

土研資料第1199号

土木研究所資料

地すべり斜面安定計算
——Janbu法による——

昭和 52 年 2 月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

地すべり斜面安定計算 正 誤 表

ページ	行	誤	正
1	下から6行目	モールの半径	モールの円の半径
1	下から5行目	モールの半径	モールの円の半径
2	下から9行目	$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$	$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$
14	下から9行目	$\phi = 0.72$	$\tan \phi = 0.72$
14	下から2行目	引けり至	引けり至
18	下から5行目	$(\frac{\tau_f}{\tau})_{min} = 1$	$(\frac{\tau_f}{\tau})_{min} = 1 \quad (18)$
20	下から10行目	長方形	正方形
20	下から9行目	長方形	正方形
21	下から7行目	$\frac{1}{2} \sigma_{om} R_m^2 = \frac{1}{2} \sigma_{on} R_m^2$	$\frac{1}{2} \sigma_{om} R_m^2 = \frac{1}{2} \sigma_{on} R_m^2$
21	下から6行目	… (50)式が得られる	… (50)式より次式が得られる
24	下から3行目 式 (69)	$\sigma_{3a} = -\frac{2C_c}{\sqrt{N_c}}$	$\sigma_{3a} = -\frac{2C_c}{\sqrt{N_c}}$
60	上から4行目	$E \Delta \gamma$	$E \Delta \gamma$
26	下から10行目 式 (75)	$F = \frac{S}{\tau} = \frac{N \cdot S}{q}$	$F = \frac{S}{\tau} \cdot \frac{N \cdot S}{q}$

まえがき

近年地すべり調査法の著しい進歩によって地すべりの実態が把握されてきた。これによると地すべりのすべり面形の7割程度が非円弧すべり面をしており、円弧すべり面をもってすべる地すべりの割合が少ないことがわかってきた。従来、地すべりの解析は主として円弧すべり面として解析されて来たが、現状に合った解析を行なうためには非円弧すべり解析を行なう必要がある。非円弧すべり面としての解析法として代表的なものは、Janbu法やMorganstern法などあるが、Janbu法は既に土質関係の著書によりいろいろと紹介されている。しかしその内容は計算方法が示されるにとどまり、解析を行なうときの基本概念や解析の仮定、手順などの説明が不足しているため解析法に精通することが困難であった。

最近、NILMAR JANBU著の「Slope Stability Computations, Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, 1973 (pp 47-86)」を入手したのでこの抄訳を試みた。そして地すべり研究室ではこの論文に基づいて、Janbu法による斜面安定計算のフォートランによる電子計算プログラムを開発した。この使用法を巻末に示した本資料は地すべり斜面安定解析を行なう技術者の参考資料として、また実用に供せられたことを期待して作成されたものである。

最後にプログラミング作業を担当されたセンチュリリサーチセンター株式会社の諸氏ならびにいろいろと御指導いただいた渡正亮砂防部長と藤田寿雄地すべり研究室長に心から感謝する次第である。

昭和52年2月

地すべり研究室

中 村 浩 之

目 次

記号説明	(1)
I. 緒 論	(3)
I-1, 見通し	(3)
I-2, 安全率	(3)
I-3, セン断力の表現	(4)
I-4, 限界平衡	(5)
II. 基本的な静力学原理	(8)
II-1, 目 的	(8)
II-2, 土中微少体内での応力条件	(8)
II-3, 土の微少体内での破壊条件	(11)
II-4, ストレスベクトルカーブ	(16)
II-5, 基本的破壊面にそった応力条件	(20)
II-6, ブリトルな破壊に対するプラスチック	(22)
II-7, 限界平衡における応力	(23)
II-8, 統一原理としての限界平衡	(26)
III. スライス法の一般化された手法	(28)
III-1, 目 的	(28)
III-2, 基本原理	(28)
III-3, 斜面安定解析のための活用公式	(32)
III-4, くり返しの手順	(36)
III-5, 例	(46)
III-6, ルーチンの方法	(54)
III-7, 土圧と地耐力の決定	(57)
III-8, 平衡式の誘導	(59)
参考文献	(64)
プログラムおよび使用説明	(65)

記 号 説 明

c ,	粘着力
c' ,	有効応力に基づく粘着力
c_e ,	c'/F = 限界平衡パラメーター
E ,	全水平スライス内力 (境界値 E_a , E_b をもつ)
e ,	限界平衡を意味する添字
f ,	破壊を意味する添字
F ,	安全率
H ,	高さ
ΔH ,	スライス底面における水平分力
h_t ,	作用線とセン断面間の距離
i ,	スライスの番号
L ,	長さ
ΔL ,	スライス底面でのセン断面の長さ
M ,	モーメント
N_c ,	地耐力係数
N_f ,	$\tan^2(45^\circ + \frac{1}{2}\phi) =$ 流動値
N ,	$\frac{1}{2}(N_f - 1) =$ 修正流動値 (数)
ΔN ,	スライス底面での全垂直力
P ,	垂直方向の荷重
ΔP ,	スライスにかかる垂直方向の荷重
p ,	$rz + q + \Delta P/\Delta x =$ 全上載荷重
Q ,	水平方向荷重
ΔQ ,	スライスにかかる水平方向荷重
q ,	上載荷重
R ,	$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) =$ モールの半径
R_f ,	破壊時のモールの半径
s ,	全セン断力 ($\phi = 0$)
s_u ,	非排水セン断力
ΔS ,	スライス底面でのセン断力
T ,	垂直スライス内力 (境界値 T_a , T_b をもつ)

t ,	$\frac{dT}{dx} = T-x$ カーブの勾配
u ,	間隙水圧
U ,	間隙水圧合力
ΔV ,	スライス底面での垂直分力
W ,	自重
ΔW ,	上載荷重等を含めたスライスの全重量
Δx ,	スライス幅
x ,	水平距離
y ,	垂直距離
z ,	深度
α ,	セシ断面の勾配
α_f ,	$45^\circ + \frac{1}{2}\phi =$ 破壊面の角度
α_e ,	$45^\circ + \frac{1}{2}\phi_e =$ 限界平衡状態にある臨界面の角度
β ,	斜面勾配
r ,	単位重量
ε ,	歪
η ,	$\frac{ht}{z} =$ 作用線の位置に関する比
σ ,	全垂直応力
σ' ,	$\sigma - u =$ 有効垂直応力
σ_1 ,	最大主応力
σ_2 ,	中間主応力
σ_3 ,	最小主応力
σ_m ,	$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) =$ モールの円の中心応力
σ_{01} ,	一軸圧縮強度
σ_r' ,	$c'/\tan\phi' =$ モール・クーロンダイアグラムの参考応力
τ ,	セシ断面応力
τ_f ,	セシ断面強度
τ_0 ,	ベクトルカーブの切片
ϕ ,	内部摩擦角
$\tan\phi'$,	有効応力に基づく内部摩擦角係数
$\tan\phi_e$,	$\tan\phi'/F =$ 限界平衡パラメーター

I. 緒 論

I-1, 見通し

この論文の目的は次のようである。

1. 斜面安定解析の限界平衡法の基本的数学的原理と基本概念をみること。
 2. 例題をもって、任意のセン断面を用いて、斜面の平均安全率や内部応力を計算するための限界平衡法を示す。
 3. 斜面安定や土圧、地耐力の問題を解決するために、この方法の一般的応用について説明する。
- ここでは、平面歪、あるいは軸対称応力状態についてのみ考慮する。軸対称問題は、三軸試験の結果の説明のためにのみ用いられる。

I-2, 安全率

技術設計には、極限破壊に対する用心、許容できない変位の回避、あるいは土質特性の測定や解析に関係する不確定要素をカバーするためのいろいろな理由によって、安全性を見込まなければならない。

極限破壊に対する安全度は、普通、安全率によって数字として表現できる。そしてそれは次のように定義される。

$$\text{安全率} = \frac{\text{強度}}{\text{応力}} \quad (1)$$

構造に関する技術者は普通、引ばり力（応縮力）と引ばり応力（圧縮応力）の割合に対して興味を持っているが、土質技術者はセン断力とセン断応力の比に、もっぱら関心を持つ。

数学的に(1)式を表わすと

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (2)$$

ここで、 F = 安全率

τ_f = あるセン断面にそってのセン断力

τ = セン断面にそっての限界セン断力

一般に、安定解析の目的は、最小の F を得るためである。

この章では土塊内のそれに対応した応力状態も追求される。(2)式は土の斜面安定解析を完全に行なうために、2つの調査が必要であることを示している。

すなわち、

(1) セン断強度の測定

(2) セン断応力の計算

従って、計算された安全率の値は、強度測定や応力解析の両方の精度に左右されることになる。

現在、強度測定にともなう不確定要素の方がセン断応力の計算誤差より大きいようである。

I-3, セン断力の表現

土がセン断されようとする時のセン断応力の値を、セン断強度と呼んでいる。

土のセン断強度は、普通、クーロンの式によって、表現される。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

ここで、 c と $\tan \phi$ は、セン断強度定数であり、 σ は、破壊面の法線方向の応力である。

実際問題としては全応力法と有効応力法と区別しなければならない。

全応力法を用いる時は、それに対応するパラメーターの表示は、 c_u 、 ϕ_u となり、一方、有効応力法による時は、 c' 、 ϕ' として示される。

従って、

$$\tau_f = c_u + \sigma \tan \phi_u \quad (4a)$$

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4b)$$

ここで σ は、破壊面に対して全垂直応力である。

σ' は有効垂直応力である。

安定解析は、(4a)(4b) 式が基本になり、しばしば c 、 ϕ 法とよばれる。

理論的には、 $\phi = 0$ の時は、セン断力は

$$\tau_f = c = s \quad (5)$$

となる。

この式は、セン断力が垂直応力に無関係であることを意味している。

実際(5)式は、しばしば、飽和粘土で間隙水圧測定なしの、非圧密、非排水試験で行なわれたとき用いられる。

これに対応する強度は、非排水セン断強度 s_u と名付けられている。

もし土が、等方性であったり、非排水セン断力が垂直全応力に無関係であった時には、土に対して

$$s = \text{Constant} = s_u \quad (6)$$

となる。

粘土の非排水セン断力は、深さによって異なるかもしれない。全応力や(6)式に基いた安定解

析は、 s_u 法と呼ばれる。

砂や粘土の層を含む場合、短期問題に対して、異なった層を通るせん断面にそって、 c, ϕ 法と、 s_u 法とを組合わせて用いる。

実際問題として、 s, c や ϕ という定数は土に対して一定ではないことである。すなわちこれらの定数は間隙比や、土の構造、有効応力レベル、載荷の方法、破壊の定義、試料の乱れなどによって左右されるということを、特に注意する必要がある。

これは、なぜ、安定解析の最もむずかしい部分が現場の条件に十分適したせん断力のデータ一を確実に得るか否かにかかっていることを示している。

I-4, 限界平衡

弾性体の平衡理論において、土の性質は、応力-歪の関係で表現できる。それに対して塑性の平衡理論においては、応力-歪の関係では記載できない。しかし、最も簡単には塑性的性質を限界平衡に対する式で表現することができる。

限界平衡状態は次のような場合に存在する。

すなわちせん断力が

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} \quad (7)$$

ここで F = 安全率, τ_f = セン断力

従って、(4b) 式と(7) 式を組合わせて

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} \quad (8a)$$

或いは

$$\tau = c_e + \sigma' \tan \phi_e \quad (8b)$$

ここで平衡のパラメーター c_e と ϕ_e は

$$c_e = \frac{c'}{F}, \quad \tan \phi_e = \frac{\tan \phi'}{F} \quad (9)$$

である。

F はせん断力に関係した安全率であり、 $\frac{1}{F}$ はせん断力の動員されている程度を意味する。

(4b) 式と(8b) 式は $\tau - \sigma'$ をプロットした時、それぞれは強度線と動員されている応力線となる。二線は次に示すマイナス方向の応力 σ_r' と同一点で応力軸と交差する (図-1 参照)。

$$\sigma_r' = \frac{-c'}{\tan \phi'} = -\frac{c_e}{\tan \phi_e} \quad (10)$$

しかしながら τ_f と τ は、動員の程度がこの章で仮定しているように、 c' と $\tan \phi'$ に対して同じ時にだけ、応力軸上では同一点で交わることを気をつけるべきである。

せん断力 (7) 式に関する安全率の使用により、地盤全体における同じように微小部分での

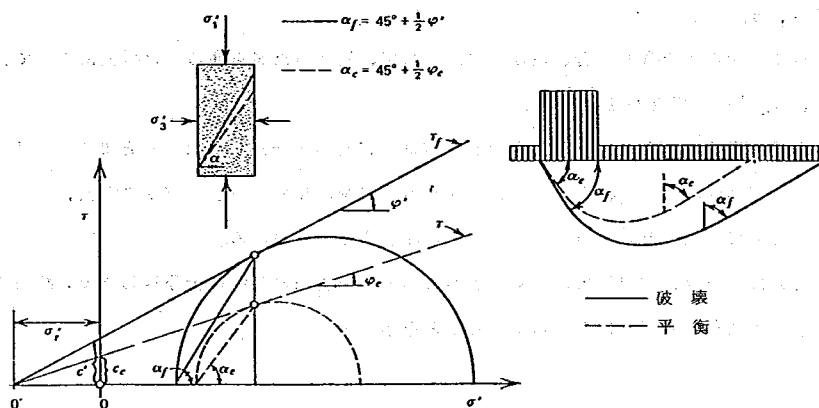


図1 限界平衡状態と破壊時におけるせん断応力とせん断面

破壊条件と限界平衡状態との相違を説明できる。図-1は $\phi' > 0$ で $F > 1$ の時、面の傾き α は、 $F = \text{最少}$ （限界面）の時の、破壊面 α_f と違うことを示している。

$F = 1$ の時の破壊面と $F > 1$ の時の限界面との違いは、また $\phi' > 0$ の自重なしの土塊に対する浅いフーチングの地耐力の場合にも同じように説明できる。

(7)式は弾性理論において、フックの法則が演じていると同じような役割を限界平衡理論において演じている。

二つの式を示すと次のようになることで、このことがわかる。

限界平衡

$$\tau = \left(\frac{1}{F} \right) \tau_f \quad (11)$$

弾性

$$\sigma = \epsilon E \quad (12)$$

すなわちせん断力 τ は、引張り（圧縮）応力 σ に対応し、せん断の動員の程度 $\left(\frac{1}{F} \right)$ は動員された歪 ϵ に対応する。

せん断力 τ_f はヤング係数 E に対応する。

$\frac{1}{F}$ と ϵ の極限值は、破壊において達成される。

限界平衡理論において、破壊状態を $F_{\min} = 1$ として簡単にもっていくことができるが、弾性論においては、破壊状態すなわち、流動は同じように $\epsilon \geq \epsilon_f$ として定義できる。

安定解析に対する限界平衡の手順は、普通、せん断面にそう F が一定であり、すなわち、 F の荷重平均が得られていると仮定している。

従って、限界領域におけるせん断応力集中の成り立っているときには、たとえば、せん断面にそった F の合理的な分布を仮定したり、限界平衡式の代りに応力と歪の関係を用いることによるなどして、別に検討する必要がある。

II. 基本的な静力学原理

II-1, 目的

この章のここでの主目的は、

1. 土の微少部での平衡応力について一般的な知識を簡単に復習し、理想土塊での二次元的な破壊条件を表わすために用いられる一般的な原理や公式をまとめること。
2. ストレスベクトルカーブの原理を復習し、土の試料でのせん断試験の説明にその原理を適用すること。
3. 基本的なすべり面の型や位置とそれに対する応力状態を説き、例題によって理想塑性破壊と理想的なブリトルな破壊との違いを示すこと。
4. 限界平衡状態にある応力状態や最少安全率に対応したせん断面の型についての情報を得るのに限界平衡原理の適用を説明すること。
5. 土圧、地耐力や斜面安定の問題は一つで、同じ種類の問題に属しており、限界平衡原理によって、それらの問題を単一化して取扱うことができることを説明する。

この種の復習は第三節で取扱うような、より複雑な解析を行なう上に不可欠のことである。

II-2, 土中微少体内での応力条件

土質力学において、全垂直応力は圧縮の時、マイナスとする(図-2)。

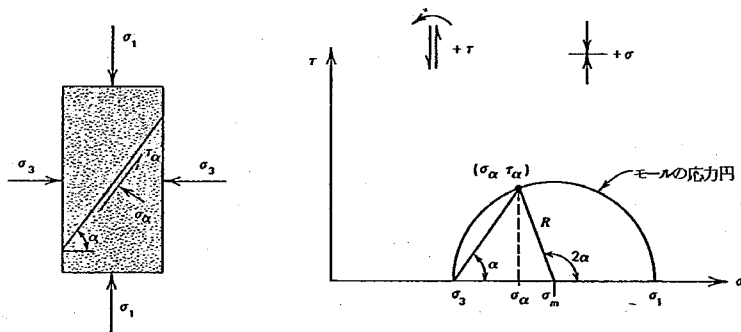


図2 平面ヒズミにおける既知主応力に対する α 面の応力

二次元状態において、最少主応力 σ_3 の方向に対して角度 α で傾いている面での応力状態を式で表わすと

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha \quad (13)$$

$$\tau_{\alpha} = \sin \alpha \cdot \cos \alpha (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (14)$$

となる。

ここで σ_1 は最大主応力であり、 σ_3 は最少主応力である。これらの解析的表現は次に示すようなモールの応力円で図示する時に最も便利である。

$$R = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{モールの円の半径} \quad (15)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \quad \text{(モールの円の中心に対応する垂直応力)} \quad (16)$$

また (13) 式と (14) 式は、

$$\sigma_{\alpha} - \sigma_m = R \cos 2\alpha \quad (17)$$

$$\tau_{\alpha} = R \sin 2\alpha \quad (18)$$

となる。

これらの式を 2 乗してたすと、

$$(\sigma_{\alpha} - \sigma_m)^2 + \tau_{\alpha}^2 = R^2 \quad (19)$$

となる。

これは半径 R で垂直応力軸上で σ_m のところに中心をもつ、モールの円を示す式である (図-2)。

(18) 式を (17) 式で割ると

$$\tan 2\alpha = \frac{\tau}{\sigma_{\alpha} - \sigma_m} \quad (20)$$

を得る。

2α と α の意味は図-2 に説明しておく。

有効垂直応力 σ' と間隙水圧 u は、テルツァギーの有効応力原理によって、十分に飽和して土中での全垂直応力に関係している。

$$\sigma' = \sigma - u \quad (21)$$

自由間隙水は静止のせん断応力を得ることができない。すなわち、間隙水圧はあらゆる方向に対して、同じように作用する。従って、有効応力に対するモールの円は全応力に対するモールの円と同じ半径をもつが図-3 に示したように、 u の量だけ垂直応力軸上を左にずらしたようになる。そのため、有効応力でいい現わした場合、角 α で傾むく平面上のせん断、および垂直応力をあらわすと、全応力、有効応力を入れかえることによって、(17) 式、(18) 式と同じようになる。

すなわち

$$\sigma'_{\alpha} - \sigma'_m = R \cos 2\alpha \quad (22)$$

$$\tau_{\alpha} = R \sin 2\alpha \quad (23)$$

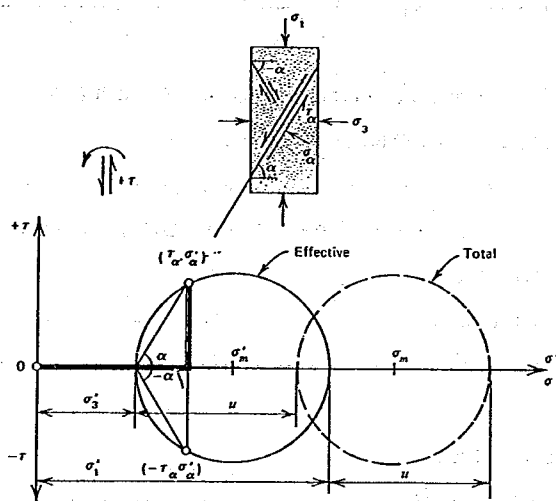


図3. 有効応力と全応力におけるモールの応力円

ここで

$$\sigma_\alpha - \sigma_m = \sigma'_\alpha - \sigma'_m$$

$$R = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3)$$

である。

(18) 式と (23) 式からと同様に、モールダイヤムから最大せん断応力は $\alpha = \pm 45^\circ$ に傾く面で作用し、それは次のように与えられることがわかる。

$$\tau_{\max} = \tau_{45} = R = \pm \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) = \pm \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (24)$$

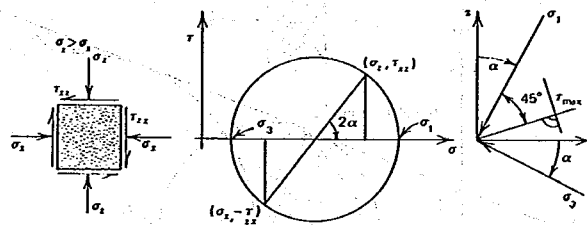
そして、それに対するこれらの面上の垂直応力は

$$\sigma_{45} = \sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \quad (25)$$

$$\sigma'_{45} = \sigma'_m = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (26)$$

(24), (25), (26) 式はモールの円で最頂点となる。従ってこの点をプロットすることによって、完全にモールの円を描くことができる。そして、この作業はいろいろな土のせん断試験の結果を示すのにしばしば行なわれる。

試験結果の説明と同様に、斜面の安定解析においても、二つの相互に直角な面上のせん断と垂直応力から主応力の方向を決定することが、時には必要になってくる (図-4)。



Example 1

Example 2

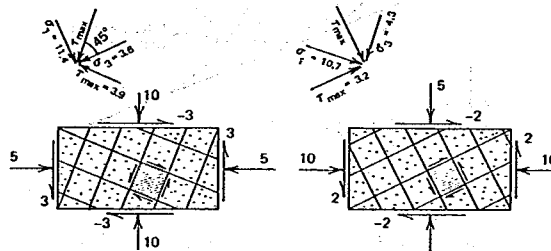


図4. 平面ヒズミ状態における主応力の決定

主応力と最大せん断力は

$$\tau_{\max} = \pm \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2} \quad (27)$$

