



ジオテキスタイルの土中での挙動と その効果に関する共同研究報告書(その3)

昭和63年12月

建設省土木研究所機械施工部

土質研究室

施工研究室

動土質研究室

梶谷エンジニア(株)

鹿島建設(株)

清水建設(株)

大成建設(株)

住友建設(株)

(株) 竹中工務店

(株) 竹中土木

鉄建建設(株)

東急建設(株)

東レ(株)

東洋紡績(株)

日本舗道(株)

(株) 間組

復建調査設計(株)

不動建設(株)

前田建設工業(株)

(株) 丸東製作所

三井石油化学工業(株)

ユニチカ(株)

ジオテキスタイルの土中での挙動と その効果に関する共同研究報告書(その3)

建設省土木研究所 前機械施工部長	矢部 正宏	東 急 建 設 (株) 技術研究所土木研究部長	黒田 栄三
建設省土木研究所 機械施工部長(前施工研究室長)	嶋津 晃臣	東 洋 紡 績 (株) スパンボンド事業部副部長	永野 豊
建設省土木研究所 土質研究室長	久楽 勝行	東 レ (株) 産業資材開発センター主席部員	加藤 鉄一
建設省土木研究所 動土質研究室長	古賀 泰之	日 本 舗 道 (株) 技術開発部開発一課長	桃井 徹
梶谷エンジニア(株) 土木設計部長	吉田 弘	(株) 間 組 技術研究所研究第一部第二課課長	大野 睦雄
鹿 島 建 設 (株) 技術研究所主任研究員	阿部 裕	復 建 調 査 設 計 (株) 企画開発部長	宮原 健二
清 水 建 設 (株) 土木本部技術第1部副部長	高木 肇	不 動 建 設 (株) 特殊工法事業本部研究室長	水野 恭男
住 友 建 設 (株) 技術研究所員	山本 隆二	前 田 建 設 工 業 (株) 技術研究所土質研究室長	伊藤 雅夫
大 成 建 設 (株) 技術研究所土木構造研究室長	永田 守	(株) 丸 東 製 作 所 社 長	今井 喜一
(株) 竹 中 工 務 店 竹中技術研究所主任研究員	加倉井正昭	三井石油化学工業(株) 企 画 部 長	増田 勝彦
鉄 建 建 設 (株) 技術開発本部材料開発部長	丸尾 茂樹	ユ ニ チ カ (株) 生産開発部主管部員	高橋 修三

(いづれも代表者のみ)

要旨：ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書(その3)

本報告書は、建設省土木研究所と上記18社との共同研究として昭和60年度から昭和62年度までの期間に研究を進めてきた「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」について、昭和62年度分を取りまとめたものである。

本研究は、ジオテキスタイルを土構造物に広く利用するにあたって、ジオテキスタイルの土中での挙動を正しく把握するとともに、その効果を明らかにし、設計・施工法に結び付けていくことを目的としている。このため、共同研究の内容をジオテキスタイルの試験法および工学的特性に関する研究、土中でのジオテキスタイルの変形挙動に関する研究、ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究、に分けそれぞれについて研究を進めてきているが、本報告書はこれらの研究成果を1冊に取りまとめている。

キーワード：ジオテキスタイル、補強土工法、盛土、土留め擁壁、軟弱地盤、耐震対策、試験法、設計法、施工法

まえがき

土構造物への新材料の活用ということで、最近ジオテキスタイルが注目を浴びており、欧米諸国を始めとして日本でもジオテキスタイルに関する調査・研究が盛んに行われるようになってきている。

ジオテキスタイルは、計量でたわみ性があり、引張りに対して強く、しかも必要に応じて透水性や止水性を持たせることができるという優れた特長をもっている。このため、道路盛土や土留め擁壁にジオテキスタイルを利用して、豪雨や地震に対する安定性を高めることができ、しかも用地や材料、建設費の節減にもつながることが期待できる。また、軟弱地盤対策にも、従来の工法と組み合わせた新しいジオテキスタイルの利用方法を考案することで、安定性や沈下に対して効果的な、しかも低廉な工法の確立が期待できる。この他にも、河川堤防を補強する方法や、道路の路床・路盤の強化、材料の分離、浸透水の排水など様々な分野への利用が期待できるものである。

建設省土木研究所では、ジオテキスタイルの調査・研究を進めるにあたって、「ジオテキスタイル用土質試験機の開発」、「土中のジオテキスタイルの工学的特性に関する研究」、「ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究」、「ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究」の4テーマで共同研究を公募したところ、民間企業18社の参加を受け、昭和60年10月よりジオテキスタイルに関する共同研究を開始した。そして、共同研究は昭和60年度から62年度までの3年間を目標に研究を進めてきたが、本共同研究報告書は、昭和62年度実施分の成果を取りまとめたものである。

最後に本研究の実施にあたり、数多くのご協力を賜った建設省土木研究所企画課及び関係各位、財団法人土木研究センターに対して深く感謝の意を表するものである。

昭和63年11月

共同研究担当者名簿

前建設省土木研究所機械施工部長	矢部正宏	鹿島建設(株)技術研究所	玉井達郎
建設省土木研究所機械施工部長	嶋津晃臣	〃 技術研究所	浜中聡生
建設省土木研究所土質研究室	久楽勝行	清水建設(株)土木本部技術部	高木 肇
〃 土質研究室	三木博史	〃 技術研究所	了戒公利
〃 土質研究室	吉岡 淳	〃 土木本部技術部	町田恭法
〃 土質研究室	青山憲明	〃 土木本部設計部	萩迫栄治
〃 土質研究室	竹内辰典	〃 土木本部設計部	河辺 衛
〃 土質研究室	工藤浩一郎	住友建設(株)技術研究所	山本隆治
〃 土質研究室	林 義之	〃 技術研究所	山内博司
〃 土質研究室	佐藤正博	〃 技術研究所	上原精治
建設省土木研究所施工研究室	苗村正三	〃 技術研究所	土居洋一
前建設省土木研究所施工研究室	見波 潔	〃 技術研究所	三上 博
〃	塚田幸広	大成建設(株)技術研究所	名倉克博
建設省土木研究所施工研究室	田中 貢	〃 技術研究所	坂口昌彦
〃 施工研究室	中田公基	〃 技術研究所	中西 章
〃 施工研究室	嶋田 功	〃 技術研究所	酒見卓也
〃 施工研究室	川村浩二	(株)竹中工務店竹中技術研究所	加倉井正昭
建設省土木研究所動土質研究室	古賀泰之	〃	山下 清
〃 動土質研究室	伊藤良弘	〃	堀 淳二
〃 動土質研究室	古関潤一	(株)竹中土木技術本部	神崎 靖
〃 動土質研究室	森下 義	〃 技術本部	坂口修司
〃 動土質研究室	島津多賀夫	〃 技術本部	武智 修
〃 動土質研究室	鷺田修三	鉄建建設(株)技術開発本部	堀松和夫
梶谷エンジニア(株)土木設計部	吉田 弘	〃 技術開発本部	丸尾茂樹
〃 調査部試験室	佐治弘陽	〃 技術開発本部	前川昭礼
〃 土木設計部	稲田栄作	〃 技術開発本部	岩崎次夫
〃 調査部試験室	一戸敏也	〃 技術開発本部	中根 淳
鹿島建設(株)技術研究所	阿部 裕	〃 技術開発本部	矢島寿一

東急建設(株)技術研究所	黒田栄三
〃 技術研究所	中村和之
〃 技術研究所	田村幸彦
〃 技術研究所	南 哲久
東洋紡績(株)スパンボンド事業部	永野 豊
〃 スパンボンド事業部	山田知正
〃 スパンボンド事業部	飛口保雄
〃 敦賀工場	尾上秀実
東レ(株)産業資材開発センター	加藤鉄一
〃 産業資材開発センター	高砂武彦
〃 繊維資材事業部	中野正己
〃 繊維資材事業部	中尾昭夫
日本舗道(株)技術開発部	桃井 徹
〃 技術開発部	泉 秀俊
(株)間組技術研究所	大野睦雄
〃 技術研究所	向上拡美
〃 技術研究所	加藤俊昭
〃 技術研究所	笠 博義
〃 技術研究所	泰永裕之
復建調査設計(株)企画開発部	宮原健二
〃 横浜事務所	福田直三
〃 第一事業部	滝 昌和
〃 第一事業部	渡辺哲也
〃 第一事業部	松本敏夫
不動建設(株)特殊工法事業本部	水野恭男
〃 特殊工法事業本部	磯田知広
〃 技術開発室	奥田達矢
前田建設工業(株)技術研究所	伊藤雅夫

前田建設工業(株)技術研究所	白沢 真
〃 技術研究所	伊藤 明
〃 土木設計部	梨本 裕
〃 土木設計部	相木克介
(株)丸東製作所社長	今井帰一
〃 企画部	深津秀雄
〃 設計部	田口哲男
〃 製造部	黒川建一
〃 検査部	石井孝一
〃 製造部	伊藤利博
〃 営業部	高橋和男
三井石油化学工業(株)加工品企画管理室	増田勝彦
〃 加工品企画管理室	岩崎高明
〃 加工品企画管理室	池上正宏
〃 岩国高分子研究所	宮崎良知
〃 岩国高分子研究所	西村 淳
ユニチカ(株)スパンボンド生産開発部	高橋修三
〃 スパンボンド生産開発部	山本 勇
〃 東京スパンボンド営業部	志藤日出夫
〃 大阪スパンボンド営業部	牧島 珪

目 次

1 章 共同研究の目的	1
2 章 研究計画	2
2.1 研究体制	2
2.2 全体計画	3
3 章 研究内容	5
3.1 ジオテキスタイルの試験方法と工学的特性に関する研究	5
3.1.1 試験機の開発	5
3.1.2 引抜き試験による土中のジオテキスタイルの工学的特性に関する研究	14
3.2 土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究	30
3.2.1 敷網工によって補強した盛土の応力・変形挙動の実験的解明	30
3.2.2 剛体-ばねモデルを用いた解析による予測手法	42
3.2.3 ジオテキスタイルの土中での変形挙動に関する研究	55
3.2.4 繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明	64
3.3 ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究	72
3.3.1 スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発	72
3.3.2 ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発	120
3.3.3 不織布を用いた盛土の耐震対策工法	126
3.3.4 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	142
3.3.5 ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究	167
3.3.6 ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤強化工法に関する研究	189
3.3.7 軟弱路床の強化工法の開発	205

1 章 共同研究の目的

公共事業の合理化・円滑化をはかるため、各種構造物の安全性の向上、工事の迅速化、材料及びコストの節減等が求められており、これらを解決するため、いわゆる新素材と呼ばれるものの活用に大きな期待が持たれている。

ジオテキスタイルは、土や安定処理土、アスファルト、産業廃棄物等と組み合わせた複合体として用いると、従来の土などと比べて、せん断抵抗の増大、侵食・洗掘抵抗の増加、排水または止水性の向上、材料分離機能といった多くの効果が発揮される。したがって、土中に敷設したジオテキスタイルのそのような効果を活かして、降雨時及び地震時の道路盛土、河川堤防などの盛土構造物の安全性の強化ならびに軟弱地盤処理対策、道路における路床・路盤の強化、舗装の耐久性の向上などへ積極的に利用していく方法が考えられている。しかし、敷設したジオテキスタイルの土中での挙動ならびにその効果の判定手法が十分解明されていないため、様々な建設工事において利用の可能性のあるにもかかわらず、現状では、その利用範囲は部分的なものに留まっている。

そこで、当研究所においては下記の表に示す研究課題を設定し、新材料の工学的特性に関する基礎的な研究に着手しているが、一方で、試験機メーカーや建設会社等においても、土中でのジオテキスタイルの特性に関する試験法・試験機の検討ならびに設計・施工法等に関する研究を進めており、それぞれの専用分野での知見を有している。従って、両者の知識を活用することによって、土中にジオテキスタイルを敷設した場合の効果ならびに設計・施工法等を早急に確立することが可能であり、ひいては、ジオテキスタイルの建設事業への効果的な活用が広く行われるようになるものと考ええる。

土木研究所における関連研究課題

担 当 研 究 室	課 題 名
土 質 研 究 室	「ジオテキスタイルを用いた新材料の工学的特性に関する研究」
	「山岳道路盛土の安定に関する調査」
施 工 研 究 室	「深層混合処理工法による側方流動抑止効果に関する調査」
	「補強材を用いた盛土および切土工法に関する試験調査」
動土質研究室	「取付盛土の地震時沈下の防止に関する試験調査」
	「地震時の法面安定対策工法に関する試験調査」

2章 研究計画

2.1 研究体制

本共同研究には、前掲のジオテキスタイル共同研究委員会名簿にあるように、14グループ（計18社）の応募があり、それぞれの得意とするテーマに関して以下に示すように調整を計り、全体としてジオテキスタイルの設計・施工法から、そのために入用となる土質定数決定のための試験法・試験機の開発、応力・変形挙動の解明ならびにその予測手法の開発まで、ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する全ての事項を網羅する形の研究体制をとっている。

研究テーマは、その目的・性格に応じて、以下の3つに大きく分けられる。

- ①ジオテキスタイルの試験法と工学的特性に関する研究
- ②土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究
- ③ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究

上記①は、土質試験機等の製造メーカーとの共同によって、ジオテキスタイルと土とが一体となった複合体として挙動する場合の工学的諸性質に関する新しい試験装置の開発を行うことを目的とし、また、これまで、土質力学問題に関する数多くの研究実績を有する建設会社との共同で、同様にジオテキスタイルに関する新しい試験法ならびに、それらの試験によって得られる土質諸定数の利用可能性等に関して研究するものである。また、②は、同様に土質力学問題に関する数多くの研究実績を有する建設会社もしくは土質・地質コンサルタント会社との共同で、模型実験や応力・変形解析等を用いて、実際の土中でのジオテキスタイルの挙動を解明し、設計法を確立するとともに、様々な条件のもとでのジオテキスタイルもしくはジオテキスタイルで補強された土構造物の変形挙動等を予測する手法の開発を行うものである。最後に、③は、建設会社や土質・地質コンサルタント会社、ジオテキスタイルを製造している繊維メーカーの単独もしくは、共同グループとの共同研究で、実際の土構造物を対象として、ジオテキスタイルを用いた新しい工法の開発を目的とするものである。次頁の表に、上記各テーマ及びサブテーマの一覧を示す。

また、このなかで、同種の実験の重複や、必要な検討事項の欠落など、研究内容全体としての過不足がないよう調整をとるものとした。このため、本研究の参加各社からなるジオテキスタイル共同研究全体委員会を開催し、意見・情報の交換を図っている。

2. 2 全体計画

本研究は、前述のそれぞれのテーマを、3年を目途として完結することを目標とし、各社もしくは各研究グループごとに以下のような研究計画を作成した。

ジオテキスタイル用土質試験機の開発

土 質 研 究 室
丸 東 製 作 所

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
土中でのジオテキスタイルのクリープ試験機の開発	←→		
繰返し引抜き試験機の開発		←→	
水平・鉛直方向の透水試験機の開発		←→	
圧密試験機の開発		←→	
屋外盛土等への現場管理試験機、その他の開発			←→
ジオテキスタイルの素材の試験機の開発	←→		

ジオテキスタイルの工学的特性に関する研究

土 質 研 究 室
鹿 島 建 設
鹿島建設技術研究所

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
試験機の開発（ジオテキスタイルと土とのせん断特性を求める）	←→		
上記試験機による基本特性の把握		←→	
試験より得られた物性値の解析への適用性の検討		←→	
補強工法の設計用物性値試験法のまとめ			←→

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究 (敷網工によって補強した盛土の応力・変形挙動の実験的解明)

土 質 研 究 室
丸 東 製 作 所

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
ジオテキスタイルを敷設した盛土の破壊機構及び補強効果に関する小型模型実験	←→		
土中でのジオテキスタイルのせん断、引抜き抵抗に関する要素試験		←→	
盛土変形時の土とジオテキスタイルの相互挙動解明に関する大型模型実験		←→	
盛土補強に関する実物大模型実験			←→
研究の取りまとめと合理的な設計・施工法の提案			←→

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究
(剛体-ばねモデルを用いた解析による予測手法)

土質研究室
楠竹中工務店

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
RBSMによる解析手法の適用性に関する基本的検討	←→		
実験のシュミレーション解析(解析解と実験結果との整合性の検討)		←→	
検討モデルによるパラメータ解析(パラメータの重要度評価)		←→	
ジオテキスタイルによる土構造物補強のための設計資料の作成			←→

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究
(弾・粘塑性FEMを用いた解析による予測手法)

土質研究室
前田建設工業㈱

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
FEMによる解析手法の適用性に関する基本的検討	←→		
ジオテキスタイル敷設時の地盤内の応力・変形に関するデータの取得(要素試験、小型模型実験)		←→	
実験・実測データとの比較検討(解析解と実験・実測データとの整合性の検討)		←→	
ジオテキスタイルの種類、用途に応じた解析手法の確立			←→

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究
(繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明)

動土質研究室
梶谷エンジニア㈱

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
静的三軸試験による補強材形状効果の検討	←→		
モデル平板載荷試験によるジオテキスタイルを用いた地盤の補強効果の検討		←→	
現場試験によるジオテキスタイルを用いた路床強化工法の検討			←→
ジオテキスタイルを用いた路床強化工法の提案			←→



第3章 研究内容

3.1 ジオテキスタイルの試験方法と工学的特性に関する研究

3.1.1 試験機の開発

建設省土木研究所 土質研究室
株式会社 丸 東 製 作 所

1. 目 的

前年度までに、ジオテキスタイル製品（素材）そのものの透水性、伸び、剛度、厚さ等各種試験機を、また土とジオテキスタイルの複合体としての土中でのクリープ試験機を開発製作した。本年度は前年度に引続き、ジオテキスタイル製品の面内方向（横方向）の横方向透水試験機について供試体の断面内のみに水が通過し、供試体の周辺が水みちにならないような改良型の試験機の設計・製作を行った。次に、土中におけるジオテキスタイルの伸び量を測定する目的でのポテンショメーター型の伸び測定器の開発。さらに、織布、不織布、グリッド、ネットなどジオテキスタイルの種類に応じた最適なチャック方法の検討を行い、チャックの試作を行った。

2. 横方向透水試験機

本機は、ジオテキスタイルの面内方向（横方向）の透水性能を調べるもので、上載圧を載荷した状態で、定水位の透水が行えるものである。組立図を図1に、それにより試作したものを図2に示す。

主要諸元：

適用供試体寸法：長さ300mm×幅200mm×厚さ最大30mm

載 荷 装 置：空気圧によるゴムジャッキ 最大 2kgf/cm²

透 水 型 式：定水位透水型、水頭可変式

構造要旨：

本試験機は、図1に示すように、試験台上に設置した給水槽、排水槽、および側壁によって囲まれた長方形の試験室内に、ジオテキスタイル供試体を敷設し、その上から、ゴム製ジャッキによって上載荷重を載荷した状態でジオテキスタイル内に通水して、その透水量を測定するもので

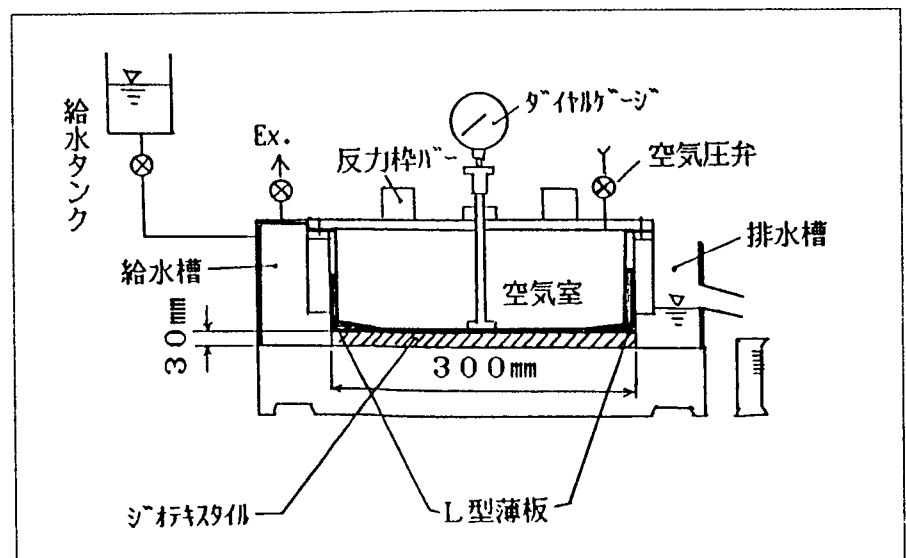


図1

ある。

各部の構造は次の通りである。

水平試験台は鋼製で、一端に密閉式給水槽と他端に上部開放型排水槽を設け、給水槽には給水口および空気抜き孔を、また排水槽には越流口を設けてある。

試験台上に両槽の側面をカバーする両側壁は内側に水密およびジオテキスタイルとのなじみを良くするためのゴムパッキンを貼りつけた鋼板製で、水平試験台にはボルトで組立てる。

試験台上の両槽と両側壁に囲まれた長方形の試験室が形成され、その中にジオテキスタイル供試体を収める。試験室は幅 200mm、長さ 300mm、深さ 110mm、通水断面は幅 200mm、高さ 30mm としてある。

載荷装置は、試験室に内接する大きさのゴム製中空箱のゴムジャッキで、空気圧の負荷により底面および周側を膨張させることが出来る。さらに、ジオテキスタイルの上面に接する底面は平均して載荷するため厚いゴム板を内蔵させた。

載荷装置の鋼製上板には空気圧供給弁と排気弁を装備、かつ中央部を貫通したロッドの下端は載荷箱下面と共に動き、上端にはダイヤルゲージの当板を取付け、空気圧によるジオテキスタイルの圧縮量を測定出来る。

空気圧による浮上は側壁上端板 2 ヶ所の抑圧フレームにより反力を取る。

給水タンクは越流式で、水頭差を読み取るスケール付とし、通水時の水頭差は、給水タンクの昇降によって与えるものとし、最大 50cm までの任意の水頭差を与えることが出来る。

機能の検討：

横方向透水試験で、最も重要なのはジオテキスタイル供試体の断面内のみを水が通過することである。

そこで、まず、ジオテキスタイルの代りに不透水の軟らかいゴム膜（厚さ 10mm）を供試体として用い、水頭差を与えたときに供試体以外の部分での通水（漏水）がないかどうかを確認することとした。但し、供試体と側壁との隙間にはあらかじめ液状ガスケットを塗布し、隙間を生じないようにした。このガスケットは速乾性で乾燥後は弾性を有するので、供試体の圧縮に追従し、試験には影響を与えないものである。

上載荷重を 0.05kgf/cm^2 として、水頭差 10cm で給水を行ったところ、漏水が認められた。漏水の径路として、①供試体と試験台面との隙間、②供試体とゴムジャッキ下面との隙間、③ゴムジャッキ周囲 4 面と試験室内面との接触面、④供試体と側壁との接触面の 4 ヶ所が考えられる。

供試体と側壁の隙間は液状ガスケットで止められているため、漏水はないものと考えられる。

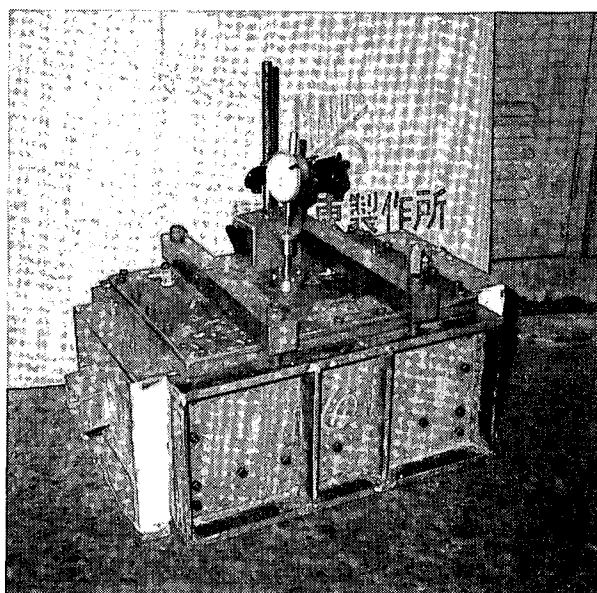


図 2

次に、載荷装置への空気圧を徐々に増加させ上載荷重を 0.15kgf/cm^2 としたときに漏水がなくなった。空気圧によるゴムジャッキの下方、周囲への膨張によって通水路がなくなり、漏れが防げたものと考えられる。

また、通水断面より供試体の厚さが薄い場合、空気圧をかけたゴムジャッキが膨張し、供試体より上の通水断面の空間から給・排水槽側にゴムがはみ出す恐れがある。そこで、図1に示す通水路の位置に、L字型の薄板をゴムジャッキ底面と試料とで挟み込むように置き、ゴムの膨張を防ぐものとした。

