

## 第二編 鐵筋コンクリート部材に於ける應力の計算及斷面の算定

### 第一章 總 説

#### § 108. 鐵筋コンクリート部材の種類

鐵筋コンクリート構造の一部をなす鐵筋コンクリート部材は、版・桁・柱・壁及アーチ等である。

版は、一般に、抗彎曲材であるが、例へば、ラーメンの一部をなす様な時には、彎曲率及剪力と同時に壓力を、穀倉の底版である様な時には、彎曲率及剪力と同時に張力を受ける。

桁も、一般に、抗彎曲材であるが、ラーメンの一部をなす様な時には、彎曲率及剪力と同時に壓力を受ける。

柱及壁は、一般に、抗壓材であるが、偏心荷重を受ける時、ラーメンの一部である時、等に於ては、中心軸力と同時に彎曲率を受ける。

アーチは、一般に、中心軸壓力と同時に彎曲率及剪力を受ける。

鐵筋コンクリートは、純抗張材として用ゐられない。コンクリートは抗張力の弱い材料であるから、抗張材としては鋼を用ゐるのが適當であるからである。但し、鐵筋コンクリート構造の一部に用ゐられる鋼の抗張材は、鋼の腐蝕を防ぐ爲め、又は、防火の目的で、コンクリートで包まれる場合が多いが、之は正しい意味の鐵筋コンクリートではない。

是等の鐵筋コンクリート部材に働く軸力、彎曲率、及剪力等の計算は、普通、構造力学で論ぜられる範圍に屬するもので、鐵筋コンクリートに於て、特有とすべきものはない。但し、例へば平版構造の様な鐵筋コンクリート固有の構造に於ては、之の版及柱等に働く外力の計算に於て、特別の考慮を要するものもある。

本編に於ては、中心軸壓力を受ける柱、彎曲率及剪力を受ける版及桁、軸力と同時に彎曲率及剪力を受ける部材等に生ずる應力の計算、及、是等部材の斷面及鐵筋配置の算定に関する計算を述べる。

#### § 109. 計算式の適用範囲

鐵筋コンクリートは、性質の相異つて居る鋼材及コンクリートを結合し、是等が協同して外力に抵抗する様に構成されたものであるが、是等材料が協同して働く有様は、鐵筋コンクリートが破壊する迄の間に於て、之に加へられる荷重の大きさに依つて、著しく異なるものである。

それで、鐵筋コンクリート部材が、小さい荷重を受ける時に、鐵筋及コンクリートに生ずる應力の真値を與へる様な計算方法は、破壊荷重又は之に近い荷重を受ける場合に對して全く不適當であり、又、破壊荷重、又は之に近い荷重に對して、應力の真値を與へる様な計算方法によれば、普通實際に加へられる荷重によつて生ずる應力の真値を得る事が出來ない。

鐵筋コンクリート部材の設計に際し、其の斷面を算定する爲に行ふ計算の目的は、其の部材をして、必要な安全度を有せしめる事にある。此の目的に對しては、鐵筋コンクリート部材が破壊荷重又は之に近い荷重を受ける場合に於ける應力状態を基とした計算の方法を採用し、適當な安全率によつて、部材に加へられる許容荷重、又は、設計に使用する許容應力を與へる様にするのが便利である。依つて、標準示方書も此の計算の方法を採用して居る。

本編に於ては、標準示方書に従つて、鐵筋コンクリート部材を設計するに際し、充分安全な斷面を算定する爲と、設計の安全程度を検算する爲とに使用すべき計算の方法を述べる。従つて、以下に述べる計算方法に依つて得られる應力の値は、鐵筋コンクリート部材がある荷重を受けた時に、實際に生じて居る應力の値とは、非常に異つたものであり得る事を忘れてはならない。

### § 110. 鐵筋コンクリート部材の斷面決定及應力算出に 關する計算に就いて

鐵筋コンクリート部材の斷面決定又は應力算出に關して普通に行はれる計算の目的は、部材が與へられた荷重を充分安全に負擔し得る様に部材の斷面を決定する事、又は部材が與へられた荷重を充分安全に負擔し得るやを檢する事にある。依つて、此の目的を達する範圍に於て成るべく計算を簡単ならしめる爲に、澤山の假定を設けて、斷面の決定又は應力算出に關する計算式を出して居る。故に是等の計算式を用ひて計算する時、餘り細かく數字を計算する事は、全く意味の無い事である。夫れ故に、是等の計算に於ては、濫りに數字を細かく計算して、全く意味の無い手數をかけない様に注意しなければならない。かなり事實に遠い澤山の假定を基として出した計算式を一層簡単にした近似式などを使用する場合に、餘り細かい數字を書いて置く事は、單に計算者の無能を表はすに過ぎない。

それで、鐵筋コンクリート部材の斷面決定又は應力算出には、一般に、有效數字3位迄探れば充分である。應力及部材の斷面寸法が小さい時でも、コンクリートの斷面寸法は 0.5 cm まで、鐵

筋斷面積は  $0.01 \text{ cm}^2$  まで、コンクリートに於ける應力は  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  まで、鐵筋に於ける應力は  $1 \text{ kg/cm}^2$  までを計算すればよい。

故に、鐵筋コンクリート部材の斷面決定又は應力算出に關する計算には、計算尺を用ゐるのが最も便利である。尚ほ、Barlow 氏の表 (Barlow's Tables of Squares, Cubes, Square Roots, Cube Roots, Reciprocals) は、是等の計算に際して、いろいろな點で甚だ便利である。

我國では、圖表やノモグラムを使用して計算をする事を好まない人が多い様であるが、尠くとも、鐵筋コンクリートに於ける部材斷面の決定又は應力算出の目的に對して、是等のものは簡単に、しかも充分満足な結果を與へるものである。柴田直光氏著〔ノモグラムに依る鐵筋コンクリートの計算〕は、彎曲率、又は、彎曲率と同時に軸壓力を受ける鐵筋コンクリート部材の斷面算定及應力の計算に就いて非常に便利なものである。其の他、鐵筋コンクリートの計算を容易にする爲に、澤山の表、及圖表が出來て居る。我國で著明なものに、坂 静雄博士著〔偏心荷重を受ける鐵筋コンクリート材の應力計算法及び斷面決定法〕、井上新二工學士著〔鐵筋混凝土構造計算、表と圖表〕等がある。建築物の設計などの場合の様に、種々の大きさの桁や柱などを澤山設計しなければならない様な時に、是等の表や圖表が殊に便利である。尚ほ、外國では非常に澤山の表や圖表が出版されて居る。米突式計算には、

Bemessungsverfahren von B. Löser,

Bemessungstafeln für Eisenbetonkonstruktionen von Paul Gödel,

Eisenbeton Zahlentafeln von Weese,

Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen von Kaufmann,

28 Bemessungstafeln aus der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung von E Mörsch,  
等が手頃のものであると思はれる。

### § 111. 鐵筋とコンクリートとの應力比に關する假定

本書に於ける鐵筋コンクリートの計算に於ては、鐵筋とコンクリートとは完全に附着し、鐵筋コンクリートが變形をなす時、鐵筋とコンクリートとは、等量の變形をするものと假定する。

従つて、鐵筋コンクリートは、此の假定が充分安全に成立する様に設計施工されなければならない。鐵筋の端を鉤形に曲げて抗壓コンクリートに碇着する事、變形鉤を用ひる事、鐵筋とコンクリートとの間に空隙の出來ない様に施工する事等は、此の假定を安全に成立させる爲の必要な手段である。

適當に設計施工された鐵筋コンクリートに於ては、此の假定は、實際上の目的に對して充分正

しいものである事が、多くの実験の結果で證明されて居る。

材料の弾性係数は、単位應力と単位變形との比であるから、鐵筋とコンクリートとが等量の變形をするものと假定すれば、兩者に於ける應力の比は、兩者の弾性係数の比に等しい。即ち

$$\sigma_s = \text{鐵筋に於ける應力}$$

$$\sigma_c = \text{コンクリートに於ける應力}$$

$$E_s = \text{鐵筋の弾性係数}$$

$$E_c = \text{コンクリートの弾性係数}$$

とすれば、

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{E_s}{E_c} = n$$

である。

### § 112. 断面の決定又は應力算出の場合に於ける鐵筋と コンクリートとの弾性係数比の値

鐵筋の弾性係数は、§ 83. に述べた様に、 $2100000 \text{ kg/cm}^2$  としてよい。

コンクリートの弾性係数は、鐵筋の弾性係数の様に常數でない。§ 68. に説明した様に、コンクリートの應力變形曲線は、殆ど初めから曲線であるし、又、コンクリートは比較的小さい應力に對しても恒久變形を生ずるものであるから、鐵筋の場合と同様にして弾性係数を求める事が出来ない。従つて、コンクリートの弾性係数に就いての確定された定義もない有様であるから、コンクリートの弾性係数は、之を使用する目的に適合する様に定めなければならない。而して、鐵筋コンクリートの應力計算に於て、コンクリートの弾性係数は、鐵筋とコンクリートとが等量の變形を生ずる時の應力比を知る爲に必要なのであるから、此の目的を達する様に選ばれた數値をコンクリートの弾性係数と考へるのが便利である。

コンクリートの弾性係数を以上の意味に解釋しても、其の數値は、同一のコンクリートに於ても應力の大小によりて異り、又使用材料・配合・水量・材齡等に依つても異なるのであるから、理論上正しい應力計算をする爲には、各種のコンクリート及應力状態に對する弾性係数を知る事が必要である。然し、之は、今日の所では、實際上不可能の事である。依つて、實用上の立場から、例へば鐵筋コンクリート桁に於て、或る假定を基とした計算方法によつて計算した中立軸の位置と、實驗で測定した中立軸の位置とが、實際上の目的に對して充分よく合致する様にするには、コンクリートの弾性係数を何程に取ればよいかを求める様な、澤山の實驗が行はれた。是等の實驗の結果によつて、鐵筋コンクリート部材の断面の決定又は部材が充分な安全度を有するやを

檢するための應力計算に對しては、コンクリートの弾性係数を  $140000 \text{ kg/cm}^2$  に取る事、即ち鐵筋とコンクリートとの弾性係数比  $n$  を 15 に取る事が適當であると、一般に認められて居る。又  $n$  の値の少しの變化は、計算の結果に、餘り大きな影響を及ぼさない。

以上の理由により、計算の容易である事を主眼とし、不備の點は、許容應力及計算式の選定等に於ける考慮によつて補ふ事とし、コンクリートの弾性係数を常數  $140000 \text{ kg/cm}^2$  従つて、彈性係数比を 15 に取る事が、世界一般に行はれて居る。それで、標準示方書は、

### 『第七十一條 弾性係数

(1) 断面の決定又は應力算出の場合に於ては、鐵筋及コンクリートの弾性係数は夫々

$$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2, E_c = 140,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ とす。} (n = 15)$$

と規定して居る。

コンクリートの弾性係数は、配合・水量・材齡等に依つて異なるものであるから、せめて、コンクリートの抗壓強度に應じて、其の弾性係数の値、従つて  $n$  の値を變へてはどうかと云ふ事も考へられるが、理論上は兎に角、實際上之がどれ丈有效のものであるかは疑問であるから、標準示方書は、之を採用しないのである。

### § 113. 不靜定力若くは彈性變形の計算に於ける鐵筋と コンクリートとの弾性係数比の値

鐵筋コンクリート部材の断面の決定又は部材が充分な安全度を有するやを檢するための應力計算に於ては、§ 109. に述べてある様に、部材の破壊に近い状態を基準とするのが適當であるから、之に適應する様な弾性係数比の値を選ぶのである。然し、不靜定力若くは彈性變形の計算に於ては、部材の破壊又は破壊に近い状態を基準とせずに、部材に許容應力近くの應力が働く場合を基準とするのが適當である。

實驗の結果に依ると、§ 112. に述べた意味に於けるコンクリートの弾性係数は、普通の許容應力に近い應力に對して、配合及材齡により、 $170000 \text{ kg/cm}^2$  乃至  $250000 \text{ kg/cm}^2$ 、平均  $210000 \text{ kg/cm}^2$  位である。

依つて、不靜定力若くは彈性變形の計算に於ては、コンクリートの弾性係数を  $210000 \text{ kg/cm}^2$  従つて、鐵筋とコンクリートとの弾性係数比  $n$  を 10 に取る事が最も廣く行はれて居る。標準示方書も之に従つて、第七十一條(2) に、

『不靜定力若くは彈性變形の計算に於ては、コンクリートの弾性係数は  $E_c = 210,000 \text{ kg/cm}^2$  とす。 ( $n = 10$ )』

と規定して居る。

## § 114. 記 號

以下本書に於て、鉄筋コンクリートの計算に使用する記号は、凡て、標準示方書第三條に規定された記号を使用する。

記 号	記 号 の 説 明
$\alpha$	曲鉄筋と抗張主鉄筋との間の角
$A$	柱等に於けるコンクリート有效断面積（軸鉄筋断面積を減ぜず）
$A'$	支圧力の作用する面積（支承面積）
$A_a$	螺旋鉄筋の容積を軸鉄筋に換算したる場合 その軸鉄筋の断面積にして換算断面積と稱す
$A_1$	鉄筋コンクリート柱の等値断面積
$A_0$	柱の全断面積
$A_s$	鉄筋の断面積
$A'_s$	彎曲率又は彎曲率と軸力を受ける断面に於ける抗壓鉄筋の断面積
$A_b$	桁の軸方向に測りたる距離 $v$ の間に於ける曲鉄筋の全断面積
$A_w$	桁の軸方向に測りたる距離 $w$ の間に於ける筋の全断面積
$b$	矩形断面の幅、又は T 形断面突線の幅
$b_0$	T 形断面腹部の幅
$C$	コンクリートに於ける全圧應力
$C'$	抗壓鉄筋の全圧應力
$d$	版及桁に於て抗壓側表面より抗張鉄筋断面の重心までの距離（版及桁の有效高さ）
$d'$	版及桁に於て抗壓側表面より抗壓鉄筋断面の重心までの距離
$d$	鉄筋の直徑
$D$	螺旋筋柱のコンクリート有效断面の直徑（螺旋鉄筋の中心線間の距離）
$E_c$	コンクリートの弾性係数
$E_s$	鉄筋の弾性係数
$f$	螺旋鉄筋一本の断面積
$h$	柱の高さ即ち柱の横に支持せられざる高さ
$h$	矩形断面又は T 形断面の全部の高さ
$i$	断面の最小環動半径

$I$	断面2次率
$j$	抵抗偶力の臂長さの有效高さ $d$ に對する比
$jd=z$	抵抗偶力の臂長さ
$k$	抗壓側表面より中立軸までの高さの有效高さ $d$ に對する比
$kd=x$	抗壓側表面より中立軸までの高さ
$l$	桁又は版の支間
$M$	彎曲率
$n$	鋼の弾性係数のコンクリートの弾性係数に對する比
$p$	鉄筋断面積のコンクリート断面積に對する比
$P$	短柱の許容中心軸荷重
$N$	軸力
$P'$	長柱の許容中心軸荷重
$s$	筋の間隔又は曲鉄筋の間隔
$\sigma_c$	コンクリートに於ける圧應力
$\sigma_{ca}$	コンクリートに於ける許容圧應力
$\sigma_s$	鉄筋の應力
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容應力
$\sigma_{28}$	材齢 28 日のコンクリート標準試験體の抗壓強度
$S$	剪力
$t$	版の厚さ、T 桁突線の厚さ
$t$	螺旋鉄筋のピッチ
$\tau$	コンクリートの剪應力
$\tau_a$	コンクリートの許容剪應力
$\tau_o$	鉄筋とコンクリートとの附着應力
$\tau_{oa}$	鉄筋とコンクリートとの許容附着應力
$T$	抗張主鉄筋の全張應力
$U$	鉄筋の周長の總和
$w$	版又は桁の單位面積又は單位長さ當りの全等布荷重
$w_d$	單位面積當りの等布死荷重

$w_t$  單位面積當りの等布活荷重 $x=kd$  版及桁に於て抗壓側表面より中立軸までの高さ $y$  中立軸より應力を求むる點までの高さ $z=jd$  抵抗偶力の臂長さ

## 第二章 中心軸荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の應力計算及斷面算定

### 第一節 總 説

#### § 115. 支柱の高さ

柱の高さは、一般に、横方向に支持されない長さとする。標準示方書は第九十四條(2)に、『柱の高さは普通の建物に於ては床版間の純間隔とし、其の他の場合に於ては横方向に支持せらざる長さとすべし。』

と規定して居る。

鉄筋コンクリート柱は、版・桁等と單體的に作られる場合が多いから、柱として働く理論的の高さを正確に求める事は甚だ困難である。標準示方書の規定は、各國の規定を參照し、經驗上から實際に便利である事と、安全である事とを主眼として出來たものである。

#### § 116. 短柱と長柱との區別

標準示方書は第二條に、

『支柱又は抗壓材にしてその纖弱率が45以下のものを短柱、以上のものを長柱と稱す。』と規定して居る。

支柱の纖弱率とは、支柱の高さと、支柱斷面の最小環動半徑との比である。斷面の最小環動半徑とは、斷面の最小斷面2次率を其の斷面積で割つたものの平方根である。

標準示方書に、纖弱率45を以て、短柱と長柱との界としたのは、安全を主として、獨逸及米國などの標準示方書の規定に準じたものである。

鉄筋コンクリート支柱斷面の最小環動半徑を計算するには、コンクリート斷面積と、軸鐵筋斷面積の15倍とから成る等值全斷面に就いて計算してもよいが、軸鐵筋を無視し、コンクリートの全斷面に就いて最小環動半徑を計算すれば、計算が容易であり、又安全な結果が得られる。

第6表は、普通に用ゐられる支柱斷面の最小環動半徑の値を示す。

第6表 支柱斷面の最小環動半徑、及短柱の高さと最小横寸法との關係

斷面	斷面積	最小斷面2次率(I)	最小環動半徑(i)	短柱の最大高さ
	$b^2$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{b}{\sqrt{12}} = 0.289b$	13.0b
	$bd$	$\frac{b^3 d}{12}$	$\frac{b}{\sqrt{12}} = 0.289b$	13.0b
	$0.866 D_c^2$	$0.06 D_c^4$	$0.264 D_c$	11.9 D_c
	$0.828 D_c^2$	$0.055 D_c^4$	$0.257 D_c$	11.6 D_c
	$0.785 D_c^2$	$\frac{\pi D_c^4}{64} = 0.49 D_c^4$	$\frac{D_c}{4} = 0.25 D_c$	11.3 D_c

標準示方書によると、纖弱率が45以上の時に長柱であるから、斷面の最小環動半徑の45倍が短柱の最大高さである。第6表には短柱の高さと、最小横寸法との關係も示してある。正方形又は矩形斷面の支柱に於て、柱の高さが正方形の邊の長さ、又は矩形斷面の小さい方の邊長の13倍以下である時、圓形斷面に於て柱の高さが直徑の11.3倍以下である時短柱である。但し、矩形斷面の支柱の場合、最小斷面2次率軸に直角な方向の屈曲が、支材其の他によつて十分除き得る時は、柱の高さが矩形の長邊の13倍以下である時短柱と考へてよい。

### 第二節 帯鐵筋短柱の許容中心軸荷重の計算及斷面の算定

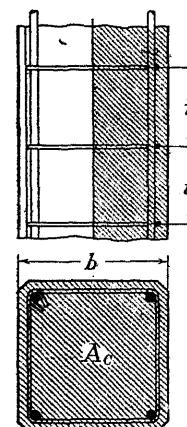
#### § 117. 定 義

帶鐵筋柱とは、支柱の軸方向に配置した主鐵筋、即ち軸鐵筋を帶鐵筋と稱する補助の鐵筋を以て、所定の間隔毎に、横方向に緊結した鐵筋配置を有する鐵筋コンクリート柱である。

第12圖は、帶鐵筋柱の最も簡単な鐵筋の配置を示す。第177圖乃至第185圖は、種々の大きさ及斷面の帶鐵筋柱に於ける鐵筋の配置を示す。

#### § 118. 帯鐵筋柱の設計細目に関する標準示方書の規定及其の説明

標準示方書は、帶鐵筋柱の設計細目に関する規定として居る。



第 12 圖

**〔第八十九條 帯鋼筋柱〕**

(1) 主なる帶鋼筋柱の最小幅若くは直徑は 25 cm 以上たるべし。  
 (2) 帯鋼筋柱に於ける軸鋼筋断面積は、所要コンクリート断面積  $A$  の 0.8% 以上 3% 以下たるべし。  
 (3) 帯鋼筋の間隔は柱の最小幅又は軸鋼筋直徑の 12 倍を超過すべからず。  
 (4) 帯鋼筋柱に於ける軸鋼筋の直徑は 12 mm 以上にして、帶鋼筋の直徑は 6 mm 以上たるべし。』

(1) に就いて 小さい断面の柱に於ては、柱軸の偏倚、軸鋼筋の移動、施工中並びに完成後に種々の原因から出来るコンクリートの缺點等が、大きい断面の柱に較べて、柱の强度に非常に有害な影響を及ぼすものであるから、餘り小さい断面の柱は、之を避けなければならない。又、主要な支柱は、構造物の强度に重大な關係を有するものであるから、支柱が受けける荷重の大小に拘らず、相當の断面を有せしめる必要がある。

それで、コンクリートの填充其の他の作業が、確實安全に行はれ得る事、鋼筋保護として必要なコンクリートの厚さ等を考慮して、主要な帶鋼筋柱の最小幅若くは直徑を、25 cm と規定したのである。依つて、計算上は 25 cm 以下で充分な場合でも、主要な帶鋼筋柱に於ては、其の幅若くは直徑を 25 cm 以上としなければならない。簡単な屏の柱、單に窓を取附ける目的で作られる柱等の様に、主要でない柱でも、其の最小幅若くは直徑を 15 cm 以下とする事は宜しくない。

(2) に就いて 軸鋼筋の最小量を規定して居る理由は次の様である。

(a) 軸鋼筋を用ゐると、之を用ゐないコンクリート柱に較べて、密度の大きいコンクリートを作る妨げとなる傾向があるから、或る程度まで、コンクリートの抗壓強度が低下する。之は、軸鋼筋として形鋼を使用する様な場合に殊にさうである。従つて、餘り小量の軸鋼筋を使用したのでは、實際上其の效果が現はれない。

故に、帶鋼筋柱として、軸鋼筋の效果を計算に入れ得る爲には、軸鋼筋の最小断面積を規定する必要がある。

(b) 小量の軸鋼筋は、支柱が受け得る荷重の大きさには、餘り影響しないけれども、軸鋼筋はコンクリートの局部に出来た缺點を通して壓應力を傳達するから、柱の安全度を大ならしめる效果がある。故に、支柱の安全度を大きくする意味から、相當な断面積の軸鋼筋を使用

する必要がある。

(c) 理論上は中心軸荷重を受ける支柱であつても、實際には、荷重の偏倚、軸鋼筋の位置の偏倚、及コンクリートの或る局部に於ける缺點等の爲に、支柱は中心軸荷重の外に、彎曲率を受けるものであるから、之に抵抗させる爲に、相當の軸鋼筋を使用する必要がある。

軸鋼筋の最大量を規定して居る理由は次の様である。

(a) 多量の軸鋼筋を用ゐた帶鋼筋柱の試験の結果が比較的尠い爲に、多量の軸鋼筋の效果が能く解らない。

(b) 支柱の受け得る荷重を大きくする爲には、多量の軸鋼筋を用ゐる帶鋼筋柱を使用するよりも、螺旋筋柱を用ゐる方が經濟的である。

(c) 鋼筋とコンクリートとの彈性係数比を 15 とすれば、軸鋼筋断面積がコンクリート断面積の 7% である時、軸鋼筋の負擔する荷重の方が、コンクリートが負擔する荷重よりも大きくなる。斯の如き支柱は、コンクリートを鋼筋で補強した鋼筋コンクリート柱ではなく、鋼をコンクリートで補強した支柱と云ふのが適當である。壓力に抵抗すべき支柱に、餘り多量の鋼筋を使用する事は、經濟上から云つても甚だ不利である。

以上に述べた理由に依り、帶鋼筋柱に於ける軸鋼筋の最小及最大断面積が規定されるのであるが、其の數値に就いては、各國の標準示方書又は建築條例などに於て、多少の差がある。日本の標準示方書の數値は、獨逸・米國などの規定を斟酌して定めたものである。

猶ほ、規定には、所要コンクリート断面積  $A$  の 0.8% 以上、3% 以下とあるから、支柱が、美觀、耐火、其の他の關係から、荷重を負擔するために計算上必要である以上のコンクリート断面積を有する場合には、計算上必要な断面積の 0.8% 以上の軸鋼筋を使用すればよいのである。

(3) に就いて 帯鋼筋使用の目的は、軸鋼筋のバックリングを防ぐ事と、壓應力に依つてコンクリートが横方向に擴大するのを或る程度迄防いで、充分にコンクリートの抗壓強度を利用する事にある。

支柱に加はる荷重が小さい間は、軸鋼筋の周囲にあるコンクリートが軸鋼筋のバックリングを防ぐけれども、荷重が大きくなつてコンクリートの破壊に近くなれば、コンクリートは軸鋼筋のバックリングに對して抵抗力がない。故に、柱の軸鋼筋は、出来る丈直にし、帶鋼筋で充分狭い間に緊結して其のバックリングを防ぎ、鋼筋の抗壓強度を充分に利用し得る様にしなければならない。

Tetmajer の長柱公式



軸鉄筋の直徑は 18 mm であるから, 12 mm 以上であつて標準示方書第八十九條(4)の規定に適合して居る。

軸鉄筋の断面積は、第24表(巻末)により  $10.18 \text{ cm}^2$  である。

$$\therefore \frac{A_s}{A_c} = \frac{10.18}{35 \times 35} = 0.831\%$$

故に、軸鉄筋の断面積は、コンクリート断面積の 0.8% 以上, 8% 以下であつて、標準示方書第八十九條(2)の規定に適合して居る。

帶鐵筋の直徑は 6 mm であるから、其の太さは、標準示方書第八十九條(4)の規定に適合する。

帶鐵筋の間隔は 20 cm であるから、柱の幅 35 cm よりも小さいし、又軸鉄筋の直徑の 12 倍、即ち  $1.8 \times 12 = 21.6 \text{ cm}$  よりも大きい。故に標準示方書第八十九條(3)の規定に適合する。

故に、此の帶鐵筋短柱の許容中心軸荷重は、(1)式によつて、之を求める事が出来る。依つて、

$$\begin{aligned} P &= \sigma_c (A_c + 15 A_s) \\ &= 35 (35^2 + 15 \times 10.18) = 48220 \text{ kg} = 48.22 \text{ t} \end{aligned}$$

### 例題 2

高さ 450 cm の帶鐵筋柱がある。断面は邊長 46 cm の正方形で、軸鉄筋は直徑 18 mm の圓鉗 4 本、帶鐵筋は直徑 6 mm で、其の中心間隔 20 cm、コンクリート表面と帶鐵筋との間隔は 7.5 cm である。許容軸應力  $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$  である時、此の支柱の許容中心軸荷重を求む。

解 柱の高さは、邊長の 18 倍以下であるから、此の支柱は短柱である。又、此の支柱の軸鉄筋の太さ、帶鐵筋の太さ及間隔等は標準示方書第八十九條の規定に適合して居るけれども、軸鉄筋断面積とコンクリート断面積との比は、

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{10.18}{46 \times 46} = 0.48\%$$

であるから、標準示方書第八十九條(2)の規定に適合しない。依つて、(1)式によつて、直ちに許容中心軸荷重を計算する事が出来ない。然し、此の柱に於て、鐵筋保護としてのコンクリートの厚さは 7.5 cm で、普通の場合の値よりも大きいから、海水の作用又は火災等に對して鐵筋保護としてのコンクリートの厚さを特に大きくしたものとも考へられる。コンクリート断面積の 0.8% の軸鉄筋断面積が  $10.18 \text{ cm}^2$  であるコンクリート断面積は、

$$\frac{10.18}{0.008} = 1272.5 \text{ cm}^2$$

で、之に相當する正方形の邊長は  $\sqrt{1272.5} = 35.7 \text{ cm}$  である。依つて、厚さ  $(46 - 35.7) \times \frac{1}{2} = 5.15 \text{ cm}$  丈のコンクリートを單に鐵筋の保護を確實にする目的で柱の周圍に添加したもの

と考へれば、此の柱は邊長が 35.7 cm である正方形断面の柱で、短柱である。之は標準示方書第八十九條の規定に適合するから、(1)式によつて許容中心軸荷重を求める事が出来る。即ち、

$$\begin{aligned} P &= \sigma_c (A_c + 15 A_s) = 35 (1272.5 + 15 \times 10.18) \\ &= 49882 \text{ kg} = 49.9 \text{ t} \end{aligned}$$

である。但し、之は標準示方書の規定に従つて計算した時の許容中心軸荷重の値であつて、此の柱の許容中心軸荷重を理論的に計算したものではない事に注意を要する。

### § 120. 帯鐵筋短柱の各部の寸法及中心軸荷重が與へられる時 コンクリート及鐵筋に於ける壓應力の計算

與へられた帶鐵筋短柱各部の寸法が、§ 118. に述べてある標準示方書第八十九條の規定に適合するものであれば、此の支柱が中心軸荷重を受ける時、コンクリート及鐵筋に生ずる壓應力は、(1)式によつて、之を求める事が出来る。

コンクリートに於ける壓應力を  $\sigma_c$  とすれば、

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c + 15 A_s} \quad (2)$$

軸鉄筋に於ける壓應力を  $\sigma'_s$  とすれば、

$$\sigma'_s = 15 \sigma_c \quad (3)$$

但し、 $\sigma'_s$  は、 $\sigma_c$  が許容軸應力以下であれば、常に鐵筋の許容壓應力以下であるから、之を計算する必要のあるのは、軸鉄筋の繼手其の他に就いて考へる様な場合文である。

#### 例題

§ 119. 例題 1 の帶鐵筋短柱が、中心軸荷重 48000 kg を受ける時、コンクリート及鐵筋に生ずる壓應力を求む。

#### 解

§ 119. 例題 1 の帶鐵筋短柱は、標準示方書第八十九條の規定に適合して居る。故に、(2)式及(3)式により、

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c + 15 A_s} = \frac{48000}{35^2 + 15 \times 10.18} = 34.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = 15 \sigma_c = 15 \times 34.8 = 522 \text{ kg/cm}^2$$

### § 121. 帯鐵筋柱の高さ負擔すべき中心軸荷重及許容軸應力 が與へられる時短柱断面の算定

帶鐵筋柱の断面寸法に就いて、何等の制限が無い時には、コンクリートの全断面積  $A_c$  及軸鉄筋の総断面積  $A_s$  の 2 量が變数であるから、與へられた中心軸荷重  $P$  を負擔する爲に選び得る断面は無数にある。依つて、此の場合に、支柱の断面を算定するには、

(1) 軸鉄筋の総断面積  $A_s$  とコンクリートの全断面積  $A_c$  との比を假定して断面を算定するか,

(2) コンクリートの全断面積  $A_c$  を假定し、之に對して必要な軸鉄筋の総断面積  $A_s$  を算定するか,

(3) 軸鉄筋の総断面積を假定し、之に對して必要なコンクリート全断面積を算定するか、等の方法に依らなければならぬ。

(1)  $A_s$  と  $A_c$  との比を假定する場合 標準示方書第八十九條(2)に依ると、帶鐵筋柱に於ける軸鉄筋断面積は、所要コンクリート断面積の 0.8% 以上 3% 以下でなければならぬから、今、 $A_s$  と  $A_c$  との比を此の範囲内に選んで、 $\frac{A_s}{A_c} = p$  とすれば、

$$P = \sigma_c (A_c + 15 A_s)$$

$$= \sigma_c A_c (1 + 15 p)$$

$$\therefore A_c = \frac{P}{\sigma_c (1 + 15 p)} = \alpha \frac{P}{\sigma_c} \quad (4)$$

$$A_s = p A_c = p \frac{P}{\sigma_c (1 + 15 p)} = \beta \frac{P}{\sigma_c} \quad (5)$$

茲に、 $\alpha = \frac{1}{1 + 15 p}$ 、 $\beta = \frac{p}{1 + 15 p}$  である。

第7表は、 $p$  の 0.8% 乃至 3% の値に對する  $\alpha$  及  $\beta$  の値を示す。

第7表  $\alpha$  及  $\beta$  の 値

$p\%$	0.8	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha$	0.893	0.870	0.842	0.816	0.769	0.727	0.690
$\beta$	0.00714	0.00870	0.01053	0.01224	0.01538	0.01818	0.02069

$p$  の値を何程に選ぶのが適當であるかは、鐵筋とコンクリートとの単位容積の價格の比、型枠費及其他の事情に依るものであるが、鐵筋及コンクリートの普通の價格に對しては、 $p$  を規定で許される最小値 0.8% に選び、大きいコンクリート断面積を用ゐるのが、一般に經濟的である。故に、支柱が彎曲率を受けず、又特に支柱断面を小さく選ぶ必要のない時には、 $p$  を 0.8% 乃至 1.2% に選べばよい。

今、 $p$  を 0.8% に選べば、(4)式及第7表により、

$$A_c = 0.893 \frac{P}{\sigma_c} \quad (6)$$

である。依つて、

支柱断面が正方形であれば、其の邊長  $b$  は、

$$b = \sqrt{0.893 \frac{P}{\sigma_c}} = 0.945 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \quad (7)$$

支柱断面が正 8 角形であれば、對邊距離  $D_c$  は、

$$D_c = \sqrt{\frac{0.893}{0.828} \frac{P}{\sigma_c}} = 1.038 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \quad (8)$$

支柱断面が圓形であれば、其の直徑  $D_c$  は、

$$D_c = \sqrt{\frac{0.893}{0.785} \frac{P}{\sigma_c}} = 1.066 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \quad (9)$$

以上の如くして算定した断面の最小幅若くは直徑が、25 cm 以下である時は、主要な帶鐵筋柱に於ては、標準示方書第八十九條(1)の規定によつて、断面の最小幅若くは直徑を 25 cm 以上に選ばなければならぬ。

次に纖弱率を計算し、其の値が 45 以下であれば、短柱として、以上の如くして算定した断面を使用する。若し纖弱率が 45 以上であれば、之が 45 以下になる様にコンクリート断面積を増大し、軸鉄筋はコンクリート断面積の 0.8% 位を用ゐるか、又は § 132. に述べる長柱としての断面算定法に依らなければならぬ。

### (2) $A_c$ を假定する場合

(1) 式から、

$$A_s = \frac{1}{15} \left( \frac{P}{\sigma_c} - A_c \right) \quad (10)$$

### (3) $A_s$ を假定する場合

(1) 式から、

$$A_c = \frac{P}{\sigma_c} - 15 A_s \quad (11)$$

### 例題 1

高さ 450 cm で、中心軸荷重 48 000 kg を負擔すべき、正方形断面の、主要な帶鐵筋柱の断面を求む。但し、許容軸圧應力  $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$  とす。

#### 解

支柱断面の寸法に就て何等の制限がないから、軸鉄筋の総断面積を、規定に許される最小値、即ちコンクリート断面積の 0.8% に選んでみる。然れば、正方形断面の邊長  $b$  は(7)式に依り、

$$b = 0.945 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} = 0.945 \sqrt{\frac{48000}{35}} = 35 \text{ cm}$$

$b$  が 25 cm 以上であるから、規定に適合して居る。

此の断面の最小環動半径は、第6表により、

$$i = 0.289 b = 0.289 \times 35 = 10.1 \text{ cm}$$

故に織弱率は、

$$\frac{h}{i} = \frac{450}{10.1} = 44.5 < 45$$

故に、以上の如く、短柱として算定した断面を使用してよい。

$$A_c = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.008 \times 1225 = 9.80 \text{ cm}^2$$

或は、第7表の  $\alpha$  及  $\beta$  の値を用ひて、

$$A_c = 0.893 \frac{P}{\sigma_c} = 0.893 \times \frac{48000}{35} = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.00714 \frac{P}{\sigma_c} = 0.00714 \times \frac{48000}{35} = 9.80 \text{ cm}^2$$

今、軸鉄筋として、直徑 18 mm の圓鉄 4 本を用ひれば、

$$A_s = 10.18 \text{ cm}^2$$

然れば、コンクリート及軸鉄筋に於ける應力は、§ 120. の例題で計算した様に、

$$\sigma_c = 34.8 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma'_s = 522 \text{ kg/cm}^2$$

である。

### 例題 2

高さ 600 cm で、中心軸荷重 48000 kg を負擔すべき正方形断面の、帶鐵筋短柱の断面を求む。但し、許容軸應力  $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$  とす。(例題 1 参照)

#### 解

軸鉄筋断面積を  $0.008 A_c$  に選んで、與へられた中心軸荷重及許容軸應力を對して、(7)式によつて断面の邊長を求める。例題 1 に計算した様に、

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$i = 10.1 \text{ cm}$$

である。依つて柱の織弱率は、

$$\frac{h}{i} = \frac{600}{10.1} = 59.3$$

織弱率が 45 以上であるから、長柱になる。長柱として、此の帶鐵筋柱の断面を算定する事は、§ 132. の例題に述べる。茲では題意により短柱としての断面を算定する。

第6表によると、正方形断面の支柱が短柱であるためには、断面の邊長は、支柱の高さの  $\frac{1}{13}$  以上でなければならない。而して、

$$\frac{h}{13} = \frac{600}{13} = 46.15 \text{ cm}$$

であるから、 $b = 46.2 \text{ cm}$  に採れば、此の柱は短柱なる。依つて、 $b = 46.2 \text{ cm}$  に選べば、コンクリート断面積は、

$$A_c = 46.2 \times 46.2 = 2134 \text{ cm}^2$$

軸鉄筋断面は、規定で許される最小値を用ひればよいから、コンクリート断面積の 0.8% に選ぶ。然れば、

$$A_s = 0.008 A_c = 0.008 \times 2134 = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 2134 \text{ cm}^2, A_s = 17.1 \text{ cm}^2 \text{ である帶鐵筋短柱の許容中心軸荷重は、(1) 式により、}$$

$$P = 35 (2134 + 15 \times 17.1) = 83668 \text{ kg}$$

依つて、高さが大きく荷重の小さい支柱を短柱として設計する時は、荷重の大きさは、柱の寸法に關係しない事になる。

### 例題 3

高さ 380 cm、中心軸荷重 112000 kg を負擔すべき正方形断面の帶鐵筋柱がある。許容軸應力  $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$  である時、短柱としての最小断面を求む。

#### 解

軸鉄筋の断面積を、規定で許される最大値に取れば、最小断面の帶鐵筋柱が得られる。依つて、 $p = 3\% = 0.03$  に採る。然れば、(4) 式、(5) 式 及 第7表により、

$$A_c = \alpha \frac{P}{\sigma_c} = 0.690 \frac{112000}{45} = 1720 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \beta \frac{P}{\sigma_c} = 0.02069 \frac{112000}{45} = 51.5 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{A_c} = \sqrt{1720} = 41.5 \text{ cm}$$

$$\therefore i = 0.289 b = 0.289 \times 41.5 = 12.0 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{i} = \frac{380}{12} = 31.7$$

依つて、帶鐵筋短柱としての、以上の計算は正しい。

### 例題 4

高さ 380 cm で、中心軸荷重 112000 kg を負担すべき正方形断面の帶鐵筋柱がある。構造上の必要から、断面の邊長が 44 cm に定められて居る。許容軸應力  $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$  である時、軸鉄筋の断面積を求む。

#### 解

邊長 44 cm の正方形断面の最小環動半径は、第6表に依り、

$$i = 0.289 b = 0.289 \times 44 = 12.7 \text{ cm}$$

故に、此の柱の纖弱率は、

$$\frac{h}{i} = \frac{380}{12.7} = 29.9$$

纖弱率が 45 以下であるから、此の支柱は短柱である。

(10) 式により、

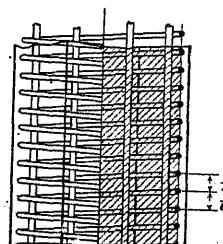
$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{15} \left( \frac{P}{\sigma_e} - A_c \right) \\ &= \frac{1}{15} \left( \frac{112000}{45} - 44 \times 44 \right) \\ &= 36.9 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$p = \frac{A_s}{A_c} = \frac{36.9}{44 \times 44} = 0.019 = 1.9 \%$$

即ち、軸鐵筋断面積は、コンクリート断面積の 0.8% 以上、3% 以下である。依つて、規定の條件に適合して居る。

### 第三節 螺旋筋短柱の許容中心軸荷重の計算及断面の算定

#### § 122. 定義



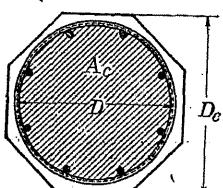
螺旋筋柱は、コンクリート柱の軸方向に配置した軸鐵筋の周囲を、抗張主鐵筋である螺旋鐵筋で螺旋状に緊結した鐵筋配置を有する鐵筋コンクリート柱である。螺旋鐵筋の代りに、之と同等の働きをする環状の鐵筋を用いたものも、螺旋筋柱として取扱はれる。

第14圖は正八角形断面を有する螺旋筋柱の鐵筋配置を示す。第186圖乃至第192圖も螺旋筋柱を示す。

軸方向に壓力を受ける部材を横方向に抑制すれば、之が爲に生ずる横方向の壓應力が軸方向の壓應力の影響を中和するから、部材の軸方向に於ける壓力に對する抵抗力が大きくなる。

螺旋鐵筋が支柱の強度に及ぼす影響は、螺旋鐵筋のピッチ、剛性・降伏點及コンクリートの抗壓強度等によりて異なるものである。

#### § 123. 螺旋筋柱の設計細目に関する標準示方書の規定及其の説明



標準示方書は螺旋筋柱の設計細目に關し次の様に規定して居る。

#### 「第九十條 螺旋筋柱

- (1) 主要なる螺旋筋柱の直徑は 25 cm 以上たるべし。
- (2) 螺旋筋柱に於ける軸鐵筋の數は 6 本以上たるべし。
- (3) 螺旋筋柱の有效斷面積は螺旋鐵筋中心線内のコンクリート斷面積とす。
- (4) 螺旋筋柱に於ける軸鐵筋の斷面積は柱の全斷面積の 0.8% 以上 3% 以下たるべし。
- (5) 螺旋鐵筋のピッチは柱の有效斷面の直徑の  $\frac{1}{5}$  以下にして 8 cm を超過すべからず。
- (6) 螺旋筋柱に於ける軸筋鐵筋の直徑は 12 mm 以上にして螺旋鐵筋の直徑は 6 mm 以上たるべし。』

(1)に就いて 主要な螺旋筋柱の最小直徑を規定する理由は、帶鐵筋柱の場合に於て、柱の最小幅若くは直徑を規定する理由と同じである(§118. 参照)。

(2)に就いて 螺旋筋柱の鐵筋組立に際して、螺旋鐵筋をして正しい位置及間隔を保たせる爲には、螺旋鐵筋の内周に沿つて、相當數の軸鐵筋を配置し、螺旋鐵筋を之に緊結しなければならない。尠くとも 6 本の軸鐵筋は、此の目的に對して必要である。出來れば 8 本以上用ゐるがよい。

(3)に就いて 螺旋筋柱の試験の結果によると、螺旋鐵筋が充分其の效力を發揮して大きい張應力を受ける様になると、螺旋鐵筋の外側にあるコンクリートは剝脱するものである。故に、螺旋筋柱の有效斷面積としては、螺旋鐵筋中心線内のコンクリート斷面積を採らなければならぬ。

(4)に就いて 軸鐵筋の最小斷面積を柱の全斷面積の 0.8% 以上と規定したのは、帶鐵筋柱の場合(標準示方書第八十九條(2) § 118. 参照)に述べたと同様な理由がある外に、螺旋筋柱に於ける螺旋鐵筋の効果を充分に發揮させる爲には、相當な斷面積の軸鐵筋を使用する事が必要であると云ふ實驗の結果にも因るのである。

又、軸鐵筋の最大斷面積を、柱の全斷面積の 3% 以下と規定する理由も、帶鐵筋柱の場合に、標準示方書第八十九條(2)の解説(§ 118. 参照)で述べたと同様であるが、此の外に、螺旋筋柱に於ては、柱の全斷面積の 3% 以上の軸鐵筋を使用する事は不經濟であると云ふ、實際上の考慮にも依るのである。

(5)に就いて 螺旋鐵筋のピッチは柱の有效斷面の直徑の  $\frac{1}{5}$  以下にして 8 cm を超過すべからず、と規定したのは、實驗の結果と、實際上の考慮とに依るのである。螺旋鐵筋のピッチが

餘り大きければ、螺旋筋が充分に其の効力を發揮する事が出来ない事は明白である。

(6)に就いて 軸筋の直径を12 mm以上と規定したのは、帶筋柱の場合に、標準示方書第八十九條の解説(§118.参照)に述べたと同じ理由である。

螺旋筋の直径を6 mm以上と規定したのは、螺旋筋をして相當な剛性を有せしめる事の外に、ピッチが餘り小さくならない為の實際上の考慮にも依るのである。

### § 124. 螺旋筋短柱の許容中心軸荷重の計算

コンクリート抗壓材に於ける横方向の変形と軸方向の変形との比、即ちコンクリートのボアン比を知れば、螺旋筋短柱に於て、螺旋筋に於ける張應力とコンクリートの軸方向に於ける應力との間の理論的関係を求め、從つて、螺旋筋短柱の強度を計算する事が出来る。今、

$\sigma'_c$  = 螺旋筋柱に於ける軸方向の應力、

$\sigma_c$  = 螺旋筋の無いコンクリート支柱が、螺旋筋柱と同量の軸方向変形を生ずる時に於ける軸方向の應力、

$p'$  = 螺旋筋を其の中心線の直徑  $D$  に等しい直徑の薄い中空圓筒に換算する時の断面積と、螺旋筋柱の有效断面積即ち螺旋筋中心線内のコンクリート断面積との比、

$m$  = ボアン比、

$n$  = 鉄筋とコンクリートとの彈性係数比、  
とすれば、材料の彈性限度内に於て、 $\sigma'_c$  と  $\sigma_c$  の間には、次の関係がある。

$$\sigma'_c = \sigma_c \left[ 1 + \frac{m^2 p'}{\left( \frac{1}{n} + \frac{p'}{2} (1 - m) - m^2 p' \right)} \right] = C \cdot \sigma_c \quad \dots \dots \dots (12)$$

即ち、螺旋筋柱に於ける軸方向の應力は、同量の軸方向の変形に對して、螺旋筋の無いコンクリート柱に於ける軸方向の應力の  $C$  倍に達し得るものである。

(12) 式に於て、 $n = 15$ 、 $m = \frac{1}{8}$  とすれば、

$p' = 1\% = 0.01$  の時  $\sigma'_c = 1.0022 \sigma_c$

$p' = 4\% = 0.04$  の時  $\sigma'_c = 1.0075 \sigma_c$

となる。之をコンクリート断面積の  $p'\%$  の軸筋断面積を有する帶筋柱の場合と比較して見ると、材料の彈性限度内に於て、螺旋筋は軸筋に比較して、効力の甚だ小さいものである事が解る。即ち、螺旋筋柱に加はる荷重が大きく無い時は、螺旋筋には極めて小さい張應力が生ずる事を示して居る。

螺旋筋柱の試験の結果は、大體以上の理論的関係に一致して居つて、螺旋筋柱が螺旋筋の無

い同断面積のコンクリート柱の破壊荷重に殆ど相等しい荷重を受ける迄は、螺旋筋の無いコンクリート柱とほぼ同様な性能を示し、螺旋筋の効力の甚だ小さい事を示して居る。然し、荷重がそれ以上になると、螺旋筋は、コンクリートが横方向に擴大する事を防いで、コンクリートの破壊を妨げる。此の時、螺旋筋には、大きい張應力が働いて来る。斯の如き状態に到つても、螺旋筋柱は、螺旋筋の彈性によつて、まだ可成り彈性的である。一層荷重が増加すると、螺旋筋の破壊又は過度の伸長のために、螺旋筋柱が遂に破壊する。即ち、螺旋筋は、柱に加はる荷重が小さい間は一向有效地働くけれども、荷重が増加してコンクリートが破壊の徵候を示した後に其の効力を發揮し、螺旋筋外側のコンクリートが剥脱した後にも、支柱が猶は増加する荷重を受け得る様に働くものである。從つて、螺旋筋の内部にあるコンクリートと共に軸筋も亦、充分その強度を發揮する事が出来る。之が、螺旋筋柱が、大きい强度と韌性とを必要とする支柱に、多く利用される理由である。

以上に述べた如くであるから、材料の彈性限度以内に於ける應力状態を基準とすれば、螺旋筋柱に於ける螺旋筋の効果は、直接之を計算に入れる程の大きさのものでない。然し、螺旋筋柱は、螺旋筋の無いコンクリート柱が破壊の徵候を示す荷重以上の荷重を受ける時に螺旋筋の効力を發揮し、螺旋筋外側のコンクリートが破壊した後にも、なほ非常に大きい荷重を受け得るものであるから、螺旋筋柱の極強度を基準とし、相當な安全率を取つて、許容中心軸荷重を定めるとすれば、螺旋筋の影響を計算に入れる事が出来る。依つて、次に螺旋筋柱の極強度に就いて考へて見る。

コンクリートを、粘着力のない、單に摩擦力によつて平衡を保つ清淨で乾燥した砂であると假定して、Rankine の土壓論を應用すれば、鉛直方向の應力  $\sigma_v$  と水平方向の應力  $\sigma_h$  との比は、一般に、次式で示される。

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = k \quad \dots \dots \dots (13)$$

茲に  $\varphi$  は内部摩擦角である。

今、螺旋筋を直徑が  $D$  である中空圓筒に換算して考へる時、その圓筒の厚さを  $s$  とすれば、螺旋筋が其の降伏點に於ける張應力  $\sigma_s$  を生ずる時に、此の圓筒が内部のコンクリートに及ぼす應力  $\sigma_h$  は、

$$\sigma_h = \frac{2s\sigma_s}{D} \quad \dots \dots \dots (14)$$

である。而して、此の  $\sigma_h$  なる横方向の應力を生ぜしめる軸方向の應力は、(13) 式及 (14)



茲に  $\sigma_c$  はコンクリートの許容軸圧應力,  $A_c$  は柱の有效断面積,  $A_s$  は軸鐵筋の總断面積,  $D_e$  は螺旋の直徑,  $f$  は螺旋鐵筋の断面積,  $t$  は螺旋鐵筋のピッチ,  $A_0$  は支柱の全断面積とす。』

此の規定に於て,  $A_s < 2 A_0$  なる條件は, 多量の螺旋鐵筋を使用する時に, 標準示方書の(10)式が不都合になると云ふ理由から設けたものではない。既に述べた如く, 螺旋筋柱は, 螺旋鐵筋の無いコンクリート柱の破壊に於けるとほぼ同量の短縮を生ずる時に, 螺旋鐵筋外側のコンクリートに龜裂を生ずるものであるから, 之に對して約 2.5 の安全率を得る爲に, 此の條件を設けたのである。

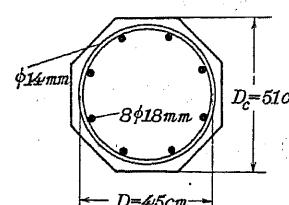
標準示方書には, 螺旋鐵筋の最小量は規定していない。然し, 餘り小量の螺旋鐵筋を使用すると(20)式に於ける  $A_s$  の値が, 帯鐵筋短柱の許容中心軸荷重を與へる(1)式(§ 119. 参照)に於ける  $A_s$  の値よりも小さくなるから, (20)式で計算した螺旋筋短柱の許容中心軸荷重が, 螺旋鐵筋を無視して帶鐵筋柱として(1)式で計算した許容中心軸荷重よりも小さくなる。故に, 螺旋鐵筋が有效である爲に, 自ら, 其の最小量が定まるのである。

實驗の結果も以上の通りであつて, 餘り小量の螺旋鐵筋を用いた螺旋筋柱に於て, 荷重が大きくなつてコンクリートに龜裂が生ずるに到ると, 荷重を支持する能力が大に減じ, 螺旋鐵筋の内部にあるコンクリートの荷重負擔能力が, コンクリートの全断面積で受け得る荷重よりも小さい事を示して居る。

(20)式で計算した螺旋筋短柱の許容中心軸荷重が, 螺旋鐵筋を無視して帶鐵筋短柱として(1)式で計算した値よりも大きい爲に必要である  $A_s$  の値を計算して見ると,  $A_c = 0.75 A_0$  と假定する時,  $A_0$  の 0.56 %,  $A_c$  の 0.74 % である。

螺旋鐵筋の最小のピッチは, 施工の際にコンクリートが充分行き亘る爲に必要な鐵筋の純間隔から定まるものであるが, 3 cm を最小値と考へてよい。

#### 例題 1



第 15 圖

第 15 圖 は高さが 5 m の主要な螺旋筋柱の断面で,  $D_e = 51 \text{ cm}$ ,  $D = 45 \text{ cm}$  である。軸鐵筋は直徑 18 mm の圓鉄 8 本, 螺旋鐵筋の直徑は 14 mm, 其のピッチは 5 cm である。許容軸圧應力  $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$  である時, 此の螺旋筋柱の許容中心軸荷重を求む。

#### 解

與へられた正 8 角形断面の最小環動半径は, 軸鐵筋を無視する時, 第 6 表によつて,  $0.257 D_e$  である。依つて, 軸鐵筋を無視する時, 此の螺旋筋柱の纖弱率は,

$$\frac{h}{i} = \frac{500}{0.257 D_e} = \frac{500}{0.257 \times 51} = 38.1$$

で, 45 以下であるから此の螺旋筋柱は短柱である。

$$A_0 = \frac{3.3137}{4} D_e^2 = \frac{3.3137}{4} \times 51^2 = 2155 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \times 45^2}{4} = 1590 \text{ cm}^2$$

軸鐵筋は直徑 18 mm の圓鉄 8 本を使用して居るから, 其の太さ及數は標準示方書の規定に適合して居る。

$$A_s = 8 \phi 18 \text{ mm} = 20.36 \text{ cm}^2 \quad (\text{第 24 表})$$

$$\frac{A_s}{A_0} = \frac{20.36}{2155} = 0.945\%$$

故に, 軸鐵筋の總断面積は, 柱の全断面積の 0.8 % 以上, 3 % 以下になつて居る。

螺旋鐵筋のピッチは 5 cm であるから,  $\frac{D}{5} = \frac{45}{5} = 9 \text{ cm}$  よりも小で, 又 8 cm 以下である。

$$f = \frac{\pi}{4} \times 1.4^2 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{\pi D f}{t} = \frac{3.1416 \times 45 \times 1.54}{5} = 43.54 \text{ cm}^2$$

$$A_i = A_c + 15 A_s + 45 A_a = 1590 + 15 \times 20.36 + 45 \times 43.54 = 3855 \text{ cm}^2$$

$$2A_0 = 2 \times 2155 = 4310 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_i < 2 A_0$$

鐵筋保護としてのコンクリートの厚さは,

$$\frac{1}{2} [51 - (45 + 1.4)] = 2.3 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \quad (\text{§ 291. 参照})$$

故に, 此の螺旋筋柱は, 其の直徑, 軸鐵筋の太さ, 數及断面積, 螺旋鐵筋の太さ及ピッチ,  $A_i < 2 A_0$  なる事, 鐵筋保護としてのコンクリートの厚さ等, 凡て標準示方書の規定に適合して居る。依つて, (20)式によつて, 許容中心軸荷重を計算する事が出来る。即ち,

$$P = \sigma_c A_i = 35 \times 3855 = 134925 \text{ kg} = 135 t$$



大きくなれば、螺旋筋柱を用ゐる甲斐はない。而して、軸鉄筋断面積  $0.008 A_0$  を有する帶鐵筋短柱が、與へられた中心軸荷重  $P$  を受ける爲に必要な、柱の全断面積  $A_0$  は、

$$A_0 = \frac{P}{\sigma_c} \cdot \frac{1}{1 + 15 \times 0.008} = \frac{1}{1.12} \cdot \frac{P}{\sigma_c} = 0.893 \frac{P}{\sigma_c} \quad (24)$$

である。故に、螺旋筋短柱に於ける  $A_0$  は (24) 式で計算される値より小さく選ぶべきである事は明白である。

依つて、(22) 式に於ける  $A_0$  は、(23) 式及 (24) 式で示される値、即ち  $0.5 \frac{P}{\sigma_c}$  と  $0.893 \frac{P}{\sigma_c}$  の間に選ぶのが適當である。

次に、 $v$  の値は、適當に設計された螺旋筋柱の實例によると、負擔すべき中心軸荷重の大きさに応じて、次の如く探るのが適當である。

$$\text{中心軸荷重 } 200t \text{ まで} \quad v = \frac{A_0}{A_0} = \frac{3}{4} = 0.75$$

$$200t \text{ より } 400t \text{ まで} \quad v = \frac{4}{5} = 0.8$$

$$400t \text{ より } 500t \text{ まで} \quad v = \frac{5}{6} = 0.833$$

$$500t \text{ 以上} \quad v = \frac{6}{7} = 0.857$$

軸鉄筋断面積  $A_0$  は許される範囲に於て、最小量を用ゐるのが有利である。之は、(20) 式によれば、同じ量の鐵筋を螺旋鐵筋として用ゐれば、軸鉄筋として用ゐる時の 3 倍有效に働く事から考へて明白の事である。依つて、特別の事情のない限り、規定で許される最小断面積  $0.008 A_0$  を用ゐれば、一般に、經濟的の支柱が得られる。 $A_a$  を  $0.015 A_0$  以上に選ばなければならぬのは、餘程特別の場合である。

$A_0$  の値を  $0.5 \frac{P}{\sigma_c}$  と  $0.893 \frac{P}{\sigma_c}$  の間に於て、構造上の種々の條件及型枠等に對して都合の好い様に選び、 $v$  及び  $A_a$  を以上に述べた様にして決定すれば、 $A_a$  は (22) 式に依つて計算出来る。

$A_0$  の或る値に對する断面寸法を求めるには次式による。

柱の断面が  $n$  邊を有する正多角形である時、之に内接する圓の直徑を  $D_e$  とすれば、

$$A_0 = \frac{n}{4} D_e^2 \tan\left(\frac{\pi}{n}\right)$$

であるから、

$$D_e = 2 \sqrt{\frac{A_0}{n \tan\left(\frac{\pi}{n}\right)}} \quad (25)$$

$$\text{正 } 8 \text{ 角形断面の時} \quad D_e = 1.099 \sqrt{A_0} \quad (26)$$

$$\text{正 } 6 \text{ 角形断面の時} \quad D_e = 1.075 \sqrt{A_0} \quad (27)$$

柱の断面が圓形である時、圓の直徑を  $D_e$  とすれば、

$$D_e = 1.1284 \sqrt{A_0} \quad (28)$$

螺旋筋柱の有效断面積  $A_e$  は、 $A_e = v A_0$  である。依つて、有效断面の直徑  $D$  は、

$$D = 1.1284 \sqrt{A_e} = 1.1284 \sqrt{v A_0} \quad (29)$$

軸鐵筋は、6 本以上 10 本位の鐵筋で、所要断面積  $A_a$  になる様にする。

$A_a$  の値に對して、螺旋鐵筋の配置を定めるには、

$$A_a = \frac{\pi D f}{t}$$

であるから、螺旋鐵筋の直徑、從つて  $f$  を假定すれば、

$$t = \frac{\pi D f}{A_a} \quad (30)$$

而して、 $t$  は 8cm 以下で、又  $\frac{D}{5}$  以下でなければならぬ。尚ほ  $t$  を 5cm 以上とするのが適當である事は、既に述べた通りである。

初めに  $f$  を假定する時に、經驗式

$$f = 0.082 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \quad (31)$$

によつて、 $f$  を計算し、之より小さく且つ之に近い断面積の螺旋鐵筋を選べば、殆ど常に、満足な結果が得られる。

第 8 表は、螺旋鐵筋の直徑、断面積  $f$ 、及  $\frac{D}{t}$  の種々の値に對する  $A_a$  の値を示すもので、 $A_a$  が與へられた時に、選ぶべき螺旋鐵筋の直徑の見當をつけるに便利なものである。

第 8 表 螺旋鐵筋の直徑、断面積及ピッチと換算断面積との關係

直 徑 mm	断面積 $f$ $\text{cm}^2$	螺 旋 鐵 筋 の 换 算 断 面 積 $A_a$ $\text{cm}^2$									
		$\frac{D}{t} = 5$	6	7	8	9	10	11	12	13	14
6	0.283	4.4	5.3	6.2	7.1	8.0	8.9	9.8	10.6	11.5	12.4
8	0.503	7.9	9.5	11.0	12.6	14.2	15.8	17.4	19.0	20.6	21.2
10	0.785	12.3	14.8	17.2	19.7	22.1	24.6	27.1	29.6	32.0	34.5
12	1.131	17.7	21.3	24.8	28.3	31.9	35.4	39.0	42.6	46.1	49.7
14	1.539	24.1	28.9	33.8	38.6	43.3	48.2	53.1	58.0	62.7	67.5
16	2.011	31.5	37.8	44.1	50.4	56.7	63.0	69.3	75.6	81.9	88.2
18	2.545	39.9	47.8	55.8	63.8	71.8	79.8	87.8	95.8	103.8	111.8
20	3.142	49.3	59.1	69.0	78.9	88.8	98.7	108.6	118.4	128.2	138.1

## 例題

高さ 696 cm で、中心軸荷重  $P = 200\,000 \text{ kg}$  を受ける、正 8 角形断面の螺旋筋短柱の断面寸法及鐵筋配置を求む。但し  $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$  とする(§ 133. 例題参照)。

解

$P = 200\,000 \text{ kg}$  及  $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$  に對して、螺旋筋短柱として必要な最小全断面積  $A_0$  は、(23) 式により、

$$A_0 = 0.5 \frac{P}{\sigma_c} = 0.5 \frac{200\,000}{45} = 2\,222 \text{ cm}^2$$

依つて (26) 式により、

$$D_c = 1.099 \sqrt{A_0} = 1.099 \sqrt{2\,222} = 51.8 \text{ cm}$$

又、與へられた  $P$  及  $\sigma_c$  の値に對して、帶鐵筋短柱として必要な断面積を (24) 式で求めれば、

$$A_0' = 0.893 \frac{P}{\sigma_c} = 0.893 \frac{200\,000}{45} = 3\,970 \text{ cm}^2$$

$$\therefore D_c = 1.099 \sqrt{A_0'} = 1.099 \sqrt{3\,970} = 69.2 \text{ cm}$$

柱の断面が正 8 角形であつて、高さが 696 cm であるから、此の支柱が短柱である爲には、

第 6 表により、

$$D_c = \frac{696}{11.6} = 60 \text{ cm}$$

以上でなければならぬ。

螺旋筋柱はなるべく小さい断面の柱を望む場合に用ゐられるものであるから、今、短柱として働くために必要な最小の横寸法  $D_c = 60 \text{ cm}$  を使用する事にする。之は、經濟的な帶鐵筋柱に必要な横寸法  $D_c = 69.2 \text{ cm}$  よりも小さいから、螺旋筋柱を用ゐる理由は立つ譯である。

然れば、

$$A_0 = 0.828 D_c^2 = 0.828 \times 60^2 = 2\,980 \text{ cm}^2$$

$v = \frac{3}{4}$  に採れば、

$$A_c = v A_0 = \frac{3}{4} \times 2\,980 = 2\,235 \text{ cm}^2$$

$$D = 1.1284 \sqrt{A_c} = 1.1284 \sqrt{2\,235} = 53.4 \text{ cm}$$

軸鐵筋断面積を  $0.008 A_0$  に選べば、

$$A_s = 0.008 A_0 = 0.008 \times 2\,980 = 23.84 \text{ cm}^2$$

依つて、直徑 20 mm の圓鉗 8 本を軸鐵筋として用ゐれば、

$$A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \quad (\text{第 24 表})$$

螺旋鐵筋の換算断面積  $A_a$  は (22) 式により、

$$A_a = \frac{1}{45} \left[ \frac{P}{\sigma_c} - (A_c + 15 A_s) \right] = \frac{1}{45} \left[ \frac{200\,000}{45} - (2.235 + 15 \times 25.13) \right] \\ = 40.72 \text{ cm}^2$$

(31) 式によれば、

$$f = 0.032 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} = 0.032 \sqrt{\frac{200\,000}{45}} = 2.13 \text{ cm}^2$$

直徑 14 mm の圓鉗を螺旋鐵筋として用ゐれば、

$$f = 1.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{第 24 表})$$

然れば、

$$t = \frac{\pi D f}{A_a} = \frac{3.142 \times 53.4 \times 1.54}{40.72} = 6.4 \text{ cm}$$

$$\therefore t < 8 \text{ cm} \text{ 又 } t < \left( \frac{D}{5} = \frac{53.4}{5} = 10.7 \text{ cm} \right)$$

鐵筋保護としてのコンクリートの厚さは、

$$\frac{1}{2} (60 - 53.4 - 1.4) = 2.6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

## 検算

$$P = \sigma_c (A_c + 15 A_s + 45 A_a) = 45 (2.235 + 15 \times 25.13 + 45 \times 40.72)$$

$$= 45 \times 4\,444 = 200\,000 \text{ kg}$$

$$2 A_0 = 2 \times 2\,980 = 5\,960 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 2 A_0 > A_c$$

§ 127. 中心軸荷重  $P$  及許容軸圧應力  $\sigma_c$  が與へられる時螺旋筋短

## 柱の最小断面及鐵筋配置の算定

螺旋筋柱は、螺旋鐵筋の效力を充分に利用して、出来る丈小さい断面の柱を作らうとする様な時に多く用ゐられる。

與へられる中心軸荷重  $P$  と許容軸圧應力  $\sigma_c$  との値に對し、規定で許される範囲で、螺旋筋短柱の最小な断面積  $A_0$  は、§ 126. に説明した通り、(23) 式によつて、

$$A_0 = 0.5 \frac{P}{\sigma_c}$$

である。



(39) 式により、

$$A_a = \frac{1}{45} \left[ \frac{P}{\sigma_c} - (v + 15p) A_0 \right] = \frac{1}{45} \left[ \frac{350000}{35} - (0.8 + 15 \times 0.0085) \times 5000 \right] \\ = 119.2 \text{ cm}^2$$

(31) 式によつて、 $f$  の概略の値を求めて見ると、

$$f = 0.032 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} = 0.032 \sqrt{\frac{350000}{35}} = 3.2 \text{ cm}^2$$

依つて、直徑 18 mm の螺旋鐵筋を用ゐるとすれば、

$$f = 2.54 \text{ cm}^2$$

然れば、螺旋鐵筋のピッチ  $t$  は、

$$t = \frac{\pi D f}{A_a} = \frac{3.142 \times 71.4 \times 2.54}{119.2} = 4.78 \text{ cm}$$

此の  $t$  は 8 cm 以下であり、又  $\frac{D}{5} = \frac{71.4}{5} = 14.3 \text{ cm}$  よりも小さい。

鐵筋保護としてのコンクリートの厚さは、

$$\frac{1}{2} (78 - 71.4 - 1.8) = 2.4 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

以上定めた断面に就いて検算をして見る。

$$A_0 = 0.828 D_e^2 = 0.828 \times 78^2 = 5040 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.142 \times 71.4^2}{4} = 4000 \text{ cm}^2$$

$$15 A_s = 15 \times 42.47 = 637 \text{ cm}^2 \quad (\text{第25表})$$

$$45 A_a = 45 \times 119.2 = 5364 \text{ cm}^2$$

$$A_i = A_e + 15 A_s + 45 A_a = 10000 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_e < 2 A_a$$

$$P = 35 A_i = 35 \times 10000 \text{ kg} = 350 t$$

### § 128. 中心軸荷重 $P$ 柱の断面寸法及 $\sigma_c$ が與へられる時螺旋筋短柱に於ける鐵筋配置の算定

構造上の都合及型枠の關係等から、螺旋筋柱のコンクリート断面が定められて居る場合も少くない。

此の時、鐵筋の配置を定めるには、先づ、柱の纖弱率を計算する。纖弱率が 45 以下であれば、

次の様に螺旋筋短柱として鐵筋の配置を定めればよいが、纖弱率が 45 以上であれば、長柱であるから § 133. の方法に依らなければならぬ。

螺旋筋柱の有效断面の直徑  $D$  は、螺旋鐵筋の直徑を假定し、之と鐵筋保護として必要なコンクリートの厚さの 2 倍との和を  $D_e$  から減ずれば得られる。螺旋鐵筋の直徑を假定するには、(31) 式によるのが便利である。

$D$  が知れれば、柱の有效断面積  $A_e$  は  $\frac{1}{4} \pi D^2$  であり、 $D_e$  が既知であるから  $A_a$  は容易に計算出来る。(第6表)

軸鐵筋は、經濟上の見地から、規定で許される最小値  $0.008 A_e$  を使用すればよい。

$A_e$  及  $A_a$  が定まれば、螺旋鐵筋の換算断面積  $A_a$  は、(22) 式により、

$$A_a = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma_c} - (A_e + 15 A_s) \right\}$$

$A_s$  及  $A_a$  が定まれば、鐵筋の配置を定める事は、§ 126. に述べたと同様である。

#### 例題

高さ 360 cm で、中心軸荷重 120000 kg を負擔すべき螺旋筋柱の断面が正 8 角形で、其の対邊距離が型枠の關係から 48 cm に定められて居る。許容軸圧應力  $\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2$  である時、鐵筋の配置を求む。

#### 解

$D_e = 48 \text{ cm}$  である正 8 角形断面の最小環動半径は、第6表により、

$$i = 0.257 D_e = 0.257 \times 48 = 11.05 \text{ cm}$$

$$\therefore \frac{h}{i} = \frac{360}{11.05} = 32.6$$

纖弱率が 45 以下であるから、此の柱は短柱である。

$$A_0 = 0.828 D_e^2 = 0.828 \times 48^2 = 1531 \text{ cm}^2$$

此の螺旋筋短柱の有效断面の直徑  $D$  を定めるには螺旋鐵筋の直徑と、鐵筋保護として必要なコンクリートの厚さとを定めなければならない。

(31) 式によつて、螺旋鐵筋断面積  $f$  の概略の値を求めて見ると、

$$f = 0.032 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} = 0.032 \sqrt{\frac{120000}{45}} = 1.65 \text{ cm}^2$$

此の  $f$  の値に近く、且つより小さい断面積を有する鐵筋の直徑は 14 mm であるから、螺旋鐵筋の直徑を 14 mm に選んでみる。然れば、 $f = 1.54 \text{ cm}^2$







ければならないかも知れない。然し、先づ、軸鉄筋断面積を  $0.008 A_c$  に選んで、短柱としての、最大の邊長を求めて見る。

(7) 式により、

$$b = 0.945 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} = 0.945 \sqrt{\frac{48000}{35}} = 35 \text{ cm}$$

然れば、此の正方形断面の最小環動半径は、第6表により、

$$i = 0.289 b = 0.289 \times 35 = 10.1 \text{ cm}$$

故に、織弱率は、

$$\frac{h}{i} = \frac{600}{10.1} = 59.3 > 45$$

依つて、長柱として断面を算定して見る。

$p = 0.008$  に選べば、

$$r = 1 + 15 v = 1.12$$

(46) 式により、

$$\begin{aligned} b &= 0.01193 h + \sqrt{0.000142 h^2 + 0.69 \frac{P'}{r \sigma_c}} \\ &= 0.01193 \times 600 + \sqrt{0.000142 \times 600^2 + 0.69 \frac{48000}{1.12 \times 35}} \\ &= 7.16 + 29.94 = 37.1 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_s = 0.008 A_c = 0.008 \times 37.1^2 = 11.0 \text{ cm}^2$$

直徑 20 mm の圓鉄 4 本を用ゐれば、

$$A_s = 12.57 \text{ cm}^2 \quad (\text{第24表})$$

### 検 算

$$i = 0.289 b = 0.289 \times 37.1 = 10.72 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{i} = \frac{600}{10.72} = 56$$

$$\omega = 1.45 - 0.01 \frac{h}{i} = 1.45 - 0.01 \times 56 = 0.89$$

$$P' = \omega \sigma_c (A_c + 15 A_s) = 0.89 \times 35 \times (37.1^2 + 15 \times 12.57) = 48200 \text{ kg}$$

### § 133. 螺旋筋柱の高さ 負擔すべき中心軸荷重及 $\sigma_c$ が與へられる時 長柱断面の算定

與へられた柱の高さが大きく、且つ荷重が比較的小さい時に、螺旋筋短柱として断面を算定すると、柱の織弱率が 45 以上になつて、長柱となる場合がある。此の場合、螺旋筋長柱を使用する事が許されなければ、柱の断面寸法  $D_o$  を、断面正 8 角形の時に柱の高さの  $\frac{1}{11.6}$  に、圆形断面の時に柱の高さの  $\frac{1}{11.8}$  に選び、§ 128. の方法によつて、螺旋筋短柱の鉄筋配置を算定する。若し螺旋筋長柱を使用して差支へないならば、其の断面算定は次の如くすればよい。

螺旋筋長柱の許容中心軸荷重  $P'$  は、(42) 式により、

$$P' = \omega P = \omega \sigma_c (A_c + 15 A_s + 45 A_a)$$

であつて、今、

$$\frac{A_c}{A_0} = v, \quad \frac{A_s}{A_0} = p, \quad \frac{A_a}{A_0} = p'$$

とすれば、

$$\begin{aligned} P' &= \omega \sigma_c A_0 (v + 15 p + 45 p') \\ v + 15 p + 45 p' &= r \end{aligned} \quad (48)$$

とすれば、

$$P' = \left( 1.45 - 0.01 \frac{h}{i} \right) r \sigma_c A_0 \quad (49)$$

(49) 式は形に於て、帶鉄筋柱の場合の (48) 式と同じであつて、 $r$  の値が定められれば、此の式から断面の大きさを算定する事が出来る。而して  $r$  を定めるには、 $v$ 、 $p$  及  $p'$  の値を適當に假定する必要がある。

$v$  は與へられた中心軸荷重の大きさに應じて、§ 126. に述べた如く、 $\frac{3}{4}$  乃至  $\frac{6}{7}$  に選ぶのが適當である。

$p$  は規定で許される最小値 0.008 と 0.012 位との間に選ぶがよい。

與へられた中心軸荷重  $P$  及許容軸圧應力  $\sigma_c$  に對する螺旋筋短柱の最小断面積は、§ 126. に述べた通り、(23) 式により、

$$A_0 = \frac{1}{2} \frac{P}{\sigma_c}$$

であつて、之に相當する  $A_a$  の値は、 $p = 0.008$  とすれば、(22) 式により、

$$A_a = \frac{1}{45} \frac{P}{\sigma_c} \left[ 1 - \frac{1}{2} (v + 0.12) \right]$$

である。上式に於て,  $v = \frac{3}{4}$  とおけば,

$$A_a = 0.01255 \frac{P}{\sigma_e}$$

$$\therefore p' = \frac{A_a}{A_s} = 0.0251$$

依つて,  $p'$  の値は大約 0.025 以下に選ばなければならぬ。又,  $A_a$  を  $A_s$  より小さく選ぶ事は、經濟上不利であるから、 $A_a$  の最小値を  $0.008 A_s$ 、即ち  $p'$  の最小値を 0.008 と考へてよい。故に、 $p'$  の値は、0.008 と 0.025 との間に於て、事情に應じて、適當に選ぶ。若し、断面を最小にする必要ある時は、 $p'$  の値を約 0.025 にとればよい。

$r$  が定まれば、断面正 8 角形の場合には、(49) 式に於て  $A_0 = 0.828 D_c^2$ ,  $i = 0.257 D_c$  とおいて、 $D_c$  に就いて解けば、[(47) 式参照],

$$D_c = 0.0134 h + \sqrt{0.00018 h^2 + 0.833 \frac{P'}{r \sigma_e}} \quad \dots \dots \dots (50)$$

圓形断面の場合には、(49) 式に於て、 $A_0 = 0.785 D_c^2$ ,  $i = 0.25 D_c$  とおいて、

$$P' = \left( 1.45 - 0.01 \frac{h}{0.25 D_c} \right) r \sigma_e \times 0.785 D_c^2$$

$$D_c^2 - 0.0276 h D_c - 0.878 \frac{P'}{r \sigma_e} = 0$$

$$\therefore D_c = 0.0138 h + \sqrt{0.00019 h^2 + 0.878 \frac{P'}{r \sigma_e}} \quad \dots \dots \dots (51)$$

$D_c$  が定まれば、

正 8 角形断面の時  $A_0 = 0.828 D_c^2$

圓形断面の時  $A_0 = 0.785 D_c^2$

然れば、  
 $A_c = v A_s$

$$A_s = p A_s$$

$$A_a = p' A_s$$

$A_c$ ,  $A_s$ , 及  $A_a$  が定まつた後、軸鐵筋及螺旋鐵筋の配置を定める事は、§ 126. に述べた通りである。

### 例題

高さ 696 cm で、正 8 角形断面の螺旋筋柱が、中心軸荷重 200 000 kg を受ける。許容軸應力  $\sigma_e = 45 \text{ kg/cm}^2$  である時、螺旋筋柱の最小断面積及鐵筋配置を求む。(§ 126. 例題参照)。

### 解

$P = 200 000 \text{ kg}$  及  $\sigma_e = 45 \text{ kg/cm}^2$  に對して、正 8 角形断面の螺旋筋短柱として必要な最小横寸法  $D_c$  は、(33) 式により、

$$D_c = 0.777 \sqrt{\frac{P}{\sigma_e}} = 0.777 \sqrt{\frac{200 000}{45}} = 51.8 \text{ cm}$$

此の断面の最小環動半径は、

$$i = 0.257 D_c = 0.257 \times 51.8 = 13.3 \text{ cm}$$

依つて、柱の纖弱率は、

$$\frac{h}{i} = \frac{696}{13.3} = 52.3 > 45$$

即ち、螺旋筋短柱として、最小断面を算定すると長柱となるから、此の最小断面を用ゐる事が出來ない。短柱として、此の螺旋筋柱の最小断面及鐵筋配置を算定する事は § 126. の例題に述べた。茲には、螺旋筋長柱としての最小断面及鐵筋配置を算定する。

$$(48) \text{ 式 } r = v + 15p + 45p'$$

に於て、中心軸荷重が 200 000 kg であるから  $v = \frac{3}{4}$  とし、 $p = 0.008$  に選び、又最小断面を得るために  $p'$  の最大値を用ひて  $p' = 0.025$  とすれば、

$$r = 0.75 + 15 \times 0.008 + 45 \times 0.025 = 1.995$$

而して  $r A_0 = A_t$  であつて、 $r$  が 2 以下であるから、 $A_t < 2 A_0$  なる條件に適合して居る。若し  $r$  が 2 以上であれば、此の條件に適合しないから、 $r$  を 2 に近く且つ 2 以下になる様に  $p$  及  $p'$  の値を選ぶ。然れば、(50) 式に依り、

$$D_c = 0.0134 h + \sqrt{0.00018 h^2 + 0.833 \frac{P'}{r \sigma_e}} \\ = 0.0134 \times 696 + \sqrt{0.00018 \times 696^2 + 0.833 \frac{200 000}{1.995 \times 45}} = 53.43 \text{ cm}$$

依つて、 $D_c = 53.5 \text{ cm}$  に採る。

然れば、

$$A_0 = 0.828 D_c^2 = 0.828 \times 53.5^2 = 2370 \text{ cm}^2$$

$$A_c = v A_0 = \frac{3}{4} \times 2370 = 1777 \text{ cm}^2$$

$$D = 1.1284 \sqrt{A_c} = 1.1284 \sqrt{1777} = 47.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.008 A_0 = 0.008 \times 2370 = 18.96 \text{ cm}^2$$

直徑 18 mm の圓鉄 8 本を用ひれば,  $A_s = 20.36 \text{ cm}^2$

$$A_a = p' A_0 = 0.025 \times 2370 = 59.2 \text{ cm}^2$$

第 8 表 によると, 大約直徑 16 mm の螺旋鉄筋を使用すべき事が知れる。依つて, 直徑 16 mm の螺旋鉄筋を使用するとすれば,  $f = 2.01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{\pi D f}{A_a} = \frac{3.142 \times 47.5 \times 2.01}{59.2} = 5.06 \text{ cm}$$

依つて, 直徑 16 mm の螺旋鉄筋を 5.1 cm のピッチに用ひれば,

$$A_a = \frac{\pi D_j}{t} = \frac{3.142 \times 47.5 \times 2.01}{5.1} = 58.8 \text{ cm}^2$$

$$t < 8 \text{ cm}, \text{ 又 } t < \left( \frac{D}{5} = 9.5 \text{ cm}^2 \right)$$

