

第三章 設計及構造一般

第一節 版

A 一方向に主鉄筋を有する版

§ 301 一般

1 分類。版は其の支承構造に依りて次の四種に分類する。

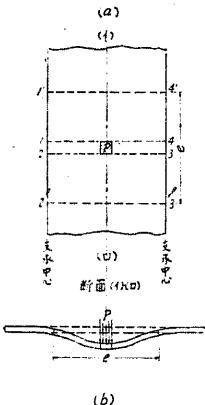
単支承版 支點上に單に支承され、支點上に於て彎曲率を生ぜず角變位、水平變位、自由なる版

固定版 版と支承と固定され、支承上にて彎曲率を生じ角變位、水平變位を全く生ぜざる版

準固定版 版と支承の固定不完全にして支承上にて彎曲率生じ、且つ多少の角變位を生ずる版

一般に柱又は壁の如き版を支へる構造物と版のコンクリートを同時に填充したる版は固定版とし、之等の構造と版の間に施工接合あるものは準固定版として取扱ふ。

連續版 支點上に於て隣接徑間に連續し中間支點上に於て負彎曲率を生ずる版



第 301 圖

突桁版 桁の一端のみ支點に固定され、他端に支點を有しない版であつて支點上に負彎曲率を生ずる版

2 版の有効幅。支承線に直角なる方向のみに主鉄筋を有する、第 301 圖 (a) の如き版上任意の點に荷重 P が作用するときは P の直接作用せる版の條片 1234 に隣接する條片 1'1'4'4' 及 2'2'3'3' も荷重 P の影響を受けて第 301 圖 (b) の如く撓みを生ず。此の現象に依り、版が荷重を受くるときは、荷重直下の條片のみが荷重を支へるのではなく之れより廣い幅例へば第 301 圖 (a) に於て、1'2' なる幅を有する版の條片が荷

重を支へることは容易に推定し得る。此の荷重を支へる版の幅を有効幅と云ふ。Nadai 氏の計算法に依るときは集中荷重を受くる版の最小有効幅は單支支承版に於て支間の 0.99 倍、固定版に於て支間の 0.68 倍であるが、支承の構造、版の主鉄筋量、荷重の作用面積等に依りて有効幅に相違を生じ、之が正確なる算出困難であるため一般には簡單なる近似公式に依りて有効幅を算出する。獨逸の一般鐵筋コンクリート示方書では次の如く有効幅を定めて居る。

支間 l ニシテ厚サ d ナル被覆層ヲ有スル版又ハ被覆層ナキ版ガ集中荷重又ハ分布荷重ヲ受クルトキハ次ノ式ニ依リテ有効幅ヲ定ム。

荷重ガ第 302 圖 (a) ノ如ク支間ノ中 從間中央ニ荷重アル場合 支點上ニ荷重アル場合
中央ニ在ルトキノ有効幅ヲ e₁ トスレバ

$$e_1 = \frac{2}{3}l \left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots (301) \\ = t_2 + 2d \end{array} \right\}$$

荷重ガ第 302 圖 (b) ノ如ク支點上ニ在ルトキノ有効幅ヲ e₂ トスレバ

$$e_2 = \frac{1}{3}l \left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots (302) \\ = t_2 + 2d \end{array} \right\}$$

トシテ上式中大ナル値ヲ採用ス。但シ e₁, e₂ ハ 2m ヲ超ユルコトヲ得ズ。主鉄筋ノ方向ノ分布幅ヲ b トスレバ

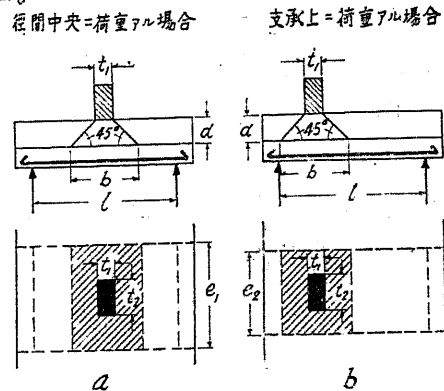
$$b = t_1 + 2d \dots\dots\dots (303)$$

トシ荷重ハ e₁・b, 又ハ e₂・b ナル面積ニ等布スルモノト假定ス。

日本には一般規定なく附録第 29 條に道路橋設計の場合の規定が示してある。之が取扱に付いては § 603 に詳述する。

3 版の厚。版厚は應力計算に依りて定まるものであるが、版があまり薄いとコンクリートの施工困難であるから、普通版の最小の厚さは 10 cm 以上とする。屋根又は土留版の如く荷重小なるものは 10 cm 以下とするも差支ない。又橋梁等の如く荷重特に大なるものでは最小厚は 12 cm 以上とする。磨耗損傷の虞ある床版等に於ては應力計算上必要なる厚さより 1 cm だけ厚くする。

4 鐵筋。版の主鉄筋には直徑 8 mm 以上の丸鋼を使用し其の最大間隔は彎曲



第 302 圖

率最大の箇所に於て 15 cm 以下とする。荷重を版に広く分布せしむる爲め、温度應力に依る版の網状龜裂を防止するため、又はコンクリート填充の際に於ける主鐵筋の移動を阻止するために、主鐵筋と直角の方向に副鐵筋を挿入する。副鐵筋の間隔は 30 cm 以下とし、其の總斷面積は、之に直角なるコンクリート斷面積の $\frac{2}{1000}$ 以上とする。副鐵筋には直徑は 6 mm 以上のものを使用する。屋根等の如く厚さ薄く温度變化甚しき版では、副鐵筋の間隔を 25 cm 以下とする。

5 被厚。風雨に曝されざる版の被厚は 1 cm 以上、風雨に曝さるゝ版にては 1.5 cm 以上、特に耐火構造として建設せる建物の壁、床版等の如き場合には、2.5 cm 以上、海水の作用を受くる版にては、5 cm 以上とする。

§ 302 單支承版

1 支間。支承幅が版の中央厚より大なるか、又は等しき場合に於ける單支承版の支間は徑間に版の中央厚を加へたるものとする。今支間を l 、徑間を l' 版中央厚を t とすれば

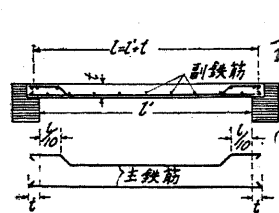
$$l = l' + t \dots\dots\dots(304)$$

支承幅が版の中央厚より小なる場合に於ける支間は、支承の中心距離とする。今 e を一方の支承の幅とすれば

$$l = l' + e \dots\dots\dots(305)$$

2 支承幅。單支承版の最小支承幅は 15 cm 以上とし、一般に支承幅は版の中央厚に等しくする、支承幅が版中央厚より小なる場合は、支承及版が支壓應力に對し安全なりや否やを檢定しなければならぬ。

3 有効高。單支承版の有効高は應力計算に依りて定まるものであるが、支間の $\frac{1}{12}$ 以下としてはならない。之は最小限度であつて適當なる單支承版の有効高は支間の $\frac{1}{15}$ である。



第 303 圖

4 鐵筋の配置。主鐵筋は彎曲率に依りて定まり版中央の下側に於て最も多量を要し、漸次支點に近くに従ひ、版下側の必要なる主鐵量は減少

するものであるから、第 303 圖に示す如く、支點附近に於て主鐵筋の一部を曲げ上げ剪應力に抵抗せしめる。一般に版の剪應力は小さいものであつて、特に曲鐵筋を必要とすることはないが、上記の如く不要なる主鐵筋を曲げ上げる時は、版の耐力を増加するものである。剪力大なる版に於ては版中央の主鐵筋量の $\frac{1}{2}$ 、剪力小なるものでは $\frac{1}{3}$ を曲上げる、主鐵筋を曲げる位置は計算に依らず支承の外側より $\frac{l}{10}$ だけ離れたる點とする。副鐵筋は第 303 圖に示す如く配置し主鐵筋と充分に結束する。

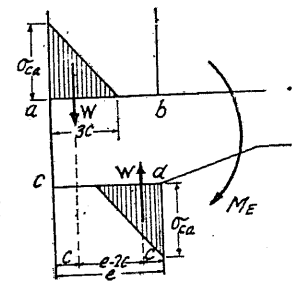
§ 303 固定版

1 支間及支承幅。固定版の支間は單支承版と同様、公式 304 又は公式 305 に依りて定める。

2 支點の彎曲抵抗。版の支點が第 304 圖の如くコンクリート壁、其の他の石工構造中に埋込まれたる場合に於ては、此の支點に於ける彎曲抵抗が、固定版としての支點の彎曲率より大なる場合に限り、固定版として取扱ひ得る。今第 304 圖に於て

- W = 版上の壁、其の他石工構造奥行 100 cm 當りの重量 (kg)
- σ_{ca} = 石工構造の支壓應力に對する許容強度 (kg/cm²)
- e = 石工中に埋込まれたる版の長
- M_E = 支點の最大彎曲抵抗率

とし、版が圖の矢の方向に彎曲率を受くるときは、版の上面に接する石工構造は支承の外側 a に最大壓力を受け版の下面に接する箇所では支承の内側 d に最大壓力を生じ、版の上面に作用する壓力の合力は版上の石工構造の重量に等しいものである。石工構造の受くる壓力が圖に示す如く三角形に分布するものと假定し、最大壓力が σ_{ca} に達する場合は壓力の作用する部の長 $3c$ は次の式より算定し得る。



第 304 圖

$$3c = \frac{2W}{100\sigma_{ca}} \dots\dots\dots(306)$$

支點の抵抗率は版の上下面に作用する壓力の偶力であるから

$$M_E = W(e-2c) \dots\dots\dots(307)$$

である。固定版の支點彎曲率が此の M_E より大なるときは支點の彎曲抵抗は M_E 以上となり得ないため、支間中央の彎曲率は、完全なる固定版とした場合の彎曲率より増加する。例へば固定版が p なる等布荷重を受け固定版としての支點彎曲率が支點の彎曲抵抗 M_E より大なる時は、版中央の彎曲率 M は次の如くなる。

$$M = \frac{pl^2}{8} - M_E \dots\dots\dots(308)$$

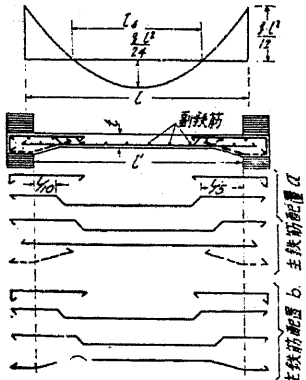
3 彎曲率。固定版に於ては支點の彎曲率に抵抗せしむるために第 305 圖の如く版厚を支點附近に於て中央より大とす、然し彎曲率の算定に於ては、版の二次率は版の全長に亘り同一と假定し公式 257 ~ 262 を應用して彎曲率を定める。準固定版が等布荷重を受くる場合の彎曲率は、次の公式に依りて定める。

p = 版單位長に作用する等布荷重 l = 支間、

M_A = 支點の彎曲率、 M = 版中央の彎曲率

$$\left. \begin{aligned} M_A &= -\frac{pl^2}{10} \\ M &= +\frac{pl^2}{16} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(309)$$

