

泥炭性軟弱地における築堤基盤の安定に関する考察¹⁾ (概要)

正員 北海道開発局土木試験所 宮 川 勇

- I. 築堤基盤内の応力分布とその特性
- II. 築堤基盤内の局所的限界荷重
- III. スベリ面による築堤基盤の限界平衡の考察
- IV. 泥炭性軟弱地における破壊例についての考察 (省略)

本文は標題報文の摘記抄録であつて、築堤に対する軟弱基盤の支持安定に関する若干の考察と泥炭地における破壊例の検討をその概要について述べる。

I. 築堤基盤内の応力分布とその特性

築堤荷重による軟弱地盤内の応力状態と限界平衡時における支持機構を推論するにあつて、工学的な取扱いの便宜のためその異質、異水性、局部的破壊状態の発生による変化などを無視して、一応等方均質弾性体における平面歪の問題として処理し、実際に遭遇する事例の解釈への足がかりとしようとした。

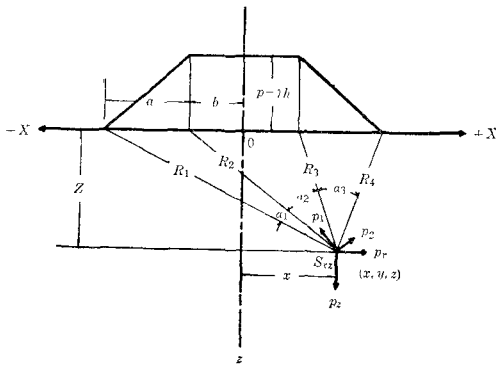


図-1

図-1*において対称梯形 (反力分布) の築堤下における基盤内のせん断応力は

$$S_{\max} = \frac{zp}{\pi a} \sqrt{\log e^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} \cdot (a_1 - a_3)^2},$$

$$S_{xz} = -\frac{zp}{\pi a} (\alpha_1 \cdots \alpha_3) \quad (1)$$

ここに

$b/a = \varepsilon$: 形状係数

$z/a = \eta$, $x/a = \chi$

とおけば S_m (最大せん断応力) の深さ分布は $z=0$ (築堤中心軸) に対して $\varepsilon=0.2, 0.25, 0.5, 5/6, 1, 2, 3, 4$ のとき図-2 のようになり、また、 S_m, S_{xz} の isoshear line は $\varepsilon=5/6$ に対して例示すれば図-3 のようである。 S_m の極大値は $z=0$ の中心軸上に発生することが明らかであるが、いまその値 $\sim \max \left(\frac{S_m}{p} \right) \sim$ および発生点の深さ $\sim \eta \sim$ が ε の変化に応じてどのように推移するかを調べてみると図-4 のようになる。また、 S_{xz} の値は $z=0$ の中心軸上で 0 でありその極大値 $\sim \max \left(\frac{S_{xz}}{p} \right) \sim$ および発生点 (z, η) は ε の値に応じて図-4 のように変ることがわかる。これによれば

- (1) 応力 (S/p) 分布の形はすべて築堤 (反力) の形状係数: ε のみによって定まる。

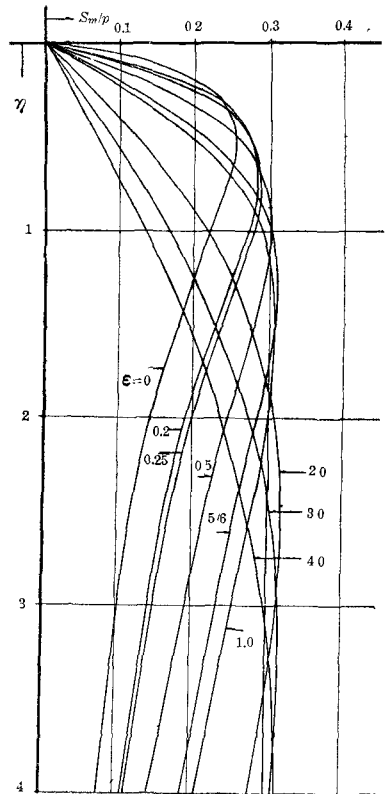


図-2 種々の形状 (ε) に対する $S_m/p (z=0)$ の深さ分布

(2) S_m/p の極大値は中心軸上に発生しその値は $\varepsilon=0$ (三角形分布) のときの 0.256 から ε の増大に伴つて (等布に近づくにしたがつて) 増加して $\varepsilon=\infty$ (等布矩形) の場合の $1/\pi \approx 0.318$ に至る値をとる。したが

