

I S S N 0386—5878

土研資料 第1726号

亀ノ瀬地すべり調査報告書

——アンカー工法について(中間報告)——

昭和56年9月

建設省土木研究所
地すべり研究室新潟試験所

Copyright © 1981年度 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目

次

1. ま え が き	1
2. 地すべりにおけるアースアンカー工	3
2-1 山留め壁用アースアンカーと地すべり防止工のアースアンカーの相違点	3
2-2 地すべりのアースアンカー工の計画	5
2-3 地すべり防止工としてのアースアンカー工の問題点	6
3. アースアンカー工の実験概要	8
3-1 アンカー工における土圧の考え方	8
3-2 アンカーの引張り角	11
3-2-1 $T_A \cdot P - \tau \sim \alpha$ の関係について	12
3-2-2 $T_A \cdot P - \tau$ の関係について	14
3-2-3 アンカー傾角と抑止効果	14
3-3 アンカープレートに掛かる極限抵抗力	17
3-3-1 実験装置お 実験条件	18
3-3-2 実験供試土の特性	20
3-3-3 アンカーによる地表面の変位	21
3-3-4 アンカープレートに掛かる極限抵抗力の算定	24
3-3-4-1 極限抵抗力の基本概念	24
3-3-4-2 土塊の性質によるアンカー極限抵抗力の相違について	26
3-3-4-3 埋設アンカーにおける極限抵抗力の算定	27
4. 今後の問題点	30

1. ま え が き

亀ノ瀬地すべり峠地区の地すべり対策としては、種々の工法が考えられるが、すべり面が深いこと等からアースアンカー工法が有力な対策の一つとして考えられる。しかしながら、現在アースアンカー工の用途としては、山留壁のタイバック、擁壁の転倒防止、矢板式護岸のタイロッドとして使用されることが多く、仮設のアースアンカーとしての機能が大きく、従ってこの実施例に基づく実用性と理論的な検討から設計にかかわる諸元を体系化したものであって、地すべり防止工法としての永久アンカー工としての設計は十分に基準化されていないのが実情である。そこで、地すべり防止工法のアースアンカー工の設計基準の確立化を図るため、種々の室内実験を行った。その結果を基礎に、亀ノ瀬地すべりの防止工法の一つとしてのアンカー工の適用性を検討する計画である。

地すべり研究室
新潟試験所

2. 地すべりにおけるアースアンカー工

2-1 山留め壁用アースアンカーと地すべり防止工のアースアンカーの相違点

アースアンカー工の計画に際しては、仮設用、永久構造物の目的によってその設計基準が異なる。地すべり防止工法としては、永久構造物としてのアースアンカー工法の条件が必要で、その条件としては次の点が挙げられる¹⁾。

- 1) 置換性 (Replaceability) : 機能を有さないアンカーを新しいアンカーに置き換えたり、同等効果の他手段での施工が可能であること。
- 2) 変形モニター : 構造物の動きを定期的にチェックすること。
- 3) チェック用アンカー : 全本数の内、何本かを定期的に観測すること。
- 4) 防 錆 : 施工したアンカーの状態を任意に取り出してチェックできる設備を持つこと。
- 5) 安 全 率 : アンカーのクラス別に変化させる。

また、永久アンカーと仮設アンカーの区分については、日本の基準では特に規定はなく、DINでは2年以上のもの、スイス基準では3年以上のもの、アメリカの基準では1年半以上のものを永久アンカーとして取扱っている。

ここで、山留め壁のアースアンカーの設計手順のフローチャートを示すと図-1になり、次の手順で設計が実施される。

- 1) 山留め壁に作用する側圧の算定
- 2) アンカー配置の計画
- 3) 設計アンカー力の決定
- 4) アンカー体の設計 (極限引き抜き力の算定) とアンカー長の決定
- 5) アンカー引張材の決定
- 6) 初期緊張力の決定
- 7) アンカー構造物の安定計算
- 8) 山留め壁の設計
- 9) 山留め壁の鉛直沈下に対する検討

アースアンカー工を地すべり防止対策工として用いる場合、図-2に示すような施工モデルが考えられるが、山留め壁アースアンカー工の設計法を地すべり防止対策工として適用する場合、山留め壁に作用する外力は、土圧として算定しているのに対し、地すべり斜面では、地すべり土塊の移動による斜面の内部応力差が地すべり土圧として構造物に作用するので、前者とは外力条件が異なってくる。従って設計アンカー力の決定の際、大きな問題となる。従って、アンカー工の配置、設計アンカー力に大幅な相違点が存在する。

参考文献 1) アンカー工法の現状と展望 : 山田邦光 大成建設K.K.

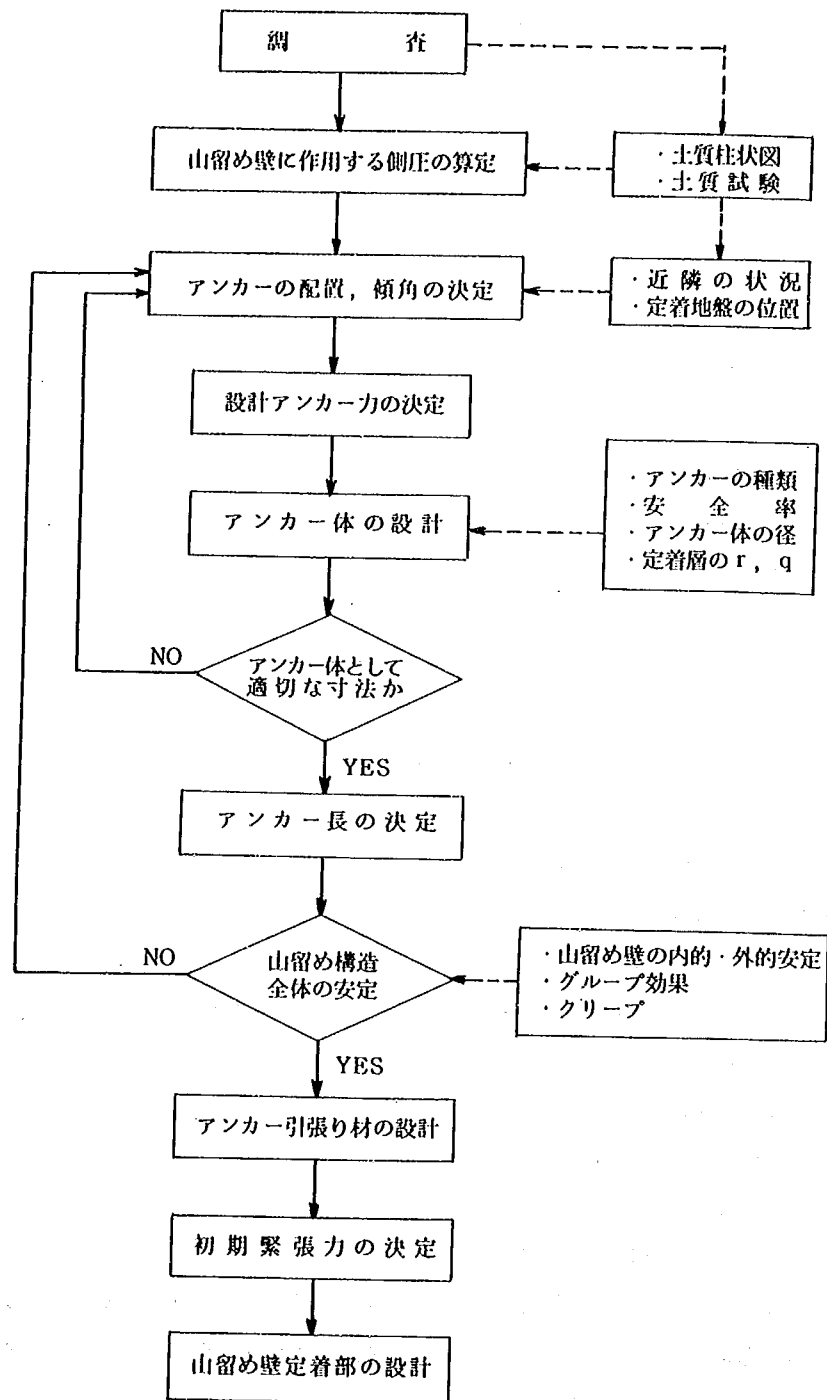


図-1 アースアンカーの設計手順のフローチャート

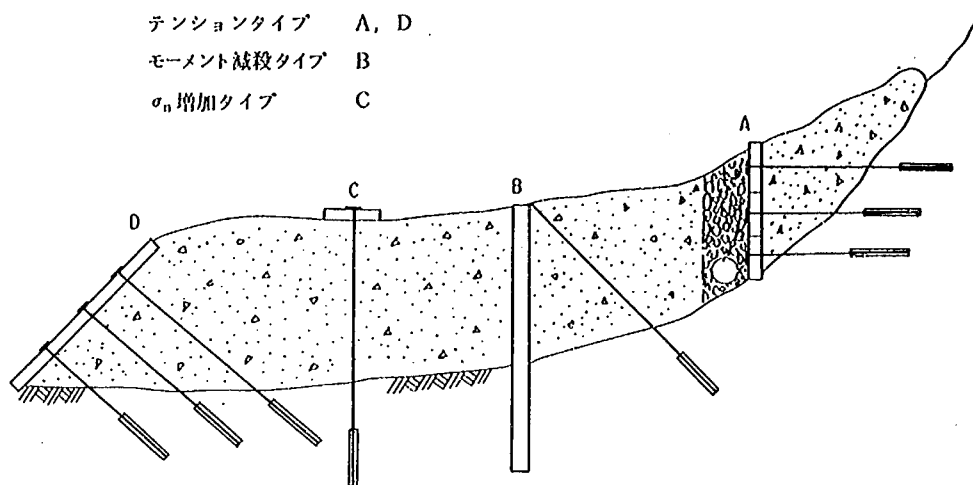


図-2

2-2 地すべりのアースアンカー工の計画

最近、地すべり対策工の一つとしてアンカー工が多用されるようになってきた。これは、

- 1 アンカー鋼材の引張強度が大きな地すべり推力に対応できること。
- 2 比較的深いすべり面を有する地すべりでも適用可能であること。
- 3 アースアンカー工の施工が、比較的現場条件に左右されないこと。

等が挙げられる。

地すべりのアースアンカー工としては、以下の二つの機能が考えられる。

- 1 アンカー施工後、設計荷重のプレストレスを与えることによって、すべり面に対し垂直応力を増大させ、せん断抵抗力を強める。
- 2 アンカー施工後、設計荷重の2～3割のプレストレスを作用させ、地すべり防止杭と同様、地すべり滑動に伴う変位量の増大に対し、鋼材の引張強さで地すべり滑動を減殺する。

