

第十五章 疊積工構造ニ關スル理論

(Theory on the Stability of Masonry and Brickwork)

第一節 疊積工構造ノ安定條件

疊積工構造トハ石工煉瓦工及混凝土工等ヨリ成ル構造デアツテ其ノ安定度ニ對シテ研究スベキ點ハ其構造物ガ外力ニヨツテ滑動 (Sliding) ヲ起サバ爾カ轉倒 (Overturning) ヲ爲サバ爾カ及ビ其構造物ノ受クル最大應壓力ガ其材料ノ制限壓力 (Limiting pressure) ヲ越エザルカノ三點デアル。以下逐次之ヲ詳説シヨウ。

[I] 滑動ニ對スル安定

今一ツノ物體ガ外力 P ノ作用ヲ受ケテ一ツノ接合面ヲ壓スル事 Fig. 636 ノ如キ場合ニハ此接合面ニ沿ウテ抵抗ガ呼起サレル。コノ抵抗ハ接合面ニ垂直ナル R_n ト之ニ平行ナル R_t トニ分解サレ得ル。若シ此接合面又ハ支持物體ガ R_n ナル抵抗ヲ出シ得ル程ニ充分堅固ナモノデナカツタナラバ此物體ハ外力ノ爲メニ支持物體ノ中へ陷入 (Push in) スルデアラウシ又此接合面ガ摩擦抵抗 R_t ヲ出シ得ル程ニ其面ガ粗ナルモノデナカツタナラバ其物體ハ此面ニ沿ウテ前方へ滑動 (Slide forth) スルデアラウ。斯クノ如ク陷入セズ滑動セズ外力ヲ受ケテ平衡ヲ保チ得ルトセバ其極限ニ於テ次ノ條件ガ成立シナケレバナラス。

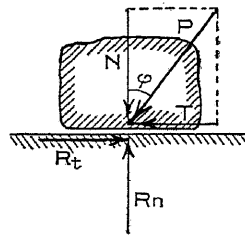


Fig. 636.

$$R_n = P \cos \varphi = N \dots\dots\dots(i)$$

$$\left. \begin{aligned} R_t &= P \sin \varphi = T \\ &= \frac{N}{\cos \varphi} \sin \varphi = N \tan \varphi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(ii)$$

(ii) 式カラ見テ摩擦抵抗 R_t ハ作用力 P ノ傾斜 φ ニヨツテ其量ハ異ナル筈デアル。若シ P ガ接合面ニ垂直ニ作用スルトキニハ $\varphi = 0^\circ$ デアルガ故ニ摩擦抵抗ヲ生ゼズ $T = 0$ トナリ $R_t = 0$ トナル。

上ニ説明シタ如キ平衡ガ存住シ得ル範圍ニ於ケル φ ナル角度ノ最大值ヲ其二ツノ材料間ノ摩擦角 (Angle of friction) ト稱シ或ハ之ヲ息角 (Angle of repose) トモ稱セラレル。其意味ハ此物體ガ上述ノ摩擦角ヲ越エナイ様ナ斜面ニ於テハ自重ニヨツテ滑リ落ちズ静止ノ状態ニ止マリ得ルノ意ニ外ナラス。即チ Fig. 637 ニ於テ P ヲ此物體ノ重量トスレバ其滑動セントスル極限ニ於テ

$$T = R_t = P \sin \varphi = N \tan \varphi$$

$$\tan \varphi = \frac{T}{N} = \mu$$

$\tan \varphi$ 或ハ μ ヲ稱シテ摩擦係數 (Coefficient of friction) ト稱ス。從ツテ上式カラ見テ安定上必要ナル摩擦抵抗ハ

$$R_t = \mu N \dots\dots\dots(580)$$

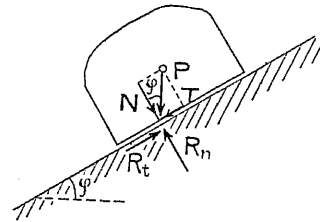


Fig. 637.

即チ垂直壓力ニ摩擦係數ヲ掛ケタモノニ等シキヲ知ル。

以上ノ説明カラ安定ノ第一條件即チ滑動ニ對シテノ安定條件ハ次ノ如ク云ヒ表ハサレル。

滑動セザル爲メニハ外力ノ合成力ノ傾斜ガ息角ヲ超過セザル事ヲ要ス。

茲ニ外力ト云フハ其物體ニ働ク力及物體自身ノ重量ヲ云フ。

[II] 轉倒ニ對スル安定

Fig. 638 ニ示ス外力 P ガ物體ニ働イタトキ其物體ガ端 O ヲ中心トシテ轉倒スルカ否カハ其 O ニ對スル P ナル力ノ轉倒力率 (Overturning moment) ガ物體ノ重量 G ニヨル抵抗力率 (Resisting moment) ヨリモ大ナルカ小ナルカニヨツテ容易ニ判斷出來ル。 Fig. 638 @

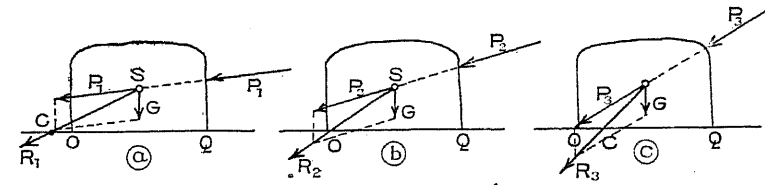


Fig. 638.

ハ O ニ對スル P_1 ノ轉倒力率ガ同點ニ對スル G ノ抵抗力率ヨリモ大デアツテ兩者ノ合成力 R_1 ハ O ニ對シテ P_1 ト同ジ性質ノ力率ヲ有スル場合ヲ示シ此物體ハ轉倒スルニ至ルベク (b) 圖ハ O ニ對スル P_2 ノ力率ガ同點ニ對スル G ノ力率ト等シク從ツテ合成力 R_2 ハ丁度 O ヲ通過スルガ故ニ此物體ハ轉倒スルトセナイトノ限界ニアリ (c) 圖ハ P_3 ノ O ニ對スル力率ガ G ノ力率ヨリ小ナル場合デアツテ兩者ノ合成力 R_3 ハ G ト同ジ性質ノ力率ヲ有シ此物體ハ轉倒シナイ事ヲ示スノデアル。コレヲ換言スレバ (a) 圖ハ合成力 R_1 ガ接合面 OQ ノ内側ヲ切ラナイ場合 (b) 圖ハ R_2 ガ O ヲ通過スル場合 (c) 圖ハ R_3 ガ OQ ノ内側ニテ交ル場合ニ相當スルノデアツテ壓力中心 (Pressure center) 即チ合成力ガ接合面ヲ切ツタ點 C ガ接合面ノ外ニアレバ轉倒シ内ニアレバ轉倒ニ對シテ安全ナルヲ知ル。斯

クテ轉倒ニ對スル安定條件ハ次ノ如ク云ヒ表ハシ得ル。

物體ガ轉倒シナイ爲メニハ其物體ニ働ク總テノ力ノ合成力ガ必ズ接合面ヲ其内側ニテ切ル事ヲ要ス。

[III] 制限壓力ニ對スル安定

今任意接合面ニ於ケル壓力中心ガ丁度其接合面ノ重心ニアルトキ即チ合成力ガ軸ニ沿フテ働ク時ニハ Fig. 639 ㉔ノ如ク壓力ハ其接合面ニ均等的ニ分布セラルルモノデアル。然ルニ其壓力中心ガ接合面重心カライクラカ隔ツテ偏倚的 (Eccentrically) ニ働ケバ壓力ノ分布ガ一樣デナクナリ壓力中心ニ近イ方ノ端ニ於ケル壓力度が大トナリ遠イ方ノ端ニ於ケル壓力度ガ小トナリ其狀

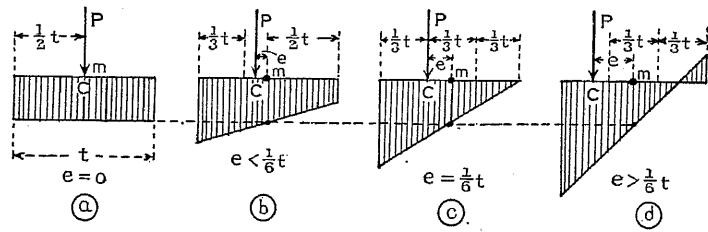


Fig. 639.

態㉔圖ノ如クナル。但シコレヲ平均シタモノハ點線ニ示ス如ク㉔圖ニ於ケルト同ジニナル。其偏倚距離ガ増セバ増ス程分布ノ不均等ガ著シクナリ遂ニハ其合成力ノ作用點ニ近イ方ノ端ニ於ケル壓力ガ其材料ヲ壓挫スルニ至ルベク又遠イ方ノ端ニ於ケル壓力ハ負號トナリ張力ヲ受クルニ至リ接合點ガ裂開スル如キ状態ニモ至ル筈デアツテ㉔圖ニ示ス状態トナル。斯クノ如キハ破壊ニ外ナラス。

從ツテ疊積工構造ノ安定度ヲ研究スルニ其壓挫ニ對スル危險

ナキ爲メ又接合面ノ或一部ニ張力ノ起ラナイ爲メニハ壓力中心ガ或範圍内ニ存在シテ夫以外ニ出ルヲ許サナイ事ガ必要トナルノデアル。カ、ル點ニ關シテ更ニ其詳細ヲ知ル爲メニ茲ニ偏倚荷重 (Eccentric loading) ニ就イテノ研究ヲ進メヤウ。

Fig. 640 ㉔ハ一ツノ物體ニ外力 P ガ偏倚距離 e ヲ以テ C 點ニ働ク場合デアツテ此偏倚荷重ノ働キハ其軸ニ沿フ壓力 P ト外力ガ偏倚セルニヨツテ生ズル力率 $P \cdot e$ トノ二ツニ分チ得ル。㉔圖ニ示スハ前者ニヨル應力㉔圖ニ示スハ後者ニヨル應力デアツテ㉔ト㉔トヲ合シタモノガ㉔デアル。斯クテ生ズル最大應壓力 σ'' ハ(應壓力ヲ正ト看做シ)

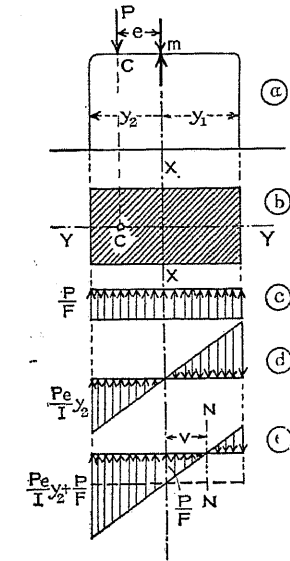


Fig. 640.

$$\sigma'' = \frac{P}{F} + \frac{Pe}{I_x} y_2 = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{Fe}{I_x} y_2 \right)$$

最大應張力 σ' ハ(應張力ヲ正ト看做シ)

$$\sigma' = -\frac{P}{F} + \frac{Pe}{I_x} y_1 = \frac{P}{F} \left(\frac{Fe}{I_x} y_1 - 1 \right)$$

.....(581)

此後式ニ示ス應張力 σ' ノ値ハ勿論偏倚距離 e ノ大小ニヨツテハ實際ニ應張力ノ生ジナイ事モアルベク應張力ノ起ルノハ其括弧ノ内ノ正ナル時デアル。從ツテ

$$\frac{Fe}{I_x} y_1 \geq 1$$

ナルニ從ツテ應張力ガ起リ又ハ應張力ガ起ラナイ。應張力ノ起

ラナイ場合ニハ σ' ハ勿論 σ'' ヨリ小デアラカラ問題トナラナイノ
デアラガ應張力ノ生ズルトキニハ大イニ考慮シナケレバナラヌ
問題トナルノデアアル。

核心又ハ同性應力範圍

断面或ハ接合面ノ重心ニ於テハ力率 $P.e$ ニ因ル應力ハ零デア
ルガ故ニ此點ニハ直壓力 $\frac{P}{F}$ ノミガ作用スル事トナリ從ツテ一
般ニ桁等ニ於テ應力ガ零デアアルベキ中立軸 (Neutral line) ハ此場合
ニハ断面ノ重心ヲ通過シナイ事ヲ知ル。中立軸ハ重心ヲ離レテ
Fig. 640 © ニ示ス或隔リ v ヲ以テ荷重ノ作用スルト反對ノ側ニ偏
スル事トナリ其隔リ v ハ次式カラ求メラレル

$$\frac{v}{y_2} = \frac{\frac{P}{F}}{\frac{Pe}{I_x y_2}}$$

$$\therefore v = \frac{I_x}{Fe} = \frac{r_x^2}{e} \dots \dots \dots (582)$$

式中 $r_x = XX$ 軸ニ對スル断面ノ環動半徑。

即チ中立軸ノ隔リ v ハ偏倚距離 e ニ逆比例スル事ヲ知ル。

(582) 式ニ於テ $e=0$ ノトキニハ $v=\infty$ トナリ壓力分布ヲ示ス
限界線ハ基線ニ平行トナリ從ツテ均等ナル應力分布ヲ示ス。若
シ偏倚距離 e ガ増セバ是レニ從ツテ中立軸ガ無限距離カラ物體
ニ近ヨツテ來テ e ガ或定値ヲ採ツタトキ中立軸ガ其接合面ノ端
ト一致スルニ到ルデアラウ。此時ノ e ノ値ヲ核心半徑 (Kernradius)
ト命名シ r_k デ表ハセバ $v=y_1$ トナルガ故ニ

右端ニ中立軸ガ一致スルトキ

$$\left. \begin{aligned} r'_k &= \frac{r_x^2}{y_1} = \frac{I_x}{F y_1} \\ \text{同様左端ニ中立軸ガ一致スル場合} & \dots \dots \dots (583) \\ r''_k &= \frac{r_x^2}{y_2} = \frac{I_x}{F y_2} \end{aligned} \right\}$$

普通ノ場合デ對稱断面ノトキニハ

$$y_1 = y_2 = \frac{b}{2}, \quad r'_k = r''_k \equiv r_k$$

或ハ

$$r_k = \frac{r_x^2}{y_1} = \frac{I}{F y_1} = \frac{W}{F} = \frac{\text{断面係數}}{\text{断面積}} \quad (584)$$

以上求メタ r_k ノ値ヲ (581) 式ニ挿入スレバ

$$\left. \begin{aligned} \sigma'' &= \frac{P}{F} \left(\frac{e}{r_k} + 1 \right) \\ \sigma' &= \frac{P}{F} \left(\frac{e}{r_k} - 1 \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (585)$$

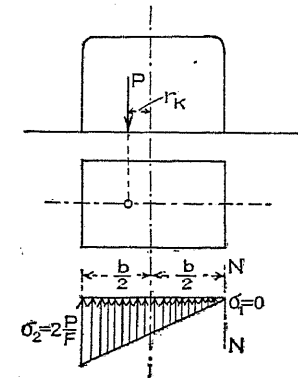


Fig. 641.

此式ニヨリ明カナル如ク壓力中心ガ核心半徑 r_k ノ限界ニ働キ
 $e=r_k$ トナルトキニハ一端邊ノ應力ハ 0 トナリ他端邊ノ最大應
力ハ中心ニ於ケル平均壓力ノ二倍トナリ

$$\left. \begin{aligned} \sigma' &= 0 \\ \sigma'' &= 2 \frac{P}{F} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Fig. 641 參照})$$

尙一般的ノ場合ニ於テ偏倚荷重ノ作用點トコレニ對スル中立
軸ノ位置トノ關係ヲ Fig. 642 ニ就イテ説明シヤウ。

Fig. 642 ニ示ス任意不規則形ヲ採リ XX, YY ヲ其主軸トシ FF
ヲ壓力中心 C ト圖形中心 O トヲ結ブ線トシコノ線ガ X 軸ト爲ス
角ヲ α トスル。尙壓力中心 C ノ偏倚ハ X 軸 Y 軸ニ對シテ夫々 e_x

及 e_x トシ OC ノ距離ヲ ρ トスル。

然ル時ハ偏倚荷重ニヨリ生ズル力率ハ

$$M = P \cdot \rho$$

コノ力率ヲ主軸ノ方向ニ分解シテ考ヘレバ任意點 (x, y) ノ應力ハ直チニ求メラレ

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M \sin \alpha}{I_x} y + \frac{M \cos \alpha}{I_y} x \dots (586)$$

上式ニ於テ

$$M \cdot \sin \alpha = P \rho \sin \alpha = P \cdot e_y$$

$$M \cdot \cos \alpha = P \rho \cos \alpha = P \cdot e_x$$

ナルヲ以テ (586) 式ハ次ノ如クナル

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{P e_x x}{I_y} + \frac{P e_y y}{I_x}$$

尙コレニ環動半徑ヲ挿入セバ

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{e_x x}{r_y^2} + \frac{e_y y}{r_x^2} \right)$$

此式ハ斷面上任意點ノ應力ヲ與ヘルガ故ニ今此式ニ $\sigma = 0$ ト置ケバ中立軸 NN ノ方程式ヲ得ベク

$$\frac{e_x}{r_y^2} x + \frac{e_y}{r_x^2} y = -1 \dots (588)$$

此式ハ $\sigma = 0$ ナル點ノ軌跡ヲ表ハス方程式デアツテ一ツノ直線トナル。此式デ示ス中立軸 NN ガ主軸 X, Y ヲ切ル點ノ位置ヲ求メンニハ $y = 0$ ト置イテ X 軸トノ交點 x_n , $x = 0$ ト置イテ Y 軸トノ交點 y_n ガ求メラレ

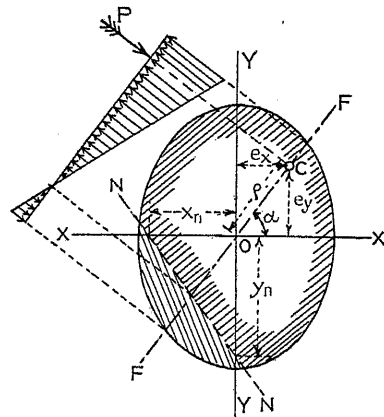


Fig. 642.

$$\left. \begin{aligned} x_n &= -\frac{I_y}{F e_x} = -\frac{r_y^2}{e_x} \\ y_n &= -\frac{I_x}{F e_y} = -\frac{r_x^2}{e_y} \end{aligned} \right\} \dots (589)$$

負號ハ圖示ノ如ク P ノ作用點トハ反對ノ方向ニ x_n 及 y_n ノ存在スルヲ示ス。

次ニ此斷面ニ應壓力ノミガ呼起サル、爲メニハ中立軸ハ斷面ノ外ニナケレバナラヌ。極限トシテ端ニ接觸スルコトヲ要ス。此極限ノ場合ニ於テ P ガ斷面内ノ如何ナル範圍内ニアル事ヲ必要トスルカヲ調べテ見ヨウ。

今茲ニ一ツノ斷面ニ就イテ其一邊又ハ一端ガ中立軸トナル様ナ壓力中心ヲ前ノ (583) 式或ハ (584) 式ヨリ求メ次ニ其第二邊ニ就イテ同様ニ求メ更ニ第三邊第四邊ニ就イテ同様ニ求ムレバ各邊ニ相當スル壓力中心ノ位置ガ求メ得ラレ斯克シテ求メタ是等ノ點ヲ直線ニテ結ベバ茲ニ斷面重心點ノ周圍ニ所謂核心或ハ同性應力範圍 (Central kern) ナル一ツノ範圍ガ求メラレル譯デ壓力 P ガ此範圍内ニアレバ斷面ニハ常ニ壓力ノミガ呼起サレ若シモ壓力ガ其範圍外ニ出タナラバ中立軸ガ斷面内ニ入り來リ斷面ノ一部ニ張力ガ起ルコトトナル。

茲ニ二三ノ斷面ニ就イテ核心半徑 r_k ヲ求ムル計算ヲ示ス。

(a) 矩形斷面 (Fig. 643 參照)

(584) 式即チ

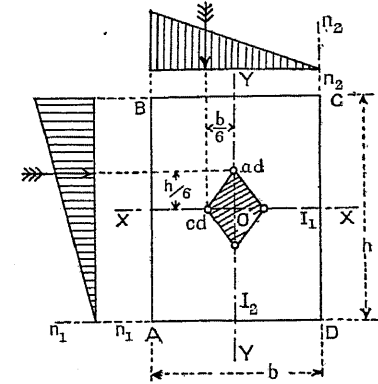


Fig. 643.

$$r_x = \frac{r_x^2}{y_1} = \frac{I_x}{F y_1}$$

ニ於テ先ヅ AD 邊ガ中立軸 $n_1 n_1$ デアル如キ場合

$$I_1 (X \text{ 軸 = 對スル}) = \frac{1}{12} b h^3$$

$$F = bh, \quad y_1 = \frac{h}{2}$$

$$\therefore r_x = \frac{2bh^3}{12bh \cdot \frac{h}{2}} = \frac{h}{6} \dots \dots \dots (590)$$

求メタ壓力中心 (ad) ハ Fig. 643 ニ示ス如ク斷面ノ重心點 O カラ $\frac{h}{6}$ ノ距離ニアル事ヲ知ル。次ニ CD 邊ガ中立軸 $n_2 n_2$ ナル時ノ壓力中心ヲ求メンニ

$$I_2 (Y \text{ 軸 = 對スル}) = \frac{1}{12} h b^3$$

$$F = bh, \quad y_1 = \frac{b}{2}$$

$$\therefore r_x = \frac{2hb^3}{12bh \cdot \frac{b}{2}} = \frac{b}{6}$$

求メ得タ壓力中心 (cd) ハ斷面ノ重心點 O カラ $\frac{b}{6}$ ノ距離ニ在ルコトヲ知ル

コノ斷面ハ對稱的デアルカラ殘リノ二邊 AB, BC ニ對スル r_x ノ値モ等シクナリ從ツテ

AB 及 BC 邊ガ中立軸デアル爲メニハ壓力中心ハ

YY 軸上ニ於テ重心點カラ $\frac{h}{6}$ ノ點ニ

AB 及 CD 邊ガ中立軸デアル爲メニハ壓力中心ハ

XX 軸上ニ於テ重心點カラ $\frac{b}{6}$ ノ點ニ存在スル事ヲ要スル

斯クテ此斷面ハ四邊形即チ直線形デアル故ニ求メタ四點ヲ直線デ結ベハ所要ノ核心即チ同性應力範圍ヲ得ル。

此斷面ガ直線形デアル時ニハ求メタ點ヲ直線デ結ンデ所要ノ

核心圖ヲ得ルノ理ニ就イテハ之ヲ證明スルノ必要ガアル。今 Fig. 644 ニ於テ C_1, C_2 ヲ核心限界トシ $C_1 C_2$ 線上ノ一點 C ガ壓力中心デアル時ハ之ニ相當スル中立軸 $n n$ ハ必ズ C' 點ヲ通ル事ヲ證明シヤウ。此壓力中心 C = 働ク力ハ之ヲ分解シテ主軸上ノ C_1 ト C_2 トニ作用スル二カトスル事ガ出來ル。其分解サレタ C_1 = 作用スル一力ニ對スル中立軸ハ $n_1 n_1$ デアリ C_2 = 作用スル一力ニ對スル中立軸ハ $n_2 n_2$ デアル。從ツテ結局 C 點ニ作用スル外力ニ對スル中立軸ハ此二ツノ中立軸ノ交點 C' ヲ通ラナケレバナラヌコトヲ知ル。此關係ハ $C_1 C_2$ ナル直線上ノ總テノ點ニ對シテ適用シ得ルノデアルカラ逆ニ考ヘテ斷面ノ隅點ニ相當スル核心限界ハ一ツノ直線ナル事ヲ知ル。斯クテ一ツノ壓力中心ニ相當シテ一ツノ中立軸 (C' 點ヲ通ズル) ヲ得ベキガ故ニ C ガ C_1 カラ C_2 ニ移動スルニ相當シテ中立軸 $n n$ ハ $n_1 n_1$ カラ漸次 $n_2 n_2$ 迄廻轉スル直線トナルノデアル。

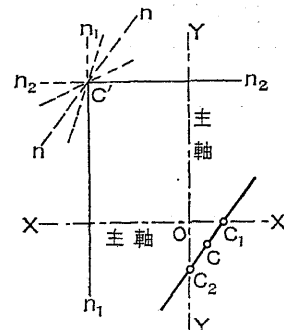


Fig. 644.

此斷面ガ直線形デアル時ニハ求メタ點ヲ直線デ結ンデ所要ノ核心圖ヲ得ルノ理ニ就イテハ之ヲ證明スルノ必要ガアル。今 Fig. 644 ニ於テ C_1, C_2 ヲ核心限界トシ $C_1 C_2$ 線上ノ一點 C ガ壓力中心デアル時ハ之ニ相當スル中立軸 $n n$ ハ必ズ C' 點ヲ通ル事ヲ證明シヤウ。此壓力中心 C = 働ク力ハ之ヲ分解シテ主軸上ノ C_1 ト C_2 トニ作用スル二カトスル事ガ出來ル。其分解サレタ C_1 = 作用スル一力ニ對スル中立軸ハ $n_1 n_1$ デアリ C_2 = 作用スル一力ニ對スル中立軸ハ $n_2 n_2$ デアル。從ツテ結局 C 點ニ作用スル外力ニ對スル中立軸ハ此二ツノ中立軸ノ交點 C' ヲ通ラナケレバナラヌコトヲ知ル。此關係ハ $C_1 C_2$ ナル直線上ノ總テノ點ニ對シテ適用シ得ルノデアルカラ逆ニ考ヘテ斷面ノ隅點ニ相當スル核心限界ハ一ツノ直線ナル事ヲ知ル。斯クテ一ツノ壓力中心ニ相當シテ一ツノ中立軸 (C' 點ヲ通ズル) ヲ得ベキガ故ニ C ガ C_1 カラ C_2 ニ移動スルニ相當シテ中立軸 $n n$ ハ $n_1 n_1$ カラ漸次 $n_2 n_2$ 迄廻轉スル直線トナルノデアル。

(b) 圓形斷面 (Fig. 645 參照)

任意ノ直徑ニ對シテ

$$I = \frac{\pi r^4}{4}, \quad F = \pi r^2, \quad y_1 = y_2 = r,$$

$$\therefore r_x = \frac{I}{F y_1} = \frac{\pi r^4}{4 \pi r^2 r} = \frac{r}{4} \dots \dots (591)$$

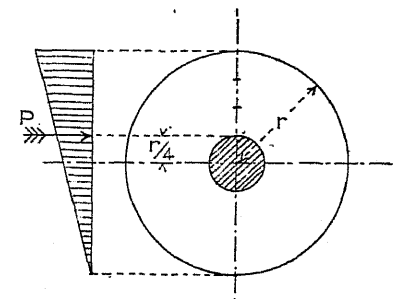


Fig. 645.

此値ハ圓形ノ場合ニハアラユル方向ニ同一デアル。從ツテ同性

第二十八表 核心及核心半徑

番號	斷面	核心對角線長	核心最小半徑 $\min r_K$
1		$\frac{1}{3}h$	$\frac{h}{6} \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.1179h$
2		$\frac{1}{3}h$ 及 $\frac{1}{3}b$	$\frac{bh}{6\sqrt{b^2+h^2}}$
3		0.4883 R	0.2256 R
4		$\frac{d}{4}$ (定數)	$\frac{d}{8}$ (定數)
5		$\frac{H^2+h^2}{3H}$	$\frac{H}{6} \frac{1}{\sqrt{2}} \left\{ 1 + \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right\}$ $= 0.1179 H \left\{ 1 + \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right\}$
6		$0.4883 R \left\{ 1 + \left(\frac{R_0}{R} \right)^2 \right\}$	$0.2256 R \left\{ 1 + \left(\frac{R_0}{R} \right)^2 \right\}$
7		$\frac{D}{4} \left\{ 1 + \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right\}$ $= \frac{D^2+d^2}{4D} = \frac{R^2+r^2}{2R}$ (定數)	$\frac{D}{8} \left\{ 1 + \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right\}$ $= \frac{D^2+d^2}{8D} = \frac{R^2+r^2}{4R}$ (定數)

應力範圍モ亦圓形ヲ成ス事ヲ知ル。

中空圓形斷面ノトキニハ内外圓ノ半徑ヲ夫々 r 及 R トシテ

$$I = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4}, \quad F = \pi(R^2 - r^2), \quad y_1 = y_2 = R$$

$$\therefore r_K = \frac{I}{F \cdot y_1} = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4\pi(R^2 - r^2)R} = \frac{R^2 + r^2}{4R} \dots\dots\dots(592)$$

第二十八表ニ示スモノハ各種ノ斷面ニ對スル核心及核心半徑デアル。

上述ノ如ク第三安定條件ハ次ノ二項トスル事ガ出來ル。

1. 斷面ノ何レノ部分ニモ張力ヲ受ケナイ爲メニハ合成壓力作用點ガ斷面ノ核心内ニアル事ヲ要ス。

2. (581)式カラ計算サレル最大應壓力 σ' ガ其材料ノ許容應壓力ヲ超過セザル事ヲ要ス。

此二條件ノ内後者ヲ満足スル事ハ絶對ニ必要デアルガ或種ノ構造物例ヘバ擁壁煙突ノ如キニ於テハ其前者ヲ満足スル事ヲ必ズシモ必要トシナイ場合ガアル。換言スレバ或種ノ構造物ニ對シテハ σ' ガ許容限度内ニサヘアレバ壓力中心ハ核心外ニ出テモ差支ナイノデアル。此場合ノ應壓力ノ分布ニ就イテ更ニ研究セシ一般ニ用ヒラレテ居ル假定ハ其斷面ニ呼起サレテ居ル應張力ハ其材料ガ應張力ニ耐エ得ザル爲メニ全然信賴スル事ガ出來ナイモノトシテ之ヲ無視シ唯生ズル應壓力ノミニヨツテ外力ニ抵抗シ平衡ヲ保ツモノトスルノデアル。即チ壓力中心ガ斷面ノ核心内ニアル場合ニ限ツテ(581)式ヲ適用シ若シ壓力中心ガ此範圍外ニ出タトキニハ次ニ説明スル公式ニ據ツテ計算ヲ行ハナケレバナラス。

應張力ヲ無視セル計算

Fig. 646 = 於テ壓力中心ガ核心外ニ於テ主軸線上ニ働ク場合ヲ考ヘ其圖形中心Oト壓力中心Cトヲ結ブ線ヲFFトスレバ此FF線ハ主軸ノ一ツト一致スル。扱C點ハ核心外ニアルガ故ニ應張力ガ呼起サレルノデアアルガ前述ノ理由デ之ヲ無視シ應壓力ノミニヨツテ外力ニ抵抗スルモノト考ヘル。今 Fig. 646

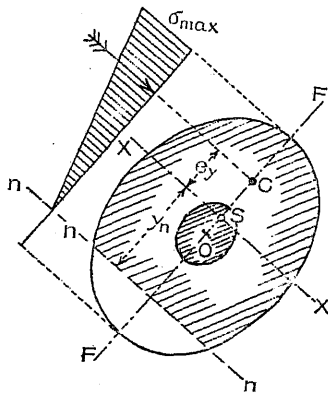


Fig. 646.

ニ於テ假ニnnヲ求ムル中立軸ト假定スレバ其一側ノ圖上影線ヲ加ヘタ面積ノミニ於テ偏心荷重ニ依ル彎曲法則ガ成立スル筈デアツテ前ニ Fig. 642 = 説明シタ重心點面積慣性能率ニ對シテ全斷面ノモノヲ採ツタ代リニ此場合ニハnn線ニテ限ラレタ影線面積ノ重心點面積慣性能率ヲ探レバヨイノデアアル。即チ(589)式ヲ再ビ書ケバ

$$-r_x^2 = e_y \cdot y_n \dots\dots\dots(i)$$

式中 $r_x^2 =$ 應壓面積ノ重心點Sヲ通ジ中立軸nnニ平行ナXX軸ニ對スル應壓面積ノミノ環動半徑

$e_y =$ 應壓面積重心Sカラ壓力中心C迄ノ距離

$y_n =$ 應壓面積重心Sカラ中立軸nn迄ノ距離

(i) 式へ $r_x^2 = \frac{I_x}{F}$ ヲ挿入スレバ

$$e_y = \frac{I_x}{F \cdot y_n}$$

式中 $I_x = F \cdot r_x^2 =$ 應壓面積ノ其重心Sヲ通ジ中立軸nnニ平行ナ

ルXX軸ニ對スル慣性能率。

更ニ $I_n =$ 中立軸nnニ對スル應壓面積ノ慣性能率 トスレバ

$$I_n = I_x + F \cdot y_n^2$$

$$\therefore e_y = \frac{I_n - F \cdot y_n^2}{F \cdot y_n} \dots\dots\dots(ii)$$

(ii) 式ヲ書直セバ

$$e_y + y_n = \frac{I_n}{F \cdot y_n} = \frac{I_n}{S_n} \dots\dots\dots(593)$$

式中 $I_n =$ 中立軸nnニ對スル應壓面積ノ慣性能率

$S_n =$ 中立軸nnニ對スル應壓面積ノ靜力率

此(593)式ハ中立軸ノ位置ヲ決定スル式デアツテ更ニ生ズル應力度ヲ求メシニハ内外力ノ平衡條件

$$P = \int \sigma \cdot df$$

ヲ利用スレバヨイ。茲ニ一二ノ計算例ヲ示ス。

(a) 矩形斷面

一般式(593)ニ於テ應壓面積ノ幅ヲ

d ト置キ

$$e_y + y_n = \frac{I_n}{S_n} = \frac{\frac{1}{3}bd^3}{bd \cdot \frac{d}{2}} = \frac{2}{3}d$$

從ツテ壓力中心Cノ位置ヲ與フル距離 ξ ハ

$$\xi = d - (e_y + y_n) = d - \frac{2}{3}d = \frac{1}{3}d$$

$$\therefore d = 3\xi \dots\dots\dots(594)$$

コレ即チ中立軸ノ位置ヲ與ヘルモノデアツテ應壓面積ノ幅 d ハ

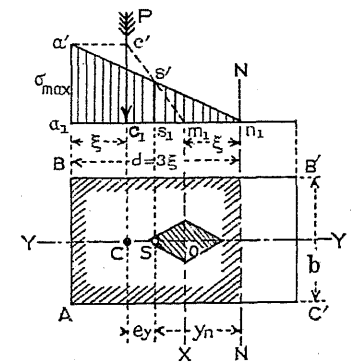


Fig. 647.

壓力中心ヨリ端迄ノ距離 ξ ノ三倍ニ相當スル事ヲ知ル。

斯クテ應壓面積ガ既知トナレバ壓力分布ハ容易ニ求メラレル。
其應壓面積重心 S = 生ズル平均應力 σ_s ハ

$$\sigma_s = \frac{P}{b.d}$$

應力分布圖ヲ圖式的ニ作圖センニハ先ヅ應壓面積重心ニ於テ
此平均値 σ_s ヲ縦距トシ中立軸ニ
於テ零ヲ有スル如ク作圖スレバ
ヨイノデアツテ Fig. 648 = 於テ
基線 $a_1 n_1$ 上ニ $s_1 s'_1 = \sigma_s$ ナル縦距
ヲ置キ s' ト n_1 トヲ結ビ延長シテ
 $a_1 a'$ ナル最大應力 σ_{max} ヲ求メル
事ガ出來ル。其値ハ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max} &= 2\sigma_s = 2 \frac{P}{bd} \\ &= \frac{2}{3} \frac{P}{\xi b} \end{aligned} \right\} \dots(595)$$

$b = 1$ ト置キ得レバ

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3\xi}$$

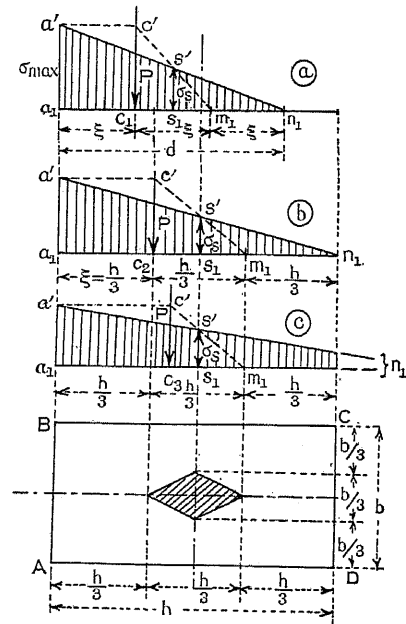


Fig. 648.

此作圖ノ精密ヲ檢スルニハ σ_{max}
ニ對スル影響線 (Influence line) ヲ利用スルノデアツテ Fig. 648 (a) =
就イテ説明スレバ前述ノ如クニシテ求メラレタ a' カラ水平線
 $a'a'$ ヲ引キコレガ P ノ作用線ヲ d' ニテ切ツタモノトスル。コノ
 d' ヲ s' = 結ビ延長シテ接合面基線ト m_1 ニテ交レバコノ m_1 ハ次
ノ關係ニナケレバナラス。

$$m_1 n_1 = a_1 c_1 = \xi = \frac{d}{3}$$

直線 $d's'$ ハ σ_{max} = 對スル影響線デアル。此方法ニヨレバ壓力中
心ノ位置ノ如何ニ關セズ應力圖ヲ畫ク事ハ容易デアル。 Fig. 648
⑥ ⑦ ハ各種ノ壓力中心ニ對スル應力分布ヲ作圖シタモノヲ示ス。

(b) 不規則斷面

不規則斷面ノ時ニハ $\frac{r_K^2}{y}$ 及 $\frac{I}{S}$ ヲ用ヒテ中立軸ノ位置ヲ求メ

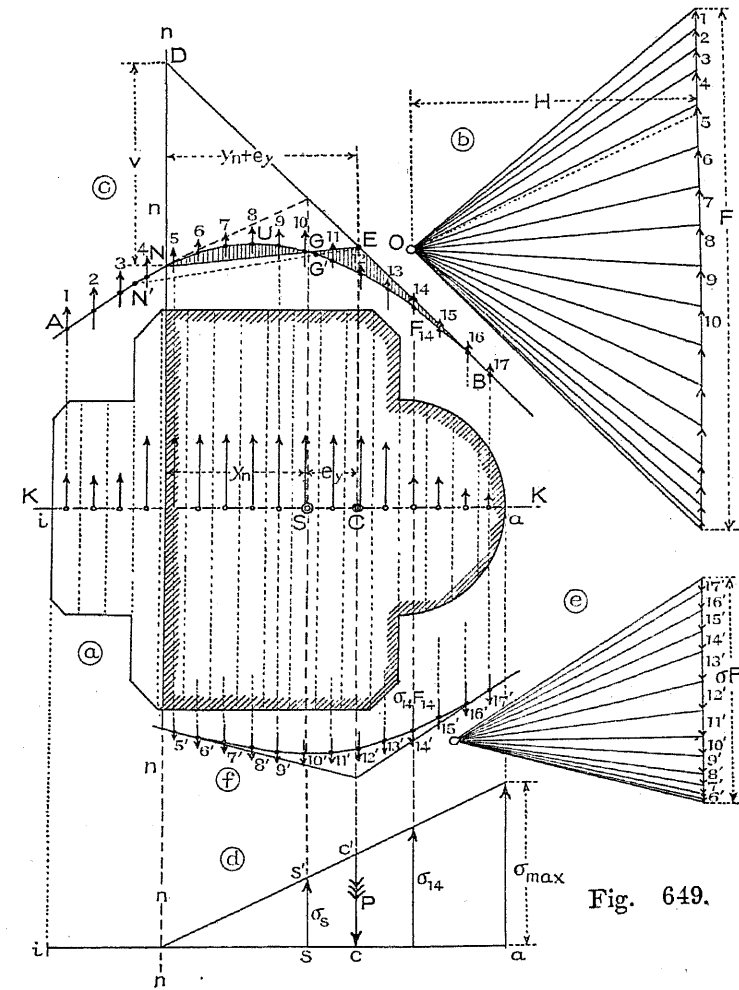


Fig. 649.

ル事ハ極メテ不便デアアルガ故ニ圖式解法ヲ用ヒル事ガ最モ便利デアアル。

Fig. 649 ハ柱断面ニ於ケル解法ヲ示ス。Cガ壓力中心デアツテ断面ノ對稱軸上ニ働クモノトス。Cハ核心外ニアアルガ故ニ中立軸ハ此断面内ニ於テ交叉スベク其位置 nn ハ對稱軸ニ直角トナル。扱 nn 線ヨリ右方ノ應壓面積ガ中立軸ニ對スル慣性能率ハ既ニ第六章第四節(V)ニ於テ「モール」氏法トシテ説明シタ方法ニヨツテ容易ニ求メラレルノデアツテ茲ニ之ヲ應用シヨウ。先ヅKK線ニ直角ナル線ニテ全斷面積ヲ多クノ小部分ニ細分シ其各部分ノ面積ガカトシテ各々ノ重心ニ働クモノト考ヘテ nn 線ヨリ右側ノ全面積ニ對シテ示力線①及ビ平衡多邊形②ヲ作り求メタ多邊形BUNト其端邊DBト nn 線トノ間ノ面積ヲ測レバ

$$I_n = 2H \times \text{面積} BUNDB$$

更ニ此断面ノ靜力率ハ明カニ

$$S_n = F_n \cdot y_n = H \cdot v = H \cdot ND$$

故ニ(593)式ニ於ケル壓力中心カラ中立軸迄ノ距離ハ

$$e_y + y_n = \frac{I_n}{S_n} = \frac{2 \times \text{面積} BUNDB}{ND}$$

即チ BUNDB ナル面積 (nn 線ト平衡多邊形及一端邊トノ間ニ包マレタ面積)ヲ底邊ガ $ND = v$ ナル三角線ニ變形スレバ其三角形ノ高ガ此公式ノ示ス $e_y + y_n$ トナル。從ツテNカラ直線NEヲ引キ平衡多邊形ヲ兩斷シテ其切ラレタ兩側ニ出來タ圖示ノ影線面積ヲ等シカラシムレバ BUNDB ガ三角形NEDト等積ニナリ

$$e_y + y_n = \frac{2NED}{ND}$$

即チ $\triangle NED$ ノ高ガ求ムル $e_y + y_n$ ナル距離トナル。

以上ノ計算ハ中立軸 nn ヲ既知ト假定シテ得タモノデアアル。故ニ之ヲ逆ニ應用シテCナル壓力中心ニ相當セル中立軸 nn 線ヲ求メルニハ先ヅ與ヘラレタC點カラ垂線CEヲ引キ其平衡多邊形ニ於ケル端邊トノ交點Eカラ假ニ直線ENヲ引イテ其兩側ニ生ズル影線面積ヲ等シカラシムレバ求メタN點ヲ通ジテ引イタ垂直線ガ即チ中立軸 nn デアル。此E點カラ假ニ直線ENヲ引イテ其左右ニ生ズル影線面積ヲ等シカラシムル作圖ハ極メテ容易ニ一兩度ノ試作ニテ完了シ得ルノデアツテ次ノ如クスルモ亦其一法デアアル。今E點カラ目分量ニテ假ニEN'ナル直線ヲ引イタモノトスレバ先ヅ生ジタル面積 $N'UG'$ 及 $G'EB$ ヲ求メテ

$$\triangle EN'N = \text{面積} N'UG' - \text{面積} G'EB$$

ナル如キ三角形EN'Nヲ作ツテN點ヲ定ムレバコレガ求ムル中立軸 nn ノ位置デアアル。何トナレバ上式ハ書直シテ

$$\text{面積} G'EB = \text{面積} N'UG' - \triangle EN'N$$

此兩邊ニ $\triangle EG'G$ ヲ加フレバ

$$\triangle GEB = \text{面積} NUG$$

コレ上述シタ求メントスル條件ニ外ナラス。

尙此平衡多邊形BUAノ應壓面積ニ相當スル部分即チBヨリN迄ノ部分ノ兩端邊ノ交點ヲ求ムレバコレニヨツテ應壓面積ノ重心Sガ容易ニ求メラレル。

應壓面積ノ平均應壓力ハ其重心Sニ於テ生ズベク其値

$$\sigma_s = \frac{P}{F_n}$$

ヲ Fig. 649 ②ニ示ス水平線 ia 上ノ相當點 s カラ縦距 ss' トシテ立

テ其端 s' フ應力零ノ點(中立軸) n ニ結ブトキハ求ムル壓力圖ヲ得ル。此圖表ノ精否ヲ檢スルニハ先キニ此斷面ヲ幾多ノ小面積ニ割ツタモノト其各小面積ニ相當スル應力度(㉔圖ニ求メラレタ)トノ積 σF フ求メコレヲカト考ヘテ第二ノ示力線㉕及ビ之ニ相當スル平衡多邊形㉖ヲ作圖スレバ其合成力ノ作用スル點ハ壓力中心 C ト一致シナケレバナラヌ筈デアアル。コレニヨツテ作圖ノ精否ヲ檢スルコトガ出來ル。

(c) 荷重ガ主軸外ニ働ク場合

壓力中心ト斷面形中心トヲ結ブ線ガ其斷面ノ主軸ト一致シナイトキニ中立軸ヲ求メ壓力圖ヲ作ルニハ如何ニスベキカト云フニコノ解法ハ(b)ニ於ケルヨリモ遙ニ困難デアアル。一般ニ圖式解法ニ據ルノデアツテ一度デハ最後ノ結果ヲ得ル事ハ出來ズ必ズ

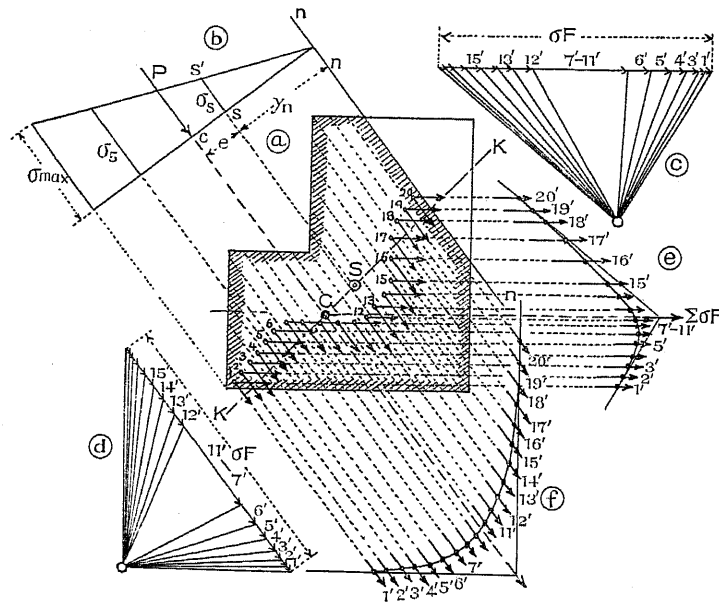


Fig. 650.

兩三度ノ試作ニヨツテ求メラレル。Fig. 650ニ就イテ其作圖ノ概要ヲ説明スル。

先ヅ Fig. 642ニ説明シタト同様ニ此斷面ガ張力ニ抵抗シ得ルモノト假定シ(589)式ヲ用ヒテ中立軸 nn ノ位置及方向ヲ計算シ次ニ此中立軸ヲ限界トシテ應張面積ヲ全然無視シ應壓面積ノミニ就キテ Fig. 649ニ示ス如ク平衡多邊形ノ試作ヲ反復シテ中立軸ノ眞ノ位置及方向ヲ求メルノデアアル。即チ先ヅ此應壓面積ニツキ重心 S ヲ作圖ニテ求メ次ニ nn 軸ニ平行ニ此應壓面積ヲ細分シテ各其細分面積ニ就キテ σF フ計算シ此 σF フ各其重心ニ作用スルカト考ヘテ示力線㉕㉖及平衡多邊形㉕㉖ヲ作圖スレバ此假定シタ nn 軸ニ相當スル應壓力中心 R ガ求メラレル。此求メタ應壓力中心 R ハ外力ノ作用點 C ト一致シナケレバナラヌ筈デアアル。

若シ一致シナカツタナラバ nn 軸ノ位置又ハ方向ニ對スル假定ガ正シクナカツタ事ヲ示スモノデアアル故ニ之ヲ改メテ再ビ作圖ヲ反復セネバナラヌ。今作圖ノ結果假ニ Fig. 651ニ示ス如ク應壓力中心 R ト荷重作用點 C トガ一致シナカツタモノトスレバ此 R ガ C ト一致スルニ至ル迄 nn 軸ヲ移動セシメル事ヲ要ス。此 R ノ點ヲ圖示ノ距離 e_u タケ移動セシメルニハ nn ナ

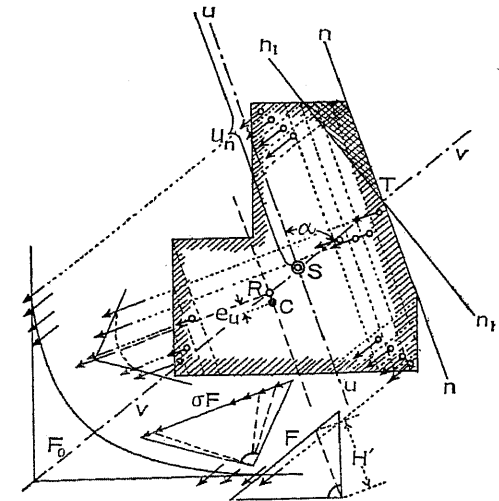


Fig. 651.

ル中立軸ヲ其上ノ或一點ノ廻リニ廻轉セシメル事が必要デアツテ其廻轉後ノ位置ヲ n_1n_1 トシコレヲ求ムル方法ヲ述ベヨウ。今此中立軸ガ nn カラ n_1n_1 ニ廻轉シタタメニ生ズル應壓面積ノ變化ハ極メテ僅カデアルカラ之ヲ無視シ同時ニ nn 線ト n_1n_1 線トノ間ニ挿マレタ面積(圖上複影線ヲ加ヘタ面積)ハ應張力ニモ抵抗シ得ルモノト假定スル。換言スレバ nn 線ニテ限界サレタ面積ガ Fig. 642 ニ示シタ斷面ト同ジク應張并ビニ應壓力ヲ發揮シ得テコレダケノ面積デ以テ C 點ニ働ク外力ニ抵抗スルモノト假定スル。斯クスルトキハ Fig. 642 ニ説明シタ理論ハ其儘此面積ニ對シテ適用サレ得ル理デアルガ故ニ先ヅ此面積ニ就キテ重心 S ヲ求メ先キニ求メタ應壓力中心 R ト此重心 S トヲ結ブトキハ此直線 RS ハ nn ヲ中立軸トスル應壓面積ノ重心軸デアリ且ツ nn 軸ニ平行ナル中立軸ニ對スル外力作用點ハ必ズ此線上ニ存スルコトヲ知ル。次ニ此求メタ重心軸 RS ヲ v 軸トシ nn 線ニ平行ニ重心 S ヲ通ル他ノ軸 u ヲ作ツテ此新シイ u, v 軸ニ對シテ先キニ (589) 式ニ得タ結果ヲ適用センニ nn 線ニテ限界サレタ此面積ニ於テ主軸外ノ一點 C ニ外力ガ働イタトキノ中立軸ノ位置ハ其主軸 u, v トノ交點ノ縱橫距 u_n, v_n ((589) 式ニ於ケル x_n, y_n ニ相當ス) ニヨツテ與ヘラルベク C 點ノ v 軸カラノ距離ハ e_u デアル故ニ

$$u_n = \frac{r_v^2}{e_u} \dots \dots \dots (589) \text{式参照}$$

u_n ハ新シク訂正サレタ中立軸 n_1n_1 ガ u 軸トノ交點ノ位置ヲ與ヘ r_v ハ此斷面ノ v 軸ニ對スル環動半徑デアツテ $r_v^2 = \frac{I_v}{F}$ ニテ與ヘラレル。 r_v ノ計算ハ圖式的ニ簡單ニ行ハレル。既ニ第六章第四節ニ「モール」氏法トシテ説明シタ如ク此面積 F ヲ v 軸ニ平行ナ小

面積ニ分チ其面積ヲ v 軸ニ平行ニ働ク力ト考ヘテ示力線ニ置キ u 軸ノ方向ニ測リタル極距 H' ヲ以テ平衡多邊形ヲ作圖スレバ此多邊形ガ其兩端邊トノ間ニ包マレタ面積 F。ヲ求メ

$$I_v = \frac{2H'F_0}{\sin \alpha} \dots \dots \dots (13) \text{式参照}$$

今若シ極距 H' ヲシテ $H' = \frac{1}{2}F$ ナラシムレバ

$$I_v = \frac{FF_0}{\sin \alpha}$$

$$r_v^2 = \frac{F_0}{\sin \alpha}$$

$$\therefore u_n = \frac{F_0}{e_u \sin \alpha} \dots \dots \dots (596)$$

a ハ u, v 軸ノ間ノ角デアアル。今平衡多邊形ノ面積 F_0 ヲ $2F_0 = \epsilon e_u \sin a$ ナル形ニ表ハシ ϵ ヲ可變數ト採ルトキハ

$$u_n = \frac{r_v^2}{e_u} = \frac{\epsilon}{2}$$

斯クテ n_1n_1 ノ中立軸ノ第二ノ位置ガ決定シタナラバ此中立軸ニ就キテ再ビ最初カラノ作圖ヲ反復シテ應壓力中心ヲ求メコレガ外力作用點 C ト一致スルヤ否ヲ檢スルコト Fig. 650 ノ如クスレバ最後ノ結果ガ得ラレル。此場合再ビ不一致ヲ見ル事アラバ再ビ n_1n_1 軸ノ移動廻轉ヲ企テネバナラス。斯クテ應壓力中心ト外力作用點トガ充分精密ニ一致シタナラバ中立軸ノ位置ガ確定シタ事トナリコレニ從ツテ應力分布圖ヲ求ムル作圖ハ Fig. 648 及ビ Fig. 649 ニ説明シタルト同ジク Fig. 650 ノ如クシテ最大應力 σ_{max} ガ得ラレル。

Fig. 652 ニ示ス如キ矩形斷面ニ於テ主軸外ニ外力ガ作用スル場合ニ若シ此外力ガ矩形ノ一ツノ對角線上ニ働クトキニハ中立

軸ノ方向ハ常ニ他ノ對角線ニ平行デアアル。何トナレバ此中立軸ニ平行ニ細分セラレタ應壓微分面積ノ重心ハ前者對角線上ニ存在シ從ツテ應壓力中心Rガ對角線上ニ存在スルカラデアアル。全ク同様ノ理論ハ平行四邊形橢圓形断面ノ疊積工構造ニ適用セラレ得ル。中立軸ノ方向サヘ確定シタナラバ其位置ヲ求メルノ作圖ハ對稱断面ニ對スル Fig. 649ト全ク同様ニ之ヲ行ヒ得ル。

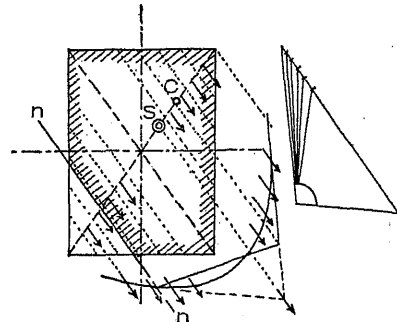


Fig. 652.

例題第七十二 長8m, 幅2mニシテ其兩端ヲ徑2mノ半圓ニテ擬橢圓形断面ニ作レル橋脚アリ。此橋脚自重其上ニ乗ル橋梁自重并ビニ橋梁ニ作用スル列車荷重, 同ジク橋梁ノ縦ノ方向ニ作用スル制動荷重及ビ橋梁ニ直角ノ方向ニ働ク風荷重ヲ合計シタル總合成力ガ此断面ニ對シ400tノ大サヲ以テ Fig. 653ニ

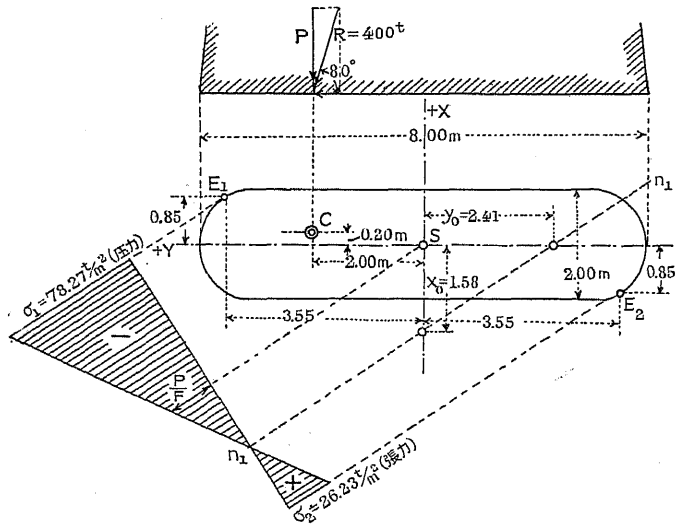


Fig. 653.