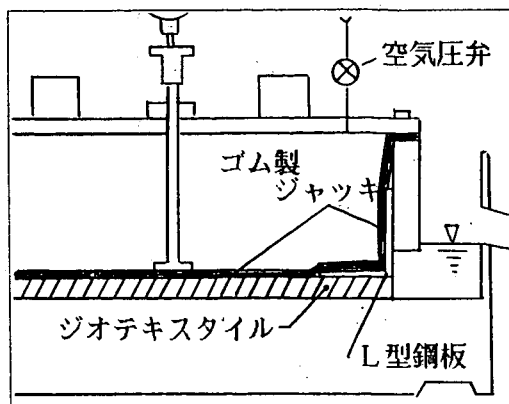


図1の拡大図

上記により、 0.2kgf/cm^2 以上の垂直載荷では一応使用に耐えるとして以下に若干の試験を行った。

試験例

使用したジオテキスタイルは、2種類で

ポリオレフィン系不織布	STB 10N	厚さ 10mm	380g/m^2
	STB 5N	厚さ 5mm	225g/m^2

不織布供試体寸法 幅200mm×長さ300mm

供試体は長手方向側面に液状ガasketを塗り、試験装置に敷き込む。液状ガasketは供試体と試験室側壁との隙間があれば充填して通水を防ぐ。

試験は、上載荷重 0.2 、 0.4 、 0.6 、 0.8kgf/cm^2 をかけた状態で、各上載荷重による供試体の圧縮量をダイヤルゲージで測定し、供試体の断面積を計算した。

不織布STB10N

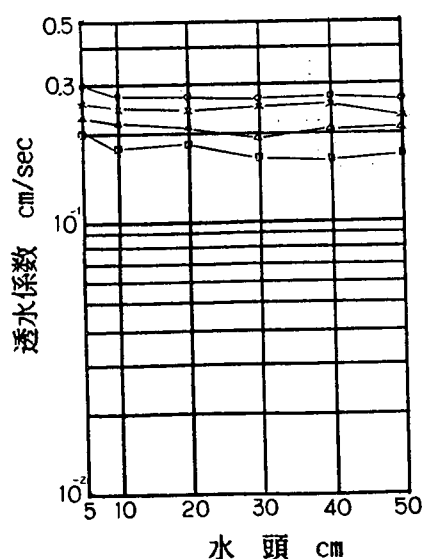


図3

不織布STB 5N

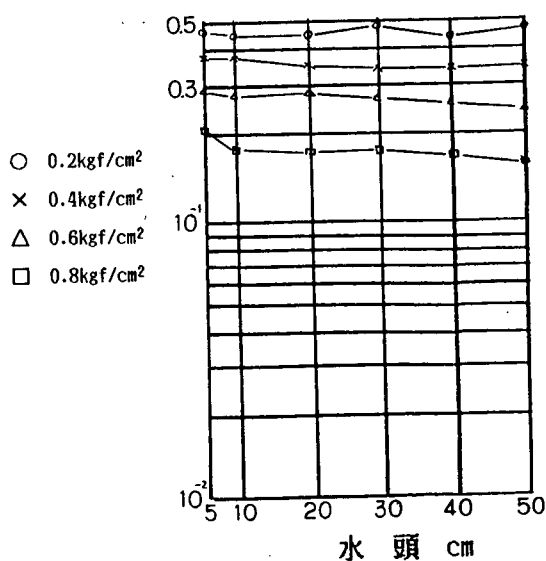


図4

各上載荷重ごとに水頭を 5cmから50cmまで増加させ、それぞれの水頭差における透水量を求め、単位時間当たりの流量 q 、断面積 A 、供試体長さ L 、水頭 H を次式に代入して、透水係数 k を計算した。

$$k = q \cdot L / (H \cdot A)$$

各上載荷重ごとに水頭を変化させて得た透水係数の関係を図3、図4にまとめて示す。

試験機への考察

0.2kgf/cm²以下では供試体断面積外の径路を通る漏れがあったが、0.2kgf/cm²以上の上載圧を加えれば一応試験が遂行できた。

本機で水を止める役目をするのは載荷装置のもつ箱型のゴムジャッキであり、下面および周面が加えられる空気圧による密着によって止水するもので、水頭による水压をゴム内圧が対抗するには0.05 kgf/cm²程度までで漏水がないものに機能を向上させる必要がある。

現在のゴムジャッキの下面は適用試料最大厚さ分30mmを、下方へ無理な伸びが無く降下でき、供試体上面に一樣に載荷できる構造であるが、周囲4側面の密着性が不十分である。したがって、ゴムジャッキ側面の試験室内4側面に低圧で密着できるよう伸びが良く、より薄いゴムに変更すれば、十分な止水が可能であると考えている。

3. ポテンショメーター型伸び測定器

本器は、土中に敷き込まれたジオテキスタイルの伸び、ひずみの計測を行うため、小型にまとめた計測器である。

本器とジオテキスタイルとの取付け方法、本器の構造が比較的大きい伸びのものに適するなどから、本器の対象を一応不織布と考え試作を行った。

組立図を図5に、それにより試作したものを図6に示す。

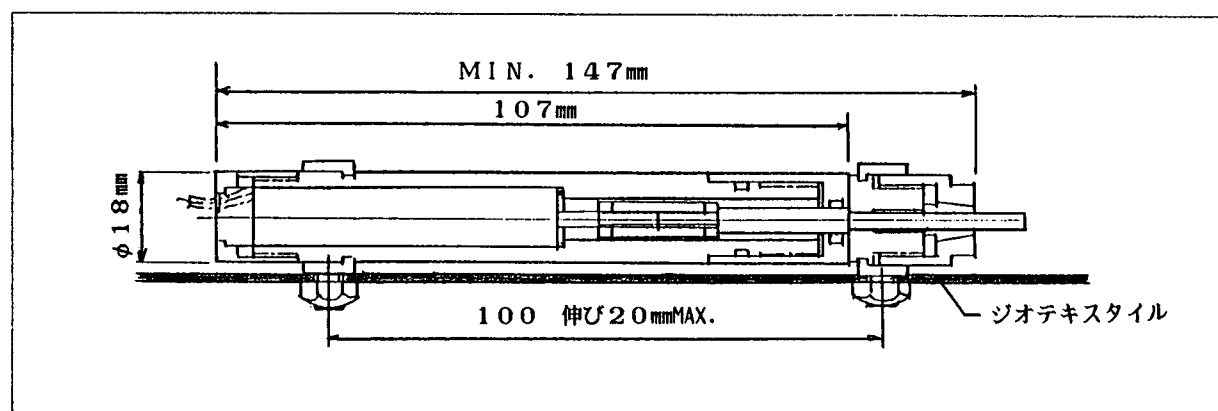


図5 伸び計A

主要諸元

材 質：ステンレス製

器体寸法：最小長さ147mm×直径18mm

取付基準長さ：110mm

伸び測定 : 最大20mm

使用ポテンシオメーター: LP-20FP防水型

重 量: 300gr

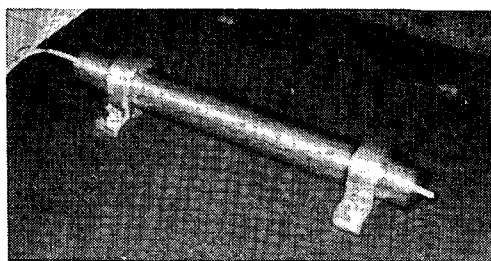


図6

ジオテキスタイルの引抜き試験への適用例

目 的;

土中に敷設されたジオテキスタイルに引張り力が作用したときのジオテキスタイルの伸びを本測定器によって測定する場合の測定の精度を調べる目的で引抜き試験を実施した。

実験装置

実験に使用した試験装置を図7、装置概略を図8に示す。

試験土槽は長さ300mm、幅200mm、高さ100mmの上下2槽からなる組立式で、上載荷重は鋼板をネジ軸により負荷し、その力量をブルーピングリングで読み取る。ジオテキスタイルをスクリュージャッキ（電動式、0.4mm/min）にて引抜き、引張力はブルーピング・リングにより測定した。

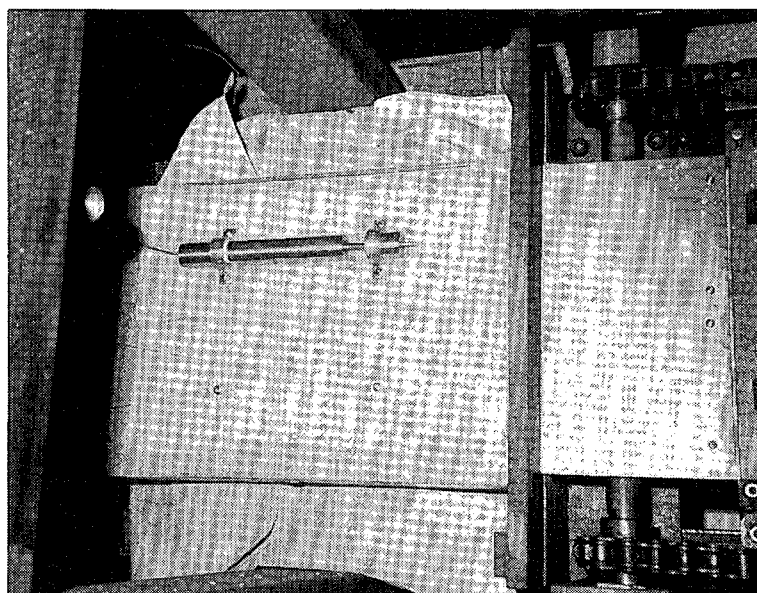


図7

ジオテキスタイルはポリエステル長繊維スパンボンド不織布AN200厚さ2.1mmのものを使用した。ジオテキスタイルへの器具の取付けは、ボルト止めによるものとした。

取付けボルトの位置に事前に接着剤を塗り、乾燥後ハンダゴテで孔明けしたために孔の周囲が固くなり、試験終了後も孔の拡がりはなかった。

実 験:

測定精度を調べるため、並行した2枚のジオテキスタイルの

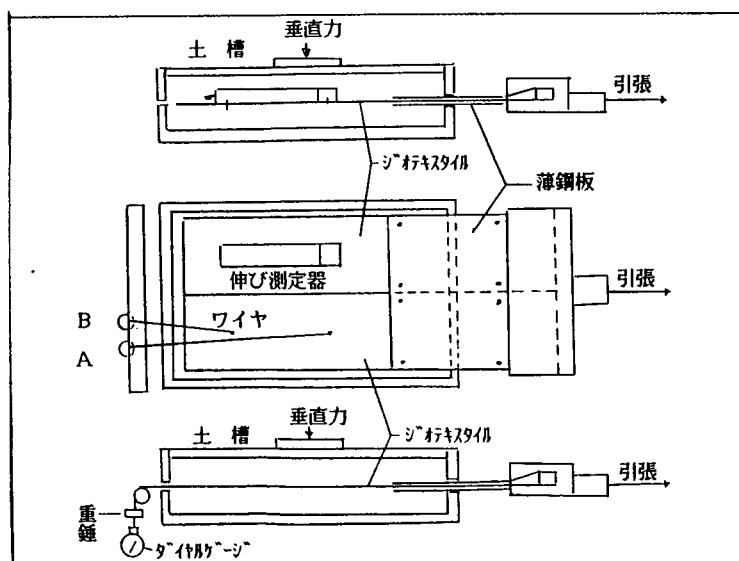


図8

一方に本測定器をボルト止めし、他方には同じ取付け長さ位置にそれぞれ細いワイヤを取付けたクリップをボルト止めし、2本のワイヤは土槽後端から取り出し重錘で吊り下げ、下面をダイヤルゲージに当てて伸び量を測定する。この2通りの測定値を比較した。

対象土として豊浦標準砂を使用した。上下2個に分割してある土槽下部に砂を充填し、この上に前述のようにホルダーに取付けたジオテキスタイルを敷き、伸び計とワイヤをセットする。

次に、土槽上部をかぶせ上縁まで砂を満たし、その上面より載荷する。

伸び計の読み取りは、デジタルマルチテスターで行った。

図5、6に示した伸び計（伸び計A）を用いた実験結果を図9に示す。

供試体の引張力-伸び曲線は、伸び量の増加につれて分離してゆく。これは引張によってジオテキスタイルの伸びが増加するにつれて、ポテンシオメーター型伸び計自体も土中で移動するため、それによる土中での抵抗が引張力に含まれるためであると考えられる。

そこで、ポテンシオメーター型伸び計の先端を円錐型として土の抵抗を減少させようと試みた。この伸び計をBとする（図10）。

その実験結果を図11に示す。

伸び計Bによる引張力-伸び曲線は徐々に分れるがある点以後はほぼ平行に進行し、同一伸びに対する引張力はポテンシオメーター型伸び計の方が大きいまま推移している。

考 察

実験結果から伸び計の形状は、土への抵抗から見るとAよりBの方が優れている。しかし、B型伸び計でも同一伸び量を生じさせる引張力は、ワイヤでの測定より伸び計の方が

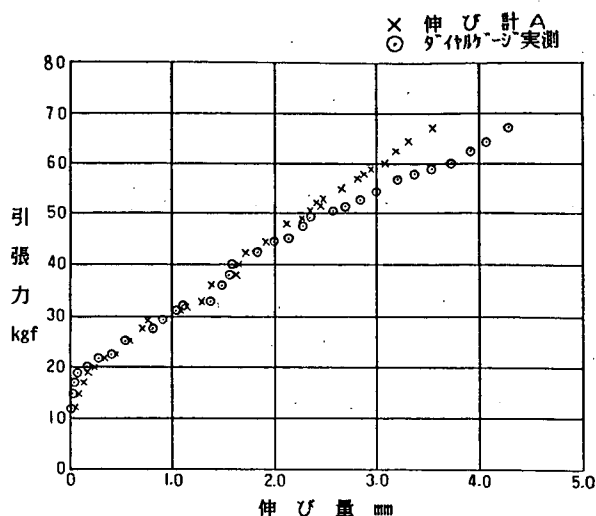


図9

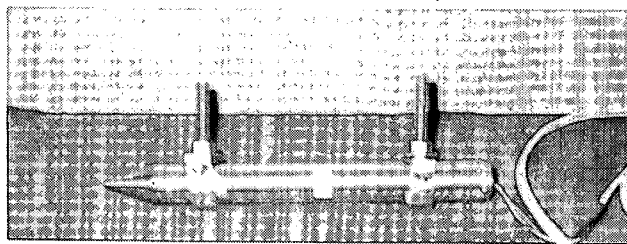


図10 伸び計B

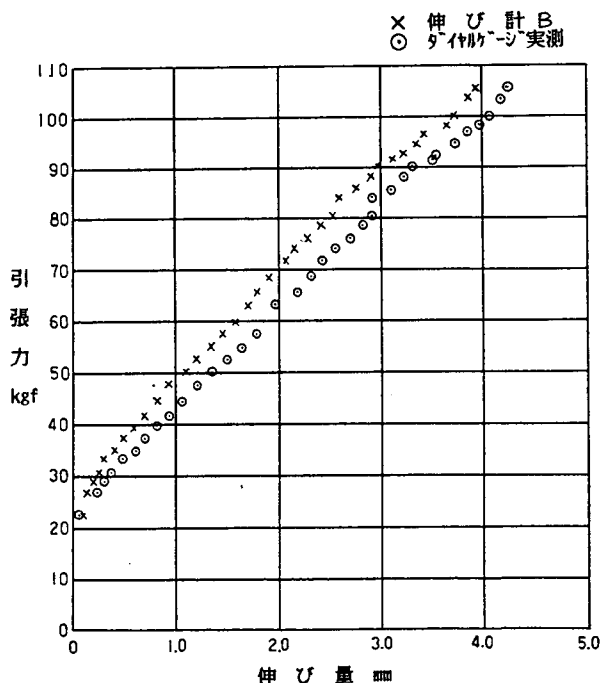


図11

かなり大きく、損失となっている。

従って、B型伸び計の形状でも不十分であり、布面にできるだけ低く密着した形が望ましく、布の取付け部も土中抵抗のないよう考慮し、引張荷重の損失を極力減少させるよう改造の必要がある。

4. 引張試験におけるジオテキスタイルのチャックについて

普通、繊維関係において各種チャックが開発されているが、ジオテキスタイルにそのまま使用することは容量などの面から困難である。またジオテキスタイルにはグリッド、ネット、不織布、織布、ジオメンブレンなど、その強度、厚み、形状に各種様々のものがあり、引張試験におけるその保持法、ジオテキスタイルの種類等に応じて、形式、寸法を変える必要がある。

現在まで製作したチャックの種類とその原理図を対象とするジオテキスタイルの種類ごとに、以下に示す。

織布・不織布用

メカニカルウェッジ 図12

場合にに応じてグリッド等にも適用、土との複合体試験などへ横型も適用できる。

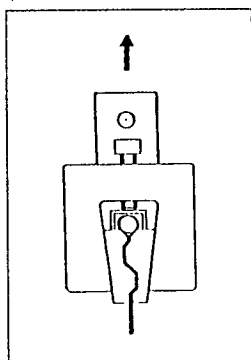


図12

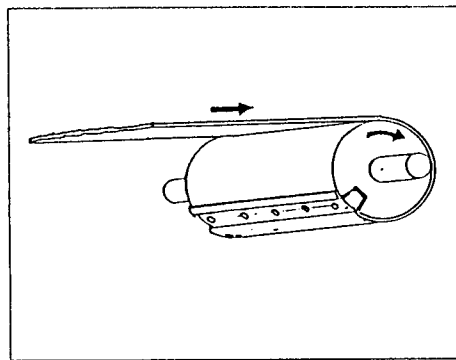


図13

ドラム型チャック 図13

ドラムの巻取りにより引張を与える。ジオテキスタイルの

自由空間長の増加がないので、ネックダウンを抑えることが出来る。本チャックを使用したジオテキスタイルのクリープ試験機を図14に示す。

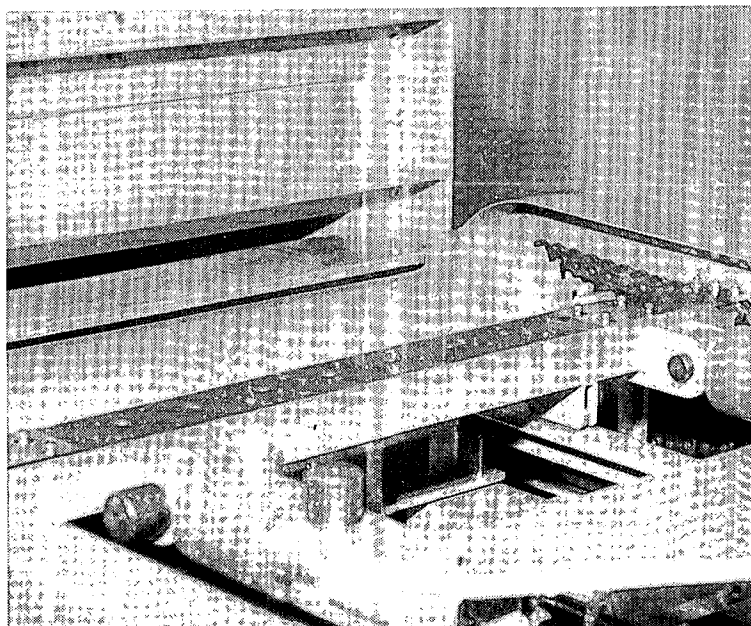


図14

円筒型チャック

図15

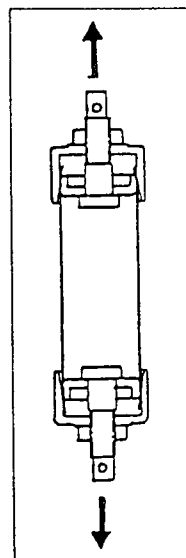


図15

供試体を円筒形に組み、両端で引張を与える。

ローラ型チャック 図16

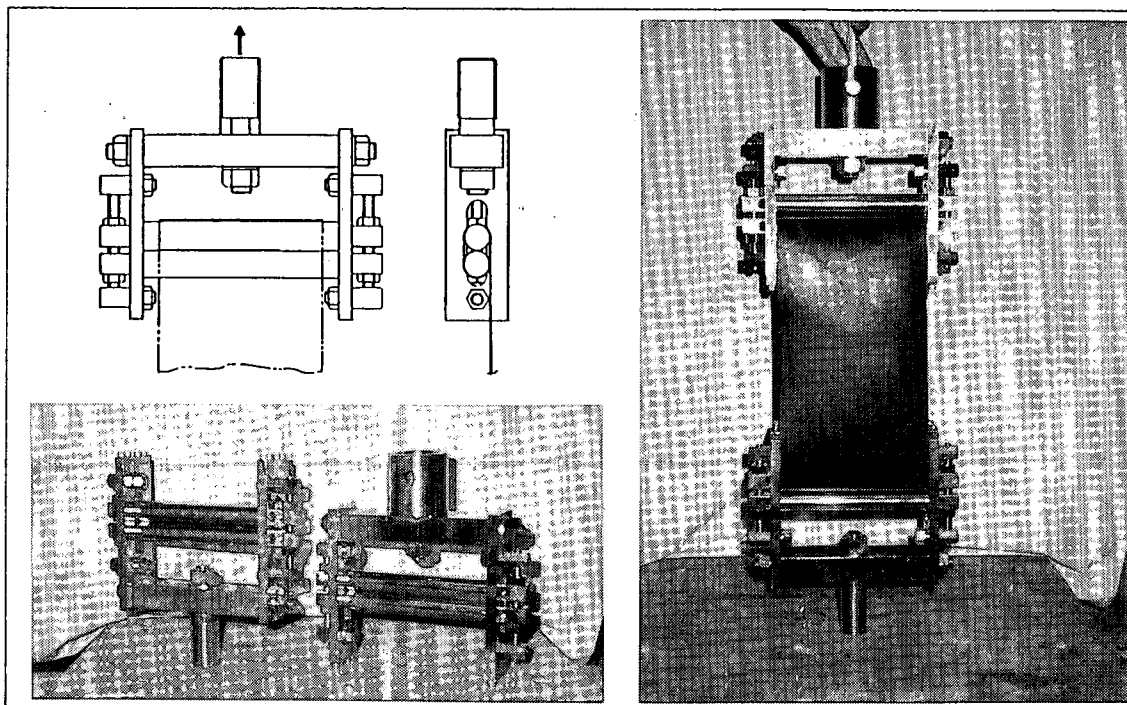


図16

縫製用糸引張チャック 図17

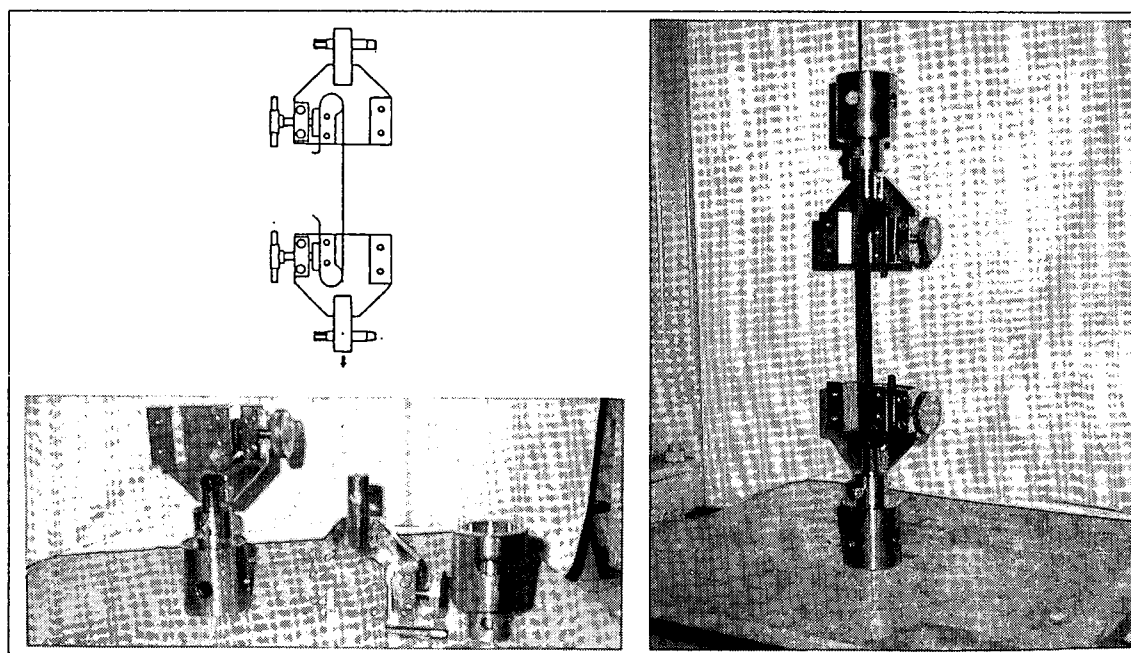


図17

グリッド・ネット用

低温熔融金属ウェッジ 図18、図19

供試体掴み部を傷めず一様な引張力を
与えられる。

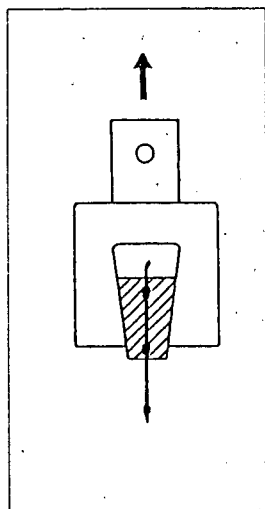


図18

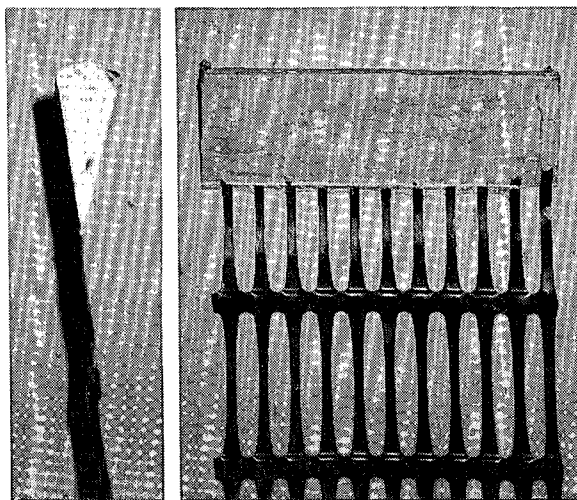


図19

Tensar グリッド用 図20

供試体を、そのままの状態で引張ることが出来る。

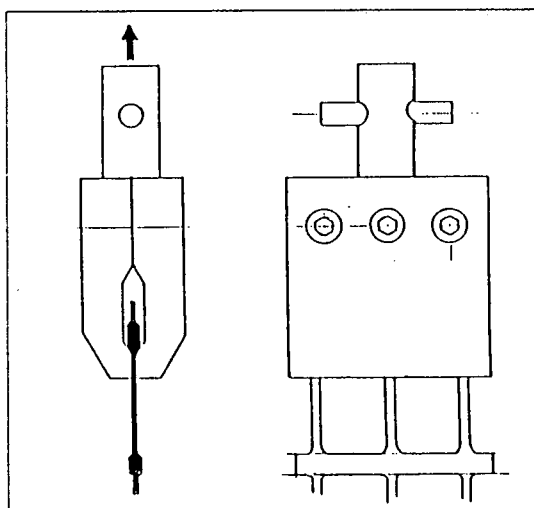


図20

3. 1. 2. 引抜き試験による土中のジオテキスタイルの工学的特性に関する研究

建設省土木研究所 土質研究室

鹿島建設株式会社 技術研究所

1. まえがき

ジオテキスタイルによって補強された土構造物の安定解析を行う場合、ジオテキスタイルの土中での引抜き抵抗や変形挙動等の引抜きせん断特性について把握しておく必要がある。

