

第十一章 床版ノ強度

(Strength of Plates)

第一節 圓形床版

床版ノ内デモ圓形床版ダケハ極メテ數學的ニ其應力ヲ計算シ得ルノデアツテ「グラスホフ」氏 (Grashof), 「フエプル」氏 (Föppl) ノ如キ之ヲ解イテ居ルガ其他ノ形狀例ヘバ方形, 矩形, 橢圓形等ノ床版ハ圓形ノ如ク數學的ニ其強度ヲ調べル事ガ困難デアル。從ツテ近似的解法ヲ用ヒテ計算シナケレバナラヌノデアルカラ圓版モ亦コレト同様ニ茲ニハ近似的方法ヲ説明スル事トシヤウ。其材料ノ均質性及端狀(固定ナルカ又ハ自由ナルカ)ニヨリテ多少ノ補正ヲ必要トスル故ニ寧ロ簡單ニシテ實驗ト一致スル實驗式ガ一般的デアラウト思ハレル。

(I) 半径 r ノ圓版ガ圓周ニ支ヘラレ全面積ニ等布荷重ヲ受クル場合。

Fig. 556 ニ示ス如ク何レノ側ヨリモ對稱的デアル故ニ最大應力ヲ受ケル斷面ハ床版中心ヲ通過スル事ハ明カデアル。今假ニ最大應力ヲ受ケル斷面即チ中心ヲ通ル直徑ノ斷面ニテ此圓版ヲ固定シテ考ヘ其以外ノ圓周ニテハ支持セラレザルモノトスレバ其固定斷面ノ幅 $2r$, 高 h ナル

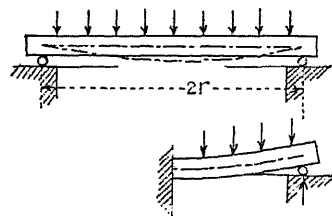


Fig. 556.

舷木桁トナリ此舷木桁ガ上カラ受ケル強度 p ナル荷重ノ爲メニ

固定斷面ニ生ズル彎曲力率ハ Fig. 557 ㉔

ヨリ見ラル、如ク明カニ

$$M_2 = 0.5 \pi r^2 p \frac{4r}{3\pi}$$

尙反力ニ因ツテ固定斷面ニ生ズル力率ノ値ハ其反力ガ $0.5 \pi r^2 p$ デアツテ πr ナル圓周ニ沿フテ分布サレル故ニ Fig. 557 ㉕ ヨリ

$$M_1 = 0.5 \pi r^2 p \frac{2r}{\pi}$$

コノ二ツヨリ生ズル合成彎曲力率ハ

$$M = M_1 - M_2 = 0.5 \pi r^2 p \frac{2r}{\pi} - 0.5 \pi r^2 p \frac{4r}{3\pi} = \frac{1}{3} r^3 p$$

而シテ此固定端ニ於ケル桁ノ斷面係數 W ハ

$$W = \frac{I}{h} = \frac{1}{12} \cdot 2r \cdot h^3 \cdot \frac{2}{h} = \frac{1}{6} 2r h^2$$

斯クテ $M = \sigma W$ ノ式ニ挿入シ

$$\frac{1}{3} r^3 p = \sigma \cdot \frac{1}{6} 2r h^2$$

此材料ノ強度ヲ k_0 ト採レバ

$$\frac{1}{3} r^3 p \leq k_0 \cdot \frac{1}{6} \cdot 2r \cdot h^2$$

以上得タ結果ハ彎曲力率ガ固定端ノ幅 $2r$ 全體ニ均等的ニ傳導サレルト假定シテ求メタモノデアル。然シコレハ實際ニハ正シクナク圓版中心ニ最モ大ナル彎曲力率ヲ受ケテ最大應力ヲ生ジ端ノ方デハ彎曲力率モ少ナク應力モ少ナイ筈デアルカラ抵抗力率トシテハ全幅 $2r$ ノ代リニ $\frac{2r}{\mu}$ ヲ挿入スル事ガ穩當デアル。從

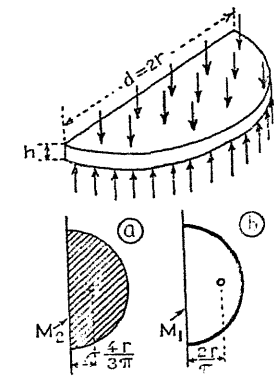


Fig. 557.

ツテ前式ハ

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{3} r^3 p &\leq k_b \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{2r}{\mu} \cdot h^2 \\ k_b &\geq \mu \left(\frac{r}{h}\right)^2 p = \frac{1}{4} \mu \left(\frac{d}{h}\right)^2 p \\ h &\geq r \sqrt{\mu \frac{p}{k_b}} = 0.5 d \sqrt{\mu \frac{p}{k_b}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(448)$$

此式ニ於ケル μ ハ 實驗上決定サレルベキ係數デアツテ唯單ニ固定断面へ彎曲力率ノ分布ガ均等的デナイト云フ事ニ關スルノミナラズ又床版ノ周邊支持ノ状態ニヨ、ツテモ變化スル。實驗ニヨルニ鑄鐵ニ對シテハ

$$\mu = 0.8 - 1.2$$

ノ範圍内ノ値デアツテ其 0.8 ナル極限ハ端狀ガ固定サレタ状態ニ近イ場合ニ採リ唯單純ニ支持サレタ場合ニ 1.2 ヲ採ルノデアル。從ツテ其端狀ガ此兩者ノ中間ニアル如キ場合ニハ適宜其中間ノ數值ヲ採用スベキデアル。

(II) 半径 r ノ圓版ガ圓

周ニ支持サレ其中點ニ πr_o^2 ナル面積ニ等布サル、荷重 P ヲ受クル場合。

(I) ノ場合ト同様ニ直径ニ沿フテ固定断面ヲ考フレバ其圓周ニ分布サレタ反力ニヨリ生ズル彎曲力率ハ

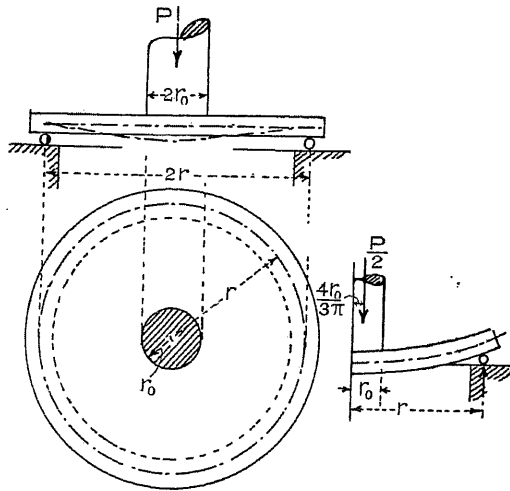


Fig. 558.

$$M_1 = 0.5P \frac{2r}{\pi}$$

圓版中央ノ πr_o^2 ナル面積ニ等布サレタ荷重 $0.5P$ ニヨル力率ハ

$$M_2 = 0.5P \frac{4r_o}{3\pi}$$

從ツテ合成力率ハ

$$\begin{aligned} M &= M_1 - M_2 = 0.5P \frac{2r}{\pi} - 0.5P \frac{4r_o}{3\pi} \\ &= P \frac{r}{\pi} \left(1 - \frac{2}{3} \frac{r_o}{r}\right) \end{aligned}$$

コレニ對スル抵抗力率ハ前ト同ジク

$$P \frac{r}{\pi} \left(1 - \frac{2}{3} \frac{r_o}{r}\right) \leq k_b \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{2r}{\mu} \cdot h^2$$

$$\left. \begin{aligned} \therefore k_b &\geq \mu \frac{3}{\pi} \left(1 - \frac{2}{3} \frac{r_o}{r}\right) \frac{P}{h^2} \\ h &\geq \sqrt{\mu \frac{3}{\pi} \left(1 - \frac{2}{3} \frac{r_o}{r}\right) \frac{P}{k_b}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(449)$$

此場合若シ荷重 $P = \pi r_o^2 p$, $r_o = r$ ト置ケバ (I) ノ場合トナリ

$$h \geq r \sqrt{\mu \frac{p}{k_b}} \dots\dots\dots(448) \text{ 式参照}$$

今 r_o ノ半径ガ極限ニ小サクナツタモノト考ヘルトキ即チ $r_o = 0$ ノトキハ圓版中點ニ集中荷重 P ヲ受ケタ事トナリ

$$h \geq \sqrt{\mu \frac{3}{\pi} \frac{P}{k_b}} \dots\dots\dots(450)$$

即チ床版ノ徑間ニハ關係ナク必要厚 h ガ求メラレル。斯クノ如キ小ナル面積ニ力ガ分布サレタトキニハ周邊ノ状態ニハ無關係ニ係數 μ ガ與ヘラレ其鑄鐵床版ニ對スル値トシテ

$$\mu = 1.50$$

ヲ採ル。

第二節 橢圓形床版

橢圓版 = 就イテ圓版 = 於ケル如ク中心ヲ通ル或斷面デ固定シタモノトシテ取扱ハシニハ先ヅ其固定斷面ノ方向ヲ何レニ假定シテ計算スベキカラ決定セネバナラス。其爲メニハ實驗カラ長短軸何レノ方向ニ破壞線 (Breaking line) ガ現レルカラ決定シ其方向ニ固定スレバヨイ事トナル。Fig. 559 = 於テ長軸 a , 短軸 b ノ長ヲ有シ單位幅ヲ有スル十字片ヲ採ツテ考ヘ其交叉點ヘ荷重 P ヲ作用セシムルトキハ此荷重 P ハ四支點ヘ傳達サレル事トナリ其各端ニ生ズル反力ヲ夫々 R_a 及 R_b トスレバ明カニ

$$2R_a + 2R_b = P$$

此 R_a 及 R_b ヲ知ルニハ此二ツノ桁ガ協同的ニ一ツノ荷重ヲ負フガ故ニ其中點ニ於ケル撓度ガ同一デアアル爲メノ條件カラ容易ニ求メラレル。即チ

$$\text{徑間 } a \text{ ノ桁トシテ } \delta_a = \frac{1}{48} \frac{2R_a a^3}{EI}$$

$$\text{徑間 } b \text{ ノ桁トシテ } \delta_b = \frac{1}{48} \frac{2R_b b^3}{EI}$$

然ルニ $\delta_a = \delta_b$ デアルタメニ

$$R_a \cdot a^3 = R_b \cdot b^3$$

$$\frac{R_b}{R_a} = \frac{a^3}{b^3} \dots\dots\dots (i)$$

此反力ヨリ考ヘテ各桁ノ中點ニ於ケル最大應力ハ容易ニ求メラレ長 a ノ桁ノ中點ニ於ケル最大應力ヲ σ トスレバ

$$M = R_a \frac{a}{2} = \sigma_a \cdot W = \sigma_a \cdot \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot h^2$$

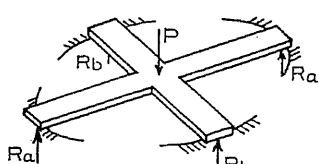
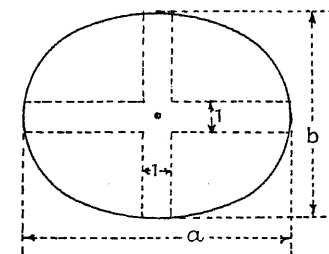


Fig. 559.

$$\sigma_a = 3R_a \frac{a}{h^2}$$

同様ニ長 b ノ桁ノ中點ニ於テ

$$\sigma_b = 3R_b \frac{b}{h^2}$$

然ルトキハ此應力ノ比ハ (i) 式ヲ參考シ

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_a} = \frac{R_b}{R_a} \frac{b}{a} = \frac{a^3}{b^3} \cdot \frac{b}{a} = \frac{a^2}{b^2}$$

$$\therefore \sigma_b = \sigma_a \left(\frac{a}{b} \right)^2 \dots\dots\dots (ii)$$

