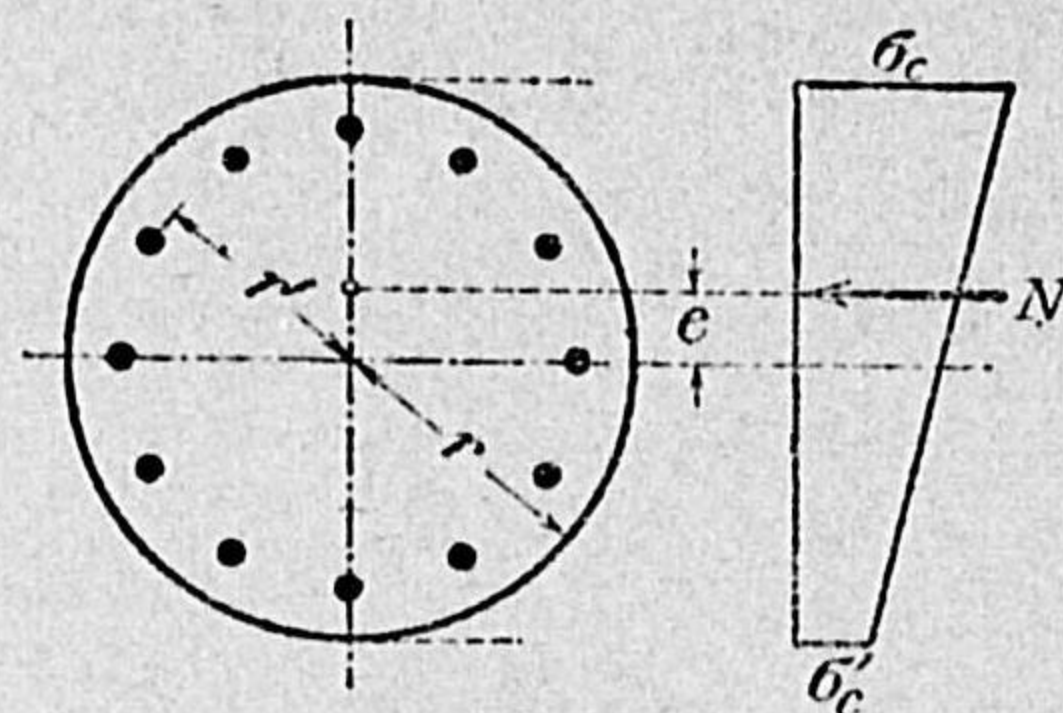


## 第二十一章 軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける圓形断面の部材に於ける應力度の計算及び断面の算定

(145) 断面に圧縮應力のみが働く場合の應力度の計算及び鉄筋断面面積の算定 圓形断面の鉄筋コンクリート部材が軸方向圧縮力と同時に曲げモーメントを受ける場合は、ラーメンに於ける圓柱又は無梁版構造の場合の柱等に起るものである。鉄筋の数は 12 又は 16 の如く 4 の倍数とすれば便である。

断面に働く合成力の作用点が断面の心の内にあれば、断面には圧縮應力のみを生じ、心の外にあれば断面に圧縮應力と引張應力とを生ずる。圓形断面の心の半径は、軸方向鉄筋を無視すれば、圓形断面の半径の  $1/4$  である、即ち  $e/r < 1/4$  である時に、断面に圧縮應力のみが生ずることとなる。



第 117 圖

等値全断面積  $A_i = \pi r^2 + nA_s = \pi r^2(1 + np) \dots (a)$

直徑を軸として等値全断面の断面二次モーメント

$$I_i = \frac{\pi r^4}{4} + \frac{nA_s r'^2}{2} = \pi r^4 \left[ 0.25 + \frac{np}{2} \left( \frac{r'}{r} \right)^2 \right] \dots (b)$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{N_0}{I_i} r \quad \text{及び} \quad \sigma_c' = \frac{N}{A_i} - \frac{N_0}{I_i} r \dots (c)$$

$N$  の作用点が断面の心の外にあつて、 $\sigma_c'$  が引張應力度であつても、 $\sigma_c'$  の絶対値が許容軸方向圧縮應力度の  $1/5$  以下である時は、(c) 式に依つて  $\sigma_c$  を計算してよい (昭和 15 年 3 月改正土木學會標準示方書 第 100 條(2))。 (a) 式及び (b) 式を (c) 式に代入して

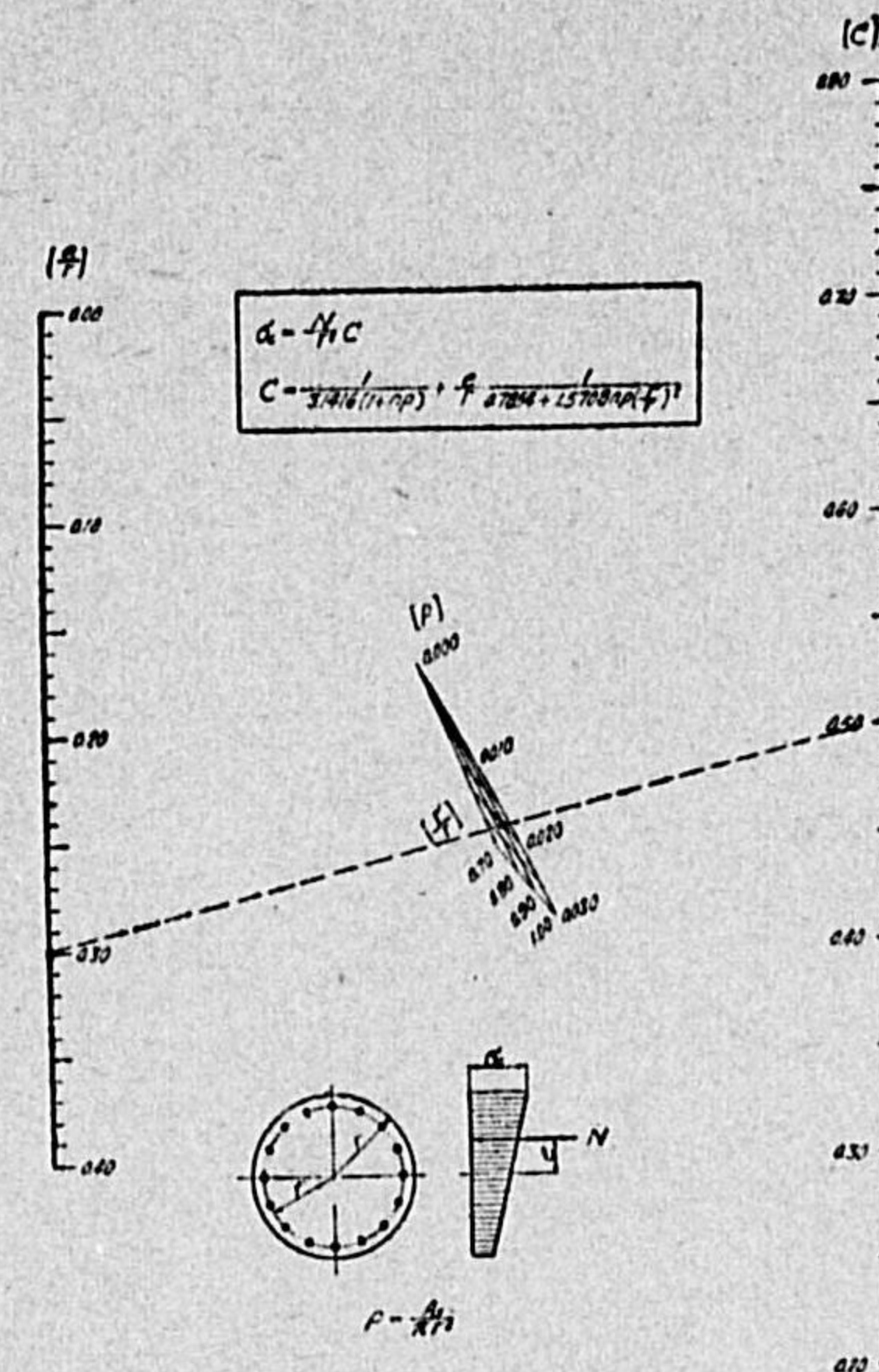
$$\sigma_c = \frac{N}{r^2} \left[ \frac{1}{3.1416(1+np)} + \frac{e/r}{0.7854 + 1.5708np \left( \frac{r'}{r} \right)^2} \right] \dots (187)$$

$$\sigma_c' = \frac{N}{r^2} \left[ \frac{1}{3.1416(1+np)} - \frac{e/r}{0.7854 + 1.5708np \left( \frac{r'}{r} \right)^2} \right] \dots (188)$$

又は  $\sigma_c = \frac{NC}{r^2} \dots (189)$

$C$  は (187) 式中の右邊の大括弧中の値である。正確なる心の半径  $K$  は (190) 式の通り。第 118 圖は  $\sigma_c$  を求めるに便なるものである

$$K = \frac{0.25 + 0.5np \left( \frac{r'}{r} \right)^2}{1 + np} r \dots (190)$$



第 118 圖 圓形断面に直接圧縮力と同時に曲げモーメントが働く場合の應力度計算圖表

$\frac{e}{r} = \frac{10}{50} = 0.2$ ,  $p = 0.02$ ,  $\frac{r'}{r} = 0.9$ , 左方鉛直線上に、 $\frac{e}{r} = 0.20$  を探り、之と中央の網の中に於ける  $p = 0.02$  と  $\frac{r'}{r} = 0.9$  との交点とを結び、之を延長して、右方鉛直線と交はらしめて、 $\sigma = 0.42$  を得る。(189) 式に依つて  $\sigma_c = \frac{240,000}{2,500} \times 0.42 = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_c'$  を求めるには (188) 式に依つて  $\sigma_c' = 5.32 \text{ kg/cm}^2$  を得る。

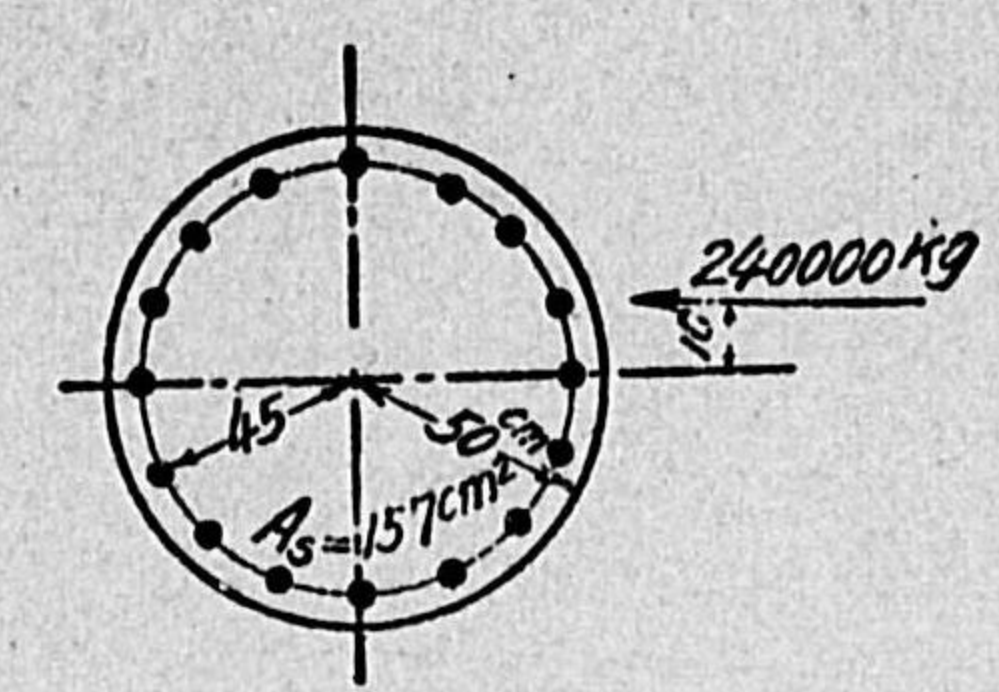
(146) 断面に圧縮應力と引張應力とが働く場合の應力度の計算及び鉄筋断面面積の算定 軸方向圧縮力の作用点が断面の心の外にある時、コンクリートの引張應力を無視する應力度及び鉄筋断面面積の計算式は次の通り。

$$p = \frac{1}{n\pi \cos \alpha} \left\{ \frac{N}{r^2 \sigma_c} (1 + \cos \alpha) - 2 \left[ \frac{1}{8} \sin^3 \alpha + \frac{1}{2} \sin \alpha \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \cos \alpha \right] \right\} \dots (191)$$

又は  $p = \frac{2}{n\pi \left( \frac{r'}{r} \right)^2} \left\{ \frac{M}{r^3 \sigma_c} (1 + \cos \alpha) - 2 \left[ \frac{\sin^3 \alpha}{32} + \frac{\pi - \alpha}{8} + \frac{\sin^2 \alpha \cos \alpha}{3} \right] \right\} \dots (192)$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{r'/r - \cos \alpha}{1 + \cos \alpha}$$

第 121 圖を用ひて、コンクリート断面の寸法が與へられる時、コンクリートに於ける圧縮應力



第 119 圖

(例題) 第 119 圖の如き断面が圖示の如き軸方向圧縮力を受けるものとして  $\sigma_c$  及び  $\sigma_c'$  を計算せよ。

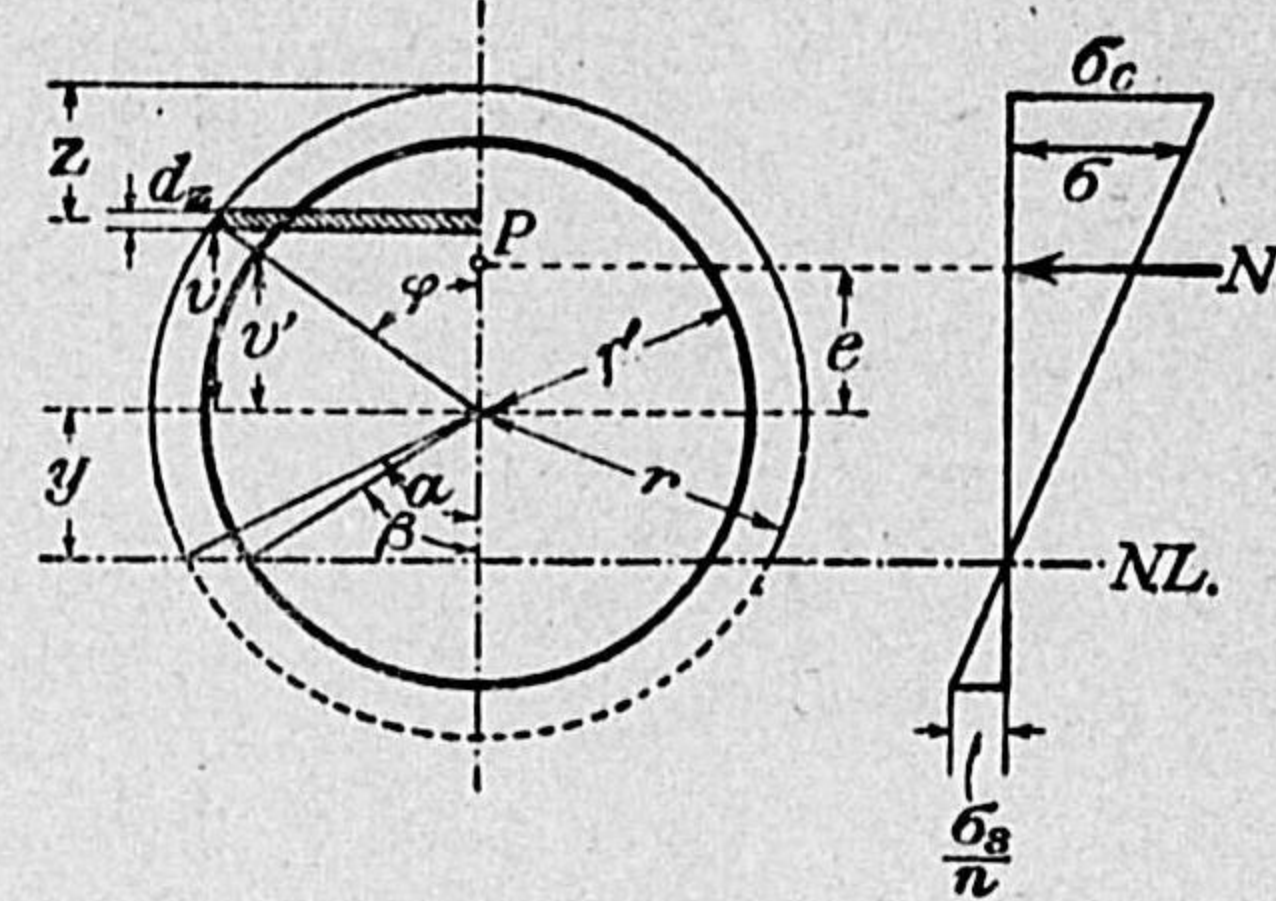
$$p = \frac{A_s}{\pi r^2} = 0.02, \quad \frac{r'}{r} = \frac{45}{50} = 0.9, \quad n = 15$$

(190) 式に依つて

$$K = \frac{0.25 + 0.5 \times 15 \times 0.02 \times 0.9^2}{1 + 15 \times 0.02} r = 0.286r$$

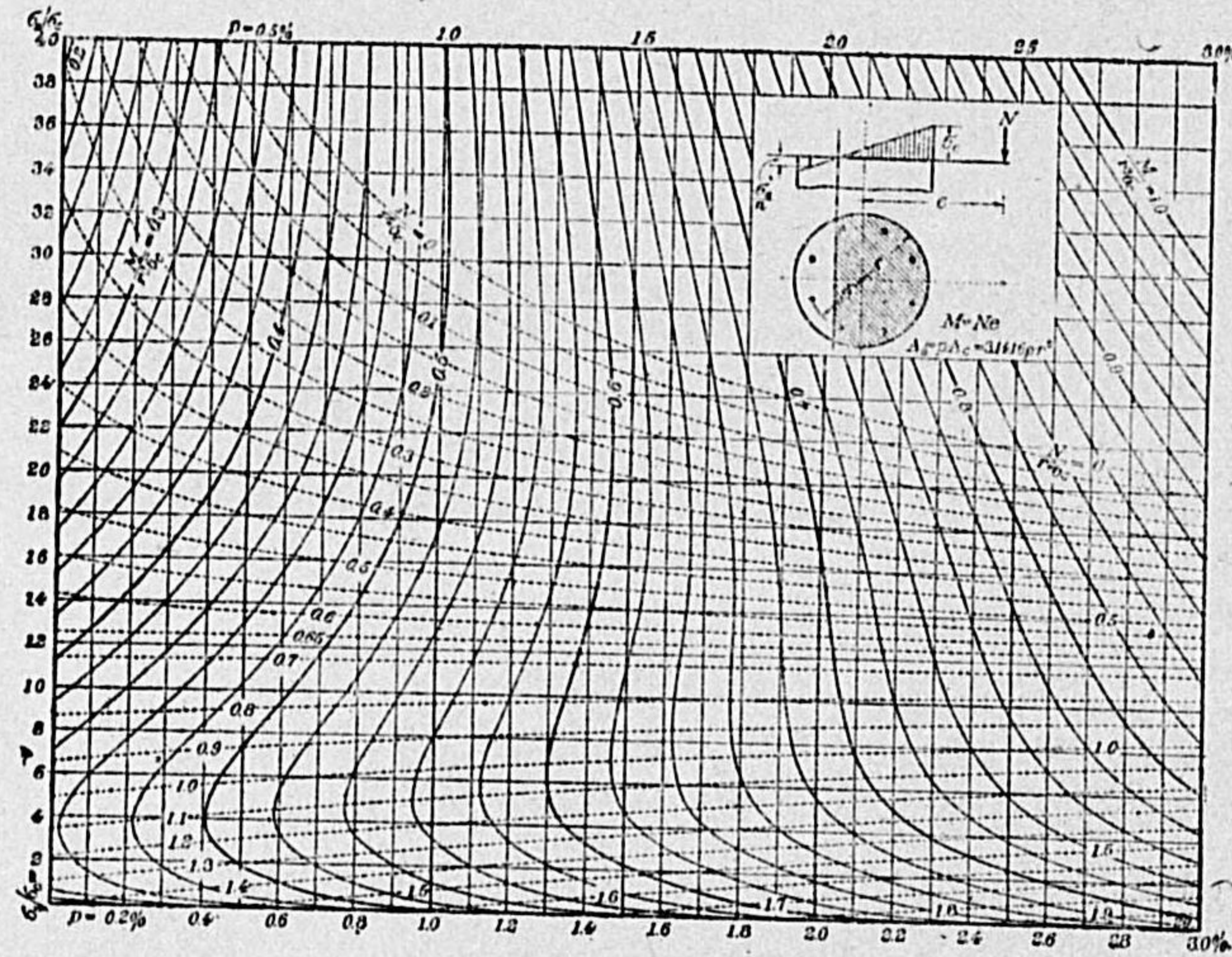
即ち  $K = 0.286 \times 50 = 14.3 \text{ cm} > 10 \text{ cm} = e$  故に軸方向圧縮力の作用点は心の内にあり、従つて断面には圧縮應力のみが働く。第 118 圖に依つて

度が許容應力度  $\sigma_c$  に達する様な鉄筋断面積を定めるには、 $N/r^2\sigma_c$  及び  $M/r^3\sigma_c$  を計算し、兩曲線の交点を求め、其交点の縦距  $i$ 、 $\sigma_s/\sigma_c$  及び横距  $p$  を求むればよい。  $A_s = p\pi r^2$ 、 $\sigma_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \sigma_c$  である。第121圖に於ては  $r'/r = 0.8$  である。第121圖は  $r'/r = 0.8$  なる断面寸法、 $M$ 、 $N$  が與へられる時、應力度の算定にも使用し得る。與へられたる  $p$  なる値の鉛直線上に於て、 $M/r^3\sigma_c + N/r^2\sigma_c =$



第120圖

$M/Nr = e/r$  なる比を有する點を試的に求める。然れば、 $N/r^2\sigma_c$ 、 $M/r^3\sigma_c$  及び  $\sigma_s/\sigma_c$  が既知となるから、 $\sigma_c = \frac{N}{r^2} + \frac{N}{r^2\sigma_c} = \frac{M}{r^3} + \frac{M}{r^3\sigma_c}$ 、 $\sigma_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \sigma_c$  である。

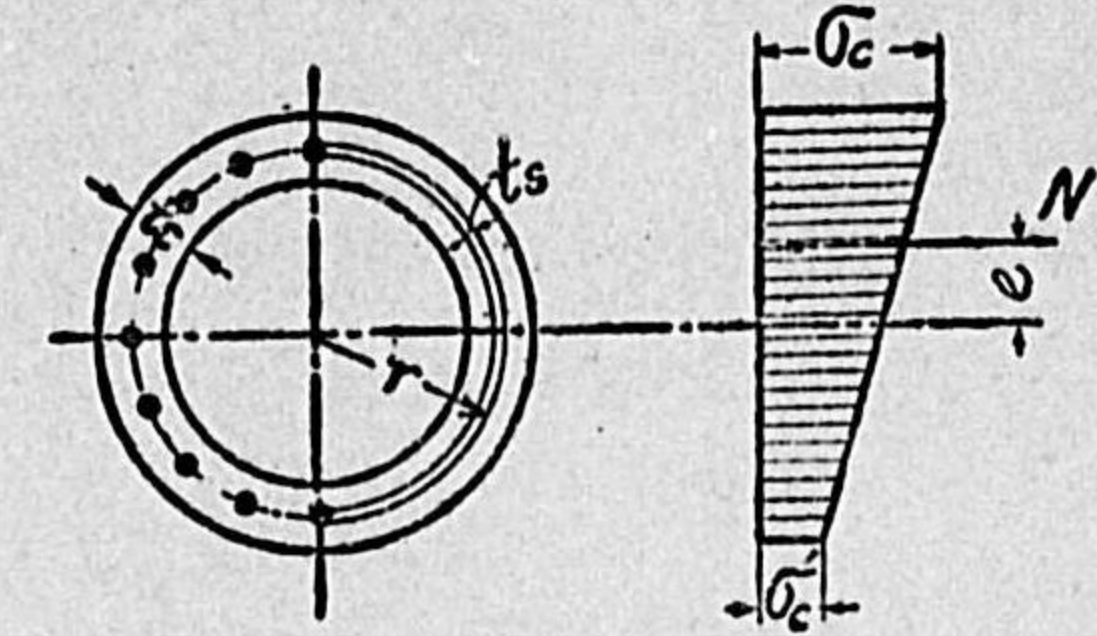


第121圖 中心軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける圓形断面に壓縮應力と引張應力とが働く場合、與へられた  $M$ 、 $N$ 、 $\sigma_c$  の値に對する鉄筋断面積  $A_s$  を求める圖表、 $A_s = pA_c = 3.1416pr^2$

(例題)  $r = 50cm$ 、 $r' = 40cm$ 、 $N = 80,000kg$ 、 $e = 35cm$ 、 $\sigma_c = 40kg/cm^2$  を與へて  $p$  を求めよ。 $r'/r = 40/50 = 0.8$ 、 $\frac{N}{r^2\sigma_c} = \frac{80,000}{2,500 \times 40} = 0.8$ 、 $\frac{M}{r^3\sigma_c} = \frac{80,000 \times 35}{50^3 \times 40} = 0.56$ 、第121圖に依つて  $p \approx 1.04\% \approx 0.0104$ 、 $A_s = pA_c = 3.1416pr^2 = 3.1416 \times 0.0104 \times 50^2 = 81.6cm^2$ 、 $\sigma_s/\sigma_c \approx 9.6$ 、 $\therefore \sigma_s = 9.6 \times 40 = 384kg/cm^2$ 、此設計は鉄筋が過剰である、即ち應力のみから云ふと  $r$  は大き過ぎる。

第二十二章 軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける中空圓断面の部材に於ける應力度の計算及び断面の算定

(147) 断面に壓縮應力のみが働く場合の應力度の計算 中空圓断面の部材が軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受けるのは、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力の作用點が断面の心の内にあれば、断面に壓縮應力のみを生じ、心の外にあれば、断面に壓縮應力と引張應力とを生ずる。各箇の鉄筋の代りに鋼圓筒を考へる。



第122圖

$t_c$  = コンクリート圓筒の厚さ、 $t_s$  = 鋼圓筒の厚さ、 $r$  = 平均半径即ち鋼圓筒の半径即ち圓環中心線の半径

$$p = \frac{A_s}{A_c} = \frac{t_s}{t_c}, \quad I_c = \pi r^3 t_c, \quad nI_s = n\pi r^3 t_s = n\pi r^3 t_c$$

$$\therefore I_c = \pi r^3 t_c (1 + np) \quad A_c = 2\pi r t_c (1 + np)$$

$$\begin{aligned} \therefore \left. \begin{aligned} \sigma_c \\ \sigma_c' \end{aligned} \right\} &= \frac{N}{A_c} \pm \frac{N_e}{I_c} r = \frac{N}{2\pi r t_c (1 + np)} \pm \frac{N_e}{\pi r^3 t_c (1 + np)} r \\ &= \frac{N}{\pi r t_c (1 + np)} \left( \frac{1}{2} \pm \frac{e}{r} \right) \dots \dots \dots (193) \end{aligned}$$

心の半径は、 $K = \frac{r}{2}$ 、 $A_c = 2\pi r t_c$  とすれば (193) 式は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c \\ \sigma_c' \end{aligned} \right\} = \frac{N}{A_c} \frac{1}{1 + np} \left( 1 \pm \frac{2e}{r} \right) \dots \dots \dots (194)$$

(例題) 鉄筋コンクリート煙突あり、 $r = 180cm$ 、 $t_c = 15cm$ 、 $p = 0.27\%$ 、 $N = 300,000kg$ 、 $e = 100cm$  として、 $\sigma_c$  及び  $\sigma_c'$  を求む。

$$A_c = 2\pi r t_c = 2 \times 3.1416 \times 180 \times 15 = 16,965cm^2,$$

$$\frac{N}{A_c} = \frac{300,000}{16,965} = 17.683kg/cm^2$$

$$(194) \text{ 式に依つて、} \left. \begin{aligned} \sigma_c \\ \sigma_c' \end{aligned} \right\} = 17.683 \times \frac{1}{1 + 15 \times 0.0027} \left( 1 \pm \frac{2 \times 100}{180} \right)$$

$$\sigma_c = 35.8kg/cm^2, \quad \sigma_c' = -1.86kg/cm^2$$

(148) 断面に壓縮應力のみが働く場合の断面の設計 (193) 式又は (194) 式を變形して

$$p = \frac{N}{r t_c \sigma_c} \frac{1 + \frac{2e}{r}}{2n\pi} - \frac{1}{n} \dots \dots \dots (195)$$

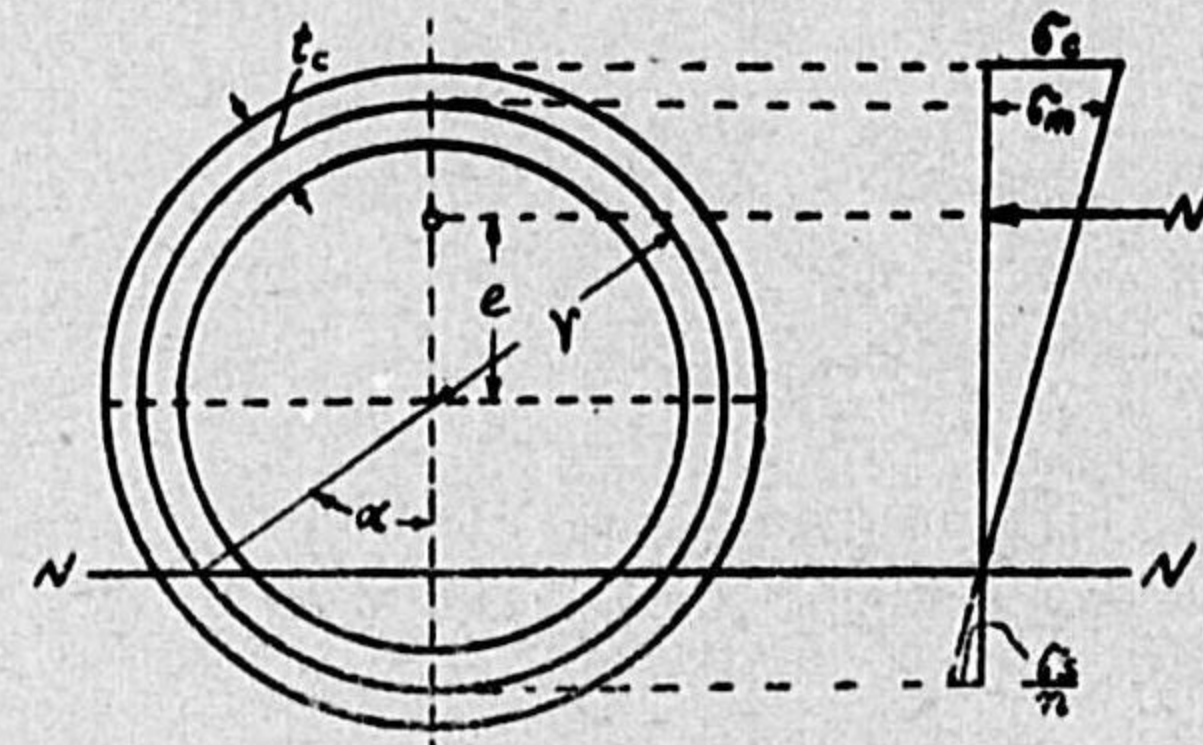
又は 
$$p = \frac{N}{A_c \sigma_c} \frac{1}{n} \left( 1 + \frac{2e}{r} \right) - \frac{1}{n} \dots\dots\dots (196)$$

(例題) 鉄筋コンクリート煙突あり、 $r = 180\text{cm}$ 、 $t_c = 15\text{cm}$ 、 $N = 400,000\text{kg}$ 、 $e = 81\text{cm}$  なる時、 $p$  を求む。  $\sigma_c = 40\text{kg/cm}^2$  とす。

$$\frac{2e}{r} = \frac{2 \times 81}{180} = 0.9, \quad A_c = 16,965\text{cm}^2, \quad \frac{N}{A_c \sigma_c} = \frac{400,000}{16,965 \times 40} = 0.5894$$

(196) 式に依つて、  $p = \frac{0.5894}{15} (1 + 0.9) - \frac{1}{15} = 0.75\%$

(149) 断面に圧縮應力及び引張應力が働く場合の應力度の計算及び鉄筋断面の算定 中立軸が断面を切る時、コンクリートの引張應力を無視する計算式を示す。  $A_r$  は軸方向鉄筋總断面積にて、 $r$  なる半径の圓周上に齊等に分布せられるものと考へる。



第 123 圖

$$A_r = p A_c = p \cdot 2\pi r t_c$$

$$\frac{e}{r} = \frac{1}{2} \frac{\frac{1}{2} \sin 2\alpha - \alpha + \pi (1 + np)}{\sin \alpha + [-\alpha + \pi (1 + np)] \cos \alpha} \dots\dots\dots (197)$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A_c} \frac{\pi (1 + \cos \alpha)}{\sin \alpha + [-\alpha + \pi (1 + np)] \cos \alpha} = C \frac{N}{A_c} \dots\dots\dots (198)$$

$$C = \frac{\pi (1 + \cos \alpha)}{\sin \alpha + [-\alpha + \pi (1 + np)] \cos \alpha} \dots\dots\dots (199)$$

$$\sigma_s = n \frac{1 - \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \sigma_m = n \tan^2 \frac{\alpha}{2} \sigma_m = D \sigma_m \dots\dots\dots (200)$$

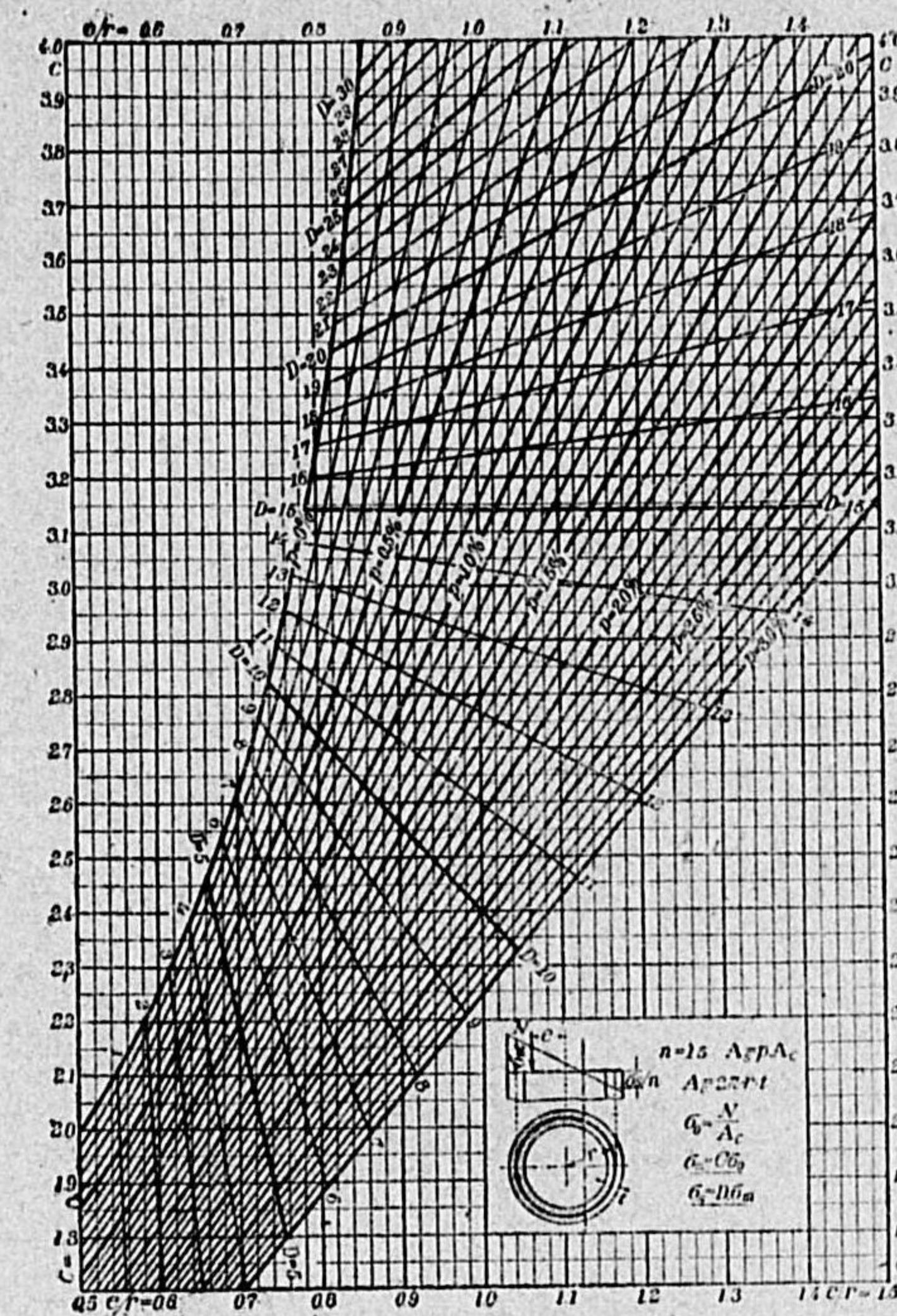
$$D = n \tan^2 \frac{\alpha}{2}$$

$p$  と  $\frac{e}{r}$  とが與へられた時に、第 124 圖に依つて、是等の値に相當する係數  $C$  と  $D$  との値を求め、應力度  $\sigma_m = C \frac{N}{A_c}$  及び  $\sigma_s = D \sigma_m$  を算定する事が出来る。又此圖に依つて、 $\sigma_m$  が許容曲げ壓縮應力度に達する様な  $p$  の値を定めるには、 $C = \sigma_m \div \frac{N}{A_c}$  を計算し、之と與へられた  $\frac{e}{r}$  との値に相當する  $p$  及び  $D$  の値を圖から求むればよい。 $\sigma_s$  は  $\sigma_m$  より少しく大であるが、大差がないから、 $\sigma_s = \sigma_m$  と考へてよい。

(例題)  $r = 180\text{cm}$ 、 $N = 125,000\text{kg}$ 、 $t_c = 15\text{cm}$ 、 $p = 0.8\% = 0.008$ 、 $\frac{e}{r} = 1.137$  なる時、 $\sigma_c$  及

び  $\sigma_s$  を求む。

第 124 圖から、 $D = 20$ 、 $C = 3.68$  を得る。  $A_c = 2\pi r t_c = 2 \times 3.1416 \times 180 \times 15 = 17,000\text{cm}^2$ 、  
 $\sigma_m = \sigma_c = 3.68 \times \frac{125,000}{17,000} = 27\text{kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 20 \times 27 = 540\text{kg/cm}^2$



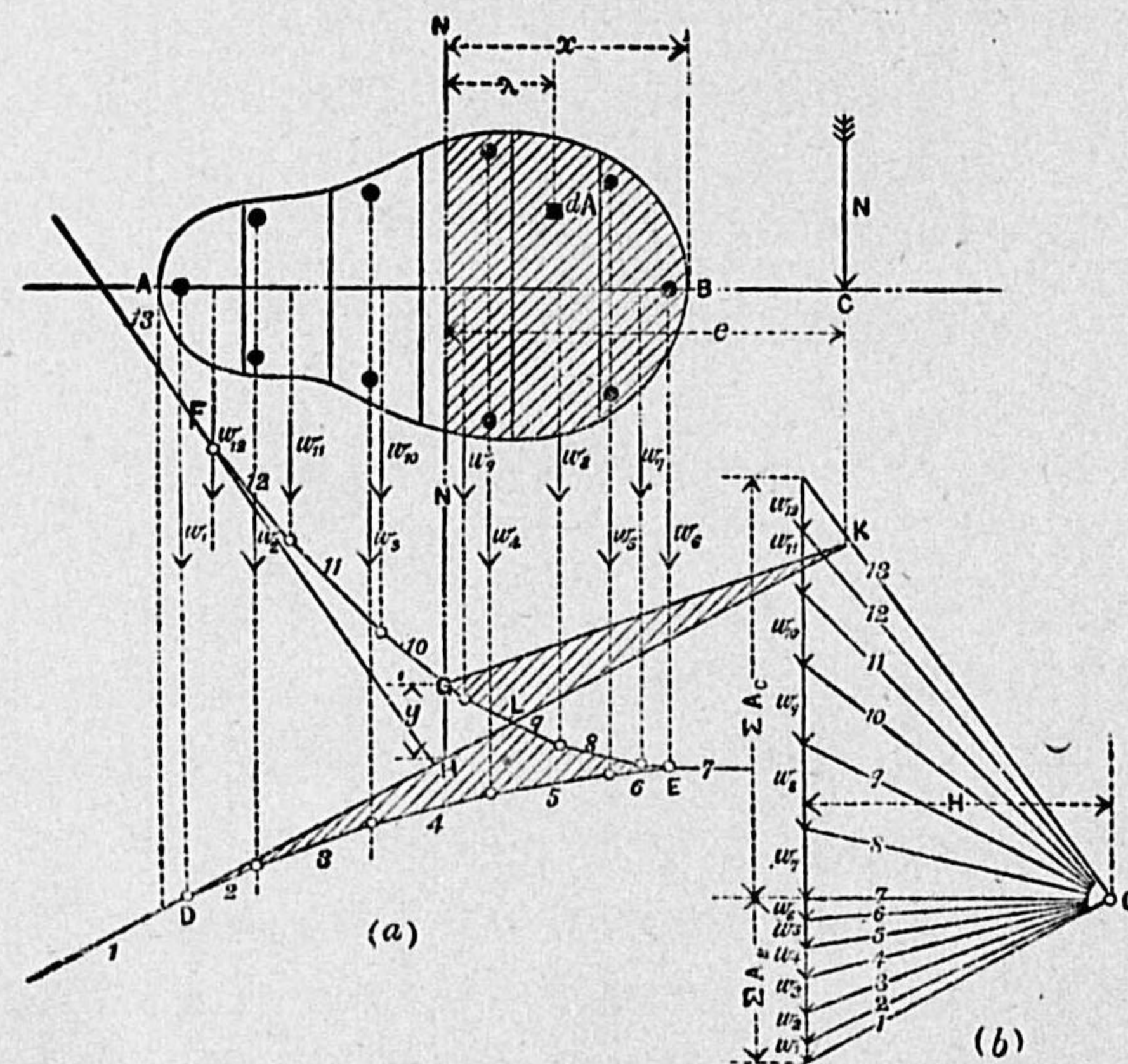
第 124 圖 曲げモーメントと軸方向圧縮力とを受ける圓環断面に於ける  $p$ 、 $e/r$ 、 $C$  及び  $D$  の關係

第二十三章 曲げモーメント及び軸方向圧縮力を受ける部材の直接応力度を求める圖式解法

(150) 直接応力度を求める圖式解法 曲げモーメントと軸方向圧縮力とを受ける部材の断面が複雑であつて、軸方向圧縮力  $N$  の作用点が等値全断面の心の外にあるとき、コンクリートに生ずる引張応力を無視する場合の直接応力度の計算は圖式解法に依るのが便利である。軸方向圧縮力と曲げモーメントとを同時に受ける鉄筋コンクリート部材は、大抵、對稱軸を有して居る。且つ軸方向圧縮力の作用点は對稱軸の上にある場合が多い。次には断面が對稱軸を有し、軸方向圧縮力の作用点が對稱軸上にある場合の直接応力度の圖式解法を述べる事とする。

コンクリート工、其他石工構造物が偏心軸方向圧縮力を受けた場合、其作用点が断面の心の外にあるとき、断面に生ずる引張応力を無視して圧縮応力のみが偏心軸方向圧縮力に抵抗するものとして計算する方法を述べる。

第125圖の如き断面を有するものに於て、 $AB$  を力の働く線とし、 $N$  なる偏心軸方向圧縮力が  $AB$  線上に於て、中立軸より  $e$  なる距離  $O$  點に働くものとする。今其断面の中立軸  $NN$  を知りたるものと假定し、此中立軸より  $\lambda$  の距離に於けるコンクリートの壓縮斷面積と鉄筋斷面積の



第 125 圖

$n$  倍とから成る有效等値断面の單位面積を  $dA$  とし、其應力度を  $\sigma$  とすれば、外力と應力との釣合條件から次の (a)、(b) の兩式を得る、即ち垂直力に対する方程式は

$$N = \sum \sigma \cdot dA = \frac{\sigma}{\lambda} \cdot \sum dA \cdot \lambda \dots \dots \dots (a)$$

中立軸に対するモーメントの方程式は

$$N_e = \sum dA \cdot \sigma \cdot \lambda = \frac{\sigma}{\lambda} \cdot \sum dA \cdot \lambda^2 \dots \dots \dots (b)$$

(a) 式と (b) 式とを結合して  $e \cdot \frac{\sigma}{\lambda} \cdot \sum dA \cdot \lambda = \frac{\sigma}{\lambda} \cdot \sum dA \cdot \lambda^2 \dots \dots \dots (c)$

$I$  は中立軸  $NN$  に関する有效等値断面の断面二次モーメント、 $S_1$  は中立軸に関する有效等値断面の断面一次モーメントを示すものとすれば

$$I = \sum dA \cdot \lambda^2, \quad S_1 = \sum dA \cdot \lambda$$

$\therefore$  (c) 式から  $e \cdot \frac{\sigma}{\lambda} \cdot S_1 = \frac{\sigma}{\lambda} \cdot I \quad \therefore e = \frac{I}{S_1} \dots \dots \dots (d)$

$AB$  なる中心線に垂直にコンクリートを多くの断面に分ち、鉄筋の面積は之を  $n$  倍し (b) 圖の如く  $H$  なる極距離を有し、其各断面を力と考へたる示力圖を作り、更に (a) 圖に於て之に對する連力圖を作るときは、 $DE$  は鉄筋に對するもの、 $EF$  はコンクリートに對するものである。若し  $GH$  が中立軸の位置を示すものであれば、 $S_1 = H \cdot y$  である。然るときは有效等値断面の連力圖に於て  $DK$  は第一外側線であつて、 $G$  を通過する連力圖中の一線  $10$  は最後の外側線である。次に  $GH$  が中立軸の位置を示すものとせば、有效等値断面の断面二次モーメントは

$$I = 2H (\text{面積 } DEGH) \dots \dots \dots (e)$$

故に (d) 式より  $e = \frac{I}{S_1} = \frac{2H (\text{面積 } DEGH)}{H \cdot y} = \frac{2 (\text{面積 } DEGH)}{y}$

$$\therefore \frac{ey}{2} = \text{面積 } DEGH \dots \dots \dots (f)$$

而して  $\frac{ey}{2}$  は又  $\triangle KGH$  の面積に等しい。即ち

$$\triangle KGH = \text{面積 } DEGH$$

故に  $\triangle GHL$  なる共通面積を控除せる蔭線を施したる二つの面積は互に相等しい。

以上は  $GH$  を正しい中立軸と見做して歸納し得べき結果である。故に圖式的に  $G$  點の位置を見出すには、次の方法に依つて之を求める事が出来る。第125圖中、第一外側線の延長線中  $C$  點の直下なる  $K$  點から二つの蔭線を施せる面積の相等しい様に、換言すれば面積  $KLG =$  面積  $DEL$  を得る様に試的に  $KG$  線を引く。面積  $DEL$  は既に與へられて居るから、一、二回の試線  $KG$  を引けば其正當なる位置を見出す事、極めて容易である。斯くして中立軸の位置確定せ

ば、断面中の或一點に於けるコンクリートの壓縮應力度は直ちに之を見出す事を得る。即ち (b) 式から

$$\sigma = \frac{\lambda \cdot N \cdot e}{\sum dA \cdot \lambda^2} = \frac{\lambda \cdot N \cdot e}{I} \dots\dots (g)$$

(g) 式中に (e) 式の  $I$  の値を代入すれば

$$\sigma = \frac{\lambda \cdot N \cdot e}{2H (\text{面積 } DEGH)} \dots\dots (h)$$

更に (f) 式に依つて

$$\sigma = \frac{\lambda \cdot N \cdot e}{H \cdot e \cdot \eta} = \frac{N \cdot \lambda}{H \cdot \eta} \dots\dots (i)$$

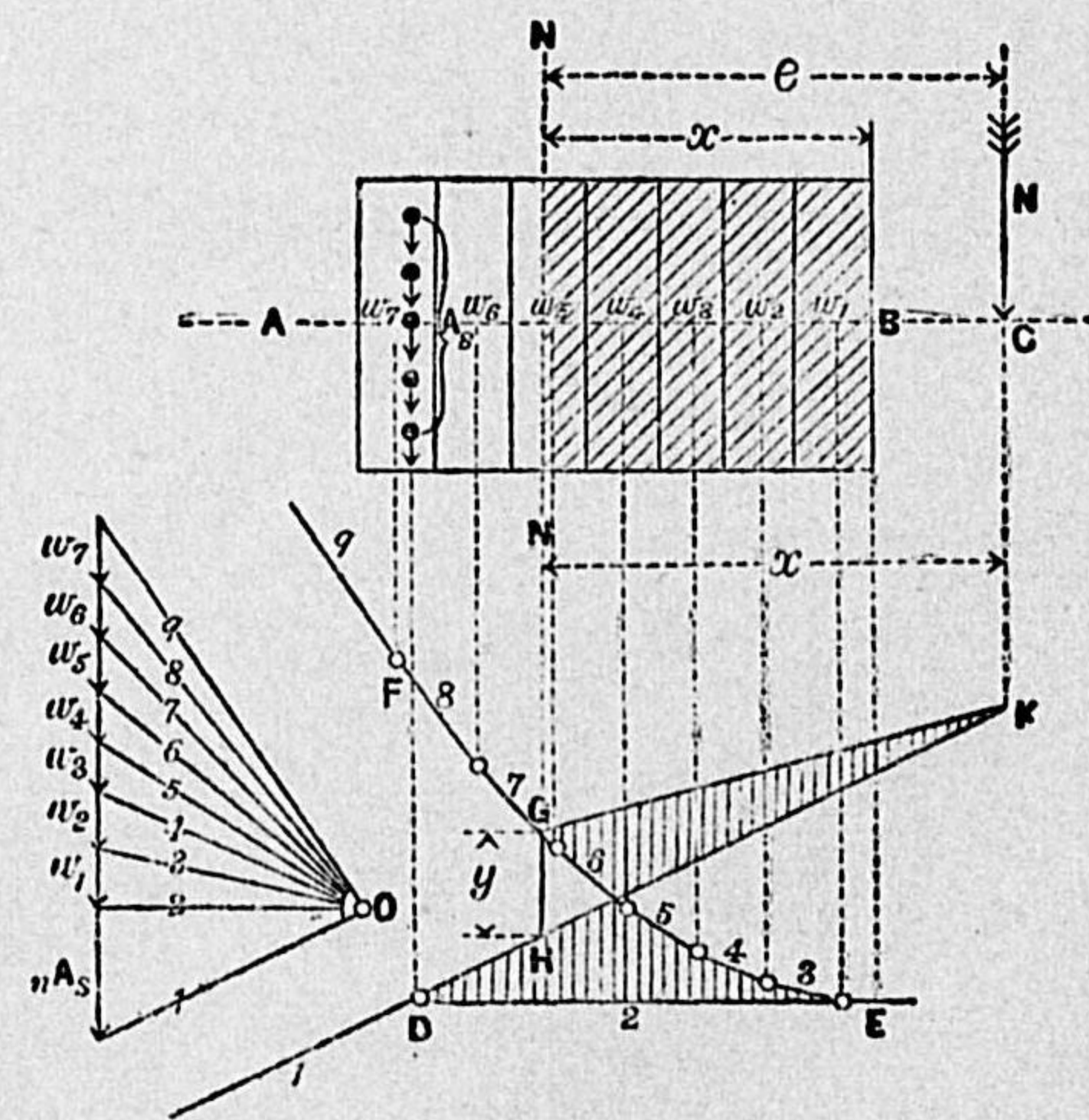
故に第 125 圖に於て  $B$  なる縁端に於けるコンクリートの縁壓縮應力度は

$$\sigma_c = \frac{N \cdot \lambda}{H \cdot \eta} \dots\dots (201)$$

又引張側に於ける鉄筋の引張應力度は

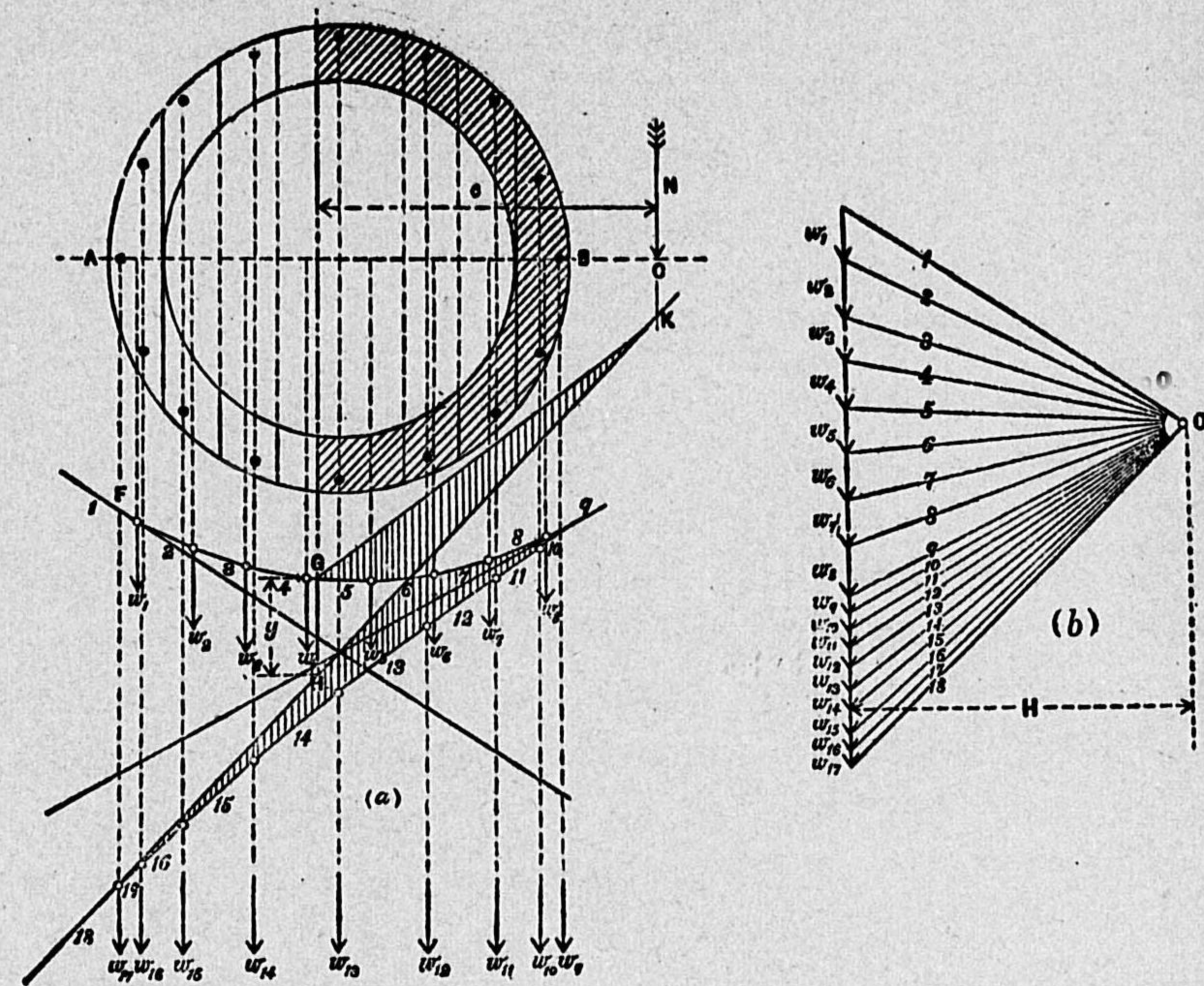
$$\sigma_t = n \sigma_c = \frac{n \cdot N \cdot \lambda}{H \cdot \eta} \dots\dots (202)$$

之を矩形断面梁に應用するときは、其方法簡單であつて、第 126 圖に示す如くである。但し此場合には  $DE$  は單に直線を成し、 $EF$  は一の拋物線となる、尙之を煙突の如き圓筒形に應用すれば、第 127 圖の如く、其方法全く同一にして、 $H \cdot \eta$  は有效等値断面の断面一次モーメントを示し



第 126 圖

$2H(\triangle KGH)$  は其断面二次モーメントを示すものであり、六角形、八角形其他如何なる断面に於ても、皆同一の方法に依つて之を解決する事が出来る。



第 127 圖

第二十四章 剪断応力度及び附着応力度の計算

(151) 概論 コンクリートは引張強度が小であるから、コンクリート梁に於ては引張鉄筋を使用して、充分安全に曲げモーメントに抵抗し得る様にしても、剪断応力と引張応力との合成応力である斜張応力のために梁が破壊する事が少なくない。

齊等質材料の梁に於ける斜張応力度の最大値(主引張応力度)は次式で與へられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} \sigma + \sqrt{\frac{1}{4} \sigma^2 + \tau^2} \\ \tan 2\theta &= \frac{2\tau}{\sigma} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (a)$$

$\sigma$  = 梁の一點に於て、曲げモーメントに依つて生ずる水平な引張応力度

$\tau$  =  $\sigma$  を生ずる點に於ける水平又は鉛直の剪断応力度

$\sigma_1 = \sigma$  及び  $\tau$  を生ずる點に於ける斜張応力度の最大値、即ち主引張応力度

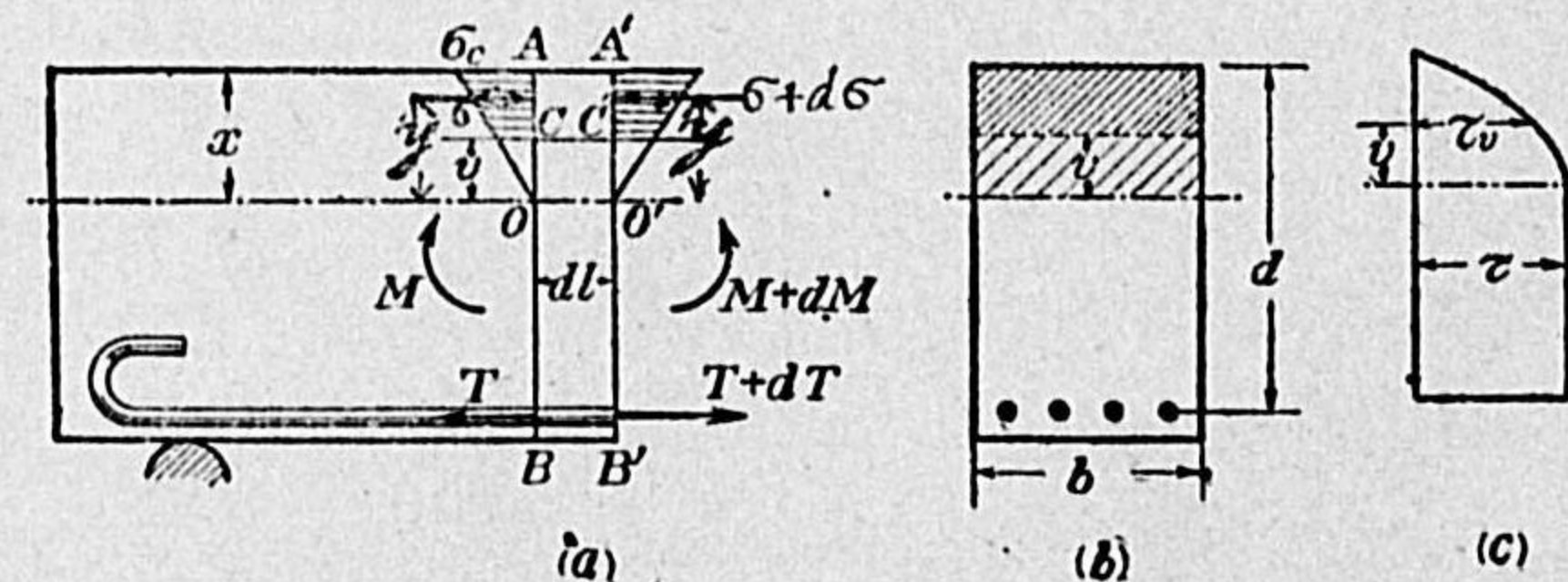
$\theta$  = 主引張応力が水平となす角

(a) 式は、梁の一點に於ける曲げ應力度と剪断應力度と主應力度との一般的關係を示すものであるから、鉄筋コンクリート梁にも應用する事が出来る。此主引張應力度がコンクリートの引張強度を超過すれば、梁は主引張應力のために破壊する。故に鉄筋コンクリート梁に於ては、曲げモーメントに依つて生ずる引張應力に抵抗させるために引張鉄筋を用ひる外に、此主引張應力に對しても必要に應じ引張鉄筋を挿入せねばならぬ。此主引張應力は、梁の中立軸に於ては、水平線と 45° の傾斜をなし、其の大いさは剪断應力度に等しい。單純梁の支點附近に於ける如く、曲げモーメントの小なる断面に於ては、 $\sigma$  は小さいから、主引張應力度は断面の凡ての點に於て、約剪断應力度  $\tau$  に等しい。

主引張應力は、剪断應力と曲げ應力との合成應力であるから、梁が主引張應力に對して安全であるか否かを知るためには、先づ梁に於ける剪断應力に就いて考究せねばならぬ。又鉄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んとするもので、鉄筋とコンクリートとの間の剪断應力である。之を附着應力と稱する。

附着應力は剪断力に依つて生ずるものである。

(152) 單筋矩形梁の剪断應力度及び附着應力度の計算 剪断應力度 AB 及



第 128 圖 單筋矩形梁に於ける剪断應力

び  $A'B'$  は一の梁の二断面であつて、其間の間隔は  $dl$  なる微小距離なりとする。断面  $AB$  と  $A'B'$  との間に於て、 $\alpha'$  面に作用する剪断應力は  $A\alpha$  と  $A'\alpha'$  に作用する所の面に垂直なる壓縮應力の差に等しくなければならぬ。 $\alpha'$  面に作用する剪断應力度を  $\tau_v$  とすれば

$$b \cdot dl \cdot \tau_v = \int_v^x b \cdot dy \cdot d\sigma$$

コンクリートに生ずる最大壓縮應力度  $\sigma_c$  は

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx \left(d - \frac{x}{3}\right)} \therefore \sigma = \frac{y}{x} \sigma_c = \frac{2My}{bx^2 \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

$$\therefore d\sigma = \frac{2y}{bx^2 \left(d - \frac{x}{3}\right)} dM = \frac{2yS \cdot dl}{bx^2 \left(d - \frac{x}{3}\right)}, S = \text{剪断力} = \frac{dM}{dl}$$

$$\therefore b \cdot dl \cdot \tau_v = \frac{2S \cdot dl}{x^2 \left(d - \frac{x}{3}\right)} \int_v^x y \cdot dy = \frac{2S \cdot dl}{x^2 \left(d - \frac{x}{3}\right)} \left(\frac{x^2}{2} - \frac{v^2}{2}\right)$$

$$\therefore \tau_v = \frac{S(x^2 - v^2)}{bx^2 \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

上式より、壓縮縁と中立軸との間に於ける剪断應力度は拋物線的に變化する事を知る。壓縮縁に於ては  $v = x$  であるから、其剪断應力度は零である、又中立軸に於ては  $v = 0$  であるから、其剪断應力度は上式から

$$\tau = \frac{S}{b \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{bx} = \frac{S}{bjd} \left(d - \frac{x}{3}\right) = \tau_0 \dots\dots\dots (203)$$

コンクリートの引張應力を無視すれば、中立軸以下に於ては、コンクリートに曲げ應力が働かないから、中立軸以下の水平面に於ける剪断應力度は、總て、二断面  $AB$  と  $A'B'$  とに於ける全壓縮應力の差に依りて起るもので、中立軸に於ける剪断應力度に等しい、即ち剪断應力度は中立軸から引張鉄筋断面の圖心迄の間、一定である。第 128 圖の通り。

近似公式  $\tau = \frac{8}{7} \frac{S}{bd}$  又は  $\tau = \frac{9}{8} \frac{S}{bd} \dots\dots\dots (204)$

附着應力度 第 128 圖に於て中立軸に於ける水平剪断應力度  $\tau$  は鉄筋とコンクリートとの間の附着應力度  $\tau_0$  に等しくなければならぬ、即ち鉄筋とコンクリートとの間の附着應力が以上の剪断應力よりも小であれば、鉄筋はコンクリートを通して滑動するに至る、而して此附着應力は断面に於ける鉄筋の總周長に其附着應力度を乗じたるものに等しい。今鉄筋の總周長を  $U$  とすれば  $\tau b = \tau_0 U$  であるから

$$\tau_0 = \frac{\tau b}{U} = \frac{S}{\left(d - \frac{x}{3}\right) U} = \frac{S}{U_s} = \frac{S}{U_j d} \dots\dots\dots(205)$$

即ち附着應力度  $\tau_0$  は剪断力  $S$  に正比例し、鉄筋断面周長の總和  $U$  に反比例する。而して (205) 式は鉄筋が總て等しい直径を有し、應力が一様に傳はると考へた場合に適用し得る式である。

(例題) 一方向に引張鉄筋を有する単純支承版があり、 $d = 13.5\text{cm}$ 、 $b = 100\text{cm}$ 、 $A_s = 11\phi 9\text{mm} = 7.0\text{cm}^2$ 、荷重  $= 1,360\text{kg/m}^2$  スパン  $l = 215\text{cm}$  を與へて  $\tau$  及び  $\tau_0$  を求む。

$$S = \frac{wl}{2} = 1,360 \times \frac{2.15}{2} = 1,462\text{kg}, \quad x = 4.38\text{cm} \text{ (計算に依る)},$$

$$\tau = \frac{S}{b\left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1,462}{100\left(13.5 - \frac{4.38}{3}\right)} = 1.21\text{kg/cm}^2$$

$$U = 11 \times 3.1416 \times 0.9 = 31.1\text{cm}, \quad \tau_0 = \frac{\tau b}{U} = \frac{1.21 \times 100}{31.1} = 3.9\text{kg/cm}^2$$

(153) 複鉄筋矩形梁の剪断應力度及び附着應力度の計算 剪断應力度 中立軸に於ける及び中立軸以下の断面に於ける剪断應力度を  $\tau$  とすれば

$$\tau = \frac{S}{bz} \dots\dots\dots(206)$$

$z$  は引張鉄筋に作用する全引張力  $T$  の作用線とコンクリートに働く全壓縮應力と壓縮鉄筋に作用する全壓縮應力との和である全壓縮力  $C + C'$  の作用線との間の距離である。壓縮鉄筋の存在する時の  $z$  の値は、之が無い時の  $z$  の値  $\left(d - \frac{x}{3}\right)$  と大差がないから、簡單のために壓縮鉄筋を無視したる  $z$  の値を用ひても差支が無く、しかも其誤差は安全側のものである。

近似公式 
$$\tau = \frac{S}{\frac{7}{8} bl} \text{ 又は } \tau = \frac{S}{\frac{8}{9} bl} \dots\dots\dots(207)$$

附着應力度 引張鉄筋に於ける附着應力度は次の通り。

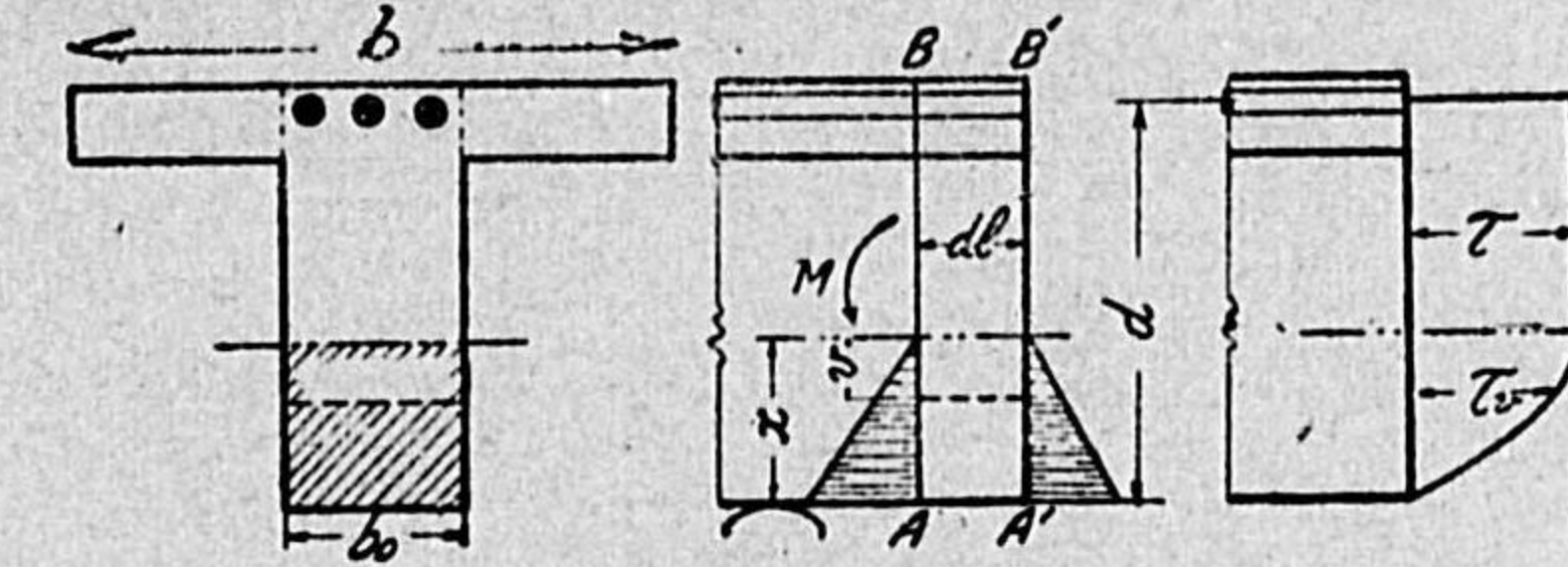
$$\tau_0 = \frac{b\tau}{U} = \frac{S}{U_j d} = \frac{S}{U_s} \dots\dots\dots(208)$$

$z$  は計算の簡單のために、壓縮鉄筋を無視した時の  $z$  の値を用ひて差支ない。

壓縮鉄筋に於ける附着應力度は、引張鉄筋に於ける附着應力度の  $1/2$  か又は  $1/2$  以下である故に引張鉄筋に於ける附着應力度が許容應力度以下である時には、一般に、壓縮鉄筋に於ける附着應力度を檢算するを要しない。

(154) 單鉄筋 T 形梁に於ける剪断應力度及び附着應力度の計算 剪断應力度 剪断應力は、梁に於て相隣れる二断面に於ける曲げ應力の差に依つて起るものである。而して T 形梁の曲げ應力の計算は、曲げモーメントが正であるか、負であるかに従つて異なるから、剪断應力度の計算に於ても、此の二つの場合を區別して考へねばならぬ。

負の曲げモーメントを受ける場合 第 129 圖に示す如き T 形梁が負の曲げモーメントを受けるとき断面に生ずる剪断應力度及び附着應力度は矩形梁の時と同一であつて、其場合の公式の  $b$  を  $b_0$  に置き換へればよい。



第 129 圖

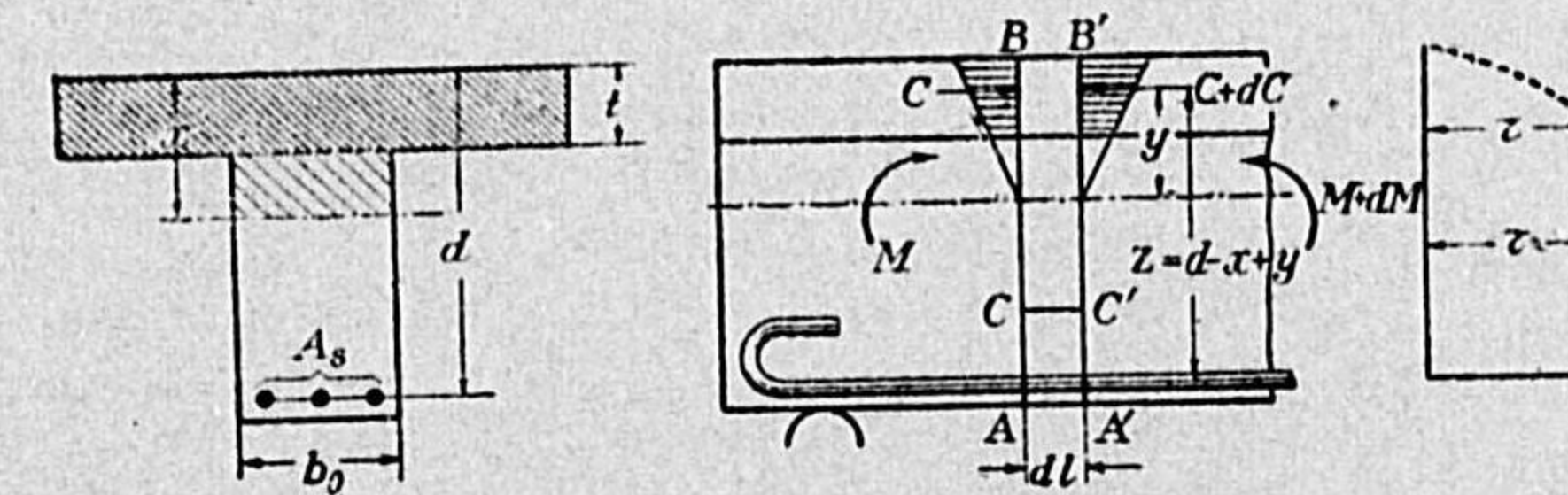
剪断應力度 
$$\tau = \frac{S}{b_0\left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{b_0 z} = \frac{S}{b_0 j d} \dots\dots\dots(209)$$

附着應力度 
$$\tau_0 = \frac{b_0 \tau}{U} = \frac{S}{U\left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{U_s} = \frac{S}{U_j d} \dots\dots\dots(210)$$

近似式 
$$\tau = \frac{S}{b_0 \frac{7}{8} d} \text{ 又は } \tau = \frac{S}{b_0 \frac{8}{9} d} \dots\dots\dots(211)$$

正の曲げモーメントを受ける場合 正の曲げモーメントを受ける T 形梁の剪断應力度の計算に於ては、突縁に於ける剪断應力度と腹部に於ける剪断應力度とを分けて考へねばならぬ。中立軸が突縁内にある場合、腹部に於ける剪断應力度の計算は、矩形梁の場合と同様であつて、次の通りである。

$$\tau = \frac{S}{b_0\left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{b_0 z} = \frac{S}{b_0 j d} \dots\dots\dots(212)$$



第 130 圖 單鉄筋 T 形梁の剪断應力

中立軸が腹部内にある場合、腹部に於ける剪断應力度の計算は次の通り。腹部に働く壓縮應力を無視する。AB 及び A'B' は微小距離 dl を隔てたる T 形梁の二断面であつて、此二断面の突縁に働く全壓縮應力の差 dC は、是等兩断面の間にある水平断面 CC' に於ける剪断應力で傳達

されなければならぬ。故に突縁の下面断面から引張鉄筋まで、腹部の全高に於ける剪断力度は一定である。

$$b_o \tau \cdot dl = dC \quad \therefore b_o \tau = \frac{dC}{dl}$$

$$C = \frac{M}{d-x+y} = \frac{M}{s} = \frac{M}{jd} \quad \therefore \frac{dC}{dl} = \frac{dM}{dl} \cdot \frac{1}{s} = \frac{S}{s}$$

$$\therefore \tau = \frac{S}{b_o s} \dots \dots \dots (213)$$

上式中、 $s = jd$ ,  $j = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{t}{d} \right) \left[ \frac{3k - 2 \left( \frac{t}{d} \right)}{2k - \frac{t}{d}} \right]$ , [(50)式]

$$k = \frac{np + \frac{1}{2} \left( \frac{t}{d} \right)^2}{np + \frac{t}{d}}, [(49)式]; p = \frac{A_s}{bd}, x = kd,$$

近似式  $\tau = \frac{S}{b_o \left( d - \frac{t}{2} \right)}$

附着力度 引張鉄筋に於ける附着力度の値は、鉄筋径が凡て同一であるとして

$$\tau_o = \frac{b_o \tau}{U} = \frac{S}{U_s} \dots \dots \dots (214)$$

突縁に於ける剪断力度 今断面

aa' に於て剪断力度が齊等に分布するものと假定すれば、其平均値  $\tau_{aa'}$  は次の通り。

$$\tau_{aa'} = \frac{b_o \tau (b - b_o)}{2b} \dots \dots \dots (215)$$

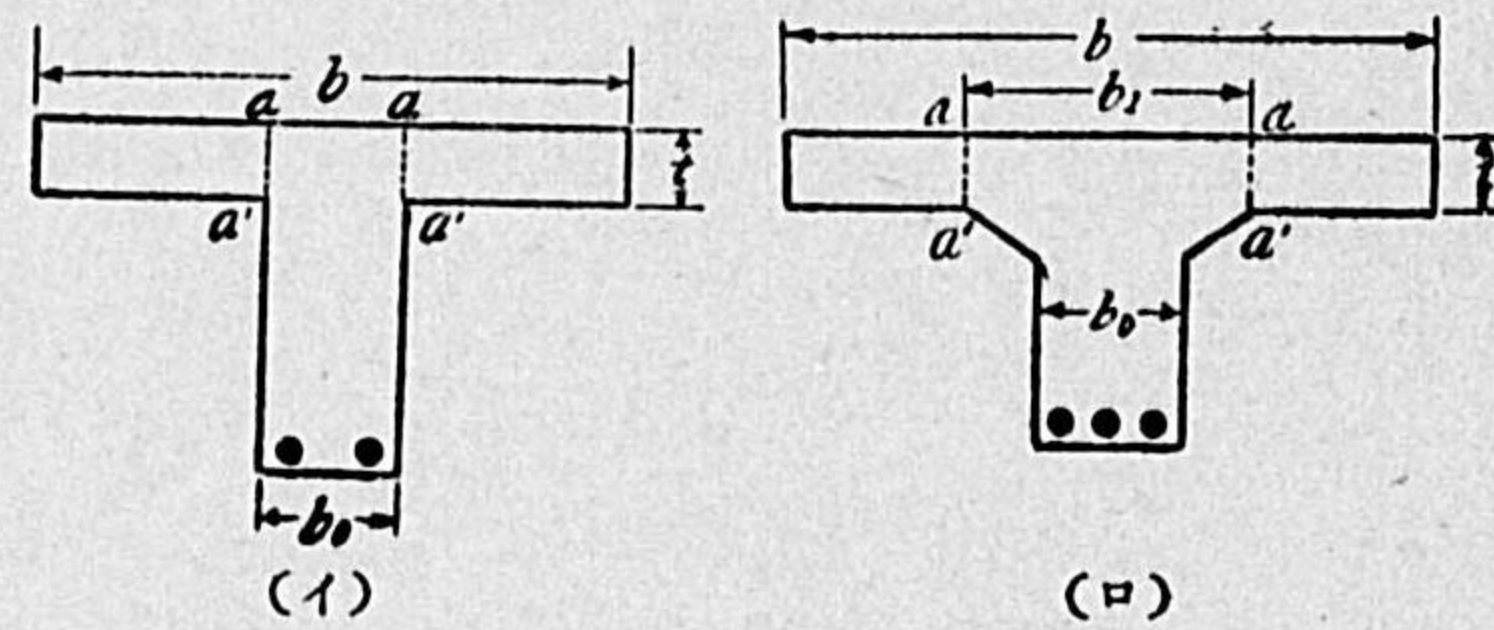
又(ロ)圖の如く、T形梁の腹部と突縁との間にハンチを與へる時には

aa' 断面に於ける剪断力度の平均値は次の通り。

$$\tau_{aa'} = \frac{b_o \tau}{2l} \frac{b - b_i}{b} \dots \dots \dots (216)$$

上式に於て  $b_o \tau$  は腹部に作用する剪断力度である。(イ)及び(ロ)圖の aa' 断面に於ける剪断力度に對して充分なる抵抗を有する様に T 形梁の断面を定める事は、突縁が T 形梁の壓縮部として働くために、甚だ大切なことである。

(155) 複鉄筋 T 形梁に於ける剪断力度及び附着力度の計算 負の曲げモーメントを受ける場合 連続梁の内部支點に於ては、負の曲げモーメントを受ける T 形梁に、壓縮鉄筋の存在す



第 131 圖

る場合が多い。

剪断力度  $\tau = \frac{S}{b_o s} = \frac{S}{b_o j d} \dots \dots \dots (217)$

上式中、 $s$  は引張鉄筋の全引張力  $T$  の作用線と、コンクリート及び壓縮鉄筋に働く全壓縮力  $C + C'$  の作用線との距離である。

附着力度  $\tau_o = \frac{b_o \tau}{U} \dots \dots \dots (218)$

正の曲げモーメントを受ける場合 腹部に於ける剪断力度及び附着力度は次の通り。

剪断力度  $\tau = \frac{S}{b_o s} \dots \dots \dots (219)$

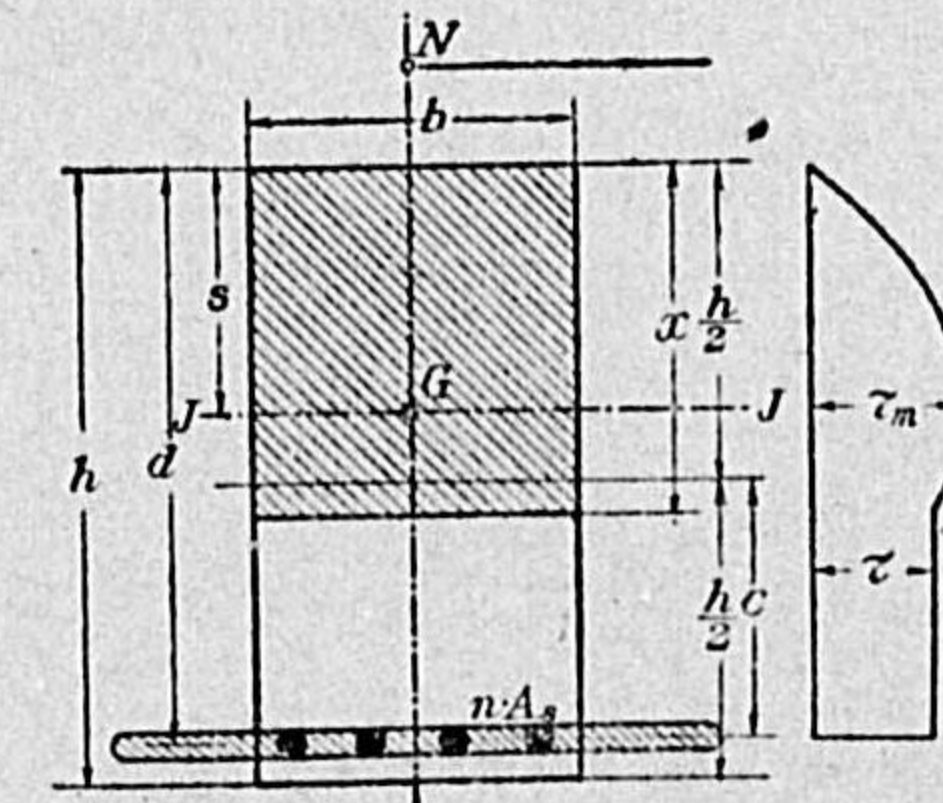
附着力度  $\tau_o = \frac{b_o \tau}{U} \dots \dots \dots (220)$

此場合 (219) 式の  $s$  の計算には、壓縮鉄筋を無視して差支へ無い。

(156) 軸方向壓縮力と曲げモーメントを受ける部材に於ける剪断力度の計算 外力の合成力  $R$  が鉄筋コンクリート部材の軸に垂直なる断面を切る場合、部材に生ずる剪断力度は、 $R$  が断面を切る點の偏心距離及び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  $S$  との比に依つて異なるものである。 $R$  の作用點の偏心距離が大である場合には、剪断力度の分布は軸方向力を受けない梁の場合に近いものであるが、偏心距離が小となるに従つて、梁の場合と異なつて来る。求めたる剪断力度は、梁の場合と同様に、軸方向壓縮力と曲げモーメントとを受ける部材に於ても、斜張力鉄筋の設計をなすに、實際上、役に立つものである。

一定矩形断面の部材に於て軸方向壓縮力が等値全断面の心の外に作用する場合の剪断力度の計算 第 132 圖に示せる矩形断面に於て、剪断力度を計算する順序は次の通り。(142) 式に依つて

$$z^3 - z^2 \cdot 3 \left( \frac{h}{2} - e \right) + z \cdot \frac{6nA_s}{b} (e + c) - \frac{6nA_s}{b} \left( c + \frac{h}{2} \right) (e + c) = 0$$



第 132 圖 矩形断面



o はコンクリート断面の中心から N の作用点までの偏心距離である。上式に依つて中立軸の位置 z を求めて、次に次式によつて有効等値断面の圖心 G を求める。

$$s = \frac{nA_1d + b \frac{x^2}{2}}{nA_1 + bx} \dots\dots\dots (221)$$

G を通る軸に關する有効等値断面の断面二次モーメントは

$$I_i = \frac{b}{3} \{s^3 + (x-s)^3\} + nA_1(d-s)^2 \dots\dots\dots (222)$$

G を通る軸に關する断面一次モーメントは

$$S' = nA_1(d-s) \dots\dots\dots (223)$$

上の I<sub>i</sub> 及び S' の値を次式に入れて、中立軸及び中立軸と引張鉄筋との間に於ける剪断應力度 τ を求め得る。

$$\tau = \frac{S}{I_i} \frac{S'}{b} \dots\dots\dots (224)$$

上式中、S は断面に平行なる R の分力である。

### 第二十五章 斜張應力度の算定

(157) 斜張應力 引張強度が壓縮強度に比して甚だ小であるコンクリート梁は、曲げモーメントに對して、十分に安全に設計されて居つても、斜張應力のために、破壊する事が屢々である。斜張應力は剪断應力と引張應力との合成應力であつて、齊等材料の梁の一點に於ける斜張應力度の最大値(主引張應力度)及び方向は次の通り。

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \sigma + \sqrt{\frac{1}{4} \sigma^2 + \tau^2}, \quad \tan 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma}$$

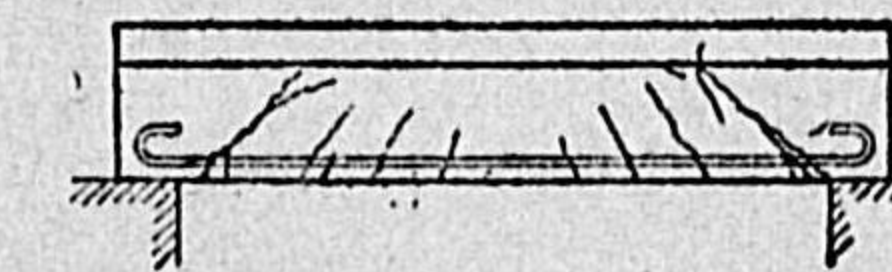
- σ = 梁の一點に於て、曲げモーメントに依つて生ずる水平引張應力度
- τ = σ を生ずる點に於ける水平又は鉛直剪断應力度
- σ<sub>1</sub> = σ と τ を生ずる點に於ける斜張應力度の最大値、即ち、主引張應力度
- θ = 主引張應力が水平となす角

上式は鉄筋コンクリート梁にも應用する事が出来る。此主引張應力度がコンクリートの引張強度を超過すれば、梁は引張應力の爲に破壊する。故に鉄筋コンクリート梁に於ては、曲げモーメントに依つて生ずる引張應力に抵抗させる爲に引張鉄筋を用ひる外に、主引張應力に對しても、必要に應じて、引張鉄筋を挿入せねばならぬ。

單純梁のスパンの中央部附近の如くに、曲げモーメントが大で、剪断力が小さい断面では、τ が σ<sub>1</sub> の大きさ及び方向に及ぼす影響は小であつて、σ<sub>1</sub> の値は水平に働く σ よりも僅かに大であつて、其方向も水平に近いが、支點附近に於ては曲げモーメントが小で、剪断力が大であるから、τ が σ<sub>1</sub> の大きさ及び方向に大なる影響を及ぼし、σ<sub>1</sub> の値は σ より大となり、其方向は水平線に對して 45° に近くなる。

コンクリートの引張強度は甚だ小であるから、鉄筋が許容應力度に近い應力度を受けて居る時には、其部分のコンクリートは既に龜裂を生じて居るものと考へねばならぬ。従つてコンクリートとしては既に引張強度は無いかも知れない。かりに引張強度が存するとしても、其値を見積ることは出来ない。従つて此の σ を含んだ σ<sub>1</sub> の計算式から σ<sub>1</sub> を見出す事は甚だ困難である。併し σ<sub>1</sub> の變化には τ が關與して居るから、此の τ を用ひて σ<sub>1</sub> の變化を推知せんとするものである。即ち σ<sub>1</sub> を測る手段として τ を用ひるのである。従つて τ の許容應力度と云ふ事は、實は τ が此値を取る時に起る σ<sub>1</sub> の値を許容して居ると云ふ意味である。土木學會の標準示方書では τ の値を 4.5kg/cm<sup>2</sup> に許容して居る

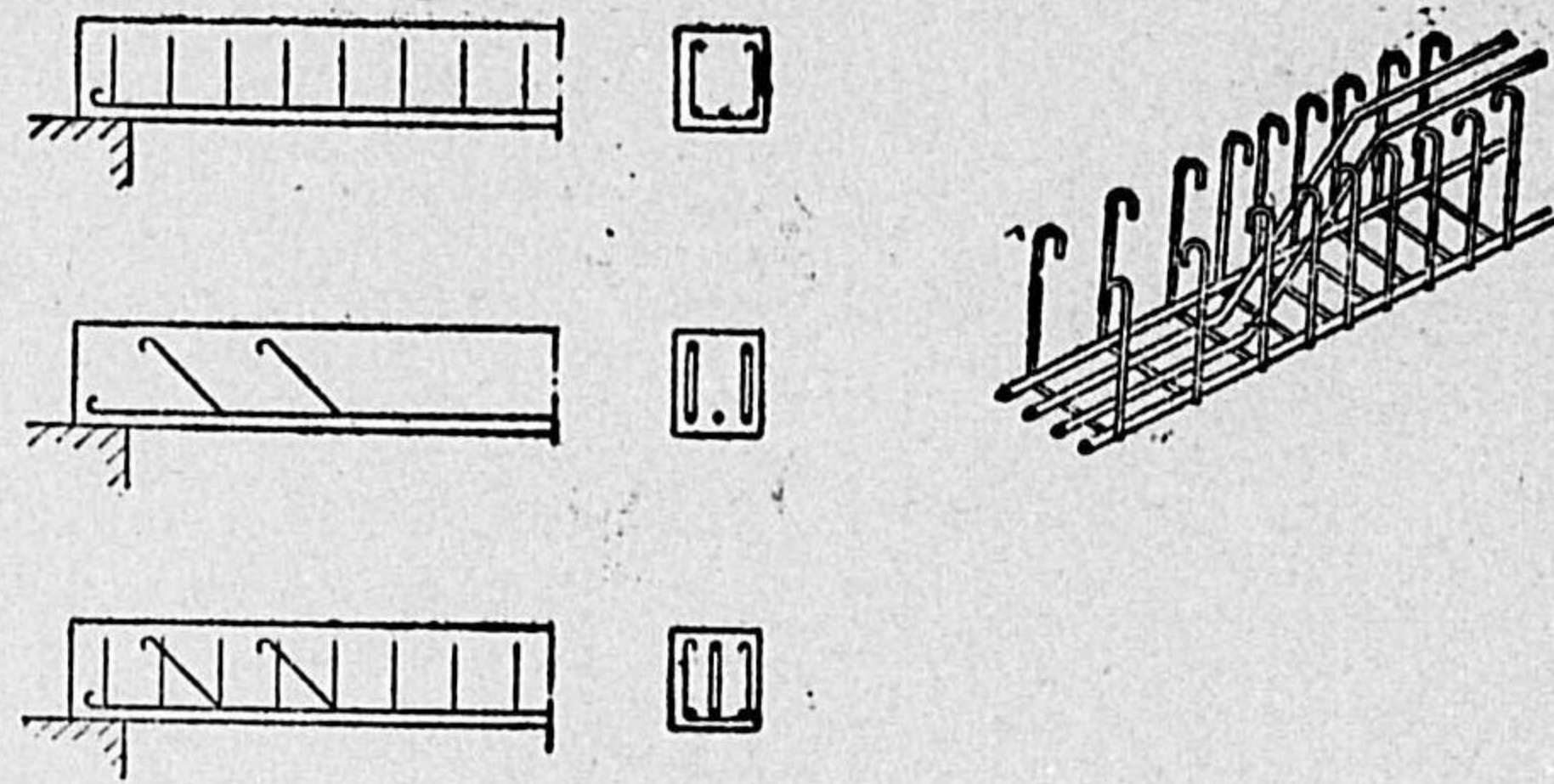
斜張應力に依る梁の破壊の状態は凡そ第 133 圖の如くである。此龜裂が段々と養はれて、遂に梁は破壊に至るのであるから、之に對して適當なる補強の方法を講ぜねばなら



第 133 圖

ぬ。之を補強する計算方法は  $\tau$  を基本として行ふものであつて、此斜張應力の尺度なる  $\tau$  を用ひて計算したるものは種々の實驗から斜張應力に對して充分に安全である事が立證されて居る。

(158) 斜張應力に對する配筋方法 斜張應力に對する配筋を腹鐵筋と云ふ。腹鐵筋の配置には肋鐵筋を配置する方法と、引張鐵筋を梁端に近づくに従ひて順々に折曲げる方法、即ち折曲鐵筋を配置する方法と、上記兩者を併用する方法とがある。現今一般的に用ひられる方法は、兩者の併用法である。



第 134 圖

單純梁では梁の中央部に於ては、曲げモーメントが大で、コンクリート斷面積及び鐵筋斷面積は此の最大の曲げモーメントに依つて算定されるが、支點に近づくに従つて、曲げモーメントは小となり、コンクリート斷面積も鐵筋斷面積も中央部よりは小であつてもよいが、斷面は施工、其他の關係から急に變化する事は面白くないが、鐵筋量を小さくする事は簡單であるから、鐵筋量の餘裕の出來た點で、之を曲上げ、折曲鐵筋として斜張應力に抵抗するのが一般方法である。土木學會の標準示方書(昭和 15 年 8 月改正)には折曲鐵筋は其總數が全体の引張主鐵筋の  $\frac{2}{3}$  以下でなければならぬと規定して居る、即ち全体の引張主鐵筋の數の少なくとも  $\frac{1}{3}$  は之を曲上げずして梁の支點を越えて充分に碇着すべきである事を規定して居る。勿論、曲上げる點は曲げモーメントに對して餘裕の生じたる點である。肋鐵筋は第 145 圖に示す如く種々の形狀があるが最も一般に用ひられるものは U 字形をして居る U 形肋鐵筋と稱するもので、鐵筋の直徑は 6mm ~ 12mm の細いものが用ひられる。

腹鐵筋は大いに梁の強度を高めるものであるから、如何なる場合でも配置するのが安全である土木學會の標準示方書(昭和 15 年 3 月改正)は次の如く規定して居る。

「第 90 條 剪斷應力度

(1) 梁に於ける剪斷應力度  $\tau$  は、梁の高さ一定なる場合次式に依りて計算すべし。

$$\tau = \frac{S}{b_0 j d} = \frac{S}{b_0 s} \dots \dots \dots (8)$$

茲に  $S$ : 剪斷力、 $b_0$ : 梁斷面腹部の幅  $s = j d$ : 全壓縮應力の作用點より引張鐵筋斷面の圖心までの距離、梁の高さが變化する場合には、其影響を考慮して計算すべし。

(2) 版及梁に於て剪斷應力度が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過したるときは、スパンの其側の全剪斷應力を腹鐵筋(肋鐵筋又は折曲鐵筋若しくは兩者の併用)にて負擔せしむべし。

(3) 版及梁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斷應力度は  $14 \text{ kg/cm}^2$  を超過すべからず。

(4) 折曲鐵筋の配置を設計するに使用する基線は、梁の高さの中央に置くべし。」

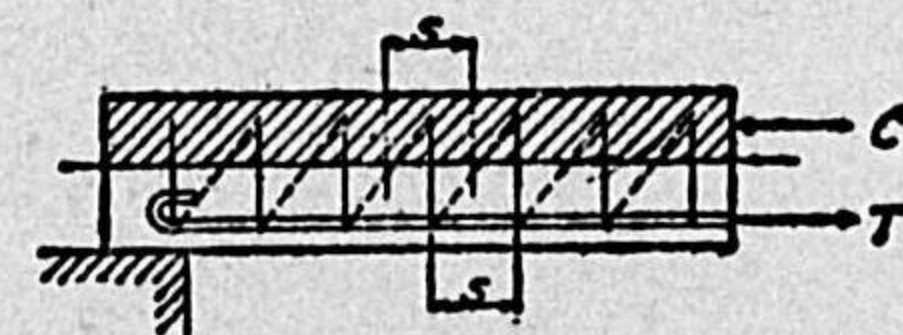
(159) 肋鐵筋の計算 今一本の肋鐵筋を挟んで  $s$  なる距離を考へるものとし、此  $s$  なる距離の間に於ける最大剪斷應力の全量は  $\tau b s$  である。肋鐵筋は之だけの引張應力を受ける譯であるから

$$\tau b s = A_v \sigma_s \dots \dots \dots (a)$$

上式中、 $A_v$  は幅  $b$  にある肋鐵筋の斷面積、 $\sigma_s$  は肋鐵筋の引張應力度である。(a) 式から

$$s = \frac{A_v \sigma_s}{\tau b} \dots \dots \dots (225)$$

(225) 式から肋鐵筋の間隔を求める事が出来る。今 U 形肋鐵筋一本の斷面積を  $a_v$  とすれば、 $a_v$  は使用する肋鐵筋の斷面積の二倍であるから、8mm 鐵筋(斷面積  $0.503 \text{ cm}^2$ )に對して  $a_v = 0.503 \times 2 = 1.006 \text{ cm}^2$ 、10mm 鐵筋(斷面積  $0.785 \text{ cm}^2$ )に對して  $a_v = 0.785 \times 2 = 1.57 \text{ cm}^2$  である。



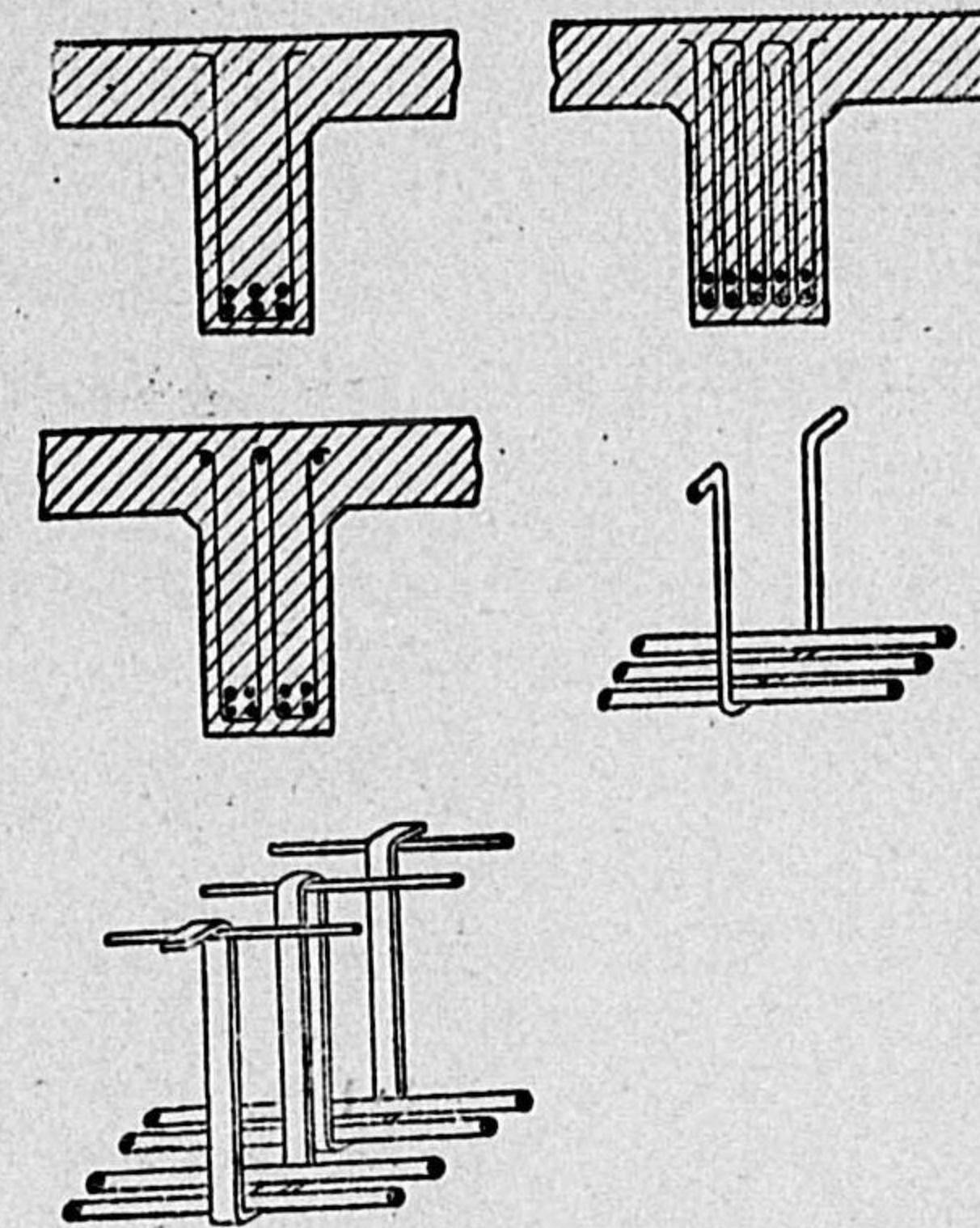
第 136 圖 圖中、點線抹消

幅  $b$  に對して  $N$  本の肋鐵筋を使用するものとすれば幅  $b$  についての肋鐵筋の總斷面積  $A_v$  は、 $A_v = N a_v$ ;

今  $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$  と假定すれば、(225) 式から

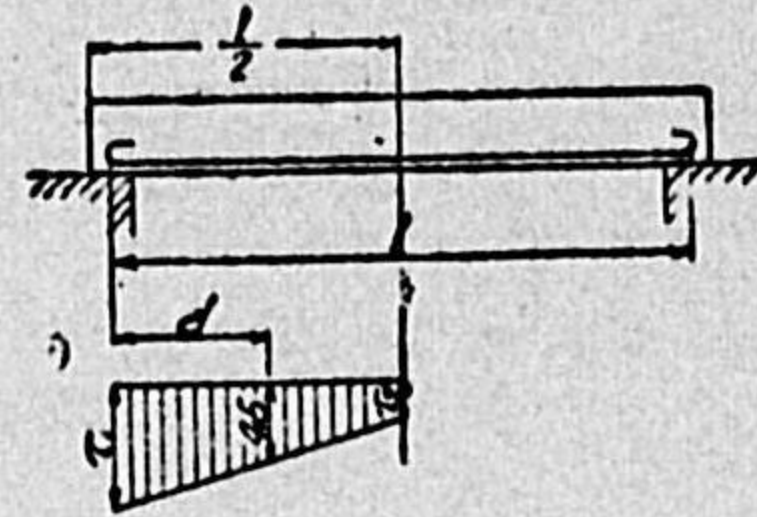
$$8 \text{ mm } \phi \text{ 鐵筋に對して、} s = \frac{N a_v \sigma_s}{\tau b} = \frac{N \times 1.006 \times 1,200}{\tau b} = 1,207 \frac{N}{\tau b}$$

$$10 \text{ mm } \phi \text{ 鐵筋に對して、} s = \frac{N a_v \sigma_s}{\tau b} = \frac{N \times 1.57 \times 1,200}{\tau b} = 1,884 \frac{N}{\tau b}$$



第 135 圖 肋鐵筋の種々の形狀

第137圖に於て $\tau_1$ を支承點の梁断面に於ける剪断應力度とし、 $\tau_2$ を梁の中央の梁断面に於ける剪断應力度とすれば、 $\tau$ の變化が圖示の如く、梁の長さに沿ひて直線的變化を爲すものと假定して、 $\tau_1$ 及び $\tau_2$ が $4.5kg/cm^2$ よりも小であれば、肋鉄筋に對する計算は不必要であつて、肋鉄筋の間隔を梁の有効高さまでとして、適當に肋鉄筋を配置すればよい。之に反して $\tau_1$ も $\tau_2$ も $4.5kg/cm^2$ よりも大であれば、此梁の全スパンに亘つて、肋鉄筋の間隔を算定せねばならぬ。又 $\tau_1$ が $4.5kg/cm^2$ より大であつて、 $\tau_2$ が $4.5kg/cm^2$ よりも小である場合には、 $\tau$ が $4.5kg/cm^2$ である點を求めて、支點から此點迄の肋鉄筋の間隔を計算して定め、此點から中央附近迄は計算する事を必要とせぬ。



第137圖

今 $\tau_2 < 4.5kg/cm^2$ である時、支點から肋鉄筋を必要とする點迄の距離 $d$ は、第137圖に依つて

$$(\tau_1 - \tau_2) : \frac{l}{2} = (\tau_1 - 4.5) : d \quad \therefore d = \frac{l}{2} \cdot \frac{\tau_1 - 4.5}{\tau_1 - \tau_2} \dots (226)$$