### 検 算

$$A_c = 1777 \text{ cm}^2$$

$$15 A_s = 15 \times 20.36 = 305 \text{ cm}^2$$

$$45 A_a = 45 \times 58.8 = 2645 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_t = 4727 \text{ cm}^2$$

$$2 A_0 = 2 \times 2370 = 4740 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_t < 2 A_0$$

$$i = 0.257 D_e = 0.257 \times 53.5 = 13.75 \text{ cm}$$

$$\omega = 1.45 - 0.01 \frac{h}{i} = 1.45 - 0.01 \frac{696}{13.75} = 0.944$$

$$P' = \omega \sigma_c A_t = 0.944 \times 45 \times 4727 = 201000 \text{ kg}$$

鉄筋保護としてのコンクリートの厚さは;

$$\frac{1}{2}(53.5 - 47.5 - 1.6) = 2.2 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

## 第三章

### 單鐵筋矩形斷面桁に於ける彎曲應力の計算及彎曲率に對する桁断面の算定

#### 第一節 應力の計算

##### § 134. 概 説

鉄筋コンクリート桁に於て, 彎曲率に對して, 抗張鉄筋のみを有するものを單鐵筋桁と云ふ。之に對して, 抗張鉄筋の外に, 彎曲應力の一部を受けさせる爲に抗壓鉄筋をも使用するものを複鐵筋桁と云ふ。

桁の, 或る断面に於ては, 一般に彎曲率と剪力とが働く。桁に生ずる剪應力及之に對する腹鐵筋等に就いては, 之を第十六章及第十七章に譲り, 本章乃至第八章に於ては, 彎曲應力の計算, 並に彎曲率に對して必要な桁断面の算定に就いて説明する。

##### § 135. 鉄筋コンクリート桁に於ける彎曲應力の計算に關する假定

鉄筋コンクリート桁の設計に際し, 彎曲應力に關する計算に於ては, 次の 3 つの假定をするのが普通である。

- (1) 総變形は断面の中立軸からの距離に比例する事。
- (2) コンクリートには張應力が働く事。
- (3) コンクリートの弾性係数は常数である事。

以下, 是等の假定に就いて説明する。

(1) に就いて 桁に於ける総の變形は, 断面の中立軸からの距離に比例すると云ふ假定は, 齊等質材料の桁に於ける彎曲應力の計算の際にも用ひられる假定である。此の假定が, どの程度まで正しいものであるかを, 理論的に説明する事は困難であるが, 今日までの實驗及經驗から, 實用上の目的に對しては, 充分都合のよいものである事が證明されて居る。

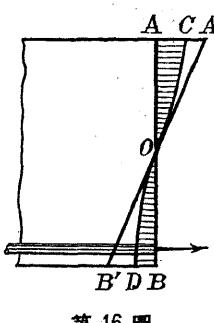
(2) に就いて 鉄筋コンクリート桁のある断面に於て, 鉄筋とコンクリートとが協同して彎曲率に抵抗する有様は, 彎曲率の大きさによつて異なるもので, 次の I, IIa, IIb 及 III の 3 期に分けて考へる事が出来る。

第 I 期は, 荷重の小さい間で, 此の期に於ける彎曲應力分布の状態は, 第 16 圖に示す如くであ

る。圖に於て  $A'B'$  線は、桁の総の長さの  $AB$  断面からの變形量を示すもので、(1) の假定に依つて、直線である。此の総變形の爲に、コンクリートの総に生ずる應力は曲線  $COD$  で示され、

之は  $AB$  を變形軸に取る時の、コンクリートの應力變形曲線である。

コンクリートに張應力が働く第 I 期の應力分布状態は、荷重が小さい間丈づくもので、荷重が大きくなると、コンクリートは抗張強度の小さい材料であるから、コンクリートに龜裂を生ずる。依つて、コンクリートに張應力が働き得ない事になる。第 I 期に於ける應力を特に計算する必要ある時は、簡単の爲に、曲線  $COD$  を直線と假定して差支へない。

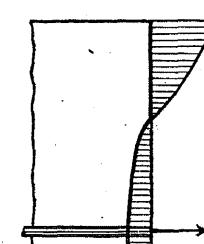


第 16 圖

弯曲應力の分布 第 I 期

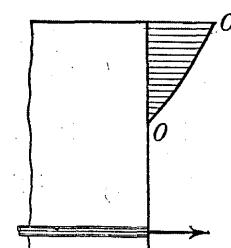
第 II 期の初期  $II_a$  は、荷重が増加して、コンクリートに於ける総變形が、コンクリートの破壊抗張強度に相當する値に達した時である。此の時、コンクリートは鐵筋と協同して、尙ほ幾分の張應力を受ける。第 17 圖は、此の場合の應力分布を示す。

第  $II_a$  期は、極く僅かの間しか存在しない。抗張鐵筋に於ける張應力が大凡  $350 \text{ kg/cm}^2$  位に達すると、抗張側のコンクリートに龜裂を生じた断面に於ては、鐵筋が總ての張應力を受け、コンクリートは壓應力丈を受け事になる。此の時期が第  $II_b$  期であつて、第  $II_b$  期の弯曲應力の分布は第 18 圖の如くである。



第 17 圖

弯曲應力の分布 第 IIa 期



第 18 圖

弯曲應力の分布 第 IIb 期

第 III 期は、桁の破壊期である。即ち、荷重が更に増加して、鐵筋に於ける張應力が其の降伏點を超過すれば、桁は破壊する。普通に設計された鐵筋コンクリート桁の弯曲率による破壊は、此の種のものであるのが普通である。非常に多量の抗張鐵筋を使用する桁に於ては、抗張鐵筋に於ける張應力が、其の降伏點に達する前に、コンクリートに於ける壓應力が其の抗壓強度を超過して、桁がコンクリートの壓控によつて破壊する事もあるが、斯の如き桁は、一般に不經濟であるから、特別の場合しか用ひられない。

§ 109. に述べた通り、鐵筋コンクリートの設計に於ける應力計算の目的は、ある荷重に依つて、部材に生ずる應力を精確に求める事よりも、部材が充分な安全度を有するや否やを検算する事にあるのであるから、鐵筋コンクリート桁の強度を判断する目的に對しては、桁の破壊に於ける

應力分布状態、即ち第 III 期に於ける應力分布状態を、應力計算の基準とするのが適當である。然し、第 III 期の應力分布状態は之を理論的に取扱ふ事が甚だ困難であるから、實用上便利でない。

第 I 期に於ける應力分布の状態は、桁に許容荷重が加はる時、既に此の期を過ぎて居るから、普通の計算の基準とする事が出來ない。

第 IIa 期に於ける應力分布状態も、應力計算の基準とするに不適當である。如何となれば、施工の不完全、溫度の變化及コンクリートの硬化中に生ずる收縮等の爲に、コンクリートには、荷重の加へられる前に、既に、龜裂を生じて居る事が勘くないからである。又、IIa 期の應力分布の状態を應力計算の基準としても、之を、IIb 又は III 期の應力分布状態を基準とする時に較べて、一層安全であると云ふ事もない。

第 IIb 期に於ける弯曲應力の分布状態は第 III 期に近いものである。如何となれば、既に述べた如く、鐵筋コンクリート桁の弯曲率による破壊は、IIb 期の應力分布状態に於て、鐵筋に於ける張應力が其の降伏點を超過する場合に生ずるのが、一般であるからである。第 IIb 期の應力分布状態を弯曲應力計算の基準とすれば、之に依つて、必要な鐵筋の使用量を定める事が出来、又桁の破壊に對する安全度を信頼し得る程度に求め得るのみならず、應力計算も甚だ簡単である。故に、鐵筋コンクリート桁が充分な安全度を有するやを検算する爲の弯曲應力の計算には、第 IIb 期を基準とするのが、理論上及計算が容易である點からして適當である。之が、鐵筋コンクリート桁の設計に於ける弯曲應力の計算には、第 IIb 期の應力分布状態を基準として、コンクリートの抗張力を無視し、桁に於ける張應力は總て鐵筋で受けるものと假定する事が世界一般に行はれて居る理由である。

コンクリートの抗張力を無視し、第 IIb 期の應力分布状態を基準として、鐵筋コンクリート桁を設計すれば、弯曲率に對する桁の强度は充分であるが、之によつて、抗張側のコンクリートに龜裂の發生するのを防ぎ得るものではない。抗張鐵筋に於ける張應力が其の許容應力に達するずつと前に、抗張側のコンクリートに龜裂を生ずる。然し、此の龜裂は、極く細微のものであつて、之が鐵筋の腐蝕する原因となる様な事は殆ど無いと云ふ事が、從來の實驗及經驗から證明されて居る。極く特別の場合には、此の龜裂の發生を避けるために、コンクリートに於ける張應力が、一定値以下になる様に設計をするのが適當である事もあるが、標準示方書に従つて設計施工する鐵筋コンクリートに就いては、一般に、此の點に就いて考慮しないで安全である。

(3) に就いて 第 18 圖に於て、コンクリートに於ける壓應力の分布を示す線  $OC$  は、コ

ンクリートの應力變形曲線に相當するものであるが、鐵筋コンクリート桁の設計に於ける彎曲應力の計算に於ては、コンクリートの彈性係數を常數、即ちコンクリートは Hooke の法則に従ふものと假定して、OC・線を直線と假定するのが普通である。斯く假定しても、鐵筋に於ける張應力は充分精確に計算出来るし、コンクリートに於ける壓應力は實際の値よりも大きく出來るけれども、誤差は安全側のものであるから、計算が非常に簡単になる利益と、§ 112. に述べた理由とによつて、此の假定が一般に採用されるのである。

桁の設計に関する計算に於ては、此の假定は、計算を簡単にする上から、又安全度が大になる上から、適當であるが、桁の破壊荷重が、コンクリートの圧縮によつて定まる場合の破壊荷重の計算、又は荷重の各階梯に應する桁の應力状態を詳細に研究する場合等に對しては、此の假定が不適當である事は明白である。斯かる場合に於ては、 $CD$  線を拋物線と假定するか、又は使用するコンクリートに就いて求めた應力變形曲線を用ゐなければならぬ。

以上3個の假定は、鉄筋コンクリート桁の断面の設計、又は、桁が充分な安全度を有するやを検算するための彎曲應力の計算に於て、世界一般に採用されて居るもので、標準示方書も、此の假定に従つて、彎曲應力の計算をする事を規定して居る。即ち

## 『第七十條 應力の計算』

彎曲應力或は彎曲應力と軸應力との合成應力の計算に於ては、コンクリートの張應力を無視し、且つ維變形は断面の中立軸よりの距離に比例するものと假定すべし。

### 第七十一條 彈性係數

(1) 斷面の決定又は應力算出の場合に於ては、鐵筋及コンクリートの彈性係数は夫々  
 $E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_c = 140,000 \text{ kg/cm}^2$  とす。 $(n = 15)$ 。

以上は、彎曲應力計算の場合に就いて説明したけれども、彎曲應力と軸應力との合成應力の場合にも、鐵筋コンクリート部材の設計に於ける應力計算には、以上の3個の假定に従つて實際上差支へない事が、實驗上及經驗上證明されて居る。それで、標準示方書に於ても、彎曲應力と軸應力との合成應力の計算の場合にも、之等3個の假定に據るべき事を規定したのである。

以下、本書に於ては、以上の3個の假定に従つて、彎曲應力を計算する方法を述べる。

✓ § 136. 單鐵筋矩形斷面桁に於ける彎曲應力の計算

第19圖(a)は、単筋矩形断面桁に於て、彎曲率による維變形は断面の中立軸からの距離に比例するものと假定し、コンクリートの張應力を無視する、第Ⅱ期(§135. 参照)の應力分布状態に於て、コンクリートの彈性係数を常數と假定する場合に於ける彎曲應力の分布を示す。今

$d$  = 抗圧側表面より抗張鉄筋断面の重心までの距離(之を版又は桁の有效高さと云ふ),  
 $z$  = 抗圧側表面より中立軸までの距離,

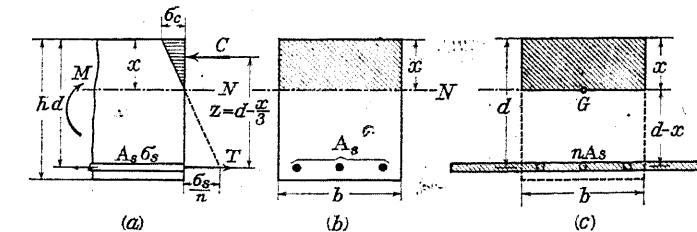
$z$  = コンクリートに於ける全圧應力  $C$  の作用線と、鐵筋に於ける全張應力  $T$  の作用線との距離、即ち抵抗偶力の臂長さ、

$b$  = 梁の幅,

$A_s$  = 抗張鐵筋の總斷面積

$\sigma_c$  = コンクリートに於ける縁維圧應力

$c_s$  = 鐵筋に於ける張應力



第 19 圖 單鐵筋矩形斷面桿

とすれば、桁の軸方向に外力が働くないから、コンクリートに働く全圧應力  $C$  の數値は、鐵筋に働く全張應力  $T$  の數値に等しく、 $C$  及  $T$  よりなる抵抗偶力の力率は彎曲率  $M$  と平衡を保つ。

である。而して、コンクリートに於ける圧應力の分布は3角形で示されるから、

$$C = \frac{\sigma_e b x}{2} \dots \dots \dots (3)$$

であるから、(1) 式により、

又、 $C$  の作用線は、圧應力の分布が 3 角形で示されるから、桁の抗壓側表面から  $\frac{x}{3}$  の距離にある。依つて、

故に、(2) 式に依り、

$$M = C \left( d - \frac{x}{3} \right) = T \left( d - \frac{x}{3} \right) \dots \dots \dots (8)$$

コンクリートの弾性係数を  $E_c$ , 鉄筋の弾性係数を  $E_s$  とすれば, 柄の抗壓側表面に於けるコンクリート繊維の単位変形は  $\frac{\sigma_c}{E_c}$  であり, 鉄筋の単位変形は  $\frac{\sigma_s}{E_s}$  であるから, 繊維変形は断面の中立軸からの距離に比例すると假定すれば,

(9) 式に (6) 式の  $\sigma$  の値を代入すれば

$$2 \frac{A_s \sigma_s}{h x} \frac{1}{E} : \frac{\sigma_s}{E} = x : (d - x)$$

或は

$$\frac{x^2}{E_s} = -\frac{2A_s}{bE_s}(d-x)$$

今、 $\frac{E_s}{E} = n$  とすれば、上式から  $x$  を求める爲の 2 次方程式が得られる。即ち、

僕つて

$$x = \frac{n A_s}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b d}{m A}} \right] \dots \dots \dots (11)$$

(11) 式に於て,  $x = kd$ ,  $\frac{A_s}{bd} = p$  (此の比を鐵筋比と云ふ事がある) とおけば、

上卷

(12) 式によると、 $k$  は鉄筋比  $p$  と、弾性係数比  $n$  との値にのみ関するものである事が分かる。

而して、 $n$  は標準示方書第七十一條(1) (§112. 参照) によつて 15 に採るのであるから、 $p$  の種々の値に對して、 $m$  を豫め計算しておく事が出来。

又、(7) 式に於て  $a = ad$ ,  $x = bd$  とおれば

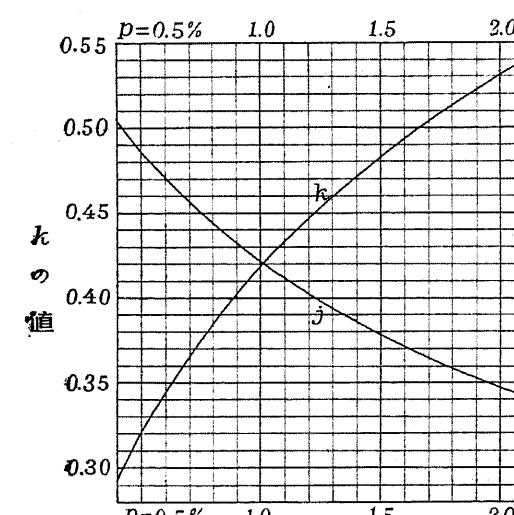
依つて、抵抗偶力の臂長さの、桁の有效高さ  $\gamma$  に対する比  $\gamma/\beta$  の値から容易に計算出来て

第9表は、 $n = 15$  として、 $p$  の 2.1% 近の値に対する  $k$  及  $j$  の値を、(12) 式及 (13) 式によつて計算したものであり、第20圖は之等の関係を圖示したものである。

第 9 表  $p = \frac{A_s}{b \cdot d}$  に對する  $k$  及  $j$  の值 ( $n = 15$ )

$p$	$k$	$j$									
0.0040	0.292	0.903	0.0066	0.357	0.881	0.0090	0.402	0.866	0.0116	0.441	0.853
0.0042	0.298	0.901	0.0068	0.361	0.880	0.0092	0.405	0.865	0.0118	0.443	0.852
0.0044	0.303	0.899				0.0094	0.408	0.864			
0.0046	0.309	0.897	0.0070	0.365	0.878	0.0096	0.411	0.863	0.0120	0.446	0.851
0.0048	0.314	0.895	0.0072	0.369	0.877	0.0098	0.415	0.862	0.0130	0.459	0.847
			0.0074	0.373	0.876				0.0140	0.471	0.843
0.0050	0.320	0.893	0.0076	0.377	0.875	0.0100	0.418	0.861	0.0150	0.483	0.839
0.0052	0.325	0.892	0.0078	0.381	0.873	0.0102	0.421	0.860	0.0160	0.493	0.835
0.0054	0.330	0.890				0.0104	0.424	0.859			
0.0056	0.334	0.889	0.0080	0.384	0.872	0.0106	0.427	0.858	0.0170	0.503	0.832
0.0058	0.339	0.887	0.0082	0.388	0.871	0.0108	0.430	0.857	0.0180	0.513	0.829
			0.0084	0.392	0.869				0.0190	0.522	0.826
0.0060	0.344	0.885	0.0086	0.395	0.868	0.0110	0.433	0.856	0.0200	0.531	0.823
0.0062	0.348	0.884	0.0088	0.398	0.867	0.0112	0.435	0.855	0.0210	0.539	0.821
0.0064	0.353	0.882	—	—	—	0.0114	0.438	0.854	—	—	—

(10) 式は次の様にして出す事も出来る



第 20 圖  $k$  及  $i$  の値 ( $n = 15$ )

ない。故に

$$b x \cdot \frac{x}{2} - n A_s (d - x) = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (14)$$

或は、





依つて、 $M$ ,  $b$ ,  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  が與へられた時、 $d$  及  $A_s$  は、(23) 式及 (25) 式によつて、算定する事が出来る。

與へられる  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  は夫々、コンクリートの許容彎曲圧應力（§ 269. 參照）及鐵筋の許容張應力（§ 275. 參照）を用ゐる場合が最も多い。

第10表は、 $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の種々の値に對し、 $n = 15$  として、(21) 式により、桁の抗壓側表面から中立軸までの距離  $x$ 、及抵抗偶力の臂長さ  $z = \left(d - \frac{x}{\alpha}\right)$  を計算した値を示す。

第 10 表  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對する、 $x$  及  $(d - \frac{x}{3})$  の値 ( $n = 15$ )

$\sigma_c$	$\sigma_s$	$x = s d$	$d - \frac{x}{3}$	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$x = s d$	$d - \frac{x}{3}$
25	800	0.319 $d$	0.894 $d$	35	1200	0.304 $d$	0.898 $d$
30	800	0.360 $d$	0.880 $d$	40	1200	0.333 $d$	0.889 $d$
35	800	0.396 $d$	0.868 $d$	45	1200	0.360 $d$	0.880 $d$
40	800	0.429 $d$	0.857 $d$	50	1200	0.385 $d$	0.872 $d$
				55	1200	0.407 $d$	0.864 $d$
25	1000	0.273 $d$	0.909 $d$	60	1200	0.429 $d$	0.857 $d$
30	1000	0.310 $d$	0.897 $d$	65	1200	0.448 $d$	0.851 $d$
35	1000	0.344 $d$	0.885 $d$	70	1200	0.467 $d$	0.845 $d$
40	1000	0.375 $d$	0.875 $d$				
45	1000	0.403 $d$	0.866 $d$	35	1500	0.259 $d$	0.914 $d$
				40	1500	0.286 $d$	0.905 $d$
25	1250	0.231 $d$	0.923 $d$	45	1500	0.310 $d$	0.897 $d$
30	1250	0.265 $d$	0.912 $d$	50	1500	0.333 $d$	0.889 $d$
35	1250	0.296 $d$	0.901 $d$	55	1500	0.355 $d$	0.882 $d$
40	1250	0.324 $d$	0.892 $d$	60	1500	0.375 $d$	0.875 $d$
45	1250	0.351 $d$	0.883 $d$	65	1500	0.394 $d$	0.869 $d$

第11表は、 $\sigma_0$  及  $\sigma_8$  の種々の値に對して、 $n = 15$  として、(23) 式及 (25) 式に於ける係數  $C_1$  及  $C_2$  の數値を計算したものであり、第22圖は是等の値を圖示したものである。

第 11 表 (1) 係數  $C_1$  及  $C_2$  の値  $n = 15$

$\sigma_c$	$\sigma_s = 500 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 550 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 600 \text{ kg/cm}^2$	
	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$
10	0.969	0.00224	1.003	0.00195	1.035	0.00171
12	0.831	0.00264	0.858	0.00231	0.885	0.00204
14	0.732	0.00303	0.755	0.00266	0.777	0.00235
16	0.657	0.00341	0.677	0.00300	0.695	0.00265
18	0.599	0.00378	0.616	0.00332	0.632	0.00294
20	0.552	0.00414	0.567	0.00364	0.581	0.00323
22	0.514	0.00449	0.526	0.00395	0.539	0.00351
24	0.481	0.00483	0.493	0.00426	0.504	0.00378
25	0.467	0.00500	0.478	0.00440	0.488	0.00391
26	0.453	0.00517	0.464	0.00455	0.474	0.00405
28	0.429	0.00549	0.439	0.00484	0.448	0.00431
30	0.409	0.00581	0.418	0.00513	0.426	0.00456
32	0.391	0.00612	0.399	0.00540	0.406	0.00482
34	0.374	0.00643	0.382	0.00567	0.389	0.00506
35	0.367	0.00658	0.374	0.00581	0.381	0.00518
36	0.360	0.00672	0.367	0.00594	0.373	0.00530
38	0.347	0.00701	0.353	0.00620	0.359	0.00554
40	0.335	0.00730	0.341	0.00647	0.346	0.00577
42	0.324	0.00758	0.330	0.00672	0.335	0.00600
44	0.314	0.00786	0.319	0.00697	0.324	0.00623
45	0.309	0.00800	0.314	0.00709	0.319	0.00634
46	0.305	0.00813	0.310	0.00721	0.314	0.00645
48	0.297	0.00840	0.301	0.00745	0.306	0.00667
50	0.289	0.00866	0.293	0.00769	0.297	0.00688
52	0.282	0.00892	0.286	0.00792	0.290	0.00709
54	0.275	0.00917	0.279	0.00815	0.283	0.00730
55	0.272	0.00930	0.275	0.00826	0.279	0.00740
56	0.268	0.00942	0.272	0.00837	0.276	0.00751
58	0.262	0.00967	0.266	0.00860	0.270	0.00771
60	0.257	0.00991	0.260	0.00882	0.264	0.00792
62	0.252	0.01015	0.255	0.00903	0.258	0.00810
64	0.247	0.01038	0.250	0.00924	0.253	0.00830
65	0.244	0.01050	0.247	0.00934	0.250	0.00839
66	0.242	0.01062	0.245	0.00945	0.248	0.00849
68	0.238	0.01084	0.240	0.00968	0.243	0.00868
70	0.233	0.01107	0.236	0.00986	0.239	0.00886

第 11 表 (2) 係數  $C_1$  及  $C_2$  の値  $n = 15$ 

$\sigma_s$	$\sigma_s = 650 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 700 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 750 \text{ kg/cm}^2$	
	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$
10	1.067	0.00154	1.097	0.00138	1.127	0.00125
12	0.910	0.00182	0.935	0.00164	0.959	0.00149
14	0.798	0.00210	0.819	0.00189	0.839	0.00171
16	0.714	0.00236	0.732	0.00213	0.749	0.00194
18	0.648	0.00263	0.663	0.00237	0.679	0.00216
20	0.595	0.00289	0.608	0.00261	0.622	0.00237
22	0.551	0.00314	0.564	0.00284	0.576	0.00258
24	0.515	0.00339	0.526	0.00306	0.537	0.00278
25	0.499	0.00351	0.509	0.00317	0.520	0.00289
26	0.484	0.00363	0.494	0.00328	0.504	0.00299
28	0.458	0.00387	0.467	0.00350	0.476	0.00319
30	0.434	0.00410	0.443	0.00371	0.451	0.00338
32	0.414	0.00433	0.422	0.00392	0.429	0.00357
34	0.396	0.00455	0.403	0.00412	0.410	0.00376
35	0.388	0.00466	0.394	0.00423	0.401	0.00385
36	0.380	0.00477	0.386	0.00433	0.393	0.00395
38	0.365	0.00499	0.371	0.00452	0.377	0.00413
40	0.352	0.00520	0.358	0.00472	0.364	0.00431
42	0.340	0.00541	0.346	0.00491	0.351	0.00449
44	0.329	0.00561	0.334	0.00510	0.339	0.00466
45	0.324	0.00572	0.329	0.00519	0.334	0.00474
46	0.319	0.00582	0.324	0.00529	0.329	0.00483
48	0.310	0.00602	0.314	0.00547	0.319	0.00500
50	0.302	0.00621	0.306	0.00565	0.310	0.00517
52	0.294	0.00640	0.298	0.00582	0.302	0.00533
54	0.286	0.00659	0.290	0.00600	0.294	0.00549
55	0.283	0.00669	0.286	0.00609	0.290	0.00557
56	0.279	0.00678	0.283	0.00617	0.286	0.00565
58	0.273	0.00697	0.276	0.00634	0.280	0.00581
60	0.267	0.00716	0.270	0.00651	0.273	0.00596
62	0.261	0.00733	0.264	0.00668	0.267	0.00612
64	0.256	0.00751	0.259	0.00684	0.262	0.00627
65	0.253	0.00760	0.256	0.00692	0.259	0.00634
66	0.251	0.00768	0.254	0.00700	0.256	0.00642
68	0.246	0.00786	0.249	0.00716	0.251	0.00657
70	0.241	0.00803	0.244	0.00732	0.247	0.00671

第 11 表 (3)

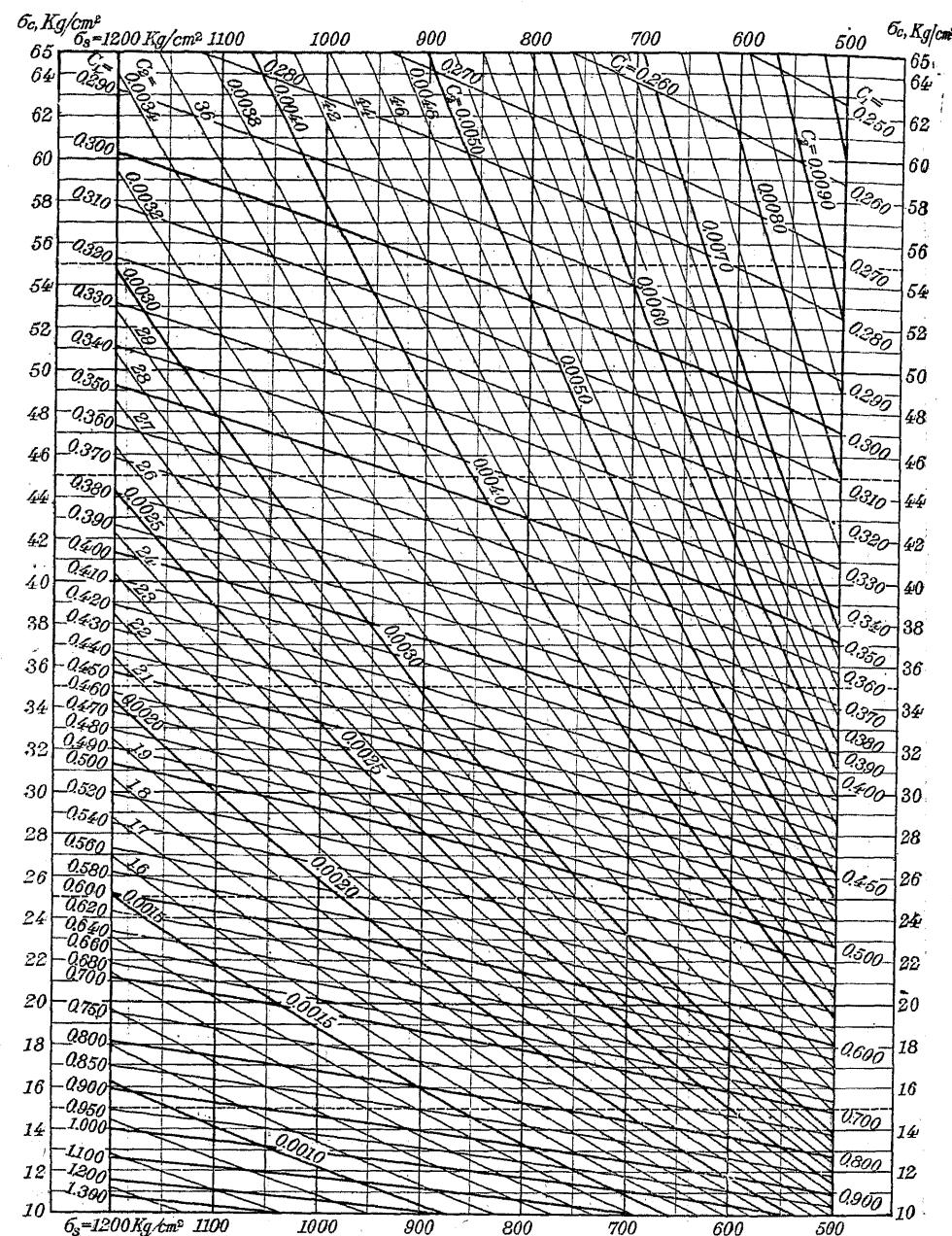
$\sigma_s$	$\sigma_s = 800 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 850 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 900 \text{ kg/cm}^2$	
	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$
10	1.156	0.00114	1.185	0.00105	1.212	0.00096
12	0.983	0.00135	1.006	0.00124	1.029	0.00114
14	0.859	0.00156	0.879	0.00143	0.898	0.00132
16	0.766	0.00177	0.783	0.00162	0.799	0.00149
18	0.693	0.00197	0.708	0.00181	0.722	0.00167
20	0.635	0.00216	0.648	0.00199	0.661	0.00184
22	0.587	0.00236	0.599	0.00217	0.610	0.00200
24	0.547	0.00255	0.558	0.00234	0.568	0.00216
25	0.529	0.00265	0.539	0.00243	0.549	0.00224
26	0.513	0.00273	0.523	0.00251	0.532	0.00232
28	0.484	0.00292	0.493	0.00268	0.501	0.00248
30	0.459	0.00310	0.467	0.00285	0.474	0.00264
32	0.436	0.00327	0.444	0.00302	0.451	0.00279
34	0.417	0.00345	0.423	0.00318	0.430	0.00294
35	0.408	0.00354	0.414	0.00326	0.420	0.00301
36	0.399	0.00362	0.405	0.00334	0.412	0.00309
38	0.383	0.00379	0.389	0.00349	0.395	0.00323
40	0.369	0.00395	0.374	0.00365	0.380	0.00338
42	0.356	0.00412	0.361	0.00380	0.366	0.00352
44	0.344	0.00428	0.349	0.00395	0.354	0.00366
45	0.339	0.00436	0.343	0.00402	0.348	0.00373
46	0.333	0.00444	0.338	0.00410	0.342	0.00380
48	0.323	0.00459	0.328	0.00424	0.332	0.00393
50	0.314	0.00475	0.318	0.00438	0.322	0.00407
52	0.305	0.00490	0.309	0.00453	0.313	0.00420
54	0.297	0.00505	0.301	0.00467	0.305	0.00433
55	0.294	0.00512	0.297	0.00474	0.301	0.00440
56	0.290	0.00520	0.293	0.00481	0.297	0.00446
58	0.283	0.00535	0.286	0.00494	0.290	0.00459
60	0.277	0.00549	0.280	0.00508	0.283	0.00471
62	0.270	0.00563	0.274	0.00521	0.277	0.00484
64	0.265	0.00577	0.268	0.00534	0.270	0.00496
65	0.262	0.00584	0.265	0.00541	0.268	0.00502
66	0.259	0.00591	0.262	0.00547	0.265	0.00508
68	0.254	0.00605	0.257	0.00560	0.259	0.00521
70	0.249	0.00619	0.252	0.00573	0.254	0.00533

第 11 表 (4)

$\sigma_e$	$\sigma_s = 950 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 1050 \text{ kg/cm}^2$	
	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$
10	1.240	0.00089	1.266	0.00083	1.292	0.00077
12	1.051	0.00106	1.073	0.00098	1.094	0.00092
14	0.916	0.00122	0.935	0.00114	0.953	0.00106
16	0.815	0.00138	0.831	0.00129	0.846	0.00120
18	0.736	0.00154	0.750	0.00144	0.764	0.00134
20	0.673	0.00170	0.685	0.00158	0.697	0.00148
22	0.621	0.00185	0.632	0.00173	0.643	0.00161
24	0.578	0.00200	0.588	0.00187	0.597	0.00174
25	0.559	0.00208	0.568	0.00194	0.578	0.00181
26	0.541	0.00215	0.550	0.00201	0.559	0.00187
28	0.509	0.00230	0.518	0.00214	0.526	0.00200
30	0.482	0.00245	0.490	0.00228	0.497	0.00213
32	0.453	0.00259	0.465	0.00241	0.472	0.00225
34	0.437	0.00273	0.443	0.00254	0.449	0.00238
35	0.427	0.00280	0.433	0.00261	0.439	0.00244
36	0.418	0.00287	0.424	0.00267	0.430	0.00250
38	0.401	0.00300	0.406	0.00280	0.412	0.00262
40	0.385	0.00314	0.390	0.00293	0.396	0.00274
42	0.371	0.00327	0.376	0.00305	0.381	0.00286
44	0.358	0.00340	0.363	0.00318	0.368	0.00297
45	0.352	0.00347	0.357	0.00324	0.361	0.00303
46	0.347	0.00353	0.351	0.00330	0.356	0.00309
48	0.336	0.00366	0.340	0.00342	0.344	0.00320
50	0.326	0.00379	0.330	0.00354	0.334	0.00331
52	0.317	0.00391	0.321	0.00365	0.324	0.00342
54	0.308	0.00403	0.312	0.00377	0.316	0.00353
55	0.304	0.00409	0.308	0.00383	0.311	0.00359
56	0.300	0.00415	0.304	0.00388	0.307	0.00364
58	0.293	0.00428	0.296	0.00400	0.300	0.00375
60	0.286	0.00439	0.289	0.00411	0.292	0.00385
62	0.280	0.00451	0.282	0.00422	0.285	0.00396
64	0.273	0.00463	0.276	0.00433	0.279	0.00406
65	0.270	0.00469	0.273	0.00438	0.276	0.00411
66	0.267	0.00474	0.270	0.00444	0.273	0.00416
68	0.262	0.00486	0.265	0.00454	0.267	0.00426
70	0.257	0.00497	0.259	0.00465	0.262	0.00436

第 11 表 (5)

$\sigma_e$	$\sigma_s = 1100 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 1150 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$	
	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$
10	1.318	0.00072	1.343	0.00067	1.367	0.00063
12	1.115	0.00086	1.135	0.00080	1.156	0.00075
14	0.970	0.00099	0.988	0.00093	1.005	0.00087
16	0.862	0.00112	0.876	0.00105	0.891	0.00099
18	0.777	0.00125	0.790	0.00117	0.803	0.00111
20	0.709	0.00138	0.721	0.00130	0.732	0.00122
22	0.653	0.00151	0.664	0.00141	0.674	0.00133
24	0.607	0.00163	0.616	0.00153	0.625	0.00144
25	0.586	0.00169	0.595	0.00159	0.604	0.00150
26	0.567	0.00176	0.576	0.00165	0.584	0.00155
28	0.534	0.00188	0.542	0.00176	0.549	0.00166
30	0.504	0.00200	0.511	0.00188	0.518	0.00177
32	0.479	0.00211	0.485	0.00199	0.492	0.00187
34	0.456	0.00223	0.462	0.00210	0.468	0.00198
35	0.445	0.00229	0.451	0.00215	0.457	0.00203
36	0.435	0.00234	0.441	0.00221	0.447	0.00208
38	0.417	0.00246	0.423	0.00231	0.428	0.00218
40	0.401	0.00257	0.406	0.00242	0.411	0.00228
42	0.386	0.00268	0.391	0.00252	0.395	0.00238
44	0.372	0.00279	0.377	0.00263	0.381	0.00248
45	0.366	0.00285	0.370	0.00268	0.375	0.00233
46	0.360	0.00290	0.364	0.00273	0.368	0.00258
48	0.348	0.00301	0.352	0.00283	0.356	0.00263
50	0.338	0.00311	0.342	0.00293	0.345	0.00277
52	0.328	0.00322	0.332	0.00303	0.335	0.00286
54	0.319	0.00332	0.322	0.00313	0.326	0.00295
55	0.315	0.00337	0.318	0.00318	0.321	0.00300
56	0.310	0.00342	0.314	0.00322	0.317	0.00305
58	0.303	0.00352	0.306	0.00332	0.309	0.00314
60	0.295	0.00362	0.298	0.00342	0.301	0.00323
62	0.288	0.00372	0.291	0.00351	0.294	0.00332
64	0.282	0.00382	0.285	0.00360	0.287	0.00341
65	0.279	0.00387	0.281	0.00365	0.284	0.00345
66	0.276	0.00392	0.278	0.00370	0.281	0.00349
68	0.270	0.00401	0.272	0.00379	0.275	0.00358
70	0.264	0.00411	0.267	0.00388	0.269	0.00367

第 22 圖  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  と係数  $C_1$  及  $C_2$  との関係  $n = 15$ 

例題 幅が 100 cm である床版のある断面が  $M = 64000 \text{ kg cm}$  を受ける。

$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ , 及  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  である様な版の有效高さ及抗張筋断面積を求む。

解 與へられた  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對する係数  $C_1$  及  $C_2$  の値を、第 II 表又は第 22 圖に依つて求めると、 $C_1 = 0.411$ ,  $C_2 = 0.00228$

である。依つて、(23) 式及 (25) 式により、

$$d = 0.411 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.411 \sqrt{\frac{64000}{100}} = 10.4 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00228 \sqrt{Mb} = 0.00228 \sqrt{64000 \times 100} = 5.77 \text{ cm}^2$$

今、直徑 10 mm の鐵筋（断面積  $0.79 \text{ cm}^2$ ）を使用するとすれば、鐵筋の中心間隔  $t$  は、

$$t = 100 \div \frac{5.77}{0.79} = 13.7 \text{ cm}$$

此の鐵筋の中心間隔を 13.5 cm に選べば、版の幅 1 m に於ける鐵筋總斷面積は、

$$A_s = \frac{0.79 \times 100}{13.5} = 5.85 \text{ cm}^2$$

鐵筋保護としてのコンクリートの厚さを 1.1 cm にとれば（§ 291 参照）、版の全高  $h$  は、  

$$h = 10.4 + 0.5 + 1.1 = 12 \text{ cm}$$

第 12 表 鐵筋の直徑及間隔と幅 1 m に對する鐵筋の數及總斷面積との關係

幅 1 m に 用ゐる鐵 筋の數	鐵筋の中心 間隔 cm	幅 1 m に於ける鐵筋の總斷面積 $\text{cm}^2$				
		鐵筋の直徑 mm				
		6	8	10	12	14
14.29	7.0	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99
13.33	7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	20.53
12.50	8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24
11.76	8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11
11.11	9.0	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10
10.53	9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20
10.00	10.0	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39
9.52	10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66
9.09	11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99
8.70	11.5	2.46	4.37	6.83	9.83	13.39
8.33	12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83
8.00	12.5	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32
7.69	13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84
7.41	13.5	2.09	3.72	5.82	8.38	11.40
7.14	14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00
6.90	14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62
6.67	15.0	1.88	3.35	5.24	7.54	10.26
6.45	15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93
6.25	16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62
6.06	16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33
5.88	17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	9.06
5.71	17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	8.80
5.56	18.0	1.57	2.79	4.36	6.23	8.55
5.41	18.5	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32
5.26	19.0	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10
5.13	19.5	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89
5.00	20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70

第12表は、鉄筋の直徑と幅1mに対する數及總斷面積との關係を示すもので、鉄筋の直徑及間隔が與へられた時に、幅1mに対する鉄筋の總斷面積 $A_s$ を求める爲め、及幅1mに対する $A_s$ が與へられた時に、鉄筋の直徑、間隔及數を決定する爲に便利なものである。

桁に於て、求めた  $A_s$  に対する鉄筋の太さ、數及間隔を定める事は § 352. に述べてある。

§ 138.  $M, b, d$  及  $\sigma_s$  が與へられる時  $A_s$  を求める近似式

單鐵筋矩形断面桁の断面が與へられる時、断面の中立軸の位置は、抗張鐵筋の断面積  $A_s$  によつて定まるから、[(11)式参照]、抵抗偶力の臂長さ  $(d - \frac{x}{3})$  も亦、 $A_s$  によつて定まる。而して、 $(d - \frac{x}{3})$  の  $A_s$  の変化による変化は、 $A_s$  の変化による  $x$  の変化に較べて小であつて、普通に與へられる  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對しては、第10表から判かる様に、

$$\left(d - \frac{x}{3}\right) = \frac{7}{8}d - \frac{8}{9}d$$

と取つて差支へない

故に、彎曲率  $M$ 、桁の幅  $b$ 、有效高さ  $d$ 、及鐵筋に於ける張應力  $\sigma_s$  が與へられる時、抗張鐵筋の斷面積  $A_s$  は、近似的に次式によつて求める事が出来る。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \frac{7}{8} d} \quad \text{又は} \quad A_s = \frac{M}{\sigma_s \frac{8}{9} d} \quad \dots \dots \dots (27)$$

(27) 式は、 $A_s$  の略値を簡単に求めむとする時に廣く用ゐられるもので、 $\sigma_s$  とコンクリートの許容彎曲圧應力  $\sigma_c$  とに相當する  $C_1$  を求め

$$d > C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

である様に  $d$  を選び、(27) 式で計算した  $A_s$  を用ひれば、コンクリートに於ける圧應力は、常に、許容弯曲壓應力以下である。

§ 139.  $M$ ,  $b$ ,  $d$  及  $\sigma_s$  が與へられる時  $A$  及  $c$  の算定

版又は桁の設計を爲す時には、コンクリート及鐵筋に於ける應力が、同時に、夫等の許容應力を達する様な桁の有效高さを用ゐるのが、一般である。依つて、絶對最大彎曲率の斷面に於て、(23)式によつて、斯の如き版又は桁の有效高さを算定し、之を版又は桁の全長に亘つて用ゐる場合が多い。之は、各斷面の最大彎曲率に應する様に、一々版又は桁の有效高さを變へる事は、型枠其の他の關係から、實際上一般に不便であるからである。然し、彎曲率が小さい斷面に於て、抗張鐵筋の斷面積を減する事は容易であるから、 $M$ ,  $d$  及  $\sigma_s$  が與へられて、 $A_s$  を求める問題が屢々起

つて来る。此の場合、コンクリートに於ける圧應力が許容應力以下である事は明白である。

版又は桁の設計の場合に於て、此の問題の  $A_s$  の値を算定するには、近似式(27)式を用ゐるのが便利である。即ち、

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \frac{7}{8} d} \quad \text{又は} \quad A_s = \frac{M}{\sigma_s \frac{8}{9} d}$$

近似式を用ひずに、精確に  $A_s$  及  $\sigma_c$  を求めるには、次の様にする。(18) 式及 (16) 式によつて、

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s x}{n(d-x)} = \frac{2M}{bx\left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

であるから、上式から、 $x$  を求める 3 次方程式が得られる。即ち、

§177. に述べてある様にして、(28) 式を解いて  $x$  を求めれば、(17) 式及 (18) 式により、

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s x}{n(d-x)}$$

である。

然し、此の方法は、 $x$  の方程式を解くのが面倒であるから、第22圖又は第II表を用ひて、此の問題を解くのが便利である。次に、例題によつて其の方法を説明する。

### 例題 1

$M = 90\,000 \text{ kg cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 16 \text{ cm}$ , 及  $\sigma_s = 1\,200 \text{ kg/cm}^2$  が與へられる時,  $A_s$  及  $\sigma_c$  を求む。但し、コンクリートの許容弯曲圧應力を  $40 \text{ kg/cm}^2$  とする。

解

與へられた  $M$ ,  $b$  及  $d$  の値を (23) 式に入れて  $C_1$  を計算すれば、

$$C_1 = \frac{\bar{d}}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{16}{\sqrt{\frac{90\,000}{100}}} = 0.533$$

第II表(5)の  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  の列に於て,  $C_1 = 0.533$  は,  $C_1 = 0.518 (\sigma_e = 30 \text{ kg/cm}^2)$  と  $C_1 = 0.549 (\sigma_e = 28 \text{ kg/cm}^2)$  との間にある。依つて,  $C_1 = 0.533$  に相當する  $\sigma_e$  の値は,

補強法によつて、 $29 \text{ kg/cm}^2$  である。此の  $\sigma_c$  の値は、許容弯曲应力以下であるから、鉄筋の必要な断面積  $A_s$  は、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_c = 29 \text{ kg/cm}^2$  に相当する  $C_2$  の値を用いて計算する事が出来る。

$\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に對し、 $\sigma_c = 30 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_c = 28 \text{ kg/cm}^2$  に相当する  $C_2$  の値は、夫々 0.001 66 及び 0.001 77 であるから、 $\sigma_c = 29 \text{ kg/cm}^2$  に相当する  $C_2$  の値は、補強法によつて、 $C_2 = 0.001 72$  である。依つて、(25) 式により、

$$A_s = C_2 \sqrt{M b} = 0.001 72 \sqrt{90000 \times 100} = 5.16 \text{ cm}^2$$

第22圖を用ゐても、同様な結果が得られる。即ち、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  の鉛直線と  $C_1 = 0.533$  なる曲線との交點を求め、此の點の縦距を讀めば、 $\sigma_c = 29 \text{ kg/cm}^2$  であり、此の點の  $C_2$  の値を  $C_2$  の曲線から求めれば、 $C_2 = 0.001 72$  である。依つて、以上と同様にして  $A_s$  を計算する事が出来る。

$A_s$  を近似的に (27) 式によつて求めて見れば、

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \frac{7}{8} d} = \frac{90000}{1200 \times \frac{7}{8} \times 16} = 5.36 \text{ cm}^2$$

或は、

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \frac{8}{9} d} = \frac{90000}{1200 \times \frac{8}{9} \times 16} = 5.27 \text{ cm}^2$$

是等の値は、精確に計算した値と大差ない。故に  $A_s$  を求めるには、一般に、近似式を用ゐるのが便利である。

### 例題 2

連續版の或る断面に於て、版の幅 100 cm に對し、最大正弯曲率 54500 kg cm、最大負弯曲率 27000 kg cm が働く。許容应力が  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  である時、版の有效高さ及鉄筋断面積を求む。

解

最大正弯曲率の數値が、最大負弯曲率の數値よりも大きいから、版の有效高さは、最大正弯曲率によつて定まる。

$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に對する  $C_1$  及  $C_2$  の値を第II表から求めれば、 $C_1 = 0.411$ 、 $C_2 = 0.002 28$  である。

故に、最大正弯曲率に對して必要な版の有效高さ及抗張鉄筋断面積は、(23) 式及 (25) 式に

より、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.411 \sqrt{\frac{54500}{100}} = 9.6 \text{ cm}$$

$$A_s = C_2 \sqrt{M b} = 0.002 28 \sqrt{54500 \times 100} = 5.32 \text{ cm}^2$$

最大負弯曲率に對しては、最大正弯曲率から定めた版の有效高さを用ひ、必要な抗張鉄筋を版の上側に挿入する。此の場合、正弯曲率に對する正鉄筋が、負弯曲率に對して抗壓鉄筋として働くけれども、之の影響は小さいものであるから、此の影響を無視するのが普通である (§ 143. 例題参照)。

$d = 9.6 \text{ cm}$ 、 $b = 100 \text{ cm}$ 、 $M = 27000 \text{ kg cm}$  に對する  $C_1$  の値を求めれば、

$$C_1 = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{9.6}{\sqrt{\frac{27000}{100}}} = 0.584$$

第II表(5)の  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  の列に於て、 $C_1 = 0.584$  に相當する  $\sigma_c$  及  $C_2$  の値を求めるると、 $\sigma_c = 26 \text{ kg/cm}^2$ 、 $C_2 = 0.001 55$  である。

第22圖を用ゐても同様な結果が得られる。

故に、必要な負鉄筋断面積  $A'_s$  は、

$$A'_s = C_2 \sqrt{M b} = 0.001 55 \sqrt{27000 \times 100} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$A'_s$  を近似式で求めれば、

$$A'_s = \frac{M}{\sigma_s \frac{8}{9} d} = \frac{27000}{1200 \times \frac{8}{9} \times 9.6} = 2.64 \text{ cm}^2$$

### § 140. $M$ , $b$ , $d$ 及 $\sigma_c$ が與へられる時 $A_s$ 及 $\sigma_s$ の算定

版又は桁の設計に於て、時としては、コンクリート及鉄筋に於ける应力が、同時に夫等の許容应力に達する版又は桁の有效高さよりも小さい有效高さを用ひなければならない場合がある。此の時、コンクリートに於ける压应力が其の許容应力を超過しない様にする爲には、抗壓鉄筋を使用するのが一般的であるが (§ 145. 参照)、抗張鉄筋の断面積を大きくして、版又は桁の抗壓側表面から断面の中立軸に至る距離を大ならしめても、或る程度までは、コンクリートに於ける应力を許容应力又はそれ以下にする事が出来る。

(16) 式

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \times \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

を書き直せば、 $x$  を求める爲の 2 次方程式が得られる

$$x^2 - 3d x + \frac{6M}{b\sigma_1} = 0$$

或

$$x = \frac{3d}{2} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{8M}{3bd^2a}} \right] \dots\dots\dots(29)$$

(29) 式の  $\sigma_c$  に許容應力又はそれ以下の値を入れて,  $x$  を計算すれば, (5) 式及び (18) 式により,

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d - x}{x}$$

$$A_s = \frac{\sigma_c b x}{2 \sigma_s}$$

である。

第11表又は第22圖を用ゐても、此の問題を解く事が出来る。其の方法は、次の例題で説明する。

抗張鐵筋の断面積を大きくして、コンクリートに於ける圧應力を、許容應力又はそれ以下にする以上の方は、(29)式に於ける  $(8M \div 3b d^2 \sigma_c)$  の値が 1 より小さい間丈しか使用出来ない事は明白である。又、此の値が 1 より小さくても、與へられた  $d$  の値が、與へられた許容應力に對して(28)式が與へる  $d$  の値よりも餘り小さい時は、此の方法によると、抗張鐵筋の量が非常に大きくなつて不經濟である。

### 例 題

$M = 78583 \text{ kg cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 10 \text{ cm}$ ,  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  が與へられる時、 $A_0$  を求め。

解

コンクリート及鐵筋に於ける應力が、同時に、夫々  $40 \text{ kg/cm}^2$  及  $1200 \text{ kg/cm}^2$  に達する爲に必要な、桁の有效高さは

$$d = 0.411 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.411 \sqrt{\frac{78\,583}{100}} = 11.5 \text{ cm}$$

である。然ちに與へられた有效高さは 10 cm であるから、コンクリートに於ける圧應力が、 $40 \text{ kg/cm}^2$  を超過しない様にするには、抗壓鐵筋を使用するか、又は抗張鐵筋に對して小さい張應力を用ひて、其の斷面積を大きくするかしなければならない。今、抗張鐵筋の斷面積を大きくするものとすれば、(29) 式により、

$$x = \frac{3 \times 10}{2} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{8 \times 78\,583}{3 \times 100 \times 10^2 \times 40}} \right] = 4.65 \text{ cm}$$

$$\therefore \sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15 \times 40 \frac{10 - 4.65}{4.65} = 690 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sigma_c b x}{2 \sigma} = \frac{40 \times 100 \times 4.65}{2 \times 690} = 13.5 \text{ cm}^2$$

第II表を用ひて此の問題を解くには、先づ(23)式に於ける  $C_1$  を計算する。即ち、

$$C_1 = -\frac{d}{\sqrt{\frac{M}{h}}} = -\frac{10}{\sqrt{\frac{78583}{100}}} = 0.357$$

第II表(5)の  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  の列に於て、 $C_1 = 0.357$  に相當する  $\sigma_c$  の値は殆ど  $48 \text{ kg/cm}^2$  である。此の値は、與へられた値  $40 \text{ kg/cm}^2$  を超過して居るから、 $\sigma_c$  が  $40 \text{ kg/cm}^2$  になる様に抗張鋼筋の断面積を定めて見る。

$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對して  $C_1$  が 0.357 の値を有する  $\sigma_s$  及  $C_2$  の値を第 II 表で搜すと、  
 $\sigma_s = 650 \text{ kg/cm}^2$ ,  $C_1 = 0.352$ ,  $C_2 = 0.00520$  と  $\sigma_s = 700 \text{ kg/cm}^2$ ,  $C_1 = 0.358$ ,  $C_2 = 0.00572$   
 との間にあるから、補插法によつて、 $C_1 = 0.357$  に相當する  $\sigma_s$  及  $C_2$  の値は、 $\sigma_s \doteq 690$   
 $\text{kg/cm}^2$ ,  $C_2 \doteq 0.0048$  である。

依つて、抗張鐵筋の斷面積は、

$$A_s = 0.0048 \sqrt{78\,583 \times 100} = 13.5 \text{ cm}^2$$

第22圖を用ひて  $\sigma_s$  及  $A_s$  を求めるには、先づ前と同様にして  $C_1 = 0.357$  を計算する。次に、圖表に於て、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  の水平線と、 $C_1 = 0.357$  の曲線との交點を求め、此の點に相當する  $\sigma_s$  及  $C_2$  の値を讀めば、 $\sigma_s = 690 \text{ kg/cm}^2$ 、 $C_2 = 0.0048$  である。依つて  $A_s$  は前と同様にして計算する事が出来る。

### 第三節 單鐵筋矩形斷面桁の彎曲率に対する應力計算及斷面算定の一般解法

### § 141. Robert Hauer 氏の解法

単鋼筋矩形断面桁の弯曲应力に関する问题の一般解法として、種々の方法があるが、次に其の一つを示す。

鐵筋とコンクリートとの弾性係数比  $n$  を常数とすれば、単筋矩形断面に於ける、 $M$ 、 $b$ 、 $d$ 、

$A_s$ ,  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  なる 6 個の量の内、任意の 4 個が與へられれば、残りの 2 個を求める事が出来る。6 個の量の内の 4 個を知つて、残りの 2 個を求める問題は、總てで 15 ある。第一節及第二節では、是等 15 の問題の内で、最も普通に出て来る問題を取扱つたのである。

第 13 表及第 23 圖は、是等 15 の問題を解くに使用して便利なものであつて、Robert Hauer 氏の著案によるものである。

第 13 表 単筋矩形断面桁に於ける問題の一般解法

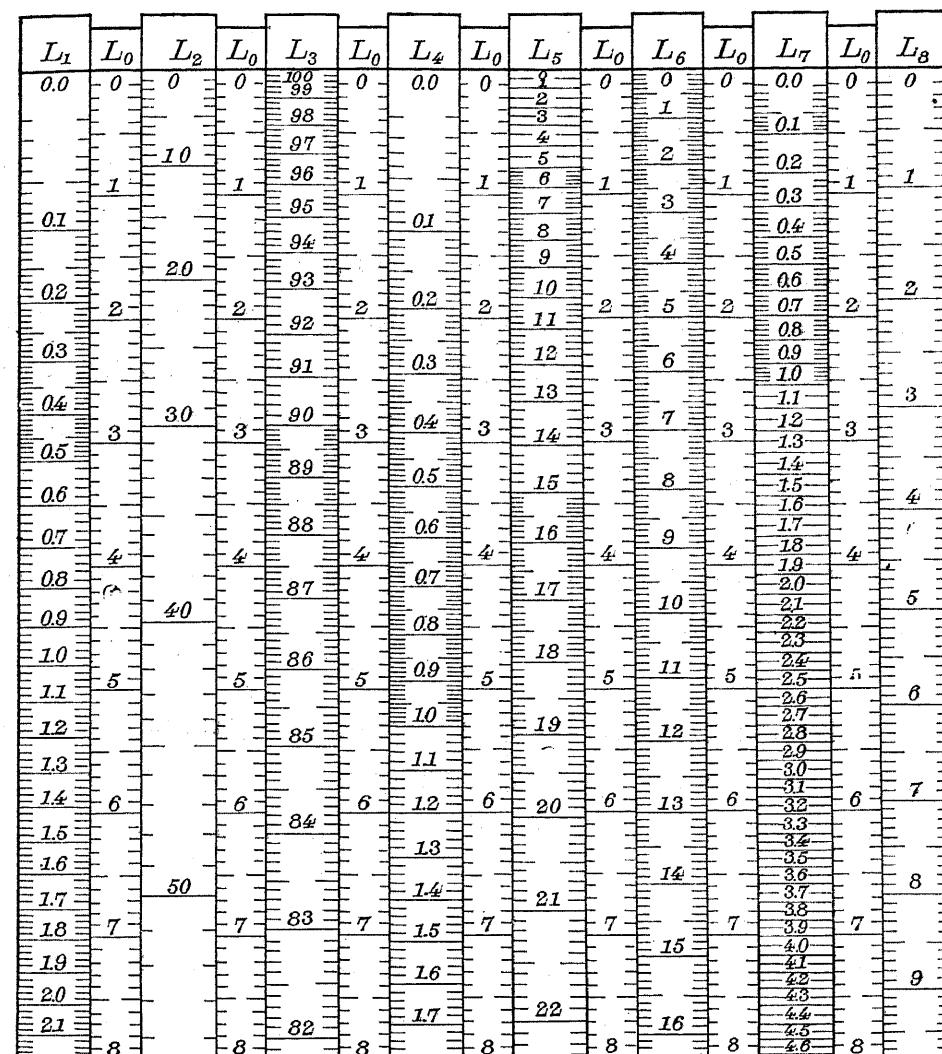
I	II	III	IV	V	VI
問題の番号	與へられる量	求める量	計算すべき量	第 23 圖から求める量	求める量の數値を計算する式
1	$M, b, d, A_s$	$\sigma_c, \sigma_s$	$L_1$	$L_0, L_3$	$\sigma_s = \frac{M}{d A_s L_3}$ $\sigma_c = \sigma_s L_0$
2	$M, b, d, \sigma_s$	$A_s, \sigma_c$	$L_4$	$L_0, L_1$	$A_s = b d L_1$ $\sigma_c = \sigma_s L_0$
3	$M, b, d, \sigma_c$	$A_s, \sigma_s$	$L_5$	$L_0, L_1$	$A_s = b d L_1$ $\sigma_s = \frac{\sigma_c}{L_0}$
4	$M, b, \sigma_c, \sigma_s$	$d, A_s$	$L_0$	$L_1, L_5$	$d = \sqrt{\frac{M}{b \sigma_c L_5}}$ $A_s = b d L_1$
5	$b, d, A_s, \sigma_s$	$M, \sigma_c$	$L_1$	$L_0, L_4$	$M = b d^2 \sigma_s L_4$ $\sigma_c = \sigma_s L_0$
6	$b, d, A_s, \sigma_c$	$M, \sigma_s$	$L_1$	$L_0, L_5$	$M = b d^2 \sigma_c L_5$ $\sigma_s = \frac{\sigma_c}{L_0}$
7	$b, d, \sigma_c, \sigma_s$	$M, A_s$	$L_0$	$L_1, L_5$	$M = b d^2 \sigma_c L_5$ $A_s = b d L_1$
8	$b, A_s, \sigma_c, \sigma_s$	$M, d$	$L_0$	$L_1, L_5$	$d = \frac{A_s}{b L_1}$ $M = b d^2 \sigma_c L_5$
9	$M, b, A_s, \sigma_s$	$d, \sigma_c$	$L_6$	$L_0, L_1$	$d = \frac{A_s}{b L_1}$ $\sigma_c = \sigma_s L_0$
10	$M, b, A_s, \sigma_c$	$d, \sigma_s$	$L_7$	$L_0, L_1$	$d = \frac{A_s}{b L_1}$ $\sigma_s = \frac{\sigma_c}{L_0}$
11	$d, A_s, \sigma_c, \sigma_s$	$M, b$	$L_0$	$L_1, L_3$	$M = d A_s \sigma_s L_3$ $b = \frac{A_s}{d L_1}$
12	$M, A_s, \sigma_c, \sigma_s$	$d, b$	$L_0$	$L_1, L_3$	$d = \frac{M}{A_s \sigma_s L_3}$ $b = \frac{A_s}{d L_1}$
13	$M, d, \sigma_c, \sigma_s$	$b, A_s$	$L_0$	$L_1, L_5$	$b = \frac{M}{d^2 \sigma_c L_5}$ $A_s = b d L_1$
14	$M, d, A_s, \sigma_s$	$b, \sigma_c$	$L_3$	$L_0, L_1$	$b = \frac{A_s}{d L_1}$ $\sigma_c = \sigma_s L_0$
15	$M, d, A_s, \sigma_c$	$b, \sigma_s$	$L_3$	$L_0, L_1$	$b = \frac{A_s}{d L_1}$ $\sigma_s = \frac{\sigma_c}{L_0}$

是等の表及圖に於ける  $L_0, L_1$  乃至  $L_3$  は次式で計算される値を有するものである。

$$L_0 = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

$$L_1 = \frac{A_s}{b d}$$

$$L_2 = \frac{x}{d}$$

第 23 圖 第 13 表に於ける  $L_0, L_1$  乃至  $L_8$  の間の關係 ( $n = 15$  數値は 100 倍を示す)

$$L_3 = \frac{d - \frac{x}{3}}{d} = \frac{M}{d A_s \sigma_s}$$

$$L_4 = \frac{M}{b d^2 \sigma_s}$$

$$L_5 = \frac{M}{b d^2 \sigma_c}$$

$$L_6 = A_s \sqrt{\frac{\sigma_s}{M b}}$$

$$L_1 = A_s \sqrt{\frac{\sigma_c}{M b}}$$

$$L_2 = \frac{A_s d \sigma_c}{M}$$

第23圖は、 $n=15$ として、是等の $L$ の數値の關係を示すもので、圖に記載してある數値は總て真値の100倍を示す。

第13表及第23圖を用ひて問題を解くには、先づ、第13表の第II列及第III列から、與へられた問題を見出し、其の問題の行に於て、第IV列に示される $L$ の數値を計算し、之を100倍して、其の數値に相當する第13表の第V列に示す2つの $L$ の數値を第23圖から求め、求めた數値の $\frac{1}{100}$ を用ひて、第13表第VI列の計算式によつて、求める値を計算すればよい。

次に、例題によつて以上的方法を説明する。

#### 例題 1

$M = 32500 \text{ kg cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 8.5 \text{ cm}$  及  $A_s = 5.02 \text{ cm}^2$  が與へられる時、 $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  を求む(§ 119. 例題 1 参照)。

解

之は、第13表による問題番號1の場合である。故に、先づ  $L_1$  を計算し、 $L_1$  を100倍した數値に相當する  $L_0$  及  $L_2$  の數値を第23圖によつて求め、求めた  $L_0$  及  $L_2$  の數値の100分の1を用ひて、第13表第VI列の式によつて、 $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  を計算する。即ち、

$$L_1 = \frac{A_s}{b d} = \frac{5.02}{100 \times 8.5} = 0.59 \%$$

第23圖によつて、 $L_1 = 0.59$  に相當する  $L_0$  の値を求めれば、 $L_0 = 3.45$  である。同表に於て、 $L_0 = 3.45$  に相當する  $L_2$  の値は 88.6 である。

$$\therefore \sigma_s = \frac{M}{d A_s L_2} = \frac{32500}{8.5 \times 5.02 \times 0.886} = 860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \sigma_s L_0 = 860 \times 0.0345 = 29.7 \text{ kg/cm}^2$$

#### 例題 2

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 17.4 \text{ cm}$ ,  $A_s = 9.28 \text{ cm}^2$  である版の、 $\sigma_c = 27 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_s = 900 \text{ kg/cm}^2$  に對する抵抗偶力の力率を求む。

解

先づ、 $\sigma_s = 900 \text{ kg/cm}^2$  に相當する抵抗偶力の力率を求めて見る。之は、 $b$ ,  $d$ ,  $A_s$  及  $\sigma_s$  が與

へられて、 $M$  及  $\sigma_c$  を求める第13表の問題番號5の場合である。依つて、

$$L_1 = \frac{A_s}{b d} = \frac{9.28}{100 \times 17.4} = 0.533 \%$$

第23圖によつて、此の  $L_1$  の値に相當する  $L_0$  の値を求めると、 $L_0 = 3.26$  である。故に、

$$\sigma_c = 900 \times 0.0326 = 29.3 \text{ kg/cm}^2$$

然るに、與へられた  $\sigma_c$  は  $27 \text{ kg/cm}^2$  であるから、此の版の抵抗偶力の力率は、コンクリートの許容弯曲壓應力から定まる事が解かる。依つて、 $\sigma_c = 27 \text{ kg/cm}^2$  に相當する抵抗偶力の力率を求めてみる。之は、 $b$ ,  $d$ ,  $A_s$  及  $\sigma_c$  が與へられて、 $M$  及  $\sigma_s$  を求める第13表の問題番號6の場合である。

第23圖により、 $L_1 = 0.533$  に相當する  $L_0$  の値は 3.26,  $L_0 = 3.26$  に相當する  $L_2$  の値は 14.6 である。

故に、此の版の抵抗偶力の力率は、

$$M = b d^2 \sigma_c L_2 = 100 \times 17.4^2 \times 27 \times 0.146 = 119300 \text{ kg cm}$$

#### 例題 3

連續版の或る内部支承に働く負弯曲率は、版の幅  $b = 100 \text{ cm}$  に對し、 $72000 \text{ kg cm}$  である。支承の兩側の徑間に於ける正筋筋の一部を曲上げて、支承に於ける負筋筋として用ゐる時、其の斷面積は  $5.26 \text{ cm}^2$  である。許容應力  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  である時、支承に於ける版の有效高さを求む。

解

之は、 $M$ ,  $b$ ,  $A_s$  及  $\sigma_s$  が與へられて、 $d$  及  $\sigma_c$  を求める、第13表の問題番號9の場合である。依つて、先づ  $L_6$  を計算する。

$$L_6 = A_s \sqrt{\frac{\sigma_s}{M b}} = 5.26 \sqrt{\frac{1200}{72000 \times 100}} = 6.79 \%$$

第23圖により、 $L_6 = 6.79$  に相當する  $L_0$  の値は 2.82 であり、 $L_0 = 2.82$  に相當する  $L_1$  の値は 0.42 である。故に、

$$d = \frac{A_s}{b L_1} = \frac{5.26}{100 \times 0.0042} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \sigma_s L_0 = 1200 \times 0.0282 = 33.8 \text{ kg/cm}^2$$

#### 例題 4

連續桁のある内部支承に働く負弯曲率は  $710000 \text{ kg cm}$  であつて、抗張筋筋の斷面積は

18.85 cm<sup>2</sup> である。桁の有效高さが 42 cm に制限されて居る爲に、最大正弯曲率の働く断面で定められた桁の幅を支承に於ても用ゐる事にすると、支承に於けるコンクリートの压应力が許容应力  $\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2$  を超過する。依つて、桁の幅を支承の部分丈大きくして、コンクリートに於ける压应力を許容应力に等しくしようとする時、必要な幅を求む。

解

之は、 $M$ ,  $d$ ,  $A_s$  及  $\sigma_s$  が與へられて、 $b$  及  $\sigma_s$  を求める第13表の問題番号15の場合である。依つて、先づ  $L_s$  を計算する。

$$L_s = \frac{A_s d \sigma_c}{M} = \frac{18.85 \times 42 \times 50}{710000} = 5.58\%$$

第23圖により、 $L_s = 5.58$  に相当する  $L_0$  及  $L_1$  の値を求めれば、 $L_0 = 4.80$ ,  $L_1 = 1.004$  である。故に、

$$b = \frac{A_s}{d L_1} = \frac{18.85}{42 \times 0.01004} = 44.7 \approx 45 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_c}{L_s} = \frac{50}{0.048} = 1041 \text{ kg/cm}^2$$

## 第四章

### 複筋矩形断面桁に於ける弯曲应力 の計算及弯曲率に對する断面の算定

#### 第一節 應力の計算

##### § 142. 概 説

第三章に述べたのは、矩形断面の版又は桁が、抗張鐵筋のみを有する場合であるが、時としては、抗張鐵筋の外に、桁の抗壓側にも鐵筋を挿入する場合がある。之が複筋桁である。

弯曲应力を受けるには、コンクリートの方が、鐵筋よりも廉價であるから、經濟的見地からして、一般に、弯曲应力はコンクリート丈で受け得られる様に、版又は桁の有效高さを定めるのである。

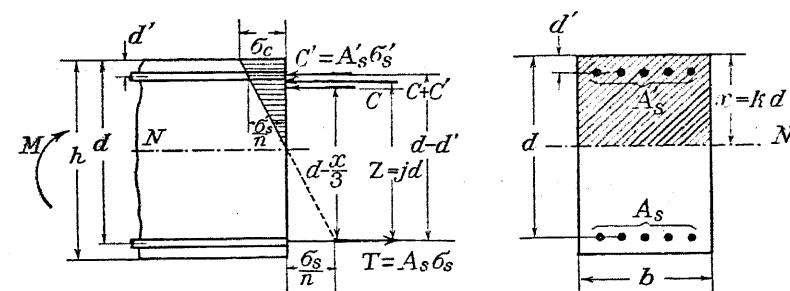
然し、構造上又は其の他の事情によつて、版又は桁の高さが甚だ小さく制限されて居る時には、コンクリート丈で、弯曲应力に抵抗出来ない場合がある。斯の如き場合に、抗壓鐵筋を必要とする

のである。

又、桁の固定支承の部分、及連續桁の内部支承上の部分に於ては、桁が、複筋断面を有するのが普通である。

本章に於ては、第三章の場合と同様に、コンクリートの張应力を無視し、且つ維變形は断面の中立軸からの距離に比例するものと假定し、鐵筋とコンクリートとの弾性係数比  $n$  を 15 として、複筋矩形断面桁に於ける弯曲应力を計算する事、及弯曲率に對して桁断面を算定する事に就いて述べる。

#### § 143. 抗壓鐵筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を無視する場合の弯曲应力の計算



第24圖 複筋矩形断面桁

第24圖に於て、 $C$  はコンクリートに働く全壓应力、 $C'$  は抗壓鐵筋に働く全壓应力を示す。今、

$$\sigma'_s = \text{抗壓鐵筋に於ける壓应力},$$

$$A'_s = \text{抗壓鐵筋の總断面積},$$

とすれば、

$$C' = A'_s \sigma'_s$$

桁の軸方向には外力が働くないから、抗張鐵筋に働く全張应力  $T$  は、抗壓鐵筋及コンクリートに働く全壓应力の和に等しくなければならない。即ち、

$$T = C + C'$$

抗壓鐵筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少は僅少であるから、簡単の爲に、之を無視するのが普通である。今の場合、此の慣例に従へば、

$$C = \frac{1}{2} \sigma_s b x$$

である。依つて、



$$= \frac{600\,000}{\frac{100 \times 10.8}{2} \left(27 - \frac{10.8}{3}\right) + 15 \times 9.5 \frac{10.8 - 3}{10.8} (27 - 3)} \\ = 39.7 \text{ kg/cm}^2$$

(5) 式及 (6) 式により、

$$\sigma_s = n \sigma_e \frac{d - x}{x} = 15 \times 39.7 \frac{27 - 10.8}{10.8} = 893 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = n \sigma_e \frac{x - d'}{x} = 15 \times 39.7 \frac{10.8 - 3}{10.8} = 430 \text{ kg/cm}^2$$

$A'_s = 0$  なる時、即ち、抗壓鉄筋が無い時に於ける弯曲应力を計算して見れば、§ 136 の(11)式、(16)式及(17)式により、

$$x = \frac{n A_s}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b d}{n A_s}} \right]$$

$$= \frac{15 \times 28.5}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 27}{15 \times 28.5}} \right] = 11.50 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{2 M}{b x \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 600\,000}{100 \times 11.50 \times \left(27 - \frac{11.5}{3}\right)} = 45.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{600\,000}{28.5 \left(27 - \frac{11.5}{3}\right)} = 909 \text{ kg/cm}^2$$

である。是等の値を、抗壓鉄筋を有する前の場合の値と比較すると、抗張鉄筋に於ける張应力は、極く僅か大きい丈である。

故に、コンクリートに於ける压应力を減ずる目的で抗壓鉄筋を用ゐるのでなく、例へば、連續桁の或る断面に於て、正及負の弯曲率に抵抗させる爲に、桁の上側及下側に鉄筋を配置する様な場合(§ 139. 例題 2 参照)、桁の有效高さが充分であつて、抗壓鉄筋を無視して求めた  $\sigma_e$  が許容应力を超過しない事が明かである場合には、 $\sigma_s$  を計算するに、抗壓鉄筋を無視し、單筋桁の場合の式を用ひてよい。

#### § 144. 抗壓鉄筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を考慮する場合の弯曲应力の計算

§ 143. の諸式は、抗壓鉄筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を無視したもので、之は、抗壓鉄筋断面積に乘じてある  $n$  の値を、1 丈大きく取つたと同様である。故に、抗壓鉄筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を考慮する時には、 $x$  及  $\sigma_e$  を求めるのに、(8) 式及

(9) 式に於て、抗壓鉄筋断面積  $A'_s$  に乘じてある  $n$  の代りに  $(n-1)$  を用ねばよい。依つて、

$$x = - \frac{n A_s + (n-1) A'_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n A_s + (n-1) A'_s}{b}\right)^2 + \frac{2}{b} \left\{ n d A_s + (n-1) d' A'_s \right\}} \dots (10)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(d - \frac{x}{3}\right) + (n-1) A'_s \frac{x-d'}{x} (d-d')} \dots (11)$$

鉄筋に於ける应力は、(5) 式及(6)式により

$$\sigma_s = n \sigma_e \frac{d-x}{x}$$

$$\sigma'_s = n \sigma_e \frac{x-d'}{x}$$

#### 例題

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 27 \text{ cm}$ ,  $d' = 3 \text{ cm}$ ,  $A_s = 28.5 \text{ cm}^2$ ,  $A'_s = 9.5 \text{ cm}^2$  である複筋版が、弯曲率  $600\,000 \text{ kg/cm}$  を受ける。 $\sigma_e$  及  $\sigma_s$  を求む。但し、抗壓鉄筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を考慮するものとす(§ 143. 例題参照)。

#### 解

(10) 式により、

$$x = - \frac{15 \times 28.5 + 14 \times 9.5}{100} + \sqrt{\left(\frac{15 \times 28.5 + 14 \times 9.5}{100}\right)^2 + \frac{2}{100} \left\{ 15 \times 27 \times 28.5 + 14 \times 3 \times 9.5 \right\}} = 10.84 \text{ cm}$$

(11) 式により、

$$\sigma_e = \frac{600\,000}{\frac{100 \times 10.84}{2} \left(27 - \frac{10.84}{3}\right) + 14 \times 9.5 \frac{10.84 - 3}{10.84} (27 - 3)} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 40 \times \frac{27 - 10.84}{10.84} = 894 \text{ kg/cm}^2$$

是等の數値を、抗壓鉄筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を無視した § 143. の例題の數値と比較すると、其の差は極く小さい。それで、普通には、抗壓鉄筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を無視してよいのである。



であるから、求める抗圧鉄筋の断面積は、

$$A'_s = \frac{C'}{\sigma'_s} = \frac{M_2}{(d-d')} \cdot \frac{x}{n \sigma_c (x-d')} \quad \dots \dots \dots (14)$$

又、求める抗張鉄筋断面積は、

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad \dots \dots \dots (15)$$

尚ほ、検算には (1) 式

$$A_s \sigma_s = \frac{b}{2} \sigma_c x + A'_s \sigma'_s$$

を用ゐるのが便利である。

以上の諸式を、 $A_s$  及  $A'_s$  を計算するに便利な順序に書けば、

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \left( \frac{d}{C_1} \right)^2 b \\ M_2 &= M - M_1 \\ A_s &= C_2 \sqrt{M_1 b} + \frac{M_2}{\sigma_s (d-d')} \\ x &= s d \\ A'_s &= \frac{M_2 x}{n \sigma_c (x-d') (d-d')} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (16)$$

### 例題

幅 100 cm に對して、弯曲率 600 000 kg/cm を受ける鉄筋コンクリート版の有效高さが、構造上の都合から、27 cm に制限されて居る。 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 900 \text{ kg/cm}^2$  である様な鉄筋断面積を求む (§ 143. 例題参照)。

### 解

此の版に抗圧鉄筋が必要であるか否かは、まだ不明であるから、先づ與へられた  $M$ ,  $b$ ,  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  に對する版の有效高さを求めて見る。

$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_s = 900 \text{ kg/cm}^2$  に對する  $C_1$  及  $C_2$  の値を、第 II 表によつて求めると、 $C_1 = 0.380$ ,  $C_2 = 0.00338$  である。依つて、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.380 \sqrt{\frac{600000}{100}} = 29.4 \text{ cm}$$

然るに、版の有效高さが 27 cm に制限されて居るから、抗圧鉄筋を使用する事にし、版の抗圧側表面から抗圧鉄筋断面の重心迄の距離を 3 cm とする。然れば、(16)式により、

$$M_1 = \left( \frac{d}{C_1} \right)^2 b = \left( \frac{27}{0.380} \right)^2 \times 100 = 505000 \text{ kg cm}$$

$$M_2 = M - M_1 = 600000 - 505000 = 95000 \text{ kg cm}$$

$$A'_s = C_2 \sqrt{M_1 b} + \frac{M_2}{\sigma_s (d-d')}$$

$$= 0.00338 \sqrt{505000 \times 100} + \frac{95000}{900(27-3)} = 28.4 \text{ cm}^2$$

$$x = s d = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = \frac{15 \times 40}{15 \times 40 + 900} \times 27 = 10.8 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{M_2 x}{n \sigma_c (x-d') (d-d')} = \frac{95000 \times 10.8}{15 \times 40 \times (10.8-3) (27-3)} = 9.13 \text{ cm}^2$$

今、此の版に於て、 $A'_s$  をも抗張鉄筋として使用する時の應力を求めて見ると、

$$A_s = 28.4 + 9.13 = 37.53 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{n A_s}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b d}{n A_s}} \right]$$

$$= \frac{15 \times 37.53}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 27}{15 \times 37.53}} \right] = 12.7 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2 M}{b x \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \times 600000}{100 \times 12.7 \times \left( 27 - \frac{12.7}{3} \right)} = 41.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{600000}{37.53 \left( 27 - \frac{12.7}{3} \right)} = 702 \text{ kg/cm}^2$$

依つて、コンクリートに於ける壓應力は、與へられた壓應力  $40 \text{ kg/cm}^2$  を僅かに超過するに過ぎない。

又、§ 140. の方法により、單筋版として必要な抗張鉄筋断面積を求めて見ると、§ 140. の (29) 式により、

$$x = \frac{3 d}{2} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{8 M}{3 b d^2 \sigma_c}} \right]$$

$$= \frac{3 \times 27}{2} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{8 \times 600000}{3 \times 100 \times 27^2 \times 40}} \right] = 13.29 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15 \times 40 \times \frac{27-13.29}{13.29} = 619 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sigma_c b x}{2 \sigma_s} = \frac{40 \times 100 \times 13.29}{2 \times 619} = 42.9 \text{ cm}^2$$

然れば、抗圧鉄筋を使用する場合に較べて、 $42.9 - 37.53 = 5.37 \text{ cm}^2$  丈餘分の鉄筋を必要とする事になる。

荷重に對する桁の强度文から云ふと、複鋼筋桁を用ゐるよりも、單鋼筋桁に設計するのが一般に安全である。何となれば、普通の場合、桁の弯曲率に對する破壊強度は、抗張鉄筋の断面積のみに關係するからである。然し、§ 140. に述べた様に、抗張鉄筋断面積を大きくして、 $\sigma_c$  を減少し得るには制限があり、又餘り多量の鉄筋を使用する事は不經濟である。