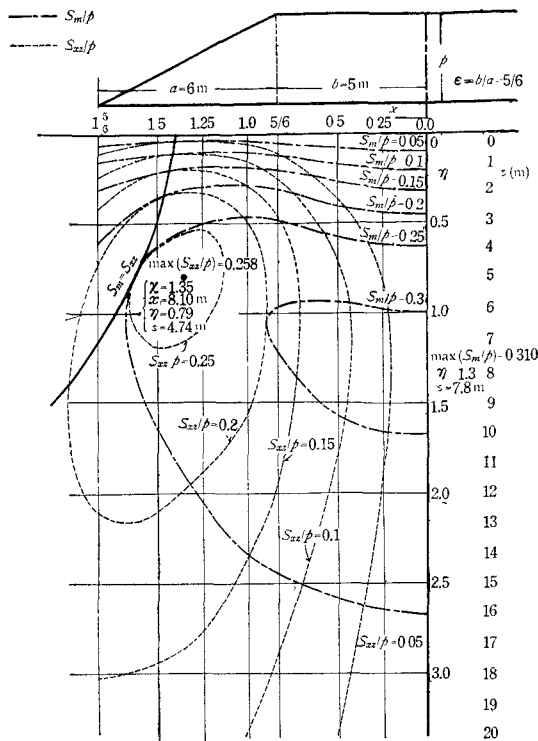


図-3

つて一般の築堤形状に対しては $\max(S_m/p) \approx 0.3$ とみなしてよい。

- (3) $\max(S_{zz}/p) = 0.186 \dots (\varepsilon=0) \sim 1/\pi = 0.318 \dots (\varepsilon=\infty)$ と割合に大きく変るが普通の形状に対しては 0.25 前後とみなしてよい。
- (4) $\max S_m$ の発生点は中心軸上 $\varepsilon=0$ のとき $\eta/(1+\varepsilon) = 0.5$ から ε の増大とともに深所へ移り $\varepsilon=\infty$ (矩形) にて $\eta/(1+\varepsilon)=1$ となり、築堤敷幅を直径とする円周上に発生することになる (図-5)。

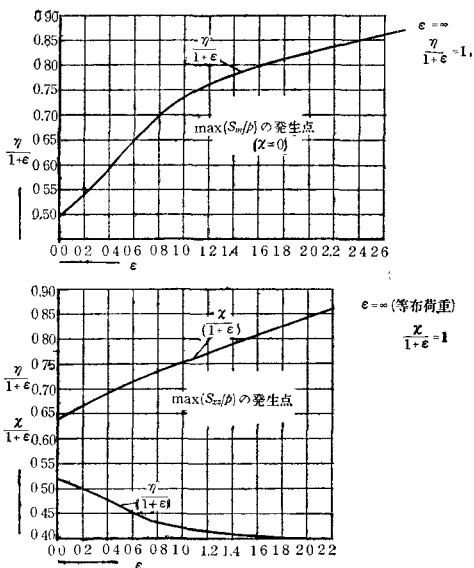


図-5 底幅一定のとき形状(ε)の変化に伴う $\max(S_m/p)$, $\max(S_{zz}/p)$ の発生点の変化

- (5) $\max S_{zz}$ の発生点は中心軸から離れた点に始まり ε の増大とともに外方に向つて動き、また、次第に上向して法尻に向う (図-5)。

- (6) $\max(S_m/p)$ の発生点より浅いところでは、 S_m の横断分布は中心軸を離れた点に最大値が発生し、この点は ε の増大とともに法尻に向つて進む。