版中央彎曲率は設計者の意見、構造物の種類に依り $\frac{1}{10}pl^2$, $\frac{1}{12}pl^2$, $\frac{1}{15}pl^2$ 等區々であつて、一定しないが著者は § 304 に述ぶる連續版の場合と同一なるものを採用する。



第 305 圖

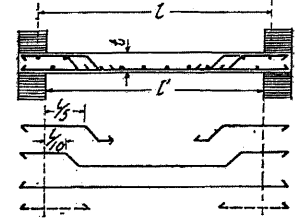
4 有効高。固定版の厚さは版中央の彎曲率にて定め、支點彎曲率に抵抗せしむるため、第 305 圖の如く支點に持送りを附して支點の版厚を増加するのが最も經濟的である。

第 306 圖の如く版の厚を同一とする時は支點彎曲率にて版厚を定めなければならないので不經濟である。然し第 306 圖の如く支點附近だけ

を複鐵筋とすれば、比較的版厚は薄くなる。版の厚さは斯く彎曲率に依りて定めらるが、版中央の最小有効高は、彎曲率零の點の間隔 l_0 (第 305 圖参照) の $\frac{1}{27}$ 以上とする。彎曲率零の點の間隔を算出することが繁雜なときは、 l_0 は $\frac{4}{5}l$ と假定す。

第 305 圖の如く持送りを附するには、一般に版中央と同一鐵筋量を支點に於ける版の上側に使用して、支點彎曲率に抵抗し得る程度に版厚を増加し、持送りの勾配は $\frac{1}{3}$ より緩かにする。

5 鐵筋の配置。版中央の正彎曲率に抵抗する主鐵筋量の $\frac{2}{3}$ を、支點附近にて、第 305 圖及第 306 圖に示す如く曲げ上げ支點の負彎曲率に抵抗せしめ、且つ剪應力に抵抗せしめる。支點に於ては、版中央と同一又は以上の鐵筋量を必要とし、曲げ上げた鐵筋のみにては不充分であるから、第 305 圖及第 306 圖に示す如く鐵筋を附加する。版中央の主鐵筋量の $\frac{1}{3}$ は版の全長に亘り下側に配置しなければならぬ。第 305 圖の如く持送りがあるときは第 305 圖の鐵筋配置 (a) に點線にて示せる如く持送りの面に沿ひて短い鐵筋を版下側の鐵筋の直上に配置するか、又は持送り小なるときは、配列 (b) の如く版下側の鐵筋を持送り面に沿ふ様加工する。第 306 圖は版厚を全長に亘り同一とし支點



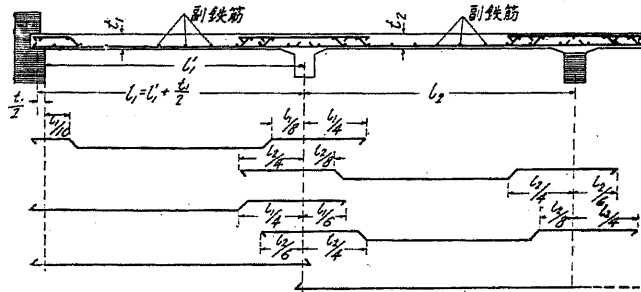
第 306 圖

を複鐵筋とした例であつて、實線の如き配列に於ては抗張鐵筋量は抗壓鐵筋量の 2 倍であり、兩者同一ならしむるために支點に於て版の下側に點線の如く短い鐵筋を附加すればよい。副鐵筋の配置は、第 305 圖及第 306 圖を参照。

§ 304 連續版

1 支間及支承幅。

連續版の支間は支承の中心距離とする。連續版の一端が、單に支承されるとき又は固定されるときは第 307 圖に示す如く支間 $l_1 = l_1 + \frac{t_1}{2}$ とする l_1 は端の支承内側より次の支承中心まで、 t_1 は此の徑間の版厚である、又第 308 圖の如く中間支承の幅が廣いときは支承側面より版厚の $\frac{1}{2}$ だけ内側の點 a, b に支承中心



第 307 圖

があるものとして支間を定める。此の版が壁等の上に単に支承さるときは ab 間を連続版の一

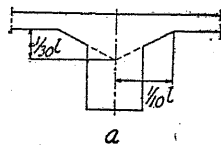
支間とし、壁等の廣き支承構造と固定さるときは固定端と看做す。支承幅は、單支承版と同様に取扱ふ。

2 彎曲率。連続版の彎曲率は § 202 に説明せる連続桁の理論に依りて求めるのである

が § 202 に説明せる連続桁の理論は各支點上に於て桁が自由に廻轉し得る鉸を有する場合にのみ成立するものである。然るに鐵筋コンクリート連続版は、支承となる桁、又は壁に固定されて居る場合が多い。從て斯る場合には次の如くにして彎曲率を計算するも差支ない。

a 活荷重 = 依ル負徑間彎曲率丈ケハ § 202 の連続桁ノ理論ニ依リテ算出セル彎曲率ノ $\frac{1}{2}$ チ有効ト考ヘル。

b 版中央ニ於ケル正最小彎曲率ハ之ヲ固定版トシテ、計算シタルモノヨリ小トシテハナラナイ。



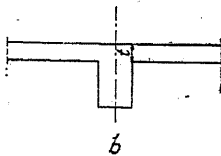
a

c 桁 = 固定サレタル連續版ノ各支間長ガ同一ナルカ、又ハ不同ナルモ最小支間長ガ最大支間長ノ 0.8 倍以上デアツテ此ノ版ガ p ナル等布荷重ヲ受クル場合ノ彎曲率ハ次ノ諸式ヲ用ヒテ彎曲率ヲ算出スル。

正最大徑間彎曲率

持送りノ長サガ $\frac{1}{10}l$ 以上、高サガ $\frac{1}{30}l$ 以上ノ場合 (第 309 圖 (a) 参照)

$$\left. \begin{aligned} \text{側徑間ニ於テ } M &= \frac{1}{12}pl^2 \\ \text{中間徑間ニ於テ } M &= \frac{1}{16}pl^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(310)$$



b

第 309 圖

持送りガ第 309 圖ノ寸法ヨリ小ナル場合 (例ヘバ第 309 圖 (b) ノ如キ場合)

$$\left. \begin{aligned} \text{側徑間ニ於テ } M &= \frac{1}{10}pl^2 \\ \text{中間徑間ニ於テ } M &= \frac{1}{14}pl^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(311)$$

負最大支承彎曲率

$$\text{二徑間連續版ニ於テ } M = -\frac{1}{8}pl^2 \dots\dots\dots(312)$$

三徑間以上ノ連續版ニ於テ

$$\left. \begin{aligned} \text{側徑間ニ接スル中間支承ニ於テ } M &= -\frac{1}{9}pl^2 \\ \text{其ノ他ノ中間支承ニ於テ } M &= -\frac{1}{10}pl^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(313)$$

負最大徑間彎曲率

$$M = \frac{pl^2}{24} \left(g - \frac{q}{2} \right) \dots\dots\dots(314)$$

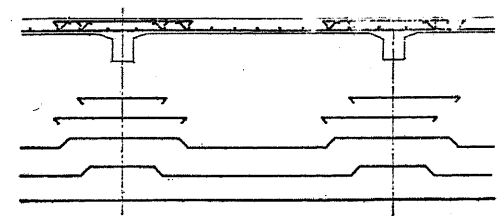
g ハ版單位長當リノ死荷重、 q ハ版單位長當リノ等布活荷重ナル。

〔註〕 徑間彎曲率とは支點以外の點の彎曲率である。

3 有効高。連續版の徑間が同一であれば、側徑間の版厚は中間徑間の版厚より大になる。從つて徑間長を自由に選擇し得るならば版厚が側徑間、中央徑間、共に同一なる様に中間徑間を側徑間より大とする。版の最小有効高は固定版の場合と同様である。

4 鐵筋の配置。端の支點に於て單に支承さるゝ連續版の側徑間にては第 307 圖の如く端の支點上にては、側徑間中央の主鐵筋量の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ を曲げ上げ中間

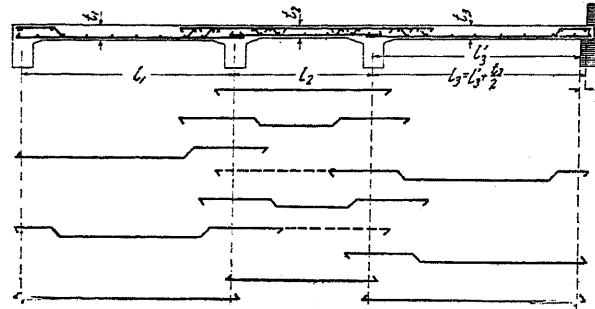
支點上に於ては中央主鐵筋量の $\frac{2}{3}$ を曲げ上げる。主鐵筋の配列は第 307 圖の如くする。第 310 圖の如く長き主鐵筋を使用するときは、支點上に於て第 307 圖と同數の主鐵



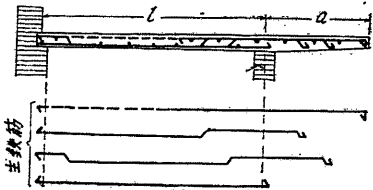
第 310 圖

筋量とするためには、二本の附加鐵筋を要し、尙ほ鐵筋長きため取扱い不便である。

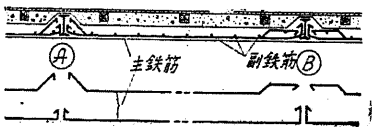
第 311 圖は中間徑間が側徑間に比して短かく中間徑間の中央に負徑間彎曲率を



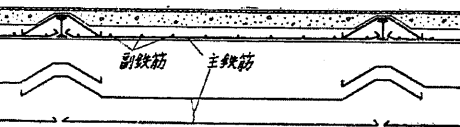
第 311 圖



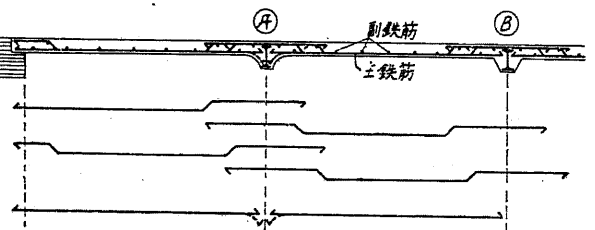
第 312 圖



第 313 圖



第 314 圖



第 315 圖

生ずる場合の例であつて曲げ上げた鉄筋を点線の如く延長するか又は別に上側に主鉄筋を挿入する。第 308 圖は中間支承幅廣き場合の配置

方法の一例である。第 312 圖は突桁版の鉄筋配置を示したものである。

§ 305 鋼桁に支へらるゝ版 鋼桁としては一般に工形鋼を使用し、之が腐蝕を防止するために鋼桁全體をコンクリートにて被覆する。此の鋼桁間に設くる版は第 313 圖又は第 315 圖の如く單支承版、或は連續版とす。建物の床等の如く版の下面が平滑なる外觀を必要とするときは、第 313, 314 圖の如く版を工形鋼の下部に設け橋梁の如く版の下面が平滑なる必要な場合は、第 315 圖の如く版を工形鋼の上部に設ける、第 314 圖