この引抜きせん断特性に影響を与える主な要因として、土の種類（粒度）や状態（締固め度、含水比）およびジオテキスタイルの種類（形状、材質）や設置間隔、設置角度が考えられる。しかし、現状の安定解析法ではこれらの要因に対して十分に考慮されていない。そこで、本共同研究ではジオテキスタイルとしてジオグリッドを用い、引抜きせん断特性を調べる装置として引抜き試験機を使用して土中でのジオグリッドの工学的性質について研究を実施している。

2. 目的

昨年度までに土中でのグリッドの工学的特性を調べる装置として引抜き試験機の製作及び引抜きせん断特性について研究してきた。今年度はさらに別な要因にて引抜きせん断特性を研究すると共に、これらを補強土工法の安定解析に反映させる方法について研究した。図-2.1に本研究の全体フローを示す。

2. 1 昨年度までの検討項目

昭和61年度までの主な検討項目は以下の通りである。

- ① 既存の引抜き試験機（土木研究所所有）を用いて、引抜き試験機の使用方法及び引抜きせん断特性の概要を把握した。（昭和60年度）
- ② 昭和60年度の実施結果をふまえて新規引抜き試験機の導入を行い、引抜き試験機使用時の留意点として、「試験片の形状」、「引抜き速度」がそれぞれ引抜きせん断特性に与える影響について調べ、引抜き試験機の使用仕様を検討した。（昭和61年度）
- ③ 土の締固め度が引抜きせん断応力に与える影響について調べ、従来の引抜きせん断応力の算定方法（ $\tau = \alpha \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi$ ：通常=0.8～0.9）の検討及び引抜き時の土圧変化に注目して補強メカニズムについて考察を行った。（昭和61年度）

2. 2 今年度の検討項目

今年度は次の項目について検討した。

- ① 引抜きせん断特性に影響を及ぼす要因の把握
ジオテキスタイルは、ジオグリッドを用い、土の種類（豊浦標準砂、砂と粘性土の混合土、礫質土）を変化させて、粒度が引抜きせん断特性に及ぼす影響を調べる。
- ② 室内載荷実験によるFEM解析用入力物性値の検討
引抜き試験結果からFEM入力物性値を作成し、補強土擁壁の室内載荷実験（盛土高さH=1.5m程度）の解析に適用しその整合性について検討する。

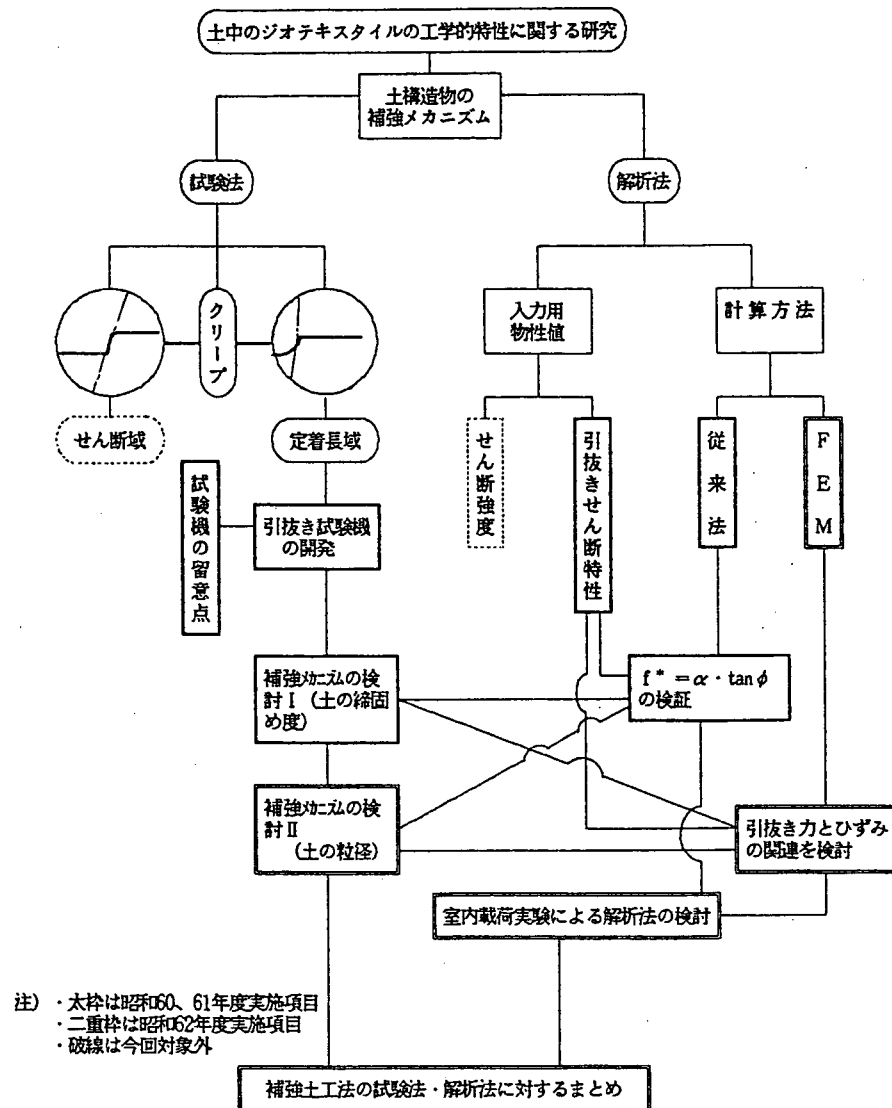


図-2・1 土中のジオグリッドの工学的特性に関する研究フロー

3. 土の粒度がジオグリッドの引抜きせん断特性に及ぼす影響

3.1 概要

ジオグリッドによって補強された土構造物の安定解析を行う場合、ジオグリッドの土中での引抜き抵抗や変形挙動等の引抜きせん断特性について把握しておく必要がある。この引抜きせん断特性は、ジオグリッドの大きな特徴である開孔部の存在により、盛土材の締固め度や粒径に大きく影響を受けると考えられる。

ここでは粒径に着目して、①砂材に含まれる $74\mu\text{m}$ 以下の細粒分を変化させて、また②粒径の異なる砂材と礫材について引抜きせん断力を調べ、盛土材自体のせん断強度との比較によりその差異について考察したので以下に述べる。

3. 2 試験方法

使用した引抜き試験機を図-3. 1に示す。上載荷重は0.2, 0.6, 1.0kgf/cm²の3種類とし、前述の②についてはさらに上載荷重が0 kgf/cm²（土被りのみ、上載圧 $\sigma_n=0.03\text{kgf/cm}^2$ ）の引抜き試験も行った。図-3. 2に示したジオグリッドを同図のように土槽内に設置し、毎分1mmの引抜き速度で試験を実施した。

各試験での材料は、前述の①については豊浦標準砂と関東ロームの混合土、②については、豊浦標準砂（均等係数 $U_c=1.56$, 平均粒径 $D_{50}=0.165\text{mm}$ ）とHz材（最大粒径25mm, 均等係数 $U_c=11$, 平均粒径 $D_{50}=6.5\text{mm}$ ）とを用い、各材料を土槽に詰める際には同一のエネルギーで締固めた。

これらの試料の物性値を表-3. 1に、粒度分布を図-3. 3に示す。

表-3. 1 試料の物性値

試験項目	NO.	試料	締固め	含水比 (%)	乾燥密度 (tf/m ³)	細粒分含有率 (%)	締固め度 (%)	三軸圧縮試験	
								ϕ (°)	C (tf/m ²)
①	1	関東ローム	I	81	0.77	81	91	—	—
	2	混合土 (A)	I	32	1.37	38	93	—	—
	3	・ (B)	I	24	1.44	30	88	32	0
	4	・ (C)	I	10	1.51	12	89	—	—
	5	豊浦標準砂	I	7	1.42	0.5	91	35	0.5
②	6	礫材	II	4	2.00	—	90	44	1.0
	7	豊浦標準砂	II	7	1.47	—	94	36	0.5

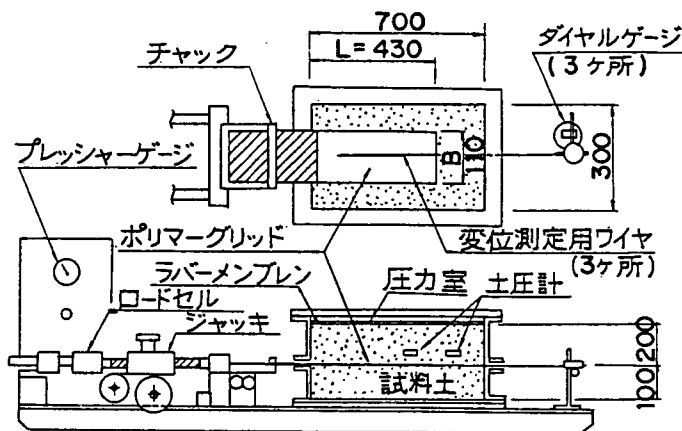


図-3. 1 引抜き試験機

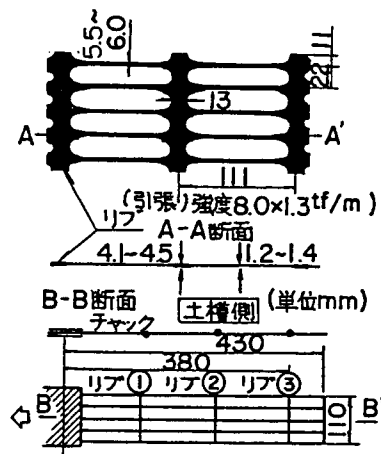


図-3. 2 グリッド形状及び設置図

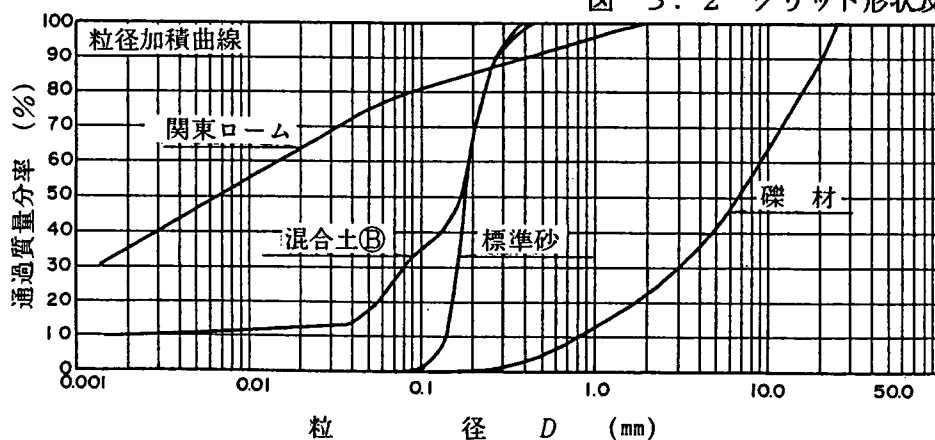


図-3. 3 土材料の粒度分布

3.3 試験結果及び考察

試験で得られた引抜き抵抗力 T を用いて引抜きせん断応力 τ^* 、引抜きせん断強度 τ_f^* を次式で表す。

$$\tau^* = T / A,$$

$$\tau_f^* = T_{\max} / A = \mu^* \cdot \sigma_n + C^*$$

$T_{\max}$: 引抜け時(最大)引抜き抵抗力

A : ジオグリッド敷設面積

$A = 2 \cdot B \cdot L$, B =幅 L =長さ

μ^* : 見かけの摩擦係数

C^* : 見かけの粘着力

σ_n : 上載圧

図-3.4に、前述の①については $\sigma_n = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ 、②については $\sigma_n = 0.2, 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ の場合の τ^* とリブ①変位の関係を示す。この図から、細粒分含有率が高い程 τ^* は小さくなりかつ小さい変位で τ^* がほぼ一定となる。他の上載圧でも同様の傾向であった。

砂材と礫材では $\sigma_n = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ において、両者に差異は見られず、これは $\sigma_n = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ でも同様であったが、 $\sigma_n = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ では τ^* の大きさおよび発現過程に明らかに差が生じた。

(1) 細粒分が引抜きせん断応力に及ぼす影響

それぞれの試料土の細粒分含有率(f)について、引抜きせん断強度 τ_f^* と上載圧 σ_n の関係を図-3.5に示す。この図から、 f が増加すると顕著に τ_f^* の減少が見られ、 f が30%程度以上では一定値となり、関東ロームの引抜きせん断強度と同程度となる。

また、 μ^* 及び C^* は細粒分含有率の増加と共に減少する傾向にある。

次に、豊浦標準砂と混合土⑥を用いて、三軸圧縮試験(不飽和CD)にて得られた τ_f と引抜き試験にて得られた τ_f^* を比較し、図-3.6に τ_f^* / τ_f と σ_n の関係を示す。

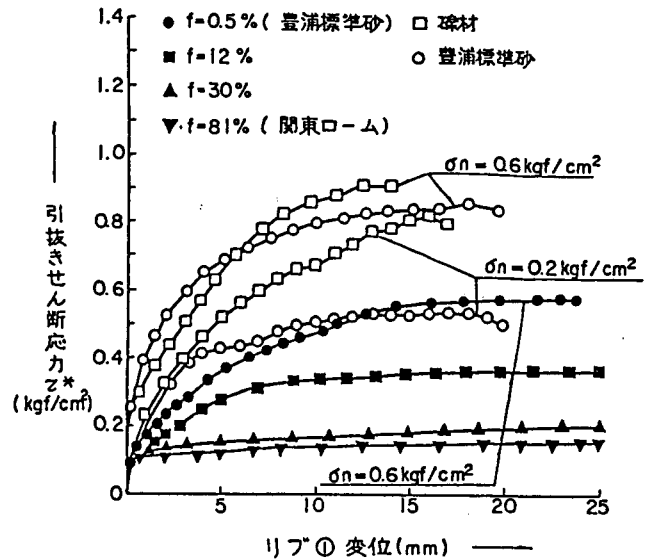


図-3.4 τ^* とリブ①変位

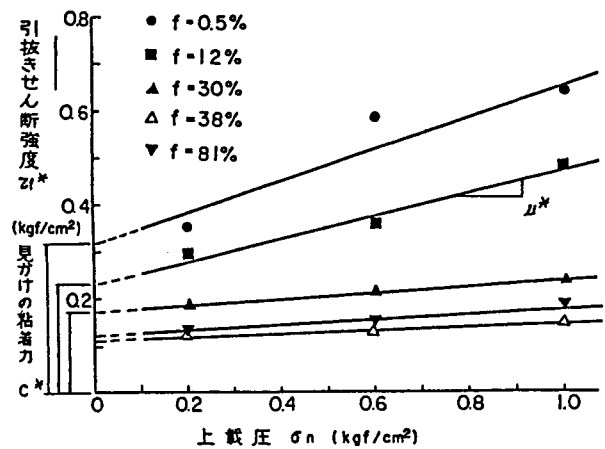


図-3.5 τ_f^* と上載圧 σ_n (f を変化)

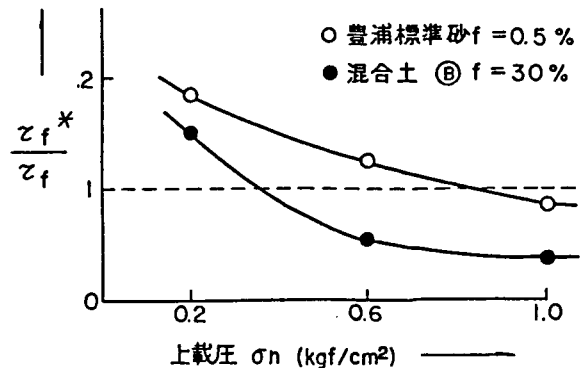


図-3.6 τ_f^* / τ_f と σ_n (同上)

図から f が大きい方が τ_f^* / τ_f の値が小さくなることがわかる。また、どちらも σ_n が 0.2 kgf/cm^2 では τ_f^* / τ_f が 1 より大きい、 σ_n が増加すると共に減少していき、 σ_n が 1.0 kgf/cm^2 では 1 よりも小さくなる。

(2) 粒径の違いが引抜きせん断応力に及ぼす影響

砂材と礫材についての τ_f^* と σ_n との関係を図-3. 7 に示す。この図から、 c^* は砂材より礫材の方が大きくなっていることがわかる。

次に、(1)と同様の方法で砂材と礫材の τ_f と τ_f^* の比較を行い、図-3. 8 に τ_f^* / τ_f と σ_n の関係を示す。この図から、どちらも τ_f^* / τ_f はどの荷重段階においても 1 以上となっており、その値は上載圧が小さい程大きい。特に礫材においては上載圧が 0.2 kgf/cm^2 以下では顕著に τ_f^* / τ_f が大きな値を示す。

(3) 見掛けの粘着力に関する考察

図-3. 6, 8 から、上載圧の小さい領域で τ_f^* / τ_f の値が大きくなっており、この原因について以下のように FEM を用いた解析により考察した。

引抜きに伴う土槽内の応力の流れを有限要素法にて求める。解析モデルにおいて、ジオグリッドと土要素の境界にはジョイント要素を設けている。解析

方法については 4.4.2 の載荷試験と同様の考えに基づいており、ジョイント要素の入力物性値であるせん断降伏応力及びせん断弾性係数は図-3. 7 に示す FEM 解析用の引抜き試験結果から求めた。

物性値の一覧を表-3. 2 に、その解析結果を図-3. 9 に示す。

図から、引抜きに伴う応力の流れは、ジオグリッド面に作用する拘束圧を増加させていることがわかる。これより、引抜きせん断強度 τ_f^* が大きくなると考えられる。

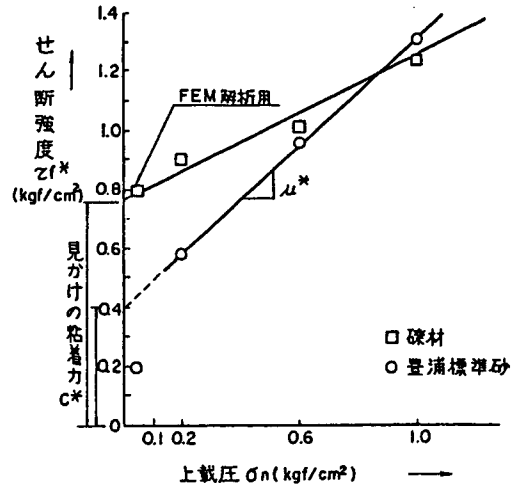


図-3. 7 τ_f^* と σ_n (砂と礫)

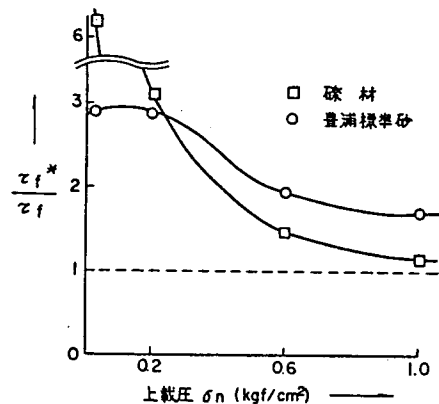


図-3. 8 τ_f^* / τ_f と σ_n (砂と礫)

表-3. 2 入力物性値一覧表

要素	名称	物性値
1. トラス (グリッド)	断面積 (m^2/m)	3.82×10^{-4}
	変形係数 (tf/m)	2.7×10^5
2. 地盤	単位体積重量 (tf/m^3)	2.00
	内部摩擦角 ($^\circ$)	44.0
	粘着力	1.0
	ポアソン比	0.35
	変形係数 (tf/m^2)	1500
3. ジョイント (グリッド ～地盤)	○せん断特性に関する パラメータ	
	せん断降伏応力 (tf/m^2)	$A_0 = 0.4$
	$\tau_f = A_0 \sigma_n^n + A$	$A = 7.2$
	せん断弾性係数	$B_0 = 2.34$
	$G_\infty = B_0 \sigma_n^n + B$	$B = 12.4$
		$n = 1.0$
	○圧縮に関するパラメータ	
	法線方向剛性 (tf/m^2)	1.0×10^5

この拘束圧による τ_f^* の増加は、今回の試験結果より、細粒分含有率が増加してくると見かけの粘着力 c^* が減少してくること及び砂材より礫材の方が c^* が大きいことから、土のせん断強度において内部摩擦角を有する砂及び礫材の範囲で有効的に生じると考えられる。

以上のことより、前述の τ_f^* の式は通常のせん断試験と同様に上載圧の関数で表されているため、この拘束圧の増加による効果が見かけの粘着力として整理されることになるだろう。

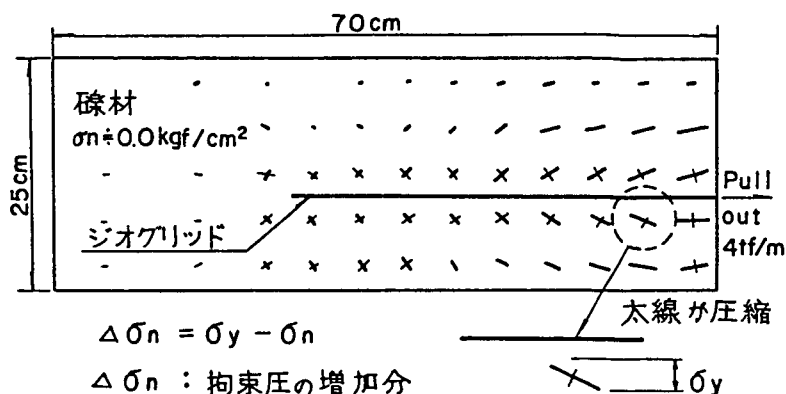


図-3.9 引抜きに伴う土槽内主応力

3.4 まとめ

今回の引抜き試験より、土中のジオグリッドの引抜きせん断特性について以下のことがわかった。

- ① 引抜き試験では見かけの粘着力が生じ、引抜きせん断強度は $\tau_f^* = \mu^* \cdot \sigma_n + c^*$ で表され細粒分が増加するにつれて μ^* 、 c^* どちらも小さくなる。
- ② 引抜きせん断強度を砂材と礫材で比較すると、 μ^* に顕著な差は見られないが c^* については、礫材の方が卓越している。
- ③ これらの引抜き試験結果を三軸圧縮試験（不飽和CD）結果（ τ_f ）と比較すると、上載圧が小さい程 τ_f^* / τ_f が大きくなる。この傾向は砂、礫材になる程大きい。
- ④ 引抜き試験における見かけの粘着力は、引抜きに伴いジオグリッド面に働く拘束圧が増加することにより生じ、内部摩擦角を有する砂及び礫材の範囲で有効的に生じると考えられる。
- ⑤ 引抜き試験において引抜き力に抵抗する反力は土槽前面で受けもたれている。いま、土槽前面を補強盛土の滑り面と考えるとジオグリッドの引抜きに伴いこの面の拘束圧が増加することにより滑り面での土のせん断強度が増加し、これが補強効果の一つとなっていると考えられる。