II. 築堤基盤内の局所的限界荷重

1. 等方性基盤の限界荷重

軟弱地盤の限界支持力を吟味するにあつては、内部摩擦の存在を無視することが適当な場合が多い。均質等方性基盤土質のせん断抵抗 (粘着力) を C とすれば基盤内のある点について $S_n=C$ のときその点は安定の限界状態にあるとすることが一応できる。このとき (1) 式で表わされる応力状態が変わらないとすれば限界荷重強度 p_m は

$$S_m/p = C/p_m \quad \therefore p_m = C/(S_m/p) = nC$$

ここに $n = 1/(S_m/p)$ (2)

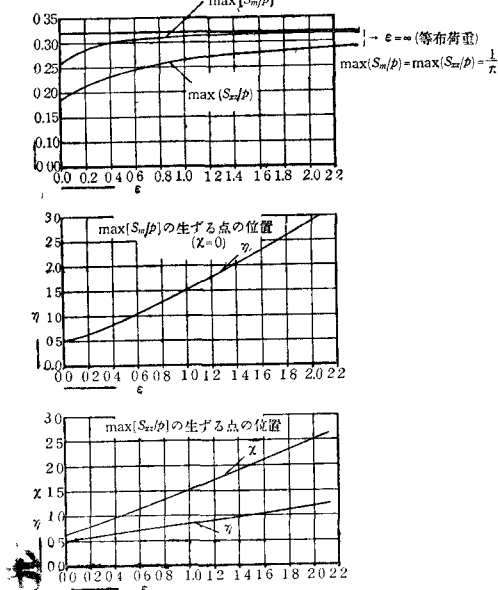


図-4 ε の変化に伴う $\max(S_m/p)$, $\max(S_{zz}/p)$ およびその発生点の位置変化

であり、安定係数はその点のせん断応力比 S_m/p の逆数で表わされる。したがって、図-3 に例示した S_m/p の isoshear line はそのまま S_m に対する限界荷重強度の等値線を示す。これによつて形状係数 ϵ の変化に伴う限界状態の推移、 p の増加に伴う塑性領域の広がりの様子などを知ることができる。

異質性が無視できないような場合、例えば軟弱層が介在するような場合にも上述の応力分布を容認できる範囲では式 (1) あるいは図-3 のような isoshear line と C の実測値分布から基盤内の限界状態を知ることができる。挾在軟弱層の位置によつては最初の破壊核は軸心を外れて発生することがあり得る。

2. 異方性基盤の限界荷重

基盤土質の方向性が無視できない場合にも、われわれが遭遇するような軟弱層において安定を論ずるのに応力分布については上に述べたもので扱えとすれば、 z 軸に対して α なる傾きをなす面に作用するせん断応力 S_α は

$$S_\alpha = S_m \cos 2(\alpha_m - \alpha) \quad (3)$$

$$S_{xz} = S_m \cos 2\alpha_m \quad (3')$$

せん断抵抗が方向によつてかなり異なる場合、鉛直、水平のそれぞれの面内のせん断抵抗を C_v , C_h としその比を $\mu = C_v/C_h$ とおけば、石狩地方の泥炭については真井教授の資料²⁾によれば $\mu \approx 2$ であり、かつ、その中間の抵抗はほぼ α に比例して変化するものと認められる³⁾。

このようなときには

$$C_\alpha = C_h(\mu - \nu\alpha) \quad \text{ここに} \quad \nu = \frac{2}{\pi}(\mu - 1) \quad (4)$$

によつて任意方向のせん断抵抗が示される。

いま、築堤の単位荷重強度に対する基盤内の点の危険率を 危険指数 : N と名づければ一般に

$$N_\alpha = \frac{S_\alpha/p}{C_\alpha} = \frac{S_m/p}{C_h} \frac{\cos 2(\alpha_m - \alpha)}{\mu - \nu\alpha}$$

$$\text{あるいは} \quad \frac{N_\alpha C_h}{S_m/p} = \frac{\cos 2(\alpha_m - \alpha)}{\mu - \nu\alpha} \quad (5)$$