今 $a > b$ ト假定スルトキハ

$$\sigma_b > \sigma_a$$

例ヘバ $a = 2b$ ナル橢圓版ナラバ $\sigma_b = \sigma_a \left(\frac{2b}{b} \right)^2 = 4\sigma_a$

$a = 3b$ ナル橢圓版ナラバ $\sigma_b = 3^2 \sigma_a = 9\sigma_a$

從ツテ短軸ヲ徑間トスル桁ノ中央ニ最大ノ應力ガ起リ其破壞線ハ長軸ノ方向ニ表ハレル事ヲ知ル。故ニ前ニ圓版ニ對シテ爲シタト同ジク此決定サレタ破壞線即チ長軸ノ方向ニ沿フテ Fig. 560ニ示ス如ク固定シテ計算ヲ行フベキデアアル。

(I) 等布荷重ヲ受ケ圓周ニ支ヘラル、橢圓版。

長軸ヲ a , 短軸ヲ b , 荷重強度ヲ p トスレバ荷重面積ハ $\frac{\pi}{4} ab$ トナリ此荷重ニ因ツテ固定斷面ニ生ズル彎曲力率ハ

$$M_2 = \frac{1}{8} \pi ab \cdot p \cdot \frac{2b}{3\pi}$$

$$= \frac{1}{12} ab^2 p \dots\dots\dots (ii)$$

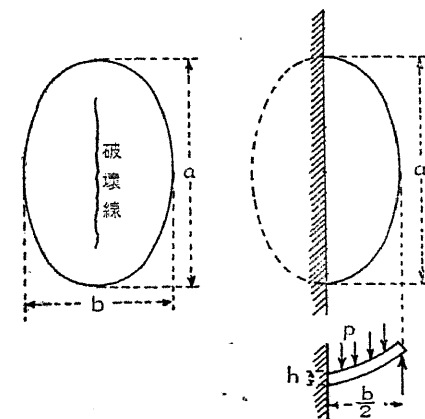


Fig. 560.

一方周邊 = 沿フテ生ズル反力 = 因ル彎曲力率ハ其反力ノ分布ガ
 一樣デナイ故ニ簡單ニハ求メラレナイ。其如何ニ變化スルカト
 云フニ最大及最小反力ハ (i) 式ニ示シタ如ク

$$\frac{R_b}{R_a} = \frac{a^3}{b^3} \dots\dots\dots (i)$$

デアリ此結果ハ直角ニ交ル二本ノ桁ト考ヘテ求メタ結果デア
 ルガ全體ノ版ニ就イテ考ヘテモ先ヅ正シキモノト想像シ得ベク從
 ツテ曲率半徑ノ最モ小ナル點ニ反力ハ最小デ曲率半徑ノ最大ナ
 ル點デ反力ハ最大ナル事ヲ知ル。然ルニ橢圓ノ曲率半徑ハ長軸
 ノ端ニ於テ $\rho_a = \frac{b^2}{2a}$ デアリ短軸ノ端ニ於テ $\rho_b = \frac{a^2}{2b}$ デアル故ニ

$$\frac{\rho_b}{\rho_a} = \frac{a^3}{b^3}$$

コノ結果ハ (i) 式デ求メタ反力ノ比ト等シキガ故ニ一般的ニ橢
 圓版周圍ノ反力ハ曲率半徑ニ比例シテ變化スルト見ル事ガ出來
 ル。斯ク假定スルトキハ不規則ニ變化スル反力ニヨリテ固定端
 ニ生ズル彎曲力率モ容易ニ求メ得ラレル。今 Fig. 561 ニ就イテ
 橢圓周上ノ一點ニ ds ナル曲線長ヲ採リ其座標ヲ (x, y) トシ其點
 ノ反力ヲ $R \cdot ds$ トセバコノ反力ガ固

定端 (X 軸) ニ對スル力率ハ $R \cdot ds \cdot y$ ト
 ナリ求ムル彎曲力率ハ

$$M_1 = \int R \cdot ds \cdot y \dots\dots\dots (iii)$$

而シテ此橢圓ノ方程式ハ

$$\left(\frac{2x}{a}\right)^2 + \left(\frac{2y}{b}\right)^2 = 1$$

デアアル故ニ書直シテ更ニ

$$x = \frac{a}{2} \sin \varphi \quad \text{ヲ挿入スレバ}$$

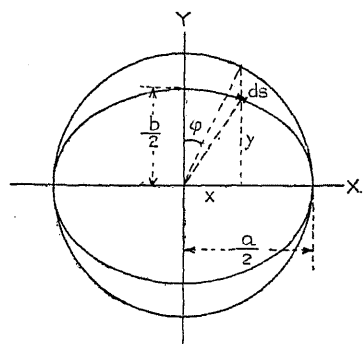


Fig. 561.

$$y = \frac{b}{a} \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 - x^2} = \frac{b}{2} \cos \varphi$$

$$\therefore \frac{dy}{dx} = -\frac{b}{a} \frac{x}{\sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 - x^2}} = -\frac{b}{a} \tan \varphi$$

$$ds = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx = \sqrt{1 + \left(\frac{b}{a} \tan \varphi\right)^2} \frac{a}{2} \cos \varphi d\varphi$$

$$= \frac{a}{2} \sqrt{1 - \frac{a^2 - b^2}{a^2} \sin^2 \varphi} d\varphi.$$

今簡單ノ爲メ $\frac{a^2 - b^2}{a^2} = 1 - \left(\frac{b}{a}\right)^2 = n^2$ ト置ケバ

$$ds = \frac{a}{2} \sqrt{1 - n^2 \sin^2 \varphi} d\varphi$$

$$y \cdot ds = \frac{ab}{4} \sqrt{1 - n^2 \sin^2 \varphi} \cos \varphi d\varphi.$$

(i) 式ノ内ニアル反力 R ノ極限值 R_a, R_b ハ既ニ求メラレテ居ル, 任
 意點ニ於ケル反力 R ハ其點ノ曲率半徑ニ正比例スルト云フ故ニ

$$R = R_b \frac{\rho}{\rho_b} = R_b \frac{\rho}{\frac{a^2}{2b}}$$

然ルニ曲率半徑ヲ與ヘル一般式

$$\rho = \pm \frac{\left\{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}}$$

ニ於テ $\frac{dy}{dx} = -\frac{b}{a} \tan \varphi, \quad \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{2b}{a^2} \frac{1}{\cos^3 \varphi}$ ヲ挿入スレバ

$$\rho = \frac{a^2}{2b} \left\{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 \tan^2 \varphi\right\}^{\frac{3}{2}} \cos^3 \varphi$$

$$= \frac{a^2}{2b} \left\{\cos^2 \varphi + \left(\frac{b}{a}\right)^2 \sin^2 \varphi\right\}^{\frac{3}{2}} = \frac{a^2}{2b} \left\{1 - \frac{a^2 - b^2}{a^2} \sin^2 \varphi\right\}^{\frac{3}{2}}$$

$$= \frac{a^2}{2b} \left\{1 - n^2 \sin^2 \varphi\right\}^{\frac{3}{2}}$$

此式ハ $x=0$ 即 $\varphi=0$ ノトキ $\rho=\rho_b=\frac{a^2}{2b}$

$x=\frac{a}{2}$ $\varphi=\frac{\pi}{2}$ ノトキ $\rho=\rho_a=\frac{b^2}{2a}$ (前述ノ通り)

$$\therefore R = R_0 \frac{\rho}{\frac{a^2}{2b}} = R_0 \left\{ 1 - n^2 \sin^2 \varphi \right\}^{\frac{3}{2}}$$

故ニ半楕圓ニ對シ反力ヨリ生ズル彎曲力率ハ

$$\begin{aligned} M_1 &= \int y R ds = 2 \frac{ab}{4} R_0 \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 - n^2 \sin^2 \varphi)^{\frac{3}{2}} \cos \varphi d\varphi \\ &= \frac{ab}{2} R_0 \left(1 - \frac{2}{3} n^2 + \frac{1}{5} n^4 \right) \dots\dots\dots (iv) \end{aligned}$$

此式ノ R_0 ハ次ノ如クニシテ求メラレド。即チ半楕圓上ニ乗ル全荷重ハ半周邊ニ沿フテ起ル反力ニ等シカルベキガ故ニ

$$\begin{aligned} \frac{\pi ab}{8} p &= \int R ds = 2 \frac{a}{2} R_0 \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 - n^2 \sin^2 \varphi)^{\frac{3}{2}} d\varphi \\ &= \frac{\pi}{2} a R_0 \left(1 - n^2 + \frac{3}{8} n^4 \right) \end{aligned}$$

$$\therefore R_0 = \frac{b}{4} p \frac{1}{1 - n^2 + \frac{3}{8} n^4}$$

コレヲ (iv) 式ニ挿入シ

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{ab^2}{8} p \frac{1 - \frac{2}{3} n^2 + \frac{1}{5} n^4}{1 - n^2 + \frac{3}{8} n^4} \\ &= \frac{ab^2}{15} p \frac{8 + 4\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4}{3 + 2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4} \dots\dots\dots (v) \end{aligned}$$

(ii) 及 (v) 式ヨリ合成力率ハ

$$M = M_1 - M_2 = \frac{ab^2}{15} p \frac{8 + 4\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4}{3 + 2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4} - \frac{\pi ab}{8} p \frac{2}{3} \frac{b}{\pi}$$

此彎曲力率ガ固定斷面ノ抵抗力率ト等シカルベキニヨリ

$$M \leq k_b \frac{1}{6} \cdot \frac{a}{\mu} h^2$$

$$\begin{aligned} \therefore k_b &\geq \frac{1}{2} \mu \frac{3.4 + 1.2\left(\frac{b}{a}\right)^2 - 0.6\left(\frac{b}{a}\right)^4}{3 + 2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4} p \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^2 \\ h &\geq \frac{1}{2} b \sqrt{\frac{3.4 + 1.2\left(\frac{b}{a}\right)^2 - 0.6\left(\frac{b}{a}\right)^4}{2\mu \frac{3 + 2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4} \cdot \frac{p}{k_b}}} \dots\dots\dots (451) \end{aligned}$$

若シ此結果ニ $a=b=d$ ト置ケバ圓版ノ場合トナルベク

$$\begin{aligned} k_b &\geq \frac{1}{4} \mu \left(\frac{d}{h}\right)^2 p \\ h &\geq \frac{1}{2} d \sqrt{\mu \frac{p}{k_b}} \dots\dots\dots (448) \text{式参照} \end{aligned}$$

尙 (451) 式ノ結果ハコレヲ近似的ニ次ノ如ク置キ得ル

$$\begin{aligned} \frac{3.4 + 1.2\left(\frac{b}{a}\right)^2 - 0.6\left(\frac{b}{a}\right)^4}{3 + 2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4} &\doteq \frac{1}{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2} \\ \therefore k_b &\geq \frac{1}{2} \mu \frac{1}{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2} \left(\frac{b}{h}\right)^2 p \\ h &\geq \frac{1}{2} b \sqrt{\frac{2\mu}{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2} \cdot \frac{p}{k_b}} \dots\dots\dots (452) \end{aligned}$$

而シテ補正係數 μ ハ楕圓版ニ等布荷重ヲ受ケタ場合鑄鐵版ニ對

シ

$$\mu = \frac{2}{3} - \frac{9}{8} (0.67-1.12)$$

ノ範圍 = 變化スル。其周邊 = 於テ固定サル、ヤ否ヤ = 據ルノデアル。

(II) 集中荷重 P ヲ中點 = 受クル橢圓版

(I) ノ場合 = 於テ圓周 = 働ク反力ノ爲メ = 生ズル彎曲力率 M_1 ハ (iv) 式 = ヨリ

$$M_1 = \frac{ab}{2} R_b \left(1 - \frac{2}{3} n^2 + \frac{1}{5} n^4 \right) \dots\dots\dots (vi)$$