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_z + \sigma_x) + |\tau_{\max}| \quad (28)$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{2} (\sigma_z + \sigma_x) - |\tau_{\max}| \quad (29)$$

となる。

しかし、もし応力の既知な二つの面が直交していない時はもっと複雑な式となる。

図-4の下部に垂直応力とせん断応力係すなわち一面せん断箱の中のような状態にある土の微少部分の二例を示した。この例の主な目的は最大せん断応力の方向と大きさは加えられたせん断応力とは明らかに違っていることを示すためである。

例えば、例-1では $\tau_{\max} = 3.9$ であるが τ は3.0であり、例-2においても $\tau_{\max} = 3.2$ に対して $\tau = 2.0$ である。

最大せん断応力の方向は要素に直接描いてみた。直接せん断試験の説明をする場合、これらの基本的な条件はややもすると見おとされがちである。

II-3. 土の微少体内での破壊条件

破壊における応力条件は図-5に示したモールクーロンの図によって容易に研究できる。

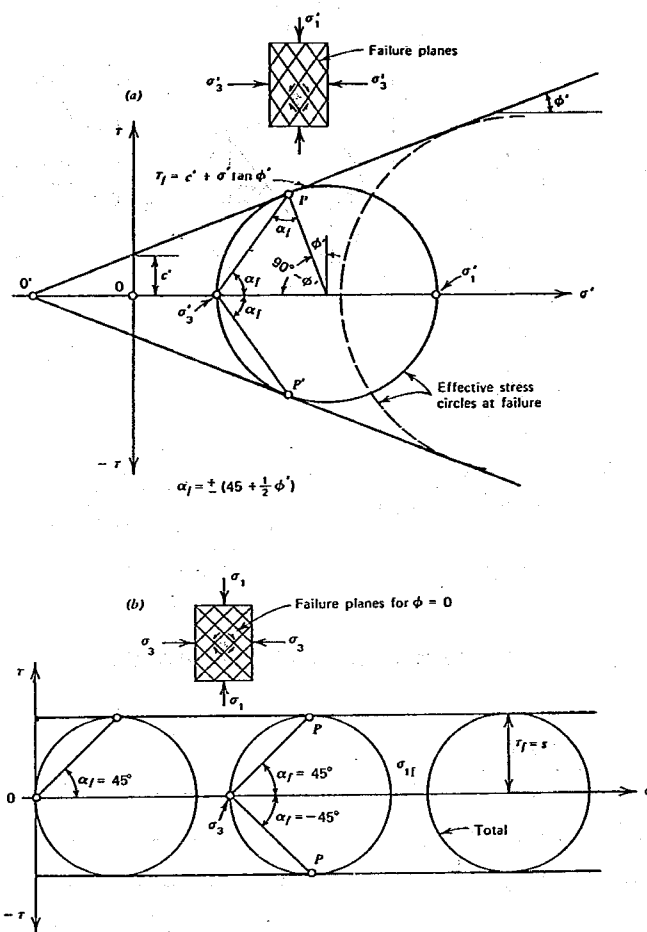


図5. モール・クーロン ダイアグラム

図5 aは c' , ϕ' が一定の破壊時における有効応力条件を示している。P点とP'点は限界せん断面の傾き α_f を限定する。

これは

$$\alpha_f = \pm \left(45^\circ \pm \frac{1}{2} \phi' \right) \quad (30)$$

であることは明らかである。

破壊時において、最大有効主応力は次のように表現されている (Terzaghi : 1943)。

$$\sigma'_{1f} = N_f \sigma'_3 + 2c' \sqrt{N_f} \quad (31)$$

$N_f (= \tan^2 \alpha_f)$ は、しばしば流動値とよばれる。

図-5 b は $\phi = 0$ の場合の破壊時における全応力条件を示している。

最大全主応力はそのとき

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 + 2s \quad (32)$$

と等しい。

図-5 のモールの図上に示した参考図は、二つの試料の各々の内にある一つの微少部分を示したものである。これらの微少体は4方向すべてをセン断面でかこまれている。多くの解析において、そのような微少体での応力条件を知ることは、非常に大切であると思われるので、図-6 にはそれらを拡大して示してみた。

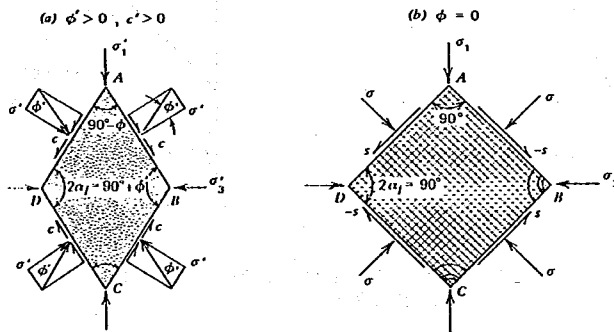


図 6. 破壊面に囲まれたエレメントにかかる応力

破壊面 AB, BC, CD, DA 上の有効垂直応力 σ' は

$$\sigma' = \sigma'_{1f} \cos^2 \alpha_f + \sigma'_{3f} \sin^2 \alpha_f = \frac{\sigma'_{1f} + N_f \sigma'_{3f}}{1 + N_f} \quad (33)$$

に等しい。

これらの破壊面上のせん断力、すなわちせん断強度は、

$$\tau_f = \frac{\sqrt{N_f}}{1 + N_f} (\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}) \quad (34)$$

である。理論上の破壊面のなす角は $90^\circ \pm \phi'$ である。

$\phi = 0$ の場合には、理論上の破壊面は互に直交する (図-6 b)。

破壊面上の全垂直応力とせん断応力 (すなわちせん断強度) は

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_{1f} + \sigma_3) \quad (35)$$

$$s = \frac{1}{2} (\sigma_{1f} - \sigma_3) \quad (36)$$

(31) 式はしばしば、非金属の固体 (Terzaghi, 1945 参照) を説明するのに用いられる。

コンクリートや岩のように乾燥した材料では次式のようにして、この式は使われて

$$\sigma_{1f} = N_f \sigma_3 + \sigma_{01} \quad (37)$$

σ_{01} = 一軸圧縮強度

N_f = 流動値

(37) 式は (図-7 a) に示した。

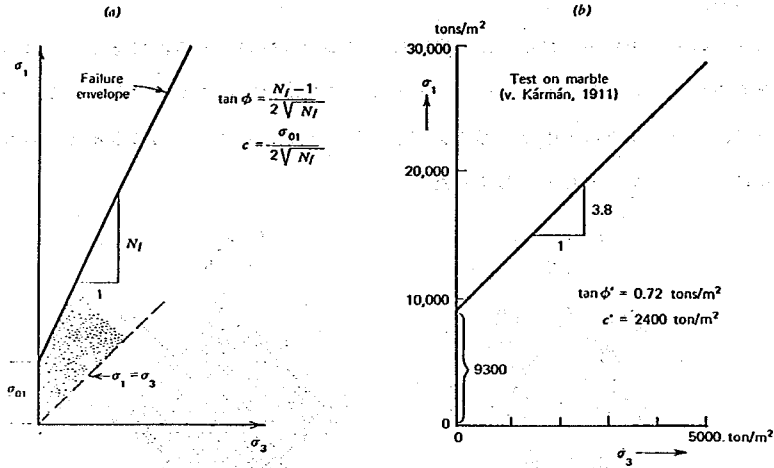


図 7. 主応力ダイアグラムでの直線で示される破壊包絡線

もし、三軸試験の結果が図-7 a で直線にプロットされたとすると c , ϕ の値は次式により計算できる。

$$\tan \phi = \frac{N_f - 1}{2\sqrt{N_f}} \quad (38)$$

$$c = \frac{\sigma_{01}}{2\sqrt{N_f}} \quad (39)$$

図-7 b は、大理石 (Kármán 1911) の三軸試験結果を示したものである。(38) 式と (39) 式を用いて、 $\phi = 0.72$, $c = 2400 \text{ } \frac{1}{m^2}$ を得る。

もし、体積変化が平面歪試験 ($\epsilon_2 = 0$) 中あるいは、三軸試験中におこなければ、平面歪では

$$\epsilon_3 = -\epsilon_1 \quad (40 a)$$

あるいは、三軸では

$$\epsilon_3 = \epsilon_2 = -\frac{1}{2}\epsilon_1 \quad (40 b)$$

となる。

σ_3 方向におけるこれらの大きな引張り歪に対応して、

σ_1 方向への破壊は、しばしばブリトルな材料において、低い側圧での三軸試験において、み

られた。

図-8は岩や氷のいろいろな破壊型を示した写真である。(Hawkes and Mellor, 1970)

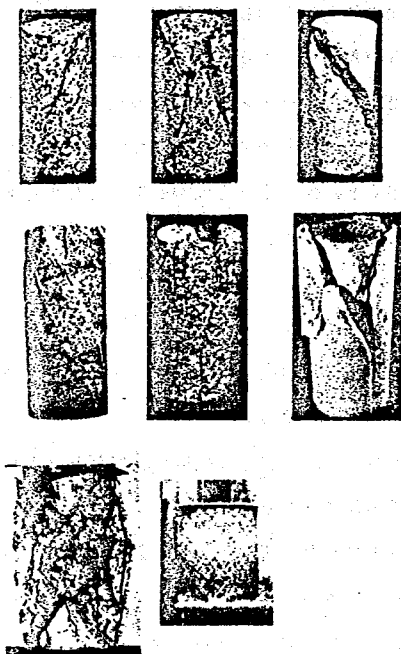


図 8. 試料の破壊形 (Hawkes and Mellor, 1970)

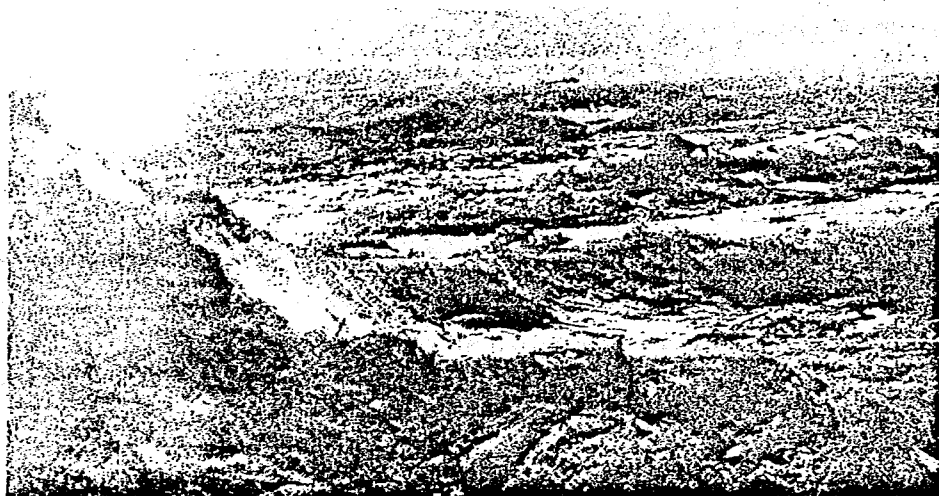


図 9. 1893年5月19日ノールウェーのVerdalenに発生した地すべり

無数の破壊微少体よりなる、もっとも理想的破壊型は図-8の最後の写真に示してある。

図-9は、1893年5月19日にノールウェーのVerdalen地すべりが起こった時にみられたような大規模な現場の破壊型を示している。

液状化した泥の湖からつきだし、するどくとがったリッジでは、大型破壊エレメントの残ったものと思われる。現場や土のエレメント内での破壊型の研究をしてみると、土中での破壊型の型と位置は、主として土中の応力系に左右されていることがわかってきた。進行性破壊（ブリトル）をする土をのぞくと、少なくとも破壊の型に対して考えられる歪が、いかに大きく変化しようとあまり意味がないように思える。

II-4, ストレスベクトルカーブ

実験室での試料に与えられる応力変化は、現場で起る実際のストレスやストレス変化にできるだけ近いようにモデル化すべきである。

この章の目的は、現場あるいは実験室の強度試験に起るストレス—ストレインのグラフを描く、有効な方法について記載することである。

ある特定のストレスポイントが、初期条件から破壊条件にむかい、それにそって、ストレス変化してゆく道程を、ストレスベクトルカーブとよぶ。ベクトルカーブ上にいくつかの点で、歪がプロットされることはより有効である。

ストレスベクトルカーブのプロット法に4つある。

- (1)主応力ベクトル σ_1' と σ_3'
- (2)修正された、主応力 $\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')$ と σ_3'
- (3)ストレスパス, $\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')$ と $\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')$
- (4)限界平衡 ベクトル限界面上の τ と σ'

主応力ベクトル

もし、 σ_1' を σ_3' に対してプロットすると、破壊は基本的な式 (31)、または図-7 a に示した (Terzaghi 1945 参照) (37) 式によって定義される。

しかしながらもし、両応力軸上を同じ目盛にすると破壊線 (31 式) は、しばしば非常に急 ($N_f = 3 \sim 10$) になり、正確さが失われるかもしれない。しかしこの欠点は、修正された主応力ベクトルを用いることによって、取り除くことができる。

修正された主応力ベクトル

修正された主応力ベクトルの座標は、(31)式を書きかえることによって次式となる。

$$\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) = \frac{1}{2}(N_f - 1)\sigma'_3 + c'\sqrt{N_f} \quad (41)$$

(41)式は、修正された流動値 N を用いると、

$$\text{但し、} N_f = 1 + 2N \quad (42)$$

次のようにまとめてよい。

$$R_f = N\sigma'_3 + \tau_0 \quad (43)$$

ここで R_f は、モールの破壊円の半径であり、

$\tau_0 (= c'\sqrt{N_f} = c'\sqrt{1+2N})$ は、 R 軸上の切片 (図-10a) である。

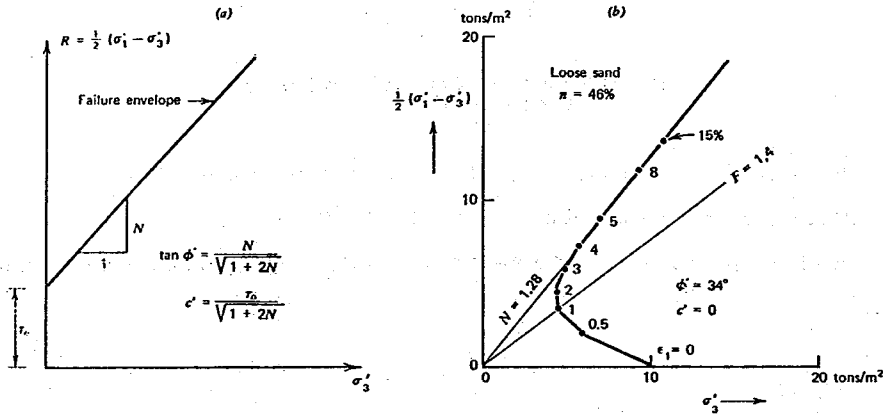


図 10. 修正主応力ベクトルカーブ

従って、修正された流動値 N は $R - \sigma'_3$ をプロットした破壊線の勾配になる。

このため、修正された主応力ベクトルは、最少有効主応力 σ'_3 に対する偏差応力 R の半分をプロットすることによって得られる。もしこのベクトルの包絡線が直線 (c' , ϕ' 一定) ならば、勾配 N と切片 τ_0 を用いて、せん断強度定数 (図-10a) を計算することができる。

$$\tan \phi' = \frac{N}{1 + 2N} \quad (44)$$

$$c' = \frac{\tau_0}{1 + 2N} \quad (45)$$

図-10bに修正された主応力ベクトルの使用法を示す。

空隙率 46% のルーズな砂に対する等方圧密非排水三軸試験により、4~10%の歪に対して、 $N = 1.28$, $\tau_0 = 0$ となる。

図-10bにおける $F = 1.4$ に対する線は、 $\epsilon \approx 1\%$ の点でベクトルと交わる。これはこの試験において、1%の最大主歪が、1.4の安全率において、限界平衡を保つために必要であることを意味する。

図-11はややしまったシルト質粘土の三種類の圧密非排水試験結果を示している。

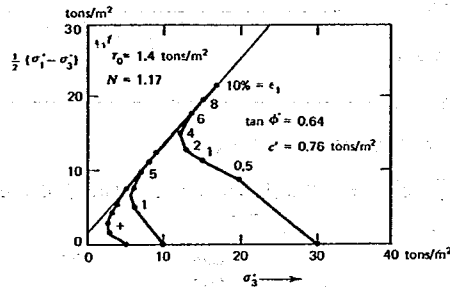


図 11. ベクトルカーブで示されるシルト質粘土のCU試験結果

これら試験に対する共通破壊線は、勾配 $N = 1.17$ ，切片 $\tau_0 = 1.4 \text{ t/m}^2$ である。

(44) 式と (45) 式から、 $\tan \phi' = 0.64$ ， $c' = 0.76 \text{ t/m}^2$ が得られる。

修正された主応力ベクトルカーブの適用について詳細は、Janbu(1970)の論文を参照されたい。

ストレスパス

$\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')$ と $\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')$ の有効ストレスパスをプロットすると、一定の c' ， ϕ' を持つモールクーロンの包絡線は直線として示される。

この線の切片と勾配は、図-12aより容易にわかる。

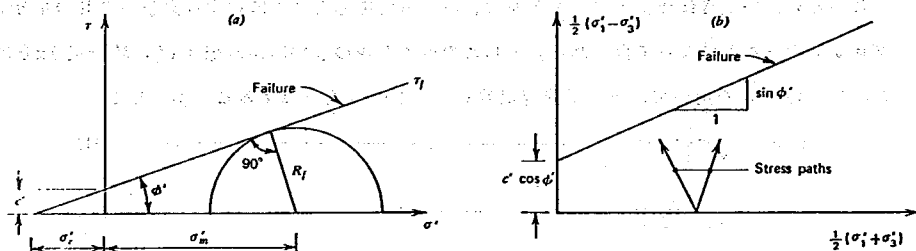


図 12. ストレスパスの原理

$$R_f = (\sigma_r' + \sigma_m') \sin \phi' \quad (46)$$

$$\sigma_r' = c' \cot \phi' \text{ なので}$$

$$R_f = \sigma_m' \sin \phi' + c' \cos \phi' \quad (47)$$

これがストレスパスをプロットした時のモールクーロン破壊包絡線の式である。従って、ストレスパス包絡線の切片は $c' \cos \phi'$ であり、勾配は $\sin \phi'$ (図-12b) に等しい。ストレスパスの適用については Lambe (1967) の論文に詳しく述べられている。

限界平衡ベクトル

限界応力点が応力の変化するにしたがって、動く道程を限界平衡ベクトルカーブという。

モール・クーロンにおいて与えられた応力円があり、かつ、 τ_f 線が既知の場合、限界応力点 e は O' 点から応力円に引いた接線を描くことにより、簡単にもとまる (図-13a)。この点では $\tau = \tau_f / F_{\min}$ である。

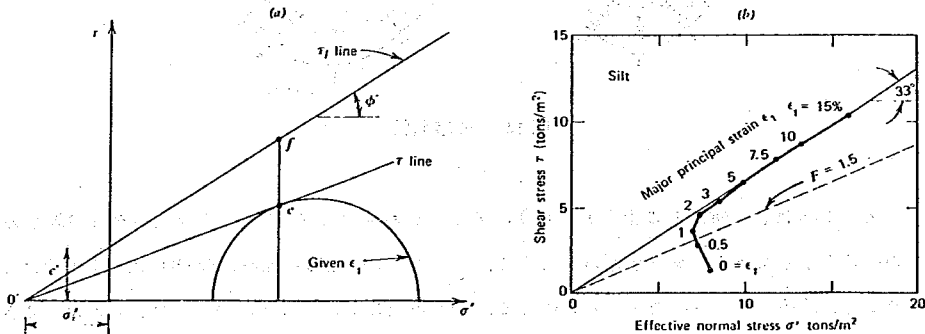


図 13. 限界平衡ベクトルカーブ

図-13b は飽和不攪乱シルトの異方性・圧密非排水三軸試験の結果を示したものである。せん断常数は $c' = 0$ 、 $\phi' = 33^\circ$ であり、約 3% の最大主歪が理論的破壊、(すなわち (48式) で定義されるように) に達するまで必要である。

$$\left(\frac{\tau_f}{\tau} \right)_{\min} = 1$$

この状態は、だいたい 3 から 15% の歪の間で達成される。(なぜならば、歪の増加につれて、間隙水圧が減少するから。)

図-13b は、 $F = 1.5$ に対する限界平衡状態が、 $\epsilon = 0.7\%$ で、この試験において達成されたことを示している。

Ⅱ-5, 基本的破壊面にそった応力条件

前述した基本的な応力条件は、一般には破壊面にそった、そして、特別な場合には境界領域における応力条件の研究に、しばしば役立つ。

また、もっとも単純な場合、破壊面の形と位置を求めるために、これらの基本的原理を用いる。

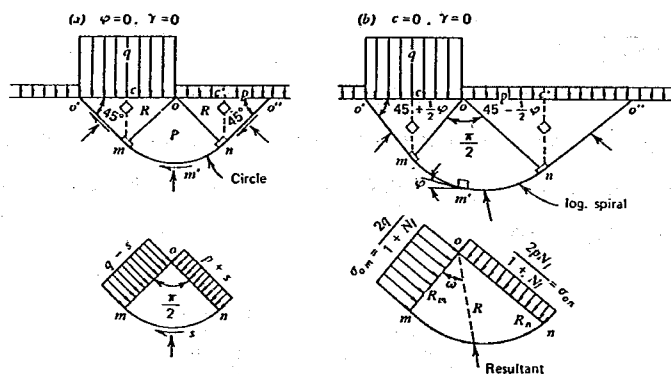


図 14. 破壊面図

図-14aは、自重なしの土 ($\gamma=0$), 平面歪 ($\epsilon_z=0$) でなめらかな底面をもつ地耐力の問題を示している。 $\phi=0$ という条件で、次のことがいえる。地表面の OO' はなめらかだとすると、载荷重 q は主応力となる。従って、 OO' 以深における破壊面の傾きは、 $\pm 45^\circ$ であるはずである。従って、载荷重 q の端からの破壊面は m 点で直角に交わる。

