

第四十一回治山研究発表会  
論文集

治山研究会

1、はじめに

近年、景観・環境に対する意識の高まりとともに、斜面安定工法に対しても樹木を保全できる工法が要求されている。そのため、筆者らは、樹木を残したままで斜面の安定化を図ることができる工法として、これまで主に切土のり面に使用されている鉄筋挿入補強土工法に着目し、自然斜面における鉄筋挿入補強土工法の安定メカニズムを把握することを目的として研究を行ってきた。

その結果、移動層が多孔質で軟弱な地盤からなる自然斜面では、補強力として補強材自身の抵抗力を考慮することができること、補強力には支圧板による支圧効果が影響していること等を明らかにするとともに、これら効果を考慮した設計法について検討を行っている。

しかしこれまで検討してきた設計法では、斜面変位とともに補強力の発現時期が異なる点を明確に説明することができない等の問題点があった。本報告は、補強材自身の抵抗力に着目してその定量的評価を行うために、地盤と補強材との相似則を考慮して行った斜面模型実験の結果と、模型実験で用いた補強材を支圧板によって頭部が拘束された杭として数値解析を行った結果について整理したものである。

2、鉄筋挿入補強土工法を自然斜面に適用する場合の問題点

補強土工法は、土中に土よりも引張り剛性の高い材料（補強材）を配置して、「補強材と地山との相互作用によって土塊の見かけの強度を向上させる工法」と定義されている。その考え方については、代表的な補強土工法である「テールアルメ工法」で紹介され、現在では多くの分野で様々な補強土工法が採用されている。

そのうち鉄筋挿入補強土工法とは、土中に配置する材料に鉄筋等の棒状の材料を用いる工法であり、構造系が非常に簡単で、経済性及び施工性に優れていることから、主に道路の長大法面や掘削土留めなどに採用されている。

補強材に鉄筋を用いた場合の補強力（抑止力に相当）の発生メカニズムについて、現在一般的に考えられている内容を図2-1に示す。

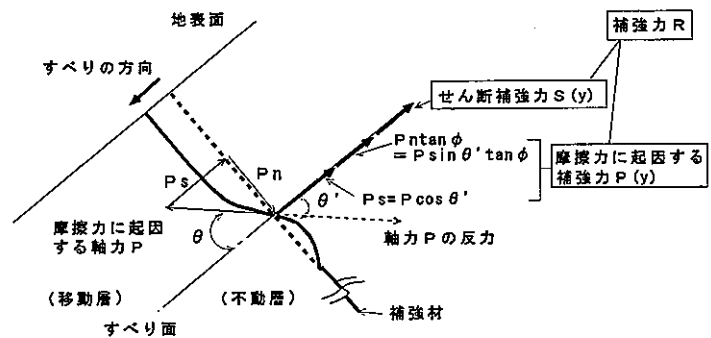


図2-1 補強力の発生メカニズム概要図

斜面に垂直に打設された補強材は、地盤の変形によって補強材が図のように変形し、その際に補強材には軸力Pが生じる。この軸力は、図2-1に示すように土に作用するせん断応力を減少させ（Ps成分）、すべり面に作用する直応力を増加させて（Pn成分）、土塊の見掛けの強度を向上させる作用をされると考えられている。さらに補強材自身の抵抗力（せん断補強力Sy）が加わって地盤の変形が抑止される。このうち補強材に生じる引張り補強力（摩擦に起因する補強力）Pyは（1）式より算出することができる。

$$P_y = P \cdot \cos \theta + P \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi \quad \dots \quad (1)$$

ここで、P : 摩擦によって補強材に生じる引張り力

φ : せん断抵抗角

θ : すべり面と補強材のなす角度

特に移動層と不動層の地盤強度が異なる場を横切るように配置された補強材の場合には、この補強力は斜面の変位とともに、せん断補強力  $S_y$  と摩擦に起因する補強力  $P_y$  の分担度が異なることが既往の研究でわかっている。

図 2-2 にその概念を示す。同図より斜面変位がある程度生じないと引張り補強力（図 2-1 における摩擦に起因する補強力  $P_y$ ）は発揮できないが、曲げ補強力（図 2-1 におけるせん断補強力  $S_y$ ）は、斜面変位が小さい段階から発揮することができると言える。

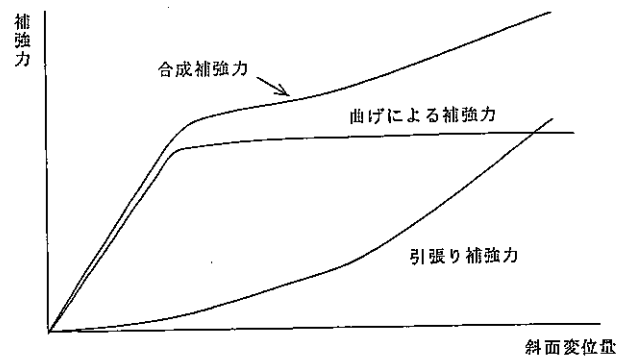


図 2-2 補強力と斜面変位との関係概念図

したがって、(1) 式で引張り補強力が求めれば、合成補強力は (2) 式より求めることができる。

$$\text{合成補強力 } R = \text{「引張り補強力」} + \text{「曲げ補強力」} \cdots (2)$$

しかし「曲げ補強力」の評価については、現在のところ研究段階であるため、設計法を提案するには至っていないとして、設計上考慮されていないのが現状である。

一方鉄筋挿入補強土工法における崩壊パターンには、図 2-3 に示すように「補強材の引き抜けによる崩壊」と「移動土塊の抜け出しによる崩壊」があり、斜面安定性の照査においては、この二つのパターンについて照査しなければならない。

