

# ジオテキスタイルによる盛土補強メカニズムに関する研究

鳥井原 誠 松本 伸  
平 間 邦 興

## Study on Mechanism of Embankment Reinforced with Geotextile

Makoto Toriihara Shin Matsumoto  
Kunioki Hirama

### Abstract

Reinforced embankments using various types of geotextiles have been frequently constructed of recent. Especially, in case of a reinforced embankment with wall such as the Terre Armée method, the restraining effect by the wall has not been taken into consideration in design. The authors have now conducted model tests of slopes using three reinforcing materials for the purpose of qualitatively grasping the effects of friction characteristics and tensile strengths of these reinforcing materials, and furthermore, the restraining effect of the slope on embankment stability.

The following results were obtained by these model tests: The stability of a reinforced embankment is improved greatly by the restraint provided by the wall, while reinforcing materials require not only tensile strength, but also frictional resistance. Further, simulation analyses by FEM were performed on the frictional effects of the reinforcing materials and the restraining effect of the slope.

### 概 要

近年、各種ジオテキスタイルを用いた補強盛土工法が盛んに施工されてきているものの、その設計法にはいまだ数多くの問題点が残されているのが現状である。特にテールアルメ工法に代表される壁面をもつ補強盛土においてはこれまで壁面による法面の拘束効果を設計上考慮しないのが一般的であった。今回、補強材の摩擦特性や引張り強度、さらに法面の拘束条件が盛土の安定性に及ぼす影響を定性的に把握することを目的として、3種類の補強材を用いて補強盛土斜面の模型載荷実験を実施した。

実験の結果、法面を拘束することによって補強盛土斜面の安定性が著しく向上することや、補強材の具備すべき条件としては、法面の拘束条件にもよるが、引張り強度ばかりでなく摩擦特性が重要であることなどが明らかとなった。さらに、FEMによるシミュレーション解析を実施し、補強材の摩擦特性の影響や法面の拘束効果を概ね表現することができた。

## 1. はじめに

盛土内に鋼板や各種ジオテキスタイルなどの補強材をサンドイッチ状に敷設し、土と補強材との摩擦をはじめとする相互作用によって盛土体を一体化させ、安定性の向上を図る工法、すなわち、補強盛土工法が、急勾配盛土の施工が可能になるという理由で、近年の用地取得の困難さや山岳地域の盛土工事の増加に伴い、急速に普及し施工実績も多くなりつつある。補強盛土工法の中には、テールアルメ工法をはじめとする数多くの工法があり<sup>1)</sup>、それぞれに設計法が提案されてはいるものの、その補強メカニズムに関しては十分に解明されているとは言い難いのが現状である。こういった点を考慮して本研究では、補強材の引抜き試験による土と各種補強材との基本的な摩擦特性の把握や、斜面模型実験による補強効果の比較・検証などを行なっている。特に、斜面模型実験においては、従来の設計ではあまり考慮されていなかった法面拘束条件が補強効果に及ぼす影響<sup>2)</sup>についても併せて検討している。

さらに、土と補強材との摩擦特性を非線形のジョイント

要素で、また、土を Drucker-Prager 型の弾塑性体と仮定した FEM によるシミュレーション解析を実施し、実験結果と解析結果の比較・検討を行なっている。

以上のような実験、解析を踏まえて、補強材の摩擦特性や引張り強度さらには法面拘束条件などを考慮した補強メカニズムの解明を目指すことは、今後、より合理的な設計手法を確立していくうえで非常に重要なことである。

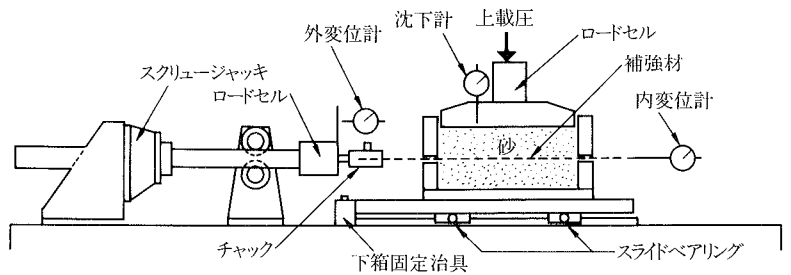
## 2. 土と補強材との摩擦特性

### 2.1 引抜き試験の概要

前述したように補強盛土工法では土と補強材との摩擦によって補強領域の安定化を図ることから両者の摩擦特性を明らかにしておくことは非常に重要である。補強盛土に用いられる補強材は、帯鋼から不織布に至るまで多種多様であり、しかも摩擦特性は土中の応力状態によって大きく変化するため、今回、補強土用に図-1に示す引抜きせん断試験機を新たに製作し、表-1に示す3種類の補強材を用いて引抜き試験を実施した。いずれの補強材の場合も引抜き方向はたて方向である。