従って、地すべり斜面安定に必要なアンカー強度の計算式は、簡便式においては次式となる(図-3)。

$$F_s = \frac{\sum (W \cos \theta - u \ell) \tan \phi + \sum c' \ell + \sum A \cos(\alpha - \theta) \tan \phi}{\sum W \sin \theta - \sum A \sin(\alpha - \theta)} \quad \dots \dots \dots (1)$$

c' = 粘着力

ϕ' = 内部摩擦角

b = スライスの幅

W = スライスの全重量

α = 抵抗の鉛直線に対する傾斜角

θ = スライスのすべり面の接線と水平との角

A = 単位幅当たりの抵抗力

u = 間隙水圧

γ = 土の単位体積重量

h = スライスの高さ

従って(1)式において、前記機能 1) によれば $\sum A \cos(\alpha - \theta) \tan \varphi'$ が最大になるように設計され、2) の機能が優先する場合、 $\sum A \sin(\alpha - \theta)$ の項が最大になるように設計される。両方の機能を考慮する場合、 F_s が最大になるよう α の値が決定される。しかし、いずれの場合においてもすべり面の形態等考慮に入れ、できるだけアンカー長が短くなるよう設計が検討される必要がある。

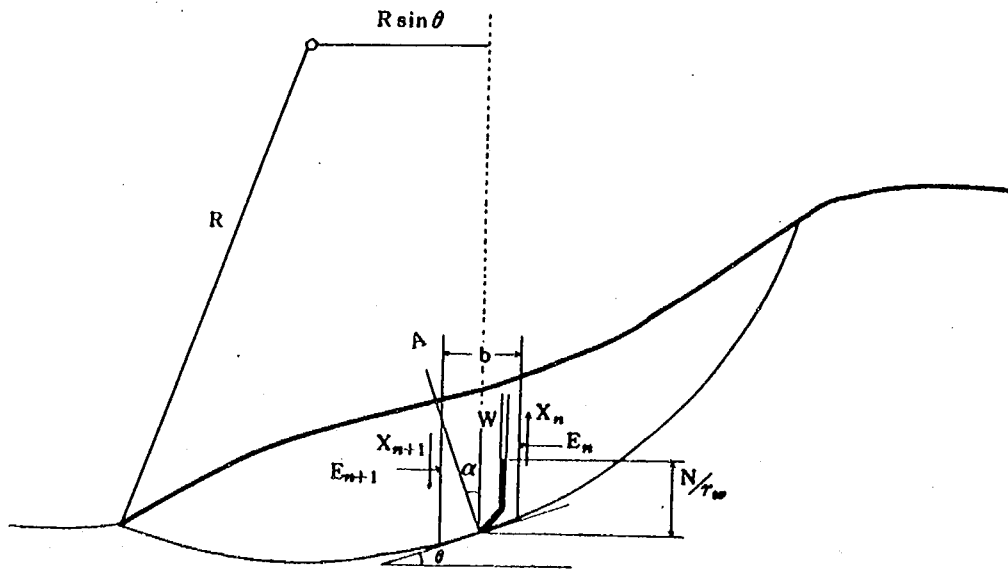


図-3 アンカー強度を考慮した安定解析

2-3 地すべり防止工としてのアースアンカー工の問題点

地すべり防止工としてのアースアンカー工は、山留めアースアンカー工に比して長尺アンカーになり、アースアンカー工の設計上の問題点としては次のような点が掲げられる。

1) 極限引抜き抵抗について

アンカー工の極限引抜き抵抗を正確に算定することは困難で、実測データによれば、アンカーの定着長がある限定以上に長くなった場合、引抜き抵抗がそれほど増大しない傾向が見られており、アンカー体と地盤との摩擦抵抗が逐次破壊していくことがある。さらに、グラウト品質とグラウトの加圧方法によってもアンカー体と摩擦抵抗の大きさとアンカー体とPC

鋼材の付着強度が異なり、さらに施工時の水の使用、あるいはスライムの付着などにより地盤との摩擦抵抗が小さくなる場合がある。

従って、この種の問題は、地質条件に左右されるので現場での引抜試験によって決定されることが望ましい。

2) アンカープレート板の決定について

山留めアンカー工は、土留め壁をアンカー板として、土留め壁の安定に関する土圧の問題として処理される。しかし、地すべり防止工のアンカー板は、アンカー板単独で地すべり推力に対抗しなければならない。この場合、アンカー板は地すべり推力方向と直角でなく、ある傾角を有し、こういった条件でのアンカー板の大きさに関する基準は確立されていない。この種の現場実験は、アンカー板に引抜き力を載荷することが困難、実施不可能で、一般に室内モデル実験を通して土質力学考察で検討されることが多い。

3) アースアンカー工の安全率について

地すべり推力、引抜き抵抗の算定、あるいは対象地盤の特性によって地すべり防止工法の安全率のとり方は変わってもよいはずである。とりわけ、地すべり防止工のアースアンカーは、すべり面が深く、山留めアースアンカーと違ってアンカーによる垂直力によるせん断抵抗力の増大を期待せず、地すべり防止杭の機能と同様、地すべり活動の変位によってアンカー工の抵抗力が発揮されるケースが多い。こういった場合、長尺アンカーの場合、P C鋼材の延び等考えられ、安全率をいかに決定するか明確な基準がない。

4) アースアンカー工の配置について

アンカー工は群帯として地すべり推力に対抗するわけであるが、この群帯としてのアンカー機能について明確な基準がなく、特に地すべりの場合、地すべり頭部の引張、末端の圧縮部の地すべり運動特性の相違している箇所でのアンカー工の効果機能に関して明確な基準は確立されていない。従って、適切なアンカー工施工角についても不明な点が多い。

5) プレスト量の大きさと経時変化

地すべり防止のアースアンカーにおけるプレストレスによる圧密沈下等、絶対量に関して定量的な判断手法がなく、地すべり変位量とアンカー工のプレストレスの対応した基準を確立する必要がある。

6) そ の 他

その他としてP C鋼材の防食について、これを防ぐための地盤への薬液注入、モルタルのかぶり量の問題等が掲げられる。

3. アースアンカー工の実験概要

前章で地すべり防止工としてのアースアンカー工の問題点について概述したが、これらの問題点の解決においては、現場実験を通して検討することが妥当な場合と現場実験の性質上、室内実験を通して検討するのが妥当な場合に大別される。極限引抜き抵抗については前者に属し、アンカープレート板の決定については後者に属するであろう。したがって今回は主に室内実験を通してアンカー工の基準を計るということでアンカー板の決定及びアンカー工の配置についての実験を実施した。

3-1 アンカー工における土圧の考え方

地すべり地に設置するアンカーの設計では、外力の決定方法に、安定解析式(1式)から導かれた地すべり推力が用いられる。この場合地すべり推力は斜面の滑動力からせん断抵抗を差引いた値で与えられる。したがって安全率が1より大きい場合、アンカー工に作用する土圧は零ということになる。しかしながら地すべり土塊は塑性変形をなし、前述の(1式)の極限破壊に対応する条件と異なる。したがってこれらの相違点を明らかにし、プレストレスの絶対量の検討の際の資料とするため、図-4、写真-1に示すような簡単な斜面移動モデル実験を行い、斜面土圧と斜面歪の関係を検討した。

実験装置(巾2.0m×深さ2.0m、長さ10.0m、両面ガス張りの鋼製箱で、傾斜角30度まで傾斜可能である)を使用し、この装置にすべり面粘土として飽和状態で含水比 $W=250\%$ のベント

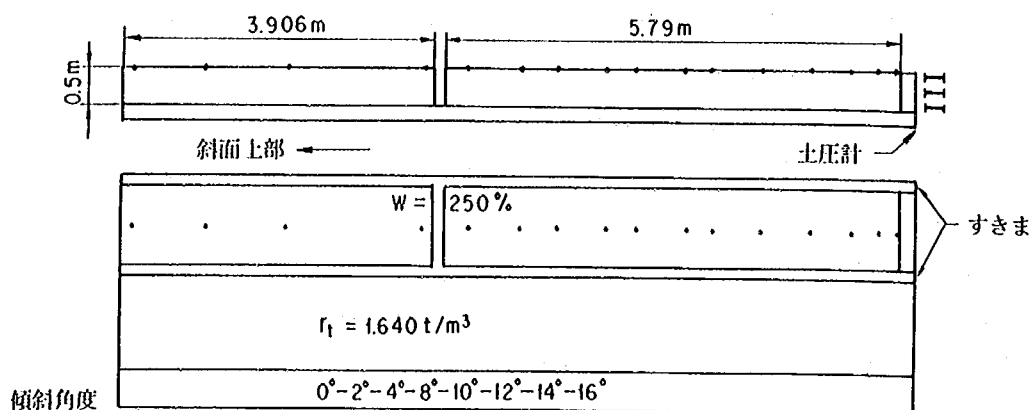


図-4 斜面条件



写真-1

ナイトを底面に均一に敷き、その上部に移動土塊として砂質ローム（比重 $G_s = 2.704$ 、含水比 $w = 51\%$ 、最適含水比 $W_{opt} = 48.0\%$ 、塑性指数 $I_p = 21.6\%$ ）を50 cmの厚さで盛りこんだ斜面を形成した。土層斜面の移動土塊と実験槽のガラス板との間には隙間を設け、側面摩擦による抵抗が働かない様にし、斜面の末端に土圧計を固定板に6台設置し、さらに斜面表面の変位量を測定するため16台のダイヤルゲージを設置した。

これらの実験による結果を図-5に示す。これによれば、実験土槽を傾斜させると土圧計は正の値を示す。これに対し(1)式の極限破壊方程式によれば、計算土圧は零である。したがって土壌が破壊しない条件下たとえば、上限降伏値以下の応力状態では、斜面は安定していても、クリープ変形によって土圧が発生すると考えられ²⁾(1)式による土圧の推定では過少評価するきらいがある。これに対し、応力制御（クリープ）試験によって求められた土圧（ $T-R_c$ ）は、あらゆる角度の斜面移動実験で正の土圧値を示し、実測値と同じ傾向を示す。したがってプレテンション力を決定する場合、許容歪量が決定されれば、応力-歪量曲線を用いて決定する方が妥当であることが理解される。さらに地すべり面粘土の上限降伏値以下の地すべり推力では、地すべり移動の破壊現象は見られないが、クリープ現象としての変位が発生する可能性があり、仮りに進行性破壊の問題が存在するとすればプレテンション力としては、応力-歪量曲線から決定する必要がある。上限降伏値以上の地すべり推力が作用した場合、実験結果によればモールクーロンの極限破壊式の適用が可能であると考えられる。

