

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

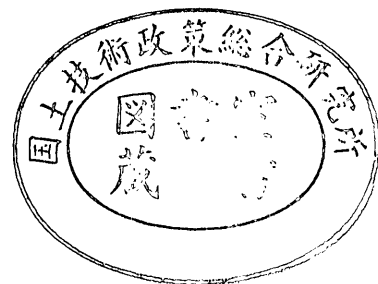
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 11

NO. 2

JUNE 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第2号 (Vol. 11, No. 2), 1972年6月 (June 1972)

目 次 (CONTENTS)

1. 直立壁および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究
..... 合田良実・福森利夫..... 3
(Laboratory Investigation of Wave Pressures Exerted upon Vertical and Composite WallsYoshimi GODA and Toshio FUKUMORI)
2. 不規則な海の波の屈折および回折の計算永井康平..... 47
(Computation of Refraction and Diffraction of Irregular SeaKohei NAGAI)
3. 横波を受ける船舶の繋船岸への衝突力に関する実験
..... 伊藤喜行・木原 力・久保正則・山本庄一.....121
(A Model Experiment on the Impact Force upon a Wharf Due to a Moored Ship Subjected to the Beam Sea
.....Yoshiyuki ITO, Tsutomu KIHARA, Masanori KUBO and Shoichi YAMAMOTO)
4. 浮防波堤の水理に関する近似理論と応用伊藤喜行・千葉 繁.....137
(An Approximate Theory of Floating Breakwaters
.....Yoshiyuki ITO and Shigeru CHIBA)
5. 来島海峡潮流模型実験 (第2報)
..... 木村久雄・宮原英治・須藤 茂・柴山輝彦・浜田徳一.....167
(A Model Experiment on a Tidal Current at the Kurushima Strait (2nd Report)
.....Hisao KIMURA, Hideharu MIYAHARA, Shigeru SUDO, Akihiko SHIBAYAMA and Tokuichi HAMADA)
6. 粘土の非排水せん断強度と変形係数
..... 中瀬明男・小林正樹・兼近明男.....243
(Undrained Shear Strength and Secant Modulus of Clays
..... Akio NAKASE, Masaki KOBAYASHI and Akio KANECHIKA)
7. 沈埋トンネルの野外模型振動実験 …青木義典・土田 隆・林 聡.....261
(Out-Door Dynamic Model Test of Trench Type Tunnel
..... Yoshinori AOKI, Hazime TSUCHIDA and Satoshi HAYASHI)
8. 懸濁粒子の沈降挙動と超音波の反射吸収特性木原純孝.....309
(Effect of Behavior of Settling Suspension Particles on Reflection and Absorption Characteristics of Ultrasonic WavesSumitaka KIHARA)
9. 平板による土の掘削抵抗について石塚浩次.....329
(A Study on Excavation Forces by a Plane BladeKoji ISHIZUKA)

9. 平板による土の掘削抵抗について

石塚浩次*

要 旨

本報告においては平板の排土板で土を一定深さで押した場合の掘削力を排土板前面に土が盛り上る前の塑性状態、盛り上った後の塑性状態について導いた。

上記の算定にあたっては土の塑性方程式の差分解法による計算と模型実験による実測値とを比較しながら求めたもので、その結果排土板前面に盛り上る前の水平掘削力 (F) は排土板幅を考慮して次のように表わせる。

$$F = \left(P_1 d + \frac{1}{2} q \gamma d^2 \right) \left\{ \int_0^\phi \frac{\sin(\Delta - \theta) d\theta}{\sin \Delta} + b \right\}$$
$$\sin \Delta = \frac{\sin \theta}{\sin \phi}$$

ここで

- d : 掘削深さ, ϕ : 内部摩擦角, γ : 単位体積重量
- q : 土および排土板と土との摩擦角による掘削定数
- θ : 3次元部分の排土幅に一次に比例する角
- b : 2次元状態の排土板幅

P_1 は粘着力による掘削力で次のように表わせる。

$$P_1 = \left\{ \frac{\exp(2\alpha \tan \phi)}{1 - \sin \phi} \times \frac{\sin(\Omega - \delta_p)}{\sin \Omega} - 1 \right\} C \cot \phi$$
$$\sin \Omega = \frac{\sin \delta_p}{\sin \phi}$$

ここで

- C : 粘着力 δ_p : 排土板と土との摩擦角
- α : 土および排土板と土との摩擦角による定数

また排土板前面に土が盛り上った状態の掘削力は盛り上りによる土の量を荷重として計算を行ない、ほぼ盛り上り量に比例した値となった。

* 機材部 作業船研究室

9. A Study on Excavation Forces by a Plane Blade

Koji ISHIZUKA*

Synopsis

Forces acting on a plane blade when soils are excavated by the blade keeping the depth of the blade constant are calculated by the theory of plasticity in this paper.

Difference equations are applied to the theory and calculated by a electronic computer. According to both the result and many experiments, a new formula about excavation forces is developed. When a excavation is performed by a plane blade, a small mound is made in front of the blade. The method that is used in this paper is able to apply to two states. The one is the state in which the small mound is not made in front of the blade. The horizontal excavation force (F) acting on the plane blade is as follows

$$F = \left(P_1 d + \frac{1}{2} q \gamma d^2 \right) \left\{ \frac{\int_0^\phi \frac{\sin(\Delta - \theta)}{\sin \Delta} d\theta}{1 - \sin \phi} + b \right\}$$

$$\sin \Delta = \frac{\sin \theta}{\sin \phi}$$

where, d : depth of excavation. ϕ : angle of internal friction.

γ : specific weight.

q : constant depending on both soils and an angle of friction between soils and a blade.

θ : angle in proportion to the width a blade in three dimensional part.

b : width of blade in two dimensional state.

P_1 : Excavation force depending on cohesion of soils. P_1 is as follows

$$P_1 = \left\{ \frac{\exp(2\alpha \tan \phi)}{1 - \sin \phi} \times \frac{\sin(\Omega - \delta_p)}{\sin \Omega} - 1 \right\} C \cot \phi$$

$$\sin \Omega = \frac{\sin \delta}{\sin \phi}$$

where, C : cohesion of soils.

δ_p : angle of friction between soils and a blade.

α : constant depending on both soils and δ_p .

The other is the state in which the small mound is made. In this case, the excavation force is calculated by assumption that weight of the mound is a force acting on soils. In the result, the excavation force increases in proportion to weight of the small mound.

* Member of the Dredger and Construction Equipment Laboratory, Machinery Division

目 次

要 旨	329
1. ま え が き	333
2. 平板による土の掘削力について	333
3. 土の塑性方程式	333
3.1 土の破壊規準	333
3.2 土の平面極限釣合い	334
3.3 土の塑性平衡における釣合方程式	335
3.4 塑性方程式の数値積分	336
4. 乾燥砂の受働圧力	336
5. 掘削力の実測値	338
5.1 実験試料の物理的性質	338
5.2 実 験 方 法	339
5.3 実測値と受働土圧による掘削力の比較	339
5.4 横方向圧力分布	340
5.5 垂直方向圧力分布	344
5.6 粘着力のある土の掘削力	347
6. 盛り上りのない塑性状態の掘削力	349
7. 排土板前面に盛り上った状態の掘削力	349
8. 結 論	350
9. あ と が き	350

1. まえがき

これまでにおける陸上土木機械、港湾のしゅんせつ機械は土および硬土盤等の掘削力を機械の能力によって決めている面が多く、能力以上の土に対しては運転操作を変えることによって運用されてきた。本来は掘削される土等の掘削抵抗を正確に把握しより効率的な運用がなされるべきであり、硬土盤、岩盤等においては特にその必要が増す。

これまでの掘削抵抗の算定は N 値、転倒板、トルクドライブ等の各種の補助的計器による係数を求めてなされてきた。しかしながら上記による算定は排土幅また排土板と土との摩擦抵抗等を考慮できない面がある。

当研究室においては硬土盤に対する掘削抵抗を研究しているが、今回は硬土盤の前段階としておもに砂について土の塑性方程式をあてはめ、平板による掘削深さ一定の場合の掘削抵抗の算定を行なった。

塑性方程式の解法は差分による数値計算を行ない、排土板の垂直方向圧力分布、粘着力のある土、また排土板前面に土が盛り上った状態の2次元状態の掘削力の算定を行ない、この2次元での値を基に3次元部分の掘削力を計算した。上記の計算結果と実験値は模型実験の範囲(排土板幅=2~15 cm, 掘削深さ=2~10 cm)で適合させた。

2. 平板による土の掘削力について

平板により土を一定深さで押す場合の掘削抵抗(以下掘削力とする)は、まず最初の塑性状態における掘削力および掘削の進行に伴う排土板前面に土が盛り上った状態の掘削力を求めなければならない。しかしながら排土板前面に盛り上った状態の掘削力は盛り上る前の塑性状態における掘削力の延長上にあるので、最初に排土板前面に盛り上りのないときの掘削力を、後に盛り上った状態の掘削力を求めてみよう。

まず最初の排土板前面に盛り上りのない塑性状態は排土板幅が掘削深さに比較して大きい場合は土圧の受働土圧として扱ってもよいが、小なる場合は排土板端における3次元部分の影響があるであろう。排土板による掘削においては排土板幅は掘削深さに比較してそれほど大きくなく、場合によっては掘削深が大なることもある。そこで今回は排土板幅の影響を考慮しながら掘削力を求めてみた。2次元状態としての受働圧力を求める式は古く

から Coulomb, Rankine によって提唱され、今日においては Sokolovsky 等によって塑性解法がなされまた実用的な土圧係数もあるが、掘削の模型実験においては塑性状態に達した時点で刃先付近において排土板に作用する圧力の減少がみられ、上記における計算の圧力が深さ方向に一次的分布となることとは異なった。刃先付近の排土板に作用する圧力分布の減少を塑性方程式によって計算を行なってみた。

3. 土の塑性方程式

3.1 土の破壊規準

土が極限状態になったときの破壊規準には Mohr-Coulomb, 拡張 Tresca, 拡張 Mises 等があるが、土および砂の場合は一般的に Mohr-Coulomb の規準が適合し、2次元では次のように表わされる。

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (3.1)$$

ここで τ : せん断力 σ : 垂直応力

C : 粘着力 ϕ : 内部摩擦角

すなわち土の破壊は(3.1)式のせん断力に達したときに起こる。(3.1)はモールの応力円によって表わされ、この式を満足する面素は2次元の場合すべり線と呼ばれる。すべり線は 図-3.1 を参照して

$$\frac{d|\tau|}{d\sigma} = \tan \phi = \cot 2\lambda$$

となるから

$$2\epsilon = \frac{\pi}{2} - \phi$$

を代入すると

$$\cot 2\lambda = \cot 2\epsilon$$

$$\lambda = \epsilon$$

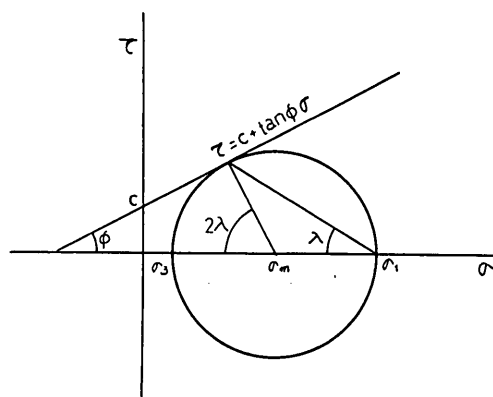


図-3.1 モールの応力円

λ は σ_1 主応力に対する角度を表わす。したがってすべり線は最大主応力に対して $\pm \epsilon$ の傾角を持ち、互いに 2ϵ の角で交わる。

3.2 土の平面極限釣合い

図-3.2 を参照して2次元で考えた土中の要素 (dx, dy) に働く応力成分 ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) と主応力の釣合いは、主応力 $\sigma_1 (\geq \sigma_3)$ が x 軸となす角を α とし、破壊規準式 (3.1) を適用すると

