

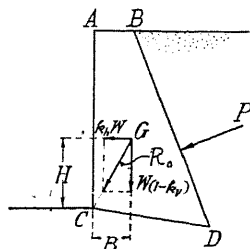
第六章 擁壁及岸壁の耐震

〔24〕 擁 壁

(1) 擁壁の耐震設計方針

〔16〕に詳述せし如く、擁壁に作用する土壓は地震の際著しく増大し、同時に壁體自身にも地震の加速度が作用するを以て、常に比し極めて危険なる状態に置かれる。

第 103 圖



今 G = 壁體重心 H = 重心の高

B = 壁趾 C より重心迄の水平距離

W = 壁體の常時重量

$k_h W$ = 壁體に作用する水平地震力

$(1-k_v)W$ = 壁體の有効重量

とすれば合成力 R_0 の作用線が壁趾に達し、即ち合震度 $k_h / (1-k_v)$ が B/H に達すれば、土壓の作用なき場合と雖も將に廻轉運動を起さんとするを以て、此場合 B/H を以て壁體の比幅と看做す、従て土壓の作用する擁壁の最大耐震力は $K = B/H$ なる合震度より常に小である。又、壁體が滑出に抵抗し得る爲には、底面に於ける摩擦係數 f は合震度 K より大なるを要する。然るに普通の地盤に於ては壁趾の壓力が大なれば沈下を生じて底面傾斜するを以て、轉倒及び滑出の危険は益々大となる。

— 何れにしても擁壁の安定は、地震の鉛直加速度が上向に、水平加速度が外方に向ふ場合に最も危険なるを以て以下の耐震計算には總て此場合のみを考慮する。

尙、壁體の下部が水中に存する時は、水中部の壁體の有効重量は浮力だけ減少するも、地震力は質量に比例するを以て、陸上と變らぬのみならず、水面以下の土壓は息角の低減に依つて一層増大する。

第109圖に示す擁壁に於て地震の際作用する力は

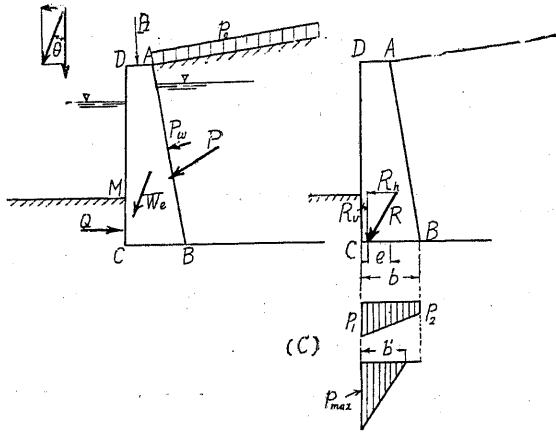
1. 地震時の土圧 P
2. 壁體 $ABCD$ に作用する重量、浮力、地震力等の合成力 W .
3. 擁壁に根入あ

第 109 圖

る場合は、根入の前面に作用する抵抗土壓力 (Passive pressure) Q

4. 擁壁 前後に水位の差ある時はその水位差による水壓 P_w

5. 擁壁直上の荷重 P_1 及これに作用する地震力



等である。今、是等の諸力の合成力を R とし、その垂直及び水平分力を夫々 R_h 及 R_v とする。

合成力 R の作用線が底面の外端 C より外方を通れば擁壁は顛倒の虞れあるのみならず、壁趾に於ける壓力は著大となり極めて危険である。

R の作用線が、底邊 BC の中央 $1/3$ 内に入れば底面の壓力強度 p は次式に依て與へらるゝ (第109圖 e)。

$$p_1 = \frac{R_v}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right), \quad p_2 = \frac{R_v}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \dots (46)$$

茲に b = 底面の幅、 e = 底の中心より R 作用線の交點迄の距離

R 作用線と底邊との交點が、中央 $1/3$ の外に出づれば、壁趾 C に於ける壓力強度は、

[24]

$$p_{max} = \frac{2R_v}{3\left(\frac{1}{2}b - e\right)} \dots (47)$$

此場合支持面として有効なる幅は

$$b' = 3\left(\frac{1}{2}b - e\right) \dots (48)$$

何れにしても最大壓力強度 p_{max} は基礎地盤の單位面積當りの支持力よりも小でなければならぬ。

滑動に對しては $f > R_h / R_v \dots (49)$

なるを要する。茲に f は底面と基礎面との摩擦係數である。

基礎地盤の支持力が不充分にして p_1 によりて沈下を生じ底面が水平に對して θ_1 だけ傾斜する時は

$$(f - \tan\theta_1) > R_h / R_v \dots (50)$$

従て滑動の危険は著しく大となる。

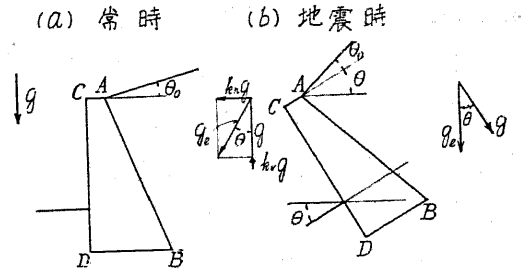
上記の計算の結果、擁壁の安定が不充分なる時は、底土の置換、杭打等に依て基礎の支持力を増し、根入の深を大にして抵抗土壓を増加し、擁壁底幅の増大、或は裏込に息角の大なる土砂を用ひて土壓を低減する等、種々の方法あるが、夫々狀況に應じて最も經濟的なる方法を探らねばならぬ。

地震時擁壁の安定を圖式法 (Graphic) に依て求むるときは、地盤と擁壁とを一體として $\theta = \tan^{-1}K$ た

第 110 圖

け外側に傾け、常時の場合と全く同一に取扱ふて宜しい (第110圖参照)。

従て、地震の場合の安定計算に於て $k_h = 0$, $k_v = 0$ と置けば常時の安定計算となる。



擁壁耐震設計の標準方針としては

(a) 常時 普通の場合 R が底邊の中央 1/3 内に交はる事。

地盤支持力は 4 以上の安全率を有する事。

(b) 地震時 (1) 軟地盤 R の交點は底邊の中央 1/2 内にある事。

地盤支持力は 2 以上の安全率を有する事。

(2) 硬地盤 R の交點は底邊の中央 2/3 内にある事。

地盤支持力は 2 以上の安全率を有する事。

尚、地盤支持力に就て注意すべきは、土砂層深き地盤に於ては、同一の壓力強度に對し沈下量は略載荷面の平方根に比例するを以て、小面積の荷重又は一本の試験杭に依て沈下量を定めたる時は、上記の割合に之を増大して將來の沈下量を推定せねばならぬ。次に工事の性質上支障なき程度の沈下量を定め、之に相當する支持力が上記の安全率を以て、壁底に作用する壓力に抵抗し得る如く設計する。

地震時に於て一般的に安全率を低下せるは、大地震は其の發生の機會極めて稀に而も繼續期間短少なるを以て、基礎沈下の如く極て徐々に進行する作用に對しては恒久的に作用する外力の場合に比し、相當低下するも危險なしと考ふるが故である。

(2) 重力擁壁の耐震性

載荷力充分なる地盤上に於ては、常時 Middle third の條件を満足する如く設計されたる重力擁壁の耐震力は、その断面形に依て著しく異なる。次に前面傾斜し背面鉛直なる梯形断面(第 111 圖)と、前面鉛直にして背面傾斜せる梯形断面(第 113 圖)とに就て耐震力を比較するが、便宜上地震時に於て擁壁に作用する合成力線が前趾 D を通過する時の合震度 K の大きさを以て耐震力を代表せしむる。

(a) 常時に於ける断面

先づ兩断面形に於て常時土壓に對し Middle third の條件を満足する爲めに必

要なる頂幅と前面傾斜 m 又は背面傾斜 n との關係を求むる。

(1) 前面傾斜、背面鉛直なる断面(第 111 圖)