2) 参考文献 土質工学におけるレオロジー-地すべりと斜面崩壊 仲野良紀 土とキソ 1981.4 No.279

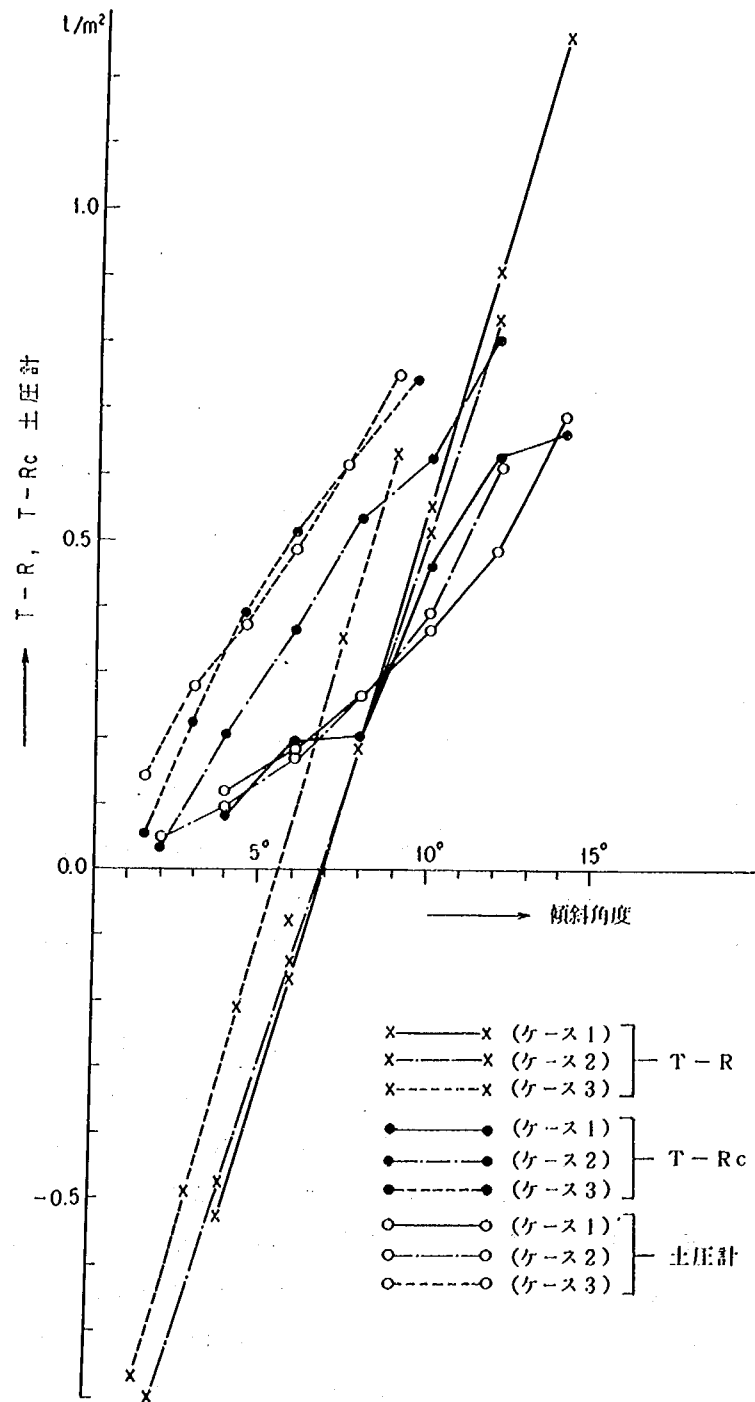


図-5 傾斜面度と $T-R$ 、 $T-Rc$ 、土圧計

3-2 アンカーの引張り角

(1)式によって、理論的には最大の抑止効果の発揮できるアンカー角が決定されることになるが、アンカーを計画する場合、施工性の問題も勘案する必要があり、(1)式で示される計算引張り角の効果領域について検討する必要から以下に示す条件に従がい引張り角の検討に関する実験を実施した。

本実験でのアンカー設置条件としては、

- 1) 構造物の前面にすべり面が連続している。
- 2) 構造物はすべり面に直角に設置。
- 3) アンカー取付け部の高さはすべり層から 26 cm、移動土層厚の 1/2 地点で 1 点支持としている。
- 4) 初期緊張力は零とする。
- 5) アンカー傾角、 20° 、 30° 、 35° 、 40° の 4 ケース。

実験装置は、photo-2 の実験装置（巾 1.0 m、深さ 0.6 m、長さ 3.0 m の両面ガラス張りの鋼製箱）を使用し、図-6 に示す様に、実験槽内に荷重負荷装置とアンカー頭部および構造物を固定し、ストランドを実験ケースに従がい所定の傾向に張り、ストランドに掛かる力を測定するためのロードセルの頭部と連結固定した。

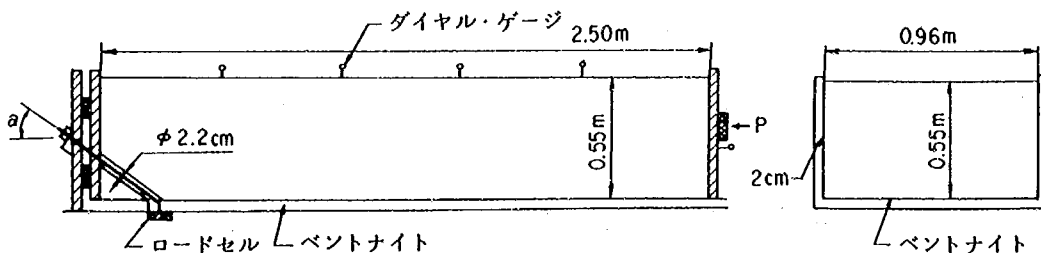


図-6 実験装置の概要

この際、ストランドと土の摩擦を防ぎ緊張力を有効にアンカー体に伝達するためのシースとしてエンビ管を用いている。移動現象を再現するため、すべり層として飽和状態のベントナイト（ $\omega = 220\%$ 、 $\tau_{\max} = 0.008 \text{ kg/cm}^2$ ）を槽の内底面に均一に敷き、その上部に移動土塊として砂質ローム試料（含水比 $\omega = 38\%$ 、比重 $G_s = 2.704$ 、液性限界 $\omega_c = 71\%$ 、塑性指数 $I_p = 21.6\%$ ）を一層 10 cm になるよう人力により締固め 55 cm の高さまで盛り込んで実験斜面を形成した。締固め際、名実実験斜面土層の密度が一定になる様、含水比を調整した用土で一層分に相当する重量を測定した上で、均敷しを行なった後各層 10 cm になるよう締固めを行った。

実験は、前述の所定の方法で試料を積み込んだ後、アンカー頭部および構造物の固定装置を取

りはずし、図-6に示すように設置観測計器を通して荷重負荷装置の変位を測定しながら、0.03 cm/minのセン断速度でジャッキにより負荷を与えた。

計測は、負荷荷重とアンカー荷重はロードセルで測定し、地表面の変位、負荷装置の変位、構造物の変位はダイヤルゲージ(1/100 mm)用い、デジタルヒズミ測定器(0.2 sec/点)を使用し測定結果を得た。

3-2-1 $T_A \cdot P - \tau \sim \alpha$ の関係について

実験結果の整理方法として、現在一般的に用いられる手法では負荷した荷重Pからすべり面の抵抗力 τ_{max} を差し引くという型式が最も多く、前述した様に、この場合 $P - \tau_{max}$ は零と解釈しているが、現実には土圧を生じており、この土圧の発生による抵抗力が作用しているはずである。したがって地表面の各変位量をもとにして空引きの状態抵抗力 τ と変位量dの曲線を求めておき、その曲線をもとに地表面の各変位量に見合う抵抗力を合計してすべり面の抵抗力 τ とした。そして $P - \tau$ で整理し、 T_A (アンカー力)と共に加圧板の変位を横軸にとりプロットした結果の一部を図-7の(1)、(2)、(3)に示す。

それぞれの図は実験斜面の傾角が40度、30度、20度の場合である。それぞれの図においてT、 T_A の値ともピークが見られ、ピーク後T、 T_A の値はわずかに減少する傾向が見られる。このことは、移動土層が受動破壊を起こす極限時の抵抗力としてピーク値が測定され、移動土層にすべり面が出来るとほぼ一定の抵抗値を示すと考えられる。そしてピーク値と変形量の関係を傾角でみると多少バラツキが見られるが、傾角40度、30度、20度の順でピーク値とその変形量