故に、桁の有效高さが制限されて居る場合に、抗圧鉄筋を使用するか否かは、各個の場合に應じ、工費等も比較して決定しなければならない。

尙ほ、抗圧鉄筋を使用する事は、コンクリートの硬化中に生ずる収縮によりて桁に生ずる固有初應力を減じ、又時日の經過に伴ふ桁の撓度を小さくする利益がある。

### § 147. $M, b, d, d', \sigma_c$ 及 $\sigma_s$ が與へられる時 $A_s$ 及 $A'_s$ の算定 (第二解法)

次の方法に依れば、 $A_s$  及  $A'_s$  を直接に求める事が出来る。

第24圖に於て、抗張鉄筋断面の重心でとつた應力の力率を弯曲率に等しいとおけば、

$$\begin{aligned} \sigma_c \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right) + A'_s \sigma'_s (d - d') &= M \\ \therefore A'_s &= \frac{M - \sigma_c \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right)}{\sigma'_s (d - d')} \quad \dots \dots \dots (17) \end{aligned}$$

又、

$$A_s \sigma_s = \frac{b}{2} \sigma_c x + A'_s \sigma'_s$$

であるから、

$$A_s = \frac{b}{2} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} x + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} \quad \dots \dots \dots (18)$$

故に、與へられた  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對して、

$$(12) \text{ 式 } x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d$$

$$(6) \text{ 式 } \sigma'_s = n \sigma_c \frac{x - d'}{x}$$

によつて、 $x$  及  $\sigma'_s$  を計算し、夫等の値を (17) 式及 (18) 式に入れれば、 $A_s$  及  $A'_s$  を求める事が出来る。

今、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $n = 15$  とすれば、

$$x = 0.333 d$$

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x - d'}{x} = 15 \times 40 \left( 1 - \frac{d'}{0.333 d} \right) = 600 \left( 1 - \frac{3.00 d'}{d} \right)$$

(17) 式により、

$$A'_s = \frac{M - 40 \times \frac{0.333 d}{2} b d \left( 1 - \frac{0.333}{3} \right)}{\sigma'_s (d - d')} = \frac{M - 5.92 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$$

(18) 式により、

$$A_s = \frac{b}{2} \frac{40}{1200} \times 0.333 d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \frac{0.555}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$$

$\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の種々の値に對して、以上の様にして  $A_s$  及  $A'_s$  を求めれば、第14表の諸式が得られる。

第14表の式で計算した  $A'_s$  の値が負となるのは、桁の有效高さが充分であつて、抗圧鉄筋を必要としない時である。

第 14 表 複鋼筋矩形断面桁に於ける鉄筋断面積の算定

$\sigma_s$ $\text{kg/cm}^2$	$\sigma_c$ $\text{kg/cm}^2$	$s = \frac{x}{d}$	$\sigma'_s$ $\text{kg/cm}^2$	$A'_s$ $\text{cm}^2$	$A_s$ $\text{cm}^2$
1200	65	0.448	$975 \left( 1 - \frac{2.23 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 12.40 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{1.214}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1200	60	0.429	$900 \left( 1 - \frac{2.33 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 11.30 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{1.073}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1200	55	0.407	$825 \left( 1 - \frac{2.46 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 9.67 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.932}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1200	50	0.385	$750 \left( 1 - \frac{2.60 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 8.39 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.803}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1200	45	0.360	$675 \left( 1 - \frac{2.78 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 7.13 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.675}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1200	40	0.333	$600 \left( 1 - \frac{3.00 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 5.92 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.555}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1200	35	0.304	$525 \left( 1 - \frac{3.29 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 4.97 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.455}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1200	30	0.273	$450 \left( 1 - \frac{3.66 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 3.72 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.341}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1000	40	0.375	$600 \left( 1 - \frac{2.67 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 6.57 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.750}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1000	35	0.344	$525 \left( 1 - \frac{2.91 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 5.34 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.603}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
1000	30	0.310	$450 \left( 1 - \frac{3.22 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 4.17 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.465}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
900	40	0.400	$600 \left( 1 - \frac{2.50 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 6.84 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{0.626}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
800	40	0.429	$600 \left( 1 - \frac{2.33 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 7.34 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{1.071}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$
700	40	0.461	$600 \left( 1 - \frac{2.17 d'}{d} \right)$	$A'_s = \frac{M - 7.83 b d^2}{\sigma'_s (d - d')}$	$A_s = \frac{1.321}{100} b d + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$

## 例題

幅が 38 cm である矩形断面桁の有效高さが、構造上の都合から、36.5 cm に制限されて居る。 $M = 370\,000 \text{ kg cm}$  である時、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  である様な、筋筋断面積を求む。

## 解

先づ與へられた、 $M$ 、 $b$ 、 $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  に對する桁の有效高さを求める。

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.411 \sqrt{\frac{370\,000}{38}} = 40.6 \text{ cm}$$

然るに、桁の有效高さが 36.5 cm に制限されて居るから、抗壓鐵筋を使用する事とし、桁の抗壓側表面から抗壓鐵筋断面の重心までの距離を 3.5 cm に採る。

然れば、第 14 表の  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に對する式を用ひて、

$$\sigma'_s = 600 \left(1 - \frac{3.0 d'}{d}\right) = 600 \left(1 - \frac{3.0 \times 3.5}{36.5}\right) = 427 \text{ kg/cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M - 5.92 b d^2}{\sigma'_s (d - d')} = \frac{370\,000 - 5.92 \times 38 \times 36.5^2}{427 (36.5 - 3.5)} = 4.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0.555 b d}{100} + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \frac{0.555 \times 38 \times 36.5}{100} + 4.99 \frac{427}{1200} = 9.47 \text{ cm}^2$$

§ 148.  $M$ 、 $b$ 、 $d$ 、 $d'$ 、 $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  が與へられる時  $A_s$  及  $A'_s$  の近似的算定

抗張鐵筋の断面積を簡単に求めるには、次の近似式によるのが便利である。

$$A_s = \frac{M}{\frac{7}{8} d \sigma_s} \quad (19)$$

第 24 圖に示す如く、抗壓鐵筋に働く全壓應力  $C'$  は、一般に、コンクリートに働く全壓應力  $C$  よりも桁の抗壓側表面に近く働き、 $C'$  と  $C$  の合成應力  $C+C'$  の作用線は  $C'$  と  $C$  の間にあつて、 $C$  に近い位置にある。故に、 $T$  と  $C+C'$  とからなる抵抗偶力の臂長さは  $T$  と  $C$  の距離より少し大きい。此の抵抗偶力の臂長さを、近似的に  $\frac{7}{8} d$  とおけば、(19) 式が得られる。

$A_s$  が定まれば、(1) 式により、

$$A_s \sigma_s = \frac{b}{2} \sigma_c x + A'_s \sigma'_s$$

であるから、抗壓鐵筋の断面積は、

$$A'_s = \frac{1}{\sigma'_s} \left( A_s \sigma_s - \frac{b}{2} \sigma_c x \right) \quad (20)$$

(20) 式を計算するには、先づ

$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = s d$$

によつて、 $x$  を計算し、次に (6) 式

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x - d'}{x}$$

によつて  $\sigma'_s$  を計算して、夫等の値を代入すればよい。

(19) 式によつて計算すれば、 $A_s$  の値が精確に計算する時よりも幾分大きく出て来るから、

(20) 式によつて計算される  $A'_s$  の値も亦、精確に計算した値よりも幾分大きく出て来る。

故に、此の近似式を用ゐる爲に起る誤差は、安全側のものである。幾分大きく出て来る  $A'_s$  の値を用ゐる事は、抗壓鐵筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を無視する事を補ふ意味からも、不都合でない。

以上の諸式を  $A_s$  及  $A'_s$  を計算するに便利な順序に書けば次の通りである。

$$\left. \begin{aligned} A_s &= \frac{M}{\frac{7}{8} d \sigma_s} \\ x &= s d = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d \\ \sigma'_s &= n \sigma_c \frac{x - d'}{x} \\ A'_s &= \frac{1}{\sigma'_s} \left( A_s \sigma_s - \frac{b}{2} \sigma_c x \right) \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

## 例題

§ 147. の例題を近似式 (21) 式を用ひて解いて見る。

$$A_s = \frac{M}{\frac{7}{8} d \sigma_s} = \frac{370\,000}{\frac{7}{8} \times 36.5 \times 1200} = 9.65 \text{ cm}^2$$

$$x = 0.333 \times 36.5 = 12.2 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x - d'}{x} = 15 \times 40 \frac{12.2 - 3.5}{12.2} = 428 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= \frac{1}{\sigma'_s} \left( A_s \sigma_s - \frac{b}{2} \sigma_c x \right) = \frac{1}{428} \left( 9.65 \times 1200 - \frac{38}{2} \times 40 \times 12.2 \right) \\ &= 5.39 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$



又は、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{1}{b} \left\{ M_p - \frac{9}{8} M_n \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \frac{s - \frac{d'}{d}}{1-s} \right\}} \quad (27b)$$

茲に  $C_1$  は、與へられる  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對し、第II表から求められる値である。

(27)式から直接  $d$  を求める事も出来るが、計算が面倒であるから、(27)式によつて  $d$  を計算するには、先づ、(26)式に於ける  $\frac{d'}{d}$  の値を假定して  $M_2$  を計算し、之を(27)式に入れるがよい。そして、初めに假定した  $\frac{d'}{d}$  の値と、計算して得た  $d$  の値とから、 $d' = \frac{d'}{d} d$  を求めて見て、 $d'$  が欲する厚さにならなければ、今得た  $d$  と欲する  $d'$  とから  $\frac{d'}{d}$  を求め、之を(26)式に入れて、計算を繰返せばよい。

$d$  が定まれば、鐵筋断面積  $A'_s$  及  $A_s$  は、(22)式及(25)式から求める事が出来る。

### 例題

公道橋床版の或る断面が、 $b = 100 \text{ cm}$  に對して、正弯曲率  $M_p = 267000 \text{ kg cm}$ 、及負弯曲率  $M_n = 102000 \text{ kg cm}$  を受ける。 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$  である様な、床版の有效高さ及鐵筋断面積を求む。

### 解

與へられた  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對し、第I表から  $s = 0.375$ 、第II表から  $C_1 = 0.390$ 、 $C_2 = 0.00293$  が得られる。

普通の方法で計算すれば、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_p}{b}} = 0.390 \sqrt{\frac{267000}{100}} = 20.15 \text{ cm}$$

$$A_s = C_2 \sqrt{M_p b} = 0.00293 \sqrt{267000 \times 100} = 15.14 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M_n}{\frac{8}{9} d \sigma_s} = \frac{102000}{\frac{8}{9} \times 20.15 \times 1000} = 5.7 \text{ cm}^2$$

次に、精確な計算をしてみる。

今、版の下側表面及び上側表面から、 $A_s$  及  $A'_s$  の重心までの距離を  $d'$  とし、

$$d' = \frac{1}{8} d = 0.125 d \text{ と假定すれば、(26b)式により、}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{9}{8} M_n \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \frac{s - \frac{d'}{d}}{1-s} \\ &= \frac{9}{8} M_n (1 - 0.125) \frac{0.375 - 0.125}{1 - 0.375} = 0.394 M_n \end{aligned}$$

$$\therefore M_1 = M_p - 0.394 M_n = 267000 - 0.394 \times 102000 = 226800 \text{ kg cm}$$

(27a)式により、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_1}{b}} = 0.390 \sqrt{\frac{226800}{100}} = 18.6 \text{ cm}$$

(22)式により、

$$A'_s = \frac{M_n}{\frac{8}{9} d \sigma_s} = \frac{102000}{\frac{8}{9} \times 18.6 \times 1000} = 6.17 \text{ cm}^2$$

(25)式により、

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\frac{1}{2} \sigma_c b s d}{\sigma_s} + A'_s \frac{s - \frac{d'}{d}}{1-s} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \times 40 \times 100 \times 0.375 \times 18.6}{1000} + 6.17 \frac{0.375 - 0.125}{1 - 0.375} = 16.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$d' = 0.125 d = 0.125 \times 18.6 = 2.33 \text{ cm}$$

依つて、 $A_s$  に對して直徑 16 mm の圓鉄を使用する時、鐵筋保護としてのコンクリートの厚さは、

$$2.33 - 0.8 = 1.53 \text{ cm}$$

となる。

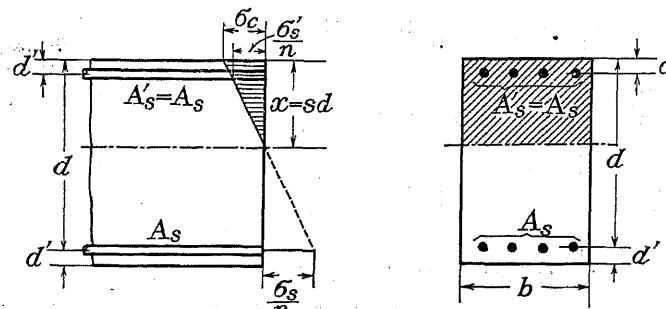
以上によると、普通の方法で計算すれば、 $d = 20.15 \text{ cm}$  ( $h = 20.15 + 2.33 = 22.48 \text{ cm}$ )  $A_s + A'_s = 15.14 + 5.7 = 20.84 \text{ cm}^2$  であり、精確に計算すれば、 $d = 18.6 \text{ cm}$  ( $h = 18.6 + 2.33 = 20.93 \text{ cm}$ )、 $A_s + A'_s = 16.42 + 6.17 = 22.59 \text{ cm}^2$  である。即ち、精確に計算すれば、版の有效高さ、從つて版の全高は、普通の方法で計算する時より小さくなるが、使用鐵筋断面積は大きくなる。何れを採用するのが適當であるかは、工費の上から判断すればよい。鐵筋とコンクリートとの単位容積の價格の比は普通 40 乃至 50 位である。此の比の値を用ひて、普通の方法で計算した時と、精確に計算した時との工費を比較すると、今の場合、後者の方が幾分經濟的である。尚ほ、後者は、版の自重が小さくなる利益がある。

### § 150. 相等しい正及負弯曲率を受ける矩形断面桁の断面算定

水槽又は貯水池などの隔壁は、相等しい正及負弯曲率に抵抗し得る様に、設計しなければならないのが普通である。正弯曲率に對する抗張鐵筋を  $A_s$ 、負弯曲率に對する抗張鐵筋を  $A'_s$  とすれば、 $A_s = A'_s$  であつて、正弯曲率が働く時  $A'_s$  は抗壓鐵筋となり、負弯曲率が働く時  $A_s$  が

抗圧筋として働く。斯かる場合、普通には、計算の容易である事と安全の爲に、計算に於て抗圧筋の存在を無視し、與へられた正弯曲率及許容應力に對して必要な版又は桁の有效高さ及抗張筋断面積を定め、負弯曲率に對しては、以上と同断面積の筋を、前と反対の側に挿入する。然し、次の如くすれば、精確に断面の決定をする事が出来る。

今コンクリート表面から $A_s$ 及 $A'_s$ の重心迄の距離を第26圖の如く $d'$ とする。



第 26 圖

與へられる許容應力に對して、

$$x = \frac{n \sigma_e}{n \sigma_e + \sigma_s} d = s d$$

第26圖から、

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_e (d - x)}{x} = n \sigma_e \frac{1 - s}{s}$$

$$\sigma'_s = \frac{n \sigma_e (x - d')}{x} = n \sigma_e \frac{s - \frac{d'}{d}}{s}$$

$$\therefore \sigma_s - \sigma'_s = \frac{n \sigma_e}{s} \left( \frac{d + d'}{d} - 2s \right)$$

(1) 式

$$A_s \sigma_s = \frac{b}{2} \sigma_e x + A'_s \sigma'_s$$

に於て $A_s = A'_s$ とおけば、

$$A_s = A'_s = \frac{b \sigma_e x}{2(\sigma_s - \sigma'_s)} = \frac{b s^2 d}{2 n \left( \frac{d + d'}{d} - 2s \right)} \quad (28)$$

(4) 式

$$M = \sigma_e \frac{x b}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right) + A'_s \sigma'_s (d - d')$$

に、以上の $A'_s$ ,  $x$  及 $\sigma'_s$ の値を入れれば、

$$\begin{aligned} M &= \sigma_e \frac{s d b}{2} d \left( 1 - \frac{s}{3} \right) + \frac{b s^2 d}{2 n \left( \frac{d + d'}{d} - 2s \right)} n \sigma_e \frac{s - \frac{d'}{d}}{s} d \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \\ &= b \sigma_e s d^2 \left\{ \frac{\frac{1}{3} s^2 - \frac{2}{3} s \left( \frac{d + d'}{d} \right) + \frac{1}{2} \left[ 1 + \left( \frac{d'}{d} \right)^2 \right]}{\left( \frac{d + d'}{d} - 2s \right)} \right\} \\ \therefore d &= \sqrt{\frac{\left( 1 + \frac{d'}{d} \right) - 2s}{\sigma_e s \left\{ \frac{1}{3} s^2 - \frac{2}{3} s \left( 1 + \frac{d'}{d} \right) + \frac{1}{2} \left[ 1 + \left( \frac{d'}{d} \right)^2 \right] \right\}}} \sqrt{\frac{M}{b}} \\ &= C_3 \sqrt{\frac{M}{b}} \end{aligned} \quad (29)$$

(29)式によつて $d$ を求めるには、先づ $\frac{d'}{d}$ を適當に假定して、 $d$ の値を計算し、此の $d$ を用いて計算した $\frac{d'}{d}$ の値を、再び(29)式に入れて $d$ を計算するのが便利である。

$d$ が定まれば、 $A_s = A'_s$ は(28)式から求める事が出来る。

厚さが、10 cm 乃至 25 cm 位の隔壁などに於ては、 $d'$ を $0.12d$ 位に採るのが適當である。

今、 $\frac{d'}{d} = 0.12$ とすれば(29)式及(28)式は、

$$d = \sqrt{\frac{1.12 - 2s}{\sigma_e s \left( \frac{1}{3} s^2 - 0.7467s + 0.5072 \right)}} \sqrt{\frac{M}{b}} = C_3' \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (29a)$$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{b s^2 d}{2 n (1.12 - 2s)} = \frac{s^2 C_3'}{2 n (1.12 - 2s)} \sqrt{M b} \\ &= C_4' \sqrt{M b} \end{aligned} \quad (28a)$$

許容應力の種々の値に對して、(29a)及(28a)式の $C_3'$ 及 $C_4'$ の値を計算すれば、第15表の如くである

第 15 表  $C_3'$  及  $C_4'$  の値 ( $d' = 0.12 d$ )

$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$C_3'$	$C_4'$	$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$C_3'$	$C_4'$
800	25	0.446	0.00314	1000	25	0.506	0.00219
800	30	0.333	0.00393	1000	30	0.418	0.00268
800	35	0.299	0.00477	1000	35	0.352	0.00321
800	40	0.248	0.00579	1000	40	0.300	0.00380
900	25	0.478	0.00259	1200	25	0.557	0.00163
900	30	0.392	0.00319	1200	30	0.462	0.00200
900	35	0.328	0.00385	1200	35	0.393	0.00237
900	40	0.276	0.00461	1200	40	0.340	0.00277

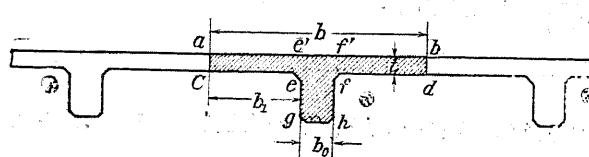
對稱な鐵筋を有する隔壁などの設計に於ては、コンクリートの許容壓應力を小さく採る方が一般に、經濟的であつて、適當な許容壓應力は、 $25 \text{ kg/cm}^2$  乃至  $35 \text{ kg/cm}^2$  位である。コンクリートの許容壓應力を小さく採ると、壁の厚さが大きくなつて、コンクリートに於ける張應力が小さくなるから、水槽の隔壁などの場合には水密の目的を達するにも都合がよい。

## 第五章 T形断面桁に於ける弯曲應力の計算及弯曲率に對する断面の算定

### 第一節 應力の計算

#### § 151. 概 説

版と桁とが單一體として働く様に構成された時に、版が桁の一部として壓應力を受ける時は所謂 T 桁として働く。



第 27 圖 床版を突縁とする T 桁

第 27 圖は、斯の如き T 形断面桁の断面を示すもので、 $a b d c$  の部分を T 桁の突縁、 $e f h g$  の部分を腹部と言ふ。

### 第一節 應力の計算

[§ 152] 197

T 形断面桁が正弯曲率を受ける時は、突縁の一部又は突縁と腹部の一部とが壓應力を受け、腹部に挿入される鐵筋が張應力を受けるが、負弯曲率を受ける時は、腹部が壓應力を受け、突縁に挿入される鐵筋が張應力を受ける。依つて、T 形断面桁に於ける弯曲應力の計算は、弯曲率の正負によつて異なるものである。

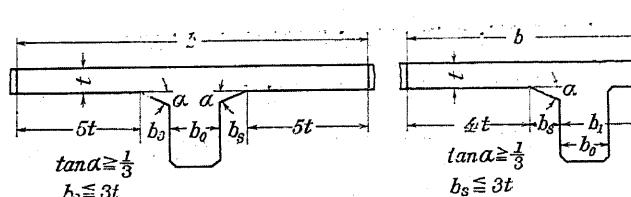
第 27 圖に示す如く、T 桁の突縁と腹部との接合點には隅縁又はハウシチを設けるのが普通である。隅縁又はハウシチの断面積は比較的小さいし、之が T 桁の弯曲應力に及ぼす影響も一般に小さいから、計算の容易及安全の爲に、T 桁の弯曲應力の計算には版の隅縁又はハウシチの断面積を無視するのが普通である。以下に於ても、隅縁又はハウシチの断面積を無視する計算方法を示す。

#### § 152. T 桁の突縁に關する標準示方書の規定及其の説明

第 27 圖に示す様な T 形断面桁が正弯曲率を受ける時、版が T 桁の突縁として働く抗壓有效幅及其の他に關し、標準示方書は次の様に規定してゐる

##### 第八十五條 T 桁の突縁

(1) T 桁の突縁の抗壓有效幅は次式に依りて求めたる値を超ゆべからず。



第 28 圖

兩側に版ある場合(第 23 圖参照)

$$b = 10t + b_0 + 2b_s$$

但し  $b$  は兩側に於ける版の中心線間の距離より大なら

ず、又桁支間の  $\frac{1}{2}$  を超ゆべからず。

片側に版ある場合(第 28 圖参照)

$$b = 4t + b_1 + b_s$$

但し  $b$  は版支間の  $\frac{1}{2}$  より大ならず、又桁支間の  $\frac{1}{4}$  を超ゆべからず。

(2) T 桁の突縁の厚さは  $10 \text{ cm}$  以上たるべし。

(3) 獨立せる T 桁の突縁の厚さは腹部の幅の  $\frac{1}{2}$  以上とし、其の有效幅は腹部の幅の 4 倍を超ゆべからず。』

(1) に就いて 甚だ大きい幅の突縁を有する独立せる T 桁の試験の結果は、突縁に於て、壓應力が其の全幅に亘つて、殆ど齊等に分布して居る事を示して居る。依つて、連續版が突縁となつて居る T 桁の場合には、隨分大きい幅の版の部分が、T 桁の突縁の抗壓有效幅として働き

得る事を期待し得るのである。然し、T桁の突縁の抗壓有效幅が何程であるかと云ふ事の理論的結論は未だ出来て居ない。

突縁の厚さが小さい時に、突縁の有效幅を餘り大きく取れば、第27圖に於て、 $ee'$ 及 $ff'$ 面に於ける剪应力が、 $ef$ 面に於ける剪应力よりも大きくなつて、 $ee'$ 及 $ff'$ 断面で破壊を生ずる惧がある。此の點から云ふと、第27圖に於ける $b_1$ なる長さは、版の厚さの5倍乃至6倍に制限するのが望ましいのである。標準示方書は是等の事を考へ、各國の規定を参照して、十分安全な値として、上記の有效幅を規定したのである。

又、突縁の抗壓有效幅を、版の中心線間の距離よりも大きく取れば、版の同じ部分を、相隣れるT桁の突縁として、2度使用する事になるから、突縁の抗壓有效幅を、版の中心線間の距離よりも大きく取つてはならない事は當然である。

普通の場合には、以上の2條件のうちの1つで、突縁の抗壓有效幅が定まるが、支間の小さいT桁に於ては、餘り大きい突縁の幅に、應力が十分傳達するとは考へられないから、以上の2條件の1つで定まる突縁の抗壓有效幅が、T桁支間の $\frac{1}{4}$ よりも大きい場合には、支間の $\frac{1}{4}$ 以下を突縁の抗壓有效幅に取る事を規定したのである。

不對稱な断面のT桁に於ける弯曲应力は、對稱なT桁の場合と同様な方法で計算するのが普通である。之は、T桁の横方向の變形が、突縁として働く版、又はT桁と交叉する小桁の爲に妨げられるから、T桁の變形は鉛直方向にのみに起り、従つて、断面の中立軸は水平であると考へる事が出来るからである。

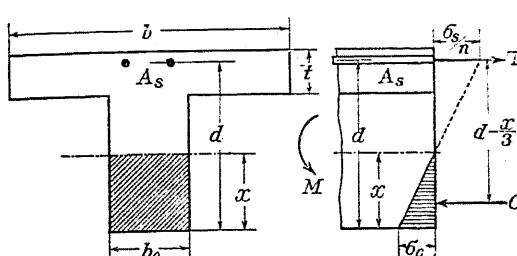
然し、不對稱断面の桁が、横方向に支持され無いで、横方向に變形を爲し得るものであれば、不對稱な桁として、弯曲应力を計算しなければならない。標準示方書に規定してある不對稱のT桁は、斯の如き場合を含むで居ないのである。

片側に版のある場合の、突縁の抗壓有效幅に関する標準示方書の規定は、兩側に版ある場合に準じて定めたものである。

(2)に就いて T桁の突縁の厚さは10cm以上たるべしと規定したのは、標準示方書が第七十七條(§ 325. 参照)に版の最小厚さを10cm以上と規定して居ると同様に、餘り薄い版は、之を完全に施工する事が困難であると云ふ理由に依るのである。

(3)に就いて 獨立せるT桁の突縁に関する此の規定は、實驗の結果を基として定めた外國の規定に準じたもので、十分安全な各部の寸法關係を示すものである。

### § 153. T形断面桁が負弯曲率を受ける場合の弯曲应力の計算



第29圖 負弯曲率を受けるT桁

T形断面桁が負弯曲率を受ける時、コンクリートの張应力を無視すれば、弯曲应力の分布は第29圖に示す如くであつて、弯曲应力の計算は突縁の兩側突出部がない矩形断面桁の場合と同様である。即ち、幅が $b_0$ で、抗張鐵筋が桁の上部にある矩形断面桁として弯曲应力を計算する。

算する。依つて、§ 136. の(11), (15), (16) 及 (17) 式により、

$$x = \frac{n A_s}{b_0} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_0 d}{n A_s}} \right]$$

$$T = C = \frac{M}{\left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_e = \frac{2 C}{b_0 x} = \frac{2 M}{b_0 x \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_s = \frac{T}{A_s} = \frac{M}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

T形断面の連續桁の内部支承部に於て屢々起る様に、腹部の下部に抗張鐵筋を使用する場合には、幅が $b_0$ である複鐵筋矩形断面桁として弯曲应力を計算する(§ 143. 参照)。

### § 154. T形断面桁が正弯曲率を受ける時 中立軸が突縁内にあるか腹部内にあるかを求める近似式

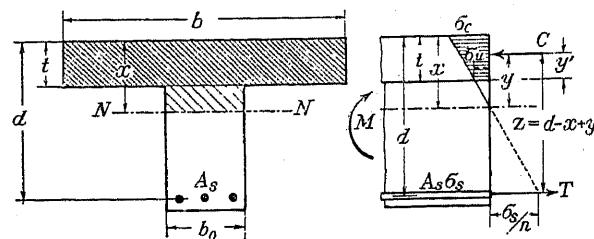
T形断面桁が正弯曲率を受ける時の弯曲应力の計算は、中立軸が突縁内にあるか、腹部内にあるかに依つて異なる。

或る與へられた場合に對して、中立軸が突縁内にあるか、又は腹部内にあるかを求める一般方法は、先づ兩者の内の一方であると假定して中立軸の位置を計算し、其の假定が正しいか否かを検するのである。然し、次に述べる近似式に依つても、中立軸が突縁内にあるか又は腹部内にあるかを、實際上十分精確に、判定する事が出来る。

中立軸が突縁内にある時、中立軸以下のコンクリートの張应力を無視すれば、抗張鐵筋のみを有するT形断面桁は、幅が $b$ である單鐵筋矩形断面桁として働くから、中立軸の位置は



通である。本項には此の場合の計算方法を述べる。腹部に働く張应力を無視しない場合の計算は、§ 159. に述べてある。

第 31 圖 正弯曲率を受ける T 桁 ( $x > t$ )

る弯曲应力の分布は、第 31 圖に示す様になる。

第 31 圖の应力分布の関係から、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x}$$

突縁の下側表面の縦に於ける張应力を  $\sigma_u$  とすれば、

$$\sigma_u = \sigma_c - \frac{x-t}{x}$$

依つて、 $T = C$  なる平衡条件により、

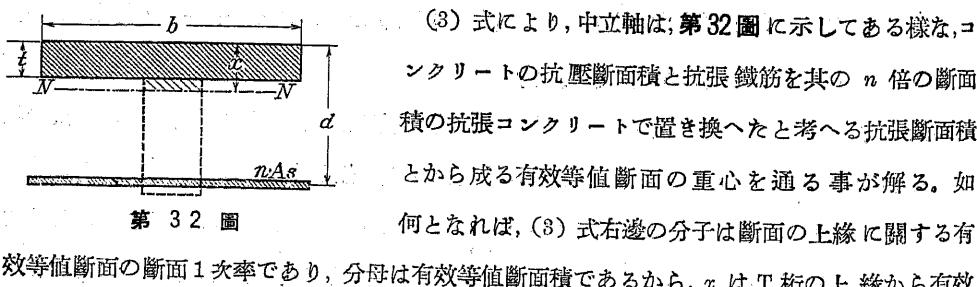
$$A_s \sigma_s = b t \frac{\sigma_c + \sigma_u}{2} = \frac{b t}{2} \left( \sigma_c + \sigma_c \frac{x-t}{x} \right)$$

上式に、 $\sigma_s$  の値を入れれば、

$$A_s \frac{n \sigma_c (d-x)}{x} = \frac{b t}{2} \left( 1 + \frac{x-t}{x} \right) \sigma_c$$

上式を  $x$  に就いて解けば、

$$x = \frac{n d A_s + \frac{b t^2}{2}}{n A_s + b t} \quad (3)$$

第 32 圖 何となれば、(3) 式右邊の分子は断面の上縁に關する有效等値断面の断面 1 次率であり、分母は有效等値断面積であるから、 $x$  は T 桁の上縁から有效

等値断面の重心に到る距離を表すからである。

(3) 式に於て、

$$\frac{A_s}{b d} = p, \quad x = k d$$

とおけば、

$$k = \frac{x}{d} = \frac{n p + \frac{1}{2} \left( \frac{t}{d} \right)^2}{n p + \left( \frac{t}{d} \right)} \quad (3a)$$

次に、第 31 圖の应力分布圖に於ける梯形の重心、或は全張应力  $C$  の作用線と突縁の下側表面との距離を  $y'$  とすれば、

$$\begin{aligned} y' &= \frac{t}{3} \frac{2 \sigma_c + \sigma_u}{\sigma_c + \sigma_u} = \frac{t}{3} \frac{2 \sigma_c + \sigma_c \frac{x-t}{x}}{\sigma_c + \sigma_c \frac{x-t}{x}} = \frac{t}{3} \frac{3x-t}{2x-t} \\ &= \frac{t}{3} \frac{6x-3t+t}{2(2x-t)} = \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} \end{aligned}$$

故に、 $C$  の作用線と中立軸との距離  $y$  は、

$$y = x - t + y' = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} \quad (4)$$

抵抗偶力の臂長さ  $z$  は、

$$z = d - x + y = d - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} \quad (5)$$

(5) 式に於て  $z = j d$ ,  $x = k d$  とおけば、

$$j = \frac{z}{d} = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{t}{d} \right) \left\{ \frac{3k-2\left(\frac{t}{d}\right)}{2k-\left(\frac{t}{d}\right)} \right\} \quad (5a)$$

抵抗偶力の臂長さが定まれば、

$$C = T = \frac{M}{z} = \frac{M}{d-x+y}$$

$$\sigma_s = \frac{T}{A_s} = \frac{M}{A_s(d-x+y)} = \frac{M}{A_s j d} = \frac{M}{p j b d^2} \quad (6)$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_s x}{n(d-x)} = \frac{\sigma_s}{n} \frac{n d A_s + \frac{b t^2}{2}}{b t \left( d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{k}{n(1-k)} \sigma_s \quad (7)$$





$$x = -\frac{t(b-b_0) + n(A_s + A'_s)}{b_0} + \sqrt{\left\{ \frac{t(b-b_0) + n(A_s + A'_s)}{b_0} \right\}^2 + \frac{t^2(b-b_0) + 2n(A_s d + A'_s d')}{b_0}} \dots\dots(15)$$

$x$  が求められれば、有效等価断面の中立軸に関する断面2次率を計算し、齊等質材料の桁に対する普通の弯曲应力計算式を用ひて、鉄筋及コンクリートに於ける弯曲应力を求める事が出来る。即ち、

$$I = \frac{1}{3} [b x^3 - (b-b_0)(x-t)^3] + n A'_s (x-d')^2 + n A_s (d-x)^2 \dots\dots(16)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{x M}{I} \\ \sigma_s &= -\frac{n M}{I} (d-x) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\dots(17)$$

又、 $x$  を求めた後に、第35図に於ける全压应力  $C + C'$  の作用線と中立軸との距離  $y$  を計算して、弯曲应力を求める事も出来る。

$y$  を求めるには、有效等価断面の抗压断面の中立軸に関する断面1次率と  $y$  との相乘積は、有效等価断面の抗压断面の中立軸に関する断面2次率に等しいと云ふ性質を利用する事が便利である。即ち、

$$y = \frac{\frac{b x^3}{3} - \frac{b-b_0}{3} (x-t)^3 + n A'_s (x-d')^2}{\frac{b x^2}{2} - \frac{b-b_0}{2} (x-t)^2 + n A'_s (x-d')} \dots\dots\dots\dots(18)$$

而して、(18) 式により、

$$\frac{b x^2}{2} - \frac{b-b_0}{2} (x-t)^2 + n A'_s (x-d')^2 = n A_s (d-x)$$

であるから、此の関係を (18) 式に入れれば、

$$y = \frac{b x^3 - (b-b_0)(x-t)^3 + 3n A'_s (x-d')^2}{3n A_s (d-x)} \dots\dots\dots\dots(19)$$

$y$  が求められれば、

$$\left. \begin{aligned} T &= \frac{M}{d-x+y} \\ \sigma_s &= \frac{T}{A_s} \\ \sigma_c &= \frac{\sigma_s x}{n(d-x)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\dots(20)$$

### § 159. 単鉄筋 T 形断面桁が正弯曲率を受け 中立軸が腹部内にある場合の弯曲应力の計算 腹部のコンクリートに於ける压应力を考慮する場合

之は、§ 158. の場合に於て  $A'_s = 0$  となつた時である。依つて、(15) 式乃至 (20) 式に於て  $A'_s = 0$  とおけば、

$$x = -\frac{t(b-b_0) + n A_s}{b_0} + \sqrt{\left\{ \frac{t(b-b_0) + n A_s}{b_0} \right\}^2 + \frac{t^2(b-b_0) + 2n A_s d}{b_0}} \dots\dots\dots\dots(21)$$

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{1}{3} [b x^3 - (b-b_0)(x-t)^3] + n A_s (d-x)^2 \\ \sigma &= \frac{n M}{I} (d-x) \\ \sigma_c &= \frac{M}{I} x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\dots(22)$$

又は、

$$y = \frac{2}{3} \frac{b x^3 - (b-b_0)(x-t)^3}{b x^2 - (b-b_0)(x-t)^2} = \frac{b x^3 - (b-b_0)(x-t)^3}{3n A_s (d-x)} \dots\dots\dots\dots(23)$$

$$\left. \begin{aligned} T &= \frac{M}{d-x+y} \\ \sigma_s &= \frac{T}{A_s} \\ \sigma_c &= \frac{\sigma_s x}{n(d-x)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\dots(24)$$

#### 例題

$b = 160 \text{ cm}$ ,  $b_0 = 38 \text{ cm}$ ,  $d = 102 \text{ cm}$ ,  $t = 20 \text{ cm}$ ,  $A_s = 90.79 \text{ cm}^2$  である単鉄筋 T 形断面桁が、正弯曲率  $8021000 \text{ kg/cm}$  を受ける時、腹部のコンクリートに於ける压应力を考慮し、弯曲应力を求む (§ 156. 例題参照)。

#### 解

(21) 式により、

$$\begin{aligned}
 x &= -\frac{t(b-b_0)+nA_s}{b_0} + \sqrt{\left(\frac{t(b-b_0)+nA_s}{b_0}\right)^2 + \frac{t^2(b-b_0)+2nA_sd}{b_0}} \\
 &= -\frac{20 \times (160-38) + 15 \times 90.79}{38} \\
 &\quad + \sqrt{\left(\frac{20 \times (160-38) + 15 \times 90.79}{38}\right)^2 + \frac{20^2(160-38) + 2 \times 15 \times 90.79 \times 102}{38}} \\
 &= 36.4 \text{ cm} \\
 \therefore I &= \frac{1}{3} [b x^3 - (b-b_0)(x-t)^3] + n A_s (d-x)^2 \\
 &= \frac{1}{3} [160 \times 36.4^3 - (160-38)(36.4-20)^3] + 15 \times 90.79 \times (102-36.4)^2 \\
 &= 8253418 \text{ cm}^4 \\
 \therefore \sigma_s &= \frac{nM}{I}(d-x) = 15 \times \frac{8021000 \times (102-36.4)}{8253418} = 956 \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_c &= \frac{M}{I}x = \frac{8021000}{8253418} \times 36.4 = 35.4 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

或は、(23) 式により、

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{bx^3 - (b-b_0)(x-t)^3}{3nA_s(d-x)} = \frac{160 \times 36.4^3 - (160-38) \times (36.4-20)^3}{3 \times 15 \times 90.79 \times (102-36.4)} \\
 &= 26.78 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$T = \frac{M}{d-x+y} = \frac{8021000}{102-36.4+26.78} = 86760 \text{ kg}$$

$$\therefore \sigma_s = \frac{T}{A_s} = \frac{86760}{90.79} = 956 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s x}{n(d-x)} = \frac{956 \times 36.4}{15(102-36.4)} = 35.4 \text{ kg/cm}^2$$

以上の結果を、腹部のコンクリートに於ける圧應力を無視する § 156. の例題の結果と比較すると、 $\sigma_c$  の値が極く僅かに小さく出て居るに過ぎない。故に普通の場合には、腹部のコンクリートに於ける圧應力を無視して弯曲應力を求めて、充分精確である事が解る。

## 第二節 断面の算定

### § 160. T形断面桁が負弯曲率を受ける時の断面算定

T形断面桁が負弯曲率を受ける時は、腹部の幅  $b_0$  を幅とする矩形断面桁として働くから、負弯曲率に對して T形断面桁の断面を算定する事は、幅が  $b_0$  である矩形断面桁の場合と同じである。故に、第三章第二節及第四章第二節等の方法に依り、負弯曲率に對して、T形断面桁の断面を決定する事が出来る。

腹部の幅  $b_0$  は、一般に、正弯曲率に對する抗張鐵筋の配置又は桁の剪力に對する强度等から定められるもので、負弯曲率に對する T形断面桁の断面算定に際しては、 $b_0$  が既知であるのが普通である。但し、桁の有效高さが、構造上の都合などで制限されて居る時には、特に腹部の幅を大きくする事もある。

#### 例題

第36圖に示す断面の T形断面桁が、負弯曲率 780000 kg cm を受ける。桁の有效高さが、構造上の都合から 57 cm に制限されて居る。 $\sigma_c = 50$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 1200$  kg/cm<sup>2</sup> である様な鐵筋断面積を求む。

#### 解

此の問題は、§ 146. の例題の場合と全く同様にして解けばよい。

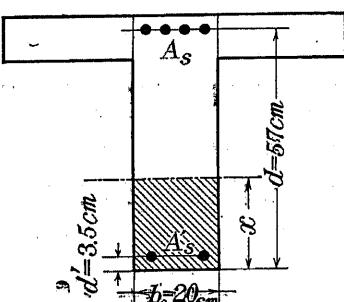
與へられた  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對する  $C_1$  及  $C_2$  の値を第II表から求めると、 $C_1 = 0.345$ ,  $C_2 = 0.00277$  である。

先づ、與へられた  $M$ ,  $b_0$ ,  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  に對して必要な、桁の有效高さを求めれば、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.345 \sqrt{\frac{780000}{20}} = 68 \text{ cm}$$

である。然るに、桁の有效高さが、57 cm に制限されて居るから、今の場合抗壓鐵筋を使用する事にする。

然れば、§ 146. の (16) 式により、



第36圖

$$M_1 = \left( \frac{d}{C_1} \right)^2 b_0 = \frac{57^2}{0.345^2} \times 20 = 545920 \text{ kg cm}$$

$$M_2 = M - M_1 = 780000 - 545920 = 234080 \text{ kg cm}$$

$$A_s = C_2 \sqrt{\frac{M_1 b_0}{\sigma_s}} + \frac{M_2}{\sigma_s (d-d')}$$

$$= 0.00277 \sqrt{545920 \times 20} + \frac{234080}{1200(57-3.5)} = 12.79 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} = \frac{15 \times 50}{15 \times 50 + 1200} = 0.385$$

$$x = s d = 0.385 \times 57 = 21.95 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{M_2 x}{n \sigma_c (x-d') (d-d')} = \frac{234080 \times 21.95}{15 \times 50 (21.95-3.5) (57-3.5)} \\ = 6.94 \text{ cm}^2$$

### § 161. 単鐵筋T形断面桁が正弯曲率を受け $M, b, t, \sigma_c$ 及 $\sigma_s$ が與へられる時 $d$ 及 $A_s$ の算定

T 桁に於ては、突縁の抗壓有效幅  $b$  は既知である場合が多い。之は普通、桁の兩側に於ける版の中心線間の距離であるが、他の條件に依つて定まる事もある(§ 152. 参照)。

又、T 桁の突縁は版として働く場合が多いから、突縁の厚さ  $t$  は、版として外力に抵抗する方から豫め決定されて居るのが普通である。

故に、単鐵筋T形断面桁が正弯曲率を受ける場合に於ける断面算定に關しては、 $M, b$  及  $t$  が既知であつて、與へられた許容應力を超過しない様に、 $d$  及  $A_s$  を定める問題が最も普通に出來る。

單鐵筋T形断面桁に於ては、鐵筋及コンクリートに於ける應力が夫々同時に與へられた許容應力を達する様に、 $d$  及  $A_s$  を定める事は、一般に經濟的でない。如何となれば、斯くすると、有效高さが比較的小さく、 $A_s$  の値が大きい桁が得られ、コンクリートに於ける應力を許容應力よりも小さく選んで、有效高さが前者よりも大きく、 $A_s$  の値が前者よりも小さい桁を用ゐるよりも、工費が大きくなるからである。經濟的なT形断面の算定は § 354. に之を述べる。

構造上の必要等から、桁の有效高さを成る可く小さくしたい時には、鐵筋及コンクリートに於ける應力が、夫々同時に、許容應力に達する様に桁の有效高さを決定するのが適當である。又、鐵筋及コンクリートに於ける應力が、夫々同時に、許容應力に達する様に定めた桁の有效高さよりも大きい有效高さを用ゐれば、コンクリートに於ける應力は常に許容應力以下である。依つ

て、コンクリートに於ける應力が其の許容應力以下であるかを検するため、及、コンクリートに於ける應力を許容應力以下に選んで、經濟的なT桁の有效高さを決定する爲に、鐵筋及コンクリートに於ける應力が、夫々同時に、許容應力に達する様な、桁の有效高さを求める事も屢々必要である。

T 桁が正弯曲率を受ける時の弯曲率に對する断面の算定方法は、中立軸が突縁内にある場合と、腹部内にある場合とに依つて異なるから、與へられた問題が、其の何れの場合に相當するものであるかを、先づ、判定する必要がある。之が爲には、

$$x = s d = s C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (25)$$

によつて、 $x$  の値を計算し、之を與へられた  $t$  の値と比較すればよい。茲に、 $s$  及  $C_1$  は、與へられる  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に依つて定まるもので、夫々 § 187. の (22) 式及 (24) 式、又は第 10 表及第 11 表又は第 22 圖から求める事が出来る。

$\sigma_s$  が  $1200 \text{ kg/cm}^2$  及  $1000 \text{ kg/cm}^2$  である時、 $\sigma_c$  の種々の値に對する  $s C_1$  の値は第 16 表に示してある。

第 16 表を見ると、 $s C_1$  の値は、 $\sigma_c$  の種々の値に對して、餘り變らない事が解る。依つて、近似的には、 $s C_1$  の平均値を用ひてよい。然れば、(25) 式は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ に對して}, \quad x &= 0.14 \sqrt{\frac{M}{b}} \\ \sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2 \text{ に對して}, \quad x &= 0.15 \sqrt{\frac{M}{b}} \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

となる。

(1) 中立軸が突縁内にある場合 中立軸が突縁内にある時、 $d$  及  $A_s$  を求める方法は、矩形断面桁の場合と同様である。即ち、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

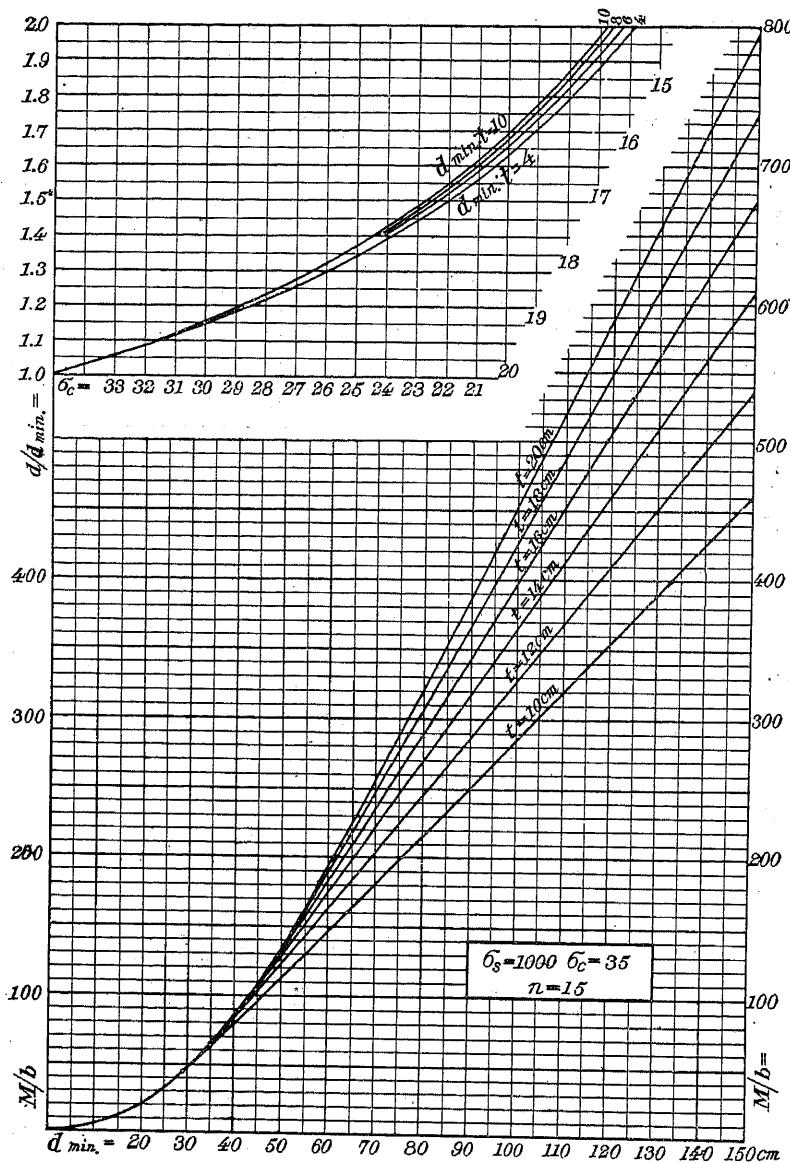
$$A_s = C_2 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

與へられる  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對する  $C_1$  及  $C_2$  の値は、第 11 表又は第 22 圖から求める。

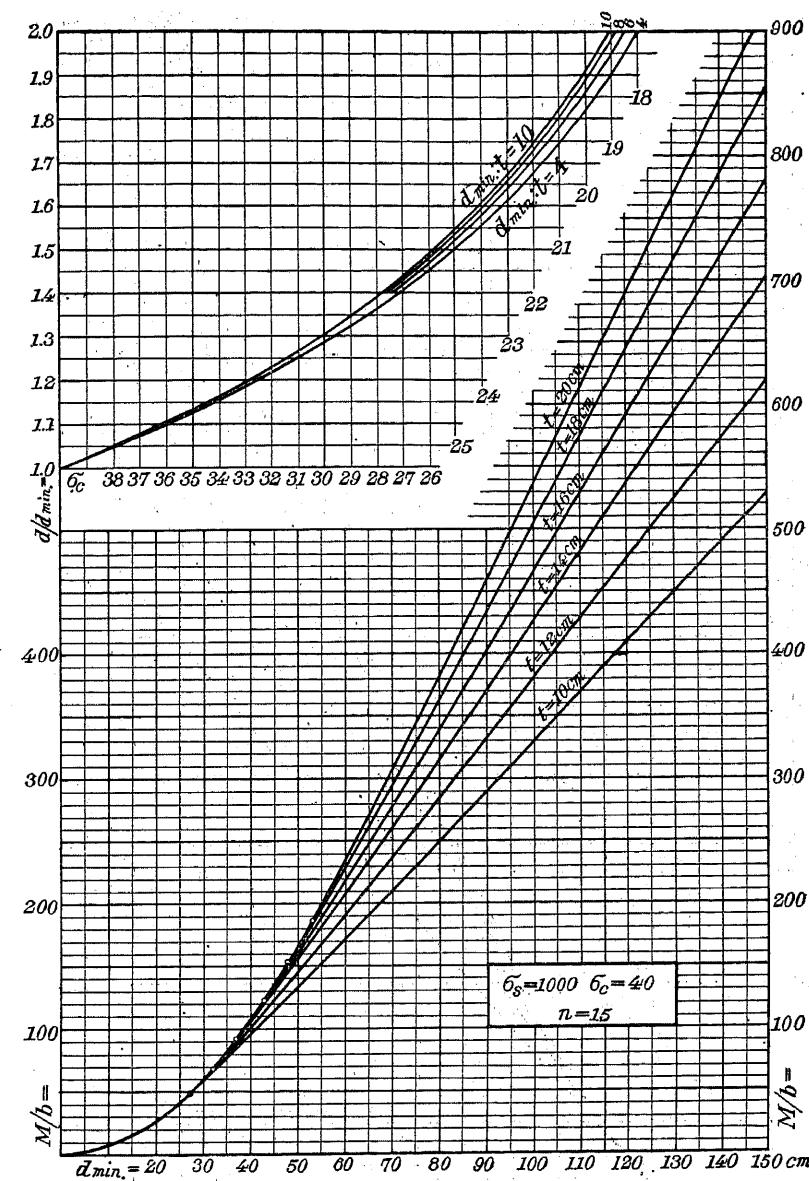
(2) 中立軸が腹部内にある場合 腹部のコンクリートに於ける應力を無視すれば、§ 156. の (7a) 式により、

$$M = b t \sigma_c \left[ d - \frac{t}{2} - \frac{t d}{2x} + \frac{t^2}{3x} \right]$$

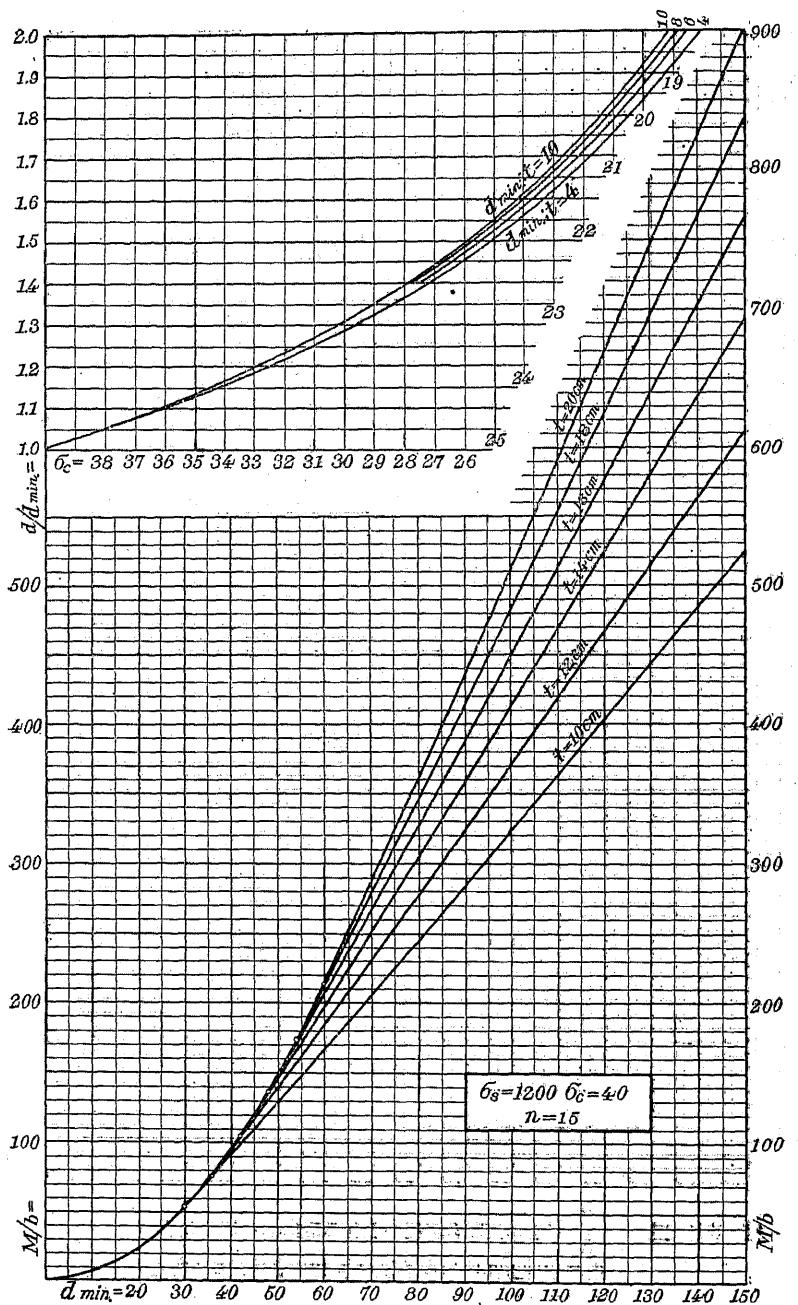




第 37 圖  $\frac{M}{b}$  (kg m) 及  $t$  が與へられる時,  $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ,  
 $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$  である様な T 桁の有效高さ ( $d_{\min}$ )  
 を求める圖



第 38 圖  $\frac{M}{b}$  (kg m) 及  $t$  が與へられる時,  $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ,  
 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  である様な T 桁の有效高さ ( $d_{\min}$ )  
 を求める圖



第 39 図  $\frac{M}{b}$  (kg m) 及  $t$  が與へられる時,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  になる様な T 桁の有效高さ ( $d_{\min}$ ) を求める圖

及  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に達する様な, T 桁の有效高さ (圖に於ては  $d_{\min}$  と記してある) を求めるに便利な圖表である。突縁の種々の厚さに對して 1 つの曲線が書いてある。是等の曲線は、丸の付けてある點から、凡て同一の抛物線になる。抛物線の部分は中立軸がある。突縁内に來て、T 桁の有效高さが、矩形断面桁の場合と同様に、 $d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$  で決定される場合である。尚ほ、圖の上部にある  $\frac{d_{\min}}{t}$  の曲線は、T 桁の有效高さ  $d$  を、圖から得られる有效高さ ( $d_{\min}$ ) よりも大きく選んだ時に於ける  $\sigma_c$  の値を求める事と、 $\sigma_c$  の値を圖に示された値より小さく選んだ時に於ける桁の有效高さを求める事とに利用するものである。是等の圖表の使用方法は次の例題で説明する。

### 例 題

$b = 190 \text{ cm}$ ,  $t = 12 \text{ cm}$  である單鐵筋 T 形断面桁が、正弯曲率  $5700000 \text{ kg cm}$  を受ける。コンクリート及鐵筋に於ける應力が、夫々同時に、許容應力  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に達する様な、 $d$  及  $A_s$  を求む。

### 解

與へられた  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對する  $sC_1$  の値は、第 16 表に依り 0.137 である。故に、(25) 式に依り、

$$x = sC_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.137 \sqrt{\frac{5700000}{190}} = 23.7 \text{ cm}$$

之は、 $t = 12 \text{ cm}$  よりも大きいから、中立軸は腹部内にある。

與へられた許容應力に對する  $s$ ,  $m$  及  $w$  の値は、第 16 表に依り、 $s = 0.333$ ,  $m = 1.000$ ,  $w = 1.000$  である。故に、(30) 式に依り、

$$\begin{aligned} Z &= \frac{M}{2\sigma_c b t} + m t \\ &= \frac{5700000}{2 \times 40 \times 190 \times 12} + 1.0 \times 12 = 43.25 \text{ cm} \\ d &= Z + \sqrt{Z^2 - w t^2} \\ &\approx 43.25 + \sqrt{43.25^2 - 1.0 \times 12^2} = 84.8 \text{ cm} \div 85 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$x = s d = 0.333 \times 85 \approx 28.3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\sigma_c b t}{\sigma_s} \left(1 - \frac{t}{2x}\right)$$

$$= \frac{40 \times 190 \times 12}{1200} \left(1 - \frac{12}{2 \times 28.3}\right) = 59.8 \text{ cm}^2$$

$\sigma_a = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  であるから、第39図を用ひてみる。

$$\frac{M}{b} = \frac{5\,700\,000}{190} = 30\,000 \text{ kg cm/cm} = 300 \text{ kg m/cm}$$

であるから、縦距に於て  $\frac{M}{b} = 300 \text{ kg m}$  と、 $t = 12 \text{ cm}$  の曲線との交點の横距を讀めば、 $d_{\min} = 85 \text{ cm}$  が得られる。

抗張鐵筋の斷面積を近似式で計算すれば、

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \left( d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{5\,700\,000}{1\,200 \cdot (85 - 6)} = 60.1 \text{ cm}^2$$

今、此の T 桁の有效高さを、コンクリート及鐵筋に於ける應力が夫々同時に  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に達する値  $d_{min} = 85 \text{ cm}$  よりも大きく、 $d = 119 \text{ cm}$  に選んだとする。其の時のコンクリートに於ける壓應力は、

$$\frac{d}{d_{min}} = \frac{119}{85} = 1.4, \quad \frac{d_{min}}{f} = \frac{85}{12} = 7.1$$

であるから、第39図の上部に於て、縦距に  $\frac{d}{d_{min}} = 1.4$  を取り、 $\frac{d_{min}}{t} = 7.1$  の曲線との交點の横距を讀めば、 $\sigma_c = 27.6 \text{ kg/cm}^2$  が得られる。

本例題に於て、 $\sigma_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に対する桁の有效高さを求めるのに第39図を利用するには、先づ、許容応力  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に対する  $d_{min} = 85 \text{ cm}$  を求め、 $\frac{d_{min}}{t} = \frac{85}{12} = 7.1$  の曲線と、横距  $\sigma_c = 25 \text{ kg/cm}^2$  線との交點の縦距を讀めば、 $\frac{d}{d_{min}} = 1.53$  である。従つて

$$d = 1.53 \, d_{min} = 1.53 \times 85 = 130 \text{ cm}$$

### が得られる

§ 162. T 形断面桁が正彎曲率を受け  $M, b, t, d$ , 許容應力  $\sigma_0$  及  $\sigma_s$  が與へられる時 鐵筋断面積の算定

T形断面桁が正彎曲率を受ける時、桁の奥へられた有效高さ  $d$  が、鉄筋及コンクリートに於ける應力が夫々同時に夫等の許容應力に達する様な有效高さよりも大きい場合には、コンクリートに於ける壓應力は、常に許容應力以下である。故に、此の場合には、抗張鐵筋丈を使用すればよ。

$$A_s = \frac{M}{\left(d - \frac{t}{2}\right)\sigma_s}$$

に依つて近似的に計算して、十分精確である。

桁の與へられた有效高さが、鐵筋及コンクリートに於ける應力が、夫々同時に夫等の許容應力に達する様な有效高さよりも小さい時、其の差が小さければ、§ 140. に述べた矩形斷面桁の場合の様に、抗張鐵筋に於ける張應力を許容應力よりも小さく採つて、コンクリートに於ける壓應力を許容應力以下にする事が出来る。然し、桁の與へられた有效高さが甚だ小さい時には、抗壓鐵筋を使用して、コンクリートに於ける壓應力が、許容應力を超過しない様にしなければならない。

桁の有效高さが餘り小さく制限されて居ない時に、抗張鐵筋に於ける張應力を許容應力以下に選んで、コンクリートに於ける壓應力が許容應力を超過しない様にする方法は、中立軸が突縁内にあるか、又は腹部内にあるかに依つて異なる。而して、抗張鐵筋に於ける應力を何程に採るべきかは、初に不明であるから、中立軸が突縁内に来るか、腹部内に来るかは、初に判定出来ない。然し、中立軸が腹部内に来る場合が多いから、普通には、先づ、中立軸が腹部内にあるものと假定して、次に述べる様にして  $x$  の値を計算し、此の  $x$  の値と、突縁の厚さ  $t$  を比較して、中立軸が腹部内にあるとした假定が正しいかを検する。若し、中立軸が突縁内に来れば、矩形斷面桁として取扱ひ S 140 の方法によつて、 $A_s$  を決定すればよい。

由立軸が腹部内にある時、 $x_s$ 、 $a_s$  及  $A_s$  を求めるには次の様にする。

(7a) 式

$$\sigma_e = \frac{6M}{bt\left(6d - 3t - \frac{3dt}{x} + \frac{2t^2}{x}\right)}$$

を  $x$  に就いて解けば、

$$x = \frac{1}{3} - \frac{\sigma_e b t (3dt - 2t^2)}{\sigma_e b t (2d-t) - 2M} \quad \dots \dots \dots (33)$$

$x$  が求められれば、

$$\sigma_s = n \sigma \frac{d-x}{\alpha}$$

### 抗張鐵筋斷面積は近似式

$$A_s = \frac{M}{\left(d - \frac{t}{2}\right)\sigma_s}$$

で計算すればよい。

桁の有效高さが小さく制限されて居る時、抗圧鉄筋を使用して、コンクリートに於ける压應力を許容應力にする方法も、中立軸が突縁内にある時と、腹部内にある時とによつて異なる。

鉄筋及びコンクリートに於ける應力が、夫々同時に夫等の許容應力に達する様にすれば、

$$x = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} d = s d$$

であるから、此の  $x$  の値と  $t$  を比較して、中立軸が突縁内にあるか、又は腹部内にあるかは、容易に判定出来る。

中立軸が突縁内にある場合には、矩形断面桁の場合 § 146. 乃至 § 148. の方法に依れば  $A_s$  及  $A'_s$  が算定出来る。

T形断面桁に於て、桁の有效高さが小さく制限されて居る時は、腹部の幅  $b_0$  は桁の剪力に対する强度の方から定まる場合が多いから、弯曲率に對して  $A_s$  及  $A'_s$  を求めるに對しては  $b_0$  が既知であるのが普通である。依つて、中立軸が腹部内にある時は、 $M$ ,  $b$ ,  $b_0$ ,  $t$ ,  $d$ ,  $d'$ ,  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  が與へられて、 $A_s$  及  $A'_s$  を求める場合が多い。此の場合の解法は次の通りである。

第35圖に示す應力分布圖から、

$$\sigma'_s = n\sigma_c \frac{x-d'}{x}$$

である。抗張鉄筋断面の重心で取つた應力の力率を弯曲率に等しいとおけば、

$$M = A'_s \sigma'_s (d-d') + \sigma_c \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right) - \frac{\sigma_c}{x} (b-b_0) \frac{(x-t)^2}{2} \left( d - t - \frac{x-t}{3} \right)$$

$$\therefore A'_s = \frac{2M - \sigma_c \left\{ bx \left( d - \frac{x}{3} \right) - \frac{(x-t)^2}{x} (b-b_0) \left( d - \frac{x+2t}{3} \right) \right\}}{2\sigma'_s (d-d')} \quad (34)$$

又  $T = C + C'$

であるから、

$$A_s \sigma_s = A'_s \sigma'_s + \sigma_c \frac{bx}{2} - \frac{\sigma_c}{x} \frac{(x-t)^2}{2} (b-b_0)$$

或は、

$$A_s \frac{n\sigma_c}{x} (d-x) = A'_s \frac{n\sigma_c}{x} (x-d') + \sigma_c \frac{bx}{2} - \frac{\sigma_c}{x} \frac{(x-t)^2}{2} (b-b_0)$$

$$\therefore A_s = \frac{2nA'_s(x-d') + bx^2 - (x-t)^2(b-b_0)}{2n(d-x)} \quad (35)$$

### 近似式

$A_s$  を求めるには、近似式を用ひて、實際上、充分精確である。此の時の計算の順序は次の如くである。

$$\left. \begin{aligned} x &= s d = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} d \\ \sigma'_s &= n\sigma_c \frac{x-d'}{x} \\ A_s &= \frac{M}{\sigma_s \left( d - \frac{t}{2} \right)} \\ A'_s &= \frac{A_s \sigma_s - \frac{\sigma_c}{2x} \left\{ bx^2 - (b-b_0)(x-t)^2 \right\}}{\sigma'_s} \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

### 例題

$b = 160 \text{ cm}$ ,  $b_0 = 35 \text{ cm}$ ,  $t = 10 \text{ cm}$  で、 $M = 3300000 \text{ kg cm}$  を受ける T 桁の有效高さが  $60 \text{ cm}$  に制限されて居る。許容應力が  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  である時、鐵筋斷面積を求む。

### 解

與へられた  $b$ ,  $b_0$ ,  $t$  及  $M$  に對して、先づ、鐵筋及コンクリートに於ける應力が、夫々同時に夫等の許容應力に達する様な、單鐵筋 T 形断面桁の有效高さを求めてみる  
 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に對し、第10表により、 $s = 0.333$  である。

$$\therefore x = s d = 0.333 \times 60 = 20.0 \text{ cm}$$

之は  $t = 10 \text{ cm}$  よりも大きいから、中立軸は腹部内にある。

$$\frac{M}{b} = \frac{3300000}{160} = 20625 \text{ kg cm/cm} = 206.25 \text{ kg m/cm}$$

第39圖に於て、 $\frac{M}{b} = 206 \text{ kg m/cm}$  の縦距と曲線  $t = 10 \text{ cm}$  に相當する  $d_{min}$  を求めれば、 $d_{min} = 70 \text{ cm}$  である。

然るに  $d$  が  $60 \text{ cm}$  に制限されて居るから、コンクリートに於ける压應力が  $40 \text{ kg/cm}^2$  になる様にするには、抗張鉄筋の應力を小さく採るか、又は抗壓鉄筋を用ひなければならぬ

v.

先づ、單鐵筋 T形断面桁として、コンクリートに於ける圧應力が  $40 \text{ kg/cm}^2$  になる様な  $A_s$  を算定してみる爲に、(33) 式によつて  $x$  を計算してみれば、

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{3} \sigma_c b t \frac{(3d-t-2t^2)}{\sigma_c b t (2d-t)-2M} \\ &= \frac{1}{3} \times 40 \times 160 \times 10 \frac{(3 \times 60 \times 10 - 2 \times 10^2)}{40 \times 160 \times 10 \times (2 \times 60 - 10) - 2 \times 3300000} \\ &= 77.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

依つて、此の場合には、經濟上の問題は別としても、單鐵筋 T形断面桁を用ゐる事が出来ない事が解る。

依つて抗壓鐵筋を使用する事とし  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  になる様に  $A_s$  及  $A'_s$  を定めてみる。此の場合には、前に計算した様に  $x = s d = 20 \text{ cm}$  である。

今、抗壓鐵筋は、 $d' = 4 \text{ cm}$  の位置に挿入するものとすれば、

$$\begin{aligned} \sigma'_s &= n \sigma_c \frac{x-d'}{x} = 15 \times 40 \times \frac{20.0 - 4.0}{20.0} \\ &= 480 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(34) 式により、

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{2M - \sigma_c \left\{ b x \left( d - \frac{x}{3} \right) - \frac{(x-t)^2}{x} (b-b_0) \left( d - \frac{x+2t}{3} \right) \right\}}{2\sigma'_s(d-d')} \\ &= \frac{2 \times 3300000 - 40 \left\{ 160 \times 20.0 \times \left( 60 - \frac{20.0}{3} \right) \right.}{2 \times 480 \times (60-4)} \\ &\quad \left. - \frac{(20.0-10)^2}{20.0} (160-35) \left( 60 - \frac{20.0+2 \times 10}{3} \right) \right\} = 17.1 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

(35) 式により、

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{2nA'_s(x-d') + bx^2 - (x-t)^2(b-b_0)}{2n(d-x)} \\ &= \frac{2 \times 15 \times 17.1 \times (20.0 - 4.0) + 160 \times 20.0^2 - (20.0-10)^2(160-35)}{2 \times 15 \times (60-20)} \\ &= 49.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

近似式 (36) を用ゐれば、

$$x = 20.0 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = 480 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \left( d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{3300000}{1200 \times (60-5)} = 50.0 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{A_s \sigma_s - \frac{\sigma_c}{2x} \left[ bx^2 - (b-b_0)(x-t)^2 \right]}{\sigma'_s}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{50.0 \times 1200 - \frac{40}{2 \times 20.0} \left[ 160 \times 20.0^2 - (160-35)(20-10)^2 \right]}{480} \\ &= 17.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

依つて、近似式を用ゐても、實際上差支へない結果が得られる事が解る。

## 第六章

### 正八角形断面の桁に於ける弯曲應力の計算

#### § 163. 概 説

鐵筋コンクリートの杭は、正8角形断面に作られる事が尠くない。此の杭を運搬する途中、又は之を打つ爲に引き上げる作業中に、杭は桁として弯曲率を受ける。又、杭が打ち終られた後にも弯曲率を受ける事がある。依つて、次に、正8角形断面の桁が弯曲率を受ける場合の弯曲應力の計算を述べる。

軸鐵筋の断面積によりて定まる中立軸の位置により、次の2つの場合に分けて、應力を計算しなければならない。

#### § 164. 中立軸が正8角形断面の中央部に無い場合の弯曲應力の計算

中立軸が第40圖の様な位置にある時、即ち  $x < \frac{a}{\sqrt{2}}$  である時、 $x$  を求めるには、中立軸は、影線を施した抗壓コンクリート断面積と、鐵筋断面積の  $n$  倍とから成る有效等値断面の重心を

通過すると云ふ條件を用ゐる。次には、計算の簡単の爲に、鐵筋の存在による抗壓コンクリート断面積の減少を無視する。

軸鐵筋断面の重心は、正8角形断面の重心と合致するものとし、軸鐵筋の總断面積を  $A_s$  とすれば、中立軸に関する有效等値断面の断面1次率の式は、第40圖の場合に於て、

$$n A_s(r-x) - \left( a \frac{x^2}{2} + x^2 \frac{x}{3} \right) = 0$$

或は

$$\frac{x^3}{3} + \frac{a}{2} x^2 + n A_s x = n A_s r \quad \dots \dots \dots (1)$$

(1) 式に  $a = 2r(\sqrt{2}-1) = 0.8284r$  を入れれば、

$$\frac{x^3}{3} + 0.4142 r x^2 + n A_s x = n A_s r \quad \dots \dots \dots (2)$$

§ 177. に述べてある方法によつて、3次方程式を解いて  $x$  を求めれば、コンクリート及鐵筋に於ける應力は、齊等質材料の桁に於ける普通の弯曲應力計算式を應用して、之を求める事が出来る。即ち、

コンクリートに於ける最大弯曲應力  $\sigma_c$  は、

$$\sigma_c = \frac{Mx}{I} \quad \dots \dots \dots (3)$$

鐵筋に於ける最大張應力  $\sigma_s$  は、

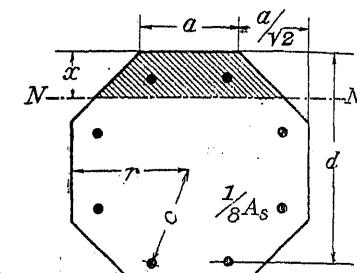
$$\sigma_s = n \frac{M(d-x)}{I} \quad \dots \dots \dots (4)$$

茲に、 $I$  は、有效等値断面の中立軸に関する断面2次率であつて、次式で計算する。

$$I = \frac{ax^3}{3} + \frac{2}{12} x^4 + \frac{n A_s c^2}{2} + n A_s (r-x)^2$$

$$= \frac{x^3}{6} (1.6568r + x) + n A_s \left[ \frac{c^2}{2} + (r-x)^2 \right] \quad \dots \dots \dots (5)$$

### § 165. 中立軸が正8角形断面の中央部にある場合の弯曲應力の計算



第40圖 正8角形断面桁 ( $x < a/\sqrt{2}$ )

中立軸が、第41圖の様に、正8角形断面の中央部にある時、即ち  $x > a/\sqrt{2}$  である時、中立軸は有效等値断面の重心を通過すると云ふ條件により、中立軸に関する有效等値断面の断面1次率の式は、

$$n A_s (r-x) - 2r \frac{x^2}{2} + \frac{a^2}{2} \left( x - \frac{a}{3\sqrt{2}} \right) = 0$$

或は、

$$rx^2 + \left( n A_s - \frac{a^2}{2} \right) x = n A_s r - \frac{a^3}{6\sqrt{2}} \quad \dots \dots \dots (6)$$

第41圖 正8角形断面桁 ( $x > a/\sqrt{2}$ )

(6) 式に於て、 $a = 0.8284r$  とおけば、

$$rx^2 + (n A_s - 0.3431r^2)x = n r A_s - 0.0670r^3 \quad \dots \dots \dots (7)$$

此の2次方程式を解いて、 $x$  を求めれば、コンクリートに於ける最大弯曲應力  $\sigma_c$  は、

$$\sigma_c = \frac{Mx}{I} \quad \dots \dots \dots (8)$$

鐵筋に於ける最大張應力は、

$$\sigma_s = n \frac{M(d-x)}{I} \quad \dots \dots \dots (9)$$

茲に、 $I$  は、有效等値断面の中立軸に関する断面2次率で、次式で計算する。

$$I = \frac{2r}{3} x^3 - 0.3431r^2 x^2 + 0.1340r^3 x - 0.0196r^4 + n A_s \left[ \frac{c^2}{2} + (r-x)^2 \right] \quad \dots \dots \dots (10)$$

(10) 式の代りに、(5) 式を用ひて  $I$  を計算しても、誤差は僅小である。

第42圖 正8角形断面の桁に對し、與へられた  $r$  及  $A_s$  に對する  $x$  の値

第42圖は、 $r$  及  $A_s$  の種々の値に對し、(2) 式及 (7) 式によつて求めた  $x$  の値を圖



$$x^3 + \frac{6 \times 15}{2} \times 30.4 x - \frac{6 \times 15}{2} \times 30.4 \times 115 = 0$$

或は,  
 $x^3 + 1368x - 157320 = 0$

§ 177. の方法によつて  $x$  を求めれば,

$$x = 45.6 \text{ cm}$$

依つて, (2) 式により,

$$T = C = \frac{M}{d - \frac{x}{2}} = \frac{2520000}{115 - \frac{45.6}{2}} = 27330 \text{ kg}$$

(3) 式により,

$$\sigma_s = \frac{27330}{30.4} = 899 \text{ kg/cm}^2$$

(4) 式により,

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \frac{x}{d-x} = \frac{899}{15} \times \frac{45.6}{115-45.6} = 39.4 \text{ kg/cm}^2$$

(5) 式によれば,

$$\sigma_c = \frac{6C}{\alpha x^2} = \frac{6 \times 27330}{2 \times 45.6^2} = 39.4 \text{ kg/cm}^2$$

依つて,  $x$  の値が正しい事が解る。

### § 168. 断面の算定

與へられた  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對して,

$$\frac{\sigma_c}{E_c} : \frac{\sigma_s}{E_s} = x : (d-x)$$

であるから, 中立軸の位置は,

$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = s d$$

に依つて定まる。此の  $x$  の値を, (5) 式に入れれば,

$$\sigma_c = \frac{6 M}{\alpha d^3 \left(1 - \frac{s}{2}\right) s^2}$$

依つて, 桁の必要な有效高さは,

$$d = \sqrt[3]{\frac{6}{\sigma_c \left(1 - \frac{s}{2}\right) s^2}} \sqrt[3]{\frac{M}{\alpha}} \quad (6)$$

である。鐵筋の斷面積は (3) 式に依つて,

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s \left(1 - \frac{s}{2}\right)} \frac{M}{d} \quad (7)$$

普通に與へられる許容應力  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對して, (6) 式及 (7) 式は, 第 17 表に示す様になる。

第 17 表 3 角形の抗壓断面を有する桁の有效高さ及抗張鐵筋断面積

$\sigma_b$	$\sigma_s$	$d$	$A_s$	$x = s d$
30	1000	$1.351 \sqrt[3]{M/\alpha}$	0.00118 $M/d$	0.310 $d$
35	1000	$1.205 \sqrt[3]{M/\alpha}$	0.00121 $M/d$	0.344 $d$
40	1000	$1.095 \sqrt[3]{M/\alpha}$	0.00123 $M/d$	0.375 $d$
30	1200	$1.460 \sqrt[3]{M/\alpha}$	0.000964 $M/d$	0.273 $d$
35	1200	$1.297 \sqrt[3]{M/\alpha}$	0.000982 $M/d$	0.304 $d$
40	1200	$1.175 \sqrt[3]{M/\alpha}$	0.001000 $M/d$	0.333 $d$

## 第八章 弯曲應力の圖式解法

### § 169. 概 説

前數章に於て, 矩形, T 形, 正 8 角形, 3 角形等簡単な断面の桁に於ける弯曲應力の計算式を擧げたが, 桁断面が複雑である時は, 計算式による弯曲應力の計算は, 難く共, 甚だ面倒である。

故に, 複雑な断面を有する桁に於ける弯曲應力を求めるには, 圖式的に有效断面の中立軸の位置及中立軸に關する有效断面の断面 2 次率を求め, 齊等質材料から成る桁に於ける普通の弯曲應力計算式

$$\sigma = \frac{M}{I} v$$

を應用するのが便利である。

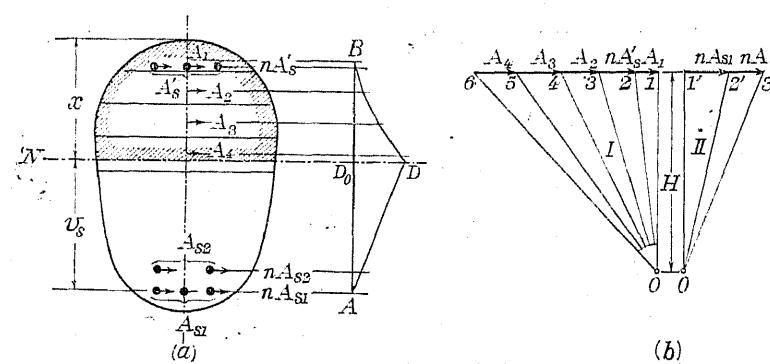
此の圖式解法は, コンクリートに於ける張應力を無視する場合にも, 亦無視しない場合にも, 又, コンクリートの彈性係数の變化を考慮する場合にも使用出来るのみならず, 鐵筋として形鋼