示スC點 ($x = 20\text{ cm}, y = 2,0\text{ m}$)ニ作用スルモノトス。此合成力ガ此断面ニ對スル傾斜ヲ 80° トシテ中立軸ノ位置及最大應力ヲ求ム。但シ此橋脚材料ノ抗張強ハ之ヲ無視ス。

(答) 合成力ハ 80° ノ傾斜ヲ爲ス故其垂直分力Pハ

$$P = 400 \times \sin 80^\circ = 400 \times 0.9848 = 393.9\text{ t}$$

此橋脚全断面ノ面積及慣性能率ハ

$$F = 3.14 \times 1^2 + 6 \times 2 = 15.14\text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{2 \times 6^3}{12} + \frac{2\pi \cdot 1^4}{2 \times 4} - \left(\frac{4}{3} \frac{1}{\pi}\right)^2 \frac{2 \times 1^2 \pi}{2} + \left(\frac{4}{3} \frac{1}{\pi} + 3\right)^2 \frac{\pi \cdot 1^2}{2} \cdot 2 = 73.06\text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{6 \times 2^3}{12} + \frac{\pi \cdot 1^4}{4} = 4.79\text{ m}^4$$

斯クテ先ヅ此全断面ガ張力ニ耐ユルモノト假定シ其中立軸ノ位置ヲ求ムル爲メ(589)式ヲ用ヒテ其主軸X, Yトノ交點 x_0, y_0 ヲ計算シ

$$x_0 = -\frac{4.79}{15.14 \times 0.2} = -1.58\text{ m}, \quad y_0 = -\frac{73.06}{15.14 \times 2.0} = -2.41\text{ m}$$

斯クテ任意點 (x, y) ノ應力ハ(586)式ニヨリ

$$\sigma = \frac{-393.92}{15.14} - \frac{393.92 \times 0.2}{4.79} x - \frac{393.92 \times 2.0}{73.06} y = -26.02 - 16.45x - 10.78y$$

求メタ中立軸ヨリ最遠線維ニ相當スル點 E_1, E_2 ノ座標 $x = \pm 0.85\text{ m}, y = \pm 3.55\text{ m}$ ヲ挿入シ此断面ニ生ズル最大應力ヲ得ベク

$$\sigma_1 = -26.02 - 16.45 \times 0.85 - 10.78 \times 3.55 = -78.27\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -26.02 + 16.45 \times 0.85 + 10.78 \times 3.55 = +26.23\text{ t/m}^2$$

次ニ上述ノ如ク張力ニ抵抗シ得ルト假定シテ求メタ中立軸 $n_1 n_1$ ガ果シテ抗張力ヲ假定セザル場合ニ對シテ正シキモノナリヤ否ヤヲ驗スルタメニ Fig. 649ニ示ス圖式解法ヲ應用シヨウ。

Fig. 654 @ニ於テ中立軸 $n_1 n_1$ ヲ正シキモノト假定シテ此 $n_1 n_1$ ヨリ左側ニアル断面ヲ $n_1 n_1$ ニ平行ナル線ヲ以テ9個ノ細小部分ニ分チ其重心ヲ s_1, s_2, \dots, s_9 トス。

今是等ノ各面積ガ各々其重心ニ働ク平行力デアアルト考ヘ示力線 1, 2, ………, 10 上ニ排列シ(㊸圖参照)任意ニ極 O チ採ツテ極射線 I, II, III, ………ヲ引キコレニ平行ニ平衡多邊形 AGN(㊸圖)ヲ作圖スル。次ニ與ヘラレタ壓力中心 C カラ中立軸 n_1n_1 ニ平行線ヲ引キ其平衡多邊形ノ第一邊トノ交點ヲ E トシ E ヲ通ジテ任意線 EG'N' ヲ作ツテ見テ其多邊形トノ交點ヲ G' 及 N' トスル。然ルトキハ Fig. 649 ニ説明シタ條件即チ其左右ニ生ズル面積ガ相等シキ如キ正シキ線 EGN' ハ次ノ條件ヲ満足スル N 點ヲ求ムル事ニヨツテ決定セラレ得ル。即チ

$$\text{多邊形 } G'GN' - \triangle EG' = \triangle EN'N.$$

求メタ點 N' ヲ通り n_1n_1 ニ平行ニ $n_1'n_1'$ ヲ引ケバコレハ求メタ中立軸デアアル。但シ以上ノ作圖ニ於テハ Fig. 653 ニ示シタ n_1n_1 ナル方向(計算カラ求メタ)ガ中立軸ノ方向ヲ示スモノト假定シテ行ハレタノデアツテ果シテ此假定ガ正シキカ否カ、求メタ中立軸ハ正シイモノデアアルカ否カヲ檢シテ見ネバナラヌ。其ノ爲メ㊸圖ニ示ス如ク任意ニ極 O' ヲ選ビ平衡多邊形 AGN 各邊ノ延長線ガ $n_1'n_1'$ 線上ニ切ツタ線分 1'2', 2'3', ………, 8'9' ヲ平行力ト考ヘ此示力線 1'-9' ニ引イタ極射線 I', II', III', ………, IX' ニ相當シタル平衡多邊形 I'II'III'……IX' ヲ引ク。Fig. 654 ニ於テハ此作圖ハ㊸圖ニ示ス如ク總テ反時計針ノ方向ニ 45° 廻轉作圖シテ之レヲ明瞭ナラシメント勉メタ。即チ力ノ方向ヲ n_1n_1 線ニ 45° 傾斜セシメ平衡多邊形ノ各邊ヲ極射線ニ 45° 廻轉シテ作圖シタ。斯クシテ求メタ平衡多邊形㊸ノ兩端邊 I' 及 IX' ノ交點ヨリ力ノ方向ニ平行線ヲ引キ其 CE 線トノ交點ヲ R トス。R ハ此断面ニ生ズル應壓力ノ中心デアツテコノ R ガ與ヘラレタ外力作用點 C ト一致スルナラバ此作圖ノ假定ガ正シク $n_1'n_1'$ ガ正シキ中立軸デアツタ事ヲ知ルノデアアル。

Fig. 654 ㊸ノ作圖ニ於テハ R ハ C ト一致シナイ。其二點ノ距離 $e_u = -3.5$ cm ヲ得タノデアアル。從ツテ上ニ行ツタ作圖ハ更ニ其假定ヲ改メテ遣リ直ス事ヲ必要トスル。其爲メニ先ツ R ガ C ニ行ク様ニ $n_1'n_1'$ 軸ヲ K 點ノ周リニ廻轉シナケレバナラヌ。此作圖ハ Fig. 651 ニ説明シタル方法ニ從ヒ

Fig. 654

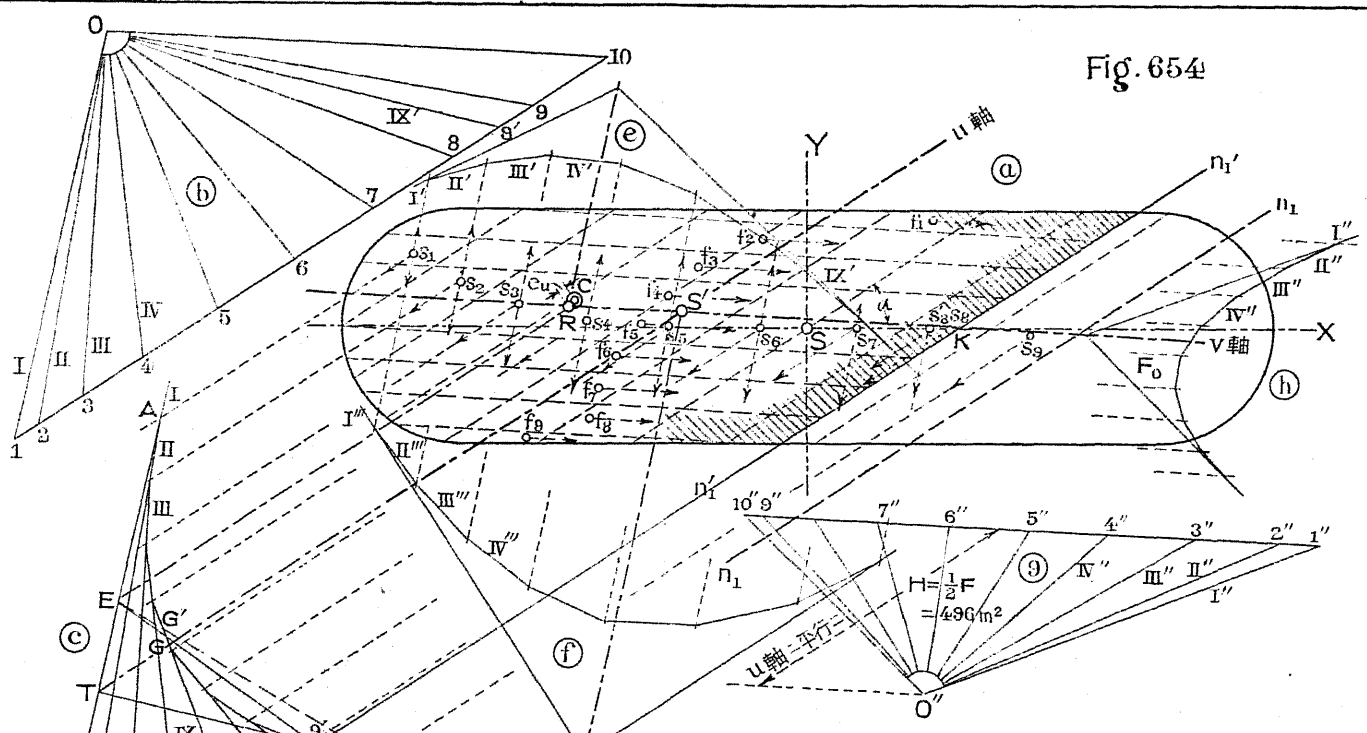
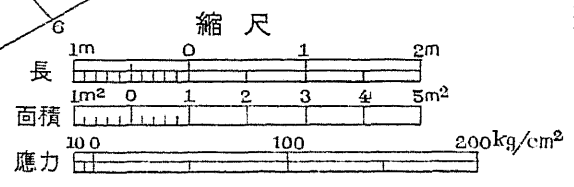
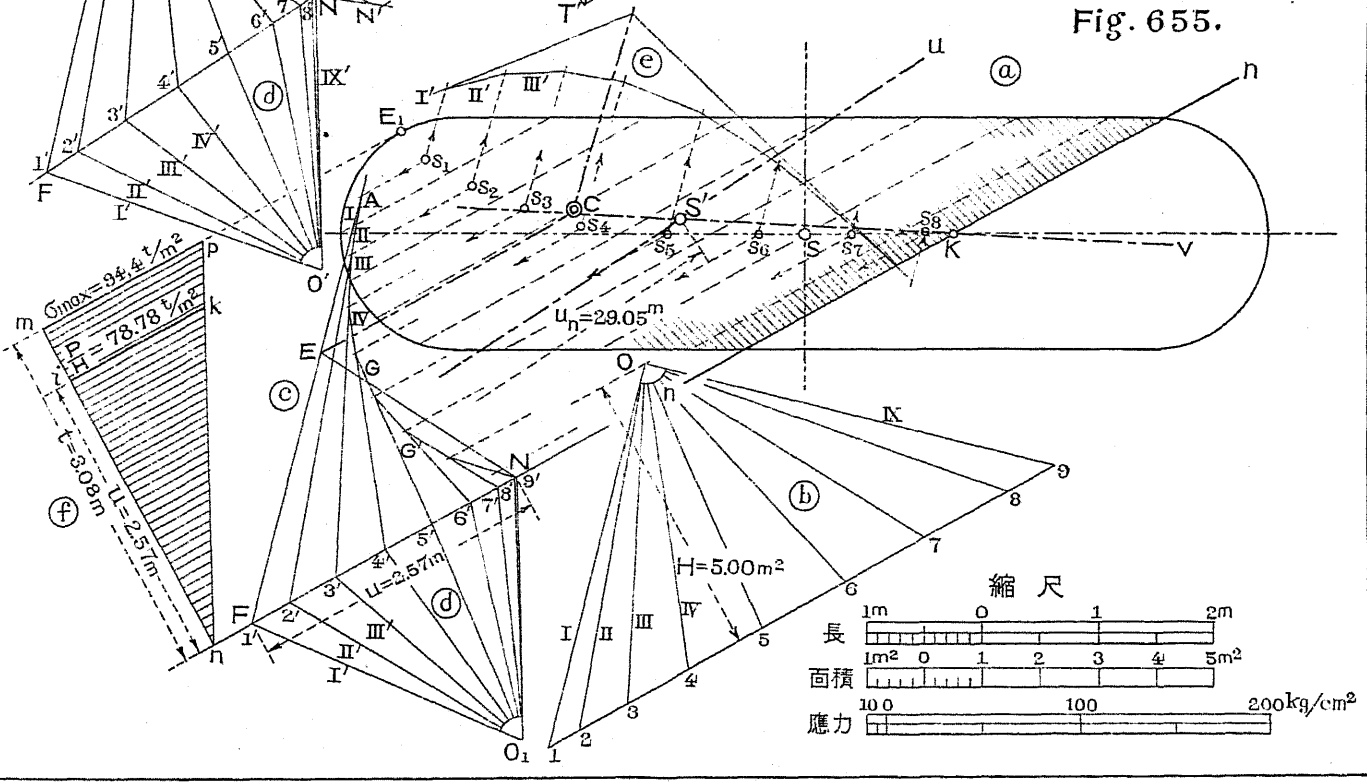


Fig. 655.



次ノ如ク進メテ行ク。

先ヅ $n_1'n_1'$ 線ヨリ左ノ部分ノ重心 S' チ求メル。即チ㊸圖 = 示力線 1—9 = 置イタ各断面部分ノ面積ヲ平行力ト考ヘコレニ對スル平衡多邊形 AGN (㊸圖) チ作ツテ其兩端邊 I 及 IX ノ交點 T チ求メ T チ通ジテ $n_1'n_1'$ = 平行 = 引イタ線 TS' ハ一ツノ重心線デアリ更ニ別ニ㊹圖ノ示力線及極射線ヲ反時計ノ方向 = 45° 廻轉シテ之レニ對スル平衡多邊形 I''II''III''.....チ㊹圖ニ畫キ其兩端邊ノ交點 T' チ求メテ T' チ通ズル重心線 T'S' チ引クトキ㊸圖ヨリ求メラレタ重心線 TS' トノ交點ニヨツテ求ムル重心 S' ガ得ラレル。重心 S' チ座標原點ニ採リ S' チ通ジ $n_1'n_1'$ 線 = 平行ナル線 TS' チ u 軸ト定メ S' ト R トヲ結ブ線ヲ v 軸ト定メル。斯クテ此 uv 軸 = 對シ (596) 式ノ計算ヲ行ツテ正シキ中立軸ノ位置ヲ求メントスルノデアアル。㊸圖 = 於テ $n_1'n_1'$ 線ヨリ左側ニアル部分ヲ v 軸 = 平行ナル線ヲ以テ 9 個ノ細小面積ニ割り其各々ノ重心ヲ $f_1, f_2, f_3, \dots, f_9$ トス。コノ面積ノ合計 $F = \Sigma f = 9.924 m^2$ 是等面積ヲ各其重心ニ働ク v 軸 = 平行ナル平行力ト考ヘ㊸圖 = 示力線トシテ 1"2", 2"3",, 9"10" ノ如ク置キ極 O' チ $H = \frac{1}{2} F = \frac{1}{2} \times 9.924 = 4.96 m^2 =$ 相當スル極距ニ採ツテ極射線 I'', II'', III'', チ畫キコレニ平行ニ㊹圖ニ示ス平衡多邊形 I''II''III''.....チ作圖スル。此㊹圖 = 於テ極距 $H = 4.96 m^2$ チ採ルニ當ツテコレヲ u 軸 = 平行ニ測リ取ル事ニ注意ヲ要スル。斯クテ求メタ平衡多邊形㊹圖 = 於テ其兩端邊トノ間ニ包ム面積ヲ F_0 ト置ケバ測定ノ結果 $F_0 = 0.610 m^2$ デアル。而シテ uv 軸間ノ角ヲ α トスレバ $\sin \alpha = 0.610$ 。故ニ (596) 式ニ示ス u_n ノ長サハ

$$u_n = \frac{F_0}{e_n \sin \alpha} = -\frac{0.610}{0.035 \times 0.600} = -29.05 m.$$

此 u_n ナル長ハ最後ニ求メラルベキ正シキ中立軸ガ u 軸ノ上ニ於テ切ルベキ長即チ縦距デアアルガ故ニ S' ヨリ u 軸ニ沿フテ 29.05 m ノ長ヲ切り求メタ點ト K トヲ結ブトキハ正シキ第二ノ中立軸 nn ガ得ラレル。斯クテ中立軸ハ K ノ周リニ $n_1'n_1'$ カラ nn マテ廻轉セラレタノデアアル。

求メタ第二ノ中立軸 nn ガ正シキヤ否ヤハ再ビ全ク同様ノ作圖ヲ反覆

シテ驗シ得ラレルノデアツテ其圖式解法ヲFig. 655ニ示ス。

Fig. 655ニ於テ假定シタル中立軸 nn ノ左側部分ヲ nn ニ平行ナル線ヲ以テ8個ニ分チ此部分ノ重心ヲ s_1, s_2, \dots トシ此8個ノ面積ヲ各其重心ニ働ク nn ニ平行ナル平行力ト考ヘ示力線1-9(⑥圖)ニ置キ極距 $H=5m^2$ ト採ツテ極 O ヲ定メ極射線I, II, \dots ニ平行ニ平衡多邊形AGN(⑦圖)ヲ作ル。其第一邊ノ延長線トC點ヲ通シ nn ニ平行ニ引イタ線トノ交點ヲEトシEヲ通ジテ引イタEGNナル直線ノ左右ニ出來ル面積AEGトGG'Nトノ面積ガ等シクナルヤウニ引イタトキニ得ラレルN點ガ nn 軸ト一致スルカ否カヲ驗スル、モシ一致シナカツタナラバ求メタN點ヲ通ジテ nn ニ平行線ヲ引ケバヨロシイ。普通ノ場合ニハ平衡多邊形AGNト中立軸 nn トノ交點ヲNトシEトNトヲ結ブ直線EGNノ左方ノ面積AEGトGG'Nトガ等シキ事ヲ測面器(Planimeter)ヲ用ヒテ驗スルノミテ充分デアアル。斯クテ正シキ nn 軸ガ定メラレタナラバ⑦及⑧圖ノ作圖ヲ爲シテ應壓力中心ガ外力作用點ト一致スルヤ否ヤヲ驗スル。即チ⑧圖ノ平衡多邊形各邊ヲ延長シ nn 線トノ交點ヲ1', 2', 3', \dots トシ此1'2', 2'3', \dots ヲ重心 s_1, s_2, \dots ニ働ク平行力ト考ヘ1'-9'ヲ示力線トシ極 O' ヲ採ツテ⑧圖ノ如ク極射線I', II', \dots ヲ作りコレニ平行ニ(Fig. 655ニ於テハコレヲ反時計針方向ニ45°廻旋シテ圖ノ明瞭ヲ期シタ)⑨圖ニ示ス平衡多邊形I'II' \dots ヲ引キ其兩端邊ノ交點ヲ通ジテ平行力ノ方向ニ引イタ直線ガC點ト一致スルカ否カヲ驗スル。此作圖ノ結果ニ於テハ嚴格ニ其一致スルコトヲ見タノデアアル。尙萬一此際Cト一致シナカツタナラバ其求メタ點ヲRトシFig. 654ニ説明シタ方法ヲ更ニ再ビ反覆スルコトヲ要スル。斯クテFig. 655ニ於テハ壓力中心ノ一致ヲ見タルヲ以テ初メテ nn 線ガ正シキ中立軸デアアル事ヲ知ツタノデアアル。

次ニ中立軸 nn カラ最遠縁維ニ相當スル點 E_1 ニ起ル最大應壓力 σ_{max} ヲ求ムル爲メニFig. 655⑩ニ nn ニ直角ニ nm ヲ立テ其線上ニ⑩圖1'-9'ノ長サ $u=2.57m^2$ ニ等シク ni ヲ切取り i 點ヨリ nm ニ直角ニ縱距 $ik=\frac{P}{H}$

$=\frac{-393.92}{5.00}=-78.78t/m^2$ ヲ置キ斯クテ求メタ k ヲ n ト結ビ nk ノ延長線ト E_1 ヲ通り nn ニ平行ナル線 E_1m トノ交點ヲ求メコレヲ p トスレバ pm ハ即 σ_{max} ヲ與ヘルベク

$$\sigma_{max} = ik \times \frac{t}{u} = -78.78 \times \frac{3.08}{2.57} = -94.4t/m^2$$

何トナレバ第一章第七節ニ「クールマン」氏法トシテ説明シタ如ク平衡多邊形(此場合ニハ⑦圖)各邊ノ延長線ガ nn 軸上ニ切ツタ長 u ハ次ノ性質ヲ持ツ

$H \cdot u =$ 平行力ガ nn 軸ニ對スル靜力率ノ和

此右邊ハ又 nn 軸ヨリ左側面積 F ガ nn 軸ニ對シ有スル靜力率トモ考ヘ得ルガ故ニ面積 F ノ重心ガ nn 軸カラノ距離ヲ假ニ f トスレバ前式ハ又次ノ如ク書表ハシ得ル。

$$H \cdot u = F \cdot f$$

從ツテ先キ $\sigma_{max} = ik \times \frac{t}{u}$ トシテ計算シタル式ハ次式ト全ク同ジモノニ外ナラヌ。

$$\sigma_{max} = \frac{P}{H} \cdot \frac{t}{u} = \frac{Pt}{Ff} = \frac{P}{F} \cdot \frac{t}{f}$$

此式ヲ見レバ明カナル如クFig. 649及650ニ於テ重心 S ノ上ニ $\frac{P}{F}$ ヲ立テテ應力三角形ヲ作圖シ f ニテ割リ t ヲ乘ジテ σ_{max} ヲ求メタ解法ト全ク同意義ヲ有スル。Fig. 655ニ示シタ作圖法ノ方ガヨリ簡明デアアル。

[IV] 結論

以上説明シタ所ヲ約言センニ石工或ハ煉瓦工ヲ設計スルニ當リ其構造物ノ何レノ接合面ニ就イテモ次ノ三ツノ安定條件ガ満たサレネバナラヌ。第一條件ノ滑動ニ對スル安定トシテハ合成壓力ノ方向ガ其接合面ノ垂線トナス角ガ其材料間ノ息角又ハ摩擦角ヨリ大トナラザル事デアアル。第二及第三條件即チ轉倒及制限壓力ニ對スル安定ハコレヲ一纏メニシテ云フ事ガ出來ル。即

チ其断面ノ何レノ部分ニモ張力ガ生ゼズ且ツ其端ニ於ケル最大應壓力ガ許容限度ヲ超過シナイ事デアル。此二ツノ條件ノ内何レノ部分ニモ張力ノ生ジナイ爲メニハ壓力中心ガ核心内ニ作用スル事ヲ必要トシ又最大壓力ニ關シテハコレヲ計算シタ結果ガ其材料ノ許容應壓力ヲ超過シナイ事ヲ必要トス。此點ニ關シテハ構造物ニヨリ二様ニ取扱ハレルノデアツテ或構造物ニ於テハ絶對的ニ其断面ノ何レノ部分ニモ張力ガ生ジテハナラナイトスルノデアルガ又或構造物ニ於テハコノ條件ハ必ズシモ必要デナク其最大應壓力ガ制限壓力ヲ超過サヘシナケレバ合成壓力ガ核心外ニ出テ多少ノ張力ガ生ジテモ差支ナイトスルノデアル。此場合ニ於ケル壓力ノ計算ハ全然張力ヲ無視シ唯壓力ノミデ外力ト平衡ヲ保ツトシテ計算シタル最大壓力ヲ用ヒナケレバナラス。

以上ノ安定條件ヲ満足スルヤ否ヤヲ判斷スル資料トシテ各種材料ノ息角ヲ第二十九表ニ示シ又其最大許容應壓力ヲ第三十表ニ示シテ參考ニ供ス。

第二十九表 息角及摩擦係數

材 料	息 角 ϕ	摩 擦 係 數 μ
石工及煉瓦工(乾)	31°-25°	0.6-0.7
石工及煉瓦工ト膠泥(濡)	25 $\frac{1}{2}$ °	0.47
同 上 (微濡)	36 $\frac{1}{2}$ °	0.74
木材ト石材	22°	0.40
鐵材ト石材又ハ砂利	22°-26°	0.40-0.49
石工ト粘土(乾)	27°	0.51
同 上 (濡)	18 $\frac{1}{4}$ °	0.33

土壤ト土壤	14°-45°	0.25-1.0
土壤ト砂, 粘土及之等ノ混合土壤(乾)	21°-37°	0.33-0.75
土壤ト粘土(濡)	45°	1.0
同 上 (濡)	17°	0.35
土壤ト礫及砂利	35°-48°	0.7-1.1
木材ト木材(乾)	14°-26 $\frac{1}{2}$ °	0.25-0.5
金屬ト金屬(乾)	8 $\frac{1}{2}$ °-11 $\frac{1}{2}$ °	0.15-0.20
同 上 (濡, 清潔)	16 $\frac{1}{2}$ °	0.30

備考 (乾)ハ乾燥狀態, (濡)ハ濕潤狀態, (濡)ハ飽水狀態ニアルテ意味ス。

第三十表 許容應壓抵抗即制限壓力

材 料	制 限 壓 力	材 料	制 限 壓 力
玄武岩	75 $\frac{kg/cm^2}{(1070)}$	粗石工	10-15 $\frac{kg/cm^2}{(140-210)}$
花崗岩	45 (640)	切石工	15-20 (210-280)
石灰岩	25 (360)	人造石及混凝土	12 (170)
砂岩	15-30 (210-430)	確實ナル砂, 砂利等ニ於ケル基礎	5-7 (70-100)
普通煉瓦工ニ石灰膠泥ヲ用フルモノ	8 (110)	軟岩上ニ於ケル基礎	10 (140)
良質煉瓦工ニ膠灰膠泥ヲ用フルモノ	11 (160)	良質建築地盤	2.5 (35)
最上煉瓦工	14 (200)		

備考 1 $kg/cm^2 = 14.22 \#/\square'' = 0.914 ton/\square'$

石工及煉瓦工ノ設計ヲ爲スニ二ツノ方法ガアル。即チ

- 1° 石工及煉瓦工ノ施工ニ用フル膠泥ノ強度及附着力ヲ無視シ唯膠泥ハ石又ハ煉瓦ノ粗面ヲ均シ相互ノ完全ナル支持又ハ密接ナル接合ヲ爲スノミノタメニ用ヒラレルト假定スルモノ。
- 2° 膠泥ノ強度及張力ニ幾分信賴シ石又ハ煉瓦ハ膠泥ニヨリテ一

塊ニ結合サレルモノト考ヘ從ツテ膠泥デ積重ネタ石工及煉瓦工ハ横壓 (Lateral pressure) ニ對シテ自重以外ニ膠泥ノ強度ニヨリテモ抵抗スルモノト假定スルモノ。

此二ツノ假定ノ内前者ハ普通ノ重量構造物例ヘバ橋脚、橋臺、擁壁、堰堤、高キ煙突ノ如キニ對シ是等構造物ガ風ノ爲メニ揺ラレタリ又多少ノ不平均ナ沈下ヲ爲スタメニ如何ニ綿密ナル注意ヲ以テ施工セラレテ居ツテモ膠泥ノ附着力ハ破壊サレテ居ルモノト考ヘコレヲ考慮ニ採リ得ナイトスルノデアツテ此事實以外ニ是等構造物ハ若シ一朝破壊スルトセバ其損害タルヤ大ニシテ往々人命財産ニ關スルモノナルガ故ニ安全ヲ期シテ之ニ信賴シナイノデアル。之ニ反シテ輕小ナル構造物例ヘバ牆壁ノ如キニ於テハ節約ノ點カラ膠泥ノ強度ヲ考ヘ得ルトスルノデアツテ其不均等ナル沈下ヲ爲ス事モ少ナク又例ヘコレガ倒壞シテモ大シタ損害無キモノト考ヘ得ルカラデアル。

第二節 偏倚荷重ヲ受クル鐵筋混凝土

鐵筋混凝土抗壓材ニ偏倚荷重ヲ受ケタトキノ計算ハ前節ニ說明シタ疊積工構造ニ於ケルト同様ニ取扱ハレナケレバナラス。コレ混凝土ハ張力ニ耐ニ得ナイト假定セラル、ガ故ニ其應張力ヲ無視シテ計算ヲ行ハナケレバナラスカラデアル。從ツテ先ヅ壓力中心即チ外力ノ作用點ガ其斷面ノ核心内ニアルヤ否ヲ調べナケレバナラス。核心半徑ハ (584) 式ニ示シタ如ク

$$r_k = \frac{r_x^2}{\frac{b}{2}} = \frac{W}{F} = \frac{\text{斷面係數}}{\text{斷面積}}$$

式中 W = 其斷面ノ斷面係數

$$F = \text{同ジク斷面積} = bh + n(F_s + F'_s)$$

Fig. 656ニ示ス如ク斷面ガ非對稱デ左右ノ鐵筋ガ同一デナイ時ニハ (但シ YY 軸ハ對稱軸) 先ヅ重心軸ノ位置ヲ決メネバナラス。

即チ

$$\bar{y} = \frac{\frac{bh^2}{2} + n\{F'_s a' + F_s(h-a)\}}{bh + n(F_s + F'_s)} \dots\dots (597)$$

次ニ XX 軸ニ對スル慣性能率ハ

$$I_x = \frac{b}{3} \{ \bar{y}^3 + (h-\bar{y})^3 \} + n \{ F'_s (\bar{y} - a')^2 + F_s (h - \bar{y} - a)^2 \} \dots\dots (598)$$

$$\therefore r''_k = \frac{I_x}{F(h-\bar{y})} = \frac{W''}{F} \dots\dots (599)$$

$$r'_k = \frac{I_x}{F \cdot \bar{y}} = \frac{W'}{F} \dots\dots (600)$$

$$F = bh + n(F_s + F'_s) \dots\dots (601)$$

若シ此斷面ガ左右對稱的ナラバ (598) 乃至

$$(600) \text{ 式} = \bar{y} = \frac{h}{2}, F_s = F'_s, a = a' \text{ ト置キ}$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} + 2nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \dots\dots (602)$$

$$r'_k = r''_k = r_k = \frac{I_x}{F \cdot \frac{h}{2}}$$

$$= \frac{bh^2}{6F} + \frac{4nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2}{hF} \dots\dots (603)$$

$$F = bh + 2nF_s \dots\dots (604)$$

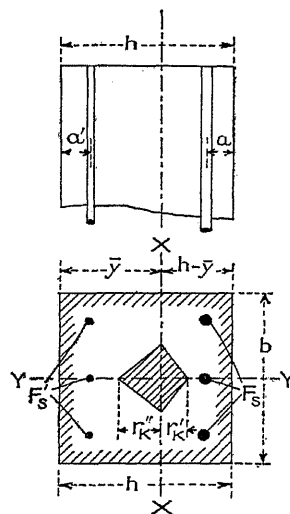


Fig. 656.

今後ノ立論ニ於テハ總テ抗壓材ハ其斷面ガ長サニ比シ大デアツテ長柱トシテ考ヘル必要ナク斷面ノ最小邊デ長ヲ割ツタ値ガ約15ヨリ小ナル事ヲ前提トスル。

此抗壓材ニ荷重 P ガ作用シタトキ其状態ハ壓力中心ノ位置ニ從ツテ次ノ三ツノ場合ニ分類サレル

- (a) 壓力中心即外力 P ノ作用點ガ核心内ニアルトキ
- (b) P ガ核心ノ限界ニ作用スルトキ
- (c) P ガ核心ノ外側ニ働クトキ

順次此分類ニ從ツテ説明ヲ進メル。

(a) 作用點ガ核心ノ内側ニアルトキ。 $e < r_k$

偏倚荷重 P ハ普通ノ如ク取扱ツテ軸壓力 P ト彎曲力率 P.e トニ分解シ得ベク其軸壓力 P ハ等布應力 σ_1 ヲ生ジ

$$\sigma_1 = \frac{P}{bh + n(F_s + F'_s)} = \frac{P}{F}$$

彎曲力率 $M = P.e$ ニ因リ生ズル應力

σ_2 ハ

$$\pm \sigma_2 = \frac{M}{I_x} y$$

且ツ(598)式ニ示ス如ク

$$I_x = \frac{b}{3} \{ \bar{y}^3 + (h - \bar{y})^3 \} + n \{ F'_s (\bar{y} - a')^2 + F_s (h - a - \bar{y})^2 \}$$

是等ノ値ヲ用ヒテ纖維應力ハ次ノ如ク求メラレル。

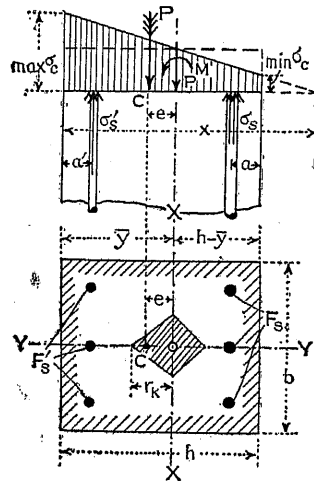


Fig. 657.

$$\left. \begin{aligned} \max \sigma_c &= \sigma_1 + \frac{M}{I_x} \bar{y} = \frac{P}{F} + \frac{M}{I_x} \bar{y} \\ \min \sigma_c &= \sigma_1 - \frac{M}{I_x} (h - \bar{y}) = \frac{P}{F} - \frac{M}{I_x} (h - \bar{y}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(605)$$

式中ニ表ハル、重心軸ノ位置ヲ示ス \bar{y} ハ(597)式カラ計算セラレル。

次ニ鐵筋ノ受クル應壓力ハ中立軸カラノ距離ニ比例スル事實カラ求メラレ

$$\left. \begin{aligned} \frac{\max \sigma_c}{E_c} : x &= \frac{\sigma'_s}{E_s} : (x - a') \\ \therefore \sigma'_s &= n \max \sigma_c \frac{x - a'}{x} \\ \frac{\max \sigma_c}{E_c} : x &= \frac{\sigma_s}{E_s} : (x - h + a) \\ \therefore \sigma_s &= n \max \sigma_c \frac{x - h + a}{x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(606)$$

且ツ $\max \sigma_c : x = \min \sigma_c : (x - h)$ ナルガ故ニ

$$x = \frac{\max \sigma_c h}{\max \sigma_c - \min \sigma_c}$$

コノ x ノ値ヲ(606)式ニ挿入セバ

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_s &= n \left[\frac{(\max \sigma_c - \min \sigma_c)(h - a')}{h} + \min \sigma_c \right] \\ \sigma_s &= n \left[\frac{(\max \sigma_c - \min \sigma_c)a}{h} + \min \sigma_c \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(607)$$

此(606)及(607)式ニヨツテ鐵筋ノ應力ハ求メ得ルモ此場合實際ニ起ツテ居ル應力ハ鐵筋ノ許容應力ニ近イヤウナ大ナル應力ヲ受ケル事ハ決シテ無イ。コレ鐵筋ハ混凝土ガ其鐵筋ノ場所ニ於テ受クル應力ノ15倍(n倍)ヲ受クルニ過ギナイカラデアツテ從ツ

テ(606)及(607)式ヲ適用シテ應力ノ計算ヲ行フノ必要ヲ認メナイ、
 スクノ如ク軸壓力ト彎曲力率トヲ同時ニ同一點ニ生ズル所謂
 偏倚荷重ヲ受クル場合ハ普通ノ拱(Arch)ノ斷面ニ於テ常ニ生ズ
 ル所デアツテ此場合ニハ鐵筋ハ通例對稱的ニ用ヒラレル。從ツ
 テ計算ハ上述ヨリ一層簡單ニナリ $F_s = F'_s$, $a = a'$ ヲ用ヒ

$$F = bh + 2nF_s$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} + 2nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2$$

コレヲ(605)乃至(607)式ニ挿入スレバヨイ。

(b) 作用點ガ核心ノ限界ニアルトキ。 $e = r_K$ 。

(a)ニ於ケル計算ハ全ク其儘適用サレル。特ニ其斷面ガ對稱的
 ナルトキニハ一層簡單ニナリ

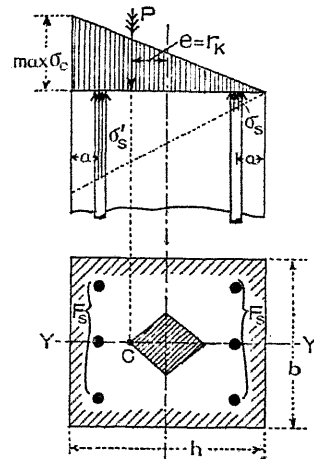


Fig. 658.

$$\bar{y} = \frac{b}{2}$$

$$e = r_K = \frac{W}{F} = \frac{I_x}{F \cdot \frac{h}{2}}$$

$$\frac{M}{I_x} \cdot \frac{h}{2} = \frac{Pe}{I_x} \cdot \frac{h}{2} = \frac{P}{F}$$

コレラノ値ヲ(605)式ニ挿入シ

$$\left. \begin{aligned} \max \sigma_c &= \frac{P}{F} + \frac{M}{I_x} \frac{h}{2} = 2 \frac{P}{F} \\ \min \sigma_c &= \frac{P}{F} - \frac{M}{I_x} \frac{h}{2} = 0 \end{aligned} \right\} \dots(608)$$

尙鐵筋ノ應力ヲ調ベンニハ(607)式ニ $\min \sigma_c = 0$ ト置キ

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_s &= n_{\max} \sigma_c \frac{h-a}{h} \\ \sigma_s &= n_{\max} \sigma_c \frac{a}{h} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(609)$$

(c) 作用點ガ核心ノ外側ニアルトキ。

此場合ニハ偏倚距離ガ核心半径 r_K ヨリ大ナル故ニ應張力ガ斷
 面ノ一部ニ惹起サレ應張部分ニ於テハ單ニ鐵筋ノミガ張力ニ抵
 抗スル。然ルトキハ混凝土斷面ノ中央ヨリ荷重迄ノ距離ヲ e ニ
 テ表ハシ次ノ平衡條件式ガ成立スル。

$$P = \frac{bx}{2} \sigma_c + F'_s \sigma'_s - F_s \sigma_s \dots\dots\dots(i)$$

$$\begin{aligned} M = P \cdot e &= \sigma_c \frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) \\ &+ F'_s \sigma'_s \left(\frac{h}{2} - a' \right) + F_s \sigma_s \left(\frac{h}{2} - a \right) \dots\dots(ii) \end{aligned}$$

斷面ガ平面ヲ保留スルノ條件カラ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{E_s}{E_c} \sigma_c \frac{h-x-a}{x} = n \sigma_c \frac{h-x-a}{x} \\ \sigma'_s &= n \sigma_c \frac{x-a'}{x} \end{aligned} \right\} (610)$$

(i)乃至(610)ノ四式カラ必要ナル四ツノ値
 x, σ_c, σ_s 及 σ'_s ヲ決定スルコトハ容易デアル。

先ヅ中立軸ノ位置 x ヲ求メンニハ(i)及(ii)式カラ

$$\begin{aligned} x^3 \frac{P}{6} - x^2 \left[\frac{Ph}{4} - \frac{M}{2} \right] - x \frac{n}{b} \left[M(F'_s + F_s) - P \left\{ F'_s \left(\frac{h}{2} - a' \right) - F_s \left(\frac{h}{2} - a \right) \right\} \right] \\ + \frac{Mn}{b} \left[F_s(a-h) - F'_s a' \right] - \frac{Pn}{b} \left[F_s \left(\frac{h}{2} - a \right) (h-a) - F'_s a' \left(\frac{h}{2} - a' \right) \right] = 0 \end{aligned} \dots\dots\dots(611)$$

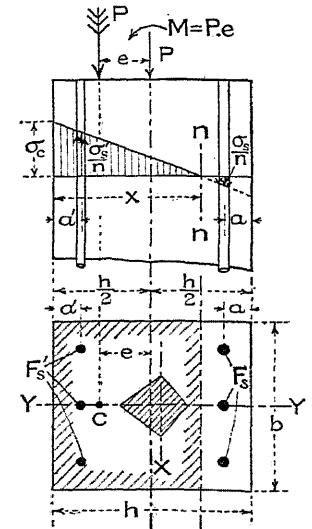


Fig. 659.

此式ヲ解イテ x ヲ求メタル後 (i) 式カラ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{P \cdot x}{\frac{bx^2}{2} + nF'_s(x-a') - nF_s(h-x-a)} \\ \text{或ハ (ii) 式カラ} \\ \sigma_c &= \frac{M \cdot x}{\frac{bx^2}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + nF'_s(x-a') \left(\frac{h}{2} - a'\right) + nF_s(h-x-a) \left(\frac{h}{2} - a\right)} \end{aligned} \right\} (612)$$

σ_c ガ判レバ σ'_s 及 σ_s ハ (610) 式カラ容易ニ求メラレル。偏倚距離 e ガ大ナルトキ ($\frac{e}{h}$ ガ 1 ヨリ大ナルトキ) ニハ (612) 式ノ上式ヲ用フルヨリ下式ヲ用フル方ガ答ガ精確ニ求メラレル。

尙断面ガ對稱鐵筋ヲ有スル場合ニハ一般式 = $F_s = F'_s, a = a'$ ト置キ

$$\left. \begin{aligned} P &= \sigma_c \frac{bx}{2} + F_s(\sigma'_s - \sigma_s) \\ M &= P \cdot e = \sigma_c \frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + \left(\frac{h}{2} - a\right) F_s(\sigma'_s - \sigma_s) \\ \sigma_s &= n\sigma_c \frac{h-x-a}{x} \\ \sigma'_s &= n\sigma_c \frac{x-a}{x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (613)$$

(611) 式ハ次ノ如クナル

$$x^3 \frac{P}{6} - x^2 \left(P \frac{h}{4} - \frac{M}{2} \right) + x \cdot 2Mn \frac{F_s}{b} - n \frac{F_s}{b} \left\{ Mh + 2P \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right\} = 0$$

$$\text{或ハ } x^3 - x^2 \cdot 3 \left(\frac{h}{2} - \frac{M}{P} \right) + x \cdot 12 \frac{M}{P} n \frac{F_s}{b} - \frac{6nF_s}{b} \left\{ \frac{M}{P} h + 2 \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right\} = 0 \dots\dots\dots (614)$$

(614) 式カラ求メラレタ x ヲ用ヒテ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{P}{\frac{bx}{2} + \frac{nF_s}{x}(2x-h)} \\ &= \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + 2 \frac{nF_s}{x} \left(\frac{h}{2} - a\right)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (615)$$

(614) 式ヲ見ルニ断面寸法ガ與ヘラレタトキニハ x ノ値ハ單ニ $\frac{M}{P} = e$ ナル偏倚距離ノミニ因ツテ變化スル事ヲ知ル。故ニ $\frac{M}{P}$ ヲ x ノ函數デ表ハセバ次式ヲ得ル。

$$\frac{M}{P} = \frac{-x^3 + \frac{3}{2}hx^2 + 12 \frac{nF_s}{b} \left(\frac{h}{2} - a\right)^2}{3x^2 + \frac{12xnF_s}{b} - \frac{6hnF_s}{b}}$$

今鐵筋ノ斷面積ヲ混凝土ノ面積ノ分數デ表ハシ

$$F_s = F'_s = \mu bh$$

且ツ普通ノ鐵筋混凝土柱ノ例ニ從ヒ

$$\begin{aligned} \frac{h}{2} - a &= 0.42h \quad \text{即} \quad a = 0.08h \\ n &= 15 \end{aligned}$$

ト置ケバ上式ハ次ノ如クナル

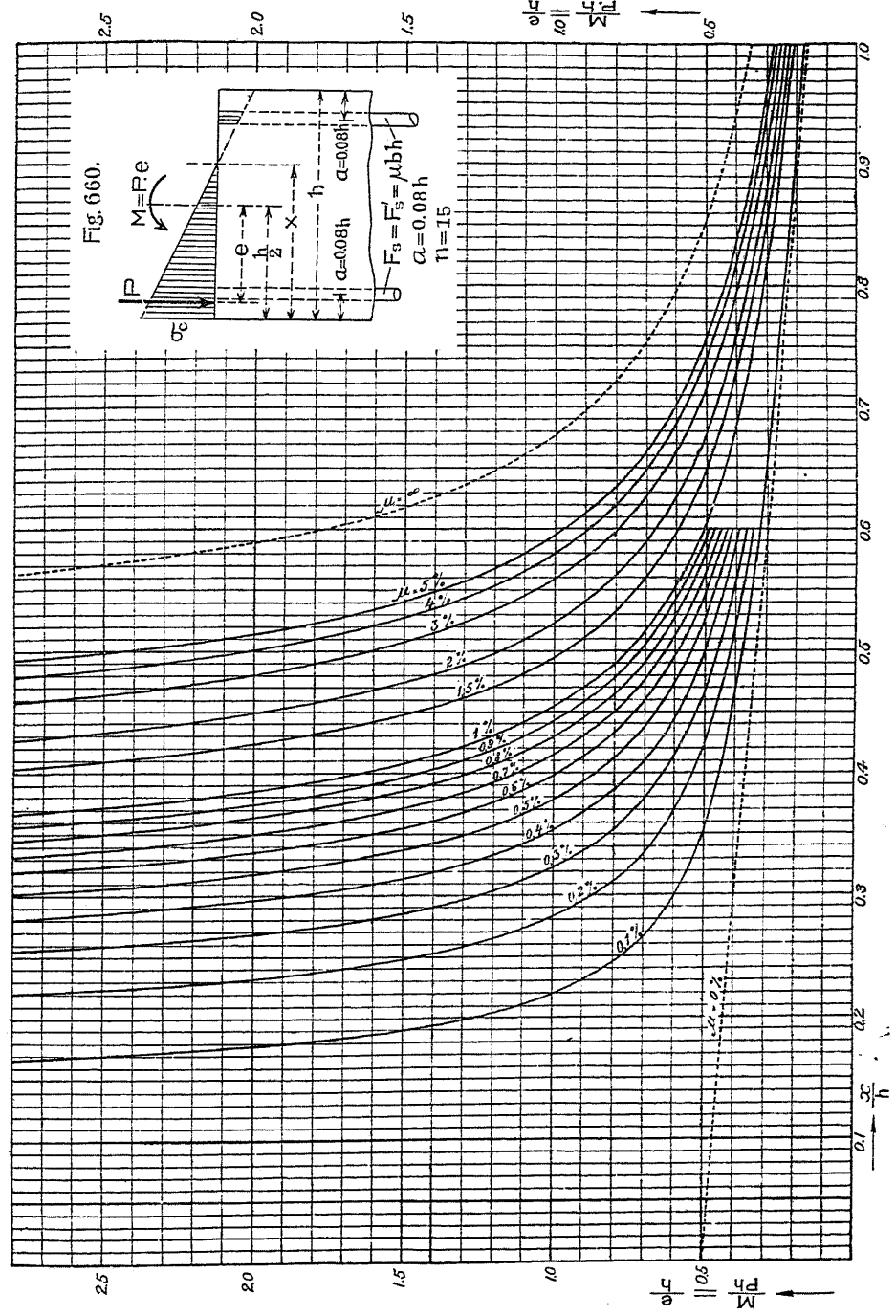
$$\frac{M}{Ph} = \frac{e}{h} = \frac{-x^3 + \frac{3}{2}hx^2 + 31.75\mu h^3}{3x^2h + 180x\mu h^2 - 90\mu h^3}$$

此式ハ外力ノ偏倚 $\frac{e}{h}$ 、鐵筋比 μ 及中立軸ノ位置 x ナル三者ノ間ノ關係ヲ示ス式デアツテ其内ノ任意ノ二ツヲ假定スレバ残りノ一ツガ計算セラレ得ル。第三十一表ハ $\frac{e}{h} = 0 \sim 3.0, \mu = 0.1 \sim 3\%$ ノ範圍ニ變化セシメテ x ヲ算出表示シタモノデアツテ Fig. 660 ハ之ヲ縱距 $\frac{e}{h}$ 、横距 x ニ採ツテ圖示シタモノデアル。第三十一表

第三十一表 $F_s = F'_s = \mu b h$ ナルトキ中立軸ノ位置ノ表

$\eta = 15, a = 0.08h$

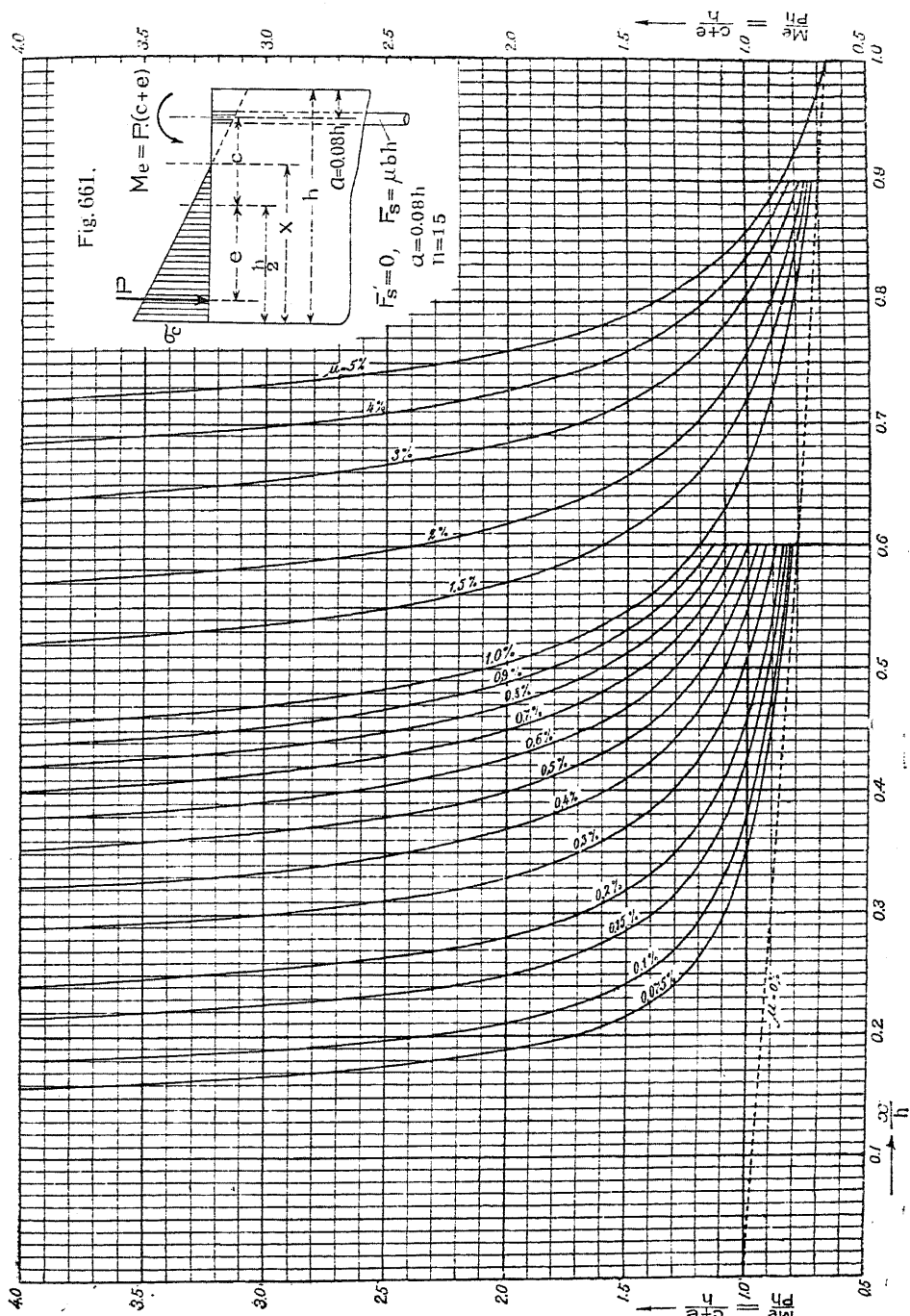
$\frac{e}{h}$	$\mu = 0$	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.012	0.014	0.016	0.018	0.020	0.025	0.030
0.16	1.020	0.978	0.992	1.005														
18	0.960	0.920	0.937	0.952	0.967	0.978	0.988	0.996										
20	0.900	0.864	0.884	0.900	0.915	0.929	0.939	0.950	0.959	0.968	0.977	0.989	1.002	0.973	0.984	0.993	1.010	0.990
22	0.840	0.807	0.822	0.840	0.857	0.872	0.882	0.894	0.913	0.923	0.931	0.947	0.961	0.932	0.944	0.955	0.975	0.955
24	0.780	0.750	0.763	0.781	0.803	0.820	0.838	0.850	0.872	0.882	0.892	0.907	0.920	0.892	0.906	0.916	0.938	0.916
26	0.720	0.690	0.703	0.716	0.739	0.757	0.779	0.811	0.822	0.832	0.843	0.854	0.864	0.836	0.849	0.859	0.881	0.859
28	0.660	0.630	0.643	0.656	0.679	0.697	0.717	0.738	0.758	0.768	0.778	0.788	0.798	0.770	0.784	0.794	0.816	0.794
30	0.600	0.570	0.583	0.596	0.619	0.637	0.657	0.677	0.697	0.707	0.717	0.727	0.737	0.709	0.723	0.733	0.755	0.733
32	0.540	0.510	0.523	0.536	0.559	0.577	0.597	0.617	0.637	0.647	0.657	0.667	0.677	0.649	0.663	0.673	0.695	0.673
34	0.480	0.450	0.463	0.476	0.499	0.517	0.537	0.557	0.577	0.587	0.597	0.607	0.617	0.589	0.603	0.613	0.635	0.613
36	0.420	0.390	0.403	0.416	0.439	0.457	0.477	0.497	0.517	0.527	0.537	0.547	0.557	0.529	0.543	0.553	0.575	0.553
38	0.360	0.330	0.343	0.356	0.379	0.397	0.417	0.437	0.457	0.467	0.477	0.487	0.497	0.469	0.483	0.493	0.515	0.493
40	0.300	0.270	0.283	0.296	0.319	0.337	0.357	0.377	0.397	0.407	0.417	0.427	0.437	0.409	0.423	0.433	0.455	0.433
42	0.240	0.210	0.223	0.236	0.259	0.277	0.297	0.317	0.337	0.347	0.357	0.367	0.377	0.349	0.363	0.373	0.395	0.373
44	0.180	0.150	0.163	0.176	0.199	0.217	0.237	0.257	0.277	0.287	0.297	0.307	0.317	0.289	0.303	0.313	0.335	0.313
46	0.120	0.090	0.103	0.116	0.139	0.157	0.177	0.197	0.217	0.227	0.237	0.247	0.257	0.229	0.243	0.253	0.275	0.253
48	0.060	0.030	0.043	0.056	0.079	0.097	0.117	0.137	0.157	0.167	0.177	0.187	0.197	0.169	0.183	0.193	0.215	0.193
50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
55		0.245	0.258	0.271	0.284	0.297	0.310	0.323	0.336	0.349	0.362	0.375	0.388	0.360	0.374	0.387	0.409	0.387
60		0.290	0.304	0.317	0.330	0.343	0.356	0.369	0.382	0.395	0.408	0.421	0.434	0.406	0.420	0.433	0.455	0.433
65		0.282	0.296	0.309	0.322	0.335	0.348	0.361	0.374	0.387	0.400	0.413	0.426	0.398	0.412	0.425	0.447	0.425
70		0.267	0.281	0.294	0.307	0.320	0.333	0.346	0.359	0.372	0.385	0.398	0.411	0.383	0.396	0.409	0.431	0.409
0.75		0.255	0.268	0.281	0.294	0.307	0.320	0.333	0.346	0.359	0.372	0.385	0.398	0.370	0.383	0.396	0.418	0.396
80		0.245	0.258	0.271	0.284	0.297	0.310	0.323	0.336	0.349	0.362	0.375	0.388	0.360	0.374	0.387	0.409	0.387
85		0.238	0.251	0.264	0.277	0.290	0.303	0.316	0.329	0.342	0.355	0.368	0.381	0.353	0.366	0.379	0.401	0.379
90		0.230	0.243	0.256	0.269	0.282	0.295	0.308	0.321	0.334	0.347	0.360	0.373	0.345	0.358	0.371	0.393	0.371
95		0.224	0.237	0.250	0.263	0.276	0.289	0.302	0.315	0.328	0.341	0.354	0.367	0.339	0.352	0.365	0.387	0.365
1.00		0.190	0.203	0.216	0.229	0.242	0.255	0.268	0.281	0.294	0.307	0.320	0.333	0.305	0.318	0.331	0.353	0.331
1.10		0.186	0.200	0.213	0.226	0.239	0.252	0.265	0.278	0.291	0.304	0.317	0.330	0.302	0.315	0.328	0.350	0.328
1.20		0.203	0.217	0.230	0.243	0.256	0.269	0.282	0.295	0.308	0.321	0.334	0.347	0.319	0.332	0.345	0.367	0.345
1.30		0.198	0.212	0.225	0.238	0.251	0.264	0.277	0.290	0.303	0.316	0.329	0.342	0.314	0.327	0.340	0.362	0.340
1.40		0.194	0.208	0.221	0.234	0.247	0.260	0.273	0.286	0.299	0.312	0.325	0.338	0.310	0.323	0.336	0.358	0.336
1.50		0.190	0.204	0.217	0.230	0.243	0.256	0.269	0.282	0.295	0.308	0.321	0.334	0.306	0.319	0.332	0.354	0.332
1.60		0.186	0.200	0.213	0.226	0.239	0.252	0.265	0.278	0.291	0.304	0.317	0.330	0.302	0.315	0.328	0.350	0.328
1.70		0.183	0.197	0.210	0.223	0.236	0.249	0.262	0.275	0.288	0.301	0.314	0.327	0.299	0.312	0.325	0.347	0.325
1.80		0.181	0.195	0.208	0.221	0.234	0.247	0.260	0.273	0.286	0.299	0.312	0.325	0.297	0.310	0.323	0.345	0.323
1.90		0.179	0.193	0.206	0.219	0.232	0.245	0.258	0.271	0.284	0.297	0.310	0.323	0.295	0.308	0.321	0.343	0.321
2.00		0.178	0.192	0.205	0.218	0.231	0.244	0.257	0.270	0.283	0.296	0.309	0.322	0.294	0.307	0.320	0.342	0.320
2.50		0.171	0.185	0.198	0.211	0.224	0.237	0.250	0.263	0.276	0.289	0.302	0.315	0.287	0.300	0.313	0.335	0.313
3.00		0.167	0.181	0.194	0.207	0.220	0.233	0.246	0.259	0.272	0.285	0.298	0.311	0.283	0.296	0.309	0.331	0.309
3.50		0.164	0.178	0.191	0.204	0.217	0.230	0.243	0.256	0.269	0.282	0.295	0.308	0.280	0.293	0.306	0.328	0.306
4.00		0.162	0.176	0.189	0.202	0.215	0.228	0.241	0.254	0.267	0.280	0.293	0.306	0.278	0.291	0.304	0.326	0.304
4.50		0.160	0.174	0.187	0.200	0.213	0.226	0.239	0.252	0.265	0.278	0.291	0.304	0.276	0.289	0.302	0.324	0.302
5.00		0.158	0.172	0.185	0.198	0.211	0.224	0.237	0.250	0.263	0.276	0.289	0.302	0.274	0.287	0.300	0.322	0.300
∞		0.146	0.160	0.173	0.186	0.199	0.212	0.225	0.238	0.251	0.264	0.277	0.290	0.262	0.275	0.288	0.310	0.288