土壓 P と壁體自重 W との合力線が Middle third

の外端 B' を通過する爲めの條件を求むるに、

H = 擁壁の高, b_0 = 頂幅

$c = b_0/H$, $n_1 = AD$ 線の勾配 $c+m$

α = 土壓力の水平に對する傾角

$$\gamma = \frac{\text{壁體の比重}}{\text{裏込土の比重}} = \frac{w_1}{w}$$

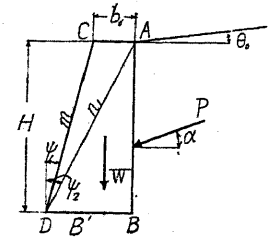
と置けば

$$\gamma(n_1^2 - m^2 + mn_1) = C(\cos\alpha - 2n_1\sin\alpha)$$

$$\therefore \gamma(c^2 + 3cm + m^2) = C[\cos\alpha - 2(c+m)\sin\alpha]$$

上式より m を求むれば

第 111 圖

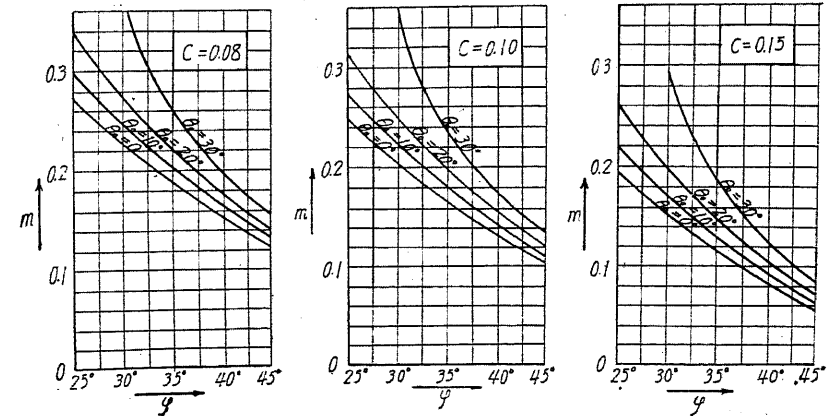
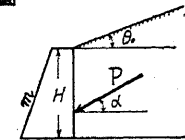


第 112 圖

m の値

$$\gamma = \frac{w_1}{w} = 1.5$$

$$c = \frac{b_0}{H}$$



$$m = \frac{1}{2r} \sqrt{(3c\gamma + 2C\sin\alpha)^2 + 4\gamma(C\cos\alpha - 2cC\sin\alpha - c^2\gamma)} - \frac{3}{2}c - \frac{1}{r}C\sin\alpha \dots\dots(51)$$

依て(28)式の Coulomb 土圧公式を用ひ

$$r = w_1/w = 2.4/1.6 = 1.5, \alpha = \delta = \varphi \text{ とし}$$

$$\varphi = 25^\circ \sim 45^\circ, \theta_0 = 0^\circ \sim 30^\circ, c = 0.08, 0.1 \text{ 及び } 0.15$$

の諸場合に對する m の値を計算し、第112圖に曲線を以て示せるを以て、夫等に依り直ちに擁壁の寸法を定むる事を得る。

(2) 前面鉛直、背面傾斜せる断面(第113圖)

常時 Middle third の條件を満足する爲めの條件式は、

$$n = \text{背面の勾配, 其他の記號は(1)の場合に同じ}$$

$$rn_1^2 = C(\cos\alpha - n\sin\alpha - 2n_1\sin\alpha)$$

$$\therefore c = \sqrt{\frac{1}{r}C(\cos\alpha - n\sin\alpha - 2c\sin\alpha)} \dots\dots(52)$$

依て Coulomb 土圧公式(28)を用ひ

$$r = w_1/w = 1.5, \alpha = \delta + \psi = \varphi + \psi \text{ とし}$$

$$\varphi = 25^\circ \sim 45^\circ, \theta_0 = 0^\circ \sim 30^\circ,$$

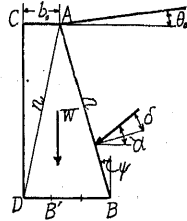
$c = 0.08, 0.1$ 及び 0.15 の諸場合に對し n の値を第114圖に示す。但し n は $0^\circ < \theta_0 < 30^\circ$ の範圍に於ては θ_0 には殆んど無關係なるを以て圖には $\theta_0 = 0$ の場合の値のみを示す。

上記の(1)(2)二断面形を比較するに常時安定のみを考ふる時は(1)即ち前面傾斜する形は(2)に比し著しく經濟的である。

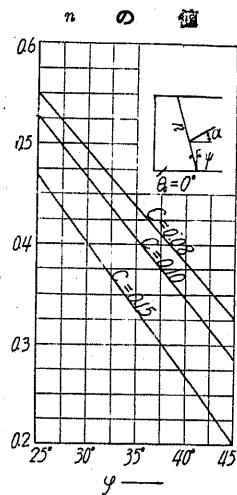
$$H = 10 \text{ m}, c = \frac{b_0}{H} = 0.08, \varphi = 30^\circ, \theta = 0^\circ$$

の時は $m = 0.225, n = 0.49$

第113圖



第114圖



にして兩者の斷面積は夫々

$$A_1 = 19.25 \text{ m}^2, A_2 = 33.0 \text{ m}^2$$

(1)の斷面積は(2)の2/3以下である。

(b)耐震力の比較

上記の(1)(2)二種の断面に於て、合力線が正に前趾を過ぐる時の震度 k_n の大きさに依つて耐震力の最高限を比較する。

(1) 前面傾斜、背面鉛直の梯形断面(第116圖)

地震時の土壓 P 、壁體に作用する自重、地震力等の合成力線が前趾 D を過ぐる爲めの條件式は、

$$C[\cos\alpha - 3(m+c)\sin\alpha] + r k(m+3c) = r(2m^2 + 6cm + 3c^2) \dots\dots(53)$$

今 Coulomb 土圧公式を用ひ地震時の壁背面摩擦角を $\varphi/2$ 即ち土の息角の $1/2$ と假定し、

$$r = 1.5, \alpha = \delta = \frac{1}{2}\varphi$$

$$\varphi = 25^\circ \sim 45^\circ, \theta_0 = 0^\circ \sim 30^\circ, c = 0.1$$

等の場合、前面傾斜 m と震度 k との關係を計算し第118圖に實線の曲線群を以て之を示す。茲に φ は裏込土砂の摩擦角である。

(2) 前面鉛直、背面傾斜せる梯形断面(第117圖)

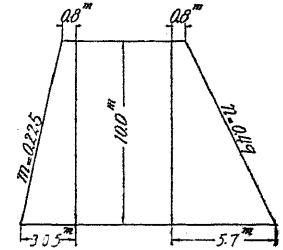
(1)の場合と同様の條件式は

$$C[\cos\alpha - 3(c + \frac{2}{3}n)\sin\alpha] + r k(3c+n) = 3rc^2 + 3rn(c + \frac{n}{3}) \dots\dots(54)$$

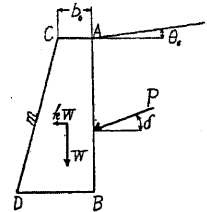
(1)と全く同一の諸場合に對し n と k との關係を計算し第118圖の點線の曲線群を以て之を示す。

(c) 同一斷面積を有する(1)型と(2)型との耐震力の比較

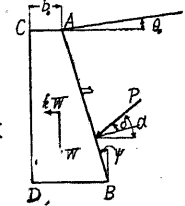
第115圖



第116圖



第117圖



$\varphi = 30^\circ, \theta_0 = 0, m = n = 0.3$ なる同一断面の擁壁に於て第 118 圖に於て前項(1)の場合には基礎地盤の沈下なき時は $k = 0.27$ の地震に耐へ得るも(2)の場合には同様の状態に於て $k = 0.12$ となり耐震力に於て、前者は後者に比し大いに勝る。

(3) 鉛直加速度の影響

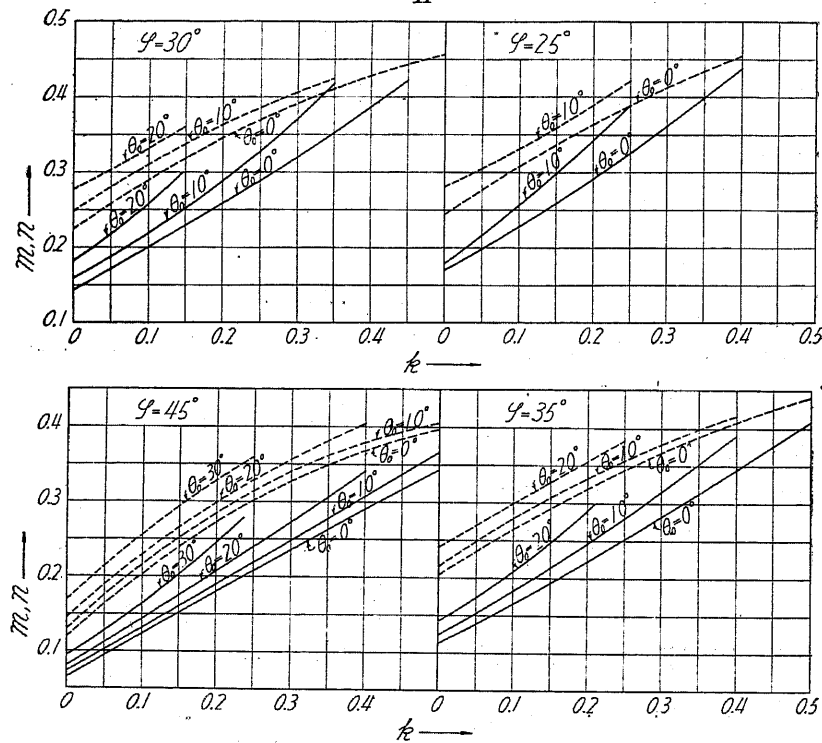
鉛直加速度の作用が擁壁の安定に如何なる程度の影響を與ふるかを考ふるに、地下水面上に存する場合、稍大なる上向加速度が水平加速度と同時に作用する

