



ジオテキスタイルを用いた土留構造物に 関する共同研究報告書

昭和 6 3 年 1 2 月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室
住友建設株式会社
鉄建建設株式会社

ジオテキスタイルを用いた土留構造物 に関する共同研究報告書

機械施工部長

機械施工部施工研究室 主任研究員

研 究 員

住友建設株式会社

鉄建建設株式会社

嶋 津 晃 臣*

見 波 潔**

小 野 寺 誠 一

嶋 田 功

上 原 精 治

三 上 博

丸 尾 茂 樹

中 根 淳

要 旨

補強土工法的一种であるジオテキスタイルを用いた土留構造物の合理的な設計・施工法の確立を目指して、3年間に渡り以降の様な実験的研究を行った。①補強材の剛性の違いによる補強効果を見るために、小型模型における鉛直載荷実験。②補強材の限界敷設長を見るための実物大と小型模型による自重崩壊実験。③壁面工の剛性の違いによる補強効果を見るための実物大施工実験。この結果、補強材あるいは壁面工の剛性により補強効果の差異が生じる、極限つり合い法あるいは有限要素法等を用いた安定解析手法により実験結果をうまく表す事が出来る等の結論を得た。

キーワード：ジオテキスタイル、補強土、土留構造物、極限つり合い法、有限要素法

* 元 施工研究室長

** 現 東北地方建設局道路計画第二課長

ま え が き

近年、土中に補強材（鉄、布、プラスチック等）を敷設し、土塊の安定や強度を高めた構造物を構築する工法が普及してきている（以下補強土工法という）。補強土工法の定義は、剛な擁壁、杭、ケーソンなどのマッシブな構造物を用いずに、細長比が非常に大きく、曲げ剛性が小さい土以外の材料を盛土や地山内に配置し、土圧の軽減、斜面の安定化、支持力の増加などの土塊の安定性を向上させる工法とされている。この工法は、施工性、経済性に優れていることから、今後の活用が見込まれているが、工法の歴史が浅いこともあって補強メカニズムは十分解明されておらず、統一した設計法が確立されていない。

土木研究所では、60年度から官民一体となったジオテキスタイルに関する共同研究が始まった。筆者らは、このジオテキスタイルを土留構造物に用い、補強メカニズムを把握する目的から「ジオテキスタイルを用いた土留構造物の設計法に関する研究」というテーマで研究を行った。

本報告は、土木研究所施工研究室・住友建設株式会社技術研究所・鉄建建設株式会社技術開発本部の共同研究であり、3年間の成果を取りまとめたものである。本研究は、設計法までとはいかないものの、この工法の実用化に対して合理的な設計・施工法を確立するうえで大きく貢献できるものと確信している。

昭和63年12月

建設省土木研究所施工研究室
住友建設株式会社技術研究所
鉄建建設株式会社技術開発本部

目 次

まえがき

1 . 研究概要	1
1 . 1 研究目的	1
1 . 2 調査内容	2
2 . ジオテキスタイルを用いた工法の概要	3
3 . 解析方法の考え方	6
3 . 1 土圧理論からの安定解析	6
3 . 2 極限つりあい法による安定解析	8
4 . 補強材の剛性の差による補強効果の影響	14
4 . 1 水平地盤の鉛直載荷実験	14
4 . 2 垂直のり面をもつ盛土の鉛直載荷実験	24
4 . 3 壁面工をもつ盛土の鉛直載荷実験	29
5 . 補強材の敷設長による補強効果の影響	36
5 . 1 補強材の剛性が違う実物大の自重崩壊実験	36
5 . 2 小型供試体での切断パターンを変えた自重崩壊実験	49
6 . 壁面工の違いによる補強効果の影響	58
6 . 1 4種類の壁面工をもつ実物大施工実験	63

あとがき

参考文献及び引用文献

1. 研究概要

1. 1 研究目的

各種構造物を構築するうえで、合理化・円滑化をはかるため、新材料と呼ばれるものを活用することが期待されてきている。ジオテキスタイルは、新材料の一種で、不織布、樹脂ネット、ポリマーグリッド等があり、近年ではこれを補強土工法に用いられるようになってきている。この工法は、ジオテキスタイルを土中に配置し、土塊の安定の向上を図るもので、従来の擁壁などの剛な壁面工を用いずに急勾配の土構造物を構築することができる。このように、この工法は、施工性・経済性にすぐれていることから、今後の普及が見込まれる。

しかし、この工法は、材料自体の剛性が低く、構造物の変形をゆるしてしまう等の欠点があるため、これを公共事業に使用するには十分な注意が必要である。また、補強メカニズムが把握できていないことから統一した設計法が確立しておらず、実際の事業ではあまり使われていないのが現状である。このように、この工法に関して様々な問題点が残されているが、国土の狭い日本では、土地の有効的利用からジオテキスタイル等を用いた補強土工法の設計・施工法の確立が必要とされる。

このため、本研究では、補強土工法にジオテキスタイルを用いた土留構造物の合理的な設計・施工法を確立するうえでの補強メカニズムを把握することを目的とした。

1. 2 調査内容

1. 1に述べた研究目的に対し、以下の方法により調査を行った。

ジオテキスタイルを補強土工法に用いた時の補強効果に及ぼす要因としては、補強材の長さ・剛性・敷設間隔、壁面工の種類等、また外部からの上載荷重、降雨、地震等と数多く考えられる。この内、本調査では表-1. 1に示すように、補強材の剛性の差による補強効果の影響、補強材の敷設長による補強効果の影響、壁面工の違いによる補強効果の影響を実験により調べた。

表-1. 1 実験内容

実験名	実験概要	実験規模
補強材の剛性の差による補強効果の影響	水平地盤の鉛直載荷実験	小型
	垂直のり面をもつ盛土の鉛直載荷実験	小型
	壁面工をもつ盛土の鉛直載荷実験	小型
補強材の敷設長による補強効果の影響	補強材の剛性が違う実物大の自重崩壊実験	大型
	小型供試体での切断パターンを変えた自重崩壊実験	小型
壁面工の違いによる補強効果の影響	4種類の壁面をもつ実物大施工実験	大型

補強材の剛性の差による補強効果の影響では、小型載荷土槽を使用し、水平地盤の鉛直載荷実験・垂直のり面をもつ盛土の鉛直載荷実験・壁面工をもつ盛土の鉛直載荷実験を行った。また、同時に有限要素法による数値解析を行った。実験内容および実験結果等の詳細については4章に述べている。

補強材の敷設長による補強効果の影響では、大型ピットを用いて、土中の補強材を切断することによる補強材の剛性が違う実物大土留構造物の自重崩壊実験、小型土槽を用いて、小型供試体での切断パターンを変えた自重崩壊実験を行った。同時に Janbu法、直線および円弧すべり、引抜けおよび破断、土圧に対する安定検討、有限要素法による数値解析を行った。実験内容および実験結果等の詳細については5章に述べている。

壁面工の違いによる補強効果の影響では、土木研究所内の屋外実験施設で4種類の壁面をもつ実物大施工実験を行った。同時に円弧すべりによる安定検討、有限要素法による数値解析を行った。詳細については、6章に述べている。

2. ジオテキスタイルを用いた工法の概要

ジオテキスタイルは①補強作用、②排水作用、③分離作用、④ろ過作用、⑤遮水作用の機能を有しており、これらの特徴を生かして現在様々な工法に利用されている。それらの工法を大きく分類するとa) 盛土・土留構造物の補強工法、b) 盛土の基礎・地盤の補強工法、c) 防水・遮水材料として用いた工法に分けられるが、ここでは、本研究で対象としているa) について述べる。

この工法は、ジオテキスタイルを盛土内に水平に配置し、土砂との摩擦により引張り補強材として機能させ、安定性の増加や不同沈下の軽減等を図る工法である。現在までのところ、実際の現場での施工例は比較的多く、また具体的な工法もいくつか考案されている。以下に、具体的な工法例とわが国における施工例をいくつか示す。

1) 工法例

(1) 急勾配盛土工法

強度が大きく、伸び率の小さいポリマーグリッドを用いて、グリッドと土砂とのインターロッキング効果を利用して盛土の急勾配施工を可能としたものである。

(2) 壁面をもつ補強土擁壁

グリッドと土砂とのインターロッキング効果により盛土を補強し、鉛直面付近の盛土材の崩落を防ぐためにコンクリート製や金属製の壁面材を用いる工法である。

(3) 層厚管理材として用いた工法

正確な仕上がり厚を確保し、また締固め機械ののり肩走行を可能とし、確実なのり肩の転圧、のり面崩壊の防止、耐震性の増加を主目的に、盛土内に樹脂ネットなどを配置するものである。

(4) 不織布による補強土工法

関東ロームなどの粘性土にも適用ができ、土と不織布との摩擦力により補強するほか、不織布の排水効果も利用して盛土を構築する工法である。

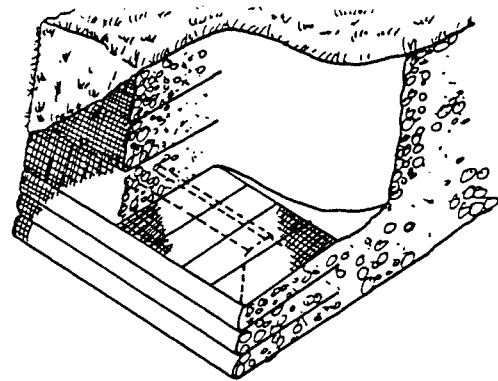


図-2. 1 急勾配盛土工法

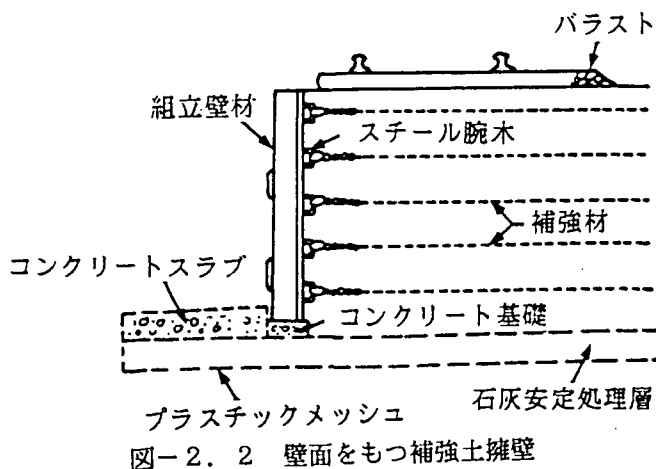


図-2. 2 壁面をもつ補強土擁壁

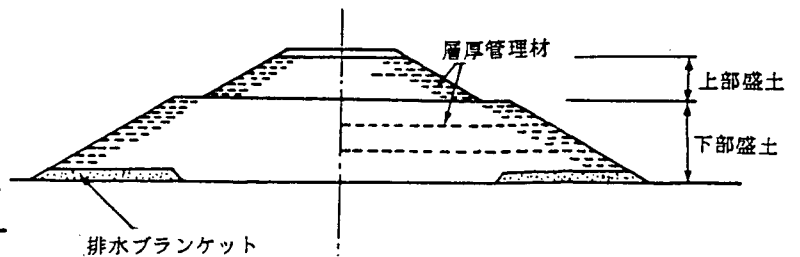


図-2. 3 層厚管理材として用いた工法

2) 施工例

(1) 造成工事における道路盛土への適用例

最大直高10m、法面勾配1:0.5、延長45mの道路盛土であり、谷部において施工された。盛土材料としては現地発生土の緑色片岩を用い、補強材としては1軸延伸型ポリマーグリッドを用いている。

盛立ては一層仕上り厚さ50cmとし、9t級振動ローラで8回転圧している。法面工は、法面部に積み上げた緑化土のうをジオテキスタイルで巻き込む方法を採用している。補強材の鉛直方向の敷設間隔は下部で0.5m、上部で1.0mとしている。

表-2.1 盛土材料の特性

粒度特性	礫分 (%)	85
	砂分 (%)	9
	シルト・粘土分 (%)	6
	最大粒径 (mm)	101.6
自然含水比 w_n (%)		6.2
現場乾燥密度 ρ_d (t/m ³)		1.892
力学特性	粘着力 C_0 (tf/m ²)	1.7
	内部摩擦角 ϕ_0 (°)	44 ($\phi r' = 30^\circ$)

(2) 山間部の造成工事における適用例

高さ7.5m、天端幅15m、法面勾配1:0.3であり、盛土法尻における土留めとして用いることを想定して沢部において実施された。補強材としては8tf/mの引張強度を有する一軸延伸型ポリマーグリッド(SR2)を用いている。補強材の鉛直方向の敷設間隔は、下部で0.5m、中間部で0.75m、上部で1.0mとしている。盛土材料としては、現地発生土のレキ混じりの粘性土を用いている。この土は水浸すると泥状化して強度低下を引き起こすため、盛土内の排水性を高める目的で不織布を敷設している。

壁面工は積み上げられた植生土のうをジオテキスタイルで巻き込む方法を採用している。また、降雨時に施工箇所にも雨が集中するため、基礎部において有孔管($\phi 600$)を設置し、さらに約1m厚の砕石基礎としている。

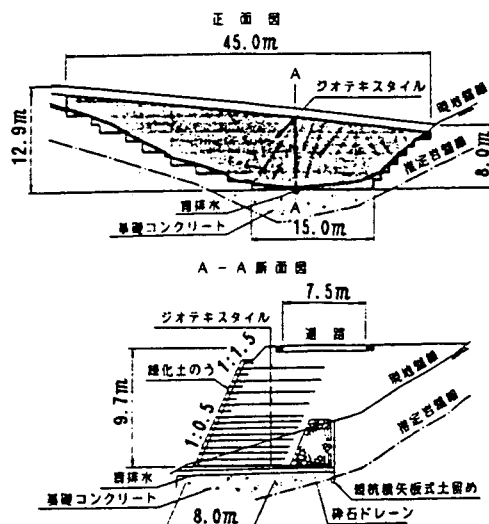


図-2.4 ジオテキスタイル補強盛土概要図

表-2.2 ジオテキスタイルの材料特性

単位幅当りの引張強度 R_{Tf} (tf/m)		ピーク時の伸びひずみ ϵ_f (%)		材質
縦	横	縦	横	
5.5	0.5	14	6	高密度ポリエチレン

表-2.3 土質試験結果

土粒子の比重 G_s		2.74
自然含水比 w_n (%)		25.0
粒度特性	礫分 (%)	15.2
	砂分 (%)	8.1
	シルト分 (%)	53.3
	粘土分 (%)	23.4
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	54.6
	塑性指数 I_p (%)	27.8
締固め特性	最適含水比 w_{opt} (%)	26.4
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.506

縦断面図

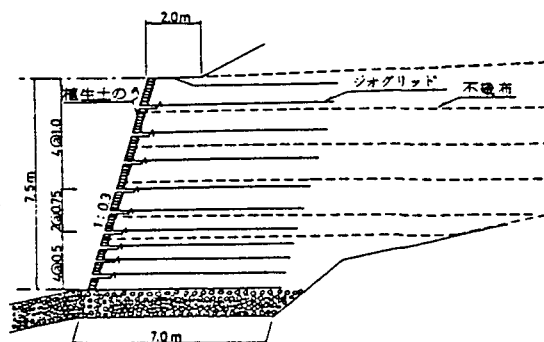


図-2.5 補強盛土構造図

3. 解析方法の考え方

ここでは、本報告書で用いた解析方法を主体に、現在ジオテキスタイルを用いた土留構造物に適用される安定解析方法について述べる。

補強土による土留構造物の安定解析については、英国運輸局の技術仕様書（橋梁編）、米国林野庁の2方法が一般的であり、多くの実施例がある。これらは、主にクーロンないしランキンの土圧論に立脚した内的安定及び外的安定の検討を行っている。

また、斜面に対する補強土工法に対して、その安定性を検討するために用いられている、円弧すべり等に代表される極限つりあい法も、近年補強土留構造物にも適用されている。

本章では、上記の土圧論及び極限つりあい法に基づく安定解析法についてその内容を概説する。

3. 1 土圧理論からの安定解析

これらの安定解析は、内的安定と外的安定に分別される。外的安定は補強域を剛体とみなし背面に作用する土圧により、滑動、転倒、支持力を検討する。また、内的安定では、一般的に想定したすべり面を挟んで壁面に働く水平方向の力の局所的なつりあい（土圧＝補強材の破断強度or引き抜け抵抗力）を各補強材毎に保たせることで、補強材の配置及び敷設長を決定している。ただし、米国林野庁方式は図-3.1.1に示すようにジオテキスタイルを巻き込む構造で、コンクリート構造の壁面体を有していない垂直、あるいは傾斜擁壁に対して適用するものである。

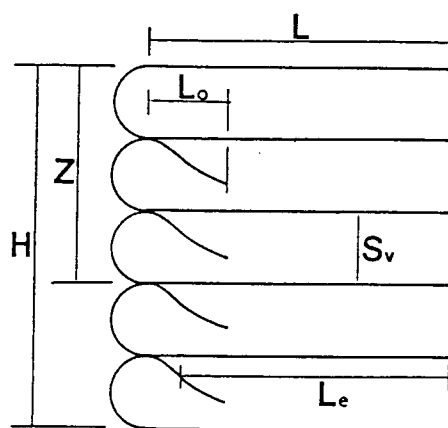


図-3.1.1 米国林野庁 対象構造例

3. 1. 1 外的安定

外的安定は、補強材が敷設されている領域を剛体とみなし、ランキンの主働土圧を背面より作用させて、滑動、転倒、支持力に対する安定検討を実施する。この時の安全率の値及び算定式には、若干異なる部分があるが、一般には以下ようになる。

滑 動

$$\text{安全率} : \frac{\text{底部の摩擦抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{R}{P}$$

転 倒

$$\text{安全率} : \frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{転倒モーメント}} = \frac{M_R}{M_A}$$

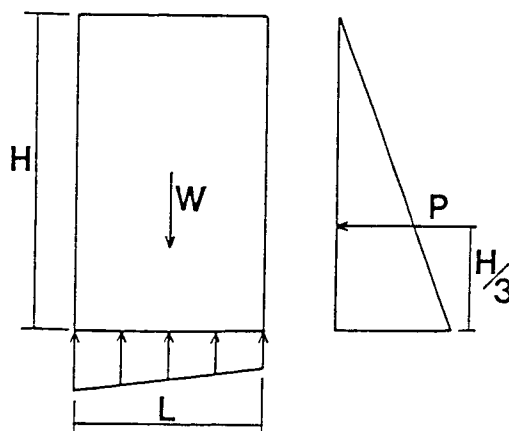


図-3.1.2 外的安定

支持力

接地圧の分布を図-3.1.2 のように仮定する。

$$\sigma_{\max} = \text{自重} + \text{転倒モーメント} / \text{断面係数}$$

$$\sigma_{\min} = \text{自重} - \text{転倒モーメント} / \text{断面係数}$$

ここで、

$$\sigma_{\max} < \text{地盤の許容支持力}$$

$$\sigma_{\min} > 0$$

米国林野庁方式においては、滑動、転倒は上記と同様であるが、支持力に関しては以下のように規定している（図-3.1.3 参照）。

擁壁のつまさきにおける支持力は、最低 2.0 の安全率を有するものとし、土圧による荷重偏心は Meyerhof の偏心荷重を受けるフーチングの解析を使用して決定するもので、偏心量については以下の規定がある。

$$\text{偏心量} : e < L/6$$

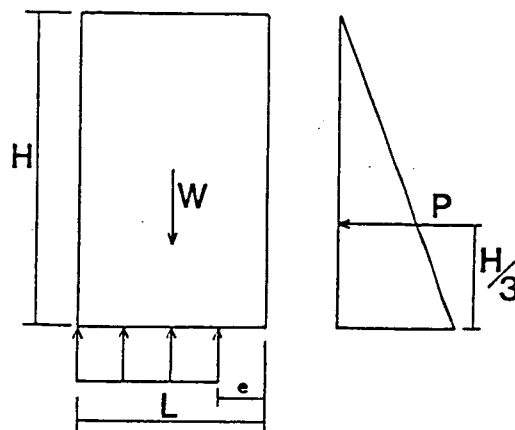


図-3.1.3 外的安定（米国林野庁）

3.1.2 内的安定

内的安定は、補強材の引張り破壊及び引抜けのいずれもが生じないように補強材の配置を決定することが目的となる。一般には、図-3.1.4 に示すように、すべり面より奥部を抵抗領域とし、そこに敷設される補強材の引抜き抵抗力が、壁面に作用するクーロンの主働土圧と平衡するように、各段毎に検討を実施することで補強材の敷設間隔及び敷設長の決定が行われる。

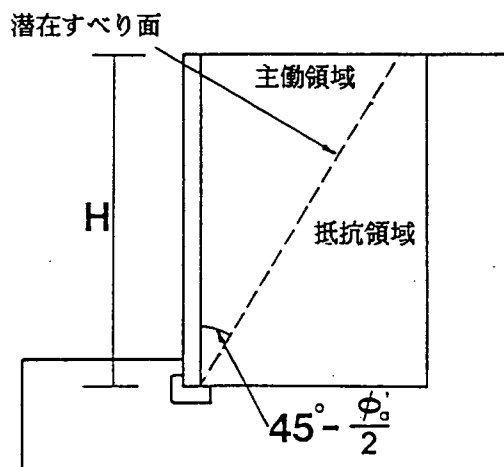


図-3.1.4 内的安定

引張り破壊の検討

一般式は、以下ようになる。

$$T_D = (\sigma_h + \sigma_{h1}) \cdot V \cdot F_s$$

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot H$$

$$\sigma_{h1} = \text{活荷重による水平土圧}$$

ここで、K：土圧係数、V：垂直方向の敷設間隔、

F_s ：安全率、 T_D ：破断強度

上式が満足するように敷設間隔が決定される。土圧係数は一般に主働土圧係数が用いられ、安全率は 1.2 以上となっている。また活荷重による水平土圧の算定には、明確に定められたものがなく今後の検討課題となる。

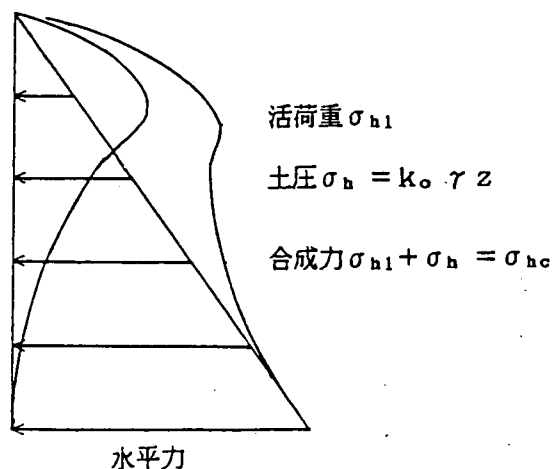


図-3.1.5 外力図（米国林野庁）

一方、米国林野庁方式では、土圧係数に静止土圧係数 $K_0 = (1 - \sin\phi)$ を用い、安全率には1.2~1.5を採用し、破断強度に関しては試験方法が指定されており、その結果に従うこととなっている。

また、図-3.1.5 に示すように活荷重はBoussinesqの応力分布公式または NAVAFAFAC DM7.2の応力計算図表により求め、土圧に加えることとしている。

引抜きに対する検討

補強材の敷設長は、最大引抜き力を単位長さ当たりの引抜き抵抗力で除算して求まる。ここで、英国運輸局と米国林野庁方式とを併記すると以下ようになる。

英国運輸局

$$L_e = \frac{T \cdot F_s}{2 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan \phi} \quad F_s = 2$$

米国林野庁

$$L_e = \frac{T \cdot F_s}{2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan (2\phi/3)} \quad F_s = 1.5 \sim 1.75$$

ここで、 L ：定着長、 T ：最大引抜き力、 ϕ ：内部摩擦角

一般式では、引抜き抵抗力の計算式中に低減係数 α を組み入れて安全側に算定するが、この α の値については、明確に定まっておらず、設計上では $\alpha = 0.8 \sim 0.9$ の値が用いられている。米国林野庁方式では、低減係数 α の代わりに土の内部摩擦角 ϕ を $(2/3) \times \phi$ とすることで、安全側の算定を行っている。また、補強材はすべり面より3ft(1m)以上は埋め込むことを規定している。

以上により、補強材の配置及び敷設長が決定される。

なお、米国林野庁方式では、補強材を巻き込む構造を対象としているため、補強材の巻き込み長さに対しても算定法が規定されており、下式ようになる。

$$L_e = \frac{T \cdot F_s}{2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan (2\phi/3) \times 2} \quad F_s = 1.5 \sim 1.75$$

補強材の巻き込み長さは、補強材内の土圧によって生じる引張力を上下の補強材と土との間に生じる摩擦力で割ることによって求めるもので、最小の巻き込み長さを3ft(1m)以上としている。

3.2 極限つりあい法による安定解析

極限つりあい法（すべり計算）による安定解析は、3.1で述べたような補強領域を剛体とみなすことは行わず、主に補強領域の内部にすべり面が通過しうるものとして全体の安定を考え、さらに補強材の部分的なつりあいからその安定性を検討する。したがって、その検討は内的安定に限られるものである。また、この手法では仮定するすべり面の形状によりいくつかの方法がある。

ここでは、一般的に良く用いられる円弧すべりと直線すべりについて述べるものとする。

3. 2. 1 円弧すべり法

円弧すべりの安全率算定式は、従来から斜面の安定計算等に用いられてきたもので、簡便法(Fellenius法)、簡易Bishop法等がある。ここではこれらの内容については詳述しないが、本報文中では計算の容易さ、一般に多く用いられている方法であること等から、簡便法によるものを用いる。

1) ジオテキスタイルの引張力の算定式

ジオテキスタイルの引張力に対しては、部材の許容引抜き力と部材自体の許容引張り強度の両者を考慮する。

・部材の許容引抜き力

$$S_1 = \int_0^Y 2 \{ C^* + (\sigma \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi^* \} dy \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ここに、 Y : ジオテキスタイルの有効長
 (円弧より外側、図-3.2.1 参照)
 y : 分割スライス中のジオテキスタイルの長さ
 U : 間隙水圧
 σ : 上載圧
 (過載荷重は含めない)
 C^* : ジオテキスタイルと土との間の粘着力
 ϕ^* : ジオテキスタイルと土との内部摩擦角
 θ : ジオテキスタイルと水平面のなす角

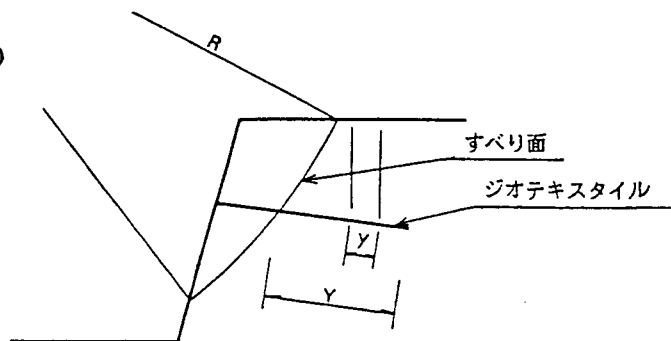


図-3.2.1 ジオテキスタイルの有効長

・部材の許容引張り強度

$$S_2 = [\text{ジオテキスタイルの許容引張り強度}]$$

計算に用いるジオテキスタイルの許容引張り強度については、現時点では統一された考え方がないため、ここでは言及しない。

S_1 、 S_2 の両者を求め、小さいほうの値をジオテキスタイルによる補強モーメント ΔM_R の算定に用いるものとする。

2) ジオテキスタイルによる補強モーメントの算定式

円弧すべりによる安全率算定式を考える場合、ジオテキスタイルによる補強効果の評価法については下記の3式が考えられる。

① ジオテキスタイルの引張り力により土塊を引止める効果

$$\Delta M_{R1} = S \cdot \cos(\alpha - \theta) \cdot R \quad \dots\dots\dots (3.2.2)$$

② ジオテキスタイルの引張り力により土塊を締め付ける効果

(すべり面に作用する鉛直力の増加)

$$\Delta M_{R2} = S \cdot \sin(\alpha - \theta) \cdot \tan \phi \cdot R \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

③ ジオテキスタイルをフレキシブルと考えた場合の土塊を引止め効果

$$\Delta M_{R3} = S \cdot R \quad \text{..... (3.2.4)}$$

ここに、S：ジオテキスタイルによる引張力

(図-3.2.2 参照)

R：すべり円の半径

ϕ ：土の内部摩擦角

α ：すべり円の中心と円弧の中心を結ぶ線が鉛直線となす角

θ ：ジオテキスタイルの敷設方向と水平面となす角

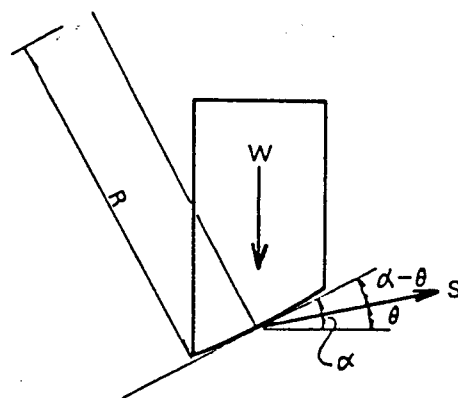


図-3.2.2 スライスに働く力

①、②はジオテキスタイルの敷設方向に引張力が働くと考え、③は不織布のように材料が極めて柔らかく、伸び変形が大きいためにジオテキスタイルの引張力が常に円弧に接する方向に働くと考えるものである。

3) 安全率の算定式

ジオテキスタイルの補強モーメントのうち、前項の②については、明らかに分子側に考慮することとなるが、①③については抵抗モーメントの増加（分子側）と考えるか、起動モーメントの減少（分母側）と考えるかの2つの方法が存在する。

分子側で考慮する場合の考え方としては、安全率を

$$F_s = \frac{[\text{すべり土塊に働く抵抗側の力}]}{[\text{すべり土塊に働く起動側の力}]} \quad \text{..... (3.2.5)}$$

と定義するものである。

また、分母側で考慮する場合の考え方としては、安全率を

$$F_s = \frac{[\text{すべり円弧面の抵抗力}]}{[\text{すべり土塊に働く力}]} \quad \text{..... (3.2.6)}$$

と定義するものである。

この2つの考え方は、どちらもアースアンカーによる斜面安定の検討においては従来から用いられている方法である。

また、②の補強効果については、考慮しないとする考え方もあり、現状での安全率算定式は下記の6種類となる。

a) 分子に①と②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R1} + \Delta M_{R2}}{M_D} \quad \text{..... (3.2.7)}$$

b) 分子に①の効果のみを加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R1}}{M_D} \quad \text{..... (3.2.8)}$$

c) 分子に③の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R3}}{M_D} \quad \dots\dots\dots (3.2.9)$$

d) 分母から①の効果を減じ、分子に②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R2}}{M_D - \Delta M_{R1}} \quad \dots\dots\dots (3.2.10)$$

e) 分母から①の効果を減じた式

$$F_s = \frac{M_R}{M_D - \Delta M_{R1}} \quad \dots\dots\dots (3.2.11)$$

f) 分母から③の効果を減じた式

$$F_s = \frac{M_R}{M_D - \Delta M_{R3}} \quad \dots\dots\dots (3.2.12)$$

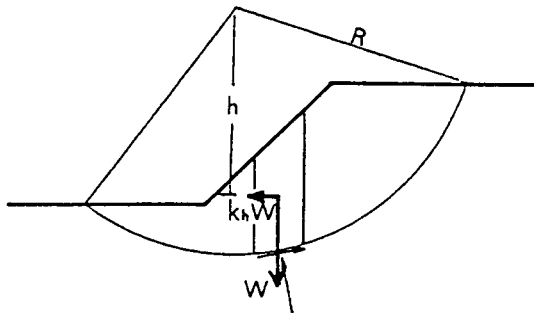
ここに、 F_s : 補強土のすべり破壊に対する安全率

M_R : 土塊のすべり抵抗モーメント

M_D : 土塊の起動モーメント

ΔM_R : ジオテキスタイルによる補強モーメント

$$\begin{aligned} M_R &= R \cdot \Sigma \{ C \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha - U \cdot l) \tan \phi \\ M_D &= \Sigma (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot h) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.2.13)$$