支點から $x$ なる距離に於ける $\tau$ の値を $\tau_x$ とすれば

$$\tau_x = \tau_1 - \frac{2x}{l}(\tau_1 - \tau_2) \dots (227)$$

上式に於て $\tau_2 = 4.5kg/cm^2$ 、 $d = l/2$ とすれば

$$\tau_x = \tau_1 \left(1 - \frac{x}{d}\right) + 4.5 \frac{x}{d} \dots (228)$$

肋鉄筋の配置を定めるには、先づ $\tau = \frac{S}{b_j d} \left[ (206) \text{式} \right]$ にて $\tau_1$ 及び $\tau_2$ を計算し、 $\tau_1$ が $14kg/cm^2$ より小であるか否かを見る。若し $\tau_1 > 14kg/cm^2$ であれば、土木學會標準示方書(昭和15年3月改正)第90條の規定に依つて、断面を變更して $\tau_1$ が $14kg/cm^2$ より小となる様にする。 $\tau_1$ が $4.5kg/cm^2$ よりも小であれば、梁の全スパンに亘りて肋鉄筋の計算は不必要であつて、梁の有効高さまでの間隔即ち梁の有効高さ又は其以下の間隔で肋鉄筋を適當に配置する。又 $4.5kg/cm^2 < \tau_1 < 14kg/cm^2$ であれば、(226)式に依つて、 $d$ を求める、即ち $\tau$ が $4.5kg/cm^2$ である點を求め、支點から此點迄、肋鉄筋の配置に關して計算する。之には先づ梁の幅の方向にU形肋鉄筋を何本使用するかを定める。之は主として構造上、又は施工上から定まるもので、幅の餘り廣くない梁では、1本、又は2本のU形肋鉄筋を用ひるが、版の様なものでは、1m當りで計算するのが普通であるから、幾本も入れなければならない事になる。此本數を $N$ として決定する。次に肋鉄筋の太さを8mm又は10mmとかに決定する。次に支點から任意の距離の $x$ を(227)式又は(228)式から見出す。之を用ひて(225)式で肋鉄筋の間隔 $s$ を計算する。 $\tau$ の値は梁の断面の位置に依つて異なるから、 $s$ も一定の所は無効であるが、併て施工上、 $s$ が一

つ異なる値を持つ様に配置する事は甚だ困難であるから、 $s$ は或區間は同一の値を持つ様にするのが一般的である。

$4.5kg/cm^2 < \tau_1 < 14kg/cm^2$ に於て、上記の方法は支點から $\tau = 4.5kg/cm^2$ の點迄の間の全剪断應力を肋鉄筋で負擔さす方法であるが、土木學會標準示方書(昭和15年3月改正)第90條(2)に依れば、版及び梁に於て剪断應力度が $4.5kg/cm^2$ を超過したときは、スパンの其側の全剪断應力を腹鉄筋(肋鉄筋又は折曲鉄筋若しくは兩者の併用)にて負擔せしめることに規定されてゐる。之は上記の方法よりも一屬安全なる方法であることは明白である。

(例題) 第138圖に示す如き剪断應力圖を有する梁の肋鉄筋を上記の方法によりて算定せよ。

支點に於ける剪断應力度 $= \tau_1 = 10kg/cm^2$   
中央に於ける剪断應力度 $= \tau_2 = 2kg/cm^2$   
スパン $= l = 8.0m$

$\tau_x$ が $4.5kg/cm^2$ である點を求める。(226)式から

$$d = \frac{8}{2} \cdot \frac{10 - 4.5}{10 - 2} = 2.75m = 275cm$$

10mm径のU形肋鉄筋を圖の如く幅の方向に2個使用するものとすれば、 $N = 2$ 、 $\sigma_s = 1,200kg/cm^2$ として、肋鉄筋の間隔 $s$ は

$$\tau = 10kg/cm^2 \text{ に對して、 } s = 1,884 \frac{N}{\tau b} = 1,884 \times \frac{2}{10 \times 30} = 12.56cm \approx 12cm$$

$$\tau = 7.25kg/cm^2 \text{ に對して、 } s = 1,884 \times \frac{2}{7.25 \times 30} = 17.35cm \approx 17cm$$

$$\tau = 4.5kg/cm^2 \text{ に對して、 } s = 1,884 \times \frac{2}{4.5 \times 30} = 28cm$$

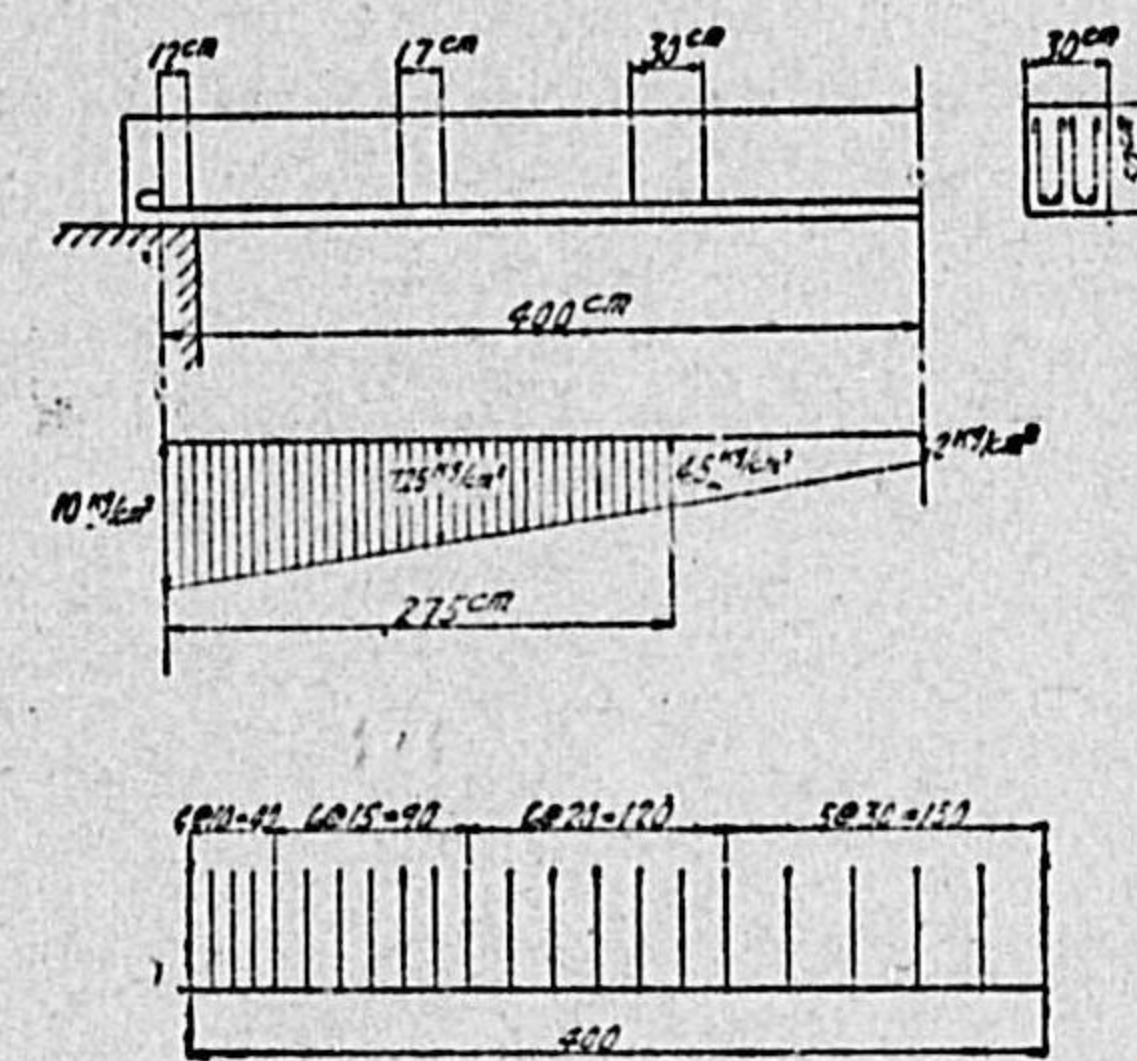
上の結果から大体の肋鉄筋の配置が得られるから、適當な寸法で此限度を超さない様に配列すればよい。圖は此場合の配置の一例である。

腹鉄筋の配置に關する土木學會(昭和15年3月改正)の標準示方書の規定は次の通り。

「第80條

(2) 梁に於ける引張主鉄筋の數の少くとも $\frac{1}{3}$ は、之を曲上げずして支點を越えしむべし。

(3) 肋鉄筋は引張主鉄筋に圍繞せしめ、其端を壓縮部コンクリートに嵌着すべし。壓縮鉄筋をも有する場合には、肋鉄筋を引張鉄筋及び壓縮鉄筋に圍繞せしむべし。梁には常に肋鉄筋を配置し、其間隔は梁の



第138圖

有効高さの  $\frac{1}{2}$  又は梁の腹部の幅以下とすべし。但し計算上必要ならざる部分には梁の有効高さまで増大することを得。肋鉄筋の直径は 6mm 以上とすべし

第 90 條(4) 折曲鉄筋の配置を設計するに使用する基線は梁の高さの中央に置くべし。

(160) 折曲鉄筋の計算 梁に対して  $45^\circ$  傾斜して居る折曲鉄筋と中立軸との交点を中心として左右に  $e/2$  なる距離を採りて考へる。 $e$  の間の平均剪断應力度を  $\tau_m$  とすれば、主引張應力度も同じ大いさを持ち、其方向は中立軸と  $45^\circ$  の傾斜をして居るから、折曲鉄筋と同じ方向である。

折曲鉄筋が主引張應力に依つて受ける引張應力  $Z$  は第 139 圖から明白である如くに

$$Z = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2} \cdot \frac{e}{\sqrt{2}} \cdot b = \tau_m \cdot \frac{e}{\sqrt{2}} \cdot b \quad \text{然るに } \tau_m = S/jd \text{ で}$$

あるから

$$Z = \tau_m \cdot \frac{e}{\sqrt{2}} \cdot b = \frac{S}{jd} \cdot \frac{e}{\sqrt{2}} \cdot b = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{S_e}{jd}$$

上式中の  $S_e$  は剪断力圖の面積であり、 $S = \frac{\Delta M}{e}$  即ち  $S_e = \Delta M$  であるから  $Z = \frac{\Delta M}{\sqrt{2} jd}$  である。

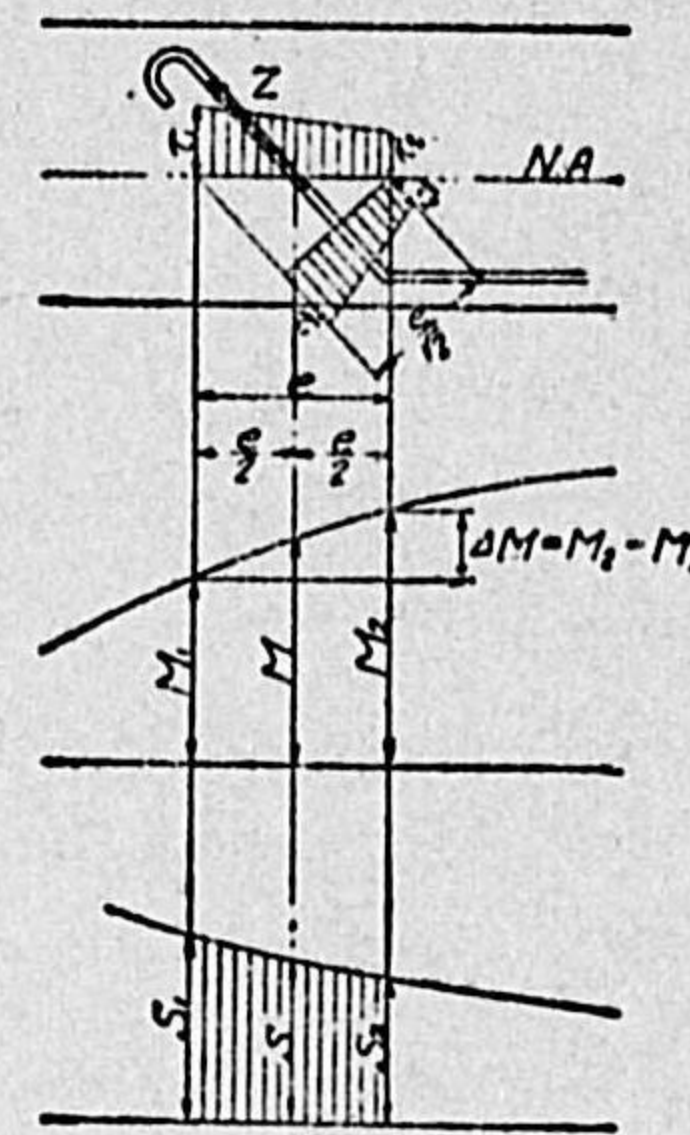
故に折曲鉄筋の許容引張應力度を  $\sigma_s$ 、其斷面積を  $A_b$  とすれば

$$\sigma_s A_b = \frac{\Delta M}{\sqrt{2} jd} \quad \therefore A_b = \frac{\Delta M}{\sqrt{2} jd \sigma_s} \dots\dots\dots(229)$$

上式から或  $\Delta M$  に対して必要なる折曲鉄筋の斷面積を求める事が出来るが、元來折曲鉄筋は引張部の餘裕の出來た所で曲上げるのであるから、 $A_b$  の値は既に制限されて居るものと考へねばならぬ。故に、實際上、鉄筋を配置するには、先づ引張鉄筋の餘裕の出來た所で餘裕のある鉄筋を曲上げ、此斷面積で如何程の  $\Delta M$  に抵抗し得るかを計算し、残りの  $\Delta M$  に対しては肋鉄筋を以て之に當てると云ふ様に計算するのが一般的である、即ち今餘裕のある鉄筋の斷面積を  $A_b$  とし之に依つて  $\Delta M_1$  だけ抵抗し得るものとすれば

$$\Delta M_1 = \sqrt{2} A_b jd \sigma_s \dots\dots\dots(230)$$

第 29 表は  $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$  として折曲鉄筋の直径と數とに對する  $\sqrt{2} \sigma_s A_b$  の値を示すものである。



第 139 圖

第 29 表  $\sqrt{2} \sigma_s A_b$  の値 (kg)、 $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$

直径, mm	折曲鉄筋の數									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
12	1,920	3,840	5,760	7,680	9,600	11,500	13,400	15,400	17,300	19,200
14	2,610	5,230	7,840	10,500	13,100	15,700	18,300	20,900	23,500	26,100
16	3,410	6,830	10,200	13,700	17,100	20,500	23,900	27,300	30,700	34,100
18	4,320	8,640	13,000	17,300	21,600	25,900	30,200	34,600	38,900	43,200
19	4,810	9,620	14,400	19,200	24,100	28,900	33,700	38,500	43,300	48,100
20	5,330	10,700	16,000	21,300	26,700	32,000	37,300	42,700	48,000	53,300
22	6,450	12,900	19,400	25,800	32,300	38,700	45,700	51,600	58,100	64,500
24	7,680	15,400	23,000	30,700	38,400	46,100	53,700	61,400	69,100	76,800
25	8,330	16,700	25,000	33,300	41,700	50,000	58,300	66,600	75,000	83,300
26	9,010	18,000	27,000	36,000	45,000	54,100	63,100	72,100	81,100	90,100
28	10,450	20,900	31,400	41,800	52,300	62,700	73,200	83,600	94,100	104,500
30	12,000	24,000	36,000	48,000	60,000	72,000	84,000	96,000	108,000	120,000
32	13,650	27,300	41,000	54,600	68,300	81,900	95,600	109,200	122,900	136,500

$\Delta M$  を肋鉄筋と折曲鉄筋との兩者にて取るものとすれば、肋鉄筋が取るべき曲げモーメントの變化  $\Delta M_2$  は次の通り。

$\Delta M_2 = \Delta M - \Delta M_1$ 、(225) 式に依つて  $\sigma \tau b = A_v \sigma_s \Delta M_2$  を距離  $s$  なる二断面の曲げモーメントの變化とすれば

$$\sigma \tau b = \frac{\Delta M_2}{jd} = A_v \sigma_s \quad \therefore A_v = \frac{\Delta M_2}{\sigma_s jd} \dots\dots\dots(231)$$

又は

$$\Delta M_2 = A_v \sigma_s jd \dots\dots\dots(232)$$

上式中、 $A_v$  は肋鉄筋の斷面積である。

$$\Delta M = \Delta M_1 + \Delta M_2 = \sqrt{2} \sigma_s A_b jd + A_v \sigma_s jd$$

$$\therefore \frac{\Delta M}{\sigma_s jd} = \sqrt{2} A_b + A_v \dots\dots\dots(233) \quad \therefore A_v = \frac{\Delta M}{\sigma_s jd} - \sqrt{2} A_b \dots\dots\dots(234)$$

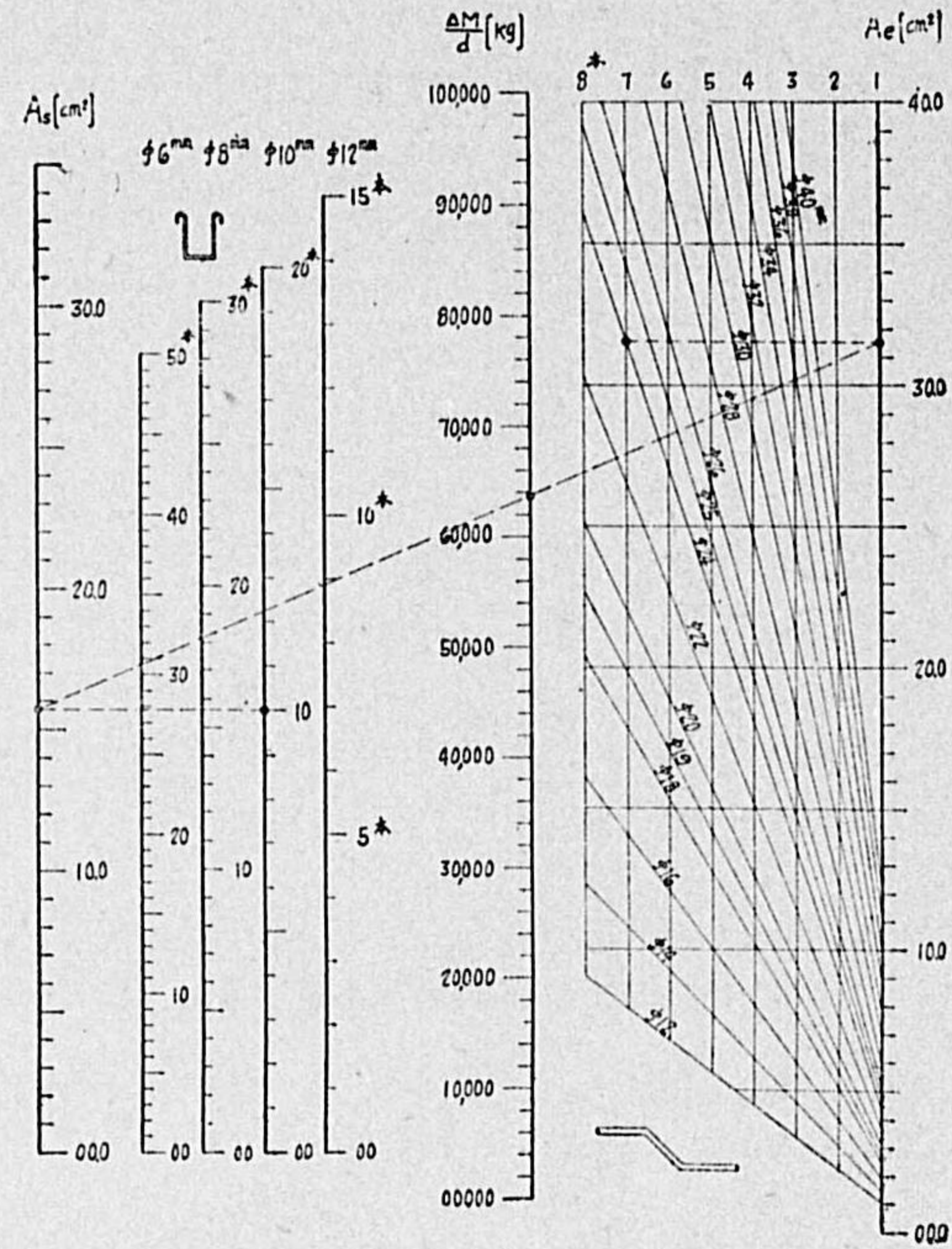
上式中、 $A_b$  は折曲鉄筋の斷面積である。(233) 式に依つて折曲鉄筋を使用して、尙不足である場合の肋鉄筋の斷面積  $A_v$  を見出す事が出来る。 $\Delta M$  は二断面の曲げモーメントの變化であつて、之に對して肋鉄筋と折曲鉄筋とが抵抗するものである。

$\phi_1$  = 折曲鉄筋の直径、 $n_1$  = 折曲鉄筋の數、 $\phi_2$  = U 形肋鉄筋の直径、 $n_2$  = U 形肋鉄筋の數、 $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$ 、 $j = 0.88$  とすれば、(233) 式は次の如くなる。

$$\frac{\Delta M}{1,200 \times 0.88d} = \sqrt{2} n_1 \frac{\pi \phi_1^3}{4} + 2n_2 \frac{\pi \phi_2^3}{4}$$

又は

$$\frac{\Delta M}{264\pi d} = 0.707n_1 \phi_1^3 + n_2 \phi_2^3 \dots \dots \dots (235)$$



第 140 圖 折曲鉄筋と助鉄筋とを併用する場合の関係を示す  
圖表 (圖中  $A_s$  は  $A_b$ ,  $A_s$  は  $A_v$  の意味である。)

第 140 圖は (235) 式を圖表化したものである、即ち折曲鉄筋と助鉄筋とを併用する場合の関係を  
示す圖表である。  $\Delta M$  は考へてゐる二點間の曲げモーメントの差であり、  $d$  は其斷面の有効高さである。  
一般には  $\Delta M / \sigma_s j d$  に比例して腹鉄筋を挿入する計算になつてゐるが、此圖では  $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$ 、  
 $j = 0.88$  と假定してある。圖の使用法は、折曲鉄筋の徑と本數との交點を求め、此點から右に水平に持  
つて来て  $A_s (= A_b)$  を求める。  $A_s (= A_b)$  は折曲鉄筋の總斷面積である。此點と  $\frac{\Delta M}{d}$  なる點とを結びて  
左方に持つて来て  $A_s (= A_v)$  が求められる。  $A_s (= A_v)$  は助鉄筋の斷面積である。此の  $A_s (= A_v)$  から  
右方に水平に行き所定の  $\phi$  の所まで行けば、U 形助鉄筋の本數が得られる。此本數は勿論  $\Delta M$  を考へ  
た幅で考へて居る二點間に於ける總本數である。一般公式は  $\Delta M = (A_v + \sqrt{2} A_b) \sigma_s j d$

(161) 折曲鉄筋を曲上げ得る點の計算 單純梁に等分布荷重が存在する場合に、折曲鉄筋を曲  
上げ得る點の計算は次の通り。支點から  $x$  の距離に於ける  
梁斷面の曲げモーメントは次の通り。

$$M_x = \frac{pl}{2} \times x - px \times \frac{x}{2} = \frac{px}{2} (l - x)$$

$$\text{中央に於ける曲げモーメント } M_c = \frac{pl^2}{8}$$

同徑の鉄筋を使用するものとし、  $n$  を梁の中央に於ける鉄  
筋の本數とし、  $x$  點に於ける必要なる鉄筋數を  $n_1$  とする。

$$\frac{n_1}{n} = \frac{M_x}{M_c} \text{ 然るに } \frac{M_x}{M_c} = \frac{px}{2} (l - x) + \frac{pl^2}{8} = \frac{4x(l - x)}{l^2}$$

$$\frac{n_1}{n} = \frac{4x(l - x)}{l^2}$$

$x$  點で曲上げ得る鉄筋數を  $n_2$  とすれば

$$n_2 = n - n_1 = n \left[ 1 - \frac{4x(l - x)}{l^2} \right] \dots \dots \dots (236)$$

上式から

$$x = \frac{l}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{n_2}{n}} \right)$$

$x$  は  $n_2$  本を曲上げ得る位置である。(236) 式に依れば支點上に於ては  $x = 0$  であつて  $n_2 = n$   
となり、凡ての鉄筋を曲上げ得る事になつてゐるが、土木學會の標準示方書に依ると、中央に於  
ける引張主鉄筋の總數の少なくとも  $\frac{1}{3}$  は曲上げる事なくして、支點上まで持つて来て支點を越  
えしめなければならぬ事になつて居る。鉄筋を曲上げた點の抵抗モーメントは一應計算して見る  
必要があるから、普通に、之を曲げモーメント圖の上に描く事にして居る。抵抗モーメントは  
 $M_s = \sigma_s A_s j d$  である。

(例題) 51cm 幅の矩形斷面の單純梁が第 142 圖の如き荷重を受ける場合梁の斷面及び腹鉄筋の配置を  
決定せよ。  $\sigma_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ 、  $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$  とする。

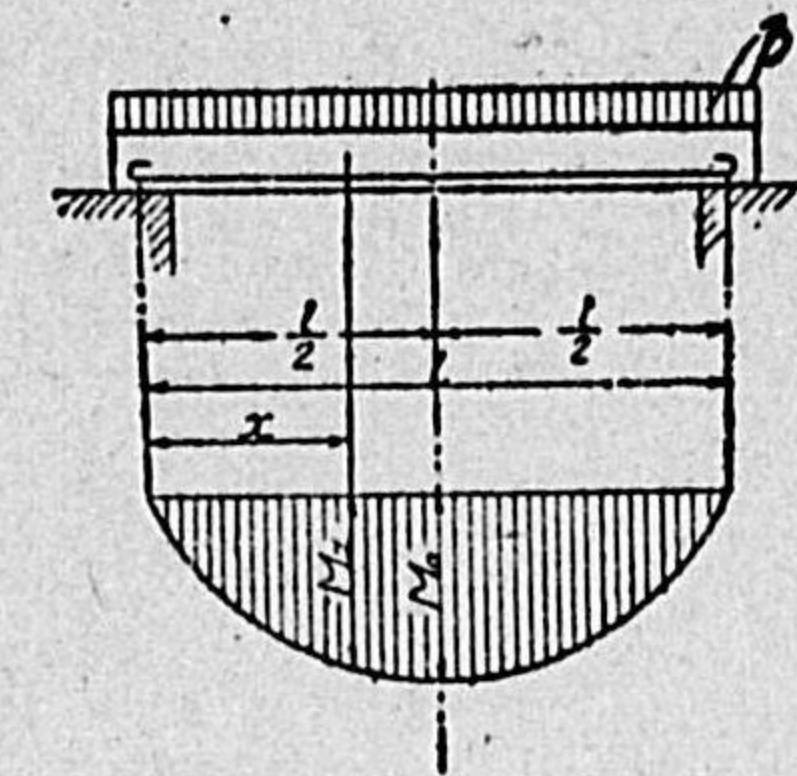
支點に於ける反力  $A$  と  $B$  とは

$$A = \frac{1}{2} (8,320 + 6,960) + \frac{21,440 \times 440}{520} = 25,781 \text{ kg}$$

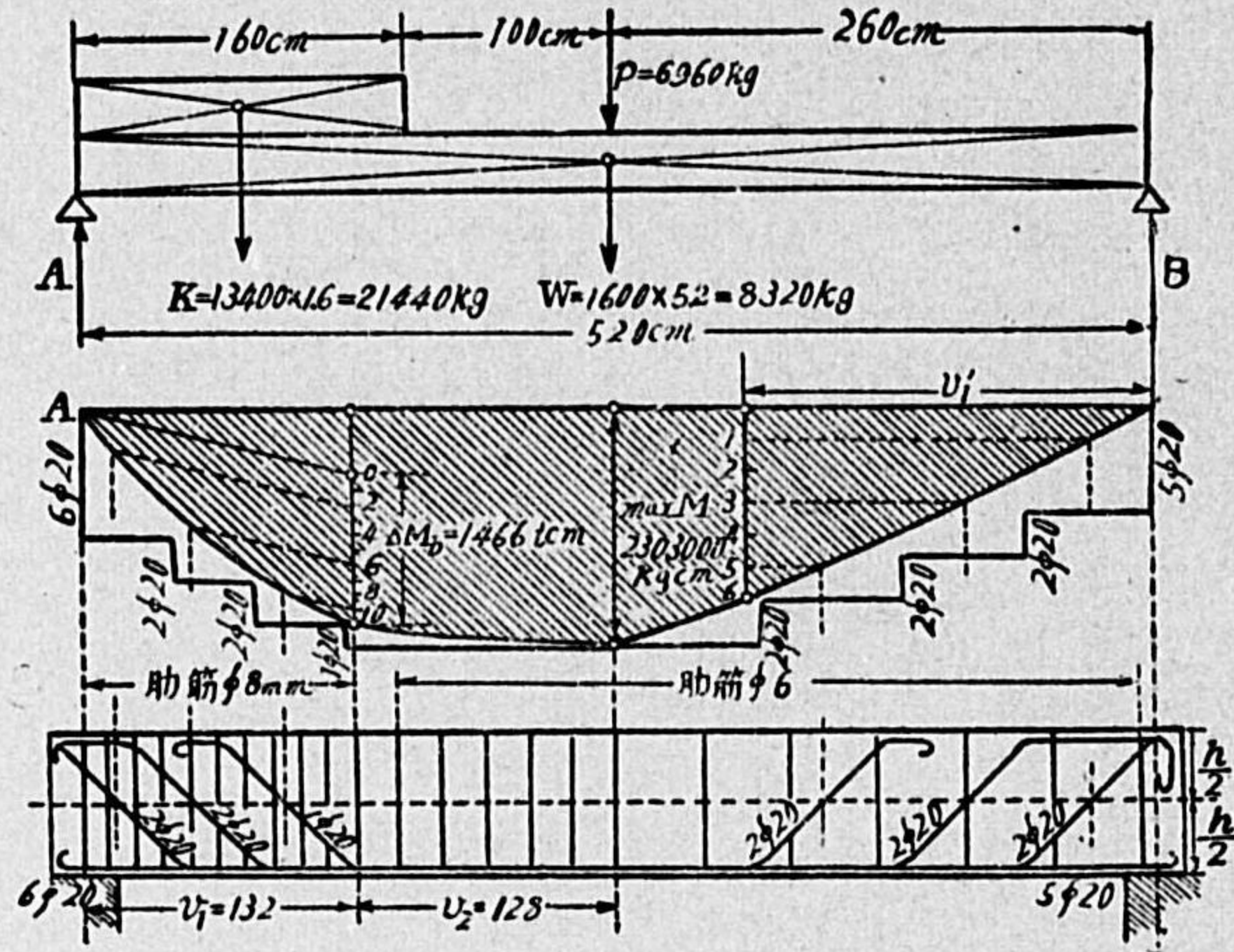
$$B = \frac{1}{2} (8,320 + 6,960) + \frac{21,440 \times 80}{520} = 10,939 \text{ kg}$$

最大曲げモーメント  $M_{max}$  は集中荷重  $P$  が存在する斷面に生ずる。

$$M_{max} = 10,939 \times 260 - \frac{1}{2} \times 1,600 \times \frac{260^2}{100} = 2,303,000 \text{ kgcm}$$



第 141 圖



第 142 圖

第 25 表に依つて、與へられたる許容應力度に對して、 $C_1 = 0.301$ 、 $C_2 = 0.00323$ 、

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.301 \sqrt{2,303,000 \div 51} = 64.0 \text{ cm}$$

$$A_s = C_2 \sqrt{M/b} = 0.00323 \sqrt{2,303,000 \times 51} = 34.98 \text{ cm}^2$$

20mm 直徑の鐵筋 11 本を使用すれば  $A_s = 34.56 \text{ cm}^2$ 、

第 24 表に依つて、 $z = jd = 0.857d = 0.857 \times 64 = 54.8 \text{ cm}$ 、

左の支點に於ける剪斷應力度  $\tau_A$  は  $\tau_A = \frac{S}{bz} = \frac{25,781}{51 \times 54.8} = 9.22 \text{ kg/cm}^2$

右の支點に於ける剪斷應力度  $\tau_B$  は  $\tau_B = \frac{S}{bz} = \frac{10,939}{51 \times 54.8} = 3.9 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_A$  は  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上、 $14 \text{ kg/cm}^2$  以下である。梁の左側の部分に於ける全剪斷應力は肋鐵筋と折曲鐵筋とを併用して之を負擔させる事にする。(土木學會標準示方書第 90 條(2))

折曲鐵筋と肋鐵筋とを併用して、全剪斷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の周長の總和  $U$  は土木學會の標準示方書(昭和 15 年 3 月改正)第 91 條(1)の規定に依つて、 $U = \frac{S}{2\tau_s z}$  である。 $\tau_s$  は許容附着應力度である。

$$U = \frac{S}{2\tau_s z} = \frac{25,781}{2 \times 5.5 \times 54.8} = 42.7 \text{ cm}$$

第 30 表 丸鋼の周長 (cm)

直徑 mm	丸鋼の數									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	1.89	3.77	5.66	7.54	9.43	11.31	13.20	15.08	16.97	18.55
8	2.51	5.03	7.54	10.05	12.57	15.08	17.59	20.11	22.62	25.13
10	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
12	3.77	7.54	11.31	15.08	18.85	22.62	26.39	30.16	33.93	37.70
14	4.40	8.80	13.19	17.59	21.99	25.39	30.79	35.19	39.58	43.98
16	5.03	10.05	15.08	20.11	25.13	30.16	35.19	40.21	45.24	50.27
18	5.65	11.31	16.96	22.62	28.27	33.93	39.58	45.24	50.89	56.55
20	6.28	12.57	18.85	25.13	31.42	37.70	43.98	50.27	56.55	62.83
22	6.91	13.82	20.73	27.65	34.56	41.47	48.38	55.29	62.20	69.12
24	7.54	15.08	22.62	30.16	37.70	45.24	52.78	60.32	67.86	75.40
26	8.17	16.34	24.50	32.67	40.84	49.01	57.18	65.34	73.51	81.68
28	8.80	17.59	26.39	35.19	43.98	52.78	61.58	70.37	79.17	87.97
30	9.42	18.85	28.27	37.70	47.12	56.55	65.97	75.40	84.82	94.25
32	10.05	20.11	30.16	40.21	50.27	60.32	70.37	80.42	90.48	100.53
34	10.68	21.36	32.04	42.73	53.41	64.09	74.77	85.45	96.13	106.81
36	11.31	22.61	33.93	45.24	56.55	67.86	79.17	90.48	101.79	113.10
38	11.94	23.88	35.81	47.75	59.69	71.63	83.57	95.50	107.44	119.38
40	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.96	100.53	113.09	125.66
42	13.20	26.39	39.59	52.78	65.98	79.17	92.37	105.56	118.76	131.95

第 30 表によりて 20mm 直徑の丸鋼 7 本を探れば、 $U = 43.98 \text{ cm}$  であるから、7 本を支點を越えて碇着すればよいことになるが、丸鋼の直徑が 20mm であるから、11 本の引張鐵筋の中、6 本を支點を越えて碇着すれば充分である。故に残りの 5 本を折曲鐵筋として利用することとすれば、 $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$  である。引張主鐵筋は最初の折曲點で 1 本、次に 2 本づつ、2 箇所、合計 3 箇所曲上げるものとする。最初の折曲點は、曲げモーメントが、 $\frac{10}{11} M_{max} = \frac{10}{11} \times 2,303,000 = 2,094,000 \text{ kgcm}$  以下になつた斷面にしなければならぬ。此斷面と支點 A との距離を  $v_1 \text{ cm}$  とすれば

$$2,094,000 = 25,781 v_1 - \frac{1}{2} (1,600 + 13,400) \frac{v_1^2}{100}$$

$$v_1 = 132 \text{ cm}, \quad \therefore v_2 = 260 - 132 = 128 \text{ cm}$$

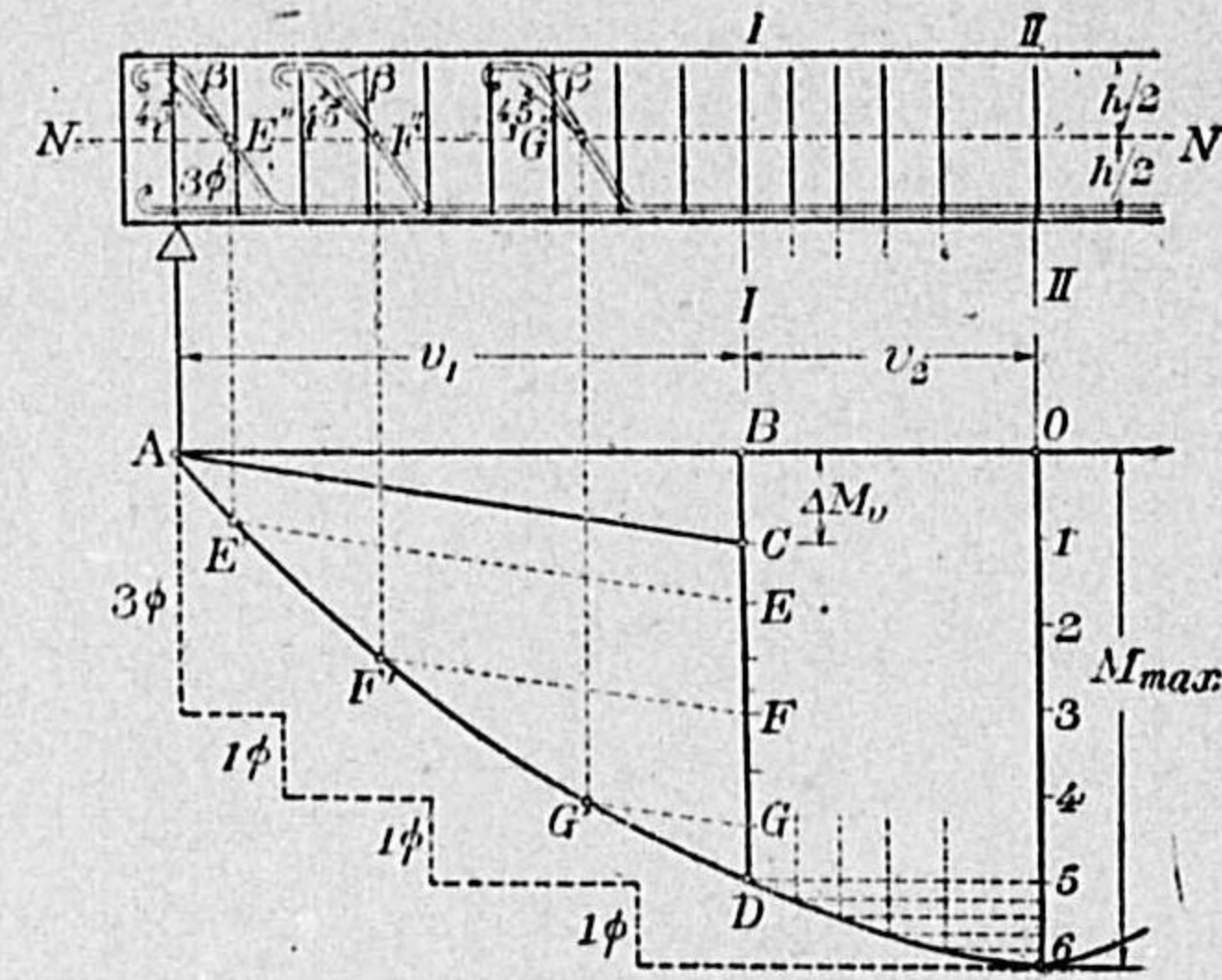
$v_2$  の間は、肋鐵筋で全剪斷應力を負擔させる。 $v_2$  の間の曲げモーメントの變化は

$$\Delta M = 2,303,000 - 2,094,000 = 209,000 \text{ kgcm} \quad \sigma_s A_s v = \frac{\Delta M}{z} = \frac{209,000}{54.8} = 3,810 \text{ kg}$$

$\Delta M$  は肋鐵筋が取るべき曲げモーメントの變化である。第 31 表に依つて、直徑 6mm の U 形肋鐵筋を 6 本用ふれば、 $\sigma_s A_s v = 4,030 \text{ kg}$  である。 $v_2$  の間に於ける肋鐵筋の配置は第 143 圖の如くにする。

肋鐵筋の直徑、形状及び數は、土木學會の標準示方書第 80 條に依りて、肋鐵筋の直徑が 6mm 以上、中心間隔が梁の有効高さの  $\frac{1}{2}$  以下になる様に選ばねばならぬ。

$v_2$  (此例にては 128cm) の間に使用するべき助鋼筋の直径 (此例では 6mm)、形 (此例では U 形)、数 (此例では 6 本) を定めたる後、第 143 圖に於て  $\Delta M_{II} = 56$  を助鋼筋の數に等分し、其分點の中央點から曲げモーメント圖の基線  $AO$  に平行なる線を引き、曲げモーメント圖との交點を求め、是等の交點を通る鉛直線が、梁の軸方向の基線  $N-N$  と交る點を求め、而して是等の點に助鋼筋を配置する。第 143 圖は 5 本の助鋼筋を使用した場合を示す。此例では  $\Delta M_{II} = 56$  は、即ち、209,000kgcm に相當する。上記の如くにして、本例に於て助鋼筋を配置するものとする。



第 143 圖 単純梁の腹鋼筋の配置を曲げモーメント圖によつて定める方法

第 31 表  $A_s \sigma_s$  の値 (kg)、 $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$

U 形助鋼筋の數	6mm	8mm	9mm	10mm	12mm
2	1,360	2,410	3,050	3,770	5,430
3	2,040	3,620	4,580	5,650	8,140
4	2,720	4,830	6,100	7,540	10,900
5	3,400	6,040	7,630	9,420	13,600
6	4,080	7,240	9,160	11,300	16,300
7	4,750	8,450	10,700	13,200	19,000
8	5,430	9,660	12,200	15,100	21,700
9	6,110	10,900	13,700	17,000	24,400
10	6,790	12,000	15,300	18,800	27,100
11	7,470	13,300	16,800	20,700	29,900
12	8,150	14,500	18,300	22,600	32,600
13	8,830	15,700	19,800	24,500	35,300
14	9,510	16,900	21,400	26,400	38,000
15	10,200	18,100	22,900	28,300	40,700
16	10,900	19,300	24,400	30,100	43,400
17	11,500	20,500	25,900	32,000	46,100
18	12,200	21,700	27,500	33,900	48,900
19	12,900	22,900	29,000	35,800	51,600
20	13,600	24,100	30,500	37,700	54,300
21	14,300	25,300	32,000	39,600	57,000
22	14,900	26,600	33,600	41,400	59,700
23	15,600	27,800	35,100	43,300	62,400

24	16,300	29,000	36,600	45,200	65,100
25	17,000	30,200	38,200	47,100	67,900
26	17,700	31,400	39,700	49,000	70,600
27	18,300	32,600	41,200	50,900	73,300
28	19,000	33,800	42,700	52,800	76,000
29	19,700	35,000	44,300	54,600	78,700
30	20,400	36,200	45,800	56,500	81,400

$v_1$  の間の曲げモーメントの變化は  $\Delta M = 2,094,000 \text{ kgcm}$  である。折曲鋼筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ひると直径 20mm の折曲鋼筋 5 本に對して、第 32 表より  $\sigma_s A_b / 0.707 = 26,750 \text{ kg}$  である。

第 32 表  $\sigma_s \frac{A_b}{0.707}$  の値、 $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$

直径, mm	折 曲 鋼 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

折曲鋼筋が  $45^\circ$  の傾斜に用ひられる時には、 $\Delta M_b = \sigma_s z A_b \frac{1}{0.707}$  である。

$\Delta M_b$  は或距離にある二断面の間にある折曲鋼筋の斷面積  $A_b$  が受け得る曲げモーメントの變化である。

$$\Delta M_b = (\sigma_s A_b / 0.707) \times z = 26,750 \times z = 26,750 \times 54.8 = 1,466,000 \text{ kgcm}$$

$\Delta M_v$  は助鋼筋で負擔すべき曲げモーメントの變化であつて

$$\Delta M_v = 2,094,000 - 1,466,000 = 628,000 \text{ kgcm} \therefore A_s \sigma_s = \frac{628,000}{54.8} = 11,450 \text{ kg}$$

第 31 表に依つて 8mm 直径の助鋼筋 10 本を探れば、 $A_s \sigma_s = 12,000 \text{ kg}$  となる。是等の助鋼筋を等間隔に配置すれば、其中心間隔は  $v_1 \div 9 = 132 \div 9 = 14.7 \text{ cm}$  であつて、之は梁の有効高さの  $\frac{1}{2}$  よりも小である。

折曲鋼筋の配置を定めるには、第 142 圖に於て  $\overline{0,10}$  を  $\Delta M_b = 1,466,000 \text{ kgcm}$  に探つて  $\overline{0,10}$  を折曲鋼筋の數の 2 倍即ち  $5 \times 2 = 10$  の數に等分し、點 9,6 及び 2 を通り、 $AO$  に平行なる線を引き、之と

曲げモーメント圖との交点を求め、是等を通る鉛直線と梁高の中央の基線との交点を通つて折曲鉄筋を配置する。

引張鉄筋の折曲點に於て鉄筋に依る抵抗モーメントは最初の折曲點に於て

$$M = \sigma_s A_s z = 1,200 \times \left( \frac{10}{11} \times 34.56 \right) \times 54.8 = 2,070,000 \text{ kgcm}$$

第二番目の折曲點に於て

$$M = 1,200 \times \left[ \frac{(11-3)}{11} \times 34.56 \right] \times 54.8 = 1,655,000 \text{ kgcm}$$

支點 A に最も近い折曲點に於て

$$M = 1,200 \times \left[ \frac{(11-5)}{11} \times 34.56 \right] \times 54.8 = 1,345,000 \text{ kgcm}$$

是等の値に依つて圖の如き階段形の抵抗モーメント圖が得られ引張鉄筋の折曲點に於て、抵抗モーメントは充分に大であることを知る。

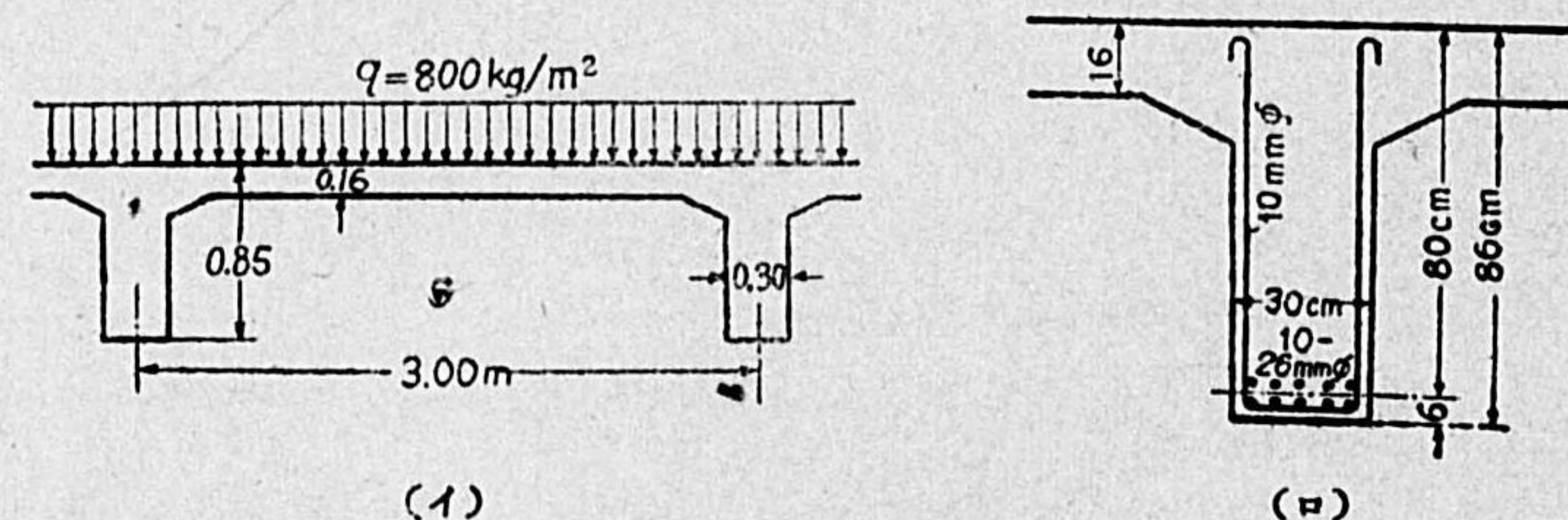
右の支點に於ては、 $\tau_b$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下であるから、梁の右半分に対しては、腹鉄筋に就いての計算を要せぬ。引張主鉄筋の数の  $\frac{1}{3}$  以上を支點を越えて配着せねばならないから、5 本を支點を越えて配着し、残りの 6 本を、曲げモーメントに対して餘裕の出來た點で 3 箇所、2 本づゝ曲上げて、折曲鉄筋として使用する。

支點 B から最初に引張鉄筋 2 本を曲上げることが出来る點までの距離を  $v_1 \text{ cm}$  とすれば

$$10,939v_1 - \frac{1}{2} \times 1,600 \times \frac{v_1^2}{100} = 2,303,000 \times \frac{9}{10} \therefore v_1 = 202 \text{ cm}$$

故に  $v_1 = 202 \text{ cm}$  の断面に於ける曲げモーメント  $M$  を 6 等分し、圖の如くして折曲鉄筋を配置する。荷梁に於ては、常に肋鉄筋を配置せねばならないから、直径  $6 \text{ mm}$  の肋鉄筋を梁の有効高さの約  $\frac{2}{8}$  の中心間隔に配置する。〔土木學會標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）第 80 條参照〕

〔例題〕第 144 圖の如き單鉄筋 T 形梁の腹鉄筋を設計する。最大曲げモーメントの断面に於て、引張



第 144 圖

鉄筋として径  $26 \text{ mm}$  の丸鋼 10 本を使用するものとする。此梁に作用する荷重は、自重を加算して梁の長さ  $1 \text{ m}$  當り  $4,104 \text{ kg}$  の等分布荷重であるとし、T 形梁のスパンは  $9 \text{ m}$  とする。剪断力は梁のスパンの中央に於て零であつて、支點に近づくに従つて直線的に増加し、其最大値は支點に於て、 $4,104 \times 4.5 =$

$18,468 \text{ kg}$  となる。故に此點に於ける剪断力度は次の通り。

$$\text{近似式、 } \tau = \frac{S}{b \cdot z} = \frac{S}{b \cdot \left( d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{18,468}{30 \left( 80 - \frac{16}{2} \right)} = 8.55 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau$  は左右兩支點に於て同一の値であり、 $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上、 $14 \text{ kg/cm}^2$  以下である。 $\tau$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上、 $14 \text{ kg/cm}^2$  以下の場合には、土木學會の標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）第 90 條(2) に依れば、スパンの其側の全剪断力を見て腹鉄筋で負擔させる事になつて居り、必要な腹鉄筋を配置する事にする。

折曲鉄筋と肋鉄筋とを併用して、全剪断力を負擔させるとすれば、支點を越えて配着すべき鉄筋に必要な断面周長の總和  $U$  は、土木學會の標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）第 91 條(1) の規定に依つて次式で求められる。

$$U = \frac{S}{2\tau_s z}$$

$\tau_s$  は許容附着力度である。上式に於て近似的に  $z = d - \frac{t}{2} = 80 - \frac{16}{2} = 72 \text{ cm}$  を採る。

$$U = \frac{S}{2\tau_s z} = \frac{18,468}{2 \times 5.5 \times 72} = 23.3 \text{ cm}$$

第 30 表に依れば  $26 \text{ mm}$  の丸鋼 3 本に對して  $U = 24.50 \text{ cm}$  であるから、10 本の引張主鉄筋の中、3 本を支點を越えて配着することになる。然るに土木學會標準示方書第 80 條(2) に依れば、梁に於ける引張主鉄筋は少なくとも其数の  $\frac{1}{3}$  を曲上げずして支點上に達せしめ、支點を越えしめねばならぬから、 $10 \times \frac{1}{3} = 4$  本を支點を越えて配着せねばならぬ事になる。此場合に於て、10 本の引張主鉄筋の中、5 本を支點を越えて配着すれば勿論充分である。依つて残り 5 本を折曲鉄筋として利用する。然る時は、 $4.5 = 24.55 \text{ cm}^2$  ( $26 \text{ mm}$  の丸鋼 5 本の断面積) である。引張主鉄筋は、最初の折曲點で 1 本、次に 2 本づゝ 2 箇所、都合 3 箇所、曲上げるものとする。

最初の折曲點は、曲げモーメントが

$$\frac{9}{10} M_{max} = \frac{9}{10} \times 4,155,000 = 3,739,500 \text{ kgm}$$

以下になつた断面にせねばならぬ。此断面と左の支點 A との距離を  $v_1 \text{ cm}$  とすれば

$$3,739,500 = 4 \times v_1 - 4,104 \times 4.5 \times \frac{4.5}{2} = 4,104 \times 4.5v_1 - 4,104 \times \frac{4.5^2}{2} = 18,468v_1 - 41,553$$

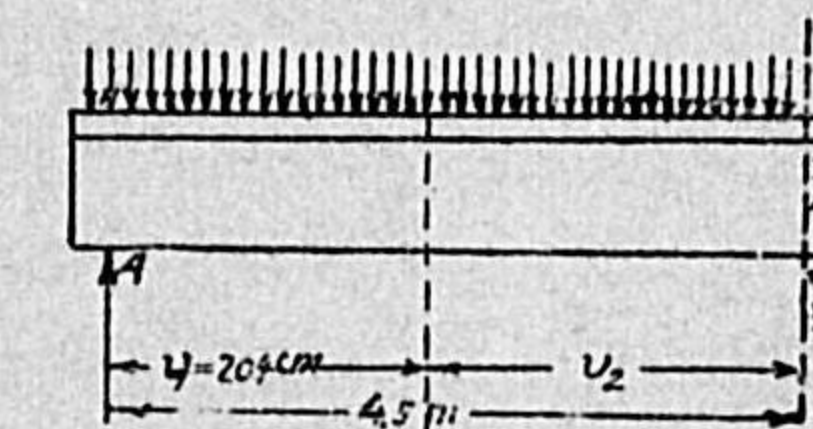
$$\therefore v_1 = 204 \text{ cm} \quad \therefore v_2 = 450 - 204 = 246 \text{ cm}$$

$v_2$  の間に於ては、肋鉄筋で全剪断力を負擔させる。 $v_2$  の間に於ける曲げモーメントの變化は次の通り。

$$\Delta M = 4,155,000 - 3,739,500 = 415,500 \text{ kgcm}$$

$$\therefore \sigma_s A_s v = \frac{\Delta M}{z} = \frac{415,500}{72} = 5,771 \text{ kg}$$

第 31 表に依りて、直径  $6 \text{ mm}$  の U 形肋鉄筋を 9 本選べば、 $\sigma_s A_s v = 6,110 \text{ kg}$  となる。肋鉄筋の直径、形及び数は土木學會の標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）第 80 條(3) に依り肋鉄



第 145 圖



筋の直径が 6mm 以上、中心間隔が梁の腹部の幅以下になる様に、選ばねばならぬ。 $v_2$  の間に於ける肋鉄筋の配置は第 143 圖の場合の如くにして定める。

$v_1$  の間に於ける曲げモーメントの變化は  $\Delta M = 3,739,500 \text{ kgcm}$  である。折曲鉄筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ひるとすれば、26mmφ の折曲鉄筋 5 本に対して第 32 表に依りて、 $\frac{\sigma_s A_b}{0.707} = 45,250 \text{ kg}$  であるから、

$$\Delta M_b = \sigma_s A_b \frac{1}{0.707} = 45,250 \times 72 = 3,258,000 \text{ kgcm}$$

依つて肋鉄筋で負擔すべき曲げモーメントの變化  $\Delta M_v$  は

$$\Delta M_v = 3,739,500 - 3,258,000 = 481,500 \text{ kgcm} \quad \therefore A_v \sigma_s = \frac{\Delta M_v}{z} = \frac{481,500}{72} = 6,688 \text{ kg}$$

第 31 表に依り、6mmφ の U 形肋鉄筋 10 本を選べば  $A_v \sigma_s = 6,790 \text{ kg}$  となる。是等の肋鉄筋を等間隔に配置すれば、其中心間隔は  $v_1 \div 9 = 204 \div 9 = 22.6 \text{ cm}$  で、梁の腹部の幅 30cm より小である。

折曲鉄筋の配置を定めるには、第 142 圖を参照して、 $0.10$  を  $\Delta M_b = 3,258,000 \text{ kgcm}$  に探つて、第 143 圖の場合に説明した様にする。即ち  $0.10$  を折曲鉄筋の數 5 の 2 倍の數に等分し、點 9, 6, 及び 2 を通り、 $\overline{AO}$  に平行線を引いて曲げモーメント圖との交點を求め、是等を通る鉛直線と梁高の中央の基線との交點を通つて折曲鉄筋を配置する。

引張鉄筋の折曲點に於ける鉄筋に依る抵抗モーメントは、最初の折曲點に於て

$$M = \sigma_s A_s z = 1,200 \times \frac{9}{10} \times 53.1 \times 72 \approx 4,120,000 \text{ kgcm}$$

第 2 番目の折曲點に於て

$$M = 1,200 \times \frac{7}{10} \times 53.1 \times 72 \approx 3,230,000 \text{ kgcm}$$

支點 A に最も近い折曲點に於て

$$M = 1,200 \times \frac{5}{10} \times 53.1 \times 72 \approx 2,300,000 \text{ kgcm}$$

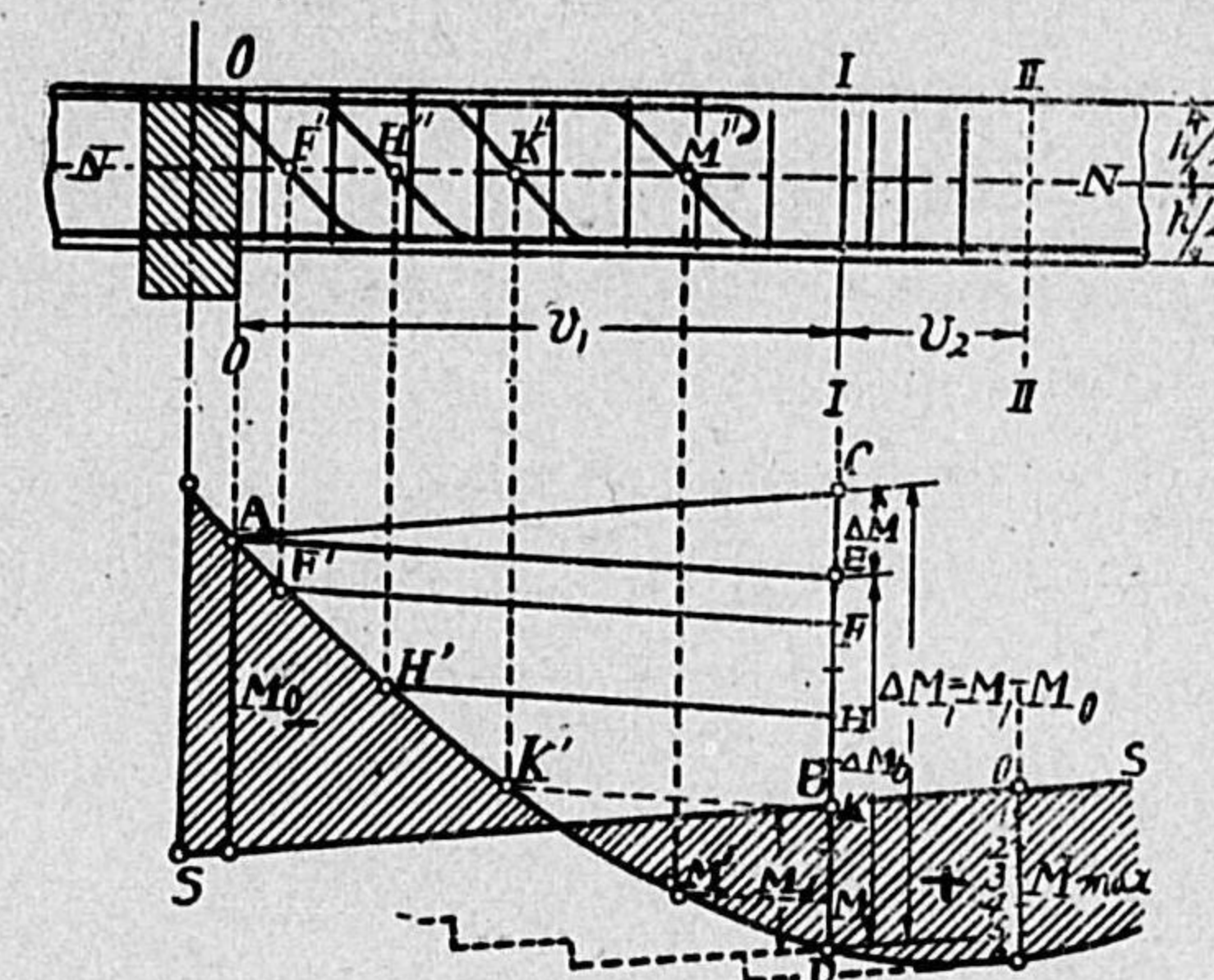
與へられる荷重に對して、曲げモーメント圖を畫けば此場合に於て、是等の抵抗モーメントが折曲點に於ける實際の曲げモーメントよりも大でなければならぬ。

スパンの右半分に就いても左半分と全然同じである。

(162) 曲げモーメント圖を用ひて、梁の高さが一定である場合及びハンチを有する場合、固定支承部又は連続梁の内部支承部に於ける腹鉄筋の配置を決定する方法

第 146 圖の下圖は連続梁が或荷重を受けた場合の曲げモーメント圖であつて、 $ss$  線は曲げモーメント圖の基線である。固定支承部又は連続梁の内部支承部に於ては、大なる負の曲げモーメントに對して、充分なる引張鉄筋が使用してあるから、普通に、 $\tau_0 = S/U_2$  に依つて計算される附着應力に就いて考慮する必要は無い。第 146 圖に於て、断面 II-II は正の曲げモーメントを受ける断面であつて、 $M_{max} = \overline{OG}$  である。此断面に於て正鉄筋として同徑の丸鋼 6 本を使用するものとするれば、長さ  $\overline{OG}$  を 6 等分し、點 5 を通り曲げモーメント圖の基線  $ss$  に平行なる線を引いて、曲げモーメント圖と交はらしめ、其交點を D とする。D を通る鉛直断面を I-I

I とする。断面 I-I と断面 II-II との距離  $v_2$  の間では引張主鉄筋を曲上げることが出来ないから  $v_2$  の間では斜張應力を肋鉄筋で負擔させなければならぬ。 $v_2$  の間に於ける必要なる肋鉄筋の斷面積は、 $A_v = \frac{\Delta M}{\sigma_s z} = \frac{1}{6} M_{max} / \sigma_s z$ 、全斷面積が  $A_v$  である肋鉄筋を  $v_2$  の間に配置することは前例の如くにする。



第 146 圖 高さ一定の梁の固定支承部に於ける腹鉄筋の配置を曲げモーメント圖に依りて定める方法

次に断面 I-I から支承迄の間に於て、腹鉄筋で受けさせる曲げ

モーメントの變化としては、固定支承又は鉄筋コンクリート柱などと結合されて居る連続梁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  $v_1$  の間の曲げモーメントの變化を採る。今、支承縁端の断面に於ける曲げモーメントを  $M_0$  とすれば、 $v_1$  の間の曲げモーメントの變化  $\Delta M$  は、 $\Delta M = M_1 - M_0$  であり、此場合  $M_0$  は負であるから、第 146 圖に於て、 $\Delta M = \overline{CD}$  である。C 點を定めるため A 點を通つて、 $ss$  に平行なる線を引き、断面 I との交點を求める。

正鉄筋 6 本の中其の  $\frac{1}{3}$  即ち 2 本を曲上げずに直線の儘、支承を越えしめ、残り 4 本を折曲鉄筋として利用するものとするれば、 $v_1$  の間の折曲鉄筋の斷面積  $A_b$  は既知となる。今、折曲鉄筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ひるものとするれば、 $A_b$  で負擔し得る曲げモーメントの變化は、 $\Delta M_b = \sigma_s A_b / 0.707$  である。故に  $v_1$  の間に於て肋鉄筋が負擔すべき曲げモーメントの變化  $\Delta M_v$  は、 $\Delta M_1 - \Delta M_b$  である。此の  $\Delta M_v$  に對して必要なる肋鉄筋の斷面積は、 $A_v = \Delta M_v / \sigma_s z$  である  $A_v$  に相當する肋鉄筋の太さ及び數を第 31 表に依つて適當に選び、之を等間隔に配置する。

折曲鉄筋を配置するには、第 146 圖に於て、 $\Delta M_b = \overline{DE}$  として E 點を定め、 $\overline{ED}$  を一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 本の折曲鉄筋を 4 箇所で曲上げるものとしてゐるから  $\overline{ED}$  を 4 等分する。斯くして分けた部分の中央點、F、H、K、M 點から AE 線に平行なる線を引き、之と曲げモーメント圖との交點を求め、是等の交點を通る鉛直線を引いて、之が梁高の中央線 NN と交る點を求め、之を通つて折曲鉄筋を配置する。

梁の高さが一定である部分に於ける腹鉄筋の配置は上記の通りである。ハンチの附いて居る部分の梁の長さ  $v$  の間に於て、腹鉄筋が負擔すべき曲げモーメントの變化  $\Delta M$  は次の通り。

$$\Delta M = M_n - M_o - \frac{s}{d_m} M_m$$

$M_n$  は第 147 圖に於て  $N-N$  断面に於ける曲げモーメント、 $M_o$  は  $O-O$  断面に於ける曲げモーメント、 $M_m$  は  $M-M$  断面に於ける曲げモーメント、 $d_m$  は  $M-M$  断面に於ける有効高さ、 $s = v \tan \alpha$  である。

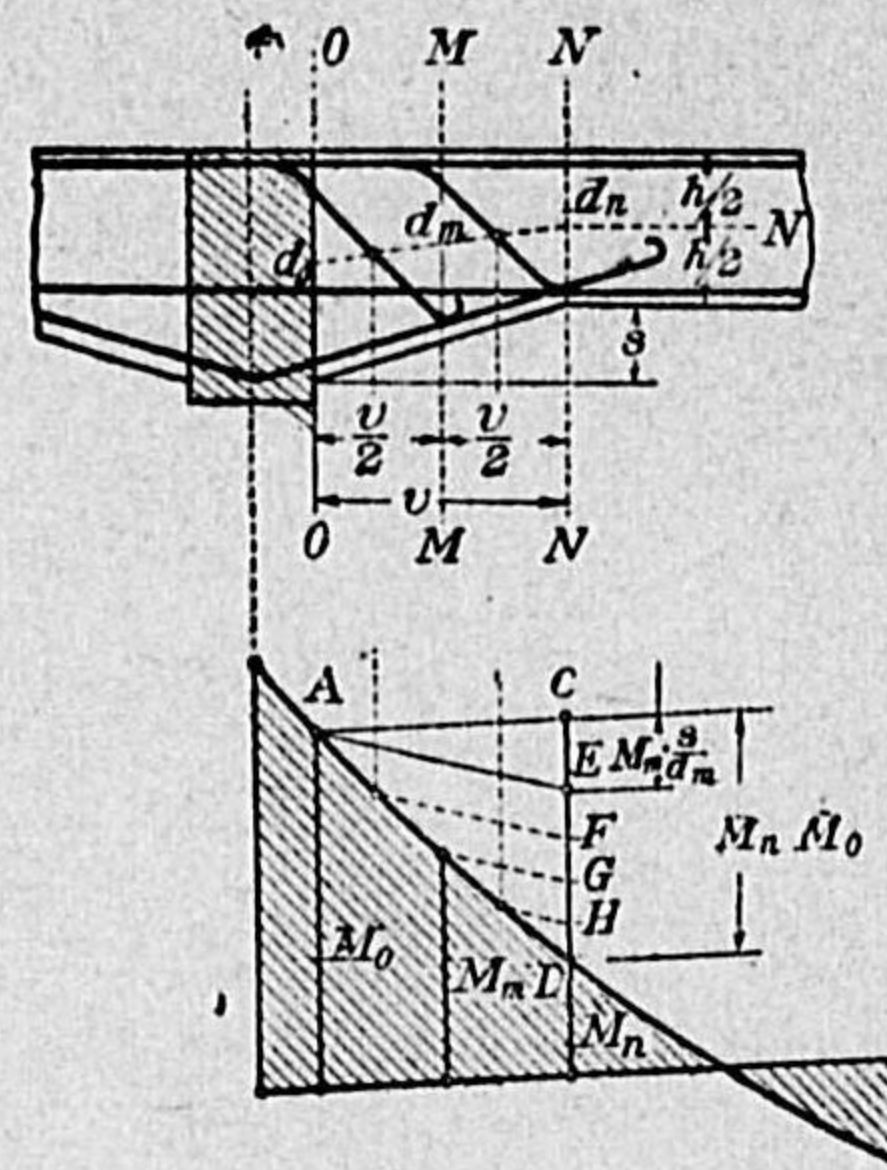
曲げモーメントは其の有する符號を考へて上式に入れなければならぬ。第 147 圖の場合、 $M_o$ 、 $M_m$ 、 $M_n$  は總て負であるから、 $\overline{CD} = M_n - M_o$  であつて、 $\overline{CE} = M_m \frac{s}{d_m}$  に採れば、 $\overline{ED} = \Delta M$  である。 $v$  の間に於ける肋鉄筋の總斷面積を  $A_v$ 、折曲鉄筋の總斷面積を  $A_b$  とすれば、 $\frac{\Delta M}{\sigma_s s} = A_v + A_b \frac{\cos \beta}{0.707}$

肋鉄筋及び折曲鉄筋の配置を定めるには、梁の高さが一定である場合と同様にすればよい。圖は  $v$  の間に 2 本の折曲鉄筋を配置した場合を示す。ハンチが大である場合は、計算上肋鉄筋を使用する必要の無い場合が多い。此場合には直径 6mm 以上の肋鉄筋を梁の有効高さの  $\frac{2}{3}$  以下の間隔に配置する。

(163) 単純梁の高さが一定なる場合、剪断應力度圖によつて腹鉄筋の配置を決定する方法 剪断應力度圖を用ひて、腹鉄筋の配置を定めることは一般的方法である。一般に簡單のために剪断應力度は、之に近似なる直線的に變化するものと假定する。第 148 圖 (d) 及び (e) は固定荷重及び動荷重を受ける梁の最大曲げモーメント圖と最大及び最小剪断力圖である。(e) 圖に示す如くスパンの中央部  $w$  の間では、剪断力は正ともなり、又負ともなるから、 $w$  の部分の剪断應力は、肋鉄筋のみで負擔させねばならぬ。各断面の最大剪断力を (e) 圖から求めて、之に依つて、各断面の最大剪断應力度を計算し、之を (b) 圖の如く畫く、即ち (b) 圖は最大剪断應力度圖である。(b) 圖に於て、 $\tau_A = \alpha \alpha'$  は支點  $A$  に於ける最大剪断應力度、 $2'2'$  はスパンの中央断面に於ける最大剪断應力度である、即ち  $\tau_{II} = 2'2'$

支點  $A$  に於ける最大剪断應力度  $\tau_A$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以下であれば、此梁の左側の部分に於て、腹鉄筋に關する計算を必要とせぬ。此場合には直径 6mm 以上の肋鉄筋を梁の有効高さ以下の間隔に配置し、且つ直径 24mm 又は 24mm 以下の引張鉄筋であれば、引張鉄筋の数の  $\frac{2}{3}$  以下を、直径 24mm 以上の引張鉄筋であれば、曲げモーメントに對して餘裕のある數箇所で、鉄筋の附着強さに對して差支への無いだけの數を曲上げて之を折曲鉄筋とする。

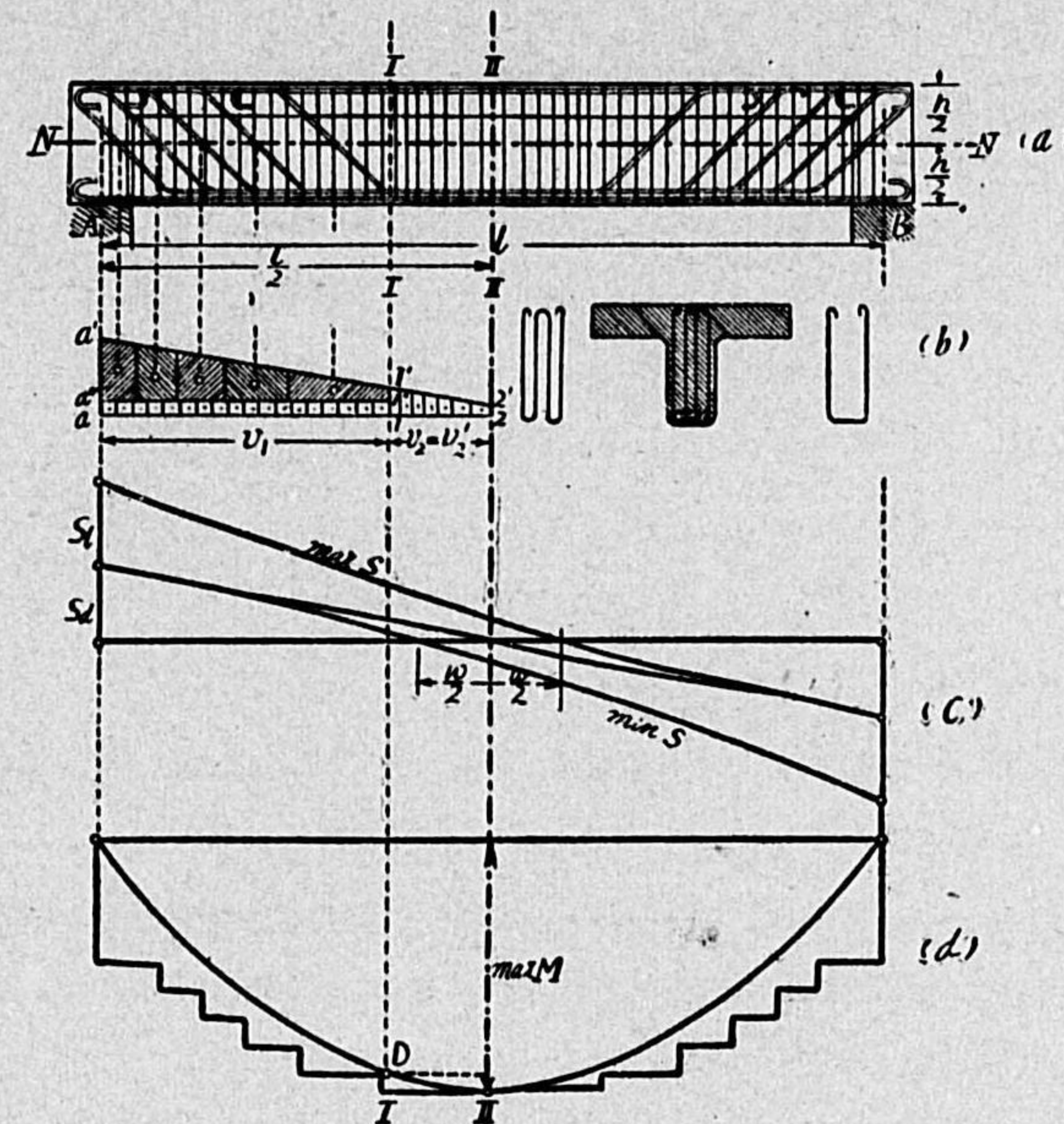
$\tau_A$  が  $14 \text{ kg/cm}^2$  以上であれば、 $\tau_A$  を  $14 \text{ kg/cm}^2$  以下とする爲に、梁のコンクリートの斷面積を大とする、腹鉄筋に關する計算が必要であるのは、 $\tau_A$  が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上で、 $14 \text{ kg/cm}^2$  以下で



第 147 圖 ハンチがある固定支承部の腹鉄筋の配置を曲げモーメント圖に依りて定める方法

ある時である。最大剪断應力度が  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  以上である時には、スパンの其側に於ける梁の全剪断應力を腹鉄筋で負擔する。

第 148 圖に於て  $v_2'$  は、最初に引張主鉄筋を曲上げる點と最大曲げモーメントの断面との間の距離であつて、此の  $v_2'$  の間に於ては、肋鉄筋のみを用ひて剪断應力を負擔さすものであり、此の  $v_2'$  を求めるには、第 148 圖 (d) の最大曲げモーメント  $max M$  を、此断面に於ける引張主鉄



第 148 圖 剪断應力度圖に依つて、単純梁の腹鉄筋を配置する方法

筋各個の斷面積に比例して分ち (同徑の丸鋼  $n$  本を用ひるとすれば、 $max M$  を  $n$  等分する)、最初に曲上げる鉄筋の分點から、曲げモーメント圖の基線に平行なる線を引いて、曲げモーメント圖と交る  $D$  點を求める、此點が最初に曲上げる點である。(e) 圖に於て、 $\frac{w}{2}$  なる部分は正及び負の符號の剪断力を持つ部分であつて、此部分に於ても、剪断應力を肋鉄筋のみで負擔させねばならぬ。従つて、肋鉄筋のみで負擔さす部分は、 $\frac{w}{2}$  又は  $v_2'$  の何れか大なる方の距離の間である。 $max M$  の断面  $I$  と  $v_2'$  又は  $\frac{w}{2}$  の何れか大なる方の距離にある断面  $II$  との間  $v_2$  は肋鉄筋のみを用ひるものであつて、(e) 圖に於ては  $v_2 > \frac{w}{2}$  であつて、 $v_2 = v_2'$

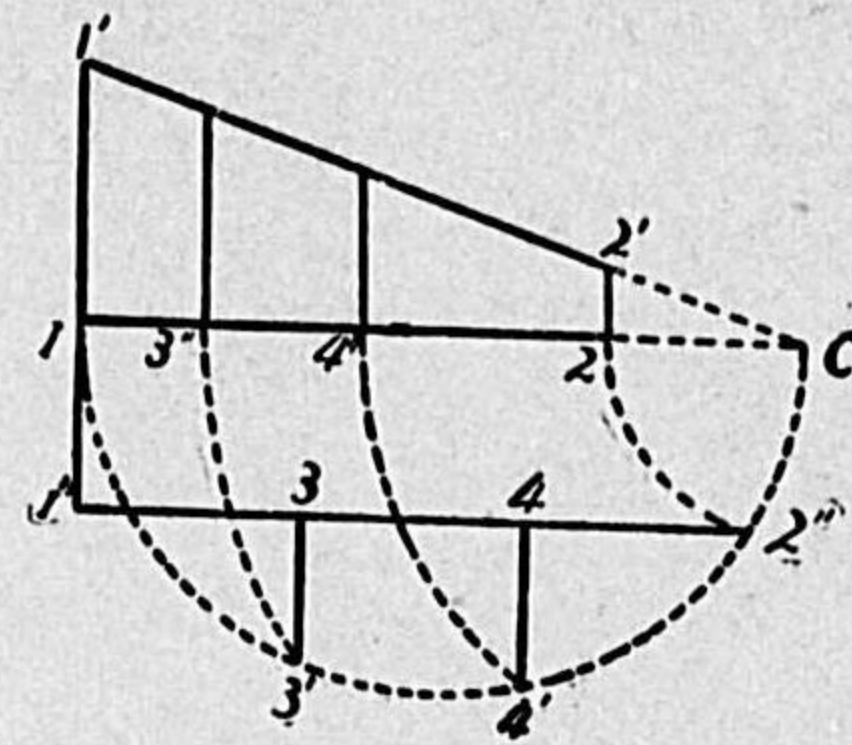
断面  $I$  と断面  $II$  との間の剪断應力度圖の面積を  $A$  とすれば、 $v_2$  の間に於て、肋鉄筋の必要な總斷面積  $A_v$  は、 $A_v = b \cdot A / \sigma_s$ 、 $b$  は梁斷面腹部の幅である。 $A_v$  を計算し、次に直径 6mm 以

上、梁の有効高さの  $\frac{1}{2}$  以下又は梁の腹部の幅以下に肋鉄筋の中心間隔をする様に肋鉄筋の直径形及び数を求める。A を此肋鉄筋数と同じ数の面積に等分し、各個等分面積の圖心を求めて、之を通りて鉛直に肋鉄筋を配置する。

第 148 圖に於て、一般に 1'2' 線は曲線であるが、簡單のために、之を直線と假定する。

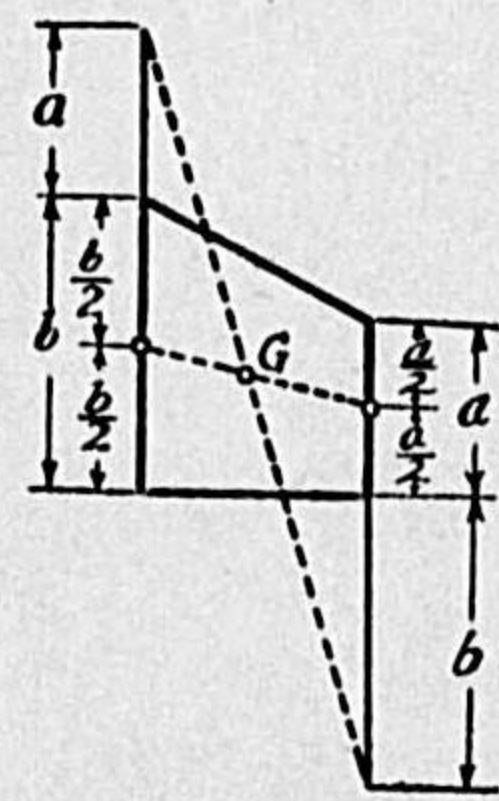
$$A = \frac{v_2}{2} (\tau_1 + \tau_2) = \frac{v_2}{2} (11' + 22')$$

梯形 11'2'2 の面積を n 等分するには次の如くにする。第 149 圖に於て、1'2' 線を延長して 12 線と交らし、此交点を o とし、1o を直径とする半圓を畫き、o を中心として 22'' 圓弧を畫き、半圓との交点を 2'' とし、2''1' を 1o に平行に引きて、之を n 等分し（圖に於ては n = 3）、44', 33' を 1'2' に垂直に引きて半圓との交点を夫々 4', 3' とし、o を中心として 4'4'', 3'3'' 圓弧を畫き、1o 線との交点を夫々 4'', 3'' とし、4'', 3'' 點から 12 線に垂直なる線を引けば、此線に依つて、梯形 1'2'21 は n 等分（此場合は 3 等分）せられる。斯くして分

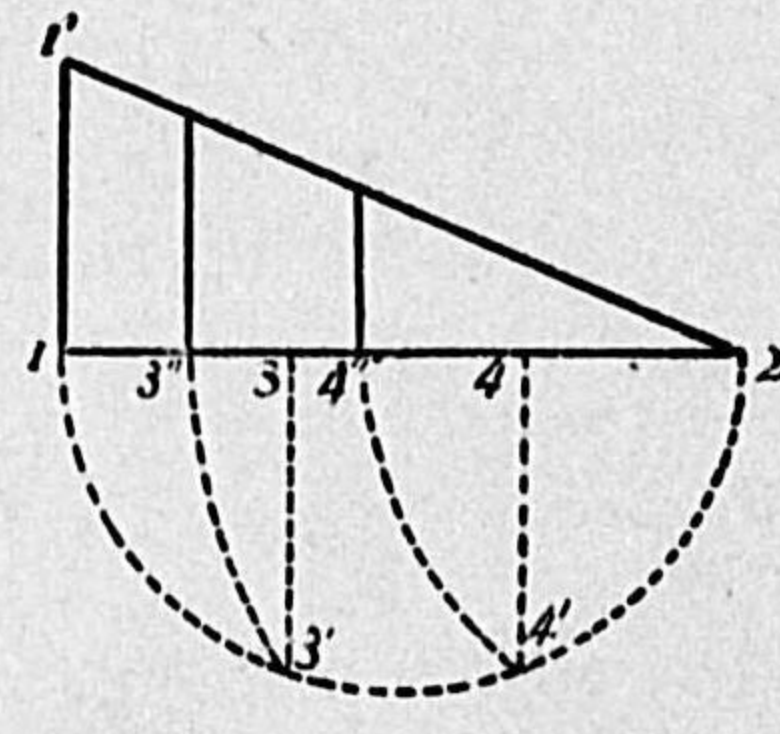


第 149 圖

たれたる剪断應力度圖の面積である梯形の圖心を求め、是等を通る鉛直線上に肋鉄筋を配置する。梯形の圖心は第 150 圖(イ)の如くにして求められる。肋鉄筋又は折曲鉄筋で負擔すべき剪断應力度圖が三角形である時、之を n 等分するのは第 150 圖(ロ)（圖の場合は三等分）の如くにする。三角形 1'12 の面積を鉄筋の斷面積に比例して分け様とする時、例へば異なつた直径、形又は一斷面に於て數本の肋鉄筋を使用する場合には、第 150 圖(ロ)に於て、12 を鉄筋の斷面積に比例して分け、圖の如く作圖すればよい。第 150 圖に於て、梯形 11'2'2 の面積を肋鉄筋の斷面積に比例して分けんとする時は、1'2'' を肋鉄筋を配置する順序に夫等の斷面積に比例して分



(イ)



(ロ)

第 150 圖

けた分點 3, 4 を求めて圖の如く作圖すればよい。

第 148 圖に於て支點と斷面 I との距離  $v_1$  の間に於て、使用し得る折曲鉄筋の數、從つて其全斷面積  $A_b$  は次の如くにして求められる。

水平引張主鉄筋の中で、折曲鉄筋として利用し得るもの數は、

曲げモーメントに對して餘裕のある事と、曲上げずに支點を越えて礎着する鉄筋の附着應力度とから定まる。土木學會の標準示方書（昭和 15 年 8 月改正）には、梁に於ける引張主鉄筋は少なくとも其數の  $\frac{1}{8}$  を曲上げずして支點を越えしむべし、及び單純梁の引張鉄筋は支點を越えて充分に礎着すべしと規定してある。

折曲鉄筋と肋鉄筋とを併用して、全剪断應力を負擔させるとすれば、支點を越えて礎着すべき鉄筋に必要な斷面周長の總和 U は、土木學會の標準示方書（昭和 15 年 8 月改正）第 91 條(1)の規定によりて、 $U = S/2r_s$  である。r\_s は許容附着應力度、S は梁の剪断力である。

折曲鉄筋を、45° の傾斜線に對して  $\beta$  なる角を爲す傾斜に使用する時、 $A_b$  で負擔し得る剪断應力度圖の面積 A は、 $A = \sigma_s A_b \cos \beta / 0.707b$  である。剪断應力度圖の面積 aa'1'1 よりも上記の A の値が大であれば、肋鉄筋を必要とせぬ。此場合、折曲鉄筋を配置するには、先づ剪断應力度圖の面積を、引張鉄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圖心を求め、是等の圖心を通りて鉛直線を引き、之と梁の高さの中央に引いた基線 N-N との交點を求め之を通りて折曲鉄筋を配置する。此場合、肋鉄筋の計算は不必要であるが、土木學會の標準示方書の規定に依れば梁に於ては、直径 6mm 以上の肋鉄筋を、梁の有効高さ以下の間隔に適當に配置せねばならぬ。依つて腹鉄筋に於ける引張應力度は許容應力度以下である。

最も普通起る場合は、剪断應力度圖の面積 aa'1'1 よりも A が小なる場合であつて、此時には折曲鉄筋と肋鉄筋とを併用して、全剪断應力を負擔させる。

A' を肋鉄筋で負擔する剪断應力度圖の面積とすれば、 $A' = (\text{面積} aa'1'1) - A$

$$A = \frac{v_1}{2} (a'a'' + 1'1'') \quad a'a'' = v_1 \tan \alpha + 1'1'', \quad \tan \alpha = \frac{aa' - 11'}{v_1}$$

$$\therefore A = \frac{v_1}{2} (v_1 \tan \alpha + 2 \times 1'1'') \quad \therefore 1'1'' = \frac{1}{2} \left( \frac{2A}{v_1} - v_1 \tan \alpha \right)$$

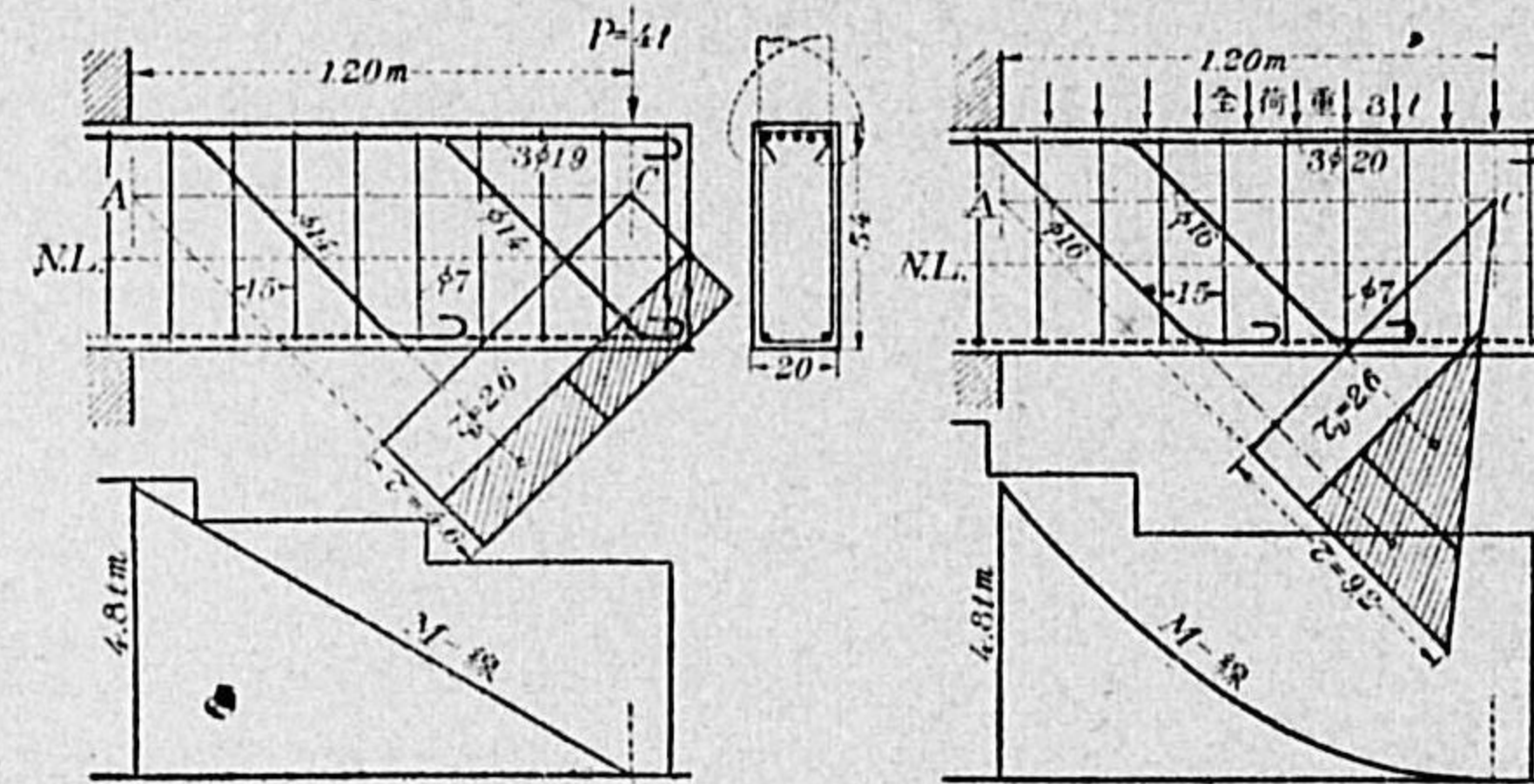
肋鉄筋が負擔する剪断應力は矩形面積 aa'1'1 に相當する剪断應力であり、折曲鉄筋が負擔する剪断應力は梯形 a'a'1'1'' の面積に相當する剪断應力である。折曲鉄筋の配置を定めるために、既述の圖式解法に依つて、各箇所に於て曲上げる折曲鉄筋の斷面積に比例して梯形 a'a'1'1'' を分ける。圖は 5 箇所で曲上げる場合を示す。分たれた各面積の圖心を通る鉛直線と基線 N-N との交點を求め、之を通りて折曲鉄筋を配置する。

矩形 aa'1'1 の面積 A' に相等する剪断應力は肋鉄筋が負擔すべきであつて、 $A' = v \times 11''$  肋鉄筋の必要な面積は  $A_b = A'/\sigma_s$  直径 6mm 以上の肋鉄筋を、梁の有効高さの  $\frac{1}{2}$  以下又は梁の腹部の幅以下の等間隔に、 $v_1$  の間に於て配置し得る様に、肋鉄筋の直径、形及び数を適當に選ぶ。

折曲鉄筋の曲上げ點に於ける抵抗モーメントの検査は、引張鉄筋による梁の抵抗モーメント圖

を書き、之が最大曲げモーメント圖の外に在ればよい。

(164) 片持梁の腹鉄筋配置を決定するに剪断應力圖を用ひる方法 第 151 圖乃至第 155 圖は集中荷重及び等分布荷重が載る矩形断面の片持梁の腹鉄筋の配置を決定する方法を示すものである。折曲鉄筋の配置を決定するに用ひる基線は、断面の中立軸と引張主鉄筋断面の圖心との間の中央に置いてある。之はメルシュ (Mörsch) 教授の考案であつて、其理由は折曲鉄筋配置の基線を梁高の中央に置くと、引張主鉄筋を餘り固定支點の近くで折曲げなくてはならぬこととなり、引張鉄筋による抵抗モーメントが不足するからである。



(イ) 集中荷重の場合

(ロ) 等分布荷重の場合

第 151 圖 高さが一定なる片持梁の腹鉄筋の配置

第 151 圖(イ) は集中荷重  $P = 4t$  を、第 151 圖(ロ) は等分布荷重  $W = 8t$  を受けた片持梁の腹鉄筋の配置を定める圖式解法を示すものである。第 151 圖(イ) に於て、梁の自重を無視すれば、剪断力は集中荷重が載る點から固定支點まで一定にして、剪断力圖は矩形である。曲げモーメントの増加は荷重點から固定支點まで直線的である。第 151 圖(イ) に於ては肋鉄筋は等間隔に配置され、肋鉄筋が負擔すべき剪断應力圖の矩形面積を剪断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等する剪断應力を 2 本の折曲鉄筋で受けさせて居る。

先づ肋鉄筋の太さ及び配置を假定し、剪断應力圖の面積から肋鉄筋が負擔すべき剪断應力圖の面積を減じた残りの面積を折曲鉄筋で受けさせる。肋鉄筋が受ける剪断應力圖の面積  $A'$  は、 $A' = \frac{\sigma_s A_v}{l_0}$  であるから、1 個の肋鉄筋の斷面積を  $A_{v1}$ 、間隔を  $s$ 、1 本の肋鉄筋が受ける剪断應力度を  $\tau_v$ 、之に相等する剪断應力圖の面積を  $A'$  とすれば

$$A' = \tau_v s = \frac{\sigma_s A_{v1}}{b_0 s}, \quad \therefore \tau_v = \frac{\sigma_s A_{v1}}{b_0 s}$$

今  $b_0 = 20\text{cm}$  とし、直徑  $7\text{mm}$  の U 形肋鉄筋を  $15\text{cm}$  の間隔に齊等に配置するとし、 $\sigma_s = 1,000 \text{ kg/cm}^2$  とすれば

$$\tau_v = 2 \times \frac{0.7^2}{4} \times \pi \times \frac{1,000}{20 \times 15} = 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

故に剪断應力圖の面積から  $\tau_v = 2.6 \text{ kg/cm}^2$  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断應力圖の部分に於ける剪断應力を折曲鉄筋で受けさせなければならぬ。今直徑  $14 \text{ mm}$  の丸鋼 2 本を折曲鉄筋として利用し得るものとすれば、 $A_b = 2 \times 1.540 = 3.080 \text{ cm}^2$  であるから、 $A_b$  で負擔し得る剪断應力は、之を剪断應力圖の面積であらせば、折曲鉄筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ひる時、

$$A = \frac{\sigma_s A_b}{0.707 b_0} = \frac{1,000 \times 3.08}{0.707 \times 20} = 217 \text{ kg}$$

然るに、圖に於て影線を施した面積であらばされる剪断應力は  $(4.6 - 2.6) \times 120 \cos 45^\circ = 2.0 \times 120 \times \frac{1}{1.41} = 170 \text{ kg}$  であるから、2 本の折曲鉄筋で充分である。故に影線を施した剪断應力圖の面積を 2 等分し、其の等分した面積の圖心を通りて剪断應力圖の基線に垂直に引いた直線上に、折曲鉄筋を配置する。

折曲鉄筋の折曲點に於て、曲げモーメントに對して充分なる抵抗モーメントを有するかを検する必要がある。之は  $M = A_s \sigma_s (d - x/3)$  の値を計算して、此抵抗モーメントを圖示するのが便利である。此際  $(d - x/3)$  の値は、簡單と安全とのために、固定支點に於ける値を用ひる。此圖の様に、抵抗モーメント圖が、曲げモーメント圖の外にあれば、曲げモーメントに對して充分安全である。

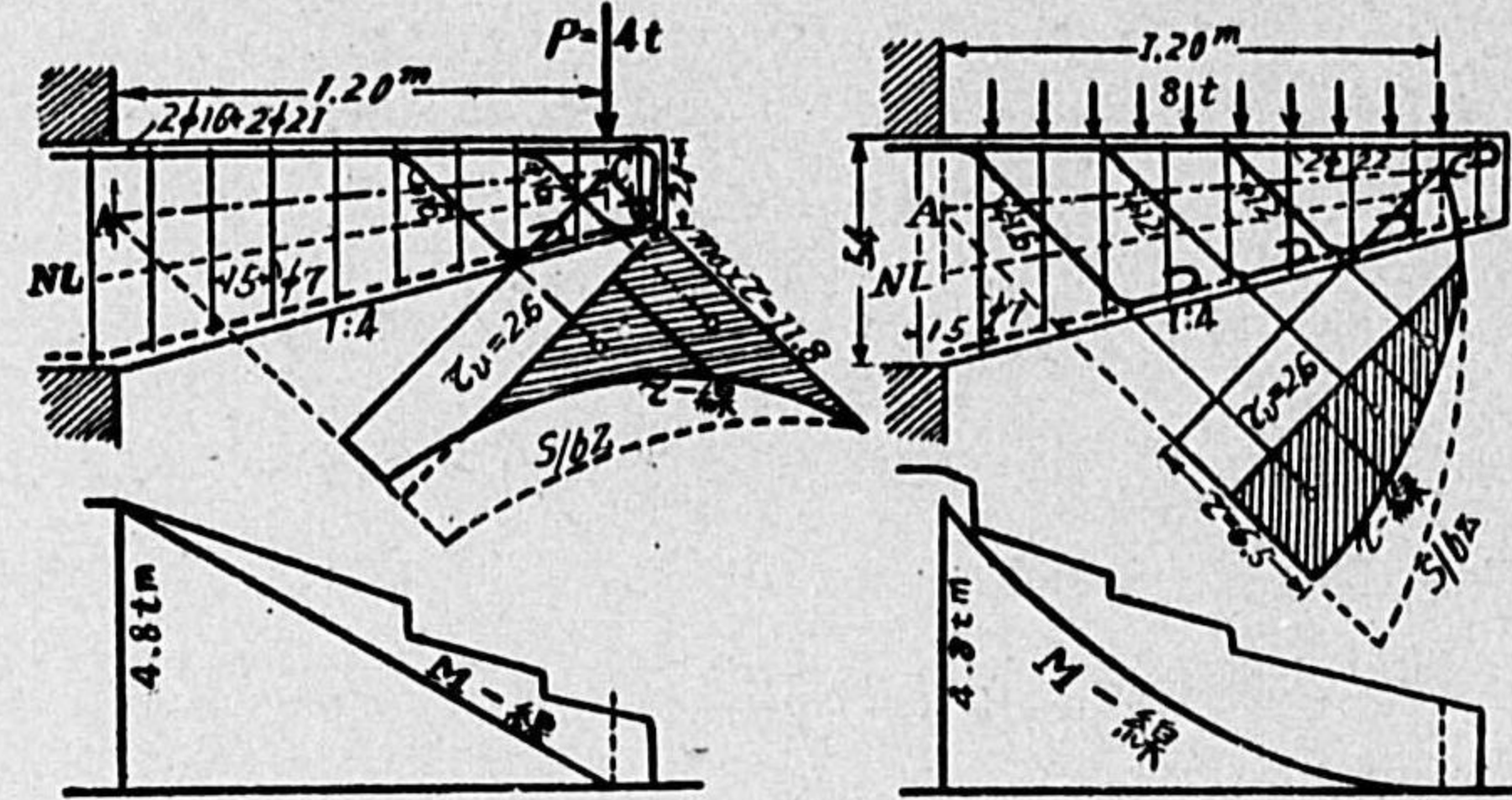
第 151 圖(ロ) は等分布荷重の加はる片持梁の場合で、曲げモーメント圖は拋物線であり、剪断力は自由端から固定支點迄、直線的に増加する。而して固定支點に於ける曲げモーメントの値は第 151 圖(イ) の場合と同じであるが、剪断力度の値は第 151 圖(イ) の場合の其れの 2 倍である。従つて剪断應力度圖は  $\tau = 9.2 \text{ kg/cm}^2$  を高さとする三角形である。第 151 圖(イ) の場合と同じだけの肋鉄筋を用ひるとして、 $\tau_v$  に相等する面積を剪断應力圖の面積から引き、残りの影線の部分の面積に相等する剪断應力を 2 本の  $16\text{mm}\phi$  の曲下げた折曲鉄筋で受けさせれば圖の如くに、第一の折曲點が支點上に来るから、此折曲鉄筋は負の曲げモーメントを受ける鉄筋として働かない。單に、折曲鉄筋として働かせるために、特別に加へた鉄筋となる。肋鉄筋は引張應力に耐へ得る様に上部の引張主鉄筋を圍繞せねばならぬ。之には、肋鉄筋を上の開いた U 字形とし、材の下側の圖中に破線で示してある様な細い組立用鉄筋に針金で緊縛するがよい。主鉄筋の配筋を終つた後、點線で示してある如く上部の端を破線の如く折曲げれば、引張主鉄筋を具合よく圍繞することが出来る。

第 152 圖(イ) 及び(ロ) は下側面が傾斜する片持梁である。曲げモーメント及び剪断力の値は、夫々第 151 圖(イ) 及び(ロ) の場合と同じであるが、剪断應力圖は是等と大いに異なつて

居る。之は  $\tau$  を梁の高さが變化する場合の公式

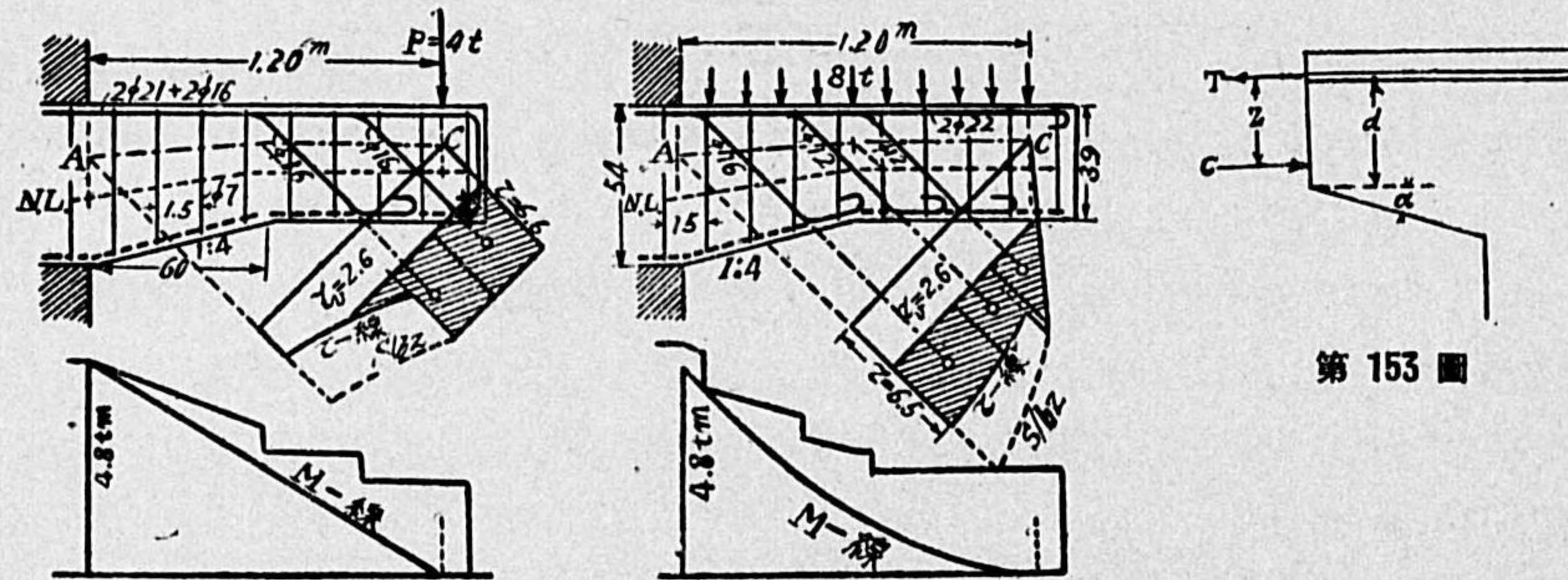
$$\tau = \frac{S}{l_s} - \frac{M}{l_s^2} \cdot \frac{7}{8} \tan \alpha \quad (\text{第153圖参照})$$

に依つて計算したからである。自由端に近づくに従つて、梁の高さが減少するから、 $\frac{S}{b_s}$  の値は第



(イ) 集中荷重の場合 (ロ) 等分布荷重の場合  
第152圖 高さが直線的に變化する片持梁の腹鐵筋の配置

152圖(イ)の剪斷應力圖に點線で示してある様に自由端に近づくに従つて増加する。之から  $M/l_s^2 - 7 \tan \alpha / 8$  を引いたものが腹鐵筋で受けるべき剪斷應力度である。