第 118 圖

重力擁壁の耐震比較圖表

— 壁背面鉛直の場合 (m) - - - 壁背面傾斜の場合 (n)

$$c = \frac{b_0}{H} = 0.1$$



時は、擁壁の安定を害する事は明かなるを以て、

$$\text{合震度 } K = \frac{k_h}{1-k_v}, \quad \theta = \tan^{-1} K, \quad \text{有効重量 } W' = (1-k_v)W$$

茲に $W' =$ 常時、壁體又は土の重量

として計算する必要あるが、大部分水中に存する場合には既に浮力に依つて、總ての有効重量は著しく減じ居るを以て、鉛直加速度が著しく大なる場合を除き、 $k_h = k, k_v = 0$ と假定するも著しき誤差を生じない。今一例として第 119 圖に示す如き混凝土護岸擁壁に於て

(a) 水平震度 $k_h = 0.2$, 鉛直震度 $k_v = 0$

(b) 水平震度 $k_h = 0.2$, 鉛直震度 $k_v = 0.1$

の場合の安定を比較する。

壁高 $H = 5.0 \text{ m}$, 水面上の高 $H_1 = 1.5 \text{ m}$, 水面下の高 $H_2 = 3.5 \text{ m}$

壁背面の長 $l_1 = H_1 \sec \psi = 1.55 \text{ m}$, $l_2 = H_2 \sec \psi = 3.61 \text{ m}$

天端幅 = 0.4 m , 底幅 = 3.0 m , 背面勾配 $n = 0.25$

$\psi = \tan^{-1} 0.25 = 14^\circ 5'$, 背土の重量 $w_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$

息角 $\varphi_1 = 45^\circ$, $\delta_1 = \frac{1}{2} \varphi_1 = 22^\circ 30'$

水中; 有効重量 $w_2 = 1.0 \text{ t/m}^3$, 息角 $\varphi_2 = 35^\circ$, $\delta_2 = \frac{1}{2} \varphi_2 = 17^\circ 30'$

壁體重量 $w_c = 2.4 \text{ t/m}^3$, 背土表面荷重 $p_0 = 1.0 \text{ t/m}^2$

但し壁體前後の水位は同一とし、水面上下に於ける土の息角同一なる時は

$$\varphi_1 = \varphi_2, \quad \delta_1 = \delta_2 \quad \text{となる。}$$

尚 $p_1 = A$ 點(地表)土壓強度 t/m^2 , $p_2 =$ 水面上 D 點土壓強度 t/m^2

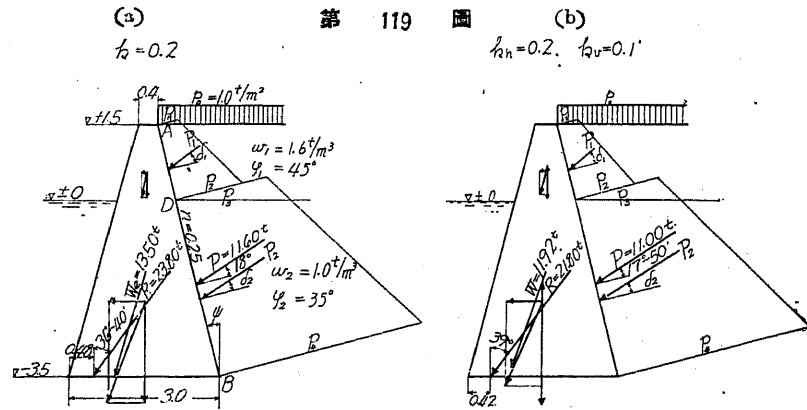
$p_3 =$ 水面下 D 點土壓強度 $p_4 =$ 底面 B 點土壓強度

と置き、尚 [18] に依り水面下の部分の土壓に對しては

$$\text{見掛震度 } K' = 0.33$$

として計算する。

(a) $k_h = 0.2, k_v = 0$ の場合 (第 119 圖 (a))



第 119 圖

(1) 土壓の計算

壁の鉛直の高さを H とし之れに相當する壁に沿ふての長さを l とすれば

$$p = \frac{H}{l} C w H = \cos\psi C w H \text{ となる。依つて}$$

$$p_1 = \cos\psi C p_0 = 0.97 \times 0.402 \times 1.0 = 0.39 \text{ t/m}^2$$

$$p_2 = \cos\psi C w_1 H_1 + p_1 = 0.97 \times 0.402 \times 1.6 \times 1.5 + 0.39 = 1.33 \text{ t/m}^2$$

$$p_3 = \cos\psi C (p_0 + w_1 H_1) = 0.97 \times 0.515 (1.0 + 1.6 \times 1.5) = 1.70 \text{ t/m}^2$$

$$p_4 = \cos\psi C w_2 H_2 + p_3 = 0.97 \times 0.69 \times 1.0 \times 3.5 + 1.70 = 4.04 \text{ t/m}^2$$

$$AD \text{ 間の總土壓 } P_1 = \frac{l_1}{2} (p_1 + p_2) = \frac{1.55}{2} (0.39 + 1.33) = 1.31 \text{ t/m}$$

$$\delta_1 = 22^\circ 30'$$

$$DB \text{ 間の總土壓 } P_2 = \frac{l_2}{2} (p_3 + p_4) = \frac{3.61}{2} (1.70 + 4.04) = 10.35 \text{ t/m}$$

$$\delta_2 = 17^\circ 30'$$

P_1 及 P_2 の作用點は各土壓梯形の重心を圖上に於て求め、更に二力の合力 P を圖上に於て求めれば

$$P = 11.60 \text{ t/m}, \delta = 18^\circ, B \text{ より作用點迄の壁に沿ふての距離} = 1.86 \text{ m}$$

(2) 自體に働く力

$$\text{水面以上の部分の重量 } W_1 = \frac{0.4+1.2}{2} \times 1.5 \times 2.4 = 2.88 \text{ t/m}$$

$$\text{同 水平地震力 } k_h W_1 = 0.2 \times 2.88 = 0.58 \text{ t/m}$$

$$\text{水面以下の部分の有効重量 } W_2 = \frac{1.2+3.0}{2} \times 3.5(2.4-1.0) = 10.3 \text{ t/m}$$

$$\text{同 水平地震力 } k_h W_2 = 0.2 \times \frac{1.2+3.0}{2} \times 3.5 \times 2.4 = 3.53 \text{ t/m}$$

$$\text{以上の合力を圖上に求め、 } W_e = 13.5 \text{ t/m}$$

(3) 合成力

圖式に依り P 及 W_e を合成すれば

$$R = 23.80 \text{ t/m}, \Phi = 36^\circ 40', \text{ 前趾より作用點迄の距離 } b_1 = 0.48 \text{ m}$$

$$\text{前趾底面に於ける壓力強度 } p_{max} = \frac{2R \cos\Phi}{3b_1} = \frac{2 \times 23.80 \times \cos 36^\circ 40'}{3 \times 0.48} = 26.4 \text{ t/m}^2$$

(b) $k_h = 0.2, k_v = 0.1$ の場合 (第 119 圖(b))

(1) 土壓

$$\text{水面上合震度 } K = \frac{k_h}{1-k_v} = 0.22, \text{ 水面以下見掛震度 } K' = \frac{k_h w}{(1-k_v)(w-1+a)}$$

$$= \frac{0.2 \times 1.6}{(1-0.1) \times 1} = 0.355 \text{ として } C \text{ を圖表より求める。}$$

A 點土壓強度

$$p_1 = \cos\psi (1-k_v) C p_0 = 0.97 \times 0.9 \times 0.42 \times 1.0 = 0.37 \text{ t/m}^2$$

D 點 (水面上) 土壓強度

$$p_2 = \cos\psi (1-k_v) C w_1 H_1 + p_1 = 0.97 \times 0.9 \times 0.42 \times 1.6 \times 1.5 + 0.37 = 1.25 \text{ t/m}^2$$

D 點 (水面下) 土壓強度

$$p_3 = \cos\psi (1-k_v) C (p_0 + w_1 H_1) = 0.97 \times 0.9 \times 0.54 (1.0 + 1.6 \times 1.5) = 1.60 \text{ t/m}^2$$