第三十二表 $F_s = \mu bh, F'_s = 0$ ナルトキ中立軸ノ位置 $\frac{x}{h}$ ノ表

$n = 15, \alpha = 0.08h$

$\frac{c}{h}$	$\mu=0.001$	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.012	0.014	0.016	0.018	0.020	0.025	0.030	$\frac{c}{h}$
0.14	1.016	1.014	1.012	1.010	1.008	1.006	1.004	1.002	1.000	0.996	0.992	0.988	0.984	0.980	0.976	0.971	0.966	0.14
16	0.987	0.986	0.985	0.984	0.983	0.982	0.981	0.980	0.979	0.978	0.977	0.976	0.975	0.974	0.973	0.972	0.971	16
18	0.957	0.956	0.955	0.954	0.953	0.952	0.951	0.950	0.949	0.948	0.946	0.944	0.943	0.942	0.940	0.938	0.937	18
20	0.902	0.901	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	0.895	0.894	0.893	0.892	0.891	0.890	0.889	0.888	0.887	0.886	20
22	0.846	0.845	0.844	0.843	0.842	0.841	0.840	0.839	0.838	0.837	0.836	0.835	0.834	0.833	0.832	0.831	0.830	22
24	0.792	0.791	0.790	0.789	0.788	0.787	0.786	0.785	0.784	0.783	0.782	0.781	0.780	0.779	0.778	0.777	0.776	24
26	0.738	0.737	0.736	0.735	0.734	0.733	0.732	0.731	0.730	0.729	0.728	0.727	0.726	0.725	0.724	0.723	0.722	26
28	0.689	0.688	0.687	0.686	0.685	0.684	0.683	0.682	0.681	0.680	0.679	0.678	0.677	0.676	0.675	0.674	0.673	28
30	0.643	0.642	0.641	0.640	0.639	0.638	0.637	0.636	0.635	0.634	0.633	0.632	0.631	0.630	0.629	0.628	0.627	30
32	0.600	0.599	0.598	0.597	0.596	0.595	0.594	0.593	0.592	0.591	0.590	0.589	0.588	0.587	0.586	0.585	0.584	32
34	0.558	0.557	0.556	0.555	0.554	0.553	0.552	0.551	0.550	0.549	0.548	0.547	0.546	0.545	0.544	0.543	0.542	34
36	0.522	0.521	0.520	0.519	0.518	0.517	0.516	0.515	0.514	0.513	0.512	0.511	0.510	0.509	0.508	0.507	0.506	36
38	0.490	0.489	0.488	0.487	0.486	0.485	0.484	0.483	0.482	0.481	0.480	0.479	0.478	0.477	0.476	0.475	0.474	38
40	0.462	0.461	0.460	0.459	0.458	0.457	0.456	0.455	0.454	0.453	0.452	0.451	0.450	0.449	0.448	0.447	0.446	40
42	0.442	0.441	0.440	0.439	0.438	0.437	0.436	0.435	0.434	0.433	0.432	0.431	0.430	0.429	0.428	0.427	0.426	42
44	0.414	0.413	0.412	0.411	0.410	0.409	0.408	0.407	0.406	0.405	0.404	0.403	0.402	0.401	0.400	0.399	0.398	44
46	0.394	0.393	0.392	0.391	0.390	0.389	0.388	0.387	0.386	0.385	0.384	0.383	0.382	0.381	0.380	0.379	0.378	46
48	0.375	0.374	0.373	0.372	0.371	0.370	0.369	0.368	0.367	0.366	0.365	0.364	0.363	0.362	0.361	0.360	0.359	48
50	0.357	0.356	0.355	0.354	0.353	0.352	0.351	0.350	0.349	0.348	0.347	0.346	0.345	0.344	0.343	0.342	0.341	50
55	0.330	0.329	0.328	0.327	0.326	0.325	0.324	0.323	0.322	0.321	0.320	0.319	0.318	0.317	0.316	0.315	0.314	55
60	0.306	0.305	0.304	0.303	0.302	0.301	0.300	0.299	0.298	0.297	0.296	0.295	0.294	0.293	0.292	0.291	0.290	60
65	0.287	0.286	0.285	0.284	0.283	0.282	0.281	0.280	0.279	0.278	0.277	0.276	0.275	0.274	0.273	0.272	0.271	65
70	0.271	0.270	0.269	0.268	0.267	0.266	0.265	0.264	0.263	0.262	0.261	0.260	0.259	0.258	0.257	0.256	0.255	70
75	0.261	0.260	0.259	0.258	0.257	0.256	0.255	0.254	0.253	0.252	0.251	0.250	0.249	0.248	0.247	0.246	0.245	75
80	0.250	0.249	0.248	0.247	0.246	0.245	0.244	0.243	0.242	0.241	0.240	0.239	0.238	0.237	0.236	0.235	0.234	80
85	0.240	0.239	0.238	0.237	0.236	0.235	0.234	0.233	0.232	0.231	0.230	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.224	85
90	0.235	0.234	0.233	0.232	0.231	0.230	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.224	0.223	0.222	0.221	0.220	0.219	90
95	0.230	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.224	0.223	0.222	0.221	0.220	0.219	0.218	0.217	0.216	0.215	0.214	95
1.00	0.225	0.224	0.223	0.222	0.221	0.220	0.219	0.218	0.217	0.216	0.215	0.214	0.213	0.212	0.211	0.210	0.209	1.00
1.5	0.195	0.194	0.193	0.192	0.191	0.190	0.189	0.188	0.187	0.186	0.185	0.184	0.183	0.182	0.181	0.180	0.179	1.5
2.0	0.184	0.183	0.182	0.181	0.180	0.179	0.178	0.177	0.176	0.175	0.174	0.173	0.172	0.171	0.170	0.169	0.168	2.0
2.5	0.178	0.177	0.176	0.175	0.174	0.173	0.172	0.171	0.170	0.169	0.168	0.167	0.166	0.165	0.164	0.163	0.162	2.5
3.0	0.174	0.173	0.172	0.171	0.170	0.169	0.168	0.167	0.166	0.165	0.164	0.163	0.162	0.161	0.160	0.159	0.158	3.0
3.5	0.170	0.169	0.168	0.167	0.166	0.165	0.164	0.163	0.162	0.161	0.160	0.159	0.158	0.157	0.156	0.155	0.154	3.5
4.0	0.169	0.168	0.167	0.166	0.165	0.164	0.163	0.162	0.161	0.160	0.159	0.158	0.157	0.156	0.155	0.154	0.153	4.0
4.5	0.166	0.165	0.164	0.163	0.162	0.161	0.160	0.159	0.158	0.157	0.156	0.155	0.154	0.153	0.152	0.151	0.150	4.5
5.0	0.163	0.162	0.161	0.160	0.159	0.158	0.157	0.156	0.155	0.154	0.153	0.152	0.151	0.150	0.149	0.148	0.147	5.0
5.0	0.163	0.162	0.161	0.160	0.159	0.158	0.157	0.156	0.155	0.154	0.153	0.152	0.151	0.150	0.149	0.148	0.147	5.0
∞	0.152	0.151	0.150	0.149	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.139	0.138	0.137	0.136	∞



又ハ Fig. 660 = 據レバ面倒ナル (614) 式ヲ解ク事ナクシテ直チニ x ガ求メラレ從ツテ (615) 式ヲ用ヒテ混凝土ノ最大線維應力ガ求メラレル。

全ク同様ノ計算ヲ應張側ニノミ鐵筋ヲ有スル所謂單筋柱ニ適用センニハ (611) 及ビ (612) 式ノ一般ノ場合ニ對シ $F_s' = 0$ ト置キ

$$x^3 - 3x^2 \left(\frac{h}{2} - \frac{M}{P} \right) - x \frac{6nF_s}{b} \left\{ \frac{M}{P} + \left(\frac{h}{2} - a \right) \right\} - \frac{6nF_s}{b} \left\{ \frac{M}{P} + \left(\frac{h}{2} - a \right) \right\} (h-a) = 0 \dots\dots\dots (616)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{Px}{\frac{bx^2}{2} - nF_s(h-x-a)} \\ &= \frac{M \cdot x}{\frac{bx^2}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + nF_s(h-x-a) \left(\frac{h}{2} - a \right)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (617)$$

式中 $M = P \cdot e$ (e ハ断面高 h ノ中點ヨリ荷重迄ノ距離)

第三十二表ハ此場合ニ對シ $\frac{e}{h}$ 及 μ ヲ與ヘテ x ヲ求ムル表デアリ Fig. 661 ハ $\frac{c+e}{h}$ 及 x ヲ縱横距ヲ用ヒテ圖示シタモノデアル。

鐵筋ノ斷面積大ナル場合

鐵筋ノ斷面積ノ大ナル場合ニハ鐵筋自身ガ有スル慣性能率ヲ無視スルコトガ出來ズ又鐵筋ニヨツテ失ハレタ混凝土ノ面積ヲ考慮シナケレバナラナイ。

Fig. 662 = 示ス如ク偏倚荷重ガ核心内ニ働キ從ツテ中立軸ガ斷面外ニ出タ場合ニハ斷面内ハ一樣ニ應壓力ヲ受ケルコトトナリ

$$F = b \cdot h + (n-1)(F_s' + F_s) \dots\dots\dots (618)$$

$$\bar{y} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1)[F_s' a' + F_s(h-a)]}{bh + (n-1)(F_s' + F_s)} \dots\dots\dots (619)$$

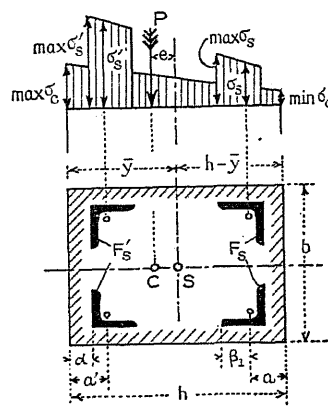


Fig. 662.

$$I_x = \frac{b}{3} \bar{y}^3 + \frac{b}{3} (h-\bar{y})^3 + (n-1) \left[I_s' + F_s' (\bar{y}-a')^2 + I_s + F_s (h-a-\bar{y})^2 \right] \dots\dots\dots (620)$$

式中 I_s' = 鐵筋 F_s' ガ其重心軸ニ對シ有スル慣性能率
 I_s = 鐵筋 F_s ガ其重心軸ニ對シ有スル慣性能率

從ツテ核心半径ハ容易ニ求メラレ

$$r_{k''} = \frac{I_x}{F(h-\bar{y})}, \quad r_{k'} = \frac{I_x}{F \cdot \bar{y}}$$

偏倚荷重ガ核心内ニ働ケバ (618) 乃至 (626) 式ニヨツテ計算スベク若シコノ範圍ヲ出レバ (627) 乃至 (631) 式ニ依ルベキデアル。

荷重ガ核心内ニ働キタルトキ混凝土ニ生ズル最大及最小應力ハ次式ニテ與ヘラレル。

$$\max \sigma_c = \frac{P}{F} + \frac{M \bar{y}}{I_x} = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot e \cdot \bar{y}}{I_x} \dots\dots\dots (621)$$

$$\min \sigma_c = \frac{P}{F} - \frac{M(h-\bar{y})}{I_x} = \frac{P}{F} - \frac{P \cdot e (h-\bar{y})}{I_x} \dots\dots\dots (622)$$

從ツテ鐵筋ガ受クル最大及最小應力ハ距離ノ比ニヨツテ容易ニ計算セラレ

$$\left. \begin{aligned} \max \sigma_s' &= n \left[\frac{(\max \sigma_c - \min \sigma_c)(h-a)}{h} + \min \sigma_c \right] \\ \min \sigma_s &= n \left[\frac{(\max \sigma_c - \min \sigma_c)(a+\beta_1)}{h} + \min \sigma_c \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (623)$$

若シ柱ガ左右對稱斷面ヲ有スル場合ナラバ $F_s' = F_s$, $a' = a$, $I_s' = I_s$, $\bar{y} = h-\bar{y}$ トナルガ故ニ (618) 乃至 (620) 式ハ簡單トナリ

$$F = bh + 2(n-1)F_s \dots\dots\dots(624)$$

$$\bar{y} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1)F_s \cdot h}{bh + 2(n-1)F_s} = \frac{h}{2} \dots\dots\dots(625)$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} + 2(n-1)\left[I_s + F_s\left(\frac{h}{2} - a\right)^2\right] \dots\dots\dots(626)$$

更ニ若シ一側ニノミ鐵筋ヲ有スル場合ナレバ (618) 乃至 (620) 式ニ於テ F_s 又ハ $F_s' = 0$ ト置ケバヨロシイ。

以上ノ公式ハ偏倚荷重ガ核心限度界ニアルトキマデハ適用出來ル。夫レ以上ニハ適用出來ナイ。

Fig. 663 = 示ス如ク外力ノ合成力ガ核心外ニ出デ断面ノ一部ニ

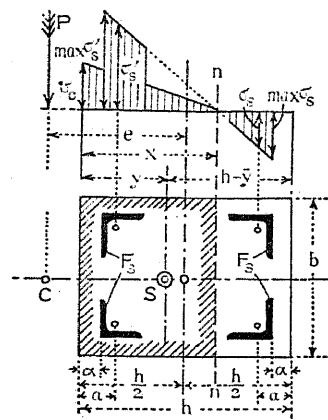


Fig. 663.

應張力ノ生ズル如キ場合ニハ此應張力ハ之ヲ無視シテ次ノ如キ計算ヲ行フノデアル。

Fig. 663 = 於テハ簡單ナル場合トシテ對稱断面ヲ假定シ中立軸ガ圖示ノ如ク鐵筋断面ト交叉セザルモノトセバ其中立軸ノ位置 x ハ次ノ如ク計算セラレ得ル。先ヅ斷面積ハ

$$F = bx + (2n-1)F_s \dots\dots\dots(627)$$

内力ノ和ガ外力ニ等シキ條件カラ

$$P = \sigma_c \left\{ \frac{bx}{2} + \frac{F_s}{x} \left[(n-1)(x-a) - n(h-x-a) \right] \right\} \dots\dots\dots(i)$$

内力ニヨル力率ノ和ガ外力ノ夫レニ等シキ條件カラ

$$P \left(x + e - \frac{h}{2} \right) = \frac{\sigma_c bx^2}{3} + F_s \left\{ (n-1)\sigma_s'(x-a) + n\sigma_s(h-x-a) \right\} \dots\dots\dots(ii)$$

(i) 及 (ii) 式カラ P ヲ消去スレバ次式ヲ得ル。

$$x^3 + 3 \left(e - \frac{h}{2} \right) x^2 - \frac{6F_s}{b} \left\{ e(2n-1) + \frac{h}{2} - a \right\} + \frac{6F_s}{b} \left\{ a \left(\frac{h}{2} - a \right) (2n-1) + nh \left(\frac{h}{2} - a \right) - e(nh-a) \right\} = 0 \dots\dots\dots(628)$$

此式ヲ解イテ x ヲ求メタルノチ (i) 式ヨリ

$$\sigma_c = \frac{P}{\frac{bx}{2} + \frac{F_s}{x} \left[(n-1)(x-a) - n(h-x-a) \right]} \dots\dots\dots(629)$$

コレハ混凝土ニ生ズル最大應壓力デアル。鐵筋ニ生ズル最大應壓力及最大應張力ハ

$$\max \sigma_s' = n\sigma_c \frac{x-a}{x} \dots\dots\dots(630)$$

$$\max \sigma_s = n\sigma_c \frac{h-x-a}{x} \dots\dots\dots(631)$$

圖式解法

不規則断面ヲ有スル鐵筋混凝土抗壓材ガ偏倚荷重ヲ受ケタルトキノ解法ハ圖式的ニ行フガ最モ容易デアル。茲ニ Fig. 664 = 示ス断面ニ就イテ其作圖方法ヲ説明シヨウ。荷重ノ合成力 P ノ作用點ヲ C トシ C ハ此断面ノ對稱軸 AB ノ上ニアルモノト假定スル。先ヅ AB 線ニ直角ニ全断面ヲ數多ノ小面積ニ分チコノ面積ヲカト考ヘテ示力線ニ置キ極距 H ヲ探ツテ平衡多邊形ヲ作ル事前ニ鐵筋混凝土桁ニ就イテ Fig. 405 ヲ以テ説明シタト同様ニスル。即チ分割セラレタ小面積ヲニツノ種類ヨリ成ルモノト考ヘ一ツハ示力線ニ $a''b'$, 平衡多邊形ニ $A''B'$ ニテ示サレタ混凝土面積ニ對スルモノデアリ他ハ示力線ニ $a'b'$, 平衡多邊形ニ $A'B'$ ニテ表ハサレタ鐵筋面積ノ n 倍サレタモノデアル。極射線 Ob' ハ

水平ニ採ツテ置クガ都合ガヨイ。

今此抗壓材断面ニ於テ nn ナル線ガ中立軸ノ正シキ位置デア
ルモノト假定シヨウ。然ルトキハコレニ相當シテ實際應力ヲ受
ケテ居ル部分ハ鐵筋ノ全断面ト中立軸 nn ニテ限定サレタ混
凝土ノ一部(應壓面積)ノミトデアツテ從ツテコレダケノ断面ノ中
立軸 nn ニ對スル靜力率ハ nn ニ相當スル GK 線ガ平衡多邊形ノ兩
端邊間ニ挾マレタ長 $v = GK$ ト極距 H トノ積デ與ヘラレ

$$S_n = H \cdot v.$$

此場合 $A'C'$ ガ第一端邊デアリ G ニ於ケル多邊形ノ邊ガ最後端邊
デアルカラ GK ナル長サガ兩端邊ノ間ニ挾マレタ長サトナツタ
ノデアル。

更ニ又此中立軸ニ對スル實際應力ヲ受ケテ居ル面積ノ慣性能
率ハ「モール」氏平衡多邊形ノ理ニヨツテ(第一章第七節(II)参照)平
衡多邊形ト其端邊並ビニ其中立軸 GK トノ間ニ合マレタ面積
 $A'B'LGKA'$ ニ極距 H ノ二倍ヲ乘ジタモノデアツテ

$$I_n = 2H \times \text{面積 } A'B'GKA'$$

此値ヲ前ノ一般式即(593)式ニ挿入シ

$$e_y + y_n = \frac{I_n}{S_n} = \frac{2 \times \text{面積 } A'B'GKA'}{v}$$

$$\frac{(e_y + y_n)v}{2} = \text{面積 } A'B'GKA'$$

然ルニ此式ノ左邊ハ何ヲ意味スルカト云フニ圖上ニ明カナル如
ク三角形 $C'GK$ ノ面積ヲ示スモノニ外ナラス。然レバ圖上ニ於
ケル面積ガ

$$C'GK = A'B'GKA'$$

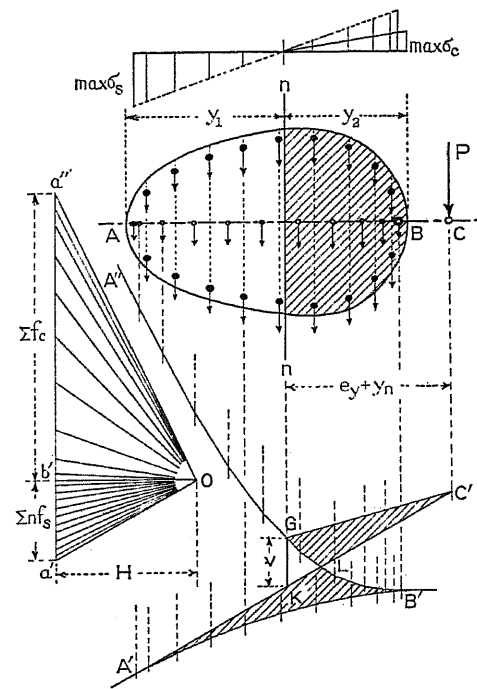


Fig. 664.

トナル事ガ取りモ直サズ GK
ガ正シキ中立軸ノ位置デア
ルタメノ條件ニ外ナラナイ。コ
ノ二ツノ面積カラ共通ノ部分
ヲ取去レバ圖上ニ示シタ影線
面積ガ上下相等シキ事ヲ要ス
ルヲ知ル。此條件ニ從ツテ G
ナル點ヲ決定スルニハ次ノ如
クスル。即チ外力作用點 C =
相當シタ C' (C カラ下シタ垂線
ト多邊形ノ第一邊トノ交點)カ
ラ試ミニ直線 $C'G$ ヲ引キ圖上
ニ示ス影線面積

$$C'LG = A'B'L$$

ナル如クスレバ其 G ハ求ムル點デアル。

中立軸ノ位置サヘ正シク定マレバ其以後ノ混凝土及鐵筋ノ縁
維應力ノ算定ハ次ノ如ク容易ニ行ハレル。

$$P = \Sigma \sigma \cdot df = \frac{\sigma}{y} \Sigma y df.$$

$$\sigma = \frac{Py}{\Sigma y df} = \frac{P \cdot y}{S_n} = \frac{P \cdot y}{H \cdot v}$$

$$\sigma_s = n \sigma$$

$$\therefore \left. \begin{aligned} \max \sigma_c &= \frac{P y_2}{H \cdot v} \\ \max \sigma_s &= \frac{n P y_1}{H \cdot v} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (632)$$

不規則断面ヲ有スル鐵筋混凝土柱ハ一般ニ圖式解法ニヨツテ解カレルノデアアルガ鐵筋混凝土圓形煙突ノ如キハ近似的ニ解析的解法ヲ行ヒ得ル。本章第十節ニ其一例ヲ示ス。

第三節 土 壓 (Earth Pressure)

[I] 概説

平衡ニアル液體ノ表面ハ常ニ水平面ヲ爲スニ反シ固體ハ任意ノ傾斜表面ヲナシテ平衡ヲ保チ得ル。此二ツノ極端ナル場合ノ中間ニ位スルモノガ土又ハ砂ノ如キ粒狀體デアツテ土壤穀類散彈ノ如キ之ニ屬スル。是等粒狀體ハ左右ノ壁ナクシテ堆積シ得ルモ其自由表面ノ爲ス傾斜ニハ一定ノ制限ノ存スルモノデアアル。斯クノ如キ或制限ノ下ニ堆積セラレ得ル事實ハ粒ノ間ニ膠着材料ノ存在シナイ砂ノ如キモノニ於テモ尙直壓抵抗 (Normal resistance) ノ外ニ摩擦抵抗 (Frictional resistance) ノ存在スルガ爲メデアアル。

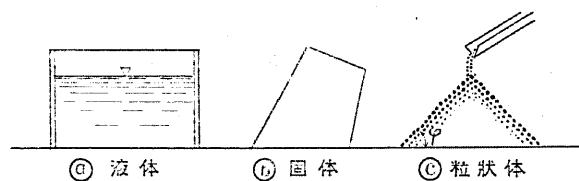


Fig. 665.

液體ハ直壓抵抗ヲ有スルノミデ摩擦抵抗ヲ有シナイガ故ニ其表面ハ常ニ水平トナルノデアアル。Fig. 665 ©ニ示ス如キ粒狀體自由表面ノ傾斜角 ϕ ヲ其摩擦角又ハ息角 (Angle of friction, Angle of repose) 或ハ自然勾配 (Natural slope) ト云ヒ $\mu = \tan \phi$ ヲ摩擦係數 (Coef. of friction) ト云フ。此 ϕ ナル角ハ膠着材料ヲ有シナイ粒狀體ガ平衡

ヲ保ツ自由表面ノ傾斜ノ極限數値ヲ意味スルモノデアアル。

今土體 (Body of earth) ヲ通ジテ水平面ト角 α ヲ爲ス一ツノ断面ヲ設ケ此断面ノ左右ガ別個ノ固體 (Solid body) ニ變ジタト假定スルモ此断面ノ平衡ニハ何等變化ハ無イ筈デアアル。而シテ斯クノ如ク考ヘタ場合此 α ガ其土壤ノ自然勾配 ϕ ヲ

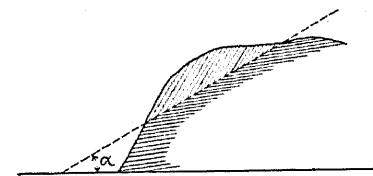


Fig. 666.

リ急ナル場合即 $\alpha > \phi$ ナレバ此断面ヨリ上側ノ土體ハ必ズ滑リ落ツル筈デアアル。然シ $\alpha \leq \phi$ ナル場合ナラバ此上側土體ハ滑リ落チズシテ平衡ニアル筈デアアル。若シ土ノ自由表面ノ任意點ニ於テ自然勾配ヨリ大ナル傾斜ヲ有スル場合ニハ上述ノ滑動面 (Sliding plane) ガ存在シ得ル事トナリ此土體ハ平衡ヲ保チ得ナイノデアアル。然シ之ニ反シ自由表面ノ勾配ガ常ニ ϕ ヲ小ナルトキニハ其土體ヲ通ジテ滑動面ガ存在シ得ナイ事トナリ平衡ヲ保チ得ルノデアアル。

以上ハ純粹ノ砂粒ノ如キモノ、場合デアアルガ若シ粒狀體ガ或膠着材料 (Cementing material) ヲ混ズルトキニハ別ニ茲ニ應剪抵抗 (Shearing resistance) 或ハ粘着力 (Cohesion) ガ其断面ニ沿ウテ働ク事トナリ前説ハ成立シナイノデアアル。コレハ踏ミ固メラレタ土壤ノ如キモノデアツテ新タニ掘起シテ粗雜ニサレタ土又ハ風化作用ヲ受ケタ土ハ前例ニ相當スル。

斯クノ如キ粘着力アル土體ニ於テハ一時ハ摩擦角ヨリ大ナル傾斜ニテ平衡ニアリ得ルノデアアルガ其表面ガ風化作用ヲ受ケルニ從ツテ漸次崩壞シテ遂ニハ自然傾斜 ϕ ヲ爲シテ永久ニ平衡ノ

状態ヲ保ツ様ニナル。故ニ若シモ摩擦角ヨリモ大ナル傾斜ヲ爲シテ永久ニ之ヲ保持センニハ人工的ニ防禦工ヲ施サネバナラス。此防護構造物ニ對シ如何ナル壓力ガ働クカラ研究セントス。

第三十三表ハ各種土壤ノ有スル息角即摩擦角ヲ與フ。

第三十三表 各種土壤ノ息角及重量

種類	息角		$\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$	重量
	ϕ	勾配*		
泥砂土 (Alluvium)	18°	3:1	0.53	$\frac{\text{lbs}}{\text{ft}^3} (\frac{\text{kg}}{\text{m}^3})$ 90 (1440)
粘土, 乾 (Clay, dry)	26°	2:1	0.39	110 (1763)
" 濕 (" damp)	45°	1:1	0.17	120 (1920)
" 濡 (" wet)	15°	3.2:1	0.59	130 (2080)
砂利, 粗 (Gravel, coarse)	30°	1.7:1	0.33	110 (1760)
" 大小混リ (" graded sizes)	40°	1.2:1	0.22	120 (1920)
壤土, 乾 (Loam, dry)	40°	1.2:1	0.22	80 (1230)
" 濕 (" moist)	45°	1:1	0.17	90 (1440)
" 濡 (" saturated)	30°	1.7:1	0.33	100 (1760)
砂, 乾 (Sand, dry)	35°	1.4:1	0.27	100 (1600)
" 濕 (" wet)	40°	1.2:1	0.22	110 (1760)
" 濡 (" saturated)	30°	1.7:1	0.33	120 (1920)

* 勾配ハ水平ニ對スル垂直距離ヲ以テ表ハス
 $1 \text{ lb/ft}^3 = 16.02 \text{ kg/m}^3, \quad 1 \text{ kg/m}^3 = 0.0624 \text{ lb/ft}^3$

土壓ノ理論ニ關シテハ多數ノ研究ガ今日迄ニ發表サレテ居ルガ何レモ少ナカラズ無理ナ假定ヲ用ヒテアルノデ完全ナル定説ヲ得ルニ到ラナイ。今日擁壁等ノ設計ニ於テ比較的一般的ニ使用セラル、理論トシテ次ノ二ツヲ舉ゲルコトガ出來ル。

(a) 「クーロム」氏理論又ハ土楔論 (Coulomb's theory or Wedge theory)

(b) 「ランキン」氏理論 (Rankine's theory)

前者ハ擁壁背面ノ土壤内ニ所謂滑動面ヲ假定シ此滑動面ト擁壁トノ間ニ存スル土楔 (Earth wedge) ガ擁壁ニ對シテ土壓ヲ發揮スルト爲スモノデアリ後者ハ土壤内一點ニ於ケル主應力及共軛應力ヲ算定シテコレヲ用フルモノデアル。以下順ヲ追ウテ「クーロム」氏理論ヨリ説明ヲ進メヨウ。

〔II〕 自然勾配ヨリ急ナル傾斜ヲ有スル土體ノ平衡

茲ニ土體ガ其摩擦角 ϕ ヨリ大ナル α ナル角ノ傾斜面ヲ有スル場合ヲ考ヘンニ其土壤ハ明カニ應剪抵抗即粘着力ヲ發揮シ居ル筈デアル。此土體ガ Fig. 667 ニ示ス如ク AB (高サ h) ナル自由面

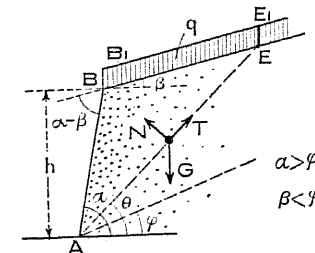


Fig. 667.

ヲ有シ其以上ノ地表面 BE ガ ϕ ヨリ小ナル緩勾配 (水平線ト β) ヲナシ且ツ其上ニ強度 q ナル等布荷重ヲ荷フ場合ニ其平衡状態ノ極限ニ於テ荷重 q , 勾配 α , 地盤面勾配 β 及ビ高サ h ノ間ノ關係ヲ求メントス

此土體ハ最初 h ノ高サニテ平衡ニアツタモノガ荷重ヲ漸次増加シタ爲メカ又ハ内部ノ濕度ガ増加シテ内部應剪抵抗ガ減ジタ爲メニ遂ニ平衡ノ極限ニ達シタモノトスル。斯ク極限ニ達シタ結果圖示ノ AE ナル滑動面ガ出來其 AE 面ニ沿ウテ其上側ノ土ガ滑落スルモノト假定シヨウ。茲ニ此滑落面ガ AE ノ如キ平面デアルトノ假定ハ事實正シキモノナリヤ否ヤ不明デアアルガ實驗ノ結果ニ基キ一般ノ例ニ從ヒテ平面ト假定スル。

斯クノ如キ平衡極限ニ於テ滑リ落ちントスル土體ニ對シ AE

面 = 沿ウテ生ズルアラユル抵抗ガ土楔 ABE ノ重量及地表荷重ト平衡ヲ保タナケレバナラス。上述ノ抵抗ハコレヲニツニ分解シ圖上ノ

N = 直壓抵抗 (Normal resistance)

T = 切線抵抗 (Tangential resistance)

ノニツトスル事ガ出來ル。尤モ紙面ニ直角ノ奥行ハ單位長 1 トスル。此場合ノ T ナル抵抗ハ摩擦抵抗ト應剪抵抗トノニツカラ成リコレガ合成サレテ T ナル切線抵抗トナルノデアアル。

先ヅ滑動面ノ傾斜ヲ求メル爲メニ任意角 θ ヲ爲ス平面 AE ニテ土壤ヲニツニ分チ分タレタ ABE ノ土楔ノ平衡ヲ考ヘル。今長 AE = l トセバ滑動面ノ面積 = $l \times 1 = l$ トナル。故ニ

τ = 滑動面ノ應剪抵抗

トスレバ

AE 面ノ應剪抵抗ノ總量 = $\tau \cdot l$

一方 ABE ノ土楔ノ總重量 G (荷重ヲ含ミテ) ヲ滑動面ニ垂直ト平行トノニツニ分解シテ考ヘルト

$G \cdot \sin \theta$ = 下方ニ向フ力 (AE = 沿ヒテ)

$G \cdot \cos \theta$ = 垂直壓力

後者ハ平面ノ直壓抵抗ト等シクナルベク

$G \cdot \cos \theta = N$

尙又

摩擦抵抗 = $\mu N = \mu G \cos \theta$

デアアル故ニ

全切線抵抗 = $T = \mu G \cos \theta + \tau \cdot l$

コレガ下方ニ向ツテ働ク力ト平衡ヲ保タナケレバナラスノデアツテ

$$G \sin \theta = T = \mu G \cos \theta + \tau l$$

今 $\mu = \tan \varphi = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi}$ ヲ挿入スレバ

$$\tau = \frac{G \sin (\theta - \varphi)}{l \cos \varphi} \dots \dots \dots (i)$$

此 τ ノ値ハ土楔 ABE ガ將ニ平衡ノ極限ニ達シタ場合ニ平面 AE ニ沿フテ惹起セラレネバナラス應剪抵抗デアアル。

次ニ強度 q ナル荷重ハ土壤ト同ジ重量 (Specific weight) ヲ有スルモノガ堆積サレタモノト考ヘテ差支ナクコノ高サハ $\frac{q}{w}$ ニテ與ヘラレ得ベク圖示ノ

$$BB_1 = \frac{q}{w}$$

而シテ此等値高 (Equivalent height) ヲ用ヒテ滑リ落チントスル土楔ノ重量 G ハ次式ニテ表ハシ得ル。

$$G = w (ABE + BB_1 E_1 E) = w \left\{ \frac{1}{2} AB \sin (\alpha - \beta) BE + \frac{q}{w} BE \cos \beta \right\}$$

然ルニ

$$BE = l \frac{\sin (\alpha - \theta)}{\sin (\alpha - \beta)}, \quad AB = \frac{h}{\sin \alpha}$$

$$\therefore G = \frac{wl}{2} \frac{\sin (\alpha - \theta)}{\sin \alpha} \left\{ h + \frac{2q}{w} \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin (\alpha - \beta)} \right\} \dots \dots \dots (ii)$$

此 (ii) 式ノ右邊括弧ノ内ノ値ハ次ニ述ベル簡單ナル幾何學的ノ意味ヲ有スル。

Fig. 668 = 於テ地盤面上ニ $BB_1 = \frac{q}{w}$ ナル距離ニ平行線 $B_1 E_1$ ヲ

引キ更ニ其上ニ之ト等シイ高サヲ隔テ
 テ $B_1B_2=BB_1$ ニ置キ B_2 ヨリ BE ニ平行線
 B_2E_2 ヲ引ク。然ルトキハ AB ヲ延長シ
 タ線ト B_2E_2 トノ交點 B'_2 ヲ E ニ結ブ事
 ニヨツテ生ズル三角形 BB'_2E ガ BB_1E_1E
 ニ等シクナル事ハ明カデア。此關係
 ニヨリ B ト B'_2 トノ高差 Δh ハ幾何學的
 ニ調べルト次ノ値ヲ有スル事ヲ知ル。

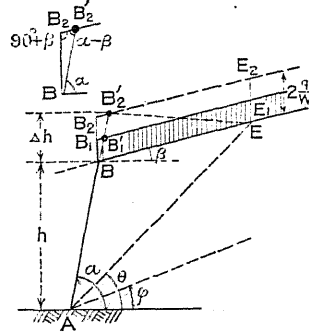


Fig. 668.

$$\Delta h = \frac{2q}{w} \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin(\alpha - \beta)} \dots\dots\dots(iii)$$

然ルトキハ A ト B'_2 トノ高差ハ

$$h + \Delta h = h + \frac{2q}{w} \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin(\alpha - \beta)}$$

即チ(ii)式ノ右邊括弧ノ内ノ値ニ等シク從ツテ(ii)式ハ又次ノ如ク
 書直サレル

$$G = \frac{wl}{2} \frac{\sin(\alpha - \theta)}{\sin \alpha} (h + \Delta h)$$

此値ヲ以テ(i)式カラ平衡ニ必要ナル τ ノ値ヲ求ムレバ

$$\tau = \frac{w}{2} \frac{h + \Delta h}{\sin \alpha \cos \varphi} \sin(\alpha - \theta) \sin(\theta - \varphi) \dots\dots\dots(iv)$$

此式カラ見テ土楔 ABE ガ平衡ニアル爲メニ要スル應剪力ハ此
 平面ノ傾斜 θ ニ關スルモノナル事ヲ知ル。茲ニ若シ $\theta = \alpha$ ナル場
 合又ハ $\theta = \varphi$ ナル場合ヲ想像シテ見ルト(iv)式カラ $\tau = 0$ トナル事
 ヲ知ル。從ツテ θ ノコノ二ツノ極限ノ中間ニ於テ τ ノ値ノ最大
 ナル如キ θ ノ値ガ存在スル筈デア。コノ θ ノ値ヲ求メンニハ
 $\frac{d\tau}{d\theta} = 0$ ト置ケバヨイノデアツテ

$$\begin{aligned} & \frac{d}{d\theta} \{ \sin(\alpha - \theta) \sin(\theta - \varphi) \} \\ &= \sin(\alpha - \theta) \cos(\theta - \varphi) - \cos(\alpha - \theta) \sin(\theta - \varphi) \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\therefore \sin(\alpha + \varphi - 2\theta) = 0$$

$$\theta = \frac{1}{2}(\alpha + \varphi) \dots\dots\dots(633)$$

故ニ平衡ニ必要ナル應剪力ハ斯クノ如ク決定サレタ θ ノ角ヲ有
 スル平面 AE ニ沿フテ最大デア。換言スレバ土楔ガ
 滑落スルナラバ先ヅ此平面ニ沿ウテスル事ヲ知ル。則チ(633)式
 ノ θ ダケ傾斜シタ AE ナル平面ガ所謂滑動面 (Sliding plane or Plane
 of rupture)ト稱セラルルモノデア。今若シ摩擦角 φ ダケ傾斜シ
 タ平面ヲ考ヘルトコ、デハ應剪力ハ零トナリ其平面ニ沿ウテハ
 滑ル傾向ヲ有シナイ事ヲ知ル。コレ前述シタ自然勾配ニ外ナラ
 ナイ。

(633)式ヲ見レバ θ ハ α ト φ トノ平均値 (Arithmetical mean)ニナツ
 テ居ルカラ滑動面ハ $\alpha - \varphi$ 即チ現在傾斜面ト自然勾配線トノ間ノ
 角ヲ二等分スル事ヲ知ル。

(633)式ノ $\theta = \frac{1}{2}(\alpha + \varphi)$ ナル値ヲ用フレバ(iv)式ノ右邊ニアル

$$\sin(\alpha - \theta) \sin(\theta - \varphi) = \sin^2 \frac{\alpha - \varphi}{2} = \frac{1}{2} \{ 1 - \cos(\alpha - \varphi) \}$$

今 τ ナル土壤ノ發揮シ得ル應剪抵抗或ハ粘着力ノ最大値ヲ c ニ
 テ表ハセバ土壤ノ極限平衡ニ對スル條件ハ次ノ如ク表ハサレル。

$$\tau_{max} = c = \frac{w}{2} \frac{h + \Delta h}{\sin \alpha \cos \varphi} \frac{1 - \cos(\alpha - \varphi)}{2} \dots\dots\dots(v)$$

此式カラ若シモ土壤ノ粘着力 c ガ既知ナラバ $h + \Delta h$ ガ容易ニ計
 算シ得ラレル。然ルニ土壤ノ種々ノ種類ニ對スル c ノ値ハ直接

ノ實驗デハ容易ニ求メ難キガ故ニ次ノ如キ間接方法ヲ用フレバ其與ヘラレタ土壤ニ就イテノcノ値ヲ決定スル事ガ出來ル。

先ヅ其土壤ノ休止角φヲ求メル。コレハ粗雜狀態(Loose state)ニ於テ其土壤ヲ堆積シテ求メラレル。次ニ其土壤ガ崩壞スル事ナクシテ垂直ニ何程ノ深サ迄掘リ得ラレルカヲ實驗シテ見ル。其結果ヲh₀トスル。此場合地盤面上ニ荷重ヲ受ケテ居ナイモノトスレバ此h₀ヲ(v)式ノh+Δhニ代入シ同時ニα=90°, cos(α-φ)=sinφヲ挿入スレバ

$$c = \frac{w}{2} \frac{h_0}{\cos \varphi} \frac{1 - \sin \varphi}{2} \dots\dots\dots(634)$$

式中h₀=土壤ガ崩壞スルコト無クシテ垂直ニ掘リ得ル最大高。(634)式ハ土壤ノ最大應剪抵抗ヲ與ヘル。此値ガ既知トナレバコレト(v)式トヲ結合シテ求ムル土壤高h+Δhガ得ラレル

$$h + \Delta h = h_0 \sin \alpha \frac{1 - \sin \varphi}{1 - \cos(\alpha - \varphi)} \dots\dots\dots(635)$$

尙地盤面ノ傾斜βハΔhニ影響ヲ有スルノミナル事ヲ知ル故ニ若シ荷重ガ無カツタナラバ即チq=0ナラバΔh=0トナリβニハ無關係トナル。即チ此場合ニハβガ如何ナル角度デアツテモ(0ヨリφ迄ノ間ノ角ナラバ)hニハ變化ノ無イ事トナル。若シ又α=φナラバh+Δh=∞トナリ自然勾配ニ沿ウテ切レバ土壤ハ無限大ノ高サ迄切り得ル事トナル。若シ荷重ヲ受クル地盤面ガ水平ナラバβ=0トナリ(iii)式ヨリ

$$\Delta h = 2 \frac{q}{w}$$

ヲ得。即チ荷重ノ高サ $\frac{q}{w}$ ハ土壤ノ安定度ニ對シテハ宛カモAB

ナル傾斜面ガ荷重等値高 $\frac{q}{w}$ ノ2倍ニ相當スルダケ其高サヲ増加シタモノト同様ニ働ク事トナル。斯クテ地盤上ニ働ク荷重ハ滑動面ノ摩擦抵抗ノミヲ増加シテ應剪抵抗ヲ増加シナイニ反シ實際ノ土體ノ高サヲ増シタ場合ニハ摩擦應剪兩抵抗共ニ増加スルガ故ニ前者ヨリモ安全トナル譯デアル。

[III] 垂直壁ニ及ボス直壓一地盤面水平ニシテ土壤内ニ粘着力ナキ場合。

茲ニ地盤面水平ナル土體ガ垂直壁ABニテ支ヘラレテ其AB平面ト土壤トノ間ニハ摩擦ノナキモノトシ唯其平面ニ垂直ナルPノミガ働キ得ルモノト考ヘル。此場合其平衡ニ對シテ必要ナ壓力Pヲ決定センニハ壁底A

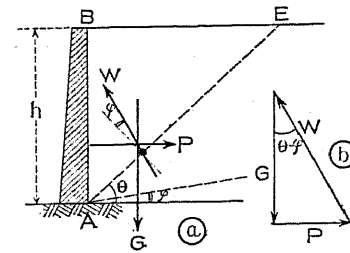


Fig. 669.

カラ任意傾斜θヲ以テ平面AEヲ假定シソレニテ分タレタABEナル土楔ノ滑落ヲ防グニ足ルダケノPヲ決定スレバヨイデアル。其決定ニ當ツテ土壤ノ應剪抵抗又ハ粘着力ハ之ヲ無視シ滑動面ノ全抵抗ハ摩擦抵抗ノミデアルモノト假定スレバ其働ク方向ハ將ニ滑動セントスル極限ニ於テAE平面ニ對スル垂直線カラ摩擦角φダケ傾イテ働ク事トナル。コレヲWトセバコレガ滑動面AEノ出ス全抵抗デアル。然ルトキハ全重量Gト壁ノ出ス力Pト平面AEニ沿フWトガ平衡ヲ保タナケレバナラス。即チ一點ニ會シテ示力三角形(Triangle of force)ヲ作ル事ヲ要スル。之ヲ式デ表ハセバ Fig. 669 (b)ニ就イテ

$$P = G \tan(\theta - \varphi)$$

茲ニ $G = w \cdot ABE = \frac{wh^2}{2 \tan \theta}$ ヲ挿入シ

$$P = \frac{wk^2 \tan(\theta - \varphi)}{2 \tan \theta} \dots\dots\dots(i)$$

從ツテ P ナル 壓力ハ $\theta =$ 關スル 値デアツテ

$$\theta = \varphi \text{ 及 } \theta = 90^\circ \text{ニ對シテ } P = 0$$

トナリコノ二ツノ極限ノ間ニ於テ Pヲ最大ナラシムル如キモノガナケレバナラス。其 Pノ最大値ハ壁底 Aヲ通ズル何レノ平面ニ於テモ滑動ノ起ラナイタメニ壁ガ土壤ニ對シテ出サネバナラス壓力 Pデアツテ斯クノ如キ Pニ相當スル平面ハ所謂滑動面デアアル。コノ θ ハ φ ト 90° トノ間ノ或角度デアアル筈デアツテコレヲ求メルタメニ (i)式ヲ θ ニ對シ微分シテ 0ニ置キ

$$\frac{d}{d\theta} \left\{ \frac{\tan(\theta - \varphi)}{\tan \theta} \right\} = 0$$

$$\frac{\tan \theta}{\cos^2(\theta - \varphi)} - \frac{\tan(\theta - \varphi)}{\cos^2 \theta} = 0$$

$$\sin \theta \cdot \cos \theta = \sin(\theta - \varphi) \cos(\theta - \varphi)$$

$$\sin 2\theta = \sin 2(\theta - \varphi)$$

此結果ハ $2\theta + 2(\theta - \varphi) = 180^\circ$ ナル事ヲ示スモノニ外ナラス。

$$\therefore 4\theta - 2\varphi = 180^\circ$$

$$\theta = \frac{1}{2}(90^\circ + \varphi) \dots\dots\dots(636)$$

此結果モ亦滑動面ガ自然勾配面ト壁背面トノ間ノ角ヲ二等分スルモノナル事ヲ示ス。即チ $\theta - \varphi = \frac{1}{2}(90^\circ - \varphi)$ トナル。更ニ $\theta + (\theta - \varphi) = 90^\circ$ トナル故ニ之ヲ書直シ

$$\frac{1}{\tan \theta} = \tan(\theta - \varphi)$$

$$\therefore \frac{\tan(\theta - \varphi)}{\tan \theta} = \tan^2(\theta - \varphi) = \tan^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2}$$

從ツテ (i)式ヨリ

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{1}{2} w k^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \frac{w h^2}{2} \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(637)$$

尙

$$\left. \begin{aligned} w \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) &= w \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \\ &\equiv k \\ \text{ト置ケバ簡單ニ} \\ P &= \frac{1}{2} k h^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(638)$$

以上最大壓力ノ方向ト量トガ定メ得ラレタノデアアルガ次ニ其作用點ヲ求メンニ (638)式ヲ見レバ明カナル如ク Pナル壓力ハ壁ニ沿フテハ等變的 (Uniformly varying)ニ分布サル、ガ故ニ其合成力 Pハ壁高ノ三分ノ一ノ點ニ作用スル事ヲ知ル。即チ

$$e = \frac{1}{3} h \dots\dots\dots(639)$$

更ニ壁頂 Bカラ BC=zナル深サノ點迄ノ間ニ作用スル全壓力ヲ P_z トスレバ

$$P_z = \frac{1}{2} k z^2$$

$$\frac{dP_z}{dz} = p_z = kz$$

ハ壓力度ヲ示ス。從ツテ $z=h$ ニ相當スル最大壓力度 $AD=p$ ノ値ハ

$$\left. \begin{aligned} p &= kh = w \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) h \\ &= w \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(640)$$

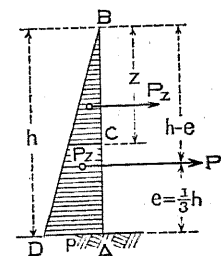


Fig. 670.

コノ強度ヲ以テ示サレタ三角形 ABD ノ面積ハ即チ全壓力トナリ

$$P = \frac{1}{2} kh \cdot h = \frac{1}{2} kh^2 \dots\dots\dots(638) \text{式参照}$$

第三十三表ハ φ ヲ種々ニ變化シタトキノ $k = \frac{2P}{h^2} = \frac{p}{h}$ ノ値ヲ與フ。

第三十四表 土壓 $p = kh$, $P = \frac{1}{2} kh^2$ = 於ケル

$$k \text{ ノ表 } \left(k = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} w \right)$$

φ	k	φ	k	φ	k	φ	k
5°	0.8397w						
10°	0.7041w	20°	0.4903w	30°	0.3333w	40°	0.2174w
11°	0.6795w	21°	0.4724w	31°	0.3201w	41°	0.2077w
12°	0.6553w	22°	0.4550w	32°	0.3073w	42°	0.1982w
13°	0.6327w	23°	0.4381w	33°	0.2948w	43°	0.1897w
14°	0.6104w	24°	0.4217w	34°	0.2827w	44°	0.1832w
15°	0.5888w	25°	0.4059w	35°	0.2710w	45°	0.1716w
16°	0.5678w	26°	0.3905w	36°	0.2602w		
17°	0.5475w	27°	0.3755w	37°	0.2486w	50°	0.1325w
18°	0.5279w	28°	0.3610w	38°	0.2379w	55°	0.0996w
19°	0.5088w	29°	0.3470w	39°	0.2275w	60°	0.0718w
20°	0.4903w	30°	0.3333w	40°	0.2174w		

[IV] 地壓及地抵 (Active and Passive Earth Pressure)

(637) 式ヲ以テ算定シタル力ハ丁度土壤ガ滑リ落ち様トスルノヲ辛ウジテ壁ガ防ギ得ルダケノ力デアツタ。然ルニ若シ壁ガ土壤ニ對シテ作用スル P ナル力ヲ漸次増加シタナラバ遂ニハ壁ガ土壤ノ中へ突入シテ土壤ノ一部ガ上ニ押上ゲラレル様ナ状態トナル。其土壤ガ丁度上ニ押上ゲラレル様ト云フ極限ニ於ケル壓力

ヲ P_1 トシ其量ヲ計算シテ見ヨウ。

Fig. 671 ニ示ス如ク壁底 A ヲ通シテ任意平面 AE ヲ作り其平面ニ沿ウテ土ガ押上ゲラレントスル場合ニ生ズル抵抗ヲ考フルニ其總摩擦抵抗 W ハ平面 AE ニ引カレタ垂線カラ下向キノ方向ニ

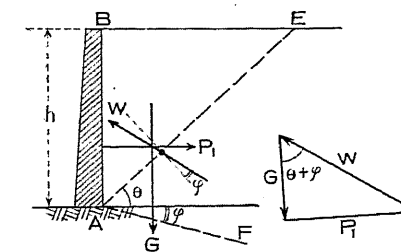


Fig. 671.

摩擦角ダケ傾キテ働ク事トナルガ故ニ平衡ニアル三ツノ力ノ關係カラ

$$P_1 = G \cdot \tan(\theta + \varphi) = \frac{wh^2}{2} \frac{\tan(\theta + \varphi)}{\tan \theta} \dots\dots\dots(i)$$

此式ニ於テ若シ $\theta = 90^\circ - \varphi$ 又ハ $\theta = 0^\circ$ ト置ケバ $P_1 = \infty$ トナルガ故ニコノ中間ニ P_1 ノ最小値ニ相當スル θ ノ或値ガ存在スル筈デアツテコレヲ求メントスルノデアル。此 θ ヲナス平面 AE ハ一ツノ滑動面トナリ其平面ニ沿ウテ上方ニ土壤ノ押上ゲラル、移動ガ最モ容易デアル故從ツテ P_1 ノ作用ニヨツテ最初ニ滑動スルノハ此平面ニ外ナラナイ。夫レ故ニ土壤ガ平衡ニアル爲メニハ壁 AB ハ此 P_1 以上ノ壓力ヲ出シテハナラナイ事トナル。(i) 式ヲ θ ニ對シテ微分シテ $= 0$ ト置ケバ此 P_1 ニ相當スル θ ガ求メラレル筈デアツテ (i) 式ト前節ノ (i) 式トヲ比較セバ φ ノ符號ガ異ナルノミデアル故ニ計算ノ結果モ直チニ推斷出來ル。即チ P_1 ガ最小デアアル爲メノ θ ノ値ハ

$$\theta = \frac{1}{2}(90^\circ - \varphi) \dots\dots\dots(641)$$

コレニ相當スル P_1 ノ値ハ

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{1}{2} w h^2 \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\
 &= \frac{1}{2} w h^2 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \\
 &= \frac{1}{2} k_1 h^2
 \end{aligned}
 \quad \dots\dots\dots (642)$$

式中

$$k_1 = w \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

此場合圖上ニ滑動面ヲ作圖センニハ Aヲ通ズル水平線カラ下方ヘ摩擦角 φ ヲ採ツテ AFナル線ヲ引キ AFト壁 ABトノ間ノ角ヲ二等分スレバヨイノデアアル。

尙 P_1 ノ作用點ガ(639)式ニテ與ヘラレタ Pニ於ケルト同様デアアル事ハ其式ノ相似ナル事ヨリ知ル事ガ出來ル。

前ノ(637)式ノ Pノ値ハ之ヲ地壓(Active earth pressure)ト云フ。其意味ハ土體ガ滑動セントシテ壁ニ作用(Act)スル力デアラカラデアアル。次ニ(642)式デ求メタ P_1 ノ値ハコレヲ地抵(Passive earth pressure or Resistance of earth)ト云フ。其意味ハ壁ガ能動的(Active)トナツテコレガ土體ヲ押上ゲ様ト云フニ對シテノ土壤ノ抵抗ニ外ナラナイカラ土壤カラ云ヘバ受動的(Passive)トナルカラデアアル。コノ二ツノ土壓ハ如何ナル場合ニ起ルカト云フニ彼ノ擁壁(Retaining wall)ノ如キハ明カニ土壤ノ地壓ガ作用スルモノデアアルニ反シ拱臺(Abutment of arch)或ハ建築物ノ扶壁(Buttress)ノ一部ノ如キハ荷重或ハ風壓ニ作用サレタ場合土壤ノ中ヘ突入セントシ茲ニ働ク土壓ハ地抵ニ相當スルモノトナルデアラウ。此兩者即チ地壓ト地抵トノ内個々ノ場合ニ就キテ其何レノ作用ヲ受クルカハ之ヲ判斷スルニ難イ場合ガ尠ナクナイ。斯カルトキニハ各々其場

合ニ就イテ如何ニ考ヘルガ安全デアルカラ考ヘ是ニ據ツテ其何レヲ採ルベキカラ決定シ又ハ他ノ適當ナル考慮ニヨツテ之ヲ判斷スベキデアアル。兩者ノ差ハ(638)式ノ k ト(642)式ノ k_1 トノ差ニ相當シコレヲ $\varphi = 30^\circ$ ノ場合ニ就イテ計算シテ見ルト

$$k = w \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3} w$$

$$k_1 = w \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3w = 9k$$

即チ地抵トシテ地壓ノ9倍ニ相當スル壓力ヲ出シ得ル事ヲ知ル。

[V] 垂直壁ニ及ボス直壓一應剪抵抗即粘着力ヲ考慮シタル場合。

上述ノ [III] 及 [IV]ハ何レモ粗雜狀態(Loose state)ニアル土壤ニ就イテ調べタノデアアルガ其土壤ニ若シ粘着力ガ存在スル場合ニハ土壤カラ垂直壁ニ及ボス垂直ナル土壓ハ次ノ如ク計算セラレ

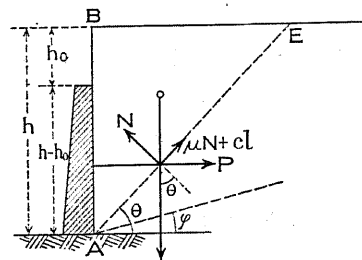


Fig. 672.

