

逆 T 字型基礎の引き上げ抵抗力の一算定法

松 尾 稔

ON THE UPLIFT RESISTANCE TO BREAKING OUT OF MUSHROOM FOUNDATIONS

by Minoru MATSUO

Synopsis

In this paper, a new calculation method of the uplift resistance of mushroom foundations is proposed. After this, results of laboratory model tests and of field tests by proto-type model foundations are compared with results obtained by this new method.

Special differentiae between this new method and usual methods are as follows; (1) the assumption that the sliding surface consists of a continuous curve of a logarithmic spiral and a straight line, (2) determination of the sliding surface by drawing and (3) calculation of the resultant shearing resistance acting on the sliding surface. Agreement between results obtained by this new method and model test results in sandy soils is very closed.

1. 緒 言

逆 T 字型基礎の引き上げ抵抗力が問題となるのは送電用鉄塔などの風によつて大きな引き上げ力を受ける構造物の基礎の場合である。この種の構造物はその数が非常に多く、またこの問題が一つの支持力の問題であるにもかかわらず、力の作用方向、境界条件の特異性など問題点が多いために従来は極端に単純化された形で引き上げ力が算定されてきている。その結果危険な設計になつたり、あるいは逆に不経済な設計を行なう恐れがある。例えば昭和34年9月の伊勢湾台風によつて倒壊した中部電力関係の送電鉄塔について、その倒壊の77.8%が基礎の抜け上りを含む動的原因によるものであることがわかつている。

ここではまず引き上げ抵抗力の算定方法について述べ、その後に室内における模型実験ならびに実物大の基礎を用いた現地実験について述べる。ここに示す算定方法の手順は、(1) 基礎が引き上げ力を受けて抜け上るときのすべり面の決定、(2) すべり土塊の重量の算定、(3) すべり面に作用するせん断抵抗応力の鉛直分力の算定である。すべり面がきまり、それに応じて(2)、(3)の力が求まると、これらの力に基礎体の自重を加えることによつて極限引き上げ抵抗力が求められる。なお理論的解析にあつては、基礎体の柱体部、基礎スラブの形は軸対称な円柱および円板形のものとする。

2. すべり面の決定

従来は基礎スラブ直上の円柱形の土塊が抜け上り、この円柱形の土塊の重量とすべり面(円柱の外周)に作用するせん断力をもつて引き上げ抵抗力としたり(earth pressure method)¹⁾、基礎スラブ外端からいくらかの角度をなしてたちあがる単純な円錐面をもつてすべり面とし、これによつて形成される載頭角錐または載頭円錐の重量をもつて引き上げ抵抗力としていた(earth-load method)²⁾ 場合が多い。わが国電気学

会の送電用鉄塔設計標準 (JEC) ならびに建築学会の鉄塔構造計算規準においてはともに後者に基づいている^{3), 4)}。また A. Balla はすべり面を土の内部摩擦角と地表面から基礎スラブまでの深さにより一義的に定まる円弧の一部を母線とした回転面であると仮定して、理論的解析方法を示した⁵⁾。しかしながら現地実験および室内模型実験の結果、すべり面が単純な円錐面と表わせないのはいうまでもないが、またある特殊な場合を除いては A. Balla が示す単純な球面の一部にもならないようである。さらに A. Balla の場合にはすべり面上に作用する抵抗力のとり方にも疑問があるが、これについては後に述べる。

さていすべり面が基礎体の中心を通る断面上において二次元的な方法で決定できるものとする。基礎体

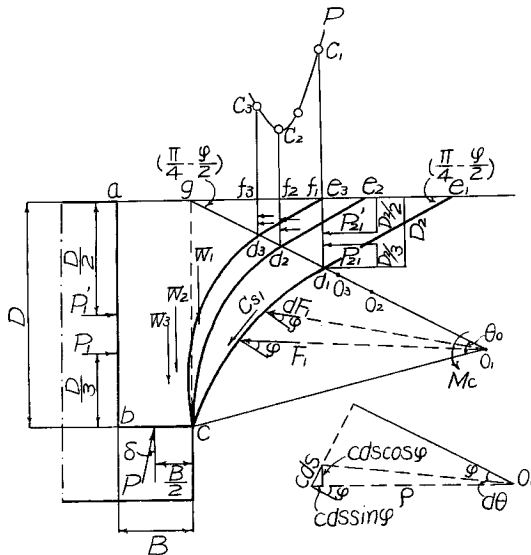


Fig. 1 Determination of the sliding surface at meridian section of the breaking out earth body

次に土塊 $abcd_1e_1$ に作用する力について考えてみる。これらの力は $W_1, P_1, P_1', P_{21}, P_{21}', F_1, C_{61}$ および P である (Fig. 1 参照)。土の粘着力が 0 の場合は W_1, P_1, P_{21}, F_1, P のみを考えればよい。これらの力について説明を加えると

(W_1) ; 土塊 $abcd_1f_1$ の全重量であり、この土塊の重心の位置に作用する。

(P_1 と P_1') ; 基礎体の柱体部と土塊の接触面 ab 上に作用する土圧である。 P_1 は土の単位体積重量と地表面からの深さによつてきまる土圧であり、 P_1' は土の粘着力に基づくものである。これらの土圧の作用方向は実際の場合ある角度をなして傾斜していると思われ、さらに締まつた土の場合にはダイレイタンスの影響で受動土圧に近い値となることが考えられるが、ここでは近似的に作用方向が水平な静止土圧とする。すべり面を決定する際には O_1 点のまわりのモーメントをとるが、この傾斜角と土圧状態の変化がすべり面形の決定におよぼす影響は微少であるので作用方向水平の静止土圧として大差がない。このようにするとこの土圧の大きさは次式で表わせる。

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} K \gamma D^2 \\ P_1' &= K' c D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに K, K' は土圧係数 (実際計算では上に述べたように $K=K'=K_0$ (静止土圧係数) をとる), γ は

地表面にむかつて次第に受動状態に移行していくものと考えられる。そこで基礎体の中心を通る断面上におけるすべり面は基礎スラブ外端直上の地表面からでる一つの潜在すべり線上に中心をもつ対数らせん線と Rankine の受動状態における直線とを合成したものと仮定する。この仮定は模型実験の結果からみて妥当なものであると考えられる。

Fig. 1 において一つの可能なすべり面 cd_1e_1 を考えてみる。曲線 cd_1 は O_1 を中心として $O_1d_1 = \rho_0$ とした場合、

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \varphi} \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる対数らせん線である。ここに θ は O_1d_1 から反時計まわりにとつた角であり、 φ は土の内部摩擦角である。また直線 d_1e_1 は水平地表面と $(\pi/4 - \varphi/2)$ の角度をなして交わる直線である。そして cd_1 と d_1e_1 が点 d_1 においてなめらかに連続しているのはいうまでもない。

土の単位体積重量, c は土の粘着力, D は地表面から基礎スラブ上面までの深さである。そしてこれらの力の作用点は, b 点からそれぞれ $D/3$, $D/2$ の位置である。

(P_{21} と P_{21}'); 断面 d_1f_1 に作用する受動土圧である。Fig. 1 において gd_1e_1 で表わされる土塊内の応力状態は Rankine の受動状態と同じであるから, この受動土圧の作用方向は水平となる。 P_{21} を土の単位体積重量と地表面からの深さに基づく土圧, P_{21}' を土の粘着力によつてきまる土圧とすると, これらの作用点は地表面からそれぞれ $2D_2/3$, $D_2/2$ の位置であり (D_2 は地表面から点 d_1 までの深さ), その大きさは次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} P_{21} &= \frac{1}{2} \gamma D_2^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ P_{21}' &= 2cD_2 \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

なお厳密には破壊は三次元的に生ずるから, 土塊 $d_1e_1f_1$ の重量と d_1e_1 に作用する反力または粘着力の合力が結果的に P_{21} , P_{21}' と等値にならないのであるが, (P_1 と P_1') のところで述べたのと同様にこの影響は非常に小さいのですべり面の決定にあつては (3) 式で十分である。

(F_1 と C_{s1}); F_1 は土の粘着力が 0 の場合にすべり面 cd_1 に作用する合反力であり, この作用線はら線中心 O_1 を通る。また C_{s1} は土の粘着力に基づく抵抗力である。すべり面の決定に際しては, C_{s1} による O_1 点のまわりのモーメント M_{c1} を求めればよい。ら線部 cd_1 の任意の微小部分 ds に作用する粘着力 cds は, O_1 方向の成分 $cds \sin \varphi$ と垂直成分 $cds \cos \varphi$ に分解できる。前者は O_1 点を通るから, 後者の O_1 点のまわりのモーメントを求めると,

$$M_{c1} = \int_0^{\theta_0} dM_{c1} = \int_0^{\theta_0} c \rho_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta = \frac{c}{2 \tan \varphi} (\rho_1^2 - \rho_0^2) \dots\dots\dots (4)$$

