

論 説 報 告

第 24 卷 第 2 號 昭和 13 年 2 月

岸壁特に杭床式矢板壁に働く主動土圧力の研究

會 員 工 藤 久 夫*

要 旨 本文はクーロン系土圧理論を応用して、解析的に導いた杭床式垂直壁に作用する主動土圧力と、従来使用されて居る近似解法との結果を數値を用ひて比較研究し、且つ港湾工事に屢々起る其の他の二三の場合に就ても論及したものである。

1. 緒 言

ランキン、クーロン系土圧理論を用ひて、背面土砂が均一で地表と荷重が單純な場合の解法は、幾多の便利な公式となり計算図表として提案せられ、壁體構造物設計上に簡易と迅速を得て居る。地表又は荷重が不規則の時には所謂ボンセレー図式解法か、又はクルマン線を利用すれば、精密な値を求められる譯ではあるが、餘程製図に練達した人でも之によつて土圧分布の特性が未知なものゝ土圧分布図を正しく求めるには相當の手數を要する場合があります、爲に一つの特別な事柄に就てのみ吟味を進めた丈で、結論を下されて居ることすら生じて居る。

特殊な地表及加重に對する解法が比較的煩はしい爲か、杭床式矢板壁に加はる主動土圧力の如きも、一つの近似解法が行はれて居るが、解析的研究の結果から見て割合に大きな誤差を生ずる場合があるのに氣が附く。

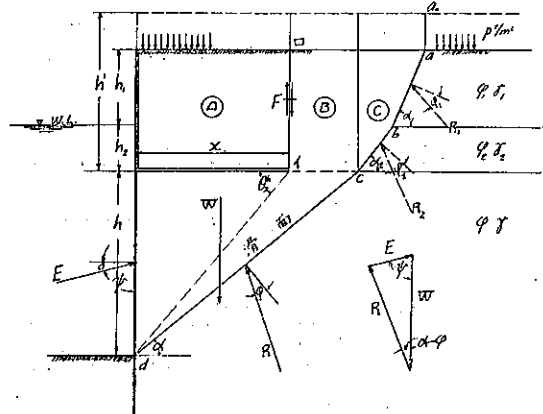
之の考究に當つて今更の様に、古典的と迄稱せらるゝに至つたクーロン系土圧理論を引用した理由は、數學的取扱が比較的簡單な爲と、我々港湾技術者に親しみが深い事と、H. Krey が其の著書土圧及地盤の支持力に、主動土圧に關する限りランキン、クーロン兩法共實際と良く一致し、この方法の使用に對して何等躊躇する根據がないと迄繰返し力説して居る爲と、ランキン理論では不規則な地表及加重に對して精密な解を得られぬ爲とである。

2. 基本式の誘導

(1) 裏込土砂が水平層をなす場合

c 點を通る鉛直線と、棚以上の土砂の滑面 abc の間の土砂と加重の合計重量を C とすれば、棚から上部の壁體に作用する主動土圧は、この C によつて生ずる。即 C は $h_1 h_2$ 部分の主動土圧を生ずる爲に消費せられ、杭床以下の h の區間に對しては棚から上の加重としては γB のみが影響する。壁體背面が鉛直な場合には滑面と壁體間にあつて h の部分に對して主動土圧力を生ぜしむる有效な重量は

圖-1.



* 内務技師 工学士 内務省大阪土木出張所勤務

$$W = \gamma \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \cot \alpha - A \right\}$$

茲に $A = h'x$ (m²), x : 杭床の幅 (m)
 h' : 棚以上の加重を含んだ土の重量を γ によつて換算した高 (m)
 $\varphi_1, \varphi_2, \varphi$: 水平層をなす背面土砂の息角
 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma$: " " " 1 m³ 當りの重量 (t)
 α : 滑面が水平線となす角度

x の幅を有する棚の下には杭打基礎工が施されて、杭床以上の垂直荷重を負擔して居る。この杭によつて h の部分に働く土圧力も幾分は除かれる譯であるが、其の程度は明かでなく、杭の庇護作用は安全の爲に考慮に入れない習慣となつて居るので、茲には其れに従へば、クーロン土圧論の釣合の條件から、棚より下の h 間に働く主働土圧合力は

$$E = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \varphi + \psi)} W = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \varphi + \psi)} \gamma \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \cot \alpha - A \right\} \dots\dots\dots (1E)$$

E を α に就て微分して 0 と置き、その α を (1E) 式に用ゐれば最大の E が求められる。

$$\frac{dE}{d\alpha} = \gamma \left[\frac{\cos(\alpha - \varphi) \sin(\alpha - \varphi + \psi) - \sin(\alpha - \varphi) \cos(\alpha - \varphi + \psi)}{\sin^2(\alpha - \varphi + \psi)} \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \cot \alpha - A \right\} + \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \varphi + \psi)} \left\{ -h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \frac{1}{\sin^2 \alpha} \right\} \right] = 0$$

$$\text{i.e. } \frac{-\sin(-\psi)}{\sin(\alpha - \varphi + \psi)} \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \cot \alpha - A \right\} - \sin(\alpha - \varphi) \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \frac{1}{\sin^2 \alpha} \right\} = 0$$

$$\tan^2 \alpha \left\{ \cos \varphi \cos(\varphi - \psi) + \frac{2A}{h(h + 2h')} \sin \psi \right\} - \tan \alpha \{ \sin \psi + \sin(2\varphi - \psi) \} + \sin \varphi \sin(\varphi - \psi) = 0$$

之を解いて

$$\cot \alpha = \frac{2 \cos \varphi \cos(\varphi - \psi) + K \sin \psi}{2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi) + \sqrt{4 \sin \psi \sin \varphi \cos(\varphi - \psi) - 2 K \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi)}} \dots\dots\dots (1a)$$

茲に $K = \frac{4A}{h(h + 2h')}$

若しイロ面の剪断抵抗 F を考慮に入れるならば、 A から F/γ を減じて

$$K = \frac{4(A - F/\gamma)}{h(h + 2h')} \dots\dots\dots (1a')$$

を用ふる。

上式は $\alpha < \theta_x$ の範囲内のみ適用さるべきもので、斯くして計算した E が下記の (1a) で求めた高さ h 丈の部分に對する土圧力 E_0 より小なる場合には E_0 を用ふる。 $\alpha > \theta_x$ の場合は勿論、(1a) で求めた E_0 を h 間の總土圧力として用ふる。