などを用ひた場合、形鋼断面の重心を通りて、中立軸に平行な軸に関する形鋼断面の断面2次率を考慮する場合などにも應用出来るものである。

次には、コンクリートの張應力を無視し、総變形は断面の中立軸からの距離に比例する事、及  
コンクリートの彈性係数は常数である事を假定して、彎曲應力を求める圖式解法を説明する。

### § 170. 彎曲應力の圖式解法

第 46 圖は對稱軸を有する桁断面で、彎曲率は、此の對稱軸と桁の軸とを含む平面内に働くものとする。然れば、中立軸は断面の對稱軸に直角である。



第46圖 中立軸の位置及 $I$ を求める圖式解

中立軸の位置を求めるには、先づ、桁の抗壓側断面を中立軸に平行な線によって、細長帯に分割し、各細長帯の面積及重心を求める。そして、是等の重心及抗壓鉄筋断面の重心を通つて、中立軸に平行な線を引く。各細長帯の断面積  $A_1, A_2 \dots$  及抗壓鉄筋面積の  $n$  倍を力であると考へて、第 46 圖(b)の I に示す様に、1 …… 6 なる示力線を引き、示力線に直角な直線 10 上の一 点を極として、10, 20 …… なる直線を引き、之を用ひて第 46 圖(a)の BD なる素多角形を画く。次に、抗張鉄筋  $A_{s1}, A_{s2}$  の重心を通つて、中立軸に平行な線を引き、前同様、抗張鉄筋の断面積の  $n$  倍、 $nA_{s1}, nA_{s2}$  を力であると考へて、第 46 圖(b)の II に示す様な示力線 1' 3' を引き、前と同じ極距  $H$  を用ひて、01', 02' …… なる線を引き、是等を用ひて第 46 圖(a)に示す素多角形 AD を画き、前に画いた素多角形 BD との交点 D を求める。然れば、D を通つて對稱軸に直角な直線が中立軸である。如何となれば、D を通つて、對稱軸に直角な直線が素多角形の邊によつて切られる長さ  $\overline{DD_0}$  に、極距  $H$  を乗じたものは、 $DD_0$  線の上側及下側に於ける有效断面の断面 1 次率を示すもので、 $\overline{DD_0}$  は上側及下側に共通であるから、 $DD_0$  線の上側及下側にある有效断面の断面 1 次率は相等しい。即ち、 $DD_0$  線は、有效断面の重心を通過する。故に、

$D$  を通つて對稱軸に直角な線が中立軸である。

有效断面の中立軸に関する断面 2 次率  $I$  を、Mohr の方法で求めれば、

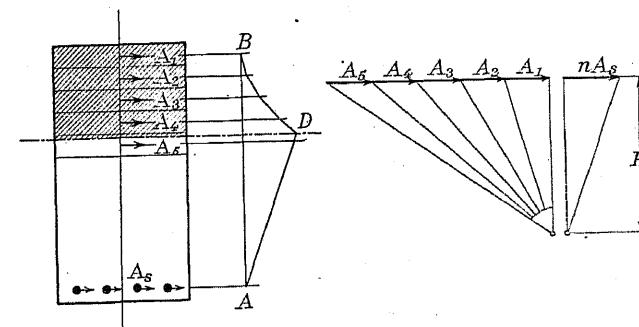
である。(1) 式によつて  $I$  を計算するには,  $H$  は断面積  $A$  を示した単位で, 面積  $ADB$  は, 柄の断面を書いた単位で測定した値を用ゐる。

中立軸の位置、従つて第46圖(a)の  $x$  の値、及  $I$  が定まれば、コンクリートの縦維圧應力  $\sigma_c$  は、

鐵筋に於ける最大張應力  $\sigma_s$  は

である。

単鋼筋矩形断面桁に就いて、第46圖の圖式解法を應用すれば、第47圖の如くになる。第47圖に於て、 $BD$ 線は拋物線である。



第 47 頁

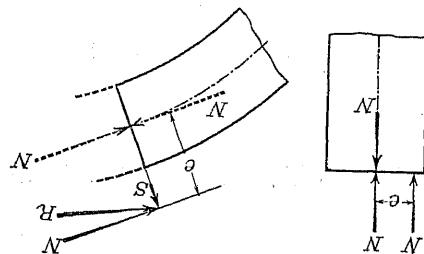
## 第九章

### 偏心軸荷重又は軸圧力と彎曲率とを受ける矩形断面の部材に於ける直應力の計算及断面の算定

#### 第一節 総 説

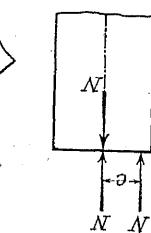
##### § 171. 概 説

第48圖の如く、支柱に偏心軸荷重  $N$  が働く時、 $N$  の影響は、中心軸圧力  $N$  と同時に力率  $M = Ne$  が働く時の影響に等しい。



第48圖

又、第49圖の如く、外力の合成力  $R$  が、桁・アーチ又はラーメンの部材等の軸に垂直な断面を切る時、 $R$  を断面に垂直に働く偏心軸力  $N$  と、断面に沿つて働く剪力  $S$  とに分解すれば、偏心軸力  $N$  の影響は、中心軸力  $N$  と力率  $M = Ne$  とが同時に働く時の影響に等しい。



第49圖

剪力  $S$  の影響は、之を第十六章に譲り、本章乃至第十五章に於ては、中心軸力  $N$  と、力率  $M$  とを受ける部材に於ける直應力の計算及部材断面の算定に就いて述べる。

軸力及彎曲率を受ける部材に於ける直應力の分布は、軸力  $N$  が張力であるか、或は壓力であるか、又  $N$  の作用點が部材断面の心の内にあるか、或は外にあるかによつて異なる。従つて應力の計算方法も、是の場合によつて異なるものである。

##### § 172. 中心軸圧力と彎曲率とを受ける部材の断面算定の順序

偏心軸荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の場合を除けば、鉄筋コンクリート部材が中心軸圧力と同時に彎曲率を受けるのは、アーチ又はラーメン等に於ける様に、殆ど常に不静定構造の場合である。不静定構造に於ては部材の断面が既知でなければ、部材断面に働く中心軸圧力及彎曲率を求める事が出来ない。然るに部材の断面は初めに未知であるから、アーチ及ラーメン等の部材断面の算定は、一般に、次の順序に依らなければならない。

先づ、設計者の判断、又は、類似の鉄筋コンクリート構造物を参考として、部材の断面を假定し、之を用ひて、外力の爲に部材の断面に働く中心軸圧力  $N$  及彎曲率  $M$  を計算する。そして、此の

#### 第一節 総 説

##### [§ 173] 235

$N$  及  $M$  によつて初めに假定した断面に生ずる應力を計算して、假定した断面で部材が安全であるか、安全であるとしても断面が過大でないかを検する。若し、假定した断面が過小であるか、又は過大である時には、再び適當な断面を假定して、以上に述べた計算を繰返さなければならぬ。

故に、與へられた、中心軸圧力、彎曲率及許容應力に對する断面算定の計算式は、只、最大應力を受ける断面に於て、初めに假定した断面寸法を變へるとか、又はコンクリート断面は初に假定した儘にし、鉄筋断面積を決定すると云ふ事に利用し得る丈である。

初に、假定した断面を用ひて  $N$  及  $M$  を計算する時には、未知である鉄筋を無視し、コンクリート断面丈の断面2次率を用ゐる事が多い。斯くして計算した  $N$  及  $M$  は、鉄筋コンクリート構造の各断面に於ける断面2次率の關係が、鉄筋を無視した時の各断面の断面2次率の關係と等しくなる様に鉄筋を挿入した時にのみ、全く正しいものである。故に、初に計算した  $N$  及  $M$  に適應する様に、假定したコンクリート断面を變へたり、又は鉄筋を挿入したりすれば、中心軸圧力及彎曲率の値に相當な影響を及ぼすから、新らしく算定した断面を有する鉄筋コンクリート構造の各断面に働く  $N$  及  $M$  を更に計算し、之によつて各断面の應力を計算し、算定した断面が適當であるか否かを再び検査する事が必要である。此の際、 $N$  及  $M$  の計算に用ゐる断面2次率を求めるには、鉄筋とコンクリートとの弾性係数比を10に採らなければならぬ（標準示方書第七十一條（2）§ 113. 参照）。

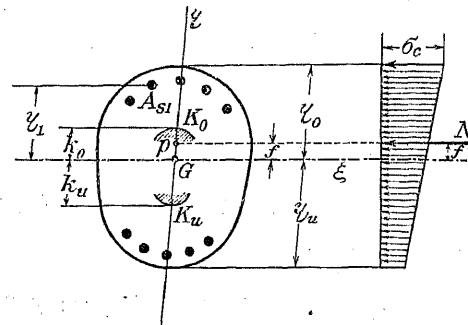
不静定構造のアーチ、又はラーメン等に於ては、總ての断面に於てコンクリートの許容彎曲壓應力を利用し盡す様に各断面を定める事は、實際上適當でない。彎曲率の小さい断面、即ち、コンクリートの許容彎曲壓應力を利用し盡さない断面に於ては、抗張鉄筋断面積を減する丈に止めるのが普通である。

不静定構造の部材断面の算定及應力計算に必要な  $M$  及  $N$  の計算に就いての注意は、§ 186. に述べてある。

##### § 173. 偏心軸圧力の作用點が部材断面の心の内にある場合の直應力の計算

第50圖に於て、軸圧力  $N$  が、コンクリートの全断面積  $A_c$  と鉄筋の全断面積  $A_s$  の  $n$  倍とからなる等值全断面 ( $A_i = A_c + nA_s$ ) の重心  $G$  に働く時は、断面に於ける壓應力の分布は齊等であつて、コンクリートに於ける壓應力は  $\sigma_c = \frac{N}{A_i}$ 、鉄筋に於ける壓應力は  $\sigma_s' = n\sigma_c$  である。

$N$  の作用点  $p$  が、 $G$  点から  $f$  なる距離丈離れば、等布圧應力  $\frac{N}{A_i}$  の外に、 $G$  点に関する



第 50 四

$N$  の力率  $N_f$  の影響が加はつて、断面の  $p$  点の在る側に於ては圧應力が増大し、反対の側では圧應力が減少するが、 $p$  点が等值全断面  $A_t$  の心の内にある間は断面に圧應力のみを生ずる。

$p$  点が、等値全断面の心の内にあつて、断面に圧應力のみを生ずる場合に於ける直應力の計算には、齊等質材料の部材が軸壓力と彎曲率

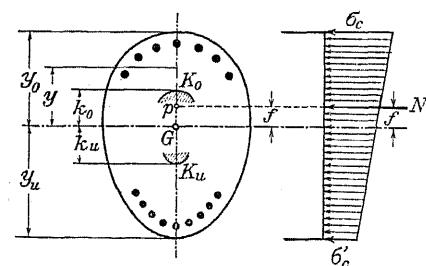
とを受ける場合に於ける直應力計算の方法を應用するのが便利である。即ち、第 50 圖の如く、等值全斷面の重心  $G$  と、偏心軸壓力の作用點  $p$  とを結ぶ線を  $\gamma$  軸に取り、 $G$  を通りて  $\gamma$  軸に共輒な  $\xi$  軸を定め、 $\xi$  軸に關する等值全斷面の断面 2 次率

$$I_{\xi i} = \int \eta^2 \cdot dA + n \sum \eta_1^2 A_s$$

を求めれば、 $p$  点の在る側に於て、 $\xi$  軸から最大の距離  $\eta_0$  にある點に於ける**壓應力**が最大であつて、其の値  $\sigma_0$  は次式で計算出来る

断面が第51圖の様に對稱軸を有し、 $p$  点が此の對稱軸上にある時は、歟應力の分布は圖に

示すが如くであつて、コンクリートに於ける維持應力のは



第 51 圖

$y$  は重心線から應力を求める點までの距離である

第51圖の場合に於て、コンクリートに生ずる最大歟應力  $\sigma_c$  及最小歟應力  $\sigma'_c$  は

である

鐵筋に於ける圧應力は、鐵筋の在る位置に於けるコンクリートの壓應力の  $n$  倍である。之は、コンクリートに於ける最大壓應力が許容應力以下である時、常に鐵筋の許容壓應力以下であるから、特別の場合の外は、計算を省略してよい。

(3) 式及 (4) 式の値は、心力率 (core moment) から求める事も出来る。

第51圖に於て,  $K_o$  及  $K_u$  を, 對稱軸上の心點とし,  $G$  から是等心點までの距離を夫々  $k_o$  及  $k_u$  とすれば,

であつて、 $N(k_u + f)$  及  $N(k_o - f)$  は、夫々心點  $K_u$  及  $K_o$  に関する  $N$  の心力率である。 $k_u$  及  $k_o$  の値は次式で計算する。

$N$  の作用點  $p$  が心點  $K_0$  と  $K_u$  との間にある時に、全斷面に壓應力のみが働くのである。軸壓力の作用點が等值全斷面の心の内にある時には、(1) 式によつて、任意の断面に生ずる応力を計算する事が容易に出来るけれども、断面に壓應力と張應力とが働く場合に、コンクリートの張應力を無視して直應力を計算する事は、 $N$  の作用點が断面の對稱軸上にある時でも、形断面の場合の外は頗る面倒である。まして、對稱軸のない任意の断面に對しては試的方法により圖式的に應力を求めるより外に方法がない。

本書に於ては、断面が対称軸を有し、 $N$  の作用点が対称軸上にある場合を述べる。

対称軸を外れた偏心荷重を受ける矩形断面の部材に於ける應力の計算及断面の算定に就いては、坂 静雄博士著「偏心荷重を受くる鐵筋混泥土材の應力計算法及び断面決定法」を参照されたい。同書には、澤山の圖表が掲げてあつて、種々の場合を極めて簡単に解く事が出来る様にしてある。

§ 174. 偏心軸荷重又は中心軸荷重と同時に彎曲率を受ける鉄筋コンクリート柱の應力計算に関する標準示方書の規定及其の説明

標準示方書は、偏心軸荷重又は中心軸荷重と同時に彎曲率を受ける鉄筋コンクリート柱の直応力の計算に關し、次の様に規定して居る。

### 『第九十五条 偏心軸荷重又は彎曲率を受くる柱

(1) 偏心軸荷重又は中心軸荷重と同時に彎曲率を受くる短柱及長柱の應力は、夫々次式に依りて求むべし。

### 短柱に對し

長柱に對し

$$\sigma = \frac{N}{A_i(1.45 - 0.01\frac{h}{i})} \pm \frac{Ne}{I_i} y \dots \dots \dots (18)$$

茲に  $\sigma_c$  はコンクリート断面の総応力,  $N$  は軸力,  $e$  は  $A_i$  の重心線より  $N$  の作用點迄の距離,  $A_i$  及  $I_i$  はコンクリート全断面積に鉄筋断面積の 15 倍をも加へたる等価全断面積及其の重心線に関する断面二次率,  $y$  は重心線より應力を求むる点までの距離,  $h$  は柱の高さ,  $i$  は柱の全断面の最小環筋半径とする

上式にて求めたる圧應力は第七十三條〔2〕式の許容彎曲壓應力を超過することを得ず。且つ  $N$  は中心軸荷重として柱の支へ得る軸荷重よりも小なる事を要す。

(2) 断面の一方に張應力の生ずる場合にも、その絶對値が第七十三條(1)式の許容軸應力の  $\frac{1}{5}$  以下の場合に限り [12] 式及 [13] 式を使用する事を得。若し張應力が此の値を超過したる場合には、コンクリートの抗張部分を無視したる計算方法に依りて應力を計算すべし。

(3) 柱に於ける彎曲張應力は總ての場合、盡く鐵筋にて之を採らしむべし。

(1)に就いて 支柱が偏心軸荷重又は中心軸荷重と同時に変曲率を受ける時に、軸力  $N$  の作用点が、支柱の軸に直角な断面の心の内にある時には、其の断面に張應力を生じない。此の場合、壓應力の計算には、等値全断面を用ひて、齊等質材料の支柱が偏心軸荷重又は中心軸荷重と同時に変曲率を受ける場合の計算式を應用する事が出来る。§ 173.に示した(2)式が、標準

示方書の[12]式である。但し[2]式に於ては、 $A_i$ の重心線から $N$ の作用點迄の距離を $f$ で示してある。之は、後にコンクリート断面の中心から $N$ の作用點迄の距離を $e$ としてあるのと混同しない爲めの考慮に依るのである。

標準示方書の〔13〕式は、長柱に對して、標準示方書の〔12〕式に於ける  $A_i$  の代りに、 $A_i$  に第九十四條（§ 180. 參照）に規定した係數を乗じたものを使用した丈である。

是等の式で求めた圧應力は、柱が充分安全である爲には、許容彎曲壓應力（軸壓力を伴ふ場合を含む）(§ 269. 參照) 以下でなければならないし、又、 $N$  は、柱の許容中心軸荷重よりも小さくなければならない事は明白である。

(2)に就いて 軸力の作用点が、断面の心の外にある時には、断面に、圧應力と同時に張應力が働く。此の場合コンクリートに於ける張應力を無視すれば、應力の計算をする爲め中立軸の位置を求めるに、後節に述べてある様に、矩形断面の場合でも3次方程式を解かなければならぬから、應力計算は、標準示方書の「17」式又は「18」式を用ゐる場合の様に簡単でない。

断面の一部に張應力が働く場合でも、コンクリートに於ける張應力の絶對値が、第七十三條(1)の〔1〕式(§ 268. 参照)に規定してある許容軸壓應力の  $\frac{1}{5}$  以下、即ち  $\frac{\sigma_{ss}}{20}$  又は、 $\sigma_{ss}$  が如何に大きい場合でも  $\frac{50}{5} = 10 \text{ kg/cm}^2$  以下である時には、標準示方書の〔12〕式で計算した最大壓應力の値と、コンクリートの張應力を無視して計算した時の最大壓應力との差は、多くとも 5% 位に過ぎない。故に、計算の簡単の爲に、以上の場合に、コンクリートの張應力を無視し無い標準示方書の〔12〕式又は〔18〕式で應力計算をしても、實際上差支へないのである。然し是等の式で計算したコンクリートの張應力が、許容軸壓應力の  $\frac{1}{5}$  を超過する場合には、コンクリートの張應力を無視し、後節に述べる方法によつて應力を計算しなければならない。

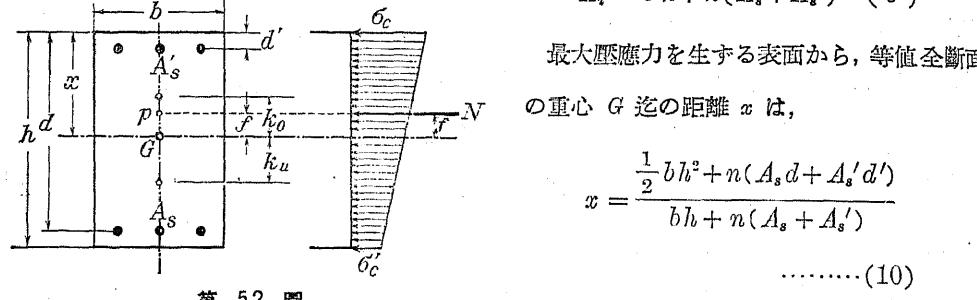
(3)に就いて 前述の如く、コンクリートに於ける張應力が小さくて、其の絶對値が許容軸壓應力の  $\frac{1}{5}$  以下であれば、コンクリートの張應力を無視しない計算式で、應力計算をして差支へないが、之は計算を簡単にする爲の方便であつて、コンクリートの張應力を考慮に入れて安全であると云ふ意味ではない。故に、支柱の斷面に生ずる張應力は、コンクリートの共同作用によつて事なく、總て、之を軸鐵筋で受け得る様に、軸鐵筋の斷面積を決定しなければならないのである。其の方法は § 192. に述べてある所に準すればよい。

## 第二節 中心軸圧力と弯曲率とを受ける矩形断面の部材に於ける直應力の計算

§ 175. 軸圧力の作用點が矩形断面の心の内にある場合の直應力の計算

第52圖に示す矩形断面の等値全断面積  $A_i$  は、

$$A_i = b h + n(A_s + A'_s) \dots (9)$$



第 52 圖

最大圧應力を生ずる表面から、等値全断面の重心  $G$  迄の距離  $x$  は、

$$x = \frac{\frac{1}{2}bh^2 + n(A_s d + A'_s d')}{bh + n(A_s + A'_s)} \dots (10)$$

$G$  点を通り、 $pG$  軸に直角な軸に関する等値全断面の断面2次率は、

$$I_i = \frac{b}{3} [x^3 + (h-x)^3] + n [A_s(d-x)^2 + A'_s(x-d')^2] \dots (11)$$

(7) 式及 (8) 式により、

$$k_u = \frac{I_i}{A_i x} \dots (12)$$

$$k_o = \frac{I_i}{A_i(h-x)} \dots (13)$$

第52圖の様に、 $f < k_o$  である時は、断面に圧應力のみが働く。

コンクリートに於ける縁維圧應力は (3) 式乃至 (6) 式により、

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{Nf}{I_i} x = \frac{N(k_u + f)}{I_i} x \dots (14)$$

$$\sigma'_c = \frac{N}{A_i} - \frac{Nf}{I_i} (h-x) = \frac{N(k_o - f)}{I_i} (h-x) \dots (15)$$

### 例題

第52圖に示す矩形断面に於て、 $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$ ,  $d' = 5 \text{ cm}$ ,  $A'_s = 19.5 \text{ cm}^2$ ,

$A_s = 0$  である時、断面の上線から 40 cm の距離にある  $p$  點に軸圧力  $N = 100000 \text{ kg}$  が働く。コンクリート及鐵筋の圧應力を求む。

解

(9) 式により、

$$A_i = bh + nA'_s = 40 \times 100 + 15 \times 19.5 = 4292 \text{ cm}^2$$

(10) 式により、

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + nA'_s d'}{bh + nA'_s} = \frac{\frac{40 \times 100^2}{2} + 15 \times 19.5 \times 5}{4292} = 47 \text{ cm}$$

$$f = 47 - 40 = 7 \text{ cm}$$

(11) 式により、

$$I_i = \frac{b}{3} [x^3 + (h-x)^3] + nA'_s(x-d')^2$$

$$= \frac{40}{3} [47^3 + (100-47)^3] + 15 \times 19.5 \times (47-5)^2 = 3884420 \text{ cm}^4$$

(12) 式及 (13) 式により、

$$k_u = \frac{I_i}{A_i x} = \frac{3884420}{4292 \times 47} = 19.26 \text{ cm}$$

$$k_o = \frac{I_i}{A_i(h-x)} = \frac{3884420}{4292 \times (100-47)} = 17.1 \text{ cm}$$

今の場合  $f < k_o$  であるから、断面には圧應力のみが働く。依つて、(14) 式及 (15) 式により、

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{Nf}{I_i} x = \frac{100000}{4292} + \frac{100000 \times 7 \times 47}{3884420} = 31.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c = \frac{N}{A_i} - \frac{Nf}{I_i} (h-x)$$

$$= \frac{100000}{4292} - \frac{100000 \times 7}{3884420} \times (100-47) = 13.8 \text{ kg/cm}^2$$

或は、

$$\sigma_c = \frac{N(k_u + f)}{I_i} x = \frac{100000(19.26+7)}{3884420} \times 47 = 31.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c' = \frac{100\,000 \cdot (17.1 - 7)}{3\,884\,420} \cdot (100 - 47) = 13.8 \text{ kg/cm}^2$$

鐵筋に於ける圧應力を  $\sigma_s'$  とすれば、

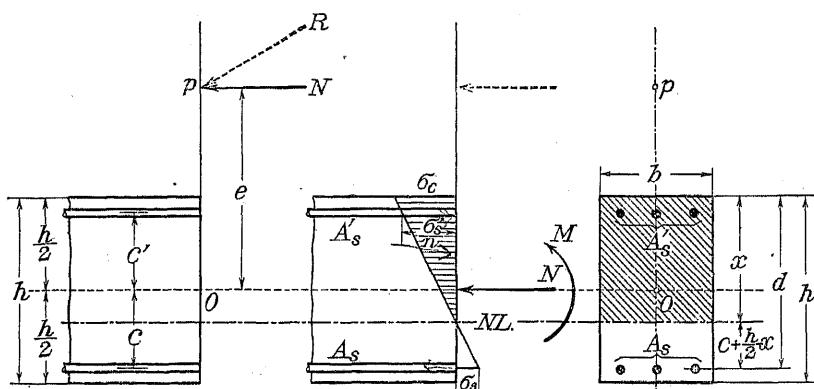
$$\sigma_s' = n \sigma_o \frac{x - d'}{n} = 15 \times 31.8 \times \frac{47 - 5}{47} = 426 \text{ kg/cm}^2$$

### § 176. 軸圧力の作用点が矩形断面の心の外にある場合の直應力の計算

軸圧力  $N$  の作用點が矩形断面の心の外にある時でも、作用點と等価全断面  $A_t$  の重心との離距  $f$  が小さい時には、先づ、コンクリートの張應力を無視しない (14) 式及 (15) 式によつて、應力計算をしてみる。そして、求めたコンクリートの張應力の絶対値がコンクリートの許容軸圧應力の  $\frac{1}{5}$  以下であれば、§ 174. に述べた標準示方書第九十五條 (2) の規定によつて、(14) 式で計算した値を其の値、求める應力とする事が出来る。然し、コンクリートに於ける張應力の絶対値が許容軸圧應力の  $\frac{1}{5}$  以上であれば、コンクリートの張應力を無視して應力を計算しなければならない。

次には、彎曲應力の計算の場合に於けると同様に、コンクリートの張應力を無視し、且つ維變形は中立軸からの距離に比例するものと假定し（標準示方書第七十條 § 135. 參照）、又コンクリートの彈性係數を常數と假定する（標準示方書第七十一條（1）§ 135. 參照）應力の計算方法を示す。尙ほ、計算の簡単の爲に、抗壓鐵筋の存在によるコンクリート斷面積の減少を無視する

第53圖に於て、Oは矩形コンクリート断面の中心であり、nは此の断面に働く外力の断面に



第 53 版

垂直な分力  $N$  の作用点である。然れば、 $p$  点に働く軸圧力  $N$  によつて此の断面に生ずる直應力は、 $0$  に働く軸圧力と、 $0$  点に關する  $N$  の力率  $M = Ne$  とによつて断面に生ずる直應力に等しい。此の力率  $M$  は  $0$  点に關する外力の力率に等しいものである。

今、抗圧側表面から中立軸迄の距離を  $x$ , 0 から抗張及抗圧鉄筋断面の重心迄の距離を夫々  $c$  及  $c'$  とすれば、内力と外力との間の平衡条件から、次式が得られる。

(17) 式は、0 点に関する應力の力率を、0 点に関する  $N$  の力率に相等しいとおいたものである。

又、應力の分布は直線的であると假定するのであるから、

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) \dots \dots \dots \quad (18)$$

である。

以上の(16)式乃至(19)式から4個の未知量 $x$ ,  $\sigma_c$ ,  $\sigma_s$ 及 $\sigma_s'$ を求める事が出来る。断面及外力が與へられた時に、應力の計算をするには、先づ $x$ を求める。

(16) 式及 (17) 式に於て,  $\sigma_s$  及  $\sigma_s'$  の代りに (18) 式及 (19) 式の右邊の値を入れ,  $M=Ne$  であるから, (16) 式に  $e$  を乗じて (17) 式に相等しいとおけば,  $x$  を求める爲の 3 次方程式が得られる. 卽ち.

$$x^3 - x^n 3 \left( \frac{h}{2} - e \right) + x \frac{6n}{b} \left[ A_s(e+c) + A'_s(e-c') \right] - \frac{6n}{b} \left[ A_s \left( c + \frac{h}{2} \right) (e+c) + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right) (e-c') \right] = 0 \quad \dots \dots \dots (20)$$

此の 3 次方程式の解き方は §177. に示してある

(16) 式に、(18) 式及 (19) 式の  $\sigma_s$  及  $\sigma'_s$  の値を入れれば、

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{bx}{2} + \frac{n A_s'}{x} \left( c' - \frac{h}{2} + x \right) - \frac{n A_s}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right)} \dots \dots \dots (21a)$$

又、(17) 式に (18) 式及 (19) 式の  $\sigma_s$  及  $\sigma'_s$  の値を入れれば、

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nA'_s}{x} c' \left( c' - \frac{h}{2} + x \right) + \frac{nA_s}{x} c \left( c + \frac{h}{2} - x \right)} \quad \dots \dots \dots (21b)$$

故に、 $x$  が求められれば、 $\sigma_c$  は (21a) 式又は (21b) 式によつて求める事が出来る。然し、 $\sigma_c$  を計算するには、(21a) 式を用ゐるよりも、(21b) 式を用ゐる方が、一般に適當である。なぜかと云ふに、 $\frac{M}{Nh} = \frac{e}{h}$  の値が約 1 以上である場合には、(21a) 式に於ける分子、分母は共に比較的小さくなり、尚ほ分母は負の項を含むで居るから、 $x$  の値の少しの誤差が、 $\sigma_c$  の値に大きい影響を及ぼす事になるが、(21b) 式に於ける分母は負の項を含まないから、 $x$  の少しの誤差が、 $\sigma_c$  の値に影響する事が小さいからである。而して、 $x$  を求めるには、(20) 式の 3 次方程式を解かなければならぬから、 $x$  の數値に多少の誤差の生ずる事は免れ難い事である。故に、計算は少しく面倒ではあるが、 $x$  の少しの誤差に就いて鋭敏でない (21b) 式を用ひて、 $\sigma_c$  を計算するのが安全である。

$\sigma_c$  が求められれば、抗張鐵筋に於ける張應力  $\sigma_s$  は、(18) 式

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right)$$

から求める事が出来る。

抗壓鐵筋に於ける壓應力  $\sigma'_s$  は (19) 式によつて計算出来る。 $\sigma'_s$  は  $n \sigma_c$  より常に小さいから、 $\sigma_c$  が許容應力を超過しない場合には、常に鐵筋の許容壓應力よりも小さい。故に、 $\sigma'_s$  の計算は之を省略する場合が多い。

以上の計算は、かなり面倒であるから、誤差を生じ易い。故に検算する必要がある。

検算には、先づ、

$$C = \sigma_c \frac{bx}{2}$$

$$C' = A'_s \sigma'_s$$

$$T = A_s \sigma_s$$

を計算し、(16) 式により、

$$N = C + C' - T$$

が満足されるかを検するか、又は、 $N$  の作用點  $p$  に關する應力の力率の平衡條件を示す式

$$C \left( e - \frac{h}{2} + \frac{x}{3} \right) + C' (e - c') = T (e + c) \dots \dots \dots (22)$$

が満足されるかを檢するのが便利である。

### § 177. 三次方程式の解き方

鐵筋コンクリートの應力の計算に於ては、3 次方程式を解く必要ある場合が尠くない。本章の (20) 式も其の例である。

#### (1) Cardan の解法

3 次方程式の一般形

$$x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0 \dots \dots \dots (a)$$

に於て、

$$x = z - \frac{1}{3} A \dots \dots \dots (b)$$

とおけば、 $x^2$  の項を含まない 3 次方程式が得られる。即ち、

$$z^3 + pz + q = 0 \dots \dots \dots (c)$$

茲に、

$$\begin{aligned} p &= \left( B - \frac{1}{3} A^2 \right) \\ q &= \left( \frac{2}{27} A^3 - \frac{1}{3} AB + C \right) \end{aligned} \quad \left. \right\} \dots \dots \dots (d)$$

(c) 式から  $z$  を求める Cardan の解法は、

$$z = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} \dots \dots \dots (e)$$

$z$  を計算すれば、 $x$  は (b) 式から求められる。

(e) 式を用ひて、(20) 式を解くには、 $x$  の係數の數値を計算し、(d) 式によつて  $p$  及  $q$  の數値を求めてよいが、(20) 式の係數から直接に  $p$  及  $q$  を計算すれば次の如くである。

$$\begin{aligned} p &= \frac{6n}{b} \left[ A_s (e + c) + A'_s (e - c') \right] - 3 \left( e - \frac{h}{2} \right)^2 \\ q &= -\frac{6n}{b} \left[ A_s (e + c)^2 + A'_s (e - c')^2 \right] + 2 \left( e - \frac{h}{2} \right)^3 \end{aligned} \quad \left. \right\} \dots \dots \dots (f)$$

(f) 式に於て、 $e$  の値が大きい時には、 $p$  が負になり、従つて、 $\left(\frac{p}{3}\right)^3$  が負になる。 $\left(\frac{p}{3}\right)^3$  が









抗張鐵筋に於ける張應力  $\sigma_s$  は、(18)式により

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) \dots \dots \dots \quad (25)$$

### 例題

矩形断面 ( $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$ ) を有する鉄筋コンクリート部材が、或る断面に於て中心軸圧力  $N = 15\,000 \text{ kg}$ , 弯曲率  $M = 1\,350\,000 \text{ kg cm}$  を受ける時、直應力を求む。但し抗張及抗壓鉄筋は対称に配置され、 $A'_s = A_s = 24.54 \text{ cm}^2$ ,  $c = c' = 25.2 \text{ cm}$  である。

解

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1\,350\,000}{15\,000} = 90 \text{ cm}$$

中立軸の位置を定める  $z$  の値は、(23) 式に依り

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left( \frac{h}{2} - e \right) + x \cdot 12 n \cdot e \frac{A_s}{h} - 6 n \frac{A_s}{h} (2c^2 + h e) = 0$$

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left( \frac{60}{2} - 90 \right) + x \times 12 \times 15 \times 90 \times \frac{24.54}{40}$$

$$-6 \times 15 \times \frac{24.54}{40} (2 \times 25.2^2 + 60 \times 90) =$$

$$x^3 + 180 x^2 + 9\,939 x - 368\,280 = 0$$

$$\text{之 } k, \quad x = z - \frac{180}{3} = z - 60$$

とおけば

$$z^3 - 861z - 532\,620 = 0$$

此の式を §177.(3) の Hauer 氏の解法で解いてみる。 $p$  が負であるから (n) 式によつて  
りを求める。

$$y^2(y+1) = \left| \frac{q^2}{p^3} \right| = \left| \frac{532\,620^2}{861^3} \right| = 443.5$$

之を満足する  $y$  の値は  $\sqrt[3]{443.5} = 7.63$  より少し小である。計算尺によつて、上式を満足する  $y$  の値を求めれば  $y = 7.3$  故に、(v)式にて

$$z = \frac{-q}{p y} = \frac{532\,620}{861 \times 73} = 84,6$$

$$\therefore x = 84.6 - 60 = 24.6 \text{ cm}$$

コンクリートに於ける圧應力  $\sigma_c$  は、(24a) 式によれば、

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{bx}{2} + n A_s \left(2 - \frac{h}{x}\right)} = \frac{15\,000}{\frac{40 \times 24.6}{2} + 15 \times 24.54 \left(2 - \frac{60}{24.6}\right)}$$

$$= 45.4 \text{ kg/cm}^2$$

(24b) 式を用ひれば、

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + 2nA_s \frac{c^2}{x}} \\ &= \frac{1350000}{\frac{40 \times 24.6}{2} \times 21.8 + \frac{30 \times 24.54 \times 25.2^2}{24.6}} \\ &= 45.5 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

抗張鐵筋に於ける張應力  $\sigma_s$  は、

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) = \frac{15 \times 45.4}{24.6} \times 30.6 = 848 \text{ kg/cm}^2$$

此の例題に於て,  $x$  を近似的に求めて,  $x$  に就いて,  $\pm 0.5 \text{ cm}$  丈の誤差があつたとすると, (24a) 式を用ゐる場合には,  $\sigma_c = 49.7 \text{ kg/cm}^2$  及  $41.9 \text{ kg/cm}^2$  を得るけれども, (24b) 式を用ゐれば,  $\sigma_c = 45.0 \text{ kg/cm}^2$  及  $45.8 \text{ kg/cm}^2$  が得られ, 結果が餘程精確である。 (24a) 式を用ゐる時と, (24b) 式を用ゐる時との差は,  $\frac{\epsilon}{\epsilon_0}$  の値が大きい時に一層大きくなるものである。

## § 179. 中心軸壓力と彎曲率とを受ける矩形断面の部材に於て抗張鐵筋のみを有する場合の直應力の計算

中心軸圧力及彎曲率を受ける矩形断面の部材に於て、抗張側にのみ 鉄筋を使用する事も尠くない。又、抗壓鉄筋がある場合でも、之が小量である時には、簡単の爲に、之を無視して、応力の計算をする事がある。斯かる場合には、(16) (17) 及 (20) 式に於て、 $A'_s = 0$  とおけばよい。

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left( \frac{h}{2} - e \right) + x \cdot \frac{6nA_s}{b} (e+c) - \frac{6nA_s}{b} \left( c + \frac{h}{2} \right) (e+c) = 0 \quad \dots \dots \dots (28)$$

$x$  が求められれば、直応力は次式によつて計算出来る。

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{bx}{2} - \frac{nA_s}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right)} \quad \dots \dots \dots (29a)$$

或は、

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nA_s c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right)} \quad \dots \dots \dots (29b)$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) \quad \dots \dots \dots (30)$$

### 例題

$b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$  なる矩形断面の鉄筋コンクリート部材が、或る断面に於て、中心軸圧力  $N = 12480 \text{ kg}$ , 彎曲率  $M = 718750 \text{ kg cm}$  を受ける時、直応力を求む。但し鉄筋は抗張鉄筋のみで、其の断面積は  $A_s = 9.27 \text{ cm}^2$ 、其の位置は、 $c = 25.2 \text{ cm}$  である。

解

$$e = \frac{M}{N} = \frac{718750}{12480} = 57.6 \text{ cm}$$

(28) 式により、

$$x^3 - x^2 \cdot 3 (30 - 57.6) + x \frac{6 \times 15 \times 9.27}{40} (57.6 + 25.2) - \frac{6 \times 15 \times 9.27}{40} (25.2 + 30) (57.6 + 25.2) = 0$$

$$x^3 + 82.8x^2 + 1725x - 95200 = 0$$

$$\therefore x = 22.95 \text{ cm}$$

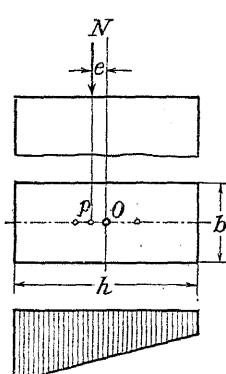
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nA_s c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right)} \\ &= \frac{718750}{\frac{40 \times 22.95}{2} \left( \frac{60}{2} - \frac{22.95}{3} \right) + \frac{15 \times 9.27 \times 25.2}{22.95} \left( 25.2 + \frac{60}{2} - 22.95 \right)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 47.3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_c &= \frac{n\sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) \\ &= \frac{15 \times 47.3}{22.95} \left( 25.2 + \frac{60}{2} - 22.95 \right) = 998 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### 第三節 矩形断面に中心軸圧力と彎曲率とが働き全断面に圧應力をのみを生ずる場合の断面算定

#### § 180. 概 説

矩形断面に中心軸圧力と彎曲率とが働き、全断面に圧應力を生ずるのは、突桁又は連續桁等を支持する支柱などの様に、偏心軸荷重を受ける部材の場合が多い。



第 55 図

第 55 図は偏心軸荷重  $N$  を受ける矩形断面の支柱を示す。與へられた偏心軸荷重  $N$  は、標準示方書第九十五條(1) (§ 174. 参照)によると、此の断面を有する支柱の許容中心軸荷重よりも小さくなければならない。依つて、 $N$  が與へられれば、其の値から、此の支柱の最小な断面寸法が定まるのである。今、此の支柱の許容中心軸荷重は  $N$  より大きいものとする。

第 55 図の様に、 $N$  の作用點が、矩形断面の對稱軸上に於て其の中央  $\frac{1}{3}$  内にある時は、断面に圧應力をのみが働く。此の場合、鉄筋の存在を無視すれば、コンクリートに於ける最大圧應力  $\sigma$  は、

$$\sigma = \frac{6N}{bh^2} \left( e + \frac{h}{6} \right) \quad \dots \dots \dots (31)$$

である。此の  $\sigma$  の値が、コンクリートの許容彎曲圧應力よりも小さければ、鉄筋コンクリート柱に就いて規定された最小量の軸鉄筋断面積を使用すればよい。即ち、標準示方書第八十九條(2) (§ 118. 参照)により、コンクリート断面積の 0.8% の軸鉄筋断面積を使用すればよい。

然し、 $\sigma$  の値が、コンクリートの許容彎曲圧應力よりも大きい時には、コンクリート断面を大きくするか、コンクリート断面は其の儘にしておいて、 $\sigma$  が許容彎曲圧應力以下になる様に抗壓

鉄筋を使用するかしなければならない。

次に是等の場合に於ける断面算定の方法を説明する

§ 181. コンクリートに於ける圧應力が許容彎曲壓應力を超過しない様なコンクリート断面の算定

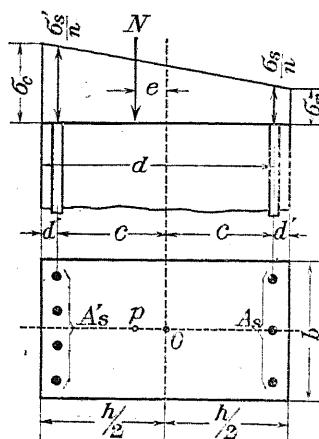
(31)式で計算した  $\sigma$  の値が、許容彎曲圧應力よりも大きい時に、 $\sigma$  が許容應力又はそれ以下になる様なコンクリート断面を算定するには、(31)式により、

であるから、(32) 式に於て、 $\sigma$ に許容彎曲圧應力又はそれ以下の値を入れ、 $b$  又は  $h$  の一方を適當に選べば、他を求める事が出来る。正方形断面の時には、 $h$  の 3 次方程式を解けばよい。

## § 182. コンクリートに於ける圧應力が許容彎曲圧應力を超過しない爲の抗壓鐵筋断面積の算定

抗圧鉄筋は、バックリングを防ぐ爲に、帯鉄筋で緊結する必要がある。而して、此の帯鉄筋は其の位置を保たせる爲に、之を、抗圧鉄筋と反対の側に挿入した断面積が  $A_s$  である軸鉄筋に、緊結するのが普通である。 $A_s$  の値は、之の組立が確實に行はれる事、及帶鉄筋の位置を確保し得る事等の實際上の考慮から定まるものであつて、柱の高さと横寸法との關係により、コンクリート断面積の 0.25% 乃至 0.4% 位に選ぶのが適當である。

然れば、第 56 圖に於て、 $b$ ,  $h$ ,  $c$ ,  $e$ ,  $d$  及  $d'$  の外に  $A_s$  は既知であるし、 $\sigma_c$  はコンクリートの許容曲げ応力に採ればよいかから、応力の分布は直線的で



第 56 題

$$\therefore A_s' = \frac{N - \frac{\sigma_c + \sigma_m}{2} b h - n A_s \left( \sigma_m + \frac{\sigma_c - \sigma_m}{h} d' \right)}{n \left( \sigma_m + \frac{\sigma_c - \sigma_m}{h} d \right)} \quad \dots \dots \dots (35)$$

最小な圧應力  $\sigma_m$  を求める爲に、 $A_s'$  の重心で力率を取れば、

$$N(c-e) = n A_s \left( \sigma_m + \frac{\sigma_c - \sigma_m}{h} d' \right) \cdot 2 c + \sigma_m b h c + \frac{\sigma_r - \sigma_m}{2} b h \left( \frac{h}{3} - d' \right)$$

$$\therefore \sigma_m = \frac{N(c-e) - 2n A_s \sigma_c \frac{d'}{h} c - \frac{\sigma_c}{2} b h \left( \frac{h}{3} - d' \right)}{2n A_s \frac{c}{h} d + \frac{b h}{6} (2h - 3d')} \quad \dots \dots \dots (36)$$

故に、抗圧鉄筋断面積  $A_s'$  を求めるには、先づ (36) 式によつて  $\sigma_m$  を計算し、其の値を (35) 式に入れればよい。

(35) 式及 (36) 式に於て、 $A_s = 0$  とおけば、抗圧鉄筋のみを使用する場合となる。

(36) 式に於て

$$A_s = 0.004 b h, \quad c = 0.42 h, \quad d = 0.92 h, \quad d' = 0.08 h, \quad n = 15 \quad \text{とすれば}$$

上なる。

### 例題

第57圖は、矩形断面支柱の断面であつて、偏心軸荷重 85 000 kg の作用點は、断面の中心から 8 cm の距離にある。コンクリートの最大圧應力が、許容彎曲壓應力  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  になる様な抗压鐵筋断面積を求める。

$$N = 85\,000 \text{ kg} \quad e = 8 \text{ cm}$$

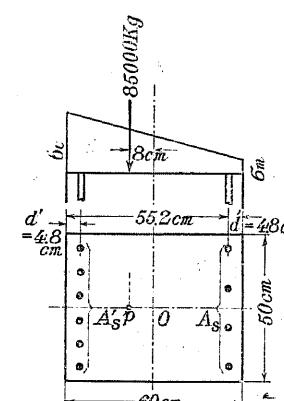
$$b = 50 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d' = 4.8 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 4.8 \approx 55.2 \text{ cm}$$

$$c = 30 - 4.8 = 25.2 \text{ cm}$$



第 57 圖

解

コンクリートの許容弯曲圧應力  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  が標準示方書第七十三條 (§ 268. 参照) の規定により  $\sigma_{cs}$  の  $\frac{1}{3}$  に定められたものとすれば、 $\sigma_{cs}$  は  $120 \text{ kg/cm}^2$  である。然れば、此のコンクリートの許容軸圧應力は  $\frac{\sigma_{cs}}{4} = 30 \text{ kg/cm}^2$  である。

依つて、軸筋を無視して、與へられた矩形断面柱の許容中心軸荷重を求めて見ると、

$$30bh = 30 \times 50 \times 60 = 90000 \text{ kg}$$

である。然るに、與へられた偏心軸荷重は  $85000 \text{ kg}$  であるから、與へられた矩形断面柱が偏心軸荷重を受ける時、コンクリートに於ける最大圧應力が許容弯曲圧應力  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  になる様に設計しても、此の柱は標準示方書第九十五條(1)の規定 (§ 174. 参照) に適合する事は明白である。

筋筋の存在を無視し、コンクリート断面について、最大圧應力を計算して見れば、(31) 式に依り、

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{6N}{bh^2} \left( e + \frac{h}{6} \right) \\ &= \frac{6 \times 85000}{50 \times 60^2} \left( 8 + \frac{60}{6} \right) = 51 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

故に、コンクリート断面を大きくしないで、コンクリートに於ける最大圧應力を  $40 \text{ kg/cm}^2$  する爲ては、抗圧筋筋を用ゐる必要がある。

今、 $A_s$  をコンクリート断面積の 0.4% と定めれば、

$$A_s = 0.004 \times 50 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$$

然れば、(36) 式により、

$$\begin{aligned}\sigma_m &= \frac{N(c-e) - 2nA_s\sigma_c \frac{d'}{h}c - \frac{\sigma_c}{2}bh\left(\frac{h}{3}-d'\right)}{2nA_s\frac{c}{h}d + \frac{bh}{6}(2h-3d')} \\ &= \frac{85000(25.2-8) - 2 \times 15 \times 12 \times 40 \times \frac{4.8}{60} \times 25.2 - \frac{40}{2} \times 50 \times 60\left(\frac{60}{3}-4.8\right)}{2 \times 15 \times 12 \times \frac{25.2}{60} \times 55.2 + \frac{50 \times 60}{6}(2 \times 60 - 3 \times 4.8)} \\ &= 8.52 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

依つて、(35) 式により、

$$\begin{aligned}A'_s &= \frac{N - \frac{\sigma_c + \sigma_m}{2}bh - nA_s\left(\sigma_m + \frac{\sigma_c - \sigma_m}{h}d'\right)}{n\left(\sigma_m + \frac{\sigma_c - \sigma_m}{h}d\right)} \\ &= \frac{85000 - \frac{40+8.52}{2} \times 50 \times 60 - 15 \times 12\left(8.52 + \frac{40-8.52}{60} \times 4.8\right)}{15\left(8.52 + \frac{40-8.52}{60} \times 55.2\right)} \\ &= 18.2 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

## 検算

(10) 式により、

$$\begin{aligned}x &= \frac{\frac{bh^2}{2} + n(A_s d + A'_s d')}{bh + n(A_s + A'_s)} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \times 50 \times 60^2 + 15(12 \times 55.2 + 18.2 \times 4.8)}{50 \times 60 + 15(12.0 + 18.2)} = 29.3 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$A_i = bh + 15(A_s + A'_s) = 50 \times 60 + 15(12.0 + 18.2) = 3453 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}I_i &= \frac{b}{3} \left[ x^3 + (h-x)^3 \right] + n \left[ A_s(d-x)^2 + A'_s(x-d')^2 \right] \\ &= \frac{50}{3} \left[ 29.3^3 + (60-29.3)^3 \right] + 15 \left[ 12 \times (55.2-29.3)^2 + 18.2 \times (29.3-4.8)^2 \right] \\ &= 1186000 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$f = x - \left( \frac{h}{2} - e \right) = 29.3 - \left( \frac{60}{2} - 8 \right) = 7.3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{N}{A_i} + \frac{Nfx}{I_i} \\ &= \frac{85000}{3453} + \frac{85000 \times 7.3 \times 29.3}{1186000} = 39.9 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_m = \frac{85000}{3453} - \frac{85000 \times 7.3 \times 30.7}{1186000} = 8.6 \text{ kg/cm}^2$$

### § 183. コンクリートに於ける圧應力が許容弯曲壓應力を超過しない爲の對稱な抗壓鐵筋断面積の算定

突桁又は連續桁等を支持する柱などの様に、偏心軸荷重を受ける支柱に於て、活荷重の位置によつて偏心距離が變化し、軸荷重の作用點が、断面の中心の右又は左に来る事がある。若し、兩側に於ける偏心距離及び軸荷重の値に大差ない時には、對稱な鐵筋を使用する事になる。

然れば、第56圖に於て、 $A_s = A'_s$  であつて、等值全断面の重心と、コンクリート断面の中心とは合致する。抗壓鐵筋の存在によるコンクリート断面積の減少を無視すれば、(14)式により、

$$\sigma = \frac{N}{bh + 2nA_s} + \frac{Ne}{\frac{bh^3}{12} + 2nA_s c^2} \times \frac{h}{2} \quad \dots \dots \dots (38)$$

(38)式に於て、 $A_s = pbh = A'_s$ ,  $n = 15$ ,  $c = 0.42h$  とおけば、

$$\sigma_c = \frac{N}{bh} \left( \frac{1}{1+30p} + \frac{6}{1+63.504p} \frac{e}{h} \right) \quad \dots \dots \dots (39)$$

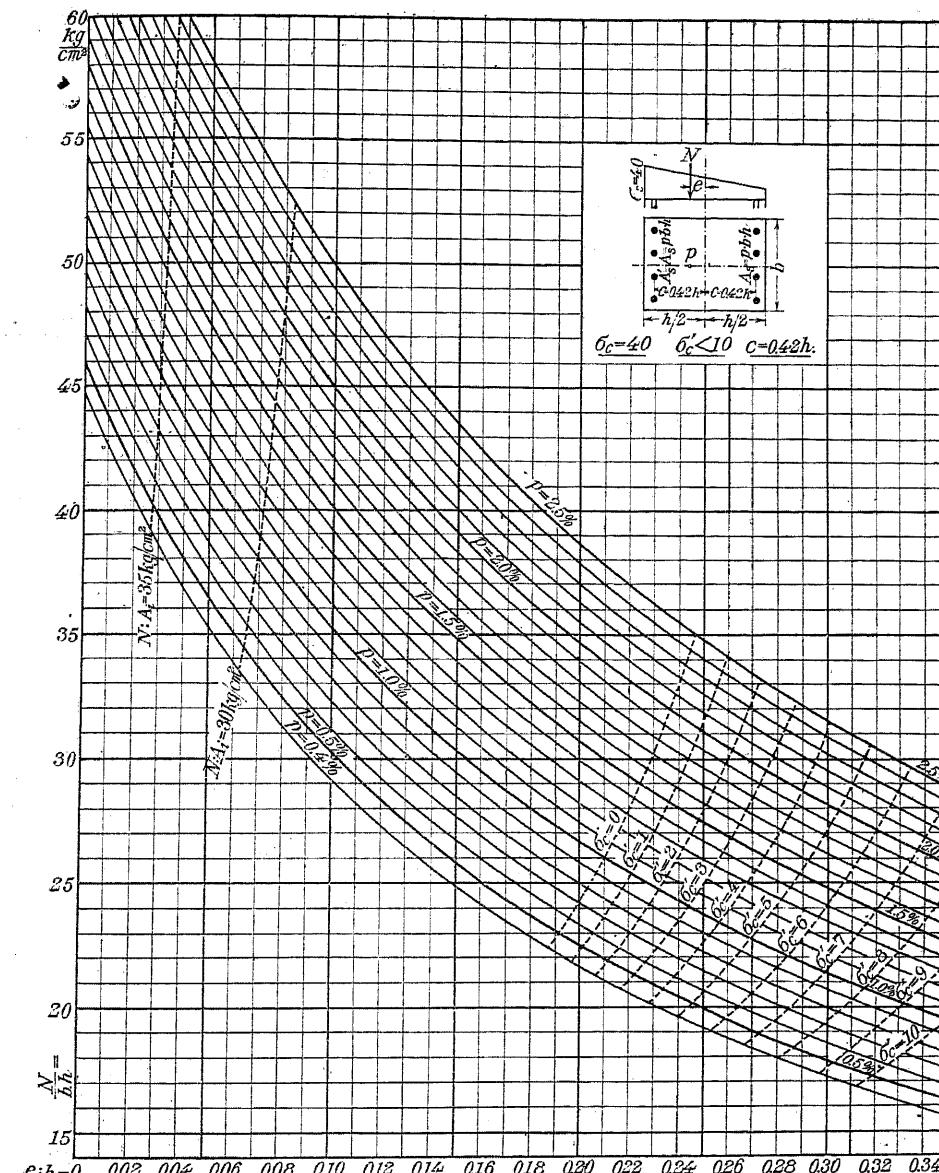
依つて、 $A_s$  を求めるには、(38)式又は(39)式を夫々  $A_s$  又は  $p$  の2次方程式として解けばよい。然し、計算が多少面倒であるから、 $A_s$  又は  $p$  の値を假定して、試的方法で解くのが便利である。

第58圖は、(39)式によつて  $p$  を計算する手数を省くための圖表である。之は  $p$  の0.4%乃至2.5%の値と、 $\frac{e}{h}$  の種々の値とに對し、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に相當する  $\frac{N}{bh}$  の値を計算し、 $\frac{e}{h}$  を横距に、 $\frac{N}{bh}$  を縦距にとつて、 $p$  の曲線を畫いたものである。故に、與へられた  $N$ 、 $b$ 、 $h$  及  $e$  の値に對して、 $\frac{N}{bh}$  及  $\frac{e}{h}$  を計算し、此の圖表によつて、是等の座標に相當する點の  $p$  の値を求めれば、軸鐵筋の断面積は、

$$A_s = A'_s = pbh$$

である。尙ほ、圖表には、コンクリートに於ける張應力が、 $10 \text{ kg/cm}^2$  に相當する迄の  $\frac{e}{h}$  の値に就いて曲線が引いてある。

第58圖は、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對して畫いたものであるけれども、 $\sigma_c$  の他の値に對しても用ゐる事が出来る。例へば、 $\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2$  に對しては、與へられた  $N$  の値を  $\frac{40}{50}$  倍した値を圖表に於ける  $N$  の値として、之に相當する  $p$  を求める。 $\sigma_c = 30 \text{ kg/cm}^2$  であれば、 $N$  を  $\frac{40}{30}$  倍した値を用ひて、 $p$  を求めればよい。



第58圖  $b, h, N$  及  $e$  が與へられる時、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對し、對稱な抗壓鐵筋断面積を求める

圖表  $A'_s = pbh = A_s$

#### 例題

$b = 50 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$  である矩形断面柱の断面に働く偏心軸荷重は  $85000 \text{ kg}$  であつて、其の作用點は、断面の  $h$  の方向の對稱軸上、断面の中心から  $8 \text{ cm}$  の距離にある。許容弯曲壓應力  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  である時、對稱な軸鐵筋の断面積を求む。但し、軸鐵筋は

断面の中心から  $c = 0.42h = 25.2\text{ cm}$  の距離に挿入するものとす (§ 182. 例題参照)。

解

$c = 0.42h$  であるから、第 58 図によつて、 $p$  を求める事が出来る。

$$\frac{N}{bh} = \frac{85000}{50 \times 60} = 28.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{e}{h} = \frac{8}{60} = 0.133$$

以上の値に相当する  $p$  の値を、第 58 図によつて求めると、 $p = 0.63\%$  である。依つて、

$$A_s = A'_s = p b h = 0.0063 \times 50 \times 60 = 18.9 \text{ cm}^2$$

(38) 式を用ひて検算をすれば、

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N}{bh + 2nA_s} + \frac{Ne}{bh^3 + 2nA_s c^2} \times \frac{h}{2} \\ &= \frac{85000}{50 \times 60 + 2 \times 15 \times 18.9} + \frac{85000 \times 8}{50 \times 60^3 + 2 \times 15 \times 18.9 \times 25.2^2} \times \frac{60}{2} \\ &= 23.8 + 16.2 = 40.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

偏心軸荷重が断面の中心の一側のみに働く § 182. の例題の様に、対称でない軸筋筋を用ひれば、 $A_s + A'_s = 12 + 18.2 = 30.2 \text{ cm}^2$  であるが、本例題の如く対称に軸筋筋を配置すると、軸筋筋の全断面積は  $2 \times 18.9 = 37.8 \text{ cm}^2$  になる。不対称に軸筋筋を配置すると、等価全断面の重心が、断面の中心 0 から  $N$  の作用点  $p$  に近くなるから、対称に軸筋筋を配置する時よりも、経済的になるのである。故に、対称な軸筋筋の配置は、偏心荷重の作用点が、断面中心の両側に来る時丈に用ひるのが適當である。

本例題に於て、 $e = 8\text{ cm}$  の代りに  $e = 15\text{ cm}$  とすれば、 $\frac{N}{bh} = 28.33 \text{ kg/cm}^2$ 、  
 $\frac{e}{h} = \frac{15}{60} = 0.25$  であるから、第 58 図により、 $p = 1.62\%$

$$\therefore A_s = A'_s = 0.0162 \times 50 \times 60 = 48.6 \text{ cm}^2$$

コンクリートに於ける張應力を、 $\sigma'_c$  の曲線から、

$$\sigma'_c = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

(14) 式及 (15) 式によつて、検算をすれば、

$$\sigma_c = 19.1 + 20.9 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c = 19.1 - 20.9 = -1.8 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{張應力})$$

## 第四節 矩形断面に中心軸圧力と弯曲率とが働き断面

に壓應力及張應力を生ずる場合の断面算定

対称でない抗張及抗壓筋筋を用ゐる場合

### § 184. 矩形断面の寸法が與へられる時 コンクリート及抗張筋筋に於ける應力が同時に夫等の許容應力に達する様な鐵筋断面の算定

軸力  $N$  の作用點  $p$  が断面の心の外にある場合でも、 $p$  點が断面内にある時には、コンクリート及抗張筋筋に於ける應力が、同時に夫等の許容應力に達する様に筋筋断面積を定める事が出来ない。此の場合には、普通、コンクリートに於ける壓應力が許容弯曲壓應力に達する様に抗張筋筋の断面積を定める。従つて、抗張筋筋に於ける應力は許容張應力よりも小さいものである。

軸壓力の作用點  $p$  が断面の外にある

場合には、コンクリート及抗張筋筋に於ける應力が、同時に夫等の許容應力に達する様な筋筋断面積を、常に、算定する事が出来る。

今、 $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  を與へられた許容應力とする。コンクリートの張應力を無視し、應力の分布を第 59 図に示す如く直線的であると假定すれば、抗壓側表面から中立軸までの距離  $x$  は、

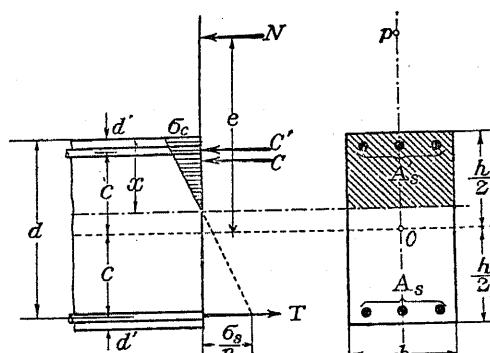
$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = s d \quad (40)$$

である。

抗壓筋筋に於ける壓應力を  $\sigma'_s$  とすれば、

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x - d'}{x} \quad (41)$$

コンクリートに働く全壓應力  $C$  は、



第 59 図





(47) 式及 (48) 式に於て,  $\alpha$  及  $\gamma$  は  $\beta$  の函数であるから, 此の兩式の右邊に於ける未知量は  $\beta$  のみである。依つて,  $(A_1 + A'_1)$  の値を, 最小ならしめる  $\beta$  の値を求めるために,

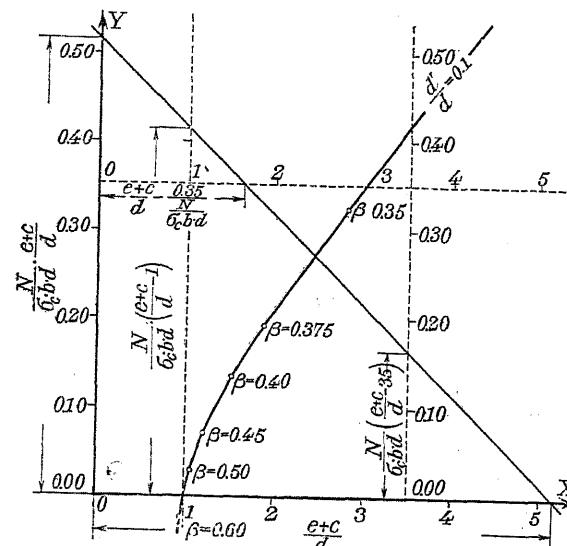
$$\frac{d(A_s + A_s')}{d\beta} = 0$$

とおくと、次式が得られる。

茲に

$$X = \frac{\left(\beta - \frac{d'}{d}\right)}{\beta^2 - \frac{d'}{d}} \dots \dots \dots \quad (50)$$

依つて、與へられた  $\frac{d'}{d}$  の値に對して、(50) 式及 (51) 式で計算した  $X$  及  $Y$  の値が (49) 式を満足する様な  $\beta$  の値が、 $(A_s + A'_s)$  の値を最小ならしめる  $\beta$  の値である。



### 第 62 圖 $\beta$ の 曲 線

而して、 $X$  及  $Y$  は、 $\beta$  及  $\frac{d'}{d}$  のみの函数であるから、 $\frac{d'}{d}$  のある値に對し、 $X$  に或る値を與へれば、 $\beta$  が定まり、従つて、 $Y$  の値が定まる。故に、例へば、 $\frac{d'}{d} = 0.1$  とおいて、 $\beta$  の種々の値に對す  $X$  及  $Y$  を計算すれば、 $X$  及  $Y$  を座標軸として  $\beta$  の曲線を畫く事が出来る。之が第62圖に示す  $\beta$  の曲線である。

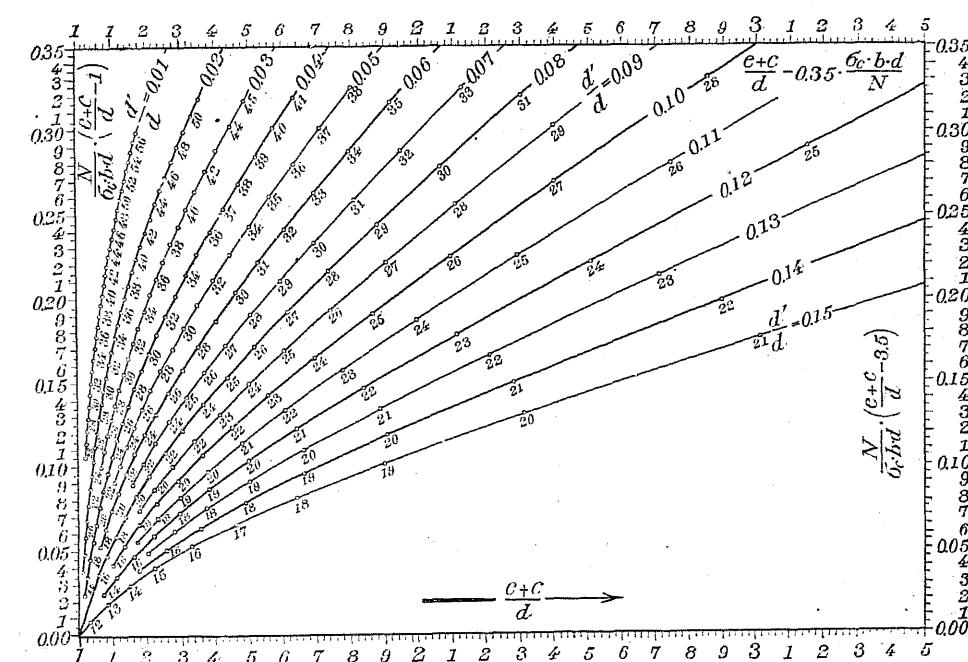
依つて、 $\frac{d'}{d} = 0.1$  なる時の  $\beta$  の  
或る値に對する  $X$  及  $Y$  の値は、第  
62 圖から容易に求める事が出来る。

而して、 $(A_s + A_{s'})$  が最小になる爲には、 $X$  及  $Y$  は (49) 式を満足しなければならない。(49) 式は、 $X$  及  $Y$  に關して直線の方程式であつて、此の直線が  $X$  及  $Y$  軸を切る點の縦距及横距は、

であるから、此の直線は容易に引く事が出来る。此の直線を引いて、之が  $\beta$  曲線と交る點の  $\beta$  の値を求めれば、之が  $(A_s + A_{s'})$  を最小ならしめる  $\beta$  の値である事は明白である。

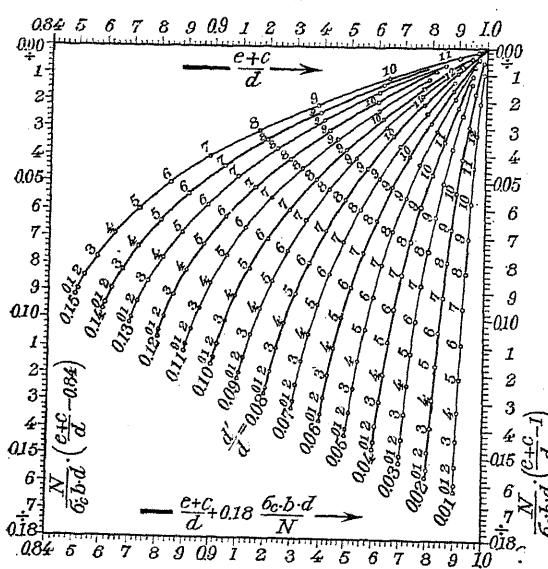
$\beta$  の値が求められれば、(47) 式及 (48) 式によつて、 $A_s'$  及  $A_s$  を求める事が出来る。又は、  
 $\sigma_s = n \sigma_c \left( \frac{1}{\beta} - 1 \right)$  によつて  $\sigma_s$  を計算し、(42) 式及 (43) 式によつて  $A_s$  及  $A_s'$  を計算してもよい。

(49) 式で示される直線を引くには、必ずしも、之が  $X$  及  $Y$  軸を切る點を結ぶ必要はない。便利の位置に於て  $Y$  軸に平行に引いた 2 つの直線との交點を結び付けてもよい。第 63 圖の場合には、 $X = \frac{e+c}{d} = 1$  及  $X = 3.5$  なる鉛直の直線と (49) 式の直線との交點を用ひて、此の直線の位置を求めてよい。



第 63 圖  $\gamma$  の曲線

第63図及第64図には、 $\frac{d'}{d}$  の 0.01 乃至 0.15 の値に對して、計算の便利のために、 $\beta$  の曲

第 64 図  $\gamma$  の曲線

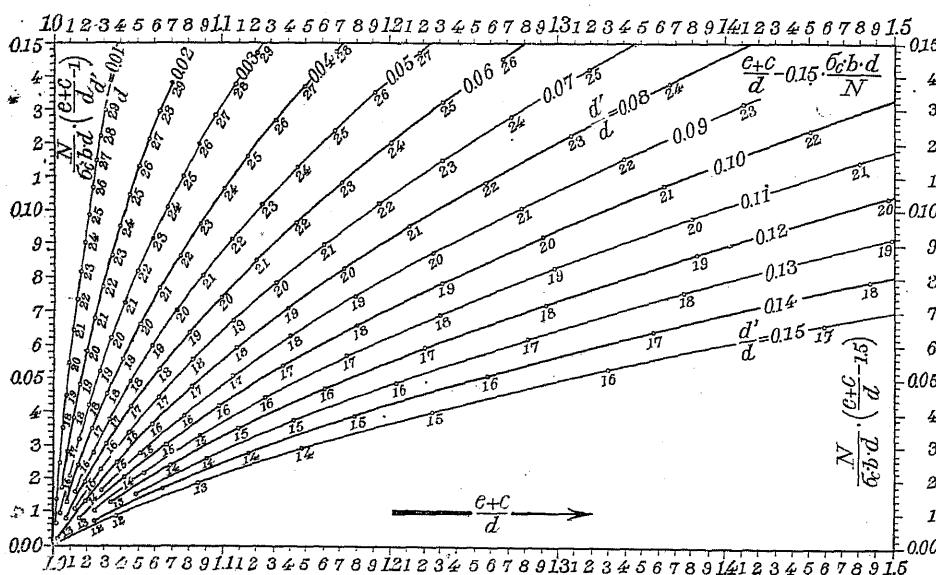
線の代りに、 $\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \gamma$  の曲線が畫いてある。第64図は  $Y$  の負の値に對する  $\gamma$  の曲線である。

第65図は、第63図の一部を擴大して示したものである。

第63図乃至第65図によつて  $\gamma$  を求めれば

$$\sigma_s = \gamma \sigma_c$$

である。此の  $\sigma_s$  の値が  $(A_s + A'_s)$  を最小ならしめるものである。若し求めた  $\sigma_s$  の値が、許容張應力以上である時には、 $\sigma_s$  を許容應力に捺れ

第 65 図  $\gamma$  の曲線

ばよい。

$(A_s + A'_s)$  が最小になる  $\sigma_s$  の値が求められれば、§ 184. に述べた方法によつて、 $A_s$  及  $A'_s$  を計算すればよい。

又は、求めた  $\gamma$  の値を用ひて、

$$\beta = \frac{n}{\gamma+n} = \frac{n}{\frac{\sigma_s}{\sigma_c} + n}$$

$$\alpha = \frac{1}{6} \beta (3 - \beta)$$

を計算し、(47) 式及 (48) 式によつて、 $A_s'$  及  $A_s$  を計算してもよい。

### 例題

第60圖に示してある  $b = 40$  cm,  $h = 50$  cm である矩形断面に於て、偏心距離  $e = 63$  cm なる點に、軸圧力  $N = 9524$  kg が働く時、抗張及抗壓鋼筋断面積の和が最小な鐵筋断面積を求む。但し、許容應力は、 $\sigma_c = 40$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 1200$  kg/cm<sup>2</sup> である (§ 184. 例題参照)。

### 解

$d' = 4$  cm であるから、

$$\frac{d'}{d} = \frac{4}{46} = 0.087$$

$$\frac{N}{\sigma_c b d} \left( \frac{e+c}{d} - 1 \right) = \frac{9524}{40 \times 40 \times 46} \left( \frac{63+21}{46} - 1 \right) = 0.107$$

$$\frac{N}{\sigma_c b d} \left( \frac{e+c}{d} - 1.5 \right) = \frac{9524}{40 \times 40 \times 46} \left( \frac{63+21}{46} - 1.5 \right) = 0.042$$

第65圖に於て、 $\frac{e+c}{d} = 1.0$  の鉛直線上に於て、0.107 の點を求め、之と  $\frac{e+c}{d} = 1.5$  なる鉛直線上に於ける點 0.042 とを結ぶ直線を引き、之が  $\frac{d'}{d} = 0.087$  なる  $\gamma$  曲線との交點の  $\gamma$  の値を求めれば、 $\gamma = 19.5$  である。依つて、

$$\sigma_s = \gamma \sigma_c = 19.5 \times 40 = 780 \text{ kg/cm}^2$$

となる。 $\sigma_s$  は鐵筋の許容張應力以下であるから、 $\sigma_s = 780$  kg/cm<sup>2</sup> を用ひれば、 $(A_s + A'_s)$  が最小になる。 $\sigma_s$  の値の少しの誤差は、結果に大きい影響を及ぼさないから、 $\frac{d'}{d}$  の曲線は、與へられた  $\frac{d'}{d}$  の値に近い  $\gamma$  の曲線を用ひても、充分正確な結果が得られる。

$\sigma_s$  が求められれば、

$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = \frac{15 \times 40}{15 \times 40 + 780} \times 46 = 20.0 \text{ cm}$$

(41) 式により、

$$\sigma_s' = n \sigma_c \frac{x - d'}{x} = 15 \times 40 \times \frac{20.0 - 4}{20.0} = 480 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_s' = N(e - c) = 9524(63 - 21) = 400000 \text{ kg cm}$$

$$M_s = N(e + c) = 9524(63 + 21) = 800000 \text{ kg cm}$$

依つて、(42) 式及 (43) 式により、

$$A_s = \frac{M_s' + \sigma_c \frac{bx}{2} \left( \frac{x}{3} - d' \right)}{\sigma_s'(d - d')}$$

$$= \frac{400000 + 40 \times 20.0 \left( \frac{20.0}{3} - 4 \right)}{780(46 - 4)} = 13.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{M_s - \sigma_c \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_s'(d - d')}$$

$$= \frac{800000 - 40 \times 20.0 \left( 46 - \frac{20.0}{3} \right)}{480(46 - 4)} = 8.43 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s + A_s' = 13.5 + 8.43 = 21.93 \text{ cm}^2$$

§ 184. の例題に示した様に、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  とすれば、

$A_s + A_s' = 8.16 + 16.04 = 24.2 \text{ cm}^2$  であるから、本例題の様に  $(A_s + A_s')$  を最小ならしめる場合に較べて、 $24.2 - 21.93 = 2.27 \text{ cm}^2$  丈の鐵筋断面積が損になる。

尚ほ、§ 184. の例題の  $\sigma_s = 800 \text{ kg/cm}^2$  の場合と  $\sigma_s = 780 \text{ kg/cm}^2$  の場合との所要鐵筋断面積は殆ど同じであつて、 $\sigma_s$  の値を左程正確に計算する必要がなく、圖表で求めた値を用ひて充分正確である事が解る。

### § 186. 不静定構造に於ける $M$ , $N$ , $M_s'$ 及 $M_s$ の計算に関する注意

矩形断面の寸法  $b$  及  $h$  が與へられた時、(42) 式及 (43) 式によつて、抗張鐵筋断面積  $A_s$  及抗壓鐵筋断面積  $A_s'$  を計算するには、抗壓及抗張鐵筋断面の重心に關する  $N$  の力率  $M_s'$  及  $M_s$  を求めなければならない。

$N$  の大きさ及作用點が既知である時には、 $M_s'$  及  $M_s$  は、次の關係から容易に求める事が出来る。

第 66 圖に於て、

$$\left. \begin{aligned} M_s' &= M - Nc \\ M_s &= M + Nc \end{aligned} \right\} \quad (54)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{M_s + M_s'}{2} \\ N &= \frac{M_s - M_s'}{2c} \end{aligned} \right\} \quad (55)$$

第 66 圖

不静定構造であるアーチ又はラーメン等の計算に於ては、種々の荷重状態を考へ、或る断面に對して最も不利な状態の影響を組合せなければならぬから、鐵筋断面積の算定又は應力の計算に必要な  $M_s'$ ,  $M_s$ ,  $M$ , 及  $N$  を求める事は甚だ複雑である。此の場合には、次に述べる Mörsch 教授の方法を用ゐるのが便利である。

不静定構造のアーチ又はラーメン等の設計に於ては、最初に構造物各部に於けるコンクリート断面の寸法丈は假定しなければならない。鐵筋断面積は未知であるから、先づ之を無視し、鐵筋の無いコンクリート断面の断面積及断面 2 次率を用ひて、齊等質の彈性材料から成る構造としての不静定力を計算する。橋梁の場合には、各断面の心力率影響線 (core moment influence line) を書き、活荷重によつて各断面に生ずる心力率の最大値  $M_o$  及び  $M_u$  を求め、之によつて各断面に働く縁維應力を計算する。之と、死荷重及溫度の變化等によつて各断面に生ずる縁維應力を組合せて、無鐵筋構造の各断面の兩側に於ける最大及最小の縁維應力  $\sigma_o$  及  $\sigma'_o$  を求める。

建築のラーメンなどに於ては、死荷重・活荷重・雪荷重・風壓、地震の影響等各種の荷重によつて生ずる不静定力を、軸力による部材の變形を無視する普通の方法で計算した後に、各荷重状態によつて各断面に生ずる縁維應力を求め、是等を表に作つて適當に組合せ、各断面の兩側に於ける最大及最小縁維應力  $\sigma_o$  及  $\sigma'_o$  を計算する。此際、鐵筋の無いコンクリート断面に生ずる縁維應力を計算するには、ラーメンの部材の断面は殆ど常に矩形であるから、心力率を用ゐるのが最も確實である。心力率を求めるには、各種の荷重に相當する壓力線が断面を切る點及其の力の大きさを求め、矩形断面の主軸の 3 等分點からの距離を其の力に乘すればよい。

以上の如くして、各断面の兩側の縁維應力の極限値  $\sigma_o$  及  $\sigma'_o$  を求めるに、建築のラーメンの場合には常に、拱橋の場合に於ても十分精確に、一方の側の縁維に最大張應力を生ずる荷重状態は之と反対側の縁維に最大張應力を生ずるし、又一方の側の縁維に最大張應力を生ずる荷重状態は、之と反対の縁維に最大張應力を生ずるものである事が解る。而して、鐵筋の無いコンクリ

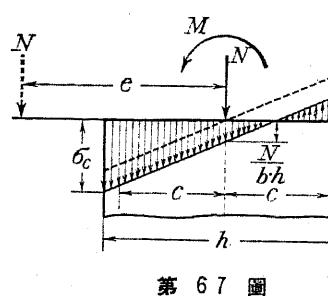
ト断面に於て、最も大きい應力を生ぜしめる外力は、鉄筋コンクリートの断面に於ても、同様の作用を及ぼす事は明白である。依つて、鉄筋のないコンクリート断面に就いて計算した最大縦維壓應力を  $\sigma_c$ 、同断面に於ける最大縦維張應力を  $\sigma'_c$  とすれば、鉄筋断面積を算定するに必要な  $M$ 、 $N$ 、従つて  $M'_s$  及  $M_s$  の値は後に述べる様にして之を求める事が出来る。

鉄筋の無いコンクリート断面に生ずる縦維應力の極限値を求める以上の方は、断面の寸法及鉄筋断面積が與へられたラーメンの部材等に於て、起り得べき種々の荷重状態を考へ、各荷重状態によつて生ずる縦維應力を組合せて、其の最大値を計算せむとする時にも應用するのが適當である。如何となれば、計算に要する勞力は別としても、荷重の状態によりて、断面に壓應力のみを生ずる場合と、壓應力と同時に張應力とを生ずる場合とがあり、是等の場合に於ける應力計算の方法は異なるのであるから、各種の荷重状態に就いて別々に求めた縦維應力を單に組合せる事は、意味のない事になるからである。

ラーメンの場合には、軸圧力の影響を無視し、弯曲率丈に就いて断面の算定をする場合も勘くない。之は、ラーメンの解を示した多くの表には、弯曲率の值丈しか示してない事にもよる。ラーメンの水平な部材に於ては、軸力の影響は、之を無視してもよいけれども、鉛直の部材に於ては、之を無視すると、相當大きい誤差を生ずる事に注意を要する。

断面の寸法及鉄筋断面積が既知であるラーメンの應力計算に於ては、コンクリートの全断面積に、鉄筋断面積の 10 倍を加へた等価全断面の重心を結ぶ線を、ラーメン構造の軸線とする。然れば、之は、鉄筋のないコンクリートのラーメン構造の軸線に極めて近いものである。

断面に生ずる最大縦維壓應力  $\sigma_c$  及同断面に生ずる最大縦維張應力  $\sigma'_c$  が求められた時、 $M$ 、 $N$  従つて  $M'_s$  及  $M_s$  は、次の様にして計算する。