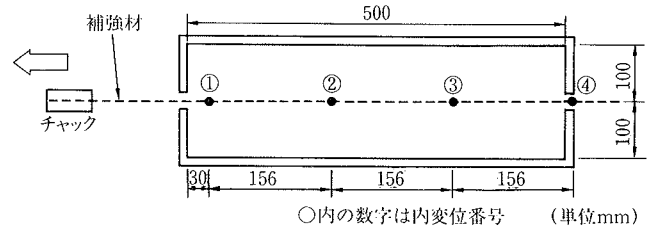
表一 各補強材の諸元

		補強材A	補強材B	補強材C
引張強度 (kgf/m)	たて	66	5500	3600
	よこ	77	500	3600
目合寸法 (mm)	たて	1.8	156	8
	よこ	2.7	23	6
材 質		ポリエチレン	ポリプロピレン	ポリエステル



図一 引抜きせん断試験機の概要

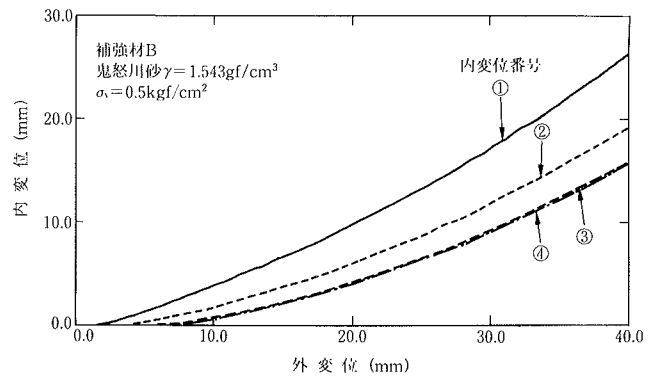
図一は試験機の概要を示したものであり、長さ 50 cm、幅 30 cm、高さ 20 cm の土槽内に敷設された補強材を 2 mm/分の一定速度で引抜き、この時の引抜き力および変位を計測するが、補強材は引張り剛性が比較的小さいことから土槽内に敷設されている補強材の変位あるいは伸びひずみ分布は一様とはならない。そのため、例えば、補強材 B の場合には図二に示すような補強材の網目の交点(節点)で土槽内の変位(以下、内変位と呼ぶ)を計測するようにした。内変位は補強材交点にピアノ線の片側を固定し、これを土槽外まで引き出し変位計に接続している。試料としては乾燥した鬼怒川砂を用い、相対密度が 45%、60%、80% となるようにそれぞれ単位体積重量  $\gamma$  を 1.402、1.469、1.543 gf/cm<sup>3</sup> に調整し、また、試験時の上載圧  $\sigma_v$  を 0.15、0.25、0.5 kgf/cm<sup>2</sup> とした。なお、この試験装置は、下盤のみを動かすことが可能であり、図中のチャック部分の治具を交換して下盤と接続することによって、一面せん断試験が実施できる。



図二 内変位測定節点位置 (補強材 B の場合)

2.2 引抜き試験結果

補強材 B を用いた引抜き試験で得られた外変位と内変位の関係の一例を図三に示す。ここで、外変位とは補強材をつかむチャックの位置での変位である。これらの隣接する変位計から得られる相対的な変位によって、補強材に発生している伸びひずみ、あるいは引張り力を求めることができる。このようにして得られた引張り力の分布を示したのが図四である。



図三 外変位と内変位の関係

引抜き力が大きくなると土中の引張り力も大きくなるもののその分布形状は引抜き側前方ほど大きく、後方で小さくなる逆 S 字形の形状となっていることがわかる。

次に、引抜き抵抗応力  $\tau$  は次のように定義される。

$$\tau = \frac{T}{2 \times B \times L} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、T：引抜き力 (ロードセルより)