4. 補強土擁壁載荷実験によるFEM解析用入力物性値の検討

4.1 概要

これまで引抜き試験機を用いて、ジオグリッドの引抜きせん断特性について研究してきた。この引抜きせん断特性を解析に用いることによって、実際の構造物の挙動解析にどの程度反映できるのかを検討するために室内載荷実験を行った。構造物のタイプは、解析モデルの作りやすい垂直補強土擁壁とし、この壁面や地盤の変形挙動及びジオグリッドの応力等を測定し次の項目について検討した。

- ① 現在提案されている極限つり合い法であるタイバックウェッジ法(T法)、コヒヤラントグラビティ法(C法)の妥当性。
- ② ジオグリッドと地盤の間にジョイント要素を考慮したFEMの安定解析への適用性。

4.2 試験方法

(1) 実験装置

図-4.1に実験装置図を示す。

実験土槽は高さ2m、奥行き2m、幅1mで、側面の片側は地盤状況の変化が観察出来るように強化ガラス製となっている。この土槽内に幅1m、高さ0.4m、厚さ0.12mのコンクリートパネルを、盛土材の詰め込みと同時にジオグリッドと接続しながら組立てていき、補強土擁壁を作成する。

載荷重は、30トン油圧ジャッキを用いて、幅0.5mの載荷板及び長さ1.0mのH鋼(H-150×150, 6本)を介して補強盛土に伝達される。

(2) 使用材料

盛土材は鹿島産の海砂(均等係数2.4, 平均粒径0.36mm)を用い、土槽に詰める際には「足踏み法」にて締め固めた。盛土材の物理、力学特性を表-4.1に示す。

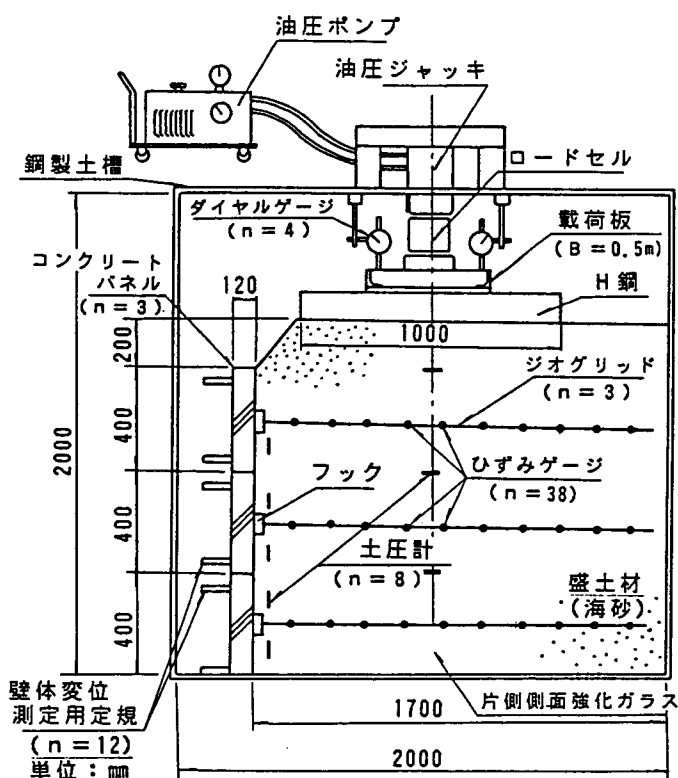


図-4.1 実験装置図

表-4.1 実験盛土の物性値

湿潤密度	含水比	間隙比	土粒子の比重	三軸圧縮試験(CD)	
$\rho_t (\text{tf/m}^3)$	$w (\%)$	e	G_s	$c (\text{tf/m}^2)$	$\phi (^{\circ})$
1.45	10	1.04	2.69	0	30

使用したジオグリッドは、図-4.2に示すように高密度ポリエチレンを一軸延伸して製造されたもので、目合寸法 156mm×23mm, 断面積 3.015 cm^2/m 、開孔率約57%、単位面積当り 530g/ m^2 、引張強

度 $5.6\text{tf}/\text{m}^2$ （主方向）、変形係数 3.8×10^{-4} （ $\epsilon = 3\%$ 時） kgf/cm^2 である。

前面の擁壁はプレキャスト鉄筋コンクリートパネルを3段に積重ね、コンクリートパネルとジオグリッドの接続は、パネルに埋め込まれたフックでSGPを保持し、このSGPにジオグリッドをステンレス製のチェーンで緊結した。

上下のコンクリートパネルの接続には $\phi 16$ の丸鋼を用いて盛土施工時にパネルが倒れないようにした。但し、パネル保持用穴は余裕のある大きさとして、曲げに対しては抵抗しない構造とした。

（３） 荷重方法

荷重方法は荷重制御方法とし、図－４．３結果総合図に示すような荷重サイクルにて行った。事前に予備荷重として 0.5tf をかけ、 2トン ピッチの本荷重を実施した。荷重の増加スピードは $1\text{tf}/2\text{分}$ で行い、所定の荷重に達したら 30分 の放置時間をとるものとし、減少スピードは $2\text{tf}/2\text{分}$ で 0 荷重まで戻し 10分 間放置後に次のステップに移る多サイクル法で実施した。

（４） 計測項目

計測計器を図－４．１実験装置図に示すように配置し、荷重に伴う各挙動を計測するものとする。計測機はデジタルインディケータを用い、その計測時間は 2分 間隔とする。但し、盛土変位のマーカー及び壁体変位は荷重ステップ毎に記録した。表－４．２に計測項目を示す。

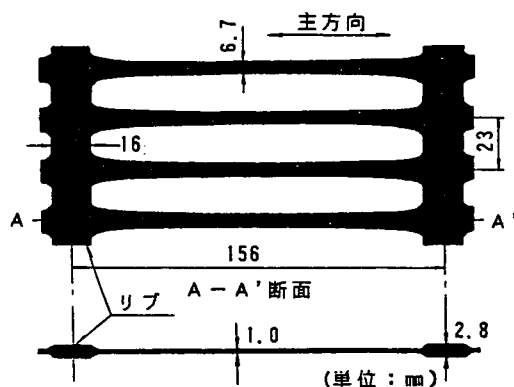
４．３ 試験結果

（１） 結果総合図

図－４．３に結果総合図を示す。荷重は 2トン ピッチで 16トン まで載荷した。荷重～沈下量、荷重～残留沈下量・弾性もどり曲線より、弾性もどり量に比べ荷重の増加と共に残留沈下量の方が卓越していくが、補強土の変形と荷重の関係はリニヤーであり、地盤の降伏は見られず、上載最大荷重 16tf （載荷面の沈下 34.4mm 、最終の残留沈下量は約 30mm ）までは地盤の安定が保たれていると言える。

（２） 地盤の変形

図－４．４に 16tf 載荷終了後のマーカーの動きとクラックの発生状況を示す。地盤の変位ベク



図－４．２ ジオグリッド

表－４．２ 計測項目

計測項目	計器	仕様	数量
載荷荷重	ロードセル	30t	1 台
載荷板沈下量	沈下計	50mm	4 台
壁体変位量	定 規	20cm	12枚
盛土変位	マーカー	10～20cmピッチ	74個
鉛直土圧	土圧計	5kgf/ cm^2	3 台
壁 圧	土圧計	5kgf/ cm^2	5 台
Grid ひずみ	ひずみ計	塑性ゲージ	38個

トルの大きさはほぼ載荷重に比例して増加していった。この変位ベクトルより、補強盛土の主働領域を描くと図-4.4の断面図に示す破線のようになる。

目視によるクラック観察では、クラックは載荷重4tf迄は発生せず、6tf載荷時に載荷板(H鋼)の境界とその背後(図の主クラック)に発生した。前面の補強盛土斜面のクラックは載荷重10tfから発生した。しかし、最終載荷重16tf時においても斜面の崩壊は無かった。

(3) コンクリートパネルの変形

図-4.5に各荷重段階毎のコンクリートパネルの変形図を示す。

上段と中段コンクリートパネルの境界が一番変形が大きく、この境界面は連結鉄筋棒で接続されているだけなので、パネルの変形に伴って、隙間が生じた。

コンクリート板上に設置された下段コンクリートパネルの下部はほとんど変位していない。

(4) 側圧の変化

図-4.5の右側には、各荷重段階における側圧の増加を示している。側圧の増加は上段と中段コンクリートパネル間でほとんど差がなく、下段パネル部で深度方向に増加している。載荷重による補強盛土内の側圧分布は、上部ほど大きいと考えられるが、今回の実験結果は違っており、この原因は擁壁が柔なためにコンクリートパネルの変形量大きい所では側圧が減少したものと思われる。

(5) ひずみ分布

ジオグリッド中央部のひずみ分布を図-4.6に示す。この他に、ジオグリッド端部のひずみも測定したが、中央部と端部のひずみ分布及びその大きさは、ほぼ同様であり土槽側面の摩擦の影響がほとんどなく、平面ひずみ条件下で実験が行われたと考えられる。

上層及び中層グリッドのひずみに比較して、下層グリッドは半分以下の値となっている。ひずみのピークは各グリッド共ほぼ同位置にあり、コンクリートパネル背面より60cmの位置に存在する。

これらのピークひずみよりジオグリッドに働く張力を求める。

ジオグリッドの張力Tは下式で算出される。

$$T = E \cdot \epsilon \cdot A$$

ここに、E：ジオグリッド変形係数

ϵ ：ジオグリッドのひずみ

A：グリッド断面積 (2.814 cm²)

最終載荷時 (16tf) のピークひずみよりジオグリッドの張力を計算して表-4.3に示す。

表-4.3 ジオグリッド張力の計算

	ひずみ (μ)	張力 T (kgf)
上層グリッド	12,719 (15,748)	1,360 (1,684)
中層グリッド	17,978 (18,122)	1,922 (1,938)
下層グリッド	6,548	700

注) () 内の値はジオグリッド端部(グリッド中央と壁面との中間に設置)ひずみからの計算値

この表より、各グリッドの張力は、上層1.5 tf/m、中層 1.9 tf/m、下層0.7 tf/m程度となる。16 t 載荷時のグリッド張力は、破断強度（載荷実験時： $5.6 \times 42/45 = 5.23 \text{ tf/m}$ ）に対して37%（ $1.93/5.23=0.37$ ）の発現をしている。通常ジオグリッドの設計強度は、クリープを考慮して破断強度の0.4倍と言われており、今回の試験は設計強度までの載荷による補強土擁壁の挙動確認が出来たことになる。

ひずみ分布より主潜在すべり線を想定すると上、中層グリッド部では擁壁背面から60 cm程度のところに存在し、また、下層グリッドではすべり線が横切っていないと考えられる。この想定すべり線を図-4.4の変位ベクトル図に記入している。

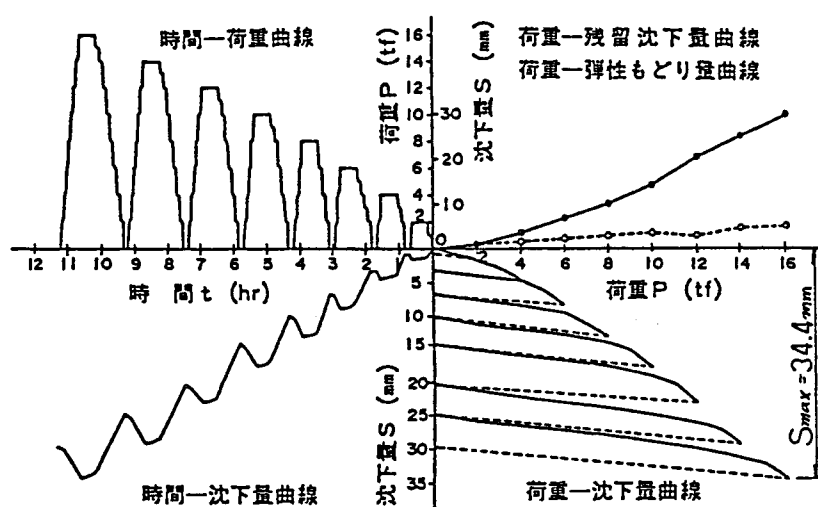


図-4.3 結果総合図

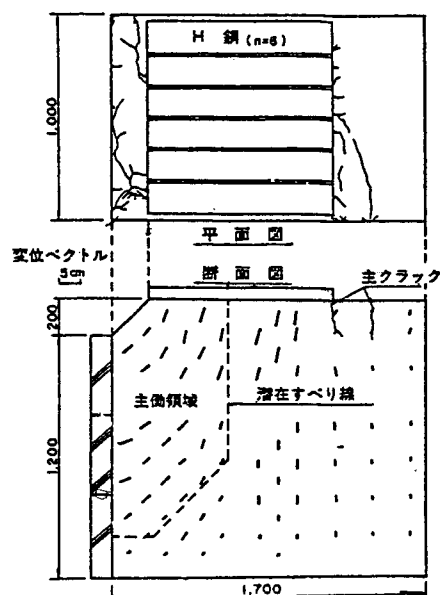


図-4.4 変位ベクトル (P=16tf時)

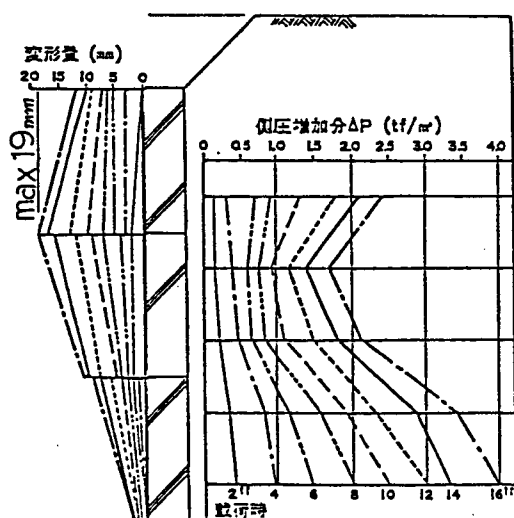


図-4.5 擁壁の変形及び側圧増加分布

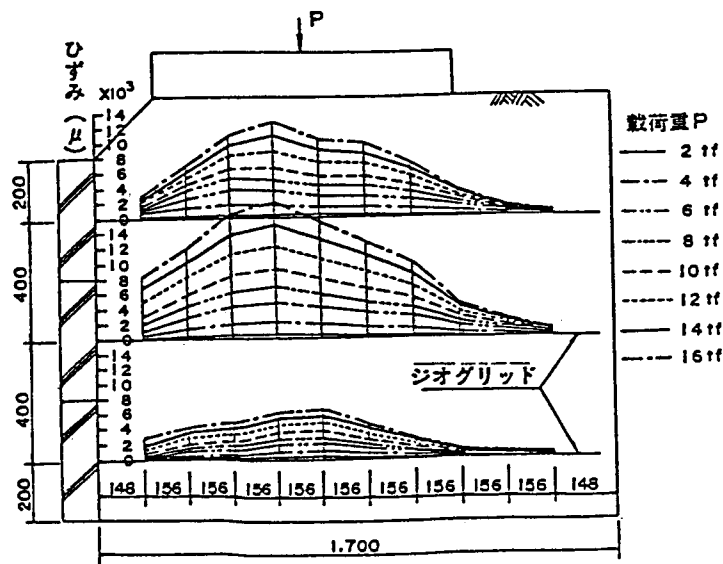


図-4.6 ジオグリッドひずみ分布

4. 4 考察

(1) 極限つり合い法による安定計算方法の検討

補強土擁壁の内的安定性の検討方法として、下図に示す力学的観念に基づくタイバックウェッジ法と経験的な実績が反映されているコヘレントグラビティ法がある。両解法の主な相違点は、破壊の形状、壁面の回転変位パターン及び補強領域内で生じる水平土圧の分布形状の仮定である。

このうち、土圧係数及び破壊形状の仮定は「補強材の剛性」の差異によって生じると考えられており、剛性の高い材料を使用するテールアルメ法はコヘレントグラビティ法を、ジオグリッドを用いた工法はタイバックウェッジ法を主体にした設計法となっている。

これより、両法の各仮定条件を今回の载荷試験結果と比較して、どちらの方法にて内的安定性を検討するのが妥当かについて考察する。

1) 壁面の回転変位パターン

前面コンクリートパネルは、下段パネル下端を中心に壁面材が回転しており、壁面の回転変位パターンはタイバックウェッジ法に近い。

2) 破壊パターン

補強材最大張力の分布線は、コヘントグラビティ法の様に複合直線すべりとなっている。但し、すべり塊の天端幅はコヘントグラビティ法と比較すると、 $0.3H$ よりも倍程度大きくこれについてはタイバックウェッジ法に近いものとなっている。

3) 補強領域内で生じる水平土圧

タイバックウェッジ法(T法)、コヒヤラントグラビティ法(C法)、実験値(側圧、ひずみより求めた値)について、各ジオグリッドに作用する最大载荷重時(16tf)の単位幅当りの水平力を比較して表-4.4に示す。

C法はT法に較べて土圧係数の設定の違いにより、1.5倍程度の値となっている。これらの値と実験値とを比較する。極限つり合い法であるT法、C法と比較すべき値は、ひずみ最大値との対応が一番重要と思われる。

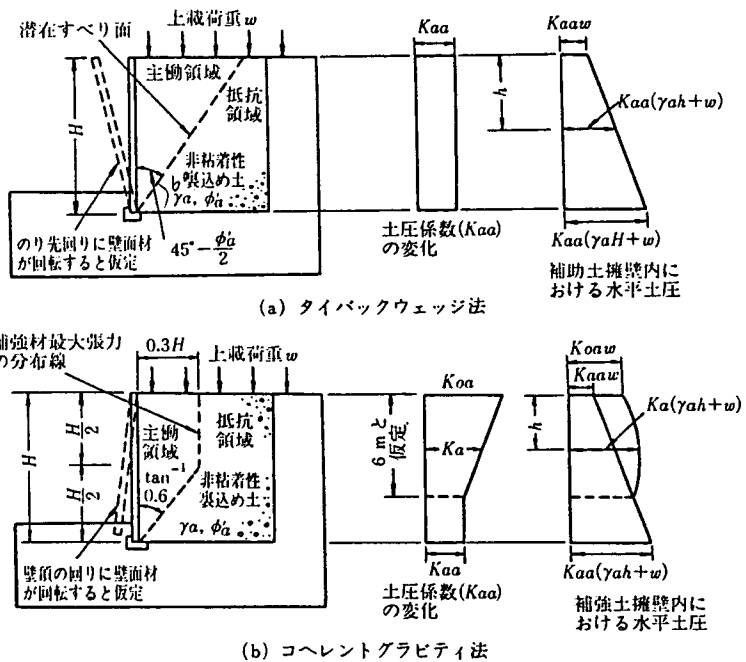


図-4. 7 内的安定性の検討方法の比較

(参考文献：土質工学会編，補強土工法)

表-4.4 単位幅当り水平力一覧表

水平力(tf) グリッド	タイバック ウェッジ法 (T法)	コヒヤラント グラビティ法 (C法)	実験値		
			側 圧	ひずみ 擁壁背面	ひずみ 最大値
上 層	1.49	2.23	0.8	0.29	1.52
中 層	1.39	2.03	0.8	0.90	1.93
下 層	1.39	1.98	1.5	0.30	0.70

ひずみ最大値から求めた水平力は、上層ではT法とC法の間値、中層ではC法にほぼ等しい値となっている。下層は計算値に較べると小さい値になっているが、主潜在すべり面が下層グリッドを通っていない可能性もあり（平坦なひずみ分布）、参考値程度に考える。これより、側圧からジオグリッドに生じる応力を計算する場合にはC法の方が実測ひずみ最大値に近い値となった。

以上より、今回使用した材料はジオグリッドの中でも剛性が大きく、載荷試験結果は両者の計算法の仮定に対し中間的な結果となったものと思われる。

(2) FEMによる補強土擁壁の挙動解析

1) 解析手法及び方法

土中に敷設されたジオグリッドは、引抜きに伴って土とジオグリッド境界面で剥離、すべりといった現象が局部的に生じ、これに伴いジオグリッドの応力状態が逐次変化すると考え、不連続性を考慮できる解析を実施する必要がある。

本補強土擁壁工法のように不連続面が指定できる解析手法として、不連続面をはさむ節点間にジョイント要素を設けるGoodmanらの方法があり、この方法にてFEMを実施した。

本解析では、図-4.8(a)のようにジオグリッドを平面トラス要素に置換え、ジオグリッドと土との間にジョイント要素を設定して、平面ひずみ条件下で行う。ジョイント要素は同図(b)に示すように、ジオグリッドに対して垂直方向の引張り応力には抵抗しないが、圧縮応力に対しては圧縮ひずみ ϵ に k_n を乗じた圧縮応力が伝達される。また、ジョイント要素の引抜きせん断応力特性を同図(c)のように設定する。せん断応力とせん断ひずみの関係をBi-Linearとし、せん断降伏応力 τ_f よりも小さなせん断力の下において変形はせん断弾性係数 k_s に比例し、 τ_f を越えるせん断力が作用した場合には k_s をゼロとして計算する。

これらのジオグリッドと地盤間のジョイント要素の入力物性値であるせん断降伏応力 τ_f 及びせん断弾性係数 k_s は、引抜き試験から求めた。

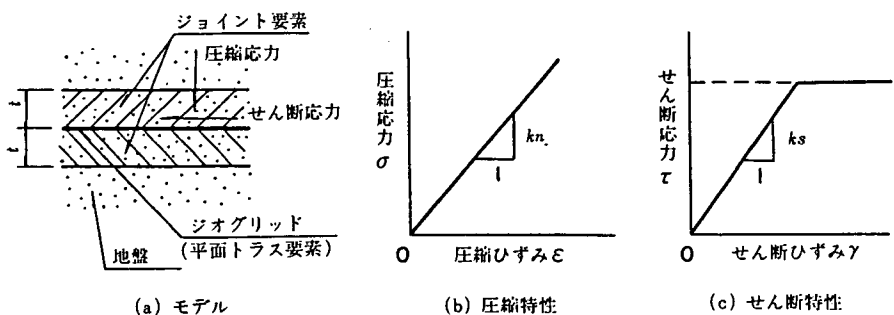


図-4.8 ジョイント要素のモデル及び変形特性

図-4. 9に示す引抜き試験結果より、引抜きせん断強度 τ_f と上載圧 σ_n との関係を図-4. 10に示す。この図より、 τ_f を σ_n の一次回帰式で表すと次式のようになる。

$$\tau_f = 0.225\sigma_n + 0.13(\text{kgf/cm}^2) = 0.225\sigma_n + 1.3(\text{tf/m}^2)$$

また、図-4. 9より、引抜きせん断応力 τ_f とせん断ひずみ γ ($=X/t$; $t=5\text{mm}$) との関係からせん断剛性 G_{50} ($\tau_f/2$ 割線) を求めた。この G_{50} と上載圧 σ_n の関係を図-4. 11に示す。

この図から、ジョイントのせん断剛性 G_{50} を σ_n の一次回帰式で表すと次式のようになる。

$$G_{50} = 0.18\sigma_n + 0.22(\text{kgf/cm}^2) = 0.18\sigma_n + 2.2(\text{tf/m}^2)$$

図-4. 1の載荷実験装置を図-4. 12のようにモデル化して解析を行った。

解析モデルにおいて、ジョイント要素を各ジオグリッドと地盤以外にも、コンクリートパネルと地盤、土槽と地盤、コンクリートパネルとコンクリートパネル、コンクリートパネルと土槽の各接触面に入れている。

これらのジョイント要素の物性値については、三軸圧縮試験の変形係数及びポアソン比から推定した。但し、コンクリートパネル間のせん断剛性は、その構造上ニアリーゼロとした。

地盤物性については、三軸圧縮試験（不飽和CD）から求めた。

主な解析用入力物性値を表-4.