第 67 圖の關係から、

$$N = \frac{\sigma_c - \sigma'_c}{2} b h \quad (56)$$

$$M = \frac{\sigma_c + \sigma'_c}{2} \cdot \frac{b h^2}{6} \quad (57)$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{\sigma_c + \sigma'_c}{\sigma_c - \sigma'_c} \frac{h}{6} \quad (58)$$

$$M'_s = N(e - c) = \frac{\sigma_c - \sigma'_c}{2} b h \left( \frac{\sigma_c + \sigma'_c}{\sigma_c - \sigma'_c} \frac{h}{6} - c \right)$$

或は、

$$M'_s = \left[ \frac{1}{12} (\sigma_c + \sigma'_c) - \frac{c}{2h} (\sigma_c - \sigma'_c) \right] b h^2 \quad (59)$$

同様にして、

$$M_s = \left[ \frac{1}{12} (\sigma_c + \sigma'_c) + \frac{c}{2h} (\sigma_c - \sigma'_c) \right] b h^2 \quad (60)$$

(56) 式乃至 (60) 式に於て、 $\sigma_c$  及  $\sigma'_c$  には單に數値を入れればよい。

ラーメンの脚部又は角などに於ては、初めに假定したコンクリート断面では過小である爲に、是等の部分にブラックケットを附けて断面を大きくする場合が専くない。斯の如き局部的の断面の變化は、 $M$  及  $N$  の値に大きい影響を與へないから、ブラックケットをつけても、 $M$  及  $N$  の値は變化しないと假定して、 $M$ 、 $N$  及許容應力に適應する様な大きさのブラックケットをつけてよい。然し、部材全體の寸法を變へる様な時には、 $M$  及  $N$  を求める計算を再びやり直さなければならぬ事は勿論である。

## 第五節 矩形断面に中心軸圧力と弯曲率とが働く断面に壓應力及張應力を生ずる場合の断面算定 対称な抗張及抗壓鐵筋を用ゐる場合

### § 187. 概 説

ラーメンの支柱などの様に、軸圧力の作用點が、活荷重の位置によつて、断面中心の右又は左に来る時、軸圧力及偏心距離が大略相等しい時には、同断面積の抗張及抗壓鐵筋を使用する必要がある。又、アーチなどに於ては、コンクリートの收縮による固有初應力を減する事、安全度を大きくする事、計算及鐵筋の配置を容易にする事等の目的で、対称な抗張及抗壓鐵筋を使用する場合が多い。此の時、鉄筋断面積を算定するには、與へられたコンクリート断面が比較的小さいか、又は偏心距離の關係から抗張鐵筋断面積よりも大きい抗壓鐵筋断面積を必要とする場合と、與へられたコンクリート断面が充分大であつて、軸圧力  $N$  が断面中心の 1 側に働く時抗張鐵筋のみを必要とするか、若くは、抗張鐵筋断面積よりも小さい抗壓鐵筋断面積を必要とする場合とに、分けて考へなければならない。前者に於ては、コンクリートの許容弯曲壓應力を超過しない様に鉄筋断面積を決定する事が必要であり、後者に於ては、鐵筋の許容張應力を基準として鉄筋断面

積を算定しなければならない。

### § 188. 矩形断面の寸法が與へられる時 コンクリートに於ける歯應力が許容弯曲歯應力を超過しない様な對稱な鐵筋断面積の算定

(42) 式の  $A_s$  を (43) 式の  $A'_s$  に等しいとおけば、

$$A_s = A'_s = \frac{M'_s + \sigma_c \frac{bx}{2} \left( \frac{x}{3} - d' \right)}{\sigma_s (d - d')} = \frac{M_s - \sigma_c \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right)}{\sigma'_s (d - d')} \dots\dots (61)$$

上式に於て、

$$M'_s = N(e - c)$$

$$M_s = N(e + c)$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c}{x} (d - x)$$

$$\sigma'_s = \frac{n\sigma_c}{x} (x - d')$$

$$d + d' = h$$

$$d - d' = 2c$$

とおいて、簡単にすると、

$$x^3 - 2hx^2 + \left\{ \frac{6Ne}{\sigma_c b} + \frac{3}{2}(d^2 + d'^2) \right\} x - \frac{3N(eh + 2c^2)}{\sigma_c b} = 0 \dots (62)$$

(62) 式を解いて、 $x$  を求めれば、

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c}{x} (d - x)$$

依つて、(61) 式により、

$$A_s = A'_s = \frac{M'_s + \sigma_c \frac{bx}{2} \left( \frac{x}{3} - d' \right)}{\sigma_s (d - d')} \dots\dots (63)$$

以上の方法によりて鐵筋断面積を算定すると、抗張鐵筋に於ける歯應力  $\sigma_s$  が小さく、大きい抗張鐵筋断面積を使用しなければならない場合がある。之は、與へられたコンクリート断面が小さ過ぎる事を示すものであるから、斯かる場合には、コンクリート断面の  $b$  又は  $h$ 、或は兩者を大きくして、抗張鐵筋の許容歯應力を利用するのが、經濟的見地から、一般に、得策である。其の

方法は § 190. に述べる。

又、以上の計算に於て、抗張鐵筋に於ける歯應力  $\sigma_s$  が許容歯應力以上になる事がある。之は、抗張鐵筋の許容歯應力に對して、全く抗壓鐵筋を必要としないか、又は抗張鐵筋よりも小量の抗壓鐵筋を必要とする場合で、此の場合の鐵筋断面の算定は § 189. に述べる。

#### 例題

第60圖に示してある  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 50 \text{ cm}$  である矩形断面に於て、偏心距離  $e = 63 \text{ cm}$  なる點に、軸圧力  $N = 9524 \text{ kg}$  が働く時、許容歯應力  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に對し、對稱な鐵筋断面積を求む（§ 184. の例題及 § 185. の例題参照）。

#### 解

$b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 50 \text{ cm}$ ,  $d = 46 \text{ cm}$ ,  $d' = 4 \text{ cm}$ ,  $c = 21 \text{ cm}$ ,  $N = 9524 \text{ kg}$ ,

$e = 63 \text{ cm}$ ,  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  を、(62) 式に入れて先づ  $x$  を求める。

$$x^3 - 2hx^2 + \left\{ \frac{6Ne}{\sigma_c b} + \frac{3}{2}(d^2 + d'^2) \right\} x - \frac{3N(eh + 2c^2)}{\sigma_c b} = 0$$

$$x^3 - 2 \times 50x^2 + \left\{ \frac{6 \times 9524 \times 63}{40 \times 40} + \frac{3}{2}(46^2 + 4^2) \right\} x - \frac{3 \times 9524(63 \times 50 + 2 \times 21^2)}{40 \times 40} = 0$$

$$x^3 - 100x^2 + 5448x - 72000 = 0$$

§ 177. に述べた様にして、 $x$  を求めれば、

$$x = 18.15 \text{ cm}$$

$$\therefore \sigma_s = \frac{n\sigma_c}{x} (d - x) = \frac{15 \times 40}{18.15} (46 - 18.15) = 920 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = A'_s = \frac{M'_s + \sigma_c \frac{bx}{2} \left( \frac{x}{3} - d' \right)}{\sigma_s (d - d')}$$

$$= \frac{400000 + 40 \times \frac{40 \times 18.15}{2} \left( \frac{18.15}{3} - 4 \right)}{920(46 - 4)} = 11.12 \text{ cm}^2$$

### § 189. 矩形断面の寸法が與へられる時 鐵筋に於ける歯應力が許容歯應力に達する様な對稱な鐵筋断面積の算定

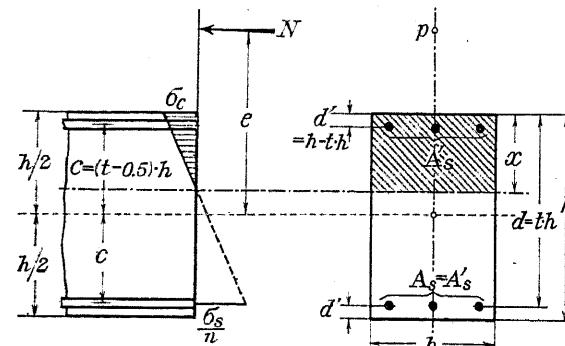
§ 188. に述べた様に、與へられたコンクリート断面が十分大きくて、抗張鐵筋の許容歯應力に對して、全く抗壓鐵筋を必要としないか、又は抗張鐵筋よりも小量の抗壓鐵筋を必要とする場合には、§ 191. に述べる抗張鐵筋のみを有する場合として、鐵筋の與へられた許容歯應力に對する

断面積を算定し、此の断面積の鉄筋を抗圧側にも配置すれば充分安全である。

軸壓力と彎曲率とを受ける矩形断面に對して、抗壓鐵筋が必要であるか否かを知るには、§ 192 に述べてある様に、 $\frac{M'}{bd^2}$  を計算し、之を與へられた許容應力に相當する第 19 表の  $M_s$  の式に於ける  $bd^2$  の係數と比較して見ればよい。 $\frac{M'}{bd^2}$  の方が小さければ、抗壓鐵筋が必要でない。

§ 190. コンクリート及抗張鐵筋に於ける應力が同時に與へられた應力に達する様なコンクリート斷面及對稱な鐵筋斷面積の算定

§188. に述べた様に、假定したコンクリート断面が過小である爲に大きな拉張鉄筋断面積を



第 68 頁

使用しなければならない時には、コンクリート断面を大きくするのが適當である。此の場合、コンクリート及抗張鐵筋の應力が同時に夫等の許容應力に達する様なコンクリート断面及對稱な鐵筋断面積を算定するには次の様にする。

第68圖に於て、断面に働く外力と應力との平衡條件から、

$$M = \sigma_c \frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + c A_s (\sigma'_s + \sigma_s) \dots \dots \dots \quad (65)$$

(64) 式及 (65) 式から  $A_1$  を消去すれば

$$M = \sigma_e \frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + c \frac{\frac{N-\sigma_e}{2} \frac{bx}{2}}{\sigma_s' - \sigma_s} (\sigma_s' + \sigma_s) \dots \dots \dots (66)$$

與へられた許容應力  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  に對して

$$x = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma} d = s_0$$

$$d = th$$

とすれば

$$x = s t h$$

$$\text{Also, } \sigma_s' - \sigma_s = \left( \frac{x-d'}{d-x} - 1 \right) \sigma_s = \frac{2x-h}{d-x} \sigma_s = \frac{2s t - 1}{t(1-s)} \sigma_s$$

$$\sigma_s' + \sigma_s = \left( \frac{x-d'}{d-x} + 1 \right) \sigma_s = \frac{d-d'}{d-x} \sigma_s = \frac{2t-1}{t(1-s)} \sigma_s$$

$$c = \frac{h}{2} - (h - t h) = (t - 0.5) h$$

以上の値を(66)式に入れれば、

$$M = \frac{\sigma_c b s t}{2} h^2 \left\{ 0.50 - \frac{s t}{3} - \frac{(t-0.5)(2t-1)}{2 s t - 1} \right\}$$

(67) 式に於て,  $b$  及  $h$  は未知であるが, 一方を假定すれば他は定まる。即ち,  $h$  を假定すれば  $b$  は直ちに計算する事が出来るし,  $b$  を假定すれば  $h$  の 2 次方程式を解けばよい。断面が正方形であるか, 又は  $b$  と  $h$  との比を假定する時には, 3 次方程式を解いて, コンクリートの断面寸法を求める。コンクリート断面が定まれば, (64) 式に依り,

$$A_s = A_s' = \frac{N - \sigma_a \frac{bx}{2}}{\sigma_s' - \sigma_s} = \frac{N - \sigma_a \frac{bsth}{2}}{\frac{2s t - 1}{t(1-s)} \sigma_s} \dots \dots \dots (68)$$

今、普通の場合に、適當である  $t$  の値として 0.92 を用ゐれば、(67) 式及 (68) 式は次の様になる。

$$M = 0.46 s \sigma_c b h^2 \left\{ 0.50 - \frac{0.92 s}{3} - \frac{0.3528}{1.84s-1} \right\} + \frac{0.3528 N}{1.84s-1} h \quad \dots\dots(69)$$

$$A_s = A_s' = \frac{N - 0.46 \sigma_c s b h}{\frac{1.84 s - 1}{0.92(1-s)} \sigma_s} \dots \dots \dots \quad (70)$$

$\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の種々の値について  $s$  の値を計算し、之を (69) 式及 (70) に入れれば、第 18 表の式が得られる。表に於ける単位は、kg 及 cm である。

### 第 18 表

$\sigma_c$	$\sigma_s = 1\,200 \text{ kg/cm}^2$	
65	$M = 31.854 b h^2 - 2.014 N h$	$A_s = A_s' = (13.403 b h - N) \div 414.1$
60	$M = 24.097 b h^2 - 1.669 N h$	$A_s = A_s' = (11.829 b h - N) \div 482.6$
55	$M = 18.390 b h^2 - 1.409 N h$	$A_s = A_s' = (10.307 b h - N) \div 551.1$
50	$M = 14.057 b h^2 - 1.206 N h$	$A_s = A_s' = (8.846 b h - N) \div 619.5$
45	$M = 10.691 b h^2 - 1.045 N h$	$A_s = A_s' = (7.452 b h - N) \div 688.0$
40	$M = 8.0352 b h^2 - 0.9123 N h$	$A_s = A_s' = (6.133 b h - N) \div 756.6$
35	$M = 5.9216 b h^2 - 0.8018 N h$	$A_s = A_s' = (4.900 b h - N) \div 825.0$
30	$M = 4.2322 b h^2 - 0.7081 N h$	$A_s = A_s' = (3.763 b h - N) \div 893.5$
25	$M = 2.8881 b h^2 - 0.6278 N h$	$A_s = A_s' = (2.738 b h - N) \div 961.9$
20	$M = 1.8343 b h^2 - 0.5582 N h$	$A_s = A_s' = (1.840 b h - N) \div 1030.4$
$\sigma_c$	$\sigma_s = 1\,000 \text{ kg/cm}^2$	
50	$M = 20.089 b h^2 - 1.669 N h$	$A_s = A_s' = (9.857 b h - N) \div 402.1$
45	$M = 14.524 b h^2 - 1.365 N h$	$A_s = A_s' = (8.342 b h - N) \div 470.6$
40	$M = 10.509 b h^2 - 1.138 N h$	$A_s = A_s' = (6.900 b h - N) \div 539.1$
35	$M = 7.5202 b h^2 - 0.9624 N h$	$A_s = A_s' = (5.542 b h - N) \div 607.7$
30	$M = 5.2558 b h^2 - 0.8224 N h$	$A_s = A_s' = (4.283 b h - N) \div 676.1$
25	$M = 3.5268 b h^2 - 0.7081 N h$	$A_s = A_s' = (3.136 b h - N) \div 744.6$
20	$M = 2.2129 b h^2 - 0.6131 N h$	$A_s = A_s' = (2.123 b h - N) \div 813.0$

$\frac{e}{h}$  が大きい時には、 $\sigma_c$  は許容彎曲圧應力を用ゐるよりも、之より小さい値を用ゐた方が、經濟的になる事があるから、 $\sigma_c$  の二三の値について、試的計算を行ふのが適當である。

## 第六節 矩形断面に中心軸壓力と弯曲率とが働き断面に圧應力及張應力を生ずる場合の断面算定 抗張鐵筋のみを使用する場合

### § 191. 矩形断面の寸法が與へられる時 抗張鐵筋断面積の算定

$$(42) \text{ 式} \quad A_s = \frac{M_e' + \sigma_c \frac{b}{2} \left( \frac{x}{3} - d' \right)}{\sigma_c (d - d')}$$

$$(48) \text{ 式} \quad A_i' = \frac{M_i - \sigma_e \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_e' (d - d')}$$

を用ひて、與へられた矩形断面に對する鐵筋断面積  $A_s$  及  $A'_s$  を算定する時に、 $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  に與へられた許容應力を用ひると、(48) 式の  $A'_s$  が負になる事がある。之は、與へられた断面の  $b$  及  $h$  が充分大きくて、抗壓鐵筋を必要としない事、即ち抗張鐵筋丈で、コンクリートに於ける應力が許容彎曲壓應力以下になる事を示すものである。

ラーメンの部材などに於ては、多くの断面に於て、コンクリートの許容彎曲圧應力を利用し盡す事が出来ないから、少くとも抗張鐵筋に於ては、其の許容應力を十分利用する様に勉めるのが適當である。斯の如き場合、断面の抗壓側には、抗張鐵筋の位置を保つ目的で之に緊結する帶鐵筋を保持するために必要な丈の組立鐵筋を使用すればよい。此の組立鐵筋の断面積は小さいもので、應力に及ぼす影響も小さいから、應力の計算又は抗張鐵筋の断面積を算定するには、簡単のために、之を無視してよい。

(43) 式に於て,  $A_s' = 0$  となるのは,

の時である。

(71) 式に於て,  $x = \frac{n_{ac}}{n_{ac} + n_s} d = s d$  とおけば,

となる。 $A_s' = 0$  なる時に於ける抗張鐵筋断面積は、(44) 式に於て、 $C' = 0$  であるから、

$$A_s = \frac{C - N}{g_s} = \frac{\sigma_e \frac{bx}{2} - N}{g_s} \dots\dots\dots(73)$$

(73) 式に於て,  $x = sd$  とおけば,

(72) 式に於て、

$$S = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s}$$

とあれば、

$$\frac{M_s}{bd^2} = \sigma_c \frac{1}{2} \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} \left( 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} \right)$$

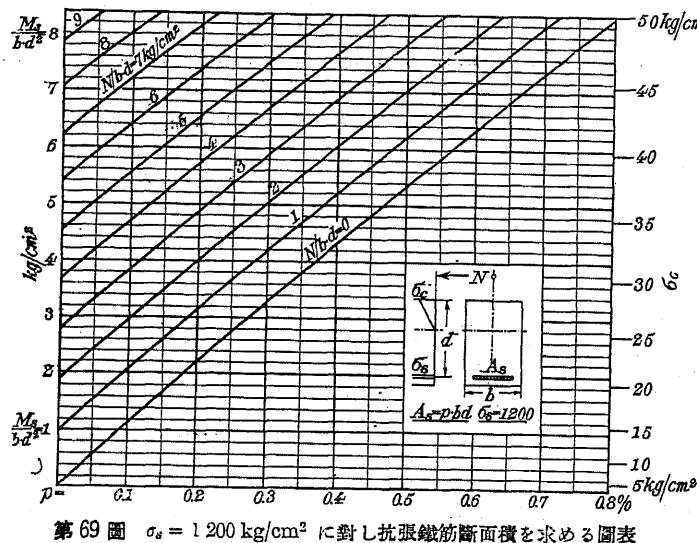
或は、

$$\sigma_e^3 + \left( \frac{3\sigma_e}{2n} - \frac{3M_s}{bd^2} \right) \sigma_e^2 - \frac{6M_s}{nbd^2} \sigma_e \sigma_c - \frac{3M_s}{n^2 bd^2} \sigma_c^2 = 0 \quad \dots\dots (75)$$

$\sigma_c$  に與へられた値を入れて (75) 式を解いて、 $\sigma_e$  を求めれば、之と與へられた  $\sigma_c$  との値を用ひて、

$$s = \frac{n\sigma_e}{n\sigma_c + \sigma_s}$$

を計算し、此の  $s$  と、求めた  $\sigma_e$  との値を (74) 式に入れて  $p$  を計算する。然れば、



第69圖  $\sigma_s = 1200 \text{ kg}/\text{cm}^2$  に對し抗張鐵筋断面積を求める圖表

$$A_s = pbd$$

第69圖及第70圖

は、以上 の 計算の手數  
を省く爲めの圖表であ  
る。

$\sigma_s = 1200 \text{ kg}/\text{cm}^2$  及  
 $\sigma_s = 1000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  と、  
 $\sigma_c$  の  $5 \text{ kg}/\text{cm}^2$  乃至  
 $50 \text{ kg}/\text{cm}^2$  の値に對  
する  $s$  を求め、之を  
(72) 式に入れれば、

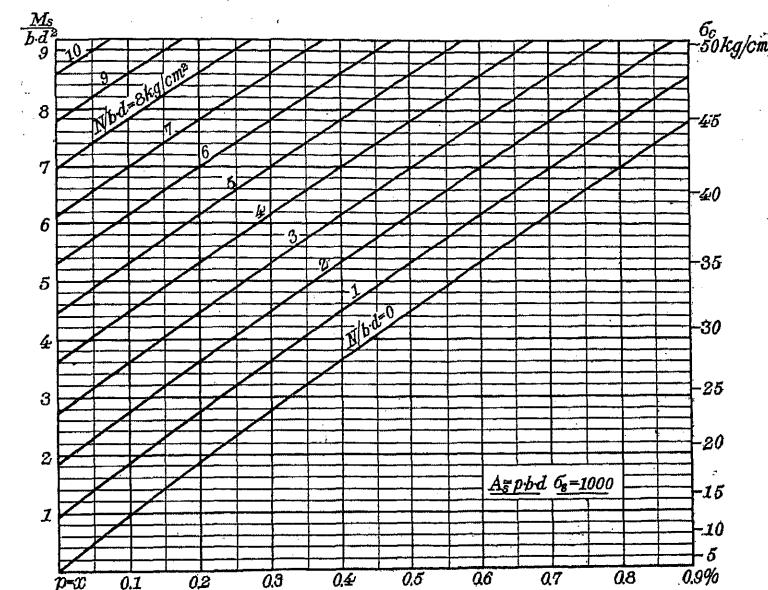
$\frac{M_s}{bd^2}$  を計算する事が  
出来るし、又、(74) 式により、 $\frac{N}{bd}$  の或る値に對する  $p$  の値も計算する事が出来る。第69圖  
及第70圖は、是等の關係を示すもので、 $\frac{M_s}{bd^2}$  に相當する  $\sigma_e$  の値は圖の右縦に示してある。

第69圖及第70圖を用ゐるには、先づ  $\frac{N}{bd}$  及  $\frac{M_s}{bd^2}$  の値を計算し、 $\frac{M_s}{bd^2}$  の水平線と  $\frac{N}{bd}$   
線との交點を求め、此の點の横距  $p$  及  $\sigma_e$  を求めればよい。

第69圖及第70圖は、 $\sigma_s$  の他の値に對しても利用する事が出来る。例へば  $\sigma_s = 750 \text{ kg}/\text{cm}^2$   
に對して第70圖を用ゐるには、 $M_s$  及  $N$  を  $\frac{1000}{750}$  倍して、 $p$  と  $\sigma_e$  とを求める。求めた  $\sigma_e$  を  
 $\frac{750}{1000}$  倍したものが、コンクリートの壓應力である。

圖に於て、 $\frac{N}{bd} = 0$  なる線は、 $M_s = M$  なる彎曲率のみが働く場合で、 $\sigma_s$  が、 $1200 \text{ kg}/\text{cm}^2$   
又は  $1000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  である時、與へられた彎曲率に對して、必要な抗張鐵筋断面積及  $\sigma_e$  を求める

のに利用する事が出来る。



第70圖  $\sigma_s = 1000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  に對し抗張鐵筋断面積を求める圖表

#### 例題

$b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$  なる矩形断面の鐵筋コンクリートの部材が、或る断面に於て、中心  
軸圧力  $N = 12480 \text{ kg}$ , 彎曲率  $M = 718750 \text{ kg cm}$  を受ける時、抗張鐵筋のみを使用する  
ものとし、其の断面積を求む。但し、鐵筋の許容張應力は  $1000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  で、抗張鐵筋面  
の重心は、断面の中心から、 $c = 25.2 \text{ cm}$  の距離にあるものとす。

#### 解

$$d = \frac{h}{2} + c = \frac{60}{2} + 25.2 = 55.2 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{718750}{12480} = 57.6 \text{ cm}$$

$$M_s = N(e+c) = 12480(57.6+25.2) = 1034500 \text{ kg cm}$$

$$\frac{N}{bd} = \frac{12480}{40 \times 55.2} = 5.65 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\frac{M_s}{bd^2} = \frac{1034500}{40 \times 55.2^2} = 8.49 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

第70圖により是等の値に對する  $p$  及  $\sigma_e$  を求めれば、 $p = 0.42\%$ ,  $\sigma_e = 47.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$  で

ある。

$$\therefore A_s = 0.0042 \times 40 \times 55.2 = 9.27 \text{ cm}^2$$

此の結果の検算は、§ 179. の例題に示してある。

### § 192. 抗張鐵筋の位置 $\sigma_c$ 及 $\sigma_s$ が與へられる時 コンクリート断面及抗張鐵筋断面積の算定

(72) 式

$$\frac{M_s}{bd^2} = \sigma_c \frac{s}{2} \left(1 - \frac{s}{3}\right)$$

は、次のように書く事が出来る。

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_s}{b}} \quad \dots \dots \dots \quad (76)$$

茲に、

$$C_1 = \sqrt{\frac{2}{\sigma_c s \left(1 - \frac{s}{3}\right)}}$$

此の  $C_1$  は § 187. の (24) 式と同じであるから、與へられた許容應力  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對する  $C_1$  の値は、第 11 表又は第 22 圖から求める事が出来る。又、

(73) 式

$$A_s = \frac{\sigma_c \frac{bx}{2} - N}{\sigma_s}$$

に於て、 $x = s d$  とおけば、

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\sigma_c s b}{2 \sigma_s} d - \frac{N}{\sigma_s} \\ &= C_2 \sqrt{M_s b} - \frac{N}{\sigma_s} \quad \dots \dots \dots \quad (77) \end{aligned}$$

茲に、

$$C_2 = \frac{\sigma_c}{2 \sigma_s} s C_1$$

であつて、之は § 187. の (26) 式と同じであるから、與へられた許容應力に對する  $C_2$  の値は、第 11 表又は第 22 圖から求める事が出来る

$\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$  と、 $\sigma_c$  の  $65 \text{ kg/cm}^2$  乃至  $20 \text{ kg/cm}^2$  の値とに對して、(72) 式及 (77) 式は第 19 表に示す如くになる。

依つて、(72) 式又は、第 19 表の  $M_s$  の式に於て、 $b$  又は  $d$  の一方を假定するか、又は、 $\frac{b}{d}$  を假定すれば、コンクリート断面を定める事が出来、從つて (77) 式又は第 19 表の  $A_s$  の式によつて、抗張鐵筋断面積を算定する事が出来る。

第 19 表

$\sigma_c$	$M_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$	$A_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$
65	$M_s = 12.392 b d^2$	$A_s = \left(\frac{845}{58} b d - N\right) \div 1200$
60	$M_s = 11.020 b d^2$	$A_s = \left(\frac{90}{7} b d - N\right) \div 1200$
55	$M_s = 9.682 b d^2$	$A_s = \left(\frac{605}{54} b d - N\right) \div 1200$
50	$M_s = 8.382 b d^2$	$A_s = \left(\frac{125}{13} b d - N\right) \div 1200$
45	$M_s = 7.128 b d^2$	$A_s = \left(\frac{81}{10} b d - N\right) \div 1200$
40	$M_s = 5.926 b d^2$	$A_s = \left(\frac{20}{3} b d - N\right) \div 1200$
35	$M_s = 4.786 b d^2$	$A_s = \left(\frac{245}{46} b d - N\right) \div 1200$
30	$M_s = 3.719 b d^2$	$A_s = \left(\frac{45}{11} b d - N\right) \div 1200$
25	$M_s = 2.740 b d^2$	$A_s = \left(\frac{125}{42} b d - N\right) \div 1200$
20	$M_s = 1.867 b d^2$	$A_s = (2 b d - N) \div 1200$
$\sigma_c$	$M_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$	$A_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$
50	$M_s = 9.184 b d^2$	$A_s = \left(\frac{75}{7} b d - N\right) \div 1000$
45	$M_s = 7.850 b d^2$	$A_s = \left(\frac{1215}{134} b d - N\right) \div 1000$
40	$M_s = 6.563 b d^2$	$A_s = (7.5 b d - N) \div 1000$
35	$M_s = 5.333 b d^2$	$A_s = \left(\frac{735}{122} b d - N\right) \div 1000$
30	$M_s = 4.174 b d^2$	$A_s = \left(\frac{135}{29} b d - N\right) \div 1000$
25	$M_s = 3.099 b d^2$	$A_s = \left(\frac{75}{22} b d - N\right) \div 1000$
20	$M_s = 2.130 b d^2$	$A_s = \left(\frac{30}{13} b d - N\right) \div 1000$

此の場合、コンクリート断面及  $A_s$  は  $M_s$  の値にのみ関係するから、抗張筋の位置が既知であつて、之が變化しない事が必要である。之は、反仰 T 型の筋コンクリート擁壁の鉛直壁が之に傾斜して働く土壓を受ける様な場合である。

(72) 式及第 19 表に於る  $M_s$  の式は、矩形断面の中心が變化しない場合に使用できる様に、形を變へる事が出来る。即ち、断面の中心から、抗張筋の重心迄の距離を  $c$  とし、 $M_s = M + Nc$  に於て、 $c$  を  $d$  の割合で示せば、 $d$  の 2 次方程式が得られる。

例へば、 $c = 0.42h$  である時は、 $d = 0.92h$ 、従つて  $c = 0.4565d$  であるから、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$  とすれば、

$$M + 0.4565Nd = 6.563bd^2$$

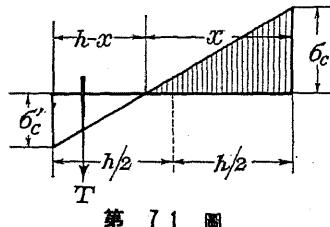
此の式から、 $b$  又は  $d$  を求める事が出来る。 $A_s$  を求める式は前と同様である。

軸圧力と彎曲率とを受ける場合に、抗壓筋が必要であるか否かを知るには、 $\frac{M_s}{bd^2}$  を計算し、之を、與へられた許容應力  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  に相當する第 19 表の  $M_s$  の式の係数と比較して見ればよい。例へば、許容應力が  $\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  である時、 $\frac{M_s}{bd^2} < 8.382$  であれば、抗壓筋が必要でないし、若し  $\frac{M_s}{bd^2} > 8.382$  であれば、抗壓筋が必要である。抗壓筋が必要である場合には、§ 184 又は § 185 の方法によつて、筋断面積を算定すればよい。

軸圧力の偏心距離が小さい場合には、以上の方法で計算すると、 $A_s$  が、負になる事がある。之は、コンクリートの抗張力を無視し、 $\sigma_c$  の許容應力以下の値に於て、コンクリート断面丈で、 $N$  を支持し得る場合である。此の場合には、抗張筋を使用しないでよい譯であるが、偏心軸圧力の作用點が少し断面の抗壓側に移動するすれば、直ちに抗張筋を必要とする事になるのであるから、安全の爲に矢張り抗張筋を挿入するのが適當である。此の時、何程の抗張筋断面積を使用するのが適當であるかを理論に出す事は出来ないが、次の様にして、抗張筋断面積を定める事が廣く行はれて居る。

偏心軸圧力によつて、無筋コンクリート断面に生ずる全張應力を求め、之を筋の許容應力で割つた丈の筋断面積を用ゐる。斯くすれば、實際筋に生ずる張應力は、許容應力以下であつて、 $N$  の作用點の不慮の移動に對して充分安全である。

偏心軸圧力  $N$  によつて、矩形のコンクリート断面に生ずる應力分布が第 71 図の様であるとすれば、断面に於ける全張應力  $T$  は、



第 71 図

$$T = \frac{1}{2} \sigma_c' b (h - x)$$

である。而して、

$$\frac{h - x}{h} = \frac{\sigma_c'}{\sigma_c' + \sigma_c}$$

であるから、

$$T = \frac{bh}{2} \frac{\sigma_c'^2}{(\sigma_c' + \sigma_c)}$$

抗張筋の断面積は、

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{bh}{2} \frac{\sigma_c'^2}{(\sigma_c' + \sigma_c) \sigma_s} \quad \dots \dots \dots (78)$$

茲に、 $\sigma_c'$  及  $\sigma_c$  は符号を考へずに數値を用ゐる。尚ほ、(78) 式は、極めて概略に  $A_s$  の値を定めむとする時にも利用する事が出来る。

## 第十章

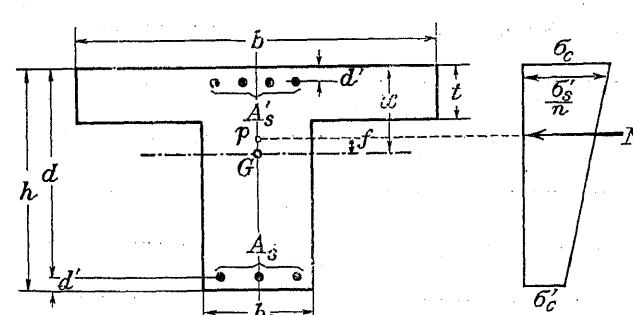
### 偏心軸圧力又は軸圧力と彎曲率とを受ける T 形断面の部材に於ける直應力の計算及断面の算定

#### § 193. 軸圧力の作用點が等值全断面の心の内にある場合の直應力の計算

軸圧力の作用點が等值全断面の心の内にある時は、断面に壓應力のみを生ずる。此の場合の應

力の計算は矩形断面の場合に就いて § 173. に述べたと同様である。

第 72 図に示す T 形断面の等值全断面積  $A_t$  は、



第 72 図

$$A_t = b t + b_0 (h - t) + n(A_s + A'_s) \dots (1)$$

最大圧應力を生ずる表面から、等値全断面の重心  $G$  迄の距離  $x$  は、

$$x = \frac{\frac{b}{2}t^2 + b_0(h-t)\left(t + \frac{h-t}{2}\right) + n(A_s d + A'_s d')}{b t + b_0(h-t) + n(A_s + A'_s)} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$G$  点を通り、断面の対称軸に直角な軸に關する等値全断面の断面 2 次率は、

$$I_i = \frac{1}{3} \left[ b x^3 - (b-b_0)(x-t)^3 + b_0(h-x)^3 \right] + n \left[ A_s(d-x)^2 + A'_s(x-d')^2 \right] \quad \dots \dots \dots (3)$$

$G$  点から、断面の下側及上側の心點までの距離を夫々  $k_u$  及  $k_o$  とすれば、

$$k_u = \frac{I_i}{A_i x} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$k_o = \frac{I_i}{A_i(h-x)} \quad \dots \dots \dots (5)$$

第72圖の場合に於て、 $f < k_o$  である時、断面に圧應力をのみを生ずる。

コンクリートに於ける圧應力は、

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{Nf}{I_i} x = \frac{N(k_u+f)}{I_i} x \quad \dots \dots \dots (6)$$

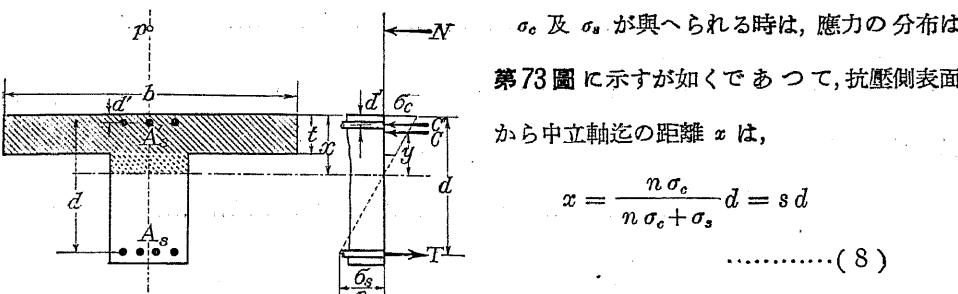
$$\sigma'_c = \frac{N}{A_i} - \frac{Nf}{I_i}(h-x) = \frac{N(k_o-f)}{I_i}(h-x) \quad \dots \dots \dots (7)$$

#### § 194. 軸圧力の作用點が等値全断面の心の外にある場合の直應力の計算

軸圧力の作用點が等値全断面の心の外にある場合でも、(7)式によつて求めた  $\sigma'_c$  の絶対値が、コンクリートの許容軸圧應力の  $\frac{1}{5}$  以下であれば、コンクリートに於ける最大圧應力を(6)式で求めてよい（標準示方書第九十五條 § 174. 参照）。 $\sigma'_c$  の絶対値が、コンクリートの許容軸圧應力の  $\frac{1}{5}$  以上である時は、コンクリートの張應力を無視して應力計算をしなければならない。此の場合、中立軸が突縁内にある時の應力計算方法は矩形断面の場合と全く同じである。

中立軸が腹部内にある場合、コンクリートの張應力を無視する應力計算は、矩形断面の場合と同様の方法による事が出来るけれども、計算式が甚だ複雑になるから、第十五章の圖式解法によるのが便利である。

#### § 195. 與へられた T形断面に壓應力と張應力とが働く場合コンクリート及抗張鐵筋に於ける應力が夫々同時に與へられた應力 $\sigma_c$ 及 $\sigma_s$ に達する様な抗張及抗壓鐵筋断面積の算定



第 73 圖

$\sigma_c$  及  $\sigma_s$  が與へられる時は、應力の分布は第73圖に示すが如くであつて、抗壓側表面から中立軸迄の距離  $x$  は、

$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = s d \quad \dots \dots \dots (8)$$

であり、抗壓鐵筋に於ける壓應力は、

$$\sigma'_s = \sigma_s \frac{x-d'}{d-x} \quad \dots \dots \dots (9)$$

である。今、計算の簡単のために、腹部のコンクリートに於ける壓應力を無視すれば、コンクリートに働く全壓應力  $C$  は、

$$C = \frac{b t}{2} \left( \sigma_c + \sigma_s \frac{x-t}{x} \right) = \frac{b t}{2} \sigma_c \frac{2x-t}{x} \quad \dots \dots \dots (10)$$

$C$  の作用線の中立軸からの距離  $y$  は、§ 156. の(4)式により、

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} \quad \dots \dots \dots (11)$$

である。抗壓及抗張鐵筋断面の重心に關する軸圧力  $N$  の力率を夫々  $M'_s$  及  $M_s$  とすれば、平衡條件により、

$$M'_s = A_s \sigma_s (d-d') - C(x-y-d')$$

$$M_s = A'_s \sigma'_s (d-d') + C(d-x+y)$$

依つて、

$$A_s = \frac{M'_s + C(x-y-d')}{\sigma_s (d-d')} \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$A'_s = \frac{M_s - C(d-x+y)}{\sigma'_s (d-d')} \quad \dots \dots \dots (13)$$

$$N \equiv C + C' = T$$

$$\text{或得: } T = C + C' = N$$

であるから、

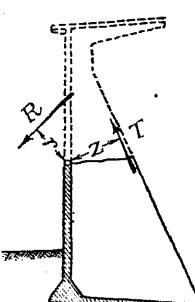
T形断面の場合には、抗圧鉄筋を必要としない場合が多い。此の時、抗張鉄筋の断面積は、(14)式に於て  $C' = 0$  とおいて求める事が出来る。即ち、

(15) 式に於ける  $C$  は近似的に、

とおいてよい。然れば

(17) 式で  $A_1$  を計算すれば少しあき過ぎる値が得られる

(12) 式及 (13) 式は、断面が対称軸を有し、 $N$  が其の対称軸上に働く時に、任意の断面形の場合にも應用する事が出来る。即ち、断面の抗圧側を中立軸に平行な細長な断面に分割し、是等細長帶の断面積に夫々其の細長帶の重心に於ける圧應力を乗じたものが、各細長帶の重心に働くものとし、示力線及素多角形によつて、 $C$  及  $y$  を求め、是等の値を(12)式及(13)式に入れて、 $A$  及  $A_1$  を求める事が出来る。



第74圖 扶壁式鐵筋  
コンクリート擁壁

T 形断面が軸圧力及彎曲率を受ける場合に、抗圧鉄筋が必要であるか否かを知るには、第37図乃至第39図を利用するのが便利である。是等の圖表から、 $\sigma_c$  が  $35 \text{ kg/cm}^2$  又は  $40 \text{ kg/cm}^2$  を超過しない爲に必要な  $d_{min}$  を求める事が出来る。但し、今の場合、 $\frac{M}{b}$  の代りに、 $\frac{M_s}{b}$  を用ゐる。若し與へられた  $d$  が、 $d_{min}$  よりも大きければ抗圧鉄筋は不要であり、抗張鉄筋の断面積は(15)式又は(17)式で計算すればよい。(17)式で計算した値は、 $N$  の偏心距離が大きい程、精確な値に近づく。

第74圖に示す扶壁式擁壁の扶壁の場合の様に、T形断面の有效高さが大いに變化する時、抗張筋断面積を求めるには、Cの作用点に関する力率の式を用ゐる。此の場合、簡単と安全との爲に、Cの作用点は、突縁の厚さの中心にあるものと假定してよい。第74圖に於て、考へて居る断面の上部に働く外力の合成功力を  $R$  とすれば、扶壁の筋筋に働く張力  $T$  は、

であつて、抗張鐵筋の必要な斷面積は、 $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$  である。

ラーメンの構造に於ては T 形断面の部材が軸圧力及彎曲率を受ける場合が屢々ある。此の時突縁が比較的薄い時は、之が T 形断面の抗圧部として充分效力を發揮し得るか疑問であるから、突縁の兩側突出部を無視し、幅が  $b_0$  で、有效高さが  $d$  である矩形断面に就いて應力計算をするのが安全である。

T形断面を有する部材から成る不静定構造に於ける不静定力の計算には、突縁の有效幅として、 $b = 5t + b_0 + 2b_s$  位に取るのが適當である。部材の軸は、コンクリート断面又は、コンクリート断面積に鉄筋断面積の 10 倍を加へた等価全断面に關する重心線軸とする。若し、T形断面の突縁として働く版に大きな穴などがある時は、簡単の爲に、部材全體を  $b_0 h$  なる矩形断面と考へる。

T形断面の突縁の側に張应力が働く部材の部分に於ては、应力の计算も、鉄筋断面積の算定も矩形断面の時と同じである。然し、種々の荷重状態を考へなければならない時には、部材のどの部分に张应力が働くか初めて解らないから、其の場合には次の様にするがよい。

前記の様にして定めた T 形断面部材の軸及部材断面の断面 2 次率を用ひて、不静定力を計算した後に、各種の荷重状態によつて、矩形断面  $b \times h$  に生ずる縁維應力を別々に計算する。之には、此の矩形断面に關する心力率を用ゐるのが便利である。各荷重状態に對する縁維應力の値を組合せて、断面に於ける 2 つの縁維應力の極限値  $\sigma_0$  及  $\sigma_0'$  を求める。然れば、此の矩形断面の中心に働く軸壓力  $N$  及變曲率は §186 の (56) 式及 (57) 式により。

である。依つて、T形断面の突縁側に張應力の働く部分に於ては、第九章 § 184. にのべた方法によりて、鐵筋断面積を算定する事が出来る。T形断面の突縁側に壓應力が働く部分に於ては、其



$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \left( d - \frac{t}{2} \right)} - \frac{N}{\sigma_s} = \frac{2\,485\,000}{1\,000 \cdot (110 - 7)} - \frac{14\,200}{1\,000} = 9.93 \text{ cm}^2$$

コンクリートの圧應力  $\sigma_c$  は、此の場合、 $35 \text{ kg/cm}^2$  以下である事は明白である。

$$\frac{d}{d_{min}} = \frac{110}{75.5} = 1.46, \quad \frac{d_{min}}{t} = \frac{75.5}{14} = 5.4$$

であるから、第37圖の上部の曲線により、 $\sigma_c = 22.9 \text{ kg/cm}^2$  である。此の  $\sigma_c$  の値を用ひれば、 $A_s$  を精確に計算する事が出来る。即ち、

$$x = \frac{n\sigma_e}{n\sigma_e + \sigma_i} d = \frac{15 \times 22.9}{15 \times 22.9 + 1000} \times 110 = 28.12 \text{ cm}$$

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} = 28.12 - \frac{14}{2} + \frac{14^2}{6(2 \times 28.12 - 14)}$$

$$= 21.89 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s(d-x+y)} - \frac{N}{\sigma_s} = \frac{2\,485\,000}{1\,000(110-28.12+21.89)} - \frac{14\,200}{1\,000} \\ = 9.75 \text{ cm}^2$$

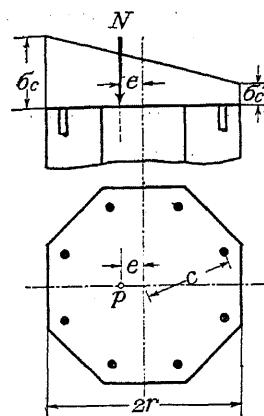
第十一章

## 偏心軸壓力又は軸壓力と彎曲率とを受ける正八角形断面の部材に於ける直應力の計算及断面の算定

## § 196. 軸圧力の作用點が等値全断面の心の内にある場合の直應力の計算

平版構造に於ける正8角形断面の支柱、又は、正8角形断面の鉄筋コンクリート杭等が軸圧力と同時に彎曲率を受ける様な時、外力の合成力の作用點が等価全断面の心の内にある時には、断面に圧應力のみを生ずる。此の場合の應力の計算は §173 の (2) 式

によればよい



### 第 77 圖

第77圖の如く軸鐵筋が圓周上に齊等に配置されて居る時は、等值全斷面の重心はコンクリート斷面の重心と合致するから、 $f = e$  である。鐵筋の總斷面積を  $A_s$  とすれば、

$$I_i = 0.8758 r^4 + \frac{n A_s c^2}{2} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{I_i}{r} = W_i = 0.8758 r^3 + \frac{n A_s c^2}{2r} \dots \dots (4)$$

である。然れば縫維應力は(1)式により

鐵筋に働く圧應力は、其の點に於けるコンクリートの壓應力の  $n$  倍であつて、コンクリートに於ける壓應力が許容彎曲壓應力以下であれば、常に鐵筋の許容壓應力以下であるから、普通、計算するに及ばない。

## § 197. 軸圧力の作用點が等値全断面の心の外にある場合の直應力の計算

軸圧力の作用点が等価全断面の心の外にある場合でも、偏心距離が小さい時に、(5)式に依つて計算した縁維張應力の絶対値が、コンクリートの許容軸壓應力の  $\frac{1}{5}$  以下であれば、コンクリートに於ける最大應力を(5)式で計算してよい（標準示方書第九十五條 § 174. 參照）。

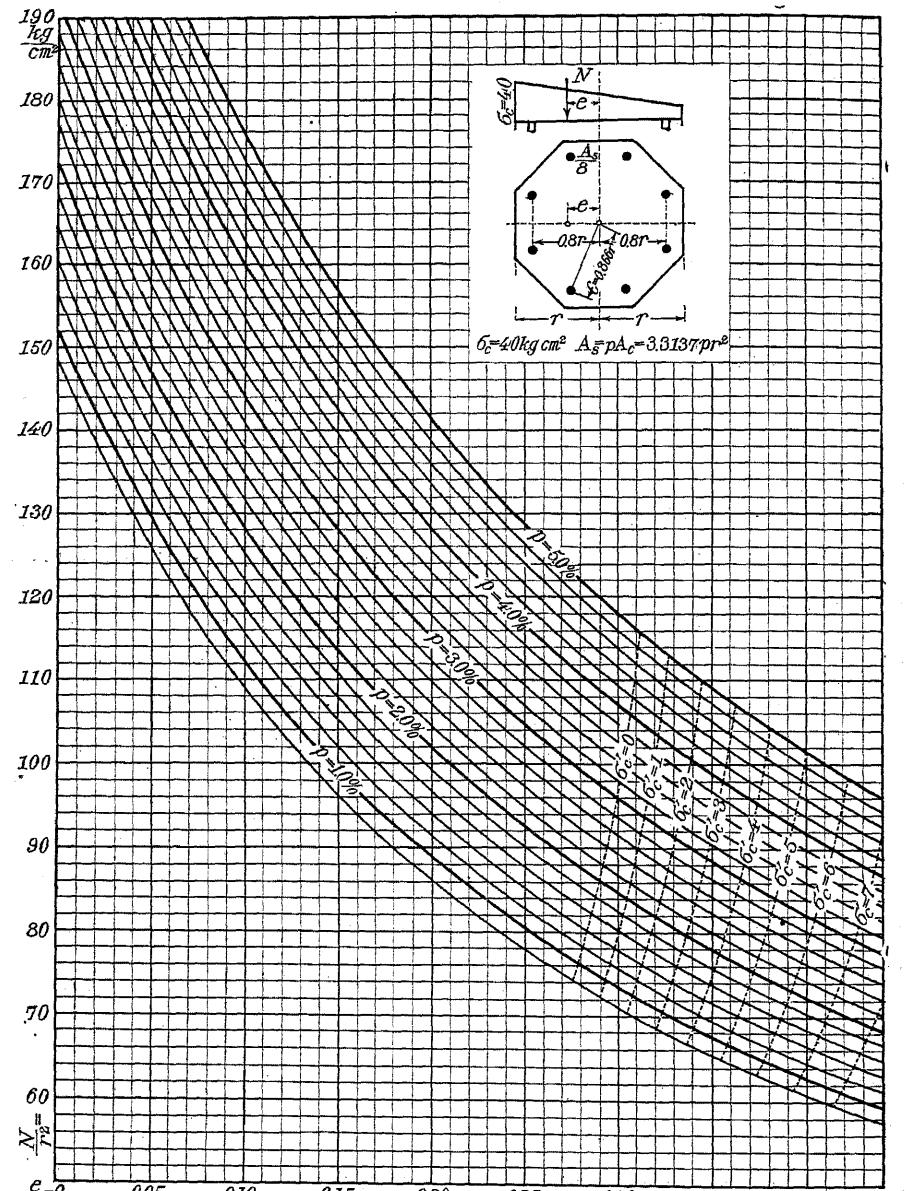
然し、(5)式で計算したコンクリートの張應力の絶對値がコンクリートの許容軸壓應力の  $\frac{1}{5}$  以上であれば、コンクリートの張應力を無視して  $\sigma_c$  を計算しなければならない。此の場合の應力計算式は甚だ複雜であるから、第十五章の圖式解法によるか、又は § 199. の第81圖を利用して應力計算をするのが便利である。

## § 198. 正八角形断面の寸法が與へられ断面に圧應力のみを生ずる場合の鐵筋断面積の算定

コンクリート断面は、無筋コンクリートとして不確定力の計算に用いたもの又は與へられた

荷重を中心軸荷重として負担する爲に必要なものを用ゐるものとし、中心軸圧力と、弯曲率とに對する鐵筋断面積を算定する事を述べる。

断面に圧應力のみを生ずる場合に、 $A_c$  をコンクリートの全断面積、 $A_s$  を鐵筋の總断面積とし、



第 78 圖

中心軸圧力と弯曲率とを受ける正八角形断面に圧應力のみが働く場合、與へられた  $r N, e$  及  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對し、抗張鐵筋断面積  $A_s$  を求める圖表  $A_s = p A_c = 3.3137 p r^2$

$$A_s = p A_c = 3.3137 p r^2$$

とすれば、(2)式により、

$$A_t = 3.3137 r^2 + n A_s$$

$$= 3.3137 r^2 (1+15 p)$$

(4)式に於て、

$$A_s = 3.3137 p r^2, \quad c = 0.866 r \quad \text{とすれば、}$$

$$W_t = 0.8758 r^3 + 18.6345 p r^3$$

故に、(5)式により、

$$\sigma_c = \frac{N}{r^2} \left( \frac{1}{3.3137(1+15 p)} + \frac{1}{0.8758+18.6345 p} \frac{e}{r} \right) \dots\dots\dots (6)$$

(6)式を  $p$  に就いて解けば、 $A_s = 3.3137 p r^2$  によりて、鐵筋の總断面積を求める事が出来る。

第78圖は、(6)式によつて  $p$  を求める手數を省く爲の圖表である。 $p$  の 0.8% 乃至 5.0% の値と  $\frac{e}{r}$  の種々の値とに對して、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  とすれば、之に對する  $\frac{N}{r^2}$  の値を(6)式によつて計算する事が出来る。依つて、 $\frac{e}{r}$  を横距に、 $\frac{N}{r^2}$  を縦距に採れば、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對する  $p$  の曲線を畫く事が出来る。依つて、コンクリート断面、 $N$  及偏心距離が既知であれば、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對する  $p$  の値を第78圖から求める事が出来る。尚ほ、第78圖には、點線でコンクリートに於ける  $\sigma'_c$  の値が  $8 \text{ kg/cm}^2$  の張應力に達する迄の  $\sigma'_c$  の曲線が示してある。

第78圖は、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對して畫いたものであるけれども、他の  $\sigma_c$  の値に對しても使用する事が出来る。例へば  $\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2$  に對しては、 $N$  の値を  $\frac{40}{50}$  倍して此の圖表を用ひ、 $\sigma_c = 30 \text{ kg/cm}^2$  に對しては、 $N$  の値を  $\frac{40}{30}$  倍して此の圖表を用ねればよい。

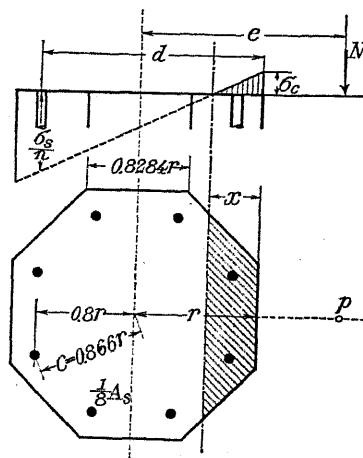
### § 199. 正八角形断面の寸法が與へられ断面に圧應力と張應力とを生ずる場合の鐵筋断面積の算定

断面に圧應力と張應力とが働く時、コンクリート及抗張鐵筋に於ける應力が、夫々同時に與へられた應力に達する様な鐵筋断面積を定めるには、中立軸が正八角形断面の中央部にある場合と、他の2つの側部にある時との、3つの場合に分けて考へなければならない。

(1) 中立軸が断面に於て偏心軸圧力の働く側部にある場合 (第79圖参照)

$\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の與へられた値に對して、

$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = s d$$



第 79 圖

鐵筋の總断面積を  $A_s$  とし、之は、断面の中心にあるものと假定し、鐵筋に於ける應力は、 $\frac{n \sigma_e}{x} (r-x)$  なる平均値で働くものと假定する。然れば、外力と應力との平衡條件により、

$$N = \frac{0.8284}{2} r x \sigma_e + \frac{x^2}{3} \sigma_e \\ - n A_s \frac{\sigma_e}{x} (r-x) \dots\dots\dots (7)$$

今、 $d = 1.8r$  とすれば、 $x = 1.8s r$

尚ほ、 $A_s = p A_e = 3.3137 p r^2$  とおけば、(7) 式は、

$$\frac{N}{r^2 \sigma_e} = 0.4142 \times 1.8s + \frac{(1.8s)^2}{3} - n p \frac{3.3137}{1.8s} (1-1.8s)$$

となる。依つて、

$$p = \frac{-\frac{N}{r^2 \sigma_e} + 0.4142 \times 1.8s + \frac{(1.8s)^2}{3}}{15 \times 3.3137 \left( \frac{1}{1.8s} - 1 \right)} \dots\dots\dots (8)$$

$$\text{又}, \quad Ne = M = \frac{0.8284}{2} r x \sigma_e \left( r - \frac{x}{3} \right) + \frac{x^2}{3} \sigma_e \left( r - \frac{x}{2} \right) \\ + \frac{n A_s c^2}{2 \times 0.8r} \frac{\sigma_e}{x} \times 0.8r$$

$$\text{上式に}, \quad c = \frac{0.8r}{\cos 22\frac{1}{2}^\circ} = 0.866r \quad \text{とおけば},$$

$$\frac{M}{r^3 \sigma_e} = 0.7456s \left( 1 - \frac{1.8s}{3} \right) + \frac{(1.8s)^2}{3} \left( 1 - \frac{1.8s}{2} \right) + \frac{18.6396}{1.8s} p$$

$$\therefore p = \frac{\frac{M}{r^3 \sigma_e} - 0.7456s (1-0.6s) - \frac{(1.8s)^2}{3} (1-0.9s)}{18.6396} \dots\dots\dots (9)$$

(2) 中立軸が正 8 角形断面の中央部にある場合 (第 80 圖参照)

(1) の場合と同様にして、

$$p = \frac{\frac{N}{r^2 \sigma_e} - 1.8s + 0.3432 \left( 1 - \frac{0.1953}{1.8s} \right)}{15 \times 3.3137 \left( 1 - \frac{1}{1.8s} \right)} \dots\dots\dots (10)$$

或は、

$$p = \frac{\frac{M}{r^3 \sigma_e} - 1.8s (1-0.6s) + 0.2762 - \frac{0.0474}{1.8s}}{18.6396} \dots\dots\dots (11)$$

(3) 中立軸が断面に於て偏心軸圧力の作用點の反対の側部にある場合

(1) の場合と同様にして、

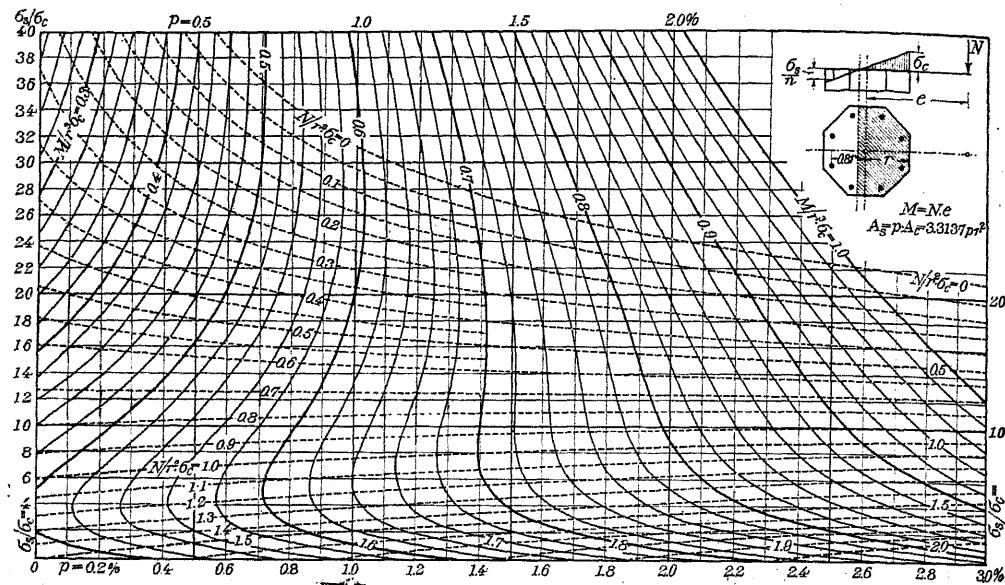
$$p = \frac{\frac{N}{r^2 \sigma_e} - 1.8s + 0.3432 \left( 1 - \frac{0.1953}{1.8s} \right) + \frac{(1.8s-1.4142)^3}{3 \times 1.8s}}{49.705 \left( 1 - \frac{1}{1.8s} \right)} \dots\dots\dots (12)$$

或は、

$$p = \frac{\frac{M}{r^3 \sigma_e} - 1.8s (1-0.6s) + 0.2762 - \frac{0.0474}{1.8s} - (1.8s-1.4142)^3 \left( \frac{1}{6} - \frac{0.0976}{1.8s} \right)}{18.6396} \dots\dots\dots (13)$$

(8) 式乃至(13)式に於て、 $\frac{N}{r^2 \sigma_e}$  及  $\frac{M}{r^3 \sigma_e}$  にある値を與へれば、 $p$  と  $s$  従つて  $p$  と  $\frac{\sigma_s}{\sigma_e}$  との關係が得られる。依つて、 $p$  を横距に、 $\frac{\sigma_s}{\sigma_e}$  を縦距に採れば、第 81 圖に示してある  $\frac{N}{r^2 \sigma_e}$  及  $\frac{M}{r^3 \sigma_e}$  の曲線が得られる。

故に、正 8 角形断面に働く  $M$  及  $N$  が與へられる時、 $\sigma_e$  が許容應力に達する様な鐵筋斷面積を求めるには、 $\frac{N}{r^2 \sigma_e}$ 、 $\frac{M}{r^3 \sigma_e}$  を計算し、第 81 圖に於て是等曲線の交點の横距及縦距を求めれば、 $p$  及  $\frac{\sigma_s}{\sigma_e}$  を求める事が出来る。然れば、



第 81 圖 中心軸壓力と彎曲率とを受ける正 8 角形断面に壓應力と張應力とが働く場合、與へられた  $M$ ,  $N$  及  $\sigma_c$  の値に對する鐵筋断面積  $A_s$  を求める  
圖表  $A_s = p A_c = 3.3137 p r^2$

$$A_s = 3.3137 p r^2$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \sigma_c$$

である。

第 81 圖に於て  $\frac{N}{r^2 \sigma_c} = 0$  なる曲線は、彎曲率のみを受ける場合である。

斷面が與へられた時に  $\sigma_s$  及  $\sigma_c$  を求めるにも、第 81 圖を用ゐる事が出来る。此の場合には  $p$  が與へられて居るから、 $p$  の鉛直線上に於て、 $\frac{M}{r^3 \sigma_c}$  及  $\frac{N}{r^2 \sigma_c}$  との曲線が  $\frac{M}{rN} = \frac{e}{r}$  なる比を有する點を求め、此の點の縦距を讀めば  $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$  が既知となり、又  $\frac{M}{r^3 \sigma_c}$  及  $\frac{N}{r^2 \sigma_c}$  も既知となる。

依つて、

$$\sigma_c = \frac{N}{r^2} \div \frac{N}{r^3 \sigma_c}$$

或は、

$$\sigma_c = \frac{M}{r^3} \div \frac{M}{r^3 \sigma_c}$$

及

$$\sigma_s = \sigma_c \frac{\sigma_s}{\sigma_c}$$

である。

## 第十二章 偏心軸壓力又は軸壓力と彎曲率とを受ける圓形 断面の部材に於ける直應力の計算及斷面の算定

### § 200. 斷面に壓應力のみが働く場合の直應力の計算及鐵筋断面積の算定

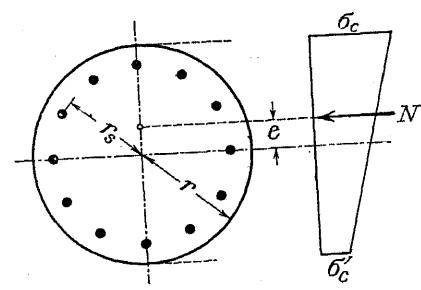
圓形断面の部材が軸壓力と彎曲率とを受けるのは、平版構造に於ける圓形断面の支柱の場合が多い。

斷面に働く外力の合成力の作用點が断面の心の内にあれば、断面に壓應力のみを生じ、心の外にあれば、断面に壓應力及張應力を生ずる。

圓断面の心の半径は、簡単の爲に軸鐵筋を無視すれば、断面の半径の  $\frac{1}{4}$  である。

第 82 圖の場合に於て、 $\frac{e}{r}$  が 0.25 以下である時に、断面に壓應力のみを生ずる。

此の場合の應力の計算は次式による。



第 82 圖

茲に、 $A_i$  は等值全断面積、 $I_i$  は直徑軸に關する等值全断面の断面 2 次率であつて、軸鐵筋の總断面積を  $A_s$  とすれば、次式で計算する事が出来る。

$$A_i = \pi r^2 + n A_s \quad (2)$$

$$I_i = \frac{\pi r^4}{4} + \frac{n A_s r_s^2}{2} \quad (3)$$

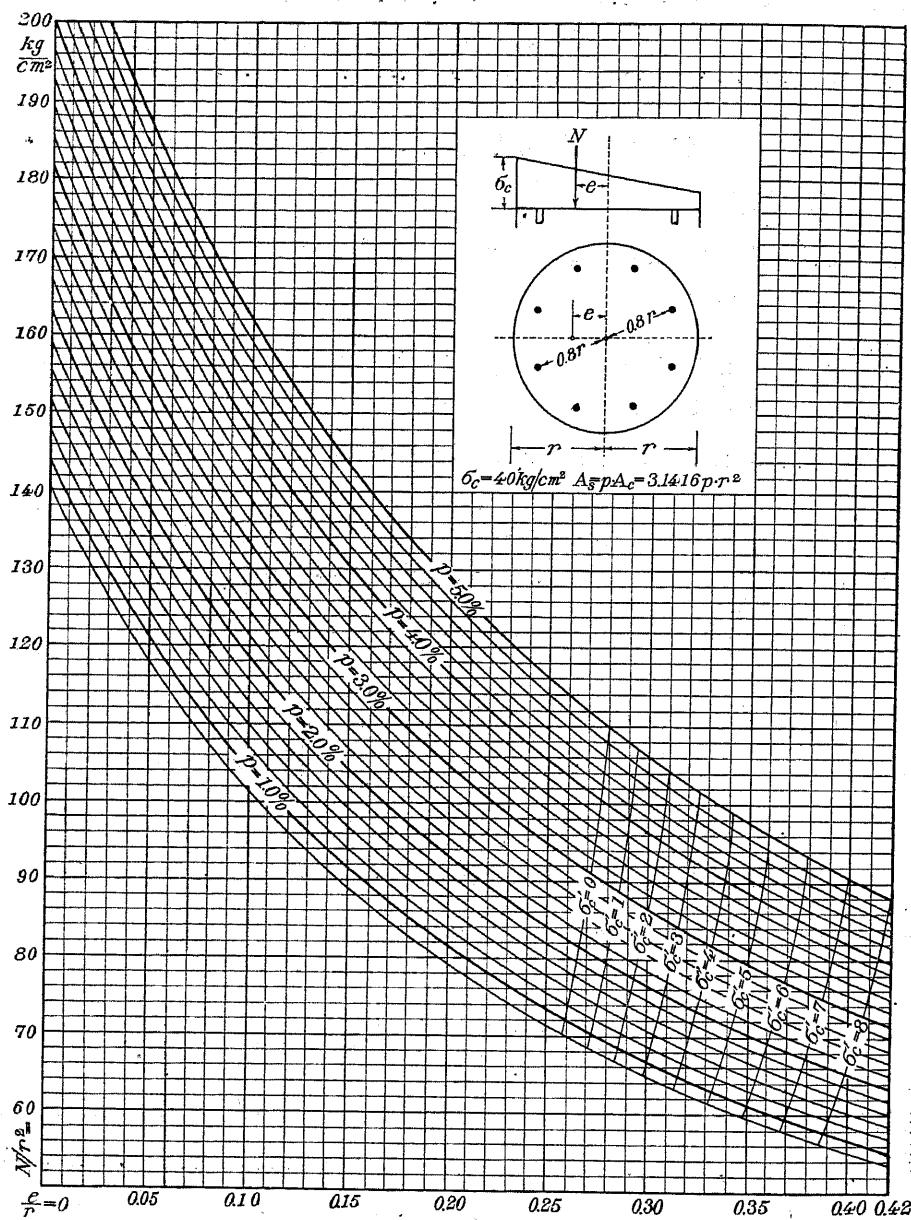
$N$  の作用點が断面の心の外にあつて、 $\sigma_c'$  が張應力である時でも、 $\sigma_c'$  の絶対値が許容軸壓應力の  $\frac{1}{5}$  以下である時は、(1) 式によつて  $\sigma_c$  を計算してよい（標準示方書第九十五條 § 174. 參照）。

(1) 式に於て、

$$r_s = 0.8 r, \quad A_s = p A_c = 3.1416 p r^2$$

とおけば、

$$\sigma_c = \frac{N}{r^2} \left( \frac{1}{3.1416(1+15p)} + \frac{1}{0.7854 + 15.0797p} \frac{e}{r} \right) \dots\dots (4)$$



第 83 圖 偏心軸荷重を受ける圓形断面に圧應力のみが働く場合、與へられた  $r, N, e$  及  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對し、抗壓鐵筋断面積  $A_s$  を求める圖表  $A_s = p A_c = 3.1416 p r^2$

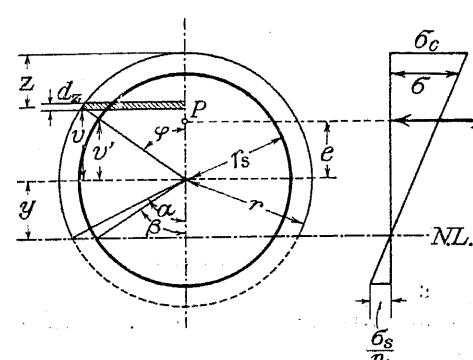
(4) 式を  $p$  に就いて解けば、與へられたコンクリート断面に對し、鐵筋の必要な總断面積は  $A_s = 3.1416 p r^2$  である。

第 83 圖は、(4) 式によつて、 $p$  を求める手數を省く爲の圖表で、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  に對するものである。此の圖表の用ゐ方は、第 78 圖 (§ 198. 參照) の場合と全く同じである。

### § 201. 断面に壓應力と張應力とが働く場合の直應力の計算

#### 及鐵筋断面積の算定

軸圧力の作用點が断面の心の外にある時、コンクリートの張應力を無視する應力の計算及鐵筋断面積の算定法は、次の如くである。



コンクリートに於ける全壓應力を  $C_c$  とすれば、第 84 圖に於て影線を施した微小面積に對して、

$$dC_c = dA \cdot \sigma = r \sin \varphi \cdot dz \cdot \sigma$$

$$\sigma = \frac{v+y}{r+y} \sigma_c = \frac{\cos \varphi + \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \sigma$$

$$z = r - v = r - r \cos \varphi$$

$$dz = r \sin \varphi \cdot d\varphi$$

第 84 圖

であるから、

$$dC_c = r^2 \sin^2 \varphi \frac{\cos \varphi + \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \sigma_c \cdot d\varphi$$

$$\therefore C_c = \frac{2 r^2 \sigma_c}{1 + \cos \alpha} \int_0^{\pi-\alpha} (\sin^2 \varphi \cos \varphi + \sin^2 \varphi \cos \alpha) d\varphi \\ = \frac{2 r^2 \sigma_c}{1 + \cos \alpha} \left\{ \frac{1}{3} \sin^3 \alpha + \frac{\sin \alpha \cos^2 \alpha}{2} + \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \cos \alpha \right\}$$

軸鐵筋の總断面積は、半径  $r_s$  なる圓周上に齊等に分布するものと考へ、鐵筋に働く全應力を  $C_s$  とすれば、

$$dC_s = \frac{A_s}{2 \pi r_s} r_s \cdot d\varphi \cdot n \sigma \frac{v' + y}{y + r_s}$$

$$= \frac{A_s}{2 \pi} \cdot d\varphi \cdot n \sigma \frac{\cos \varphi + \cos \beta}{\cos \beta + 1}$$

第84圖により,  $r \cos \alpha = r_s \cos \beta$

$$\sigma = \sigma_c \frac{r_s + r_s \cos \beta}{r + r_s \cos \beta} = \frac{r_s (\cos \beta + 1)}{r + r_s \cos \beta}$$

であるから,

$$dC_s = \frac{A_s}{2\pi} n \sigma_c \frac{r_s (\cos \beta + \cos \varphi)}{r + r_s \cos \beta} \cdot d\varphi$$

$$\therefore C_s = 2n \frac{A_s}{2\pi} \sigma_c \frac{r_s}{r + r_s \cos \beta} \int_0^\pi (\cos \beta + \cos \varphi) \cdot d\varphi$$

$$= \frac{n A_s \sigma_c}{1 + \cos \alpha} \cos \alpha$$

平衡條件により,  $C_c + C_s = N$  でなければならぬから,

$$C_c + C_s = N$$

$$= \frac{2r^2 \left\{ \frac{1}{3} \sin^3 \alpha + \frac{\sin \alpha \cos^2 \alpha}{2} + \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \cos \alpha \right\} + n A_s \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \sigma_c$$

$$\dots\dots\dots(5)$$

$N$  の作用點と断面の中心とを結ぶ線に直角な直径軸に關して、コンクリートに働く應力の力率  $M_c$  は、

$$M_c = \int dC_c \cdot v = 2 \frac{r^3 \sigma_c}{1 + \cos \alpha} \int_0^{\pi - \alpha} (\sin^2 \varphi \cos^2 \varphi + \sin^2 \varphi \cos \varphi \cos \alpha) \cdot d\varphi$$

$$= 2 \frac{r^3 \sigma_c}{1 + \cos \alpha} \left\{ \frac{(\pi - \alpha)}{8} + \frac{1}{3} \sin^3 \alpha \cos \alpha + \frac{\sin 4 \alpha}{32} \right\}$$

又、前と同じ直径軸に關して、鐵筋に働く應力の力率  $M_s$  は、

$$M_s = 2 \frac{A_s}{2\pi} n \sigma_c \frac{r_s^2}{r + r_s \cos \beta} \int_0^\pi (\cos \beta + \cos \varphi) \cos \varphi \cdot d\varphi$$

$$= \frac{A_s r_s^2 n \sigma_c}{2r (1 + \cos \alpha)}$$

又、平衡條件から、

$M_c + M_s = M$  でなければならぬから、

$$M_c + M_s = M = \frac{2r^3 \left\{ \frac{\sin 4 \alpha}{32} + \frac{\pi - \alpha}{8} + \frac{\sin^3 \alpha \cos \alpha}{3} \right\} + \frac{n A_s r_s^2}{2r}}{1 + \cos \alpha} \sigma_c$$

$$\dots\dots\dots(6)$$

(5) 式及 (6) 式により、

$$\frac{M}{Nr} = \frac{e}{r}$$

$$= \frac{\frac{\sin 4 \alpha}{32} + \frac{\pi - \alpha}{8} + \frac{\sin^3 \alpha \cos \alpha}{3} + \frac{n A_s}{4r^2} \left( \frac{r_s}{r} \right)^2}{\frac{1}{3} \sin^3 \alpha + \frac{\sin \alpha \cos^2 \alpha}{2} + \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \cos \alpha + \frac{n A_s \cos \alpha}{2r^2}} \dots\dots\dots(7)$$

(7) 式に、 $A_s = p A_c = p \pi r^2$  とおけば、

$$\frac{e}{r} = \frac{\frac{\sin 4 \alpha}{32} + \frac{\pi - \alpha}{8} + \frac{\sin^3 \alpha \cos \alpha}{3} + \frac{n p \pi}{4} \left( \frac{r_s}{r} \right)^2}{\frac{1}{3} \sin^3 \alpha + \frac{1}{2} \sin \alpha \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \cos \alpha + \frac{1}{2} n \pi p \cos \alpha} \dots\dots\dots(8)$$

又、 $A_s = p A_c = p \pi r^2$  とおけば、(5) 式及 (6) 式により

$$p = \frac{1}{n \pi \cos \alpha} \left\{ \frac{N}{r^2 \sigma_c} (1 + \cos \alpha) - 2 \left[ \frac{1}{3} \sin^3 \alpha + \frac{1}{2} \sin \alpha \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \cos \alpha \right] \right\} \dots\dots\dots(9)$$

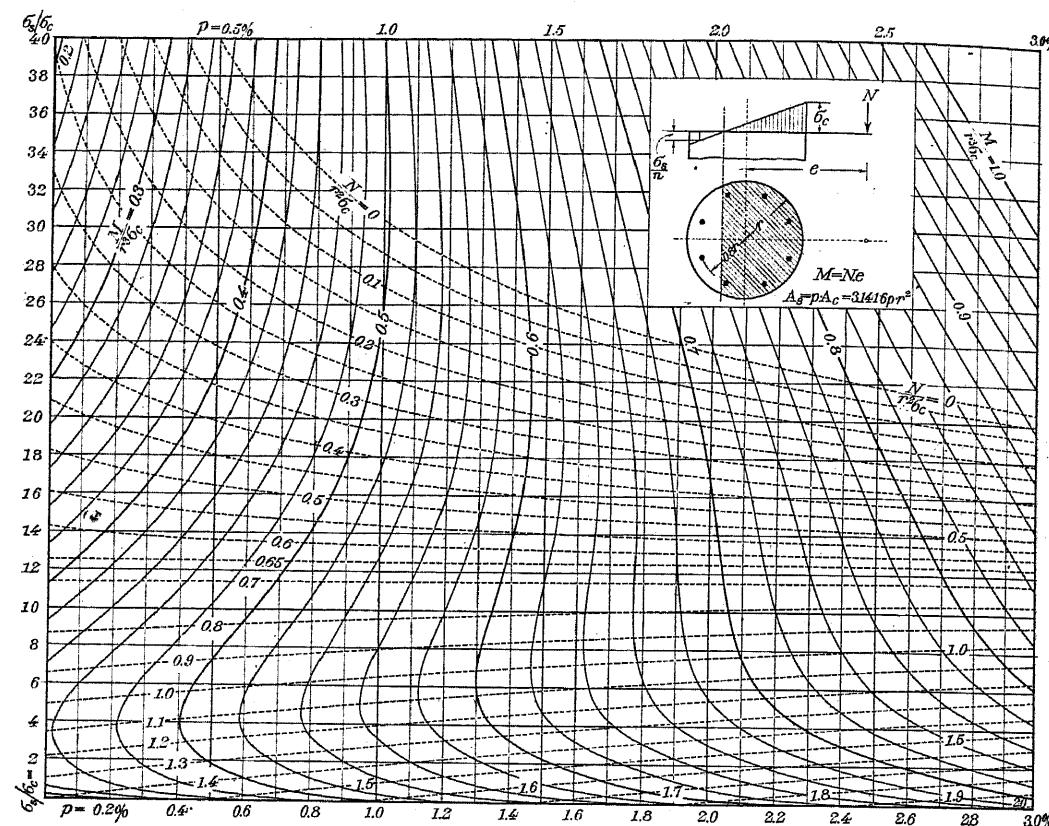
$$p = \frac{2}{n \pi \left( \frac{r_s}{r} \right)^2} \left\{ \frac{M}{r^3 \sigma_c} (1 + \cos \alpha) - 2 \left[ \frac{\sin 4 \alpha}{32} + \frac{\pi - \alpha}{8} + \frac{\sin^3 \alpha \cos \alpha}{3} \right] \right\} \dots\dots\dots(10)$$

鐵筋に於ける最大張應力を  $\sigma_s$  とすれば、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{\frac{r_s}{r} - \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \dots\dots\dots(11)$$

$$\therefore \cos \alpha = \frac{n \frac{r_s}{r} - \frac{\sigma_s}{\sigma_c}}{\frac{\sigma_s}{\sigma_c} + n} \dots\dots\dots(12)$$

第85圖は  $\frac{r_s}{r} = 0.8$  とし、(9) 式、(10) 式及 (12) 式に於ける  $\frac{N}{r^2 \sigma_c}$ 、 $\frac{M}{r^3 \sigma_c}$ 、 $p$  及  $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$  の間の關係を圖示したものである。此の圖を用ひて、コンクリート断面が與へられる時、コンク



第 85 圖 中心軸圧力と彎曲率とを受ける圓形断面に壓應力と張應力とが働く場合、與へられた  $M$ ,  $N$  及  $\sigma_c$  の値に對する鐵筋斷面積  $A_s$  を求める圖表  $A_s = 2 A_c = 3.1416 p r^2$

リートに於ける壓應力が許容應力  $\sigma_c$  に達する様な鐵筋斷面積を定めるには、先づ  $\frac{N}{r^2 \sigma_c}$  及  $\frac{M}{r^3 \sigma_c}$  を計算し、是等の曲線の交點の縦距  $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$  及横距  $p$  を求めればよい。然れば  $A_s = p \pi r^2$  であり、鐵筋に於ける張應力  $\sigma_s$  は、 $\sigma_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \sigma_c$  である。

第 85 圖は  $\frac{r_s}{r} = 0.8$  である断面、 $M$  及  $N$  が與へられる時の應力計算にも利用する事が出来る。此の場合  $p$  が既知であるから、 $\sigma_c$  の鉛直線上に於て、 $\frac{N}{r^2 \sigma_c}$  と  $\frac{M}{r^3 \sigma_c}$  との比が與へられた  $\frac{e}{r}$  なる比を有する點を試的に求める。然れば  $\frac{N}{r^2 \sigma_c}$ ,  $\frac{M}{r^3 \sigma_c}$  及  $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$  が既知となるから、 $\sigma_c = \frac{N}{r^2} \div \frac{N}{r^2 \sigma_c} = \frac{M}{r^3} \div \frac{M}{r^3 \sigma_c}$ ,  $\sigma_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \sigma_c$  である。

## 第十三章 偏心軸圧力又は軸圧力と彎曲率とを受ける圓環断面の部材に於ける直應力の計算及斷面の算定

### § 202. 斷面に壓應力のみが働く場合の直應力の計算

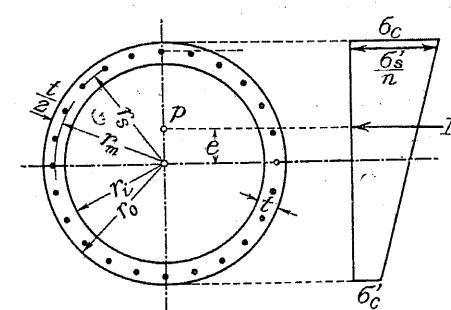
圓環断面の部材が軸圧力と彎曲率とを受けるのは、煙突が風壓を受ける様な場合である。