B：補強材の敷設幅

L：補強材の敷設長さ

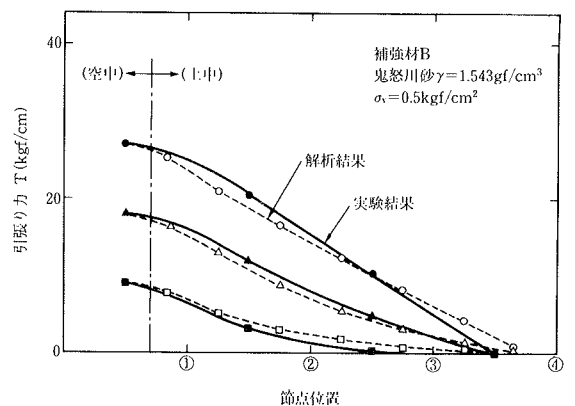
(1)式で分母が  $2 \times B \times L$  となっているのは、補強材の両面で摩擦が発揮されているからである。

図五(a), (b)は、引抜き抵抗応力と補強材の平均変位の関係を補強材 B, C について示したものである。ここで、平均変位  $U_{ave}$  とは土槽内の補強材の平均的な変位を表わしており、次式で示される。<sup>3)</sup>

$$U_{ave} = 1/2 (U_F + U_R) \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 $U_F$ ：内変位の内、最も引抜き前方側の変位

$U_R$ ：内変位の内、最も引抜き後方側の変位



図四 補強材に発生する引張り力の分布

図六(a), (b)は、最大引抜き抵抗応力  $\tau_{max}$  と上載圧  $\sigma_v$  との関係を補強材 B, C について、砂の密度をパラメータとしてプロットしたものである。いずれの補強材についても最大引抜き抵抗応力は、上載圧の増加とともに直線的に増加していることが明らかである。また、 $\gamma = 1.402$  gf/cm<sup>3</sup> (相対密度  $D_r = 45\%$ ) から  $\gamma = 1.469$  gf/cm<sup>3</sup> ( $D_r = 60\%$ ) に増大

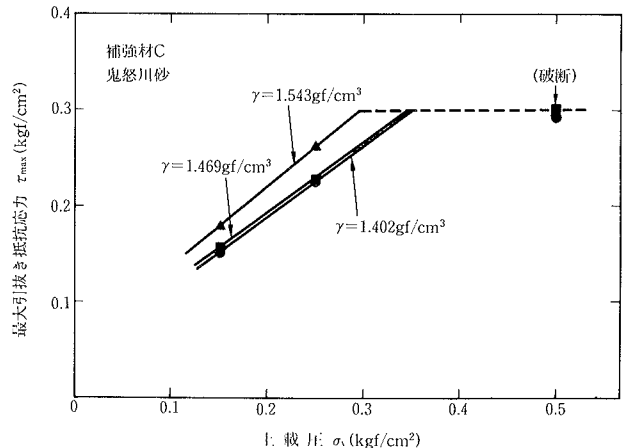
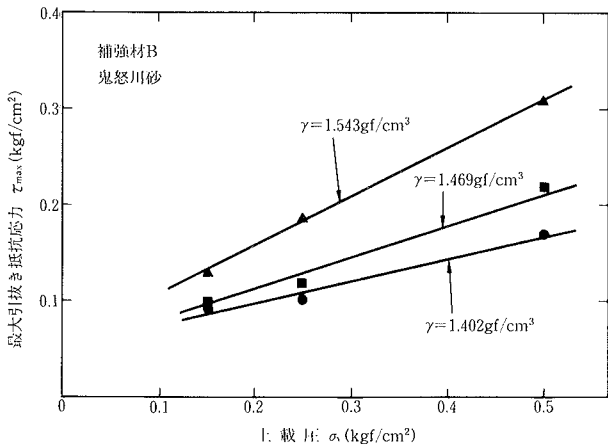
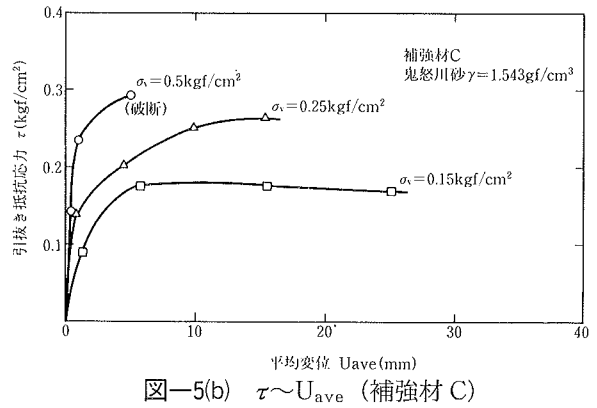
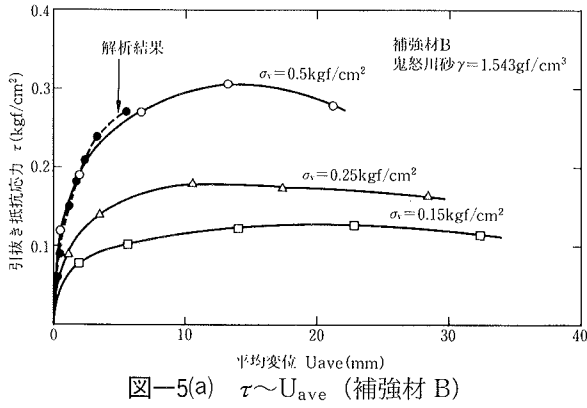