ここに ρ_1 は $\bar{c}O_1$ の長さである。

(P); いま問題とする基礎体が土塊におよぼす土圧であり, その作用点は近似的に基礎スラブ bc の中点と考えられる。そしてこの作用方向は鉛直とある傾斜角 δ をなす方向と仮定する。

さて以上の力は極限平衡状態において釣り合っているから, 任意点のまわりのこれらの力によるモーメントの和が 0 にならなければならない。そこでいま O_1 点のまわりのモーメントの和を 0 とおいて P を求め, これを d_1f_1 の鉛直延長線上にプロットして C_1 を定める。次にこの手順を他の可能なすべり面 cd_2e_2 , cd_3e_3 などにくり返し, 点 C_2 , C_3 などを定め, Fig. 1 の上部に示した曲線 P を求める。曲線 P が求まると, 実際のすべりはその最小値 (Fig. 1 では C_2) をとるすべり面 cd_2e_2 にそつて生ずることがわかる。

3. すべり土塊の重量の算定

すべり面がきまると極限引き上げ抵抗力 R は, 基礎体の自重 G , すべり土塊の重量 γV (V はすべり土塊の体積), すべり面に作用するせん断抵抗応力の鉛直分力 T とすると,

$$R = G + \gamma V + T \dots\dots\dots (5)$$

で表わされる。

さて γV を求めることは V を求めることに帰結する。Fig. 2 に示すように基礎体の基礎スラブ上面における水平線および柱体部の中心線を x , y 軸に選び, すべり面 cde を y 軸のまわりに回転して体積を求める。すべり面の直

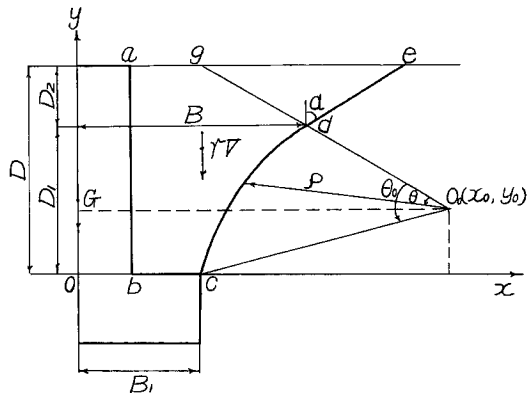


Fig. 2 Geometrical symbols

線部分 de および線部分 cd を回転して得られる体積をそれぞれ V_1 , V_2 , 基礎体の柱体部の体積を V_3 とすると, すべり土塊の体積 V は次式で表わされる。

$$V = V_1 + V_2 - V_3 \quad \cdots \cdots (6)$$

まず V_1 を求める。直線 de の方程式は Fig. 2 からただちに求みられる。

$$x = y \tan \alpha + (D_2 - D_1) \tan \alpha + B_1 \quad \cdots \cdots (7)$$

ここに $\alpha = \pi/4 + \varphi/2$, D_2 , D_1 はそれぞれ地表面から d 点までの深さおよび d 点から基礎スラブ上面までの深さであり, B_1 は基礎スラブの半径である。(7) 式を用いて,

$$V_1 = \pi \int_{D_1}^{D_2} x^2 dy = \pi D_2 \left(\frac{7}{3} D_2^2 \tan^2 \alpha + 3 B_1 D_2 \tan \alpha + B_1^2 \right) \quad \cdots \cdots (8)$$

次に V_2 を求める。対数線 cd の中心 O の座標を (x_0, y_0) とすると, この対数線は次の形で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} x &= -\rho_0 e^{\theta \tan \varphi} \sin(\theta + \alpha) + x_0 \\ y &= \rho_0 e^{\theta \tan \varphi} \cos(\theta + \alpha) + y_0 \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (9)$$

(9) 式を用いて計算を実施すると,

$$V_2 = \pi \rho_0 [\rho_0^2 F_1'(\varphi, \theta_0) + \rho_0 x_0 F_2'(\varphi, \theta_0) + x_0^2 F_3'(\varphi, \theta_0)] \quad \cdots \cdots (10)$$

ここに θ_0 は対数線の中心角 $\angle dOac$ であり, $F_1'(\varphi, \theta_0)$, $F_2'(\varphi, \theta_0)$, $F_3'(\varphi, \theta_0)$ は次の通りである。

(1) $\varphi \neq 0$ の場合

$$\begin{aligned} F_1'(\varphi, \theta_0) &= -\frac{1}{4} e^{3\theta_0 \tan \varphi} \left\{ -\frac{1}{3} \cos 3(\theta_0 + \alpha) + \frac{1}{(9 \tan^2 \varphi + 1)} \left\{ \frac{3}{\cos^2 \varphi} \cos(\theta_0 + \alpha) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - 8 \tan \varphi \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \right\} + \frac{1}{4} \left\{ -\frac{1}{3} \cos \alpha + \frac{1}{(9 \tan^2 \varphi + 1)} \left(\frac{3}{\cos^2 \varphi} \cos \alpha \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - 8 \tan \varphi \sin \alpha \right) \right\} \end{aligned}$$

$$F_2'(\varphi, \theta_0) = \frac{1}{2} e^{2\theta_0 \tan \varphi} \left\{ \sin 2(\theta_0 + \alpha) - \frac{1}{\tan \varphi} \right\} - \frac{1}{2} \left(\sin 2\alpha - \frac{1}{\tan \varphi} \right)$$

$$F_3'(\varphi, \theta_0) = -e^{\theta_0 \tan \varphi} \cos(\theta_0 + \alpha) + \cos \alpha$$

(2) $\varphi = 0$ の場合

$$F_1'(\varphi, \theta_0) = -\frac{1}{4} \left\{ -\frac{1}{3} \cos 3\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) + 3 \cos\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) - \frac{10}{3\sqrt{2}} \right\}$$

$$F_2'(\varphi, \theta_0) = \frac{1}{2} (\cos 2\theta_0 - 2\theta_0 - 1)$$

$$F_3'(\varphi, \theta_0) = -\cos\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) + \frac{1}{\sqrt{2}}$$

V_3 は基礎体がきまるとただちにきまる値であるから, 以上のようにして V_1 , V_2 が計算されると V が求められる。

4. すべり面に作用するセン断抵抗応力の鉛直分力の算定

最後に (5) 式の T を求める必要がある。ここでは数式の複雑さを避けるためにまず土の粘着力が 0 の場合について考え, その後に粘着力のみによる鉛直分力の算定方法を示した。

(a) 粘着力 c が 0 である場合

セン断抵抗応力を算定するにあたって, まず Fig. 3 に示す座標系に基づいて基礎方程式を誘導する⁹⁾。

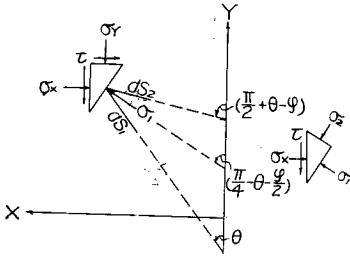


Fig. 3 Element considered in the derivation of the expressions for stress at a point

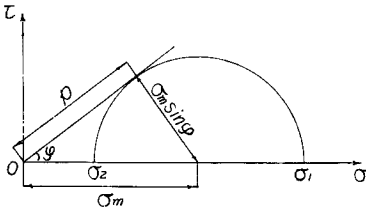


Fig. 4 The Mohr circle for the stress condition illustrated in Fig. 3

Fig. 3 からただちに,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial X} + \frac{\partial \tau}{\partial Y} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial Y} + \frac{\partial \tau}{\partial X} + \gamma &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin(2\theta - \varphi) \\ \sigma_y &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin(2\theta - \varphi) \\ \tau &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos(2\theta - \varphi) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(12)$$

ここに σ_1, σ_2 は主応力 ($\sigma_1 > \sigma_2$) であり, $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ とおくと Fig. 4 から明らかなように σ_1, σ_2 は次の形で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= (1 + \sin \varphi) \sigma_m \\ \sigma_2 &= (1 - \sin \varphi) \sigma_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(13)$$

(13) 式を (12) 式に代入し, さらに θ が X, Y の関数であることに注意してこれを (11) 式に用いると次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_m}{\partial X} + \sin \varphi \left\{ \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial X} + \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial Y} \right\} \\ + 2\sigma_m \sin \varphi \left\{ \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial X} - \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial Y} \right\} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_m}{\partial Y} - \sin \varphi \left\{ \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial Y} - \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial X} \right\} \\ - 2\sigma_m \sin \varphi \left\{ \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial Y} + \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial X} \right\} + \gamma &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