OO' 面においてなめらかであるとする、破壊面は $\pm 45^\circ$ で傾むき、 n 点に交わる。 m, n 点の近くでの微少部分 (4つの破壊面にかこまれた) をとりだすと、図-6bのような長方形になる。カーブ mn に沿った破壊エレメントも長方形となる。従って、カーブ mn は円弧になるはずである。

よって、破壊領域は4つの三角形領域 (ランキン領域) と一つの扇形領域 (すなわちPrandtl領域) よりなる。 mn にそった最大主応力の方向は、 m 点において直角から m' 点で 45° 、 n 点で水平へと変化する。

三角領域内における応力条件は、 $\gamma=0$ の時、次のようである。 oc 点で $\sigma_1=q$, cm 上で $\sigma_3=q-2s$ (36式)。従って、 om 上の垂直応力は $q-s$, oc' 点で $\sigma_3=p$, nc' 点で $\sigma_1=p+2s$ である。従って、 no 上の垂直応力は $p+s$ である。扇形部分 omn において、 o 点での平衡モーメントは、

$$\frac{1}{2} (q - s) R^2 = \frac{1}{2} \pi s R^2 + \frac{1}{2} (p + s) R^2$$

となる。

$\overline{mn}$ にそった垂直応力 σ の合力は o 点を通るので、上のモーメントの式には入ってこない。上式を q について解くと、

$$q = (\pi + 2) s + p \quad (49)$$

となる。

これは、Prandtl (1920) によって最初に示された、一定のせん断強度をもつ土における、なめらかで、浅いフーチングの極限地耐力として良く知られた式である。

$c = 0$, $\phi > 0$ (図-4b) の場合、上述した $r = 0$ の場合とまったく同様で、ただ微少部分が図-6a に示すような菱形になるとこだけちがう。

従って、角 $o'mo$ は $90^\circ - \phi$ であり、角 ono'' は $90^\circ + \phi$ である。そして、点 m から n に対するなめらかなカーブは次式であらわされる対数ラセン形となる。

$$R = R_m e^{\omega \tan \phi}, \quad \frac{\pi}{2} \geq \omega \geq 0. \quad (50)$$

従って、破壊領域は4つのランキン領域と一つの対数ラセン扇形よりなりたつ。ラ線にそって最大主応力は点 m で垂直かつ n 点に水平になる。

三角領域における応力条件は、次のようになる。

$\overline{oc}$ 上で $\sigma_1 = q$, $\overline{cm}$ 上で $\sigma_3 = \frac{q}{N_f}$, 従って $\overline{om}$ に垂直な応力は (33) 式より得られる。

$$\sigma_{om} = \frac{2q}{1 + N_f} \quad (51)$$

$\overline{oc'}$ 上で $\sigma_3 = p$, $\overline{nc'}$ 点で $\sigma_1 = p N_f$

従って、

$$\sigma_{on} = \frac{2p N_f}{1 + N_f} \quad (52)$$

ラセン $\overline{mn}$ にそっての合応力は o 点を通る。

従って、 o 点のまわりの平衡モーメントは、

$$\frac{1}{2} \sigma_{om} R_m^2 = \frac{1}{2} \sigma_{on} R_n^2$$

R_m と R_n のなす角は、 $\omega = \frac{1}{2} \pi$ なので (50) 式が得られる。

$$R_n^2 = R_m^2 e^{\pi \tan \phi}$$

上のモーメント式での σ_{om} と σ_{on} の関係より

$$q = N_q p \quad (N_q = N_f e^{\pi \tan \phi}) \quad (53)$$

ここで、 N_q は Prandtl の理論による浅いフーチングにおける荷重 p に対する地耐力係数である。

II-6, ブリトルな破壊に対するプラスチック

理想的な塑性破壊と、理想的なブリトルな破壊を説明するために、二つの簡単なケースについて研究することにする。この事例はせん断強度の一定の材料に限られている。

最初の例は、一定のせん断強度 s をもつ材料のなめらかな面上にかかる、フレキブル等分布荷重 q である。

プラスチックな破壊が限界せん断面の全長にわたって発達した時、地耐力 q_{pl} は良く知られた (54) 式で与えられる。

$$q_{pl} = (\pi + 2) s \quad (54)$$

弾性材料に対する、フレキブルな分布荷重 q の場合、荷重端に沿って (55) 式に等しい最大せん断応力 τ_{max} が生じる。

$$\tau_{max} = \frac{q}{\pi} \quad (55)$$

理想的なブリトル材料において破壊は、 τ_{max} が s に等しくなるとすぐおこらなければならない。

というのは、破壊点での応力は、となりの点に移動しなければならないし、その点自身すぐに破壊する。

従って、ブリトルな破壊に対する、平面地耐力 q_{br} は、

$$q_{br} = \pi s \quad (56)$$

となる。

従って、プラスチックとブリトルな破壊との地耐力の比は、

$$\frac{q_{pl}}{q_{br}} = \frac{\pi + 2}{\pi} = 1.64$$

となる。

第二の例は、単位体積重量 r でせん断力 s の土が水平面下 H で、垂直にささえなしで切り取られた例である。

もし、完全にプラスチックな破壊状態が全限界せん断面 (法尻を通る 45° の面) にそって発達するならば、臨界高さは、基本的な (57) 式で与えられる。

$$H_{pl} = \frac{4s}{r} \quad (57)$$

しかしながら、法尻近くのエレメントでの垂直応力は、 $\sigma_1 = rH$ で水平応力は、 $\sigma_3 = 0$ である。

従って、 $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ として得られる法尻での最大せん断応力

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} rH \quad (58)$$

理想的ブリトルな材料では、破壊は $\tau_{max} = s$ の時おこる。従って、ブリトル材料での臨界

高さは、

$$H_{br} = \frac{2s}{r} \quad (59)$$

であり、ブラッチックとブリトルな挙動に対する臨界高さの比は、

$$\frac{H_{pl}}{H_{br}} = 2 \quad (60)$$

となる。

限界平衡解析は、理想的なブラッチックの挙動を示すという仮定にもとづいている。ある強度に対する理想的なブリトル材料は、より低い平均せん断応力で破壊する。

しかしながら、「ブリトル」とか「ブラッチック」と名づけられるようなたいていの土は、理想的ブリトル材料や、理想的ブラッチック材料の中間にある。

従って、実際の土に対し、ブラッチックとブリトル挙動の相違は、理想体の土よりもより小さい。

II-7, 限界平衡における応力

一定の限界平衡常数 c_e と $\tan \phi_e$ の τ 線上の (図-15) 任意の点は、主応力間との関係で (61) 式になる。

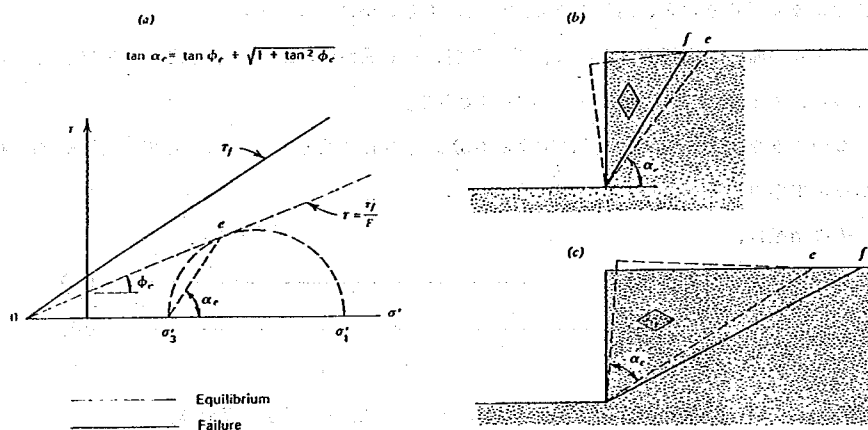


図 15. 限界平衡状態の定義と破壊条件との比較

$$\sigma_1' = N_e \sigma_3' + 2 c_e \sqrt{N_e} \quad (61)$$

ここで、

$$N_e = \tan^2 \alpha_e = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{1}{2} \phi_e \right) \quad (62)$$

平衡状態にある限界せん断面上の、ノルマルストレスとせん断応力は、

$$\sigma' = \frac{\sigma_1' + N_e \sigma_3'}{1 + N_e} \quad (63)$$

$$\tau = \frac{\sqrt{N_e}}{1 + N_e} (\sigma_1' - \sigma_3') \quad (64)$$

限界平衡値 $\tan \alpha_e$ と N_e は、(65) 式のように $\tan \phi_e$ を用いて表わすと、より便利である。

$$\sqrt{N_e} = \tan \alpha_e = \tan \phi_e + \sqrt{1 + \tan^2 \phi_e} \quad (65)$$

限界平衡状態を定義するために、安全率を用いると破壊せん断面 ($F_{\min} = 1$) と限界平衡せん断面 ($F_{\min} > 1$) とをたやすく区別することができる。

この違いは、単に ϕ_e と ϕ' とあいだの違いによるものだから、これらの面は図-15に示すように $\phi' > 0$ の時だけ互いに違う。

図-15b は、完全にスムーズな壁に対する砂地盤中の主働土圧の条件を示している。この場合、限界平衡せん断面 (点線の部分) は破壊すべり面より深いものとなる。これに対し、限界平衡状態にある主働土圧は、破壊値よりも大きなものとなる。

図-15c は、完全になめらかな砂地盤での受働土圧条件を示している。限界平衡面は、破壊面よりも浅くなり、破壊時での受働土圧は限界平衡土圧よりも大きくなる。限界せん断面は、曲面になるだろうけど、同じような違いは、あらい壁にもおこる。

普通の斜面安定解析法によって、限界平衡にある限界せん断面の形と位置を決定したとする。その時、 τ と σ' はすべり面にそって既知である。

このような場合、 σ_1' と σ_3' に関する (63) 式と (64) 式を解くことによって、限界せん断面に沿った主応力を簡単に得ることができる。

その結果は、

$$\sigma_1' = \sigma' + \sqrt{N_e} \cdot \tau \quad (66)$$

$$\sigma_3' = \sigma' - \frac{\tau}{\sqrt{N_e}} \quad (67)$$

である。

点 a における限界せん断面は、角 α_a で地表面 (主応力の面) で交わる。

$$\alpha_a = 45^\circ + \frac{1}{2} \phi_e \quad (68)$$

点 a (膨張領域) での応力条件は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1a}' &= 0 \\ \sigma_{3a}' &= -\frac{2c_e}{\sqrt{N_e}} \\ \tau_a &= \frac{2c_e}{1 + N_e} \\ \sigma_{a'} &= \frac{-2c_e \sqrt{N_e}}{1 + N_e} \end{aligned} \right\} \quad (69)$$

b点における、限界セリ断面は角 α_b で地表面(主応力面)と交わる。

ここで、

$$\alpha_b = 45^\circ - \frac{1}{2} \phi_e \quad (70)$$

b点における応力条件(圧縮領域)は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1b}' &= 2c_e \sqrt{N_e} \\ \sigma_{3b}' &= 0 \\ \tau_b &= \frac{2c_e \cdot N_e}{1 + N_e} \\ \sigma_b' &= \frac{2c_e \sqrt{N_e}}{1 + N_e} \end{aligned} \right\} \quad (71)$$

これらの応力条件は、図-16bに示す。

限界セリ断面上の任意の点で、最大主応力とセリ断面のなす角 α_1 は、

$$\alpha_1 = 45^\circ - \frac{1}{2} \phi_e \quad (72)$$

である。

境界条件や応力条件に関する知識があると、安定解析で最少安全率を決定するのに必要な断面のトライアルの回数を減らすことができる。

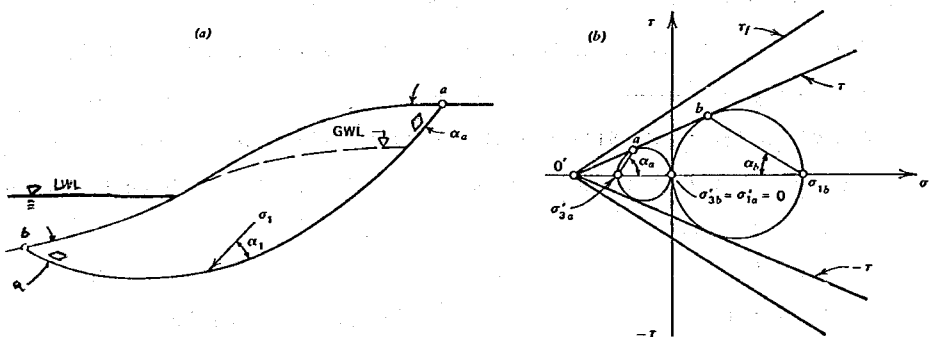


図 16. 限界平衡状態の境界条件

斜面の安定解析において、図-16aの点aのまわりの領域は、特に注目に値する。というのは、 $c' > 0$ の時、引張り応力が発達しがちである。

限界平衡においては、 $\sigma_1' = \tau z$ とすると(61)式で $\sigma_3' = 0$ に対する、理論的な深さ z_t まで引張が存在するかもしれない。

$z = z_t$ に対して解くと、

$$z_t = \frac{2c_e \sqrt{N_e}}{\tau} \quad (73)$$

ここで $\bar{\tau}$ = 有効単位重量である。

短期間では、テンションは存在するかもしれない。しかし、長期間では、理論値を維持されるようなテンションを見込むことは、多分、非現実的である。

このため、安定解析ではしばしば、テンションクラックが、深さ z_t にまで存在すると仮定する。

II-8, 統一原理としての限界平衡

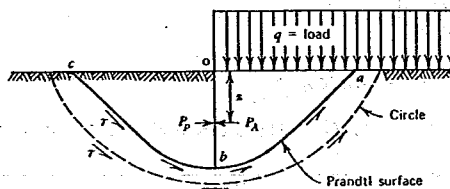


図 17. 土圧、地耐力、斜面安定解析に必要な一般原理の説明

図-17 は、半無限体地盤に等分布応力 q が地表面の半分に載っているものである。そこには二枚のセン断面が示してあるが、いずれも垂直面 ob に対称である。

それぞれの面にそって、平衡を得るための平均セン断応力 τ は、次式で表現される。

$$\tau = \frac{q}{N} \quad (74)$$

ここで N は、安定数 (Stability Number) とよばれる無次元のパラメーターである。

もし、土がセン断力に関して等方性であり、かつ、セン断力 s が一定であるとする、各面に沿ったセン断破壊に対する平均安全率は、次のようである。

$$F = \frac{s}{\tau} = \frac{Ns}{q} \quad (75)$$

安定解析の主目的は、最少安全率となるようなセン断面の型と位置を見い出すことである。

$$F_{\min} = \frac{N_c \cdot s}{q} \quad (76)$$

ここで N_c は、限界安定数すなわち N の最少値である。限界面以外の任意の面で N を計算すると、もし、ある不正確に単純化した仮定で解析がなされていなければ、 N_c よりも大きくなる。

たとえば、図-17 の臨界円に対する安定数は 5.52 である。一方、静力学的に正しい Prandtl の面は $N_e = 5.14$ となり、その値は 7% 低い。

だから、最少安全率の計算は、二つの変数、すなわち、セン断面の位置や形などの関数を最少化 (あるいは最大化) することと同じである。

一般には、形をみいだしたり、その位置でだけ最少にすることは十分でない。

これらの互に関係しあう変数を考えることの重要さは、もし土が極端にせん断強度に対し、異方性であるならば、著しく増加する。

図-17での安定の問題でも、地耐力の問題として考えることができる。

(74)式を q について解くと、

$$q = N \cdot \tau \quad (77)$$

となる。

一定の限界せん断応力 $\tau = \frac{s}{F}$ に対して、 N の最少値は、地耐力数 $N_c = 5.14$ に等しい。従って、これに対応する平衡地耐力 q_e は、

$$q_e = N_c \frac{s}{F} \quad (78)$$

となる。

ここで q_e は、ある平面載荷で、せん断強度が特定の安全率すなわち $F=2$ に対する「許容地耐力」である。

また、図-17で垂直面 ob の両側において、深さ z での水平限界平衡土圧を考えることによって、安定問題を研究しても良い。

一定の限界せん断応力 $\tau = \frac{s}{F}$ で、 $\overline{ob}$ に関して対称のあらゆるせん断面に対して、深さ z での平衡水平土圧として、次のような式を得る。

$$P_A = q + rz - \frac{1}{2} N \cdot \tau \quad (79)$$

$$P_p = rz + \frac{1}{2} N \cdot \tau \quad (80)$$

完全に限界平衡状態にある場合、垂直面 $\overline{ob}$ に沿ったせん断応力 τ は、臨界面 abc にそったせん断応力に等しい。

この場合、最少値 N （すなわち $N_c = 5.14$ ）は、最大値 P_A と最少値 P_p となる。これは、限界平衡（完全にあらゐ面 $\overline{ob}$ に対し）にある、主働土圧と受働土圧である。

地耐力の式(77)式は(79)式を(80)式と等しいと置いて導びかれる。

図-17で説明した問題の研究は、主働土圧、受働土圧問題、地耐力問題、斜面の安定問題が、一つのそして同じ基本原理でもって、解決できるということを示している。

次節は、斜面安定問題を主眼としているが、論じられている原理は、土塊の限界平衡を含むいかなる問題にも適用することができる。

Ⅰ. スライス法の一般化された手法

Ⅰ-1, 目的

スライス法の一般化された手順は、次の目的のいずれかのために用いられる。

1. 任意の型のセン断面を用いて、任意の地形や異ったセン断面力の土層の安定問題を解くこと。
2. セン断面、それ自身にそったものだけでなく、その上部に乗っている土塊内の静力学的に合理的な応力状態を探ること。
3. 土圧、地耐力、斜面安定などのような安定問題カテゴリーを一括して、取り扱うこと。

簡単にこの手順をGPS法としておく。

GPS法の基本原理は、1954年ストックホルムで初めて、Janbuによって土の斜面の安定に関する会議で、討論されたものである。総合的なセン断面に対する安全率を計算する簡単な方法は、1956年にJanbu, Bjerum, Kjaernsliによって出版された。

Janbu(1957)は、土圧、地耐力の問題は同じ原理によって解くことができることを認識して、スライス法の一般化された手法によって、土圧、地耐力の計算と題する論文でGPS法を发展させた。

最近、多くの人が任意のセン断面に対する安定解析の問題をとり扱っている。

Morgenstern and Price(1965), Nonveiller(1965)のものが、現在では良く知られている。

この両論文も、また同じGPS法の基本原理によっているが、内力の仮定や計算法の細いところには違いが見られる。

GPS法は1957年に非常に簡単にふれたので、その一般的性質や応用の見通しについて、ほとんどふれないままであった。ここで、この方法の理論的で実用的な見解についての、特に斜面の安定解析について詳しく述べてみることにする。

Ⅰ-2, 基本原理

図-18は、地形、外力、境界条件、土質断面、セン断面がイレギュラーな一般的な斜面の断面を示したものである。

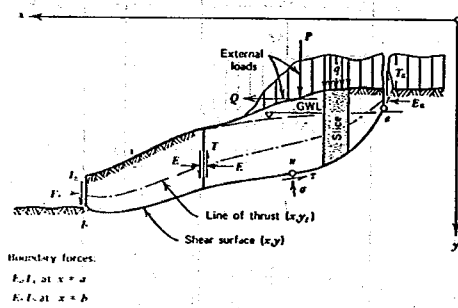


図 18. スライス法に用いられる定義と記号説明

セン断面

図-18で、セン断面 ab は、無数の型や位置の可能性をもつ面の中の一つをとり出したものである。

最少安全率を示したり、限界荷重、あるいは限界土圧を与えると考えられるセン断面は、限界セン断面といわれる。

安全率 ≥ 1 の時は、それに対するセン断面を破壊面（あるいは、潜在すべり面）という。

理論的にも実際的にも、研究がすすんできているので、限界セン断面を決定するため、複雑な複合面に対してさえ、ほんの少ししかトライアルの必要がなくなっている。

スライス

地表面と仮定したセン断面の間にある土塊を垂直な線によっていくつかのスライスに分割する。そのような部分を図-18に点々で示した。

このスライスを拡大し、これにかかる四つの境界部に作用する力を同じ記号で示したのが図-19である。

全内力の合力は E 、 T で、水平方向、垂直方向で示す。 ΔS は、セン断面 Δl に作用するセン断力 τ の合力で ΔN は、全垂直応力 σ の合力である。従って、 $\Delta N = \sigma \Delta l$ 、 $\Delta S = \tau \Delta l$ 、一般に E 、 T 、 ΔN 、 ΔS は未知数である。

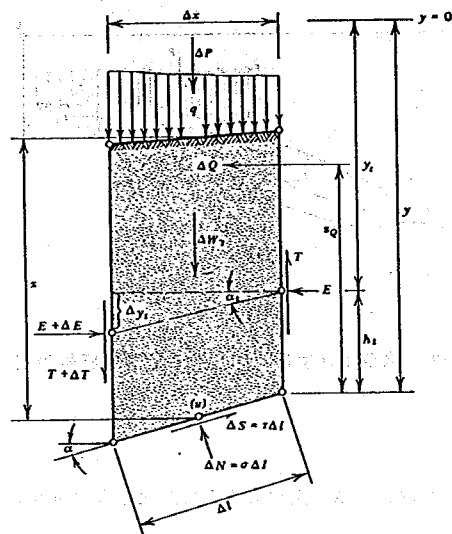


図 19. スライスの境界に作用する力

基本的な仮定

一般には、次の基本的な仮定がなされる。

1. 平面歪状態が適用される。
2. セン断面にそった平衡セン断応力は (81) 式で与える：

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} \quad (81)$$

ここで τ_f は、セン断力、 F は安全率である。

セン断力は、以前、簡単に述べたように垂直応力の関数として示される。

3. 全合力 ΔN は、 $\Delta W = \Delta W_r + q \Delta x + \Delta P$ が底面と交わるところに作用するとする。
4. 全推力 E の作用点の位置は既知であるとする。多くの調査によると、広い幅をもつふちの内
部で作用線の位置を変化させても、計算された安全率には大きな影響を与えないことがわ
かっている。さらに現在土圧理論による応力分布に関する知識は、適当なスラストラインを
選定するには、十分すぎるほどである。