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{1}{2} \{ (\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \} \\ &= \sigma_m (1 + \sin \phi \cos 2\alpha) + C \cos \phi \cos 2\alpha \\ \sigma_y &= \frac{1}{2} \{ (\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \} \\ &= \sigma_m (1 - \sin \phi \cos 2\alpha) - C \cos \phi \cos 2\alpha \\ \tau_{xy} &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha \\ &= (\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \sin 2\alpha \quad (3.2) \\ \sigma_m &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \end{aligned}$$

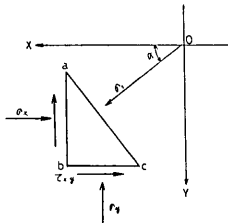
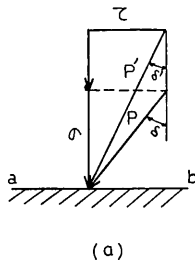


図-3.2 2次元塑性応力

によって表わされる。

また Sokolovsky によれば (3.2) 式において



(a)

$$\begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_1 + H & \sigma_x' &= \sigma_x + H \\ \sigma_3' &= \sigma_3 + H & \sigma_y' &= \sigma_y + H \\ H &= C \cot \phi \end{aligned}$$

なる応力を適用し

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_{x,y} &= \sigma_m (1 \pm \sin \phi \cos 2\alpha) \\ \tau'_{xy} &= \sigma_m \sin \phi \sin 2\alpha \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

なる関係を導いた。この σ'_{xy}, τ'_{xy} を換算応力と呼ぶ。

図-3.3 (a) の土中の任意面 $a-b$ 上の応力 (σ, τ) の合応力 P は面の法線と δ の角で作用し、また同じ線素に成分 ($\sigma + H, \tau$) を持つ合応力を考えると、前者が実応力であり、後者が換算応力となる。

モールの応力円 (図-3.3 (b)) によれば実応力はベクトル OQ 、換算応力はベクトル $O'Q'$ になる。

すなわちこの換算応力を適用すると土の粘着成分が見掛上消去でき、後の塑性方程式の解法に便利になる。

ここで換算応力 P' と σ_m の関係は (図-3.3 (b)) 参照)

$$P' = \sigma_m \frac{\sin(D - k\delta')}{\sin D} = \sigma_m (\cos \delta' - k \sqrt{\cos^2 \delta' - \cos^2 \phi}) \quad (3.4)$$

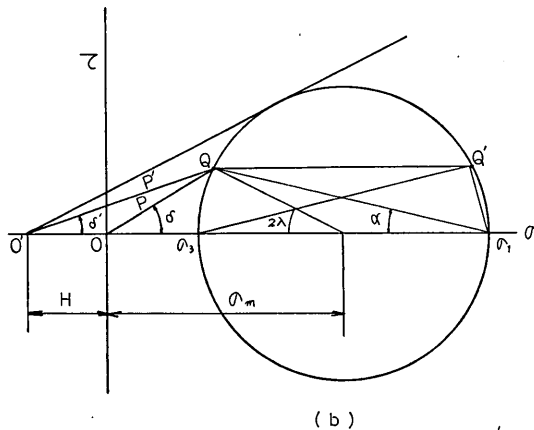
$$\sin D = \frac{\sin \delta'}{\sin \phi}$$

になる。

また Q からの軸に平行に引いた線と円との交点 Q' は極となり、 $Q' - \sigma_3$ が σ_1 主応力の方向、 $Q' - \sigma_1$ が σ_3 主応力の方向となる。また

$$\alpha = (1 - k) \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} (kD - \delta') + n\pi \quad (3.5)$$

$$n = 0, \pm 1$$



(b)

図-3.3 換算応力と幾何学的関係

となり、土中の線素 \overline{ab} に対して主応力の方向角を表わす。

(3.4), (3.5) 式中の k は応力の状態を表わし、上記の P' , δ' に対して

$k=1$ 最大応力状態 (受働状態)

$k=-1$ 最小応力状態 (主働状態)

の二つの応力状態が対応する。

3.3 土の塑性平衡における釣合方程式

水平面と角 β をなす方向に x 軸を一致させる直交座標 xOy を考え、平面ひずみとして塑性平衡を考えれば土の要素 $dA = dx \cdot dy$ に働く有効応力は間隙水圧を零とみなすと、外力は単位体積重量 ($\gamma \cdot dA$) となる。

したがってその状態の釣合は 図-3.4 から

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\tau_{xy}}{\partial y} &= \gamma \sin \beta \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\tau_{xy}}{\partial x} &= \gamma \cos \beta \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

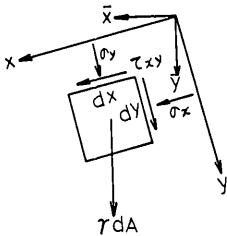


図-3.4 土中要素の応力と外力

この (3.6) 式に破壊条件式 (3.1) を満す (3.2) 式を代入すると

$$\begin{aligned} & (1 + \sin \phi \cos 2\alpha) \frac{\partial \sigma_m}{\partial x} \\ & - 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \sin 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial x} \\ & + \sin \phi \sin 2\alpha \frac{\partial \sigma_m}{\partial y} \\ & + 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \cos 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial y} = g_x \\ & \sin \phi \sin 2\alpha \frac{\partial \sigma_m}{\partial x} \\ & + 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \cos 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial x} \\ & + (1 - \sin \phi \cos 2\alpha) \frac{\partial \sigma_m}{\partial y} \\ & + 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \sin 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial y} = g_y \end{aligned} \quad (3.7)$$

ただし

$$\begin{aligned} g_x &= \gamma \sin \beta - (\sigma_m \cos \phi - C \sin \phi) \cos 2\alpha \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ & - \cos \phi \cos 2\alpha \frac{\partial C}{\partial x} - (\sigma_m \cos \phi - C \sin \phi) \sin 2\alpha \frac{\partial \phi}{\partial y} \\ & - \cos \phi \sin 2\alpha \frac{\partial C}{\partial y} \\ g_y &= \gamma \cos \beta - (\sigma_m \cos \phi - C \sin \phi) \sin 2\alpha \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ & - \cos \phi \sin 2\alpha \frac{\partial C}{\partial x} + (\sigma_m \cos \phi - C \sin \phi) \cos 2\alpha \frac{\partial \phi}{\partial y} \\ & + \cos \phi \cos 2\alpha \frac{\partial C}{\partial y} \end{aligned}$$

(3.7) 式は σ_m , α を未知関数とする双曲線型偏微分方程式であるが、その特性方程式は

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\alpha \pm \mu) \quad \left(\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.8)$$

となり、すべり線の方角と一致する。(図-3.5 参照)

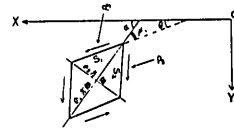


図-3.5 塑性状態におけるすべり線

このすべり線に沿って (3.7) 式を変換すると

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \frac{d\sigma_m}{ds_1} - 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \frac{d\alpha}{ds_1} &= f_1 \\ \cos \phi \frac{d\sigma_m}{ds_2} + 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \frac{d\alpha}{ds_2} &= f_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

ただし

$$\begin{aligned} f_1 &= g_x \sin(\alpha + \mu) - g_y \cos(\alpha + \mu) \\ f_2 &= g_y \cos(\alpha - \mu) - g_x \sin(\alpha - \mu) \end{aligned}$$

(3.9) 式は、 C , ϕ が場所の関数として与えられたとき、塑性応力場 (σ_m , α) を与える一般的な式である。

(3.7) 式において C , ϕ を定めることによって (3.9) の f_1 , f_2 が定められるが、 C , ϕ を一定とした場合が Kötter の方程式となる。すなわち $\beta=0$ として

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \frac{d\sigma_m}{ds_1} - 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \frac{d\alpha}{ds_1} \\ &= -\gamma \cos(\alpha + \mu) \\ \cos \phi \frac{d\sigma_m}{ds_2} + 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \frac{d\alpha}{ds_2} \\ &= \gamma \cos(\alpha - \mu) \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

となる。

$\sigma + H$ の換算応力を考えた Sokolovsky の式は

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \frac{d\sigma_m'}{ds_1} - 2\sigma_m' \sin \phi \frac{d\alpha}{ds_1} &= -\gamma \cos(\alpha + \mu) \\ \cos \phi \frac{d\sigma_m'}{ds_2} + 2\sigma_m' \sin \phi \frac{d\alpha}{ds_2} &= \gamma \cos(\alpha - \mu) \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

である。また $\phi, C \neq \text{const}$ の場合は (3.7), (3.9) 式に戻って求めることができる。

(3.10), (3.11) はおのおののすべり線に沿う応力関係である。

3.4 塑性方程式の数値積分 (差分解法)

(3.10), (3.11) において $d\sigma_m = \Delta\sigma_m, d\alpha = \Delta\alpha$ などの差分に置換え s_1, s_2 線に沿って取る差分を $\Delta s_1, \Delta s_2$ とすれば (3.10) 式は

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \Delta_1 \sigma_m - 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \Delta_1 \alpha \\ = -\gamma \cos(\alpha + \mu) \Delta s_1 \\ \cos \phi \Delta_2 \sigma_m + 2(\sigma_m \sin \phi + C \cos \phi) \Delta_2 \alpha \\ = \gamma \cos(\alpha - \mu) \Delta s_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

(3.11) 式は

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \Delta_1 \sigma_m' - 2\sigma_m' \sin \phi = -\gamma \cos(\alpha + \mu) \Delta s_1 \\ \cos \phi \Delta_2 \sigma_m' + 2\sigma_m' \sin \phi \Delta_2 \alpha = \gamma \cos(\alpha - \mu) \Delta s_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

となる。

またすべり線の方程式は $\Delta s_1, \Delta s_2$ に沿って (図-3.5)

$$\left. \begin{aligned} s_1: \Delta_1 x = \Delta s_1 \sin(\alpha - \mu), \quad \Delta_1 y = \Delta s_1 \cos(\alpha - \mu) \\ s_2: \Delta_2 x = \Delta s_2 \cos(\alpha + \mu), \quad \Delta_2 y = \Delta s_2 \sin(\alpha + \mu) \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

の関係になる。

(3.12), (3.13) 式と (3.14) 式とによって応力場 (σ_m, α) および位置が求められるが、与えられた境界条件によって次のように分類される。

(a) Riemann の境界値 (図-3.6 (a) 参照)

交角が $\pi/2 + \phi$ なる s_1, s_2 のすべり線の位置と応力が与えられたとき内部の応力場を定める問題。すなわち図の bc, dc に s_1, s_2 に沿う応力関係を適用し c 点の位置と σ_{m0}, α_0 を定める問題である。

(b) 特異点のある境界値 (R_0) (図-3.6 (b) 参照)