式中 $n^2 = 1 - \left(\frac{b}{a} \right)^2$

ナル事ヲ求メタ。式中ノ R_b ハ此場合次式カラ求メラレル。

$$\begin{aligned} \frac{P}{2} &= \int R ds = 2 \frac{a}{2} R_b \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 - n^2 \sin^2 \varphi) d\varphi \\ &= \frac{\pi}{2} a R_b \left(1 - n^2 + \frac{3}{8} n^4 \right) \end{aligned}$$

$$\therefore R_b = \frac{P}{\pi a \left(1 - n^2 + \frac{3}{8} n^4 \right)}$$

此値ヲ (vi) 式 = 挿入シテ M_1 ヲ得更ニ荷重 P ハ固定斷面 = 沿フテ作用スル集中荷重デアルカラコレニヨツテ生ズル彎曲力率ハ

$$M_2 = 0$$

トナリ最後ノ結果トシテ

$$\frac{b}{2\pi} P \frac{1 - \frac{2}{3} n^2 + \frac{1}{5} n^4}{1 - n^2 + \frac{3}{8} n^4} \leq k_b \frac{1}{6} \frac{\alpha}{\mu} h^2$$

$$\begin{aligned} \therefore k_b &\geq \frac{8}{5\pi} \mu \frac{8 + 4\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4}{3 + 2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4} \frac{b}{a} \frac{P}{h^2} \\ h &\geq \sqrt{\frac{8}{5\pi} \mu \frac{8 + 4\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4}{3 + 2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{b}{a}\right)^4} \frac{b}{a} \frac{P}{k_b}} \dots\dots\dots (453) \end{aligned}$$

此場合ノ μ ハ鑄鐵 = 對シ次ノ範圍 = 變化スル

$$\mu = \frac{3}{2} - \frac{5}{3} (1.50-1.67)$$

前者ハ床版ガ周邊 = 於テ固定サレタ場合後者ハ單純 = 支持サレタ場合 = 相當スル數値デアル。

第三節 方形床版

此場合 = 就イテ圓版及橢圓版 = 行ツタト同様ノ方法ヲ採ランニハ先ヅ最大應力ノ方向ヲ決定シナケレバナラス。其爲メ = 先

ヅ版ノ中央 = 版ト平行ナル周邊ヲ有スル小正方形ヲ記入シテ置キコノ床版 = 荷重ヲ掛ケテコノ正方形ガ如何ニ變形スルカヲ調ブル = Fig. 562 = 示ス如ク主軸 mA ノ方向 = AA_1 ノ伸長ヲ見對角線 mB ノ方向 = BB_1 ノ伸長ヲ見ル。而シテ邊 AB = 就イテ見ルニ A ノ變形ガ最

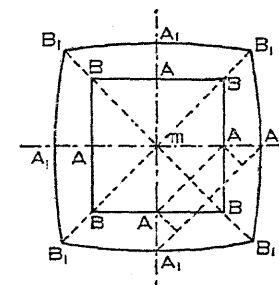


Fig. 562.

大デアツテ原方形ハ胴張リノ $B_1A_1B_1A_1B_1$トナル。斯クテ此變形シタ形 = 就イテ種々ノ方向ノ變形ヲ檢スルニ mA ノ方向 = 於ケル相對的伸長 (Relative extension) ハ $\frac{AA_1}{mA}$ デアリ四角形 $mABA$

＝就イテ其對角線 AA ノ方向ノ相對的伸長ハ

$$\frac{A_1 A_1 - AA}{AA} = \frac{2(AA_1 \sqrt{\frac{1}{2}})}{mA \sqrt{2}} = \frac{AA_1}{mA}$$

デアアルガ故ニ mA ノ方向ニ生ズルモノト等シク且ツコノ二ツノ方向以外ノ他ノ方向ノ伸長ノ何レヨリモ大デアアル。從ツテコレヲノ點ヨリ最大應力ハ版ノ中心點 m ヲ除ケバ他ノ何レノ點ニ於テモ對角線 AA ノ方向ニ起ル事ヲ知ル。故ニ破壞線ハ中心ヨリ版ノ對角線ノ方向ニ沿ヒ表ハレルモノト期待シ得ル。

(I) 四邊ニ支ヘラレ等布荷重ヲ受クル方形版

今變形ヲ利用シテ求メタ結果ニ據ツテ Fig. 563 ニ示ス如ク方形版ヲ對角線ニ沿フテ固定シテ考ヘル。然ルトキハ其支持サレタ周邊ニ沿フテ生ズル反力ハ均等的ニハ分布サレテ居ナイノデア

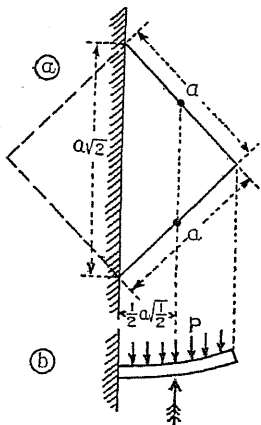


Fig. 563.

アルガ然シ對稱ノ關係カラ其一ツノ邊ノ合成反力ハ各邊ノ中心ニ作用スル事ハ明カデアアルガ故ニ固定斷面カラ $\frac{1}{2} a \sqrt{\frac{1}{2}}$ ノ距離ニ合成反力 $\frac{1}{4} a^2 p$ ガ働キ因ツテ生ズル固定斷面ノ彎曲率ハ

$$M_1 = 2 \cdot \frac{1}{4} a^2 p \cdot \frac{1}{2} a \sqrt{\frac{1}{2}}$$

次ニ床版上ニ働ク等布荷重ヨリ生ズル彎曲力率ヲ求メンニ其合成力ノ量ハ $\frac{1}{2} a^2 p$

デアツテ其固定斷面カラノ距離ハ $\frac{1}{3} a \sqrt{\frac{1}{2}}$ デアルガ故ニ

$$M_2 = \frac{1}{2} a^2 p \cdot \frac{1}{3} a \sqrt{\frac{1}{2}}$$

$$\begin{aligned} \therefore M &= M_1 - M_2 = 2 \cdot \frac{1}{4} a^2 p \cdot \frac{1}{2} a \sqrt{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} a^2 p \cdot \frac{1}{3} a \sqrt{\frac{1}{2}} \\ &= \frac{1}{12} a^3 p \sqrt{\frac{1}{2}} \end{aligned}$$

コレニ抵抗スル斷面係數ハ其幅 $a \sqrt{2}$, 高 h トシテ理論的ニ $W = \frac{1}{6} a \sqrt{2} h^2$ デアル故ニ補正係數ヲ用ヒテ次ノ關係ヲ得ル。

$$\frac{1}{12} a^3 p \sqrt{\frac{1}{2}} \leq k_b \frac{1}{6} \frac{a \sqrt{2}}{\mu} h^3 = \frac{1}{3\mu} \sqrt{\frac{1}{2}} k_b a h^3$$

$$\begin{aligned} \therefore k_b &\geq \frac{1}{4} \mu \left(\frac{a}{h}\right)^2 p \\ h &\geq \frac{1}{2} a \sqrt{\mu \frac{p}{k_b}} \end{aligned} \dots\dots\dots (454)$$

此場合 μ ノ値ハ其支點狀態ニ應ジテ實驗上鑄鐵ニ對シ

$$\mu = \frac{3}{4} - \frac{9}{8} \quad (0.75 - 1.12).$$

(II) 四邊ニ支ヘラレ集中荷重 P ヲ中心ニ受クル方形版

此場合中心斷面ニ生ズル彎曲力率ハ反力ニヨルモノノミデアツテ

$$M = M_1 = \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{2} a \sqrt{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{2} a \sqrt{\frac{1}{2}} \leq k_b \cdot \frac{1}{6} \frac{a \sqrt{2}}{\mu} h^3$$

$$\begin{aligned} \therefore k_b &\geq \frac{3}{4} \mu \frac{P}{h^3} \\ h &\geq \frac{1}{2} \sqrt{3\mu \frac{P}{k_b}} \end{aligned} \dots\dots\dots (455)$$

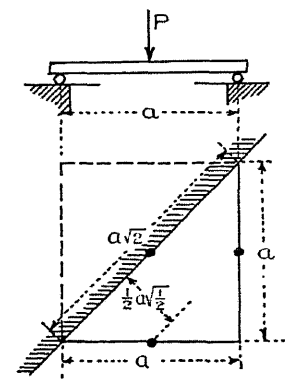


Fig. 564.

此場合ノ μ ノ範圍ハ鑄鐵床版ニテ實驗ノ結果

$$\mu = \frac{7}{4} - 2.00 \quad (1.75 - 2.00)$$

第四節 矩形床版

前ニ橢圓版ニ就イテ最大應力ハ短軸ノ方向ニ直角ニ起ル事ヲ發見シタ事實ハ矩形床版ニ直チニ轉用シ得ルノデアツテ破壊線ハ長イ邊ニ平行ニ中央ヲ通ルト豫想シ得ル。然シコレハ其兩端ニ近ヨルニ從ツテ方形版ニ接近シタ状態ニナリ方形版ニ得タ結論ガ茲ニ轉用サレル。即チ中央ニ於テハ矩形版ノ長イ邊ニ平行ニ中心ヲ通ジテ出來タ破壊線ガ兩端ニ近ヅクニ從ツテ對角線ノ

方向ニ向フ事 Fig. 565 ニ示ス如クナルモノデアアル。從ツテ此矩形床版ニ於テ固定断面ヲ如何ニ假定スベキカハ六ヶ敷イ問題デアツテ正シイ断面ヲ探ル事ハ不可能デアアルガ然シ其不精密ハ補正係數デ償フ

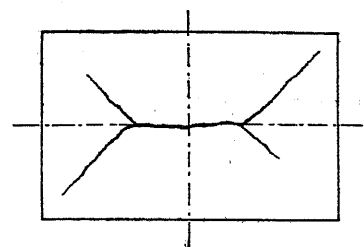


Fig. 565.

事トシ普通ノ矩形床版即チ短邊ト長邊トノ極端ナル長サノ差ナキモノニ於テハ對角線ヲ固定断面ニ探ツテ差支ヘナイノデアアル。

(I) 四邊ニテ支ヘラレ全面積等布荷重ヲ受クル矩形版

全荷重 abp ハ邊 a 及 b へ均等的ニハ分布サレナイ。其反力ハ各邊ノ中點ニ最大デコレガ矩形ノ隅ニ近寄ルニ從ツテ減少スル事方形版ト同ジデアアル。然シ其合成力ガ各邊ノ中點ヲ通ル事ハ確實デアアルガ故ニ反力ニヨル彎曲率及等布荷重ニ因ル彎曲率ハ容易ニ求メラレ

$$M = M_1 - M_2$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{2} abp \frac{b}{2} \frac{a}{\sqrt{a^2+b^2}} \\ &\quad - \frac{1}{2} abp \frac{b}{3} \frac{a}{\sqrt{a^2+b^2}} \\ &= \frac{1}{12} \frac{a^2 b^2}{\sqrt{a^2+b^2}} p. \end{aligned}$$

コレニ抵抗スル断面ハ幅 $\sqrt{a^2+b^2}$ 高 h トシテ次ノ方程式ヲ得

$$\frac{1}{12} \frac{a^2 b^2}{\sqrt{a^2+b^2}} p \leq k_b \cdot \frac{1}{6} \frac{\sqrt{a^2+b^2}}{\mu} h^2$$

$$\begin{aligned} \therefore k_b &\geq \frac{1}{2} \mu \frac{1}{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2} \left(\frac{b}{h}\right)^2 p \\ h &\geq \frac{1}{2} b \sqrt{\frac{2\mu}{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2} \frac{p}{k_b}} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (456)$$

μ ノ變化スル範圍ニ關スル實驗ハ未ダ發表セラレナイ、

(II) 四邊ニ支ヘラレ中點ニ集中荷重ヲ受クル矩形版

(I) ニ於ケルト同様ノ推論ニヨリ

$$\frac{P}{2} \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{a}{\sqrt{a^2+b^2}} \leq k_b \cdot \frac{1}{6} \frac{\sqrt{a^2+b^2}}{\mu} h^2$$

$$\begin{aligned} k_b &\geq \frac{3}{2} \mu \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}} \frac{P}{h^2} \\ h &\geq \sqrt{\frac{3}{2} \mu \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}} \frac{P}{k_b}} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (457)$$

μ ノ値ハ未ダ發表セラレナイ。其確實ナル數値ヲ得ル迄ハ暫ク

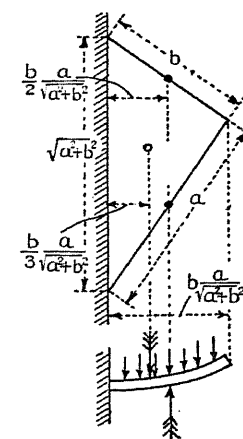


Fig. 566.