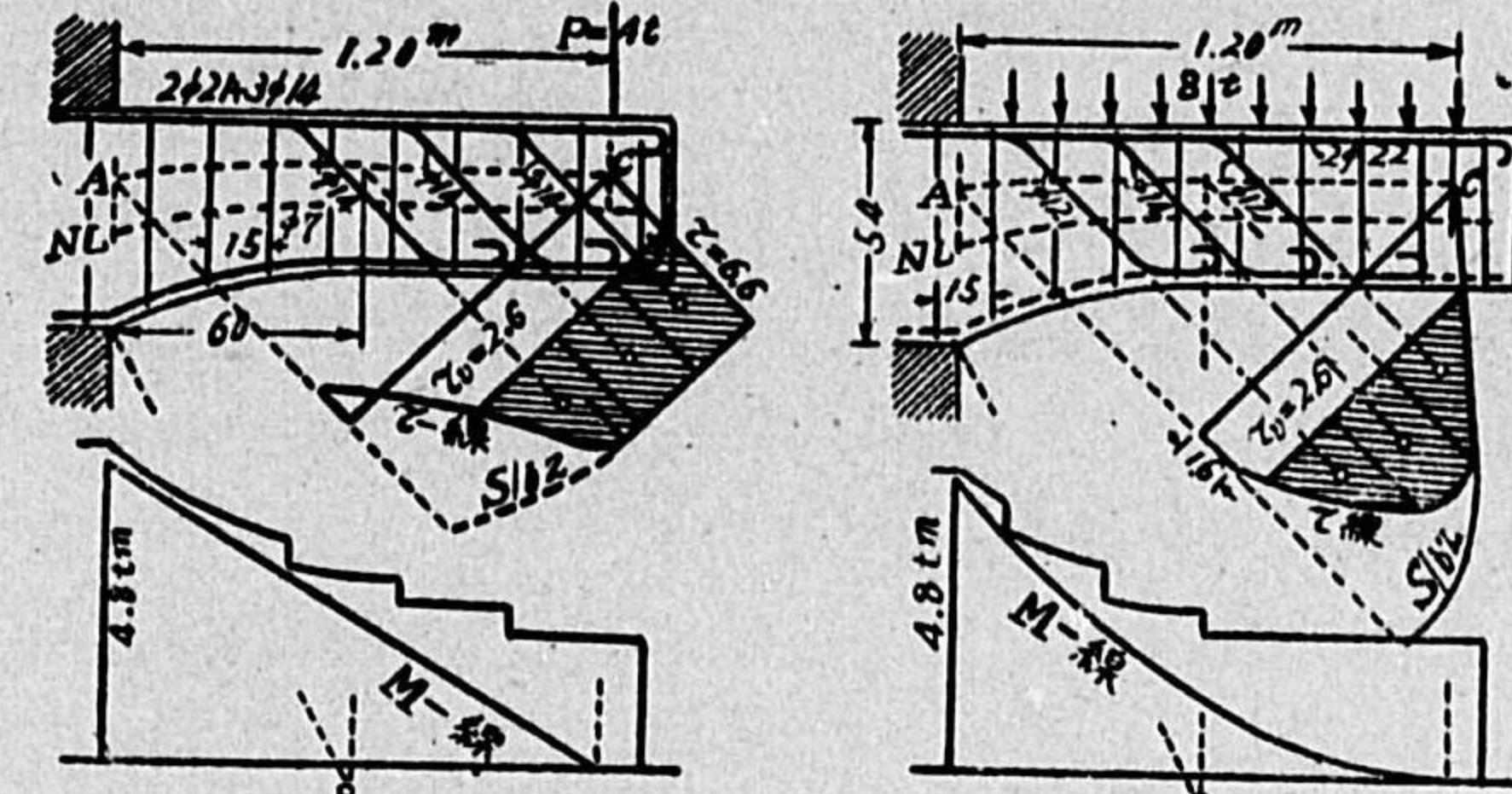


(イ) 集中荷重の場合 (ロ) 等分布荷重の場合  
第154圖 傾斜直線ハンチを有する片持梁の腹鐵筋の配置

剪斷應力度が求まれば、前記と同様にして腹鐵筋の配置を定める事が出来る。高さが變化する梁であるから、抵抗モーメント圖は傾斜した階段状である。

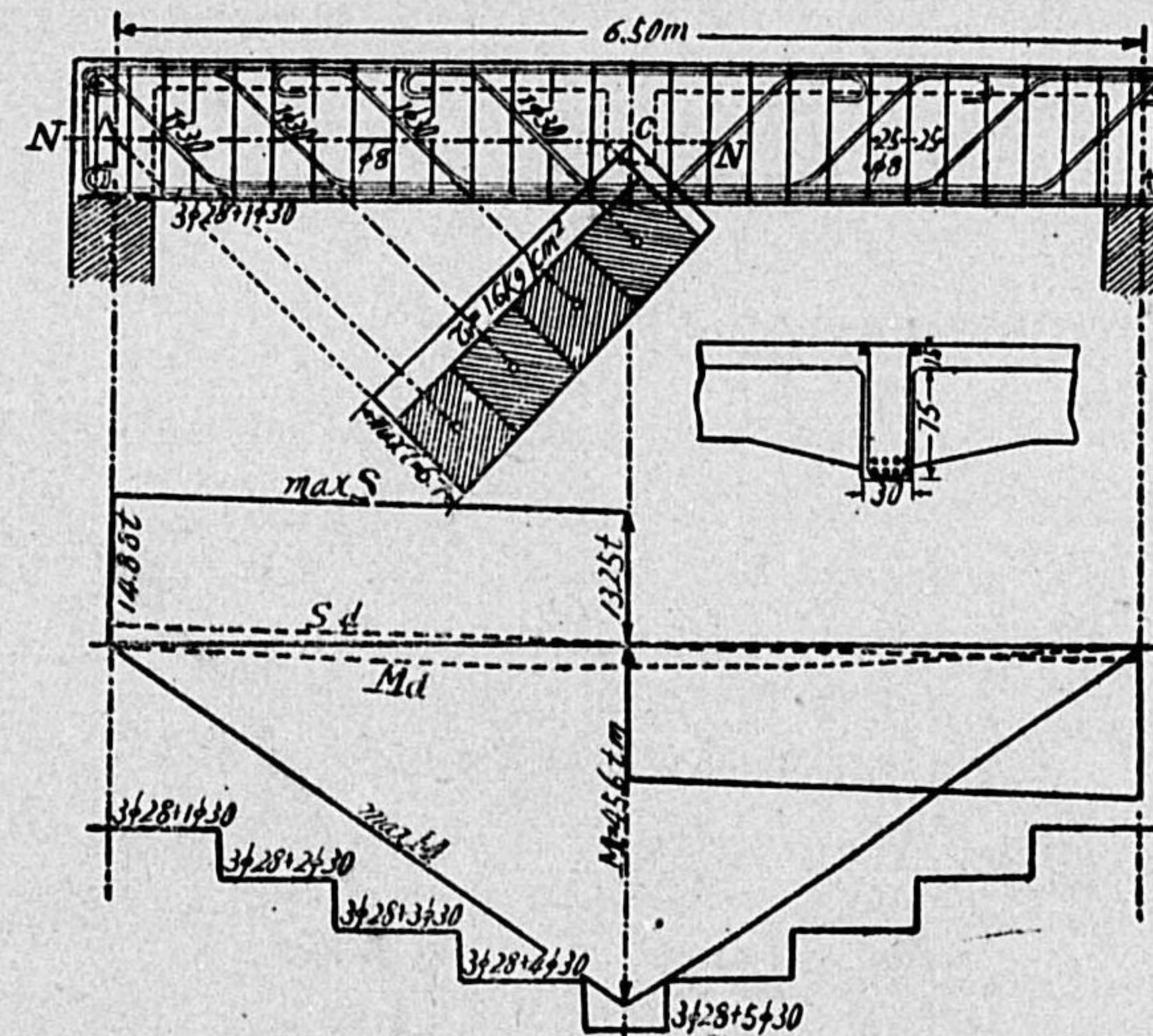
第154圖(イ)及び(ロ)に示すものは、固定支點から60cmの間、1:4の傾斜のハンチがあり、他の部分が39cmなる一定の梁高さの片持梁である。ハンチの起點を境として斷面が急激

に變化するから、剪斷應力度  $\tau$  の線が不連続的になる。ハンチの部分に於ける  $S/l_s$  の値が點線で示してある。



(イ) 集中荷重の場合 (ロ) 等分布荷重の場合  
第155圖 ハンチの部分に曲線形とした片持梁の腹鐵筋の配置

第154圖の1:4なる傾斜のハンチの代りに第155圖(イ)及び(ロ)の如く同じ長さ60cmだけ曲線形のハンチを附けると、 $\tau$  線には著しい影響がある。此差の生ずるのは、 $s$  の値に急變が無い事よりも、 $\tan \alpha$  の値が變化することに依る事が多い。 $\tan \alpha$  は初め零から固定支點部に近づくに従ひて増加し、遂に固定支點部に於ては、直線ハンチの値の2倍以上にもなる。又是等の



第156圖 中央部で小梁からの荷重を受ける兩端單軸支承の大梁の腹鐵筋の配置

圖から、引張主鐵筋を曲下げて折曲鐵筋として利用するためにハンチの部分に曲線形にすることが好都合である事を知る。

(165) 中央に小梁が載る兩端単純支承の大梁に於ける腹鐵筋の配置 第 156 圖は中央の小梁からの集中荷重を受ける兩端単純支承の大梁の腹鐵筋の配置を示す。即ち床に作用する  $1,000 \text{ kg/m}^2$  の荷重が間接に大梁に傳はる場合である。此の外に大梁の自重が等分布荷重として働く。圖に於て  $S_d$  及び  $M_d$  線は等分布荷重に依る剪斷力圖及び曲げモーメント圖の線である。今の場合等分布荷重の影響は集中荷重の影響よりも小であるから、圖に於て剪斷力は大梁の中央から支點迄、凡そ一定となつて居る。故に腹鐵筋は梁の全スパンに對して凡そ齊等に配置する事となる。但し中央の小梁から大梁に傳はる荷重は小梁断面の中央點  $O$  に集中して居るのでなく、其小梁の腹部の幅の間に分布して傳はり。従つて此小梁の幅の間では剪斷應力度が連続的に變化する、即ち急に變化しないから、腹鐵筋が受持つ剪斷應力度の面積としては小梁断面の中心  $O$  から採る必要は無く、小梁の側壁からの剪斷應力度の面積に就いて考慮すれば充分である。

$\max \tau$  が  $6.7 \text{ kg/cm}^2$  即ち  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  より大、 $14 \text{ kg/cm}^2$  より小であるから、支點から大梁の中央迄の全剪斷應力度を腹鐵筋で受けさせる事にしてある。折曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜に用ひ、剪斷應力度の面積を折曲鐵筋各個の斷面積に比例して分けた面積の圖心を通りて、此基線に垂直なる直線上に折曲鐵筋を配置する。

$b_0 = 30 \text{ cm}$  とし、肋鐵筋として直徑  $8 \text{ mm}$  の U 形肋鐵筋を  $25 \text{ cm}$  の間隔に齊等に配置すれば、1本の肋鐵筋が受ける剪斷應力度  $\tau_v$  は

$$\tau_v = 2 \times \frac{0.8^2 \pi}{4} \times \frac{1,200}{25 \times 30} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

但し、 $b_0 = 30 \text{ cm}$ 、肋鐵筋の間隔  $s = 25 \text{ cm}$ 、 $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$

剪斷應力度の面積から  $\tau_v = 1.6 \text{ kg/cm}^2$  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斷應力度の部分に於ける剪斷應力度を折曲鐵筋で受けさせる。今  $30 \text{ mm} \phi$  の 4 本の丸鋼を折曲鐵筋として利用するものとすれば、 $A_b = 4 \times 7.07 = 28.28 \text{ cm}^2$ 、 $A_b$  が受持ち得る剪斷應力度は之を剪斷應力度の面積であらせば、折曲鐵筋を  $45^\circ$  の傾斜として

$$A = \frac{\sigma_s A_b}{0.707 b_0} = \frac{1,200 \times 28.28}{0.707 \times 30} = 1,600 \text{ kg}$$

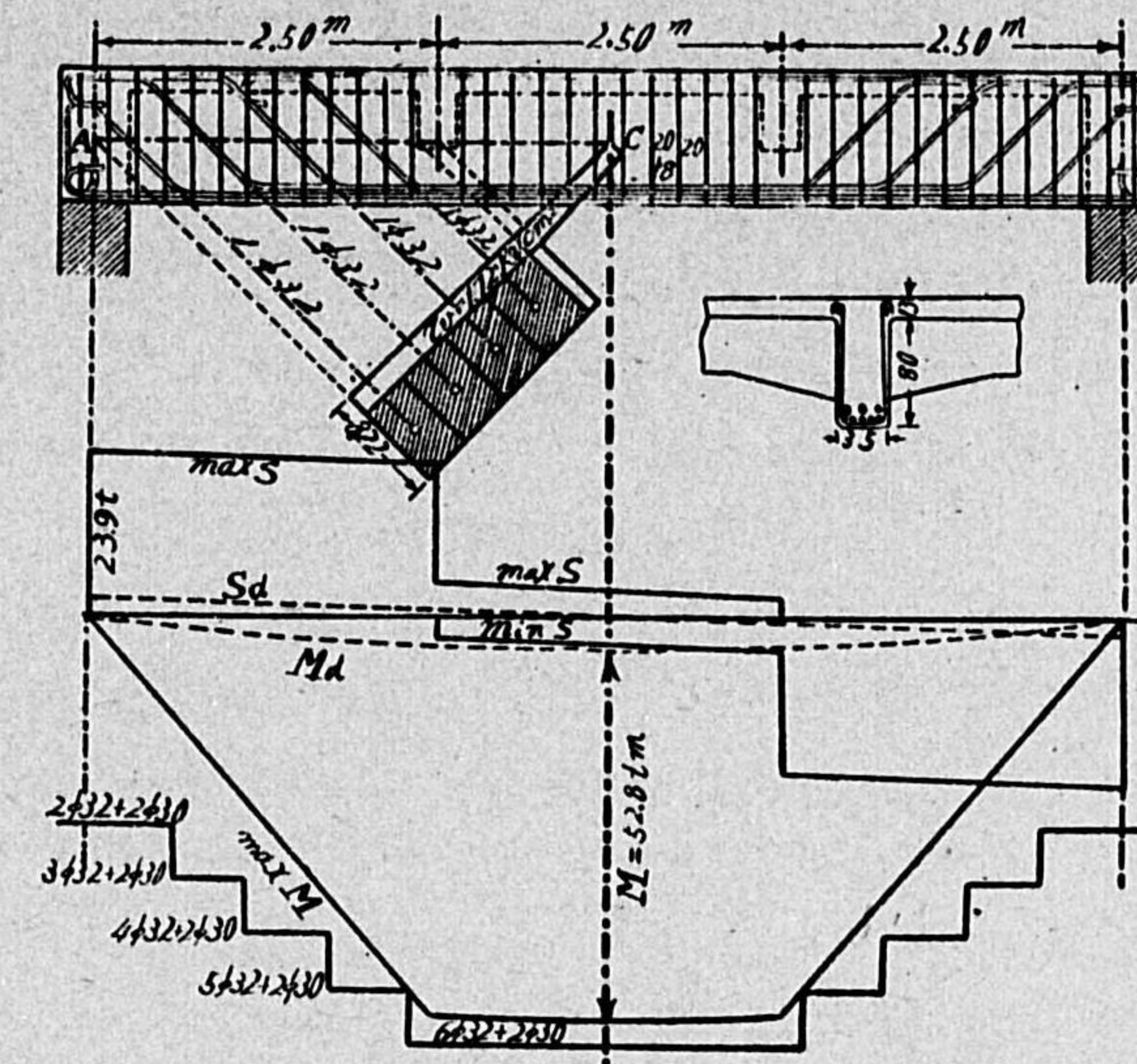
圖に於て影線を施せる面積であらばされる剪斷應力度は次の通り。

$$(6.7 - 1.6) \times \left( \frac{650}{2} - 15 \right) \cos 45^\circ$$

$$= 5.1 \times 310 \times 0.707 = 1,118 \text{ kg}$$

故に 4 本の折曲鐵筋で充分である。依つて圖の如く影線を附したる剪斷應力度の面積を 4 等分

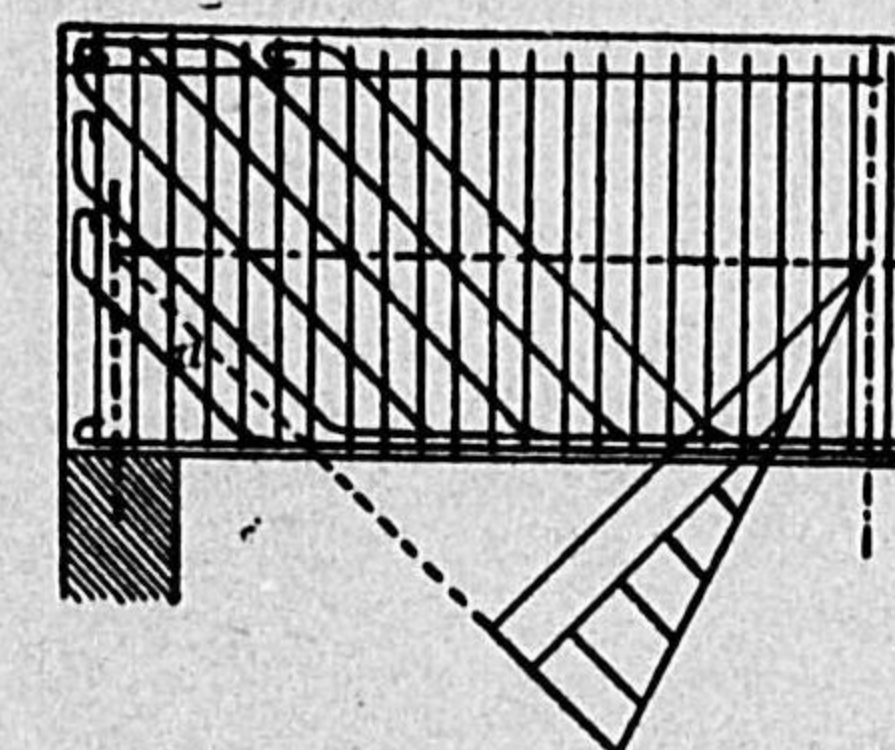
し、其各面積の圖心を求めて、之を通り剪斷應力度の基線に垂直なる線中に折曲鐵筋を配置する。此場合、折曲鐵筋に於ける引張應力度は明白に  $1,200 \text{ kg/cm}^2$  より小である。



第 157 圖 兩端単純支承の大梁のスパンの三等分點に小梁からの荷重が傳はる場合の腹鐵筋の配置

(166) 大梁の三等分點に小梁からの間接荷重が加はる場合の腹鐵筋の配置 小梁の間にある中央部には、動荷重のために正及び負の剪斷力を生ずるから、此部分では肋鐵筋だけを腹鐵筋として使用すべきである。其他に於ける腹鐵筋の配置は第 156 圖の場合と同様にして決定する。

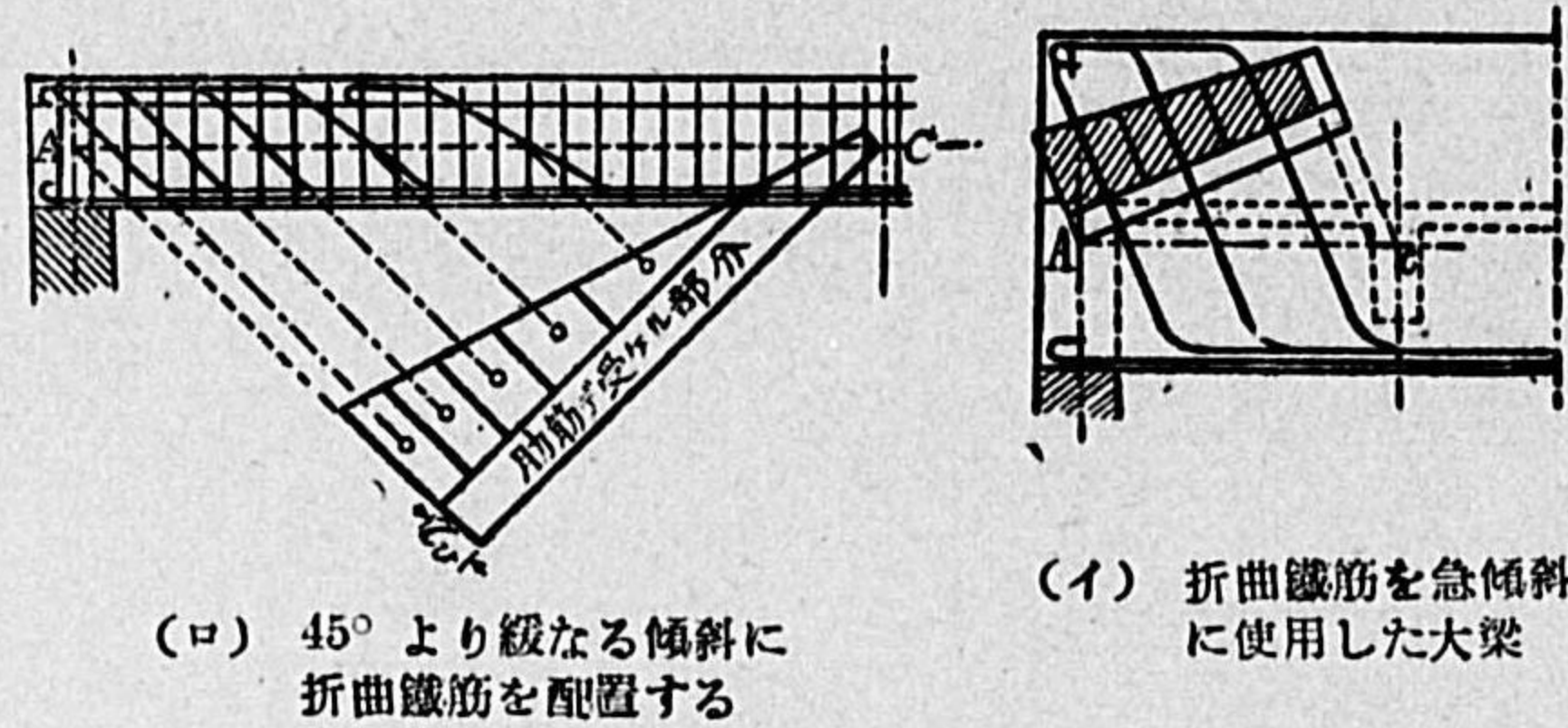
(167) 等分布荷重を受ける高さの大である壁梁の腹鐵筋の配置 第 158 圖に於て、基線は梁の高さの中央部に採つてある。而して腹鐵筋としては肋鐵筋及び  $45^\circ$  の方向の折曲鐵筋を使用してある。梁の高さが大であるために、剪斷應力度の面積を用ひて折曲鐵筋の配置を定めると、支點の所に折曲鐵筋の無い部分が残るから、圖に  $\alpha$  と示してある如く、更に水平鐵筋を曲上げて剪斷應力度を受けしめる様にしてある。此場合、折曲鐵筋  $\alpha$  は普通のものの様に壓縮部コンクリートに其端を碇着する事が出来ないから、梁端に返し



第 158 圖 等分布荷重を受ける壁梁の腹鐵筋の配置

處で適當な丸味で曲げて、或高さの處で鐵筋の礎着端を作つてある。

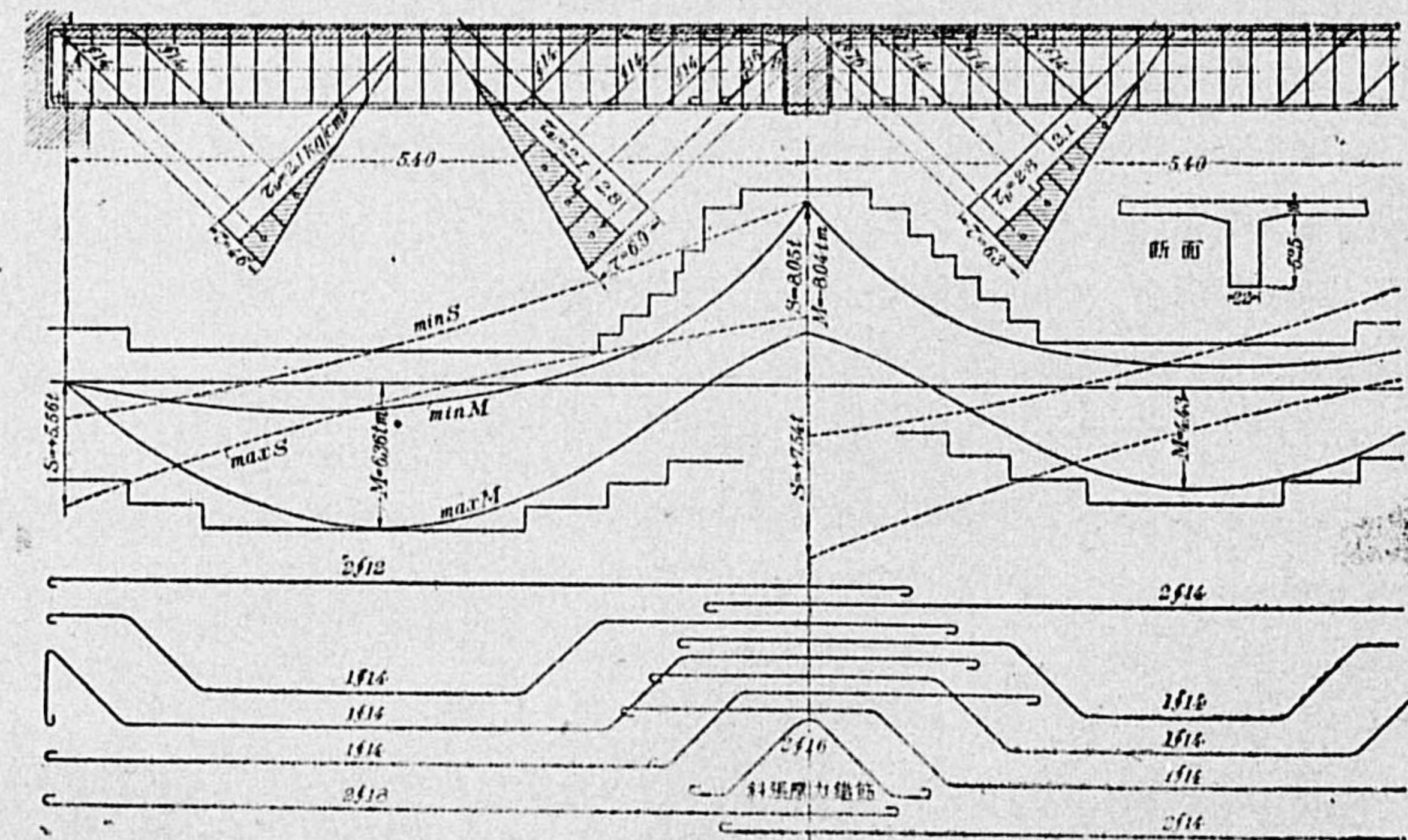
(168) 梁の高さが大で、スパンが比較的短い壁梁が二つの小梁を受ける場合の腹鐵筋の配置



第 159 圖

第 159 圖(イ)に於て、此場合には、小梁  $U$  と支點との間に 45° の方向の折曲鐵筋を配置しても満足な結果が得られない。故に傾斜を大として凡そ 66° 位とし、折曲鐵筋の配置を設計するに用ひる基線は、梁の引張部の高さの中央に置き、剪斷應力圖の基線を水平線に對し  $90^\circ - 66^\circ = 24^\circ$  に置いてある。

(169) 梁が長くて、高さが小である場合、折曲鐵筋を緩傾斜に配置する場合第 159 圖(ロ)に見るが如くに、剪斷應力圖を通常的位置に書き、肋鐵筋が負擔する  $\tau_v$  を控除した部分を折曲鐵筋に負擔せればよい。梁の中央部に最も近い折曲鐵筋は 30° の傾斜に置き、次は 37°、他は 45° 傾斜に配置してある。



第 160 圖 一定の高さを有する連續梁の腹鐵筋の配置

(170) 梁の高さが一定である場合、剪斷應力圖を用ひて、連續梁の内部支承部に於ける腹鐵筋の配置を決定する方法 第 160 圖は一定の高さの連續梁の最初の 2 スパンを示す。固定荷重 0.95t/m 及び動荷重 1.47t/m に依りて生ずる最大、最小の曲げモーメント圖及び剪斷力圖が圖の中央部に示してある。

スパン中央の最大正曲げモーメントに就いて必要なる鐵筋量は次式に依りて定まる。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \left( d - \frac{t}{2} \right)}$$

版の壓縮應力度  $\sigma_c$  は次式から求め得る。

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \frac{\left( n d A_s + \frac{t l^2}{2} \right)}{t l \left( d - \frac{t}{2} \right)}$$

正負の剪斷力に基づいて、剪斷應力圖を畫き、肋鐵筋の配置を定める。本例に於ては徑 7mm の U 形の肋鐵筋を 20cm 間隔に置き、内部支點の附近では其間隔を 15cm としてある。肋鐵筋の負擔すべき剪斷應力度は次の通り。

$$\tau_v = \frac{\sigma_s A_{v1}}{b_{os}} = \frac{1,200 \times 0.7^2 \times \pi \times 2}{22 \times 20 \times 4} = 2.1 \text{ kg/cm}^2$$

15cm 間隔の所では  $\tau_v = 2.8 \text{ kg/cm}^2$  である。折曲鐵筋を 45° の傾斜に用ひ、剪斷應力圖の基線を、梁の高さの中央においた基線と 45° の傾斜をなす直線にしてある。腹鐵筋で受ける剪斷應力圖の面積は、内部支承部にては、支承の縁端断面迄を考へればよい。

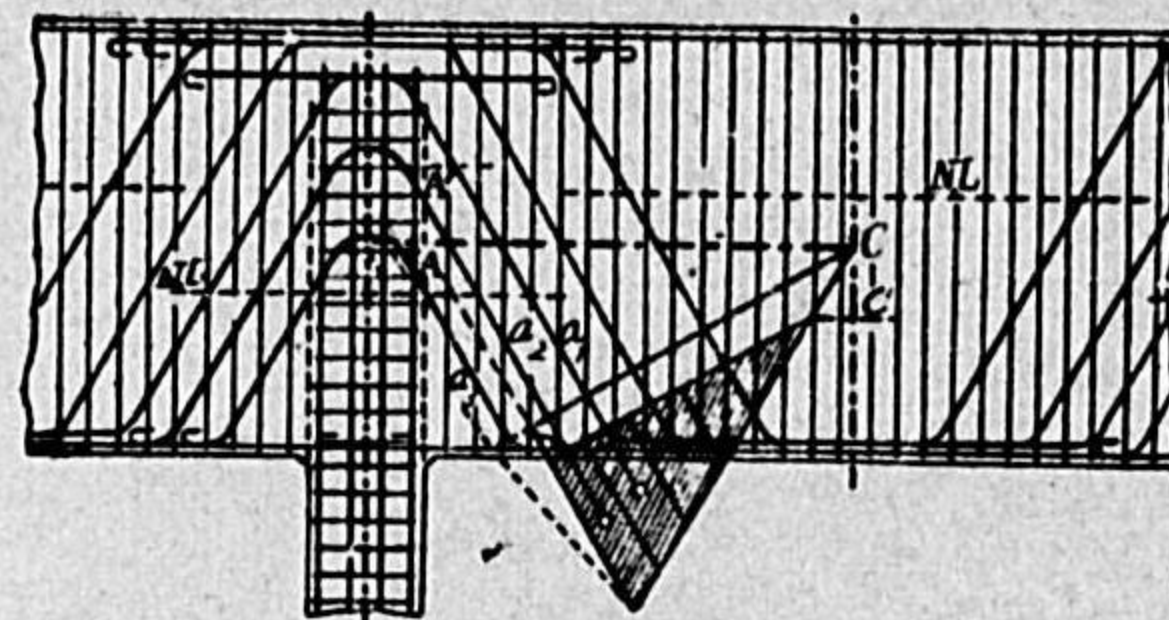
正負の符號の剪斷力を有する部分に於ては、肋鐵筋だけで剪斷應力を受けさせるのが便利である。折曲鐵筋は梁の有効高さを超過しない間隔に配置するのが適當である。内部支點附近では剪斷力も曲げモーメントも共に大であるから、肋鐵筋を密に設け、尙土木學會の標準示方書(昭和 15 年 8 月改正)第 80 條に依りて、梁に於ける正鐵筋は少なくとも、其數の  $\frac{1}{8}$  を曲上げずに支點を越えしめなければならぬから、折曲鐵筋が不足である場合は、別に折曲鐵筋として働く鐵筋を添加する。之は内部支點上に於て負鐵筋として利用し得る。但し斯くの如き鐵筋の端は常に壓縮應力を受けるコンクリートに礎着することを要する。

壓縮鐵筋を用ひる場合には、之が挫屈しない様に肋鐵筋でしつかり緊結する必要がある。そのために、内部支點の附近では肋鐵筋の間隔を狭くする。狭くする事は、内部支點附近に於て斜張應力の大きい事から云ふても有效である。

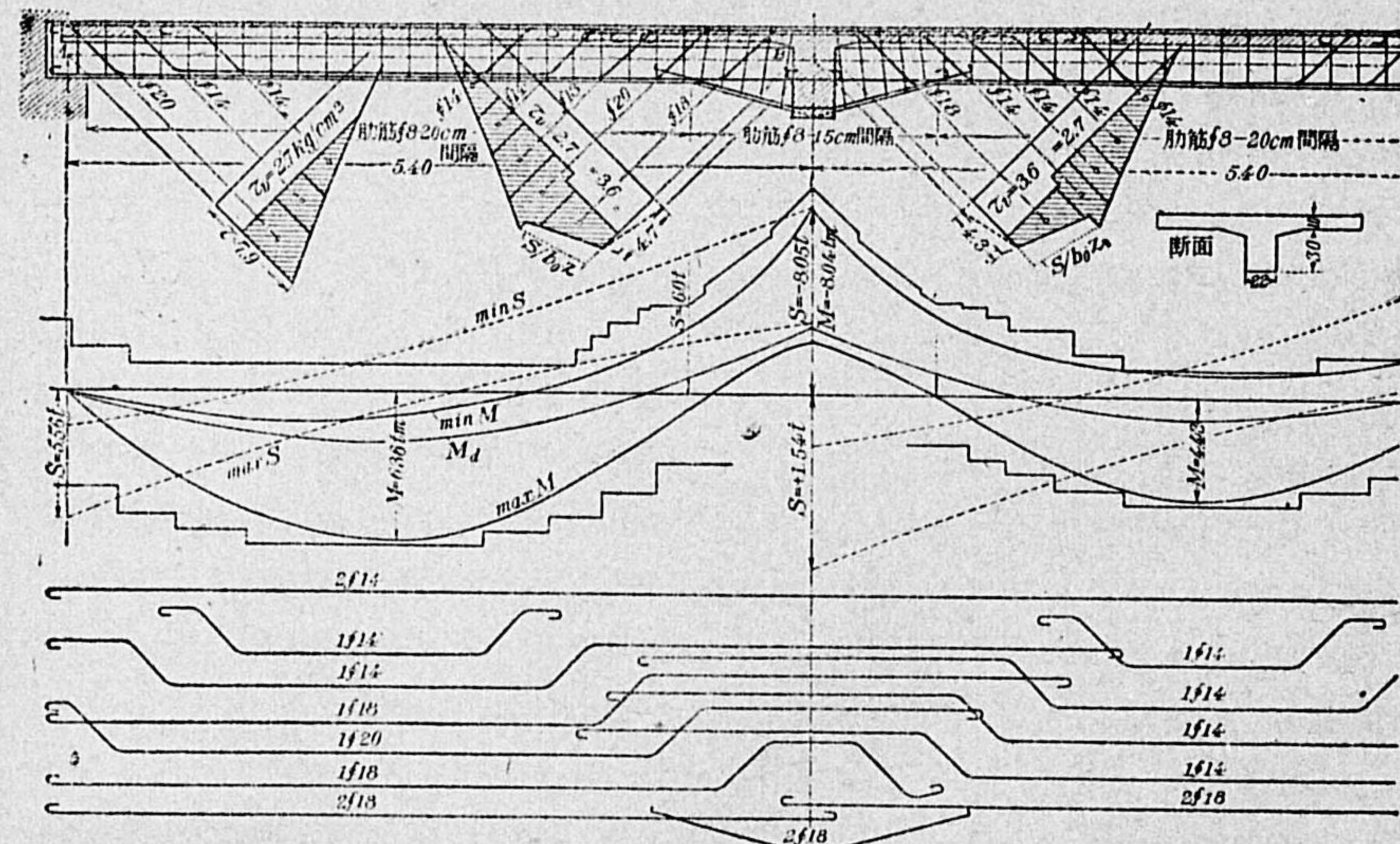
折曲鐵筋の折曲點に於ける抵抗モーメントの計算には、T 形梁の場合、正の曲げモーメントに對しては、 $M = A_s \sigma_s \left( d - \frac{t}{2} \right)$ 、負の曲げモーメントに對しては、 $M = A_s \sigma_s \frac{7}{8} d$  を用ひる。

但し、負の曲げモーメントを受ける断面では十分に引張鐵筋が使用してあるから、断面の抵抗モーメントは壓縮強度の方から定まる事もある事を注意せねばならぬ。

(171) 大きい固定荷重を受ける矩形断面の壁梁の内部支承部 梁が正の曲げモーメントを受ける断面の中立軸の位置は負の曲げモーメントを受ける断面の中立軸の位置と異なるが簡単のために、折曲鐵筋を定めるに用ひる基線は梁高の中央に置いてある。スパンに比して梁高が大であるから、第 159 圖(イ)の場合の様折曲鐵筋を水平線に對して 60° の傾斜に用ひてある。剪斷應力圖の基線は之と直角の方向である。折曲鐵筋の中で、内部の 2 本は負鐵筋として働くものとする事が出来ない。折曲鐵筋  $a_1$  は隣りのスパンから来る折曲鐵筋と重ね合つてゐる。折曲鐵筋  $a_2$  は第 160 圖の場合の如く特別に加へた斜張應力鐵筋であつて、 $a_3$  は應力圖からは必要でないが、大なる斜張應力の存在する部分に斜張應力鐵筋が無いことは不安心であるから、用心のために之を使用したものである。 $a_2$  及び  $a_3$  の下端は壓縮部コンクリートに碇着する。是等の鐵筋の上部の曲がれる部分は、コンクリートに鉛直方向の壓縮應力を及ぼす。

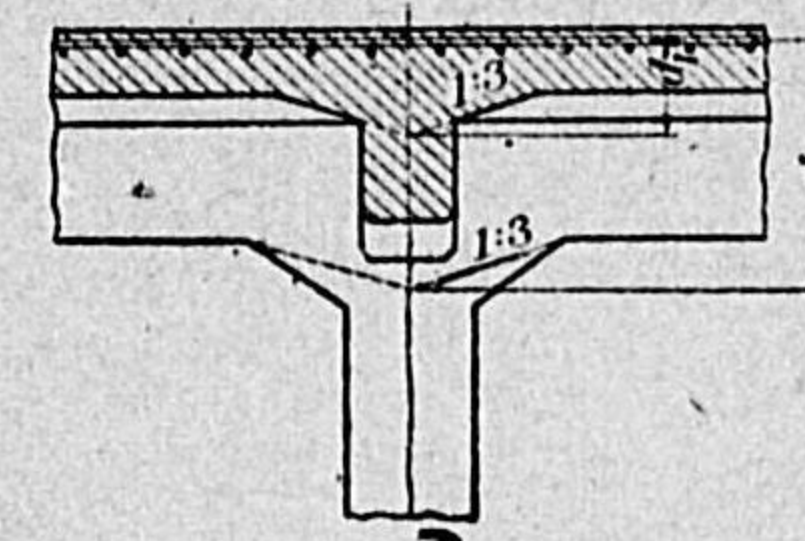


第 161 圖 壁梁の内部支承部の腹鐵筋の配置



第 162 圖 ハンチの有る連続梁の腹鐵筋の配置

(172) ハンチの有る連続梁の腹鐵筋の配置 第 160 圖の梁高の一定である場合と同様であつて、之にハンチを附したるものを第 162 圖に示す。剪斷應力圖を書いてから、腹鐵筋の配置を定める方法は第 160 圖の場合と凡そ同じである。ハンチは一般に 1:8 よりも、急なる傾斜としてはならぬもので、此例では、水平 75cm について鉛直 21cm となつてゐる。内部支點上に於ける負の曲げモーメントに抵抗する梁の有効高さとしては、土木學會の標準示方書(昭和 15 年 8 月改正)第 89 條の規定により、1:8 の傾斜線が支點の中心線と交る點迄の高さ以下を採る。



第 163 圖

土木學會標準示方書第 89 條は次の通り。

「第 89 條 ハンチ

連続版及び連続梁の支點上に於ける負の曲げモーメントに依る應力の計算に於て、版及び梁の有効高さは、ハンチを考慮して之を決定することを得。此の場合、ハンチは 1:8 よりも緩なる傾斜の部分のみを有効とすべし。」

圖に於て、ハンチが支點の中心線と交はる箇所の高さが 65cm となつて、理論的の支點モーメント 8.04tm に耐へ得る断面となつてゐる。此例では梁の高さが小さいから、正の引張鐵筋の斷面積が比較的大であり、又、剪斷應力度も大であるから、多くの折曲鐵筋が使用してある。本例では支點に向つての折曲鐵筋を全部支點を越えて横切らして負鐵筋として用ひると、負鐵筋の斷面積が大き過ぎる事となるから、スパン中央に近い折曲鐵筋は、コンクリートに碇着するに必要なだけよりは延ばしてない。折曲鐵筋の配置を定めるための基線は梁高の中央とし、ハンチの部分でも、水平にしてある。

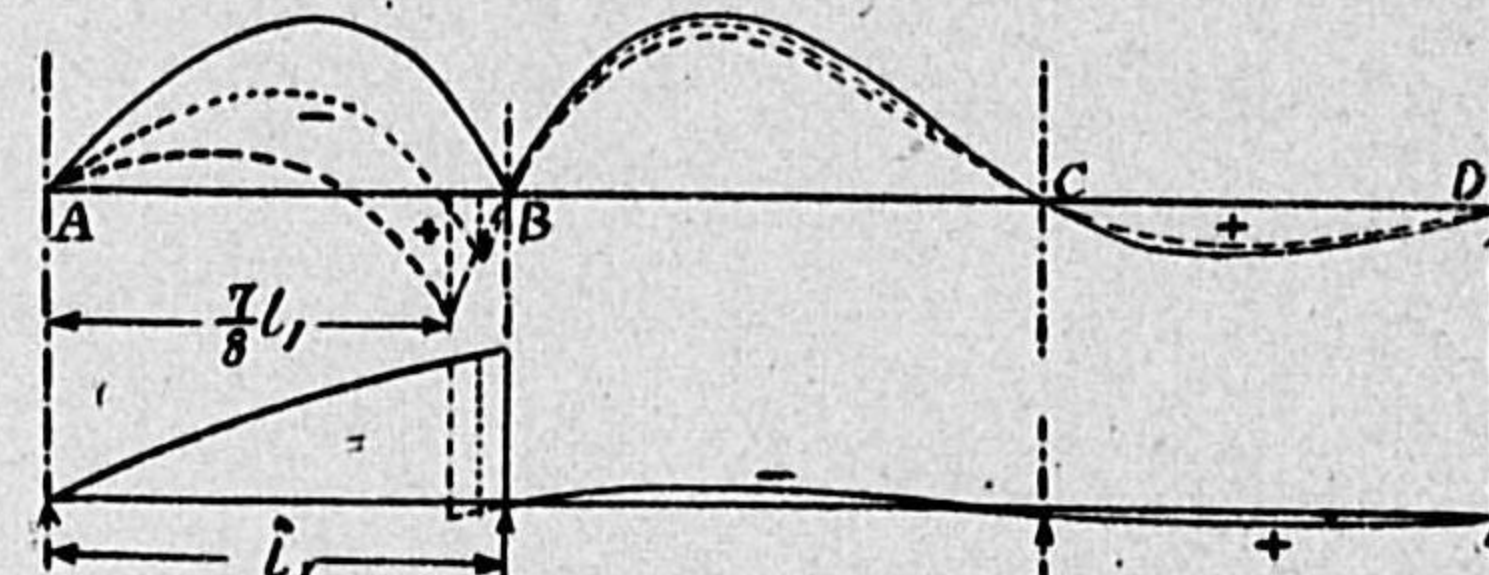
梁の高さが一定である部分に於ける剪斷應力度は、 $\tau = S/b \cdot z$  で計算し、T 形梁の場合であるから、 $z$  は正の曲げモーメントに對しては、 $z = d - l/2$ 、負の曲げモーメントに對しては、 $z = \frac{7}{8}d$  を採つてよい。ハンチが有つて梁の高さが變化する部分では、剪斷應力度は、 $\tau = \frac{S}{b \cdot z}$  —  $\frac{M}{b \cdot z^2} \cdot \frac{7}{8} \tan \alpha$  で計算する。此場合  $\tau$  が最大になる荷重の位置を定めねばならぬ。

連続梁の内部支點に近い梁断面に於て、最大剪斷力を生ずる様な荷重状態の時に、曲げモーメントも同時に最大となるものであるから、上式で計算される  $\tau$  の値は、剪斷力  $S$  が最大でなくとも、曲げモーメント  $M$  が甚だ小である様な荷重状態に於て最大値を有するかも知れない。 $\tau$  の値が最大となる様な荷重状態を求めるために、内部支點及び之に近い断面の曲げモーメント及び剪斷力の影響線を考へる。

第 164 圖は第一スパンに於て、實線は内部支點 B の直ぐ左側の断面、破線は B 點から  $\frac{l}{8}$  の断面、點線は B 點から  $\frac{l}{16}$  の断面の曲げモーメント及び剪斷力の影響線を示す。圖から判る様に上記の三断面に最大剪斷力を生ずる荷重状態は、考へてゐる断面の左側全部、即ち考へてゐる



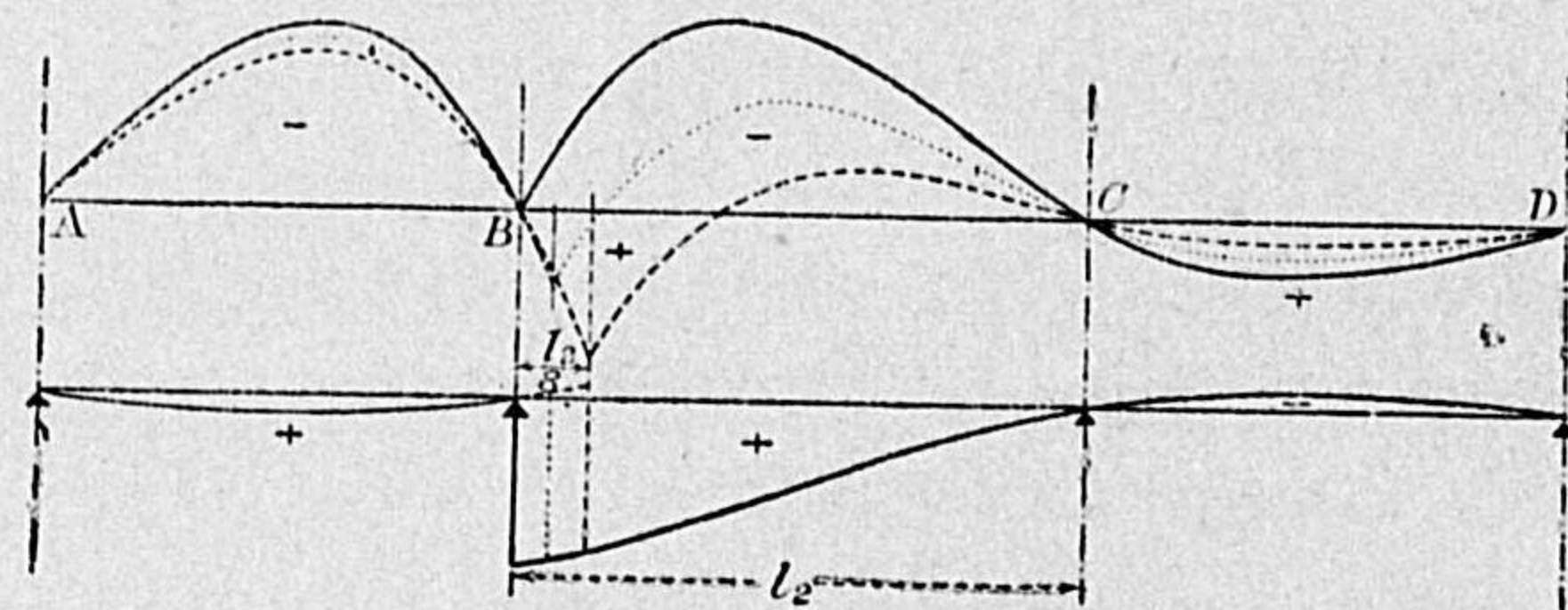
断面から支點 A までと、第二スパン BC の全部に動荷重が載つた場合である。併し第二スパンに於ける荷重に依つて生ずる剪断力の影響は小であるから、主として第一スパンに載る動荷重に依つて剪断力の最大値が定まる。而して上記三断面の最大剪断力の値は大差が無い



第 164 圖 第一スパンに於て、内部支點 B のすぐ左側の断面及び B に隣接せる断面の曲げモーメント及び剪断力の影響線

曲げモーメントに就いては、断面 B では、両側のスパンに載る荷重が各  $\frac{1}{2}$  だけの影響を及ぼし、A から  $\frac{7}{8}l_1$  の断面では、第一スパンに於ける荷重による正と負との曲げモーメントの値が殆んど相等しいから、其影響は相殺して、殆んどスパン BC に存在する動荷重のみの影響を受ける。故に B の左側の断面に於て、 $\tau$  が最大値を有する荷重状態は第二スパンに荷重が無く、第一スパンに於て A 点から其断面まで動荷重が加はる場合である。

第 165 圖は第二スパンに於て、B のすぐ右方の断面、B から  $\frac{l_2}{8}$  の断面、B から  $\frac{l_2}{16}$  の断面の曲げモーメントと剪断力の影響線である。第 165 圖に於て、B より右方の断面に就いても上記と同様なる関係がある。最大剪断力は第一スパン AB と、支點 C から考へる断面迄とに動荷重が載つた場合に生じ、AB に加はる動荷重は影響する所小である。 $\frac{l_2}{8}$  の断面の曲げモーメントを決定するものは、AB に加はる荷重であるが、B の直ぐ右の断面に於ては、AB 上の荷重は全体の凡そ  $\frac{1}{2}$  だけの影響を及ぼす。故にハンチの部分に於て  $\tau$  の最大値は AB に荷重が無く、考へる断面から C まで動荷重を載せた場合である。



第 165 圖 第二スパンに於て、内部支點 B の直ぐ右側の断面及び B に隣接せる断面の曲げモーメント及び剪断力の影響線

以上の如く剪断力と之に相當する曲げモーメントとを種々の荷重状態に対して精算する事は甚だ面倒であるから、ハンチの有る時の算式の第二項  $\frac{M}{b_0 s^2} \cdot \frac{7}{8} \tan \alpha$  を無視して、簡單と安全との爲

にハンチの無い場合の剪断應力度の式  $\tau = \frac{S}{l_0 s}$  で剪断應力度を屢々計算する。

メルシュ (Mörsch) 教授の近似方法を用ふれば、ハンチの影響を考慮しても簡単に、充分安全なる  $\tau$  の値を求める事が出来る。メルシュ教授の近似方法は次の如くである。

ハンチの始まる断面に於ては

$$\tau = \frac{S}{b_0 s} - \frac{M_d}{b_0 s^2} \cdot \frac{7}{8} \tan \alpha \dots \dots \dots (A)$$

内部支點に於ては

$$\tau = \frac{S}{b_0 s} - \frac{(M_d + \frac{1}{2} M_i)}{b_0 s^2} \cdot \frac{7}{8} \tan \alpha \dots \dots \dots (B)$$

$M_d$  は固定荷重に依る曲げモーメントであり、 $M_i$  は動荷重に依る曲げモーメントであつて、斯くの如く  $M$  に就いては  $M_d$  と  $M_i$  との二つに分ちて考へ、ハンチの始まる断面にては  $M_i = 0$ 、ハンチの終る断面、即ち内部支點に於ては  $\frac{1}{2} \max M_i$  を考へ、 $S$  は固定荷重の影響も考へて常に其最大値を採る。

第 162 圖の内部支點に於ては、 $M_d = 2.88tm$ 、 $M_i = 5.16tm$ 、 $\frac{7}{8} \tan \alpha = 0.245$ 、 $b_0 = 22cm$ 、 $s = 55cm$  であるから内部支點に於ける  $\tau$  の最大値は (B) 式に依りて

$$\tau = \frac{8,050}{22 \times 55} - \frac{(288,000 + \frac{1}{2} \times 516,000)}{22 \times 55^2} \times 0.245 = 4.7kg/cm^2$$

ハンチの始まる點では、 $M_d = 0.63tm$ 、 $s = 33cm$  であるから、 $\tau$  の最大値は (A) 式に依つて

$$\tau = \frac{6,000}{22 \times 33} - \frac{63,000}{22 \times 33^2} \times 0.245 = 8.28 - 0.63 = 7.65kg/cm^2$$

ハンチの始まる點から内部支點まで、 $\tau$  は直線的に變化すると假定してよい、而して腹鐵筋で受けるべき斜張應力を示す剪断應力圖は、支承である大梁又は柱の側面までを考へればよい。

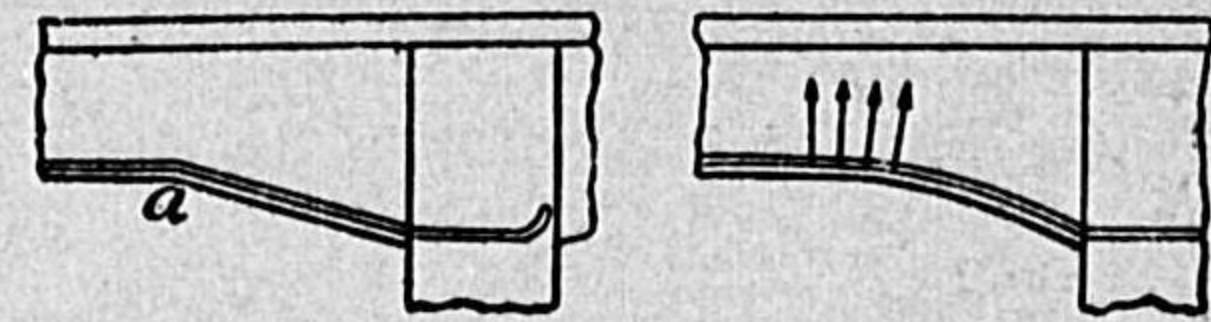
第 162 圖の第二スパンに於ては、第一スパンの折曲鐵筋を支點を越えた後に更に曲下げて之を折曲鐵筋として用ひ、其端をハンチの壓縮部に從着してある、之は第二スパンでは、正鐵筋を曲上げた折曲鐵筋だけでは、其数が不足するからである。

第 162 圖のハンチは、2 本の直徑 18mm の壓縮鐵筋で補強してある。肋鐵筋は、之が引張鐵筋及び壓縮鐵筋となす角が上下に於て凡そ相等しい様な方向に用ひてあるが、肋鐵筋を鉛直に用ひてもよい。

正の曲げモーメントよりも負の曲げモーメントが大である部分又は負の曲げモーメントのみが働く部分に於ては、其肋鐵筋は負鐵筋に圍繞させねばならぬ。第 151 圖 (イ) に其方法を示してある。梁幅が大である時には、之に應じて幾組かの肋鐵筋を同一断面に使用する。

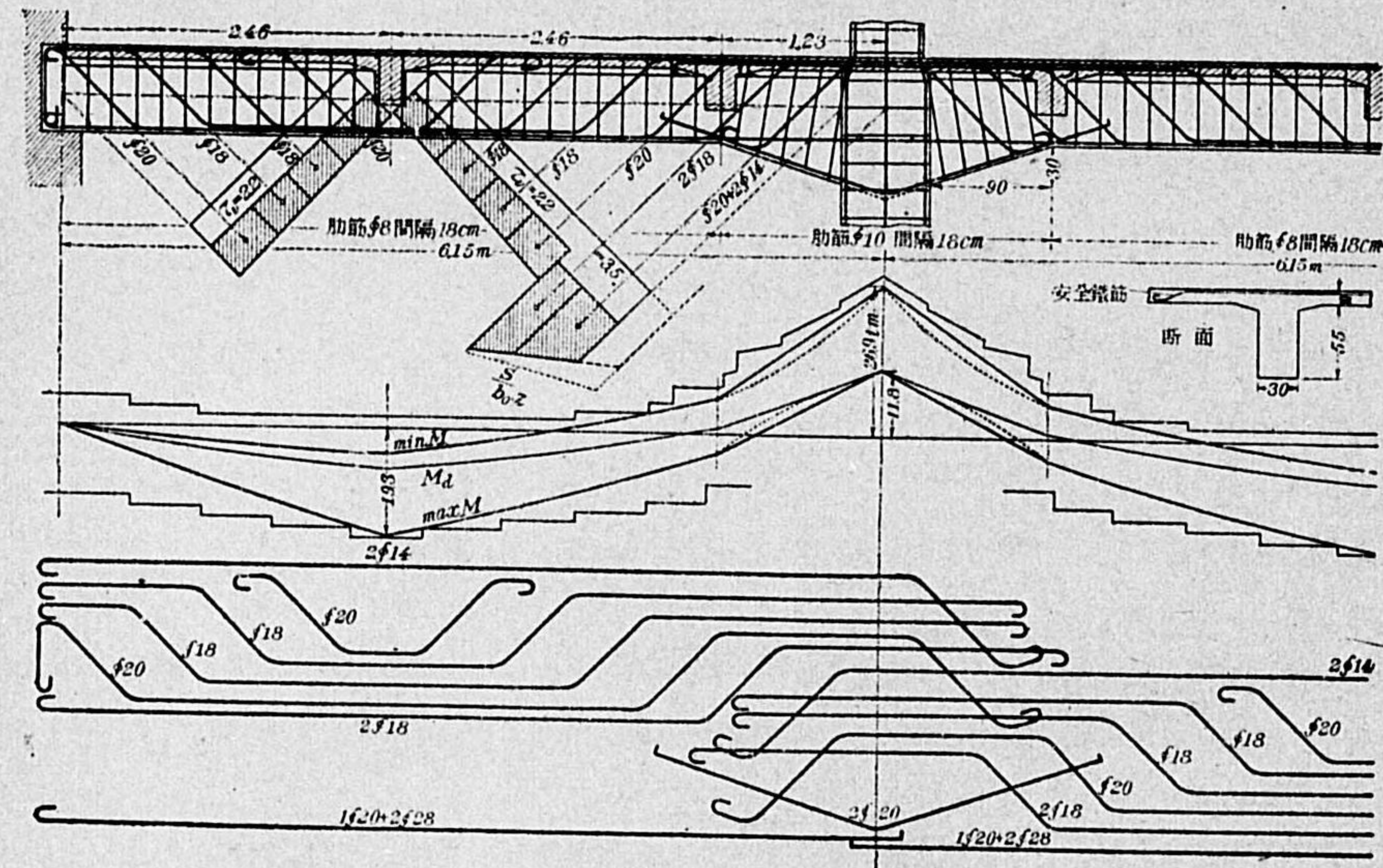
連続梁の内部支承部にハンチがある場合は、断面の抵抗モーメントは屢々コンクリートの曲げ壓縮應力度から定まるから、引張鐵筋からの抵抗モーメント以外に、之に就いて注意せねばならぬ

第 162 圖の如く、スパンの一部の正鐵筋を直線のまゝ支點に達せしめ、別に壓縮鐵筋をハンチに沿ひて使用し、其末端をハンチの始點よりも尙先方に或距離埋込んで置けば、ハンチの始點に於ける曲げモーメントが正であつて、此點で鐵筋が大なる引張應力度を受けても、此點に於けるコンクリートが剝落する心配は無いが、第 166 圖(イ)の如く、スパンの正鐵筋の一部をハンチに沿ひて曲げて壓縮鐵筋として用ひると、ハンチの始點  $a$  が正の曲げモーメントを受ける範圍である時、 $a$  の部分のコンクリートが剝落する心配がある。第 166 圖(ロ)の如く、曲線形ハンチを用ふれば、正鐵筋の一部をハンチに沿ひて曲げて壓縮鐵筋として用ひてよい。此場合にはハンチが正の曲げモーメントを受けて鐵筋に引張應力が働いても、引張鐵筋が直線となる事を助鐵筋が防ぐから、下表面のコンクリートの剝落の心配は無い。従つて別の壓縮鐵筋を使用することを必要としない。



(イ) ハンチの始點が正の曲げモーメントを受ける範圍にある時の不良なる鐵筋の配置  
(ロ) 曲線形ハンチに沿ひ配置せる鐵筋

第 166 圖



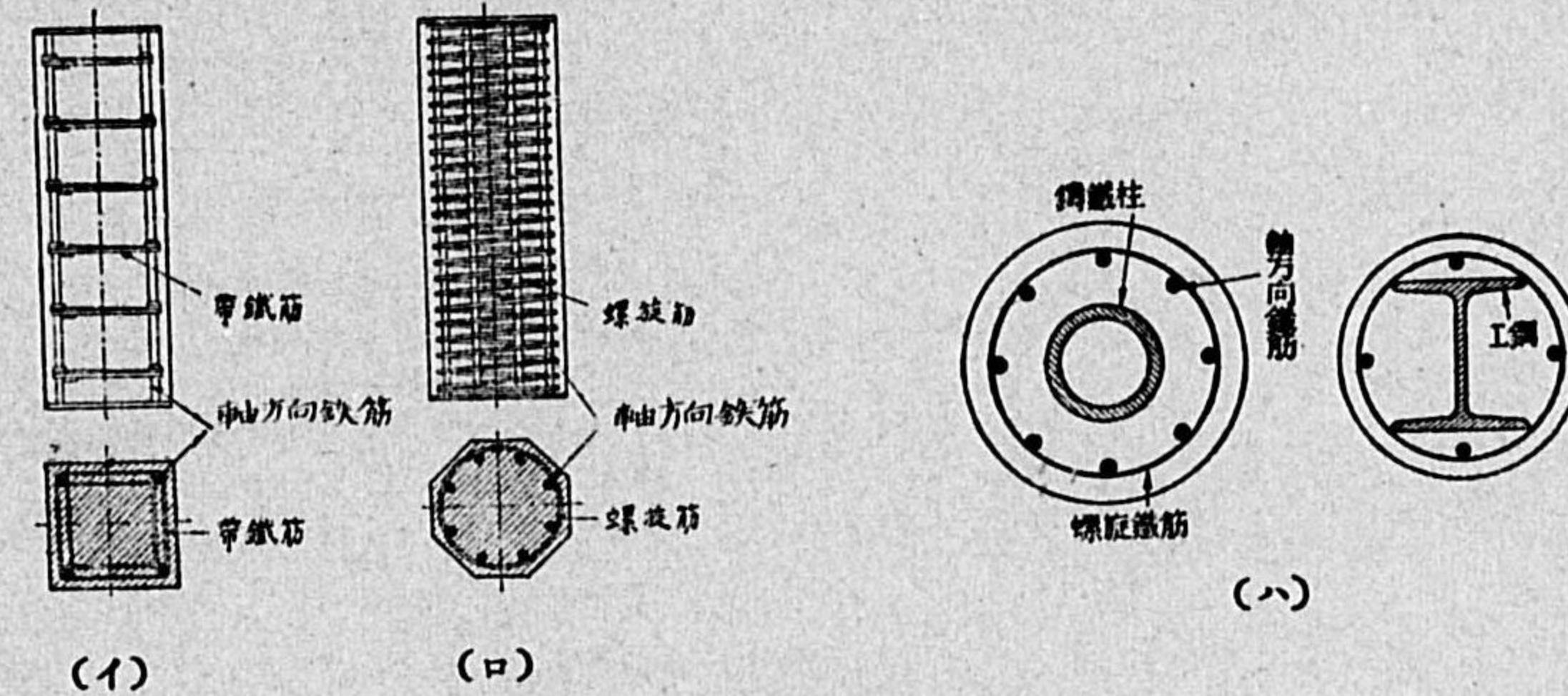
第 167 圖 ハンチの有る連続大梁が間接荷重を受けた時の腹鐵筋の配置

第 167 圖は間接荷重を受けた連続大梁の腹鐵筋の配置を示す。之は 2 スパンの大梁で、各スパンが共に 6.15m であり、第 162 圖の連続梁が小梁として、4 箇所に於て載つて居るものである。腹鐵筋の配置は第 162 圖の場合と同様にして定める。

## 第二十六章 中心軸方向荷重を受ける鐵筋コンクリート柱の應力度の計算及び断面の算定

(173) 概論 中心軸方向荷重とは、柱の断面の圖心に、其軸の方向に加へられる荷重である。鐵筋コンクリート柱の断面の圖心とは、其断面の等値断面積  $A_1$  の圖心である。柱のコンクリート断面が直交する對稱軸を有し、此軸に對して對稱の位置に軸方向鐵筋を有するものに於ては、此對稱軸の交點が等値断面の圖心である。

(174) 柱の種類 鐵筋コンクリート柱には次の三種類がある。(1) 帶鐵筋柱とて、軸方向鐵筋



第 168 圖

と帶鐵筋とを有する柱；(2) 螺旋鐵筋柱とて、軸方向鐵筋と螺旋鐵筋とを有する柱；(3) 形鋼柱又は鑄鐵柱を心とし、之を軸方向鐵筋及び螺旋鐵筋で補強した鐵筋コンクリートで包んだ合成柱 第 168 圖の(イ)は帶鐵筋柱、(ロ)は螺旋鐵筋柱、(ハ)は合成柱である。

軸方向鐵筋は、直接に荷重の一部を受けて、コンクリートを補強し、螺旋鐵筋は、コンクリートを横方向に支持して、其横歪を防ぎ、コンクリートの壓縮強度を大ならしめる。

(175) 柱の高さ 柱の高さは柱が横の方向に支持されない長さであつて土木學會標準示方書(昭和 15 年 3 月改正)第 96 條(1)には次の如く規定してある。

「第 96 條(1) 柱の高さは普通の建物に於ては、床版間の純間隔とし、其他の場合に於ては横方向に支持せられざる長さとするべし。」

(176) 長柱と短柱 柱の高さが、其最小横寸法の 4 倍乃至 5 倍以下である時は、無鐵筋コンクリートを使用する事が出来るが、高さが之より大となれば、多少の曲げモーメント等を考へて鐵筋で補強する必要がある。土木學會標準示方書(昭和 15 年 3 月改正)の規定は次の通り。

「第 2 條 細長比が 45 未満の柱を短柱、45 以上の柱を長柱と言ふ。」

柱の細長比とは、柱の高さを柱の断面の最小回轉半徑で除したる數であり、断面の最小回轉半徑とは、断面の最小断面二次モーメントを其断面積で除したるものの平方根である。

$$\text{細長比} = \lambda = \frac{h}{i} \quad h = \text{柱の高さ}$$

$$i = \text{最小回轉半徑}$$

鉄筋コンクリート柱の断面の最小回轉半徑を計算するには、コンクリートの断面積と、軸方向鉄筋の断面積の15倍とから成る等値断面に就いて計算してもよいが、軸方向鉄筋を無視し、コンクリートの全断面に就いて、 $i$ を計算すれば、計算は容易であり、且、安全な結果が得られる。

第33表は一般に用ひられる柱の断面の最小回轉半徑の値を示す。

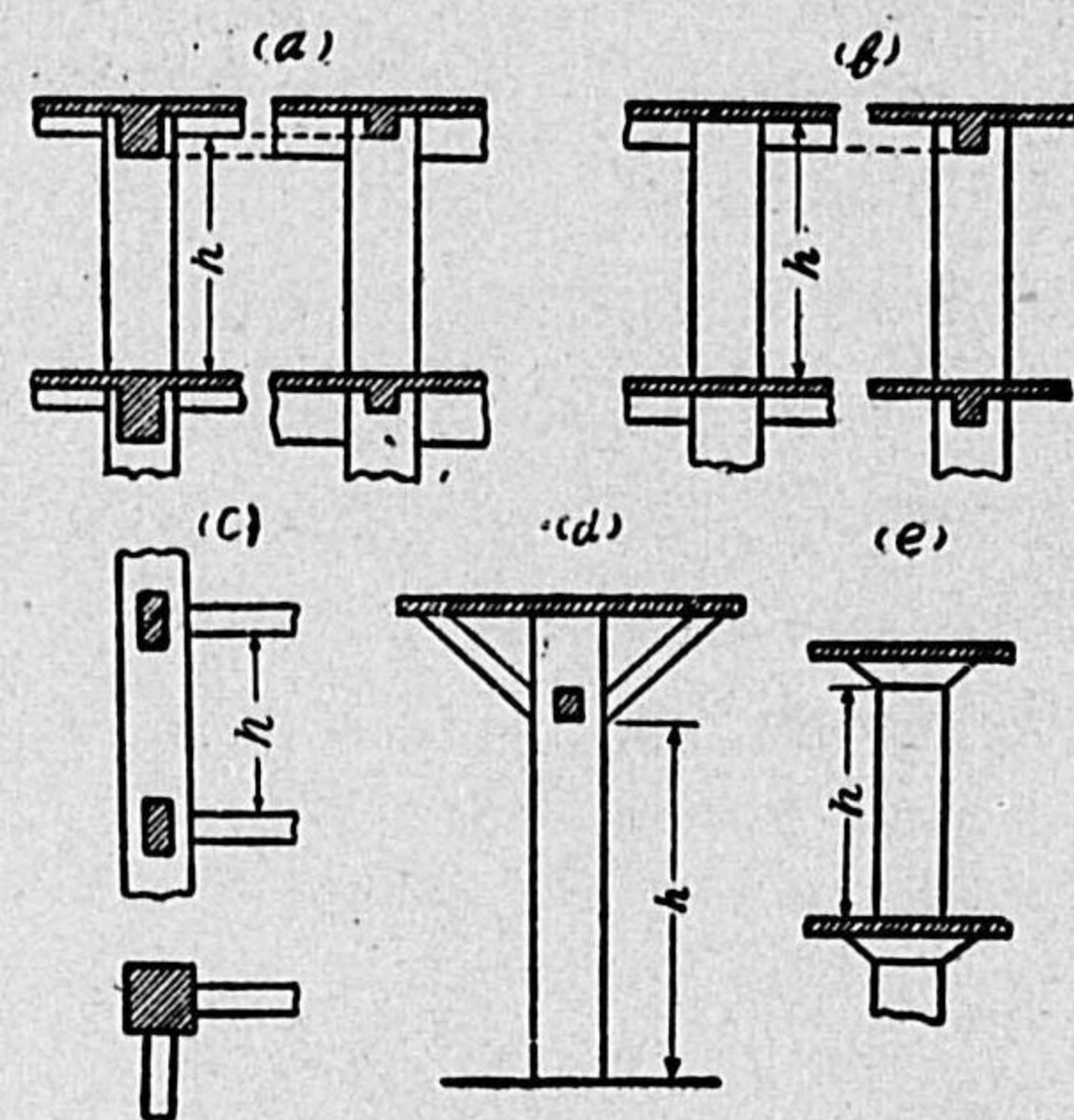
第33表 柱の断面の最小回轉半徑及び短柱の高さと最小横寸法との關係

断面形	断面積	最小断面二次モーメント	最小回轉半徑、(i)	短柱の最大高さ
正方形 (一辺の長さ $b$ )	$b^2$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{b}{\sqrt{12}} = 0.289b$	$13.0b$
矩形 (長さ $d$ 、幅 $b$ )	$bd$	$\frac{b^3d}{12}$	$\frac{b}{\sqrt{12}} = 0.289b$	$13.0b$
正六角形 (對邊距離 $D_c$ )	$0.866D_c^2$	$0.06D_c^4$	$0.264D_c$	$11.9D_c$
正八角形 (對邊距離 $D_c$ )	$0.828D_c^2$	$0.055D_c^4$	$0.257D_c$	$11.6D_c$
圓形 (直徑 $D_c$ )	$0.785D_c^2$	$\frac{\pi D_c^4}{64} = 0.049D_c^4$	$\frac{D_c}{4} = 0.25D_c$	$11.3D_c$

断面の最小回轉半徑の45倍が短柱の最大高さである。

帯鉄筋柱の許容中心軸方向荷重の計算及び断面の算定

普通に用ひられる柱の断面は第170圖に示す通り。



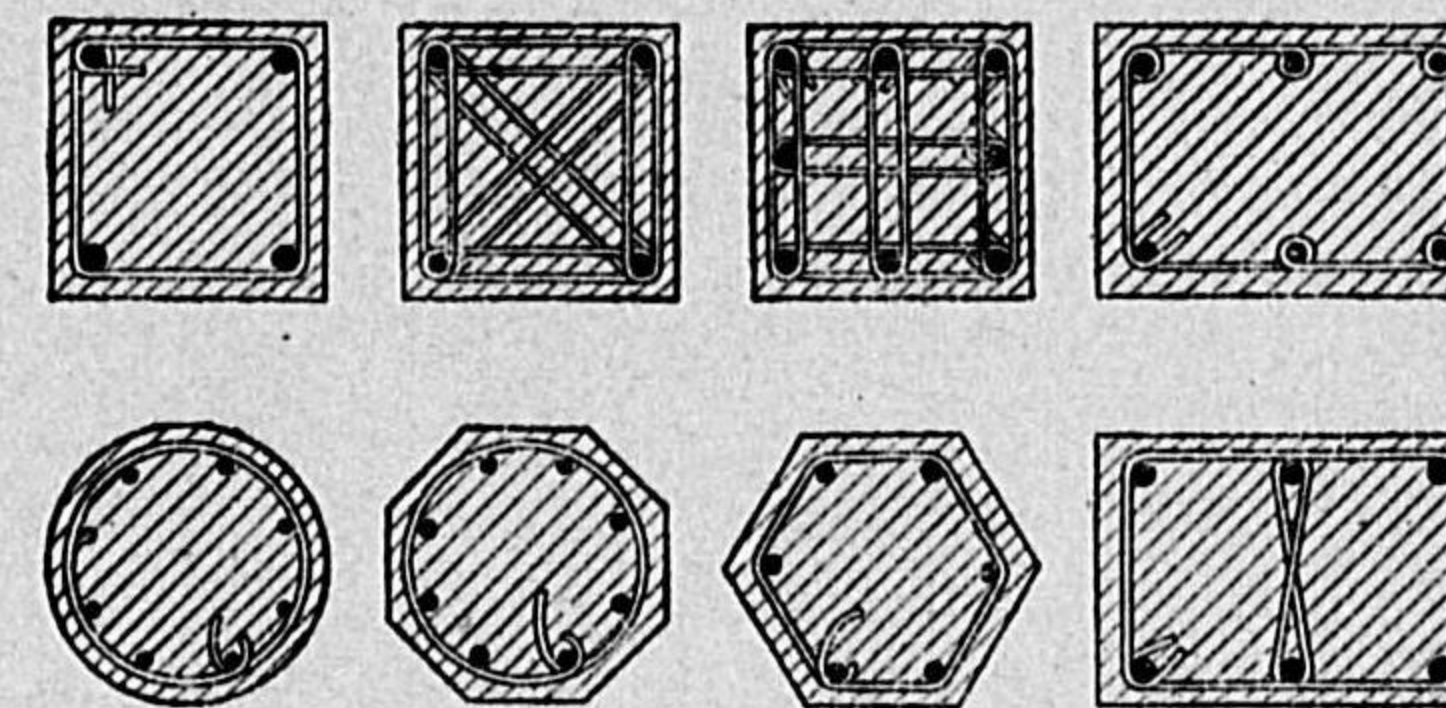
第169圖  $h$  は柱の高さである

(177) 帯鉄筋柱の許容中心軸方向荷重の計算 土木學會の標準示方書(昭和15年3月改正)

は、帯鉄筋柱の設計細目に關し、次の通りに規定してゐる。

「第94條 帯鉄筋柱

- (1) 主要なる帯鉄筋柱の最小幅又は直徑は20cm以上たるべし。
- (2) 帯鉄筋柱に於ける軸方向鉄筋断面積は、所要コンクリート断面積の0.8%以上4%以下たるべし。
- (3) 帯鉄筋の間隔は柱の最小幅又は軸方向鉄筋直徑の12倍を超過すべからず。梁と交叉する柱の部分に於ても十分なる帯鉄筋を使用すべし。



第170圖 普通に用ひられる鉄筋コンクリート柱の断面

- (4) 帯鉄筋柱に於ける軸方向鉄筋の直徑は12mm以上にして、帯鉄筋の直徑は6mm以上たるべし。

$P$ なる許容中心軸方向荷重に依つて、柱は或歪を起す。鉄筋とコンクリートとは同一の歪を生ぜねばならないから、次の關係がある。

$$\lambda = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_s'}{E_s} \quad \therefore \sigma_s' = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c = n\sigma_c$$

上式中、 $\sigma_c$ はコンクリートの許容壓縮應力度、 $\sigma_s'$ は軸方向鉄筋の壓縮應力度、 $E_c$ はコンクリートのヤング係數、 $E_s$ は鉄筋のヤング係數である。軸方向鉄筋の總断面積を $A_s$ とすれば

$$P = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s' \quad \text{此式に } \sigma_s' = n\sigma_c \text{ を代入して}$$

$$P = A_c \sigma_c + n\sigma_c A_s = \sigma_c (A_c + nA_s) = \sigma_c (A_c + 15A_s) \dots \dots \dots (237)$$

土木學會の標準示方書(昭和15年3月改正)の規定は次の通り。

「第97條 帯鉄筋柱

帯鉄筋を有する短柱の許容中心軸方向荷重  $P$  は、次式に依りて之を求むべし。

$$P = \sigma_{ca} (A_c + 15A_s) = \sigma_{ca} A_i \dots \dots \dots (10)$$

茲に  $\sigma_{ca}$ : コンクリートの許容壓縮應力度  $A_c$ : 柱のコンクリート断面積(軸方向鉄筋断面積を減ぜず)  $A_s$ : 軸方向鉄筋の全断面積」

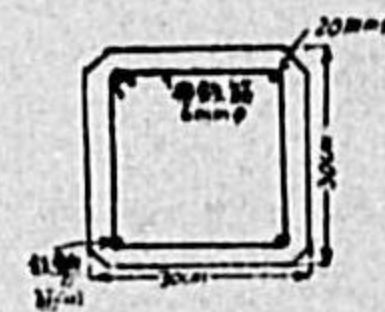
第34表 15  $A_s$  の値 (cm<sup>2</sup>)

直徑, mm	丸鋼の數									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	4.24	8.48	12.72	16.96	21.21	25.45	29.69	33.93	38.17	42.41
8	7.54	15.08	22.62	30.16	37.70	45.24	52.78	60.32	67.86	75.40
10	11.78	23.56	35.34	47.12	58.90	70.69	82.47	94.25	106.03	117.81

12	16.96	33.93	50.89	67.86	84.82	101.79	118.75	135.72	152.68	169.65
14	23.09	46.18	69.27	92.36	115.45	138.54	161.63	184.73	207.82	230.91
16	30.16	60.32	90.48	120.64	150.80	180.96	211.12	241.27	271.43	301.59
18	38.17	76.34	114.51	152.68	190.85	229.02	267.19	305.36	343.53	381.70
20	6.28	12.57	18.85	25.13	31.42	37.70	43.98	50.27	56.55	62.83
22	6.91	13.82	20.73	27.65	34.56	41.47	48.38	55.29	62.20	69.12
24	7.54	15.08	22.62	30.16	37.70	45.24	52.78	60.32	67.86	75.40
26	8.17	16.34	24.50	32.67	40.84	49.01	57.18	65.34	73.51	81.68
28	8.80	17.59	26.39	35.19	43.98	52.78	61.58	70.37	79.17	87.97
30	9.42	18.85	28.27	37.70	47.12	56.55	65.97	75.40	84.82	94.25
32	10.05	20.11	30.16	40.21	50.27	60.32	70.37	80.42	90.48	100.53
34	10.68	21.36	32.04	42.73	53.41	64.09	74.77	85.45	96.13	106.81
36	11.31	22.61	33.93	45.24	56.55	67.86	79.17	90.48	101.79	113.10
38	11.94	23.88	35.81	47.75	59.69	71.63	83.57	95.50	107.44	119.38
40	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.96	100.53	113.09	125.66
42	13.20	26.39	39.59	52.78	65.98	79.17	92.37	105.56	118.76	131.95

(例題) 断面が 30cm × 30cm で、4-20mmφ の鉄筋を軸方向鉄筋として有する帯鉄筋柱の許容軸方向荷重を求め、但し高さは 350cm で、帯鉄筋は直径 6mm で其中心間隔は 20cm であり、コンクリートの許容圧縮力度は 35kg/cm<sup>2</sup> なりとする。

軸方向鉄筋の存在を無視する時、此断面の最小回轉半径  $i$  は第 33 表から  $i = 0.289b = 0.289 \times 30 = 8.67$ cm,  $\therefore \frac{h}{i} = \text{細長比} = \frac{350}{8.67} \approx 40$   
 最小回轉半径の計算に軸方向鉄筋の存在を考慮すれば  $h/i$  は 40 以下になる。故に此柱の細長比は 45 以下であつて、短柱である。



第 171 圖

軸方向鉄筋の直径は 20mm であつて、12mm 以上であるから、土木學會標準示方書第 94 條(4) の規定に適合する。軸方向鉄筋の總断面積は第 20 表から 12.57cm<sup>2</sup> である。故に  $A_s/A_c = 12.57/(30 \times 30) = 0.014 = 1.4\%$  故に軸方向鉄筋の断面積は、コンクリート断面積の 0.8% 以上、4% 以下であつて標準示方書第 94 條(2) の規定に適合する。帯鉄筋の直径は 6mm であるから、其太さは標準示方書第 94 條(4) の規定に適合する。帯鉄筋の間隔は 20cm であるから、柱の幅 30cm よりも小であり、又、軸方向鉄筋の直径の 12 倍、即ち  $2.0 \times 12 = 24$ cm よりも小さいから、標準示方書第 94 條(3) の規定に適合する。故に此帯鉄筋短柱の許容中心軸方向荷重は、(237) 公式に依つて

$$P = \sigma_c (A_c + 15A_s) = 35 (30^2 + 15 \times 12.57) = 38,099 \text{ kg} = 38.099 \text{ t}$$

(178) 帯鉄筋柱の各部の寸法及び中心軸方向荷重が與へられて、コンクリート及び鉄筋に於ける壓縮力度の計算 コンクリートに於ける壓縮力度  $\sigma_c$  は次の通り。

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c + 15A_s} \dots \dots \dots (238)$$

軸方向鉄筋に於ける壓縮力度  $\sigma_s'$  は次の通り。

$$\sigma_s' = 15\sigma_c \dots \dots \dots (239)$$

(179) 柱の高さ、負擔すべき中心軸方向荷重及び許容壓縮力度が與へられる時、帯鉄筋柱断面の算定

$$P = \sigma_c (A_c + 15A_s) = \sigma_c A_c \left(1 + 15 \frac{A_s}{A_c}\right) = \sigma_c A_c (1 + 15p)$$

$$\therefore A_c = \frac{P}{\sigma_c (1 + 15p)} \dots \dots \dots (240) \quad A_s = pA_c = p \frac{P}{\sigma_c (1 + 15p)} \dots \dots \dots (241)$$

$p$  を規定で許される最小値 0.8% に採りて、大なるコンクリート断面積を用ひるのが一般に經濟的である。一般に  $p$  は 0.8%~1.2% に採る。

今  $p = 0.8\%$  とすれば (240) 式から  $A_c = 0.893 \frac{P}{\sigma_c}$  であるから、正方形断面であれば、一邊長  $b$  は

$$b = 0.945 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \dots \dots \dots (242)$$

圓形断面であれば、直径  $D_c$  は、  $D_c = 1.066 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \dots \dots \dots (243)$

正八角形断面であれば、對邊距離  $D_c$  は、  $D_c = 1.038 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \dots \dots \dots (244)$

但し、主要なる帯鉄筋柱にては、標準示方書第 94 條(1) に依つて、断面の最小幅又は直径は 20cm 以上に採らねばならぬ。

(237) 式から  $A_s = \frac{1}{15} \left(\frac{P}{\sigma_c} - A_c\right) \dots \dots \dots (245) \quad A_c = \frac{P}{\sigma_c} - 15A_s \dots \dots \dots (246)$

(例題) 土木學會の標準示方書の規定に従ひ、高さ 3.5m で、中心軸方向荷重 36,000kg を受ける正方形断面の、主要な帯鉄筋柱の断面を求め。但し、許容壓縮力度  $\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$  とする。

軸方向鉄筋の總断面積を、規定で許される最小値、即ちコンクリート断面積の 0.8% に採る。正方形断面の邊長  $b$  は (242) 式に依つて

$$b = 0.945 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} = 0.945 \sqrt{\frac{36,000}{35}} \approx 31 \text{ cm}$$

$b$  が 20cm より大であるから、規定に適合する。此断面の最小回轉半径は、第 33 表に依りて、

$$i = 0.289b = 0.289 \times 31 = 8.950 \text{ cm} \quad \text{細長比} = \frac{h}{i} = \frac{350}{8.950} = 39 < 45$$

故に以上の如く、短柱として計算した断面を用ひてよい。

$$A_c = 31 \times 31 = 961 \text{ cm}^2, \quad A_s = 961 \times 0.008 = 7.688 \text{ cm}^2$$

軸方向鉄筋として、直径 16mm の丸鋼 4 本を用ひれば、 $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$

コンクリート及び軸方向鉄筋に於ける壓縮力度は次の通り。

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c + 15A_s} = \frac{36,000}{961 + 15 \times 8.04} = 33.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s' = 15\sigma_c = 15 \times 33.3 = 499.5 \text{ kg/cm}^2$$

螺旋鉄筋柱の許容中心軸方向荷重の計算及び断面の算定

(180) 概論 螺旋鉄筋柱は、コンクリート柱の軸方向に配置した軸方向鉄筋の周囲を、引張主鉄筋である螺旋鉄筋で螺旋状に緊結した鉄筋配置を持つ鉄筋コンクリート柱である。螺旋鉄筋の代りに之と同等の働きをする環状の鉄筋を用いたものも、螺旋鉄筋柱として取扱はれる。軸方向に圧縮力を受ける部材を横方向に抑制すれば、之がために生ずる横方向の圧縮応力が軸方向の圧縮応力の影響を中和するから、部材の軸方向に於ける圧縮力に対する抵抗力が大となる。土木學會の標準示方書(昭和15年3月改正)は螺旋鉄筋柱の設計細目に關し次の如くに規定してゐる。

「第95條 螺旋鉄筋柱

- (1) 主要なる螺旋鉄筋柱の直径は20cm以上たるべし。
- (2) 螺旋鉄筋柱に於ける軸方向鉄筋の数は6本以上たるべし。
- (3) 螺旋鉄筋柱の有効断面積は螺旋鉄筋中心線内のコンクリート断面積とす。
- (4) 螺旋鉄筋柱に於ける軸方向鉄筋の断面積は柱の全断面積の0.8%以上4%以下にして螺旋鉄筋換算断面積の $\frac{1}{3}$ 以上たるべし。
- (5) 螺旋鉄筋の間隔は柱の有効断面の直径の $\frac{1}{5}$ 以下にして8cmを超すべからず。梁と交叉する柱の部分に於ても充分なる螺旋鉄筋を使用すべし。
- (6) 螺旋鉄筋柱に於ける軸方向鉄筋の直径は12mm以上にして、螺旋鉄筋の直径は6mm以上たるべし。

(181) 螺旋鉄筋柱の許容中心軸方向荷重の計算 螺旋鉄筋柱の螺旋鉄筋は帯鉄筋と異なり、之を軸方向鉄筋と同様、主鉄筋として取扱ふのである。其計算も複雑であり、螺旋鉄筋のピッチとか、材質、又はコンクリートのポアソン比等が影響するのであるが、是等の理論を省略して、土木學會標準示方書(昭和15年3月改正)の規定に依るものとする。

「第98條 螺旋鉄筋柱

螺旋鉄筋を有する短柱の許容中心軸方向荷重  $P$  は、次式に依つて之を求めべし。

$$P = \sigma_{ca} (A_c + 15A_s + 45A_a) = \sigma_{ca} A_i \quad (11)$$

$$A_i = \frac{\pi D f}{t}, \quad A_i \geq \frac{A_a}{3}, \quad A_i \leq 2A_o$$

茲に  $\sigma_{ca}$ : コンクリートの許容圧縮力度  $A_c$ : 柱のコンクリートの有効断面積(軸方向鉄筋断面積を減せず)  $A_i$ : 軸方向鉄筋の全断面積  $D$ : 螺旋の直径  $f$ : 螺旋鉄筋の断面積  $t$ : 螺旋鉄筋の間隔  $A_o$ : 柱のコンクリートの全断面積

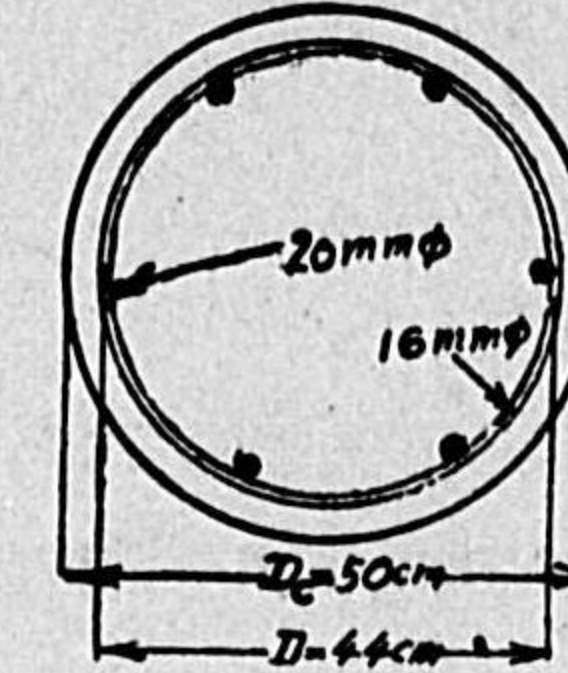
(例題) 第172圖は高さが4mの主要なる螺旋鉄筋柱の断面で、圆柱の直径、 $D_c = 50cm$ 、 $D = 44cm$ である。軸方向鉄筋は直径20mmの丸鋼6本、螺旋鉄筋の直径は16mm、其間隔は6cmである。許容

許容力度  $\sigma_c = 40kg/cm^2$  である時、土木學會の標準示方書の規定に従ひ、此螺旋鉄筋柱の許容中心軸方向荷重を求めむ。

與へられた圓形断面の最小回轉半径は、軸方向鉄筋を無視する時、第33表に依りて、 $0.25D_c$  である。此螺旋鉄筋柱の細長比は

$$\frac{h}{i} = \frac{400}{0.25D_c} = \frac{400}{0.25 \times 50} = \frac{400}{12.5} = 32 < 45, \text{ 此螺旋鉄筋柱は短柱である。}$$

$$A_o = \frac{\pi D_c^2}{4} = \frac{3.1416 \times 50^2}{4} = 1,963cm^2, \quad A_c = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \times 44^2}{4} = 1,520cm^2$$



第172圖

軸方向鉄筋は20mmの丸鋼6本を使用してゐるから、其太さ及び数は標準示方書の規定に適合する。

$$A_s = 6 \times 20mm = 18.84cm^2 \text{ (第22表)}$$

$$\frac{A_s}{A_o} = \frac{18.84}{1,963} = 0.96\%, \quad \text{螺旋鉄筋換算断面積} = \frac{\pi D f}{t} = \frac{3.1416 \times 44 \times 2.01}{6} = 46.3cm^2,$$

$$\frac{46.3}{3} = 15.43cm^2$$

故に、軸方向鉄筋の全断面積は柱の全断面積の0.8%以上、4%以下にして螺旋鉄筋換算断面積の $\frac{1}{3}$ 以上になつてゐる。螺旋鉄筋の間隔は6cmであるから、 $\frac{D}{5} = \frac{44}{5} = 8.8cm$  よりも小で、又、8cm以下である。

$$f = \frac{\pi}{4} \times 1.6^2 = 2.01cm^2, \quad A_a = \frac{\pi D f}{t} = \frac{3.1416 \times 44 \times 2.01}{6} = 46.3cm^2$$

$$A_i = A_c + 15A_s + 45A_a = 1,520 + 15 \times 18.84 + 45 \times 46.3 = 3,886cm^2$$

$$2A_o = 2 \times 1,963 = 3,926cm^2, \quad \therefore A_i < 2A_o, \quad A_s (= 18.84cm^2) > \frac{46.3}{3}cm^2 (= \frac{A_a}{3})$$

鉄筋保護としてのコンクリートの被りは、 $\frac{1}{2}[50 - (44 + 1.6)] = 2.2cm > 2cm$

土木學會標準示方書(昭和15年3月改正)の規定は次の通り。

「第57條 普通の場合

- (1) 主鉄筋の被りは其直径以上とすべし。
- (2) 被りは普通の場合表-5に依るものとする。
- (3) 床版上面若くは柱等に於て損傷及び磨耗の虞れある部分は、其寸法を壓力計算上必要なるものより1cm以上厚くすべし。
- (4) 流水其他に依り磨損の虞れある部分は、被りを適當に増大すべし。

表-5

	版	梁	柱
一般の場合	1.0cm以上	1.5cm以上	2.0cm以上
寸法大にして重要なる構造物若くは風雨に曝されるもの	2.0cm以上	2.5cm以上	3.0cm以上
煤煙、乾濕、鹽分等の有害なる影響を受くる虞れある部分を、有效なる被覆材料を用ひて特に保護せざる場合	3.0cm以上	3.5cm以上	4.0cm以上

故に、此螺旋鉄筋柱は、其直径、軸方向鉄筋の太さ、数及び断面積、螺旋鉄筋の太さ及び間隔、 $A_i < 2A_o$  である事、鉄筋保護としてのコンクリート被り等、總て標準示方書の規定に適合してゐる。故に許容中心軸方向荷重は次の通り。

$$P = \sigma_c A_i = 40 \times 3,886 = 155,440 \text{ kg} = 155.44 \text{ t}$$

(182) 螺旋鉄筋柱の高さ、支持すべき中心軸方向荷重  $P$ 、及び許容壓縮應力度  $\sigma_c$  が與へられて、断面及び配筋の算定

$$P = \sigma_c (A_c + 15A_i + 45A_o) = \sigma_c A_i \dots \dots \dots (247)$$

土木學會の標準示方書第 98 條及び第 95 條に依ると、

(1)  $A_c + 15A_i + 45A_o \leq 2A_o$  又は  $A_i \leq 2A_o$

(2)  $A_i > 0.008A_o$ 、 $A_i < 0.04A_o$ 、 $\frac{\pi D_f}{8t} < A_i$

$\frac{A_c}{A_o} = r$ 、 $\frac{A_i}{A_o} = s$  とする。

$$\frac{P}{\sigma_c} = A_i = A_c + 15A_i + 45A_o = rA_o + 15sA_o + 45A_o = (r + 15s)A_o + 45A_o$$

$$\therefore A_o = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma_c} - (r + 15s)A_o \right\} \dots \dots \dots (248)$$

$A_i$  の最大値は  $2A_o$  であつて、此時に柱のコンクリート全断面積が  $A_o$  である螺旋鉄筋柱の許容中心軸方向荷重  $P$  が最大となる。故に

$$A_o = \frac{A_i}{2} = \frac{P}{2\sigma_c} = 0.5 \frac{P}{\sigma_c} \dots \dots \dots (249)$$

で計算される  $A_o$  の値は、螺旋鉄筋柱が、與へられた  $\sigma_c$  に對して、與へられた  $P$  を負擔するために必要な最小全断面積である。

軸方向鉄筋断面積  $0.008A_o$  (規定で許される最小量) を有する帯鉄筋柱が、與へられた中心軸方向荷重  $P$  を受けるために必要な柱の全断面積  $A_o$  は

$$A_o = \frac{P}{\sigma_c} \cdot \frac{1}{1 + 15 \times 0.008} = 0.893 \frac{P}{\sigma_c} \dots \dots \dots (250)$$

柱のコンクリート全断面積が  $A_o$  である螺旋鉄筋柱の許容中心軸方向荷重は、上式中の  $P$  の値、即ち上記帯鉄筋柱の  $P$  の値よりも大でなければ、螺旋鉄筋柱を用ひる甲斐は無い。故に螺旋鉄筋柱に於ける  $A_o$  は (250) 式の  $A_o$  よりも小さく採らねばならぬ。故に (248) 式中の  $A_o$  は  $0.5 \frac{P}{\sigma_c}$  と  $0.893 \frac{P}{\sigma_c}$  との間の値に採るを適當とする。 $r$  の値は次の如く採る。

中心軸方向荷重 $P = 200\text{t}$ まで	$\dots \dots \dots r = 0.75$	} $\dots \dots \dots (250)_1$
〃 $P = 200\text{t} \sim 400\text{t}$	$\dots \dots \dots r = 0.8$	
〃 $P = 400\text{t} \sim 500\text{t}$	$\dots \dots \dots r = 0.833$	
〃 $P = 500\text{t}$ 以上	$\dots \dots \dots r = 0.857$	

軸方向鉄筋断面積  $A_i$  は規定で許される最小断面積  $0.008A_o$  に採れば、一般に經濟的である。

$A_o$  が與へられてゐる時、断面の寸法は次式に依りて求められる。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径を  $D_c$  とすれば

$$A_o = \frac{n}{4} D_c^2 \tan\left(\frac{\pi}{n}\right) \therefore D_c = 2\sqrt{\frac{A_o}{n \tan\left(\frac{\pi}{n}\right)}} \dots \dots \dots (251)$$

正八角形断面  $\dots \dots \dots D_c = 1.099\sqrt{A_o} \dots \dots \dots (252)$

正六角形断面  $\dots \dots \dots D_c = 1.075\sqrt{A_o} \dots \dots \dots (253)$

直径  $D_c$  である圓形断面  $\dots \dots D_c = 1.1284\sqrt{A_o} \dots \dots \dots (254)$

螺旋鉄筋柱の有効断面の直径  $D$  は、 $A_c$  を有効断面積として

$$D = 1.1284\sqrt{A_c} = 1.1284\sqrt{rA_o} \dots \dots \dots (255)$$

軸方向鉄筋の数は 6~10 本である。

$$A_i = \frac{\pi D_f^2}{4} \therefore t = \frac{\pi D_f}{A_i} \dots \dots \dots (256)$$

$t < 8\text{cm}$ 、又  $t < \frac{D}{6}$  而して  $t > 3\text{cm}$

$$f = 0.032\sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \dots \dots \dots (257)$$

上式の經驗式に依り  $f$  を計算し、之に近く、且、之より小なる螺旋鉄筋の断面積を用ふれば一般に満足である。 $A_i = \frac{\pi D_f^2}{4}$  の値は第 173 圖に依りて求め

られる、圖中  $\phi$  は螺旋鉄筋の直径である。

(例題) 土木學會の標準示方書の規定に従ひ、高さ 6m で、中心軸方向荷重  $P = 140,000\text{kg}$  を受ける正八角形断面の螺旋鉄筋柱の断面寸法及び鉄筋配置を求む。但し  $\sigma_c = 35\text{kg/cm}^2$  とする。

(249) 式  $A_o = 0.5 \frac{P}{\sigma_c} = 0.5 \times \frac{140,000}{35} = 2,000\text{cm}^2$

(252) 式  $D_c = 1.099\sqrt{A_o} = 1.099\sqrt{2,000} = 49.1\text{cm}$

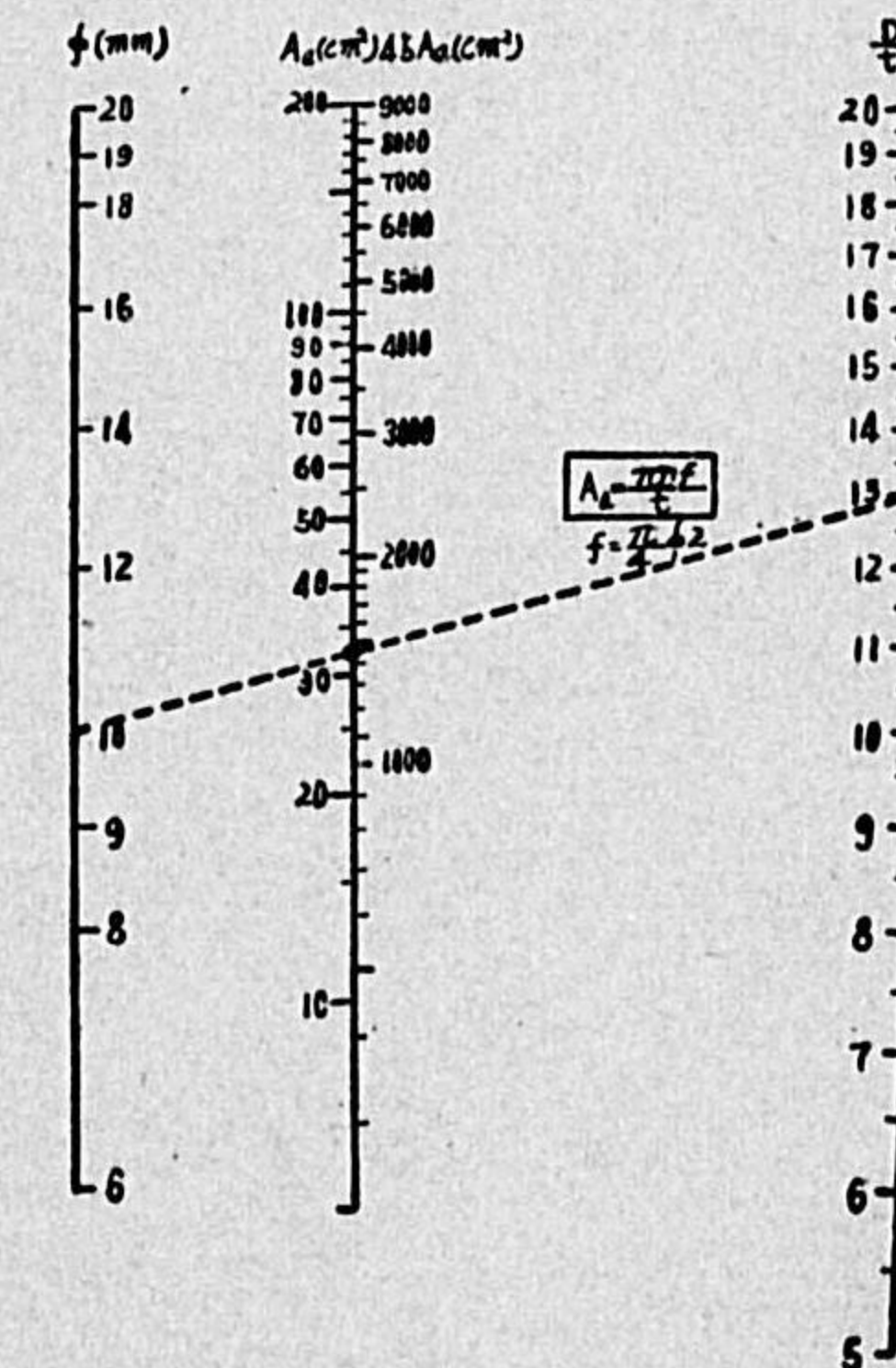
帯鉄筋柱として必要な断面積は

(250) 式  $A_o = 0.893 \frac{P}{\sigma_c} = 0.893 \frac{140,000}{35} = 3,572\text{cm}^2$

$$\therefore D_c = 1.099\sqrt{A_o} = 1.099\sqrt{3,572} = 65.6\text{cm}$$

柱の高さ  $h = 600\text{cm}$ 、此柱が短柱であるためには、第 33 表に依りて、短柱の最大高さ =  $11.6D_c$

$$\therefore D_c = \frac{600}{11.6} \doteq 52\text{cm}$$



第 173 圖

以上でなければならぬ。\$D\_c = 52cm\$ を探る。之は経済的な帯鉄筋柱に要する \$D\_c = 65.6cm\$ よりも小であるから、螺旋鉄筋柱を採用する理由は充分に存在する。

第 33 表から \$A\_o = 0.828D\_c^2 = 0.828 \times 52^2 = 2,239cm^2\$

\$r = 0.75\$ として \$A\_c = rA\_o = 0.75 \times 2,239 = 1,679cm^2\$

\$D = 1.1284\sqrt{A\_c} = 1.1284\sqrt{1,679} = 46.3cm\$

\$A\_s = 0.008A\_o = 0.008 \times 2,239 = 17.9cm^2\$

17mm 直径の丸鋼 8 本を用ふれば、\$A\_s = 18.16cm^2\$ (第 22 表) 螺旋鉄筋の換算断面積 \$A\_i\$ は (248) 式に依り

\$A\_i = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma\_c} - (A\_c + 15A\_s) \right\} = \frac{1}{45} \left\{ \frac{140,000}{35} - (1,679 + 15 \times 18.16) \right\} = 45.5cm^2\$

(257) 式 \$f = 0.032\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}} = 0.032\sqrt{\frac{140,000}{35}} = 2.03cm^2\$

直径 14mm の丸鋼を螺旋鉄筋として用ふれば \$f = 1.54cm^2\$ (第 22 表)、

\$t = \frac{\pi D f}{A\_i} = \frac{3.142 \times 46.3 \times 1.54}{45.5} = 4.9cm\$

\$\therefore t < 8cm\$ 又 \$t < \left(\frac{D}{5}\right) = \frac{46.3}{5} = 9.26cm\$

鉄筋保護としてのコンクリート被りは

\$\frac{1}{2}(52 - 46.3 - 1.4) = 2.15cm > 2cm\$

検算 \$P = \sigma\_c (A\_c + 15A\_s + 45A\_i) = 35 (1,679 + 15 \times 18.16 + 45 \times 45.5) = 35 \times 3,998.9 = 139,961.5 \div 140,000kg\$

\$A\_s = 18.16cm^2, A\_i = 45.5cm^2 \therefore A\_s > \frac{A\_i}{3}, 2A\_o = 2 \times 2,239 = 4,478cm^2 \therefore 2A\_o > A\_i (= 3,998.9)\$