ル。今 Fig. 672ニ任意角 θ ヲナス平面 AEヲ假定シ其長ヲ l トスル。

AE平面ヨリ左ニ作ラレタ土楔ノ重量ヲ G, 平衡ニアルタメニ壁ガ出サネバナラヌ直壓ヲ P, AE面ニ働ク抵抗ノ垂直分力ヲ N, AE面ニ沿

フテ生ズル抵抗即チ摩擦抵抗 μN ト粘着力 cl トノ和ヲ $\mu N + cl$ トスレバ此四力ガ平衡ヲ保タネバナラヌ事トナル。從ツテ AE平面ニ平行ナル分力ノ和ヲ求メ

$$P \cdot \cos \theta = G \sin \theta - \mu N - cl$$

AE 面 = 垂直ノ方向ノ平衡ヲ考へ

$$N = G \cos \theta + P \sin \theta$$

$$\therefore P(\cos \theta + \mu \sin \theta) = G(\sin \theta - \mu \cos \theta) - cl$$

更ニ $\mu = \tan \varphi = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi}$, $l = AE = \frac{h}{\sin \theta}$ ヲ挿入シ

$$P \cos(\theta - \varphi) = G \sin(\theta - \varphi) - ch \frac{\cos \varphi}{\sin \theta}$$

$$\therefore P = G \tan(\theta - \varphi) - \frac{ch \cos \varphi}{\sin \theta \cos(\theta - \varphi)}$$

茲ニ $G = \frac{wh^2}{2 \tan \theta}$ ヲ挿入シ

$$P = \frac{wh^2}{2} \frac{\tan(\theta - \varphi)}{\tan \theta} - \frac{ch \cos \varphi}{\sin \theta \cos(\theta - \varphi)} \dots\dots\dots(i)$$

此 (i) 式ノ右邊第一項ハ前ニ [IV] = 於テ調べタ所デアツテ $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ ノトキニ最大トナル。而シテ第二項ノ分母モ亦 $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ ノトキ $\cos^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ トナツテ最大値ヲ示シ、從ツテ第二項ハ θ ノ此値ヲ以テ最小トナル。要スルニ全體トシテ P ノ最大値ハ $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ ノトキニ生ズル事ヲ知ル。故ニ此場合ニ生ズル滑動面ノ傾斜ハ [III] = 於テ説明シタト同ジ値ヲ持ツノデアツテ應剪抵抗ノ有無ニ拘ラズ同一デアアル事トナル。然シ其壓力ノ量ハ等シクナイ事ハ勿論デアツテ

$$P = \frac{wh^2}{2} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \frac{ch \cos \varphi}{\cos^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} \dots\dots\dots(ii)$$

此壓力 P ハ壁高 h ガ [II] = 説明シタ h_0 = 等シイトキニ零トナル。何トナレバ h_0 ダケハ壁ナシニ垂直ニ土壤ガ保チ得ルカラデアル。從ツテ

$$0 = \frac{wh_0}{2} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \frac{c \cos \varphi}{\cos^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}$$

$$\therefore h_0 = \frac{2c \cos \varphi}{w \sin^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} = \frac{4c \cos \varphi}{w(1 - \sin \varphi)} \dots\dots\dots(634) \text{ 式 參 照}$$

此 (634) 式ノ $c \cos \varphi$ ノ値ヲ (ii) 式ニ挿入セバ此場合ノ壓力 P ガ求メラレ

$$P = \frac{1}{2} w h^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \frac{1}{2} w h h_0 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

或ハ書直シテ

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{1}{2} w (h^2 - h h_0) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\ &= \frac{1}{2} (h^2 - h h_0) w \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \\ &= \frac{1}{2} k (h^2 - h h_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(643)$$

式中 $k = w \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = w \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$ (第三十二表參照)

求メ得タ壓力 P ハ全高 h = 分布サレルノデハナク h_0 ノ部分ニハ壓力ヲ生ジナイカラ結局 $h - h_0$ ノ部分ノミニ分布サレル。從ツテ其分布ハ Fig. 673 = 示ス如クナリ壓力中心ハ次ノ如ク計算サレル。先ヅ C 點ヨリ深 z ノ點ニ對シ $h_0 + z = h$ ヲ (643) 式ニ挿入シ

$$P_z = \frac{1}{2} k (z + h_0) z$$

$$p_z = \frac{dP_z}{dz} = k \left(z + \frac{1}{2} h_0 \right)$$

$$z = 0 \text{ ノトキ } p = \frac{1}{2} k h_0 = CD$$

$$z = h - h_0 \text{ " } p = k \left(h - \frac{1}{2} h_0 \right) = AE$$

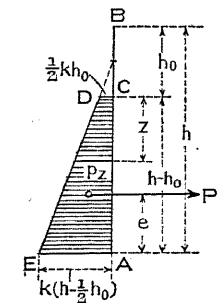


Fig. 673.

Pノ作用點ハ此梯形ACDEノ重心ニ當ルガ故ニ其壁底カラノ距離eハ

$$e = \frac{h}{3} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{h_0}{h} - \frac{1}{2} \frac{h_0^2}{h^2} \right) \dots \dots \dots (644)$$

即チeナル距離ハ壁高hノ三分ノ一ヨリハ小トナル。斯クテ抗

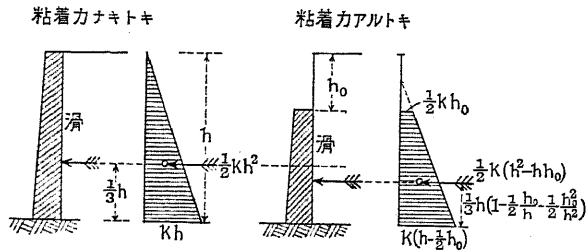


Fig. 674.

剪抵抗ヲ考ヘニ入レル事ハ唯ニ地壓Pノ量ガ小トナルノミナラズ又Pノ作用點モ幾ラカ下方ニ下リ、從ツテ壁ニ壁スル轉倒力率ガ小トナルノデアアル。此二ツノ場合ヲ比較シテ Fig. 674ニ其土壓強度及ビ作用點ノ差異ヲ示ス。

今日擁壁設計ニ於テ一般ニ採用サル、土壓計算法ニ於テハ安全側ノ誤差ト看做シ普通土壤ノ應剪抵抗即粘着力ハ無視セラレル。

[VI] 過載擁壁 (Surcharged retaining wall) ニ於ケル土壓

Fig. 675ニ示ス如ク地盤面ガ水平デナク盛上ツタ形状ヲ爲ス場

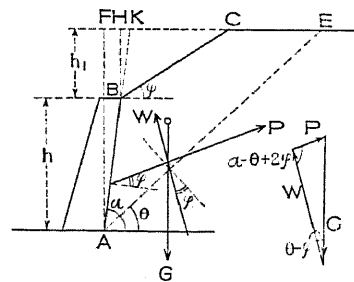


Fig. 675.

合ニ此擁壁ヲ過載荷重ヲ受クル擁壁ト云フ。今此過載土壤ヲ假定シタル一般ノ土壓公式ヲ求メントス。

既ニ[V]ニ述ベタル如ク土壤内ニ生ズル應剪抵抗即粘着力ハ一般ニ之ヲ無視スルノデアアルガ更ニ其

外ニ土壤ト壁背トノ間ニ摩擦抵抗ノ發生スル事ヲ無視シ得ナイ場合ガ鮮ナクナイ。即チ擁壁ハ其築造後壁背ニ埋戻シタ土壤ノ壓力ヲ受ケテ多少デモ移動スルガ故ニ其壁背ニ幾分ノ空隙ガ出來ル事トナリ此空隙ヲ滿タスベク土壤ハ壁背ニ沿フテ沈下スルガ故ニ其時ニ此面ニ沿ウテ切線抵抗ガ呼起コサレルモノデアツテコレハ摩擦抵抗ニ外ナラス。今此壁背ヲABナル平面ト假定シ土壓ガAB面ニ働ク時ノ摩擦係數ハ土壤内ニ生ズル摩擦係數ト等シイモノト假定スル。換言スレバ此壁背ニ働ク土壓Pハ其垂線ト摩擦角φダケ傾イテ働クモノト考ヘル。即チ前ニ[III]乃至[V]ニ於テ壁背ガ滑カデアツテ摩擦ナク壓力Pガ壁背ニ垂直ニ働クト考ヘタノニ反シテ此場合ニハ壁背ニ幾分ノ摩擦ガ存在スルト假定シタノデアツテ其摩擦ノ量ハ面ノ粗雜度、土壤ノ濕潤度等ニ據ツテ異ナルモノデアアルガ茲ニハ假ニ此摩擦ガ其最大量ヲ發揮シ土壓Pハ壁背面ノ垂線ト摩擦角φダケ傾イテ働クモノト假定シテ置ク。

次ニ壁底Aヲ通ジテAEナル平面ヲ假定シ此面ニ沿ウテ土楔ABCEガ滑リ落ちントスル極限ニ於テ此滑動面AEニ沿ウテ直壓抵抗Nト切線抵抗μNトガ呼起コサレ(應剪抵抗ハ無視ス)此二ツノ合成サレター力Wハ滑動面ニ於ケル垂線ト摩擦角φダケ傾斜スルコトナル。

斯クノ如クP及Wノ働ク方向ガ假定サルレバコノP及Wト土楔ノ重量Gトガ平衡ヲ保ツタメニハコノ三力ガ閉三角形ヲ形成スベキ筈デアツテ Fig. 675ニ示ス示力三角形ニ於テ

$$GトWトノ間ノ角 = \theta - \varphi$$

$$P \text{ と } W \text{ と の 間 の 角} = \alpha - \theta + 2\varphi \\ \equiv \varepsilon - \theta$$

式中 $\varepsilon = \alpha + 2\varphi$ (i)

$$\therefore \frac{P}{G} = \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\varepsilon - \theta)} \text{(ii)}$$

然ルニ

$$ABCE = AEF - AFK - (BCH - BKH) \\ = \frac{1}{2}(h + h_1)^2(\cot \theta - \cot \alpha) - \frac{1}{2}h_1^2(\cot \varphi - \cot \alpha)$$

$$\therefore G = w \cdot ABCE \\ = \frac{w(h + h_1)^2}{2} \left\{ \cot \theta - \cot \alpha - \frac{h_1^2}{(h + h_1)^2}(\cot \varphi - \cot \alpha) \right\}$$

最後ノ二項ハ θ = 關係ナキ故ニ簡單ニ之ヲ次ノ如ク表ハス

$$\cot \alpha + \frac{h_1^2}{(h + h_1)^2}(\cot \varphi - \cot \alpha) \equiv m \text{(iii)}$$

然ルトキハ(ii)式ヨリ

$$P = w \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{(\cot \theta - m) \sin(\theta - \varphi)}{\sin(\varepsilon - \theta)}$$

此Pノ最大値ヲ求メンニハ此形ヲ變ジテ

$$P = w \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \frac{(\cot \theta - m)(\cot \varphi - \cot \theta)}{\cot \theta - \cot \varepsilon} \text{(iv)}$$

(iv)式ノ最後ノ項ノミヲ檢スレバヨイノデアルカラコレヲ

$$\frac{f(\theta)}{F(\theta)} \equiv \frac{(\cot \theta - m)(\cot \varphi - \cot \theta)}{\cot \theta - \cot \varepsilon} \text{(v)}$$

デ表ハシ其最大値ヲ得ルタメノ條件ハ左項ヲ微分シテ=0ト置キ

$$F(\theta)f'(\theta) - f(\theta)F'(\theta) = 0$$

或ハ

$$\frac{f(\theta)}{F(\theta)} = \frac{f'(\theta)}{F'(\theta)} \text{(vi)}$$

(v)式ニ就イテ(vi)式ノ計算ヲ行ヒ $\frac{d}{d\theta}(\cot \theta) = -\frac{1}{\sin^2 \theta}$ ヲ挿入シテ $\cot \theta$ ヲ求ムレバ

$$\cot \theta = \cot \varepsilon + \sqrt{(\cot \varphi - \cot \varepsilon)(m - \cot \varepsilon)} \text{(vii)}$$

但シ $\theta < \alpha$ デアル故ニ

$$\theta < \alpha + 2\varphi = \varepsilon$$

$$\therefore \cot \theta > \cot \varepsilon$$

從ツテ(vii)式ノ平方根ノ前ノ正負號ハ正號ヲ採ツタノデアル。

Pノ最大値ヲ得ルニハ(vii)式ノ $\cot \theta$ ノ値ヲ(iv)式ニ挿入スレバヨイ。然シ(iv)式ニハ $\cot \theta$ ガ三ヶ所ニ表ハレテ居ル故ニ計算ガ面倒デアル。ソレヨリハ(vi)式ニ示ス所ニ從ツテ其第一微分係數ヲ用フルガ便デアツテ

$$P = w \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \frac{f'(\theta)}{F'(\theta)} \\ = w \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \frac{\frac{\cot \theta - m}{\sin^2 \theta} - \frac{\cot \varphi - \cot \theta}{\sin^2 \theta}}{-\frac{1}{\sin^2 \theta}} \\ = w \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} (\cot \varphi + m - 2 \cot \theta)$$

此式ニハ $\cot \theta$ ガ一ヶ所ニノミ表ハレテ居ル。茲ニ(vii)式ノ値ヲ挿入セバPノ最大値ガ求メラレ

$$P = w \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \left\{ \cot \varphi + m - 2 \cot \varepsilon - 2\sqrt{(\cot \varphi - \cot \varepsilon)(m - \cot \varepsilon)} \right\}$$

簡單ニシテ

$$P = w \frac{(h + h_1)^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \left\{ \sqrt{\cot \varphi - \cot \varepsilon} - \sqrt{m - \cot \varepsilon} \right\}^2 \text{(645)}$$

式中 $\varepsilon = \alpha + 2\varphi$

$$m = \cot \alpha + \frac{h_1^2}{(h+h_1)^2} (\cot \varphi - \cot \alpha)$$

(645)式 = 於ケル P 及 h ノ關係ヲ見ル = 非常 = 複雑デアツテ h ノ項ハ m ノ内ニモ含マレテ居リ簡單ニ $P = \frac{1}{2}kh^2$ ナル形ニ表ハシ得ナイ。從ツテ其作用點モ簡單ニ $e = \frac{1}{3}h$ ト云フ事ハ出來ナイ。作用點ノ位置ヲ求メンニハ Fig. 676 = 於テ壁頂 B カラ深サ

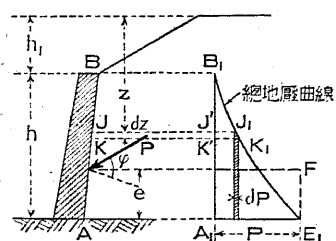


Fig. 676.

BJ 即 $z-h_1$ ノ部分ヲ採ツテ考ヘル。此 BJ ノ間ニ働ク總壓力 P_z ハ (645) 式ニ於ケル $h+h_1$ ノ代リニ z ヲ挿入スレバ求メラレ得ベク斯クテ得タ P_z ノ値ヲ A_1B_1 線上ノ相當點 J' カラ水平縦距 $J'J_1$ = 採リ同様ノ方法デ z ヲ變化シテ多クノ點ニ就イテ總壓力ヲ計算シ之レヲ縦距ニ置ケバ茲ニ一ツノ曲線 B_1E_1 ヲ得ル。コノ曲線ハ總地壓曲線 (Curve of total pressure) ト稱スベキモノデアル。從ツテ J カラ極微距離 dz 隔ツタ K 點ノ總地壓ハ $K'K_1$ ニテ表ハサレ其差 $K'K_1 - J'J_1$ ハ距離 dz 間ニ増加スル壓力ニ外ナラナイ。此圖ヲ利用スレバ次ノ如クニシテ P ノ作用點ガ求メラレルノデアツテ今壁底ニ對スル全地壓ノ力率ヲ式示スレバ

$$P \cdot e = \int_{h_1}^{h+h_1} dP(h+h_1-z)$$

此積分値 $\int dP(h+h_1-z)$ ハ明カニ曲線 $A_1B_1E_1$ ノ面積ヲ示スガ故ニコレヲ P ナル總地壓ニテ割レバ地壓作用點ノ位置 e ガ得ラレルベク從ツテ上述ノ如クニシテ求メ得タ曲線面積 $A_1B_1E_1$ ヲ其幅ガ $A_1E_1 = P$ デアル様ナ矩形ニ變形スレバ其矩形ノ高 E_1F ガ求ムル

作用點ノ壁底カラノ距離 e ヲ示スモノニ外ナラナイ。此方法ニテ求メタ e ノ値ヲ檢スルニ必ズシモ一定デハナク高 h 及 h_1 = 依ツテ變化シ大約 $\frac{1}{3}h - \frac{3}{8}h$ ノ範圍内ニ變化スルヲ知ル。然ル時ハ $\frac{1}{3}h$ ヨリ大ナル $\frac{3}{8}h$ ヲ採ツテ計算シテ置ク方ガ安全側ノ誤差ヲ生ズルモノデアアルガ既ニ述ベタ如ク以上ノ計算ニ於テハ土壤ノ應剪抵抗即粘着力ヲ無視シテ P ヲ求メタノデアツテ其内ニ既ニ何程カノ安全率ガ含マレテ居ル譯デアアルカラ一般ノ例ニ從ヒ e ノ値トシテ $\frac{1}{3}h$ ヲ採ツテ置イテモ先ヅ危險ナク充分ニ精密デアラウト推定サレル。其何レヲ用フベキカニ就イテハ各々其場合ニ應ジテ適當ナル判斷ニ據ルベキデアラウ。

(645) 式ニ求メタ一般公式カラ種々ノ特別ノ場合ヲ誘導シ得ラレル。

(a) 過載荷重ナキ傾斜壁

$h_1 = 0$, $m = \cot \alpha$ トナリ (645) 式ハ次ノ如クナル。

$$P = \frac{wh^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \epsilon} \left\{ \sqrt{\cot \varphi - \cot \epsilon} - \sqrt{\cot \alpha - \cot \epsilon} \right\}^2 \dots \dots \dots (646)$$

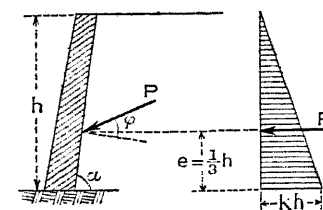


Fig. 677.

或ハ書直シテ

$$P = \frac{1}{2}kh^2 \dots \dots \dots (647)$$

式中 $k = w \frac{\sin \varphi}{\sin \epsilon} \left\{ \sqrt{\cot \varphi - \cot \epsilon} - \sqrt{\cot \alpha - \cot \epsilon} \right\}^2$

從ツテ P ノ分布ハ Fig. 677 = 示ス如ク壁底ニ於テ kh , 壁頂ニ於テ 0 ノ強度ヲ有スル三角形デアアルコトトナリ合成力 P ノ

作用點ハ底カラ高サノ $\frac{1}{3}$ ノ所ニアツテ

$$e = \frac{1}{3} h.$$

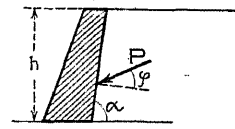
今 φ 及 α (壁背ノ角度) ヲ變ジテ $k = \frac{2P}{h^2} = \frac{p}{h}$ ノ値ヲ計算スレバ第三十五表ヲ得ル。

第三十五表 背土水平ニシテ壁背摩擦ヲ考慮シタルトキ

傾斜壁ニ對スル土壓

$$p = kh, P = \frac{1}{2} kh^2 =$$

於ケル k ノ値



$\cot \alpha$	+0.3	+0.2	+0.1	0	-0.1	-0.2	-0.3
α	73° 18'	78° 41'	84° 17'	90°	95° 43'	101° 19'	106° 42'
$\varphi = 25^\circ$	0.245 w	0.278 w	0.314 w	0.356 w	0.401 w	0.453 w	0.510 w
30°	.186 "	.218 "	.255 "	.297 "	.344 "	.396 "	.458 "
35°	.141 "	.172 "	.208 "	.249 "	.296 "	.353 "	.419 "
40°	.104 "	.135 "	.169 "	.211 "	.260 "	—	—

(b) 過載荷重ナキ垂直壁

$$h_1 = 0, \alpha = 90^\circ \cot \alpha = 0,$$

$$\epsilon = 90^\circ + 2\varphi \text{ ト置キ}$$

$$\cot \epsilon = -\tan 2\varphi, \sin \epsilon = \cos 2\varphi$$

$$\begin{aligned} \therefore P &= \frac{wh^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\cos 2\varphi} \left(\sqrt{\cot \varphi + \tan 2\varphi} - \sqrt{\tan 2\varphi} \right)^2 \\ &= \frac{wh^2}{2} \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2} \sin \varphi)^2} \\ &= \frac{1}{2} kh^2 \\ e &= \frac{1}{3} h \end{aligned} \quad \dots\dots(648)$$

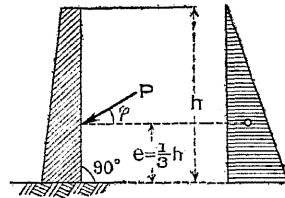


Fig. 678.

第三十五表ニ於テ $\cot \alpha = 0$ トセル中欄ハ此場合ノ數値デアル。

以上ハ壁背ニ摩擦ノ存スル場合デアル、コレヲ摩擦ナキ場合ト比較スルタメ $\varphi = 30^\circ$ ト探レバ

(648) 式ヨリ壁背ニ 30° 傾斜シテ

$$P = \frac{wh^2}{2} \times 0.297 = 0.148 wh^2$$

(637) 式ヨリ壁背ニ垂直ニ

$$P = \frac{wh^2}{2} \times \frac{1}{3} = 0.167 wh^2$$

即チ壁背ニ摩擦アリト考ヘタ方ガ壓力ガ小トナル。壁背ニ水ヲ飽和シタル如キ状態ニ置ク事ハ此事實ヨリ考フルモ不利デアツテ排水ノ設備ノ缺クベカラザルヲ知ル。

(c) 無限ノ過載土壤ヲ受クル傾斜壁

Fig. 679ニ示ス如ク地盤面ガ摩擦角 φ ヲナシテ無限ニ連接シ其高 h_1 ガ無限大ナル時ニハ

$$h_1 = \infty, \frac{h_1}{h+h_1} = 1,$$

$$m = \cot \varphi$$

トナルガ故ニ (vii) 式ニヨリ

$$\cot \theta = \cot \varphi$$

$$\theta = \varphi$$

滑動面ハ自然勾配ト平行デアル。一般

式(645)式ニ於テ上掲ノ値ヲ挿入セバ括弧ノ内ノ値ハ零トナリ且ツ $(h+h_1)^2 = \infty$ トナル故ニ P ナル土壓ハ不定形 $0 \times \infty$ トナル。此場合ニ P ノ有限値ヲ得ルタメニ先ヅ $m =$ 原値ヲ挿入シ

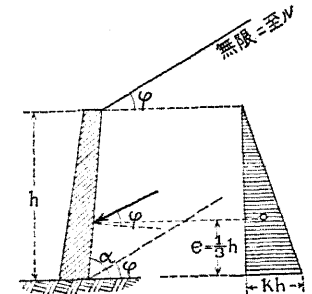


Fig. 679.

$$P = \frac{w}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \left\{ \frac{\sqrt{\cot \varphi - \cot \varepsilon} - \sqrt{\cot \alpha + \left(\frac{h_1}{h+h_1}\right)^2 (\cot \varphi - \cot \alpha) - \cot \varepsilon}}{\frac{1}{h+h_1}} \right\}^2$$

不定値ヲ求ムル普通ノ微分係數ヲ用フル方法ニヨリ此括弧ノ内ノ分子分母ヲ別々ニ \$h_1\$ニ對シテ微分シ \$h_1 = \infty\$ト置ケバ

$$P = \frac{wh^2}{2} \frac{\sin \varphi}{\sin \varepsilon} \frac{(\cot \varphi - \cot \alpha)^2}{\cot \varphi - \cot \varepsilon}$$

此式ニ於テ \$\varepsilon = \alpha + 2\varphi\$ト置ケバ

$$P = \frac{wh^2}{2} \frac{1 - \cos 2(\alpha - \varphi)}{(1 - \cos 2\alpha) \sin(\alpha + \varphi)} \dots \dots \dots (649)$$

本式モ亦

$$P = \frac{1}{2} kh^2$$

ト置キ得ル故ニ土壓分布ハ三角形デ示シ得ラレ其合成力ノ作用點ノ位置ハ

$$e = \frac{1}{3} h.$$

第三十六表右端ニ \$\frac{h_1}{h} = \infty\$ト示シタル欄ニ \$\alpha = 90^\circ\$ 即チ垂直壁

ニ對スル \$k = \frac{p}{h} = \frac{2P}{h^2}\$ノ値ヲ表示ス。

尙壁背ガ垂直ナルトキ過載土壤ノ有無ニヨル \$P\$ノ變化ヲ比較センニ \$\alpha = 90^\circ, \varphi = 30^\circ\$ヲ挿入シ

無限過載土壤アルトキ $P = 0.433 wh^2$

地盤面水平ナルトキ $P = 0.148 wh^2$

即チ約 3 倍ノ土壓ヲ受クル事ヲ知ル。

(d) 過載土壤ヲ受クル垂直壁

$$\alpha = 90^\circ, \cot \alpha = 0, \varepsilon = 90^\circ + 2\varphi$$

(645) 式ニ之等ノ値ヲ挿入シ

$$P = \frac{wh^2}{2} \left(\frac{h+h_1}{h}\right)^2 \frac{\sin \varphi}{\cos 2\varphi} \left\{ \sqrt{\cot \varphi + \tan 2\varphi} - \sqrt{\frac{h_1^2}{(h+h_1)^2} \cot \varphi + \tan 2\varphi} \right\}^2 \dots \dots \dots (650)$$

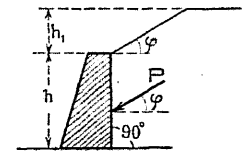
今 \$\frac{h_1}{h}\$ノ種々ノ値ニ對シ \$k = \frac{p}{h} = \frac{2P}{h^2}\$ヲ計算スルトキハ第三十六表ヲ得ル。

第三十六表 過載土壤 \$h_1\$ヲ有シ壁背摩擦

ヲ考慮シタルトキ垂直

壁ニ對スル土壓 \$p = kh\$,

$$P = \frac{1}{2} kh^2 \text{ニ於ケル } k \text{ノ値}$$



\$\varphi \backslash h_1/h\$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
\$\varphi = 25^\circ\$	0.356w	.420w	.475w	.518w	.558w	.591w	.616w	.639w	.659w
\$30^\circ\$.297"	.353"	.400"	.440"	.475"	.505"	.531"	.554"	.574"
\$35^\circ\$.249"	.296"	.336"	.373"	.405"	.431"	.456"	.478"	.496"
\$40^\circ\$.211"	.250"	.287"	.311"	.345"	.371"	.394"	.411"	.433"
\$\varphi \backslash h_1/h\$	0.9	1.0	2	3	4	5	6	10	\$\infty\$
\$\varphi = 25^\circ\$	0.677w	.692w	.775w	.813w	.840w	.854w	.856w	.877w	.906w
\$30^\circ\$.592"	.608"	.702"	.746"	.771"	.789"	.799"	.822"	.866"
\$35^\circ\$.513"	.530"	.628"	.678"	.698"	.717"	.726"	.755"	.819"
\$40^\circ\$.448"	.464"	.563"	.616"	.638"	.672"	.675"	.717"	.766"

第四節 土壓圖式解法

(1) 地表面が任意ノ曲線ヲ爲ス場合。

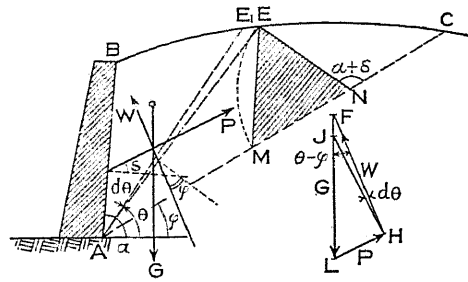


Fig. 680.

Fig. 680ニ示ス壁ABガ任意曲線ノ地表面BCヲ有スル土壤ヲ支ヘタル場合壁ABガ平衡ヲ保ツタメニ出サネバナラヌカヲPトシ其Pガ壁背面ノ垂線ト爲ス角ヲ δ トス。此角ハ壁背面ト土トノ間ノ摩擦角デアル。壁底Aヲ通ズル滑動面 (Sliding plane or Plane of rupture) ヲAEト假定シ其水平面トナス角ヲ θ , ABEナル土楔ノ重量ヲGトセバGガP及ビW(滑動面ニ沿フテ生ズル抵抗)ト平衡ヲ保チ從ツテ此三力ガーツノ示力三角形ヲ形成スル筈デアル。Wノ方向ハ滑動面ヘノ垂線ト摩擦角 ϕ ヲナシテ働クモノトス。

斯クノ如キ關係ニ於テ壁ノ出スベキ抵抗Pノ量ヲ求メシニハ先ヅ滑動面ノ位置サヘ決定スレバヨイノデアツテ滑動面デアル爲メノ條件ハ前節ニ説明シタル如ク

$$\frac{dP}{d\theta} = 0 \dots\dots\dots (i)$$

デアラレル。此式ハ θ ノ種々ノ値ニ對シPガ最大ナル如キ平面ガ即チ滑動面デアル事ヲ意味スルノデアツテ圖式的ニハ次ノ如ク此條件ヲ適用スル。

Fig. 680ニ於テ滑動面ヲAEト假定シタルトキノ土楔ABEノ

Fig. 680ニ示ス壁ABガ任意曲線ノ地表面BCヲ有スル土壤ヲ支ヘタル場合壁ABガ平衡ヲ保ツタメニ出サネバナラヌカヲPトシ其Pガ壁背面ノ垂線ト爲ス角ヲ δ トス。此角ハ壁背面ト

平衡ヲ示ス示力三角形ヲLHFトスレバ其FLナル長サハ土楔ABEノ重量ヲ示スモノニ外ナラヌ。今此AEナル滑動面ガ極微角 $EAE_1 = d\theta$ ダケ移動シタモノトスレバ此平面ノ移動ニ從ツテ抵抗Wガ變化シ其方向ハ示力三角形上ニ於ケルHJニテ與ヘラレルベク三角形LHJハ明カニ土楔 ABE_1 ノ平衡ヲ示シ $\angle FHJ = d\theta$ トナル。斯クテ示力三角形LHJニ於ケルJLハ土楔 ABE_1 ノ重量デアルカラ

$$FJ = dG = w \cdot AE E_1$$

次ニFHJナル三角形ト EAE_1 ナル極微三角形トハ頂角 $d\theta$ 相等シキ扇形ト見ル事ガ出來ル故ニ其面積ハ半径ノ自乗ニ比例シ

$$\frac{\Delta FHJ}{\Delta EAE_1} = \frac{\overline{FH}^2}{\overline{AE}^2} \dots\dots\dots (ii)$$

又一方 ΔFHJ ト ΔFHL トハ高サ相等シク底邊長ヲ異ニスル三角形デアルカラ其面積ハ底ニ比例シ

$$\frac{\Delta FHJ}{\Delta FHL} = \frac{FJ}{FL} = \frac{dG}{G} = \frac{\Delta EAE_1}{\Delta ABE} \dots\dots\dots (iii)$$

(iii)式ヲ(ii)式ト結合シ

$$\frac{\Delta FHL}{\Delta ABE} = \frac{\Delta FHJ}{\Delta EAE_1} = \frac{\overline{FH}^2}{\overline{AE}^2} \dots\dots\dots (iv)$$

今壁底Aヲ通ジテ水平線ト自然勾配 ϕ ヲナシテACナル線ヲ引ケバ $\angle EAC = \theta - \phi$ トナリEカラENナル線ヲ $\angle ENC = \alpha + \delta$ ナル様ニ引ケバ出來タAENナル三角形ハ全ク力邊形FHLト相似デアル。從ツテ其面積ハ底邊ノ自乗ニ比例シ

$$\frac{\Delta FHL}{\Delta AEN} = \frac{\overline{FH}^2}{\overline{AE}^2} \dots\dots\dots (v)$$

(iv)式ト(v)式トヲ結合スレバ

$$\triangle AEN = \triangle ABE \dots\dots\dots(651)$$

此(651)式ハ AE 線ガ滑動面デアルトメノ條件デアツテ更ニ之ヲ詳述スレバ示力三角形 FHL = 相似ニ作ツタ AEN ナル三角形ノ面積ト ABE ナル三角形ノ面積トガ等シクナル事ガ AE ガ滑動面デアルトメノ條件デアル。

次ニ力邊形 FHL = 於テ

$$\frac{P}{G} = \frac{LH}{FL}$$

更ニ之ト相似ナル $\triangle AEN$ = 於ケル $\frac{EN}{AN}$ ハコレト同ジ比例ニアルガ故ニ

$$P = G \frac{LH}{FL} = G \frac{EN}{AN} = w \cdot ABE \frac{EN}{AN} \\ = w \cdot \triangle AEN \frac{EN}{AN} \dots\dots\dots(vi)$$

從ツテ土壓 P ノ量ヲ圖上ニ得ント欲セバ今茲ニ作ツタ $\triangle AEN$ ヲ $\frac{EN}{AN}$ ナル比例デ縮小スレバ其三角形ノ重量ガ壓力 P ヲ示スコトトナル。從ツテ AN 線上ニ於テ NE = 等シク NM ヲ採リ即チ N ヲ中心トシ NE ヲ半徑トシテ圓弧ヲ畫キ M ヲ得テ此 M ヲ E ニ結ベバ

$$\frac{\triangle MEN}{\triangle AEN} = \frac{NM}{AN} = \frac{EN}{AN}$$

故ニ(vi)式ハ書直シテ

$$P = w \cdot \triangle MEN \dots\dots\dots(652)$$

即チ求メラレタ土壓 P ハ圖上影線ヲ施シタ $\triangle MEN$ ナル面積ヲ有スル土塊ノ重量ニ等シキモノデアル。今茲ニ更メテ地盤ガ任意曲線ヲナス場合ノ解法ノ順序ヲ詳述センニ

壁底 A カラ水平線ト自然勾配 φ ヲナシテ直線 AC (Fig. 681 参照)

ヲ引キ次ニ觀察ニヨツテ試ミニ A カラ AB ト AC トノ中間ニ AE 線ヲ設ケ前ニ述ベタ角度ノ關係ガ満たサレル様ニ E カラ EN ヲ引イテ

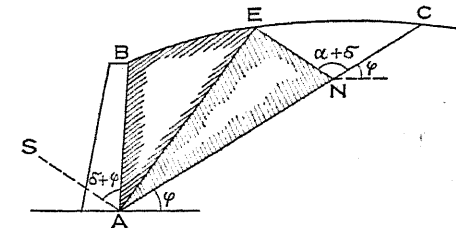


Fig. 681.

$\triangle ABE = \triangle AEN$ ナラシムレバ

此 AE 線ガ求ムル滑動面トナルノデアツテ此面積ヲ等シカラシムル様ナ AE 線ハ一二度ノ試作デ容易ニ精密ニ決メ得ラレル。此時 EN 線ハ AN 線トハ $\alpha + \delta$ ヲナスコトヲ要シ從ツテ水平線トハ $\alpha + \delta + \varphi$ ヲナス事ヲ知ル。此角ハ既知デアル故ニ E ヲ引カルベキ EN ノ方向ハ豫メ圖上ニ A ヲ通ジテ引キ置ク事ガ出來ルノデアツテ AB ト $\delta + \varphi$ ヲナシテ AS ナル線ヲ作ツテ置キコレニ平行ニ EN ヲ引ケバヨロシイ。斯クスレバ觀察ニヨツテ等積ノ三角形ヲ作圖スルニ餘程容易トナル。 AS 線ニ平行ニ EN ガ引カレテ $\triangle AEN = \triangle ABE$ ナラシムレバヨイノデアル。

以上ノ説明ニ於テハ P ガ壁ヘノ垂線トナス角ヲ δ トシタノデアアルガ此 δ ハ壁 AB ノ面ト土トノ摩擦抵抗ニ關スル角デアツテ 0 ヲリ φ 迄ノ範圍内ニ變化スル値デアル。若シ壁ガ完全ニ滑カナルカ又ハ壁背ノ裏込土ガ水ニ飽和シタトキニハ摩擦ハ減ジテ遂ニハ $\delta = 0$ ニ近キ状態トモナルベク若シ又充分ノ摩擦ヲ發揮シ得ル様ナ状態ニアルトキニハ $\delta = \varphi$ トナルモノデアル。此時ニハ $\delta + \varphi = 2\varphi$ トナル。

(2) 地表面ガ平面ナルトキ

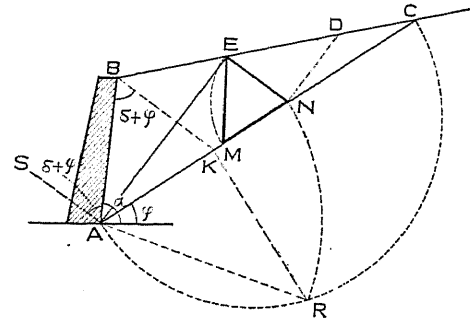


Fig. 682.

此場合ニハ試線ヲ引ク事
ナクシテ直接滑動面 AE ヲ
作圖シ得ル。今 BC ナル平
面地表ヲ有スル場合 AB 面
ニ及ボス壓力ヲ求メンニ圖
上ノ AE ガ滑動面デアルナ
ラバ此 AE ニヨツテ分タレ
タ $\triangle ABE$ ト $\triangle AEN$ トハ相等

シキ事ヲ要ス。從ツテ此二ツノ三角形ハ共通底 AE ヲ有スル
故ニ高サガ等シクナケレバナラス。今 N カラ AE ニ平行ニ ND
ヲ引ケバ $BE = ED$ トナル事ヲ要スル。次ニ B 點ヲ通ジテ AB ト
 $\delta + \phi$ ノ角ヲナシテ又ハ AS 線ニ平行ニ BK ヲ引ケバ此 BK ハ EN
ト平行トナリ從ツテ茲ニ二對ノ平行線ヲ得ルガ故ニ次ノ關係ヲ
得ル

$$\frac{ED}{EC} = \frac{AN}{AC}, \quad \frac{BE}{EC} = \frac{KN}{NC}$$

而シテ $BE = ED$ ナルガ故ニ

$$\frac{AN}{AC} = \frac{KN}{NC} = \frac{AN - AK}{AC - AN}$$

$$\therefore AC \cdot AN - AN^2 = AC \cdot AN - AC \cdot AK$$

$$\overline{AN}^2 = AC \cdot AK \dots\dots\dots(i)$$

此結果ヨリ見テ N 點ハ次ノ如ク作圖シ決定シ得ラル。AC ヲ直
徑トシテ半圓ヲ畫キ K 點ヨリ垂線ヲ立テ、其圓弧トノ交點ヲ R
トセバ

$$\overline{AR}^2 = AC \cdot AK \dots\dots\dots(ii)$$

(i)式ト(ii)式トヲ比較セバ

$$AN = AR$$

トナルガ故ニ A ヲ中心トシ AR ヲ半径トスル圓ニテ N ヲ決定シ
コノ N ヨリ NE ヲ BK ニ平行ニ引ケバ E ガ求メラレル。斯クテ
N ヲ中心トシ NE ヲ半径トスル圓弧ヲ畫キ AN 線上ニ M ヲ定ム
レバ MEN ナル土壓三角形ガ求メラレル。コノ三角形面積ニ w
ヲ乗ジタルモノハ奥行 1 ニ付 AB ニ働ク土壓デアアル。

土壓三角形ヨリ土壓ノ量 P ヲ知リテ
其壓力ノ分布及ビ作用點ヲ求メンニハ
Fig. 683 ニ示ス作圖法ニヨル。即チ Fig.
682 ニ求メラレタ土壓三角形 NEM ヲ

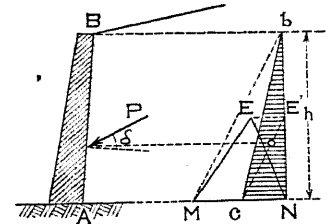


Fig. 683.

Fig. 683 ニ示ス如ク壁底ヲ通ズル水平線
ニ沿ウテ置キ此三角形ヲ變形シテ壁高
h ヲ其高トスル $\triangle Nbc$ トナセバ此三角形ハ土壓ノ分布ノ有様ヲ示
シ其ノ重心ヲ求ムレバコレガ P ノ作用點デアアル。即チ Fig. 683
ニ於テ $EE' // MN$ トシテ Nb 線上ニ E' ヲ求メ $E'e' // Mb$ ヲ引キテ c
ヲ得レバ

$$\triangle Nbc = \triangle NEM.$$

土壓強度ハ地表面 B ニ於テ 0, 壁底 A ニ於テ cN ニテ表ハサレル
値ヲ有シ $\triangle Nbc$ ニテ與ヘラレル。

(3) 地表面ノ傾斜ガ急デアルトメニ BE ト AN トノ交點 C ガ
圖上ニ求メ得ラレナイ場合。

B 點ヲ通ジ壁 AB ト $\delta + \phi$ ヲナシテ BK ヲ引キタル後 K ヨリ BC
ニ平行ニ KK_1 ヲ引キ AB ヲ直徑トスル半圓ヲ畫イテ K_1 カラノ垂

線トR₁ニ交ラシメル。次ニAヲ中心トシAR₁ヲ半径トスル圓弧ガABヲ切ツタ點ヲN₁トス。然ルトキハ

$$\overline{AN_1}^2 = \overline{AR_1}^2 = \overline{AK_1} \cdot \overline{AB}$$

N₁ヨリBCニ平行ニN₁Nヲ引ケ

バ求ムルNガ定メラレル。何トナレバAC線上ニ於ケルA, K, N及Cノ間ノ關係ハAB線上ニ於ケルA, K₁, N₁及Bノ間ノ關係ニ等シキ故ニAB線上ニ求メタN₁ヲAC線上ノNニ移セバ正シイ譯デアル。斯クテNEヲBKニ平行ニ引キAEヲ作レバ滑動面ガ得ラレル。

此作圖ハ小ナル線上ニ求メタ結果ヲ擴大スルガ故ニ誤差ヲ増加スル恐アレバ注意ヲ要ス。NトBトガ共通底AEヨリ等シキ高サニアルヤ否ヤヲ檢シコレニヨリテ作圖ノ精度ヲ知ル事ヲ得ル。

(4) 地表面ガ自然傾斜ヲ有スル場合。

Fig. 685ニ示ス如クBCナル地盤面ガ自然勾配ヲ爲ストセバ上述ノC點ハ無限距離ニ生ズル事トナリ(3)ノ作圖ヲ行フニモAN從ツテBEガ亦無限距離トナリAヨリBC線上ノE點へ結合シタ滑動面AEハAKト一致スルコトトナル。斯クテ土壓三角形ハ無限距離ノ所ニ生ズル事トナリ作圖不可能ト見ユルガ更ニ考ヘ方

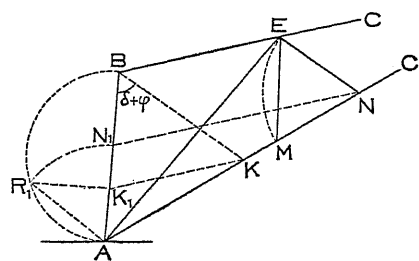


Fig. 681.

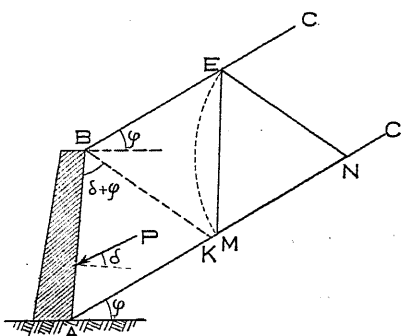


Fig. 685.

ヲ變ヘEN及BK線ハ此場合ニツノ平行線BC及ACノ間ニ引カレタ線トナル事ニ想到スレバ此EN線ハ其位置ニ係ラズ相等シキ事ヲ知ル。故ニAC線上ノ任意點Nニ於テBKニ平行ニNEヲ引キNEニ等シクNMヲ採レバコノ△NEMガ求ムル土壓三角形デアル。

(5) 地表面ガ折線ヨリ成ル場合。

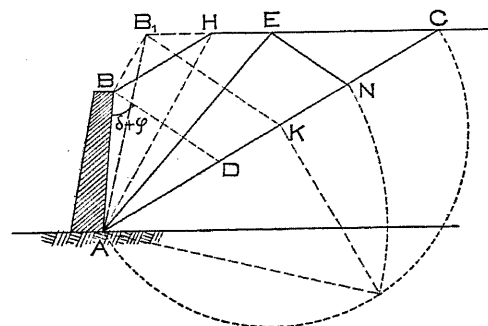


Fig. 686.

Fig. 686ニ示ス滑動面AEト壁ABトノ間ノ土楔ガ三角形デナク例ヘバ四邊形ヲナス如キトキニハ四邊形ABHE = △AENナル條件カラE點ヲ求ムルノデアルカラ此四邊形ABHEヲ三角形ニ變形スレバヨイ。即チ先

ヅAHヲ結ビABHナル三角形ヲ變形シテHC線上ニ頂點B₁ヲ有スル等積三角形AB₁Hナラシメ

$$\text{四邊形 } ABHE = \triangle AB_1E.$$

然ルトキハ上述ノ如ク地盤面ノ形狀ニハ全ク關係ナク

$$\triangle AB_1E = \triangle AEN$$

ナル様ニAEヲ求ムレバヨイノデアル。則チ壁頂Bカラδ+φヲナシテBDガ引カレテ居ツタナラバB₁カラBDニ平行ニB₁Kヲ引キコノKヲ從來通りニ取扱ツテ作圖ヲ進メテ行ケバヨイノデアル。

(6) 壁背面ガ折線ヨリ成ル場合。

Fig. 687 = 示ス A_1AB ノ如キ壁背面ヲ有スル場合ニハ先ヅ一直線 AB ノミニ就イテコレ迄ト同様ニ土壓ヲ求メル。コレハ壁ガ AB ダケデアルト考ヘレバヨイノデアアル。

次ニ A_1A ノ部分ニ對シテハコレヲ延長シ其 BC 線トノ交點 B_1

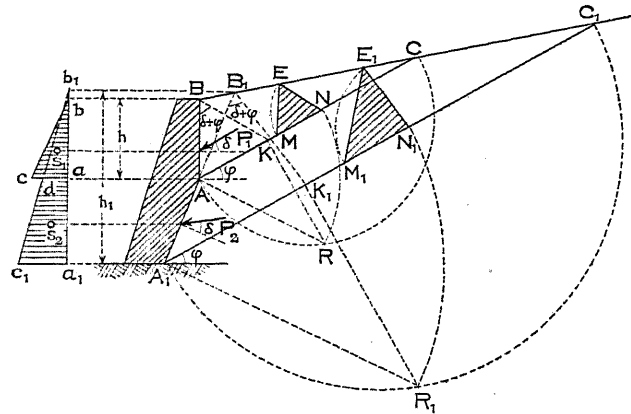


Fig. 687.

ヲ求メ A_1B_1 ナル高サヲ有スル壁ノ如クニ考ヘテ前述ノ解法ヲ用ヒ此高ニ相當シタ土壓ヲ求メル。即チ

$$P_1 = \text{壁高 } AB \text{ トシテ求メタ土壓}$$

P_2 = 壁高 A_1B_1 トシテ求メタ土壓ノ内 A_1A ノ部分ニ働クモノトセバ高 AB ヲ有スル壁トシテ求メタ P_1 ノ土壓ハ之ヲ A カラ上ノ部分即チ高 h = 分布セシメテ abc ヲ得ベク次ニ全高 A_1B_1 ヲ有スル壁トシテ求メタ $N_1E_1M_1$ ノ土壓三角形ハコレヲ高 h_1 ヲ有スル壁ト考ヘテ土壓ヲ分布シテ $a_1b_1c_1$ ヲ得ル。然ルニ此後者ノ内 A カラ上ノ部分ハ假想的ノモノデアツテ必要ガナイノデアアルカラコレヲ切り捨テテ A カラ下ノ部分 a_1adc_1 ノミヲ採用シ結局圖上ニ影線ヲ施シタ面積 a_1bc_1 ヲ得ル。コレガ求ムル壓力圖デアアル

$$P_1 = abc$$

$$P_2 = a_1adc_1$$

P_2 ノ作用點ハ梯形 a_1adc_1 ノ重心ト一致スル事ヲ知ル

(7) 地盤面ニ荷重作用スルトキ。

土楔 ABE ノ平衡ニ對スル極限狀態ニ於ケル抵抗力 P ハ Fig. 675

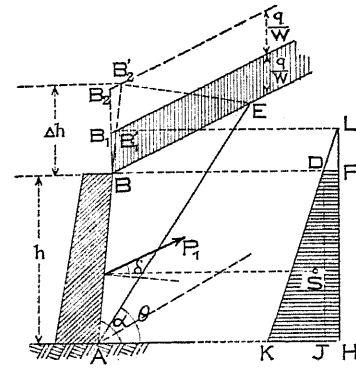


Fig. 688.

ノ示力三角形ニ示シタ如ク次式ニテ與ヘラレル。

$$P = G \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\alpha + \delta + \varphi - \theta)} \dots\dots(i)$$

式中 G = 土楔 ABE ノ重量
 尙滑動面デアルトメノ條件ハ $\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0$ デ與ヘラレルガ今若シ地表面上ニ強度 q ナル等布荷重ガ作用スルモノトスレバ既ニ前節 Fig. 668 = 就イテ説明

シタル如ク $G = w \cdot ABE$ ノ代リニ $G_1 = w \cdot AB'E$ ヲ用ヒナケレバナラス。此 B'_2 ナル點ハ等布荷重ヲ土壤ト等値荷重ニ換算シタ高 $(BB_1 = \frac{q}{w})$ ノ2倍ヲ BB_2 = 置キ B_2 ヲ通ジテ地表面ニ平行ニ引イタ線ガ AB ノ延長トノ交點ヲ B'_2 トシタノデアアル。從ツテ G ト G_1 トノ關係ハ

$$G_1 = G \frac{AB'_2}{AB} = G \left(1 + \frac{BB'_2}{AB} \right) \dots\dots(ii)$$

此式カラ見レバ G ト G_1 トノ關係ハ θ ニハ無關係デアリ從ツテ P ノ増加モ亦 θ ニハ無關係デアルヲ知ルベク單ニ G ノ G_1 = 對スル比デ増加スレバヨイノデアアル。斯クテ滑動面ノ傾斜 θ ハ地表面上ニ存スル荷重ノ有無ニハ無關係デアツテ G 從ツテ P ノ量ガ變ルノミデアアル。即チ荷重ナキトキノ壓力ヲ $P = \frac{1}{2} kh^2$ トスレバ荷重アルトキノ壓力 P_1 ハ

$$P_1 = P \left(1 + \frac{BB'_2}{AB} \right) = P \left(1 + \frac{4h}{h} \right)$$

$$= \frac{1}{2}kh(h + \Delta h)$$

式中 $\Delta h = \frac{2q}{w} \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin(\alpha - \beta)}$ 前節(II) (iii) 式参照

Δh は圖上ノ B ト B'₂ トノ高サノ差ニ相當ス。更ニ壓力度ヲ知ツテ圖表ヲ作ランニハ h ノ代リニ z ヲ置キ

$$P_z = \frac{1}{2}kz(z + \Delta h)$$

$$\frac{\partial P}{\partial z} = p = k\left(z + \frac{1}{2}\Delta h\right)$$

即チ壓力圖ハ梯形トナリ其平行ナラザル二邊ハ圖示ノ B'₁ ノ高サノ點 L ニテ互ニ交叉スル。B'₁ 點ハ AB ノ延長線ト荷重線 (Load contour) トノ交點デアアル。而シテ此壓力圖ニテ DKJ ナル三角形ガ荷重 q ノ存在セザルトキノ壓力分布ヲ示ス事ハ勿論デアツテ地盤上ニ働ク荷重ノ影響ハ壓力圖ニ於テハ矩形 DFHJ ニテ表ハサレ壁背ノ何レノ點ニ於テモ同一デアアル。斯クテ荷重ノ存スルトキノ P ノ作用點ハ梯形ノ重心ニ相當シ從ツテ壁高ノ三分ノ一ヨリ幾ラカ上方ニ

偏スル事ヲ知ル。

Fig. 689 ハ地盤上ニ荷重アルトキノ土壓ヲ圖式的ニ解イタ近似法デアツテ先ヅ與ヘラレタ荷重ヲ等値土壤荷重ニ換算シタ高

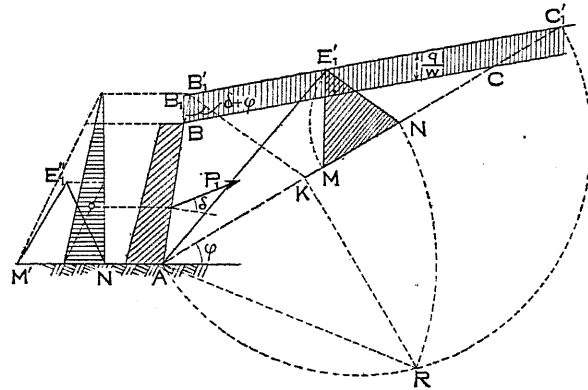


Fig. 689.