Fig. 3 に示すように, 大きい方の主応力から時計まわりおよび反時計まわりに $(\pi/4 - \varphi/2)$ だけ回転したすべり面方向の線素をそれぞれ ds_1, ds_2 とする。 ds_1, ds_2 の X, Y 軸に対する方向余弦が $(\sin \theta, \cos \theta), \{\cos(\theta - \varphi), -\sin(\theta - \varphi)\}$ であることを用いて X, Y 方向の微係数をすべり面方向の微係数でかきかえ, これを (14) 式に用いると次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \cos \varphi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} - 2\sigma_m \sin \varphi \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= -\gamma \cos(\theta - \varphi) \\ \cos \varphi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} + 2\sigma_m \sin \varphi \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= \gamma \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(15)$$

いま問題となるすべり面は大きい方の主応力から反時計まわりに $(\pi/4 - \varphi/2)$ だけ回転したすべり面であるから, セン断抵抗応力 p と σ_m との間に $\sigma_m \cos \varphi = p$ の関係があることに注意して (15) 式の下のをかきかえると結局基礎方程式として次式が得られる。

$$\frac{\partial p}{\partial s} + 2p \tan \varphi \frac{\partial \theta}{\partial s} = \gamma \sin \theta \dots\dots\dots(16)$$

(16) 式は Kötter-Massau の式と座標係を異にするが, やはり二次元的な立場から得られた式である。しかし現段階においては問題を三次元的に解析するのが困難であるので, (16) 式から得られた p が実際には $ds \times x d\beta$ (Fig. 5 参照) なる微小面積に作用しているとして, 全すべり面に作用する抵抗力を算定する。なお以下においてはすべり面の直線部分および対数らせん部分の微小線素 ds に作用するセン断抵抗応力を

$$F_5'(\varphi, \theta_0) = \frac{1}{(9 \tan^2 \varphi + 1)} \left[-\frac{e^{2\theta_0 \tan \varphi}}{4} \left\{ (3 \tan^2 \varphi - 1) \sin 2(\theta_0 + \alpha) - 4 \tan \varphi \cos 2(\theta_0 + \alpha) \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{(\tan^2 \varphi + 1)}{\tan \varphi} \right\} + \frac{1}{4} \left\{ (3 \tan^2 \varphi - 1) \sin 2\alpha - 4 \tan \varphi \cos 2\alpha - \frac{(\tan^2 \varphi + 1)}{\tan \varphi} \right\} \right. \\ \left. + \frac{(3 \tan \varphi \sin \alpha - \cos \alpha)}{\cos \varphi} \{ e^{-\theta_0 \tan \varphi} \cos(\theta_0 - \alpha) - \cos \alpha \} \right]$$

$$F_6'(\varphi, \theta_0) = \tan \alpha \{ -e^{-\theta_0 \tan \varphi} \cos(\theta_0 - \alpha) + \cos \alpha \}$$

$$F_7'(\varphi, \theta_0) = \frac{1}{8 \cos^2 \alpha} \{ -\cos 2(\theta_0 + \alpha) + \cos 2\alpha \}$$

(2) $\varphi = 0$ の場合

$$F_4'(\varphi, \theta_0) = \frac{1}{4} \left\{ \frac{1}{3} \cos 3\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) - \frac{1}{\sqrt{2}} \cos 2\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) + \cos\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) - \frac{\sqrt{2}}{3} \right\}$$

$$F_5'(\varphi, \theta_0) = \frac{1}{4} \left\{ \sin 2\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) - 2\sqrt{2} \sin\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) + 2\theta_0 + 1 \right\}$$

$$F_6'(\varphi, \theta_0) = \frac{1}{\sqrt{2}} - \sin\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$F_7'(\varphi, \theta_0) = -\frac{1}{4} \cos 2\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right)$$

(b) 粘着力 c のみによるセン断抵抗力の鉛直分力

ここでは c のみによる鉛直分力を (a) に準じた方法で求める。

Fig. 5 の直線部分の微小すべり線素 ds に作用する粘着力の鉛直分力 $cds \cos \alpha$ は x, y に無関係に一定であるから, $c \cos \alpha$ にこの直線部分を y 軸のまわりに回転した回転体の表面積 (すべり面の全面積) をかけることにより, 直線部分に関する鉛直分力 T_3 が求まる。この表面積は $\pi D_2 \sec \alpha (3D_2 \tan \alpha + 2B_1)$ となるから,

$$T_3 = \pi c D_2 (3D_2 \tan \alpha + 2B_1) \dots \dots \dots (26)$$

次に対数ら線部分については, 微小線素 ds に作用する粘着力の鉛直分力は

$$cds \sin(\theta - \varphi) = \frac{c \rho_0 \sin(\theta - \varphi)}{\cos \varphi} e^{(\theta - \alpha) \tan \varphi} d\theta \dots \dots \dots (27)$$

で表わせるから, これに (24) 式を用いて鉛直分力 T_4 を計算すると

$$T_4 = \iint c \sin(\theta - \varphi) \cdot ds \cdot x d\beta = 2\pi c \rho_0 \left[-\frac{\rho_0}{2} F_2'(\varphi, \theta_0) + x_0 F_3'(\varphi, \theta_0) \right] \dots \dots \dots (28)$$

ここに $F_2'(\varphi, \theta_0)$, $F_3'(\varphi, \theta_0)$ は体積 V_2 を表わす式 (10) における $F_2'(\varphi, \theta_0)$, $F_3'(\varphi, \theta_0)$ と同じものである。

5. 計算式のまとめ

3, 4 においてすべり土塊の重量とすべり面に作用するセン断抵抗応力の鉛直分力を求めたが, ここでこれらのものをまとめる。

極限引き上げ抵抗力は (5) 式をかきなおして

$$R = (G - \gamma V_3) + (\gamma V_1 + T_1 + T_3) + (\gamma V_2 + T_2 + T_4) \dots \dots \dots (5)'$$