(2) 裏込土砂が均一の場合

壁全高に對する土圧合力は

$$E = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \varphi + \psi)} \left(\frac{H^2}{2} \cot \alpha - A \right) \gamma \dots\dots\dots (2)$$

$\tan \alpha$ は (1a) 式と同型で $K = 4A/H^2$ と置く。

$$K = \frac{4 \left(A - \frac{P}{\gamma} \right)}{h(h+2h')}$$

この時の α を α_a とすれば,

$$E_a = \frac{\sin(\alpha_a - \varphi)}{\sin(\alpha_a - \varphi + \psi)} \gamma \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \cot \alpha_a - A + \frac{P}{\gamma} \right\}$$

但し $\alpha_a < \theta_a^h$

$$\left. \begin{aligned} & \dots \dots \dots \\ & \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4a)$$

滑り面が棚を切る場合には、 \mathfrak{B} が土に分布する状態は明かではないが、假りに等分布をするものと假定すれば前式に、

$$h_1' = \frac{nh_0 h'}{2(x - nh_0)} + h', \quad A = \frac{nh_0^2}{2} + nh_0 h_1', \quad P = 0$$

と置けば基本式 (1a) によつて滑面の水平となす角を求められ、それを α_b とすれば

$$E_b = \frac{\sin(\alpha_b - \varphi)}{\sin(\alpha_b - \varphi + \psi)} \gamma \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h_1' \right) \cot \alpha_b - \frac{nh_0^2}{2} - nh_0 h_1' \right\} \dots \dots \dots (4b)$$

但し $h \cot \alpha_b < x$

更に $h \cot \alpha_b > x$, $\alpha_a > \theta_a^h$ の範囲では滑面が棚の後端を通るものとして E を求めれば

$$E_\theta = \frac{\sin(\theta_a^h - \varphi)}{\sin(\theta_a^h - \varphi + \psi)} \frac{\gamma}{2} \{ (hx - nh_0^2 + nh_0 h') + 2(x - nh_0) h' \} \dots \dots \dots (4c)$$

(b) 杭床式 版が土で支へられて居る部分に、杭打工を施し、 \mathfrak{B} と $x - nh_0$ 上の荷重を杭打基礎で分擔させたものを假りに斯く名付くれば、滑面が棚を外れる時は

$$A = \frac{nh_0^2}{2} + xh', \quad P = \mathfrak{B} = 0$$

と置いて基本式 (1a) から滑面の位置を求められ其の角度を α_a' とすれば

$$E_{a'} = \frac{\sin(\alpha_a' - \varphi)}{\sin(\alpha_a' - \varphi + \psi)} \gamma \left\{ h \left(\frac{h}{2} + h' \right) \cot \alpha_a' - \left(\frac{nh_0^2}{2} + xh' \right) \right\} \dots \dots \dots (4a')$$

更に滑面が棚を切る時は (2) 式にて

$$A = \frac{nh_0^2}{2}, \quad K = \frac{4A}{h^2}$$

として滑面の位置を求められ、その時の角度を α_b' とすれば、

$$E_{b'} = \frac{\sin(\alpha_b' - \varphi)}{\sin(\alpha_b' - \varphi + \psi)} \left(\frac{h^2}{2} \cot \alpha_b' - A \right) \gamma \dots \dots \dots (4b')$$

但し $h \cot \alpha_b' < x$,

(6) 基本係数の表示

滑面の水平線となす角度を求める基本式 (1a) に直接必要な $2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$, $4 \sin \psi \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$, $2 \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi)$, $2 \cos \varphi \cos(\varphi - \psi)$ 及 $\sin \psi$ の各項を φ が 5° より 2.5° ごと 45° 迄に對し、 $\delta = 0$, $\varphi/2$, φ の場合に就て計算の結果を表記すれば次の如し、

表-1. 基本係数表

其-1. ($\delta=0, \psi=90^\circ$)

係数 φ°	$2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$4 \sin \psi \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$2 \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi)$	$2 \cos \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$\sin \psi$
5	0.0151 9	0.0303 8	-0.1736 5	0.1736 5	1
7.5	0.0340 7	0.0681 5	-0.2687 3	0.2687 3	1
10	0.0603 1	0.1206 1	-0.3420 2	0.3420 2	1
12.5	0.0956 9	0.1913 8	-0.4226 2	0.4226 2	1
15	0.1339 7	0.2679 5	-0.5000 0	0.5000 0	1
17.5	0.1808 5	0.3617 0	-0.5735 8	0.5735 8	1
20	0.2339 6	0.4679 1	-0.6427 9	0.6427 9	1
22.5	0.2928 9	0.5857 9	-0.7071 1	0.7071 1	1
25	0.3572 1	0.7144 2	-0.7660 4	0.7660 4	1
27.5	0.4264 2	0.8528 5	-0.8191 5	0.8191 5	1
30	0.5000 0	1.0000 0	-0.8660 3	0.8660 3	1
32.5	0.5773 8	1.1547 6	-0.9063 1	0.9063 1	1
35	0.6579 8	1.3159 6	-0.9396 9	0.9396 9	1
37.5	0.7411 8	1.4823 6	-0.9659 3	0.9659 3	1
40	0.8263 5	1.6527 0	-0.9848 1	0.9848 1	1
42.5	0.9128 4	1.8256 9	-0.9961 9	0.9961 9	1
45	1.0000 0	2.0000 0	-1.0000 0	1.0000 0	1

其-2. ($\delta=\varphi/2, \psi=90^\circ-\varphi/2$)