(183) 中心軸方向荷重 \$P\$ 及び許容圧縮應力度 \$\sigma\_c\$ が與へられて、螺旋鉄筋柱の最小断面及び配筋の計算 螺旋鉄筋柱が多く使用せられるのは、螺旋鉄筋の効力を充分に利用して、柱の断面を可及的に小さくせんとする時である。規定で許される範囲で、螺旋鉄筋柱の最小断面積 \$A\_o\$ は、(249) 式に依つて、\$A\_o = 0.5\frac{P}{\sigma\_c}\$ である。(251) 式から

\$D\_c = 2\sqrt{\frac{A\_o}{n \tan\left(\frac{\pi}{n}\right)}} = 2\sqrt{\frac{0.5\frac{P}{\sigma\_c}}{n \tan\left(\frac{\pi}{n}\right)}} \dots\dots\dots(258)\$

上式中、\$D\_c\$ = 柱の断面が \$n\$ 邊の正多角形である時、之に内接する圓の直径

正八角形断面 \$\dots D\_c = 1.099\sqrt{A\_o} = 1.099\sqrt{0.5\frac{P}{\sigma\_c}} = 0.777\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}} \dots\dots\dots(259)\$

正六角形断面 \$\dots D\_c = 1.075\sqrt{A\_o} = 0.76\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}} \dots\dots\dots(260)\$

直径が \$D\_c\$ である圓形断面 \$\dots D\_c = 1.1284\sqrt{A\_o} = 0.798\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}} \dots\dots\dots(261)\$

\$A\_c/A\_o = r, A\_c = rA\_o = 0.5r\frac{P}{\sigma\_c} \dots\dots\dots(262)\$

最小断面を持つ螺旋鉄筋柱の有効断面の直径 \$D\$ は

\$D = 1.1284\sqrt{A\_c} = 1.1284\sqrt{0.5r\frac{P}{\sigma\_c}} = 0.798\sqrt{r\frac{P}{\sigma\_c}} \dots\dots\dots(263)\$

\$r\$ の値を中心軸方向荷重の値に依りて、(250)<sub>1</sub> 式の値に採れば、

\$r = 0.75 \dots\dots\dots D = 0.691\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}}\$  
 \$r = 0.8 \dots\dots\dots D = 0.714\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}}\$  
 \$r = 0.833 \dots\dots\dots D = 0.728\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}}\$  
 \$r = 0.857 \dots\dots\dots D = 0.738\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}}\$  
 \$\dots\dots\dots(264)\$

\$A\_o = 0.5\frac{P}{\sigma\_c}, A\_s = 0.008A\_o\$ を (248) 式中に代入して

\$A\_i = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma\_c} - (r + 15s) A\_o \right\} = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma\_c} - (rA\_o + 15A\_s) \right\} = \frac{1}{45} \left\{ 1 - 0.5(r + 0.12) \right\} \frac{P}{\sigma\_c} \dots\dots(265)\$

\$A\_s = 0.008A\_o\$ を使用するのが経済上、有利である。

(例題) 高さ 4m、中心軸方向荷重 144.2t を受ける正八角形断面の螺旋鉄筋柱の最小断面寸法及び配筋配置を土木學會の標準示方書の規定に従ひて算定せよ、但しコンクリートの許容圧縮應力度は \$35kg/cm^2\$ とする。

(249) 式から \$A\_o = 0.5\frac{P}{\sigma\_c} = 0.5 \times \frac{144,200}{35} = 2,060cm^2\$

(259) 式から \$D\_c = 0.777\sqrt{\frac{144,200}{35}} \div 50cm\$

正八角形断面の最小回轉半径は第 33 表に依つて

\$i = 0.257D\_c = 0.257 \times 50 = 12.85cm\$ 細長比 \$\frac{h}{i} = \frac{400}{12.85} = 31.1 < 45\$

故に、此柱は短柱である。

\$P = 144.2t\$ に対しては、(250)<sub>1</sub> 式に依りて \$r = 0.75\$ に採らねばならぬ。

\$A\_c = rA\_o = 0.75 \times 2,060 \div 1,546cm^2\$

(264) 式に依つて \$D = 0.691\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}} = 0.691\sqrt{\frac{144,200}{35}} = 44.4cm\$

\$A\_s = 0.008A\_o = 0.008 \times 2,060 = 16.48cm^2 \quad s = \frac{A\_s}{A\_o} = \frac{16.48}{2,060} = 0.008\$

(265) 式に依り \$A\_i = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma\_c} - (r + 15s) A\_o \right\} = \frac{1}{45} \left\{ \frac{144,200}{35} - (0.75 + 15 \times 0.008) \times 2,060 \right\} = 51.7cm^2\$

(257) 式 \$f = 0.032\sqrt{\frac{P}{\sigma\_c}} = 0.032\sqrt{\frac{144,200}{35}} = 2.05cm^2\$

此の  $f$  の値より小さく、且、之に近い断面積の螺旋鉄筋を選ぶ。直径 14mm の螺旋鉄筋を用ふれば  $f = 1.54cm^2$

$$t = \frac{\pi D f}{A_s} = \frac{3.142 \times 44.4 \times 1.54}{51.7} = 4.15cm$$

4.15cm は 8cm 以下であり、又  $\frac{D}{5} = \frac{44.4}{5} = 8.88cm$  よりも小である。鉄筋保護としてのコンクリート被りは

$$\frac{1}{2}(50 - 44.4 - 1.4) = 2.1cm > 2cm$$

検算

$$A_o = 0.828D_c^2 = 0.828 \times 50^2 = 2,070cm^2$$

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.142 \times 44.4^2}{4} \doteq 1,550cm^2 \quad 15A_s = 15 \times 16.48 = 247.2cm^2$$

$$45A_s = 45 \times 51.7 = 2,326.5cm^2 \quad A_i = A_c + 15A_s + 45A_s = 4,123.7cm^2$$

$\therefore A_i < 2A_o (= 4,140)$ 、 $A_s = 16.48cm^2$ 、 $A_c = 51.7cm^2$   $\therefore A_s < \frac{A_c}{3}$  此點に於て規定に反するが、 $A_s$  は  $16.48cm^2$  であり、 $\frac{A_c}{3}$  は  $17.2cm^2$  であつて、其差僅少なるを以て茲には許されるものと假定しておく。

$$P = 35A_i = 35 \times 4,123.7 \doteq 144.3t$$

(184) 中心軸方向荷重  $P$ 、柱の断面寸法及び  $\sigma_c$  が與へられて、螺旋鉄筋柱に於ける配筋の計算 (248) 式に依つて

$$A_i = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma_c} - (A_c + 15A_s) \right\} \quad A_s = 0.008A_o$$

(例題) 高さ 4m、中心軸方向荷重 144.2t を受ける圓形断面の螺旋鉄筋柱がある。其直径は構造上の都合から 52cm にする必要があるものとする。而して  $\sigma_c = 35kg/cm^2$  土木學會の標準示方書の規定に従ひ、鉄筋の配置を求む。

$$D_c = 52cm, \quad \text{最小回轉半徑 } i = 0.25D_c = 0.25 \times 52 = 13cm \text{ (第 33 表)}$$

$$\therefore \frac{h}{i} = \frac{400}{13} \doteq 30 < 45, \quad \text{細長比が 45 以下であるから、短柱である。}$$

$$A_o = 0.785D_c^2 = 0.785 \times 52^2 = 2,120cm^2$$

$$(257) \text{ 式 } f = 0.032 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} = 0.032 \sqrt{\frac{144,200}{35}} = 2.05cm$$

此の  $f$  の値に近く、且、之より小なる断面積の螺旋鉄筋直径を選ぶ。直径 14mm の螺旋鉄筋柱を用ふれば、 $f = 1.54cm^2$ 。鉄筋保護としての必要なコンクリート被りは、土木學會の標準示方書第 57 條に依ると、普通の場合、柱に於て 2cm 以上と規定してあるから、2.5cm に採る。

$$\text{柱の有効断面の直径 } D = 52 - 2 \times 2.5 - 1.4 = 45.6cm$$

$$\text{柱の有効断面積 } A_c = 0.785D^2 = 0.785 \times 45.6^2 = 1,630cm^2$$

$$A_s = 0.008A_o = 0.008 \times 2,120 = 16.96cm^2$$

$$\text{直径 18mm の軸方向鉄筋 7 本を用ふれば、} A_s = 17.81cm^2$$

$$(248) \text{ 式 } A_i = \frac{1}{45} \left\{ \frac{P}{\sigma_c} - (A_c + 15A_s) \right\} = \frac{1}{45} \left\{ \frac{144,200}{35} - (1,630 + 15 \times 17.81) \right\} = 49.4cm^2$$

$$\therefore t = \frac{\pi D f}{A_s} = \frac{3.142 \times 45.6 \times 1.54}{49.4} = 4.47cm$$

$$\therefore t < 8cm \quad \text{又 } t < \left( \frac{D}{5} = \frac{45.6}{5} = 9.02cm \right)$$

検算

$$A_c = 1,630cm^2 \quad 15A_s = 15 \times 17.81 = 267.15cm^2$$

$$45A_s = 45 \times 49.4 = 2,223cm^2 \quad \therefore A_i = 4,120.15cm^2$$

$$\therefore A_i < 2A_o (= 2 \times 2,120 = 4,240cm^2), \quad A_s = 17.81cm^2, \quad \frac{A_c}{3} = \frac{49.4}{3} = 16.5 \quad \therefore A_s > \frac{A_c}{3}$$

$$P = \sigma_c A_i = 35 \times 4,120.15 = 144,205.25kg = 144.2t$$

鉄筋コンクリート長柱の許容中心軸方向荷重の計算及び断面の算定

(185) 鉄筋コンクリート長柱の許容中心軸方向荷重の計算 鉄筋コンクリート短柱と長柱との區別は、土木學會の標準示方書に依れば、柱の細長比が 45 以下の時、短柱、45 以上の時、長柱である。鉄筋コンクリート長柱の使用に就いては、種々の不安があるから、重要な鉄筋コンクリート柱は、短柱として働く様に、柱の高さと最小横寸法との關係を定める。

土木學會の標準示方書(昭和 15 年 3 月改正)は、中心軸方向荷重を受ける長柱の許容軸方向荷重に就いて、次の如くに規定してゐる。

「第 99 條 長柱

長柱の許容軸方向荷重は短柱の許容軸方向荷重に次の係數を乗じて之を求むべし。

$$1.45 - 0.01 \frac{h}{i} \dots \dots \dots (12)$$

茲に  $h$ : 柱の高さ  $i$ : 柱のコンクリート断面の最小回轉半徑」

$$P' = \text{長柱の許容中心軸方向荷重 } f = 1.45 - 0.01 \frac{h}{i}$$

$$\text{帶鉄筋長柱} \quad P = fP = f\sigma_c(A_c + 15A_s) = f\sigma_c A_i \dots \dots \dots (266)$$

$$\text{螺旋鉄筋長柱} \quad P = fP = f\sigma_c(A_c + 15A_s + 45A_o) = f\sigma_c A_i \dots \dots \dots (267)$$

(例題) 高さ 5.70m、断面は 30cm × 30cm の正方形、軸方向鉄筋は直径 20mm の丸鋼 4 本、帶鉄筋は直径 6mm で、其間隔 20cm である帶鉄筋柱がある。許容壓縮應力度  $\sigma_c = 40kg/cm^2$  として、土木學會の標準示方書の規定に従ひ、許容中心軸方向荷重を求む。

邊長が 30cm である正方形断面の最小回轉半徑は第 33 表に依つて

$$i = 0.289b = 0.289 \times 30 = 8.67cm \quad \therefore \frac{h}{i} = \frac{570}{8.67} = 65.8 > 45$$

細長比が 45 以上であるから、此柱は長柱である。

軸方向鉄筋の直径は 20mm であるから、12mm 以上で標準示方書第 94 條(4)の規定に適合する。軸方向鉄筋の断面積は、12.57cm<sup>2</sup>(第 22 表)



$$\therefore A_s + A_c = 12.57 + 30^2 = 0.014 = 1.4\%$$

故に、軸方向鉄筋の断面積は、コンクリート断面積の 0.8% 以上、4% 以下であるから、標準示方書第 94 條(2) の規定に適合する。帯鉄筋の直径は 6mm であるから、其太さは、標準示方書第 94 條(4) の規定に適合する。帯鉄筋の間隔は 20cm であるから、柱の幅 30cm より小であり、又軸方向鉄筋の直径の 12 倍即ち  $2.0 \times 12 = 24\text{cm}$  より小である。故に標準示方書第 94 條(3) の規定に適合する。故に短柱としての許容中心軸方向荷重を  $P$  とすれば

$$P = \sigma_c(A_c + 15A_s) = 40(30^2 + 15 \times 12.57) = 43,542\text{kg}$$

$$f = 1.45 - 0.01 \frac{h}{i} = 1.45 - 0.01 \times 65.8 = 0.792 \quad \therefore P' = fP = 0.792 \times 43,542 = 34,485\text{kg}$$

(例題) 高さ 8m、断面は圓形で、直径  $D_c = 50\text{cm}$ 、有効断面の直径  $D = 44\text{cm}$ 、軸方向鉄筋は直径 20mm の丸鋼 6 本、螺旋鉄筋の直径は 16mm、其間隔は 6cm である螺旋鉄筋柱がある。此螺旋鉄筋柱の許容中心軸方向荷重を土木學會の標準示方書の規定に従ひて計算せよ、但し許容壓縮耐力度を  $40\text{kg/cm}^2$  とする。

直径が 50cm である圓形断面の最小回轉半径は第 33 表に依つて

$$i = 0.25D_c = 0.25 \times 50 = 12.5\text{cm}, \quad \text{細長比 } \frac{h}{i} = \frac{800}{12.5} = 64 > 45, \text{ 故に此柱は長柱である。}$$

(181) 節の例題に示した様に、此柱は、螺旋鉄筋柱の設計細目に關する標準示方書第 95 條の規定に適合するから、螺旋鉄筋短柱としての許容中心軸方向荷重を  $P$  とすれば、(247) 式に依り

$$P = \sigma_c(A_c + 15A_s + 45A_n)$$

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.142 \times 44^2}{4} = 1,520\text{cm}^2, \quad A_s = 18.84\text{cm}^2 \text{ (第 22 表)}$$

$$f = 2.01\text{cm}^2, \quad A_n = \frac{\pi D f}{i} = \frac{3.142 \times 44 \times 2.01}{6} = 46.3\text{cm}^2$$

$$\therefore P = 40(1,520 + 15 \times 18.84 + 45 \times 46.3) = 155,440\text{kg}$$

長柱として、短柱の許容中心軸方向荷重に乗すべき係数  $f$  は

$$f = 1.45 - 0.01 \frac{h}{i} = 1.45 - 0.01 \times 64 = 0.81$$

螺旋鉄筋長柱の許容中心軸方向荷重  $P'$  は (267) 式に依り

$$P' = fP = 0.81 \times 155,440 = 125,906\text{kg}$$

(186) 帯鉄筋柱の高さ、負擔すべき中心軸方向荷重及び許容壓縮耐力度  $\sigma_c$  が與へられて、長柱断面の算定 帯鉄筋長柱の許容中心軸方向荷重  $P'$  は (266) 式に依つて

$$P' = fP = \left(1.45 - 0.01 \frac{h}{i}\right) \sigma_c (A_c + 15A_s)$$

$$A_s = pA_c, \quad 1 + 15p = w \text{ とする。} \quad P' = \left(1.45 - 0.01 \frac{h}{i}\right) w \sigma_c A_c \dots \dots \dots (268)$$

矩形断面の長邊を  $d$ 、短邊を  $b$  とすれば断面積は  $A_c = bd$  であり、断面の最小回轉半径は、第 33 表に依りて、 $i = 0.289b$  である。

$$\therefore P' = \left(1.45 - 0.01 \frac{h}{0.289b}\right) w \sigma_c bd = \left(1.45 - 0.0346 \frac{h}{b}\right) w \sigma_c b d \dots \dots \dots (269)$$

$$\therefore b = \frac{P' + 0.0346 w \sigma_c h d}{1.45 w \sigma_c d} \dots \dots \dots (270)$$

正方形断面であれば、(269) 式中に  $b = d$  と置いて

$$P' = 1.45 w \sigma_c b^2 - 0.0346 w \sigma_c h b$$

$$b = 0.01193h + \sqrt{0.000142h^2 + 0.69 \frac{P'}{w \sigma_c}} \dots \dots \dots (271)$$

同様にして、正八角形断面であれば

$$P' = \left(1.45 - 0.01 \frac{h}{0.257D_c}\right) w \sigma_c \times 0.828D_c^2$$

$$D_c = 0.0134h + \sqrt{0.00018h^2 + 0.833 \frac{P'}{w \sigma_c}} \dots \dots \dots (272)$$

規定に依れば、 $p$  の最小値は 0.008 であつて、一般に 0.008~0.012 に採る。コンクリート断面を小さくする時には、 $p$  を規定で許される最大値 0.04 に採る。

(187) 螺旋鉄筋柱の高さ、支持すべき中心軸方向荷重及び  $\sigma_c$  が與へられて、長柱断面の算定

螺旋鉄筋長柱の許容中心軸方向荷重  $P'$  は (267) 式に依つて

$$P' = fP = f \sigma_c (A_c + 15A_s + 45A_n)$$

$$\text{今 } \frac{A_c}{A_0} = r, \quad \frac{A_s}{A_0} = s, \quad \frac{A_n}{A_0} = s' \text{ とする。}$$

$$P' = f \sigma_c A_0 (r + 15s + 45s'), \quad r + 15s + 45s' = w \dots \dots \dots (273)$$

とすれば

$$P' = \left(1.45 - 0.01 \frac{h}{i}\right) w \sigma_c A_0 \dots \dots \dots (274)$$

$r$  は與へられた中心軸方向荷重の大きさに従つて、(250)<sub>1</sub> 式に示す如くに、0.75~0.857 に採る。 $s$  は 0.008~0.012 に採る。 $s'$  の値は 0.008~0.025 に採り、断面を最小にする必要ある時は、 $s'$  は 0.025 に採る。 $w$  が定まれば正八角形断面の場合には、 $A_0 = 0.828D_c^2$ 、 $i = 0.257D_c$  を (274) 式に入れて、 $D_c$  について解いて次式を得る。

$$\text{正八角形断面;} \quad D_c = 0.0134h + \sqrt{0.00018h^2 + 0.833 \frac{P'}{w \sigma_c}} \dots \dots \dots (275)$$

$$\text{同様にして圓形断面;} \quad D_c = 0.0138h + \sqrt{0.00019h^2 + 0.878 \frac{P'}{w \sigma_c}} \dots \dots \dots (276)$$

$$\text{正八角形断面;} \quad A_0 = 0.828D_c^2 \quad \text{圓形断面;} \quad A_0 = 0.785D_c^2$$

$$A_c = rA_0, \quad A_s = sA_0, \quad A_n = s'A_0$$

$r, s, s'$  を假定して  $w$  を求めたならば、 $wA_0 = A_s$  であつて、 $A_s < 2A_0$  なる條件を満足させるためには、 $w$  は 2 以下でなければならぬ。若し  $w$  が 2 以上であれば、2 に近く、且、2 以下となる様に  $s, s'$  の値を採る。 $A_c, A_s, A_n$  を定めたならば、軸方向鉄筋及び螺旋鉄筋の配置は、(182) 節に述べた如くにして、定める。

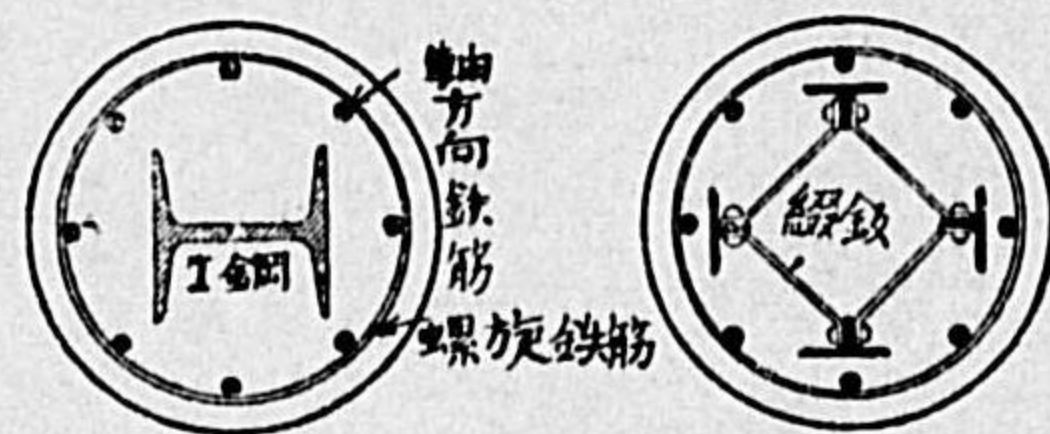
(186) 節の場合に於ては、與へられたる  $P$ 、及び  $\sigma_c$  に對して、 $A_s = 0.008A_c$  に採つて (242)

式、(243) 式、(244) 式に依つて、帯鉄筋短柱としての断面の寸法を求め、之に相當する最小回轉半徑を求めて、 $h/i$  が 45 より大であるか、小であるかに依つて、長柱か短柱かを知るものとす。

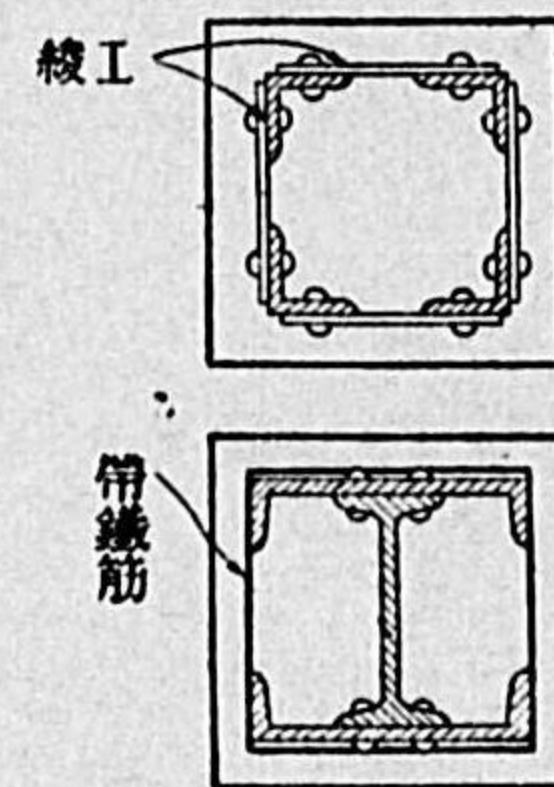
又 (187) 節の場合に於ては、與へられたる  $P$  と  $\sigma_c$  に對して、(259) 式、(260) 式、(261) 式に依つて、螺旋鉄筋短柱としての断面の寸法を求め、之に相當する最小回轉半徑を求めて、 $h/i \leq 45$  に依つて、短柱であるか又は長柱であるかを知るものとす。

合成柱及び鋼コンクリート柱  
の許容中心軸方向荷重の計算

(188) 概論 合成柱は、螺旋鉄筋の中に鋼柱又は鑄鐵柱を埋込み、両者が共同して荷重を受ける様に造つた柱である。第 174 圖は合成柱 (Composite column) の断面である。鋼コンクリート柱 (Structural steel column reinforced with concrete) はコンクリートで補強した鋼柱であつて、鋼柱が荷重の大部分を受け、鋼柱の内部にコンクリートを填充し、其外部にも相當厚さのコンクリート被りがあつて、鋼柱を保護し、コンクリートが荷重の一部を受ける柱である。第 175 圖は鋼コンクリート柱の断面である。



第 174 圖 合成柱の断面



第 175 圖 鋼コンクリート柱の断面

(189) 合成柱の許容中心軸方向荷重の計算 米國の標準示方書 (1924 年) の規定は次の通り。

$P$  = 合成柱の許容中心軸方向荷重、 $\sigma_c$  = 螺旋鉄筋中心線内のコンクリートに於ける許容壓縮應力度、 $A_c$  = 螺旋鉄筋中心線内のコンクリート断面積、 $\sigma_s'$  = 鋼又は鑄鐵の許容壓縮應力度

鋼柱に對して  $\sigma_s' = 1,260 - 4.9 \frac{h}{i}$  ( $kg/cm^2$ ) 又は  $1,120 kg/cm^2$  以下

鑄鐵柱に對して  $\sigma_s' = 840 - 4.2 \frac{h}{i}$  ( $kg/cm^2$ ) 又は  $700 kg/cm^2$  以下

$h$  = 柱の高さ、 $i$  = 鋼柱又は鑄鐵柱断面の最小回轉半徑、 $A_s$  = 鋼柱又は鑄鐵柱の断面積

$$P = \sigma_c A_c + \sigma_s' A_s \dots \dots \dots (277)$$

同示方書の設計細目は次の通り。鑄鐵断面の直徑は螺旋の直徑の  $\frac{1}{2}$  を超過せぬ事。螺旋鉄筋の量は螺旋内の容積の 0.5% 以上とし、螺旋鉄筋の間隔は螺旋直徑の  $\frac{1}{6}$  又は 7.5cm 以下とし、少なくとも 3 本の軸方向鉄筋で螺旋鉄筋の位置を正しく保持せしめる事。柱と梁との接合部に於ては、充分なコンクリート断面積を有せしめ、且、鉄筋の連續性を失はない様にする事。鋼又は鑄鐵柱に特殊の持送りを付けて梁又は版の荷重を直接に受けさせる場合の外は、螺旋鉄筋と鋼又は鑄鐵柱との間のコンクリート断面積は、コンクリートの壓縮應力度を  $0.35 \sigma_{28}$  として、其上の層層の全床荷重を負擔し得る断面積以下としない事。

(190) 鋼コンクリート柱の許容中心軸方向荷重の計算 鋼柱が其内部をコンクリートで填充され、且、構柱が 7.5cm 以上の厚さのコンクリート被りを有する時、之を鋼コンクリート柱と稱する。外側のコンクリート被りは、鐵網、帯鉄筋又は螺旋鉄筋で補強する。此鋼コンクリート柱の許容中心軸方向荷重は合成柱の場合と同様にして計算する事が出来る、即ち

$$P = \sigma_c A_c + \sigma_s' A_s$$

$P$  = 鋼コンクリート柱の許容中心軸方向荷重、 $\sigma_c$  = コンクリートの許容壓縮應力度、之は  $0.25 \sigma_{28}$  とする、 $A_c$  = 鋼柱内部のコンクリート断面積、 $\sigma_s'$  = 鋼柱の許容壓縮應力度 鋼柱に對して  $\sigma_s' = 1,260 - 4.9 \frac{h}{i}$  ( $kg/cm^2$ ) 又は  $1,120 kg/cm^2$

濱田博士の鋼コンクリート柱に對する公式は次の通り。

$$P = 0.9 (P_s + P_c)$$

$P$  = 鋼コンクリート柱の強さ、 $P_s$  = 鋼柱だけの強さ、 $P_c$  = コンクリート柱だけの強さ

## 第二十七章 版 の 設 計

(191) 版の種類 一般に厚さに比して、長さ及び幅の大なる梁を版と云ふ。引張主鉄筋の配置に依りて、版を次の三種に區別する。

(1) 一方向に主鉄筋を有する版 之は厚さに比して幅の大なる梁であつて、版の厚さは屋根版には 8cm 位のものもあるが、床版としては 10cm~20cm が普通で、稀には 30cm 位のものもある。梁に比して単位幅に加はる荷重が小であるから、設計は大梁に比して、大いに簡単である。

(2) 二方向に主鉄筋を有する版 四周で支持されたる版の縦、横のスペンが大差無い時は、縦、横の二方向に引張主鉄筋を配置するのが常である。斯くの如き版を二方向に主鉄筋を有する版と云ふ。

(3) 多方向に主鉄筋を有する版 無梁版構造の版又は基礎版等に於ては、二方向以上に引張主鉄筋を配置して、版に加はる荷重を柱に直接傳達せしめる事がある。

(192) 版及び梁に関する標準示方書の諸規定 土木學會の標準示方書(昭和 15 年 3 月改正)の規定は次の通り。

### 「第 82 條 版のスペン

- (1) 単純版又は固定版のスペンは、内法スペンにスペンの中央に於ける版の厚さを加へたるものとす。
- (2) 連続版のスペンは、支承面の中心間隔とす。

### 「第 74 條 集中荷重の分布

(1) 床版上の集中荷重は、上置層を通じて第 176 圖(上圖)に示す如くに分布する等分布荷重と假定することを得。

床版に相當の配力鉄筋(第 70 條参照)を使用したる場合には、其有效幅を次の如く假定することを得。

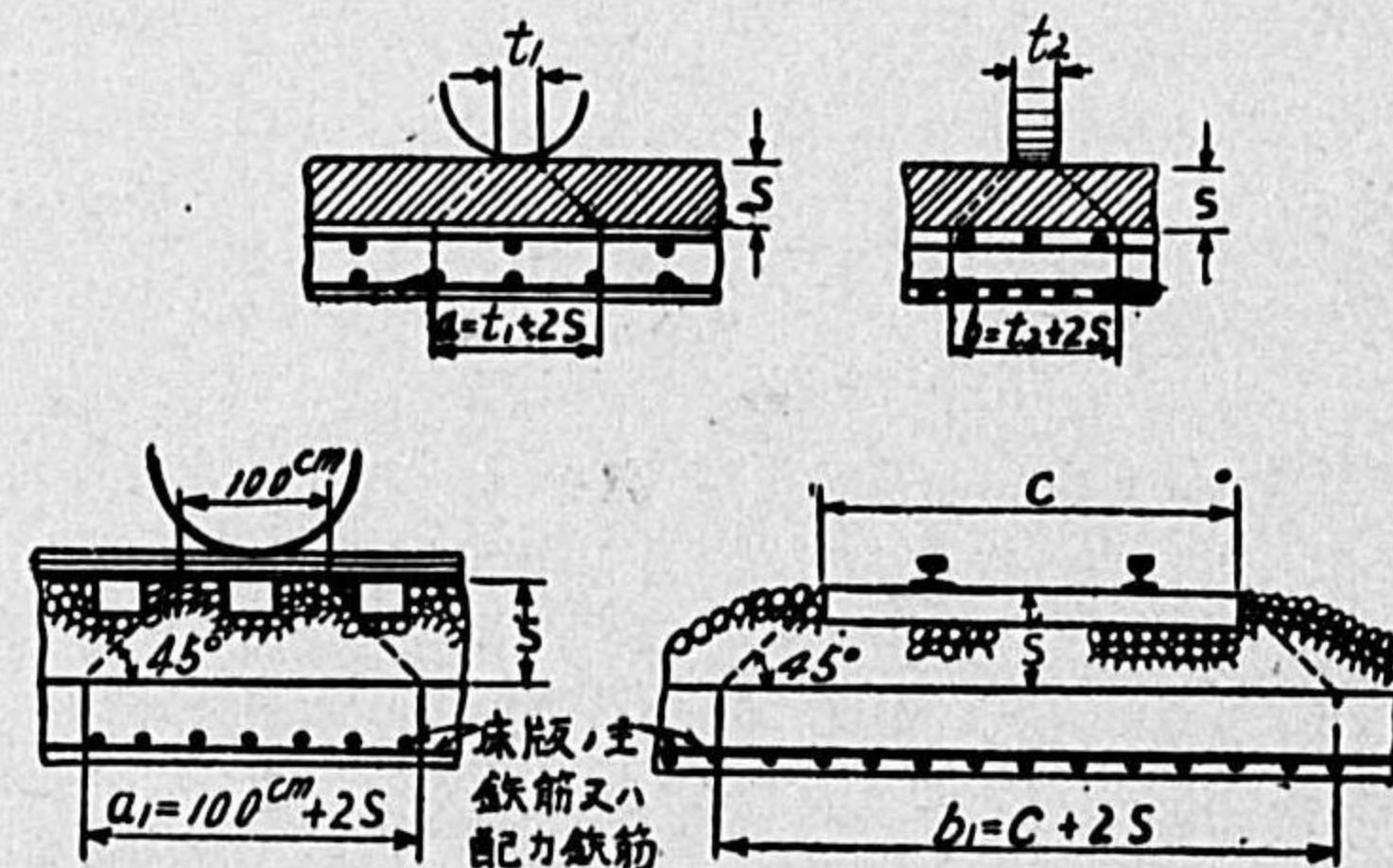
(イ) 車輛の進行方向が床版の主鉄筋に平行なる場合

$$e \leq 0.7l + b \leq 200 + b \leq l_1$$

(ロ) 車輛の進行方向が床版の主鉄筋に直角なる場合

$$e \leq 0.7l + a \leq 200 + a \leq l_1$$

茲に  $a$ : 荷重分布面の車輛進行の方向に於ける長さ (cm)、 $b$ : 荷重分布面の車輛進行方向と直角の方向に於ける長さ (cm)、 $c$ : 床版の有効幅 (cm)、 $l$ : 床版のスペン (cm)、 $l_1$ : 床版の幅 (cm)、 $s$ : 上置層の厚さ (cm)、 $t_1$ : 輪帯接觸長 (cm)、 $t_2$ : 輪帯幅 (cm)



第 176 圖

$l_1$  は自動車又は履帯機の輪荷重に於ては 20cm と探ることを得。

(2) 軌道上の輪荷重は第 176 圖(下圖)に示す如くに分布する等分布荷重と假定する事を得。」

### 「第 79 條 版

(1) 版の有効高さは次の大いさ以上とすべし。

(イ) 1 方向に主鉄筋を有する版に於ては

両端単純支承の場合	.....	$\frac{l}{30}$
連続版又は両端固定の場合	.....	$\frac{1}{35}l$

茲に  $l$ : 版のスペン

(ロ) 2 方向に主鉄筋を有する版に於ては

1 邊単純支承の場合	.....	$\frac{l}{40}$
2 方向連続版又は四邊固定の場合	.....	$\frac{l}{50}$

茲に  $l$ : 版の短き方のスペン

長き方のスペンと短き方のスペンとの比が 1.5 以上のときは(イ)に依るべし。

(2) 版の厚さは 8cm 以上とすべし。但し屋根版、土留版等にありては此の制限を適用せず。

(3) 主鉄筋の中心間隔は最大曲げモーメントの断面に於て 15cm 以下、又は版の有効高さの 1.5 倍以下とし、其他の断面に於ても 30cm を超過すべからず。

(4) 1 方向に主鉄筋を有する版に於ては、主鉄筋に直角の方向に配力鉄筋を配置すべし。単位幅に於ける配力鉄筋断面積は其部分に於ける引張主鉄筋の単位幅の断面積の  $\frac{1}{4}$  以上を使用し、其間隔は断面有効高さの 4 倍以下とすべし。薄き版に於ける配力鉄筋としては、直径 8mm の鉄筋を 1m に付き少くとも 3 本又は直径 8mm 未満の之と同断面積の鉄筋量を使用すべし。

### 「第 89 條 ハンチ

連続版及び連続梁の支點上に於ける頁の曲げモーメントに依る應力の計算に於て、版及び梁の有効高さはハンチを考慮して之を決定することを得。此場合ハンチは 1:3 よりも緩なる傾斜の部分のみを有効とすべし(第 163 圖参照)。

(193) 一方向のみに主鉄筋を有する版の設計 一方向のみに主鉄筋を有する鉄筋コンクリート版は、支點の構造方法に依りて、(1) 単純版、(2) 固定版、(3) 片持版、(4) 連続版の四種類に分けることが出来る。単純版は支點に於ける曲げモーメントが零であつて、1 スパンで、単純支承を有する版である。固定版は 1 スパンで、両端が鉄筋コンクリートの壁又は梁と単一体に作られるか、又は両端が壁に埋込まれたるものである。而して支點に於て版が幾分の廻轉を爲す時は準固定版と云ふ。片持版は一の固定支承を持つ版である。連続版は數個のスペンに亘つて連続し、中間支點に於て負の曲げモーメントを生ずる版である。連続版の支承は普通に壁又は梁である。

(194) 単純版の設計 単純版は正の曲げモーメントと剪断力とを受ける。一般に単純版の断面は最大曲げモーメントに依つて定まり、斯くの如くにして定めた断面を用ひて計算せる剪断應力度が許容應力度を超過することは稀である。曲げモーメントの算出に用ひるスパンは、内法スパンに版の中央の厚さを加へたるもをに採る。支承面の奥行の長さは、一般に、版の中央の厚さよりも大とする。然らざる場合には、支壓應力度を検算する必要がある。版の有効高さは、スパンの  $\frac{1}{30}$  以上でなければならぬ。普通によく出て来る荷重を受ける単純版の反力、剪断力及び曲げモーメントは第177圖の通り。

第177圖に於て(1)の場合  $A = B = \frac{P}{2}$ ,  $M_{max} = \frac{Pl}{4}$

(2)の場合  $A = \frac{Pb}{l}$ ,

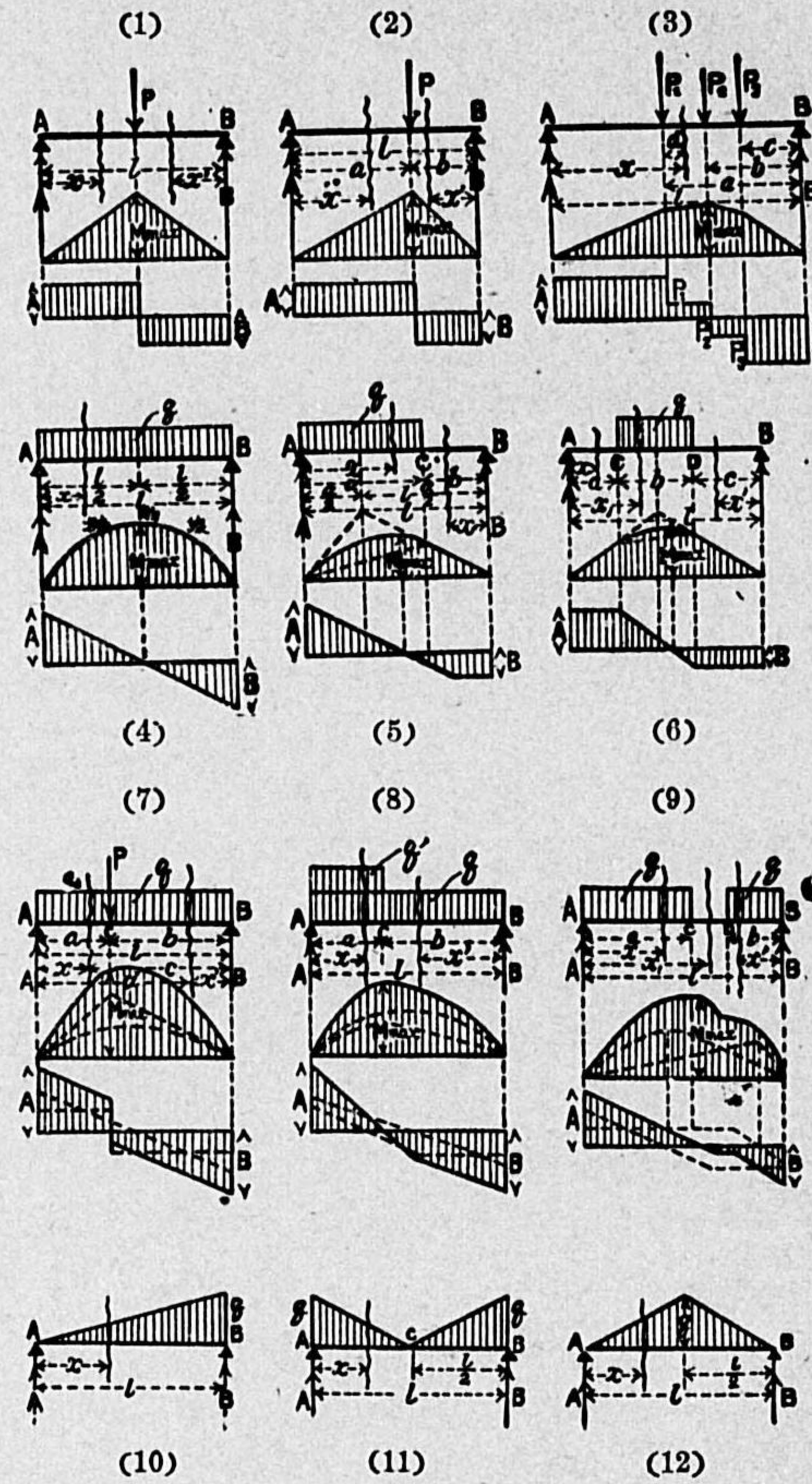
$B = \frac{Pa}{l}$ ,  $M_{max} = \frac{Pab}{l}$

(3)の場合  $A = (P_1a + P_2b + P_3c + \dots) + l$ ,  $B = [P_1(l-a) + P_2(l-b) + P_3(l-c) + \dots] + l$ ,  $M_{max}$  は載荷點の何れかに生ずる。

(4)の場合  $A = B = \frac{ql}{2}$ ,  $M_{max} = \frac{ql^2}{8}$

(5)の場合  $A = qa \left(1 - \frac{a}{2l}\right)$ ,  $B = \frac{qa^2}{2l}$ ,  $M_{max} = \frac{A^2}{2q}$

(6)の場合  $A = \frac{qb(2c+b)}{2l}$ ,  $B = \frac{qb(2a+b)}{2l}$ ,  $M_{max} = A \left(a + \frac{A}{2q}\right)$



第177圖 単純梁の反力、剪断力及び曲げモーメント圖

(7)の場合  $A = \frac{ql}{2} + \frac{Pb}{l}$ ,  $B = \frac{ql}{2} + \frac{Pa}{l}$ ,  $M_{max} = \frac{B^2}{2q}$  ( $B \geq qb$  の時),  $= \frac{A^2}{2q}$

( $B \leq qb + P$  の時),  $= \frac{1}{8} (ql + 2P) \left(a = \frac{l}{2}\right)$  の時

(8)の場合  $A = \frac{ql}{2} + qa \left(1 - \frac{a}{2l}\right)$ ,  $B = \frac{ql}{2} + \frac{qa^2}{2l}$ ,  $M_{max} = \frac{A^2}{2(q+a)}$  ( $B \geq qb$  の時),

$= \frac{B^2}{2q}$  ( $B \leq qb$  の時),

(9)の場合  $A = [qa(2l-a) + q'b^2] + 2l$ ,  $B = [q'(2l-q) + qa^2] + 2l$ ,  $M_{max} =$

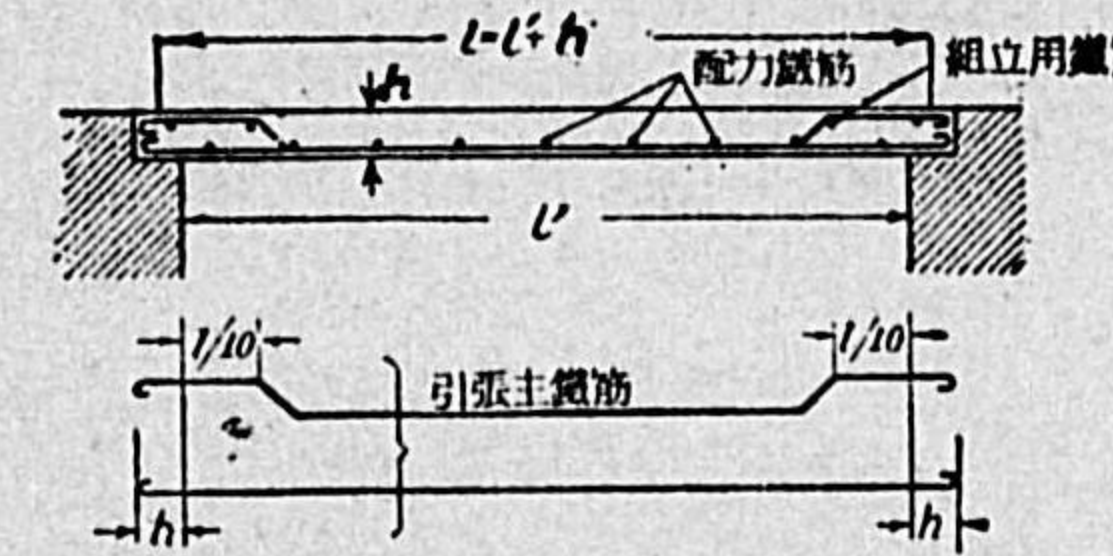
$\frac{A^2}{2q}$  ( $A \leq qa$  の時),  $= \frac{B^2}{2q'}$  ( $A \geq qa$  の時),  $= \frac{qa^2}{2}$  ( $a = b, q = q'$  の時)

(10)の場合  $A = \frac{1}{6}ql$ ,  $B = \frac{1}{3}ql$ ,  $M_{max} = 0.064ql^2$

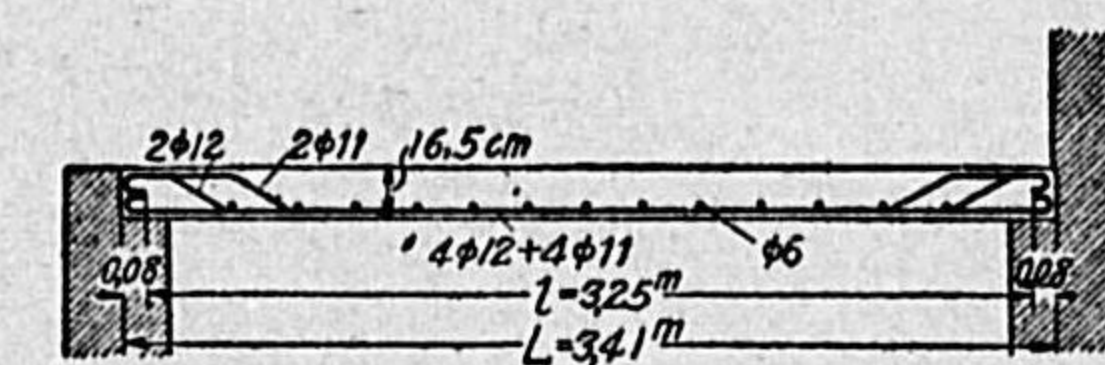
(11)の場合  $A = \frac{1}{4}ql$ ,  $B = \frac{1}{4}ql$ ,  $M_{max} = \frac{ql^2}{24}$

(12)の場合  $A = \frac{1}{4}ql$ ,  $B = \frac{1}{4}ql$ ,  $M_{max} = \frac{ql^2}{12}$

版の厚さは一般に 8cm 以上とする。版に於ては肋鉄筋を用ひることは、甚だ面倒であるから、折曲鉄筋のみで剪断應力度を受けるに不充分なる場合には、一般に版の厚さを増大する。絶対最大曲げモーメントの断面で定めた引張鉄筋の一部を支點の近邊で曲上げて、折曲鉄筋として用ひ、剪断應力度に対する抵抗力を大とするを宜しとする。配力鉄筋は引張主鉄筋の直上に置く。



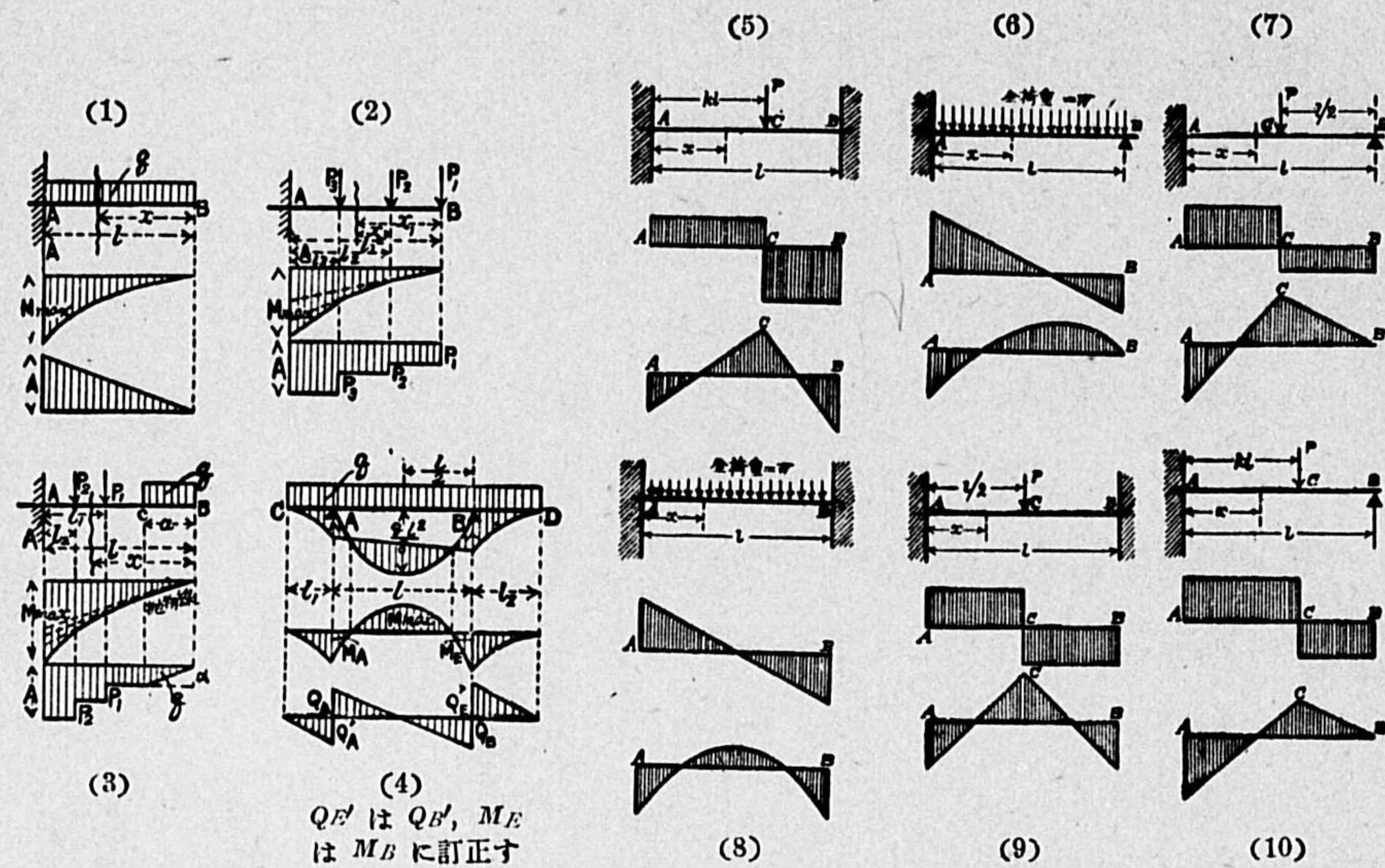
第178圖 単純版に於ける鉄筋の配置



第179圖 一方向のみに主鉄筋を有する単純版

第178圖は単純版に於ける鉄筋配置の一例である。荷重が大である場合には、剪断應力度が大であるから、引張主鉄筋の半數を曲上げ、普通の場合には其  $\frac{1}{3}$  を曲上げる。曲上げる位置は支承縁端から  $\frac{1}{10}l$  とする。第179圖は、スパン  $l = 3.25m$ 、等分布動荷重  $w_1 = 0.5t/m^2$ 、等分布自重  $w_2 = 0.466t/m^2$ 、 $\sigma_c = 40kg/cm^2$ 、 $\sigma_s = 1,200g/cm^2$  なる一方向のみに主鉄筋を有する単純版の設計の一例である。

(195) 固定版の設計 兩端固定の版は、スパンの中央部に於ては正の曲げモーメントを、支承部に於ては負の曲げモーメントを受ける。兩端固定版のスパンは、内法スパンにスパンの中央に於ける版の厚さを加へたものである。



第 180 圖 片持梁、持出し梁、一端固定支、一端単純支及び両端固定梁に於ける支點反力、曲げモーメント及び剪断力

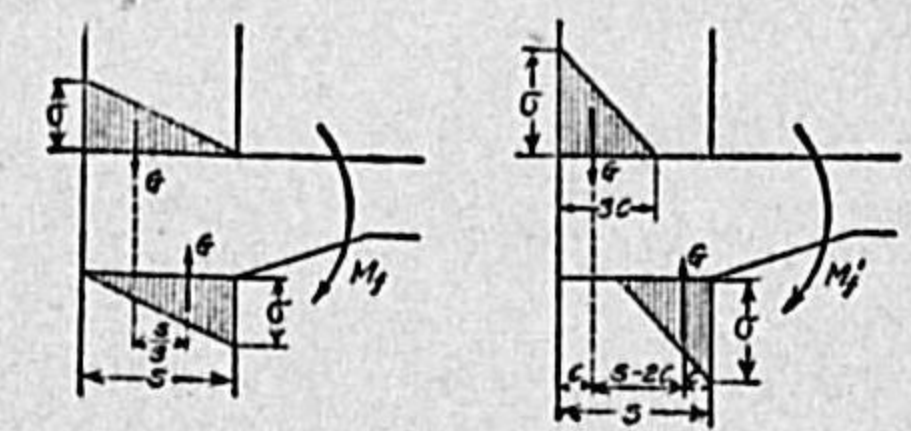
- 第 180 圖 (1) の場合  $A = ql$ ,  $M_A = -\frac{ql^2}{2}$
- (2) の場合  $A = P_1 + P_2 + P_3 + \dots$ ,  $M_A = -P_1l_1 - P_2l_2 - P_3l_3 - \dots$
- (3) の場合  $A = qa + P_1 + P_2 + \dots$ ,  $M_A = -qa\left(l - \frac{a}{2}\right) - P_1l_1 - \dots$
- (4) の場合  $A = Q_A - Q_A'$ ,  $Q_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_A + M_B}{l}$ ,  $Q_A' = -ql$ ,  $M_A = -\frac{ql^2}{2}$ ,  
 $M_B = -\frac{ql^2}{2}$ ,  $B = -Q_B + Q_B'$ ,  $Q_B = Q_A - ql$ ,  $Q_B' = ql$ ,  $M_{max} = \frac{Q_A^2}{2q} + M_A$
- (5) の場合 剪断力  $Q = P(1 - 3k^2 + 2k^3)$  (AC に対して),  $Q = -P(3 - 2k^3)$  (CB に対して),  $M = P[(1 - 3k^2 + 2k^3)x - l(k - 2k^2 + k^3)]$  (AC に対して),  $M = P[(2k^3 - 3k^2)x + (2k^2 - k^3)l]$  (CB に対して),  $M_A = -Plk(1 - 2k + k^2)$ ,  $M_B = -Plk^2(1 - k)$ ,  $M_C = Plk^2(2 - 4k + 2k^2)$
- (6) の場合 B 點に於ける反力  $R_B = \frac{3}{8}W$ ,  $Q_{max} = Q_A = \frac{5}{8}W$ ,  $M_x = -W\left(\frac{x^2}{2l} - \frac{5}{8}x + \frac{l}{8}\right)$ ,  $M_A = -Wl/8$ ,  $M_{max} = \frac{9Wl}{128}$  ( $x = \frac{5}{8}l$ ),  $M$  が符號を變化する點  $x = \frac{l}{4}$

- (7) の場合  $R_A = \frac{11}{16}P$ ,  $Q = +\frac{11}{16}P$  (AC に対して),  $Q = -\frac{5}{16}P$  (CB に対して),  
 $M = P\left(\frac{11}{16}x - \frac{3}{16}l\right)$  (AC に対して),  $M = \frac{5}{16}P(l - x)$  (CB に対して),  $M_C = \frac{5}{32}Pl$ ,  
 $M_A = -\frac{3}{16}Pl$ ,  $M$  は  $x = \frac{3}{11}l$  にて符號を變化する。
- (8) の場合  $Q_x = -W\left(\frac{x}{l} - \frac{1}{2}\right)$ ,  $Q_{max} = \pm \frac{W}{2}$  (兩端),  $M_x = -W\left(\frac{x^2}{2l} - \frac{x}{2} + \frac{l}{12}\right)$ ,  $M_A = M_B = -\frac{Wl}{12}$ ,  $M_C = \frac{Wl}{24}$ ,  $M$  は  $x = 0.789l$  にて符號を變化する。
- (9) の場合  $Q_x = \pm \frac{P}{2}$ ,  $M_x = P\left(\frac{x}{2} - \frac{l}{8}\right)$  (AC に対して),  $M_A = M_B = -Pl/8$ ,  
 $M_C = +Pl/8$ ,  $M$  は  $x = \frac{l}{4}$  と  $x = \frac{3}{4}l$  にて符號を變化する。
- (10) の場合  $Q = (P/2)(2 - 3k^2 + k^3)$  (AC に対して),  $R_B = \frac{P}{2}(3k^2 - k^3)$  (CB に対して) 對する剪断力,  $M_x = \frac{P}{2}[x(2 - 3k^2 + k^3) - l(2k - 3k^2 + k^3)]$  (AC に対して)  
 $M_x = -\frac{P}{2}[x(3k^2 - k^3) + l(k^3 - 3k^2)]$  (CB に対して)  $M_A = -\frac{Pl}{2}(2k - 3k^2 + k^3)$ ,  $M_C = \frac{Pl}{2}(3k^2 - 4k^3 + k^4)$

第 180 圖は片持梁、持出し梁、一端固定支、一端単純支及び両端固定梁に於ける支點反力、曲げモーメント及び剪断力を示す。固定梁が完全固定梁の働きを爲すためには、支承の構造が支承に生ずる負の曲げモーメントを十分に受け得るものなる事が、力學的に證明されねばならぬ。固定支承として働き得ることを計算上證明すれば次の通り。

第 181 圖(イ)に於て、 $s$ (cm)を壁の厚さ、 $G$ (kg)を壁の長さ 100cm について支承に加はる荷重即ち壁に加はる荷重と支承上にある壁の自重との和、 $M_f$

を支承が受ける負の曲げモーメントとすれば  $G = \frac{M_f}{s/3} = 3M_f/s$  なることを要する。此場合に壁に生ずる壓縮應力度  $\sigma$  は  $\sigma = 2G/100s^2/cm^2$  である。此の  $\sigma$  は壁材料の許容壓縮應力度よりも小でなければなるぬ。又逆に壁材料の許容壓縮應力度を知りて、支承が受け得る最大許容曲



(イ) (ロ) 第 181 圖

げモーメントを計算し、果して版が完全固定版として働くか否かを検する事も出来る。即ち第 181 圖(ロ)に於て、壁材料の許容壓縮應力度を  $\sigma$  とすれば、支承の長さ 100cm に対しては、 $\sigma = 2G/300\sigma \therefore M_f = G(s - 2c)$   $M_f$  は支承に於て受け得る最大曲げモーメントである。此の  $M_f$  が両端固定版として計算した支承の曲げモーメント  $M_f$  より大であれば、版は完全固定版となり、之に反して  $M_f < M_f$  であれば、版は準固定版となる。斯くの如き準固定版の場合

に於ては、左右の支承の構造が全く相等しいものと假定し得る時は、版の最大の正の曲げモーメント  $M$  は  $M = M_0 - M'$  となる。 $M_0$  は単純版の正の最大曲げモーメントである。今版が受ける等分布荷重を  $w$  とすれば、版の中央部の正の曲げモーメントは  $M = wl^2/8 - M'$  である。

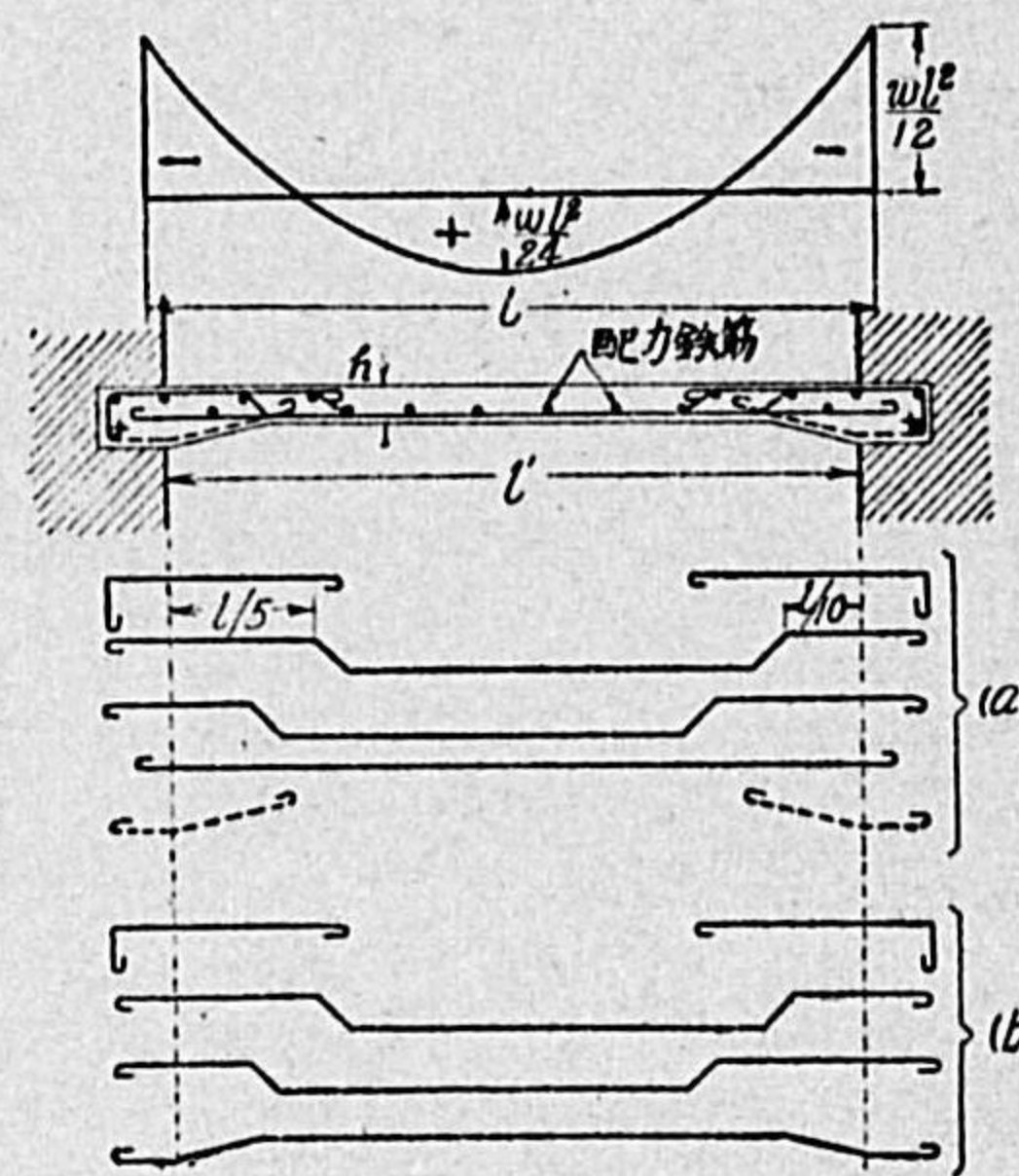
準固定版が等分布荷重を受ける場合の正負の曲げモーメントは次の實用公式から求められる。

$$\text{負の最大曲げモーメント (支承部に起る)} = M_c = -\frac{1}{10}wl^2$$

$$\text{正の最大曲げモーメント (スパンの中央部に起る)} = M_m = +\frac{wl^2}{16}$$

第 182 圖は支承部にハンチを有する固定版の鉄筋配置の一例を示すものである。ハンチの傾斜は 1:3 よりは急にしない。スパンの中央部の版の厚さは正の最大曲げモーメントから、支承に於ける版の厚さは支承に於ける負の曲げモーメントから定める。版の有効高さはスパンの  $\frac{1}{35}$  以上、厚さは 8cm 以上とする。等分布荷重に對して、反曲點は支點からスパンの  $\frac{1}{5}$  の距離の所

にあると假定する。主鉄筋の數及び太さは、曲げモーメントから定めたものを採用し、主鉄筋の中心間隔は最大曲げモーメントの断面に於て 15cm 以下、又は版の有効高さの 1.5 倍以下とし、其他の断面に於ても 30cm 以上としない。正鉄筋の  $\frac{2}{3}$  を支點附近にて曲上げて負鉄筋として用ひ、 $\frac{1}{3}$  は支點を越えて碇着し別に負鉄筋を用ひて、正鉄筋全断面積と負鉄筋全断面積とを相等しくする。負鉄筋が下るのを防ぐために、負鉄筋の一部は下方に直角鉤に折曲げる。主鉄筋の配置は第 182 圖 (a) 又は (b) の何れかを用ひる。



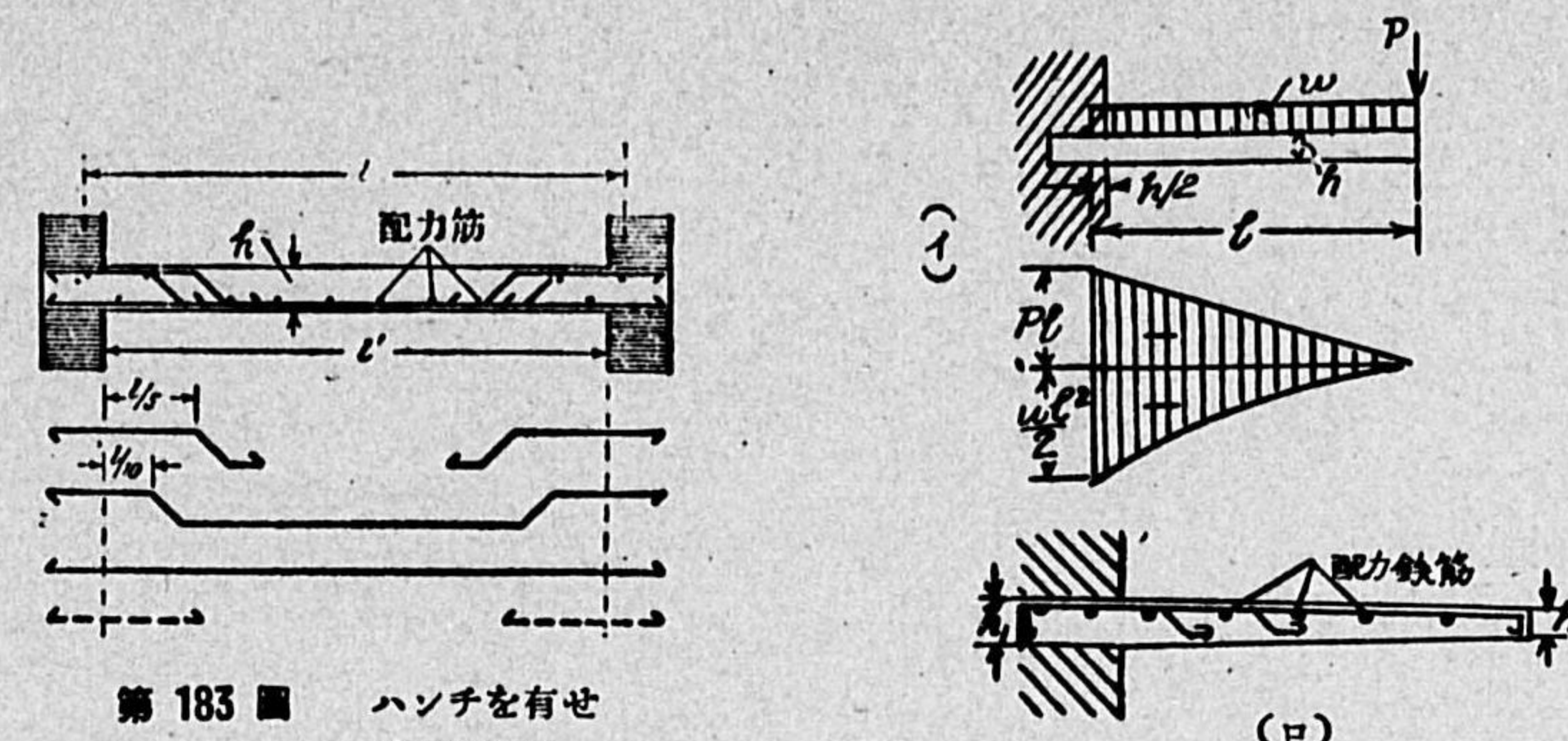
第 182 圖 ハンチを有する固定版

構造上の都合から止むを得ず版を同厚に作る場合

には、第 183 圖の如くにする。版の厚さは支點に於ける負の最大曲げモーメントから定まる。此設計は第 182 圖の如きハンチを持つものと比較して不經濟である。

組立用鉄筋を、曲上げた鉄筋の下側に用ひて、凡ての交點に於て緊結し、正鉄筋と配力鉄筋とは、単純版の場合と同様に、一つおきに緊結する。

(196) 片持版及び持出し版の設計 片持版の固定端が第 184 圖(イ)の如く、石工の壁に埋込まれたものであれば、(195) 節に依つて支承の強さを檢算する。曲げモーメントの計算に用ひるスパンとしては  $l = l' + h/2$  を用ひる、 $l'$  は内法スパンである。固定支點に於ける曲げモーメントは  $M = -(Pl + w^2/2)$  であり、 $w$  は固定荷重と動荷重との和である等分布荷重である。

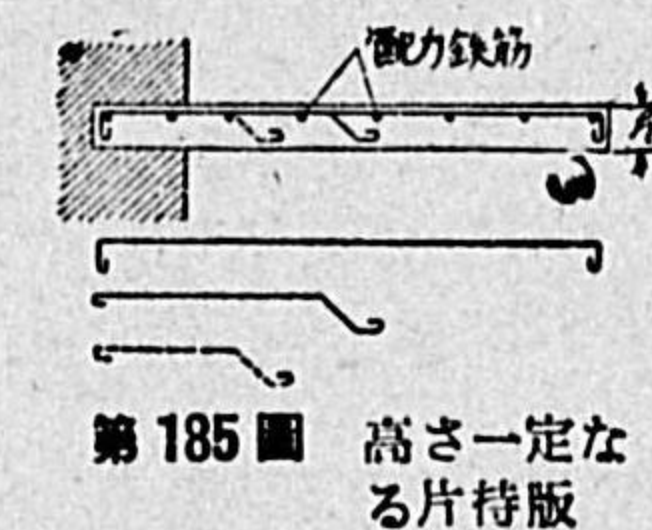


第 183 圖 ハンチを有せざる固定版

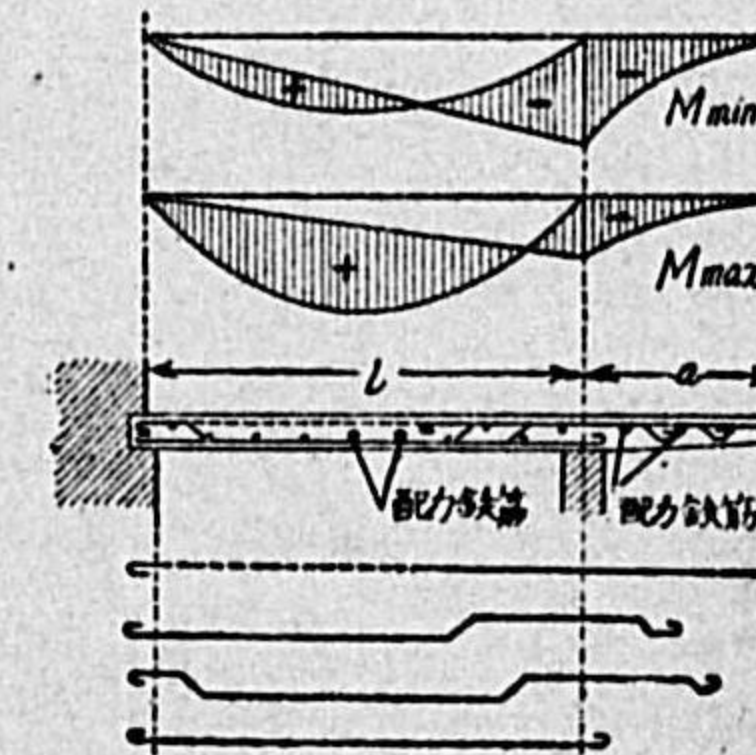
第 184 圖

第 184 圖(ロ)は片持版の厚さが固定端から自由端に行くに従ひ、漸次に減少する場合を示し版厚を曲げモーメント及び剪斷力の變化に適應させれば、經濟的である。自由端の版の厚さは、一般に 8cm 以上とし、固定端の版の厚さは曲げモーメント、又は剪斷力から定まる。曲げモーメントに對して不要となつた引張主鉄筋は、之を曲下げて版の壓縮部コンクリート中に碇着する全スパンに亘る負鉄筋(負の曲げモーメントから生ずる引張應力を受ける様に配置した鉄筋)は中心間隔を最大曲げモーメントの断面に於て 15cm 以下又は版の有効高さの 1.5 倍以下とし、其他の断面に於ても 30cm を超過させない。其端は第 185 圖の如く下方に折曲げる。剪斷應力度が大であれば、破線で示せる如く腹鉄筋を附加し、支承部に於て之を負鉄筋として働かしてよい。

第 186 圖に示す持出し版に於ては、片持版として働く部分の設計は、前述の如くすればよい。単純版として働く部分の設計には、片持版として働く部分の影響を考慮する。単純版として働くスパンに固定荷重のみが作用し、片持版の部分に荷重を満載する時、負の最大曲げモーメントを生ずる。片持版の部分に固定荷重のみが作用し、単純版として働くスパンに荷重を満載する時、正の最大曲げモーメントを生ずる。是等の  $M_{max}$  及び  $M_{min}$  の曲げモーメントに耐へ得る様に、版の厚さ及び鉄筋の配置を定める。片持版の支點の上に挿入した負鉄筋は片持版として働く部分の影響が甚だ大であつて、単純版として働く部分の殆んど全スパンを通じて負の曲げモーメントが起る場合には、片持版の支點上の負鉄筋を延ばして、圖示の如く左方に延長し



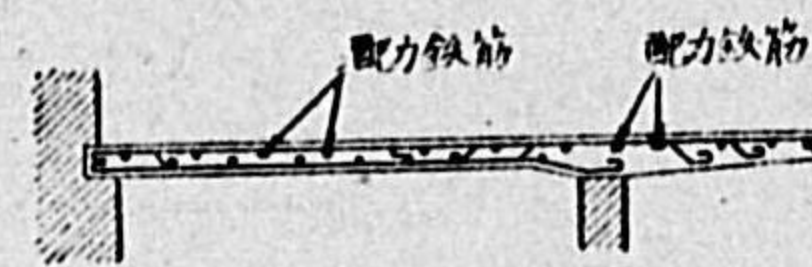
第 185 圖 高さ一定なる片持版



第 186 圖 持出し版の鉄筋の配置

て他の支點まで達せしめる。

片持版側の支點上の負の曲げモーメントが、單純版側の正の曲げモーメントより大である場合には、經濟的の理由からハンチを付けて此支點上の版を厚くするがよい。第 187 圖は此一例を示すもので、此場合には、單純版側の負の曲げモーメントを考慮して、片持版側の支點上の負鐵筋の一部を上側にも挿入してある。上側鐵筋も亦配力鐵筋を緊結する、此際に上下の配力鐵筋の位置を交互にづらし、配力鐵筋の間隔を廣くすることが出来る。



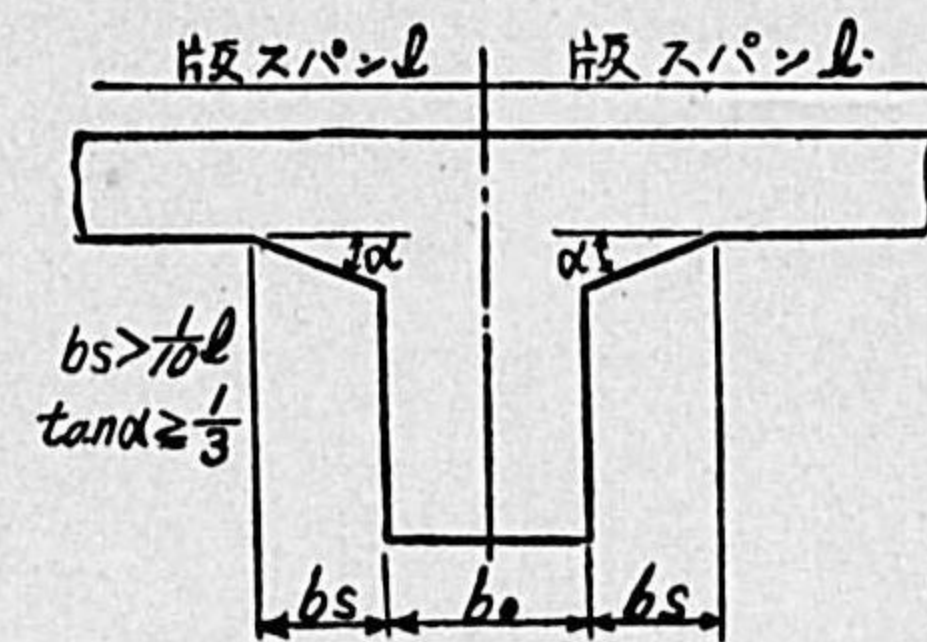
第 187 圖 持出し版の鐵筋配置

(197) 連續版の曲げモーメント及び剪斷力の計算に關する標準示方書の規定

連續版のスペンは支承面の中心間隔である。土木學會の標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）は次の通り。

「第 84 條 1 方向に主鐵筋を有する連續版の曲げモーメント及び剪斷力

1 方向に主鐵筋を有する連續版の曲げモーメント及び剪斷力を求むるには、一般に單純支點上の連續梁に對する算定法に依ることを得。但し鐵筋コンクリート梁に結合せられたる連續版にありては、其の正及び負の最大曲げモーメントを次の如く探るものとす。



第 188 圖

(イ) 梁の間にある連續版に於て動荷重に依る負のスペン曲げモーメントは、其の 1/2 のみを探るものとす。

(ロ) 正の最小スペン曲げモーメントは兩端固定梁として計算したるものより小なるべからず。

(ハ) スペンが相等しき場合、又は相等しからざるも最小スペンが最大スペンの 0.8 倍以上なる場合には、等分布荷重に對し次の曲げモーメントを用ふことを得。

正の最大スペン曲げモーメント

ハンチの長さ 1/10 以上にして其の高さ 1/30 以上なる場合 其他の場合

(第 188 圖参照)

端のスペンに於て..... M = 1/12 wl^2 ..... M = 1/10 wl^2

中間のスペンに於て..... M = 1/16 wl^2 ..... M = 1/14 wl^2

負の最大支點曲げモーメント

2 スペンの場合 3 スペン以上の場合

第一内部支點に於て..... M = -1/8 wl^2 ..... M = -1/9 wl^2

其他の内部支點に於て..... M = -1/10 wl^2

負の最大スペン曲げモーメント

M = - (wl/2 - wd) l^2 / 24

wl は版の單位面積當りの等分布靜荷重、wd は版の單位面積當りの等分布動荷重

鋼梁の間に設けられる連續版に於ても、版の上面が少なくとも 4cm 鋼梁の上面にある時は、單純支點上の連續梁に對する計算法に依るも可である。單純支點上の連續版の或スペンに於て動荷重に依るスペン中央部の負の曲げモーメントの最大値は、其スペンに動荷重が加はらず、其兩側のスペンに動荷重を滿載した時に生ずる。

「第 87 條 版及び梁の反力

等分布荷重を受くる場合、連續版及び連續梁を支持する梁又は柱の受くる荷重は、夫々單純版及び單純梁として計算することを得。」

(198) 連續版の設計 連續版に於ては、其連續性のために、正及び負の曲げモーメントを生じ正のモーメントはスペンの中央部に、負の曲げモーメントは中間支點に生ずる。此場合、固定荷重に依る曲げモーメントと動荷重に依る曲げモーメントとを區別して計算する必要がある。固定荷重に對する曲げモーメントは變化せないが、動荷重に對する曲げモーメントは荷重の位置に依つて其値が異なるのみならず、其正負の符號も變るから、動荷重に對しては、斷面の最大及び最小曲げモーメントを求めねばならぬ。

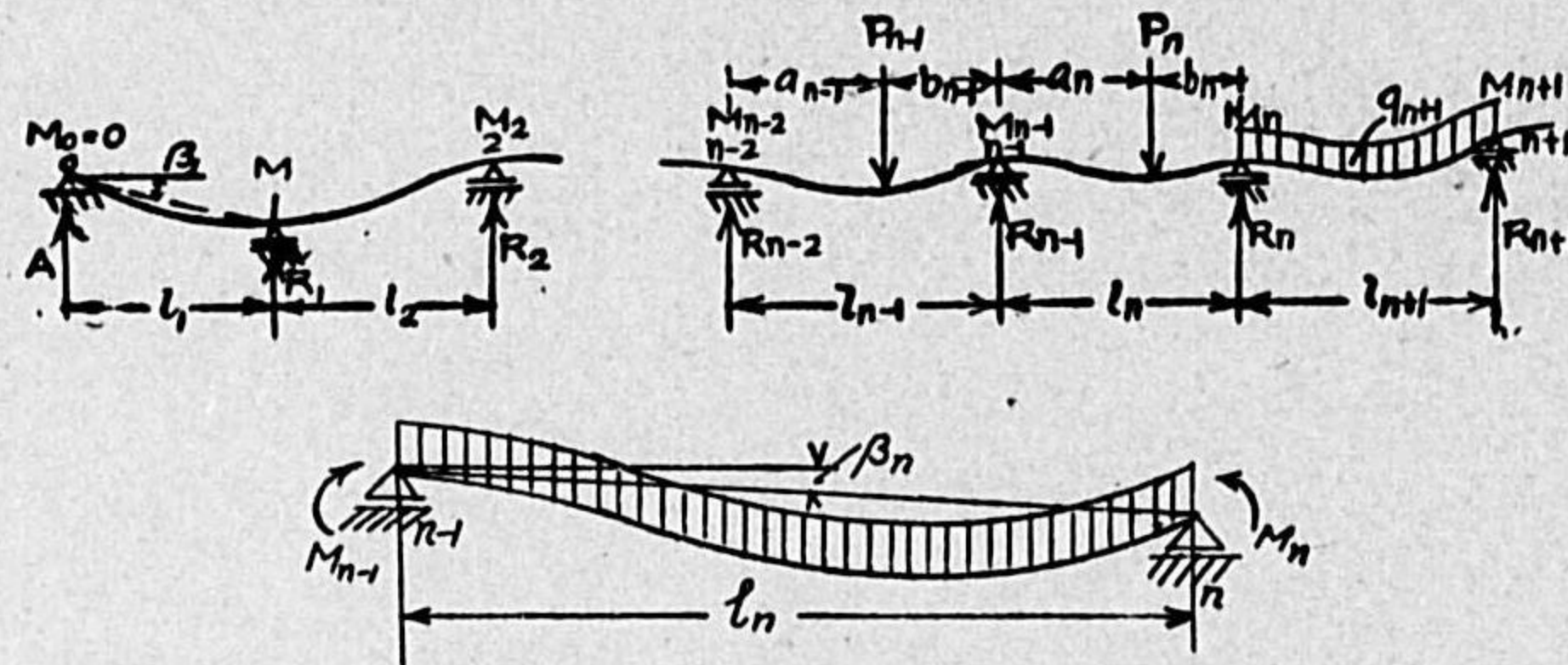
固定荷重に依る曲げモーメントに動荷量に依る正の最大曲げモーメントを加へると、正の最大曲げモーメントを生じ、之はスペン中央部に於ける版斷面を計算する基となる。固定荷重に依るモーメントに動荷重に依る負の最大曲げモーメントを加へて、之を用ひて、支點上に於ける版の斷面を計算する。

連續版に於ける曲げモーメントの計算には、版の斷面二次モーメントは凡てのスペンに對して相等しいと假定するのが一般的である。連續版は支承部に於てハンチを付ける。

動荷重に依つて連續版の或斷面に生ずる剪斷力及び最大曲げモーメントを求め一般方法としては、其斷面の剪斷力及び曲げモーメントの影響線を利用する。連續梁で斷面二次モーメントが一定であるものに對しては、曲げモーメントの影響線の縱距の計算表を利用する事が出来る。連續版の曲げモーメントの影響線を書く斷面は、一般にスペン中央點と支點とである。數個のスペンの連續版に於ては、3 個又は 4 個のスペンの連續版と假定して計算を簡單にする事が多い。集中動荷重を、之と凡そ等値なる等分布動荷重に換算して最大曲げモーメントを計算する場合が多い。スペンが相等しいか、又は相等しくなくても、最小スペンが最大スペンの 0.8 倍以上の場合、建築物の床版等に於ける如く、等分布荷重が全スペンに載つてゐる場合について連續版の設計をすればよい時には、土木學會の標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）第 84 條(ハ)の曲げ

モーメントの値を用ひてよい。

梁が二点以上にて支持せられる場合には、其中間支點にも曲げモーメントが生じて、其弾性線は波状となる。斯くの如き梁を連続梁と云ふ。クラペイロン氏方程式 (Clapeyron's equation) 又は 3 モーメントの定理 (Theorem of three moments) は次の通り。



第 189 圖

$$M_{n-1}l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}l_{n+1} = -6A_n \frac{L_n}{l_n} - 6A_{n+1} \frac{L'_{n+1}}{l_{n+1}} - 6EI(\beta_{n+1} - \beta_n)$$

之が相連続する三支點の曲げモーメントの間の一般式であつて、右邊の項は皆既知である。3 モーメントの定理中  $A_n$ ° 及び  $A_{n+1}$ ° は  $n$  番目及び  $(n + 1)$  番目スパンに於ける單純梁としての曲げモーメント圖の面積、 $L_n$  及び  $L'_{n+1}$  は夫々  $n$  番目スパンの單純梁としての曲げモーメント圖面積の圖心と其スパンの左支點及び右支點との間の距離であり、又  $\beta_n$  及び  $\beta_{n+1}$  は夫々  $(n - 1)$  番目支點と  $n$  番目支點及び  $n$  番目支點と  $(n + 1)$  番目支點との高差が  $(n - 1)$  番目支點及び  $n$  番目支點に於て爲す角、即ち  $(n - 1)$  と  $n$  番目支點との高差は  $l_n\beta_n$  又  $n$  番目と  $(n + 1)$  番目支點との高差は  $l_{n+1}\beta_{n+1}$  である。

各スパンに一個の集中荷重が存在し、各支點同一高に在る場合 (第 190 圖)。

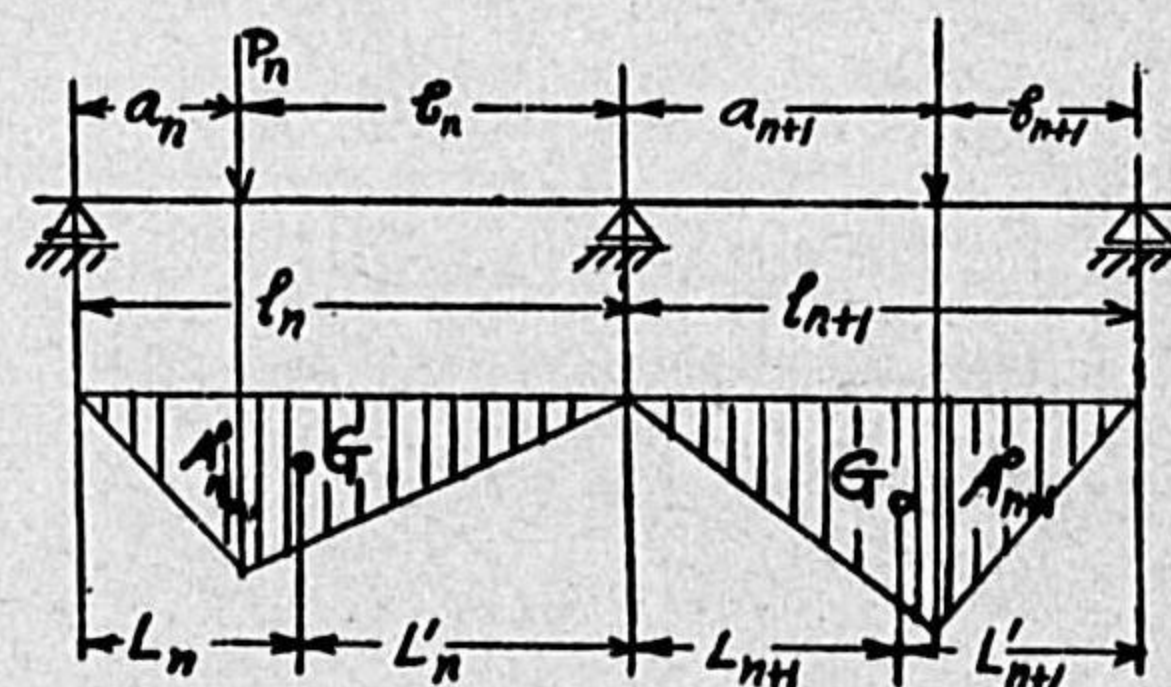
$$M_{n-1}l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}l_{n+1}$$

$$= -P_n \frac{b_n a_n}{l_n} (l_n + a_n) - P_{n+1} \frac{a_{n+1} b_{n+1}}{l_{n+1}} (l_{n+1} + b_{n+1})$$

各スパンに等分布荷重を滿載し、各支點同一高に在る場合

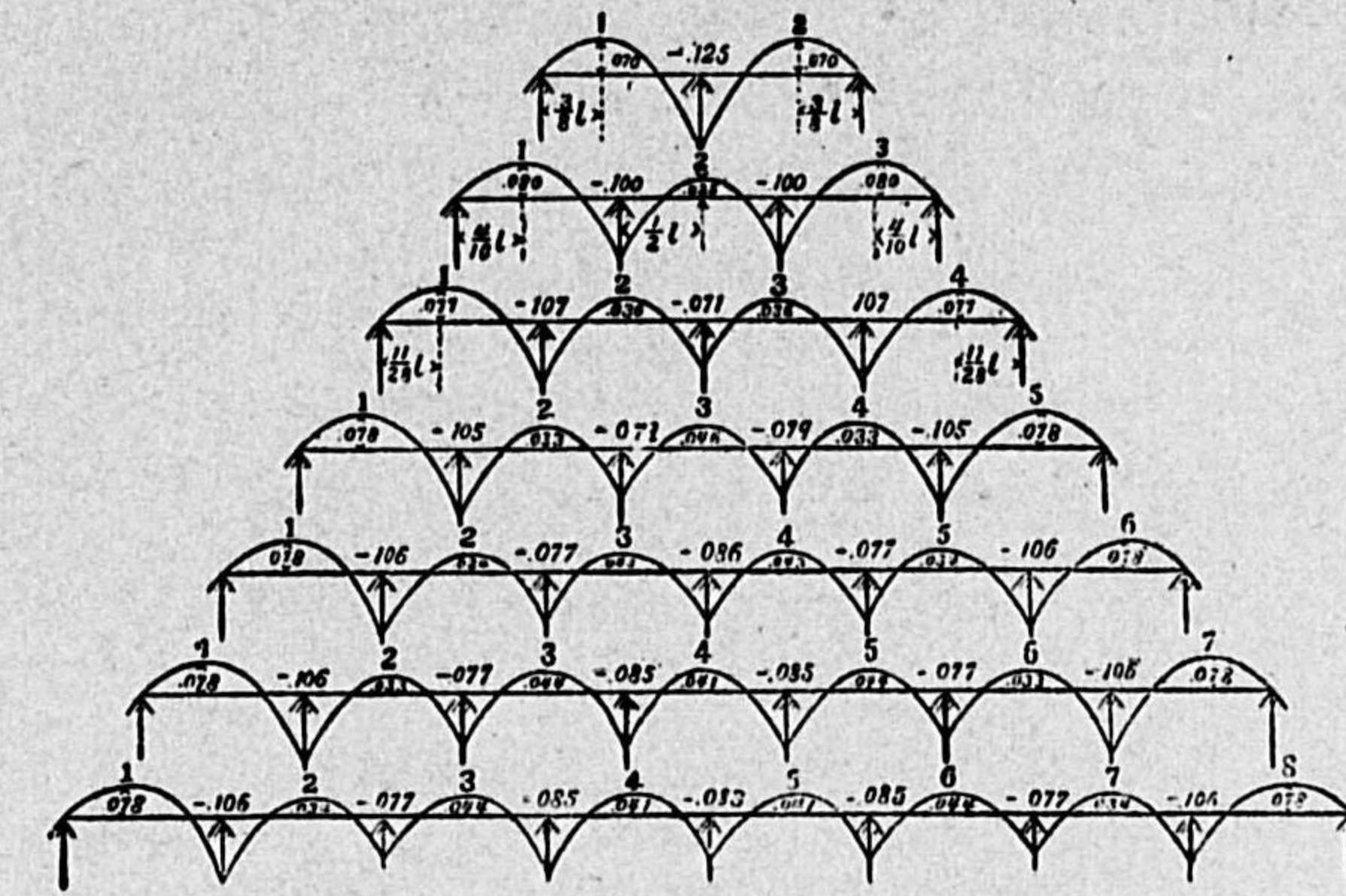
$$M_{n-1}l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}l_{n+1}$$

$$= -\frac{1}{4}q_n l_n^3 - \frac{1}{4}q_{n+1} l_{n+1}^3, q_n, q_{n+1} \text{ は等分布單位荷重}$$

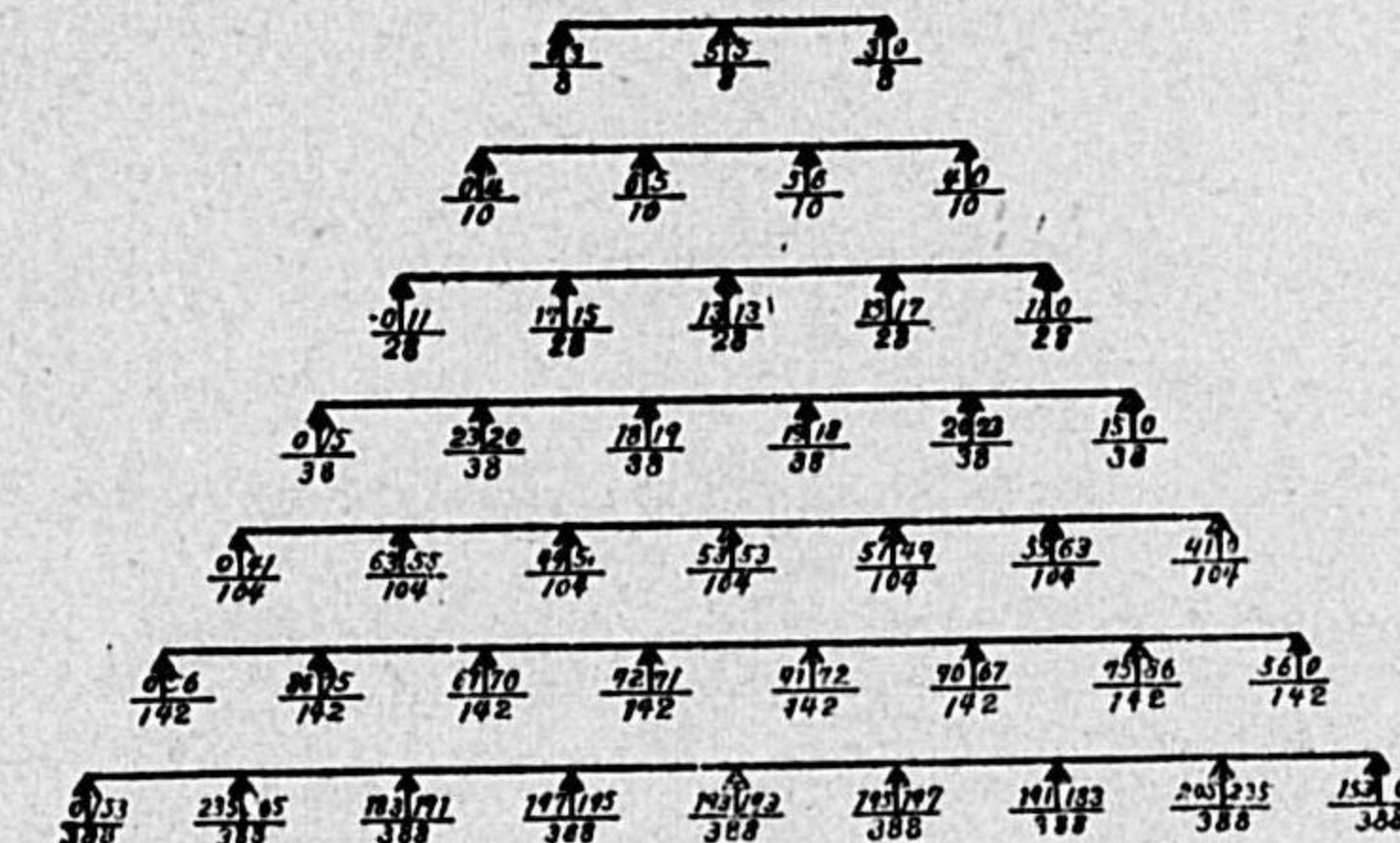


第 190 圖

連續版の設計に際して、終端スパンと中間スパンとを區別する必要がある。スパンが相等しい場合には、終端スパンの正の最大曲げモーメントは中間スパンの正の最大曲げモーメントよりも大であるから、終端スパンの版厚は中間スパンの版厚よりも厚くなる。終端スパンと中間スパンの版厚を等しくするには、スパンの配置が自由になる場合には、終端スパンの長さを中間スパンの長さよりも短くすればよい。尙、土木學會標準示方書第 79 條を参照せよ。



第 191 圖 同—スパン長と同一等分布荷重とを有し、同一高の支點を有する連續梁の曲げモーメント



第 192 圖 同—スパン長と同一等分布荷重とを有し、同一高の支點を有する連續梁の剪斷力

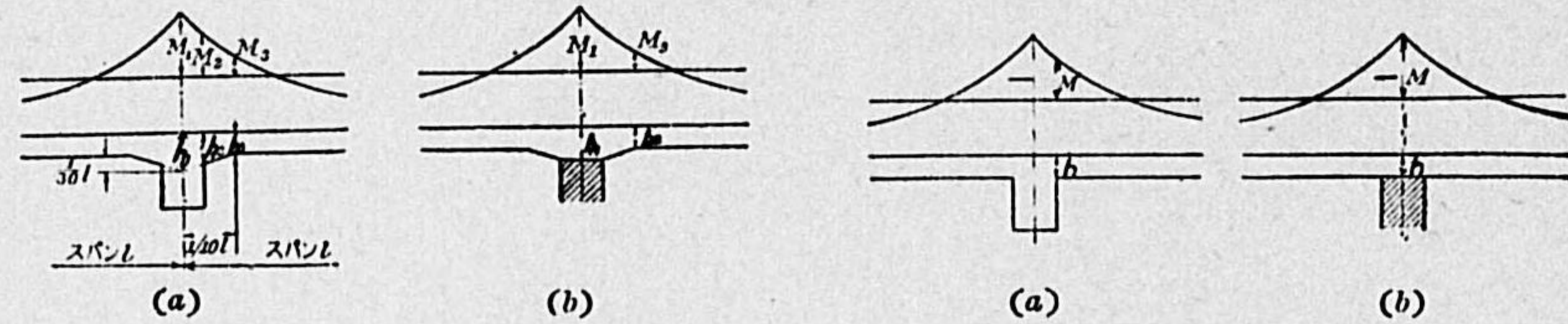
中間支點に於ける負の曲げモーメントは、正のスパン中央に於ける曲げモーメントよりも大きいから、中間支點にはハンチを付けて版厚を増大するがよい。支承部補強のためのハンチは曲げモーメントの變化に應じ緩勾配に作つて水平と鉛直の比 8 : 1 よりも急にせないをよとする。

負の曲げモーメントに抵抗するために、中間支點に於て、ハンチを付けて版厚を増す場合は、第 193 圖に示される。(a) 圖は版を受ける鉄筋コンクリート梁、又は鉄筋コンクリート壁と版とが一体に造られてゐる場合、(b) 圖は版と支點とが別々に造られてゐる場合を示す。土木學會の標準示方書 (昭和 15 年 3 月改正) 第 84 條 (ハ) に依れば、第 193 圖 (a) の如く、ハンチの長さがスパンの  $\frac{1}{10}$  以上で、其高さがスパンの  $\frac{1}{80}$  以上である場合には、ハンチが全く無いか又は之より小さいハンチを付けた場合に比較して、正の最大曲げモーメントの値を小さく採つて



よい事になつてゐる。

連続版の支承部にハンチが無い場合には、版厚の計算に對して、版が鉄筋コンクリート梁に結合されてゐる時には、梁の縁端に於ける曲げモーメントを基準として採り（第 194 圖(a)）、版が単に石工の上に載つてゐる場合には、支承面の中心に於ける曲げモーメントを基準として採る、

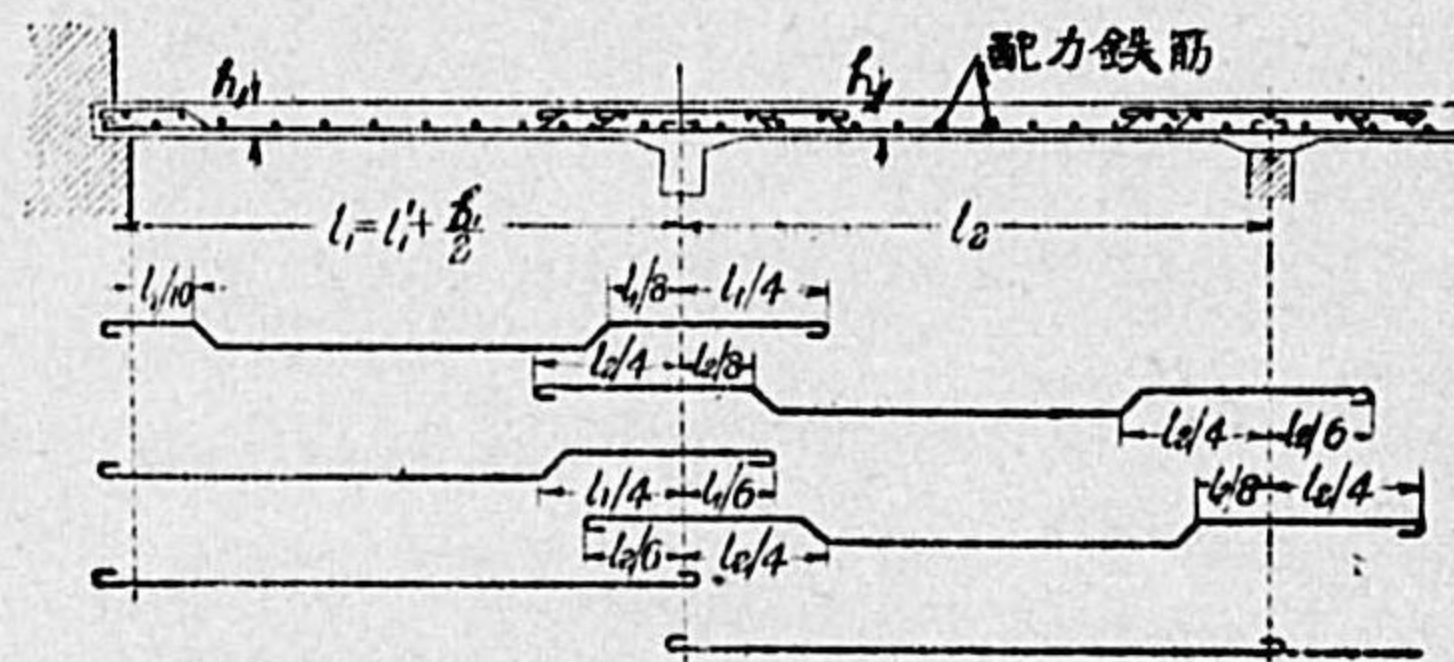


第 193 圖 ハンチを有する連続版の中間支承部

第 194 圖 ハンチを有せざる連続版の中間支承部

(第 194 圖(b))。ハンチを付けない連続版の支承部に於て屢々龜裂を生ずる事があるから、安全上からも、又他の理由に依つて經濟上からも、連続版の支承部にハンチを付けて、版の厚さを大とするを宜しとする。第 195 圖はスパンが凡そ相等しい連続版の鉄筋配置を示すものである。主鉄筋の數及び太さは曲げモーメントの値から定める。中間支承部に於ては、負の曲げモーメントに抵抗し、且、剪斷力に抵抗させるために、中間支承の兩側スパンの正鉄筋の  $\frac{2}{3}$  だけを、支點附近に於て交互に曲上げる。

斯くの如くすれば、正鉄筋の  $2 \times \frac{2}{3} = \frac{4}{3}$  は負鉄筋として利用することが出来る。曲上げた鉄筋は、負の曲げモーメントの變化に應ずる様支點を越えて延ばし、其隣りのスパンの壓縮コンクリートに碇着する。曲げ



第 195 圖 スパンが凡そ相等しい連続版の鉄筋配置

モーメントの變化を正確に計算せぬ場合には、スパンが略相等しい時、スパンの  $\frac{1}{5}$  以上支點を越えて延長すれば一般に安全である。終端支點に於ては、スパンの正鉄筋の  $\frac{1}{3}$  だけを曲上げればよい。第 195 圖には各鉄筋の曲上げの位置及び曲上げた鉄筋を隣りのスパンに延ばす長さ等に就いて、負の曲げモーメントの變化に適合する一般的關係を示す。鉄筋の曲上げの位置を交互にづらしてゐるのは、動荷重の移動に依る反曲點の移動に備へるためである。

第 196 圖(上圖)は比較的にスパンの小なる連続版が小なる荷重を受ける場合の設計である。第 196 圖(下圖)は各スパンの鉄筋の配置及び太さが等しい時、數スパンに亘つて連続する鉄筋