第 315 圖の如き配筋法を取る時は連續版と看做し得る。鉄筋の配置方法は第 313 圖乃至第

315 圖に示す通りにして圖中の(A), (B) 何れを採用するも差支ない。工形鋼下面のコンクリートは脱落する虞れがあるから第 316 圖に示す如く鐵網を工形鋼の下面に使用する。

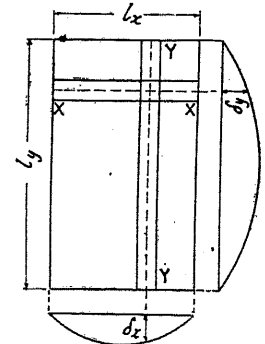


第 316 圖

B 二方向に主鉄筋を有する版

§ 306 矩形版 二方向に主鉄筋を有する版とは、版の四邊が桁で支へられたる場合に版の主鉄筋を互に直角なる二方向に挿入し版上の荷重を四邊の桁に傳へる矩形版、或は版を單に柱のみにて支へる平版 (Flat slab) の如きものである、土木工事にて平版を應用することは極めて稀であるから、以下矩形版の設計及構造のみを述べる。

§ 307 矩形版に作用する荷重の分割 第 317 圖の如き \$l_x, l_y\$ なる邊長を有する矩形版に或る荷重が作用する時は、此の荷重は縦、横の方向に分割されて四邊の支承に傳達される。第 317 圖の如く縦横に直交する細長なる版の條片の X-X, Y-Y の交點に於ける撓度 \$\delta_x, \delta_y\$ は同一點の撓度であるから等しくなければならない。今版が \$p\$ なる強度の荷重をその全面に受くる場合、版の中央に於て直交する條片の交點に於ける撓度 \$\delta_{x_0}, \delta_{y_0}\$ も又等しい、尚ほ \$I = \$ 版條片の二次率、 \$E = \$ 版の彈性係數、 \$p_x, p_y\$ を夫々 \$l_x, l_y\$ 支間に傳はる荷重とすれば



第 317 圖

$$\left. \begin{aligned} \delta_{x_0} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_x l_x^4}{EI} \\ \delta_{y_0} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_y l_y^4}{EI} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (315)$$

然るに \$\delta_{x_0} = \delta_{y_0}\$ であるから \$\frac{p_x}{p_y} = \frac{l_y^4}{l_x^4}\$ 尚ほ \$p = p_x + p_y\$ である。従て

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (316)$$

即ち p なる荷重の内 l_x 支間には p_x , l_y 支間には p_y だけが傳達されるのである。理論的ではないが、公式第 316 と略同一結果を生ずる様に直線式に依りて荷重を分割するときには次の公式を使用する。

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p(1.5 - \frac{l_x}{l_y}) \\ p_y &= p(\frac{l_x}{l_y} - 0.5) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(317)$$

但し $\left. \begin{aligned} l_x < l_y \\ l_y \leq 2l_x \end{aligned} \right\}$ なる場合

公式 317 は長支間 l_y が短支間 l_x の二倍を超えざる場合にのみ成立し公式 316 は、如何なる場合にも成立するのであるが、長支間 l_y が短支間 l_x の二倍を超ゆるときは、荷重は短支間のみに支へらるゝものとする。附録の第 30 條は公式 317 を用ひたるものである。

§ 308 彎曲率 M_x, M_y を夫々短支間 l_x 長支間 l_y に生ずる彎曲率とすれば四邊が單に支へらるゝ矩形版が等布荷重を受くる場合、支間中央の正彎曲率は

$$\left. \begin{aligned} M_x &= p_x \frac{l_x^2}{8} v_a \\ M_y &= p_y \frac{l_y^2}{8} v_a \\ v_a &= 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(318)$$

四邊が固定さるゝ矩形版が等布荷重を受くる場合、

支間中央の正彎曲率は

$$\left. \begin{aligned} M_x &= p_x \frac{l_x^2}{24} v_b \\ M_y &= p_y \frac{l_y^2}{24} v_b \\ v_b &= 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(319)$$

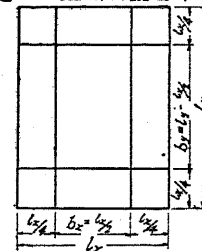
支點の負彎曲率は

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -p \frac{l_x^2}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ M_y &= -p \frac{l_y^2}{12} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(320)$$

である。第 317 圖に於て條片 $Y-Y$ が δ_y なる撓度を起すために、 $X-X$ なる條片は δ_x なる撓度を生ずると同時に $Y-Y$ 條片の撓度曲線に沿ひて其の軸の周りに廻轉する、又 $Y-Y$ 條片も同様に其の軸の周りに廻轉をなす。此の廻轉のために生ずる廻轉力率に依つて分擔せらるゝ部分を除くために、公式 318, 319 中に v_a, v_b なる係数を乗するのである。公式 318, 319 は等布荷重を受くる極限の場合にのみ成立し、他荷重に對しては成立しないから、此の v_a, v_b の値を用ひて直ちに他の荷重に對する彎曲率を求むることは出来ない。一般の取扱ひとしては $v_a = 1, v_b = 1$ として彎曲率を算出する。 v_a, v_b 共に 1 とするときは公式 318, 319 は何れも單支承版、固定版が分割荷重を受けたる場合と同一である。尚集中荷重を受くる場合或は矩形版が次の支間に連続する場合は、公式 316 又は 317 に依りて荷重のみを分割し、之等の分割荷重を受くる版とし、此の支點構造に應じて彎曲率を算定すればよい。

§ 309 有効高 長短兩支間の方向の主鐵筋は、同一平面内に配置し得ないから、大なる彎曲率を生ずる支間、即ち短支間の方向の主鐵筋を下側に置き、此の直上に長支間の方向の主鐵筋を配置する。矩形版の有効高は四邊單支承の場合は支間の $\frac{1}{30}$ 以上、四邊が固定されたる場合は支間の $\frac{1}{40}$ 以上にして、且つ彎曲率零なる點の間隔(二つの方向の内大なるもの)の $\frac{1}{30}$ 以上とする。

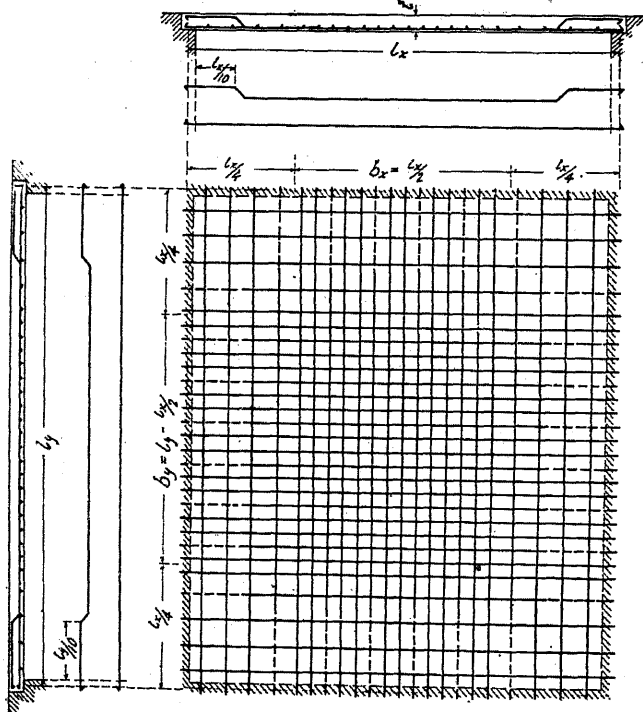
§ 310 鐵筋の配置 矩形版の一方の主鐵筋量は、此の方向の徑間彎曲率又は版の有効高に依りて定めるは勿論である。矩形版を第 318 圖に示す如く各支間の方向に 3 區間 (例へば l_x の支間を $\frac{l_x}{4}, b_x = \frac{l_x}{2}, \frac{l_x}{4}$) に分割し中央の區間、即ち b_x, b_y の間には前記の如く彎曲率に依りて算定せる主鐵筋量を平均に配置する、兩側の $\frac{1}{4}l_x, \frac{1}{4}l_y$ の區間の鐵筋量は、夫々 b_x, b_y 區間の鐵筋量の $\frac{1}{2}$ まで減少する。鐵筋を減少するには兩區間の界附近より漸次減少して最小 $\frac{1}{2}$ とするのである。兩側の區間に於て鐵筋量を減少するには、鐵筋の間隔を増大するか、又は直徑の小なる鐵筋を使用する。版の主鐵筋の最大間隔は 15 cm であるが、矩形版の兩側區



第 318 圖

間に限り、最大間隔を 20cm まで増加するも差支ない。矩形版に於ては二方向に主鉄筋を有するから副鉄筋を使用する必要はないが施工の際に於ける主鉄筋組立に必要な組立鉄筋を要する場合がある。第 319 圖は四邊單支承の矩形版の鉄筋配置を示し、支點附近にては版中央の主鉄筋の $\frac{1}{3}$ を曲げ上げ剪力に抵抗せしめたものである。

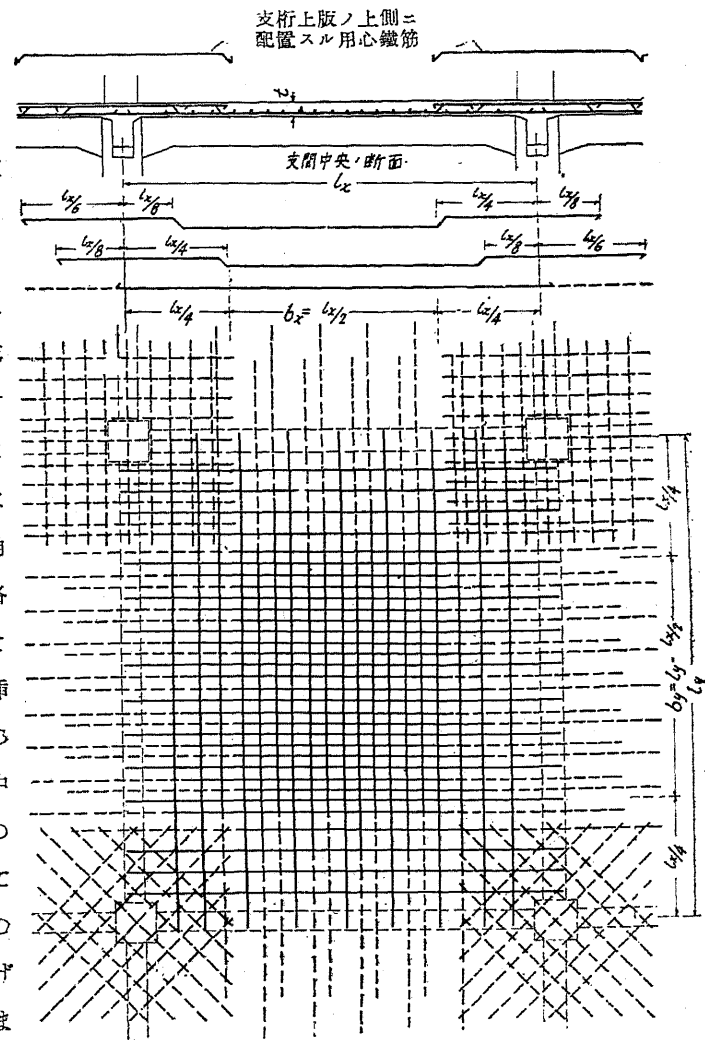
四邊固定の矩形版は支點にて最大彎曲率を生ずるから主鉄筋の $\frac{2}{3}$ を曲げ上げ、尚ほ第 305 圖に示したる如く、短かい鉄筋を上側に附加する。矩形版が次の支間に連続する場合は支點に持送りを附して負彎曲率に抵抗せしめ、尚ほ第 307, 312 圖の如く版中央の主鉄筋の $\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}$ を支點上に曲げ上げる。第 320 圖は矩形版の四邊が共に次の支間に連続し、尚ほ四周の版も略同様の支間を有する場合に於ける鉄筋配置の例であつて、版中央の主鉄筋の $\frac{2}{3}$ を第 307 圖の如き方法にて支點上に曲げ上げたものであるから、支點上の主鉄筋量は版中央の主鉄筋の $2 \cdot \frac{2}{3}$ 倍である。版の下側に於て支間の全長に亘る鉄筋は、出来得れば點線にて示す如く 2 支間乃至 3 支間に連続せるものを使用するがよい。下側の鉄筋は圖にて示す位置にて