図-5(a)  $\tau \sim U_{ave}$  (補強材 B)

図-5(b)  $\tau \sim U_{ave}$  (補強材 C)

図-6(a)  $\tau_{max} \sim \sigma_v$  (補強材 B)

図-6(b)  $\tau_{max} \sim \sigma_v$  (補強材 C)

しても、最大引抜き抵抗応力  $\tau_{max}$  はそれほど変化しないものの、さらに  $\gamma=1.543 \text{ gf/cm}^3$  ( $D_r=80\%$ ) に密度が増加した場合に最大引抜き抵抗応力は急激に大きくなっている。このことは、補強盛土の施工においても一般の盛土の場合と同様に、盛土材の締固めを十分に行なう必要があることを示している。

また、補強材 C に関しては、上載圧  $\sigma_v=0.5 \text{ kgf/cm}^2$  の場合にすべての密度で補強材が破断に至っている。ところが、破断には至らない  $\sigma_v=0.15, 0.25 \text{ kgf/cm}^2$  の場合には、補強材 C は補強材 B よりも大きな引抜き抵抗力を発揮している。これらのことは、補強盛土の設計にあたって、補強材を選択する場合に、摩擦による引抜き抵抗力がどれだけ必要であるのか、また、盛土内の応力状態がどのようになるのかによって、おのずと適切な補強材の種類が決定されてくることを示している。ただ単に引張り強度の大きな補強材を用いれば良いというものではない。

### 2.3 引抜き試験のシミュレーション解析

後述する補強材を土中に敷設した斜面模型実験、さらには実際の補強盛土の応力・変形解析を実施していくうえで土と補強材との摩擦特性をモデル化することが非常に重要である。

以下に、解析プログラム「SIGNAS」を用いて実施した補強材 B の上載圧  $\sigma_v=0.5 \text{ kgf/cm}^2$  の条件における引抜き試験のシミュレーション解析結果を示す。

解析モデルは表-2 に示すように、土は弾塑性(Drucker-Prager)、補強材は線形弾性トラス、土と補強材との摩擦特性は非線形のせん断剛性を有するジョイント要素である。いずれの入力定数も試験によって得ているが、この解析で用いた補強材 B の伸張試験結果を図-7 に示す。今回の引抜き試験および斜面模型実験で得られた補強材 B に発生するひずみは大きくても数%程度であることを考えればほぼ線形弾性体で近似できているといえよう。

解析結果を図-4 および図-5(a) に示す。補強材に発生する引張り力の分布や、引抜き抵抗応力と変位の関係はほぼ一致しているといえよう。図-8 は、1 cm 幅当たりの引抜き力  $T=18 \text{ kgf/cm}$ 、つまり  $\tau=0.18 \text{ kgf/cm}^2$  のときの土中の主ひずみ分布を示したものである。

表-2 引抜き試験解析モデル

材料	要素	モデル
土 (鬼怒川砂)	四角形要素	弾塑性(Drucker-Prager) $C=0, \phi=36.3^\circ, E=190\text{kgf/cm}^2, H'=3.8\text{kgf/cm}^2$ $\nu=0.375, \alpha=0.187, K=0, \sigma_r=0$
補強材	トラス要素	線形弾性 $EA=1000\text{kgf/cm}$
摩擦特性	ジョイント要素	非線形(テーブル型) $\begin{pmatrix} \Delta \sigma \\ \Delta k \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0.06 & 0.2 & 0.5 \\ 2.85 & 1.43 & 0.016 & 0.001 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0.5 \\ 3.0\text{cm} \\ 0.001\text{kgf/cm}^2 \end{pmatrix}$ $k_n=1 \times 10^8 \text{ kg/cm}^3$