二つのすべり線の交角が $(\pi/2 \mp \phi)$ でないとき、交点 o にすべり線が多数集中して、 o 点が特異点となる。

交角 λ が指定されれば oc_1 に沿う o 点の応力と b 点の応力から c_1 点の位置と $\sigma_{m01}, \alpha_{01}$ を定める問題である。 λ を適当に分割した λ_1 の角で oc_1 に沿う o 点の応力は (3.13) 式の下式において $\Delta s_2 = bc_1 \rightarrow 0$ とすると

$$\sigma_{m'c} = \sigma_{m'b} \exp(-2\lambda_1 \tan \phi) \quad (3.15)$$

として与えられる。 $\sigma_{m'b}$ は b 点の換算応力である。

(3) Cauchy の境界値 (C型) (図-3.6 (c) 参照)

すべらざる曲線 Γ とその上の応力が与えられたとき Γ を基線としてすべり線を構成する問題。すなわち Γ 上で圧力 P の大きさと方向が与えられれば、 σ_m と α は既知となるから、 ac に沿う s_1 線、 bc に沿う s_2 線に応力関係式を適用し、 c 点の位置、 σ_{m0}, α_0 を求める。 c 点の応力場が求まればそれ以下は R 型境界値となる。

(4) 混合境界値問題 (M) (図-3.6 (d) 参照)

一つのすべり線の位置と応力が知られ、これと交差するすべり線でない曲線 Γ の位置とその上の α が指定されたときはさまれた領域内の応力場を作る問題。

d 点の位置と応力が解ければ (3.13) 式の下式から

$$\sigma_{m'a} - \sigma_{m'd} + 2(\sigma_{m'd} \tan \phi)(\alpha_a - \alpha_d) = \frac{\gamma \cos(\alpha - \mu)}{\cos} \Delta s_2$$

また a 点の位置は

$$y_a - y_d = (x_a - x_d) \tan(\alpha + \mu)$$

$$y_a - y_0 = (x_a - x_0) \tan \beta_0$$

として求めることができる。 β_0 は Γ の o 点における水平軸に対する傾斜角。

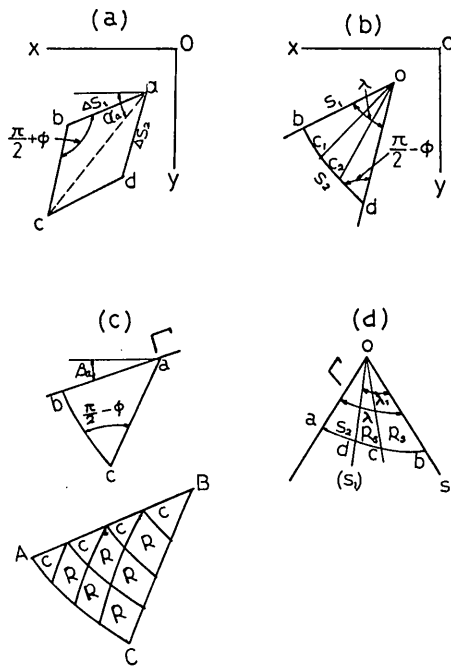


図-3.6 塑性方程式における境界値

4. 乾燥砂の受働圧力

乾燥砂に対する塑性方程式の適用は Sokolovsky の (3.13) を用いるが、 $C=0$ の場合は適用がむずかしい。

平板による土の掘削抵抗について

(3.13) 式は Kötter の方程式上で見掛上粘着力を消去しただけで、 $C=0$ の応力の釣合関係から導いたものではなく、そのため境界値に応力の作用しない R_s 境界値また 図-4.1 の分布圧力の作用する C 型境界値において c 点の応力は (3.13) 式から (以下においてハイフンを除いて表わす)

$$\sigma_{mo} = (x_c - x_a) \{ \tan(\alpha_a - \epsilon) - \tan \phi \}$$

$$\tan(\alpha_a - \epsilon) < \tan \phi$$

となり $\sigma_{mo} < 0$ となる等の困難さがある。

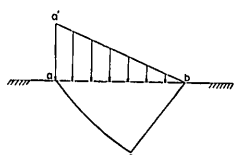


図-4.1 三角形実応力分布における内部応力

Sokolovsky は $C=0$ の土に対して自重あるクサビの釣合い問題において求めているが、ここでは (3.13) 式を用いて $C=0$ の場合の適用を試み、後の $\phi = \text{const}$ の場合の計算を行なうための妥当性を確かめる。

まず平板で土を押しあう地点で塑性状態になったときの境界値は、図-4.2 に示すように、I (R, C), II (R_s), III (M) がある。今回は以上の境界値を定めて内部を逐次積分して求めた。

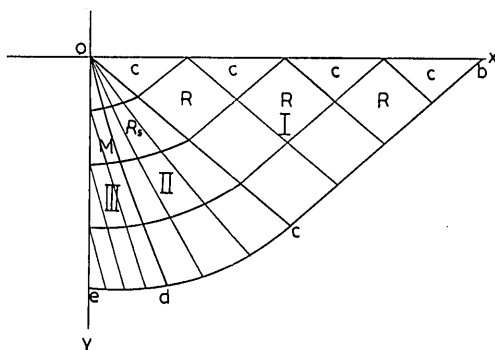


図-4.2 掘削時における 2 次元の塑性状態

(a) I 領域の境界値

この領域は普通ランキンの応力場と呼ばれるもので、 ox 軸上に H なる圧力が軸に垂直に作用した場合、 ox 軸上では

$$\sigma_m = \frac{H}{1 - \sin \phi}, \quad \alpha = 0$$

I 領域内部は

$$\sigma_m = \frac{H + \gamma y}{1 - \sin \phi}, \quad \alpha = 0$$

となる。

II の領域は R_s 境界値で o 点に集中するすべり線に沿う o 点の応力はこの場合 (3.15) 式が

$$\sigma_{mo} = \frac{H \exp(2\lambda_t \tan \phi)}{1 - \sin \phi}$$

となり求められる。

III の領域は排土板に沿う圧力の方向が $\delta \leq 0$ となるから最小応力場になり $k = -1$ に対応する。 e 点の主応力の方向は排土板と試料の摩擦角によって

$$\alpha = \beta - \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2}(\Omega + \delta_p)$$

$$\sin \Omega = \frac{\sin \delta_p}{\sin \phi}$$

ここで

δ_p : 排土板と試料の摩擦角

となり、 e 点の圧力は (3.4) 式から

$$P_e = \sigma_{me} \frac{\sin(\Omega + \delta_p)}{\sin \Omega}$$

として求められる。

今回においては掘削深さ (d) を特性長さとし、換算応力を

$$H = \gamma d \cot \phi$$

とし、掘削深さ (d) によって各項を無次元化して計算を行なう。各項の無次元の値は

$$\frac{x}{d} = \bar{x}, \quad \frac{y}{d} = \bar{y}, \quad \frac{\sigma_m}{\gamma d} = \bar{\sigma}_m, \quad \frac{c}{\gamma d} = 1$$

となる。

上記のようにして計算を行えばまったく Sokolovsky の計算手法と同じになるが、今回は ox 軸上の境界における x 軸を適当に分割し $\bar{y} = 1$ すなわち掘削深さの地点の圧力を求めてみた。このようにして求めた圧力分布は 図-4.3 のごとくなり、図の分布の $o-a-c-d$ は粘着力によるものであり、 $a-b-c$ は自重によるものとなる。

この三角分布の部分の圧力を乾燥砂の場合の圧力とみ

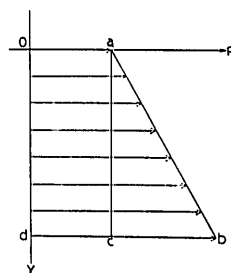


図-4.3 圧力分布

表-4.1

内部摩擦角 排土板と試料の摩擦角		20°				30°				40°			
		0°	5°	10°	15°	0°	10°	20°	30°	0°	10°	20°	30°
排土板傾き	70°	1.51	1.79	1.95	2.12	1.90	2.65	3.33	3.80	2.50	3.69	4.99	6.75
	80°	1.77	2.01	2.23	2.44	2.39	3.23	4.17	5.00	3.37	4.88	6.89	9.41
	90°	2.04	2.30	3.58	2.84	3.00	4.04	5.31	6.55	4.60	6.73	9.75	13.21
	100°	3.30	2.67	3.03	3.36	3.65	5.18	6.86	8.42	6.16	9.59	14.02	18.62
	110°	2.53	3.17	3.62	4.03	4.42	6.79	9.02	10.70	8.34	14.04	20.40	26.32

なし、 $\bar{y}=1$ の無次元圧力を排土板の角度、砂の内部摩擦角および排土板と砂の摩擦角によって表わしたものが表-4.1 である。

$\beta=30^\circ, \phi=30^\circ$ の計算値を Sokolovsky が自重ある

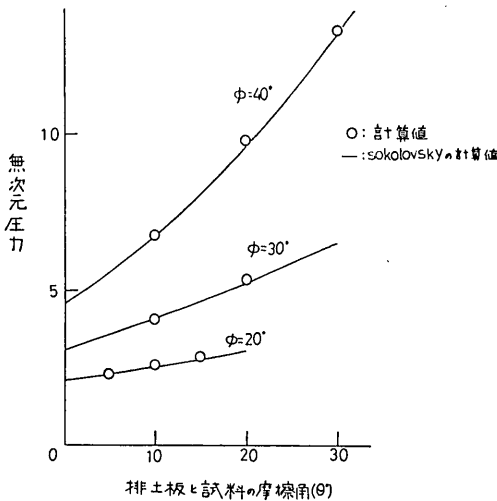


図-4.4 Sokolovsky の計算値との比較

完全粒状態の自重あるクサビの釣合いから求めた値と比較すると図-4.4 に示すようにほぼ一致した。なお $\omega=\phi$ の場合は Sokolovsky の値によった。

上記の計算結果から受働土圧ならびに受働土圧によって表わした掘削力を求めるのは、排土板に沿う圧力分布を次のように次元化面積積分を行なえば求まる。すなわち水平方向力

$$F_H = \sum (\bar{P}_i \times \gamma d \times \bar{y}_i \times d) \times B = \sum (\bar{P}_i \gamma \bar{y}_i d^2) \times B$$

ただし

\bar{P}_i : 各点の無次元圧力 B : 排土板幅

d : 掘削深さ

また $\bar{y}=1$ の地点の圧力をもって

$$F_H = q \cdot \frac{d^2}{2} \cdot \gamma \cdot B \quad (4.1)$$

q : $\bar{y}=1$ の無次元圧力 (表-4.1 に示す値)

と表わせる。

5. 掘削力の実測値

5.1 実験試料の物理的性質

掘削力はおおよそ土の内部摩擦角、単位体積重量、排

表-5.1

No.	試料	内部摩擦角	単位体積重量	排土板と試料の摩擦角		備考
				アクリル板	鋼板	
A	砂	37°	1,515	23°	29°	平均 0.5 mm
B	砂利	37°	1,628	23°	25°	2~4 mm
C	"	45°	1,259	21°	30°	角張った砂利 (1~5 mm)
D	鋼球	25°	4,452	14°	14°	2 mmφ
E	"	31°	4,762	16°	18°	さびた鋼球 (3 mm)
F	ガラス球	31°	1,530	17°	17°	3 mmφ
G	砂	34°	1,435	24°	30°	豊浦標準砂