B 點 (水面下) 土壓強度

$$p_4 = \cos\psi (1-k_v) w_2 H_2 + p_3 = 0.97 \times 0.730 \times 0.9 \times 1.0 \times 3.5 + 1.60 = 3.82 \text{ t/m}^2$$

$$AD \text{ 間の總土壓 } P_1 = \frac{l_1}{2} (p_1 + p_2) = \frac{0.37+1.25}{2} \times 1.55 = 1.25 \text{ t/m}, \delta = 22^\circ 30'$$

$$BD \text{ 間の總土壓 } P_2 = \frac{l_2}{2} (p_3 + p_4) = \frac{1.60+3.82}{2} \times 3.61 = 9.78 \text{ t/m}, \delta = 17^\circ 30'$$

P_1, P_2 を圖上に於て合成すれば、

$$P = 11.00 \text{ t/m}, \delta = 17^\circ 50', B \text{ より作用點迄の壁に沿ふての距離} = 1.90 \text{ m}$$

(2) 自體に働く力

$$\text{水面以上の部分、鉛直力 } 2.88 - 0.29 = 2.59 \text{ t/m}, \text{ 水平地震力 } 0.2 \times 2.88 = 0.58 \text{ t/m}$$

水面以下の部分、鉛直力 $10.3 - 17.65 \times 0.1 = 8.54 t/m$, 水平力 $0.2 \times 17.65 = 3.53 t/m$ 兩力の合成力 $W_c = 11.92 t/m$

(3) P 及 W_c を圖上に合成すれば

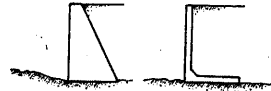
$R = 21.80 t/m$, $\Phi = 39^\circ$, 前趾より底面作用點迄の距離 $b_1 = 0.42 m$
 前趾に於ける壓力強度 $p_{max} = \frac{2R \cos \Phi}{3b_1} = \frac{2 \times 21.80 \times \cos 39^\circ}{3 \times 0.42} = 26.8 t/m^2$

(4) 擁壁の根入

堅硬なる地盤上に、重力擁壁又は L 型鐵筋混凝土擁壁を築造する場合には第 120 圖に示す如く根入を用ひざる事が屢々ある。

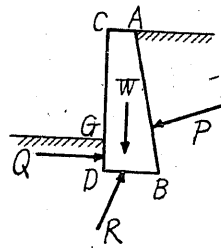
第 120 圖

此場合に於ては常時及地震時に於て壁底に働く摩擦力は擁壁に作用する合成力の水平分力より大でなければならぬ。



摩擦力が充分でない場合には基礎地盤中に適當の深さ迄根掘を爲して、擁壁を入れ、根入部前面の土砂の抵抗土壓力の助けを藉りて、壁體の滑出を防止する。此場合第 121 圖に於て、土壓力 P 、壁の重量 W 、底面 BD に働く反力 R 、根入前面に働く抵抗土壓力 Q が平衡を保つを要する。

第 121 圖



矢板擁壁の如く底面に働く摩擦力なき場合(第 122 圖)には、 P と Q とが平衡を保たねばならぬ。今、地盤及地表面共に水平なる場合に對し、必要なる根入の深さを求むるに簡單の爲め〔16〕、〔17〕に述べたるランキン公式に據る事とする。

H = 擁壁の全高, h = 根入の深

φ = 壁背土砂の息角, φ' = 根入前面土砂の息角

とすれば常時に於ては、

$$P = \frac{w}{2} (H+h)^2 \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \text{ 及び } Q = \frac{w}{2} h^2 \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'}$$

∴ $P = Q$ なる爲めには

$$\left(\frac{H+h}{h}\right)^2 = \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right) \left(\frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'}\right) \dots\dots\dots(55)$$

若し $\varphi = \varphi'$ ならば $\frac{H+h}{h} = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \dots\dots\dots(56)$

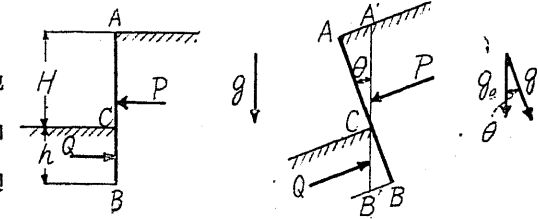
従て實際の根入は(55)

第 122 圖

又は(56)式の h より多少大なるを要する。

(a) (b)

次に K なる震度の地震を受けたる場合、合加速度の方向と g の方向



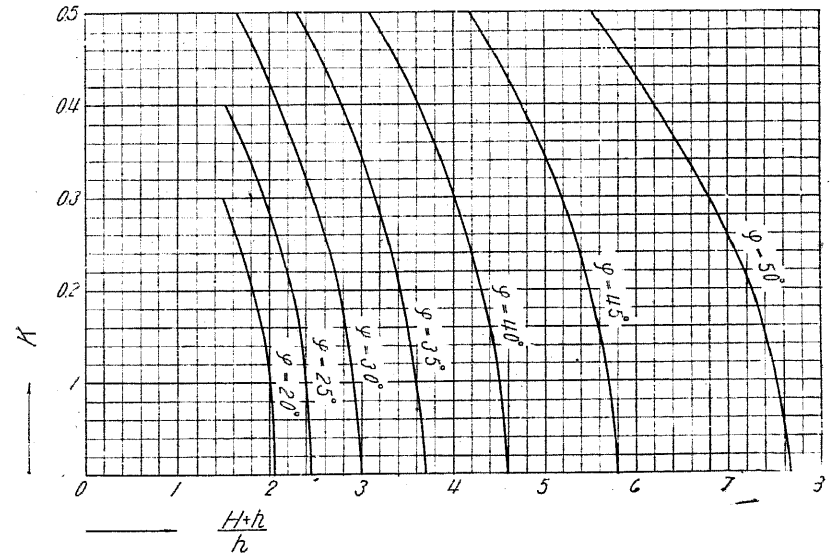
即ち鉛直となす角を θ とすれば

$$P = \frac{(H+h)^2}{2} w(1-k_v) \sec^2 \theta \frac{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}}{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}}$$

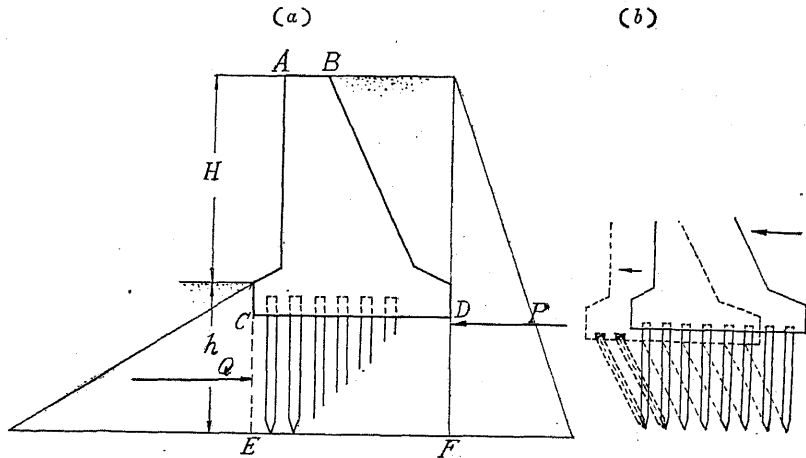
$$Q = \frac{h^2}{2} w(1-k_v) \sec^2 \theta \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}}$$

$$\therefore \left(\frac{H+h}{h}\right)^2 = \frac{\cos^2 \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi}} \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \varphi'}} \dots\dots(57)$$

第 123 圖



第 124 圖



若し $\varphi = \varphi'$ ならば

$$\frac{H+h}{h} = \frac{\cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\varphi}}{\cos\theta - \sqrt{\cos^2\theta - \cos^2\varphi}} \dots\dots\dots(58)$$

依て $\varphi = \varphi'$ の場合、 φ 及 K の種々なる値に対する $\frac{H+h}{h}$ の値を計算し第 123 圖に曲線を以て示す。

軟地盤に杭打基礎を施し擁壁を築造する場合は(第 124 圖)杭上面 CD に於て、それ以上の部分の安定と杭の最大荷重とを計算するのみならず、杭打基礎の下面 EF 以上の全體に對しても $Q < P$ なるを必要とする。

若し地震の際 $Q < P$ となれば擁壁は杭打諸共に前方に押出され、又 CD 部の杭と壁底との取付が不充分ならば杭は傾斜して第 124 圖 (b) の如くなる。従て杭頭の嵌込みは可及的大にして 30 ~ 50 cm 位とする。

計算例

第 125 圖の如き矢板擁壁 (控無し) に於て

地盤上の高 3.0 m, 地面上の載荷重 $p_0 = 1.5 t/m^2$

前後の土砂を等質とし

$$w = 1.5 t/m^3, \varphi = 35^\circ$$

$K = 0.3$ なる地震に耐ゆる爲めに必要な矢板の根入 h を求むる。

此場合載荷重の影響は近似的に $h_0 = \frac{p_0}{w}$ だけ背土の高さが増大したものと考へて差支ない。

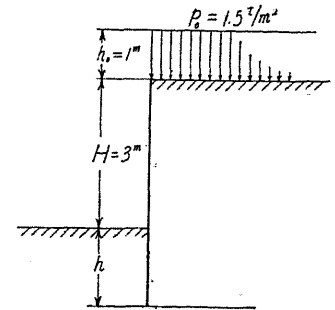
$$\text{即ち、地盤上有効高 } H = 3.0 + \frac{1.5}{1.5} = 4 \text{ m}$$