### 3. 斜面模型実験

実際に盛土内に補強材を敷設した場合に、盛土の安定性が補強材の種類、あるいは法面の拘束条件によってどの程度影響を受けるかを把握する目的で斜面模型実験を実施した。

#### 3.1 実験概要<sup>4)</sup>

実験には表-1 に示す 3 種類の補強材を用い、含水比 5% に調整した鬼怒川砂をタンピングによって  $\gamma = 1.54 \text{ gf/cm}^3$  に締固め、その後図-9 のように法高 60 cm、法勾配 1 : 0.5 の法面に整形している。なお、土槽の側板には、土との摩擦を軽減するためにシリコングリースをうすく塗り、テフロンシート ( $t = 0.05 \text{ mm}$ ) を貼っている。

法面拘束工としては、図-9 に示すような厚さ 10 mm、幅 5 mm のアルミ製の角棒を 10 cm 角に組んだ法枠工を用いた。この法枠工の外寸は 60 cm × 30 cm であり、使用するときには補強材と連結している。補強材は等間隔に敷設し、敷設層数は 1 層 (30 cm ピッチ)、2 層 (20 cm ピッチ)、および 3 層 (15 cm ピッチ) の 3 ケースである。また、敷設長は充分な定着長が得られるように 1 m とし、補強材 B の場合には図-9 に示す位置にひずみゲージを貼り、伸びひずみ分布を求めている。

載荷板は 30 cm × 30 cm の大きさで、砂との接触面にはテフロンプレート置いて摩擦を軽減している。載荷スピードは、2.4 mm/分である。

#### 3.2 実験結果および考察

補強材の敷設層数毎に載荷板の押込み変位量と載荷重 (単位面積当り) との関係を法面拘束のない場合について示したのが図-10(a)~(c) であり、また、法枠工を設置して法面を拘束した場合について示したのが図-11(a)~(c) である。

法枠工がない場合、補強盛土の強度は敷設層数が多くなるにしたがって強くなる。また、補強材の種類別による補強盛土の強度は、敷設層数によって順位は一定しておらず、敷設層数 1 層の場合、補強材 B < 補強材 C < 補強材 A、敷設層数 2 層および 3 層の場合、補強材 B < 補強材 A < 補強材 C の順となっている。この実験は法面拘束を全くほどこしていないため、実際の施工条件とはかなり異なっているが、実験結果でみるかぎり引張り強度の最も大きな補強材を敷設したケースが、必ずしも最も大きな補強効果を与えない場合もあることを示している。すなわち、ジオテキスタイルによる盛土補強メカニズムを考える上では、補強材の引張り強度だけでなくその他の要因も併せて考慮しなければならないのである。

一方、補強材と法枠工との連結によって法面を拘束した場合には、補強盛土の強度は敷設層数が多くなるにしたがって強くなるのは同様であるが、いずれの敷設層数におい

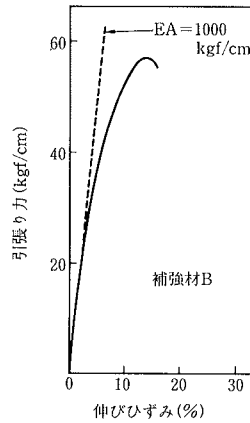


図-7 強伸度曲線 (補強材 B)

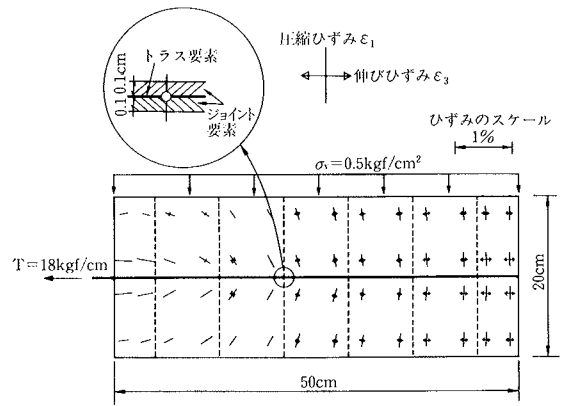


図-8 引抜き試験のシミュレーション解析結果 (主ひずみ分布)