土板と土の摩擦角によって決まり、今回の実験試料について示すと表-5.1に示すようになる。

表-5.1の測定方法は次のようにして行なった。

(a) 内部摩擦角

内部摩擦角は安息角を測定したもので、安息角は2枚の平行な板(間隔3cm)の中に試料を入れ実験状態の試料の締め具合と同じにして試料の傾斜角を測定した。安息角とは別に測定した三軸試験の豊浦標準砂、鋼球の結果と安息角による内部摩擦角を比較すると図-5.1, 2に示すようになる。

(b) 単位体積重量

単位体積重量は約1000ccの円筒の容器に試料を入れ、実験状態の締め具合にして測定した。

(c) 排土板と試料の摩擦角

排土板と試料の摩擦角は試料を平らな状態にした上に排土板を載せ、排土板上の荷重を変えて台車に取り付け

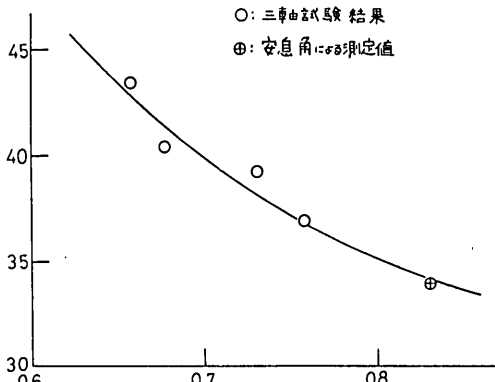


図-5.1 豊浦標準砂の三軸試験内部摩擦角との比較

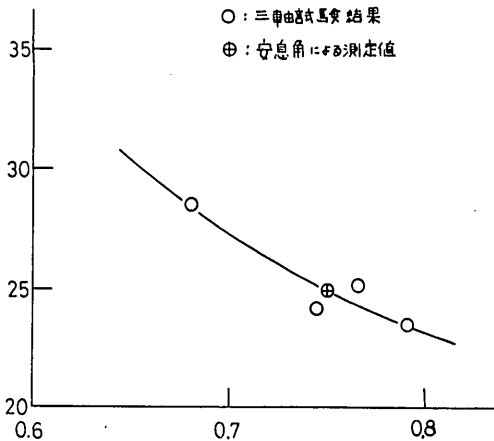


図-5.2 鋼球の三軸試験内部摩擦角との比較

たテンションバに糸を結び水平の抵抗力を測定し求めた。

また今回における排土板はおもに亚克力板を用い、圧力分布の測定には鋼板を使用している。

5.2 実験方法

掘削力の測定に用いた実験装置を図-5.3に示す。実験はゆる詰め状態の試料をハンマ等によって数回砂槽を打ち振動を与えた状態にして測定を行なった。

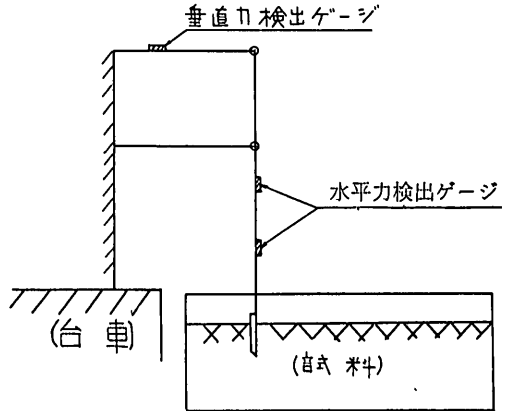


図-5.3 実験装置

水平力は図-5.3の排土板取付棒の2箇所に至るゲージを貼り、排土板上に作用する圧力のモーメントの2点間の差を取り圧力の作用点に左右されないようにして測定した。また垂直力と水平力は互いに干渉しないようにしてある。

上記による測定記録から最初の塑性状態における水平力を測定記録のどの点に定めるかは測定記録にはっきりした変曲点がないためむずかしい面がある。

掘削深さ、排土板幅の小なる場合、体積ひずみの少ない試料は比較的記録上の変曲点が判別できるが、他の場合はそれほどはっきりした変曲点は現われない。

今回は一応の変曲点をもって実測水平力ならびに同地点の記録値を実測垂直力とした。

5.3 実測値と受働土圧による掘削力の比較

(4.1)式と表-4.1の値をもって表-5.1の試料の実測値の水平力を比較すると図-5.4に示すようになる。

この比較した値をみると試料C, B, Aの順に実測値が大ききな値を示し、また排土板幅が小さくなるにしたがって同じように実測値が大ききな値を示している。すなわち排土板幅が掘削深さに比較して大なる場合は受働土圧によって計算してもよいが、幅の小なる部分においては

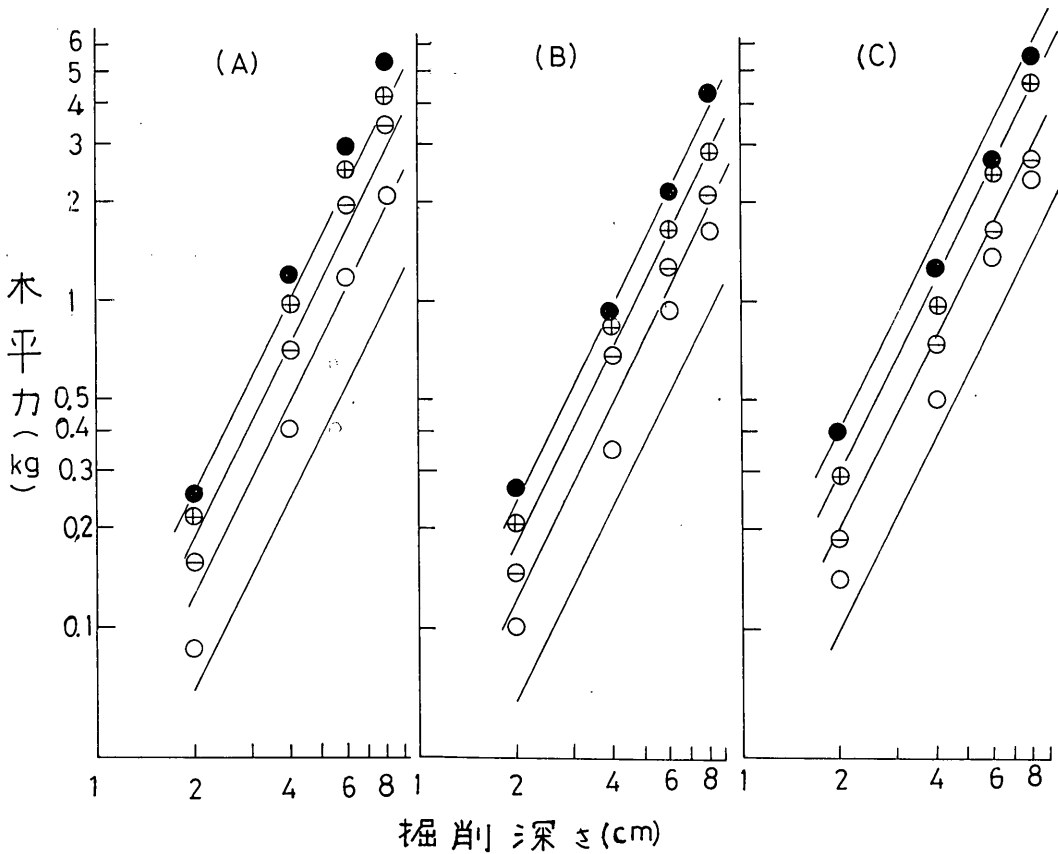


図-5.4 受働土圧による掘削力の実測値との比較

約 1.5~2 倍の開きがある。上記の原因については排土板幅の影響や垂直方向の圧力分布も影響しているものと考えられる。

また垂直力 (F_V) は水平力を測定した地点で試料が排土板面で上方にすべっているものとすれば

$$F_V = F_H \tan \delta_p \quad (5.1)$$

によって表わされる。実測値との比較を 図-5.5 に示す。図-5.4 における水平力の計算値が小さな値を示しているにもかかわらず 図-5.5 においては計算値が大きき値を示しているのは、実測値の F_V/F_H の値が 表-5.1 に示す排土板と試料の摩擦角よりも小さな値を示しているものによるだろう。すなわち排土板全域ではすべり状態とはなっていないものと考えられる。

5.4 横方向圧力分布

掘削力における横(幅)方向の影響、垂直方向の影響を調べるため横、垂直方向の圧力分布を調べたが、使用した排土板を 図-5.6 に示す。

掘削力の計算において土圧の計算と異なることはこの横方向、すなわち排土板幅 (B) の扱い方であろう。土圧の計算、またこれまでにおける掘削力の計算は板幅に一次的に比例するとして扱ってきた。しかしながら掘削の場合は排土板が掘削深さに比べてそれほど大きくなく端部における 3 次部分の影響があるであろう。

この横方向の圧力分布の実測値を示すと 図-5.7, 5.8 に示すようになる。

図に示すように端部にいくにしたがって圧力が増加する傾向は無限弾性地盤等をポンチによって押した場合に現われる分布で、端部において応力集中がおこる。しかしながら掘削の場合の排土板端部における 3 次元の応力解析はむずかしく、今回は実験値との比較によって 3 次元に塑性方程式を適用し求めた。

すなわち 2 次元部分の圧力を P_0 とすれば 3 次元部分の圧力は 図-5.9 で θ だけ変化したベクトル P によって表わされるとして扱った。すなわち P は次の式で計算