係数 φ°	$2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$4 \sin \psi \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$2 \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi)$	$2 \cos \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$\sin \psi$
5	0.0227 5	0.0454 6	-0.1615 6	0.2600 6	0.9990 5
7.5	0.0509 3	0.1016 4	-0.2554 9	0.3868 4	0.9978 6
10	0.0898 9	0.1790 9	-0.3341 9	0.5097 7	0.9961 9
12.5	0.1391 4	0.2766 3	-0.4074 7	0.6276 4	0.9940 6
15	0.1980 9	0.3927 9	-0.4741 4	0.7392 9	0.9914 4
17.5	0.2660 0	0.5258 0	-0.5331 1	0.8436 4	0.9883 6
20	0.3420 2	0.6736 5	-0.5834 0	0.9396 9	0.9848 1
23.5	0.4252 1	0.8340 9	-0.6241 5	1.0265 6	0.9807 9
25	0.5145 1	1.0047 0	-0.6546 8	1.1034 5	0.9763 0
27.5	0.6089 0	1.1829 1	-0.6744 2	1.1696 9	0.9713 4
30	0.7071 1	1.3660 3	-0.6830 1	1.2247 4	0.9659 3
32.5	0.8079 3	1.5513 0	-0.6802 3	1.2681 9	0.9600 5
35	0.9118 2	1.7359 5	-0.6660 2	1.2997 5	0.9537 2
37.5	1.0123 3	1.9172 2	-0.6405 2	1.3193 0	0.9469 3
40	1.1133 4	2.0924 0	-0.6040 2	1.3268 3	0.9397 0
42.5	1.2118 4	2.2588 8	-0.5569 9	1.3224 9	0.9320 1
45	1.3065 6	2.4142 1	-0.4575 7	1.3065 6	0.9238 8

其-3. ($\delta = \varphi, \psi = 90^\circ - \varphi$)

係數 φ°	$2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$4 \sin \psi \sin \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$2 \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi)$	$2 \cos \varphi \cos(\varphi - \psi)$	$\sin \psi$
5	0.03027	0.06301	-0.171010	0.34597	0.99619
7.5	0.06757	0.13397	-0.25000	0.51321	0.99144
10	0.11878	0.23396	-0.32139	0.67365	0.98481
12.5	0.18294	0.35721	-0.38302	0.82520	0.97630
15	0.25882	0.50000	-0.43301	0.96593	0.96593
17.5	0.34496	0.65798	-0.46985	1.09406	0.95372
20	0.43969	0.82635	-0.49240	1.20805	0.93969
22.5	0.54118	1.00000	-0.50000	1.30656	0.92388
25	0.64749	1.17365	-0.49240	1.38854	0.90630
27.5	0.75648	1.34202	-0.46985	1.45319	0.88701
30	0.86603	1.50000	-0.43301	1.50000	0.86603
32.5	0.97392	1.64279	-0.38302	1.52874	0.84339
35	1.07797	1.76600	-0.32139	1.53950	0.81915
37.5	1.17604	1.86603	-0.25000	1.53264	0.79335
40	1.26604	1.93969	-0.171010	1.50881	0.76604
42.5	1.34604	1.98481	-0.08682	1.46894	0.73728
45	1.41421	2.00000	0.00000	1.41421	0.707107

3. 杭床式壁の主働土圧計算例

(1) 土圧強度図の作成

図-1 で $h_1 = 2.5\text{m}$ $\varphi_1 = 30^\circ$ $\gamma_1 = 1.6\text{t/m}^3$, $h_2 = 1.5\text{m}$ $\varphi_2 = 25^\circ$ $\gamma_2 = 2.0\text{t/m}^3$, $p = 3\text{t/m}^2$ $a = 6.0\text{m}$ の場合に水平土圧分布図を描くには, $\varphi = 25^\circ$, $\gamma = 1.0\text{t/m}^3$ $\delta = \varphi/2$ とすれば,

$$h' = 3/1 + \frac{2.5 \times 1.6}{1} + \frac{1.5 \times 2}{1} = 10\text{m}, \quad A = 6 \times 10 = 60\text{m}^2$$

(1a) 式より
$$K = \frac{4A}{h(h+2h')} = \frac{240}{h(h+2h')}$$

基本係數表其-2 より

$$\begin{aligned} 2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi) &= 0.51451 \\ 4 \sin \psi \sin \varphi \cos(\varphi - \psi) &= 1.00470 \\ 2 \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi) &= -0.65468 \\ 2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi) &= 1.10345 \\ \sin \psi &= 0.97630 \end{aligned}$$

$h = 12.0\text{m}$ で棚以下に働く主働土圧力の合力を求むる例を示せば

$$K = \frac{240}{12 \times 32} = 0.62500$$

$$\therefore K \sin \psi = 0.61019, \quad 2 K \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi) = -0.40918$$

(1a) 式より $\cot \alpha = \frac{1.10345 + 0.61019}{0.51451 + \sqrt{1.00470 + 0.40918}} = 1.00588 \quad \alpha \approx 44^\circ 50'$

(1b) 式より $E = \frac{\sin(44^\circ 50' - 25^\circ)}{\sin(44^\circ 50' - 25^\circ + 77^\circ 30')} (13 \times 16 \times 1.00588 - 60) = 45.541 \text{ t/m}$

$h = 4.0 \text{ m}$ では (1a) 式より $\cot \alpha = 1.6564$ 即ち $\alpha \approx 31^\circ 7' < \theta_m$ $E = 2.091 \text{ t/m}$

然るに (1c) では, $E_0 = \lambda_a \frac{\gamma H^2}{2} = 0.36736 \times \frac{1 \times 4^2}{2} = 2.939 > E$

この時は E_0 を採用すべきを知る。

更に $h = 5.0 \text{ m}$ では $E = 5.128 > E_0 = 4.592$

$E = E_0$ の位置は 4 m と 5 m の間にあり、之を図上から求むれば、

$h = 4.62 \text{ m}$ であつて, $E = E_0 = 0.36736 \times \frac{4.62^2}{2} = 3.921 \text{ t/m}$

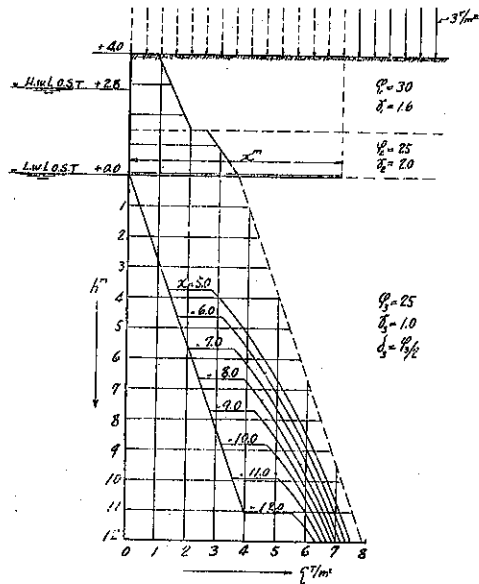
以上の方法によつて $x = 6.0 \text{ m}$ の土圧強度を求むれば表-2 の如く $h = 4.62$ より小なるものに對しては (1c) 式によつて土圧強度を求められる。