R : すべり円の半径
 C : 土の粘着力
 ϕ : 土の内部摩擦角
 l : スライス円弧の長さ
 W : スライスの重量
 α : すべり円の中心と円弧の中心を結ぶ線が鉛直線となす角
 k_h : 水平震度
 h : すべり円弧の中心とスライス重心との鉛直距離

図-3.2.3 円弧すべり法

3. 2. 2 直線すべり法

この方法は、本来すべり面が直線と想定される場合に適用されるものであり、筆者等が行ってきた実験によって得られた現象では、100%直線すべりとは言い難い。しかしながら、円弧と想定した場合にもその半径は大きく、直線と近似させても良いようである。また、直線及び円弧すべりと想定したすべり検討の結果は後述するように、安全率では差程大きな差が生じていない。したがって、概略的な設計ないし重要度の低い場合等は、計算が簡便である直線すべりによる（内的）安定検討を採用されるものと考えられる。

1) ジオテキスタイルの引張り力の算定式

3. 2. 1の円弧すべり法に準ずる。

2) ジオテキスタイルによる補強力の算定式

直線すべりによる安全率算定式を考える場合も、円弧すべり法と同様に下記の3つの効果が考えられる

- ① ジオテキスタイルの引張り力により土塊を引止める効果

$$\Delta R_1 = S \cdot \cos(\beta - \theta) \quad \dots\dots\dots (3.2.14)$$

- ② ジオテキスタイルの引っ張り力により土塊を締め付ける効果

(すべり面に作用する鉛直力の増加)

$$\Delta R_2 = S \cdot \sin(\beta - \theta) \cdot \tan\phi \quad \dots\dots\dots (3.2.15)$$

- ③ ジオテキスタイルをフレキシブルと考えた場合の土塊の引止め効果

$$\Delta R_3 = S \quad \dots\dots\dots (3.2.16)$$

ここに、S：ジオテキスタイルによる引張力

ϕ ：土の内部摩擦角

β ：すべり面と水平面のなす角

θ ：ジオテキスタイルの敷設方向と水平面のなす角

3) 安全率の算定式

直線すべり法も安全率の算定法は、3. 2. 1と同様である。

安全率算定式は、下記の6種類となる。

- a) 分子に①と②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_1 + \Delta R_2}{Q} \quad \dots\dots\dots (3.2.17)$$

- b) 分子に①の効果のみを加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_1}{Q} \quad \dots\dots\dots (3.2.18)$$

- c) 分子に③の効果を加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_3}{Q} \quad \dots\dots\dots (3.2.19)$$

- d) 分母から①の効果を減じ、分子に②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_2}{Q - \Delta R_1} \quad \dots\dots\dots (3.2.20)$$

- e) 分母から①の効果を減じた式

$$F_s = \frac{W_R}{Q - \Delta R_1} \quad \dots\dots\dots (3.2.21)$$

- f) 分母から③の効果を減じた式

$$F_s = \frac{W_R}{W - \Delta R_3} \quad \dots\dots\dots (3.2.22)$$

ここに、 F_s ：補強土のすべり破壊に対する安全率

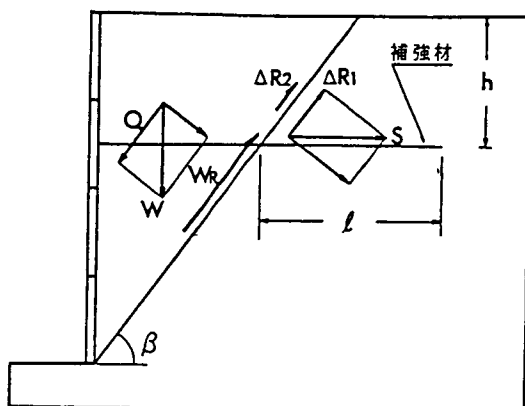
Q ：三角形土塊のすべり力

W_R ：三角形土塊のすべり抵抗力

ΔR ：ジオテキスタイルによる補強力

$$Q = W \cdot (\sin \beta + k_h \cos \beta)$$

$$W_R = \frac{C \cdot H}{\sin \beta} + (W \cdot \cos \beta - k_h \cdot W \cdot \sin \beta - \frac{U \cdot H}{\sin \beta}) \tan \phi \quad \left. \vphantom{\frac{C \cdot H}{\sin \beta}} \right\} \dots\dots (3.2.23)$$



C : 土の粘着力
 ϕ : 土の内部摩擦角
 W : すべり土塊の重量
 $= \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot \frac{1}{\tan \beta}$
 k_h : 水平震度

図-3.2.4 直線すべり法

4. 補強材の剛性の差による補強効果の影響

4.1 水平地盤の鉛直載荷実験

4.1.1 実験目的

一定の深さに補強材を敷設した、模型水平地盤の鉛直載荷実験および有限要素法による数値解析によって補強材の材質および表面摩擦が地盤の変形、強度特性にどのような影響を及ぼすか検討することを目的としたものである。

4.1.2 実験方法

実験に用いた土槽（写真-4.1.1 参照）は、長さ2000mm、幅 500mm、高さ1000mmで前面を強化ガラスとし、盛土の挙動を2次元的に観察できるようにになっている。土槽上部には載荷装置が取り付けられており、スクリュージャッキを無段変速モーターで駆動させて載荷を行う。なお、載荷速度は 0.2~2.0 mm/mm の範囲で設定できるようにになっている。

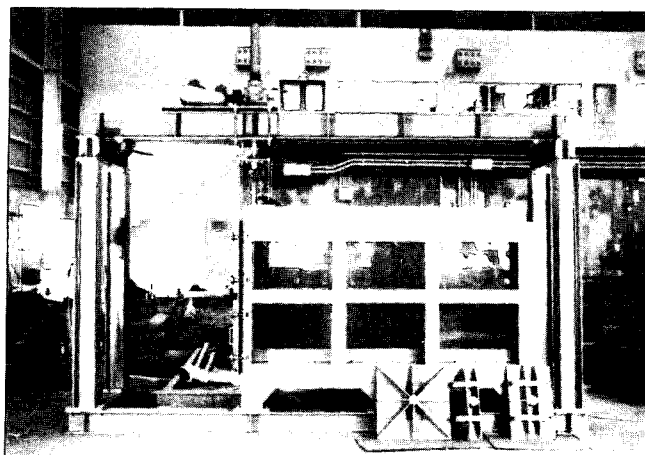


写真-4.1.1 実験土槽

表-4.1.1 補強材の材質

ケース	補強材種	E I (kgf cm ²)	E A (kgf)	δ (°)	t (mm)
1	—	—	—	—	—
2	鉄板	8.6×10^3	1.0×10^7	26.6	1.0
3	アクリル①	1.1×10^2	1.4×10^5	23.4	〃
4	アクリル②	〃	〃	0	〃
5	ウレタン	2.4×10^1	5.7×10^3	27.5	2.0
6	網	—	3.3×10^3	33.7	1.0

補強材は、剛性の異なるもの3種類（鉄板、アクリル、ウレタン）、表面摩擦のほとんど無いもの（アクリル②）、摩擦抵抗の強い網の計5種類である。ここでのアクリル②とは、アクリル板にシリコングリスを塗った薄いメンブレンを貼ったものである。それぞれの曲げ剛性E I、伸び剛性E A、実験に用いた砂との摩擦角 δ 、補強材の厚さtを表-4.1.1に示す。実験に用いた盛土材料は最大粒径2mmの川砂で実験中の含水比を 4.0~4.5%に調整した。表-4.1.2に盛土材の物理試験、力学試験結果を示す。図-4.1.1に供試体形状を示す。長さ2000mm、幅 500mm、深さ 900mmの地盤を約10cmごとに締固めを行いながら作成し、地表面から20cmの位置に長さ1600mm、幅 490mmの補強材を敷設した。実験に使用した載荷板は長さ 200mm、幅 490mmとした。

載荷板の載荷速度は、0.2mm/mmとした。なお、実験前に土槽と砂の摩擦の影響を調べるため、土槽側面に薄いメンブレンを貼った供試体と貼らない供試体の載荷実験を行った。実験の結果、

表-4.1.2 盛土材の物性

土粒子の比重 Gs	2.675
最大粒径	2.00mm
均等係数 Uc	3.3
曲率係数 U _c	1.2
最適含水比 Wopt	15.6%
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.660g/cm ³
粘着力 c	0.06kgf/cm ²
せん断抵抗角 ϕ	41.48°

載荷重の降伏点で50%程度の軽減がみられたため、実験には摩擦を解消することおよび地盤の挙動を観察しやすくするために、土槽側面にシリコングリスを塗り、その上に5cmメッシュの線を引いたメンブレンを貼った。計測項目は、地表面の鉛直変位と載荷装置の沈下量及び載荷板にかかる荷重を、変位計と荷重計によって計測した。また補強材には、補強材の引張力を測定するために長さ方向20cmごとにひずみゲージを貼り、補強材に発生するひずみを計測した。

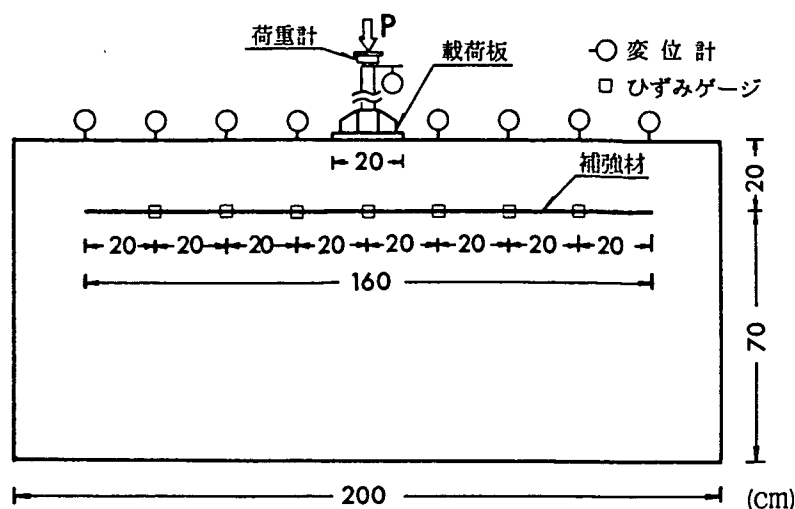


図-4.1.1 供試体形状

4. 1. 3 実験結果

各供試体の載荷板の荷重-沈下量の関係を図-4.1.2，載荷板及び地表面の鉛直変位分布を図-4.1.3、補強材の引張力分布を図-4.1.4 に示す。なお、この引張力は長辺方向の張力を求めたもので、補強材全幅(49cm)での引張力で示してある。また、各供試体の降伏時までの地中変位状況をベクトル表示したものを図-4.1.5 に示す。降伏強度は、荷重-沈下曲線を両対数におきかえて最大曲率点から求めている。

1) 荷重-沈下曲線

図-4.1.2 より、各補強材を敷設した地盤においては、無補強地盤に比べ補強材の材質及び表面摩擦の差によって、載荷重の増減が認められることから、補強材の性状によって地盤強度の増加に寄与するものもあれば、元の地盤強度の低下をもたらすものもある。また、載荷重の小さい領域での沈下曲線の勾配は、各供試体ともほぼ等しいことから、補強効果は変位の小さい領域では発生せず、ある程度の変位が進行した時点でその効果が生じるものであると考えられる。

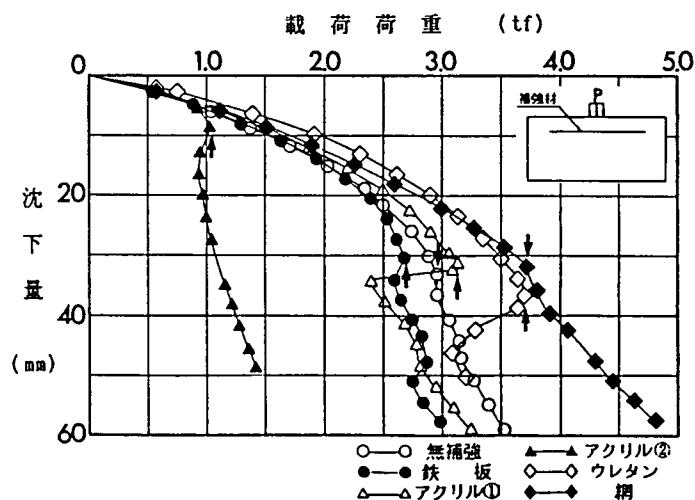
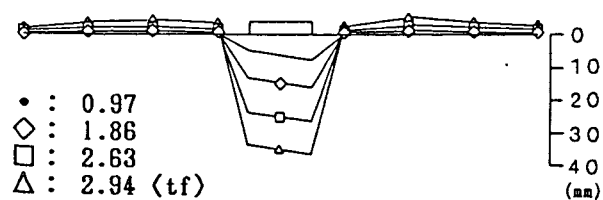


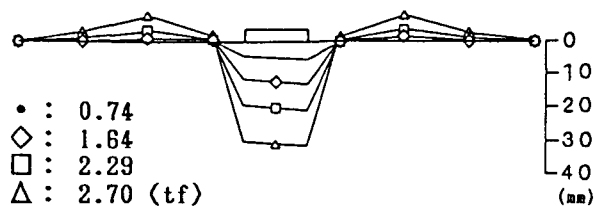
図-4.1.2 載荷板の荷重-沈下の関係

2) 補強材の表面摩擦 δ が補強効果に及ぼす影響について

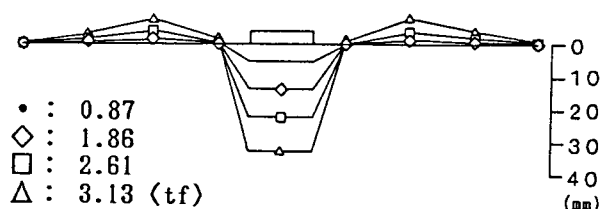
ケース3，4は補強材質を同一にし、表面摩擦 δ の有無による補強効果の相違を比較したものである。言い換えればケース4は伸張補強材の効果を除去することを目的としたものである。この結果、図-4.1.2より



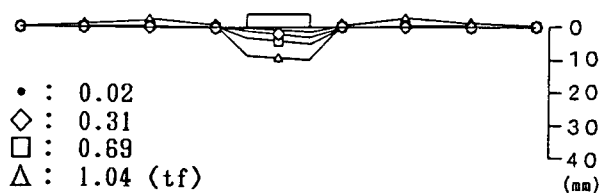
ケース 1



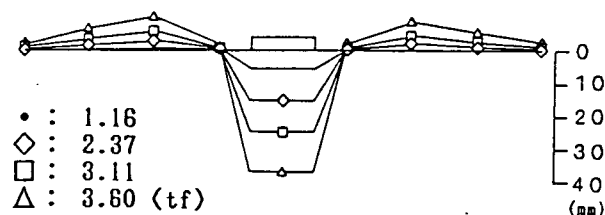
ケース 2



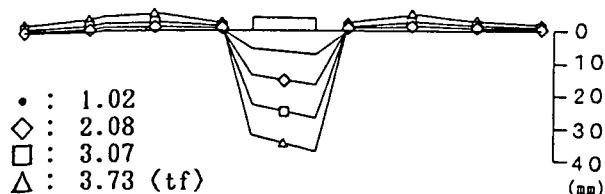
ケース 3



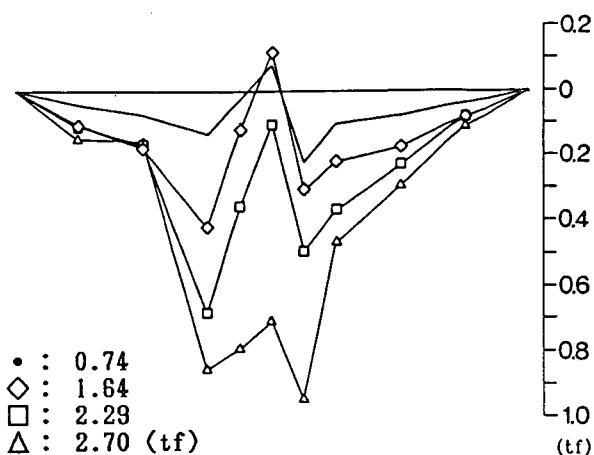
ケース 4



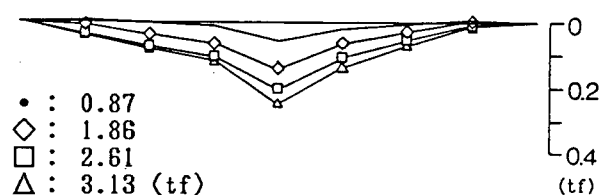
ケース 5



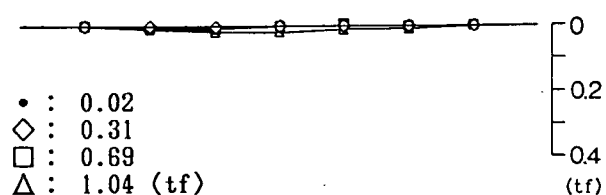
ケース 6



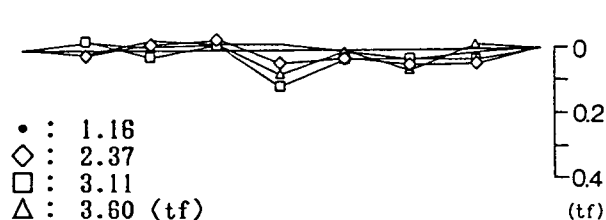
ケース 2



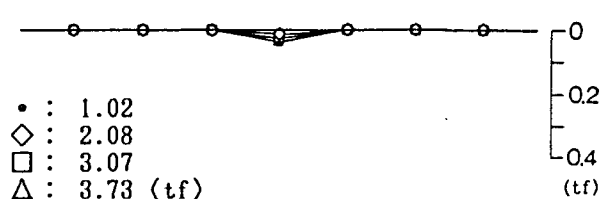
ケース 3



ケース 4



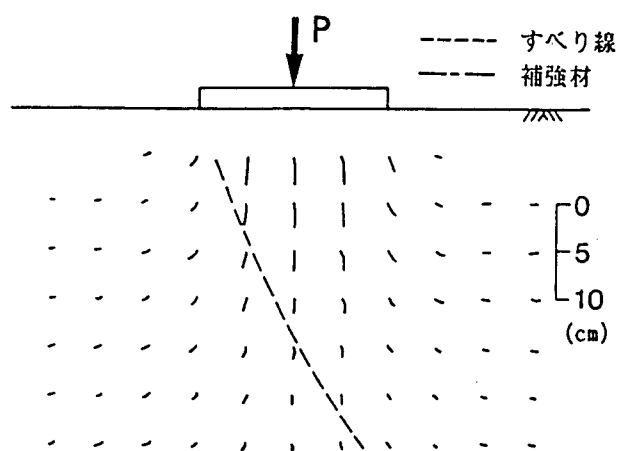
ケース 5



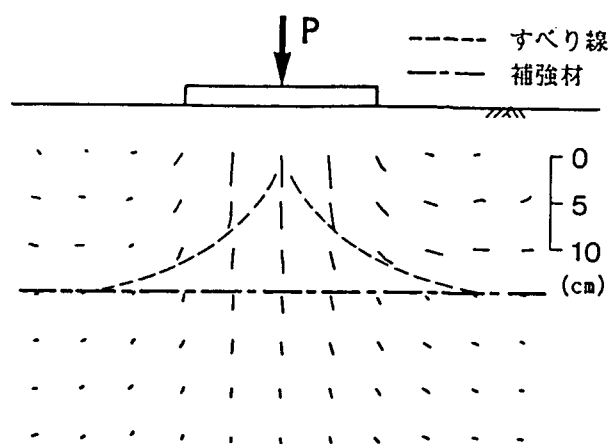
ケース 6

図-4.1.3 載荷板及び地表面の鉛直変位

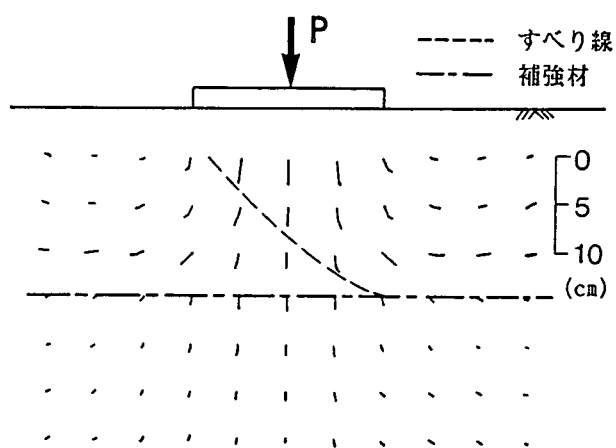
図-4.1.4 補強材の引張力分布



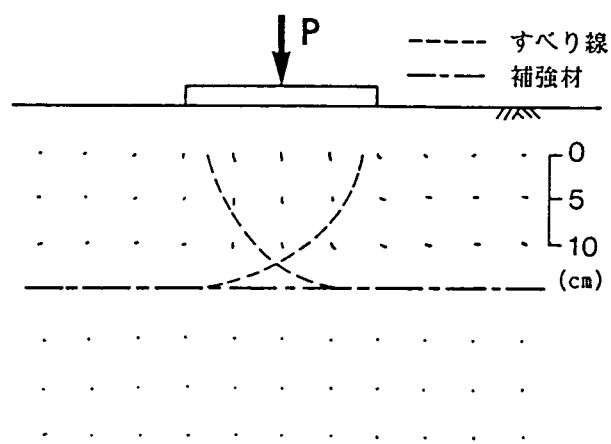
ケース 1



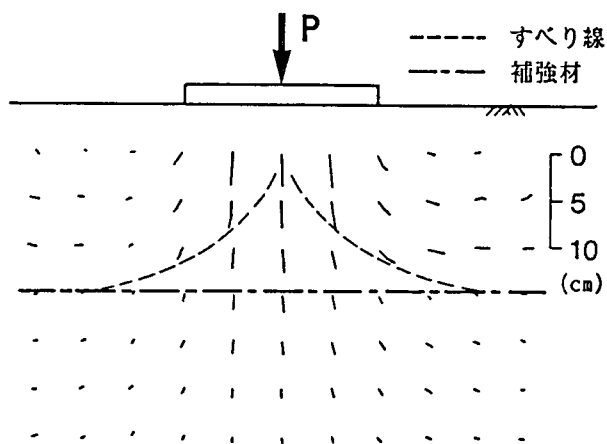
ケース 2



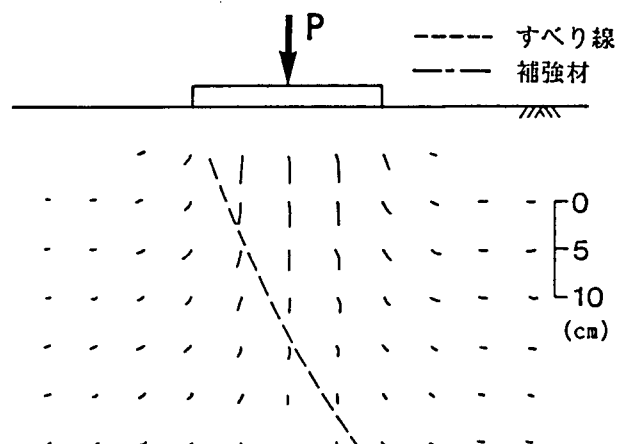
ケース 3



ケース 4



ケース 5



ケース 6

図-4.1.5 降伏時までの地中変位ベクトル

りケース3の荷重は無補強地盤に比べ増加傾向にあるが、ケース4では沈下量30mm時点において無補強地盤の1/3程度となり地盤強度の低下をもたらしている。また、補強材に働く引張力は、図-4.1.4 に示すようにケース3では張力が補強材全長に渡って発生し、中央を境に左右対称の三角形分布を示している。しかし、ケース4では引張力は発生せず、伸張補強材としての効果がなかったことを示している。このことは、図-4.1.3 においても、降伏強度に至るまでの変形量がケース4では他の供試体に比

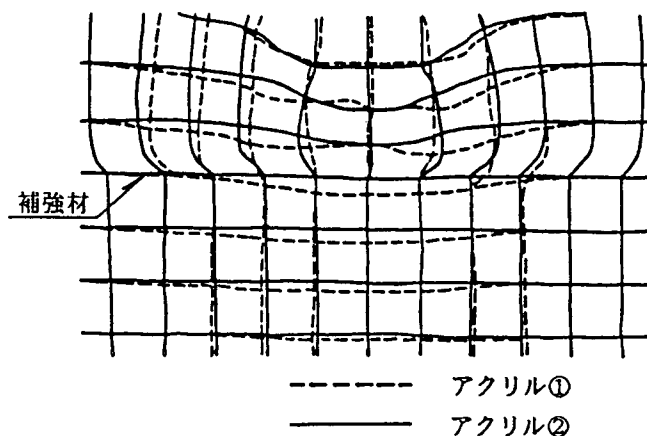


図-4.1.6 荷重板沈下量45mm時点の地中変位状態の比較

べ極端に小さいことからもうかがえる。さらに、図-4.1.5 に示すようにすべり線は、両供試体共に補強材の上面に沿う形状で地盤中に発生しており、この区間でのせん断抵抗の大小が降伏強度の大部分に反映したものであろう。以上のことより、表面摩擦は地盤の変形、強度および補強メカニズムに大きく影響するものであることがわかる。図-4.1.6 は、ケース3、4において荷重板沈下量が45mm時点での地盤内の変形状況を比較したものである。これよりケース4では補強材および下の地盤はほとんど変形が生じてをらず、補強材が上下の地盤を完全に分離していることがわかる。つまり、表面摩擦が不足すると補強材より上部のすべりが卓越し、下層部の地盤の支持効果が有効に働かなくなる。したがって、上下の地盤を一体として挙動させるためにも補強材は十分な表面摩擦を保有しなければならないことを示している。

3) 補強材の弾性係数Eが補強効果に及ぼす影響について

図-4.1.7 は、荷重板直下の左右20cm内での補強材の平均の伸びひずみおよび平均引張力発生量を求め、荷重重との関係を示したものである。この図から、必ずしも荷重重が大きいほど補強材に発生する引張力は大きいとは限っておらず、ひずみや引張力の発生量は補強材の材質に異存していることがわかる。ひずみあるいは引張力は補強材の表面摩擦性状によっても異なることが考えられるが、ここでは鉄板、アクリル①、ウレタン②の表面摩擦性状をほぼ同等とみなす。ひずみあるいは引張力は補強材の弾性係数Eの影響をかなり受けていると考えられる。すなわち、弾性係数の小さい補強材では上の変形に応じて伸びひずみが大きく発生しているが、弾性係数の大きい補強材では大きな引張力が発生しているものの伸びひずみは小さい、このよ

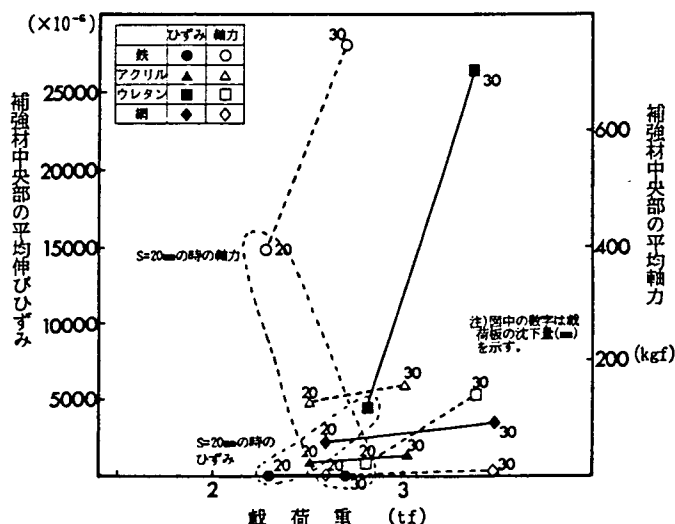


図-4.1.7 補強材の平均伸びひずみ・軸力発生量と荷重の関係

うに補強材に発生するひずみあるいは引張力が弾性係数によって異なるのは、図-4.1.5 に示すように補強材の材質によって補強土地盤の変形パターンが異なるためと考えられる。なお、剛性の高い補強材（鉄板）を用いた場合には補強材上面をすべる形で破壊が生じており、必ずしも高い補強効果は得られていない。このことから、補強効果を一層高めるために補強材の材質として地盤の変形に追随できる程度の剛性とするか、補強材の剛性を有効に働かせるのに十分な表面摩擦を有することが必要と思われる。

4. 1. 4 数値解析

補強材の弾性係数、補強材と盛土材の摩擦特性が補強効果に及ぼす影響を有限要素法による数値解析によって調べた。この数値解析は前述した水平地盤の支持力実験（実験1）を対象としており、比較的小さな変形段階における補強効果を検討している。なお、盛土材の物性定数は三軸圧縮試験により求めたものを使用しているが、補強材の物性定数は実際に実験に使用したものとは必ずしも対応しておらず、補強材の弾性係数 E 、補強材と盛土材の摩擦角 δ に関するパラメータ解析としている。

1) 解析方法および物性

解析は実験1の水平地盤供試体を対象としており、全体の1/2の部分を図-4.1.8 に示すように要素分割した。解析は平面ひずみ条件のもとで行うものとし、土槽側面の拘束条件は盛土材の物体力が作用した後に拘束している。解析は物体力の無い載荷板を通して強制変位を生じさせ、載荷板に対応する要素の鉛直応力を載荷重として求めた。盛土材は四節点四角形固体要素として非線形弾性体（Duncan, Changモデル）と零引張を考慮して表現しており、表-4.1.3 に示す物性定数を用いている。補強材は二節点はり要素として表現しており表-4.1.4、に示す物性定数を用いている。表に示すように、ここでは弾性係数をパラメータに3種類の補強材を想定している。盛土材と補強材の不連続面は四節点ジョイント要素（R. E. Goodmanモデル）を用いたが、そのせん断剛性は固体要素に対するDuncan, Changモデルと同様の双曲線関数を適用して拡張しており、表-4.1.5 に示す物性定数を用いている。ここでは摩擦角 δ をパラメータに3種類の不連続面を想定している。なお、補強材の盛土材に対する補強効果が十分に発揮された状態を想定して補強材と盛土材を連続して結合した場合についても解析を行った。なお、解析結果は載荷重等を実験結果と比較できるように換算して表示している。

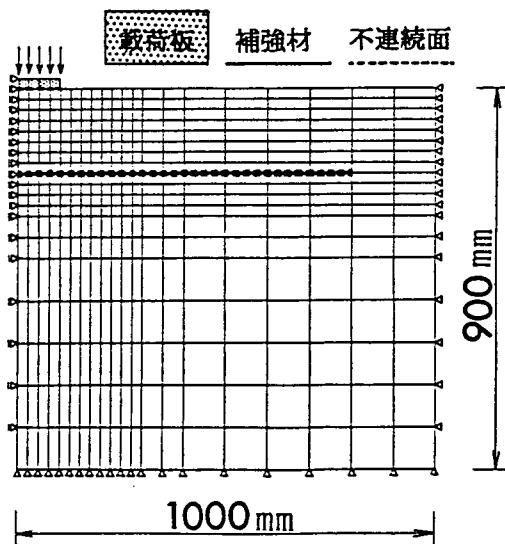


図-4.1.8 解析モデル

2) 解析結果

盛土材の強度特性を評価する方法のひとつとして応力ひずみ関係があるが、ここでは載荷重による支持力実験を対象としているため載荷重～沈下の関係で評価することとした。図-4.1.9 ～図-4.1.11は上述した