平板による土の掘削抵抗について

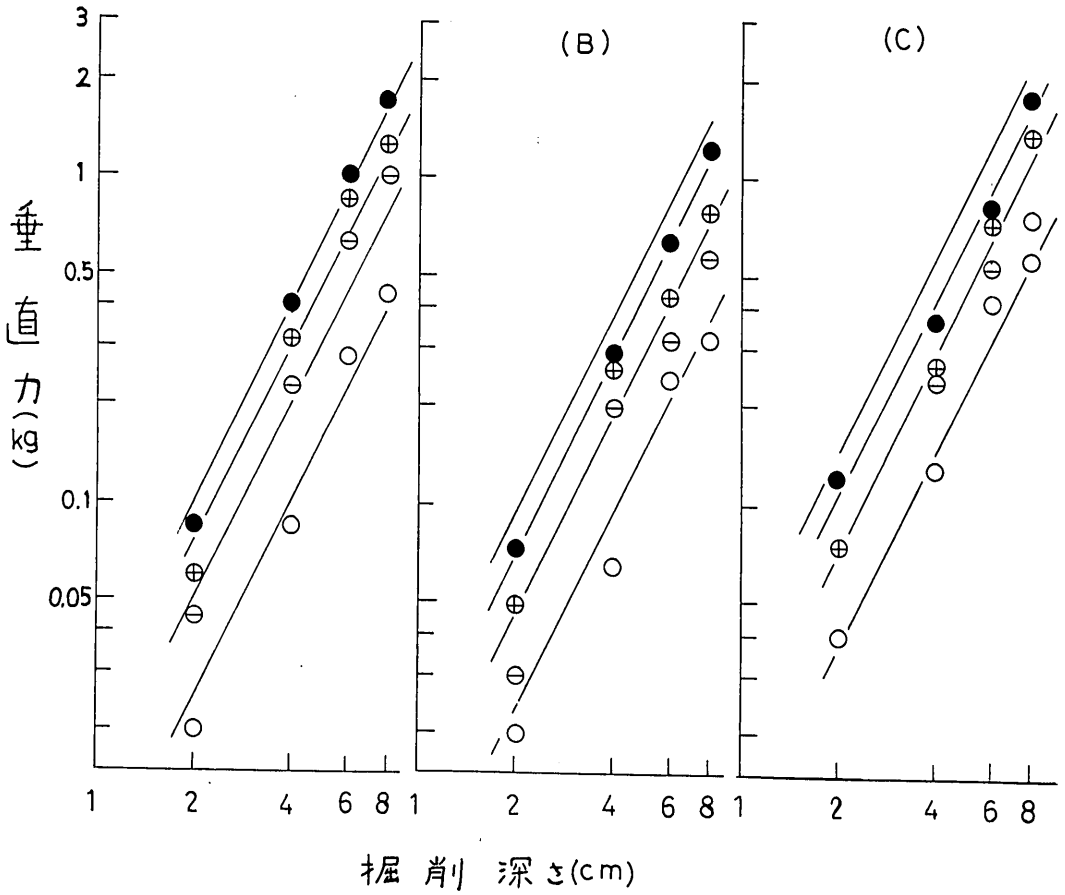


図-5.5 垂直力の計算値と実測値

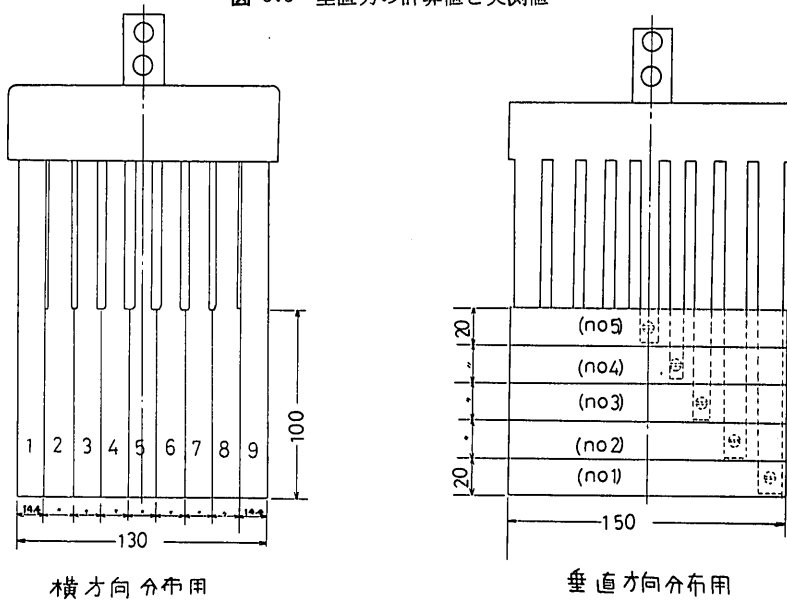


図-5.6 圧力分布測定用排土板

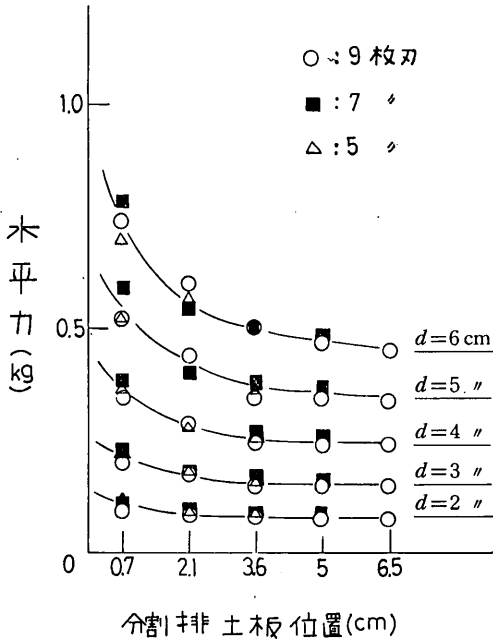


図-5.7 圧力分布の実測値

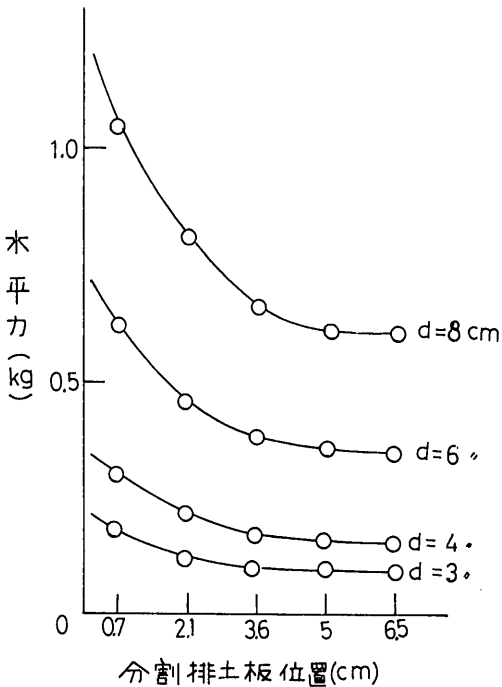


図-5.8 圧力分布の実測値

される。

$$P = \frac{P_0}{1 - \sin \phi} \frac{\sin(d - \theta)}{\sin d}, \quad \sin d = \frac{\sin \theta}{\sin \phi} \quad (5.2)$$

次に上記の圧力増加のおこる範囲すなわち3次元部分は図-5.10に示すごとく、排土板の端において排土板の横方向面の垂線に対して $45^\circ - \phi/2$ の傾きを持つ線と2次元部分の表面におけるすべり線幅の横方向線 (cd) との交点を e とすれば、 $L = l \cdot \cot(45^\circ - \phi/2)$ として扱った。また θ は3次元部分の範囲で b 点から排土板端方向に一次的に比例して変化するとして扱った。

上記の排土板端部における圧力増加の扱いは実測値との比較において求めたもので、実験式を導くに当たって塑性方程式を引用したものである。

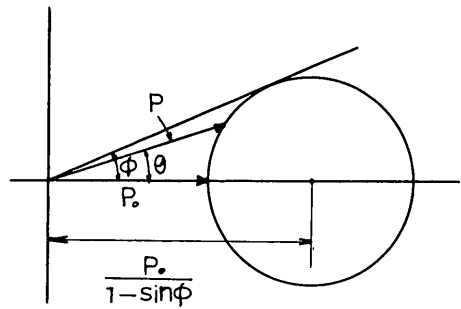


図-5.9 3次元部分の排土板圧力

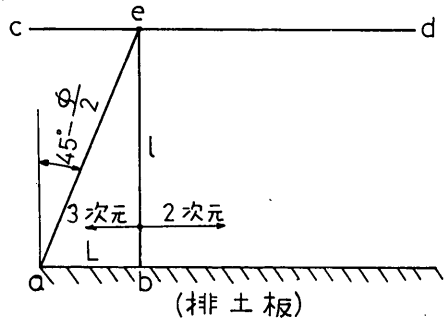


図-5.10 3次元部分の範囲

排土板端においては (5.2) 式から $\theta = \phi$ ときの圧力が作用するであろう。

また3次元部分の範囲を決める2次元部分の垂直方向のすべり線の表面上の長さは4.における計算から求まるが、計算上粘着力を含んでおり Sokolovsky の完全粒状態の計算値より多少大きな値となる。図-5.11には $\bar{y} = 1$ とした場合の計算結果を示す。また今回使用した試料については表-5.2に示す。

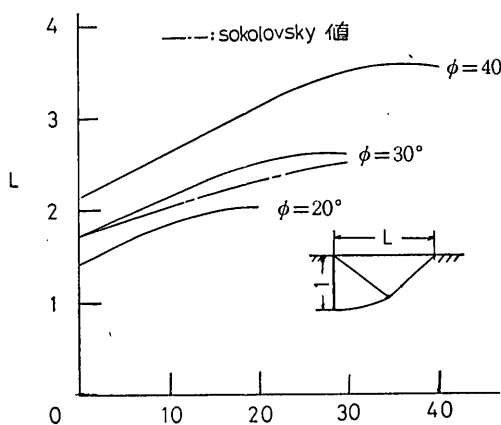


図-5.11 すべり線の長さ

表-5.2

試料	すべり線長 (L)
A	3.222
B	3.108
C	4.088
D	2.128

上記の関係を導いた実験値と実験式の関係を 図-5.12 に示す。図は排土板中心からの増加割合を示したものである。また $P_0=1$ として内部摩擦角の変化によって表わすと 図-5.13 に示すようになる。

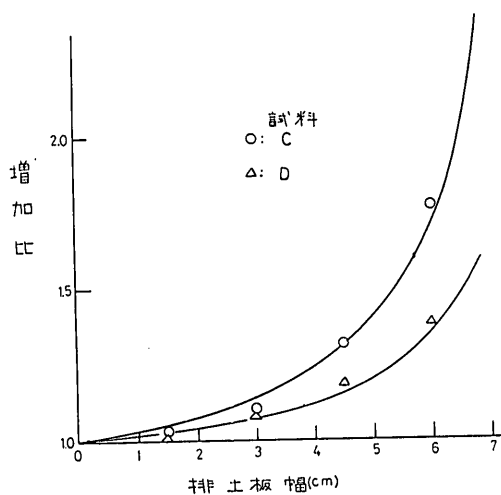


図-5.12 幅方向の増加割合の計算値と実測値

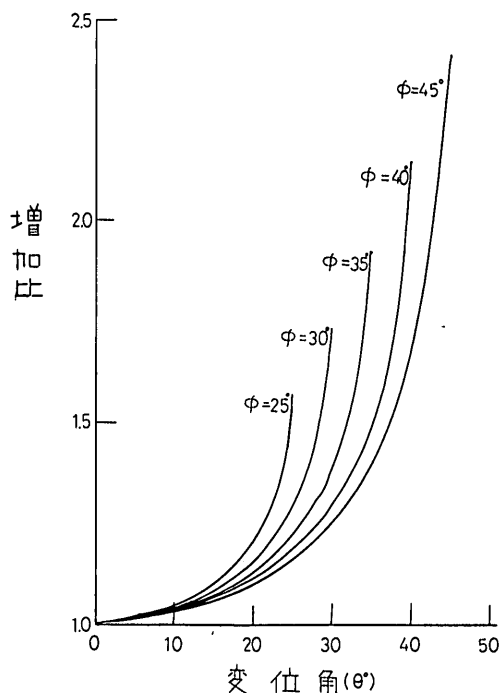


図-5.13 内部摩擦角による増加割合

(5.2) 式によって排土板幅を考慮して掘削力を求める場合は次のようになる。

$$F = \int_0^\phi \frac{F_{H0}}{1 - \sin \phi} \frac{\sin(d-\theta)}{\sin d} d\theta \quad (5.3)$$

F_{H0} は 2次元部分の単位幅あたりの水平力となり (4.1) 式によって計算できる。

θ は 図-5.9 において $L = l \cot(45^\circ - \phi/2)$ となることから排土板幅 (B) に応じて

$$\theta = \frac{\left(L - \frac{B}{2}\right)}{L} \times \phi$$

となる。

(5.3) 式の積分は楕円積分となり、簡単には求められないので電子計算機によって求め、排土板幅あたりの増加分を表わしたものが 図-5.14 である。

図-5.14 は幅方向の増加比を求めたもので $\theta=0$ すなわち幅が零の部分では無限大となり図上ではカットしたが、 $\theta=0$ 付近の増加分は

$$\frac{P_0 d\theta}{P d\theta} = \left(\frac{1}{1 - \sin \phi} \frac{\sin(d-\theta)}{\sin d} \right) / P$$