断面に働く外力の合成点が断面の心の内にあれば、断面に壓應力のみを生じ、心の外にあれば、断面に壓應力及張應力を生ずる。

圓環断面の心の半径  $k$  は次式で計算出来る。

$$k = \frac{r_0^2 + r_i^2}{4 r_0} \quad (1)$$

茲に、 $r_0$  は圓環断面の外側圓の半径、 $r_i$  は内側圓の半径である。



第 86 圖

第 86 圖の場合に於て、 $e < k$  である時には、中立軸は断面を切らない。即ち、断面に壓應力のみを生ずる。

此の場合の應力の計算は、次式による。

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{Ne}{I_i} r_0 \quad (2)$$

茲に、 $A_i$  は等值全斷面積、 $I_i$  は直徑軸に関する等值全斷面の断面 2 次率であつて、軸鐵筋の總斷面積を  $A_s$  とすれば、次式で計算する事が出来る。

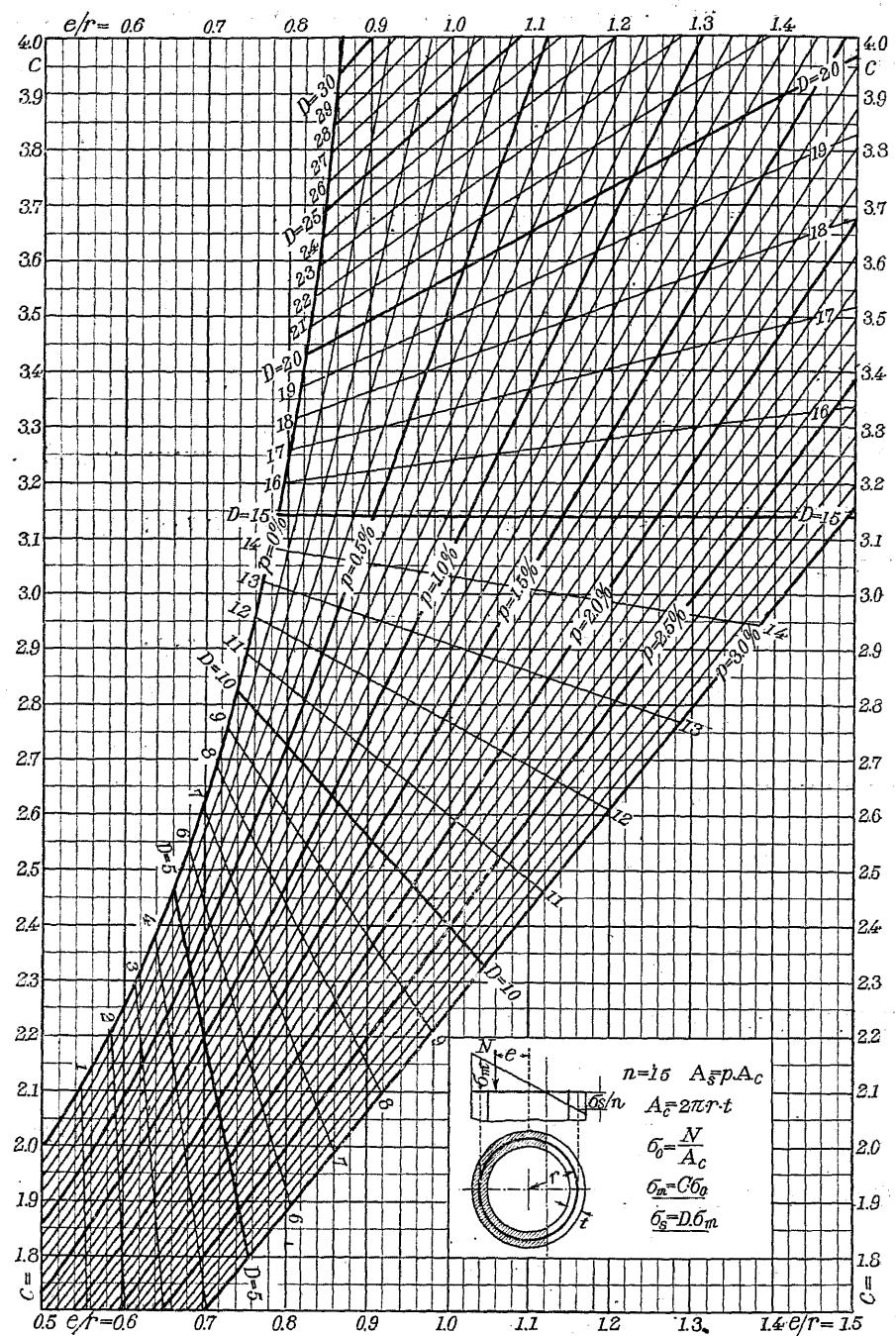
$$A_i = (r_0^2 - r_i^2) \pi + n A_s \quad (3)$$

$$I_i = \frac{(r_0^4 - r_i^4)}{4} \pi + \frac{n A_s r_s^2}{2} \quad (4)$$

圓環の厚さ  $t$  が  $r_0$  に較べて小さい時には、

$$\frac{r_0 + r_i}{2} = r_m = r_s \quad (5)$$





第 88 圖 中心軸圧力と弯曲率とを受ける圓環断面に於ける

$$p \cdot \frac{e}{r}, C \text{ 及 } D \text{ の関係}$$

$$\frac{e}{r} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{1}{2} \sin 2\alpha - \alpha + \pi(1+np)}{\sin \alpha + [-\alpha + \pi(1+np)] \cos \alpha} \quad \dots \dots \dots (13)$$

(10) 式により、

$$\sigma_m = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{\pi(1+\cos \alpha)}{\sin \alpha + [-\alpha + \pi(1+np)] \cos \alpha} = C \cdot \frac{N}{A_c} \quad \dots \dots \dots (14)$$

茲に、

$$C = \frac{\pi(1+\cos \alpha)}{\sin \alpha + [-\alpha + \pi(1+np)] \cos \alpha} \quad \dots \dots \dots (15)$$

鐵筋に於ける應力は、

$$\frac{\sigma_s}{n} = \sigma_m \frac{r - r \cos \alpha}{r + r \cos \alpha}$$

であるから、

$$\sigma_s = n \frac{1 - \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \sigma_m = n \tan^2 \frac{\alpha}{2} \cdot \sigma_m = D \cdot \sigma_m \quad \dots \dots \dots (16)$$

茲に、

$$D = n \tan^2 \frac{\alpha}{2} \quad \dots \dots \dots (17)$$

第 88 圖は、(13) 式乃至 (17) 式に於ける  $p$ ,  $\frac{e}{r}$ ,  $C$  及  $D$  の關係を圖示したもので、 $p$  及  $\frac{e}{r}$  が與へられた時に、此の圖表によつて、是等の値に相當する係数  $C$  及  $D$  の値を求め、應力  $\sigma_m = C \cdot \frac{N}{A_c}$  及  $\sigma_s = D \cdot \sigma_m$  を計算する事が出来る。

又、第 88 圖によつて、 $\sigma_m$  が許容弯曲壓應力に達する様な  $p$  の値を定める事も出来る。此の場合には、先づ  $C = \sigma_m \div \frac{N}{A_c}$  を計算し、之と與へられた  $\frac{e}{r}$  との値に相當する  $p$  及  $D$  の値を圖表から求めればよい。

斷面の外縁に於ける壓應力  $\sigma_o$  は  $\sigma_m$  よりも幾分大きいけれども、大差ないから、 $\sigma_o$  は  $\sigma_m$  に等しいと考へるのが普通である。

煙突の場合に、軸鐵筋は圓環の厚さの中央よりも外側に近く配置されるし、 $dC_c$  も、外縁に近く働くから、以上の計算に於ける  $r$  の値は、圓環の中央に於ける半径よりも數 cm 大きく採るのが適當である。

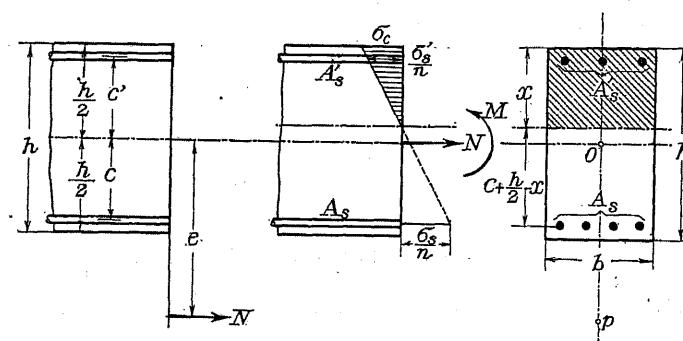
## 第十四章

### 弯曲率及軸張力を受ける矩形断面の部材に於ける直應力の計算及断面の算定

#### 第一節 應力の計算

##### § 204. 對稱でない抗張及抗壓鐵筋を有する場合

穀倉の槽壁などに於ては、断面に働く外力の、断面に垂直な分力  $N$  が張力である場合が起る。此の時  $N$  の影響は矩形断面の中心  $O$  に働く張力と、力率  $M = Ne$  との影響に等しい。 $M$  は  $O$  点に關する外力の力率に等しいものである。



第 89 圖

第 89 圖に於て、外力と應力との平衡條件により、

$$N = A_s \sigma_s - \sigma \frac{bx}{2} - A'_s \sigma'_s \quad (1)$$

$$M = \frac{\sigma_c bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + A'_s \sigma'_s c' + A_s \sigma_s c \quad (2)$$

應力の分布は直線的であると假定すれば、

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) \quad (3)$$

$$\sigma'_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c' - \frac{h}{2} + x \right) \quad (4)$$

#### 第一節 應力の計算

(1) 式乃至 (4) 式は、中心軸壓力と弯曲率とを受ける場合の § 176 の (16) 式乃至 (19) 式に於て  $N$  の符號を負に變へただけである。依つて、 $x$  の値を求める 3 次方程式は、§ 176 の (20) 式に於て  $e = \frac{M}{N}$  の符號を負に變へればよい。即ち、

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left( \frac{h}{2} + e \right) - \frac{x \cdot 6n}{b} \left[ A_s(e - c) + A'_s(e + c') \right] \\ + \frac{6n}{b} \left[ A_s \left( c + \frac{h}{2} \right) (e - c) + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right) (e + c') \right] = 0 \dots (5)$$

$x$  を求めれば、コンクリートに於ける絶縁應力は、(1) 式、(3) 式及 (4) 式により、

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{nA_s}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) - \frac{nA'_s}{x} \left( c' - \frac{h}{2} + x \right) - \frac{bx}{2}} \dots (6a)$$

或は、(2) 式、(3) 式及 (4) 式により、

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nA'_s}{x} c' \left( c' - \frac{h}{2} + x \right) + \frac{nA_s}{x} c \left( c + \frac{h}{2} - x \right)} \dots (6b)$$

抗張鐵筋に於ける應力は、(3) 式により、

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right)$$

求めた應力の検算をするには、(1) 式又は、 $N$  の作用點  $p$  に關する力率の式を用ゐる。

軸壓力及弯曲率が働く場合には、断面に常に應力が生ずるけれども、軸張力と弯曲率とが働く場合、 $N$  の作用點  $p$  の偏心距離が小さい時は、 $x$  の値が負になり、断面に應力が全く生じない事がある。此の場合には (1) 式乃至 (6) 式を使用する事が出來ない。此の時  $A_s$  及  $A'_s$  は共に張應力を受けるから、 $N$  を、横杆の理によつて、是等に分配すればよい。

$x < 0$  即ち断面に應力を生じないのは、抗張鐵筋のみを有する場合には、 $e < c$  の時であり、對稱な鐵筋を有する場合即ち  $A_s = A'_s, c = c'$  の場合には、 $e < \frac{2c^2}{h}$  の時である。

##### § 205. 對稱な抗張及抗壓鐵筋を有する場合

穀倉の槽壁などに於ては、鐵筋が對稱である場合、即ち  $A_s = A'_s, c = c'$  である場合が多い。

(5) 式に於て、 $A_s = A'_s, c = c'$  とおけば、抗壓側表面から中立軸までの距離  $x$  を求める 3 次方程式は次の様になる。

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left( \frac{h}{2} + e \right) - x \cdot 12n \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot \frac{A_s}{b} (he - 2c^2) = 0 \dots\dots (7)$$

$x$  が求められれば、コンクリートの緑維圧應力は、

$$\sigma_c = \frac{N}{n A_s \left( \frac{h}{x} - 2 \right) - \frac{bx}{2}} = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + 2n A_s \frac{c^2}{x}} \dots\dots (8)$$

鐵筋に於ける應力は、(3) 式及 (4) 式により、

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) \dots\dots (9)$$

$$\sigma'_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c - \frac{h}{2} + x \right) \dots\dots (10)$$

である。

### § 206. 抗張鐵筋のみを有する場合

第90圖の様に抗張鐵筋のみを用ゐる場合、即ち  $A'_s = 0$  である場合には、軸張力  $N$  の作用

點  $p$  の斷面の中心  $O$  からの偏心距離  $e$  は、 $O$  から抗張鐵筋断面の重心までの距離  $c$  よりも大きくなければならない。換言すれば、 $p$  點が鐵筋よりも外側にある場合でなければならない。然らざれば、コンクリートの張應力を無視する時、外力と平衡を保つ事が出来ない。

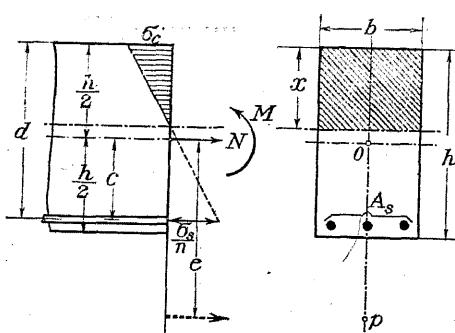
(5) 式に於て、 $A'_s = 0$  とすれば、抗張鐵筋のみを有する場合の中立軸の位置を求める  $x$  の 3 次方程式が得られる。即ち、

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left( \frac{h}{2} + e \right) - x \frac{6n}{b} A_s (e - c) + \frac{6n}{b} A_s \left( c + \frac{h}{2} \right) (e - c) = 0 \dots\dots (11)$$

$x$  を求めれば、

$$\sigma_c = \frac{N}{n A_s \left( c + \frac{h}{2} - x \right) - \frac{bx}{2}} \dots\dots (12a)$$

或は、



第 90 圖

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{n A_s c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right)} \dots\dots (12b)$$

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) \dots\dots (13)$$

である。

### 第二節 断面の算定

#### § 207. 矩形断面の寸法が與へられる時 コンクリート及抗張鐵筋に於ける應力が同時に夫等の許容應力に達する様な鐵筋断面積の算定

軸張力  $N$  の作用點が、矩形断面の兩側にある鐵筋の間にある時は、 $N$  を其の作用點から兩側の鐵筋の位置迄の距離の反比に按分し、是等を鐵筋の許容張應力で割つて、各側に於ける鐵筋断面積を求めればよい。

軸張力の作用點  $p$  が、矩形断面の兩側にある鐵筋の外側にある場合、應力の分布は直線的であると假定すれば、與へられた  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の値に對して、應力分布圖は第91圖の様になる。然れば、

$$x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d = s d$$

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x - d'}{x}$$

コンクリートに於ける全壓應力  $C$  は、

$$C = \frac{bx}{2} \sigma_c$$

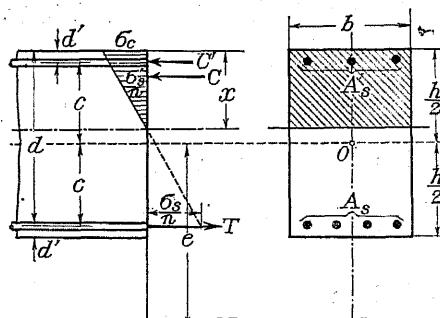
抗壓鐵筋に於ける全壓應力  $C'$  は、 $C' = \sigma'_s A'_s$

抗張鐵筋に於ける全張應力  $T$  は、 $T = \sigma_s A_s$

であつて、抗壓及抗張鐵筋断面の重心に關する力率の式は、

$$N(e + c) = M'_s = A_s \sigma_s (d - d') - \sigma_c \frac{bx}{2} \left( \frac{x}{3} - d' \right)$$

$$N(e - c) = M_s = A'_s \sigma'_s (d - d') + \sigma_c \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right)$$



第 91 圖



となる。(20)式により  $b$  が既知であれば(壁の場合には  $b = 100 \text{ cm}$ ),  $h$  を求める事が出来る。然れば、

$$A_s = A'_s = \frac{N + \sigma_c \frac{bx}{2}}{\sigma_s - \sigma'_s} = \frac{N + 0.44 \sigma_c s b h}{\frac{1 - 1.76 s}{0.88(1-s)} \sigma_s} \quad (21)$$

$\sigma_c$  及  $\sigma_s$  の種々の値に對して、(20)式及(21)式は、第20表の如くになる。第20表に於ける數値の單位は kg 及 cm である。

經濟的な断面は、普通に、 $\sigma_c$  を許容曲曲張力よりも小さい値に選ぶ時に得られるものである。之は、 $\sigma_c$  を小さく選べば壁の厚さは増加するけれども、鐵筋断面積が小さくなる事に依るのである。工費が最小になる  $\sigma_c$  の値は、コンクリート及鐵筋の單價の關係によつて異なるものであるから、 $\sigma_c$  の種々の値に就いて試的計算をなし、適當な  $\sigma_c$  の値を決定する事が必要である。

第 20 表

$\sigma_c$	$\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$	
40	$M = 6.4587 b h^2 + 0.6987 N h$	$A_s = A'_s = \frac{5.867 b h + N}{845.5}$
35	$M = 4.8402 b h^2 + 0.6220 N h$	$A_s = A'_s = \frac{4.687 b h + N}{910.2}$
30	$M = 3.5114 b h^2 + 0.5554 N h$	$A_s = A'_s = \frac{3.600 b h + N}{975.0}$
25	$M = 2.4286 b h^2 + 0.4971 N h$	$A_s = A'_s = \frac{2.619 b h + N}{1039.7}$
20	$M = 1.5611 b h^2 + 0.4457 N h$	$A_s = A'_s = \frac{1.760 b h + N}{1104.5}$
15	$M = 0.8897 b h^2 + 0.4000 N h$	$A_s = A'_s = \frac{1.042 b h + N}{1169.3}$
$\sigma_c$	$\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$	
40	$M = 8.1800 b h^2 + 0.8494 N h$	$A_s = A'_s = \frac{6.600 b h + N}{618.2}$
35	$M = 6.0005 b h^2 + 0.7328 N h$	$A_s = A'_s = \frac{5.302 b h + N}{682.9}$
30	$M = 4.2825 b h^2 + 0.6364 N h$	$A_s = A'_s = \frac{4.096 b h + N}{747.7}$
25	$M = 2.9262 b h^2 + 0.5554 N h$	$A_s = A'_s = \frac{3.000 b h + N}{812.5}$
20	$M = 1.8657 b h^2 + 0.4864 N h$	$A_s = A'_s = \frac{2.031 b h + N}{877.3}$
15	$M = 1.0587 b h^2 + 0.4273 N h$	$A_s = A'_s = \frac{1.212 b h + N}{942.1}$

### § 209. 抗張鐵筋のみを使用する場合 與へられた應力 $\sigma_c$ 及 $\sigma_s$ に對する断面寸法及抗張鐵筋断面積の算定

偏心軸張力が断面の1側のみに働く時は、抗張鐵筋のみを使用する事がある。

抗張鐵筋断面の重心に關する力率の式は、

$$N(e-c) = M_s = \sigma_c \frac{bx}{2} \left( d - \frac{x}{3} \right) \quad (22)$$

與へられた應力  $\sigma_c$  及  $\sigma_s$  に對して、

$$x = s d = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} d$$

であるから、(22)式に此の値を入れれば、

$$\frac{M_s}{bd^2} = \sigma_c \frac{s}{2} \left( 1 - \frac{s}{3} \right) \quad (23)$$

(16)式に於て  $C' = 0$  とおけば、

$$A_s = \frac{C + N}{\sigma_s} = \frac{\sigma_c \frac{bx}{2} + N}{\sigma_s}$$

上式に於て、 $x = s d$  とおき、 $bd$  で割れば

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{\sigma_c \frac{s}{2} + \frac{N}{bd}}{\sigma_s} \quad (24)$$

$\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  及  $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$  と  $\sigma_c$  の種々の値とに對して、(23)式及(24)式は第21表の様になる。此の表に於ける數値の單位は kg 及 cm である。 $b$  の値を假定すれば  $M_s$  の式から  $d$  が定まり、従つて、 $A_s$  を計算する事が出来る。

經濟的な断面を決定する爲には  $\sigma_c$  の種々の値に就いて試的計算を行ふ必要のある事は § 208. の場合と同様である。

第 21 表

$\sigma_c$	$\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$	
60	$M_s = 11.020 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{90}{7} b d + N \right)$
55	$M_s = 9.682 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{605}{54} b d + N \right)$
50	$M_s = 8.382 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{125}{13} b d + N \right)$
45	$M_s = 7.128 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{81}{10} b d + N \right)$
40	$M_s = 5.926 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{20}{3} b d + N \right)$
35	$M_s = 4.786 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{245}{46} b d + N \right)$
30	$M_s = 3.719 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{45}{11} b d + N \right)$
25	$M_s = 2.740 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} \left( \frac{125}{42} b d + N \right)$
20	$M_s = 1.867 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1200} (2 b d + N)$
$\sigma_c$	$\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$	
50	$M_s = 9.184 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1000} \left( \frac{75}{7} b d + N \right)$
45	$M_s = 7.850 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1000} \left( \frac{1215}{134} b d + N \right)$
40	$M_s = 6.563 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1000} (7.5 b d + N)$
35	$M_s = 5.333 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1000} \left( \frac{735}{122} b d + N \right)$
30	$M_s = 4.174 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1000} \left( \frac{135}{29} b d + N \right)$
25	$M_s = 3.099 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1000} \left( \frac{75}{22} b d + N \right)$
20	$M_s = 2.130 b d^2$	$A_s = \frac{1}{1000} \left( \frac{30}{13} b d + N \right)$

## 第十五章

軸力と弯曲率とを受ける部材  
の直應力を求める圖式解法

## § 210. 概 説

軸力及弯曲率を受ける部材の断面が複雑であつて、軸力  $N$  の作用點が等值全断面の心の外にある時、コンクリートの張應力を無視する直應力の計算には、圖式解法を用ゐるのが最も便利である。

断面が對稱軸を有し、軸力の作用點が對稱軸上にある時は、中立軸の方向は對稱軸に垂直であるから、中立軸の位置丈を求めれば直應力を求める事が出来る。然し断面が對稱軸を有しないか、若くは對稱軸を有しても軸力の作用點が對稱軸上にない時には、中立軸の位置及方向が未知となるから、直應力を求める事が甚ぞ複雑になる。此の場合には、先づ中立軸の方向を假定し、以下に述べる方法によつて之に相當する中立軸の位置を定め、之で、平衡條件が満足されるかを検し、平衡條件が満足される迄以上の方法を繰返さなければならない。

以下には、断面が對稱軸を有し、軸力の作用點が對稱軸上にある場合丈を述べる。

## § 211. 断面に軸壓力と弯曲率とが働く場合の Mohr の解法

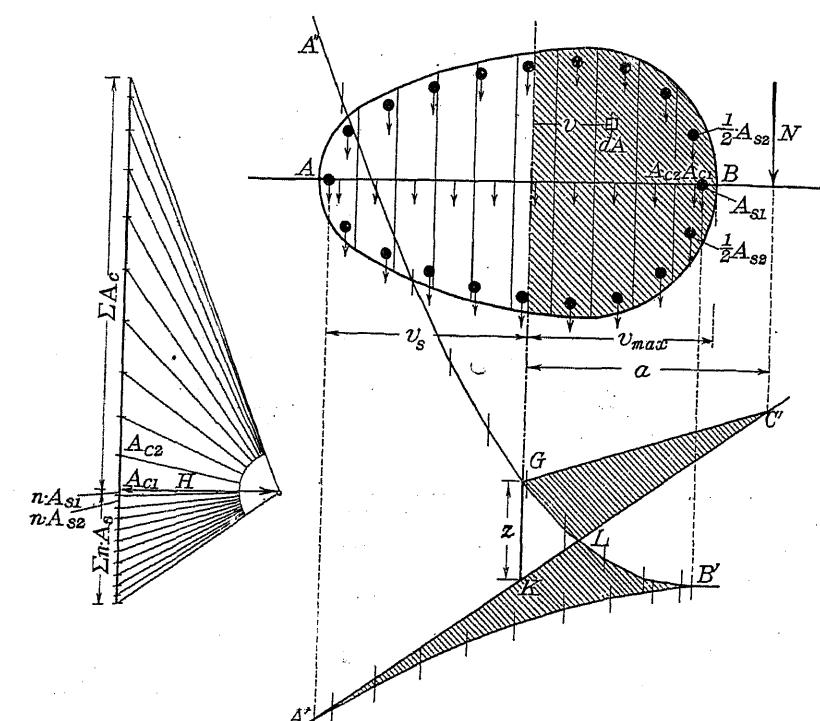
石工構造等に於て軸壓力の作用點が断面の心の外にある場合、材料の張應力を無視して直壓應力を求める Mohr の圖式解法は、之を 鋼筋コンクリート断面に對し、次の様に應用する事が出来る

第92圖に於て、軸壓力  $N$  は断面の對稱軸上に働く。依つて中立軸は對稱軸に垂直である。今、中立軸は、 $N$  の作用點から距離  $a$  にあるものとする。コンクリートの抗壓斷面積と鋼筋斷面積の  $n$  倍とかなる有效等値断面の微小面積  $dA$  の中立軸からの距離を  $v$  とすれば、外力及應力の平衡條件により、次の 2 式が得られる。

$$N = \sum \sigma \cdot dA = \frac{\sigma}{v} \sum dA \cdot v \quad (1)$$

$$N a = \sum \sigma \cdot dA \cdot v = \frac{\sigma}{v} \sum dA \cdot v^2 \quad (2)$$

(1) 式の  $N$  の値を (2) 式に入れれば、



第 92 圖

$$a \frac{\sigma}{v} \cdot \Sigma dA \cdot v = \frac{\sigma}{v} \Sigma dA \cdot v$$

依つて

茲に、 $I' = \Sigma dA \cdot v^2$ ,  $S' = \Sigma dA \cdot v$  であつて、夫々中立軸に関する有效等値断面の断面2次率及断面1次率である。

(3) 式を圖式的に解けば、中立軸の位置を定める事が出来る。之が爲には、コンクリートの抗圧部を中立軸に平行な線で細長帯に分ち、各細長帯の断面積  $A_{c1}, A_{c2}, \dots$  と、其の重心とを求め、夫等の重心を通つて中立軸に平行な線を引く。別に  $A_{s1}, A_{s2}, \dots$  及鐵筋各個の断面積を  $n$  倍したもの  $nA_{s1}, nA_{s2}, \dots$  を力であると考へて、圖に示した様な示力線を書き、任意の極距離  $H$  にある極點を選んで射線を引き、之に相當する索多角形を画く。圖に於て、 $A'B'$  は  $nA_{s1}$ ,  $nA_{s2}, \dots$  に相當する索多角形であり、 $B''A''$  は  $A_{c1}, A_{c2}, \dots$  に相當する索多角形である。

若し、圖に於ける中立軸の位置が正しいものであれば、圖に於ける  $\overline{GK} = z$  に極距離  $H$  を乗じたものは、中立軸に関する有效等値断面の断面 1 次率に等しい。即ち、

$$S' = z H$$

であるし、又中立軸に関する有效等値断面の断面2次率  $I'$  は、

$$I' = 2H(\text{面積 } A' B' G K)$$

である。依つて、

$$a = \frac{I'}{S'} = \frac{2(\text{面積 } A' B' G K)}{z}$$

或は、

$$\frac{az}{2} = \text{面積 } A' B' G K$$

而して、 $\frac{az}{2}$  は 3 角形  $C'GK$  の面積に等しい。故に、圖の中立軸の位置が正しいものであれば、

$$\triangle C' G K \text{ の面積} = \text{面積 } A' B' G K$$

或は、圖に影線を施した面積  $C'L G$  と面積  $A'B'L$  とは等しくなければならぬ。而して面積  $A'B'L$  は既知であるから、 $C'$  を通りて面積  $C'L G$  が面積  $A'B'L$  に等しくなる様な  $C'$  線を引けば、 $G$  點が中立軸の位置を與へる事は明白である。

中立軸の位置が定まれば、コンクリートに於ける圧應力は(1)式により、

$$\sigma = \frac{v N}{\Sigma d A \cdot n} = \frac{v N}{S'} = \frac{v N}{Hz} \dots \dots \dots \quad (4)$$

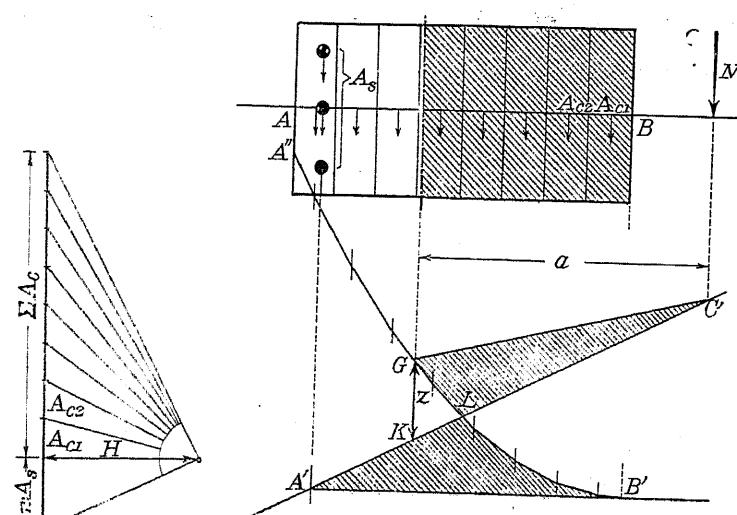
$v$  の最大値  $v_{max}$  に對して、壓應力が最大である。

鐵筋に於ける最大張應力は、圖の場合に於て、

である。

$N$  の偏心距離が大きい時には、面積  $C'GL$  は非常に細長くなるから、 $\sigma$  が甚だ小さくなる。従つて、(4) 式で計算する  $\sigma$  の値が不正確になる。此の場合には、(2) 式を用ゐ、

によつて $\sigma$ を計算するがよい。



第 93 圖

第93圖は、矩形断面が抗張鐵筋のみを有する場合に就いて以上の方法を應用したもので、此の場合、鐵筋に對する索多角形は直線になり、コンクリートに對する索多角形  $B'A''$  は拋物線である。

以上の圖式解法

は、鐵筋として形鋼などを用ゐる時、鐵筋断面の断面2次率を考慮に入れる場合にも用ゐる事が出来る。其の場合には、鐵筋断面を中立軸に平行な細長帯に分け、各細長帯断面積の  $n$  倍のコンクリートがあるものと考へて、第92圖に於ける索多角形  $A'B'$  を畫けばよい。

### § 212. 断面に軸壓力と弯曲率とが働く場合の Spangenberg 教授の解法

Spangenberg 教授の方法によれば、第92圖の解法に於て、影線を施した面積が相等しくなる様な、 $C'G$  線の位置を試的に求める手數を省く事が出来る。

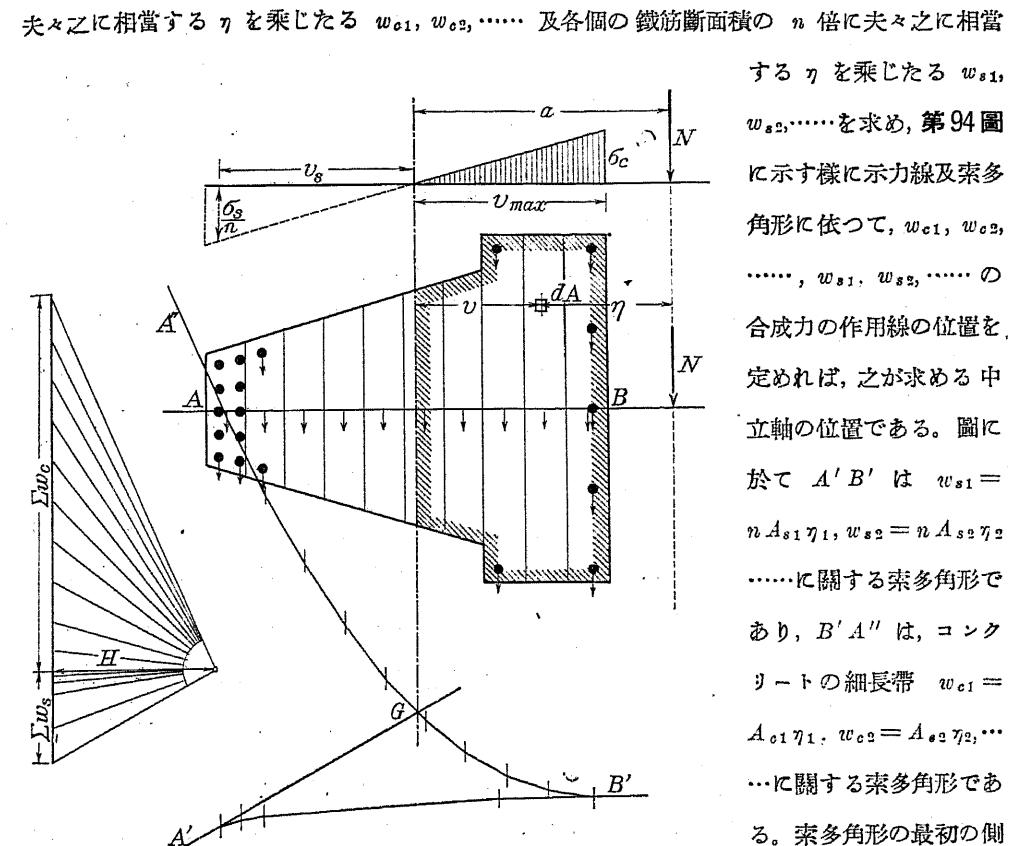
第94圖に於て、軸壓力の作用點を通つて断面の對稱軸に垂直な直線（之を作用軸と名づける）から有效断面の微小面積  $dA$  までの距離を  $\eta$  とすれば、作用軸に關する應力の力率は零に等しくなければならないから、

$$0 = \Sigma \sigma \cdot dA \cdot \eta = \frac{\sigma}{v} \Sigma dA \cdot \eta v$$

$dA \cdot \eta$  なる量を  $dw$  なる力であると考へれば、

$$\Sigma dw \cdot v = 0$$

となる。此の式は、 $dw = dA \cdot \eta$  を  $dA$  の重心を通つて、對稱軸に垂直の方向に働く平行力であると考へる時、是等の合成力の作用線は求める中立軸と合致する事を示す。依つて、抗壓側のコンクリート断面を中立軸に平行な線によつて細長帯に分ち、各細長帯の断面積  $A_{e1}, A_{e2}, \dots$  に



第 94 圖

る點を  $G$  とすれば、中立軸は  $G$  を通る。

次に、(1) 式により、

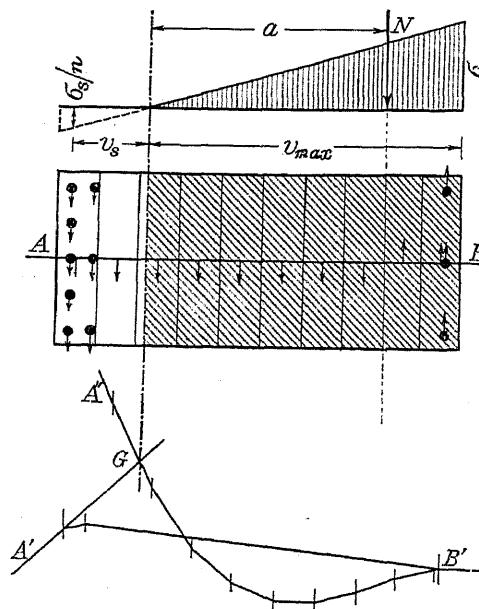
$$N = \Sigma \sigma \cdot dA = \frac{\sigma}{v} \Sigma dA \cdot v = \frac{\sigma}{v} \Sigma dA \cdot (a - \eta)$$

であるから、

コンクリートに於ける壓應力は、

$$\sigma = \frac{v N}{a \Sigma dA - \Sigma dA \cdot \eta} = \frac{v N}{a \Sigma dA - \Sigma dw} \dots\dots\dots (7)$$

茲に、 $\Sigma dA$  は有效等値断面積で、壓應力を受けるコンクリート断面積と鐵筋總断面積の  $n$  倍との和であり、 $\Sigma dw$  は、抗壓部のコンクリート細長帯の  $w_e = dA \cdot \eta$  の總和と、鐵筋に關する  $w_s = n A_s \eta$  の總和との和である。



第 95 圖

(7) 式の  $v$  に其の最大値  $v_{max}$  を用れば、最大絶縁圧應力が得られる。鐵筋に於ける最大張應力は、第 94 圖の場合に於て、

$$\sigma_s = \frac{n v_s N}{a \sum dA - \sum dw} \dots \dots \dots (8)$$

である。

$N$  の作用點が、斷面の心點と、縁との間に於ける時には、作用軸と抗壓縁との間にあるコンクリート及鐵筋に於ける  $w_s$  及  $v_s$  を負として、以上の解法を行はなければならぬ。第 95 圖は、矩形断面に就いて、斯の如き場合の解法を示したものである。

尚ほ、Spangenberg 教授の解法は、コンクリートの張應力を無視しない場合にも應用する事が出来る。

### § 213. 斷面に軸張力と弯曲率とが働く場合の解法

断面に軸壓力と弯曲率とが働く場合に就いて述べた Mohr 及 Spangenberg 教授の圖式解法は、断面に軸張力及弯曲率が働く場合にも用ゐる事が出来る。

第 96 圖は、Mohr の圖式解法を示す。圖に於て、鐵筋断面積を之の  $n$  倍のコンクリート断面積で置き換へたと考へ、有效等值断面に就いて平衡條件の式を書けば

$$N = \Sigma \sigma \cdot dA = \frac{\sigma}{v} \Sigma dA \cdot v \dots \dots \dots (9)$$

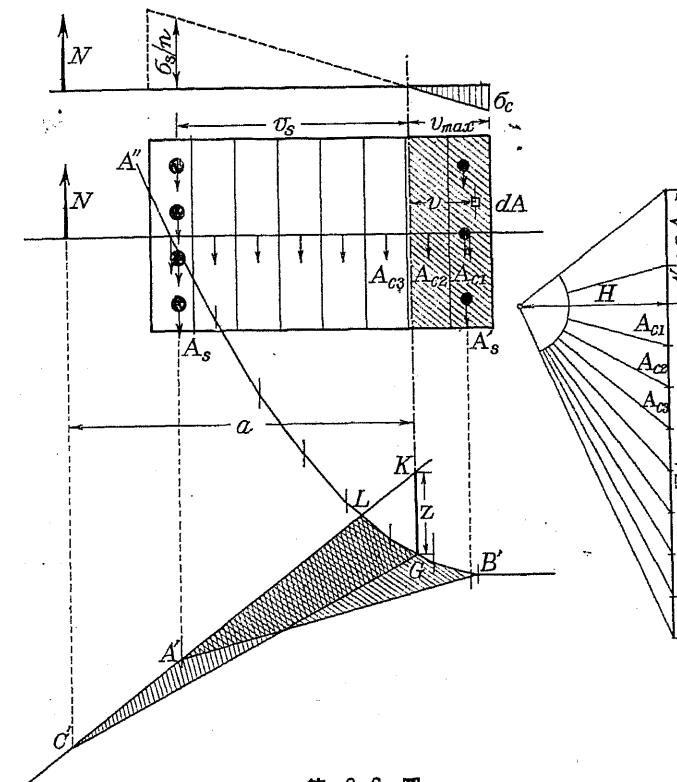
$$Na = \Sigma \sigma \cdot dA \cdot v = \frac{\sigma}{v} \Sigma dA \cdot v^2 \dots \dots \dots (10)$$

(9) 式及 (10) 式により、

$$a = \frac{\Sigma dA \cdot v^2}{\Sigma dA \cdot v} = \frac{I'}{S'}$$

茲に、 $I'$  及  $S'$  は、夫々、抗壓コンクリート断面積と鐵筋断面積の  $n$  倍とから成る有效等值断面の、求むる中立軸に關する断面 2 次率及断面 1 次率である。

第 92 圖の場合と同様に、抗壓側のコンクリート断面を中立軸に平行な線によつて、 $A_{c1}, A_{c2}, \dots$



第 96 圖

に分ち、之と、 $n A_s$  及  $n A'_s$  とを力であると考へ、圖の様に示力線及索多角形を画く。圖に於て、 $C' A' B'$  は  $n A_s$  及  $n A'_s$  に對する索多角形であり、 $B' A''$  はコンクリートの細長帶  $A_{c1}, A_{c2}, \dots$  に相當する索多角形である。然れば、

$$S' = H z$$

茲に、 $H$  は極距離、 $z = GK$  は、中立軸が有效等值断面に對する索多角形の最初及最後の側線によつて切られる長さである。又、

$$I' = 2H (\text{面積 } A' B' G K)$$

であるから、

$$a = \frac{I'}{S'} = \frac{2(\text{面積 } A' B' G K)}{z}$$

或は、

$$\frac{az}{2} = \text{面積 } A' B' G K$$

而して、 $\frac{az}{2}$  は 3 角形  $C' G K$  の面積に等しいから、圖の  $G K$  線が中立軸の正しい位置であるならば、

( $\triangle C'GK$  の面積) = 面積  $A'B'GK$

でなければならない。之は、圖に於て、影線を施した面積が相等しい時に成立つ。而して 素多  
角形を描けば、面積  $A' B' L$  は既知となるから、 $C'$  を通つて、

$$\text{面積 } C' L G = \text{面積 } A' B' L$$

である様な  $C'G$  線を引いて  $G$  點を定めれば、 $G$  點が中立軸の位置を與へ、 $\overline{GK} = ?$  である。

中立軸から  $v$  なる距離にある點に於ける應力は

$$\sigma = \frac{v N}{\sum dA \cdot v} = \frac{v N}{S'} = \frac{v N}{H_z} \dots \dots \dots (11)$$

である。彎曲率及軸圧力を受ける場合と同様に、 $N$  の偏心距離が大きい時には、 $\alpha$  の値が小さくなつて、(11) 式による計算の結果が不正確になるから、次式で  $\sigma$  を計算するのが適當である。

$$\sigma = \frac{vNa}{I'} = \frac{vNa}{2H(\text{面積 } A' B' G K)} \dots\dots\dots(12)$$

彎曲率及軸張力を受ける場合の Spangenberg 教授の解法は、第 94 圖の場合に於て、 $N$  の在る側の鉄筋に張應力を生じ、之と反対側のコンクリートに壓應力を生ずる事が畢る事である。

## 第十六章 剪應力及附着應力の計算

214. 猪

鋼の如く、抗張及抗圧強度が殆ど相等しいと假定し得る材料の桁に於ては、彎曲率に對して安全な様に設計すれば、普通、剪力に對しても充分安全である。

然し、抗張強度の小さいコンクリートの桁に於ては、抗張鉄筋を使用して、充分安全に彎曲率に抵抗し得る様にしても、剪應力と張應力との合成應力である斜張應力の爲に、桁の破壊を起す事が難くない。

齊等質材料の桁に於ける斜張應力の最大値（主張應力）は次式で與へられる。

茲に、 $\sigma$  は桁の一點に於て、彎曲率によつて生ずる水平な維張應力、

ては  $\sigma$  を生ずる點に於ける水平又は鉛直の剪應力

$\sigma_1$  は  $\sigma$  及  $\tau$  を生ずる點に於ける斜張應力の最大値、即ち、主張應力

$\theta$  は 主張應力が水平線となす角

である。

(1)式は、桁の一點に於ける維應力及剪應力と主應力との一般的關係であるから、鐵筋コンクリート桁にも應用出来る。此の主張應力がコンクリートの抗張強度を超過すれば、桁は主張應力の爲に破壊する。故に鐵筋コンクリート桁に於ては、彎曲率によつて生ずる張應力に抵抗させる爲に抗張主鐵筋を用ゐる外に、此の主張應力に對しても必要に應じ、斜張應力鐵筋を挿入しなければならない。

此の主張應力は、桁の中立軸に於ては、水平線と  $45^{\circ}$  の傾斜をなし、其の大きさは剪應力に等しい。單桁の支承附近に於けるが如く、彎曲率の小さい斷面に於ては、 $\sigma$  が小さいから、主張應力は斷面の凡ての點に於て約  $\tau$  に等しい。

斜張應力は、剪應力と彎曲應力との合成應力であるから、桁が斜張應力に對して安全なるや否やを知る爲には、先づ、桁に於ける剪應力に就いて考究しなければならない。

又、鐵筋とコンクリートとの間に存在する應力は、兩者の間に滑動を生ぜしめむとするもので、  
鐵筋とコンクリートとの間の剪應力である。之を附着應力と呼んで居る。

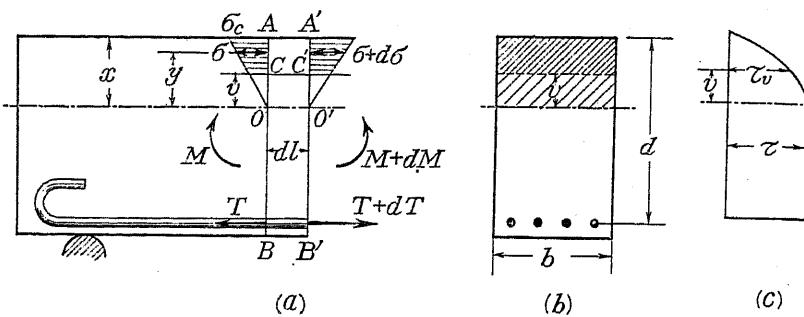
附着應力は剪力によつて起るもので、鋸歯に於て水平剪應力の爲に突縁と腹部との間に生ずる應力に類似のものである。

本章に於ては、桁に於ける彎曲應力の計算の場合に於けると同様に、彎曲應力の分布は直線的であると假定し、コンクリートの彎曲張應力を無視して、剪應力を計算する方法を述べる。

## 第一節 矩形斷面桁に於ける剪 應力及附着應力の計算

### § 215. 單鐵筋矩形断面桁に於ける剪應力の計算

第97圖(a)に於て、 $AB$  及  $A'B'$  は  $dl$  なる微小距離にある桁の 2 断面であつて、是等の断面に於ける彎曲応力の分布は圖に示す如くである。



第 97 圖 矩形断面桁に於ける剪應力

今、断面  $AB$  及  $A'B'$  の間に於て、中立軸から  $v$  なる距離にある水平断面  $CC'$  を考へれば、之に働く剪應力は  $AC$  及  $A'C'$  断面に働く全應力の差に等しくなければならぬ。

故に、 $CC'$  面に於ける剪應力を  $\tau_v$  とすれば、

$$\tau_v b \cdot dl = \int_v^x b \cdot dy \cdot d\sigma$$

$\sigma_c$  の値は § 136 の (16) 式により、

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\therefore \sigma = \frac{y}{x} \sigma_c = \frac{2My}{bx^2 \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\therefore d\sigma = \frac{2y}{bx^2 \left( d - \frac{x}{3} \right)} dl = \frac{2yS \cdot dl}{bx^2 \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

茲に  $S$  = 剪力

$$= \frac{dM}{dl}$$

$$\therefore \tau_v b \cdot dl = \frac{2S \cdot dl}{x^2 \left( d - \frac{x}{3} \right)} \int_v^x y \cdot dy$$

$$= \frac{2S \cdot dl}{x^2 \left( d - \frac{x}{3} \right)} \left( \frac{x^2}{2} - \frac{v^2}{2} \right)$$

依つて、

$$\tau_v = \frac{S(x^2 - v^2)}{bx^2 \left( d - \frac{x}{3} \right)} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

故に、抗壓線と中立軸との間の剪應力の變化は抛物線で示される。抗壓線に於ける剪應力は零であつて、中立軸に於ける剪應力  $\tau$  は (2) 式に於て  $v = 0$  とおけば得られる。即ち、

$$\tau = \frac{S}{b \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{S}{bz} = \frac{S}{b j d} \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

茲に、

$$\left( d - \frac{x}{3} \right) = z = j d$$

(2) 式、従つて (3) 式は、齊等質材料の桁に於ける剪應力を計算する式

$$\tau_v = \frac{SS'}{b I} \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

からも誘導する事が出来る。(4) 式に於て、 $S'$  は、 $CC'$  面より上部にあるコンクリートの抗壓断面 [第 92 圖 (b) に於て細かく影線を施した面積] の中立軸に關する断面 1 次率であるから

$$S' = \left( \frac{bx^2}{2} - \frac{bv^2}{2} \right)$$

であり、 $I$  は應力を受けるコンクリート断面積と、抗張鐵筋断面積  $A_s$  の  $n$  倍とからなる有效等值断面の中立軸に關する断面 2 次率で、

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_s (d-x)^2$$

である。而して、

$$n A_s (d-x) = \frac{bx^2}{2}$$

であるから、

$$\tau_v = \frac{SS'}{b I} = \frac{S}{b} \frac{\frac{1}{2} b (x^2 - v^2)}{\frac{bx^3}{3} + \frac{bx^2}{2} (d-x)} = \frac{S(x^2 - v^2)}{bx^2 \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

即ち (2) 式が得られる。】





鉄筋の全張應力の差  $\delta\tau$  は、附着應力によつて、鉄筋からコンクリートに傳達されなければならぬ。故に § 216. の場合と同様に、附着應力  $\tau_0$  は次式で計算出来る。

$$\tau_0 = \frac{b\tau}{U} = \frac{S}{U_{jd}} = \frac{S}{U_z} \dots \dots \dots \quad (13)$$

(13) 式は形に於て、(7) 式と同じである。此の場合に於ても、 $\alpha$  は、計算の簡単と安全の爲に、抗圧鉄筋を無視した時の値を用ひて差支はない。

(3) 抗壓鐵筋に於ける附着應力 抗壓鐵筋に於ける附着應力は、 $dl$  なる距離にある 2 斷面に於ける抗壓鐵筋の壓應力の差によつて生ずるものである。

$\sigma_s$  を抗張鉄筋に於ける張應力,  $\sigma_s'$  を抗壓鉄筋に於ける壓應力とすれば、第98圖に於て

$$\therefore \frac{d\sigma_s'}{dl} = \frac{dM}{dl} \cdot \frac{x-d'}{A_s z (d-x)}$$

今、抗圧鉄筋は直徑  $d_2$  なる圓鉄  $m'$  本よりなるものとすれば、 $A_s' = m' \frac{\pi d_2^2}{4}$  である。

抗圧鉄筋に於ける附着應力を  $\tau_0'$  とすれば、

$$A_s' \cdot d\sigma_s' = m' \pi d_s \cdot dl \cdot \tau_0'$$

でなければならないから

$$\tau_0' = \frac{A_s' \cdot d\sigma_s'}{m' \pi d_2 \cdot dl} = \frac{m' \pi \frac{d_2^2}{4} \frac{S}{z} \frac{x-d'}{A_s(d-x)} \cdot dl}{m' \pi d_2 \cdot dl} \\ = S \frac{d_2(x-d')}{4z A_s(d-x)} \dots \dots \dots \quad (14)$$

今、抗張鐵筋は、直徑  $d_1$  なる圓鉄  $m$  本よりなるものとすれば、 $A_s = m \frac{\pi d_1^2}{4}$ ,  $U = m \pi d_1$  である。依つて  $\gamma'$  と  $\gamma$  上の比を求めれば (11) 式及 (12) 式により

$$\frac{\tau_0'}{\tau_0} = S \frac{d_2(x-d')}{4z m \frac{\pi d_1^2}{4} (d-x)} \div \frac{S}{m \pi d_1 z} = \frac{d_2}{d_1} \frac{x-d'}{d-x} \dots \dots \dots (15)$$

(15) 式に於て,  $d_2$  は普通に  $d_1$  より小であり,  $\frac{x-d'}{d-x}$  なる比は  $\frac{1}{2}$ 、以上になる事は殆どないから,  $\tau_0'$  は大きくとも  $\tau_0$  の  $\frac{1}{2}$  である。故に、抗張鐵筋に於ける附着應力が許容應力以下

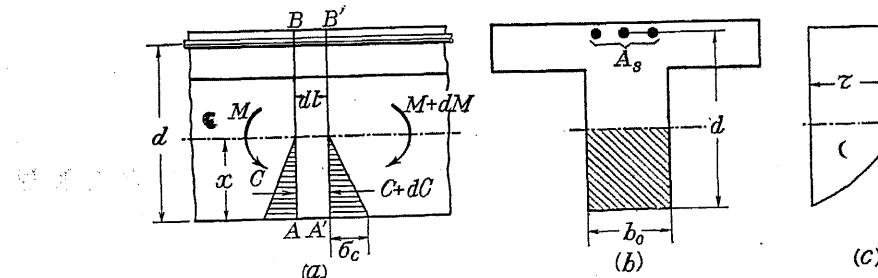
下である時には、一般に抗圧鉄筋に於ける附着應力を検算する必要がない。

## 第二節 T形断面桁に於ける剪應力 及附着應力の計算

218. 概 說

剪應力は、桁に於て相鄰れる 2 斷面に於ける彎曲應力の差によるものである。而して、T 桁に於ける彎曲應力の計算は、彎曲率が正であるか、負であるかによつて異なるから、剪應力の計算に於ても、此の 2 つの場合を區別しなければならない。

### § 219. 角彎曲率を受ける單鐵筋T桁の剪應力及附着應力の計算



第 99 圖

此の場合には、幅が  $1.0$  である矩形断面桁と考へ、(8) 式によつて、 $\tau$  を計算すればよい。

$$\tau = \frac{S}{b_0 \left( d - \frac{x}{2} \right)} = \frac{S}{b_0 z} = \frac{S}{b_0 j d} \dots \dots \dots \quad (16)$$

剪應力の分布は、第99図(4)に示せるが如くである。

幅  $b_0$  に働く剪應力  $b_0\tau$  は附着應力によつて、鐵筋に傳達されなければならぬ。故に、抗張鐵筋に於ける附着應力は、§ 216. の場合と同様に、

である。

近似式

近似的に  $\tau$  を計算するには、次式によつてよい。

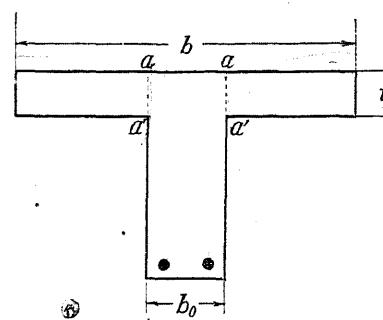


## § 222. 正彎曲率を受ける複雑筋T桁の腹部に於ける剪應力及附着應力の計算

但し、此の場合に、(28) 式の  $\beta$  の計算には、抗圧鉄筋を無視して差支へない。

### § 223. 正彎曲率を受ける T 枝の突緣に於ける剪断力

<sup>1</sup> 柄の腹部から突線に傳達される剪應力  $\tau$  は、突線の有効幅  $b$  の間に、急に、齊等に分布する筈がないし、又突線の下側表面に於て剪應力は零でなければならないから、突線に於ては、腹部に於けるが如く、水平断面を考へて剪應力を求める事は無駄である。但し、第101圖の  $\gamma$ -断



第 101 页

面に於ける水平剪應力の方が水平斷面に於けるものよりも遙かに大きい場合も少くない。

T 桁の腹部に働く  $b_0 \tau$  なる水平剪應力は、桁の軸方向に於て單位長さの距離にある鉛直な 2 断面に働く全壓應力の差に等しい。而して断面に於ける全壓應力の大部分は突縫に働くから、断面  $a a'$  に  $b_0 \tau$  の大部分が働く。断面  $a a'$  に働く剪應力は、突縫の全斷面積に對して突縫突出部の面積が大きい程大きい。

今、断面  $a a'$  に於て剪應力が齊等に分布するものと假定すれば、その平均値  $\tau_{aa'}$  は次式で計算出来る

福田武雄著 コンクリート理論 354頁

The diagram illustrates a T-beam cross-section with a rectangular top flange of width  $b$  and height  $t$ , and a flange of thickness  $t$ . The bottom flange has a width of  $b_0$ . A vertical dashed line at the center of the beam indicates the neutral axis. The distance from the top surface to the neutral axis is labeled  $a$ , and the distance from the bottom surface to the neutral axis is labeled  $a'$ . The total width of the beam is  $b$ , and the total thickness of the flange is  $t$ . The bottom flange is divided into two segments by a vertical line at the center, each of width  $b_0$ .

$$\tau_{aa'} = \frac{b_0 \tau}{2t} - \frac{b - b_1}{b} \dots \dots \dots (31)$$

第101圖及第102圖の  $\alpha\alpha'$  断面に於ける剪應力に對して、充分な抵抗を有する様に T 柄の断面を定める事は、突縁が T 柄の抗壓部として働くために、甚だ大切である。

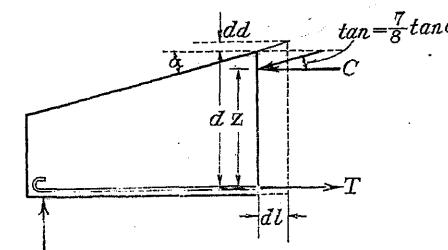
### 第三節 高さが變化する桁に於ける 剪應力及附着應力の計算

224. 檔 說

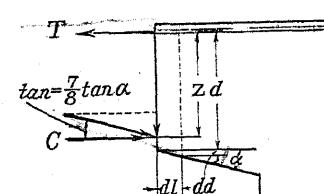
鐵筋コンクリート版又は桁に於ては、彎曲率の増加に應する様に、是等の有效高さを増加する場合が勘くない。

此の場合、**圧**應力は**抗****壓**側の表面附近では**抗****壓**表面に平行に働き、**張**應力は鐵筋の方向に働くから、應力を計算する爲に考ふべき斷面が不定になる。次には、簡単のために、荷重は凡て鉛直である場合を考へ、鉛直斷面に就いて考へる。鉛直斷面以外の斷面を考へると、その斷面が外力の合成力によつて切られるから、軸應力と彎曲應力とが働く場合として考へなければならないからである。

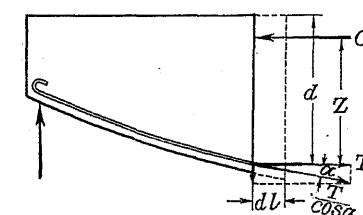
## § 225. 高さが變化する矩形断面桁に於ける剪應力及附着應力の計算



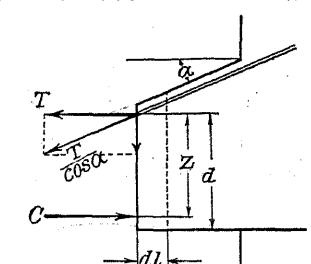
第103図 正彎曲率を受ける場合



第 104 圖 負彎曲率を受ける場合



第 105 圖 正彎曲率を受ける場合



### 第 106 圖 負彎曲率を受ける場合



$$b_0 \tau = U \tau_0 = \frac{S}{z} - \frac{M}{z^2} \frac{7}{8} \tan \alpha = \frac{S - T \frac{7}{8} \tan \alpha}{z} \quad \dots \dots \dots (35)$$

(35) 式に於て,  $S$  及  $M$  には單に數値を入れる。

ハウンチを有する連續桁に於ける  $\tau$  の最大値は, 精確に云ふと, 最大剪力の起る断面に生ずるものでない。如何となれば, 連續桁の場合に於ては,  $S$  の最大な断面に於て  $M$  も最大であるからである。此の問題に就いては § 250. に述べてある。

#### 第四節 軸壓力と彎曲率とを受ける 部材に於ける剪應力の計算

##### § 227. 概 説

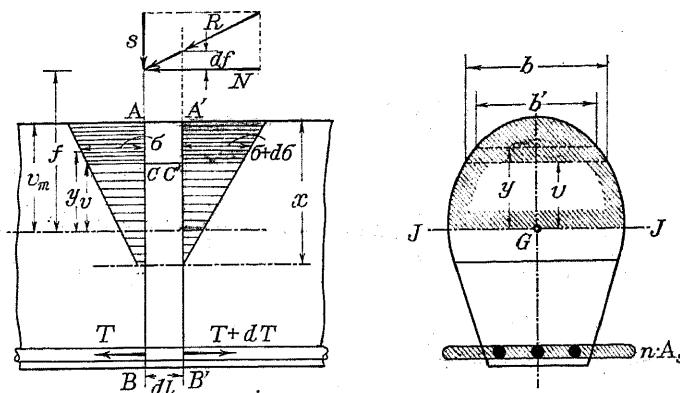
外力の合成力  $R$  が鐵筋コンクリート部材の軸に垂直な断面を切る場合, 部材に生ずる剪應力は,  $R$  が断面を切る點の偏心距離, 及断面に垂直な方向の  $R$  の分力  $N$  と断面に平行な  $R$  の分力  $S$  との比によつて異なるものである。 $R$  の作用點の偏心距離が大きい場合には, 剪應力の分布は, 軸力を受けない桁の場合に近いものであるが, 偏心距離が小さくなるに従つて, 桁の場合と異つて来る。

本節に於ても, 前節に於けると同様に, コンクリートに於ける彎曲張應力を無視し, 2 つの相隣れる断面に於ける直應力  $\sigma$  の差によつて生ずる剪應力の計算を示す。かくして求めた剪應力は, 桁の場合と同様に, 軸壓力と彎曲率とを受ける部材に於ても, 斜張應力鐵筋の設計をなすに, 實際上, 役に立つものである。

以下に, 剪應力の計算を,  $R$  が等值全断面の心の外に働く場合, 即ち断面の一部に張應力が働く場合と,  $R$  が等值全断面の心の中に働く場合, 即ち断面に壓應力のみが生ずる場合とに分けて説明する。

##### § 228. 断面が一定である部材に於て軸壓力が等値全断面の心の外に働く場合の剪應力の計算

第 108 圖に於て,  $dl$  なる距離にある 2 断面  $AB$  及  $A'B'$  に於ける抗壓部に變化がないと假定すれば, 此の 2 断面の有效等値断面積  $A_i$  (壓應力を受けるコンクリートの断面積と  $n$  倍の抗張鐵筋断面積とから成る面積) は相等しく, 従つて, 是等有效等値断面のその重心を通る軸に關する断面 2 次率  $I_i$  も相等しい。



第 108 圖

今, 断面  $AB$  に於て, 有效等値断面の重心  $G$  から  $y$  なる距離にある點に於ける壓應力を  $\sigma$  とすれば,

$$\sigma = \frac{N}{A_i} + \frac{Nf}{I_i} y \quad \dots \dots \dots (36)$$

であり,  $A'B'$  断面に於て,  $G$  から  $y$  なる距離にある點に於ける壓應力は  $\sigma + d\sigma$  であつて,  $d\sigma$  の値は,

$$d\sigma = \frac{N \cdot df}{I_i} y \quad \dots \dots \dots (37)$$

である。 $G$  から  $v$  なる距離にある水平面  $CC'$  に働く剪應力  $\tau_v$  は,  $AC$  及  $A'C'$  の部分の断面に働く全壓應力の差に等しい。故に,

$$\tau_v b \cdot dl = \int_v^{v_m} b' \cdot dy \cdot d\sigma$$

或は,

$$\tau_v b = \frac{N}{I_i} \frac{df}{dl} \int_v^{v_m} b' \cdot dy \cdot y \quad \dots \dots \dots (38)$$

而して,  $N \frac{df}{dl} = S$  であるから,  $S'$  を, 有效等値断面の重心  $G$  を通る軸に關して,  $G$  より  $v$  なる距離以上に於て影線を施した面積の断面 1 次率とすれば,

$$S' = \int_v^{v_m} b' \cdot dy \cdot y$$

依つて, (38) 式は,

$$\tau_v = \frac{S}{I_i} \frac{S'}{b} \quad \dots \dots \dots (39)$$

となる。

(39) 式は、形に於て、彎曲率のみが働く桁の場合と同一である。

(39) 式は、 $dl$  なる距離にある 2 断面の抗壓部に變化がないと假定して出したものであるが、實際は、此の 2 断面に於て、 $R$  の作用點の偏心距離が變化するから、中立軸の位置も變化し、從つて、是等断面に於ける有效等値断面積も變化する。故に、厳密に云ふと、(36) 式から  $d\sigma$  を求めるに當つて、 $A_i$  及  $I_i$  を定數と考へる事は出來ない譯である。然し、此の 2 断面に於ける有效等値断面の變化を考へて剪應力を計算する事は甚だ面倒であるし、又之を考へて剪應力を計算した時と、(39) 式で計算した時との數値の差は、 $N$  の偏心距離が小さく且つ  $\frac{S}{N}$  の値

が大きい場合の外は、一般に甚だ小さいから、實用上の目的に對しては、普通に (39) 式を用ひて充分精確である。

(39) 式で計算される  $\tau_v$  の値は、 $b$  が一定である時、 $G$  を通る水平面に於て最大値を有し、之から中立軸に到るまで其の値を減じ、中立軸から抗張鐵筋までの間一定である。

第 109 圖に示せる矩形断面の場合に、(39) 式によつて、剪應力を計算するには次の順序によればよい。コンクリート断面の中心から  $N$  の作用點までの偏心距離を  $e$  とすれば、先づ § 179. の (28) 式

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left( \frac{h}{2} - e \right) + x \cdot \frac{6nA_s}{b} (e + c) - \frac{6nA_s}{b} \left( c + \frac{h}{2} \right) (e + c) = 0$$

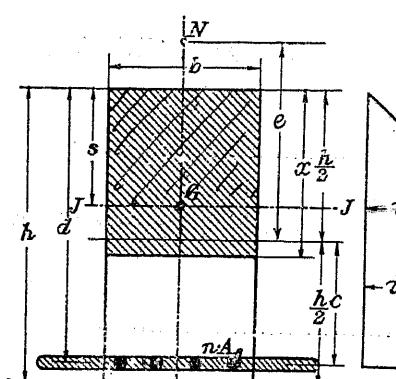
又は、§ 211. 又は § 212. の圖式解法によつて、中立軸の位置を求める。

中立軸の位置 ( $x$ ) が求められれば、次式によつて、有效等値断面の重心  $G$  を求める。

$$s = \frac{nA_s d + b \frac{x^2}{2}}{nA_s + bx} \quad (40)$$

次に、 $G$  を通る軸に關する有效等値断面の断面 2 次率を次式で計算する。

$$I_i = \frac{b}{3} \left\{ s^3 + (x-s)^3 \right\} + nA_s (a-s)^2 \quad (41)$$



第 109 圖 矩形断面の場合

$G$  を通る軸に關する断面 1 次率  $S'$  は、

$$S' = nA_s(d-s) \quad (42)$$

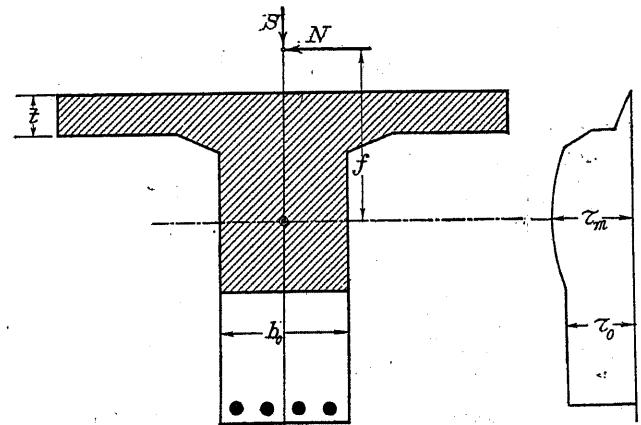
(41) 式及 (42) 式の値を (39) 式に代入すれば、中立軸及中立軸と抗張鐵筋との間に於ける剪應力  $\tau$  の値が得られる。

中立軸の位置を圖式的に求める場合には、 $I_i$  及  $S'$  の値は  $x$  と同時に求められる。

剪應力の分布は第 109 圖に示す様なものである。

T 形断面の場合に (39) 式によつて、剪應力を計算する順序は矩形断面の場合と同様である。此の場合には § 211. 又は § 212. の圖式解法によつて、中立軸の位置を定めるのが便利である。圖式解法によれば  $I_i$  及  $S'$  の値も  $x$  と同時に求められる。

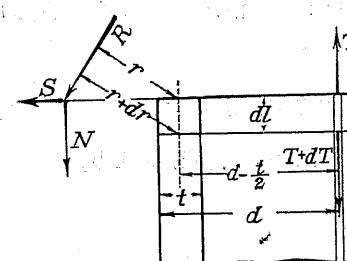
T 形断面の腹部に於ける剪應力の分布は、矩形断面の場合と同様であつて、抗張鐵筋と中立軸との間に於ける剪應力  $\tau$  は一定であり、抗壓部に於ては拋物線形の變化をなし、有效等値断面の重心の位置で最大値  $\tau_m$  に達する（第 110 圖参照）。



第 110 圖

合成力  $R$  の作用點の偏心距離が相當に大きい時には、T 形断面に於ては、剪應力  $\tau$  の値は、近似的に次式で計算する事が出来る。

$$\tau = \frac{S}{b_0 \left( d - \frac{t}{2} \right)} \quad (43)$$



第 111 圖

(43) 式によつて得られる  $\tau$  の値は (39) 式による値よりも幾分大きい。

(43) 式は次の様にして得られるものである。

偏心距離が大きい時には、断面に働く全圧應力の作用點は、突縁の中央にあると假定して、充分精確である。

然れば、第 111 圖に示せる、 $dl$  なる距離にある 2 断面



である。今、全壓應力の作用點  $C$  に關する外力の力率  $R\tau$  を  $M_c$  とすれば、

$$\frac{M_c}{z} = T \cos \alpha$$

であるから、

$$b\tau = \frac{S + N \tan \delta}{z} - \frac{M_c (\tan \alpha - \tan \delta)}{z^2} \quad \dots \dots \dots (46)$$

(1) 矩形斷面の場合 矩形斷面の高さが變化する時、(45) 式又は (46) 式によつて  $\tau$  を計算するには、先づ、 $\delta$  を求めなければならぬ。之には、抗壓表面に垂直で、あまり距離が大きくなない 2 断面について夫々中立軸の位置を求め、之等の断面に働く全壓應力の作用點を結ぶ線を引いて  $\delta$  を求めればよい。抗壓鐵筋が無い時には、單に抗壓部の外方 3 等分點を結ぶ線を引いて  $\delta$  を求める事が出来る。

$\alpha$  が小さく、偏心距離の増大に伴つて、全壓應力の作用點が抗壓表面に近づく時には  $\delta$  は負になる。此の場合には、(45) 式及 (46) 式に於ける  $\tan \delta$  の符號を變へなければならない。

(2) T 形斷面の場合 T 形斷面の高さが變化する時、壓應力が断面の突縁側に働けば、全壓應力の作用點は各断面に於てあまり其の位置を變へないから、近似的に  $\delta = 0$  とおく事が出来る。然れば T 形断面の腹部に於て、中立軸と抗張鐵筋との間に於ける剪應力  $\tau$  は、近似的に次式で計算出来る。

$$\tau = \frac{S}{b_0 z} - \frac{M_c \tan \alpha}{b_0 z^2} \quad \dots \dots \dots (47)$$

### § 230. 軸壓力 $N$ が等値全斷面の心の内に働く場合の剪應力の計算

此の場合には、断面に張應力が働くかない。等値全断面に就いて、§ 228. に於て述べたと同じ方法によつて、次式が得られる。

$$\tau = \frac{SS'}{I_i b} \quad \dots \dots \dots (48)$$

茲に、 $I_i$  は等値全断面の重心を通る軸に關する等値全断面の断面 2 次率、 $S'$  は同じ軸に關して、考へる断面の外側部にある断面の断面 1 次率である。

## 第十七章 斜張應力鐵筋の算定

### 第一節 総 説

#### § 231. 柄に於ける剪應力と斜張應力との關係

第十六章第一節乃至第三節に述べた様にして、鐵筋コンクリート柄の断面の或る點に於ける剪應力を計算すれば、之とその點に於ける彎曲張應力とから、其の點に於ける最大な斜張應力  $\sigma_1$  及其の働く方向を計算する事が出来る。即ち、§ 214. の (1) 式により、

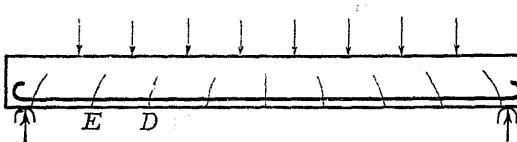
$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \sigma + \sqrt{\frac{1}{4} \sigma^2 + \tau^2}$$

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma}$$

である。依つて、剪應力が零である柄の抗張側表面に於ける  $\sigma_1$  の方向は水平であり、 $\sigma$  が零である中立軸面に於ては、 $\sigma_1$  の値は  $\tau$  に等しく、其の分向は水平線に對して  $45^\circ$  の角をなす。

單柄支間の中央附近の様に、彎曲率が大きく剪力の小さい断面では、 $\tau$  が  $\sigma_1$  の大きさ及方向に及ぼす影響は小さいもので、 $\sigma_1$  の値は水平に働く  $\sigma$  よりも僅かに大きく、其の方向も水平に近いけれども、支端附近の様に彎曲率が小さく剪力の大きい断面では、 $\tau$  が  $\sigma_1$  の大きさ及方向に大きな影響を及ぼし、 $\sigma_1$  の値は  $\sigma$  よりも大きくなり、其の方向は水平線に對して  $45^\circ$  に近くなる。

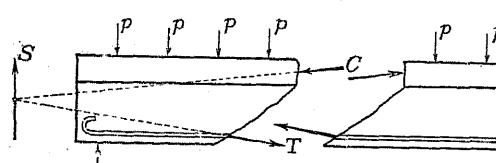
鐵筋コンクリート柄に於ける彎曲張應力  $\sigma$  の分布は、齊等質材料の柄と異り、張應力が鐵筋に集中するから、剪力の大きい断面に於ては、抗張鐵筋の直上に於て大きい剪應力を生じ、從つて  $\sigma_1$  は抗張鐵筋の直上に於て著しく傾斜する。又、大きい彎曲率を受ける柄の部分では、鐵筋に於ける張應力が大きく、從つて變形も大きいから、許容荷重に於ても、抗張側のコンクリートに多少の龜裂を生ずるものであるが、龜裂の生じた處では、コンクリートに張應力も剪應力も働くかない譯であるから、龜裂の附近の断面に於て  $\sigma_1$  が如何様に働くかと云ふ事は非常にむづかしい問題で、今日の所まだよく解つて居ない。是等の點に關する概念を與へる爲に、鐵筋コンクリート柄に漸次に増大する荷重を加へた時に生ずる應力、コンクリートに龜裂の生ずる有様、及其の龜裂の影響等に就いて説明して見る。



第 113 圖

筋に於ける張應力が大きくなり、其の値が大約  $350 \text{ kg/cm}^2$  に達するとコンクリートに龜裂を生じ初める。此の龜裂は、先づ、最大彎曲率を生ずる断面の附近、即ち今の場合、桁支間の中央附近に生ずる。尚ほ荷重が増加すると、最初に生じた龜裂がだんだん大きくなつて、中立軸の方に伸びて行くと同時に、第 113 圖の D 点、E 点の様な所にも龜裂が現はれて来る。即ち、コンクリート及鐵筋に於ける應力が増大するに従つて、益々中央から遠い所にも龜裂が現はれて来る。桁支間の中央又は其の附近の様に、 $\sigma$  が零であるか又は甚だ小さい處では、 $\sigma_1$  が水平又は水平に近く働くから、殆ど鉛直な龜裂が出て来るが、桁の支端に近づくに従つて  $\sigma$  が大きくなるから、 $\sigma_1$  は鐵筋の直上に於て傾斜して働く、従つて傾斜した龜裂が出来、支端に近づく程龜裂の傾斜が大きくなる。即ち第 113 圖に示す様に、E 点の龜裂の傾斜は D 点に於けるよりも大きい。そして、支端の附近では、 $\sigma$  が殆ど零になるから、 $\sigma_1$  の理論的方向が水平線に對して  $45^\circ$  になり、實際發生する龜裂も、水平線に對して殆ど  $45^\circ$  の傾斜をなすものである。龜裂は一般に曲線であつて、殆ど、 $\sigma_1$  の理論的方向の變化に相當する形をあらはすものである。

前記の様に、抗張鐵筋の應力が大約  $350 \text{ kg/cm}^2$  に達すれば、抗張側のコンクリートに龜裂が發生するものであるから、鐵筋に於ける許容張應力を普通の値  $1000 \text{ kg/cm}^2$  乃至  $1200 \text{ kg/cm}^2$  に採つて設計した桁が許容荷重を受けければ、コンクリートに龜裂を生ずる事は當然であるけれども、龜裂が鉛直であれば水平な抗張鐵筋に直角であるから、其の開口は鐵筋の存在によつて著しく制限される。依つて、鐵筋に於ける張應力が降伏點以下であれば、桁は充分安全である。然し、龜裂が傾斜して居る場合には、第 114 圖に示す様な状態になる。



第 114 圖

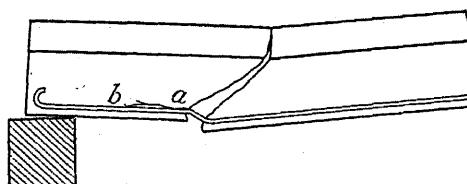
第 114 圖の様な傾斜龜裂によつて分たれた桁の左の部分が平衡にある爲には、此の部分に働く外力の合成力  $S$  と、鐵筋に働く張力  $T$  と、コンクリートの抗壓部に働く壓力  $C$  との 3 力が平衡になければならない。而して、是等 3 力が平衡にある爲には、1 點に相會さなければならないから、 $C$  と  $T$  とは傾斜して  $S$  と一點に交らなければならない。斯く  $T$  が下方に傾斜して働くば、

第 113 圖は、抗張鐵筋のみを有する鐵筋コンクリートの單桁であつて、之に漸次に増大する等布荷重を加へるものとする。荷重が増大するに従つて、鐵

此の傾斜龜裂で分たれた桁の左の部分と右の部分とは第 115 圖に示す様に、互に回轉をした位置をとる事になる。そして、 $T$  の下方に向ふ鉛直分力は、鐵筋の上部にあるコンクリートと鐵筋の下部にあるコンクリートとが結合して居る間は増大し得るけれども、之がある強度に達すると、鐵筋の直上に第 115 圖に  $ab$  と示した様な鐵筋方向の龜裂が發生する。此の龜裂は、他の事情が同一であれば、鐵筋の間及側方にあるコンクリートの幅が小さい程早く發生する譯である。斯く龜裂  $ab$  が生じて、コンクリートと鐵筋との結合が破壊すると、コンクリートと鐵筋との間に、もはや附着應力又は摩擦抵抗が働き得ないから、鐵筋に於ける張應力は傾斜龜裂の點から鉤形に曲げた鐵筋の端まで齊等に働く様になる。此の際、鐵筋に於ける張應力が降伏點以下であるならば、鉤形の端が破壊するか又は此の部分のコンクリートが破壊して、遂には、桁全體の破壊を惹起する様になるのである。尚ほ、龜裂  $ab$  が増大するに従つて、張力  $T$  は其の傾斜を減じ水平に近く働く様になるから、 $S$  の線上で  $T$  と交らなければならぬ壓力  $C$  は、益々傾斜して働く様になり、龜裂の生じて居る断面の剪力を受けなければならぬ抗壓コンクリートが過早に破壊して、桁が破壊する事もあるのである。依つて、大きい剪應力が働いて傾斜龜裂を生じた桁の部分に於ては、水平鐵筋のみでは不充分で、斜張應力に對して相當の鐵筋を使用しなければならない事になるのである。

以上述べた所によつて、剪應力が斜張應力に對する桁の強度に非常に大きい影響を及ぼすものである事は明かであるが、彎曲率及水平鐵筋の使用量も、斜張應力に對する桁の強度に影響するものである。如何となれば、彎曲率が小いか又は鐵筋の使用量が大きければ、抗張鐵筋に於ける張應力が小さくなるから、水平方向の變形が小さくなり、従つて、抗張鐵筋が抗壓コンクリートに於ける壓應力を減ずると同時に、抗張側のコンクリートに於ける龜裂を小さくし、傾斜龜裂の生じた點に於て鉛直方向の移動を制限する様に働くからである。尚ほ水平鐵筋の端の碇着、及水平鐵筋の上下にあるコンクリートの結合も、斜張應力に對する桁の強度に關係ある事は既に述べた通りである。