既知数

解析はあるトライアルの面を選定し、土塊を適当な数（実際には約 5 から 10 個）のスライ
スに分割することによってはじめる。

この面の形や位置（図 - 19）から各スライスに対し

$$\left. \begin{aligned} \tan \alpha &= \text{セン断面の勾配 (無次元)} \\ \Delta x &= \text{スライスの幅 (長さ)} \end{aligned} \right\} \text{-----} (82)$$

各スライスの底面における平均全垂直応力は、次式より計算できる。

$$p = \frac{\Delta W}{\Delta x} = rZ + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} \left(\frac{\text{力}}{\text{長さ}^2} \right) \text{-----} (83)$$

限界平衡に基づいた安定解析では、セン断強度パラメーターは既知であり、その値はスライスごとにならなくても良い。

地表面や土塊内部にかかる水平力 (傾斜荷重や地震力) は考慮する。水平力の大きさは、 ΔQ とすると z_Q は ΔQ が仮定したセン断面より上に作用する距離である。作用線、位置が選ばれたとすると、

$$\left. \begin{aligned} h_t &= \text{セン断面と作用線の垂直距離 (長さ)} \\ \tan \alpha_t &= \text{垂直線の勾配 (無次元)} \end{aligned} \right\} \text{-----} (84)$$

h_t , $\tan \alpha_t$ は、スライスとの各交点において測られ、スライスの中間ではない。(同じこととは z_Q , $\frac{\Delta Q}{\Delta x}$ についてもいえる。)

$c' = 0$ の場合には、作用線は下より $\frac{1}{3}$ (すなわち $h_t \approx \frac{1}{3}$) あるいはその近傍にとられるべきであり、 $c' > 0$ の場合には圧縮領域 (受働条件) では、この点より下であり、膨張部分では (主動条件) ややこれよりも上にあるべきである。

引張り部分では、クラックの深さ z_t が仮定され、理論的な力 E_a (マイナス) は z_t のところを与える (図-18) のがよい。

両ケースの場合、セン断面は深さ z_t のところより出発する。

平衡条件

静力学的平衡に必要なことは、各スライスにおいてと同じに全体に対しても満足されなければならない。平衡式はこのセクションのあとに示してある。

同時に満足されるべき基本的条件式一式を参考のために下に示す。

$$\tau = c_e + (\sigma - u) \tan \phi_e \text{-----} (85)$$

$$\sigma = (p + t) - \tau \tan \alpha \text{-----} (86)$$

$$\Delta E = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha - \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \text{-----} (87)$$

$$T = -E \tan \alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx} \text{-----} (88)$$

ここで、

$$t = \frac{dT}{dx}$$

(85) 式は限界平衡状態に対する必要な式であり、(86) 式は各スライスの垂直平衡に対する

ものであり、(87)式は各スライスにおける水平と垂直平衡を組み合わせた式である。(88)式は無限少の厚さをもつスライスのモーメントの平衡式である。

全水平平衡に必要なことは、(89)式によって示され、(図-18, 19)

$$\sum_a^b \Delta E = E_b - E_a \quad (89)$$

全垂直、全モーメントの平衡は、斜面両端のスライスの境界力が適当に処理されれば、先に示した式により自動的に満足される。

斜面安定解析により、平均安全率と各スライスに対する未知数 E , T , σ , τ が決定されなければならない。

地耐力や土圧の問題に対しては、斜面安定問題の平均安全率に対応する未知数として、平均許容力があり、また合成土圧 (P_A or P_p) がある。

Ⅱ-3, 斜面安定解析のための活用公式

平均安全率、セン断面にそった応力、内力や内部応力またスライス内の壁にそった平均安全率を計算するに必要な公式は、(85)式から(89)式である。

平均安全率

(87)式を(89)式に代入すると、

$$E_b - E_a = \sum_a^b [\Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha] - \sum_a^b \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)$$

$\tau = \frac{\tau_f}{F}$ にとり入れ、 F = 一定 (選定された、セン断面にそったすべての平均安全率に等しい) とし、 F についてとくと、

$$F = \frac{\sum_a^b \tau_f \cdot \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)}{E_a - E_b + \sum_a^b [\Delta Q + (p + t) \tan \alpha \Delta x]} \quad (90)$$

ここで、

$$p = \frac{\Delta W}{\Delta x}, \quad t = \frac{\Delta T}{\Delta x}$$

$\phi = 0$ に対し、セン断強度の値 $\tau_f = c = s_u$ は単位面積当りの力となる。従って、(90)式は F に関して明らかになる。またたった一つの未知数 t であるが、これも(88)式からくり返しによって得ることができる。

しかしながら、一般に、 $\phi' > 0$ の時セン断強度 τ_f に対する公式が必要である。一般的なセン断強度を(86)式に導入してあらわすと、

$$\tau_f = c' + (p + t - u - \tau \tan \alpha) \tan \phi'$$

となる。

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} \text{ とし、} \tau_f \text{ について解くと、}$$

$$\tau_f = \frac{c' + (p + t - u) \tan \phi'}{1 + \left(\frac{1}{F}\right) \tan \phi' \tan \alpha} \quad (91)$$

となる。

一般的な場合に対する平均安全率の公式は、(91) 式を (90) 式に代入して 得ることができる。

ここに計算の手間をはぶくために F の公式を略して記号を用いて表現する。

簡略化

各スライスに対し、次のような簡略法が用いられる。

$$B = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha \quad (92)$$

$$A = \tau_f \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \quad (93)$$

(91) 式、(93) 式を (90) 式に代入すると、平均安全率の式は

$$F = \frac{\sum_a^b A}{E_a - E_b + \sum_a^b B} \quad (94)$$

となる。

$\phi' = 0$ ($\tau_f = s_u$) において安全率は、(94) 式の左辺にだけあるので、直接 解くことができるが、 $\phi' > 0$ の場合、F が (94) 式の両辺にあらわれるので、試行錯誤法によって 解く必要がある。

(91) 式を (93) 式に導入すると、各スライスに対する A は次の三つのステップをふむことによって、計算できる。

$$A' = [c' + (p + t - u) \tan \phi'] \Delta x \quad (95)$$

$$n\alpha = \frac{1 + \left(\frac{1}{F}\right) \tan \phi' \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (96)$$

$$A = \frac{A'}{n\alpha} \quad (97)$$

中間の $n\alpha$ は、図-20 に $\tan \phi'$ のちがいにに対して $\tan \alpha$ の値をプロットした。計算の手間は、図-20 (次の章で議論) より得られる $n\alpha$ により、はぶくことができる。

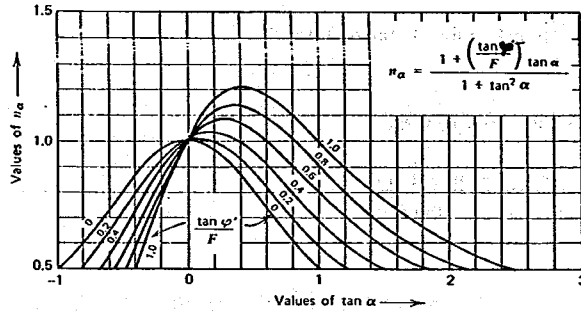


図 20. $\tan \alpha$ と $\tan \phi_e = \tan \phi' / F$ の函数としての n_α 値

セン断面にそった応力 τ と σ

各スライスに対する A が計算されると、セン断強度は (93) 式より求められる。

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} = \frac{A}{F(1 + \tan^2 \alpha)} \frac{dx}{dx} \quad (98)$$

セン断面上の全垂直応力は、(86) 式に従って次のように計算できる。

$$\sigma = p + t - \tau \tan \alpha \quad (99)$$

内 力

(92) 式、(93) 式を (81) に導入し、 $\tau = \frac{\tau_f}{F}$ とすると、各スライスでは、

$$dE = B - \frac{A}{F} \quad (100)$$

となる。

図-18 の a 点を出発点として、各スライスにおける dE を合計すると、各スライスの壁における合側圧力 E を次式より得ることができる。

$$E = E_a + \Sigma dE \quad (101)$$

同じスライスの壁にそった垂直セン断力 T は、(88) 式に等しい。

$$T = -E \tan \alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx} \quad (102)$$

すべてのスライスの壁に対して T を得ると、各スライスに対する dT を計算することができ、従って、 $t = \frac{dT}{dx}$ を得る。

同時に、すべて前述した式は、後に示すようによりくり返し計算をしても満足されなければならない。

内部応力

平均水平全応力 σ_h は、(103) 式によって定義される。

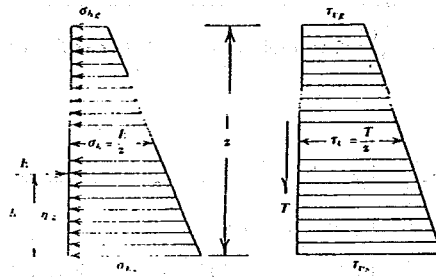


図 21. スライスの垂直壁に作用する
応力の決定

$$\sigma_h = \frac{E}{z} \quad (103)$$

もし、簡単のために、スライスの壁で σ_h が直線分布をしていると仮定すると、地表面とセン断面における応力 σ_{hg} と σ_{hs} をそれぞれ決定することができる。

計算値 E は、 $h_t = \eta z$ (図-21) の選定された値に対応するから、水平平衡と底面のまわりのモーメント平衡は、

$$\sigma_{hs} = (4 - 6\eta) \sigma_h \quad (104)$$

$$\sigma_{hg} = (6\eta - 2) \sigma_h \quad (105)$$

の時、満足される。

(106) 式で満足される平均垂直セン断応力は、

$$\sigma_v = \frac{T}{z} \quad (106)$$

ここで、スライスの垂直壁に対するセン断の安全率を F_v とする。もし、スライスの壁の全長にわたって、 $F_v = \text{一定}$ とすると、地表面のセン断面における垂直セン断応力を (107) 式、(108) 式によって計算することができる。

$$\tau_{vg} = \frac{c'}{F_v} + \sigma'_{hg} \frac{\tan \phi'}{F_v} \quad (107)$$

$$\tau_{vs} = \frac{c'}{F_v} + \sigma'_{hs} \frac{\tan \phi'}{F_v} \quad (108)$$

各スライス壁に対する F_v の平均値は、次のようにして計算できる。

スライス壁にそった安全率

既知あるいは仮定間隙水圧を基にして、全水平水圧 U_h と水平有効合力 $E' = E - U_h$ を計算することができる。

この合力から平均水平有効応力 $\sigma'_h = \frac{E'}{z}$ がえられ、さらにスライス壁でのセン断強度 τ_{vf} が (109) 式で得られる。

$$\tau_{vf} = c' + \sigma_h' \tan \phi' \quad (109)$$

$\tau_v = \frac{T}{z}$ とした時、 $F_v = \frac{\tau_{vf}}{\tau_v}$ 式から各内壁にそったせん断破壊に関する平均安全率を決定することができる。

従って、

$$F_v = \frac{c' z + (E - U_h) \tan \phi'}{T} \quad (110)$$

理論的に正しい解法では、 $F_v \geq F$ である。

層状となる土層では、平均 F_v を計算する時は、もっと複雑になる。

Ⅱ-4, くりかえしの手順

前述した活用公式は、くりかえして解くことができる。計算尺計算に用いられるくりかえし手順は、図-22と表-1によって説明される。

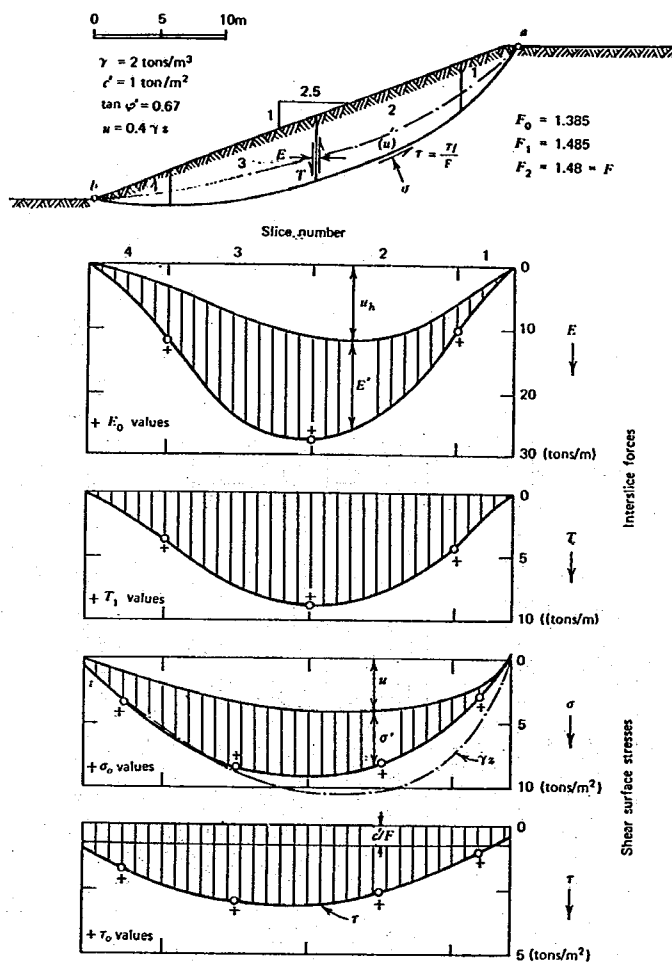


図 22. 安全率、内力および非円弧すべり面に沿った応力

表 1. くり返し計算

Initial step													
Data from profile							Calculation of F_0 , ΔE_0 , and E_0						
Slice no.	(1) $\tan \alpha$	(2) Δx	(3) ρ	(4) u	(5) c'	(6) $\tan \phi'$	(7) ΔQ	(8) B_0	(9) A_0	(10) n_{a0}	(11) A_0	(12) ΔE_0	(13) E_0
1	1.13	4.4	5.3	2.12	1.0	0.67	0	26.4	13.8	0.68	20.3	11.7	$E_0 = 0$
2	0.50	11.0	10.1	4.04	1.0	0.67	0	55.6	55.5	0.99	56.0	15.1	11.7
3	0.18	11.0	8.6	3.44	1.0	0.67	0	17.0	49.0	1.05	46.6	-16.5	26.8
4	0.04	6.0	2.9	1.16	1.0	0.67	0	-0.7	13.0	0.98	13.3	-10.3	10.3
$\Sigma = 98.3$								(131.3)	$(F_0 \sim 1.4)$	136.2	$\Sigma = 0$	$E_0 = 0$	

$$\text{Iteration } F_0 = \frac{\Sigma A_0}{E_0 - E_0 + \Sigma B_0} = \frac{136.2}{98.3} = 1.385$$

Calculation of T_1						Calculation of F_1 , ΔE_1 , and E_1							
Slice no.	(14) t_n	(15) dE_n/dx	(16) $\tan \alpha_n$	(17) h_n	(18) T_1	(19) ΔT_1	(20) t_1	(21) B_1	(22) A_1	(23) n_{a1}	(24) A_1	(25) ΔE_1	(26) E_1
1	0	-	-	0	$T_0 = 0$	-5.29	-1.20	10.4	10.2	0.66	15.4	10.0	$E_0 = 0$
2	11.7	1.74	0.63	1.2	-5.29	-3.67	-0.33	53.7	53.1	0.98	54.3	17.2	10.0
3	26.8	-0.06	0.33	1.8	-8.96	+5.58	+0.51	18.0	52.7	1.05	50.4	-15.9	27.2
4	10.3	-1.58	0.16	1.1	-3.38	+3.38	+0.56	-0.8	15.3	0.98	15.6	-11.3	11.3
	0	-	-	0	$T_0 = 0$	$\Sigma = 0$							
$\Sigma = 91.3$								(131.3)	$(F_1 \sim 1.5)$	135.7	$\Sigma = 0$	$E_1 = 0$	

$$\text{Iteration } F_1 = \frac{\Sigma A_1}{E_1 - E_0 + \Sigma B_1} = \frac{135.7}{91.3} = 1.485$$

Calculation of T_2						Calculation of F_2 , ΔE_2 , and E_2								Stresses	
Slice no.	(27) t_1	(28) $\frac{dE_1}{dx}$	(29) $\tan \alpha_1$	(30) h_1	(31) T_2	(32) ΔT_2	(33) t_2	(34) B_2	(35) A_2'	(36) n_{ax}	(37) A_2	(38) ΔE_2	(39) E_2	(40) τ_2	(41) σ_2
1	0	-	-	0	$T_0 = 0$	-4.17	-0.95	21.6	10.9	0.66	16.5	10.4	$E_0 = 0$	1.12	3.09
2	10.0	1.76	0.63	1.2	-4.17	-4.68	-0.43	53.2	52.5	0.98	53.6	17.0	10.4	2.63	8.36
3	27.2	0.06	0.33	1.8	-8.85	+5.28	+0.48	18.0	52.6	1.05	50.2	-15.9	27.4	2.99	8.54
4	11.3	-1.59	0.16	1.1	-3.57	+3.57	+0.60	-0.8	15.3	0.98	15.7	-11.5	11.5	1.77	3.57
	0	-	-	0	$T_0 = 0$	$\Sigma = 0$								$E_2 = 0$	
$\Sigma = 92.0$								(131.3)	$(F_2 \sim 1.5)$	136.0	$\Sigma = 0$	$F_2 = \frac{136.0}{92.0} = 1.48$			

*Forces in metric tons, lengths in meters, hence stresses in tons per square meter.

断面のデーター

まず第一に、計算断面が描かれ、土塊は適当な数のスライスに分割される。場所をはぶくために図-22ではたった4つのスライスを示す。断面より、各スライスに対して次のような値が得られる。セン断面の平均傾度 $\tan \alpha$ は、スライスの重心 下において測定され、 Δx はスライス幅、 p は平均全上載荷重（この例では単に r_z に等しい）各スライスの底にそって、平均間隙水圧 u 、平均セン断強度定数 c' 、 $\tan \phi'$ とする。ただしこれらの値は、スライスごと異っても良い。そして最後が任意のスライスに作用する任意の与えられた水平力 ΔQ である。ここでは $\Delta Q = 0$ としておく。これらの値は、表-1に各スライスごとに最初から七つ目までの欄に記してある。図-22で、便宜的にスライス4において、 $\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$ は マイナスであることは注意しておくこと。

F_0 の計算

経験によると、 $t_0 = 0$ として、くり返しをはじめるがもっとも簡単であることがわかってゐる。というのは表-1の1~7の欄でのデーターで公式を解くことになるからである。

$t_0 = 0$ に対応する安全率の値は F_0 とよばれる。これは、次のようにして求められる。

各スライスに対し、 $t_0 = 0$ に対する B_0 (92) 式を計算する。

$$B_0 = \Delta Q + p \tan \alpha \Delta x \quad (111)$$

表-1の8の欄にこの値を記入し、欄の合計 ΣB_0 をとる。

次に $A_0 = 0$ に対する (95) 式 A' を計算する。

$$A' = [c' + (p - u) \tan \phi'] \Delta x \quad (112)$$

10の欄で必要な n_{α_0} を得るために、前もって F_0 の値を知っておく必要がある。原理的には、 F_0 はくり返しによって得られるべきである。しかし実際には、 A_0' を加えることによって、すなわち $n_{\alpha_0} = 1$ に対する F_0 の近似値を得ることによって、時間を節約できる。

表-1で $F_0' = \frac{131.1}{98.3} \approx 1.34$ である。推定値 F_0' よりいくらか大きめに、 $F_0 = 1.4$ と仮定すると、図-20あるいは(96)式より、 n_{α_0} を得ることができる。

従って、

$$A_0 = \frac{A_0'}{n_{\alpha_0}} \quad (113)$$

$\phi = 0$ では、 $\tau_f = s_u$ に対して、(93) 式より直接 A_0 を得ることができる。

11欄で ΣA_0 を計算し、 $t_0 = 0$ に対する F_0 をえる (94 式)。

$$F_0 = \frac{\Sigma A_0}{E_a - E_b + \Sigma B_0} = 1.385 \quad (114)$$

もし、計算された F_0 が仮定した F_0 (n_{α_0} における) より5%以上もちがったら、再計算す

べきである。ここでは、 $F_0 = 1.4$ と仮定した時、計算値 $F_0 = 1.385$ と非常に近似した値となったので再計算は不要であった。

E_0 の計算

力 E_0 の初期値は、二段階で計算できる。

第一が (100) 式で、各スライスに対する E の変化が ($t_0 = 0$ に対し) 求められる。すなわち

$$\Delta E_0 = E_0 - \frac{A_0}{F_0} \quad (115)$$

例えば、表-1 のスライスにおいて、

$$\Delta E_{02} = 55.6 - \frac{56.0}{1.385} = 15.1 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

計算された ΔE_0 として欄に示す。

ここで $\Sigma \Delta E_0 = 0$ となる。なぜならば、 $E_a = E_b = 0$ だからである。a 点において、 E_a の値がわかっているとして出発すると、つきつぎに ΔE を加えることによって、各スライス壁に対する E_0 を得ることができ、b 点において、最後に境界力 E_b となる。

E はスライス間の力なので、13 欄には水平の分割線によってわけた。

T_1 の計算

E_0 の初期値と仮定された作用線を基にして、 T の最初の近似値 T_1 を計算できる (106 式)。

$$T_1 = -E_0 \tan \alpha_t + h_t \frac{dE_0}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx} \quad (116)$$