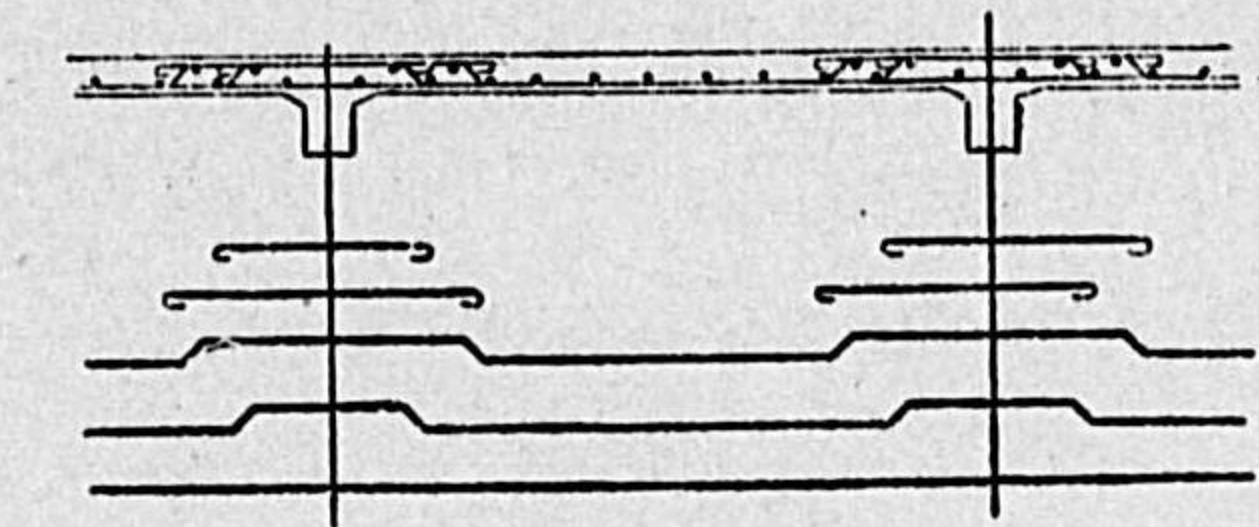
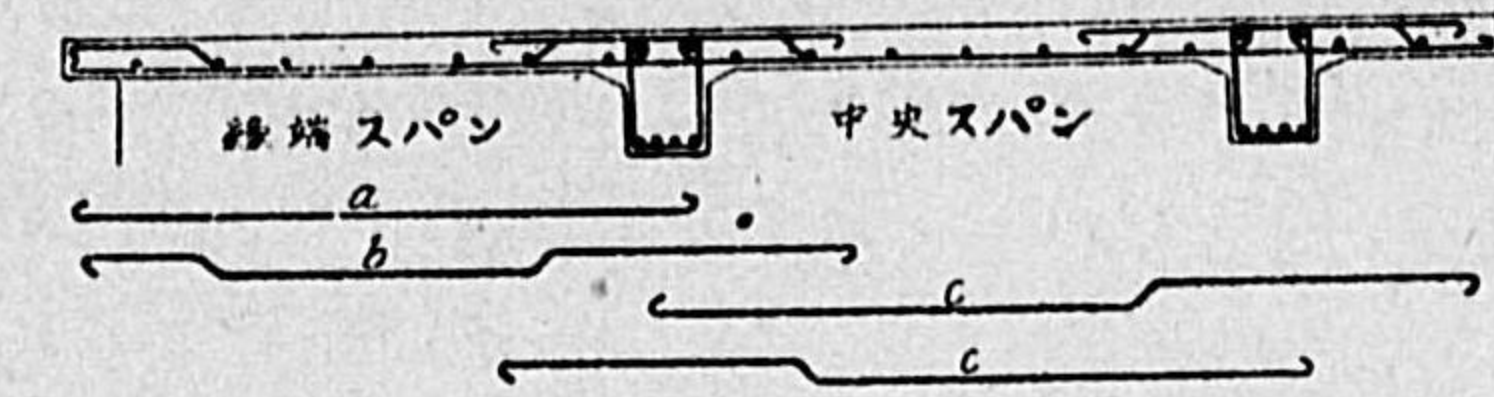
を用ひる場合の設計を示すもので、スパンが小なる場合に採用されることのある例である。此場合にも正鉄筋の  $\frac{2}{3}$  を曲上げる

のであるが、負鉄筋として利用し得る鉄筋數は正鉄筋の  $\frac{2}{3}$  に過ぎない。従つて負鉄筋の不足の分即ち  $\frac{4}{3} - \frac{2}{3} = \frac{2}{3}$  は圖

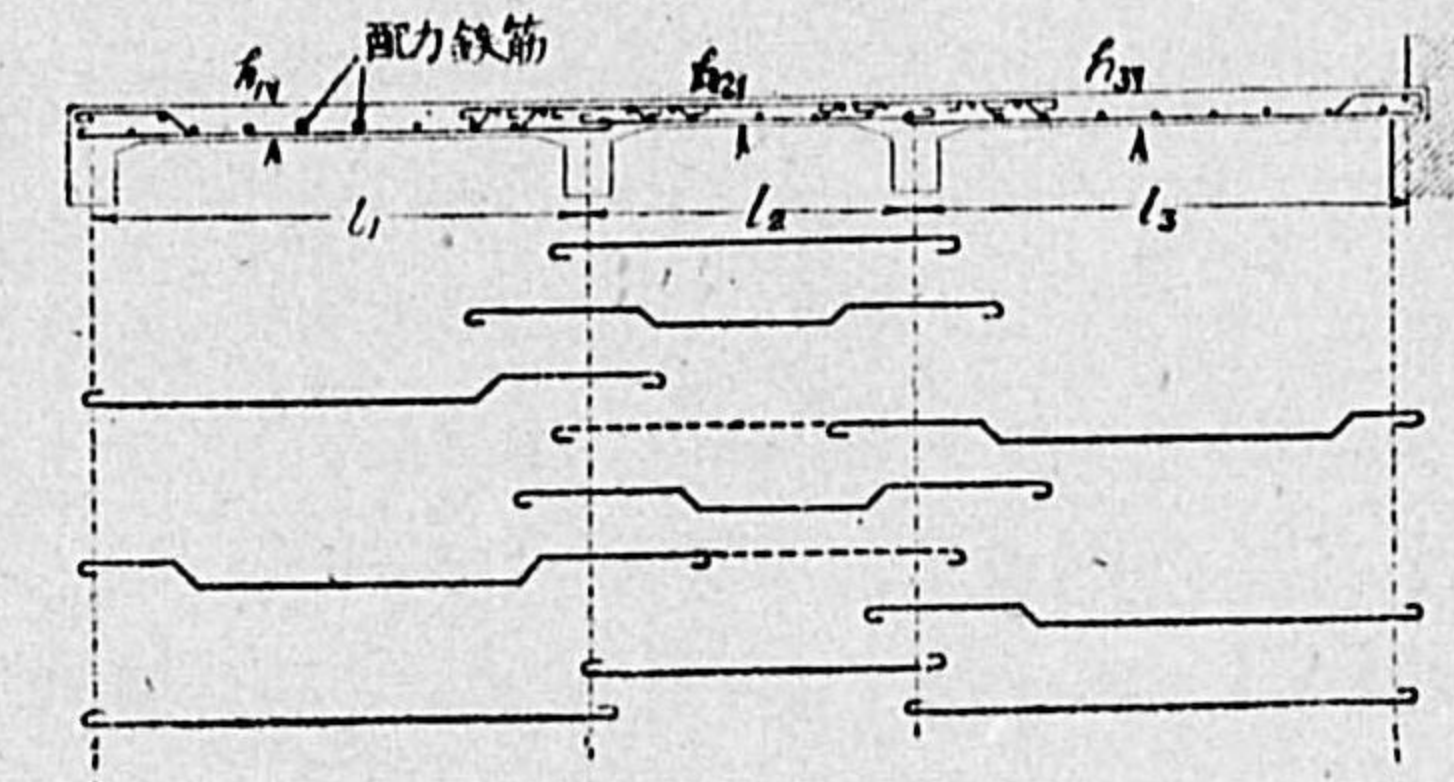
の如く支承部に於て別に添加して負鉄筋として働かす。第 195 圖の鉄筋配置の方が優れてゐる。

第 197 圖は中央スパンが兩側のスパンよりも小なる 3 スパンの連続版の鉄筋配置を示す。斯くの如き連続版の中央スパンに於ては、其兩側のスパンに動荷重が載つた場合、中央スパンの中央部に生ずる負の曲げモーメントに就いて考慮せねばならぬ土木學會の標準示方書(昭和 16 年 8 月改正)第 84 條(イ)に依りて、鉄筋コンクリート梁に

結合された連続版では、此の負の曲げモーメントは、單純支點上の連続版として計算した値の  $\frac{1}{2}$  を採る。此の負の曲げモーメントに對しては、別に負鉄筋を挿入するか、又はスパンが小さい場合には、圖に破線で示す様に、兩側のスパンで曲上げた支點上の負鉄筋を延ばしてよい。



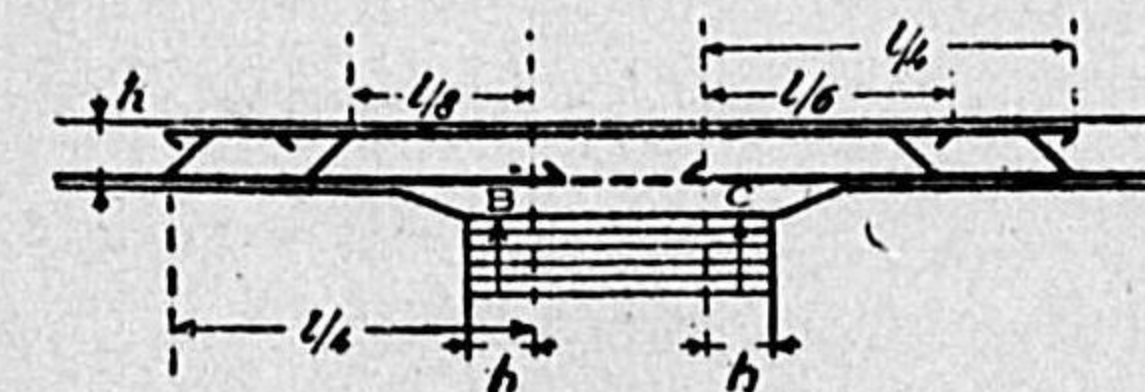
第 196 圖



第 197 圖

連続版の中央支點の長さが割合に大なる場合に於ける支承部の鉄筋の配置は第 198 圖の通りにすればよい。

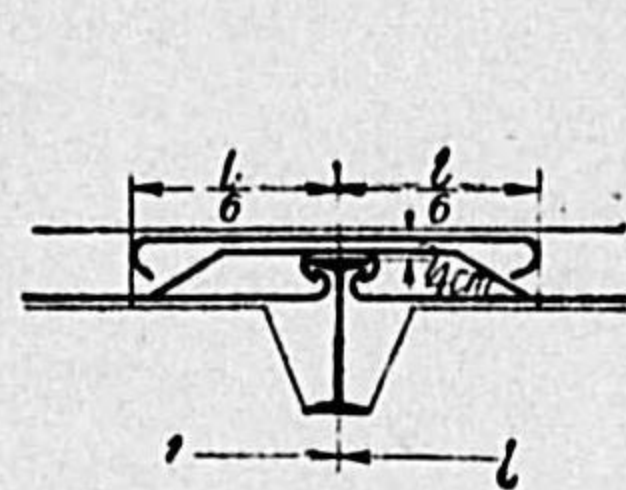
(199) 鋼梁を支點とする連続版の設計 鋼構構造の耐震建築又は鋼橋の床版に於ては鋼



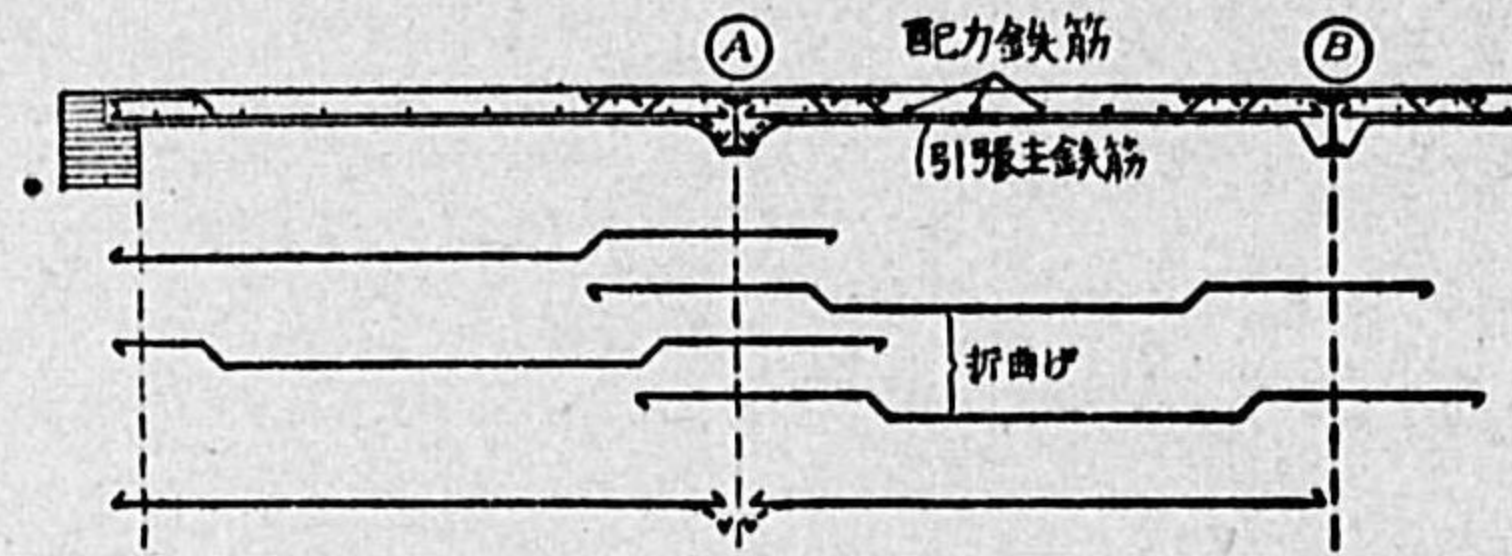
第 198 圖

梁の上に鉄筋コンクリート連続版を造る事は少なくない。此場合に、版が連続版として働くためには、支承部に於けるコンクリートの厚さは少なくとも 4cm を要する。而して此場合に於て反

曲點の位置は中間支點の中心から左右  $\frac{l}{6} \sim \frac{l}{5}$  位にありとすればよい。第 199 圖は鋼梁の上部に載れた連続版の支承部の構造を示すものである。第 200 圖は斯くの如き連続版の鉄筋配置を



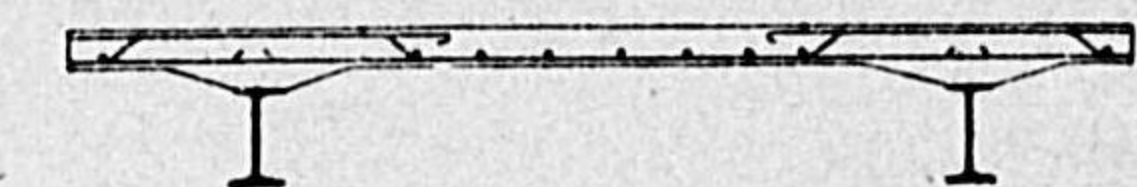
第 199 圖 連続版の支承部の構造



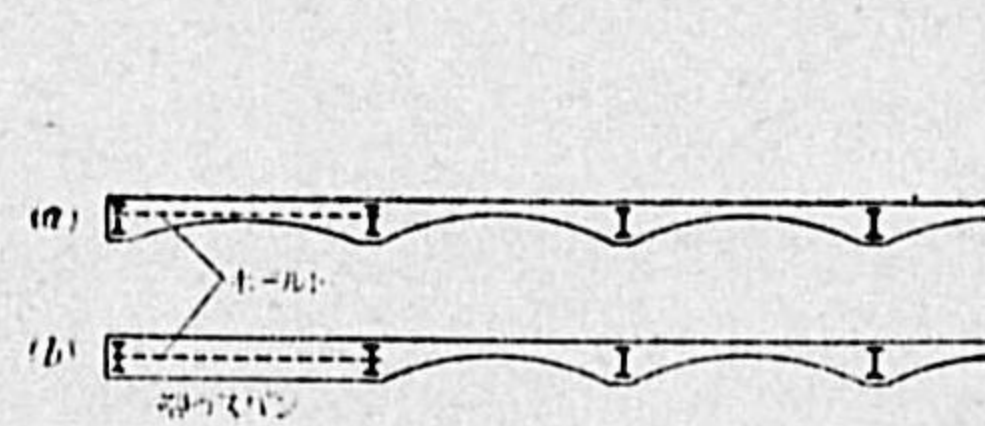
第 200 圖 鋼梁の上部に載つた連続版

示し、同圖 A は曲線形ハンチを付けたもので、外觀は B よりよく、又曲げモーメントの變化に適應してゐるが型枠が少し面倒である。第 201 圖 (上圖) は鋼梁の上に自由に載れる連続版であつて、(198) 節に於て述べた様に設計すればよい。第 201 圖 (下圖) は I 梁を支承とせる下圖が曲面をなせる連続版である。此場合に於て、版厚が支承部とスパン中央部とに於て大いに相異するときは、版は寧ろ扁平なる連続アーチとして設計するがよい。斯くの如き主として壓縮應力を受けるアーチに於て、終端スパンに於ける水平反力を版端の構造部分で、抵抗し得ない時は、終端スパンの支承の鋼梁をボルト等で結合して

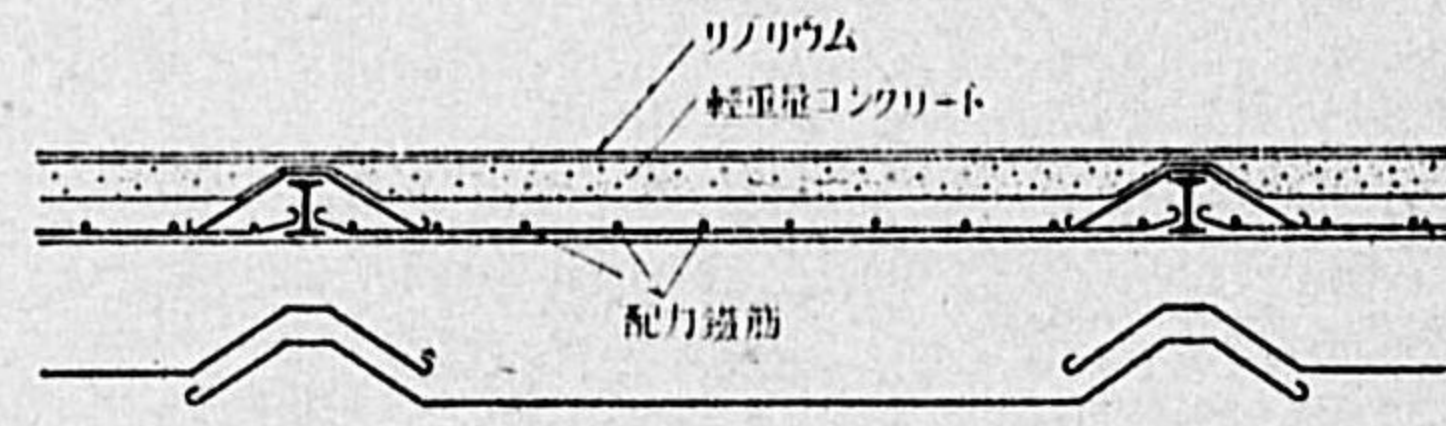
端鋼梁が横方向に變移するを防ぐ。第 202 圖は此構造法を示す。此場合、同圖 (b) に示す如く終端スパンのみは鋼梁の間の全部を同一厚さのコンクリート版に造るをよとする。第 203 圖は鋼構建造の建築物の連続版の設計であつて、版の下側が平かなる場合である。



第 201 圖 鋼梁上に自由に載れる連続版



第 202 圖



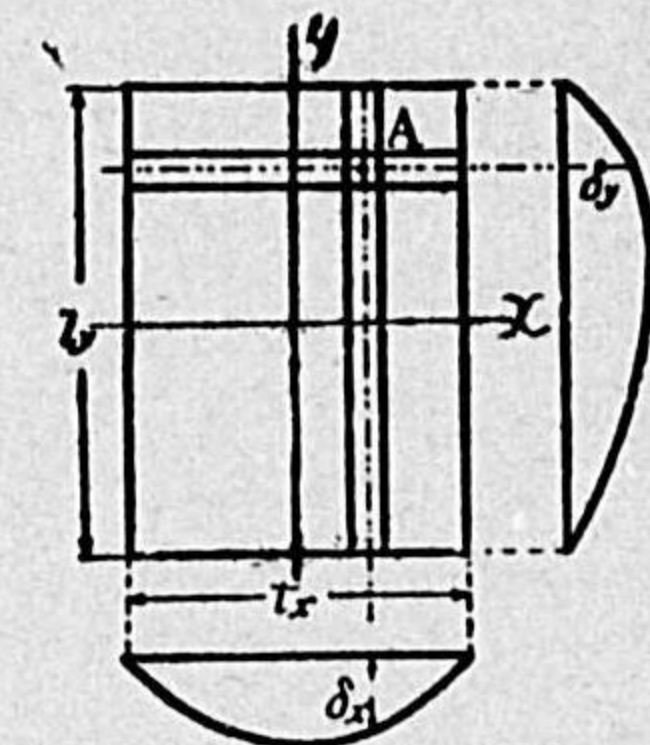
第 203 圖 鋼梁の下部に載る連続版

(200) 二方向に主鉄筋を有する版の設計 平面形が正方形に近い矩形版が四周で壁又は梁で支持される時には、鉄筋コンクリート版の曲げ強さによつて、凡ての方向に曲げ應力を生ずる。此場合に於て、版の周邊に平行で直角に交叉する二方向に主鉄筋を配置した版を二方向に主鉄筋を

有する版と云ふ。此場合、主鉄筋は版の二方向に於ける引張應力を受け、版に於ける壓縮應力も此二方向のコンクリートで受けられるから、コンクリートの壓縮強度を有効に利用することが出来る。二方向に主鉄筋を有する版として取扱ふものは、四周に支承を有し、短い方のスパンが長い方のスパンの  $\frac{1}{2}$  以上のものである。支承の状態に依つて、単純版、固定版及び數スパンの連続版として働くことは一方向主鉄筋版の場合と同様である。短い方のスパンが長い方のスパンの  $\frac{1}{2}$  未満であれば、版に加はる荷重の殆んど全部が短い方のスパンを支持する支承に傳はるもので、此場合は四周に支承があつても、短い方のスパンの方向のみに主鉄筋を持つ版と考へて版の設計をする。

(201) 二方向に主鉄筋を有する版が其全面に等分布荷重を受ける場合の曲げモーメントの算定 曲げモーメントの計算に用ひるスパンは、単純版又は固定版の場合は内法スパンにスパンの中央の版厚を加へたものであり、連続版の場合は支承面の中心間隔である。

二方向に主鉄筋を有する版を第 204 圖に示す如く各周邊に平行にして相互に直角に交る細長い版の集合せるものと考へ、版に働く荷重を此二方向の版にて支持するものと假定する。 $l_x, l_y$  なる周邊長を有する矩形版の全面積に單位面積當り  $w$  なる等分布荷重が働き、 $l_x$  の方向の細長版は  $w_x$  なる荷重を受け、 $l_y$  なる方向の細長版は  $w_y = w - w_x$  を受けるものとすれば、相互に直角に交る任意の二細長版の交點 A に於けるスパン  $l_x$  なる細長版の撓み  $\delta_x$  と、スパン  $l_y$  なる細長版の撓み  $\delta_y$  は、版の同一点の撓みであるから等しくなければならぬ 即ち  $\delta_x = \delta_y, w_x + w_y = w$



第 204 圖

$w_x$  及び  $w_y$  なる等分布荷重に依つて、 $l_x, l_y$  方向の細長版が、版の中心點に於て生ずる撓みは點 A が版の中心點にあるもと考へて、

$$\delta_x = \frac{a_x \cdot w_x \cdot l_x^4}{384 \cdot EI_x} \quad \delta_y = \frac{a_y \cdot w_y \cdot l_y^4}{384 \cdot EI_y}$$

上式中、 $E$  = 版のヤング係數、 $I_x =$  スパン  $l_x$  の方向に於ける細長版の断面二次モーメント、 $I_y =$  スパン  $l_y$  の方向に於ける細長版の断面二次モーメント、 $a_x$  及び  $a_y =$  版の支承状態に依つて定まる定數で、兩端單純支承の時 5、兩端固定支承の時 1、一端單純支承で他端固定支承の時 2.05  $\approx$  2 である。

細長版の幅を單位長さに採りて  $I_x = I_y, \delta_x = \delta_y$  であるから

$$\frac{a_x \cdot w_x \cdot l_x^4}{384 \cdot EI_x} = \frac{a_y \cdot w_y \cdot l_y^4}{384 \cdot EI_y} \quad \text{即ち} \quad \frac{w_x}{w_y} = \frac{a_y \cdot l_y^4}{a_x \cdot l_x^4}$$

$$w_x + w_y = w \text{ であるから、} \quad \frac{w_x}{w} = \frac{w_x}{w_x + w_y} = \frac{a_y \cdot l_y^4}{a_x \cdot l_x^4 + a_y \cdot l_y^4}$$

或は 
$$w_x = w \frac{l_y^4}{Cl_x^4 + l_y^4} \quad w_y = w \frac{l_x^4}{l_x^4 + \frac{1}{C}l_y^4} \quad C = \frac{a_x}{a_y}$$

$x$  及び  $y$  軸の方向に於ける支承の状態が相等しい時、例へば版の四周が固定支承又は単純支承である時には  $a_x = a_y$  であるから、 $C = 1$  従つて次式を得る。

$$w_x = w \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad w_y = w \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

土木學會の標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）の規定は次の通り。

「第 85 條 2 方向に主鐵筋を有する版の曲げモーメント及び剪斷力

2 方向  $x$  及び  $y$  に主鐵筋を有する矩形版に於て、短邊の長さが長邊の長さの  $\frac{1}{2}$  以上にして、周囲の支承状態同一と見做し得る場合には、等分布荷重を滿載したる場合に對し次の如くにして其の曲げモーメント及び剪斷力を求めることを得。

$x$  の方向に於ける分擔荷重  $w_x = w \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$   
 $y$  の方向に於ける分擔荷重  $w_y = w \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$

茲に  $l_x$  :  $x$  の方向に於ける版のスパン、 $l_y$  :  $y$  の方向に於ける版のスパン

正の最大スパン曲げモーメント

単純支承の場合	準固定支承の場合	固定支承の場合
$M_x = \frac{1}{8}w_x l_x^2$	$M_x = \frac{1}{16}w_x l_x^2$	$M_x = \frac{1}{24}w_x l_x^2$
$M_y = \frac{1}{8}w_y l_y^2$	$M_y = \frac{1}{16}w_y l_y^2$	$M_y = \frac{1}{24}w_y l_y^2$

負の最大支點曲げモーメント

単純支承の場合	準固定支承の場合	固定支承の場合
$M_x = 0$	$M_x = -\frac{1}{12}w_x l_x^2$	$M_x = -\frac{1}{12}w_x l_x^2$
$M_y = 0$	$M_y = -\frac{1}{12}w_y l_y^2$	$M_y = -\frac{1}{12}w_y l_y^2$

茲に  $M_x$  :  $x$  の方向に於ける最大曲げモーメント、 $M_y$  :  $y$  の方向に於ける最大曲げモーメント

準固定支承とは、版が鐵筋コンクリート梁に結合された場合、又は連続版等の場合であつて、鐵筋コンクリート版の最も普通の支承状態である。

連続版の場合、剪斷力を求める事は、土木學會標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）第 87 條の規定に依る。剪斷力は細長版  $l_x, l_y$  が夫々  $w_x$  及び  $w_y$  なる等分布荷重を受ける單純梁と看做して計算する。

(202) 二方向に主鐵筋を有する版が集中荷重を受ける場合の曲げモーメント及び剪斷力の計算  
 二方向に主鐵筋を有する版が任意の集中荷重を受ける場合の曲げモーメント及び剪斷力の計算は複雑であつて、實用的の計算方法は未だ一定して居らないのであつて、等分布荷重を受ける場合

と同一割合に集中荷重  $P$  が  $x$  の方向と、 $y$  の方向とに分割されるものと假定して、(201) 節に述べたる公式、

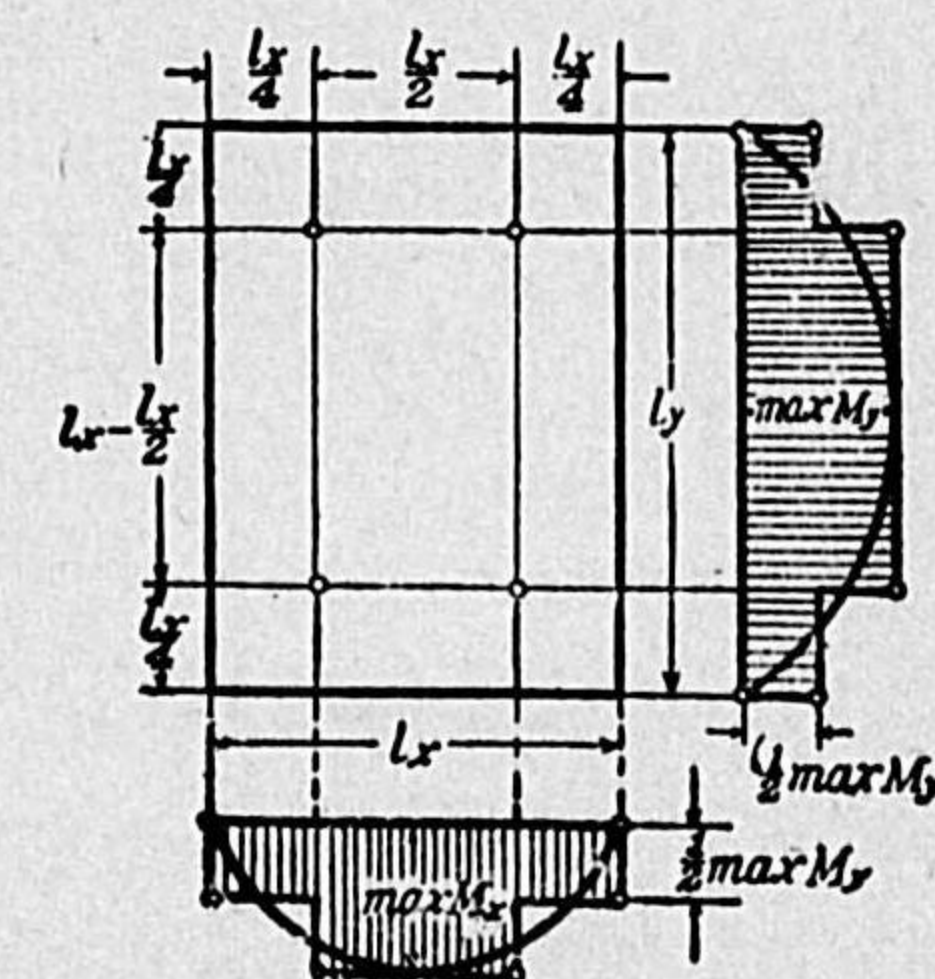
$$w_x = w \frac{l_y^4}{Cl_x^4 + l_y^4} \quad w_y = w \frac{l_x^4}{l_x^4 + \frac{1}{C}l_y^4} \quad C = \frac{a_x}{a_y}$$

に依つて、 $x$  の方向の細長版の受ける荷重  $P_x$  と、 $y$  の方向の細長版の受ける荷重  $P_y$  とを定め、各細長版を夫々單獨に取扱ひて、曲げモーメント及び剪斷力を算定する事が多い。

(203) 二方向に主鐵筋を有する版に於ける鐵筋の配置  
 二方向に主鐵筋を有する版に於ては、短いスパンの方向に大きな曲げモーメントが起るから、短いスパンの曲げモーメントに依つて版の厚さを定め、短いスパンの方向の主鐵筋の直上に長いスパンの方向の主鐵筋を置く。配力鐵筋を要せない。長短兩スパンの方向の主鐵筋は共交又點に於て結束する。(192) 節に於て述べたる如く、土木學會標準示方書（昭和 15 年 3 月改正）第 79 條 (1) に依つて、二方向に主鐵筋を有する版の有効高さは、四邊單純支承の場合は版のスパンの  $\frac{1}{40}$  以上、二方向連続版又は四邊固定の場合は、版のスパンの  $\frac{1}{50}$  以上である。又同條 (2) に依つて、版の最小厚さは普通 8cm 以上、同條 (3) に依つて、主鐵筋の中心間隔は最大曲げモーメントの断面に於て 15cm 以下又は版の有効高さの 1.5 倍以下とし、其他の断面に於ても 30cm を超過させない。

全面に等分布荷重を受ける二方向主鐵筋版に於ける鐵筋の配置を定めるには、版を第 205 圖の如くに分けて考へる。最大曲げモーメントは版の中央に起り、四隅に於ける曲げモーメントは小さいから、短いスパン  $l_x$  の  $\frac{1}{4}$  の區間に於ける主鐵筋量を減少してよいが、其のためには、中央部と同徑の鐵筋を用ひて、其間隔を大としてもよいし、又は直徑の小さい鐵筋を用ひてもよい。 $l_x$  スパンに於ける最大曲げモーメントに依りて算定せる鐵筋斷面積は中央の  $l_x - \frac{1}{2}l_x$  區間に使用し、各側  $\frac{1}{4}l_x$  區間に於ては中央區間の鐵筋斷面積の  $\frac{1}{2}$  を使用する。又  $l_y$  スパンに於ける最大曲げモーメントに依つて算定せる鐵筋斷面積は中央の  $\frac{1}{2}l_x$  區間に使用し、各側  $\frac{1}{4}l_x$  區間に於ては、共  $\frac{1}{2}$  を使用する。曲げモーメントの算定に用ひる單位等分布荷重  $w_x$  及び  $w_y$  は次の通り。

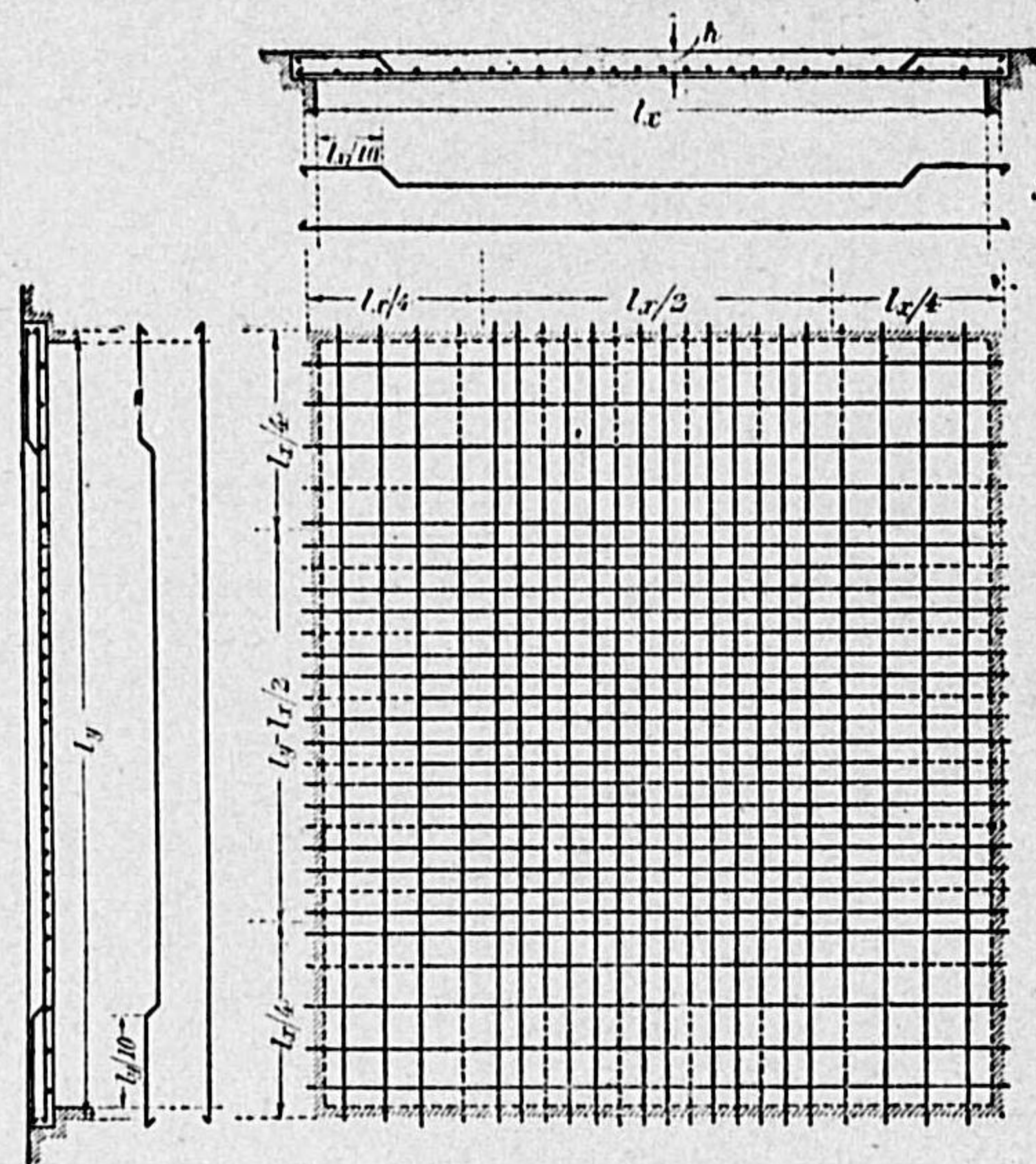
$$w_x = w \frac{l_y^4}{Cl_x^4 + l_y^4} \quad w_y = w \frac{l_x^4}{l_x^4 + \frac{1}{C}l_y^4}$$



第 205 圖 圖中  $l_x - \frac{l_x}{2}$  は  $l_x - \frac{l_x}{2}$  と訂正する。

上の  $w_x$  及び  $w_y$  を用ひて  $max M_x$  及び  $max M_y$  を計算する。即ち版の幅  $1m$  に對して、 $l_x$  及び  $l_y$  の方向に於て、 $max M_x$  及び  $max M_y$  を計算する。中央部に於ては、引張主鐵筋の中心間隔を  $15cm$  以下とし、其他の部分に於ては之を  $30cm$  迄許し得る。中央部の鐵筋中心間隔から兩側  $\frac{1}{4}l_x$  區間の鐵筋中心間隔に變る部分は、急に間隔を變へないで、曲げ應力の變化に適應せしめる。

(204) 四邊單純支承の二方向主鐵筋版の設計 第 206 圖は四邊共に單純支承である二方向主鐵筋版の一例である。短いスパン  $l_x$  の方向の主鐵筋を、長いスパン  $l_y$  の方向の主鐵筋の下に配置し、剪斷力に對する安全を計るためと、支承に於て幾分の曲げモーメントが働く事に對して備へるために、引張主鐵筋の  $\frac{1}{8}$  が曲上げてある。 $l_y - \frac{1}{2}l_x$  區間及び  $\frac{1}{2}l_x$  區間即ち中央部に於ては計算上、必要な鐵筋を配置し、兩側各  $\frac{l_x}{4}$  區間に於ては、間隔を次第に大とし、斷面積に於て中央部の  $\frac{1}{2}$  まで減少してある。



第 206 圖 四邊單純支承の二方向主鐵筋版に於ける鐵筋の配置

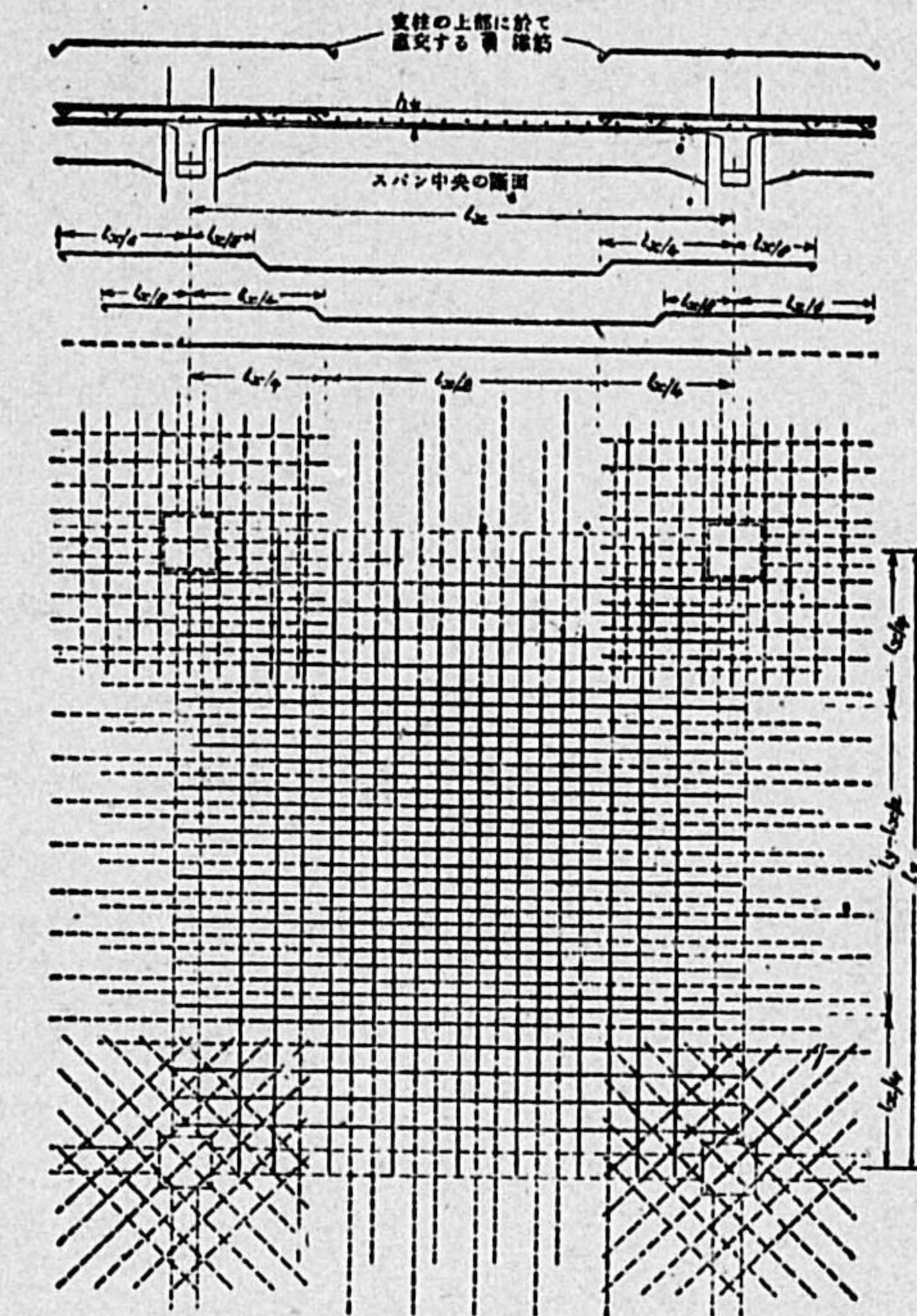
(205) 二方向に主鐵筋を有する四邊固定支承版及び二方向に

主鐵筋を有する連續版の設計 二方向に主鐵筋を有する版の四邊が固定支承である場合には、第 182 圖の如くに支承に於て版の厚さを増加して、支承に於ける大きい負の曲げモーメントに抵抗せしめる。而して正の引張主鐵筋の凡そ  $\frac{2}{8}$  を曲上げて負鐵筋として使用し、負鐵筋の不足分は第 182 圖の如くに、別に添加する。支承に於て版の厚さを増さない時には、版の厚さは、一般に負の最大曲げモーメントから定まり、此時、支承部に於ける鐵筋の配置は、第 183 圖の如くにする。等分布荷重を全面に受ける場合には、版の中央部に於ける鐵筋の配置は第 206 圖に準ずる。支承が固定支承として働くか否かの檢算は (195) 節に示す通り。

二方向に主鐵筋を有する連續版は最も不利益な荷重状態に對する最大の正のスパン中央部曲げモーメントと最大の負の支點曲げモーメントとに抵抗し得る様に設計する。尙、連續性の有る方向

に於て、終端スパンと中間スパンとを區別せねばならぬ。中間支點に於ける大きな負の曲げモーメントの爲に、支承部の版厚は、ハンチを付けることに依つて増加し、ハンチの勾配は 8:1 (水平:鉛直) よりも急とせない。負の曲げモーメントに對する版の厚さを定めることは、第 193 圖に於て述べたる如くにし、版にハンチを付けない場合は、版の厚さを第 194 圖の如くにする。

第 207 圖は二方向に連續した二方向主鐵筋を有する版の中間スパンの鐵筋の配置を示したもので、其兩方向のスパンが殆んど相等しい場合である。スパンの中央部の主鐵筋の  $\frac{2}{8}$  が互にすらして曲上げてあるから、中間支承部に於ては正鐵筋の  $2 \times \frac{2}{8} = \frac{4}{8}$  が負の曲げモーメントに抵抗することとなる。スパン中央部の鐵筋の  $\frac{1}{2}$  を曲上げると、中間支承部に於ける負鐵筋はスパン中央部の鐵筋と同一斷面積になる。版の下側の直線鐵筋は隣接スパンに於て鐵筋が同じ大いさで、同じ間隔の場合には、2 スパン或は其以上に連續的に配置することが出来る。版の中央部及び隅角部に於ける鐵筋の配置は、四邊單純支承の場合と同様であつて、第 207 圖は斯くの如き配置を示す。同圖には鐵筋を曲上げる



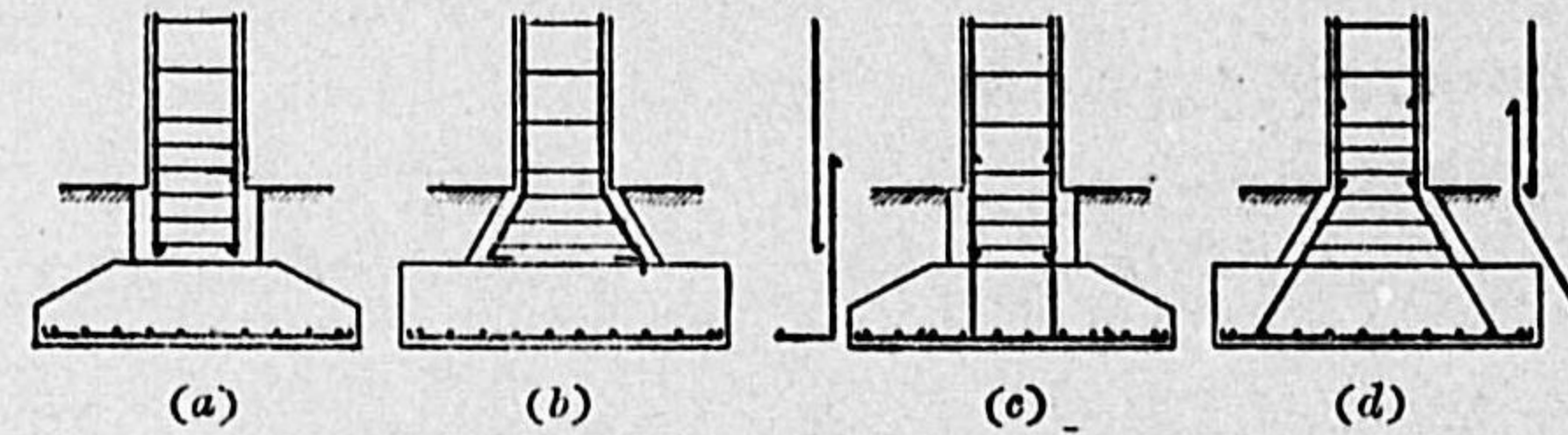
第 207 圖 二方向に主鐵筋を有する連續版の中間スパンの鐵筋の配置

位置及び鐵筋を延ばすべき長さの一般標準が示してある。終端スパンの單純支承部に於ては、正鐵筋の  $\frac{1}{8}$  を曲上げる。柱の附近に於ては曲上筋の交錯のために困難を伴ふから、柱の上部の版に於ける負の曲げモーメントに抵抗させるために、縦横二方向又は對角線の方に別に負鐵筋を使用すればよい。

## 第二十八章 基礎版の設計

(206) 概論 普通、鉄筋コンクリート基礎に採用される様式は、基礎版 (Foundation slab) で

ある。第208圖は、柱脚と基礎版と軸方向鉄筋の配置の數例である。重要な構造物の基礎であれば、(c)又は(d)の様式の方がよい。鉄筋コン

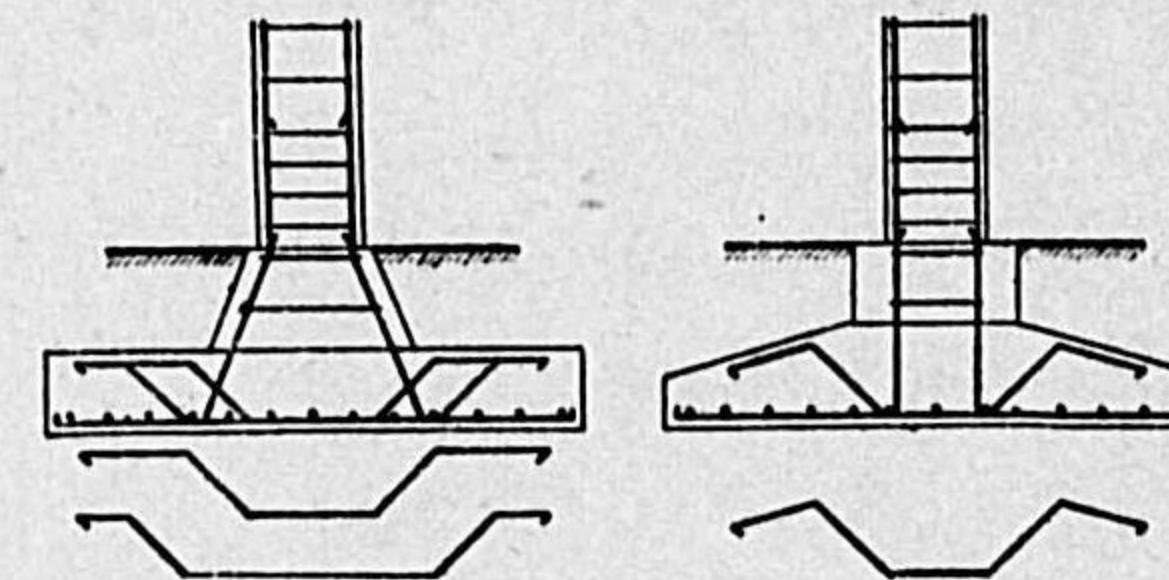


第208圖 柱脚と基礎版の軸方向鉄筋の配置

リート基礎版の厚さが小であれば、之を充分なる腹鉄筋を以て補強し、引張主鉄筋の附着應力度に就いて其安全度を檢算する。之れ柱脚附近の剪斷應力、従つて之に依りて生ずる斜張應力が大となるからである。

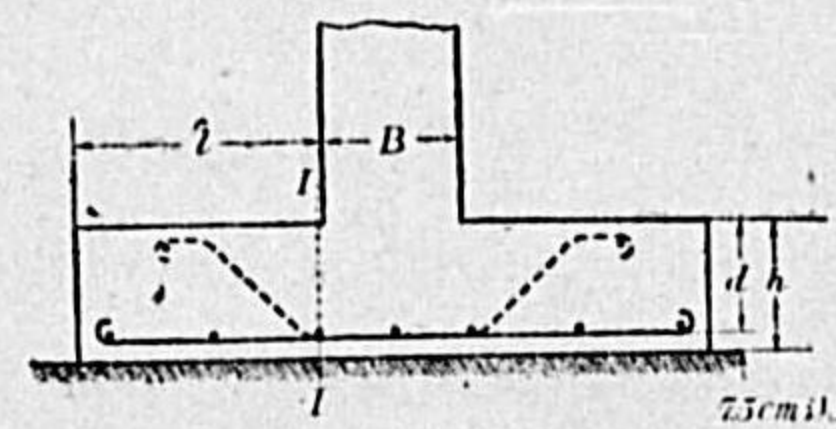
一般には、基礎底面の壓力分布に對しては直線的分布、即ち中心荷重に對しては等分布荷重、偏心荷重に對しては等變壓力を假定し、基礎版は之を普通の梁の理論に依つて計算を行ふものである。

(207) 壁の基礎版 壁の基礎版は壁体又は壁脚の下に於て、其兩側に突出して造られる片持版である。版の厚さは、持出しの長さが小なる時は、押貫剪斷應力又は斜張應力の方から定まり、持出しの長が大なる時は、曲げ應力の方から定まる場合が多い。持出しの長さは地盤の地耐力度と、版に加はる荷重とから定まる。



第209圖

第210圖に於て、曲げモーメントに對して最も危険な断面は、壁又は壁脚の外表面である。



第210圖

抗するために必要なる版の有効高さは、(17)式に依つて次の通り。

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = C_1 \sqrt{\frac{pl^2}{2}} \text{ cm} \dots (a) \quad C_1 = \frac{\sigma_s + n\sigma_c}{n\sigma_c} \sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s + 2n\sigma_c}}$$

断面 I-I に働く曲げモーメントは、壁の長さ 1m に於いて次の通り。

$$M = \frac{pl^2}{2} \text{ kgm} = 50pl^2 \text{ kgem}, \quad l = \text{持出しの長さ (m)},$$

$p =$  版の底面に働く地盤の反力度 ( $\text{kg/m}^2$ )

與へられた許容應力度に對して、此曲げモーメントに抵

I-I 断面に於ける押貫剪斷力  $S_1$  は、壁の長さ 1m に對して  $S_1 = pl$  kg である。故に押貫剪斷力に對して必要なる版の有効高さは次の通り。

$$d = \frac{S_1}{100\tau_1} \text{ cm} \dots (b) \quad \tau_1 = \text{押貫剪斷應力に對する許容應力度 (8~10kg/cm}^2\text{)}$$

斜張應力を測る手段として用ひる剪斷應力度の最大値は、壁又は壁脚の外表面から、凡そ、版の有効高さの距離にある断面に生ずるものと考へる。壁の長さ 1m に對して、此断面に於ける剪斷力  $S$  は次の通り。

$$S = p \left( l - \frac{d}{100} \right) \text{ kg}, \quad l \dots \text{m}, \quad d \dots \text{cm},$$

基礎版に於ては、なるべく腹鉄筋を使用せずして、斜張應力に抵抗し得る様に版の有効高さを定め、殊に肋鉄筋は殆んど使用せぬ。斜張應力から定まる版の有効高さは次の通り。

$$d = \frac{S}{\tau'j} = \frac{S}{4.5 \times 100 \times \frac{7}{8}} = \frac{S}{894} \text{ cm} \dots (c) \quad \tau' = \text{許容剪斷應力度 (4.5kg/cm}^2\text{)}, \quad j = \frac{7}{8}$$

上記の (a) 式と (c) 式とで計算した  $d$  の値の大なる方を版の有効高さとする。版の全高は、 $d$  に引張鉄筋直径の  $\frac{1}{2}$  と、鉄筋保護として必要なコンクリート被りを加へたるものである。版の有効高さが斜張應力の方から定まる場合には、曲げモーメントに對して不必要となつた引張鉄筋の一部分を、第210圖の破線で示す如く曲上げ、其端を壓縮部コンクリートに礎着して折曲鉄筋として働かせ、斜張應力に對して安全度を増すをよしとする。

(208) 柱の正方形基礎版 中心軸方向壓縮力を受ける柱の基礎としては正方形の基礎版が最も普通である。第211圖に於て正方形柱脚の一辺を  $c$  とする。柱脚の断面が正方形でなく、矩形又は正八角形であつても、次の計算法をその儘、用ひるも大なる誤差は起らない。

第一に基礎版の柱脚に接する部分の断面に生ずる剪斷應力に就いて考察する。圖に於て柱脚の下部の基礎版の断面に生ずる剪斷應力度の最大値、即ち中立軸に於ける剪斷應力度を  $\tau$ 、抵抗モーメントの臂長を  $s$ 、基礎底面に働く等分布壓縮應力度を  $p$  とすれば、柱脚の周邊長は  $4c$  であるから、次式が成立する。 $P$  は柱に働く中心軸方向荷重である。

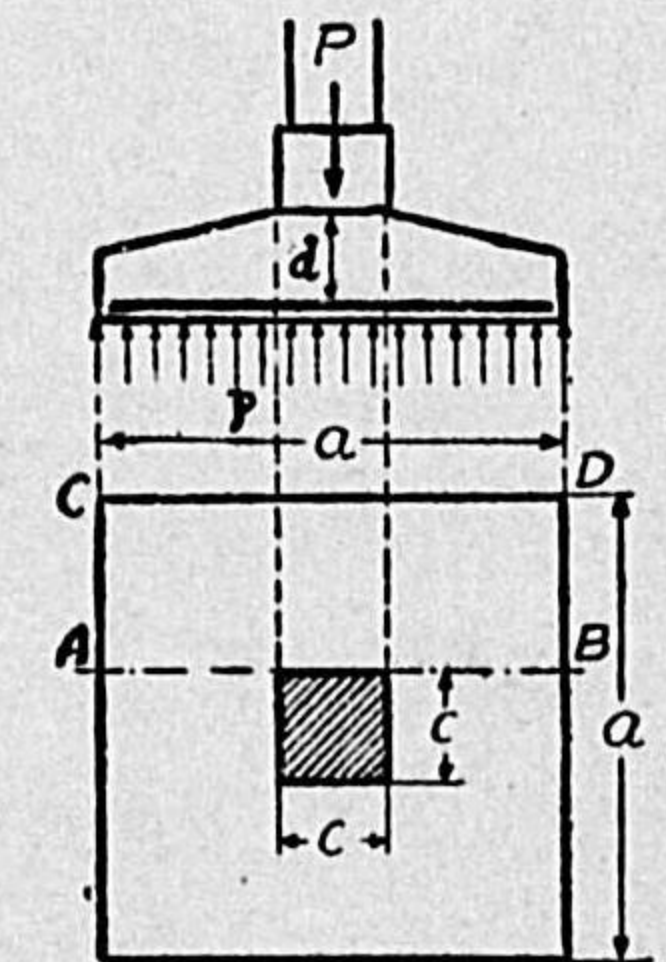
$$4cs\tau = p(a^2 - c^2) = \frac{P}{a^2}(a^2 - c^2) \therefore \tau = \frac{P}{4cs} \left( 1 - \frac{c^2}{a^2} \right) \dots (278)$$

$\tau$  が與へられた場合に、必要なる  $s$  は次の通り。

$$s \geq \frac{P}{4c\tau} \left( 1 - \frac{c^2}{a^2} \right) \dots (279)$$

近似的に  $s = \frac{8}{9}d$  とすれば、上式から夫々次式を得る。

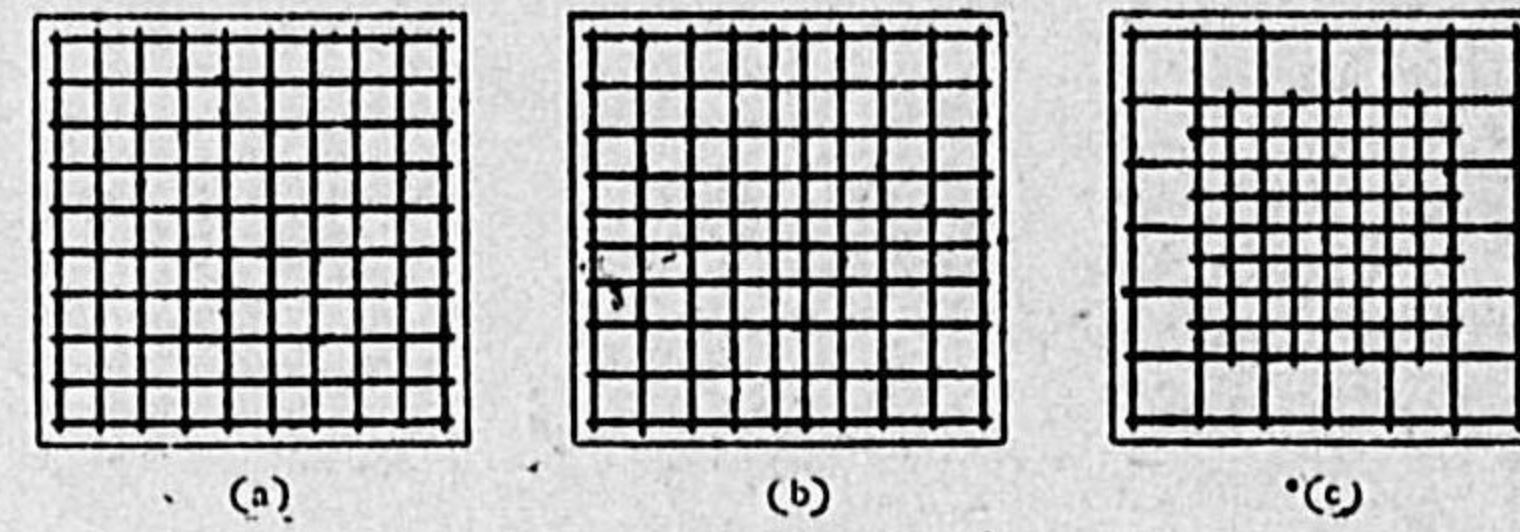
$$\tau = 0.28 \frac{P}{cd} \left( 1 - \frac{c^2}{a^2} \right) \quad d \geq 0.28 \frac{P}{c\tau} \left( 1 - \frac{c^2}{a^2} \right) \dots (280)$$



第211圖

(209) 邊に平行なる二方向に主鉄筋を有する正方形基礎版 基礎版の主鉄筋を其邊に平行なる二方向に配置するのは、正方形のみならず矩形基礎版に於ても、最も普通の方法である。其様式は第 212 圖に示すが如きもので

あつて、(a) は最も簡單であるが、(b) 及び (c) は (a) よりも合理的である。



第 212 圖

第 211 圖に於て ABCD を AB 線にて固定されてゐる片持梁と考へる。

AB 線の断面に於ける曲げモーメント  $M$  及び剪断力  $S$  は次の通り。

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{pa(a-c)}{2} \times \frac{(d-c)}{4} = \frac{pa(a-c)^2}{8} = \frac{Pa(a-c)^2}{8a} = \frac{Pa}{8} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \\ S &= \frac{p}{2} a(a-c) = \frac{P}{2a} (a-c) = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (281)$$

上記の  $M$  及び  $S$  に於ては、AB 断面の幅は基礎版の全幅  $a$  に採つてあるから、単位長さの幅に對する  $M$  及び  $S$  は夫々次の通り。

$$M = \frac{P}{8} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \quad S = \frac{P}{2a} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \dots\dots (282)$$

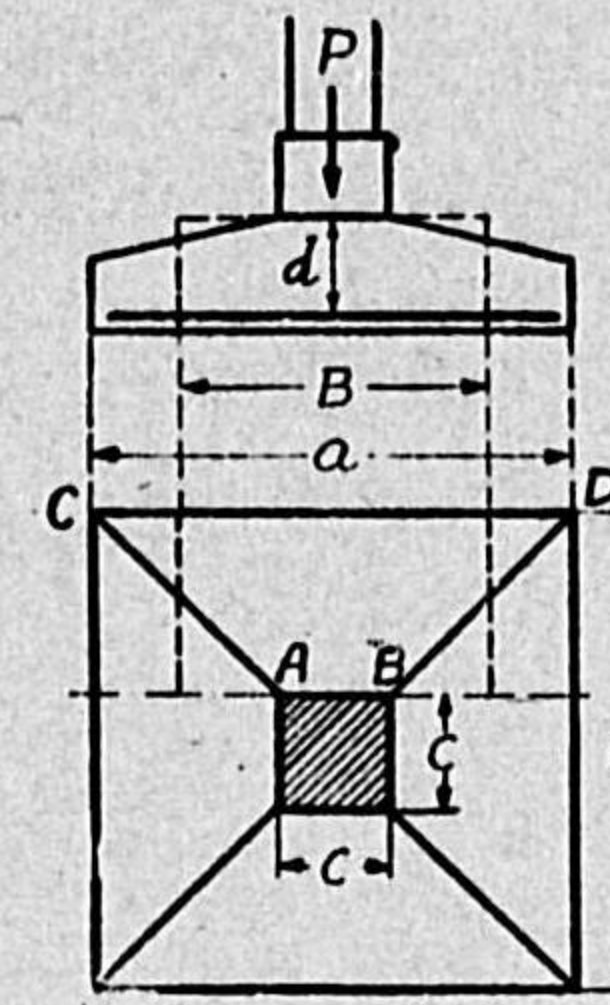
基礎版が等厚でなければ、AB 線に於ける断面は第 211 圖の如く梯形になるが、近似的に矩形断面と考へて差支へが無い。鉄筋は之を基礎版の全幅中に適當に配置し、之と同量を之と直角の方向に配置する。

他の方法は、基礎版を第 213 圖に示す如く、四個の梯形片持版と考へるのである。例へば ABCD を AB 線にて固定された片持版と考へる。AB 断面に生ずる曲げモーメント及び剪断力は夫々次の通り。

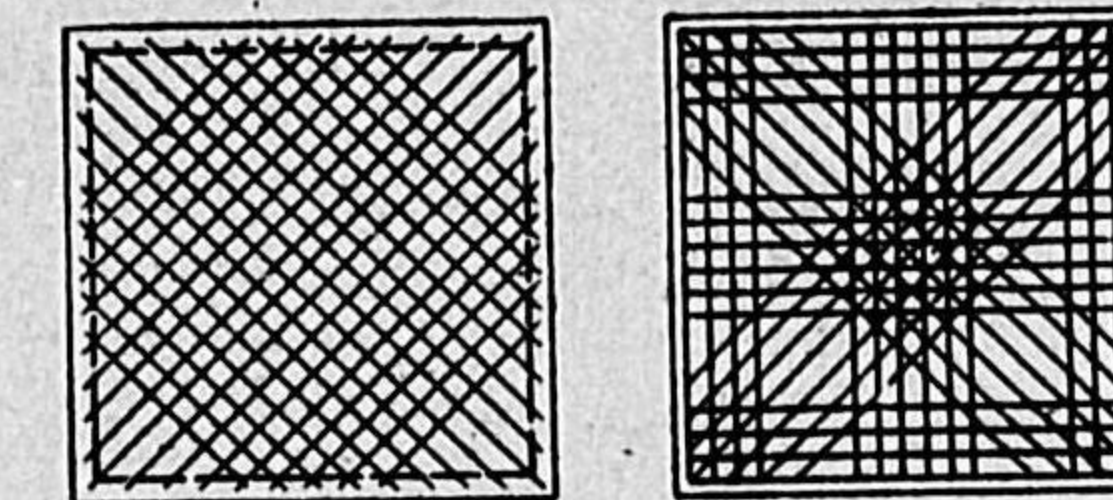
$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{(2a+c)(a-c)^2}{24a^2} P = \frac{Pa}{24} \left(2 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \\ S &= \frac{a^2 - c^2}{4a^2} P = \frac{P}{4} \left(1 - \frac{c^2}{a^2}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (283)$$

之に依つて AB に於ける版の有効高さ  $d$  又は鉄筋量を求める場合、片持版の幅  $B$  は平均幅  $B = \frac{1}{2}(a+c)$  に採るのが便利である。斯くの如くにして求めた鉄筋量は、之を幅  $B$  の中に配分し、 $B$  の外側には適當なる鉄筋を配置する。

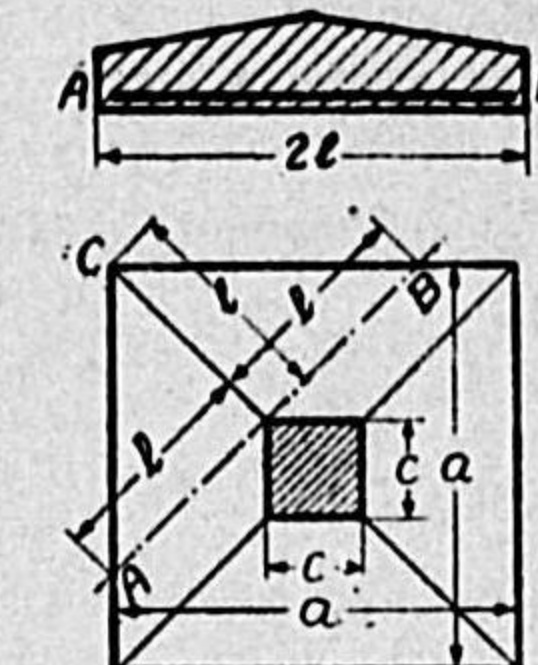
(210) 對角線の方向に主鉄筋を有する正方形基礎版 正方形基礎版に於て、對角線の方向に主鉄筋を挿入する場合は、第 214 圖 (イ) 及び (ロ) に示す通り。(イ) 圖の如く配置する場合は



第 213 圖



第 214 圖



(ハ)

(ハ) 圖に示す如く對角線に平行なる断面 AB に就いて計算する。断面 AB に於ける曲げモーメント及び剪断力は次の通り。

$$\left. \begin{aligned} l &= (a-c)/\sqrt{2}, \quad M = pl^2/3 = \frac{p}{6\sqrt{2}}(a-c)^2 = \frac{Pa}{6\sqrt{2}} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \\ S &= pl = \frac{p}{2}(a-c) = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (284)$$

AB 方向の単位長さの幅に對する曲げモーメント及び剪断力は夫々次の通り。

$$M = \frac{P}{12} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \quad S = \frac{P}{2\sqrt{2}a} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \dots\dots (285)$$

上記の  $M$  と  $S$  とに就いて AB 断面を計算する。若し等厚の基礎版でなければ、AB 断面は、第 214 圖 (ハ) の如くに、壓縮部分が三角形となるが、近似的に矩形断面と考へてもよく、鉄筋は AB の間に適宜に配分する。

第 214 圖 (ロ) の如く、邊に平行なる鉄筋と對角線に平行なる鉄筋とを使用する場合には、此兩方向の鉄筋が、夫々、荷重の半分づつを負擔するものと考へて、前記の方法に依つて、各方向の鉄筋断面積を算出する。

(211) 矩形基礎版 矩形基礎版に於ける主鉄筋は、矩形の邊に平行なる二方向に配置する。基礎版底面に上向きに作用する等分布壓縮應力度は  $p = \frac{P}{ab}$  である。断面 CD に於ける曲げモーメント  $M_1$  及び剪断力  $S_1$  は次の通り。

$$M_1 = pb \frac{a-c}{2} \cdot \frac{a-c}{4} = \frac{Pa}{8} \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \quad S_1 = pb \frac{a-c}{2} = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{c}{a}\right) \dots\dots (286)$$

断面 AB に於ける曲げモーメント  $M_2$  及び剪断力  $S_2$  は次の通り。

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= pa \frac{b-d}{2} \cdot \frac{b-d}{4} = \frac{Pb}{8} \left(1 - \frac{d}{b}\right)^2 \\ S_2 &= pa \frac{b-d}{2} = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (287)$$

a 邊に平行なる鉄筋は  $M_1$  及び  $S_1$  に依り、b 邊に平行なる鉄筋は  $M_2$  及び  $S_2$  に依りて計算する。矩形断面の幅は、断面 CD に対しては b、断面 AB に対しては a である。

他の計算方法は、矩形基礎版を第 215 圖 (ロ) に示す如く四個の梯形より成るものと考へ、其の各々を柱脚に沿ふ断面に於て固定された片持梁と考へる方法である。今梯形片持梁 ABED を考へる。固定端 AB に生ずる曲げモーメント  $M_1$  及び剪断力  $S_1$  は次の通り。

$$M_1 = \frac{Pa}{24} \left(2 + \frac{d}{b}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right)^2 \quad S_1 = \frac{P}{4} \left(1 + \frac{d}{b}\right) \left(1 - \frac{c}{a}\right) \dots\dots\dots (288)$$

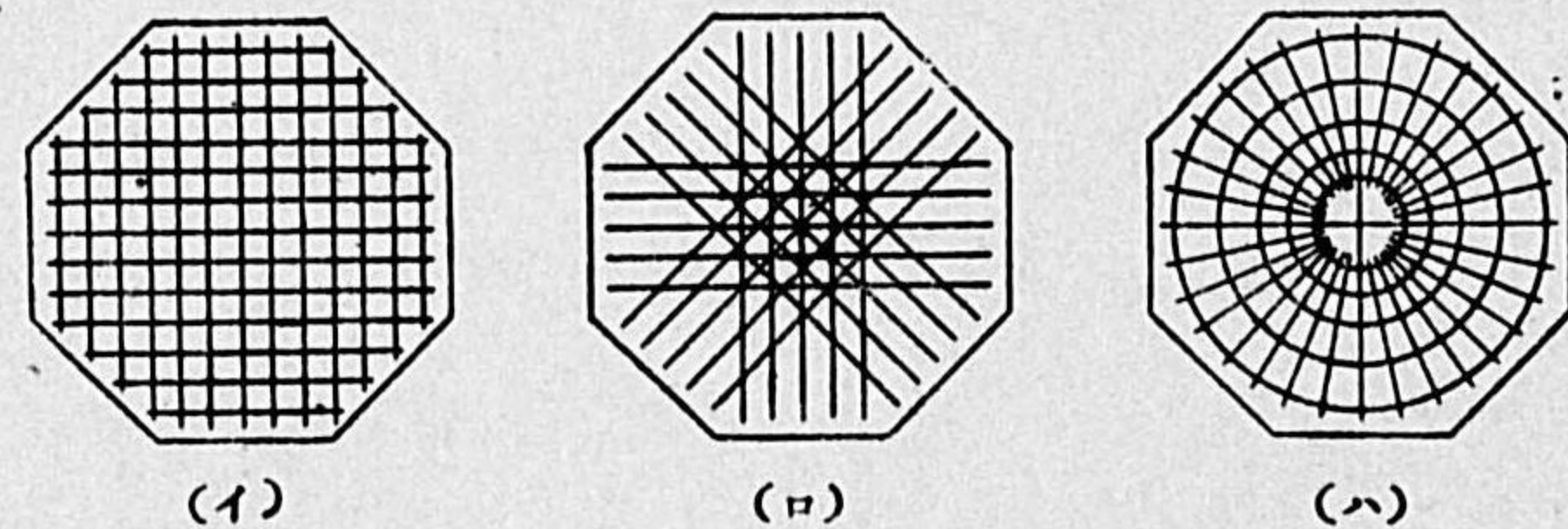
梯形片持梁 BCEF の固定端 BC に於ける曲げモーメント  $M_2$  及び剪断力  $S_2$  は次の通り。

$$M_2 = \frac{Pb}{24} \left(2 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{d}{b}\right)^2 \quad S_2 = \frac{P}{4} \left(1 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{d}{b}\right) \dots\dots\dots (289)$$

以上兩片持版の幅  $B_1$  及び  $B_2$  は次の通り。

$$\left. \begin{aligned} B_1 &= \frac{b+d}{2} \quad \text{又は} \quad B_1 = \frac{b+d}{2} + \text{版の有効高さ} \\ B_2 &= \frac{a+c}{2} \quad \text{又は} \quad B_2 = \frac{a+c}{2} + \text{版の有効高さ} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (290)$$

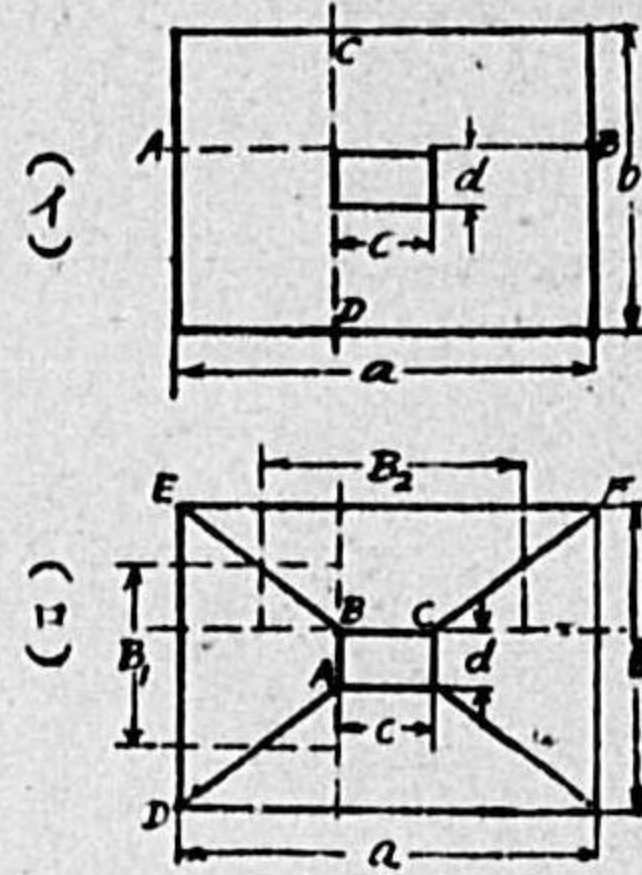
算出したる鉄筋断面積は之を夫々  $B_1$  又は  $B_2$  の中に配分し、之より外側には適當の鉄筋を配置する。



第 216 圖

圓の半径を r、一邊を a、面積を A とすれば次の關係がある。

$$\left. \begin{aligned} a &= 0.8284r, \quad A = 3.314r^2, \quad p = \frac{P}{A} = 0.3018 \frac{P}{r^2} \\ d &\geq 0.170 \frac{P}{\sigma r} \left(1 - \frac{c^2}{r^2}\right) \dots\dots\dots (291) \end{aligned} \right\}$$



第 215 圖

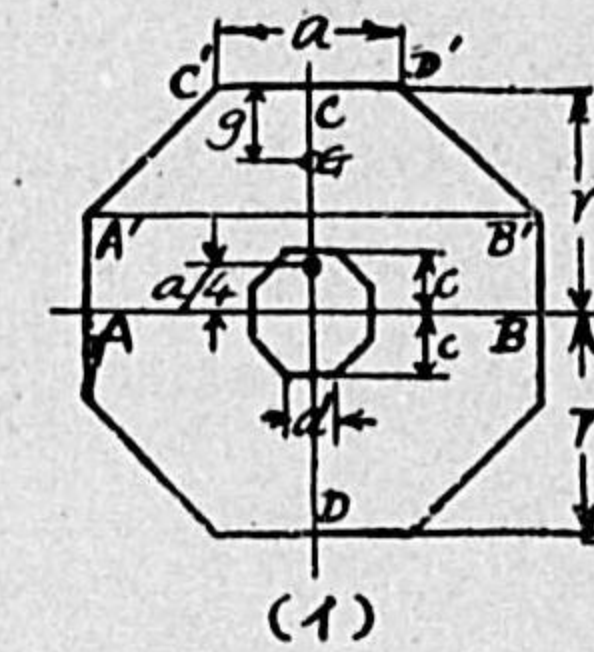
(212) 正八角形基礎版 正八角形基礎版の主鉄筋の配置は第 216 圖の如く、此中、(イ) と (ロ) とが一般的である。正八角形の内接

d = 柱脚の下部に於ける基礎版の有効高さ、 $\tau$  = 最大剪断應力度 (與へられる数值)、c = 柱脚を正八角形とし、其内接圓の半径 (第 217 圖参照)、r = 正八角形基礎版の内接圓の半径

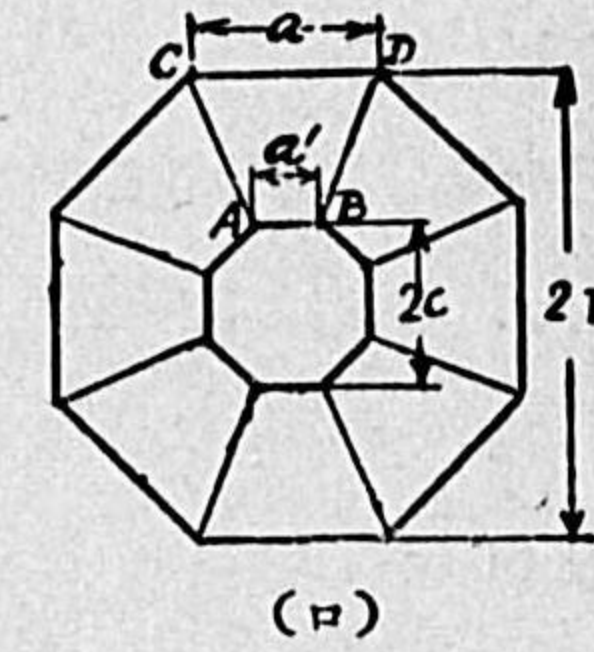
(213) 二方向に主鉄筋を有する正八角形基礎版 第 216 圖 (イ) の如く互に直角なる二方向に鉄筋を配置する場合には、第 217 圖 (イ) に示せる断面 AB 又は CD に就いて計算を行ふ。基礎版底面に作用する壓縮應力度 p に依つて、断面 AB に生ずる曲げモーメント M と剪断力 S とは次の通り。

$$\left. \begin{aligned} M &= 0.1768Pr \\ S &= \frac{P}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (292)$$

之に依つて幅 2r なる矩形断面として、断面の有効高さ又は鉄筋断面積を求め、勿論、鉄筋の間隔は、柱脚附近に於て密にするをよしとする。

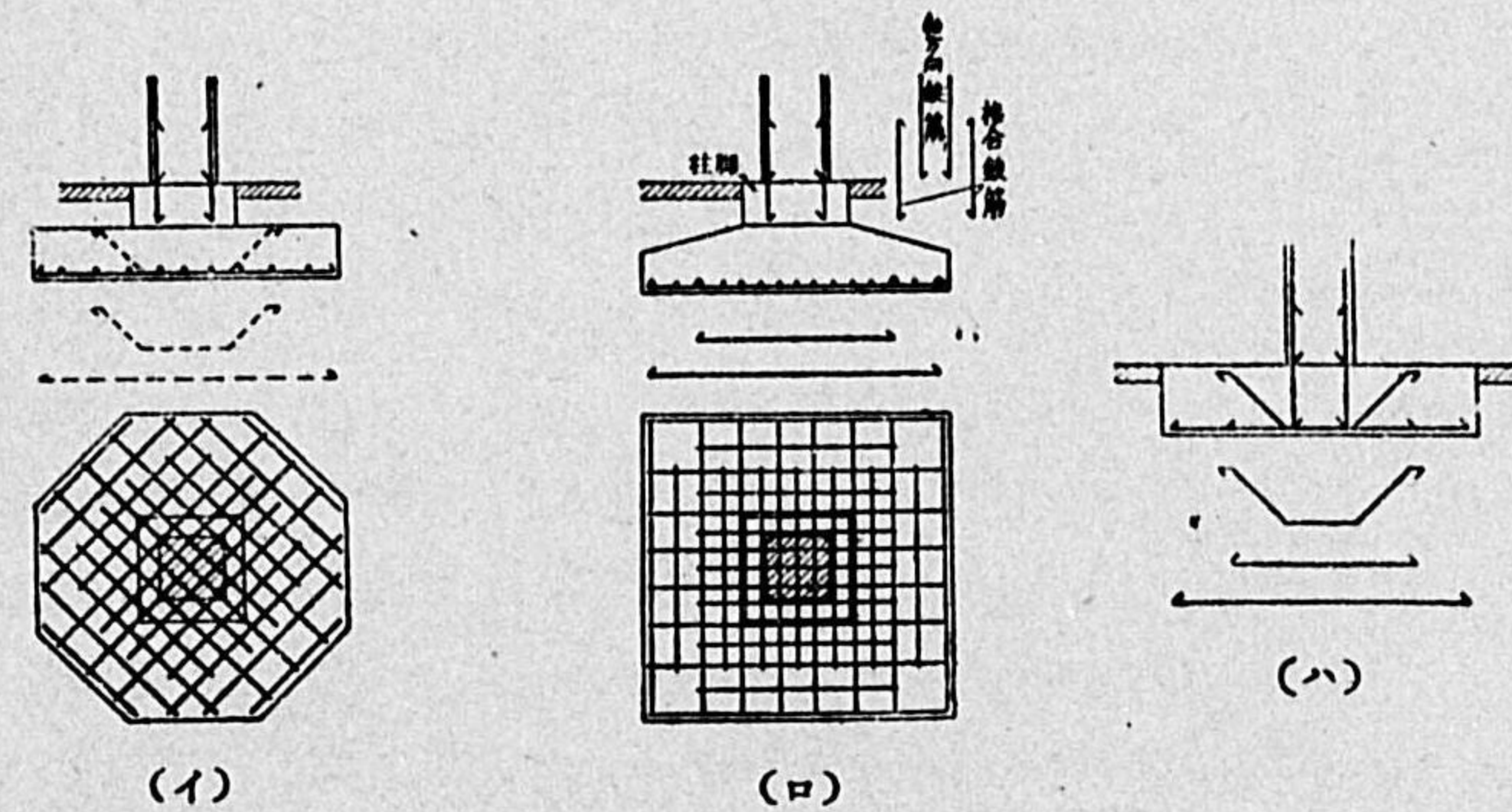


(214) 放射状又は四方向に主鉄筋を有する正八角形基礎版 第 216 圖 (ロ) 又は (ハ) の如く四方向又は放射状に主鉄筋が配置される場合には、第 217 圖 (ロ) の如く、八個の梯形に基礎版を分割し、其各々を柱脚の周邊に於て固定された片持版として考へる。梯形 ABCD なる片持版の AB なる固定端に於ける曲げモーメント M 及び剪断力 S は次の通り。



$$M = \frac{Pr}{24} \left(2 + \frac{c}{r}\right) \left(1 - \frac{c}{r}\right)^2 \quad S = \frac{P}{8} \left(1 - \frac{c^2}{r^2}\right) \dots\dots\dots (293)$$

之に依つて断面 AB を設計し、其鉄筋は、之を四方向に配置する際は約  $\frac{1}{2}(a + a')$  の間に挿入し、放射状に配置する場合には、之を ABCD の間に挿入する。尙此場合の環狀鉄筋は甚だ重

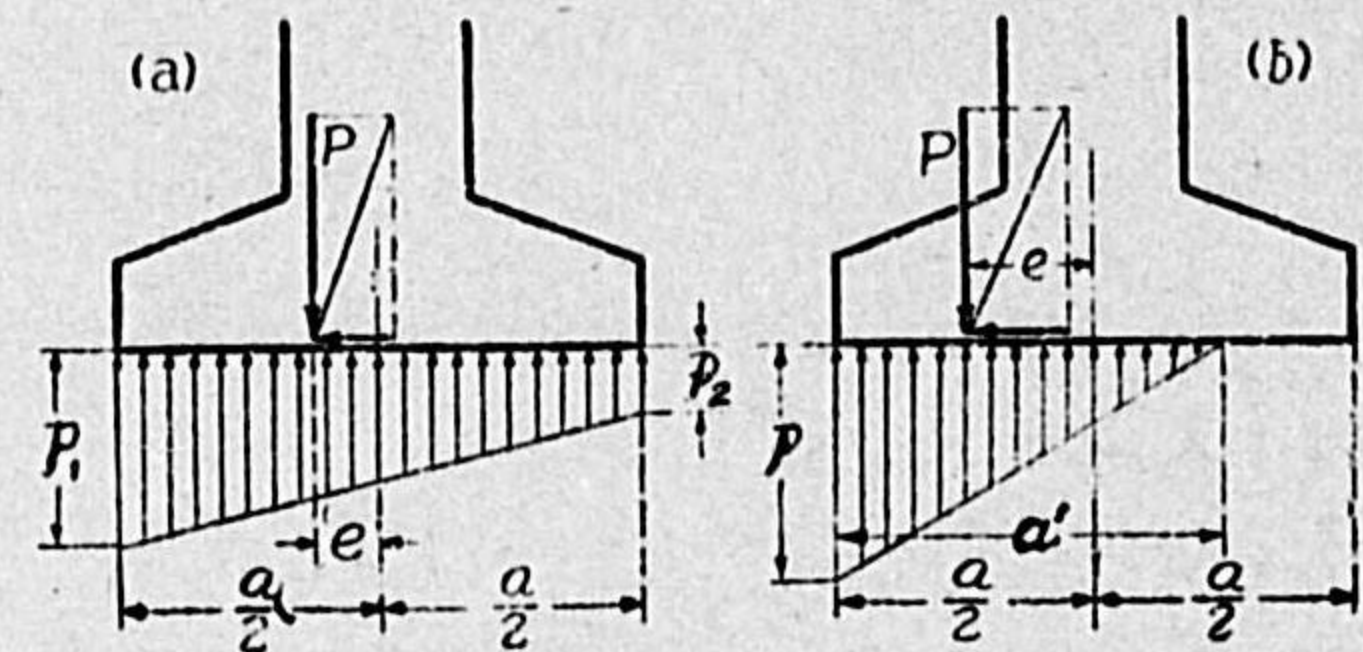


第 218 圖

要なるものであつて、放射状鉄筋断面積よりも小でないものを配置する。

第 218 圖 (イ) 及び (ロ) は正八角形及び正方形の基礎版に於ける鉄筋配置の一例を示す。版の厚さが制限されて居る時は同圖 (ハ) の如く折曲鉄筋として働く鉄筋を配置せねばならぬことがある。

(215) 偏心荷重を受ける基礎版 これまでは、すべて中心軸方向荷重を受ける基礎版に就いて述べたものであるが、たとへ中心軸方向荷重を受けるものとして設計する柱にても、風壓、制動荷重、遠心荷重又は地震力等のために多少の曲げモーメントを生じ、又、ラーメンの支柱等にては初めから曲げモーメントを受けるものとして設計するから、此の様な柱の基礎版には偏心荷重が作用することになる。



第 219 圖

偏心荷重を受ける基礎版の底面に作用する壓縮應力は、一般に等變的に分布するものと假定せられる。第 219 圖に於て、面積  $a \times b$  なる矩形基礎版の中心から  $e$  なる距離に荷重  $P$  が働くとするれば、 $e$  が小なる間は版底面の壓縮應力  $p$  は (a) 圖の如く梯形に分布する。

$$p_1 = \frac{P}{ab} \left( 1 + \frac{6e}{a} \right) \quad p_2 = \frac{P}{ab} \left( 1 - \frac{6e}{a} \right) \dots \dots \dots (294)$$

$e = \frac{a}{6}$  であれば、 $p_2 = 0$  であり、 $e > \frac{a}{6}$  であれば、 $p_2 < 0$ 、即ち  $p_2$  は引張力である。基礎版底面と地盤との間に引張力に対する抵抗を考へることは出来ないから、 $e > \frac{a}{6}$  即ち  $P$  が中央の  $\frac{1}{3}$  以外に作用する場合には (294) 式は適用出来ない事となる。 $e > \frac{a}{6}$  なる時の壓力の分布は第 219 圖 (b) に示す如く、 $P$  の作用線上に圖心を有する三角形となり

$$a' = 3 \left( \frac{a}{2} - e \right) \quad p = \frac{2P}{ba'} = \frac{4P}{3(a-2e)} \dots \dots \dots (295)$$

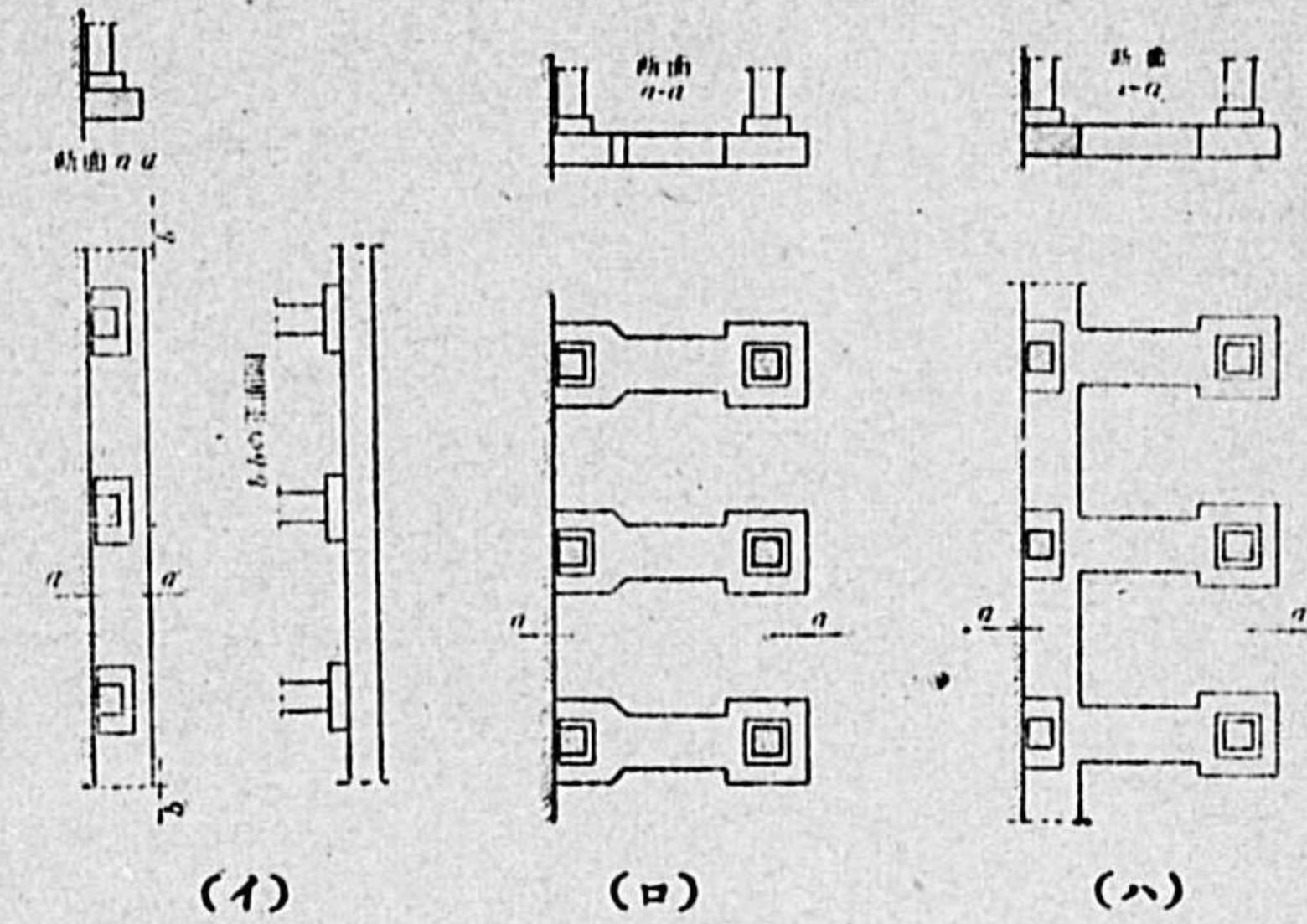
$p$  の最大値は地盤の許容地耐力よりも小でなければならぬ。普通には  $P$  が中央  $\frac{1}{3}$  以内に作用する様に設計する。

(216) 連続基礎版 柱を支持する基礎版を、柱の軸を中心として擱ける事が出来ない時、例へば他の建築物又は道路等に接して建築物を造る場合の外周の柱の基礎版に於ては、獨立せる基礎版は偏心荷重を受け、地盤に於ける壓縮應力の分布が不齊等になる。斯くの如き場合には、第 220 圖 (イ) 及び (ロ) 圖の様な矩形、又は第 222 圖の如き梯形の連続基礎版を用ひて、柱の荷重を基礎版なるべく齊等に分布する。第 220 圖 (ハ) は甚だ便利なる连续基礎版である。基礎版の

断面及び鉄筋の配置は、版又は梁として、曲げモーメント又は剪斷力に依つて設計する。第 222 圖に於て、柱 I 及び II からの荷重を夫々  $W_1$  及び  $W_2$ 、地盤の地耐力度を  $p$  とすれば、必要なる基礎版の面積  $A$  は次の通り。

$$A = \frac{W_1 + W_2}{p} = \frac{b_1 + b_2 l}{2} \dots \dots (a)$$

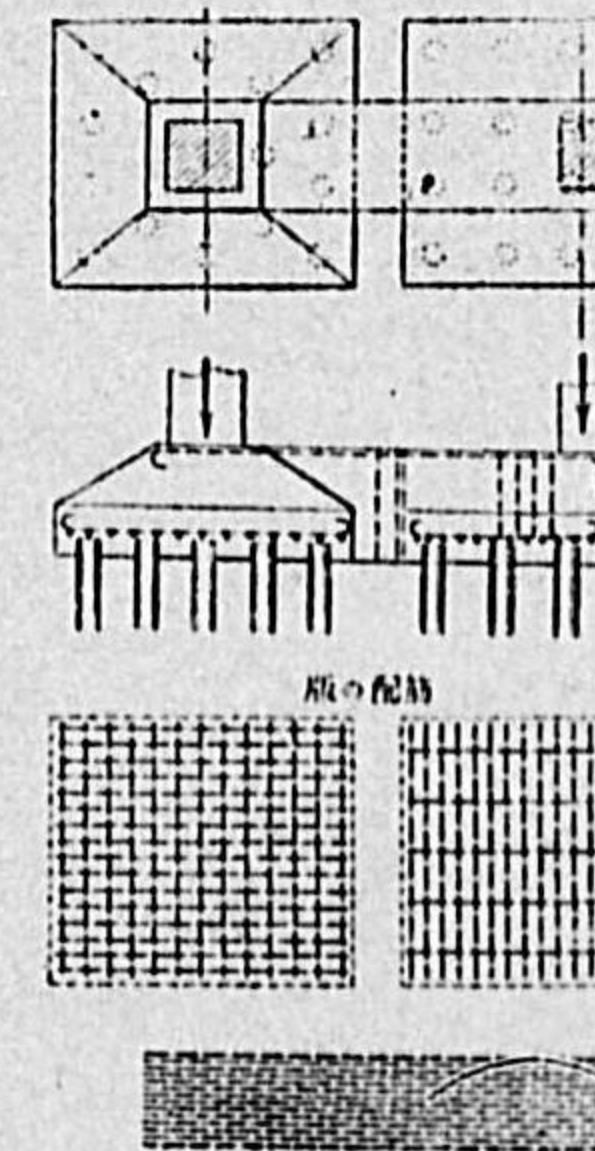
$b_1$  及び  $b_2$  は兩柱に作用する力の合力の作用點  $G$  と梯形の圖心とが一致する様に定める。



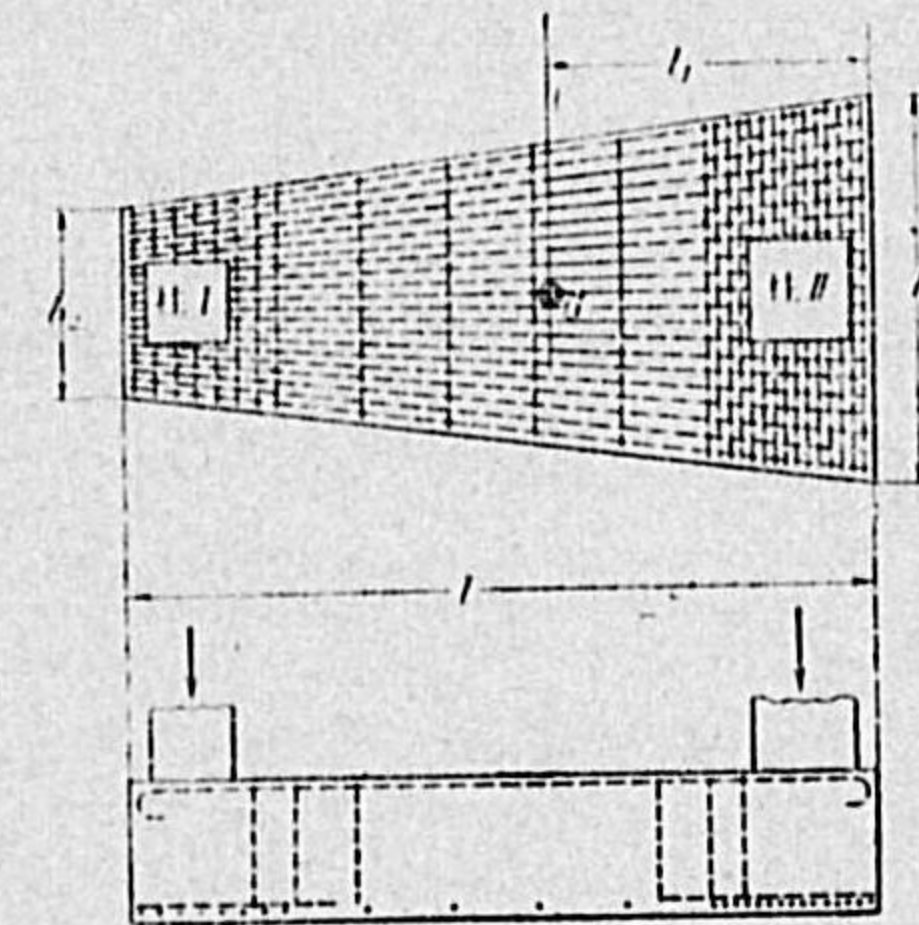
第 220 圖

$$l_1 = \frac{l}{8} \cdot \frac{b_1 + 2b_2}{b_1 + b_2} \dots \dots \dots (b)$$

(a) 及び (b) 式を聯立的に解いて  $b_1$  と  $b_2$  とを求めぬ。



第 221 圖



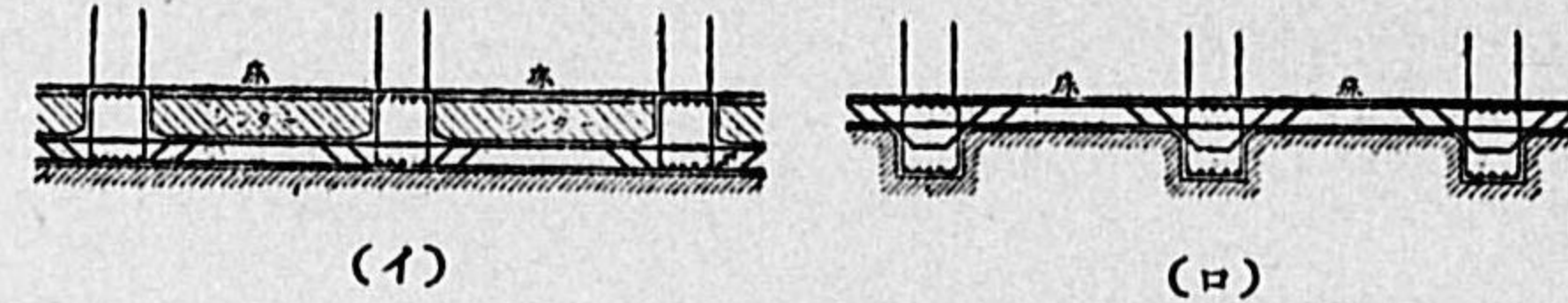
第 222 圖

(217) 筏基礎 筏基礎とは多くの柱の基礎版を版或は梁で連結して單体的の基礎と爲したものであつて柱の不齊等沈下を防ぎ、甚だ堅牢なる基礎である。之は地耐力度が甚だ小であつて、基礎版を摩擦杭上に設ける時等の基礎として適當である。筏基礎には次の種類がある、(1) 無梁版基礎、(2) 梁に依つて縦横に柱脚を連結したもの、(3) 各柱脚を緊結する梁の下側に版を有するもの、(4) 各柱脚を緊結する梁の上側に版を有するもの等之である。



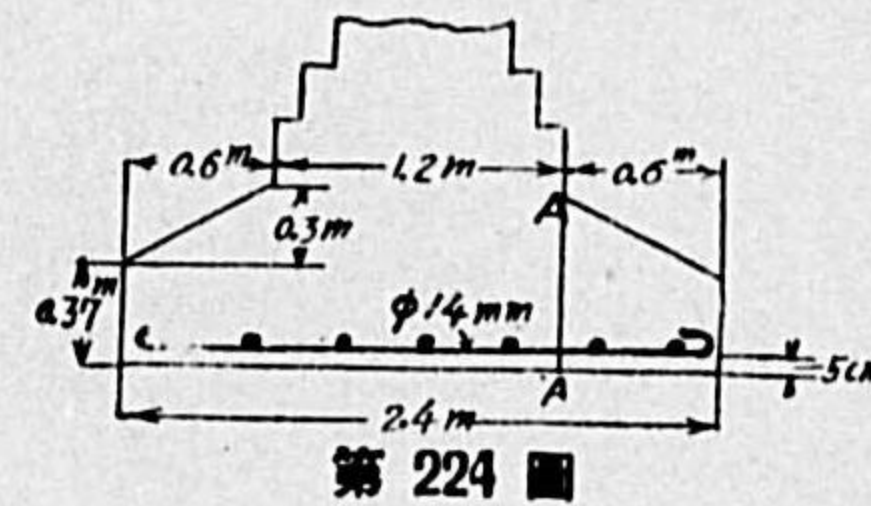
無梁版基礎は後章に述べる無梁版構造を基礎に用いたもので、直接に柱脚を厚さ凡そ一定の版に緊結したものであつて、地盤の反力は等分布又は等變分布するものと假定する。柱脚を緊結する梁の下側に版を有するものに於ては梁を T 形梁として梁の中央部の曲げモーメントを計算し、柱脚を緊結する梁の上に版を有するものに於ては、梁を矩形梁として、梁のスパンの中央部の曲げモーメントを計算する。版及び梁に於ける設計には、地盤の反力は等分布又は等變分布するものと假定し、普通の床構造に準じて筏基礎を設計する。第 223 圖(イ)は柱脚を連結する梁の下側に版を有するもの、第

223 圖(ロ)は柱脚を連結する梁の上側に版を有するものである。



第 223 圖

(例題) 壁脚の幅 1.2m であつて、壁の長さ 1m について  $P = 63,000\text{kg}$  なる荷重がかかるものとする。地盤の地耐力度を  $27\text{t}/\text{m}^2$  として、基礎版を設計せよ。



所要基礎版の幅  $a = \frac{63,000}{27,000} = 2.3\text{m}$   
 $a = 2.4\text{m}$  として、壁脚の左右各々 60cm を持出ししめ、版の厚さを 37cm と假定すれば、基礎版の重量は次の通り。  
 $P' = 0.37 \times 2.4 \times 2,400 \doteq 2,140\text{kg}$   
 全荷重  $P + P' = 63,000 + 2,140 = 65,140\text{kg}$   
 地盤の受ける圧力度  $= \frac{65,140}{2.4} \doteq 27\text{t}/\text{m}^2$

壁脚外表面に沿ふ断面 A-A に於ける曲げモーメントは次の通り、但し持出し部の自重から生ずる曲げモーメントは、其値が小であるから、之を無視する。

$$M = \frac{27,000(2.4-1.2)^2}{8} = 4,860\text{kgm} = 486,000\text{kgcm}$$

コンクリートの許容圧縮強度を  $40\text{kg}/\text{cm}^2$ 、鉄筋の許容引張強度を  $1,200\text{kg}/\text{cm}^2$  とすれば、第 25 表から、 $C_1 = 0.411$ ;  $C_2 = 0.00228$