橢圓版ニ對スル數値及方形版ニ對スル數値ヲ參考シ其平均ノ數値ヲ用フル事トシテ大差ナキモノト考ヘラレル。即チ兩者ヲ表示スル事下ノ如シ。

	圓 版	橢 圓 版	方 形 版	矩 形 版
等布荷重	0.8-1.2	0.67-1.12	0.75-1.12	0.71-1.12
中心荷重	1.5	1.50-1.67	1.75-2.00	1.63-1.84

第五節 鐵筋混凝土矩形床版

前節ニ於ケル説明ハ均等彈性質ノ床版ニ就イテ行ツタノデアツテ鐵筋混凝土ノ如ク異種彈性質ノモノガ合成シタ場合ニ於テハ鐵筋ノ方向ニモ關係シテ彈性ガ變化スルガ故ニ普通次ニ説明スル如キ異ナツタ計算方法ヲ用ヒル。

床版ハ嚴格ニ云ヘバ立體的ニ取扱ヒ彈性線トシテマナク彈性面トシテ考フベキモノデアアルガ其手數ヲ採ラズ各國共近似解法ヲ許シテ居ル。此場合床版ガ四邊ニ於テ支持セラレ長ガ幅ニ比シテ非常ニ大ナル時ニハ其床版ノ大部分ハ短イ邊ヲ徑間トスル單桁ト考ヘテ大差ナイノデアアルガ然シ其短イ邊ニ支ヘラレタ附近デハ其支持ノ影響ガ著シク方形版ニ近ヅク事トナル。故ニ鐵筋ヲ配置スルニモ中央ニテハ短徑間ニ平行ニ置キ幾分ノ配力材(Distribution bar)ヲ補足スレバヨイノデアアルガ短邊ニ接近シタ部分ニハ長短兩邊ニ平行ニ挿入スル必要ガアル。

(I) 近似的計算法

獨乙ノ規定デハ四邊ニ支ヘラレタ矩形床版ニ働ク等布荷重 p

ハ次ノ如ク配分スル事ニナツテ居ル。長 a , 幅 b ノ床版トシテ

a ヲ徑間トスル桁トシテノ荷重強度

$$p_a = p \frac{b^4}{a^4 + b^4}$$

b ヲ徑間トスル桁トシテノ荷重強度

$$p_b = p \frac{a^4}{a^4 + b^4}$$

(458)

斯ク決定サレタ強度ノ等布荷重 p_a, p_b ヲ受クルモノトシ徑間ヲ夫々 a, b トシテ單桁ニ於ケルト同ジク又ハ構造ノ様子ニヨツテ固定桁トシ連續桁トシテ彎曲力率 M_a, M_b ヲ算定スルノデアアル。

(458) 式ニ示ス荷重ノ分布ハ次ノ考察ヨリ誘導セラレル。前ニ Fig. 559 ニ於テ均等彈性質ノ橢圓版ニ就イテ考ヘタ如ク矩形版ニ於テ其長短邊ヲ夫々徑間トスル單位幅ノ十字片ヲ假定シコレガ

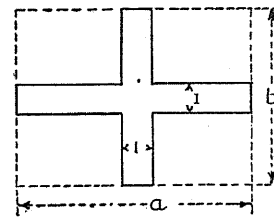


Fig. 567.

其四端ニ支ヘラレタトキ受クル等布荷重 p ガ此二ツノ十字片ニ如何ナル割合ニテ分擔セラル、カラ調ベル爲メニ大ナル徑間ノ桁ニ負擔サル、分ヲ p_a 小ナル徑間ノ桁ニ負擔セラル、分ヲ p_b トシ其兩桁ガ交

點ニ於テ等シキ撓度ヲ爲スト云フ條件カラ p_a ト p_b トノ割合ガ求メラレルノデアツテ

$$\text{徑間 } a \text{ ノ桁ノ中心撓度 } \delta_a = \frac{3}{384} \frac{p_a a^3}{EI}$$

$$\text{徑間 } b \text{ ノ桁ノ中心撓度 } \delta_b = \frac{3}{384} \frac{p_b b^3}{EI}$$

($\frac{5}{385}$ ト採ラズ $\frac{3}{384}$ トシタノハ鐵筋構造ニ於テハ兩端ガ半固定ノ状態ニ支持サル、ヲ考慮シタルニヨル)

從ツテ $\delta_a = \delta_b$ ナル條件カラ

$$\frac{p_a}{p_b} = \frac{b^4}{a^4}$$

及ビ $p = p_a + p_b$

此二式カラ p_b ヲ消去シテ最後ノ結果ヲ得ル。

$$\left. \begin{aligned} p_a &= p \frac{b^4}{a^4 + b^4} \\ p_b &= p \frac{a^4}{a^4 + b^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(458) \text{式参照}$$

第二十三表 = (458) 式ヲ用フル便宜ノ爲メ係數 $\frac{b^4}{a^4 + b^4}$ 及 $\frac{a^4}{a^4 + b^4}$ ヲ算出表示シテ置ク。

第二十三表 床版ノ荷重配分係數

$\frac{a}{b}$	$\frac{p_b}{p} = \frac{a^4}{a^4 + b^4}$ (短徑間)					$\frac{p_a}{p} = \frac{b^4}{a^4 + b^4}$ (長徑間)				
	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08
1.00	0.500	0.520	0.539	0.558	0.576	0.500	0.480	0.461	0.442	0.424
1.10	0.592	0.611	0.628	0.644	0.660	0.408	0.389	0.372	0.356	0.340
1.20	0.675	0.689	0.703	0.716	0.729	0.325	0.311	0.297	0.284	0.271
1.30	0.740	0.752	0.763	0.774	0.784	0.260	0.248	0.237	0.226	0.216
1.40	0.793	0.803	0.811	0.820	0.828	0.202	0.197	0.189	0.180	0.172
1.50	0.835	0.842	0.849	0.856	0.862	0.165	0.158	0.151	0.144	0.133
1.60	0.867	0.873	0.879	0.884	0.888	0.133	0.127	0.121	0.116	0.112
1.70	0.892	0.897	0.902	0.906	0.909	0.108	0.103	0.098	0.094	0.091
1.80	0.912	0.916	0.920	0.923	0.926	0.088	0.084	0.080	0.077	0.074
1.90	0.929	0.931	0.934	0.937	0.939	0.071	0.069	0.066	0.063	0.061
2.00	0.941	0.943	0.945	0.947	0.949	0.059	0.057	0.055	0.053	0.051

求メ得タ p_a 及 p_b ヲ用ヒテ單位幅ニ對スル彎曲力率 M_a, M_b ヲ計算シ有效版厚 e 並ビニ單位幅ニ必要ナ鐵筋積 f_{sa} 及 f_{sb} ヲ算定

スルノデアツテ其詳細ハ既ニ第六章第三十五節[III]ニ於テ説明シタ通りデアル。即チ

$$e = r \sqrt{\frac{M}{b}}, f_s = t \sqrt{Mb} \dots\dots\dots(267) (268) \text{式参照}$$

式中 M = 彎曲力率

b = 桁幅(此場合ニハ單位幅即チ $1m$ 又ハ $12''$ ヲ採ル)

r 及 t = 係數(第十一表及 Fig. 394, 395 = 與ヘラル)

(458) 式ヲ見ルニ今若シ $a > b$ トセバ短徑間 b = 對スル桁ニ於テ長徑間 a = 對スルモノヨリモ大ナル荷重 p_b ヲ負擔シ從ツテヨリ大ナル彎曲力率 M_b ヲ生ズル事トナル。床版厚ハ此最大彎曲力率ニヨツテ決定セラルベキガ故ニ幅 $1m$ ト採リ床版ノ有效厚ハ

$$e = r \sqrt{\frac{M_b}{100}} \dots\dots\dots(459)$$

同時ニ b ヲ徑間トスル桁トシテノ鐵筋積ハ幅 $1m$ = 對シ

$$f_{sb} = t \sqrt{M_b \cdot 100} \dots\dots\dots(460)$$

a ヲ徑間トスル桁ノ鐵筋積ヲ求メンニハ床版厚 e ハ既知ナルガ故ニ次式ニ據ラナケレバナラス。即チ(269)式ニ依ツテ先ヅ混凝土ノ許容應力 σ_c ヲ假定シテ與ヘラレタ e ナル床版厚ニ於ケル中立軸ノ位置 y_2 ヲ次式カラ求メ

$$y_2^2 - 3ey_2 + \frac{6M_a}{b\sigma_c} = 0 \dots\dots\dots(461)$$

求メタ y_2 ヲ用ヒ鐵筋ニ生ズベキ應力 σ_s ヲ計算シテ見ル。

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{e - y_2}{y_2} \dots\dots\dots(462)$$

此計算シタ σ_s ガ鐵筋ニ對スル許容應力以內デアツタナラバ此 σ_s ヲ用ヒテ(265)式カラ所要鐵筋ノ面積

$$f_{aa} = \frac{M_a}{\sigma_s \left(e - \frac{1}{3} y_2 \right)} \dots \dots \dots (463)$$

ガ算出セラレ得ル。若シ(462)式ニテ計算シタ σ_s ガ鐵筋許容應力ヲ超過シテ居タナラバ先キニ假定シタ混凝土ノ應力ガ許容應力ニ達シテ居ナイコトヲ示スモノデアルガ故ニ更メテ鐵筋ノ許容應力 σ_s ヲ假定シテ次ノ如ク計算ヲ改メネバナラス。即チ第六章第三十五節 Fig. 393ニ就イテ單筋矩形桁ノ或斷面ニ於ケル平衡條件ヲ表シタル(i)式乃至(265)式カラ未知項 σ_s 及F_sヲ消去スルトキハ次ニ示ス三次式ヲ得ル。

$$\frac{b\sigma_s}{3} y_2^3 - b e \sigma_s y_2^2 - 2nM_a y_2 + 2nM_a e = 0 \dots \dots \dots (464)$$

此式ヨリ y_2 ヲ求メテ(463)式ニ適用スレバ求ムル所要鐵筋面積 f_{aa} ガ得ラレル。

以上説明シタ解法ハ或ハ Fig. 394 及 Fig. 395ニ示ス圖表ヲ用ヒテモ行ヒ得ラレルコトハ既ニ例題第二十六ニ於テ之ヲ説明シタ所デアル。

例題第四十九 長18'0"幅12'0"ノ矩形床版ガ等布荷重200#/ft²ヲ受クルトキ此床版ニ生ズル彎曲力率ヲ求メ必要ナル床版厚及鐵筋積ヲ求ム。

(答) $a = 18'$, $b = 12'$ $\frac{a}{b} = 1.50$ ヲ用ヒ第二十三表ヨリ荷重配分係數ヲ求ムレバ

$$\frac{a^4}{a^4+b^4} = 0.835 \quad \frac{b^4}{a^4+b^4} = 0.165$$

從ツテ短徑間及長徑間ニ生ズル彎曲力率ハ夫々幅1'ニ對シ

$$M_b = \frac{1}{10} \times 200 \times 0.835 \times 12^2 = 2405 \text{ ft-lbs.}$$

$$M_a = \frac{1}{10} \times 200 \times 0.165 \times 18^2 = 1069 \text{ ft-lbs.}$$