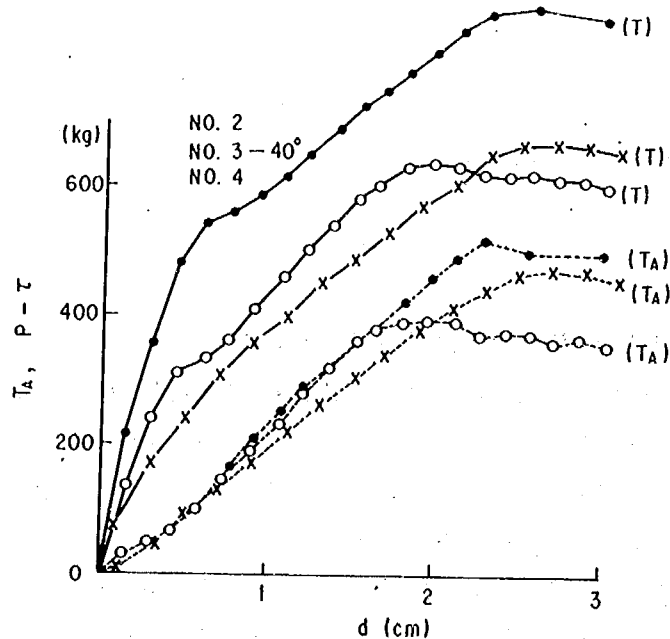


図-7(1) $T_A, P - \tau \sim d$

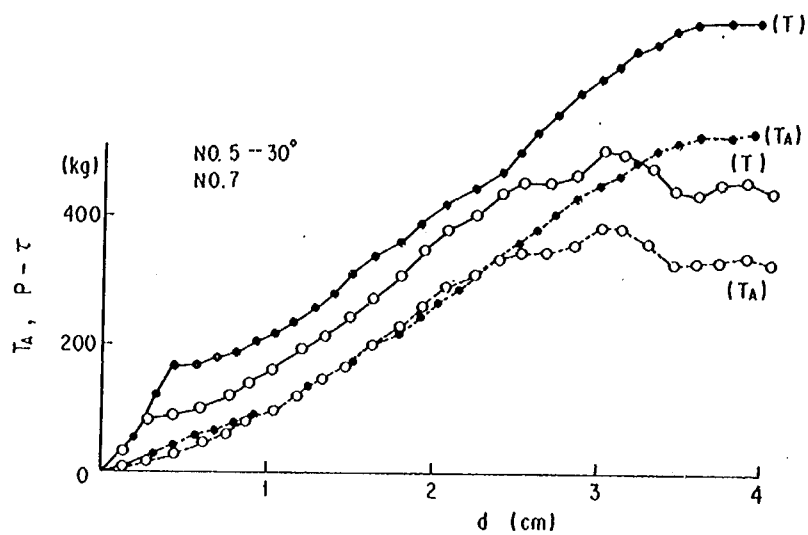


图-7(2) T_A 、 $T - \tau \sim d$

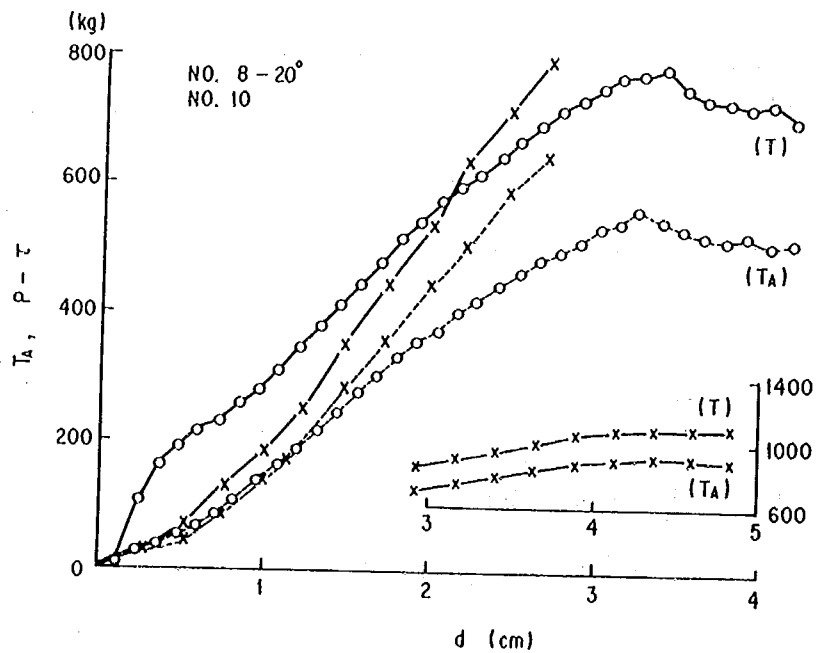


图-7(3) T_A 、 $P - \tau \sim d$

が大きくなる傾向が見られる。

このことはアンカー自由長と傾角（変形量を許容した傾角）の関係を考慮して構造物に働く荷重としてあるピーク値を考慮しなければならない。このことは構造物に掛ける極限抵抗力の算定ということでこれらの研究課題として実施しなければならない問題である。

3-2-2 $T_A \sim P-\tau$ の関係について

T_A と $P-\tau$ の関係プロットした結果を図-8～11に示す。図-8はアンカー傾角40度の実験結果を示したもので、実験は3回実施している。縦軸の T_A と横軸の $P-\tau$ の関係を見ると実験初期の立上りにバラツキが見られるが、後は直線的に $P-\tau$ の増加に対して T_A が比例して増加する傾向が見られる。このアンカーの弾性領域における T_A と $P-\tau$ の勾配を求めると $\theta_2 = 43.95^\circ$ 、 $\theta_3 = 45.5^\circ$ 、 $\theta_4 = 46.67^\circ$ で平均勾配は $\theta = 45.3^\circ$ 、 $\tan \theta = 1.0105$ である。同様にアンカー傾角 35度の場合を検討してみても、実験初期の立上りにバラツキが見られるが、後は T_A と $P-\tau$ の間に比例関係が認められる。そこで弾性領域内の T_A と $P-\tau$ の平均勾配をとると、アンカー傾角 35度の場合 $\theta_{35} = 42.71^\circ$ 、 $\tan \theta_{35} = 0.921$ 、傾角 30度の場合、 $\theta_{30} = 39.86^\circ$ 、 $\tan \theta_{30} = 0.8349$ 、傾角 20度場合、 $\theta_{20} = 40.04^\circ$ 、 $\tan \theta_{20} = 0.8403$ となる。アンカー傾角が40度から30度と小さくなると $T_A / (P-\tau)$ の勾配が小さくなり、30度～20度ではその勾配はほとんど変わらず僅かに傾角 20度の場合大きな値となっている。

3-2-3 アンカー傾角と抑止効果

アンカー工の抑止効果はアンカー傾角と密接な関係があることが1式で示され、すべり面の内部摩擦角と関係することが理解される。いま図-12に従がい今回の実験斜面の釣合を考えると、

$$P - T_A \cos \alpha = \tau + T_A \sin \alpha \cdot \tan \phi$$

$$P - \tau = T_A \sin \alpha \cdot \tan \phi + T_A \cos \alpha \quad (2)$$

(2)式より

$$\frac{P-\tau}{T_A} = \sin \alpha \cdot \tan \phi + \cos \alpha \quad (3)$$

(3)式を α について微分し、最大値を求めると

$$\cos \alpha \cdot \tan \phi - \sin \alpha = 0$$

$$\tan \alpha = \tan \phi$$

となり、 $\alpha = \phi$ となる。よって、

$$\frac{P-\tau}{T_A} = \sqrt{\tan^2 \phi + 1} \quad (4)$$

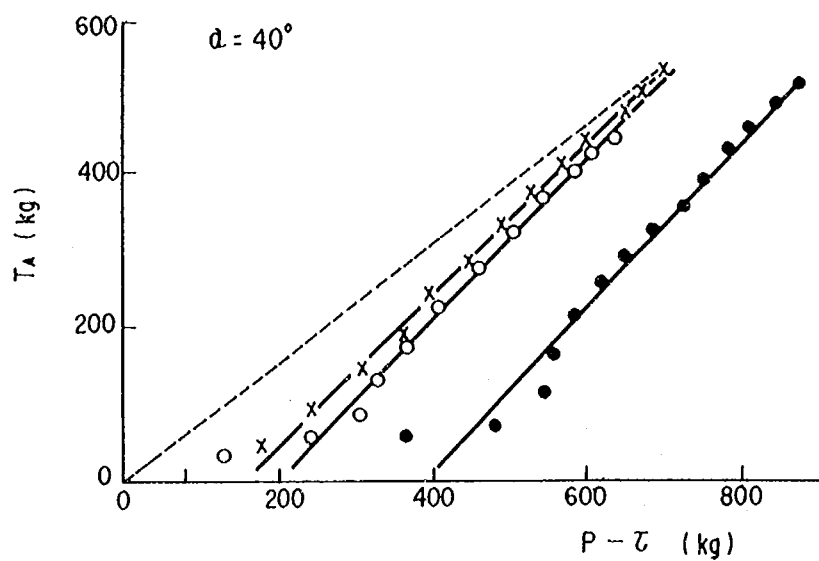


图-8 $T_A \sim P - \tau$ ($\alpha = 40^\circ$)

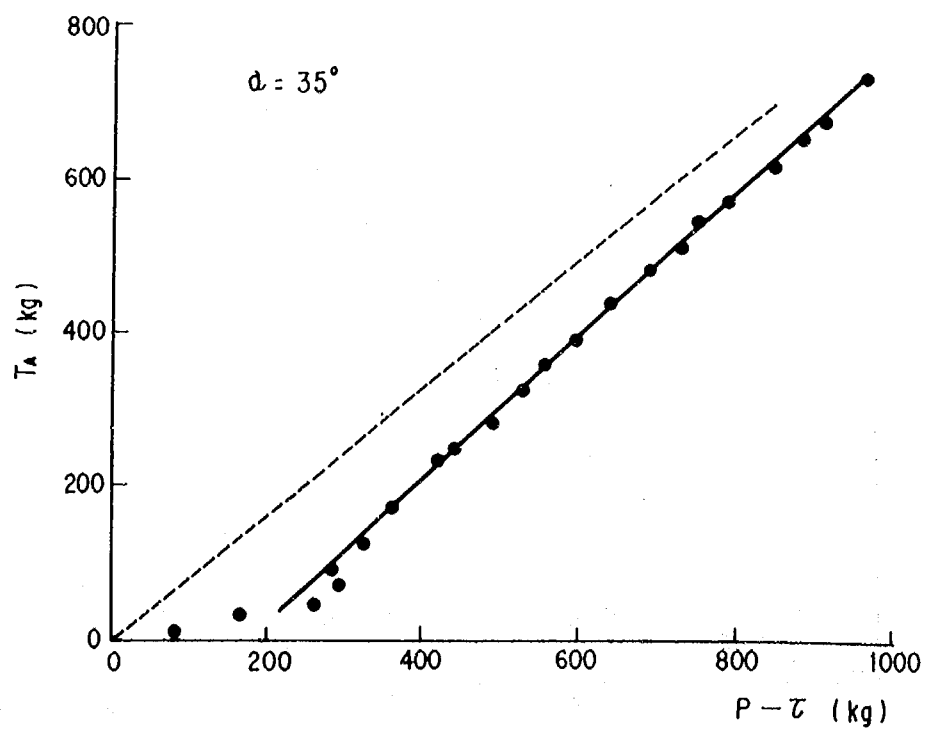


图-9 $T_A \sim P - \tau$ ($\alpha = 35^\circ$)

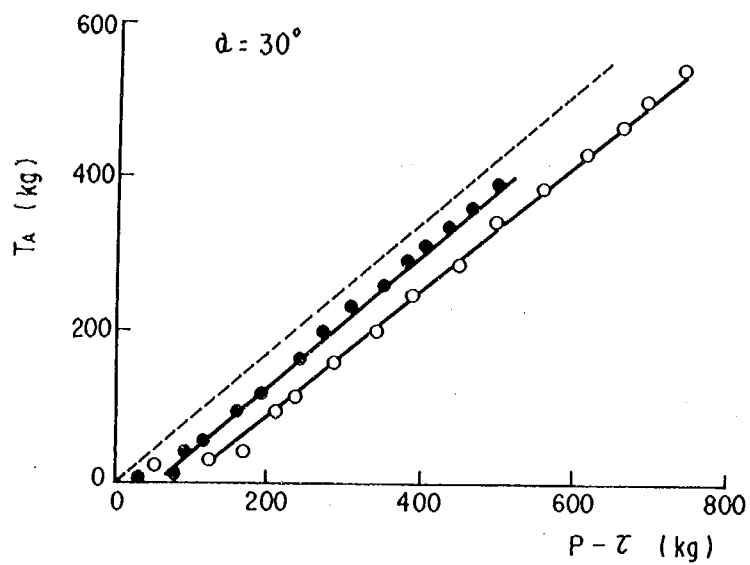


图-10 $T_A \sim P - \tau$ ($\alpha = 30^\circ$)