で表わされる $N_\alpha C_h/(S_m/p)$ は無次元数であつて、ある点の任意方向における危険指数は築堤の幾何学的形状 (ϵ) と考える基盤内の点の位置 (z, η)、土性 (C_h, μ) によつて (1)~(5) 式の関係から求められる。 S_m の方向に對

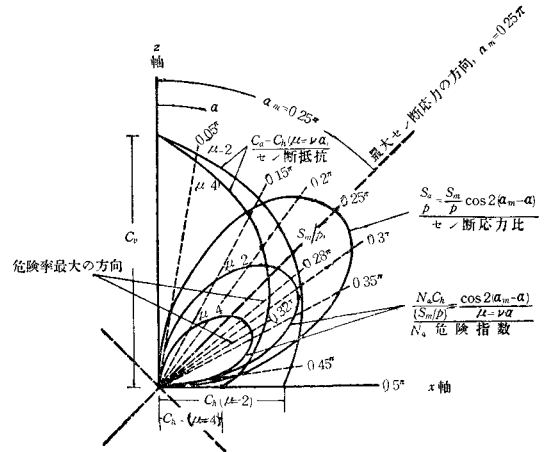


図-6 $\alpha_m = (1/4 + \xi/2)\pi$: 主応力の方向が $x-z$ に一致する場合(築堤中心線上)のせん断応力とせん断抵抗並びに危険指数の分布

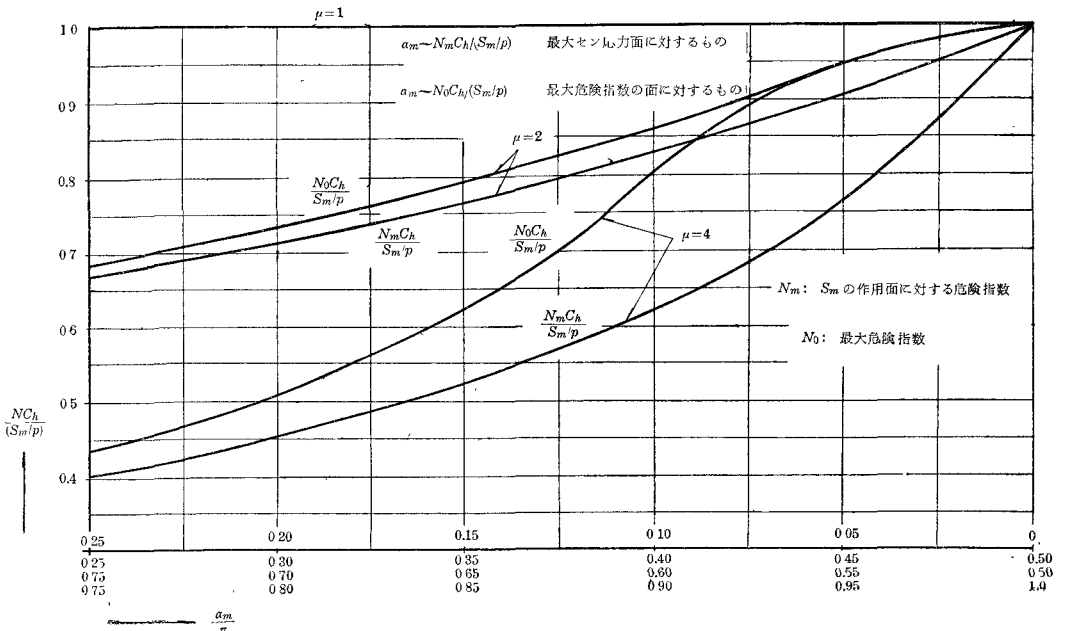


図-7

しては $\alpha = \alpha_m$ であるから $N_m C_h / (S_m / p) = 1 / (\mu - \nu \alpha_m)$ であるが材料が異方性の場合には、例えば対称形築堤の中心軸上の点について図-6に示したように最大危険指数 N_0 の方向 α_0 は $\mu = 1$ 以外の場合について α_m と一致しない。いま、 $\mu = 2$ および 4 の場合について α_m と $N_m C_h / (S_m / p)$ および $N_0 C_h / (S_n / p)$ の関係を求めて図-7に示