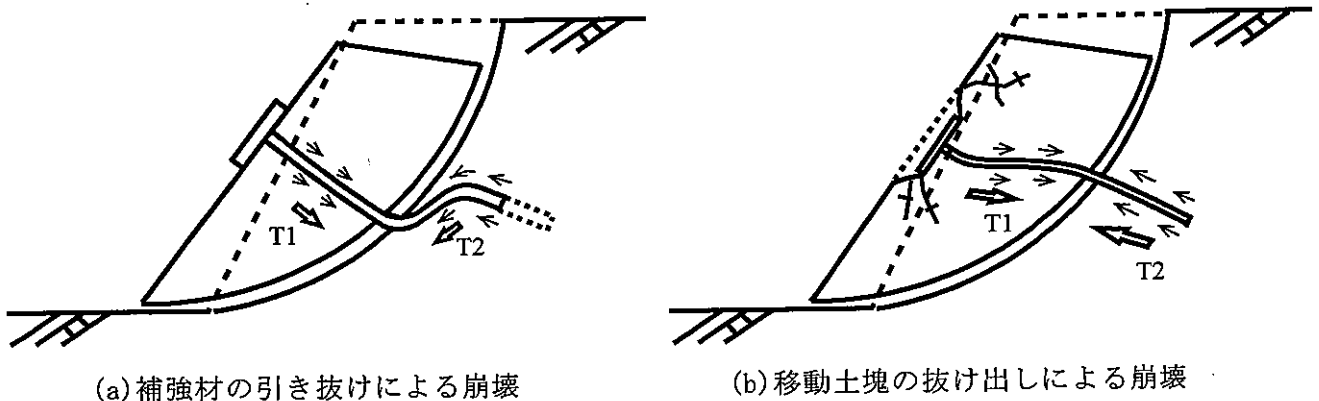


図 2-3 鉄筋挿入補強土工法の崩壊パターン

自然斜面では移動土塊が多孔質で軟弱であることから、移動土塊内の補強材と土砂との周面摩擦は小さく、移動土塊が抜け出す可能性が大きくなると考えられる。

このような周面摩擦が確保しにくい地盤において、従来の「摩擦に依存した設計方法」によって必要な抑止力を得るためには、補強材密度を大きくするか、のり面工に剛性の大きな構造物を使用することが必要であり、これでは樹木を残して斜面の安定化を図ることができない他、経済性の面でも高価な工法になる。この点が「鉄筋挿入補強土工法を自然斜面に適用させる場合の課題」であるといえる。

そのため、これまでほとんど評価されていなかった曲げ補強力に着目して室内模型実験等を行ってきた結果、この曲げ補強力を適切に評価することができれば、鉄筋挿入工法を自然斜面に適用できることが明らかになり、現在その設計法として (2) 式による方法を提案している。

しかし (2) 式は、図 2-2 に示すような斜面移動に伴って発生する補強力について適切に説明することができないという課題がある

### 3、実験概要

自然斜面上において、表土が基盤上を滑落する崩壊形態を想定し、図3-1に示す実験装置を用いて自重崩壊による模型斜面実験を行った。

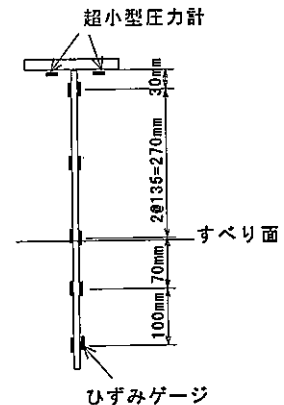
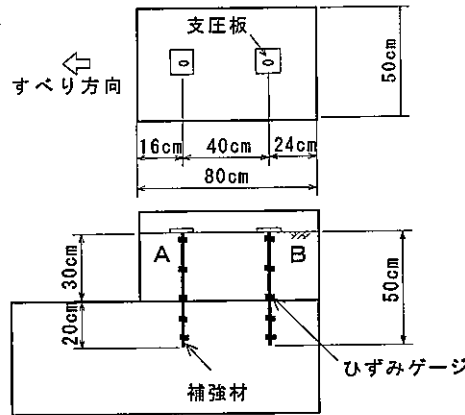
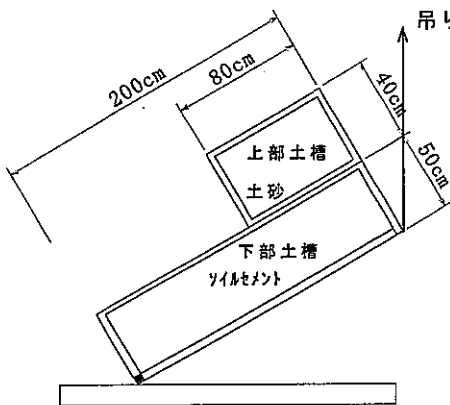


図3-1 実験装置概要

図3-2 補強材配置概要

図3-3 ゲージ貼り付け位置

実験装置は、崩壊土塊に相当する上部土槽 (0.4m×0.8m×0.5m：鋼製) と基盤に相当する下部土槽 (0.5m×2m×0.5m：鋼製) から成り、下部土槽にはソイルセメント (含水比16%の成田砂に早強ポルトランドセメントを重量比23%で配合) を、上部土槽に成田砂を目標単位体積重量15kN/m<sup>3</sup>になるように厚さ30cmに中詰めした。

実験は下部土槽にソイルセメントを詰め図3-2に示すように補強材を垂直に設置した後24時間放置し、上部土槽を設置した。その後下部土槽を1度ずつ吊り上げ、上部土槽の移動が制御できなくなるまで、また角度40度まで