さていま

$$(B_1 + D_2 \tan \alpha) = B = \frac{x_0}{a} = \frac{D_2}{b}$$

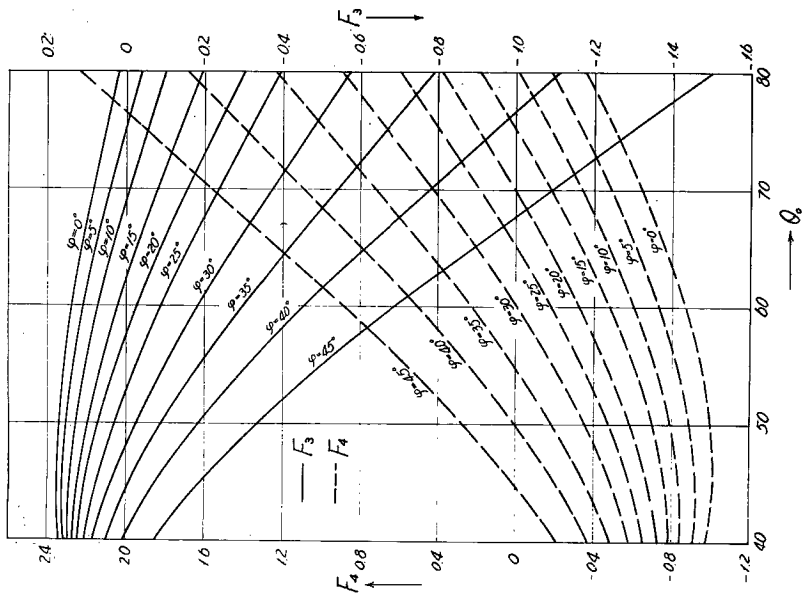


Fig. 7

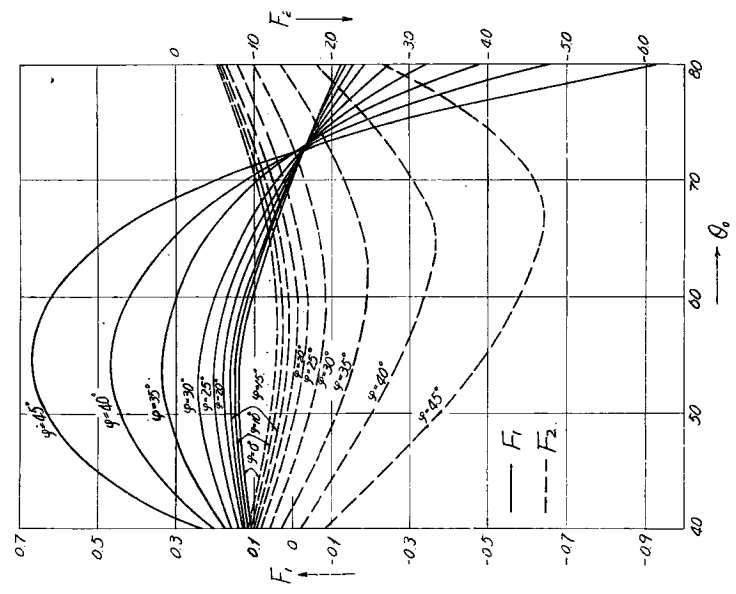


Fig. 6

Fig. 6~Fig. 9 Coefficients of breaking out resistance

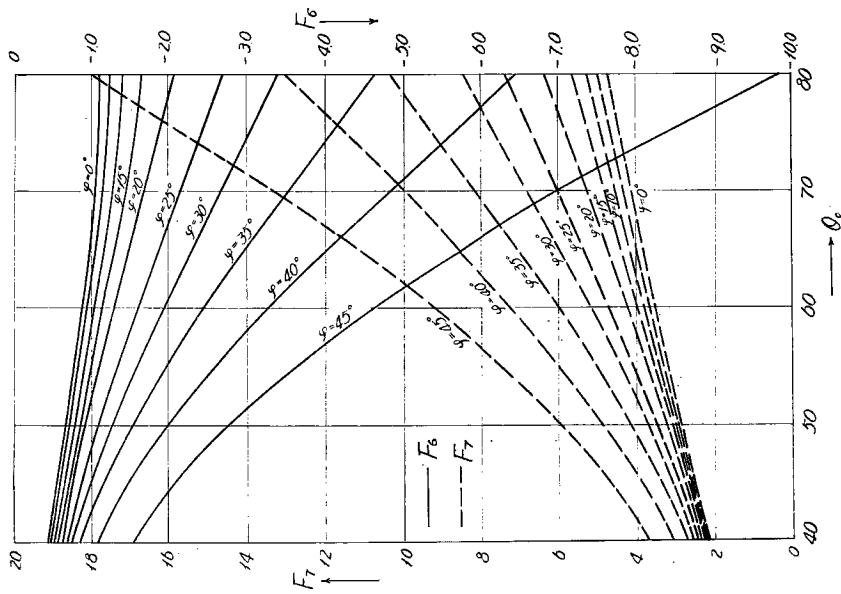


Fig. 9

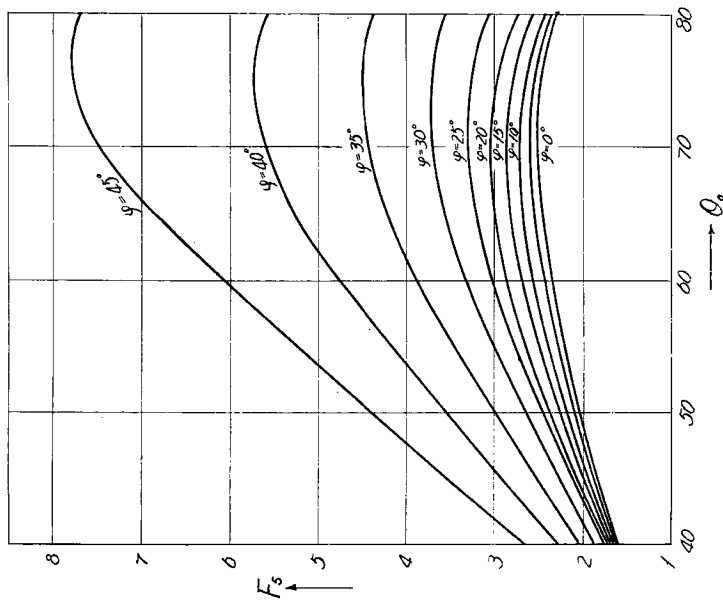


Fig. 8

Fig. 6~Fig. 9 Coefficients of breaking out resistance

とおくと

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{x_0}{B} \\ b &= \frac{D_2}{B} \\ \rho_0 &= \frac{(a-1)}{\sin \alpha} B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

ここに B は y 軸から対数ら線より直線への移行点までの距離 (Fig. 5 参照) であり, a, b はすべり面係数である。

(29) 式を用いて (5)' 式の右辺第二項, 第三項を変形し, これをまとめると R は次式となる。

$$\begin{aligned} R = & (G - \gamma V_3) + \pi \gamma B^3 \{ (a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + ab F_3 + b F_4 + F_5) + b \} \\ & + \pi c B^2 \{ (a-1)(a F_6 + F_7) + b(b \tan \alpha + 2) \} \dots\dots\dots (30) \end{aligned}$$

ここに $F_1 \sim F_7$ は以下に示す通りであり, 実用計算を容易にするために Fig. 6~Fig. 9 にグラフでもつて表わしてある。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ \frac{F_1'(\varphi, \theta_0) + 2F_4'(\varphi, \theta_0)}{\sin^2 \alpha} + \frac{F_2'(\varphi, \theta_0) + 2F_5'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} + F_3'(\varphi, \theta_0) \right\} \\ F_2 &= -\frac{1}{\sin^2 \alpha} \left\{ \frac{2F_1'(\varphi, \theta_0) + 4F_4'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} + F_2'(\varphi, \theta_0) + 2F_5'(\varphi, \theta_0) \right\} \\ F_3 &= \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ 2F_6'(\varphi, \theta_0) + \frac{2F_7'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} \right\} \\ F_4 &= -\frac{2F_7'(\varphi, \theta_0)}{\sin^2 \alpha} \\ F_5 &= \frac{F_1'(\varphi, \theta_0) + 2F_4'(\varphi, \theta_0)}{\sin^3 \alpha} \\ F_6 &= \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ \frac{F_2'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} + 2F_3'(\varphi, \theta_0) \right\} \\ F_7 &= -\frac{F_2'(\varphi, \theta_0)}{\sin^2 \alpha} \end{aligned}$$

6. 室内模型実験

実験は $2\text{ m} \times 4\text{ m} \times 1.5\text{ m}$ のコンクリート製実験土槽に粒径加積曲線が Fig. 10 で示される砂を充填し, こ

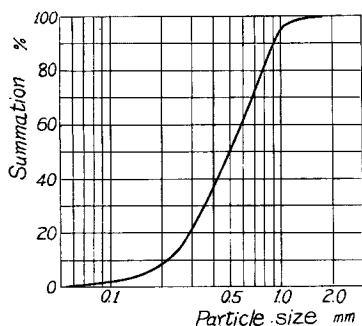


Fig. 10 Grain size distribution curve

の中に Table 1 に示した各種模型基礎(鉄製)を埋設して行なつた。そして Fig. 11 に示す引き上げ装置を用いて基礎に引き上げ力を加えた。実験は定荷重式および定変形式の両方式で行なつた。後者の場合引き上げ速度は一連の予備実験の結果に基づいて 2 mm/min. とした。実験時の砂の状態は Table 2 に示すように4種類である。力学試験の結果, 湿つた砂では当然であるが気乾状態の場合においても締め固めたときには見かけの粘着力があらわれている。

(a) すべり面について

気乾状態および湿つていてもゆるい場合には, 試験後の掘さくの際にその掘さく面が崩壊してすべり面をみる事ができなかった。ここでは湿つた状態の締め固めた砂 (Table 2 の

Table 1 Model dimensions

No.	I	II	III	IV	V	VI	VII
$2B_1$ (cm)	18	24	30	24	24	24	24
d (cm)	6	6	6	6	6	6	6
H (cm)	65	65	65	65	65	65	65
h (cm)	1	1	1	1	1	1	1
θ (°)	0	0	0	15	30	45	60

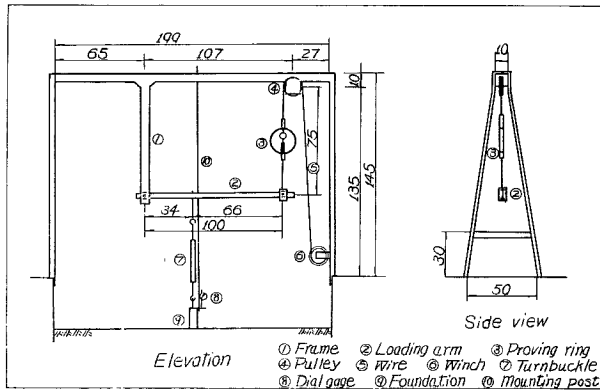
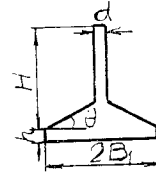


Fig. 11 Laboratory test apparatus

Table 2 Sand used at laboratory test

	$w(\%)$	$\gamma(\text{g/cm}^3)$	$\varphi(^{\circ})$	$c(\text{g/cm}^2)$
Air dry sand (1)	0.5	1.36	37.5	0
Air dry sand (2)	0.5	1.51	42.5	8
Wet sand (3)	3.3	1.39	34.5	10
Wet sand (4)	3.3	1.54	37.5	20