した。これによつて幾何学的関係と土性がきまれば任意点の危険指数 N_m , N_0 が求められる。図-7によつてみれば $\mu = 2$ くらいまでは N_m と N_0 の差はそれほど大きくないようであるが $\mu = 4$ 程度になると両者の差はその点の α_m の値によつては無視できない大きになることがわかる。

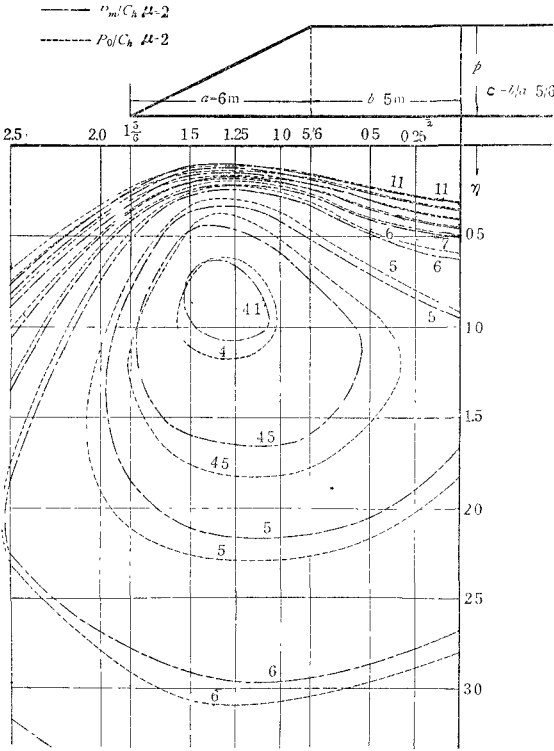


図-8-1

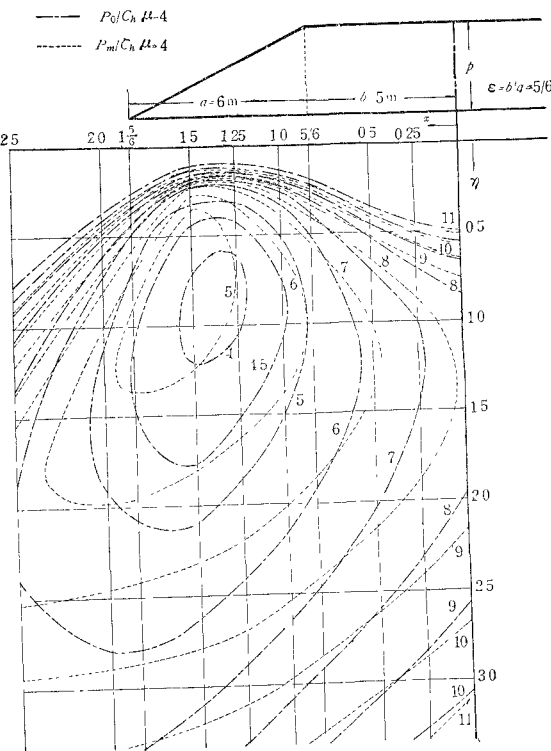


図-8-2

N の値が得られれば前と同様にその逆数としてその点に対する限界荷重強度が得られる。均質地盤に対して N_m , N_0 に対応する限界荷重強度 p_m , p_0 の等値線を求めた一例を $\epsilon = 5/6$ ($\mu = 2, 4$) に対して示すと図-8のようである。ここにあげたものは p_0 と p_m との相異を見やすいようにしたものであるが $\mu = 4$ くらいになるとかなり影響が著しくなることが認められる。 $\mu = 2$ の場合にも限界荷重の最小点は築堤軸線を遙かに離れて法尻近くに発生しており、異方性が大きくなるほど法尻に近づくことが明らかである。一般に泥炭層のようなものではこのような核点を破壊の発生源として塑性領域を広めついに全般的な破局を招来するに至るのであろう。不均質基盤の場合にも同様な類推によつて破壊の機作を知ることができよう。

