

土 木 研 究 所 資 料

アンカー工の地すべり抑止効果に ついての解析

平成2年6月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright © (1990) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

アンカー工の地すべり抑止効果に ついての解析

砂防部地すべり研究室 室 長 中 村 浩 之
日特建設株式会社 奥 田 公 也*

*元地すべり研究室部外研究員

要 旨

地すべり抑止アンカー工には設計上の問題点が多く残されているが、これらの問題点を解明するために、土塊のモデルを考えアンカー力、すべり力が作用したときの土塊の変形、応力分布、初期定着力の効果等について有限要素法解析を用いて検討を加えた。

キーワード：地すべり，アンカー工，有限要素法解析

まえがき

地すべり対策工のうち抑止工としては従来、杭工、シャフト工、アンカー工が用いられてきたが、近年アンカー工が用いられることが多くなってきた。アンカー工は高強度の引張材の強度を十分に発揮させることにより、従来の抑止工では対応できなかった大きな地すべり推力に對抗することができる。また擁壁等の既存の構造物を補強したり、杭工、シャフト工と組み合わせて施工し、抑止力を増加させることができる。さらにアンカー工は施工設備が比較的小規模ですむので、急傾斜地等で大型の機械が使用できず大口径削孔が困難な現場でも施工可能である。

以上アンカー工には他の工法に比べて多くの利点がある。しかし設計に関しては、設計アンカー力、初期定着力の決定方法等多数の問題点が残されており、現状ではアンカー工の設計にあたっては特に慎重に行う必要がある。

本研究ではこれらのアンカーに関する諸問題を解明することを目的として、土塊のモデルを考え有限要素法解析を用いてアンカー力が作用したときの土塊の変形、応力分布、初期定着力の効果等について検討を加えた。これらの検討がアンカーに関する諸問題を解明する一助となれば幸いである。

平成2年6月

砂防部地すべり研究室

室長 中村浩之

日特建設株式会社 奥田公也
(元部外研究員)

目次

まえがき

1. はじめに	-----	1
2. 有限要素法による斜面安定解析手法	-----	2
2-1 力学特性	-----	2
2-2 プログラム概要	-----	3
3. 解析条件の設定	-----	9
3-1 土塊、すべり面強度特性	-----	9
3-2 一般的な解析手順	-----	9
3-3 アンカー力の与え方	-----	9
4. 台形土塊モデルによる試算	-----	11
4-1 土塊モデル	-----	11
4-2 解析手順	-----	12
4-3 解析結果	-----	12
4-4 考察	-----	31
5. 円弧すべり及び複合すべりにおける解析	-----	34
5-1 土塊モデル	-----	34
5-2 解析手順	-----	35
5-3 円弧すべり解析結果	-----	35
5-4 複合すべり解析結果	-----	54
6. 考察	-----	79
7. まとめ	-----	92
7-1 初期定着力とアンカーの抑止効果について	-----	92
7-2 アンカーの締め付け効果、引きとめ効果について	---	94
7-3 すべり土塊に作用する力、応力及びすべり土塊の変位について	---	94
8. 今後の課題	-----	100
9. 参考文献	-----	101

1. はじめに

近年地すべり対策工としてアンカー工が採用されることが多くなってきた。アンカー工はアンカー鋼材として大きな引張強度を持つP C鋼材を用いることにより、1本あたり100tをこえる抑止力を発揮させることができ従来の抑止工では対応できなかった大きな地すべり推力に対応することができる。また比較的小型の機械で施工することができるので、斜面上での作業も容易であり施工性がよい。しかしアンカー工の効果を適正に評価するには多くの問題点が残されている。たとえば、

- ① アンカー力は土塊中にどのように伝わるか。
- ② アンカーの抑止効果はどのように発揮されるか。
- ③ アンカーによる抑止力をどのようにして評価するか。
- ④ 初期定着力はどの程度が適当か。

等の問題点がある。

これらのアンカー工に関する問題点について考察するためには、極限平衡法による安定計算で安全率を求めるだけでなく、土塊内及びすべり面の応力分布や土塊の変形、変位等を解析する必要があると思われる。そこで今回すべり面を持つ土塊モデルを考えアンカー力、すべり力等が作用したときの土塊の挙動について有限要素法で解析を行った。

解析には土木研究所所有の有限要素法による地すべり斜面安定解析プログラム（SSA2）に若干の改良を加えて使用した。

2. 有限要素法による斜面安定解析手法¹⁾

2-1 力学特性

今回の解析に用いたプログラムは、地すべり斜面の2次元断面において土塊を粘弾性体の三角形要素の集合体、すべり面（すべり面粘土）を歪軟化特性を有するジョイント要素として表わして解析を行なうことのできるプログラムである（図2.1）。

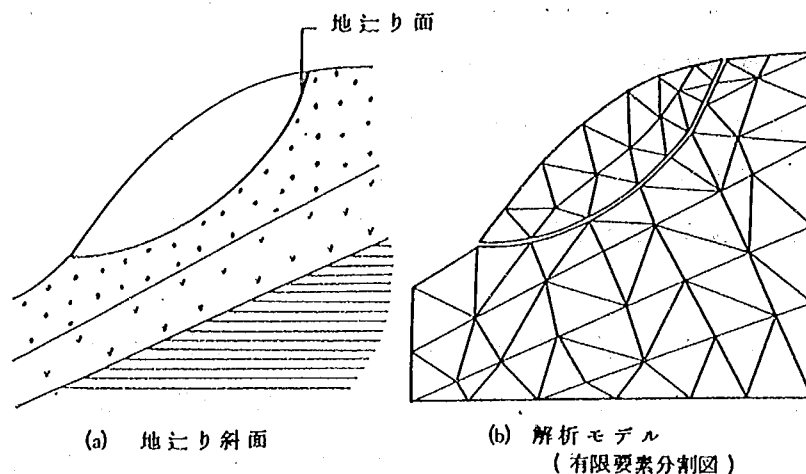


図2.1 地すべり斜面

2-1-1 土塊の力学特性

土塊は粘弾性体として表わされる。土塊の力学モデルを図2.2に示す。この土塊の単軸応力下の応力-歪-時間関係は次式で表わされる。

$$\varepsilon = \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{t}{T} \right] \right\} \right] \sigma \quad (2.1)$$

σ : 応力

ε : 歪

E_1 : 縦弾性係数

E_2 : 遅延縦弾性係数

F_2 : 粘性係数

T : ($= F_2 / E_2$) 遅延係数

t : 時間

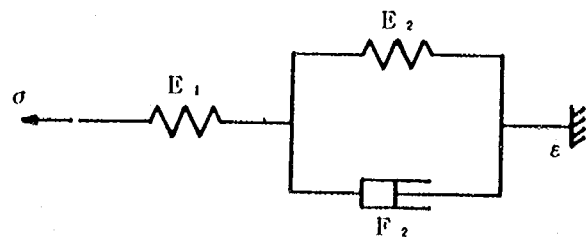


図2.2 土塊の力学モデル

ただし時間によるクリープを考えず、土塊を弾性体として扱う場合には(2.1)式は簡単になり

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_1} \quad (2.2)$$

となる。

2-1-2 すべり面（すべり面粘土）の力学特性

すべり面粘土を表わす要素としてグッドマンのジョイント要素を採用する。

ジョイントの剛性は垂直力に対する剛性とせん断力に対する剛性で表わされる。垂直力に対する剛性は引張側で K_1 、圧縮側で K_2 として与えられる。せん断剛性は歪軟化型の応力-歪関係として与えられ、ピーク強度に達するまでは G_1 、ピーク強度から残留強度になるまでは G_2 とする（図2.3）。また垂直力が引張力となる場合のせん断力は一定値（ $|\tau| = 0.01$ ）とする。

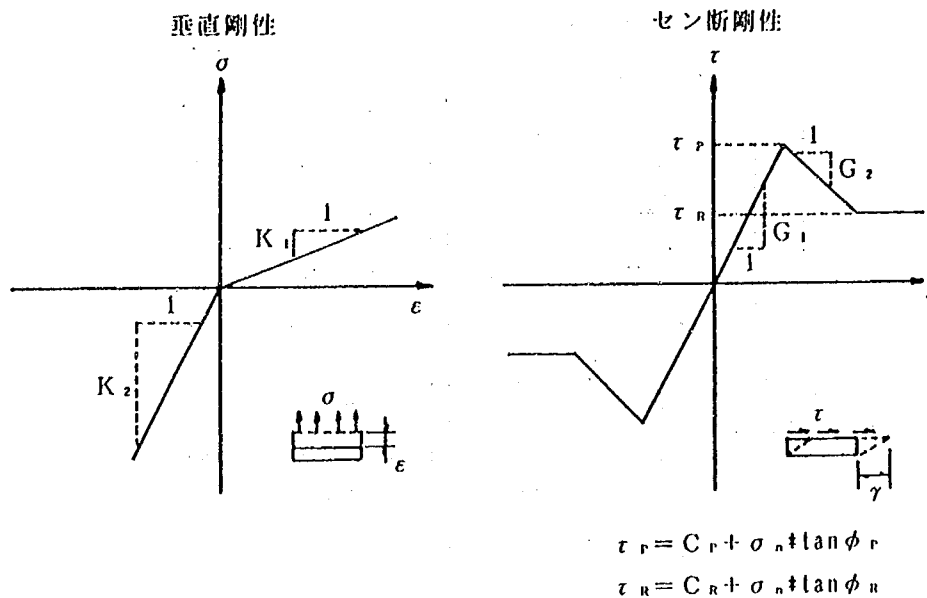


図2.3 すべり面の力学特性

2-2 プログラム概要

プログラムの流れ図を図2.4に示す。

解析対象物を有限個の要素に分割する。これらの要素は互いに共有する節点において連結されており、力は節点を通じて伝達されるものとする。ここでは土塊を三角形要素として表わし、すべり面をジョイント要素として表わす。個々の要素を考える時、三角形要素とジョイント要素とは考え方がやや異なるため以下個別に記載する。

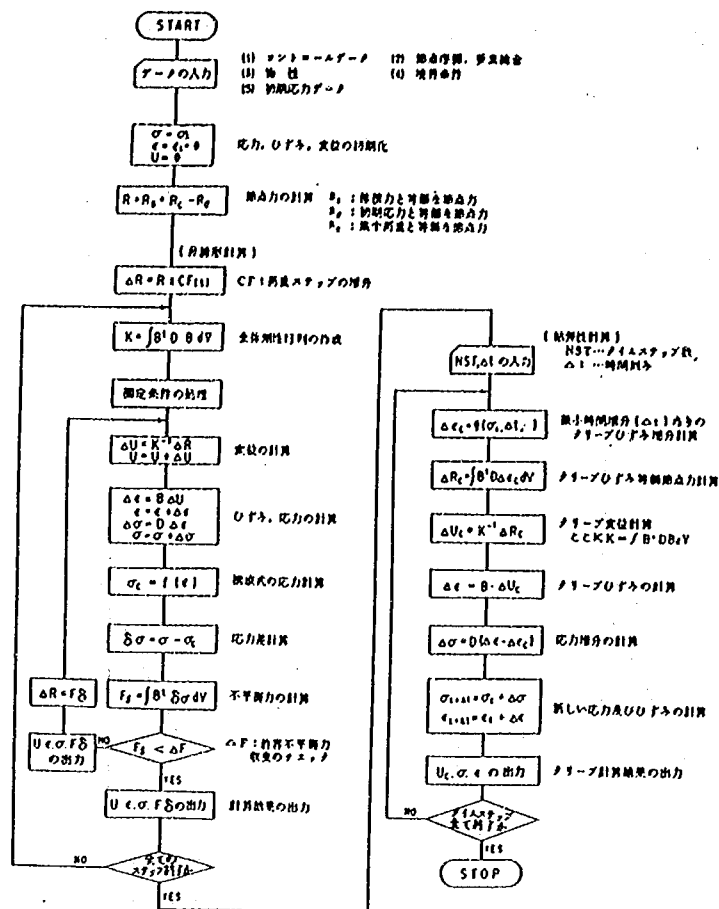


図 2. 4 プログラムの流れ図

a) 三角形要素 (図 2. 5)

要素内の変位 u, v は 3 つの節点の節点変位の関数として一義的に表わされるとする。いま

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{pmatrix} \quad (2.3)$$

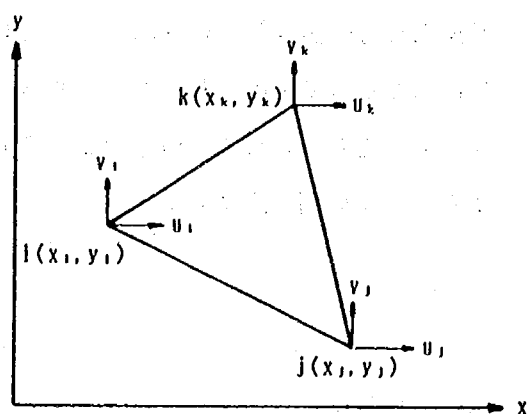


図 2. 5 三角形要素

と仮定すると $\alpha_1 \sim \alpha_6$ は x, y に節点変位を代入して 2 組の 3 元連立方程式を解くことにより求まる。その結果

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \frac{1}{2\Delta} \begin{pmatrix} a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 \\ 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 \\ 0 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_1 b_1 x_1 c_1 y_1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{pmatrix}$$

$$= N \cdot r \quad (2.4)$$

ただし

$$\begin{aligned} a_1 &= x_2 y_3 - x_3 y_2, & b_1 &= y_2 - y_3, & c_1 &= x_3 - x_2 \\ a_2 &= x_3 y_1 - x_1 y_3, & b_2 &= y_3 - y_1, & c_2 &= x_1 - x_3 \\ a_3 &= x_1 y_2 - x_2 y_1, & b_3 &= y_1 - y_2, & c_3 &= x_2 - x_1 \end{aligned}$$

$$\Delta = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} \quad \Delta : \text{三角形要素の面積}$$

となる。

要素内の任意の点におけるひずみは下記のように表わされる。

$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \end{pmatrix} \quad (2.5)$$

よって

$$\varepsilon = \frac{1}{2\Delta} \begin{pmatrix} b_1 & 0 & b_2 & 0 & b_3 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & c_2 & 0 & c_3 \\ c_1 & b_1 & c_2 & b_2 & c_3 & b_3 \end{pmatrix} r = B \cdot r \quad (2.6)$$

要素内の応力状態は下式で表わされる。

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = D (\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (2.7)$$

ただし

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{pmatrix} \quad (2.8)$$

E : 縦弾性係数 ν : ポアソン比

これまでに得られた式を用いて個々の要素の剛性マトリクス K_T を作る。

すなわち

$$K_T = \int B^T \cdot D \cdot B \, dv \quad (2.9)$$

と表わせる。

b) ジョイント要素

ここで用いるジョイント要素はグッドマンにより提案されたもので厚さを0とする。図2.6にこの要素の有限要素モデルを示す。また図2.7にこのジョイント要素の変形モードを示す。

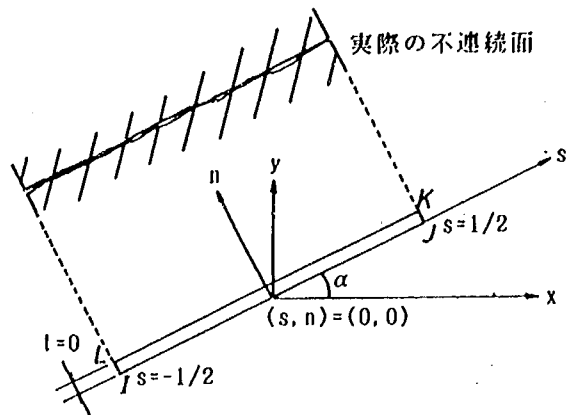


図 2. 6 ジョイント要素

変形の種類		状 態	ジョイント変位	
初期状態			$\epsilon, \delta = 0$	
すべり	右ずれ		$\delta > 0$	
	左ずれ		$\delta < 0$	
	開 口		$\epsilon > 0$	
	閉 合		$\epsilon < 0$	
回 転	反時計回り		$\omega > 0$	
	時計回り		$\omega < 0$	
ジョイント要素の各種変形モード				

図 2. 7 ジョイント要素の変形モード

ジョイント要素のひずみは 2 つの面の相対変位と回転によって表わされ下式の様になる。

$$\begin{aligned}
 \epsilon = \begin{Bmatrix} \gamma \\ \epsilon \\ \omega \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} (u_k + u_l)/2 - (u_i + u_j)/2 \\ (v_k + v_l)/2 - (v_i + v_j)/2 \\ (v_k - v_l)/l - (v_j - v_i)/l \end{Bmatrix} \\
 &= \begin{bmatrix} -1/2 & 0 & -1/2 & 0 & 1/2 & 0 & 1/2 & 0 \\ 0 & -1/2 & 0 & -1/2 & 0 & 1/2 & 0 & 1/2 \\ 0 & 1/l & 0 & -1/l & 0 & 1/l & 0 & -1/l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \\ u_l \\ v_l \end{Bmatrix} \\
 &= L \cdot u_{s, n} \quad (2.10)
 \end{aligned}$$

ここで

l : ジョイント要素の長さ

$u_{s, n}$: すべり面に平行な方向と垂直な方向の節点変位

応力とひずみの関係は下式の様になる。

$$\begin{aligned}
 \sigma_J = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \\ M \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} ks & 0 & 0 \\ 0 & kn & 0 \\ 0 & 0 & kw \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma \\ \epsilon \\ \omega \end{Bmatrix} \\
 &= C_J \cdot \epsilon_J \quad (2.11)
 \end{aligned}$$

ここで

τ : セン断応力 σ : 垂直応力 M : 回転モーメント

k_s : セン断剛性 k_n : 垂直剛性

k_w : 回転剛性 $(= (1/4) \cdot l^3 \cdot k_n)$ (2.12)

節点力と応力についてはそれぞれの増分について

$$\begin{pmatrix} \Delta F_{i,1} \\ \Delta F_{i,2} \\ \Delta F_{i,3} \\ \Delta F_{i,4} \\ \Delta F_{i,5} \\ \Delta F_{i,6} \\ \Delta F_{i,7} \\ \Delta F_{i,8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1/2 & 0 & 0 \\ 0 & -1/2 & 1/1 \\ -1/2 & 0 & 0 \\ 0 & -1/2 & -1/1 \\ 1/2 & 0 & 0 \\ 0 & 1/2 & 1/1 \\ 1/2 & 0 & 0 \\ 0 & 1/2 & -1/1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta \tau_{n,1} \\ \Delta \sigma_n \\ M_0 \end{pmatrix} \quad (2.13)$$

$$\Delta F_{i,n} = B_J \cdot (\Delta \sigma_i)_{i,n} \quad (2.14)$$

となる。

これまでに得られた式よりジョイント要素の剛性マトリクスを K_J とすると

$$\Delta F_{i,n} = B_J \cdot C_J \cdot L_0 \cdot u_{i,n} \quad (2.15)$$

であるから

$$\Delta F_{i,n} = (K_J)_{i,n} \cdot u_{i,n} \quad (2.16)$$

ここで $(K_J)_{i,n}$ はすべり面に平行な方向を s 、垂直な方向を n とする局所座標系 (s, n) のものであるから、これを全体座標系 (x, y) に変換する必要がある。変換マトリクスを T とすると

$$\begin{aligned} T \cdot \Delta F_{i,n} &= (K_J)_{i,n} \cdot T \cdot u_{i,n} \\ \Delta F_{i,n} &= T^{-1} \cdot (K_J)_{i,n} \cdot T \cdot u_{i,n} \end{aligned} \quad (2.17)$$

$$T = \begin{pmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \quad (2.18)$$

したがって全体座標系におけるジョイント要素 K_J は

$$K_J = T^{-1} \cdot (K_J)_{i,n} \cdot T = T^{-1} \cdot B_J \cdot C_J \cdot L_0 \cdot T \quad (2.19)$$

となる。

a), b) で求めた個々の要素の剛性マトリクスを全ての要素について加え合わせて全体の剛性マトリクス K を作り、解析体に作用する力のつりあい条件式 (剛性方程式) を求める。すなわち

$$R = K \cdot r \quad (2.20)$$

ここで

$$R = R_n + R_s + R_0 - R_i$$

$$R_n = \int N^t \cdot P \, dv \quad \text{体積力 } P \text{ と等価な節点力}$$

$$R_s = \int N^t \cdot g \, dv \quad \text{分布荷重 } g \text{ と等価な節点力}$$

$$R_0 = \int B^t \cdot D \cdot \epsilon_0 \, dv \quad \text{初期ひずみによる節点力}$$

$$R_i = \int B^t \cdot \sigma_0 \, dv \quad \text{初期応力と等価な節点力}$$

となる。これを節点変位について解くと

$$r = K^{-1} \cdot R \quad (2.21)$$

となり r が求まれば各要素のひずみ、応力は (2.6), (2.7), (2.10), (2.11) 式より計算できる。

ジョイント要素の応力-歪関係は前述の様に歪軟化型の非線形な関係として与えられる。本プログラムでは非線形解析法として荷重伝達法を採用している。この解析法の手順を以下示す。

- 1) 解析体を弾性体として剛性方程式を求め、これを節点変位について解き、ジョイント要素の応力を求める。
- 2) 1) で求めたジョイント要素の垂直応力からジョイント要素の応力-歪関係図 (図 2. 3) 上でのせん断応力 τ_c を求め、これと 1) で得られたせん断応力との差 $\Delta \tau = \tau - \tau_c$ を求める。そしてこの応力差に等価な節点力と異符号の節点力 (不平衡力) F_δ を求める。
- 3) 2) で求めた F_δ が許容不平衡力以下であれば計算は終了する。 F_δ が許容不平衡力を超える時は、この F_δ に対して剛性方程式をつくり応力の増分を求め 1) の応力に追加し、このサイクルを繰り返す。

3. 解析条件の設定

解析を始めるにあたり解析に使用する土塊・すべり面強度特性、一般的な解析手順、アンカー力の考え方等について定める。

3-1 土塊、すべり面強度特性

土塊及びすべり面強度は解析の結果に大きな影響をおよぼすものである。今回用いた有限要素法プログラムでは土塊は粘弾性体としての解析が可能である。またすべり面はグッドマンのジョイント要素として表すことができ、非線形の強度特性を表現できる。今回の解析ではアンカーの効果についての基本的な知見を得ることを目的とするため土塊は弾性体とし、すべり面は図3.1に示すようにある変位までは弾性体として挙動しそれ以上の変位では塑性体として挙動するような比較的単純な強度特性を示すものとする。

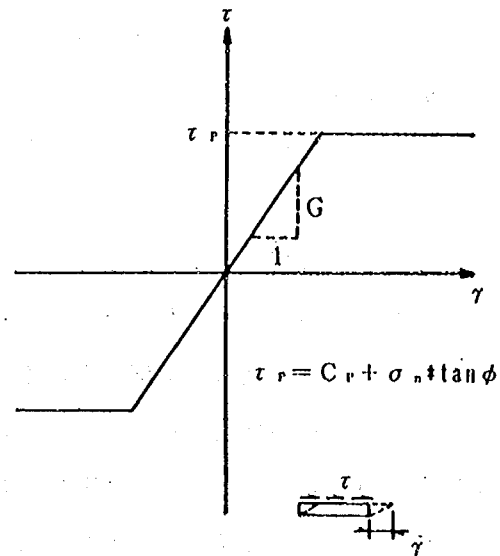


図3.1 すべり面強度特性

3-2 一般的な解析手順

地すべり土塊は常時は $F_s=1.0$ で安定を保っており、間隙水圧の増加、切土等による抵抗力の減少等ですべり力>抵抗力となったときに動き出すと考え、このすべり力に対してアンカー工が対抗すると考える。また、アンカーは施工時に初期定着力が与えられる。これらのことより今回の解析は次の3つのステップで行う。

- ① 現状（土塊自重による応力、変形を求める。）
- ② アンカーの初期定着力作用時
- ③ すべり発生時

3-3 アンカー力の与え方

実際の地すべり土塊とアンカーの関係を図3.2に示す。またアンカーの構造を図3.3に示す。

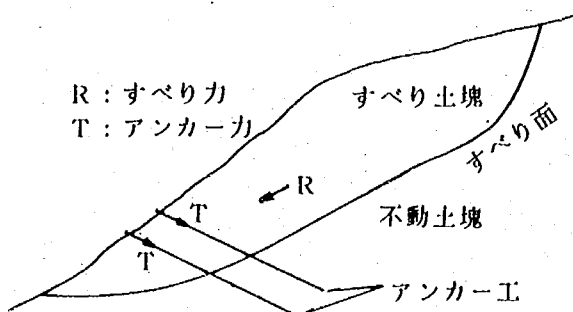


図3.2 アンカー工概略図

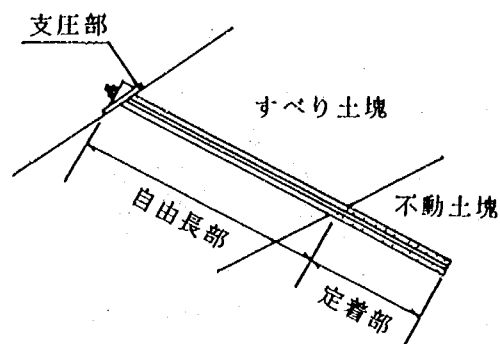


図3.3 アンカー構造図

図3.3よりアンカー鋼材に導入されたアンカー力は支圧部によりすべり土塊を押さえつける力とし

て作用し、定着部で不動土塊を引き上げる力として作用する。自由長部ではすべり土塊とアンカーは互いに力をおよぼしあうことはない。したがってすべり土塊に対してアンカー力は地表の支圧部でのみ作用し、不動土塊に対してはアンカー力はすべり面直下で不動土塊を引き上げるような力をおよぼすと考えて、土塊にアンカーの初期定着力を与えるときはアンカー力を2つの集中荷重 (p , $-p$) として土塊に作用させるものとする(図3. 4)。

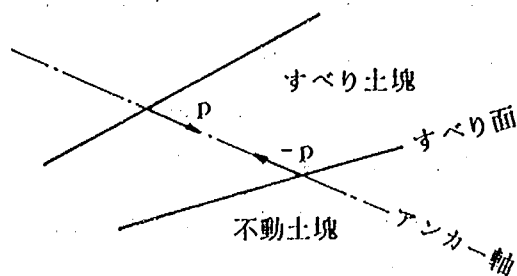


図3. 4 初期定着力作用時のアンカー力

またアンカーが打設された土塊にすべり力が作用したとき、すべり土塊は変位しアンカーは伸び、アンカーがすべり土塊におよぼす力は増加する。この効果を表現するために、すべり力が作用するときはあるアンカーが打設されていると仮定して、すべり土塊表面のアンカー力作用点は図3. 5に示すように仮定したアンカーと同じバネ定数(力-伸び関係)をもつバネで支持されているものとする。こうすることによりアンカーの伸びによるアンカー力の増加はバネの弾性力 q (すべり土塊を下向きに押さえつける力) として求めることができる。

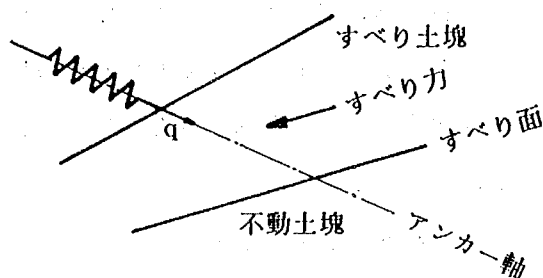


図3. 5 すべり力作用時のアンカー力

4. 台形土塊モデルによる試算

解析の手始めとしてすべり面抵抗力、すべり力、アンカー力の基本的関係を見るために簡単な台形の土塊モデルを考え、解析を行った。

4-1 土塊モデル

図4. 1のような土塊を考える。ABEFをすべり土塊、B'CDE'を不動土塊とする。不動土塊のB'C、E'Dはx方向固定とし、CDはxy方向固定とする。すべり土塊と不動土塊にはさまれた部分(BB'E'E)をすべり面とし解析ではジョイント要素(厚さ=0)で表す。なおすべり土塊、

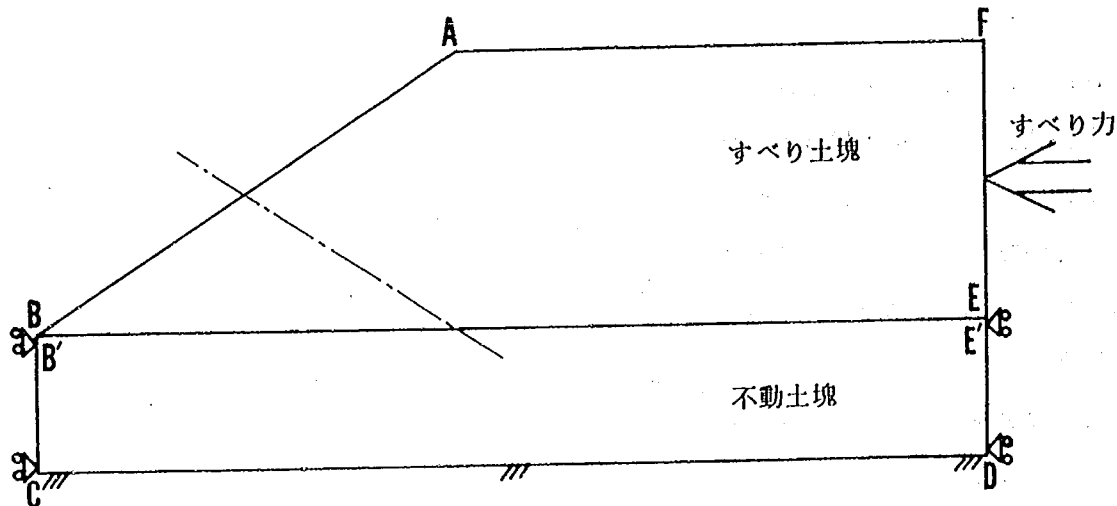


図4. 1 台形土塊モデル

不動土塊は弾性体とし三角形要素の集合体とする。このモデルではすべり面は水平であり土塊自重の分力がすべり力を生み出さないため、すべり土塊に左から外力としてすべり力を作用させる。それによりすべり土塊はすべり面上を左方向に動く。このときのすべり面応力、土塊の変形、アンカー力の変化を有限要素法解析により求めてみる。有限要素法解析のメッシュ図を図4. 2に示す。

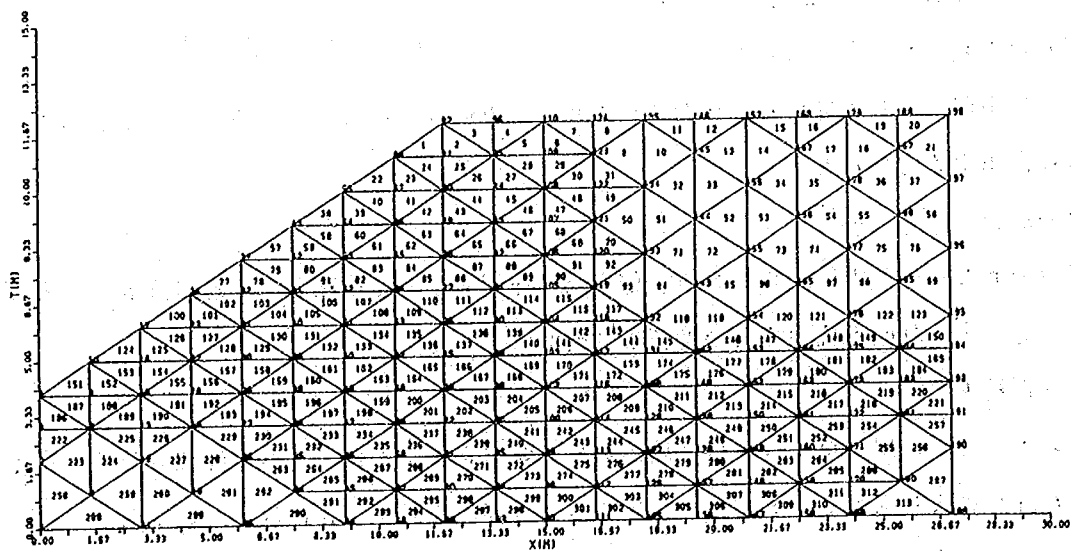


図4. 2 台形土塊モデルメッシュ図

4-2 解析手順

前述のようにこのモデルではすべり面は水平であるため、土塊自重はすべり力には関係なくすべり面垂直抗力としてすべり面に作用し、すべり面抵抗力を一定量増加させる。したがってこの場合土塊自重の効果はすべり面粘着力の大小による効果と同じであり、土塊自重を0としても得られる結果の傾向に変化はないと考えられる。したがってこのモデルではアンカー力のみの効果を見るために土塊自重を無視して解析を進めるものとする。

したがって解析手順は下記の通りとする（図4.3）。

① 初期定着力を与える

初期定着力 p を2つの集中荷重として土塊地表 G 、不動土塊最上面 H に作用させる。 p の大きさは必要アンカー力 P_n を定めその0～100%の6段階（0%, 20%, 40%, 60%, 80%, 100%）の各場合について考える。このとき FE は x 方向固定とする。これによりアンカー力は土塊内に弾性力としてたくわえられる。

② すべり力を作用させる

①の結果を初期応力として入力し FE の固定を解きすべり力 ΣR を作用させる。ここで ΣR は必要アンカー力 P_n の x 成分 P_{nx} とすべり面粘着力の和と等しいとし、 FE 上の各節点

に等分して集中荷重として与える。なおこのときアンカー作用点はバネで支えられているものとし、このバネに作用する力を q とする。

③ 結果の解析

初期定着力 p とすべり力作用時アンカー作用点に作用する力 q の和 $p + q$ を最終的アンカー力と考え p 、 $p + q$ 、すべり面抵抗等との関係を考察する。

4-3 解析結果

各ケース名と計算に用いた土質定数、諸定数に一覧を表4.1に、すべり面強度特性を図4.4に示す。また計算により求まる、モデルに作用する力の関係を図4.5に示す。以下各ケースごとに p 、 $p + q$ 、すべり面応力等の関係について述べる。

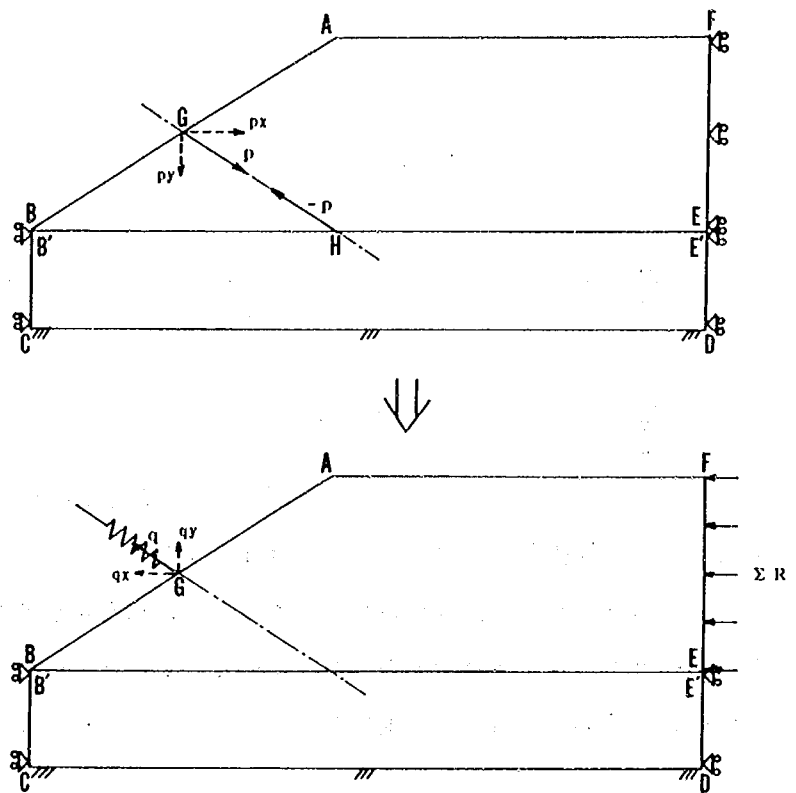


図4.3 解析手順

ケース名	すべり土境				不動土境				すべり面					必要抑止力(t)	
	ϕ_s	Cs	ν_s	Es	ϕ_f	Cf	ν_f	Ef	ϕ_j	Cj	G	K1	K2	Pnx	Pny
NNNJ0 NNNJ1 NNNJ2	30	1.0	0.3	1000	35	1.5	0.3	10000	10	0 1.0 2.0	100	100	1000	20	13.333
NNNJ2 NNNH1 NNNH2	30	1.0	0.3	1000	35	1.5	0.3	10000	10	2.0	100 1000 10000	100	1000	20	13.333
NNNJ2 NNNI1 NNNI2	30	1.0	0.3	1000	35	1.5	0.3	10000	10 5 2	2.0	100	100	1000	20	13.333
NNNJ2 NNNK1 NNNK2	30	1.0	0.3	1000 100 10000	35	1.5	0.3	10000	10	2.0	100	100	1000	20	13.333
NNNJ2 NNNL1 NNNL2	30	1.0	0.3	1000	35	1.5	0.3	10000	10	2.0	100	100	1000	20 30 40	13.333 20.000 26.667

ϕ_s, ϕ_f, ϕ_j : 内部摩擦角[度] Cs, Cf, Cj: 粘着力[t/m²] ν_s, ν_f : ポアソン比 Es, Ef, G, K1, K2: 弾性係数[t/m²]

仮定したアンカー鋼材 断面積A=2.961[cm²] 自由長L=7.211[m] 弾性係数E=21000000[t/m²]

表 4. 1 解析ケース一覧表

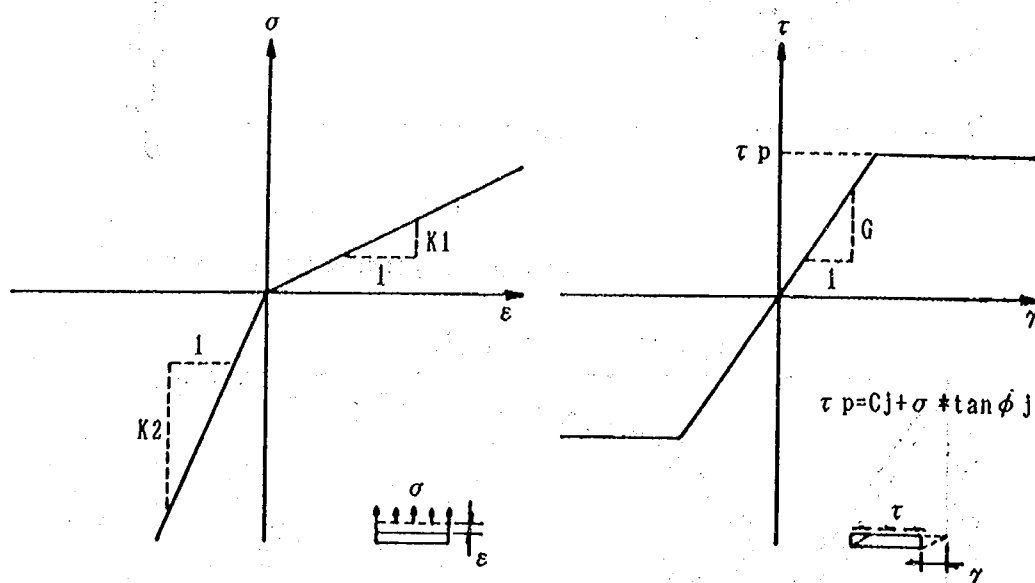
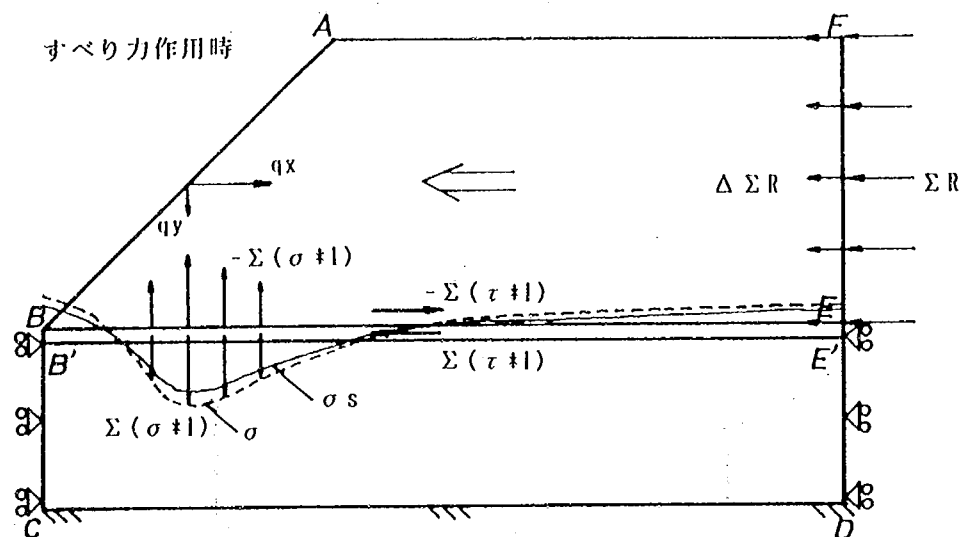
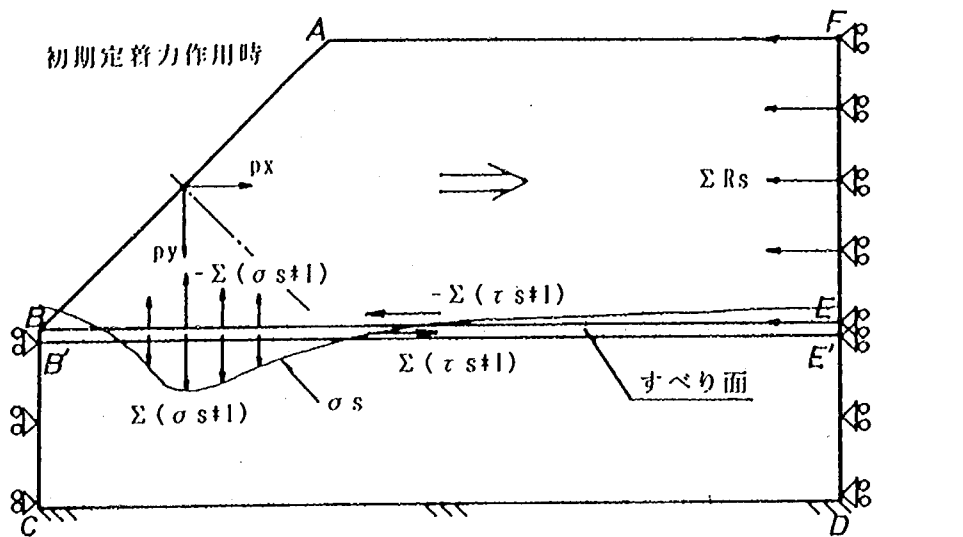


図 4. 4 すべり面強度特性



l: ジョイント要素の長さ

(すべり面の厚さは計算上は0 とする)

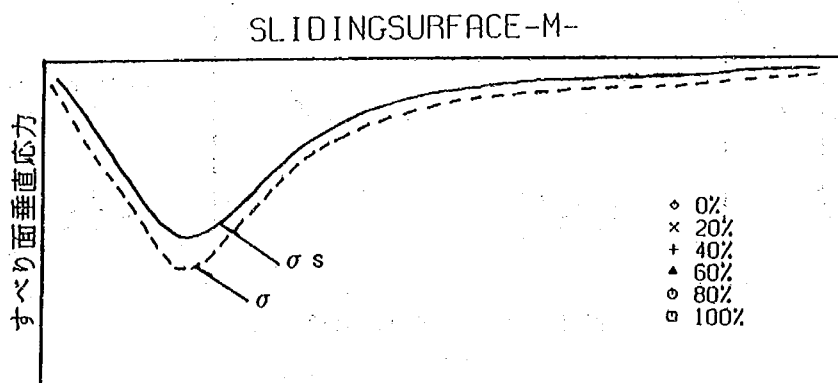
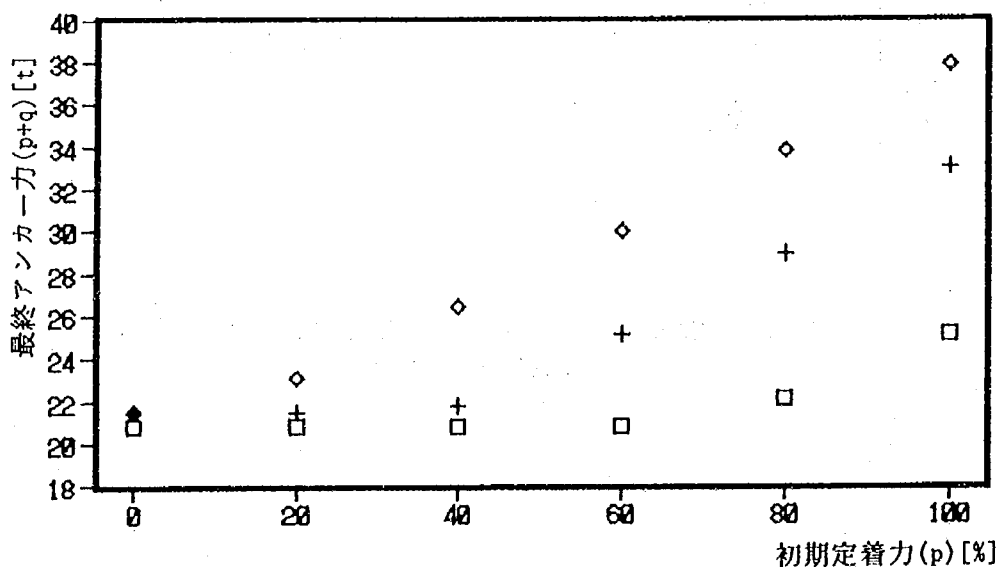