から $\sin d = \sin \phi / \sin \phi = 1$ となり、 $P=1$ のとき

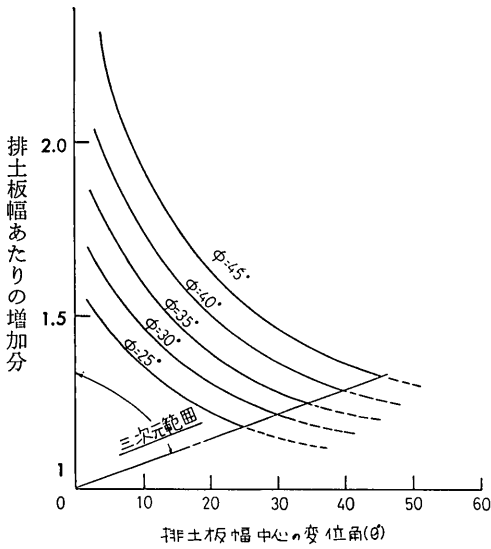


図-5.14 排土板幅による増加

$$\frac{P_0 \cdot d\theta}{P \cdot d\theta} = \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

の比として表わすことができるであろう。

また排土板幅が広くなった場合は 図-5.13 の点線で示した部分にあたり、増加分は 3次元部分の増加を ΔF_A とすれば

$$\Delta P = \frac{\Delta F_A}{PL + Px} = \frac{\Delta F_A}{P(L+x)}$$

L : 3次元の範囲幅

x : 2次元の範囲幅

となり双曲線になる。

5.5 垂直方向圧力分布

試料の中砂、サビ鋼球について掘削深さ 8 cm, 6 cm の排土板各位置の水平力の測定結果を示すと 図-5.15, 5.16 に示す。これらの測定結果を見ると最下部の値はある距離から平衡し一次的に減少に向う。このことは下部にいくにしたがって早く塑性状態に移り、その後は下面においてすべっているものだろう。砂の平面状態に適用した有限要素法における計算において、排土板刃先面の境界条件をすべりとした場合に同じような傾向になった。すなわち内部においては完全な塑性状態とはなっていないにもかかわらず下面においては塑性状態となり、排土板の進行とともにすべって圧力が増加しないものだろう。しかし鋼球等における実測値は下部における圧力減少はみられず一次的な圧力分布を示す場合もある。

圧力分布が一次的分布になるかならないかは試料の性質等によって異なるが、概して砂試料等においては下部

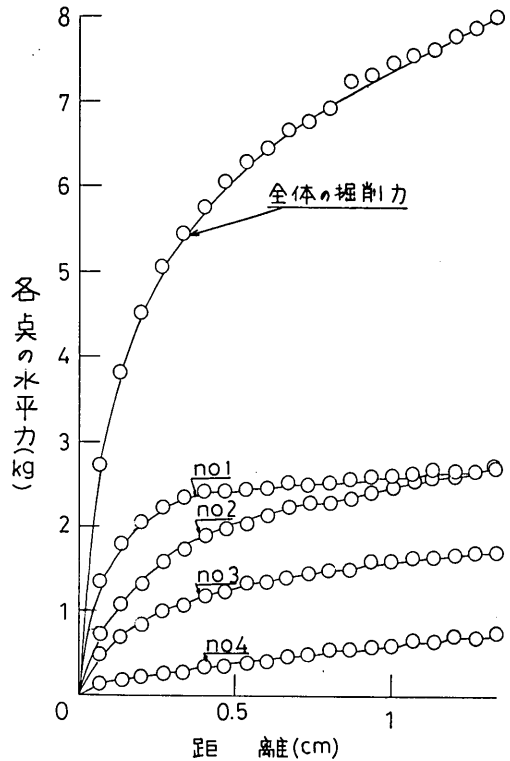


図-5.15 垂直圧力の実測値

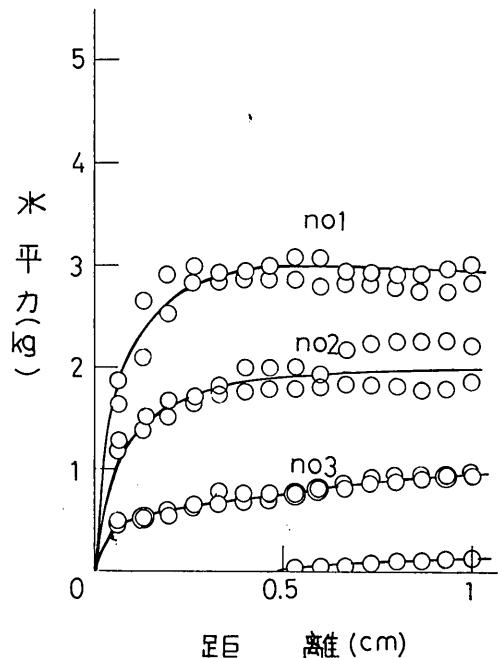


図-5.16 垂直圧力の実測値

平板による土の掘削抵抗について

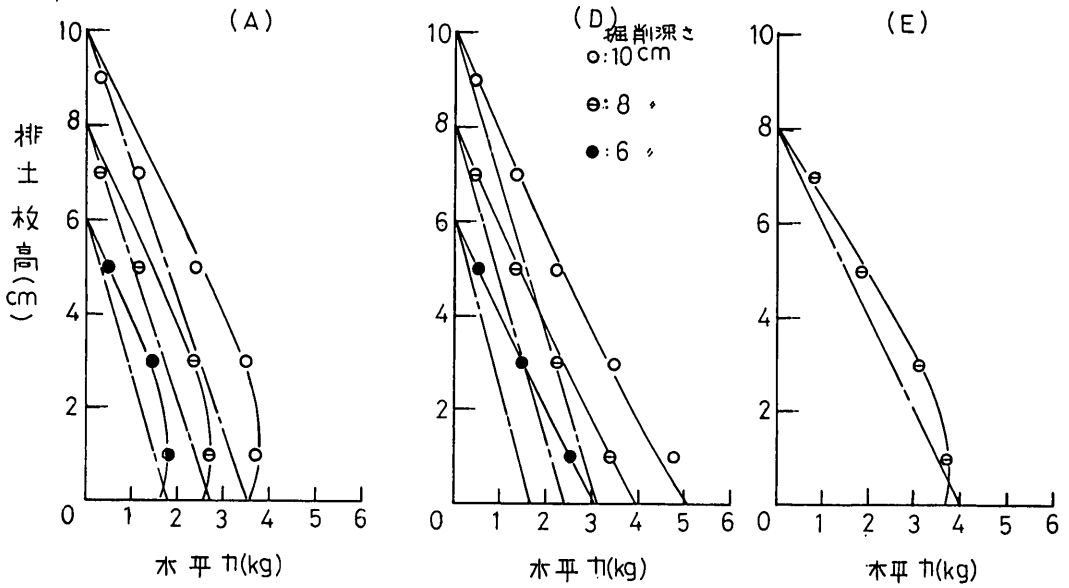


図-5.17 垂直方向圧力分布

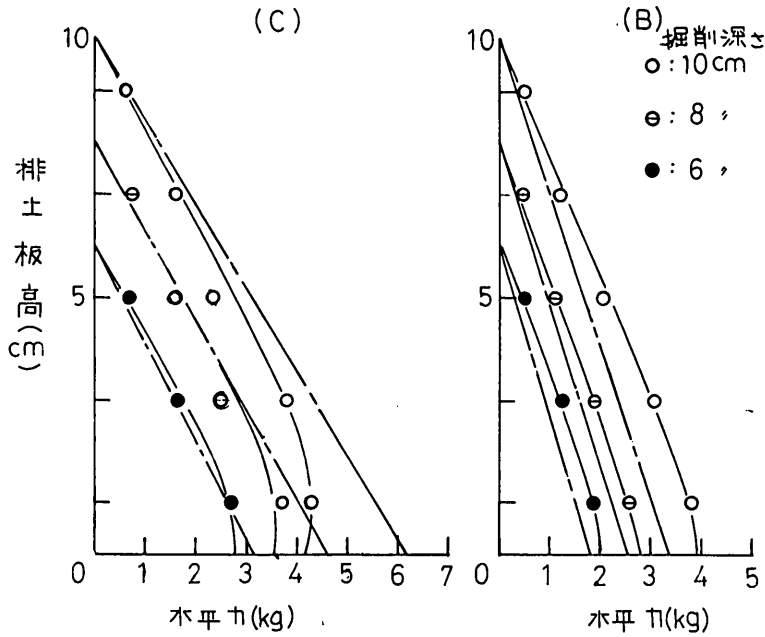


図-5.18 垂直方向圧力分布

付近において減少が見られる。

このように圧力が深さ方向に一次的にならないのは塑性状態の移りの違いによるものと思われるが、その他にも内部摩擦角が場所によって異なることも考えられる。

図-5.17, 18 に最下部の測定値が飽和した地点を掘削

力とみなし、その地点の力の分布を示す。

図の一点鎖線は5.4の横方向の影響を考慮した値である。横方向の分布圧力の増加を考慮しても実測値は大きな値を示す。これらの増加分は内部摩擦角の場所的变化によるものと思われ、(3.9)式において内部摩擦角が場

所の関数であるとして計算してみよう。

内部摩擦が一定にならないときのすべり線に沿う応力関係は (3.8), (3.9) 式において $\partial\phi/\partial y, \partial/\partial x \neq 0$ となるが、今回は排土板の深さ方向に圧力が変化することから、 $\partial\phi/\partial y \neq 0, \partial\phi/\partial x = 0$ として導くと

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{m1} - 2\sigma_{m1} \tan\phi_1 \Delta\alpha_1 \\ = -\gamma(\tan\phi_1 \Delta x_1 + \Delta y_1) - \sigma_{m1} \frac{\Delta\phi_1}{\Delta y_1} \Delta x_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{m2} + 2\sigma_{m2} \tan\phi_2 \Delta\alpha_2 \\ = \gamma(\tan\phi_2 \Delta x_2 + \Delta y_2) + \sigma_{m2} \frac{\Delta\phi_2}{\Delta y_2} \end{aligned}$$

となる。また内部摩擦角は場所の関数として次のように表わす。

$$\phi = A \pm f(y)$$

ここで

A: $y=0$ での内部摩擦角

元来内部摩擦角は間隙比の減少にしたがって増大するから、掘削の場合においても下部において間隙比が小さくなり内部摩擦角は増大するであろう。そこで $+f(y)$ とした下部付近のすべりを考慮して内部摩擦角の場所の変化を次のように表わした。

$$\phi = A + b(y^n - ay^m) \quad (5.4)$$

$A=30^\circ$ すなわち表面における内部摩擦角を 30° とし a, b, n, m を適当に定めて圧力分布を図示すると 図-5.19, 20, 21 に示すようになる。なお計算にあたっては (5.4) 式の y を掘削深さで無次元化した。