以上の処理は理論的な厳密さを一応さておいて土質工学的な実際的な問題処理の方法として十分有用であると信ずる。

III. スペリ面による築堤基盤の 限界平衡の考察

基盤の破壊は上述のような過程を経て終局の状態にたち至るのであろうが、いま現地でわれわれがしばしば遭遇するような破壊スぺリ面を伴う現象を解析する手段として便宜的なスぺリ面によつて考察を試みる。

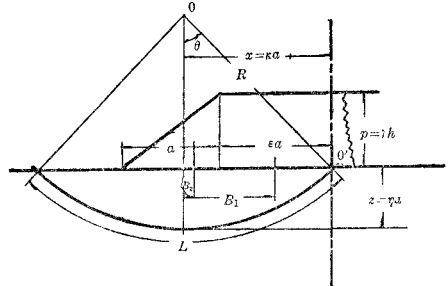


図-9

1. モーメント法を用いて円形スベリ面による
限界平衡の検討

対称形築堤による軟弱基盤の破壊を図-9に示すような円形スベリ面～基盤面で堤体中心を通り $z = \eta a$ の深さを通り $x = \kappa a$ に円の中心がある～によつて扱うとき、堤体の抵抗を無視し、スベリ面に沿う基盤土質のせん断抵抗を $\bar{C}$ とおけば、堤体荷重とスベリ面に沿うせん断抵抗との0についてのモーメントの釣合から

$$p = \frac{\left(\frac{\kappa^2 + \eta^2}{\eta} \right)^2 \sin^{-1} \frac{2\kappa\eta}{\kappa^2 + \eta^2}}{\kappa(2\varepsilon + 1) - (\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3})} \quad \bar{C} = n\bar{C} \quad (6)$$

所与の ε , $\bar{C}$ に対する限界荷重強度 $\bar{p}_0$ は $\partial p / \partial \kappa = 0$, $\partial p / \partial \eta = 0$ なる条件から

$$\left. \begin{aligned} \bar{p}_0 &= 22.07 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)^2} \bar{C} = n_0 \bar{C} \\ \text{このときのスベリ円の位置, } \kappa_0, \eta_0 \text{ は} \\ \frac{\kappa_0}{1 + \varepsilon} &= \frac{2(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3})}{(2\varepsilon + 1)(\varepsilon + 1)}, \\ \frac{\eta_0}{1 + \varepsilon} &= 0.659 \frac{\kappa_0}{1 + \varepsilon} = 1.318 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)(\varepsilon + 1)} \end{aligned} \right\} (7)$$

となり ε の函数で示される。このときの $\theta = \theta_0 \doteq 66^\circ 47'$ で一定である。式(7)の関係を図-10, 11に示した。式(7)において $\varepsilon = \infty$ (矩形) のとき $n_0 \doteq 5.52$ となりこれは Fellenius の求めた値と一致する。

堤体の剛性が大きくなって図-12に示すように一体としてスベル場合には上式の関係は次のようになる。

$$\bar{p}_0 = 11.04 \frac{\varepsilon + 1}{2\varepsilon + 1} \bar{C}, \quad \frac{\kappa_0}{1 + \varepsilon} = 1, \quad \frac{\eta_0}{1 + \varepsilon} = 1.318 \quad (8)$$