表-4.1.3 平面ひずみ要素の物性

固体要素	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期弾性係数 E_i (tf/m ²)	接線係数 K (載荷時)	接線係数 K_{ur} (除荷時)	σ_3 の指数 n	破壊比 R_f	ポアソン比 ν
盛土材	1.8	0.5	40.0	4000.0	700.0	700.0	0.25	0.95	0.3
載荷板	0.0	6000.0	0.0	21000000.0	-----	-----	-----	-----	0.3

表-4.1.4 はり要素の物性

はり要素	断面積 A (m ²)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
Beam(弱)	0.001	2100.0	8.333E-11
Beam(中)	0.001	210000.0	8.333E-11
Beam(強)	0.001	21000000.0	8.333E-11

表-4.1.5 ジョイント要素の物性

ジョイント要素	せん断剛性 (載荷時) K_i	せん断剛性 (除荷時) K_{ur}	σ_n の指数 n	破壊比 R_f	摩擦角 δ (度)	垂直剛性 (引張側) (tf/m ²)	垂直剛性 (圧縮側) (tf/m ²)
Joint(弱)	50000.0	50000.0	1.0	0.90	5.0	1.0	21000000.0
Joint(中)	50000.0	50000.0	1.0	0.90	25.0	1.0	21000000.0
Joint(強)	50000.0	50000.0	1.0	0.90	40.0	1.0	21000000.0

条件における解析結果のうち、載荷重～沈下の関係を示したものである。なお、図には補強材が無い場合、補強材と盛土材の間にジョイント要素を設けない場合についての計算結果も示している。

図-4.1.9 は弾性係数の小さい補強材 [Beam (弱)] を使用したケースである。補強材が無い場合と補強材と盛土材を結合した場合 [Joint (無)] との差を補強材による補強可能範囲と考えることができ、このケースではその範囲がかなり小さいことがわかる。すなわち、弾性係数が極端に小さい補強材では補強効果が期待できないことを意味している。次に、不連続面を考慮した場合 [Joint (弱), Joint (中), Joint (強)] をみると、いずれも補強材が無い場合の地盤強度を下まわっており、盛土地盤を改悪する結果となった。これらの現象は、補強材が砂のせん断変形をおさえるだけの剛性をもっておらず、不連続面が生じたための摩擦力の低下が盛土材の変形を促進したためと考えられる。不連続面の違いによる影響をみると、摩擦角 δ が大きくなるほど地盤強度が大きくなる傾向がみられるものの、Joint (中) と Joint (強) の間にはあまり差がない。これは、摩擦力が一定値以上発揮していれば地盤強度にあまり影響しないことを示すものである。不連続面の違いによる影響は、Beam (中)、Beam (強) においても同じ傾向を示している。図-4.1.10 は Beam (弱) に 10^2 tf/m² を乗じた弾性係数の補強材 [Beam (中)] を使用したケースである。このケースの補強可能範囲は Beam (弱) のケースと比べて載荷板の沈下量が大きくなるにつれて広がっており、補強材の弾性係数の増加が盛土材の補強に大きく寄与する可能性のあることを示している。不連続面を考慮した場合はいずれのケースにおいても補強材の無い場合からの地盤強度の増加にはつながっておらず、補強材と盛土材の摩擦力のみに依存する補強では不十分であることを示している。

図-4.1.11 は Beam (中) に 10^2 tf/m² を乗じた弾性係数の補強材 [Beam (強)] を使用したケースで、その弾性係数は鉄に相当している。このケースの補強可能範囲は Beam (中) のケースと比較して載荷板の沈下量が小さいときにやや広がりが認められるのみで大きな差はない。これは、ある程度以上の大きさの弾性係数は初期変形をおさえる役割をもつが、地盤強度の増加にはそれほど効果的ではないことを示している。不連続面を考慮した場合、Joint (中)、Joint (強) については補強効果が認められるが大きな補強効果の増加は得られておらず、いっそう補強効果を高めるためには盛土材と補強材の一体化をさらに強めることが重要な検討事項のひとつであることを示唆している。

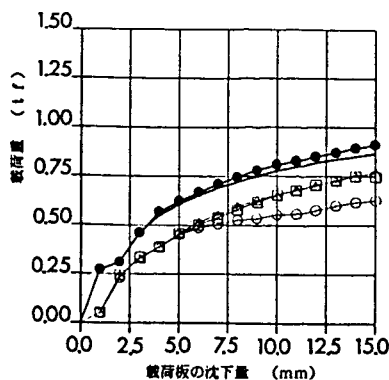


図-4.1.9 Beam (弱) の
載荷重～沈下の関係

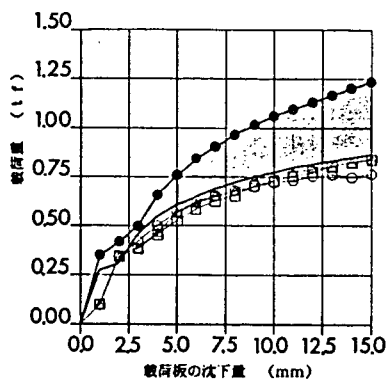


図-4.1.10 Beam (中) の
載荷重～沈下の関係

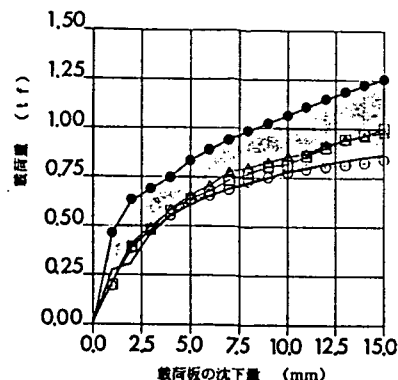


図-4.1.11 Beam (強) の
載荷重～沈下の関係

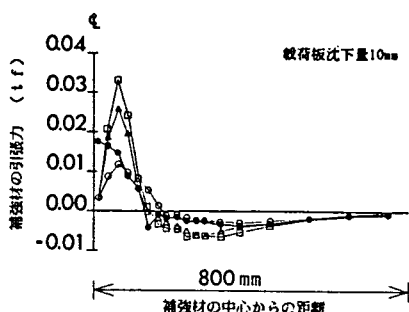


図-4.1.12 Beam (弱)
の引張力分布

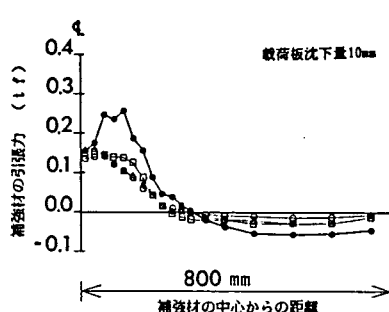


図-4.1.13 Beam (中)
の引張力分布

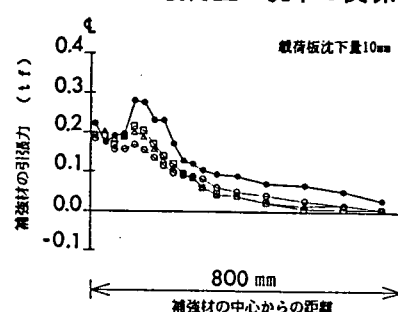


図-4.1.14 Beam (強)
の引張力分布

次に補強材に発生する引張力について述べる。図-4.1.12～図-4.1.14は載荷板沈下量10mmにおける引張力分布を示したものである。Beam (弱)は弾性係数が小さいので、作用する引張力はBeam (中) Beam (強)に比べて非常に小さいものとなっている。引張力のピーク値は補強材の中央をはずれた位置に発生し、補強材の中央付近以外には圧縮力が作用している。これは、盛土材のせん断変形に補強材が追従していることが原因と考えられる。Beam (中)に作用する引張力はBeam (弱)に比べて著しく大きくなり、載荷面直下から少しはずれた位置に圧縮力が作用している。これは、弾性係数の大きさが補強効果にかなり影響を及ぼしていることと、Beam (中)が盛土のせん断変形に多少追従していることを示している。Beam (強)に作用する引張力はBeam (中)に比べて大きな増加は見られないが、補強材全体に引張力が作用し圧縮力は生じていない。これは、補強材全体で盛土材を補強する理想的な補強状態といえる。不連続面特性による影響をみると、各補強材ともに摩擦角 δ が大きいほど作用する力は引張力、圧縮力ともに大きくなる傾向を示しているが、大きな差は見られない。これは、小変形の領域では補強材と盛土材の摩擦力が補強材の引張力に及ぼす影響はそれほど大きくないことを示している。

凡 例

- 補強可能範囲
- 補強材無し
- Joint (無)
- Joint (弱)
- Joint (中)
- Joint (強)

3) 実験結果との比較

ここでは、補強材が無い場合と鉄板を補強材として使用した場合の実験結果と解析結果の比較を行った。なお、鉄板を補強材として使用した実験はこの解析のBeam (強)、Joint (中)に対応している。補強材が無い場合の変位ベクトル図を図-4.1.15 (実験結果)、図-4.1.16 (解析結果)に、安全率分布図 (解析結

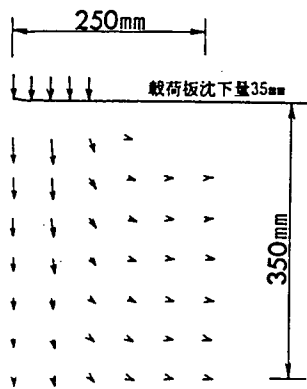


図-4.1.15 変位ベクトル
(実験結果)

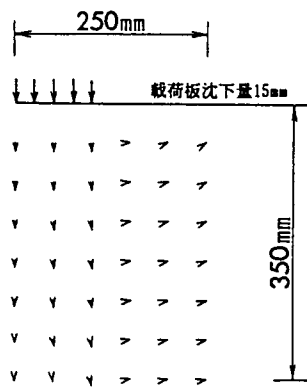


図-4.1.16 変位ベクトル
(解析結果)

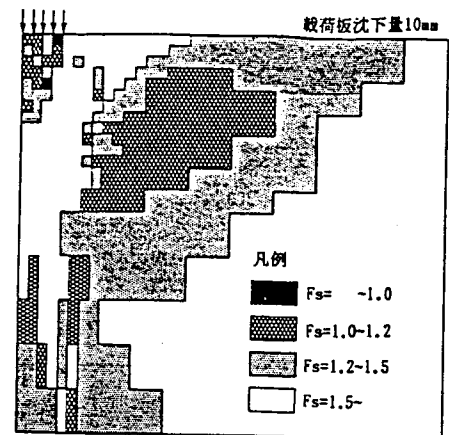


図-4.1.17 安全率分布 (解析結果)

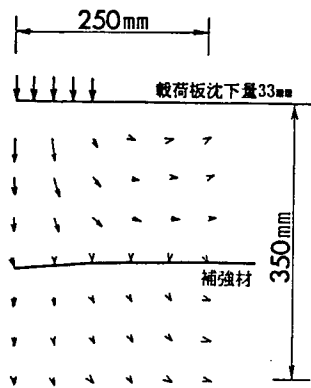


図-4.1.18 変位ベクトル
(実験結果)

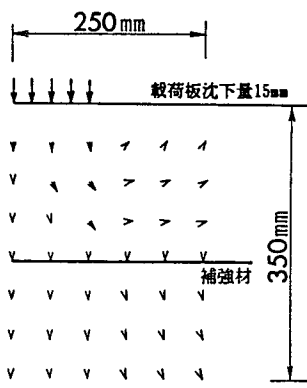


図-4.1.19 変位ベクトル
(解析結果)

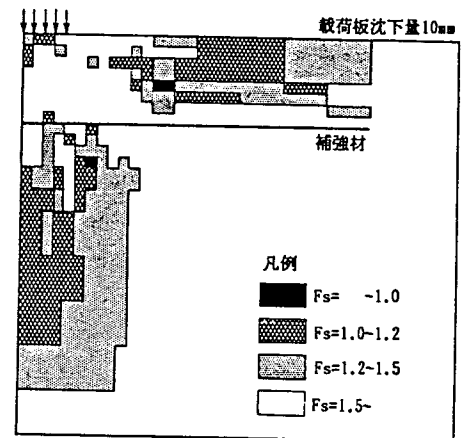


図-4.1.20 安全率分布 (解析結果)

果)を図-4.1.17に示す。また、補強材がある場合の変位ベクトル図を図-4.1.18 (実験結果)、図-4.1.19 (解析結果)に、安全率分布図 (解析結果)を図-4.1.20に示す。

実験結果と解析結果では載荷板沈下量が異なるので変位量については比較せず、変位の方角と安全率分布について比較する。変位の方角についてみると、実験結果の方が解析結果よりも連続性を有しているものの①補強材が無い場合には載荷板直下の変位の方角とその周辺における変位の方角が直交する傾向を持つこと、②補強材がある場合の補強材の上部と下部で盛土材の変位の挙動が不連続になること、という2点において実験結果と解析結果が良く一致している。次に安全率について述べる。ここでの安全率とはモールクーロンの破壊基準により破壊時の主応力差と実際の主応力差の比で表したもので、補強材が無い場合と補強材を用いて盛土材に不連続的な挙動が生じたときではその分布形態に違いが生じていることがわかる。

これらの事項からこの数値解析は現象を説明するうえで満足できる水準を有していると考えられる。

4) 数値解析における考察

今回の数値解析により、補強された盛土地盤の地盤補強度は補強材の弾性係数に大きく影響を受けることが認められた。また、盛土材と補強材との間の摩擦力は、補強材の剛性を補強効果に反映させるのに不可欠な要因であると考えられ、今回の解析でJoint (無)と不連続面を考慮したケースの間には地盤強度に大き

な差が認められることから、盛土材と補強材の結合を高めるような補強方法が今後の検討事項のひとつとなるであろう。

今回の数値解析は地盤の変形が小さい段階を対象に行った。4. 1. 3に示した実験結果によると、弾性係数の小さい補強材を用いると変形が大きくなるにつれて補強効果が発揮される現象がみられるが、ここに示した数値解析法によってこのような大変形問題を扱うことが可能かどうかについても今後検討する必要がある。

4. 1. 5 まとめ

ジオテキスタイルを敷設した地盤の補強効果を調べるために、材質及び表面摩擦を変えた小型供試体の載荷実験を行なった。その結果、以下のようなことが明らかになった。

- ① 補強材の表面摩擦が補強効果に大きな影響を与える。
- ② 地盤の破壊形態は、補強材の表面摩擦の他に補強材の弾性係数の影響を受けると考えられ、補強効果にも差が生じる。また、補強材に生じる引張力は補強材の材質によって異なる。
- ③ ②については有限要素法による数値解析でも確かめることができた。また、補強材と土の結合を強めることによって補強効果をさらに高めることが可能なことを数値解析上で示した。

4.2 垂直のり面をもつ盛土の鉛直載荷実験

4.2.1 実験目的

本実験は、補強材の材質が補強盛土の変形、強度特性にどのような影響を及ぼすかについて検討することを目的としたものである。小型土槽内に等間隔に4枚の補強材を敷設した垂直なり面をもつ盛土を作成し、鉛直載荷を行った。

4.2.2 実験方法

図-4.2.1 に供試体形状を示す。長さ1200mm、幅500mm、深さ900mmの垂直なり面を持つ地盤を約10cmごとに締固めを行ないながら作成した。補強材は長さ800mm、幅490mmとし、地表面から10cm、30cm、50cm、70cmの深さに4枚敷設した。なお、垂直のり面を形成するために、のり面付近に深さ5cmごとに長さ50mm、幅500mmのポリエチレン性の網（土羽網と呼ぶ）を敷き、若干の補強を行った。載荷板は長さ400mm、幅490mmとした。

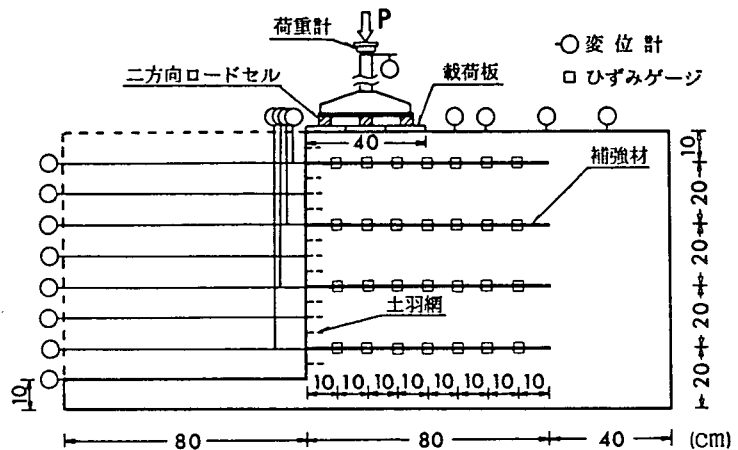


図-4.2.1 供試体形状

表-4.2.1 補強材の材質

ケース	補強材種	E I (kgf cm ²)	E A (kgf)	δ (°)	t (mm)
1	—	—	—	—	—
2	鉄板	8.6×10^3	1.0×10^7	26.6	1.0
3	アクリル①	1.1×10^2	1.4×10^5	23.4	〃
4	アクリル②	〃	〃	0	〃
5	ウレタン	2.4×10^1	5.7×10^3	27.5	2.0
6	網	—	3.3×10^3	33.7	1.0

実験に使用した補強材は、剛性の異なるもの3種類（鉄板、アクリル、ウレタン）、表面摩擦のほとんど無いもの（アクリル②）、摩擦抵抗の強い網の計5種類である。ここでのアクリル②とは、アクリル板にシリコングリスを塗った薄いメンブレンを貼ったものである。それぞれの曲げ剛性E I、伸び剛性E A、実験に用いた砂との摩擦角 δ 、補強材の厚さtを表-4.2.1に示す。実験に用いた盛土材料は最大粒径2mmの川

砂で実験中の含水比を4.0～4.5%に調整した。表-4.2.2に盛土材の物理試験、力学試験結果を示す。

載荷速度は、0.2mm/mmとした。摩擦を解消することおよび地盤の挙動を観察しやすくするために、土槽側面にシリコングリスを塗り、その上に5cmメッシュの線を引いたメンブレンを貼った。計測項目は地表面の鉛直変位とりのり面の鉛直・水平変位量および今回は、載荷板の沈下量と荷重の他に、載荷板に取り付けた二方向ロードセルにより、載荷板の鉛直・水平方向の荷重分力を計測

表-4.2.2 盛土材の物性

土粒子の比重 Gs	2.675
最大粒径	2.00mm
均等係数 Uc	3.3
曲率係数 U _c	1.2
最適含水比 W _{opt}	15.6%
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.660g/cm ³
粘着力 c	0.06kgf/cm ²
せん断抵抗角 ϕ	41.48°

した。また、補強材には応力を測定する目的で長さ方向に10cmごとにひずみゲージを貼り付けた。

4. 2. 3 実験結果

1) 荷重-沈下曲線

各供試体の載荷重と載荷板の沈下量の関係を図-4.2.2 に示す。図中の降伏点(矢印)は荷重-沈下曲線を両対数におきかえその最大曲率点から求めている。沈下量の小さい段階では、補強材の有無にかかわらず載荷重の増加はほぼ等しく、沈下量がある程度以上になると補強された供試体の載荷重が継続して増加している。これより補強効果は地盤の降伏強度を超えた付近になると現れてくることがわかる。また、補強土について比較すれば、補強材の剛性が高いものほど降伏荷重は大きく沈下量は小さくなる傾向にあり、補強材の剛性が小さいと同一載荷量における変形量が大きく、盛土の変形をかなり許容するものであると言える。いわゆる破壊しても、降伏しにくいというねばり強さがある。

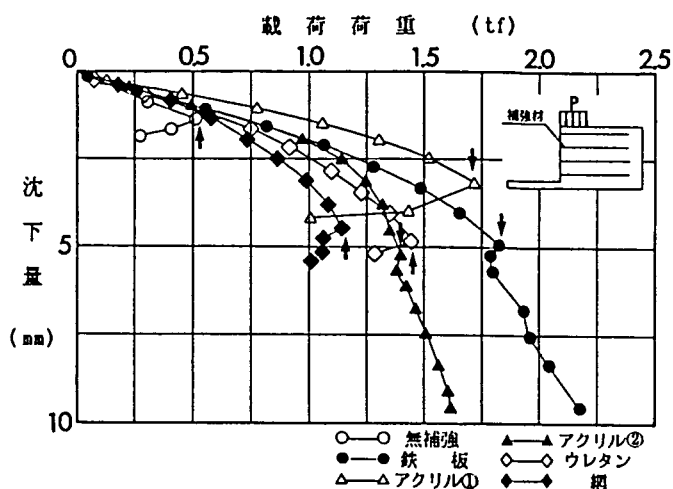


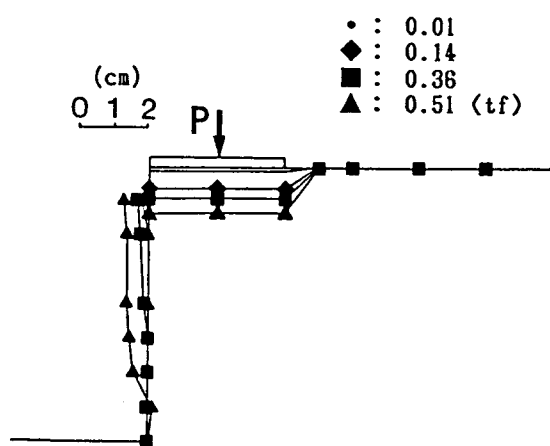
図-4.2.2 載荷板の荷重-沈下の関係

2) 供試体の変形状態

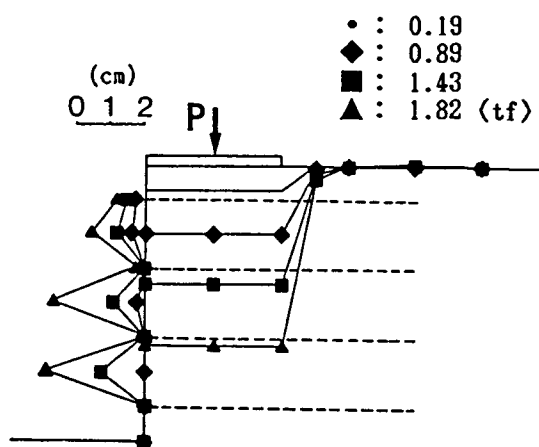
図-4.2.3 は載荷板、地表面の鉛直変位、のり面の水平、鉛直変位の分布図を示したものである。補強材の伸び剛性が小さいウレタン、網においてはのり面の変形は全体に滑らかな弓状の形状となっていることから補強材自体が盛土の変形に追従しながら補強効果を発揮していることがうかがえる。剛性の高い場合は、補強材間の土が押し出されるような変形を示しており、盛土の変形を数設位置で局所的に拘束するような補強形態となっている。また、のり面の水平変位量は補強材の剛性が大きくなるに従い減少する傾向にある。これは、今回の破壊形式はのり面の進行性破壊によるものであり、補強材の曲げ剛性が垂直のり面の自立にかなり寄与したためによるものと考えられる。

3) 補強材の引張力分布

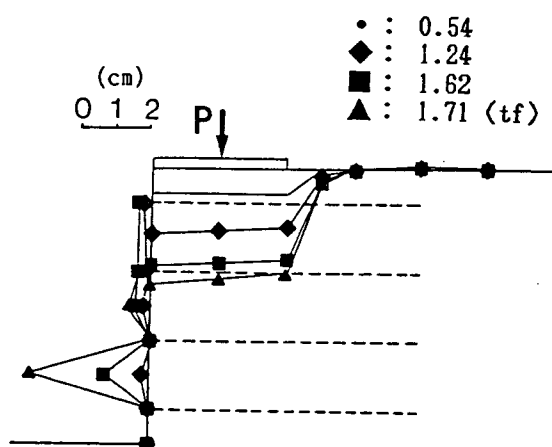
図-4.2.4 は補強材の引張力分布を示したものである。分布形状は、載荷板直下に最大値を有する凸型分布となり、載荷重による土塊の変形を拘束するように補強効果を発揮していることがうかがえる。しかし、ケース2~4では最下段の補強材には他段の補強材に比べさほど大きな引張力が発生しておらず、またケース5, 6においては全段の補強材にほとんど引張力が発生していないことから、各供試体とも引張力が発生する以前に、のり面部における破壊が生じたために補強効果を十分に発揮できなかったことを示すものである。以上より鉛直面を持つような補強盛土においては、のり面部の安定性が補強材をより有効に働かせるためにも重要な役割を果たすことがわかる。



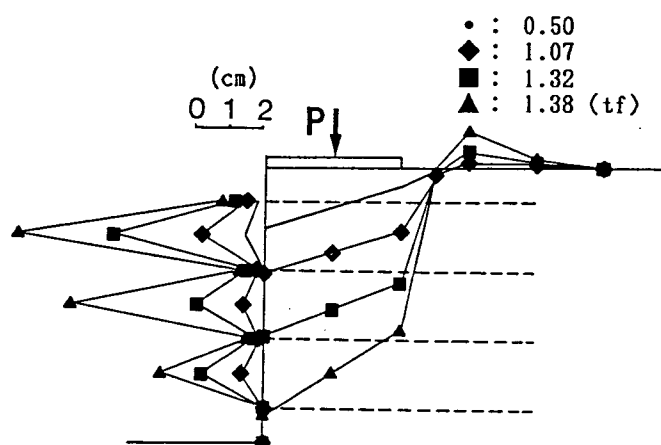
ケース 1



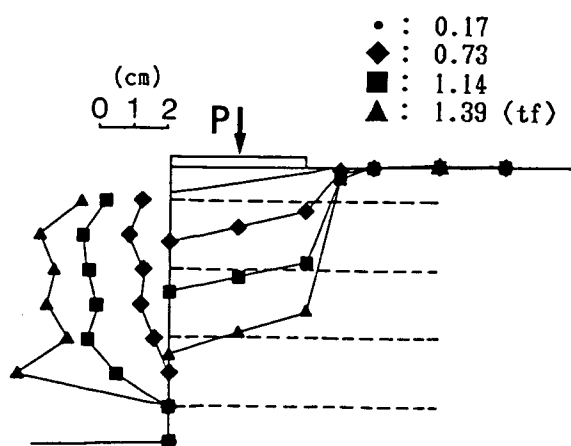
ケース 2



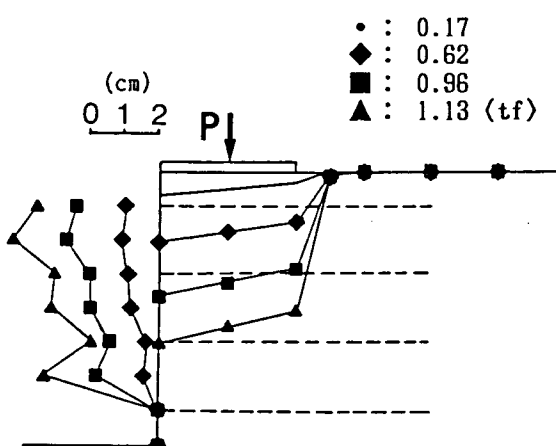
ケース 3



ケース 4

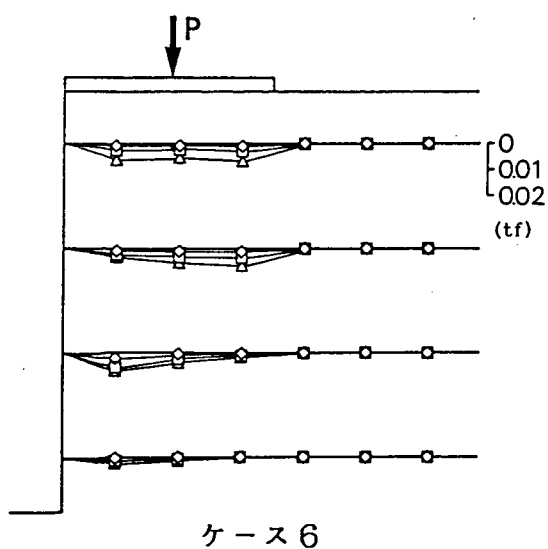
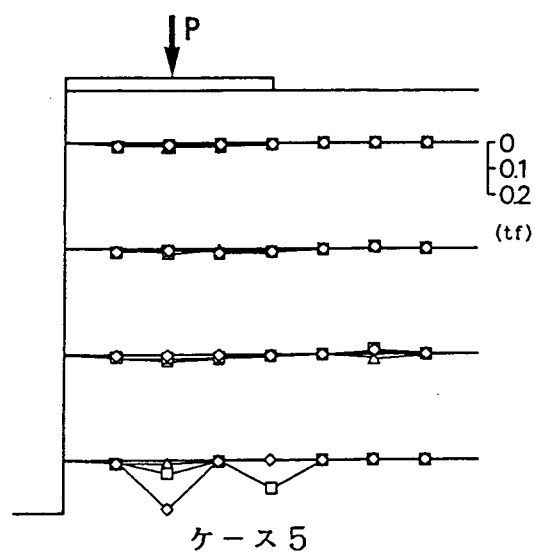
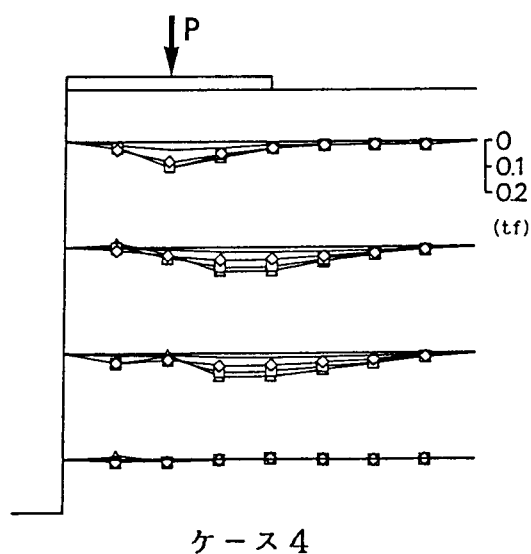
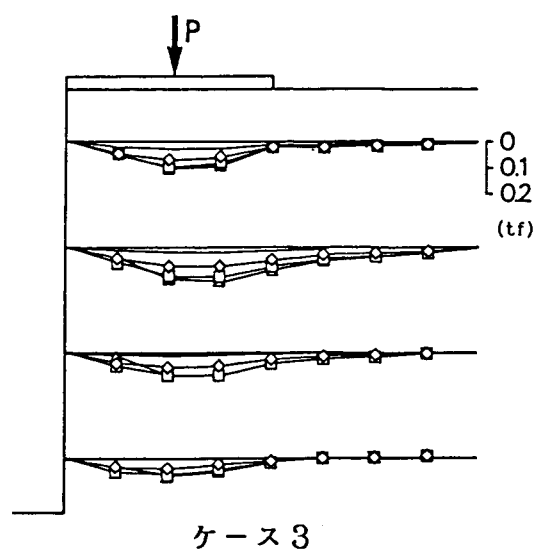
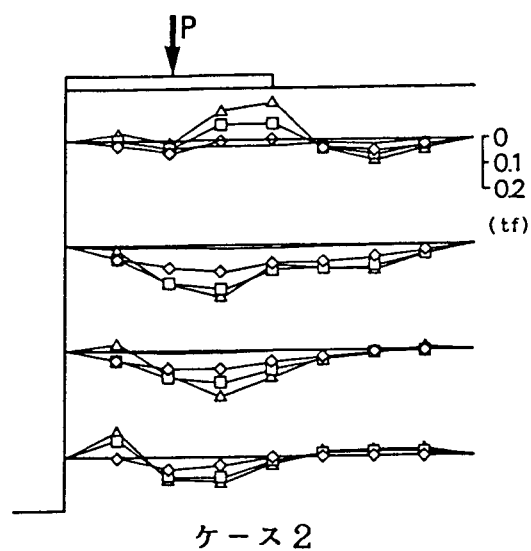


ケース 5



ケース 6

図-4.2.3 供試体の変形状況



ケース 1	ケース 2	ケース 3
● : 0.01	● : 0.19	● : 0.54
◇ : 0.14	◇ : 0.89	◇ : 1.24
□ : 0.36	□ : 1.43	□ : 1.62
△ : 0.51	△ : 1.82	△ : 1.71