5に示す。

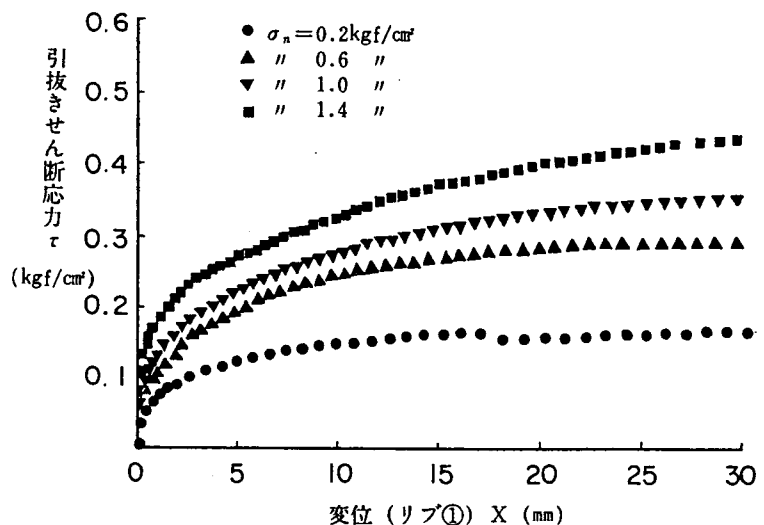


図-4. 9 引抜き試験結果

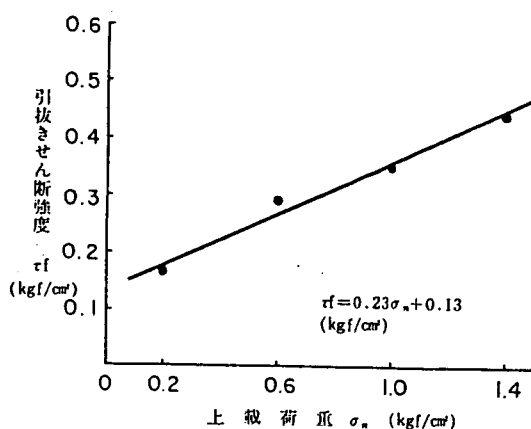


図-4. 10 引抜きせん断強度 τ_f

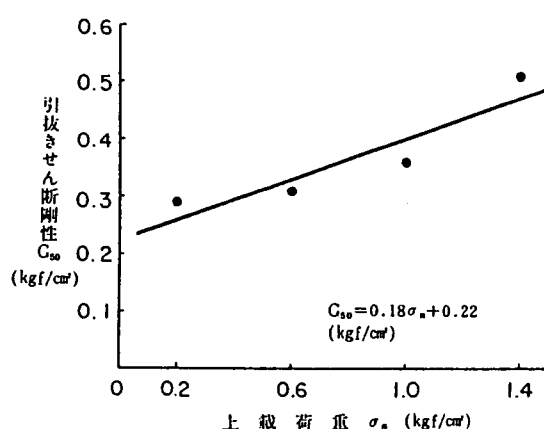


図-4. 11 引抜きせん断剛性

表-4.5 解析入力物性値

要素	名称	物性値
1. トラス (グリッド)	断面積 (m^2/m)	2.814×10^{-4}
	変形係数 (tf/m^2)	3.8×10^5
2. 地盤	単位体積重量 (tf/m^3)	1.45
	内部摩擦角 ($^\circ$)	30.0
	粘着力	0.0
	ポアソン比	0.35
	変形係数 (tf/m^2)	1000
3. ジョイント (グリッド ～地盤)	○せん断特性に関する パラメータ	
	せん断降伏応力 (tf/m^2)	$A_0 = 0.23$
	$\tau = A_0 \sigma_n + A$	$A = 1.30$
	せん断弾性係数	$B_0 = 0.18$
	$G_{90} = B_0 \sigma_n^n + B$	$B = 2.23$
	$n = 1.0$	
	○圧縮に関するパラメータ	
	法線方向剛性 (tf/m^2)	1.0×10^5

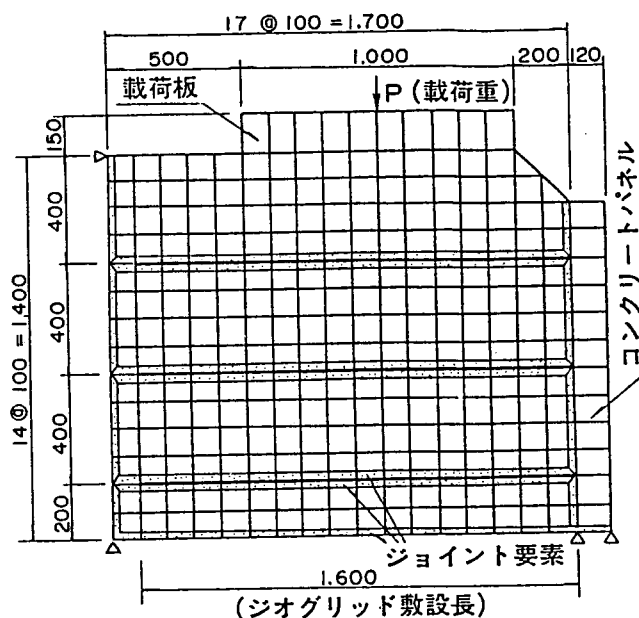


図-4.12 解析モデル

3) 解析結果

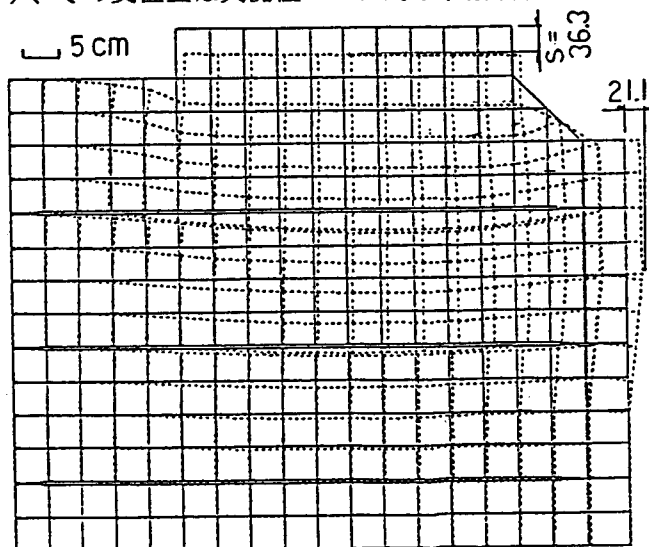
以下に室内載荷試験の実測値とFEM解析値とを比較をし、補強土擁壁に対してFEM手法が有効であるかどうかを検討する。

(a) 変形

最大載荷重16tf時のFEMによる地盤の変形解析結果を図-4.13に示し、実測値と比較する。両者とも上段パネルと中段パネルとの境界で最も変形が大きく、その変位量は、図-4.4に示す実測値19mmに対し、解析値21.1mmであり、ここではコンクリートパネル間に隙間が生じている。また、下段パネルの下端はほとんど変位しておらず、その変位量は実測値2mmに対し、解析値1.7mmである。載荷板の沈下は、図-4.2に示している実測値34.4mmに対し、解析値の36.3mmとほとんど一致している。これらの解析値は、実測により得られたマーカーによる地盤の変位ベクトルともほぼ一致する。

また、コンクリートパネルとジオグリッドは、スライドジョイントとなっており、実測値では上、中層で0.5cm程度下がっており、解析値上層0.5cm中層0.4cmとほぼ等しい。

尚、グリッド敷設部の変形を見ると、上層グリッドの変形が一番大きく、下層は小さな変形となっており、この変形に応じたひずみ分布が生じていると考えられる。

図-4.13 変形図 (載荷重 $P = 16 \text{ tf}$)

(b) 地盤応力

最大載荷重16tf時のFEMによる地盤の主応力解析結果を図-4.14に示す。

この図より、コンクリートパネル背面付近で特にグリッドの上下面で応力の流れが異なっており、グリッド上面ではジョイント要素に沿って応力が鉛直方向から水平方向に変化しており、これは、潜在すべり線がグリッド面に沿って生じやすいことを示している。

主応力ベクトルから主潜在すべり線を想定すると、すべり天端の位置がコンクリートパネル背面から40~60cm程度で、すべり先端は下層グリッドとコンクリートパネルとの接点と考えられる。

このことは、載荷実験による測定値では下層グリッドには滑りによるピークひずみは見当たらず、主潜在すべり面は下層ジオグリッド面上に沿って生じたと考えられ、解析結果と符号する。

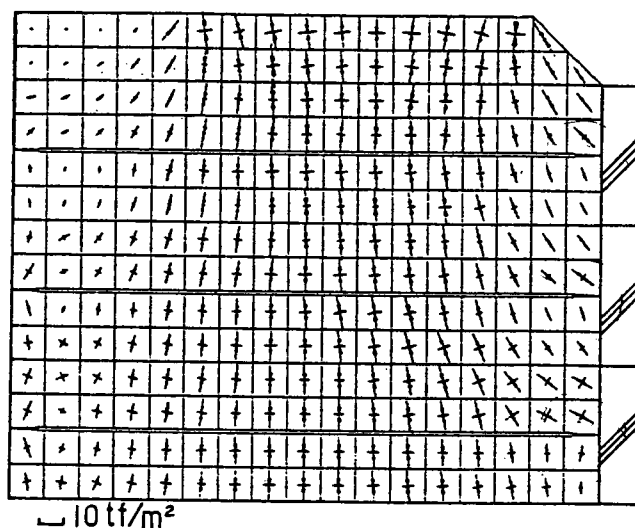


図-4.14 主応力図(載荷重P=16tf)

(c) ジオグリッドのひずみ分布

図-4.15に実測値と解析値によるジオグリッドのひずみ分布を比較して示す。

実測のひずみは、上、中層ジオリッドではパネル背面から60cmの位置でピークをもつのにに対し、解析値は40cm程度でピークを生じている。また、解析値は上層グリッドのひずみが一番大きく、中層グリッドは上層グリッドと較べて3/5程度の値となっており、実測値が上層より中層グリッドの方が大きくなっているのと比較すると挙動が異なる。

しかし、傾向的にはほぼ同様であり、特にピーク過ぎからジオグリッド定着域にかけては非常に良く一致している。下層グリッドは両者共全体的にはほぼ等しいひずみ分布形状である。

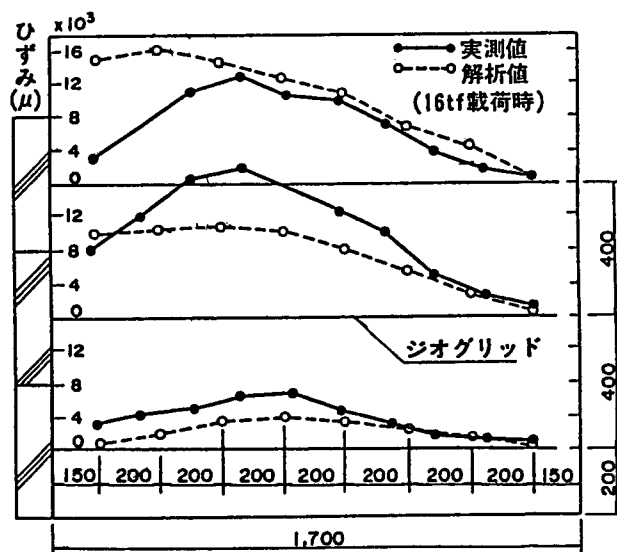


図-4.15 ジオグリッドのひずみ分布

4. 5 まとめ

ジオグリッドを用いた垂直補強土擁壁工法について室内載荷試験を行った結果、以下のことがわかった。

- ① 室内載荷試験において、最大荷重16tf（約 10tf/m²）時においても補強土擁壁は安定を保っており、本補強土擁壁タイプはすぐれた工法といえる。
- ② ジョグリッドを用いた補強土擁壁の変形モードは、タイバックウェッジ法、コヒヤラントグラビティ法の中間的なものになり、水平土圧から計算されたジオグリッドの応力は、後者は前者に比べて 1.5倍の値となり、実測値の最大応力はこの間に存在した。
- ③ このような新しい工法は、ともすれば不必要に過大な安全率を設定する恐れがあり、限界状態設計法における重要度別の安全率（係数）の設定方法も考慮に入れる必要があろう。地震時の設計法については、これからの課題であり一般に補強土工法は耐震性に優れていると言われており、この方面の研究も必要である。

今回の解析により、引抜き試験から求めたせん断弾性係数、せん断降伏応力をジョイント要素の入力物性値として適用することにより、地盤・コンクリートパネルの変形挙動及びジオグリッドの応力に対してかなり精度よく推定できることがわかった。極限つり合い法では、補強材の個々の地点での応力や局所的な変形に対しては評価できない。これらに対しては、ジョイント要素を考慮したFEMが有効である。

5. あとがき

土中でのジオテキスタイルの工学的特性のうち、本共同研究ではジオグリッドを対象に引抜き試験機を用いて、引抜きせん断特性について研究を実施した。この引抜きせん断特性に影響を与える要因のうち、土材料に着目して締固め度と粒径を取上げその影響を調べ、土中のジオグリッドの引抜きせん断特性についてその概要を把握することができた。

また、補強土擁壁の室内載荷実験により、ジオグリッドを用いた補強土工法の効果の確認とともにジョイント要素を考慮したFEMの入力物性値として、引抜き試験から得られた引抜きせん断特性を用いることの有用性が確認できた。

3. 2 土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究

3. 2. 1 敷網工によって補強した盛土の応力・変形挙動の実験的解明

建設省土木研究所 土質研究室

株式会社 間組

1. まえがき

ジオテキスタイルは盛土斜面や補強土構造物の補強材料として利用することができる。ジオテキスタイルはこれらの補強材料として非常に有効であることは判明しているものの、現行の設計法は、その有効性を十分には活用しておらず、合理的な設計法とはいえない。特に、土とジオテキスタイルの摩擦せん断特性および土中におけるジオテキスタイルの強度特性については、未解明の部分が多い。このため個々の設計定数に過剰と思えるほどの安全率を導入している。今後、ジオテキスタイル補強構造物の合理的な設計法を確立していくためには、以上の二点を解明する必要がある。

一般に、土とジオテキスタイルの摩擦せん断特性を調べるために、一面せん断試験あるいは引抜き試験が行われてきた。これまでの研究によると、土中に敷設したジオテキスタイルを引抜くと、ジオテキスタイルはかなりの変位・変形をおこし、それによりジオテキスタイルには引張りひずみが動員されることが判明している。しかし、これらの試験は変位制御方式、しかも短期的な試験であり、土とジオテキスタイルの長期的な摩擦せん断特性についての研究はほとんど行われていない。

さらに、ジオテキスタイルの強度特性は気中における引張り試験で評価されているだけであり、土中における強度特性は現在のところ考慮されていない。しかし、ジオテキスタイルは土中に敷設し、周りを拘束された状態になると、その強度特性が気中とは異なるものと考えられる。

そこで今年度は、土中に敷設したジオテキスタイルの荷重制御による長期引抜き試験を実施した。その結果から、ジオテキスタイルの長期強度変形特性を含んだ土とジオテキスタイルの長期の摩擦せん断特性について検討を行った。

また前年度に引き続き、高さ20mのポリマーグリッドで補強した盛土の動態観測を行った。

2. 長期引抜き試験

2. 1 目 的

ジオテキスタイル補強構造物について、現在採用されている設計法の多くは、円弧すべり法などの極限つり合い法に基づくものである。この極限つり合い法に基づく設計法における重要な設計定数に、ジオテキスタイルの強度およびジオテキスタイルと土との摩擦せん断特性がある。一般に、ジオテキスタイルの設計強度は、ポリマーグリッドの場合にはクリープを考慮して引張り強度の40～50%が、不織布の場合には5%ひずみ時の引張り強度が用いられている。またジオテキスタイルと土との摩擦せん断特性は、ポリマーグリッドでは土のせん断強度の0.8～0.9倍、不織布では0.5倍程度の強度が用いられている。しかし、この2つの考えには次のような問題点がある。第一に、ジオテキスタイルは、土中で拘

束された状態では、クリープ変形を起こしにくいものと考えられ、設計強度として現状より大きな強度が見込めるものと思われる。第二に、ジオテキスタイルは土中でかなり変位・変形をすることが報告されており、これはジオテキスタイルの形状（特に厚さ）や定着長にかなり依存している。しかし現状は、土のせん断強度から一義的にジオテキスタイルと土との摩擦せん断特性を決めており、問題がある。そこで、本年度は、土中に敷設したジオテキスタイルの長期引抜き試験を実施し、ジオテキスタイルと土の複合体としての長期強度変形特性を調べることにした。

2. 2 試験装置

今回は、図-1に示す変位制御短期引抜き試験装置（土槽の内寸法が幅60cm、高さ60cm、奥行き120cm）と、図-2に示す荷重制御長期引抜き試験装置（土槽の内寸法が幅80cm、高さ50cm、奥行き100cm）を使用した。加圧装置は、土槽内上下にあるゴム袋製の圧力室に空気圧をかけることにより、最大 2kgf/cm^2 まで任意の拘束圧に調整できる機構になっている。

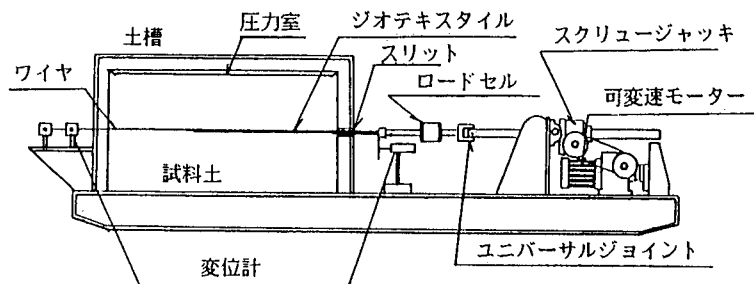


図-1 変位制御短期引抜き試験装置

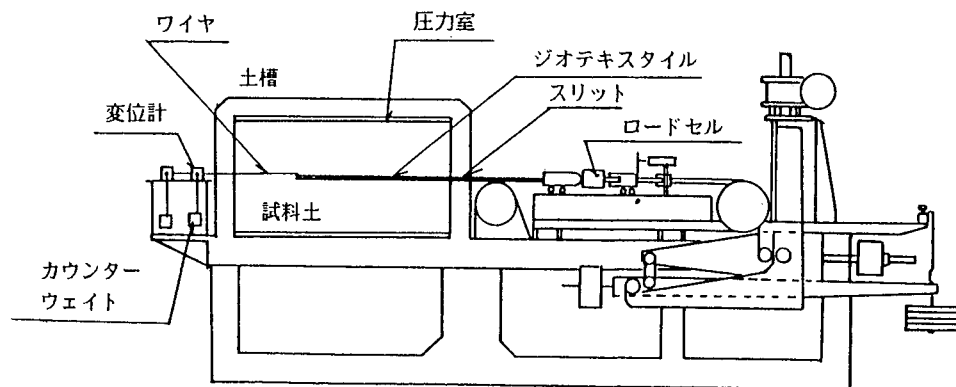


図-2 荷重制御長期引抜き試験装置

2. 3 ポリマーグリッドの引抜き試験

2. 3. 1 試験概要

砂中に敷設したポリマーグリッドを対象に、変位制御による短期引抜き試験と荷重制御による長期引抜き試験を実施した。試験は全ケースを通して、気乾状態の豊浦標準砂（ $G_s=2.64$, $D_{60}=0.16\text{mm}$, $U_c=1.46$, $e_{\max}=0.96$, $e_{\min}=0.64$ ）および一軸延伸のポリマーグリッドを用いた。図-3に使用したポリマーグリッドを示す。ポリマーグリッドは砂中敷設幅が40cm、敷設長さが70cmとし、砂中に7本のバーを敷設し

た。各バー（測点No.1～No.7，引抜き側がNo.1）にはワイヤを取り付け、引抜きに伴うポリマーグリッドの変位・変形を測定した。

変位制御試験では、1mm/minの一定速度でポリマーグリッドを引抜いた。荷重制御試験では、各荷重ステップを0.5tf/m、各荷重ステップの保持時間を約12時間とした。

試験は両シリーズとも、相対密度が20.65%、拘束圧が2.0,4.0,8.0tf/m²の計6ケースについて行った。

2. 3. 2 実験結果および考察

(1) ポリマーグリッドの引張り試験結果

引抜き試験に先立ち、ポリマーグリッド単体の強度・変形特性を検討するために、変位制御および荷重制御による引張り試験を実施した。図-4に引張り力と伸びひずみの関係を、図-5に荷重制御長期引張り試験における伸びひずみと時間の関係を示す。これより、時間の経過とともにポリマーグリッドの伸びひずみは増大し、引張り力を大きくするに従い、短時間のうちにかなりの伸び変形を起こすことが判明した。したがって、長期の変形が問題となる土構造物では、ポリマーグリッド単体の長期変形を考慮して、設計強度を決める必要がある。

(2) 引抜き力と引抜き変位の関係

図-6,7に変位制御引抜き試験および荷重制御引抜き試験における引抜き力3.0tf/m時の各測点の引抜き変位の分布を示す。これより、ポリマーグリッドはかなりの変位・変形をすることが認められる。また、同一の引張り力を作用させた場合でも、拘束圧の小さいほど、密度の低いほど、各測点の引抜き変位は大きくなっている。さらに、

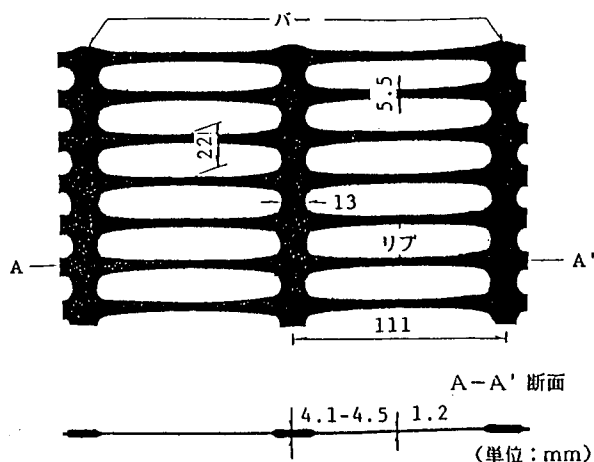


図-3 使用ポリマーグリッド

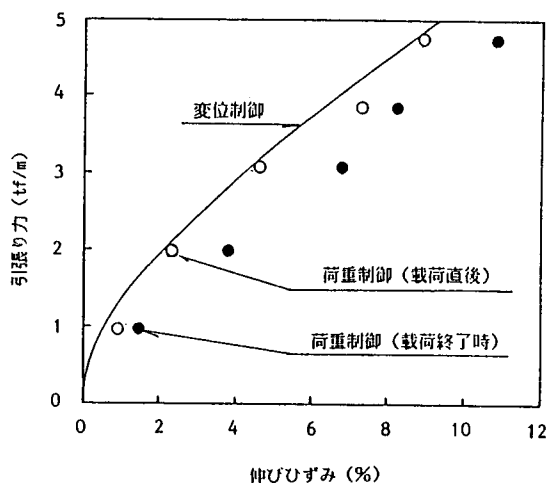


図-4 引張り試験結果：引張り力とひずみの関係

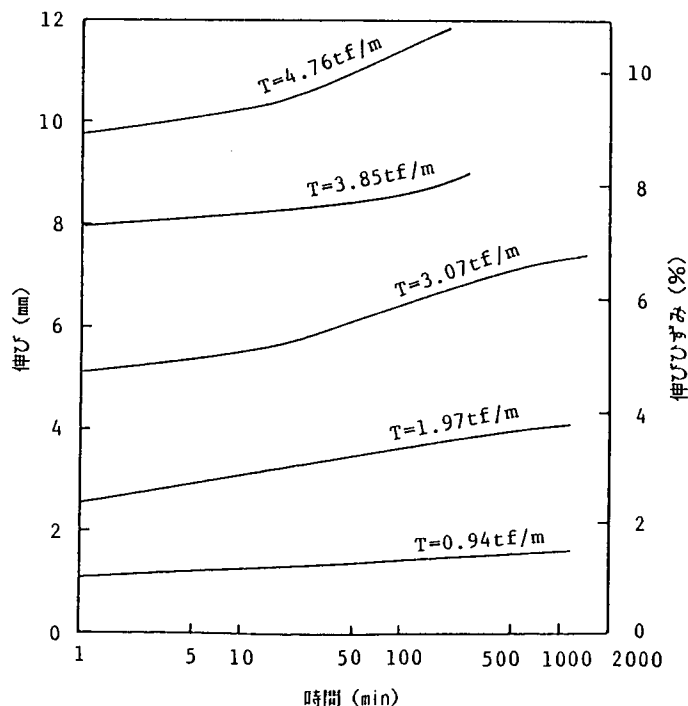


図-5 荷重制御長期引張り試験結果

同一の密度、拘束圧のもとで、同一の引張り力を作用させた場合でも、変位制御試験と荷重制御試験の間では、引抜き変位量は異なる。これは、荷重制御試験では、長期にわたって引抜き力が作用しているため、ポリマーグリッド自体の長期変形により、引抜き変位量が蓄積されたためと考えられる。