表1 地盤及び補強材諸元

項目	諸元
成田砂	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 34.7^\circ$ 、 $c = 0 \text{ kN/m}^2$
ソイルセメント	含水比=16%、配合比=23%、 $q_u = 2800 \text{ kN/m}^2$
補強材	材質: アルミ ( $E = 0.703 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ) 寸法: 幅5mm × 板厚2mm (矩形断面)

傾け、上部土槽の移動量、補強材のひずみ及び支圧板反力 (図3-3参照) を計測した。なお上部土槽と下部土槽の間には土槽間の摩擦の影響を小さくするように、土槽枠にベアリングを施してある。補強材自身の抵抗力の効果を把握するためには、可能な限り相似則 (本実験ではスケール1/5とした) に沿って実験を行う必要がある。そのため本実験で使用する補強材、地盤物性は地すべり抑止杭の考え方をもとに決定した。表1に地盤及び補強材の諸元を、表2に実験条件を示す。

表2 実験条件

	条件
CASE-1	無補強
CASE-2	支圧板なし
CASE-3	支圧板6cm × 6cm
CASE-4	支圧板10cm × 10cm
CASE-5	支圧板14cm × 14cm

### 4、実験結果

図4-1に土槽移動量と土槽角度との関係を示す。

無補強のケースでは、角度12°程度までは土塊のせん断抵抗で移動が抑制されているが、その後徐々に移動し始め角度22°付近で一気に滑る。支圧板がないケースにおいても、無補強のケースとほぼ同一の傾向を示しており斜面角度20°程度までは移動が抑制され、その後大きく移動している。

一方支圧板を設置したいずれのケース

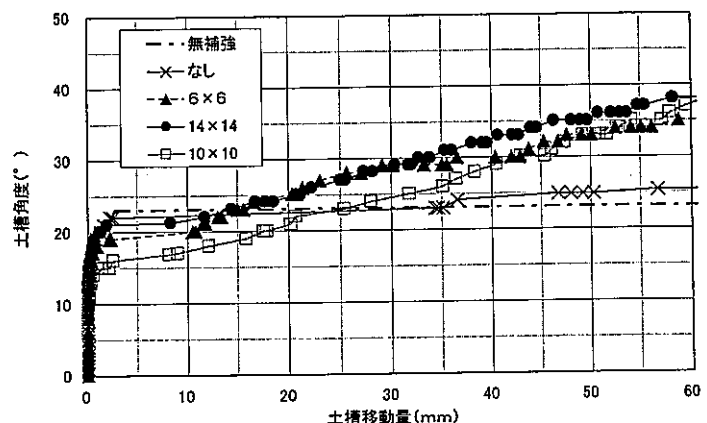


図4-1 土槽移動量と土槽角度の関係

とも、一気にすべりだすことはない。

なお支圧板を設置したケースでは、いずれのケースとも、移動量30mm付近まではほぼ同一の勾配で推移しているが、その後は6cm×6cmのケースの同一角度における移動量がやや大きくなる。これは地盤が降伏したためと考えられる。

図4-2に支圧板がないときの補強材Bのすべり面付近のひずみより求まる曲げ応力と軸応力及び移動量との関係を示す。

補強材に生じる曲げ応力は、移動量3mm付近まで土槽の移動とともに大きくなるが、その後急激に増加する。一方軸応力はほとんど発生していない。なお移動量35mm付近で補強材の軸応力が圧縮を示すのは補強材が完全に折れ曲がった状態になったためである。

図4-3は、10cm×10cmの支圧板を取り付けたときの同様の関係を示している。移動量3mm付近までは、図4-2と同一の傾向を示しており、その後曲げ応力は直線的に増加しており、移動量20mm付近から、曲げ応力の増加量がやや大きくなる傾向を示す。

一方軸応力は移動量15mm付近まで、ほとんど生じていないが、その後徐々に引張り応力として増加しはじめ、移動量20mm以降で急激に増加している。

したがって補強材頭部に適切な大

きさの支圧板を設けることにより、図2-2で示したような補強力の発生を得ることができると考えられる。なお本実験では、移動量3mm程度までは補強材自身による抑止力であり、その後移動量20mmまでは、支圧板による効果と補強材の効果による抑止力であり、それ以降が補強材と地盤との周面摩擦による影響が主体となる抑止力になるものと想定される。

写真1は支圧板がない条件で、試験終了後に移動土槽を取り外し、移動土塊内の状態を観察したものである。補強材が土中内部に埋没しており、補強材が移動土塊内で不動土塊との交点を中心として回転している状態がよくわかる。写真2は、14cm×14cm支圧板を取り付けた条件での同様の状態を観察したものである。補強材頭部は土塊移動方向に移動しているものの、写真1のような補強材全体としての回転は生じていない。また支圧板設置個所の地盤が若干沈下していることから、支圧板によって補強材頭部の回転を拘束しているものと考えられる。

以下に支圧板に作用する圧力と、すべり面付近の補強材応力との関係について整理する。

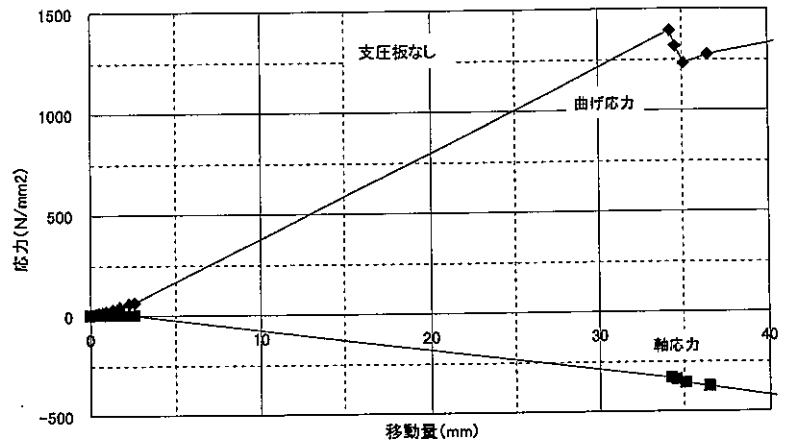


図4-2 補強材応力と移動量の関係 (支圧板なし)