$\frac{q}{w}$ ヲ示ス荷重線 B₁C'₁ ヲ引キ之レヲ地表面ト考ヘテ作圖スレバヨイノデアアル。求メタ土壓三角形ハ ME'₁N デアル。

第五節 土壤内ノ一點ニ於ケル應力

(Stresses in a Point of a Body of Earth)

[I] 任意断面ニ於ケル應力

先キニ第五章ニ於テ一般的ニ述ベタ彈性体内ノ一點ニ於ケル應力ノ關係ハ土壤ノ場合ニ對シテモ適用サレルノデアツテコレヲ放射線上ニ置クトキハ空間的ニ考フレバ應力橢圓體トナリ平面的ニ考フレバ應力橢圓形トナル。即チ一點ニ於ケル主應力 (Principal stress) σ_1, σ_2 ハ純直應力デアツテ互ニ直角ヲナシ其一方ガ最大他ガ最小トナリ同時ニ此點ニ於ケル任意ノ他ノ平面ニ對スル應力ハ一般的ニハ其平面ニ對シ傾斜シテ存在スルモノデアアル。茲ニ Fig. 690 ニ示ス土壤内ノ一點 O ニ於テ

OA = σ_1 = 最大主應力

OB = σ_2 = 最小主應力

ガ其方向及量共ニ與ヘラレタモノトシ OA ト α ヲナス任意断面 OE ニ對スル應力 p ガ如何ナル方向ニ如何ナル量ニテ作用スルカラ求メントス。先ヅ

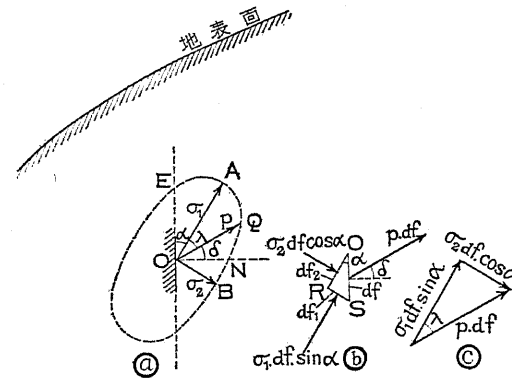


Fig. 690.

O = 極微瘳體 ORS ヲ採リ其紙面ニ直角ナ奥行ヲ 1 トシ OS 面ハ EO 面ト一致シ OR 及 RS ハ主應力ノ方向ニアルモノトスル。然

ルトキハ此 OR ト RS ノ二面ノ應力ハ既知デアツテ σ_2 及 σ_1 ノ直
 壓力デアリ他ノ OS 面ノ應力ガ今求メント欲スル所ノモノデア
 ル。今⑥圖ニ於テ

$$OS = df$$

トスレバ明カニ

$$OR = df_2 = df \cdot \cos a$$

$$RS = df_1 = df \cdot \sin a$$

從ツテ

$$OR \text{ 面} = \text{於ケル總壓力} = \sigma_2 df_2 = \sigma_2 \cdot df \cdot \cos a$$

$$RS \text{ 面} = \text{於ケル總壓力} = \sigma_1 \cdot df_1 = \sigma_1 \cdot df \cdot \sin a$$

$$OS \text{ 面} = \text{於ケル總壓力} = p \cdot df$$

コノ三力ガ平衡ニアルタメニハ Fig. 690 ⑥ニ示ス如ク一ツノ示力
 三角形ヲ形成シナケレバナラス。從ツテ此條件カラ求ムル OS
 面ニ於ケル應壓力 p ガ決定セラレ得ベク OR ト RS トハ直角ナ
 ルガ故ニ次ノ如クナル。

$$(p \cdot df)^2 = (\sigma_1 \cdot df_1)^2 + (\sigma_2 \cdot df_2)^2$$

$$= (\sigma_1 \cdot df \cdot \sin a)^2 + (\sigma_2 \cdot df \cdot \cos a)^2$$

$$\therefore p^2 = \sigma_1^2 \sin^2 a + \sigma_2^2 \cos^2 a \dots\dots\dots(i)$$

斯ク求メラレタ p ハ主應力ノ方向 OA ト角 a ヲ爲シタ任意面 OE
 ニ於ケル應力デアツテ OE 面ニ於ケル垂線 ON ニ對シ δ ナル傾斜
 ヲ爲シテ居ルコトヲ知ル。今求メタ應力 p ヲ原點 O カラ量及方
 向ヲ正シク OQ トシテ圖上ニ置クトキハコノ Q 點ガ種々ノ任意
 面 OE ニ對シテ別々ニ求メラレ得ベク斯クシテ得ラレル Q 點ノ
 軌跡ハ一ツノ橢圓形ヲ爲シ其主軸長ハ σ_1 及 σ_2 デアツテ互ニ直角

ニアルコトハ既ニ第五章第五節ニ於テ説明シタ通りデアル。此
 橢圓形ヲ應力橢圓 (Ellipse of stress) ト云フ。

上述ノ如クニシテ求メタ OE 面ニ働ク應力 p ハ Fig. 690 ⑥ニ示
 ス如ク主應力 σ_1 ノ方向ト λ ノ角ヲ爲スモノデアツテ茲ニ Fig. 690
 ⑦ニ示ス示力三角形ニ就イテ角度ノ關係ヲ調べテ見ルニ

$$\left. \begin{aligned} \tan \lambda &= \frac{\sigma_2 \cos a}{\sigma_1 \sin a} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 \tan a} \\ \tan a \cdot \tan \lambda &= \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(ii)$$

此式ヲ見レバ其右邊ハ正ノ有限値デアル故ニ左邊ニ於テ $a=0$ ノ
 トキ $\lambda=90^\circ$; $a=90^\circ$ ノトキ $\lambda=0^\circ$ トナラナケレバナラス。即チ此
 ノ二ツノ極限ノ場合ニ於テノミ $a+\lambda=90^\circ$ 從ツテ $\delta=0^\circ$ トナツテ
 p ハ斷面ニ直角トナル。然シコノ二ツノ極限ノ外即チ a ガ 0° ト
 90° トノ中間ノ値ナルトキニハ $a+\lambda$ ハ常ニ 90° ヨリ小ナル銳角ト
 ナル事ヲ知ル。即チ

$$\tan(a+\lambda) = \frac{\tan a + \tan \lambda}{1 - \tan a \cdot \tan \lambda}$$

コレニ (ii) 式ノ値ヲ挿入シ

$$\tan(a+\lambda) = \frac{\tan a + \frac{\sigma_2}{\sigma_1 \tan a}}{1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} \dots\dots\dots(iii)$$

(iii) 式ニヨリ a ガ正ノ有限値ヲ有スルトキ $\tan(a+\lambda)$ モ亦正ノ有限
 値ヲ有シ $a+\lambda$ ハ $0^\circ-90^\circ$ ノ範圍内ノ値ヲ有スル事ヲ知ル。

應力 p 即チ OQ ノ方向ガ考ヘテ居ル面 OE ノ垂線 ON ト爲ス角
 δ ハ一般ニ傾斜角 (Angle of obliquity) ト稱セラレル角デアツテ次式
 カラ求メラレル。

$$\alpha + \lambda + \delta = 90^\circ$$

$$\delta = 90^\circ - (\alpha + \lambda)$$

$$\tan \delta = \frac{1}{\tan(\alpha + \lambda)}$$

此式ヨリ見テ δ ナル傾斜ノ最大トナルノハ断面 OE ノ傾斜 α ガ $\tan(\alpha + \lambda)$ ヲ最小ナラシメルトキデアアル。從ツテ (iii) 式ノ分子ヲ α ニ對シ微分シテ零ニ置キ

$$\frac{1}{\cos^2 \alpha} - \frac{\sigma_2}{\sigma_1 \sin^2 \alpha} = 0$$

$$\tan \alpha = \pm \sqrt{\frac{\sigma_2}{\sigma_1}} \dots\dots\dots (iv)$$

此値ヲ (iii) 式ニ挿入シテ

$$\tan \delta_{max} = \pm \frac{1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1}}{2\sqrt{\frac{\sigma_2}{\sigma_1}}} \dots\dots\dots (v)$$

(iv) 式ノ α ノ二ツノ値ノ各々ニ對シテ一ツノ λ ガアル事ヲ知ル。更ニ (ii) 式ヨリ

$$\tan \lambda = \pm \sqrt{\frac{\sigma_2}{\sigma_1}} \dots\dots\dots (vi)$$

トナル事ヲ知ル、(vi) 式ハ (iv) 式ト等シキ値ヲ有ス。故ニ土壤内ノ一點ニ於ケル上述断面ノ應力ノ關係ハ Fig. 691

ニ示ス如ク應力 p ガ OE 断面ノ垂線 ON カラ最モ多ク傾斜スルノハ α ガ (iv) 式ノ示ス α ナル角ヲ爲ス時デアツテ其應力ノ方向ハ $\lambda = \alpha$ ナル OE_1 デアリ斯克ノ如キ断面 OE ハ主應力 σ_1 ノ方向ニ對シテ左右對稱的ニ存在スル理デアアル。而シテ一方ノ平面 OE ノ應力ノ方向 OE_1

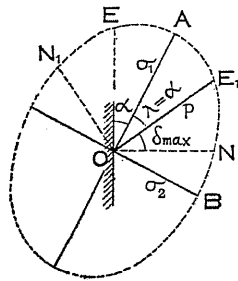


Fig. 691.

ガ他ノ應力 OE ノ作用スル平面 OE_1 ト一致スル。斯克ノ如ク二ツノ應力ガ互ニ他ノ應力ノ作用面ニ存在スル如キ關係ニアルトキニ此ノ二ツノ應力ヲ共軛應力 (Conjugate stress) ト云ヒ其作用面ヲ共軛面 (Plane of conjugate stress) ト云フ。

更ニ土壤内ノ一點ニ於ケル應力ガ其働ク平面ヘノ垂線ト或角ヲ成シテ傾斜シ得ルノハ土壤内ニ摩擦抵抗ノ存在スル爲メデアツテ其角ノ最大ノ極限ハ土ノ摩擦角 φ トナルベキデアアル。故ニ任意點ニ於ケル傾斜角ノ最大值 δ_{max} ハ極限ニ於テ φ ト一致スル。斯克テ $\delta = \varphi$ ナル二ツノ面ガ此點ノ滑動面ニ外ナラナイ。 Fig. 691 ヨリ見テ

$$\begin{aligned} \angle EON &= 2\alpha + \delta_{max} \\ &= 2\alpha + \varphi = 90^\circ \end{aligned}$$

故ニ滑動面 OE ニ對シテ

$$\alpha = \frac{1}{2}(90^\circ - \varphi) \dots\dots\dots (vii)$$

此 (vii) 式デ示ス α ノ角ダケ二ツノ滑動面ノ各々が最大主應力 σ_1 ノ方向カラ右及左ヘ傾斜シテ存在スル事ヲ知ル。

(iv) 式ニ從ヒ

$$\begin{aligned} \tan^2 \alpha &= \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \\ \therefore \frac{\sigma_2}{\sigma_1} &= \tan^2 \frac{1}{2}(90^\circ - \varphi) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \dots\dots\dots (653) \end{aligned}$$

即チ平衡極限ニ於テ σ_1, σ_2 ハ (653) 式ニ示シタ關係ヲ有ス。

[II] 共軛應力

應力ヲ受クル物体内ニ Fig. 692 ニ示ス極微平行四邊形 $abcd$ ヲ假定シ此四邊形ニ働ク應力ノ平衡ニ就イテ考ヘテ見ヨウ。此ノ平

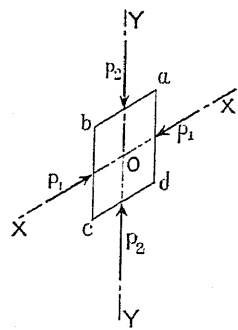


Fig. 692.

行四邊形 = 於テ ab 及 cd ノ面ハ XOX 軸 = 平行 = ad 及 bc 面ハ YOY 軸 = 平行トスル。今 ab 及 cd 面 = 働ク應力ガ YOY = 平行ナルモノト假定スルトキハ ab 及 cd 面 = 働ク應力ノ合成力ハ其量相等シク且ツ夫々ノ面ノ中心 = 働キ且ツ YOY = 平行トナツテ互 = 平衡ヲ保ツ筈デアアル。從ツテ此平行四邊形ガ平衡 = アルタメニハ他ノ二面 ad 及 bc = 働ク合成總力モ亦互 = 平衡 = ナケレバナラヌ筈デアアル。而シテコノ二力ハ量ガ相等シク且ツ夫々 ad 及 bc ノ中點 = 働クガ故 = 結局コノ二力ハ XOX = 平行デナケレバナラヌ事トナル。以上ノ事實ハ次ノ如ク約言出來ル。即チ若シ二ツノ平面ガ應力ヲ受クル物體內ノ一點 = 於テ交叉シ其第一ノ平面 = 於ケル應力ガ他ノ第二ノ平面 = 平行デアルトキニハ第二ノ平面 = 於ケル應力ハ必ズ第一ノ平面 = 平行デアアルコトヲ要ス。斯クノ如ク説明セラレタル二平面ハ

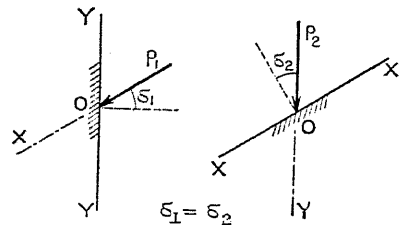


Fig. 693.

即チ共軛面デアリ二應力ハ則チ共軛應力デアアル。共軛應力ハ Fig. 693 = 示ス如ク夫々ノ面 = 對シ相等シキ傾斜角ヲ爲シテ作用スルヲ常トス。主應力ハ互 = 共軛應力ヲ爲スコトハ勿論デアアル。

任意平面ヲ假定シテ此平面 = 働ク應力 p ヲ求メンニハ次ノ如キ方法 = 據ル事ヲ得ル。今 Fig. 694 = 於テ考慮セル任意面ヲ OE トシコレ = 働ク應力 p ヲ量及方向ヲ正シク置キタルモノヲ OQ

トス。 OE 面 = 直角 = $OM = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ = 採ツテ M 點ヲ作リ M ト Q トヲ結ブ。然ルトキハ應力 p ノ傾斜角ハ $\delta = 90^\circ - (a + \lambda)$ デアル故 = MQ ノ長サハ次ノ如ク計算サレル。

$$\overline{MQ}^2 = \overline{OQ}^2 + \overline{OM}^2 - 2OQ \cdot OM \cdot \cos \delta$$

$$= p^2 + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right)^2 - p(\sigma_1 + \sigma_2) \sin(a + \lambda) \dots \text{(viii)}$$

然ル = (i) 式 = ヨリ

$$p^2 = \sigma_1^2 \sin^2 a + \sigma_2^2 \cos^2 a \dots \text{(i)}$$

デアリ又

$$\sin(a + \lambda) = \sin a \cos \lambda + \cos a \sin \lambda \dots \text{(ix)}$$

= 於ケル λ ナル角ノ値ハ Fig. 690 © = 示シタ關係カラ

$$\cos \lambda = \frac{\sigma_1 df \sin a}{p \cdot df} = \frac{\sigma_1 \sin a}{p}, \quad \sin \lambda = \frac{\sigma_2 df \cos a}{p \cdot df} = \frac{\sigma_2 \cos a}{p}$$

此値ヲ (ix) 式 = 挿入スレバ

$$\sin(a + \lambda) = \frac{\sigma_1 \sin^2 a + \sigma_2 \cos^2 a}{p} \dots \text{(x)}$$

(i) 式及 (x) 式ノ値ヲ (viii) 式 = 用ヒ

$$\overline{MQ}^2 = \sigma_1^2 \sin^2 a + \sigma_2^2 \cos^2 a + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right)^2 - (\sigma_1 + \sigma_2) \left(\frac{\sigma_1 \sin^2 a + \sigma_2 \cos^2 a}{p}\right)$$

$$= \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right)^2 - \sigma_1 \sigma_2 (\sin^2 a + \cos^2 a) = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2$$

$$\therefore MQ = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \dots \text{(xi)}$$

即チ MQ ノ長ハ角 a = ハ無關係 = 一定不變デアアル。從ツテ O 點 = 於テ OE 面 = 働ク應力 $p = OQ$ ハ

$$OM = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad \text{ト} \quad MQ = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

トノ合成力トシテ求メラレル。 OM ハ OE = 直角 = 採ルベキデアアル。

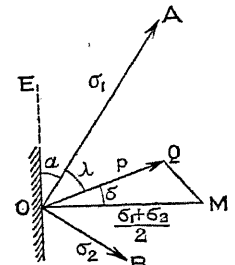


Fig. 694.

此事實ヲ應用シテ任意點Oニ於ケル任意方向ノ共軛應力ヲ求メル事カ出來ル。今 Fig. 695ニ於テ $OM = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ ニ採リMヲ中心トシ半徑ヲ $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ トシテ半圓ヲ畫ク。其OM線トノ交點ヲP及Sトスレバ $OP = \sigma_1, OS = \sigma_2$ トナル。

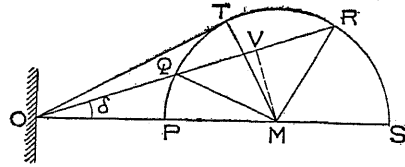


Fig. 695.

扱 OMト傾斜角 δ ヲ爲ス共軛應力ヲ p_1 及 p_2 トシ其間ノ關係ヲ求メンニ今 OMト δ ヲ爲ス直線 OQRヲ引キ其半圓トノ交點ヲQ

及 Rトシ MQ, MRヲ結ブ。然ルトキハ $MQ = MR = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ デアルガ故ニ OQ及 ORハ求ムル一對ノ共軛應力デアルコトハ明カデアル。 δ ガ採リ得ル最大角即チ (ν) 式ニ求メタル最大傾斜角 δ_{max} ハOヨリ此半圓ニ切線 OTヲ引キテ得タル角 TOMガ即チ夫レデアツテ

$$\angle TOM = \delta_{max} = \varphi \text{ (土壤ノ息角)}$$

此場合ノ應力 OTハ Fig. 691ニ $OE = OE_1$ ニテ示シタ共軛應力デアル。

Mヨリ QRニ垂線 MVヲ引ケバ共軛應力 p_1 ト p_2 トノ比ハ次ノ如ク計算セラレ得ル。

$$\begin{aligned} \frac{p_1}{p_2} &= \frac{OQ}{OR} = \frac{OV - QV}{OV + QV} = \frac{OV - \sqrt{MQ^2 - MV^2}}{OV + \sqrt{MQ^2 - MV^2}} \\ &= \frac{OM \cos \delta - \sqrt{MQ^2 - OM^2 \sin^2 \delta}}{OM \cos \delta + \sqrt{MQ^2 - OM^2 \sin^2 \delta}} \\ &= \frac{\cos \delta - \sqrt{\left(\frac{MQ}{OM}\right)^2 - \sin^2 \delta}}{\cos \delta + \sqrt{\left(\frac{MQ}{OM}\right)^2 - \sin^2 \delta}} \end{aligned}$$

$$\text{然ルニ} \quad \frac{MQ}{OM} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{MT}{OM} = \sin TOM = \sin \varphi$$

$$\begin{aligned} \therefore \frac{p_1}{p_2} &= \frac{\cos \delta - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}}{\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}} \\ &= \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}} \dots \dots \dots (654) \end{aligned}$$

コレ求ムル共軛應力ノ關係デアル。「ランキン」氏土壓論ハ實ニ此共軛應力ノ關係ヲ土壤ニ應用シタモノデアツテ其應力ノ方向サへ既知トナラバコレヨリ直チニ土壓ノ大サガ計算セラレ得ル。茲ニ其方向ヲ如何ニシテ求ムルカヲ説明シヨウ。

【III】「ランキン」氏土壓論

Fig. 696ニ示ス如ク水平面ト δ ヲ爲ス地表面ニ於テニツノ垂直面 AB, A_1B_1 并ビニ地表ニ平行ナ AA_1 ヲ以テ圍マレタ土體ニ於ケル平衡ヲ考ヘンニ此土體ニ重力 Gガ働イテ下方ニ壓スルニ對シ

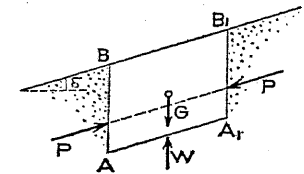


Fig. 696.

AA_1 面ノ抵抗 Wハ Gト等シクシテ且ツ其方向ハ逆デナケレバナラヌノミナラズ其分布ヨリ考ヘテコノニツガ等布的ニ分布サレWトGトガ同一直線上ニ働イテ互ニ消去スル筈デアル。然ルトキハ他ノ二面ニ於ケル二力 P, P'モ亦同ジ直線上ニ反對ニ向ツテ働クベキデアツテ若シ然ラズシテ茲ニ一ツノ偶力ヲ作ル様ナ事ガアツテハナラナイノデアル。斯クテ P, P'ノ二力ハ地表面ニ平行ニ働ク事ヲ知ル。コレ則チ A_1B_1 面ニ働ク地壓ノ方向デアル。斯クテ地壓ノ方向ガ既知トナラバ共軛應力ノ理ヲ應用シテ擁壁ニ作用スル土壓ガ容易ニ求メラレル。今地表面傾斜ヲ δ トシ地

表ヨリ深 h ノ點ニ於ケル土粒ノ應力状態ヲ考フレバコノ土粒ハ垂直壓力 p_2 ヲ受ケ同時ニコレニ共軛ニシテ地表面ニ平行ナル壓力 p_1 ヲ受ケル。此ニツノ共軛壓力ノ間ニハ次ノ關係ガアル

$$\frac{p_1}{p_2} = \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}} \dots (654) \text{ 式参照}$$

此地表ニ平行ナル p_1 ナル壓面ハ取りモ直サズ垂直壁ニ作用スル土壓 p デアツテ其方向ハ地表面ニ平行即チ垂直壁ニ對スル垂線カラ δ ノ傾斜ヲ爲シテ居ル。然ルニ地表面ヨリ深 h ノ點ノ垂直壓力ハ wh デアル故ニ水平線ト角 δ ヲ爲ス斜面ニ對シテハ $p_2 = wh \cos \delta$

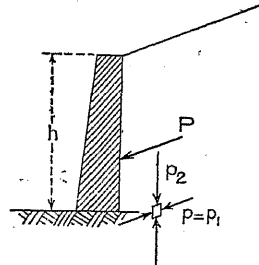


Fig. 697.

トナル。コレヲ (654) 式ニ挿入シテ土壓 p ガ求メラレ

$$p = wh \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}} \dots (655)$$

壁高 h ニ對スル總土壓ハ

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2} wh^2 \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varphi}} \\ &= \frac{1}{2} kh^2 \end{aligned} \dots (656)$$

式中 δ ハ地表面傾斜デアリ同時ニ土壓 P ノ傾斜角デアリ φ ハ土壤ノ息角デアル。(655) 式ニテ計算サル、土壓ハ地表ヨリノ深ニ比例スルガ故ニ土壓中心ハ壁高ノ $\frac{1}{3}$ ニ存在スルコトハ明カデアル。(655) 及 (656) 式ニ與ヘラル、 $k = \frac{p}{h} = \frac{2P}{h^2}$ ノ値ヲ計算シ第三十七表ニ之ヲ示ス。

地表面ノ水平ナル特別ノ場合ニ對シテハ $\delta = 0 \cos \delta = 1$ トナリ

$$p = wh \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \dots (657)$$

$$P = \frac{1}{2} wh^2 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \dots (658)$$

(655) 乃至 (658) 式ハ「ランキン」氏土壓公式ト稱セラル。

第三十七表 「ランキン」氏土壓公式 $p = kh$,

$P = \frac{1}{2} kh^2$ ニ於ケル k ノ値

$\tan \delta$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8
$\varphi \quad \delta$	5°43'	11°19'	16°42'	21°48'	26°34'	30°58'	38°40'
$\varphi = 25^\circ$	0.414w	0.440w	0.490w	0.597w			
30°	.338 "	.354 "	.384 "	.436 "	.537w		
35°	.274 "	.285 "	.304 "	.334 "	.382 "	.466w	
40°	.220 "	.227 "	.239 "	.258 "	.285 "	.327 "	.528w

「ランキン」氏說ニ從ヒテ圖式的解法ヲ用ヒ任意點ノ滑動面ヲ求メ又コレヨリ逆ニ主應力ノ方向ヲ求ムルニハ Fig. 698 ニ示ス如ク行ヘバヨイ。

今土體內ニ AB ノ面ヲ考ヘル。其 B 點ヲ通ジ地表面ニ平行ニ BC ヲ引クトキハ其 AB 面ニ對スル左右兩側ヨリノ土壓ハ Fig. 696 ニ説明シタ通り AB へ引カレタ垂線トハ β ヲナシテ地表面ニ平行ニ働クベキデアル。此場合ニ BC ヲリ上方ニアル土壤ニヨリ生ズル壓力ハ第四節(7)ニ説明シタ如ク滑動面ノ位置ニハ何等影響ナキ故

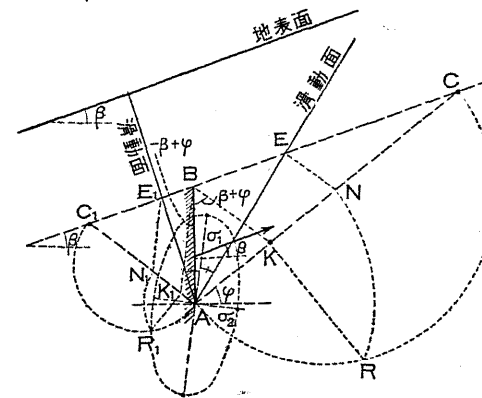


Fig. 698.

ニ滑動面ヲ求メルトキニハ BC 面以上ノ土壤ヲ無視シ地表面ヲ BC ト考ヘテモ同ジ事デアル。前ニ第四節(1)ニ於テ一般土壓ノ圖式解法ヲ説明シタ時ニ壁背ノ摩擦角トシテ假定シタ δ ノ角度ハ此場合ニハ β トナルガ故ニ前ニ Fig. 682 等ニ於テ BK 線ヲ引クトキニ $\delta + \varphi$ トシテ置イタ角ノ代リニ此時ニハ $\beta + \varphi$ ヲ用フレバヨイノデアツテ Fig. 698 ニ於テ滑動面ヲ求メル作圖ハ先ヅ A カラ水平線ト φ ヲナシテ AC ヲ引キ B ヨリ $\beta + \varphi$ ヲ置イテ BK ヲ引キ AC ヲ直徑トスル半圓ト K ヨリノ垂線 KR トノ交點ヲ R トシ A ヲ中心, AR ヲ半徑トスル弧 RN ヲ畫イテ N ガ求メラレ NE ヲ BK ニ平行ニ引イテ求メタ E ト A トヲ結ブ AE ハ所要ノ滑動面デアル。全ク同様ノ作圖ハ AB 面ノ左側ニ就イテモ行ハレルノデアツテ此場合ニハ BK_1 ヲ $-\beta + \varphi$ ニテ引キ水平線ト φ ヲナシテ作ツタ AC_1 ヲ直徑トスル半圓ヲ作圖スル事ニヨツテ前同様ニ R_1, N_1 及 E_1 ガ求メラレ A ト E_1 トヲ結ンダ AE_1 ハ求ムル滑動面デアル。斯ク求メタ作圖ノ精否ヲ檢スルニハ E_1AE ノ角度ガ $90^\circ - \varphi$ デアル事ヲ利用スル。コノ事實ハ (vii) 式ヨリ明カナ所デアル。斯クテ二ツノ滑動面 AE 及 AE_1 ガ正シク發見サレタモノトスレバ最大主應力ハコノ EAE_1 ノ角ヲ二等分シタ方向トナルガ故ニ容易ニ求メ得ラレル(Fig. 691 参照)。

若シ地表面ガ水平ナラバ主應力ノ方向ハ Fig. 699 ニ示ス如ク垂直及水平トナル事ヲ知ル。

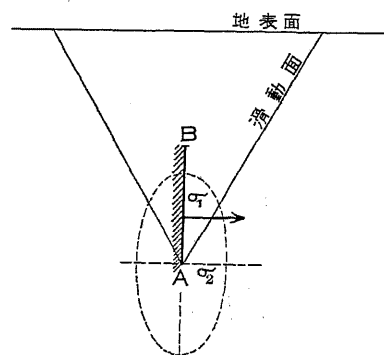


Fig. 699.

第三節 [III] = 説明シタ垂直壁ガ水平直壓ヲ受クル場合ニ對シテ本節ニ求メタ (653) 式ヲ適用センニ

$$h \text{ ノ深ニ於テ } \sigma_1 = wh$$

$$\text{同點ノ水平共軛壓力 } \sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$= wh \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$= kh$$

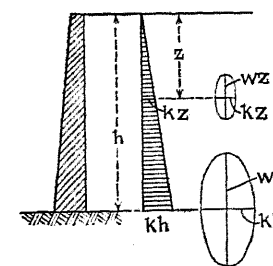


Fig. 700.

[IV] 基礎ノ深サノ計算

共軛壓力ノ關係ハ基礎ニ於ケル壓力傳達ノ計算ニモ適用セラレ得ルノデアツテ一般ニ基礎ノ根入ハ其基礎ニ働ク壓力ガ其周圍ノ土壤ノ重量ニ依ツテ抵抗セラレテ土壤ガ横滑リ (Escape) ヲ爲サズ平衡ヲ保チ得ルダケノ充分ノ深サニ築造セラレナケレバナラヌ。基礎下面ニ於テハ

$$\sigma_1 = \frac{P}{F}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

其基礎周圍ニ於ケル共軛壓力ノ關係カラ

$$\sigma_3 = \sigma_2 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^2$$

然ルニ地表面下 D ノ點ノ垂直土壓ハ

$$\sigma_3 = w \cdot D$$

ナルガ故ニ此二式カラ

$$w \cdot D = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^2 = \frac{P}{F} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^2$$

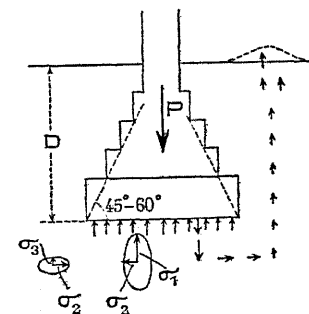


Fig. 701.

$$\therefore D = \frac{P}{wF} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^2 \dots\dots\dots (659)$$

$$P = wDF \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2 \dots\dots\dots (660)$$

(659) 式ハ基礎ノ必要ナル根入深デアリ。(660) 式ハ基礎ノ耐荷力 (Bearing power) デアル。以上ハ壓力ノ點ノミヲ考ヘテ根入深ヲ算定シタノデアアルガ更ニ此求メタ D ガ凍結作用 (Frost action) ヲ受ケナイダケノ充分ノ深サヲ有セナケレバナラナイ事ハ勿論デアアル。

本節ニ説明シタ連続土壤 (Continuous body of earth) 内ノ一點ニ於ケル應力ノ關係ヲ擁壁ノ場合ニ轉用シテ土壓ガ壁背ニ働ク傾斜モ亦常ニ地表面ニ平行デアルトセル「ランキン」氏ノ説ハ壁背地表面ガ逆傾斜ヲ爲ストキニハ正シクナイノデアツテ Fig. 702ニ示ス如ク连续土壤ニ對スル ㉔圖ノ正シキ假定ヲ其儘擁壁ニ轉用シ ㉕圖及 ㉖圖ノ如ク假定スルハ一見シテ其 ㉖圖ニ於ケル壓力方向ノ不理ナルヲ知ルベク连续土壤ト擁壁トハ自ラ同一ニ論ズル事ハ出來ナイ。

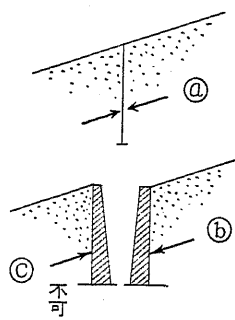


Fig. 702.

第六節 耐震安定 (Seismic Stability)

世界有數ノ地震國トシテ我國ニ施工セラル、各種構造物ハ何レモ耐震ト云フ點ニツイテ充分ノ考慮ヲ拂ハレネバナラナイ事ハ勿論デアツテ茲ニハ簡單ニ地震ニ因ツテ生ズル荷重ト此荷重ガ如何ニ取扱ツテ計算セラル、カラ説明シヨウ。

地震ノ波ハ最初ノ初期微動ヲ經テ主要動ニ入ルモノデアツテ

此主要動ガ即チ震害ヲ撞ニスル原因デアアル。主要動ノ方向ハ震央ノ位置其地點ノ地勢地質等ニ依ツテ一定スルモノトハ考ヘ得ラレナイ。

今地震振動ノ全振幅 (Total amplitude) ヲ $2a$ 、周期 (Period) ヲ T トシ振動ガ單弦運動 (Simple harmonic motion) ヨリ成ルモノト假定スレバ振動ノ途中ニ於ケル變位 x ハ次式ニテ與ヘラレル

$$x = a \sin \frac{2\pi}{T} t$$

從ツテ此場合ノ加速度ハ

$$\frac{d^2x}{dt^2} = -\frac{4\pi^2 a}{T^2} \sin \frac{2\pi}{T} t$$

其最大値ハ $\sin \frac{2\pi}{T} t = 1$ ノトキニ起リコレヲ a ニテ表ハセバ

$$a = \frac{4\pi^2 a}{T^2} \dots\dots\dots (661)$$

從ツテ若シ地震計ノ記録ニヨツテ振幅 $2a$ ト周期 T トガ判リサヘスレバ生ジタ地震加速度ヲ計算スル事ガ出來ル。地震ノ強弱從ツテ震害ノ大小ハ主トシテ此加速度ノ大小ニ依ルノデアツテ其加速度ハ振幅ニ正比例シ周期ノ自乗ニ逆比例スル。即チ震源ニ近クテ周期短ク振幅大ナレバ震災ヲ受クル事ガ著シイ譯デアアル。

地震ノ強弱ヲ表ハスニハ一般ニ此加速度ヲ用ヒテ mm/sec^2 ナル單位ヲ用ヒ又ハ此加速度ガ重力加速度トノ比ヲ震度 (Seismic intensity) ト稱シ

$$k = \frac{a}{g} \dots\dots\dots (662)$$

ナル數値ヲ用ヒル。茲ニ $g =$ 重力加速度 $= 9.00 mm/sec^2$ 。此 k ナル

比ハ耐震計算ヲ行フニ當ツテ專ラ用ヒラル、大切ナ數値デアツテ地震力ノ大小ヲ與ヘルモノデアアル。

今地震加速度 a ガ水平ニノミ作用スルト假定スル場合重量 G ナル物體ニハ如何ナル力ガ働クカト云フニ此物體ノ質量ハ $\frac{G}{g}$ デアルガ故ニ茲ニ

$$P = \frac{G}{g} a = kG \dots \dots \dots (663)$$

ナル水平力ガ此物體ノ重心ニ作用スル事トナルノデアアル。此 P ナル水平外力ヲ其重心ニ受ケタ場合ノ其物體ノ安定度ノ計算ハ既ニ本章第一節ニ詳細ニ説明シタ疊積工構造ニ對シ偏倚荷重ノ作用シタ場合ノ安定度ノ計算ト全ク同様デアアルガ故ニ再ビ茲ニ反復スルノ必要ヲ認メナイデアラウ。即チ其物體ガ煉瓦石材等ノ疊積工ナル場合ニハ水平力 P ト重量 G トノ合成力ガ底面ノ或範圍内ニ落ち且ツ生ズル最大應力ガ其材料及基礎地盤ノ安全限度内ニアツテ同時ニ滑動ノ恐ナケレバヨロシク又鐵筋混凝土ノ如ク彎曲力率ニ耐ユル構造物ナラバ水平力 P ニ因ツテ生ズル彎曲應力ト G ニ因ル軸壓力トノ和ガ許容限度ヲ超過シナケレバヨイノデアアル。

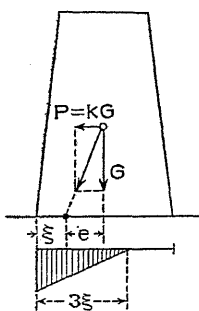


Fig. 703.

以上ノ計算ハ地震ノ加速度ガ水平ニノミ働クト考ヘタノデアアルガ事實ニ於テハ地震ニハ水平動ト同時ニ上下動モ存在スル譯デアアルカラコノ二ツヲ合成シテ實際ノ合震度トシテ

$$K = \frac{kg}{g - k_1 g} = \frac{kG}{G - k_1 G} = \frac{k}{1 - k_1} \dots \dots \dots (664)$$

ナル數値ヲ用フベキデアアル。式中 k = 最大水平震度, k_1 = 最大垂直震度。

次ニ土壤ガ地震加速度ヲ受ケタトキニ如何ナル土壓ガ生ズルカニ就テハ矢張り土楔論ト共軛壓力論トガ專ラ用ヒラレテ居ル。茲ニハ其前者ニ就イテ説明シヨウ。土楔論ヲ地震土壓ニ適用スルニハ土楔ニ對シ地震加速度ガ同一強度ヲ以テ靜的ニ永久作用スルモノト假定シ土粒ノ相對的運動ニヨツテ惹起セラルベキ摩擦係數ノ減少ハ之ヲ考慮シナイノデアアル。今 Fig. 704 ニ於テ垂直壁 AB ヲ假定シ過載土壤ヲ有スル場合 AE ヲ土楔 ABE ニ地震加速度ガ作用シタルトキノ滑動面トスル。土楔 ABE ノ重量ヲ G トシコノ G ニ對シ水平震度 k , 垂直震度 k_1 ナル地震加速度ガ作用シタルトキニハ重量 G ハ上向加速度 k_1 ノ作用ニ因リ $(1 - k_1)G$ トナリコレト水平加速度ニ因ル水平震力 kG トヲ合成スレバ Fig. 704 ①ニ示ス如ク合成力ノ大サハ $(1 - k_1)G \sec \theta$ トナルベク其ノ垂直線ト成ス θ ナル角ハ次式ヨリ與ヘラレル

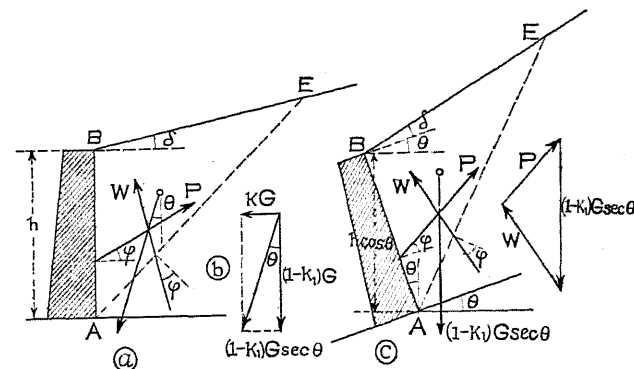


Fig. 704.

$$\tan \theta = \frac{kG}{(1-k_1)G} = \frac{k}{1-k_1} = K \dots\dots\dots(665)$$

壁背ヨリ土楔ニ對シ作用スル力 P ハ壁背面ニ對シ土壤摩擦角 φ
ヲ成スモノトシ滑動面 AE ニ沿フ反力 W モ亦 AE 面ト摩擦角 φ
ヲ成スモノトス。然ルトキハ土楔 ABE ニ對シ作用スル三力
(1-k₁)G sec θ, P 及 W ハ平衡ニ存在シナケレバナラヌ。此土楔ノ平
衡状態ハ Fig. 704 © ノ如ク圖形全體ヲ角 θ ダケ廻轉シテ見レバ容
易ニ了解セラレルノデアツテ © 圖ニ於テ土楔重量ヲ (1-k₁)G sec θ,
壁背勾配ヲ 90°+θ, 壁高ヲ h cos θ ト考フルコトニヨツテ前節土壓
ニ就イテ誘導シタルト全ク同様ノ解法ヲ進メルコトガ出來ル。
即チ先ヅ P ヲ (1-k₁)G sec θ ノ項ニテ表ハシ G ノ重量ヲ挿入シカク
テ得タル式ヨリ P ノ最大値ヲ求ムレバヨイノデアツテ簡單ナル
誘導ノ結果容易ニ次式ガ得ラレル。

$$P = \frac{1}{2}wh^2(1-k_1) \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos \theta \cos(\varphi+\theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin 2\varphi \sin(\varphi-\delta)}{\cos(\varphi+\theta) \cos(\delta-\theta)}} \right\}^2} \quad (666)$$

背土水平ナル場合ニハ δ=0 ト置キ

$$P = \frac{1}{2}wh^2(1-k_1) \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\left\{ \sqrt{\cos \theta \cos(\varphi+\theta)} + \sqrt{\sin \varphi \sin 2\varphi} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots(667)$$

本式ノ右邊分數ノ値ハ壁高 h ニ關係ノ無イ數値デアツテ豫メ計
算シテ表ニ作ツテ置ケバ便利デアル。即チ(662)式ヲ書直シ

$$P = \frac{1}{2}wh^2(1-k_1)E$$

ト置キテ E ノ値ヲ φ=25°-40° ノ範圍ニ對シ算出表示シタルモノ
ヲ第三十八表トス

第三十八表 「クーロム式土楔論ニ據ル地震土壓

$P = \frac{1}{2}wh^2(1-k_1)E$ ニ於ケル E ノ値。 $k_1 = \frac{1}{3}k$ ト假定ス

k	k=0.05	k=0.1	k=0.2	k=0.3	k=0.4	備 考
k ₁	k ₁ =0.017	k ₁ =0.033	k ₁ =0.067	k ₁ =0.1	k ₁ =0.133	k=k ₁ =0
K	K=0.051	K=0.103	K=0.214	K=0.333	K=0.461	K=0
φ	θ=2°55'	θ=5°54'	θ=12°6'	θ=18°26'	θ=24°46'	θ=0°
φ=25°	.377	.401	.451	.504	.561	.355
30°	.320	.344	.393	.456	.519	.297
35°	.373	.298	.353	.416	.487	.250
40°	.234	.259	.317	.384	.463	.210

扱構造物設計ニ當リ地震加速度或ハ震度トシテ何程ヲ採ルベ
キカト云フ問題デアルガコレハ其地域并ビニ地質ニ依ツテ變化
アルベキハ勿論其構造物ノ重要度ニ應ジテモ亦適宜加減セネバ
ナラヌモノデアツテ何程ト定マリタル數値ヲ與ヘル事ハ不可能
デアル。第三十九表ニ示スハ單ニ參考トシテ其一例ヲ擧ゲタニ
過ギヌ。

第三十九表 地域地質ニヨル震度ノ變化

地 域	地 質	泥 砂 層	砂 利 層 其 他 ノ 良 好 ナ ル 地 盤
古來屢々大地震ニ遭遇セシ地域		0.4	0.2
古來大地震ニ遭遇セシコトアル地域		0.3	0.15
其 他 ノ 地 域		0.2	0.1

次ニ地震強弱ヲ其水平加速度ニテ表ハシタルトキ其生ズル被
害ノ大體ノ概念ヲ與フル爲メ大森博士ノ發表シタル震度階ヲ轉
載スレバ次ノ如シ。

大森博士ノ絶對震度階

1. 地震動(水平動,以下同ジ)ノ最大加速度 300 m/sec^2 .
人々戶外ニ逃出ス。粗末ナル煉瓦壁ニ小龜裂ヲ生ジ古土藏ノ壁土ハ少シク搖リ落サレ棚上ノ小瓶類ハ倒レ或ハ落下シ木造家屋ハ頗ル振リ動カサレテ音響ヲ發ス。樹木ハ見得ベキ迄動搖シ池水ハ岸ヨリ搖リ落サル、土ノ爲メ或ハ底ヨリ泥ノ振盪セラル、爲メ少シク濁リテ帶アルニ至リ往々下ケ振リ時計ノ止リ、土器ノ破損等モアリ、稀ニハ非常ニ缺點アル工場煉瓦煙突ノ一二ハ破損スルコトモアルベシ。
2. 最大加速度 900 m/sec^2 .
屋壁ニ裂罅ヲ生ジ木造ノ古家ハ少シク其ノ垂直ノ位置ヨリ外レテ傾斜ヲ呈スレドモ全潰スルニ至ルモノナシ。造リ立テノ惡キ墓石、石燈籠ハ倒ル。又稀ニハ鑛泉、温泉等ニ異狀ヲ呈スルコトモアルベシ。但工場煉瓦煙突ハ通常ノ場合ニハ未ダ破壊セラル、ニ至ラズ。
3. 最大加速度 1200 m/sec^2 .
工場煉瓦煙突ハ破壊セラル、モノ其ノ全數ノ四分ノ一ニ及ビ構造ノ粗惡ナル煉瓦家屋ハ半潰或ハ全潰スルモノアルベキガ通常ニ意テ用ヒテ造レル煉瓦家屋ノ損害ハ壁ニ少シク裂罅ヲ生スル位ニ止マルヘシ。一二腐朽セル木造家屋及納屋ノ類ハ全潰シ古クシテ弱キ木橋ハ少シク損害ヲ受ケルコトモアリ。墓石及石燈籠ハ倒ル、モノアリ。障子紙ノ破レ及ビ木造家屋ノ屋根瓦ノ擾亂セラル、コトモアリ。又稀ニハ岩塊ノ山腹ヨリ落下スルコトモアルベシ。
4. 最大加速度 2000 m/sec^2 .
工場煉瓦煙突ハ悉皆破壊セラレ通常ノ煉瓦家屋ハ半潰或ハ全潰トナルモノ多ク木造家屋中ノ幾分ハ全潰トナリ其他ノ場合ニテモ兩戸障子ハ大抵敷居ヨリ脱出スベシ。卑濕ノ地若クハ河岸ニ沿ウテハ幅二三寸ノ地割ヲ生シ鐵道及通常堤防ハ所々ニ小破損ヲ來シ木橋ハ多少損害ヲ受ケ通常ノ石燈籠モ倒ルニ至ルベシ。
5. 最大加速度 $2500-2600 \text{ m/sec}^2$.
通常ノ煉瓦家屋ハ皆非常ノ損害ヲ受ケ。木造家屋ノ全潰スルモノ其全數ノ百分ノ三ニ及ブベシ。寺院ノ一二ハ全潰シ堤防ハ餘程ノ損害ヲ受ケ鐵道線路ハ少シク屈曲スルニ至リ通常ノ墓石ハ倒レ石垣ハ所々破損ヲ蒙リ

- 河岸ニハ幅一二尺ノ地割ヲ生ジ川及堀内ノ水ハ岸上ニ打チ上ゲラレ大抵ノ井ニハ異狀ヲ呈シ又山崩レテ生スルコトモアリ。
6. 最大加速度 4000 m/sec^2 .
寺院ハ大抵全潰シ木造家屋ノ全潰スルモノ其全數ノ百分ノ五十乃至八十ニ及ブベシ。堤防ハ殆ド片々ニ破摧セラレ田圃ノ中ヲ通ジテ作レル道路ハ非常ナル龜裂陷落ノ爲メ車馬ヲ通スベカラザル程トナリ鐵道線路ハ非常ニ屈曲セラレ堅牢ナル鐵道橋モ破壊シ木橋ハ半潰或ハ全潰トナリ座リヨキ墓石モ皆倒レ時トシテハ幅數尺ノ地割ヨリ砂及ビ水ノ多量ヲ噴出シ田畠ニ埋メアル土嚢モ總テ破摧シ樹木野菜ノ根ニ接スル土壤ノ非常ニ振盪セラル、爲メ土トノ接觸ヲ害シ爲メニ枯死スルモアリ。卑濕ノ地特ニ田圃ノ如キハ非常ニ震リ動カサレテ地面ハ水平並ニ上下ノ方向ニ於テ少シク移動ヲ示シ夥シキ山崩レテ生ズヘシ。
 7. 最大加速度遙ニ 4000 m/sec^2 ヨリモ大。
所々甚シキ山崩レテ生ジテ山腹ハ殆ド全ク赤緒トナリ建築物ハ少數ノ木造家屋ヲ除クノ外ハ皆全潰トナリ而シテ此等ノ全潰セザリシ僅ノ建物モ其土臺石ヨリ一尺乃至三尺モ移動スルコトアリ。又地面ニハ著シキ斷層其他ノ地變ヲ生ズルニ至ルベシ。

第七節 擁壁 (Retaining Wall)

第三節乃至第五節ニ於テ説明シタ土壓ノ作用ヲ受クル構造物ノ安定度ヲ檢スル一例トシテ茲ニ擁壁ヲ取り其計算方法ヲ示ス事トスル。擁壁ノ安定條件ハ次ノ三ツデアル

1. 滑リ出ナイ事
2. 壓力中心ガ壁幅ノ或定マレル範圍ヨリ出デナイ事
3. 一端ニ於ケル最大壓力ガ其材料ノ許容抗壓強ヲ超過シナイ事

コノ三ツノ條件ハ擁壁任意ノ接合面ニ於テ満足サレナケレバナラヌノデアツテ多クノ場合ニハ壁底斷面ガ最モ危險デアル故

ニコレニツイテ上述ノ調査ヲ行フノデアアル。總シテ壁ノ何レノ断面ガ最モ危険ナルカラ知ランニハ壓力線又ハ抵抗線 (Line of pressure or Line of resistance) 即チ各接合面ニ於テ其レヨリ以上ノ部分ニ働ク力ノ合成力ノ作用點ヲ求メ之レヲ結ンデ生ズル曲線ヲ作圖シテ知リ得ラレル。

Fig. 705ノ梯形断面ノ擁壁ニ就イテ其安定度ヲ調ベル方法ヲ説明スル。土壓 P ガ壁背 AB = φノ角ヲ爲シテ働クモノトシ Gヲ壁ノ自重 P ト G トノ合成力ヲ R トセバ R ハ Fig. 705 (b)ニ見ル如ク壁底面 DA = 垂直ト平行トノ二力 N 及 T = 分チ得ラレ

$$P \text{ノ分力} \begin{cases} X = P \sin(\alpha + \varphi) \\ Y = -P \cos(\alpha + \varphi) \end{cases}$$

$$R \text{ノ分力} \begin{cases} T = X = P \sin(\alpha + \varphi) \\ N = G + Y = G - P \cos(\alpha + \varphi) \end{cases}$$

合成力 R ガ N トナス角即チ R ノ傾斜 β ハ

$$\tan \beta = \frac{T}{N} = \frac{P \sin(\alpha + \varphi)}{G - P \cos(\alpha + \varphi)} \dots\dots(668)$$

壁背底 A ヲ原點ニ採ツテ力率ノ式ヲ立ツレバ

$$(R \text{ノ力率}) = (P \text{ノ力率}) + (G \text{ノ力率})$$

$$N(t - \xi) = P \cos \varphi \frac{e}{\sin \alpha} + G\eta$$

$$t - \xi = \frac{G\eta + P \cos \varphi \frac{e}{\sin \alpha}}{G - P \cos(\alpha + \varphi)} \dots\dots(669)$$

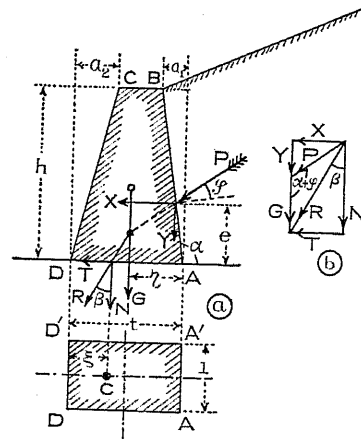


Fig. 705.

G 及 Gηノ値ヲ與ヘラレタ梯形断面ニ就イテ求メテ (668) 及 (669) 式ニ挿入スレバ合成力ノ傾斜及壓力中心ノ位置ガ求メラレル。

今 w'ヲ壁ノ單位容積ノ重量トスレバ

$$G = \frac{1}{2} w' h (2t - a_1 - a_2)$$

其壁底 A = 對スル力率ハ

$$G \cdot \eta = \frac{1}{2} w' h \left\{ t^2 - \frac{1}{3} a_1^2 - a_2 \left(t - \frac{1}{3} a_2 \right) \right\}$$

$$= \frac{1}{2} w' h \left\{ t^2 - a_2 t + \frac{1}{3} (a_2^2 - a_1^2) \right\}$$

コノ値ヲ (668) 及 (669) 式ニ挿入セバ

$$\tan \beta = \frac{P \sin(\alpha + \varphi)}{\frac{1}{2} w' h (2t - a_1 - a_2) - P \cos(\alpha + \varphi)} \dots\dots(670)$$

$$t - \xi = \frac{\frac{1}{2} w' h \left\{ t^2 - a_2 t + \frac{1}{3} (a_2^2 - a_1^2) \right\} + P e \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha}}{\frac{1}{2} w' h (2t - a_1 - a_2) - P \cos(\alpha + \varphi)} \dots\dots(671)$$

(670) 式ハ合成力 R ノ傾斜ヲ與フルガ故ニコレニヨリテ滑動ノ危険ヲ檢シ得ベク (671) 式ハ合成力ノ位置ヲ與フルガ故ニ其轉倒及制限壓力ヲ檢スル事ガ出來ル。然シテ其前式ニ依ツテ檢シタ合成力ノ傾斜度ガ大ニ過ギルトキニハ壁底接合面ノ傾斜ヲ變更スル事ニヨツテ容易ニ βヲ減少セシメ滑動セザル様ニ改メル事ガ出來ルガ其後式ヨリ求メタ壓力中心ノ位置ハ接合面端ノ最大壓力ニ影響アルガ故ニ前者ヨリ一層重要デアアル。擁壁ノ設計ニ於テ壓力中心ガ核心面積ヨリ外ニ出ル事ナケレバ其断面ニハ張力ハ起ラズ極メテ安全ナノデアアルガ然シ擁壁ノ場合ニハ一般ニ必ズシモ其面積内ニ入ル事ヲ必要トシナイノデアツテ其代リ其疊

積工材料ハ應張力ニハ抵抗シ得ナイト假定シ此時ニ生ズベキ張力ハ之ヲ無視シテ最大應壓力ヲ計算シ此應壓力ガ許容限度ヲ超過シナケレバヨイノデアル。即チ(595)式ニヨリ

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3\xi} = \frac{2}{3} \frac{G - P \cos(\alpha + \varphi)}{\xi} \dots (672)$$

若シ壁ノ断面ガ與ヘラレタ場合ニハ(670)及(672)式ヲ用ヒテ容易ニ其安定度ガ檢ラレ得ル。併シ若シ今壁ノ断面ヲ設計セントスル場合ナラバ次ニ述ブル何レカノ方法ガ用ヒラレネバナラス。

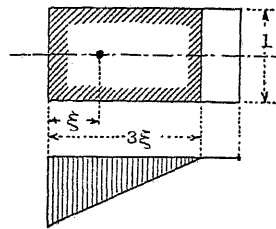


Fig. 706.

(1°) (672)式ニ於ケル σ_{max} ニ對シテ其壁材料

ノ許容應壓力ヲ挿入シコレヲ(671)式ト結合シテ t ヲ計算スルノデアル。此方法ハ實際計算上非常ニ手數ガカ、ル。

(2°) 一層一般的デ簡略ナ方法ハ先ヅ壓力中心ガ接合面ノ中央三分ノ一即チ核心限界ニ落ツル事ヲ條件トシテ(671)式ニ於テ $t - \xi = \frac{2}{3}t$ ヲ挿入シ t ノ二次式

$$t^2 + 2t \left\{ \frac{\alpha_2}{2} - a_1 - \frac{2P \cos(\alpha + \varphi)}{w'h} \right\} = \alpha_2^2 - \alpha_1^2 + \frac{6Pe \cos \varphi}{w'h \sin \alpha} \quad (673)$$

ヲ得此式ヲ解イテ t ヲ計算シ斯クテ求メタ厚 t ヲ用ヒ(670)及(672)式ニヨリテ果シテ滑動ニ對シ又許容應力ニ對シ危險ナキヤ否ヤ安全ニ過ギザルヤ否ヤヲ算定シ其結果ニ應ジテ其何レニモ可ナル様ニ断面ヲ變更シ再度(670)及(672)式ニヨリテ驗算ヲ行フノデアル。

例題第七十三 Fig. 707ニ示ス擁壁ノ適當ナル寸法ヲ求ム。

(答) 圖示断面ニ就イテハ $\alpha = 90^\circ$, $a_1 = 0$

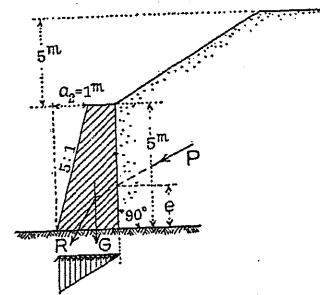


Fig. 707.