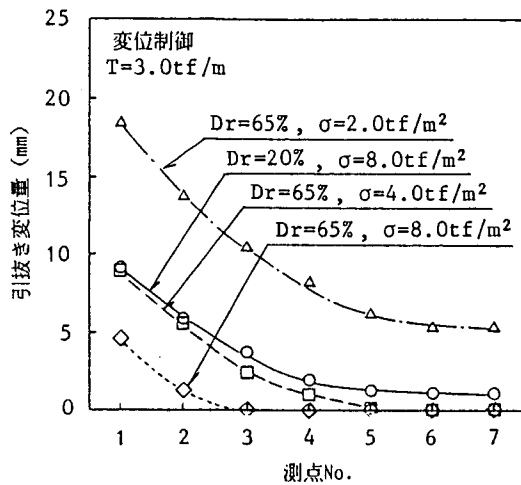


図-6 変位制御引抜き試験結果：引抜き変位量の分布

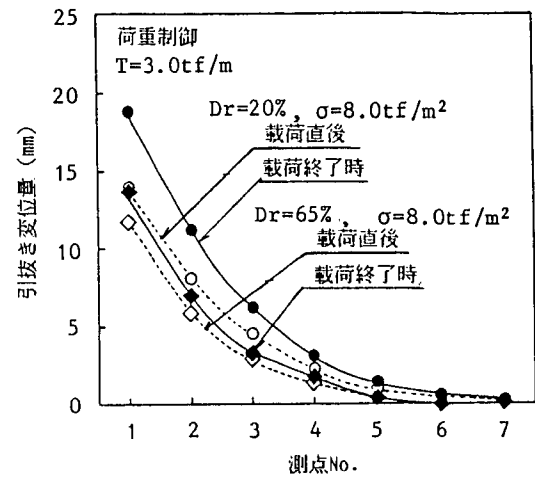


図-7 荷重制御引抜き試験結果：引抜き変位量の分布

(3) 砂とポリマーグリッドの複合体としての長期摩擦せん断特性

長期引抜き試験の結果より、土中に敷設したポリマーグリッドに一定の引抜き力を作用させた場合、引抜き変位量は時間とともに増大することが判明した。図-8～10に引抜き変位量と時間の関係の一例を示す。いずれのケースにおいても、引抜き側に近い測点ではその後の引抜き変位の増加量が大きく、引抜き側から離れるに従い、増加量は小さくなっている。また、ポリマーグリッドの自由端の測点No.7では、ほとんど引抜き変位量は増加しなかった。

盛土などにポリマーグリッドを補強材料として用いる場合、ある程度の長期的な変形は伴うものの、長期的に見た場合、ポリマーグリッドの引抜き破壊は起こることは少ないと考えられる。

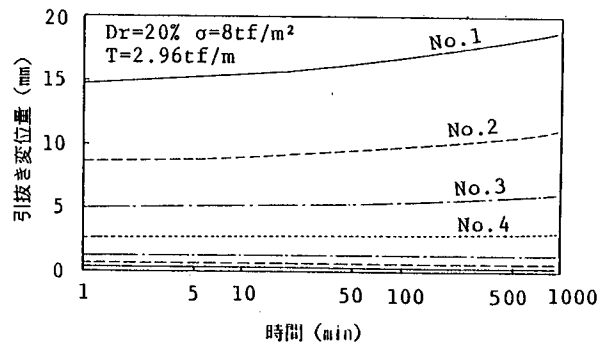


図-8 引抜き変位量の経時変化
($Dr=20\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=2.96\text{tf/m}$)

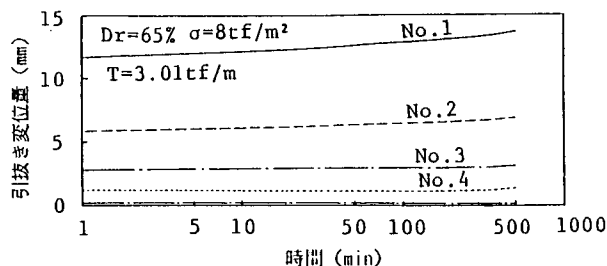


図-9 引抜き変位量の経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=3.01\text{tf/m}$)

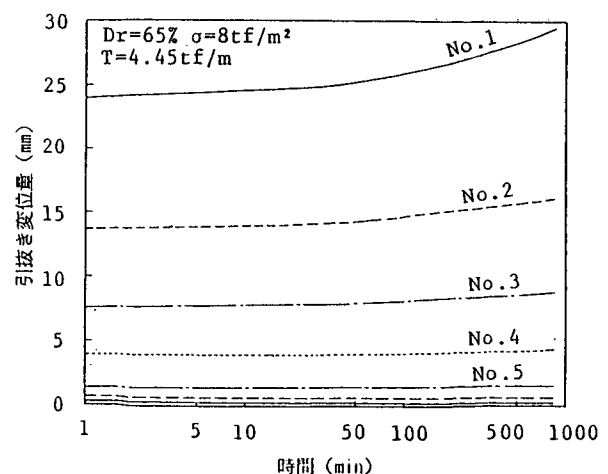


図-10 引抜き変位量の経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=4.45\text{tf/m}$)

(4) 砂中のポリマーグリッドの長期変形特性

砂中に敷設したポリマーグリッドに引抜き力を作用させると、ポリマーグリッドは変位・変形し、引張りひずみが動員される。この時、一定の引抜き力を作用させている状態で、この動員された引張りひずみが経時的にどう変化していくかを、ポリマーグリッドの砂中における長期変形特性と考えることとする。一例として図-11~14に引張りひずみと時間の関係を示す。これより、時間経過に伴うひずみの増加量は、初期ひずみの大きさに比例して大きくなることが認められる。さらに、同一の初期ひずみにおいても、緩詰め砂の方が、また拘束圧の小さいケースより大きいケースの方が、ひずみの増加量は小さくなっている。

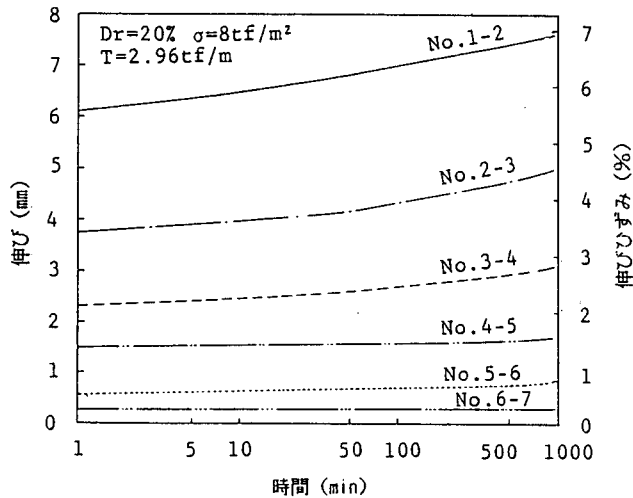


図-11 引張りひずみの経時変化
($Dr=20\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=2.96\text{tf/m}$)

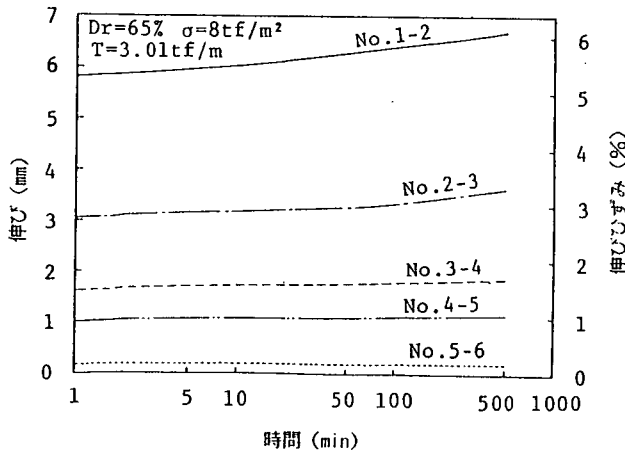


図-12 引張りひずみの経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=3.01\text{tf/m}$)

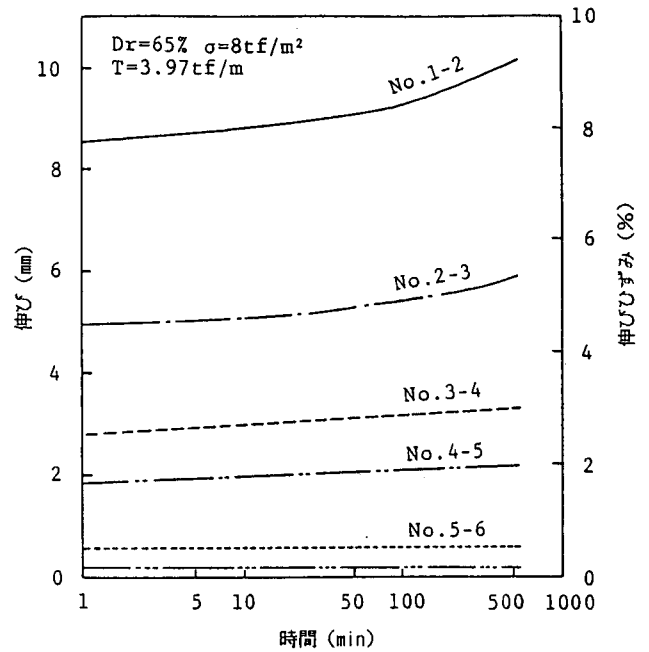


図-13 引張りひずみの経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=3.97\text{tf/m}$)

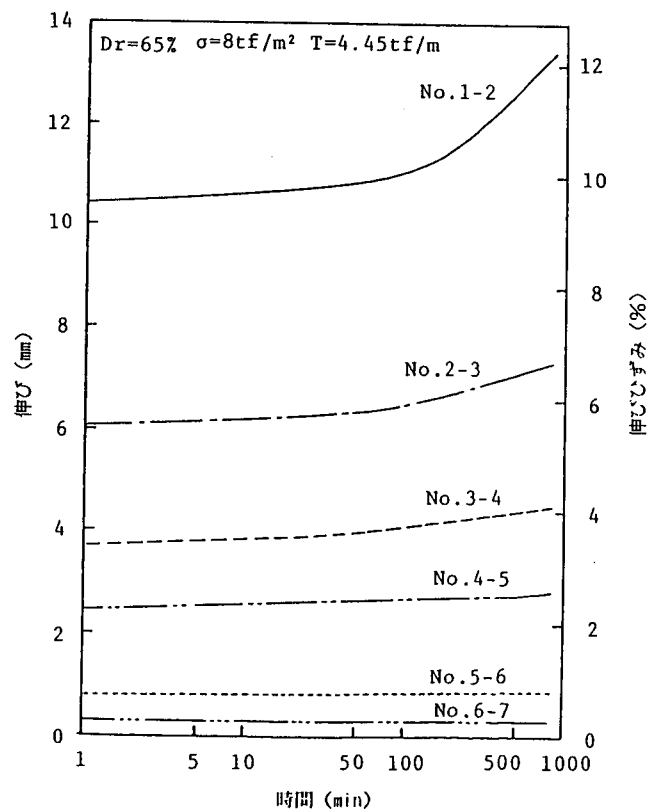


図-14 引張りひずみの経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=4.45\text{tf/m}$)

図-15にポリマーグリッド単体の引張り試験および砂中に敷設した場合の引抜き試験における引張りひずみと時間の関係の一例を示す。これより、同じ初期ひずみで比較した場合、引抜き試験の方が時間経過に伴うひずみの増加は小さい。この原因として、ポリマーグリッドは砂中の拘束圧下にあるため、変形しにくくなっているものと思われる。よって、実際の補強土構造物でポリマーグリッドの長期変形特性が問題となる大きな引張り力が作用する領域、すなわち、構造物の下部で拘束圧が大きい領域では、ポリマーグリッドの設計強度として、現行の引張り強度の40～50%という値よりは大きな値（今回の実験では60%程度の値）を取ることができると考えられる。

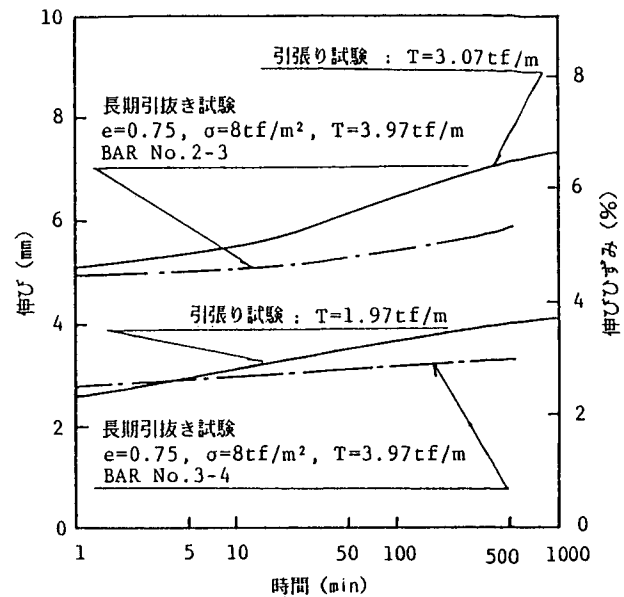


図-15 引張り試験結果と引抜き試験結果の比較

2. 4 不織布およびジオメンブレンの引抜き試験

2. 4. 1 試験概要

既設堤防の漏水対策工法として、ジオメンブレンを用いた新しい漏水対策止水護岸が施工されている。そこで、この工法で用いられるジオメンブレンおよびクッション材である不織布を土中に敷設したときの土とメンブレン、不織布のせん断特性を室内試験で明らかにすることを目的として、変位制御による短期引抜き試験および、長期変形を考慮した荷重制御による長期引抜き試験を実施した。

試験は表-1に示すように、ジオテキスタイルおよび試料土、拘束圧を変えた9ケースについて行った。試験に用いたジオテキスタイルは、不織布（補強布付き反毛フェルト：厚さ10mm）とジオメンブレン（純ポリ塩化ビニール：厚さ1mm）である。また、試料土は気乾状態の豊浦準砂（ $c=0.0\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi=41$ 度）と含水比12%のシルト質砂（ $c=0.23\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi=36$ 度）を用いた。豊浦準砂は湿潤密度 1.40g/cm^3 を、シルト質砂は 1.33g/cm^3 を目標にして土槽に詰めた。

変位制御引抜き試験では、土槽に詰めた試料土の中央部にジオテキスタイルを敷設し、所定の拘束圧のもとでジオテキスタイルを 1mm/min の速度で引抜き、その時のジオテキスタイルの変位量と引抜き力を測定した。

表-1 不織布およびジオメンブレンの試験ケース

ケース	ジオテキスタイル	試料土	拘束圧 σ (tf/m^2)
1	不織布	標準砂	1.0
2			2.0
3			4.0
4	不織布	シルト質砂	1.0
5			2.0
6			4.0
7	ジオメンブレン	シルト質砂	1.0
8			2.0
9			4.0

荷重制御引抜き試験では、幅40cm、長さ30cmのジオテキスタイルを土中に敷設し、所定の拘束圧をかけ、荷重制御で引抜きを行った。各荷重段階での保持時間は12時間とした。

2. 4. 2 試験結果および考察

(1) 変位制御引抜き試験

図-16に最大せん断応力 τ_{max} と拘束圧 σ との関係を示す。なお、図中のせん断応力 τ は、ジオテキスタイルの両面でせん断が発揮されていると仮定して、単位幅当たりの引抜き力 T から $\tau = T / (2 \times \text{敷設長})$ として求めた。図-16より、シルト質砂を用いたときの不織布とジオメンブレンとを比較した場合、多少不織布の方がせん断抵抗が大きくなっている。また、標準砂の場合には、拘束圧が大きいところでのせん断抵抗角が大きくなっており、試料土の違いで土とジオテキスタイルのせん断抵抗に差が生じることが認められる。

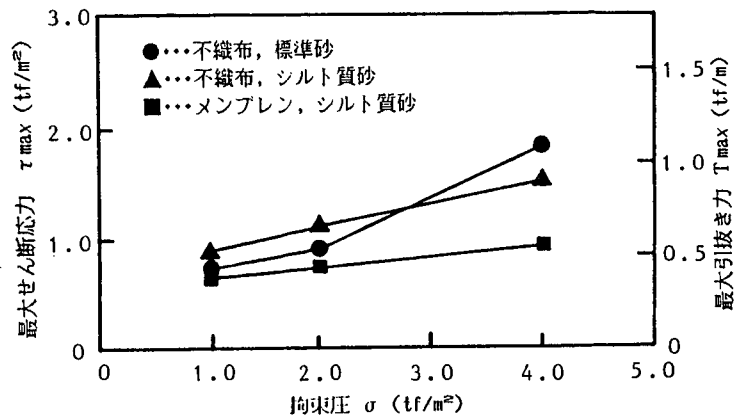


図-16 最大せん断応力と拘束圧の関係

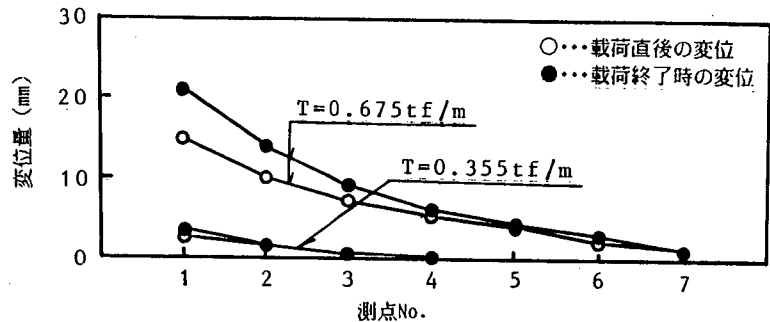


図-17 引抜き変位量の分布 (不織布、シルト質砂、 $\sigma = 2.0 \text{ tf/m}^2$)

(2) 荷重制御引抜き試験

試験結果の一例として、図-17, 18 にシルト質砂の中に不織布を敷設した場合の各荷重段階の载荷直後と载荷終了時における各測点の引抜き変位量の分布を示す。ケース5とケース6では、拘束圧の違いで最大せん断応力は異なるが、いずれのケースにおいても、最大せん断応力よりかなり小さいせん断応力のもとでは引

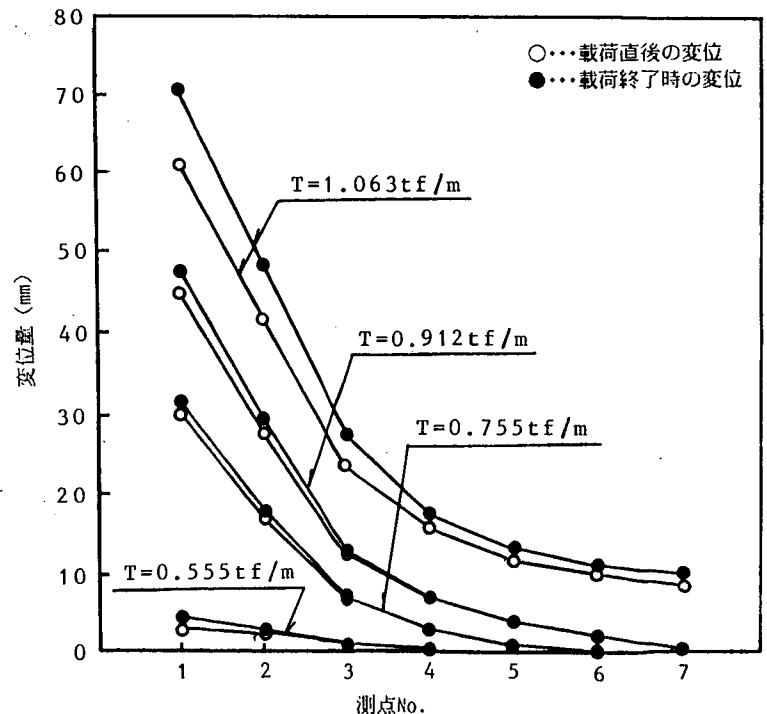
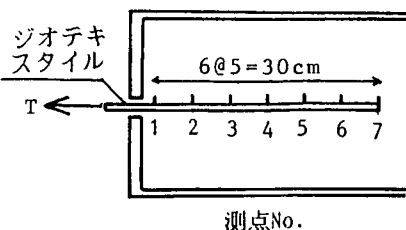


図-18 引抜き変位量の分布 (不織布、シルト質砂、 $\sigma = 4.0 \text{ tf/m}^2$)

抜き側より遠い測点での変位は小さく、クリープ変位も生じていない。引抜き側に近い測点No.1~4では、載荷直後より載荷終了時の方が引抜き変位量は増加しており、多少のクリープ変位が認められた。なお、この変位の増加は、不織布自体の長期変形によるものと判断される。一方、せん断応力が増加し、ジオテキスタイルの端部にまで引抜き変位が及ぶ極限状態に達すると、ケース5、ケース6ともほとんどの測点で変位量の増加が認められる。この時、ケース5とケース6を比較した場合、ケース5ではNo.1の引抜き変位の増加量に比べてNo.7の増加量はかなり小さい。一方、ケース6では、No.1とNo.7の増加量の差はケース5ほど明確でない。これはケース5であって不織布の長期変形が支配的であるのに対し、ケース6では土と不織布の間のせん断の長期特性が支配的であるためだと考えられる。また、ケース6では、引抜き力 0.9tf/m を作用させても不織布自体の長期変形はほとんど生じていないことから、拘束圧が大きくなるに従い、不織布は長期変形を起こしにくくなると言えよう。

2.5 まとめ

今回の試験を通して以下のことが明らかになった。

- ①土中に敷設したジオテキスタイルに引抜き力が作用した場合、ジオテキスタイルはかなりの変位・変形を起こす。またこの時の変位・変形は、砂の密度、拘束圧、引抜き力により異なる。
- ②土中に敷設したジオテキスタイルを一定荷重で引抜くと、引抜き変位量は時間とともに増加する。ポリマーグリッドを標準砂中に敷設した場合には、自由端の変位はほとんど増加しない。一方、不織布をシルト質砂中に敷設した場合には、自由端の変位も増加することがある。すなわち長期的に見た場合、徐々に引抜けることがありうる。
- ③土中に敷設したジオテキスタイルの変形は、載荷直後の初期ひずみに応じて時間とともに増加する。また、その増加は、密度、拘束圧により異なる。
- ④同一の初期ひずみで比較した場合、引抜き試験におけるジオテキスタイルの長期変形は、引張り試験におけるものより小さい。
- ⑤土中に敷設したジオテキスタイルは、密度が大きくなるほど、また拘束圧が大きくなるほど、長期変形を起こしにくくなる。

2.6 今後の課題

今回の実験は試験数も少なく、クリープを考慮したジオテキスタイルの設計強度について、定量的に判断するには至らなかった。ただ、定性的にはあるが、土の密度が大きく、拘束圧の大きいところでは、現行の設計強度より、より大きな強度が見込めるということが判明したことは、ひとつの収穫である。今後は、より多くのケースを行い、定量的判断を行っていくことが必要である。

3. ポリマーグリッドを敷設した高盛土ののり面の挙動観測

3. 1 目 的

ジオテキスタイルは、土と組み合わせて複合体として用いると、従来の土と比べて、せん断抵抗の増大、排水または止水性の向上など、多くの効果が期待できる。しかし、敷設したジオテキスタイルの土中での挙動やその効果の判定方法が十分解明されていないため、種々の建設工事において、利用の可能性があるにもかかわらず、現状ではかなり限られた範囲の利用にとどまっている。

そこで、種々の模型実験が行われてきたが、相似則を適用することが難しく、いずれも定性的把握の域を抜け出せなかった。そこで、今回高さ20mの高盛土の施工に際し、ポリマーグリッドで補強し、盛土施工中、盛土完成後ののり面付近の変形挙動およびポリマーグリッドに生じるひずみなど、各種計測を行った。

3. 2 工事概要

本工事は、福島県内の工業団地造成工事であり、開発面積35ha、切盛り土量は140万 m^3 である。盛土材の主体は、ロームとまさ土である。しかし、ロームは攪乱によりその強度が著しく低下し、盛土後の内部摩擦角がほとんど期待できないため、今回のような20mの高盛土の安定を確保することが難しい。