第 123 圖に依り、 $\varphi = 35^\circ, K = 0.3$ に對し

$$\frac{H+h}{h} = \frac{4+h}{h} = 3.45, \therefore h = 1.63 \text{ m}$$

但し控無し矢板壁に於ては土壓に因り強大なる彎曲力率を受け、壁は前方に彎曲し、従つて根入前面上部の地盤は強大なる水平壓力を受けて移動するを以て、上記の計算値より餘程大なる根入を要する。一般に控無し矢板壁は 3 m 以下の低き場合にのみ用ひ得る。

第 125 圖

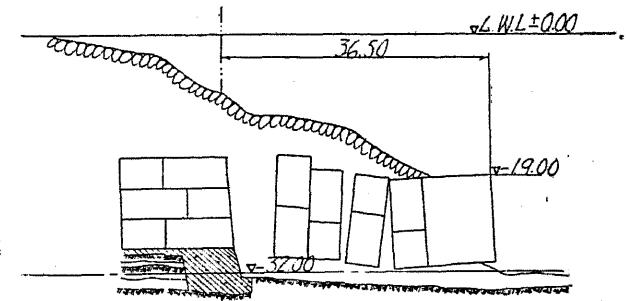


(25) 岸 壁

(1) 岸壁の耐震性

港灣の繫船岸壁は擁壁の規模最も大なるものにして、而も其使命上耐震的なるを要するが、大なるものは高十數米に達し、その大部分は水

第 126 圖
岸壁倒壊圖



中に存するを以て〔24〕に述べたる如く、充分なる耐震性を有せしむる事は頗る困難にして、特に海底の地盤軟弱なる場合には殆んど不可能である。第 126 圖

は關東大地震に於て横濱港の岸壁の倒潰、第127圖は將に倒潰せんとして危く止まつた状態を示す。

岸壁の震害は惹て上屋起重機に影響する。第128圖は横濱港上屋の震害、第129圖は岸壁傾斜に因る起重機の震害を示す。

水中構造物は浮力の爲めに有効重量を激減し、且つ水平壓著大なるを以て海底地盤不良の場合は、現今普通に用ひらるゝ鐵筋混凝土潜函又は混凝土方塊積にては、充分なる耐震を講じ難く、0.3以上の震度に對しては鐵筋の井筒、又は長大なる杭を深く良地盤迄入れて基礎と爲すの外適當なる方法はない。

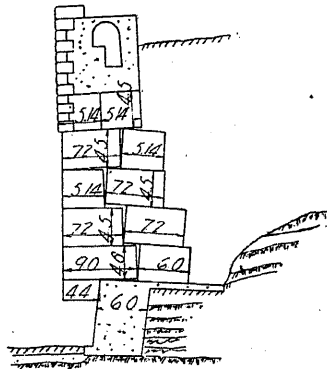
(2) 鐵筋混凝土潜函岸壁

岸壁の如く大部分水中にある場合は、浮力の影響著大なるを以て鉛直震度を無視し $k_h = K, k_v = 0$ と置きても大過はない。今、第130圖に示す如き斷面の岸壁に $k_h = K = 0.20$ なる地震が作用する場合、長1mの部分の安定を計算する。關係材料は次の如く假定す。

材 料	重 量 t/m^3	息 角
海 水	1.03	
混 凝 土	2.40	
割 栗	1.70	40°
同 (水中)	1.02	40°
埋 立 土(砂)	1.65	35°

便宜上 AB 鉛直面を以て壁體と背土との境界とし、左側の土は壁體の一部と看做し、土壓は AB 面に作用するものとする。尚、内外水は水抜に依て相通するものとするも、安全の爲め内側残留水面は海面より 0.5m 高きものと假定し、

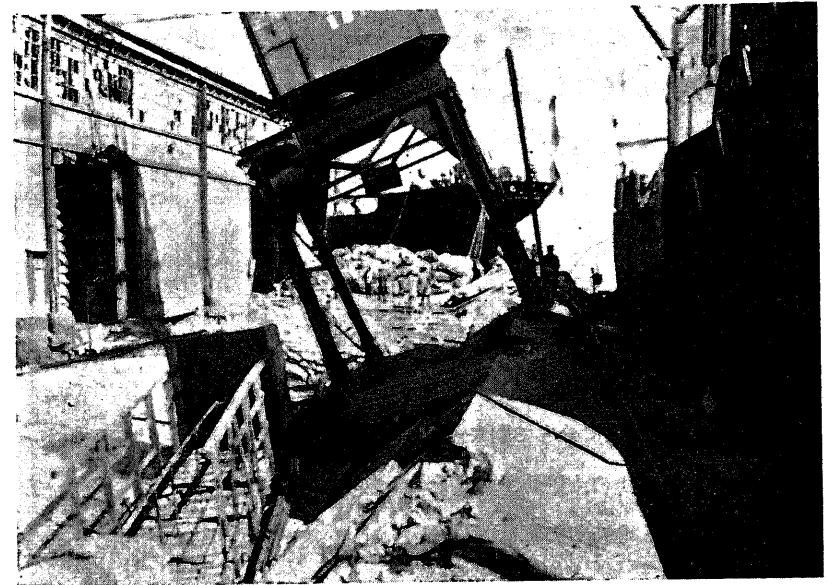
第 127 圖
横濱港岸壁の震害



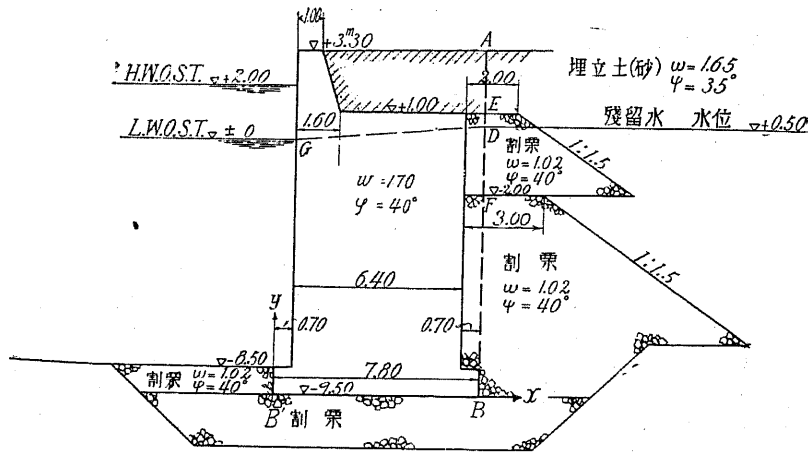
第 128 圖
横濱港岸壁の震害 (1)



第 129 圖
横濱港岸壁の震害 (2)



第 130 圖



GD 面以下の部分に浮力作用す。

1. 壁體の重量及び重心

重量；浮力なき場合 $W = 167.42t$ ，浮力ある場合 $W' = 114.93t$

重心；B' 点よりの水平距離 $x_g = 4.10m$ ，同鉛直距離 $y_h = 6.21m$

2. 背面と前面との水圧差 $P_w = 0.5 \times 1.03 \times 9.5 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 0.52 = 5.02t$

作用點の高 $y_w = 4.87m$

3. 載荷重 最も危険なる場合を考へ A 点右方のみに地面に $1.5t/m^2$ の荷重を考ふ。

4. 壁體に働く水平地震力

$W_h = 167.42 \times 0.2 = 33.48t$ ，作用點の高 $y_h = 6.21m$

5. 地震時土壓 土質異なるか又は水中にあれば土壓の計算異なるを以て AE, ED 及 DB の三區間に分ちて別に土壓 P 及びその B 点よりの作用點の高 y を求むる。但しある層の土壓計算にはその上部の土を載荷重とし、C' の値は(29)式により求めたるものにして第 63 圖を使用するものとす。而して水中部 DB に對しては見掛震度 $\frac{1.70 \times 0.2}{1.02} \div 0.33$ を用ふる。

(25)

岸

壁

127

區間	材料	有効重量 w t/m^3	ϕ	高 h m	C	各區間上面 $\gamma_0 + w_h$ t/m^2	同土壓強度 p t/m^2	全土壓 P t	Bより作用點迄の鉛直距離 y m
AE	砂	1.65	35°	2.30	0.375	1.50	0.562	2.94	11.44
ED	割栗	1.70	40°	0.50	0.32	5.30	砂 1.99 割栗 1.70	0.92	10.24
DB	割栗	1.02	40°	10.00	0.43	6.15	1.97 6.15	40.60	4.11