ケース 4	ケース 5	ケース 6
● : 0.50	● : 0.17	● : 0.17
◇ : 1.07	◇ : 0.73	◇ : 0.62
□ : 1.32	□ : 1.14	□ : 0.96
△ : 1.38	△ : 1.39	△ : 1.13 (tf)

図-4.2.4 補強材の引張力分布

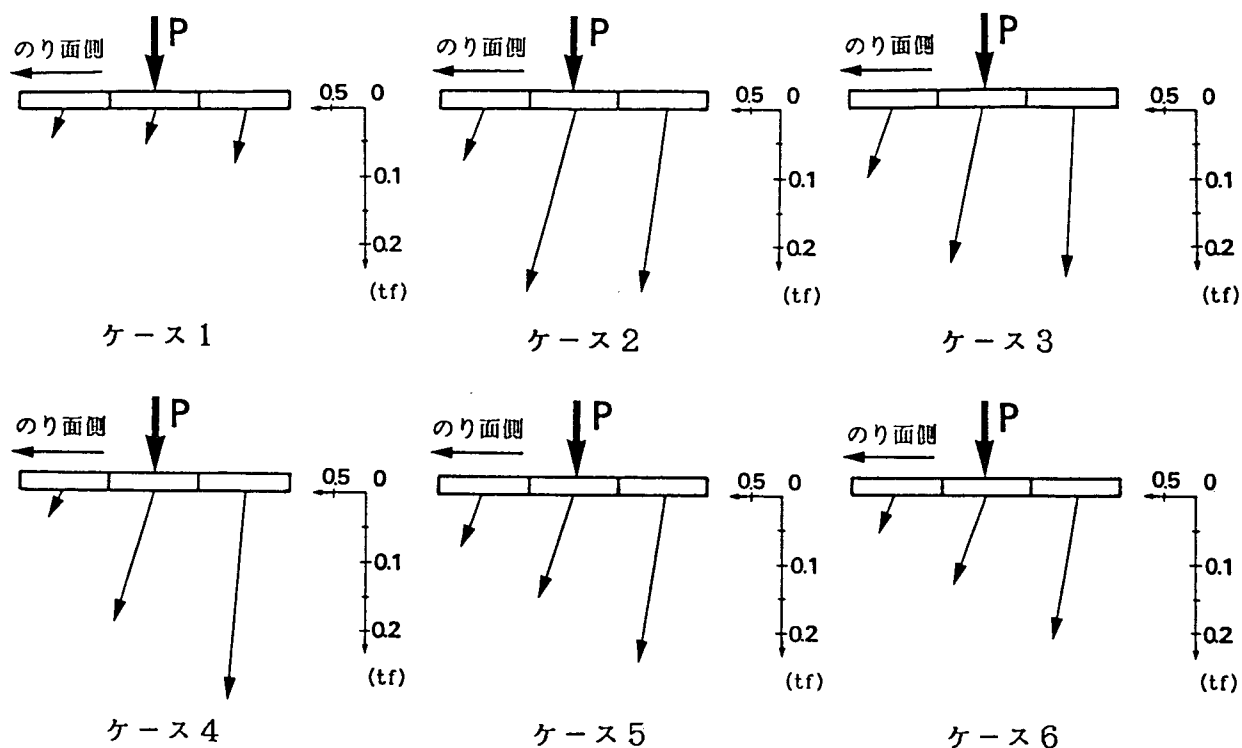


図-4.2.5 降伏時の地盤反力ベクトル

4) 地盤反力

二方向ロードセルによる降伏時の地盤反力ベクトルを示したのが図-4.2.5である。ケース2～6ののり面側の地盤反力はのり面の反対側の反力に比べてかなり小さい、これはのり面の押さえがないため地盤反力が発生できず、のり面の破壊に至ったことを示している。さらに、ベクトル方向はいずれものり面方向に向かっており、その傾きは補強材の剛性が小さいものほどのり面側に傾斜していることから、補強材の剛性と のり面部の安定性には密接な関係があることがうかがえる。

4.2.4 まとめ

ジオテキスタイルを用いた盛土の補強効果を調べるために、材質及び表面摩擦を変えた小型供試体の载荷実験を行なった。その結果、以下のようなことが明らかになった。

- ① 補強材の材質及び表面摩擦が盛土の補強効果に大きな影響を与える。
- ② 载荷重により補強材に発生する引張力分布の形状は载荷板直下に最大値を有する凸型分布となる。
- ③ 今回の実験ではのり面表面からの進行性破壊が生じており、補強効果をさらに高めるためにはのり面保護工が重要な役割を持つことが示唆された。

4. 3 壁面工をもつ盛土の鉛直載荷実験

4. 3. 1 実験目的

本実験は、ジオテキスタイルを盛土の補強材として用いる場合、補強材としての剛性が土留構造物の補強効果にどのような影響を及ぼすかについて検討することを目的としたものである。また、土留構造物にはのり面工またはのり面処理が必要であると思われたため、壁面工（以下土留板と記す）を作成し、盛土地盤に土留板を取付け、小型土槽内での載荷実験を行った。

4. 3. 2 実験方法

奥行き50cmの土槽内に図-4.3.1に示す寸法・形状の供試体を作成した。盛土材は気乾状態の豊浦標準砂（比重 $G_s = 2.63$ 、含水比 $w = 0.25\%$ ）を用い、薄層にまき出しながら盛土を作成した（単位体積重量 $\gamma_s = 1.49 \text{gf/cm}^3$ ）。

本研究では、図-4.3.1に示す位置に鉛直荷重を加えて大きな変形を生じさせ、そのときの補強効果を調べることにした。載荷方法は変位制御とし、載荷速度は

0.2mm/mmとした。載荷重は載荷板（幅

40cm、奥行き49cm）に取付け

た二方向ロードセルにより計

測した。また、盛土の変位計測は、土槽側面の摩擦を軽減するために貼った厚さ0.2mmのメンブレンの動きを外部から観測する方法と、地表面および土留板に取付けた変位計によった。

補強材は、寸法・形状が等しく、弾性係数が異なる材料を用いた。実験に用いた4種類の補強材の物性値を表-4.3.1に示す。補強材の寸法形状は図-4.3.2に示すとおりで、盛土材に対する引抜き抵抗の条件を等しくするために、4種類の補強材の平面的な寸法・形状を統一してある（ケース2のみ厚さが異なる）。補強材には、図に示すような配置でひずみゲージを貼付して引張りひずみを計測した。

図-4.3.1に示すように、この供試体は鉛直の土留板をもち、補強材と接続されている。土留板は高さ198mm、厚さ5mmのアルミ製板で、十分な剛性を有している。また、3段に分かれた土留板の間には若干の

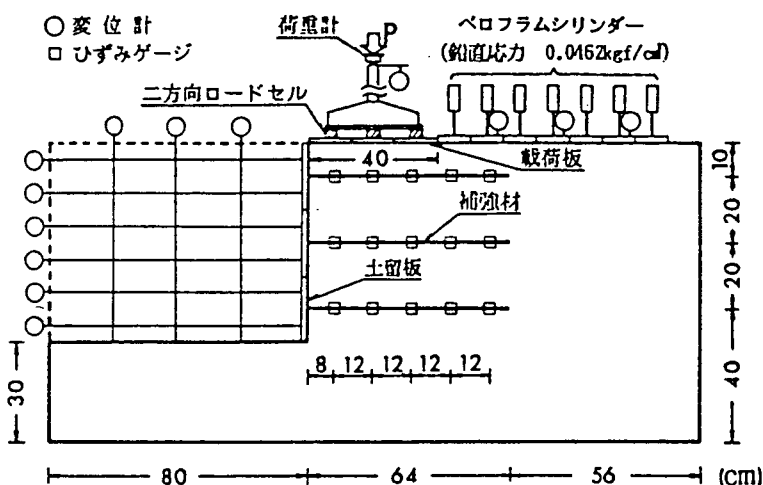


図-4.3.1 供試体形状

表-4.3.1 補強材の物性値

実験 ケース	材質	弾性係数 $E (\text{kgf/cm}^2)$	断面積 $A (\text{cm}^2)$	伸び剛性 $EA (\text{kgf})$	断面二次モー メント $I (\text{cm}^4)$	曲げ剛性 $EI (\text{kgf} \cdot \text{cm}^2)$
ケース1	鉄	2.10×10^6	0.9	1.89×10^6	8.33×10^{-5}	1.75×10^2
ケース2	鉄	2.10×10^6	0.27	5.67×10^5	2.25×10^{-6}	4.73
ケース3	アクリル	2.46×10^4	0.9	2.21×10^4	8.33×10^{-5}	2.05
ケース4	ウレタン	3.73×10^2	0.9	3.36×10^2	8.33×10^{-5}	3.10×10^{-2}

注) A , I は図-4.3.2 の B-B'断面での値である

隙間（1 cm程度）を設け、土留板を介した鉛直方向の荷重は伝わらないようにした。

4. 3. 3 実験結果

1) 載荷応力と載荷板沈下量の関係

載荷応力と載荷板沈下量の関係を図-4.3.3 に示す。ケース1、2についてみると、載荷応

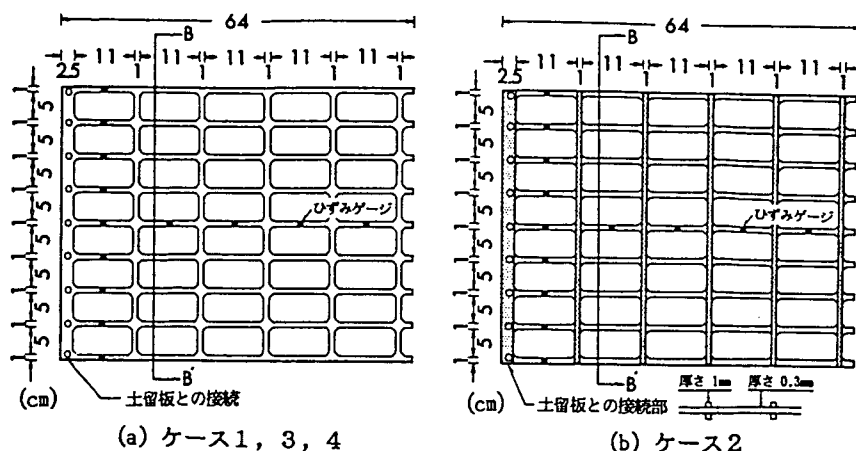


図-4.3.2 補強材の寸法・形状

力～沈下量曲線の全般にわたって顕著な差は認められない。補強材の剛性がこれらより小さいケース3では、載荷板沈下量の小さい範囲ではケース1、2とほとんど差はないが、沈下量が大きくなるにしたがって載荷応力の伸びが小さくなる傾向にある。補強材の剛性がさらに小さいケース4では、同じ沈下レベルに対する載荷応力は他のケースに比べてかなり小さいことがわかる。

図-4.3.4 は、載荷板沈下量が30mm及び60mmのときの載荷応力と、補強材の伸び剛性EAとの関係を示したものである。図から、EAが大きいほど補強効果が大きいと判断される。しかし、載荷応力の増加の傾向をみると、補強材の配置や密度が一定の条件においては、EAを増加させても補強効果にはある限界が存在することがうかがえる。

2) 供試体の変形状況

図-4.3.5 は、ケース1、4において載荷板沈下量が60mmに達したときの供試体の変形状況を示したもの

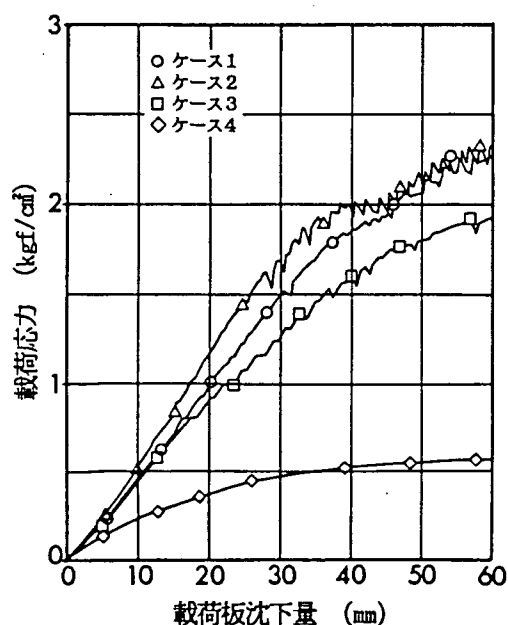


図-4.3.3 載荷応力～載荷板沈下量

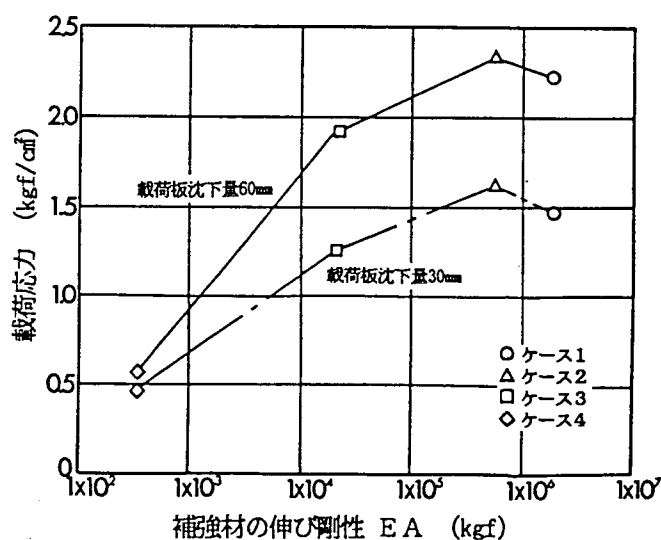
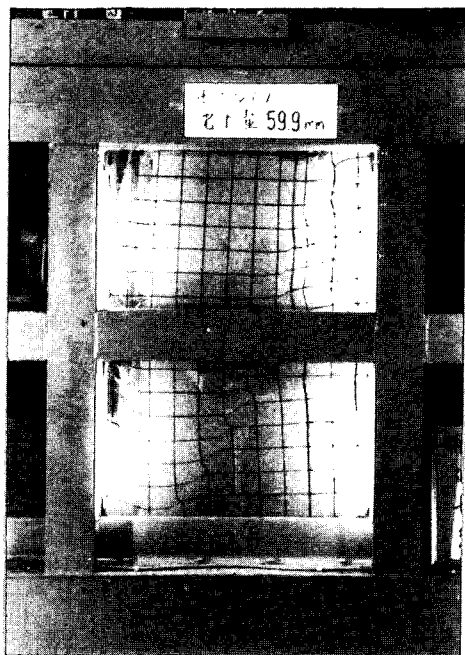
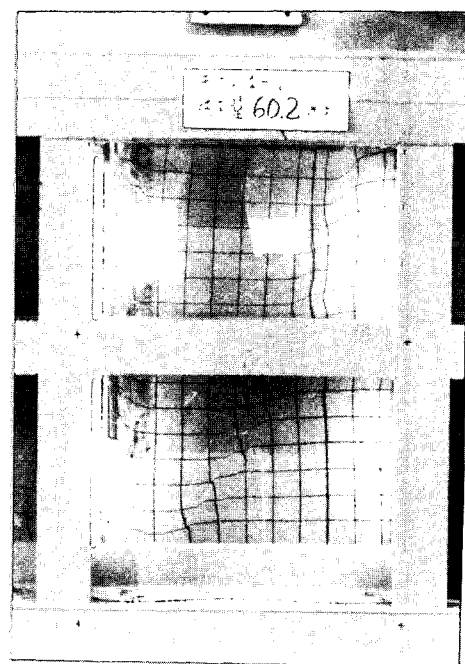


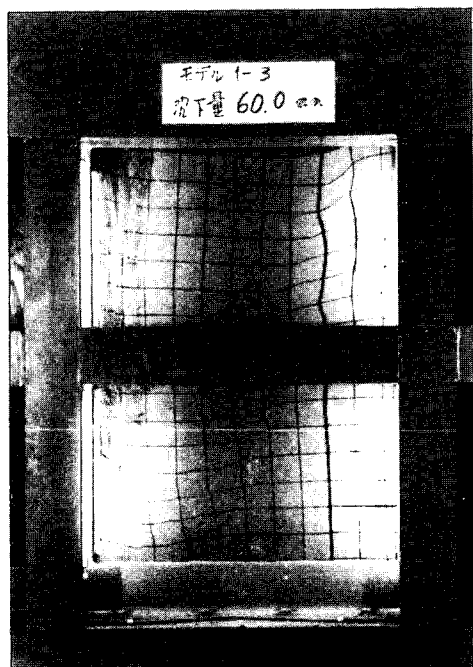
図-4.3.4 補強材の伸び剛性と載荷応力の関係



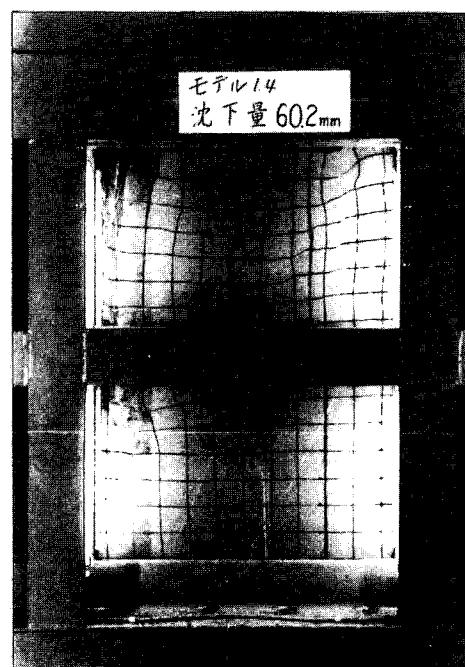
ケース 1



ケース 2



ケース 3

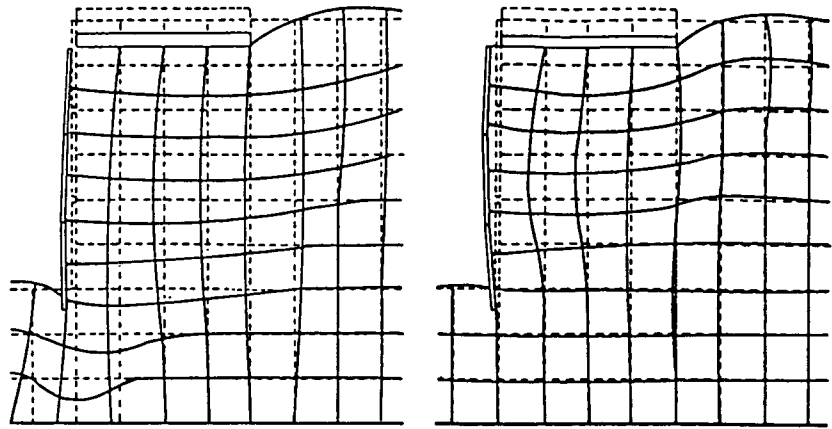


ケース 4

写真-4.3.1 供試体変形状況

である。この図は、土槽側面に貼ったメンブレンに5cm間隔で描かれたメッシュの変形状況を10cm間隔で観察したものである。

補強材の剛性が大きいケース1では、補強された部分の土塊の変形は少なく、土塊が一体となって挙動しており、基礎地盤にも変形が認められる。これに対して、補強材の剛性が小さいケース4では、補強土塊内の変形が大きく、土留



(a) ケース1

(b) ケース4

図-4.3.5 供試体の変形状況

板の水平変位も大きい。また、基礎地盤の変形はケース1に比べて少ない。(写真-4.3.1 参照)

以上のことから、補強材の剛性が大きいほど、変形時に補強部分の盛土を一体化させる働きが大きいといえる。

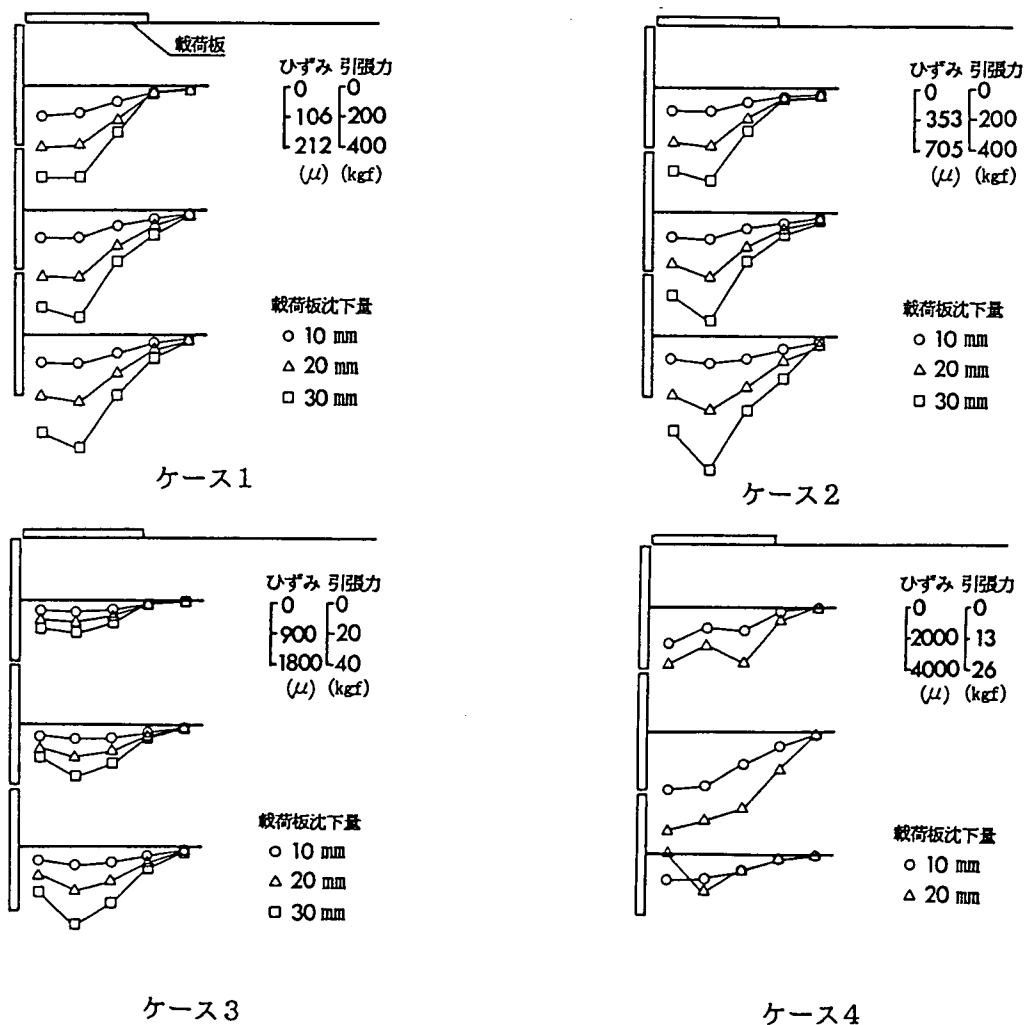


図-4.3.6 補強材のひずみ分布

3) 補強材に生じるひずみ及び引張力

補強材に生じるひずみ分布（引張力分布）の計測結果を図-4.3.6 に示す。ひずみあるいは引張力の大きさはケースによって異なるが、分布形状は比較的類似しており、3段の補強材のいずれについても、載荷板中央の直下の計測点においてひずみがピーク値を示した。また、土留板直近で補強材にかなりの引張ひずみが生じており、本実験のように盛土上部からの外力に対しては、土留板が盛土の安定に重要な働きをしているといえる。

4) 土留板に作用する土圧

土留板直近での補強材のひずみから引張力を求め、これを土留板に作用する土圧と考えることにする。載荷応力に対する土圧の大きさを比較するために、両者の比を土留板の上中下段別に次式によって算出した。以下、これを“側圧係数”とよぶ。

$$\text{側圧係数} = \frac{(\text{土留板直近での補強材の引張力}) / (\text{土留板の面積})}{\text{載 荷 応 力}} \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

載荷時の側圧係数を載荷板沈下量との関係として表したのが図-4.3.7 である。この図から次のことがわかる。

- ① 上段の土留板よりも下段の土留板の方が側圧係数が大きい傾向にある。
- ② 補強材の剛性が大きいほど、側圧係数が大きい。

①については、載荷重によって生じる地盤内応力の水平成分の分布に関連するものと考えられるが、これは供試体と載荷板の寸法にかかわる問題であるため、実際の構造物にもあてはまる傾向か否かはさらに検討する余地が残されている。

②に述べた特徴は、土留板に作用する土圧は補強材の伸び特性と密接な関係にあることを示している。図

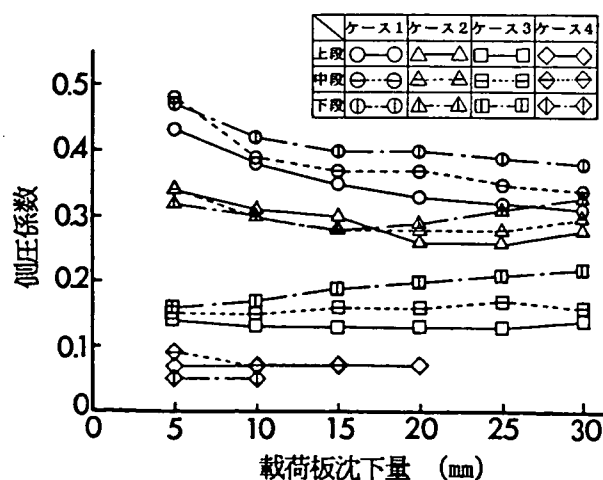


図-4.3.7 側圧係数～載荷板沈下量

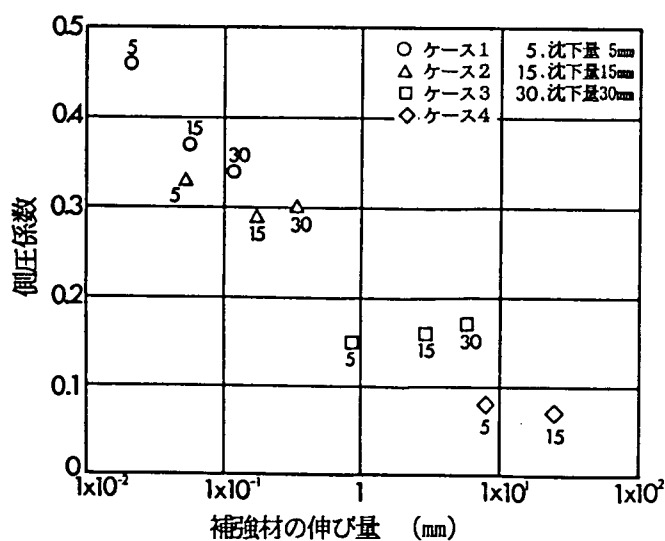


図-4.3.8 側圧係数～補強材の伸び量

－4.3.8 は、載荷板沈下量が5mm、15mm、30mmのときの側圧係数（上中下段の土留板の側圧係数の平均値）と補強材の伸び量（引張りずみから算出した各補強材の伸び量を上中下段で平均したもの）との関係を示したものである。図からわかるように、補強材の伸び剛性が大きいほど補強材の伸び量は小さく、側圧係数が大きくなっている。すなわち、土留板を伴う補強盛土では補強材の伸び剛性が大きいほど土塊を拘束する働きが大きいといえる。一方、補強材の伸び剛性が小さいと側圧係数が小さくなることから、補強材が剛な場合と同程度の剛性を土留板がもたなくても、ある水準以上の補強効果が得られるものと思われる。

以上のことから、土留板を設計する際には、補強材の伸び剛性との関連を考慮する必要があると考える。

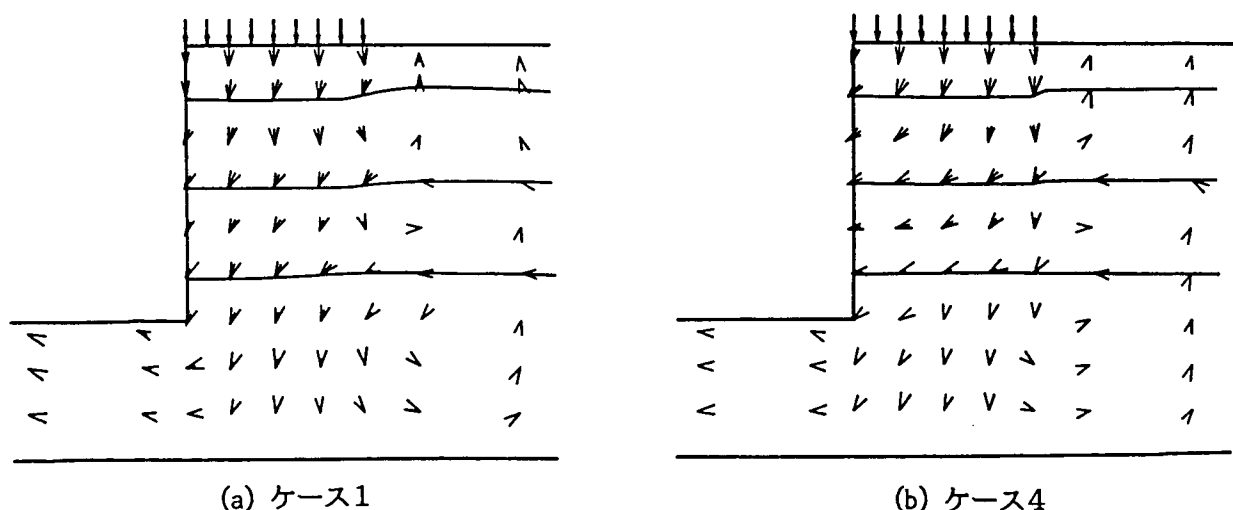
4.3.4 数値解析

本実験を対象として、平面ひずみ条件のもとでの有限要素法による解析を行った。盛土材は四節点四角形固体要素として表現し、非線形弾性体（Duncan-Changモデル）と零引張を仮定している。表－4.3.2 に固体要素の物性値を示す。補強材は二節点はり要素として表現しており、表－4.3.1 に示した物性値を用いた。盛土材と補強材の間にはジョイント要素は設けず、固体要素とはり要素を直接結合した。なお、解析は載荷板に対応する要素に強制変位を生じさせる方法で行った。

解析結果のうち、ここではケース1および4について載荷板沈下量が10mmに達するまでの変位ベクトルを図－4.3.9 に示す。図をみると、

表－4.3.2 平面ひずみ要素の物性

固体要素	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期弾性係数 E_i (tf/m ²)	接線係数 K (載荷時)	接線係数 K_{ur} (除荷時)	σ_p の指数 n	破壊比 R_f	ポアソン比 ν
盛土材	1.48	0.1	38.0	4000.0	700.0	700.0	0.25	0.95	0.3
載荷板	0.00	6000.0	0.0	21000000.0	-----	-----	-----	-----	0.3



図－4.3.9 供試体の変位ベクトル（解析結果）

① ケース1では、補強された部分の土塊が一体となって変位していること。

② ケース4では土塊内の水平変位が顕著にみられること。

など 4.3.3(2) に示した実験結果と同様の変形特性が得られていることがわかる。したがって、補強材の剛性が土留構造物の補強効果に及ぼす影響を有限要素法による解析によっても検討することができるものと考ええる。

4.3.5 まとめ

補強材を用いた土留構造物の補強効果に関係する要因には種々のものがあるが、本実験は補強材の剛性が土留構造物の補強効果に及ぼす影響を調べることを目的としたもので、補強材の剛性以外の要因についてはできるだけ条件を統一して実験を行った。