第 319 圖

て支點上に曲げ上げたものであるから、支點上の主鉄筋量は版中央の主鉄筋の $2 \cdot \frac{2}{3}$ 倍である。版の下側に於て支間の全長に亘る鉄筋は、出来得れば點線にて示す如く 2 支間乃至 3 支間に連続せるものを使用するがよい。下側の鉄筋は圖にて示す位置にて

曲げ上げる。矩形版支承の交點に柱ある場合は、支柱の周圍に於ける版の負彎曲率に抵抗せしむるために第 320 圖に示す如く主鉄筋に平行か、又は矩形版の對角線の方に格子状の鉄筋を版の上側に挿入する。此の鉄筋量は版中央の鉄筋量の略 $\frac{1}{2}$ として版中央下側の主鉄筋を曲げ上げる位置まで延長する。



第 320 圖

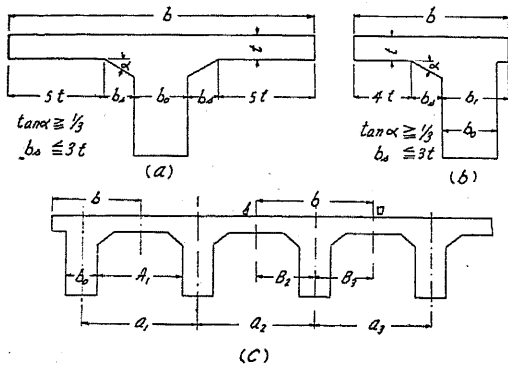
第二節 桁

§ 311 一般

1 分類。桁は版と同様、單桁、固定桁、連續桁、突桁の四種に分つ。

2 断面の決定。桁の断面は最大彎曲率及最大剪力に對して安全なる様に定める。版に於ては幅廣きため、一般に剪應力に對しては安全であるから厚さは彎曲應力に依りて定めればよいのであるが、桁に於ては幅狭く、彎曲應力に對して安全なる断面も剪應力に對して、不充分なることがあるから、必ず剪應力に對して安全なるや否やの檢定を要する。

剪應力が其の許容強度 (例へば 4.5 kg/cm^2) を超過するときは桁の全剪力を



第 321 圖

スターラップ及曲鐵筋 (Bent up bar) にて受けなければならぬ、又スターラップ及曲鐵筋なきものと考えた場合の桁の剪應力が、 14 kg/cm^2 を超過するときは桁の幅、或は高さを増加し剪應力を 14 kg/cm^2 以下ならしめる。

3 T 桁の断面。T 形断面を有する桁の突縁の幅は次の式に依りて定める。第 321 圖 (a) の如く腹部の兩側に突縁ある場合。

$$b = 10t + b_0 + 2b_s \dots\dots\dots(321)$$

但し b は桁の支間 l の $\frac{1}{2}$ を超過してはならない。又第 321 圖 (c) の如く T 桁並列せる場合は突縁幅の限界點 (イ、ロ) は版の中央を越えてはならない。

即ち $B_2 \leq \frac{a_2}{2}, B_3 \leq \frac{a_3}{2}$ とする。

第 321 圖 (b) の如く腹部の一方にのみ突縁ある場合

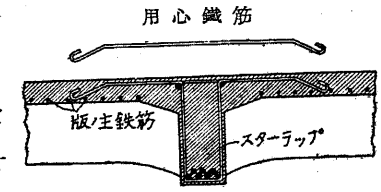
$$b = 4t + b_s + b_1 \dots\dots\dots(322)$$

b は支間の $\frac{1}{4}$ より大ならず、且つ第 321 圖 (c) の如く T 桁が並列せる場合は桁の純間隔 a_1 の $\frac{1}{2}$ に $\frac{1}{2}b_0$ を加へたるものを超過してはならない。公式 321、322 中の持送りの長さ b は最大 $3t$ までとし勾配 $\frac{1}{3}$ より急なるものとする。持送りなき場合は b_0 は零とする。

獨立せる T 桁の突縁の厚さは腹部の幅 b_0 の $\frac{1}{2}$ 以上とし、其の有効幅は腹部幅の 4 倍を超へてはならない。

T 桁は抗壓層の幅廣きため、コンクリートの許容壓應力強度を其の儘使用して寸法を定むるときは、桁の高さ比較的低く、主鐵筋を多量に要する結果となりて不經濟である。従てコンクリートの壓應力を 40 kg/cm^2 以下に取りて断面を定めるがよい。

T 桁の突縁となる版の主鐵筋が腹部と並行であつて、腹部と直角の方向には副鐵筋のみが存在するときは、第 322 圖の如く版の上側に、腹部に直角に用心鐵筋を挿入する。此の用心鐵筋は腹部上に於ける版の負彎曲率に抵抗せしむると同時に、スターラップと相俟て突縁と腹部の連結を完全ならしむるものである。用心鐵筋は計算に依らず、腹部長 1 m に付き直徑 8 mm のものを 6 本乃至 8 本以上を使用する。

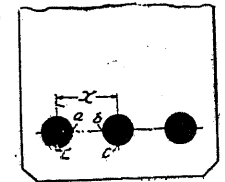


第 322 圖

4 主鐵筋。桁の主鐵筋には一般に、直徑 $12 \text{ mm} \sim 26 \text{ mm}$ の丸鋼を使用し、大なる桁では 32 mm まで使用する。直徑の大なる鐵筋を使用する時は、其の繼手に、ターンバックルを使用しなければ繼手の効率を十分に發揮出來ない。又鐵筋の端仕上も困難となるから、成可く直徑 26 mm 以下の丸鋼を使用す可きである。主鐵筋の水平最小純間隔は、その直徑以上とする。然し如何なる場合に於ても 2 cm 又は使用砂利の最大寸法の 1.3 倍以上としなければならない。

(註) 主鐵筋の間には、主鐵筋がその中心より下部のコンクリートに傳へる應力を、上部のコンクリートに、傳へ得る丈のコンクリートが必要である。即ち第 323 圖に於て ab 間の純剪應力は主鐵筋の半周 ($ad+bc$) の附着力と等しいか、又は大なるを要す。

τ = コンクリートの許容純剪應力強度
 τ_0 = 許容附着力強度 x = 鐵筋の中心間隔
 d = 主鐵筋の直徑 l = 主鐵筋の長さ



第 323 圖

とすれば桁の l なる區間に於ける ab 間の純剪應力は、 $\tau(x-d)$ にして此の區間に於ける

る $ab+bc$ 即ち主鐵筋半周の面積に作用する附着力は $\frac{\pi}{2}d\tau_0l$ である。従て

$$x-d = \frac{\pi d}{2} \tau_0 l, \quad x-d = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\tau_0 d}{\tau} \cdot l$$

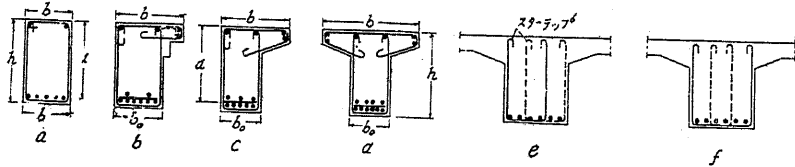
附録第 32 條に依り $\tau = 9 \text{ kg/cm}^2, \tau_0 = 6 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$x-d = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{6}{9} d \cdot l \doteq 1.05d \doteq d, \quad \text{又は } x \doteq 2d \text{ となる。}$$

主鐵筋を上下に二段以上に使用するとき、最下層の主鐵筋は許容強度以上の應力を受け、最上層の主鐵筋は許容強度より甚だしく小なる應力を受くる事になるから、桁高特に大なるもの、又は構造上已むを得ざる箇所以外は、主鐵筋を二段以上とすることは、避けなければならぬ。主鐵筋を二段にするときは、上下主鐵筋の純間隔は 2.5 cm 以上とし、上側鐵筋は直徑 10 mm ~ 15 mm 以上の丸鋼を約 1 m 間隔に挿入してその位置を確保する。

5 スターラップ。スターラップは桁の剪應力に抵抗する 以外に、桁の抗壓層と、抗張層の連結を完全にし、且つ主鐵筋の位置及間隔を確保するものであつて、矩形桁及 T 桁に於ては、その剪應力の如何に不拘常にスターラップを必要とする。之に使用する鐵筋は普通直徑 6 mm ~ 8 mm の丸鋼である。特に大なる荷重を受くる桁、又は高さの大なる桁には直徑 10 mm ~ 12 mm の丸鋼を使用する。

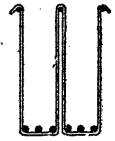
スターラップの形状は斷面の四周に行き 互る様、桁の斷面形状に應じて定める。第 324 圖 (a) は矩形桁に使用せるスターラップである。(b)(c)(d) は突縁を有する桁のスターラップであつて、突縁の形状をしたものと U 字形をした



第 324 圖

ものとを組合せて一組のスターラップとしたものである。斷面の上側に、桁に直角の方向に多數の鐵筋あるときは、スターラップとしては單に U 字形のものを第 324 圖 (e) (f) の如く使用すればよい。桁幅廣き場合又は計算上 U 字形ではスターラップの斷面不足する場合は第 324 圖 (e) (f) 圖の如く二つの U 字形を組合せて一つのスターラップとする。第 325 圖の如く 1 本の鐵筋にて作り

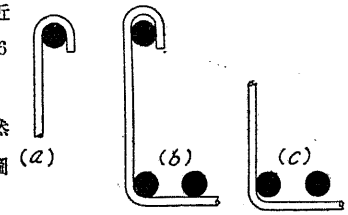
たる四斷面を有する、スターラップは加工施工共に複雑なると、スターラップの下部が連続せざるために不適當である。尚ほスターラップの設置には次の事項を考慮しなければならない。