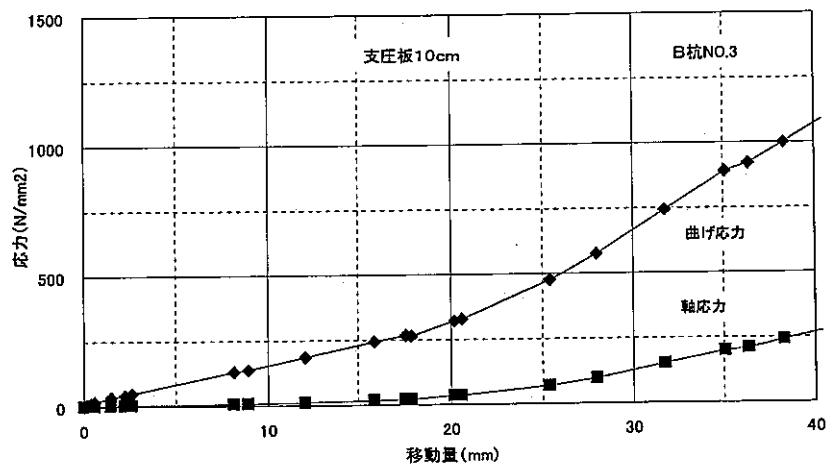


図4-3 補強材応力と移動量の関係 (10cm支圧板)

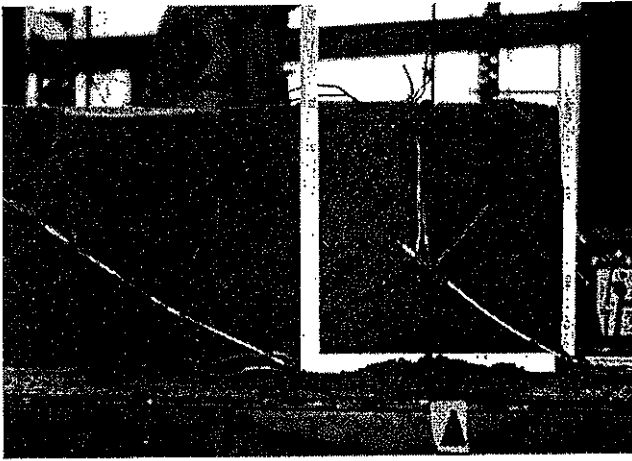


写真1 支圧板がない場合の補強材の状況

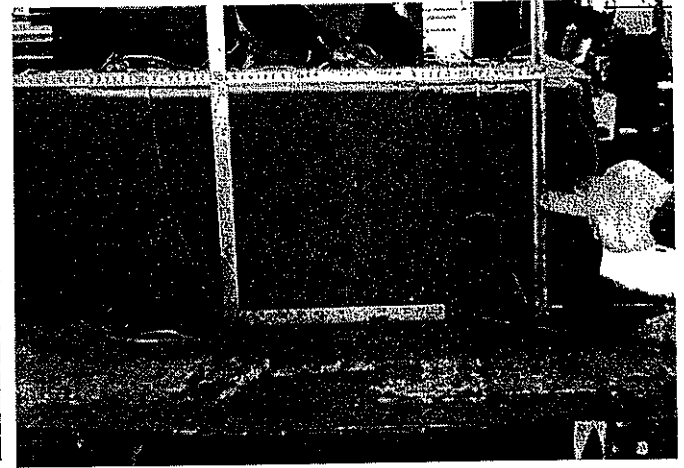


写真2 14cm支圧板設置時の補強材の状況

図4-4図4-5は、図4-3と同様であるが、右座標軸に補強材Bの支圧板下に設置した圧力計から求まる圧力を併記したもので、それぞれ10cm×10cmの支圧板を設けた場合、14cm×14cmの支圧板を設けた場合について表したものである。

いずれも移動量の増加とともに支圧板圧力が徐々に大きくなるが、移動量30mm付近からその上昇量は低下し、ほぼ一定量に落ち着く傾向にある。また支圧板反力は斜面上側（支圧板圧力上）と比較して、斜面上側（支圧板圧力下）が大きい。これは移動量増加とともに、補強材が水平移動を伴った回転をするため、このような結果になったと考えられる。もし補強材が今回使用した断面より剛性の高い断面であったならば回転モードが強い傾向となり、斜面上側の反力が大きくなるものと考えられる。

なお補強材の軸応力は、支圧板の大きさに関係なく、斜面上側の支圧板圧力が一定の値になる段階から、急激に増加する傾向が見られる。

なお移動量初期の段階で10cm支圧板と14cm支圧板とで支圧板圧力の発生が異なるのは、移動土塊製作時の地盤締固めの差が生じたためと思われる。

図4-6及び図4-7は、10cm支圧板を取り付けた補強材Bの深さ方向の曲げ応力及び軸応力分布の変化を示したものである。

曲げ応力の分布をみると、35cm以深では曲げ応力はほとんど発生せず、すべり面付近が最大で、移動層内が負の曲げ応力となる分布となる。一方軸応力分布は、引張り応力であり、移動量が20mmより小さい場合は移動層内の軸応力分布が一定であるが、20mmを越えるとすべり面付近を最大