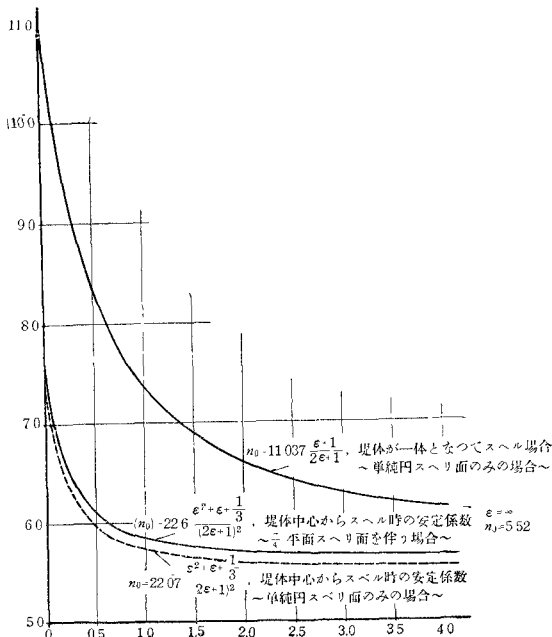


図-10

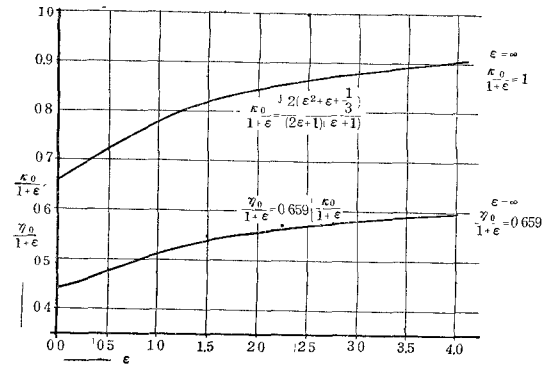


図-11 $\left(\varepsilon \sim \frac{\kappa_0}{1 + \varepsilon}, \frac{\eta_0}{1 + \varepsilon} \right)$

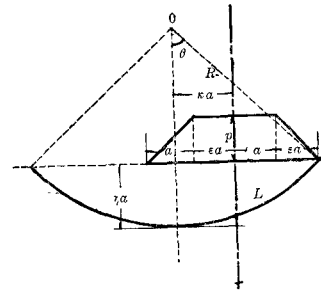


図-12

円の位置は ε に無関係に堤体の敷幅によつて一定し安定係数は ε の函数となるがこのときの値は(7)式で与えられるものより常に大きくスベリ円の深さも大である。 n_0 の値は前と同様に $\varepsilon = \infty$ で $n_0 \doteq 5.52$ となるのは当然である。したがつて、堤体抵抗の影響を無視できる範囲では堤体中心部からスベリ破壊を生ずる可能性が大きい。

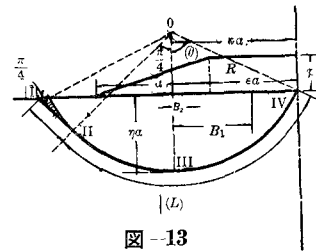


図-13

円形スベリ面が図-13に示すように $\pi/4$ の角度で地表に出る平面部を伴う場合には、これによつてふえた影線部の基盤上重量の影響を一応無視すれば上の関係は次のようになる。

スベリ円の位置: (κ_0) , (η_0) , 安全係数: (n_0) とすれば

$$\begin{aligned} (n_0) &= 22.59 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)^2}, \quad \frac{(\kappa_0)}{1 + \varepsilon} = \frac{2(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3})}{(2\varepsilon + 1)(\varepsilon + 1)}, \\ \frac{(\eta_0)}{1 + \varepsilon} &= 1.234 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)(\varepsilon + 1)}, \end{aligned} \quad (9)$$

となり (n_0) と (7) 式による n_0 との差は約 2% にすぎない。また、 $(\kappa_0)=\kappa_0$ であり、 (η_0) を η_0 と対比してみると単純円の場合は平面部を伴う場合に比してスベリ円の深さが 7% 程度深くなることがわかる。ここで一応無視した影響部の影響は敷幅の大きさによって異なるが別に検討した結果によれば一般に無視してさしつかえない程度であることがわかった。したがって、ここで取扱っている前堤や抵抗値の測定精度を併せて考えて、一般には単純円スベリ面で処理してよいであろう。