図 4. 5 土塊モデルに作用する力

アンカー力 C	初期定着力	p_x	p_y	ΣR_s	Σr_{s+1}	$\Sigma \sigma_{s+1}$	q_x	q_y	$\Delta \Sigma R$	Σr_{s+1}	$\Sigma \sigma_{s+1}$	$p_x + q_x$	$p_y + q_y$
0	0%	0	0	0	0	0	17.327	-11.551	-20.0	-2.673	-11.552	17.327	-11.551
	20%	4.0	-2.667	-3.260	0.740	-2.667	13.323	-8.882	-16.734	-2.676	-11.550	17.323	-11.549
	40%	8.0	-5.333	-6.698	1.302	-5.333	9.320	-6.213	-13.294	-2.679	-11.547	17.320	-11.546
	60%	12.0	-8.000	-10.135	1.864	-8.000	5.315	-3.543	-9.855	-2.682	-11.544	17.315	-11.543
	80%	16.0	-10.667	-13.573	2.427	-10.667	2.451	-1.634	-6.430	-1.547	-12.300	18.451	-12.301
	100%	20.0	-13.333	-17.011	2.989	-13.333	0.947	-0.603	-2.970	0.906	-13.936	20.905	-13.936
1.0	0%	0	0	0	0	0	17.890	-11.926	-47.0	-29.103	-11.926	17.890	-11.926
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.890	-9.260	-45.990	-29.103	-11.927	17.890	-11.927
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.334	10.162	-6.775	-44.979	-28.833	-12.108	18.162	-12.108
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	8.919	-5.946	-43.969	-28.078	-13.946	20.919	-13.946
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	8.071	-5.381	-42.959	-22.925	-16.048	24.071	-16.048
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	7.448	-4.966	-41.950	-19.549	-18.298	27.448	-18.299
2.0	0%	0	0	0	0	0	17.891	-11.927	-74.0	-56.103	-11.927	17.891	-11.927
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.256	-10.170	-72.990	-54.741	-12.838	19.256	-12.837
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.333	14.007	-9.338	-71.980	-51.988	-14.671	22.007	-14.671
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	13.009	-8.667	-71.970	-48.995	-16.667	25.000	-16.667
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	12.163	-8.109	-69.959	-45.832	-18.776	28.163	-18.776
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	11.550	-7.700	-68.950	-42.446	-21.033	31.550	-21.033

表 4. 2 計算結果一覧表 (Cjを変化させた場合)



□ $C_j=0[t/m^2]$ + $C_j=1.0[t/m^2]$ ◇ $C_j=2.0[t/m^2]$

図 4. 6 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係 (Cjを変化させた場合)

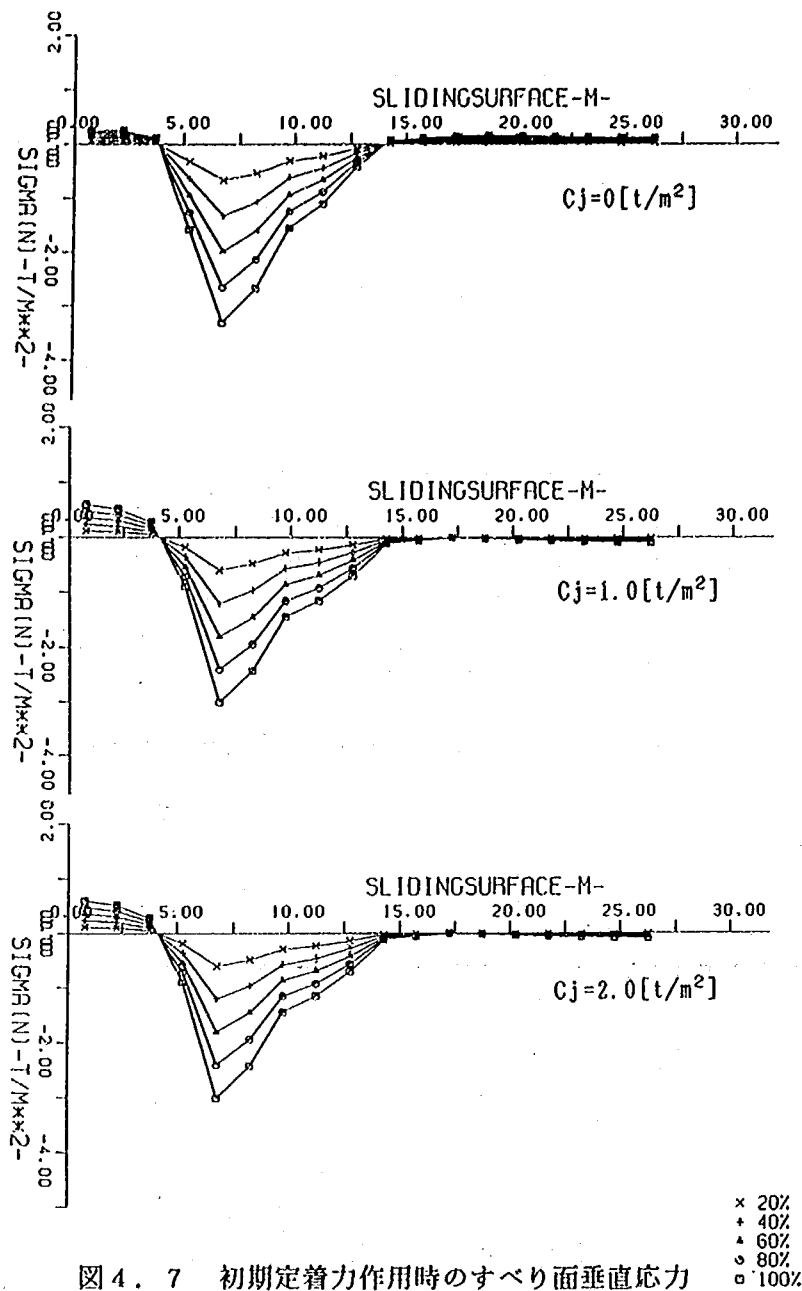


図4.7 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(Cjを変化させた場合)

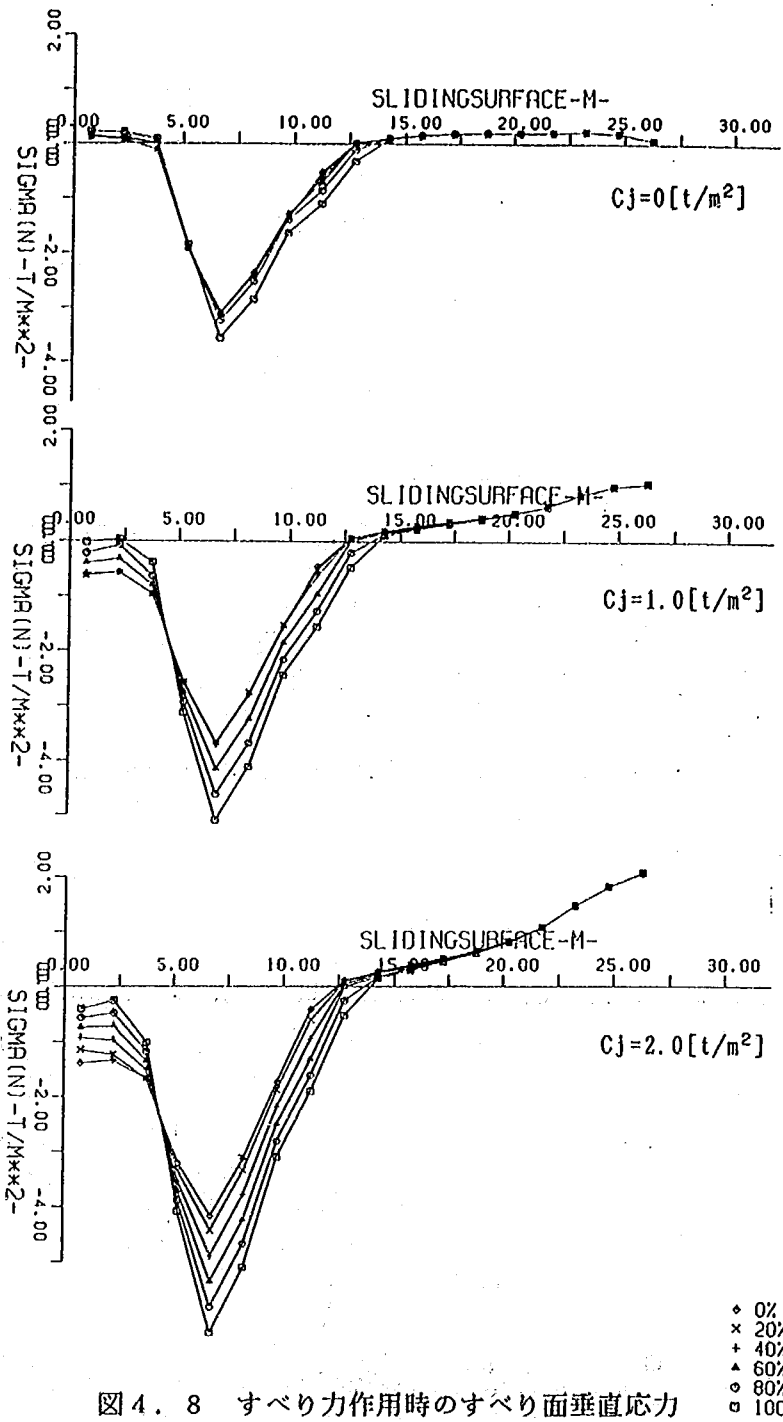


図 4. 8 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(C_j を変化させた場合)

アンカー力	初期定着力	p_x	p_y	ΣR_x	Σr_{x+1}	$\Sigma \sigma_{x+1}$	q_x	q_y	$\Delta \Sigma R$	Σr_{x+1}	$\Sigma \sigma_{x+1}$	$p_x + q_x$	$p_y + q_y$
100	0%	0	0	0	0	0	17.891	-11.927	-74.0	-56.103	-11.927	17.891	-11.927
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.256	-10.170	-72.990	-54.741	-12.838	19.256	-12.837
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.333	14.007	-9.238	-71.980	-51.988	-14.671	22.007	-14.671
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	13.000	-8.667	-71.970	-48.995	-16.667	25.000	-16.667
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	12.163	-8.109	-69.959	-45.832	-18.776	28.163	-18.776
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	11.550	-7.700	-68.950	-42.446	-21.033	31.550	-21.033
1000	0%	0	0	0	0	0	17.839	-11.893	-74.0	-56.097	-11.893	17.839	-11.893
	20%	4.0	-2.667	-0.448	3.552	-2.668	13.642	-9.094	-73.547	-56.074	-11.762	17.642	-11.761
	40%	8.0	-5.333	-0.897	7.103	-5.334	10.904	-7.269	-73.099	-55.030	-12.602	18.904	-12.602
	60%	12.0	-8.000	-1.345	10.655	-8.001	9.184	-6.123	-72.647	-52.813	-14.123	21.184	-14.123
	80%	16.0	-10.667	-1.794	14.206	-10.668	8.383	-5.588	-72.197	-49.615	-16.255	24.383	-16.255
	100%	20.0	-13.333	-2.242	17.758	-13.333	7.785	-5.190	-71.745	-46.213	-18.523	27.785	-18.523
10000	0%	0	0	0	0	0	14.983	-9.989	-74.0	-55.761	-9.989	14.983	-9.989
	20%	4.0	-2.667	-0.385	3.615	-2.668	12.180	-8.120	-73.610	-55.080	-10.786	16.180	-10.787
	40%	8.0	-5.333	-0.771	7.229	-5.334	9.996	-6.664	-73.222	-53.857	-11.996	17.996	-11.997
	60%	12.0	-8.000	-1.157	10.843	-8.001	8.614	-5.743	-72.837	-52.725	-13.742	20.614	-13.743
	80%	16.0	-10.667	-1.542	14.458	-10.668	7.820	-5.213	-72.448	-49.941	-15.880	23.820	-15.880
	100%	20.0	-13.333	-1.930	18.069	-13.333	7.333	-4.889	-72.057	-46.522	-18.221	27.333	-18.222

表 4. 3 計算結果一覧表 (Gを変化させた場合)

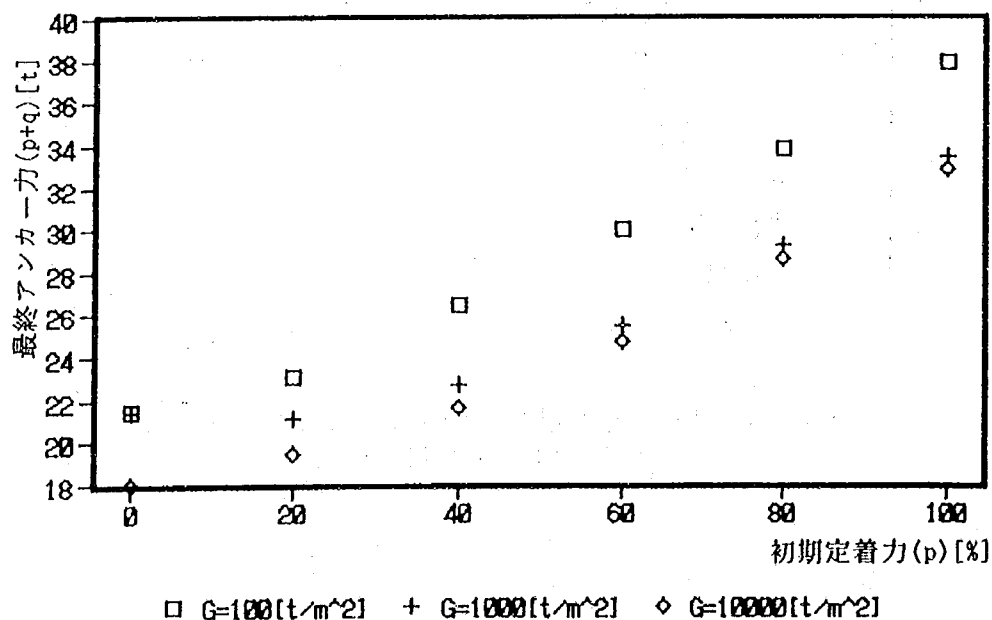


図 4. 9 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係 (Gを変化させた場合)

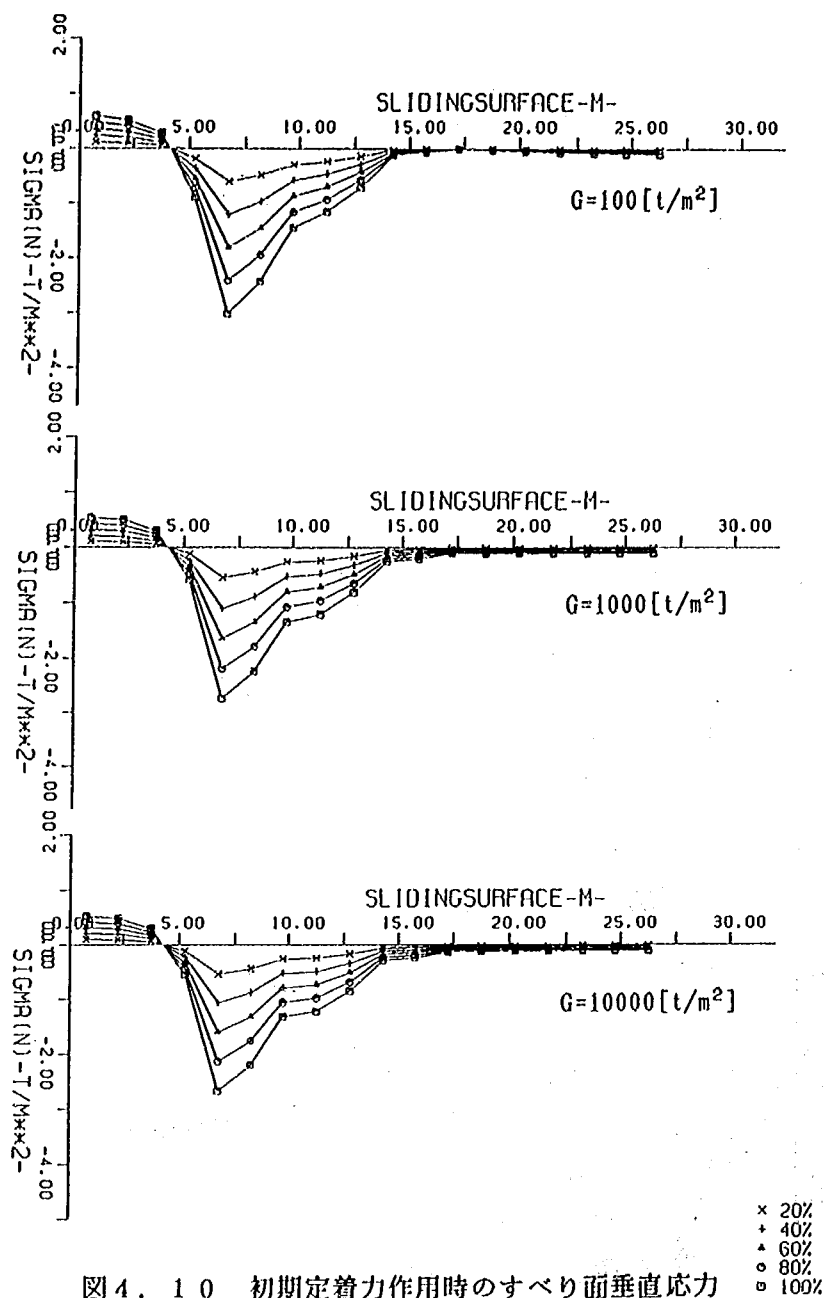


図4. 10 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(Gを変化させた場合)

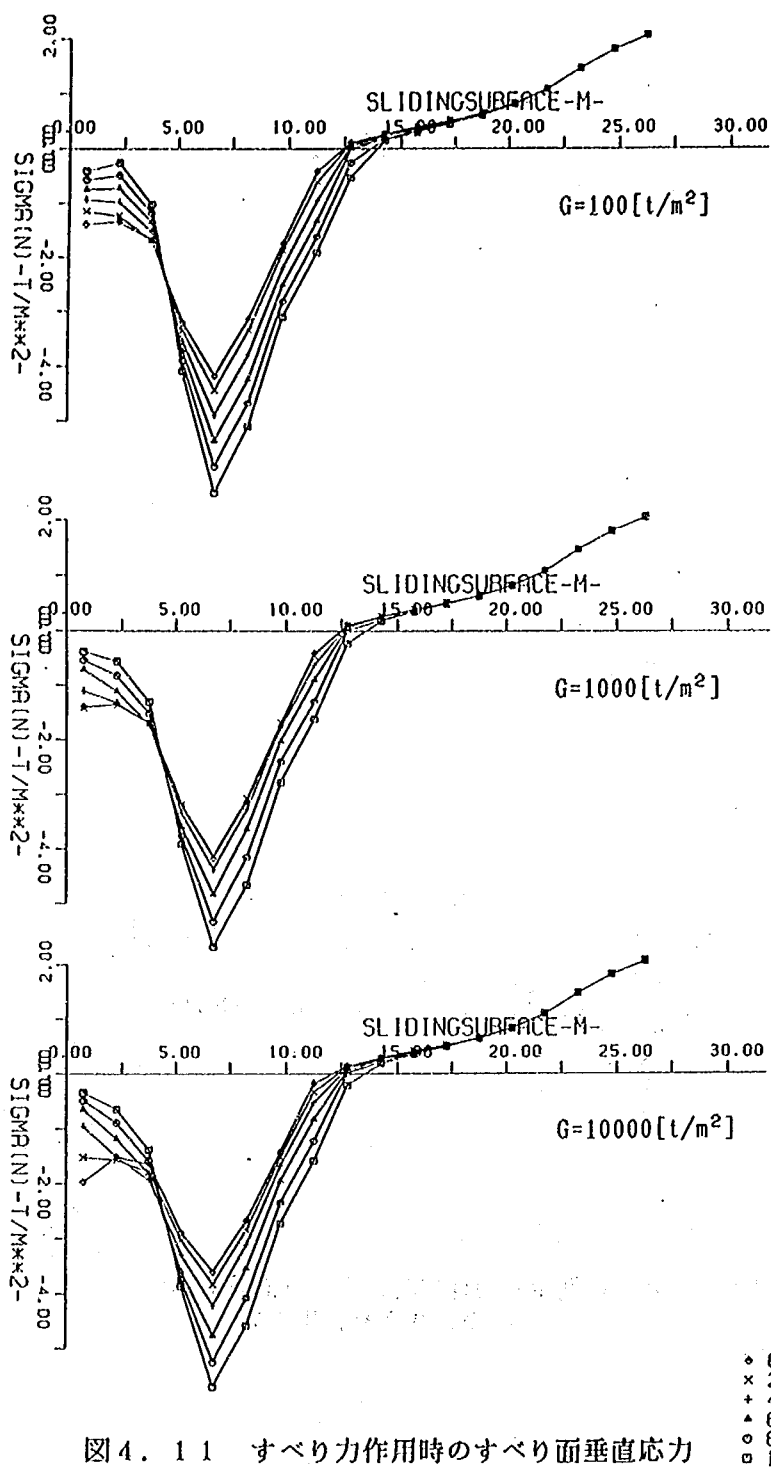
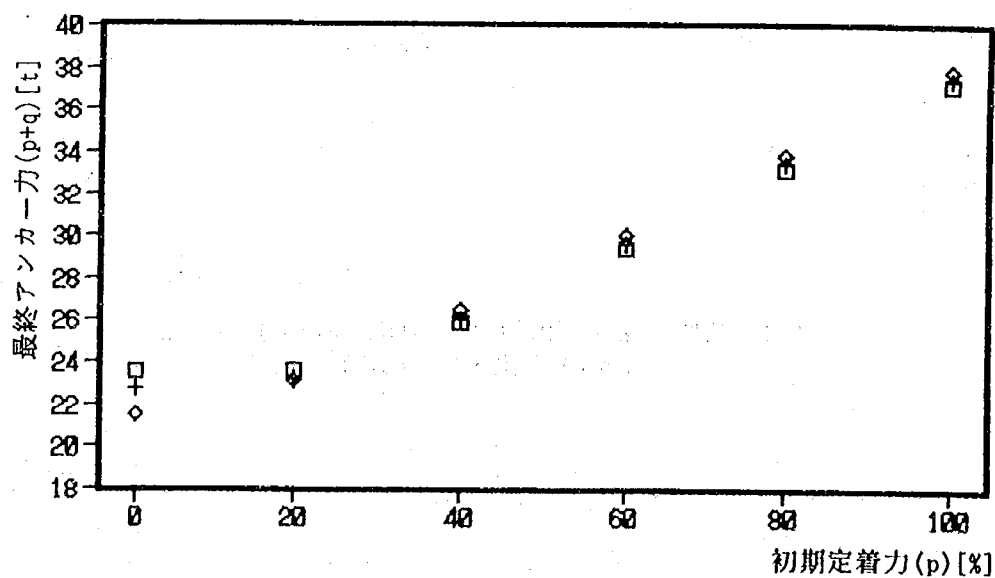


図4. 11 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(G を変化させた場合)

スリ リ φ	初期定着 力	p x	p y	Σ R s	Σ r s t l	Σ σ s t l	q x	q y	Δ E R	Σ r t l	Σ σ t l	p x + q x	p y + q y
2°	0%	0	0	0	0	0	19.538	-13.025	-74.0	-54.455	-13.025	19.538	-13.025
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.658	-10.439	-72.990	-54.333	-13.106	19.658	-13.106
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.334	13.505	-9.004	-71.981	-52.488	-14.337	21.505	-14.337
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	12.406	-8.271	-70.970	-49.588	-16.271	24.406	-16.271
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	11.611	-7.741	-69.959	-46.385	-18.408	27.611	-18.408
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	11.001	-7.334	-68.950	-42.995	-20.667	31.001	-20.667
5°	0%	0	0	0	0	0	18.892	-12.594	-74.0	-55.101	-12.594	18.892	-12.594
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.333	-10.222	-72.990	-54.661	-12.889	19.333	-12.889
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.334	13.653	-9.102	-71.981	-52.343	-14.435	21.653	-14.435
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	12.625	-8.417	-70.970	-49.371	-16.417	24.625	-16.417
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	11.813	-7.876	-69.959	-46.182	-18.542	27.813	-18.542
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	11.205	-7.470	-68.950	-42.792	-20.803	31.205	-20.803
10°	0%	0	0	0	0	0	17.891	-11.927	-74.0	-56.103	-11.927	17.891	-11.927
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.256	-10.170	-72.990	-54.741	-12.838	19.256	-12.837
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.333	14.007	-9.338	-71.980	-51.988	-14.671	22.007	-14.671
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	13.000	-8.667	-71.970	-48.995	-16.667	25.000	-16.667
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	12.163	-8.109	-69.959	-45.832	-18.776	28.163	-18.776
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	11.550	-7.700	-68.950	-42.446	-21.033	31.550	-21.033

表4. 4 計算結果一覧表 (φjを変化させた場合)



□ φj=2.0[deg] + φj=5.0[deg] ◇ φj=10.0[deg]

図4. 12 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係 (φjを変化させた場合)

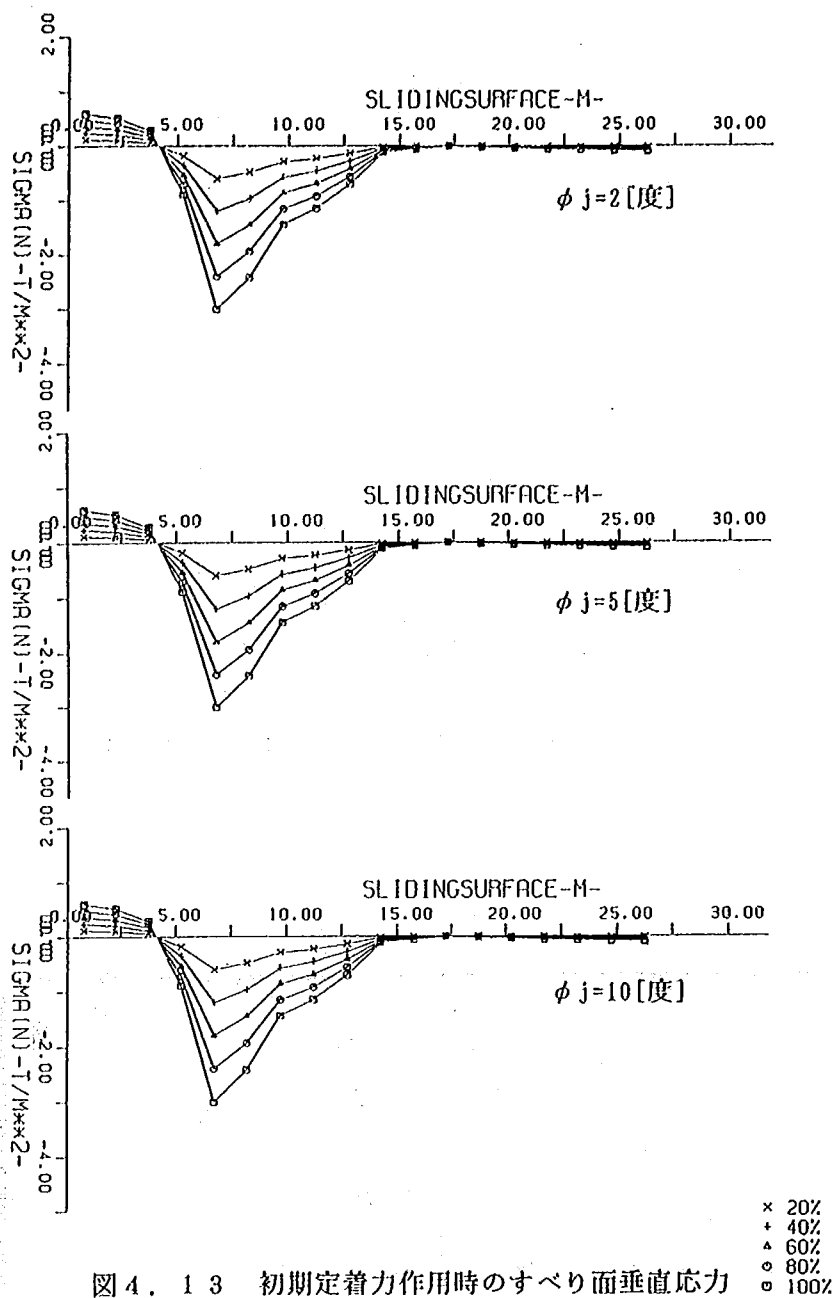


図4. 13 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(ϕ_j を変化させた場合)

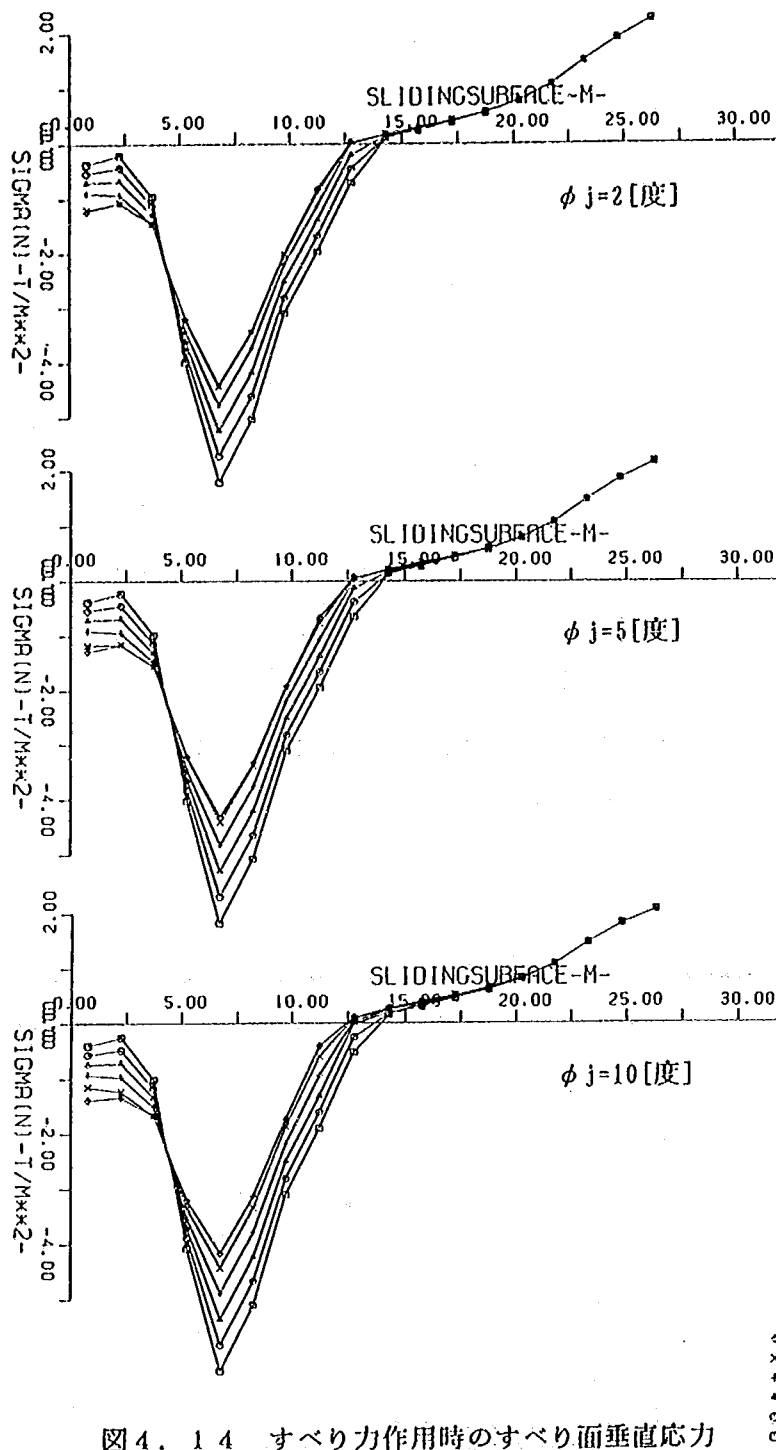


図4. 14 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(ϕ_j を変化させた場合)

$\frac{1}{E}$	初期定着力	p_x	p_y	ΣR_s	Σr_{s+1}	$\Sigma \sigma_{s+1}$	q_x	q_y	$\Delta \Sigma R$	Σr_{t+1}	$\Sigma \sigma_{t+1}$	$p_x + q_x$	$p_y + q_y$
100	0%	0	0	0	0	0	18.670	-12.447	-74.0	-55.323	-12.447	18.670	-12.447
	20%	4.0	-2.667	-0.466	3.534	-2.668	16.144	-10.762	-73.530	-53.850	-13.430	20.144	-13.429
	40%	8.0	-5.333	-0.933	7.067	-5.334	14.276	-9.517	-73.061	-51.722	-14.850	22.276	-14.850
	60%	12.0	-8.000	-1.399	10.601	-8.001	13.061	-8.708	-72.592	-48.936	-16.708	25.061	-16.708
	80%	16.0	-10.667	-1.866	14.134	-10.668	12.237	-8.158	-72.123	-45.761	-18.825	28.237	-18.825
	100%	20.0	-13.333	-2.332	17.668	-13.334	11.413	-7.609	-71.655	-42.585	-20.942	31.413	-20.942
1000	0%	0	0	0	0	0	17.891	-11.927	-74.0	-56.103	-11.927	17.891	-11.927
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.256	-10.170	-72.990	-54.741	-12.838	19.256	-12.837
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.988	-5.333	14.007	-9.338	-71.980	-51.988	-14.671	22.007	-14.671
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	13.090	-8.667	-71.970	-48.995	-16.667	25.000	-16.667
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	12.153	-8.109	-69.959	-45.832	-18.776	28.163	-18.776
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	11.550	-7.700	-68.950	-42.446	-21.033	31.350	-21.033
10000	0%	0	0	0	0	0	17.886	-11.924	-74.0	-56.102	-11.924	17.886	-11.924
	20%	4.0	-2.667	-2.601	1.399	-2.667	14.756	-9.837	-71.398	-55.236	-12.504	18.756	-12.504
	40%	8.0	-5.333	-5.201	2.799	-5.334	13.439	-8.959	-68.798	-52.555	-14.292	21.439	-14.292
	60%	12.0	-8.000	-7.802	4.198	-8.001	12.451	-8.301	-66.200	-49.545	-16.301	24.451	-16.301
	80%	16.0	-10.667	-10.403	5.597	-10.667	11.653	-7.763	-63.584	-46.344	-18.435	27.653	-18.435
	100%	20.0	-13.333	-13.003	6.997	-13.333	10.970	-7.313	-60.987	-43.028	-20.647	30.970	-20.646

表 4. 5 計算結果一覧表 (E_s を変化させた場合)

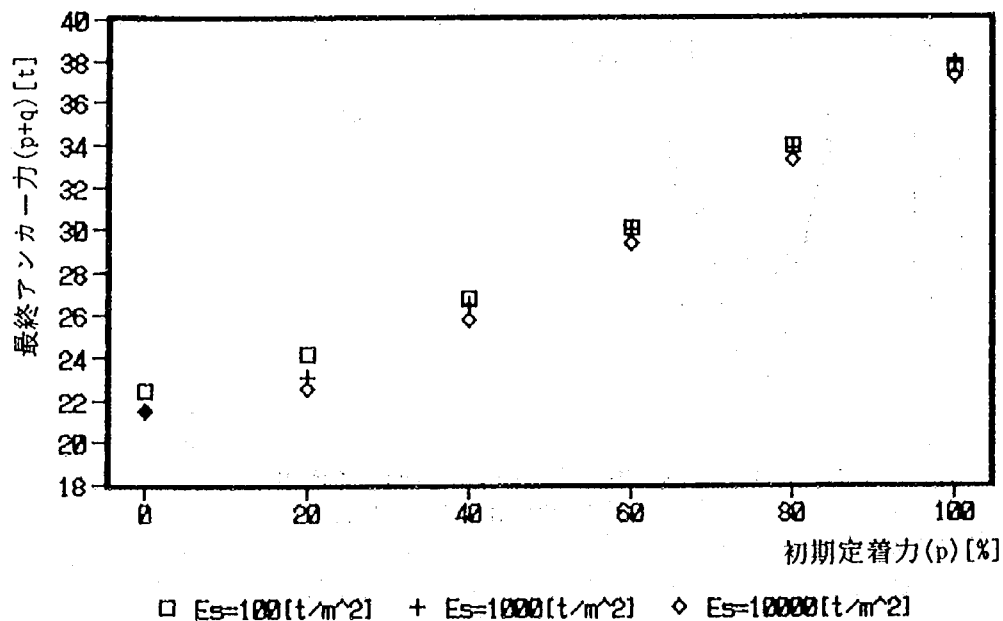


図 4. 15 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係 (E_s を変化させた場合)

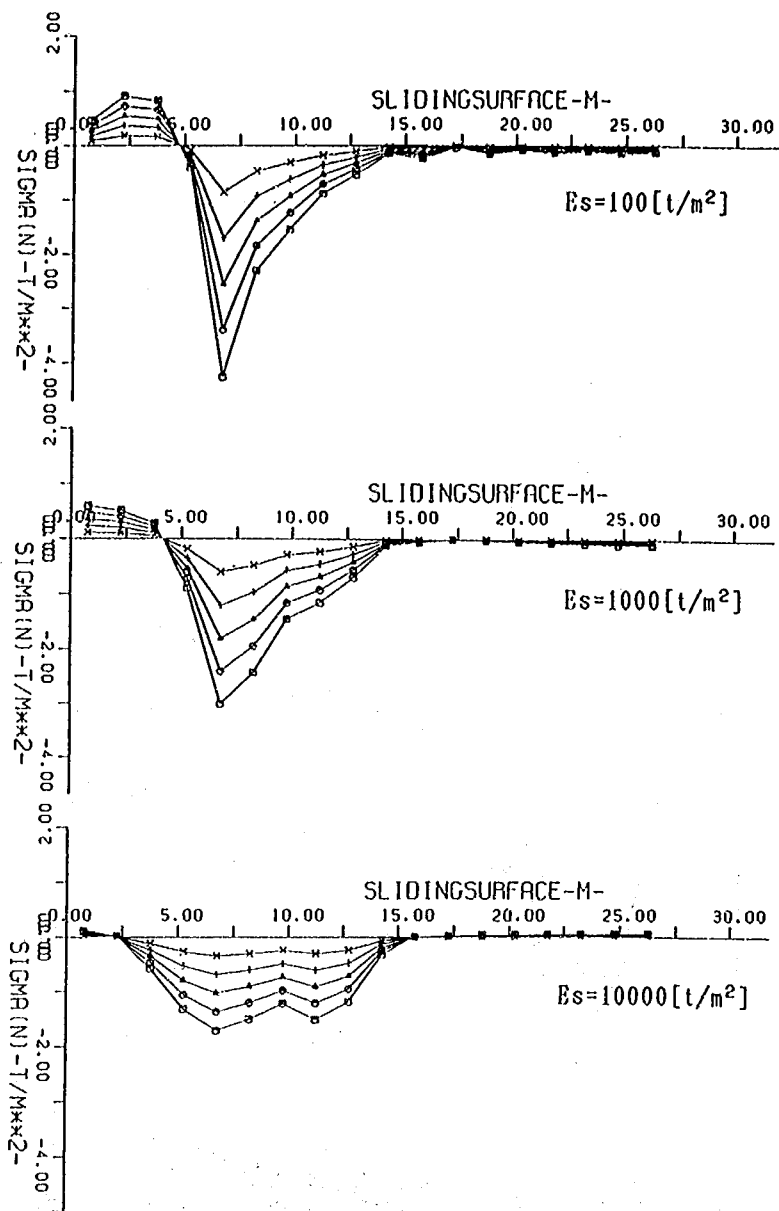
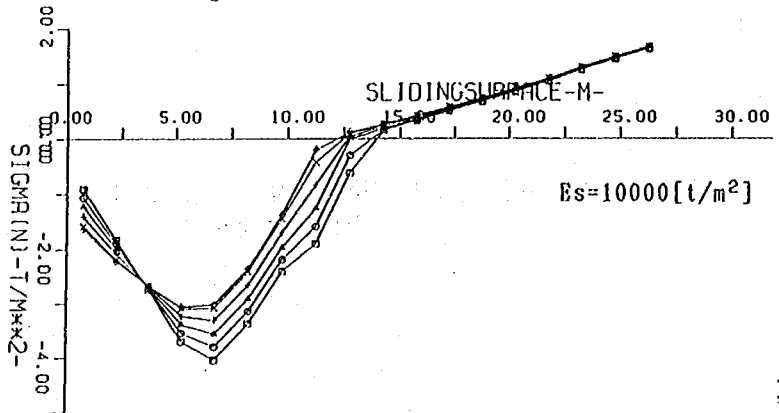
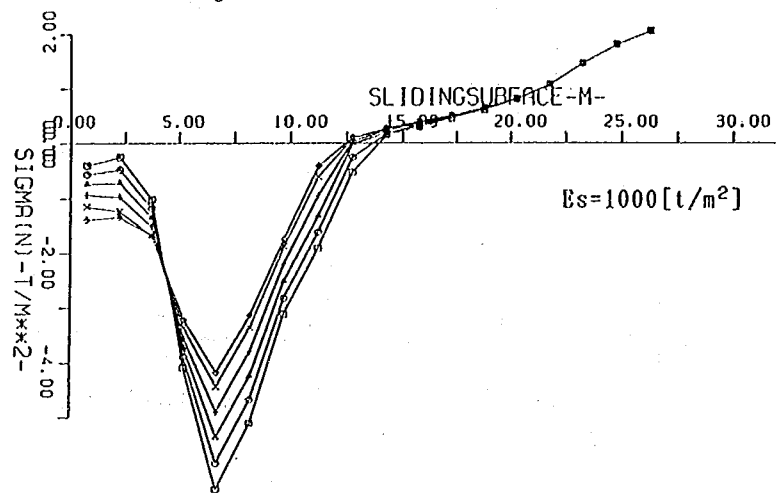
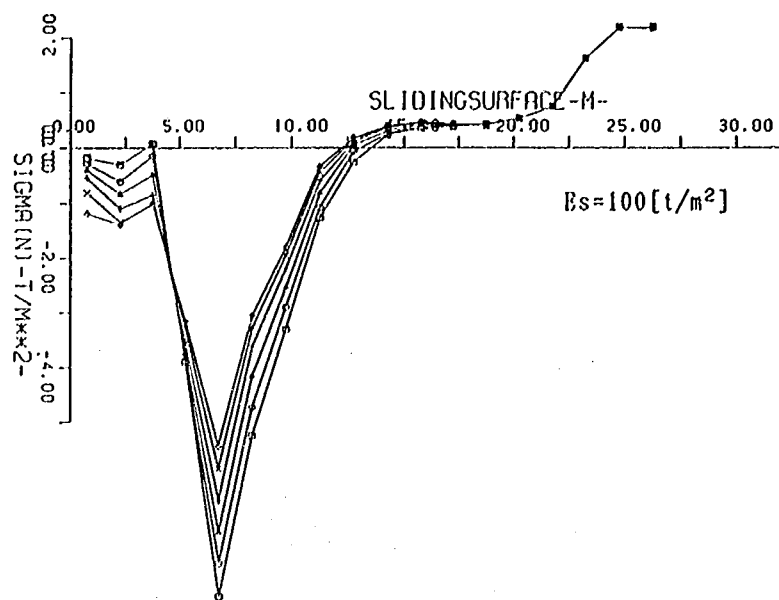


図 4. 16 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(E_s を変化させた場合)



- ◇ 0%
- × 20%
- + 40%
- △ 60%
- 80%
- 100%

図 4. 17 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(E_s を変化させた場合)