$x = 5 \sim 12.0 \text{ m}$ に對して同様の計算結果を示せば 図-5 となり、點線は杭床のない場合の水平土圧強度を示してある。同図によつて杭床直下の或る範圍は完全に棚によつて庇護されて居るが、 $E_0 = E$ なるに及んで急激に棚以上にある土砂の影響を受けることを知る。この様に土圧強度に不連続を生ずるのは、棚によつて荷重が不連続となる爲であつて、不思議は無い譯である。又 $E_0 = E$ 點以下では杭床のない土圧強度図に漸近的に接して行く特性が見出される。更に杭床の幅が廣い程、その庇護區域が擴大せられることは常識でも判断されることではあるが、其の程度も一見明瞭となつた。この特性を利用して試算により $E = E_0$ の點を求め、それより下方の (1a) 式を用ふべき範圍で、幾分離れた任意の兩 3 點の土圧強度を算出しその點を通り、杭床のない時の土圧強度に漸近する曲線を描けば比較的手輕に杭床式矢板壁に及ぼす解析的土圧図を求めることが出来る。

表-2.

$h(\text{m})$	$E(\text{t/m})$	水平分力 $E_{10} =$ $E \times 0.9763$	dh	土圧強度 $q(\text{t/m}^2)$
4.62	3.921	0.3828		
5.00	5.128	5.007	0.38	3.37
6.00	9.052	8.837	1.00	3.83
7.00	13.704	13.379	"	4.54
8.00	19.047	18.595	"	5.22
9.00	24.911	24.321	"	5.73
10.00	31.321	30.579	"	6.26
11.00	38.194	37.289	"	6.71
12.00	45.541	44.336	"	7.05

図-5.



(2) 杭床による土圧軽減量

前例題を用ふることとする。杭床がなければ水平分力を與へる土圧係数は $\lambda_a \approx 0.359$ である。 $h' = 10 \text{ m}$ であ

るから、例へば $h=5.0\text{ m}$ では h の部分に働く土圧の水平分力の合力は

$$E_{w\text{gross}} = \left(\frac{2 \times 3.59 + 5 \times 0.359}{2} \right) \times 5 = 22.45 \text{ t}$$

$x=5.0\text{ m}$, $h=5.0\text{ m}$ の時 (1a) 式による E に $\cos \varphi/2$ を乗ずれば 11.296 t/m であるから庇護を受けた $h=5.0\text{ m}$ 間の土圧合力は $E_{w\text{gross}}$ の 50.3% となる。斯くして算出した h 間に對する

$$\frac{\text{杭床式矢板の水平土圧合力}(E_{w0})}{\text{杭床なき場合の水平土圧合力}(E_{w\text{gross}})} \times 100$$

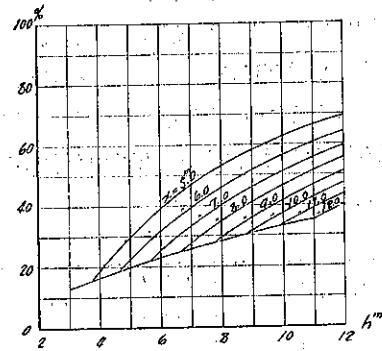
を表示せば 表-3 の如くなる。

表-3.

$h(\text{m})$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$E_{w\text{gross}}$ (t)	12.39 (t/m)	17.24	22.45	27.99	33.92	40.20	46.85	53.85	61.22	68.94
$x(\text{m})$										
5.0	13.1	18.9	29.9	39.1	46.7	53.0	58.2	62.6	66.3	69.5
6.0	"	16.6	22.6	31.6	39.4	46.3	51.9	56.8	60.9	64.3
8.0	"	"	20.0	23.1	27.6	34.7	41.0	46.4	51.2	55.4
10.0	"	"	"	"	25.9	28.6	31.7	37.5	42.7	47.3
12.0	"	"	"	"	"	"	31.0	33.3	35.5	40.2

図-6 は表-3 を一見明瞭ならしめたもので、棚以下の土圧合力が軽減される割合は x に關係し、重力式岸壁では杭床以下の水深に較べて、一定限度以上棚幅を増加しても土圧軽減には効果がない。この例題では 6.0 m 岸壁では $x=7.3\text{ m}$, 8.0 m , 岸壁では $x=9.2\text{ m}$, 9.0 m 岸壁では $x=10.2\text{ m}$ が夫れ夫れ海底と棚間の土圧を最小ならしむる x の値を示して居る。棚の位置を色々に変化して、壁体全高に對し最小の土圧合力を得るに必要な棚の長さも亦同様にして容易に見出される。重力式岸壁を杭床によつて補強するには 図-6 の方法によつて施工上棚の位置が決定した場合の最も有效な杭床幅を見出すことが出来るが、矢板壁や深層滑出の危険性のある岸壁では、最も經濟的な x は其れ等の性質を織込んで決定しなければならぬ事は勿論である。

図-6.



4. 杭床式矢板壁に働く主働土圧の近似解

之の解法は従来獨逸の著書³⁾に見らるゝものであつて、杭床の後端を通る滑面と矢板軸との交點 B 以上を、棚による庇護區域とし、其の中で杭床の後端から、棚と息角 φ に等しい角度で描いた線が矢板軸と交はる點 A 以上は、棚以上の土砂と加重が全々影響しない部分である。

又 B 點の土圧強度は杭床が無い場合に等しく、AB 間の土圧強度は直線的に変化するものと假定して居る。此の解法も棚の下に打たれた杭群による土圧の軽減量は安全の爲に考慮に入れて居らない。図-7 は壁体と土砂の

³⁾ H. Engels; Handbuch des Wasserbaues, Band II, Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, Band II

摩擦角 δ が 0 の時の近似解であつて、

$$q_1 = \gamma x \tan \varphi \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$q_2 = (\gamma x \tan \alpha + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

より A, B 兩點の土圧強度を夫れ夫れ求められる。若し $\delta \neq 0$ の際は滑面の角度 α は (10) 式によつて算出するか, Krey の土圧表の類を利用して容易に求めることが出来る。