更ニ今 $\varphi = 30^\circ$, $h_1 = 5m$, $h = 5m$, $a_2 = \frac{1}{5}h = 1m$

トスレバ第三十六表ニ於ケル $\frac{h_1}{h} = 1.0$ ニ對シ

$$k = \frac{2P}{h^2} = 0.608w$$

$$\therefore P = \frac{1}{2} \times 0.608wh^2 = 7.60w$$

尙 $\cos(\alpha + \varphi) = \cos 120^\circ = -\sin 30^\circ = -0.5$, $\sin(\alpha + \varphi) = \sin 120^\circ = \cos 30^\circ = 0.866$ ナルガ故ニ今假ニ $e = \frac{1}{3}h$ ト假定シテ(673)式ヲ用ヒ

$$t^2 + 2t \left(\frac{1}{2} \times \frac{h}{5} + \frac{2 \times 0.608wh^2 \times 0.5}{2w'h} \right) = \frac{h^2}{25} + \frac{6 \times 0.608wh^2 \times 0.866}{2 \times 3w'}$$

$$\therefore \left(\frac{t}{h} \right)^2 + 2 \frac{t}{h} \left(0.1 + 0.304 \frac{w}{w'} \right) = 0.04 + 0.525 \frac{w}{w'}$$

w 及 w' ノ値ハ如何ト云フニ普通ノ土壤ハ $w = 1600 \text{ kg/m}^3$ テアリ煉瓦壁ハ約コレト等重テアツテ $\frac{w}{w'} = 1$, 更ニ粗石積壁ニ於テハ $w' = 2000 \text{ kg/m}^3$ トナリ

$\frac{w}{w'} = 0.8$ トナル。前式ヲ解ケバ

$$w = w' \quad \text{ノトキ} \quad t = 0.449h$$

$$w = 0.8w' \quad \text{ノトキ} \quad t = 0.417h$$

重量 G 大ナル粗石積ナレバ R ノ作用點ガ右方ニ倚ル事トナリ從テ一層安全トナル。粗石積ヲ採用スルモノトシテ

$$t = 0.417h = 2.085m$$

$$= \text{約 } 2m.$$

壁底幅 $t = 2m$ トセバ壁頂幅ハ $1m$ トナリ此幅ノ時ニ R ガ核心ノ限界ヲ通過スル筈デアツテコノトキ

$$G = 1.5w'h = 7.50w'$$

(668)式ニヨツテ β ヲ求メンニ

$$P \sin(\alpha + \varphi) = \frac{1}{2} \times 0.608wh^2 \times 0.866 = 6.58w$$

$$P \cos(\alpha + \varphi) = -\frac{1}{2} \times 0.608wh^2 \times 0.5 = -3.80w$$

$$\therefore \tan \beta = \frac{6.58w}{7.50w' + 3.80w} = \sim 0.5 \quad \therefore \beta = 27^\circ$$

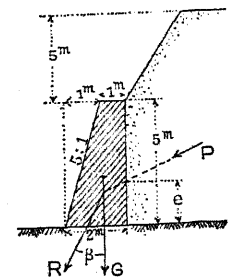


Fig. 708.

石工ノ息角ハ $27^\circ-30^\circ$ ト云フガ故ニ此 β ハ辛ウジテ安全デアル。更ニ最

大壓力ヲ求メンニ約 $\xi = \frac{1}{3}t$ トナリ居ルガ故ニ

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{t} = 2 \frac{7.50w' + 3.80w}{t} = 10.54w'$$

$w' = 2000 \text{ kg/m}^3$ トシテ $\sigma_{max} = 21080 \text{ kg/m}^2 \approx 2.11 \text{ kg/cm}^2$

上ノ結果ヨリ判断スルニ與ヘラレタ断面ハ滑動ニ對スル安定度ガ其極限ニアルニ拘ラズ其最大壓力ハ極メテ小ナルヲ見ル。從ツテ今若シ此接合面ヲ傾斜セシメテ滑動ニ對スル危險ヲ減セシムルナラバ更ニ壁厚ヲ減ズル事ヲ得ルデアラウト思ハレル。

今基礎接合面ヲ壁前面ニ直角ニ採レバ其傾斜角 $11\frac{1^\circ}{2}$ トナル。從ツテ合成力 R ノ此接合面ニ對スル傾斜角モ約 $11\frac{1^\circ}{2}$ 減少サレル。斯クテ假ニ $t = 1.6 \text{ m}$ ト採レバ上幅 0.6 m トナリ。

$$G = (0.6 + 1.6) \frac{1}{2} hw' = 5.5w'$$

故ニ (671) 式ニヨリ

$$t - \xi = \frac{\frac{1}{2}w' \times 5 \times \left(1.6^2 - 1.6 + \frac{1}{3}\right) + 7.6w \times \frac{5}{3} \times 0.866}{5.5w' + 3.5w} = 1.40 \text{ m}$$

$$\xi = t - 1.40 = 1.60 - 1.40 = 0.20 \text{ m.}$$

從ツテ壁底ノ壓力ヲ受クル部分ハ $3\xi = 0.60 \text{ m}$ アツテ殘餘ノ $1.60 - 0.60 = 1.00 \text{ m}$ ハ全ク壓力ヲ受ケナイ事ヲ知ル (Fig 709 参照)。 (668) 式ヨリ

$$\tan \beta = \frac{7.6w \times 0.866}{5.5w' + 3.8w} = 0.616, \beta = 31\frac{1^\circ}{2}$$

接合面トナス實際角ハ $\beta' = 31\frac{1^\circ}{2} - 11\frac{1^\circ}{2} = 20^\circ$ アツテ充分安全デアル。最大應壓力ハ (672) 式ニヨリ

$$\sigma_{max} = \frac{2}{3} \frac{N}{\xi} = \frac{2}{3} \frac{5.5w' + 3.8w}{0.20} = 23.5w'$$

$$= 56940 \text{ kg/m}^2 = 5.69 \text{ kg/cm}^2.$$

求メタル断面ハ壓力中心ノ偏倚ガ過大デアル故ニ實用ニナリ難イ。今

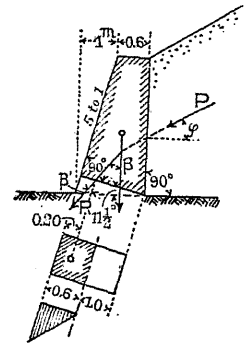
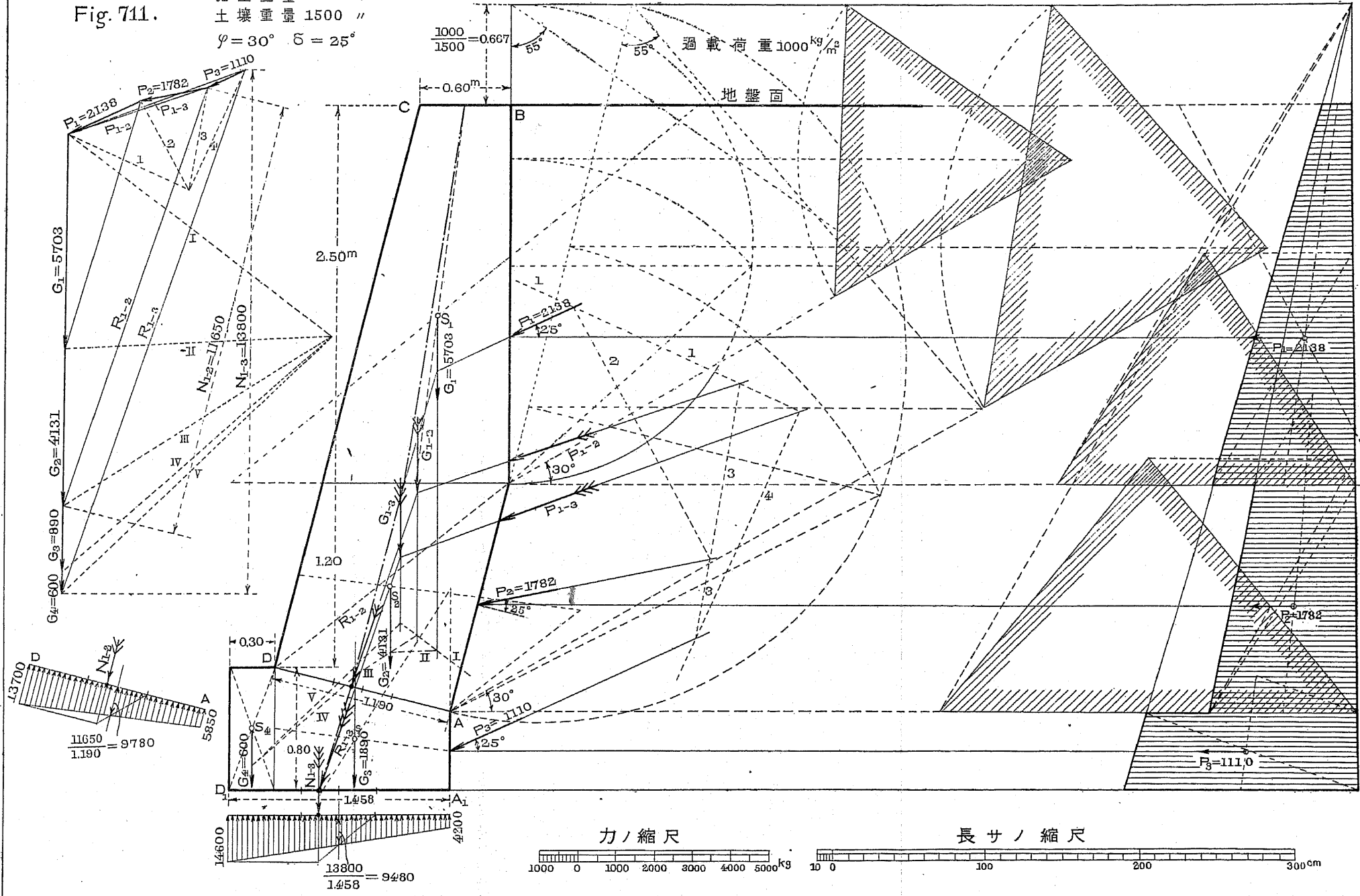


Fig. 709.

Fig. 711.

擁壁重量 2500 kg/m^2
 土壤重量 1500 "
 $\varphi = 30^\circ$ $\delta = 25^\circ$



$t = 1.8 m$ ト探ルトキハ全ク同様ノ計算ニヨリ

$$G = 6.5 w'$$

(671) 式ニヨリ $\xi = 0.42 m, 3\xi = 1.26 m,$

(668) 式ニヨリ $\tan \beta = 0.552, \beta = 29^\circ$

傾斜眞角 $\beta' = \beta - 11 \frac{1^\circ}{2} = 17 \frac{1^\circ}{2}$

(672) 式ニヨリ $\sigma_{max} = 15.14 w' = 30280 kg/m^2$
 $= 3.03 kg/cm^2.$

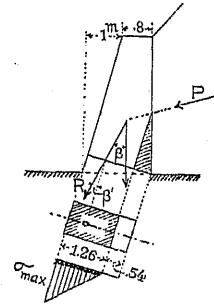


Fig. 710.

此断面ハ先ヅ適當ナル形狀ト認メラレル。其壓力ヲ受ケナイ部分ハ Fig. 710ニ影線ニテ示ス如ク之ヲ切取レバヨイ。

例題第七十四 Fig. 711ニ示ス擁壁ニ於ケル壓力線ヲ作圖シ生ズル最大應力ヲ求ム。但シ壁體重量 $w' = 2500 kg/m^3$, 土壤重量 $w = 1500 kg/m^3$ トシ土壤息角 $\varphi = 30^\circ$, 土壤ト壁背トノ間ノ摩擦角 $\delta = 25^\circ$ トス。尙過載等布荷重 $1000 kg/m^2$ ヲ有スルモノトス。

(答) 本題ノ圖式解法ハ既ニ Fig. 687 及 Fig. 689ニ説明シタ所ヲアルガ故ニ再ビ其詳細ヲ説明スルノ要ヲ見ナイデアラウ。先ヅ土壓三角形ヲ作圖シテ壓力圖ヲ求メ土壓 P_1, P_2, \dots ノ大サ及作用點ヲ求メ次ニ擁壁ヲ適當ニ細分シテ其各部ノ重量 G_1, G_2, \dots ヲ求メ斯クテ得ラレタル P ト G トヲ合成シテ R ヲ作圖シ其作用點ヲ求ムルトキハコレヲ結ンデ壓力線ガ得ラレル。最後ニ断面 AD 及 A_1D_1 ニ生ズル壓力分布圖ヲ作ツテ是等ノ断面ニ生ズル最大應力 σ_{max} ガ求メ得ラレル。詳細ハ Fig. 711ニ就イテ研究セラレタイ。

晩近廣ク採用サル、鐵筋混凝土ヲ擁壁ニ應用スレバ非常ニ輕快ナル構造トナル。Fig. 712ハ石工構造ト鐵筋混凝土構造トノ比較ヲ示ス一例デアツテ古軌條ヲ鐵筋トシテ挿入シ舷木トシテ彎曲力率ニ耐エシムル如ク構造シタモノデアル。Fig. 713ハカクノ如キ舷木型(Cantilever type)擁壁ニ於ケル配

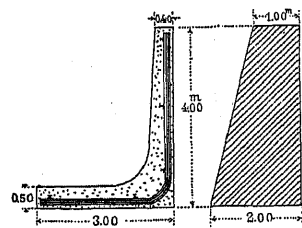


Fig. 712.

筋ノ詳細ヲ示シター例デアツテ垂直鐵筋ガ主鐵筋トナル譯デアアル。

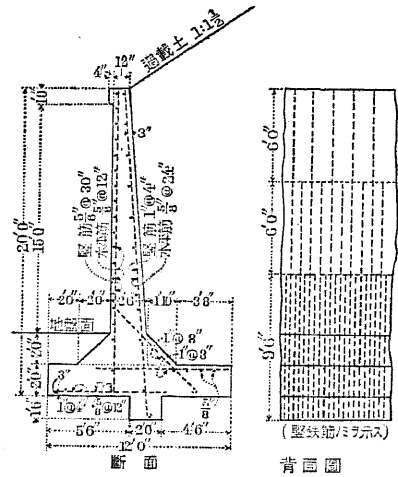


Fig. 713.

ヲ圖式的ニ解イタ例デアツテ其作圖方法ノ説明ハ之ヲ省略スルモ其配筋法ハ前述ノ如ク扶壁間ヲ徑間トスル水平桁ト考ヘテ行ハレル。即チ肱木型ナラバ垂直鐵筋ガ主筋デアアルガ扶壁型ノ場合ニハ水平鐵筋ガ主筋トナルノデアアル。

第八節 煉瓦煙突 (Brick Chimney)

煙突ヲ採リテ風壓及震力ニ曝露サル、構造物ノ安定度ヲ算定

Fig. 714ハ扶壁型 (Counterfort type) デアツテ或間隔ヲ以テ扶壁 (Counterfort) ヲ挿入シ扶壁間ノ垂直壁ハ水平土壓ヲ受クル床版トシテ配筋セラレ床版ハ扶壁間ヲ徑間ト看做スガ故ニ水平鐵筋ガ主鐵筋トナル。

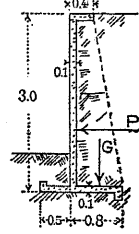


Fig. 714.

Fig. 715ハ過載荷重ヲ受ケタ扶壁型擁壁

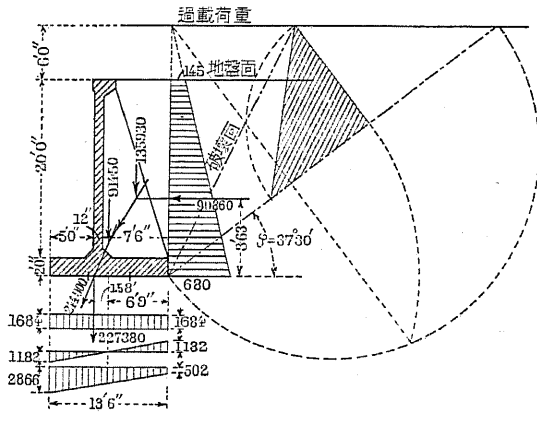


Fig. 715.

スル一例ヲ示ス。塔、燈臺ノ如キモ亦其計算方法之ニ準ズベキデアアル。

[I] 風 壓 (Wind Pressure)

屋背構ノ計算ニ於テ屋根ニ作用スル風壓ハ第七章第五節ニ説明セシ如ク水平面ト 10° ノ角ヲ成シテ吹クモノト假定スル。然シ煙突、塔ノ設計ニ當ツテハ風ハ水平ニ吹クモノト考ヘ其風壓度ハ上部モ下部モ同一デアツテ且ツ曝露面ノ少許ノ傾斜ヲ無視シテ垂直面ニ水平ニ作用スルモノト考ヘル。

第七章第五節ニ説明シタ如ク風速ガ既知ナレバ風壓ハ種々ノ公式デ計算サレルモノデアアルガ實際數値トシテハ中歐ニテ 100-200 kgs/m², 英米ニテ 30-50 lbs/ft² ト採ラレテ居ル (50 lbs/ft² = 243 kgs/m²).

高キ煙突ハ風壓ヲ受ケテ搖動スルモノデアツテ其搖動ト風壓トノ共働ヲ假定スルトキハ高キ煙突ニハ風壓ヲ多ク採ルヲ可トスル。更ニ其地方ニ於ケル既成工作物ニ對スル影響及ビ多年ノ經驗ヲ參考トシテ之ヲ定ムベキデアアル。

次ニ傾斜面ニ作用スル場合ノ垂直壓力ニ就イテ一言ショウ。既ニ第七章第五節ニ説明シタ如ク Fig. 716 AB面ノ如ク風ノ方向ニ傾斜セル平面ニ對シテハ

$$p_n = p \sin^2 \alpha \dots\dots\dots(674)$$

式中 p_n = 傾斜面 (角 α ヲナス)ニ於ケル垂直壓力

p = 風向ニ直角ナ平面ニ於ケル風壓

α = 風向ト壁面トノ間ノ角

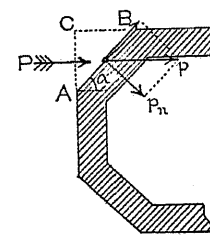


Fig. 716.

從ツテ Fig. 717 = 示ス圓形斷面ノ煙突
= 對スル總壓力ハ

$$P = 2prh \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin^3 \alpha d\alpha$$

$$= \frac{2}{3} p \cdot 2r \cdot h = \frac{2}{3} pF \dots\dots(675)$$

式中 F = 風向 = 直角 = 投射サレタ圓
壩面積

以上ハ理論的ニ得ラレタ結果デアル

ガ實際ニハ空氣ノ動搖ニ因ツテ果シテ上ノ如キ關係トナルヤ否
ヤガ不明デアルカラ暫ク經驗式

$$P = npF \dots\dots\dots(676)$$

ニ從フ事トセンニ式中

P = 全壓力

F = 垂直投射面積

p = 風壓 = 直角ナル面ニ於ケル風壓度

n = 係數

nノ係數ヲ實驗的ニ決定シタモノヲ見ルニ圓形煙突ニ對シ

「フォン・レスル」氏 (Von Lössl) 實驗	n = 0.7854	} \dots\dots\dots (676)
「ピンツガー」氏 (Pinzgar) 實驗	n = 0.6670	
「ピーチュ」氏 (Pietsch) 實驗	= 0.670	
「フォン・ライヘ」氏 (Von Reiche) 實驗	n = 0.500	

以上ノ結果ニ見ルニ「ピンツガー」氏ノ値ハ約平均ニ相當シ居ル故
ニ $\frac{2}{3}$ ト採ル事ガ先ヅ適當デアラシイ。其他ノ表面形ニ對ス
ル彼ノ實驗數値ハ次ノ如シ。

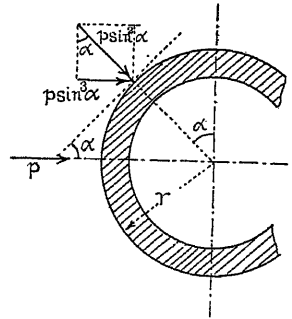


Fig. 717.

八角形	n = 0.71	六角形	n = 0.75
四角形	n = 1.00		

コレヲ綜合シテ

圓形煙突	$P = \frac{2}{3} pF$	} \dots\dots\dots(677)
八角形煙突	$P = 0.71 pF$	
六角形煙突	$P = 0.75 pF$	
矩形煙突	$P = 1.00 pF$	

[II] 震力 (Seismic Force)

既ニ第六節ニ於テ説明シタ如ク一般ニ震力ハ其物體ノ

$$\left. \begin{array}{l} \text{重心ニ働ク水平力 } P = kG \\ \text{及ビ 垂直力 } V = k_1 G \end{array} \right\} \dots\dots\dots(678)$$

ニヨツテ與ヘラル、モノデアルガ故ニ之ヲ煙突ノ解法ニ適用ス
ルニハ先ヅ任意斷面ヨリ上部ノ部分ニ就イテ其重量 G 及重心ノ
位置ヲ求メ此重心ニ働ク水平力 kG 及垂直力 k₁G ヲ假定シテ安
定度ヲ檢スレバヨイノデアツテ垂直力 k₁G トシテハ生ズル轉倒
力率ヲ最大ナラシムル爲メニ上向加速度ニ相當スル上向力即チ
重量ヲ輕減スル方向ニ向フ力ヲ假定スルガ最モ危險ノ状態ニ相
當スルガ故ニ此荷重ヲ採ツテ置ケバ安全ナ譯デアル。

以上ノ解法ハ從來各種構造物ノ耐震計算ニ際シテ廣ク用ヒラ
レタ普通ノ方法デアツテ之ヲ煙突設計ニ適用シテモ普通ノ地震
ニ對シテハ安全ナルモノト考ヘラル、ノデアルガ特ニ地震ガ惡
性デアルトキ(例ヘバ大正十二年關東大震災ニ於ケル如キ)即チ大
ナル地震加速度ガ數秒乃至數十秒以上モ連續反復スル場合ニハ
唯一回ノミ作用スル加速度ヲ假定スルニ對シテ煙突震動ノ有様

ハ著シク異ナルヲ見ルノデアツテ特ニ高イ煉瓦煙突ノ如キハ一般ニ其自己振動ノ週期ハ地震動ノ夫レニ比シテ更ニ大デアルヲ常トシ從ツテ地震動ガ第一回震動ヲ終リ第二回震動ニ移ル頃煙突ハ未ダ第一回震動ヲ終ツテ居ナイガ故ニ反復シテ作用スル地震震動ハ煙突ニ對シテ重複累加シテ作用スル如キ影響ヲ與ヘ且ツ其累加ハ煙突上部ニ於テ特ニ著シキガ故ニ煙突上部ハ普通ニ假定セラル、 $P = kG$ ナル水平力ノ數倍大ナル水平力ヲ受クル事トナルデアラウ。此事實ニ關シ物部博士ガ與ヘタル次ノ公式ハ參考ト爲ス價値アルモノト認メラル。但シ此公式ハ地震動ガ數回反復サル、場合ニ適用スベキモノデアツテ唯一回作用スル地震動ノ影響ヲ考フル場合ニハコレニ據ラズ普通ノ震力解法ニ據ルベキデアル。

今地震動震度ヲ k トシ地盤面ヨリ x ノ高サノ断面ニ生ズル彎曲力率ヲ算定スル爲メニ此断面ヨリ上部ノ重量ニ乗ズベキ設計震度ヲ k_x トスレバ

$$\left. \begin{array}{l} \text{煙突振動週期}(T') \text{ガ地震動週期}(T) \text{ヨリ} \\ \text{小ナル場合} \\ k_x = k \left(1.6 - 0.4 \frac{T}{T'} \right) \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{T'}{T} \right)^2 \frac{x}{l} \right\} \\ \text{煙突振動週期ガ地震動週期ニ等シキカ} \\ \text{又ハ地震動週期ヨリ大ナル場合} \\ k_x = k \left[1.2 \left(\frac{T}{T'} \right)^2 \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{T'}{T} \right)^2 \frac{x}{l} \right\} \right] \end{array} \right\} \dots\dots\dots(679)$$

式中 T = 地震動週期
 T' = 煙突(構造物一般)ノ自己振動週期
 x = 考慮セル断面ノ地盤ヨリノ高

l = 煙突ノ高

煉瓦煙突ノ自己振動週期ガ何程デアルカハ主トシテ實驗上求メ得ラルベキモノデアツテ煙突ノ寸法即チ高サ、壁厚、直徑并ビニ施工及材料ノ良否、振動振幅ノ大小等ニ關スルノミナラズ又其維持狀態、基礎工ノ良否ニヨツテモ變化ヲ生ズルモノデアツテ定數ヲ與ヘルコトハ出來ナイガ大約ノ週期概數トシテ高50尺ニテ1.0秒、高100尺ニモ及ベバ2.5秒内外ナラント想像セラレル。尤モ大地震ニ際シテ振幅ガ甚ダシク増大スルトキ又ハ微細ナル龜裂ヲ軀體ニ生ジタルトキニハ振動週期ハ上述數値ヨリ著シク増大スルモノト考ヘナケレバナラス。

以上説明シタ週期ハ煉瓦煙突ニ對スルモノデアツテ他ノ材料例ヘバ鐵筋混凝土ヲ用ヒタル煙突等ニ於テハ其彈性係數等ニ應ジテ週期ハ著シク變化スルモノデアル。鐵筋混凝土煙突ナラバ高サ100尺乃至150尺ノ場合週期1秒内外デアル。

[I] 及 [II] ニヨツテ風壓及震力ヲ決定シ得タナラバ風壓ハ投射面積ノ重心點ニ震力ハ容積ノ重心點ニ作用スルトシテ煙突ノ安定度ヲ調ベルノデアツテ先ヅ實驗的基礎カラ大體ノ寸法ヲ假定シ次ニ其寸法ニテ安全ナリヤ否ヤヲ調ベルノデアル。

[III] 煉瓦煙突寸法ニ對スル一般法則

煙突頂上ノ内徑及其高サハ次ノ經驗式カラ算出サレル。

獨乙ニ於ケル實例ニ據レバ

$$F_0 = \frac{\pi d_0^2}{4} = \text{頂點ニ於ケル煙道斷面積}$$

C = 燃料消費量(一時間ニ付 kg)

v = 煙突内通風ノ速度 (m/sec)

H = 火床 (Grate) 以上煙突ノ高サ (m).

トシテ瓦斯ノ平均溫度即 250°C = 對シ

$$F_o = \frac{C}{120v} \dots\dots\dots(680)$$

今平均値トシテ $v = 4m$ ト採レバ

$$F_o = \frac{C}{500} \dots\dots\dots(681)$$

燃料消費量ハ加熱面 (Heating surface) $1m^2 = 對シ 2.5-3.0kg$, 火床 $1m^2 = 對シ 75-100kg$ ト採ラル。

次ニ煙突ノ高サハ一般平均状態ニ於テ

$$H = 15d_o + 2.5v + 1.0 \dots\dots\dots(682)$$

單位ハ m デアル。今 $v = 4m$ ト採レバ

$$H = 15d_o + 11.0 \dots\dots\dots(683)$$

尙其詳細ヲ知ラント欲セバ次記書籍ヲ參考セラレタイ。

Hütte—Des Ingenieurs Taschenbuch II.

英國ニ於ケル實例ニ據レバ

F = 火床面積 (ft^2)

Q = 石炭消費量 (一時間ニ付 lbs)

H = 煙突ノ高サ (ft)

HP = 機關實馬力 (Indicated horse-power of engine)

$F_o =$ 煙突頂上ノ斷面積 (in^2)

ト置キ次式ヲ得ル。

$$\left. \begin{aligned} F_o &= \frac{15Q}{\sqrt{H}} = \frac{100HP}{\sqrt{H}} = \frac{180F}{\sqrt{H}} \\ H &= \left(\frac{100HP}{F_o}\right)^2 = \left(\frac{180F}{F_o}\right)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(684)$$

以上ノ式ヲ用ヒ其工場ノ汽罐ノ大サ及數ニヨツテ煙突頂上ノ内徑 d_o , 高 H ガ與ヘラレコレニ普通ノ比例デ頂上ノ壁厚ヲ決定シ適當ナ側面傾斜ヲ附スレバ大體ノ寸法ヲ假定シ得ベク斯克テ得タ寸法ニ就イテ安定度ヲ檢スルノデアル。

Fig. 718 ハ煉瓦煙突形狀ノ一例ヲ示ス。

煙突側面勾配ノ普通ノ割合ハ歐洲大陸デハ高 $1m = 對シ 幅 3-5cm$ 即 $1.5-2.5\%$ ノ傾斜 (Batter) ヲ附スルノデアツテ平均トシテ $1m = 付 4cm$ 即 2.0% ヲ普通ノ例トス。次ニ壁厚ヲ決定センニハ次ノ例ニヨル。

	5m 毎ニ段ヲ附スル場合	6m 毎ニ段ヲ附スル場合
$d_o < 1.5m$	$t_1 = 15cm$	$t_1 = 18cm$
≥ 1.5	= 18	= 21
≥ 2.0	= 20	= 23
≥ 3.0	= 22-25	= 25-28

$$D_o = d_o + 2t_1$$

今 $a =$ 高 $1m = 付$ 直徑ノ増加トセバ

$$D_u = D_o + aH.$$

即チ Fig. 718 ニ示ス如ク $5-6m$ 毎ニ段 (Step)

ヲ附シ其間ダケハ同一厚トシ其一段カラ次

ノ段ニ移ルトキ $4-6cm$ ヲ増シテ行ク。斯克テ煙突輪廓線ガ決定サレテコレヲ基礎ニ取付ケルノデアアルガ基礎ハ確實ナ地盤ニ達セシメル事ガ必要デアツテ其地盤ニ傳ヘラル、壓力ハ勿論地盤ノ支持力ノ範圍内ニアル様ニセネバナラス。即チ地表面カラ以下ハ礎段 (Footing) デ擴ゲテ面積ヲ擴大シ同時ニ深ク地中ニ達セ

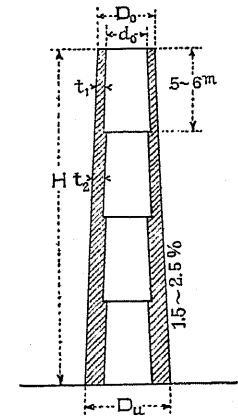


Fig. 718.

シメル。礎段ノ傾斜 β (Fig. 719 参照) ハ約 $45^\circ-60^\circ$ ニ作ル。基礎面ハ普通四角形ニシ其一邊ノ長 l ハ煙突高ノ $\frac{1}{7}-\frac{1}{8}$ 位ニスル。

英國ニ於ケル實例ハ多少コレト相違シ

基礎ニ於ケル煙突直徑

$$= \text{煙突高} \times \frac{1}{10} - \frac{1}{12}$$

側面傾斜 = $1'$ = 寸 $0.3''$ (即 2.5%)

煉瓦厚 = 頂上ヨリ 25' 迄煉瓦 1 枚厚

次ノ段即頂上ヨリ 25' 乃至 50'

間ハ煉瓦 1.5 枚厚

若シ頂上内徑ガ $4'6''$ ヲ超過スルトキハ最上段ヲ煉瓦

1.5 枚厚トシ以下 25' 毎 = 0.5 枚増

斯ク決定サレタ断面及高ニツイテ安定度ヲ檢スルノデアル。

[IV] 安定條件

煙突設計ニ於テハ滑動ニ對スル計算ハ必要デナイ。從ツテ必要ナル條件ハ次ノ二ツニナル。

- (1) 最小安定ノ断面ニ於ケル壓力中心ガ必ズシモ核心範圍ノ内側ニアル事ヲ必要トシナイガ或一定ノ範圍内ニ入ラナケレバナラス。
- (2) 壓力ノ最大強度ガ其材料ノ安全限度ヲ超過シテハナラス。

先ヅ茲ニ風壓ヲ受ケタル煙突ニ就キテ任意断面 AB 以上ノ部分ヲ考ヘ其轉倒ニ對スル條

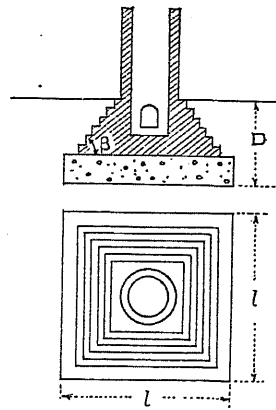


Fig. 719.

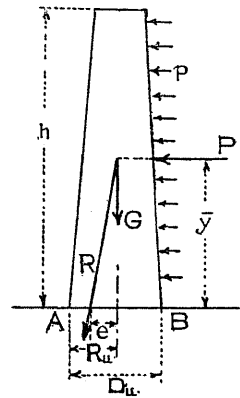


Fig. 720.

件ヲ表ハセバ

$$G \cdot R_u > P \cdot \bar{y}$$

然ルニ $P = npF$ デアル故ニ

$$G \cdot R_u > npF\bar{y} \dots\dots\dots (685)$$

從ツテ煙突ノ壁厚ヲ増シテ重量 G ヲ大ニスルカ側面傾斜ヲ大ニシ R_u ヲ大ニシタナラバ安定度ヲ増ス事ニナル。此式ニ於ケル \bar{y} 即チ其断面ヨリ風壓中心迄ノ距離ハ煙突寸法ヨリ與ヘラレ

$$\bar{y} = \frac{D_u + 2D_o}{D_u + D_o} \cdot \frac{h}{3} = \frac{R_u + 2R_o}{R_u + R_o} \cdot \frac{h}{3}$$

而シテ $F = (R_u + R_o)h$ デアル故ニ

$$F \cdot \bar{y} = (R_u + 2R_o) \frac{h^2}{3}$$

此値ヲ (685) 式ニ挿入スレバ轉倒ニ對スル安定ガ求メラレル。

今一ツノ煙突ガ轉倒ノ極限ニアルタメノ風壓ヲ知ラントスルニハ (685) 式ノ不等號 (>) ノ代リニ等號 (=) ヲ用フレバヨク其場合ノ風壓度ヲ p_o トセバ

$$\begin{aligned} G \cdot R_u &= P \cdot \bar{y} = np_o F \bar{y} \\ &= np_o (R_u + 2R_o) \frac{h^2}{3} \\ \therefore p_o &= \frac{3GR_u}{n(R_u + 2R_o)h^2} \dots\dots\dots (686) \end{aligned}$$

全ク同様ニ震力 (Seismic force) ヲ受クル煉瓦煙突ヲ考ヘンニ Fig. 721 ニ於テ任意断面 AB 以上ノ部分ノ重心ヲ M トシ此點ニ働ク水平震力ヲ $P = kG$ トセバ G ハ煙突ノ自重トナル。從ツテ轉倒ニ對スル安定條件ハ

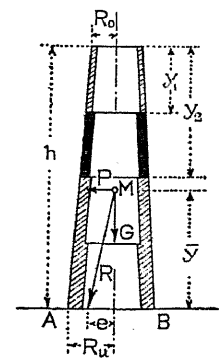


Fig. 721.

$$G \cdot R_u > P \cdot \bar{y} = l G \cdot \bar{y}$$

$$\frac{R_u}{\bar{y}} > l \dots\dots\dots(687)$$

式中 \bar{y} は重心點 M ノ断面 AB ヨリノ高サデア。本式ヲ見ルニ此式ノ中ニハ G ノ項ヲ有シナイ。即チ煙突ノ重量ハ其耐震安定度ニ對シ影響ナキ事ヲ示スモノデアツテ耐震的效果ハ重量ノ多少ニハ無關係デア。コレ風壓ト全ク其趣ヲ異ニスル所以デアツテ安定度ヲ増ス爲メニハ R_u ヲ大ニスルヨリ外致方ナイ。

重心ノ位置 \bar{y} ノ計算ハ次ノ如ク行ハレル。今 Fig. 721 ニ於テ圓形断面ノ煙突ヲ考ヘ同一壁厚ヲ有スル $y_2 - y_1$ ナル部分ヲ採リ其容積ヲ v トセバ

$$v = 2\pi \left\{ R_o + \frac{R_u - R_o}{h} \frac{y_1 + y_2}{2} - \frac{t}{2} \right\} (y_2 - y_1) t \dots\dots\dots(688)$$

此 v ナル容積ノ重心ハ近似的ニ其高サノ中點ニアルモノトスレバ其煙突上端ニ對スル力率ハ明カニ

$$v \left(\frac{y_1 + y_2}{2} \right) = \pi \left\{ R_o + \frac{R_u - R_o}{h} \frac{y_1 + y_2}{2} - \frac{t}{2} \right\} (y_2^2 - y_1^2) t \dots\dots\dots(689)$$

斯クテ AB 断面以上ニアル厚サノ異ナリタル各部分ニ就キテ別々ニ v 及 $v \left(\frac{y_1 + y_2}{2} \right)$ ヲ計算シテ各其總和ヲ求メ之レヲ Σv 及 $\Sigma v \left(\frac{y_1 + y_2}{2} \right) =$ テ表ハセバ最後ニ所要重心點ノ位置ハ

$$\bar{y} = h - \frac{\Sigma v \left(\frac{y_1 + y_2}{2} \right)}{\Sigma v} \dots\dots\dots(690)$$

ニヨツテ求ムル事ガ出來ル。

煉瓦煙突ノ震害ヲ檢スルニ多クハ其基底ニ於テ破損セルニ非ズシテ殆ソド常ニ約高サノ $\frac{2}{3}$ ノ點(下端ヨリ)附近ニ於テ挫折セルヲ見ル。即チ此附近ハ弱點ニ相當スルガ故ニ設計施工ニ當リ

特ニ注意ヲ要スルノデア。ル。

以上ハ圓形断面ノ場合デアツテ若シ煙突ガ方形断面ヲ有スルナラバ

$$v = 8 \left\{ R_o + \frac{R_u - R_o}{h} \frac{y_1 + y_2}{2} - \frac{t}{2} \right\} (y_2 - y_1) t \dots\dots\dots(691)$$

トナリ (689) 式モ同様ニ π ノ代リニ 4 ヲ用ヒテ

$$v \left(\frac{y_1 + y_2}{2} \right) = 4 \left\{ R_o + \frac{R_u - R_o}{h} \frac{y_1 + y_2}{2} - \frac{t}{2} \right\} (y_2^2 - y_1^2) t \dots\dots\dots(692)$$

ヲ得ル。(690) 式ハ其儘正シキ事ハ論ヲ俟タス。

扱 (686) 式及 (687) 式ハ轉倒ニ對スル安定條件デア。ルガ故ニ此何レノ條件式ヲモ満足スルトキ即チ風壓度ガ (687) 式ニ與ヘル p_o ヨリモ小デアリ又震力加速度ガ (687) 式左邊ヨリ計算サル、値ヨリモ小ナル場合ニハ抵抗力率ノ方ガ轉倒力率ヨリ大トナリ P ト G トノ合成力 R ノ作用點ガ其底面ノ内側ニ作用スル事トナル。底面ニ於ケル壓力中心即チ R ノ作用點ガ断面ノ中心カラ偏倚セル距離ヲ e トスレバ C 點ニ對スル力率ノ式ヲ立テ

$$G \cdot e = P \cdot \bar{y} = M$$

$$\therefore e = \frac{M}{G} \dots\dots\dots(693)$$

而シテ其断面形ノ何レノ部分ニモ張力ノ生ジナイタメニハ (693) 式デ計算シタ e ノ値ガ風壓ノ方向ニ測ラレタル核心半徑 (Kernradius) ヨリモ小ナルカ又ハ等シキ事ガ必要デア。ル。然シナガラ前ニモ述べタ通り壓力中心ガ核心範圍内ニ入ル事ハ必ズシモ必要デハナク e ノ値ガモツト大デアツテ極端ニハ断面ノ半分ガ張力ヲ受ケル位ニ e ガ大トナツテモ差支ナイトサレテ居ル。尤モ此時ニハ煉瓦ノ抗張力ヲ無視シ断面ノ半分ニ生ズル抗壓力ノミデ

以テ合成壓力 = 抵抗スルモノトシテ計算サレタル最大壓力ガ材料ノ許容極限ヲ越エナイ事ヲ必要トスルノハ勿論デアル。此 e ノ極限值ニ關シテ「ランキン」氏 (Prof. Rankine) ハ次ノ如ク與ヘテ居ル。

$$\left. \begin{array}{l} \text{圓形断面ノトキ} \quad e < \frac{R_u}{2} \\ \text{方形断面ノトキ} \quad e < \frac{2}{3}R_u \end{array} \right\} \dots\dots\dots(694)$$

式中 R_u = 其断面形ニ於ケル内接圓ノ半徑

尙「ラング」氏 (Prof. Lang) ノ云フ所ニ從ヘバ

$$e < \left(\frac{R_u}{2} + \frac{r_u}{4} \right) = \frac{D_u}{4} + \frac{d_u}{8} \dots\dots\dots(695)$$

式中 R_u 及 r_u = 断面ノ外側輪廓線及内側輪廓線ニ於ケル内接圓ノ半徑

「ラング」氏ノ與ヘタ e ノ極限值ハ断面ノ半分ダケガ應壓力ヲ受ケテ居ル前述ノ場合ト一致シ歐洲大陸ニ於テ一般ニ採用セラレル所デアル。

既ニ Fig. 646 ニ於テ一般的ノ疊積工構造ニ就イテ説明シタ如ク断面ニ生ズル應張力ヲ無視シテ計算スル方法ハ全ク其儘煙突ニ應用シ得ラレルノデアツテ Fig. 722 ニ示ス煙突断面ニ就キ之ヲ應用センニ應力 $\sigma \cdot df$ ノ總和(應張力ヲ無視シ)ガ壓力 G = 等シキタメニハ

$$G = \int \sigma \cdot df \dots\dots\dots(i)$$

又應力 $\sigma \cdot df$ ノ中立軸ニ對スル力率ノ總和ハ G ノ力率ニ等シクナケレバナラヌカラ

$$G \cdot (e + y_n) = \int \sigma \cdot df \cdot x \dots\dots\dots(ii)$$

兩式ノ積分ハ應壓面積ノミニ就イテ行フ。更ニ

$$\sigma = Cx$$

ト置ク事ガ出來ル故ニ (i) 式ニ挿入シテ

$$G = C \int x df.$$

$$\therefore C = \frac{G}{\int x df},$$

$$\therefore \sigma = Cx = \frac{Gx}{\int x df} \dots\dots(iii)$$

(ii) 式ニヨリ

$$e + y_n = \frac{\int Cx^2 df}{G} = \frac{\int x^2 \cdot df}{\int x \cdot df}$$

$$= \frac{I_n}{S_n} \dots\dots(593) \text{式参照}$$

式中 I_n = 中立軸ニ對スル應壓面積ノ

ミノ慣性能率

S_n = 中立軸ニ對スル應壓面積ノ

ミノ靜力率

前ニ「ラング」氏ノ主張スル所トシテ述べタ中立軸ガ断面中心ヲ通り断面ノ半分ダケガ壓力ヲ受ケルト云フ極限ノ状態ハ Fig. 723 ニ示ス如クデアツテ此場合ニハ

$$I_n = \int x^2 \cdot df = \frac{1}{2} I = \frac{1}{2} \frac{\pi(R_u^4 - r_u^4)}{4}$$

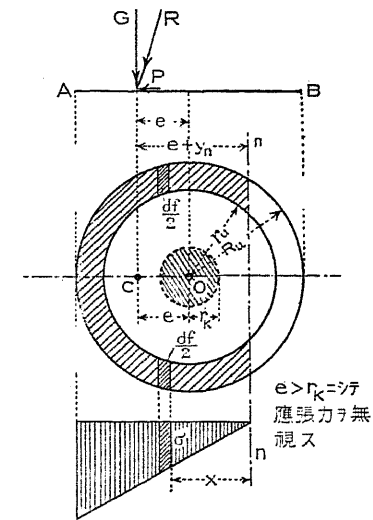


Fig. 722.

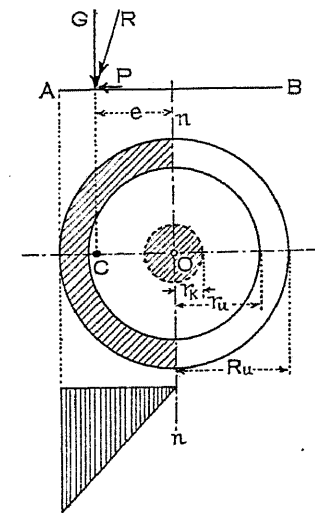


Fig. 723.

$$S_n = \int x \cdot df = \frac{2}{3} (R_u^3 - r_u^3)$$

今此特別ノ場合ニ對シ $e + y_n \equiv m$ ト置ケバ

$$m = \frac{I_n}{S_n} = \frac{3\pi}{16} \frac{1 - \frac{r_u^4}{R_u^4}}{1 - \frac{r_u^3}{R_u^3}} R_u \doteq \frac{R_u}{2} + \frac{r_u}{4}$$

コレ(695)式ニ記載シタ合成力作用點ノ極限ニ對スル「ラング」氏ノ主張デアアル。此場合ノ最大應壓力ノ値ハ (iii) 式カラ

$$\sigma_{max} = \frac{GR_u}{S_n}$$

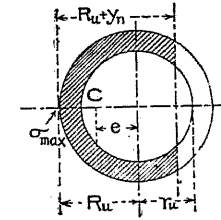
茲ニ求メタ場合ハ極限デアツテ普通ニ起ル場合ハ $e \leq m$ ノ範圍内デアアル。コレトキニハ先ヅ(593)式ニヨリ $e + y_n$ ノ距離ヲ計算シテ中立軸ノ位置ヲ決定シテヨリ (iii) 式ニヨリ其場合ノ最大應力ヲ次式カラ求メル。

$$\sigma_{max} = \frac{G(R_u + y_n)}{S_n} \dots\dots\dots(696)$$

中空圓形斷面ヲ假定シテ「ケック」氏 (Keck) ガ種々ノ壓力中心ニ對スル中立軸ノ位置及最大應壓力ヲ計算シタルモノヲ第四十表及第四十一表ニ示ス。圖示スル如ク R_u 及 r_u ヲ中空圓形ノ外半徑及内半徑、 y_n ヲ中立軸ヨリ中心點迄ノ距離、 e ヲ合成力偏倚距離トシ生ズル最大應壓力ヲ σ_{max} 、壓力 G ヲ總斷面積 $\pi(R_u^2 - r_u^2)$ ニテ割リタル平均應壓力ヲ σ トス。

第四十表

中立軸ノ位置 $\frac{R_u + y_n}{R_u}$



$\frac{r_u}{R_u}$	0.0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.25	2.00						
0.30	1.82						
0.35	1.66	1.89	1.98				
0.40	1.51	1.75	1.84	1.93			
0.45	1.37	1.61	1.71	1.81	1.90		
0.50	1.23	1.46	1.56	1.66	1.78	1.89	2.00
0.55	1.10	1.29	1.39	1.50	1.62	1.74	1.87
0.60	0.97	1.12	1.21	1.32	1.45	1.58	1.71
0.65	0.84	0.94	1.02	1.13	1.25	1.40	1.54
0.70	0.72	0.75	0.82	0.93	1.05	1.20	1.35
0.75	0.59	0.60	0.64	0.72	0.85	0.99	1.15
0.80	0.47	0.47	0.48	0.52	0.61	0.77	0.94
0.85	0.35	0.35	0.35	0.36	0.42	0.55	0.72
0.90	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.32	0.49
0.95	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.25

$\frac{R_u + y_n}{R_u} = 1$ 即チ中立軸ガ斷面中點ヲ通ルトキノ壓力中心							
$\frac{r_u}{R_u}$	0.0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\frac{e}{R_u}$	0.539	0.631	0.654	0.682	0.713	0.743	0.786

第四十一表 最大線維應力 $\frac{\sigma_{max}}{\sigma}$

$\frac{r_u}{R_u}$ $\frac{e}{R_u}$	0.0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.05	1.20	1.16	1.15	1.13	1.12	1.11	1.10
0.10	1.40	1.32	1.29	1.27	1.24	1.22	1.20
0.15	1.60	1.48	1.44	1.40	1.36	1.33	1.30
0.20	1.80	1.64	1.59	1.54	1.49	1.44	1.40
0.25	2.00	1.80	1.73	1.67	1.61	1.55	1.50
0.30	2.23	1.96	1.88	1.81	1.73	1.66	1.60
0.35	2.48	2.12	2.04	1.94	1.85	1.77	1.70
0.40	2.76	2.29	2.20	2.07	1.98	1.88	1.80
0.45	3.11	2.51	2.39	2.23	2.10	1.99	1.90
0.50	3.55	2.80	2.61	2.42	2.26	2.10	2.00
0.55	4.15	3.14	2.89	2.67	2.42	2.26	2.17
0.60	4.96	3.58	3.24	2.92	2.64	2.42	2.26
0.65	6.00	4.34	3.80	3.30	2.92	2.64	2.42
0.70	7.48	5.40	4.65	3.86	3.33	2.95	2.64
0.75	9.93	7.26	5.97	4.81	3.93	3.33	2.89
0.80	13.87	10.05	8.80	6.53	4.93	3.96	3.27
0.85	21.08	15.55	13.32	10.43	7.16	4.50	3.77
0.90	38.25	30.80	25.80	19.85	14.60	7.13	4.71
0.95	96.10	72.20	62.20	50.20	34.60	19.80	6.72
1.00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

[V] 圖式解法

圖式的解法ニヨツテ中立軸ノ位置ヲ求メ更ニ最大壓力ヲ見出す方法ハ其斷面形ガ不規則デアル場合ニ於テ特ニ簡便デアル。其方法ハ既ニ Fig. 649 ニテ説明シタ如ク全斷面ヲ壓力中心 C ト

圖形中心 O トヲ結ブ直徑 AB ニ直角ナ線ニヨツテ細分シ Fig. 724 ①及③ニ示ス如ク其各々ノ面積ヲカト考ヘテ平衡多邊形 A_1UB_1 ヲ作り其始線ノ延長線上ニ壓力中心 C ニ相當スル點 E ヲ求メコノ E ト多邊形上ノ任意點 N トヲ結ブ線 EN ガ多邊形ノ上下ニ圖上影線ヲ施シタ如ク相等シキニツノ面積ヲ作ル様ニ N 點ヲ決定スレバ此 N 點ガ求ムル中立軸ニ相當スル點トナル。何トナレバ此作圖ヨリ

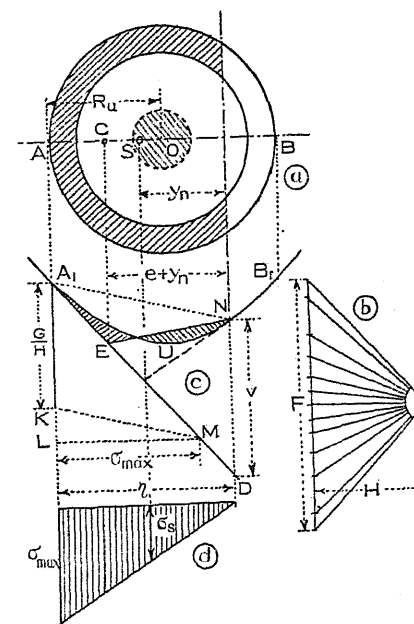


Fig. 724.

$$I_n = 2H \times A_1 UNDA_1$$

$$S_n = H \times ND$$

デアル故ニ

$$e + y_n = \frac{2END}{ND} = \frac{2A_1 UNDA_1}{ND} = \frac{2H \times A_1 UNDA_1}{H \times ND} = \frac{I_n}{S_n}$$

ノ條件ガ満足セラレルカラデアル。

次ニ此圖ニ於テ σ_{max} ヲ求メンニハ A ニ立テタ垂線上ニ

$$A_1K = \frac{G}{H} \quad (G = C \text{ 點ニ作用スル垂直荷重})$$

ニ採リ A_1N ヲ結ンダ線ニ平行ニ K カラ KM ヲ引ケバ M カラ AK 線迄ノ垂直距離 LM ガ σ_{max} デアル。

$$\sigma_{max} = LM$$

何トナレバ應力圖④ = 明カナル如ク

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_s} = \frac{\eta}{y_n}$$

然ル = 壓力中心ノ應力ハ平均壓力 $\sigma_s = \frac{G}{F_n}$ デアル故 =

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_s}{y_n} \eta = \frac{G\eta}{F_n y_n}$$

又 $F_n \cdot y_n = H \times ND =$ 中立軸 = 對スル應壓面積ノ靜力率

$$\therefore \sigma_{max} = \frac{G\eta}{H \cdot ND}$$

$$\frac{\sigma_{max}}{\frac{G}{H}} = \frac{\eta}{ND} \dots\dots\dots (i)$$

然ル = KM || A₁N ナル如ク引イタノデアルカラ $\triangle A_1KM$ ト $\triangle A_1ND$ トハ相似形トナリ

$$\frac{LM}{A_1K} = \frac{LM}{\frac{G}{H}} = \frac{\eta}{ND} \dots\dots\dots (ii)$$

(i) 式ト (ii) 式トヲ比較シテ

$$\sigma_{max} = LM$$

トナル事ヲ知ル。

或ハ又圖式的ニ行ハズ計算ニテ次ノ如クシテモ求メラレル。
即チ「ラング」氏 (Prof. Lang) ノ説ニ從ヘバ前ニ偏倚荷重ヲ受クル墻體ニツイテ説明シタ公式 (585) ニヨリ生ズル壓力及張力ハ

$$\sigma'' = \frac{G}{F} \left(\frac{e}{r_K} + 1 \right) \dots\dots\dots \text{壓力}$$

$$\sigma' = \frac{G}{F} \left(\frac{e}{r_K} - 1 \right) \dots\dots\dots \text{張力}$$

今偏倚距離 e ガ m 即チ $\frac{R_u}{2} + \frac{r_u}{4}$ ヨリモ小ナル場合即チ

$$e < m = \frac{R_u}{2} + \frac{r_u}{4}$$

ノ場合ニハ大約 σ' 及 σ'' ノ絶對値ノ和ニヨリテ應張力ヲ無視シタトキノ最大應壓力ガ求メラレ

$$\sigma_{max} = \sigma'' + \sigma' \text{ (絶對値ニテ)} \dots\dots\dots (697)$$

尙一層精確ニ求メンニハ

$$\sigma_{max} = \sigma'' + \sigma' \left(\frac{e - r_K}{m - r_K} \right)^2 \text{ (絶對値ニテ)} \dots\dots\dots (698)$$

以上ハ煙突軀體 (Chimney shaft) ニ就イテ求メタ所デアルガ基礎底面ニ於テハ此偏倚距離 e ガ是非共 r_K ヨリ小ナルカ又ハ極限ニ於テ等シキ事ヲ必要トスル。

最後ニ許容應力ニ就イテ一言センニ總ジテ煙突ハ短期間ニ作リ上ゲラレ出來レバ直グ高熱ニ曝露サル、構造物デアルカラ許容強度ハ比較的小ニ採ル事ヲ必要トスル。コレニ關シ次式ニテ與ヘラル、數値ハ參考ト爲スニ足ルモノトサレテ居ル。

$$\sigma_{allowed} = 5.0 + 0.15 H \dots\dots\dots (699)$$

式中 $\sigma_{allowed} =$ 許容應壓力 (kg/cm^2)

$H =$ 考慮セル断面以上頂上迄ノ高 (m)

第四十二表ハ (699) 式ニヨル數値デアル。

第四十二表 煙突ニ於ケル許容應壓力

頂上ヨリノ距離 H	0^m (頂上)	20	40	60	80	100	120
許容應壓力 $\sigma_{allowed}$	$5 kg/cm^2$	8	11	14	17	20	23

第九節 鋼製煙突 (Metal Chimney)

鋼製煙突ニハ次ノ二種ガアル。

- I. 自立鋼製煙突 (Self-sustaining metal chimney)
- II. 控線式鋼製煙突 (Guyed metal chimney)

何レモ煉瓦煙突ニ比シテ多クノ特徴アルガ故ニ濃尾震災以後特ニ多ク採用セラル、ニ至ツタノデアアル。其利益トスル所ハ(a)地盤面ヲ占有スル事少ナキ事。

(b)構築及組立ノ容易ニシテ迅速ナル事。(c)等シイ容量ノ煉瓦煙突ヨリ輕イ故ニ地盤ノ弱クシテ支持力ノ小ナル所ニモ採用シ得ラル、事。(d)等シイ容量ナラバ煉瓦煙突ヨリモ太サガ細ク從ツテ風壓ガ少ナクシテヨリ安定ナル事。(e)材料性質上耐震的デアアル事。

[I] 自立鋼製煙突

Fig. 725ニ示ス如ク外側ニ鋼製 (Metal shell) ヲ用ヒ其内側ニ普通ハ堅燒赤煉瓦又ハ耐火煉瓦デ裏附 (Lining) ヲ施スノデアツテ其裏附ハ基底カラ頂上迄全部ニ施サル、事モアリ又下

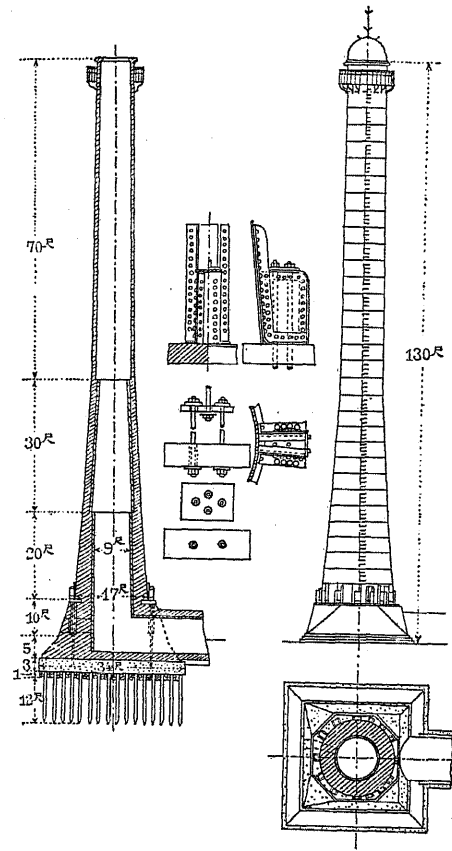


Fig. 725.