單筋床版ヲ用ヒルトシテ第十一表ニヨリ許容應力 $\sigma_s = 14000 \text{ #/sq.}$, $\sigma_c = 600 \text{ #/sq.}$ ニ對シ

$$s = 0.391, \quad r = 0.099, \quad t = 0.000821$$

從ツテ所要床版有效厚ハ

$$e = r \sqrt{\frac{M_b}{b}} = 0.099 \sqrt{\frac{2405 \times 12}{12}} = 4.85''$$

同時ニ b ヲ徑間トスル鐵筋積ハ幅12'ニ對シ

$$f_{sb} = t \sqrt{M_b \cdot b} = 0.000821 \sqrt{2405 \times 12 \times 12} = 4.83 \text{ sq.}$$

次ニ a ヲ徑間トスル鐵筋積ヲ求ムルタメニ(461)式ニ $M_a = 1069 \text{ ft-lbs}$ ヲ挿入シ

$$y_2^2 - 3 \times 4.85 y_2 + \frac{6 \times 1069 \times 12}{12 \times 600} = 0$$

$$y_2^2 - 14.55 y_2 + 10.69 = 0$$

$$y_2 = \frac{1}{2} (14.55 - \sqrt{14.55^2 - 4 \times 10.69}) = 0.78''$$

コレニ相當スル鐵筋應力ハ(462)式ヨリ

$$\sigma_s = 15 \times 600 \times \frac{4.85 - 0.78}{0.78} = 46950 \text{ #/sq.}$$

コレ明カニ最初假定シタル $\sigma_s = 14000 \text{ #/sq.}$ ナル許容應力ヲ超過シテ居ル。從ツテ混凝土ガ其許容極限ノ應力ヲ發揮スルニ至ラナイ事ヲ知ツタノデアツテ改メテ $\sigma_s = 14000 \text{ #/sq.}$ ヲ假定シテ(464)式カラ y_2 ヲ求メコレヲ用ヒテ鐵筋積ヲ算出セネバナラス。(464)式カラ

$$\frac{12 \times 14000}{3} y_2^3 - 12 \times 4.85 \times 14000 y_2^2 - 2 \times 15 \times 1069 \times 12 y_2 + 2 \times 15 \times 1069 \times 12 \times 4.85 = 0$$

$$y_2^3 - 14.55 y_2^2 - 6.87 y_2 + 33.33 = 0$$

此三次式ヲ解ク爲メニ假ニ $y_2 = 1$ ト採レバ式ノ左邊ハ+12.91トナリ $y_2 = 2$ ト採レバ同ジク-30.61トナル。故ニ此式ノ根ハ1ト2トノ間ニアルベク近似的ニ

$$\frac{y_2 - 1}{+12.91} = \frac{y_2 - 2}{-30.61} \quad \text{ト置キテ解ケバ}$$

$$y_2 = 1.30$$

ヲ得。再ビ $y_2 = 1.3$ ト置ケバ上式ノ左邊ニ+2.01, 同ジク $y_2 = 1.4$ ト置ケバ上式左邊ニ-2.06, 仍テ近似的ニ

$$\frac{y_2 - 1.3}{+2.01} = \frac{y_2 - 1.4}{-2.06}$$

$$\therefore y_2 = 1.35''$$

斯ク求メタ $y_2 = 1.35''$ テ用ヒテ (463) 式ヨリ

$$f_{sa} = \frac{1069 \times 12}{14000 \times \left(4.85 - \frac{1}{3} \times 1.35\right)} = 0.208 \text{ 〇}''$$

而シテ此場合ニ生ズル混凝土ノ應壓力ハ (462) 式カラ

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \frac{y_2}{e - y_2} = \frac{14000}{15} \frac{1.35}{4.85 - 1.35} = 360 \text{ #/sq. in.}$$

次ニ瑞西規定ヲ紹介センニ鐵筋ヲ縱横ニ配置シタ床版ニ於テ其寸法ノ比 $\frac{a}{b} \leq 1.5$ ナル範圍内ニアリテハ

$$\left. \begin{array}{l} a \text{ ヲ徑間トスルモノ } p_a = \frac{b^2}{a^2 + b^2} p \\ b \text{ ヲ徑間トスルモノ } p_b = \frac{a^2}{a^2 + b^2} p \end{array} \right\} \dots\dots\dots(465)$$

其理由ハ縱横ニ鐵筋ヲ挿入シタ床版ノ強度ハ其中點ノ彈性撓度ニ據ルト考ヘルヨリハ寧ロ其鐵筋ガ降伏點 (Yielding point) ニ達スルヤ否ヤニ據リ換言スレバ彎曲力率ノ大小ニ據ルモノデアアルガ故ニ徑間ノ自乗ニ比例スルト假定シタノデアアル。

奧太利規定モ同様ノ考慮カラ發シ更ニ縱横ノ方向ノ鐵筋ノ面積ノ比ガ荷重ノ負擔ニ影響ヲ有スルモノト考ヘテ b ヲ徑間トスル鐵筋積ト a ヲ徑間トスル鐵筋積トノ比ヲ m ト置キ

$$\frac{f_{sb}}{f_{sa}} \equiv m$$

全荷重ヲ P トセバ其荷重ガ集中ナルト等布ナルトニ拘ラズ徑間 a 及 b ヲ有スル桁トシテ荷重負擔ヲ次ノ如ク決定スル。

$$\left. \begin{array}{l} a \text{ ヲ徑間トスル桁ヘノ荷重 } P_a = \frac{b^2}{m a^2 + b^2} P \\ b \text{ ヲ徑間トスル桁ヘノ荷重 } P_b = \frac{m a^2}{m a^2 + b^2} P \end{array} \right\} \dots\dots\dots(466)$$

m ノ係數ハ $0.3 - \frac{1}{0.3} (0.3 - 3.33)$ ノ範圍内ニ採リ得ル。尙矩形ノ一

邊ガ極メテ長イ時ニハ其短徑間ヲ徑間トスル桁トシテ計算セラレルノデアツテ其限界トシテハ長邊 a ガ幅 b ノ 1.5 倍ナルモノヲ以テセラレル。

以上規定ニヨツテ p_a, p_b, P_a, P_b ヲ計算シタル上ハ徑間 a 及 b ニ對シテ M_a 及 M_b ヲ求メ床版厚 e 及鐵筋積 f_{sa}, f_{sb} ヲ決定スル事上ニ述ベタル通りデアアル。

(II) 對角線力率ニヨル解法

前ニ均等彈性ノ材料ニツイテ説明シタ如ク方形版ニ於ケル破壊線ハ對角線ニ沿フテ生ジ矩形版ニ於テハ一部长邊ニ平行ニ一部對角線ニ沿ヒ起ルモノデアアル。即チ大體トシテ危險斷面ガ對角線ニ沿フテ起ルモノト考ヘテ次ノ解法ヲ行フ。

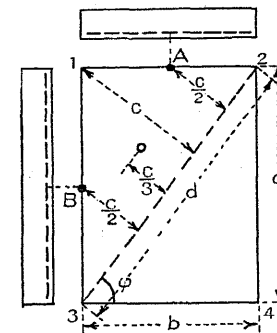


Fig. 568.

Fig. 568 ニ示ス矩形版ガ強度 p ナル等布荷重ヲ負ヘバ邊 1-2 及 1-3 ニ傳達サルル壓力ノ合成力ハ各其中點 A 及 B ヲ通過スル。今全荷重ヲ $2P$ トスレバ

$$P = \frac{ab}{2} p.$$

邊 1-2 及 1-3 ノ反力ノ合成力ヲ A 及 B トセバ對角線 2-3 ノ斷面ヲ固定シテ考ヘコ

ノ斷面ニ及ボス彎曲力率ヲ求ムレバ

$$M_{23} = A \frac{c}{2} + B \frac{c}{2} - P \frac{c}{3} = (A+B) \frac{c}{2} - P \frac{c}{3} \dots\dots\dots(i)$$

然ルニ $A+B = P = \frac{ab}{2} p$ ナルヲ以テ

$$M_{23} = \frac{ab}{2} p \frac{c}{2} - \frac{ab}{2} p \frac{c}{3} = \frac{ab}{12} c p \dots\dots\dots(ii)$$

更ニ $c = \frac{ab}{d} = \frac{ab}{\sqrt{a^2+b^2}}$ ナルヲ以テ

$$M_{23} = \frac{a^2 b^2}{12\sqrt{a^2+b^2}} p \dots\dots\dots(iii)$$

然ルニ挿入サレタ鐵筋ハ普通矩形床版四邊ニ平行ニ配置サレル筈デアルカラ上ニ求メタ力率 M_{23} ヲ矩形周邊ニ平行ナ分力ニ分解シ

$$\left. \begin{aligned} M_a &= M_{23} \cos \varphi = M_{23} \frac{b}{\sqrt{a^2+b^2}} = \frac{a^2 b^3}{a^2+b^2} \frac{p}{12} \\ M_b &= M_{23} \sin \varphi = M_{23} \frac{a}{\sqrt{a^2+b^2}} = \frac{a^3 b^2}{a^2+b^2} \frac{p}{12} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(467)$$

$a > b$ ノトキニハ $M_b > M_a$ 即チ短邊ヲ徑間トスル彎曲力率ノ方が大デアル。求メタ M_a, M_b ハ全幅 b, a ニ對シテ生ズル彎曲率デアル故ニ $\frac{M_a}{b}, \frac{M_b}{a}$ デ單位幅ニ對スルモノヲ計算シコレニヨツテ床版厚及縱橫鐵筋積ヲ求メルノデアル。

對角線力率ヲ用ヒテ設計ヲ爲スニ當ツテ注意スベキ事ハ本法ハ其矩形ガ方形ヲ去ル事遠キトキ即チ長ガ幅ニ比シテ非常ニ大ナルトキニハ適用シ得ナイ事デアル。又對角線力率 M_{23} ガ對角線ノ全長 d ニ沿フテ如何ニ分布サレルカハ不明デアルガ然シ對角線中央ニ於テハ端ニ於ケルヨリハ大ナル力率ヲ受ケル事ハ明カデアルカラ受ケル混凝土ノ應壓力モ中央ニ於テ大デアル筈デアリ是等ノ事情ヲ顧慮シテ鐵筋積ヲ計算スルニ當ツテモ先キニ説明シタ幅 a 及 b ニ必要ナル斷面積ヲ求メタ上デコレヲ長 a 及 b ニ分布スルニ當ツテ中央ニ近ク鐵筋ヲ密ニ置キ兩端ニ近ヅクニ從ツテ粗ニスルト云フ手加減ヲ加ヘテ其實際ニ適合スル様ニ按配セナケレバナラス。

尙前述シタ如ク床版中央ニ於ケル破壞線ハ長邊ニ平行ニ生ズルケレドモ床版ノ隅ノ所デハ對角線的ニ生ズル事實ニ鑑ミ Fig. 569 ニ示ス如ク斜鐵筋ヲ挿入スルコトハ望マシイ事デアル。

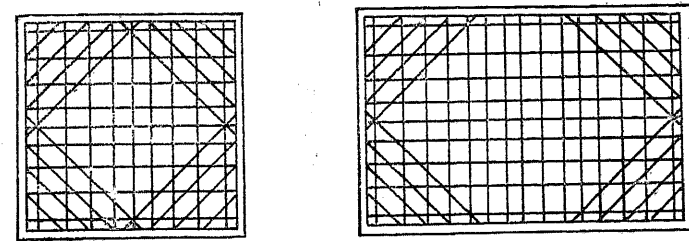


Fig. 569.

尙床版ヲ空間床版トシテ立體軸ヲ用ヒテ取扱ツタ算法ノ例トシテハ「ハーゲル」氏(Hager)ガ三角級數ヲ應用セル解法及ビ「マルクス」氏(Marcus)ガ廻捻力率(Verdrillungsmoment)ヲ適用シタル解法ヲ舉ゲル事ガ出來ル。讀者是等兩說ニ就イテ更ニ其詳細ヲ究メント欲セバ次記書籍ニ依リテ之ヲ研究セラレタイ。

Hager — Vorlesung über Theorie des Eisenbetons.