斯くして $\delta = \varphi/2$ の時に求めた近似解と, 図-5 の解析的のものと比較する爲に, 棚以下の水平土圧合力に對し, 解析値に對する近似値の百分率を表示すれば, 表-4 となる。此の例題では, 兩解法の誤差は最大 24% 程度で著しいものではないが, 棚の下にある杭群の土圧軽減量を見逃した上に, 更に餘裕の多い近似解を用ふことは必要以上の安全率を構造物に與へることとなる。棚幅が大きく, 壁高 h が小さい場合は, 兩解法は全く一致し, h が増すに伴つて, 誤差は増加し, これが最大値に達するに及んで再び遞減することは, $x=5, 8$ 及

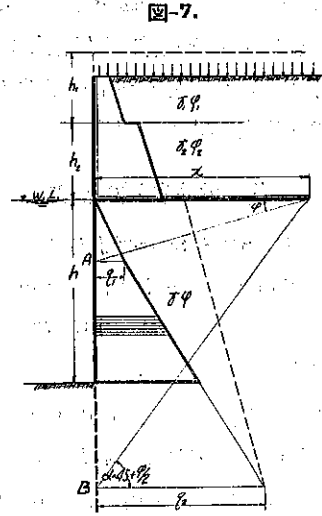
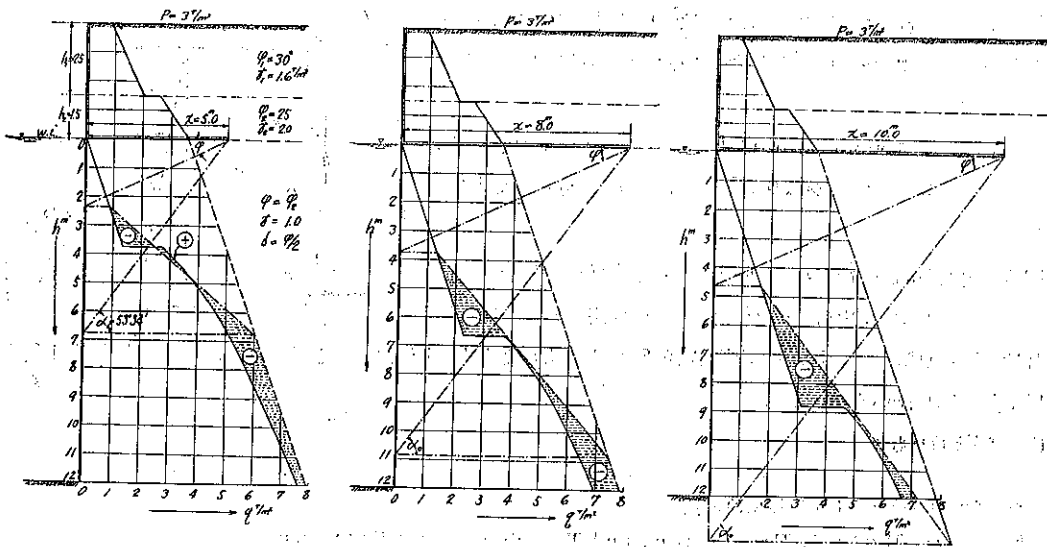


表-4.

$h(m)$ $x(m)$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	111	123	109	109	111	112	112	111	111	110
6	102	117	122	112	110	111	112	112	112	111
8	100	101	111	120	123	115	112	111	112	112
10	100	100	101	106	113	120	124	117	114	113
12	100	100	100	101	104	109	113	118	123	118

図-8.



10 m に就て求めた図-8 によつても明かである。

尚ほ図-6 と同様に近似解法による、棚以下の庇護された水平土圧合力と、棚がない時の其の部分に相當する水平土圧合力との割合を百分率で求むれば、 x が増すに伴つて土圧は減少はするが、図-6 で見られる様に x の經濟的限度を翻然と示さない。

5. 集中荷重の影響

(1) ボンセレー図式解法⁴⁾

壁頂より x m 後方に P t/m の集中荷重があり、裏込土砂の息角を φ 、土砂 1 m^3 當りの重量を γ とすれば、

$$\Delta CB_1B_2 = P/\gamma$$

と置く。

即 P を假想の地表 B_1B_2C に置き換へる。 \overline{CN} は指導線 \overline{SS} に平行、 $\widehat{ECB_1} = \varphi$ を描けば、着力點 C より極く少し右の點を通ずる滑面 A_2C は、 \overline{EN} を直径とする円を描き B_2' を求め、 $\overline{EB_2'} = \overline{EA_2}$ なることから定められる。

この時 A_2B_1 間に作用する土圧は $E_2 = \gamma (\Delta CD_2M_2)$ より求められ、 C より極く少し左の點を通ずる滑面 A_1C は $\overline{EB_1'} = \overline{EA_1}$ として求められる。 $\overline{A_1B_1}$ に作用する土圧は $E_1 = \gamma (\Delta CD_1M_1)$ である。然して P は $\overline{A_1A_2}$ の間のみ影響するものとみなす解法であつて、普通に P は $\overline{A_1A_2}$ 間に図-9 の $A_1'A_2'$ の様に等分布するものとされ居る。

(2) Krey の解法⁵⁾

Krey は集中荷重による土圧分布図の増加は、壁と地表面が直線の場合には大体三角形であり、其の鞍狀の三角形の A 點の位置は Culmann 線が P を通る滑面の上で不連続を生ずることにより、試算にて決定され、この三角形の頂點は大体着力點 C を通り、荷重がない場合の滑面の角 α をなす線と壁体との交點 A_1 上にあるものとする。

従つて P による増加土圧の作用點は $\overline{A_0A_1}$ の $2/3$ の所にあり、其の大きさ E_p は P を図-10 の様に R と E に分解して求められる。

図-9 の図式解法に較ぶれば、兩者の A_1 は同位置であることから、Krey の解法は集中荷重の影響が上部に作用することになる。

これは土圧の實驗で、集中荷重の影響が図-9 によるものよりも、上位にあると云はれて居る事實を説明し得るゝ點で頗る興味深いものである。

(3) 解析的のもの

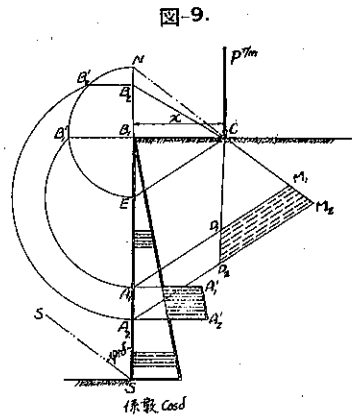


図-9.