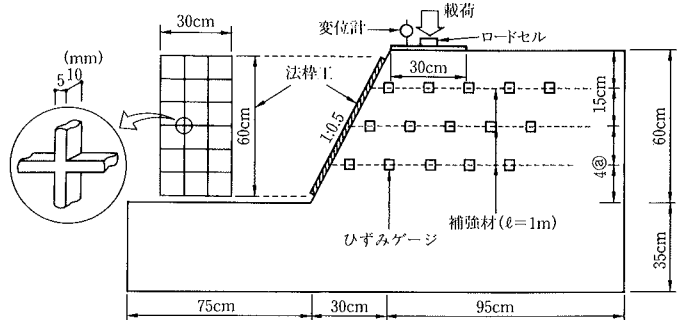


図-9 斜面模型実験の概要

ても補強材 A < 補強材 B < 補強材 C の順に大きくなっている。補強材 C は引張り強度では補強材 B に劣っているが図-6 (a), (b) からわかるように引抜き抵抗力が大きく、摩擦抵抗力に優れていたため、結果として補強盛土の安定性が向上したのであろう。このように、補強盛土の強度は、補強材の引張り強度と摩擦抵抗力の両方に支配されていることが明らかである。

また、いずれの補強材を用いた場合にも、法面を拘束することによって補強盛土の強度は大きくなり、その増加の割合は、引張り強度の小さな補強材 A に比べて、強度の大きな補強材 B, C で著しい。すなわち、引張り強度の大きな補強材を用いる場合には、法面を拘束することによってはその効果が有効に発揮されるのである。

図-12(a)~(c) は載荷板 20 mm 変位時の最大・最小主ひずみ分布を示したものであり、(a) は無補強の場合、(b) は補強材 B を 3 層敷設した場合、さらに (c) は法面に法枠工を設置した場合の結果である。無補強の盛土の場合、法尻を通るすべり線が明確に現われているが、補強材を敷設することによって法尻付近にややひずみが集中しているものの明確なすべり線はみられなくなる。さらに法枠工を設置した場合には発生するひずみ量も小さくなり、斜面の一体化がなされていることがわかる。このような傾向は他の補強材についても同様である。また、同図(b), (c) には、補強材に生じた伸びひずみ分布を示しているが、法枠工のある場合