表-1 の 14, 15, 16, 17, 18 欄において、この計算をする。

一般に、各スライス壁 (15 と 28 欄) において、 x に関する E の微分は、 $E-x$ のプロット (図-22) から測定したり、次に示すスライス (i) と ($i+1$) の間の値より計算できる。

$$\left(\frac{dE}{dx} \right)_{i, i+1} = \frac{\Delta E_i + \Delta E_{i+1}}{\Delta x_i + \Delta x_{i+1}} \quad (117)$$

たとえば、スライス 1 と 2 の間の E_0 の勾配は、

$$\left(\frac{dE_0}{dx} \right)_{1, 2} = \frac{11.7 + 15.1}{4.4 + 11.0} = 1.74 \text{ (ton/m)}$$

作用線は、今は、断面上に記入したが、その勾配 $\tan \alpha_t$ とセン断面からの距離 h_t は、各スライス壁に対して測定される (16, 17 欄)。

図-22 でスラスト線は、下より $\frac{1}{3}$ の点に作用すると仮定しているが、例外として末端部ではいくらか高めに、また、点 a ではいくらか低めである。 ($\Delta Q > 0$ の時、表にはさらに z_Q

と $\frac{dQ}{dx}$ に対しても欄も作らねばならない。) スライス 1 と 2 の間で、表-1 から $T_{1,1,2}$ を見い出せる。

$$T_{1,1,2} = -1.17 \times 0.63 + 1.2 \times 1.74 = -5.29 \text{ (ton/m)}$$

点 a, b における境界では、 $T_a = T_b = 0$ である。

最後のスライス (19 欄) に対する、正確な ΔT を得るために T_a , T_b が既知になると、18 欄の一番上と一番下に記入する。

14 から 18 欄に対する値は、スライス間の内力に対応し、19 から 25 欄に対しては、各スライスの平均値に対応する。

たとえば、スライス i における T の変化は、

$$\Delta T_i = T_{i, i+1} - T_{i, i-1} \quad (118)$$

である。

表-1 のスライス 3 に、一般式を適用すると、最初のくり返し計算に対して、

$$\Delta T_{1,3} = -3.38 - (-8.96) = +5.58 \text{ (ton/m)}$$

従って、各スライスに対し、 $t = \frac{\Delta T}{\Delta x}$ が得られる。

F₁ の計算

$T_1(t_1)$ は、 F_1 の改良した値を見い出すために用いられ、B や A' に対する公式 (92 式、95 式) と B_0 と A' (111 式と 112 式) を比較し、 $t \Delta x = \Delta T$ を見い出した時、次の一般関係を得る。

$$B = B_0 + \Delta T \tan \alpha \quad (119)$$

$$A' = A'_0 + \Delta T \tan \phi' \quad (120)$$

これらの式は、表-1 の 21, 22 欄 B_1 や A_1 を計算するために用いられる。

$F_1 = 1.5$ と仮定し、 $n_{\alpha 1}$ (23 欄) を得て、 $A_1 = \frac{A'}{n_{\alpha 1}}$ (24 欄) を計算して、

$$F_1 = \frac{\sum A_1}{E_a - E_b + \sum B_1} = 1.485$$

を得る。

計算された F_1 は、 $n_{\alpha 1}$ を計算した時に用いられた仮定の値 1.5 に非常に近い場合には $n_{\alpha 1}$ や F_1 の再計算は不必要である。

くり返し

先の例で、 F_0 と F_1 の違いは、たった 7% であり、解析はこの点で中断することができる。しかしながら、もし、イレギュラーな地形や、土の材料が不均一の場合、より大きなくいちが

いができる。このような場合には次のようにくり返しをしなければならない。

第一に、 $\Delta E_1 = B_1 - \frac{A_1}{F_1}$ を得る。加えあわせによって E_1 (25, 26 欄) を得る。

次に E_1 にもとづいて (27 から 31 欄) 計算した T_2 にもとづいて 2 回目のくりかえしを行なう。

ΔT_2 を得たのち、(119) 式、(120) 式より B_2 と A'_2 を計算し n_{a2} , A_2 , F_2 を得る。ここで、 $F_2 = 1.48 \cong F_1 = 1.485$ となった。

これは、収レンが非常に速かったことである。

セン断面応力 τ と σ の計算

セン断面に沿った応力は、各スライスの平均値として、(98) 式、(99) 式によって得られる。

計算は、くり返しごとになされるが、表-1には2回目の計算結果だけを示した。

たとえば、スライスに対し、 $F(1 + \tan^2 \alpha) \Delta x = 1.48(1 + 0.50^2)11.0 = 20.4$

であるので、2回目の計算では、

$$\tau = \frac{53.6}{20.4} = 2.63$$

$$\sigma = 10.1 + (-0.43) - 2.63 \times 0.50 = 8.36$$

これらの応力が各スライスで計算され (40, 41 欄) たとき、この断面に対する計算は終る。

そして、次のことがわかる。

1. セン断面に沿った平均安全率
2. あらゆるスライス壁上の内力 E , T
3. 各スライスの底面における、平均応力 τ , σ

F_v のチェック

スライスの壁にそった平均安全率 F_v は均一条件として、(110) 式により計算できる。スライズ 2 と 3 の間の壁に対し、

$$z = 5.2 \text{ m}$$

$$E = 27.2 \text{ m}$$

$$U_h = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 2 \times 5.2^2 = 10.8 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$T = -8.85 \frac{\text{t}}{\text{m}}, c' = 1.0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}, \tan \phi' = 0.64$$

従って、

$$F_{v_{2,3}} = \frac{1.0 \times 5.2 + (27.2 - 10.8) 0.67}{8.85} = 1.83$$

これは F よりも大きい。

7つのスライズを用いて、このセン断面に対する F_v のより詳細の解析を行なってみると図-22のスライズ2の中間ぐらいで $F_v \approx F$ であり、他のところでは $F_v > F$ (図-23の F_v のダイアグラムを見る)であることが明らかになった。

結果のプロットイング

図-22は、水平距離に対する内力、セン断応力のダイアグラムを示している。EとTはスライズ壁に対して、プロットされるが、一方 σ や τ はスライズの中間でプロットされる。

Eダイアグラムにおいて、水平水圧 U_h は、 E' を得るために必要とされる。 σ ダイアグラムでは、セン断面にそった間隙水圧 u は σ' を得るために必要である。 σ ダイアグラムに対し、a点とb点の境界値は(69)、(71)式によって、次のように計算される。

$$\tan \phi_e = \frac{0.67}{1.48} = 0.452 \text{ なので、 } N_e = 2.41 \text{ (65式) である。}$$

$$\text{従って、 } c_e = \frac{1.0}{1.48} = 0.675$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 0.675 \times 1.55}{1 + 2.41} = 0.61 \left(\frac{1}{m^2} \right) \text{ であり、}$$

$$\sigma_a = -\sigma_b$$

a点のまわりの領域では、理論的な深さ $z_t = 1.7 \text{ m}$ までテンションがある(73式)。

τ ダイアグラムでは、(69)式と(71)式からa点、b点での境界値を得る。

$$\tau_a = \frac{2 \times 0.675}{1 + 2.41} = 0.40 \left(\frac{1}{m^2} \right)$$

$$\tau_b = N_e \tau_a = 0.95 \left(\frac{1}{m^2} \right)$$

図-22にこれらの境界値がプロットされている。初期値 E_0 、 σ_0 、 τ_0 と、 T_1 は⊕で示しており、o点で2回目のくりかえし計算でえられた値を示した。

セン断面より上部では、 $\sigma < rz$ であるが、法尻では $\sigma = rz$ であり、予想していた値よりもいくらか大きめである。

計算尺とコンピューター計算

計算尺計算では、普通の数のスライズ(6~9個)に対し、その計算が最初の計算で打ち切られても、約2時間ぐらいかかる。もし2回目でもっと正確を求めようとすればさらに時間が必要となる。

GPS法の詳細に、すっかりなじみたいと思う人は計算尺計算をおこない、そして、コンピューターを用いることをすすめる。

また、E, Tの値はくり返しで得られるので、それらの値をプロットすると有効である。このようにして、コンピュータープログラムを用いるのに、特に有効な経験をすみやかに得ることができる。

GPS法は、Grande (1969) によって、UNVAC1107 コンピューターでアルゴルによって、プログラミングされた。

このプログラムは、原理的には上に述べた計算尺計算と同じ方法で、組み立てられている。

表2 インプットデーターとアウトプットデーター

Noncircular surface. Example						
Tan Alfa	Delta X	P	U	C	Tan FI	Delta Q
1.480	2.00	3.000	1.200	1.000	0.670	0.00
0.950	3.00	7.100	2.840	1.000	0.670	0.00
0.610	5.00	9.800	3.920	1.000	0.670	0.00
0.370	6.00	10.600	4.240	1.000	0.670	0.00
0.260	6.00	9.500	3.800	1.000	0.670	0.00
0.050	6.00	6.400	2.560	1.000	0.670	0.00
0.090	4.00	2.100	0.840	1.000	0.670	0.00
FO = 1.380 F = 1.474						
Tan Alfa T	HT	Z	T	E	Tau	Sigma Eff
			0.000	0.000		
0.920	0.80	0.00	-0.691	2.753	0.801	0.268
0.630	1.40	0.00	-3.724	11.512	1.503	1.821
0.440	1.80	0.00	-7.768	22.915	2.336	3.647
0.320	1.80	0.00	-8.429	25.656	3.012	5.135
0.200	1.60	0.00	-6.712	21.453	3.040	5.196
0.120	0.80	0.00	-2.616	7.499	2.673	4.389
			0.000	0.000	1.614	2.059
Execution time 1.422 Seconds—Library of 1 MAR 67						

表-2は、図-22に示したものに近い非円弧セン断面に対するインプットと最終的なアウトプットデーターである。7つのスライスが用いられた。

インプットデーターは、各スライス内部での $\tan \alpha$, dx , p , u , c' , $\tan \phi'$ と dQ と $\tan \alpha_t$ と h_t は各スライス壁に対してである。

(z_Q , $\frac{dQ}{dx}$, E_a , E_b , T_a , T_b もここで含めておいた方がよい)。

最終的なアウトプットデーターは、すべての安全率 F_0 と F であり、各スライスでの側圧力 T , E , 各スライスの底部における τ , σ である。最終アウトプットデーターは、所定の精度を満たすまで、くり返し計算した後、印字される。

表-2で示した例では、2回のくり返しでの F の変化は、0.001をこえるべきでないことが要求されていた。

このように、きつい条件があるにもかかわらず、コンピューターは三回くり返し計算して止まった。これに要した時間は、1.4秒であった。

図-23の応力分布ダイアグラムは、表-2と(103)式から(110)式によって得られる。

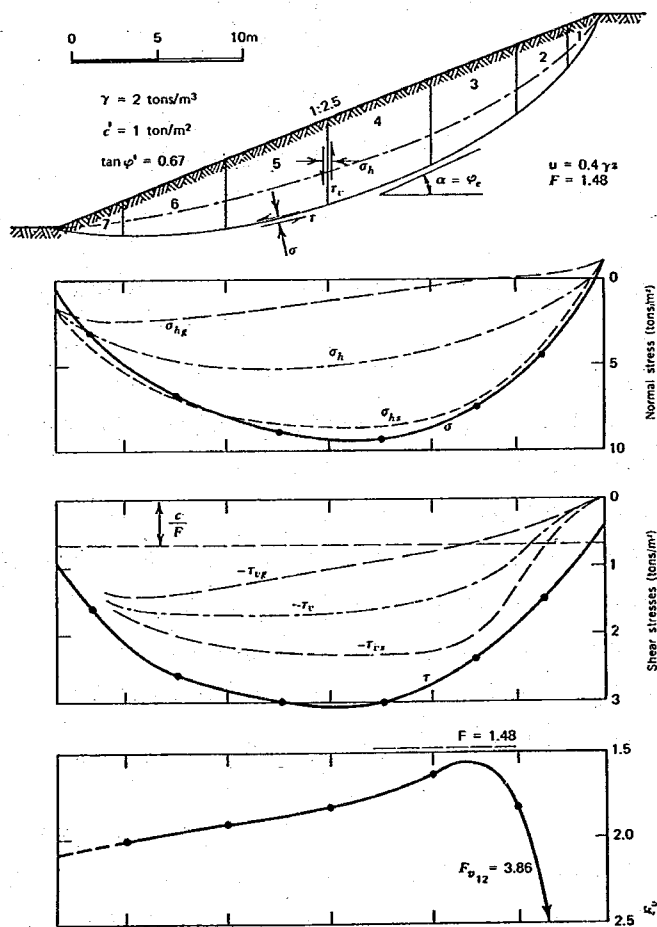


図 23. セン断面とスライス壁における応力分布

スライスに対するセン断面にそった、あるいは、スライス壁にそった全応力分布は、図-24に別々に示している。

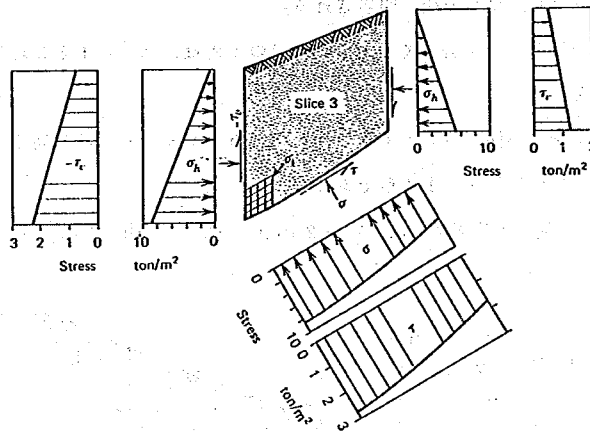


図 24. スライスの境界における応力分布

Ⅱ-5, 例

スライスの一般化された方法を、ここで5つの異なった断面について適用してみる。

均一な土層断面

図-22, 23で示した断面は、(1)T, (2)セン断面の位置と型、(3)作用線の位置、(4)スライスの数等の影響を調べるために、コンピューターによって解析した。

約30の計算断面が用いられた。DとT点を通る五つの計算断面が、図-25に示してある。ここで、 F_0 とFが「曲率」 $\frac{d}{L}$ に対してプロットしてある。 F_0 とFが最小値を持つのは(はっきりした意味づけはできないけれど)ある $\frac{d}{L}$ に対してである。

しかし、 F_0 が最小になるのは、最小のFよりもずっと深い面でおこる。

この状態は、論理的にうらずけられる。というのは F_0 は $T=0$ に対応し、これは垂直方向に対して、セン断力がないことを意味しているからである。

この例において、 T は $T=0$ に対し、 $F_0=1.36$ から $F=1.47$ すなわち8%最少安全率を増加させ、限界セン断面に対する $\frac{d}{L}$ 比は、0.17から0.13に減少している。

F, τ , σ , Eに対するTの影響は、図-25のセン断面18に対してのものを、図-26に別に示した。別の研究は、図-25のT点の右と左を通る面に対して行なわれた。

この結果、Fがこの両方の面に対して、ゆっくりと増加していることがわかった。さらに、

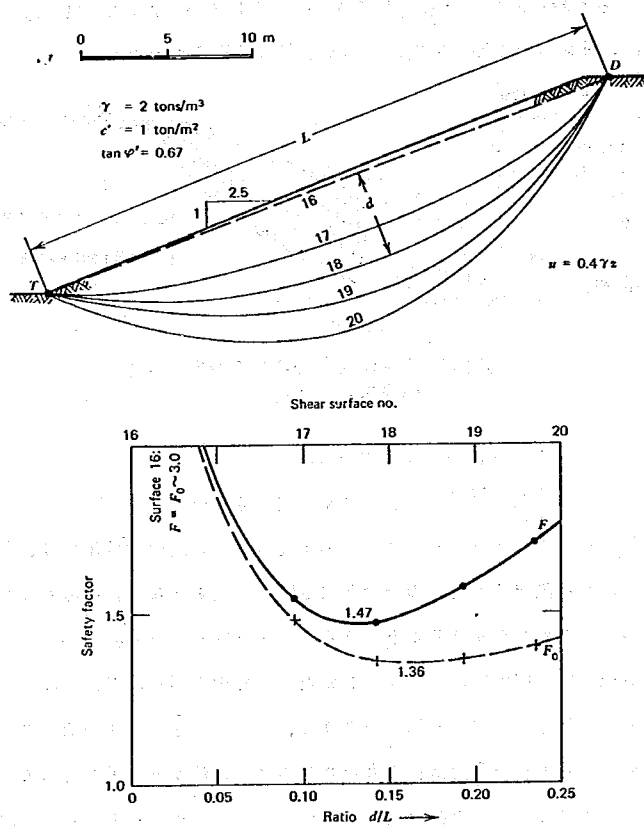


図 25. すべり面の違による安全率

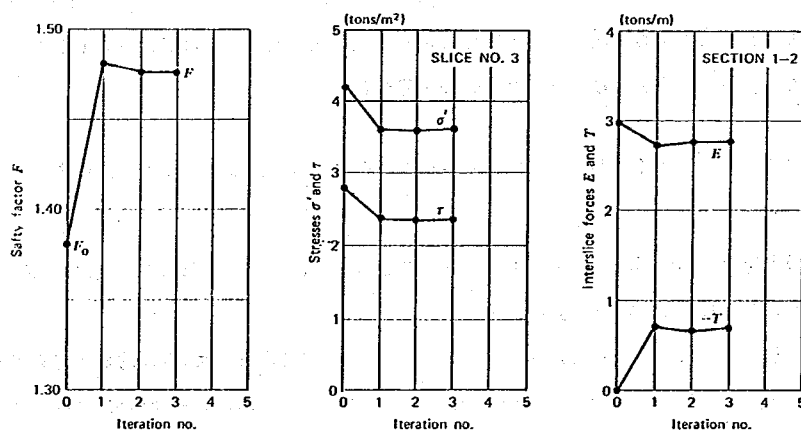


図 26. くり返し計算によって急速に収しこした例

Dの位置が変わった時存最少安全率は両方の方向に対してわずかに増加した。

図-27は、セ断面の形や位置に関する解析の最終結果である。

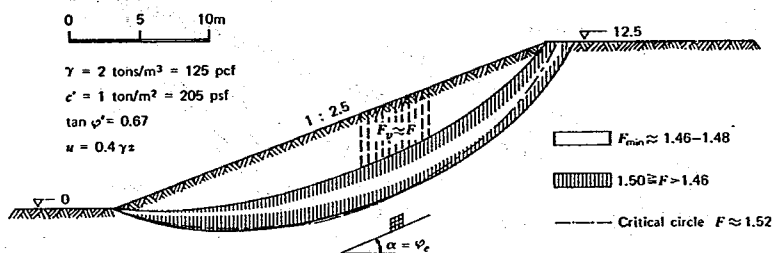


図 27. 均一斜面での臨界セ断面領域と臨界円との比較

図よりうかがえることは、次のようである。

1. 限界セ断面は均一条件に対して、うまく決定できない。

Fの最少値に対して、それに非常に近ずいた場合のセ断面の位置には、ややある幅がある。もし、最少のFを決定するための手づきに制限を加えるならば、ゆっくりした収ゲンのために、多くの困難がまちかまえることになることを意味している。

2. 限界セ断面領域は、円弧にはならないしまた、臨界円と同じほど深くはならない。限界セ断面領域内では、限界内に対する最少値よりも、少なくとも3~4%低めの安全率を得る。
3. 土塊内(すべり面より上)では、垂直のスライス壁に沿うセ断面に対しての安全率が、Fにほぼ等しい領域がある。この領域は、 $\alpha = \phi_c$ となるところのすべり面の位置のほぼ上に位置する。
4. 斜面上部に近い限界セ断面領域の傾き α_a は、静力学的には正しい。すなわち $45^\circ + \frac{1}{2}\phi_c$ となる。しかしながら、法尻近での限界セ断面領域の傾きは、それほどはっきりしたことがいえない。多分、法尻だけにみられる特長と思われる。

限界領域内でのいくつかのセ断面について、それぞれ検討してみると、次のような結論になる。

1. Fの変化は、実際問題として0.1zから0.7zのように、 h_t の値に大きな幅を与えても、ほとんどたいしたことはない。
- しかし必然的に応力分布は、 h_t の幅に大きく影響される。従って、合理的な応力を得るためには h_t は、限界平衡における土圧分布のわかっている塑性解法に基づいて決定されるべきである。

2.スライスの数は、それが約5以上であるかぎり、結果にはそれほど影響を与えない。

6個から9個のスライスがあらゆる実際のな面において、適当である。

Lodalen 地すべりの再考

図-28に示した粘土の斜面破壊について Sevaldson(1956) によって報告され、解析された。図-28は間隙水圧データー、セン断力データー、三つの非円弧計算面、A, B, C をもった断面2(全部で三つの断面をもつうちの)を示している。Sevaldson によって見いだされた臨界円は、一点鎖線で示した。

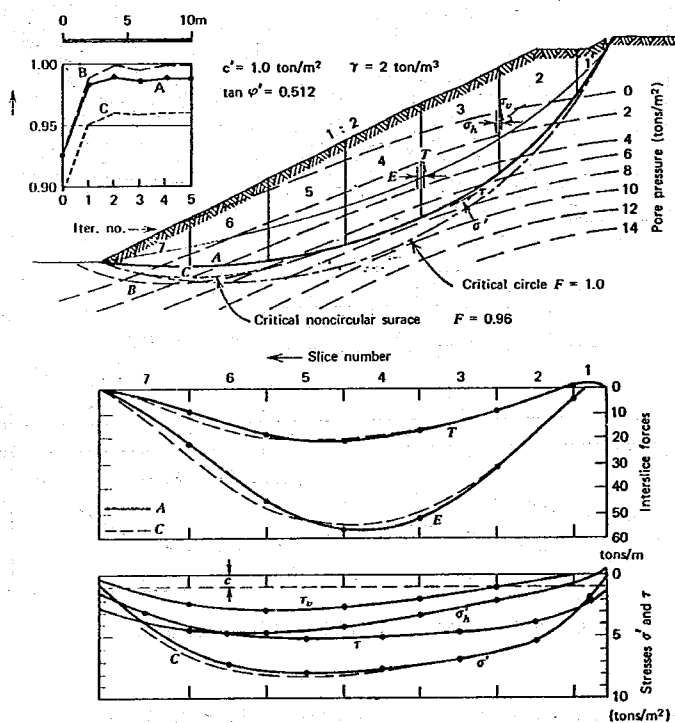


図 28. Lodalen 地すべりの再検討

3つ全部の非円弧面に対し、図の左端上のダイアグラムは、収レンが非常に速かったことを示している。しかしながら、最小値はC面で $F = 0.96$ となるが Sevaldson の臨界円では 1.01 となっている。

限界セン断面Cの形と位置は、実際の観察されたすべり面と非常に良く対応している。予想

複円形セシ断面に対する全応力解析

Figure 10 consists of three vertically stacked plots related to a slope stability analysis.