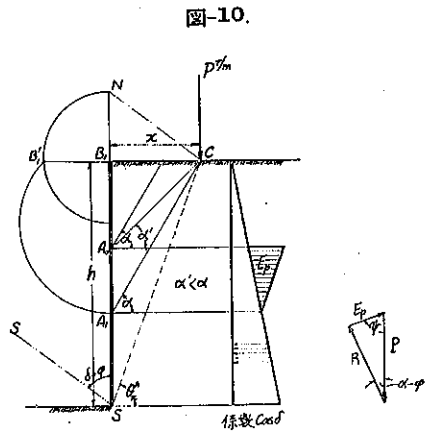


図-10.

4) 吉田博士著：土圧及擁壁設計法

5) Krey: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes.

図-10 と 図-1 とを比較して

$$W = \frac{\gamma h^2}{2} \cot \alpha + P$$

即ち
$$E = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \varphi + \psi)} \left(\frac{\gamma h^2}{2} \cot \alpha + P \right)$$

$$\frac{dE}{d\alpha} = 0$$

の条件より同様にして

$$\cot \alpha = \frac{2 \cos \varphi \cos(\varphi - \psi) + K_p \sin \psi}{2 \sin \varphi \cos(\varphi - \psi) + \sqrt{4 \sin \psi \sin \varphi \cos(\varphi - \psi) - 2 K_p \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi)}} \quad \dots (5)$$

茲に $K_p = \frac{-4P}{\gamma h^2}, \quad P = t/m$

(5) 式は $\alpha = \theta_{x^h}$ 適用ひられ $\alpha > \theta_{x^h}$ の場合には

$$E_\theta = \frac{\sin(\theta_{x^h} - \varphi)}{\sin(\theta_{x^h} - \varphi + \psi)} \left(\frac{\gamma h^2}{2} \cot \theta_{x^h} + P \right) \dots (5\theta)$$

を適用し $E_0 > E_\theta$ なるに至つて $P=0$ とした無載荷の普通の (1.) 式を用ふる。この $E_0 = E_\theta$ の點が Krey の所謂 Culmann 線が不連続になる位置を意味するものである。

例題として $x=3.0 \text{ m}, P=10 \text{ t/m}, \varphi=\delta=30^\circ, \gamma=2 \text{ t/m}^3$ の場合を取換へば、 $P=0$ の場合は (1.) 式より $\cot \alpha = 0.7174, \alpha = 54^\circ 20'$

$$\lambda_\alpha = \frac{\sin(54^\circ 20' - 30^\circ)}{\sin(54^\circ 20' - 30^\circ + 60^\circ)} \cot 54^\circ 20' = 0.297$$

$h=2.013 \text{ m}$ では $\cot \theta_{x^h} = 1.4900 \quad \theta_{x^h} = 33^\circ - 52'$

(1.) 式より
$$E_0 = \lambda_\alpha \frac{\gamma h^2}{2} = 0.297 \frac{2 \times 2.013^2}{2} = 1.204 \text{ t/m}$$

(5\theta) 式より
$$E_\theta = \frac{\sin(33^\circ 52' - 30^\circ)}{\sin(33^\circ 52' - 30^\circ + 60^\circ)} \left(\frac{2 \times 2.013^2}{2} \times 1.4900 + 10 \right) = 1.205 \text{ t/m} = E_0$$

即 $h=2.013 \text{ m}$ で Culmann 線が不連続になる。 $h=5.00 \text{ m}$ では

$$K_p = \frac{-4 \times 10}{2 \times 5^2} = -0.800$$

(5) 式と基本係數表 其-3, $\delta = \varphi$ の値から

$$\cot \alpha = \frac{1.5 - 0.86603 \times 0.8}{0.86603 + \sqrt{1.5 + 0.43301 \times 0.8}} = 0.3628 \quad \text{即ち} \quad \alpha = 70^\circ 3'$$

然るに

$$\cot \theta_{x^h} = \frac{3}{5} = 0.6 \quad \text{即ち} \quad \theta_{x^h} = 59^\circ - 0'$$

$\alpha > \theta_{x^h}$ の爲に (5) 式は利用されぬ。この場合には (5\theta) 式より

$$E_\theta = 12.1502 \text{ t/m}$$

$h=8.0 \text{ m}$ では

$$K_p = \frac{-40}{2 \times 64} = -0.3125$$

$\cot \alpha$ は (5) 式より 0.57318, $\alpha \doteq 60^\circ 11'$ 又 $\alpha < \theta_x^h$

故に (5a) 式より

$$E = \frac{\sin(60^\circ 11' - 30^\circ)}{\sin(60^\circ 11' - 30^\circ + 60^\circ)} \left(\frac{2 \times 8^2}{2} \right) \times 0.57318 + 10 = 23.4681 \text{ t/m}$$

斯くして土圧分布図を求むる行程を示せば次表となる。

$x=3.0\text{m}$ に對し $P=1, 2.5, 5, 7.5$ 及 10t/m のものを図示すれば (水平土圧強度としては係數 $\cos 30^\circ$ を乗ずるを要す) 図-11 となり鎖線と壁体との交點は Krey が示した P の影響圈の下の限界を現はして居る。Krey の略式解法による添加土圧の下の限界は、其の著書に示された $x=3.0\text{m}$, $P=1\text{t/m}$ の場合には 図-11 を見ても比較的良く一致して居るが、 P が増加するに

図-11.