第 325 圖

a 間隔 最大間隔は桁の有効高の $\frac{2}{3}$ 又は桁幅を超過してはならない。剪應力が其の許容強度 (例へば 4.5 kg/cm^2) を超過する箇所では、有効高の $\frac{1}{2}$ 以下とするがよい。剪應力が其の許容強度以下の場合には上記の最大間隔に配置する。一般にスターラップは、桁の全長に亘り同一間隔に配置し支點附近の剪應力の大きなる部分は、曲鐵筋を並用して剪應力に抵抗せしむるか、又は支點附近を密なる間隔とし、中央に向ひ漸次大なる間隔に配置する。最小間隔に制限はないが、成可く 10 cm 以上とするが施工上便宜である。

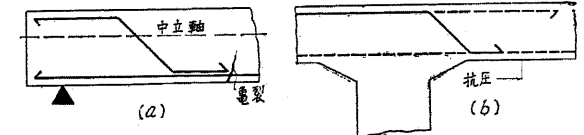
b 碇着 スターラップは抗壓層中充分に碇着しなければ有効でない。之を碇着せしむるには、その端を鉤形とし、之を出来るだけ抗壓縁近くまで延長する。スターラップは組立鐵筋と第 326 圖 (a) の如く密着せしむるのが理想的であるが、(b) 圖の如く必ずしも密着せしむる必要はない。然し抗張鐵筋とは (b) 圖の如く密接せしめ、(c) 圖の如き工法はいけない。



第 326 圖

c 被厚 スターラップの被厚は屋内構造物では 1.5 cm、外氣に曝さるものでは 2 cm、耐火構造のものでは 5 cm、以上とする。

6 曲鐵筋。曲鐵筋は主に主鐵筋を曲げ上げたものであつて、主鐵筋を曲げ下げる場合もあるが、その先端が抗張層中に終るものは避けなければならない。例へば第 327 圖 (a) の如く抗張層中に曲鐵筋の先端を置くと此の點に龜裂を生じ易い。第 327 圖 (b) の如き連続桁で、曲げ下げた鐵筋の先端が抗壓層中に終るならば差支ない。



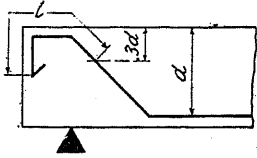
第 327 圖

曲鐵筋の水平となす角が $25^\circ \sim 50^\circ$ の範圍に於ては、その効果に大なる差がないから施工を容易ならしむるため、一般に曲鐵筋が水平となす角は 45° とす

る。尚ほ曲鐵筋設置に付いては、次の事項を考慮しなければならない。

a 間隔 は曲鐵筋に直角なる方向の總ての断面が、必ず 1 本以上の曲鐵筋に交る様に定める。即ち曲鐵筋が水平と 45° の角をなす時は、その間隔は有効高を超えてはならない。

b 主鐵筋の曲げ上げ 支點附近にて彎曲應力、又は附着應力の計算上不要なる主鐵筋は、たとへ剪應力が許容強度以下であつても、之を曲げ上げる。その置は桁の種類に依りて異なるものであるから § 312, § 313 に述べる。



第 328 圖

c 碇着 曲鐵筋は抗壓層中に充分碇着しなければならない。之がためには、抗壓縁より 0,3d だけ下の點以上の部分に於ける曲鐵筋の附着力にて之が脱出せざるだけの長さ l を必要とする。第 328 圖の如く支點附近にて曲げ上げたる場合は、圖の如く折り曲げて碇着を充分にする。

7 組立鐵筋。組立鐵筋とは鐵筋の組立及びコンクリート填充の際に、鐵筋の位置を確保するに必要な鐵筋であつて、桁に於ては、スタートルアップの位置を確保するために、桁の長手の方向に之を必要とする。之がため複鐵筋桁の如き断面となるが組立鐵筋として使用せる鐵筋が、抗壓層中にあるも、一般には複鐵筋桁と考へない。組立鐵筋には、直徑 8 mm ~ 12 mm の丸鋼を使用する。

§ 312 單桁

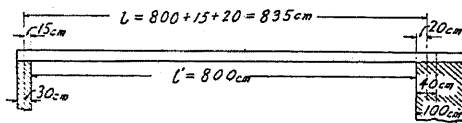
1 支間。單桁の支間は支承の中心距離を取るのが原則であるが、支承の幅が徑間の 5/100 より大なる時は

$$l = l' + \frac{5}{100} l' \dots\dots\dots(323)$$

$$l = \text{支間} \quad l' = \text{徑間}$$

とする。又支承幅が、徑間の 5/100 より小なる時は支承の支壓應力に對し檢定を要する。

〔例〕第 329 圖の如き徑間 800 cm、左支承幅 30 cm、右支承幅 100 cm の單桁に於て左支承の幅は、徑間の 5/100、即ち 40 cm より小なるに付き、その中央を支點とし右支承は 40 cm より大なるに付き、支承幅を徑間の 5/100、即ち 40 cm



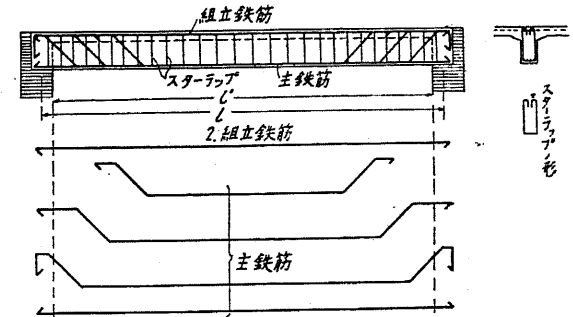
第 329 圖

と假定しその中央を支點とす。従て支間 l は 835 cm である。

2 桁の高。單桁の有効高は、彎曲率最大なる桁の中央にて定め、之を桁の全長に用ひる。最小有効高は支間の 1/20 以下としてはいけない。支間の 1/10 ~ 1/15 が適當である。

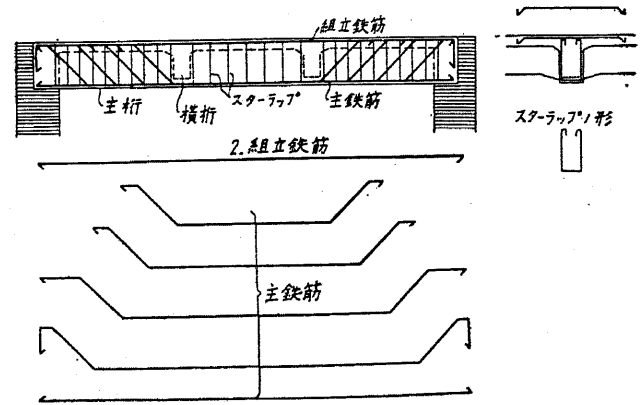
3 鐵筋。單桁の彎曲率は各點に於て正であるから、主鐵筋は桁の下側に配置するは勿論であるが、支點に近づくに従ひ、彎曲率小となるから、彎曲應力に對して不要なる主鐵筋は、之を曲げ上げて剪應力に抵抗せしめる。然し附着應力に對して必要な丈の、主鐵筋は桁の下側に、その全長に亘りて延長する。主鐵筋の直徑 22 mm 以下で附着應力の算定不要なる場合の曲げ上げ主鐵筋の最大數は桁中央に於ける、主鐵筋數の 1/2 内外とし。尚ほ少くとも 2 本以上の主鐵筋は桁の

下側に、その全長に亘りて延長する。剪應力に對する曲鐵筋不要の場合にても、桁中央の主鐵筋數の 1/3 内外を曲げ上げて剪應力に對する桁の耐力を増加せしむる。



第 330 圖

第 330 圖は等布荷重を受くる桁の鐵筋配置を示したものである。第 331 圖は横桁 2 本を支へる主桁の鐵筋配置を示したもので直接主桁に傳はる等布荷重に比して横桁の集中荷重が著しく大なる場合である。支點と横



第 331 圖

桁間の剪應力は略等しく、此の間の彎曲率は、支點より横桁に向ひ急に増加し、桁中央の剪力は小にして、彎曲率大なる故に、圖に示す如く支點と横桁間は、スターラップの間隔を小にし、尙ほ曲鐵筋を多數配置す、中央は抗張鐵筋を多くして、スターラップの間隔を大にしたものである。

§ 313 連續桁

1 支間。連續の支間は支承の中心距離とする、連續桁の兩端が、單に支承さるときは、兩端の支承中心は、單桁と同様にして定める。

2 彎曲率。§ 202 に述べた連續桁の理論は、その支點に於て、自由に廻轉し得る支承構造を有する場合に限り、應用し得るものである。然るに鐵筋コンクリート構造物では支柱、支壁、又は支承となる桁と結合せる連續桁が多い。之等はラーメンとして彎曲率及剪力を求むるのが理想的であるが、支間小なるもの、荷重小なるものでは支承を準固定と看做して、次の近似計算に依りて、彎曲率及剪力を求める。

a 準固定支承ヲ有スル連續桁ノ活荷重ニ依ル、負徑間彎曲率ハ連續桁ノ理論ニ依ル値ノ $\frac{2}{3}$ トスル。

b 正最小徑間彎曲率ハ連續桁ノ支點ヲ固定ト看做シタル場合ノ正最小徑間彎曲率ヲ下ラザルモノトス。

c 支間ガ同一アアルカ、又ハ不同ナルモノモ最小支間ガ最大支間ノ 0.8 倍以上ニシテ p ナル等布荷重ヲ受クルトキハ、次ノ式ニ依リテ彎曲率ヲ算出スルモ差支ナイ。

正最大徑間彎曲率

$$\left. \begin{aligned} \text{側徑間ニ於テ} & M = \frac{1}{10} p l^2 \\ \text{中間徑間ニ於テ} & M = \frac{1}{14} p l^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(324)$$

負最大支承彎曲率

$$\text{二徑間連續桁ニ於テ} \quad M = -\frac{1}{8} p l^2 \quad \dots\dots\dots(325)$$

三徑間連續桁ニ於テ

$$\left. \begin{aligned} \text{側徑間ニ接スル中間支承ニ於テ} & M = -\frac{1}{9} p l^2 \\ \text{其ノ他中間支承ニ於テ} & M = -\frac{1}{10} p l^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(326)$$