本実験から明らかになったことをまとめると、以下のとおりである。

- ① 載荷応力～沈下量の関係からみて、補強材の剛性が大きいほど補強効果が大きい。しかしながら、剛性を増加させても、補強効果にはある限界が存在するものと思われる。
- ② 供試体の変形状況から判断して、補強材の剛性が大きいほど変形時に盛土を一体化させる働きが大きいといえる。したがって、補強材の剛性が大きい場合の補強土の設計にあたっては、基礎地盤をも含めた全体安定の検討の重要度が高くなろう。また、土留板に作用する土圧は補強材の剛性の増大とともに大きくなる傾向にあることから、土留板の設計にあたっては、補強材の剛性との関連を考慮する必要があるだろう。
- ③ 一方、補強材の剛性が小さいほど、土留板のはらみ出しなど水平方向の変形が顕著にみられるようになる。したがって、補強材の剛性が小さい場合の補強土の設計にあたっては、部分的な変形あるいは安定性に対する検討が重要となろう。
- ④ 本実験で得られた土留構造物の変形特性に関して、有限要素法による解析でも同様の傾向を得ることができた。

5. 補強材の敷設長による補強効果の影響

5. 1 補強材の剛性が違う実物大の自重崩壊実験

5. 1. 1 実験目的

ジオテキスタイルを用いた補強土擁壁の合理的な設計施工法を確立する上で、補強土擁壁が安定を保ちうる補強材の限界敷設長、崩壊形態ならびにその補強メカニズムについては未解明の部分が多い。このような主旨の研究としては、従来実物大（大型）、模型を問わず補強土塊上に載荷板を設け、荷重を加えることによって、強制的に破壊を引き起こす実験が行われてきた。しかしながら、有限な幅を持つ載荷板では、その直下に生ずる応力増加域（応力球根）のため、敷設された補強材の全長に渡って妥当な摩擦力が発生するとは限らない。言い換えれば、補強材への均等な垂直応力が働いていない結果となる。したがって、今回補強土擁壁が安定を保つための補強材の最小長さ及びその時の破壊形態を調べるため、高さ4m、幅8mの実物大の補強土擁壁を築造し、土中の補強材を地山側から順次切断するという新しい手法を試み、外力を加えることなく自重崩壊を引き起こす実験を行った。

5. 1. 2 実験方法

1) 実験材料

盛土材料は川砂を用い、その物性は表-5.1.1 に示す通りである。盛立ては、一層の仕上がり厚さが50cmで、特に締め固めは行わなかった。この結果、単位体積重量及び含水比は、 $\gamma_t = 1.7 \text{ tf/m}^3$ 、 $W_n = 6\%$ 程度であった（RI法による）。補強材は、ケース1ではポリマーグリッド（二軸延伸）、ケース2では樹脂ネットを用い、その物性は表-5.1.2 に示すとおりである。

表-5.1.1 盛土材の物性

土粒子の比重	G s	2.69
最大粒径		9.52 mm
均等係数	U c	4.1
曲率係数	U c	1.2
粘着力	c	0 kgf/cm
せん断抵抗角		31°

表-5.1.2 補強材の物性

名 称	目合寸法 (mm)		引張強度 (kgf/m)		材 質
	縦	横	縦	横	
ポリマーグリッド	28	40	1500	2800	ポリプロピレン
樹脂ネット	30	30	2300	2300	ポリエチレン

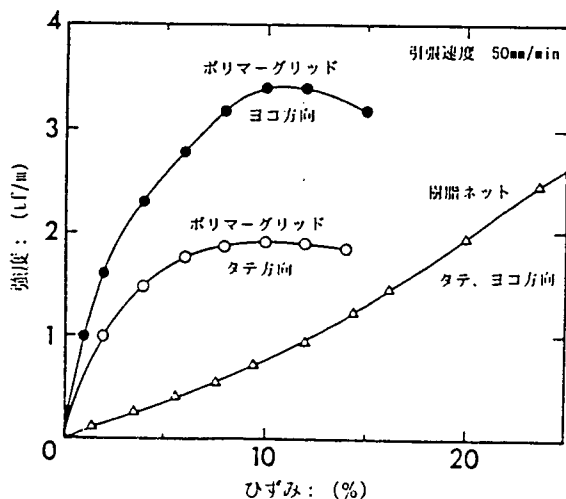


図-5.1.1 引張力-ひずみ関係

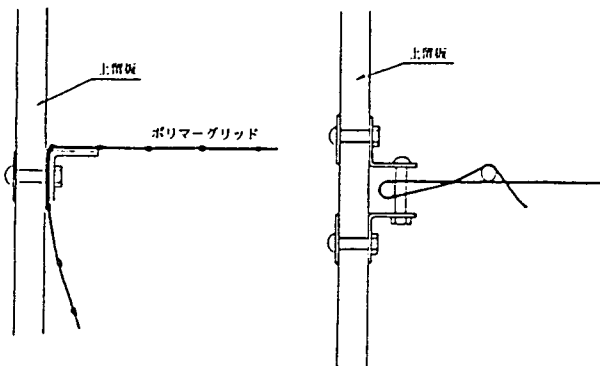


図-5.1.2 補強材の連結方法

また、補強材の単位幅当たりの引張力とひずみの関係を図-5.1.1 に示す。土留板は、高さ90cm、厚さ 1.8 cm、幅7.9mの合板製で、上下の土留板の間には約10cmのスライドを設け、土留板を介して鉛直方向に荷重が伝達しない構造とした。各段の補強材は土留板の全幅にわたって土留板と連結させた。その接続方法を図-5.1.2 に示す。

2) 供試体の寸法、形状

幅8.0mの土槽内に図-5.1.3 に示す寸法、形状の供試体を作成した。補強材は上下間隔1mで、ケース1では4段、ケース2では3段敷設した。各実験ケースにおける補強材の敷設長は、いずれも完成時に十分安定を保てる長さとし、ケース1では上段から5.9m、5.3m、4.7m、4.1m、ケース2では3段とも5.0mの同一長さとした。幅については各段の補強材を3分割し、それぞれの幅を中央部で3m、左右で2.4mとし間隔をあけずに敷設した。

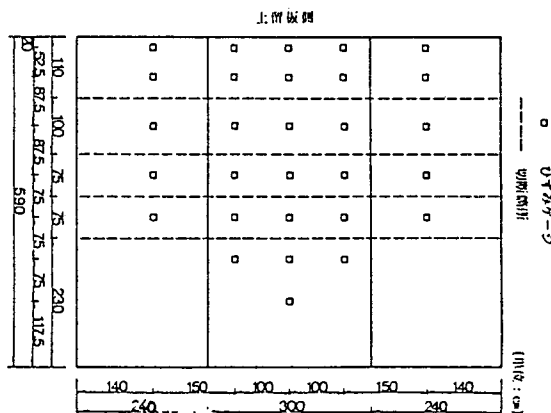


図-5.1.4 ひずみゲージ・ニクロム線配置図

3) 計測及び補強材の切断方法

補強材には、図-5.1.3 に示す位置にひずみゲージを貼り付けて伸びひずみを計測した。ひずみゲージは補強材の切断の確認をひずみの減少でとらえる目的も含め、各切断点を挟む配置とした。

図-5.1.4 は、ケース1の最上段におけるひずみ測定位置と、切断のためのニクロム線取り付け位置を示したものである。

供試体の変形状況は、地表面及び土留板に取り

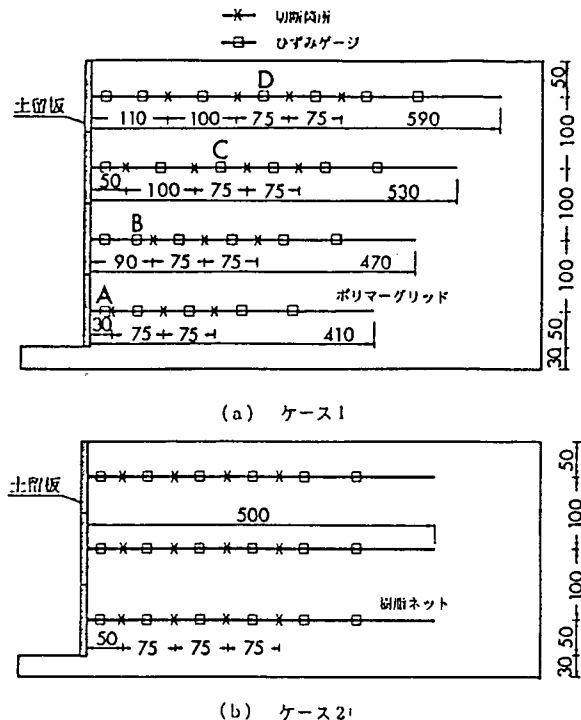


図-5.1.3 供試体の寸法形状

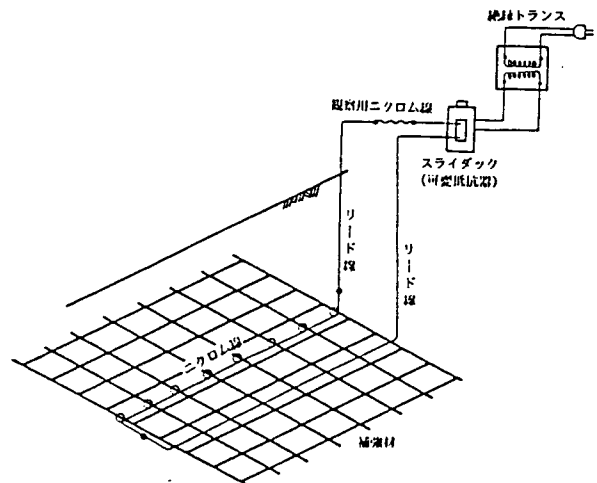
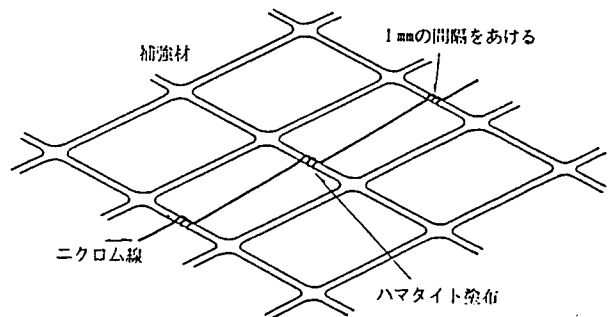


図-5.1.5 補強材の切断方法

付けた変位計により水平、鉛直方向の変位を計測した。さらに各補強材の中間の深さに石灰を薄層に敷き、実験終了後、掘削してすべり面の位置を観察した。補強材の切断は、図-5.1.5 に示すように、補強材の軸部材にあらかじめニクロム線を巻き付けておき、電気を通じさせて、熱により溶断することとした。ニクロム線の赤熱状況が良好であることを地上で確認するために、観察用のニクロム線を取り付けた。溶断は事前の確認試験では湿砂中で3分間程度の通電で十分であると確認したが、本実験では切断を確実にを行うために通電時間を15分間とした。試験終了後の掘削により100%の切断が確認された。

5.1.3 実験結果

1) 盛土完成までの補強材のひずみ

図-5.1.6 は盛土の進行に伴い、補強材に発生したひずみの経時変化について示したものである。

同図はケース1のポリマーグリッドを用いた場合において、後述する主働崩壊面と各段の補強材との交点付近の伸びひずみ（図-5.1.3(a)中のABCD点）を示したものである。各ひずみは、盛土の進行にともない段階的に増加している。この傾向はすべての測定点でみられ、土留板背面の土塊が一体となって補強されていることがうかがえる。

なお、盛立て作業が中止している期間においても、各測定点で伸びひずみの進行が見られた。これは、今回用いたポリマーグリッドが持つ引張強度に対してかなり大きい引張力が作用したため、ポリマー材が有する粘弾性的な性質が発揮されたものと考えられる。この傾向は樹脂ネットを用いたケース2でも同様であった。

図-5.1.7 は盛土完成時の補強材に発生するひずみ分布をケース1、2に分けて示したものである。ひずみの最大値の発生位置を結んだ線（図中-B線）はクローンの主働崩壊線（図中-A線）に似かよったものとなった。

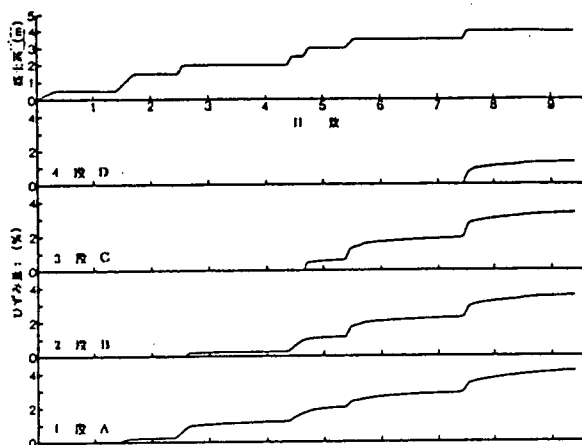
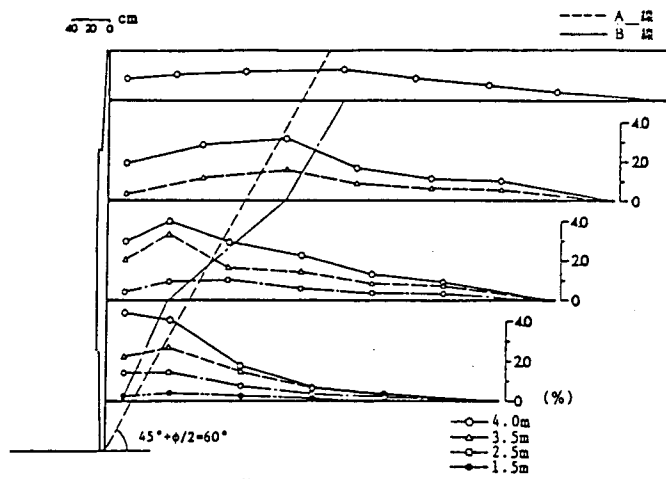
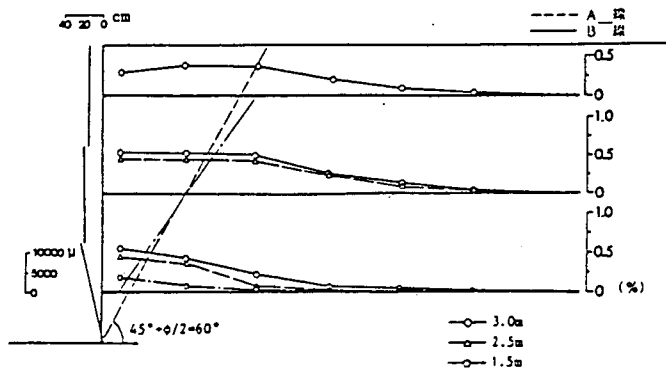


図-5.1.6 補強材に発生するひずみの経時変化（ケース1）



(a) ケース1



(b) ケース2

図-5.1.7 盛り立てに伴うひずみの変位量

ところで、山内らが行ったコンクリート製パネルを用いた補強土擁壁の試験盛土ではポリマーグリッドの最大ひずみは壁面の直近に生じており、今回の結果とは異なっている。これは、

- ① 今回用いた土留板は鉛直方向がスライドし、かつほぼヒンジの状態になっている。
- ② 合板製のため、コンクリート製に比べて土留板の曲げ剛性が極めて小さく、擁壁全体として非常に柔らかな構造となっている。

などの理由から土留板背面の土塊が主働状態になっており、想定すべり面に沿って最大伸びひずみが発生したものと考えられる。このことは図-5.1.7 に示した盛土完了時での土留板の水平変位がケース1では10cm、ケース2では19cmと大きいことからもうかがえる。なお、ケース1と2で水平変位に差が生じたのは、補強材の伸び剛性の違いに起因しているものと考えられる。

2) 崩壊実験

本実験は、補強材を土中で切断することにより自重崩壊を生じさせるもので、各ケースでの補強材の切断位置及び切断順序を図-5.1.8 に示す。いずれのケースでも、地山側（土留板の反対側）の下段から順次切断するものとしたが、ケース1ではあらかじめ想定した主働崩壊角（水平から 60° ）に沿って斜め上に向けて順次切断した。一方、ケース2については鉛直に上に向けて順次切断した。切断を開始してから崩壊にいたるまでに観察された事項をまとめると以下のとおりである。

ケース1

- i) ①～④を切断しても変化は見られず、盛土は安定を保っていた。
- ii) ⑤を切断した段階でA点にクラックが発生した。土留板、地表面の変位は鉛直、水平とも15mm前後であった。
- iii) ⑥を切断後A点のクラックはさらに大きくなり、またB点にもクラックが発生した。土留板の水平変位量はいずれの計測点でもおよそ50mmとなり、土留板背面の土が一体化して変位したものである。
- iv) ⑧を切断後、下層部の土留板からはみだすようにして全体崩壊に至った。

試験終了後、図-5.1.8(a)に示すようにA点及びB点を通るすべり線が観察された。A点を通るすべり面

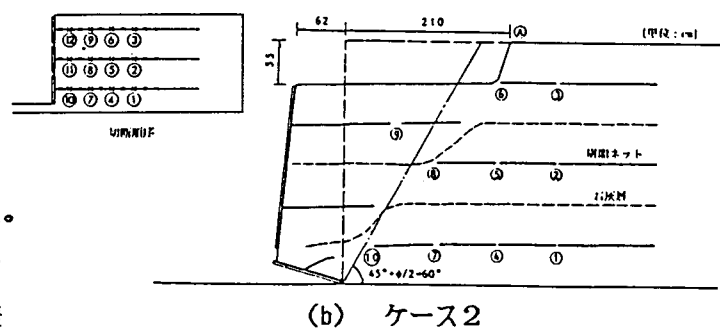
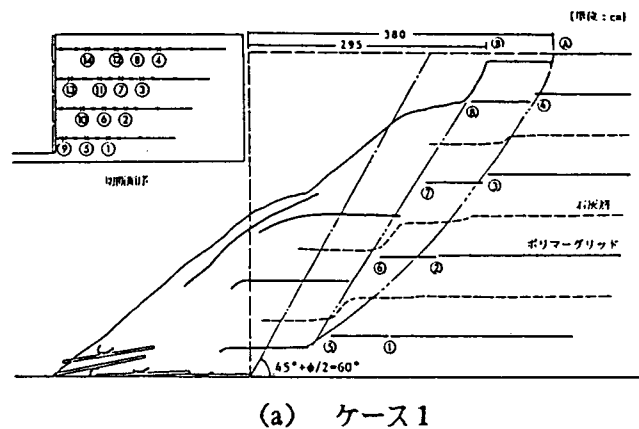


図-5.1.8 崩壊時の断面形状

は上記 ii) の段階で生じたものと考えられ、B 点を通るすべり面は崩壊時のものである。いずれのすべり面も、補強材の切断点をほぼ通るものとなっている。

この実験結果を見る限りにおいて、補強土隆壁が安定を保てる限界敷設長は B 点を通る崩壊面と①②③④を結ぶ線との間に存在することになる。

写真-5.1.1 は、この時の崩壊状況を連続写真にて示したものである。

ケース2

- i) ①～⑦を切断しても変化は見られず、盛土は安定を保っていた。
- ii) ⑧を切断した段階で、図-5.1.8(b)に示す A 点にクラックが発生した。この時、地表面の沈下で 50mm、土留め板の水平変位で約 40mm の変形が生じた。
- iii) ⑨切断後に、最下段の土留め板が前方に倒れ、全体の崩壊にいたった。この時、盛土上層部は一体化したままであった。

この崩壊実験では、切断点⑨は主働崩壊線の内側に入っており、このときは下段及び中断の補強材が崩壊に対して抵抗する配置となる。これより、補強土隆壁はすべての補強材が主働崩壊線の外側に定着していなくても安定を保つことができるといえる。今回の切断パターンによれば、補強材の限界敷設長は⑥⑤⑦を結ぶ線と⑨⑧⑦を結ぶ線の間に存在するものと思われる。

写真-5.1.2 は、この時の崩壊状況を連続写真にて示したものである。

3) 切断に伴う補強材のひずみの変化

図-5.1.9 に供試体完成時と、ケース 1 では⑤～⑦切断後、ケース 2 では⑧⑨切断後の補強材のひずみ分布を示す。補強材を切断するとその箇所の引張ひずみはゼロになり、切断点と土留め板との間の補強材に生じる引張力が補強土隆壁の安定に寄与していることになる。

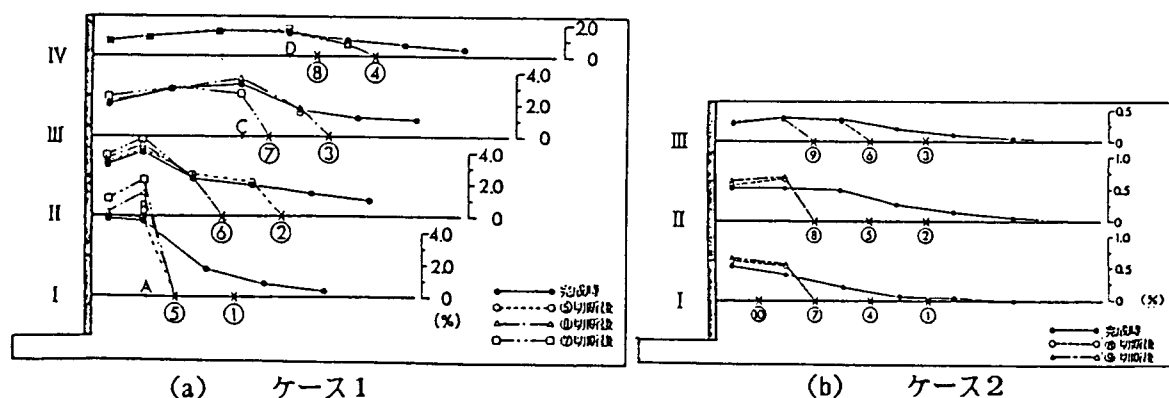


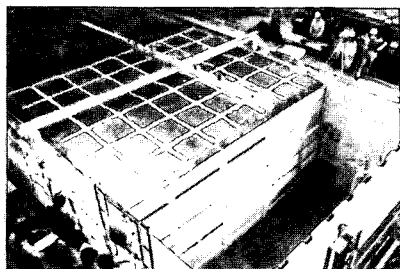
図-5.1.9 補強材のひずみ分布

ケース1

各段のひずみのピーク点(図中のA、B、C、D点)に着目すると、C点では⑦を切断した時ひずみが3%から2.5%に減少している。これは切断によって定着長が短くなったために、ポリマーグリッドに発生するひずみが小さくなったものと考えられる。すなわち、C点と切断点⑦の間のポリマーグリッド(ℓ

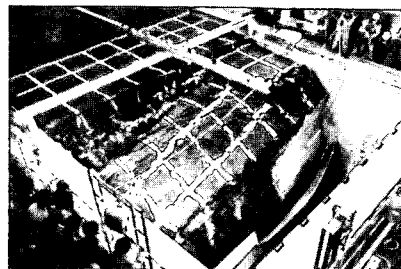
1

t=0 sec
崩壊開始



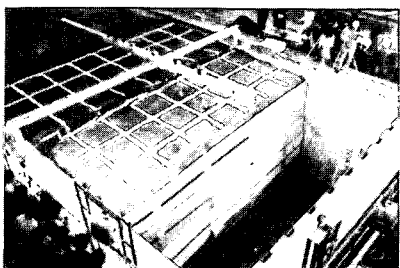
6

t=2.9 sec
経過後



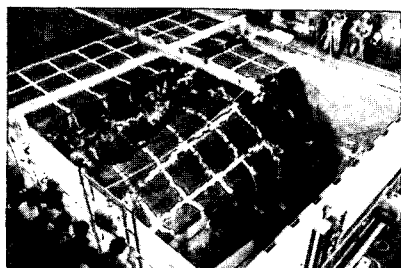
2

t=0.8 sec
経過後



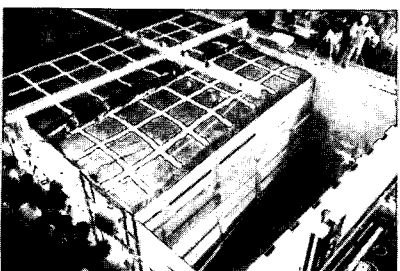
7

t=3.4 sec
経過後



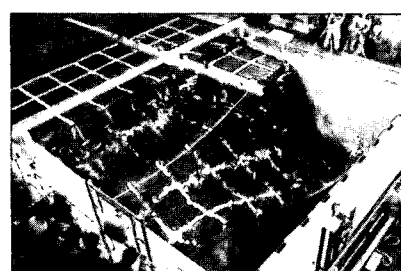
3

t=1.3 sec
経過後



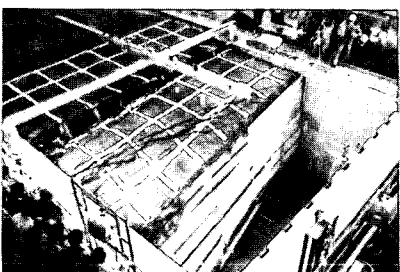
8

t=3.9 sec
経過後



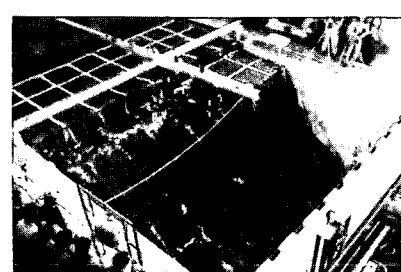
4

t=1.8 sec
経過後



9

t=4.5 sec
経過後



5

t=2.4 sec
経過後



10

t=5.3 sec
経過後

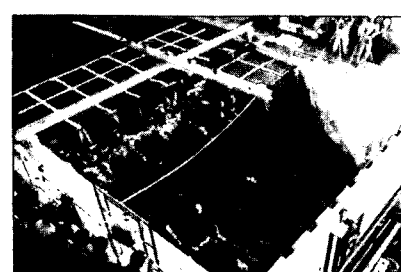
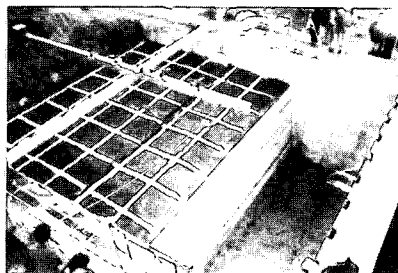


写真-5.1.1 崩壊状況 (ケース1)

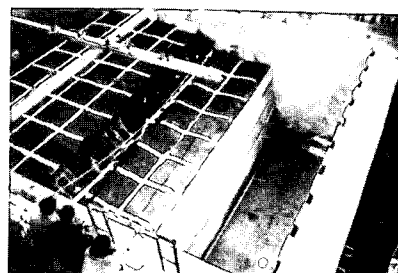
1

$t=0$ sec
崩壊開始



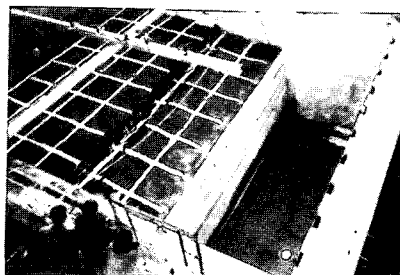
6

$t=1.3$ sec
経過後



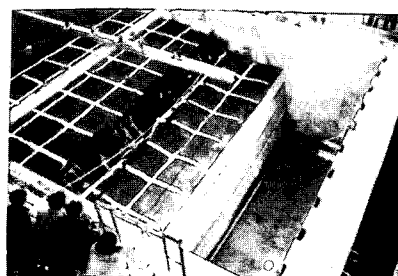
2

$t=0.3$ sec
経過後



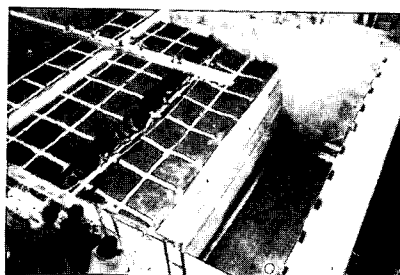
7

$t=1.6$ sec
経過後



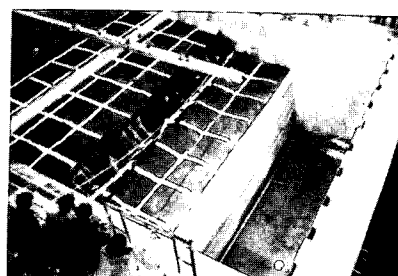
3

$t=0.5$ sec
経過後



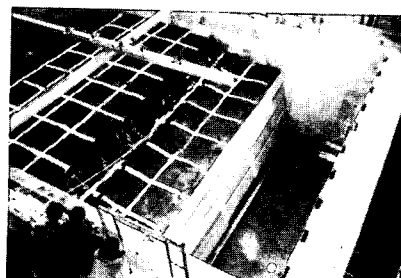
8

$t=1.8$ sec
経過後



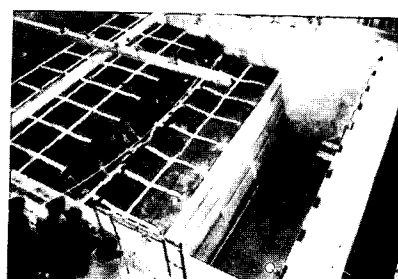
4

$t=0.8$ sec
経過後



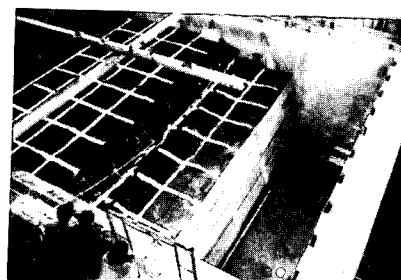
9

$t=2.1$ sec
経過後



5

$t=1.1$ sec
経過後



10

$t=2.4$ sec
経過後

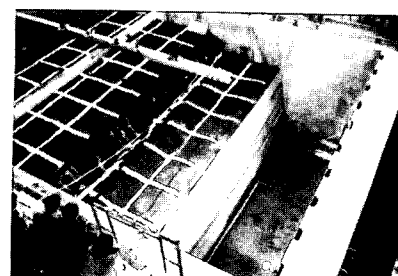


写真-5.1.2 崩壊状況 (ケース2)

=37.5cm) が最大発揮しうる引抜抵抗力 T_{Ai} を

$$T_{Ai} = 2 \cdot \tan \phi \cdot l \cdot \gamma \cdot h \quad \dots\dots\dots (5.1.1)$$

(砂の内部摩擦角: $\phi = 31^\circ$ 、砂の湿潤単位体積重量: $\gamma = 1.7 \text{ tf/m}^3$ 、土被り厚: $h = 1.5 \text{ m}$)

として計算すると、 $T_{Ai} = 1.15 \text{ tf/m}$ (単位幅当たり) となり、これに対応する引張ひずみ (ポリマー材の応力～ひずみ関係より 2.4%と算出される) が実測値とほぼ一致していることから、C⑦間には(5.1.1)式で算出される最大引抜抵抗力が生じていると考えられる。また、⑦切断後のC点での引張力減少分は、A、B点での引張力に再配分されていることがわかる。

ケース2

③切断後、Ⅲ段目のネットは潜在すべり線の内側に入り、すべりに対して抵抗しなくなる。これによる定着力の不足分は、Ⅰ、Ⅱ段目のネットに付加されていることがわかる。この時のⅡ段目のネットは③切断時に定着長が短くなったため、(5.1.1)式で算出される最大引抜抵抗力が生じていると考えられる。なお、Ⅲ段目の③～土留板間に発生するひずみは、潜在すべり線内の土塊の安定を保つ引張力となる。

5.1.4 安定解析

1) Janbu 法

ケース1でポリマーグリッドを③まで切断した段階で地表にクラックが生じた現象は、切断点⑤②③④を通る面ででのすべり破壊と考えることができる。ポリマーグリッドの末端、あるいは切断点を通るすべり面を仮定したときのJanbu法(非円弧すべり)に基づく安全率 F_s を、ポリマーグリッドの切断時点ごとに求めた結果を図-5.1.10に示す。図からわかるように⑤を切断したときの安全率が1を下回っており、補強材端部を通るすべり破壊に対する安定計算は、Janbu法によっても可能であると思われる。