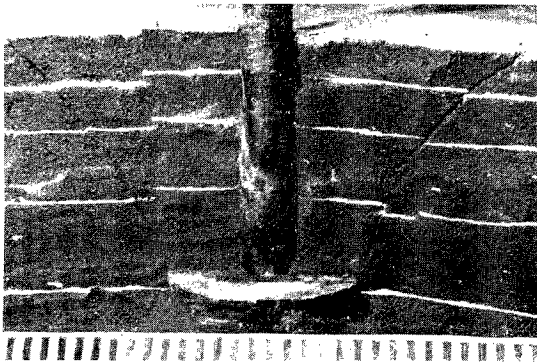


Photo. 1 Shape of the breaking out earth mass

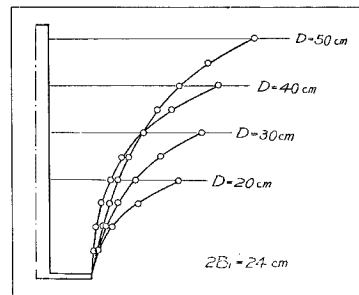


Fig. 12 Sliding surfaces of the breaking out earth body obtained by observation

Wet sand (4) の場合に得られた結果について述べる。埋め戻しの際には各 10 cm ごとに締め固め、その上に石灰を敷いたが、Wet sand (4) の場合には掘さく面の崩壊はなく、すべり面がはつきりとみられた。この例は Photo. 1 に示してある。これは基礎スラブの直径が 24 cm の基礎で深さが 30 cm の場合である。なお最上層のみ 5 cm の間隔で石灰を敷いたのはすべり面が地表面と交わる角度を明確にみるためである。

Photo. 1 に示した基礎体の中央断面でとった写真と実測に基づいてすべり面を図示した例をあげると Fig. 12 のようになる。これは同一の基礎体に対して埋め戻し深さの異なる四つの場合について描いたものである。

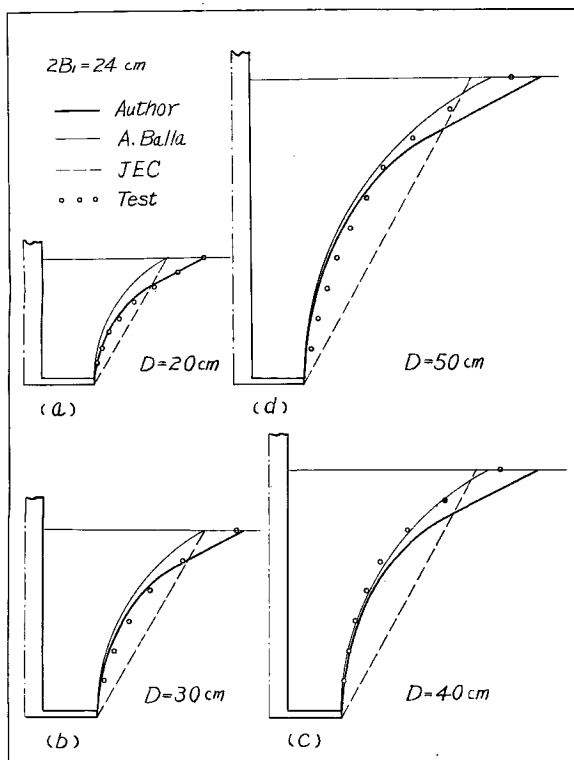


Fig. 13 Comparison of sliding surfaces

実際すべり面とかなりよい一致をみせている。著者の方法によるすべり面は、実際すべり面とよくあっているが、特に深さが小さい (a), (b) の場合 (実際の基礎では基礎スラブ幅または直径に対する深さの比は普通この程度である) により一致を示している。また A. Balla のすべり面は (c), (d) の深い場合にはかなりよくあっているが、全般に実際のすべり面よりも内側に入ってくるようである。以上のことについては、他の型の基礎の場合にも同様の傾向を示している。

(b) 極限引き上げ抵抗力について

定変形式の実験結果について述べる。極限引き上げ力は、引き上げ力～抜け上り量曲線における最大引き上げ力のことである。Table 2 に示した砂に対して行なつた一連の実験結果、著者、A. Balla および JEC の方法で求めた計算値ならびに実験値に対する計算値の比を一括して Table 3 に示した。なお引き上げ力はすべて基礎体の自重を除いたものである。

まず Air dry sand (1) の場合についてみる。Table 3 で明らかのように、著者の方法によつて求めた計算値は実験値に非常によく一致している。Table 3 に基づいて計算値を実験値に対してプロットしたものが Fig. 14 である。図中実線は両軸と 45° をなす直線であり、著者の計算値はほとんどこの直線上についてい

る。この図によるとすべり面は地表面近くで急激に外方向に広がり、しかもそれはほぼ直線的であつて地表面と $26^\circ \sim 27^\circ$ の角度で交わっている。この場合の砂は $\phi = 37.5^\circ$ であるから、さきに述べたすべり面の仮定における交角は $(45^\circ - 37.5^\circ / 2) = 26.5^\circ$ であり、両者はよい一致を示している。

次に Fig. 12 の各深さの場合について著者の方法によつて求めたすべり面、A. Balla の方法によるすべり面、現行 JEC によるすべり面をかき加えたのが Fig. 13 である。著者の方法においては P の傾斜角 δ を $\phi/3$ として求めた。A. Balla のすべり面は基礎スラブ上面の水平線上に中心をもち、基礎スラブ外端からの距離 $r = D / \sin(\pi/4 + \phi/2)$ を半径とする円弧の一部である。また現行の JEC によるここに使用した砂は甲種土壌に分類されるから、そのすべり面は基礎スラブ外端から鉛直と 30° の角をなしてたちあがる直線である。Fig. 13 によると JEC の直線を除いて他の二つは実

る。また A. Balla および JEC の計算値が実験値に比較して非常に大きくなるのは次の理由によるものと思う。すなわち各方法によつて得られたすべり面の一例を示すと Fig. 15 のようになる。この図によると A. Balla のすべり面は、著者の方法によつて求めたすべり面に比較するとかなり内側に入つてくることがわかる。このことは程度の差はあるがすべての場合にみられたことである。さてこのようにすべり土塊の体積自体は著者の場合よりも小さくなるにもかかわらず、その計算値が非常に大きくなるのはすべり面に作用する力としてセン断力の鉛直分力のみを考慮し、そのセン断力の起因力であるすべり面に垂直な力の鉛直分力を無視しているからである。例えば Fig. 15 の場合、著者の方法によるとすべり土塊の重量は 73.4 kg で

Table 3 Summary of test results

Air dry sand (1)								
Model dimension (cm)		Uplift failure load (kg)	Computed failure load (kg)			Ratio of computed load to measured load		
			Author	A. Balla	JEC			
$2B_1$	D	Q	R	R_B	R_J	R/Q	R_B/Q	R_J/Q
18	20	14.7	15.8	22.3	20.6	1.07	1.52	1.40
18	30	32.0	31.8	52.5	44.9	0.99	1.64	1.40
18	40	53.5	53.7	99.1	82.6	1.00	1.85	1.54
18	50	87.5	85.9	161.5	136.0	0.98	1.85	1.56
24	20	29.4	26.8	—	29.4	0.91	—	1.00
24	30	52.0	47.6	67.2	60.3	0.92	1.29	1.16
24	40	78.2	78.1	124.3	106.2	1.00	1.59	1.36
24	50	128.5	128.4	200.5	169.3	1.00	1.56	1.32
30	20	38.0	36.7	—	39.9	0.97	—	1.05
30	30	63.6	65.0	89.4	78.1	1.02	1.41	1.23
30	50	94.6	95.4	151.5	132.8	1.01	1.60	1.40
30	50	148.6	155.3	243.0	206.2	1.04	1.64	1.39
				Average		0.99	1.60	1.32

Air dry sand (2)								
$2B_1$	D	Q	R	R_B	R_J	R/Q	R_B/Q	R_J/Q
18	20	21.3	32.7	34.6	22.9	1.53	1.62	1.07
18	30	53.4	64.9	177.6	49.8	1.21	1.45	0.93
18	40	123.9	112.3	139.0	91.6	0.91	1.12	0.74
18	50	201.9	195.4	223.0	151.0	0.97	1.10	0.75
24	20	30.4	45.0	—	32.7	1.48	—	1.08
24	30	80.3	84.3	96.8	66.9	1.05	1.21	0.83
24	40	148.2	141.3	174.0	117.8	0.95	1.17	0.79
24	50	245.2	227.8	274.0	188.0	0.93	1.12	0.77
30	20	40.7	69.2	—	44.4	1.70	—	1.09
30	30	96.4	112.4	123.6	86.7	1.17	1.28	0.90
30	40	190.7	178.3	208.0	147.5	0.94	1.09	0.77
30	50	284.2	280.8	328.5	229.0	0.99	1.15	0.81
				Average		1.15	1.22	0.88