P_{nx}	初期定着力	p_x	p_y	ΣR_s	Σr_{s+1}	$\Sigma \sigma_{s+1}$	q_x	q_y	$\Delta \Sigma R$	Σr_{s+1}	$\Sigma \sigma_{s+1}$	p_x+q_x	p_y+q_y	$\frac{p_x+q_x}{P_{nx}}$
20t	0%	0	0	0	0	0	17.891	-11.927	-74.0	-56.103	-11.927	17.891	-11.927	0.895
	20%	4.0	-2.667	-1.007	2.993	-2.667	15.256	-10.170	-72.990	-54.741	-12.838	19.256	-12.837	0.963
	40%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.333	14.007	-9.338	-71.980	-51.988	-14.671	22.007	-14.671	1.100
	60%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	13.000	-8.667	-71.970	-48.995	-16.667	25.000	-16.667	1.250
	80%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	12.163	-8.109	-69.959	-45.832	-18.776	28.163	-18.776	1.408
	100%	20.0	-13.333	-5.035	14.965	-13.334	11.550	-7.700	-68.950	-42.446	-21.033	31.550	-21.033	1.578
30t	0%	0	0	0	0	0	26.838	-17.892	-84.0	-57.155	-17.892	26.838	-17.892	0.895
	20%	6.0	-4.000	-1.511	4.490	-4.001	20.838	-13.892	-82.484	-57.155	-17.892	26.838	-17.892	0.895
	40%	12.0	-8.000	-3.021	8.979	-8.001	17.034	-11.356	-80.970	-54.962	-19.356	29.034	-19.356	0.968
	60%	18.0	-12.000	-4.532	13.468	-12.001	15.410	-10.273	-79.453	-50.585	-22.273	33.410	-22.273	1.114
	80%	24.0	-16.000	-6.042	17.958	-16.001	14.158	-9.439	-77.940	-45.839	-25.439	38.158	-25.439	1.272
	100%	20.0	-20.000	-7.553	22.447	-20.001	13.214	-8.809	-76.417	-40.782	-28.809	43.214	-28.809	1.440
40t	0%	0	0	0	0	0	35.788	-23.858	-94.0	-58.207	-23.858	35.788	-23.858	0.895
	20%	8.0	-5.333	-2.014	5.986	-5.334	27.787	-18.524	-91.980	-58.207	-23.858	35.787	-23.857	0.895
	40%	16.0	-10.667	-4.028	11.972	-10.667	20.327	-13.551	-89.958	-57.656	-24.219	36.327	-24.218	0.908
	60%	24.0	-16.000	-6.042	17.958	-16.001	17.841	-11.894	-87.939	-52.157	-27.894	41.841	-27.894	1.046
	80%	32.0	-21.333	-8.056	23.944	-21.334	16.135	-10.757	-85.911	-45.861	-32.090	48.135	-32.090	1.203
	100%	40.0	-26.667	-10.070	29.930	-26.668	14.881	-9.921	-83.903	-39.116	-36.587	54.881	-36.588	1.372

表 4. 6 計算結果一覧表 (Pnを変化させた場合)

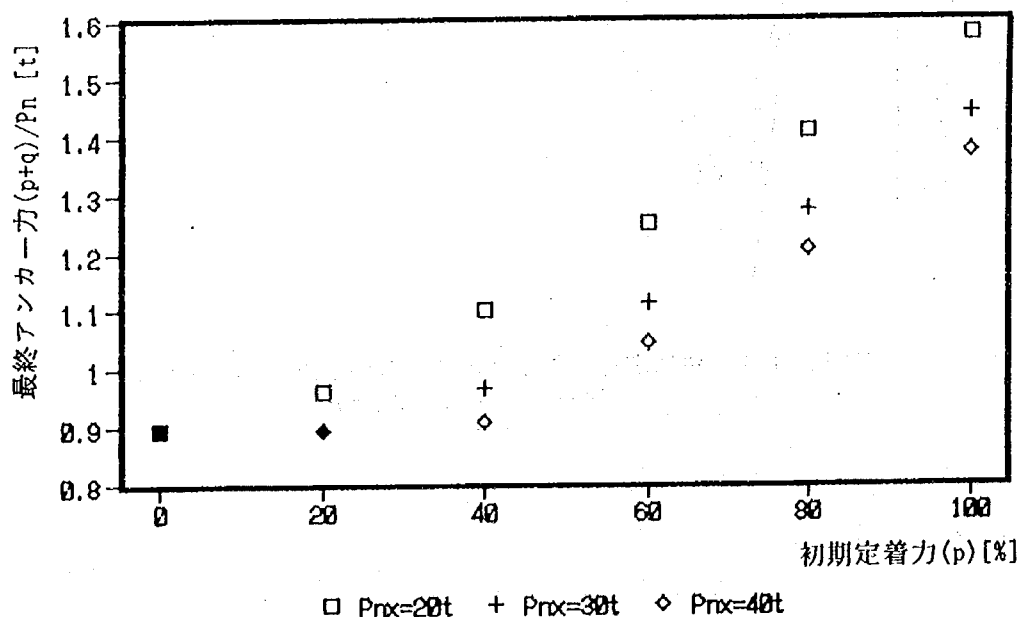


図 4. 18 初期定着力 (p) と最終アンカー力 (p+q) の関係 (Pnを変化させた場合)

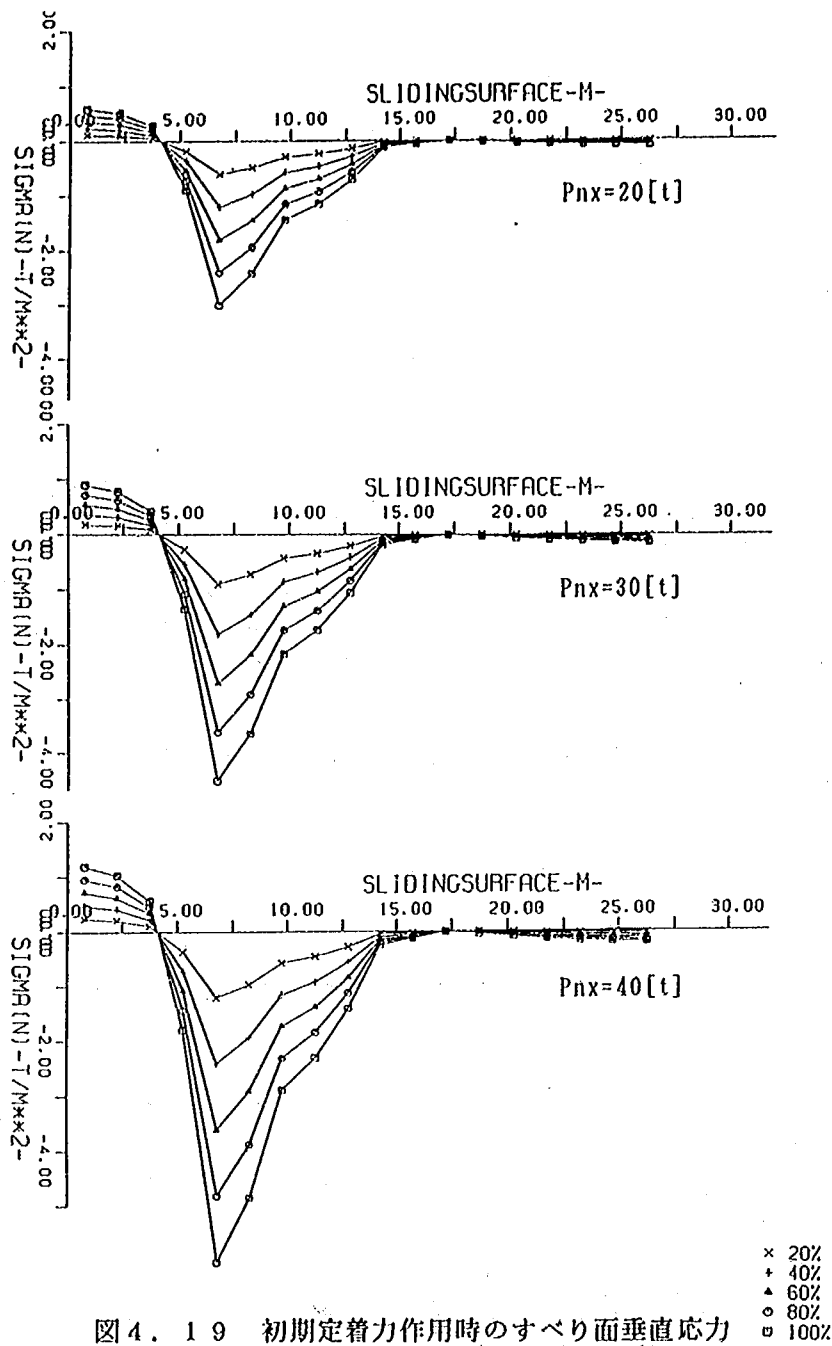


図4. 19 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(P_n を変化させた場合)

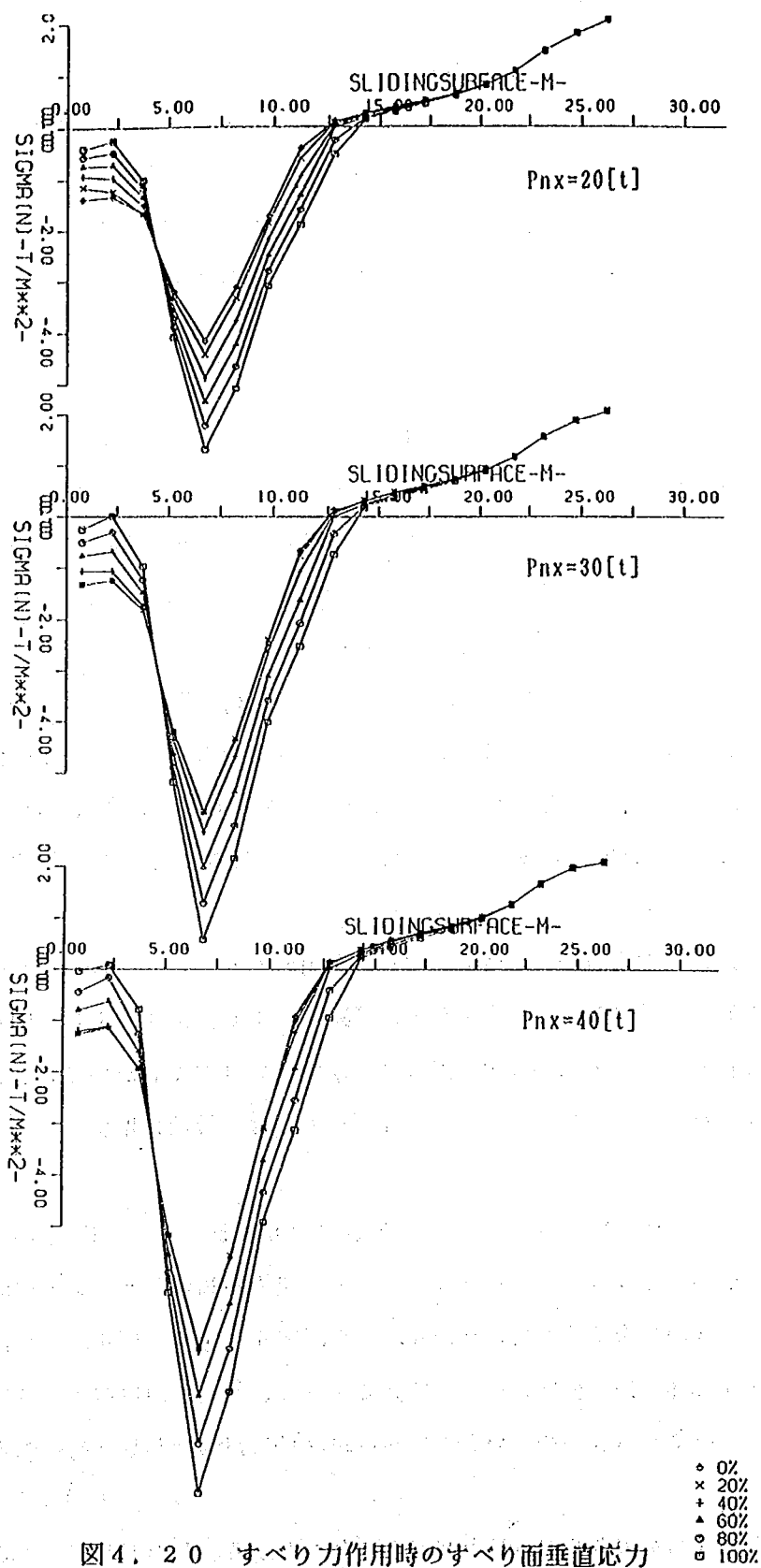


図4.20 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(P_n を変化させた場合)

① すべり面粘着力 (C_j) を変えた場合 (図4. 6, 図4. 7, 図4. 8, 表4. 2)

このケースでは C_j の値によって p と $p+q$ の関係には大きな違いが見られる。 p_x と p_x+q_x の関係を見ると $C_j=0$ のときは p_x が小さいうち (0~60%) p_x+q_x はほとんど変化はなく、 p_x が大きく (60~100%) になると p_x が大きくなるにしたがって p_x+q_x も大きくなっていく。一方 $C_j=2.0$ のときは p_x+q_x は p_x が小さいうち (0~20%) こそ増加率がやや鈍いが、それより p_x が大きくなるとほぼ直線的に増加していく。

すべり面垂直応力は初期定着力作用時はその分布にほとんど変化はない。しかしすべり力作用時にはその分布に大きな差がみられる。すなわち C_j が大きくなるほどピークは大きくなり分布形も異なりその和 ($\Sigma \sigma \cdot l$) も大きくなっている。また p_x+q_x が一定となる時にはすべり面垂直応力の大きさ、分布形はほぼ同じとなる傾向がみられる。

② すべり面の弾性係数 (G) を変えた場合 (図4. 9, 図4. 10, 図4. 11, 表4. 3)

このケースでは $G=10000$ のとき計算でイテレーション回数を多くしても収束しないため $G=100$, $G=1000$ のケースを見ると、このケースでも p と $p+q$ の関係は直線的ではなく G が大きいときに $p+q$ が一定となる場合があることがわかる。すべり面垂直応力の分布は G が大きくなるほどピークは小さくなる傾向にあるが分布形には大きな変化は見られない。

③ すべり面の内部摩擦角 (ϕ_j) を変えた場合 (図4. 12, 図4. 13, 図4. 14, 表4. 4)

このケースでは p と $p+q$ の関係は数値的には大きな違いはなく、また変化の傾向にも大きな違いはない。すなわち p_x と p_x+q_x の関係を見ると p_x が小さいうち (0~20%) は p_x+q_x の増加率は一定もしくはかなり鈍く (ϕ_j が小さいほど顕著) それより p_x が大きくなると p_x+q_x は直線的に増加し、3本のグラフは互いに近接している。

すべり面垂直応力は初期定着力作用時もすべり力作用時も ϕ_j の違いによる差はほとんどみられない。

④ すべり土塊の弾性係数 (E_s) を変えた場合 (図4. 15, 図4. 16, 図4. 17, 表4. 5)

このケースでは p と $p+q$ の関係は③と同様に大きな違いはなく p が小さいとき (0~20%) には $p+q$ は増加率は鈍いが、それより p が大きくなると $p+q$ は直線的に増加する。また3本のグラフは近接している。

すべり面垂直応力は全体の総和 ($\Sigma (\sigma_s \cdot l)$, $\Sigma (\sigma \cdot l)$) はほとんど変わらないが、分布形は大きく変わっている。すなわち E_s が大きくなるほどピークが緩やかになりピークの底面幅は広くなる。

⑤ 必要アンカー力 (P_n) を変えた場合 (図4. 18, 図4. 19, 図4. 20, 表4. 6)

このケースでは p と $(p+q)/P_n$ の関係について見てみると、 $P_{nx}=30, 40t$ のケースで $p+q$ が一定となる場合が見られる。いずれも p が小さいときで $P_{nx}=30t$ の場合は0~20%、 $P_{nx}=40t$ の場合は0~40%の範囲である。

すべり面垂直応力は P_n が大きくなるほどピークは大きくなる。しかしピークの底面幅には変化は見られない。

4-4 考察

計算結果より下記のことがわかった。

- ① 初期定着力 p と最終アンカー力 $p+q$ は必ずしも直線的な関係にはならず、初期定着力が小さいとき最終アンカー力も小さくなる場合がある。
- ② 土塊を弾性体としたときアンカー力はすべてすべり面に伝わるが、すべり面に均等に伝わるのではなくアンカー作用点直下あたりに圧縮応力のピークをもつ分布となる。そして土塊の弾性係数が大きいほど圧縮応力のピークの大きさは小さくなり、圧縮応力を示す部分の幅は広くなる。またアンカー力を大きくしても圧縮応力のピークが大きくなるだけで圧縮応力を示す部分の幅には変化はない。

ここで①はアンカー工における最適な初期定着力を求めるにあたり興味のある結果であり、以下このことについて考察を加える。

計算結果より台形土塊に作用する力には次のような関係があることがわかる。図4. 5において初期定着力 $p = (p_x, p_y)$ 作用時、すべり土塊に作用する水平力は初期定着力 p の x 成分 p_x 、ジョイント要素（すべり面）に作用するせん断力の反力の和 $-\sum(\tau s_i)$ 、土塊右端の固定点からの反力の和 $\sum R_s$ でありこの3つの力のつりあいから

$$p_x - \sum(\tau s_i) + \sum R_s = 0 \quad \text{-----①}$$

となる。

またすべり土塊に作用する鉛直力は p の y 成分 p_y 、ジョイント要素（すべり面）に作用する垂直応力の反力の和 $-\sum(\sigma s_i)$ であり、この2つの力のつりあいから

$$p_y - \sum(\sigma s_i) = 0 \quad \text{-----②}$$

となる。

一方すべり力 $\sum R$ を $F-E$ 間に作用させたとき $F-E$ には初期力として $\sum R_s$ の力がたくわえられているため実際に土塊に作用する力は

$$\sum R - \sum R_s = \Delta \sum R \quad \text{-----③}$$

となる。

またジョイント要素（すべり面）せん断力の反力の和は計算結果より $-\sum(\tau s_i)$ という値が得られたとすると、実際には初期力 $-\sum(\tau s_i)$ を克服して $-\sum(\tau s_i)$ になったということであり、実際に作用しているせん断力は

$$-\sum(\tau s_i) - \sum(-(\tau s_i))$$

となる（図4. 21）。

ジョイント要素（すべり面）垂直抗力の反力の和についても同様で初期力として $-\sum(\sigma s_i)$ の力が作用しているため、計算により垂直抗力として $-\sum(\sigma s_i)$ という値が得られたとすると、実際に作用している垂直抗力は

$$-\Sigma(\sigma \cdot l) - (-\Sigma(\sigma \cdot s \cdot l))$$

となる (図4. 21)。

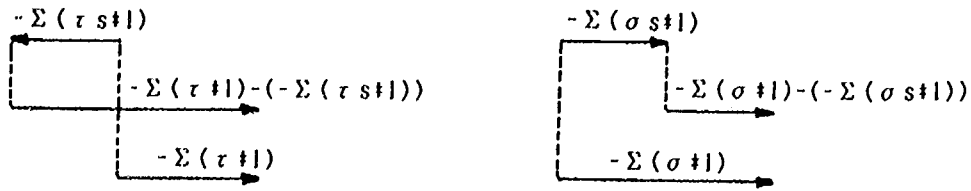


図4. 21 すべり面に作用する力の関係

すべり力作用時にバネ支点に作用する力を $q = (q_x, q_y)$ とすると力のつりあいより

$$q_x + \Sigma(\tau \cdot s \cdot l) - \Sigma(\tau \cdot l) + \Sigma R = 0 \quad \text{-----④}$$

$$q_y + \Sigma(\sigma \cdot s \cdot l) - \Sigma(\sigma \cdot l) = 0 \quad \text{-----⑤}$$

となる。

またアンカー力の x 方向、 y 方向成分は

$$p_x = p \cdot \cos \theta \quad q_x = q \cdot \cos \theta$$

$$p_y = p \cdot \sin \theta \quad q_y = q \cdot \sin \theta \quad \text{-----⑥}$$

の関係がある。

①③④式より

$$p_x + q_x = \Sigma R + \Sigma(\tau \cdot l) \quad \text{-----⑦}$$

となる。ここで $\Sigma(\tau \cdot l)$ は $0 \leq a \leq 1$ とすると

$$-\Sigma(\tau \cdot l) = a \cdot \{-(p_y + q_y) \cdot \tan \phi + c \cdot l\} \quad \text{-----⑧}$$

と表せる。ここに $-(p_y + q_y) \cdot \tan \phi$ はアンカーの締め付け力、 $c \cdot l$ はすべり面の粘着力である。

またアンカー力の水平方向成分と垂直方向成分には

$$p_y + q_y = -(p_x + q_x) \cdot \tan \theta \quad \text{-----⑨}$$

の関係があり、 $p_x + q_x$ は⑦⑧⑨より

$$p_x + q_x = \frac{R - a \cdot c \cdot l}{1 + a \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi} \quad \text{-----⑩}$$

となる。

また⑥より

$$p_x + q_x = (p + q) \cdot \cos \theta$$

であるから⑩式は

$$p + q = \frac{R - a \cdot c \cdot l}{(1 + a \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi) \cdot \cos \theta}$$

となる。

すべり面せん断抵抗力は図4. 4 のようになるので、すべり面が全域にわたり塑性になると $a=1$ となり $p+q$ は一定になる。しかしすべり面に弾性部が残っていると $0 < a < 1$ となって $p+q$ は $a=1$ のときの値より大きくなり、すべり面が全く動かないとしたとき $a=0$ となり $p+q$ は最大値 $\Sigma R/\cos \theta$ になる。このような関係が有限要素法解析の結果に見られた p と $p+q$ の関係にあらわれていると考えられる。

すなわち図4. 4 に示すようなすべり面せん断強度特性においては、すべり面の変位が大きく（初期定着力が小さく）すべり面が塑性であるときはすべり面は受け持てる最大の抵抗力を発揮するためアンカーで受け持つべき力（最終アンカー力）は最小となるが、すべり面の変位が小さく（初期定着力が大きく）すべり面が弾性であるときはすべり面が受け持てる最大の抵抗力よりも小さい抵抗力しか発揮できずその分アンカーが受け持つ力（最終アンカー力）は大きくなる。

このように、ここで考えた台形土塊モデルでは初期定着力の大小により最終アンカー力に差が生じるという結果が得られた。このような傾向が実際の地すべりで見られるかどうかを考察するため次章以降で円弧すべり、複合すべりのモデルを考えてみる。

5. 円弧すべり及び複合すべりにおける解析

5-1 土塊モデル

図5. 1に示すようにすべり土塊を直線 AB と弧 AB で囲まれた部分とし、すべり面を弧 AB と弧 $A'B'$ ではさまれた部分とする。台形モデルの場合と同様にすべり土塊は弾性体とし三角形要素の集

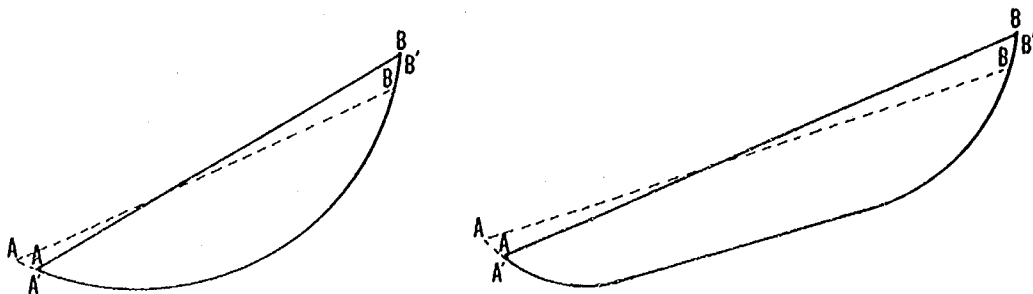


図5. 1 円弧、複合すべり土塊モデル

合体として表され、すべり面はジョイント要素（厚さ=0）として表す。また弧 $A'B'$ は不動層上面とし xy 方向固定の不動点とする。よってすべり土塊は自重により弧 $A'B'$ 上をジョイント要素を介してすべり落ちるという動きを示す。有限要素法解析のメッシュ図を図5. 2に示す。

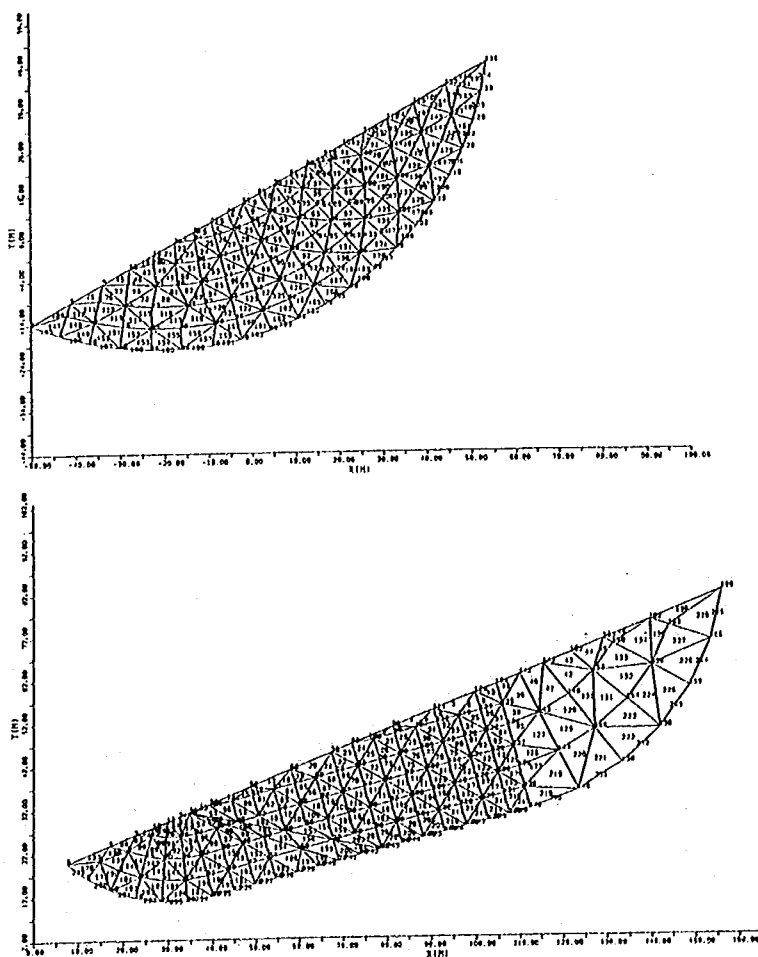


図5. 2 円弧、複合すべり土塊モデルメッシュ図

5-2 解析手順(図5.3)

現状で $F_s=1.0$ であるようなすべり土塊にアンカー工を施工して、初期定着力を作用させた。その後地下水位の上昇によりすべり面に間隙水圧が作用し土塊が不安定化しアンカーが抑止力を発揮したという状況を解析してみる。

① 土塊自重による初期応力の計算

現状で $F_s=1.0$ となるようにすべり面の粘着力と内部摩擦角を定め、そのときの各要素の応力(土塊内応力、すべり面応力)を求める。この応力を土塊自重 W による初期応力 FD とする。

② 初期定着力を作用させる。

FD を初期応力として与え土塊に初期定着力 p を与える。この計算により得られた各要素の応力を FA とする。

③ すべり面下部に間隙水圧を作用させる。

FA を初期応力として与えすべり面

図5.3 解析手順

下部に間隙水圧を作用させる。このときアンカー作用点は仮想したアンカーと同じバネ定数を持つバネで支えられているものとし、このバネに作用する力を q とする。

④ 結果の解析

$p+q$ を最終的なアンカー力と考え初期定着力 p の変化による $p+q$ の変化、アンカー力によるすべり面応力の変化及びすべり面の変位等について考察する。

5-3 円弧すべり解析結果

計算したケース名と計算に用いた土質定数及び諸定数を表5.1に示す。またすべり面の強度特性

ケース名	すべり土塊					すべり面					アンカー			間隙水圧
	ϕ_s	C_s	ν_s	E_s	γ_s	$\tan \phi_f$	C_f	G	$K1$	$K2$	A (cm ²)	θ (度)	L_f (m)	
A5 A7 A6	30	1.0	0.3	1000 5000 10000	1.8	0.2585676 0.2567564 0.2576376	4.0	100	100	100	13.819	33.45	30.314	A
A11 A5 A12	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.3167702 0.2585676 0.1992366	2.0 4.0 6.0	100	100	100	13.819	33.45	30.314	A
A5 A16 A13	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.2585676	4.0	100	100	100	13.819	33.45	30.314	A B C
A6 A17 A18	30	1.0	0.3	10000	1.8	0.2567564	4.0	100	100	100	13.819 27.639 41.458	33.45	30.314	A

ϕ_s, ϕ_f : 内部摩擦角[度] C_s, C_f : 粘着力[t/m²] ν_s : ポアソン比 $E_s, G, K1, K2$: 弾性係数(t/m²) A : アンカー断面積

θ : アンカー伏角 L_f : アンカー自由長 仮想したアンカー鋼材の弾性係数 $E=21000000$ (t/m²)

表5.1 解析ケース一覧表

を図 5. 4 に、間隙水圧の各ケースを図 5. 5 に示す。

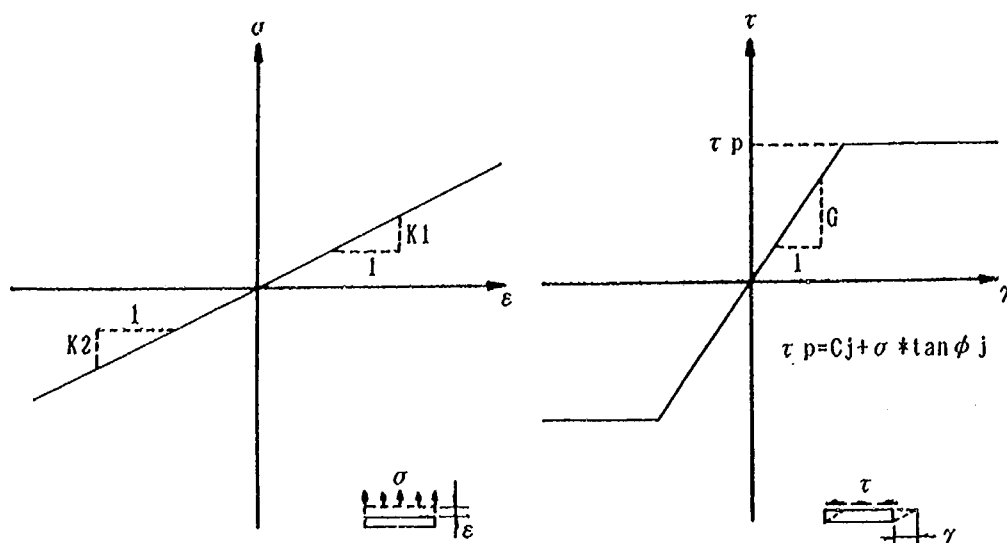


図 5. 4 すべり面強度特性

ここでは

- ① すべり面の弾性係数 E_s を変えた場合 (A5, A7, A6)
- ② すべり面の粘着力 C_j を変えた場合 (A11, A5, A12)
- ③ 間隙水圧のケースを変えた場合 (A5, A16, A13)
- ④ アンカーの断面積 A を変えた場合 (A6, A17, A18)

以上 4 つのケースについて解析を行った。

なお初期定着力 p は 1 つのケースにつき $p = 0t, 30t, 60t, 90t, 120t, 150t$ の 6 通りの場合を考えた。

各ケースの p と $p + q$ の関係、アンカー力によるすべり面垂直応力の増加量 $\Delta \sigma$ (初期定着力作用時、間隙水圧作用時) 及び間隙水圧作用時のすべり面変位 $\Delta \gamma$ を①のケースについて図 5. 7. 1 ~ 図 5. 7. 4、②のケースについて図 5. 8. 1 ~ 図 5. 8. 4、③のケースについて図 5. 9. 1 ~ 図 5. 9. 4、④のケースについて図 5. 10. 1 ~ 図 5. 10. 4 に示す。なおこれらのグラフの見方を図 5. 6 に示す。

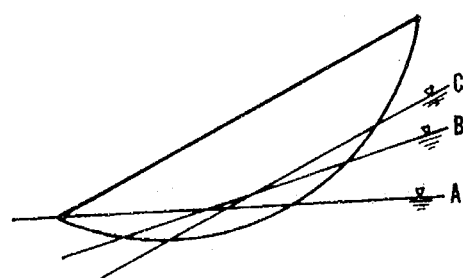


図 5. 5 間隙水圧 (地下水位) ケース

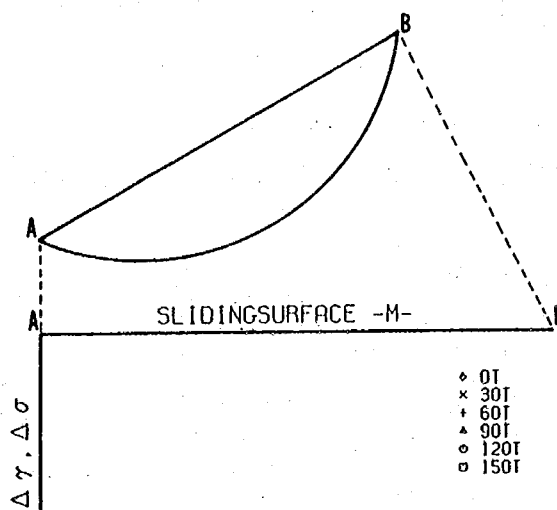


図 5. 6 すべり面変位、応力グラフ凡例

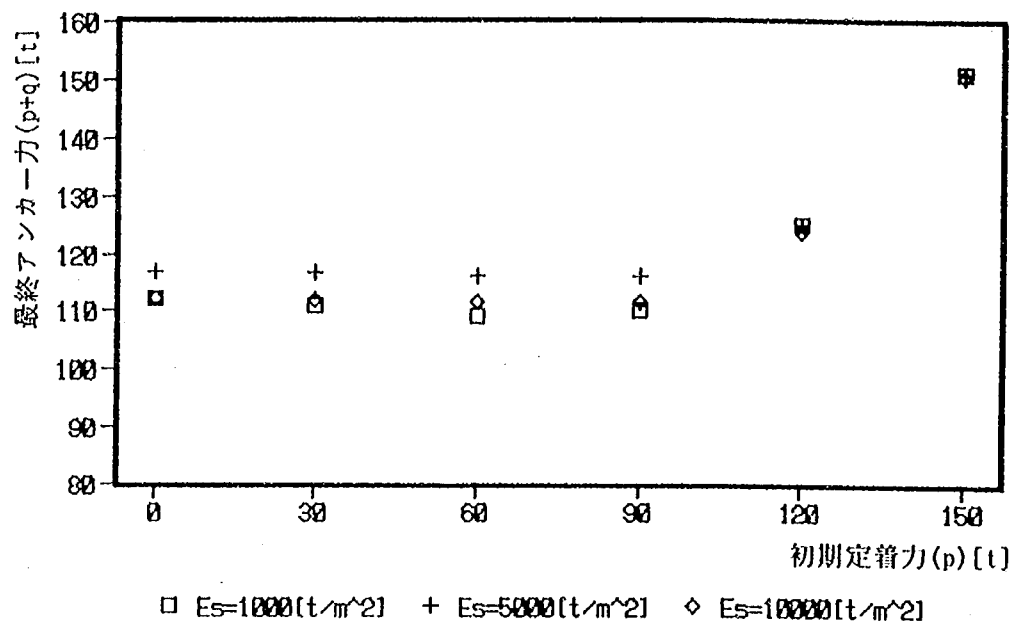


図5. 7. 1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(E_s を変化させた場合)

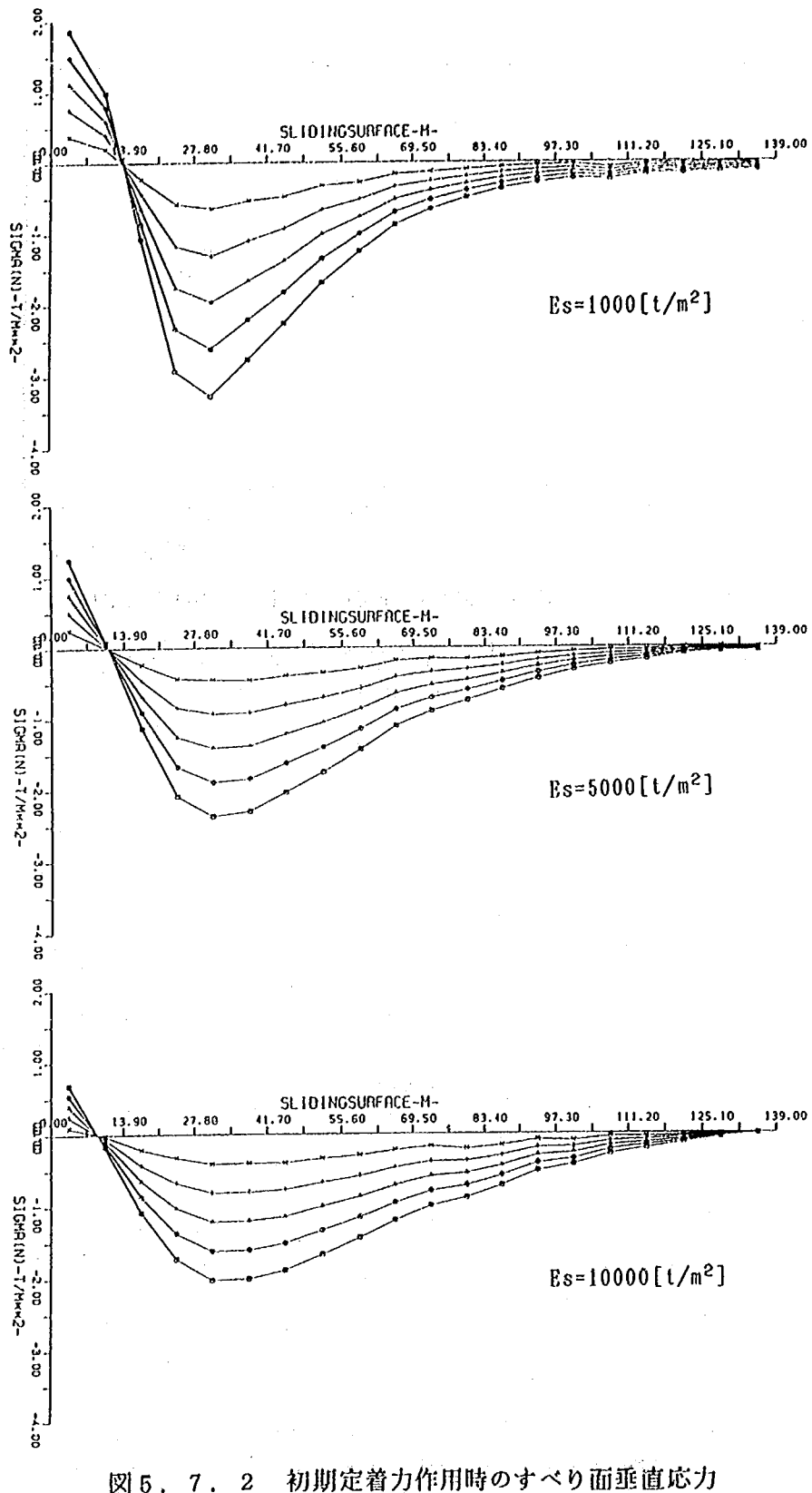


図 5. 7. 2 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(E_s を変化させた場合)

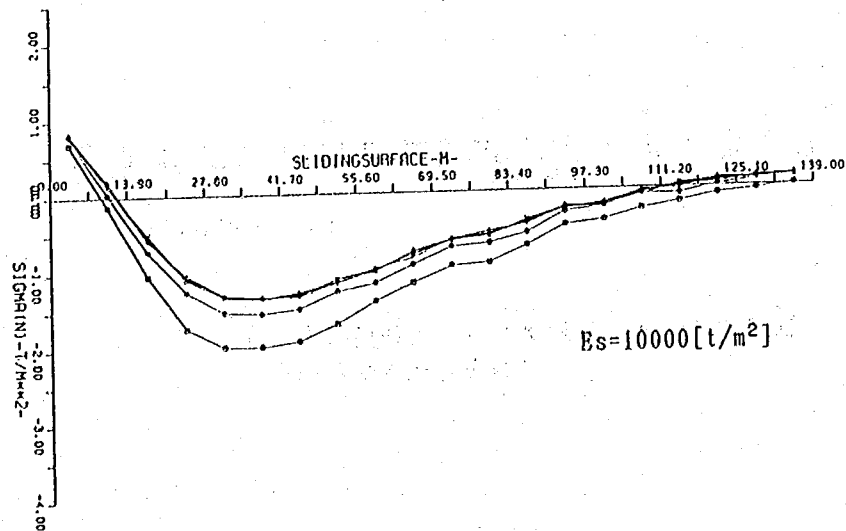
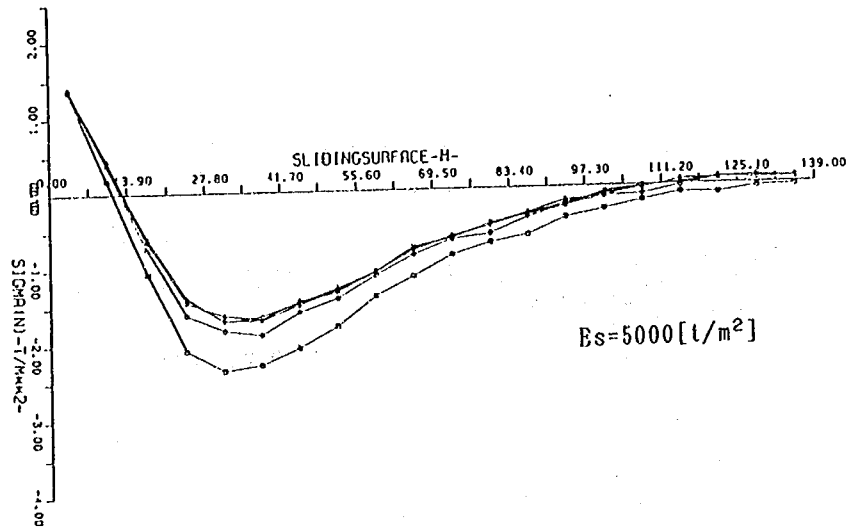
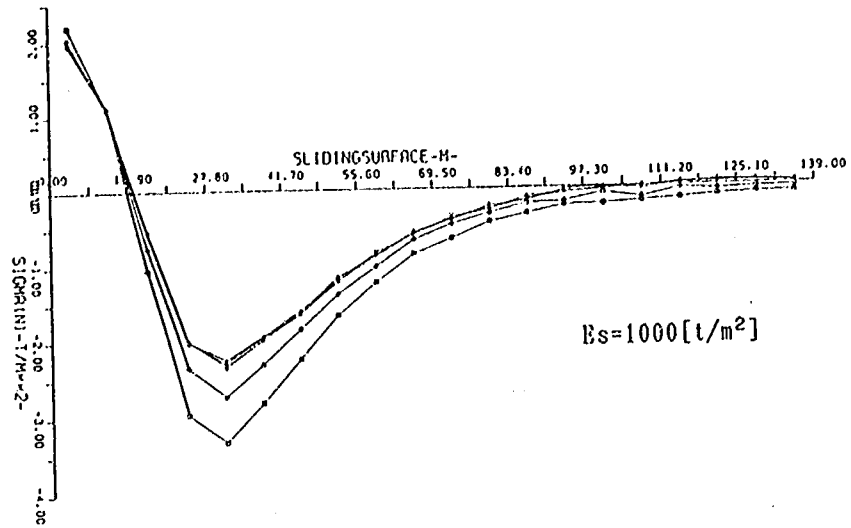
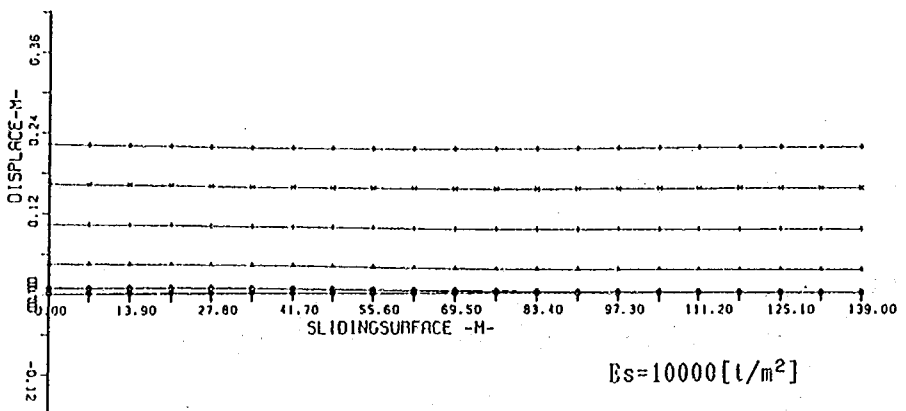
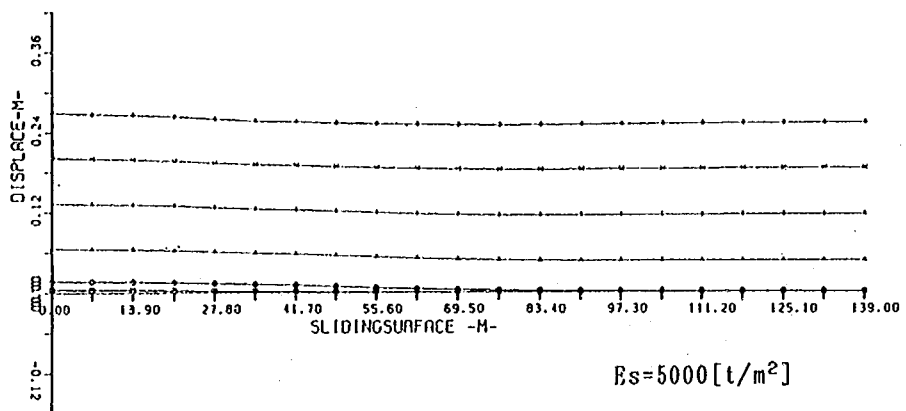
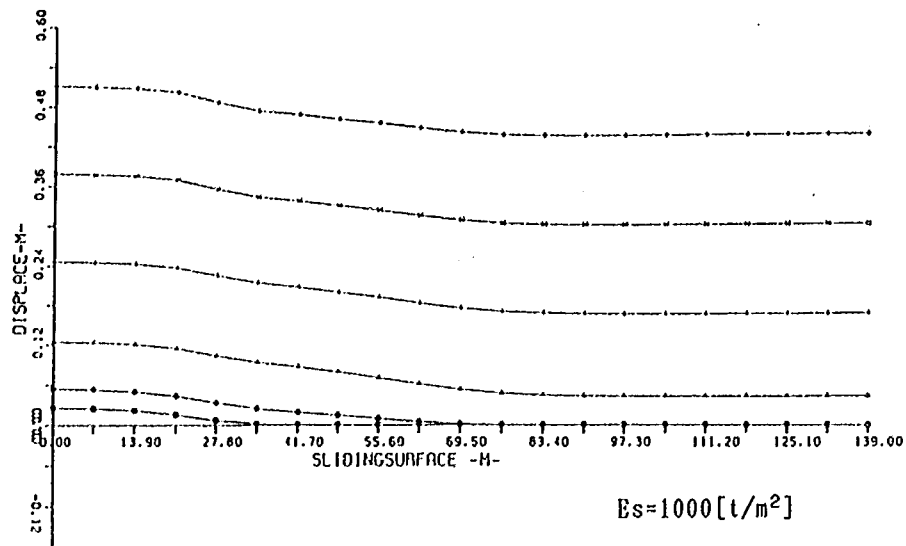