而て各區間の土壓は水平に對し、夫々 $\delta = \frac{1}{2} \phi$ の傾きを爲すを以て、第 131 圖(b)に示す各々各區間の土壓を圖式に依て合成すれば、

總土壓 $P_r = 44.40t$ ，作用點 $y_r = 4.62m$ ，水平に對する傾斜 $\delta = 19^\circ 30'$

6. 前趾抵抗土壓

水中割栗なるを以て $k = K = 0.33$ ， $\phi = 40^\circ$ 故に第 77 圖より $C' = 3.80$

有効重量 $w = 1.02t/m^3$ ， $h = 1.0m$ ，且つ〔17〕により $\delta = 0$

$$Q = \frac{w}{2} h^2 C' = \frac{1.02}{2} \times 1^2 \times 3.8 = 1.94t, \quad y_q = 0.33m$$

7. 合成外力 (R) 及び底面に於ける作用點

全外力の B 点の周りの力率は

$$\begin{aligned} M_B &= W' x_g + P_w y_w + W_h y_h + P_r \cos \delta y_r - Q y_q \\ &= 114.93 \times 3.70 + 5.02 \times 4.87 + 33.48 \times 6.21 + 44.40 \times \cos 19^\circ 30' \times 4.62 \\ &\quad - 1.94 \times 0.33 = 850tm \end{aligned}$$

合成外力の鉛直分力 $R_v = 114.93 + 44.4 \sin 19^\circ 30' = 129.75t$

合成外力の水平分力 $R_h = 5.02 + 33.48 + 44.40 \times \cos 19^\circ 30' - 1.94 = 78.26t$

∴ 合成外力 $R = \sqrt{R_v^2 + R_h^2} = 151.50t$

8. 底面滑出 底面に於ける摩擦角を ϕ_0 ，滑動係数を f' とすれば

$$f' = \frac{R_h}{R_v} = \frac{78.26}{129.75} = 0.604, \quad \text{所要 } \phi_0 > \tan^{-1} f' = 31^\circ 10'$$

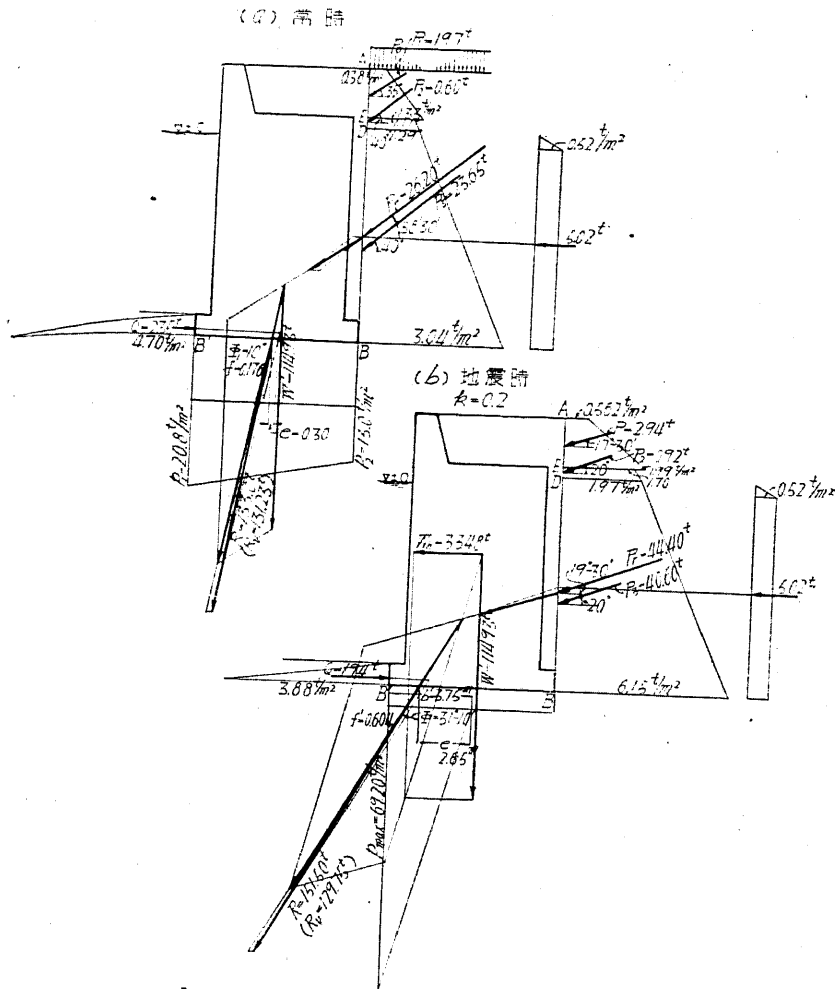
故に底面に於て摩擦係数 $f > 0.604$ 又は $\phi_0 > 31^\circ 10'$ ならば滑動せず。

9. 底面壓力強度 底邊長 $\overline{BB'}$ = b とす。

$$\text{合力 } R \text{ の偏心距離 } e = \frac{M_B}{R_v} - \frac{b}{2} = \frac{850}{129.75} - \frac{7.80}{2} = 2.65m$$

即ち R は Middle third の外に出づるを以て有効底幅

第 131 圖



$$B' = 3\left(\frac{b}{2} - e\right) = 3 \times 1.25 = 3.75 \text{ m}$$

$$\text{底面最大壓力 } p_{max} = \frac{2 \times 129.75}{3.75} = 69.20 \text{ t/m}^2$$

即ち割栗基礎の載荷力は 69.2 t/m^2 以上を要する。

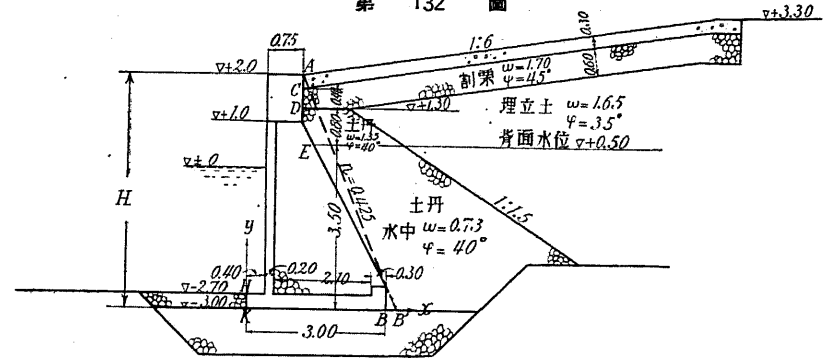
常時と地震時との安定を比較する爲めに、第 131 圖に兩場合の計算の結果を

示した。

(3) 物揚場擁壁

第 132 圖の如き断面を有する鉄筋混凝土 L 型物揚場擁壁の耐震計算を掲げる。

第 132 圖



各種材料の性質及び前後水壓差は大體 (2) の岸壁の場合と同様にして、圖に示す如くであるが背土表面の載荷重は 0.5 t/m^2 に取つた。

此場合簡單の爲め AB' 面 (鉛直に對する傾斜 $n = 0.425$) より左側の土は壁體と一體を爲すものと假定し、此面に作用する土壓並に壁體重量其他の外力を定むる。(1) の場合と同様に $k_v = 0$ とし $k_h = k = 0.15$ とする。

1. 壁體の重量及び重心

重量浮力なき場合 $W = 13.50 \text{ t/m}$, 浮力ある場合 $W' = 8.50 \text{ t/m}$

重心 B よりの水平距離 $x_c = 1.35 \text{ m}$, 同鉛直距離 $y_c = 2.10 \text{ m}$

2. 水壓 $P_w = 0.5 \times 1.03 \times 3.00 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 1.03 \times 0.5 = 1.69 \text{ t/m}$

作用點の高 $y_w = 1.64 \text{ m}$

3. 載荷重 $p_o = 0.5 \text{ t/m}^2$

4. 壁體に働く水平地震力, $W_h = 13.50 \times 0.15 = 2.03 \text{ t}$, $y_h = 2.10 \text{ m}$