Wet sand (3)								
$2B_1$	D	Q	R	R_B	R_J	R/Q	R_B/Q	R_J/Q
18	20	25.5	23.8	—	21.1	0.93	—	0.83
18	30	61.0	59.9	73.5	45.9	0.98	1.21	0.75
18	40	104.5	103.3	127.1	84.4	0.99	1.22	0.81
18	50	172.6	160.6	206.0	139.0	0.93	1.19	0.81
18	60	238.0	240.8	302.5	213.0	1.01	1.27	0.90
24	20	39.8	40.8	—	30.1	1.02	—	0.76
24	30	79.5	84.8	92.8	61.6	1.07	1.17	0.77
24	40	125.5	115.9	161.0	108.5	0.92	1.28	0.86
24	50	205.6	197.3	253.0	173.0	0.96	1.23	0.84
24	60	304.4	304.6	364.0	257.5	1.00	1.20	0.85
30	20	51.8	58.2	—	40.8	1.12	—	0.79
30	30	101.8	97.0	—	79.8	0.95	—	0.78
30	40	164.0	167.2	194.0	135.8	1.02	1.18	0.83
30	50	233.8	220.6	298.0	210.8	0.94	1.28	0.90
30	60	331.3	—	428.0	307.0	—	1.29	0.93
Average						0.99	1.22	0.83

Wet sand (4)								
$2B_1$	D	Q	R	R_B	R_J	R/Q	R_B/Q	R_J/Q
18	20	33.5	57.0	49.2	23.3	1.70	1.47	0.70
18	30	83.2	81.4	102.2	50.8	0.98	1.23	0.61
18	40	162.4	152.4	178.3	93.5	0.94	1.10	0.58
18	50	275.8	248.6	277.5	154.0	0.90	1.01	0.56
18	60	433.9	412.1	402.5	236.0	0.95	0.93	0.54
24	20	61.9	65.8	—	33.3	1.06	—	0.54
24	30	129.7	125.2	125.6	68.2	0.97	0.97	0.52
24	40	192.2	194.4	217.0	120.3	1.01	1.13	0.63
24	50	319.2	288.8	337.0	191.8	0.91	1.06	0.60
24	60	477.7	455.9	486.0	285.5	0.96	1.02	0.60
30	20	65.7	79.3	—	45.3	1.21	—	0.69
30	30	137.4	155.4	159.5	88.4	1.11	1.14	0.63
30	40	226.2	233.0	254.5	150.5	1.03	1.13	0.67
30	50	358.2	338.4	401.0	233.5	0.95	1.12	0.65
30	60	548.5	510.2	569.0	340.5	0.93	1.04	0.62
Average						1.04	1.10	0.61

あるがセン断抵抗応力の鉛直分力が -8.4 kg （上向き）となることから引き上げ抵抗力は 65.0 kg （実験値は 63.6 kg ）となる。これに対し A. Balla の場合には、すべり土塊の重量は 56.3 kg と当然小さくなるが、すべり面に作用するセン断力の鉛直分力のみを考えているからこれが 33.1 kg （下向き）となり、全抵抗力は 89.4 kg となる。そしてこの傾向は埋め戻し深さが大きくなるほど著しくなるから、Fig. 14 で原点から離れるほど計算値の実験値からのはずれは大きくなる。また JEC の場合は、載頭円錐形のすべり土

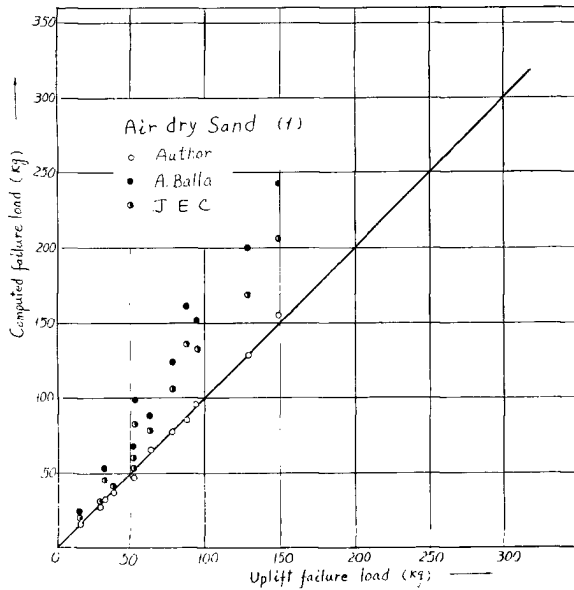


Fig. 14 Comparison of methods of calculation

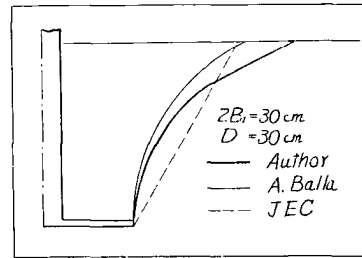


Fig. 15 Comparison of sliding surfaces

塊の重量が 78.1 kg となるが、すべり面に作用する力を無視しているから実験値に対する比は1.23とやはり大きくなる。また埋め戻し深さの小さい場合で二、三実験値と非常によくあっているが、これはたまたますべり土塊の体積が結果的に実際の場合に近くなり、しかもせん断抵抗応力の鉛直分力が非常に小さくなるためである。

次に同様にして Air dry sand (2), Wet sand (3), (4) について図示すると Fig. 16~Fig. 18 のようになる。これらの場合にも著者の計算値は 45° の直線によくのついているが、Fig. 16 および Fig. 18 のよく締まった場合にはややばらつきがみられる。そしてこのばらつきは埋め戻し深さの小さいときは大きい側に、深さの大きいときは小さい側にする傾向がみられる。また A. Balla による計算値は、すべり面(図は

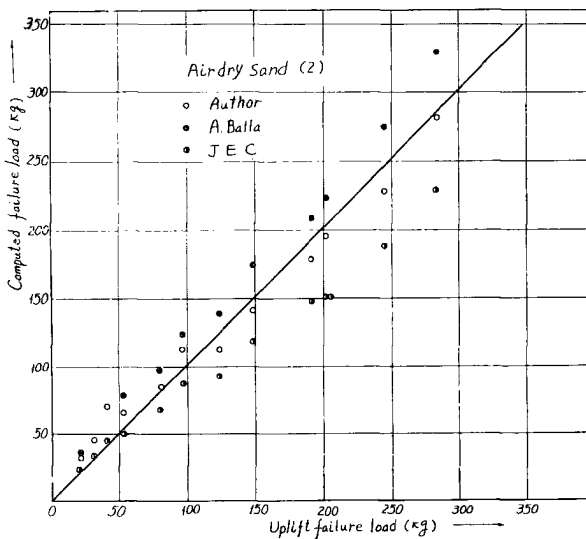


Fig. 16 Comparison of methods of calculation

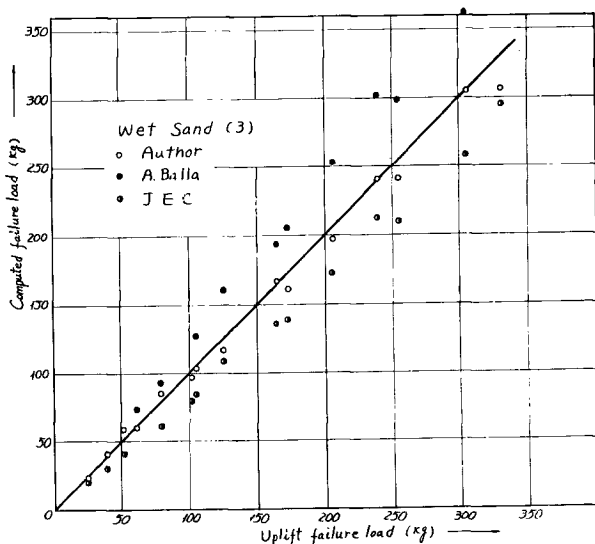


Fig. 17 Comparison of methods of calculation

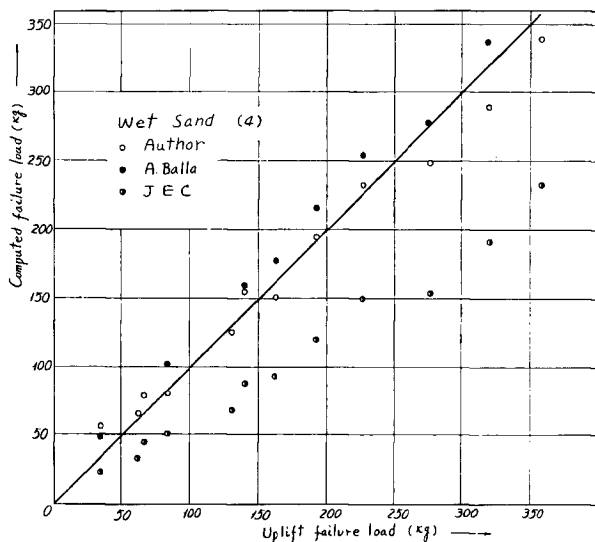


Fig. 18 Comparison of methods of calculation

省略) がかなり内側に入ってくるにもかかわらずやはり全般にかなり大きな値となつている。しかし Fig. 14 の場合に比べると実験値からはずれはかなり小さくなつている。これはすべり面に作用する見かけの粘着力の鉛直分力が粘着力を除いたせん断抵抗応力の鉛直分力に比べて、その絶対値が非常に大きく、したがって後者の全鉛直分力に対する割合が前者のそれに比べるとかなり小さくなるからである。また JEC による値が小さくするのはすべり面に作用する抵抗力を無視しているからである。