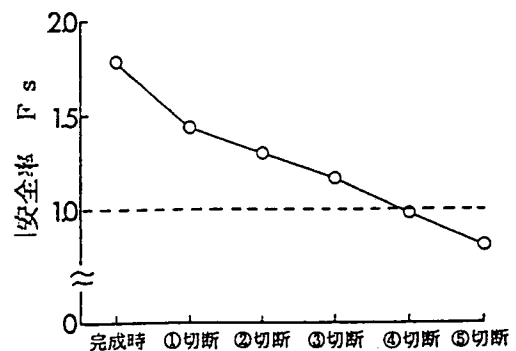
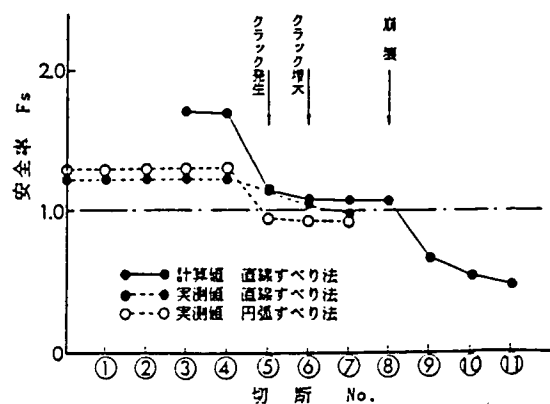


図-5.1.10 Janbu法に基づく安全率

2) 直線及び円弧すべりによる安定検討

図-5.1.11 (a)はケース1について、各切断ステップ毎に実測された補強材の軸力を用いてFellenius法((3.2.10)式)及び直線すべり法((3.2.17)式)によって安全率を求めた結果を示したものである。これによれば、地表面にクラックが生じた切断点⑤の時点で、安全率の低下が見られ、特に円弧すべりでは $F_s = 1.0$ を割り、結果と良い一致を示している。



(a) ケース1

なお、実測されたすべり面は円弧状を呈していることから（図-5.1.8 参照）、直線すべりで近似した場合には安全率が高めに出自しているものと考えられる。

また、図中には直線すべり法において3. で説明した補強材の引抜き抵抗力の算定式（(3.2.1) 式）を用いて安全率を求めた結果も併記してある。この結果も、クラックが生じた時点での安全率の大幅の低減が見られ、実測値によるものと良い一致を示している。ここで、切断点④以前に着目すると、実測と計算値による安全率に大きな差が存する。これは、実測によるものはすべりに対する安定を保持するために必要な

張力が生じており、また計算による張力は常に限界状態での引抜き力を算定している。このため、計算値によるものは高い安全率が求まっており、この差が余裕安全率と考えられる。

ケース2については、実測された補強材のひずみから軸力を想定するのは困難なため、計算による引き抜き抵抗力を用いたFellenius 法による安全率を求め、図-5.1.11 (b)に示した。この結果も、実験時の崩壊現象を良く表している。

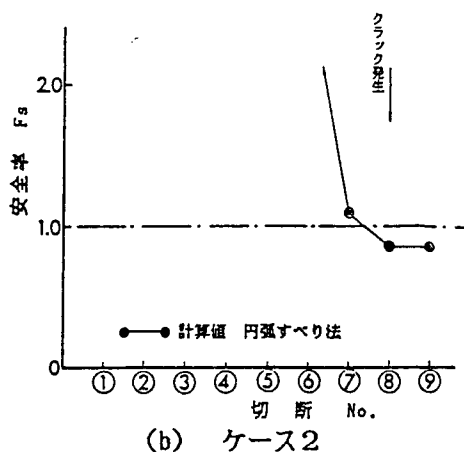


図-5.1.11 安全率の推移

3) 引抜け及び破断に対する安定検討

各ケースのひずみ計測結果をみると、各段の最大ひずみ発生点を連ねた線は、ほぼクーロンの主働崩壊面に沿ったものとみなすことができ、これを潜在すべり面と仮定することができる。ここでは、潜在面より奥部の補強材の定着長と破断強度を用いて引き抜け及び破断に対する安定検討を行った。潜在すべり面上で補強材が発揮する最大の引張力 $(T_i)_{avail}$ は、

$$(T_i)_{avail} = \text{Min} \{R_T, T_{Ai}\} \quad \text{..... (5.1.2)}$$

として求められる。ここに、 R_T : 補強材の破断強度、 T_{Ai} : (5.1.1) 式で計算される最大引抜き抵抗力である。

ケース1

ポリマーグリッドを順次切断していったときの $(T_i)_{avail}$ 及び計測された最大引張力 $(T_i)_{max}$ を用いて安全率 F_s' を

$$F_s' = \frac{\sum_{i=1}^{\text{IV}} (T_i)_{avail}}{\sum_{i=1}^{\text{IV}} (T_i)_{max}} \quad \text{..... (5.1.3)}$$

として計算した結果を表-5.1.3 に示す。

⑥を切断した段階で F_s' はかなり小さくなっており、⑧を切断した時点で最下段の破断及び最上段の引抜けによって崩壊が生じたものと考えられる。なお、ここに示した $(T_i)_{max}$ はA～D点での値を使用しており、潜在滑り面上で $(T_i)_{max}$ を計測すれば崩壊時の F_s' は、表-5.1.3 よりも小さい値が算出されることが予想される。

ケース2

樹脂ネットでは、それ自体のひずみの測定が困難なため、ネットの軸部材に沿わせたウレタンを介してそのひずみを測定し、発生張力の定性的な判断を行ってきた。このため軸力に換算することができない。ここでは、順次切断していったときの $(T_i)_{avail}$ の変化を表-5.1.3 に示す。

⑦切断後より $(T_i)_{avail}$ は切断にともない順次減少し始め、⑩切断後での $(T_i)_{avail}$ は安定時の約 1/2 程度となる。

これらは、崩壊時における現象（クラックの発生時など）と対応しうるもので、潜在すべり線上での安定計算が有効であることがうかがえる。

4) 土圧による安定検討

ここでは、英国運輸局技術仕様書（橋梁編）の安定解析法に基づいて安定検討を実施してみる。

表-5.1.4 にケース1の切断点④とクラックが生じた切断点⑧の時点の内的、外的安定に対する安全率を示す。

これより、⑧の切断後においても外的安定の滑動に対する安全率を除けば、安全率は2.5以上の値を示している。今回の実験では、内的安定による崩壊と考えられ、当検討法は危険側の結果を示している。なお、内的安定のうち、破断については当初より安全率が1.0を切っている。これは、各段の作用土圧と破断強度の比較により求めているため、実際に補強材に生じる引張力とは異なっているものと考えられる（安全側）。

5) 有限要素法

i) 解析モデルと解析手順

解析モデルは図-5.1.12に示すとおりである。盛土材は三軸圧縮試験データに基づいた非線形弾性体（uncan-Changモデル）として表現している。その物性値を表-5.1.5 に示す。

ジョイント要素は、補強材と盛土材との接触面のみならず、盛土材と土留板の接触面にも用いている。

表-5.1.3 引抜き及び破断に対する安全率

(a) ケース1

	R _T	T _{Ai}				$\sum_{i=1}^N (T_i)_{avail}$	$\sum_{i=1}^N (T_i)_{max}$	F _s
		IV	III	II	I			
①切断	1.8	4.0	11.8	19.6	10.8	7.2	5.4	1.33
②切断		4.0	11.8	7.8	10.8	7.2	5.3	1.36
③切断		4.0	4.8	7.8	10.8	7.2	5.3	1.36
④切断		1.6	4.8	7.8	10.8	7.0	5.3	1.32
⑤切断		1.6	4.8	7.8	5.4	7.0	5.4	1.30
⑥切断		1.6	4.8	4.0	5.4	7.0	5.7	1.23
⑦切断		1.6	2.5	4.0	5.4	7.0	5.7	1.23
⑧切断		0.8	2.5	4.0	5.4	6.2	—	—

(引張力の単位は tf/m)

(b) ケース2

	R _T	T _{Ai}			$\sum_{i=1}^N (T_i)_{avail}$
		III	II	I	
①切断	1.8	3.7	12.6	12.6	5.4
②切断		3.7	5.8	12.6	5.4
③切断		1.4	5.8	12.6	5.0
④切断		1.4	5.8	8.8	5.0
⑤切断		1.4	3.5	8.8	5.0
⑥切断		0.6	3.5	8.8	4.2
⑦切断		0.6	3.5	4.9	4.2
⑧切断		0.6	1.2	4.9	3.6
⑨切断		0	1.2	4.9	3.0
⑩切断		0	1.2	1.1	2.3

(引張力の単位は tf/m)

表-5.1.4 安定検討結果

切 断 段 階		④	⑧
外 安 定	滑 動	F _s = 1.40	F _s = 1.05
	転 倒	F _s = 5.67	F _s = 2.51
内 的 安 定 (引 抜 き)	段数1 (深さ 0.5m)	F _s = 5.55	F _s = 2.77
	段数2 (深さ 1.5m)	F _s = 5.59	F _s = 2.79
	段数3 (深さ 2.5m)	F _s = 5.63	F _s = 2.81
	段数4 (深さ 3.5m)	F _s = 5.63	F _s = 2.81

また、今回の実験は土槽内で行ったため底部コンクリート面までの地盤厚が30cm程度しかなく、コンクリート面の摩擦による影響が考えられる。そこで、底部コンクリートと盛土材との接触面にもジョイント要素を設けた。

各々の物性値は表-5.1.6 に示すとおりである。ここでは、せん断剛性と摩擦角を変化させることで各接触面の差を表現している。

補強材及び土留板は、梁要素を用いて表現しており、補強材は二軸延伸のポリマーグリッド、土留板は合板を想定している。その物性値は表-5.1.7 に示すとおりである。

図-5.1.13は、盛土の構造過程及び切断過程を考慮した一連の解析手順を示したものである。盛立ては1層当たり50cmとし、図中に示す△Naの順に行った。なお、のり面部は実際の施工過程と等しくなるように表現している。

また、補強材の敷設過程では各敷設位置の地盤変位をゼロとすることで、補強材が予定位置に水平に敷設されるようにした。切断過程は、各切断位置より奥部のはり要素とジョイント要素を削除することで表現している。

図中に示す○Naは、補強材の切断順序を示したものである。

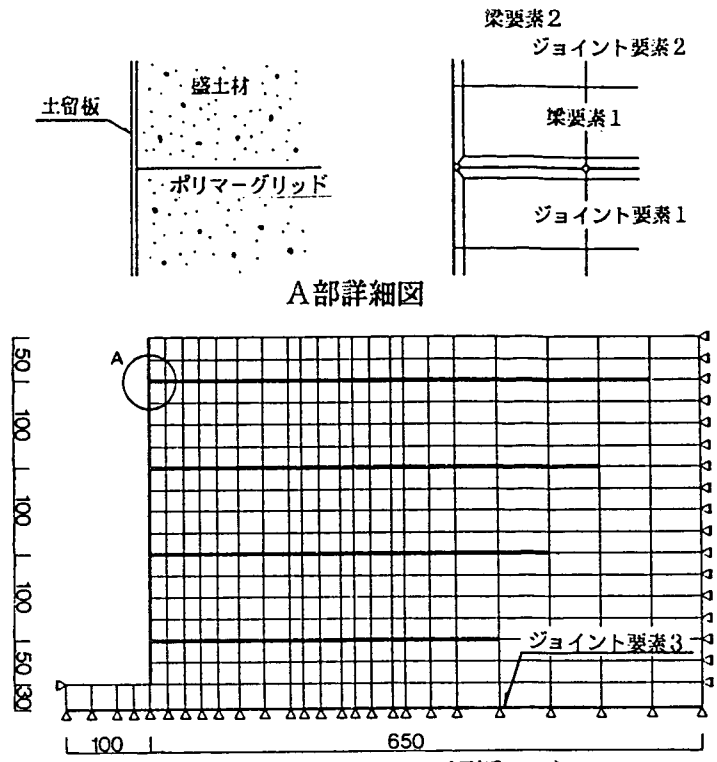


図-5.1.12 解析モデル

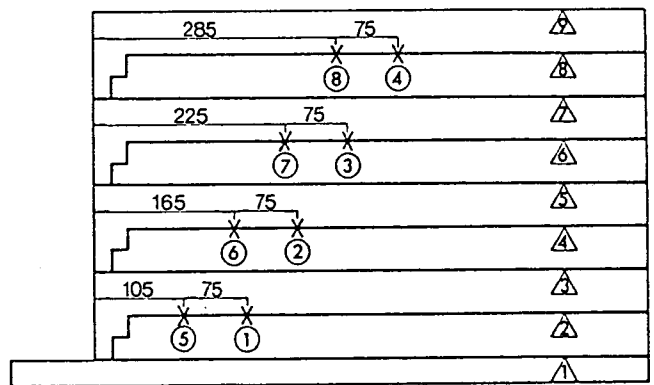


図-5.1.13 解析手順

表-5.1.5 平面ひずみ要素の物性

平面ひずみ要素	単位体積重量 γ (tf/m ²)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	ポアソン比 ν	初期弾性係数 E_1 (tf/m ²)	破壊比 R_f	σ_s の指数 n	接線係数 K 載荷時	接線係数 K_{ur} 除荷時
盛土材	1.7	0.0	31.0	0.32	3500.0	0.9	0.3	680.0	680.0

表-5.1.6 ジョイント要素の物性

ジョイント要素	せん断剛性 K_s (tf/m ²)	残留せん断剛性 K_{ur} (tf/m ²)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	垂直剛性 (圧縮時) (tf/m ²)	垂直剛性 (引張時) (tf/m ²)
1 補強材	100.0	0.01	0.0	28.4	1000000.0	0.0
2 土留板	10.0	0.01	0.0	20.8	1000000.0	0.0
3 コンクリート	50.0	0.01	0.0	24.3	1000000.0	0.0

表-5.1.7 梁要素の物性

梁要素	断面積 A (m ²)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)
1 補強材	7.894E-5	400000.0	6.579E-12
2 土留板	0.018	800000.0	6.666E-7

ii) 解析結果

図-5.1.14は、盛土の築造に伴い補強材に発生したひずみ分布の解析値を示したものである。これより、補強材のひずみの最大値を結んだ線はクーロンの主働崩壊線とほぼ似通ったものとなり、図-5.1.7(a)の実験結果と良い近似を示している。

しかし、補強材のひずみ量は各段とも実測値の方が上回っており、主働崩壊線近傍では解析値が実測値の1/2程度となりかなり差のある結果となった。これは、前述した様にポリマー材が有する粘弾性的な変形が確認されている。このため、解析より得られた補強材のひずみ量とに差が生じたものと考えられる。

図-5.1.15は、解析結果より完成時から⑤～⑦切断後における補強材のひずみ分布の変化を示したものである。切断点からのひずみ分布の勾配は切断が行われるにつれて、いずれも急な勾配へと推移していることから補強材に発生する摩擦抵抗が切断にともない次第に増加していることがわかる。

また、⑤切断時に最下段の補強材には土留板の近傍で約0.6%のひずみが増加しており、この増加分は他段(2、3、4段)の最大ひずみの減少分を合計したものとはほぼ等しいことから、引張力の再配分が行われたことを示すものであり、実験結果と同様な傾向を示している。

図-5.1.16は、盛土の完成時と⑤～⑦切断後における壁面の変形状況を示したものである。完成時における壁面の変位量は、実測値が解析値に比べ若干上回っているものの解析値の変形状は、壁高の中央部が腹み出すような弓状の形状となり実測値とかなり似通ったものとなった。

また、⑤切断時までの変形経過も実測結果とはほぼ等しい傾向を示している。しかし、⑥切断以降は実測値がはるかに大きく解析値とはかなり差のあるものとなった。これは、実験では⑤切断時に地表面にクラックが発生し、⑥切断以降そのクラックはさらに大きくなり補強領域内の土塊が一体となって急

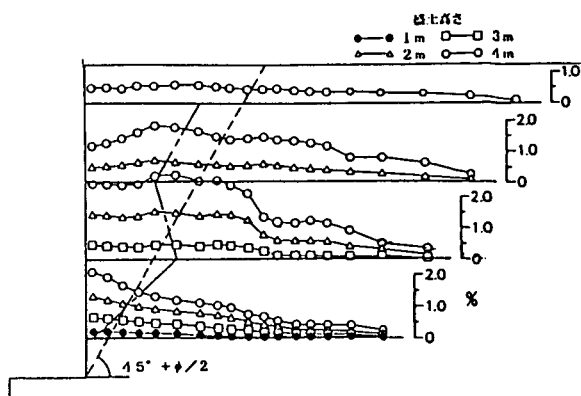


図-5.1.14 盛土に伴う補強材のひずみ分布

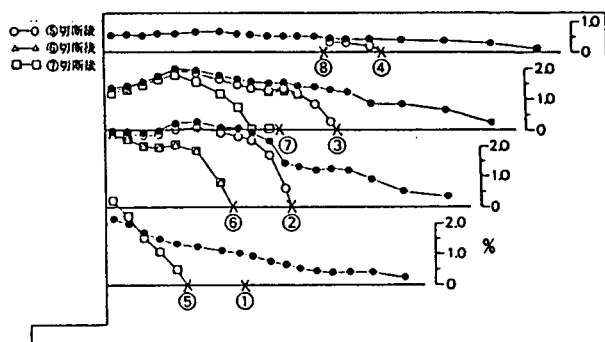


図-5.1.15 切断に伴う補強材のひずみ分布

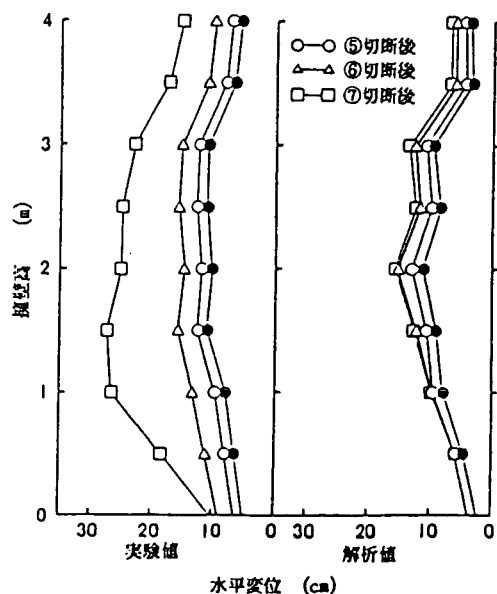


図-5.1.16 切断に伴う壁面変位

激な変形をしたことが確認されている。このため、連続体としての解析方法では一体化した急激な変形挙動には追従できず、実験結果とかなりの差が生じたものとする。

土留板に作用する土圧の変化を示したのが図-5.1.17である。土圧は、補強材によって土圧が減少した部分とそうでない部分との間に差があり、全体として凹凸のある土圧分布となっており、ある程度の土圧低減効果が認められる。補強材を切断するにつれて上部の土留板に作用する土圧は減少する傾向にあり、最下段の土圧が増加していることがわかる。また、各段の土圧の変動は2段目の土留板に作用する土圧が最も大きく、⑥切断時には補強材の取り付け位置の上下で 1.0 tf/m^2 程度の増減が生じている。このことから、今回のような敷設間隔を持つ補強土擁壁の安定には、土留板の安定性が重要な役割を果たすことがわかる。

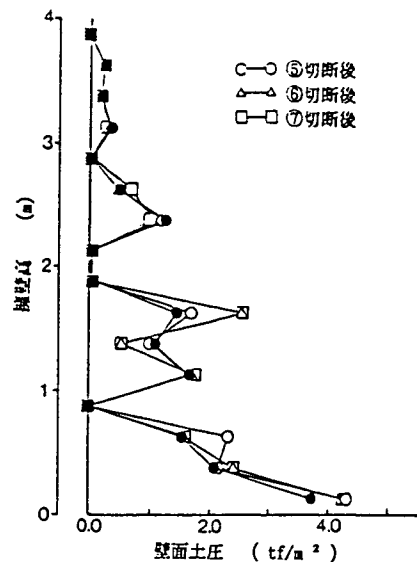


図-5.1.17 切断に伴う土圧変化

5. 1. 5 まとめ

実物大の補強土留め構造物の自重崩壊実験を行い、さらに幾つかの安定解析手法を用いた検証を行うことにより、以下のことがわかった。

- ① 補強材の材質によって盛土の変形特性（特に土留板のはらみだし）及び崩壊形態が異なる。
- ② 補強材に生じる最大伸びひずみは、クーロンの主働崩壊面の付近に発生する。
- ③ 補強材の引き抜け抵抗力の算定式の妥当性を確認することができた。
- ④ 補強材を切断することによって、補強材に生じる引張力が再配分される。また、補強土擁壁が安定を保ちうる補強材の限界敷設長についてデータが得られた。
- ⑤ 全体安定解析、引抜け・破断に対する安定解析によって今回の実験結果を説明することができた。
- ⑥ ジョイント要素を用いた限界要素により、盛土の築造過程及び補強材の切断を考慮した数値解析を行い、ある程度結果を再現することができた。

5. 2 小型供試体での切断パターンを変えた自重崩壊実験

5. 2. 1 実験目的

本実験は、5. 1 で述べた補強材の限界敷設長に関する実物大の自重崩壊実験の継続として、その寸法を小型化して実験ケースを増やす為に、小型土槽内での模型供試体に対して、切断パターンを種々変化させ変形・崩壊形態の違いを検討することを目的として行った。

5. 2. 2 実験方法

奥行50cmの小型土槽内に壁面を持つ補強土擁壁を作成した。供試体形状を図-5.2.1 に示す。

盛土材は、気乾状態の豊浦標準砂（比重： $G_s = 2.63$ 、含水比： $\omega = 0.2\%$ ）を用い、薄層に締め固めながら供試体を作成した（単位体積重量： $\gamma_t = 1.53 \text{ tf/m}^3$ 、内部摩擦角： $\phi = 38^\circ$ ）。補強材は、樹脂性のネットを使用した。補強材の切断パターンは、鉛直及びクーロンの主働崩壊線に沿ったものとし、切断順序は4段同時及び各1段ごとの切断を組み合わせ、合計16ケースの実験を行った。実験ケースを図-5.2.2 に示す（図中の○は切断順序を示す）。補強材の切断方法は5. 1 と同様、補強材にあらかじめニクロム線を巻き付けておき、電気を通じて熱により溶断することとした。計測項目は供試体に取り付けた変位計から表面変位を計測し、崩壊状況を連続写真で撮影することとした。

5. 2. 3 実験結果

一連の崩壊状況を写真-5.2.1 に、また崩壊した時点の切断番号を（）内に示す。

以降に観察結果を述べる。

ケース1：③列目を切断した時点で、全体崩壊に至った。すべり面は壁面下端を通り、約 60° の傾角を持つ直線の形状を呈していた。

ケース2：②列目を切断した時点で、地表面が90mm程沈下し、壁面がほぼ水平に変位した。すべり面は壁面下端を通り、約 60° の傾角を持つ直線の形状を呈していた。さらに、③列目を切断した時に全体崩壊に至った。

ケース3：⑫点を切断しても変状が見られなかった。

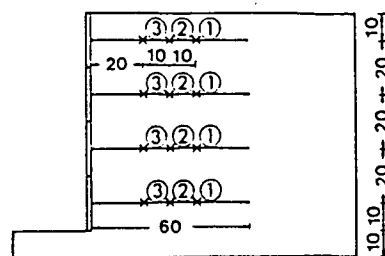
ケース4：⑨点を切断した時点で、地表面が大きく沈下し、壁面の中段が膨らむ様な変形を示した。すべり面は壁面下端を通り、約 60° の傾角を持つ直線の形状を呈していた。さらに、切断を進め⑩点の時点で全体崩壊に至った。

ケース5：⑫点を切断しても変状が見られなかった。

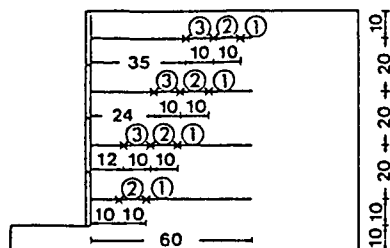
ケース6：⑨点を切断した時点で、地表面が90mm程沈下し、壁面全体がほぼ水平に変位した。すべり面は壁面下端を通り、約 60° の傾角を持つ直線の形状を呈していた。

ケース7：③列目を切断した時点で、全体崩壊に至った。

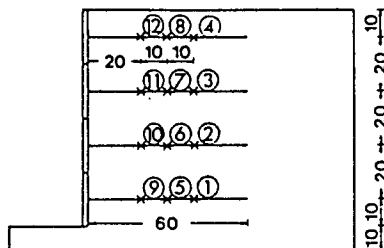
ケース8：②列目を切断した時点で、地表面が120mm程沈下し、壁面がほぼ水平に変位した。すべり面は壁面下端を通り、約 60° の傾角を持つ直線の形状を呈していた。



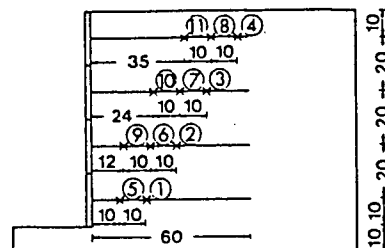
ケース1



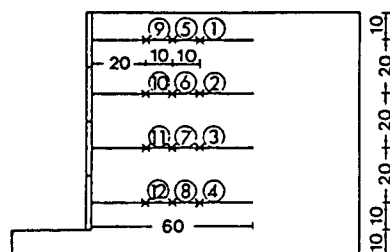
ケース2



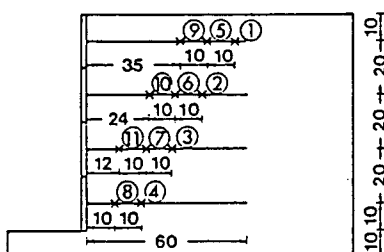
ケース3



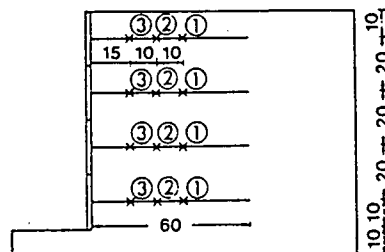
ケース4



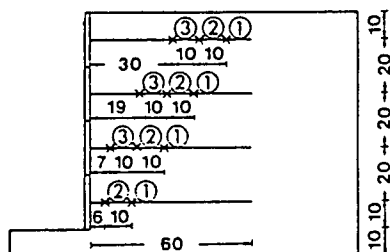
ケース5



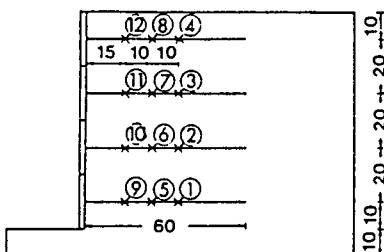
ケース6



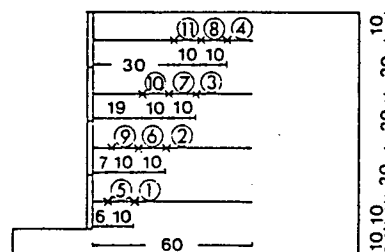
ケース7



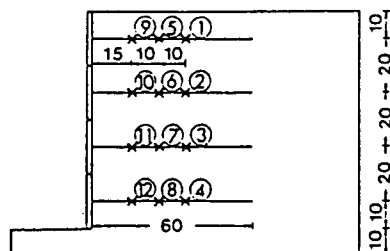
ケース8



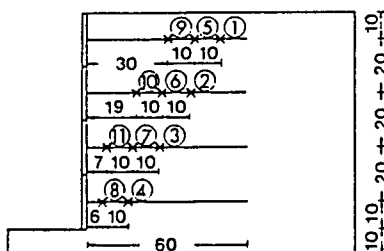
ケース9



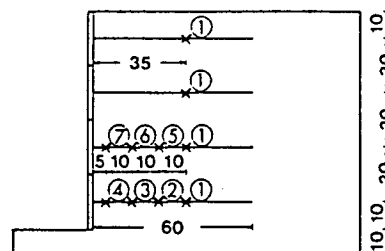
ケース10



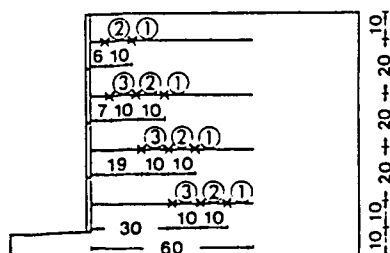
ケース 11



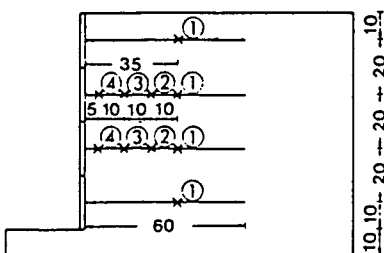
ケース12



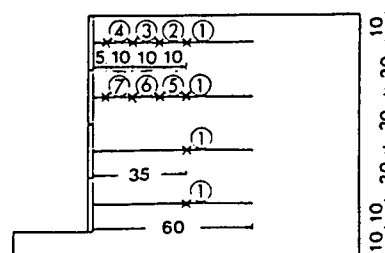
ケース13



ケース14



ケース15



ケース16

図-5.2.2 実験ケース

ケース9：⑩点を切断した時点で、地表面が150mm程沈下し、壁面の下段が膨らむ様な変形を示した。すべり面は、壁面下端を通り、約65°の傾角を持つ直線の形状を呈していた。

ケース10：⑥点を切断した時点で地表面が100mm程沈下し、壁面がほぼ水平に変位した。すべり面は壁面下端を通り、約60°の傾角を持つ直線の形状を呈していた。

ケース11：⑪点を切断した時点で、全体崩壊に至った。

ケース12：⑧点を切断した時点で、地表面が10mm程沈下した。すべり面は壁面下端を通り、約60°の傾角を持つ直線の形状を呈していた。

ケース13：⑤点を切断した時点で、地表面が50mm程沈下し、壁面がほぼ水平に変位した。すべり面は壁面下端の奥部を通り、⑤点を通過した約60°の傾角を持つ直線の形状を呈していた。

ケース14：②列目を切断した時点で、2段目の補強材を引抜きながら上部2段の壁面が転倒した。下方2段の背面は健全であった。

ケース15：③列目を切断した時点で、3段目の補強材を引抜きながら、下方1段の壁面を残して崩壊した。

ケース16：④点を切断した時点で頂部1段の壁面が転倒した。

5.2.4 安定解析

観察された崩壊形態から、補強材の切断箇所の違いにより、若干の位置の差はあるものの、そのすべり面の形状はほぼ直線とみなせる。

また、そのすべり面の角度は主働崩壊角 $\beta = 45^\circ + \phi/2 = 45^\circ + 38^\circ/2 = 64^\circ$ に殆ど一致している。

したがって、以下の安定解析では前述の直線すべり法(3.2.17式)を用いて検討を行った。ただし、そのすべり面の角度は実験結果をもとに $\beta = 64^\circ$ とし、さらに切断パターンによっては、壁面の上部に崩壊が見られたことからすべり面の下端を壁面プレートの各継手部を通るような4タイプの安定計算を行い、最小安全率を求めた(図-5.2.3 参照)。

各切断番号と、求めた安全率の関係を図-5.2.4に示す。また、図中のプロットの添字(a~d)は図-5.2.3での最小安全率を示すすべり面の位置である。切断 N_d が増加するにしたがって、安全率の低下が見られる。また図中において矢線は崩壊ないし、壁面の大変形が生じた時点の切断 N_d を示している。これより、ケース8、12、14、16を除いて、崩壊等を生じた時点の安全率は大略1.3~1.6程度になっている。また、上記のケース8、12、14、16においては、切断に伴う安全率の低下が大きいため、実際には崩壊を生じた切断 N_d と直前の N_d の中間に限界状態があったものと考えられ、以上のケースも前述の安全率程度で実際には限界になったものともいえる。

また、崩壊が生じなかったケース3、5では、安全率が2以上になっている。本来の安定解析では、崩壊時(限界状態)では安全率 F_s が1.0になるべきものであるが、ここでは補強材の引抜抵抗力を(3.2.1)式の C^* 、 ϕ^* を土のせん断定数をそのまま用い、また低減係数等も用いていないため、このような若干高い値になったものと考えられる。しかしながら、全体に渡って崩壊時の安全率には良い一致が見られ、直線すべりによる安定解析の可能性が確認された。さらに、ケース13以降はその切断パターンに色々な変化を持た