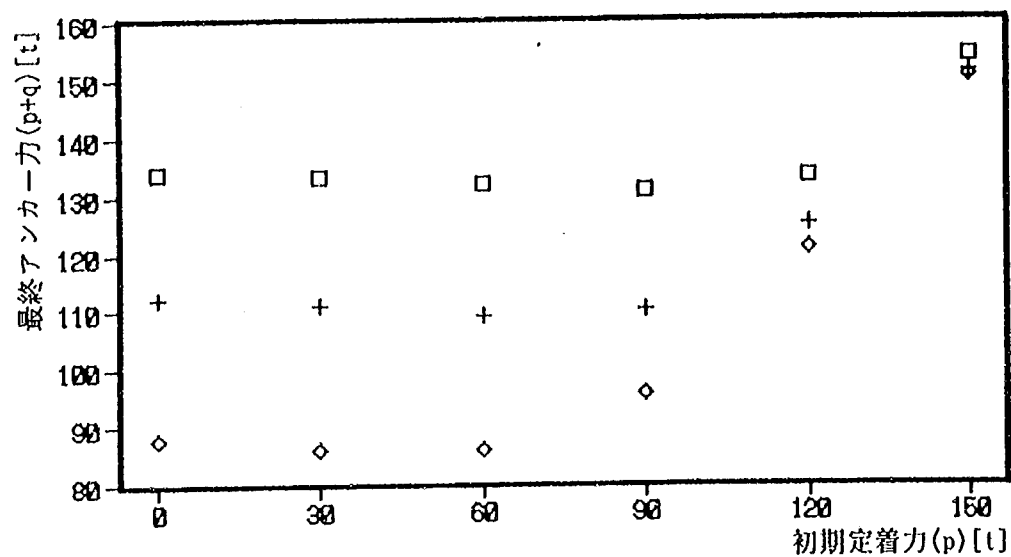
図 5. 7. 3 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(E_s を変化させた場合)

- ◇ 0T
- × 30T
- + 60T
- △ 90T
- 120T
- 150T



- ◇ 0T
- × 30T
- + 60T
- △ 90T
- 120T
- 150T

図 5. 7. 4 最終アンカー力作用時すべり面変位
(E_s を変化させた場合)



□ $C_j=2.0[t/m^2]$ + $C_j=4.0[t/m^2]$ ◇ $C_j=6.0[t/m^2]$

図5. 8. 1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(C_j を変化させた場合)

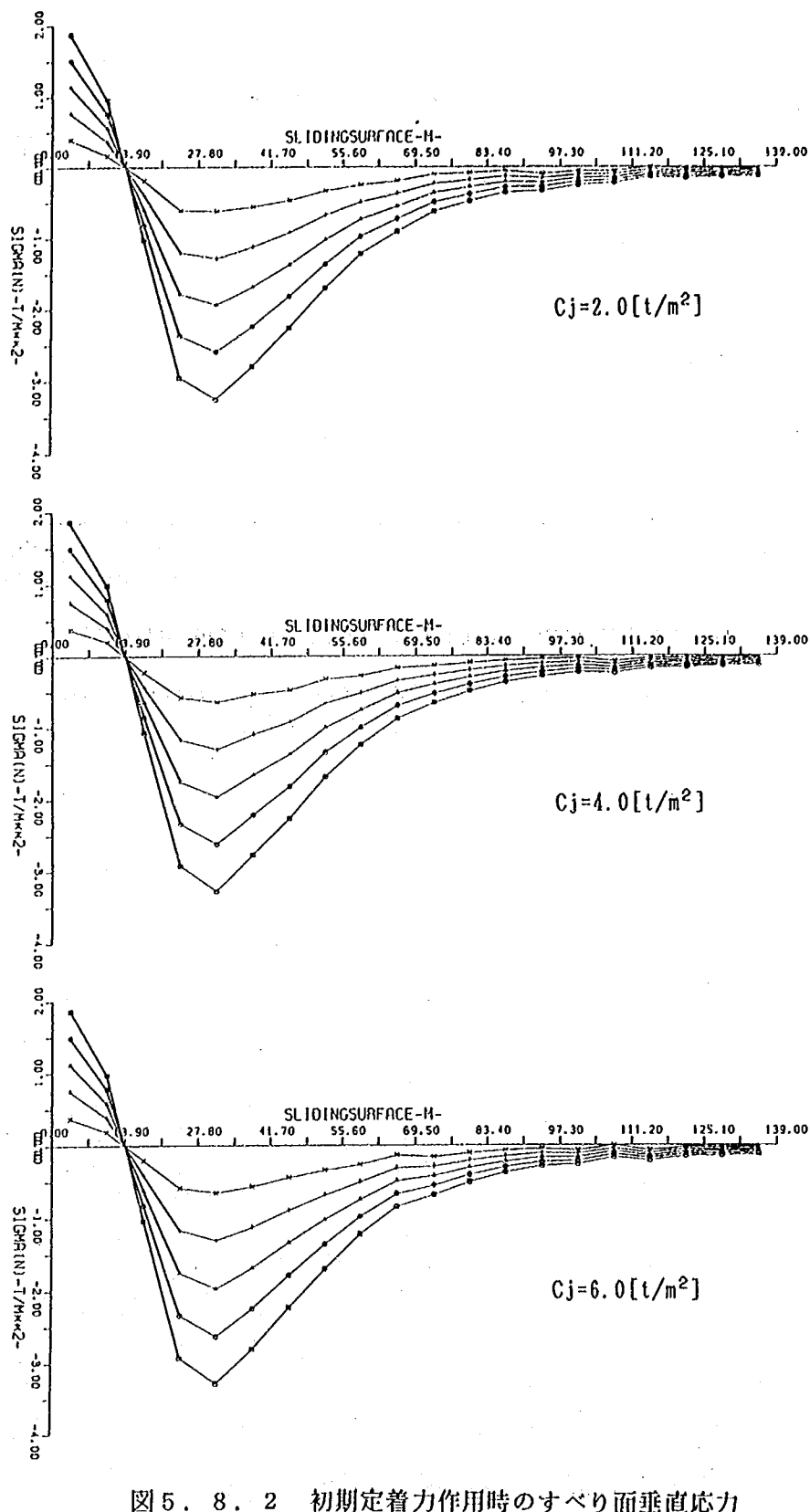


図5. 8. 2 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(C_j を変化させた場合)

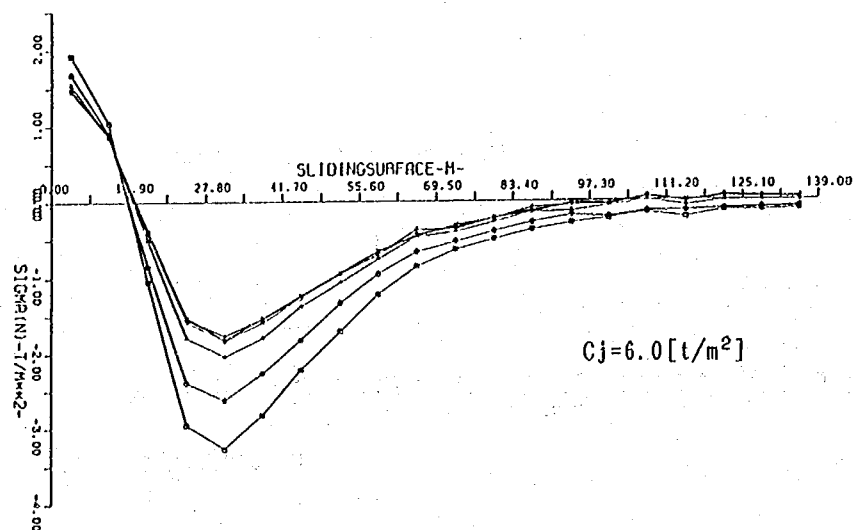
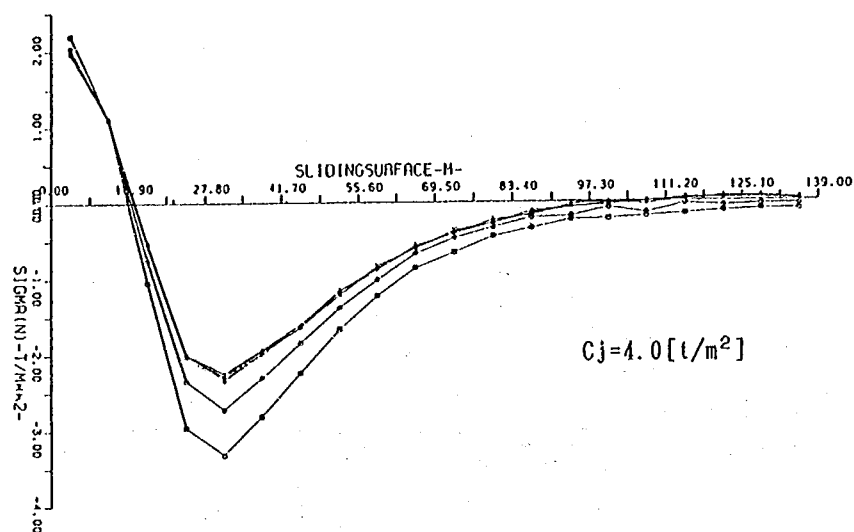
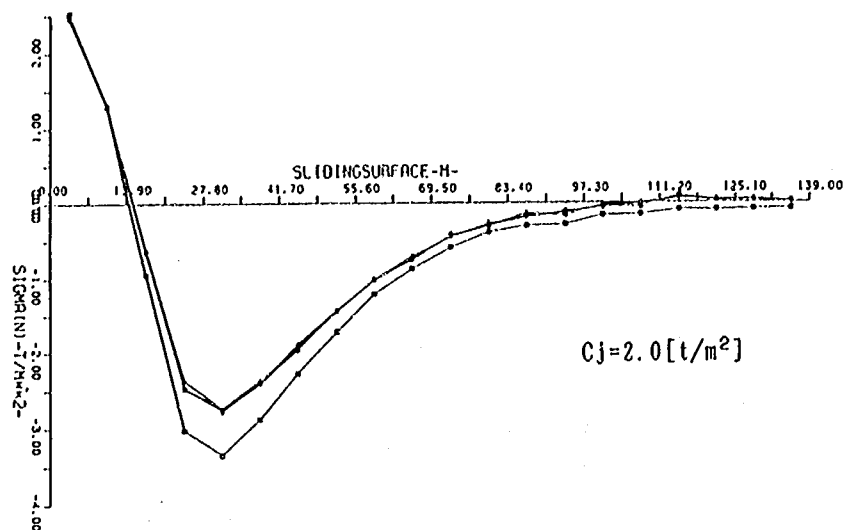
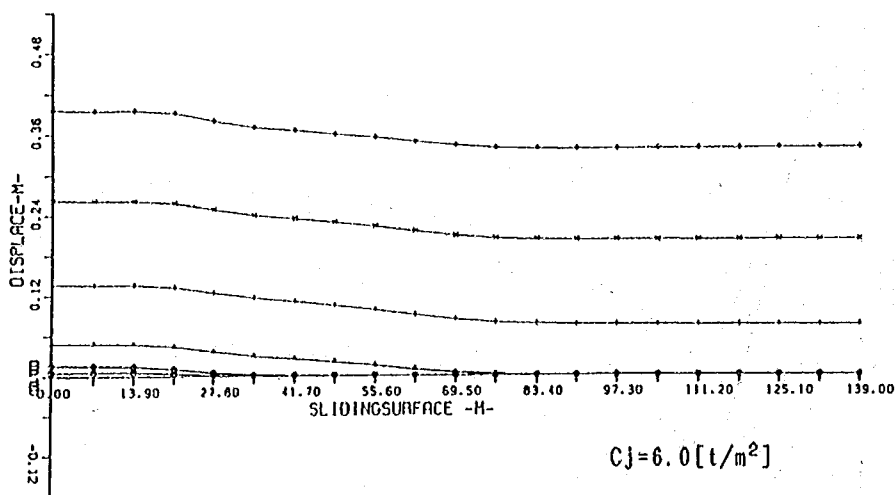
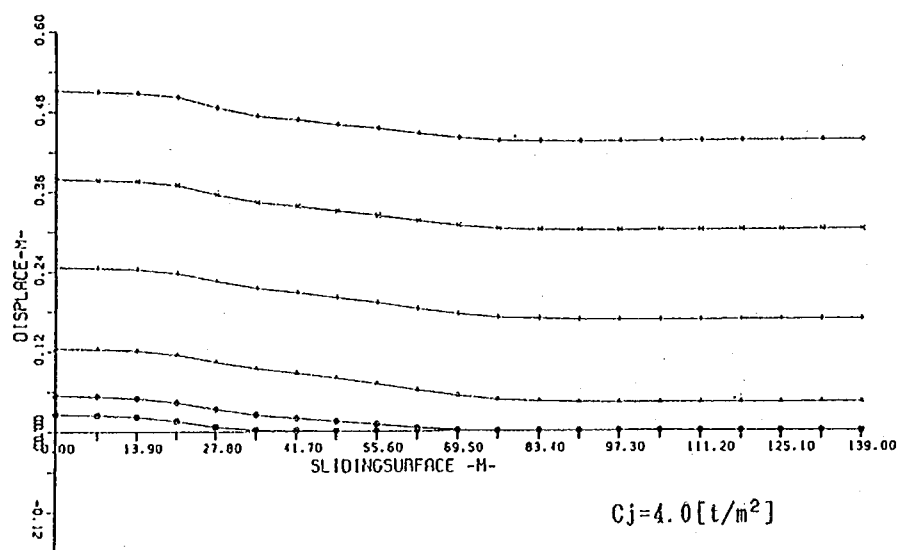
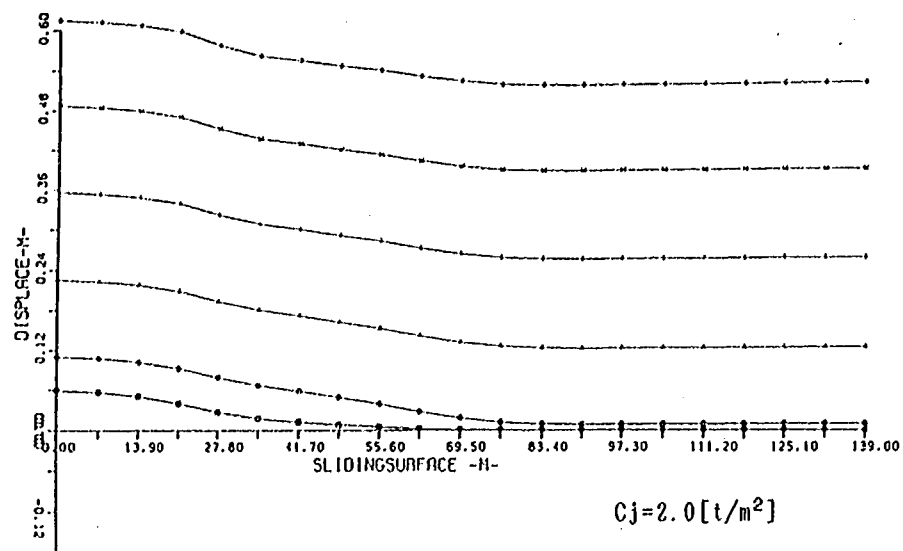


図5. 8. 3 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(C_j を変化させた場合)

- ◇ 0T
- × 30T
- + 60T
- △ 90T
- 120T
- 150T



- ◆ 0T
- × 30T
- + 60T
- ▲ 90T
- 120T
- 150T

図 5. 8. 4 最終アンカー力作用時すべり面変位
(C_j を変化させた場合)

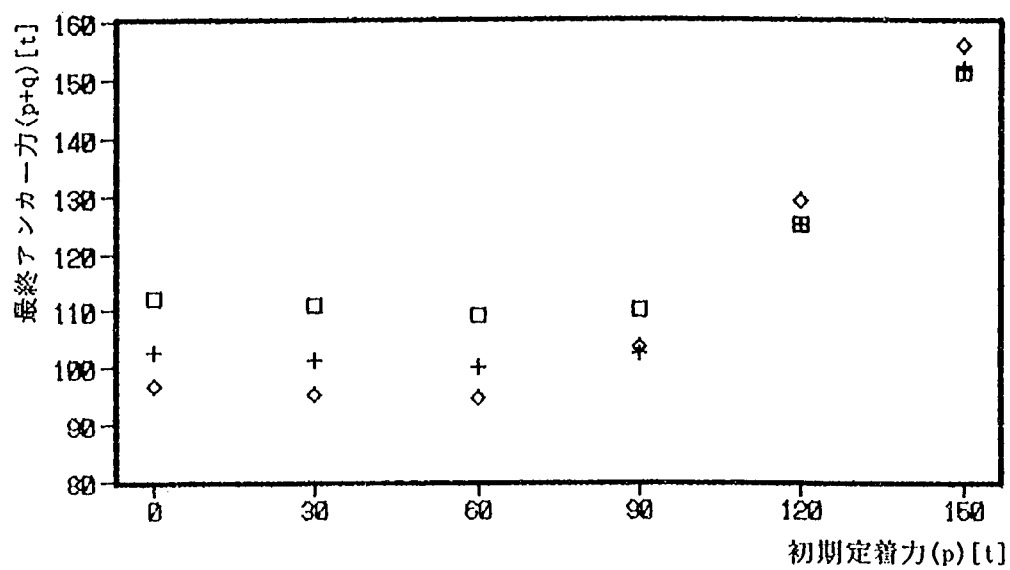
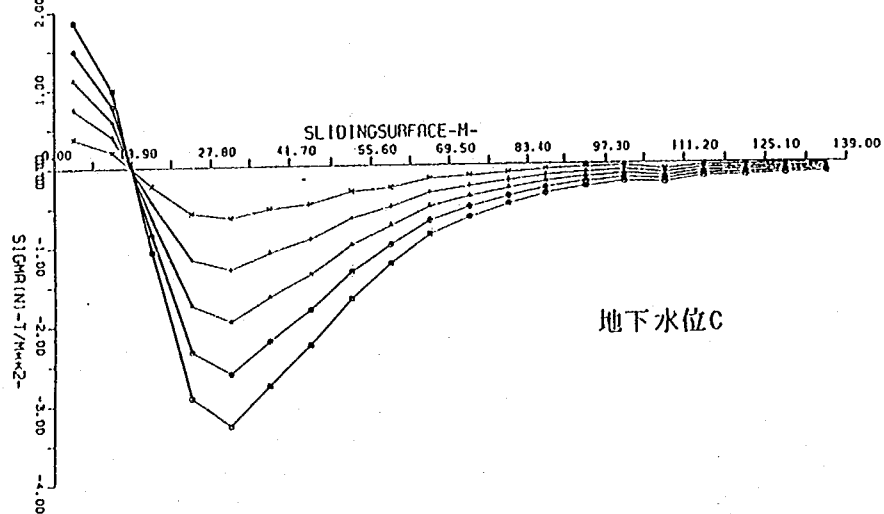
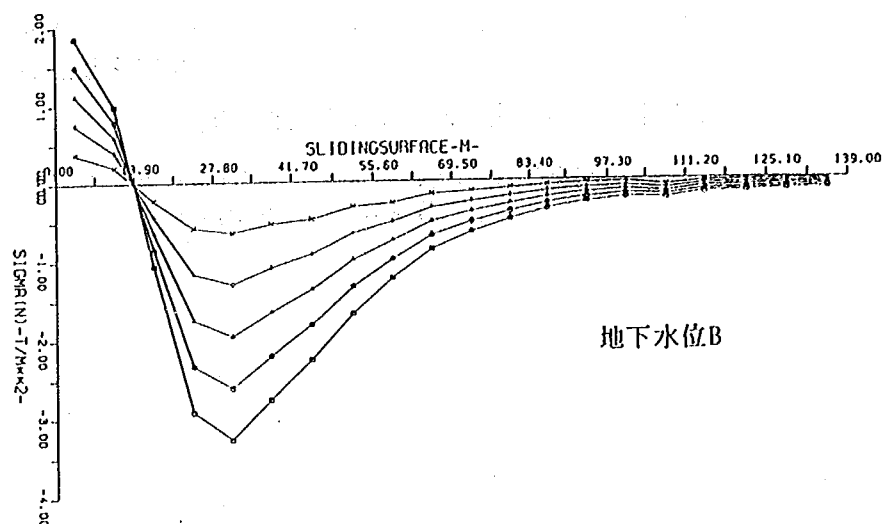
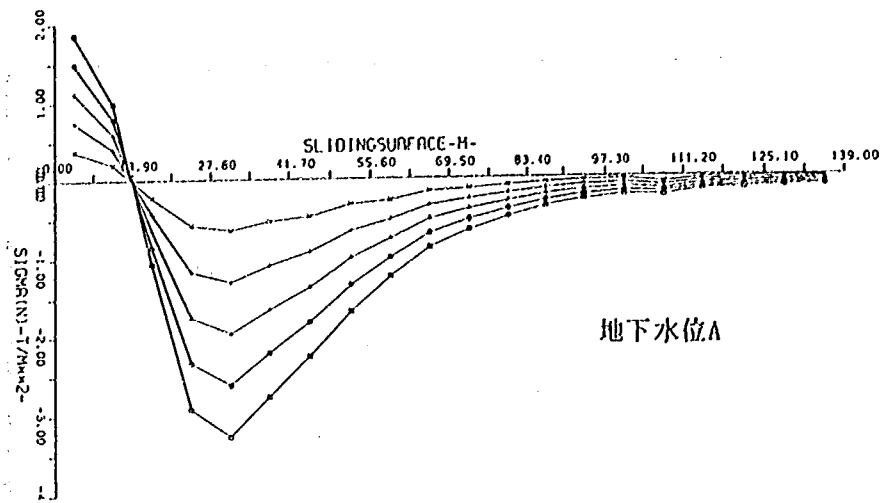
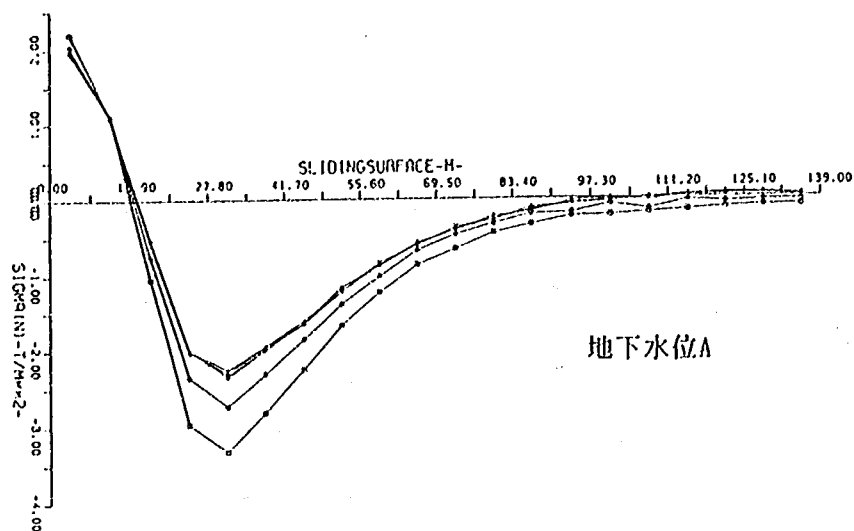


図 5. 9. 1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(地下水位を変化させた場合)

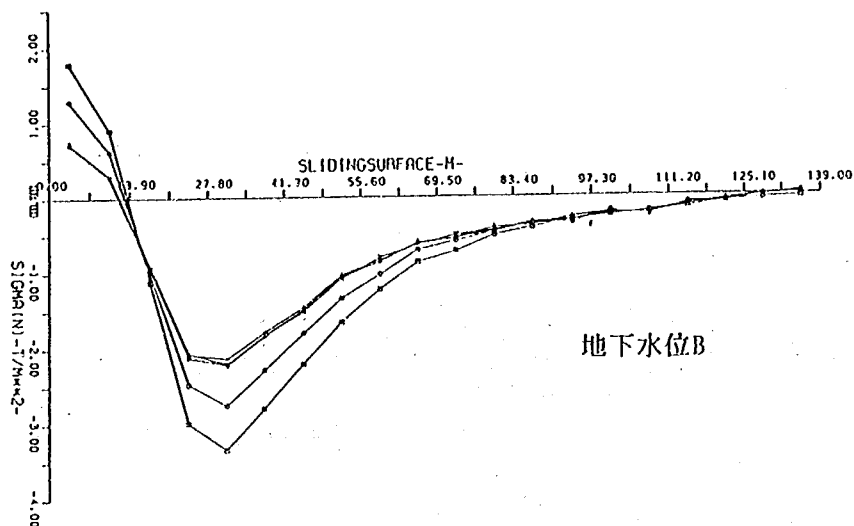


- 0T
- × 30T
- + 60T
- △ 90T
- ◇ 120T
- 150T

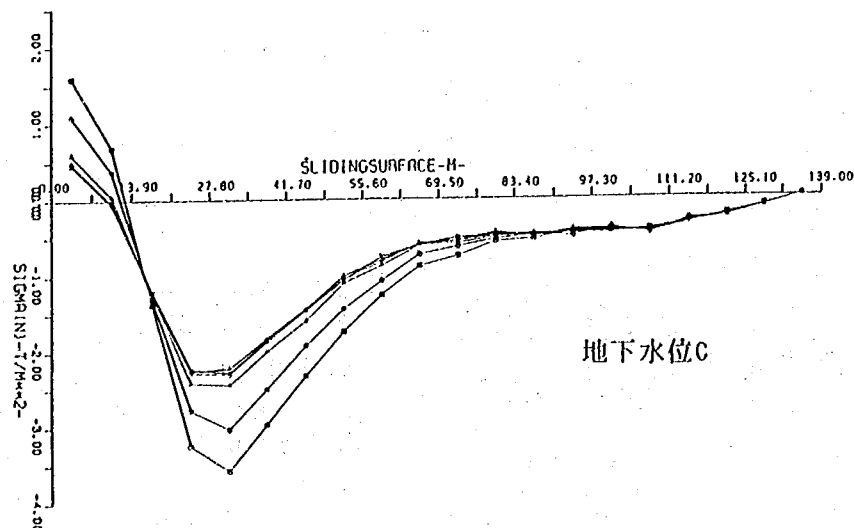
図 5. 9. 2 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(地下水位を変化させた場合)



地下水位A



地下水位B



地下水位C

- ◇ 0T
- × 30T
- + 60T
- △ 90T
- 120T
- 150T

図 5. 9. 3 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(地下水位を変化させた場合)

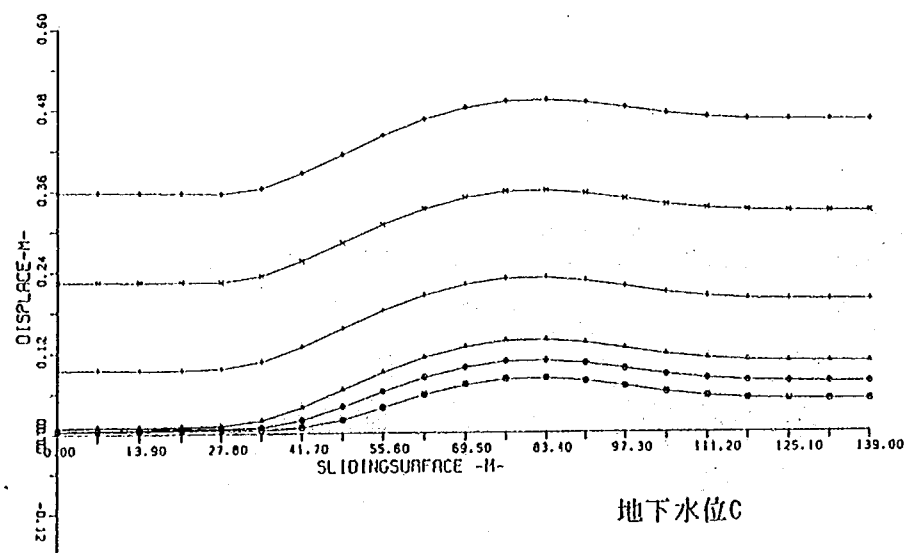
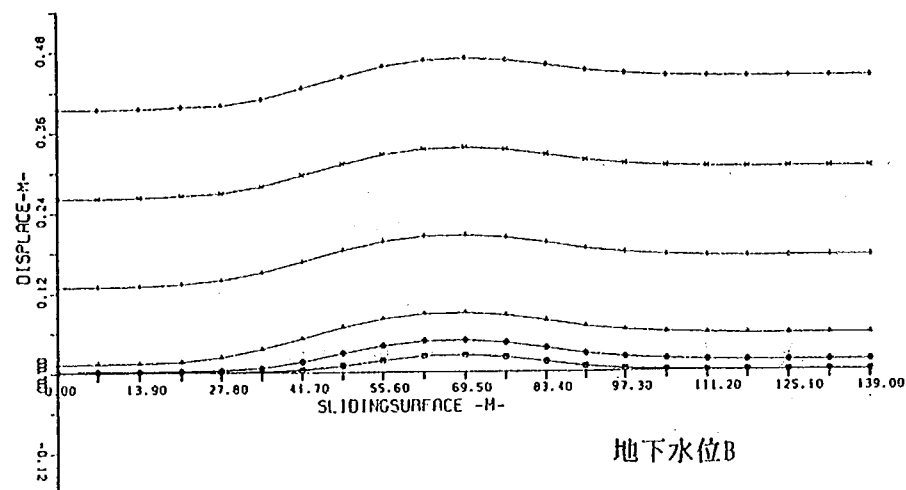
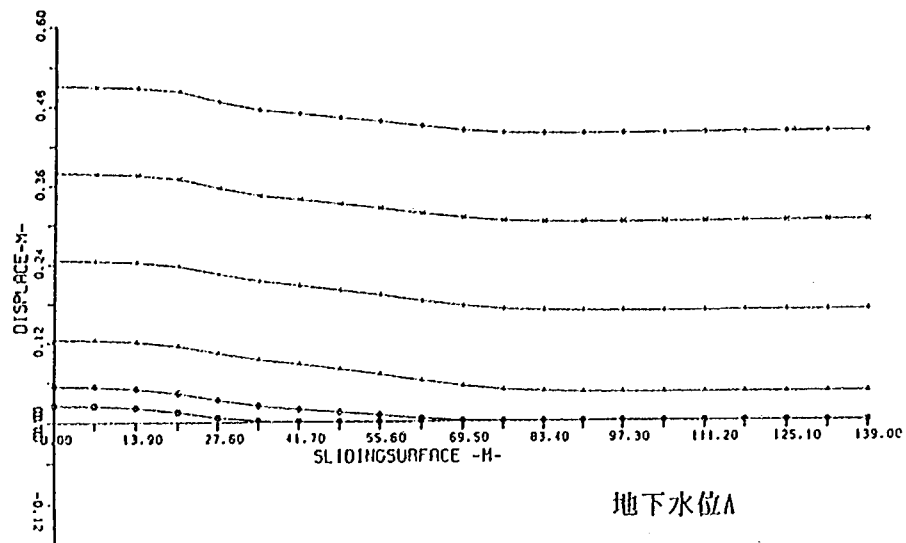
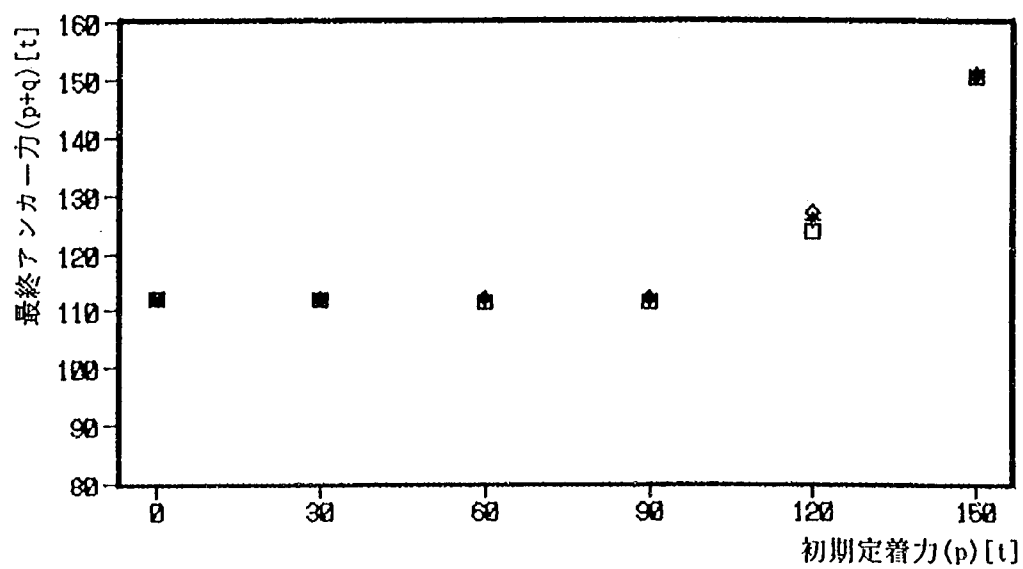


図 5. 9. 4 最終アンカー力作用時すべり面変位
(地下水位を変化させた場合)

- ♦ 0T
 × 30T
 + 60T
 ▲ 90T
 ○ 120T
 □ 150T



□ $A=13.819[\text{cm}^2]$ + $A=27.639[\text{cm}^2]$ ◇ $A=41.458[\text{cm}^2]$

図5. 10. 1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(Aを変化させた場合)

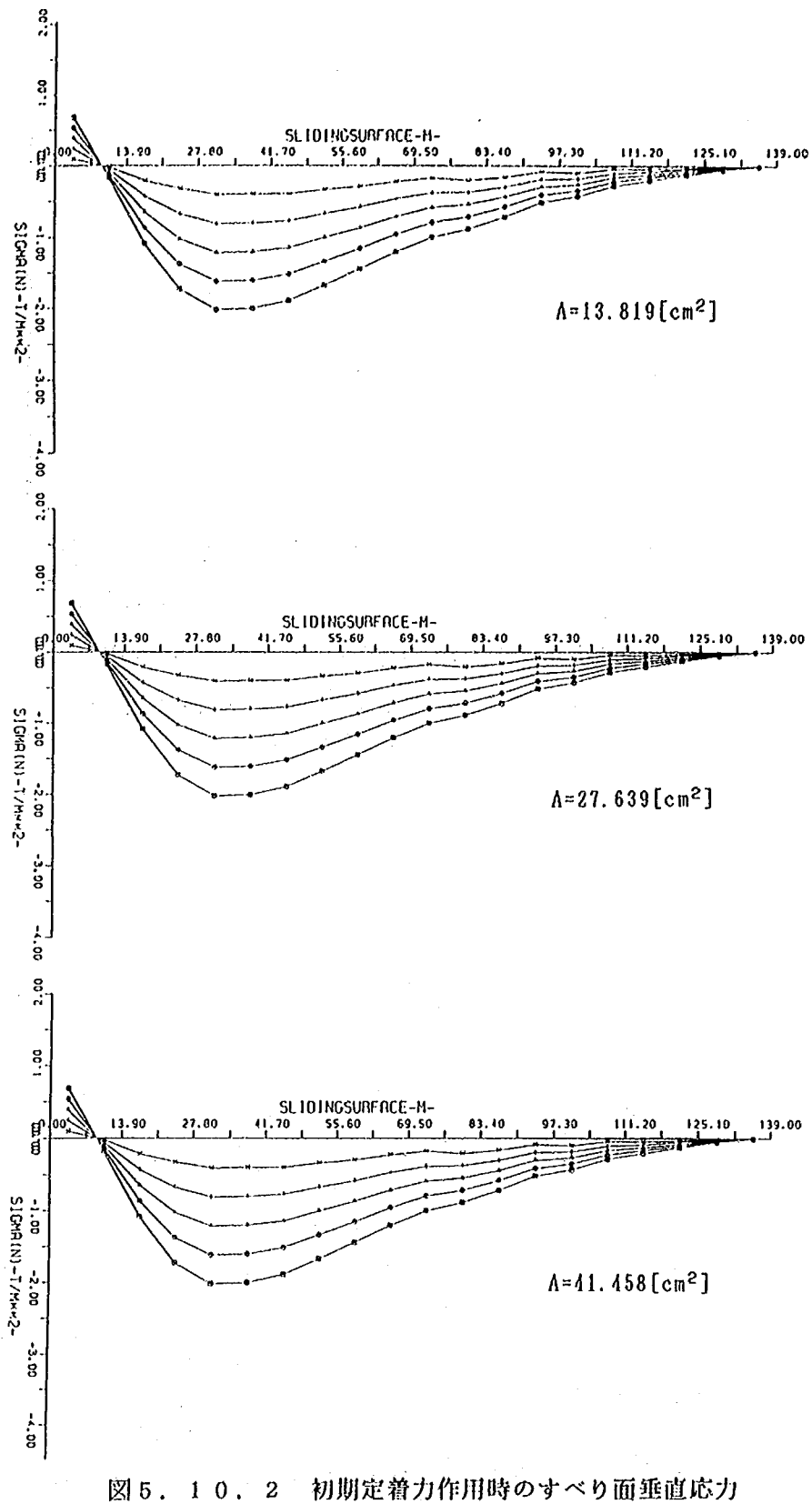
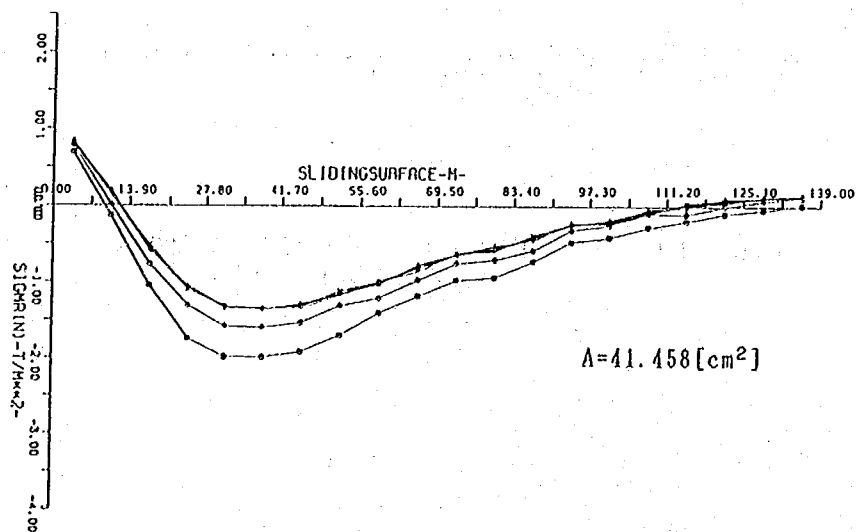
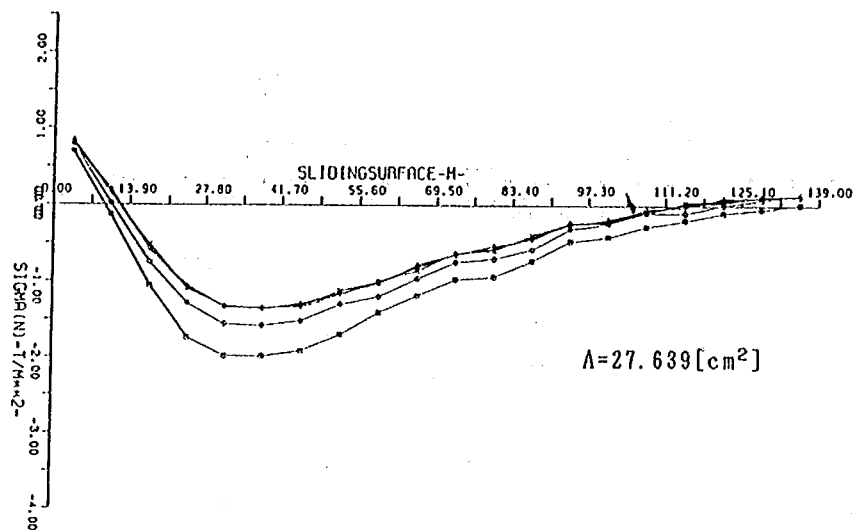
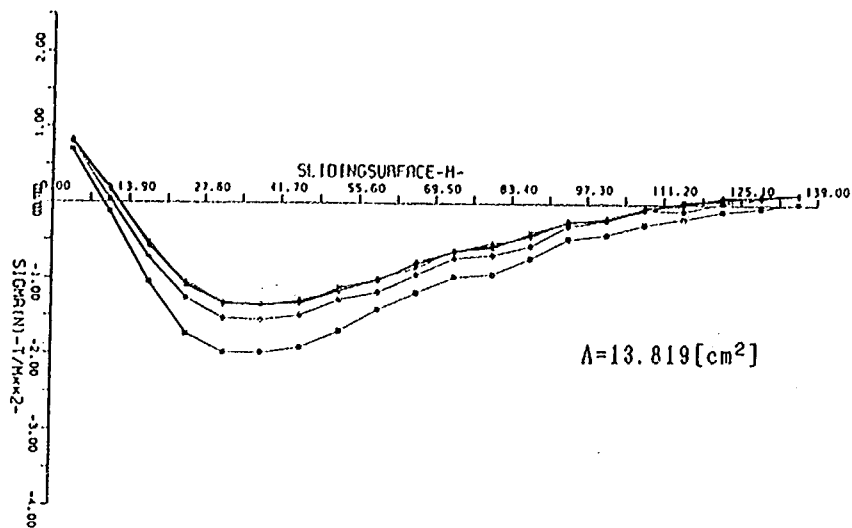
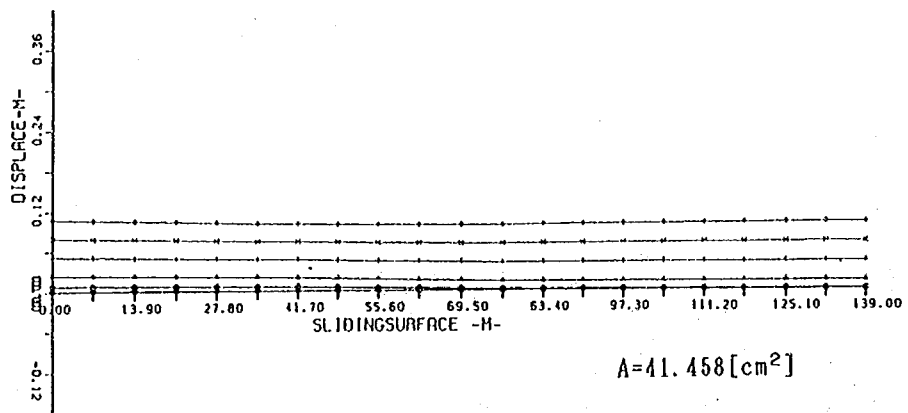
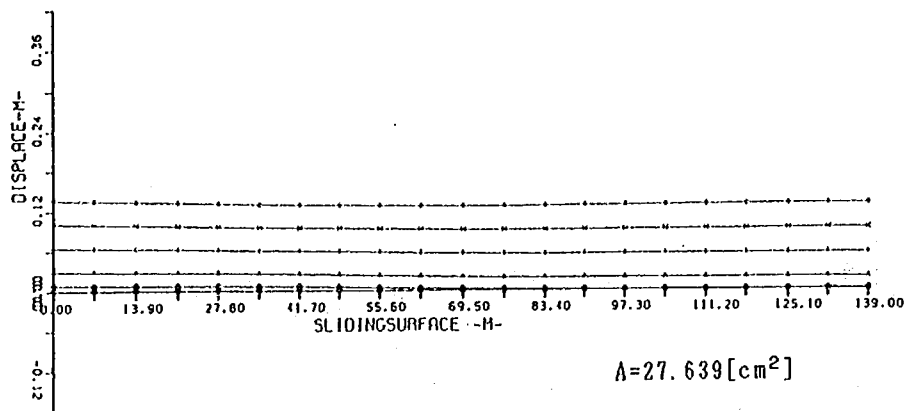
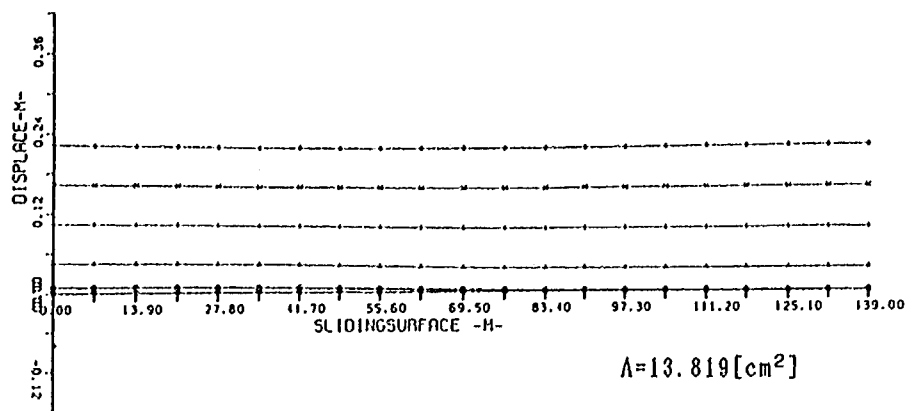