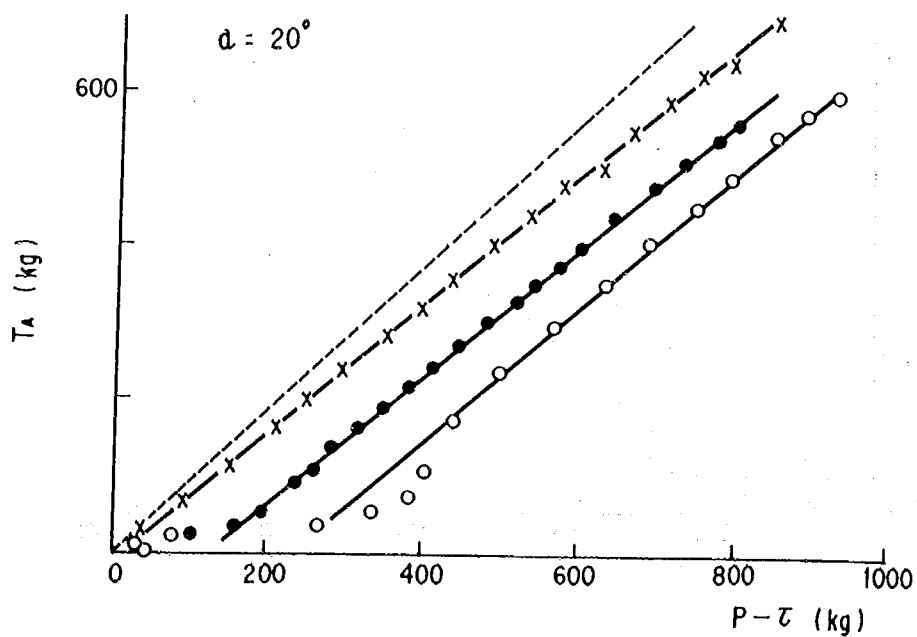


图-11 $T_A \sim P - \tau$ ($\alpha = 20^\circ$)

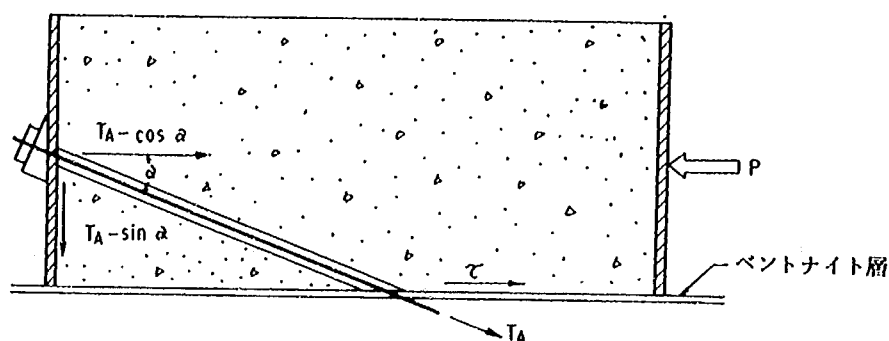


図-12

となり、土塊の内部摩擦角によって効果的なアンカー傾角を求めることができる。ここでアンカー傾角と内部摩擦角及び $(P-\tau)/\tau_A$ との関係进行計算すると表-1になる。表-1から明らかに α のある値を境に $(P-\tau)/T_A$ の値が小さくなることが理解される。 $(P-\tau)/T_A$ 値が大きいということは $(P-\tau)$ 滑動力が大きくともアンカーに働く力 T_A が小さい値で受け持てることになり、その時の傾角が抑止力に最も効果的であると言える。明らかに内部摩擦角 $\phi = 10$ 度の場合 $\alpha = 10$ 度、 $\phi = 20$ 度の場合 $\alpha = 20$ 度、 $\phi = 30$ 度の場合 $\alpha = 30$ 度となり、抑止力に効果的なアンカー傾角は内部摩擦角となり、現位置におけるすべり面の内部摩擦角を知れば傾角を想定することができることとなる。しかしながらこの算定手法は(1)式の極限釣合を基本としているのであって、前述の鉛直力の抑止効果を期待しており、杭工と同様に地すべり変位に応じて地すべり抑止効果が発揮されるという考えを基礎にしているのではない。したがって今後こういった考えのもとでの考察を進める必要がある。

表-1 $\frac{P-\tau}{T_A}$ 値

$\phi \backslash \alpha$	90°	50°	40°	30°	20°	10°	0
10°	0.176	0.778	0.879	0.954	1.00	1.015	1.0
20°	0.364	0.922	1.000	1.048	1.064	1.048	1.0
30°	0.577	1.085	1.137	1.155	1.137	1.085	1.0

3-3 アンカープレートに掛ける極限抵抗力

アンカーの破壊は、一般的にアンカー定着部の引抜破壊とアンカープレート部の土塊の受働破壊が考えられる。前章で述べた様に定着部の破壊は、現場の施工状況とアンカー定着部の地質構造の影響を強く受ける。したがって定着部の破壊抵抗力については、現場実験で検討することが必要である。一方アンカープレート部の破壊は、現場実験の性格上実施困難で室内実験を通して土質力学的に検討されることが多い。しかしながら地すべりに施工されるアンカープレートに関

するアンカープレート の破壊抵抗 力及び設計基準はいまだ確立しているとは言えない。したがってアンカープレート に掛る極限抵抗 力の算出に関する実験を実施した。

3-3-1 実験装置および実験条件

実験装置は、図-13 に示す様な土槽とアンカーロッド引張装置からできており、土槽の大きさは、長さ 2.4 m、幅 0.9 m、高さ 1.2 m であり、片面は埋設アンカープレート の周辺の引抜破壊の土塊状況を観察できる様にアクリル板で作成されている。アンカープレート の引抜きは、モータとスクリージャッキにより歪制御で与えられ、ジャッキとアンカープレート はピアノ線で連結され、土塊とピアノ線との摩擦力による抵抗を除去するためアンカープレート にロードセルを設置し、デジタル計測器によってアンカーに掛る極限抵抗 力を測定した。またアンカーピアノ線の引張装置とアンカーピアノ線を一緒に垂直方向に移動させることにより、土槽の上端から中央部までの間を幅 5 cm ほどのピッチで移動でき、アンカープレート の埋設位置を自由に変化させることができる。

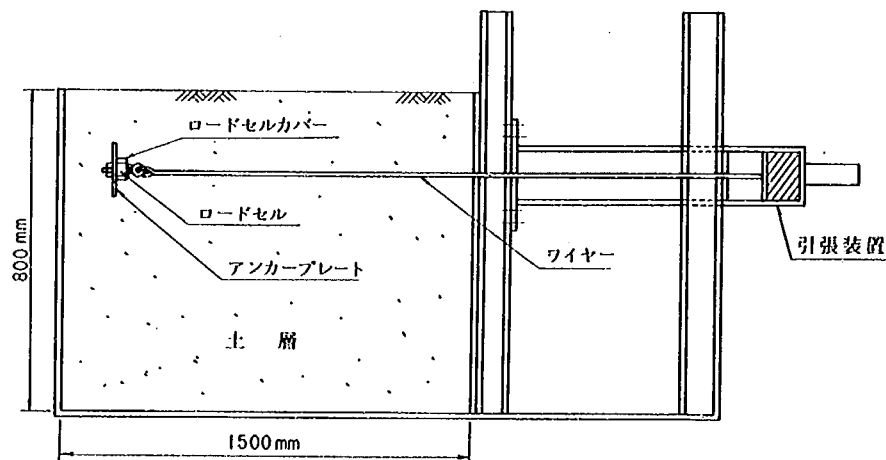


図-13 アースアンカー実験装置

実験条件としては、一般に地すべりの防止工としてのアンカー工は、設計荷重の2～3割の荷重しか作用させない。したがってアンカー工によるすべり面の垂直力の増分による土塊のせん断抵抗の増加は期待しない。この考えに基づく地すべり推力と平行な方向にアンカー力を与えることが最も効果的なアンカー傾角となる。したがって、今回はこれらの条件を基礎として実験解析の簡単化のため、地表面に平行な引抜き力を受けるアンカープレート の引抜き抵抗 力に関する実験を実施した。

- 1) アンカーの引張力は水平に作用させる。
- 2) アンカーロッドの引張速度は1.0 mm/minとする。

- 3) アンカープレートの大きさは、図-14に従った寸法で表-2に示す規模、位置に設置した。
- 4) 引張力はプレートの中心点に作用させる。
- 5) 実験供試土は砂質土と粘性土を用い、それぞれ7~10 cmごとの層厚で人力で締固を行い、実験土槽を形成した。

表-2 実験に用いたアンカープレートの大きさと設置位置

No	砂 質 土			粘 性 土			備 考
	B cm	H cm	h cm	B cm	H cm	h cm	
1	10	10	5	10	10	5	粘性土の場合 $w = 45\%$ $\tau = 0.022$ kg/cm ²
2	10	10	25	10	10	15	
3	10	10	50	10	10	27.5	
4	5	15	7.5	5	15	7.5	
5	7.5	15	7.5	7.5	15	7.5	
6	15	15	7.5	15	15	7.5	
7	15	15	7.5	25	15	7.5	
8	25	15	7.5	15	15	15	
9	15	15	22.5	5	15	22.5	
10	5	15	37.5	7.5	15	22.5	
11	7.5	15	37.5	15	15	22.5	
12	15	15	37.5	15	15	27.5	
13	15	15	37.5	20	20	10	
14	15	15	47.5	20	20	25	
15	20	20	0	5	30	15	$w = 38.5\%$ $\tau = 0.036$ kg/cm² $w = 50\%$ $\tau = 0.015$ kg/cm²
16	20	20	40	15	30	15	
17	5	30	15	30	30	15	
18	15	30	15	15	30	20	
19	30	30	15	15	30	25	
20	15	30	25	15	15	7.5	
21	15	30	35	15	15	17.5	
22				15	15	22.5	
23				15	15	7.5	
24				15	15	17.5	
25				15	15	22.5	
26							
27							
28							
29							
30							
31							
32							

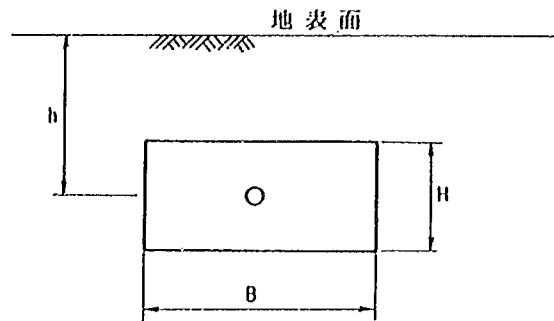


図-14 アンカー設置状況

3-3-2 実験供試土の特性

実験に用いた供試土は砂と木節粘土であり、砂の土質特性は含水比45%、比重2.75、砂分96%、シルト分4%、締固め時の単位体積重量 γ_t は 1.57 t/m^3 である。この砂質土の締固め時土質強度は、この単位体積重量 1.57 t/m^3 を基準にし、三軸圧縮排水試験をせん断速度 10 mm/min の歪制御で実施し求めた。その結果を図-15に示す。