負最大徑間彎曲率

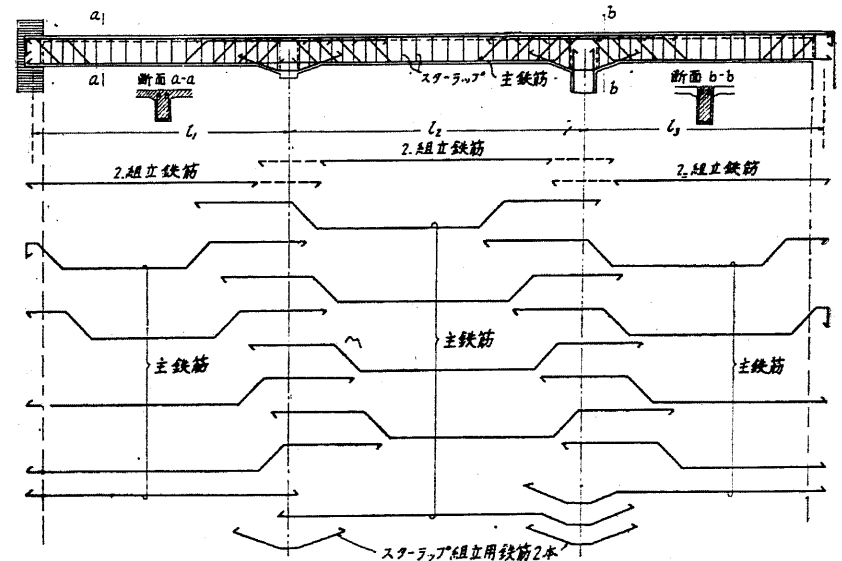
$$M = \frac{p^2}{24} (g - \frac{2}{3} p) \dots\dots\dots(327)$$

g ハ桁單位長當リノ死荷重

d 支承構造ノ幅ガ高サノ $\frac{1}{5}$ ニ等シキカ、又ハ大ナル場合ニハ、連續桁ト看做サズ固定桁ト看做シテ、彎曲率ヲ算出スル。

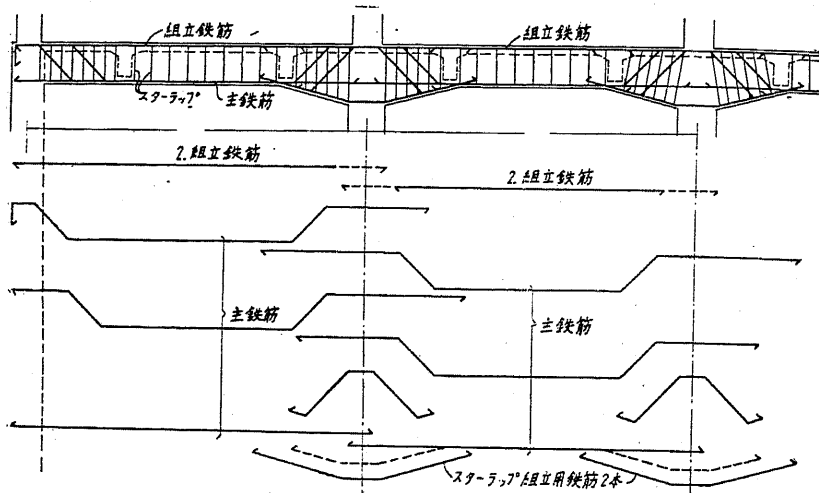
3 桁の高さ。連續桁はその中間支點上に於て、彎曲率の絶對值最大であるから桁の有効高も最大となる。一般には徑間中央の最大正彎曲率にて桁高を定め、中間支點上にては持送りを附して高さを増加する。T 桁断面の連續桁にては中間支點上に於て上縁が抗張層となるため、負彎曲率の作用する範圍は矩形桁となり、桁の所要有効高が徑間中央より著しく大になるので、持送りにて高さを増加すると同時に幅も又彎曲率零の點より支點に向ひ漸次増加する。連續桁の最小有効高は支間の $\frac{1}{25}$ 以上とする。支間の $\frac{1}{14} \sim \frac{1}{18}$ 位が適當である。

4 鐵筋。連續桁の主鐵筋は第 332 圖の如く曲げ上げ中間支點上の負彎曲率に

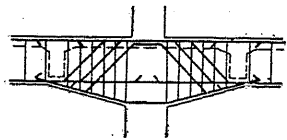


第 332 圖

抵抗せしめる。曲げ上げる位置は、剪應力、正負彎曲率に應じ計算にて定める。然し少くとも、徑間中央の主鐵筋數の $\frac{1}{3}$ 或は最小數 2 本は桁の下側に、延長



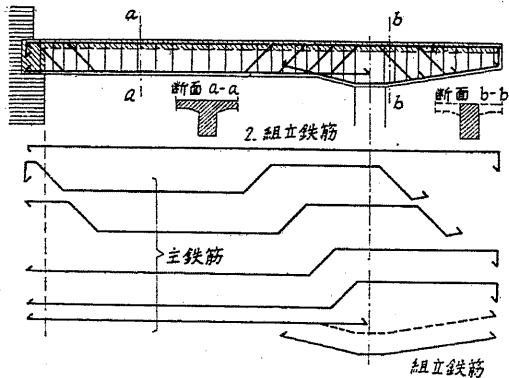
第 333 圖



第 334 圖

しなければならぬ。曲げ上げた鉄筋の一部は第 332 圖に示す如く支點を越えて、次の徑間の抗壓層まで延長して碇着する。

第 333 圖の如く支點に近く、大なる集中荷重を受くる横桁等がある場合は、支點に最も近い曲鉄筋の先端を、此の横桁まで延長し版の小龜裂を防止するがよい。スタップは剪應力及曲鉄筋の配置を考慮して § 311 に述べた最大間隔以内に配置する。中間支承附近の持送り部分の、スタップは中央主鉄筋を水平に延長したる高さにて中絶せず、第 334 圖に示す如く持送り面に沿ふ



第 335 圖

鉄筋を水平に延長したる高さにて中絶せず、第 334 圖に示す如く持送り面に沿ふ

組立鉄筋まで達せしめなければならない。従て連続桁にては、その上縁及持送りの面に沿ふて組立鉄筋を必要とする。支點の抗壓層に抗壓鉄筋を必要とするときは第 332 圖の點線にて示す様に下部鉄筋を持送り面に沿ふて、次の徑間まで延長する。又支點上の抗張鉄筋不足する時は第 332 圖又は第 333 圖の點線にて示す様に上側の組立鉄筋を次の徑間まで延長する。第 335 圖は突桁の鉄筋配置の例である。

第三節 柱

A 中心荷重を受くる鉄筋コンクリート柱

§ 314 一般

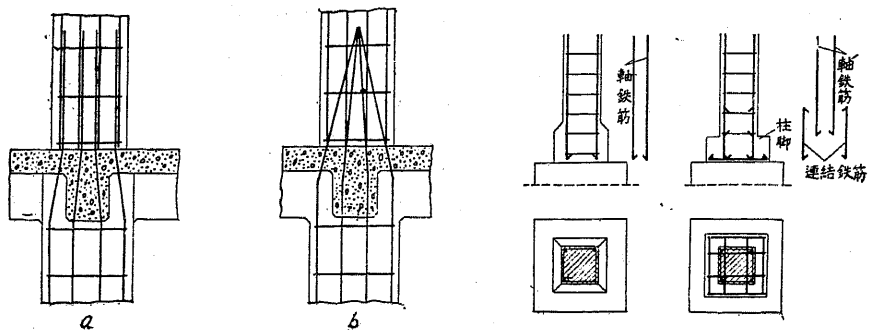
1 織弱率の限度。一般土木に使用する大なる荷重を受くる柱、例へば橋脚等の如きものに於ては、必ず短柱を使用しなければならない。構造物の主要部分を占めざる柱、又は荷重の大ならざる柱にては、長柱を使用するも差支ないが織弱率が 70 以上、例へば、矩形断面の柱に於ては、長さが最小幅の 20 倍以上のものは使用出来ない。只構造物の強度に、全く影響なき構造部分の柱は、この制限外である。

2 被厚。外氣に曝さるゝ柱に於ては 2 cm、室内の柱に於ては 1.5 cm、特に耐火構造として造る場合に於ては 5 cm 以上とする。

3 軸鉄筋の直徑。柱の軸鉄筋には、直徑 12 mm 以上の丸鋼を使用する。然し柱が特に長い時は、鉄筋の骨組を丈夫にするため、直徑 14 mm 以上の丸鋼を使用するがよい。

4 帯鉄筋、螺旋鉄筋及環狀鉄筋の直徑。帯鉄筋には直徑 6 mm 以上の丸鋼を使用し、螺旋鉄筋、又は環狀鉄筋も帯鉄筋同様直徑 6 mm 以上の丸鋼を使用するが、大なる荷重を受くる柱に於ては直徑 10 mm ~ 18 mm の丸鋼を使用する方が經濟である場合が多い。

5 軸鉄筋の継手に於ける重りの長。中心荷重を受くる柱の軸鉄筋は壓力のみを受くるものであるから、継手に於ては、抗張鉄筋の如く長き重ね合せを必



第 336 圖 第 338 圖 第 339 圖

要としない。軸鉄筋の応力を其の附着力に依りて、コンクリートに傳へ得るだけの重りの長さで充分である。

$$L = \text{必要なる重りの長 (cm)} \quad d = \text{軸鉄筋の直徑 (cm)}$$

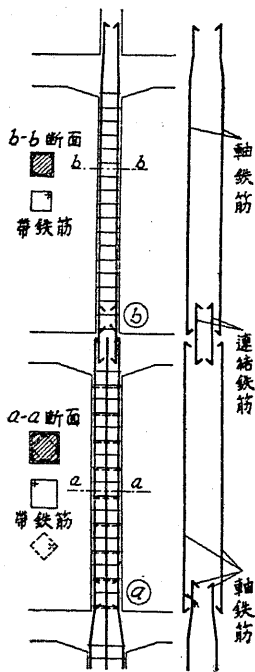
$$\tau_{oa} = \text{許容附着應力強度 (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_s = \text{軸鉄筋の壓應力強度 (kg/cm}^2\text{)}$$

$$L = \frac{\sigma'_s}{4\tau_{oa}} d \dots \dots \dots (328)$$

公式 328 式に依りて重りの必要長は定め得るが、然し重りの長さは、軸鉄筋直徑の 20 倍以下としてはならない。

6 軸鉄筋の接合構造。柱の軸鉄筋はその隣接固定点の間(1本の柱の中間)に接合を設けてはならない。従て軸鉄筋の接合は常に、2本の柱が連続する箇所、又は柱と基礎との接合部にのみ存在するものである。2本の柱が連続する場合には、第 336 圖(a)の如く下の柱の軸鉄筋を、上の柱の下部に延長して重りの部分が全部、上の柱中に在る様にするか、又は第 337 圖(b)の如く下の柱の軸鉄筋を、上の柱の下端まで延長し連結鉄筋を使用して、上の柱の軸鉄筋と接合する。此の連結鉄筋は必要なる重りの

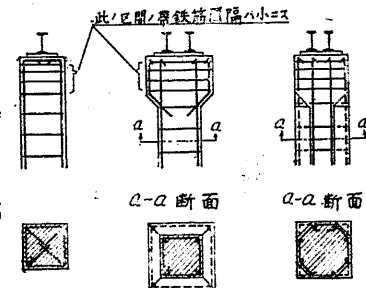


第 337 圖

長Lの二倍以上とし、その $\frac{1}{2}$ は下の柱の軸鉄筋と、残りの $\frac{1}{2}$ は上の柱の軸鉄筋と重り合せる。連結鉄筋には軸鉄筋と同一径のものを同数丈使用使用する。上下柱の軸鉄筋の直徑及數が異なる場合は大なるものと同一とする。第 336 圖(b)の如く下の柱の軸鉄筋を、上の柱の中に集中すると、コンクリート填充が困難になるから、(b)圖の如き工法はよくない。