ノ方煙道 (Flue) ニ近イ部分ノミニ止メル事モアル。其裏附ノ厚サハ最小 $4\frac{1}{2}$ 即チ $\frac{1}{2}$ 板厚ヨリ薄クナイ様ニシ(頂上ニテ)頂上ヨリ 30-40 尺下ル毎ニ $\frac{1}{2}$ 枚厚宛増加スルノデアアル。斯クノ如ク

ニシテ煙突ノ高徑及裏附ノ厚ガ決定サルレバ輪廓線ガ定マツタ事ニナリ安定度ニ對スル計算ヲ進メ得ルノデアアル。

尙 Fig. 726ニ就イテ

D = 煙突ノ徑

D_b = 鐘狀基底 (Bell-shaped base) 下部ノ直徑

h_b = 鐘狀基底ノ高サ

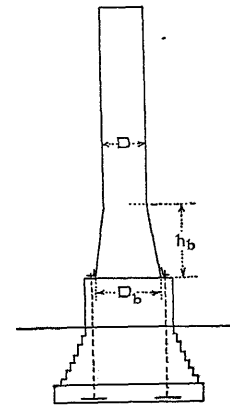


Fig. 726.

トスレバ普通

$$D_b = h_b = 1.5 D \text{ 乃至 } 2.0 D \dots\dots\dots(700)$$

コノ鐘狀部以上ノ鋼製ヲ承臺 (Pedestal) へ取付ケルニハ普通 Fig. 727ニ示ス基版 (Base plate) 又ハ承構 (Bracket) ト鎮定鉚 (Holding down bolt) トヲ併用スル。從ツテ承臺カラ下ノ構造ハ全ク煉瓦煙突ト同ジデアリ承臺カラ上ノ部分ハ鋼製ト煉瓦裏附トノ合成物デアアルガ裏附ハ單ニ熱ニ對スル保護ニ過ギズシテ外力ニ對シテハ鋼製ノミデ抵抗スル様ニ設計スルノガ普通デアアル。而シテ基底ニ於ケル鐘狀部ノ擴ガリヲ無視シ高サ全體ガ同一徑 Dヲ有スルモノト考ヘテ設計セラレルノデアツテ其鋼製ノ厚サヲ計算スルニ當ツテハ構造上一端固定サレ他端自由ナル肱木桁ト考

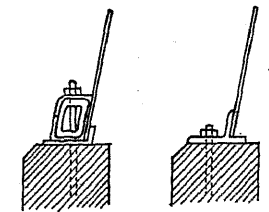


Fig. 727.

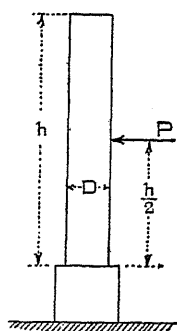


Fig. 728.

へ其桁ガ彎曲應力ニ抵抗スルモノトスル。即チ Fig. 728ニ於テ

$D = \text{外徑}, d = \text{内徑}, t = \text{鋼板厚}$

$M = \text{風壓ニ因ル轉倒力率} = P \cdot \frac{h}{2}$

然ルトキハ

$$P = \frac{2}{3} p D h$$

$$\therefore M = \frac{1}{3} p D h^2$$

コノ彎曲力率ニ抵抗スル鋼板ノ斷面係數ハ

$$\begin{aligned} W &= \frac{\pi}{32} \frac{D^4 - d^4}{D} = \frac{\pi}{32} \left\{ D^3 - \frac{(D-2t)^4}{D} \right\} \\ &= \frac{\pi}{32} \left\{ D^3 - \frac{D^4 - 4D^3(2t) + 6D^2(2t)^2 - 4D(2t)^3 + (2t)^4}{D} \right\} \\ &= \frac{\pi}{32} \left\{ D^3 - \frac{D^4 - 8D^3t + 24D^2t^2 - 32Dt^3 + 16t^4}{D} \right\} \end{aligned}$$

然ルニ $t \ll D$ ニ比シテ極メテ小ナルガ故ニ t^2 以上ノ項ヲ無視シ

$$W = \frac{\pi}{32} \cdot 4D^2 \cdot 2t = \frac{\pi}{4} D^2 t$$

或ハ t^3 以上ノ項ヲ無視シ

$$W = \frac{\pi}{32} (8D^2t - 24Dt^2) = \frac{\pi}{4} Dt(D - 3t)$$

斯クテ極限ニ於テ $M = k_2 W$ ナルガ故ニ

$$\frac{1}{3} p D h^2 = \frac{\pi}{4} D^2 t k_2 \dots\dots\dots(701)$$

或ハヨリ精密ニ

$$\frac{1}{3} p D h^2 = \frac{\pi}{4} Dt(D - 3t) k_2 \dots\dots\dots(702)$$

此何レノ式ヨリモ鋼板厚 t ガ計算セラレ得ル。然シ斯ク求メタ所ノ鋼板厚ハ接合 (Joint) ノ無イモノトシテノ計算デアルカラコ

レヲ接合アルモノトシテノ厚ニ換算シナケレバナラス。又計算上如何ニ薄キ結果ヲ得ルモ $\frac{1''}{4}$ ヲ最小厚トセネバナラス。先ヅ鋼板厚ノ増加ヲ計算スル前ニ鋼板接合ニ經驗上用ヒラレル普通ノ割合ヲ用ヒテ鋼板厚ヲ決定スルノデアアルガ其割合ノ一例トシテ茲ニ第四十三表ニ其普通用ヒラレルモノヲ示ス。

第四十三表 鋼板厚及鋼徑ノ普通割合

鋼板厚	鋼徑	單列襲接ノ鋼距	複列襲接ノ鋼距
$\frac{1''}{4}$	$\frac{1''}{2}$	$1\frac{1''}{2}$	$2\frac{1''}{2}$
$\frac{5''}{16}$	$\frac{5''}{8}$	$1\frac{7''}{8}$	$3\frac{1''}{16}$
$\frac{3''}{8}$	$\frac{3''}{4}$	$2''$	$3\frac{3''}{8}$
$\frac{1''}{2}$	$\frac{13''}{16}$	$2\frac{1''}{4}$	$3\frac{3''}{4}$
$\frac{5''}{8}$	$\frac{15''}{16}$	$2\frac{3''}{4}$	$4\frac{5''}{8}$
$\frac{3''}{4}$	$1\frac{1''}{8}$	$3\frac{1''}{4}$	$5\frac{1''}{2}$

尙綴鋼トシテハ決シテ $\frac{1''}{2}$ 以下ノモノヲ用ヒズ。又繋ギ合ハス鋼厚ヨリ小ナル鋼徑ヲ用ヒナイ。鋼製煙突ニ對シテハ上表ノ單列襲接ガ一般ニ採用セラレル。 Fig. 729

ニ示スガ如シ。

綴鋼接合ノ強度ニ關シテハ第四章第三節ニ説明シタル如ク

- (1) 鋼ノ剪斷 (Shearing of rivet)
- (2) 鋼ノ切斷 (Tearing of plate)

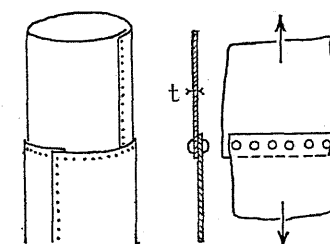


Fig. 729.

ノ二ツヲ考ヘナケレバナラス。而シテ綴結ノ強度ハ鋼徑ト鋼厚トノ割合ニヨツテ相違ハアルガ何レニシテモ接合サレナイ原鋼

(Solid plate) ノ強度ヨリ小デアツテ其能率 (Efficiency) ハ單列襲接ノ場合約 30-55% ニ過ギナイ。從ツテ (701) 式デ計算シタ厚ヲ此百分率デ割ツテ其板ニ接合ノアル場合ニ換算シタ厚ガ求メラレル。此厚キ板ヲ用ヒナケレバ接合點ニ弱點ヲ生ズル事トナルノデア

ル。

例題第七十五 高 105', 外徑 8'9" ナ有スル鋼製煙突ニ於テ板厚及板距ヲ求ム。

(答) 此場合 $h = 105' = 1260'' \quad D = 8'9'' = 105''$

$p = 50 \text{ #/ft}^2 = \frac{50}{144} \text{ #/in}^2$

ト置クトキハ基部断面ニ於ケル外力ニ因ル彎曲力率ハ

$M = \frac{1}{3} p D h^2 = \frac{50 \times 105 \times 1260^2}{3 \times 144}$

内力ニヨル抵抗力率ハ

$W k_t = \frac{\pi}{4} D^2 t k_t = \frac{22 \times 105^2 \times 16000}{7 \times 4} t$

此二式ヲ等シク置キ

$t = \frac{50 \times 105 \times 1260^2 \times 7 \times 4}{3 \times 144 \times 22 \times 105^2 \times 16000} = \frac{35}{264} = 0.1326 \approx \frac{9''}{64}$

今接合ノ強度ノ百分率即チ能率ヲ 40% ト假定スレバ求ムル鋼板厚ハ

$\frac{9}{64} \times \frac{100}{40} = \frac{23}{64} \approx \frac{3''}{8}$

假定シタ能率 40% ノ正シキカ否カヲ檢スルニハ普通ノ例ニ從ヒ第四十三表ニヨリ

板厚 $\frac{3''}{8}$ = 相當シ板徑 $\frac{3''}{4}$, 板距 2''

抗剪強 $\frac{\pi}{4} \times \left(\frac{3}{4}\right)^2 \times 12000 = 5304\text{#}$

抗斷強 $\left(2 - \frac{3}{4}\right) \times \frac{3}{8} \times 16000 = 7500\text{#}$

若シ此鋼板ニ接合ナキモノトスレバ原板ノ強度ハ

$\frac{3}{8} \times 2 \times 16000 = 12000\text{#}$

デアアルガ故ニ原板強度 12000# = 對シ一板距間ノ強度ハ抗剪強 5304# 抗斷

強 7500# ナルガ故ニ此接合ノ能率ハ

綴鉄ニ就イテ $\frac{5304}{12000} = 44\%$

鋼板ニ就イテ $\frac{7500}{12000} = 62.5\%$

即チ 44% ノ能率ヲ有スルニ過ギヌ。即チ綴鉄サレタ $\frac{3''}{8}$ 鋼板ハ綴鉄サレナイモノトシテ $\frac{3''}{8} \times \frac{44}{100} = 0.165''$ ノ厚ニ相當スルヲ見ル。

以上ノ計算ハ基部断面ニ就イテノ計算デアツテ其他ノ断面ニ於テモ同様デアアル。上方ニ至レバ其厚ヲ減ジ得ル管デアツテ今茲ニハ計算ニ從ツテ下方三分ノ一即チ 35' 間ニ於テ $\frac{3''}{8}$, 中央 35' 間ニ於テ $\frac{5''}{16}$, 上方 35' 間ニ於テ $\frac{1''}{4}$ ヲ採用ス。

此例題ニ於テハ接合ニ於ケル強度ノ百分率ハ板徑及板厚ヲ假定シテ計算デ調べタノデアアルガ此百分率ハ又種々ノ標準ニ從ツテ圖表ヲ豫メ作ツテ置キコレヲ用ヒテ求メル事モ出來ル。 Fig. 730 及 Fig. 731 ハ其例デアツテ同圖ハ英國商務局 (Board of Trade) 及「ロイド」會社 (Lloyd) ニテ規定セラレタル次ノ公式カラ計算作圖シタモノデアアル。即チ

接合ニ於ケル綴鉄(單剪)強度ノ百分率 η_1 ハ (Fig. 730 參照)

商務局規定ニテ

$\eta_1 = \frac{F n}{p t} \times \frac{23}{28} \times 100 \dots\dots\dots(703)$

「ロイド」會社規定ニテ

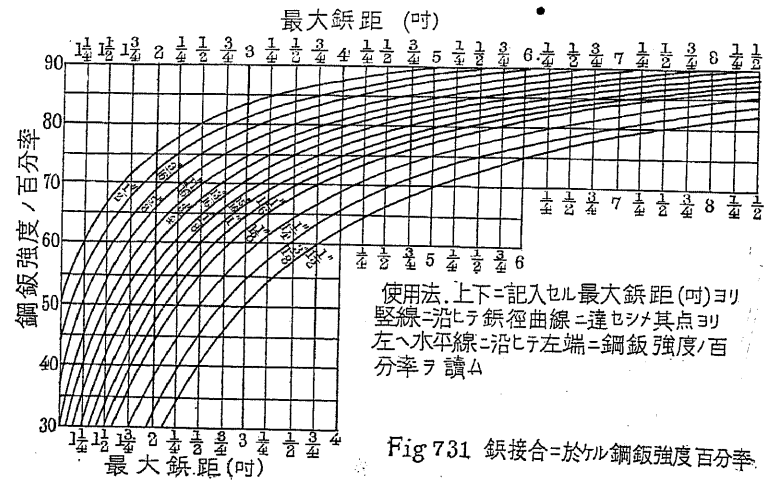
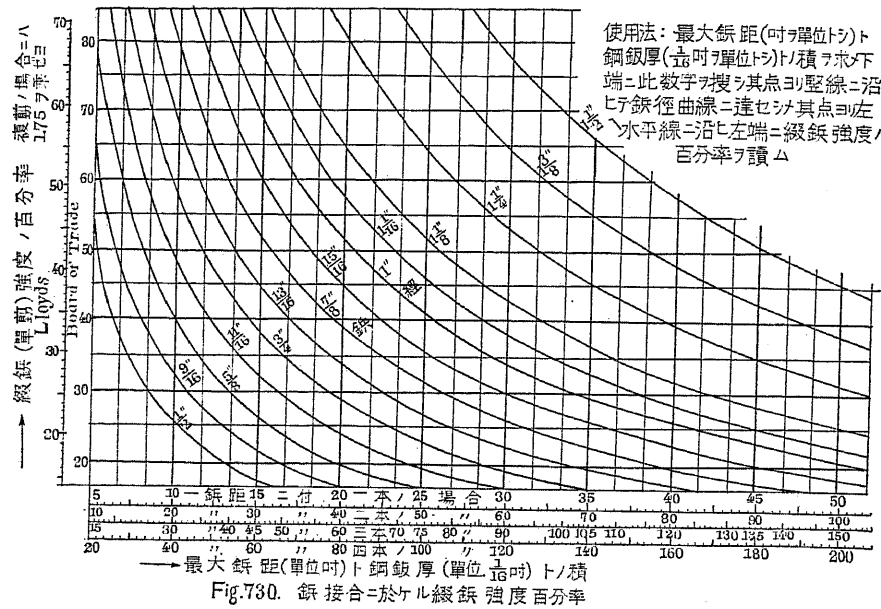
$\eta_1 = \frac{F n}{p t} \times 85 \dots\dots\dots(704)$

接合ニ於ケル鋼板強度ノ百分率 η_2 ハ (Fig. 731 參照)

商務局及「ロイド」會社規定ニテ

$\eta_2 = \frac{p-d}{p} \times 100 \dots\dots\dots(705)$

式中 p = 最大板距 (in), d = 板徑 (in)



$$F = \frac{\pi d^2}{4} = \text{縦鉸斷面積 (in}^2), n = \text{一鉸距間ニアル縦鉸ノ數}$$

$$t = \text{板厚 (in).}$$

複剪ヲ受クル縦鉸強度ノ百分率ハ(703)及(704)式ニテ得タル結果

ニ 1.75 ヲ乘ジテ求メラレル。

上述ノ如クシテ煙突鋼板厚ガ決定サレタ後未ダ考慮ニ加ヘナ
カッタ煙突自重ノ影響ヲ調べテ差支ナキヤ否ヤヲ檢セネバナラ
ヌ。今自重ヲGトセバコレダケノ重量ガ直壓力トシテ作用スル
故ニ彎曲力率ヨリ生ズルモノニコレヲ加ヘ

$$\text{應壓側ノ眞應力 } \sigma'' = \frac{M}{W} + \frac{G}{F} \leq k_0$$

$$\text{應張側ノ眞應力 } \sigma' = \frac{M}{W} - \frac{G}{F} \leq k_2$$

式中 F = 鋼板斷面積。

鎮定 (Anchorage)

煙突ヲ基礎ニ鎮定スルニハ普通鎮定鉸ヲ用ヒル。鎮定鉸ノ計
算ハ煙突ヲ舷木ト考ヘ其基底ニ於テ風側ニ生ズル張力及風下側
ニ生ズル壓力ハ鎮定鉸ガ受持ツト假定スルノデアツテ風ニヨル

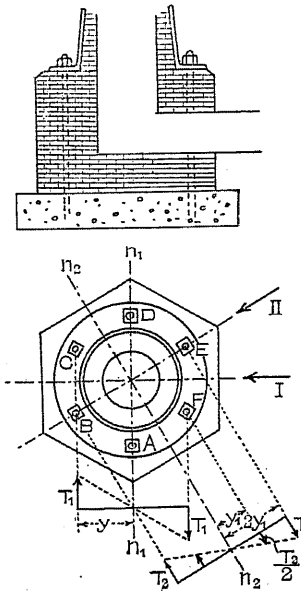


Fig. 732.

轉倒力率ニ對スル抵抗力率ハ鎮定鉸應
力ニヨツテ生ズル力率デアル。此時應
力ノ分布ハ普通 Fig. 732ニ示ス如ク直徑
線ガ中立軸トナリ其一方ガ張力他方ガ
壓力ヲ受ケルト假定スルガ故ニ其直徑
線ノ採リ方ニ從ツテ計算ハ二様ニナル。
Fig. 732ニ於テ今風ノ方向ガIニ向フト
キニハ中立軸ハ $n_1 n_1'$ トナリ同ジクIIノ
方向デアルトキニハ $n_2 n_2'$ トナル。先ヅ
Iノ方向ノ風ニ對シ中立軸ハAD線ト
ナリE, Fノ鉸ニハ應張力B, Cノ鉸ニハ
應壓力ヲ生ジ

$$\text{轉倒力率 } M = \frac{1}{3} pF \frac{h^2}{2}$$

$T_1 = E$ 及 $F =$ 生ズル應張力
 $= B$ 及 $C =$ 生ズル應壓力

$$\therefore \text{抵抗力率 } M = 4T_1y$$

コノ二式ヲ等シク置キ

$$T_1 = \frac{M}{4y} \dots\dots\dots(706)$$

次ニ II ノ方向即 EB 線ノ方向ニ風ガ吹クトキニハ中立軸ハコレニ直角トナリ中立軸カラ D 及 E ニ至ル距離ハ夫々 y_1 及 $2y_1$ トナルガ故ニ應力ハ距離ニ比例シ

$T_2 = B$ 及 $E =$ 於ケル應張應壓力
 $\frac{T_2}{2} = A, C, D$ 及 $F =$ 於ケル應張應壓力

$$M = 2(T_2 \cdot 2y_1) + 4\left(\frac{T_2}{2} \cdot y_1\right) = 6T_2y_1$$

$$\therefore T_2 = \frac{M}{6y_1}$$

然ルニ $\frac{y_1}{y} = \frac{0.500}{0.866} = 0.58$ ナルガ故ニ

$$y_1 = 0.58y$$

$$T_2 = \frac{M}{6y_1} = \frac{M}{3.48y} \dots\dots\dots(707)$$

斯クテ (706) 及 (707) 式ヲ比較シ T_2 ガ T_1 ヨリ大ナルヲ見ル。即チ風ガ鋭著部ノ最大直徑 II ノ方向ニ吹イタトキニ鎮定錐ハヨリ大ナル應力ヲ受ケル事トナル。斯クテ T ノ最大値ヲ發見セバ此値カラ鎮定錐ノ直徑ヲ決定シ得ベク又其鎮定錐ヲ基礎ノ中へ挿入スベキ深サモ決定セラレ其他承構基版等ノ寸法ガ計算セラレル

ノデアアル。

以上鋼製煙突ノ鎮定錐ニ就イテ説明シタ計算方法ハ高置水槽 (Elevated water tank), 燈臺 (Light house) 等ノ柱ニ應用セラレ得ルモノデアツテ然カモ煙突ニ於ケルヨリモ一層實際ニ適合シタ計算方法ト稱シ得ラレル。即チ煙突ガ鎮定錐デ以テ基礎ニ取付ケラレルトキニ此煙突ト基礎トノ間ニ空間ガ存シ應壓力ガ鎮定錐ノミニヨツテ基礎ニ傳ヘラル、ト考フルトキニハ上述ノ方法デヨロシキモ事實ニ於テハ煙突ハ煉瓦工表面ノ或面積上ニ休止シテ居ルノデアアルカラ後述スル鐵筋混凝土煙突ノ場合ノ如ク中立軸カラ風下ノ方ハ煉瓦工ノ應壓力ト鎮定錐ノ應壓力トノ協力ニヨツテ抵抗シ風上ノ方ハ鎮定錐ノ應張力デ抵抗スルト考ヘル方ガ正シイト思ハレル。其詳細ナ解法ニ就イテハ更ニ第十節ニ於テ其詳細ヲ説明スル事トショウ。水槽燈臺等ニ於テハ其鋼脚ノミニヨツテ應壓力并ビニ應張力ニ抵抗スルモノデアアルカラ上述 Fig. 732 ニ假定シタ状態ガ正シク適用セラレルノデアアル。尙水槽燈臺ニ關スル詳細ハ下記書籍ヲ參照セラレタイ。

Foerster :— Eisenkonstruktionen der Ingenieurhochbauten.

尙前述鋼製煙突ノ鋼鈹計算ハ水道用高置水槽及ビ自立水槽 (Stand pipe) ノ鋼鈹ノ計算ニ其儘適用出來ルノデアツテ唯注意スベキ點ハ水槽ノ場合ニハ水密接合 (Water-tight joint) ヲ得ルノ必要上其綴鈹接合ハ前ノ煙突ニ於ケル如ク簡略ニハ出來ナイ。其水頭ニ應ジニ列三列ノ襲接又ハ衝頭接合ヲ用フルノデアツテ其場合ノ普通割合ヲ第四十四表ニ示ス。其第四十三表ト著シク異ナルヲ見ル。

第四十四表 水密接合ニ於ケル綴鉄寸法

接合種類	鉄厚	鉄徑	鉄距	鉄線ノ間隔	鉄線ト鉄端トノ距離	鉄強度ノ百分率	鉄孔仕上	
單列襲接	$\frac{1}{4}$ inch	$\frac{5}{8}$ inch	$1\frac{5}{8}$	1 inch	50	打抜 (punched)	
"	$\frac{5}{16}$	$\frac{5}{8}$	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{8}$			
複列襲接	$\frac{5}{16}$	$\frac{5}{8}$	$2\frac{5}{8}$	$2\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{8}$	60		
"	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{4}$	$2\frac{5}{8}$	$2\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{4}$			
"	$\frac{7}{16}$	$\frac{3}{4}$	$2\frac{3}{4}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{8}$	70		
"	$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$2\frac{7}{8}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{2}$			
複列衝頭接合	$\frac{9}{16}$	$\frac{7}{8}$	$2\frac{7}{8}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{5}{8}$	75		鑽孔 (drilled)
"	$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$	$2\frac{7}{8}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{5}{8}$			
"	$\frac{11}{16}$	1	$2\frac{7}{8}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{3}{4}$			
"	$\frac{3}{4}$	1	3	$2\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$			
"	$\frac{13}{16}$	1	3	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{8}$			
"	$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{8}$	3	$2\frac{1}{2}$	2			
"	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{8}$	3	$2\frac{1}{2}$	2			
三列衝頭接合	1	$1\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{8}$	$2\frac{5}{8}$	$2\frac{1}{8}$			

[II] 控線式鋼製煙突 (Guyed metal chimney)

此煙突ハ最モ簡單デ且ツ安價ニ出來ルモノデアツテ地面ヲ多ク占用シ得ル場合控線 (Stay) ニヨツテ轉倒力率ニ抵抗セシムル構造デアル。 Fig. 733ニ示ス如ク一組又ハ二組ノ控線ヲ山形鋼又ハ鋼帶 (Steel band) デ煙突ノ途中ニ取付ケルノデアツテ一組ノ控線

ハ普通三本又ハ四本ノ鋼索ヨリ成リ煙突ヲ中心トシテ放射的ニ張ラレル。鋼索トシテハ4本又ハ7本燃ノ鋼線ヲ用ヒル。控線式煙突ハ其構造基底ニテ承臺ヘ固定セラレ控線ノ個所ニ支點ヲ有スル肘木桁ト考ヘラレル。

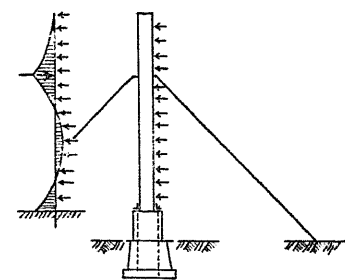


Fig. 733.

控線ノ取附個所ハ普通一組ノ場合ニ

ハ下ヨリ高サノ $\frac{2}{3}$ ノ所ニ又二組ノ場合ニハ更ニ第二ノ分ヲ高サノ $\frac{1}{3}$ ノ所ニ取附ケルト稱セラル、モ其理由トスル所明カナラズ。著者ハ之ヲ理論的ニ取扱ヒ煙突ニ生ズル彎曲力率ガ最小トナル爲メノ條件カラ控線ノ取附個所ヲ計算シ次ノ結果ヲ得タ。

一組ノ場合 (Fig. 734 参照)

$M_C = M_A$ ナル條件ヨリ z ヲ求ムレバ

$z = 0.2899 h$

$M_C = M_A = 0.04202 P h$

$X = 0.6449 P, A = 0.3551 P$

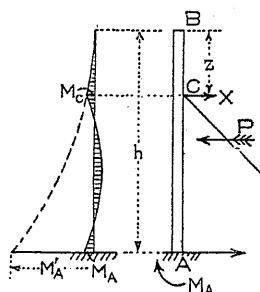


Fig. 734.

但シ控線ナキトキ

ニハ $M_A' = 0.5 P h$

二組ノ場合 (Fig. 735 参照)

$z_1 = 0.16952 h, z_2 = 0.58476 h$

$M_C = M_D = M_A = 0.143685 P h$

$X_1 = 0.37714 P, X_2 = 0.41524 P,$

$A = 0.20762 P.$

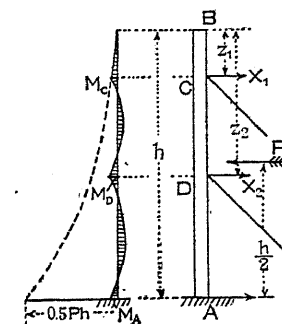


Fig. 735.

計算方法ハ最小働ノ原理ニ據ツタノデアツテ A 點ニテ固定シ C 及 D 點ニテ支ヘタルトキノ支點反力 X ヲ未知數トシテ容易ニ算出サレル。

控線式鋼製煙突ノ其他ノ構造ハ自立煙突ノ場合ト異ナラズ概シテ小徑ノ場合ニ多ク用ヒラレ煉瓦裏附ヲ施サズ煉瓦承臺ヲ少シ高クシ此部分ニヨツテ高熱ニ耐エシムルノデアル。

第十節 鐵筋混凝土煙突

鐵筋混凝土煙突ハ經濟的デアリ且ツ耐震的デアル爲メニ近來多ク採用セラレル。其圖式的算定法ハ前ニ第二節 Fig. 664ニ就イテ一般的ニ説明シタ通りデアツテ自重ト風壓又ハ自重ト震力トノ合成力ガ偏倚荷重トシテ作用スルトキノ鐵筋混凝土柱ノ應力ヲ求ムル算法ニ外ナラナイ。茲ニハ再ビ其説明ヲ反復スルノ煩ヲ避ケ解析的算定法ニ就イテ説明シヤウ。其算法トシテ種々ノ方法アルモ其最モ簡單ナルモノハ「ザリガー」氏 (Saliger) ガ發表シタモノデアツテ鐵筋混凝土ノ中空圓壻ニ豎鐵筋ガ挿入セラレタ場合其混凝土厚ガ圓壻直徑ニ比シテ小デアツテ混凝土及鐵筋ガ平均半徑ノ圓弧上ニ集中サレタモノト假定シ得ルトシテ計算スルノデアル。

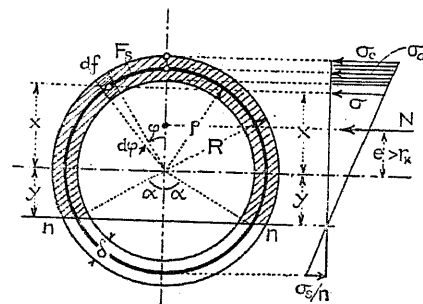


Fig. 736.

Fig. 736ニ於テ混凝土及鐵筋ノ集中シタト假定シタ平均半徑ヲ ρ トシ外力ノ偏倚距離ガ核心半徑ヨリモ大デアツテ即チ $e > r_x$ ナ

ルタメニ茲ニ張力ガ起ル場合其混凝土ニ生ズルモノハ之ヲ無視スルモノトセバ δ ヲ壁厚, dD_c ヲ極微面積 df 上ニ働ク混凝土應力トシテ

$$dD_c = \sigma df = \sigma \cdot \rho \cdot d\varphi \cdot \delta$$

尙應力ハ中立軸カラノ距離ニ正比例スルガ故ニ最大平均應力ヲ σ_a トスレバ

$$\sigma = \sigma_a \frac{x+y}{\rho+y} = \sigma_a \frac{\cos \varphi + \cos \alpha}{1 + \cos \alpha}$$

$$\therefore dD_c = \rho \delta \sigma_a \frac{\cos \varphi + \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} d\varphi$$

混凝土ニ於ケル全壓力ノ和ハ

$$D_c = \frac{2\rho\delta\sigma_a}{1+\cos\alpha} \int_0^{\pi-\alpha} (\cos\varphi + \cos\alpha) d\varphi$$

$$= \frac{\rho\delta\sigma_a}{\cos^2\frac{\alpha}{2}} \left[\sin\alpha + (\pi-\alpha)\cos\alpha \right]$$

同様ニシテ鐵筋ニ於ケル全應力(應張力及應壓力)ノ和ハ

$$D_s - Z_s = \frac{nF_s \cos \alpha}{2 \cos^2 \frac{\alpha}{2}} \sigma_a$$

故ニ外力ノ此断面ヘノ垂直分力 N ハ次ノ關係ニナケレバナラヌ

$$N = D_c + D_s - Z_s \dots\dots\dots (i)$$

次ニ df ナル面積ニ働ク混凝土應壓力ノ重心軸ニ對スル力率ハ

$$dM_c = dD_c \cdot x = \rho \cdot \delta \cdot \sigma_a \frac{\cos \varphi + \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} d\varphi \cdot \rho \cdot \cos \varphi$$

$$M_c = \frac{\rho^2 \delta \sigma_a}{2 \cos^2 \frac{\alpha}{2}} \left[(\pi - \alpha) + \frac{\sin 2\alpha}{2} \right]$$

又鐵筋應力ノ力率ハ

$$M_s = \frac{nF_s \rho \sigma_a}{4 \cos^2 \frac{\alpha}{2}}$$

從ツテ外力ノ重心軸ニ對スル力率ヲ M トセバ

$$M = M_c + M_s \dots\dots\dots(ii)$$

(i) 及 (ii) 式ニ夫々ノ値ヲ挿入シ

$$N = \frac{\sigma_a}{\cos^2 \frac{\alpha}{2}} \left[\rho \delta \left\{ \sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha \right\} + \frac{nF_s \cos \alpha}{2} \right] \dots\dots\dots(iii)$$

$$M = \frac{\sigma_a}{2 \cos^2 \frac{\alpha}{2}} \left[\rho^2 \delta \left\{ (\pi - \alpha) + \frac{\sin 2\alpha}{2} \right\} + \frac{nF_s \rho}{2} \right] \dots\dots\dots(iv)$$

混凝土ノ最大縁維應力ハ其中立軸ヨリノ距離ノ關係カラ

$$\sigma_c = \frac{\frac{R}{\rho} + \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \sigma_a$$

又彎曲ヲ受ケタ後モ斷面ガ平面ヲ保留スル條件カラ

$$\sigma_c = \sigma_a + \frac{\delta}{2} \frac{\sigma_a + \frac{\sigma_s}{n}}{2\rho} = \left[1 + \frac{\delta}{4\rho} \left(1 + \frac{\sigma_s}{n\sigma_a} \right) \right] \sigma_a$$

此二式ヲ等シク置キ整理スレバ

$$\sigma_s = n \tan^2 \frac{\alpha}{2} \sigma_a \equiv [B] \sigma_a \dots\dots\dots(710)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_a}{2\rho} \left[(R + \rho) + \frac{[B]}{n} (R - \rho) \right] \dots\dots\dots(711)$$

今 $\frac{F_s}{F_c} = \frac{F_s}{2\pi\rho\delta} \equiv \mu$, $\frac{M}{N} \equiv e$ ト置ケバ

$$\frac{e}{\rho} = \frac{M}{N\rho} = \frac{1}{2} \frac{\pi - \alpha + \sin \alpha \cos \alpha + \pi n \mu}{\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha + \pi n \mu \cos \alpha} \dots\dots\dots(712)$$

$$N = \frac{\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha + \pi n \mu \cos \alpha}{2\pi \cos^2 \frac{\alpha}{2}} F_c \sigma_a$$

$$\equiv [A] F_c \sigma_a \dots\dots\dots(713)$$

是等ノ結果ヨリ豫メ μ 及 $\frac{e}{\rho}$ ノ種々ノ値ニ對シ [A] 及 [B] ヲ計算シテ表又ハ圖表ニ作ツテ置ケバ是ニヨツテ鐵筋混凝土煙突ノ如キ構造物ノ計算ヲ極メテ簡單ニ行フ事ガ出來ル。

第四十五表ハ上述ノ [A] 及 [B] ノ値ヲ表示シタモノデアル。

第四十五表 [A] $\sigma_a = \frac{N}{[A] F_c}$ = 於ケル [A] ノ値

$\frac{e}{\rho}$	鐵 筋 比 μ									
	0	0.0025	0.005	0.010	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
0.5	0.500	0.519	0.538	0.575	0.613	0.650	0.688
0.6	.444	.461	.480	.515	.550	.584	.618
0.7	.380	.400	.421	.455	.489	.521	.553
0.8	.306	.342	.365	4.02	.437	.470	.500	0.530
0.9	.220	.291	.319	.360	.394	.425	.455	.485
1.0	..	.253	.283	.325	.358	.388	.418	.446
1.1	..	.223	.254	.297	.323	.357	.385	.413	0.438	..
1.2	..	.199	.230	.273	.303	.331	.358	.384	.407	..
1.3	..	.180	.211	.253	.282	.309	.334	.358	.381	..
1.4	..	.163	.195	.235	.264	.290	.313	.336	.358	0.380
1.5	..	.150	.181	.219	.247	.272	.295	.317	.338	.358
1.6	..	.138	.170	.206	.233	.257	.279	.300	.320	.340
1.8151	.184	.209	.231	.251	.270	.289	.307
2.0137	.166	.189	.214	.229	.246	.263	.279
2.2151	.173	.193	.210	.225	.241	.256
2.4160	.178	.195	.209	.223	.236
2.6149	.166	.181	.195	.208	.220

第四十五表 [B] $\sigma_s = [B] \sigma_a =$ 於ケル [B] ノ 値

$\frac{e}{p}$	鐵 筋 比 μ									
	0	0.0025	0.005	0.010	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
0.5	0	0	0	0	0	0	0
0.6	2.5	2.4	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0
0.7	7.1	6.2	5.7	5.1	4.6	4.2	4.0
0.8	17.0	12.0	10.0	8.5	7.3	6.7	6.3	5.9
0.9	44.0	19.0	14.8	11.5	9.9	8.9	8.2	7.7
1.0	∞	26.0	19.6	14.5	12.2	10.9	10.0	9.3
1.1	..	32.0	23.8	17.1	14.3	12.7	11.6	10.7	10.1	..
1.2	..	38.5	27.5	19.5	16.1	14.2	13.0	12.0	11.2	..
1.3	..	45.0	30.9	21.6	17.8	15.6	14.2	13.1	12.3	..
1.4	..	50.	33.8	23.4	19.3	16.9	15.3	14.1	13.3	12.6
1.5	..	54.	36.5	25.0	20.6	18.0	16.3	15.0	14.2	13.4
1.6	..	57.	39.0	26.6	21.8	19.0	17.2	15.8	14.9	14.1
1.8	43.2	29.3	23.7	20.7	18.7	17.2	16.2	15.4
2.0	47.0	31.8	25.4	22.1	20.0	18.4	17.3	16.5
2.2	34.0	26.9	23.3	21.1	19.3	18.2	17.4
2.4	28.2	24.4	22.1	20.2	19.1	18.2
2.6	29.3	25.3	23.0	21.1	19.8	18.9

例題第七十六 Fig. 737 = 示ス 鐵筋混凝土煙突アリ。外徑 14'6" 高 200' = シテ

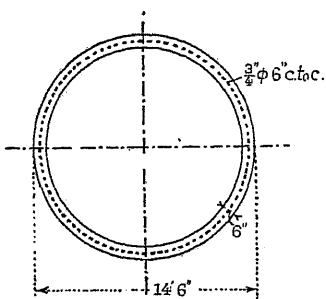


Fig. 737.

水平震力ハ

$$P = 0.05 \times 360 = 18 \text{ tons.}$$

何レモ其作用點ハ高サノ $\frac{1}{2}$ 即チ 100' ナルガ故ニ大ナル方ノ水平力 29 tons
ヲ採リ

壁厚 6", 鐵筋ハ $\frac{3}{4}$ " 丸鐵ヲ中心間隔 6" = 挿入
ス。風壓 30#/sq. 水平震度 0.05 ト假定シテ安
定度ヲ算定セヨ。

(答) 此煙突 = 就イテ

自重 G = 約 360 ton (米噸)

斷面積 $F_c = 3150 \text{ sq. in.}$

鐵筋斷面積 $F_s = \pi \times 14 \times 2 \times 0.4418 = 39 \text{ sq. in.}$

然ルニ風壓ハ

$$P = \frac{2}{3} \times 14.5 \times 200 \times 30 = 29 \text{ tons.}$$

$$M = 29 \times 100 = 2900 \text{ ft.-tons.}$$

更ニ

$$\mu = \frac{39}{3150} = 0.01238$$

$$e = \frac{M}{G} = \frac{2900}{360} = 8.06 \text{ ft.}$$

$$\rho = \frac{1}{2}(14.5 - 0.5) = 7.0 \text{ ft.}$$

$$\frac{e}{\rho} = \frac{8.06}{7.0} = 1.15$$

第四十五表 = ヨリ挿入法ニテ

$$[A] = 0.301, \quad [B] = 15.6$$

ヲ得。故ニ (713) 及 (710) 式ヨリ

$$\sigma_a = \frac{N}{[A] F_c} = \frac{360 \times 2000}{0.301 \times 3150} = 760 \text{ #/sq.}$$

$$\sigma_s = [B] \sigma_a = 15.6 \times 760 = 11856 \text{ #/sq.}$$

更ニ若シ必要アラバ (711) 式ヨリ

$$\sigma_c = \frac{\sigma_a}{2\rho} \left[(R+\rho) + \frac{[B]}{n} (R-\rho) \right] = \frac{760}{2 \times 7.0} \left[14.25 + \frac{15.6}{15} \times 0.25 \right] = 788 \text{ #/sq.}$$

第十一節 堰 堤 (Masonry Dam)

茲ニ水壓ニ作用サル、構造物ノ一例トシテ堰堤ヲ説明スル。

水壓トシテハ靜水壓 (Static pressure) ヲ考ヘルノガ普通デアツテ今

h = 水頭 (Water head)

w_1 = 水ノ單位容積ノ重量 (普通ノ水ニテ $w_1 = 62.5 \text{ lbs/ft}^3 = 1 \text{ ton/m}^3$)

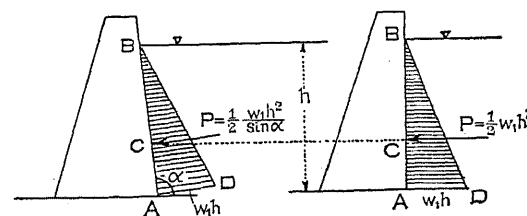


Fig. 738.

トセバ此水頭ニ基因ス
ル壓力 p ハ

$$p = w_1 \cdot h \dots \dots (714)$$

此水壓度ヲ以テアラ
ユル方向ニ等シク作用
スルモノデアツテ其水

壓 = 曝露サレタ面ノ傾斜ニ關セズ常ニ直角ニ作用スル。即チコレヲ圖式的ニ表ハセバ Fig. 738ヲ得ル。而シテ其水壓荷重ノ作用點ハ即チ壓力中心デアツテ

$$AC = \frac{1}{3}AB \dots\dots\dots (715)$$

Cハ水壓合成力ノ作用點デアル。更ニ全水壓 P ノ量ハ

$$P = \int p ds = \frac{1}{2} \frac{w_1 h^2}{\sin \alpha} = \Delta ABD \dots\dots\dots (716)$$

斯クノ如キ水壓ヲ受クル壁即堰堤ガ安全ナリヤ否ヤヲ檢スルニ當ツテハ唯單ニ水側ガ滿水ナル場合ノミニ限ラズ無水ノ場合ノ安定モ共ニ併セ考ヘナケレバナラス。普通堰堤ハ高イ構造物トナルカラ無水ノ場合ニモ其自重ニヨツテ安定ヲ缺ク事ガアリ得ルカラデアル。從ツテ其滿水無水何レノ場合ニモ次ノ條件ガ滿タサレネバナラス。

1. 壓力線ガ断面ノ中央三分ノ一(Middle third)ノ内ニナケレバナラス。(核心範圍内ニアル事ヲ意味ス)
2. 縁端ニ於ケル最大壓力ハ堰堤軀體ニ於テモ又基礎ニ於テモ是非共或定値ヲ超過シナイ事。
3. 任意断面ニ沿ウテノ摩擦又ハ堰堤ト基礎トノ間ノ摩擦ガ滑動ヲ妨碍スルニ充分デアル事。

堰堤断面ノ標準形(Typical form)ハ三角形又ハ梯形デアル。其各々ニ就イテ研究シヨウ。

[I] 直角三角形ノ垂直邊ヲ水側ニ有スル堰堤 (Fig. 739 参照)

今 w_1 = 水ノ單位容積ノ重量

w' = 堰堤單位容積ノ重量 トスレバ

$$P = w_1 \frac{h^2}{2}$$

$$G = w' \frac{th}{2}$$

此水壓 P ト重量 G トノ合成力 R ハ其分力 P, G ト共ニ堰堤断面 ABD ノ重心 S = 働クモノデアル。故ニ此 R ガ基面 AD ノ D カラ $\frac{1}{3}$ ノ所即チ $DC = \frac{1}{3}AD = \frac{1}{3}t$ ナル C 點ニ作用スル爲メニハ R ノ方向ハ BD ナル壁ノ前面ニ平行デナケレバナラス事ヲ知ル。斯クテ壓力中心 C = 對スル外力ノ力率ヲ探レバ

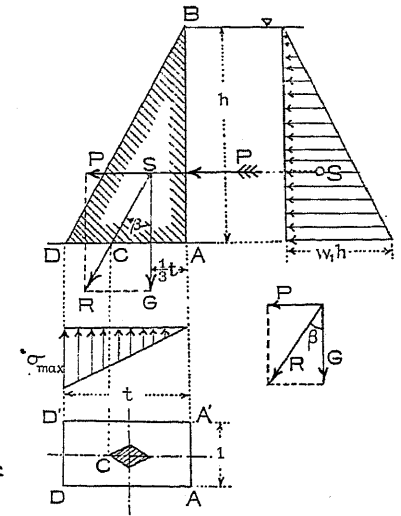


Fig. 739.

$$P \frac{h}{3} = G \frac{t}{3}$$

$$w_1 \frac{h^2}{2} \frac{h}{3} = w' \frac{th}{2} \frac{t}{3}$$

$$\therefore t = h \sqrt{\frac{w_1}{w'}} \dots\dots\dots (717)$$

コレ C ガ中央三分ノ一ニアルタメニ必要ナ壁厚デアル。

次ニ滑動ニ對シ合成力 R ノ傾斜 β ヲ檢センニ

$$\tan \beta = \frac{\frac{1}{2}w_1 h^2}{\frac{1}{2}w' th} = \frac{w_1}{w'} \frac{h}{t}$$

茲ニ (717) 式ノ t ノ値ヲ挿入シ

$$\tan \beta = \sqrt{\frac{w_1}{w'}} \dots\dots\dots (718)$$

尙此場合ノ前端 D = 於ケル最大應壓力度ハ

$$\sigma_{max} = \frac{2G}{F} = \frac{2 \times \frac{1}{2} w' t h}{1 \times t} = w' h \dots\dots\dots(719)$$

[II] 直角三角形ノ斜邊ニ水壓ヲ受クル堰堤 (Fig. 740 参照)

此場合自重 G ハ勿論重心ニ作用スル故ニ其基底面ヲ切ル點ハ DC = $\frac{1}{3}t$ トナル。故ニ合成力ガ此點ヲ通ラナケレバナラヌ爲メニハ水壓 P モ亦此點ヲ通過セネバナラヌ事ヲ知ル。此條件カラ AB ノ傾斜ガ求メラレ

$$\frac{\frac{2}{3}t}{\frac{1}{3}AB} = \frac{AB}{t}$$

$$\frac{t}{AB} = \sqrt{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore \angle BAD = 45^\circ$$

從ツテ

$$t = AD = h \dots\dots\dots(720)$$

此断面ニ於テ合成力ノ傾斜 β ヲ求メシ

$$\tan \beta = \frac{\frac{1}{2} w_1 h^2}{\frac{1}{2} (w' + w_1) t h} = \frac{w_1}{w' + w_1} \frac{h}{t}$$

然ルニ $h = t$ デアル故ニ

$$\tan \beta = \frac{w_1}{w' + w_1} \dots\dots\dots(721)$$

(I) ニ於ケル (718) 式ト比較スルニ若シ $\frac{w_1}{w'} = \frac{1}{2}$ ト置ケバ

$$(721) \text{ 式ニ於ケル } \tan \beta = \frac{\frac{1}{2}}{1 + \frac{1}{2}} = 0.333$$

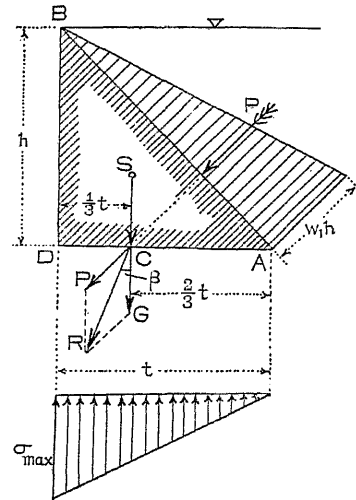


Fig. 740.

$$(718) \text{ 式ニ於テハ } \tan \beta = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0.707$$

故ニ滑動ニ對シテハ斜面ニ水壓ヲ受クル方ガ安全ナル事ヲ知ル。更ニ前端 D ノ壓力ハ

$$\sigma_{max} = \frac{2(w' + w_1) \frac{t h}{2}}{1 \times t} = (w' + w_1) h \dots\dots\dots(722)$$

コレハ明カニ (I) ノ (719) 式ヨリモ大デアル。故ニ壓力ニ對シテハ Fig. 739 ノ断面ノ方ガ安全ナル事ヲ知ル。

此二ツノ断面ノ都合ヨキ點ノミヲ採用シテ一ツノ断面ヲ作レバ兩側ニ傾斜ヲ有スル斜三角形トナル。

[III] 斜三角形堰堤 (Fig. 741 参照)

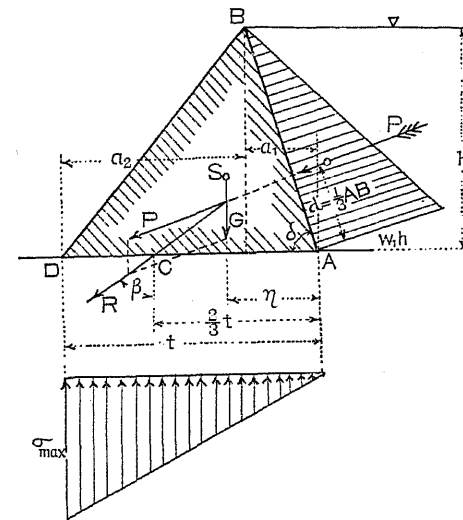


Fig. 741.

合成力ガ底面三分ノ一以内ニ作用スルタメニ必要ナル敷幅 t ヲ求ムルタメニ A ニ對スル力率ノ式ヲ立テ

$$R \cos \beta \cdot \frac{2}{3} t = P \cdot d + G \cdot \eta \dots\dots(i)$$

然ルニ

$$R \cos \beta = P \cos \delta + G$$

$$\text{且ツ } G = \frac{1}{2} w' t h$$

及ビ

$$G \cdot \eta = \frac{w' t h}{2} \left\{ \frac{t}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{t}{2} - a_1 \right) \right\}$$

$$= \frac{w' t h}{2} \left(\frac{t}{3} + \frac{a_1}{3} \right)$$

ナルヲ以テ (i) 式ニ挿入シ

$$\left(P \cos \delta + \frac{w' t h}{2} \right) \frac{2}{3} t = P d + \frac{w' t h}{2} \left(\frac{t}{3} + \frac{a_1}{3} \right)$$

展開シテ t ノ次數ニ從ツテ排列スレバ

$$t^2 + \left(\frac{4P \cos \delta}{w'h} - a_1 \right) t = \frac{6Pd}{w'h} \dots\dots\dots(ii)$$

更ニ

$$\begin{aligned} \frac{4P \cos \delta}{w'h} &= \frac{4}{w'h} \cdot \frac{a_1 h}{2} \cdot w_1 = \frac{2w_1 a_1}{w'} \\ \frac{6Pd}{w'h} &= \frac{6P}{w'h} \left(\frac{1}{3} \sqrt{a_1^2 + h^2} \right) = \left(\frac{6w_1 h}{w'h} \cdot \frac{\sqrt{a_1^2 + h^2}}{2} \right) \left(\frac{1}{3} \sqrt{a_1^2 + h^2} \right) \\ &= \frac{w_1}{w'} (a_1^2 + h^2) \end{aligned}$$

ヲ(ii)式ニ挿入シ

$$t^2 + a_1 \left(\frac{2w_1}{w'} - 1 \right) t = \frac{w_1}{w'} (a_1^2 + h^2) \dots\dots\dots(723)$$

此式ニヨリ背面傾斜及堰堤高ヲ假定スレバ合成力ガ壁底三分ノ一ニ入ルタメニ必要ナル幅 t ガ求メラレル。

次ニ滑動ニ對シ合成力ノ傾斜 β ヲ求メ

$$\tan \beta = \frac{\frac{1}{2} w_1 h^2}{\frac{1}{2} (w'th + w_1 a_1 h)} = \frac{h}{a_1 + \frac{w'}{w_1} t} \dots\dots\dots(724)$$

此式ニヨリテ計算サル、 β ガ 27° ヨリ大ナラザル様即チ $\tan \beta$ ガ 0.5 ヲ超過セザル様ニ設計スル事ヲ必要トスル場合ニハ此條件ヲ挿入シ

$$\begin{aligned} 0.5 &= \frac{h}{a_1 + \frac{w'}{w_1} t} \\ \therefore a_1 &= 2h - \frac{w'}{w_1} t \\ t &= \frac{w_1}{w'} (2h - a_1) \end{aligned} \dots\dots\dots(725)$$

斯クテ適當ニ假定シタ a_1 ニ相當シテ(723)式或ハ(725)式カラ夫々

必要ナル幅 t ガ求メラレル。從ツテ其二ツヲ比較シ大ナル方ヲ採用スレバヨイノデアル。

次ニ前後縁端ニ於ケル應壓力ヲ求メンニハ一般公式

$$\sigma'' = \frac{N}{F} \left(\frac{e}{r_K} + 1 \right) \quad (\text{前面})$$

$$\sigma' = \frac{N}{F} \left(\frac{e}{r_K} - 1 \right) \quad (\text{背面})$$

$$\begin{aligned} \text{ニ於テ} \quad \frac{N}{F} &= \frac{1}{2} \frac{w'th + w_1 a_1 h}{t} \\ r_K &= \frac{1}{6} t \end{aligned}$$

ヲ挿入シ

$$\begin{aligned} \text{前面} \quad \sigma'' &= \frac{1}{2} \left(\frac{w'th + w_1 a_1 h}{t} \right) \left(\frac{6e}{t} + 1 \right) \\ \text{背面} \quad \sigma' &= \frac{1}{2} \left(\frac{w'th + w_1 a_1 h}{t} \right) \left(\frac{6e}{t} - 1 \right) \end{aligned} \dots\dots\dots(726)$$

今若シ $e = \frac{t}{6}$ (核心範圍ノ極限)ナラバ

$$\begin{aligned} \text{前面} \quad \sigma''_{max} &= \frac{w'th + w_1 a_1 h}{t} \\ \text{背面} \quad \sigma'_{min} &= 0 \end{aligned} \dots\dots\dots(727)$$

以上ハ貯水池ノ満水ノミヲ考ヘタノデアルガ無水ノ場合ニ生ズル最大壓力ノ値ヲ求メンニハ(726)式ニ $w_1 = 0$ ト置

キ且ツ $e = \frac{1}{3} \left(\frac{t}{2} - a_1 \right) = \frac{t}{6} - \frac{a_1}{3}$ ヲ挿入セバA點ノ壓力ハ

$$\begin{aligned} \sigma' &= \frac{1}{2} w'h \left\{ 1 + \frac{6}{t} \left(\frac{t}{6} - \frac{a_1}{3} \right) \right\} \\ &= w'h \left(1 - \frac{a_1}{t} \right) \dots\dots\dots(728) \end{aligned}$$

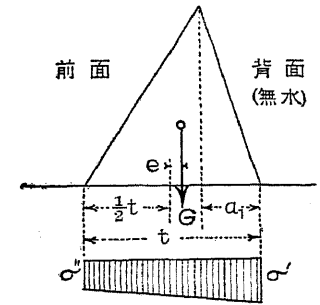


Fig. 742.