これにより $C_d = 0.02 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_d = 33^\circ$ を得た。

粘性土においては、あらゆる種類の含水比のもとでベーン試験を実施し、実験土槽に使用した粘性土の含水比を基に供試土のせん断強度（粘着力のみ）を決定した。表-3にそれぞれの供試土の強度特性と図-16に粘性土のベーン試験結果を示す。

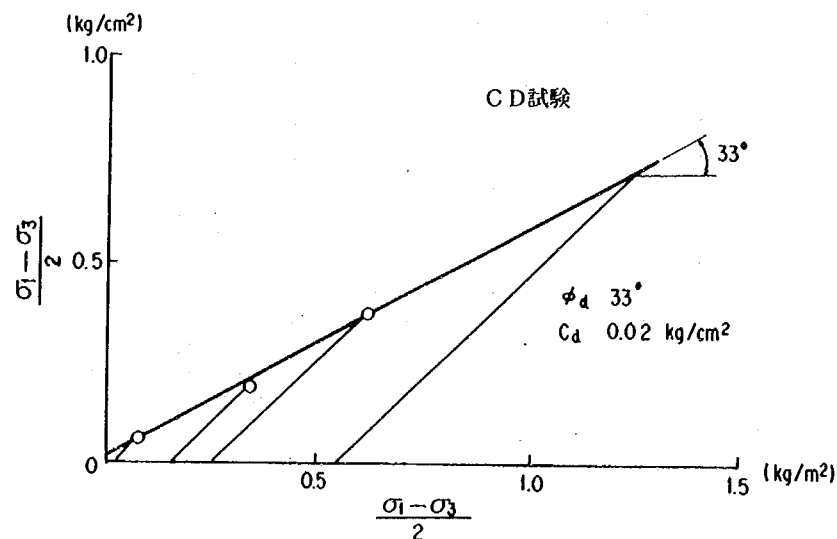


図-15 砂の三軸圧縮試験結果

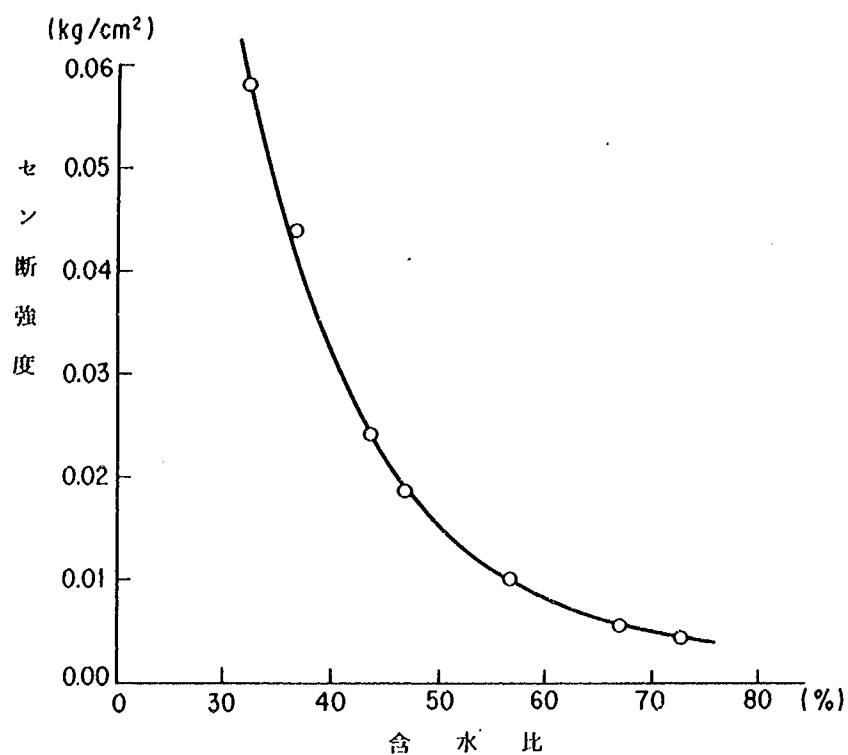


図-16 ベーン試験結果

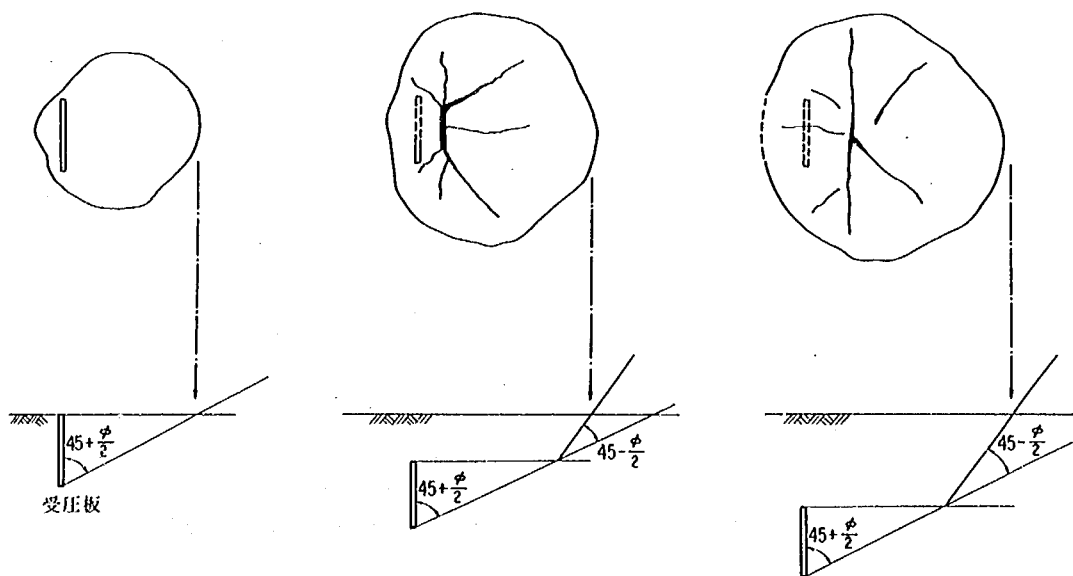
表-3 供試土の力学的特性

供試土No	No 1 (Sand)	No 2 (Clay)	No 3 (Clay)	No 4 (Clay)
単位体積重量	1.5 g/cm ³	1.65	1.65	1.65
含水比	45%	45	39	50
粘着力	0.005 kg/cm ²	0.022	0.036	0.015
内部摩擦力	33度	0	0	0

3-3-3 アンカーによる地表面の変位

アンカー板を地表面に垂直に埋設し、地表面に平行に引抜力を与えるとアンカープレート前面土塊のせん断現象が地表面に見られる。この現象は粘性土、アンカープレートとの縦／横の比が1.0の場合又はそれよりも小さい場合、円形形状をなすのに対し、1.0より

大きな縦／横の比の場合、アンカープレートに平行な方向に長軸をなす楕円形をなす。それぞれ埋設深さが深くなるにつれ、円形、楕円形の形に相似して大きくなる。この現象はアンカープレートが引抜き応力を受け、土塊が受働破壊したものと考えられる。砂質土におけるこれらの受働破壊の平面形態と縦断図を図－17に示す。図中、放斜状の線は土塊表面に表われたクランクの位置を示す。基本的にはこういった条件のもとでのアンカープレート方向に対し $45 - \frac{\phi}{2}$ のすべり線を有する。さらにアンカーが供試土中に埋設された場合、アンカープレート前面の土塊は受働破壊し、載荷部に相当する土塊は、この $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ のすべり線方向にセン断されると考えられ、このすべり面とさらに $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ の角度をなすすべり線に沿ってセン断される。この考えに基づいて地表面の円形状のセン断変位形を推定してみると、図－18の様になり、この考えが適用できることが理解される。しかしながら現実的には、図－17に見られる様な直線変化ではなく、漸移的に変化する曲線で表わされるものであろう。



図－17(a) 表面変状形態

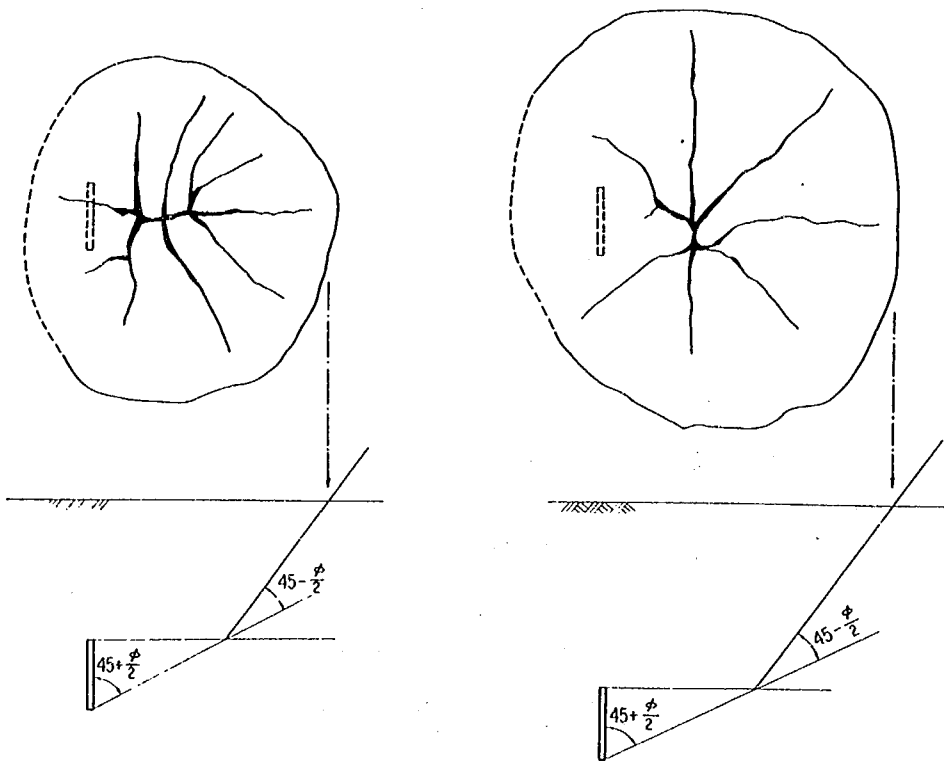


図-17(b) 表面変状形態

アンカーすべり面(先端表面)