柱と基礎との接合箇所に於ける軸鉄筋には継手を設ける場合と、軸鉄筋を第 338 圖の如く基礎中に埋込む場合とがある。

軸鉄筋に継手を設ける場合には第 339 圖の如き連結鉄筋(dowels)を使用する。此の連結鉄筋は前述の連結鉄筋と全く同一に取扱ふ。



第 340 圖

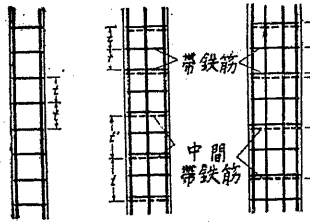
7 柱の頭部。中心荷重を受くる柱の頭部は第 340 圖に示す如く帯鉄筋の間隔を密にする程度で特殊工法を取らない。柱の断面が六角、又は八角等の多角形或は圓形のものでは頭部の支承面を増大するため、又は桁との結合構造を簡単にするため第 340 圖(b)、(c)の如く矩形とする。

8 コンクリート。鉄筋コンクリート柱には配合 1:2:4 又は之より良質のコンクリートを使用する。一般にコンクリートの配合を良好にしたための工費増加率よりも強度増加率が大であるから、大なる荷重を受くる柱にては、良質のコンクリートを使用する方が経済である。

§ 315 帯鉄筋柱

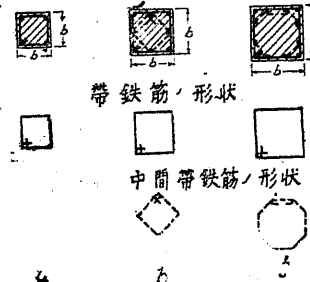
1 断面。帯鉄筋柱の断面は普通正方形、矩形、八角、圓形等であつて、計算に於ては断面の全部を有効と看做すのであるが、耐火構造、又は橋脚等の如く流木、流氷、轉石等にて柱の外表面が破壊される虞あるものでは、帯鉄筋の内側のコンクリートと、軸鉄筋のみが有効であると看做すが安全である。断面積 25 cm. 25 cm より小なる柱は使用しないがよい。

2 軸鉄筋。軸鉄筋には直徑 12 mm 以上 32 mm 以下の丸鋼を使用し、断面



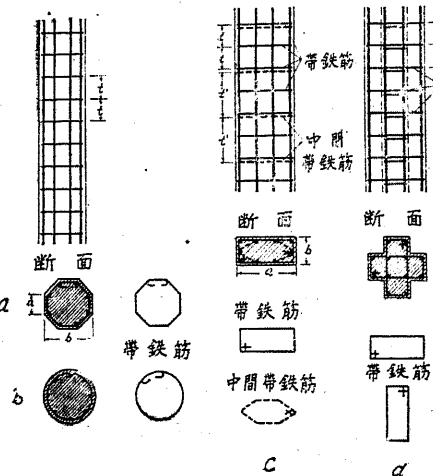
の外周に對稱、一列に配列し、最小軸鐵筋數は4本以上とする。軸鐵筋の最大量は斷面の $\frac{3}{100}$ 以下とし、此の限度を超過する時は、斷面を増大する。不測の偏心荷重、或は水平力に備へるため、軸鐵筋の最小量は斷面の $\frac{8}{100}$ 以上とする。

断面



第 341 圖

3 帶鐵筋 (tie) は軸鐵筋の彎折防止及軸鐵筋の組立用として使用する外、計算には考慮しないがコンクリートの横の方向の膨脹を阻止して、柱の安全率を大ならしむるものである。軸鐵筋の彎折を防ぐために帶鐵筋の間隔 t は斷面の最小幅以下、又は軸鐵筋の直徑の 12 倍以下とし第 341 圖の如く配置する。第 341 圖(a)の如く軸鐵筋 4 本のもものでは、正方形の帶鐵筋を用ゆれば斷面の隅にある軸鐵筋の彎折を防ぎ得るが、(b) (c) 圖の如く斷面の隅以外に軸鐵筋ある場合は、之等の軸鐵筋の彎折防止の爲めに點線で示す如き中間帶鐵筋を使用する。中間帶鐵筋の間隔 t' は帶鐵筋の 2 倍乃至 3 倍とす。第 342 圖の如き中間帶鐵筋は、コンクリート填充に支障を生じてよくない。第 343 圖は、八角形、圓形、矩形、十字形、斷面の帶鐵筋配置を示したものである。帶鐵筋の端は、圖示せる如く鉤形とし、その接合部全部を一定軸鐵筋上に集合してはいけない。



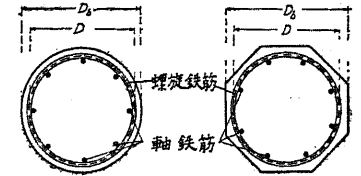
第 343 圖

の接合部全部を一定軸鐵筋上に集合してはいけない。

§ 316 螺旋鐵筋柱

1 断面。螺旋鐵筋柱の断面形狀は圓形が最も理論的である。一般に螺旋鐵筋柱の断面小なるときは多量の鐵筋を要し且つ施工困難なるため、髓心の直徑 30cm 以下の柱には使用しない。

2 軸鐵筋。理論上に於ては螺旋鐵筋のみにて、中心荷重に抵抗し得るものであるが、柱の變形量が大なること、不測の偏心荷重に對し抵抗力が無いこと等の理由で、必ず軸鐵筋を螺旋鐵筋の内側に使用する。今 (第 344 圖参照)



第 344 圖

$$D = \text{髓心の直徑} \quad A_s = \text{螺旋鐵筋の換算斷面積} = \frac{\pi D f}{t}$$

$$f = \text{螺旋鐵筋 1 本の斷面積} \quad t = \text{螺旋鐵筋のピッチ}$$

$$A_c = \text{軸鐵筋の總斷面積} \quad A = \text{柱の全斷面積} = \frac{\pi D^2}{4}$$

とすれば軸鐵筋量 A_s は次の制限に適合し

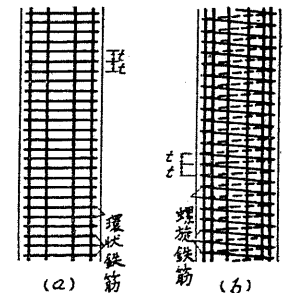
$$A_s \geq \frac{1}{3} A_c$$

$$\geq \frac{8}{1000} A$$

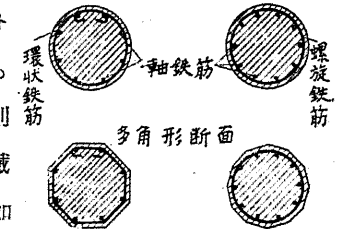
$$\leq \frac{3}{100} A$$

尙ほ最小數は 6 本以上、間隔は螺旋鐵筋の中心に沿ひて 15 cm ~ 20 cm 以上とする。

3 螺旋鐵筋及環狀鐵筋。螺旋鐵筋 (Spiral)、又は環狀鐵筋 (Hoop) は髓心内のコンクリートの横變形に抵抗するものであつて、圓形が最も有効である。従つてその形狀は圓形を以て原則とする。柱の外形は、多角形であつても螺旋鐵筋は第 345 圖 (b) の如く圓形とし (a) 圖の如く環狀鐵筋を多角形にするのはよくない。環狀鐵筋は其の張應力に抵抗せしむるため繼手に於て長き重りを要し、螺旋鐵筋に比



圓形断面



第 345 圖

螺旋鐵筋に比

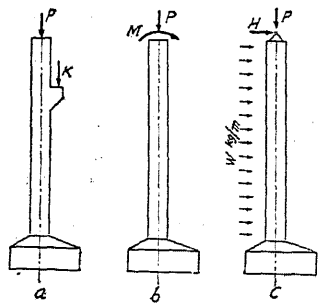
して甚しく不経済であり、且つ安全率も低いものであるから環状鉄筋の使用は避けるがよい。已むを得ず環状鉄筋を使用するときは、その継手が同一鉛直線上に集合しない様にする。螺旋又は、環状鉄筋のピッチが餘り大であると、その効力が少いから、之等のピッチは髓心直径の $\frac{1}{5}$ 以下とし、8 cm を超過してはならない。

螺旋又は環状鉄筋のピッチを正確に保持する爲め、鉄筋の組立に際しては、充分軸鉄筋に結束する。大なる柱に於ては、軸鉄筋に結束しただけでは不充分であるから、スペーサー (Spacer) を使用する。

スペーサーは、山形、溝形、T 形鋼の突縁に、螺旋鉄筋のピッチに合せて凹所を作り、之に螺旋鉄筋を喰込ませる様作製したものである。又特にスペーサーとして作製した特許品もある。スペーサーは 1 本の柱に 2 本以上を使用する。大なる柱にては、3 本乃至 4 本を使用し、軸鉄筋の代用とする。螺旋鉄筋重量は、柱の長さ 1 m に付き $2.47 \frac{D}{t} \text{ kg}$ である。

B 偏心荷重を受くる柱

§ 317 偏心荷重を受くる柱の應力 柱が第 346 圖 (a) の如くその重心外に



第 346 圖

鉛直荷重を受くる場合、又は第 346 圖 (b) (c) の如く鉛直荷重と彎曲率、或は鉛直荷重と水平荷重を受くる場合は、柱の断面に於ける應力は次の式に依りて算出する。(第 347 圖参照)

σ_c = 断面の重心より y なる距離に於けるコンクリートの壓應力

N = 鉛直力の合力

A_c = 柱の有効断面積

A_s = 軸鉄筋の總断面積

$M = \text{彎曲率} = Ne$ $e = \text{偏心率}$

$\lambda = \text{柱の纖弱率}$ $A_i = A_c + 15A_s$

$I_i = \text{コンクリート断面積に鉄筋断面積の 15 倍を加へたる}$

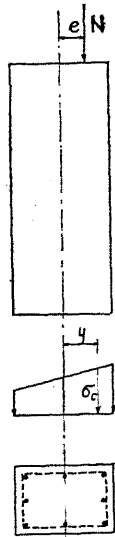
全断面積の重心線に対する二次率

$$W = \text{断面係数} = \frac{I_i}{y}$$

短柱の場合 $\sigma_c = \frac{N}{A_c} \pm \frac{M}{W} \dots\dots\dots(329)$

長柱の場合 $\sigma_c = \frac{N}{A_c \left(1.45 - \frac{\lambda}{100}\right)} \pm \frac{M}{W} \dots\dots\dots(330)$

公式 329, 330 は断面の全部に壓應力を生ずる場合及断面の一方に張應力を生ずるも、その絶対値がコンクリートの軸壓力に対する許容強度の $\frac{1}{5}$ 以下の場合にのみ成立し、コンクリートの全断面積を有効と看做す。断面に生ずる張應力が上記限度を超過する場合には、公式 2 乃至 79 に依りてコンクリート及鉄筋の應力を求める。



第 347 圖

§ 318 偏心荷重を受くる柱の彎曲率及反力

1 下端固定 上端自由の柱が第 348 圖の如く鉛直荷重 P, K を受くる場合ブラケットの下端 $a'-a'$ 断面に於て

$$\left. \begin{aligned} V_a &= P + G_a + K \\ M_a &= (P + G_a)e - Kc \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(331)$$

下端 $b-b$ 断面に於て

$$\left. \begin{aligned} V_b &= P + G_a + K + G_b \\ M_b &= M_a \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(332)$$