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.411 \sqrt{\frac{486,000}{100}} = 0.411 \times 69.7 = 28.65\text{cm}$$

$d = 32\text{cm}$  とし、版の全厚を 37cm とする。

斜張力の方から定まる版の有効高さは、(207) 節に依つて

$$d = \frac{S}{ibj} = \frac{S}{4.5 \times 100 \times \frac{7}{8}} = \frac{S}{394}\text{cm}, \quad S = p \left( l - \frac{d}{100} \right) \text{kg}$$

$$d = \frac{1}{394} p \left( l - \frac{d}{100} \right) = \frac{p(l - 0.01d)}{394} \therefore 394d = pl - 0.01pd$$

即ち

$$394d + 0.01pd = pl \therefore d(394 + 0.01p) = pl$$

$$\therefore d = \frac{pl}{394 + 0.01p} \quad d = \frac{27,000 \times 0.6}{394 + 0.01 \times 27,000} = \frac{16,200}{664} = 24.4\text{cm}$$

曲げモーメントより算定したる  $d$  の方が大であるから  $d = 32\text{cm}$  を採りて、版の全厚を 37cm とする。

$$A_s = C_2 \sqrt{Mb} = 0.00228 \sqrt{486,000 \times 100} \doteq 15.9\text{cm}^2$$

直径 14mm (断面積  $1.54\text{cm}^2$ ) を基礎版長  $b = 100\text{cm}$  に對して 11 本使用すれば  $A_s = 16.94\text{cm}^2$  となり、鐵筋の間隔は  $\frac{100}{11} \doteq 9\text{cm}$  である。

$$S = p \left( l - \frac{d}{100} \right) = 27,000 \left( 0.60 - \frac{32}{100} \right) \doteq 7,560$$

$$\text{最大剪断應力度 } \tau = \frac{S}{bjd} = \frac{7,560}{100 \times \frac{7}{8} \times 32} \doteq 2.7\text{kg}/\text{cm}^2 < 4.5\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{最大附着應力度 } \tau_0 = \frac{S}{Ujd} = \frac{7,560}{48.4 \times \frac{7}{8} \times 32} \doteq 5.5\text{kg}/\text{cm}^2$$

但し 14mm 鐵筋 11 本の周長は 48.4cm である。基礎版の上面から鐵筋断面圆心までの距離  $d = 32\text{cm}$

とし、鐵筋断面圆心から版の下面までの距離を 5cm とし、版の全厚を 37cm とする。

(例題) 二つの平行せる壁ありて、壁脚幅 1.2m で、壁長 1m につき  $P = 52,000\text{kg}$  の中心軸方向荷重を受けるものあり、連続基礎版を用ひるものとして、基礎版を設計せよ。

地盤の許容地耐力度を  $17\text{t}/\text{m}^2$  とすれば所要基礎版の幅  $L$  は次の通り。

$$L = \frac{2 \times 52,000}{17,000} \doteq 6.2\text{m}$$

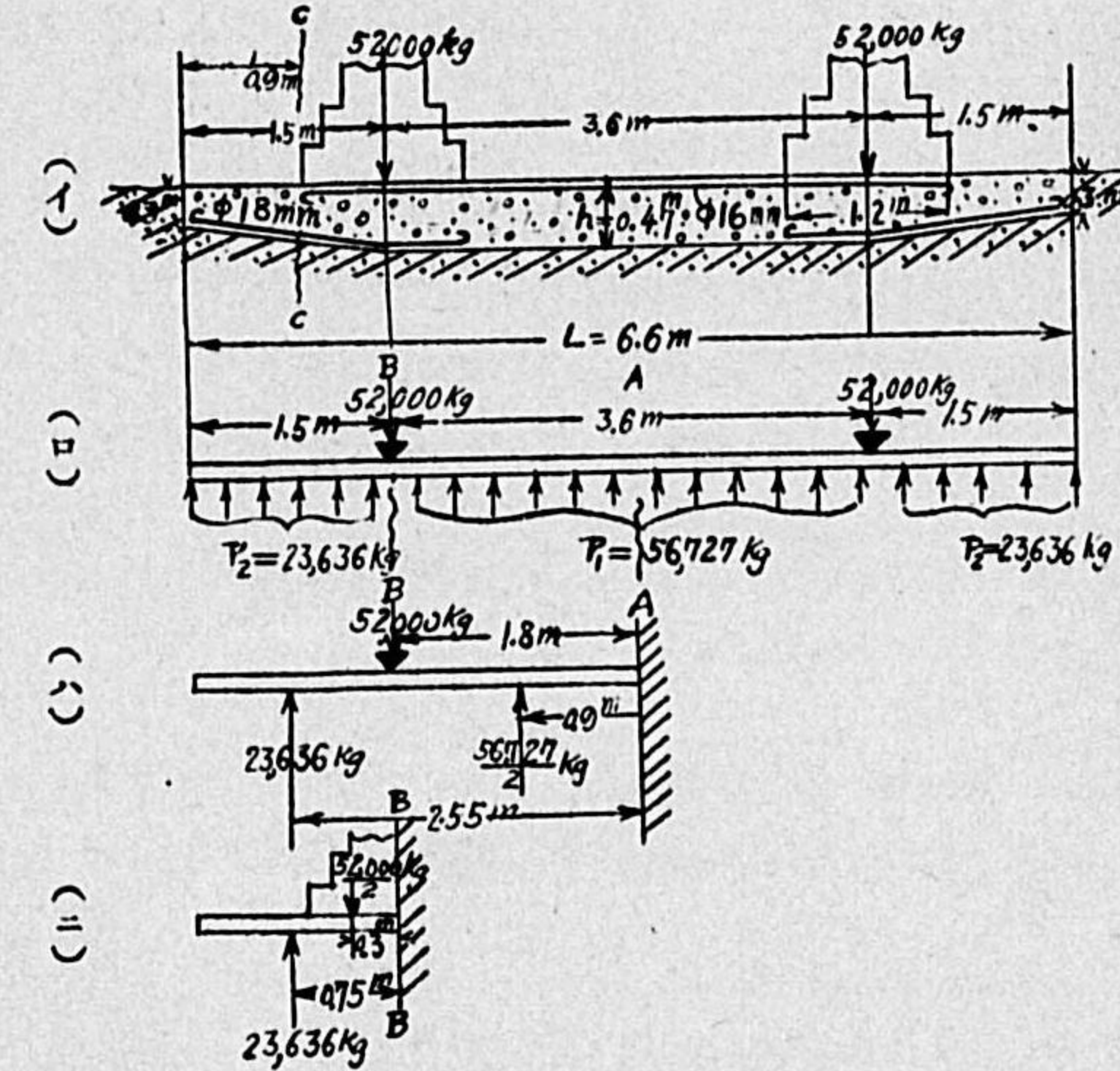
次に第 225 圖(イ)の如き寸法を假定する。然るときは基礎版の重量は次の通り。

$$P' = 2,400 \left[ 3.6 \times 0.47 + 2 \times 1.5 \frac{0.30 + 0.47}{2} \right] = 6,833\text{kg}$$

故に地盤に於ける圧縮強度は次の通り。

$$\frac{2P + P'}{6.8} = \frac{2 \times 52,000 + 6,833}{6.8} \doteq 16.75\text{kg}/\text{m}^2 < 17\text{t}/\text{m}^2$$

基礎版の自重に依つて生ずる曲げモーメントを無視するときは、第 225 圖(ロ)に於て



第 225 圖

$$P_1 = 2 \times 52,000 \times \frac{3.6}{6.6} = 56,727 \text{ kg}$$

$$P_2 = 2 \times 52,000 \times \frac{1.5}{6.6} = 23,636 \text{ kg}$$

基礎版底の中央部 A-A に於ける曲げモーメントは第 225 圖(ハ) に依つて次の通り。

$$M_A = 52,000 \times 1.8 - 23,636 \times 2.55 - \frac{56,727}{2} \times 0.9 = 7,803 \text{ kgm}$$

壁の中心部に於ける断面 B-B に於ける曲げモーメントは第 225 圖(ニ) に依つて次の通り。

$$M_B = 23,636 \times 0.75 - \frac{52,000}{2} \times 0.3 = 9,927 \text{ kgm}$$

$\sigma_c = 35 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1,000 \text{ kg/cm}^2$  とすれば、第 25 表に依つて、 $C_1 = 0.433$ ,  $C_2 = 0.00261$ 、

A-A 断面に於ては

$$d = 0.433 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.433 \sqrt{\frac{780,300}{100}} = 38.3 \text{ cm}, A_s = 0.00261 \sqrt{Mb} = 0.00261 \sqrt{780,300 \times 100} = 23.05 \text{ cm}^2$$

故に壁長 1m につき直径 16mm (2.01cm<sup>2</sup>) の鉄筋 12 本を用ふれば  $A_s = 2.01 \times 12 = 24.12 \text{ cm}^2$  となる、其間隔は 8.3cm である。B-B 断面に於ては

$$d = 0.433 \sqrt{\frac{992,700}{100}} = 43 \text{ cm}, A_s = 0.00261 \sqrt{992,700 \times 100} = 26 \text{ cm}^2$$

故に壁長 1m につき直径 18mm (2.54cm<sup>2</sup>) の鉄筋 13 本を用ふれば  $A_s = 2.54 \times 13 = 33 \text{ cm}^2$  となり、其間隔は 7.7cm である。

基礎版の寸法は假定の如く、中央部に於て厚さ 47cm とし、其末端に於て之を 30cm とし、鉄筋は以上算定の如く、夫々壁長 1m について直径 16mm を 12 本及び直径 18mm を 13 本を用ひるものとする。

次に剪断力度を検定せん。剪断力の最大なる断面は C-C であつて、其値は次の通り。

$$S = 52,000 \times \frac{0.9}{3.3} - \frac{0.3 + 0.402}{2} \times 0.9 \times 2,400 = 13,424 \text{ kg}$$

$$\text{剪断力度 } \tau = \frac{S}{bjd} = \frac{8}{7} \frac{S}{bd} = \frac{8}{7} \frac{13,424}{100 \times 37} = 4.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{附着力度 } \tau_0 = \frac{S}{Ujd} = \frac{13,424}{5.65 \times 13 \times \frac{7}{8} \times 37} = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

(例題) 壁に對する仰拱式基礎版 壁の中心距離 3.45m の列、各々壁長 1m につき、18,000kg の中心

軸方向荷重を有し、仰拱式基礎版の上に休止する

ものとす。拱のスパン 2.7m、拱矢 0.45m である

とき、拱の寸法を求む。

仰拱式基礎のスパン 4.5m 内外迄は次の如き近

似算法に依るも、其結果は大体に於て異なること

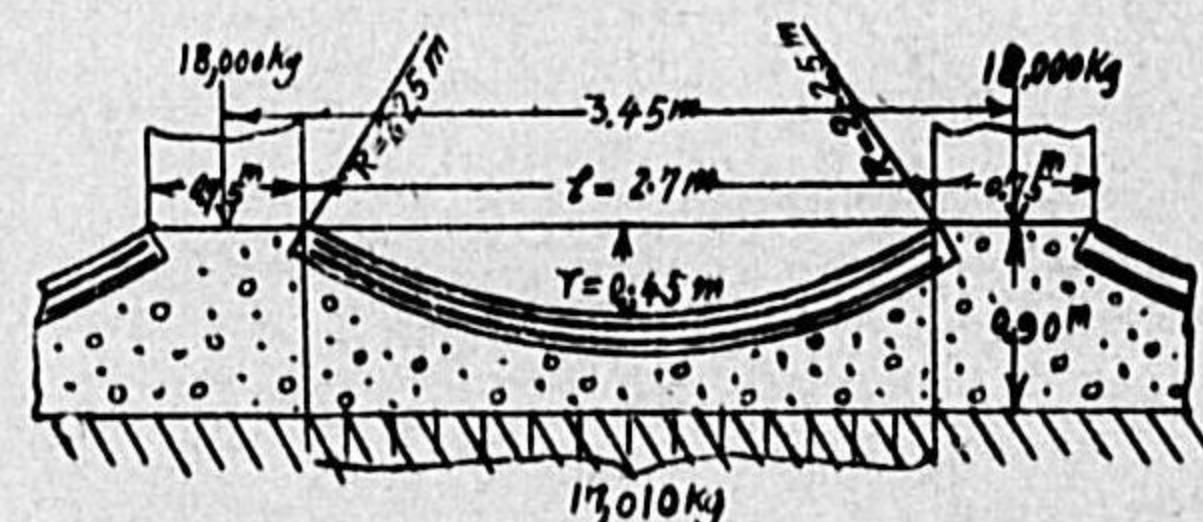
がない、若し 4.5m 以上のスパンとなれば、鉄筋

コンクリート拱橋の算法に依らねばならぬ。

地盤は軟弱にして、其許容地耐力 6.6t/m<sup>2</sup> とし、拱底以下、基礎の平均厚を 0.45m と假定せば、其

一スパンに於ける重量は次の通り。

$$0.45 \times 1.0 \times 3.45 \times 2,400 = 3,726 \text{ kg}$$



第 226 圖

故に地盤の受ける壓力度は、 $p = \frac{18,000 + 3,726}{3.45} = 6.3 \text{ t/m}^2 < 6.6 \text{ t/m}^2$

拱の幅 1m に受ける荷重は、 $P = 2.7 \times 6.3 = 17.01 \text{ t} = 17,010 \text{ kg}$

起拱點に於ける鉛直反力は、 $A = \frac{P}{2} = 8,505 \text{ kg}$

水平反力は、 $H = \frac{Pl}{8r} = \frac{17,010 \times 2.7}{8 \times 0.45} = 12,757.5 \text{ kg}$

拱の半径は、 $R = \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{2r} + \frac{r}{2} = \frac{\left(\frac{2.7}{2}\right)^2}{2 \times 0.45} + \frac{0.45}{2} = 2.025 + 0.225 = 2.25 \text{ m}$

最大曲げモーメントは約  $\frac{l}{4}$  點に起るべく、此點に於ける拱矢は次の通り。

$$r_1 = \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{4}\right)^2} - (R - r) = \sqrt{2.25^2 - \left(\frac{3.0}{4}\right)^2} - (2.25 - 0.45) = \sqrt{4.5} - 1.8 = 2.1 - 1.8 = 0.30 \text{ m}$$

而して其曲げモーメントは次の通り。(第 227 圖参照)

$$M = 8,505 \times 0.75 - 12,757.5 \times 0.30 - \frac{8,505}{2} \times 0.375 = 957 \text{ kgm}$$

次に同點に於ける軸方向壓縮力 N は次の通り。

$$N = S_1 \sin \phi + H \cos \phi \quad S_1 = 8,505 - 4,252.5 = 4,252.5 \text{ kg}$$

$$\sin \phi = \frac{\frac{l}{4}}{R} = \frac{0.75}{2.25} = 0.333 \quad \cos \phi = \frac{R - r + r_1}{R} = \frac{2.25 - 0.45 - 0.30}{2.25} = 0.933$$

$$\therefore N = 4,252.5 \times 0.333 + 12,757.5 \times 0.933 = 13,319 \text{ kg}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{957}{13,319} = 0.072 \text{ m} = 7.2 \text{ cm}$$

第 227 圖(ロ)の如く、アーチの總厚を 14cm とし、上下縁端

から各々 2.5cm の距離に於て、アーチの奥行 1m について直

径 10mm (断面積 0.79cm<sup>2</sup>) の鉄筋 10 條宛を配置するものと

すれば、其心の限界は、 $k = W/A_1$  である、但し W は断面係

數であり、 $A_1$  はアーチの等値全断面積である。断面は中立軸に

對して對稱的であるから

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} + 2nA_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 2 \times 15 \times 7.9 \left(\frac{14}{2} - 2.5\right)^2 = 22,867 + 4,799 = 27,666 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{I_1}{\frac{h}{2}} = \frac{27,666}{7} = 3,952 \text{ cm}^3, A_1 = bh + 2nA_s = 100 \times 14 + 2 \times 15 \times 7.9 = 1,400 + 237 = 1,637 \text{ cm}^2$$

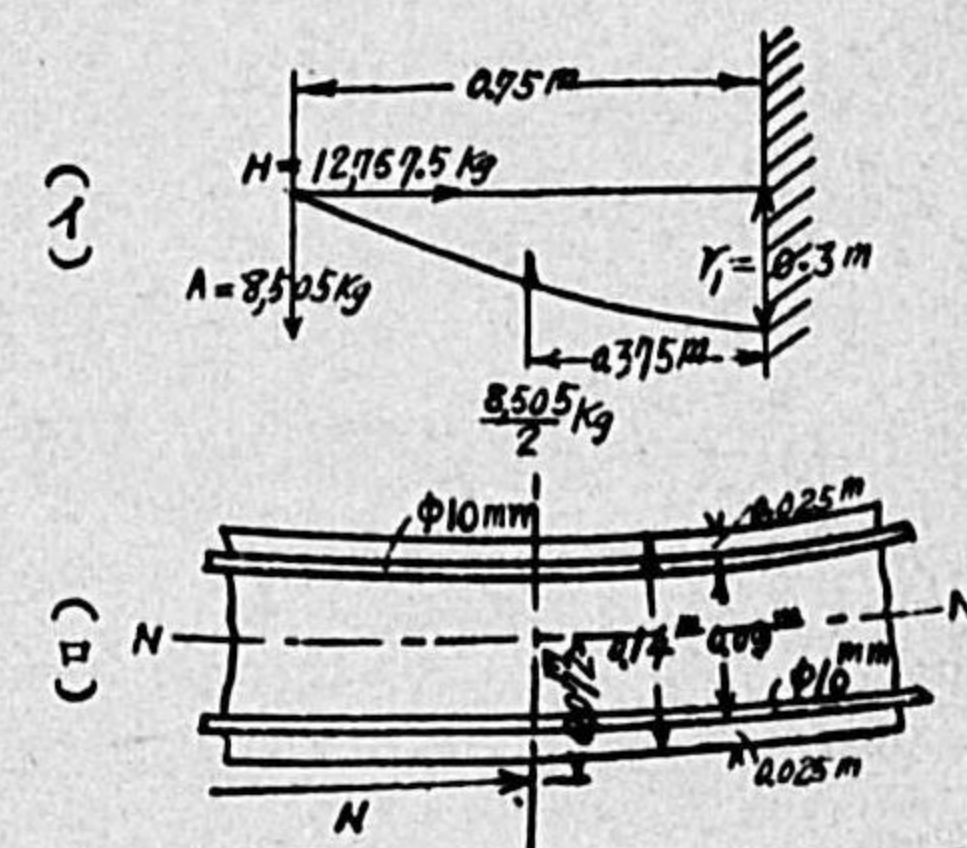
$$\therefore k = \frac{W}{A_1} = \frac{3,952}{1,637} = 2.4 \text{ cm}$$

即ち N なる軸方向壓縮力は心の限界外に働くことを知る。(130) 式は次の通り。

$$x^3 - x^2.3 \left(\frac{h}{2} - e\right) + x.12n.e \frac{A_s}{b} - 6n \frac{A_s}{b} (2e^2 + he) = 0$$

$$x^3 - x^2.3 (7 - 7.2) + x.12 \times 15 \times 7.2 \times \frac{7.9}{100} - 6 \times 15 \times \frac{7.9}{100} (2 \times 4.5^2 + 14 \times 7.2) = 0$$

$$\text{即ち } x^3 + 0.6x^2 + 102.384x - 1,004.643 = 0$$



第 227 圖

此三次方程式は(131)節に述べたる Cardan 氏の解法又は他の方法にて解くことが出来るが今は次の如く簡便法に依るものとする。 $x=6cm$  とすれば

$$216 + 21.6 + 614.304 - 1,004.643 = -152.739$$

$x = 7cm$  とすれば  $343 + 29.4 + 716.688 - 1,004.643 = +84.445$  即ち  $x$  の値は  $6cm$  と  $7cm$  との間にあるから

$$\frac{x-6}{x-7} = \frac{-152.739}{+84.445} \quad \text{即ち} \quad 237.184x = 1,575.843 \quad x = 6.6cm$$

$$x = kh \quad \therefore k = \frac{x}{h} = \frac{6.6}{14} = 0.47$$

$$p = \frac{A_s}{bh} = \frac{7.9}{100 \times 14} = 0.00564 \quad N = 13,319kg$$

$$(134) \text{ 式から } \sigma_c = \frac{N}{bh} \frac{k}{\frac{1}{2}k^2 + np(2k-1)} = \frac{13,319}{100 \times 14} \frac{0.47}{\frac{1}{2} \times 0.47^2 + 15 \times 0.00564(2 \times 0.47 - 1)} \doteq 42kg/cm^2$$

$$(112) \text{ 式から } \sigma_s = \frac{n\sigma_c}{x} \left( c + \frac{h}{2} - x \right) = \frac{15 \times 42}{6.6} (4.5 + 7 - 6.6) = 468kg/cm^2$$

$$(113) \text{ 式から } \sigma_s' = \frac{n\sigma_c}{x} \left( c' + \frac{h}{2} + x \right) = \frac{15 \times 42}{6.6} (4.5 - 7 + 6.6) = 391kg/cm^2$$

(例題) 柱の断面  $60cm \times 60cm$  を有し、中心軸方向荷重  $180t$  を傳達するものあり、地盤の地耐力度を  $22t/m^2$  とし、正方形基礎版を設計せよ。

基礎版の荷重を約  $10t$  と見積り、地盤に於ける総荷重を  $180 + 10 = 190t$  と假定する。然るときは、基礎の所要面積は  $190 \div 22 \doteq 8.65m^2$  となる。故に茲には基礎版の一辺の長さを  $3m$  とする。柱の断面だけを控除したる基礎版を側面に沿ふて 4 個、対角線に沿ふて 4 個、合計 8 個の片持梁より成るものと考えれば、其實面積は  $9 - 0.36 = 8.64m^2$  である。

第 228 圖に於て、此實面積の  $\frac{1}{4}$  即ち  $ABCD$  の面積に於ける上向圧縮力は  $BC$  線に最大曲げモーメントを興ふるものである、 $BC$  より此  $ABCD$  の圖心  $g$  迄の距離は次の通り。

$$y = \frac{l}{3} \cdot \frac{a+2l}{a+l} = \frac{1.2}{3} \cdot \frac{0.6+2 \times 3}{0.6+3} = 0.4 \times \frac{6.6}{3.6} \doteq 0.733m$$

基礎版の荷重より生ずる曲げモーメントを無視するときは、柱底の全周に作用する総曲げモーメントは次の通り。

$$22,000 \times 8.64 \times 0.733 \doteq 139,000kgm = 13,900,000kgcm$$

$\sigma_s = 1,000kg/cm^2$ 、 $\sigma_c = 40kg/cm^2$  とすれば第 25 表から  $C_1 = 0.390$ 、 $C_2 = 0.00293$  である。

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.390 \sqrt{\frac{13,900,000}{4 \times 60}} = 94cm$$

故に柱底より鉄筋断面圖心線迄の距離を  $94cm$  とする。

$$A_s = 0.00293 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.00293 \sqrt{13,900,000 \times 4 \times 60} = 169cm^2$$

上式中  $4 \times 60$  は柱の周長である。各片持版に要する鉄筋の量は  $\frac{169}{8} \doteq 21.2cm^2$  である。故に各組直径  $28mm$  のもの 6 條 (断面積  $6.16 \times 6 = 36.96cm^2$ ) を使用し、鉄筋断面の圖心線から基礎版底

に至るコンクリート被りを  $15cm$  とする、而して基礎版の縁端に近づくに従ひ、其曲げモーメントは小となるから、判断に依つて其厚さを減減することを得る、茲には縁端に於ける厚さを  $30cm$  とし、全基礎版の寸法を第 228 圖の如くに定める。

次に柱底の縁端から  $45^\circ$  の角度を爲せる破壊面が、鉄筋断面圖心線と會する點、即ち柱の面から  $94cm$  を隔てる  $A'B'$  の鉛直面に於ける剪断力を以て最大斜張應力を測り得るものと考えれば

$$d'' : 79 = 94 : 120 \quad \therefore d' = \frac{79 \times 94}{120} = 61.2cm$$

$$d'' = 94 - 61.2 = 32.8cm$$

$A'B'$  断面に於ける剪断力は

$$S = 22t/m^2 \times 1,000kg \times 0.26m \times 2.74m = 15,673kg$$

$\sigma_s = 1,000kg/cm^2$ 、 $\sigma_c = 40kg/cm^2$  とすれば、中立軸の位置は次の通り。

$$x = kd'' = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} d'' = \frac{15 \times 40}{15 \times 40 + 1,000} \times 32.8 = 0.375 \times 32.8 = 12.6cm$$

$$\text{剪断應力度 } \tau = \frac{S}{b(d - \frac{x}{3})} = \frac{15,673}{274(32.8 - \frac{12.6}{3})} \doteq 2kg/cm^2 < 4.5kg/cm^2$$

即ち基礎版中には肋鉄筋又は折曲鉄筋を要しないことを知る。

次に附着應力度を檢定せねばならぬ、此場合に於ける全剪断力  $S$  の値は基礎版底の總面積から直接に柱の底部に於ける面積を控除したるものに上向圧力度  $22t/m^2$  を乗じたものである、即ち次の通り。

$$S = 22 \times 1,000 \times (3^2 - 0.6^2) = 190,080kg$$

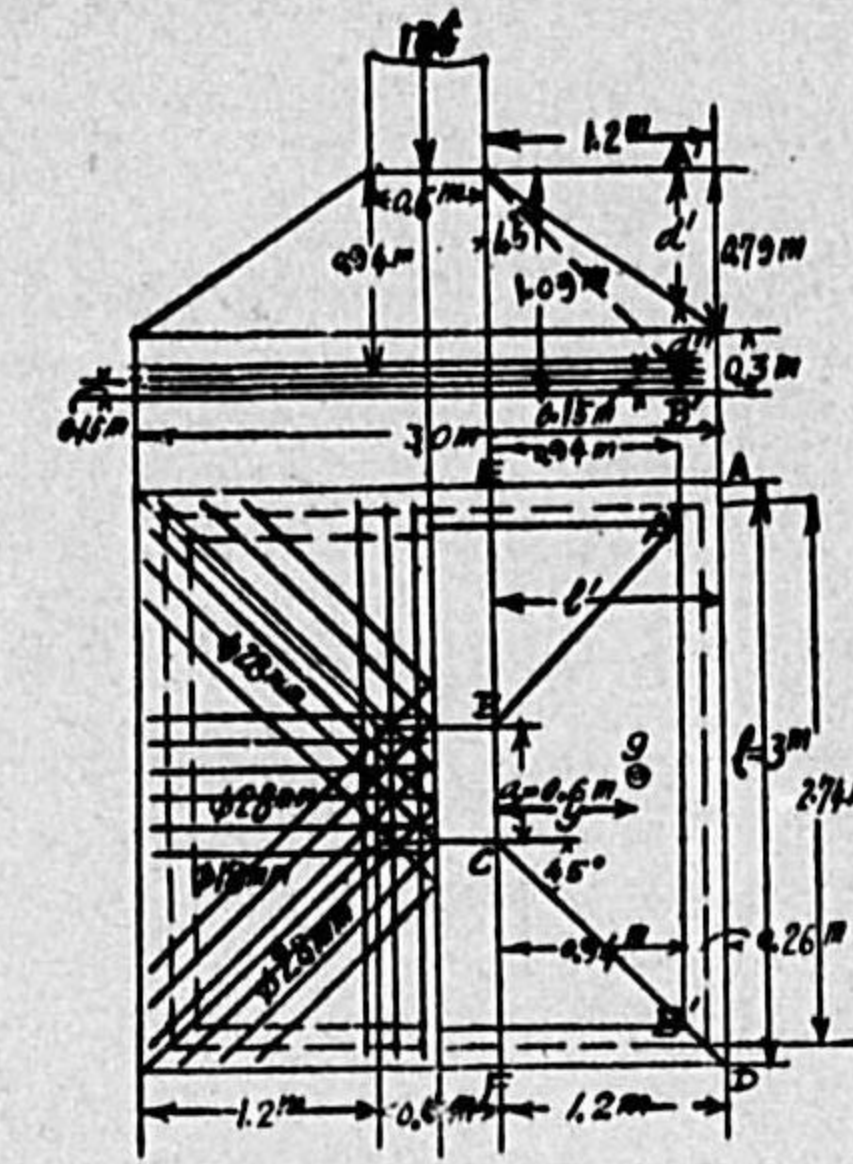
$$\text{底邊に於ける總鉄筋断面の周長 } U = 6 \times 8 \times 8.8 = 422.4cm$$

(一組本數) (組數) (28mm 鐵筋周長)

$EF$  断面に於ける  $x$  の値は、 $x = kd = 0.375 \times 94 = 35.25cm$

$$\text{附着應力度 } \tau_o = \frac{S}{U(d - \frac{x}{3})} = \frac{190,080}{422.4(94 - \frac{35.25}{3})} \doteq 5.5kg/cm^2$$

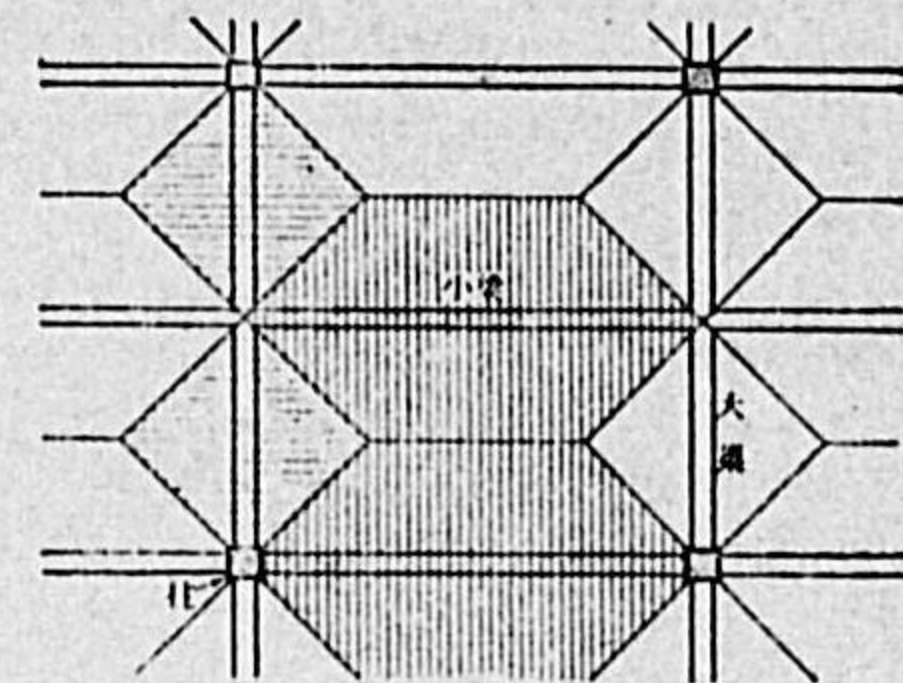
猶、壓力の分布を平等ならしめるため、縁端に沿ひて、各々直径  $18mm$  の圓釘 1 條又は 2 條を配置するをよしとす、即ち鐵筋の全配置は第 228 圖に示す通り。



第 228 圖

### 第二十九章 梁 の 設 計

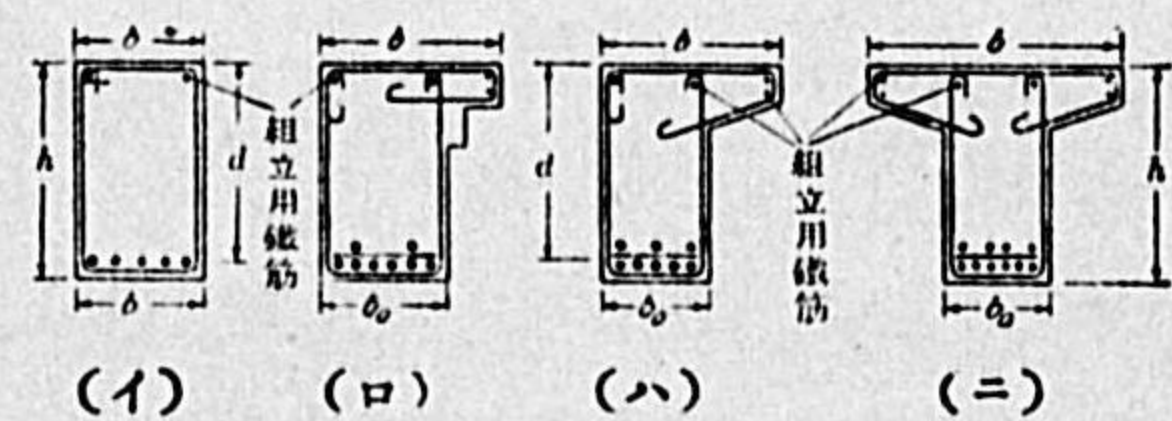
(218) 概論 床又は屋根等の構造に於て、梁が床版又は屋根版等の荷重を直接受けるときは、之を小梁と云ひ、小梁を支持する梁、即ち間接に荷重を支持する梁を大梁と云ふ。等分布荷重を受ける矩形版を支ふる梁は版の四隅より内角の二等分線を描きて作られる梯形又は三角形の部分の荷重を受けるものと看做す。(第 229 圖参照)。小梁の最大正負曲げモーメントは次の如く定める、但し計算に使用するスパンは有効スパン(可撓部の長さ)とする。最大負曲げモーメントは両端固定と看做すときの値に採る。最大正曲げモーメントは単純梁としての最大曲げモーメントより前記の負最大曲げモーメントの  $\frac{3}{4}$  を減じたるものとする。終端スパンの小梁に就いては適當なる増減をなすものとす。柱に接続せる梁はラーメン材として計算する。



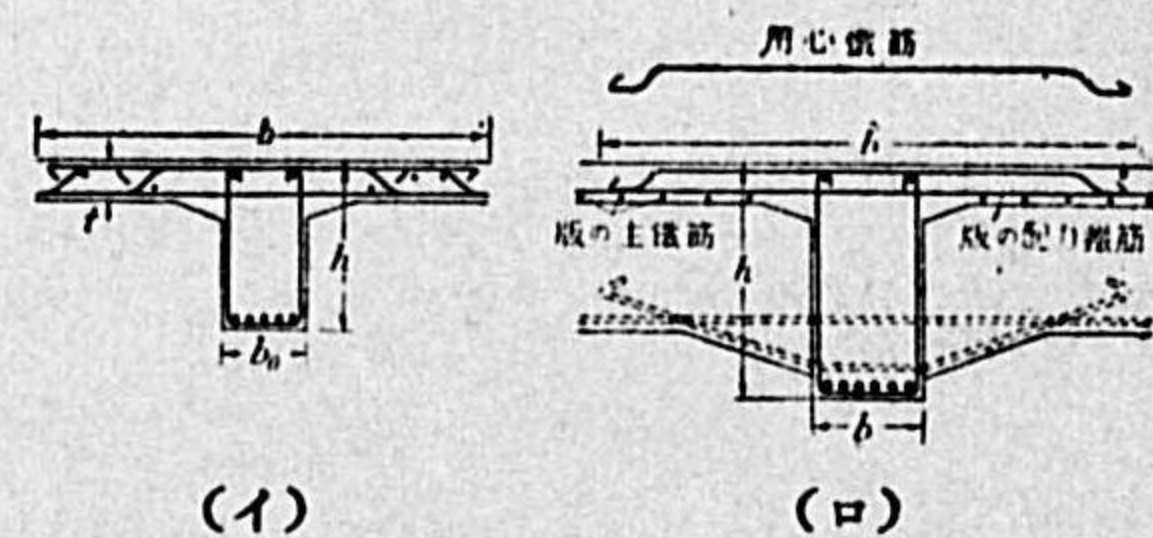
第 229 圖

梁の設計細目に關する標準示方書の規定に關しては、土木學會の標準示方書(昭和 15 年 3 月改正)第 80 條を参照する。尚、獨立せる梁に關して同示方書第 81 條を参照する。

梁の断面の形狀は、其梁の目的と設計上の要求によつて決定する。第 230 圖 [(イ)~(ニ)] に其若干例を示した。(イ)圖は矩形断面を示し、(ロ)、(ハ)、(ニ)圖は一側又は兩側に於て、コンクリートの壓縮面積を増加せる獨立せる T 形梁を示す。第 231 圖及び第 232 圖は、床版と結合して T 形梁として働く小梁及び大梁の断面である。



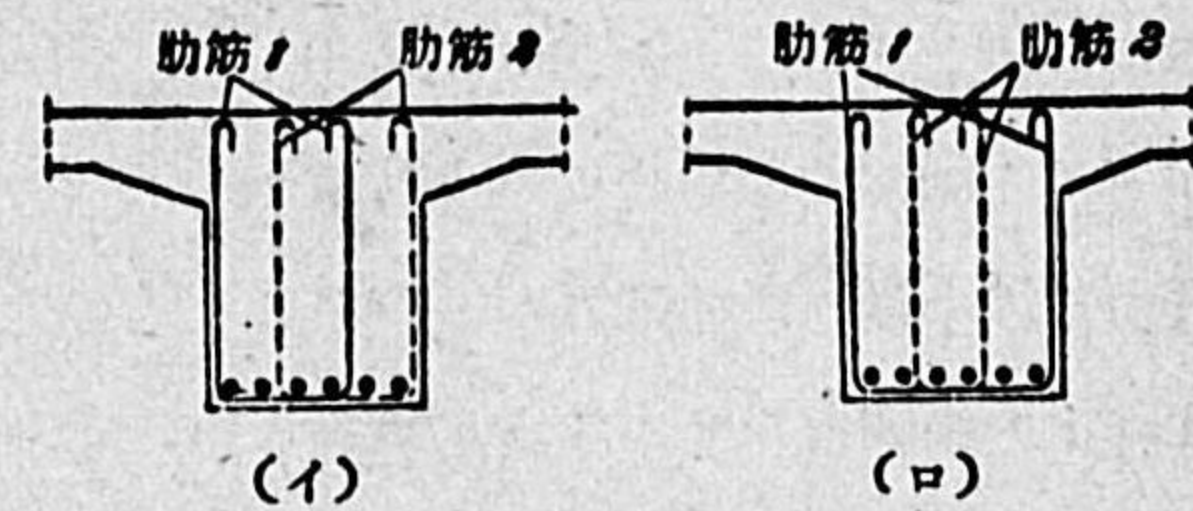
第 230 圖 梁の断面形と鉄筋の配置



第 231 圖 (イ) T 形梁として働く小梁 (ロ) T 形梁として働く大梁

梁の高さが制限せられる時、壓縮鐵筋を使用するが、其斷面積は一般に引張鐵筋の斷面積よりも小であるから、壓縮鐵筋は、一般に肋鐵筋を以て之と引張鐵筋とを取圍むことが必要である。梁の引張主鐵筋の直徑は、一般に 16mm~26mm 位である。梁に於て、平行なる引張主鐵筋相互間の純間隔は 2.5cm 以上で、鐵筋直徑の 1.5 倍以上である。

梁には常に肋鐵筋を配置せねばならぬ。肋鐵筋は斜張應力を受ける鐵筋として働く外に、梁の壓縮側と引張側とを完全に結合し、且、引張及び壓縮主鐵筋の位置及び間隔を保持する役目を持つものである。鐵筋骨組を支持するために、肋鐵筋は之を引張及び壓縮主鐵筋に緊結する。壓縮鐵筋を使用せぬ時は、肋鐵筋は之を肋鐵筋の位置及び間隔を保持する目的の組立用鐵筋と引張鐵筋とに緊結する。第 230 圖(イ)は閉合肋鐵筋を示す、之は矩形断面に於て、鐵筋の保護として必要なコンクリート被りだけを残して、全断面を取圍むために必要なものである。第 230 圖(ロ)~(ニ)は腹部にある U 形肋鐵筋と、組立用鐵筋及び用心鐵筋として帶鐵筋に似たる働きをする開口の肋鐵筋とを組合せたるものを示す。第 231 圖(イ)及び第 231 圖(ロ)に示す U 形肋鐵筋は、之と小梁の上に在る版の鐵筋又は大梁の上に在る用心鐵筋とによつて、T 形断面の突縁と腹部との結合を確實にする働きもする。



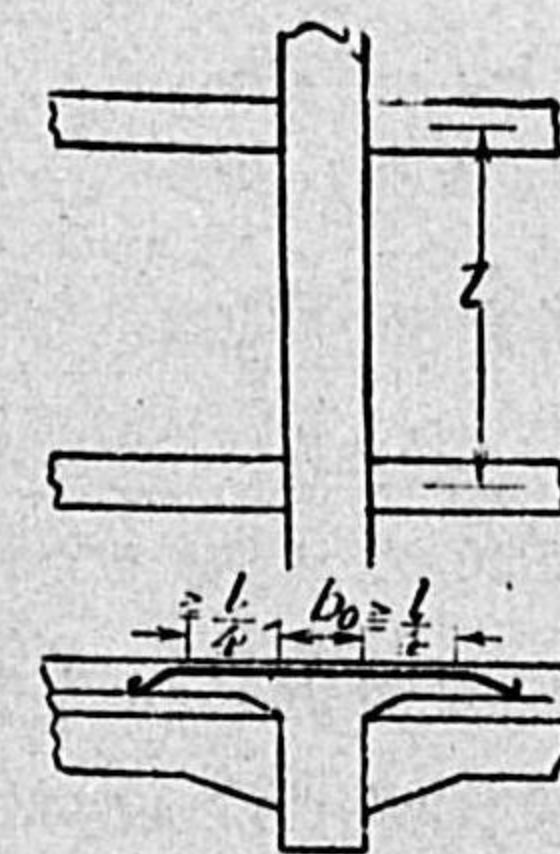
第 232 圖 4 断面肋鐵筋の配置

第 230 圖(イ)、第 231 圖に示す肋鐵筋は梁の水平断面と 2 箇所で交るから、2 断面肋鐵筋と稱せられる。幅の廣い梁には 4 断面肋鐵筋が適當である、之は骨組を堅固にし、内側主鐵筋のぐらつきを止めるからである。

第 232 圖に於て、(ロ)の方が引張鐵筋の位置を保持するに都合がよく、之を使用するがよい。

肋鐵筋の直徑は普通 6mm~8mm である。大なる荷重を受ける梁に於ては直徑 12mm 位の肋鐵筋を使用する。(土木學會標準示方書第 80 條参照)

計算上、必要である壓縮鐵筋を使用する場合には、之と引張鐵筋とを圍繞する閉合肋鐵筋を使用し、肋鐵筋の間隔を壓縮鐵筋の直徑の 12 倍以下にすることが必要である。肋鐵筋の最小間隔は、なるべく、10cm 以上とすれば施工上便利である。



第 233 圖

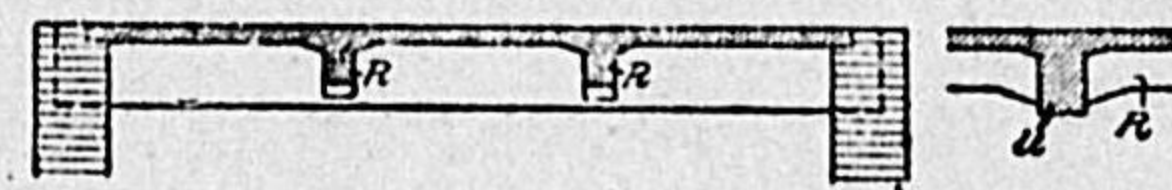
T 形梁に於て、第 231 圖(ロ)の如く、版の主鐵筋が梁の軸に平行である時には、版の配力鐵筋の外に、梁の軸に直角の方向に於て、突縁として版の部分に生ずる負の曲げモーメントを受けさせるためと、T 形梁の腹部と壓縮部との結合を確實ならしめるために、突縁の有効幅として計算に用ひられる版の部分の上側に、梁の軸に直角に、圖示の様な用心鐵筋を用ひる必要がある。若し、版の配力鐵筋が T 形梁の上で曲上げてあれば、之を此用心鐵筋に兼用してもよい。此用心鐵筋は、梁の長さ 1m について、直徑 8mm の鐵筋 6 本又は之に相當以上の鐵筋量を使用し、其長さの標準は第 233 圖に示す通り。

組立用鉄筋の直径は 8mm~12mm を用ひる。壓縮鉄筋を用ひる際には組立用鉄筋は不必要である。壓縮鉄筋を持つ梁に於ては、用心鉄筋及び組立用鉄筋を壓縮鉄筋の一部と考へることが出来るが、梁の幅が広い場合、殊に T 形梁に於ては、此少量の壓縮鉄筋は、應力度及び断面の計算には無視する。

(219) 単純梁の設計 単純梁と稱するは、両端に於て単純支承を有し正の曲げモーメントを受け、梁の上側に壓縮應力、下側に引張應力を生ずる梁である。第 284 圖は等分布荷重を受ける単純小梁に於ける鉄筋配置の一例を示し、第 285 圖は等分布荷重とスパンの中央に集中荷重を持つ単純小梁の鉄筋配置の一例を示す。上の兩圖に示せる組立用鉄筋は、梁の上にある版の鉄筋の位置を保ち、且、肋鉄筋の位置を保つ役目をする。

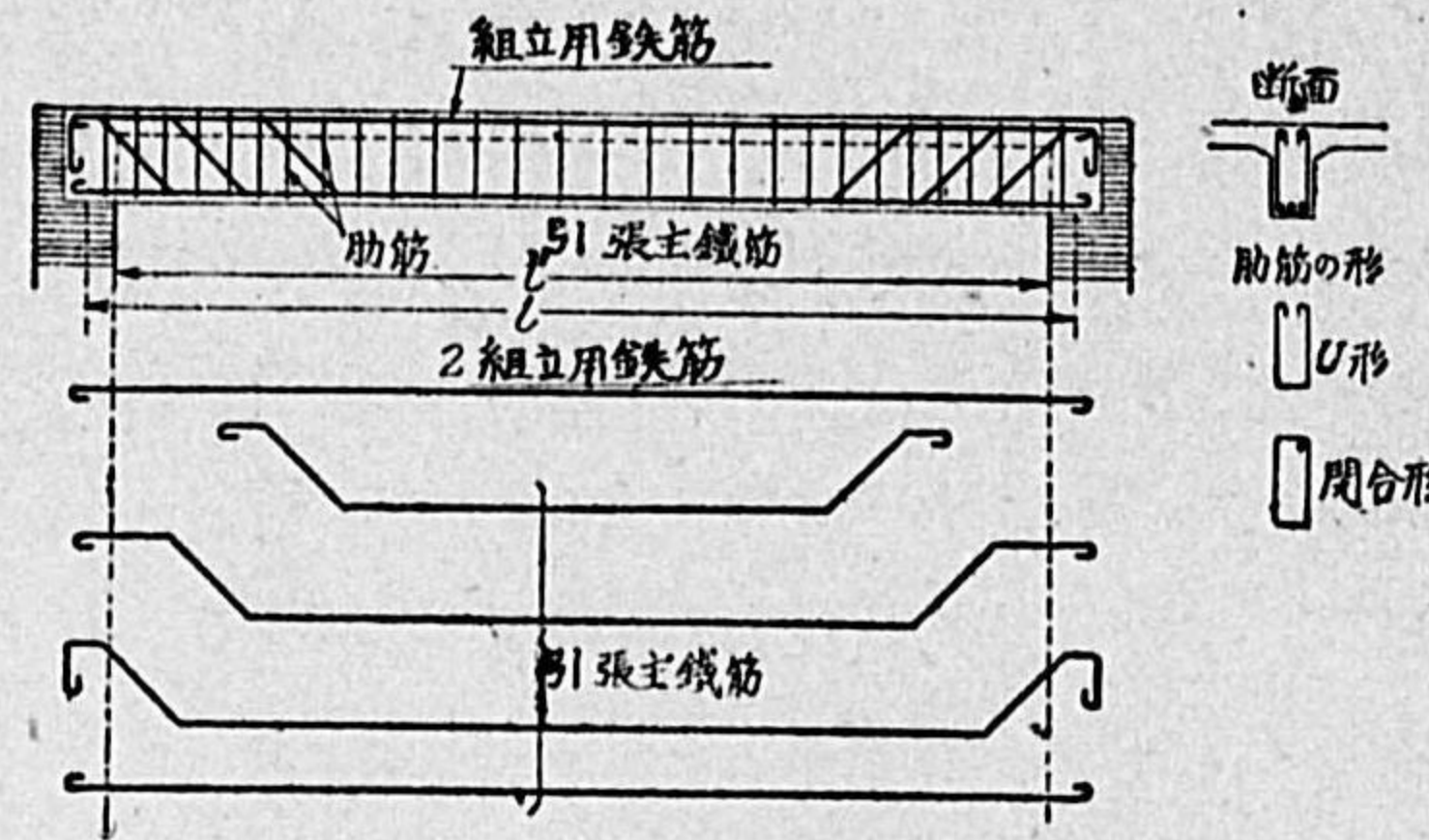
第 286 圖は大梁が其 3 等分點に於て 2 個の集中荷重を受けてゐる場合を示し、之は版構造に於て、小梁を支へて間接的の荷重を受ける場合として、屢々、採用せられる。大梁

には集中荷重の外に、猶、自重を等分布荷重として考慮する必要がある。集中荷重の影響は大梁の自重の影響に比して概して大であるから、肋鉄筋と折曲鉄筋との配置に對しては、先づ集中荷重

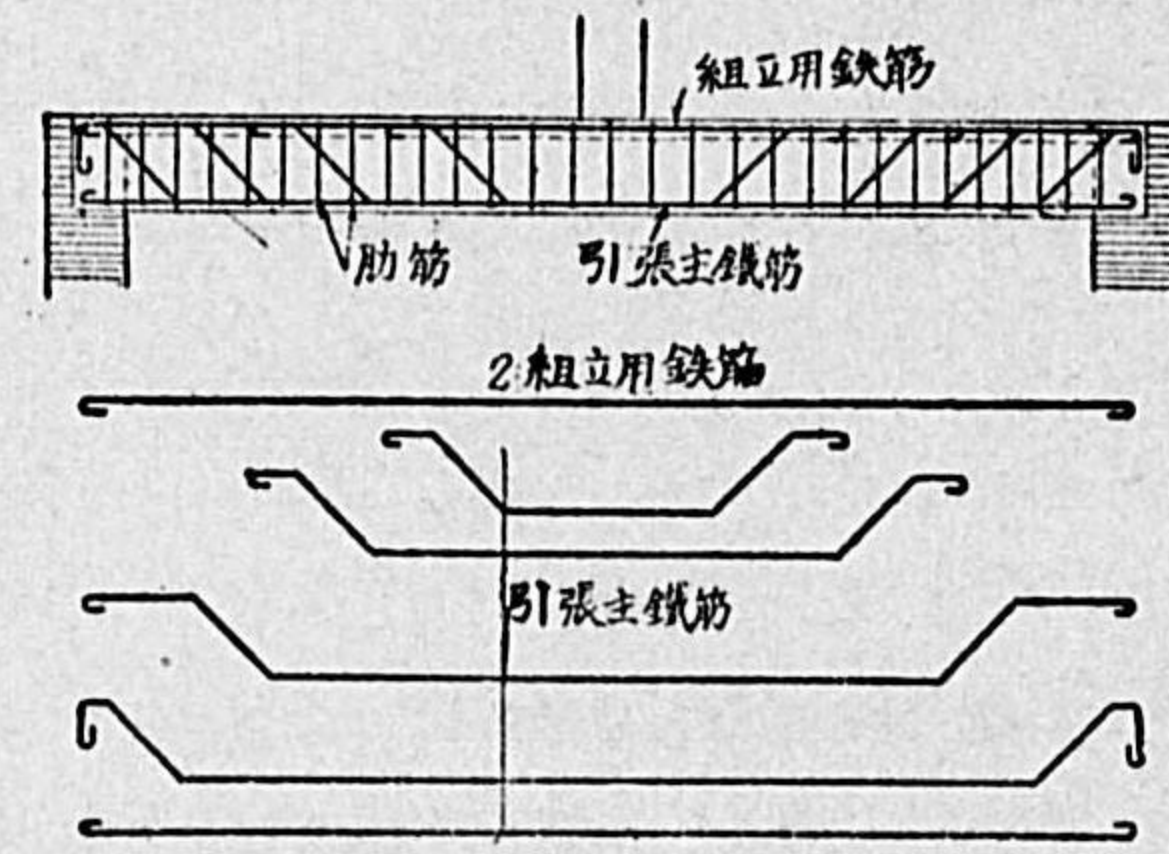


第 286 圖 間接荷重を受ける大梁

の剪斷力が大なる影響を持つ。支點と集中荷重の加はる點との間の部分は、凡そ一樣な剪斷力を受けるから、肋鉄筋と折曲鉄筋とは、此部分に於ては等間隔に配置する。梁の 2 つの加力點の間の中央部に於ては、2 つの集中荷重が同じ大いさである場合には、大梁の自重による僅小の剪斷力のみしか生じないから、折曲鉄筋は此中央部分では必要なく、肋鉄筋を大梁の有効高さの  $\frac{2}{3}$  以下、又は梁腹部の幅以下位に配置する。2 つの集中荷重の大いさが著しく異なる



第 284 圖 等分布荷重を受ける単純小梁に於ける鉄筋の配置

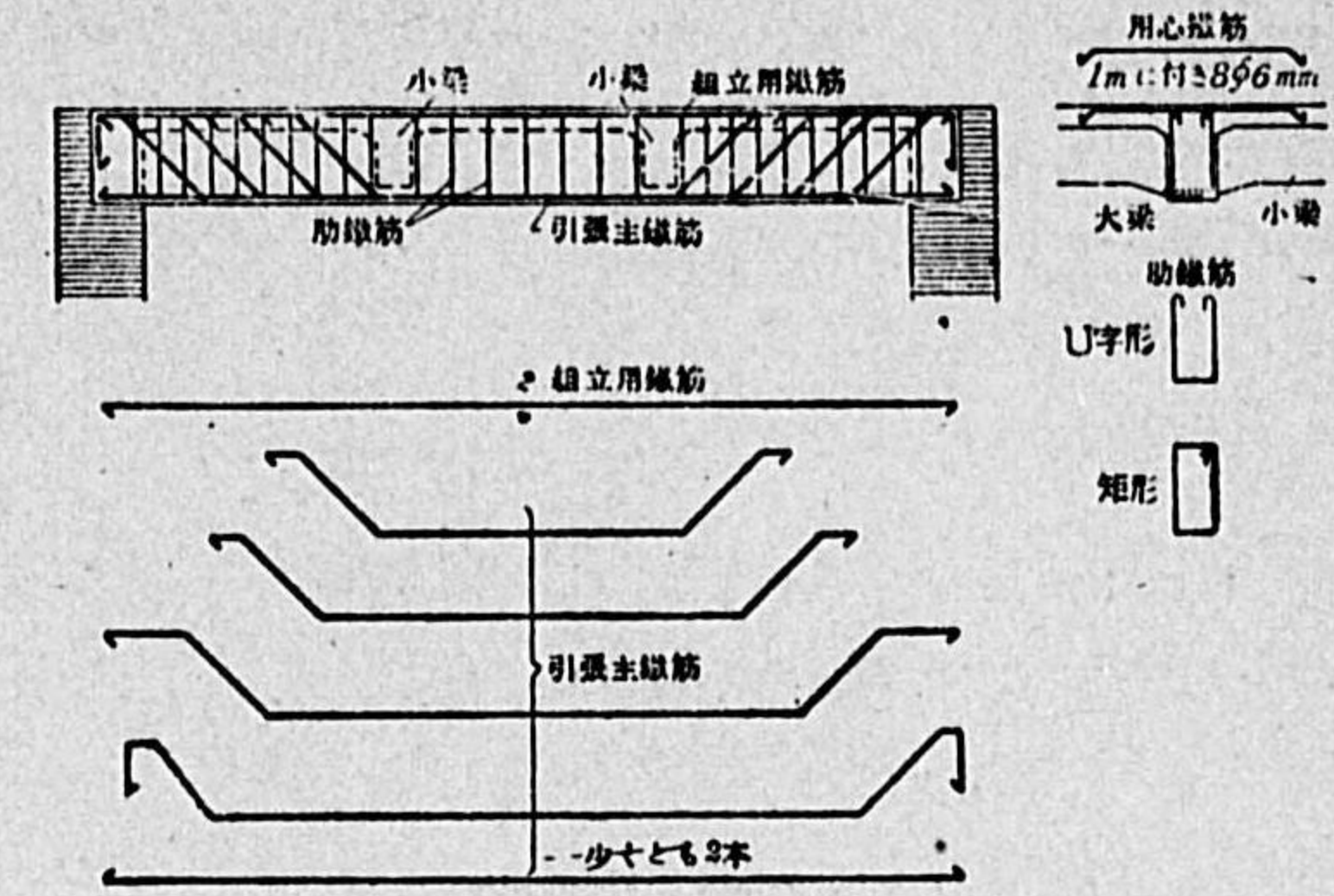


第 285 圖 等分布荷重及び集中荷重を受ける単純小梁に於ける鉄筋の配置

の剪斷力が大なる影響を持つ。支點と集中荷重の加はる點との間の部分は、凡そ一樣な剪斷力を受けるから、肋鉄筋と折曲鉄筋とは、此部分に於ては等間隔に配置する。梁の 2

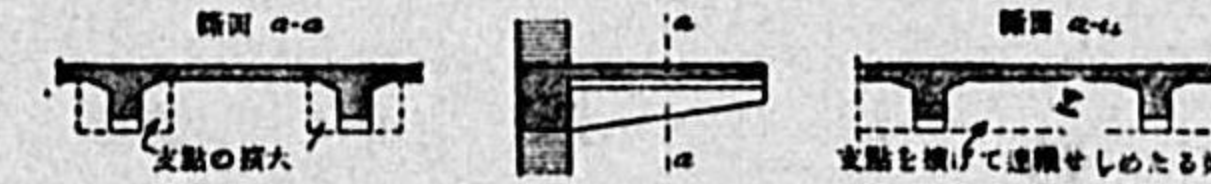
場合、例へば、動荷重が一方の小梁のみに加はる様な場合には、中央部にも相當なる腹鉄筋を使用せねばならぬ。

第 287 圖は第 286 圖に示す大梁の鉄筋配置を示す。版の主鉄筋は大梁に平行であつて、土木學會標準示方書 (昭和 15 年 3 月改正) 第 80 條によつて、版の上部に大梁に直角に、1m について直径 8mm の用心鉄筋 6 本が配置せられて居り、T 形梁の突縁として計算に用ひた版の部分が有効に働く様にしてある。



第 287 圖 間接荷重 (2 個の集中荷重) を受ける単純大梁の鉄筋の配置

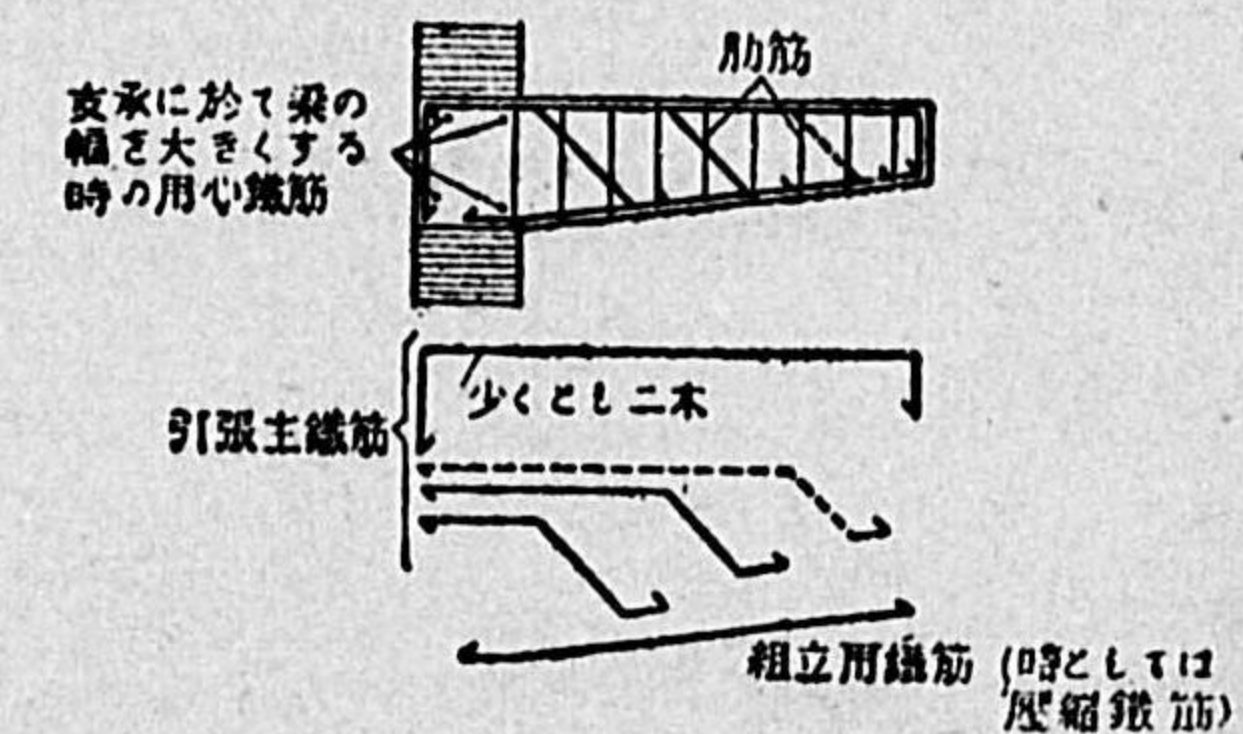
(220) 固定梁の設計 梁の断面も支承部の構造も支點に於ける負の曲げモーメントに抵抗し得る構造でなければならぬ。支點に於ける負の曲げモーメントを受けるために、正鉄筋を多く曲上げ、且、支點に於て、其上側に負鉄筋の必要量を添加する。支點に於て有効高さを増加するために、ハンチを付けることは有効である。支承部の構造及び支點部に於ける鉄筋の配置は、片持梁の場合と、凡そ、同様である。



第 288 圖 片持梁

(221) 片持梁及び持出し梁の設計 支點に於ける最大の負の曲げモーメントに抵抗せしめるために、必要あれば、支承部に於て梁幅を増大するか、支點に於ける荷重を増加するか、又は支點に於て梁の奥行を増加する。支承の幅を擴げても、或は支承に於て連続梁としても、支承に於ける抑へ荷重が少ないために、充分なる安全度が得られない場合には、梁を下方に礎着する必要がある。併し、礎着によつて充分な抵抗モーメントを得るだけに支承面の奥行が大でなければ、礎着は役に立たない。固定支承に於ける固定モーメントの檢算には、片持梁のスパンとして梁の内法スパンに、其 5% 位を加へたるものを探る。

第 289 圖に於て、肋鉄筋の位置を支持するために、曲下げない上側の負鉄筋は梁腹部の縁端に近く配置しなければならぬから、少なくとも 2 本必要である。肋鉄筋の下部の

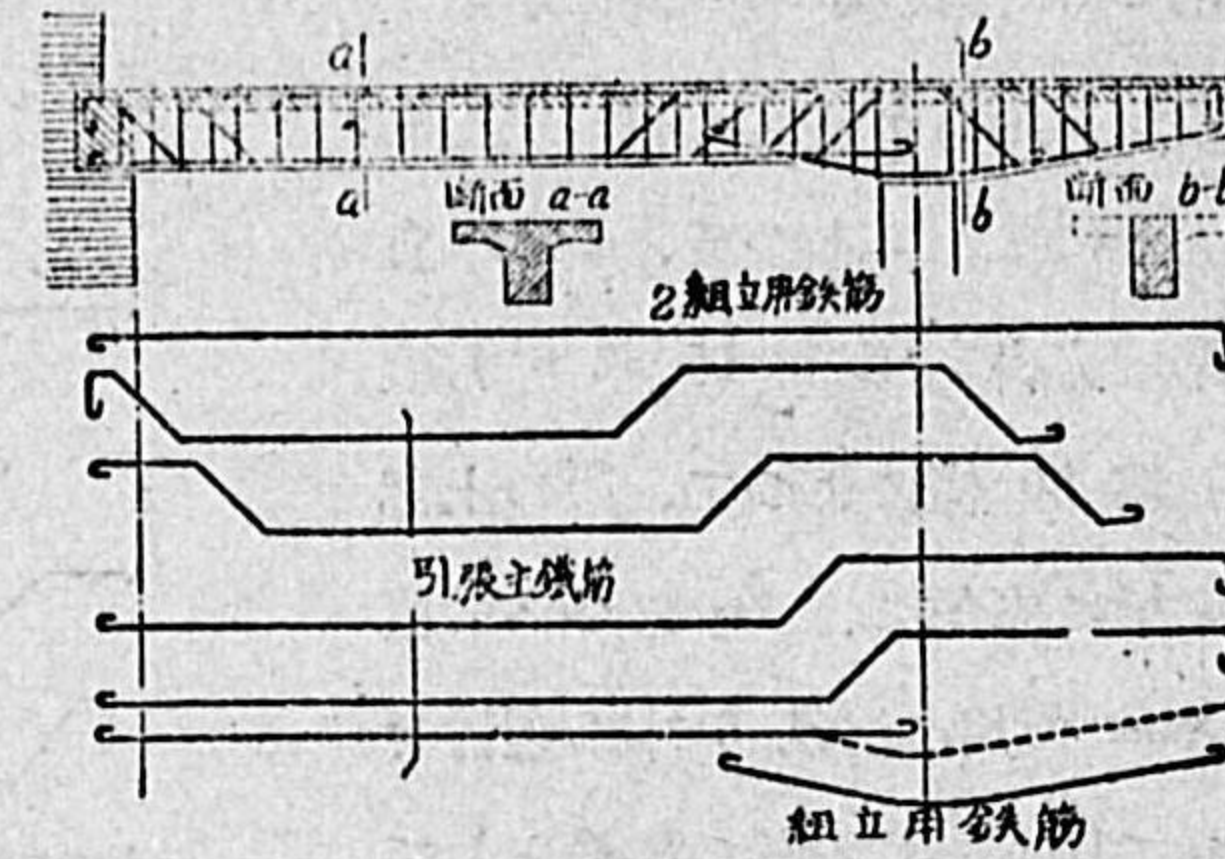


第 289 圖 等分布荷重を受ける片持梁の鉄筋配置

位置を保たせるために、2本の組立用鉄筋を用ひる。破線で示せる鉄筋は、片持梁が等分布荷重の外に、自由端に集中荷重を受ける様な場合に必要である。

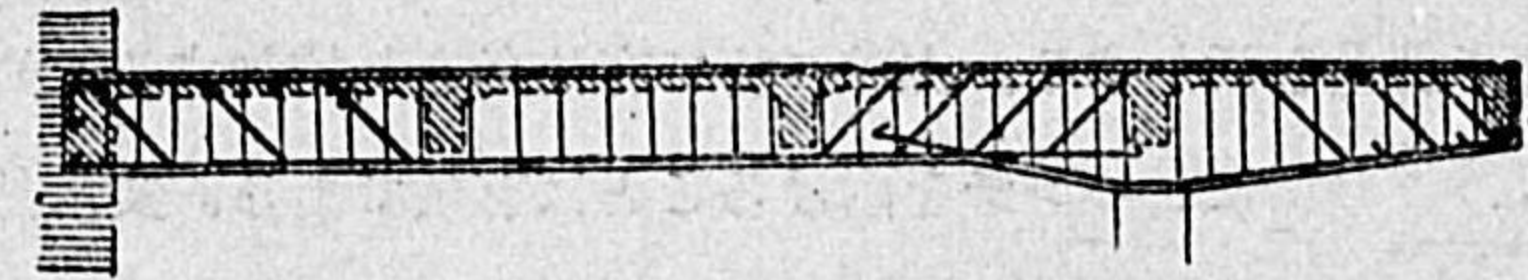
第240圖に於て、片持梁として働く部分の組立用鉄筋としては、破線で示せる如くに梁の下側の引張主鉄筋の内の2本を延ばしてもよい。

第241圖に於て、片持梁として働く部分の曲下げ鉄筋は自由端に近い程多い。之は大梁の高さが自由端に近づくに従ひて減少するから、自由端の近くに於て剪断應力度が、支承部に於けるよりも大であるからである。



第240圖 等分布荷重を受ける片持梁を有する梁の鉄筋の配置

(222) 連続梁の設計 曲げモーメント及び剪断力の計算に用ひる連続梁のスパンは、土木學會標準示方書(昭和15年3月改正)によると、支承面の中心間隔である。連続梁の曲げモーメントの計算に關し、土木學會標準示方書(昭和15年3月改正)の規定は次の通り。



第241圖 間接荷重(集中荷重)を受け、片持梁を有する大梁の鉄筋の配置

「第86條 連続梁の曲げモーメント及び剪断力

連続梁の曲げモーメント及び剪断力を求むるには、單純支点上の連續

梁に對する算定法に依ることを得。但し鉄筋コンクリートの梁、柱等に結合せられたる連續梁にありては其の正及び負の最大曲げモーメントを次の如く探るものとす。

- (イ) 準固定支承の連續梁に於て、動荷重に因る負のスパン曲げモーメントは其の2/3のみを採るものとす。
- (ロ) 正の最小スパン曲げモーメントは、兩端固定梁として計算したるものより小なるべからず。
- (ハ) スパンが相等しき場合、又は相等しからざるも最小スパンが最大スパンの0.8倍以上なる場合には、等分布荷重に對し次の曲げモーメントを用ふることを得。

正の最大スパン曲げモーメント

端のスパンに於て .....  $M = \frac{1}{10}wl^2$

中間のスパンに於て.....  $M = \frac{1}{14}wl^2$

負の最大支點曲げモーメント

	2 スパンの場合	3 スパン以上の場合
第1内部支點に於て.....	$M = -\frac{1}{8}wl^2$	$M = -\frac{1}{9}wl^2$
其の他の内部支點に於て.....	$M = -\frac{1}{10}wl^2$	

負の最大スパン曲げモーメント

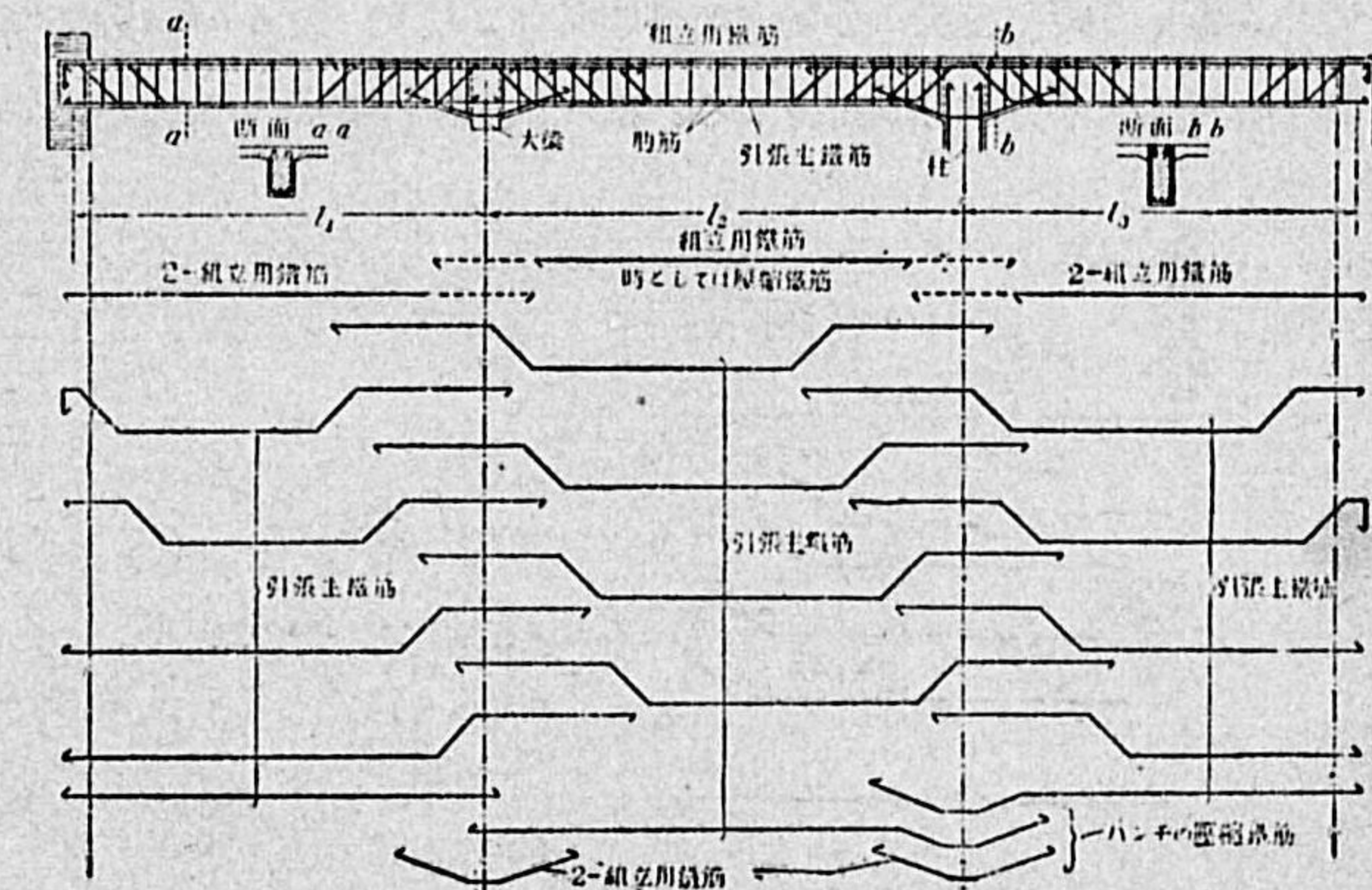
$M = -\left(\frac{2}{3}wl - wl\right)\frac{l^2}{24}$

建築物の如く固定荷重が大であり、等分布荷重が全スパンに加はる場合のみを考へればよい場合には、連續梁の支點附近の最大剪断力は、内部スパンに對して、スパンに載る荷重の1/2に、端のスパンに對しては第2支點附近の剪断力を端のスパンの荷重の6/10に採つてよい。動荷重の場合には、最も不利益なる荷重の位置を考慮して、最大の剪断力を計算する。地下道、地下倉庫及び橋梁等の場合には、動荷重を等分布荷重と假定する時、動荷重を局部的に載せて、最大剪断力を求める。此目的には、反力の影響線を用ふれば便利である。土木學會標準示方書第87條に關して云ふと、連續版及び連續梁を支へる梁又は柱の受ける荷重を計算するに、支承が單純支點であると假定しても其値は、支持梁及び支柱等の撓みに依り大いに影響されるから、正確な値を求めることは不可能ではないにしても、甚だ面倒である。等分布荷重を受ける場合には、版及び梁の連續性を無視しスパンの中心線から中心線までの荷重を反力に採れば、計算が甚だ容易であるし、之に依つて生ずる誤差も餘り大きくない。それで、本項の規定が生れたのである。

連續梁の構造設計に於ては、端のスパンと内部のスパンとを區別せねばならぬ。梁断面寸法及び主鉄筋の配置は、正の最大曲げモーメント、負の最大支點曲げモーメント及び最大剪断力に適應させねばならぬ。内部支點に於ける負の曲げモーメントは、スパン中央部に於ける正の曲げモーメントより大であるし、又内部支點に於ける剪断力は端の支點に於ける剪断力よりも大であるから、内部支點にはハンチを付けて梁の高さを増加するがよい。土木學會標準示方書(昭和15年3月改正)の規定は次の通り。

「第89條 ハンチ

連續版及び連續梁の支點上に於ける負の曲げモーメントに因る應力の計算に於て、版及び梁の有効高さは、ハンチを考慮して之を決定することを得。此場合ハンチは1:3よりも緩なる傾斜の部分のみを有効とすべし。」

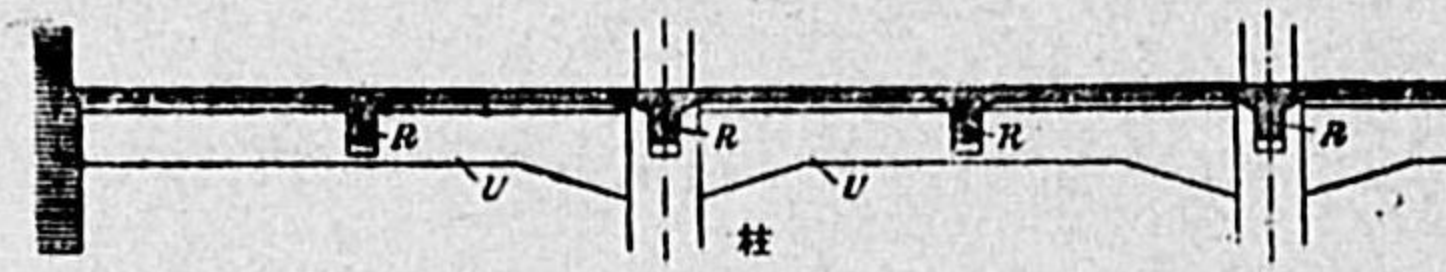


第242圖 等分布荷重を受ける連續梁の鉄筋配置

(第163圖)

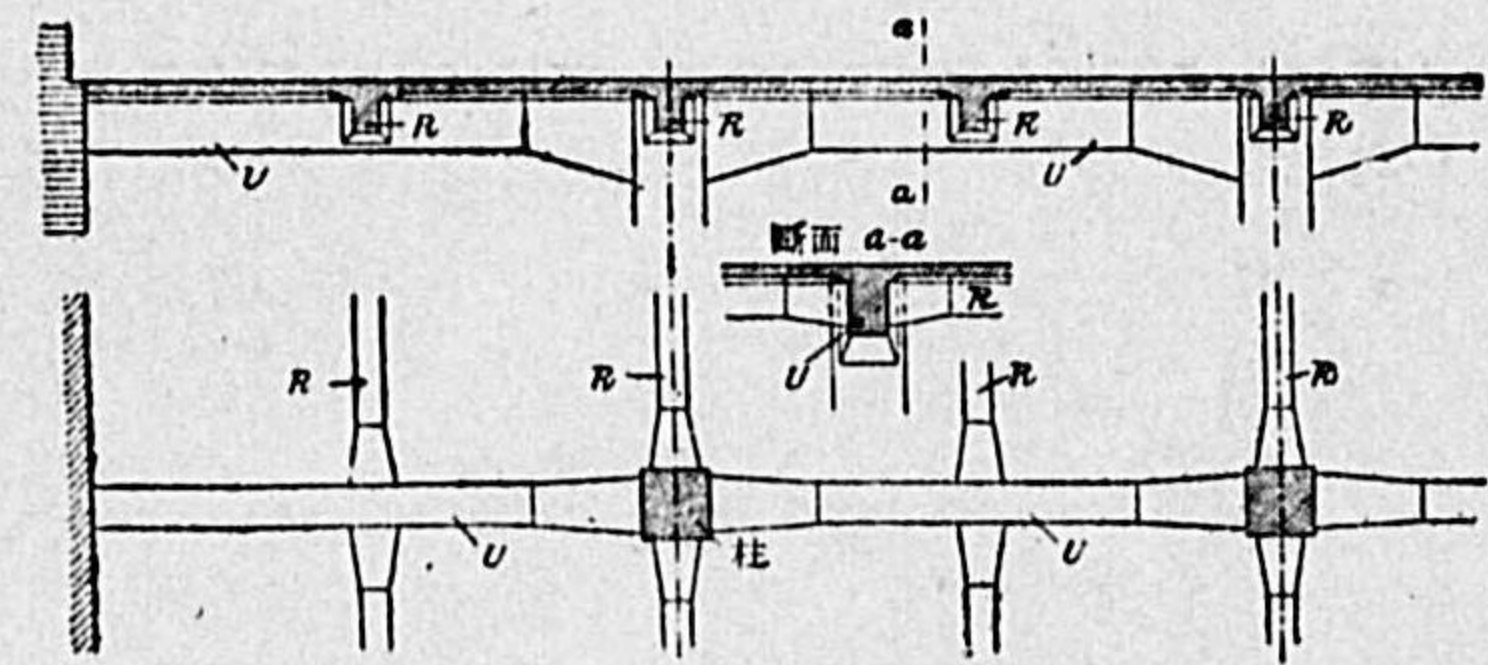
内部支点上にハンチを付けることは、梁がスパンの中央部の正の曲げモーメントに対しては、T形梁として働き、負の支點曲げモーメントに対して矩形梁として働く様な場合に特に大切である。(第242圖、断面a-a、b-b)

第242圖は等分布荷重を受ける連続梁の鉄筋配置を示すものである。スパンの中央部にある上側の組立用鉄筋は、梁の上側に壓縮鉄筋が無い時に、肋鉄筋位置を保持するものである。梁の上側の組立用鉄筋は、之を破線で示してある様に支點を越えて延ばせば、負鉄筋の一部として利用することが出来る。



第243圖 梁中央に間接荷重(集中荷重)を受ける連続梁として働く大梁、R = 小梁、U = 大梁

第243圖は連続梁として働く大梁であつて、集中荷重(小梁)が梁中央と内部支点上に載れるものを示すものである。之は床組の場合に床の小梁を受けるための間接荷重状態として屢々採用されるものである。床組の小梁又は大梁の高さが制限されてゐる時には、連続梁の内部支點に

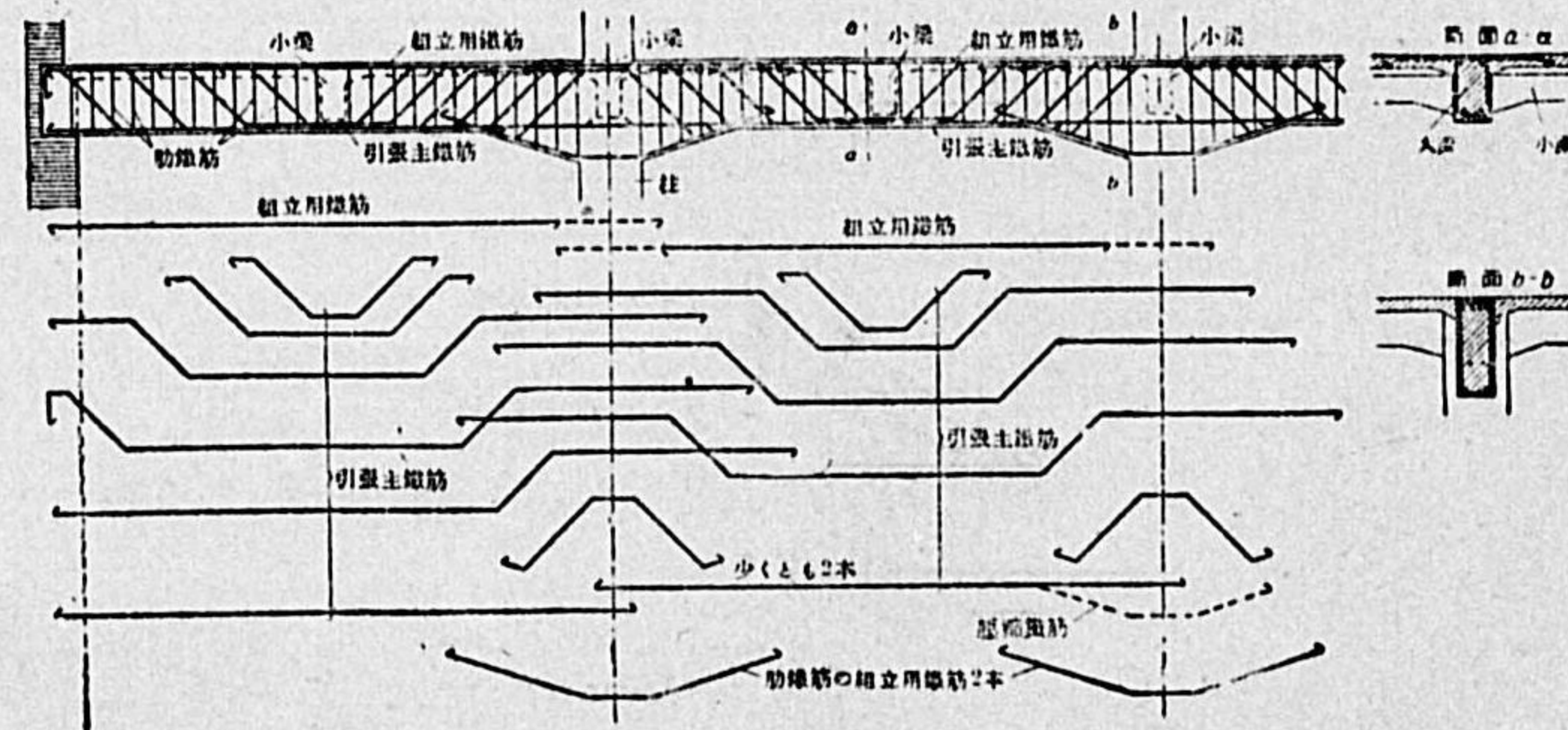


第244圖 内部支点上にて大梁及び小梁の幅を擴げたる構造

於て、梁の高さを少し大とすると同時に、梁の腹部の幅を大きくしてもよい。第244圖は斯くの如き構造を示す。

第245圖はスパンの中央に一個の集中荷重を有する連続梁として働く大梁の鉄筋配置を示す。集中

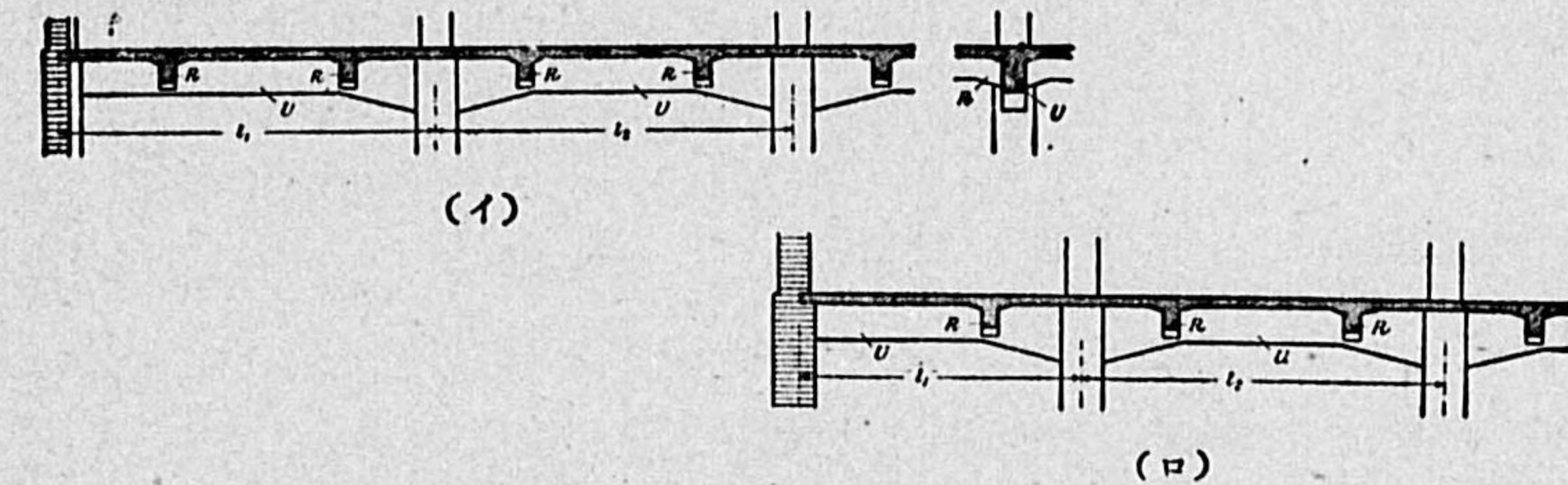
荷重の影響は大梁の自重の影響に比べて概して大きいから、肋鉄筋及び折曲鉄筋の配置に対しては集中荷重による剪斷力が關係する。故に、腹鉄筋は殆んど一定なる剪斷力に対して、殆んど齊



第245圖 スパン中央に集中荷重(小梁)を受ける連続大梁の鉄筋配置

等に配置する。曲上げた鉄筋は、支點を越えて隣りのスパンに充分に延長して、内部支点上に於ける負鉄筋として働かす。

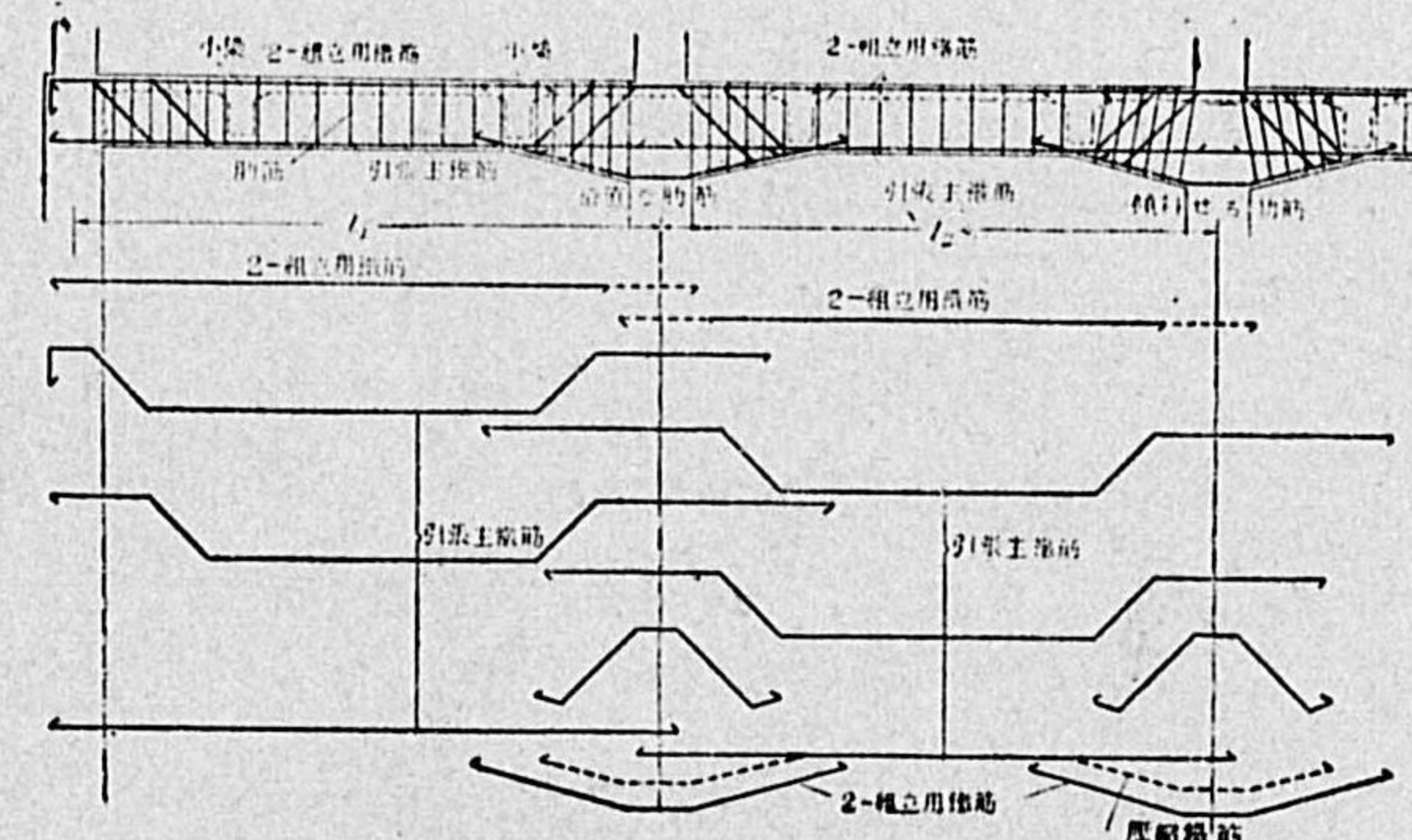
第243圖、第244圖、第245圖に示した様に、大梁の内部支承部に小梁が載つてゐると、支承部の上では小梁の上側鉄筋と大梁の上側鉄筋とが互に交叉して鉄筋の組立て及びコンクリート打ちが困難になる。又柱の一侧の煖爐の煙突、通風管等に対して、柱軸線上にある小梁が邪魔になる。之に反して、第246圖に示す如く小梁を配置すると施工方法が容易となるのみでなく、曲げモーメント及び剪斷力の集中を減少する利益がある。第246圖(ロ)の配置は大梁の端スパンが中間スパンよりも短い場合に、小梁を配置する良い方法である。



第246圖 間接荷重(集中荷重)を受ける連続大梁

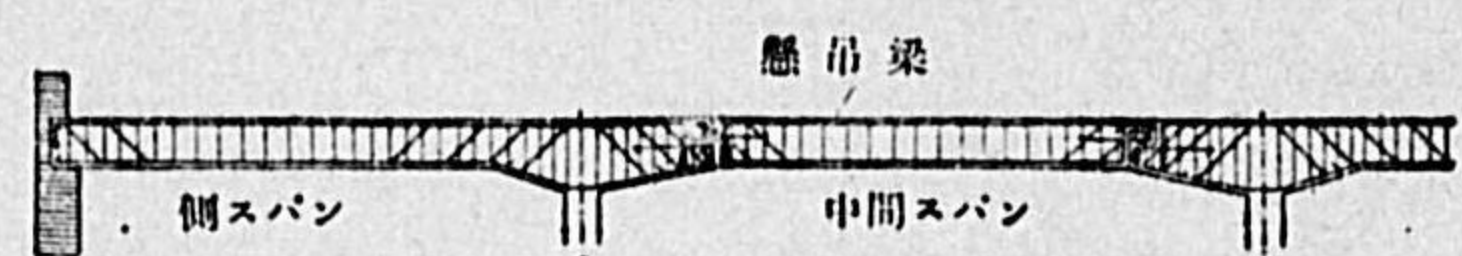
第247圖は第246圖(イ)に示す連続大梁の鉄筋配置を示す。小梁の傍で龜裂が生ずることを防止するために、一部の負鉄筋は小梁を越える迄延長してある。斜張應力鉄筋をハンチの部分に於て添加し、其端は壓縮部コンクリートに碇着する。内部支承部に於て壓縮鉄筋を必要とする場合は、正鉄筋を破線で示す如く曲げて壓縮鉄筋として利用する。支承部の肋鉄筋は、圖の左方及び右方の内部支承部に於ける如く、鉛直に、又は少し傾斜して使用してもよい。

第248圖は特に多數の腹鉄筋が内部支承部に配置されてゐる場合を示す。



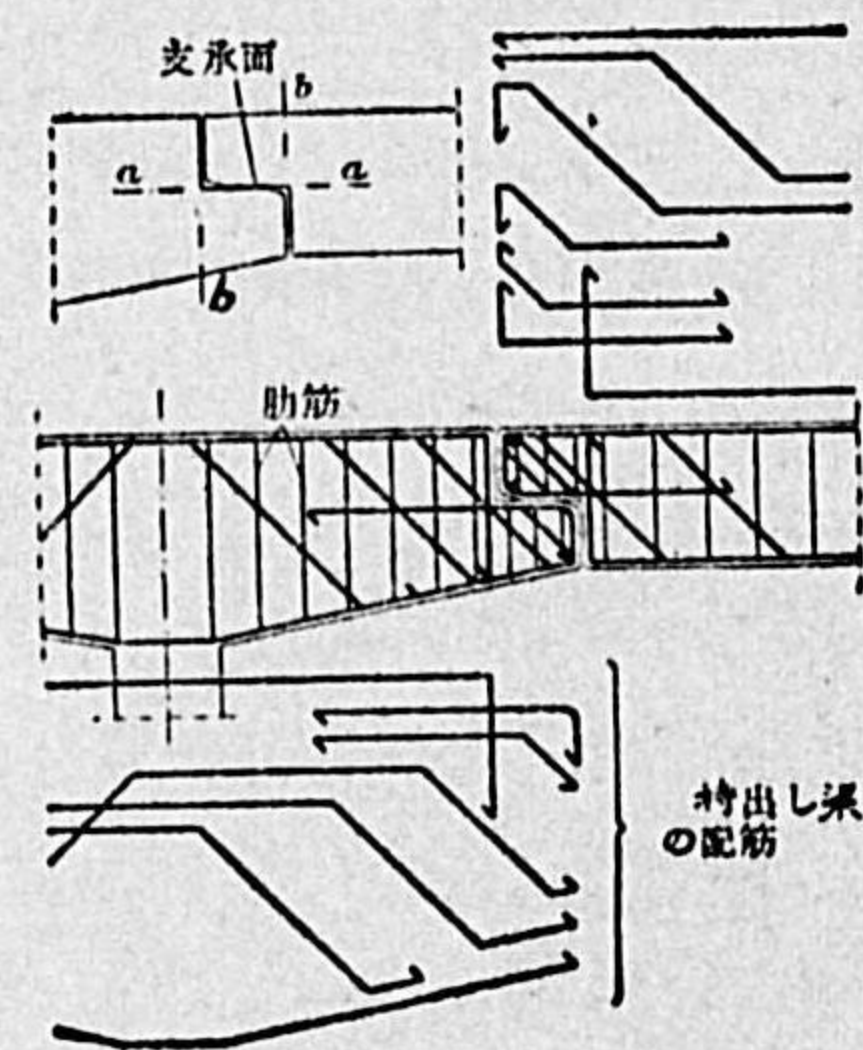
第247圖 連続大梁の鉄筋配置

(223) 鉸梁 (Gerber梁) の設計 地盤が不安定な場合には、地盤の不齊等沈下のために不静定構造である連続梁にては、甚だ大なる應力を生ずることがある。故に基礎の不齊等沈下が想像される場合には、連続梁の代りに静定構造である鉸梁を用ひるをよしとする。鉸を適當に配置すれば、連続梁と同じ様に有利な曲げモーメント分布を利用し、同時に基礎の不齊等沈下による危険を避けることが出来る。斯くの如き鉸梁は稀に高層建築の大構造物に用ひられ、其外、橋梁に屢々用ひられるものである。

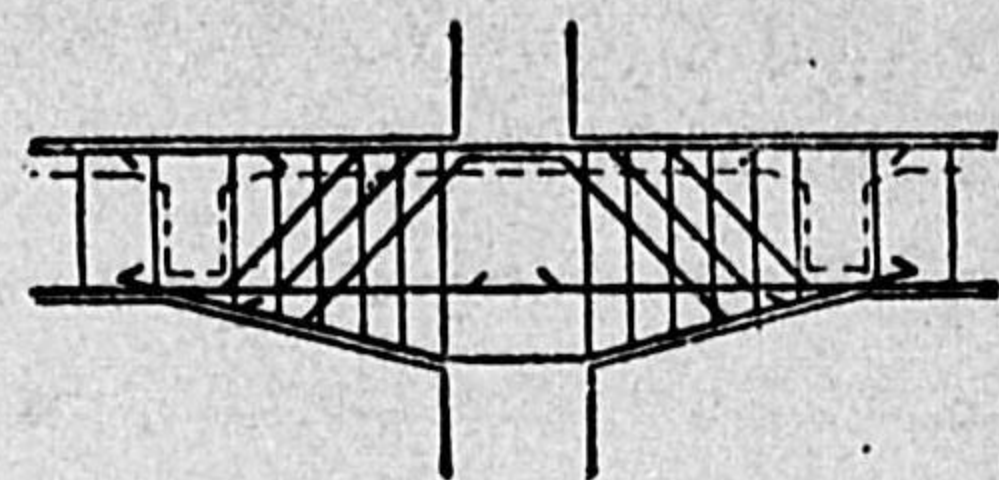


第 249 圖 鉸梁の鉄筋配置

第 249 圖は鉸梁の一例を示せるもので、懸吊梁は、兩側の持出し梁の上に乗つてゐる單純梁である。端スパン及び持出し梁に於ける鉄筋の配置は、荷重の最も不利な位置による正負の最大曲げモーメント及び最大剪断力に適當せしめねばならぬ。持出し梁が懸吊梁を載せる部分に於ては、梁の断面が小さいから曲げ應力や剪断應力に對して充分完全である様に鐵筋で補強する。第 250 圖は此部分の鐵筋の配置を示す。充分鐵筋を用ひて  $a-a$ 、 $b-b$  の断面にて破壊せぬ様にす。尙、持出し梁の端部に於て縁端に壓縮力を生ぜざる様に、明確なる支承構造にする様に注意せねばならぬ。其のための鉸部の構造及び配筋の方法は第 250 圖に示す通り。



第 250 圖 鉸梁の鉸部鉄筋配置

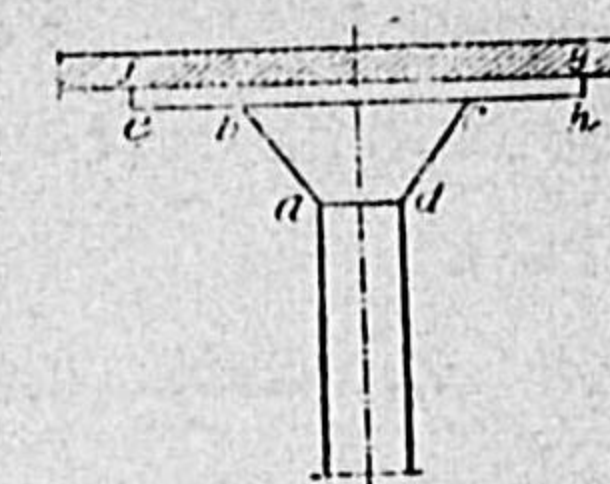


第 248 圖 大梁の内部支承部に於ける腹鉄筋の配置

第 249 圖は鉸梁の一例を示せるもので、懸吊梁は、兩側の持出し梁の上に乗つてゐる單純梁である。端スパン及び持出し梁に於ける鉄筋の配置は、荷

第三十章 無梁版構造

(224) 概論 無梁版 (Flat-slab floor) 構造とは、薄い一枚の連続版が柱の柱頭擴大部に支へられて、版上の荷重を直接に柱に傳達せしめる鐵筋配置と構造とを有し、且、柱と版とは剛結されて居る構造を云ふものである。版の縁端を除く外、梁を使用しない。版の厚さは齊等であるか又は凡そ齊等なる連続版である。柱頭を第 251 圖の  $abcd$  の如く擴大して版を支持する面を大として、曲げ應力度及び剪断應力度を減少する。此擴大部を柱頭擴大部 (Column capital) と云ふ。圖の  $efgh$  の如く版の厚さを他の部分よりも大として版の應力度を小とすることがある。版の此部分を柱頭版 (Drop panel) と云ふ。無梁版構造は 2 スパン以上の構造物、特に 3 スパン以上の構造物に適當し、普通 5m~9m の等間隔に柱は配置される。



第 251 圖

無梁版構造は主として、工場、倉庫等に用ひられるが、工費が小であるために、他の建築物、又は幅員の大なる橋梁等にも用ひられる。普通の版に比して無梁版には次の如き利點がある。

- (1) 型枠の構造が簡單である。従つて、型枠の材料費及び其製作組立の勞力費が小になる。此型枠費の減少は、普通の版に比して凡そ 20%~30% 位である。
  - (2) 鐵筋の配置及び組立が簡單であり、且、コンクリート作業が容易であるから、是等に對する勞力費が減少される。併し、必要なコンクリートの量及び鐵筋量其のものは、一般に普通の版に於けるよりも多少大となる。
  - (3) 梁が無いから有效空間の高さが大となり、又有效空間の高さが與へられた場合には階高を小にすることが出来る。従つて倉庫、又は貯水池等に於ける空間の利用率が大きくなり、高層建築にては、其高さを低くすることが出来る。
  - (4) 梁によつて圓まれた凹所が無いから、採光、通風等が良くなると云ふ衛生上の利點があり、又電機水管、瓦斯管が簡単に設置出来る。
  - (5) 無梁版は梁で支持される普通の版と比較して、其剛性は小であるが、之がために却つて地震等によつて龜裂を生ずることが少ない。
  - (6) 無梁版構造とすれば、天井の下面が一様に平滑であつて、縦横に突出する梁の様に目を遮るものが無いから、廣潤なる感じを考へる。
- 無梁版構造の不利とする所は、一般に其計算が面倒であること、大なる集中荷重を受けるには不適當であること、振動し易いこと等である。

(225) 無梁版の鐵筋配置の方法 無梁版に於ける鐵筋配置には次の四方法がある。



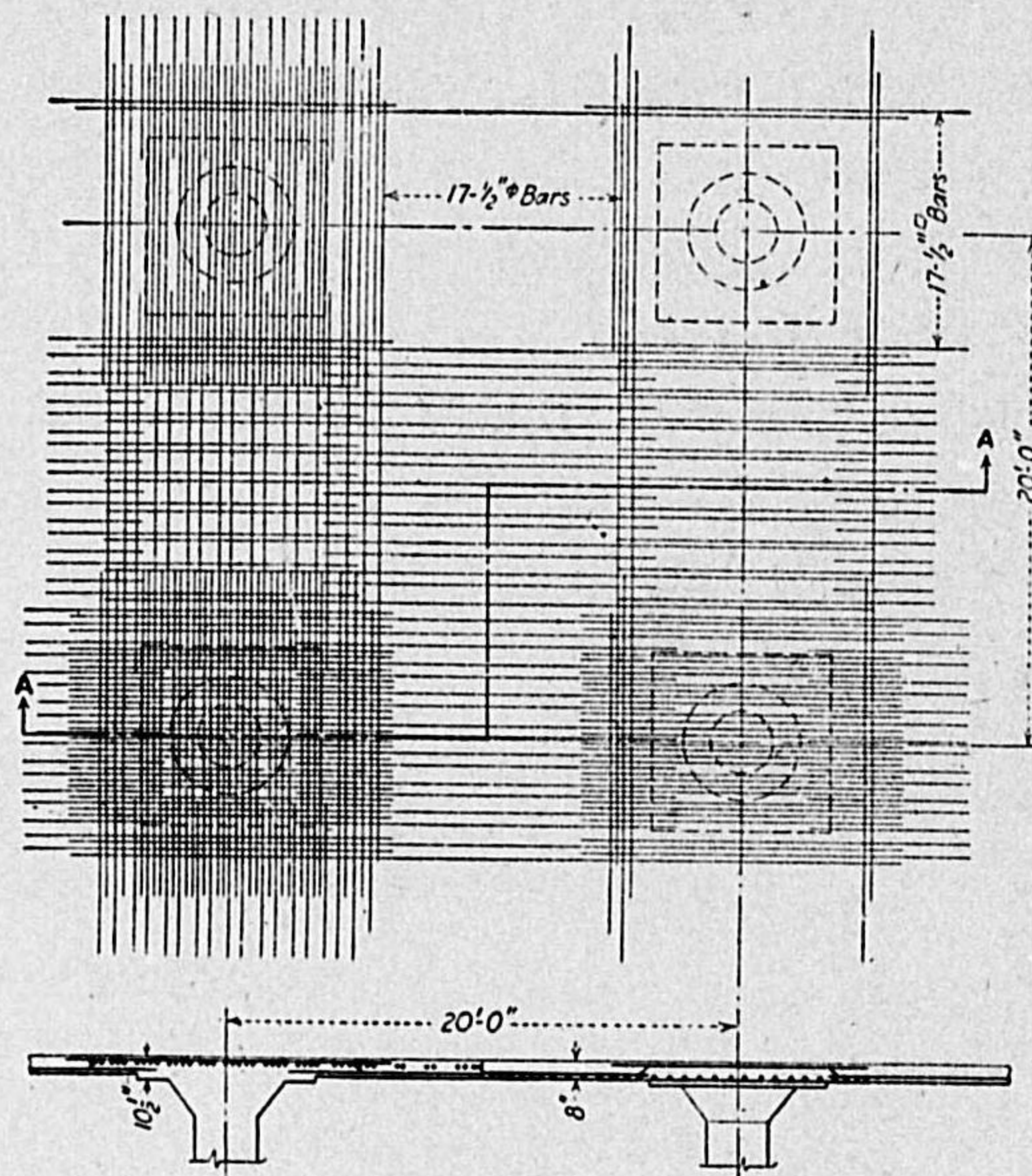
- (1) 二方向配筋法 (Two-way system)
- (2) 三方向配筋法 (Three-way system)
- (3) 四方向配筋法 (Four-way system)
- (4) 圓形配筋法 (Circumferential system)