図5. 10. 2 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(Λ を変化させた場合)



- 0T
- × 30T
- + 60T
- △ 90T
- ◇ 120T
- 150T

図 5. 10. 3 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(Λ を変化させた場合)



- ◇ 0T
- × 30T
- + 60T
- △ 90T
- 120T
- 150T

図 5. 1 0. 4 最終アンカー力作用時すべり面変位
(A を変化させた場合)

これらの計算結果から以下のことがわかる。

- a) 初期定着力 p と最終アンカー力 $p + q$ は直線的な関係にはならず、初期定着力のある値を境としてそれより p が小さいときは $p + q$ はほぼ一定、それより p が大きいときは p が大きくなるにつれて、 $p + q$ も増加するようになり $p = p + q$ の関係に近づく。

ここですべり面粘着力 CJ を変化させた場合 $p + q$ のグラフの変曲点の位置、 $p + q$ の一定となるとき値には大きな差が見られる。すなわちすべり面粘着力 CJ が大きいほど $p + q$ の一定となるとき値は小さく変曲点の p の値は小さくなる。これは CJ が大きくなるとすべり面の内部摩擦角 ϕ_j は小さくなるため間隙水圧の影響は小さくなり、間隙水圧作用時のすべり力が小さくなるためと考えられる。他のケースについては p と $p + q$ の関係にはさほど大きな差は見られない。特にアンカーの断面積を変化させた場合ではほとんど変化は見られない。

- b) アンカー力によるすべり面垂直応力の増分 $\Delta \sigma$ はすべり面に一様に作用せず、アンカー作用点真下よりやや内側に圧縮応力のピークをもつ分布となり、すべり土塊の弾性係数 E_s を変化させた場合、 E_s が大きくなるほど応力のピークは小さくなり圧縮応力となる部分の範囲は広がる。

また初期定着力 p が大きいとき $\Delta \sigma$ は初期定着力作用時と間隙水圧作用時で大きな変化はない。しかし p が小さいときには間隙水圧作用時に $\Delta \sigma$ は増加する。ただしこのときの増加量は p が大きくなるほど小さくなり、間隙水圧作用時の $\Delta \sigma$ はある分布形に収束する。

- c) 間隙水圧作用時のすべり面変位 $\Delta \gamma$ は初期定着力 p が小さいほど大きく、 p が大きくなるにしたがって $\Delta \gamma$ は一定量ずつ小さくなるが、 p が大きくなると $\Delta \gamma$ の変化量は小さくなり 0 に収束していく。

また $\Delta \gamma$ は間隙水圧が作用するあたりで大きくなる傾向にあるが、土塊の弾性係数が大きくなると $\Delta \gamma$ の位置的な違いはほとんどなくなり、すべり面のどこでも $\Delta \gamma$ はほぼ一定になり全体的に小さくなる。

さらにアンカーの断面積を大きくすると $\Delta \gamma$ は小さくなる。

5-4 複合すべり解析結果

計算したケース名と計算に用いた土質定数、諸定数を表5. 2に示す。すべり面強度特性は円弧すべりの場合と同じとする。また地下水位（間隙水圧）の分布を図5. 11に示す。

ケース名	すべり土質					すべり面					アンカー		
	ϕ_s	C_s	ν_s	E_s	γ_s	$\tan \delta$	C_f	G	K_1	K_2	A (cm ²)	θ (度)	L (m)
H1 H2 H3	30	1.0	0.3	1000 5000 10000	1.8	0.2514007 0.2494200 0.2472950	2.0	100	100	100	23.688	30.000	28.284
H1 H5 H4	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.2514007 0.1948300 0.1875650	2.0 4.0 6.0	100	100	100	23.688	30.000	28.284
H1 H6 H7	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.2514007	2.0	100	100	100	23.688 47.376 71.064	30.000	28.284
H3 H8 H9	30	1.0	0.3	10000	1.8	0.2472950	2.0	100	100	100	23.688 47.376 71.064	30.000	28.284
H1 H10 H11	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.2514007	2.0	100	100	100	23.688 18.430 11.565	30.000 36.056 44.721	28.284
H3 H12 H13	30	1.0	0.3	10000	1.8	0.2472950	2.0	100	100	100	23.688 30.000 18.430 11.565	30.000 36.056 44.721	28.284

ϕ_s, δ : 内部摩擦角[度] C_s, C_f : 粘着力[t/a²] ν_s : ボアソン比 E_s, G, K_1, K_2 : 弾性係数[t/a²] A : アンカー断面積
 θ : アンカー伏角 L : アンカー自由長 仮定したアンカー鋼材の弾性係数 $E=21000000$ [t/a²]

表5. 2 解析ケース一覧表

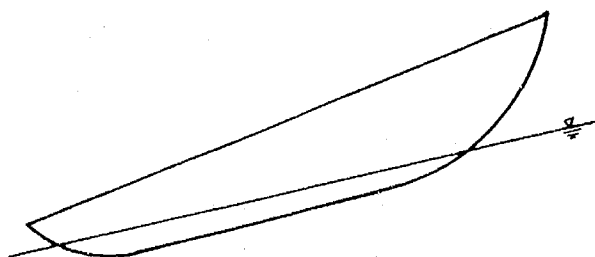


図5. 11 地下水位（間隙水圧）の分布

ここでは

- ① すべり面の弾性係数 E_s を変えた場合(H1, H2, H3)
- ② すべり面の粘着力 C_f を変えた場合(H1, H5, H4)
- ③ アンカーの断面積 A を変えた場合($E_s=1000, 10000$) (H1, H6, H7, H3, H8, H9)
- ④ アンカーの角度 θ を変えた場合($E_s=1000, 10000$) (H1, H10, H11, H3, H12, H13)

以上4つのケースについて解析を行った。

なお初期定着力 p は1つのケースにつき $p=0t, 50t, 100t, 150t, 200t, 250t$ の6通りの場合を考えた。

各ケースの p と $p+q$ の関係、アンカー力によるすべり面垂直応力の増加量 $\Delta\sigma$ （初期定着力作用時、間隙水圧作用時）及び間隙水圧作用時のすべり面変位 Δy を①のケースについて図5.13.1～図5.13.4、②のケースについて図5.14.1～図5.14.4、③のケースについて図5.15.1～図5.15.8、④のケースについて図5.16.1～図5.16.8に示す。なおこれらのグラフの見方を図5. 12に示す。

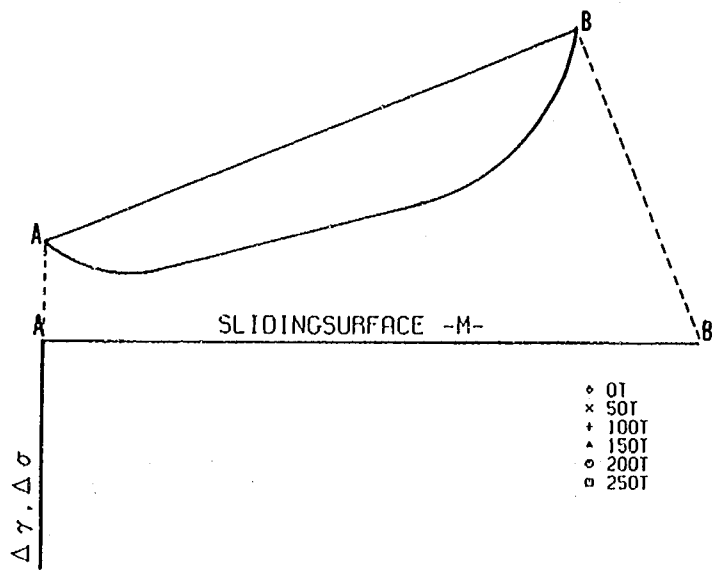
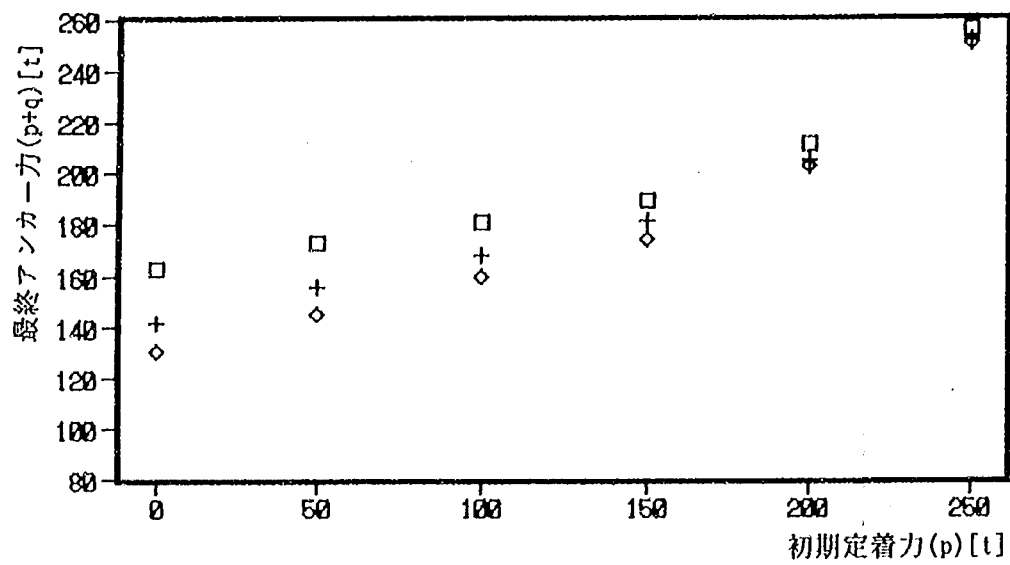


図5. 12 すべり面変位、応力グラフ凡例



□ $E_s=1000[t/m^2]$ + $E_s=5000[t/m^2]$ ◇ $E_s=10000[t/m^2]$

図 5. 1 3. 1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(E_s を変化させた場合)

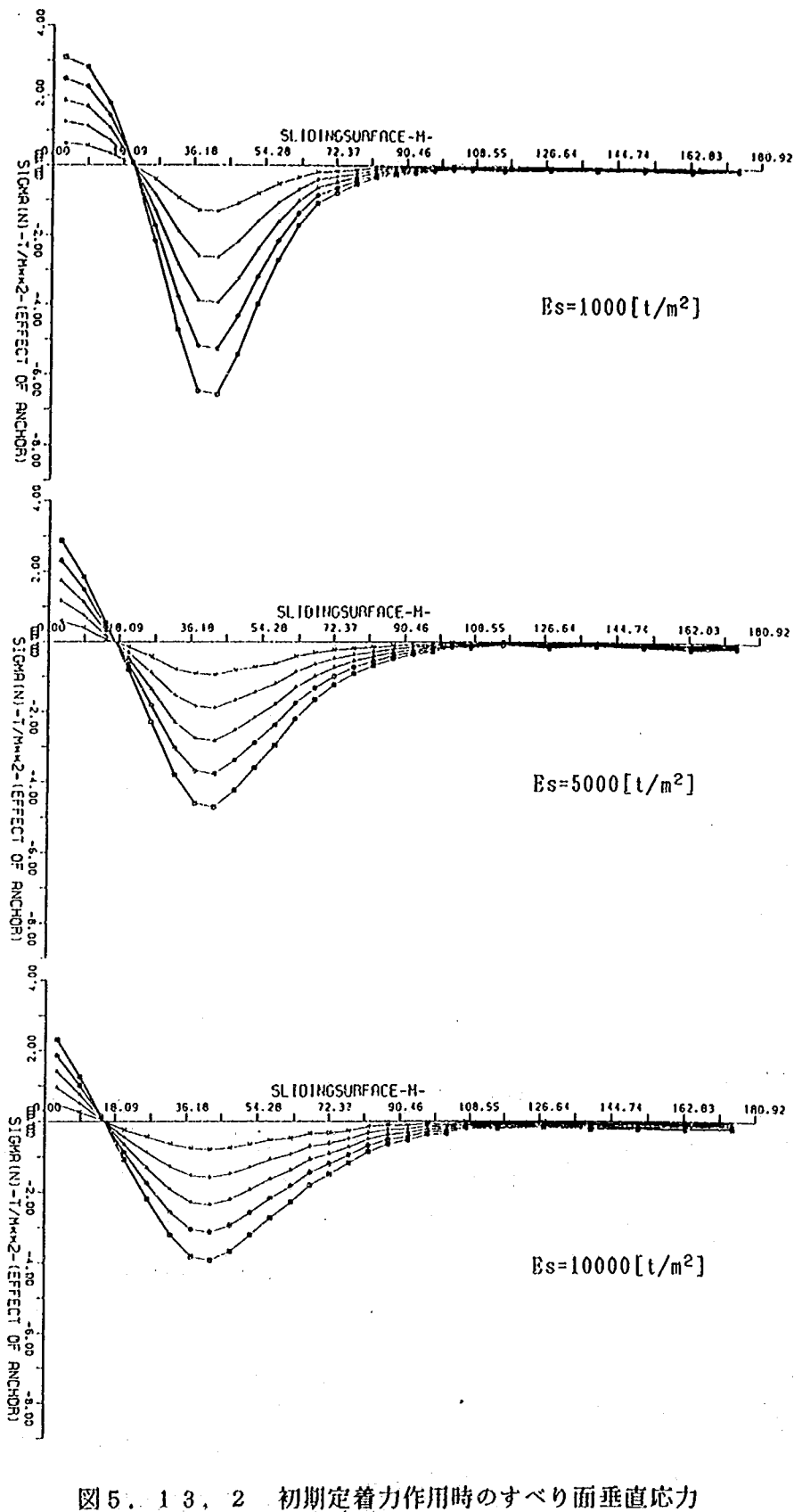


図 5. 1 3, 2 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(E_s を変化させた場合)

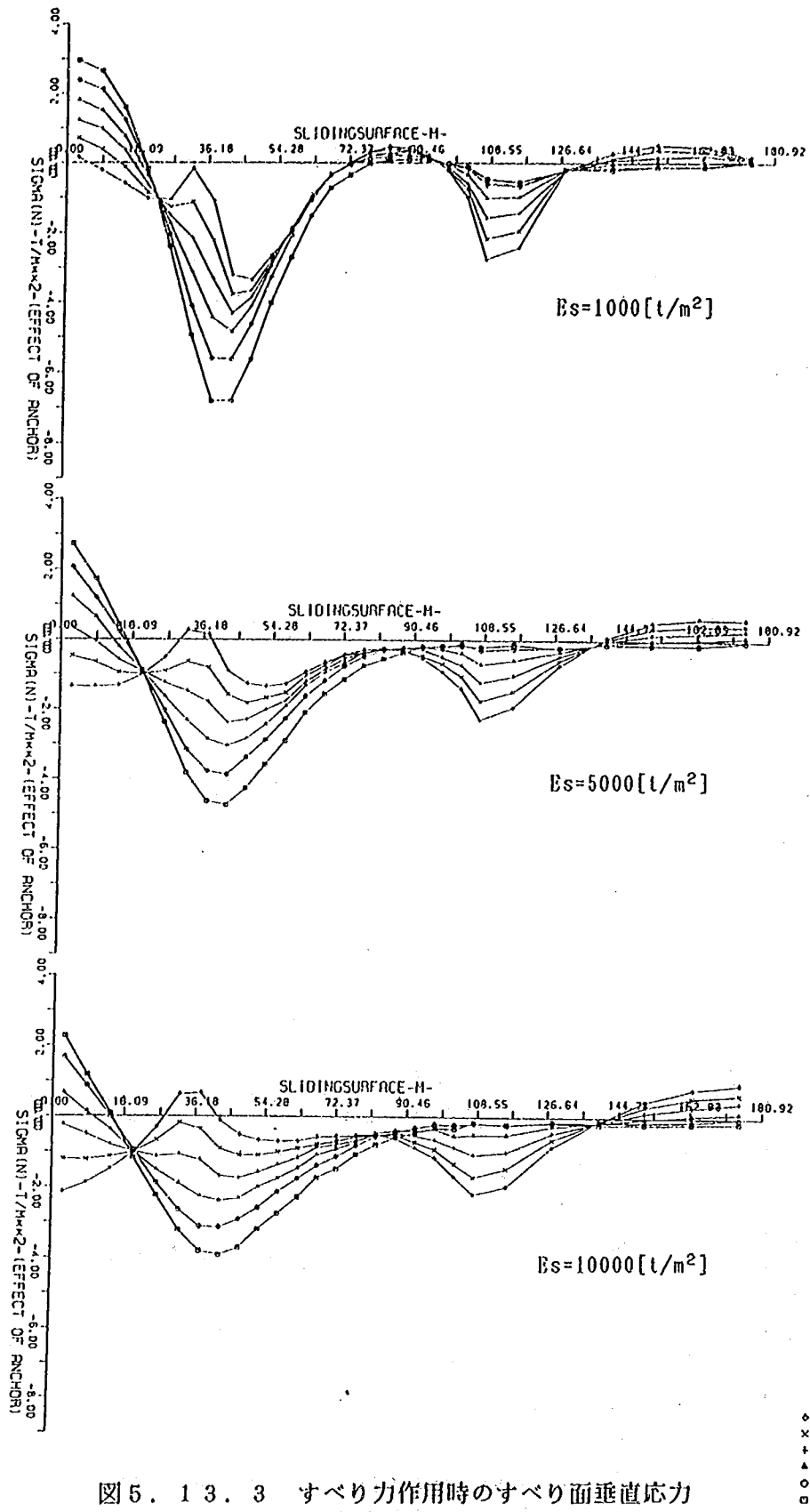
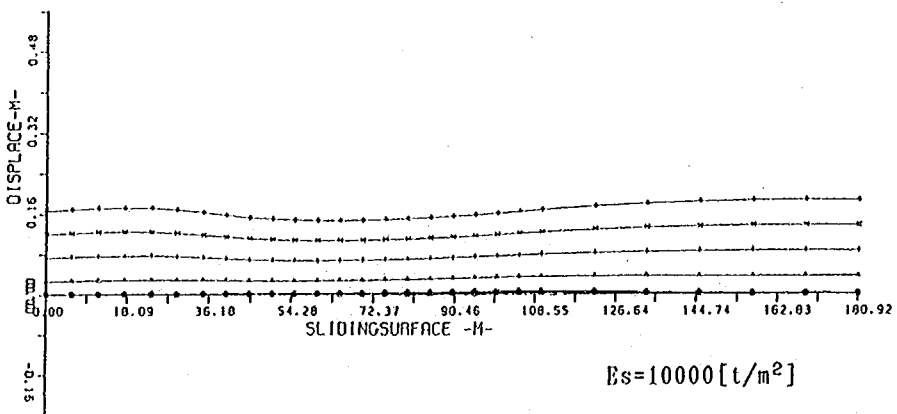
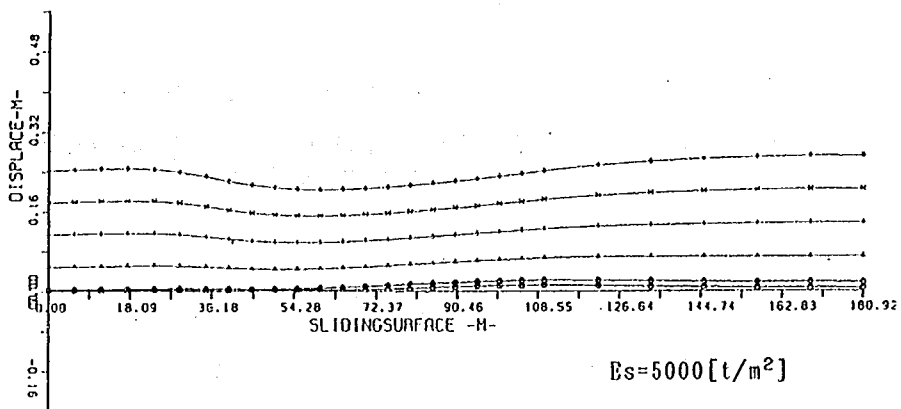
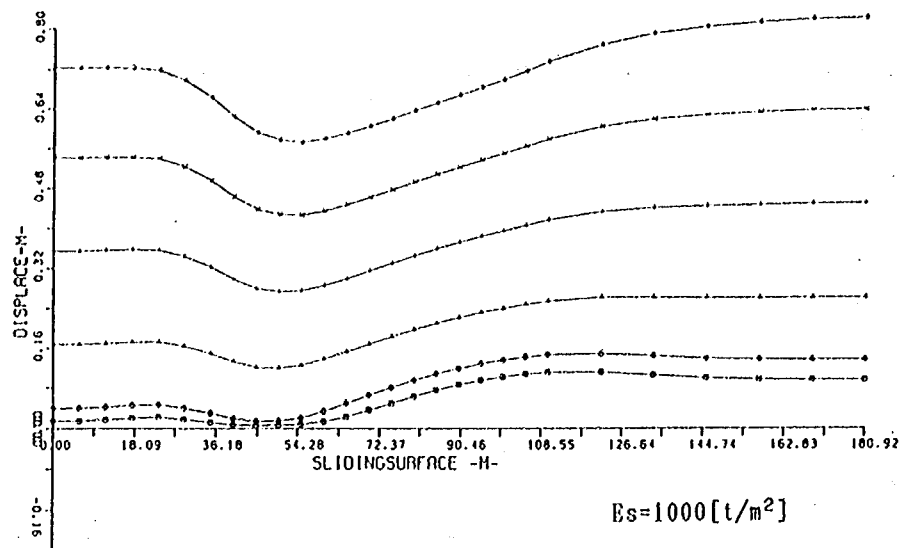


図 5. 1 3. 3 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(E_s を変化させた場合)



○ 0T
 × 50T
 + 100T
 △ 150T
 □ 200T
 ▢ 250T

図 5. 1 3. 4 最終アンカー力作用時すべり面変位
(E_s を変化させた場合)

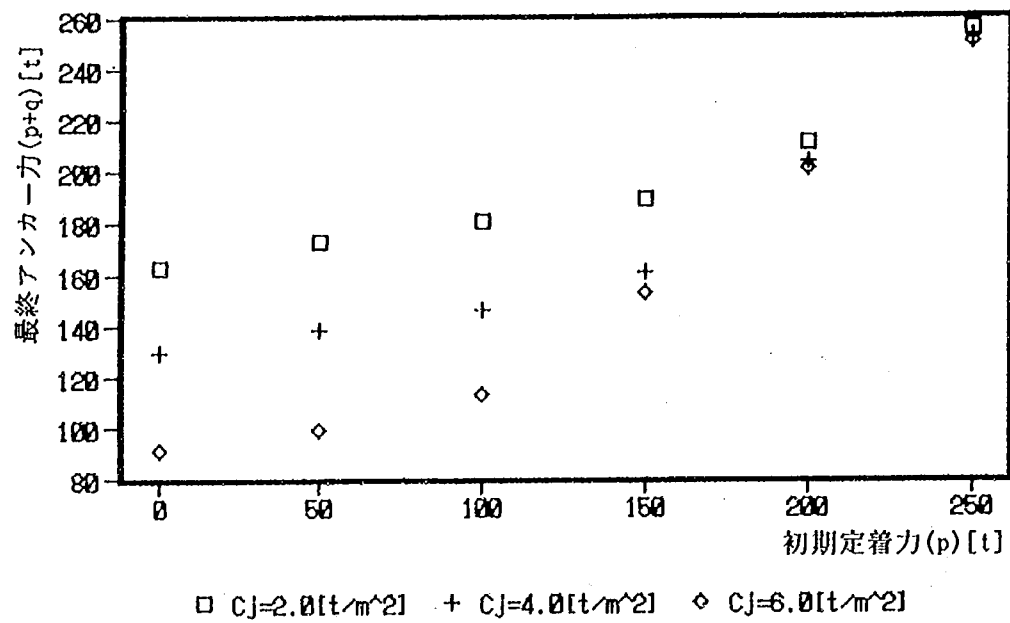


図5. 14. 1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(Cjを変化させた場合)

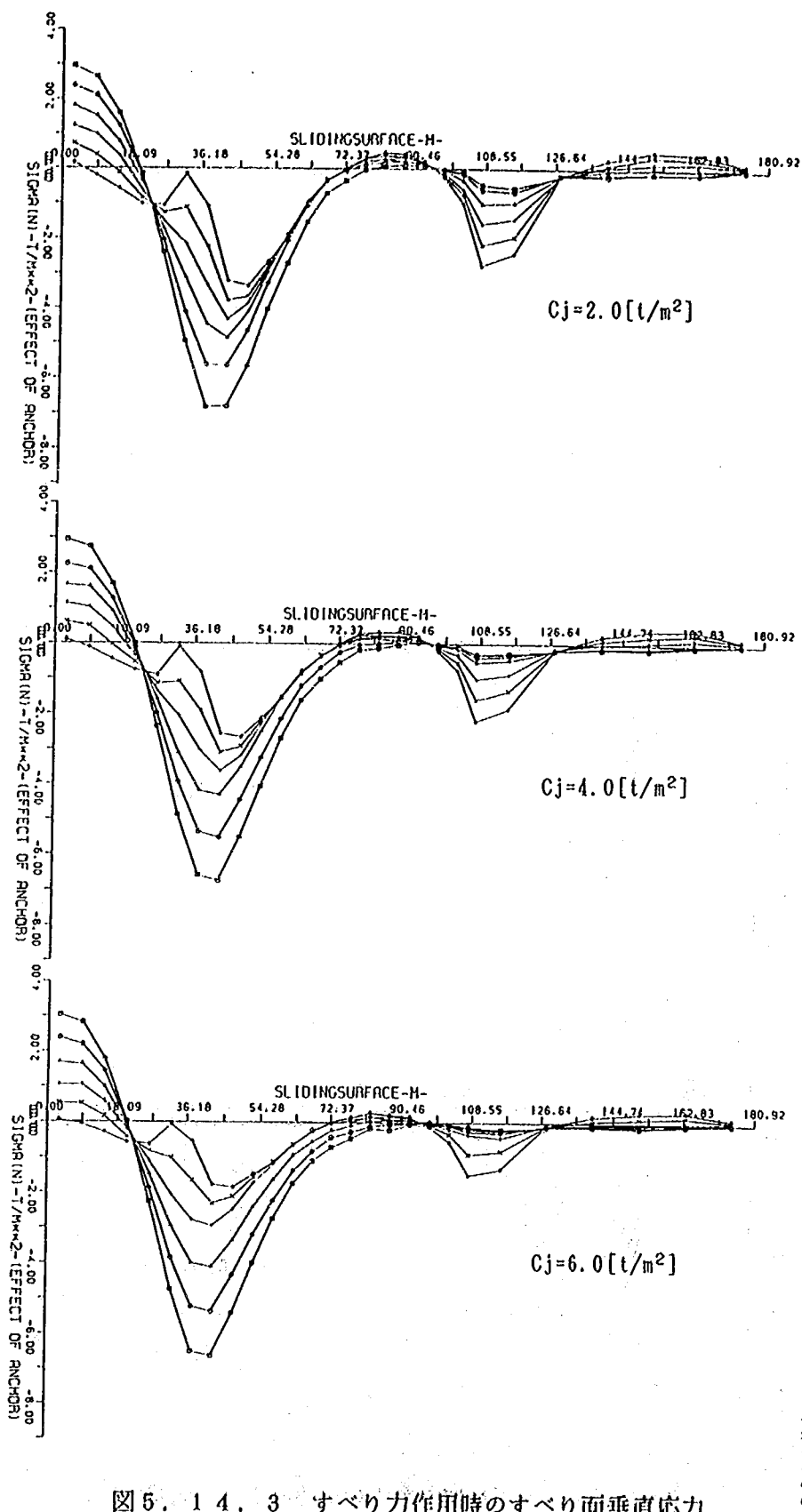


図 5. 1 4. 3 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(C_j を変化させた場合)

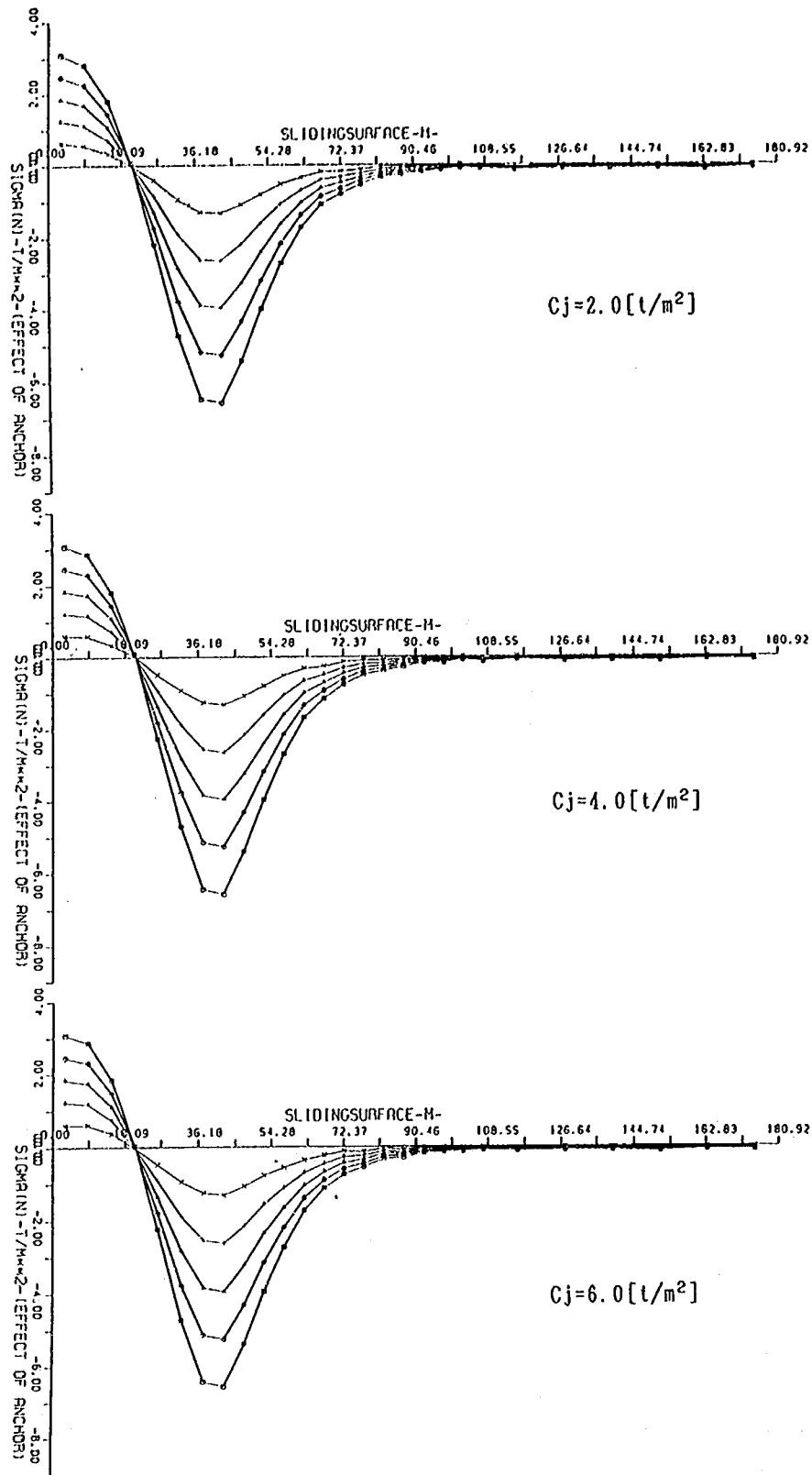
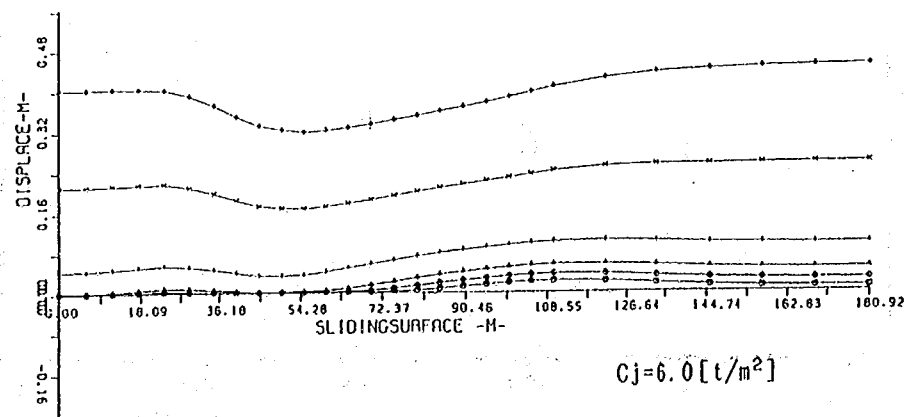
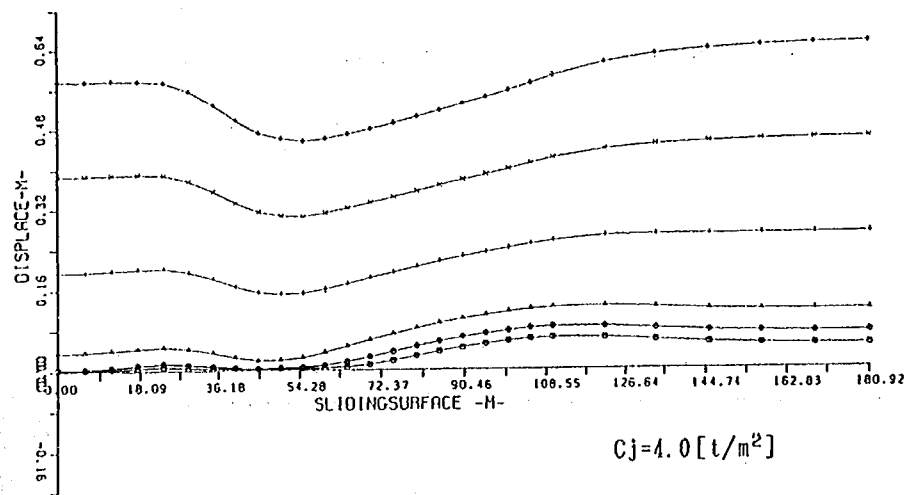
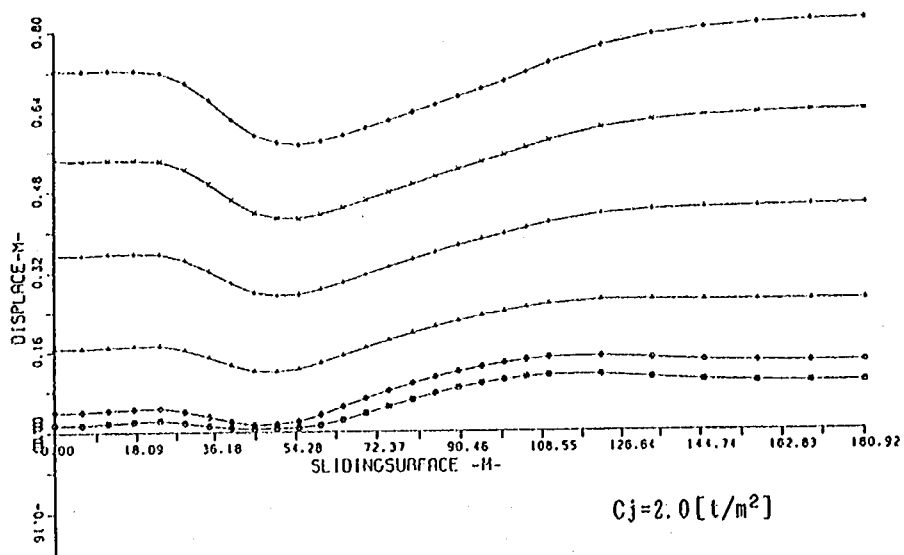
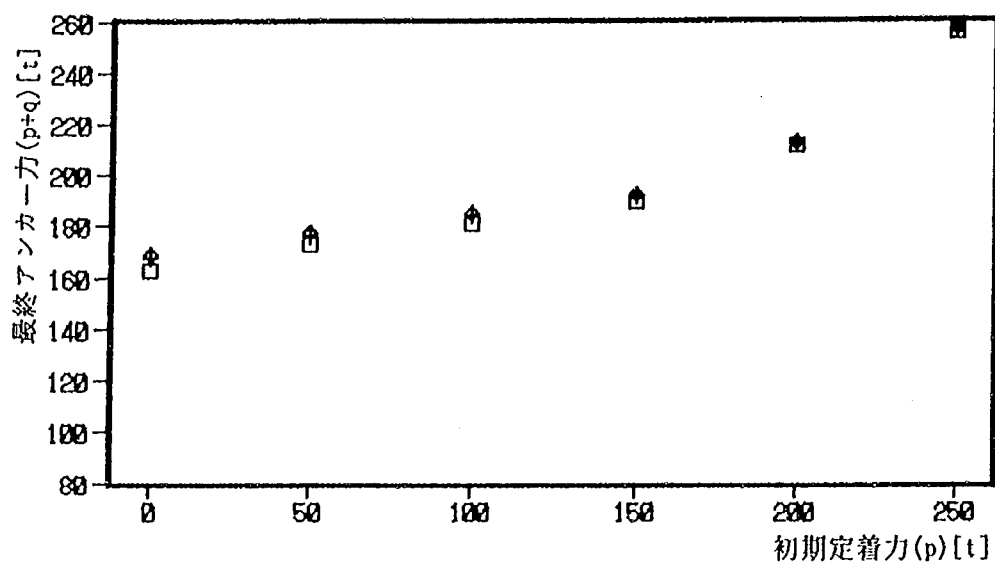


図 5. 1 4. 2 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(C_j を変化させた場合)



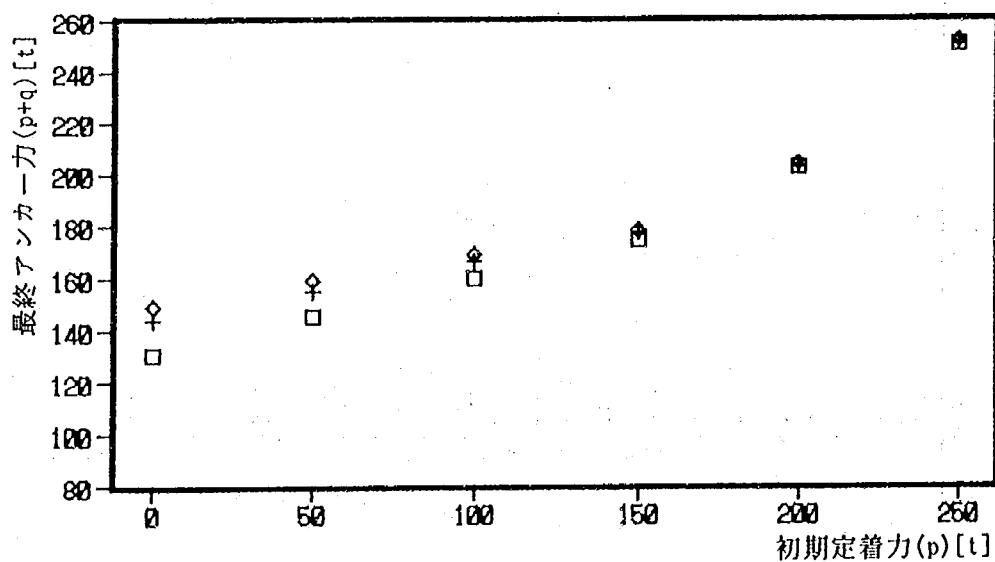
○ 0T
 × 50T
 + 100T
 △ 150T
 ◇ 200T
 □ 250T

図5. 14. 4 最終アンカー力作用時すべり面変位
(C_j を変化させた場合)



□ $A=23.688[\text{cm}^2]$ + $A=47.376[\text{cm}^2]$ ◇ $A=71.064[\text{cm}^2]$

図 5. 1 5. 1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(Aを変化させた場合 $E_s=1000$)



□ $A=23.688[\text{cm}^2]$ + $A=47.376[\text{cm}^2]$ ◇ $A=71.064[\text{cm}^2]$

図 5. 1 5. 2 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(Aを変化させた場合 $E_s=10000$)

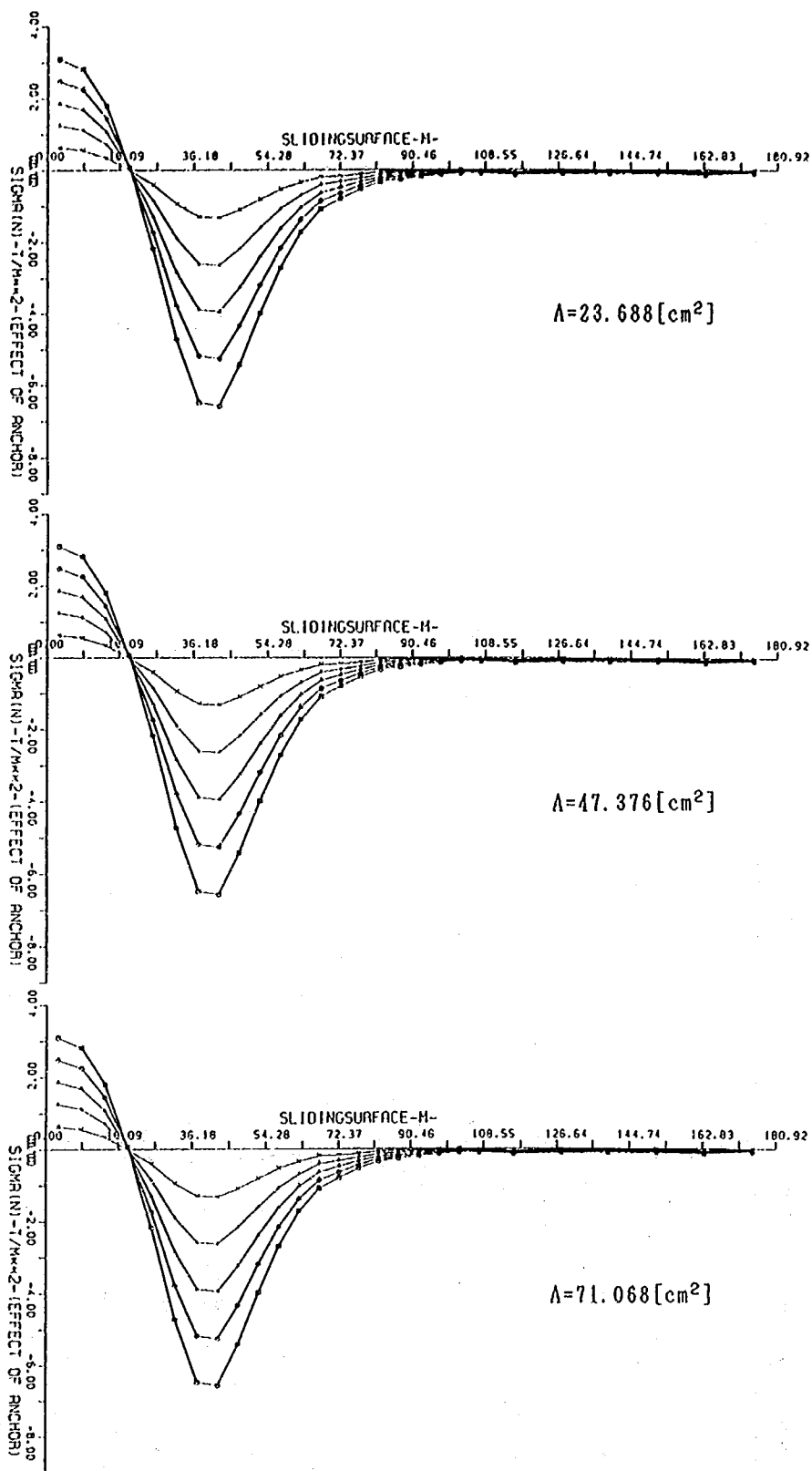


図5.15.3 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(A を変化させた場合 $E_s=1000$)