Marcus — Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten.

獨逸規定ニ於テ採用セラル、床版計算公式ハ上掲「マルクス」氏解法ヲ簡單化セルモノデアツテ其大要ヲ茲ニ説明シヤウ。

(III) 廻捻力率ヲ考慮セル解法

本解法ハ其詳細下記書籍ニ記述セラレテ居ル。

Marcus — Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten.

茲ニ之レヲ説明センニ既ニ第五節(I)ニ説明シタル近似解法ニ於テハ Fig. 567 ニ示ス如ク床版ヨリ十字片ヲ切離シ其十字片ヲニ

ツノ桁ヨリ成ルモノト假定シテ其交點ニ於テ生ズル撓度ヲ計算シ以テ床版ニ起ルベキ彎曲力率ヲ求メタノデアツテ此ニツノ桁ハコレニ隣接スル床版ノ他ノ部分カラハ何等ノ影響ヲモ受ケヌモノト假定シテ居ル。即チ Fig. 570 ニ示ス l_x, l_y ナル床版ニ於テ ABCD ナル幅 dy ノ桁ヲ考フルニ當ツテコノ桁ハ其左右 AB 及 CD 線ニ沿フテ切斷セラレテ居ルト考ヘタノデアアル。然ルニ實際ノ状態ハ如何ト云フニ明カニ是等ノ線ニ沿フテ桁ハ床版ト密着シテ居ルノデアアルカラ此桁ニ生ズル撓度從ツテ應力ガ此密着線ニ沿フテ働ク一種ノ剪力ヲ介シテ床版ノ他ノ部分ト相互密接ナル關係ニ存スルモノデアアル事ヲ知ル。今 Fig. 570 ニ二ツノ断面 I I 及 II II ヲ假定シ其断面ニ於ケル彈性線ヲ比較シテ見ルニ ① 圖ニ

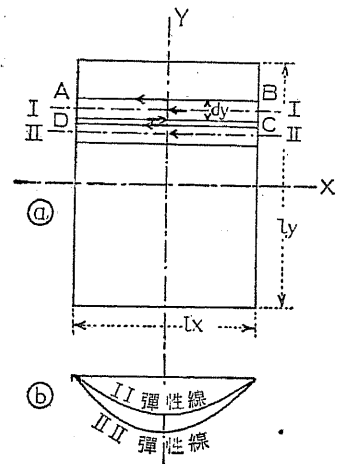


Fig. 570.

示ス如ク床版中央ニ近ヅクニ從ヒ撓度ハ益々増加シ從ツテ明カニヨリ大ナル彎曲力率及ビヨリ大ナル應力ヲ受ケテ居ル事ヲ知ル。此應力(彎曲應力)ガ断面ノ異ナルニ從ツテ變化スルタメニハ ② 圖ニ示ス AB, CD 等ノ接觸面ニ沿フテ一種ノ剪力ガ存スル事ヲ必要トスル。此剪力ハ彎曲應力ノ變化ニ比例スルモノデアツテ水平ニ働キ丁度彎曲應力 $\sigma = \frac{M_y}{I}$ ノ變化ノ有様ト同様ニ中立軸即チ床版厚ノ中央ニ於テ 0 デ中立軸ヲ去ル距離ニ比例シテ漸次増加シ上下縁維(床版面)ニ於テ最大值ヲ採ル。床版カラ面積 dx, dy 高 h (床版厚) ヲ有スル立方體ヲ取出シコレニ

示ス如ク床版中央ニ近ヅクニ從ヒ撓度ハ益々増加シ從ツテ明カニヨリ大ナル彎曲力率及ビヨリ大ナル應力ヲ受ケテ居ル事ヲ知ル。此應力(彎曲應力)ガ断面ノ異ナルニ從ツテ變化スルタメニハ ② 圖ニ示ス AB, CD 等ノ接觸面ニ沿フテ一種ノ剪力ガ存スル事ヲ必要トスル。此剪力ハ彎曲應力ノ變化ニ比例スルモノデアツテ水平ニ働キ丁度彎曲應力 $\sigma = \frac{M_y}{I}$ ノ變化ノ

上述剪力、彎曲應力等ヲ記入スレバ正ニ Fig. 571 ノ如クナルデアラウ。圖上 σ_x, σ_y ニテ表ハシタルハ X 軸及 Y 軸ノ方向ニ生ズル彎曲力率カラ受クル彎曲應力デアリ τ_{yx} ニテ表ハシタルモノガ即チ上掲ノ剪力デアツテコレヲ廻捻應力 (Drillungs-

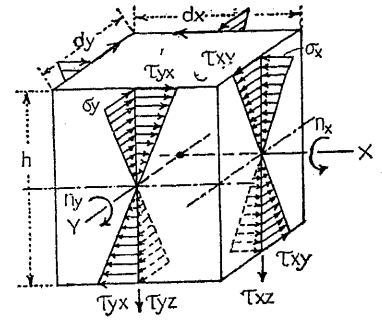


Fig. 571.

spannung) ト呼ビ其形成スル偶力率 n_y ヲ廻捻力率 (Drillungsmoment) ト云フ。一般ニ剪力ニハ之レニ伴フテ必ズコレニ直角ナル面ニ

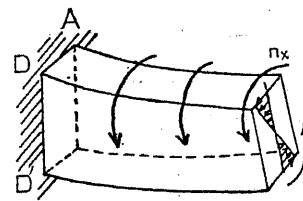


Fig. 572.

相等シキ強度ノ剪力ガ働クモノデアツテ Fig. 571 ニ示ス τ_{xy} ハ即チ夫レデアアル。此兩者ノ間ニハ $\tau_{yz} = \tau_{xy}$ ナル關係ガ存スル事ハ既ニ第五章第一節ニ説明シタ所デアアル。後者 τ_{xy} ニヨツテ生ズル

廻捻力率 n_x ハ床版ニ對シテ扭力率ノ如キ作用ヲ爲スモノデアツテ Fig. 572 ニ示ス如キ應扭變形ヲ生ゼシメル。

廻捻力率ヲ考慮スル事ハ之ヲ考慮セザルニ比シ著シク床版撓度ヲ減ジ從ツテ生ズル應力ヲ減ズル譯デアツテ同時ニコレヲ用ヒテ床版隅角ニ近キ部分ニ於ケル應力ノ分布状態ヲ明示スル事ガ出來ル。今 Fig. 573 ニ於テ隅角部分ニ dx, dy ナル矩形ヲ考ヘ ② 圖ニ其上面ニ生

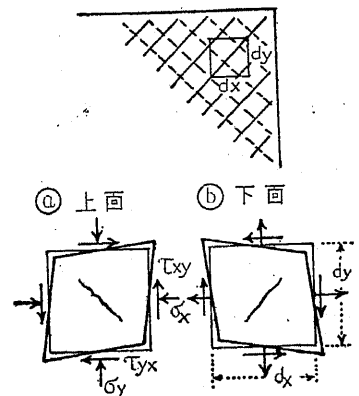


Fig. 573.

ズル應力及從ツテ生ズル變形ヲ示シ⑥圖ニ同ジク下面ノ應力變形ノ有様ヲ示ス。此變形ヲ見レバ明カナル如ク其變形ノ方向上面ト下面トニテハ反對デアアルガ故ニ若シ此床版ガ破壊荷重ヲ受ケタトキニハ隅角部分ノ床版ハ其上面ニハ床版對角線ニ直角ク方向ニ又下面ニハ對角線ニ沿フ方向ニ龜裂ヲ生ズル事トナル。從ツテコレヲ防グ目的ニ挿入サル、鐵筋ハ上面ニテハ對角線ノ方向ニ下面ニテハ對角線ニ直角ノ方向ニ用フベキデアアル事ヲ知ル。尙自由支持ノ床版ハ隅角ニ於テ自然ニ持チ上ガル傾向アルガ故ニ充分之レヲ抑壓スルダケノ考慮ヲ加ヘテ置カネバナラヌ。然ラザレバ廻捻力率ハ此部分ニ生ジナイ事トナル。

廻捻力率ハ扭力率トシテ働キ床版ニ撓度ヲ生ゼシムル事ヲ前述シタ。此廻捻力率ニヨツテ生ズル床版ノ撓度ハ「マルクス」氏ガ嚴密ナル計算方法ニヨツテ檢シタル結果ニヨレバ彎曲力率ニヨツテ床版ガ受クル撓度(廻捻力率ヲ考慮セザルトキノ)ト相似ヲ爲スト云フ。果シテ然ラバ前者ヲ δ'_x, δ'_y 、後者ヲ δ_x^0, δ_y^0 トシテ次ノ比例式ヲ立テル事ガ出來ル。

$$\frac{\delta'_x}{\delta_x^0} = \frac{\delta'_y}{\delta_y^0} \dots\dots\dots (i)$$

尤モ此床版ハ全面ニ對稱的等布荷重ヲ受クルモノト假定シテ居ル。此床版ガ受クル實際ノ撓度ヲ δ_x, δ_y トスレバ

$$\delta_x = \delta_x^0 + \delta'_x, \quad \delta_y = \delta_y^0 + \delta'_y \dots\dots\dots (ii)$$

δ_x, δ_y ハ X, Y 軸ニ於ケル撓度デアアルガ故ニ XY 軸ノ交點即チ十字片ノ交點ニ於テハ

$$\delta_x = \delta_y \dots\dots\dots (iii)$$

デナケレバナラヌ。故ニ (i) 式乃至 (iii) 式カラ

$$\delta_x^0 = \delta_y^0 \dots\dots\dots (iv)$$

ナル條件ヲ得ル。此 δ_x^0, δ_y^0 ハ p_x, p_y ナル部分荷重ヲ受ケ l_x, l_y ノ徑間トスル單桁ノ撓度デアツテ其中點ヲ採レバ (191) 式ヨリ

$$\delta_x^0 = \frac{5}{384} \frac{p_x l_x^4}{EI}, \quad \delta_y^0 = \frac{5}{384} \frac{p_y l_y^4}{EI} \dots\dots\dots (v)$$

從ツテ (iv) 式ノ條件ハ

$$p_x l_x^4 = p_y l_y^4$$

茲ニ $p_x + p_y = p$ ノ條件ヲ加ヘレバ

$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}, \quad p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \dots\dots\dots (v)$$

ヲ得ル。此式ハ前ニ (458) 式トシテ示シタモノト同ジデアル。

次ニ廻捻力率ニヨツテ受クル彎曲力率ヲ M'_x, M'_y 、直接荷重ニヨツテ受クル彎曲力率ヲ M_x^0, M_y^0 トスレバ實際此床版ガ受クル彎曲力率ハ次ノ如ク置キ得ル。

$$M_x = M_x^0 + M'_x, \quad M_y = M_y^0 + M'_y \dots\dots\dots (iv)$$

然ルニ廻捻力率ニヨツテ受クル彎曲率ハ直接荷重ニヨツテ得ラル彎曲率ニ比例スルト云フガ故ニ (iv) 式ハ次ノ如ク表ハス事ガ出來ル。

$$M_x = M_x^0(1 - \varphi_x), \quad M_y = M_y^0(1 - \varphi_y)$$

φ_x, φ_y ノ値ハ普通ノ床版支持ノ状態ニ對シテハ近似的ニ次式ニテ與ヘラレ其誤差ハ $l_y : l_x = 1 : 1$ 乃至 $2 : 1$ ノ範圍ニ於テハ精密解法ト比較シテ最大 1 % ニ過ギズト「マルクス」氏ハ發表シテ居ル。即チ今荷重 p_x 徑間 l_x トスル床版桁ニ生ズル最大正彎曲力率ヲ $M_{x \max}$ 、荷重 p 徑間 l_x 兩端單純支持ナル單桁ヲ假想シテ其最大正彎曲力率ヲ $M_{y,2}$ トスレバ此最大力率ノ生ズル點ニ對シ φ ノ最大

値ハ x ノ方向ニ對シ

$$\varphi_x = \frac{5}{6} \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \frac{M_{x, max}}{M_{p_x}}$$

y ノ方向ニ對シ

$$\varphi_y = \frac{5}{6} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \frac{M_{y, max}}{M_{p_y}}$$

今四邊自由支持ナル床版ニ對シ $M_{x, max} = \frac{p_x l_x^2}{8}$, $M_{p_x} = \frac{p l_x^2}{8}$ ヲ
挿入スレバ

$$\varphi_x = \varphi_y = \varphi = \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

以上四邊自由支持ニ對シテ行ツタト全ク同様ノ解法ヲ他ノ周
邊支持状態ノ床版ニ適用シテ求メタル結果ヲ茲ニ列記シヤウ。

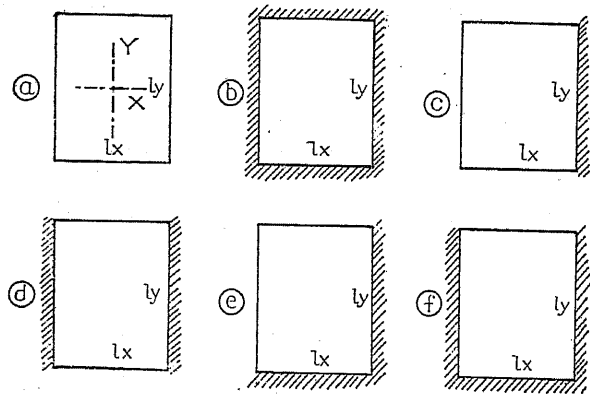


Fig. 574.