若シ堰堤ガ高クナリテ(727)式及(728)式ヲ求メタ値ガ材料ノ許容強度ヲ超過スル場合ニハ其堰堤ノ幅ヲ増加シ大ナル面積ニ重量Gヲ分布セシムル事ニヨツテ其應壓力度ヲ減ズル事ガ必要デアル。此堤幅ヲ擴大スル事ヲ必要トスル堰堤高ハ(727)式又ハ(728)式ノ σ'' 又ハ σ' ノ代リニ材料ノ許容應力ヲ用フレバ求メラレ前面ニ於テ擴大ヲ必要トスル堰堤高ハ

$$h = \frac{\sigma''}{w' + w_1 \frac{a_1}{t}} \dots\dots\dots(729)$$

式中 σ'' = 前面ニ於ケル材料ノ許容抗壓強度
同様に背面ニ於テ堤幅ヲ擴大スルノ必要アル堤高ハ

$$h = \frac{\sigma'}{w'(1 - \frac{a_1}{t})} \dots\dots\dots(730)$$

式中 σ' = 背面ニ於ケル其材料ノ許容強度
而シテ何レノ場合ニモ其高ニ達シテ堤厚即敷幅ヲ擴大スルノ必要アルトキニハ次ニ述ベル方法ヲ計算サレル。

今 x'', x' ヲ前面及背面ニ附スベキ所要擴大幅、 e, e_1 ヲ壓力中心Cガ原断面中點m及擴大断面中點 m_1 カラノ偏倚トスレバ、 σ'' ハ(726)式ヨリ

$$\sigma'' = \frac{N}{t+x''} \left(1 + \frac{6e_1}{t+x''} \right)$$

然ルニ $e_1 = e - \frac{x''}{2}$ ナル故ニ

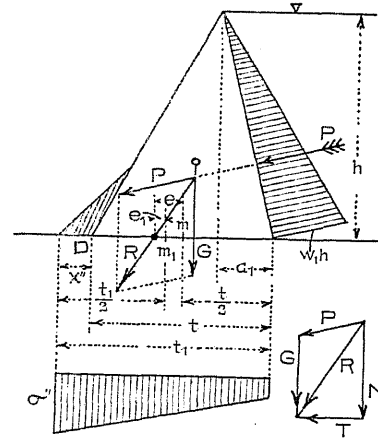


Fig. 743.

$$\sigma'' = \frac{N}{t+x''} \left(1 + \frac{6e-3x''}{t+x''} \right)$$

コレヲ展開シテ

$$x''^2 + 2 \left(t + \frac{N}{\sigma''} \right) x'' = \frac{N}{\sigma''} (t+6e) - t^2$$

$$x'' = - \left(t + \frac{N}{\sigma''} \right) + \sqrt{\left(t + \frac{N}{\sigma''} \right)^2 + \frac{N}{\sigma''} (t+6e) - t^2} \dots\dots(731)$$

更ニ貯水池ガ無水ノ場合ニ對シ(730)式ニ示ス堤高ヲ超過シテ断面ヲ水側(背面)ニ擴大スルノ必要アルトキニハ此擴大幅 x' ハ次ノ如ク決定サレル。即チ

$$N = G = \frac{1}{2} w' t h$$

$$e = \frac{t}{6} - \frac{a_1}{3}$$

ヲ(726)式ニ挿入シテ

$$x' = - \left(t + \frac{N}{\sigma'} \right) + \sqrt{\left(t + \frac{N}{\sigma'} \right)^2 + \frac{N}{\sigma'} (t-a_1) - t^2} \dots\dots\dots(732)$$

[IV] 梯形堰堤 (Fig. 744 参照)

水側Aニ對スル力率ノ關係カラ

$$R \cos \beta \frac{2}{3} t = P d + G \eta \dots\dots\dots(i)$$

然ルニ $R \cos \beta = P \cos \delta + G$ デアリ更ニ

$$G = w' \frac{h}{2} (2t - a_1 - a_2)$$

$$G \cdot \eta = w' \frac{a_1 h}{2} \frac{2}{3} a_1 + w' h (t - a_1 - a_2)$$

$$\left(a_1 + \frac{t - a_1 - a_2}{2} \right) + w' \frac{a_2 t}{2} \left(t - \frac{2}{3} a_2 \right)$$

此値ヲ(i)式ニ挿入シtノ項ニ排列スレバ

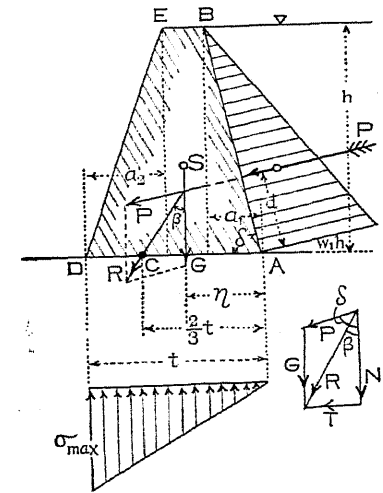


Fig. 744.

$$t^2 + \left(a_2 - 2a_1 + \frac{4P \cos \delta}{w'h} \right) t = a_2^2 - a_1^2 + \frac{2P}{w' \sin \delta} \dots\dots\dots (733)$$

コレハ壓力中心 C ガ堤幅三分ノ一ノ極限ニアルタメノ t デアル。
滑動ニ對シ β ヲ調ベシニ

$$\tan \beta = \frac{P \sin \delta}{P \cos \delta + G} \dots\dots\dots (734)$$

尙滿水ノ時ノ前面壓力ハ (733) 式ガ満足サル、場合即チ N ガ丁度三分ノ一ノ限界ニアルトキニハ

$$\sigma'' = \frac{N}{F} = \frac{2}{t} (P \cos \delta + G) \dots\dots\dots (735)$$

尙生ズル最大壓力ガ材料ノ許容限度ヲ超過シテ前面又ハ背面ニ堤幅ヲ擴大スルノ必要ヲ生ズル如キ堰堤高及斯克ノ如キ場合ニ必要ナル擴大幅ノ計算ノ方法ハ前ニ三角斷面ニ就イテ説明シタト同様ニ行ハレ得ル。茲ニハ其詳細ヲ省略スル。

今若シ此梯形堰堤ノ背面(水側)ガ垂直デアツタナラバ

$$a_1 = 0, \quad \delta = 90^\circ, \quad P = \frac{w_1 h^2}{2}$$

トナリ之レヲ (733) 式ニ挿入シテ

$$t^2 + a_2 t = a_2^2 + \frac{w_1}{w'} h^2 \dots\dots\dots (736)$$

合成力ノ傾斜角 β ハ

$$\tan \beta = \frac{P}{G} = \frac{w_1}{w'} \frac{h}{2t - a_2} \dots\dots\dots (737)$$

最大應力 σ'' ヲ求メシニハ

$$\sigma'' = \frac{2G}{F} = \left(2 - \frac{a_2}{t} \right) w' h \dots\dots\dots (738)$$

全ク同様ニシテ若シ此堰堤前面ノミガ垂直デアツタナラバ

$$a_2 = 0, \quad P = \frac{w_1 h^2}{2 \sin \delta}, \quad a_1 = h \cot \delta$$

ヲ (733) 式ニ挿入シテ t ノ二次式ガ得ラレ

$$t^2 - 2th \left(1 - \frac{w_1}{w'} \right) \cot \delta = h^2 \left(\frac{w_1}{w'} \frac{1}{\sin^2 \delta} - \cot^2 \delta \right)$$

尙 $\frac{1}{\sin^2 \delta} = \frac{1 + \tan^2 \delta}{\tan^2 \delta} = \cot^2 \delta + 1$ ナル故ニ

$$t^2 - 2th \left(1 - \frac{w_1}{w'} \right) \cot \delta = h^2 \left\{ \frac{w_1}{w'} - \cot^2 \delta \left(1 - \frac{w_1}{w'} \right) \right\} \dots\dots\dots (739)$$

更ニ背面モ亦垂直デアツテ矩形斷面ヲ爲ス場合ニハ

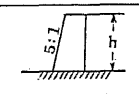
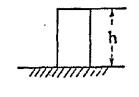
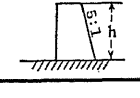
$$\delta = 90^\circ, \quad \cot \delta = 0$$

ト置イテ求メラレ

$$t = h \sqrt{\frac{w_1}{w'}} \dots\dots\dots (740)$$

以上説明シタ三ツノ場合即チ (736) 式, (739) 式及 (740) 式ニテ與ヘラレル斷面ニ就イテ優劣ヲ比較スレバ第四十六表ヲ得ル。同表ハ $\frac{w_1}{w'} = \frac{1}{2}$ ト置イタ場合デアツテ如何ナル斷面ガ最モ不利益ナルカヲ知ル事ガ出來ル。

第四十六表 矩形堰堤ト梯形堰堤トノ比較

堰堤斷面	最大堤幅 t	斷面積 F	合成力ノ傾斜 β	最大應力 σ''
 梯形 背面垂直 前面傾斜 $\frac{a_2}{h} = \frac{1}{5}$	0.635 h	0.535 h ²	25° 2'	1.68 w/h
 矩形 兩面垂直	0.707 h	0.707 h ²	19° 28'	2.00 u/h
 梯形 前面垂直 背面傾斜 $\frac{a_1}{h} = \frac{1}{5}$	0.800 h	0.700 h ²	18° 26'	1.88 u/h

[V] 「ウェグマン」氏算定法 (Wegmann's method)

本法ハ堰堤背面ノ傾斜ヲ無視シ水壓ハ常ニ堰堤ニ對シテ水平ニ作用スルト假定シテ其所要斷面ヲ計算スルノデアツテ堰堤全高ヲ適當ナル高サニ細分シ上端ヨリ始メテ其各々ノ高サニ就テ

必要ナル堰堤幅ヲ算出スル。而シテ其計算ノ順序ハ各断面ニ生ズル應力ノ種類ニ應ジテ之ヲ次ノ五階梯ニ分ツテ便トスル。

- 1°. 満水ノ場合ノ壓力線ガ断面三分一ノ限界ニ達スル高サ迄。
- 2°. 満水ノ場合ニ對スル壓力線ガ断面三分一ニアルテ無水ノ場合ニ對スル壓力線ハ未ダ断面三分一ノ限界ニ達セザル場合。
- 3°. 満水ノ場合及無水ノ場合ニ對スル壓力線ガ何レモ断面三分一ノ限界ニ作用スル場合。
- 4°. 満水ノ場合ニ生ズル最大應壓力ガ許容應力ニ達セル場合。
- 5°. 無水ノ場合ニ生ズル最大應壓力ガ許容應力ニ達セル場合。

此五階梯ニ從ツテ計算式ヲ誘導シ最後ニ計算例ヲ示ス事トセンニ先ヅ Fig. 745ニ就イテ一般的ニ或任意断面ニ於ケル幅 t ハ

$$t = \xi + \eta + \zeta \dots\dots\dots(741)$$

ニテ與ヘラレ得ベク其内 ξ 及 η ハ壓力線ノ位置ヲ表ハス距離デアルガ ζ ノミハ作用スル外力ニ因ル轉倒力率 (Overturning moment) $M = P \cdot h$ カラ容易ニ計算セラレ得ル距離デアツテ

$$\zeta = \frac{P \cdot h}{G} = \frac{M}{G} \dots\dots\dots(742)$$

1°. 堰堤上幅 a ガ與ヘラレテ此幅ヲ有スル矩形断面ニテ安全ナル高サ迄ガ此第一階梯ニ屬スル。即チ此高サノ下端ニ於テハ満水ニ對スル壓力線ガ断面三分一ニ來ルガ故ニ

$$\xi = \frac{a}{3}, \quad \eta = \frac{a}{2}$$

トナリ (741) 式ハ次ノ如クナル

$$a = \frac{a}{3} + \frac{M}{G} + \frac{a}{2}$$

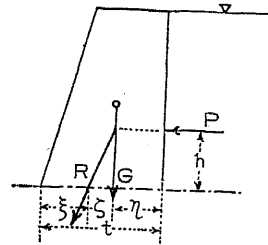


Fig. 745.

今堰堤材料ノ比重ヲ ρ トシ此 ρ ナル比重ヲ有スル材料ノ單位容積重量ヲ荷重ノ單位ニ採レバ水ノ單位容積重量ハ $\frac{1}{\rho}$ トナルガ故ニ

$$M = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{h^3}{6\rho}$$

$$G = ah \text{ (矩形面積 } ah\text{)}$$

此値ヲ上式ニ挿入シテ h ヲ求ムレバ

$$h = a\sqrt{\rho} \dots\dots\dots(743)$$

コノ高サ迄ガ第一階梯ニ屬シ矩形断面ニテ差支ヘナイ。

2°. 満水ノ場合ノ壓力線ガ断面三分一ニアルガ故ニ此階梯ニ於テハ常ニ

$$\xi = \frac{t}{3}$$

トナルベク ζ ヲ計算スルニ必要ナル堰堤重量 G ハ Fig. 747ニ就テ

$$G = g + \frac{t+t_1}{2}d$$

尙背面下端 A 點ニ對スル力率ヲ求ムル事ニヨツテ η ガ求メラレ

$$G\eta = gu + \frac{d}{6}(t^2 + tt_1 + t_1^2)$$

斯クテ求メラレタ ξ, η 及 ζ ノ値ヲ (741)

式ニ挿入シ

$$t = \frac{t}{3} + \frac{M}{g + \frac{t+t_1}{2}d} + \frac{gu + \frac{d}{6}(t^2 + tt_1 + t_1^2)}{g + \frac{t+t_1}{2}d}$$

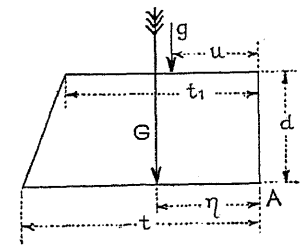


Fig. 747.

M ハ A 點以上ノ水壓ノ A 點ニ對スル力率デアル。此式ヲ t ニ關シテ整理シ

$$t^2 + \left(\frac{4g}{d} + t_1\right)t = \frac{6}{d}(gu + M) + t_1^2 \dots\dots\dots(744)$$

是レヲ解キテ t ヲ得ベク此式ハ η ガ $\frac{t}{3}$ ニ達スル迄ノ範圍ニ於テ適用セラレ得ル。

3°. 堰堤背面无水ノ状態ニ於テ壓力線ガ断面三分一ノ極限ニ達スル場合ニ對シテ

$$\xi = \frac{t}{3}, \quad \eta = \frac{t}{3}$$

ヲ(741)式ニ挿入シ

$$t = \frac{t}{3} + \frac{M}{g + \frac{t+t_1}{2}d} + \frac{t}{3}$$

$$\therefore t^2 + \left(\frac{2\eta}{d} + t_1\right)t = \frac{6M}{d} \dots\dots\dots(745)$$

此第三階梯ニ於テハ壓力線ガ堰堤背面ヨリ三分一ノ點ヲ切ル事ヲ必要トスルガ故ニ堰堤幅ハ背面側ニ突出スル事トナルベク即チ第二階梯迄ニ於テハ垂直デアツタ背面ガ第三階梯ニ及ン

デ最早垂直デハナイノデアル。此突出幅 a_1 ヲ求メンニハ Fig. 748ニ於テ此断面ノ A 點ニ對スル力率式ヲ立テ

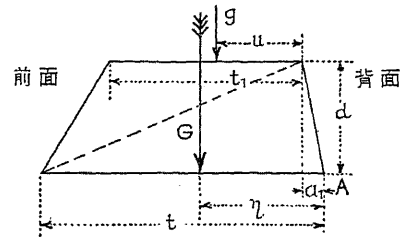


Fig. 748.

$$G\eta = g(u+a_1) + \frac{d}{6}(t+t_1)a_1 + \frac{d}{6}(t+t_1)t + \frac{d}{6}t_1(t_1+a_1)$$

$$\eta = \frac{t}{3}$$

コレヲ解キ a_1 ヲ求ムレバ

$$a_1 = \frac{2g(t-3u) - dt_1^2}{6g + d(t+2t_1)} \dots\dots\dots(746)$$

4°. 壓力線ガ三分一ノ極限ニアル條件ニテ堰堤幅 t ヲ求メタ第二第三ノ階梯ヲ過グレバ遂ニ断面縁維ニ生ズル最大應壓力

ガ其材料ノ許容應力ヲ超過スルニ至ル。其前面ニ於テ超過スル場合ガ第四階梯デアリ背面ニ於テ超過スル場合ガ第五階梯デア

ル。前面縁維應力ハ

$$\begin{aligned} \sigma'' &= \frac{G}{t} + \frac{M \frac{t}{2}}{\frac{1}{12}t^3} = \frac{G}{t} + \frac{G\left(\frac{1}{2}t - \xi\right)\frac{t}{2}}{\frac{1}{12}t^3} \\ &= \frac{2G}{t}\left(2 - \frac{3\xi}{t}\right) \end{aligned}$$

即チ前面縁維應力ガ許容應力 σ'' ヲ超過セザル極限ニ對スル ξ ハ此式カラ求メラレ

$$\xi = \frac{2t}{3} - \frac{\sigma'' t^2}{6G}$$

同時ニ背面壓力線ハ三分一限界點ニアルベキガ故ニ

$$\eta = \frac{t}{3}$$

(741)式ニ是等ノ價ヲ代入シ

$$t = \frac{2t}{3} - \frac{\sigma'' t^2}{6G} + \frac{M}{g + \frac{t+t_1}{2}d} + \frac{t}{3}$$

$$\therefore t^2 = \frac{6M}{\sigma''} \dots\dots\dots(747)$$

此場合ニ對シテ断面ガ背面ニ突出スル幅 a_1 ヲ求ムルニハ矢張(746)式ニ據ルベキデアル。

5°. 愈々背面ニ於テモ許容應力ヲ超過スルニ至レバ

$$\sigma' = \frac{2G}{t}\left(2 - \frac{3\eta}{t}\right)$$

$$\therefore \eta = \frac{2t}{3} - \frac{\sigma' t^2}{6G}$$

更ニ前面ニ於テハ既ニ求メタル如ク

$$\xi = \frac{2t}{3} - \frac{\sigma'' t^2}{6G}$$

從ツテ (741) 式 = 代入シ

$$t = \frac{2t}{3} - \frac{\sigma'' t^2}{6G} + \frac{M}{g + \frac{t+t_1}{2}d} + \frac{2t}{3} - \frac{\sigma' t^2}{6G}$$

書直シテ

$$(\sigma'' + \sigma' - d)t^2 - 2\left(g + \frac{dt_1}{2}\right)t = 6M \dots \dots \dots (748)$$

此場合 = 背面 = 突出スル幅 a_1 ヲ求メシニハ (746) 式ヲ作リタルト同様ノ操作ヲ行ヘバヨイデアツテ此場合 = 對シテハ

$$\eta = \frac{2t}{3} - \frac{\sigma' t^2}{6G}$$

ヲ用ヒ背面下端 = 對スル力率式ヲ立テ、

$$a_1 = \frac{g(4t - 6u) + dt_1(t - t_1) + t^2(d - \sigma')}{6g + d(t + 2t_1)} \dots \dots \dots (749)$$

例題第七十七 高 160ft, 上幅 $a = 16ft$ ノ石造堰堤アリ。其比重 $\rho = 2.40$ トシテ断面形ヲ求ム。但シ許容應力トシテ前面 = 對シ $\sigma'' = 8 \text{ tons/ft}^2$ 背面 = 對シ $\sigma' = 10 \text{ tons/ft}^2$ (1ton = 2000lbs.) ヲ採ルモノトス。

(答) 「ウエグマン」氏解法ヲ用フルモノトシ五ツノ階梯 = 分ツテ計算ヲ進メテ行カウ。

第一階梯 = 屬スル高サハ (743) 式ニ據リ

$$h = a\sqrt{\rho} = 16 \times \sqrt{2.4} = 24.7872$$

從ツテ上端ヨリ 20ft. ノ断面ハ第一階梯 = 屬ス。

$$20 \text{ ft 断面 } t = 16' \quad \eta = \frac{t}{2} = \frac{16}{2} = 8.0000$$

$$M = \frac{h^3}{6\rho} = \frac{20^3}{6 \times 2.4} = 555.555$$

$$G = 20 \times 16 = 320 \quad \text{即} \quad 320 \times \frac{2.4 \times 62.5}{2000} = 24.000 \text{ tons}$$

$$\zeta = \frac{M}{G} = 1.7361 \quad \xi = 8.000 - 1.7361 = 6.2639$$

$$s = \text{轉倒} = \text{對スル安全率} = \frac{t - \eta}{\zeta} = 4.61$$

$$\sigma'' = \frac{G}{t} + \frac{6M}{t^2} = 33.02 \quad \text{即} \quad 2.477 \text{ tons/ft}^2$$

$$\sigma' = \frac{G}{t} = 20 \quad \text{即} \quad 1.500 \text{ tons/ft}^2$$

$$24.7872 \text{ ft 断面 } h = 24.7872, \quad t = 16', \quad \xi = \frac{t}{3} = 5.3333, \quad \eta = \frac{t}{2} = 8.0000$$

$$\zeta = t - \xi - \eta = 2.6667 \quad s = \frac{t - \eta}{\zeta} = 3.00$$

$$G = 24.7872 \times 16 = 396.5952 \quad \text{即} \quad 29.745 \text{ tons}$$

$$\sigma'' = \frac{2G}{t} = \frac{2 \times 29.7446}{16} = 3.719 \text{ tons/ft}^2, \quad \sigma' = \frac{29.7446}{16} = 1.859 \text{ tons/ft}^2$$

第二階梯

40 ft 断面

$$h = 40, \quad d = 15.2123, \quad g = 396.5952, \quad t_1 = 16.0000, \quad u = 8.0000,$$

$$M = \frac{h^3}{6\rho} = 4444.4444$$

$$\frac{4g}{d} + t_1 = 120.2780, \quad \frac{6}{d}(gu + M) + t_1^2 = 3260.212$$

故 = (744) 式 = 挿入スルベ

$$t^2 + 120.2780t - 3260.212 = 0. \quad t = 22.7882.$$

$$G = g + \frac{t+t_1}{2}d = 691.6377 \quad \text{即} \quad 51.875 \text{ tons}$$

$$\zeta = \frac{M}{G} = 6.4259 \quad \eta = \frac{gu + \frac{d}{6}(t^2 + t_1 + t_1^2)}{G} = 8.7663$$

$$\xi = 22.7882 - 6.4259 - 8.7663 = 7.5960 \quad \text{驗: } \xi = \frac{t}{3} = 7.5961$$

$$s = \frac{t - \eta}{\zeta} = 2.18$$

$$\sigma'' = \frac{2G}{t} = 4.553 \text{ tons/ft}^2 \quad \sigma' = \frac{2G}{t} \left(2 - \frac{3\eta}{t}\right) = 3.852 \text{ tons/ft}^2$$

$$60 \text{ ft 断面 } h = 60, \quad d = 20, \quad g = 691.6377, \quad t_1 = 22.7882, \quad u = 8.7663$$

$$M = \frac{h^3}{6\rho} = 15000.0000$$

$$\frac{4g}{d} + t_1 = 161.1157, \quad \frac{6}{d}(gu + M) + t_1^2 = 6838.2332$$

$$\therefore t^2 + 161.1157t - 6838.2332 = 0 \quad t = 34.8902.$$

$$G = g + \frac{t+t_1}{2}d = 1268.4217$$

$$\eta = \frac{gu + \frac{d}{6}(t^2 + t_1 + t_1^2)}{G} = 11.5570$$

然ルニ $\frac{t}{3} = 11.6301$ ナルガ故ニ無水状態ニ於ケル壓力線ハ断面三分一ノ限界外ニ出テ居ル事ヲ知ル。換言スレバ 60ft 断面ハ最早第二階梯ニ屬シテ居ナイノデアツテ次ノ如ク改算スルヲ要ス。

第三階梯

$$60 \text{ ft 断面 } \quad h = 60, \quad d = 20, \quad g = 691.6377, \quad t_1 = 22.7882, \quad u = 8.7663$$

$$M = \frac{h^3}{6\rho} = 15000.0000$$

$$\frac{2g}{d} + t_1 = 91.9520, \quad \frac{6M}{d} = 4500.0000$$

コレヲ (745) 式ニ挿入スレバ

$$t^2 + 91.9520t - 4500.0000 = 0 \quad t = 35.3492$$

$$G = g + \frac{t+t_1}{2} d = 1273.0117 \quad \text{即 } 95.476 \text{ tons}$$

$$\eta = \xi = \frac{t}{3} = 11.7831 \quad \text{驗 } \zeta = \frac{M}{G} = 11.7831 \quad \text{誤差} = 0.$$

$$s = \frac{t-\eta}{\zeta} = 2.00$$

$$\sigma'' = \frac{2G}{t} = 5.402 \text{ tons}/\square', \quad \sigma' = 5.402 \text{ tons}/\square'$$

$$a_1 = \frac{2g(t-3u) - dt_1^2}{6g+d(t+2t_1)} = 0.3678 \text{ ((746) 式ニヨリ)}$$

80 ft 断面 全ク同様ノ計算ノ結果ハ

$$t = 50.1301, \quad G = 2127.8047 \quad \text{即 } 159.585 \text{ tons}$$

$$\eta = \xi = \frac{t}{3} = 16.7100 \quad s = 2.00$$

$$\sigma'' = 6.367 \text{ t}/\square', \quad \sigma' = 6.367, \quad a_1 = 1.5705$$

100 ft 断面

$$t = 63.7723 \quad G = 3266.8287 \quad \text{即 } 245.012 \text{ tons}$$

$$\eta = \xi = 21.2574 \quad s = 2.00$$

$$\sigma'' = 7.668 \text{ t}/\square', \quad \sigma' = 7.668 \text{ t}/\square', \quad a_1 = 0.4858$$

第四階梯

$$120 \text{ ft 断面 } \quad h = 120', \quad d = 20', \quad g = 3266.8287, \quad t_1 = 63.7723, \quad u = 21.2574$$

$$M = 120000.0000$$

$$\sigma'' = 8 \text{ tons}/\square' = 106.6667 \text{ (堰堤材單位容積重量ヲ單位トシテ)}$$

(747) 式ニヨリ

$$t = \sqrt{\frac{6M}{\sigma''}} = 82.1584$$

$$G = g + \frac{t+t_1}{2} d = 4726.1357 \quad \text{即 } 354.461 \text{ t}$$

$$\xi = \frac{2}{3} t - \frac{\sigma'' t^2}{6G} = 29.3817 \quad \eta = \frac{t}{3} = 27.3861$$

$$\zeta = t - \xi - \eta = 25.3906 \quad \text{驗 } \zeta = \frac{M}{G} = 25.3908$$

$$s = \frac{t-\eta}{\zeta} = 2.16$$

$$\sigma'' = 8 \text{ tons}/\square', \quad \sigma' = \frac{2G}{t} = 8.629 \text{ tons}/\square'$$

$$a_1 = \frac{2g(t-3u) - dt_1^2}{6g+d(t+2t_1)} = 1.6302 \text{ ((746) 式ニヨリ)}$$

140 ft 断面 全ク同様ニシテ

$$t = 103.5314, \quad G = 6583.0337 \quad \text{即 } 493.727 \text{ tons}$$

$$\xi = 40.0744, \quad \eta = 34.5105 \quad \zeta = 28.9465 \quad s = 2.19$$

$$\sigma'' = 8 \text{ tons}/\square', \quad \sigma' = 9.529 \text{ tons}/\square', \quad a_1 = 1.9851$$

第五階梯

$$160 \text{ ft 断面 } \quad h = 160', \quad d = 20', \quad g = 6583.0337, \quad t_1 = 103.5314, \quad u = 34.5105$$

$$M = 284444.4444 \quad \sigma'' = 8 \text{ t}/\square' = 106.6667 \quad \sigma' = 10 \text{ t}/\square' = 133.3333$$

$$\sigma'' + \sigma' - d = 220, \quad 2\left(g + \frac{dt_1}{2}\right) = 15236.6954 \quad 6M = 1706666.6667$$

(748) 式ヲ用ヒテ

$$220t^2 - 15236.6954t - 1706666.6667 = 0 \quad t = 129.2662$$

$$G = g + \frac{t+t_1}{2} d = 8911.0097 \quad \text{即 } 668.326 \text{ tons}$$

$$\xi = \frac{2}{3} t - \frac{\sigma'' t^2}{6G} = 52.8411, \quad \eta = \frac{2}{3} t - \frac{\sigma' t^2}{6G} = 44.5070$$

$$\zeta = t - \xi - \eta = 31.9191 \quad \text{驗 } \zeta = \frac{M}{G} = 31.9194$$

$$s = \frac{t-\xi}{\zeta} = 2.39$$

$$a_1 = \frac{g(4t-6u) + dt_1(t-t_1) + t^2(d-\sigma')}{6g+d(t+2t_1)} = 4.3325$$

以上求メタル計算ノ結果ヲ表示スレバ次ノ如クナル。

	h	t	ξ	η	a_1	s	σ''	σ'	G
第一階梯	20.000	16.000	6.264	8.000	0	4.61	2.477	1.500	24.00
	24.787	16.000	5.333	8.000	0	3.00	3.719	1.859	29.74
第二階梯	40.000	22.788	7.596	8.766	0	2.18	4.553	3.852	51.88
第三階梯	60.000	35.349	11.783	11.783	0.368	2.00	5.402	5.402	95.48
	80.000	50.130	16.710	16.710	1.571	2.00	6.387	6.387	159.59
	100.000	63.772	21.257	21.257	0.486	2.00	7.668	7.668	245.01
第四階梯	120.000	82.158	29.382	27.386	1.630	2.16	8.000	8.629	354.46
	140.000	103.531	40.074	34.511	1.985	2.19	8.000	9.529	493.73
第五階梯	160.000	129.266	52.841	44.507	4.333	2.39	8.000	10.000	668.33

Fig. 749 ハ計算ヨリ求メ得タル堰堤断面形ヲ作圖シタルモノデアツテ壓力線及三分一限界線ヲモ記入シテ其關係ヲ明カナラシメタ。同圖上查照断面 (Check profile) ト記シタルハ計算ニ對スル查照ノ目的ニテ (745) 式ヨリ計算シタルモノデアアル。即チ上幅 $a=0$ ノ場合壓力線ガ三分一限界點ニ來ル條件カラ求メラレタ式

$$t = \frac{h}{\sqrt{p}}$$

ヲ用ヒテ算定ス。例ヘバ $h=160ft$ ノ断面ニ對シ

$$t = \frac{160}{\sqrt{2.4}} = 103.2730$$

ヲ得ルガ如シ。

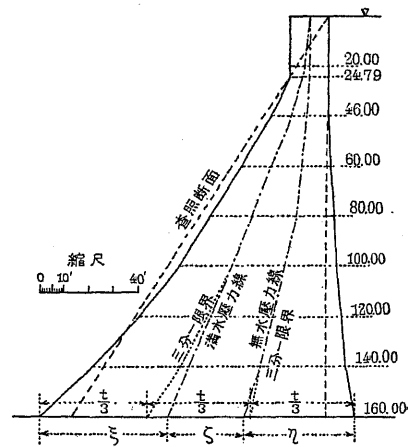


Fig. 749.

[VI] 圖式的解法

以上ノ如キ理論的攻究ニヨツテ多邊形断面トシテ堰堤ノ輪廓ヲ得タナラバコノ外形ヲ最後ニ簡單化シ更ニ堤頂ニ於テモ必要ナル深又ハ高ヲ増加シ斯克テ出來タ形ニ就イテ最後ニ圖式的ニ其安定ヲ檢スル事ガ必要デアアル。即チ満水及無水ノトキニ相當スル各断面ノ合成力ノ位置ヲ求メコレヲ結ンデ壓力線ヲ記入シテ其壓力線ガ堰堤断面ノ中央三分ノ一ニ入ルヤ否ヤヲ檢シ更ニ各断面ニ於ケル壓力ヲ調ブレバ何レノ點ヨリ見テモ安全ナル断面ガ求メ得ラレル。

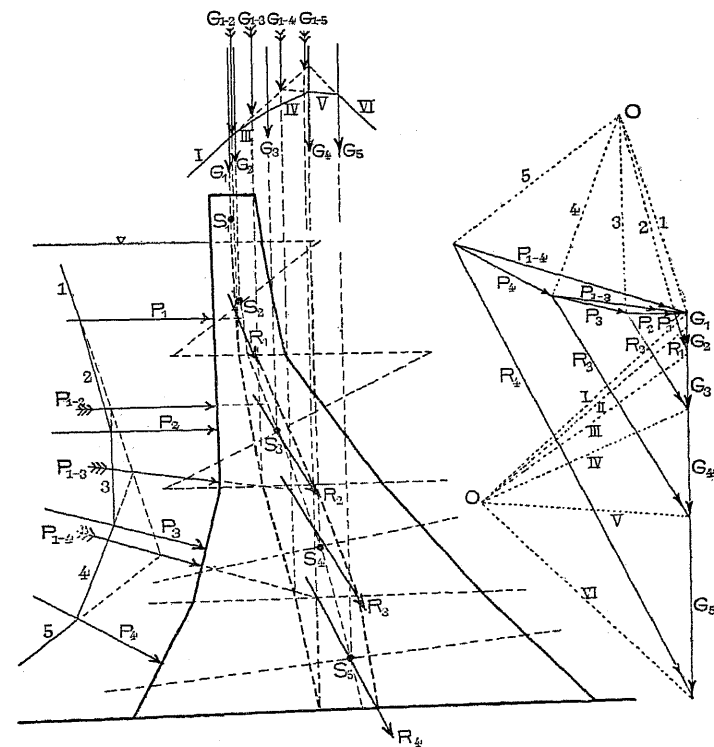
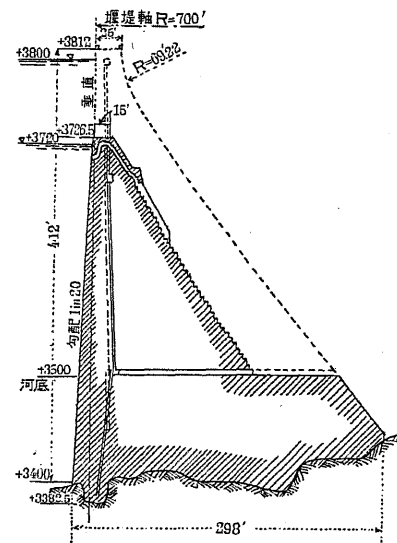


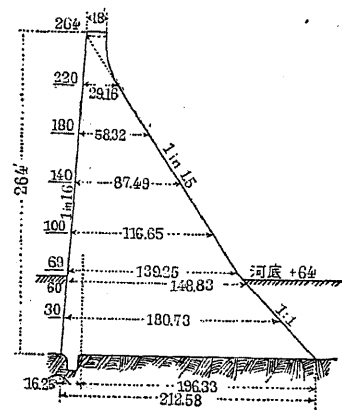
Fig. 750.

Fig. 750ハ圖式的ニ壓力線ヲ記入シタ例デアル。其詳細ナル作圖方法ニ就キテハ茲ニ其説明ヲ略ス。讀者就イテ仔細ニ之ヲ檢セラレタイ。

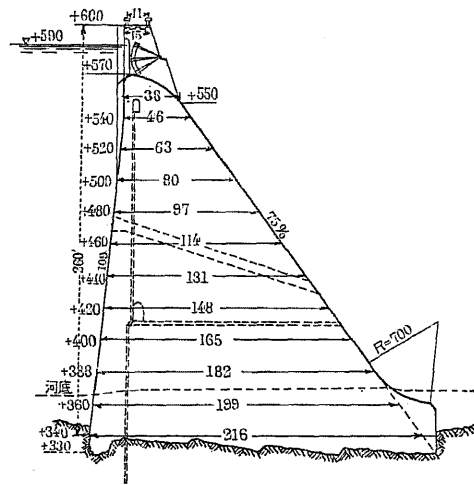
最後ニ最近竣工シタ高キ堰堤ノ二三ノ例ヲ掲ゲテ其普通ノ斷面形ヲ示ス。



Hetch Hetchy Dam (影線部完成)
Fig. 751.



Elephante Butte Dam (1916 完成)
Fig. 752.



庄川水力小牧堰堤 (1929 完成)
Fig. 753.

[VII] 應壓力分布ニ就キテ

堰堤設計ニ於ケル壓力ノ分布ハ以上ノ計算ニ示シタ如ク合成力Rノ垂直分力Nノミヲ採ツテコレガ水平面ニ分布サレルモノト考ヘルノデアツテ一般ニ斯ク採用サレテ居ルノデアルガ合成壓力ハ満水ノ場合必ズ常ニ傾斜シテ作用スルガ故ニ此傾斜ヲ無視スル譯ニハ行カナイ。

一般ニ採用サレル所ニ從ヘバ切線分力ハ滑動ニ對スル抵抗ニヨツテ抵抗サレル故ニ垂直分力ノミガ垂直ニ働クト考ヘレバヨイト云フノデアルガ斯クノ如キ計算ハ嚴格ニ云ヘバ正シクナイ。堰堤ノ任意點ニ於テ作用スル垂直分力ハ之ヲ切線分力ト合成シテ最大主應力ヲ算定シ斯ク求メテ最大壓力ガ其材料ノ強度ヲ超エテハナラナイノデアツテ垂直分力ノミヲ採ツテ考ヘタノデハ最大應力ガ求メ得ラレナイ。此點ニ關シテハ「ランキン」氏(Rankine)モ既ニ着想シテ居ツタノデアルガ其最大應力ヲ計算スル方法ヲ發見スル事能ハズ單ニ其不都合ヲ償フタメニ許容應力ノ値ヲ變ヘテコレヲ加減シ前端ニ於ケル許容應力ハ其後端ニ於ケル應力ヨリモ低ク採ツタノデアル。彼ノ採用シタ値ハ

$$\text{前面ニ對シテハ約 } 7 \text{ tons}/\text{ft}^2 = 109 \#/\text{sq}'' = 7.6 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{背面ニ對シテハ約 } 9 \text{ tons}/\text{ft}^2 = 140 \#/\text{sq}'' = 9.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

斯クノ如キ方法ガ今日迄用ヒラレテ居リ其正シキ割合ニツイテハ精確ナル計算ノ材料ガ無カツタノデアル。「ブーヴィエ」氏(M. Bouvier)ハ或接合面ノ最大壓力ハ合成力ノ傾斜ニヨツテ變化スルガ故ニ其傾斜ヲ考慮ニ入レタ計算方法デナケレバ正シクナイト主張シ其方法トシテ彼ハ Fig. 754ニ圖示スル如ク合成力ヲ分布ス

ルガ正當デアルト主張シテ居ル。即チ同圖ニ就イテ合成力 R ヲ mn ナル接合面ニ分布セズシテ R = 直角 = mn ヲ投射シタ mn'' ナル接合面ニ R 其者が分布スルト考ヘテ取扱フト云フノデアツテ斯クスレバ N ヲ以テ計

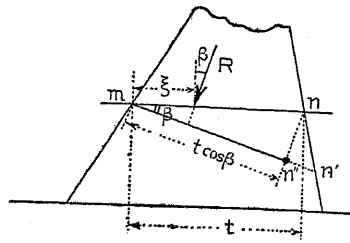


Fig. 754.

算スルヨリモ一層大ナル應力ヲ得ル。此場合 nn''n' ナル部分ハ考ヘニ入レズ又重量 mnn'' ハ之ヲ無視シテ居ル。此計算方法ニヨレバ上掲公式ニ於ケル t ノ代リニ t cos beta ヲ採リ壓力中心ト端トノ距離 xi ノ代リニ xi cos beta ヲ採ツテ取扱フベキデアツテ $\xi \cong \frac{1}{3}t$ ニ對シテ夫々次ノ如ク式示サレ得ル。

$$\left. \begin{aligned} \xi > \frac{1}{3}t \text{ ノトキ } & \sigma''_{max} = \frac{R}{t \cos \beta} \left(1 + \frac{e}{r_k}\right) \\ \xi = \frac{1}{3}t \text{ ノトキ } & \sigma''_{max} = \frac{2R}{t \cos \beta} \\ \xi < \frac{1}{3}t \text{ ノトキ } & \sigma''_{max} = \frac{2R}{3\xi \cos \beta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(750)$$

他ノ正シキ方法トシテ R ヲ垂直分力ト切線分力トニ分解スル事從來ノ如クシ其垂直分力ノ分布ヲ普通方法デ算定シテ最大應力 sigma ヲ求メ更ニ切線分力ガ等布サル、モノトシテ應剪力 tau ヲ算出シ第五章第四節ニ説明シタ所ニ從ヒコノ sigma ト tau トヲ合成シテ其點ノ最大主應力 sigma'_{max} ヲ求メ

$$\sigma'_{max} = \frac{1}{2}\sigma + \frac{1}{2}\sqrt{4\tau^2 + \sigma^2} \dots\dots\dots(81) \text{ 式参照}$$

コノ値ガ制限壓力ヲ超過セザルヤ否ヲ調べルノデアル。此方法ハ煩雜デアアルガヤ、精確ナルモノニ近イ。

第十二節 混凝土ニ於ケル收縮接合

(Contraction joint for Concrete Wall)

混凝土ハ各種構造物ニ應用シテ任意ノ形ニ作ラレ經濟的デアリ且ツ耐火的デアル等利益多キ故ニ廣ク用ヒラレルガ其缺點ハ毛狀龜裂 (Hair crack) ノ現レ易キ事デアル。其豫期セザル點ニ龜裂ノ生ズルヲ避ケンニハ適當ノ間隔ニ收縮接合ヲ作り若シ混凝土ガ硬化シ乾燥スルニ從ツテ容積ガ減小シ龜裂ガ表ハル、場合ニハ其豫期シタ收縮接合ニ於テ生ゼシメ其接合ニ於テハ適當ノ設備ヲナシテ龜裂シテモ差支ナキ様ニ豫メ用意ヲシテ置クノデアル。從ツテ此適當ナル接合點ノ間隔ヲ決定スル事ハ肝要ナル問題トナルノデアル。今日迄多ク此問題ニ就イテ研究サレタルヲ聞カナイ理由ハ其狀態ガ不定デアツテ適當ナ判斷ヲ要スルガ故デアル。茲ニ説明スルモノモ其參考トナル一ツノ材料ヲ供スルニ過ギナイ。

Fig. 755 ニ示ス長 l ナル混凝土壁ガ溫度ノ低下 t° ニヨリ又混凝土ノ硬化乾燥ニヨリ Delta l ナル量ダケ收縮スルモノトセバ

$$\Delta l = l(at + \beta)$$

式中 a = 溫度ニ對スル收縮係數 = 0.00001 (1°C = 付)

beta = 硬化乾燥ニヨル收縮係數 = 0.004

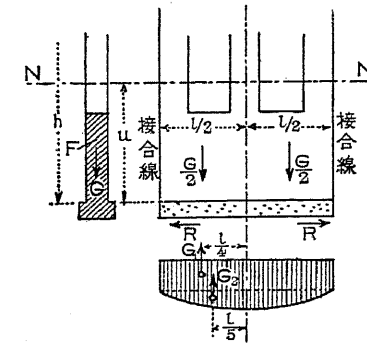


Fig. 755.

先づ第一ノ解法トシテ此溫度變化并ビニ乾燥ノ爲メニ生ズル收縮ハ皆一樣デアアルモノトスル。然ルトキハ空中ニ突出セル部分ハ自由ニ收縮スルモ地面ニ接スル部分ニハ摩擦アル故ニ收縮ニ對スル抵抗ヲ生ズル。今此抵抗ヲRトシ摩擦係數ヲμトセバ

$$R = \mu \cdot \frac{G}{2}$$

更ニ壁ノ垂直斷面ノNN軸ニ對スル慣性能率ヲI、其斷面積ヲFトセバ此偏倚的ニ作用スル摩擦抵抗Rニ因ツテNN軸ニ生ズル彎曲力率Ru及ビ直應力Rハ壁ノ下端ニ最大應張力ヲ起シ

$$\sigma_{\alpha} = \frac{R}{F} + \frac{Ru^2}{I} = \mu \frac{G}{2} \left(\frac{1}{F} + \frac{u^2}{I} \right)$$

尙重量Gノ代リニ壁ノ單位長ニ對スル平均重量ヲwトシG=wlヲ用フレバ混凝土ノ許容應力ヲ超過シナイタメノ長lガ求メラレ

$$l = \frac{2\sigma_{\alpha}}{\mu w \left(\frac{1}{F} + \frac{u^2}{I} \right)} \dots\dots\dots(751)$$

式中 μ ≐ 0.80

$$\sigma_{\alpha} = 10 - 12^{kg/cm^2}$$

他ノ一解法ハ溫度ノ低下并ビニ乾燥ノ影響ガ一樣デナイト假定スルノデアツテ基礎ノ如キハ全ク乾燥スル事ハナク溫度ノ影響モ少キニ反シ空中ニアル部分ハ其影響モ大デアアル筈デアアル。今乾燥ノ程度ガ溫度ノ變化ト同様ニ生ズルモノト看做シ其影響ハ壁頂デ最大壁底デ最小トナルモノトシ其變化ノ有様ガ直線的デアアルモノト假定スル。然ルトキハ壁頂ノ溫度ヲt₁壁底ノ溫度ヲt₂トセバ此溫度影響デ壁ノ收縮接合ガ傾斜スル事恰カモ壁全

體ニ彎曲力率Mヲ受ケタト同様デアアルガ故ニ其接合線ノ爲ス傾斜αハ次式カラ與ヘラレル。

$$\alpha = \frac{Ml}{EI} = \frac{a(t_1 - t_2)l}{h}$$

此式ニテ與ヘラレル彎曲力率Mハ定數デアリ慣性能率Iモ亦不變ト假定スレバ生ズベキ彈性線ハ拋物線トナル事ヲ知ル。從ツテ斯克ノ如キ彎曲ニヨツテ基礎面ハ曲撓シ爲メニ初メハ一樣デアツタ基礎ガ場所ニヨツテ異ナル壓力ヲ受ケル様ニナル。此壓力分布ノ状態ハ Fig. 755 下部ニ記入シタ如ク拋物線ニヨツテ與ヘラレル、モノト考ヘ得ルガ故ニ圖上ニ示シタ如クコレヲ二分シ等布的ナ直線部ト兩端デ零トナル拋物線部トニ分ツトキハ壁ノ左半分ニ就イテ考ヘ

$$G_1 + G_2 = \frac{G}{2}$$

壁ノ中央ニ生ズル彎曲力率ハ

$$M = \frac{G}{2} \frac{l}{4} - G_1 \frac{l}{4} - G_2 \frac{l}{5} = G_2 \frac{l}{20}$$

此彎曲力率ガ壁頂纖維ニ應張力ヲ生ズル事トナリ

$$\sigma_{\alpha} = \frac{M(h-u)}{I} = G_2 \frac{l}{20} \frac{(h-u)}{I}$$

而シテ混凝土ノ許容應張力ヲσ_αトスレバ此式カラ收縮接合ノ間隔ガ求メラレ

$$l = \frac{20 \cdot \sigma_{\alpha} I}{G_2(h-u)} \dots\dots\dots(752)$$

此式ノG₂ガ大キクナレバlハ小トナル。G₂ノ最大值ハG₁=0ノトキ即チ兩端ニ於テ基礎ノ受クル壓力ガ零ノトキデアアル。コレ以上G₂ガ大トナル事ハ壁端ガ上方ヘ持上ゲラル、事デアツテコ

レハ不可能デアルト思ハレル。此時ニハ $G_2 = \frac{G}{2} = \frac{wl}{2}$ トナ
リ前式ハ

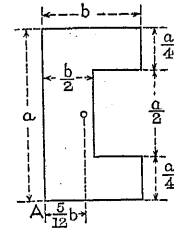
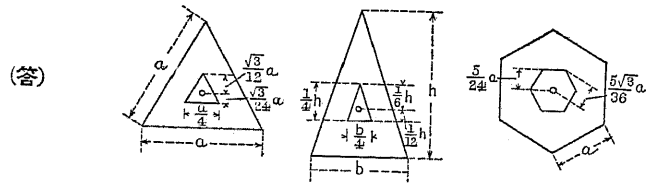
$$l = \sqrt{\frac{40 \sigma_{cz} I}{w(h-u)}} \dots\dots\dots (753)$$

以上ノ考察ヨリ又事實上ノ觀測ヨリ容易ニ認メラレル如ク龜裂ハ壁ノ最モ弱イ所即チ壁断面ノ直線的變化ガ破レル所例ヘバ窓縁等ニ於テ生ズルモノデアルガ故ニ構造上接合断面ハ斯クノ如キ龜裂ノ生ジ易キ所ニ作り龜裂ガ生ジテモ見苦シクナイ様ニ工夫シナケレバナラズ又貯水池ノ如キ構造物デハ水ノ洩ラナイ様ニ設備スル事ニ注意スルコトヲ要スル。コノ接合線ノ間隔ニツイテハ未ダ多クノ實驗ガ發表セラレズ各國ノ規定ニテモ餘リ重要視サレテ居ナイ。獨乙ニテハ普通建築物デハ溫度ノ變化ニ對スル考慮ハ計算ニ入レルニ及バズ一般ニ接合ヲ作ルナラバ 30-40m 間隔ニ配置スベシト云ハル、ニ過ギナイ。奧國規定モ亦若シ構造物設計ニ溫度ノ影響ヲ考ヘナイナラバ最大 20m ノ間隔ニ收縮接合ヲ配置スベシトセラレテ居ルニ過ギナイ。何レニシテモ其精密ナ計算方法ノ存シナイノハ事實デアル。

問題集第十七

(1) 中空圓形断面ノ同性應力範圍ガ内徑圓ト一致スル場合ノ内外徑ノ比ヲ求ム。(答) 0.268

(2) 正三角形, 二等邊三角形及ピ正六邊形断面ニ就イテ同性應力範圍ヲ求ム。

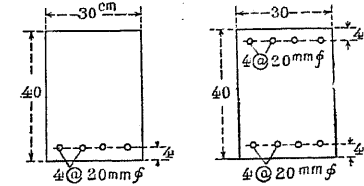


(3) 圖示断面ノ同性應力範圍ヲ求ム。

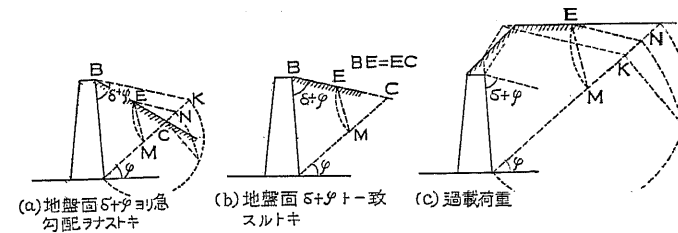
(答) 重心 (A ヨリ右へ $\frac{5}{12}b$, 上へ $\frac{a}{2}$) ヨリ右へ $\frac{11}{60}b$,
左へ $\frac{11}{84}b$, 上下へ $\frac{5}{24}a$ ナ頂點トスル四邊形。

(4) 高 50 cm, 幅 30 cm, 厚 15 cm ノ立方柱アリ。其厚ノ二
等分線ニ沿ヒ柱ノ上端面ニ二個ノ垂直荷重アリテ其
一 P_1 ハ中心ヨリ 4 cm ノ距離ニ他ノ P_2 ハ中心ヨリ他ノ側ニ 6 cm ノ距離ニ作
用ス。柱ノ下端面ニ生ズル應力ハ直線的ニ變化スルモノトシテ其 P_2 ニ近
キ端ニ生ズル線維應力ガ P_1 ニ近キ端ニ生ズルモノ、二倍ナルトキ $P_1:P_2$ ノ
比ヲ求ム。(答) 13:17.

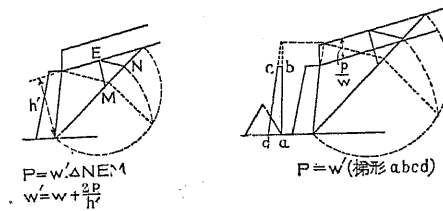
(5) 圖示ノ断面ヲ有スル徑間 3m ノ桁ガ
負ヒ得ル等布荷重ノ總量ト此桁ヲ柱ト
シテ用ヒタルトキ受ケ得ル中心荷重ノ
量トヲ比較セヨ。但シ $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$,
 $\sigma_c = 40, \text{ kg/cm}^2, n = 15$ ト假定ス。



(6) 圖示ノ場合ニ對スル土壓三角形ノ作圖法ヲ求ム。(答) 點線圖示ノ通り



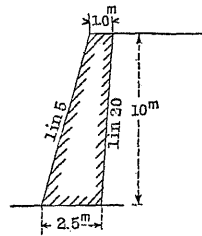
(7) 過載荷重ヲ受クル場合ノ土壓解法ニ次ノ二法アリ。比較セヨ。



(8) 圖示ノ傾斜擁壁ノ安定度ヲ檢セヨ。

(9) 垂直三角擁壁(背面垂直)ノ高 h ト敷幅 t トノ間ニハ次ノ關係アルコトヲ證明セヨ。但シ合成力ハ敷幅中央二分ノ一ヲ通過スルモノトス。

$$\frac{t}{h} = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \frac{w}{w'}}{\frac{1-\sin \phi}{1+\sin \phi}}}$$



(10) 自然勾配ノ過載荷重ヲ有スル垂直壁ニ作用スル土壓ハ土楔論ト共軌壓力論ト同一ノ結果ヲ與フ。

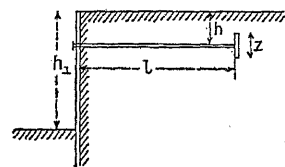
(11) 高 $40ft$, 上幅 $4ft$ ノ擁壁アリ背面垂直ニシテ其上端ヨリ勾配 20° ノ背土ヲ有シ土壤息角ヲ 30° トス。「ランキン」氏法則ニヨリ合成力ガ敷幅中央二分ノ一ニアル爲メノ敷幅ヲ求ム。擁壁自重 144 #/ft^3 , 土壤 110 #/ft^3 トス。

(答) $10.94ft$

(12) 長 $1ft$ ニツキ 6 tons ノ荷重ヲ負フ壁體ニ對スル基礎ガ 1.5 t/ft^2 ノ耐荷力アル場合其基礎深ヲ求ム。土壤息角 35° , 重量 110 #/ft^3 トス。

(答) $2.24ft$

(13) 護岸土留ニ用フル引留材(Land tie)ノ長サ l , 其鎮定版(Anchor plate)ノ高 z , 地盤面ヨリノ平均深 h アリ。護岸高ヲ h_1 トセバ



鎮定版單位幅ニ付最大抑壓力

$$P = \frac{4wzh \sin \phi}{\cos^2 \phi}$$

引留材ノ最小長

$$l = h_1 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + \left(h + \frac{z}{2}\right) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

式中 ϕ = 土壤息角, w = 土壤重量

(14) 高 h ノ壁體地盤上ニ休止スルトキ必要ナル根入深ハ $\frac{w' h k^2}{w - w' k^2}$ ニテ與ヘラル、事ヲ證セヨ。但シ w 及 w' = 土壤及壁體單位重量, $k = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$ 。

(15) 疊積工構造ニ於テ中空柱ハ實柱ニ比シ耐震的ナル理如何。

(16) 内徑 d , 外徑 D ナル煙突ニ對シ水平震度 k ヲ受クルトキコレト等値ナルベキ風壓度 p ヲ求ム。(答) $p = \frac{3}{8} \pi k w \left(D - \frac{d^2}{D}\right)$

(17) 同上煙突ガ水平震度 k , 垂直震度 k_1 ヲ受ケタルトキ基礎ニ張力ヲ生セザル範圍ニ於ケル最大高ヲ求ム。(答) $\frac{1 - k_1}{4k} \left(D + \frac{d^2}{D}\right)$

(18) 徑 $3'0''$ ノ煉瓦柱アリ。高 $1'$ ニツキ 50 # ノ風壓ヲ受ケタルトキ基礎ニ應張力ヲ生セザル範圍ニテ建設シ得ベキ最大高ヲ求ム。但煉瓦柱重量ヲ 125 #/ft^3 トス。(答) $13.25ft$

(19) 前題ノ煉瓦柱ガ水平震度 0.1 ヲ受クレバ如何。(答) $7.50ft$

(20) 石工壁アリ上半部ハ幅 $4ft$, 下半部ハ幅 $6ft$ ニシテ一面ハ垂直ナリトス。

(a) 垂直面ニ水ヲ湛フルトキ (b) 段アル面ニ水ヲ湛フルトキ基礎ニ生ズル應張力ガ $10,000 \text{ lbs/ft}^2$ ヲ超過セザルタメノ壁高ヲ算出セヨ。石工重量ヲ 125 lbs/ft^3 トス。(答) (a) $13.08ft$, (b) $12.20ft$

(21) 水側垂直ニシテ前面段狀ヲ爲ス堰堤ノ第 n 段目ノ層ノ幅 (t) ト高 (d) トハ次式ニテ與ヘラル、

$$dt = \sqrt{4F^2 + 6Fdu + \gamma dh^3} - 2F$$

式中 h = 第 n 段下端面迄ノ水深

F 及 u = 第 $(n-1)$ 段下端面迄ノ總斷面積及自重合成力ガ水側面ヨリノ水平距離

γ = 水ト堰堤材料トノ單位重量比

(22) 前面垂直, 背面ハ傾斜シテ貯水ス。水位堤頂ニアリ。堤重ハ水ノ 2 倍トシ敷幅ハ天幅ノ n 倍トセバ壓力線ガ底面ニテ幅ノ $\frac{1}{6}$ 偏倚セル場合堤高ハ天幅ノ $(n^2+1)^{\frac{1}{2}}$ 倍ナルコトヲ證セヨ。

(23) 堰堤アリ其水側 AC ハ $1 \text{ in } 10$ ノ傾斜ヲ有シ天幅 $AD = 6ft$ ニシテ前面 DEF ハ二ツノ傾斜ヨリ成リ DE ハ $2 \text{ in } 10$, EF ハ $78 \text{ in } 100$ ノ傾斜ヲ有ス。自重 125 lbs/ft^3 許容應壓力 85 lbs/in^2 トシテ AE , EC ノ部分ノ安全高ヲ求ム。

(答) $28.5ft$, $45.7ft$, 總高 $74.2ft$