せている。このうち、ケース14、15、16ではその崩壊が壁面の上部で生じた。

安定解析においても、すべり面の生じる位置は壁面の下端ではなく、上部の位置となっており、結果をうまく表現している。

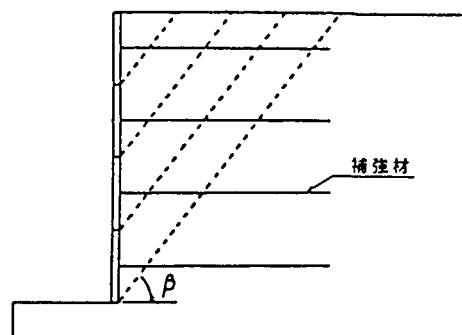
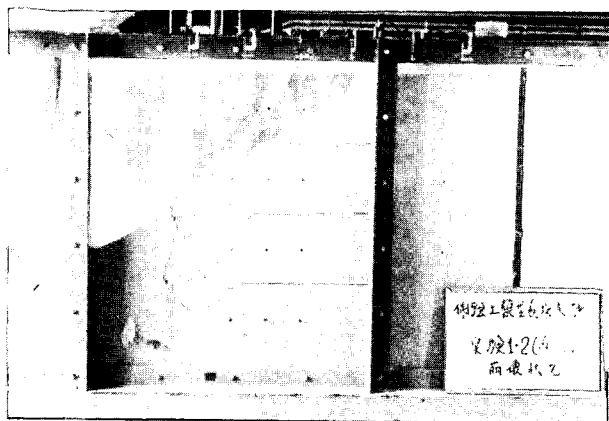


図-5.2.3 検討すべり面のパターン

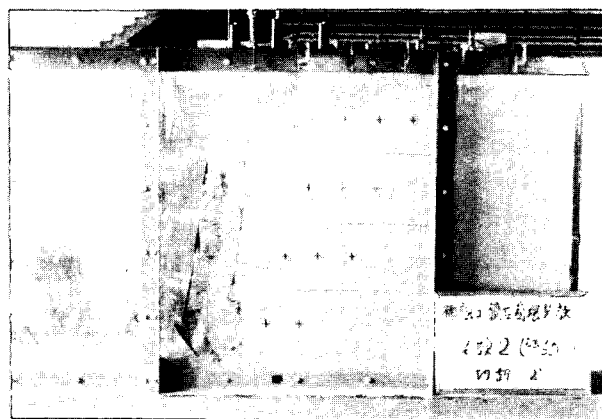
5. 2. 5 まとめ

小型模型による補強土留め構造物の自重崩壊実験により、以下のことがわかった。

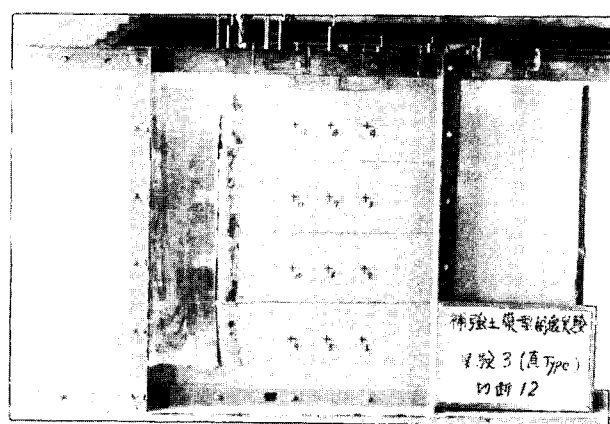
- ① 補強土擁壁の安定について、直線すべり法によって実験結果と対応させることができた。
- ② すべり安定に対して下段の補強材の効果が卓越していることが確認できた。
- ③ ケース14、15、16の様な崩壊形態においても各補強材段ごとの直線すべりによる安定解析によって、結果をうまく表すことができた。



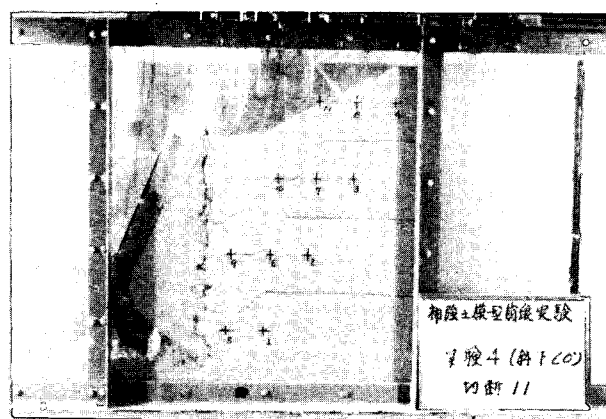
ケース1 (3)



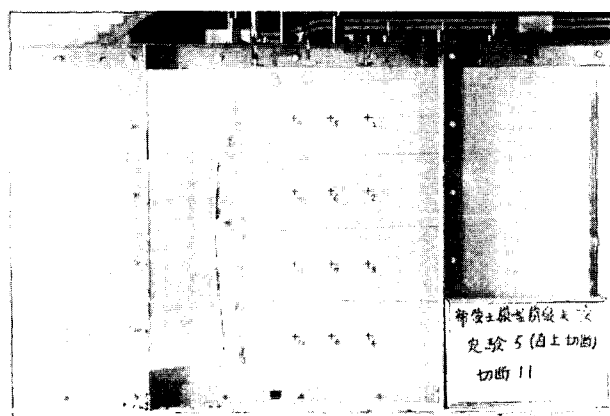
ケース2 (2)



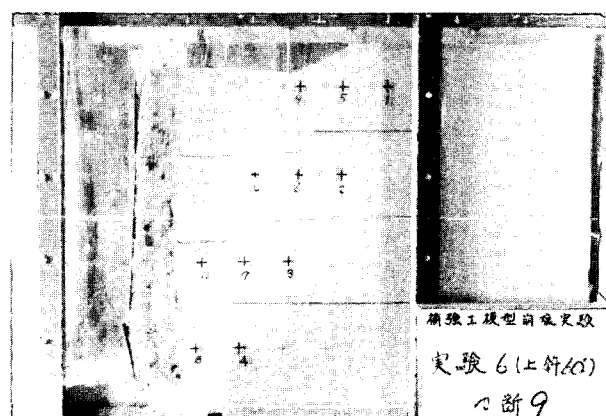
ケース3 (崩壊せず)



ケース4 (11)

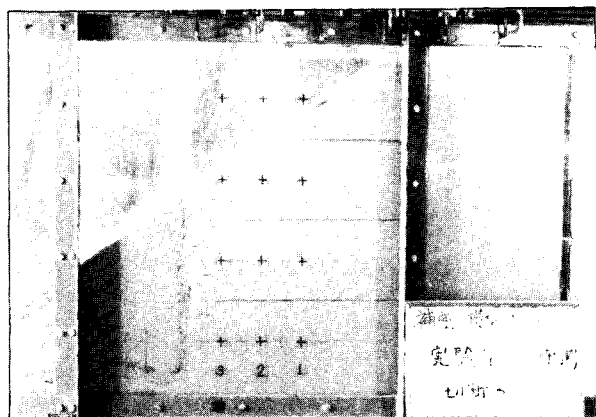


ケース5 (崩壊せず)

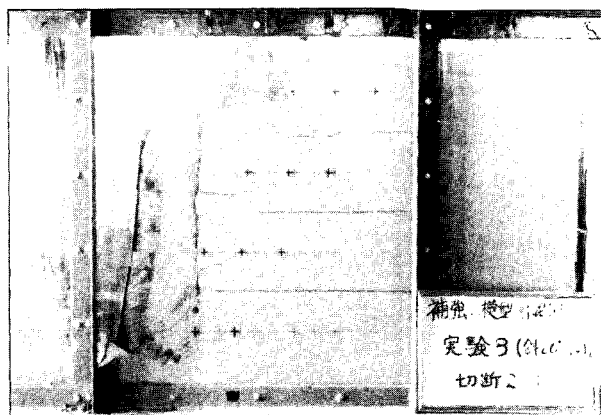


ケース6 (9)

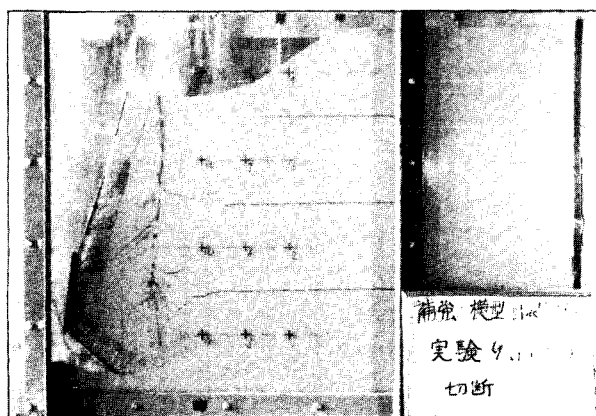
写真-5.2.1 崩壊状況



ケース7 (3)



ケース8 (2)



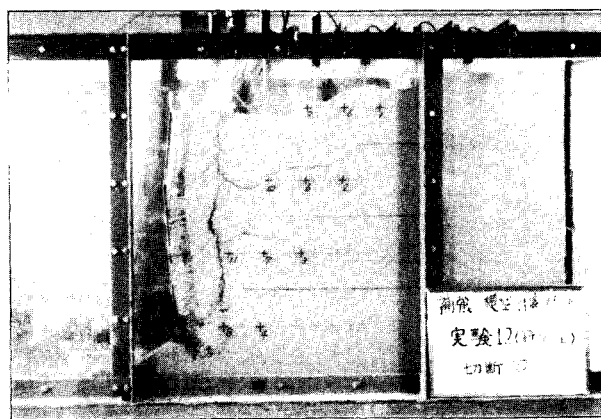
ケース9 (10)



ケース10 (6)

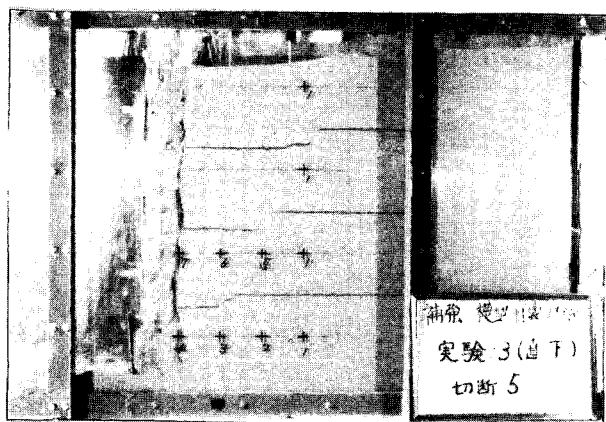


ケース11 (11)



ケース12 (10)

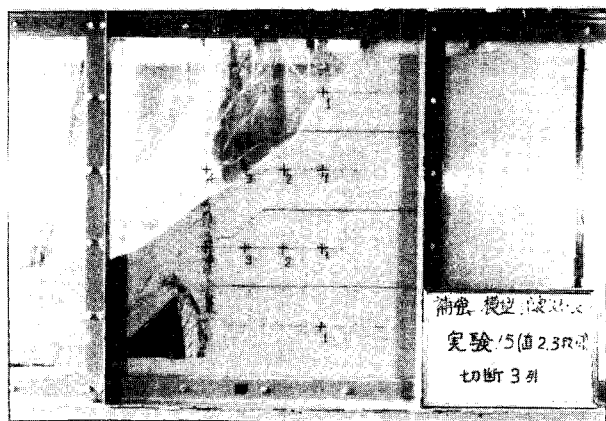
写真-5.2.1 崩壊状況



ケース13 (3)



ケース14 (2)



ケース15 (3)



ケース16 (4)

写真-5.2.1 崩壊状況

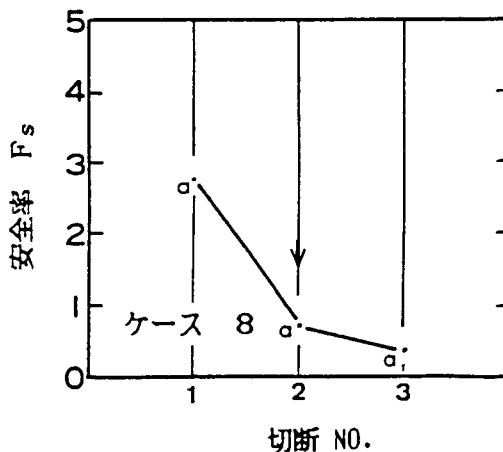
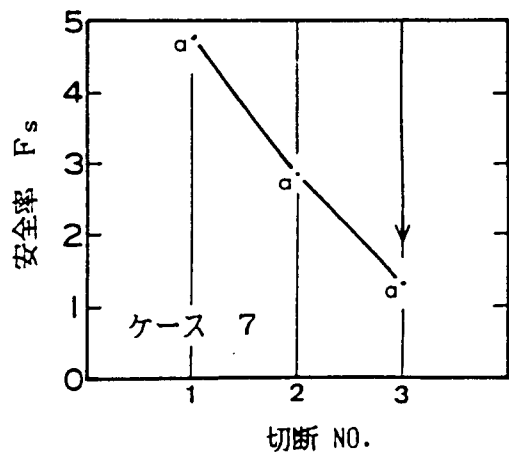
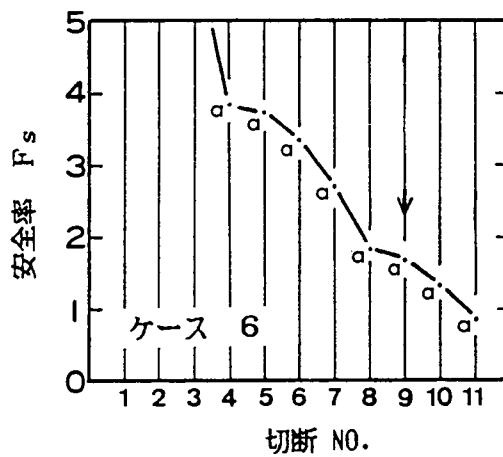
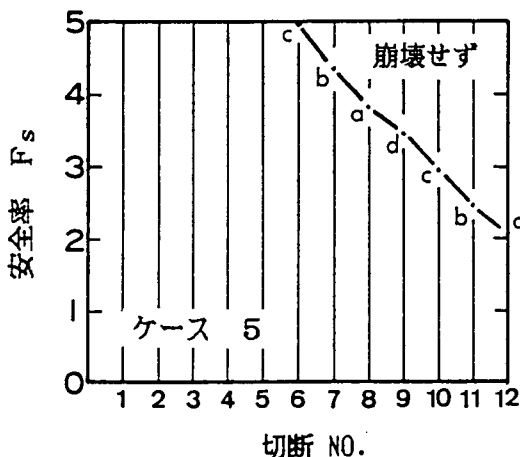
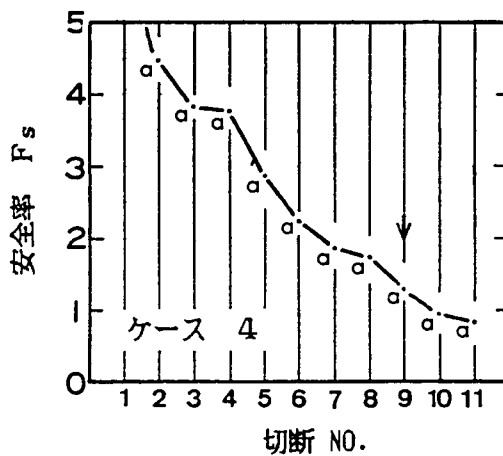
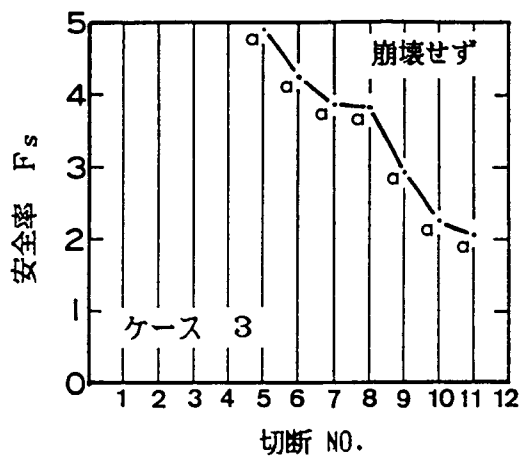
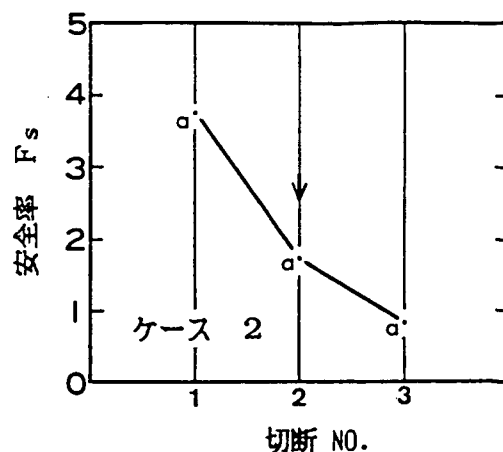
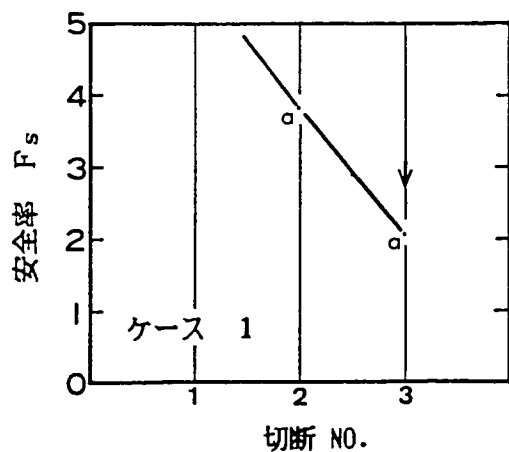


図-5. 2. 4 a) 切断順序と安全率の関係

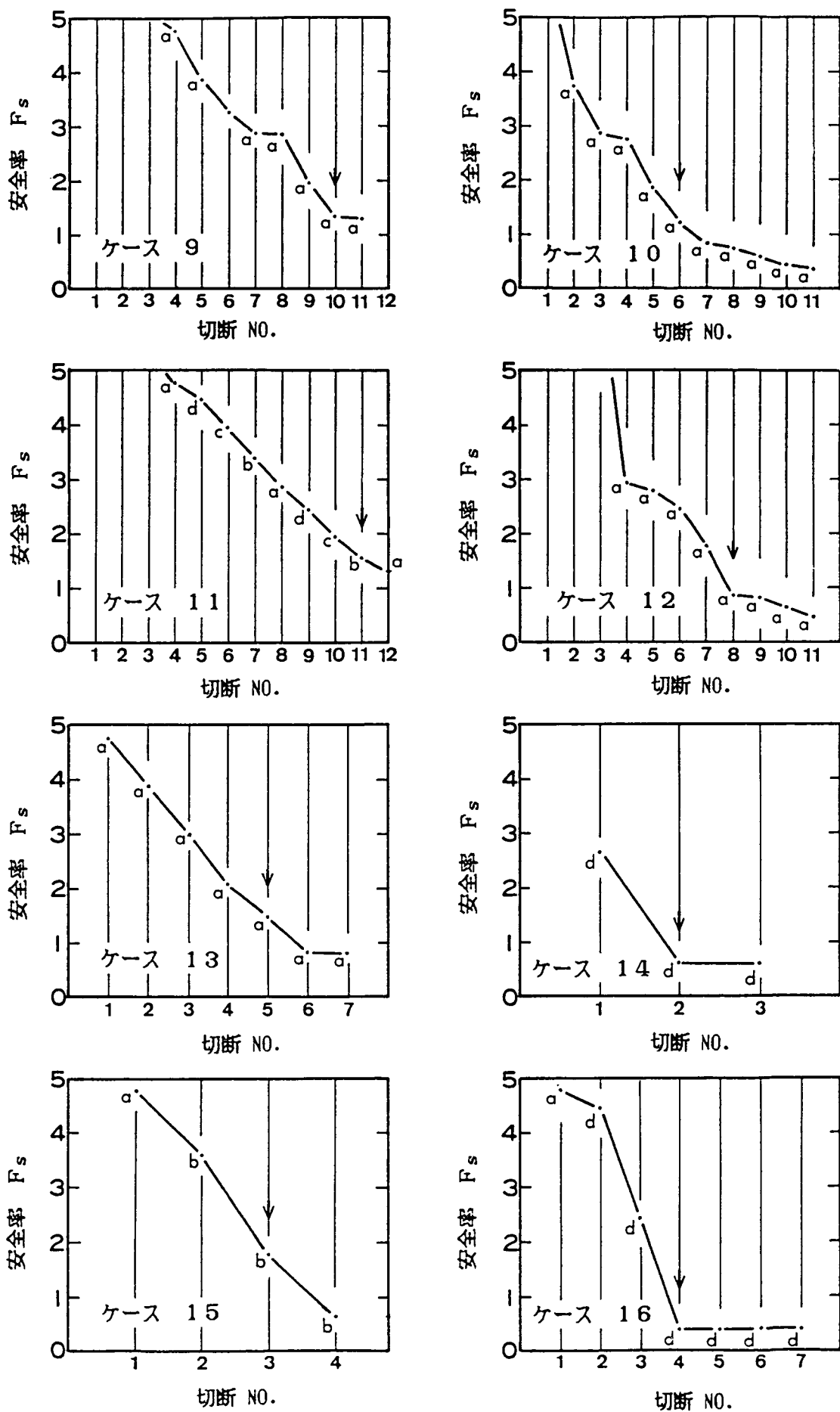


図-5.2.4 b) 切断順序と安全率の関係

6. 壁面工の違いによる補強効果の影響

6. 1 4種類の壁面工をもつ実物大施工試験

6. 1. 1 目的

これまで、壁面工は簡易な土留板を設けることで十分に役割をはたすものであると考えられてきたが、補強土全体の安定性、施工性および外観に大きく影響することから、壁面工の重要性が見直されている。そこで、今回は、施工性および補強メカニズムを知るために、4種類の壁面工を持つ補強土擁壁を築造し、盛土および補強材の変形特性について動態観測を実施することとした。

6. 1. 2 実験概要

築造した4 Typeの壁面工を持つ補強土擁壁の形状および補強材の配置を図-6.1.1 に示す。補強材はType-1,2,3に一軸延伸のポリマーグリッド（破断強度:8tf/m），Type-4には樹脂ネットを用いている。今回の補強材の敷設長は、実物大の崩壊実験の結果から各段とも主働崩壊線より1.5m奥部まで敷設している。敷設間隔は、Type-1,2,3を1m、剛性の低いType-4を50cmとしている。盛土材は山砂で、一層の仕上り厚さを25cmとし振動ローラにより締固めを行なった。この結果、完成した盛土体の物性は $W_n=25\%$ 、 $\gamma_s=1.73\text{tf/m}^3$ となった（R I法による）。図-6.1.2 は各壁面工の断面構造を示したものである。Type-1にはソイルセメント+吹付コンクリート、Type-2に砕石、Type-3は植生土のう、Type-4はソイルセメント+植生のり枠とした。なお、ソイルセメントは盛土材に重量比で6%の早強セメントを添加して作成し、その一軸強度は7日材令で $qu=4.59\text{kgf/cm}^2$ 程度であった。また、Type-1の吹付コンクリートによるのり面処理工は盛土の完成後に変形が収まった時点で施工することとした。

今回の施工試験の目的の一端を占める施工性について、特に壁面工を容易かつ迅速に施工するため下記の手法を立案し実施した。ポリマーグリッドを使用するType-1,2,3では図

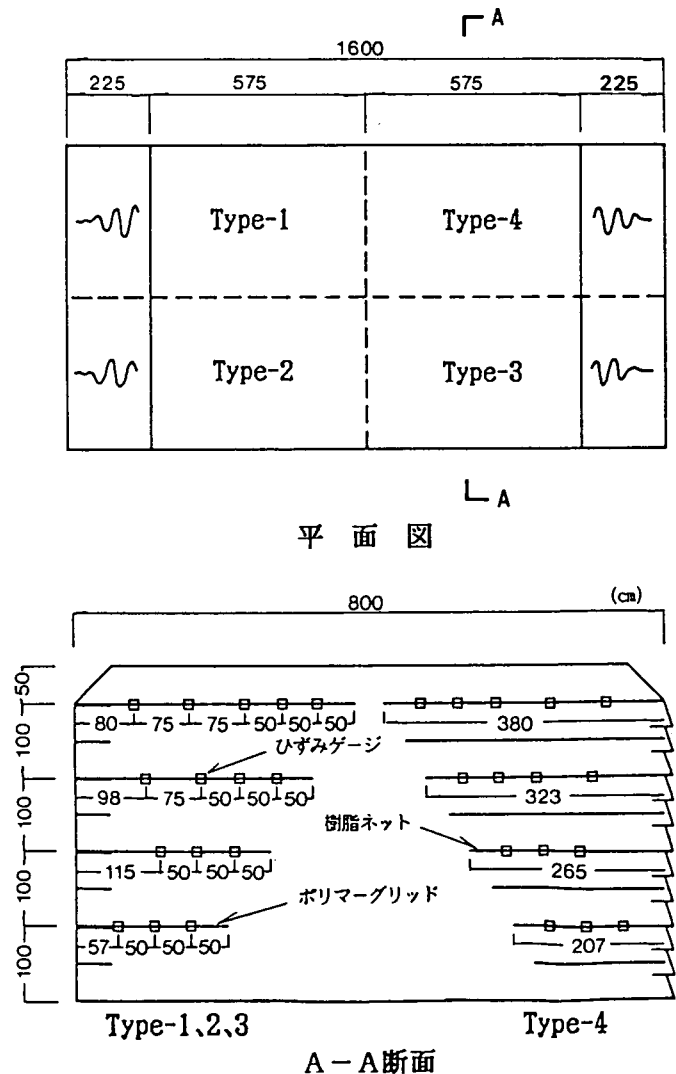
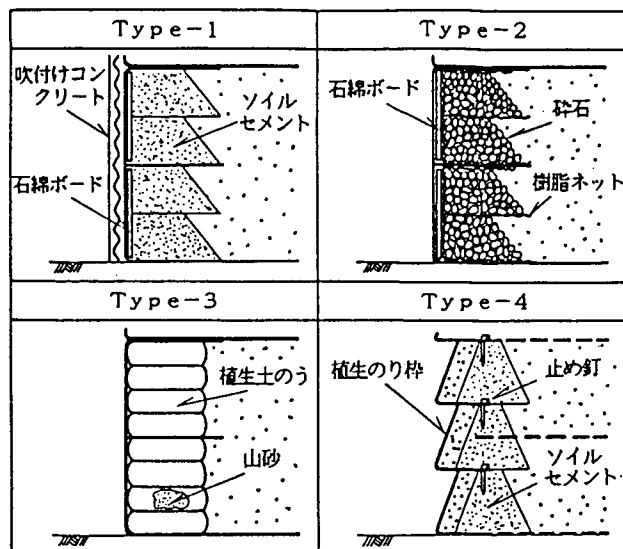
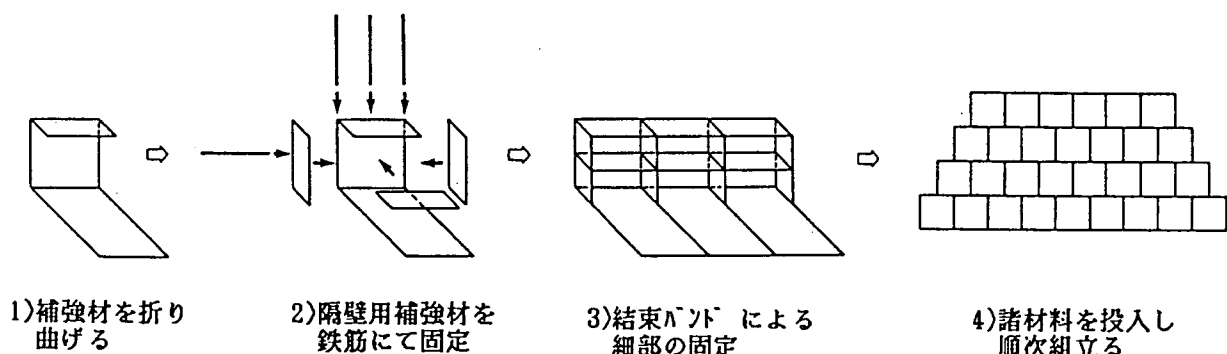


図-6.1.1 供試体形状

－6.1.3 に示すように補強材部と連続したのり枠（同じポリマーグリッドを使用し、鉄筋棒（φ9）およびポリエチレン製の結束バンドにて組立）を構築し、盛土の立上りとともにのり枠と補強材を敷設し、背面に諸材料を投入する方式をとった。樹脂ネットを使用するType-4では、図－6.1.2 に示したように壁面の剛性はソイルセメントに受け持たせ、緑化を目的とした簡易な壁面工を設けながら盛土を行った。計測は、補強材のひずみ、壁面の水平と鉛直の変位、盛土天端の沈下量および降雨量について実施している。今回は、補強材の引張力を明確に把握するため、あらかじめ各ひずみ測定毎に特製の較正装置にて引張力～ひずみの関係を検定した。なお、計測期間は各センサーが測定不能となるまで長期間にわたって行うこととしている。



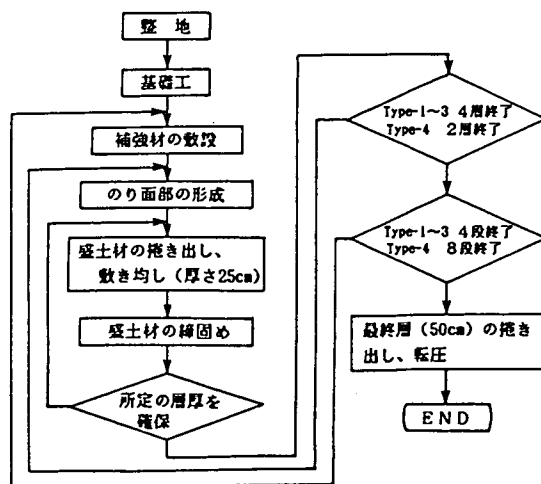
図－6.1.2 壁面の断面構造



図－6.1.3 壁面工の組立方法

6.1.3 施工状況

図－6.1.4 に今回築造した補強土擁壁の施工手順を、写真－6.1.1～6.1.8に施工状況を示す。全施工過程のうち、最も作業時間を費やすのが、のり面の形成作業である。Type-1～3 における、のり面の組立作業は慣れるに伴い作業時間を短縮することができるが、反面、盛土高さが高くなるにしたがい、1 m 四方ののり枠部の設置および固定が作業領域の狭小、補強材の敷設長の増加および天候（特に風）等の影響により難しくなり、作業に対する慣れが必要とされる。この作業の良否は、次段ののり面工の施工、のり面



図－6.1.4 施工手順

の鉛直および水平方向の施工精度、外観を大きく左右する結果となる。しかし、のり枠の形成を終えれば、諸材料の人力による投入、盛立て作業は容易に行うことができ、壁面付近の転圧についても十分に行うことができる。

Type-4では、のり枠自体が高さ30cm程度の緑化を目的とした簡易なものであるため、のり枠の設置については容易に行えるが、補強材の敷設間隔(50cm)が小さいことなどからも、作業サイクルが細くなり全体的に煩雑となる一面がある。

6. 1. 4 実験結果

盛立て(施工期間:49日)から完成後152日経過時まで盛土の変形状況および補強材の引張力変化について以下に記す。図-6.1.5はこの間の降雨量の日変化を示したものである。盛立て期間中はほとんど降雨もなく水の影響を受けずに立上ったが、完成直後からは152日間の期間