次に近似法について述べる。著者の方法ではすべり面の決定がやや複雑でかなり時間がかかる。いま砂の場合について多数の作図の結果、対数線を中心角 θ_0 を近似的に 60° としてよいことがわかつた (θ_0 はおおむね $55^\circ < \theta_0 < 65^\circ$ の間に入っている) ので、すべての実験について $\theta_0 = 60^\circ$ として計算し、これを実験値に対してプロットすると Fig. 19 のようになる。この図には基礎スラブに taper のついた場合の結果も含

まれている。この図によると各計算値の実験値からのはずれはわずかでであり、実用上の近似法として十分使用できることがわかる。

(c) 引き上げ力と抜け上り量の関係

支持力を問題にする場合、その変形量が非常に重要な要素であることはいまさらいうまでもないが、現段階では特に砂の場合その変形量を支持力に結びつけることは非常にむづかしく、今後の基礎的研究に待たねば解決できない問題が多い。ここでは本実験において得られた二、三の結果について述べる。

定荷重および定変形式で行なつたすべての実験においてまず引き上げ力～

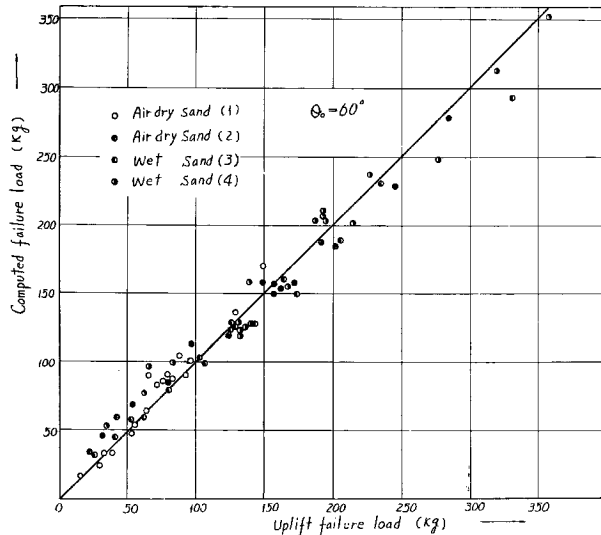


Fig. 19 Comparison of test values and values computed as $\theta_0 = 60^\circ$

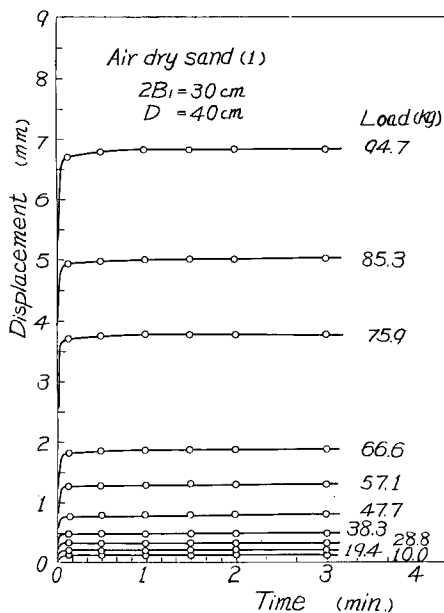


Fig. 20 Displacement vs. time curves obtained by load control test

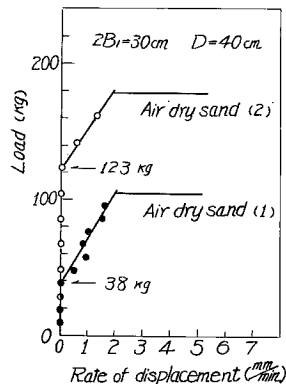


Fig. 21 Relations of load vs. rate of displacement to determine yield values

抜け上り量関係を図示したが、これは一般の力学試験における応力～ヒズミ量関係と同形となるのでここでは省略する。定荷重式の試験は Air dry sand (1), (2) についてのみ行なつた。加荷方式は一定荷重を4分間ごとに加えた。各荷重段階ごとに抜け上り量と時間との関係を示図した一例が Fig. 20 である。この図によるとごく初期にその荷重段階による全抜け上り量の95%以上が生じているが、変形はその後とも時間とともに除々に進んでいる。この図に基づいてクリープ領域である加荷後30秒から1分30秒の間の曲線を近似的に直線とみなし、その傾斜をとつて各段階荷重に対してプロットすると Fig. 21 のようになる。この図には Air dry sand (2) の結果もプロットしてある。この図から明らかに変形速度は荷重が小さい間ではほとんど0であるが、ある荷重を境として急激に増大している。砂の場合、降伏値に関しては議論の多いところであるが、この引き上げ支持力については Fig. 21 に示した

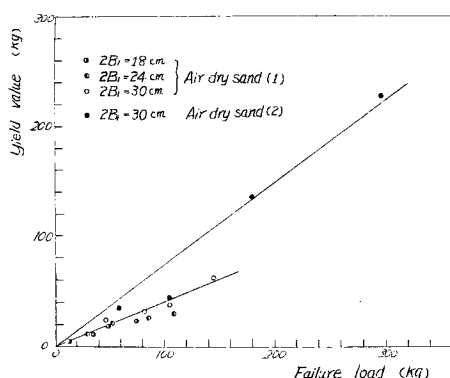


Fig. 22 Relations of yield value vs. failure load

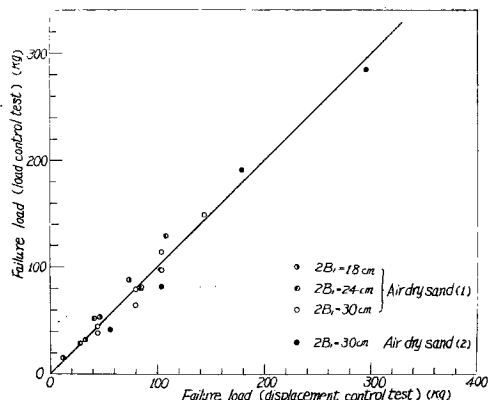


Fig. 23 Relation of failure load in load control test vs. that in displacement control test

整理法による折点荷重をもつて地盤の降伏値とすることが一つの合理的な方法であると考えられる。そこでこのようにして求めた降伏値 (Fig. 21 では 38 kg, 123 kg となっている) を変形速度が無大となる破壊荷重に対して描くと Fig. 22 のようになる。この図から両者の関係はほぼ直線関係とみなすことができ、本実験の場合ゆるい砂 (Air dry sand (1)) では降伏値は破壊値の約40%, 締め固めた砂 (Air dry sand (2)) では約80%となっている。しかしこの値は土の粒度組成, 締め固め程度, 含水比などによつて当然異なってくるものであり, 今後実験的研究を継続する予定である。なお定荷重式による破壊荷重を定変形式の極限引き上げ力に対して描くと Fig. 23 のようになり, 両者の間にはほとんど差のないことがわかる。図中実線は傾斜角 45° の直線である。

(d) 基礎スラブに taper のついている場合

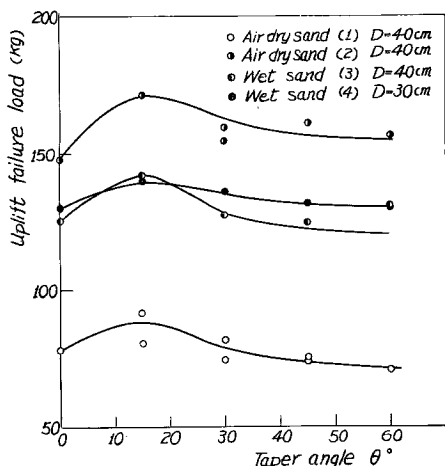


Fig. 24 Relations of uplift failure load vs. taper angle of foundation slabs

基礎スラブに taper をつけた模型基礎は Table 1 に示してあるように 4 種類である。そして埋め戻し深さを30または40 cmとして, 定変形式によつて試験を行なつた。この試験から得られた極限引き上げ抵抗力を taper の傾斜角 θ に対して描くと Fig. 24 のようになる。この図には θ が0の場合もプロットしてある。この図をみると極限引き上げ力は θ に余り影響を受けないようであるが, 強いていえば $\theta=15^\circ$ のあたりで最大となり, θ がそれ以上になると抵抗力はかえつて落ちてくる。従来一部には θ が 60° 近辺で抵抗力が最大となるといわれているが, これは基礎体の自重も含めた抵抗力を対象としたものである。さて θ が増大するとかえつて抵抗力が低下することは次のことから説明される。Wet sand (4) に対して埋め戻し深さを30 cmにした場合, 各種模型基礎に対する実測すべり面を図示すると Fig. 25 のようになる。この図をみるとすべり面は $\theta=15^\circ$ の場合が最も外側に