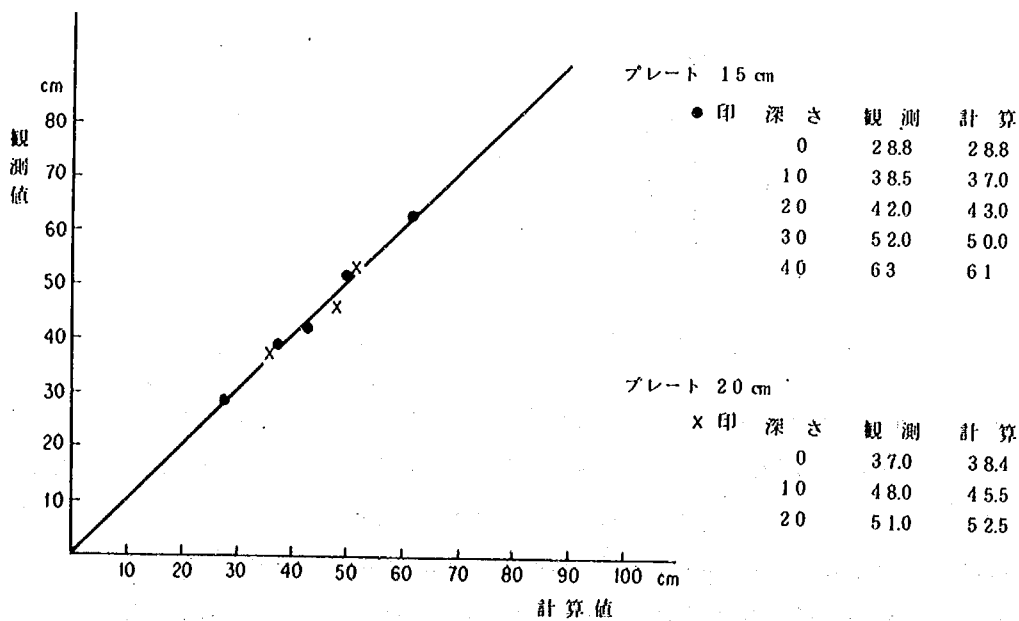


図-18 地表面すべり形態検討

3-3-4 アンカープレートに掛る極限抵抗力の算定

3-3-4-1 極限抵抗力の基本概念

水平力を受ける擁壁の受働破壊における抵抗力はランキン理論で容易に計算できる。今回の実験においても前述した様にアンカープレート前面の土塊の破壊影響範囲は、ランキンの受働破壊理論が適用できることから、単位幅当たりの受働破壊抵抗力は次式で求められる。

$$Q = \frac{\gamma}{2} H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2CH \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5)$$

ただし γ : 土塊の単位体積重量

H : アンカープレートの高さ

ϕ, C : 土塊の内部摩擦角及び粘着力

ここで問題になるのは、アンカープレートの上端が地表面に見える場合、断面長さの抵抗力をいかに算定するかである。これについては未だ土質力学理論に基づいた解析は見あたらない。一方プロコイエフは、杭の極限破壊における土塊の受働破壊の影響範囲を図-19に示している。彼の考え方も基本的にはランキンの受働破壊を基礎にしたものであるが、今回実験による地表面の土塊の受働破壊形態とは明らかな相違があり、この考え方をそのまま適用するわけにはいかない。

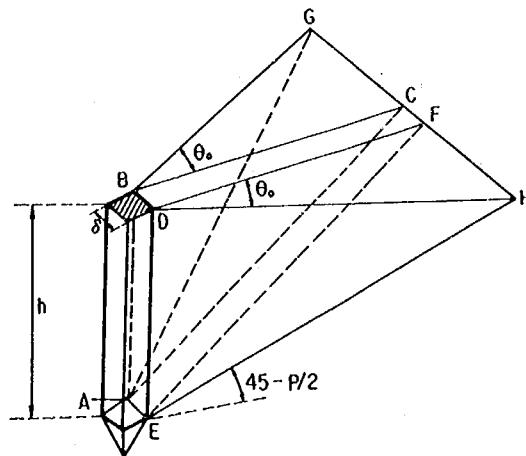


図-19 杭における土塊プリズム（プロコフィエフによる）

したがって今回は図-20に見られる様な受働土圧がアンカープレートに作用すると考えた。しかしながらこの場合でも前述の地表面の受働破壊形態とはいくぶんの相違があり、今後の詳細な検討を必要とするが、今回のアンカーの実験では、地表面の受働破壊形態は、まずアンカープレート前面に明瞭な破壊形態が形成された後、側面での破壊形態が表わされるということで簡略化してある。したがって図-20によれば、アンカープレートが地表面に見える場合、それに掛る任意の点xにおける極限引抜抵抗力は次式で与えられる。

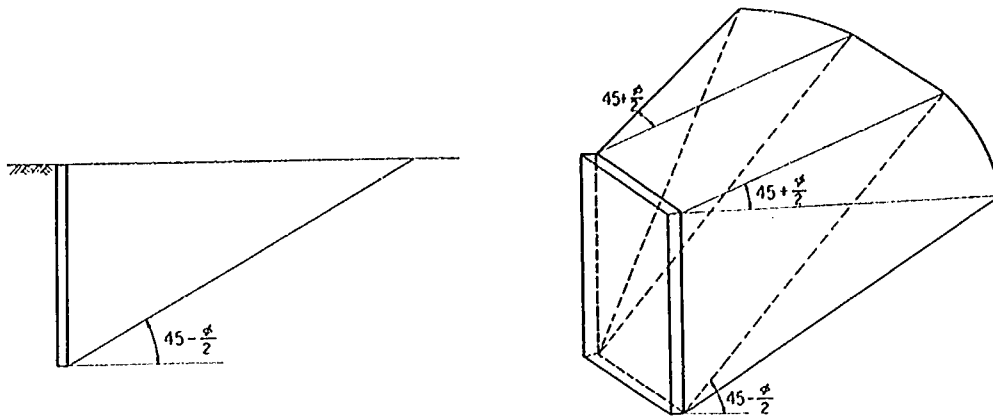


図-20 アンカー受圧板における土塊プリズム

$$q = \left[\gamma (h - x) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right] \frac{\pi \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}{180} \left[d + 2x \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \sin \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (6)$$

ただし x : アンカープレート底面からの任意の距離

γ : 土塊の単位体積重量

ϕ 、 C : 土塊の内部摩擦面と粘着力

d : アンカープレートの幅

したがってアンカープレートの極限引抜抵抗力は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} Q &= \int_0^x q \, dx \\ &= \gamma \left(hx - \frac{x^2}{2} \right) d \tan^2 \alpha + 2\gamma \left[\frac{hx^2}{2} - \frac{x^3}{2} \right] \tan \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \\ &\quad + 2x^2 C \tan^2 \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \end{aligned} \quad (7)$$

ただし $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ である。

したがって $x = h$ とすれば、ただし h = アンカープレートの高さ

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\gamma h^2}{2} d \tan^2 \alpha + 2Chd \tan \alpha + \frac{\gamma h^3}{3} \tan \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \\ &\quad + 2Ch^2 \tan^2 \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \end{aligned} \quad (8)$$

(8)式による砂質土の場合の計算値と実験の観測値について図-21の・印で示してある。この図-21では、計算値と理論値は非常に良い一致を示しており、ランキンの受働破壊理論と図-20で仮定した土円錐が妥当であることが理解される。

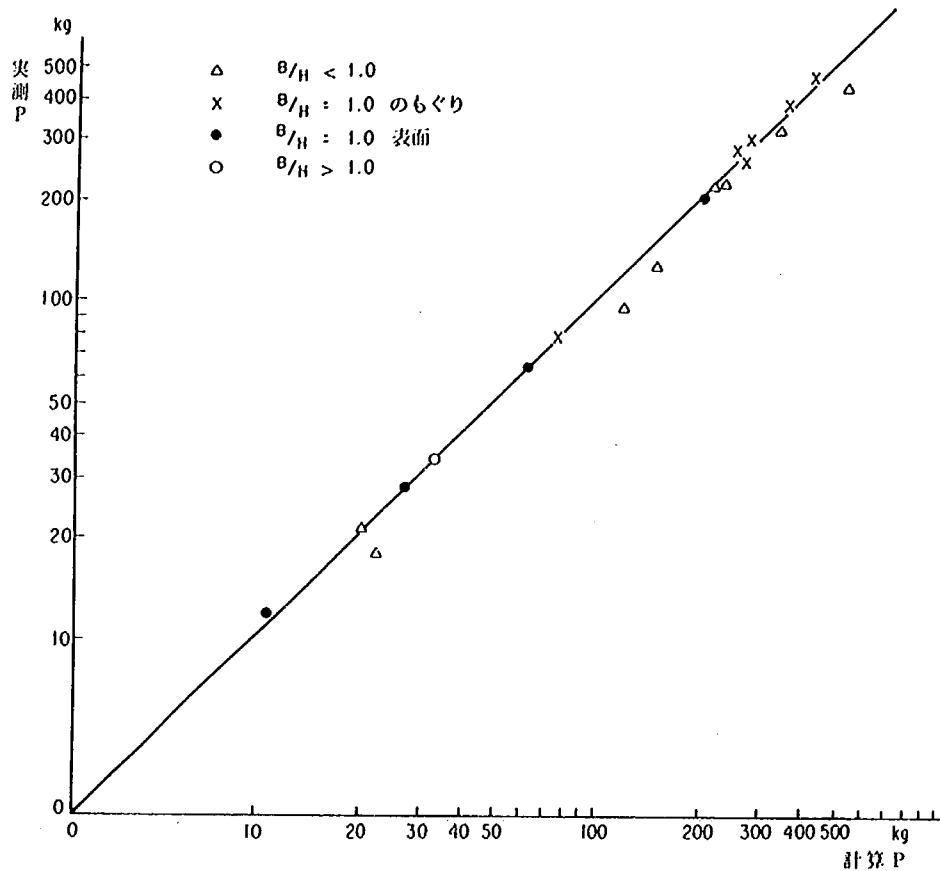


図-21 砂質土アンカー引抜き抵抗強度算定式の検討

3-3-4-2 土塊の性質によるアンカー極限抵抗力の相違について

アンカープレートの上端が地表面に見える場合、(8)式で極限抵抗力を算出することができる。この場合、斜面を構成する土塊が砂質土で構成されている場合、経験的に土質力学試験の結果から知られる様に、せん断抵抗の粘着成分は零に近い。したがって(8)式は簡単に次式で表わされる。ただしアンカープレートは縦横の大きさが等しい正方形とする。

$$Q = h^3 \left(\frac{\gamma}{2} \tan^2 \alpha + \frac{\gamma}{3} \tan \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \right) \quad (9)$$

したがって砂質土の場合、極限抵抗力はアンカープレートの大きさの3乗に比例することが理解される。これについてアンカー受圧板寸法と極限引抜き抵抗力の図係について粘着力成分がほぼ零に等しい砂質土の実験値を用いて検討したのが図-22である。明らかにアンカープレート寸

法の3乗に比例して極限抵抗力が増大することが理解される。

一方粘性土の場合、内部摩擦角は零に等しいと仮定できる。したがって、

$$Q = h^2 \left(2C \tan \alpha + 2C \tan \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \right) + h^3 \left(\frac{\gamma}{2} \tan^2 \alpha + \frac{\gamma h^3}{3} \tan \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \right) \quad (10)$$