The top plot is a cross-section of a slope. The layers are labeled from top to bottom: "Stiff clay", "Soft quick clay", and "Rock". A "Critical Circle" is shown with $F_c = 1.43$. An inset "Iteration" plot shows $F = 1.18$ for iterations 0 to 5. The slope is divided into nine vertical slices, numbered 1 to 9 from right to left. A "3 t/m²" load is indicated at the top right. A vertical scale on the right indicates "Elevation (meters)" from 35 to 55. A horizontal scale at the top indicates "10.2 tons/m" and "11.4 tons/m".

The middle plot shows "Shear surface stresses (tons/m²)" and "Aver. Interstice stresses" versus "Slice number" (1 to 9). The shear stress τ is shown as a solid line with dots, and the average interstice stress σ_a is shown as a dashed line with crosses. The vertical axis ranges from 0 to 6 tons/m².

The bottom plot shows "Aver. Interstice stresses" versus "Elevation (meters)". The average interstice stress σ_a is shown as a dashed line with crosses, and the shear stress τ is shown as a solid line with dots. The vertical axis ranges from 0 to 30 tons/m².

非排水セン断強度のコンターが数ヶ所のベンボーリングによって得られている。

もっともやわらかい部分は、非排水セン断強度が $2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ である。もっともやわらかい層を通る複円弧セン断面に対する全応力解析では、安全率が臨界円に対し、1.43であったものが1.18となった。

この差は、20%以上であり、これはセン断面の形や位置のちがいに完全に起因している。

この斜面が最初1955年に解析された時、計算尺で計算された。それに要した時間は、2時間をわずかに切ったにすぎなかった。しかし、本文ではその解析を、コンピューターでくり

返して行った。収レンは非常に速かった。所要時間はたったの1.3秒だった。セン断面応力や平均スライス応力は図に示した。最少 $F_v \approx 1.6$ で $F_v > F$ であることが別にチェックしてみたわかった。これは、上部層のかたさによるのである。

傾斜コアーをもつアースダム模型

図-30、傾いたコアーをもったアースダム模型での破壊面の写真である (Sultan and Seed, 1967)。模型は水平面上に作られ、図-31に断面を示すように破壊するまで傾けられた。解析に必要なデーターは図に与えてある。

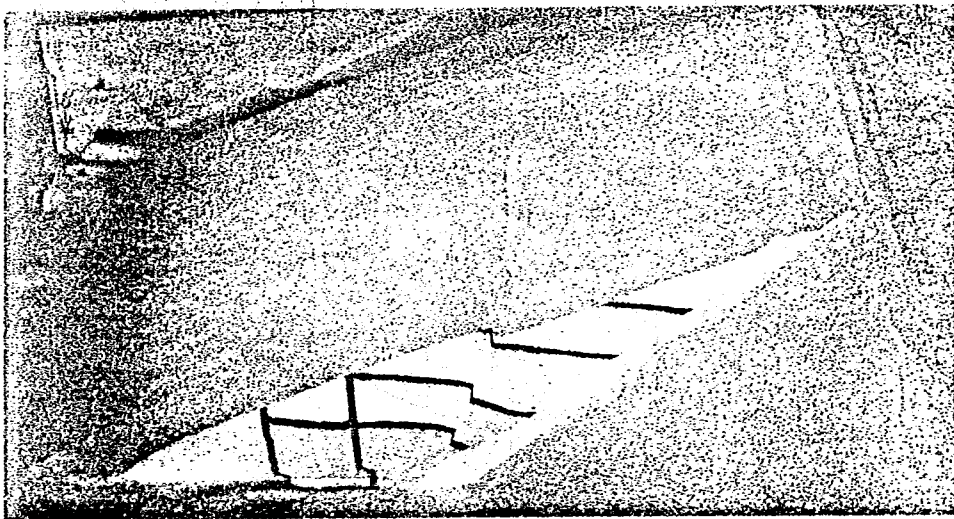


図30. 軟かいコアーをもったダム模型の破壊面
(Sultan and Seed, 1967)

観察されたすべり面は、鎖線や破線でだいたい示した。土塊は4つのスライスに分割した。計算尺で計算した結果、収れんは比較的少く、これはコアーと、それをおおう材料とでセン断強度が大きく違うことに起因していると思われる。

理想的な破壊条件での1.0に対して、反復計算では $F = 0.97$ に収レンしている。

$F = 0.52$ と $F = 0.97$ の違いは、均一条件で以前に観察したよりもずっと大きい。セン断面 (図-31) でのセン断応力分布 ($\tau \approx \tau_f$) は、コアーとそれをおおひの間の境界で急変する。これは、表層土に対してコアーのセン断強度が非常に低いからである。

さらに、コアーのセン断強度が低いため、表層とコアーの境界がほとんど主応力面になっている。地形よりみると、多分、表層に対して最少主応力面になっていると思われる。

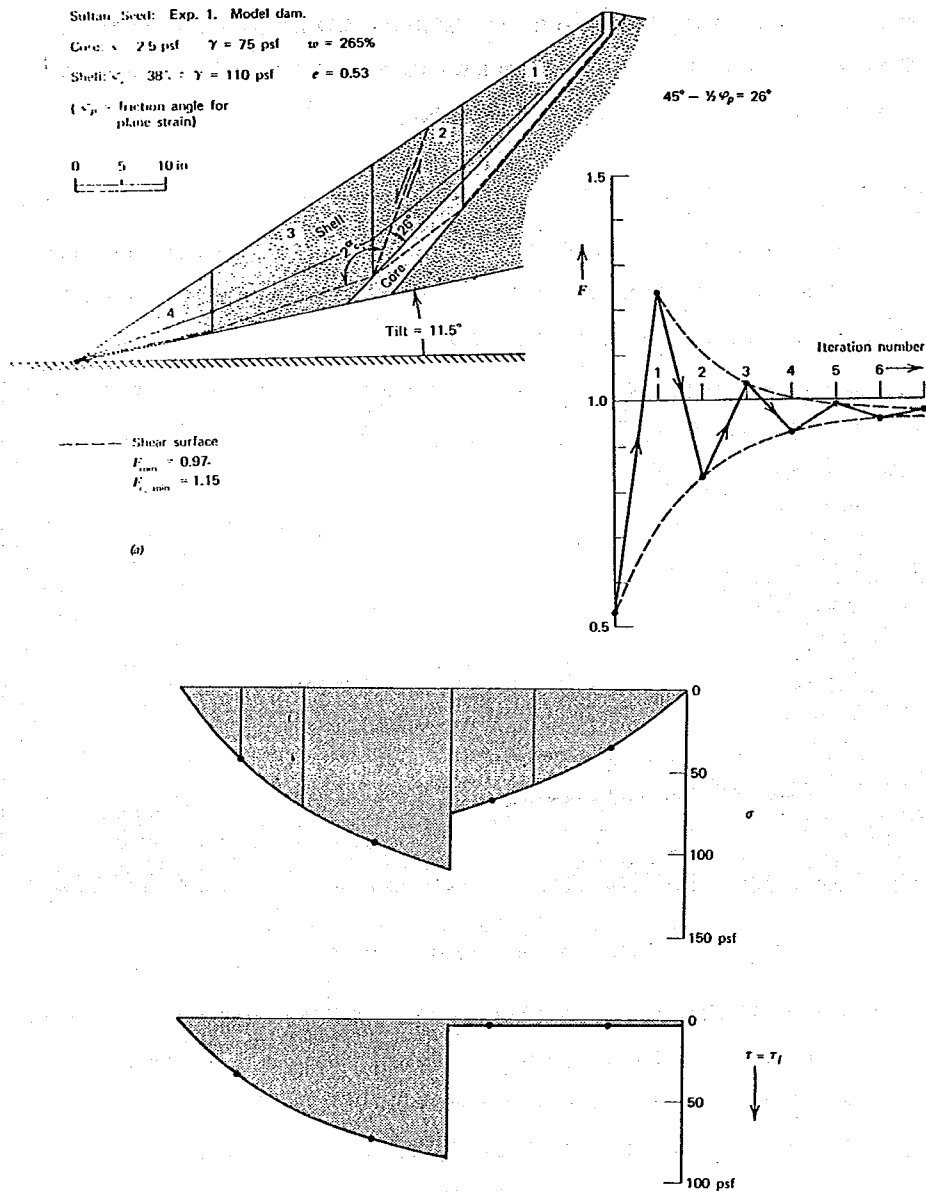


図 31. ダム模型の安定解析
(Profile after Seed and Sultan, 1967.)

従って、境界に対し、角 $\alpha_1 = 45^\circ - \frac{1}{2}\phi_p$ に傾いている二枚のせん断面は、表層の内にあるはずである。スライス 2 でこれらの破壊面は、コアの境界面に対し、 26° 傾いている。こ

これは、観察された破壊（図-30）と非常によく一致し、スライス2と3の間の壁に対し、 F_v は最少（1.15）となっていることも一致している。

やわらかい材料よりなる傾むいたコアをもった大きなアースダムでは、限界せん断面の上部は一般に、図-31に示したようにコアの境界下部、あるいはその近くに位置するだろう。

厚い中心コアを持つロックフィルダム

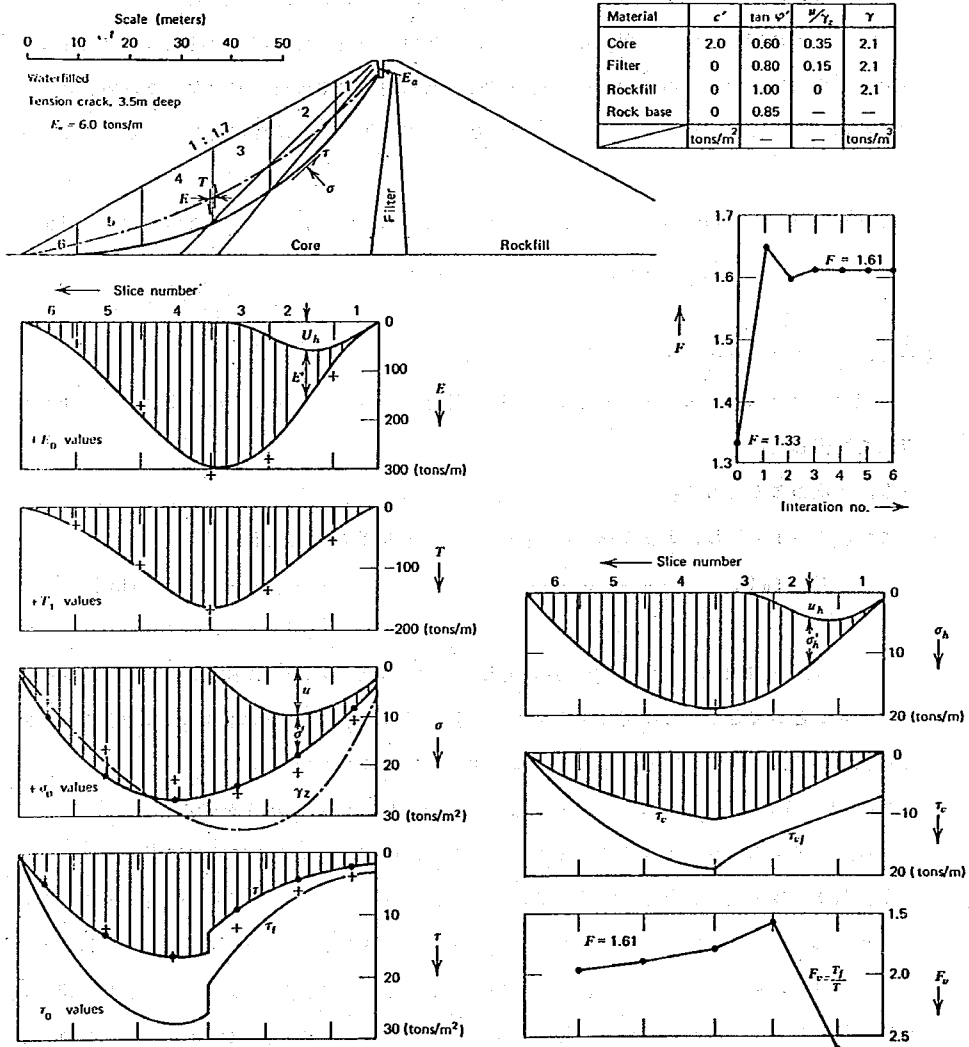


図 32. 厚いコアをもつロックフィルダムの安定解析

ロックフィルダムの安定解析のデーター及びその結果を図-32に示す。セン断強度が、選ばれたセン断面にそって、著しくちがっているにもかかわらず、反復計算での収レンは速い。さらに、全内力の初期及び最終値との違いは、比較的少ない。

しかしながら、セン断面に沿った計算応力は、反復計算ではかなり変化している。 F_0 と F の違いは、同じ地形をした均一材料よりなる斜面での10%より少ないけれども、ここでは21%にもなった。平均内部応力 σ_h と τ_v 、 F_v の分布を図-32に示す。 $\alpha = \phi_c$ の時、スライス2と3にはさまれたところでは、 $F_v \approx F$ であることに注目してほしい。

あとの2つの例は、均一断面と比較すると、層状の土層断面では収レン性は遅く、安全率の初期値と最終値の大きな違いや、セン断面にそった初期応力や最終応力の大きな違い、及び、境界を横切る時にセン断応力分布が急変することなど、予測しなければならないことを示している。

これらの検討よりわかったことは、層状土層の安定に対する、より詳細な理論的、実験的研究が必要であることを示している。

Ⅱ-6, ルーチンの方法

任意のセン断面に沿って平均安全率の計算尺計算について、1956年に簡単なルーチンの方法を発表した。

方法は次のようである。

まず、表-1で示したような初期値 F_0 を計算し、近似的な最終値を、

$$F = f_0 F_0 \quad (121)$$

とする。

f_0 は、安全率の T に対する影響を表わすための係数である。均一条件に対し f_0 は、図-33より選ぶことができる。このダイヤグラムは、 F と F_0 が完全なくり返しによって得られた、40種類以上の斜面で広範な検討をした結果に基づいて作られたものである。

$F_0 = 1.385$ 、 $d/L = 0.13$ とした時の、図-33より $f_0 = 1.06$ を得る。

従って、 $F = 1.06 \times 1.385 = 1.47$ で、これは正確な値1.48に非常に近い。

くり返り回数を減らしたり、時間をはぶくためにはらう価値は、正確さがへることである。というのは、図-33での f_0 は多くの特殊なケースを単に補間することによって得られたものであるからである。ついでながら、 T が未知のままであるので、初期応力 σ_0 、 τ_0 と初期の E_0 だけを得ることができる。最後に限界セン断面を見い出すための簡略化されたルーチンの方法を用いる場合、完全なくり返し計算による方法で見い出される限界セン断面よりもより深いと

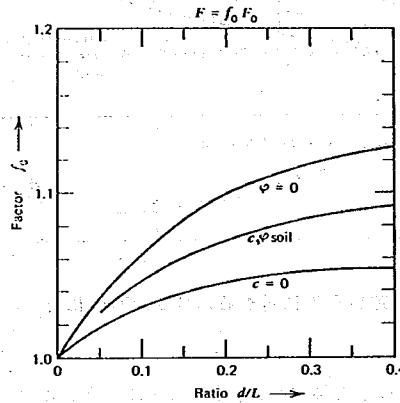
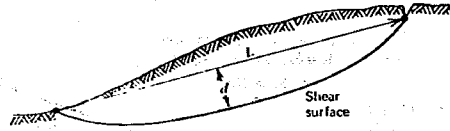


図 33. $\frac{d}{L}$ 比と土質の違いによる
補正係数 f

ころにセン断面が得られる。

だから、今日はこのような簡略化された方法を、ほんとうに用いる場合、コンピューターが使用でなかった時に、時間を節約したり、コンピューターによって得られた結果を完全に独自の立場で概略チェックするために用いるべきである。

他にもいくつか簡略化されたルーチンの方法が用いられる。次に我々は、これらの一つの手つづきの原理について考えてみることにする。

各選定されたセン断面に対し、近似的な T の分布を仮定することにより、始めて $t = \frac{dT}{dx}$ を得る。もし、 B_0 、 A'_0 、 σ_0 に対する公式で p の代りに $(p + t)$ を用いるならば、 t 欄をつけ加えただけで表-1の初めの部分を用いることができる。

完全な方法から T 分布の見通しがたっているならばこのショートカットは、特にそれが各スライスでの応力を準備しているので、非常に適当な手段であり、仮定した T の正確さは、(102)式でいつでも必要な時にチェックできる。

この最後の手つづきの使用を図-34と表-3に示した。アースダム断面は、Bishop (1955) のものを修正した。対数セン断面は、排水ブランケットに接しており、ダム冠項では静力学的に正しい角度となっている。6個のスライスが用いられた。経験に基づいて著者は、

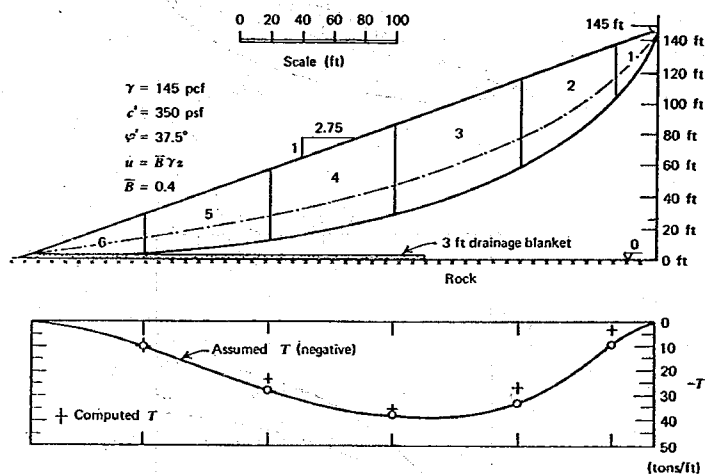


図 34. 仮定したTに対する対数セクションにそった安定解析

だいたい最大のTを35 $\frac{1}{t}$ と推定した。図-34に仮定したTの分布を書いた。プロットしたものから、6つのスライスに対する平均 $t = \frac{\sum T}{\sum x}$ を得た。

表 3. Tを仮定したときの計算手順

Slice no.	feet							$F = 1.5$			
	$\tan \alpha$	Δx	p	u	c'	$\tan \phi'$	$t = \frac{\Delta T}{\Delta x}$	B	A'	n_a	A
1	1.34	28	1.59	0.64	0.175	0.767	-0.36	46	25	0.60	42
2	0.75	60	3.41	1.36	0.175	0.767	-0.42	141	105	0.88	119
3	0.39	80	4.50	1.80	0.175	0.767	-0.06	138	180	1.05	171
4	0.19	80	3.90	1.56	0.175	0.767	+0.12	61	157	1.06	148
5	0.12	80	2.75	1.10	0.175	0.767	+0.23	29	116	1.04	111
6	0.00	73	0.98	0.39	0.175	0.767	+0.14	0	46	1.00	46
$\Sigma_1 = 415$								629	$\Sigma_2 = 637$		

表 4. 仮定したTをチェックするためのTの計算

Slice no.	ΔE	E	$\tan \alpha_i$	$\frac{dE}{dx}$	h_i	T	t
1	19	0	—	—	0	0	—
2	64	19	0.75	0.94	12	-2.9	-0.10
3	27	83	0.46	0.65	20	-25.2	-0.37
4	-35	110	0.31	-0.05	21.5	-35.2	-0.12
5	-43	75	0.20	-0.49	17.5	-23.6	+0.14
6	-30	32	0.18	-0.48	10.5	-10.8	+0.16
		~ 0	—	—	0	0	+0.15

従ってBとAの値は、(92), (95), (96), (97) 式によって直接求めることができる。表-3は臨界円弧に対するビショップの方法で1.58~1.61を得たのに対し、 $F=1.53\sim1.54$ を得ることを示している。

計算尺での計算には、1時間に満たなかった。表-4はTのチェック計算である。図-34に断面を示したが計算したTは、仮定したものよりいくらか小さめであり、その違いは計算した値よりも1%弱小さい。従って、 $F\approx1.52$ 。

最後に、完全なくり返し計算に対して簡単化された方法による精度は、いろいろな地形や断面でそれぞれ比較計算して初めて判定できることを強調しておく。

Ⅱ-7, 土圧と地耐力の決定

二つの例で説明したようにGPS法は、土圧や地耐力の決定に対しても適用できる。二つのケースでは、 $\Delta Q=0$, $\phi=0$, そして、 $\tau=\frac{S}{F}$ =一定ということに限定される。 $\Delta x \tan \alpha = \Delta y$, $t \Delta x = \Delta T$ と決めると、(87) 式を(89) 式に代入することによって、

$$E_b - E_a = \sum_a^b p \Delta y + \sum_a^b \Delta T \tan \alpha - \tau \sum_a^b (1 + \tan^2 \alpha) \Delta x \quad (122)$$