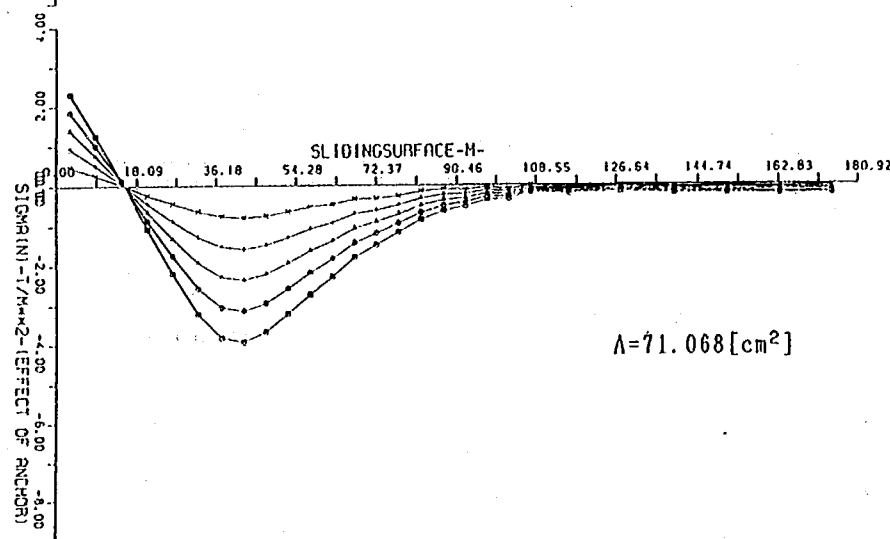
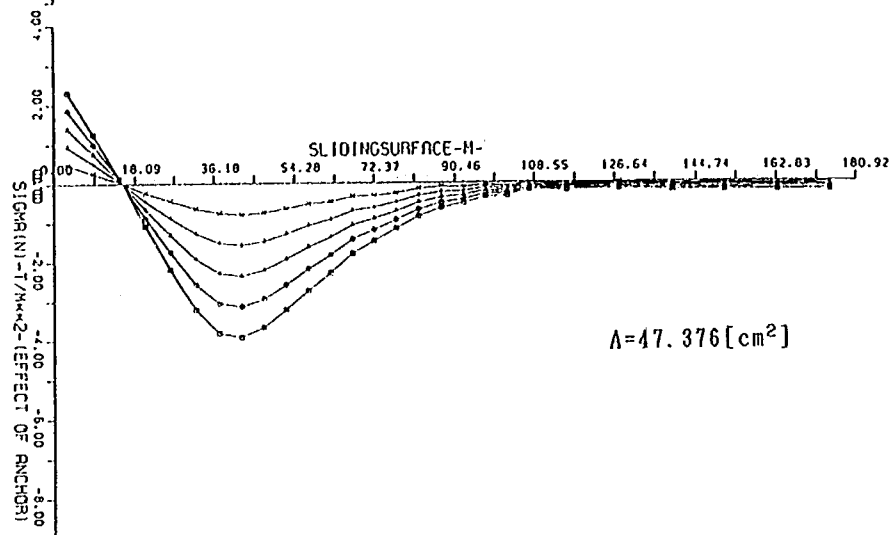
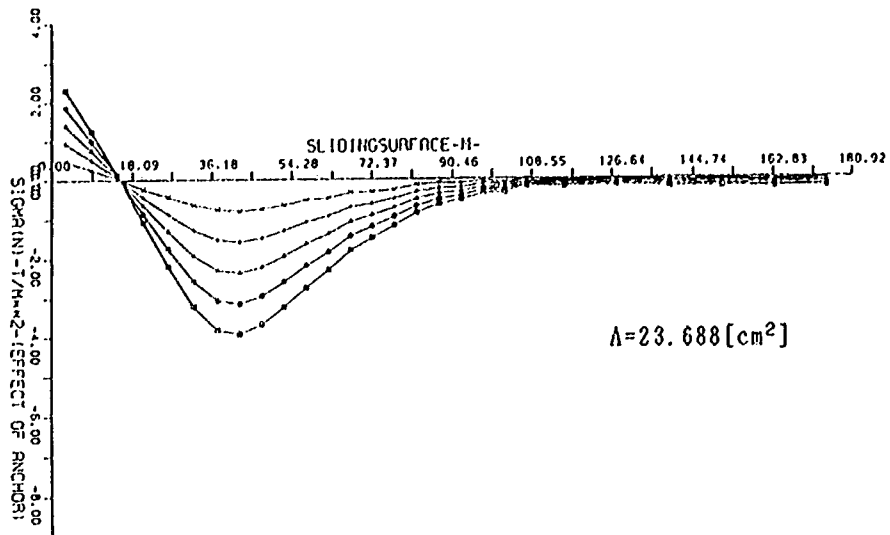
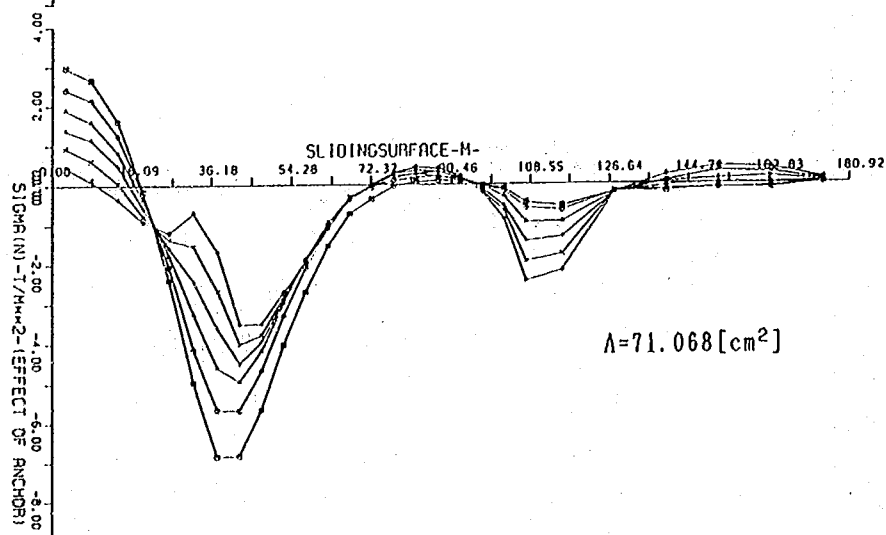
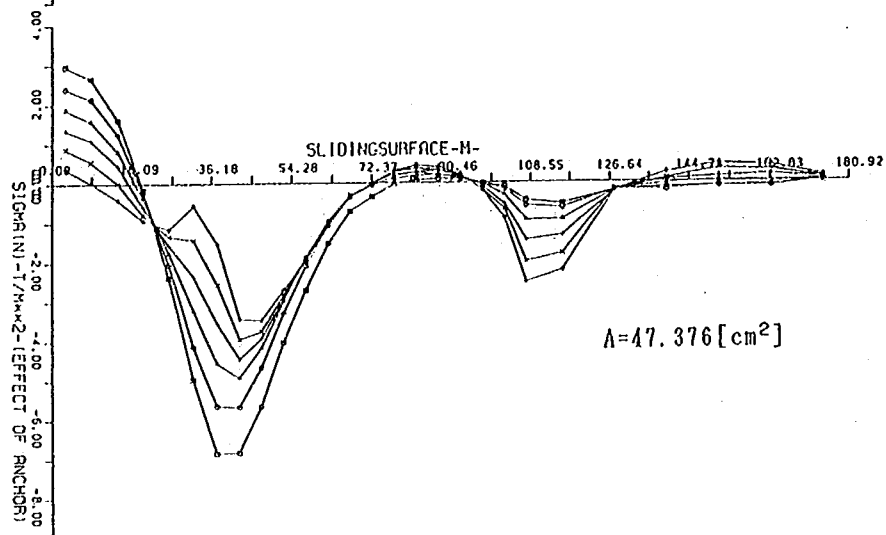
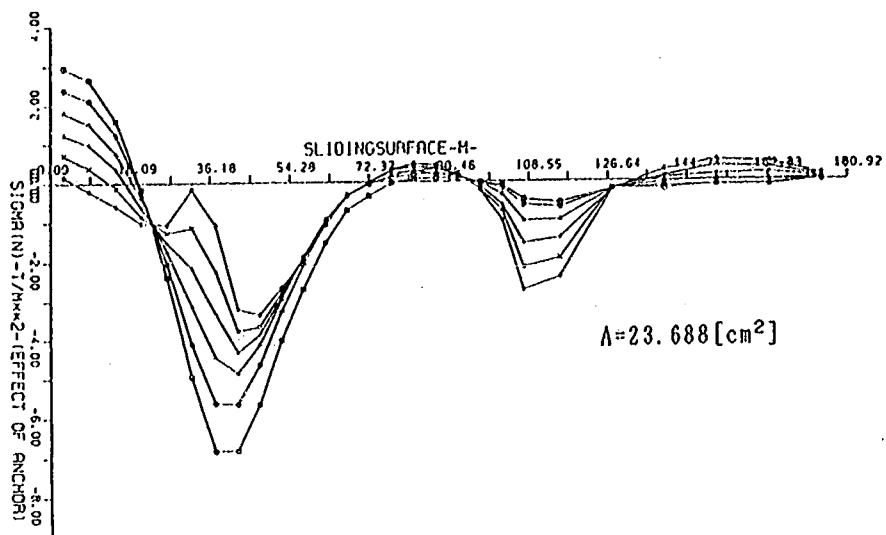


図 5. 15. 4 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(A を変化させた場合 $E_s=10000$)

- 0T
- × 50T
- + 100T
- △ 150T
- ◇ 200T
- 250T



- 0T
- × 50T
- + 100T
- △ 150T
- ◇ 200T
- 250T

図5. 16. 5 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(A を変化させた場合 $E_s=1000$)

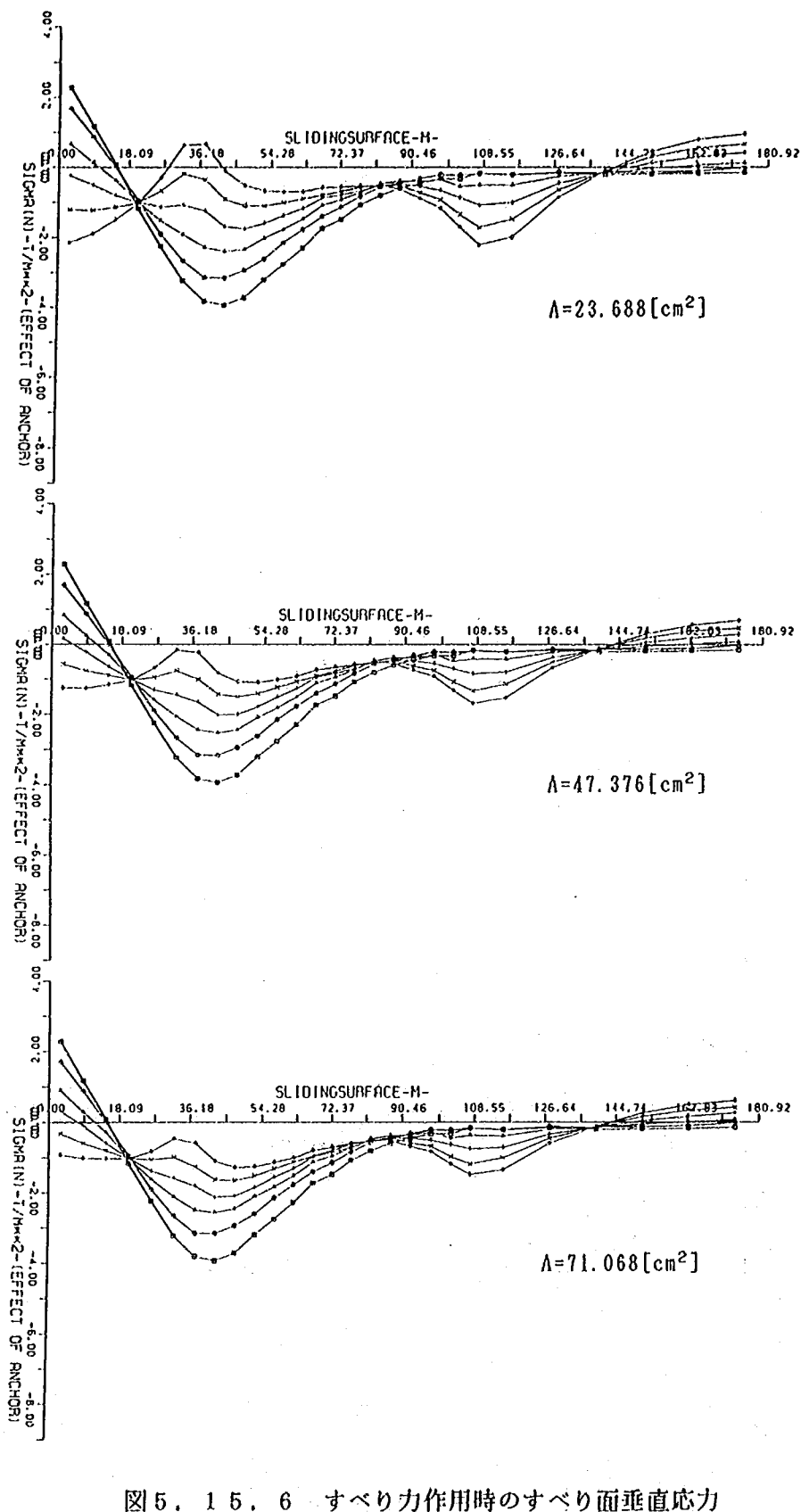


図5. 15. 6 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(Λ を変化させた場合 $B_s=10000$)

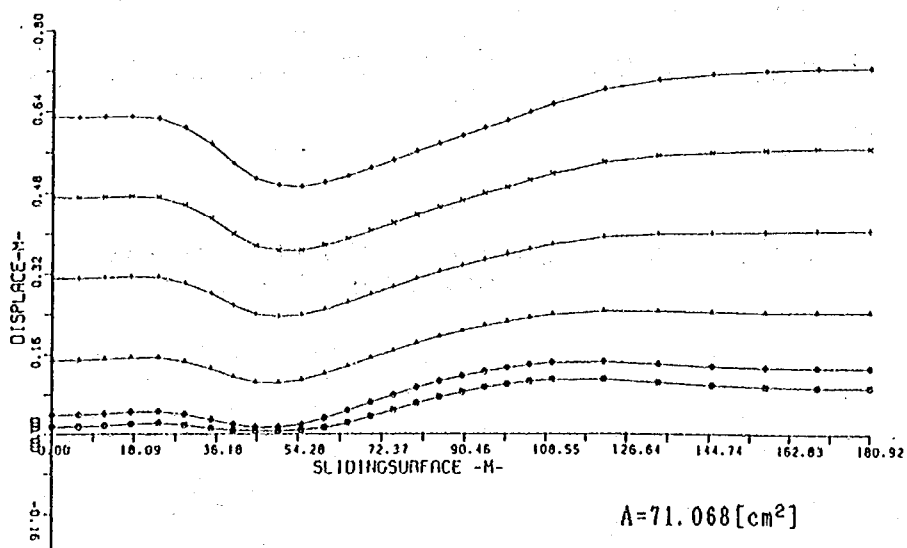
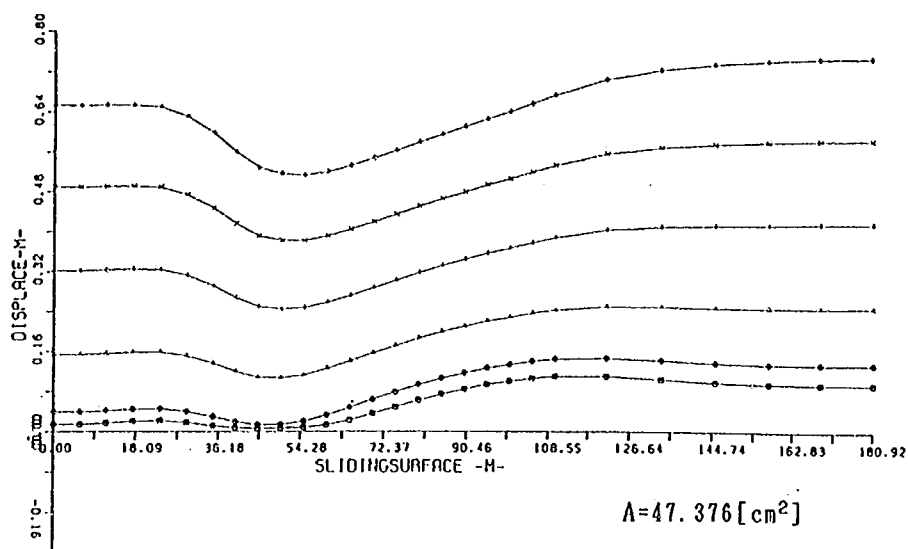
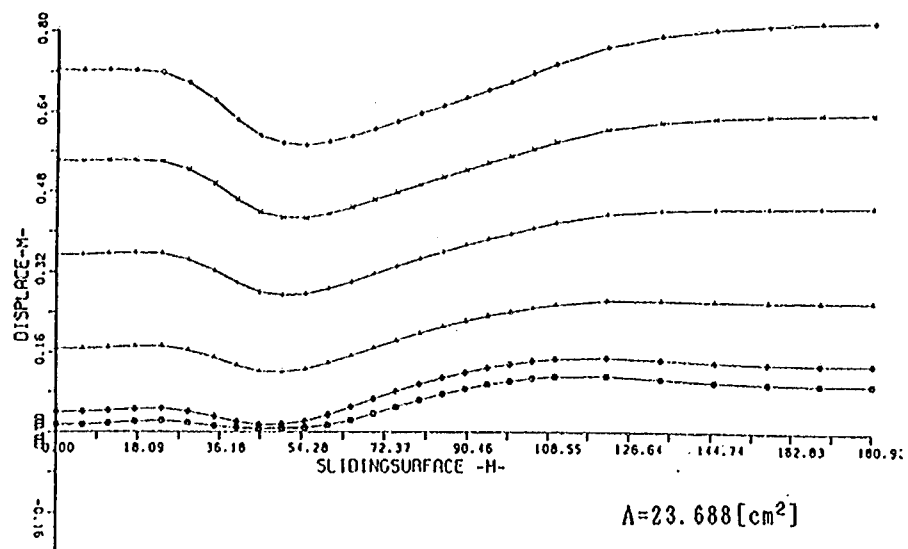
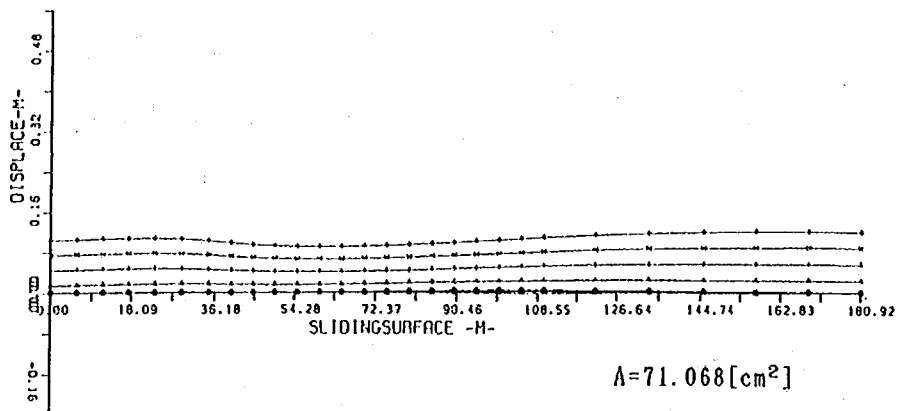
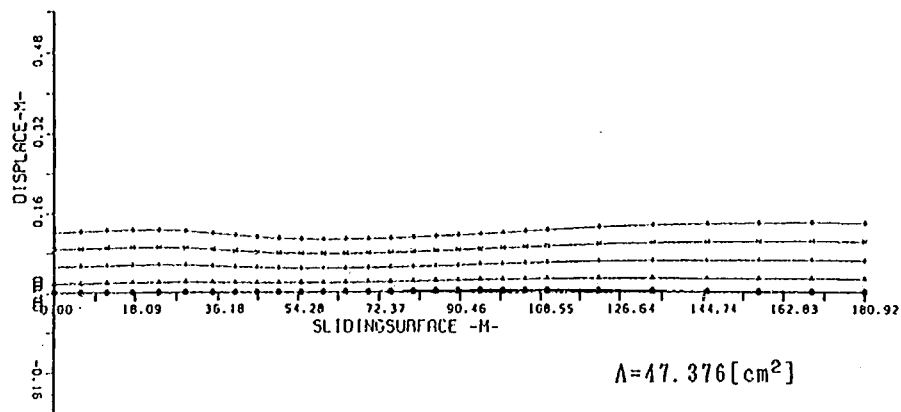
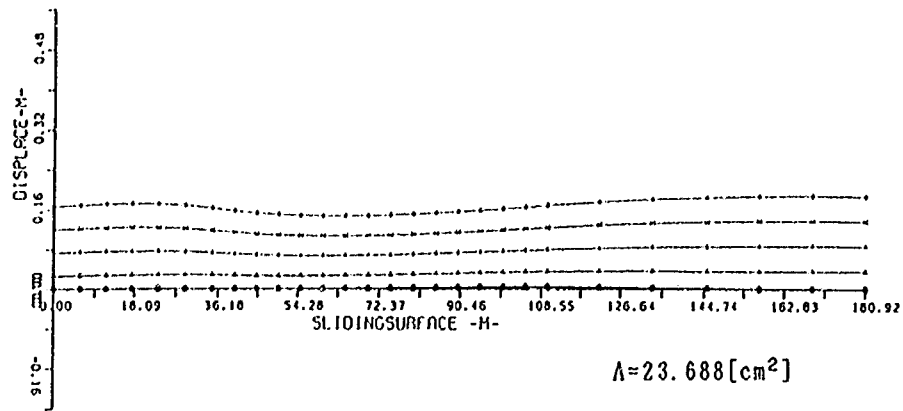


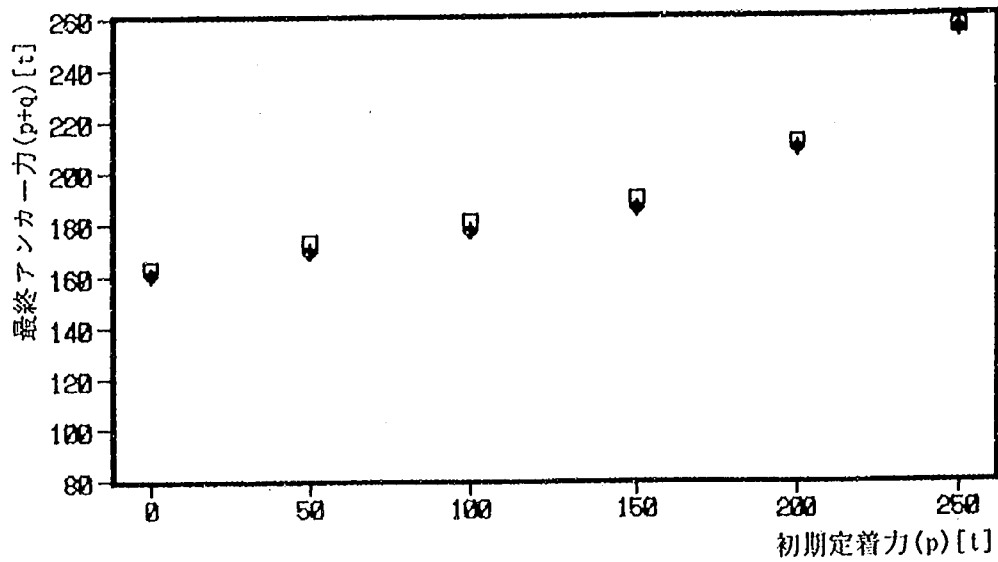
図 5. 15. 7 最終アンカー力作用時すべり面変位
(A を変化させた場合 $E_s=1000$)

- 0T
- × 50T
- + 100T
- △ 150T
- ◇ 200T
- 250T



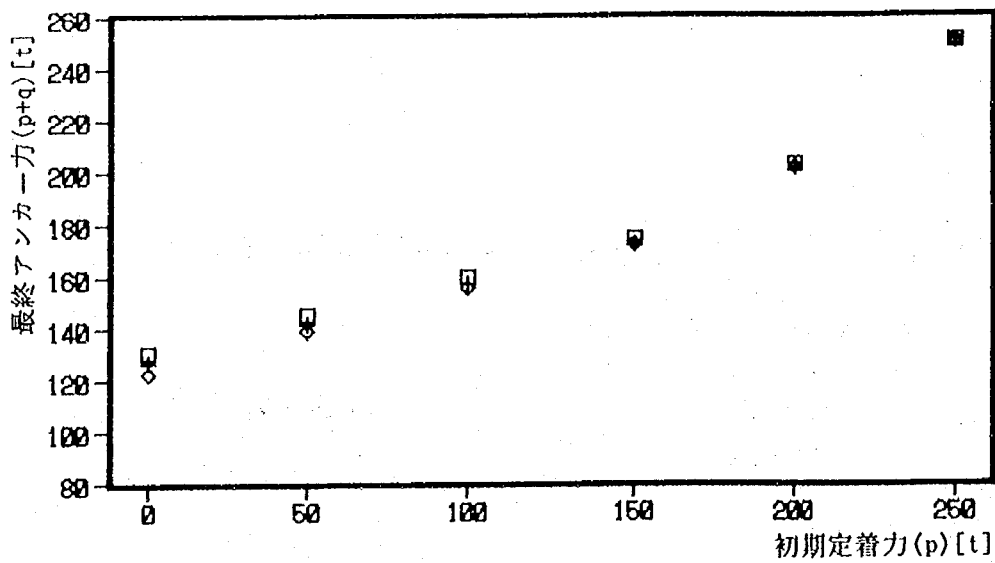
◊ 0T
 × 50T
 + 100T
 △ 150T
 ○ 200T
 □ 250T

図 5. 15. 8 最終アンカー力作用時すべり面変位
(Λ を変化させた場合 $E_s=10000$)



□ $\theta=30.000$ [度] + $\theta=18.690$ [度] ◇ $\theta=11.565$ [度]

図5.16.1 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(θ を変化させた場合 $E_s=1000$)



□ $\theta=30.000$ [度] + $\theta=18.690$ [度] ◇ $\theta=11.565$ [度]

図5.16.2 初期定着力(p)と最終アンカー力(p+q)の関係
(θ を変化させた場合 $E_s=10000$)

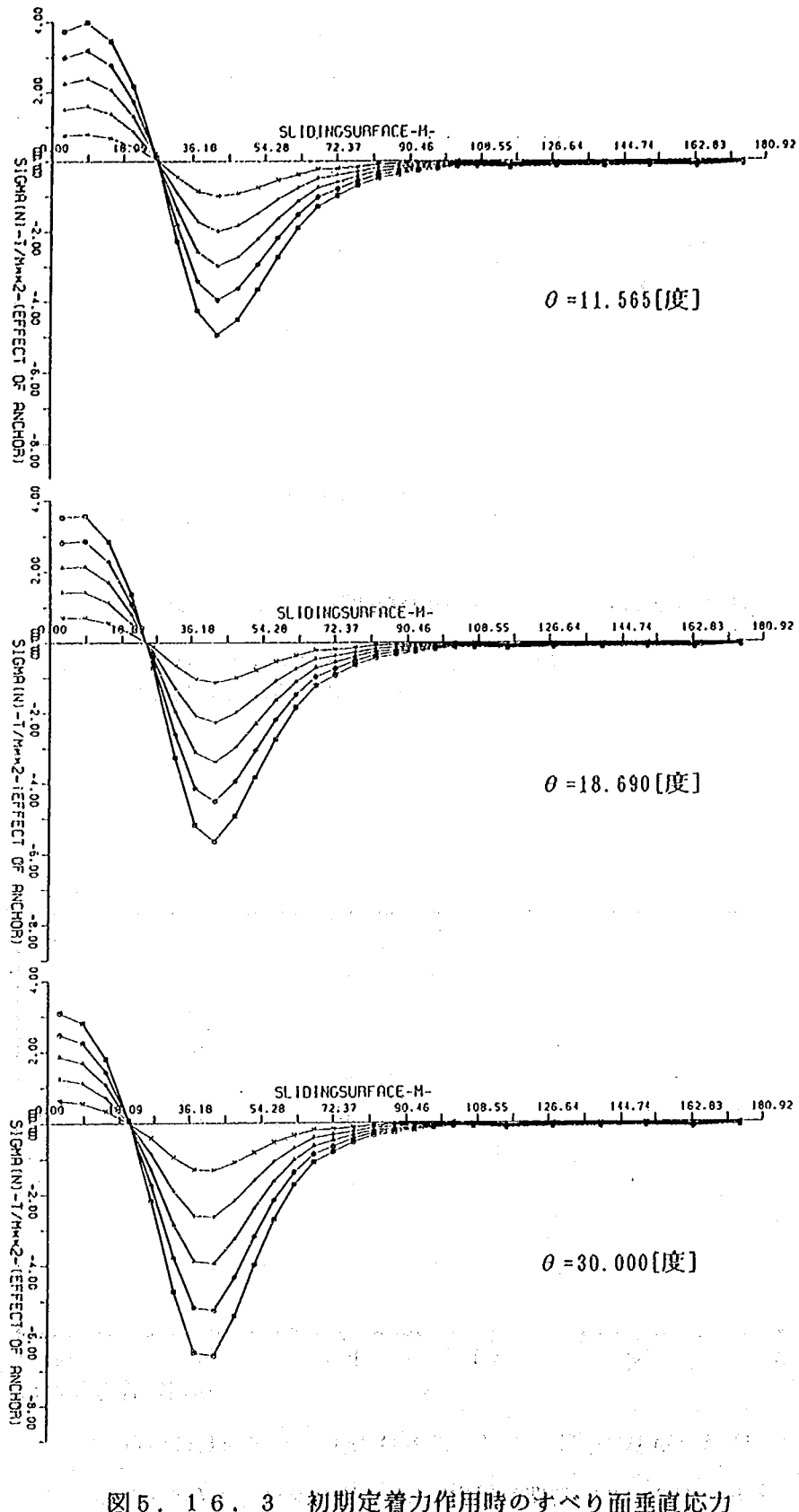
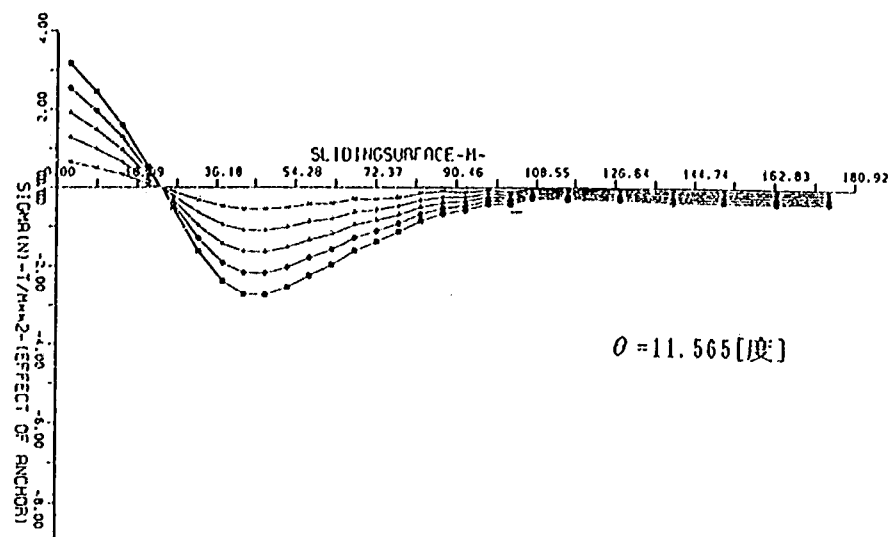
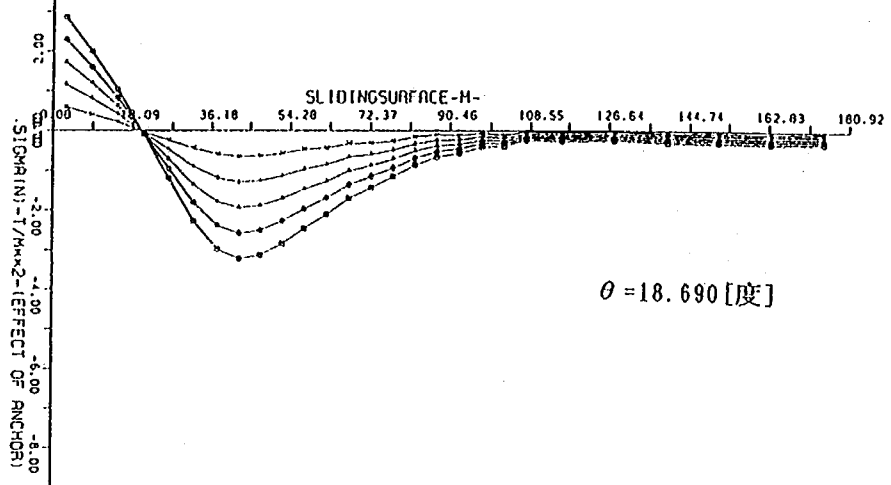


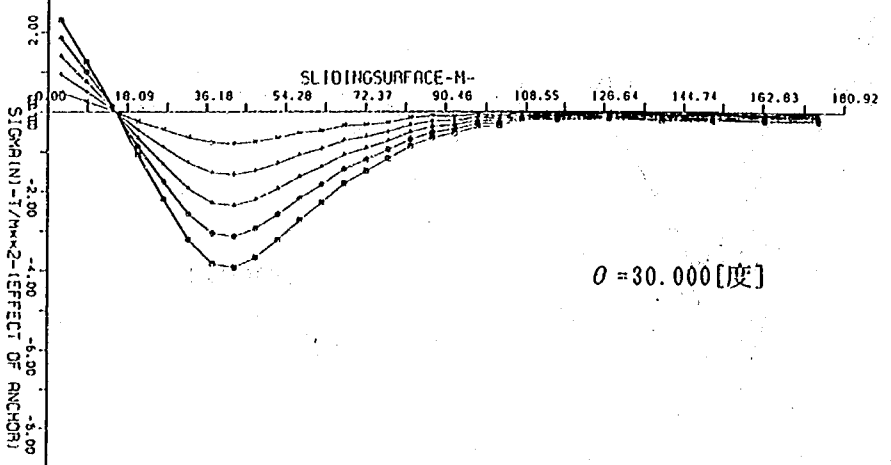
図 5. 1 6 . 3 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(θ を変化させた場合 $E_s=1000$)



$\theta = 11.565$ [度]



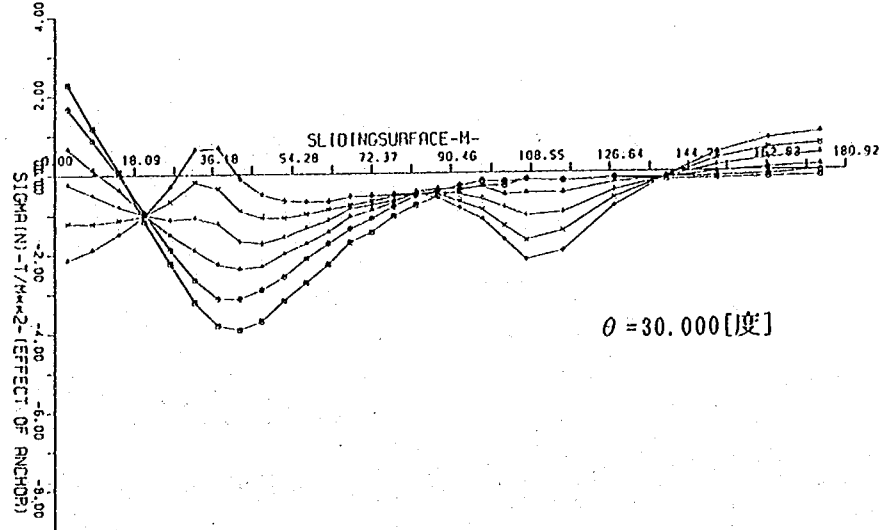
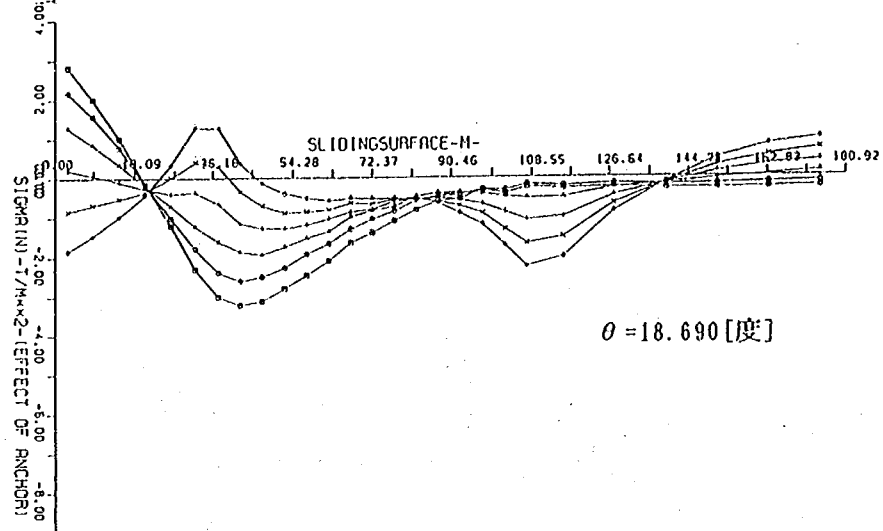
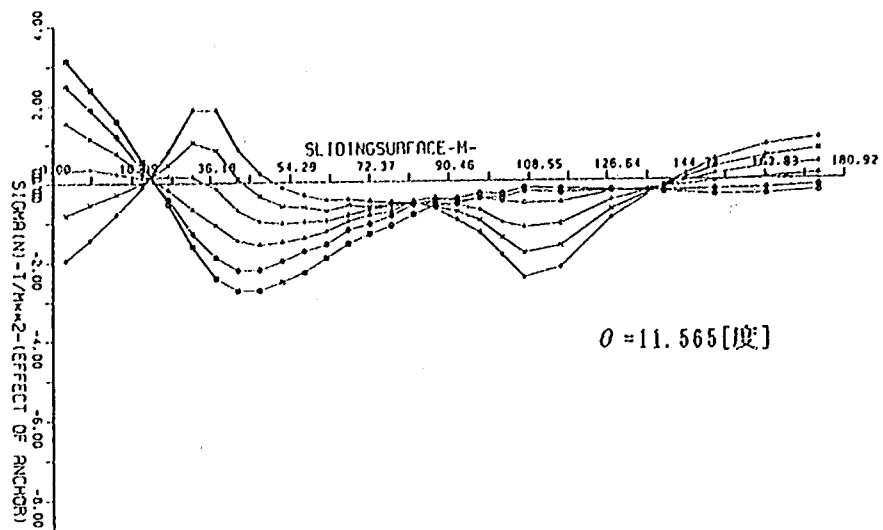
$\theta = 18.690$ [度]



$\theta = 30.000$ [度]

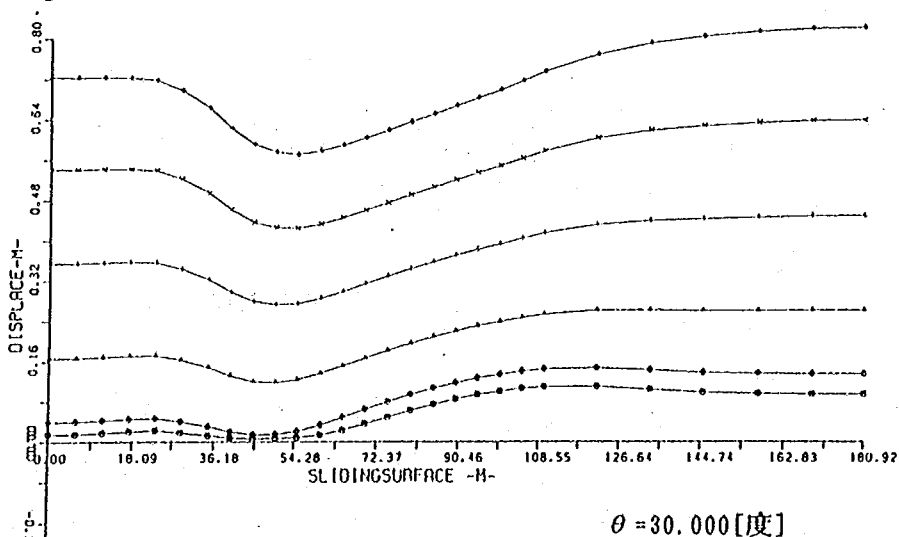
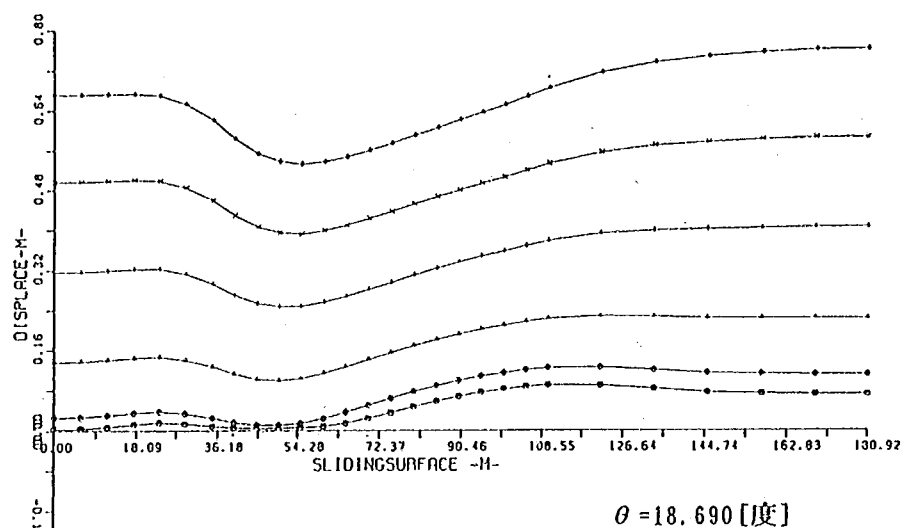
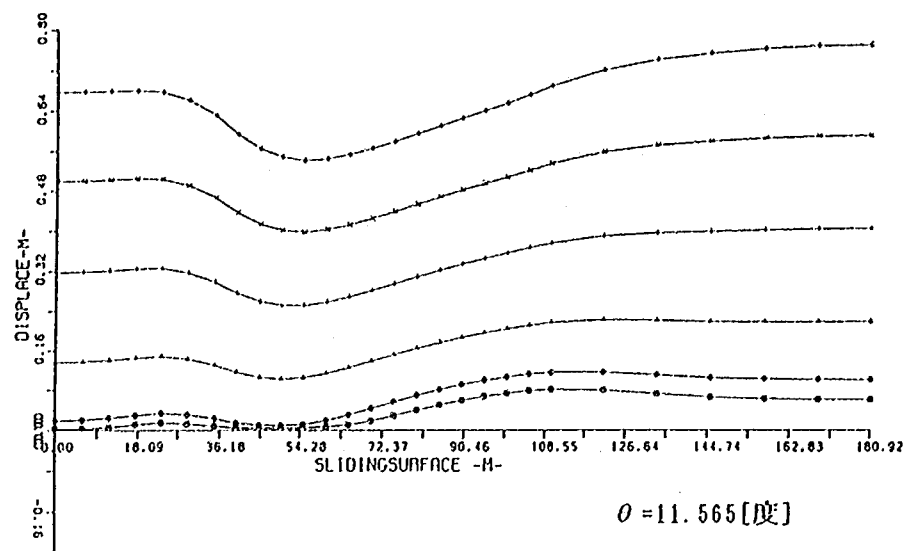
○ 0T
 × 50T
 + 100T
 △ 150T
 ● 200T
 ◐ 250T

図 5. 16. 4 初期定着力作用時のすべり面垂直応力
(θ を変化させた場合 $E_s=1000$)