上記の計算結果と実測値 (図-5.15, 16) とを比較して

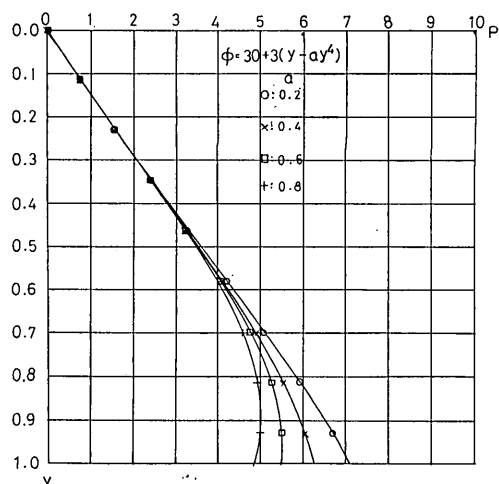


図-5.19 内部摩擦角が深さ方向に変化した場合の圧力分布

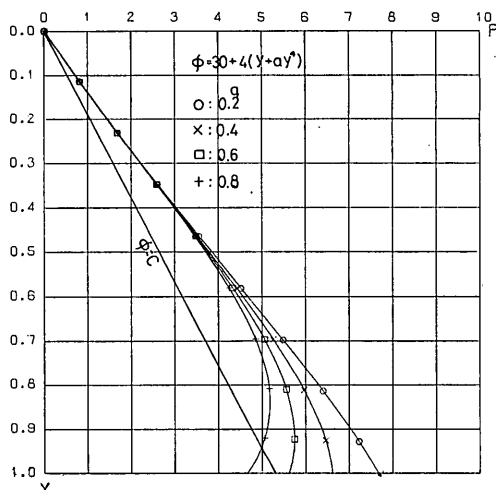


図-5.20 内部摩擦角が深さ方向に変化した場合の圧力分布

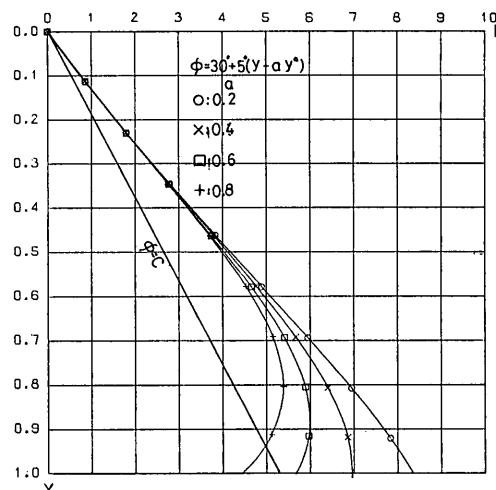


図-5.21 内部摩擦角が深さ方向に変化した場合の圧力分布

みた場合、 a は A の一割前後となりまた約 $n=1, m=4$ と近似でき、 b は体積ひずみの大きい試料については $0.2 \sim 0.6$ の範囲にあり、少ない試料については $b \approx 0$ となる。

b の値は体積ひずみならびに塑性状態への移りやすさに比例するなら当然掘削深さ、排土板幅等の関数となるが、測定の範囲内では掘削深さが変化しても同じような傾向になった。内部摩擦角が場所によって変化した場合の掘削力は各点の距離ならびに圧力を次元化し面積積分で

$$F_H = \sum (P_i \times r \cdot d \times \bar{y} \times d)$$

として求めるが分布が複雑なため電子計算機によった。その結果 $\phi = 30^\circ + 4^\circ(y - ay^4)$, $\delta_p = 20^\circ$ の場合について示すと表-5.3 に示すようになる。

表-5.3
 $\phi = 30^\circ + 4^\circ(y - ay^4)$

a	無次元圧力
0.0	7.50
0.2	7.21
0.4	6.90
0.6	6.58
0.8	6.27

* $\phi = \text{const} = 5.31$

表の値は F_H が距離の 2 乗に比例することから三角形分布で代用した $\bar{y} = 1$ の無次元圧力である。

内部摩擦角一定として計算に比べて 1.18~1.41 倍ぐらゐの値となる。

実測値においては 1.7 倍ぐらゐ示すものもあるが、おおむね計算値の内にあると思われる。

5.6 粘着力のある土の掘削力

完全な粘土でない場合の土、すなわち (2.1) 式によって表わされる土に対する掘削力は粘着力による水平力 (F_1) と自重による水平力 (F_2) の和として表わせるが、自重による掘削力は前記の乾燥砂の計算を適用するとしてここにおいては粘着力による掘削力を求めてみよう。

粘着力による掘削力は図-4.3 に示す $\vec{o\alpha}$ の圧力 (P_a) を求め、 $F_1 = P_a d$ として求まる。

この $\vec{o\alpha}$ の圧力は塑性方程式における境界値解法の第 2 境界値問題から定めることができる。すなわち応力は

$$\sigma_{m0} = P_0 e^{2\alpha \tan \phi} / (1 - \sin \phi)$$

P_0 は粘着力による換算圧力で次のようになる

$$P_0 = C \cot \phi$$

また α は排土板と試料との摩擦角、試料の内部摩擦角、排土板の角度によって次のようになる。

$$\alpha = \beta - \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2}(\Omega + \delta_p)$$

$$\sin \Omega = \frac{\sin \delta_p}{\sin \phi}$$

ここで

$\beta =$ 排土板の水平軸に対する傾斜角

圧力 (P) は

$$P = \sigma_{m0} \frac{\sin(\Omega + \delta_p)}{\sin \Omega}$$

となり、実圧力 (q) は

$$q = \sigma_{m0} \frac{\sin(\Omega + \delta_p)}{\sin \Omega} - C \cot \phi$$

$$= C \cot \phi \left\{ \frac{e^{2\alpha \tan \phi}}{1 - \sin \phi} \times \frac{\sin(\Omega + \delta_p)}{\sin \Omega} - 1 \right\}$$

$\beta = 90^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $\delta_p = 20^\circ$ の場合

$$q \doteq 6.76C$$

となる。

この粘着力のある土の実験は豊浦標準砂を水縮状態にして行なった。この水縮砂の粘着力については 3 軸試験を行なわなかったが、ベーンによってせん断モーメントを測定した。ベーンは最大 5 cm·kg のもので羽根の形状は図-5.22 に示す。

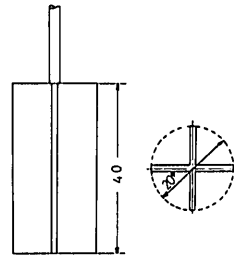


図-5.22 ベーン試験器

乾燥状態と水縮状態のベーンの高さだけ差し込んだ状態の測定値は

水縮状態: 2.5~3.5 (kg·cm)

乾燥状態: 0.4~0.5 (kg·cm)

であった。

この二つの状態の測定値から概算的に砂質土の場合の粘着力を求めてみた。

ベーンによるトルクは基本的には次の式で求められる。

$$M = \frac{\pi}{4} H D^2 \tau_v + \frac{\pi}{2} D^3 \alpha \tau_H \quad (5.5)$$

ここで

H : ベーン高さ τ_v : 鉛直面の最大せん断力

D : ベーン直径 τ_H : 水平面の最大せん断力

α : ベーンの端面上のせん断応力分布によって決まる係数

(5.5) 式において $\tau_v / \tau_H = K_0$ (静止土圧係数) となり、 τ_v は水縮状態、乾燥状態に応じて

$$\begin{aligned} \tau_{vw} &= C + \gamma_w h \tan \phi_1 && \text{水縮状態} \\ \tau_v &= \gamma h \tan \phi_2 && \text{乾燥状態} \end{aligned}$$

と表わせる。

(5.5) 式において右辺の第1項はベーン下端面におけるせん断トルクを表わし、第2項は周辺面におけるせん断トルクを表わす。したがって第1項におけるせん断力は $h=H$ 、第2項は自重による水圧分布として $h=H/2$ のときのせん断力とした。

また水縮、乾燥状態の単位体重量の実測値は $\gamma_w=1.8$ 、 $\gamma=1.435$ であり、内部摩擦角は水縮状態、乾燥状態において間隙比がほぼ等しいことから $\phi_1 \doteq \phi_2$ とした。

そこで乾燥状態から $M_2 \doteq 0.45$ として α を求めると 6.75 となり、この α が水縮状態と乾燥状態で異なるものであるが、一応同じ値になるとして代入すると

$$M_2 \doteq 3.0 = A(C + \gamma_w H \tan \phi) + 6.75B \frac{(C + \gamma_w \frac{H}{2} \tan \phi)}{1 - \sin \phi}$$

ここで $A = \frac{\pi}{4} D^2 H$ $B = \frac{\pi}{2} D^3$

であり、上式から粘着力 (C) を求めると

$$C \doteq 0.012 \text{ kg/cm}^2$$

となった。正確には三軸試験等によらなければならないが、今回は一応上記の方法によって求めた粘着力によって掘削力を求めると 図-5.23 に示すようになる。

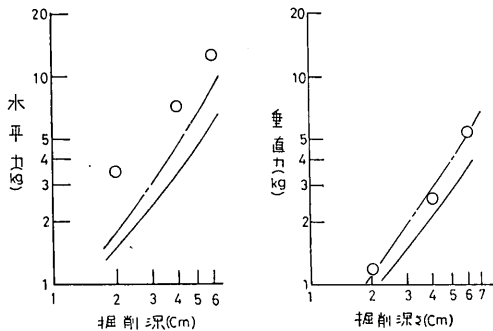


図-5.23 水縮砂の計算値と実測値

図-5.24、25 に示すように水締め状態の粘着力のある場合も排土板の刃先付近における圧力の減少、また端方向にいくしたがって圧力の増加がある。図-5.23 の一点鎖線は排土板幅の影響を考慮した値であり、少し離れた値となったが粘着力そのものの測定値が正確でなく、粘着力のある砂に対する掘削力の計算は今回はあまりはつきりしなかった。横方向の圧力分布については乾燥砂について導いた式がそのまま適用でき、図-5.26 に示すよ