故に、水平な抗張主鐵筋のみを有する桁の斜張應力に對する强度は、一般に、剪力と彎曲率との關係、水平な抗張鐵筋の使用量及其の端の碇着等によるものであると云ふ事が出来る。然し、是等の内で、斜張應力に對する桁の強度に最も大きい影響を及ぼすものは剪應力であつて、實驗の結果によると斜張應力に對する桁の強度は或る程度まで剪應力によつて判定する事が出来る



第 115 圖

のである。例へば、

$$\tau = \frac{S}{b_0 z}$$

で計算した  $\tau$  の値が約  $14 \text{ kg/cm}^2$  に達すると傾斜龜裂を生じ、水平な抗張鐵筋丈を使用して、斜張應力に對する鐵筋の無い桁は、既に述べた様な破壞を生ずるものであると考へる事が出来る。又、最大な斜張應力  $\sigma_1$  は中立軸面に於ては  $45^\circ$  の傾斜をなし、其の大きさは  $\tau$  に等しく、中立軸と抗張鐵筋との間では  $\tau$  より幾分大きくなり得るけれども、實驗の結果によると、 $45^\circ$  の傾斜をなし剪應力  $\tau$  に等しい斜張應力に對して安全な様に設計した桁は、斜張應力に對して充分安全な強度を有する事が解つて居る。それで、斜張應力を測る手段として剪應力を用ひ、之によつて斜張應力鐵筋を設計する事が一般に行はれて居るのである。

以下本書に於ても、斜張應力を測る手段として剪應力を用ゐるが、此の剪應力をパンチングシーヤと混同しない様に特に注意を要する。

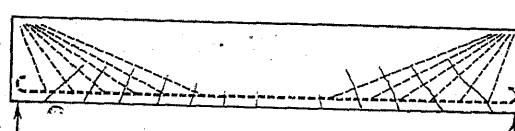
### § 232. 斜張應力に對する補強の方法

斜張應力が大きく、傾斜龜裂が生ずる桁の部分に於ては、水平な抗張鐵筋丈では、斜張應力に對して桁の強度が不充分になる事は § 231. に説明した通りであるから、斜張應力に對して相當な鐵筋を使用しなければならない事は明白である。

又、桁の斷面に於ける彎曲應力の計算には、コンクリートの張應力を無視するのが普通であるが、此の應力状態は、殊に抗張鐵筋の張應力に於て、中立軸と抗張鐵筋との間にあるコンクリートが剪應力  $\tau$  を傳達し得る場合にのみ考へる事が出来るものである。依つて、彎曲率による張應力を水平な抗張鐵筋で受けさせると考へるならば、桁の腹部に於ては  $\tau$  に等しい斜張應力がコンクリートに残つて居る譯であるから、彎曲張應力を水平な抗張鐵筋で受けさせると同様に、別に鐵筋を用ひて、残つて居る斜張應力を受けさせる必要のある事は明白である。

以上の理由により、斜張應力に對して用ひられる鐵筋が斜張應力鐵筋であつて、桁に於ては、之を腹鐵筋と云ふのである。

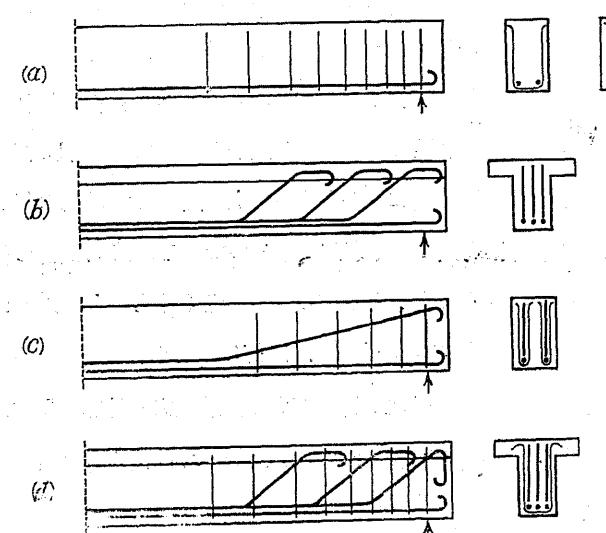
理論上から云へば、斜張應力鐵筋は、斜張應力の方向に之を配置するのが最も有效である。換言すれば、起り得べき傾斜龜裂に直角な方向に之を配置するのが最も有效である。此の考によれば、例へば、等布荷重を受ける單桁に於ける腹鐵筋の配置は大約第 116 圖に示す様になる。



第 116 圖

第 116 圖は、桁の中央附近では水平に近い腹鐵筋を用ひ、支端に近づくに従つて漸次に傾斜を増し、支端附近では大きい傾斜の龜裂に相當する様に腹鐵筋を配置したものである。

然し、桁に於ける腹鐵筋の配置を、第 116 圖に示す様に、最大な斜張應力の傾斜に全く對應せしめる事は、活荷重を受ける桁に對しては殆ど不可能の事であり、又實際上そんな必要もない。それで、斜張應力に對する鐵筋としては、水平な抗張鐵筋を大約水平線と  $45^\circ$  の傾斜に曲上げ又は曲下げた曲鐵筋、又は筋が最も普通に用ひられ、重要な桁などに於ては、是等兩者を併用する場合が多いのである。



第 117 圖

第 117 圖は單桁に於ける腹鐵筋の配置を示したもので、(a) は筋のみ、(b) は數本の水平抗張鐵筋を曲上げて曲鐵筋として使用したもの、(c) 及 (d) は筋と曲鐵筋とを併用したものである。

曲鐵筋や筋は、斜張應力による傾斜龜裂の發生を遅延させるものではあるが、是等によつて、傾斜龜裂の發生を全く防ぎ得るものではない。

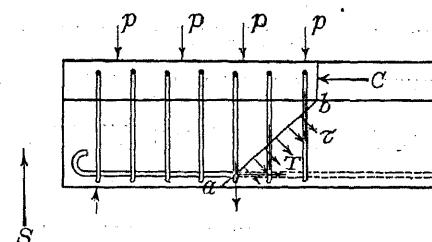
傾斜龜裂が生じた後に、是等の腹鐵筋が其の效力を完全に發揮し、斜張應力による桁の破壊を防ぐ様に働くのである。

桁は斜張應力に對して、充分な安全度を有せしめる事が極めて大切である。如何となれば、腹鐵筋が不充分な爲に生ずる桁の破壊は、彎曲應力によつて桁の破壊する場合と異り、破壊前に大きな變形を生じて破壊を豫告する事が無いし、又傾斜龜裂が出来ると殆ど同時に鐵筋とコンクリートとの結合が破壊し、急激に破壊を生ずるからである。故に、最大彎曲率によつて桁が破壊する迄は、斜張應力で破壊しない様に、充分な腹鐵筋を使用する必要があるのである。

### § 233. 筋の働き方

實驗の結果によると、筋を有する桁に於て龜裂の生ずる状態は、筋の無い桁と殆ど類似のものである。又、彎曲應力が小さく、剪應力の大きい桁の部分に於ける傾斜龜裂は、筋のな

いものと同様に、水平線に對して大約  $45^\circ$  の傾斜をして居る。依つて、筋筋を使用しても、桁の腹部に於けるコンクリートの應力状態は、筋筋の無い時と餘り變らないと考へる事が出来る。それで、第118圖に示す様な筋筋を有し、等布荷重を受ける単桁の腹部に於て、傾斜した斷面  $ab$  を考



第 118 圖

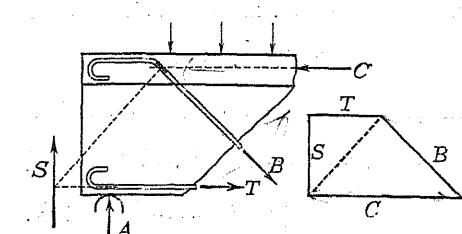
れば、荷重が小さい間は、断面から左にある桁の部分に働く外力の合成力  $S$  は、コンクリートに働く水平方向の壓力  $C$ 、抗張筋筋に働く張力  $T$ 、断面  $ab$  のコンクリートに働く張力及鉛直な筋筋に働く張力と平衡にあるから、筋筋の張力の爲にコンクリートに働く張力が幾分小さくな

り、從つて、荷重が増加する時に於ける傾斜龜裂の發生も、筋筋の無い場合よりも幾分は遅れるけれども、大體に就いて云ふと、筋筋の無い時と同じ様に傾斜龜裂が生ずるものである。然し、傾斜龜裂が生ずると筋筋が其の抗張力を完全に發揮する様になるから、第115圖に示す筋筋の無い桁の様に桁が曲がり、從つて桁が破壊する事を有效に防ぐ事が出来るのである。第118圖の桁に於て、傾斜龜裂  $ab$  が生じた時に、筋筋が  $ab$  より左にある桁の部分に働く外力の合成力  $S$  に等しい張力を受けければ、第114圖に示す様に壓力  $C$  及張力  $T$  が傾斜して働く事を避けしめる事が出来る。即ち  $C$  及  $T$  が水平に働く事になるから、彎曲應力及附着應力の計算の假定に適合する事にもなるのである。故に、筋筋は全く張應力を受けるものであつて、筋筋自身に剪應力を生ずるものでは決してないのである。

筋筋は、丁度ハウトラスの鉛直材に相當する働きをするもので、水平な抗張筋筋がハウトラスの下弦材として張應力を受け、抗壓コンクリートが上弦材として働き、傾斜龜裂の間にあるコンクリートが斜材として壓應力を受けるのである。

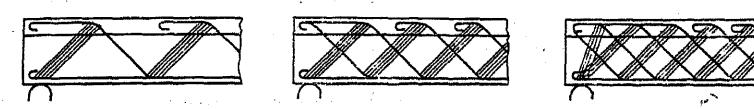
#### § 234. 曲筋筋の働き方

水平な抗張筋筋を曲げて曲筋筋として使用すれば、傾斜龜裂の發生を大いに遅延させる事は出来るけれども、傾斜龜裂の發生を全く防ぎ得るものではない。荷重が大きい時に、剪力の大きい断面附近では、矢張、水平線と約  $45^\circ$  の傾斜をなす龜裂を生ずるものである。傾斜龜裂を生じても、龜裂を横切る曲筋筋があつて剪力  $S$  を受ければ、壓力  $C$  及張力  $T$  とは水平に働く事が出来るから、 $C$  及  $T$  が傾斜して働く第114圖の場合の様な悪い結果を生じないし、又、彎曲應力其の他の計算に於て、 $C$  及  $T$  が水平に働くと假定した事にも背かない事になる。



第 119 圖

傾斜龜裂を生じた場合の力の平衡状態は第119圖に示す様であつて、 $S$ ,  $C$ ,  $T$  及曲筋筋に働く張力  $B$  の4力が力の4邊形を閉合して平衡を保つ。

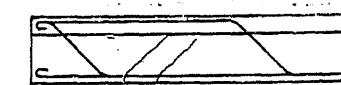


第 120 圖

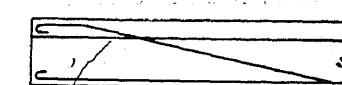
曲筋筋は、丁度ウワントラスの斜抗張材の様な働きをするものである(第120圖)。水平な抗張筋筋がトラスの下弦材、抗壓コンクリートが上弦材、龜裂

の間にあるコンクリートが斜抗壓材として働くのである。

斜張應力によつて生ずる傾斜龜裂の位置は、豫め知る事が出来ないから、以上の事から考へると、腹筋筋として曲筋筋丈を使用する場合には、約  $45^\circ$  の傾斜に引いた任意の線が、少くとも1つの曲筋筋を切る様に曲筋筋を配置する必要ある事が解る。依つて、曲筋筋の間隔が小さい程、斜張應力に對する桁の安全度が大きくなる。第120圖の(b)及(c)圖に示した様な曲筋筋の配置が(a)の配置よりも有效である事は實驗の結果からも證明されて居る。それで第121圖の様

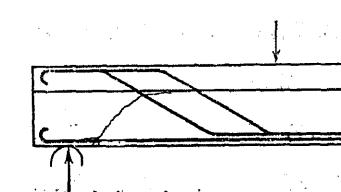


第 121 圖

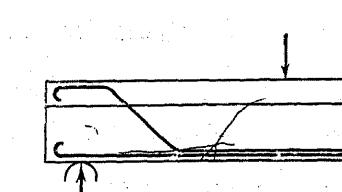


第 122 圖

に曲筋筋の間隔の餘り大きいもの、第122圖の様に曲筋筋を餘り小さい傾斜に用ひたもの、第123圖の様に曲筋筋を餘り大きい距離



第 123 圖

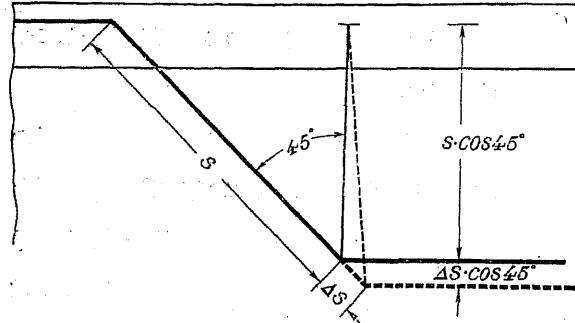


第 124 圖

に曲筋筋を配置したもの、又は第124圖の様に曲筋筋の數が不足して居るもの等は、夫々圖に示した様な傾斜龜裂の爲に、桁が破壊する惧があるから、曲筋筋丈で以上の様な事を避け難い場合には、筋筋を併用する必要がある。

#### § 235. 筋筋と曲筋筋とを併用した場合の是等の働き方

筋と曲鐵筋とを併用すれば、各々は同時に同じ張應力を受けて、斜張應力に因る桁の破壊を防ぐ様に働くものである。



第 125 頁

が  $4s$  伸びれば、筋肉は  $4s \cos 45^\circ$  伸びる譯である。故に筋肉の長さの単位変形は

$$\frac{\Delta s \cos 45^\circ}{s \cos 45^\circ} = \frac{\Delta s}{s}$$

であつて、之は、曲鉄筋の長さの単位変形に等しい。依つて、肋筋には曲鉄筋と同じ丈の張應力を生ずる事が解る。

故に、肋筋と曲鉄筋とは、同時に同じ許容張應力で働く様に、設計する事が出来るものである。

### § 236. 腹筋の設計に関する標準示方書の規定及其の説明

腹鉄筋の設計をするには、

- (a) 斜張應力を測る手段として用ゐる剪應力  $\tau$  が何程の値に達した時に腹鐵筋を必要とするか,

(b)  $\tau$  が或る一定の値を超過した時に、斜張應力を總て腹鐵筋で受けさせるか、又は、コンクリートをして斜張應力の一部を受けさせ残りを鐵筋で受けさせるか,

(c) 如何に充分に腹鐵筋を使用しても、之を無視して計算した  $\tau$  の値が一定値を超過すると、斜張應力による龜裂を生ずるものであるから、之を防ぐために、 $\tau$  が一定値以下になる様に、コンクリート断面を増大する必要がある。此の  $\tau$  の値を何程にとるか、

取扱ひ方を次の様に規定して居る。

### 『第八十七條 剪 應 力

- (1) 柄に於ける剪應力  $\tau$  は次式に依りて計算すべし。

茲に  $S$  は桁断面の剪力、 $b_0$  は桁断面腹部の幅、 $z = jd$  は全圧應力の作用點より抗張鐵筋断面の重心迄の距離とす。

- (2) 版及桁に於て剪應力が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過したる部分にありては、其の部分及之に近接せる相當の範圍の部分の全剪應力を腹鐵筋（肋筋又は曲鐵筋若くは兩者の併用）に負擔せしむべし。

(3) 版及桁に於て腹鐵筋を有する場合と雖も、腹鐵筋を無視して求めたる剪應力は  $14 \text{ kg/cm}^2$  を超過すべからず。

(4) 曲鉄筋の配置を設計するに使用する基線は桁高の中央に置くべし。』  
(1) に就いて 桁に於ける剪應力の計算は第十六章に述べた通りで、標準示方書の〔7〕式  
は、§ 215、§ 217、及 § 221、等に示してある。

(2)に就いて 腹鉄筋の無い桁の試験によると、 $\tau = \frac{S}{b_{0,2}}$  なる式で計算した  $\tau$  の値が  $14\text{ kg/cm}^2$  位に達すると傾斜亀裂が生ずる。それで  $\tau$  が許容応力  $4.5\text{ kg/cm}^2$  (§ 271. 参照) 以下であれば、傾斜亀裂の発生に對して約 3 の安全率がある。安全率が 3 であれば、抗張鉄筋が弯曲率に對して有する普通の安全率よりも大きいから (§ 275. 参照)、桁は斜張應力による破壊に對して安全である。故に  $\tau$  が  $4.5\text{ kg/cm}^2$  以下である時には、腹鉄筋に就いての計算を省略してよいのである。

$\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過した部分にありては、其の部分の全剪應力を腹鐵筋で負擔せると云ふのは、剪力に對して、少くとも、彎曲率に對すると同程度の安全度を保證せむとする考に依るのである。 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下であれば腹鐵筋に就いて別に計算しないでよいが、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過すれば、急に其の部分に於ける全剪應力を腹鐵筋で負擔せると云ふのは、一寸考へると不合理の様であるけれども、次の理由に依るのである。

斜張応力を受ける爲にコンクリートが腹鉄筋と協同して働くのは、コンクリートが腹鉄筋と共に、腹鉄筋の方向に於て必要な丈の長さの変形をする事が出来る範囲内丈である。而して、コンクリートが鉄筋と共に伸長し得る量は、多くとも 1m に就き 0.2 mm 位で、此の際に於ける

コンクリートの張應力は約  $16 \text{ kg/cm}^2$  に達し、曲鐵筋に生ずる張應力は約  $480 \text{ kg/cm}^2$  に過ぎない。故にコンクリート及び腹鐵筋に於て大等の許容應力  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  及  $1200 \text{ kg/cm}^2$  が同時に働くと云ふ様な事は、あり得ない。即ち、コンクリートに於ける斜張應力が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  である時には、之と同時に腹鐵筋に生ずる張應力は約  $45 \text{ kg/cm}^2$  で、鐵筋の許容張應力よりも遙かに小さいものである。若し、腹鐵筋に許容張應力  $1200 \text{ kg/cm}^2$  が働くば、之の周りのコンクリートには既に龜裂を生じて居るのである。故に、鐵筋の許容張應力に於て、コンクリートと鐵筋とが協同して斜張應力を負擔する事は出来ない。

尚ほ、鐵筋コンクリート桁の設計に於ては、總ての部分に於て、破壊に對して一定の安全度を與へなければならぬと云ふ事から考へると、應力の分布狀態は、許容荷重の下に於ける狀態を標準とせずに、破壊の附近に於ける狀態を標準としなければならない。

腹鐵筋があれば、桁に於て斜張應力による龜裂の發生が腹鐵筋のない場合よりも幾分おくれるが、安全のために、腹鐵筋があつても、ない時と同様に、 $\tau$  が約  $14 \text{ kg/cm}^2$  に達した時に傾斜龜裂が生ずるものと假定すると、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過して、例へば  $7 \text{ kg/cm}^2$  である時、此の 3 倍の荷重によつて生ずる  $\tau$  の値は  $21 \text{ kg/cm}^2$  であるが、傾斜龜裂は既に荷重が 2 倍になつた時に生ずる。龜裂を生じてから、假定した極荷重までは、コンクリートに於ける斜張應力の助けをからず、腹鐵筋のみで、總ての斜張應力を負擔させなければならない。

故に、腹鐵筋の設計に於て、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過した時には、コンクリートと腹鐵筋とが協同して働くものと考へず、腹鐵筋のみで全剪應力を負擔せしめ、必要な安全度を有せしめる事が必要である。

斯くすれば、腹鐵筋に對しても、彎曲率に對する場合と同様に、 $1200 \text{ kg/cm}^2$  の許容張應力を用ゐる事が出来る。

次に、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下である時には、斜張應力を凡てコンクリートで受けさせてよいとするならば、例へば桁支間の中央附近に於て、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下である部分に於ても、矢張コンクリート丈で、斜張應力を受けさせてよい様に考へられるのに、剪應力が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過した桁の部分にありては、之に近接する相當の範圍の全剪應力をも腹鐵筋で負擔させる様に規定してある理由は、桁支間の中央附近に於ても、他の部分と同程度の安全度を有せしめむとする事に依るのである。桁に於ける最大斜張應力が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過しない場合に於ては、傾斜龜裂の發生に對して、一般に、充分な安全度を有するけれども、 $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過する部分に近接する相當の範圍に於ては、桁が過分の荷重を受けた場合を想像すると、彎曲率のために、支間の

中央附近などに於ても多少傾斜した龜裂の生ずる事が考へられるし、又、許容荷重に於ても、抗張鐵筋に於ける張應力が普通の許容應力に達すればコンクリートに龜裂を生ずる。而して、彎曲率のために龜裂の生じて居る斷面に於ては、水平方向にも、鉛直方向にも剪應力が働く事は出來ないから、斜張應力を負擔させる爲に腹鐵筋を使用する必要がある。此の場合に用ゐられる腹鐵筋は、普通、肋筋である。肋筋があれば、龜裂の間にある腹部のコンクリートは、結構の斜抗壓材の様に働くて、間接に剪力に抵抗し得る。

多くの實驗の結果によると、腹鐵筋の無い單桁に傾斜龜裂が出来ると、抗壓コンクリートに働くて居る全壓應力の作用線は、支端の方に下方に傾斜する方向を取る事を示して居る。斯く全壓應力の作用線が下方に傾斜するのは、一方には龜裂が傾斜して居る事により、他方には肋筋のない桁に於ては、彎曲率による龜裂が生ずるや否や、抗張鐵筋とコンクリートとの附着應力が充分に働くなくなるから、鐵筋に働く全張應力が、彎曲率の減少に相當して減じない事によるのである。

故に、總ての狀態に於て鐵筋とコンクリートとの協同作用を充分にするため、又桁の各斷面に於て、抗張鐵筋断面積を彎曲率を基として決定し得る爲に、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過した部分に近接する相當の範圍の部分の全剪應力も、腹鐵筋丈で負擔させる必要があるのである。

肋筋が抗張鐵筋の滑動抵抗を高め、剪力に對する桁の安全度を高める事は多くの實驗の結果から證明されて居る。之が、標準示方書第七十八條(4) (§ 242. 參照) に 桁には常に肋筋を配置すべき事を規定してある理由の一つである。依つて、例へば桁の支承に於て、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過した時に、桁支間の中央附近までの全剪應力を肋筋で負擔させても、別に左程餘計に鐵筋を使用する事にはならない。そして、之によつて、斜張應力に對する桁の安全度を大いに高める事が出来るのである。

(3) に就いて 版及桁に於て腹鐵筋を有する場合と雖も、腹鐵筋を無視して求めたる剪應力は  $14 \text{ kg/cm}^2$  を超過すべからずと規定してある理由は、一方には、餘り多量の腹鐵筋を用いても、之が剪應力に抵抗する働きに就いて疑があるから、餘り多量の腹鐵筋を使用する事を避ける爲と、他方には、充分に腹鐵筋を使用した桁に於ても、腹鐵筋を無視して計算した  $\tau$  の値が約  $14 \text{ kg/cm}^2$  に達すると傾斜龜裂が發生する事實とに依るのである。而して、設計に假定された荷重の程度に於て、斯の如き龜裂の發生を許す事は面白くない。故に、腹鐵筋を無視して求めた  $\tau$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  を超過したらば、桁の幅又は高さを増大して、あまり高さが低いか、又は幅の狭い斷面の桁を避ける様に規定したのである。

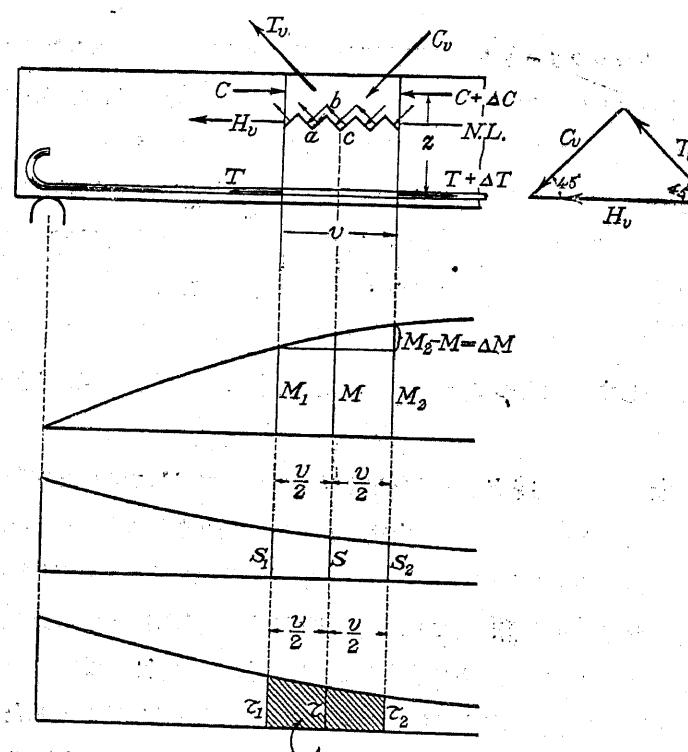
(4) に就いて § 242. 參照。

## 第二節 斜張應力鐵筋に関する計算

### § 237. 概 説

普通に用ゐられる腹鐵筋は、肋筋又は曲鐵筋若くは兩者の併用であるが、是等に働く應力の性質は甚だ複雑であつて、之を精確に計算する事は出来ない。然し、第一節に述べた腹鐵筋の働き方を基とし、§ 232. に述べた様に、斜張應力を測る手段として桁の中立軸面又はそれ以下に於ける剪應力を用ひれば、腹鐵筋に於ける應力及其の他に關する大略の計算をする事が出来る。本節に於ては其の方法に就いて述べる。此の方法は、澤山の實驗の結果、斜張應力に對する腹鐵筋の計算方法として、充分安全な結果を與へるものである事が證明されて居るものである。

### § 238. 斷面が一定である桁の腹鐵筋に関する計算式



第 126 圖

第 126 圖は断面

が一定である桁に於て、桁の軸方向に測った長さ  $v$  なる距離にある 2 断面の間の彎曲率圖、剪力圖及剪應力圖を示す。

(a) 圖に示す如く、桁の中立軸面に於て水平線と  $45^\circ$  の傾斜をなす鋸歯形の斷面を考へれば、 $ab$  方向の平面には之に垂直に斜張應力、 $bc$  方向の平面には之に垂直に斜壓應力が働いて居る。是等は主應力

であつて、其の強度は中立軸面又はそれ以下の面に於ける剪應力  $\tau$  に等しい。

$\tau$  の値は、断面一定の桁に於ては、一般に、

$$\tau = \frac{S}{b_0 z}$$

で計算出来る。

今、 $v$  の間に働く全主張應力を  $T_v$ 、全主壓應力を  $C_v$  とすれば、是等は、 $v$  の間に於て水平に働く全剪應力を  $H_v$  の分力であつて、夫等の方向は水平線と  $45^\circ$  の角をなす。依つて、

$$T_v = H_v \cos 45^\circ$$

である。 $H_v$  の値は、 $v$  なる距離にある 2 断面の中央断面に於ける剪應力を  $\tau$  とすれば、 $H_v = b_0 \tau v$  によつて計算して大差ない。然れば、

$$\begin{aligned} T_v &= H_v \cos 45^\circ = 0.707 b_0 \tau v = 0.707 b_0 \frac{S}{b_0 z} v \\ &= 0.707 \frac{S}{z} v \\ &= 0.707 \frac{\Delta M}{z} \end{aligned} \quad (1)$$

茲に  $\Delta M$  は (b) 圖に示す如く、 $v$  なる距離にある 2 断面の間に於ける彎曲率の變化である。

(1) 式は次の如くして出す事も出来る。

(a) 圖に於て、

$$\Delta C = \Delta T$$

であるから、

$$\Delta M = \Delta C \cdot z = \Delta T \cdot z$$

又、

$$H_v = \Delta C = \Delta T$$

であるから、

$$H_v = \frac{\Delta M}{z}$$

$$T_v = 0.707 \frac{\Delta M}{z}$$

剪應力圖が畫かれて居る時には、 $H_v$  は剪應力圖の面積から求める事も出来る。即ち (d) 圖に於て、 $v$  なる距離にある 2 断面の間の剪應力圖の面積を  $A_\tau$  とすれば、

$$H_v = b_0 A_\tau$$



第22表  $\sigma_s \cdot \frac{A_b}{0.707}$  の値  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  由表

直徑 mm	曲 鐵 筋 の 數									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	476	952	1 430	1 904	2 390	2 870	3 346	3 808	4 284	4 760
8	850	1 700	2 550	3 400	4 250	5 100	5 950	6 800	7 650	8 500
10	1 340	2 680	4 020	5 360	6 700	8 040	9 380	10 720	12 060	13 400
12	1 920	3 840	5 760	7 680	9 600	11 520	13 440	15 360	17 280	19 200
14	2 610	5 220	7 830	10 440	13 050	15 660	18 270	20 880	23 490	26 100
16	3 400	6 800	10 200	13 600	17 000	20 400	23 800	27 200	30 600	34 000
18	4 310	8 620	12 930	17 240	21 550	25 860	30 170	34 480	38 790	43 100
20	5 340	10 700	16 050	21 400	26 750	32 100	37 450	42 800	48 150	53 500
22	6 450	12 900	19 350	25 800	32 250	38 700	45 150	51 600	58 050	64 500
24	7 700	15 400	23 100	30 800	38 500	46 200	53 900	61 600	69 300	77 000
26	9 050	18 100	27 150	36 200	45 250	54 300	63 350	72 400	81 450	90 500
28	10 400	20 800	31 200	41 600	52 000	62 400	72 800	83 200	93 600	104 000
30	12 000	24 000	36 000	48 000	60 000	72 000	84 000	96 000	108 000	120 000

第 23 表  $\sigma_s A_v$  の値  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$

直徑 mm	U形肋筋の数									
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
6	2 720	3 400	4 100	4 760	5 450	6 100	6 800	7 500	8 100	
8	4 850	6 050	7 250	8 400	9 600	10 800	12 000	13 200	14 400	
10	7 550	9 450	11 350	13 200	15 100	17 000	18 900	20 800	22 600	
12	10 900	13 600	16 400	19 100	21 800	24 500	27 300	30 600	32 800	
14	14 800	18 500	22 300	26 000	29 600	33 500	37 000	40 800	44 600	

直徑 mm	U形肋筋の数									
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
6	8 900	9 450	10 100	10 800	11 500	12 200	12 850	13 600	14 200	
8	15 600	16 800	18 000	19 200	20 450	21 600	22 800	24 000	25 300	
10	24 500	26 500	28 200	30 200	32 000	34 000	35 800	37 800	39 600	
12	35 500	38 200	40 900	43 600	46 400	49 000	51 600	54 500	57 300	
14	48 300	52 000	55 500	59 200	63 000	67 000	70 500	74 000	78 000	

直徑 mm	U形肋筋の数									
	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
6	15 000	15 600	16 200	17 000	17 650	18 350	19 000	19 700	20 400	
8	26 500	27 600	29 000	30 000	31 200	32 400	33 500	34 800	36 000	
10	41 600	43 500	45 400	47 250	49 000	51 000	52 900	54 800	56 500	
12	60 000	62 500	65 200	68 000	70 900	73 500	76 100	79 000	81 500	
14	81 600	85 200	89 200	92 500	96 500	100 000	103 500	107 500	111 000	

第22表及第23表は(8)式によつて、腹筋の量を定めむとする時に便利なものである。

第22表は  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  とし、曲鉄筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ゐる時、桁の軸方向に測つた長さ  $v$  の間にある曲鉄筋の全断面積  $A_b$  にて負擔し得べき全剪應力  $\sigma_s A_b \frac{1}{0.707}$  の値を、曲鉄筋の種々の直徑及數に對して計算したものである。

第23表は U形の筋筋に對し、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  とし、 $A_v$  にて負擔し得べき全剪應力  $\sigma_v A_v$  の値を、筋筋の種々の直徑及數に對して計算したものである。

依つて軸の軸方向に測つた長さ  $v$  の間に於ける全剪應力  $H_v$  を  $H_v = \frac{4M}{v}$  又は

$H_v = b_a \tau v = b_a A_\tau$  によって計算すれば、是等の表によつて求めた値の和が、 $H_v$  に等しくなる様にすれば、必要な腹筋筋を算定する事が出来る。

$\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$  に對しては、 $H_v$  の値を 1.2 倍すれば、是等の表を使用することが出来る。

第23表は U 形筋筋で、1本の筋筋に斜めの 2 断面を有する場合であるが、一本の筋筋が斜めの  $n$  断面を有する時には、筋筋に対する  $H_v$  の値を  $\frac{2}{n}$  倍して、此の表を使用すればよい。

(5a) 式によると、 $v$  なる距離にある 2 断面の間にある肋筋の全断面積  $A_v$  が受け得る彎曲率の變化  $\Delta M_v$  は、

であり、又 (5b) 式によると、 $A_v$  が受ける全剪應力  $H_{vv}$  は、

である。今、 $v$  なる距離の間に於て、 $H_{vv}$  を生ずる剪應力の平均値を  $\tau_{vv}$ 、剪應力圖の面積を  $A_{\tau v}$  とすれば、

$$H_{vv} = b_0 \tau_{vv} v = b_0 A_{\tau v}$$

であるから、

である

又、(6a) 式によると、 $v$  なる距離にある 2 断面の間に曲筋の断面積  $A_b$  が受け得る  
曲率の変化  $\Delta M_b$  は、

$$\Delta M_b = \sigma_s z A_b \frac{\cos \beta}{0.707} \quad \dots \dots \dots \quad (14)$$

であり、曲鉄筋が $45^{\circ}$ の傾斜に用ゐられる時は、

である。(6b) 式によると,  $A_b$  が受けうる全剪力  $H_{vb}$  は,  $\sigma_s A_b \frac{\cos \beta}{0.707}$  に等しい, 而して  $v$  なる距離に於て  $H_{vb}$  を生ずる剪應力の平均値を  $\tau_{vb}$ , 剪應力圖の面積を  $A_{\tau b}$  とすれば,

$$H_{vb} = b_0 \tau_{vb} v = b_0 A_{\tau b}$$

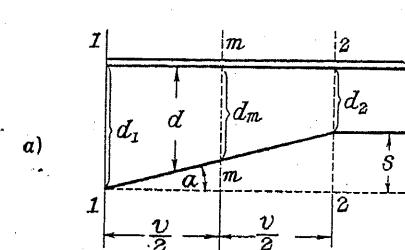
であるから,

$$b_0 \tau_{vb} v = b_0 A_{\tau b} = \sigma_s A_b \frac{\cos \beta}{0.707} \quad \dots \dots \dots (16)$$

である。曲鐵筋が  $45^\circ$  の傾斜に用ゐられる時には,

$$b_0 \tau_{vb} v = b_0 A_{\tau b} = \sigma_s A_b \frac{1}{0.707} \quad \dots \dots \dots (17)$$

である。



$A_\tau = A_{\tau b} + A_{\tau v}$  であるから

(13) 式及 (16) 式により,

$$A_{\tau v} = A_\tau - A_{\tau b} = \frac{\sigma_s A_v}{b_0} \quad \dots \dots \dots (18)$$

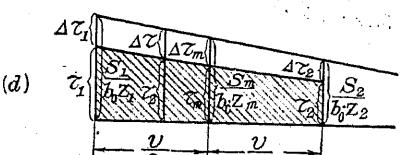
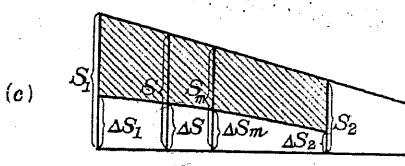
$$A_{\tau b} = A_\tau - A_{\tau v} = \sigma_s A_b \frac{\cos \beta}{0.707 b_0} \quad \dots \dots \dots (19)$$

$\beta = 0$  である時は,

$$A_{\tau b} = A_\tau - A_{\tau v} = \frac{1.414 \sigma_s A_b}{b_0} \quad \dots \dots \dots (20)$$

(18) 式乃至 (20) 式は、剪應力圖を用ひて、腹鐵筋の配置を定める時に役立つものである。

### § 239. 断面の高さが變化する桁の腹鐵筋に關する計算式



第 128 圖

断面 1-1 と 2-2 との間の彎曲率圖, (c) 圖は剪力圖, (d) 圖は剪應力圖である。

第 128 圖の様に有效高さが變化する桁に於ける剪應力は, § 225. の (32) 式又は (33) 式により,

$$\tau = \frac{S - \frac{M}{d} \tan \alpha}{b_0 z} = \frac{S - \frac{M}{z} \frac{7}{8} \tan \alpha}{b_0 z} = \frac{S - \Delta S}{b_0 z} \quad \dots \dots \dots (21)$$

で計算する。茲に,  $\Delta S = \frac{M}{d} \tan \alpha = \frac{M}{z} \frac{7}{8} \tan \alpha$  は彎曲率の增加に伴つて桁の有效高さが増加する爲に,  $\tau$  を減ずる様に働く剪力である。

依つて、第 128 圖(c) の剪力圖の全面積から、 $\Delta S_1$ ,  $\Delta S_m$  及  $\Delta S_2$  なる縦距を有する部分の面積  $\Delta A_s'$  を減じた残りの面積、即ち圖に於て影線を施した面積  $\Delta A_s$  の剪力圖に於ける剪力が、剪應力を生ずる事になる。而して、2 断面の間に於ける彎曲率の變化は、其の 2 断面の間の剪力圖の面積に等しいから、

$$M_2 - M_1 = \Delta A_s' + \Delta A_s$$

である。(c) 圖に於ける面積  $\Delta A_s'$  は、剪應力を生ずる彎曲率の變化から  $\Delta M_s = \Delta A_s'$  だけを減ずる事になるから、剪應力を生ずべき彎曲率の變化  $\Delta M$  は、圖の場合、断面 1-1 及 2-2 の間に於て、

$$\Delta M = M_2 - M_1 - \Delta M_s \quad \dots \dots \dots (22)$$

となる。 $\Delta M_s$  の値は、

$$\Delta M_s = \text{面積 } \Delta A_s'$$

$$\text{而して, } \Delta A_s' = \int_0^v \Delta S = \int_0^v \frac{M \tan \alpha}{d} dx$$

である。依つて  $\Delta M_s$  の近似値として、

$$\begin{aligned} \Delta M_s &= \frac{1}{4} v \left\{ \frac{M_1}{d_1} \tan \alpha + 2 \frac{M_m}{d_m} \tan \alpha + \frac{M_2}{d_2} \tan \alpha \right\} \\ &= \frac{1}{4} v \tan \alpha \left\{ \frac{M_1}{d_1} + 2 \frac{M_m}{d_m} + \frac{M_2}{d_2} \right\} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (23)$$

を用ひる事が出来る。(23) 式に於て  $v \tan \alpha = s$  とすれば、

$$\Delta M_s = \frac{1}{4} s \left( \frac{M_1}{d_1} + 2 \frac{M_m}{d_m} + \frac{M_2}{d_2} \right) \quad \dots \dots \dots (24)$$

一層簡単に計算するには、

を用ひてもよい。

$\Delta M_s$  を計算すれば、(22) 式によつて、 $\Delta M$  が求められる。然れば、 $v$  なる距離にある 2 断面の間に於ける筋全断面積が  $A_v$ 、曲鐵筋の全断面積が  $A_b$  である時、 $A_v$  及  $A_b$  に関する算式は、桁の高さが一定である § 238. の場合と同様であつて、

$$A_b = \frac{0.707}{\cos \beta} \left( \frac{\Delta M}{a_z z_m} - A_v \right) \dots \dots \dots \quad (28)$$

である。茲に  $\beta_m$  は距離  $\gamma$  の中央に於ける桁の抵抗偶力の臂長さであつて、

$$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{の時} \quad z_m = 0.89 d$$

$$\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{の時} \quad z_m = 0.87 d_m$$

$$\sigma_a = 60 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{の時} \quad z_m = 0.86 d_m$$

である。

剪應力圖を用ゐる時には、全剪應力圖の面積から、 $\Delta S$  によつて起る剪應力圖の面積を引いた残り、第 128 圖(d) に於て影線を施した剪應力圖を、柾の高さが一定である場合の(18)式乃至(20)式に於ける  $A_t$  として、 $A_a$  及  $A_b$  を計算すればよい。

## § 240. 軸壓力と彎曲率とを受ける部材の斜張應力鐵筋に關する 計算

軸圧力と彎曲率とを受ける部材の剪應力の計算は、本編第十六章第四節に之を述べた

剪應力が求められれば、軸壓力及彎曲率を受ける場合にも、之を斜張力鐵筋に關する計算に用ゐる斜張應力に採つてよい。

断面に働く外力の作用点が断面の心の内にある時には、斜張応力が部材の強度に及ぼす影響は普通小さいものであるから、斜張力筋について特に計算しないでよいのが普通である。

断面に働く外力の作用点が断面の心の外にあつて、偏心距離の大きい場合には、斜張応力筋に関する計算は、桁の腹筋の場合と同様にすればよい。

### 第三節 腹 鐵 筋 の 配 置

§ 241. 概 說

桁の腹鉄筋の各々に於ける最大張應力が、鐵筋の許容張應力又はそれ以下の一定値を有する様に、腹鉄筋を配置するのに、2つの方法がある。

第 1 は、彎曲率圖を用ゐる方法である。之は、荷重のある定まつた位置に對する彎曲率圖を書き、之から、腹鐵筋の配置を定むべき 2 つの斷面の間に於ける彎曲率の變化  $\Delta M$  を求め、此の  $\Delta M$  を此の 2 斷面間に挿入する腹鐵筋の各々の斷面積に比例する様に分け、之によつて腹鐵筋の配置を決定する方法である。

荷重のある定まつた位置に對して腹鐵筋を配置すれば、他の場合に對して充分安全である様な場合に於ては、彎曲率圖を用ゐる方法によると、腹鐵筋の配置がまだ簡単明瞭に求められる。然し、一般の活荷重に對しては、桁のある斷面に最大剪應力を生ずる荷重の位置は考へる斷面毎に異なるから、此の方法を使用するための彎曲率圖が不定になりて、此の方法を使用する事が出来ない。

第2は、剪應力圖を用ゐる方法である。之は、桁に於ける最大剪應力圖を書き、此の面積を腹鐵筋各個の斷面積に比例する様に分ち、分たれた面積の重心に相當する點に腹鐵筋を配置する方法であつて、活荷重を受ける桁の一般の場合に使用し得る方法である。

桁に於ける最大剪應力の變化が直線的である時には、剪應力圖の面積を腹鐵筋各個の斷面積に比例する様に分ける事は容易であるけれども、最大剪應力の變化は一般に曲線的であるから剪應力圖の面積を腹鐵筋各個の斷面積に比例する様に分ける事は甚だ困難である。故に此の方法を用ゐる時には、最大剪應力の變化を、近似的に、之に近い直線的の變化をするものと假定しなければならないのが普通である。

## § 242. 腹鐵筋の配置に関する標準示方書の規定及其の説明

腹筋の配置に関する標準示方書の規定は次の如くである。

「第七十八條

(2) 柄に於ける抗張主鐵筋は尠くとも其の數の  $\frac{1}{3}$  を曲上げずして支承上に達せしむべし。

(1) 肿筋は拘張主鉄筋に圍繞せしめ、其の端を抗圧部コンクリートに碇着せしむべし。

桁には常に筋筋を配置し、其の間隔は桁の有效高さの  $\frac{1}{2}$  以下とすべし。但し計算上必要ならざる部分にては桁の有效高さ迄増大することを得。筋筋の直徑は 6 mm 以上とすべし。

#### 第八十七条

(4) 曲筋筋の配置を設計するに使用する基線は桁高の中央に置くべし。』

#### 第七十八条(3)に就いて

水平な抗張主筋筋を曲上げて、曲筋筋として利用し得るのは、彎曲率に對して餘裕を生じた所に於てでなければならぬ事は明白であるが、尙ほ、水平抗張主筋筋をして充分な附着強度を有せしめる爲に必要な丈の數は支承を越えて碇着する必要があるから、彎曲率に對して必要でない水平抗張主筋筋の全部を曲筋筋として利用する事は出来ない。

單桁に於ても、實驗の結果によると、總ての水平抗張主筋筋を曲筋筋として用ゐると、曲筋筋としての效果迄も、殆ど認められない。それで、専くとも水平抗張主筋筋の數の  $\frac{1}{3}$  は曲上げずして支承を越えて碇着する事が、實際上必要なのである。

連續桁の支承上に於ては、正彎曲率が働くから、一寸考へると、徑間に於ける水平抗張主筋筋を、凡て曲筋筋として使用して差支へない様に思はれるけれども、コンクリートの硬化中に生ずる收縮、溫度の降下等のために、桁全體として、支承上に於ても、桁の下側にも張應力を生ずるから、徑間の水平抗張主筋筋は専くとも其の數の  $\frac{1}{3}$  を曲上げないで、支承上に達せしめる事が安全の上から必要である。

依つて、水平抗張主筋筋のうち、曲筋筋として利用し得べきものの數は、彎曲率に對して餘裕ある事、以上に述べた規定及其の他により定まる事になるのである。

#### 第七十八条(4)に就いて

筋筋を抗張主筋筋に圍繞させる事は、筋筋の働き方から考へて誠に當然の事であるが、突桁又は連續桁に於て、負筋筋に圍繞する事をよく間違へるから、特に注意が肝要である。

筋筋の端を充分抗壓部のコンクリートに碇着する事は、筋筋をして、其の抗張力を發揮せしめる上から極めて大切である（§ 257. 參照）。

桁には常に筋筋を配置すべしと規定したのは、筋筋によつて桁、殊に T 桁の抗張部と抗壓部との連結を確實にせむとする事と、§ 236. に述べた様な理由とに依るものである。

筋筋が有效に働く爲には、専くとも筋筋の一つが、桁高の中央以下に於て、任意の  $45^\circ$  の傾斜をなす龜裂線と交る様な間隔に之を配置しなければならない。依つて、筋筋のみで、桁の斜張應力を受けさせる部分にありては、筋筋の間隔を桁の有效高さの  $\frac{1}{2}$  以下にする必要がある。但

し、筋筋が計算上必要でなく、單に桁の抗張部と抗壓部との結合を確實にする爲、又は安全の爲に使用されるものであれば、桁の有效高さ迄間隔を増大してよいが、斜張應力による龜裂に對して安全度を大ならしめる爲には、成る可く、桁の有效高さの  $\frac{2}{3}$  以下にするのが望ましい。

筋筋の直徑を 6 mm 以上と規定してあるのは、筋筋をして相當な剛性を有せしめる事と、筋筋の間隔が餘り小さくならない様にと云ふ實際上の考慮とに依るのである。

#### 第八十七条(4)に就いて

曲筋筋の配置を定めるに、彎曲率圖を用ゐるにしても、又は、剪應力圖を用ゐるにしても、曲筋筋がなるべく齊等な張應力を受ける様に彎曲率圖又は剪應力圖から定められた點を、桁の軸に平行な基線に投影し、夫等の點を通つて曲筋筋の傾斜に平行な線上に、曲筋筋を配置する。

其の基線の位置を桁高さの中央に置くべしと云ふのは、曲筋筋は桁の腹部に生ずる斜張應力の總てを集めて受くべきであると云ふ考へに依るのである。從來は、此の基線を桁の中立軸面に取る人が多かつたのであるが、曲筋筋は中立軸面のみに於ける斜張應力を受けるものではないから、中立軸面より少し下にさげて桁の高さの中央に置く事に規定したのである。

此の基線を高く選ぶと、水平抗張筋筋を、あまり桁支間の中央に近く曲上げて曲筋筋として用ゐる事になり、支點と之に一番近い曲筋筋との距離が大きくなつて、彎曲率に對する餘裕を得るにも困難である。

此の基線を桁の高さの中央に取るのが適當である事は、實驗の結果からも證明されて居るし、又曲筋筋が結構の傾斜腹部材の如くに働くものと考へる時、理論上からも正しいのである。

#### § 243. 腹筋筋の配置に関する注意

自由支承上に於て、最初に筋筋を配置する位置は、支承面の中心から、筋筋の定められた間隔の  $\frac{1}{2}$  以下の距離とするのが適當である。固定支承上に於ては、支承の縁端から、筋筋の定められた間隔の  $\frac{1}{2}$  以下の距離に最初の筋筋を配置する。

曲筋筋は、理論上から云ふと、桁の軸を含む鉛直平面に對して對稱に配置すべきである。然れば、曲筋筋の數が偶數である時通常 2 本づつ、奇數である時は、水平筋筋を最初に曲上げる點で 1 本、其の他の點で通常 2 本を曲上げる事になる。然し、實驗の結果によると、曲筋筋は、之を桁の軸を含む鉛直平面に對して全く對稱的に使用しないでも、桁の強度を減ずる様な事はない。依つて、曲筋筋は、普通の場合、桁の軸を含む鉛直平面に對して交互に對稱になる様に 1 ケ所で 1 本づつ用ゐて差支へない。但し鐵道橋の桁などに於ては、曲筋筋を、桁の軸を含む鉛直平面に對して對稱に用ゐる事が、安全の上から必要である。

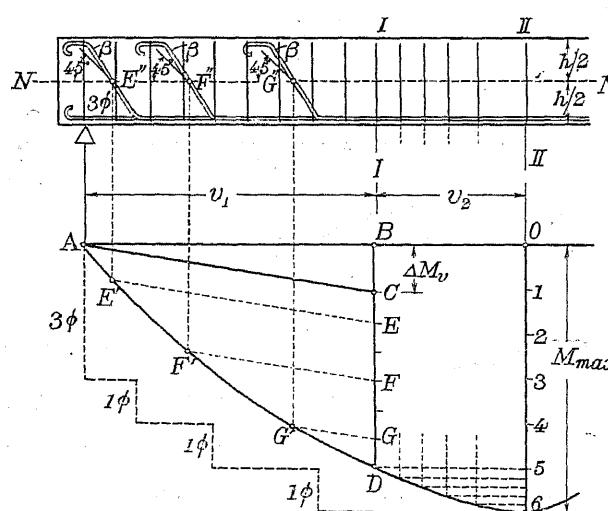
曲鐵筋の傾斜を精確に定める事は必要でない。桁の中央に近い部分では、曲鐵筋の傾斜を水平線に對して  $45^\circ$  以下にする方が、 $45^\circ$  にするよりも、最大斜張應力の方向によく適應するけれども、水平方向の張應力を受ける爲には、水平鐵筋が用ゐてあるのであるから、曲鐵筋を餘り水平方向に近づかせる必要はない。桁の支承附近に於ては、曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ゐるのがほど適當である。それで、曲鐵筋の傾斜を  $45^\circ$  とするのが最も普通である。但し、支間に比して高さの小さい床版などに於て、計算上は必要でないが、安全の爲に、彎曲率に對して餘裕を生じた處で正鐵筋を曲鐵筋として用ゐ、相當長い間の斜張應力を受けさせる様な場合には、 $1:2$  乃至  $1:3$  位の傾斜にする事がある。

曲鐵筋の間隔は、肋筋を併用するにしても、なるべく桁の有效高さ以下にするのが望ましい。

曲鐵筋の曲點に於ける半徑は、標準示方書第四十六條(2) (§ 89. 参照)により、曲點に於けるコンクリートが壓挫を生じない爲に、鐵筋直徑の 10 倍乃至 15 倍にしなければならない。

#### § 244. 高さが一定である単桁に於て彎曲率圖を用ひて腹鐵筋の配置を決定する方法

彎曲率圖を用ひて腹鐵筋の配置を定める方法は、荷重の或る位置に對して腹鐵筋を配置すれば、其の他の場合に對して安全である事が解つて居る様な場合に便利である。建築物に於ける桁等に於ては、簡単のために、等布荷重を全支間に載せ、此の方法によつて腹鐵筋の配置を定める事が多い。



第 129 圖 彎曲率圖を用ひて単桁の腹鐵筋配置を定める方法

(1) 腹鐵筋に就いての計算が必要であるか否かの決定 第 129 圖の下方は、或る荷重を受ける単桁の彎曲率圖を示す。

桁の支承に於ける反力、即ち最大剪力の値を  $S$ 、支承に於ける斷面の抵抗偶力の臂長さを  $\Delta M_0$  (之は簡単の爲に、桁の最大彎曲率の斷面に於ける値を用ひてもよい)、桁の腹部の幅を  $b_0$  とすれば、最大剪應力  $\tau$  は、次

式で計算出来る。

$$\tau = \frac{S}{b_0 z}$$

此の  $\tau$  の値が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下であれば、腹鐵筋について特に計算する必要はないし、 $\tau$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  以上であれば、桁のコンクリート斷面を増大して、 $\tau$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  以下になる様にしなければならない (標準示方書第八十七條 § 236. 参照)。

(2)  $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下の場合  $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下である場合、版に於ては肋筋を使用する必要がない。唯、安全のために、彎曲率に對して餘裕の出來た點で、水平な抗張鐵筋の數の  $\frac{1}{3}$  乃至  $\frac{1}{2}$  位を曲上げて曲鐵筋として用ゐるのが適當である。

然し、桁に於ては  $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下であつても、標準示方書第七十八條(4) (§ 242. 参照)に、桁には常に肋筋を配置すべき事が規定してあるから、計算上は必要でないが、直徑 6 mm 以上の肋筋を、桁の有效高さ以下の間隔に、適當に配置する必要がある。尙ほ、彎曲率に對して餘裕の出來た點で、水平抗張主鐵筋を、以下に述べる(3)の場合に準じて、曲鐵筋として用ゐる事は、桁の斜張應力に對する安全度を大にする上からも、又鐵筋の節約を得る點からも適當である。

(3)  $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上、 $14 \text{ kg/cm}^2$  以下の場合 此の場合には、標準示方書第八十七條(2)によれば、支承から  $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  である點までの全剪應力、及之に近接せる相當の範圍の部分の全剪應力を腹鐵筋で負擔させなければならない。而して、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過した部分に近接した範圍のどれだけを相當と認めるかは、設計者の判断による事であるが、剪力が零なる點即ち最大彎曲率の點までの範圍に亘つて、全剪應力を腹鐵筋で負擔されれば、安全である事は明白である。尙ほ、標準示方書には、桁には常に肋筋を配置すべき事が規定してあるから、斯くしても、腹鐵筋の使用量がたいして増加する事にはならない。依つて、以下に於ては、安全のために、獨逸の標準示方書に於けるが如く、最大剪應力が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過したら、桁の其の側に於ける全剪應力を凡て腹鐵筋で負担させる事にして、必要な腹鐵筋を配置する事にする。

(4) 使用し得べき曲鐵筋の數 § 242. に述べた様に、水平抗張主鐵筋のうちで、曲鐵筋として利用し得るもののは、彎曲率に對して餘裕のある事と、曲上げずに支承を越えて接着する鐵筋の附着應力とから定まる。

標準示方書には、桁に於ける抗張主鐵筋は少くとも其の數の  $\frac{1}{3}$  を曲上げずして支承上に達

せしむべし（第七十八條(3)§ 242. 参照），及，單桁の抗張鐵筋は支點を越えて充分に碇着せしむべし（第八十八條(2)§ 253. 参照）とある。

今、第129圖の場合に於て、最大彎曲率  $M_{max}$  の断面 II-II に於て、同徑の圓鉄 6 本を抗張主鐵筋として使用するものとする。然れば、若し鉄の直徑が 20 mm 若くはそれ以下であれば、2 本を曲上げずに、其の端に鐵筋直徑の 3 倍以上の直徑の半圓形又は銳角の鉤を付し、支點を越えて充分に碇着すれば、標準示方書第八十八條(3) (§ 253. 参照) によつて、特に附着強度に就いて検算する必要はなく、残り 4 本を、彎曲率に對して餘裕の出來た點で曲上げて、曲鐵筋として利用する事が出来る。然し、抗張主鐵筋の數の  $\frac{1}{3}$  以上を、支點を越えて充分に碇着するにしても、鉄の直徑が 20 mm 以上であれば、第八十八條(3) の規定が適用出来ないから、曲上げずに残す鐵筋の附着強度に就いて考慮しなければならない。

今、曲鉄筋と肋筋とを併用して、全剪應力を負擔させるとすれば、支點を越えて碇着すべき鐵筋に必要な斷面周長の總和  $U$  は、標準示方書第八十八條(1)(§ 251. 参照)の規定により、次式で求められる。

茲に、 $\tau_0$  は鐵筋の許容附着應力である

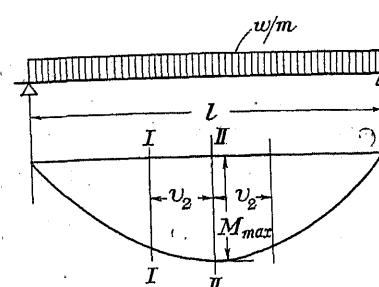
この場合、(29)式によつて、3本の釘を曲上げすに、支點を越えて碇着する事が必要であるとすれば、残り3本を曲鐵筋として利用し得る事になる。

(5) 肋筋のみで剪應力を負擔すべき部分の決定 第129圖の断面II-IIに於ける最大彎曲率  $M_{max}$  を抗張主鐵筋各個の断面積に比例して分ければ、1本の鉄筋が負担すべき彎曲率の値が解る。今の場合、同徑の圓鉄筋6本を用ゐる事にしたから、 $M_{max} = \overline{06}$  を6等分して、等分點1, 2, ..., 5を定める。

點 5 を通つて、變曲率圖の基線 40 に平行な直線を引き、變曲率圖 1-D 圖上で右へと引く。

断面 II-II と、D 点を通る断面 I-I との距離を  $v_2$  とすれば、 $v_2$  の間では 1 本の鉄筋を曲上げても、彎曲率に對して抗張鐵筋断面積が不足するから、 $v_2$  の間では全剪應力を總て肋筋で負擔させなければならない。

等布荷重が全支間に載つて居る場合には、 $v_2$  なる長さは、容易に計算する事が出来る。今、一番最初に曲上げ得る曲鐵筋の断面積を  $a$ 、最大彎曲率  $M_{max}$  の断面に於ける抗張主鐵筋の全断面積を  $A$  とすれば、第130圖に於て



第 130 頁

$$\frac{1}{8}w(2v_2)^2 = \frac{1}{8}wl^2 \frac{a}{A},$$

抗張鐵筋が同徑の鉤  $n$  本からなる時、(30)式を計算してみれば、

$$n = 4 \quad v_2 = 0.250 \text{ } l, \quad n = 5 \quad v_2 = 0.224 \text{ } l,$$

$$n=6 \quad v_2 = 0.204 \, l, \quad n=7 \quad v_3 = 0.189 \, l,$$

$$n = 8, v_2 = 0.177 l,$$

である。

(6) 脅筋のみを用ゐる部分に於ける脅筋の断面積及其の配置  $v_2$  の間に於ける彎曲率の變化  $4M$  は、第129圖の場合に於て、

$$\Delta M = \Delta M_{\text{II}} = \frac{1}{6} \dot{M}_{\text{max}}$$

である。依つて、筋筋の許容張應力を  $\sigma_s$  とすれば、 $r_2$  の間に於て筋筋の必要な断面積  $A_s$  は、(5a) 式により

である

$v_2$  の間に使用すべき筋の断面積  $A_v$  を求めたら、筋の相當な大きさを選んで、筋何本を使用すべきかを計算し、是等を適當に配置するのが、一般に、便利である。1つの桁に於て、筋の直徑を色々で變へる事は、筋の組立に際して混雜を生じ、従つて誤を生じ易い。

筋の直径、形及數は、標準示方書第七十八條(4)(§ 242. 参照)により、筋の直徑が 6 mm 以上、中心間隔が桁の有效高さの  $\frac{1}{2}$  以下になる様に、選ばなければならない。筋の最小中心間隔は、筋の組立及コンクリートの填充に不便の無い様にと云ふ考慮から定まるもので、太い筋を用いて、規定で許される範囲内で間隔を大きくする程、施工が容易になる。

興へられた  $A_v$  の値に對して、其の直徑及數を選ぶには、第23表を利用するが便利である。  
 $v_2$  の間に使用すべき肋筋の直徑、形及數を定めた後は等の配置を決めるには、第129圖に於て、 $\Delta M_{II} = 56$  を肋筋の數に等分し、その分點の中央點から彎曲率圖の基線  $AO$  に平行な線を引いて、彎曲率圖との交點を求め、是等の交點を通る鉛直線が、桁の軸方向の基線  $N-N$  と交

る點を求める。そして是等の點に筋筋を配置する。

$D_6$  なる彎曲率圖の線が、 $AO$  の平行線に近い時には、以上的方法は不正確であるから、此の部分の彎曲率圖を、擴大した尺度で別に書いて、以上的方法を用ゐるがよい。

若し、桁の全支間に等布荷重が載つて居る場合には、 $D_6$  線は拋物線になるから、幅が  $v_2$  で、頂點が點 6 にある任意の拋物線を用ひてもよい。但し、此の場合には、剪應力圖が直線になるから、§ 247. に述べる方法を應用する方が便利である。

(7) 曲鐵筋及筋筋を併用する部分に於ける是等の配置 支點と斷面  $I-I$  との距離を  $v_1$  とすれば、 $v_1$  の間に於ては、曲鐵筋と筋筋とを併用して、剪應力を負擔させる事が出来る。

彎曲率は支點に於て零であり、斷面  $I-I$  に於て  $\frac{5}{6} M_{max}$  であるから、 $v_1$  の間に於ける彎曲率の變化は、

$$\Delta M = \Delta M_I = \frac{5}{6} M_{max}$$

である。

今、(4) に述べた様に、曲鐵筋として、3 針を利用し得るものとすれば、 $v_1$  の間に於ける曲鐵筋の全斷面積  $A_b$  は既知となる。但し、抗張主鐵筋は彎曲率に對し餘裕の出來た點に於て、之を曲鐵筋として利用すべき事は勿論である。

$v_1$  の間に於ける曲鐵筋の全斷面積  $A_b$  で負擔し得る彎曲率の變化  $\Delta M_b$  は、(14) 式により、

$$\Delta M_b = \sigma_s z A_b \frac{\cos \beta}{0.707}$$

である。

若し  $\Delta M_b$  が  $\Delta M_I$  よりも大きければ、 $v_1$  の間に、計算上筋筋を必要としない。然し、標準示方書第七十八條(4) に、桁には常に筋筋を配置すべき規定があるから、桁に於ては計算上必要でなくとも、直徑 6 mm 以上の筋筋を、桁の有效高さ以下の中心間隔に配置しなければならない。尚ほ、筋筋を使用しなければ、(4) に於て、鐵筋の附着應力の方から、使用し得べき曲鐵筋の數を定めるに用ひた (29) 式も適用出来ない事に注意を要する。それで  $\Delta M_b > \Delta M_I$  の場合にも上記の様に筋筋を配置するとすれば、 $v_1$  の間に用ひられる筋筋の全斷面積  $A_v$  は既知となるから、 $A_v$  にて受け得る彎曲率の變化  $\Delta M_v$  は、(12a) 式により、

$$\Delta M_v = \sigma_s z A_v$$

によつて計算出来る。此の場合にも第23表を利用する事が便利である。

次に、第129圖に於て、 $\overline{BC} = \Delta M_v$  に取つて、 $C$  點を定め、 $AC$  を結び、以下に述べる様にして、曲鐵筋の配置を定めればよい。或は、第129圖に於て、 $\Delta M_v$  を計算に入れずに、之を零として、以下に於ける  $AC$  線の代りに  $AB$  線を用ひてもよい。いづれにしても、此の場合に、腹鐵筋に於ける應力は、鐵筋の許容張應力よりも小さい。

若し  $\Delta M_b$  が  $\Delta M_I$  よりも小さければ、 $v_1$  の間に於て、

$$\Delta M_I - \Delta M_b = \Delta M_v$$

丈の彎曲率の變化を筋筋で負擔させなければならない。 $v_1$  の間に於て、此の  $\Delta M_v$  を受けるに必要な筋筋の全斷面積  $A_v$  は、(5a) 式により、

$$A_v = \frac{\Delta M_v}{\sigma_s z}$$

である。此の筋筋は  $v_1$  の間に等間隔に配置する。與へられた  $\Delta M_v$  に對して筋筋の直徑及數を選ぶには、第23表を利用する事が便利である。尚ほ、此の場合、規定により、筋筋の直徑は 6 mm 以上、中心間隔は桁の有效高さの  $\frac{1}{2}$  以下にしなければならない。

次に、曲鐵筋の配置を定める爲に、斷面  $I-I$  に於ける  $\overline{BC}$  を  $\Delta M_v$  に等しく取り、曲鐵筋で負擔すべき残りの部分  $\overline{CD}$  を 1箇所で曲上げる曲鐵筋の断面積に比例する様に分ける。夫等の分點の中央點の各々を通つて、 $AC$  線に平行な直線を引き、彎曲率圖との交點を定める。第129圖は、同徑の曲鐵筋を、1箇所で 1 本曲上げる場合を示すもので  $\overline{CD}$  を 3 等分し、それ等の等分點の中央點  $E$ ,  $F$  及  $G$  から、 $AC$  線に平行な直線を引いて、彎曲率圖との交點を夫々、 $E'$ ,  $F'$  及  $G'$  としてある。 $E'$ ,  $F'$  及  $G'$  等から、鉛直線を引き、桁高さの中央にある基線  $N-N$  と夫々  $E''$ ,  $F''$  及  $G''$  に於て交らしめ、 $E''$ ,  $F''$  及  $G''$  を通つて  $N-N$  と  $45^\circ$  の角をなす線にたいして、 $\beta$  なる角をなす線が、曲鐵筋を配置すべき位置である。若し、曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ひる時には  $\beta = 0$  である。

曲鐵筋の配置を定めるに用ひる基線  $N-N$  を桁高の中央に置くのは、標準示方書の規定第八十七條(4) によるものである (§ 242. 参照)。

(8) 曲鐵筋の曲上げ點に於ける抵抗偶力の力率の検査 以上の如くして定めた曲鐵筋の曲上げ點に於ける抵抗偶力の力率は、夫等の點に於ける彎曲率よりも大きくなければならない。之を検査するには、第129圖に示す如く、曲鐵筋の曲上げ點に於て、曲上げずに残つて居る筋筋による抵抗偶力の力率圖を書いて彎曲率圖と比較してみればよい。

今、曲鉄筋の曲上げ點に於て、曲上げずに残つて居る抗張鉄筋の断面積を  $A_{s1}$  とすれば、其の點に於ける、鐵筋による抵抗偶力の力率  $M$  は次式で計算出来る。

(32) 式の計算に用ゐる  $z$  の値は、近似的に、矩形断面及 T 形断面の柄に對して、夫々  $\frac{7}{8}d$  及  $\left(d - \frac{t}{2}\right)$  を用ひてよい。

鐵筋による抵抗偶力の力率圖は第129圖の如く、階段形の線であらはされる。此の抵抗偶力の力率圖が彎曲率圖の線外にあれば、彎曲率に對して充分な抵抗力を有する。若し抵抗偶力の力率圖が彎曲率圖の線内に來れば、其の點で抵抗偶力の力率が不足する。之は、最初の曲上げ點の位置があまり桁の中央に近い時、餘り直徑の大きい抗張鐵筋を使用する時、又は桁の中央附近に充分鐵筋を使用しない時などに起る。斯の如き場合には充分な抵抗偶力の力率を有する迄曲鐵筋の曲上げ點を支點の方にすらさなければならぬ。此の場合、第129圖に於ける  $v_2$  の長さを、すらす長さ丈大きく取つて、再び作業をやり直してもよいが、それが面倒であると云ふならば、曲鐵筋の曲上げ點を總てすらして、斷面 I—I と最初の曲上げ點の間に必要な丈の肋筋を配置してもよい。但し、本項に述べた方法によつて曲鐵筋の配置を定めた時に、曲上げ點に於て抵抗偶力の力率が不足するのは、寧ろ特別の場合である。

例題

幅が 51 cm である矩形断面の単桁が、第 131 図の様な荷重を受ける時、桁の断面及び腹筋筋の配置を決定せよ。但し許容応力は  $\sigma_a = 60 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_c = 1,200 \text{ kg/cm}^2$  とする。

解

支點に於ける反力  $A$  及  $B$  は

$$A = \frac{1}{2}(8\ 320 + 6\ 960) + \frac{21\ 440 \times 440}{520} = 25\ 781 \text{ kg}$$

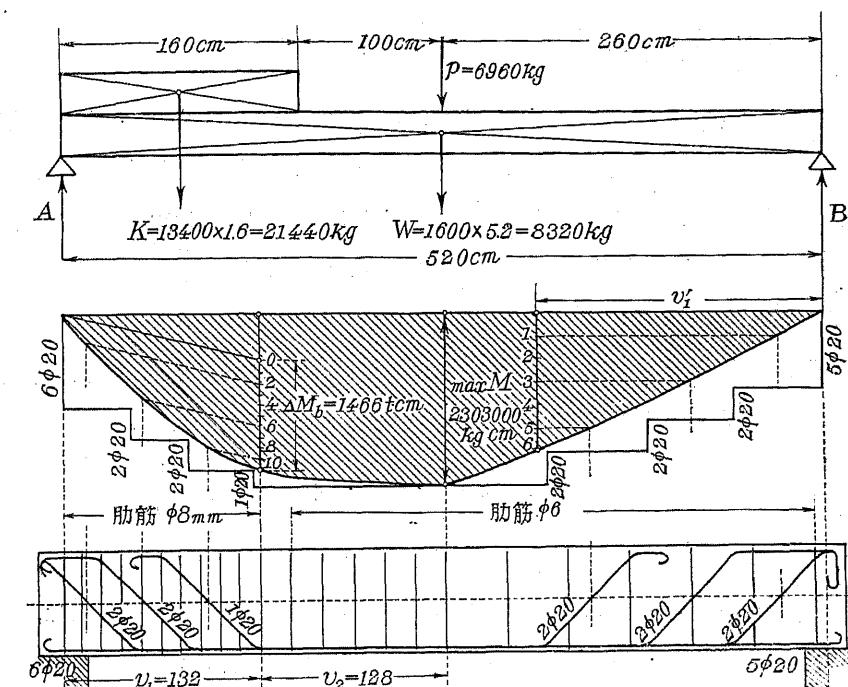
$$B = \frac{1}{2}(8\ 320 + 6\ 960) + \frac{21\ 440 \times 80}{520} = 10\ 939 \text{ kg}$$

最大彎曲率は集中荷重  $P$  の断面に起る。最大彯曲率  $M_{max}$  は

$$M_{max} = 10\,939 \times 260 - \frac{1}{2} \times 1\,600 \times \frac{260^2}{100} = 2\,303\,000 \text{ kg cm}$$

第II表により、與へられた許容應力に對して、 $C_1 = 0.301$ 、 $C_2 = 0.00323$  であるから

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{L}} = 0.301 \times \sqrt{2\,303\,000 \div 51} = 64.0 \text{ cm}$$



篇 131 簡

$$A_2 \equiv C_2 \sqrt{M b} = 0.003\ 23 \times \sqrt{2\ 303\ 000 \times 51} = 34.98 \text{ cm}^2$$

$11 \phi 20\text{ mm}$  を使用すれば、

$$A_1 = 34.56 \text{ cm}^2$$

(第24表)

### 第10表により

$$z = 0.857 \text{ } d = 54.8 \text{ cm}$$

左の支點に於ける剪應力  $\tau_4$  は、

$$\tau_A = \frac{S}{b z} = \frac{25\,781}{51 \times 54.8} = 9.22 \text{ kg/cm}^2$$

右の支點に於ける剪應力  $\tau_B$  は、

$$\tau_B = \frac{10\,939}{51 \times 54.8} = 3.9 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_4$  は  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上,  $14 \text{ kg/cm}^2$  以下である。依つて、桁の左側の部分に於ける全剪應力は助筋及曲鐵筋を併用して之を負擔させる事にする。

支點 A を越えて碇着すべき鐵筋に必要な斷面周長の和は、(29) 式により、

$$U = \frac{S}{2\tau_0 z} = \frac{25781}{2 \times 5.5 \times 54.8} = 42.7 \text{ cm}$$

第26表により  $\phi 20 \text{ mm}$  の鉄 7 本に對して、 $U = 43.98 \text{ cm}$  であるから、7 本を支承を越えて碇着すべき計算になるが、鉄の直徑が、 $20 \text{ mm}$  であるから、11 本の抗張鐵筋のうち、6 本を支點を越えて碇着すれば充分である。依つて残り 5 本を曲鐵筋として利用する。然れば、 $A_v = 15.71 \text{ cm}^2$  である。抗張主鐵筋は、最初の曲點で 1 本、次に 2 本づつ 2 間所、都合 3 間所で曲上げるとする。

最初の曲點は、彎曲率が、 $\frac{10}{11} M_{max} = \frac{10}{11} \times 2303000 = 2094000 \text{ kg cm}$  以下になつた斷面にしなければならない。此の斷面と支點 A との距離を  $v_1 \text{ cm}$  とすれば、

$$2094000 = 25781 v_1 - \frac{1}{2} (1600 + 13400) \frac{v_1^2}{100}$$

故に、 $v_1 = 132 \text{ cm}$  ∴  $v_2 = 260 - 132 = 128 \text{ cm}$

$v_2$  の間に於ては、肋筋で全剪應力を負擔させる。 $v_2$  の間に於ける彎曲率の變化は、

$$\Delta M_{II} = 2303000 - 2094000 = 209000 \text{ kg cm}$$

故に、(31) 式により、

$$\sigma_s A_v = \frac{\Delta M_{II}}{z} = \frac{209000}{54.8} = 3810 \text{ kg}$$

第23表により、直徑 6 mm の U 形肋筋 6 本を選べば、 $\sigma_s A_v = 4100 \text{ kg}$  である。 $v_2$  の間に於ける肋筋の配置は、第129圖の場合の様にする。

$v_1$  の間に於ける彎曲率の變化は、 $\Delta M_I = 2094000 \text{ kg cm}$  である。曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ゐるとすれば、 $\phi 20 \text{ mm}$  の曲鐵筋 5 本にたいして、第22表により、 $\frac{\sigma_s A_b}{0.707} = 26750 \text{ kg}$  であるから、(15) 式により、

$$\Delta M_b = 26750 \times 54.8 = 1466000 \text{ kg cm}$$

依つて、肋筋で負擔すべき彎曲率の變化  $\Delta M_v$  は、

$$\Delta M_v = 2094000 - 1466000 = 628000 \text{ kg cm}$$

$$\therefore A_v \sigma_s = \frac{628000}{54.8} = 11450 \text{ kg}$$

第23表により、 $\phi 8 \text{ mm}$  の肋筋 10 本を選べば、 $A_v \sigma_s = 12000 \text{ kg}$  である。是等の肋筋を等間隔に配置すれば、その中心間隔は  $v_1 \div 9 = 132 \div 9 = 14.7 \text{ cm}$  で、桁の有效高さの  $\frac{1}{2}$  より

りも小さい。

曲鐵筋の配置を定めるには、第131圖に於て  $\overline{0,10}$  を  $\Delta M_b = 1466000 \text{ kg cm}$  に取つて、第129圖の場合に説明した様にすればよい。即ち、 $\overline{0,10}$  を曲鐵筋の數の 2 倍の數に等分し、點 9, 6, 及 2 を通りて、AO に平行線を引いて彎曲率圖との交點を求め、是等を通る鉛直線と桁高の中央の基線との交點を通つて曲鐵筋を配置する。

抗張鐵筋の曲點に於ける鐵筋による抵抗偶力の力率は、

最初の曲點に於て、

$$M = \sigma_s A_{s1} z = 1200 \times \frac{10}{11} \times 34.56 \times 54.8 = 2070000 \text{ kg cm}$$

第2番目の曲點に於て、

$$M = 1200 \times \frac{8}{11} \times 34.56 \times 54.8 = 1655000 \text{ kg cm}$$

支點 A に最も近い曲點に於て、

$$M = 1200 \times \frac{6}{11} \times 34.56 \times 54.8 = 1345000 \text{ kg cm}$$

是等の値によつて、圖の如き階段形の抵抗偶力の力率圖が得られ、曲鐵筋の曲點に於て、充分な抵抗力率を有するやが検査出来る。

右の支點に於ては、 $\tau_B$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下であるから、桁の右半分に對しては、腹鐵筋に就いての計算を要しない。抗張主鐵筋の數の  $\frac{1}{3}$  以上を支點を越えて碇着すべきであるから、5 本を支點を越えて碇着し、残り 6 本を、彎曲率に對して餘裕の出來た點で 2 本づつ 3 間所で曲上げて、曲鐵筋として利用する。

支點 B から最初に抗張鐵筋 2 本を曲げ上げ得る點までの距離を  $v'_1 \text{ cm}$  とすれば、

$$2303000 \times \frac{9}{11} = 10939 v'_1 - \frac{1}{2} \times 1600 \times \frac{v'_1^2}{100}$$

$$\therefore v'_1 = 202 \text{ cm}$$

故に、 $v'_1 = 202 \text{ cm}$  の斷面に於ける彎曲率  $\overline{0,6}$  を 6 等分し、圖の如くして曲鐵筋を配置する。

尚ほ、桁に於ては、常に肋筋を配置しなければならないから、直徑 6 mm の肋筋を桁の有效高さの約  $\frac{2}{3}$  の中心間隔に配置する。

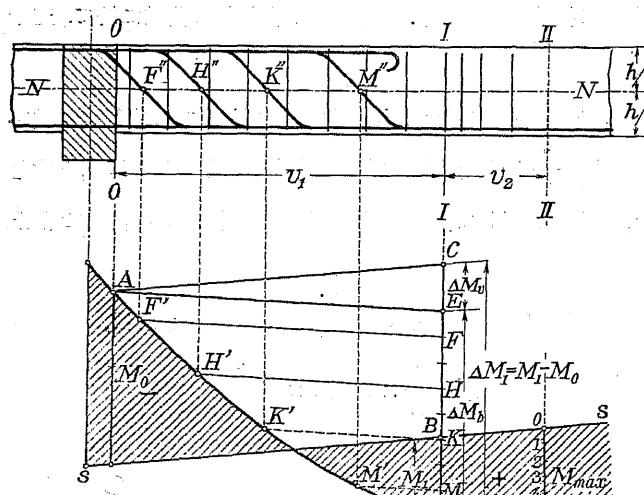
§ 245. 桁の高さが一定である場合彎曲率圖を用ひて固定支承部又は連續桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置を決定する方法

連續桁の端支承部に於ては、ハウチを附ける事が靜力學上必要で無いから、多くの場合、ここで桁の高さを大きくしない。此の場合、端支承部に於ける腹鐵筋の配置は、§ 244. に述べた自由支承桁の場合と同様にすればよい。

固定支承部又は連續桁の内部支承部等に於ては、ハウチを附けて、桁の高さを大きくするのが普通である。然し、例へば壁桁などの様に桁の高さが充分大きい時とか、又は、桁高さに制限がある爲に、支承部に於て桁高さを増加する代りに幅を大きくして、必要な強度を得させる様な場合には、支承部に於て桁の高さを増加しない。但し、固定支承部又は連續桁の内部支承部に於ては、最大彎曲率と最大剪力とが同時に起るから、支承部にハウチを附けて桁の高さを増加しない時には、斜張應力に適應する様に水平な抗張主鐵筋を曲げて曲鐵筋として利用する事が困難である場合が多い。依つて、特別に曲鐵筋の働きをする腹鐵筋を添加しなければならないことが屢々ある。

桁の高さが一定である場合、彎曲率圖を用ひて、突桁の固定支承部又は連續桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置を決定する方法は、§ 244. の自由支承桁の場合とほぼ同様である。

第132圖の下部は連續桁が或る荷重を受けた場合の彎曲率圖であつて、 $ss$  線は、彎曲率圖の基線である。



第132圖 彎曲率圖を用ひて高さが一定な桁の固定支承部に於ける腹鐵筋の配置を定める方法

さコンクリート中に挿入して、之を碇着する必要ある事は勿論である (§ 254. 参照)。

第132圖に於て、断面IIは正の最大彎曲率が生ずる断面であつて、

$$M_{max} = \overline{0.6}$$

である。断面IIに於て、正鐵筋として同徑の圓鉄 6 本を使用するものとすれば、長さ  $\overline{0.6}$  を 6 等分し、點5を通りて彎曲率圖の基線  $ss$  に平行線を引き、彎曲率圖との交點Dを定める。Dを通る鉛直断面をI-Iとする。断面I-Iと断面II-IIとの距離  $v_2$  の間では正鐵筋を曲上げる事が出来ないから、 $v_2$  の間に於ては筋筋を使用して斜張應力を受けさせなければならない。 $v_2$  の間に於ける筋筋の必要な断面積は、(5a)式により、

$$A_v = \frac{\Delta M_{II}}{\sigma_s z} = \frac{\frac{1}{6} M_{max}}{\sigma_s z}$$