5. 地震時土壓 $\delta = \frac{1}{2}\phi$ とし、(29) 式を用ひ C は第 64 圖より求むる。

但し此場合 (29) 式 $p_o H$ の係数は殆んど 1 に等しきを以て 1 とする。水中

部の震度は 0.25 となり、鋪装混凝土は載荷重と同様に取扱ふ。

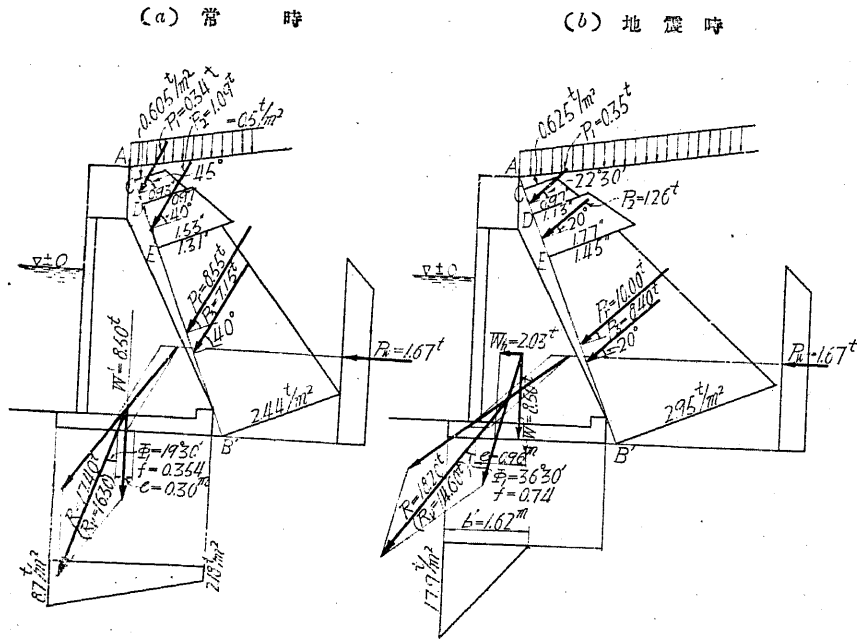
區間	材料	有効重量 w t/m ³	φ	高 h m	C	各區上面 $p_0 + wh$ t/m ²	同土壓強度 p t/m ²	全土壓 P t
CD	割栗	1.70	45°	0.4	$C_1=0.56$	1.22	0.68	0.625
DE	土丹	1.35	40°	0.8	$C_2=0.65$	1.90	{ 1.06 1.23	0.97 1.13
EB'	"	0.73	40°	3.5	水上 $C_3=0.53$ 水中 $C_4=0.64$	2.98	{ 1.94 1.58	1.77 1.45
底面						$p_4=3.22$	2.95	8.40

但し p は $P = \frac{pH}{2}$ に相當する値なるを以て CD 面に於ける壓力強度 $p' = p \times \frac{H}{UD}$ となる。

CD, DE は小なるを以て實際は一層と看做し土質を兩者の平均 $\varphi = 42^\circ$
 $w = 1.5t/m^3$ として計算する。

C_1 ; $n = 0.425$ に對する圖表なきを以て $\varphi = 45^\circ, \theta_0 = 10^\circ, k = 0.15$

第 133 圖



に於て $n = 0.35$ と 0.45 との兩場合より計算する。

C_2 ; $\varphi = 40^\circ$ の圖表なきを以て $\varphi = 45^\circ, \theta_0 = 10^\circ, k = 0.15$,
 $n = 0.425$ の場合と $\varphi = 35^\circ, \theta_0 = 10^\circ, k = 0.15, n = 0.425$ との兩
場合より計算する。

C_3 ; 此場合 $\varphi = 40^\circ, \theta_0 = 0$ にして C_2 と同様 $\varphi = 45^\circ$ 及 $\varphi = 35^\circ$
の兩場合よりする。

C_4 ; $\varphi = 40^\circ, \theta_0 = 0, k = 0.25, \varphi = 45^\circ$ 及 35° の兩場合より推定
する。

$$p_4; \text{水面以下の部分なるに因り } Cwh = 0.64 \times 0.73 \times 3.5 = 1.64t/m^2$$

$$\text{水面以上の載荷土に因り } \quad \quad \quad +1.58 \therefore \Sigma = 3.22t/m^2$$

6. 前趾抵抗土壓は小なるを以て無視する。

7. 上記の諸力を第 133 圖 (b) に於て合成すれば、合成外力 $R = 18.20t$
水平分力 $R_h = 10.8t$, 鉛直外力 $R_v = 14.6t$, 滑動係数 $f' = R_h/R_v$
 $= 0.74$, 即ち底面摩擦係数は 0.74 以上を要する。

8. 底面壓力、偏心 $e = 0.96$ Middle third の外に出づる。

$$\text{全幅 } b = 3.0m \text{ 有効底幅 } b' = 3(1.5 - 0.96) = 1.62m$$

$$p_{max} = \frac{2R_v}{3\left(\frac{b}{2} - e\right)} = \frac{2 \times 14.6}{3 \times 0.54} = 17.9t/m^2$$

比較の爲め第 133 圖 (a) に常時の安定計算を示したるが

$$R = 17.4t, R_h = 5.9t, R_v = 16.3t, e = 0.30m$$

$$f' = R_h/R_v = 0.354, p_{max} = \frac{R_v}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{16.3}{3} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.3}{3}\right)$$

$$= 8.70 \text{ 又は } 2.18t/m^2$$

即ち震度僅かに 0.15 の地震に於て滑動の危険も壓力強度も 2 倍以上となる。
故に常時に於て 3 倍以上の安全率を有せされば大地震には耐え得ぬ。

〔26〕 矢板岸壁

第134圖の如き矢板岸壁に於て先づ根入の深さを決定する方法を述べ、次に地震時安全計算の一例を掲げる。茲に

$$k_h = 0.2, k_v = 0, \text{ 矢板根入の深さ } y, \text{ 矢板全長 } (7.5+y)m,$$

地表面の高さ +3.0 m, 地表面の載荷重 $0.5 t/m^2$,

水位前後面共に $\pm 0 m$, 控版断面に直角なる方向に連続せるものとしその高さは圖の如く 2.0 m, 土砂水面上 $w = 1.6 t/m^3, \varphi = 40^\circ$

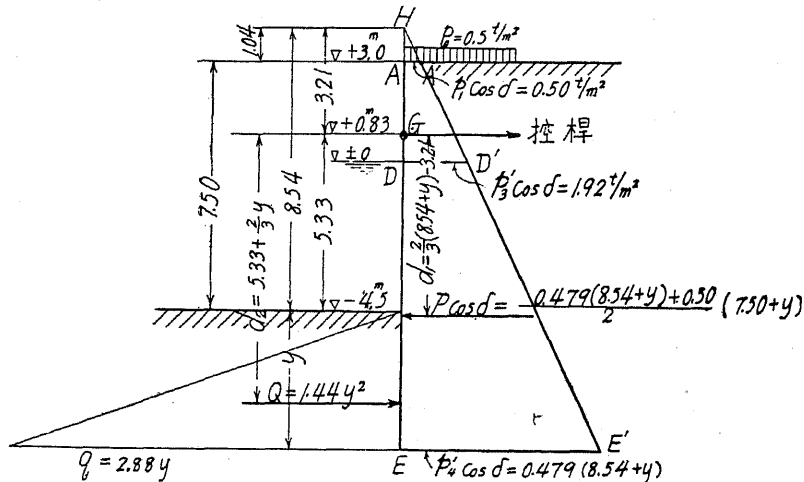
$$\text{水面下 } w = 0.96 t/m^3, \varphi = 35^\circ, \delta = \frac{1}{2}\varphi$$

(1) 根入の深さ

根入の最小限を決定する爲、事柄を簡単にする次の如き二つの假定を設け近似的に之を決定する。

1. 假定 (a) 土壓を表はす圖形の $A'E'$ の勾配は水面以上の部分も水面以下と同様とし従つて A' より E' まで一直線を以て表はさるゝものとす。

第 134 圖



(b) 圖に於て土壓を表はす梯形 $AA'EE'$ の重心は近似的に $\Delta HEE'$ の重心とす。

2. 土壓 水面下 D に於ける $k = 0.2$ に對する土壓力強度 p'_3 は

$$p'_3 = C(p_0 + wh) = 0.38(0.5 + 3.0 \times 1.6) = 2.02 t/m^2, \delta = \frac{\varphi}{2} = 17^\circ 30'$$

$$p'_3 \cos \delta = 1.92 t/m^2$$

E に於ける土壓力強度 p'_4 は水面下見掛震度 = 0.33 なるを以て、

$$p'_4 = Cwh + p'_3 = 0.52 \times 0.96 \times (4.5 + y) + 2.02 = 0.50(8.54 + y), \delta = 17^\circ 30'$$

$$p'_4 \cos \delta = 0.479(8.54 + y)$$

EA が $E'A'$ と交る點を H とし $HD = h_1$ とすれば

$$h_1 = \frac{p'_3}{Cw} = \frac{2.02}{0.52 \times 0.96} = 4.04 m, \quad AH = 4.04 - 3 = 1.04 m$$