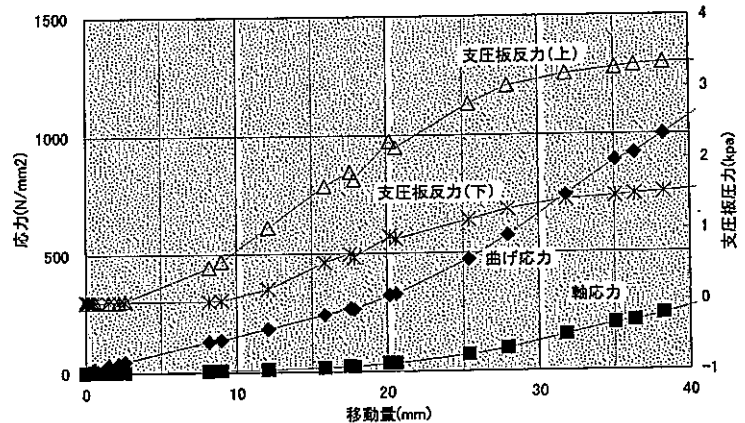


図4-4 応力、支圧板圧力と移動量の関係 (10cm支圧板)

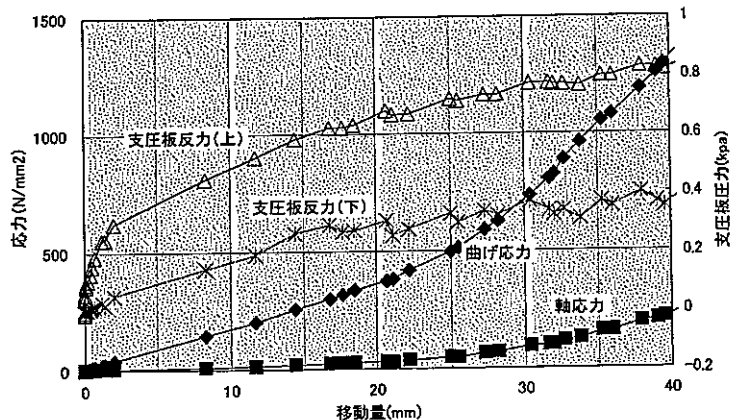


図4-5 応力、支圧板圧力と移動量の関係 (14cm支圧板)

とする分布になる。なお支圧板より3cm下の応力は、ひずみゲージ破損のため計測できなかったが、図4-9の14cm支圧板の軸応力分布を参考にすると、支圧板反力の影響により深さ17.5cm付近と同等の引張り応力が生じているものと思われる。

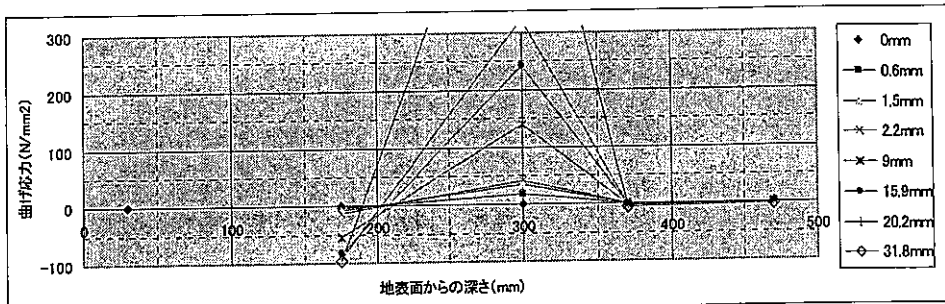


図4-6 10cm支圧板曲げ応力分布

図4-8、図4-9は、14cm支圧板を取り付けた補強材Bの深さ方向の曲げ応力及び軸応力分布の変化を示したものである。

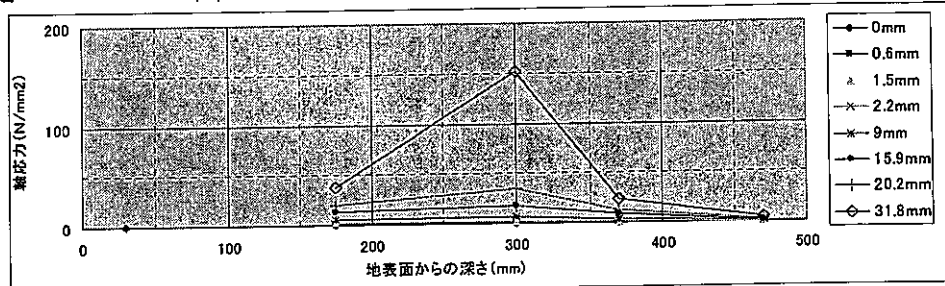


図4-7 10cm支圧板軸応力分布

曲げ応力、軸応力ともに応力分布の傾向は、10cm支圧板の状況と同一であるが、支圧板下の補強材のひずみが計測されて

おり、補強材全体の応力分布がよく理解できる。特に軸応力は、移動量20mmより小さい段階では、各移動量毎にその値は異なるものの、移動層内の分布形態はほぼ一定の値（支圧板下の軸応力と等しい）である。しかし移動量が20mmを越えた段階で、すべり面を最大とする分布に変化して