となり、アンカープレートの寸法の3乗と2乗に比例することになる。

3-3-4-3 埋設アンカーにおける極限抵抗力の算定

アンカープレートが地中に埋設されていない場合、ランキンの受働土圧から容易に推定できるが、アンカープレートが地中に埋設されている場合、図-17に示すように単純にランキンの受働土圧論から算定することは困難である。しかしながら地表面の土塊のアンカープレートによる受働破壊領域の検討において考察された様にランキンの受働破壊論が適用できる。そこで問題となるのはアンカープレート上端から地表面までの受働破壊部の土塊の抵抗力をいかに算定するかである。理論的にはすべり線に沿ってKötter理論を適用し、すべり面全体に渡って抵抗力を算出すべきである。しかしながらこういった条件の場合、すべり線は左右対象の形態を有せず、Kötter理論適用に際し、その計算は非常に煩雑となることと、Kötter理論適用に際してはすべり面の形態が明らかになっていなければならない。一方勝見らは、このKötter理論の煩雑さを避けて、埋設アンカーの鉛直引張抵抗力を土円錐重量法で解析し、その結果は実験値とよく一致することを報告している。この場合土円錐重量法は計算が簡単で、特別な計算手続も必要ない。したがって今回の埋設アンカープレートの極限抵抗力を土円錐重量法で算出することとした。埋設アンカープレートによる土塊の受働破壊プリズムを図-17の土塊受働破壊領域の基本概念を基礎に図-23の様に考えた。これに従えば、アンカープレート上端から地表面までの土塊の重量は次式で表わされる。

$$V = \frac{\gamma h}{2} \left[(H \tan \alpha + h \tan \phi) d + (H \tan \alpha + h \tan \phi)^2 \frac{\pi \alpha}{180} + H d \tan \alpha + H^2 \tan^2 \alpha \cdot \frac{\pi d}{180} + 2h \tan \phi (H \tan \alpha + h \tan \phi) \right] \quad (11)$$

ここで h = アンカープレートの上端から地表面までの長さ

H = アンカープレートの高さ

d = アンカープレートの幅

ϕ = 内部摩擦角

$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$

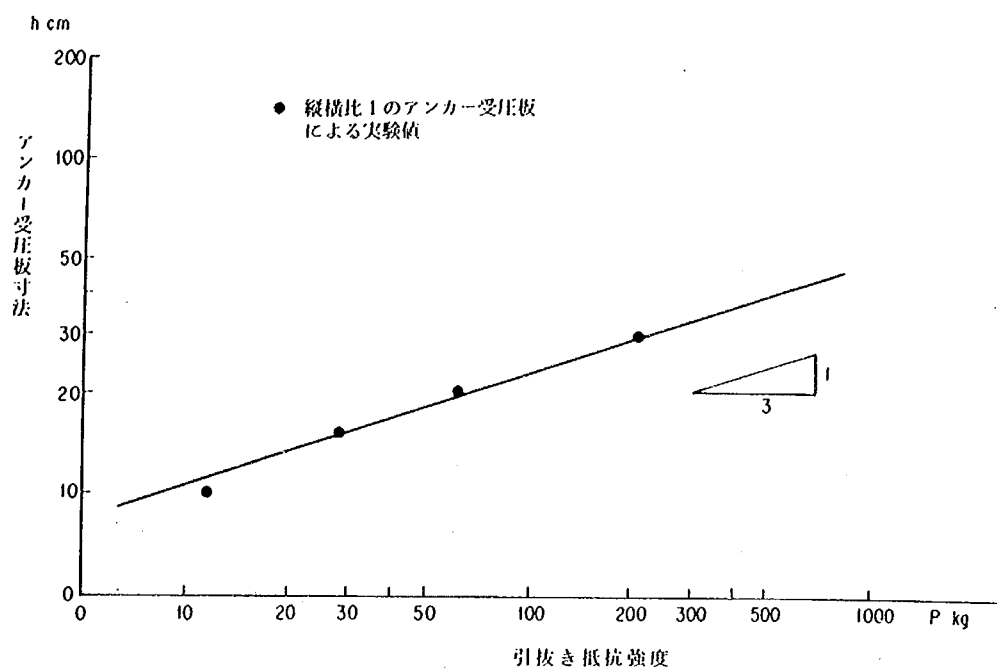


図-22 受圧板寸法と引抜き抵抗強度

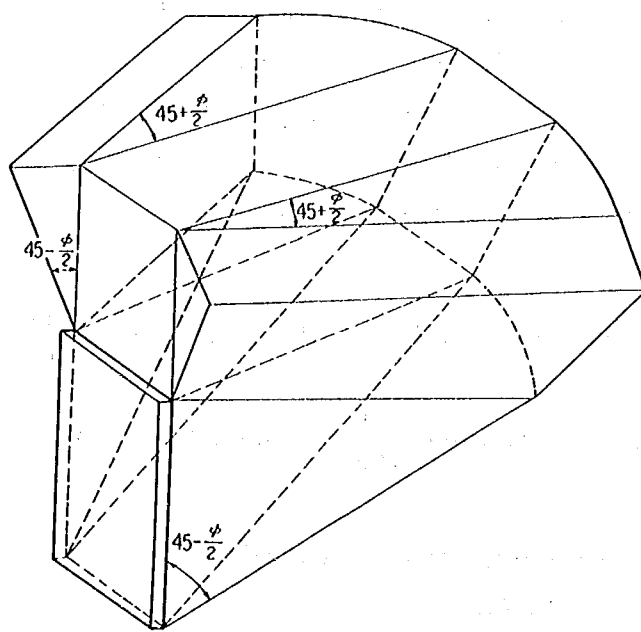


図-23 埋設アンカーにおける土塊プリズム

したがって地中埋設アンカープレートの極限抵抗力は(11)式とランキンの受働土圧論を合計すれば算定できることとなり、次式で表わされる。

$$\begin{aligned}
 Q = & \gamma \left(hH - \frac{H^2}{2} \right) d \tan^2 \alpha + 2CHd \tan \alpha + 2\gamma \left(\frac{hH^2}{2} - \frac{H^3}{3} \right) \tan \alpha \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \\
 & + 2H^2 C \tan^2 \alpha \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} + \frac{\gamma F}{2} \left[(H \tan \alpha + F \tan \phi) d \right. \\
 & + (H \tan \alpha + F \tan \phi)^2 \frac{\pi \alpha}{180} + Hd \tan \alpha + H^2 \tan^2 \alpha \frac{\pi \alpha}{180} + \\
 & \left. + \frac{F}{2} \tan \phi (H \tan \alpha + F \tan \phi) \right] \quad (12)
 \end{aligned}$$

ただし、 h = アンカープレートの下端から地表面までの距離

H = アンカープレートの高さ

$F = h - H$

(12)式を用い砂質土、粘性土における実験結果の対比を図-21と図-24に示す。バラツキはあるが図-21と24から容易に埋設アンカープレートの極限抵抗力が算定できることが理解される。

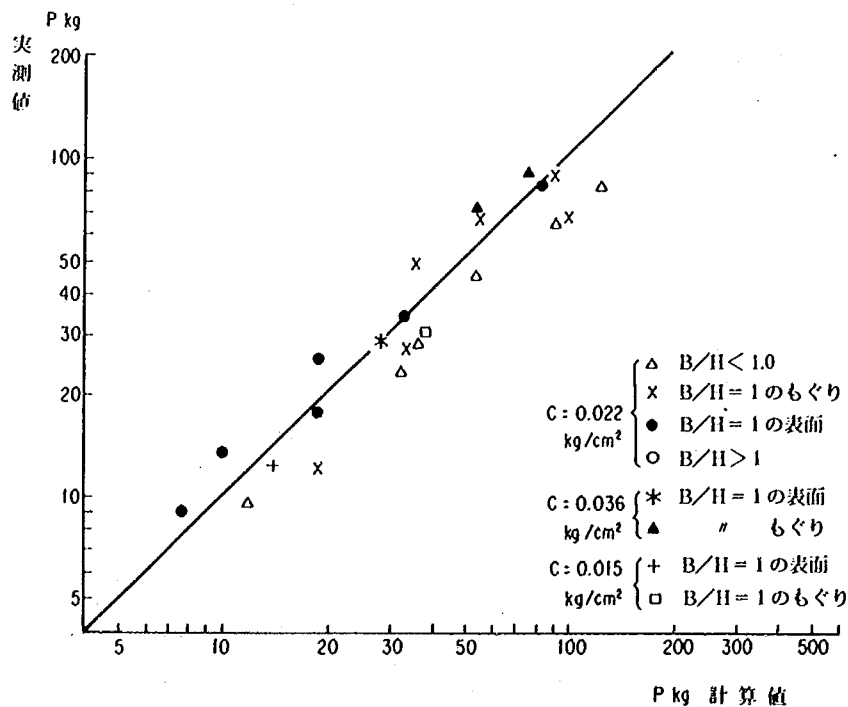


図-24 粘性土アンカー引抜き抵抗強度算定式の検討

4. 今後の問題点

現在、アンカー工の設計のための基本事項について種々の実験を継続中であり、本報告はこれまでの実験結果とその問題点を整理したものである。今後の大きな問題としては、

1) アンカー傾向とすべり面勾配

現在、アンカー傾角を無限斜面としての取扱いを実施しているが、現実の斜面は有限斜面であり、さらに、アンカー工による鉛直力の増分を無視した場合、アンカー工に掛かるプレストレス力は、応力-歪曲線から求めることが妥当であるとすれば、この有限斜面の解析を主としたすべり土塊の内部応力の考察が必要である。これについてはFEM等の解析を通して相対的に検討していく予定である。

2) アンカープレートの寸法について

現在、アンカープレートについては、地表面に鉛直に埋設した場合の引抜抵抗力についての検討を実施しているが、現実には、斜面に比してある勾配を有している。したがって、現実の地すべりには(12)式を適用することは困難であり、こういった観点から(12)式を再考する必要がある。これについては、室内モデル実験を通して検討する予定である。

3) アンカー工のプレテンション力について

アンカー工はプレテンション力として、設計抑止力の20%程度考慮するが、地すべり面の粘土強度が残留強度の観点から考察する必要がある場合、上限降伏値以下での歪量が重要になり、これに対してプレテンション力を考慮する必要がある。しかしながら、地すべり土塊の粘弾性挙動に関する研究は皆無であり、これらの研究を併せてアンカー工のモデル実験を行う必要がある。

亀ノ瀬地すべり調査報告書
— アンカー工法について (中間報告) —

ISSN 0386-5878
土研資料第1726号
昭和56年9月(1981年)

地すべり研究室
新潟試験所

キーワード: アンカー

要 旨

地すべり地に施工のアンカー工についての問題点をモデル
実験を通して概略検討したものである。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

地すべり研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

配布先氏名
配布先住所



No. _____



土木研究所資料第 1726 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