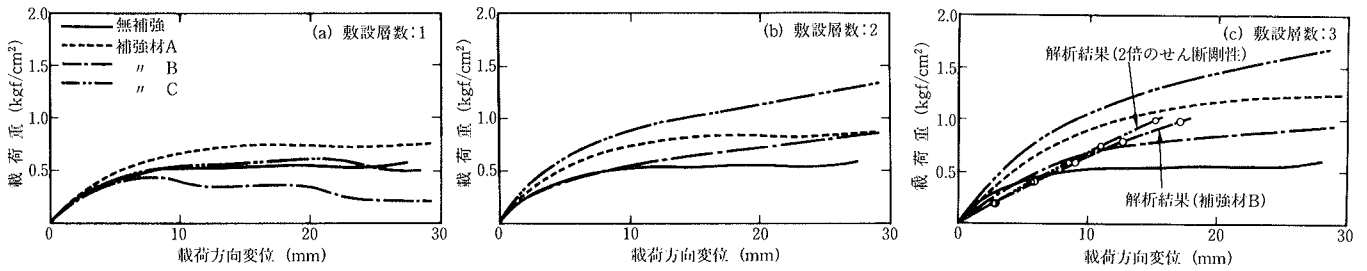


図-10 荷重重～荷重方向変位（法枠工なし）

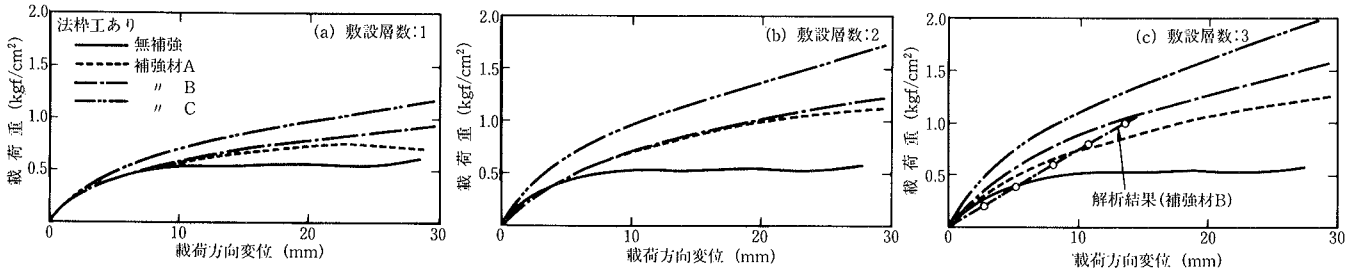


図-11 荷重重～荷重方向変位（法枠工あり）

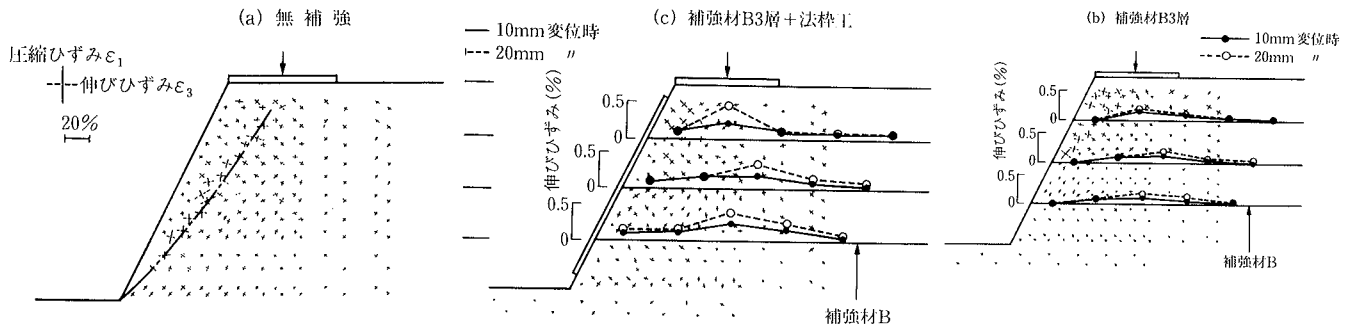


図-12 荷重方向変位 20 mm の時の主ひずみ分布（実験結果）

に大きな値を示しており、法面拘束効果によって、補強材がより有効に働いていることがわかる。

### 3.3 斜面模型実験のシミュレーション解析

補強材の種類や法面拘束工の有無が補強効果に及ぼす影響を斜面模型実験によって検討してきた。ここでは、特に補強材 B を対象としてシミュレーション解析を実施する。

**3.3.1 解析条件** 土、補強材および摩擦特性は、表-2 に示すモデルと同様である。ただし、土に関しては、引抜き試験と斜面模型実験とで土中の応力条件が異なるため、室内要素試験で得られた定数の1/10の値 ( $E=19 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $H=0.38 \text{ kgf/cm}^2$ ) を採用した。法枠工は、線形弾性梁要素とし、剛性および断面2次モーメント  $I$  は、法面に対する法枠の占有する面積比を考慮して、 $E=7.2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $I=4.16 \times 10^{-2} \text{ cm}^3$  とした。また、荷重板と土の間にあるテフロンプレートは、せん断バネ定数  $k=0.001 \text{ kgf/cm}$  のバネ要素で表わしている。

**3.3.2 解析結果および考察** 補強材 B を3層敷設した場合の荷重重と荷重方向変位の関係を実験結果と比較したのが図-10(c)、および図-11(c)である。さらに、図-10(c)

には法枠工を設置せずに、土と補強材との摩擦抵抗を2倍にした場合の結果も示している。いずれの場合も両者の関係は解析結果の方が実験結果と比較して直線に近いものになっており、必ずしも一致しているとは言いがたいが、法枠工で法面を拘束することや土との摩擦抵抗の大きな補強材を用いることによって補強盛土の強度が増加するという傾向は実験結果と同様である。

次に、荷重方向変位 10 mm における変形図および主ひずみ分布を図-13 (法面を拘束しない場合) および図-14 (法面を拘束した場合) に示す。図-13(a)の変形図では、ジョイント要素によって、土と補強材との間にすべりが生じているようすが明確に現れている。また、それぞれの主ひずみ分布図には解析で得られた補強材の伸びひずみ分布も併せて示している。

これらの解析結果によれば、法面を法枠工で拘束することによって、法面前面への変形がおきえられ、その結果、土に発生するひずみ量が小さくなり、逆に補強材に生じる伸びひずみが大きくなるというような図-12で示した斜面模型実験の結果と同様の傾向を示していることがわかる。