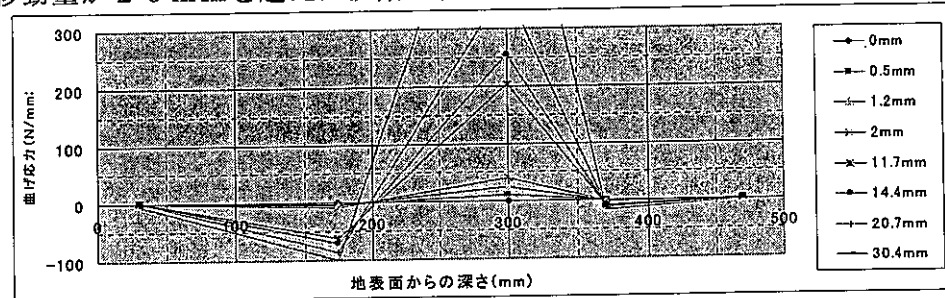


図4-8 14cm支圧板曲げ応力分布

いる。これを軸応力と移動量との関係を示している図4-5と関連させると、移動量20mmより軸応力の増加が顕著になることから、移動量20mm以降の軸応力の増加には支圧板による影響が小さくなり、すべり面付近の補強材に生じるひずみの増大（不動層内の引抜き抵抗）によるものと考えられる。

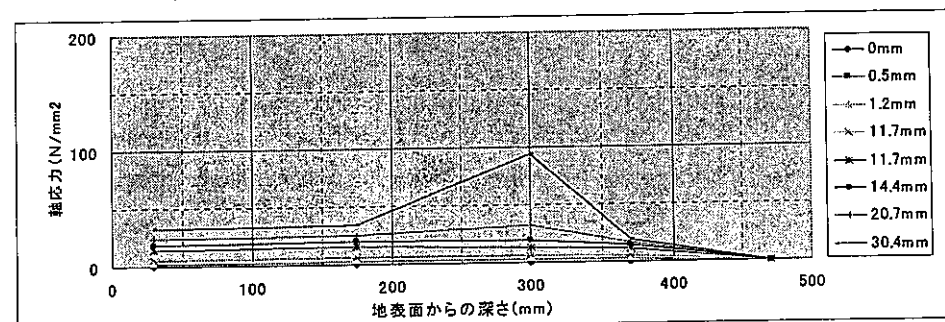


図4-9 14cm支圧板軸応力分布

したがって、移動量20mm（斜面ひずみ7%）以降では、不動層における補強材と地盤との相互作用が支配的になって

くるものと考えられ、特に移動量30mm（斜面ひずみ10%）より大きい移動量（斜面ひずみ）では、その傾向が顕著になっているものと考えられる。

また支圧板下3cmの位置には、曲げ応力が生じてなく、軸応力が生じていることから、補強材頭部が支圧板によって拘束されていることが、このデータからも理解できる。

以上より、斜面上に支圧板を有する補強材を挿入した場合の斜面安定メカニズムは、土塊の移動量に伴ってその補強力（抑止力）の発生メカニズムが異なることが明らかになった。

その発生メカニズムを図4-10に示す。

①斜面変位が小さい段階（斜面ひずみ1%程度以下）

補強材自身の抵抗が支配的な領域であり、補強材を曲げ杭として評価でき、補強材の剛性、不動層の横方向地盤反力と移動層の横方向地盤反力によって支配される。

②斜面ひずみ1%～7%

支圧板の効果による補強材自身の抵抗が支配的ではあるが軸力による効果が徐々に発揮している領域であり、補強材の曲げ抵抗力と引張り抵抗の両方で評価でき、補強材頭部の支圧板による効果に支配される。

③斜面ひずみ7%以上

補強材の軸力が支配的な領域であり、補強材に生じる引張り抵抗で評価でき、支圧板の効果及び不動層の周面摩擦抵抗に支配される。特に斜面ひずみ10%以上では、不動土塊内の周面摩擦による補強材と土塊との相互作用に支配される。

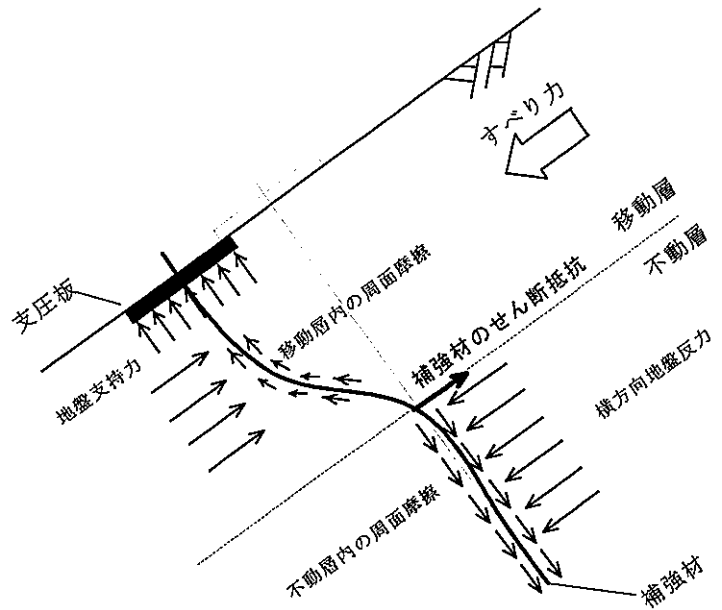


図4-10 補強力発生概念図

## 5、解析

### (1) 解析方法の概要

弾性地盤内における頭部自由な杭の弾性方程式は次式で示される。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Es (y - g) = 0 \dots (1)$$

$EI$  : 杭の剛性

$y$  : 杭の水平方向変位量

$x$  : 杭の鉛直方向変位量

$Es$  : 地盤反力係数

$g$  : 地盤の変位

図5-1に杭頭部に支圧板を取り付けた杭の解析モデルを示す。

図において斜面に打設された長さ $L$ の杭（点線）が、移動層の移動により実線のように変形したとき、杭頭部は $\Delta x$ だけ沈下する。このときの移動層の微小区間 $dx_i$ 内における杭の変形状態を拡大して示したものが円内である。杭が水平方向に $dy$ （回転角： $\theta$ ）だけ変形すると、杭長の変化はほとんどゼロであるため、 $y_0$ だけ沈下した状態になる。解析モデルは、この微小区間の状態を積分することにより解を求めようとするものである。