2. 基盤内に生ずるせん断応力とせん断抵抗との平衡による検討

(1) 円形スベリ面を考えると

(i) スベリ円の切線方向についての平衡

スベリ円の位置が前章によって推定されるかまたは均質地盤に対して本章前節のモーメント法などによって得られたとすれば、スベリ円の式は次のようになるから

$$(x-\kappa_0)^2 + \left(\eta + \frac{\kappa_0^2 - \eta_0^2}{2\eta_0} \right)^2 = \left(\frac{\kappa_0^2 + \eta_0^2}{2\eta_0} \right)^2 \quad (10)$$

このスベリ円上の点の切線方向、 $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{dx}{d\eta} \right)$ が、したがって、式 (1)~(5) によって円上の点の S_m , S_{xz} , S_α が求められる。しかるときは、基盤の性状に応じた各点のせん断抵抗値 C_α を用いて次のように限界平衡が検討される。

(a) 応力と抵抗の平均値によるもの

スベリ円弧に沿って S_α/p , C_α の平均値を求めこれを $\left(\frac{\bar{S}_\alpha}{p} \right)$, $\bar{C}_\alpha$ とすれば $N_\alpha = \left(\frac{\bar{S}_\alpha}{p} \right) / \bar{C}_\alpha = \frac{\bar{S}_\alpha}{p\bar{C}_\alpha}$ であり、 $\bar{S}_\alpha = \bar{C}_\alpha$ のとき限界状態になるとすれば $N_\alpha = 1/p$ あるいは $p = 1/N_\alpha$ 。

(b) 危険指数の平均値によるもの

せん断応力と抵抗とのそれぞれの平均値では限界状態に達しなくとも各部での危険率を円弧に沿って全体として平均して考えると、限界に達するという場合を考えるとこのときは同様にして $p = 1/\bar{N}_\alpha$ となり、 p は円弧に沿う危険指数の平均値 $\bar{N}_\alpha$ の逆数として得られる。不均質地盤では一般に $\bar{N}_\alpha \approx N_\alpha$ であつて両者は一致しない。

(c) 安全指数または限界荷重の平均値によるもの
同様に安全指数 $C_\alpha / \left(\frac{S_\alpha}{p} \right) = p \frac{C_\alpha}{S_\alpha}$ の円弧に沿う平均値を求め平均安全率が 1 となるときの条件から求められる。このときは平均安全指数が限界荷重を示す。本法の結果は上の二法の結果とは一致しない。

(ii) 最大せん断応力の方向についての平衡

スベリ面に沿うて、スベリ方向とは無関係に S_m とその方向のせん断抵抗 $C_\alpha = a_m = C_m$ との平衡関係で安定が支配されるとする場合である。 S_m は前述によつて計算または応力線図上で求める。 C_m は基盤材料の均質性、方向性などに応じてそれに相応する値を用いるが、異方性の場合はむしろ (iii) に述べる機作によつて最大危険率の方向で支配されるであろう。限界平衡の検討は上述の (i)-(a), (b), (c) の三法に準じて行われる。

(iii) 最大危険率の方向についての平衡

基盤土が等方性の場合には前二項のいずれかで決定されるであろうが、強度の異方性が著しくなると最大危険率の方向について吟味する必要がある。このときは前章で述べたようにしてスベリ面上の点の最大危険指数 N_0 および限界荷重強度 $p_0 = 1/N_0$ を求める。

(a) スベリ面に沿うて N_0 の平均値 $\bar{N}_0$ を求めれば

$p = 1/\bar{N}_0$ によつて限界荷重が得られる。

(b) スベリ面に沿うて安全指数または限界荷重 $1/N_0$ の平均値を求めれば $p = 1/\bar{N}_0$ として得られる。

ここに述べた諸法のいずれが実際の機構を最もよく説明するかは、現地のデータについて吟味しなければならない。

(2) 複合スベリ面を考えると

われわれが実際に遭遇するものは不均質地盤、特に軟弱層の挟在などにより単純円スベリ面では処理できないことが多い。このときは上層状態から判断される複合スベリ面について前述に準じて検討する。

IV. 泥炭性軟弱地における破壊例についての考察

(省略： 口頭説明)