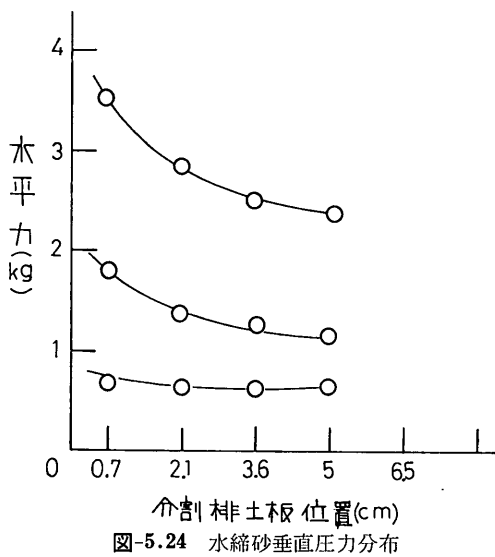


図-5.24 水縮砂垂直圧力分布

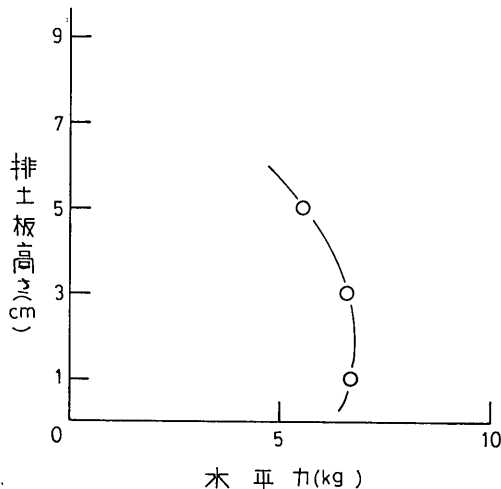


図-5.25 水縮砂横方向圧力分布

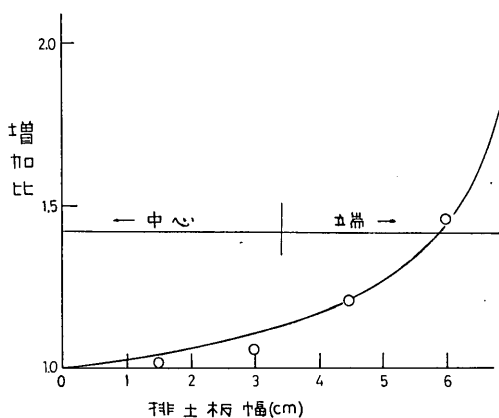


図-5.26 水縮砂の横方向増加割合

うになる。

6. 盛り上りのない塑性状態の掘削力

これまで述べたように排土板前面上で盛り上る前の塑性状態の掘削力は、垂直方向の圧力分布の変化、水平方向の圧力分布の変化があり、それぞれ考慮して求めることが必要であろう。今回においては垂直方向の圧力分布の変化については概算的にしか求めることができなかったが、おおよそ地表面の内部摩擦角に対して排土板刃先で一割ぐらいの増加があるとしても良いと思われる。

横方向の圧力分布は内部摩擦角の関数として表わせるが、圧力の変化する範囲が排土板、試料等の関数となり簡単ではないが、排土板前面に盛り上りのない塑性状態の掘削力は(5.3)式に深さ方向の内部摩擦角の変化を考慮して3次部分の圧力計算して求めることができるだろう。

図-6.1 は内部摩擦角が $\phi = 37^\circ + 4(y - 0.5y^2)$ として、また横方向の影響を考慮して計算値と実測値を比較したものである。図の比較値においては排土板幅の小さな範囲では比較的良く一致するが、大きくなるにしたがって離れてくる。これは実測値が垂直方向の圧力分布の測定からもわかるように全域において塑性状態になってなく幅の大なるにしたがってその影響が大きくなると考えら

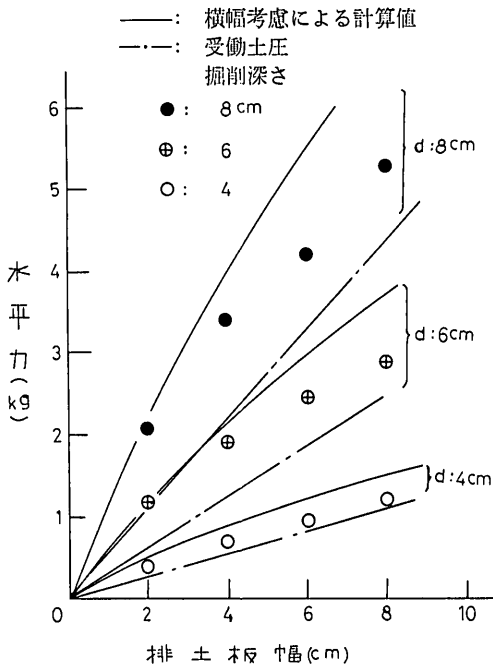


図-6.1 盛り上りのない状態の計算値と実測値

れる。

(5.3) 式は粘着力のある場合はその粘着力分を考慮すればそのまま適用できるであろう。

7. 排土板前面に盛り上った状態の掘削力

掘削の進行に伴って排土板前面には砂が盛り上ってくるが、この盛り上った量を上載荷重として取り扱えば塑性方程式の差分解放法により解くことができる。

そこで前面の盛り上りの形を図-7.1 に示すように仮定した。すなわち排土板の進行とともに前面に砂が盛り上り、安息角ですべる状態を示した。

この状態になるまでの盛り上り方を図-7.1 で示される形のままある割合で増加するとし計算すると、図-7.2 で示すような無次元圧力分布の形となる。

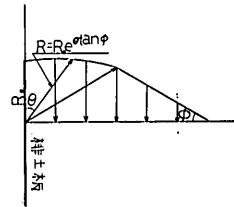


図-7.1 排土板前面の砂の盛り上り形状

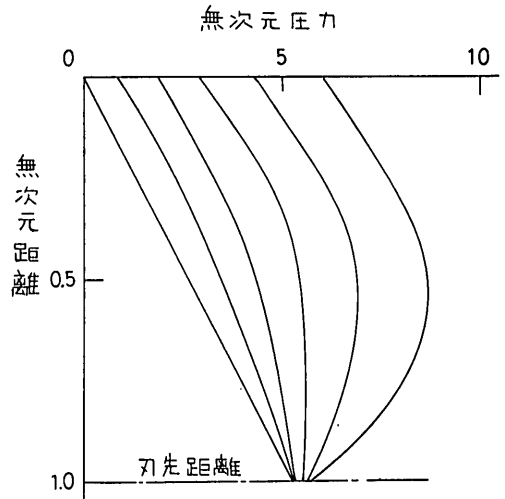


図-7.2 盛り上り荷重による圧力分布

この圧力分布の形を見ると盛り上り量の増大とともにある点から深さ方向に減少し、刃先付近においてはほとんど増加しない。このことは前記における内部摩擦角が深さ方向に変化すると計算したときの形に似ており、実測値による圧力分布もこの盛り上りによる上載荷

重の影響とも考えられるが、前記において述べた圧力分布は排土板の地表面の圧力がほとんど零のことを考えれば、最初は内部摩擦の変化ならびに一様な塑性状態にならないことによっておこりその後は上載荷重によるものと考えられる。

次に上載荷重が増加した場合の掘削力の増加は、無次元の直線圧力分布で代用した $\bar{y}=1$ の地点の圧力によって示すと今回の上載荷重に対して 図-7.3 に示すようになる。おおよそ一次的に近い増加となる。

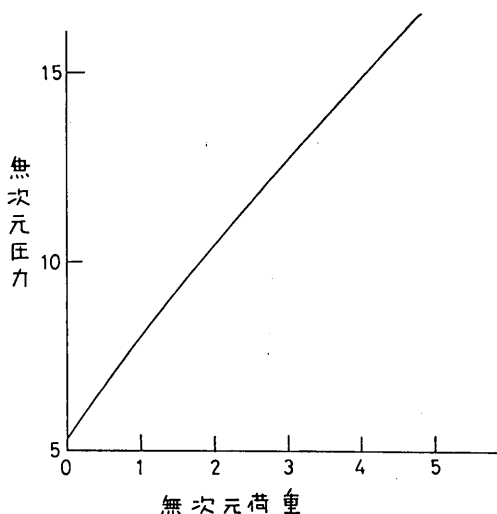


図-7.3 盛り上り荷重による掘削力の増加

港研報告 6 巻 6 号における研究結果においては全く一次的な関係にあるが、計算においても盛り上りの分を上載荷重のみとしてではなく、盛り上った砂による排土板への圧力を考慮してやれば同じように一次的な関係にあるものと考えられる。

$\phi=30^\circ$, $\delta_p=20^\circ$ の場合について掘削距離と掘削力の関係を表わしてみよう。

まず 6 巻 6 号の上載土量の理論式は

$$Q = \frac{2B^2d}{\sin 2\phi} (1 - e^{-\frac{S}{2B} \sin 2\phi}) \times \gamma$$

ここで B : 排土板幅 d : 掘削深さ
 S : 掘削距離

となるが、上式において $\gamma=1$, $d=1$ として実験の荷重を計算し、塑性解法における荷重は 図-7.1 の形状に幅を乗じた値によって表わし無次元圧力と掘削距離との関係を表わすと 図-7.4 になる。

また盛り上った状態の単位幅あたり掘削力の計算は排土板に沿う圧力分布を直線分布で代用することによ

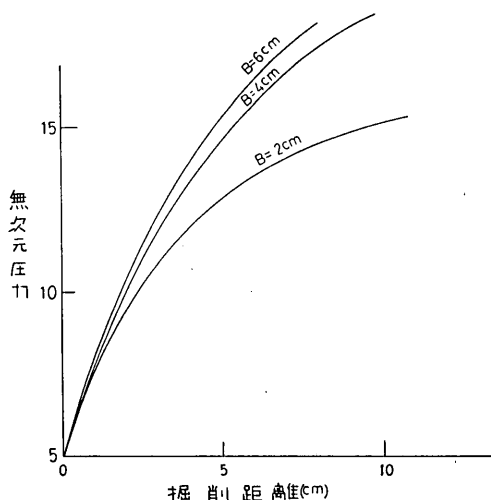


図-7.4 掘削距離と掘削力の関係

て、 $\bar{y}=1$ の換算圧力から

$$F_H = q \cdot \gamma \cdot \frac{d^3}{2}$$

ここで q : 表面の荷重増加による $\bar{y}=1$ の換算圧力によって求められる。

8. 結 論

今回は土の掘削力を土圧の受働土圧から切り離して計算したが、その大要は次のとおりである。

- (1) まず排土板前面に土が盛り上る前の塑性状態においては排土板に作用する垂直圧力分布は内部摩擦角が深さ方向に増加するとして計算するほうが合理的である。その増加割合は地表面に対して刃先で約一割ぐらいである。
- (2) 幅方向の圧力分布は内部摩擦角の関数として近似できる。
- (3) 粘着力のある土の掘削力は塑性方程式の解法における境界値 (R_s) 問題によって求めることができる。次に排土板前面に土が盛り上った状態の掘削力の増加は盛り上り量に比例してほぼ一次的に増加する。

9. あとがき

平板で土を掘削する場合の掘削力を排土板前面に土が盛り上る前の塑性状態ならびに盛り上ったときについて求め、特に今回は排土板幅等を考慮した。

掘削力を今回は土の塑性方程式によって求めたが、排土板前面においては完全な塑性状態とはなっていない部分もあり、計算値が大きき値を示す傾向になった。今後は

平板による土の掘削抵抗について

有限要素法等によって確かめることも必要であろう。

塑性方程式の差分法はかなりの境界条件について解くことができ、掘削力の計算に適用したが今後さらに検討を加えていきたい。

最後にこの研究に支援をいただいた当研究室の麻山室長および多くの助言をいただいた当研究所地盤改良研究室奥村室長、寺師技官また電子計算機のプログラムについて指導いただいた当研究室の岩崎技官に深く謝意を表わす。

(1972年3月31日 受付)

参 考 文 献

1) 山口柏樹: 土質力学, 最上武雄編, 技報堂, 1969

pp. 745~812

- 2) ソコロスキー: 土のような粒状体の力学, オーム社, 1960
- 3) 島昭二郎: 掘削機構の解明, I, II 建設の機械化, 135号, 136号
- 4) 岩田尚生: 浚渫土質と掘削機構に関する研究, 港研報告10巻3号
- 5) 早乙女保二, 石塚浩次: 排土板の地均し抵抗に関する研究, 港研報告6巻6号
- 6) 岩崎峰夫: 有限要素法による砂の破壊の研究, 未発表
- 7) 柴田 徹: 粘土のペーンセン断強度に関する研究, 土木学会論文集, 138号, pp:39~49, 1967