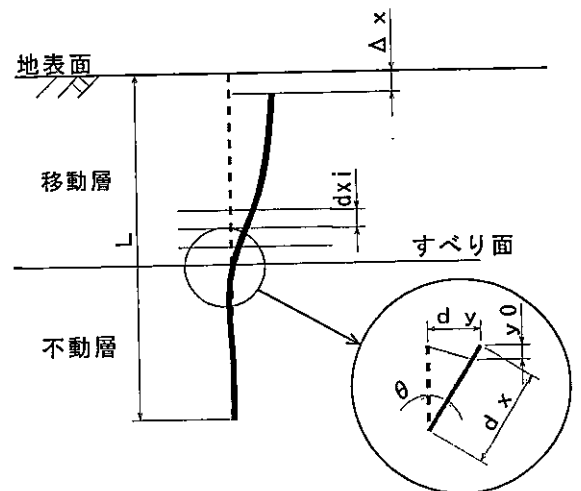


図5-1 解析モデル概要図

したがって、杭頭部に支圧板を取り付けた杭の弾性方程式は、前述したように補強材頭部の回転が拘束され、補強材頭部は $x$ 方向と $y$ 方向のみの変形を認めるという境界条件となること、図5-1に示すように支圧板の沈下の影響が軸力に関係することか



ら、次式で示すことができる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Es(y-g) = P \frac{d^2 y}{dx^2} \dots (2)$$

P : 補強材に生じる軸力

(2) 解析結果

図5-2は14cm×14cm支圧板を取り付けた補強材の深さ方向の曲げモーメント分布に関して解析値と実験値を比較したものである。

解析値におけるすべり面付近の曲げモーメントが、実験値より大きめの値をとるものの、解析値は実験における全体の曲げモーメント分布をばよく近似している。

図5-3は、14cm×14cm支圧板を設置したときの条件で、移動量2mmと11.7mmの軸力について(2)式を用いて算出した値と実験値を比較したものである。

図より、補強材に生じる軸力の解析値は、移動量が2mm(斜面ひずみ0.7%)の段階では、実験値の値が大きいが、移動量が11.7mm(斜面ひずみ約4%)の段階では解析値と実験値はほとんど等しい。また移動土塊内の軸力はほとんど一定であり、これは移動土塊内の周面摩擦が非常に小さく、軸力が支圧板圧力によって生じているためと考えられる。このような傾向は、実験における補強材の軸応力分布を示した図4-9における移動量20mmまでの軸応力分布と同一である。

図5-4は、移動量14mmまでの抑止力(補強力)と移動量との関係を表している。なお実験時の抑止力は、各土槽角度における釣り合い状態より求めている。

ところで実験結果より、すべり面における軸力は、支圧板反力の影響を受ける補強材頭部の軸力とほとんど等しいことから、合成補強力を、軸力と補強材のせん断抵抗力の和として示すと、(3)式で示すことができる。