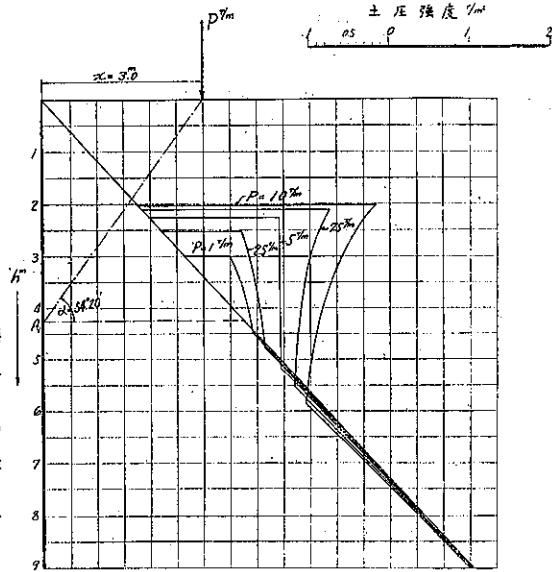


表-5. $x=3.0\text{m}$, $P=10\text{t/m}$ の影響

壁高 (m)	α	$E\text{ t/m}$	$E_0\text{ t/m}$	$E-E_0\text{ t/m}$	$A(E-E_0)\text{ t/m}$	$\Delta h\text{ m}$	P の影響 t/m^2	使用式
1	$54^\circ 20'$	0.2971	0.2971	0		1.00		(1.)
2	"	1.1883	1.1883	0		0.013		
2.013	$33^\circ 52'$	1.2039	1.2039	0	0.8035	0.287	2.810	(5a)
2.3	$37^\circ 28'$	2.3780	1.5715	0.8065	0.5107	0.200	2.554	
2.5	$39^\circ 48'$	3.1739	1.8567	1.3172	0.5826	0.250	2.330	
2.75	$42^\circ 31'$	4.1464	2.2466	1.8997	0.5176	"	2.071	
3.00	$45^\circ 0'$	5.0910	2.6737	2.4173	0.4633	"	1.853	
3.25	$47^\circ 18'$	6.0195	3.1379	2.8816	0.4066	"	1.626	
3.50	$49^\circ 24'$	6.9274	3.6392	3.2882	0.3581	"	1.432	
3.75	$51^\circ 21'$	7.8239	4.1777	3.6463	0.3045	"	1.218	
4.00	$53^\circ 8'$	8.7040	4.7532	3.9507	0.2593	"	1.037	
4.25	$54^\circ 47'$	9.5760	5.3660	4.2101	0.2140	"	0.856	
4.50	$56^\circ 19'$	10.4399	6.0158	4.4241	0.2992	0.500	0.598	(5)
5.00	$59^\circ 2'$	12.1502	7.4269	4.7233	0.0944	"	0.189	
5.50	$61^\circ 23'$	13.8042	8.9866	4.8176	-0.0502	"	0.100	
6.00	$63^\circ 27'$	15.4622	10.6948	4.7674	-0.0907	0.250	-0.363	
6.25	$64^\circ 7'$	16.2813	11.6046	4.6767	-0.0446	"	-0.178	
6.50	$63^\circ 21'$	17.1836	12.5515	4.6321	-0.0781	0.500	-0.156	
7.00	$62^\circ 03'$	19.1108	14.5568	4.5540	-0.0989	1.00	-0.099	
8.00	$60^\circ 11'$	23.4681	19.0130	4.4552	-0.0706	"	-0.071	
9.00	$59^\circ 01'$	28.4478	24.0632	4.3846	-0.0490	"	-0.049	
10.00	$58^\circ 01'$	34.0433	29.7077	4.3356				

伴れて、 P の影響圏は提案された位置の下方に迄達する。即 Krey の近似解法による時は、この解析的の結果に比し、 P の添加土圧の作用點は上位過ぎる場合があることに気が付くし、 P の大きさによつて添加土圧図の形態は必ずしも相似でないことを知られ、大体従來の近似解の誤差も判断し得られる。

6. 棚附擁壁の主働土圧計算例

図-4 にて $\begin{cases} p=1.8 \text{ t/m}^2, & \gamma=1.8 \text{ t/m}^3, & \varphi=30^\circ, & n=2, & h_0=1 \text{ m} \\ h'=4.0 \text{ m}, & h=7.0 \text{ m}, & a=4.0 \text{ m}, & \delta=\varphi/2=15^\circ \end{cases}$

を取扱へば、

(1) 杭打工なき場合

$$A = \frac{nh_0^2}{2} + nh_0h' = \frac{2 \times 1^2}{2} + 2 \times 1 \times 4 = 9 \text{ m}^2$$

$$P = \gamma nh_0h'/2 = 1.8 \times 2 \times 1 \times 4/2 = 7.2 \text{ t}$$

(4a) 式により

$$K = \frac{4(A - P/\gamma)}{h(h + 2h')} = \frac{20}{h(h + 8)}$$

$h = 7.0 \text{ m}$ にては $K = 0.19047$

$$K^2 \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi) = 0.19047 \times (-0.68301) = -0.13009$$

$$K \sin \psi = 0.19047 \times 0.96593 = 0.18398$$

$$\cot \alpha = \frac{1.22474 + 0.18398}{0.70711 + \sqrt{1.96603 + 0.13009}} = 0.72979 \quad \alpha = 53^\circ 57' < \theta_{\max}$$

$$\therefore E_a = \frac{\sin(53^\circ 57' - 30^\circ)}{\sin(53^\circ 57' - 30^\circ + 75^\circ)} \cdot 1.8 \left\{ 7 \left(\frac{7}{2} + 4 \right) \times 0.72979 - 9 + 7.2/1.8 \right\} = 24.57 \text{ t/m}$$

棚から上の土圧 E_0 は、(1.) 式より $\lambda_a = 0.3011$ を得て、

$$E_0 = \frac{0.3011 \times 4 \times 0.3011}{2} \times 3 \times 1.8 = 4.07 \text{ t/m}$$

$$\therefore \sum E = E_0 + E_a = 28.64 \text{ t/m}$$

壁踵でモーメントを求むるに E_a が Schroter の解法に従つて $\eta = 3/8 h_1$ と置けば近似的に

$$M_1 = 24.57 \times \frac{3}{8} \times 6 \times 0.9659 + \left\{ 0.813 \left(7 + \frac{2 \times 3}{3} \right) + 3.252 \left(7 + \frac{1 \times 3}{3} \right) \right\} \times 0.9659 = 85.60 \text{ t-m}$$

(4a) (4b) 及 (4c) 式により土圧分布図を描き η を求むれば

$$\eta = 2.43$$

それ故に精密なモーメントは、 $M_2 = 24.57 \times 2.43 + 32.20 = 91.91 \text{ t-m}$

$$\frac{M_1}{M_2} \times 100 = 93.1\%$$

此の際 $\eta = \frac{3}{8} h$ とした略算法は誤差が少ないので、實用上嚴密に土圧分布図を描いて η を求める手数は省いても差支ないと思はれる。