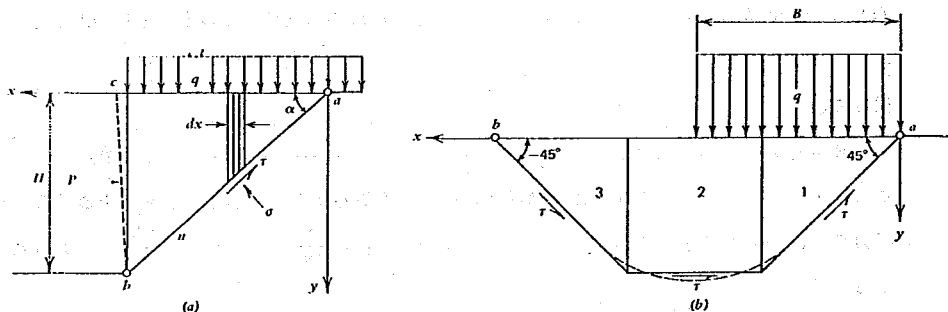


図 35. GPS法による土圧(a)と地耐力(b)の誘導のためのスケッチ

図-35に示したように主動土圧の場合、セリ断面は平面であり $p = ry + q$, $E_a = 0$, $E_b = P$, τ は土である。(122) 式をここで積分して書きなおすと、

$$P = \int_a^b (q + ry) dy + \tan \alpha \int_a^b dT - \tau (1 + \tan^2 \alpha) \int_a^b dx \quad (123)$$

なめらかな壁に対して、

$$\int_a^b dT = T_b - T_a = 0$$

なぜなら、 $T_b = 0$ $T_a = 0$

従って、

$$\int_a^b dx = H \cot \alpha, \quad \cot \alpha (1 + \tan^2 \alpha) = \frac{2}{\sin 2\alpha}$$

(123) 式より

$$P = qH + \frac{1}{2} r H^2 - \frac{2\tau \cdot H}{\sin 2\alpha} \quad (124)$$

P の最大値 P_A は、 $\sin 2\alpha = 1$ すなわち $\alpha = 45^\circ$ の時に起こり、この場合、

$$P_A = qH + \frac{1}{2} r H^2 - 2\tau H \quad (125)$$

である。

これは、 $\tau = \frac{S}{F}$ 一定の場合のなめらかな壁上で限界平衡にある、全主動土圧である。

(125) 式は、主動土圧に対する一般的な式である。受働の場合（壁が土に押込まれるような時）

せん断応力 τ は符号を変える。しかし、(124) 式は変わらない。この場合 P の最小値 P_p は、 $\alpha = 45^\circ$ の時おこる。

$$P_p = qH + \frac{1}{2} r H^2 + 2\tau H \quad (126)$$

P_p は τ 一定の時、なめらかな壁での限界平衡による全受働土圧である。GPS 法は、今、図-35a の土塊 abc の内での主動・受働状態に対する主応力の方向を得るために適用されようとしている。 45° の傾きをもつ限界せん断面 ab 上にある、任意の点 n は縦軸 y (図35-a) によって規定されている。

(125), (126) 式は、H が y 軸に P が E におきかえられた時垂直線 y 上の全水平圧力 E がもつまる。

従って、

$$E = \frac{1}{2} r y^2 + qy \pm 2\tau y \quad (127)$$

ここで上と下の符号は、それぞれ受働限界状態、主動限界状態に対応する。y 軸上の垂直せん断力 T は、(88) 式より得られる $y_t = y - h_t$, $\tan \alpha_t = \frac{dy_t}{dx} = \left(\tan \alpha - \frac{dh_t}{dx} \right)$ であることから (88) 式は、

$$T = -E \tan \alpha + \frac{dM_E}{dx} \quad (128a)$$

となる。

ここで、 $M_E = E h_t$ — n 点のまわりのモーメント (127) 式を高さ y まで積分すると、

$$M_E = \frac{1}{6} r y^3 + \frac{1}{2} q y^2 \pm \tau y^2 \quad (128b)$$

となる。

45° の時、限界せん断面は $dx = dy$ なので、

$$\frac{dM_E}{dx} = \frac{dM_E}{dy} = \frac{1}{2} r y^2 + qy \pm 2\tau y = E \quad (128c)$$

従って、 $\tan \alpha = 1$ なので、(128a), (128b) 式より

$$T = -E + E = 0 \quad (129)$$

これは、主応力が水平と垂直であることを示す。

n 点における水平応力の強度は、次式によって得られる。

$$\sigma_h = \frac{dE}{dy} = ry + q \pm 2\tau \quad (130)$$

n 点における垂直応力は、 $\alpha = 0$ ， $t = 0$ ， $p = q + ry$ とした時、(86) 式より

$$\sigma_v = ry + q \quad (131)$$

となる。

限界セン断面での垂直応力は、 $\tan \alpha = 1$ ， $t = 0$ で、主働圧の時には τ をマイナスにして、

$$\sigma = ry + q \pm \tau \quad (132)$$

より得られる。

(127) 式と (129) ~ (132) 式は、限界セン断面上、そして限界セン断面上の土塊内では、主働・受働状態に対して、限界セン断面に沿った限界平衡セン断力が τ に等しい時の完全応力状態を示す。

しかしこの式は、なめらかな壁に対して有効である。

次の例は、(図-35b) τ = 一定の時、なめらかな壁上の分布荷重に対して、限界平衡にある時の地耐力をみついている。ブランドルの面は、三本の折線で近似させている。土塊は幅 $4x = \frac{2}{3}B$ に等しい二つのスライスに分割されている。

セン断面は点 a, b において、静力学的に正しい角 $\pm 45^\circ$ をなす。二本の垂直線上の真の T は、ほぼ 0 である。従って、 $4T = 0$ と仮定できる。 $E_a = E_b = 0$ ， $4T = 0$ とすると、(122) 式より

$$0 = q4x + \frac{1}{2}r4x^2 - \frac{1}{2}r4x^2 - \tau(24x + 4x + 24x) \quad (133)$$

これを q についてとくと、

$$q = 5\tau \quad (134)$$

許容地耐力率は 5 となり、ブランドルでもとめた 5.14 よりもたった 3% 低い。

もっとくわしく、地耐力や土圧について GPS の用い方を知りたい人は、Janbu (1951) を参照されたい。

Ⅱ-8, 平衡式の誘導

以前に示した平衡式を、この章で各スライスと全体に対して導びくことにする。

スライスの平衡

各スライスにおいて、垂直、水平方向において平衡であるから (図-19)

$$4W + 4T = 4N \cos \alpha + 4S \sin \alpha \quad (135)$$

$$4E - 4Q = 4N \sin \alpha - 4S \cos \alpha \quad (136)$$

となり、 $4N$ のかかる仮想点のまわりのモーメントの平衡は

$$E 4y_t - 4E h_t + T 4x + 4Q z_Q = 0 \quad \text{となる。}$$

$T 4x$ と $E 4y$ は偶力である。二次の項は無視し T について解くと、

$$T = -E \tan \alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx} \quad (137)$$

ここで、 $\tan \alpha_t = \frac{dy_t}{dx}$

垂直壁において T は、 $\frac{4E}{4x}$ と $\frac{4Q}{4x}$ の比、微分 $\frac{dE}{dx}$ と $\frac{dQ}{dx}$ を用いると(137)式より正確に決定される。

(135)～(137)式は、考えられるスライスで完全に静力学的つり合を満足する。同時に全体の平衡が存在しなければならない。

全体の平衡

全垂直平衡は、セン断面上の全垂直力が物体の自重と土塊の全境界上での荷重をプラスしたものに等しくなければならない。もし、 $4V$ が各スライスの底面上の全垂直合力とすると、

$$\sum_a^b 4V = \sum_a^b 4W + T_b - T_a \quad (138a)$$

となる。

図-19と(135)式より、

$$4V = 4N \cos \alpha + 4S \sin \alpha = 4W + 4T \quad (138b)$$

(138b)を(138a)に代入すると、 $4W$ が消却されて、

$$\sum_a^b 4T = T_b - T_a \quad (139)$$

となる。

この式は、それぞれのスライス壁のセン断力の合計が境界セン断力と均りあわねばならぬことを示している。従って、二つの末端スライスで $4T_a$ と $4T_b$ の計算において T_a 、 T_b を含めることによって、(139)式は自動的に満足される。

全水平平衡は、セン断面上の全水平合力が水平境界力 Q 、 E_a 、 E_b (図-18)につり合う必要がある。

$$\sum_a^b 4H = E_b - E_a - Q \quad (138c)$$

各スライスで図-19と(136)式は $4S$ 、 $4N$ によるスライス底面での全水平分力 $4H$ は次式になることを示している。

$$4H = 4N \sin \alpha - 4S \cos \alpha = 4E - 4Q \quad (138d)$$

(138d)式を(138c)式に代入すると、 Q が消えて

$$\sum_a^b \Delta E = E_b - E_a \quad (140)$$

となる。

これは、それぞれのスライス壁に作用する水平力の合計は、境界部での水平力につり合わねばならないことを意味している。

全モーメントの平衡は、自動的に境界部でのスライスを含めた各スライスでのモーメントが平衡の時、存在する。もし M が E と T ($M = E y_t + T x_t$) に対する 0 点のまわりのモーメントであり、 ΔM がある一つのスライスの幅のまわりのモーメントならば、全モーメント平衡は、

$$\sum_a^b \Delta M = M_b - M_a \quad (141)$$

である必要がある。

従って、点 a 、 b での二つの末端スライスに対して (137) 式を満足することにより、(141) 式

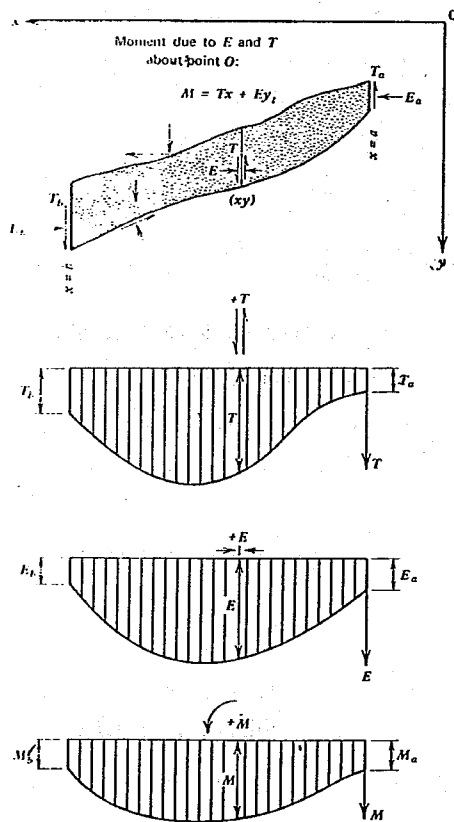


図 36. 全体平衡時の境界条件の説明

は余分になってくる。

全体平衡に対する三つの境界条件 (139, 140, 141 式) を図-36 にグラフで示した。

τ, σ, E, T に対する公式

各スライスに対する4つの未知数 τ, σ, E, T を解くために必要な4つの式は、平衡式 (135~137) と限界平衡に対する決定式

$$\tau = c_e + (\sigma - u) \tan \phi_e \quad (142)$$

である。ここで $c_e, \tan \phi_e$ は、動員せん断力の平衡定数である。

(135) 式は、 σ についてあらわすため書き直しても良い。

ΔN に対し、(135) 式を解くと、

$$\Delta N = (\Delta W + \Delta T) \sec \alpha - \Delta S \tan \alpha$$

ここで、 $\Delta N = \sigma \Delta l, \Delta S = \tau \Delta l, \Delta l = \Delta x \sin \alpha$ であるが

$$\sigma = p + t - \tau \tan \alpha \quad (143)$$

ここで、

$$p = \frac{\Delta W}{\Delta x}, \quad t = \frac{\Delta T}{\Delta x}$$

(143) 式を (142) 式に代入し、せん断平衡応力についてとくと、

$$\tau = \frac{c_e + (p + t - u) \tan \phi_e}{1 + \tan \alpha \tan \phi_e} \quad (144)$$

ΔE に対する公式は、(135) 式、(136) 式より ΔN を消去することによって導びかれる。

$$\Delta E = \Delta Q + (\Delta W + \Delta T) \tan \alpha - \Delta S \sec \alpha$$

ここで、 $\Delta S = \tau \Delta l = \tau \Delta x \sec \alpha$ だから、

$$\Delta E = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha - \tau \Delta x \sec^2 \alpha \quad (145)$$

と書き直してもよい。

図-18 の a 点から任意の距離にある任意のスライス壁 i に対し、次式により側圧力 E_i を計算できる。

$$E_i = E_a + \sum_0^i \Delta E \quad (146)$$

この同じ壁に対する垂直せん断力は (137) 式より、

$$T_i = -E_i \tan \alpha t_i + h t_i \left(\frac{dE}{dx} \right)_i - z Q_i \left(\frac{dQ}{dx} \right)_i \quad (147)$$

添え字は、 i セクションと対応する。(143) から (147) 式は、せん断面応力 τ と σ そして内力 E, T を決定するために用いられる。

全体の安定基準

さて、もはや土圧、地耐力、斜面安定の問題の区別をする必要がなくなってきた。 P_A 、 P_p 、 q あるいは F を得るために全体の基準が必要である。境界条件のもっとも簡単なもの (140 式) がこれにもっとも適している。

(145) 式を (140) 式に入れると、

$$E_b - E_a = \sum_a^b [\Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha] - \sum_a^b \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) \quad (148)$$

この式は前節での土圧、地耐力の簡単なケースを解くのに用いられた。

また、任意のセン断面上での平均安全率を計算するための基本式として前に用いた。

理論的目的に対し、積分の形で (148) 式をあえて書き直しても良い。(144) 式を (148) 式に代入してならべかえると次のように書き直るが、

$$E_b - E_a - Q - \int_a^b u dy = \int_a^b (p + t - u) \tan (\alpha - \phi_e) dx + \int_a^b c_e \cot \phi_e [\tan (\alpha - \phi_e) - \tan \alpha] dx \quad (149)$$

この式は以前、垂直あるいは傾斜荷重に対する許容地耐力係数や、いろいろな厚さの壁に対する土圧係数を導びくために用いたこともある (1957, Janbu)。

参考文献

- Bishop, A. W. (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes," *Geotechnique*.
- Bjerrum, L., and Kjærnsli, B. (1957), "Analysis of the Stability of Some Norwegian Natural Clay Slopes," *Géotechnique*.
- Casagrande, A. (1950), "Notes on the Design of Earth Dams, Proc. Boston Soc. Civil Eng., Boston.
- Grande, L. (1969), "LAMMET—A Computer Program for Geotechnical Stability Analysis with Shear Surfaces of Any Shape," *Soil Mechanics*, Technical University of Norway. (In Norwegian.)
- Hawkes, I., and Mellor, M. (1970), "Uniaxial Testing in Rock Mechanics Laboratories," *Engineering Geology*, Amsterdam.
- Holmsen, P. (1953), "Landslips in Norwegian Quick-Clays," *Géotechnique*.
- Janbu, N. (1954), "Discussion of different Definitions of the Factor of Safety," Chapter 4, *Harvard Soil Mechanics Series No.46*.
- Janbu, N. (1954), "Application of composite Slip Surface for Stability Analysis," *European Conference on Stability of Earth Slopes*, Stockholm.
- Janbu, N. (1957), "Earth Pressure and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices," *Proc. 4th Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng.*, London.
- Janbu, N. (1970), "Grunnlag i Geoteknikk," *Basic Elements in Soil Mechanics*, Chapters 3 and 6, Tapir, NTH, Trondheim.
- Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjærnsli, B. (1956), "Veiledning ved Losning av Fundamenteringsoppgaver," Chapters 1 and 2, *Norw. Geot. Inst. Publ. No. 16*, Oslo.
- Kármán, T. von (1911), *Festigkeitsversuche unter Allseitigem Druck*, Mitt. Forschungsarbeiten der VD1, Berlin.
- Kjærnsli, B. (1969), "Construction of Earth- and Rock Fill Dams in Norway," *NG1, Publ. No.80*.
- Lambe, T. W. (1967), "Stress Path Method," *Proc. ASCE*, Vol.93, SM 6.
- Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965), "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces," *Géotechnique*.
- Nonveiller, E. (1965), "The Stability Analysis of Slopes with a Slip Surface of General Shape," *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Montreal. Vol. II.
- Prandtl, L. (1920), *Über die Harte Plastischer Körper*, Kgl. Wiss. Ges., Göttingen.
- Seed, H. B., and Sultan, A. (1967), "Stability Analysis for a Sloping Core Embankment" *Proc. ASCE*, Vol. 93, SM4.
- Sevaldson, R. A. (1956), "The Slide in Lodalén, October 6th, 1954," *Géotechnique*.
- Sultan, H. A., and Seed, H. B. (1967), "Stability of Sloping Core Earth Dams," *Proc. ASCE*, Vol. 93, SM 4.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Sections A and B, John Wiley and Sons, New York.
- Terzaghi, K. (1945), "Stress Conditions for the Failure of Saturated Concrete and Rock," *Proc. ASTM*, Vol. 45.

プログラム保守説明書

システム名	JANBU法ニヨル地スベリ計算 安定計算	日付 / /	ページ 1 /
プログラム名		作成者	
使用機種・OS		言語 FORTRAN	容量 30K 語

プログラム名 JANBU法ニヨル

UNIT % UNIT-NO

TAPE 1 : INPUT-UNIT

TAPE 2 : OUTPUT-UNIT

TAPE 3 : CHECK PPINT用 UNIT

COMMON / TABLE /

SLC 各スライス、計算結果ストア

ST 各スライス、STRESS "

FS クリカエシゴト、安全率ストア

/ CONT /

N スライス、個数

EA EB EQ DQX Zi(INPUT-FORM参照)
etc.

/ UNIT /

LR READ UNIT NO.

LN WRCT UNIT NO.

LD CHECK PPINT UNIT NO.

図 1

MAX 10個まで

SLCノ内容

プログラム保守説明書

システム名		日付	/ /	ページ	2 /
プログラム名		作成者			
使用機OS		言語		容量	
FLOW 1	— BLOCK - FLOW CHART — <pre> graph TD Start([スタート]) --> Read[/READ/] Read --> Set[各スライスの初期値 SET] Set --> CallStep1[/CALL STEP 1/] CallStep1 --> CallStep2[/CALL STEP 2/] CallStep2 --> If{IF} If -- NO --> CallStep1 If -- YES --> CallOut[/CALL OUT/] CallOut --> Stop([ストップ]) </pre> INPUT-DATA (N, EA ... 他) 各スライスデータ F₀ 計算ノ値 エリア SLC = データ初送 F₀ 計算ルーチン (5% 誤差 マデ クリカエシ計算) F₁ F₂ F₃ ... F_n クリカエシ処理 最終安全率 F 1) クリカエシ計算が 10 回を超エタ 2) 前回 クリカエシ求メタ F₀ 変化が 0.1% 以内 } YESへ 移行 F₀ から 最終安全率 F マデ クリカエシト データヲ 編集シ OUTPUT スル (STRESS or CHECKIN FUヲ 処理スル)				

プログラム保守説明書

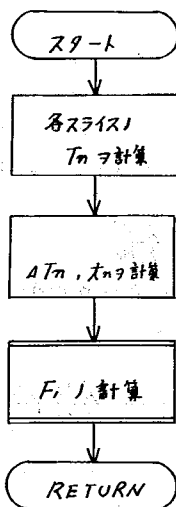
システム名		日付 / /	ページ 3 /
プログラム名		作成者	
使用機械・OS		言語	容量
FLOW2	// STEP1 // <pre> graph TD Start([スタート]) --> CalcBoAo[各スライス Bo, Aoヲ求ムル] CalcBoAo --> CalcFoPrime[Fo'ヲ仮定] CalcFoPrime --> CalcEtaDo[n doヲ求ムル] CalcEtaDo --> CalcAo[Aoヲ求ムル] CalcAo --> CalcFo[Foヲ求ムル] CalcFo --> Decision{Fo':Fo} Decision -- NO --> CalcEtaDo Decision -- YES (Fo' < Fo) 誤差0.05以内 --> CalcDeltaEo[ΔEoヲ求ムル] CalcDeltaEo --> CalcEo[Eoヲ計算] CalcEo --> Return([RETURN]) </pre> $B_o = \Delta Q + (P + \lambda) \Delta x \tan \lambda$ $A_o' = [C' + (P + \lambda - u) \tan \phi'] \Delta x$ $F_o' = \frac{\sum A_o'}{\sum B_o}$ (Fo'ヲイテラカ大メニ取ル: 例 Fo' = 1.3t ~ 1.4tノスル) $\eta_{do} = \frac{1 + (\frac{1}{F_o'}) \tan \phi' \tan \lambda}{1 + \tan^2 \lambda}$ $A_o = \frac{A_o'}{\eta_{do}}$ $F_o = \frac{\sum A_o}{E_a - E_b + \sum B_o}$ $\Delta E_o = B_o - \frac{A_o}{F_o}$ 各スライス Bo, Aoヲ求ムル Fo'ヲ仮定 n doヲ求ムル Aoヲ求ムル Foヲ求ムル Decision: Fo':Fo YES (Fo' < Fo) 誤差0.05以内 ΔEoヲ求ムル Eoヲ計算 RETURN		

プログラム保守説明書

システム名		日付	/ /	ページ	4 /
プログラム名		作成者			
使用機種・OS		言語		容量	

FLOW 3

//STEP 2//



$$T_n = -E_0 \tan \delta + h_n \frac{dE_0}{dx} - Z_g \frac{dQ}{dx}$$

$$\Delta T_n = T_{\lambda, \lambda+1} - T_{\lambda, \lambda-1}$$

$$x_n = \frac{\Delta T}{\Delta x}$$

STEP 1 と同様 = F₀ を用いる
(フリカエン計算処理)