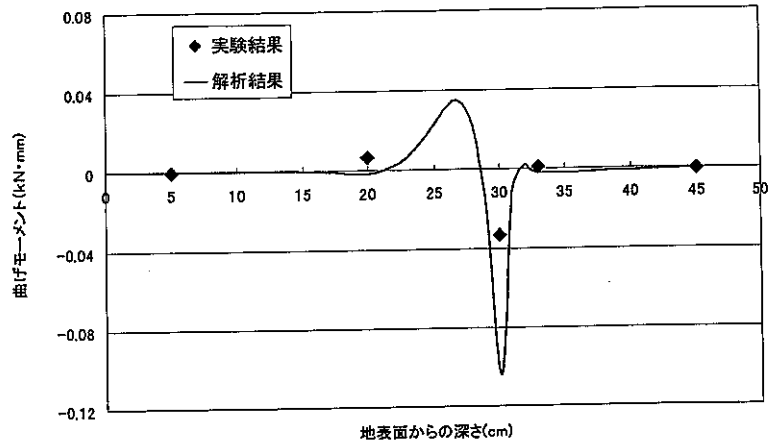


図5-2 補強材の曲げモーメント分布図

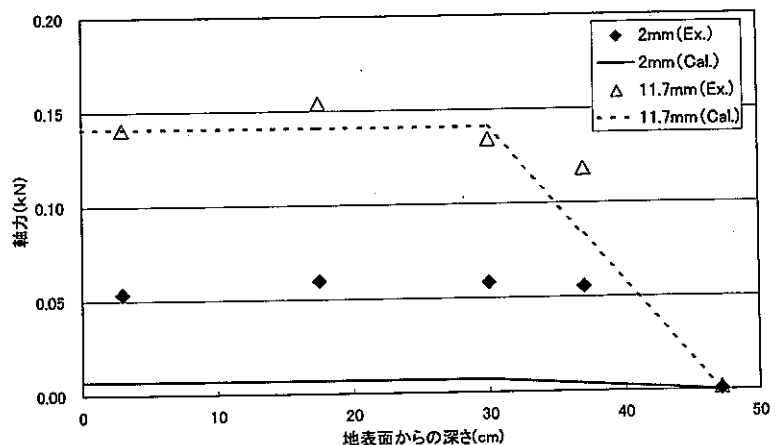


図5-3 補強材の軸力分布図

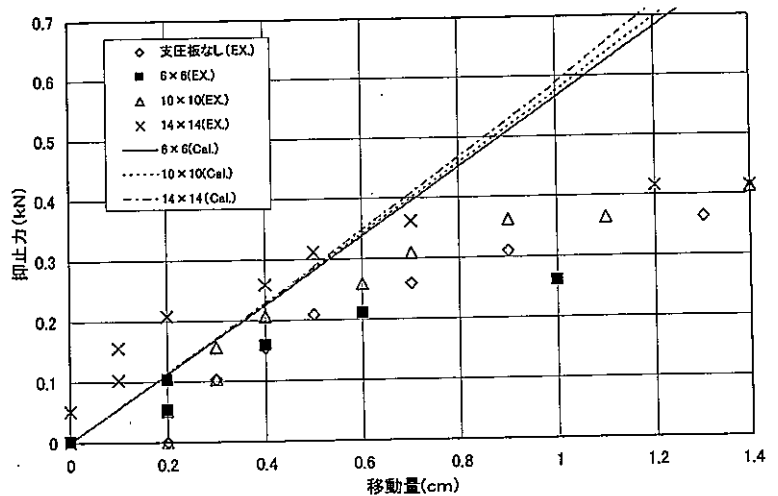


図5-4 抑止力と移動量の関係

$$R = H + C f \cdot P \quad \dots \dots (3)$$

R : 合成補強力

P : 軸力 (= 支圧板反力)

C f : すべり面における摩擦係数 (=  $\tan 12^\circ \approx 0.2$ )

H : すべり面における補強材のせん断抵抗力

図より移動量が6mm(斜面ひずみ2%)より小さい段階では、実験値と解析値がほぼ等しいが、6mmより大きくなると、解析値が実験値より大きくなる。これは解析において地盤反力係数を変位に関係なく一定とおいたためであり、実際は移動量の増加とともに地盤反力が低下する。

今後は、斜面の移動に伴う地盤反力変化を考慮した手法を検討することが課題である。

また支圧板の大きさによる補強力への影響は、実験値及び計算値においても、移動量が15mm(斜面ひずみ5%)以下の段階では小さい。これは移動量が小さい段階では、軸力の影響が小さく、補強材のせん断抵抗力の影響が支配的であるためと考えられ、支圧板は補強材頭部の回転を拘束するのに必要な支圧面積を有していればよいと考えられる。しかし補強力を軸力による効果だけで考える場合は、移動量が大きい段階での効果を考えるため、比較的支圧面積の大きい支圧板を用いるべきと思われる。

## 6、まとめ

自然斜面に適用する鉄筋挿入工法において、補強材自身の抵抗力の定量的評価を行うために、地盤と補強材との相似則を考慮して行った斜面模型実験を実施するとともに、模型実験で用いた補強材を支圧板によって頭部が拘束された杭として数値解析を行った結果、以下のことが明確になった。

- (1) 支圧板を設けることで、補強材頭部の回転が拘束される。その結果 補強材の曲げせん断抵抗力を効率よく発揮させることができる。
- (2) 補強材に生じる軸力は、土塊の移動がある程度進行した段階で発生する。なお本実験の場合、移動層厚の7%程度から、補強材に生じる軸力による補強力が支配的となる。
- (3) 地すべり抑止杭の考えを適用した解析モデルによる抑止力は、土塊の移動量が小さい段階で実験結果とほぼ一致する。
- (4) 地すべり抑止杭の考えを適用した解析モデルは、斜面移動に伴って発生する補強力について適切に説明することができる。

## 7、おわりに

現在鉄筋挿入工法の設計については、補強材と土塊との周面摩擦に起因する補強力で設計する方法(従来法)が主流である。しかし、本実験で明確になったように周面摩擦に起因する補強力は、移動量(斜面ひずみ)が比較的大きくなった段階から発現するため、従来法で設計する場合には、許容変位量を設定すること、破壊状態にいたるまでの補強材と土塊の相互挙動を明確にすることが重要であると考えられる。

一方自然斜面では、移動土塊が多孔質で軟弱であることが多く、このような地盤条件において、従来法で設計することが本当に適切なのだろうかという疑問から、移動量が小さい段階で設計する方法を模索してきた結果、補強材自身の抵抗力を考慮した設計法(曲げ設計法)を提案している。この曲げ設計法は、従来法を説明している指針や要領書においても取り上げられているものの、現段階ではデータが少ないことから今後の課題という位置づけになっている。今回の実験・解析結果が、曲げ設計法確立のための一歩となることを強く期待したい。

なお本実験を行うにあたり、長崎県農林部山地災害対策室の方々より自然斜面の地盤データ等を提供していただいた。末筆ながら厚く御礼を申し上げます。

<参考文献>

- 1) 補強土工法 : 地盤工学会発行
- 2) 切土補強土工法設計施工要領 : 日本道路公団
- 3) 見波他 大型一面せん断による鉄筋補強土のせん断特性  
1987、第22回土質工学研究発表会概要集
- 4) 阿部和時 根系の引き抜き抵抗力によるせん断補強強度の推定  
1991、日本緑化工学会誌 第4号
- 5) 中村浩之、正野光範 鉄筋補強土工法による斜面補強効果の理論的研究 1995、新砂防
- 6) 中村浩之、笹原道之、市村政彦、岩佐直人 樹木を保全した斜面安定工法に関する実験的検討  
1996、第36回治山研究発表会概要集
- 7) 中村浩之、笹原道之 鉄筋挿入補強土工法における支圧板の効果  
1997、平成9年度砂防学会研究発表会概要集
- 8) 中村浩之、笹原道之、岩佐直人 鉄筋挿入工法の自然斜面への適用法に関する実験的研究  
1998、平成10年度砂防学会研究発表会概要集
- 9) 中村浩之、井上孝人、岩佐直人、山田正雄 樹木を保全した斜面安定工法の設計法に関する検討  
1999、第39回治山研究発表会概要集