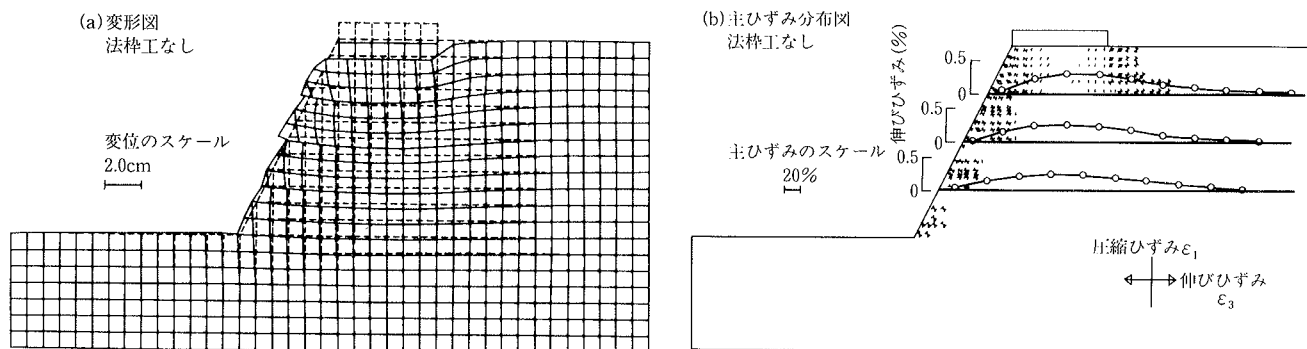


図-13 解析結果（载荷方向変位 10 mm，補強材 B 3層）

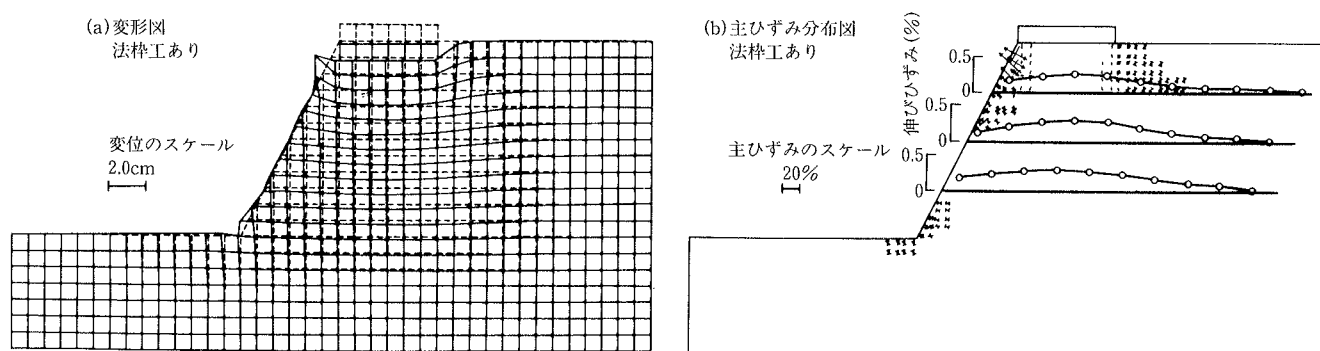


図-14 解析結果（载荷方向変位 10 mm，補強材 B 3層+法枠工）

#### 4. おわりに

今回行った試験・解析結果から、次のようなことが明らかになった。

(1) 土（砂）と補強材との摩擦抵抗は、上載圧の増加とともに直線的に大きくなる。また、土（砂）の密度が大きい程大きくなる。

(2) 引抜き試験時に土中の補強材に発生する引張り力、あるいは伸びひずみ分布は一様ではなく、引抜き前方側が大きく、後方側で小さくなる逆S字型となる。この傾向は、土と補強材との摩擦特性を、非線形のせん断剛性を有するジョイント要素で表わした FEM 解析によってうまく表現できる。

(3) 補強盛土斜面の模型载荷実験によれば、補強盛土の安定性は補強材の引張り強度および摩擦抵抗力の両方に支配されている。実際の計画にあたっては、この点を考慮して適切な補強材を選択しなければならない。

(4) 法面を拘束できる比較的剛な構造物を設置することによって、法面の変形がおさえられ、補強盛土の安定性は著しく増加する。この傾向は、補強材の引張り強度が大きくなるほど顕著である。

(5) 以上のような模型実験で得られた挙動は、ジョイント要素を考慮した FEM シミュレーション解析によって概ね再現することができる。

#### 参考文献

- 1) 土質工学会編：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー，(1986)
- 2) 龍岡，館山：壁面工の剛性が補強擁壁の安定性に及ぼす影響（その1），（その2），土木学会第43回年次学術講演会，p. 92～95，(1988)
- 3) 荻迫，落合，林：土中におけるジオグリッドの引抜き抵抗特性，第24回土質工学研究発表会，p. 13～16，(1989)
- 4) 平間，鳥井原，山本：鉄筋で補強した斜面の室内模型実験，大林組技術研究所報，No. 38，p. 7～11 (1989)