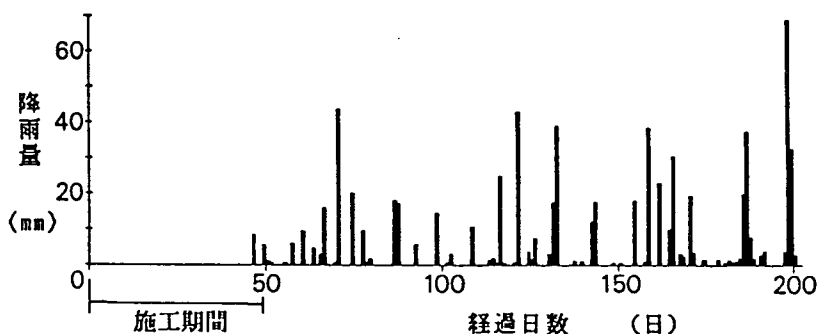


図-6.1.5 施工時からの降雨量

を通して、ほぼ連続して降雨にみまわれ、特にType-3,4では降雨後に目視にて確認できるほどの変状が認められたことから、壁面材、補強材の材料特性による差のみならず、降雨の影響をかなり受けたものと考えられる。

1) 壁面の変形状況

図-6.1.6は、盛土の施工期間中および完成後150日経過時までの壁面の変形状況を示したものである。盛土の補強形式が同一であるType-1,2,3に着目すると、天端の沈下量はType-2,3ではType-1に比べ5.6~8.8倍となっている。またType-1の水平変位は全体に均一な分布となっているが、Type-2,3では補強材が敷設されている中間部が腹みだした形状となっている。このことは、Type-2,3では壁面部の圧縮変形が生じていることを示すもので、この変形は盛土の完成後も継続している。さらに、補強材の敷設位置での水平変位が各段ともType-2,3では、Type-1に比べ1.4~2.7倍となり、補強材が引き抜かれるような変形を示している。これは、前述した壁面の圧縮が進行すると

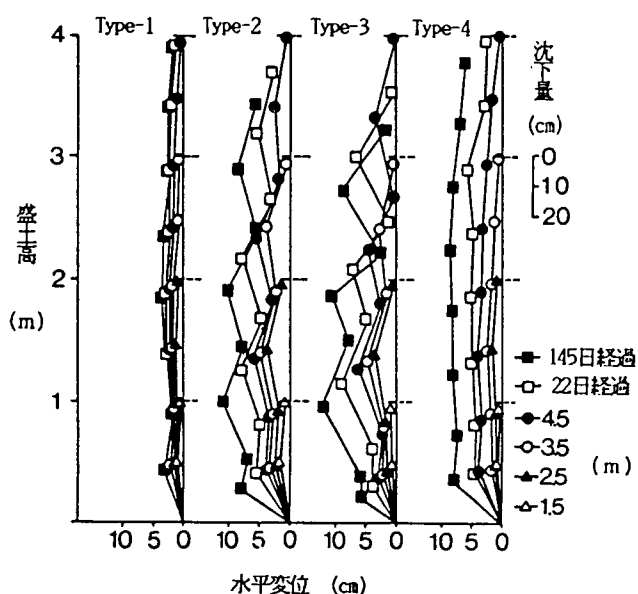


図-6.1.6 壁面の変位分布

もない壁面を含んだ背面側の盛土全体の変形が生じたことによるものと考えられる。以上により、壁面工としては圧縮による変形が小さく、今回のソイルセメントのようにブロック状を呈するものが壁面の安定には有効であることがうかがえる。このことは、Type-1と同様に壁面工の一部としてソイルセメントを用い、同様な圧縮特性を持つものと考えられるType-4においてもその天端沈下量が小さく、壁面の変形も補強材の剛性による差はあるものの滑らかな分布形状となっている事からもうかがえる。

2) 補強材のひずみの経時変化

図-6.1.7 は、Type-1について主働崩壊線と補強材との交点付近に発生する補強材の軸ひずみを盛土の築造時から示したものである。各点のひずみは盛土の進行にともない段階的に増加しており、この傾向はすべての測定点で認められ、盛土の変形を拘束しながら一体となって補強していることがうかがえる。また、今回は想定される最大引張力より高い引張強度を持つ補強材を用いたため、実物大の崩壊実験で生じたような粘弾性的なひずみの進行は認められなかった。

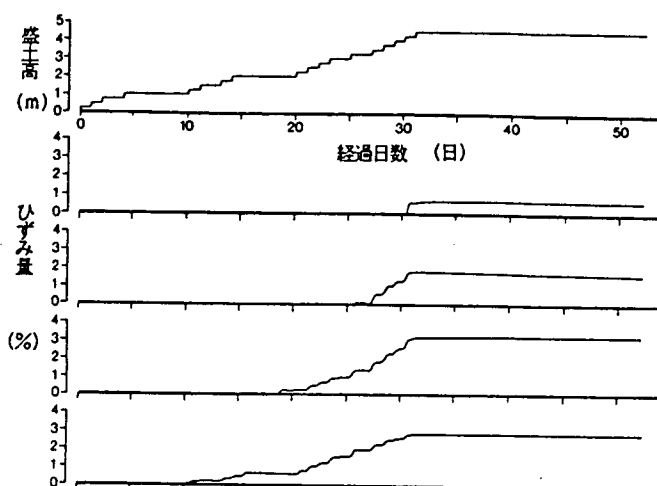
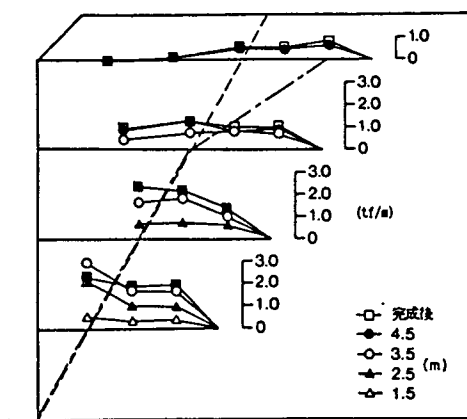


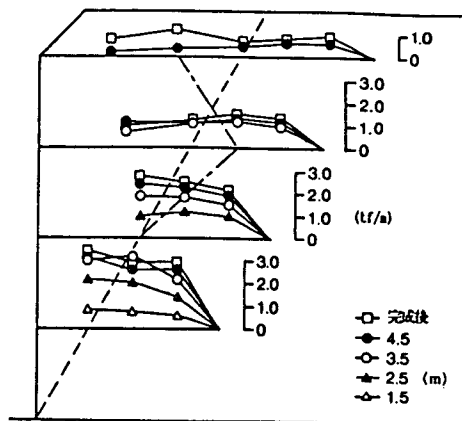
図-6.1.7 補強材軸ひずみの経時変化

3) 補強材の引張力分布

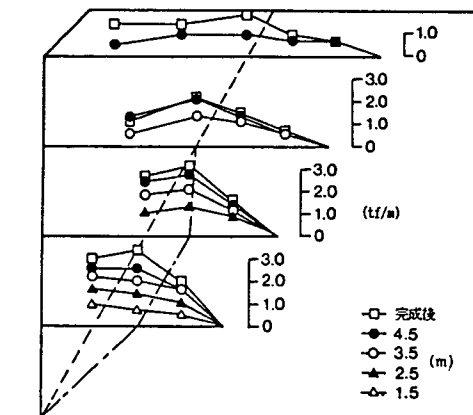
図-6.1.8 は、Type-1~4 の盛土築造時から完成後22日経過時までの補強材に発生する引張力の分布を示したものである。Type-1~4 のいずれも完成後の引張力分布の最大値を結んだ線（一点鎖線）は、主働崩壊線（破線）とほぼ一致している。これは、今回築造した補強土擁壁の壁面部は、いずれも一層の仕上り厚さ毎に分割して施工したため、壁面材により鉛直方向の剛性は持つものの曲げ剛性をほとんど持たない構造となっている、このため補強土全体としては柔な構造となり主働状態に近ずいたものとする。また、Type-2, 3の補強材引張力はType-1に比べ全体に大きく、築造中の各段階からType-1を上回ったものとなり、完成後においても、Type-1では完成後 150日経過時までの間に引張力の増加はほとんど生じていないが、Type-2, 3では全域にわたって引張力の増加が認められた。特にType-3では下段の補強材の最大値は完成後に奥部に転移している。これより、前述したような壁面部の圧縮変形が盛土背面側の土塊にも変形を生じさせ、補強土擁壁の全体安定に大きく影響するものであることがわかる。Type-4では、完成後においても下段の補強材引張力は増加しており、完成後も継続して盛土内の土塊の変形が生じていることが想像される。しかしながら、その引張力は破断強度に比べかなり小さく、十分余裕のあるものとなっている。このことから、剛性の低い補強材を用いる場合は、安定解析による安全率について検討するだけでなく、前述した壁面の変位分布からも示されるように盛土全体の変形に対する検討が重要な課題になると考える。



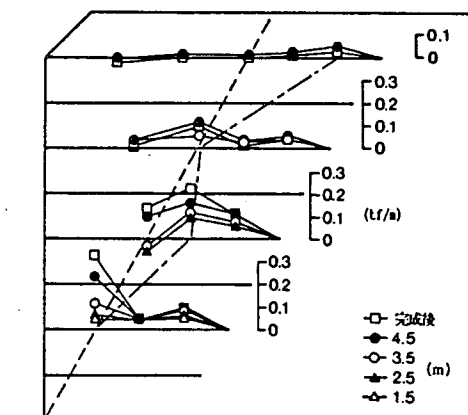
Type-1



Type-2



Type-3

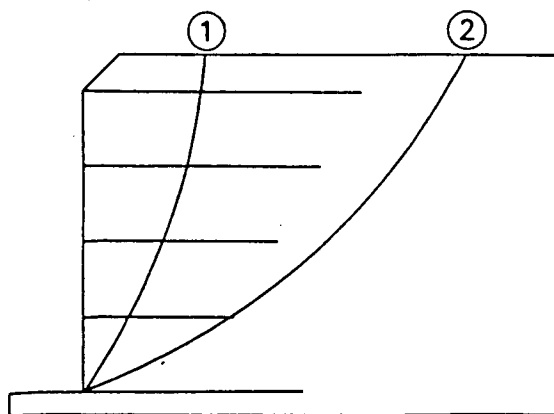


Type-4

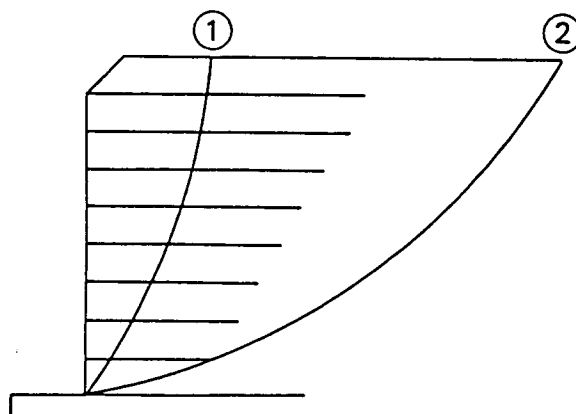
図-6.1.8 補強材の引張力分布

最小安全率

盛土 Type	円弧①		円弧②
	補強前	補強後	
Type-1,2,3	0.62	4.12	1.12
Type-4	0.62	∞	1.41



Type-1,2,3



Type-4

図-6.1.9 最小安全率を与える円弧すべり形状

6. 1. 4 安定解析

1) 全体安定検討

i) 円弧すべりによる検討

図-6.1.9 はType-1~4 の円弧すべり計算（3章参照）結果を示したものである。Type-1~3, Type-4 ともに無補強状態での最小安全率を与えるすべり面①については補強後の安全率が一気に向上し十分な補強結果が得られている。また、補強後の最小安全率を与えるすべり円弧②は、各Typeとも補強領域全体を含み最下段の補強材の末端をわずかに（5cm程度）通過する形状となり、下層部の補強材の長短が全体安定に大きく寄与するものであることが想像できる。最小安全率については1.21, 1.41とType-1~3 では低い数値ではあるが、すべり破壊に対する安定は確保されている結果となった。しかし、極限解析では補強形式が同一であると安全率は常に一定値となり、今回の試験施工で確認されたような壁面工の差による盛土の変化を評価することができない。

ii) 引抜け破断に対する検討

補強材の実測引張力を安定解析上で評価するため、5章の実物大の自重崩壊実験でも検討したように、潜在すべり面より奥部の補強材の定着長と破断強度を用いて引抜けおよび破断に対する検討を行

表-6.1.1 引抜けおよび破断に対する安全率

Type	破断強度 (tf/m)	T_{AI}				$\sum T_i$ avail	$\sum T_i$ max	Fs
		I	II	III	IV			
Type-1	8.0	11.57	8.69	5.82	0.98	22.8	6.63	3.43
Type-2		11.57	8.69	3.87	4.40	24.27	8.47	2.86
Type-3		7.71	5.79	5.82	2.94	22.25	10.43	2.13

($\gamma = 1.73 \text{ tf/m}^3$, $C = 0.5 \text{ tf/m}^2$, $\phi = 29^\circ$ 単位: tf/m)

うこととする。計算は壁面工の差が明確なType-1~3 について完成後22日経過時の測定値を用いて行い、表-6.1.1 にその結果を示す。これより、壁面部の剛性が高い順（Type-1→3）に安全率の低下が認められ、実験で確認された各補強土の安定状態を安全率として評価することができ（ただし、必ずしもこの安全率が1付近で崩壊現象が生じるとはかぎらない）。また、各補強材段ごとの安定度についても把握することができる。しかし、実測引張力の値については、測定方法や精度に左右されるものであり、その信頼性が問題とはなるが、5章でも述べたように、補強材に生じる引張力の再配分および各補強材段ごとの局所的な安定検討の必要性などからも、補強材の実測引張力の評価方法が、補強土擁壁の全体安定には重要な検討項目の一つとなろう。

2) 数値解析

試験施工の結果、補強形式が同一でも壁面工の差により補強土全体の变形及び補強材の引張力分布に大きく影響を及ぼすことが確認できた。これらの特性について有限要素法による弾性解析により検討を行なった。解析モデルは図-6.1.10に示すとおりである。補強材は一軸延伸のポリマーグリッド（破断強度：8 tf/m）を2節点はり要素で表現し、壁面材はType-1,3のソイルセメント、土のうを想定し

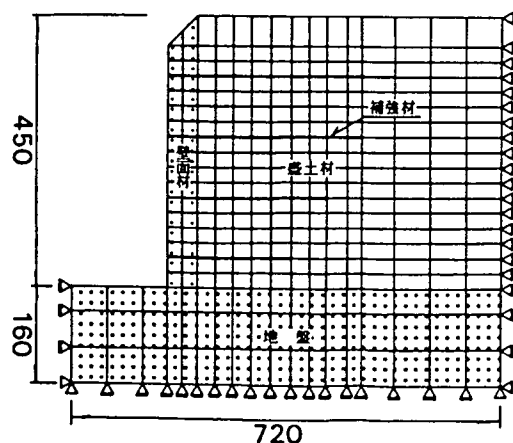


図-6.1.10 解析モデル

ケース1、2に分けて表す。盛土材、壁面材および地盤等の各物性値は表-6.1.2 に示すとおりである。築造過程を考慮するため、盛立ては1 m毎に5段階（最終段階は50 cm）に分けて実施している。

i) 壁面の変形状況

図-6.1.11は盛立て完了時における壁面の変形状況を示したものである。壁面剛性の低いケース2では、壁面部の圧縮変位量および水平変位量ともケース1に

比べて大きく、また分布形状については、実測で確かめられたような補強材の中間部が押し出される形状となり、壁面部の剛性の差による補強土擁壁の変形特性について、実験結果と同様な傾向を捕らえることができた。

ii) 補強材の引張力分布

図-6.1.12は盛立てにともない補強材に発生する引張力分布を示したものである。補強材に発生する張力はケース1に比べケース2の方がはるかに大きく、その最大値はほぼ主動崩壊線上に発生し、背面の土塊が主動状態に近づいていることがわかる。一方ケース1では張力がかなり小さいことから、壁面に剛性を持たせることにより、背面土塊の変形をある程度拘束できるものであることがわかる。これより、壁面部に簡易な土留板（5章の実物大実験で用いたベニヤ板のような曲げ、鉛直方向の剛性を有しない構造）を用いるより、補強効果を有効に発揮させるためにも、補強材の剛性に適した剛性を有する壁面工を設ける必要あるものと考えられる。

表-6.1.2 解析に用いた各物性値

要素	E (tf/m^2)	ν	γ (tf/m^3)	ϕ ($^\circ$)	c (tf/m^2)
地盤	600.0	0.33	1.76	35.0	0.5
盛土材	300.0	0.4	1.73	29.0	0.5
壁面材	ケース1	4500.0	0.25	1.52	45.0
	ケース2	300.0	0.4	1.73	29.0

要素	E (tf/m^2)	A (m^2)	I (m^4)
補強材	270000.0	0.0004	$7.76\text{E-}7$

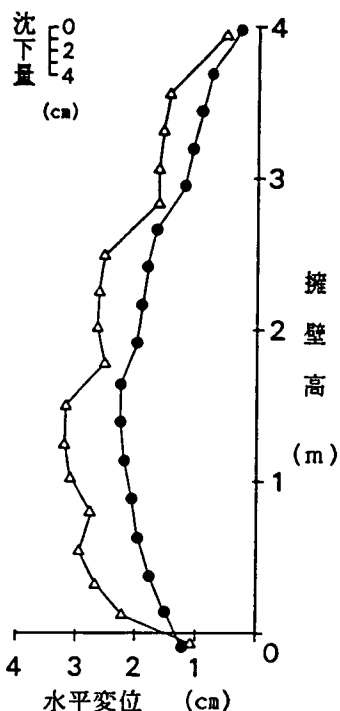
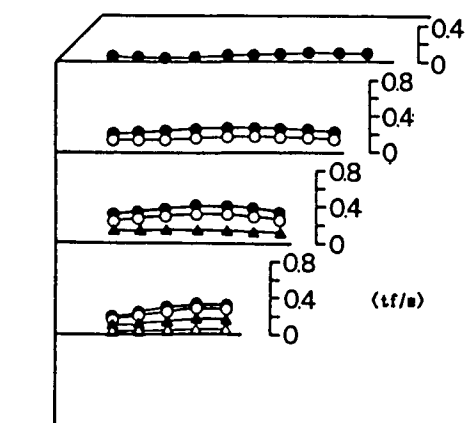
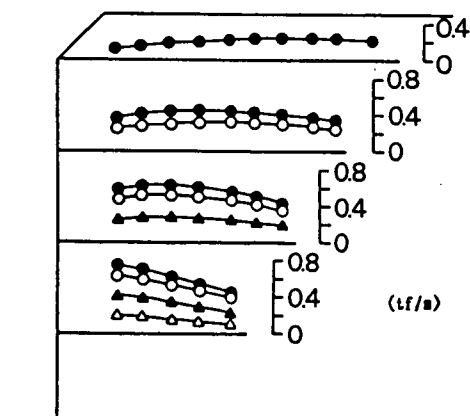


図-6.1.11 壁面の変形状況



ケース1



ケース2

図-6.1.12 補強材の引張力分布

6. 1. 5 まとめ

今回、4種類の壁面工を持つ高さ4.5mの補強と擁壁を築造し、その動態観測を行なった。これにより以下の結果が得られた。

- ① 壁面部の構築方法を考察することにより、容易かつ迅速な施工を行なうことが可能となった。
- ② 壁面材としては圧縮による変形が小さく、ブロック状を呈する物（ここではソイルセメント）が有効である。
- ③ 壁面工が柔なものほど、補強形式が同じであっても壁面部の圧縮沈下量、水平変位量は大きく、補強材にもより大きな引張力が生じる。この変形特性については、数値解析においても捕らえることができた。
- ④ 極限解析では、今回のように補強形式が同一な場合、壁面工の違いによる安定度の差を表現することができない。このため、補強材に生じる実測引張力の評価が補強土の全体安定には重要な検討項目の一つとなる。
- ⑤ 数値解析により、壁面部には簡易な土留板を設けるより、補強効果を有効に発揮させるためにも補強材の剛性に適した剛性を有する経済的な壁面工を設ける必要があるものと考えられる。

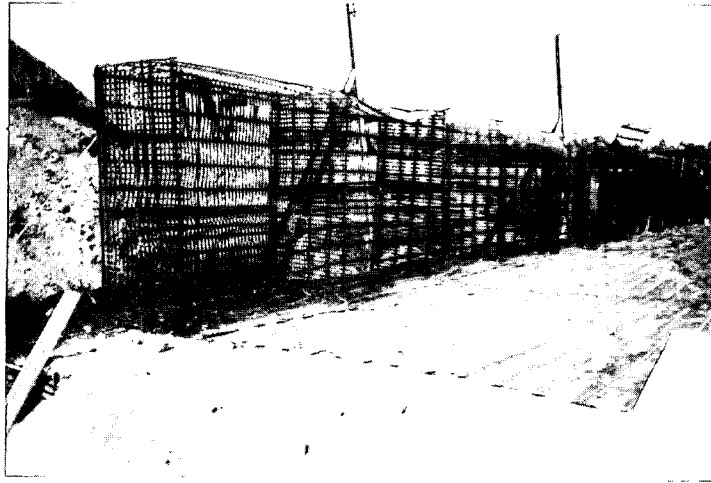


写真-6.1.1 壁面枠の組立状況



写真-6.1.2 Type-1のソイルセメント 投入状況



写真-6.1.3 Type-2の碎石 投入状況



写真-6.1.4 Type-3の土のう 配置状態

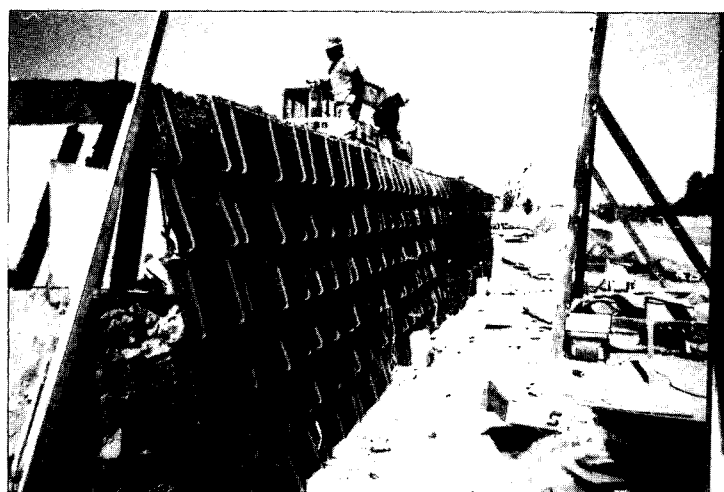


写真-6.1.5 Type-4ののり枠 設置状況

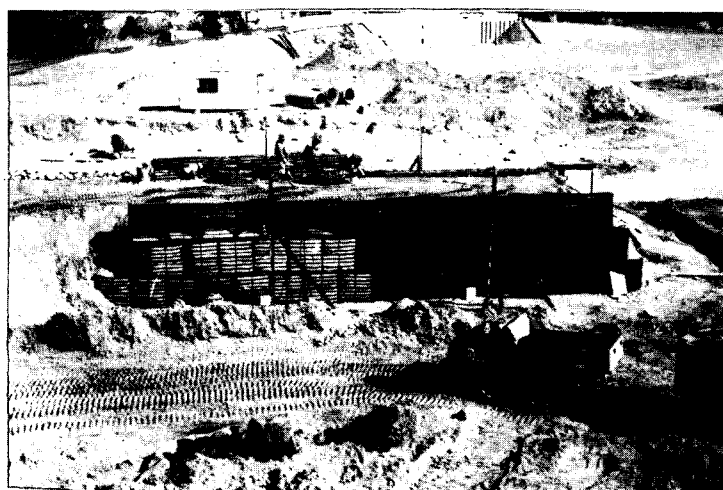


写真-6.1.6 施工状況

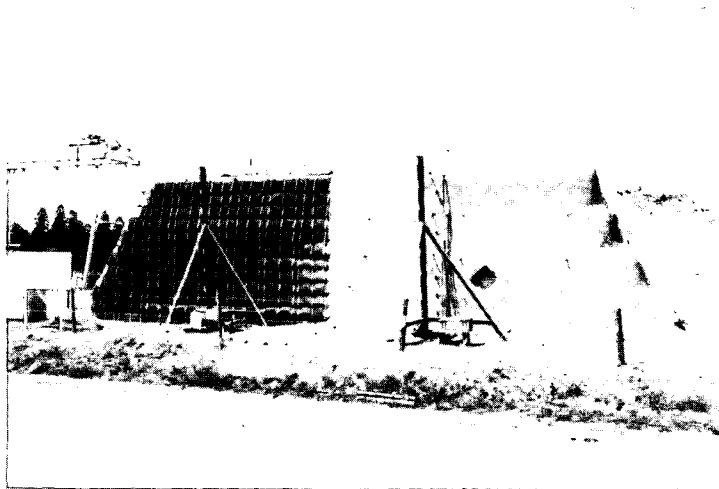


写真-6.1.7 Type-1,4完成状況

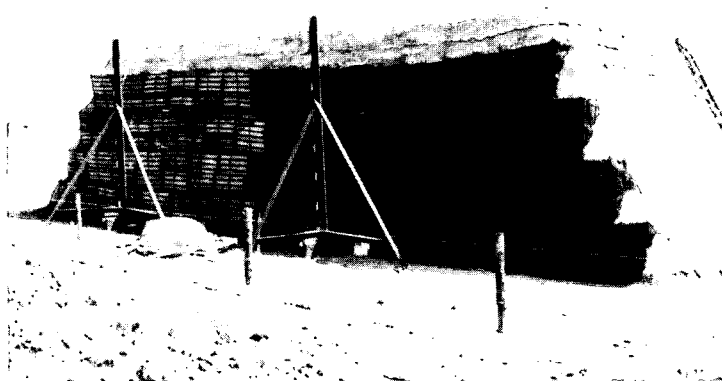


写真-6.1.8 Type-2,3完成状況

あ と が き

本研究は、ジオテキスタイルを用いた土留構造物の補強メカニズムを把握する目的で、補強材の剛性・敷設長を変化させた小型土槽実験、実物大自重崩壊実験、4種類の壁面工を持つ実物大施工実験を行い、補強効果及び変形特性に関して検討を行った。これにより、補強材・壁面工の剛性の違いによる補強効果・変形特性の影響、補強材の限界敷設長・敷設パターン等、補強メカニズムに関してある程度把握できたと確信している。

しかし、設計法に関しては各種の設計手法を紹介し、各々について実験結果と対応させたに留まっており、合理的な設計法を提案までには、まだ不明確な点が多く残っている。また、施工法に関しても同様である。今後は、合理的な設計法・施工法の確立を目指してさらに研究を継続していきたいと考えている。

最後に、本研究の実験・解析に際しご協力を戴いた関係各位に末筆ながら深く感謝の意を表します。

＜参考文献および引用文献＞

- 1) 建設省土木研究所他：昭和60年度ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書，1986.6
- 2) 建設省土木研究所他：昭和61年度ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書，1987.10
- 3) 建設省土木研究所他：昭和62年度ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書，1988.11
- 4) 見波潔他6名：補強材の剛性が土留め構造物の補強効果に及ぼす影響に関する模型実験，第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp.71-76，1986.12
- 5) 嶋田功：急勾配盛土における補強材敷設効果，第25回土木研究所研究発表会，pp45-48，1986.12
- 6) 中根淳他5名：ジオテキスタイルを用いた補強土擁壁の実物大崩壊実験，第22回土質工学研究発表会，pp1727-1730，1987.6
- 7) 嶋田功他4名：補強土擁壁の崩壊実験と安定解析，第23回土質工学研究発表会，pp2185-2186，1988.6
- 8) 嶋田功他4名：ポリマーグリッドによる補強土擁壁の実物大崩壊実験と安定解析，第42回年次学術講演会講演概要集，土木学会，1987.9
- 9) 中根淳他5名：補強土擁壁の実物大施工実験，第43回年次学術講演会講演概要集，土木学会，1988.10
- 10) Minami, K. et al (1987): Large-Scale Failure Experiments on Geotextile-Reinforced Retaining Wall, International Symposium on Geosynthetics
- 11) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー29「補強土工法」
- 12) 阿部裕他2名：ジオテキスタイル補強盛土の挙動観測結果について，第17回日本道路会議特定課題論文集，pp90-92，1987.10
- 13) 伊藤明他3名：沢部におけるジオテキスタイルを用いた補強盛土の試験施工，第23回土質工学研究発表会，pp2191-2192，1988.6
- 14) 中村孝雄他1名：逆Y型ブロックとポリマーグリッドを併用した法留め工の設計と施工，基礎工第16巻第7号，pp69-76，1988
- 15) 堀松和夫：現場技術者のための土構造物，理工図書(株)
- 16) 堀松和夫：盛土切取断面の設計，土木技術第30巻第9号，pp24-33，1975
- 17) 龍岡文夫他5名：引張り補強材による砂の補強についての基礎的実験，土と基礎第31巻第9号，pp11-19，1983
- 18) 川上浩：埋設網による急傾斜盛土工法の研究，土木技術第26巻第8号，pp24-32，1971
- 19) 川上浩他2名：可撓性埋設網による土留工法の研究，土木技術第28巻第2号，1973
- 20) 川本眺万他1名：地盤工学における有限要素解析－土質力学と岩盤力学へのアプローチ，(株)培風社
- 21) 久楽勝行他2名：ジオグリッドを用いた盛土部の不同沈下対策に関する模型実験，第19回土質工学研究発表会，pp1487-1488，1984.6

- 2 2) Netlon Ltd: Guidelines for the design & construction of reinforced soil retaining walls using 'Tensar' Geogrid, 1984
- 2 3) Department of Transport: Technical memorandum (Bridge) BE 3/78 Reinforced earth retaining walls and bridge abutments for embankment, 1978
- 2 4) 佐藤剛司他4名: 3種ののり面工を持つ関東ロームの不織布補強試験盛土の挙動, 第22回土質工学研究発表会, pp1767-1770, 1987.6
- 2 5) 田村幸彦他5名: 3種ののり面工を持つ関東ロームの不織布補強試験盛土の施工, 第22回土質工学研究発表会, pp1771-1774, 1987.6
- 2 6) 館山勝他1名: 短い補強材で補強された擁壁の室内実験, 第22回土質工学研究発表会, pp1405-1408, 1987.6
- 2 7) 龍岡文夫他1名: 補強擁壁におけるフェーシングの力学的役割に関する実験的研究(その1), 第42回年次学術講演概要集, 土木学会, 1987.9
- 2 8) 館山勝他1名: 補強擁壁におけるフェーシングの力学的役割に関する実験的研究(その2), 第42回年次学術講演概要集, 土木学会, 1987.9
- 2 9) 山内豊聡他6名: ポリマーグリッドによる補強土擁壁実験工事, 第21回土質工学研究発表会, pp1433-1435, 1986.6
- 3 0) 加藤俊昭: ジオテキスタイルを敷設した盛土の変形挙動, 土木技術第41巻第10号, 1986.10

ジオテキスタイルを用いた土留
構造物に関する共同研究報告書
要 旨

共同研究報告書第19号
昭和63年12月 (1988)
施 工 研 究 室

補強土工法の一つであるジオテキスタイルを用いた土留構造物の合理的な設計・施工法の確立を目指して、3年間に渡り以降の様な実験的研究を行った。①補強材の剛性の違いによる補強効果を見るために、小型模型における鉛直載荷実験。②補強材の限界敷設長を見るための実物大と小型模型による自重崩壊実験。③壁面工の剛性の違いによる補強効果を見るための実物大施工実験。この結果、補強材あるいは壁面工の剛性により補強効果の差異が生じる、極限つり合い法あるいは有限要素法等を用いた安定解析手法により実験結果をうまく表す事が出来る等の結論を得た。

キーワード：ジオテキスタイル，補強土，土留構造物，極限つり合い法，有限要素法



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部施工研究室 御中

No. 011

No. 011

配布先氏名

配布先住所

ジオテキスタイルを用いた土留
構造物に関する共同研究報告書 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印