(2) 杭床式

前例題で棚が土の上に置かれた所に杭打基礎を施し、土に傳はる棚以上の荷重を杭で受け持たしむれば

$$A = \frac{nh_0^2}{2} + nh' = \frac{2 \times 1^2}{2} + 4 \times 4 = 17 \text{ m}^2$$

$h=7.0 \text{ m}$ には

$$K = \frac{4A}{h(h+2h')} = \frac{4 \times 17}{7(9+8)} = 0.64761$$

$$K2 \sin \psi \sin \varphi \sin(\varphi - \psi) = 0.64761 \times (-0.68301) = -0.41940$$

$$K \sin \psi = 0.64761 \times 0.96593 = 0.62555$$

$$\cot \alpha = \frac{1.22474 + 0.62555}{0.70711 + \sqrt{1.36603 + 0.41940}} = 0.90553 > \cot \theta_x \quad \text{即ち } \alpha = 47^\circ 50'$$

(4a') 式より $E_a' = 16.86 \text{ t/m}$ 前題にて $E_0 = 4.07 \text{ t-m}$

$$\therefore \sum E = E_0 + E_a' = 20.93 \text{ t/m}$$

壁踵でモーメントを求むるに、 E_a' が $\eta = \frac{3}{8} h_1$ に働くものとすれば近似的に

$$M_1' = 16.86 \times \frac{3}{8} \times 6 \times 0.9659 + 32.20 = 68.84 \text{ t-m}$$

(4a') (4b') 式より土圧分布図を描き η を求むれば

$$\eta = 1.97 \text{ m}$$

故に精密なモーメントは

$$M_2' = 16.86 \times 1.97 + 32.20 = 65.41 \text{ t-m}$$

$$\frac{M_1'}{M_2'} \times 100 = 105.2\%$$

杭床式の場合も E_a' は $\eta = 3/8 h_1$ の位置に働くとして仮定した略算法は実用上差支ない。

(3) Schroter の解法

図-4 で棚 x の上に乗る垂直力の内、土が支持すべき反力を B とすれば $\mu B > E_0$ の間は $F = E_0$ であると假定する。茲に μ は土と棚の間の摩擦係数であつて、 B と F の合力 B_f を図-1 の様に R と E に分解すれば E_{Bf} を得られる。

$$F \text{ と } B \text{ のなす角を } \beta \text{ とすれば } \tan \beta = \frac{F}{B}$$

前題の例題を用ふれば棚から上の $E = 4.07 \text{ t}$

$$\therefore E_0 = E \cos \varphi / 2 = 4.07 \times 0.9659 = 3.93 \text{ t}$$

$$B = \left(\frac{nh_0}{2} + x - nh_0 \right) h' \gamma = (1+2) \times 4 \times 1.8 = 21.6 \text{ t}$$

$$B_f \sqrt{E_0^2 + B^2} = \sqrt{3.93^2 + 21.6^2} = 21.95', \quad \tan \beta = 0.1819 \quad \text{即ち } \beta = 10^\circ 19'$$

$$h = 7.0 \text{ m} \quad \text{では } \theta_x = 60^\circ 15'$$

$$\therefore E_{Bf} = \frac{\sin(\theta_x + \beta - \varphi)}{\sin(\theta_x - \varphi + \psi)} B_f = \frac{\sin 40^\circ 34'}{\sin 105^\circ 15'} \times 21.95 = 14.80 \text{ t/m}$$

更に壁踵と棚の後端を結んだ線以内の土の重量

$$W_2 = \gamma \frac{hx}{2} - \gamma \frac{nh_0^2}{2} = 1.8 \times 4 \times 7/2 - 1.8 \times 2 \times 1^2/2 = 23.4 \text{ t}$$

W_2 を E と R に分解すれば W_2 による土圧は

$$E_{W2} = \frac{\sin(\theta_x - \varphi)}{\sin(\theta_x - \varphi + \psi)} W_2 = \frac{\sin 30^\circ 15'}{\sin 105^\circ 15'} \times 23.4 = 12.22 \text{ t/m}$$

$$\therefore \Sigma E = E_{BF} + E_{w2} = 27.02 \text{ t/m}$$

之を前に求めた解析的の $\Sigma E = 28.64 \text{ t/m}$ に比すれば 94.3% で土圧合力の大きさに關する限り、此の解法は比較的正しい結果を與へる。更に壁面に對するモーメントは Schroter は Müller Breslau の説に従つて ΣE は $\frac{3}{8}h_1$ に作用するものとして求めて居る、即ち

$$M_s = \Sigma E \frac{3}{8} h_1 \cos \delta = 27.02 \times \frac{3}{8} \times 6 \times 0.9659 = 58.7 \text{ t-m.}$$

(1) の計算で解析的の結果として $M_1 = 85.6 \text{ t-m}$, $M_2 = 91.91 \text{ t-m}$ を得て居るから、それと比較すれば、

$$\frac{M_s}{M_1} 100 = 69\%, \quad \frac{M_s}{M_2} 100 = 64\%$$

之の著しい差は解析的のものに比し、Schroter の解法は約 $M_0(\xi + h - \eta)$ 丈のモーメントを力系全体と考へる際に省略した事に歸因する。棚より上の h' が h に比較して小さい時は、この省略されたモーメントの影響は少いが、棚を下げて有效な構造物を造らうとする時、殊に地盤の耐力が少い場合には、氏の提案を其の儘實行に移すには、戒心を要することがある。むしろ本篇に求めた解析的の取扱を利用し度いものである。

尙ほ参考の爲に棚のない場合は、この例題では

$$\Sigma E = 32.52 \text{ t} \quad M = 113.43 \text{ t-m.}$$

であるから之に對する棚の下に杭の無い場合と杭床式と Schroter の解法の百分率を求むれば表-6 の如く

表-6.

	棚無し	棚附杭無し	杭床式	Schroter式
ΣE	100%	88.1%	64.4	83.1
ΣM	100%	精密値 81.0 略値 75.5	精密値 57.7 略値 60.7	51.7

この場合工法の選擇が自由であるとすれば、杭床式が最も補強の効果を發揮したことになるし、Schroter 工法の精度も自ら明かとならう。