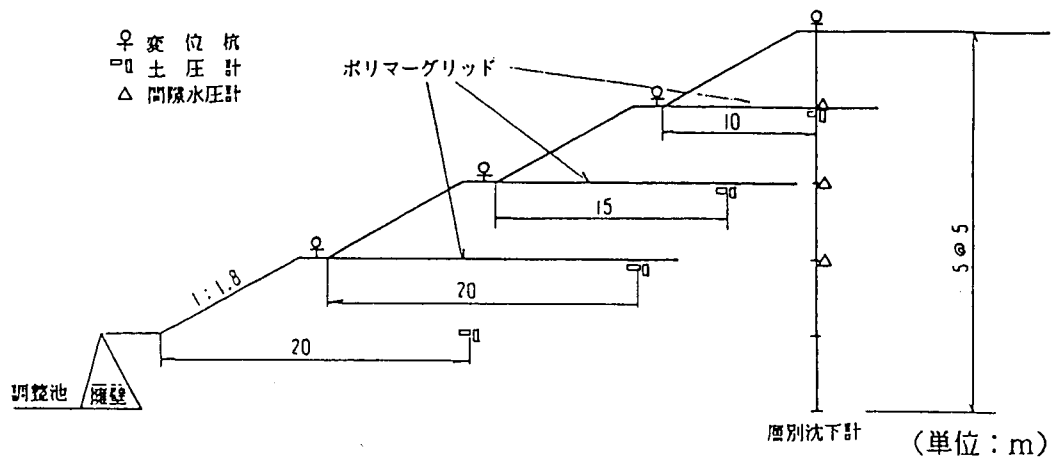
そこで、のり面部の盛土の施工に際しては、まさ土のみを用いることとした。しかし、実施工にかけると、当初想定していたまさよりも風化が進んでいたものが多く、三軸圧縮試験結果では、粘着力 $c = 1.6 \text{tf/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 18^\circ$ であった。その結果、予定していたのり面勾配1:1.8では、安全率は $F_s = 1.15$ とわずかではあるが所定の安全率($F_s = 1.25$)を確保できないことが判明した。本検討は降雨、地震の影響を考慮しておらず、また着工間もない昭和61年8月には、台風10号による集中豪雨で、県内各地でものりが崩壊していることから、ポリマーグリッドを敷設してのり面の安定を確保することとなった。使用したポリマーグリッドの物性を表-2に示す。

表-2 ポリマーグリッドの物性

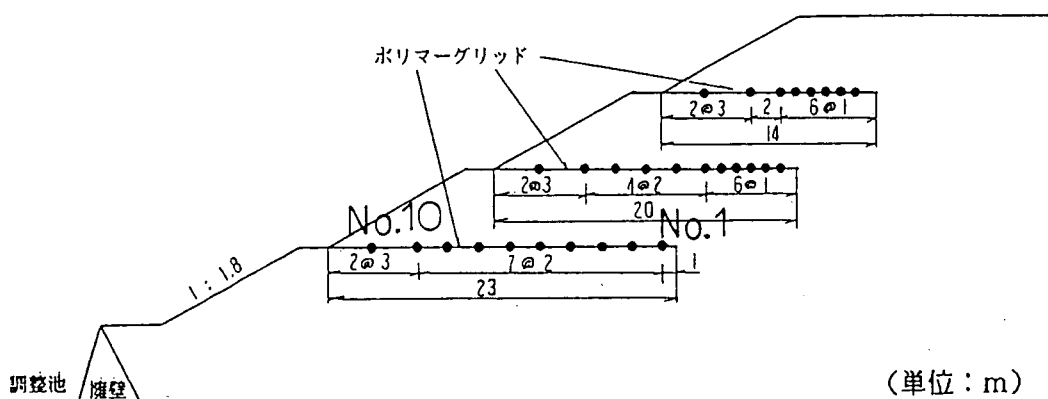
目合寸法 (mm)	縦	110
	横	22
引張強度 (tf/m)	縦	8.0
	横	1.3
材 質		高密度ポリエチレン
延 伸		一軸

3. 3 計測位置

計測位置は、当工区内でのり高が20mと最も高い箇所を測線として選んだ。図-19に計測器設置位置を、表-3に計測項目を示す。



(a) 計測器設置位置



(b) ひずみゲージ貼付位置

図-19 計測器設置位置

表-3 計測項目

種 類	設置数	観 測 目 的	備 考
ひずみゲージ	29	ジオテキスタイルに発生するひずみ量の把握	5mの小段毎(5,10,15mの3ヵ所),各々10,11,8ヵ所 * A(下段, 5m)=3,6,8,10,12,14,16,18,20,22m (中段,10m)=3,6,8,10,12,14,15,16,17,18,19 (上段,15m)=3,6,8,9,10,11,12,13m
表面沈下計	1	盛土天端の沈下量の把握	盛土天端
層別沈下計	5	対象地点の各層の圧縮沈下量の把握 残留沈下量の推定	盛土天端GL.-5,10,15,20,25m
変 位 杭	8	のり面の水平・鉛直方向の移動量	盛土天端GL.-0,5,10,15mに各3ヵ所光波測距儀の反射鏡設置
土 圧 計	8	盛土荷重による深さ方向の増加土圧の把握	盛土天端GL.-5,10,15,20mにそれぞれ鉛直・水平に各1
間隙水圧計	3	盛土荷重による間隙水圧の増減の把握	盛土天端GL.-5,10,15mにそれぞれ各1

3.4 計測結果および考察

3.4.1 変位杭

盛土の各小段に設置した変位杭（光波距離計の反射鏡）による計測結果を図-20に示す。最大変位量は、EL.206.5の小段で、計測開始時より18mmの変位を生じている。変位の傾向としては、EL.216.5までは盛土が終了すると変位量の増加もほぼ収まる。しかし、それ以上の段階の高さになると、盛土が終了してもすぐには、変位量の増加は収まらず、しばらく変位は増加する傾向にある。これが収束するのに、今回の場合、約2週間程度要しているが、この期間は盛土がやや不安定な状態であったものと思われる。変位量の大きい箇所は、最終段階における、EL.206.5とEL.211.5の2つの測点で、このときいずれも約10mm変位が増加している。一方、擁壁天端のEL.201.5の測点では、最終段階の盛土でもほとんど変位の増加は認められなかった。

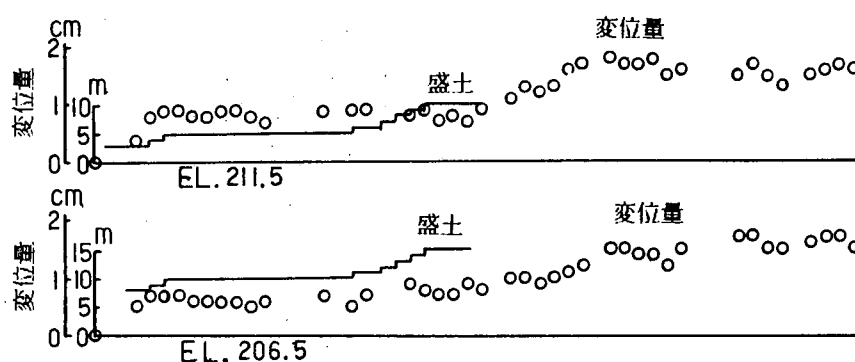


図-20 変位杭測定結果

3.4.2 土圧、間隙水圧

鉛直土圧は、土被り圧 ($P = \gamma_s \times h$) とほぼ等しい。一方、水平土圧は土被り圧との比で静止土圧係数と呼ばれる。この概略は、次に示す Jaky の式から推定できる。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = 0.43$$

ここに、 ϕ' ：有効応力での内部摩擦角 (=35度)

図-21に示す今回の計測結果では、いずれも $K_0 = 0.25 \sim 0.3$ となっており、上記の値をかなり下回っている。これは、ジオテキスタイル敷設により、土の水平方向への移動が拘束された結果によるものと推定できる。

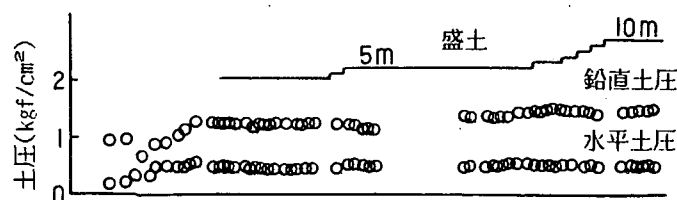


図-21 土圧測定結果

3.4.3 ジオテキスタイルのひずみ

ジオテキスタイルに生じたひずみの測定結果を図-22に示す。発生しているひずみは、どの小段のジオテキスタイルでも2000マイクロ以下であり、単位幅あたりの引張り力に換算しても200kgf/m前後と極めて小さいものとなっている。これは、土に比べてかなり剛性の高い材料を挿入したことで、土のひずみ発生自体が抑制されているものと考えられる。

また、ジオテキスタイルの直上に盛土をする際に、いずれのひずみゲージも伸びひずみを検出しているが、これはジオテキスタイルと土がなじむまでの土の荷重によるものと思われる。

最終盛土段階では、EL.206.5とEL.211.5で、ひずみが圧縮方向（一側）へ推移する測点が認められた。EL.206.5では、No.2～4のデータが得られていないため（施工中にゲージあるいはリード線が断線した）判断しかねるが、EL.211.5ではNo.8からひずみが圧縮方向へ推移していることから、No.7～付近に仮想すべり面があるものと思われる。計測期間中に降雨量50mm（昭和62年5月23日）が記録されたが、ジオテキスタイルのひずみに変化は認められなかった。

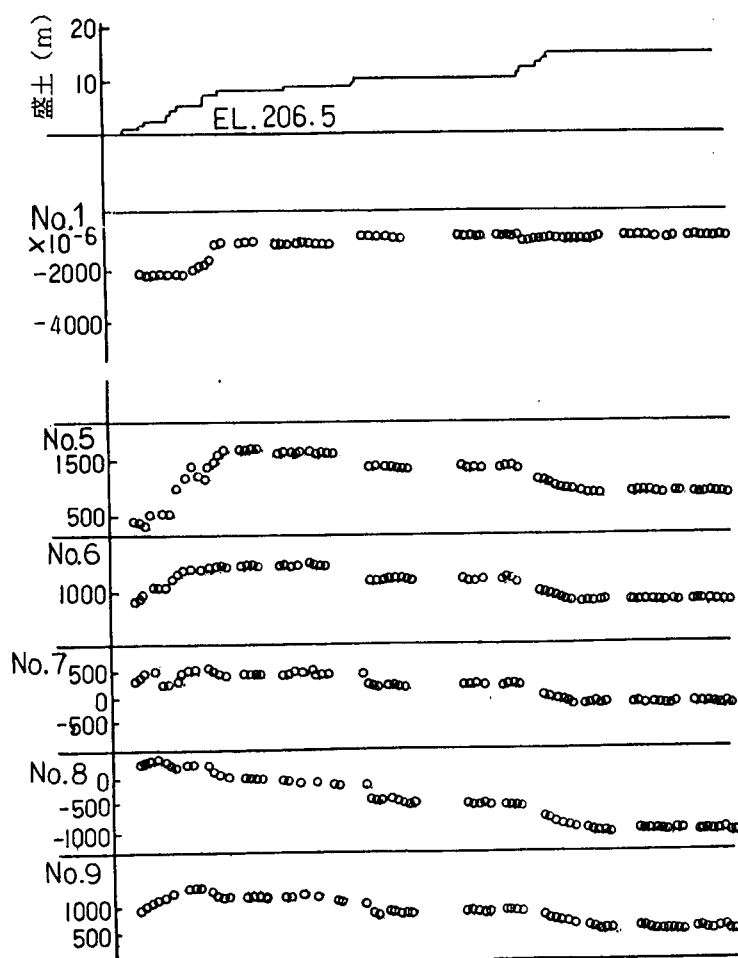


図-22 ジオテキスタイルに生じたひずみ測定結果

3. 2. 2 剛体-ばねモデルを用いた解析による予測手法

建設省土木研究所 土質研究室
株式会社 竹中工務店
株式会社 竹中土木

1. まえがき

本研究では、弾塑性解析手法の一つであるRBSM手法を用い、斜面モデルと擁壁モデルを解析対象として検討を行ってきた。斜面モデルにおいてはジオテキスタイルを盛土内に水平方向に敷設した場合、斜面の変形を抑制する効果を示すことを報告し、さらに表面に敷設した場合、段階盛土を行った場合の検討結果についても報告した。また、擁壁モデルにおいては擁壁背面の地盤にジオテキスタイルを敷設して擁壁に変形を与える解析の結果、ジオテキスタイルの効果により壁面土圧が減少し、擁壁設計に有利となることを報告した。

今年度は、引き続き擁壁モデルに対して行った検討と簡易な安定解析法に対する提案を行っており、以下にその概要を報告する。

2. 目 的

本研究は、RBSM手法を用いてジオテキスタイルの挙動を解析的に求め、地盤内でのジオテキスタイルの効果を明らかにすることによりジオテキスタイルを用いた土構造物の挙動を予測し、合理的な設計法・施工法の確立に役立てようとするものである。

62年度は擁壁モデルにおいてはジオテキスタイルの敷設タイプ、敷設長、敷設段数を変化させた解析を行い、これらのパラメータが土圧低減効果に与える影響を検討した。また、ジオテキスタイルを用いた土構造物の安定解析法として円弧すべりを取り上げ、計算式についての提案を行った。

3. 擁壁モデルへの適用

(1) 解析条件および解析方法

解析に用いたモデルを図-1に示す。前年度までと同じく $\phi = 30^\circ$ の砂質土による背面盛土を有する高さ10mのコンクリート擁壁を想定し、壁面摩擦角はゼロとした。要素分割を図-2に示す。敷設タイプは表-1に示す如く、ジオテキスタイルの定着長（滑り面より奥の長さ）を等しくしたAタイプと敷設全長を等しくしたBタイプの2タイプとした。ジオテキスタイルと擁壁とは接続していない。解析に用いた諸定数を表-2に示す。地盤とジオテキスタイルとの境界の強度には地盤のせん断強度を用いた。

解析は、地盤内の初期応力状態を求めた後に擁壁を水平方向に変位させることにより行い、地盤内の破壊の進行状況および壁面に作用する土圧の変化を求めた。

(2) Aタイプの解析結果

定着長0mと1.155mの場合について、擁壁頂部の水平変位と擁壁高さの比（以後は変位比と記す）が1/50の変形図とすべり線図を図-3、図-4に示す。定着長0mの場合にはせん断破壊が滑り面に集中しており、ジオテキスタイルの無い場合と同様の解析結果となっている。これに対し、定着長1.155mの場合にはジオテキスタイルを敷設した範囲全体にせん断破壊が拡がっており、敷設範囲の直後で破壊するパターンとなっている。

定着長を変化させた場合の解析結果について、擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係を図-5にまとめた。定着長0mの場合には、主働土圧となった後は土圧一定の状態を示しており、ジオテキスタイルの無い場合と同じ結果となり、補強効果は現れていない。定着長1.155mの場合には主働土圧となった後に土圧が大きく減少しており、その値は変位比1/200で主働土圧の約4割減である。定着長を2.310mに増すと変位比1/200以後で土圧低減割合が若干大きくなるが、3.465mに増してもほとんど変化は無い。このことから、Aタイプで敷設した場合には定着長1.155mで土圧低減効果が充分発揮される事がわかる。

(3) Bタイプの解析結果

敷設長1.155m～6.930mの6種類の解析結果について、擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係を図-6にまとめた。敷設長1.155mの場合には主働土圧からの土圧低減が無く、ジオテキスタイルを敷設しない場合と同じ結果となっている。敷設長を長くするにつれて土圧低減の割合が増加してゆくが、敷設長5.775mと6.930mはほぼ同じ結果であり、これ以上敷設長を長くしても土圧低減割合は増加しないものと考えられる。図-7には擁壁の水平変位量2,3,5cmに対し、擁壁に作用する土圧合力と敷設長の関係を示した。同図には主働土圧に対する比率も示した。ジオテキスタイルをBタイプ4段で敷設した場合には、擁壁を設計する際の許容変位量を仮定すれば、図-7よりジオテキスタイルの敷設長から壁面に作用する土圧を定めることが出来る。

(4) 敷設段数の影響

ジオテキスタイルの敷設段数が土圧低減効果に与える影響を検討した。Bタイプで敷設長4.620m, 敷設段数9段のものを解析した。解析には図-2の要素分割をさらに細分化したものをを用いた。要素分割を図-8に示す。解析に用いた諸定数は表-2と同じとした。図-9に擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係を示す。同図には図-6に示した同敷設長で敷設段数が4段の結果を合わせて示した。敷設段数9段の場合の方が土圧低減の割合が大きくなっている。図-10には変位比1/50におけるすべり線図を示す。ジオテキスタイルを敷設した範囲の直後に鉛直方向のせん断破壊が見られ、その背後には主働ランキン状態が発生している。これはジオテキスタイルを敷設することにより敷設した範囲が補強され、疑似土塊として挙動したためと考えられ、ジオテキスタイルによる一体化効果を解析的に表現したものと判断できる。

(5) まとめ

擁壁背面の地盤にジオテキスタイルを敷設し、敷設タイプ, 敷設長, 敷設段数の変化が土圧低減効果に与える影響を、RBSM手法により検討した。その結果、これらのパラメータが土圧低減割合に与える影響が大きいことが分かった。特に、定着長が少なくても土圧低減効果が充分発揮されること、ジオテキスタイルによる一体化効果を表現出来ることが明らかになった。

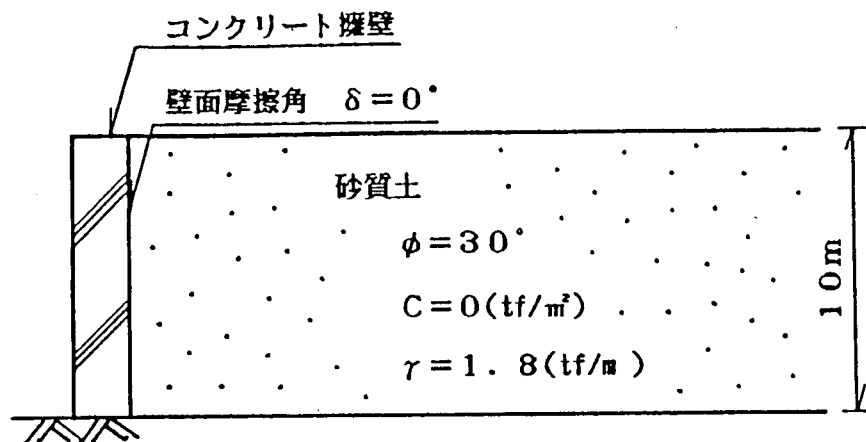


図-1 解析モデル

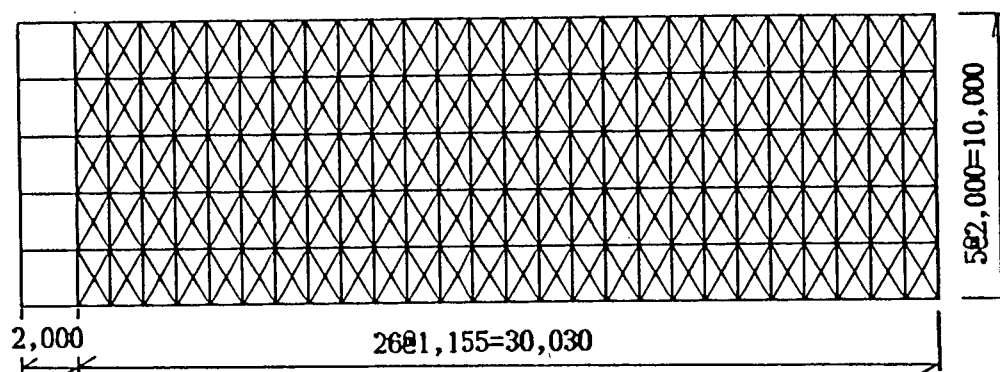


図-2 要素分割

表-1 敷設タイプ

Aタイプ	
Bタイプ	

*ジオテキスタイルと擁壁は接続していない。

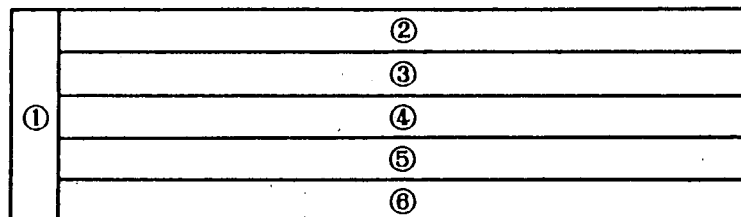
表-2 解析に用いた諸定数

No	変形係数 $E(\text{tf/m}^2)$	ポアソン比 ν	単位体積重量 $\gamma(\text{tf/m}^3)$	粘着力 $C(\text{tf/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $St(\text{tf/m}^2)$
①	2.7×10^{10}	0.20	2.4	1200.0	0.0	1200.0
②	920.98	0.45	1.8	0.01	30.0	0.01
③	1625.00					
④	2109.80					
⑤	2504.00					
⑥	2844.80					