V_a, V_b = 夫々 $a'-a', b-b$ 断面の鉛直反力、

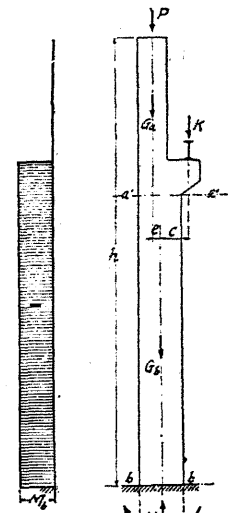
M_a, M_b = 夫々 $a'-a', b-b$ 断面の彎曲率、

G_a = 断面 $a'-a'$ 以上の柱の自重、

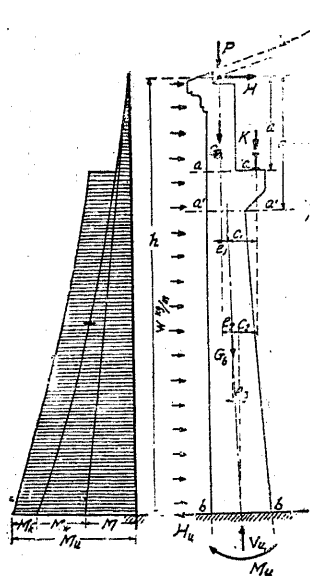
G_b = 断面 $a'-a'$ 及 $b-b$ 間の柱の自重、

e, c = 夫々 P, G_a 及 K の偏心率(第 348 圖参照)

2 (1) の場合の柱が P, K なる鉛直荷重の外に H なる水平荷重を、その頭部に、 $w \text{ kg}$ なる等布荷重を、柱



第 348 圖



第 349 圖

の全長に受くる場合。

$$\left. \begin{aligned} & a-a \text{ 断面に於て} \\ & V_a = P + G_a \\ & M_a = -\left(Ha + \frac{wa^2}{2}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (333)$$

$$\left. \begin{aligned} & G_a = a-a \text{ 断面以上の柱の自重} \\ & a'-a' \text{ 断面に於て} \\ & V'_a = P + G'_a + K \\ & M'_a = (P + G'_a)e_1 - Ha' - \frac{wa'^2}{2} - Kc_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (334)$$

$$\left. \begin{aligned} & G'_a = a'-a' \text{ 断面以上の柱の自重} \\ & \text{下端 } b-b \text{ 断面に於て} \\ & V_u = P + G_a + K + G_b \\ & M_u = (P + G_a)c_2 + G_b e_3 - Hh - \frac{wh^2}{2} - Kc_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (335)$$

G_b = 断面 $a-a$, $b-b$ 間の自重

3 柱の上下端に鉸を有する場合。

第 350 圖の如く柱の上端に鉛直荷重 P , 水平荷重 H とブラケット上に鉛直荷重 K が作用しブラケット上下に於ける柱の断面が異り、その重心が同一鉛直線上にあらざる場合に於ける下端の鉛直反力 V_u , 水平反力 H_u は

$$\left. \begin{aligned} & V_u = P + G_a + K + G_b \\ & H_u = H = \frac{Kc - (P + G_a)e}{h} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (336)$$

である。ブラケット上下に於ける、柱の断面同一にして、その重心が同一鉛直線上に在り、尚ほ P がその重心に作用する場合は

$$H_u = H = \frac{Kc}{h} \dots\dots\dots (337)$$

第 350 圖

である。柱の幅、 d_1 なる $a-a$ 断面に於ては

$$\left. \begin{aligned} & V_a = P + G_a \\ & M_a = Hc \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (338)$$

柱の幅、 d_2 なる $a'-a'$ 断面に於ては

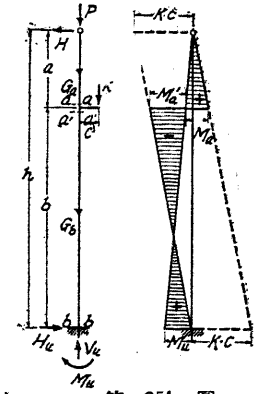
$$\left. \begin{aligned} & V'_a = P + G'_a + K \\ & M'_a = -H_u b \\ & G'_a = a'-a' \text{ 断面以上の柱の自重} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (339)$$

4 柱の下端固定し、上端に鉸を有する場合。

柱の断面が及其の二次率同一なる柱が第 351 圖の如

き荷重を受くる場合の固定点の彎曲率 M_u , 鉛直反力 V_u , 水平反力 H_u は

$$\left. \begin{aligned} & M_u = \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{2} \cdot \frac{a^2}{h^2}\right) Kc \\ & V_u = P + G_a + K + G_b \\ & H_u = H = \frac{Kc + M_u}{h} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (340)$$



第 351 圖

にして $a-a$ 断面に於ては

$$\left. \begin{aligned} & V_a = P + G_a \\ & M = H_u c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (341)$$

$a'-a'$ 断面に於ては

$$\left. \begin{aligned} & V'_a = P + G'_a + K \\ & M'_a = M_u - H_u b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (342)$$

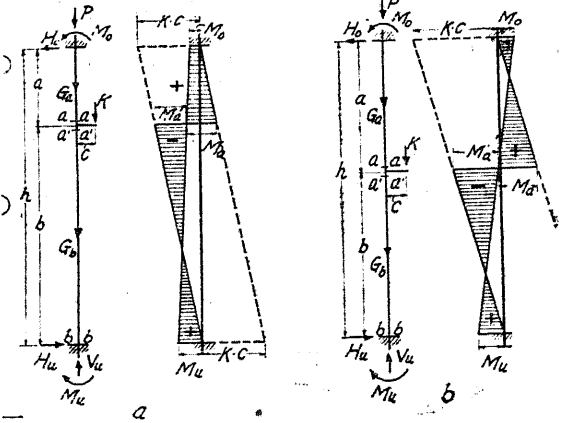
である。

5 柱の上下端が固定されたる場合。

柱の断面及其の二次率同一

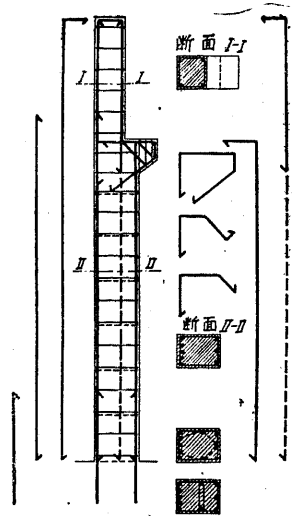
なる柱が、第 352 圖の如き

荷重を受くる場合の上端彎曲率 M_0 , 同水平反力 H_0 , 下端彎曲率 M_u , 反力 H_u , 鉛直反力 V_u , は



第 352 圖

$$\left. \begin{aligned} M_u &= \left(2 \frac{a}{h} - 3 \frac{a^2}{h^2}\right) Kc \\ M_o &= \left(3 \frac{b^2}{h^2} - 2 \frac{b}{h}\right) Kc \\ V_u &= P + G_a + K + G_b \\ H_o &= H_u = \frac{Kc + M_u - M_o}{h} \end{aligned} \right\} \dots\dots(343)$$



第 353 圖

$a-a$ 断面に於て

$$\left. \begin{aligned} V_a &= P + G_a \\ M_a &= H_o a + M_o \end{aligned} \right\} \dots\dots(344)$$

$a'-a'$ 断面に於て

$$\left. \begin{aligned} V'_a &= P + G'_a + K \\ M'_a &= M_u - H_u b \end{aligned} \right\} \dots\dots(345)$$

公式 343 に於て、 $b = \frac{2}{3}h$ のときは、 $M_o = 0$ となり、 $b < \frac{2}{3}h$ なる場合は第 352 圖 (b) の如く M_o は負となる。

【例】第 354 圖の如き上下端固定されたる柱が、次の寸法を有しブラケット上に 15 ton の鉛直荷重を受くる場合の上下端の彎曲率及水平

反力を求めよ。

$$h = 6m \quad a = 1,7m \quad b = 4,3m \quad c = 0,6m \quad K = 15t$$

公式 343 に依り

$$M_u = \left(2 \frac{a}{h} - 3 \frac{a^2}{h^2}\right) Kc = \left(2 \cdot \frac{1,7}{6,0} - 3 \frac{1,7^2}{6,0^2}\right) \cdot 15 \cdot 0,6 = +3m^t$$

$$M_o = \left(3 \frac{b^2}{h^2} - 2 \frac{b}{h}\right) Kc = \left(3 \cdot \frac{4,3^2}{6,0^2} - 2 \frac{4,3}{6,0}\right) \cdot 15 \cdot 0,6 = +1m^t$$

$$H_u = H_o = \frac{Kc + M_u - M_o}{h} = \frac{15 \cdot 0,6 + 3,0 - 1,0}{6,0} = 1,83t$$

又断面 $a-a$ に於ける彎曲率は、公式 344 に依り

$$M_a = H_o a + M_o = 1,83 \cdot 1,7 + 1,0 = 4,1m^t$$

断面 $a'-a'$ に於ける彎曲率は公式 345 に依り

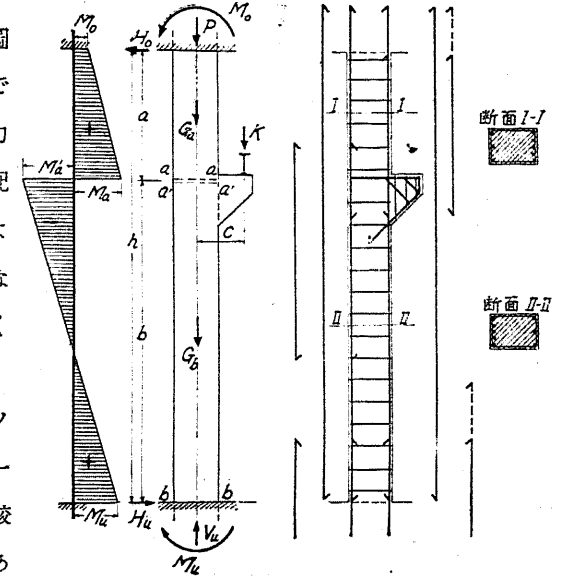
$$M'_a = M_u - H_u b = 3,0 - 1,83 \cdot 4,3 = -4,9m^t$$

§ 319 鉄筋の配置

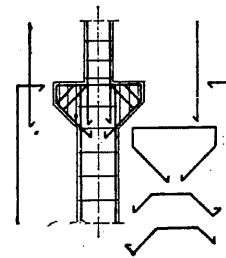
第 353 圖は第 358 圖の如き柱の鉄筋配置法であつて、軸鉄筋は張應力の生ずる側に、多量に配置する。ブラケットより上部は彎曲率を生じないから、中心荷重を受くると同様の構造とする。

第 356 圖はブラケットに於ける鉄筋配置の一例である。第 356 圖は鉸の構造を示したものである。鉸の計算法及詳細に付いては § 606 を参照されたい。

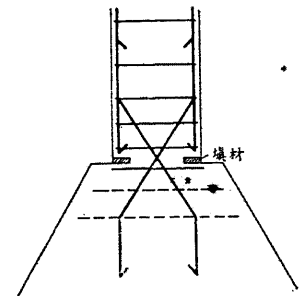
第 354 圖は上下端固定せる柱の鉄筋配置の例である。



第 354 圖



第 355 圖



第 356 圖