備考

1. F₀ を STEP 1 で処理し、F₁ ~ F_n ニツイテ STEP 2 で処理
2. 最終安全率を MAIN-PROG.RAM で前回来タ F₁ の変化率を判定し決定スル
(最終安全率・変化率を 0.001 以内)

```

1      PROGRAM JANBU (INPUT,OUTPUT,TAPE1=INPUT,TAPE2=OUTPUT,TAPE3)
      C
      C.... THIS PROGRAM SOLVES SLOPE STABILITY COMPUTATION.
      C.... (REFER TO SLOPE STABILITY COMPUTATIONS)
5      C
      COMMON / TABLE / SLC(11,26,11),ST(26,2),FS(10)
      COMMON / AREA1 / N,EA,EB,TA,TB,OM
      COMMON / AREA2 / ITITLE(3),ASL(26,5)
      COMMON / UNIT / LR,LN,LD
10     LR = 1
      LW = 2
      LD = 3
      C....
      READ (LR,1004) KK
15     1004 FORMAT (I5)
      C....
      DO 1 NN=1,KK
      WRITE (LD,2000)
      2000 FORMAT (1H1)
20     C.... ZERO CLEAR RTN
      DO 5 I=1,11
      DO 5 J=1,26
      DO 5 K=1,13
      SLC(I,J,K) = 0
25     5 CONTINUE
      C.... READ INPUT RTN (SLICE-NO ETC.)
      READ (LR,1000) (ITITLE(I),I=1,8)
      1000 FORMAT (3A10)
      READ (LR,1001) N,EA,EB,TA,TB,OM
30     1001 FORMAT (12,3X,5F5.3)
      Z0 = 0
      H0 = 0
      DO 10 J=1,N
      READ (LR,1003) (SLC(1,J,K),K=1,2),(SLC(1,J,K),K=5,7),
      * (SLC(2,J+1,K),K=3,4),D1,D2,D3,
      * (ASL(J+1,K),K=1,5)
35     1003 FORMAT (F6.0,2F5.0,F6.0,F5.0,F6.0,9F5.0,F6.0)
      C.... P . U COMPUTATION
      SLC(1,J,3) = 0.5*D1*(ASL(J+1,1)+Z0)+D3+D2/SLC(1,J,2)
40     SLC(1,J,4) = 0.5*D4*(ASL(J+1,2)+H0)
      Z0 = ASL(J+1,1)
      H0 = ASL(J+1,2)
      10 CONTINUE
45     SLC(1,1,3) = 5.3
      SLC(1,2,3) = 10.1
      SLC(1,3,3) = 9.6
      SLC(1,4,3) = 2.3
      SLC(1,1,4) = 2.12
      SLC(1,2,4) = 4.06
      SLC(1,3,4) = 3.44
50     SLC(1,4,4) = 1.16
      C.... INITIAL SET RTN
      DO 12 I=1,10
      DO 11 J=1,N
55     SLC(I,J,3) = SLC(2,J,3)
      SLC(I,J,4) = SLC(2,J,4)
      11 CONTINUE

```

PROGRAM JANBU

74/74 OPT=1

FTN 4.4+R401

02/09/77 12.19.15.

```
12 CONTINUE
60   SLC(1,1,13) = EA
    SLC(1,N+1,13) = EB
    DO 13 I=2,10
    SLC(I,1,5) = TA
    SLC(I,1,13) = EA
    SLC(I,N+1,5) = TB
65   SLC(I,N+1,13) = EB
    13 CONTINUE
    C.... F0 COMPUTATION
    CALL STEP1
70   C.... ITERATION PROCEDURE ....
    C
    C.... T COMPUTATION RTN
    DO 100 I=2,10
    CALL STEP2(I)
    DUM = FS(I)-FS(I-1)
75   IF (ABS(DUM).LE.0.001) GO TO 200
    100 CONTINUE
    C....
    200 CONTINUE
    DO 210 J=1,N
    ST(J,1) = SLC(I,J,11)/(FS(I)*(1.0+SLC(1,J,1)**2)*SLC(1,J,2))
    ST(J,2) = SLC(1,J,3)+SLC(1,J,7)-ST(J,1)*SLC(1,J,1)
90   210 CONTINUE
    CALL OUT(I)
    WRITE (LO,1002) ((ST(L,J),J=1,2),L=1,N)
85   1002 FORMAT (10X,*ST AREA*,5X,2F10.3)
    1 CONTINUE
    STOP
    END
```

```

1      SUBROUTINE STEP1
      C....
      C....
      COMMON / TABLE / SLC(11,26,13),ST(25,2),FS(10)
5      COMMON / AREA1 / N,EA,EB,TA,TB,GM
      COMMON / AREA2 / ITITLE(8),ASL(26,5)
      COMMON / UNIT / LQ,LN,LD
      DO 10 J=1,N
      SLC(1,J,3) = SLC(1,J,7)+SLC(1,J,3)*SLC(1,J,2)*SLC(1,J,1)
10     SLC(1,J,3) = (SLC(1,J,5)+(SLC(1,J,3)-SLC(1,J,4))*SLC(1,J,6))*
      *      SLC(1,J,2)
      SLC(1,N+1,8) = SLC(1,N+1,3)+SLC(1,J,8)
      SLC(1,N+1,9) = SLC(1,N+1,3)+SLC(1,J,9)
15     CONTINUE
      F0 = SLC(1,N+1,9)/SLC(1,N+1,3)+0.05
      F = F0
      C....
      DO 30 I=1,10
      DO 20 J=1,N
20     SLC(1,J,10) = (1.0+(1.0/F)*SLC(1,J,6)*SLC(1,J,1))/
      *      (1.0+SLC(1,J,1)**2)
      SLC(1,J,11) = SLC(1,J,9)/SLC(1,J,10)
      SLC(1,N+1,11) = SLC(1,N+1,11)+SLC(1,J,11)
25     CONTINUE
      FS(1) = SLC(1,N+1,11)/(EA-EB+SLC(1,N+1,8))
      WRITE (LD,1000) F0,FS(1)
1000  FORMAT (10X,*F0 = *,F7.3,5X,*F(1) = *,F7.3)
      NN = N+1
      DO 100 J=1,NN
30     WRITE (LD,1001) (SLC(1,J,K),K=1,13)
1001  FORMAT (10X,13F9.3)
100   CONTINUE
      DUM = (FS(1)-F) / F
      IF (ABS(DUM).LE.0.05) GO TO 40
      F = FS(1)
      SLC(1,N+1,11) = 0.0
35     CONTINUE
      C....
40     CONTINUE
      DO 50 J=1,N
      SLC(1,J,12) = SLC(1,J,8)-SLC(1,J,11)/FS(1)
      IF (J.EQ.N) GO TO 50
      SLC(1,J+1,13) = SLC(1,J,12)+SLC(1,J,13)
45     CONTINUE
      DO 60 J=1,NN
      SLC(2,J,1) = SLC(1,J,13)
60     CONTINUE
      RETURN
      END

```

```

1      SUBROUTINE STEP2 (I)
      C....
      C....
5      COMMON / TABLE / SLC(11,26,13), ST(26,2), FS(10)
      COMMON / AREA1 / N, EA, EB, TA, TB, CM
      COMMON / AREA2 / ITITLE(8), ASL(26,5)
      COMMON / UNIT / LR, LN, LD
      DO 13 J=2,N
10     SLC(I,J,2) = (SLC(I-1,J-1,12)+SLC(I-1,J,12))/
      * (SLC(I,J-1,2)+SLC(I,J,2))
      DOX = (SLC(I,J-1,7)+SLC(I,J,7)) /
      * (SLC(I,J-1,2)+SLC(I,J,2))
      SLC(I,J,5) = -SLC(I,J,1)*SLC(I,J,3)+SLC(I,J,4)*SLC(I,J,2)-
      * ASL(J,3)*DOX
15     CONTINUE
      DO 20 J=1,N
      SLC(I,J,6) = SLC(I,J+1,5)-SLC(I,J,5)
      SLC(I,J,7) = SLC(I,J,6)/SLC(I,J,2)
20     CONTINUE
      DO 100 J=1,N
      SLC(I,J,3) = SLC(I,J,9)+SLC(I,J,6)*SLC(I,J,1)
      SLC(I,J,9) = SLC(I,J,9)+SLC(I,J,6)*SLC(I,J,6)
      SLC(I,N+1,8) = SLC(I,N+1,8)+SLC(I,J,8)
      SLC(I,N+1,9) = SLC(I,N+1,9)+SLC(I,J,9)
25     CONTINUE
      FF = SLC(I,N+1,3)/SLC(I,N+1,8)+1.05
      F = FF
      C....
      DO 130 K=1,10
30     DO 120 J=1,N
      SLC(I,J,10) = (1.)+(1.0/F)*SLC(I,J,6)*SLC(I,J,1)/
      * (1.)+SLC(I,J,1)**2)
      SLC(I,J,11) = SLC(I,J,9)/SLC(I,J,10)
      SLC(I,N+1,11) = SLC(I,N+1,11)+SLC(I,J,11)
35     CONTINUE
      FS(I) = SLC(I,N+1,11)/(EA-EB+SLC(I,N+1,9))
      WRITE (LD,1000) FF,FS(I)
1000  FORMAT (10X,'FF = ',F7.3,5X,'FS(I) = ',F7.3)
      NN = N+1
40     DO 300 J=1,NN
      WRITE (LD,1001) (SLC(I,J,L),L=1,13)
1001  FORMAT (10X,13F9.3)
300  CONTINUE
      DUM = (FS(I)-F) / F
45     IF (ABS(DUM).LE.0.05) GO TO 140
      F = FS(I)
      SLC(I,N+1,11) = 0.0
130  CONTINUE
      C....
50     CONTINUE
      DO 160 J=1,N
      SLC(I,J,12) = SLC(I,J,8)-SLC(I,J,11)/FS(I)
      IF (J.EQ.N) GO TO 150
      SLC(I,J+1,13) = SLC(I,J,12)+SLC(I,J,13)
55     CONTINUE
      IF (I.GE.10) RETURN
      DO 160 J=1,NN

```

SUBROUTINE STEP2

74/74 OPT=1

FTN 4.4+R401

02/09/77 12.19.15.

SLC(I+1,J,1) = SLC(I,J,13)

160 CONTINUE

RETURN

END

60

SUBROUTINE OUT

74/74 OPT=1

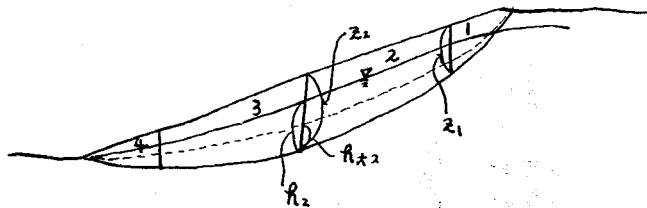
FTN 4.4+P401

02/09/77 12.19.15.

```
105 FORMAT (1H ,      50X,*CALCULATION OF F*,I2//11X,*SLICE      E*,
*      I2,4X,*DE/OX TANALFT HT      T*,I2,2X,*DEL T*,I2,
60  *      4X,*T*,I2,5X,*B*,I2,4X,*A*,I2,*-D NALFA*,I2,4X,*A*,I2,
*      2X,*DEL E*,I2,4X,*E*,I2/)
106 FORMAT (18X,F8.2,16X,2F8.2,56X,F8.2)
107 FORMAT (13X,I2,3X,40X,7F8.2)
108 FORMAT (18X,F8.2,16X,2F8.2,56X,F8.2)
65 109 FORMAT (46X,*ITERATION F*,I2,* =*,F8.3/)
110 FORMAT (1H ,      36X,*SHEAR SURFACE STRESSES*//
*      30X,*SLICE*,7X,*TAU *,I2,12X,*SIGMA *,I2/)
111 FORMAT (32X,I2,6X,F8.2,12X,F8.2/)
112 FORMAT (1H ,      36X,*CHECKING FV*//)
70 113 FORMAT (30X,*FV *,I2,* - *,I2,* =*,F8.3/)
114 FORMAT (18X,5F8.2,56X,F8.2)
200 FORMAT(1H1,3(/)20X,*TITLE...*,9A10/)
END
```

入力データシート作成法

1. スライス個数 MAX 25スライス
2. 添字 i は スライス i とスライス $(i+1)$ の境界を意味する。
3. 文字については記号説明参照。
4. P_i, U_i の計算



$$P_i = \frac{1}{2} \gamma (z_i + z_{i-1}) + \rho + \frac{\Delta P}{\Delta x}$$

$$U_i = \frac{1}{2} \omega (h_i + h_{i-1})$$

インポートフォーム No.1

10										20										30										40										50										60										70										80									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80

N

ケース
数

◎以下のカードはケースごとに作成する。

インポートフォーム No.2

10										20										30										40										50										60										70										80									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80

Title (80キタ)

インポートフォーム No.3

10										20										30										40										50										60										70										80									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
N										E_a										E_b										T_a										T_b										w																													
スライスの個数																																																																															
◎次のカードからスライス1, スライス2, ..., スライスN とN個デ-タ-を定義																																																																															

インポートフォーム No.4

10										20										30										40										50										60										70										80																																																																															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80																																																																						
$\tan \delta$										Δx										c'										$\tan \phi'$										ΔQ										$\tan \delta_t$										k_t										γ										ΔP										q										z_i										h_i										z_a										C_o										$\tan \phi_o$									
1), 2) +- の符号を付けず。 橋脚土塊の強度係数																																																																																																																																																					

出力データーの見方

1. Table -1 参照

2. F_v ----- 110 式.

3. 通 1 瀬地すべり解析例

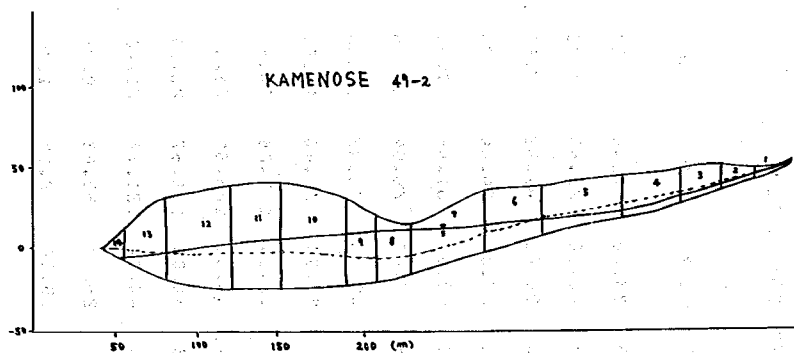
$$c' = 0$$

$$\tan \phi' = 0.105$$

$$c_0 = 2.0 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \phi_0 = 0.597$$

$$\gamma_c = 2.14 \text{ t/m}^3$$



TITLE... KAMENOSE 49 - 2

SLOPE STABILITY COMPUTATION

INITIAL STEP

SLICE	TAN ALF	DEL X	P	U	C	TAN FI	DEL AQ	R 0	A 0-D NALFA 0	A 0	DEL E 0	E 0	
1	.45	23.00	7.49	.30	-0.00	.11	-0.00	76.66	17.36	.87	19.89	56.87	-0.00
2	.35	20.00	23.86	1.70	-0.00	.11	-0.00	168.94	46.54	.92	50.53	118.66	56.87
3	.30	25.00	41.52	3.50	-0.00	.11	-0.00	307.22	99.79	.95	105.32	202.42	175.53
4	.26	35.00	54.04	4.75	-0.00	.11	-0.00	484.15	181.12	.96	188.03	297.06	377.95
5	.19	50.00	61.85	7.80	-0.00	.11	-0.00	599.91	283.74	.98	288.65	312.69	675.00
6	.28	35.00	75.54	13.45	-0.00	.11	-0.00	732.38	228.19	.96	238.88	494.69	987.70
7	.28	45.00	75.33	21.05	-0.00	.11	-0.00	938.96	256.46	.96	268.48	671.82	1482.39
8	.24	22.00	76.40	27.50	-0.00	.11	-0.00	403.38	112.95	.97	116.58	287.38	2154.20
9	.18	18.00	102.08	30.50	-0.00	.11	-0.00	323.38	135.28	.99	136.99	187.08	2441.59
10	.04	40.00	128.51	31.00	-0.00	.11	-0.00	179.91	409.53	1.00	408.56	-226.61	2628.66
11	-.03	30.00	138.57	28.65	-0.00	.11	-0.00	-108.08	346.23	1.00	347.40	-453.75	2402.05
12	-.16	40.00	121.77	21.40	-0.00	.11	-0.00	-769.56	421.54	.96	439.21	-1206.58	1948.31
13	-.41	25.00	55.43	9.25	-0.00	.11	-0.00	-573.66	121.21	.82	148.31	-721.23	741.73
14	-.58	15.00	2.14	1.25	-0.00	.11	-0.00	-18.52	1.40	.71	1.99	-20.50	20.50
2745.07 2651.36										2758.82			-0.00

ITERATION F 0 = 1.005

TITLE... KAMENOSE 49 - 2

CALUCULATION OF F 1

SLICE	E 0	DE/DX TANALFT	HT	T 1	DEL T 1	T 1	B 1	A 1-D NALFA 1	A 1	DEL E 1	E 1
	-0.00		0.00	-0.00							-0.00
1	56.87	4.08	.11	3.50	7.80	.34	80.13	18.18	.87	20.89	60.93
2	175.53	7.14	.27	5.10	-10.65	-18.46	162.40	44.60	.92	48.54	117.77
3	377.95	8.32	.19	7.80	-4.99	5.66	308.90	100.39	.95	106.17	211.29
4	675.00	7.17	.23	9.00	-91.36	-86.38	462.04	172.05	.96	178.93	297.53
5	987.70	9.50	.17	10.30	-67.11	24.25	604.61	286.29	.98	291.63	336.48
6	1482.39	14.58	.19	13.30	-80.31	-13.20	728.72	226.80	.95	237.88	510.02
7	2154.20	14.32	.34	10.20	-595.02	-514.71	796.39	202.42	.95	212.31	601.19
8	2441.59	11.86	.09	13.60	-51.10	543.92	533.92	170.07	.97	175.81	372.28
9	2628.66	-0.68	-.09	19.20	215.61	266.71	370.32	163.29	.99	165.55	218.12
10	2402.05	-9.72	-.05	21.60	-85.03	-300.64	169.39	377.96	1.00	377.16	-177.37
11	1948.31	-23.72	-.01	21.30	-487.68	-402.65	-97.61	303.95	1.00	304.92	-377.96
12	741.73	-29.66	-.01	15.20	-444.14	43.54	-776.44	426.11	.96	443.47	-1184.17
13	20.50	-18.54	-.05	6.00	-110.19	333.94	13.36	-711.91	.82	190.63	-887.18
14	-0.00			0.00	-0.00	110.19	7.35	-82.10	.71	18.30	-98.93
							2548.75	2661.36		2772.20	-0.00

ITERATION F 1 = 1.088

TITLE... KAMENOSE 49 - 2

CALCULATION OF F 2

SLICE	E 1	DE/DX	TANALFT	HT	T 2	DEL T 2	T 2	B 2	A 2-D	NALFA 2	A 2	DFL	E 2	E 2
	-0.00			0.00	-0.00									-0.00
1	60.93	4.16	.11	3.50	7.60	7.60	.33	80.04	18.16	.87	20.87	60.86		60.86
2	178.70	7.31	.27	5.10	-10.60	-18.20	-.91	162.49	44.63	.92	48.57	117.84		178.70
3	389.98	8.48	.19	7.80	-6.00	4.60	.18	308.58	100.27	.95	106.05	211.08		389.78
4	687.52	7.46	.23	9.00	-91.69	-85.68	-2.45	462.22	172.13	.96	179.01	297.64		687.42
5	1024.00	9.96	.17	10.30	-68.43	23.25	.47	604.42	286.18	.98	291.52	336.39		1023.81
6	1534.02	13.89	.19	13.30	-99.05	-30.62	-.87	723.90	224.97	.95	235.96	506.96		1530.76
7	2135.21	14.53	.34	10.20	-586.31	-487.26	-10.83	803.99	205.30	.95	215.33	606.02		2136.78
8	2507.49	14.76	.09	13.60	-17.42	568.90	25.86	539.92	172.69	.97	178.52	375.78		2512.56
9	2725.61	.70	-.09	19.20	250.62	268.03	14.89	370.56	163.43	.99	165.69	218.22		2730.79
10	2548.24	-7.93	-.05	21.60	-38.85	-289.47	-7.24	169.78	379.14	1.00	378.33	-178.06		2552.73
11	2170.28	-22.32	-.01	21.30	-455.80	-416.95	-13.90	-97.24	302.45	1.00	303.41	-376.20		2176.53
12	986.11	-31.87	-.01	15.20	-475.50	-19.70	-.49	-766.45	419.47	.96	436.56	-1167.82		1008.71
13	98.93	-24.65	-.05	6.00	-142.77	332.73	13.31	-711.41	156.15	.82	190.48	-886.54		122.17
14	-0.00			0.00	-0.00	142.77	9.52	-100.90	16.39	.71	23.13	-122.17		-0.00
								2549.89	2661.36		2773.43			

ITERATION F 2 = 1.088

TITLE... KAMENOSE 49 - 2

CHECKING FV

FV	1	-	2	=	6.445
FV	2	-	3	=	12.540
FV	3	-	4	=	45.127
FV	4	-	5	=	4.899
FV	5	-	6	=	9.491
FV	6	-	7	=	9.691
FV	7	-	8	=	2.193
FV	8	-	9	=	87.270
FV	9	-	10	=	6.675
FV	10	-	11	=	40.992
FV	11	-	12	=	3.011
FV	12	-	13	=	1.396
FV	13	-	14	=	.423

TITLE... KAMENOSE 49 - 2

SHEAR SURFACE STRESSES

SLICE	TAU 3	SIGMA 3
1	.70	7.51
2	1.98	22.25
3	3.59	40.64
4	4.41	50.46
5	5.17	61.31
6	5.76	73.07
7	4.09	63.37
8	7.05	100.56
9	8.21	115.52
10	8.69	120.97
11	9.29	124.91
12	9.79	122.82
13	5.98	71.21
14	1.06	12.27