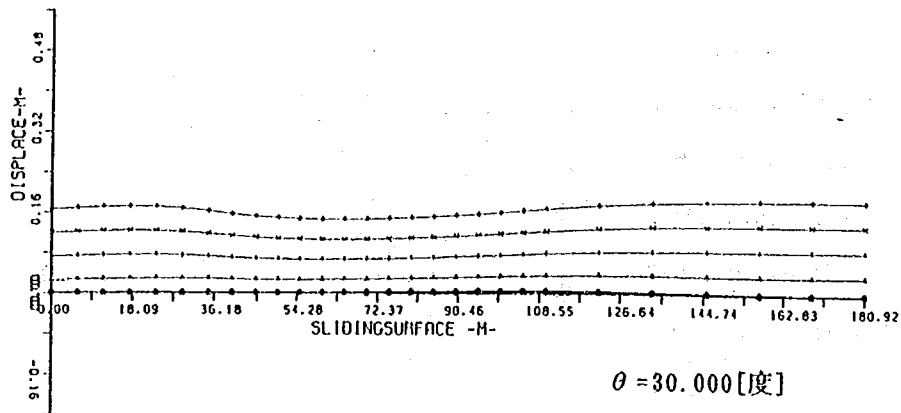
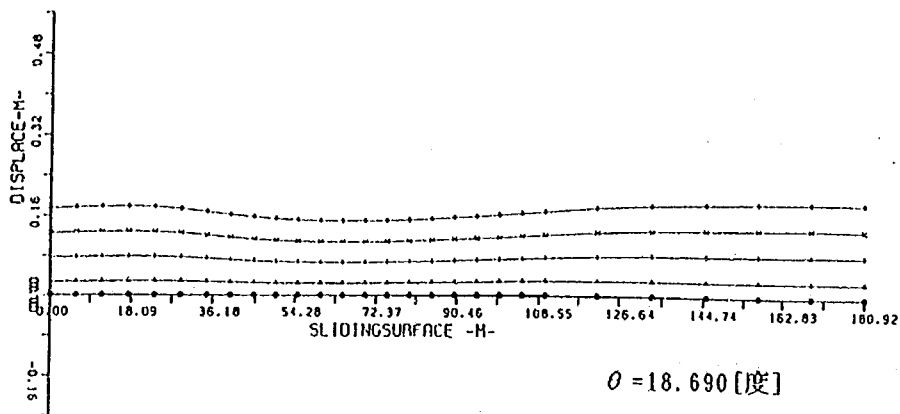
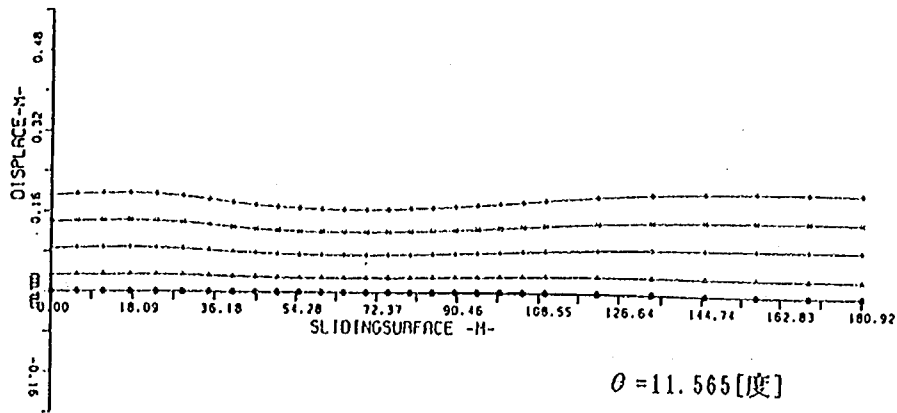
- 0T
- × 50T
- + 100T
- △ 150T
- ◇ 200T
- 250T

図 5. 1 6. 6 すべり力作用時のすべり面垂直応力
(θ を変化させた場合 $E_s=10000$)



◆ 0T
 × 50T
 + 100T
 △ 150T
 ○ 200T
 □ 250T

図 5. 1 6. 7 最終アンカー力作用時すべり面変位
(θ を変化させた場合 $E_s=1000$)



- ◇ 0T
- × 50T
- + 100T
- △ 150T
- 200T
- 250T

図5.16.8 最終アンカー力作用時すべり面変位
(θ を変化させた場合 $E_s=10000$)

これらの計算結果から以下の事がわかる。

a) 円弧すべりの場合と同様に初期定着力 p と最終アンカー力 $p + q$ は直線的な関係にはならず、 $p + q$ の増加率はある p の値を境に大きくなる。ただし円弧すべりの場合は p が小さいとき $p + q$ はほぼ一定であったが、複合すべりの場合には一定ではなく緩やかな増加の傾向にある。このときの増加率は土塊の弾性係数 E_s が大きいほど大きい傾向にあり $p + q$ の値は E_s が大きいほど小さい傾向にある。

またすべり面粘着力 C が変化したとき $p + q$ のグラフの変曲点の位置及び $p + q$ の一定となるときの値には、円弧すべりの場合と同様の違いがある。その他のケースでは p と $p + q$ の関係には大きな差異は認められない。

b) アンカー力によるすべり面垂直応力の増分 $\Delta \sigma$ は、初期定着力作用時には円弧すべりの場合と同様にすべり面に一様には作用せずアンカー作用点真下よりやや内側に圧縮応力のピークを持つ分布となる。そしてすべり土塊の弾性係数 E_s が大きくなると応力のピークは小さくなり、圧縮応力を示す部分の範囲は広くなる。しかし間隙水圧

作用時には、初期定着力 p が大きいときは $\Delta \sigma$ の分布は初期定着力作用時の分布と大きな差はないが、 p が小さいときには初期定着力作用時の分布とは全く違った分布形となる。すなわち p が小さいときには間隙水圧が作用すると圧縮応力のピークは、①すべり土塊下部の円弧部、②アンカー作用点真下よりやや内側、③すべり土塊上部の直線部と円弧部の境界付近、の3つのピークが見られるようになる（図5. 17）。これらのピークは E_s が小さいほど明瞭である。

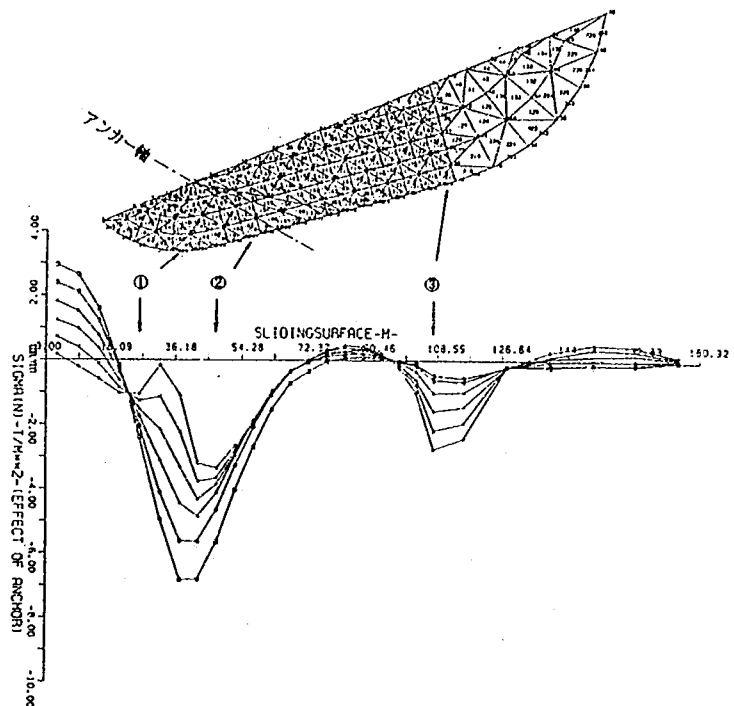


図5. 17 複合すべりにおける圧縮応力のピーク

c) 間隙水圧作用時のすべり面変位 $\Delta \gamma$ は円弧すべりの場合と同様に初期定着力 p が小さいほど大きく、 p が小さいうちは一定量ずつ変位は減少していくが、 p がある程度大きくなると変化量は急激に少なくなり変位は0（ほとんど動かない）に収束していく。

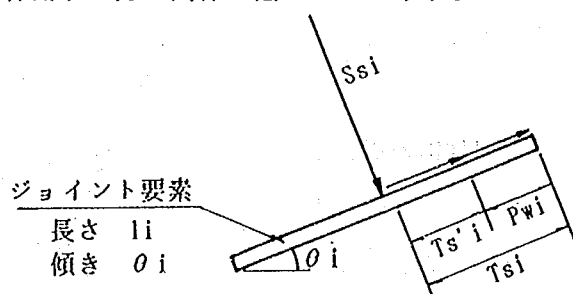
またすべり土塊の弾性係数 E_s が大きくなると変位量は一般に小さくなり、 $\Delta \gamma$ の位置的な違いはなくなりすべり面のどこでも $\Delta \gamma$ はほぼ一定になる。

6. 考察

これまでの計算により円弧すべり、複合すべりにおいても台形土塊モデルの場合と同様な初期定着力 p と最終アンカー力 $p+q$ の関係がみられる。すなわち p が小さいときは $p+q$ の増加率は一定もしくは鈍く、ある p の値を境にそれより p が大きくなると $p+q$ の増加率は大きくなる。またこの現象と関連して $p+q$ の増加率が鈍いときアンカー力によるすべり面垂直応力の増分 $\Delta\sigma$ のグラフは p の大きさに関係なくほぼ一致（複合すべりの場合は部分的に一致）し、 $p+q$ の増加率が大きいときすべり面変位は極端に小さくなる。これらのことは台形土塊モデルにおいてすべり面が塑性のとき（すべり面変位大）すべり面抵抗力が一定（このときすべり面応力も一定）であるため最終アンカー力はほぼ一定となり、すべり面が弾性のとき（すべり面変位小）すべり面抵抗力は小さくなるため、最終アンカー力が大きくなるということと調和的である。したがって実際の地すべりに近い円弧すべり、複合すべりのモデルにおいても、単純な台形土塊モデルで考えた力関係と同様の力関係を考えることができると思われる。

円弧すべり、複合すべりにおいてはすべり面に作用する力はすべり面の各部分で大きさ、方向が違ってくるため、アンカー力、土塊自重、すべり面せん断抵抗力、すべり面垂直抗力、間隙水圧によるすべり面せん断抵抗力の減少分の5つの力について、すべり面に作用する3つの力は合力で考え、この5つの力の関係を力の多角形で考えてみる。

有限要素法解析ではモデル全体の力はずりあっており、これら5つの力もずりあっている。今回行った解析ではすべり面応力はジョイント要素に直交する垂直応力と平行なせん断応力として得られる。ジョイント要素に作用する力の関係を図6.1に示す。



S_{s_i} : ジョイント要素に作用する垂直抗力

T_{s_i} : S_{s_i} に対応するせん断抵抗力 ($T_{s_i} = c * l_i + S_{s_i} * \tan \phi$)

P_{w_i} : 間隙水圧によるせん断抵抗力減少量

$P_{w_i} = P_i * \tan \phi * l_i$ (P_i : ジョイント要素に作用する間隙水圧)

$T_{s'_i}$: 間隙水圧作用時のせん断抵抗力

$T_{s'_i} = T_{s_i} - P_{w_i}$

$S_s = \sqrt{(\sum S_{s_i} * \sin \theta_i)^2 + (\sum S_{s_i} * \cos \theta_i)^2}$

$T_s = \sqrt{(\sum T_{s_i} * \cos \theta_i)^2 + (\sum T_{s_i} * \sin \theta_i)^2}$

$P_{WP} = \sqrt{(\sum P_{w_i} * \cos \theta_i)^2 + (\sum P_{w_i} * \sin \theta_i)^2}$

$T_{s'} = \sqrt{(\sum T_{s'_i} * \cos \theta_i)^2 + (\sum T_{s'_i} * \sin \theta_i)^2}$

図6.1 ジョイント要素に作用する力

以下今回の解析における各ステップ（現状、初期定着力作用時、間隙水圧作用時）についてこれらの力の多角形を考えてみる。

① 現状 ($P_s=1.0$) (図6. 2)

$P_s=1.0$ であるからすべり面抵抗 T_s はそのときのすべり面垂直抗力 S_s のもとでとり得る最大値（すべり面は塑性）をとりすべり力と等しい。土塊自重 W は垂直下向きで W , T_s , S_s は1つの三角形を形成する。

図6. 2において

W :土塊自重

$$\varepsilon = \cos^{-1} \left(\frac{S_s^2 + W^2 - T_s^2}{2 S_s W} \right)$$

$$\nu = \sin^{-1} \left(\frac{S_s \sin \varepsilon}{T_s} \right)$$

$$\delta = 180 - \nu - \varepsilon$$

となる。

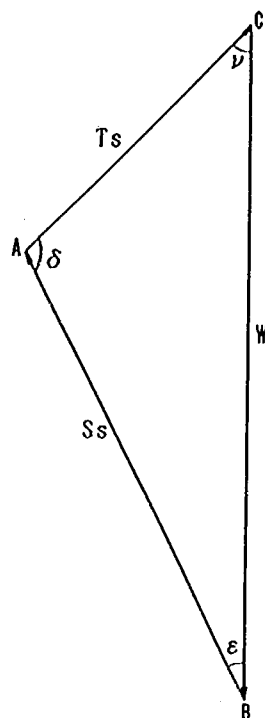


図6. 2 現状

② 初期定着力作用時 (図6. 3)

初期定着力 P_{sy} が作用したときすべり面垂直抗力は S_{sy} だけ増加する。したがってすべり面が発揮できる最大のすべり面抵抗は DG となるが、実際にはそれより少ない DE だけ発揮するだけでつりあう。したがってこのとき $P_s > 1.0$ となっている。

ただし厳密にはこのときの垂直抗力の方向は①の場合と同じではないが、図6. 4に見られるようにアンカーによるすべり面垂直抗力の増分 $\Delta \sigma$ が土塊自重によるすべり面垂直応力 σ に比べて微量であるため、ここでは S_{sy} , T_{sy} の方向は①の場合と同じとして考える。

図6. 3において

P_{sy} :初期定着力

$$S_{sy} = \frac{P_{sy} \sin(\delta + \varepsilon + 90)}{\sin(180 - \delta)}$$

$$DG = T_{sy} = T_s + S_{sy} \tan \phi$$

$$\mu = \sin^{-1} \left(\frac{\tan \phi + \tan \delta}{1 + \tan^2 \phi - 2 \tan \phi \cos \delta} \right)$$

となる。

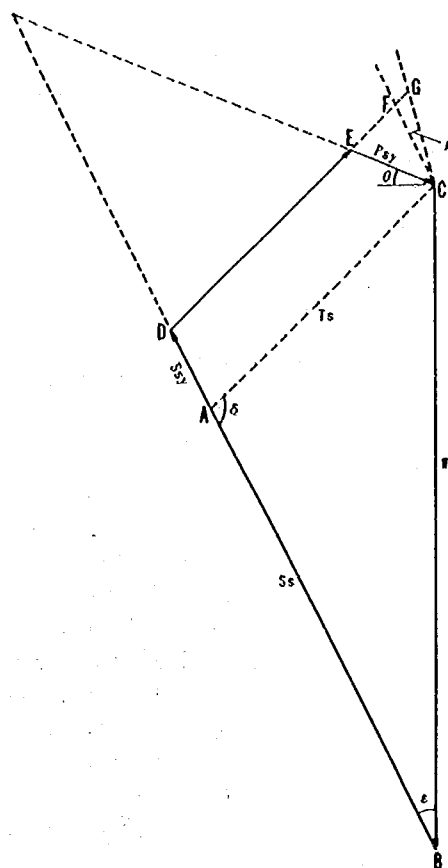


図6. 3 初期定着力作用時

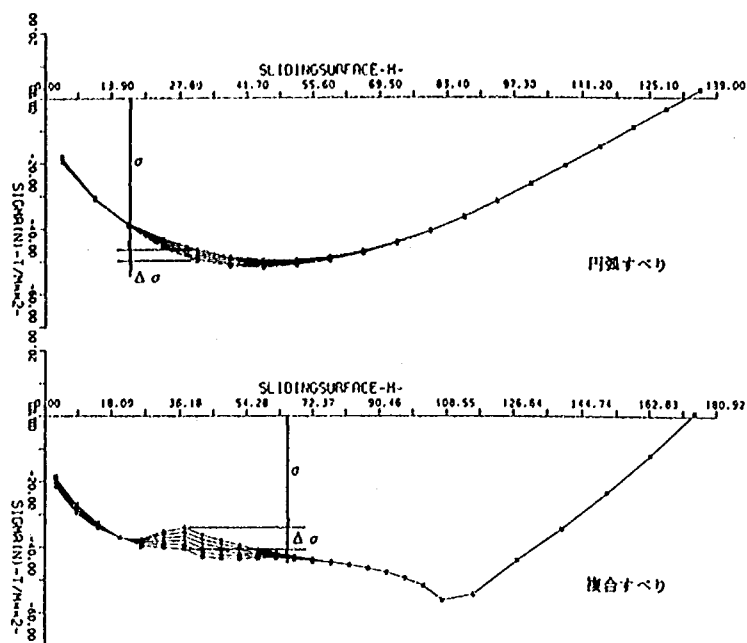


図6.4 アンカー力によるすべり面垂直応力の増分

③ 間隙水圧作用時 (図6.5)

$$CU = P_{max} = \frac{W \sin \epsilon}{\sin(90 - \theta - \epsilon)}$$

$$\lambda = \cos^{-1} \left(\frac{PWF^2 + Ts^2 + Ts'^2}{2 + PWF + Ts} \right)$$

$$Pa = \frac{PWF \sin \lambda}{\sin(270 - \theta - \epsilon - \delta)}$$

$$Pc = \frac{PWF \sin(180 - \mu - \delta + \lambda)}{\sin(90 - \theta - \epsilon + \mu)} - Pa$$

$$Sc = \frac{Pc \sin(\delta + \epsilon + \theta - 90)}{\sin(180 - \delta)}$$

$$KM = Tc = Ts \sin \delta \tan \phi$$

$$Tc' = \sqrt{PWF^2 + Tc^2 - 2 + PWF + Tc \cos \lambda}$$

$$Tsy' = \sqrt{PWF^2 + Tsy^2 - 2 + PWF + Tsy \cos \lambda}$$

$$\rho_{sy} = \sin^{-1} \left(\frac{PWF \sin \lambda}{Tsy'} \right)$$

$$OR = l = \frac{Tsy'(P_{max} - P_{sy})}{P_{max}}$$

$$Pb = \frac{l \sin \rho_{sy}}{\sin(270 - \theta - \delta - \epsilon - \rho_{sy})}$$

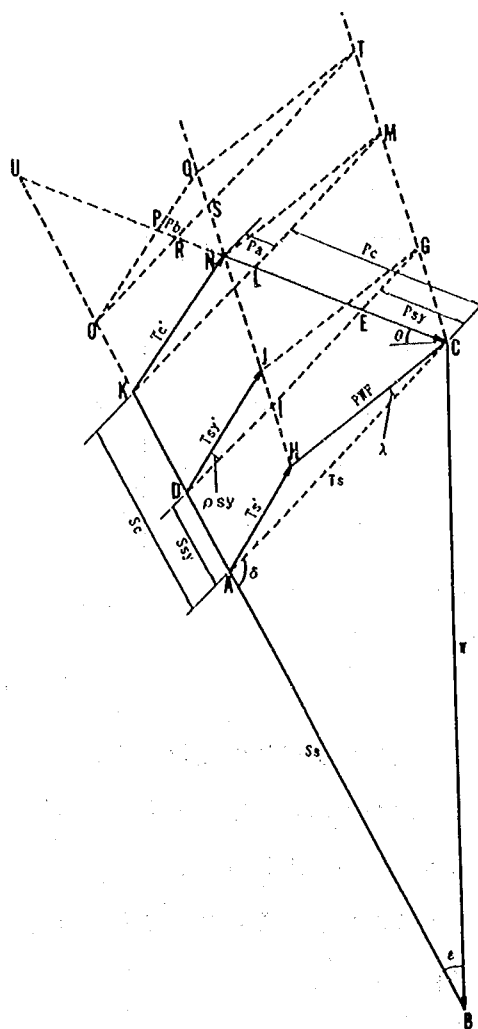


図6.5 間隙水圧作用時

図6. 5においてすべり面に S_s の垂直応力が作用しているとき、せん断抵抗力 T は

$$T = T_s = c + l + S_s \tan \phi_j \quad (l: \text{すべり面の長さ})$$

となるが間隙水圧が作用すると S_s に対して T は

$$T = T_s' = c + l + (S_s - PWP) \tan \phi_j$$

となる。ただし力の多角形において T_s 、 T_s' 、 $PWP \tan \phi_j$ は1つの三角形 ACH を形成する。

初期定着力 $P_{sy}(CE)$ が作用して DE となってつりあっていたせん断抵抗力は、間隙水圧が作用することにより T_{sy} に減少し、つりあいはくずれ土塊は動き出す。土塊が動くことによりアンカー力は増加しアンカー力として $CN = P_c + P_a$ が作用したとき土塊に働く力はつりあう。この過程においてすべり面は常に塑性であり、土塊がアンカー点におよぼす力 PD は一定値 $P_c + P_a$ となる。したがって $P_{sy} \leq P_c$ のときはアンカー力 PA が $P_c + P_a$ となるまで土塊は動くということになり最終アンカー力は一定値 $P_c + P_a$ となる。

一方 $P_{sy} \geq P_c$ のときは間隙水圧が作用しても、すべり面は弾性域にあり初期定着力作用時 OR であったせん断抵抗力は間隙水圧が作用すると OP になり P_b の力の不平衡が生じる。このときすべり面は弾性であるため、この差はすべり土塊が動くことによるせん断抵抗力の増加（土塊がアンカー点におよぼす力は減少）とアンカー力の増加により解消される。最終アンカー力とそのときの変位置は図6. 6における交点として表される。すなわち初期定着力 P_{sy} と最終アンカー力 Q の関係は

$P_{sy} \leq P_c$ のとき

$$Q = P_c + P_a$$

$P_c < P_{sy} < P_c + P_a$ のとき

$$Q = P_c + P_a \text{ または } P_{sy} + \alpha$$

(α は0 または一般に微量)

$P_{sy} > P_c$ のとき

$$Q = P_{sy} + \alpha$$

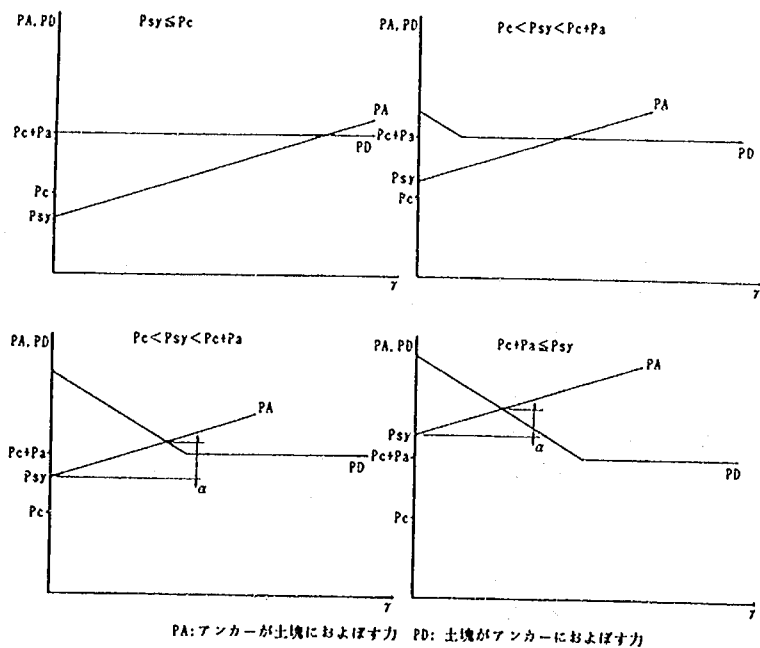


図6. 6 最終アンカー力と変位置の関係

となる。ここで PA の勾配はすべり面変位とアンカーの伸びの関係から求められるが、 P_{sy} が大きいとき変位は少なくなり、 PA を求め α を求めても通常の施工では α は一般に微量であると思われるため、 α は無視しても差し支えないと思われる。

このように力の多角形により得られた初期定着力と最終アンカー力の関係は有限要素法解析により得られた関係と調和的である。

現状($P_s = 1.0$)での土塊自重によるすべり面の応力を有限要素法解析により求め、それをもとに力の

多角形を考えて初期定着力と最終アンカー力の関係を計算し、その結果と有限要素法解析による結果とを比較した。その結果を図6. 7. 1以下に示す。

有限要素法解析により求めた初期定着力と最終アンカー力の関係と、力の多角形により求めた初期定着力と最終アンカー力の関係とは、円弧すべりの場合には概ね調和的と思われるが複合すべりの場合には初期定着力が小さい場合にかなり差が大きくなっている場合がある。これは複合すべりの場合初期定着力が小さいとき間隙水圧作用時のアンカー力によるすべり面応力の増分の分布形が、土塊自重によるすべり面垂直応力の分布形と大きく異なるため、土塊自重によるすべり面垂直抗力の合力方向と間隙水圧作用時のすべり面垂直抗力の合力の方向との差が大きくなるための誤差であると思われる。しかし初期定着力が大きいときには比較的よい一致を示しており、最終アンカー力が増加に転じる初期定着力はある程度の誤差で求めることができると思われる。またすべり土塊の弾性係数が小さいときにはこれらの差異は小さくなる傾向があると思われる。

このように力の多角形を考えることにより有限要素法を用いなくとも初期定着力と最終アンカー力の関係のある程度の精度で求めることができると思われ、地すべりに対する必要アンカー力を求めるのに役立つと思われる。ただしそのためには土塊自重作用時 $F_s=1.0$ としたときの土塊自重、すべり面垂直抗力、すべり面せん断抵抗力より成る力の三角形を正確に求める必要があり、力のつりあいを満たす安定計算によりこれらの力を求める必要がある。

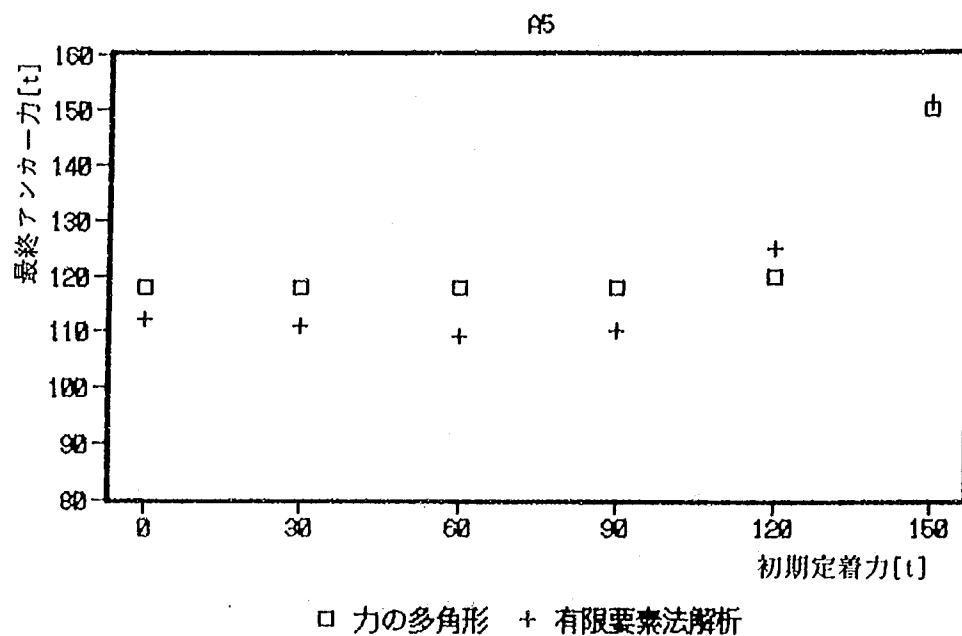


図 6. 7. 1 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(円弧すべり A5)

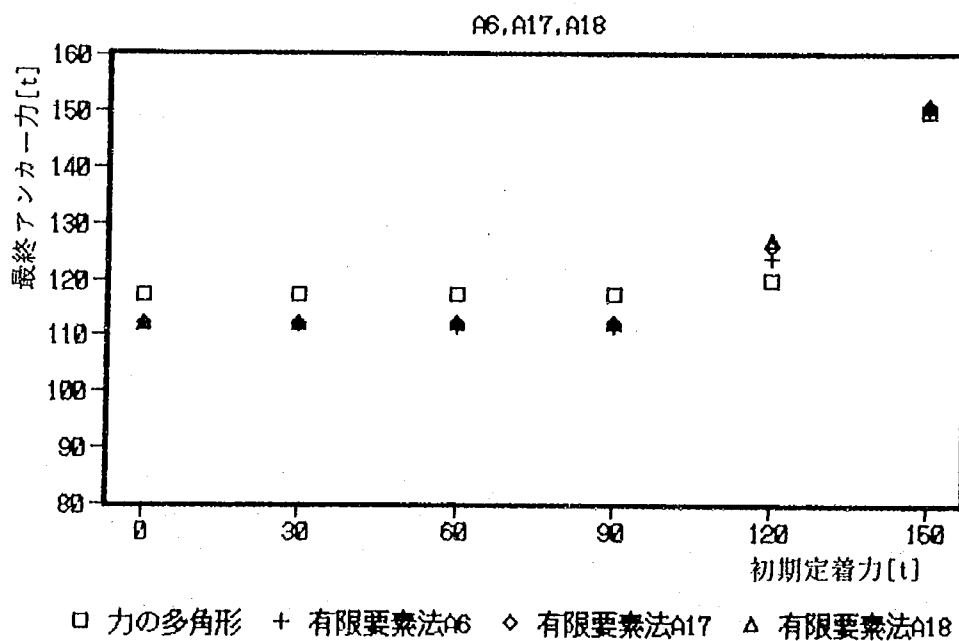


図 6. 7. 2 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(円弧すべり A6 A17 A18)

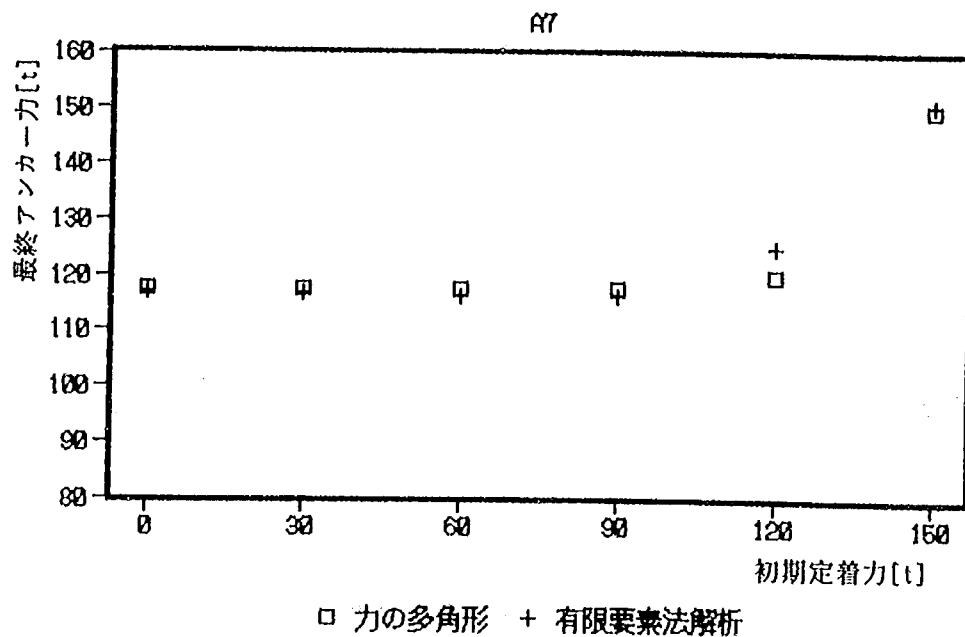


図 6. 7. 3 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(円弧すべり A7)

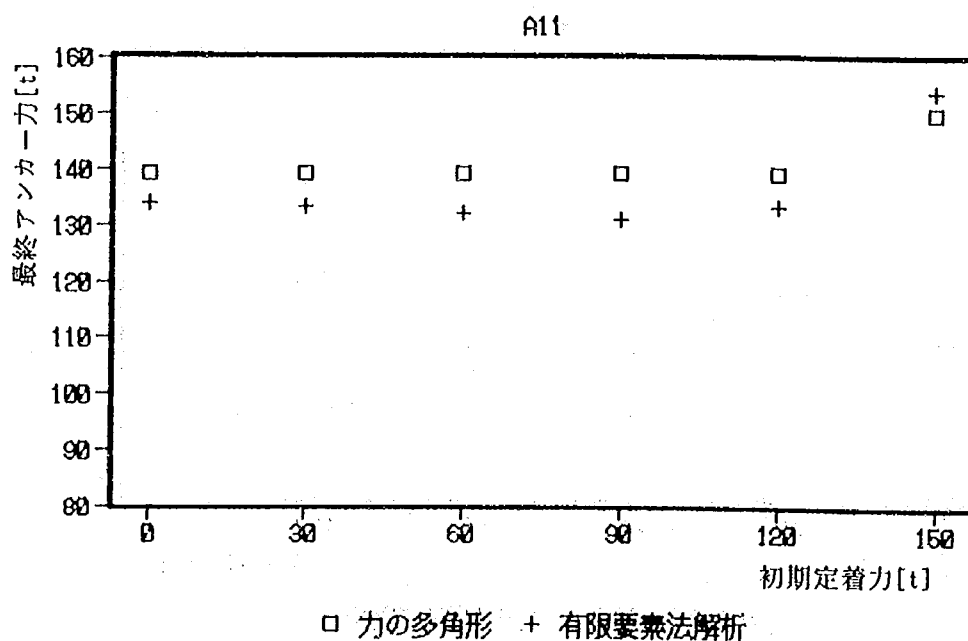


図 6. 7. 4 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(円弧すべり A11)

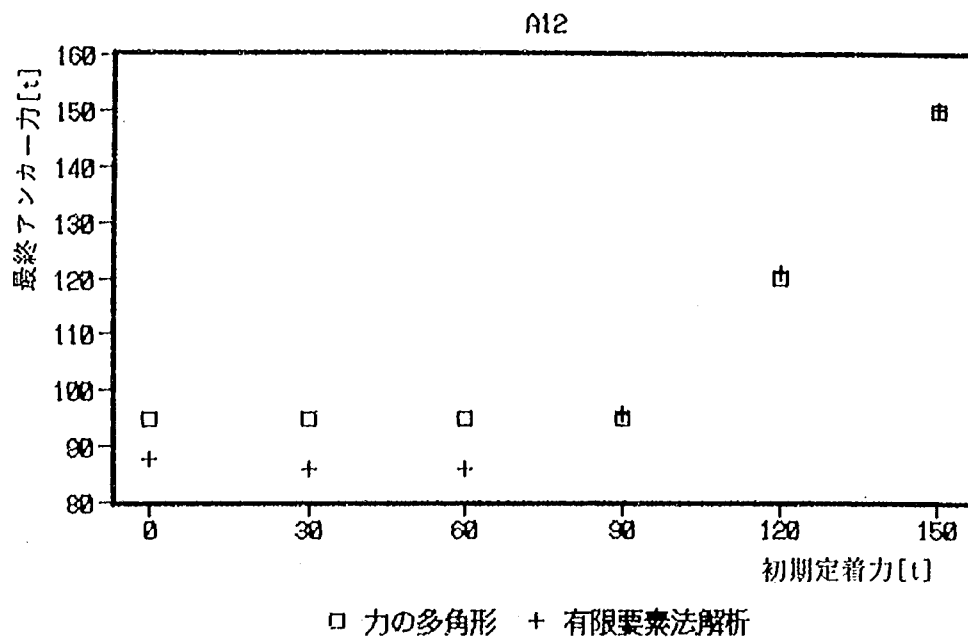


図 6. 7. 5 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(円弧すべり A12)

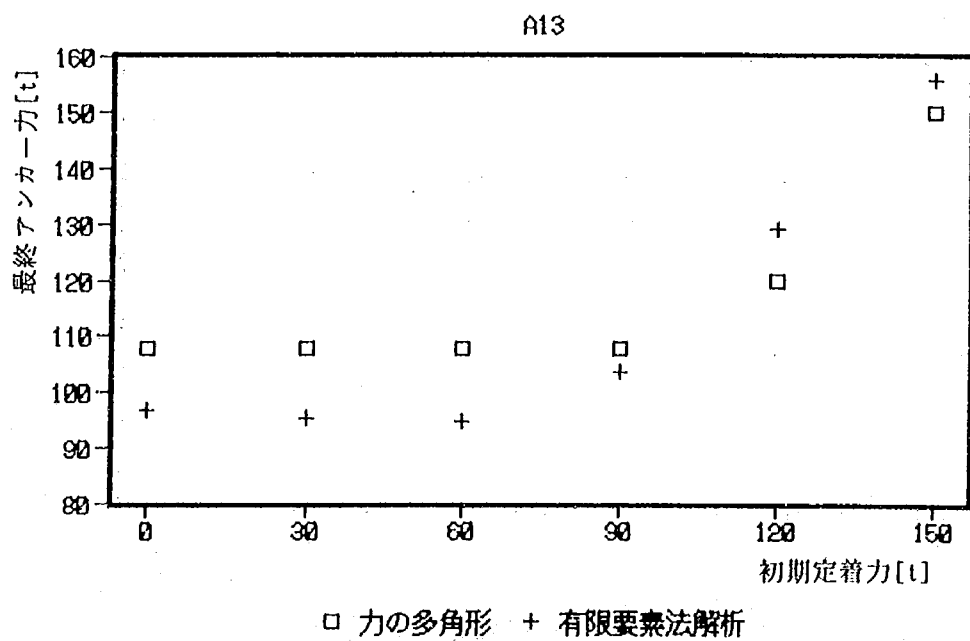


図 6. 7. 6 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(円弧すべり A13)

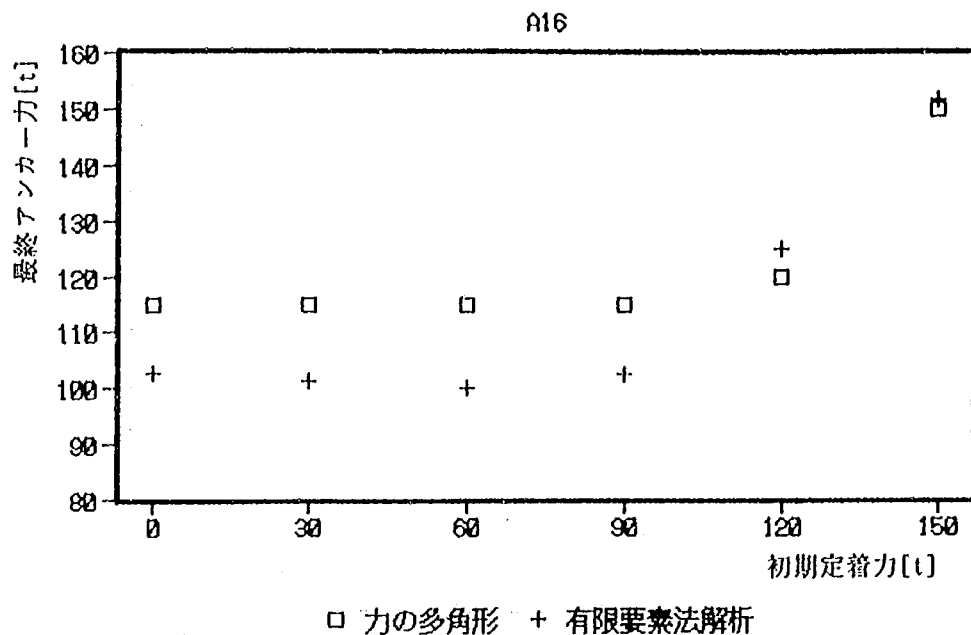


図 6. 7. 7 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(円弧すべり A16)

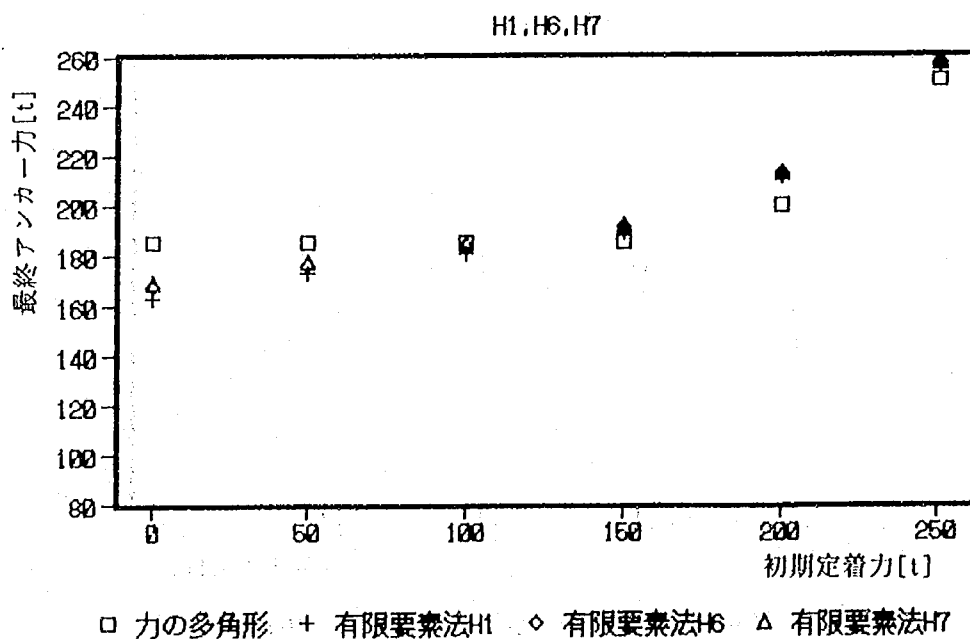


図 6. 7. 8 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H1 H6 H7)

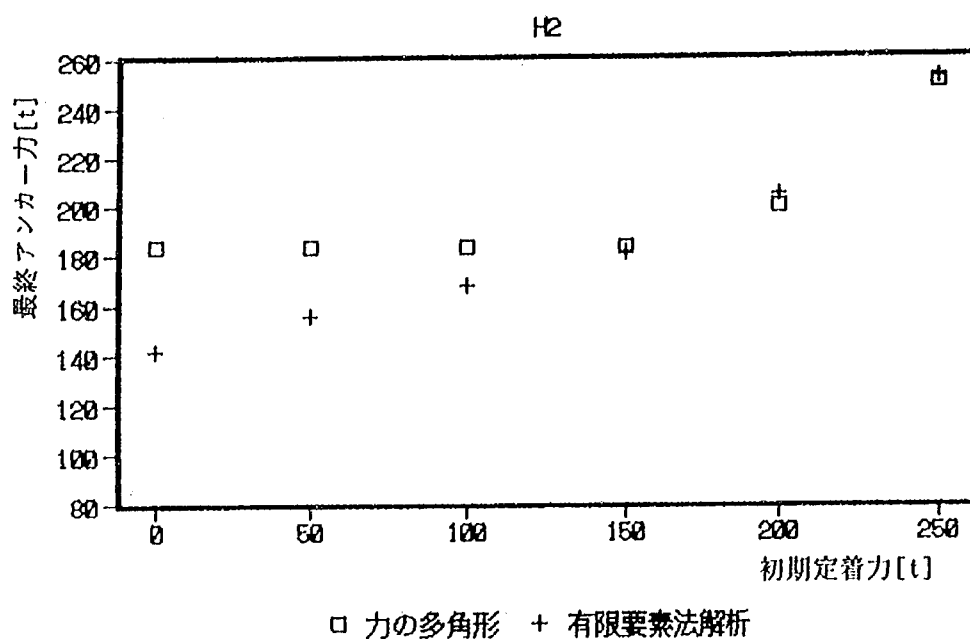


図 6. 7. 9 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H2)

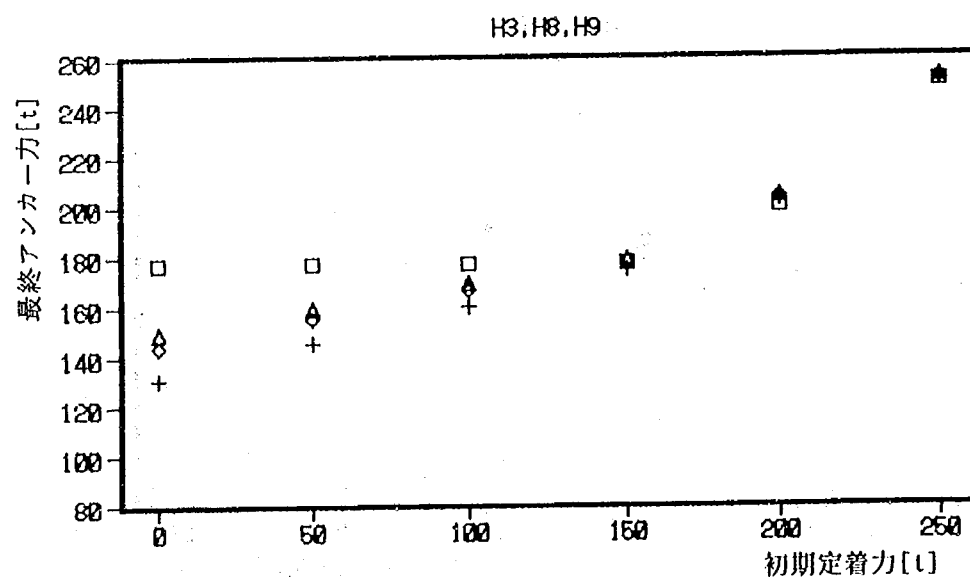


図 6. 7. 10 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H3 H8 H9)