(a) 四邊自由支持ノ床版 (Fig. 574 a 参照) $l_y : l_x < 2$

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (468)$$

$$\left. \begin{aligned} \max M_x &= \frac{1}{8} p_x l_x^2 \nu_a \\ \max M_y &= \frac{1}{8} p_y l_y^2 \nu_a \\ \nu_a &= 1 - \frac{5}{6} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (469)$$

(b) 四邊固定床版 (Fig. 574 b 参照) $l_y : l_x < 2$

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (468)$$

徑間中點:

$$\left. \begin{aligned} \max M_x &= \frac{1}{24} p_x l_x^2 \nu_b \\ \max M_y &= \frac{1}{24} p_y l_y^2 \nu_b \\ \nu_b &= 1 - \frac{5}{18} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (470)$$

固定邊:

$$\left. \begin{aligned} \min M_x &= -\frac{1}{12} \frac{p_x l_x^2}{\nu_b} \\ \min M_y &= -\frac{1}{12} \frac{p_y l_y^2}{\nu_b} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (470)$$

(c) 三邊自由支持一邊固定床版 (Fig. 574 c 参照)

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{5l_y^4}{2l_x^4 + 5l_y^4} \\ p_y &= p \frac{2l_x^4}{2l_x^4 + 5l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (472)$$

徑間中點

$$\max M_x = \frac{9}{128} p_x l_x^2 \nu_c$$

$$\left. \begin{aligned} \max M_y &= \frac{1}{8} p_y l_y^2 \nu_c' \\ \nu_c &= 1 - \frac{75}{32} \frac{l_x^2 l_y^2}{2l_x^4 + 5l_y^4} \\ \nu_c' &= 1 - \frac{5}{3} \frac{l_x^2 l_y^2}{2l_x^4 + 5l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (473)$$

固定邊中點平均

$${}_m M_x = -\frac{1}{8} p_x l_x^2 \dots\dots\dots (474)$$

(d) 二對邊自由支持二對邊固定床版 (Fig. 574 ㉔ 參照)

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{5l_y^4}{l_x^4 + 5l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + 5l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (475)$$

徑間中點

$$\left. \begin{aligned} \max M_x &= \frac{1}{24} p_x l_x^2 \nu_d \\ \max M_y &= \frac{1}{8} p_y l_y^2 \nu_d' \\ \nu_d &= 1 - \frac{25}{18} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5l_y^4} \\ \nu_d' &= 1 - \frac{5}{6} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 5l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (476)$$

固定邊平均

$${}_m M_x = -\frac{1}{8} p_x l_x^2 \dots\dots\dots (477)$$

(e) 二隣邊自由支持二隣邊固定床版 (Fig. 574 ㉕ 參照)

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (468)$$

徑間中點

$$\left. \begin{aligned} \max M_x &= \frac{9}{128} p_x l_x^2 \nu_e \\ \max M_y &= \frac{9}{128} p_y l_y^2 \nu_e \\ \nu_e &= 1 - \frac{15}{32} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (478)$$

固定邊平均

$$\left. \begin{aligned} {}_m M_x &= -\frac{1}{8} p_x l_x^2 \\ {}_m M_y &= -\frac{1}{8} p_y l_y^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (479)$$

(f) 三邊固定一邊自由支持床版 (Fig. 574 ㉖ 參照)

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{2l_y^4}{l_x^4 + 2l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + 2l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (780)$$

徑間中點

$$\left. \begin{aligned} \max M_x &= \frac{1}{24} p_x l_x^2 \nu_f \\ \max M_y &= \frac{9}{128} p_y l_y^2 \nu_f' \\ \nu_f &= 1 - \frac{5}{9} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 2l_y^4} \\ \nu_f' &= 1 - \frac{15}{32} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + 2l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (481)$$

固定邊平均

$$\left. \begin{aligned} {}_m M_x &= -\frac{1}{12} p_x l_x^2 \\ {}_m M_y &= -\frac{1}{8} p_y l_y^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (482)$$

第六節 無桁床版或ハ平版

(Beamless Slab or Flat Slab)

床版ガ桁ニヨツテ支ヘラレルノデ無クシテ單ニ柱ニヨツテノミ支ヘラレ一面均一厚ニ作ツテ僅カニ之ヲ支フル柱頭部ニ漏斗狀擴大部ヲ附スル如キ構造ヲ無桁床版ト云ヒ其天井面ガ一平面ニ作ラル、ガ故ニ施工上及ビ室内ノ利用上好都合デアリ又床版厚ヲ減少シ(桁ガ無キ故)得ラル、等ノ特徴アルタメ廣ク用ヒラルルモノデアル。

無桁床版ノ理論モ床版同様未ダ一致シタ定論ヲ得ルニ至ラヌケレドモ茲ニハ獨乙ニ於テ一般ニ採用セラル、規定ニ與ヘラレタル計算法ヲ示ス事トシヤウ。

普通ニ行ハル、鐵筋ノ用ヒ方ハ縱横ノ方向ニ鐵筋ヲ併ベルノデアツテ柱トノ連結ヲ完全ナラシメル爲メ傾斜鐵筋ヲ柱端漏斗部ニ挿入スル。床版ノ厚サハ普通徑間(柱間隔)ノ $\frac{1}{32}$ (屋根ニ限リ $\frac{1}{40}$) 以上トシ 15cm 以下ト爲サズ柱ハ其斷面ノ最小寸法ヲ徑間ノ $\frac{1}{12}$ 、階高ノ $\frac{1}{15}$ ヲ限度トシ常ニ 30cm 以下トシナイ。柱頭部

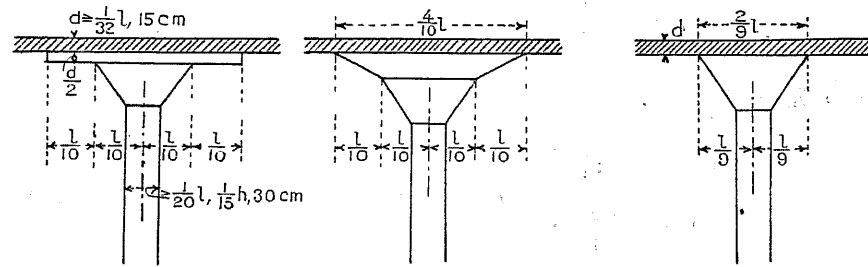


Fig. 575.

Fig. 576.

ノ最モ適當ト思ハル、形狀及ビ其許サレタル最小寸法ヲ記入スレバ Fig. 575. ニ示ス如クナル。 Fig. 576. ハ柱頭部最小徑ガ徑間ノ $\frac{2}{9}$ 以下ト爲サマルヲ示シタモノデアル。無桁床版應力ノ近似的計算ヲ爲スニハ先ヅ床版ガ縱横柱列線ニ沿フテ不完全緊定ノ状態ニ置カレタルモノト假定シ其床版ノ邊長ヲ l_x 及 l_y トスレバ Fig. 577. ニ示ス ABCD. ナル床版ニ於テ先ヅ $l_x (=AB)$ ヲ徑間トシ $l_y (=AD)$ ヲ幅トスル桁ガ全荷重 q ヲ受ケルモノトシテ厚サト鐵筋積ヲ計算シ次イデ更ニ l_y ヲ徑間トシ l_x ヲ幅トスル桁トシテ再ビ同様ニシテ鐵筋積ヲ計算スルノデアル。而カモ幅(前者ノ場合ニハ l_y 後者ノ場合ニハ l_x) 全體ニ涉ツテ彎曲力率ガ一樣ニ等布スルモノト考ヘル事ハ出來ナイガ故ニ幅ヲ四等分シ其柱頭ニ

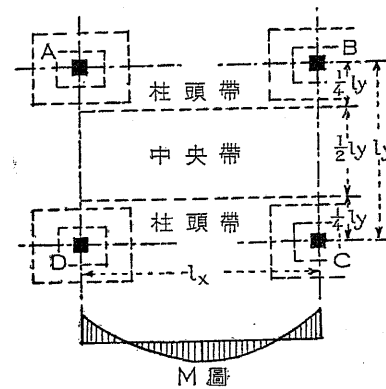


Fig. 577.

近キ四分ノ一(前者ノ場合 $\frac{1}{4} l_y$ 、後者ノ場合 $\frac{1}{4} l_x$) ヲ柱頭帶 (Column strip; Gurtstreifen) 中央部ニアル二分ノ一ヲ中央帶 (Middle strip; Feldstreifen) ト命名シテ彎曲力率ノ分布ヲ次ノ如ク假定スル。今此無桁床版ガ數多ノ徑間ニ連續スル場合ニハコレヲ柱列線ニ於テ不完全ニ緊定サレタ連續桁ト考

ヘ(又ハ床版ト柱トヨリ成ル剛構ト考ヘ)コレニ働ク荷重トシテハ普通床版ニ於ケル場合ト異ナリ全荷重ヲ採ルノデアル。斯クノ如クシテ徑間中點ニ生ズル最大正彎曲力率及ビ支點(柱列線)ニ生ズル最大負彎曲力率ヲ計算シタル後徑間中點ノ彎曲力率ニ就キ

テハ其内ノ 27.5 % 宛ガ左右ノ柱頭帯ニ據ツテ、残りノ 100-2×27.5 =45 % ガ中央帯ニ據ツテ負擔セラル、モノト假定シ更ニ支點ニ生ズル負彎曲力率ニ就キテハ其 37.5 % 宛ガ左右ノ柱頭帯ニ據ツテ、残りノ 25 % ガ中央帯ニ據ツテ負擔セラル、モノト假定スルノデアアル。獨乙ノ規定ニ於テ定メラレタル所ニ從ヘバ支點(柱)間隔ガ略ボ同一ニシテ 0.8 以内ノ範圍ノ異動アルニ止マル場合ニハ上述ノ割合ニ從ツテ不完全連續桁トシテ誘導シタル次ノ公式ヲ適用スベキデアルトシテ與ヘラレテ居ル。

徑點中點最大正彎曲力率(幅 1 ニツキ)

$$\left. \begin{array}{l} \text{柱頭帯 } M_c = \left(\frac{g}{26} + \frac{p}{13}\right) l^2 \\ \text{中央帯 } M_m = \left(\frac{g}{32} + \frac{p}{16}\right) l^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(483)$$