(a) **二方向配筋法** 之は有梁版の配筋法と大差の無いもので、互に直角に交る二方向の主鉄筋を第252圖の如く配置するものである。此方式の版は其配筋法が最も簡単であるために広く採用される。

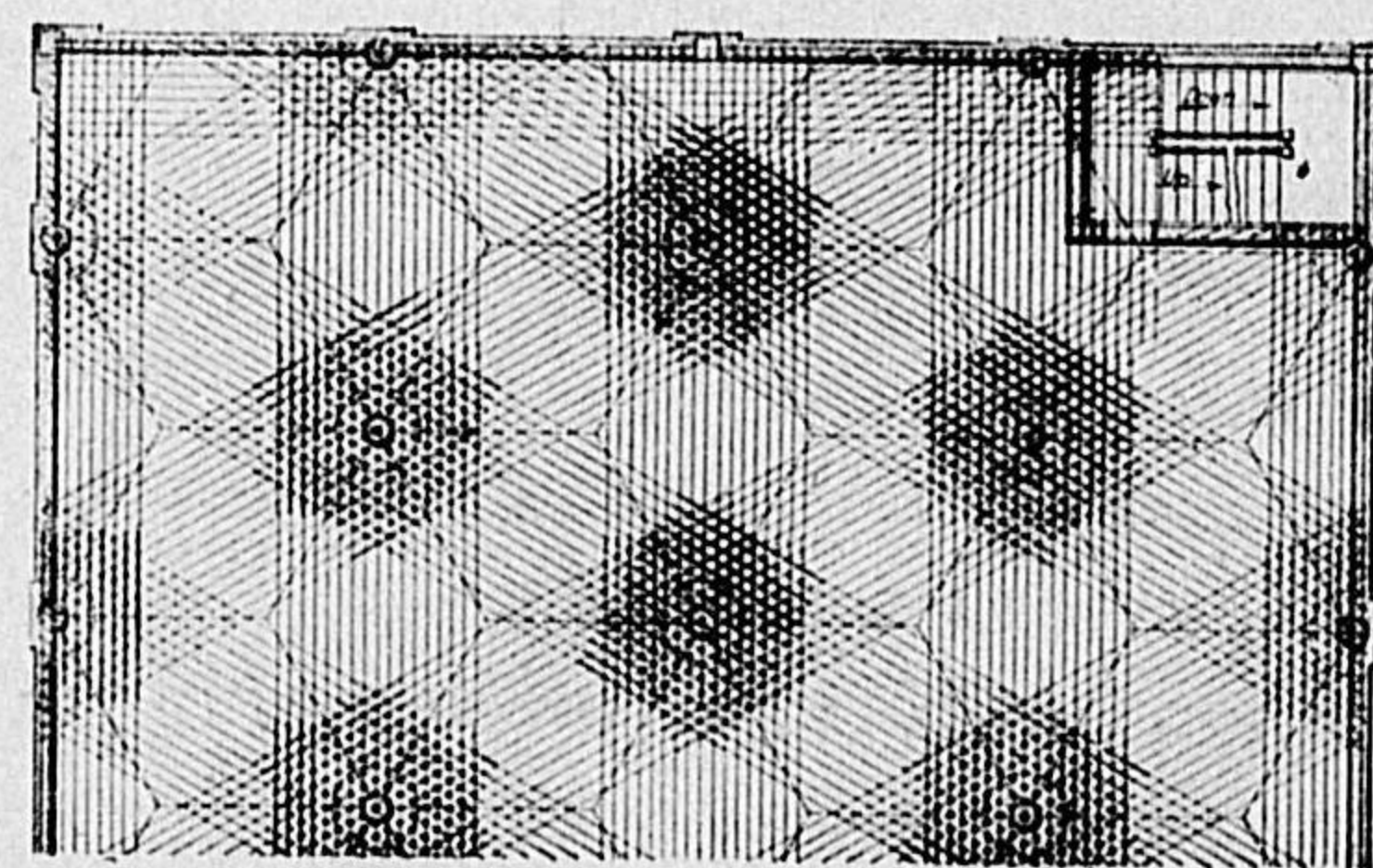
(b) **三方向配筋法** 之は第253圖に示す如くに柱が正三角形の頂點に配置され、正三角形の邊に平行に配筋したもので、特種の場合のみに採用される。

(c) **圓形配筋法** 之は第254圖に示すが如く、圓形に曲げた鉄筋を配置し、直接的に版に生ずる引張應力を此圓形鉄筋で負擔させるものであり、柱頭部に於ては、此外に放射狀に鉄筋を配置する、尙縦横及び對角線の方角にも多少の配筋をする。

(d) **四方向配筋法** 之は第255圖に示す如くに、版上の荷重を直接柱頭部に傳達する様にしたもので、此方法の缺點は柱頭部に於ける四方向の鉄筋が錯綜し、施工上不便を生ずることである、此點からは二方向配筋法の方が優つてゐるが、強度から云へば四方向配筋法の方が優



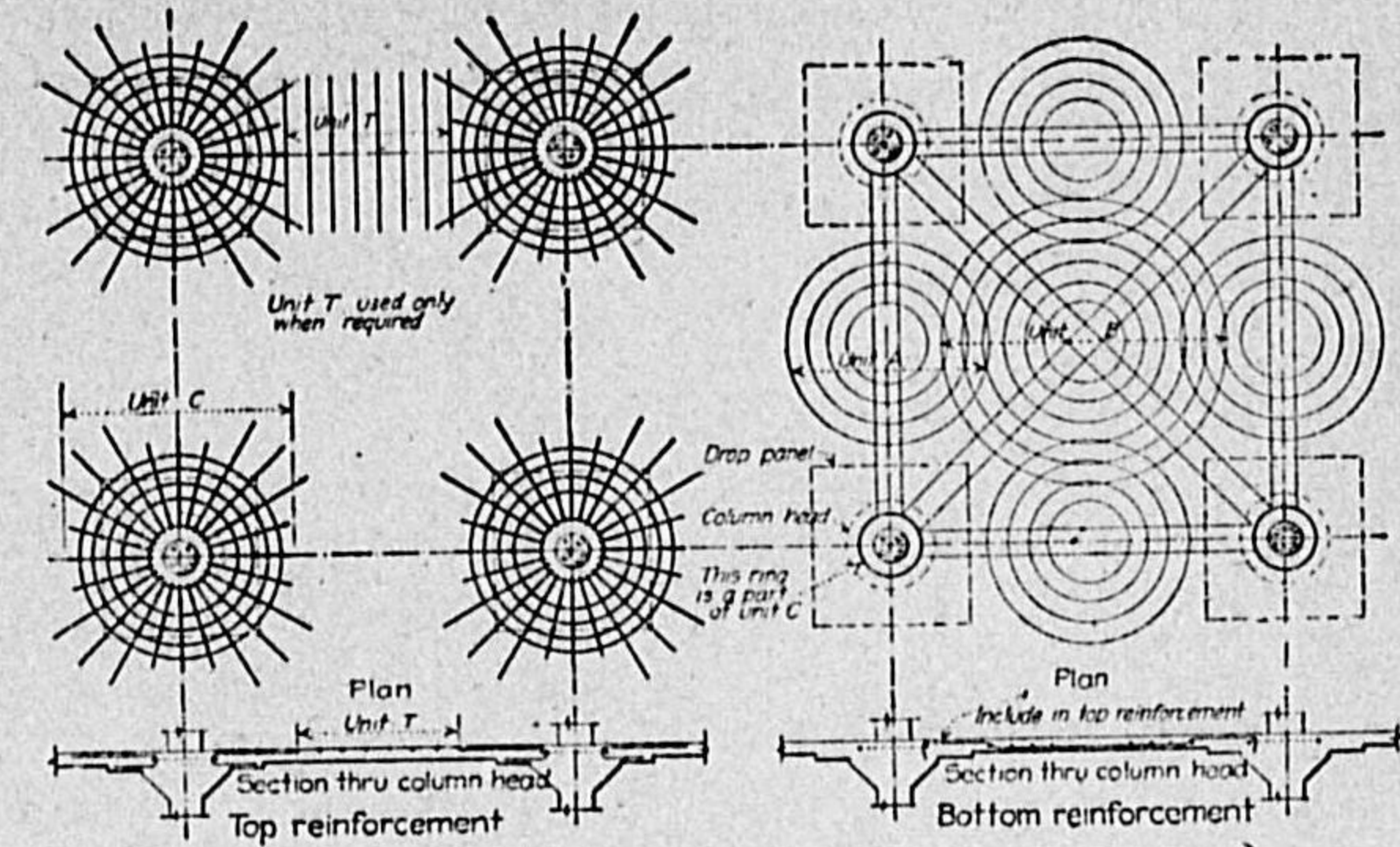
第252圖 内部無梁版、二方向配筋法



第253圖 三方向配筋法

つてゐると云へる。

以上四種の配筋法の中三方向配筋法と圓形配筋法とは特許になつてゐるものである。配筋の施工が面倒であると云ふ點からは、四方向配筋法はなるべく用ひない方がよい二方向配筋法は設計も施工も簡単であり、充分よい結果を與へるから、一般に広く採用されてゐるものである。本書に於ては二方向配筋法の設計のみに就いて述べる。



第254圖 圓形配筋法

(226) 無梁版に於ける應力の算定 鐵筋コンクリート版が之を支持する鐵筋コンクリート柱と

剛結された無梁版構造の設計に於ては、(1) 理論を基とせる實驗公式に依るか、(2) 無梁版を相互に直交する2群の準固定支承の連続梁、又はラーメンと假定して計算を行ふ。

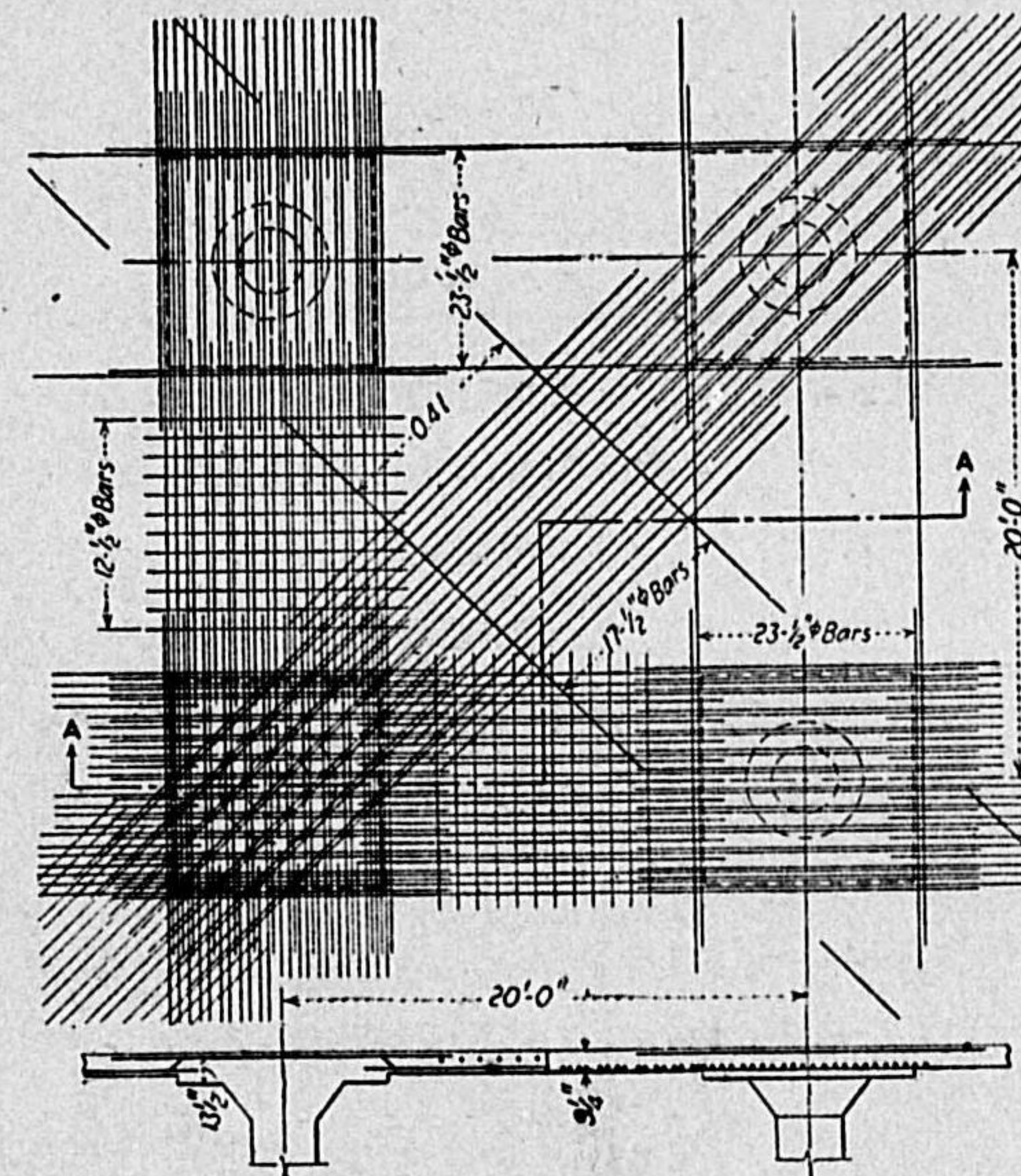
土木學會標準示方書 (昭和15年3月改正) の規定は次の通り。

「 第20章 2方向に主鉄筋を有する無梁版

第92條 設計細目

(1) 版の厚さは15cm以上とすべし。但し屋根版に於ては此の制限を適用せず。

(2) 柱の幅は、其の幅と同じ方向のスペンの $\frac{1}{20}$ 以上、階層高



第255圖 四方向配筋法

さ $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{15}$ 以上にして、且、30cm以上たるべし。茲にスペンは柱の中心間隔とす (第256圖参照)

(3) 柱頭版を有せざる場合、版の下面に於ける柱頭擴大部の幅は $\frac{2}{9}$ 以上とすべし (第256圖(a)参照)

柱頭版を有する場合、柱頭大部の寸法は第 256 圖 (b) 及び (c) に依るべし。柱頭大部の中、水平線に對する傾角 45° 以下の部分は、應力計算に際して之を無視すべし。

第 93 條 計算方法

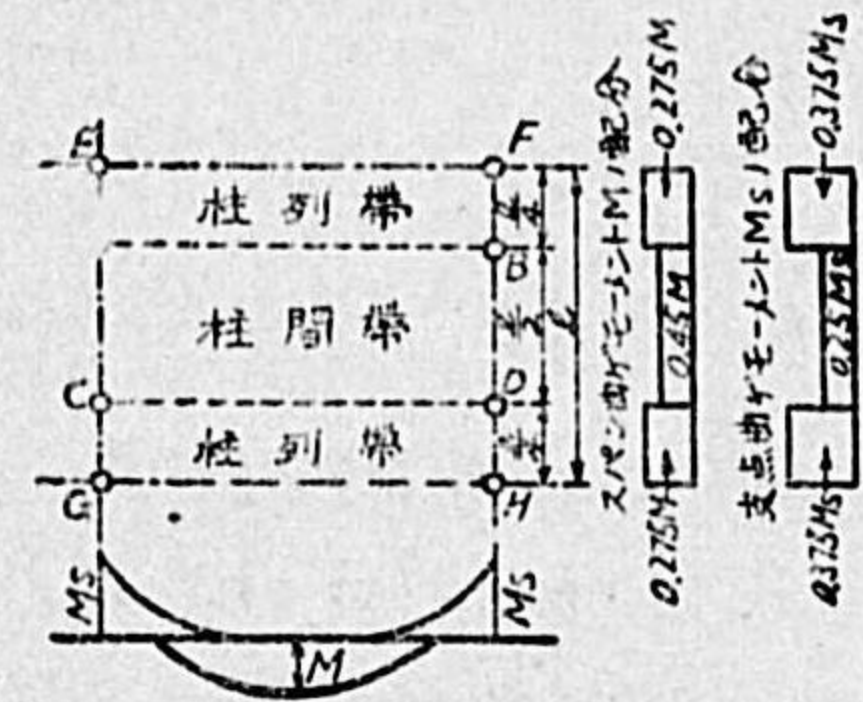
無梁版は次の近似解法に依りて計算することを得。

(1) 無梁版は之を互に直交する縦横 2 群の梁と考へ、是等を何れも柱の中心を結ぶ直線上に於て、連続的に支持せられたる弾性固定支承の連続梁又はラーメンと假定し、何れかの方向に於ても全荷重を最も不利なる状態に載荷して計算を行ふべし。

(2) ラーメンとして版の曲げモーメントを求むる場合には、版の上下に於て直接之に接する柱の曲げ抵抗のみを考慮することを得。

(3) 無梁版を互に直交する縦横 2 群のラーメンとして計算する時、梁のスパンは  $l_x$  及び  $l_y$ 、其の断面の幅は夫々  $b_x$  及び  $b_y$ 、其の断面の高さは版の厚さ  $t$  とす。

(4) 曲げモーメント  $M_x$  及び  $M_y$  に依つて、版に生ずる應力を算定するには、第 257 圖に示す如く版を幅  $\frac{1}{4}l$  なる柱間帯  $ABDC$  と、幅  $\frac{1}{4}l$  なる兩側の柱列帯  $ABFE$  及び  $CDHG$  とに分ち、ラーメンとして求めたる正又は負のスパン曲げモーメントは、其の 45% を柱間帯に、殘部 55% は兩側の柱列帯に



第 257 圖

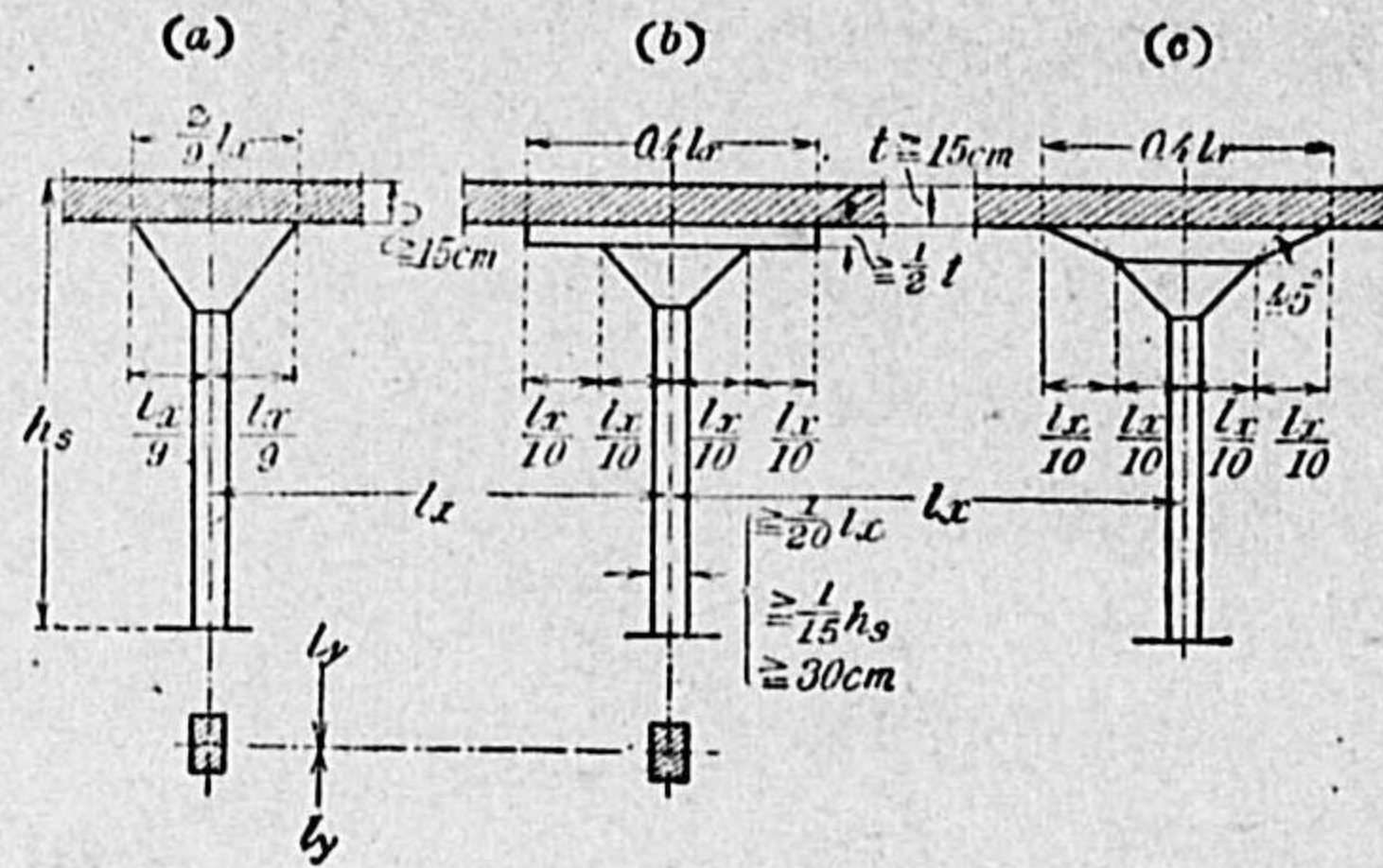
夫々均等に分布せしめ、負の支點曲げモーメントは、其の 25% を柱間帯に、殘部 75% は兩側の柱列帯に、夫々均等に分布せしむべし (第 257 圖参照)

(5) 無梁版の縁端が之に沿ひ連続的に支持せられたる場合、其の縁端に接する版の縁端より幅  $\frac{3}{4}l$  の帯に對しては其の鐵筋量を内部スパンに於ける柱間帯の場合より、 $\frac{1}{4}$  だけ減少することを得。

(6) 無梁版の柱はラーメンの鉛直部材として計算すべし。柱に於ける軸方向力の計算には、柱の兩側に於けるスパンの中、小なるスパンが大なるスパンの  $\frac{2}{3}$  以下なる場合を除きては、版が柱に單純に支持せられたるものと假定することを得

第 256 圖は  $l_x$  の方向の断面であるから  $l_y$  の方向の断面に就いても、圖示の條件に従はなければならぬ。

規定に依ると版の高さは 15cm 以上である。版の有効高さ  $h_0$  とスパンとの比は  $\frac{1}{32}$  以上、屋根版

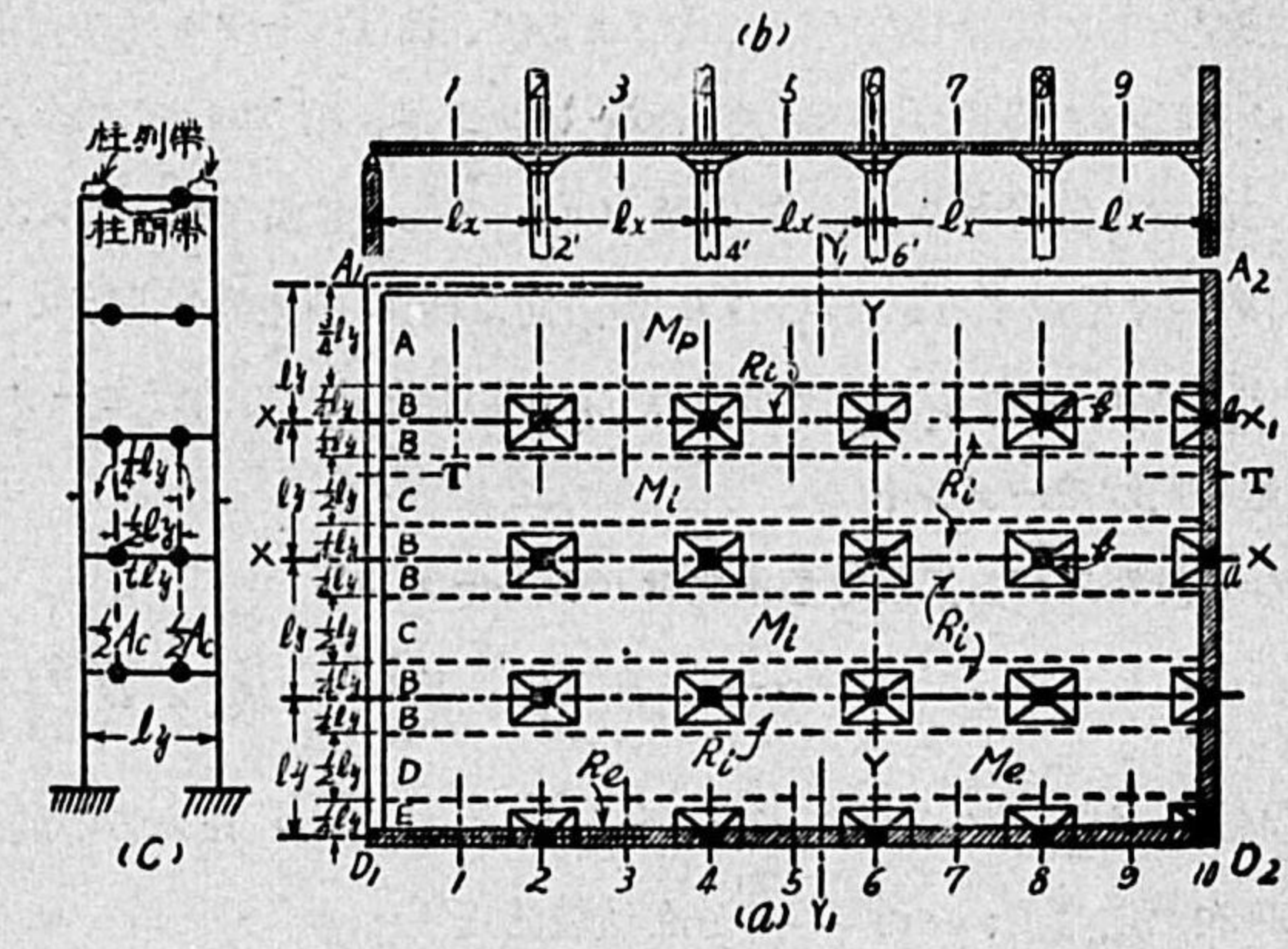


第 256 圖

の場合でも  $\frac{1}{40}$  以上に採るのが適當である。

(227) 柱と版とからなるラーメンとしての無梁版の近似的解法  $l_x$  及び  $l_y$  の方向の柱列線を含む鉛直断面に依つて無梁版構造を切り、第一に  $l_x$  の方向のラーメンとしての計算を行ひ、次に  $l_y$  の方向のラーメンとして計算する。 $l_x$  方向のラーメンとして計算するには、 $l_x$  方向の柱列線を含む相隣れる 2 つの鉛直断面の間にある部分に就いて考へる。第 258 圖 (a) は 5 階層の無梁版構造の平面圖である。X—X 線は  $l_x$  方向の柱列線を含む鉛直断面である。X—X と X<sub>1</sub>—X<sub>1</sub> 兩断面の間にある無梁版構造を  $l_y$  方向の断面 Y<sub>1</sub>—Y<sub>1</sub> で切つたものが第 258 圖 (b) に示してある。此ラーメンは一スパンであつて、其スパンは  $l_y$ 、梁の幅は  $l_x$ 、梁の厚さは  $t$  であり、兩側の柱の断面は、X<sub>1</sub>—X<sub>1</sub> 及び X—X 断面で切つた無梁版構造の柱の断面の半分である。第 258 圖 (a) に於て、A<sub>1</sub>A<sub>2</sub>、A<sub>1</sub>D<sub>1</sub> は建物の外周壁であつて、版は之によりて單純に支持されてゐる。第 258 圖 (b) は  $l_x$  の方向の断面 T—T で切つた此建物の縦断面の一部である。此 (b) 圖のラーメンのスパンは  $l_x$  で、梁は (a) 圖の aa、bb、cc 線で連続的に支持されるものと見做し、梁の幅は  $l_y$ 、厚さは  $t$  である。

普通の二方向主鐵筋版にては全荷重を  $l_x$  と  $l_y$  との二方向に分擔せしめるが、無梁版の場合には、 $l_x$  の方向のラーメンと考へる場合も、 $l_y$  の方向のラーメンと考へる場合も全荷重を用ひる。而して最も不利なる載荷状態に就いてラーメンの計算を行ひ、スパンの中央のスパン曲げモーメントの最大値  $M$  と  $M_s$  なる支點曲げモーメントとを算定する。



第 258 圖 無梁版構造の一例

此ラーメン梁の曲げモーメントを算定する時、版の上下に直接連結する柱の曲げ抵抗のみを考へてよい、即ち第 258 圖 (b) の如く、2、2'、4、4'、6、6' 等の柱は夫々 2、4、6 等の柱の上端及び 2'、4'、6' 等の柱の下端に於て鉸結、又は固定されたものとしてラーメンの計算を行ふ。第 258 圖 (a) に示す如く、幅が  $l_y$  なる版を柱間帯  $M$  と柱列帯  $B$  とに分ける。(a) 圖に於ては、6 つの内部柱列帯  $R_i$ 、外側柱列帯  $R_o$ 、2 つの内部柱間帯  $M_i$ 、1 つの外側柱間帯  $M_o$ 、幅が  $\frac{3}{4}l_y$  である特別の外側帯  $M_p$  が示されてゐる。而して是等の帯に、標準示方書 (昭和 15 年 8 月改

正)の規定の如く、 $M$ の45%は柱間帯  $M_i$  に、残部55%は両側の柱列帯  $R_i$  に、 $M_i$ の25%は柱間帯  $M_i$  に、残部75%は両側の柱列帯  $R_i$  に、夫々均等に分布するものとす。外側柱列帯  $R_e$  に於ける曲げモーメントは内部柱列帯に於けると同じに採る。特別の外側帯  $M_e$  に於ける鉄筋量は内部柱間帯  $M_i$  の  $\frac{3}{4}$  に採りてよい。以上の如くにして曲げモーメント  $M$  及び  $M_i$  に依つて版に生ずる應力を求める。

斯くの如くにして  $l_x$  方向のラーメンの計算をなし、次に之と全く同様にして  $l_y$  方向のラーメンの計算を行ひて、版厚、 $l_x$  及び  $l_y$  兩方向に於ける鉄筋や柱の計算を爲すことが出来る。

上記の近似的解法を用ひても、連続ラーメンを計算せねばならぬが、之は相當に複雑であるために、建物等に於ては、實驗式を以て曲げモーメントの近似値を求めて、無梁版構造の設計をするのが一般的である。

(228) 無梁版構造に於ける簡易公式による近似解法 弾性版の理論による計算、又は柱と版とから成るラーメンとしての近似解法を行はない場合には、柱の間隔即ちスパンが凡そ同一であつて最小スパンが最大スパンの0.8倍以上である範圍の差異である場合に於て、次に述べる不完全連続梁として誘導した近似公式によつて、曲げモーメントの計算をしてもよい。

次に述べる公式が與へる曲げモーメントは、第256圖に示す柱頭形 [(b), (c)] に關する無梁版に對する値であつて、柱頭形 (a) の場合に於ては下に示す正のスパンモーメントは其値を25%だけ増加する。而して  $l_x$  の方向及び  $l_y$  の方向の曲げモーメントを求めるには公式中の  $l$  の代りに  $l_x$  又は  $l_y$  を代入すればよい。此場合凡ての曲げモーメントは單位幅に對する値である。

版の曲げモーメント

(a) 外側スパンに於ける最大スパンモーメント

$$M_m = l^2 \left( \frac{w_d}{16} + \frac{w_l}{13} \right) \quad M_c = l^2 \left( \frac{w_d}{13} + \frac{w_l}{11} \right) \dots \dots \dots (296)$$

$M_m$  = 柱間帯の最大スパンモーメント、 $M_c$  = 柱列帯の最大スパンモーメント、 $w_d$  = 等分布固定荷重、 $w_l$  = 等分布積載荷重

上式は版が外側の壁によりて單純に支持されるか、又は外側の柱が兩端鉸結柱である場合に限り適用されるものであり、若し外側の柱が版と耐彎曲的に結合される、即ち剛結され、且、此處に連続的の横梁が版と結合されてある構造の場合には、上式の曲げモーメントの値は、之を20%だけ減少せねばならぬ。

(b) 内部スパンに於ける最大スパンモーメント

$$M_m = l^2 \left( \frac{w_d}{32} + \frac{w_l}{16} \right) \quad M_c = l^2 \left( \frac{w_d}{26} + \frac{w_l}{13} \right) \dots \dots \dots (297)$$

(c) 第一内部柱列線に於ける支點曲げモーメント

$$M_m = -\frac{l^2}{24}(w_d + w_l) \quad M_c = -\frac{l^2}{8}(w_d + w_l) \dots \dots \dots (298)$$

(d) 其他の柱列線に於ける支點曲げモーメント

$$M_m = -\frac{l^2}{30}(w_d + w_l) \quad M_c = -\frac{l^2}{10}(w_d + w_l) \dots \dots \dots (299)$$

上記の諸公式は凡て

$$M = l^2 \left( \frac{w_d}{k_d} + \frac{w_l}{k_l} \right) \dots \dots \dots (300)$$

なる形式である。第258圖の例を採つて、各版帯に於ける曲げモーメントを表で示すと第35表の通り。

第35表 無梁版の曲げモーメントの簡易公式係數

版 帯	断 面	柱頭形 (b) 及び (c)		柱 頭 形 (a)	
		$k_d$ の 値	$k_l$ の 値	$k_d$ の 値	$k_l$ の 値
1	2	3	4	5	6
内 部 柱 間 帯、 ( $M_i$ )	1	16	13	12.8	10.4
	2 及び 8	-24	-24	-24	-24
	3,5及び7	32	16	25.6	12.8
	4 及び 6	-30	-30	-30	-30
	9	20	16.25	16	13
内 部 柱 列 帯、 ( $R_i$ )	1	13	11	10.4	8.8
	2 及び 8	-8	-8	-8	-8
	3,5及び7	25	13	20.8	10.4
	4 及び 6	-10	-10	-10	-10
	9	16.25	13.75	13	11
特別の外側帯 ( $M_e$ ) 及び外側柱間帯 ( $M_e$ )		凡ての断面に於て内部柱間帯 ( $M_i$ ) の曲げモーメントの $\frac{3}{4}$ を採るものとす。			
外 側 柱 列 帯 ( $R_e$ )		凡ての断面に於て内部柱列帯 ( $R_i$ ) の曲げモーメントの $\frac{1}{2}$ を採るものとす。			

(例題) 上階の柱.....断面 42cm x 42cm、 階 高 3.30m

下階の柱.....断面 54cm x 54cm、 階 高 3.90m

版 厚..... $t = 21cm$ 、 スパン 5m

版に加ふる單位荷重は次の通り。

固定荷重  $0.21 \times 1.00^2 \times 2,400 = 0.504t/m^2$

版の上下面仕上  $0.076 "$

總固定荷重..... $w_d = 0.580t/m^2$

積載荷重..... $w_l = 0.800t/m^2$

全 荷 重..... $w_d + w_l = w = 1.380t/m^2$

計算の便宜上、次の値を求めて置く。

$$w_d l^2 = 0.580 \times 5.00^2 = 14.5mt, \quad w_l l^2 = 0.800 \times 5.00^2 = 20.00mt, \quad w l^2 = 1.380 \times 5.00^2 = 34.50mt$$

第 35 表を用ひて曲げモーメントを容易に求めることが出来る。次表の如くである。

$l_x$  に平行なる内部柱間帯  $M_i$

断面	曲げモーメント、 $mt$
1	$M = \frac{14.5}{16} + \frac{20.0}{13} = 2.444$
2	$M = -\frac{34.5}{24} = -1.437$
3	$M = \frac{14.5}{32} + \frac{20.0}{16} = 1.703$
4	$M = -\frac{34.5}{30} = -1.150$

**柱の曲げモーメントの近似解法** 無梁版を支持する上下階の柱が受ける曲げモーメントは梁の作用をする版と柱とから成るラーメンと假定して求めることが出来る。近似公式は次の通り。

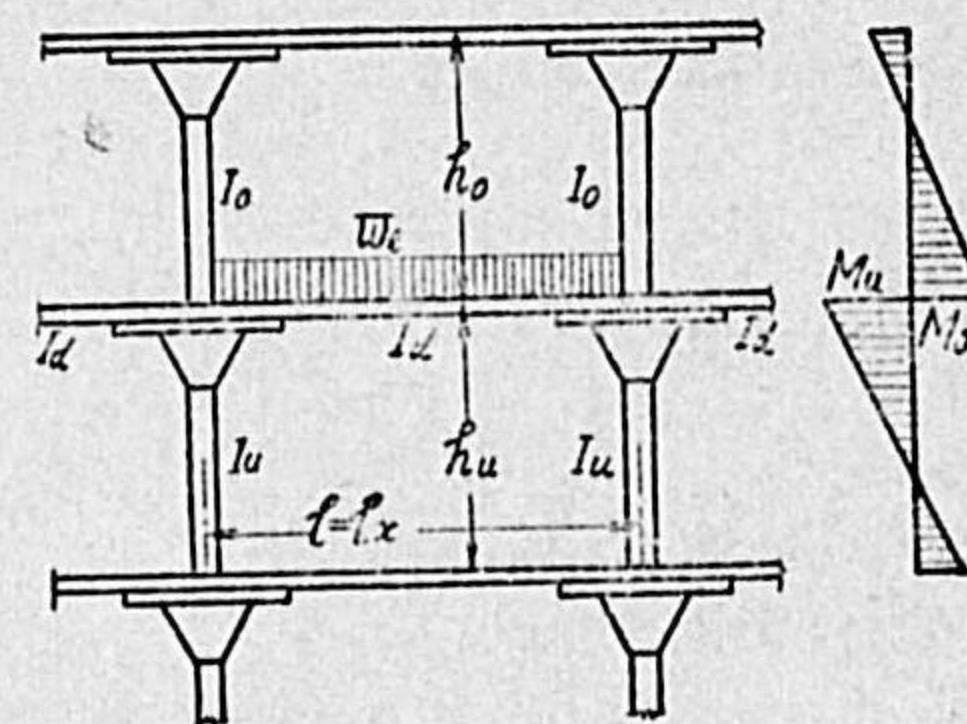
下階の柱の上端に於ける曲げモーメント、

$$M_u = \mp W_l \frac{l}{12} \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \dots (301)$$

上階の柱の下端に於ける曲げモーメント、

$$M_o = \pm W_l \frac{l}{12} \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \dots (302)$$

$W_l = l_x l_y$  である版の全面積に受ける積載荷重のみの総計



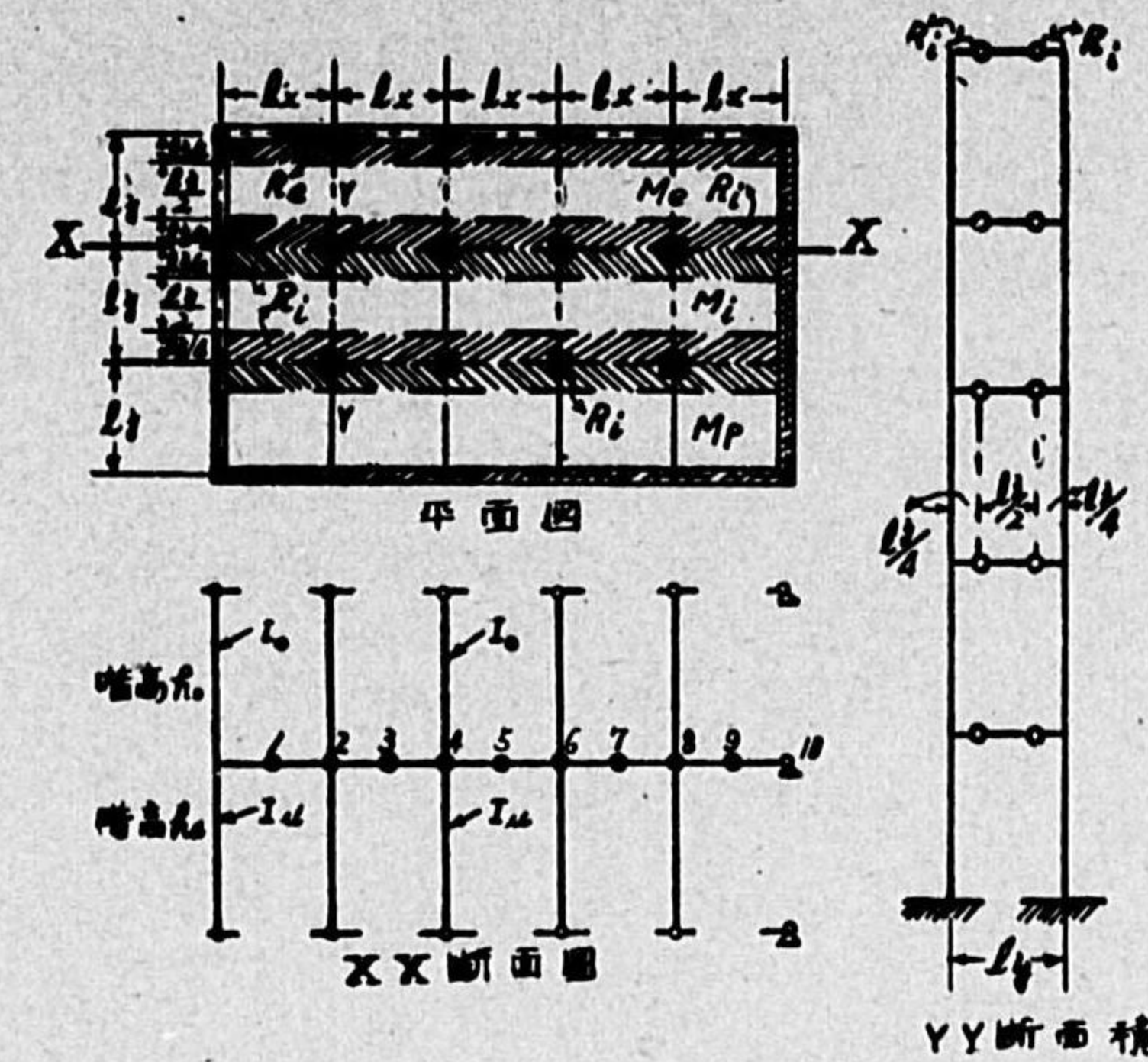
第 259 圖

$$c_o = \frac{l}{h_o} \frac{I_o}{I_d}, \quad c_u = \frac{l}{h_u} \frac{I_u}{I_d}$$

$I_d$  = 幅  $l_y$  である版の断面二次モーメント、 $I_u$  = 下階の柱の断面二次モーメント、 $I_o$  = 上階の柱の断面二次モーメント、 $h_o$  = 上階の柱の高さ(階高)、 $h_u$  = 下階の柱の高さ(階高)

(301) 式及び (302) 式の  $W_l$  の代りに  $(W_l + W_d) = W$  と置くときは、版と剛結された縁端柱の曲げモーメントを得る。 $W_d$  は  $l_x l_y$  なる版の全固定荷重である。

(例題) 正方形無梁版あり、 $l_x = l_y = 5m$ 、等分布積載荷重は衝撃荷重を加へて  $w_l = 3,000kg/m^2$ 、等分布固定荷重は  $w_d = 2,000kg/m^2$ 、全荷重  $w = w_d + w_l = 5,000kg/m^2$ 、コンクリートの許容圧縮力度  $\sigma_c = 45kg/cm^2$ 、鉄筋の許容引張力度  $\sigma_s = 1,200kg/cm^2$  とする。柱頭擴大部を有するものとす。



第 260 圖

断面	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
内部柱間帯 ( $M_i$ )	$k_d =$	20	-24	32	-30	32	-30	32	-24	16
	$k =$	16.25	-24	16	-30	16	-30	16	-24	13
内部柱列帯 ( $R_i$ )	$k_d =$	16.25	-8	26	-10	26	-10	26	-8	13
	$k =$	13.75	-8	13	-10	13	-10	13	-8	11
外側柱間帯 ( $M_o$ ) 及び 特別の外側帯 ( $M_p$ )	$k_d$ 及び $k_l = M_i$ 帯の値の $\frac{3}{4}$ を探る。									
外側柱列帯 ( $R_o$ )	$k_d$ 及び $k_l = R_i$ 帯の値の $\frac{1}{2}$ を探る。									

(第 35 表参照)

$$\text{柱間帯に於ける曲げモーメント } M_M = l^2 \left( \frac{w_d l}{k_d} + \frac{w_l}{k_l} \right)$$

$$\text{柱列帯に於ける曲げモーメント } M_R = l^2 \left( \frac{w_d l}{k_d} + \frac{w_l}{k_l} \right)$$

版の単位幅、即ち幅  $1m$  について、曲げモーメント(第 260 圖 3、5、7 の部)は (297) 式から

$$M_M = l^2 \left( \frac{w_d l}{32} + \frac{w_l}{16} \right) = 5^2 \left( \frac{2,000}{32} + \frac{3,000}{16} \right) = 6,250kgm = 625,000kgcm \dots \text{柱間帯 (+) 曲げモーメント}$$

$$M_C = l^2 \left( \frac{w_d l}{26} + \frac{w_l}{13} \right) = 5^2 \left( \frac{2,000}{26} + \frac{3,000}{13} \right) = 6,731kgm = 673,100kgcm \dots \text{柱列帯 (+) 曲げモーメント}$$

支承線に於ける曲げモーメント(第 260 圖 4 及び 6 の部)は、(299) 式から

$M_m = -\frac{l^2}{30}(w_d + w_l) = -\frac{5^2}{30}(2,000 + 3,000) = -4,167 \text{kgm} = 416,700 \text{kgcm}$  柱間帯(-)曲げモーメント  
 $M_c = -\frac{l^2}{10}(w_d + w_l) = -\frac{5^2}{10}(2,000 + 3,000) = -12,500 \text{kgm} = -1,250,000 \text{kgcm}$  柱列帯(-)曲げモーメント  
 以上の曲げモーメントから版の有効厚さは(17)式  $d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$  から求められる、 $C_1$  は第 25 表から 0.375 (版) 柱列帯 (+) 曲げモーメント  $M_c = 673,100 \text{kgcm}$  が柱間帯 (+) 曲げモーメント 625,000 よりも大であるから、之に依つて版の有効厚さ  $d$  を定める。

$$d = 0.375 \sqrt{\frac{673,100}{100}} = 31 \text{cm}, \text{ 全厚} = 31 + 2 = 33 \text{cm}$$

柱列帯 (-) 曲げモーメント  $M_c = -1,250,000 \text{kgcm}$  に依つて柱頭部の厚さを求めると次の通り。

$$d = 0.375 \sqrt{\frac{1,250,000}{100}} = 42 \text{cm}, \text{ 全厚} = 42 + 3 = 45 \text{cm}$$

(柱及び柱頭) 圓形柱を用ひるものとする。階高は 4m なりとする。  $D = \text{柱の直径} \geq \frac{l_x}{20} \geq \frac{h_s}{15} \geq$

30cm (第 256 圖参照) によつて、

$$\frac{l_x}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{cm}, \quad \frac{h_s}{15} = \frac{400}{15} = 27 \text{cm}, \quad D \geq 30 \text{cm}, \quad \text{故に } D = 35 \text{cm} \text{ を採る。}$$

$$\text{柱頭版の幅} = 0.4l_x = 0.4 \times 5 = 2 \text{m}, \quad \text{柱頭擴大部直径} = \frac{l_x}{5} = \frac{5}{5} = 1 \text{m}$$

柱頭に於ける剪断力度は次の通り。

$$\tau = \frac{S}{bjd} = \frac{5,000 (\text{kg}) \times (5 \text{m})^2 - 3.1416 (= \pi) \times \left(\frac{1 \text{m}}{2}\right)^2 \times 5,000 (\text{kg})}{3.1416 (= \pi) \times 100 (\text{cm}) \times 36.96 (\text{cm})} = 10.5 \text{kg/cm}^2$$

$$\left[ \begin{aligned} jd &= 0.88d = 0.88 \times 42 (\text{cm}) = 36.96 \text{cm} \\ 1 \text{m} &= \text{柱頭擴大部直径} \end{aligned} \right]$$

之はコンクリートの許容剪断力度よりも大にして、腹鉄筋を用ひることを要する。腹鉄筋組合せの方法は既に述べた通りである。

柱頭版の部の端の周圍に於ける剪断力度は次の通り。

$$\tau = \frac{S}{bjd} = \frac{5,000 (\text{kg}) \times (5^2 - 2^2)}{4 \times 200 (\text{cm}) \times 27.28 (\text{cm})} = 4.8 \text{kg/cm}^2, \quad [jd = 0.88 \times 31 = 27.28 \text{cm}]$$

此處にも安全のために腹鉄筋を用ひるものとす。

(鉄筋) 柱頭部に於て、版の上面に近く用ひるべき所要鉄筋断面積は、幅 1m について次の通り。

$$A_s = C_2 \sqrt{M/b} = 0.00253 \sqrt{1,250,000 \times 100} = 28.3 \text{cm}^2, \quad 10\phi 20 \text{mm} = 31.4 \text{cm}^2 \text{ を用ひるものとす。}$$

柱列帯 (+) 曲げモーメントに対しては

$$A_s = 0.00253 \sqrt{673,100 \times 100} = 21 \text{cm}^2$$

之は幅 1m についての鉄筋量であるが、兩柱列帯の幅は  $5 \text{m}/2 = 2.5 \text{m}$  であるから、兩柱列帯幅 2.5m に対しては  $A_s = 21 \times 2.5 = 52.5 \text{cm}^2$  となりて  $17\phi 20 \text{mm} = 53.38 \text{cm}^2$  を用ひるものとす。之は版の下面に近く配置する。柱頭部に於ては此鉄筋の内若干を、曲上げて (-) 曲げモーメントに抵抗せしめる。柱間帯の幅  $\frac{5}{2} \text{m}$  の間に於ける鉄筋は、(+ ) 曲げモーメント 625,000kgcm に対して、 $b = 100 \text{cm}$  として

次の通り。

$$A_s = 0.00253 \sqrt{625,000 \times 100} = 20 \text{cm}^2$$

幅 2.5m に対しては  $20 \times 2.5 = 50 \text{cm}^2$  となり  $16\phi 20 \text{mm} = 50.24 \text{cm}^2$  を用ひるものとす。之は柱間帯正鉄筋である。柱間帯 (-) 曲げモーメントは 416,700kgcm である。之に対しては幅 1m について

$$A_s = 0.00253 \sqrt{416,700 \times 100} = 15.6 \text{cm}^2$$

故に幅 2.5m に対しては  $15.6 \times 2.5 = 39 \text{cm}^2$  である。従つて  $13\phi 20 \text{mm} = 40.82 \text{cm}^2$  を用ひるものとす。柱間帯 (+) 曲げモーメントに対して用ひたる  $16\phi 20 \text{mm} (= 50.24 \text{cm}^2)$  の中、13本を曲上げて、此 (-) 曲げモーメントを取らしめるものとす。

以上の如く鉄筋を組合はすものとして、柱頭部に於て生ずべき應力度を檢算すると次の通り。

$$M = 1,250,000 \text{kgcm}, \quad b = 100 \text{cm}, \quad d = 42 \text{cm}, \quad A_s = 31.4 \text{cm}^2, \quad \text{故に (5) 式から}$$

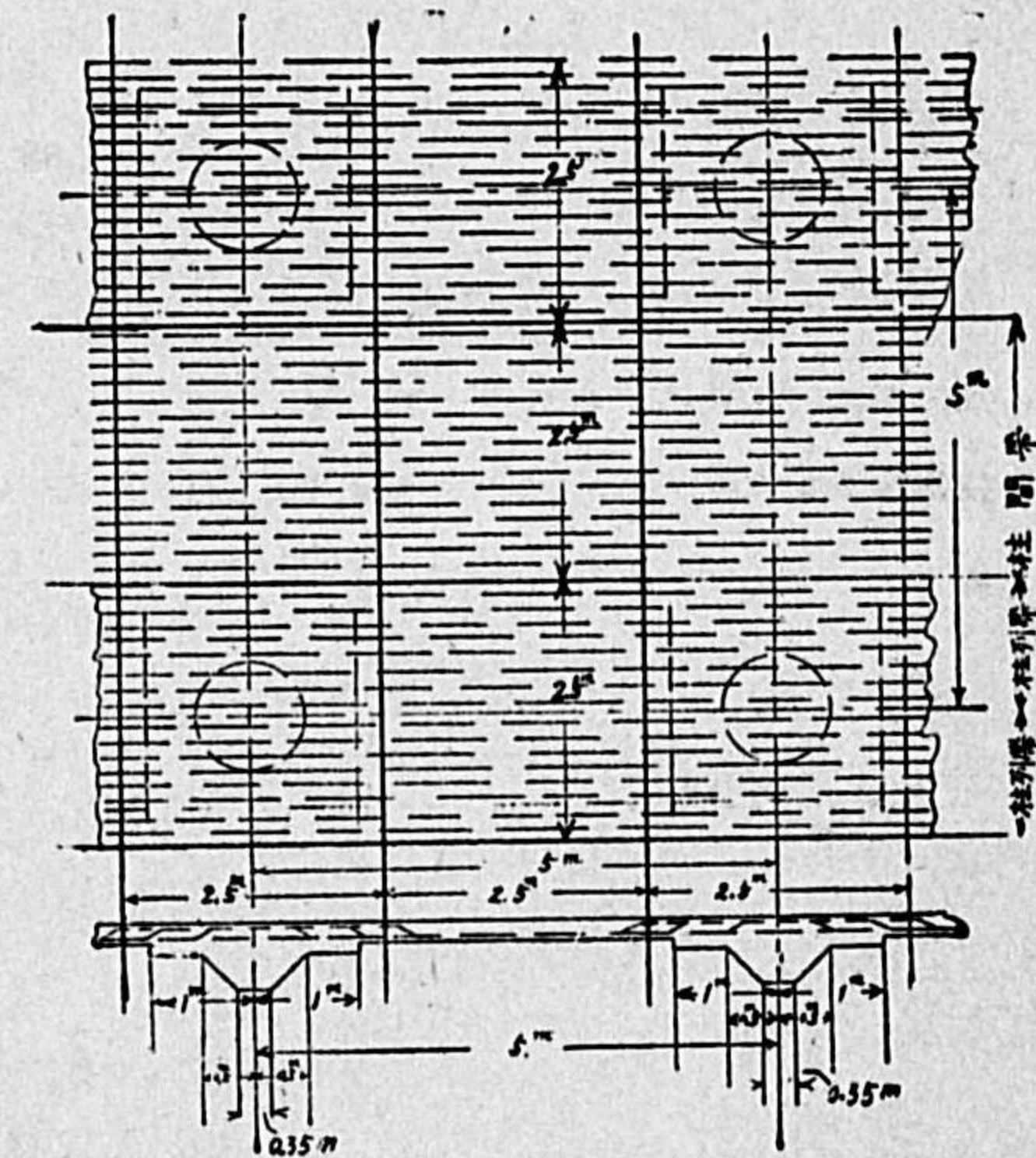
$$x = \frac{nA_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 31.4}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 42}{15 \times 31.4}} - 1 \right] = 15.7 \text{cm}$$

$$(8) \text{ 式から } \sigma_c = \frac{2M}{bx(d - \frac{x}{3})} = \frac{2 \times 1,250,000}{100 \times 15.7 \left(42 - \frac{15.7}{3}\right)} = 43 \text{kg/cm}^2$$

$$(10) \text{ 式から } \sigma_s = \frac{M}{A_s(d - \frac{x}{3})} = \frac{1,250,000}{31.4 \times \left(42 - \frac{15.7}{3}\right)} = 1,080 \text{kg/cm}^2$$

是等は與へられたる許容應力度  $\sigma_c = 45 \text{kg/cm}^2, \sigma_s = 1,200 \text{kg/cm}^2$  以下である。第 261 圖は此例題の無梁版で、鉄筋は  $l_x$  方向のものを示してゐる。柱の設計については、曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材として、之を設計する。

(229) 無梁版構造の設計 無梁版に生ずる剪断力度は概して小さく、版の厚さ及び鉄筋量は曲げモーメントに依つて一般に定まる。版に於ける曲げモーメントは柱列帯の負の支點曲げモーメントが最大であるが、之が生ずる部分は柱頭部が擴大されてゐる範圍にあるから、版の有効高さが大である。次に柱列帯の正の中央曲げモーメントが大であるから、版の有効高さは、此曲げモーメントに依つて定める。與へられたる

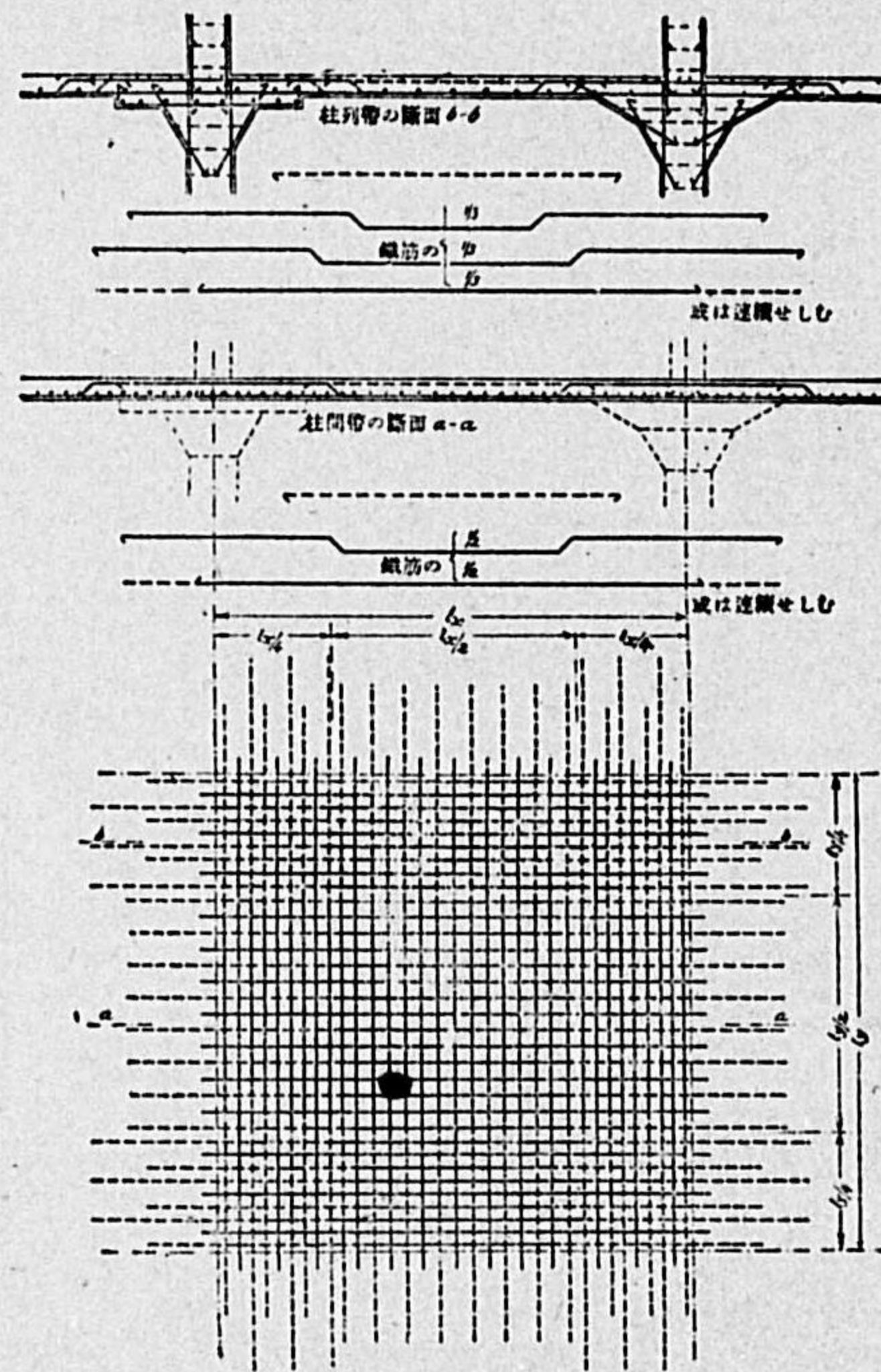


第 261 圖

曲げモーメントから版の有効高さ、鉄筋断面積及び應力度等の算定は矩形梁の時と同様である。各々の柱間帯及び柱列帯に於ける鉄筋の配置は、連続版に於けると同様、曲げモーメント及び剪

断力に適應させる。柱は曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材として、之を設計する。

第 262 圖は内部スパンに於ける無梁版の鉄筋配置を示す。柱間帯に於ては、兩側に正鉄筋の  $\frac{1}{2}$  を曲上げて、 $l_x$  方向の柱列帯の所で、負鉄筋断面積を正鉄筋断面積と同じにする。柱間帯にては正の中央曲げモーメントは負の支點曲げモーメントより大であるから、上述の如くにするれば安全である。柱列帯にては、負の支點曲げモーメントは正の中央曲げモーメントより大であるから、正鉄筋の  $\frac{2}{3}$  を各側に於て曲上げて柱を越えて負鉄筋として用ひる。柱頭部に於て正鉄筋の  $\frac{2}{3} \times 2$  倍だけの鉄筋断面積を有せしめ、柱頭部に於て版の有効高さを大とすれば、柱頭部負鉄筋断面積として充分である。相隣るスパンの荷重のために柱間帯、又は柱列帯に負の中央曲げモーメントが起れば、 $aa$ 、 $bb$  断面圖に破線で示す如く版の上側にも配筋する。

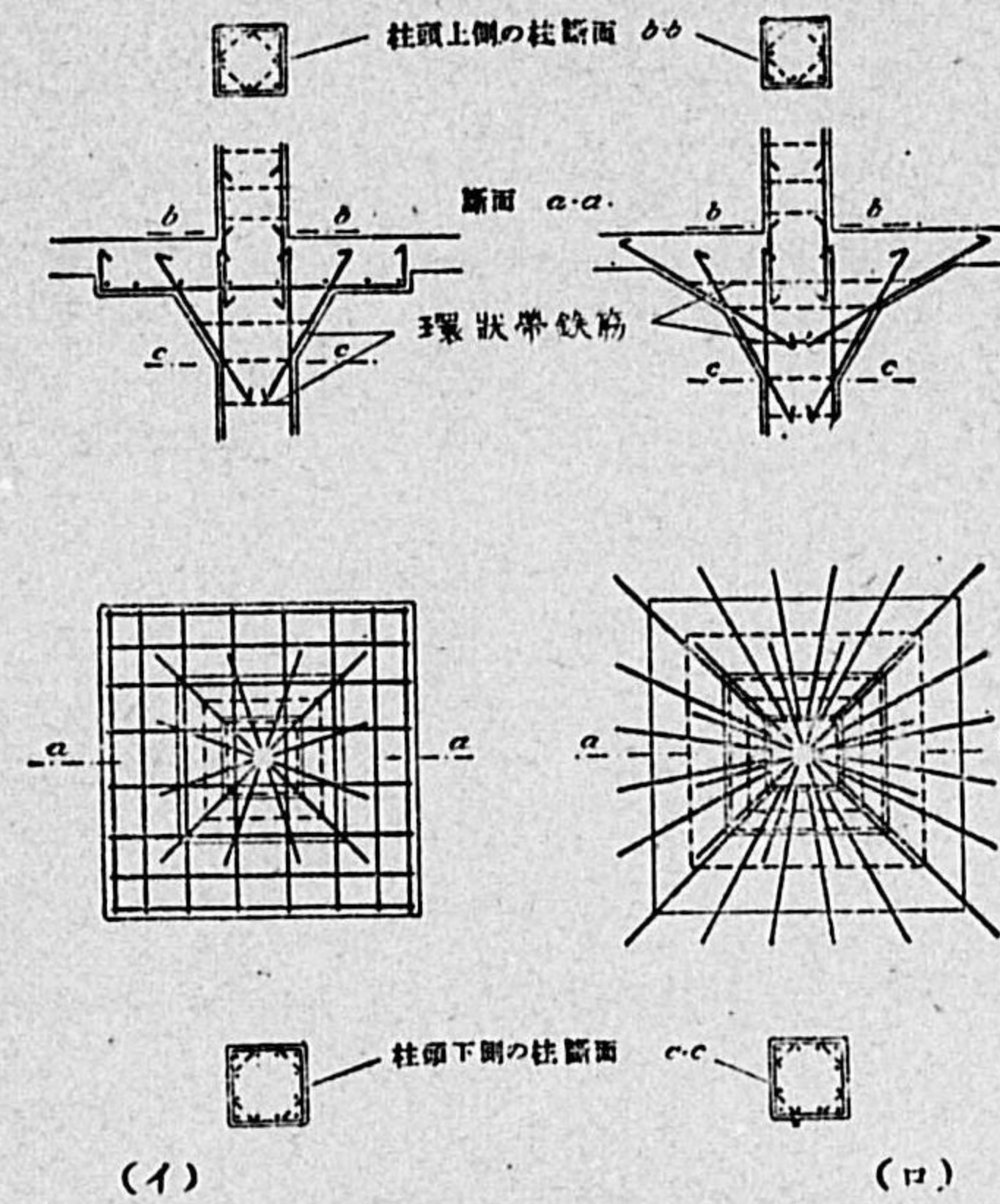


第 262 圖 内部スパンに於ける無梁版の鉄筋配置

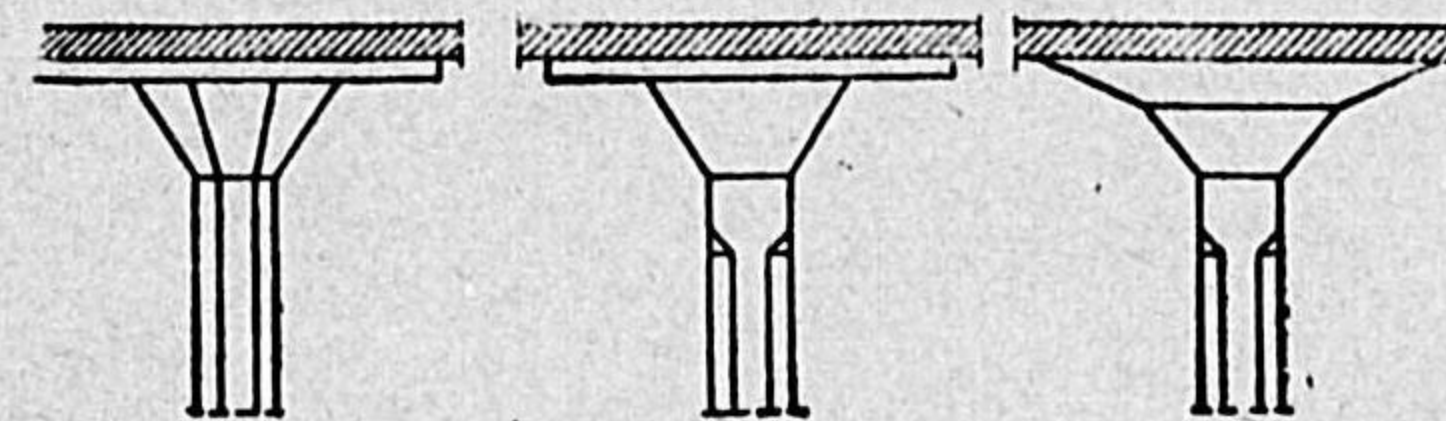
第 263 圖は柱及び柱頭擴大部の鉄筋の配置を示す。上方の柱の軸方向鉄筋を直接に下方の柱の頭部に挿入することはコンクリート打ちの作業が困難であるから、上方の柱の軸方向鉄筋は下方の柱の軸方向鉄筋と接合鉄筋で接合するのが便利である、圖示の如くである。第 264 圖は正八角形の柱の頭部の適當なる設計を示し、柱頭部の鉄筋の配置は第 263 圖の場合と同様である。

無梁版の鉄筋の配置に際して、鉄筋の交錯を考慮し、現場に於ける困難を避けるためには、大なる曲げモーメントの方向に於ける柱間帯及び柱列帯の鉄筋を最初に配置し、次に其眞上に小さい方の曲げモーメント

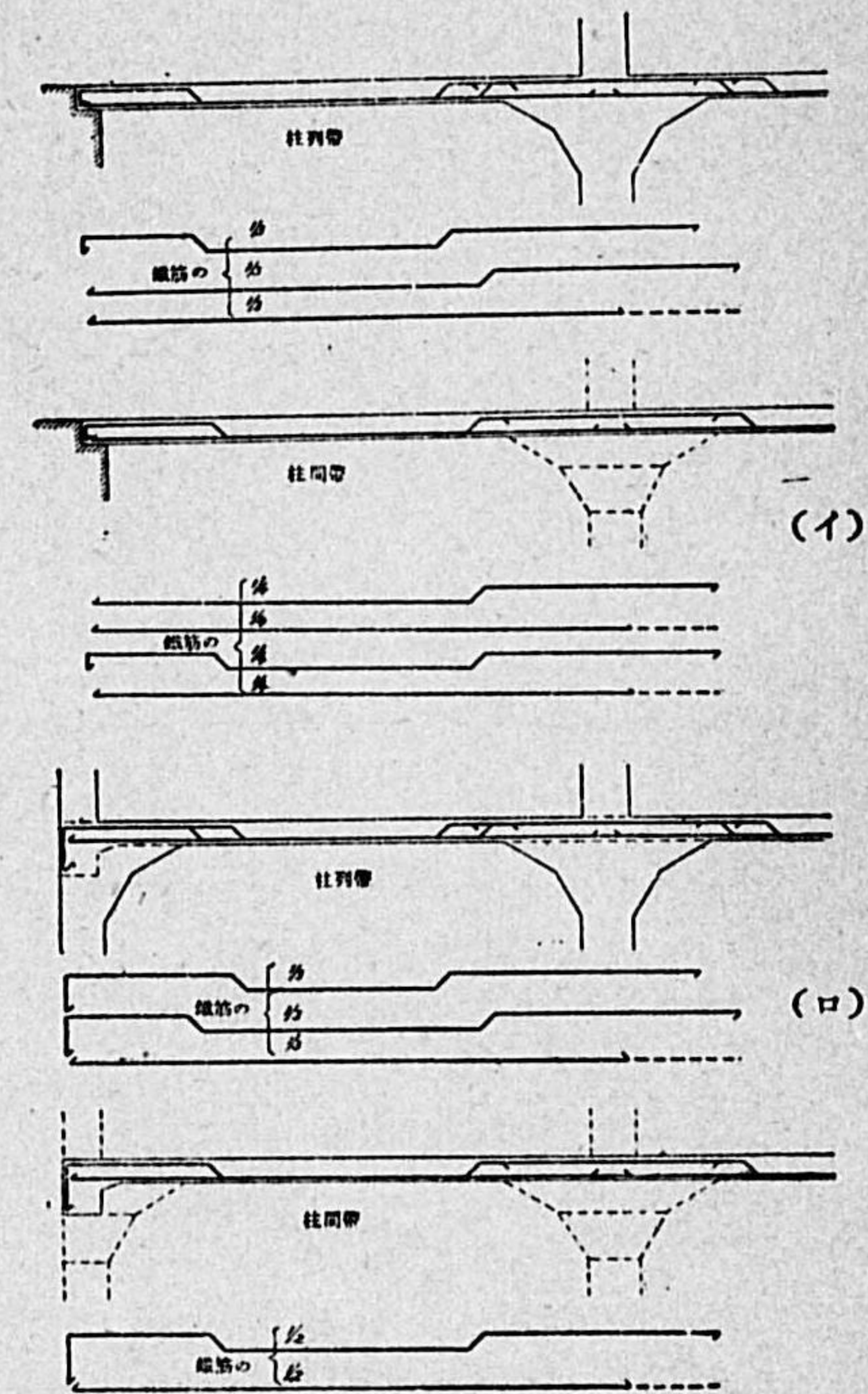
の方向に於ける鉄筋を配置する。曲上げに就いても同様である。斯くの如くにするれば凡ての鉄筋の曲上げの高さが同じになる利益がある。鉄筋を配置する際に適當なる順序にて組立てるならば、種々の方向に於ける直線鉄筋及び曲上げ鉄筋を、曲上げるに支障なく、容易に配置することが出来る。第 267 圖には  $l_x$ 、 $l_y$  兩方向の柱間帯及び柱列帯の種々の鉄筋の配置に關して、最も適當なる配筋順序に番號が附して示してある。鉄筋の交叉箇所は鐵線で緊結せねばならぬ。



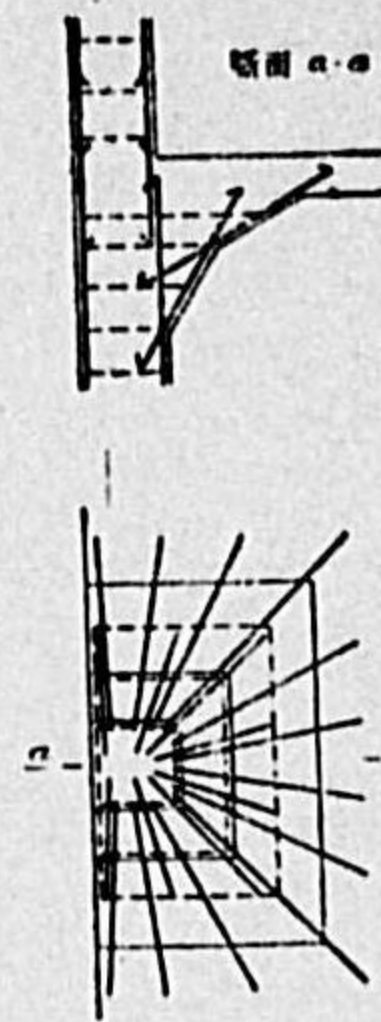
第 263 圖 柱及び柱頭擴大部に於ける鉄筋



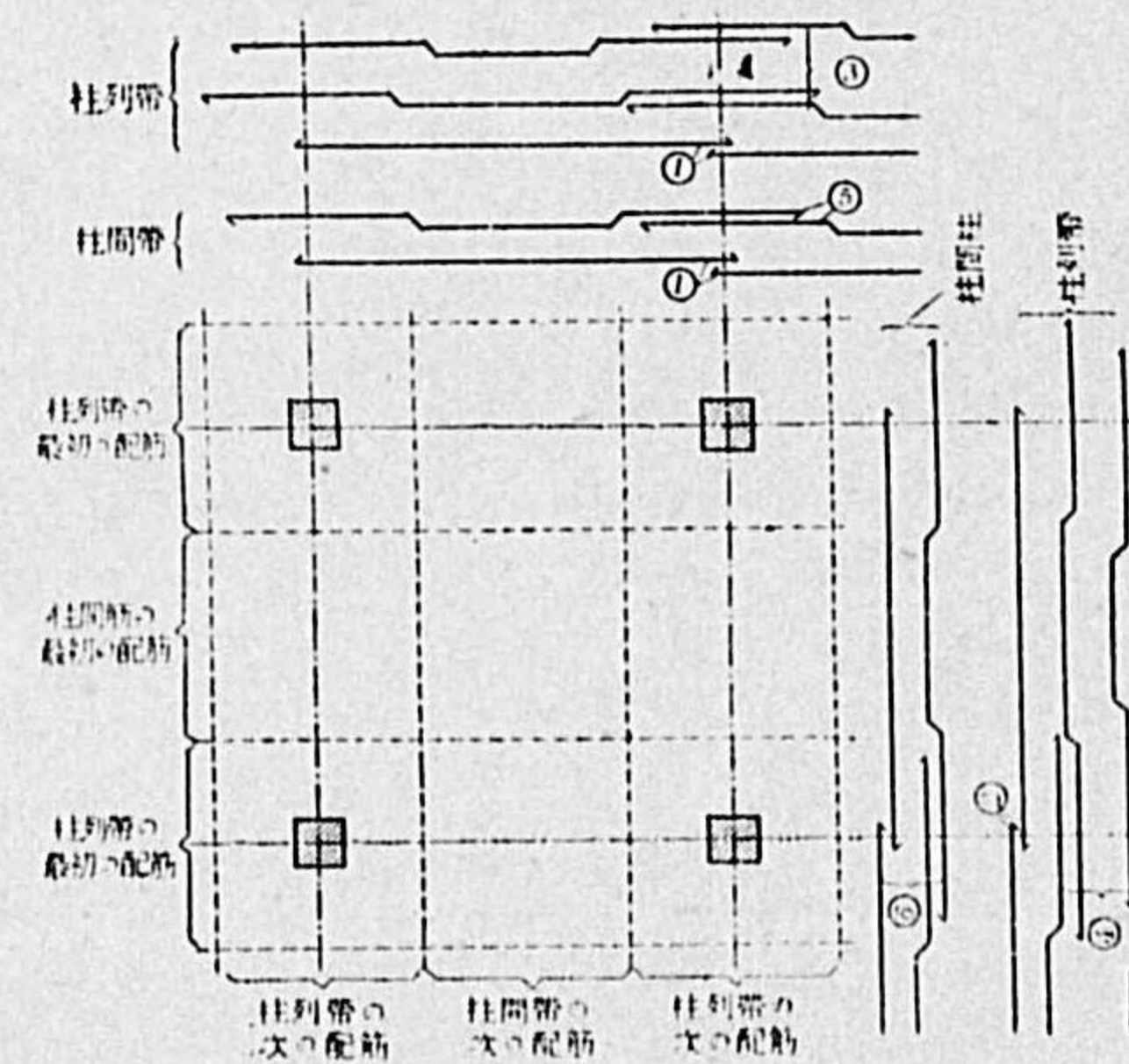
第 264 圖 正八角形柱の頭部



第 265 圖 (イ) 版の端が單純に支持せられる場合、終端スパンの無梁版の鉄筋配置 (ロ) 版の端が梁及び柱で支持される場合の終端スパンの無梁版の鉄筋の配置



第 266 圖 外側柱の頭部に於ける鉄筋の配置

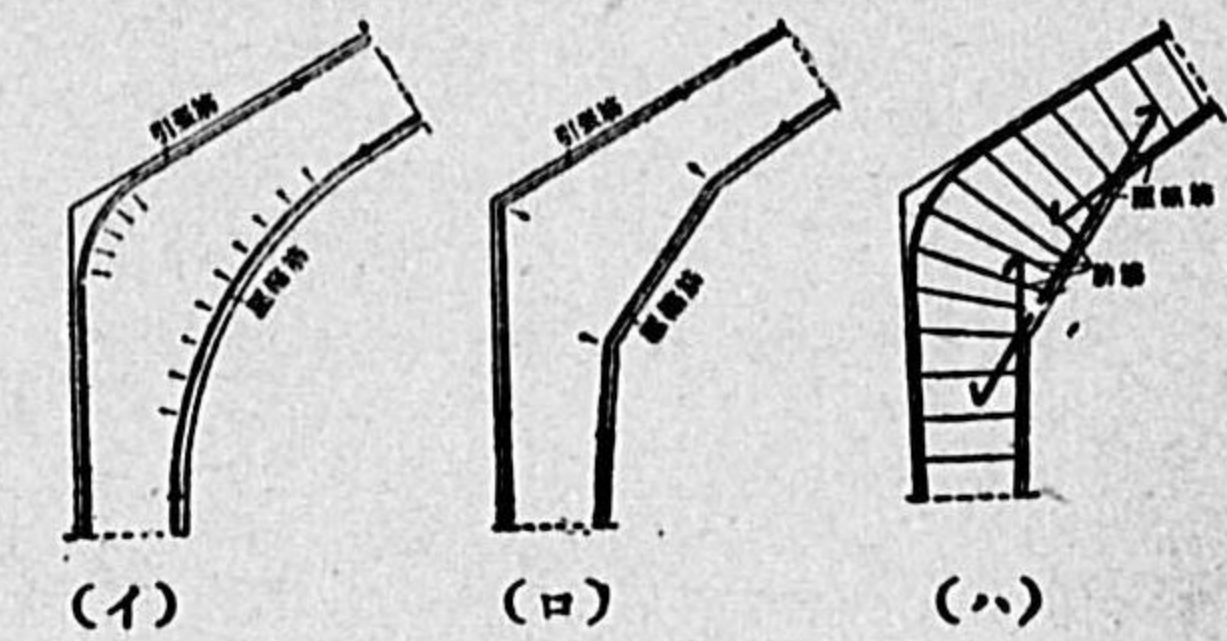


第 267 圖 無梁版の鉄筋組立ての順序

第三十一章 一般設計細目

(230) 鉄筋の長さ 一般に市場で販賣されて居る鉄筋の長さは、直径 6mm~16mm …長さ約 3.6m、直径 18mm 以上 …長さ約 4.5m~5.4m、特に注文すれば、12m~15m 位迄は任意の長さのものが得られる。一般には長さ 12m~15m 位のものを注文するをよとする。

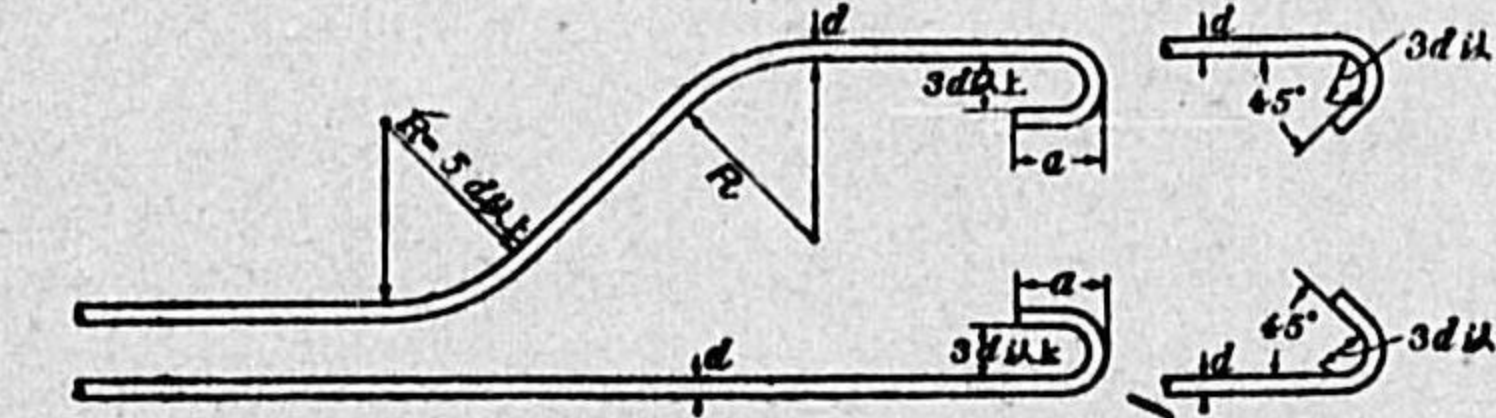
(231) 鉄筋の屈曲及び交叉鉄筋 土木學會標準示方書(昭和 15 年 8 月改正)第 46 條(2)には設計に示されざる場合鉄筋を曲ぐるには、其の端に於ては鉄筋直径の 1.5 倍以上の半径を有する圓形の型を用ふべしと規定してある。鉄筋の端は鉄筋直径の 5 倍位の内側直径に曲げる、直径が 40mm 位で常温で曲げ難い場合には、



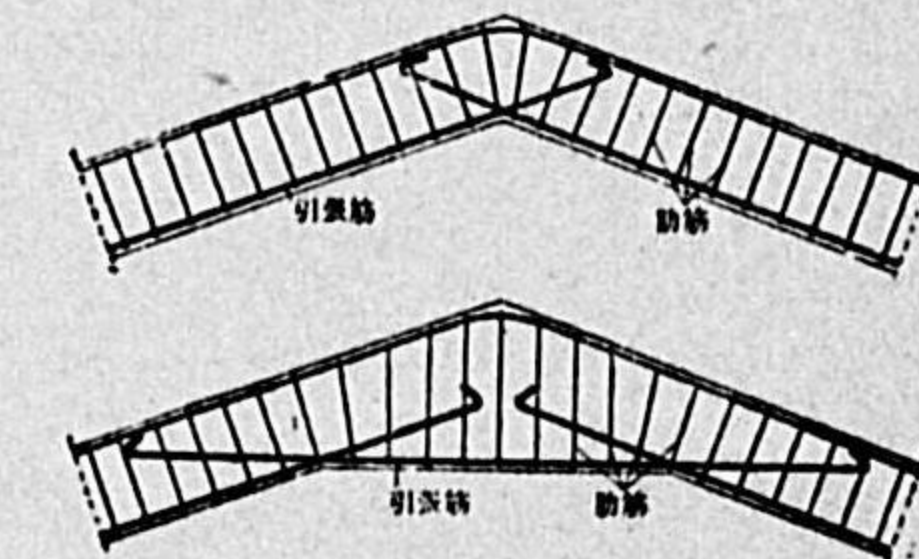
第 268 圖

加熱して曲げるが、此場合には、直径の 8 倍以上の内側直径に曲げる。第 268 圖(イ)の如く、ラーメンの隅角部で引張鉄筋を曲げる場合には、内側半径を約鉄筋直径の 20 倍とする。同圖(ロ)の如く引張鉄筋を曲げると曲點に於けるコンクリートが壓挫する心配がある。土木學會標準示方書第 46 條(2)には折曲鉄筋の曲點に於ては直径の 5 倍以上の半径を持つ様に規定してゐる。鉄筋の曲げ方は第 269 圖の通り。

構造物の凹角面に沿へる鉄筋が應力を受ける時に、其部分のコンクリート被りを破壊する恐れある場合には互に交叉する直線鉄筋を以て之に代へる。第 270 圖の如くである。安全のために十分に肋鉄筋を使用する。第 268 圖(ハ)はラーメンの凹角面に沿へる壓縮鉄筋として交叉する直線鉄筋を使用する場合を示す。土木學會標準示方書(昭和 15 年 8 月改正)第 78 條(3)には構造物の凹角面に沿へる引張鉄筋には、交叉する直線鉄筋を使用すべしと規定してゐる。



第 269 圖 鉄筋の曲げ方圖



第 270 圖 凹角面に於ける引張鉄筋の交叉

(232) 鉄筋の継手 土木學會標準示方書(昭和 15 年 8 月改正)第 48 條(1)には「引張鉄筋にはなるべく継手を避くべし。已むを得ず継手を設くる場合には、相互にずらし、1 断面に之

を集中せしむべからず。應力大なる部分に於ては継手を設くべからず」と規定してゐる。継手の種類には、重ね継手、套管使用継手、鍛接又は熔接継手、特種継手等がある。

**引張鉄筋の重ね継手** 重ね継手は最も多く用ひられる継手である。之には第 271 圖に示す様な種類がある、此中 (c) が最も多く使用される。圖の (a)、(b) の如き場合、即ち鉄筋端を鈎形に曲げない時、 $l = 55$  倍以上である、即ち直径の 55 倍以上、重ね合すことが必要である。(c) の如き場合には、鉄筋端に作る鈎の内側直径を、丸鋼直径の 3 倍以上とし、重ね合せの長さ  $l$  を丸鋼直径の 40 倍以上とする。鉄筋の継手の部分は径  $0.9mm \sim 1.2mm$  の焼鈍鋼線で数箇所緊結する。土木學會標準示方書 (昭和 15 年 3 月改正) 第 48 條 (2) の規定は次の通り。「引張鉄筋の重ね継手に於ては、鉄筋の先端を半圓形の鈎に曲げ、鉄筋直径の 30 倍以上重ね合せ、直径  $0.9mm$  以上の焼鈍鋼線にて数箇所緊結すべし。」

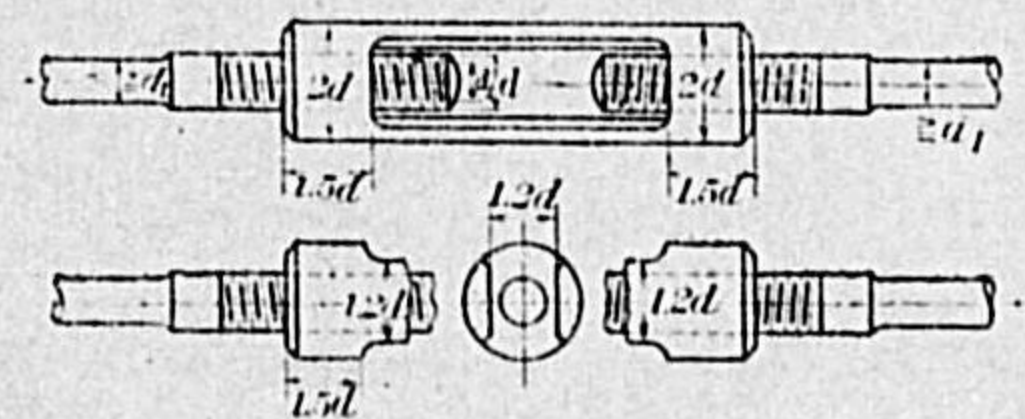


第 271 圖

建築學會標準示方書第 38 條には次の如く規定してゐる。「(2) 主筋の継手の長さは主筋直径の 25 倍以上となし、2 箇所以上に於て径  $0.85mm$  以上の針金にて結束するものとす。但し徑を異にする鉄筋の継手の長さに就ては其の小なる方の徑によるものとす。(4) 異形鉄筋の場合には継手又は礎着の長さを前 2 項の値の 80% とすことを得。(5) 継手又は礎着の長さには末端の屈曲部を加へざるものとす。」

梁、又は引張材に於て直径  $25mm$  以上の引張鉄筋には重ね継手を用ひぬがよい。但し圓形水槽の縦壁にては、注意して継手の位置をずらせば、重ね継手を用ひてもよい。直径の大なる鉄筋では、重ね継手以外の継手による方が便利な時が多い。

**引張鉄筋の套管使用継手** 丸鋼の端に螺旋を切り、之をターンバツクル、又はスリーブナツトで纏いた継手は、大梁に於ける大直径の主鉄筋の継手等には好都合である。引張鉄筋の端に其儘螺旋を切ると、鉄筋の有効断面積が減少するから、針の一端を膨径し之に螺旋を切るがよい。引張材に於て鉄筋の数が少ない時、例へば軽いアーチの屋根の引張材には套管使用継手は大いに便利である。梁に於て引張鉄筋の継手に套管を用ひる場合、継手の位置は、折曲鉄筋として用ひた傾斜部とすれば便利である。

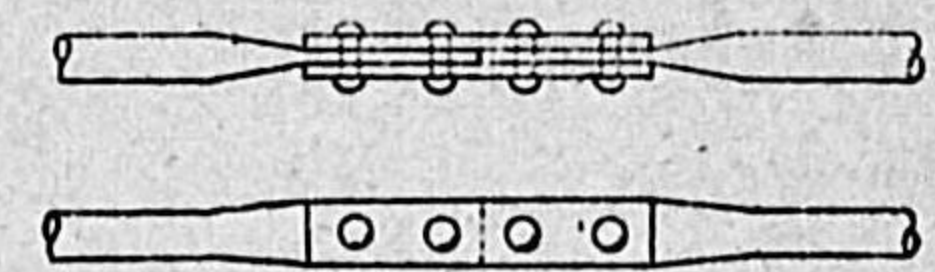


第 272 圖

**引張鉄筋の熔接継手** 現今は電氣及び瓦斯による熔接は大いに進歩して、大なる鋼構造物に於ても電氣熔接が採用されるほどである。併し鉄筋の熔接に就いては多少の不安があるから、土木

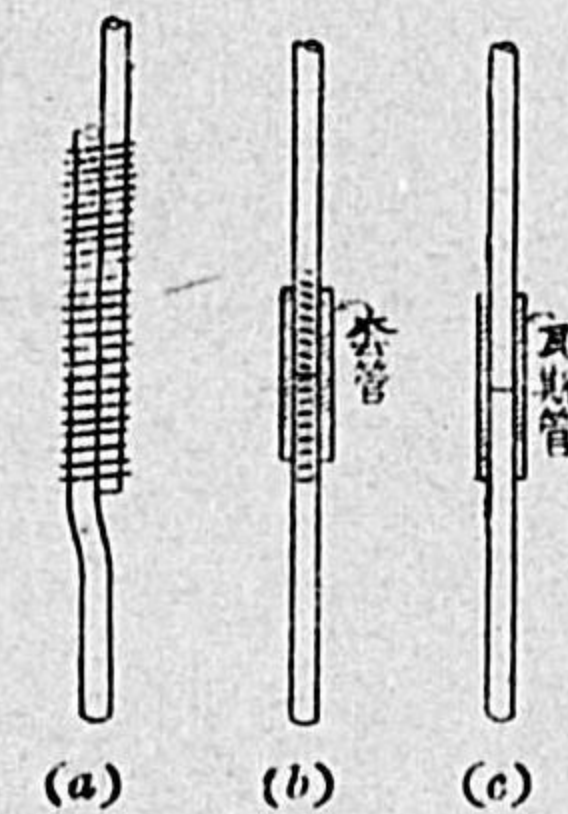
學會標準示方書 (昭和 15 年 3 月改正) 第 48 條 (3) には次の如く規定してゐる。「引張鉄筋に熔接に依る継手を使用する場合には効率確實に 100% 以上なる方法を採用し、責任技術者が必要を認めたる場合は指示されたる断面積を有する附加鉄筋を併用すべし。附加鉄筋の長さは其の直径の 80 倍以上とし、両端には鈎を設けざるものとす。」

引張鉄筋の特種継手として鍛接合がある。第 273 圖は鉄筋の直径が  $24mm$  以上の丸鋼の一端を扁平に打延ばし、二枚の添鉄を當て、之を鍛にて締付けて衝頭接合を作つた継手である。此継手はアーチの主鉄筋等を繼ぐに適當する。熔接が思はしく出来ない時に、大直径の鉄筋を繼ぐには、此接合は手数はかゝるが安全なる方法である。



第 273 圖 引張鉄筋の鍛接合

**壓縮鉄筋の継手** 壓縮鉄筋の継手にも第 271 圖に示す如き重ね継手、又は同圖 (b) の如き添鉄接合が採用される。元來壓縮鉄筋の受ける應力度は  $1,000kg/cm^2$  以下の場合が多いから、重ね合せの長さは引張鉄筋の場合よりも短くてよい理である。両端に鈎を持つ壓縮鉄筋の重ね合せの長さは其直径の 20~30 倍位でよい。重ね合せ継手の場合、第 274 圖 (a) の如くすることがあり、又鉄筋直径が大であれば (b) 圖の如く套管を用ひて衝頭接合とすることがある。此場合の設計は引張鉄筋の套管継手と同様である。又は (c) 圖の如く鉄筋に確實に嵌る長さ 15cm 位の瓦斯管を用ひることもある。



第 274 圖 壓縮鉄筋の特種継手



## 第三十二章 中心軸方向荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の設計

(233) 鉄筋コンクリート柱に加はる外力 土木學會標準示方書(昭和15年8月改正)の規定は次の通り。

### 「第96條 外力

(1) 柱の高さは普通の建物に於ては床版間の純間隔とし、其の場合に於ては横方向に支持せられざる長さとする。

(2) 橋梁、地下道等のラーメンの柱に於ける曲げモーメント及び軸方向力は理論的計算を行ひて之を求めし。

(3) 普通の建物に於ける内部の柱の場合、鉛直なる荷重に対しては中心軸方向力に就てのみ計算を行ふことを得。縁端の柱に対しては曲げモーメントを考慮すべし。此の場合曲げモーメントを概算的に  $\frac{1}{24}wl^2$  と探ることを得。

(4) 連続梁を支へる柱の軸方向力は梁の連続性を無視して之を求むることを得。」

(2) の場合に於て、計算に用ひる鉄筋とコンクリートとのヤング係数比  $n$  は 10 に探る。(3) の場合に於て縁端の柱に対しては、曲げモーメントを概算的に  $\frac{1}{24}wl^2$  に探る理由は次の如くである。1925年の

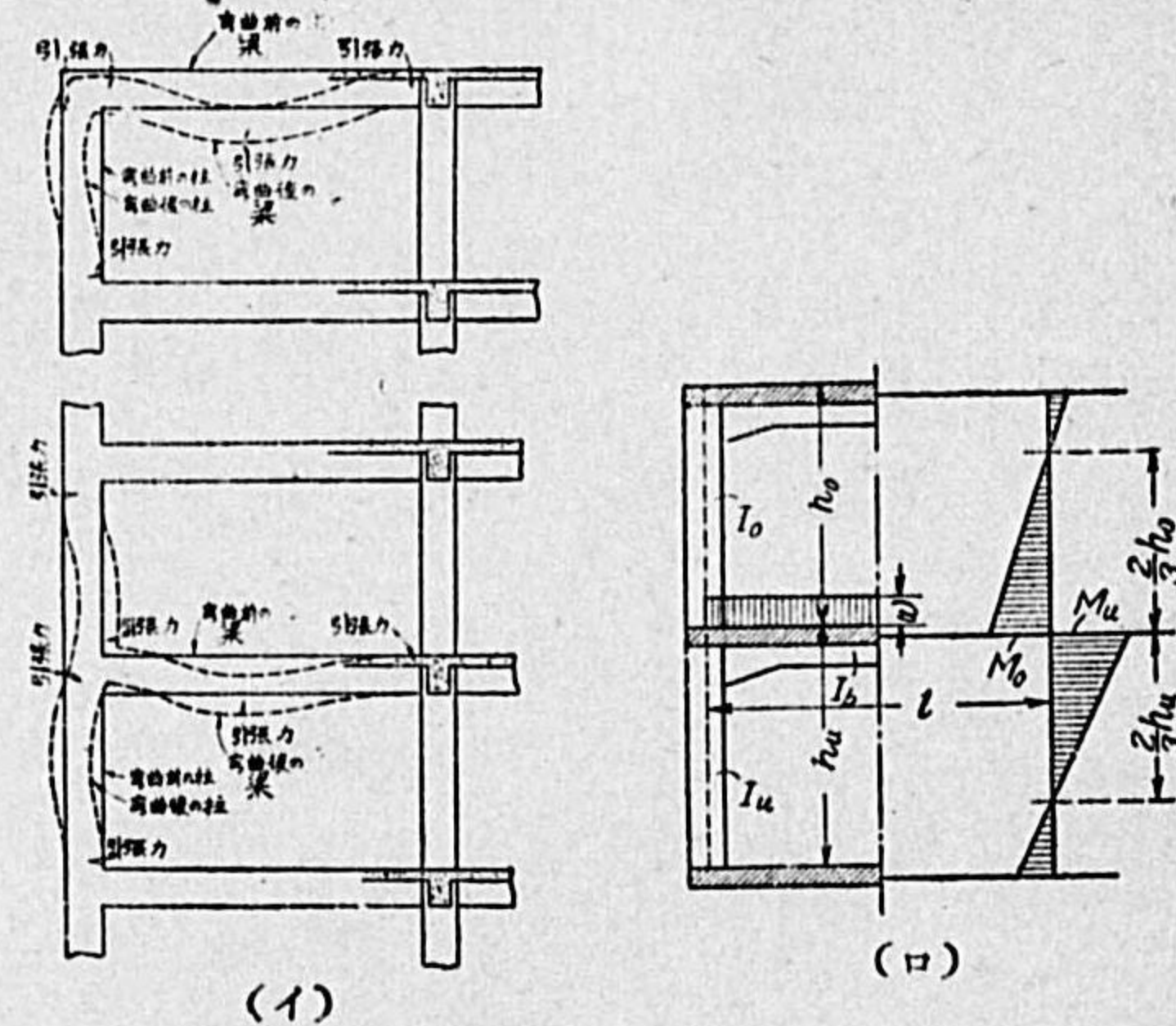
獨逸の鉄筋コンクリート標準示方書では縁端の柱の曲げモーメントは次の近似式から求めてよいことに規定してある。第275圖(ロ)を参照して

$$\left. \begin{aligned} M_u &= -w \frac{l^2}{12} \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \\ M_o &= +w \frac{l^2}{12} \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \end{aligned} \right\} \dots (303)$$

$$c_o = \frac{l}{h_o} \frac{I_o}{I_b}, \quad c_u = \frac{l}{h_u} \frac{I_u}{I_b} \dots (304)$$

$w$  = 梁の単位長さについての等分布荷重、 $l$  = 梁のスパン、 $h_o$  = 上層の柱の高さ(階層高さ)、 $h_u$  = 下層の柱の高さ(階層高さ)、 $I_o$  = 上層の柱の断面二次モーメント、 $I_u$  = 下層の柱の断面二次モーメント、 $I_b$  = 矩形梁、又は T 形梁の断面二次モーメント

普通の建築物では  $h_o \approx h_u$ 、 $I_o \approx I_u$  に探り得るから、 $c_o = c_u$  と假定することが出来る。故に(303)式の  $M_u$  又は  $M_o$  の絶対値は常に  $\frac{1}{24}wl^2$  以下であるから、 $M_u$  又は  $M_o$  の値を近似的に  $\frac{1}{24}wl^2$  に探つ