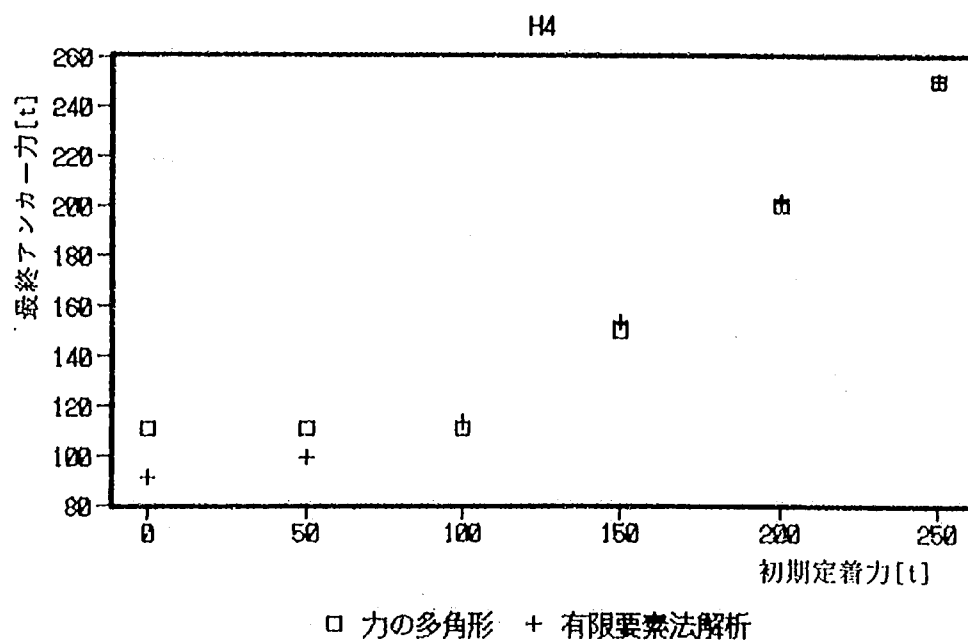


図 6. 7. 1 1 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H4)

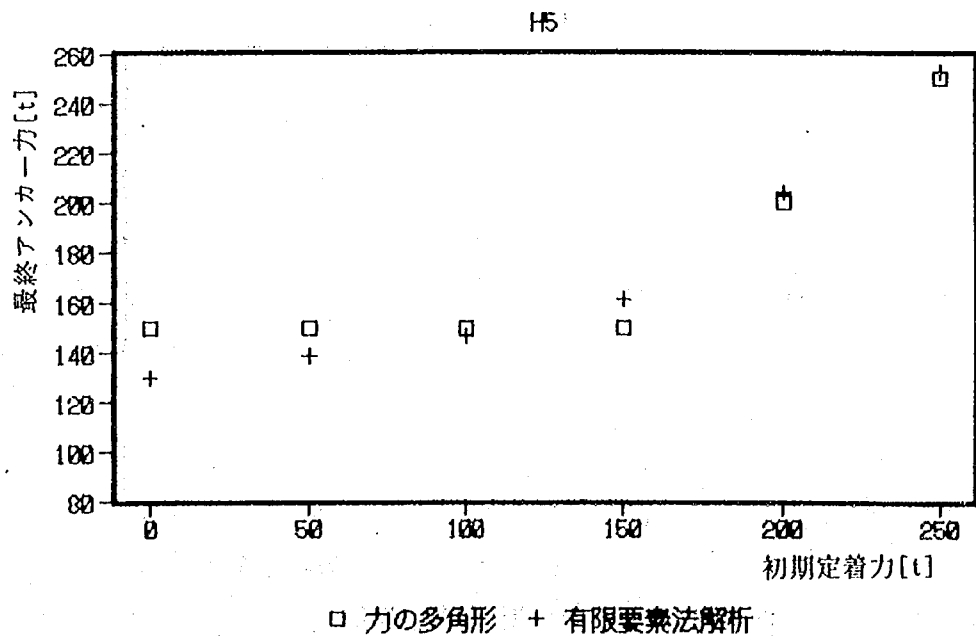


図 6. 7. 1 2 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H5)

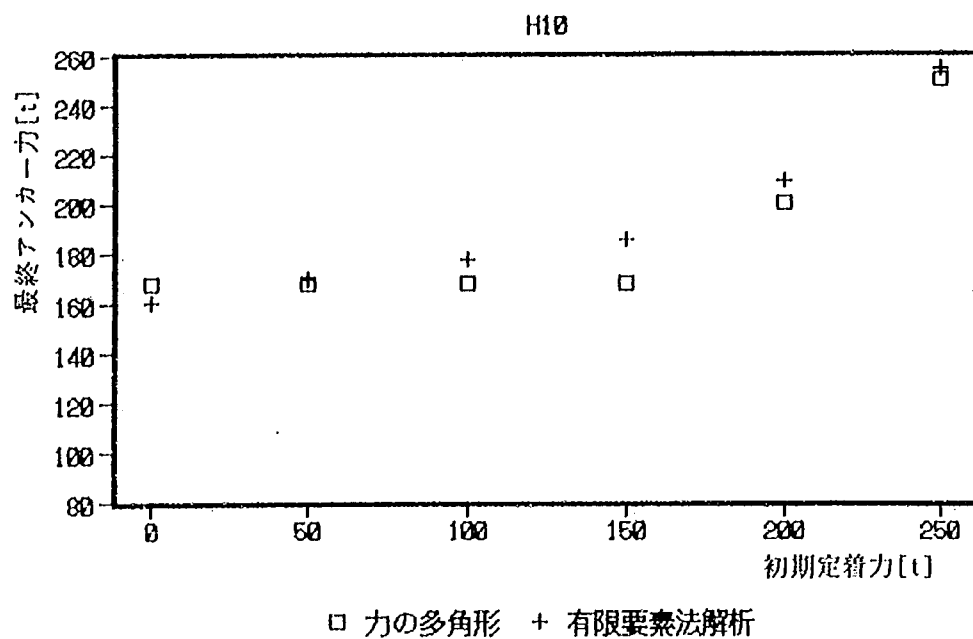


図 6. 7. 1 3 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H10)

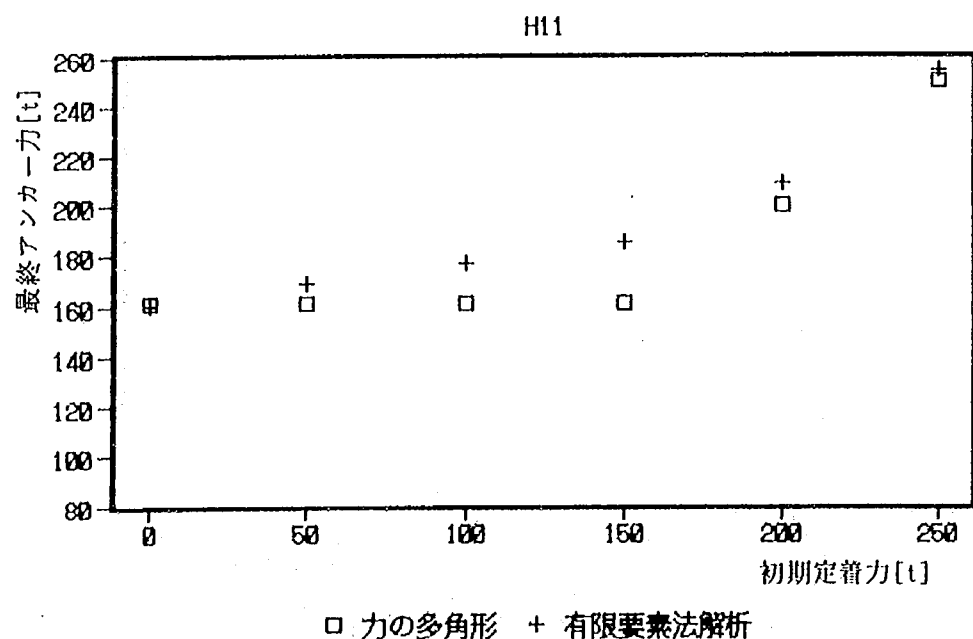
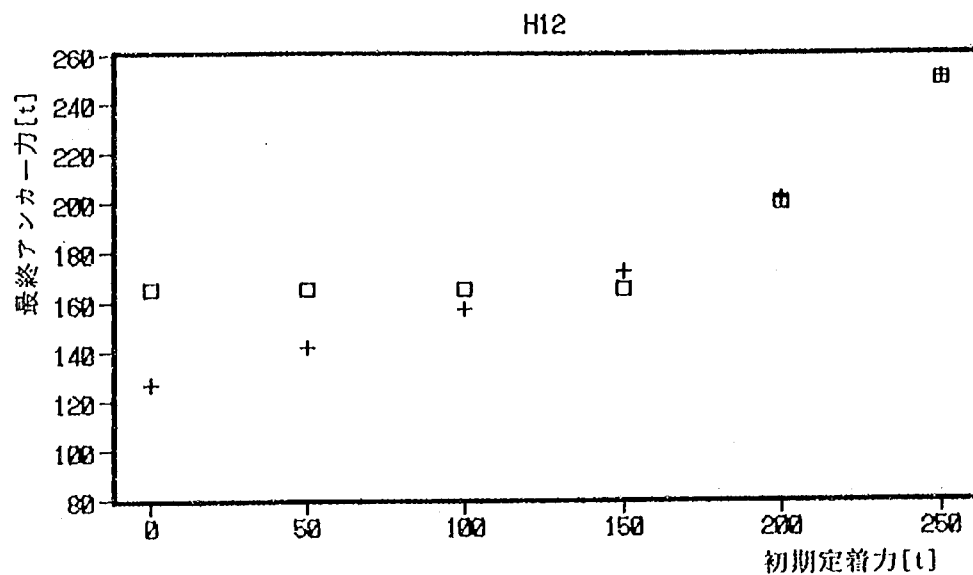
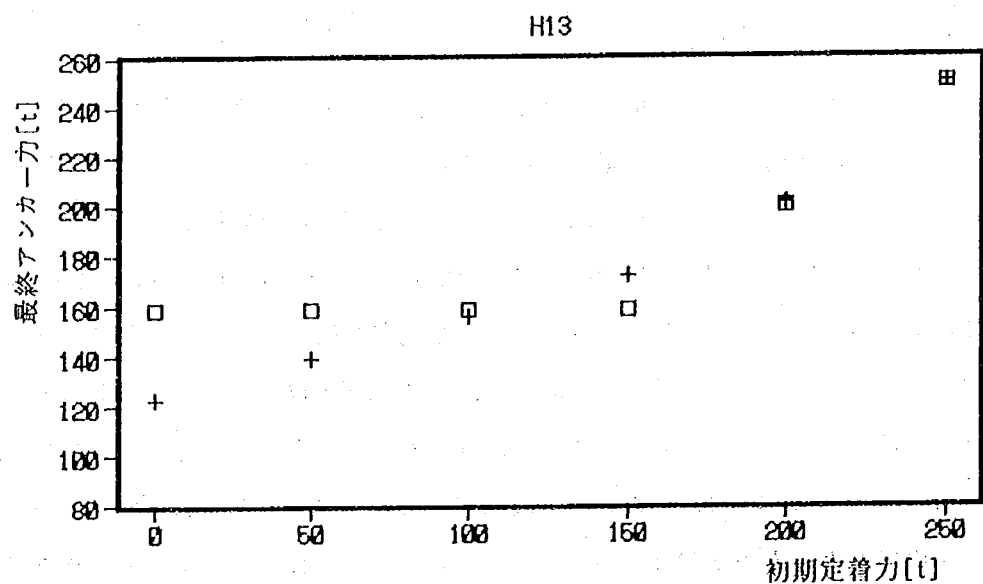


図 6. 7. 1 4 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H11)



□ 力の多角形 + 有限要素法解析

図 6. 7. 15 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H12)



□ 力の多角形 + 有限要素法解析

図 6. 7. 16 力の多角形による計算結果と有限要素法解析結果の比較
(複合すべり H13)

7. まとめ

7-1 初期定着力とアンカーの抑止効果について

これまで述べた初期定着力と最終アンカー力の一般的な関係を図7. 1に示す。

すべり土塊内に地下水位がない場合(A, $F_s=1.0$)から地下水位が上昇してBの状態になったとき、初期定着力がP1、P2、P3の場合はいずれも最終アンカー力はQ1となる。このときすべり面は塑性であり $F_s=1.0$ である。初期定着力がP4、P5のときは最終アンカー力はそれぞれQ2、Q3となる。このときすべり面は弾性であり $F_s>1.0$ である。ここで地すべりの抑止という観点からみればいずれの場合もすべりは抑止されているわけであり、この意味ではより少ないアンカー力で抑えたほうがアンカーの長期的な安定には有利である。したがって初期定着力は小さいほうがよいということになる。

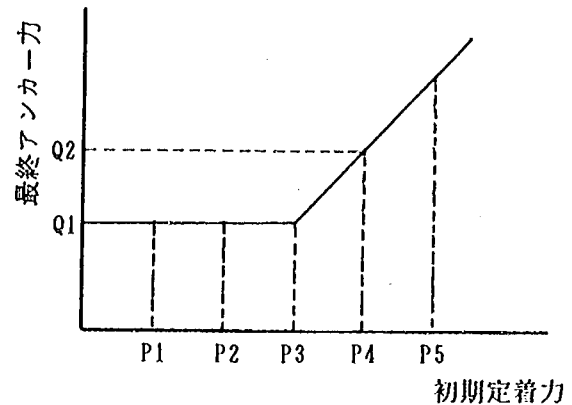
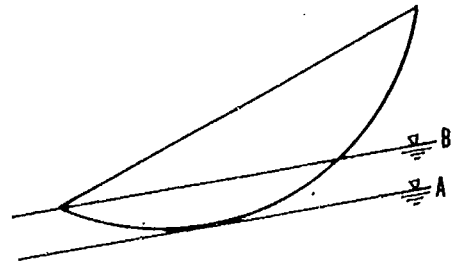


図7. 1 初期定着力と最終アンカー力の関係

しかし初期定着力を小さくした場合地下水位の上昇にしがって土塊は $F_s=1.0$ の状態を保ちなが

ら動くということになり地すべりによる変位は大きくなる。図7. 1では地下水位がAからBに上昇するとき初期定着力が小さいほど動き出すのが早いということになる。これはすべり面が塑性になったときから変位が大きくなるのであって、すべり面が弾性のうちは変位はかなり小さく抑えられる。

したがって地下水位が最高Bまでしか上昇しないという場合では、初期定着力がP3の場合が最終アンカー力が最低となり土塊の変位も少なく抑えられるという最適な初期定着力であると思われる。このP3の値は、初期定着力として与えたときは $F_s>1.0$ となるがBの地下水位による間隙水圧作用時にちょうど $F_s=1.0$ となるようなアンカー力であり、前章図6. 6で α を微小として無視した場合図6. 5において P_c+P_a として表される。地下水位がBの状態では $F_s=1.1\sim 1.2$ となるようなアンカー力を初期定着力として与えるとそのアンカー力が常時作用していることになり、変位は小さく抑えられるがアンカー一定着部のクリープ等アンカーの長期的安定には良くないと思われる。

また地下水位の上昇等の要因を考えず、現状の安全率を $F_s=1.1\sim 1.2$ に高めようとする場合のアンカー力については、現状をすべり面の安全率が最低となる状態と考え、現状で $F_s=1.0$ となるようなアンカー力を初期定着力として与えればよいと思われる。したがって現状の安全率が $F_s\geq 1.0$ であれば初期定着力は0またはできるだけ小さくした方がアンカーに作用する力は小さく抑えられると考えられる。

地下水位（間隙水圧）と土塊の安全率と初期定着力の関係を図7. 2に示す。

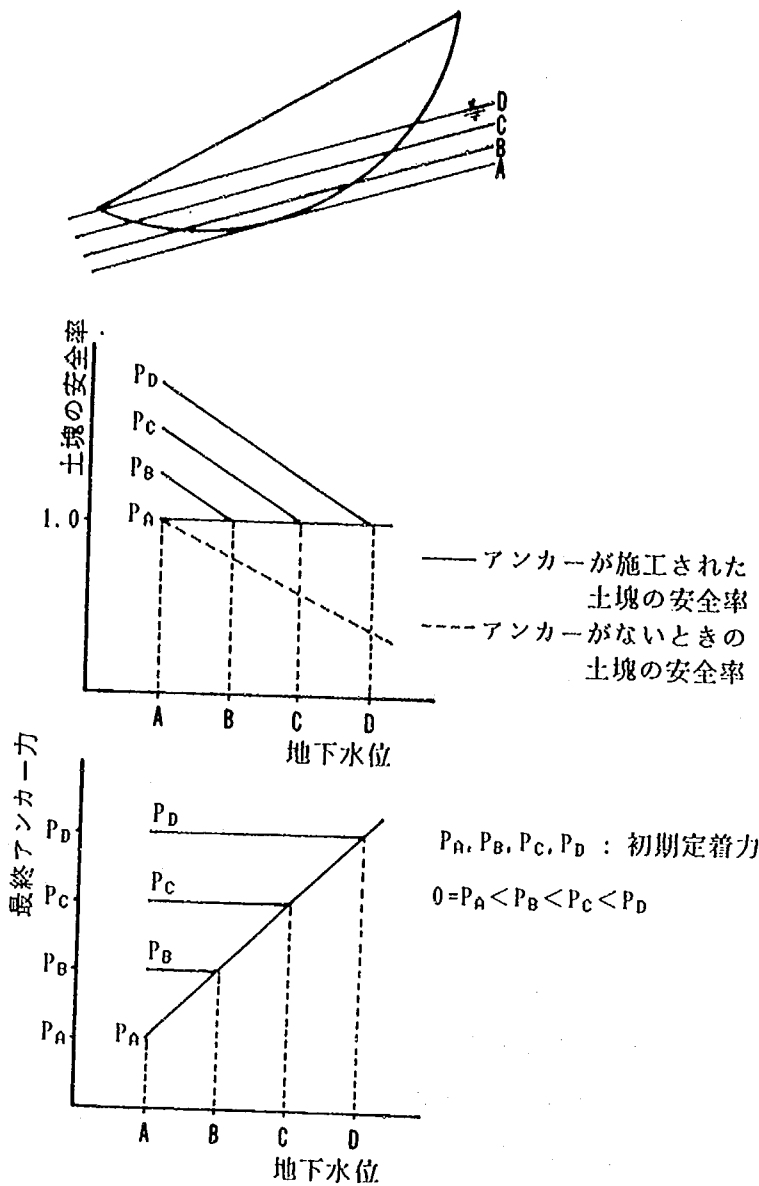


図7. 2 地下水位（間隙水圧）、土塊の安全率、初期定着力の関係

以上述べたことはすべり面強度特性が図3. 1のよう
な特性を示す場合でありすべり面強度特性が図7.
3に示すような場合には、初期定着力を小さくして変
位を許すとすべり面抵抗力が小さくなりアンカーに作
用する力が増すことになるため、このような場合には
ある程度の初期定着力をかけておいたほうがよいこ
とになり、別途考慮が必要であろう。

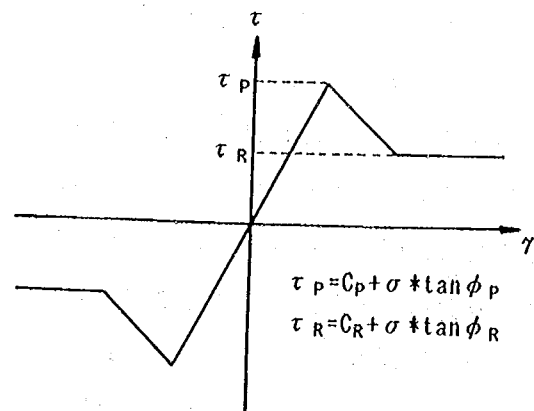


図7. 3 すべり面強度特性

7-2 アンカーの締め付け効果、引きとめ効果について

今回の解析では土塊は弾性体としているため、アンカー力はすべてすべり面に伝わる。ただしアンカー力はすべり面に均等に伝わるのではなく、土塊の弾性係数が小さいほどアンカー作用点付近の狭い範囲に集中する傾向がある。しかし土塊自重によるすべり面垂直応力に比べアンカー力によるその増分はわずかであり、すべり面垂直応力の分布形を変えてしまうほどの急激な差は生じないため、アンカー力による垂直応力の増分はすべり面抵抗力の増加に寄与するものであると考えられる。したがってアンカーの締め付け効果はアンカーに力が加わると常に発揮され、アンカーは常に締め付け効果、ひきとめ効果の両方を発揮していることになる。

7-3 すべり土塊に作用する力、応力及びすべり土塊の変位について

アンカー力によるすべり土塊の応力の変化を考えるために円弧すべりA5において図7. 4に示すような断面(A, B, C, D)を考え、これらの断面を一辺とする三角形要素(太線で囲まれた要素)に作用する応力の断面線に直交する成分を求めグラフに表す(図7. 5, 図7. 6, 図7. 7, 図7. 8 次頁以降)。これらはすべり面に平行な応力を表している。ここで応力の値は土塊自重により発生する応力を引いたものとし、アンカー力による増分のみを考える。これらのグラフからわかるように、アンカー作用点から離れるほどアンカー力によるすべり面に平行な応力の増分は減少していることがわかる。初期定着力作用時の土塊内の応力の増分の分布を図7. 9に示す。

初期定着力作用時には、初期定着力を増加させるにしたがってすべり面に平行な応力も比例的に増加していく。しかしすべり面に平行な応力の増加量が、アンカーから離れるにしたがって減少しているということは、すべり面のせん断抵抗力のために応力が伝わりにくいことを意味しており、いいかえればアンカーによ

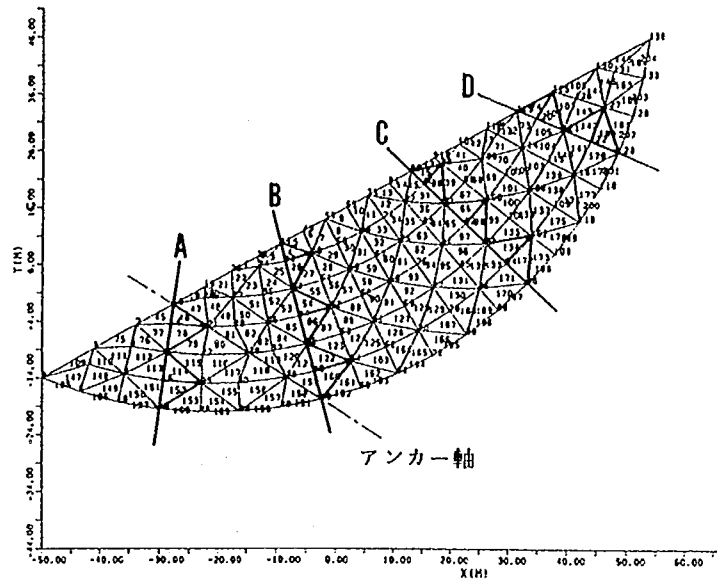


図7. 4 断面位置図

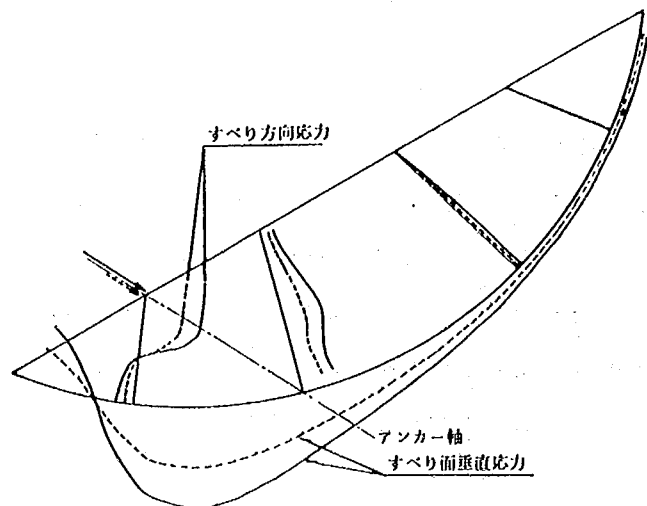


図7. 9 土塊内応力の分布

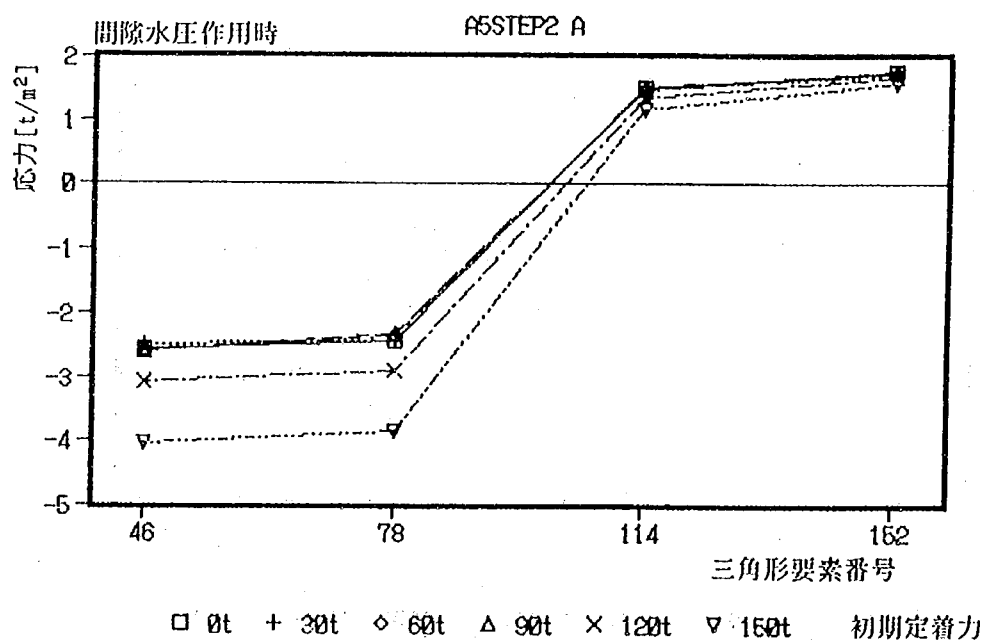
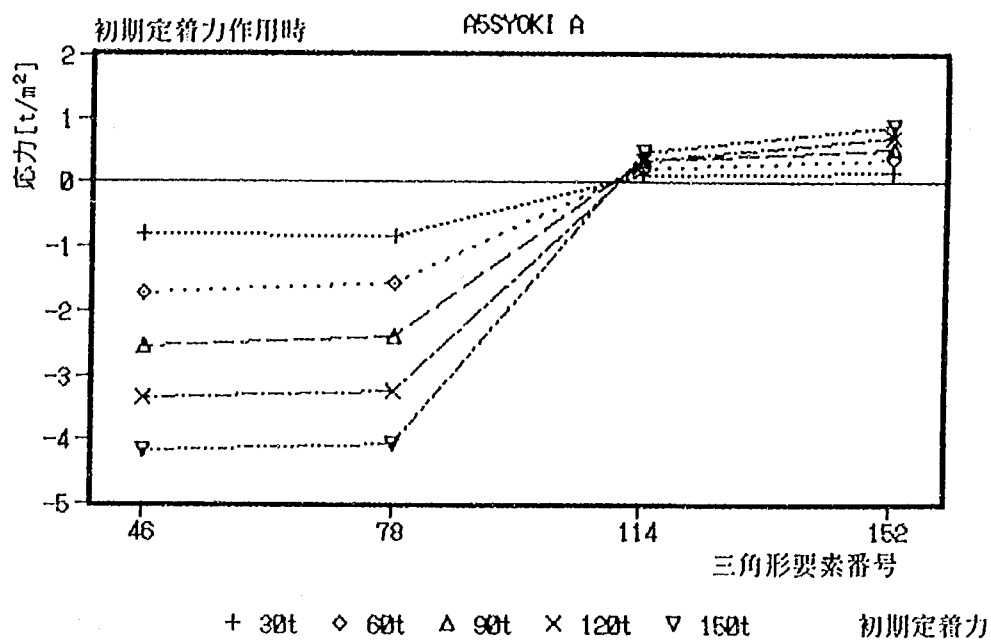


図 7. 5 A断面応力分布

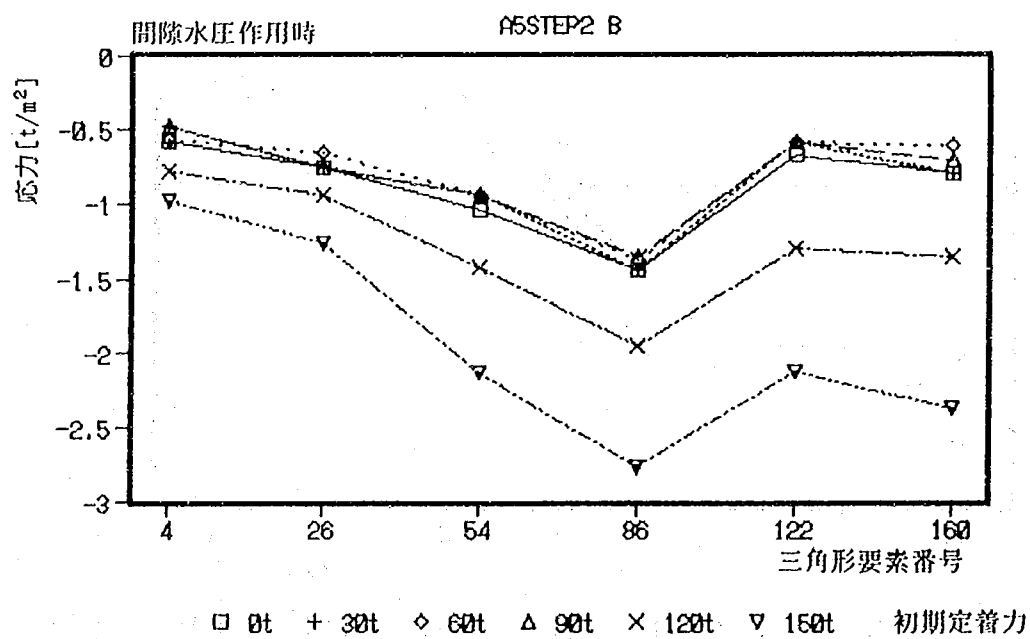
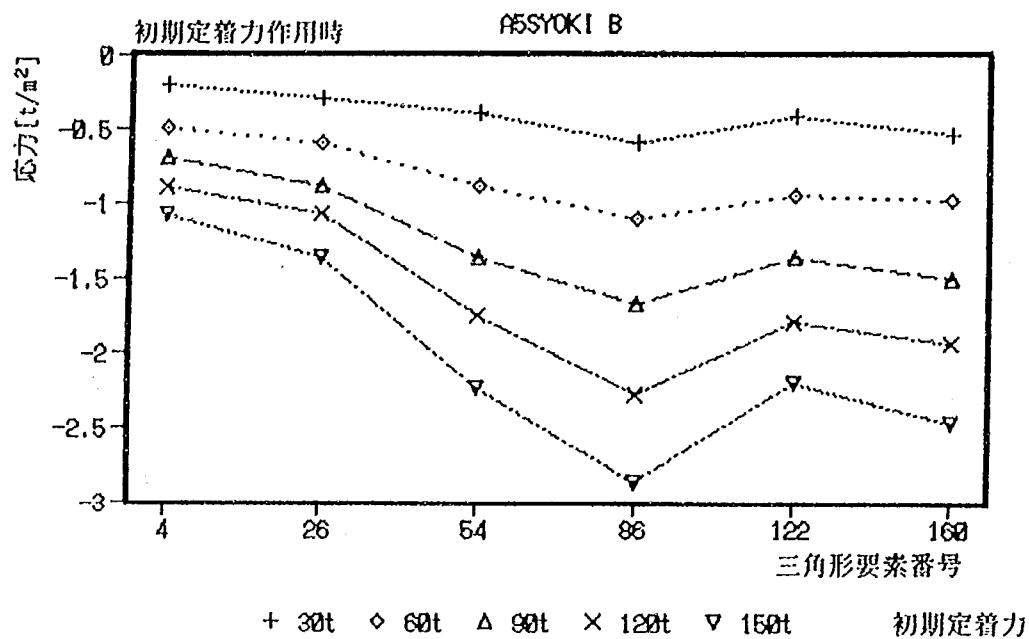


図 7. 6 B断面応力分布

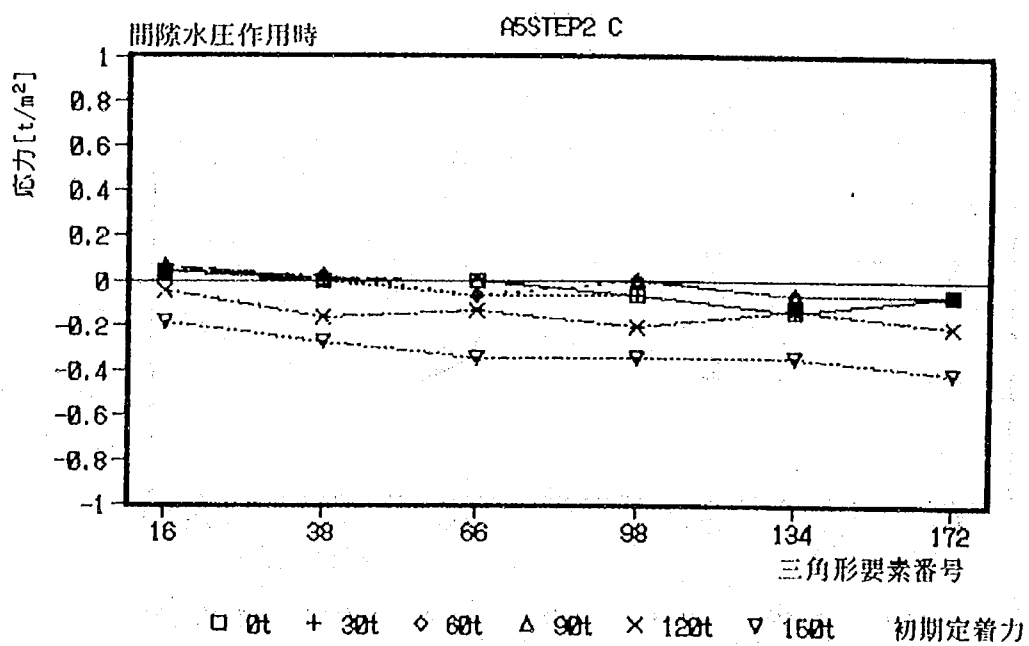
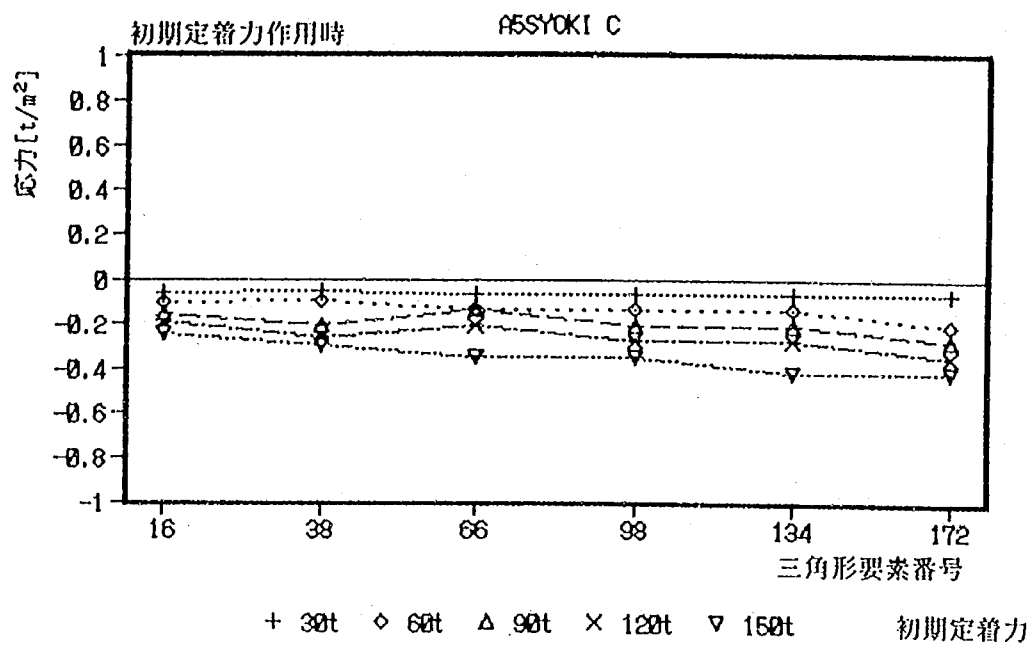


図 7. 7 C断面応力分布

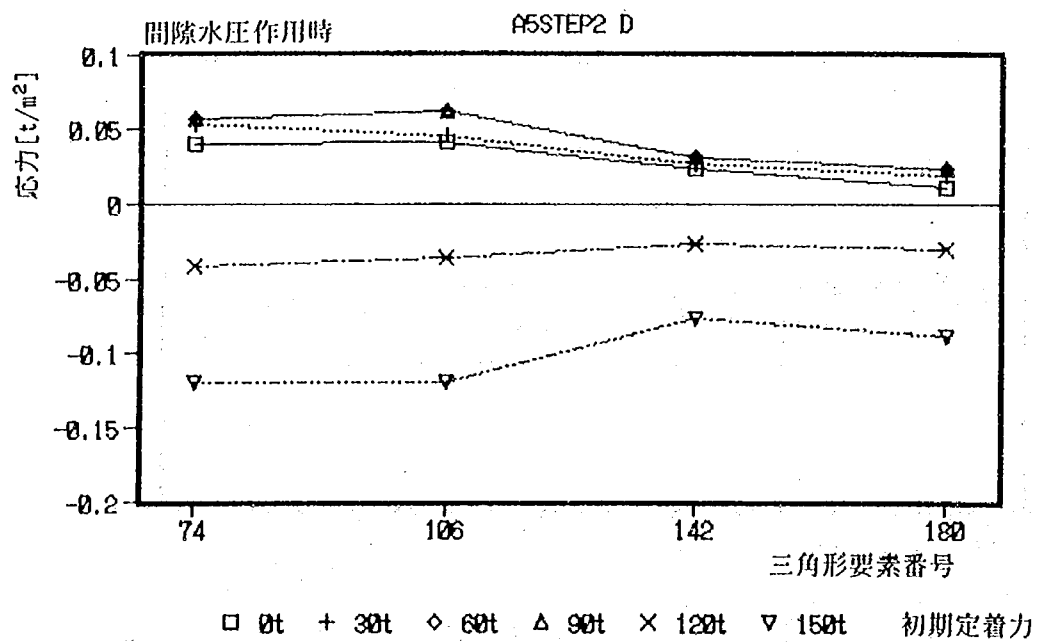
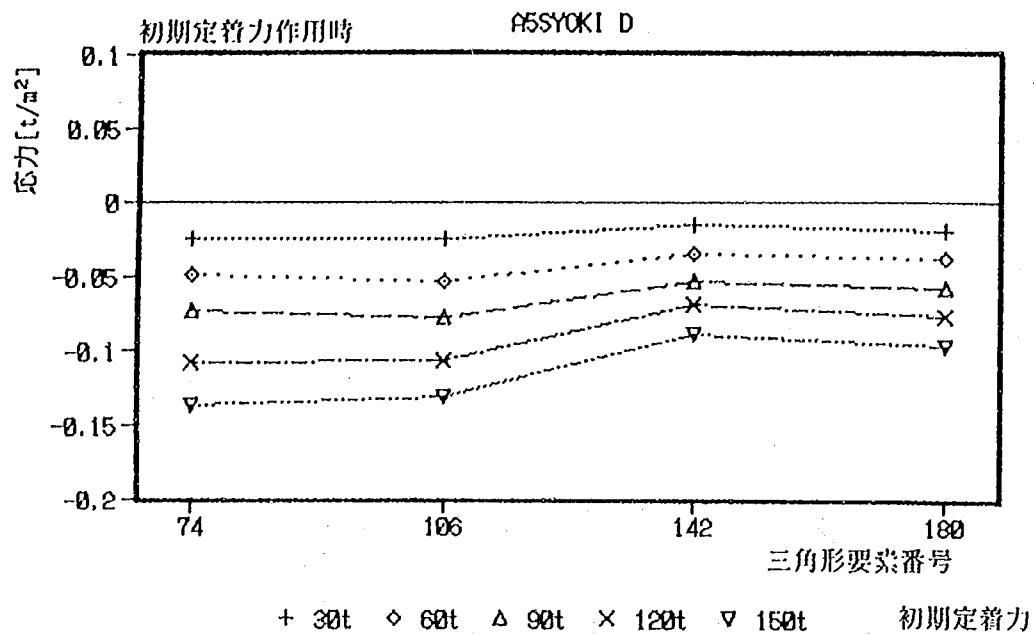


図 7. 8 D断面応力分布

るすべり面に平行な力はすべり面でせん断応力（土塊を引き上げる力）として蓄えられていると考えられる。実際、初期定着力 $p = 150\text{t}$ をかけたときの変位図（図7. 10）をみてもすべり面の変位はアンカー作用点より離れるほど小さく、全体的にすべり面を押さえつけるような変位となっており、このときの計算結果ではすべり面はすべて弾性域にある。したがってすべり面に平行な力はすべり面の弾性力としてすべり面に蓄えられていると考えることができると思われる。

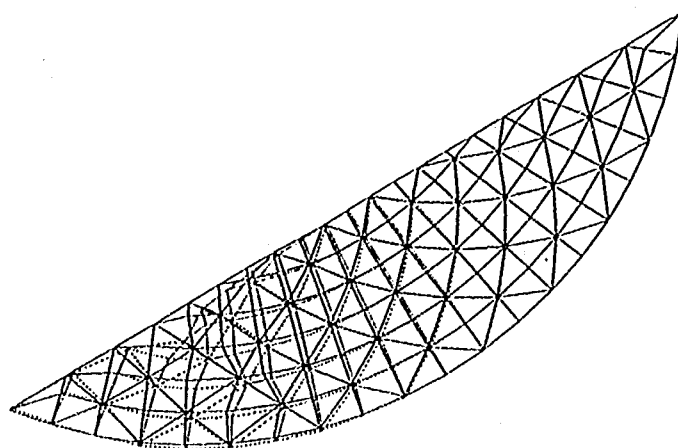


図7. 10 すべり土塊変位図

そして間隙水圧作用時には、土塊は蓄えられた弾性力をすべり力が超えるまではその蓄えた力ですべり力に対抗し、超えた後はその超えた分に対してアンカーの伸びによるアンカー力で対抗する。したがってアンカーの初期定着力のうちすべり面に平行な成分はすべり力を減じるような効果を持つように思われ、安定計算においてはすべり力から引くべき性質の力であると考えられる。

8. 今後の課題

今回行った解析はすべり土塊を弾性体として考えている。しかし実際の土塊は完全な弾性体ではなく塑性体としての性質も持っており、アンカー力に対する土塊の挙動はより複雑であると思われる。したがって今後、実際の土に力が加わった場合その伝わり方、土塊の変形等がどうなるかを模型実験、他の手法による解析等により調べ、土塊を弾性体とした場合との違いを求めた上でこれまで述べた結果、考察の検証及び修正を行う必要があると思われる。特に複合すべりの場合、すべり面の変曲点（直線すべり部分と円弧すべり部分の境界）付近で土塊の変形が生じるためと思われるすべり面応力のピークが認められ、これについては土の塑性体としての特性がかなり影響をおよぼすと思われる上記のような検証の必要性が高いと思われる。

9. 参考文献

- 1) 吉松弘行(1982): すべり面の土質力学的特性を勘案した地すべり斜面安定計算手法,
土木研究所資料1760号
- 2) 砂防, 地すべり技術センター: 砂防地すべり設計実例, pp231~244, 山海堂
- 3) 中村浩之(1987): 抑止工による地すべり安定化に関する基礎的・応用的研究,
土木研究所資料2449号, pp219~228

アンカー工の地すべり抑止効果
についての解析

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2883号
平成2年6月(1990)

中村浩之, 奥田公也

要 旨

地すべり抑止アンカー工には設計上の問題点が多く残されているがこれらの問題点を解明するために、土塊のモデルを考えアンカー力、すべり力が作用したときの土塊の変形、応力分布、初期定着力の効果等について有限要素法解析を用いて検討を加えた。

キーワード：地すべり，アンカー工，有限要素法解析



郵便はがき

305-□□

41円切手
をはいて
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

地すべり研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2883号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