A に於ける土壓力強度 p'_1 は

$$p'_1 = 0.52 \times 0.96 \times 1.04 = 0.52, \quad p'_1 \cos \delta = 0.50$$

$$\text{土壓合力 } P \cos \delta = \frac{p'_1 \cos \delta + p'_4 \cos \delta}{2} \times (7.50 + y)$$

$$= \frac{0.50 + 0.479(8.54 + y)}{2} (7.50 + y)$$

3. 抵抗土壓力 根入の部分の左側に作用する抵抗土壓力の E 點の値を q とす。 $q = C'wy = 3.0 \times 0.96 y = 2.88 y$

$$\text{總抵抗土壓力 } Q = \frac{qy}{2} = 1.44 y^2$$

4. 控棒を取付けたる點 G の周りの上記二力の力率を求める。

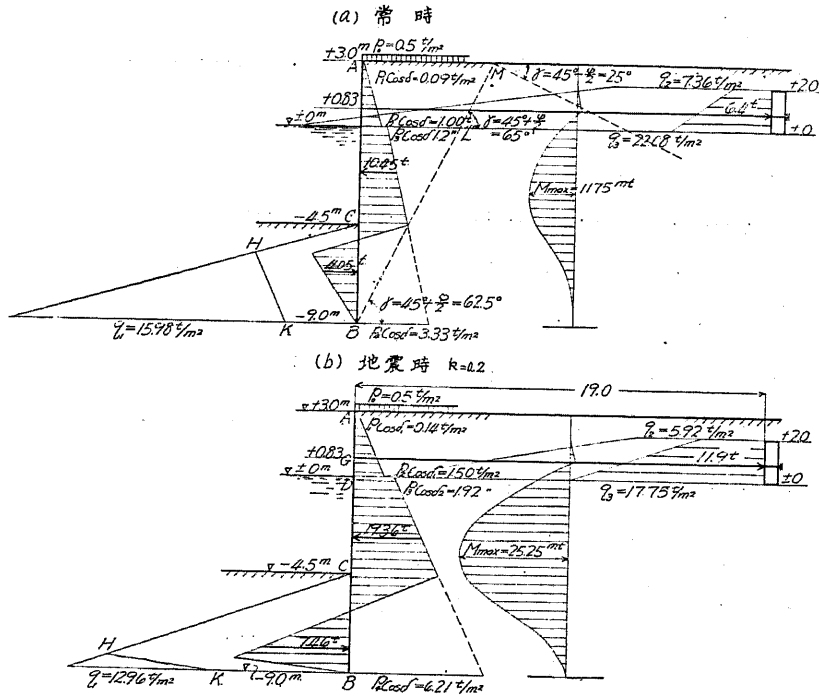
G より $P \cos \delta$ の作用點までの距離を d_1 とし、 Q の作用點までの距離を d_2 とす。 $d_1 = \frac{2}{3}(8.54 + y) = 3.21, \quad d_2 = 5.33 + \frac{2}{3}y$

$$P \cos \delta \times d_1 \leq Q d_2$$

依つてこの兩邊を等しく置いて根入の必要なる最小限を決定する。即

$$\frac{1}{2} \{0.50 + 0.479(8.54 + y)\} (7.5 + y) \times \left\{ \frac{2}{3}(8.54 + y) - 3.21 \right\} = 1.44 y^2 \left(5.33 + \frac{2}{3}y \right)$$

第 135 圖



之を簡單にして

$$y^3 + 5.44y^2 - 27.04y - 53.42 = 0$$

5. 根入の深さ 上記の三次方程式を解きて $y = 4.16\text{ m}$

これは安定を保つに必要な最小限の深さである。今多少の安全率を見込んで $y = 4.50\text{ m}$ としたる場合の矢板全體としての安定計算を行ふ (以下第 135 圖 (b) 参照)。

(2) AB の右側より及ぼす正土壓 ($k_h = 0.2$ の場合)

A 點に於ける土壓強度 p_1 , D 點水面上 p_2 , 水面下 p_3 , B 點は p_4 とす。

$$p_1 = Cp_0 = 0.3 \times 0.5 = 0.15\text{ t/m}^2, \delta = \frac{p}{2} = 20^\circ, p_1 \cos \delta = 0.14\text{ t/m}^2$$

$$p_2 = C(p_0 + wh) = 0.3(0.5 + 1.6 \times 3.0) = 1.59\text{ t/m}^2$$

$$\delta = 20^\circ \quad p_2 \cos \delta = 1.50\text{ t/m}^2$$

$$p_3 = C(p_0 + wh) = 0.38(0.5 + 1.6 \times 3.0) = 2.02\text{ t/m}^2$$

$$\delta = 17^\circ 30' \quad p_3 \cos \delta = 1.92\text{ t/m}^2$$

$$p_4 = p_3 + Cwh = 2.02 + 0.52(0.96 \times 9.0) = 2.02 + 4.49 = 6.51\text{ t/m}^2$$

$$\delta = 17^\circ 30' \quad p_4 \cos \delta = 6.21\text{ t/m}^2$$

(水面以下の土壓算出に就ては岸壁計算例の項参照)

$$P_1 \cos \delta = \frac{0.14 + 1.50}{2} \times 3 = 2.45\text{ t}, \quad P_2 \cos \delta = \frac{1.92 + 6.51}{2} \times 9 = 36.6\text{ t}$$

$$y_1 = 10.09\text{ m},$$

$$y_2 = 3.71\text{ m}$$

$$P \cos \delta = P_1 \cos \delta + P_2 \cos \delta = 39.05\text{ t},$$

$$y = 4.11\text{ m}$$

(3) BC の左側に働き得る最大抵抗土壓力

$$q_1 = C'wh = 3.0 \times 0.96 \times 4.5 = 12.96\text{ t/m}^2$$

$$Q_1 = 12.96 \times \frac{4.5}{2} = 29.16\text{ t}, \quad y = 1.5\text{ m}, \quad Q_1 \text{ の方向は水平}$$

(4) 控版に働き得る最大抵抗土壓力

$$q_2 = C'wh = 3.7 \times 1.6 \times 1.0 = 5.92\text{ t/m}^2$$

$$q_3 = C'wh = 3.7 \times 1.6 \times 3.0 = 17.75\text{ t/m}^2$$

$$Q_2 = \frac{5.92 + 17.75}{2} \times 2 = 23.67\text{ t} \quad \text{合力の方向は水平にして } P \text{ よりの高}$$

さは 0.83 m

(5) 合成力

$$\text{水平正土壓合計 } P \cos \delta = 39.05\text{ t}, \quad \text{抵抗土壓合計 } Q_1 + Q_2 = 52.83\text{ t}$$

$$\text{故に安全率は } \frac{52.83}{39.05} = 1.35$$

(6) 矢板に働く彎曲力率 (第 135 圖(b))

計算方法種々あるも次にその一例を示す。

G の周りの力率を考ふる事により BC に於て實際に働く抵抗土壓を算出する、B に於てその左側に働く抵抗土壓力強度は右側の正土壓に等しと假定し、 q 上に $p_1 \cos \delta$ に等しく BK を採り、結局 CHKB によつて示さるゝ力の G の周りの

力率を右側の正土壓の G の周りの力率と等しくする様に H 點を決定する。かくして得たる $CHKB$ の合力 $Q'_1 = 27.15 t$, $y = 1.60 m$ 控版に働く力 $Q'_2 = P \cos \delta - Q'_1 = 39.05 - 27.15 = 11.90 t$, 即 $q'_2 = 2.98 t/m^2$, $q'_3 = 8.93 t/m^2$, $y' = 0.83 m$

BC の左右に働く壓力圖を重ね合はせ第 135 圖 (b) の如くして矢板各點に於ける彎曲力率を求むれば圖の如くなり、最大彎曲力率 $M_{max} = 25.25 tm$ となる。これにより矢板に必要な断面剛率を決定するを得る。

(7) 控版の位置

控版の位置は土壓の崩壊面の外に置く必要がある。常時に於ては崩壊面が水平線となす角を γ とすれば正土壓の場合近似的に $\gamma = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, 抵抗土壓の場合 $\gamma' = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ となる。圖 (a) に於て BLM は正土壓, MN は抵抗土壓の崩壊面を示す。 BL は $\gamma = 45^\circ + \frac{35^\circ}{2} = 62.5^\circ$, LM は $\gamma = 45^\circ + \frac{40^\circ}{2} = 65^\circ$, MN は $\gamma = 45^\circ - \frac{40^\circ}{2} = 25^\circ$, 圖によりて控版までの距離は $12.5 m$ を必要とする。

地震時に於ては γ が小になるを以て之よりも更に遠方におく必要がある。各震度に於ける矢板控版間の必要な距離 d は常時の値を 1 とすれば次の如くなる。

K	0	0.1	0.2	0.3
d	1	1.2	1.5	1.9

上記計算例に於ては震度 0.2 なるを以て $12.5 \times 1.5 = 18.75 m$ 之を $19.0 m$ と決定す。

(8) 常時の安定 (第 135 圖 (a))

地震時の場合と比較する爲に常時に於ける安定計算及彎曲力率計算の結果を圖に示す。