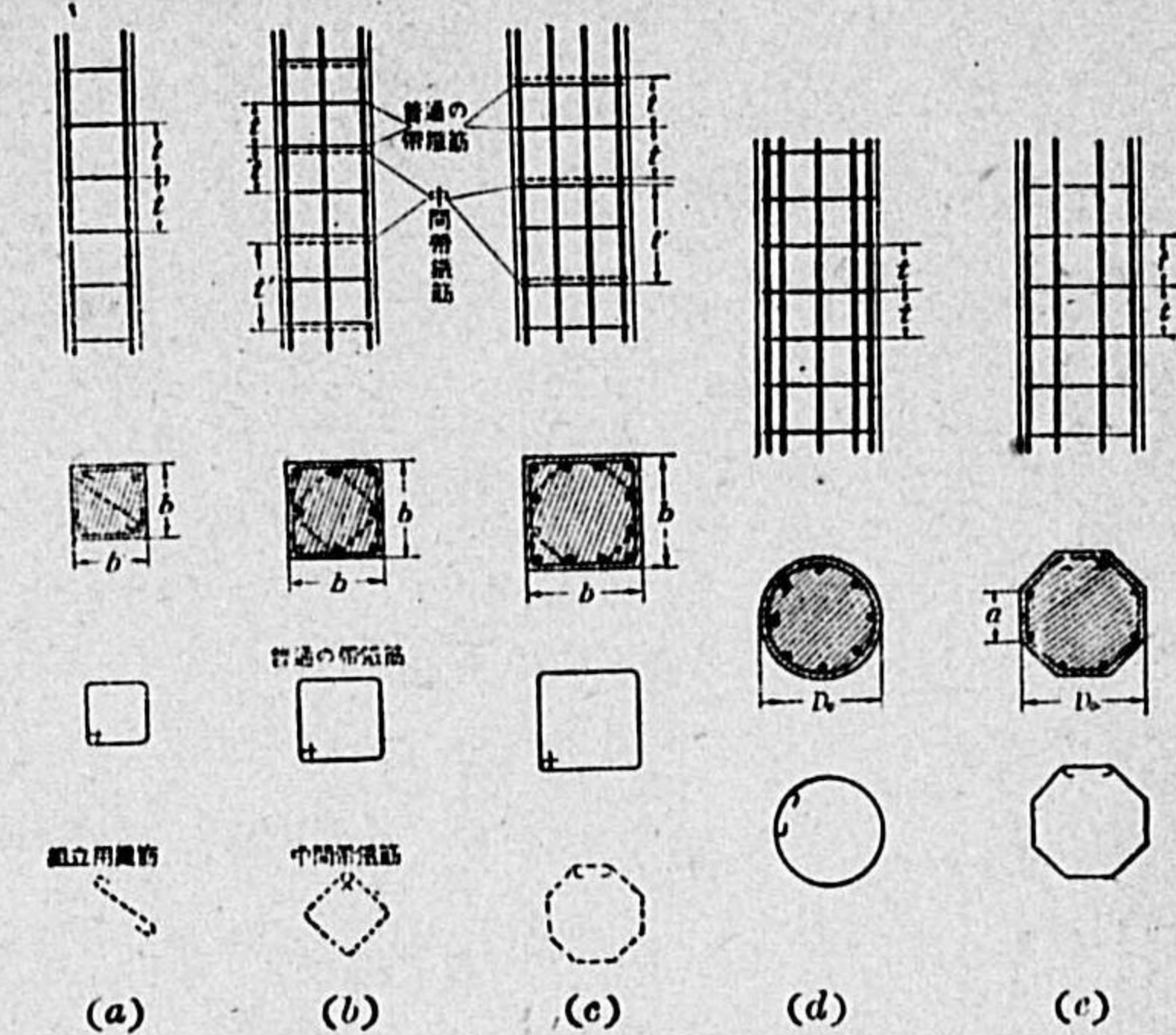


第275圖

てもよいこととなる。

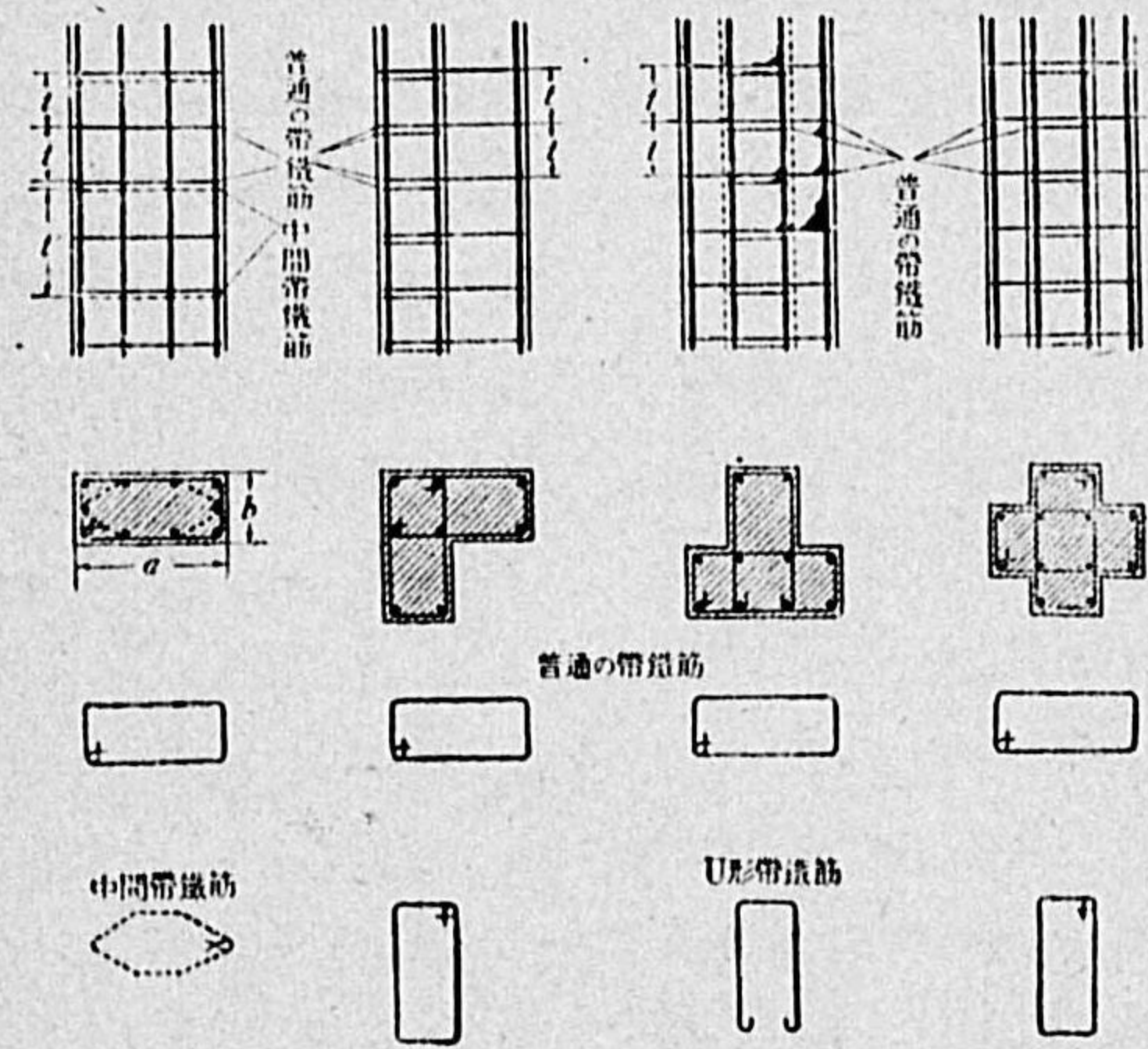
(234) 帯鉄筋柱の設計 軸方向鉄筋の直径は一般に 14mm~26mm 位である。少なくとも直径 16mm の軸方向鉄筋 4 本を使用するがよい。第 276 圖は軸方向荷重を受ける正方形断面の帯鉄筋柱の設計例であつて、(a) 圖は  $b$  が 40cm 位、(b) 圖は  $b$  が 50cm 位、(c) 圖は  $b$  が 70cm 位の場合に適當する。(a) 圖の組立鉄筋は軸鉄筋の組立に際して其位置を確保するものであり

なるべくコンクリート打ちを妨げない様に疎に配置する。(b)、(c) 圖に於て破線で示す中間帯鉄筋は隅角部にある鉄筋以外の鉄筋の彎折を防ぐための補助の鉄筋であつて、其間隔  $l'$  は 2l 位でよい。



第276圖

第 277 圖は壁柱等に於ける特種断面の帯鉄筋柱の設計例であり、第 276 圖 (d)、(e) は圓形及び正八角形断面の帯鉄筋柱の例である。



第277圖 壁柱等の特種断面を有する帯鉄筋柱の設計

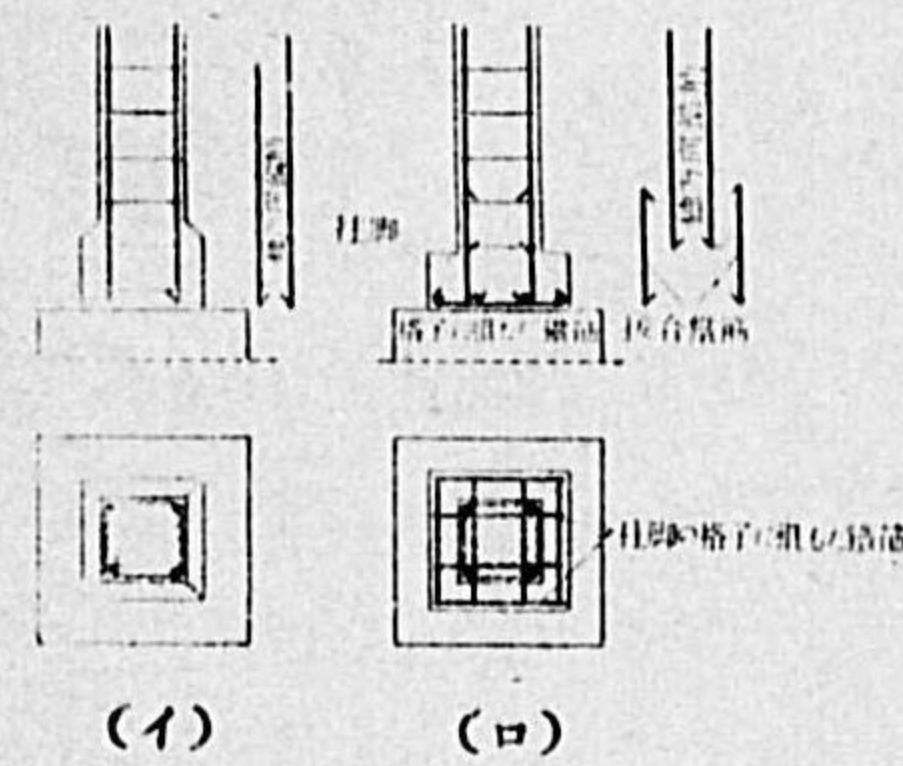
頂部断面を正方形に作る場合を示す。

(235) 柱頭、柱脚及び柱の継手、柱頭 無梁版を支持する柱、又は小梁、大梁を受ける柱の頭部は特別なる形状に作ることは稀である併し獨立せる柱が起重機荷重等の中心軸方向荷重を直接受ける場合には、第 278 圖(イ)に示す如き形に作ることが適當である。

圓形又は多角形断面の柱の頂部は一般に正方形断面にする。第 278 圖(ロ)は正八角形断面の柱の

柱脚 鉄筋コンクリート柱が、其底部に於ける壓縮應力度よりも小なる許容支壓應力度を持つ基礎に載る場合、例へば鉄筋コンクリート柱が、柱よりも貧配合である基礎或は石工の壁等に載る場合には柱脚を造る必要がある、併し鉄筋コンクリート基礎のコンクリートとが同一の壓縮強度を有する場合には柱脚を必要とせぬ。

第 279 圖 (イ) は柱体と柱脚のコンクリートを同時に打つ場合を示す。第 279 圖 (ロ) は柱体と柱脚のコンクリートを分けて打つ場合を示す。多くの場合、此方法によるのが適當である。先づ柱脚の型枠を作り、接合鉄筋を配置したる後、コンクリートを打ち、之が硬化したる後に柱の軸方向鉄筋と接合鉄筋とを織ぎ合せ、柱体の型枠を組立て、コンクリートを打つ。接合鉄筋の長さは、軸方向鉄筋に於ける應力を附着應力によつて傳達させるに必要な長さの 2 倍とし、其半分の長さ柱脚に埋込み、残り半分を柱の軸方向鉄筋と重ね合はせる。接合鉄筋の數と太さは柱の軸方向鉄筋と同じにする。

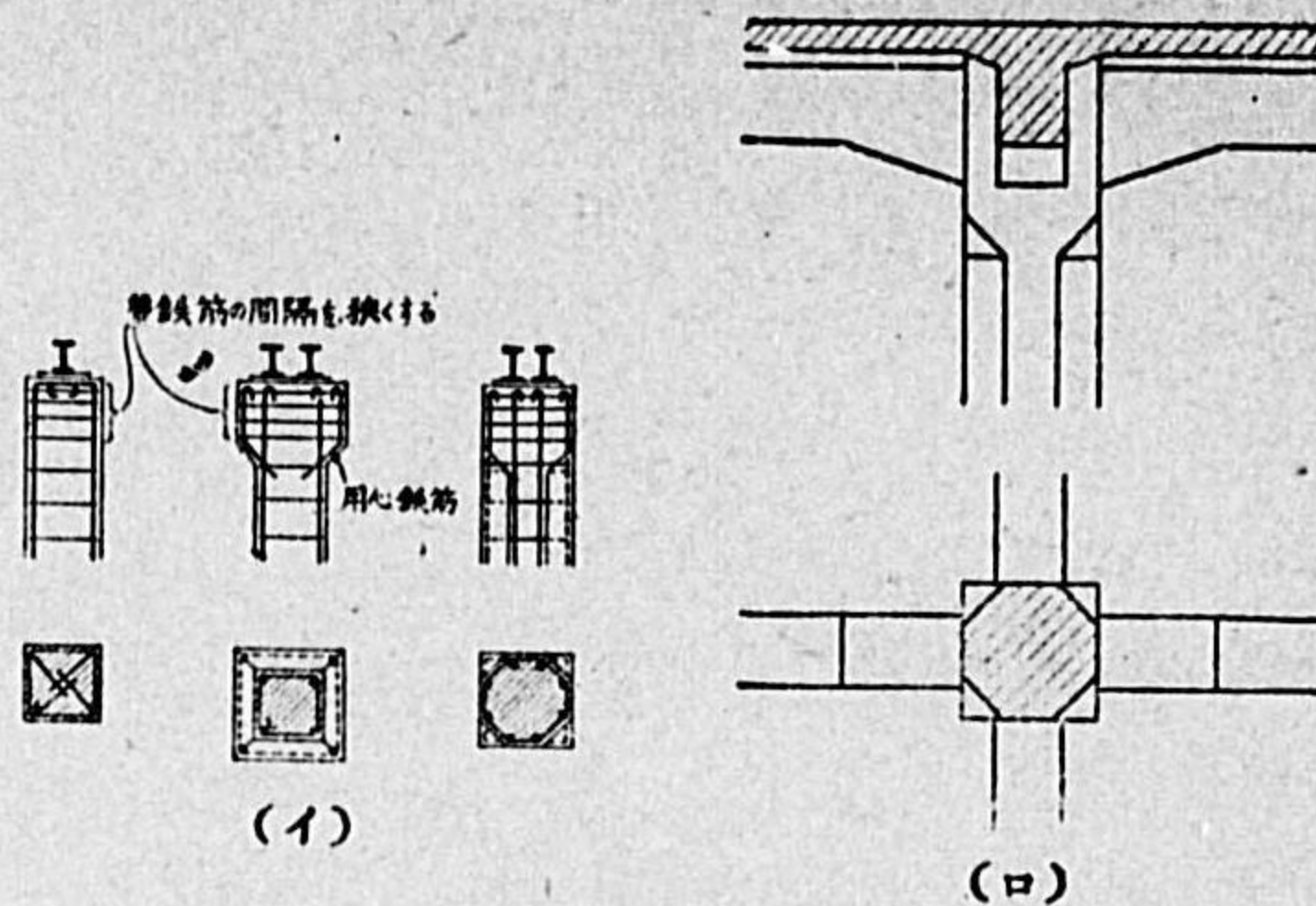


第 279 圖

柱脚の底面積は、之が載る基礎材料の許容支壓應力度から定まる。柱脚の高さは一般に 20cm~40cm である。柱脚の持出しが大きい時には、直徑 6mm~10mm の鉄筋を格子形に組んで柱脚の底部に入れる (第 279 圖(ロ))。柱脚のコンクリートの配合は一般に柱体のコンクリートの配合に同じくする。

柱の継手 柱が數階層に連続してゐる場合、柱の継手を作る方法は次の通り。

(1) 上階と下階の柱の断面が異なる場合 第 280 圖 (ロ) に示す如く下階の柱の断面が上階の柱の断面より大なる場合には、(A) 部の如く軸方向鉄筋を折曲げるか、(B) 部の如く接合鉄筋を使用して継手を設ける。(A) 部の場合に於て、鉄筋の直徑が 20mm 以上の時は豫め鉄筋を折曲げておく。此場合の鉄筋の重ね合せは鉄筋直徑の 20~30 倍でよい。(B) 部の如く接合鉄筋を用ひる時は、接合鉄筋の端は附着應力によつて鉄筋に働く應力を傳達するに必要な長さだけ上下の柱に埋込まねばならぬ。多くの場合柱の継手を作るには接合鉄筋を使用する方が便利である。



第 278 圖

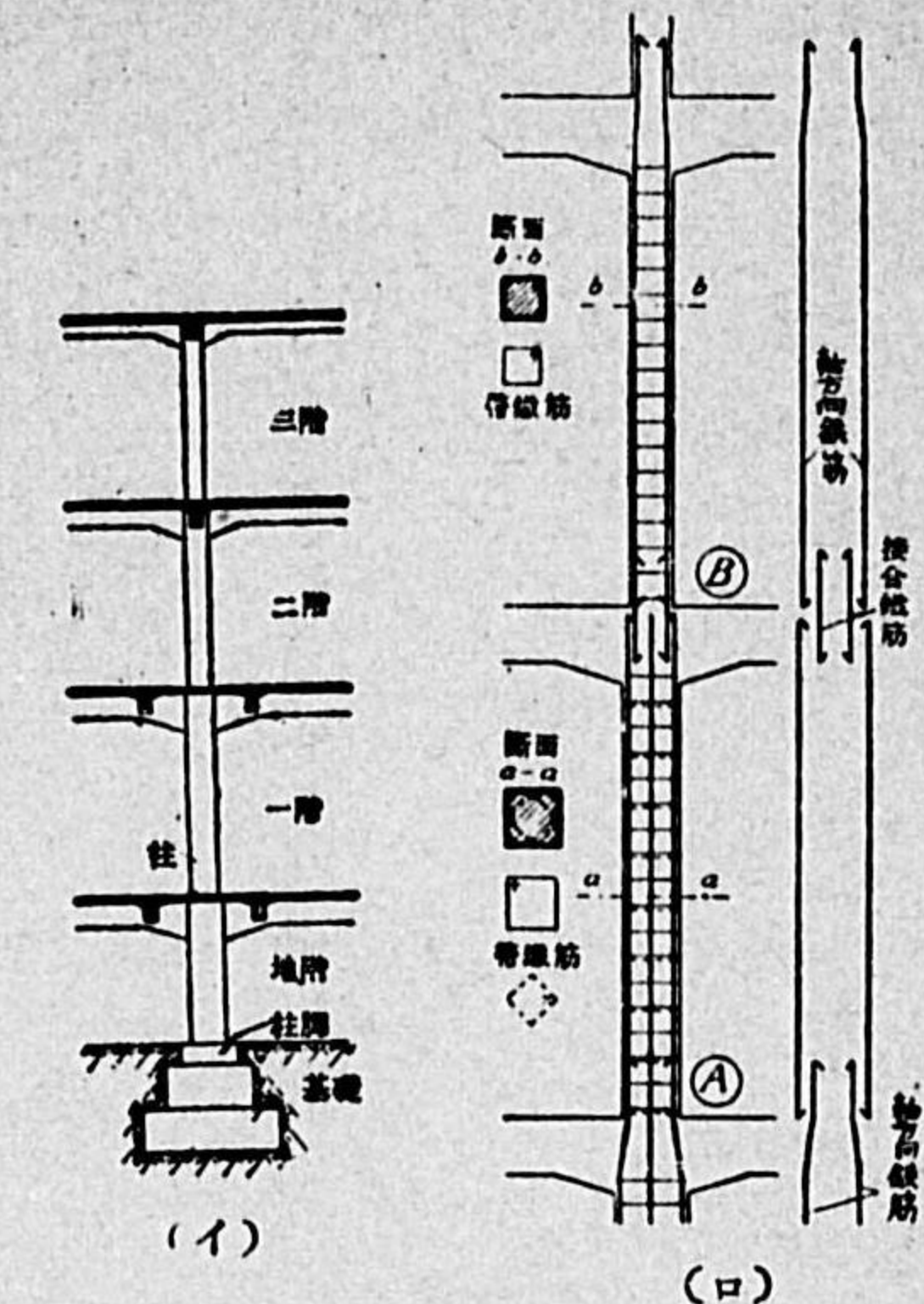
柱の軸方向鉄筋と接合鉄筋とを織ぎ合せ、柱体の型枠を組立て、コンクリートを打つ。接合鉄筋の長さは、軸方向鉄筋に於ける應力を附着應力によつて傳達させるに必要な長さの 2 倍とし、其半分の長さ柱脚に埋込み、残り半分を柱の軸方向鉄筋と重ね合はせる。接合鉄筋の數と太さは柱の軸方向鉄筋と同じにする。

柱脚の底面積は、之が載る基礎材料の許容支壓應力度から定まる。柱脚の高さは一般に 20cm~40cm である。

(2) 上階と下階の柱の断面が同一である場合 下階の柱の軸方向鉄筋の數が上階の柱の軸方向鉄筋の數より大なるときは、上階の鉄筋と同數だけの下階の鉄筋を延ばして上階の鉄筋と重ね合せ、差だけの鉄筋は床版上面の下で止めておく。重ね合せの長さは、普通の場合、鉄筋の端に鈎を作り、鉄筋直徑の 25 倍重ね合せばよい。柱が曲げモーメントを受ける場合には、軸方向鉄筋に於ける引張應力を附着應力によつて安全に傳達しうる長さだけ、下階の柱の鉄筋を上階の柱に挿入する。

下階の柱の軸方向鉄筋の數が上階の柱の軸方向鉄筋の數より少ない時には、下階の柱の鉄筋を全部上階の柱に挿入し、鉄筋數の差だけの接合鉄筋を挿入する。接合鉄筋は之に生ずる應力を附着應力によつて傳達し得るだけの長さ上下階の柱に埋込む。

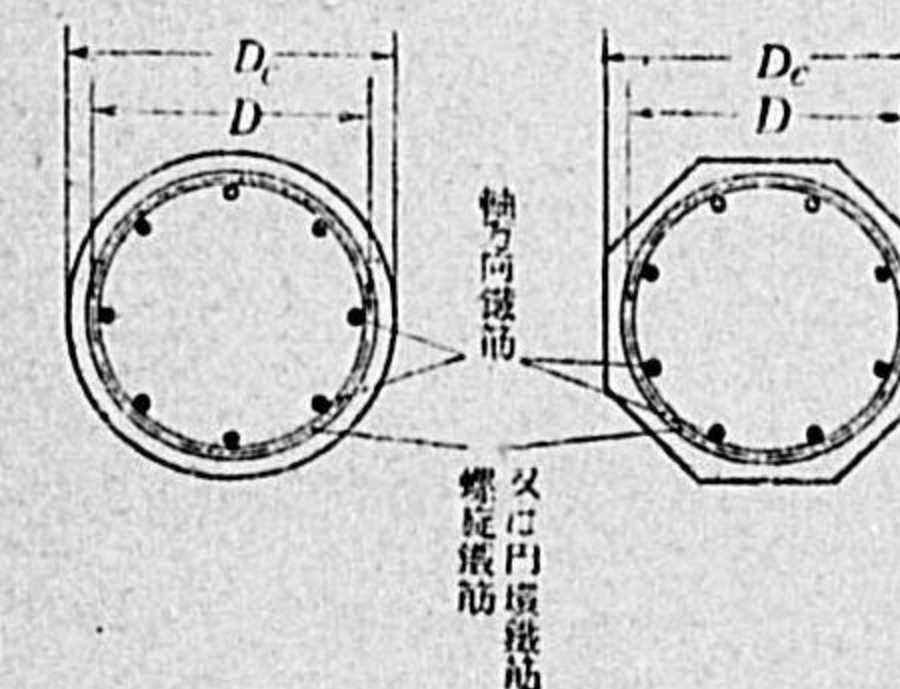
上下階の柱の軸方向鉄筋の位置を正しく保つためには、衝合せ継手を用ひ、曲げモーメントに對しては別に接合鉄筋を用ひるか、又は溶接継手を用ひるのが最もよい方法である。



第 280 圖

(236) 螺旋鉄筋柱の設計 螺旋鉄筋柱の断面は圓形が最も普通であり、時には正八角形断面が圓形断面よりも型枠費の關係から經濟的であることがある。第 281 圖は圓形及び正八角形螺旋鉄筋柱の断面を示す。

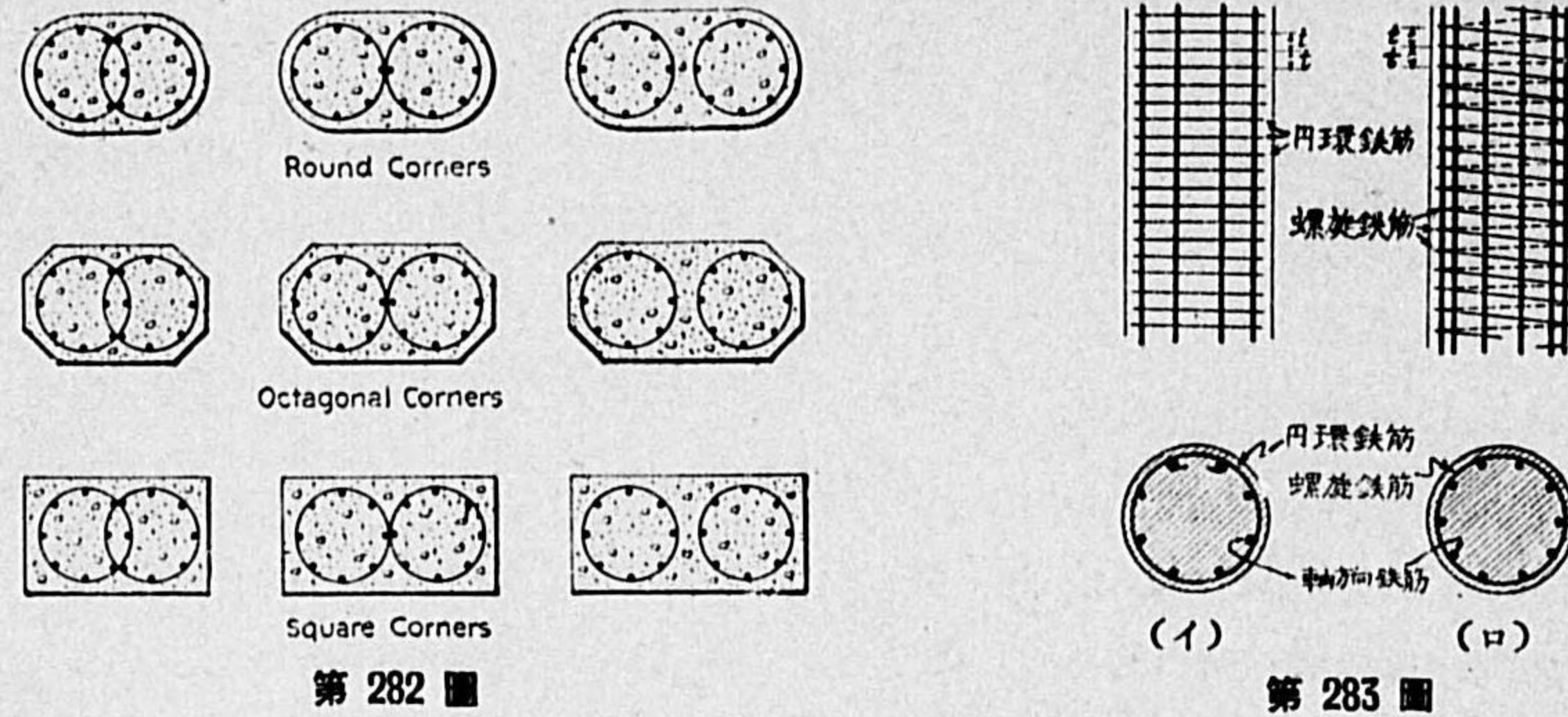
構造上の都合から、一方向の柱の純間隔を大ならしめる必要がある場合に、之と直角の方向の柱の間隔が多少狭くなつても差支へない時は、第 282 圖に示す様に隅角の圓いもの、八角形のもの、又は方形のものを用ひる、之は二本の螺旋鉄筋柱があると考へて設計すればよい。柱の有効断面積としては、二個の柱の心部の面積の和を採るが螺旋鉄筋が交叉せるものに於ては、二個の柱の心部の面積の和から交叉せる部分の面積を減ずる。



第 281 圖

鐵筋の配置 軸方向鉄筋の間隔は、螺旋鉄筋の内周に沿ひて、最大 15cm~20cm である。土木學會標準示方書の規定によると、軸方向鉄筋の數は 6 本以上、軸方向鉄筋の直徑は 12mm 以上である。第 283 圖 (ロ) は螺旋鉄筋柱の一般設計を示す。

螺旋鉄筋の直径は 10mm~18mm が適當である。土木學會標準示方書は、螺旋鉄筋の間隔は柱の有効断面の直径の  $\frac{1}{6}$  以下にして、8cm を超過すべからずと規定し、又螺旋鉄筋の直径は 6mm 以上と規定してゐる。螺旋鉄筋の純間隔は 3cm 以上が適當である。第 288 圖 (イ) は螺旋鉄筋

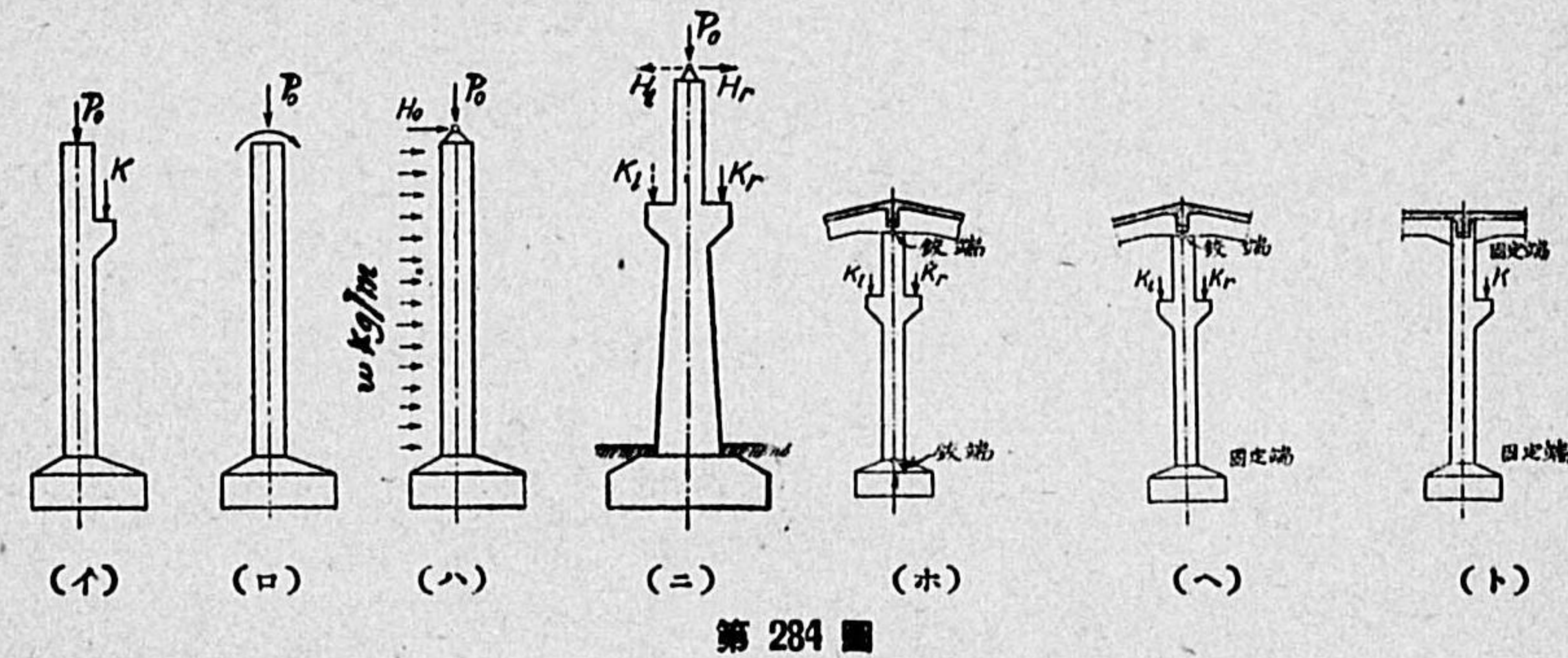


の代りに圓環鉄筋を使用したものを示し、此鉄筋は重ね合せ織手になつてゐる。螺旋鉄筋は豫め工場で作成し、之を現場で軸鉄筋と緊結する。螺旋鉄筋の高さは下階の床版の上面から上階の床版の上面までの距離よりも 15cm 位短く作る。螺旋鉄筋の長さ  $l$  は、 $l = n\sqrt{(\pi D)^2 + l^2}$  である。 $D$  は螺旋の直径 (柱の有効断面の直径)、 $l$  は螺旋の間隔、 $n$  は螺旋の数 ( $= \frac{h}{l}$ ) である。

第三十三章 軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける柱の設計

(237) 概論 壓縮材の軸に直角なる断面に壓縮應力のみを生ずるのは、壓縮材に作用する外力の合成力が其断面の心 (Core) の中に作用する場合である。此場合に於て壓縮材の高さが其最小横寸法の凡そ 4 倍以下であれば、此壓縮材には鉄筋を要せない。併し外力の合成力の作用點が断面の心の外にあれば、壓縮應力と引張應力とが断面に生ずるから、壓縮材の高さが凡そ最小横寸法の 4 倍以下であつても、引張應力度がコンクリートの許容軸方向壓縮應力度の  $\frac{1}{5}$  を超過する場合には、鉄筋で補強せねばならぬ。従つて鉄筋コンクリート壓縮材を使用するのは、壓縮材の高さが最小横寸法の凡そ 4 倍以上である時と、コンクリートに生ずる引張應力度がコンクリートの許容軸方向壓縮應力度の  $\frac{1}{5}$  を超過する時とである。軸方向力と曲げモーメントとを受ける鉄筋コンクリート柱は其兩端の構造によりて次の如くに分けることが出来る。

(1) 上端が自由にして下端が固定端である柱 此場合の例としては、第 284 圖 (イ)、(ロ)、(ハ)、(ニ) 等の場合がある。(イ) は柱が起重機等の偏心軸方向荷重を受ける場合、(ロ) は中心軸方向荷重と同時に曲げモーメントを受ける場合、(ハ) は屋根組を支持する外壁柱の如く中心軸方向荷重と水平荷重と同時に壁面に風壓を受ける場合、(ニ) は屋根組及び起重機を支持す



る柱の如く中心軸方向荷重、水平荷重及び偏心軸方向荷重を受ける場合である。

(2) 兩端が迴轉端である柱、即ち兩端に鉸がある柱 此場合の例としては第 301 圖 (ホ) に示す如く、起重機荷重を受けるラーメンの内部の柱の場合等である。

(3) 上端が迴轉端 (鉸端) で下端が固定端である場合 (ホ) 圖の柱に於て柱を基礎に固定せしむれば、(ヘ) 圖に示す偏心軸方向荷重を受ける此場合の例となる。

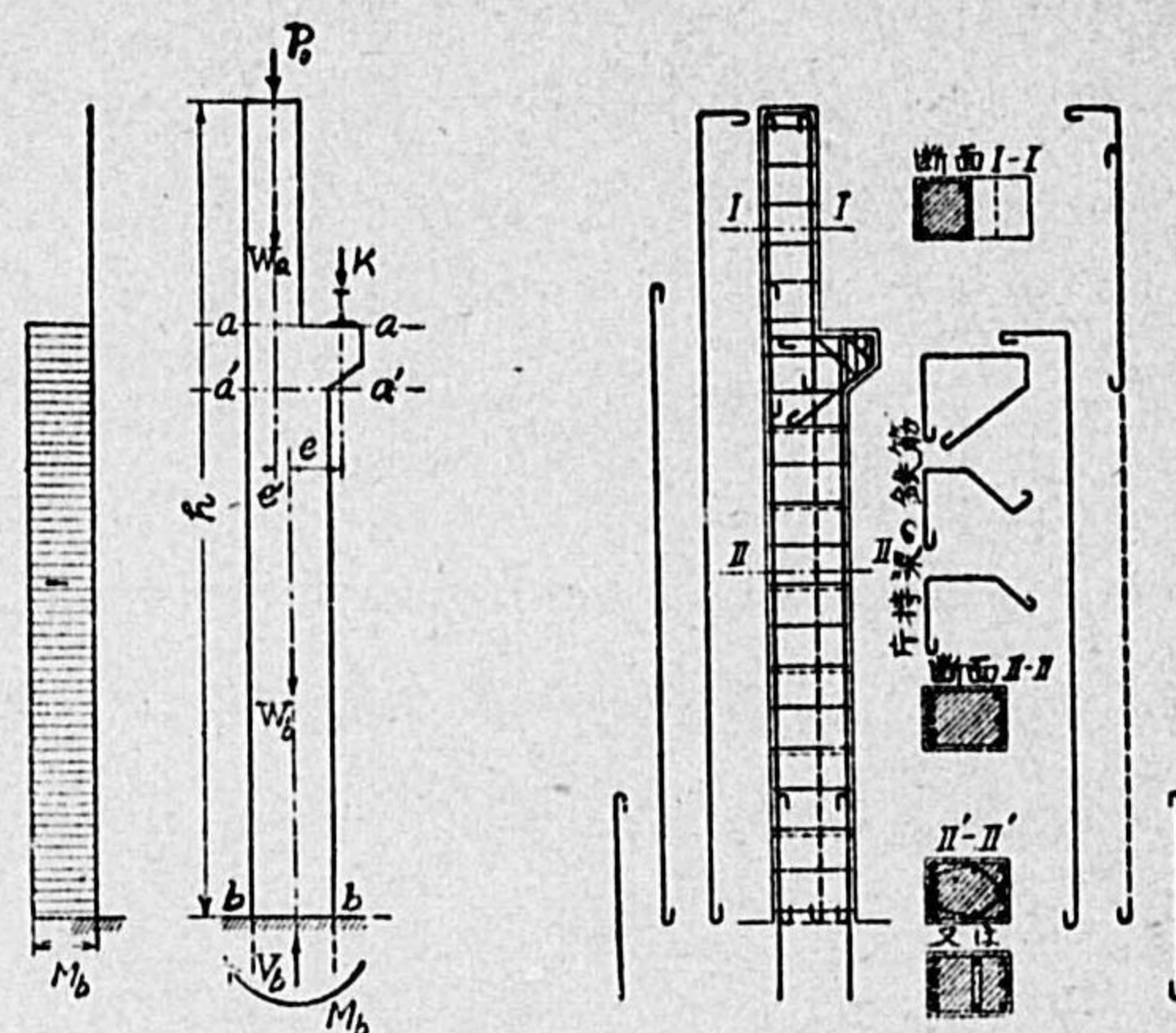
(4) 兩端が固定端である柱 此場合の例としては (ト) 圖に示す如く上端は大梁及び小梁式床

組に、下端は強固な基礎に固定されたラーメンの柱の場合等がある。

軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける柱に於て、柱が鉄筋コンクリート基礎版の上に載る場合には柱脚は必要でないが、柱が其底に於ける圧縮応力度よりも小なる許容支圧応力度を持つ基礎の上に載る時には柱脚を設ける必要がある。

以下述べる所に於ては偏心荷重の載る片持梁がついてゐる柱の側に引張応力を生ずる曲げモーメントを正に採るものとする。

(238) 偏心軸方向荷重を受ける上端が自由で下端が固定端である柱の設計 第 285 圖は偏心軸方向荷重のみを受ける上端自由の柱に於ける鉄筋の配置と曲げモーメント圖を示す。起重機の荷重  $K$  が載る片持梁より上部は中心軸方向荷重  $P_0$  を受ける柱として設計し、 $I-I$  断面に示す如くに四隅に軸方向鉄筋が配置



第 285 圖 偏心軸方向荷重のみを受ける上端自由の柱

されてゐる。 $K$  が作用する片持梁より下部は軸方向力と曲げモーメントとを受ける柱として設計する。曲げモーメントは  $K$  が作用する断面から柱底まで一定である。 $a'-a'$  断面に於ける軸方向力  $V_{a'}$  及び曲げモーメント  $M_{a'}$  は次の通り。

$$V_{a'} = P_0 + W_a + K \quad M_{a'} = (P_0 + W_a) e' - Ke$$

$$b-b \text{ 断面に於ては、} V_b = P_0 + W_a + W_b + K \quad M_b = M_{a'}$$

断面  $II-II$  は片持梁より下部に於ける柱の断面であつて、四隅に用ひる軸方向鉄筋の外に別に軸方向鉄筋が配置してある。

片持梁より下部に於て、幅の狭い矩形断面を用ひるときは、柱の横方向の強さを充分ならしめるために、片持梁の上部にある片持梁側の軸方向鉄筋を圖に破線で示す様に下方に延ばすがよい。此場合には片持梁の下部に於て普通の帯鉄筋の外に、 $II'-II'$  断面に示す如くに中間帯鉄筋を配置する。

基礎のコンクリートを打ちたる後に軸方向鉄筋を組立てるが、此鉄筋を、接合鉄筋を用ひて、基礎に連結する。接合鉄筋の長さは、附着応力によつて軸方向鉄筋に於ける応力を傳達するに要する長さの 2 倍とし、柱と基礎との中へ其半分づゝの長さを埋込む。第 286 圖は柱の両側に起

重機が載る場合の片持梁の鉄筋の配置を示す。

(239) 偏心軸方向荷重と水平荷重とを受ける上端が自由で下端が固定端である柱の設計

第 287 圖は屋根組から来る鉛直と水平荷重、起重機荷重、風圧等を受ける上端自由の壁柱に於ける曲げモーメント圖と鉄筋の配置とを示す。圖示の荷重を受ける場合、軸方向圧縮力及び曲げモーメントは次の通り。 $a-a$  断面に於て

$$V_a = P_0 + W_a \quad M_a = -(H_0 a + \frac{wa^2}{2})$$

$$a'-a' \text{ 断面に於て、} V_{a'} = P_0 + W_{a'} + K \quad M_{a'} = (P_0 + W_{a'}) e_1' - (H_0 a' + \frac{wa'^2}{2} + Ke_1)$$

$$b-b \text{ 断面に於て、} V_b = P_0 + W_a + K + W_b \quad M_b = (P_0 + W_a) e_2' - (W_b e_2' + H_0 h + \frac{wh^2}{2} + Ke_2)$$

(240) 両端が迴轉端である柱の設計

第 288 圖に示す如き柱が圖示の荷重を受ける場合の曲げモーメント、軸方向圧縮力は次の如くである。両端に迴轉端を有する柱に働く荷重は、上下の迴轉端に於ける鉛直及び水平の反力と釣合を保つ。

$$V_u = P_0 + W_a + K + W_b$$

$$H_u = H_0 = \frac{Kc - (P_0 + W_a) e'}{h}$$

$P_0$  を中心軸方向荷重とし、柱の全

長に於て柱の断面が一定であれば

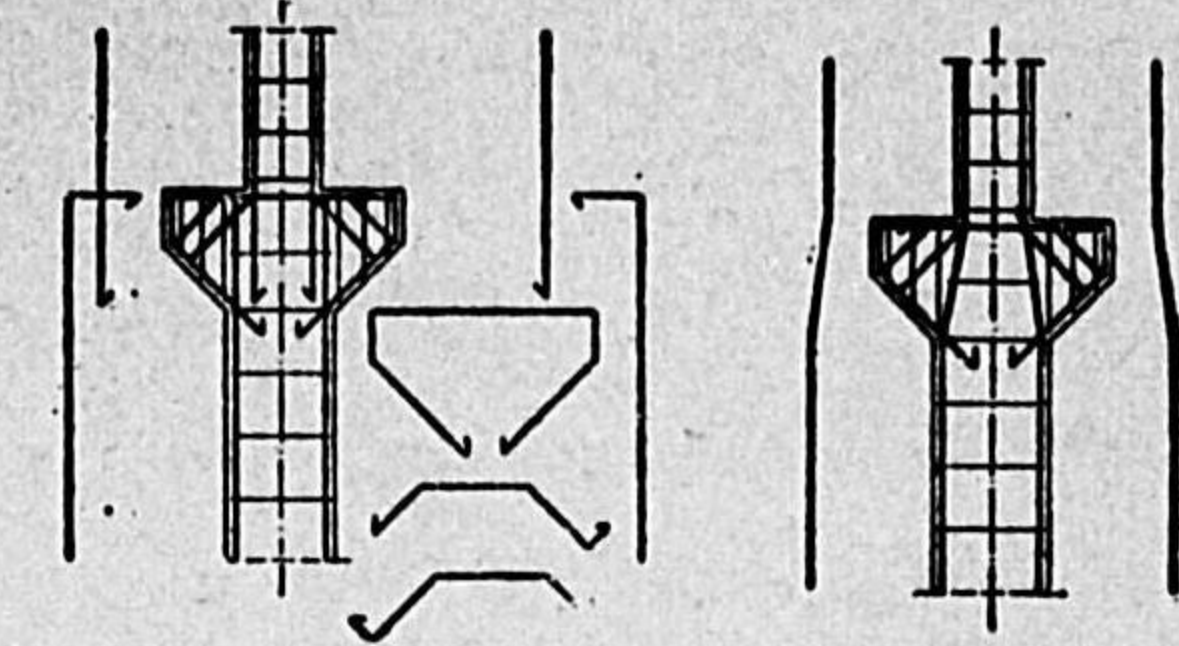
$$H_u = H_0 = \frac{Kc}{h}$$

柱の各断面を算定すべき軸方向力及び曲げモーメントは次の通り。

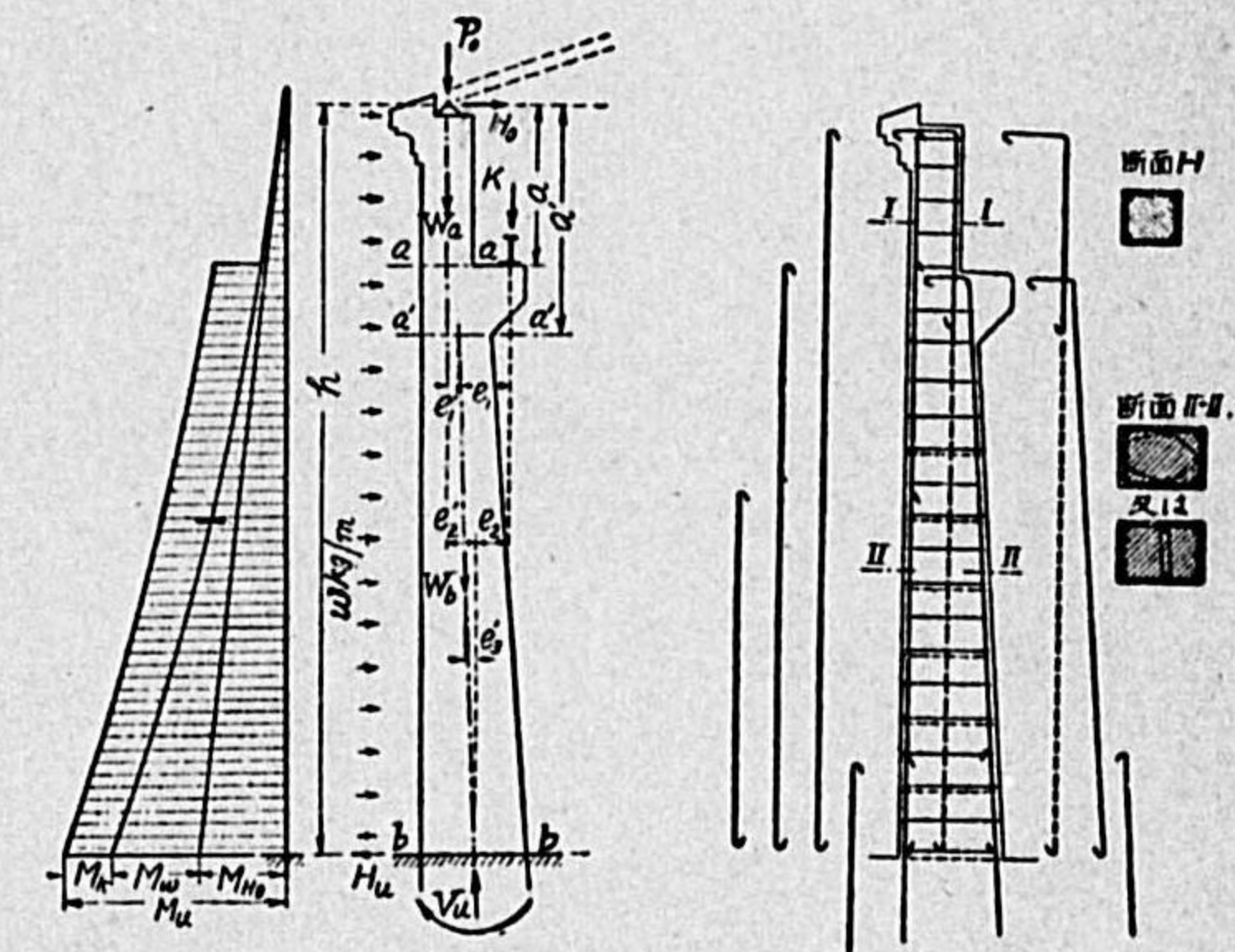
$$a-a \text{ 断面に對して、} V_a = P_0 + W_a \quad M_a = H_0 a$$

$$a'-a' \text{ 断面に對して、} V_{a'} = P_0 + W_{a'} + K \quad M_{a'} = -H_0 b$$

鉄筋コンクリート柱の上下端の鉤の構造は、一般に曲げモーメントを或程度まで受ける不完全のもので、特種の構造又は橋梁に於ける如くに、完全に近い鉤として働く構造に作られない。圖の鉤端は鉄筋コンクリート柱に於ける普通の構造で、此部に於て交叉する鉤鉄筋を使用し、軸方

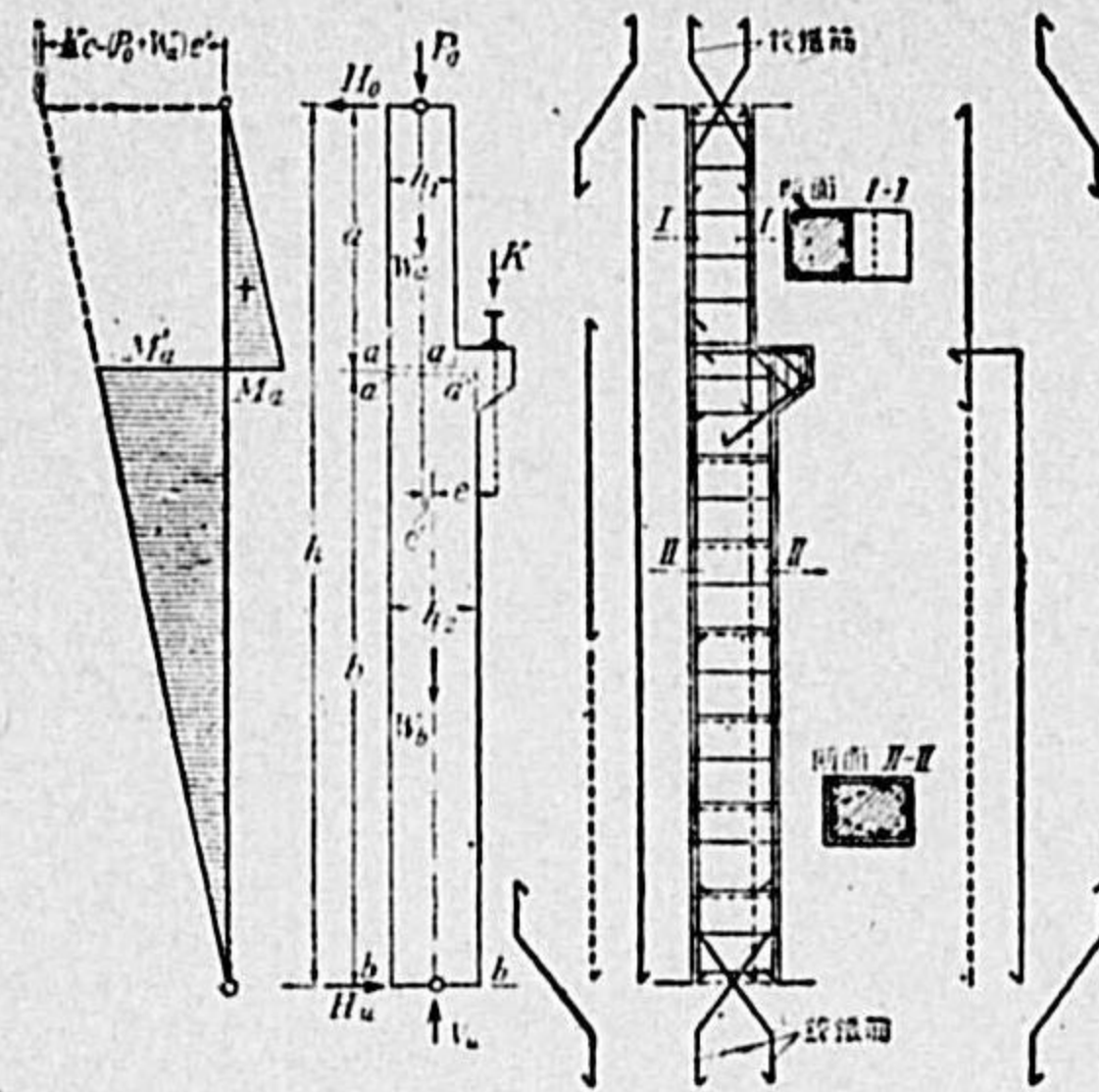


第 286 圖 両側に片持梁がある場合の構造

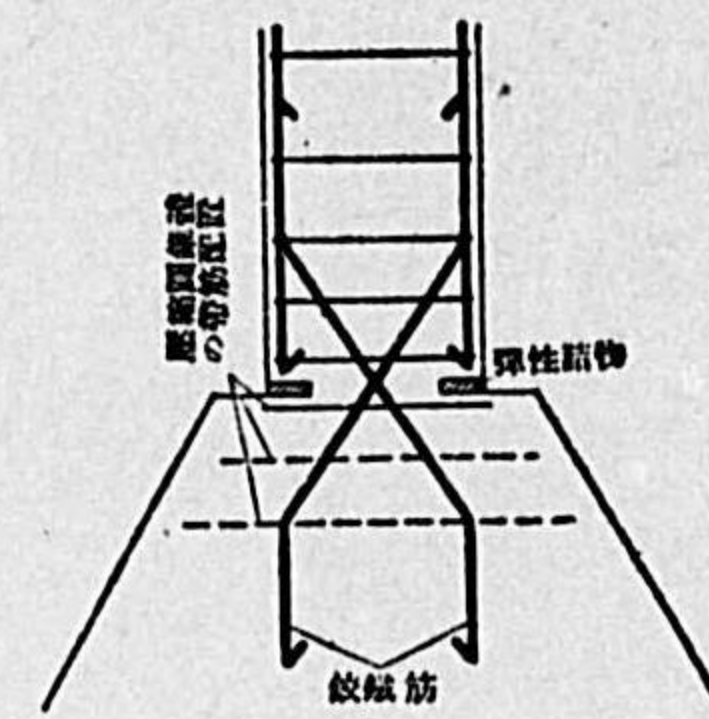


第 287 圖 偏心軸方向荷重と水平荷重とを受ける上端が自由で下端が固定端の柱

向鉄筋は廻轉端の所で止める。斯くの如き構造の廻轉端は多少の曲げモーメントに抵抗することを得、殊に此部のコンクリートの全断面が荷重を傳達するときに然りである。



第 288 圖 軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける両端が廻轉端の柱



第 289 圖 填隙材を用いたる鉸構造

第 289 圖に示す如くに廻轉端のコンクリート断面を小とし、アスファルトの如き填隙材を挿入すれば鉸としての働きをいくらか完全に近くすることが出来る。併しコンクリートの壓縮應力度が許容支壓應力度よりも小となるだけのコンクリート断面を有せしめねばならぬ。

(241) 上端が廻轉端で下端が固定端である柱の設計 上端が鉸端で下端が固定端である柱は不静定構造で一個の不静定力を有する。第 290 圖の如き荷重を受ける柱に於て、柱の断面が其全長に亘りて一定、即ち柱の断面二次モーメントが一定であると假定すれば、柱の下端の固定モーメント  $M_u$  なる不静定力は弾性理論によつて求めると次の通り。

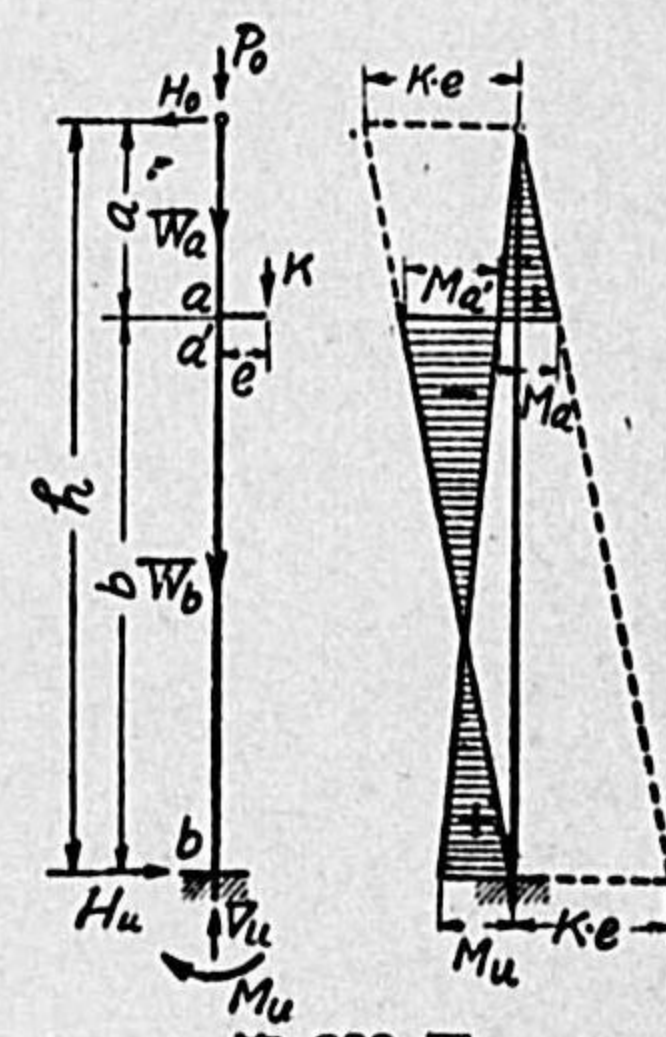
$$M_u = \left( \frac{1}{2} - \frac{3}{2} \frac{a^2}{h^2} \right) K_0$$

$b$  點に於ける鉛直反力、鉸端及び固定端に於ける水平反力  $H_0$  及び  $H_u$  は次の通り。

$$V_u = P_0 + W_a + K + W \quad H_0 = H_u = \frac{K_0 + M_u}{h}$$

故に曲げモーメント圖は第 290 圖に示す如くであつて、両端が鉸端である静定柱の曲げモーメント圖に  $M_u$  の影響を加へたものである。

$a-a$  断面に對して、  $V_a = P_0 + W_a \quad M_a = H_0 a$



第 290 圖 上端が鉸端で、下端が固定端である柱が偏心軸方向荷重を受ける場合の曲げモーメント圖

$a-a$  断面に對して、  $V_a' = P_0 + W_a' + K \quad M_a' = M_u - H_u a$

$b-b$  断面に對して、  $V_b = V_u = P_0 + W_a + K + W_b \quad M_b = M_u = \left( \frac{1}{2} - \frac{3}{2} \frac{a^2}{h^2} \right) K_0$

第 291 圖は上端が廻轉端で、下端が固定端である柱の設計例である。片持梁より上方の柱の断面が下方よりも小なるときには、断面二次モーメントの變化を無視して、上式の  $K_0$  の代りに  $K_0 - (P_0 + W_a)e$  を用ひて  $M_u$  を近似的に求めることが出来る。第 291 圖は斯くの如くにして求めたる鉄筋配置及び曲げモーメント圖を示す。

(242) 偏心軸方向荷重を受ける両端が固定端である柱の設計 鉄筋コンクリート柱は多くは両端が他の部材と固定されてゐるのが一般的である。斯くの如き柱には、一は柱頂に於ける固定モーメント  $M_0$  と他は柱底に於ける固定モーメント  $M_u$  との 2 個の不静定力が働く。是等の不静定力は弾性理論によつて求めることが出来る。今柱の断面二次モーメントを一定と考へる、即ち柱の断面が全長を通じて一定であるとすれば、第 293 圖に於て  $M_0$  と  $M_u$  とは次の通り。

$$M_0 = \left( 3 \frac{b^2}{h^2} - 2 \frac{b}{h} \right) K_0 \quad M_u = \left( 2 \frac{a}{h} - 3 \frac{a^2}{h^2} \right) K_0$$

鉛直反力  $V_u$  と水平反力  $H_0$  と  $H_u$  は次の通り。

$$V_u = P_0 + W_a + K + W_b$$

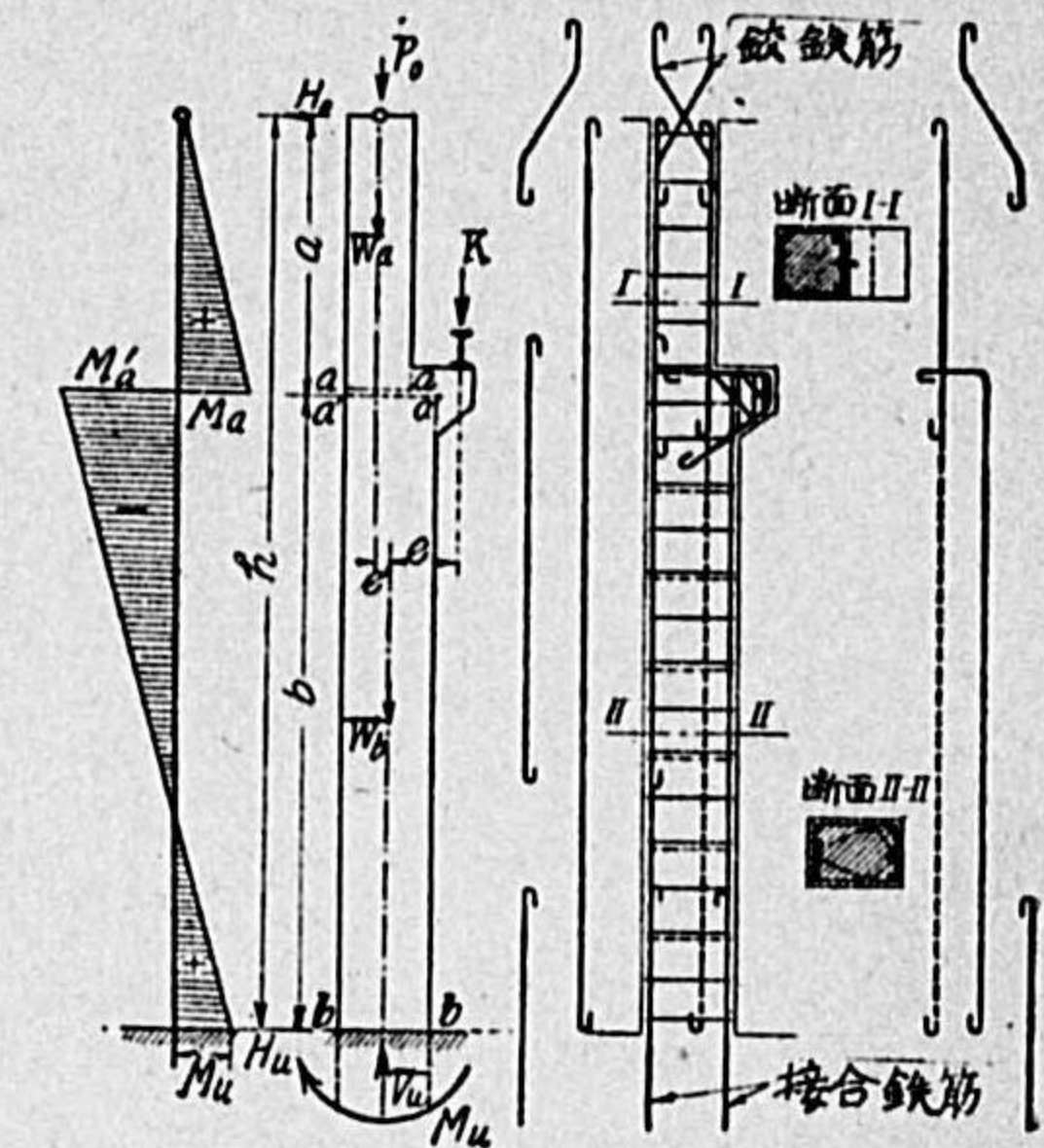
$$H_0 = H_u = \frac{K_0 + M_u - M_0}{h}$$

第 292 圖は両端が固定端である柱が偏心軸方向荷重を受ける場合の曲げモーメント圖である。

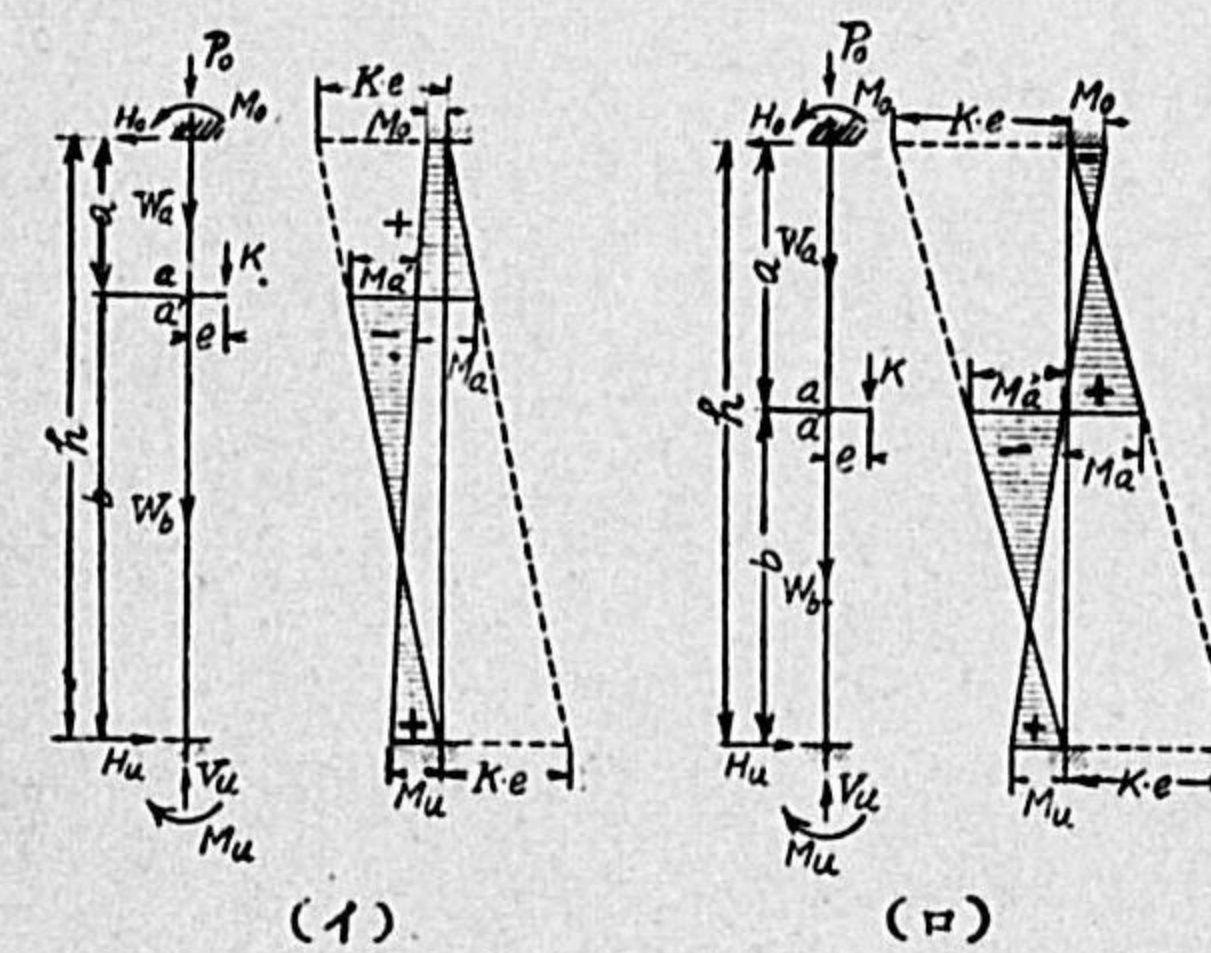
$b = \frac{2}{3}h$  の時、即ち片持梁が柱の高さの  $\frac{2}{3}$  の所に設けられる場合には、 $M_0 = 0$  である。

$b < \frac{2}{3}h$  であれば  $M_0$  は負である、即ち柱の片持梁が有る側に壓縮應力を生ずる。(第 292 圖(ロ)) 第 293 圖に於て各断面に於ける軸方向力及び曲げモーメントは次の通り。

柱頂断面  $0-0$  に對して、  $V_0 = P_0 \quad M_0 = \left( 3 \frac{b^2}{h^2} - 2 \frac{b}{h} \right) K_0$



第 291 圖 上端が鉸端で下端が固定端である柱



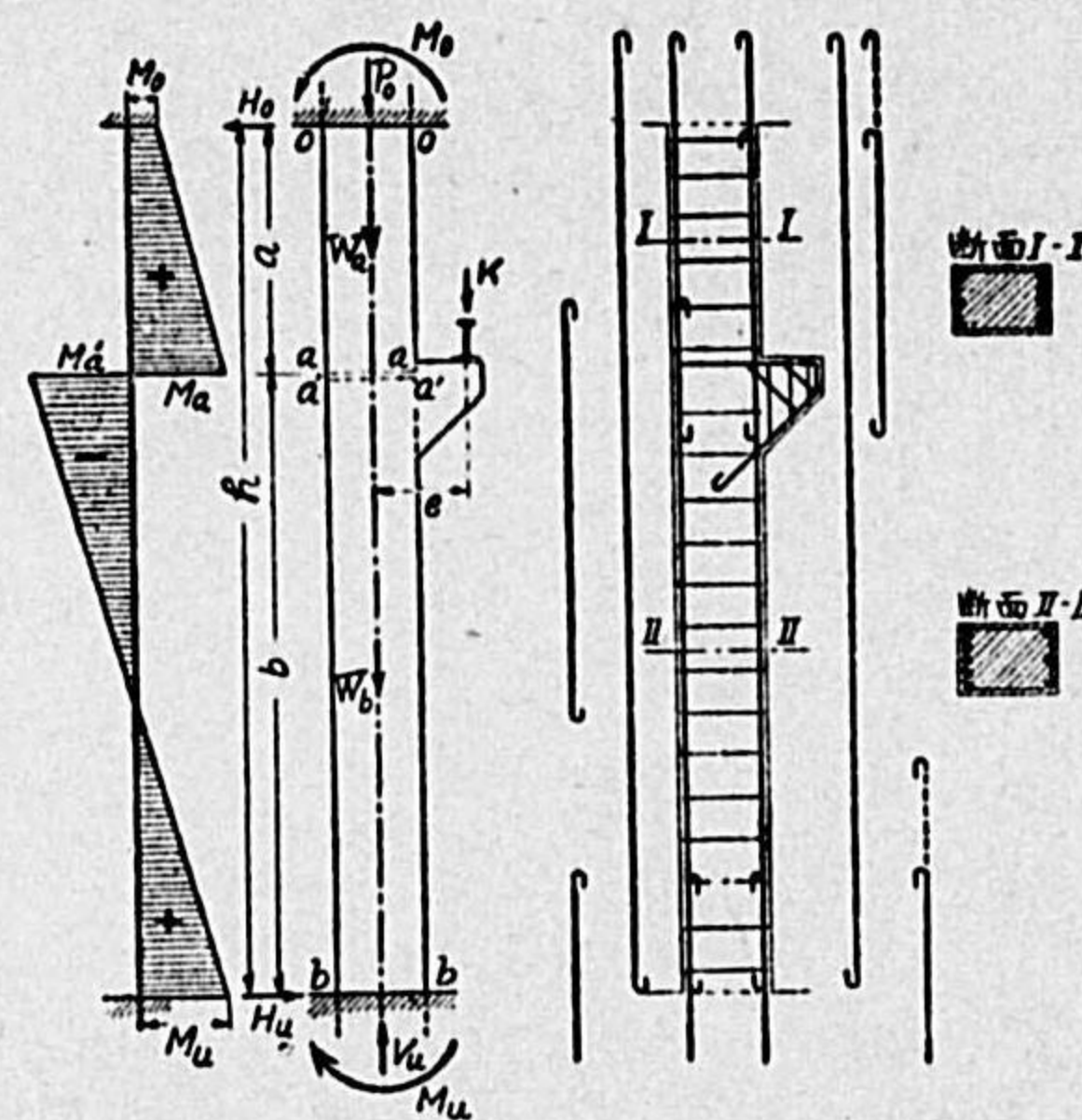
第 292 圖 偏心軸方向荷重を受ける両端が固定端である柱に於ける曲げモーメント圖

$a-a$  断面に對して、  $V_a = P_o + W_a$     $M_a = H_o a + M_o$

$a'-a'$  断面に對して、  $V_{a'} = P_o + W_{a'} + K$     $M_{a'} = M_u - H_o b$

柱底断面  $b-b$  に對して、  $V_b = V_u = P_o + W_a + K + W_b$     $M_b = M_u = \left(2 \frac{a}{h} - 3 \frac{a^2}{h^2}\right) K_o$

片持梁の上部に於ける柱の断面が下部の断面より小なる時には、断面二次モーメントの差違が  $M_o$  及び  $M_u$  に及ぼす影響を無視して、上式の  $K_o$  の代りに  $K_o - (P_o + W_a)l$  を用ひて  $M_o$  と  $M_u$  とを近似的に求めることが出来る。



第 293 圖 偏心軸方向荷重を受ける上下端固定の柱の曲げモーメント及び鉄筋配置

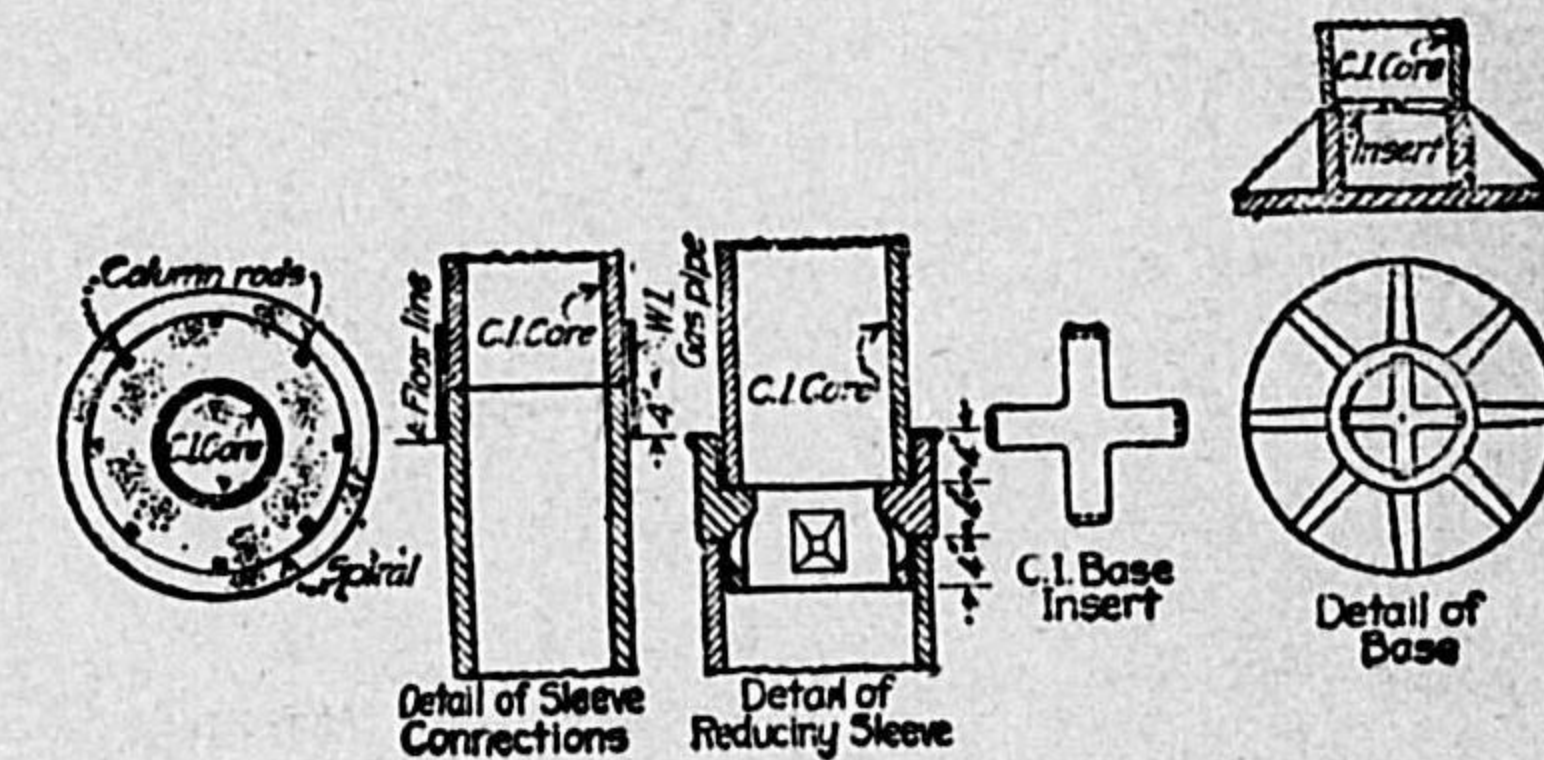
### 第三十四章 合成柱及び鋼コンクリート柱の設計

(243) 概論 合成柱は螺旋鉄筋柱の中に鋼柱又は鑄鐵柱を完全に埋込み、両者が共同して荷重を受け得る様に造つた柱である。鋼コンクリート柱はコンクリートで補強した鋼柱であつて、荷重の大部分を受ける鋼柱の内部にコンクリートを填充し、相當厚さのコンクリート被りで鋼柱の外側を保護し、コンクリートが荷重の一部を受ける様に造つた柱である。

合成柱及び鋼コンクリート柱は高層建築の下階層に於ける如く、特に荷重が大であり、且、柱の断面を可及的小くして有效床面積をなるべく大きくせんとする場合に使用せられ、尙、上層の柱と下層の柱との外側断面寸法を同一にすることが出来る利益がある。又鋼柱と共に、形鋼を床組の鉄筋として用ひ是等に型枠を支持せしむれば、型枠は甚だ簡單となる。

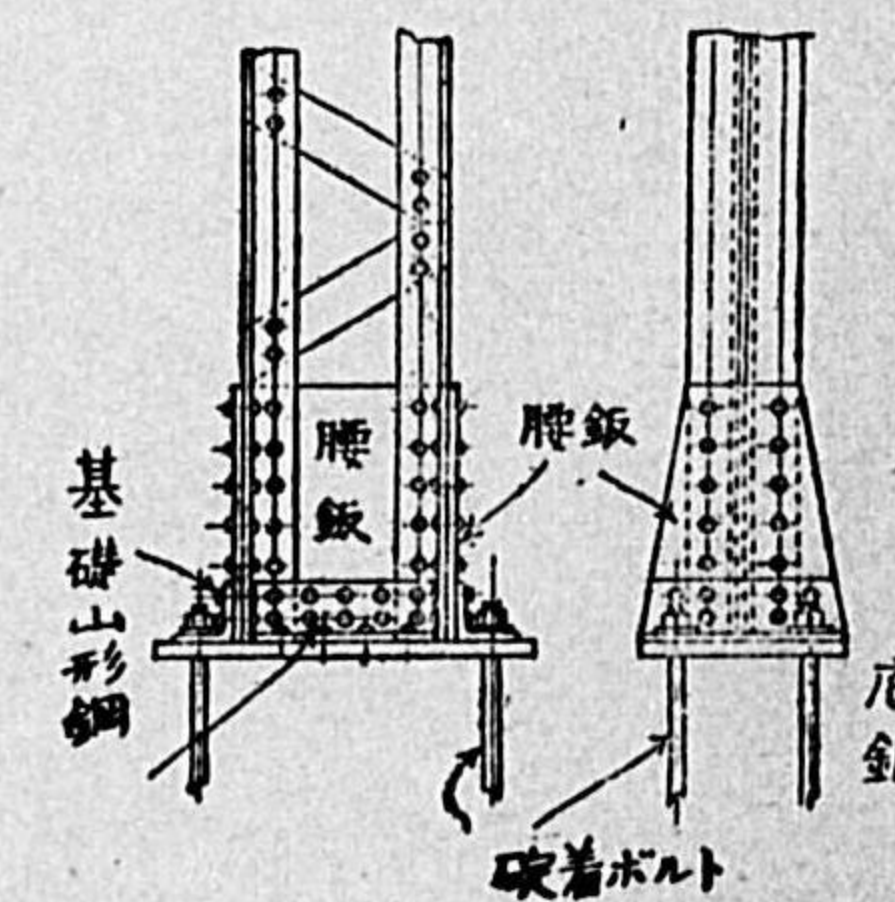
#### (244) 合成柱及び鋼コンクリート柱の設計細目

第 294 圖は鑄鐵管を埋込んだ合成柱を示す。鑄鐵管の継手には套管を使用する。鑄鐵管の直徑が異なる時は特別の形の套管を用ひる。第 174 圖は鋼柱を埋込んだ合成柱の断面を示し第 175 圖は鋼コンクリート柱の断面を示す。鋼柱の構造は鋼構造に於ける鋼柱の場合と同じである。山形鋼に縦筋又は綾材を鉄結又は熔接して組立てたものが多く用ひられる。



第 294 圖 エムベルガー柱

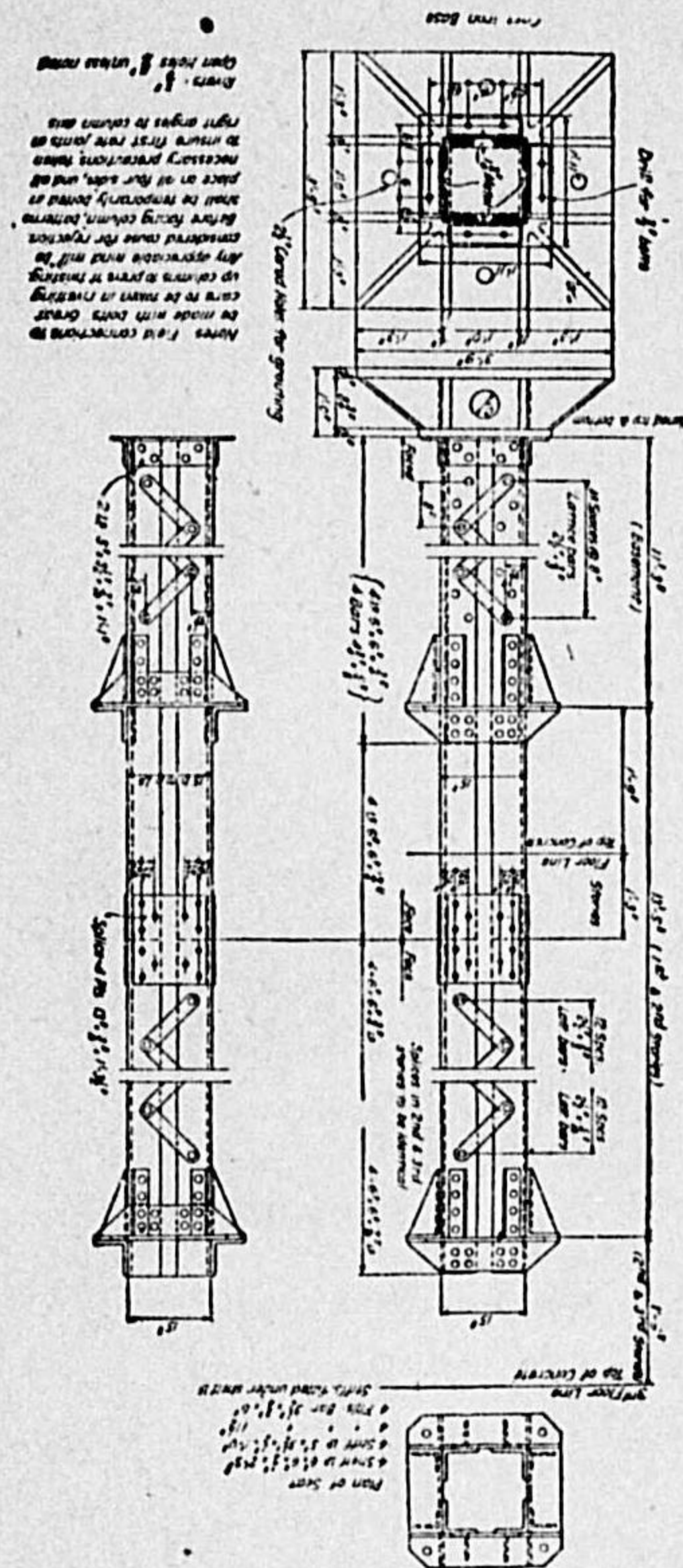
第 295 圖は鋼柱の底部構造を示す。圖の如く柱の鉛直の山形鋼を腰鉋に取付け、腰鉋を基礎山形鋼によつて底鉋に取付け、底鉋をコンクリート又は鉄筋コンクリートの基礎の上に水平に置き、豫め設けられてゐる礎着ボルトによつて基礎に緊結する。底鉋の面積は荷重を基礎コンクリートの許容支壓應力度で割れば得られる。第 297 圖は山形鋼、腹鉋及び蓋鉋で組立てた鋼柱の頭に、プレート、山形鋼及び補剛材を用ひて頭鉋を鉄結したものである。第 296 圖は鋼コンクリート柱の代表的一例である。



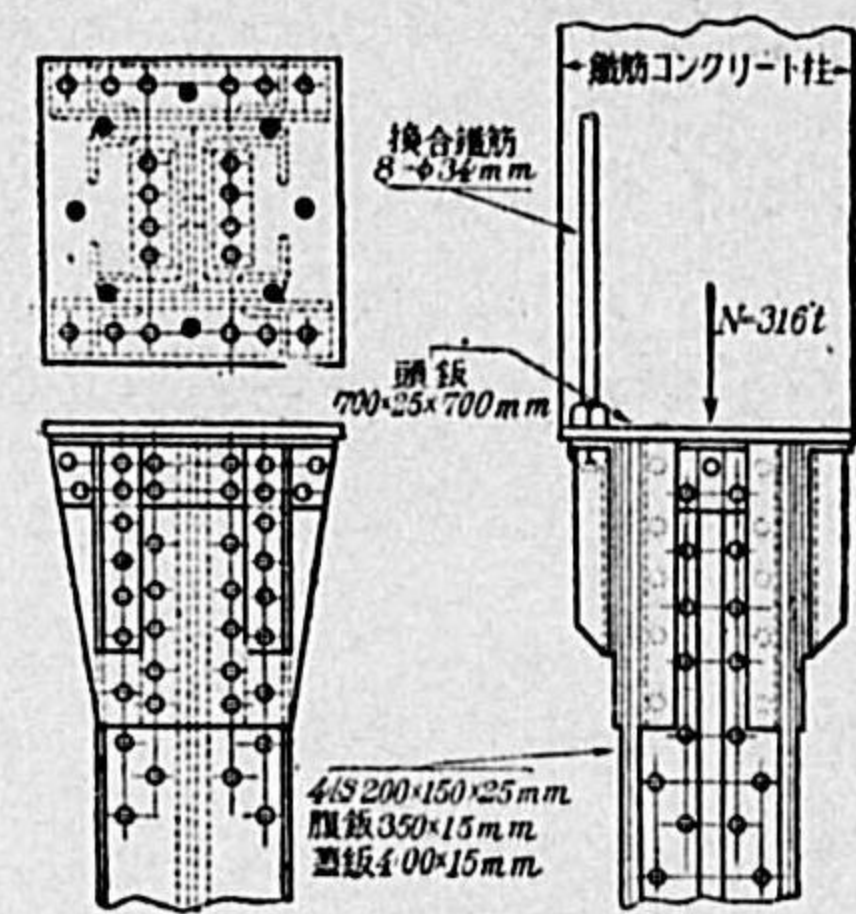
第 295 圖

第 295 圖は鋼柱の底部構造を示す。圖の如く柱の鉛直の山形鋼を腰鉋に取付け、腰鉋を基礎山形鋼によつて底鉋に取付け、底鉋をコンクリート又は鉄筋コンクリートの基礎の上に水平に置き、豫め設けられてゐる礎着ボルトによつて基礎に緊結する。底鉋の面積は荷重を基礎コンクリートの許容支壓應力度で割れば得られる。第 297 圖は山形鋼、腹鉋及び蓋鉋で組立てた鋼柱の頭に、プレート、山形鋼及び補剛材を用ひて頭鉋を鉄結したものである。第 296 圖は鋼コンクリート柱の代表的一例である。

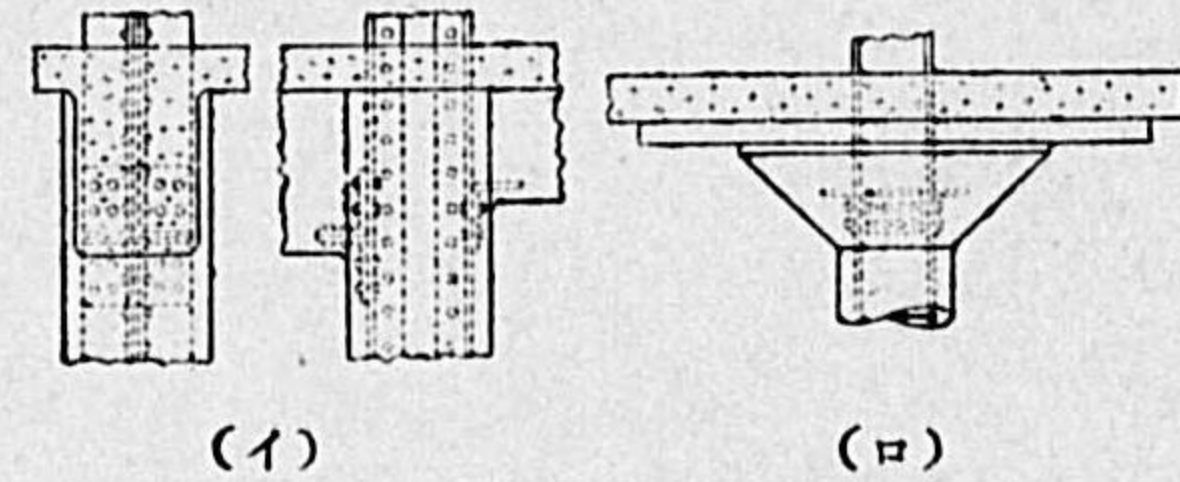
梁又は床版の荷重を柱に傳達するには特種のブラケットを設ける。第 298 圖(イ)は小梁及び大梁式床梁に對するもの、(ロ)は無梁版に對するブラケットの例である。此ブラケットは合成柱の場合にも設ける方がよい。



第 296 圖 鋼コンクリート柱



第 297 圖 鋼柱と鉄筋コンクリート柱との継手



第 298 圖

附 記

本書に於ては専ら昭和 15 年 8 月改正された土木學會標準示方書規定を参照したが、唯、本書第 111 頁までは昭和 14 年 9 月改正案を参照したから、下に此中、昭和 15 年 8 月改正規定と異なるものに就いて、昭和 15 年 8 月改正の規定を列挙した。勿論此中、大部分の規定は兩者同一である。尙第 112 頁以後は全部昭和 15 年 8 月改正の規定を参照してゐる。

第 7 條 (4 頁) ポルトランドセメント及び高爐セメントは夫々 JES 第 28 號 44 及び JES 第 29 號 45 に合したるものたるべし。

第 2 條 (15 頁) 「骨材篩分け試験標準方法」に規定する板篩 10 は全部之を通過し、板篩 5 は 85% 以上通過する骨材を言ふ。「骨材篩分け試験標準方法」に規定する板篩 5 に少くとも 85% 残留する骨材を言ふ。

第 9 條 (19 頁)

重量百分率

板篩 10 を通過する量	100
板篩 5 を通過する量	85~100
網篩 1.2 を通過する量	45~80
網篩 0.3 を通過する量	10~30
網篩 0.15 を通過する量	0~5
洗試験に依りて失はるゝ量	0~3

第 13 條 (21 頁) 粒度 (1) 粗骨材は細粗粒適度に混合せるものにして、表-2 の範圍を標準とすべし。篩及び篩分け試験方法は「骨材篩分け試験標準方法」(附録第 1 章)に依るべし。洗試験方法は「骨材洗試験標準方法」(附録第 2 章)に依るべし。(2) 粗骨材の最大寸法は、重量にて骨材の少くとも 90% が通過すべき篩目の開きを以て示すものとす。(3) 粗骨材の最大寸法は 50mm 以下にして、部材最小寸法の 1/5、又は鉄筋の最小空間隔の 3/4 を超過すべからず。

第 25 條 (25 頁)

表-3 材齡 28 日に於けるコンクリートの壓縮強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

普通セメント JES に依る材齡 28 日の耐壓強度

300kg/cm<sup>2</sup> 以上 400kg/cm<sup>2</sup> 未滿のとき.....  $\sigma_{28} = -70 + 105c/w$

400kg/cm<sup>2</sup> 以上 500kg/cm<sup>2</sup> 未滿のとき.....  $\sigma_{28} = -90 + 135c/w$

500kg/cm<sup>2</sup> 以上のとき.....  $\sigma_{28} = -150 + 190c/w$

早強セメント.....  $\sigma_{28} = -155 + 210c/w$

高爐セメント JES に依る材齡 28 日の耐壓強度

300kg/cm<sup>2</sup> 以上 400kg/cm<sup>2</sup> 未滿のとき.....  $\sigma_{28} = -105 + 110c/w$

400kg/cm<sup>2</sup> 以上 500kg/cm<sup>2</sup> 未満のとき……… $\sigma_{28} = -135 + 140c/w$

500kg/cm<sup>2</sup> 以上のとき …………… $\sigma_{28} = -165 + 175c/w$

茲に  $c/w$  : セメント水重量比

第 27 條 (29頁) 材料の計量 (1) コンクリート材料は 1 練り毎に計量すべし。(2) セメントは重量に依りて計量すべし。(3) 骨材は細粗別々に重量又は容積に依りて計量すべし。(4) 水量は骨材の表面水量及び吸水量を考慮して計量すべし。骨材の表面水量及び吸水量の測定は責任技術者の指示する方法に依るべし。

第 32 條 (59頁) (5) 型枠又は鉄筋にコンクリート…、(6) 柱断面の中央位置にのみコンクリートを打ち、其の打上り速度は最大 30 分に付き 1m を標準とすべし。

第 36 條 (61頁) (3) コンクリート施工中の気温は、コンクリート打ち後少くとも 72 時間 10°C 以上若しくは 120 時間 5°C 以上に保たしむるため、適當の手段を講ずべし。

第 45 條 (68頁) ……次のコンクリート打ちに先立ち……

第 52 條 (73頁) (3) 型枠には適當なる反り又は上げ越しを附すべし。

第 54 條 (74頁) (1) 型枠の内側に塗る材料は、汚色を残さざる錆油又は責任技術者の承認を受けたるものを使用すべし。(2) 塗布作業は鉄筋の配置前に之を行ふべし。

第 56 條 (75頁) 表-4 中、早強セメントの強度 600 以上とあるを抹消、… 気温 0°C 以下に下りたる時間は之を……

第 67 條 (75頁) (3) ……木鏡にて平滑に均すべし。但し鏡仕上げは過度ならざる様注意すべし。(4) ……必要がある場合には、セメントと骨材との配合を容積比にて 1 : 2.5 以上の富配合とし水量をなるべく少くして締固め及び養生を十分にすべし。

第 75 條 (99頁) (2) (a) の場合  $\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \left(\frac{A}{A'}\right)^{\frac{1}{3}}$  ……(6)、(b) の場合  $\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \left(\frac{d}{d'}\right)^{\frac{1}{3}}$  ……(7)、但し  $\sigma_{ca}'$  は 120kg/cm<sup>2</sup> を超過すべからず。

第 17 條 (101頁) (1) 鉄筋として使用する鋼材は JES 第 430 號 G56 一般構造用厚延鋼材の規格中、第二種 SS41 に合したるものたるべし。(解説) JES 第 430 號 G56 一般構造用厚延鋼材の規格中、第二種 SS41 は、引張強度が 4,100kg/cm<sup>2</sup> 乃至 5,000kg/cm<sup>2</sup>、伸びが、標準抗張試験片第 2 號 (標點距離 L は径又は對邊距離 D の 8 倍、兩端を太くするものにおいて、平行部の長さは D の約 9 倍) を用ひるとき、20% 以上、標準抗張試験片第 3 號 (径又は對邊距離 25mm を超ゆる試験片、標點距離 L は径又は對邊距離 D の 4 倍、兩端を太くするものにおいて、平行部の長さは D の約 4.5 倍) を用ひるとき、24% 以上の棒鋼である。本示方書に與へられて居る鉄筋の許容引張應力度は最大 1,200kg/cm<sup>2</sup> であるから、規格に合する鋼であれば、其の實際の引張強度の大小に無關係に、許容引張應力度は凡て 1,200kg/cm<sup>2</sup> まで採ることが出来る。それで引張強度の大なる鉄筋を使用することは、只安全度を増すだけで、計算上鉄筋を減することにはならない。又引張強度の大きい鉄筋は材質が堅くなるから引張強度の小さいものに較べて、取扱い及び加工が幾分困難である。規格に合する範囲内で如何なる引張強度の鉄筋を

使用するかは以上の様な事情もあるから、責任技術者が充分考慮すべき事柄である。

第 48 條 (106頁) (3) 引張鉄筋に溶接に依る継手を使用する場合には効率確實に 100% 以上なる方法を採用し、責任技術者が必要を認めたる場合は指示されたる断面積を有する附加鉄筋を併用すべし。附加鉄筋の長さは其の直径の 80 倍以上とし、兩端には鉤を設けざるものとす。

第 57 條 (110頁) 表-5 の中、版の下側を版と訂正する。

第 63 條 (110頁) 最高最低潮位間、海水に洗はるゝ部分及び激しき潮風を受くる部分は、出来上りコンクリート 1m<sup>3</sup> に付き 330kg 以上のセメントを使用すべし。

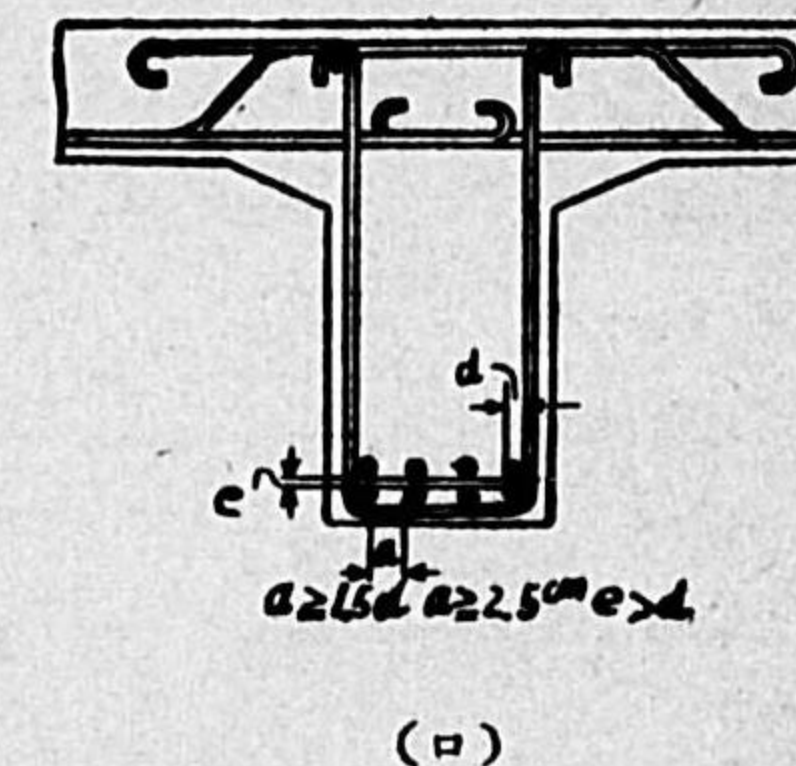
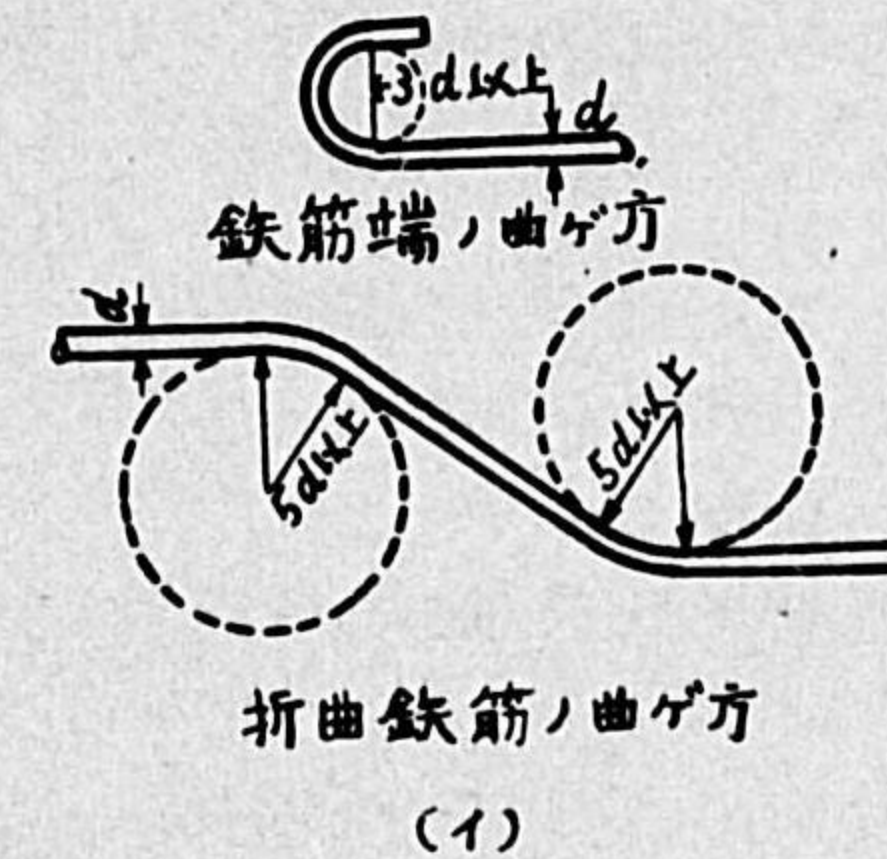
第 65 條 (111頁) (3) 鉄筋と壁板との間隔を保持するために使用するモルタル塊、鐵座等は、コンクリート中に埋込まざる様注意すべし。

第 82 條 (118頁) (1) 単純版又は固定版のスペンは、内法スペンにスペンの中央に於ける版の厚さを加へたるものとす。

以上は本書第 111 頁までの中で、土木學會標準示方書の昭和 15 年 8 月改正規定中、昭和 14 年 9 月改正案と異なりたる部分を抜萃したものである。本書第 112 頁以後は全部昭和 15 年 8 月改正規定を参照してゐる。

第 78 條 設計細目 (イ) 圖参照

第 80 條 矩形梁及び T 形梁 (ロ) 圖参照





本書著述に際し良参考資料となりたる文献中主要なるものを列記して謹んで感謝の意を表す。

参 考 文 献

- (1) 東京帝國大學教授 工學博士 吉田徳次郎氏著...鐵筋コンクリート設計法
  - (2) 同 上.....鐵筋コンクリート施工法
  - (3) 工學博士 福田武雄氏著.....鐵筋コンクリート理論
  - (4) 吉田彌七氏著.....コンクリート及び鐵筋コンクリート概論(上・下巻)
  - (5) 坂元左馬太及び柴田直光兩氏著.....圖解計算鐵筋コンクリート設計及施工
  - (6) 永田年氏著.....鐵筋コンクリート設計法
  - (7) 工學博士 小川敬次郎氏著.....混凝土及鐵筋コンクリートの原理
  - (8) 柴田直光氏著.....Nomogram For Reinforced Concrete
  - (9) 工學博士 日比忠彦氏著.....鐵筋混凝土理論及其應用
  - (10) 藤井眞透氏著.....土木材料
  - (11) 工學博士 山内俊吉氏著.....土木材料
  - (12) 二見秀雄外四氏著.....ドイツ・コンクリート協會鐵筋コンクリート構造
  - (13) 材料研究會編.....工業材料便覽
  - (14) 伊藤五郎氏著.....鐵筋鐵骨建築構造の知識
  - (15) 日本ポルトランドセメント同業會著.....コンクリート要覽
  - (16) 土木學會編.....鐵筋コンクリート標準示方書
  - (17) 建築學會編.....鐵筋コンクリート構造計算規準、コンクリート及鐵筋コンクリート標準仕様書解説書
  - (18) 堀紫明氏著.....最新建築施工法
- (以上順序不同)
- (18) R. Saliger ..... Der Eisenbeton
  - (19) E. Mürsch ..... Der Eisenbetonbau
  - (20) F. Emperger ..... Handbuch Für Eisenbetonbau
  - (21) G. P. Manning ..... Reinforced Concrete Design
  - (22) Cantell ..... Practical Designing In Reinforced Concrete
  - (23) Urquhart and O'Rourke ..... Design Of Concrete Structures
  - (24) Dunham ..... Theory And Practice Of Reinforced Concrete
  - (25) Hool And Kinne ..... Reinforced Concrete And Masonry Structures
  - (26) Peabody ..... Reinforced Concrete Structures
  - (27) Hool And Johnson ..... Concrete Engineers' Handbook
  - (28) Hool ..... Reinforced Concrete Construction, Vol I, Vol II
  - (29) Caughey ..... Reinforced Concrete
  - (30) Reynolds ..... Examples Of Reinforced Concrete Design
  - (31) Merriman ..... American Civil Engineers' Handbook
  - (32) Hool And Pulver ..... Reinforced Concrete Construction Vol I
- (以上順序不同)

鐵筋コンクリート構造設計

Ⓢ 定 價 金 六 圓 八 十 錢

不 許 複 製

昭和十五年十二月二十日 印 刷  
昭和十六年一月一日 發 行

著 作 權  
所 有



著 作 者  
兼 發 行 者

モリ ケイ ヤノ ムツ  
森 慶 三 郎

甲府市 綱生町 四番地

印 刷 者

依 田 素 江  
東京市本郷區弓町一丁目二十六番地

印 刷 所

不二印刷出版社  
東京市本郷區弓町一丁目二十六番地

發 賣 所

丸 善 株 式 會 社

東京市 日本橋區 通二丁目 (振替口座東京第五番)

東京(本店、神田、早稲田、三田、丸ノ内)、横濱(支店、日吉)  
大阪、神戸、京都、名古屋、福岡、長崎、仙臺、札幌、京城

# 丸善株式會社

(支店及び出張所)

東京市神田區小川町三丁目(駿河臺下) 振替口座(東京第二八一六番)	神田支店
東京市芝區三田二丁目(慶大前) 振替口座(東京第一一八五二番)	三田出張所
東京市牛込區早稻田鶴卷町(早大正門前) 振替口座(東京第七五三七五番)	早稻田出張所
横濱市港北區日吉町(慶大豫科前)	日吉出張所
東京市麴町區(丸ノ内ビル) (一階北通)	丸ノ内賣店
大阪市東區博勞町四丁目 振替口座(大阪第七四番)	大阪支店
神戸市神戶區明石町 振替口座(神戸第一五〇八番)	神戸支店
京都市中京區三條通麩屋町西入 振替口座(京都第一四八一番)	京都支店
名古屋市中區榮町三丁目 振替口座(名古屋第一〇二九番)	名古屋支店
横濱市中區辨天通二丁目 振替口座(横濱第七四番)	横濱支店
福岡市上西町 振替口座(福岡第五〇〇〇番)	福岡支店
長崎市銀治屋町 振替口座(福岡第三五八八〇番)	長崎出張所
仙臺市國分町五丁目 振替口座(仙臺第一五番)	仙臺支店
札幌市北三條停車場通 振替口座(小樽第一〇八〇〇番)	札幌支店
京城府本町二丁目 振替口座(京城第三四四番)	京城支店

森慶三郎著 改訂増補 水工學 上卷(上水道之部) 四六倍判 本文745頁 挿圖560個 定價金八圓

同上 水工學 下卷(上下水道及び下水道之部) 四六倍判 本文717頁 挿圖550個 定價金八圓

511.71-Mo45ウ



1200500744916

1.71  
045

終