である。全断面積が  $A_v$  である様に筋筋の配置を適當に決定する事は、§ 244. の (6) に述べた通りである。

次に、断面I-Iから支承迄の間に於て、腹鐵筋で受けさせる彎曲率の變化としては、固定支承又は鐵筋コンクリート柱などと結合されて居る連續桁の内部支承に於ては、断面Iから支承縁端の断面までの距離  $v_1$  の間に於ける彎曲率の變化を取ればよい。如何となれば、固定支承又は鐵筋コンクリート柱と結合されて居る連續桁の支承部に於ては、支承部に於て大きい圧力を受けて居るから、桁の傾斜亀裂が固定支承部又は柱の中に進む事が出来ないからである。今、支承縁端の断面に於ける彎曲率を  $M_0$  とすれば、 $v_1$  の間に於ける彎曲率の變化  $\Delta M_I$  は、

$$\Delta M_I = M_I - M_0$$

で、今の場合  $M_0$  は負であるから、第132圖に於て、

$$\Delta M_I = M_I - M_0 = \overline{CD}$$

である。第132圖に於てC點を定めるには、A點を通りて、 $ss$  に平行な線を引き、断面Iとの交點を求めればよい。

正鐵筋 6 本の内、其の  $\frac{1}{3}$ 、即ち 2 本を曲上げずに直線の儘支承上に達せしめ、残り 4 本を曲鐵筋として利用するものとすれば、 $v_1$  の間に於ける曲鐵筋の断面積  $A_b$  は既知となる。今、曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ゐるとすれば、 $A_b$  で負擔し得る彎曲率の變化は、(15)式により、

$$\Delta M_b = \frac{\sigma_s z A_b}{0.707}$$

である。依つて、 $v_1$  の間に於て筋筋が負擔すべき彎曲率の變化  $\Delta M_v$  は、

$$\Delta M_v = \Delta M_I - \Delta M_b$$

である。此の  $\Delta M_v$  に對して必要な筋筋の断面積は、(5a)式により、

$$A_v = \frac{4M_v}{\sigma_s z}$$

$A_v$  に相當する筋の太さ及數を第23表によつて適當に選び、之を等間隔に配置する。

曲鐵筋の配置を定めるには、第132圖に於て、 $\Delta M_b = \overline{DE}$  に取つて  $E$  點を定め、 $\overline{ED}$  を1箇所で曲上げる斷面積に比例する様に分ける。圖に於ては4本の曲鐵筋を4箇所で曲上げるものとし、 $\overline{ED}$  を4等分してある。斯くて分けた部分の中央點（圖に於て  $F, H, K, M$ ）を通つて、 $AE$  線に平行線を引き、彎曲率圖との交點を求め、是等の點を通る鉛直線が桁高さの中央線  $NN'$  と交る點を通つて曲鐵筋を配置する。

### § 246. 彎曲率圖を用ゐてハウチを有する固定支承部又は連續桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置を決定する方法

第133圖は、支承部に於てハウチを有する連續桁の、ハウチの部分に於ける腹鐵筋の配置

を決定する方法を示す。

桁の高さが一定な部分に於ける腹鐵筋の配置は、§ 245. に述べた通りにすればよい。

ハウチの附いて居る部分の桁の長さ  $v$  の間に於て、腹鐵筋が負擔すべき彎曲率の變化  $\Delta M$  は、(22) 式に於ける  $\Delta M_s$  の値として(25)式の近似値を用ねば、

$$\Delta M = M_n - M_0 - \frac{s}{d_m} M_m$$

である。茲に、彎曲率は其の有する符號を考へて上式に入れなければならない。第133圖の場合に於て、

$M_0, M_m, M_n$  は凡て負であるから、 $\overline{CD} = M_n - M_0$  であつて、 $\overline{CE} = M_m - \frac{s}{d_m}$  にとれば、 $\overline{ED} = \Delta M$  である。依つて、 $v$  の間に於ける筋の總断面積を  $A_v$ 、

曲鐵筋の總断面積を  $A_b$  とすれば、(26)式により、

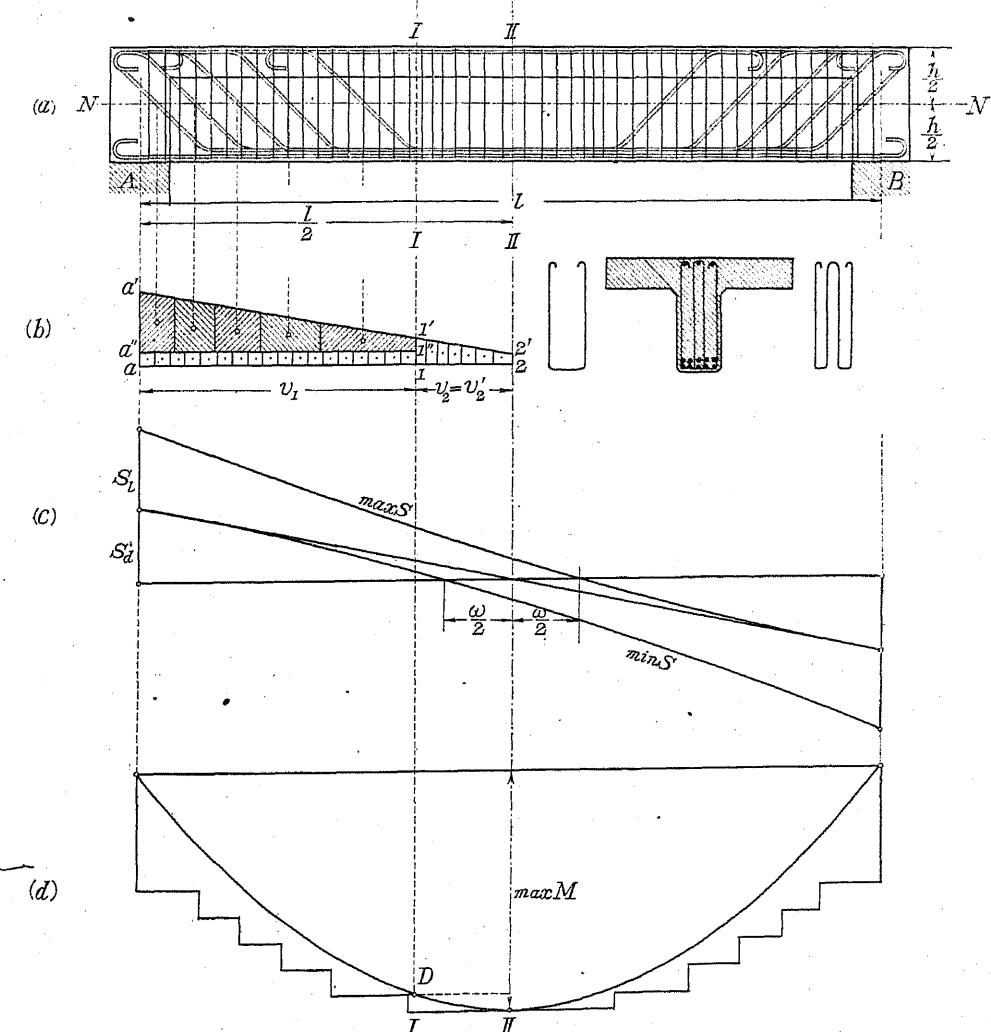
$$\frac{\Delta M}{\sigma_s z} = A_b + A_v \frac{\cos \beta}{0.707}$$

であつて、筋及曲鐵筋の配置を定める事は § 245. の場合と同様にすればよい。圖は、 $v$  の間に於て2本の曲鐵筋を配置した場合である。大きいハウチを附ける場合には、計算上筋を

使用しないでよい場合が多い。此の場合には直徑 6 mm 以上の筋を桁の有效高さの  $\frac{2}{3}$  以下の間隔に使用する。

### § 247. 高さが一定である單桁に於て剪應力圖を用ひて腹鐵筋の配置を決定する方法

剪應力圖を用ひて腹鐵筋の配置を定める方法は、一般的であるけれども、腹鐵筋の斷面積に比例して、剪應力圖の面積を分ける事が甚だ面倒である。それで、此の方法を用ゐる時には、剪應力の變化を、之に近似な直線と假定するのが普通である。



第134圖 剪應力圖を用ひて單桁の腹鐵筋の配置を決定する方法

先づ死荷重及活荷重に對し、第134圖(d)及(e)に示すが如く、桁の最大彎曲率圖及最大最小剪力圖を書く。

第134圖(c)に示す如く、支間の中央部  $w$  の間に於ては、剪力は正又は負になるから、此の部分の剪應力は、筋筋まで負擔させなければならない。

次に、剪力圖から得られる各斷面の最大剪力によつて、各斷面に於ける最大剪應力を計算し、第134圖(b)の如く、最大剪應力圖を畫く。第134圖に於て、最大剪應力は、支點Aに於て  
 $\tau_A = \overline{aa'}$ 、支間の中央斷面II-IIに於て  $\tau_m = \overline{22'}$  である。

(1) 腹鉄筋に就いての計算が必要であるか否かの決定 支點 A に於ける最大剪應力  $\tau_A$  を計算すれば、此の桁の左側の部分に於て、腹鉄筋に関する計算が必要であるか、否かが決定出来る。之は、§ 244(1) に述べたと同様である。

$\tau_A$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下であれば、計算上腹筋を必要としない。此の場合に於ける腹筋は、§ 244. (2) に述べた様に、直徑 6 mm 以上の筋を桁の有效高さ以下の間隔に配置し、尚ほ、抗張筋の直徑が 20 mm 若くはそれ以下であればその數の  $\frac{2}{3}$  以下を、直徑が 20 mm 以上のは、筋の附着強度に對して差支へ無い丈の數を、彎曲率に對して餘裕の出來た數個所で、適當に曲上げて、曲筋として配置すればよい。

$\tau_A$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  以上であれば、桁のコンクリート断面を増大して、 $\tau_A$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  以下になる様にする。依つて、 $\tau_A$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上、 $14 \text{ kg/cm}^2$  以下の時に、腹筋筋に關する計算が必要になる。

以下に於ても、§ 244. (3) の場合と同様に、最大剪應力が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過する時には、桁の其の側に於ける全剪應力を腹鐵筋で負擔する様に、腹鐵筋を插入する事にする。

(2) 肋筋のみで剪應力を負擔すべき部分の決定 最大彎曲率の断面（単桁の場合支間の中央と假定してよい）と最初に抗張主鐵筋を曲上げ得る断面との距離  $v_2'$  を求めるには、§ 244. (5) の場合と同様に、第 134 圖(d) の最大彎曲率  $m_{max} M$  を此の断面に於ける抗張主鐵筋の断面積に比例して分ち、最初に曲上げる鐵筋の分點から、彎曲率圖の基線に平行線を引いて彎曲率圖と交る點 D を定めればよい。 $v_2'$  の間は剪應力を肋筋のみで負擔させなければならぬ。

又、第134圖(c)に於て、剪應力が正負の符號を有する  $\frac{w}{2}$  の部分も、助筋のみで剪應力を負擔させなければならない。

故に、断面  $II$  と、 $v_2'$  及  $\frac{w}{2}$  の何れか大きい方の距離にある断面との間は、筋のみを使用する。

今、断面 II から  $v_2'$  及  $\frac{w}{2}$  の大きい方の距離にある断面を I—I とし、是等 2 断面の距離を  $v_2$  とする。第 134 図(c) に於ては  $v_2' > \frac{w}{2}$  であるから、 $v_2 = v_2'$  に取つてある。然れば、 $v_2$  の間が、筋のみで全剪應力を負擔すべき部分である。

(3) 肋筋のみを使用する部分に於ける肋筋の断面積及其の配置 今、断面 II と断面 I との間に於ける剪应力圖の面積を  $A_{\tau\tau}$  とすれば、 $v_2$  の間に於て、肋筋の必要な全断面積  $A_r$  は、(18) 式により、

$$A_v = \frac{b_0 A_{\tau v}}{\sigma}.$$

である。

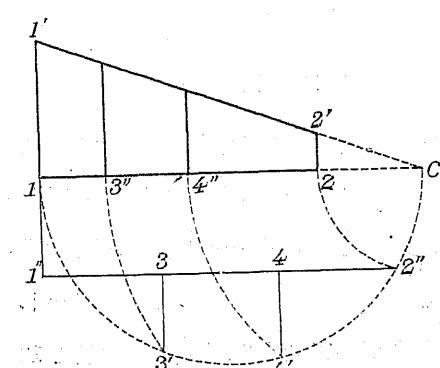
$A_v$  を計算したならば、§ 244.(6) の場合と同様に、直徑が 6 mm 以上、間隔が桁の有效高さの  $\frac{1}{2}$  以下の範囲である様に、筋筋の直徑、形及數を適當に定める。そして、此の筋筋の數に  $A_{vv}$  を等分し、 $\times$  面積の重心を通る鉛直線上に筋筋を配置する。

第134圖(b)の最大剪應力圖の $1' 2'$ 線が直線であれば、 $A_{\tau\tau}$ は梯形になるから、其の面積を求める事も、之がある數の等面積に分ける事も容易であるけれども、 $1' 2'$ 線は一般に曲線であるから、面積 $A_{\tau\tau}$ を求める事も、之を等面積に分ける事も、甚だ面倒である。依つて、簡単の爲に、普通、 $1' 2'$ 線を直線と假定する。斯く假定しても、普通の場合充分安全な結果が得られる。

今  $1' 2'$  線を直線であると假定すれば、

$$A_{\tau v} = \frac{v_2}{2} (\tau_I + \tau_{II}) = \frac{v_2}{2} \cdot (\overline{11'} + \overline{22'})$$

である。



萬 135 圖

梯形  $1' 2' 2$  の面積を  $n$  等分するには、次の圖式解法が便利である。第135圖に於て、 $1' 2'$  線を延長して、 $12$  線との交點  $c$  を求め、 $\overline{1c}$  を直徑とする圓を書き、之と  $c$  點を中心として  $\overline{c2}$  を半徑とする圓との交點  $2''$  を定める。 $2''$  點から線  $12$  に平行な直線を引き、 $1' 1$  線の延長と  $1''$  點で交らせる。 $1'' 2''$  を  $n$  等分し（圖には 3 等分する場合を示す）、等分點から  $1'' 2''$  線に垂直線を立て、 $1c$  を直徑とする半圓と  $3', 4', \dots$  等で交らせる。

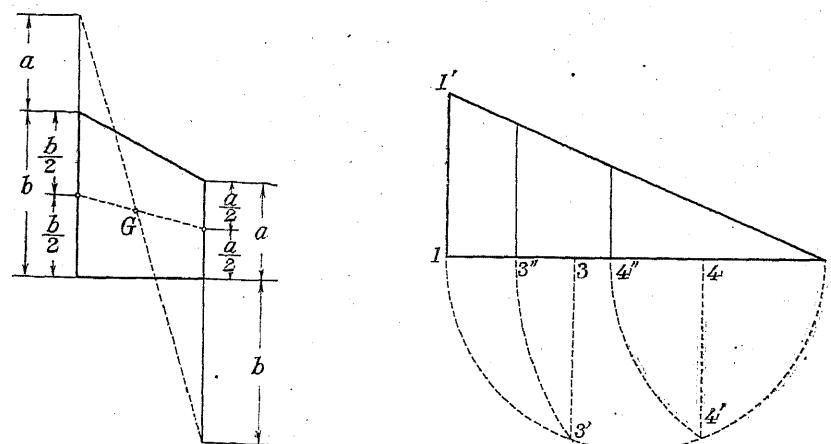
$c$ を中心として、 $\overline{c3'}$ ,  $\overline{c4'}$ ……を半徑とする圓を書き、 $1c$ 線との交點 $3'', 4''$ ……を定め；是等の點に於て $1c$ 線に垂線を立てれば、梯形 $11'2'2$ の面積が $n$ 等分される。

梯形 $11'2'2$ の面積を肋筋の斷面積に比例して分けむとする時（例へば異つた直徑、形又は1断面に於て數本の肋筋を使用する様な場合）には、以上的方法に於て、 $\overline{1''2''}$ を等分する代りに、之を肋筋を配置すべき順序に、それ等の斷面積に比例して分けた分點を $3, 4, \dots$ 等とすればよい。

以上の如くして梯形面積をある比に分ける方法は、曲鐵筋各個の斷面積に比例する様に剪應力圖の梯形面積を分ける時にも利用出来る事は勿論である。

斯くして分たれた剪應力圖の面積は矢張梯形である。次に、是等の面積の重心を求め、夫等を通る鉛直線上に肋筋を配置する。

分たれた梯形の重心を求めるには第136圖の如く作圖すればよい。然し、此の手數を省くために、近似的に、第135圖の $\overline{13''}, \overline{3''4''}, \dots$ の中點を通る鉛直線上に肋筋を配置してもよい。



第136圖

第137圖

肋筋又は曲鐵筋で負擔すべき剪應力圖が3角形である時、之を鐵筋の斷面積に比例する様に分けるには、第137圖の様に作圖すればよい。第137圖に於て、（圖は3角形 $11'2$ の面積を3等分する場合を示す） $12$ を鐵筋の斷面積に比例して分けた分點 $3, 4, \dots$ を定め、是等の點に於て $12$ 線に垂線を立て、 $12$ を直徑とする圓と $3', 4', \dots$ にて交らせる。點 $2$ を中心として $\overline{23'}, \overline{24'}, \dots$ を半徑とする圓を書いて、 $12$ 線との交點 $3'', 4''$ を定め、是等の點に於て $12$ 線に垂線を立てれば、3角形 $11'2$ の面積が、鐵筋の斷面積に比例して分たれる。

(4) 曲鐵筋及肋筋を併用する部分に於ける是等の配置 支點と断面 $I$ との距離 $v_1$ の間に於て、使用し得べき曲鐵筋の數、從つて其の全斷面積 $A_b$ は § 224.(4) の如くして求める事が出来る。

然れば、曲鐵筋を、 $45^\circ$ の傾斜線に對して $\beta$ なる角をなす傾斜に使用する時、 $A_b$ で負擔し得る剪應力圖の面積 $A_{\tau b}$ は(19)式により、

$$A_{\tau b} = \frac{\sigma_s A_b}{b_0} \frac{\cos \beta}{0.707}$$

である。

此の $A_{\tau b}$ が剪應力圖の面積 $a a'1'1$ よりも大であれば、計算上肋筋を必要としない。此の場合曲鐵筋の配置を定めるには、先づ剪應力圖の面積を、抗張鐵筋を曲上げる順序に、曲上げる斷面積に比例する様に分ける。次に分たれた是等の面積の重心を求め、是等の重心を通る鉛直線と桁高さの中央に引いた基線 $NN$ との交點を通過する曲鐵筋を配置する。此の場合肋筋は計算上必要でないけれども、§ 224.(7)に述べた様に、標準示方書の規定によつて、桁に於ては、直徑6mm以上の肋筋を、桁の有效高さ以下の間隔に適當に配置する。依つて、腹鐵筋に於ける最大張應力は許容應力以下である。

最大剪應力圖の $a'1'$ 線は一般に曲線であるから、以上の作業を正確に行ふ事は甚だ面倒である。それで、前に述べた様に、簡単のために、 $a'1'$ 線を直線と假定する。然れば剪應力圖が梯形であらはされるから、面積 $a a'1'1$ を各個所で曲上げる曲鐵筋の斷面積に比例する様に分けるには、前に述べた圖式解法を應用するのが便利である。

$A_{\tau b}$ が、剪應力圖の面積 $a a'1'1$ よりも小さければ、曲鐵筋と肋筋とを併用して、全剪應力を負擔させなければならない。之が最も普通に起つて来る場合である。

此の場合肋筋で負担すべき剪應力圖の面積 $A_{\tau b}$ は、

$$A_{\tau b} = (\text{面積 } a a'1'1) - A_{\tau b}$$

である。

依つて、剪應力圖の $a'1'$ 線を直線と假定すれば、梯形 $a a'1'1$ の面積から、 $A_{\tau b}$ を減じた残りの面積を肋筋で受けさせねばよい。

$A_{\tau b}$ なる面積を圖に影線を施してある様に、底邊が $v_1$ である梯形に換算すれば $\overline{a''a'}$ 及 $\overline{1''1'}$ は次の様になる。

$$A_{\tau b} = \frac{v_1}{2} (\overline{a''a'} + \overline{1''1'})$$

$$\frac{aa' - \overline{11'}}{v_1} = \tan \alpha \text{ とすれば}$$

$$a''a' = v_1 \tan \alpha + \overline{11''}$$

$$\therefore A_{\tau b} = \frac{v_1}{2} (2 \times \overline{11''} + v_1 \tan \alpha)$$

$$\therefore \overline{11''} = \frac{1}{2} \left( \frac{2 A_{\tau b}}{v_1} - v_1 \tan \alpha \right)$$

然れば、剪應力圖に於て、梯形  $a''a'1'1''$  の面積に相當する剪應力を曲鐵筋で負擔せしめ、残りの矩形面積  $aa''1''1$  に相當する剪應力を肋筋で負擔せねばよい。

次に、曲鐵筋の配置を定めるには、先づ梯形  $a''a'1'1''$  を(3)に述べた圖式解法によつて、各個所で曲上げる曲鐵筋の斷面積に比例して分ける。圖には5個所で曲上げる場合が示してある。次に、分たれた面積の重心を求め、之を通る鉛直線と基線  $N-N$  との交點を求めて、是等の點に曲鐵筋を配置する。

$A_{\tau b}$  が小さい時には梯形  $a''a'1'1''$  の代りに3角形を用ゐる事になる場合がある。此の場合、曲鐵筋の配置は、以上の方法に準じて定めねばよい。

肋筋の負擔すべき剪應力圖の面積  $A_{\tau b}$  は、矩形  $aa''1''1$  であつて、 $A_{\tau b} = v_1 \cdot \overline{11''}$  である。然れば、肋筋の必要な斷面積  $A_v$  は、(18)式により、

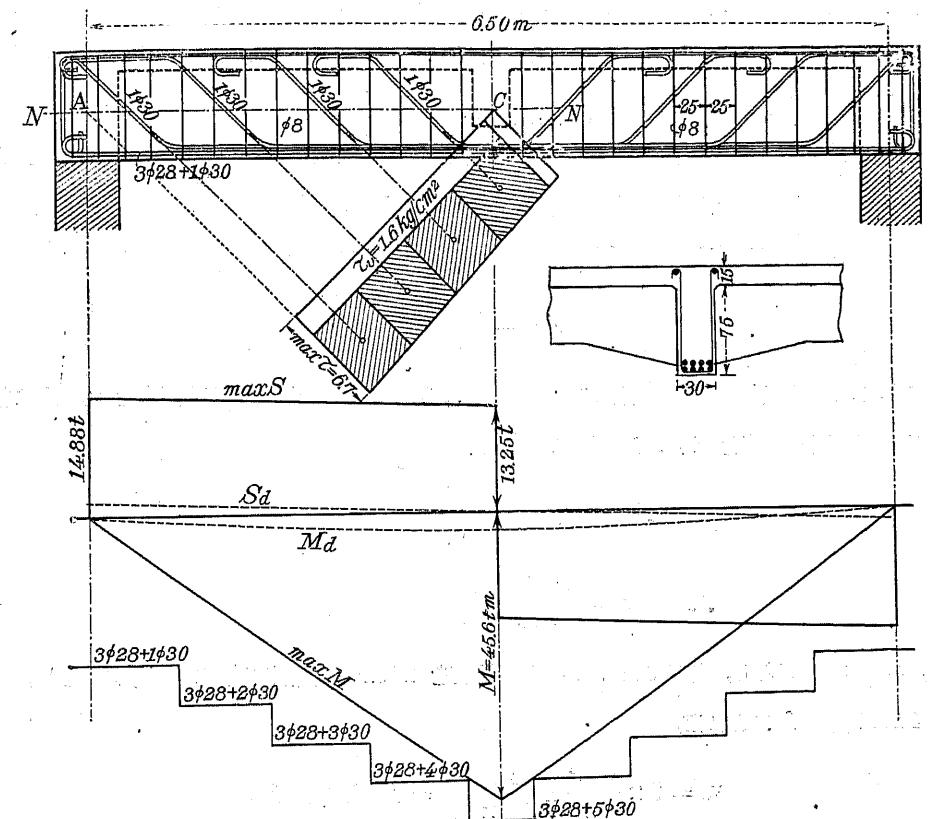
$$A_v = \frac{A_{\tau b} b_0}{\sigma_s}$$

である。依つて、 $v_1$  の間に於ては、直徑が6mm以上の肋筋を、桁の有效高さの  $\frac{1}{2}$  以下の等間隔に配置し得る様に、肋筋の直徑、形及數を適當に選んで、肋筋を等間隔に配置する。

利用し得べき曲鐵筋の全斷面積が小さく、従つて、曲鐵筋が負擔し得る剪應力圖の面積が比較的小さい時には、以上に述べた様に最大剪應力圖から曲鐵筋が負擔すべき面積を引き去る代りに、先づ適當な直徑及形の肋筋を  $v_1$  の間に等間隔に配置して  $A_v$  を計算し、是等の肋筋が負担すべき剪應力圖の面積を引き去り、残りの面積を曲鐵筋で負担せらる様にするのが便利な事もある。即ち  $\overline{aa''} = \frac{\sigma_s A_v}{v_1 b_0}$  によつて  $\overline{aa''}$  を求め、第134圖(b)に於て、最大剪應力圖の面積  $aa'1'1$  から矩形  $aa''1''1$  を引き去り、残りの面積を、各個所で曲上げる曲鐵筋の斷面積に比例して分けてもよい。

(5) 曲鐵筋の曲上げ點に於ける抵抗偶力の力率の検査 之は § 244.(8)の場合と同様に、抗張鐵筋による桁の抵抗偶力の力率圖を書き、之が、最大彎曲率圖の外にあるやを検すればよい。抵抗偶力の力率圖の一部が最大彎曲率圖の内に来る時の處置は、§ 244.(8)

の場合に準ずればよい。



第138圖 中央に小桁が載る兩端自由支承の大桁に於ける腹鐵筋の配置

第138圖は中央に小桁が載る兩端自由支承の大桁に於ける腹鐵筋の配置を示す。此の大桁に小桁の荷重が集中荷重として働く外に、桁の自重が等布荷重として働く。是等の荷重によつて生ずる最大彎曲率圖及最大剪力圖が圖の下部に示してある。今の場合、等布荷重の影響は集中荷重の影響よりも小さいから、圖に於て剪力は桁の中央から支承までほぼ一定になつて居る。故に、腹鐵筋は桁の全支間に對してほぼ齊等に配置すべき事になる。

$\max \tau$  が  $6.7 \text{ kg/cm}^2$  であるから、支點から桁の中央迄の全剪應力を腹鐵筋で受けさせる事に於てある。第138圖に於ては、曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ゐるとして、剪應力圖の基線を  $NN$  線と  $45^\circ$  の角をなす直線に取つてある。斯くすれば、剪應力圖の面積を曲鐵筋各個の斷面積に比例して分けた面積の重心を通りて、此の基線に垂直な直線上に曲鐵筋を配置すればよい事になる。

腹鐵筋で負擔させる剪應力圖の面積は、小桁斷面の中央點 C から測らないで、小桁の側面からの面積を考慮すればよい。如何となれば、小桁から大桁に傳はる荷重は、小桁斷面の中央點 C に集中するものではなく、小桁の腹部の幅に分布して傳へられ、此の幅の間で剪應力が急に變化しないからである。

第138圖は、先づ肋筋の大きさ及配置を假定し、剪應力圖の面積から肋筋が負擔すべき剪應力圖の面積を減じた残りの面積を曲鐵筋で受けさせる様にして、腹鐵筋の配置を定める方法を示すものである。肋筋が受けける剪應力圖の面積は(18)式により、

$$A_{\tau_v} = \frac{\sigma_s A_v}{b_0}$$

であるから、1個の肋筋の斷面積を  $A_{v1}$ 、間隔を  $s$ 、1本の肋筋が受けける剪應力を  $\tau_v$ 、之に相當する剪應力圖の面積を  $A_{\tau_v}$ 、とすれば、

$$A_{\tau_v} = \tau_v s = \frac{\sigma_s A_{v1}}{b_0}$$

$$\therefore \tau_v = \frac{\sigma_s A_{v1}}{b_0 s}$$

今、 $b_0 = 30 \text{ cm}$  とし、直徑 8 mm の U 形肋筋を 25 cm の間隔に齊等に配置するとし、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$  にとれば、

$$\tau_v = 2 \times \frac{0.8^2}{4} \pi \frac{1200}{30 \times 25} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

故に、剪應力圖の面積から  $\tau_v = 1.6 \text{ kg/cm}^2$  である矩形面積を引き去つた部分、即ち圖に影線を施した剪應力圖の部分に於ける剪應力を曲鐵筋で受けさせなければならない。今、直徑 30 mm の圓鉄 4 本を曲鐵筋として利用し得るものとすれば、

$$A_b = 4 \times 7.07 = 28.28 \text{ cm}^2$$

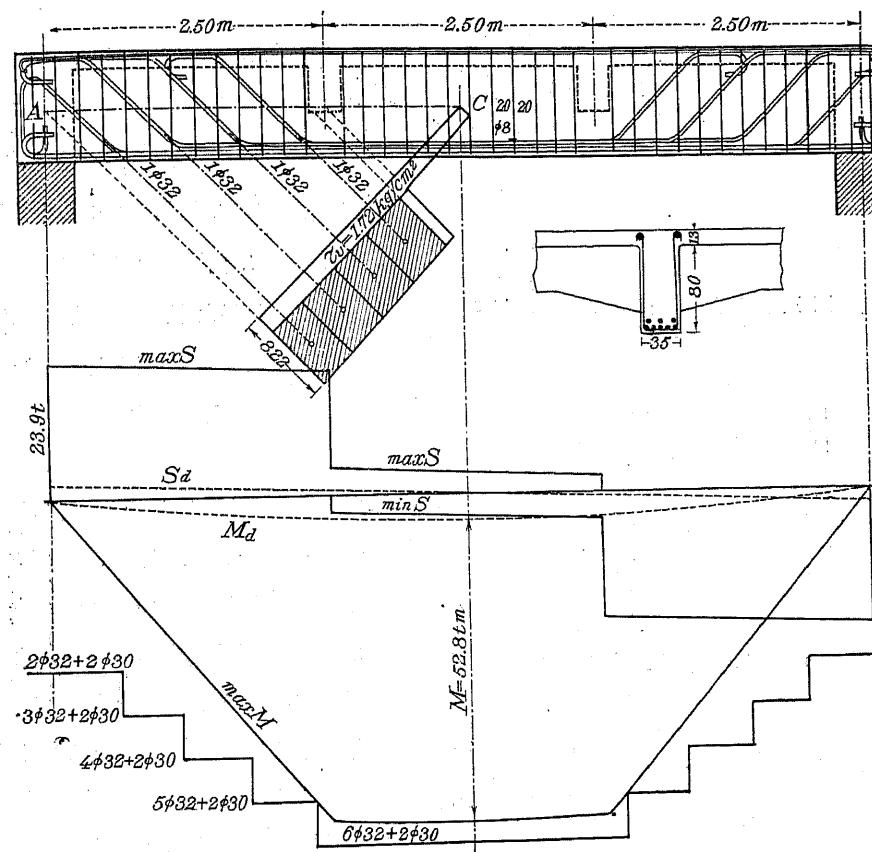
であるから、 $A_b$  で負擔し得る剪應力は、之を剪應力圖の面積であらはせば、曲鐵筋を 45° の傾斜に用ゐる時、(19)式により、

$$A_{\tau_b} = \frac{\sigma_s A_b}{0.707 b_0} = \frac{1200 \times 28.28}{0.707 \times 30} = 1600 \text{ kg}$$

然るに、圖に於て影線を施した面積であらはされる剪應力は  $(6.7 - 1.6) \times 310 = 1581 \text{ kg}$  以下であるから、4 本の曲鐵筋で充分である。依つて、影線を施した剪應力圖の面積を 4 等分し、其の等分した面積の重心を通りて剪應力圖の基線に垂直に引いた直線上に、曲鐵筋を配置する。

此の場合、曲鐵筋に於ける張應力は  $1200 \text{ kg/cm}^2$  以下である事は明白である。

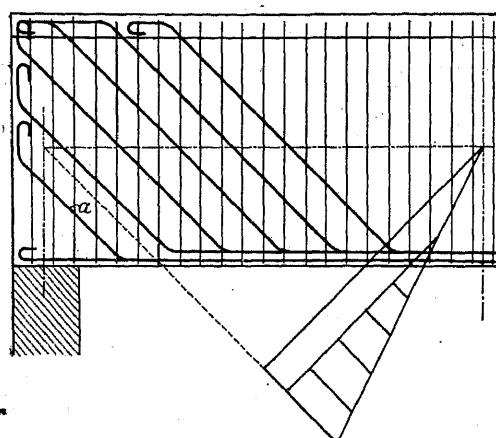
若し、4 本の曲鐵筋で、圖に影線を施した剪應力圖の面積で示される剪應力を受けるに不充分であれば、肋筋の太さ及間隔を適當に變へて、以上の方針を繰返す必要がある。



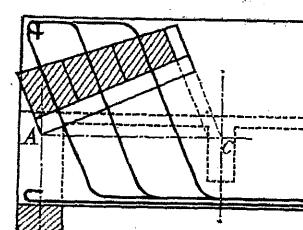
第139圖 支間の3等分點に小桁が載る兩端自由支承の大桁に於ける腹鐵筋の配置

第139圖は支間の3等分點に小桁が載る兩端自由支承の大桁に於ける腹鐵筋の配置を示す。小桁の間に於ける中央部には、活荷重の爲に正及負の剪力を生ずるから、此の部分の腹鐵筋としては、肋筋丈けを使用してある。其の他の部分の腹鐵筋の配置は第138圖の場合と同様にして決定したものである。

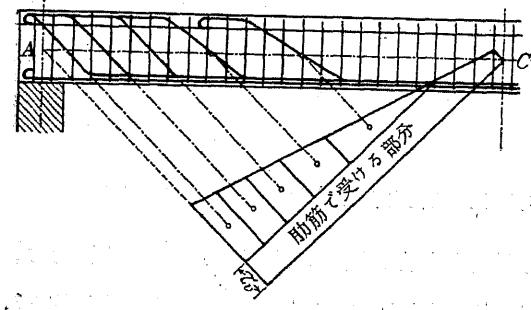
第140圖は高さの大きい壁桁が等布荷重を受ける場合の腹鐵筋の配置を示す。曲鐵筋は 45° の傾斜に用ひてある。桁の高さが非常に大きい爲に、剪應力圖を用ひて、曲鐵筋の配置を定める、圖の様に、支承の所に曲鐵筋の無い大きな部分が残る事になるので、圖に a と示してある



第140圖 等布荷重を受ける壁桁に於ける腹鐵筋の配置



第141圖 曲鐵筋を急傾斜に使用した大桁



第142圖 曲鐵筋を45°より緩い傾斜に用いる場合

次は $37^{\circ}$ 、他は $45^{\circ}$ の傾斜に是等を配置したものである。

#### § 248. 剪應力圖を用ひて突桁の腹鐵筋配置を決定する方法

第143圖乃至第150圖は、剪應力圖を用ひて、集中荷重を受ける突桁及等布荷重を受ける突桁の腹鐵筋配置を決定する方法を示す。桁の断面は矩形で、曲鐵筋の配置を設計するに用ゐる

様に、更に水平鐵筋を曲上げて剪應力を受ける様にしてある。此の場合曲鐵筋 $a$ の端は、普通の方法で抗壓コンクリートに碇着する事が出來ないから、支點を越えた點で圖の様に曲げて碇着する。

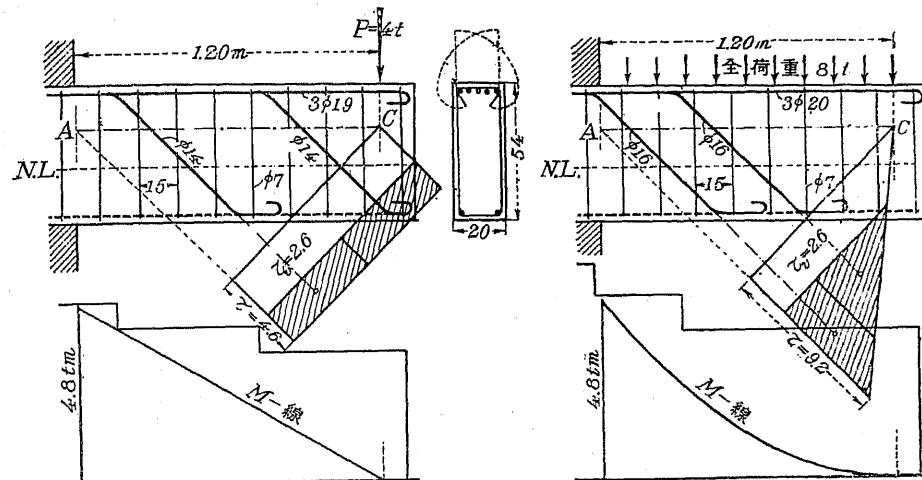
第141圖は、桁高さが大きく、支間が比較的小さい壁桁が2つの小桁を受けて居つて、曲鐵筋を $45^{\circ}$ の傾斜に使用しては満足な結果が得られないから、約 $66^{\circ}$ の傾斜に用ひた場合を示す。曲鐵筋の配置を設計するに使用する基線は、桁の抗張部の高さの中央に置き、剪應力圖の基線を水平線に對し $90^{\circ} - 66^{\circ} = 24^{\circ}$ に引いてある。

支間が大きく高さの低い桁では、桁の中央部で曲鐵筋の傾斜を $45^{\circ}$ よりも緩にするのが適當である場合が多い。

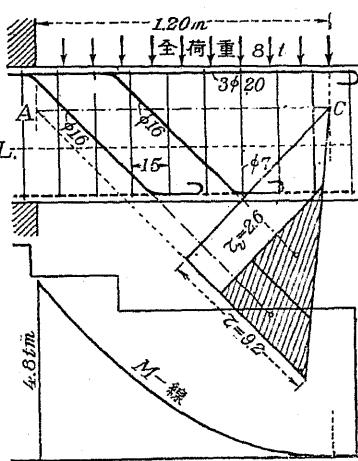
第142圖は斯の如き場合を示したものである。剪應力圖を普通の位置に書き、筋筋で負擔すべき $\tau_0$ を引いた残りを曲鐵筋各個の断面積に比例する様に分け、分けた面積の重心點を通りて、剪應力圖の基線に垂直な線を引いて桁高の中央線との交點を求め、此の點を通じて、桁の中央に最も近い曲鐵筋は $30^{\circ}$ 、

基線は断面の中立軸と抗張鐵筋断面の重心との中央に置いてある。之は、此の基線を桁高さの中央におくと、曲鐵筋を餘り固定支承に近く用ゐる事になり、彎曲率に對する強度が不足するから、之を避ける爲の實際上の考慮によるのである。

第143圖は桁高さの一定な突桁が1つの集中荷重を受ける場合である。桁の自重を無視すれば、剪力は集中荷重の載る點から固定支承まで一定であり、剪力圖は矩形になる。彎曲率は荷重點から固定支承まで直線的に増加する。第143圖に於ては、筋筋を等間隔に用ひ、筋筋が負擔す



第143圖



第144圖

べき剪應力圖の矩形面積を剪應力圖の面積から引いた残りの面積、即ち圖に影線を施した面積に相當する剪應力を2本の曲鐵筋で受けさせてある。之は第138圖に就いて述べたと同様な方法である。曲鐵筋の曲點に於て、彎曲率に對して充分な抵抗力率を有するかを検する必要がある。之は、§ 224. (8) に述べた様に、

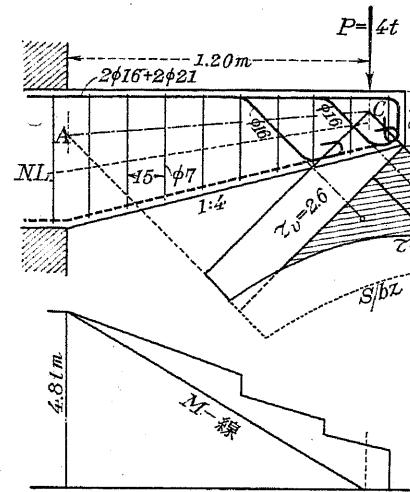
$$M = A_s \sigma_s \left( d - \frac{x}{3} \right)$$

の値を計算して、此の抵抗偶力の力率を圖示するのが便利である。此の際  $(d - \frac{x}{3})$  の値は、簡単と安全との爲に、固定支承部に於ける値を用ゐる。此の圖の様に、抵抗偶力の力率圖が、彎曲率圖の外にあれば、彎曲率に對して充分安全である。

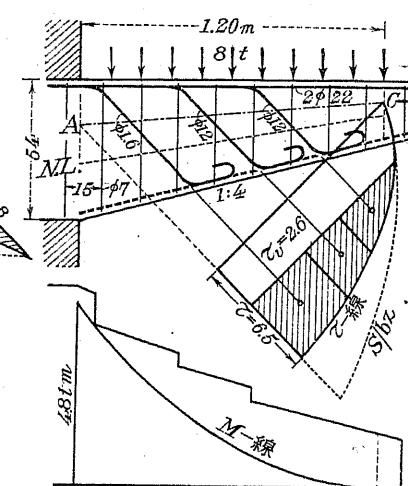
第144圖は等布荷重を受ける突桁の場合で、彎曲率圖は抛物線形になり、剪力は放端から固定支承まで直線的に増加する。固定支承に於ける彎曲率は第143圖の場合と同じであるが、剪力の値は第143圖の場合の2倍になつて居る。剪應力圖は、 $\tau = 9.2 \text{ kg/cm}^2$  なる高さを有する

3 角形になる。第143圖の場合と同じ丈の肋筋を用ゐるとして、剪應力圖の面積から  $\tau_d$  に相當する面積を引き、残りの面積に相當する剪應力を 2 本の曲下げ鐵筋で受けさせるとすれば、圖の様に、第 1 の曲點が支承上に來るから、此の曲鐵筋は負變曲率を受ける鐵筋として働くかない。單に、曲鐵筋として働く爲に、特別に加へた鐵筋となる。

肋筋は上側の抗張主鐵筋に圍繞せしめなければならぬ。之が爲には第143圖に示してある様にするのが便利である。先づ U 形の肋筋を型の中に据ゑ、之と圖に破線で示した組立鐵筋とを鐵線で結び付ける。次に負鐵筋を肋筋の中に入れ、肋筋の破線で示してある部分を破線で示してある様に折曲げて閉合した肋筋を作り、之に負鐵筋を緊結する。



第 145 圖



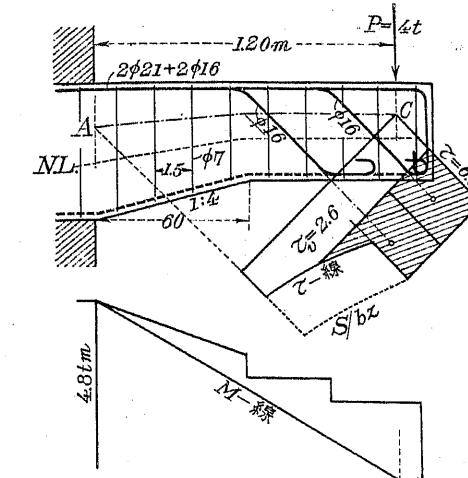
第 146 圖

第145圖及第146圖は下側面が傾斜する突桁を示す。變曲率及剪力の値は、夫々第143圖及第144圖の場合と同じであるけれども、剪應力圖は是等と大分異つて居る。之は、 $\tau$  が桁の高さが變化する場合の § 225. の (33) 式

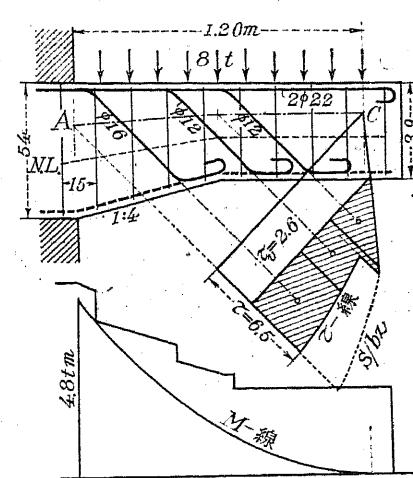
$$\tau = \frac{S}{bz} - \frac{M}{bz^2} \frac{7}{8} \tan \alpha$$

によつて計算されたからである。桁の高さが放端に近くづくに従つて減少するから、 $\frac{S}{bz}$  の値は圖の剪應力圖に點線で示してある様に放端に近づくに従つて増大する。之から  $\frac{M}{bz^2} \frac{7}{8} \tan \alpha$  を減じたものが腹鐵筋で受くべき剪應力になる。

剪應力圖が定まれば、腹鐵筋の配置を定める事は前に述べたと同様である。桁の高さが變化するから、抵抗偶力の力率圖は傾斜した階段形になる。

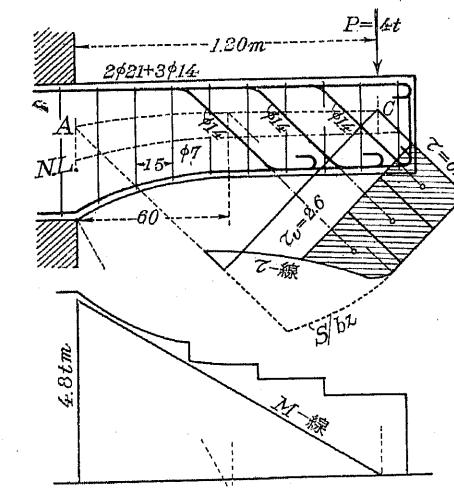


第 147 圖

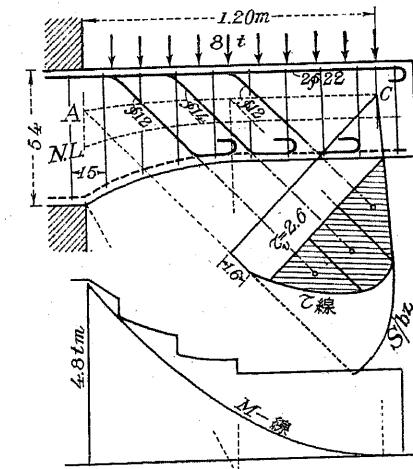


第 148 圖

第147圖及第148圖は、突桁の固定支承の部分に、1:4 の傾斜を有するハウンチを附け、残りの部分の桁高が一定である場合である。それで、剪應力圖に於て、剪應力の急變する所が出來て居る。ハウンチの部分に於ける  $\frac{S}{bz}$  の値が點線で示してある。



第 149 圖



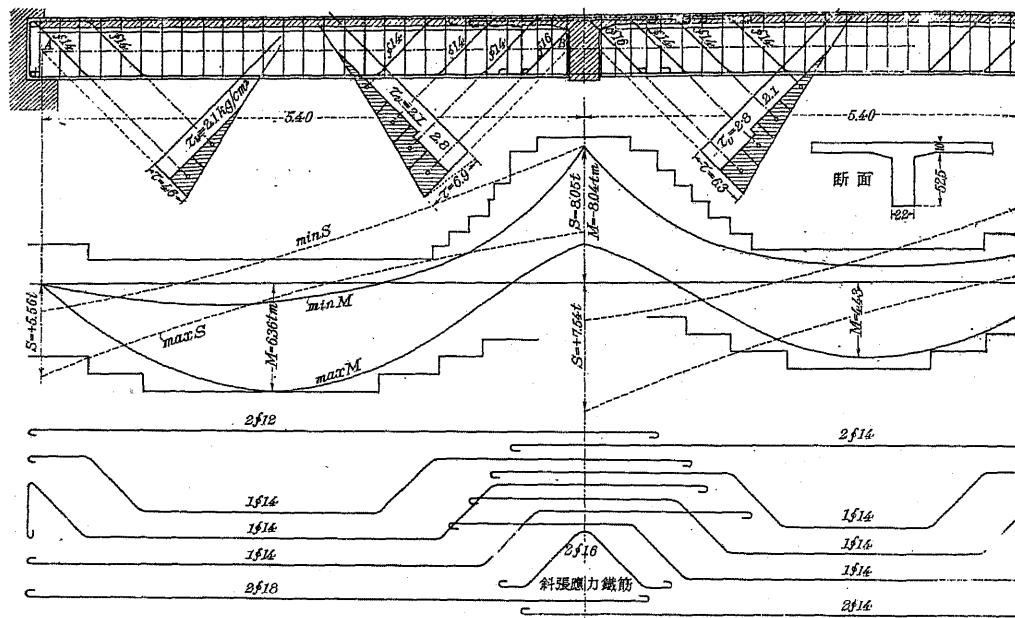
第 150 圖

第149圖及第150圖は、第147圖及第148圖のハウンチの部分を曲線形にした丈である。之によつて、剪應力圖は大分變つて来る。此の差の出來るのは、 $z$  の値に急變がないと云ふ事が、よりも、 $\tan \alpha$  の値の變化による事が多い。 $\tan \alpha$  は零から、固定支承部に近づくに従つて増加し、

固定支承部に於ては、ハウンチの場合の値の2倍以上にも達する。又、是等の圖から、ハウンチの部分を曲線形に作る事が、抗張主鐵筋を曲下げて曲鐵筋として利用するのに好都合である事が解る。

### § 249. 桁の高さが一定である場合 剪應力圖を用ひて連續桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置を決定する方法

連續桁の内部支承部に於て桁の高さが一定である場合、剪應力圖を用ひて腹鐵筋の配置を定める方法は、單桁の支承部に於けると大體同様である。



第 151 圖 高さの一定な連續桁に於ける腹鐵筋の配置

第 151 圖は高さが一定である連續桁の左端の2徑間を示す。死荷重  $0.95 t/m$  及活荷重  $1.4 t/m$  によって生ずる最大、最小の彎曲率圖及剪力圖が圖の中部に示してある。

是等の剪力圖により、剪應力の最大値を計算して、腹鐵筋の配置を定めるに用ひる剪應力圖を畫く。圖に於ては、曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ひるものとし、第 138 圖の様に、剪應力圖の基線を、桁高さの中央においていた基線と  $45^\circ$  の傾斜をなす直線にしてある。腹鐵筋で受けける剪應力圖の面積は、内部支承部に於ては、支承の縫端斷面迄を考へればよい (§ 245 及 § 247 の第 138 圖の説明参照)。

以上の様にして、腹鐵筋が受けける剪應力圖が定まれば、之に應する様に腹鐵筋の配置を定める

事は、既に述べた通りにすればよい。

剪力が、正負の符號を有する部分に於ては、肋筋丈で剪應力を受けさせるのが便利である。曲鐵筋は其の間隔が成る可く桁の有效高さを超過しない様に配置するのが適當である。標準示方書第七十八條(3)(§ 242 参照)によると、桁に於ける正鐵筋は鈍くとも其の數の  $\frac{1}{3}$  を曲上げないで支承上に達せしめなければならないから、曲鐵筋の數が不足である場合には、曲鐵筋として働く鐵筋を別に挿入する必要がある。之は内部支承上に於て負鐵筋として利用する事が出来る。但し、斯の如き鐵筋の端は、常に抗壓コンクリートに碇着する事に注意を要する (§ 225 参照)。

抗壓鐵筋を使用する場合には、之がバックルしない様に、肋筋で緊結しなければならない。依つて、内部支承上の部分に於ては、大きい斜張應力に抵抗させる事の外に、抗壓鐵筋のバックリングを防ぐ爲に、肋筋の間隔を小さくする必要がある。

曲鐵筋の曲點に於ける抵抗偶力の力率の計算には、T 桁の場合、正彎曲率に對しては、

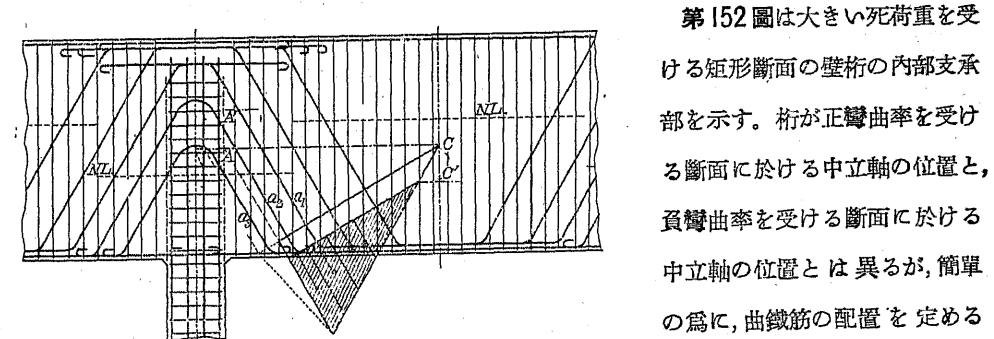
$$M = A_s \sigma_s \left( d - \frac{t}{2} \right)$$

負彎曲率に對しては、

$$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8} d$$

を用ひればよい。但し、負彎曲率を受ける斷面に於ては抗張鐵筋が充分に用ひてあるから、斷面の抵抗偶力の力率はコンクリートの抗壓強度の方から定まる事もある事に注意を要する。

高さの大きい壁桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置に就いては特別の注意が必要である。



第 152 圖 壁桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置

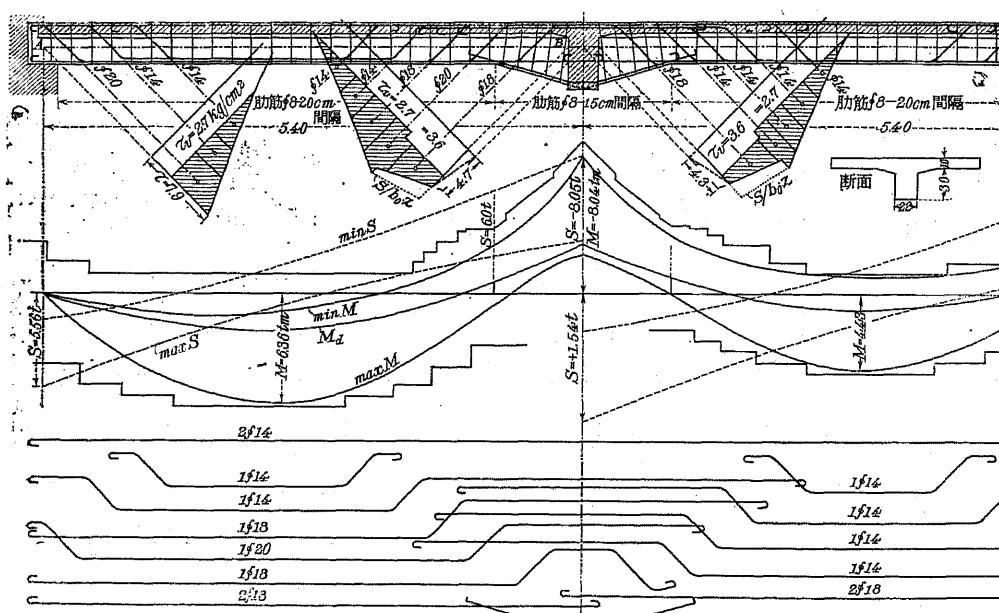
第 152 圖は大きい死荷重を受ける矩形断面の壁桁の内部支承部を示す。桁が正彎曲率を受ける断面に於ける中立軸の位置と、負彎曲率を受ける断面に於ける中立軸の位置とは異なるが、簡単の爲に、曲鐵筋の配置を定めるに用ひる基線は桁高の中央に取つてある。桁の高さが支間に較べて大きいから、第 141 圖の場合の様に、曲鐵筋を水平線に對して  $60^\circ$  の傾斜に用ひてある。圖に於て、下側の抗張鐵筋を曲上げたものの内、内部の 2 本は負鐵筋として働くものと考へる事が出來ない。曲鐵筋  $a_1$  は左の徑間から來る曲鐵筋と重ね合せて

ある。 $a_2$  は第 151 圖の場合と同様に、特別に加へた斜張應力鐵筋であり、 $a_3$  は計算上は必要でないが、大きい斜張應力の働く部分に斜張應力鐵筋の無いのは不安であるから、安全のために使用した鐵筋である。 $a_2$  及  $a_3$  の下端は抗壓コンクリートに碇着してある。是等の鐵筋の上部に於て曲げてある部分はコンクリートに鉛直方向の壓應力を及ぼす。

§ 250. 剪應力圖を用ひてハウチを有する連續桁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置を決定する方法

第153圖は、内部支承部に於てハウチを附けた連續桁を示す。剪應力圖が畫かれた後に腹鐵筋の配置を定める方法は第151圖の場合と大體同じである。

ハウンチは普通 1:3 よりも緩な傾斜にする。圖に於ては、水平 75 cm に對して鉛直 21 cm の傾斜にしてある。内部支承上に於ける負彎曲率に抵抗する桁の有效高さとしては、標準示方書第八十六條(§ 326 参照)の規定により、1:3 の傾斜線が支承の中心線と交る長さ以下に採る。



第 153 圖 ハウンチを有する連続析に於ける腹鍛筋の配量

から、澤山の曲鐵筋が使用してある。それで、第1徑間に於て曲鐵筋として用ひた鐵筋を、總て、支承を越えて負鐵筋として働くかせる事にすると、負鐵筋の断面積が過大になるので、支間の中央

に近い所で曲上げた鉄筋の端は、碇着に必要な長さ丈に止めてある。

曲鋼筋の配置を定める爲の基線は桁高の中央におき、ハウチの部分でも、簡単の爲に、水平にしてある。

桁の高さが一定である部分に於ける剪應力は、

$$\tau = \frac{s}{b_1 z}$$

で計算する。茲に  $z$  は、正彎曲率に對しては  $z = d - \frac{t}{2}$ ，負彎曲率に對しては  $z = \frac{7}{8}d$  としてよい。

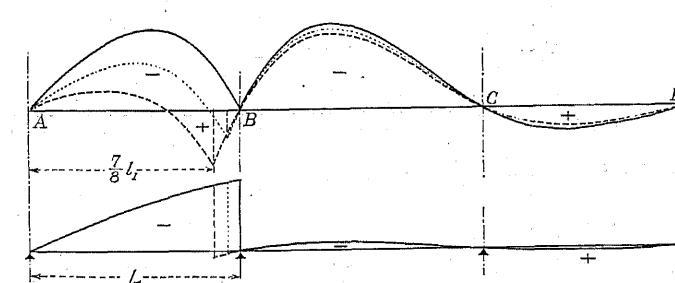
ハウンチの部分に於ては、桁の高さが變化するから、剪應力は、§ 226. の (35) 式

$$\tau = -\frac{S}{b_0 z} - \frac{M}{b_0 z^2} \frac{7}{8} \tan \alpha \dots \dots \dots \quad (33)$$

で計算する。此の場合、如何なる荷重の位置に對して  $\tau$  が最大値になるかを定める必要がある。

連續桁の内部支承に近接せる断面に於て最大剪力を生ずる荷重状態は、最大彎曲率を生ずるものであるから、(33)式で計算される  $\tau$  の値は、剪力が最大でなくても、彎曲率が非常に小さくなる荷重状態に於て最大値を有するかも知れない。それで、 $\tau$  の最大値を與へる様な荷重状態を求める爲に、内部支承及びに近接せる断面の彎曲率及剪力の影響線に就いて考へて見る。

第154圖の實線は第1徑間に於て、内部支承Bのすぐ左側の断面、破線はBから $\frac{1}{8}l_1$ の断面、點線はBから $\frac{1}{16}l_1$ の断面に於ける彎曲率及剪力の影響線を示す。同様に第155圖は第2徑間に於て、Bのすぐ右側の断面、Bから $\frac{1}{8}l_2$ にある断面及Bから $\frac{1}{16}l_2$ にある断面の彎曲率及剪力の影響線を示す。

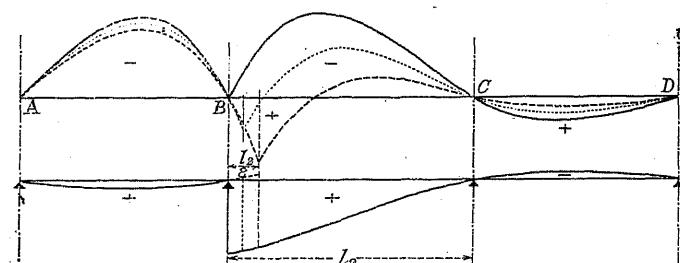


第 154 圖 第 1 經間に於て、内部支承  $B$  の直ぐ左側の  
断面及  $B$  に近接せる断面の弯曲率及剪力の影響線

第154圖の3断面  
の總てに對して、断  
面に最大剪力の生ず  
るのは、支承 A から  
考へる断面までの間  
に活荷重を載せ、考

Bとの間に活荷重

を載せず、第2徑間  $BC$  全體に活荷重を載せた場合である。然し、第2徑間に於ける荷重によつて生ずる剪力の影響は小さいから、剪力の最大値は主として第1徑間に載る活荷重によつて定まる。然るに彎曲率の値は、断面  $B$  では、兩側の徑間に載る荷重が各々  $\frac{1}{\alpha}$  丈の影響を及ぼし、



第 155 圖 第 2 徑間に於て、内部支承  $B$  の直ぐ右側の  
断面及  $B$  に近接せる断面の弯曲率及剪力の影響線

受ける事になる。故に  $B$  の左側の断面に於て、 $\tau$  が最大値を有するのは、第 2 径間に荷重を加へず、第 1 径間に於て  $A$  から其の断面まで活荷重を載せる場合である事が解る。

第155圖に就いて考へると、 $B$  の右にある断面に於ても、以上と同様な關係がある事が解る。最大剪力は支承  $C$  から考へる断面と、第1径間  $AB$  とに活荷重を載せた時に生ずるが、 $AB$  に載る活荷重の影響は小さい。 $\frac{1}{8} l_2$  の断面に於ては、 $AB$  に載る荷重が、断面の彎曲率を決定する事になるが、 $B$  のすぐ右の断面に於ては、 $AB$  に載る荷重の影響は全體の  $\frac{1}{2}$  である。依つてハウチの部分に於ける  $\tau$  の値は、 $C$  から考へる断面まで活荷重を載せ、 $AB$  に荷重を載せない場合に生ずる事が解る。

以上の様な種々の荷重状態に對する剪力と之に相當する彎曲率とを精確に計算する事は甚だ手數がかかるから、實際に於ては、簡単と安全のために (33) 式の第 2 項を無視し、ハウシチの無い時の式

$$\tau = \frac{s}{b_0 z}$$

で剪應力を計算する場合も尠くない。然し、ハウンチの影響を考慮しても、Mörsch 教授の近似方法を用ひれば、簡単に、充分安全な  $\tau$  の値を求める事が出来る。

Mörsch 教授の近似方法は次の如くである

(33)式によつて  $\tau$  を計算する時,  $S$  は死荷重の影響も考慮に入れて常に其の最大値を用ゐる。 $M$  に就いては, 死荷重に依る彎曲率  $M_d$ , と活荷重に依る  $M_i$  とを分けて考へ, ハウンチの初きる断面に對しては  $M_i = 0$ , ハウンチの終る断面即ち内部支承上に於ては  $\frac{1}{2} \max M_i$  を考慮に

入力文

然れば、(33)式は次の様になる。

ハウンチの初まる断面に於て、

$$\tau = \frac{S}{b_2 z} - \frac{M_a}{b_2 z^2} \frac{7}{8} \tan \alpha \dots \dots \dots \quad (34)$$

内部支承上に於ては、

$$\tau = \frac{S}{b_z} - \frac{(M_d + \frac{1}{2} M_i)}{b_z z^2} \frac{7}{8} \tan \alpha \dots \dots \dots (35)$$

第 153 圖 の 内 部 支 承 に 於 て は,  $M_d = 2.88 \text{ t m}$ ,  $M_l = 5.16 \text{ t m}$ ,  $\frac{7}{8} \tan \alpha = 0.245$ ,  $b_0 = 22 \text{ cm}$ ,  $s = 55 \text{ cm}$  であつて, 内部支承部に於ける  $\tau$  の 最 大 値 は, (35) 式 を 用 ひ れば,

$$\tau = \frac{8050}{22 \times 55} - \frac{(288000 + \frac{1}{2} \times 516000)}{22 \times 55^2} \times 0.245 = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

ハウンチの初まる點では、 $M_d = 0.63 t m$ ,  $z = 33 \text{ cm}$  であつて、 $\tau$  の最大値は、(34)式により、

$$\tau = \frac{6\,000}{22 \times 33} - \frac{63\,000}{22 \times 33^2} \times 0.245 = 8.28 - 0.63 = 7.65 \text{ kg/cm}^2$$

である

ハウジングの初まる點から内部支承の中心まで、 $\tau$  の変化は直線的であると假定してよい。そして 増強筋で受くべき全張張力示す剪應力圖は、大抵又は柱の支承の側面迄を考へればよい。

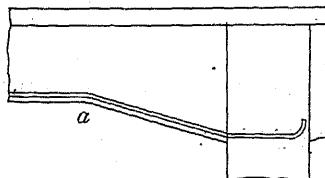
第153圖の第2徑間に於ては、徑間の正鐵筋を曲上げた曲鐵筋丈では、其の數が足りないから端徑間の曲鐵筋を支承を越えてから更に曲下げる、曲鐵筋として用ゐ、其の端をハウチの抗壓コンクリートに確着してある。此の方法は第2支承以外の内部支承部の場合にも應用出来る。

第153圖のハウチは直徑 18 mm の抗壓鐵筋 2 本で補強してある。肋筋は主鐵筋となす角が上下に於てほぼ相等しくなる様な方向に用ゐてある。然し、肋筋を鉛直に用ゐることも悪くはない。鉛直に用ひれば組立が容易である。

負弯曲率のみが働く部分又は、正弯曲率よりも大きい負弯曲率が働く部分の筋は、負筋筋に圍繞させなければならない。其の方法は第143圖に示した様にするのが便利である。桁の幅が大きい時は4断面の筋筋を使用する必要がある(§356. 参照)。

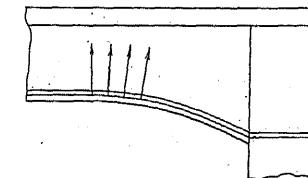
連續桁の内部支承部に於てハウンドが附けてある時は、断面の抵抗偶力の力率はコンクリートの彎曲圧應力から定まる事が屢々あるから、抗張鐵筋の方からの抵抗偶力の力率が充分である丈では充分でない事に注意を要する。

第153圖に示してある様に、徑間の正鐵筋の1部を直線の儘支承に達せしめ、ハウチに沿つて別に抗壓鐵筋を使用して其の端をハウチが初まる點からなほ先の方に相當な長さ埋込むでおけば、ハウチの初まる點が正彎曲率を受ける範圍に來て、此の點に大きい張應力が働いても、此の點のコンクリートが剥落する惧はないけれども、第156圖に示す様に、徑間の正鐵筋



第 156 頁

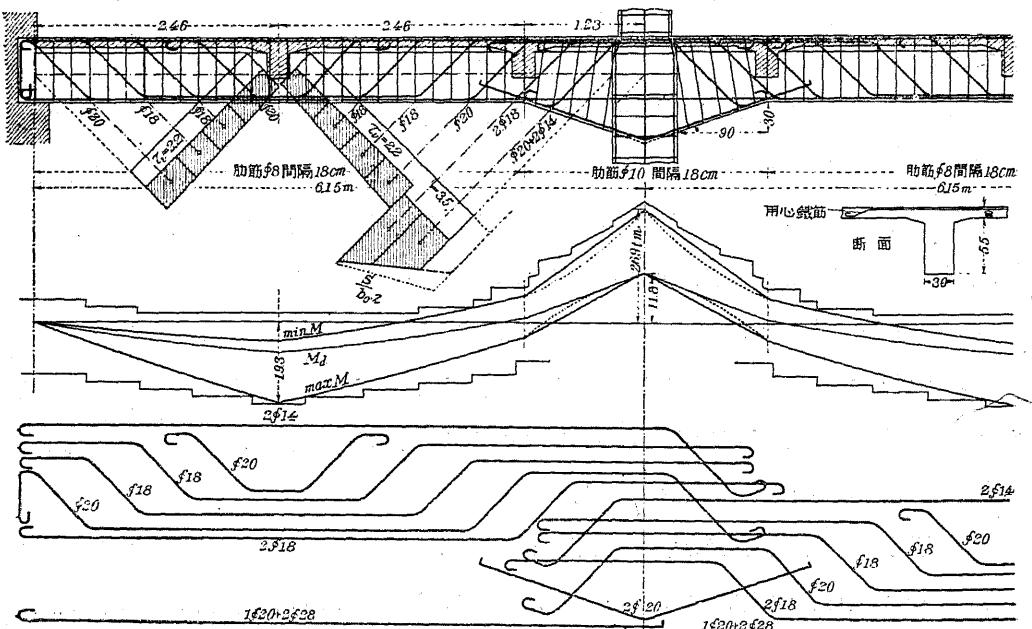
ハウンチの初まる點が正彎曲率を受ける範圍に来る時、不適當な鐵筋の配置



第 157 1

## 曲線形をなせるハウンチに沿 へる鐵筋の配置

がある。依つて、成る可く第153圖の様に、別にハウチに沿つて抗壓鐵筋を使用するのが適當



### 第 158 國 ハウンチを有する連續大術の腹鐵筋の配置

である。

然し、第157圖の様にハウチを曲線形にすれば、徑間の正鐵筋をハウチに沿つて曲げて抗壓鐵筋として働くかせてよい。如何となれば、此の場合には、ハウチが正彎曲率を受ける範圍に來て鐵筋が張應力を受けても、助筋が抗張鐵筋の直線になるのを防ぐから、下表面のコンクリートが剥落する惧がないからである。それで、別に抗壓鐵筋を用ゐないでよい事になるのである。

第158圖は2径間の連續大桁であつて、第153圖の連續桁が小桁として4箇所に載つて居るものである。腹鐵筋の配置を定める方法は第153圖の場合と同様である。

# 第十八章 附着應力に對する用意及鐵筋端の碇着

### § 251. 附着應力の計算に關する注意

連續桁の自由支承端に於て附着應力を計算すべき断面は、単桁の場合と同じである。徑間に於ける正鐵筋の附着應力は反曲點を通る断面に就いて、負鐵筋の附着應力は支承端の断面に就いて計算すべきであるが、是等の計算を必要とする場合は殆どない。

附着應力は、第十六章に述べた様に、次式で計算する。

式に  $S$  は軸の剪力、 $H$  は鉄筋周長の総和である。

(1) 式は、コンクリートと鉄筋とが確固に附着する事、即ち2つの断面に於ける鉄筋の張力の差は、コンクリートと鉄筋との間に滑動を生ずる事無しにコンクリートに傳へられる事を假定して得られたものである。然し、コンクリートが鉄筋と同じ伸長をなし得るのは、鉄筋に於ける張力が大約  $350 \text{ kg/cm}^2$  位迄の間であつて、鉄筋に於ける張張力が之以上になれば、コンクリート

ートに亀裂を生ずるから、コンクリートと鉄筋との間に小量の滑動が起る。此の滑動が附着應力に大きな影響を有すべき事は明白である。而して、コンクリートと鉄筋との間に起る此の滑動は齊等のものではなく、腹鉄筋の影響を受ける事が大きいものである。依つて、(1)式で計算した附着應力の値は、唯、大體の見當を示すに過ぎ無いものであつて、實驗で示される附着應力の値と大きな差を生ずる場合のある事は當然である。實驗の結果によると、肋筋は附着應力を肋筋の近くに集中せしめる傾向がある。又、曲鉄筋は水平鉄筋の附着應力に非常に大きい影響を及ぼすものである。Bach 教授の實驗によると、曲鉄筋を使用した時、残つて居る水平鉄筋の滑動初めに於ける附着應力は、(1)式で計算した値の 2 倍になつて居る。此の事實は、曲鉄筋がウワレン・トラスの斜抗張材として働くものと考へる時理論的に證明する事も出来る。それで、標準示方書は附着應力の計算に就いて、次の様に規定して居る。

### 『第八十八條 附着應力

(1) 鋼筋の附着應力  $\tau_a$  は次式に依りて計算すべし。

$$\tau_0 = \frac{S}{U_{id}} = \frac{S}{U_d} \dots \dots \dots \quad (8)$$

茲に  $S$  は桁の剪力、 $U$  は鐵筋周長の總和とす

前式に於て曲鋼筋及肋筋を併用して全剪力を受けしむる場合には、 $S$  は全剪力の  $\frac{1}{2}$  と採ることを得。』

### § 252. 附着應力と抗張鐵筋の直徑及間隔との關係

桁の自由支承端に於ては、必要な附着強度を有せしめる爲に、水平な抗張鐵筋の直徑及間隔が定まる事がある。従つて、利用し得べき曲鐵筋の數も、附着強度の方から定まる事がある事は、§ 244. に述べた通りである。同一の抗張鐵筋斷面積に對しては、鐵筋の直徑の小さいもの程、斷面周長の總和が大きくなるから、附着強度が大きい。

附着應力と鐵筋の直徑及間隔との關係は次の如くである。第十章に述べお通り

$$U = \frac{\tau b}{\tau_s} \dots \dots \dots \quad (2)$$

であるから、 $\tau$  及  $\tau_0$  が既知である時は、必要な鉄筋断面周長の総和は(2)式から定まる。今、鉄筋の直徑を  $m$  とすれば

$$U = \sum \pi_i d_i = \pi \cdot \sum d_i$$

であるから、

$$\Sigma d = \frac{\tau}{\tilde{\tau}_0} \frac{b}{\pi} \dots \dots \dots \quad (3)$$

である。

今、 $\tau = 4.5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\tau_0 = 5.5 \text{ kg/cm}^2$  とすれば、(3) 式は、

$\tau = 14 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\tau_0 = 5.5 \text{ kg/cm}^2$  とすれば,

但し、 $\tau$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  である様な時には、肋筋及曲鐵筋を併用して全剪力を受けさせなければならない。従つて、標準示方書第八十八條(1) (§ 251. 参照)により、 $\tau_0$  を計算するには全剪力の  $\frac{1}{2}$  を採ればよいから、(5)式は、

上卷

(4)式乃至(6)式により附着強度に對して必要である直徑の和を容易に求める事が出來、又與へられた備條附着が、充分を附着強度を有するやを容易に檢する事が出來る。

(4)式によると、 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  である時、抗張鉄筋を 1 段に用ひて附着應力を  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  にする爲には、鉄筋直徑の和は  $0.26 b$  でなければならぬ。今  $m$  本の鉄筋を用ひるとすれば、

$$m_d = 0.26 \text{ } b$$

即ち、柱芯の直徑の鐵筋に對して、鐵筋の中心間隔は直徑の 3.85 倍以下にする事が必要である。

同様に、 $\tau$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  である時、鉄筋を 1 段に用ひ、 $\tau_0$  を  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  にする爲には、(6) 式によつて、鉄筋の中心間隔を  $2.45 d$  以下にすべき事が解る。然るに、標準示方書第七十八條(2) (§ 352. (3) 参照) によると鉄筋の中心間隔は  $2.5 d$  以上にしなければならないから、 $\tau$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  である時に、 $\tau_0$  を  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  又はそれ以下にする爲には、鉄筋を 2 段に配置する必要がある事が解る。

### 8.2.5.3 開口部に於ける水平な抗張主筋の端の碇着

単桁の支承に於ける附着應力が許容應力 ( $5.5 \text{ kg/cm}^2$  § 273. 参照) 以下である時には、理論上は水平を擴張主鐵筋を桁の端近くま延ばして置けばよい譯であるが、此の場合でも安全のた



する迄の碇着強度を有せしめる事が出来る。鉤はコンクリートに壓應力を及ぼすものであるから、鉤が有效に働く程度は、コンクリートの強度に大きな關係がある。依つて、鉤の寸法は、ある程度までコンクリートの強度によつて定むべき性質のものであるが、普通の場合、鐵筋直徑の4倍以上の直徑を有する半圓形とすれば、充分安全である。

第160圖に示す様に、鉤の内側に、鐵筋と直角の方向に適當な長さの鉤を使用すれば、鉤の働きを一層有效ならしめる事が出来る。此の際、鉤と鉤とが完全に接觸する事は必ずしも必要でない。鉤と鉤との間にモルタルが充分行き亘つて居ればよい。鉤は、特別のものを用ゐないで、組立鐵筋其の他の鐵筋を利用してよい。第160圖の様にすれば、鐵筋挿入の長さを  $10d$  位までは減じてよい。猶ほ、第161圖に示す様に曲げた鉤を用ゐれば鉤が一層有效に働く。

#### § 255. 連續桁の内部支承部に於ける抗張鐵筋の端の碇着

連續桁の内部支承上に於ける負鐵筋は、之を隣の徑間まで延ばすのが普通である。然れば、此の延ばした部分は、負鐵筋の碇着として働くのみならず、隣の徑間に對する抗張鐵筋として働く。依つて、負鐵筋を隣の徑間に挿入する長さは、碇着の條件から定まらないで、隣の徑間に於て負轉曲率を受ける爲の條件によつて定まる。斯の如き場合には、隣の徑間の反曲點を越えて30 cm 位延ばせばよい。抗張鐵筋の端は常に抗壓コンクリートに碇着しなければならない。抗張部のコンクリートに碇着すれば、張應力を受けるコンクリートに一層張應力を集中して、龜裂發生の惧を大ならしめるからである。之は、連續桁の負鐵筋の場合に特に注意を要する事である。此の點に就いて、標準示方書は次の様に規定して居る。

##### 『第八八條 (2)

連續版及連續桁に於ける負の支承轉曲率に對する負鐵筋は、張應力を受くるコンクリート中に碇着せしむべかららず。』

#### § 256. 抗壓鐵筋の端の碇着

抗壓鐵筋も、其の壓應力を、附着應力によつて徐々にコンクリートに傳へ得る丈の長さ、コンクリート中に埋込まなければならない。其の長さは、§ 254 の (8) 式に於て、 $\sigma_s$  の代りに、鐵筋の壓應力  $\sigma'_s$  の値を用ひて計算する事が出来る。此の長さ丈、直線の儘コンクリート中に埋込む事が出来ない時には、鐵筋の端の部分を充分大きい直徑の圓形に曲げて、壓應力をコンクリートに傳達せしめる必要がある。鐵筋コンクリート柱の軸鐵筋の端には、特に、鋼釘又は特別の鑄物などを使用する事がある。

連續桁の内部支承部に於ては、抗壓鐵筋を隣の徑間に延ばす事がある。然れば、此の延ばした

部分は、抗壓鐵筋の碇着として働くのみならず、隣の徑間に於ける抗壓鐵筋として働く。此の場合に於ては、延ばすべき長さは、轉曲率の方から定まる。

抗壓鐵筋の端にも、鉤を付けるのが普通である。

#### § 257. 腹鐵筋の端の碇着

§ 242. に述べた様に、肋筋は之を抗張主鐵筋に圍繞させ、其の端を抗壓部コンクリートに碇着しなければならない。之が爲に、肋筋の端に鉤をつけて、抗壓鐵筋又は組立鐵筋に懸けるか、或は、抗壓鐵筋又は組立鐵筋に圍繞させる。肋筋を抗壓部コンクリートに挿入する長さは、出来る丈長くする。肋筋の端を單に鉤形に曲げた丈の時は、中立軸から、肋筋直徑の15倍以上、肋筋を抗壓鐵筋又は組立鐵筋に懸けた時、中立軸から直徑の10倍以上の直線部を有せしめる事を標準とする。

曲鐵筋の端も、肋筋と同様に、充分抗壓部のコンクリートに碇着しなければならない。曲鐵筋の端には適當な鉤を附け、中立軸から、其の直徑の15倍以上の直線部を有せしめる様にするのが安全である。若し之丈の長さの直線部が得られない時には、曲鐵筋を再び水平に曲げて、充分抗壓コンクリートに碇着する。一般に此の方法によるのが安全である。

連續桁に於ける曲鐵筋を再び水平に曲げて、負鐵筋とし利用しない時には、其の端を抗張部のコンクリートに碇着しなければならない事が起る。之は、餘りよい事ではないが、此の場合には曲鐵筋に働く張應力は非常に小さくなつて居るし、負轉曲率も此の部分で一般に大きくなれば、抗張部のコンクリートに碇着する事になつても、大して心配をする程の事ではない。