式中 g = 死荷重強度, p = 活荷重強度。

床版ノ終端ガ單純支持ナルトキハ其終端徑間中央ニ於テハ

$$\left. \begin{array}{l} \text{柱頭帯 } M_c = \left(\frac{g}{13} + \frac{p}{11}\right) l^2 \\ \text{中央帯 } M_m = \left(\frac{g}{16} + \frac{p}{13}\right) l^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(484)$$

若シ固定端ヲ有スル場合ニハコレヨリ 20 % 減ズル事ヲ得ル。次ニ

支點最大負彎曲力率(幅 1 ニツキ)

$$\left. \begin{array}{l} \text{柱頭帯 } M_c = -\frac{g+p}{10} l^2 = -\frac{g}{10} l^2 \\ \text{中央帯 } M_m = -\frac{g+p}{30} l^2 = -\frac{g}{30} l^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(485)$$

床版兩終端支點ニ隣接スル次ノ支點ニ於テハ

$$\left. \begin{array}{l} \text{柱頭帯 } M_c = -\frac{g+p}{8} l^2 = -\frac{g}{8} l^2 \\ \text{中央帯 } M_m = -\frac{g+p}{24} l^2 = -\frac{g}{24} l^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(486)$$

尙床版側邊 (Fig. 578 上下端ノ側邊)ヲ支持スル状態ガ單純(自由支持)ナル場合ニコノ側端徑間ニ於テ支持線ニ平行ナル中央帯(此場合此支持線ニ接シテハ柱頭帯存セザルガ故ニ中央帯ノ幅ハ此場合ニ限リ $\frac{3}{4}l$ アリ)ニ生ズル彎曲力率ハ總テ上掲ノ $\frac{3}{4}$ ト採レバヨク若シ又此側端支持ガ緊定ナル場合ニコノ支持線ニ平行ニシテコレニ接スル柱頭帯(其幅 $\frac{1}{4}l$)ニ生ズル彎曲力率ハ總テ上掲ノ $\frac{1}{2}$ ト採レバヨロシイ。

以上ノ計算ハ床版ガ完全ニ柱頭ニ緊定サル、事 Fig. 575 ノ如キ場合ニ適用サル、ノデアツテ其完全デナイ場合例ヘバ Fig. 576 ノ如キ場合ニハ徑間中點ノ正彎曲力率ハ 25 % 増加スル事ヲ要スト規定セラレテ居ル。

以上列記シタ所ハ甚ダ雜然トシテ了解シ難キ點アルヲ思ヒ Fig. 578 ニ之レヲ例示シヤウ。即チ (483) 乃至 (486) 式ニ示シタ公式ヲ一般式

$$M = \left(\frac{g}{k_g} + \frac{p}{k_p}\right) l^2 \dots\dots\dots(487)$$

ニ纏メ其係數 $\frac{1}{k_g}$ 及 $\frac{1}{k_p}$ ヲ Fig. 578 ニ就イテ算出シコレヲ第二十四表ニ示ス。

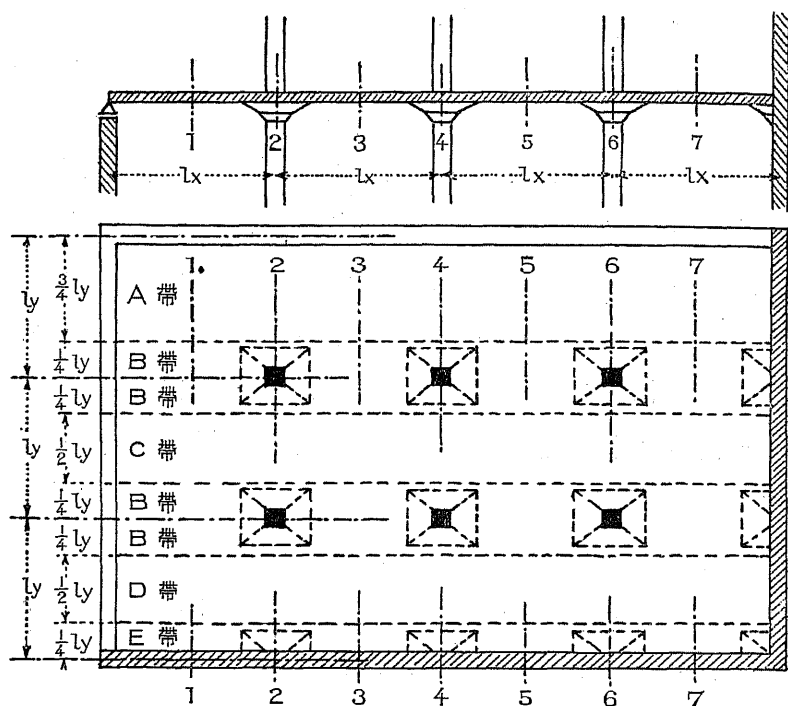


Fig. 578.

第二十四表 平版彎曲力率表 (Fig. 578 参照)

$$M = \left(\frac{g}{k_g} + \frac{p}{k_p} \right) l_x^2 = \text{於ケル係數} \frac{1}{k_g} \text{ 及 } \frac{1}{k_p}$$

M = 幅 1 = 付, g = 死荷重強度, p = 活荷重強度

		断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	断面 5	断面 6	断面 7
		$\frac{1}{k_g}$ $\frac{1}{k_p}$	$\frac{1}{k_g}$ $\frac{1}{k_p}$	$\frac{1}{k_g}$ $\frac{1}{k_p}$	$\frac{1}{k_g}$ $\frac{1}{k_p}$	$\frac{1}{k_g}$ $\frac{1}{k_p}$	$\frac{1}{k_g}$ $\frac{1}{k_p}$	$\frac{1}{k_g}$ $\frac{1}{k_p}$
A 帶	自由側端 中央帶 $M_A = \frac{3}{4} M_C$	$\frac{1}{21.33}$ $\frac{1}{17.33}$	$\frac{1}{22}$ $\frac{1}{32}$	$\frac{1}{42.67}$ $\frac{1}{21.33}$	$\frac{1}{40}$ $\frac{1}{40}$	$\frac{1}{42.67}$ $\frac{1}{21.33}$	$\frac{1}{32}$ $\frac{1}{32}$	$\frac{1}{26.67}$ $\frac{1}{21.67}$
B 帶	柱頭帶 M_B	$\frac{1}{13}$ $\frac{1}{11}$	$\frac{1}{8}$ $\frac{1}{8}$	$\frac{1}{26}$ $\frac{1}{13}$	$\frac{1}{10}$ $\frac{1}{10}$	$\frac{1}{26}$ $\frac{1}{13}$	$\frac{1}{8}$ $\frac{1}{8}$	$\frac{1}{16.25}$ $\frac{1}{13.75}$

C 帶	中央帶 M_C	$\frac{1}{16}$ $\frac{1}{13}$	$\frac{1}{24}$ $\frac{1}{24}$	$\frac{1}{32}$ $\frac{1}{16}$	$\frac{1}{30}$ $\frac{1}{30}$	$\frac{1}{32}$ $\frac{1}{16}$	$\frac{1}{24}$ $\frac{1}{24}$	$\frac{1}{20}$ $\frac{1}{16.25}$
D 帶	固定側端 中央帶 $M_D = \frac{3}{4} M_C$	$\frac{1}{21.33}$ $\frac{1}{17.33}$	$\frac{1}{32}$ $\frac{1}{32}$	$\frac{1}{42.67}$ $\frac{1}{21.33}$	$\frac{1}{40}$ $\frac{1}{40}$	$\frac{1}{42.67}$ $\frac{1}{21.33}$	$\frac{1}{32}$ $\frac{1}{32}$	$\frac{1}{26.67}$ $\frac{1}{21.67}$
E 帶	固定側端 柱頭帶 $M_E = \frac{1}{2} M_B$	$\frac{1}{26}$ $\frac{1}{22}$	$\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$	$\frac{1}{52}$ $\frac{1}{26}$	$\frac{1}{20}$ $\frac{1}{20}$	$\frac{1}{52}$ $\frac{1}{26}$	$\frac{1}{16}$ $\frac{1}{16}$	$\frac{1}{32.5}$ $\frac{1}{27.5}$

平版ヲ支持スル上下ノ柱ガ受クル彎曲力率ハ桁(平版)ト柱トヨ
リ成ルーツノ剛構(Rigid
frame; Steifrahmen)ヲ假定
シ此剛構ニ屬スル部材
トシテ計算セラレルノ
デアツテ獨乙規定ニハ
簡單ナル近似解法トシ
テ次ノ公式ガ與ヘラレ
テ居ル。

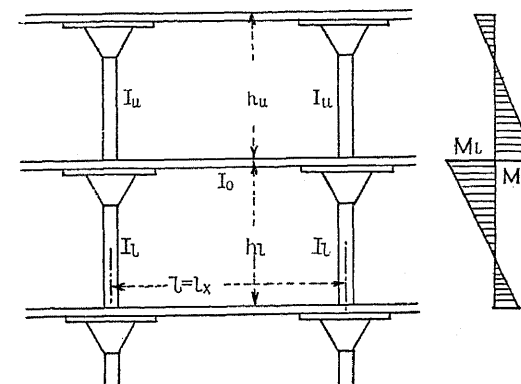


Fig. 579.

下側柱ノ上端ニ受クル彎曲力率

$$M_l = -P \frac{l}{12} \frac{c_l}{c_u + 1 + c_l}$$

上側柱ノ下端ニ受クル彎曲力率

$$M_u = +P \frac{l}{12} \frac{c_u}{c_u + 1 + c_l}$$

式中 P = l_x l_y ナル床版面積ニ受クル活荷重ノミノ總計

$$c_u = \frac{I_u l}{I_o h_u}, \quad c_l = \frac{I_l l}{I_o h_l}$$

I_0 = 幅 l_y ノ床版ノ慣性能率(但シ(488)式ニ表ハル、 l ハ l_x
ニ外ナラヌ事ハ勿論デアル)

I_u 及 I_v = 下側柱及上側柱ノ慣性能率

h_u 及 h_v = 上側柱及下側柱ノ長(即チ上階及下階ノ高)

尙(488)式ヲ終端支柱ニ生ズル彎曲力率ヲ計算スルニ用フル場合
ニ限リ P トシテハ l_x, l_y ナル床版面積上ニ働ク死活兩荷重ノ和ヲ
探ラネバナラヌ。

問 題 集 第 十 四

- (1) 圓版ガ支ヘ得ル最大中心集中荷重ハ版厚一定トセバ版ノ大サノ如何ニ關セザル事ヲ證明セヨ。
- (2) 徑 $1.5m$ ノ下水道人孔蓋ヲ鑄鐵版ニテ作ルモノトシテ其所要厚ヲ求ム。但シ荷重トシテハ $2ton/m^2$ ノ等布荷重又ハ $4ton$ ノ集中荷重ヲ假定シ許容彎曲應力ヲ $100kg/cm^2$ ト探レ。 (答) $3.67cm$ 。
- (3) 蒸氣圓管ノ一端徑 $12''$ アリ。厚 $\frac{3''}{4}$ ノ鋼板ヲ以テ端ヲ被フモノトセバ其耐エ得ル蒸氣壓ヲ求ム。許容應力ヲ $16000 \#/sq''$ トス。 (答) $312 \#/sq''$ 。
- (4) 正方形版ガ支ヘ得ル等布荷重ノ總量ハ版ノ大サニ無關係ナル事ヲ證セヨ。
- (5) $4'0''$ 角ノ穴ガ床版ニアリテコレヲ鋼版ニテ覆フトキ其版厚ヲ求ム。荷重 $200 \#/sq'$, 許容應力 $16000 \#/sq''$ トス。
- (6) $3m \times 4m$ ノ鐵筋床版ガ其自重共 $1500kg/m^2$ ノ荷重ヲ受ク。其版厚及所要縱橫鐵筋斷面積ヲ求ム。 (答) $e = 11.7cm, f = 9.1cm^2, 5.0cm^2$ 。