でおり ($\theta=0$ の場合よりもかなり外側), θ が増大するとかえつて内側に入つてきて, $\theta=60^\circ$ では最も内側にすべり面が現われている。したがつて Fig. 24 に示すような結果となるのである。またこのように θ

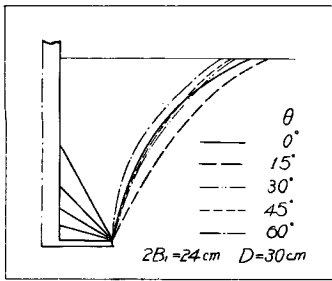


Fig. 25 Sliding surfaces at meridian section of the breaking out earth body

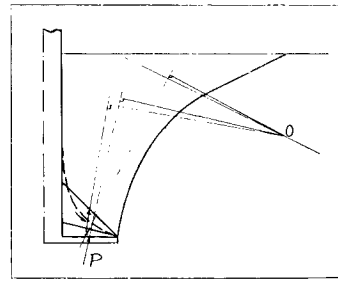


Fig. 26 Directions of earth pressures

の大きさによつてすべり面が変化する理由は次のように考えられる。この三次元的な引き上げ試験に先だつて二次元的な試験を行なつたが、これによつて基礎体が抜け上る際に $\theta = 0 \sim 20^\circ$ の場合には、Fig. 26 の点線で示す基礎スラブ直上の一部の砂には粒子の移動がまったくみられないことがわかつた。また θ が 30° 以上になるとこの残留土塊がないこともわかつた。したがつて θ が 15° 以下程度の小さい範囲では、残留土塊には点線にそつて右下向の力が働らき、これが基礎スラブ上面に伝達され、その結果基礎スラブ上面での反力はスラブ上面にたてた垂線から時計まわりに角 θ だけ傾斜した方向となる。そこで $\theta = 0$ と 15° の場合を比較すると、実際すべり面よりも内側の同一潜在すべり面に対してはモーメント中心であるら線の中心との距離が後者の方が小さくなり、したがつて反力 P は大きくなる。故に P が最小となる実際すべり面の位置は $\theta = 15^\circ$ の方が $\theta = 0$ の場合よりも外側にでてくることになる。これに対し θ が大きい場合には基礎スラブ上面と接する土塊には左上方向の力が作用するから、 P は逆に垂線から反時計まわりに傾むいた方向となり、その結果実際のすべり面はかえつて内側に入つてくることになる。

7. 現 地 実 験

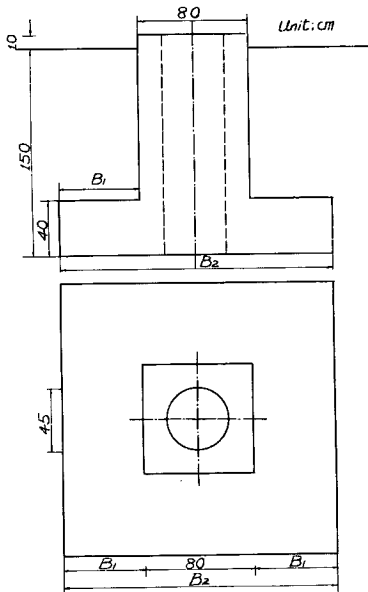


Fig. 27 The proto-type model used at field tests

関西電力株式会社の協力を得て、枚方変電所内において実施した現地実験について述べる。本実験では、基礎体として Fig. 27 に示す形式のものを採用し、 $B_1 = 20, 40, 60$ cm の 3 種のものについて試験を行なつた。埋め戻し土としては Fig. 28 に示す粒径加積曲線をもつ 2 種類の砂質土を用いた。掘さく深さは 1.5 m で、埋め戻しは一層のまき厚を 20 cm とし、均質な締め固め効果を得るために各層ごとにプロクターニードルで締め固め程度を調査しながらドイツ製タンピングランマーで締め固めた。基礎の引

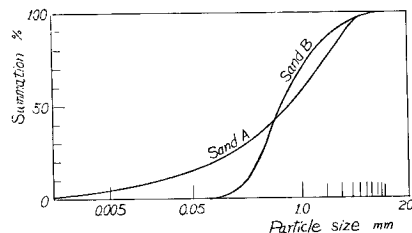


Fig. 28 Garin size distribution curves

き上げ方法は、基礎体の中央に直径 45 cm の穴をあけ、直径 30 cm のコンクリートパイルを打ち込み支持杭とし、この支持杭と基礎体に埋めこんだアンカーボルトに取り付けたチャンネルとの間にオイルジャッキを置いて、これにより基礎に引き上げ力を加えた。なお加荷方式は10分間ごとに 2t ずつ加える定荷重式を採用した。

まず極限引き上げ抵抗についてみる。この現地実験での基礎体の形は柱体部も基礎スラブも角柱形

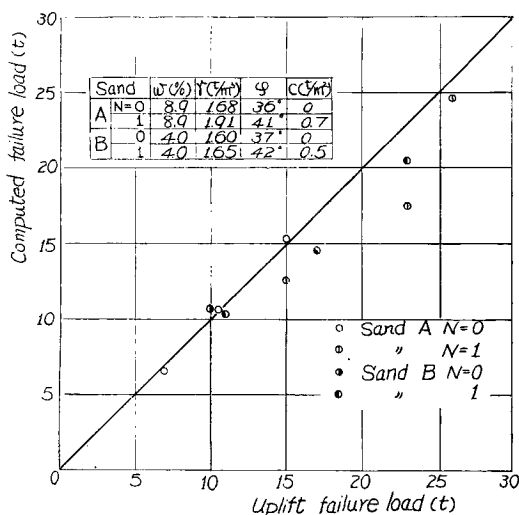


Fig. 29 Comparison of test values and values computed as $\theta_0=60^\circ$

では基礎スラブ側面の摩擦抵抗を無視していることが考えられる。基礎スラブの厚さがかなり大きく、基礎スラブ側面の土もよく締め固めたので、実際にはこの側面での摩擦抵抗がかなりある筈である。

次に引き上げ力、抜け上り量、時間などの関係については、室内模型実験と同様の結果が得られているが、一部はすでに報告したこともあり、ここでは省略する。

8. 結 び

送電用鉄塔などに用いられる逆 T 字型基礎の極限引き上げ抵抗力の一算定法を示し、その結果を室内模型実験および現地実験の結果と対比した。

ここに示した極限引き上げ抵抗力の算定方法が従来の方法と特に異なる点は、すべり面を連続した対数らせん線と直線で近似し、しかもこれを作図的に求める方法およびすべり面に作用するせん断抵抗合応力の鉛直分力を算定したことである。またこの方法によつて計算した値が砂質土を用いて行なつた模型実験の結果と非常によく一致をみせることを示した。さらに実用計算のための近似法、降伏値などについて簡単に触れた。

なお現在までに行なつた実験はすべて砂質土に対するものであるが、今後粘性土に対する同様の検討、変形量を考慮に入れた降伏値などについて継続して研究を行なっていくつもりである。

終りにあたりこの研究に対して終始多大の御指導を賜つた京都大学教授村山朔郎博士、同助教授柴田徹博士に深く感謝するとともに現地実験、資料提供など全面的に御援助をいただいた関西電力株式会社、ならびに実験その他に御協力をいただいた森田啓介、後藤浩一の両氏に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Majer, J. : Zug Berechnung von Zugfundamenten, Österr. Bauzeitschrift 10, 1955, H. 5.

- 2) Mors, H. : Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung, Die Bautechnik, 1959, H. 10.
- 3) 電気学会：送電用鉄塔設計標準, JEC-127, 1958, p. 11 および pp. 35—39.
- 4) 日本建築学会：鉄塔構造計算規準・同解説, 1962, pp. 132—147.
- 5) Balla, A. : The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons, Proc., 5th., Int. conf., S.M.F.E., Vol. 1, 1961, pp. 569—576.
- 6) 最上武雄, 渡辺隆, 山口柏樹：土質力学1958, pp. 52—55.
- 7) 松尾稔, 森田啓介：逆T字型基礎の引き上げ抵抗について, 土木学会関西支部講演会講演概要, 1961, pp. 59—60.