ジオテキスタイルの物性値

断面積 : $A = 0.000297 (\text{m}^2)$ 変形係数 : $E = 400,000 (\text{tf/m}^2)$

引張強度 : $St = 8 (\text{tf/m})$



*地盤とジオテキスタイルとの境界の強度には地盤のせん断強度を用いた。

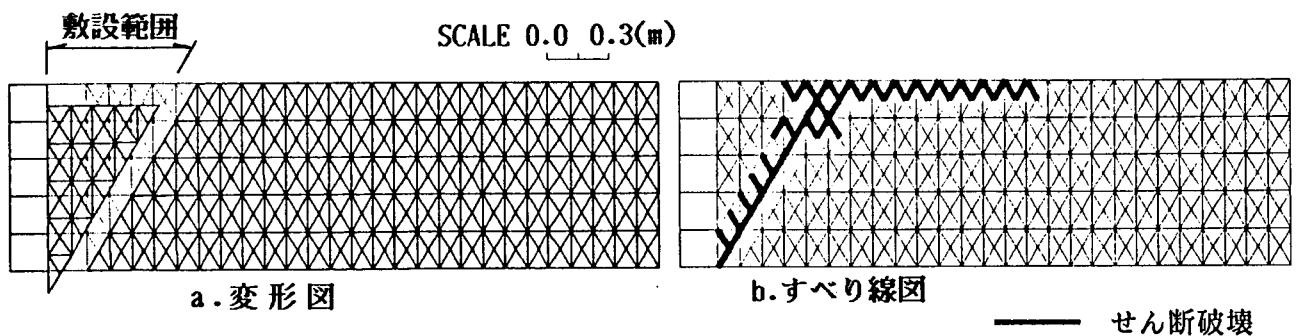


図-3 変形図とすべり線図(定着長 0m) : 変位比 1/50

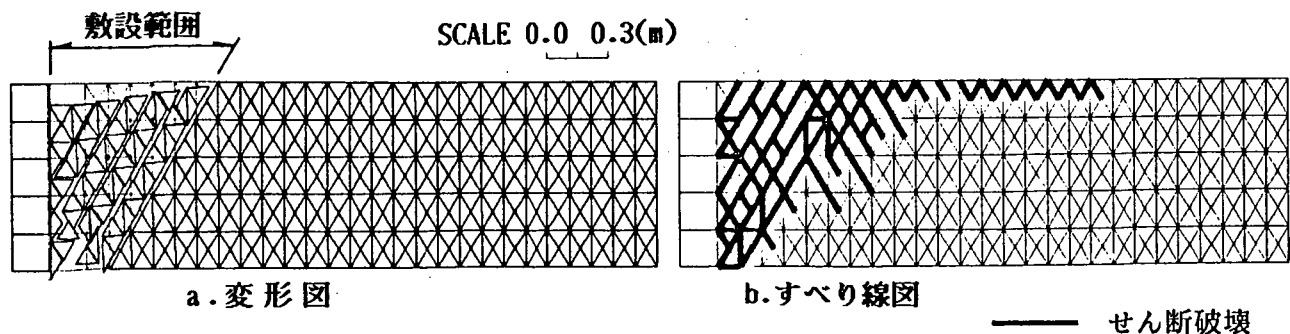


図-4 変形図とすべり線図(定着長 1.155 m) : 変位比 1/50

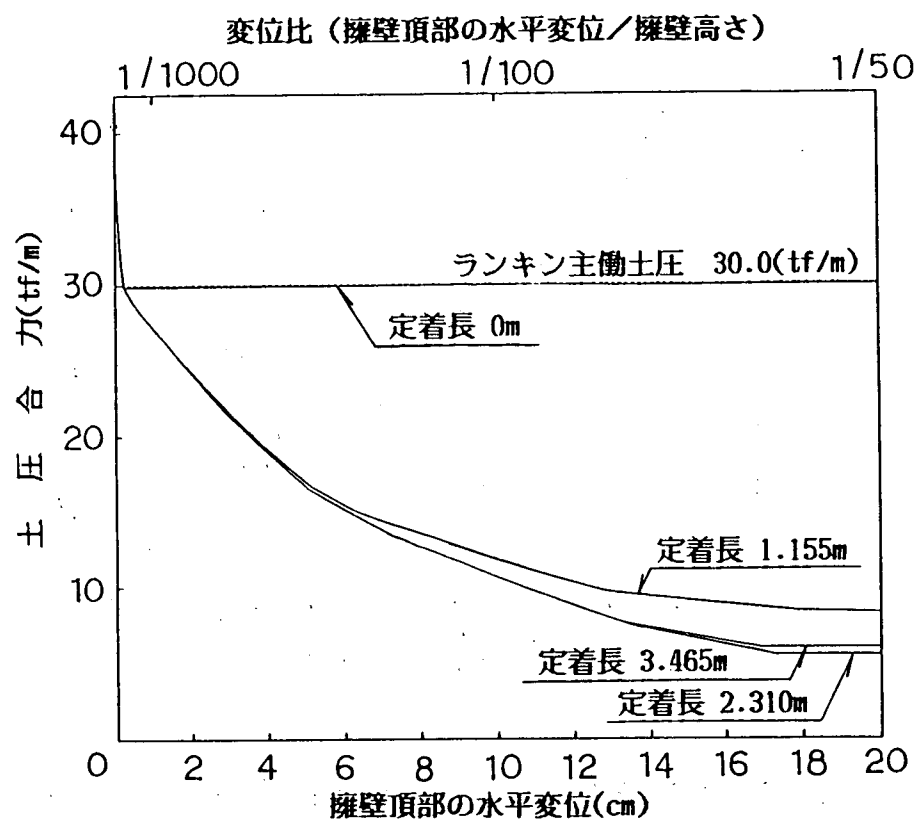


図-5 擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係（Aタイプ）

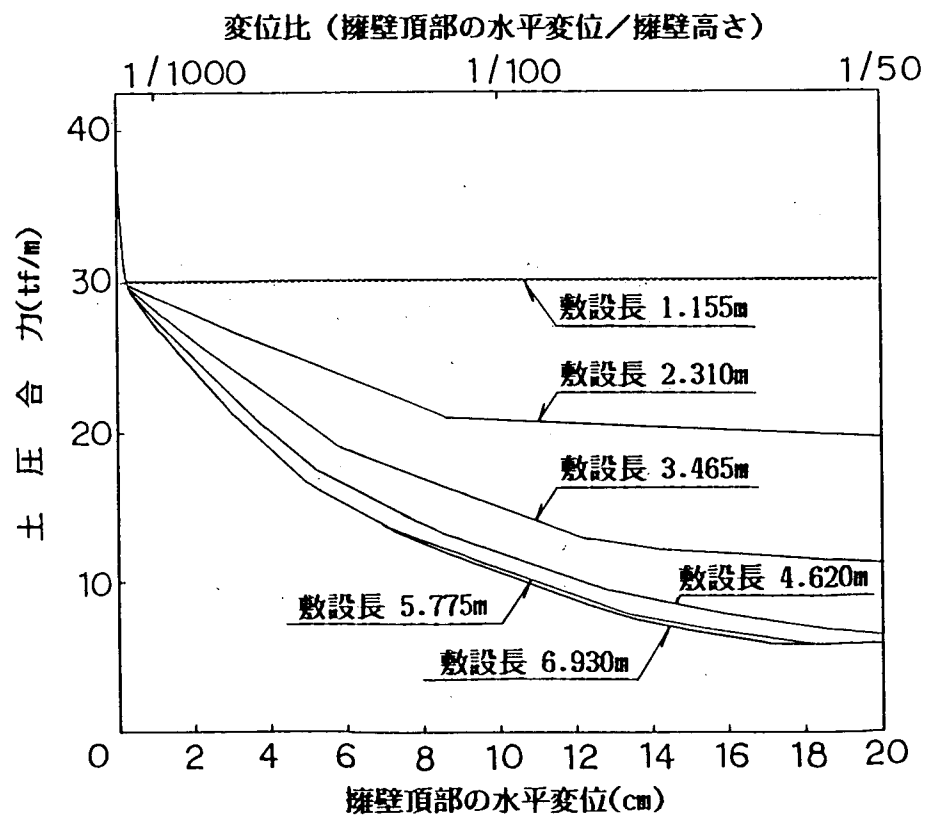


図-6 擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係（Bタイプ）

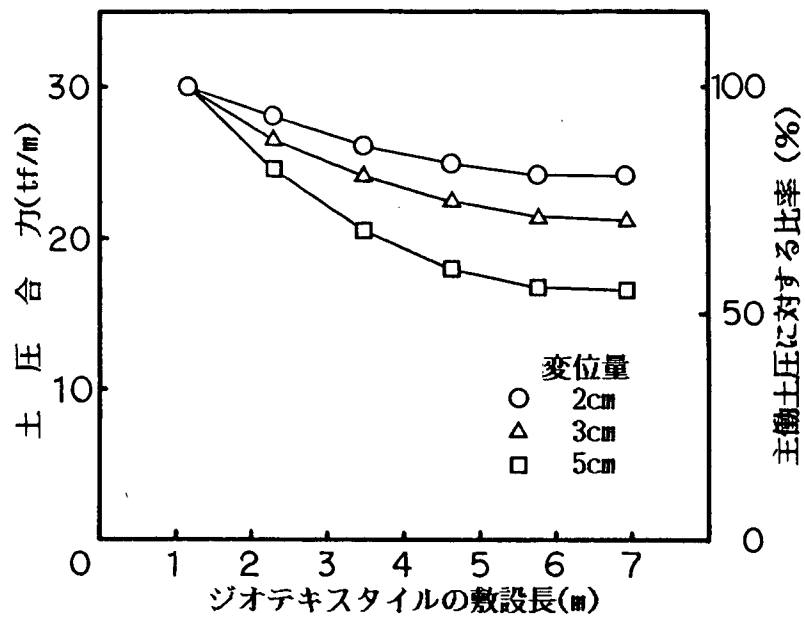


図-7 擁壁に作用する土圧合力と敷設長の関係 (Bタイプ)

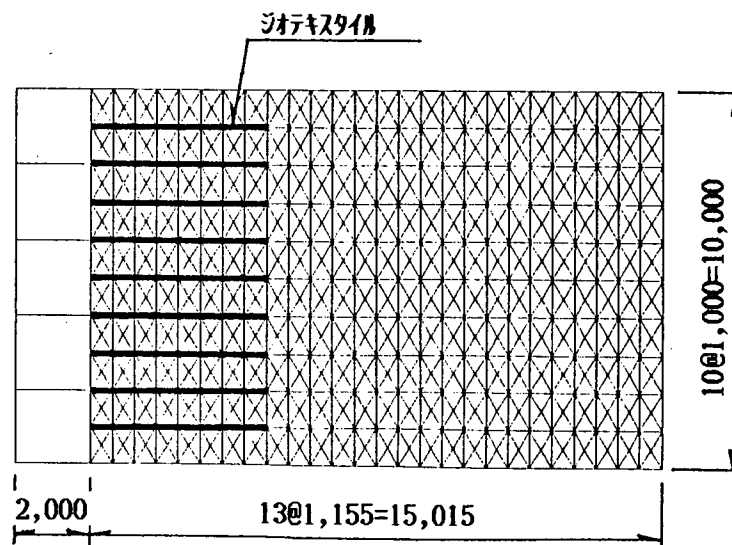


図-8 要素分割

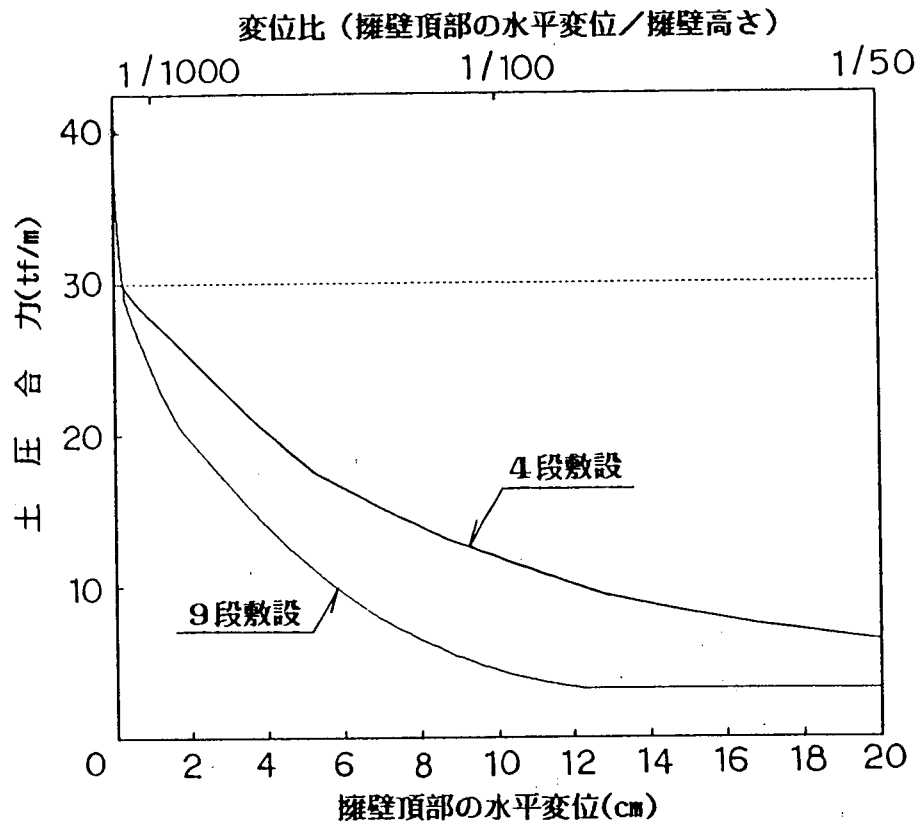


図-9 擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係（Bタイプ：9段敷設）

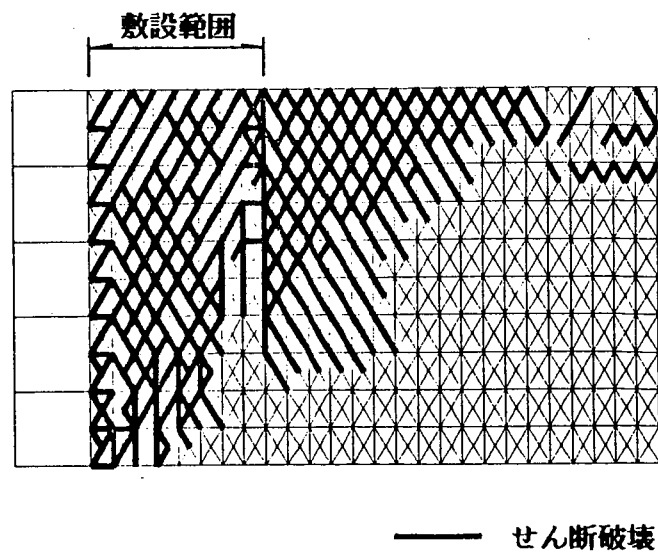


図-10 すべり線図（Bタイプ：9段敷設）

4. ジオテキスタイルの引張力を考慮した円弧すべり計算

円弧すべりの安全率算定式としては計算の容易さ、一般に多く用いられている方法であること等から、ここでは簡便法によるものを検討する。

(1) ジオテキスタイルの引張り力の算定式

ジオテキスタイルの引張り力に対しては、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

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

ここに Y : ジオテキスタイルの有効長 (円弧より外側)
 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間の内部摩擦角
 θ : ジオテキスタイルと水平面のなす角

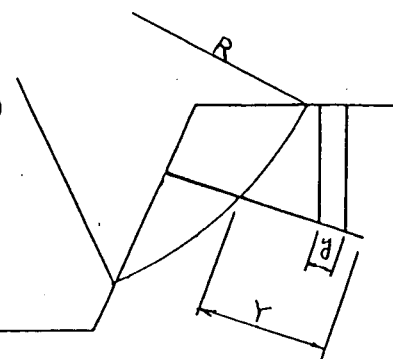


図-11

• 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無いため、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算定式については下記の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

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

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)

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

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

$$\Delta M_{R3} = S \cdot R$$

ここに S : ジオテキスタイルによる引張り力

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のなす角

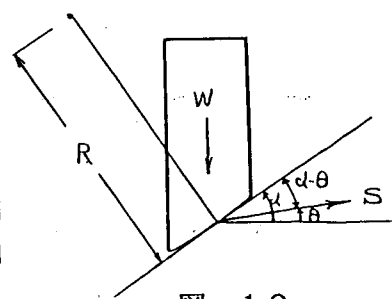


図-12

①, ②はジオテキスタイルの敷設方向に引張り力が働くと考えるもので、③は不織布のように材料が極めて柔らかい場合に、ジオテキスタイルの引張り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、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

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

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

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

と定義するものである。

この2つの考え方は、どちらも従来から用いられている方法であり、優劣をつけることは難しい。従って、ここではこの2つの考え方を両方共考慮することとする。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有るため、これも考慮にいれて安全率算定式を検討すると下記の6種類となる。

i) 分子に①と②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R1} + \Delta M_{R2}}{M_D}$$

ii) 分子に①の効果のみを加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R1}}{M_D}$$

iii) 分子に③の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R3}}{M_D}$$

iv) 分母から①の効果を減じ、分子に②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R2}}{M_D - \Delta M_{R1}}$$

v) 分母から①の効果を減じた式

$$F_s = \frac{M_R}{M_D - \Delta M_{R1}}$$

vi) 分母から③の効果を減じた式

$$F_s = \frac{M_R}{M_D - \Delta M_{R3}}$$

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

$$M_R = R \cdot \Sigma \{ C \cdot \ell + W \cdot \cos \alpha - K_h \cdot W \cdot \sin \alpha - U \cdot \ell \} \tan \phi$$

$$M_D = \Sigma (R \cdot W \cdot \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot h)$$

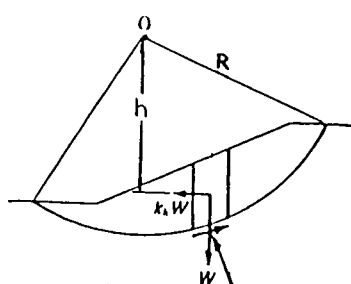


図-13

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

以上の i) 式～vi) 式のうち最も適正な安全率を与える式を選定することと基準安全率を定めることが今後の課題となる。

(4) 安全率算定式に関する考察

ジオテキスタイルによる補強モーメント ΔM_R を安全率算定式の分子側、分母側のどちらに考慮すべきかについて考察する。

M_R : 土塊の抵抗モーメント
 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 とする。

図-14は $M_R/M_D = 0.8, 1.0, 1.5$ の3ケースに対し、 ΔM_R を M_D の0~100%の範囲で変化させた場合について、安全率 F_s を試算した結果である。 ΔM_R を分子側に考慮した場合には安全率は直線的に変化しているのに対し、分母側に考慮した場合には安全率は双曲線形状となっている。安全率が1以下となる場合には、 ΔM_R を分母側に考慮した場合のほうが若干小さい安全率を与えているが、安全率が1以上となる場合には ΔM_R を分母側に考慮した場合には大きな安全率となっており、 ΔM_R が大きくなるほど両者の安全率の差は広がっている。

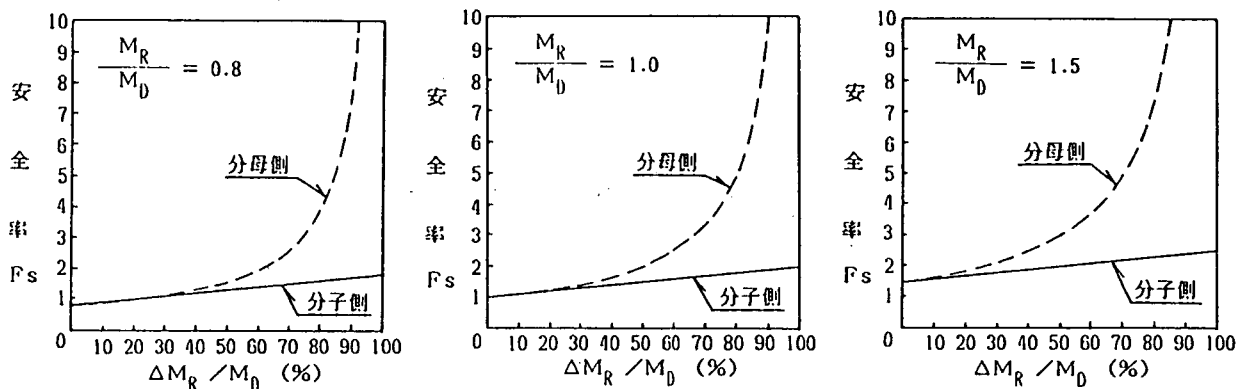


図-14 補強モーメント ΔM_R を分子側、分母側に考慮した場合の安全率

ここで、各々のモーメントについて、どの程度正確に求めることが可能であるかを考えてみる。起動モーメント M_D の算定に必要なものは土塊の重量である。土塊の重量については、土質試験により比較的精度良く求めることが可能であることから、起動モーメントについては信頼度が高いと考えられる。抵抗モーメント M_R については土塊の重量の他に地盤の内部摩擦角と粘着力が必要となる。これらは地盤内でのバラツキも大きく、正確に求めることは難しい。従って、起動モーメント M_D に比べると信頼度は若干落ちると考えられる。

補強モーメント ΔM_R について考えると、現状ではジオテキスタイルと土とのせん断抵抗やジオテキスタイルの引張り強度についての明確な決定法が無いこと、補強モーメントの算定式も数種の提案がされている状態であることから、現時点では信頼度はかなり低いと考えざるを得ない。

以上より、円弧すべりの安全率算定式においては、ジオテキスタイルによる補強モーメント ΔM_R を分子側に考慮したものをを用いるのが、現時点では妥当と判断される。

5. あとがきおよび今後の課題

3年間の共同研究の中でジオテキスタイルを用いた土構造物に対し、RBSM手法を用いた弾塑性解析を実施し、各種の検討を行った。その結果、ジオテキスタイルの持つ補強効果の内、斜面における変形抑制効果と擁壁における土圧低減効果を解析的に明らかにした。

ジオテキスタイルを土構造物に用いた場合は、変形がかなり生じないと補強効果を示さないという特徴が有り、これらの塑性挙動が卓越した状態での問題に対し、RBSM手法の適用性が高いことが以上の解析により示された。

しかし、全ての補強土構造物をRBSM手法などの数値解析手法により設計することは大変な手間がかかるため、実用に供される設計法としては簡易なものにならざるを得ない。例えば擁壁の場合には、これまで主働土圧（クーロン等）を用いて、安定計算を行うことにより設計されている。従って、ジオテキスタイルを用いた擁壁の設計は、この主働土圧をさらに低減した土圧を用いて安定計算を行うことになる。そこで今後の課題として、土質定数やジオテキスタイルの敷設長・パターン等の各種のパラメータを変化させた解析の実施と実験による検証を行い、これらの検討より得られたデータから土圧の低減率、土圧低減効果を発揮させるのに最適な敷設長・敷設パターンを定め、“ジオテキスタイルで補強した擁壁の簡易設計法”を確立することが必要となる。

なお、簡易設計法の適用範囲として標準的な補強土擁壁の仕様を定めるものとし、複雑な条件下での設計や新しい形式でジオテキスタイルを使用する場合にはRBSM手法などの数値解析手法により検討することが必要となろう。

3. 2. 3 ジオテキスタイルの土中での変形挙動に関する研究

建設省土木研究所 土質研究室

前田建設工業株式会社

1. まえがき

ジオテキスタイルを敷設した土構造物の挙動、特にその変形特性を調べる際には、有限要素法等の数値解析を用いるのが有効であろう。しかしながら、土中におけるジオテキスタイルの変形挙動に関しては、いまだ不明確な点が多く、このため、ジオテキスタイルの効果を数値解析上で適切に表現することが困難である。

建設省土木研究所の土質研究室では、ジオテキスタイルで補強した供試体の挙動を把握するため、昭和61年3月に砂の大型三軸圧縮試験を行なった。そこで今回は、この実験を有限要素法によってシミュレートし、ジオテキスタイルの土中での変形挙動とその効果に関して検討を行なうこととした。

2. 目 的

ジオテキスタイルで補強された供試体の大型排水三軸圧縮試験を関口・太田モデルに基づく有限要素法によってシミュレートし、次の二点に関し検討を行なう。

①ジオテキスタイルの土中での変形挙動

②ジオテキスタイルで補強された砂の有限要素法による表現方法

3. 解析方法

(1) 解析に用いた有限要素法

本解析では構造骨格の構成式として、関口・太田の弾塑性構成式を用いた有限要素法を用いた。

この構成式は、弾塑性状態においてひずみテンソルの弾塑性成分 ε^p_{ij} ($=\varepsilon_{ij}-\varepsilon^e_{ij}$: ε^e_{ij} はひずみテンソルの弾性成分) が、弾塑性ポテンシャル関数 f によって、次のように定まるとするものである。

$$\varepsilon^p_{ij} = \Lambda \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}}, \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0'}\right) + D \cdot \left(\frac{q_s}{p'} - \frac{q_{s0}}{p_0'}\right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

Λ : 比例定数 σ'_{ij} : 有効応力テンソル λ : 圧縮指数 $= C_c / \ln 10$
 κ : 膨潤指数 $= C_s / \ln 10$ p_0', e_0 : 先行時の平均有効主応力、間隙比
 $q_s = \sqrt{(3/2) \cdot S_{ij} S_{ij}}$: 一般化された主応力差 S_{ij} : 偏差応力テンソル
 D : ダイレタンシー係数

上記の関数 f は、塑性体積ひずみが圧密による項と、ダイレタンシーによる項からなるという考えに基づいている。また、弾性領域においては、 $e - \ln p'$ 関係が、直線であるという条件に従う非線形の関係を用いている。従って、 κ, p', e 及び ν がこの時点の変形特性に関与する。

(2) 解析条件

① メッシュ 及び 境界条件

高さ80cm, 直径36cmの円筒形の三軸供試体を図-1 のような軸対称モデルで表現した。ジオテキスタイルは、線形弾性体と仮定し、同図に示したように薄い要素で表現した。

境界条件は、三軸供試体の拘束状態を考慮して、次のように設定した。

回転軸 AB : X方向 固定 , Y方向 フリー
 下端 DA : X方向 固定 , Y方向 固定
 上端 BC : X方向 固定 , Y方向 強制変位
 側端 CD : X方向 フリー , Y方向 フリー

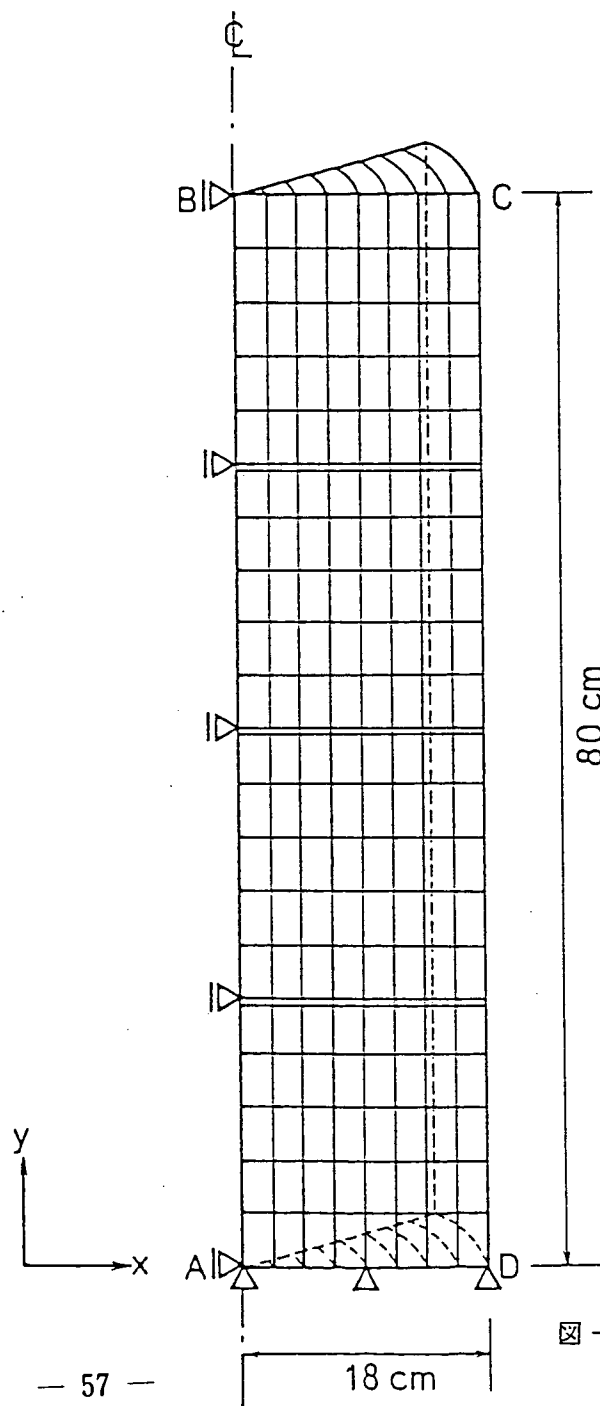


図-1 メッシュ図

② 物性条件

今回の三軸試験では、供試体試料として0.84mmフルイを通過した豊浦標準砂を用いた。
これにより、作成した供試体の物性定数を表-1 のように設定した。
但し、内部摩擦角 $\phi' = 30^\circ$ とした。

表-1 供試体の物性値

物 性	定 数
せん断強度	$M = (q/\sigma_m')_f = (6\sin\phi')/(3-\sin\phi') = 1.2$
ポアソン比	$\nu' = 1/3$
ダイレタンシー係数	$D = 0.02$
間 隙 比	$e_o = 0.741$
圧 縮 指 数	$\lambda = 0.0105$, $\kappa = 0.0035$
初期有効応力	$\sigma_{y1}' = 1, 2, 3 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_{x1}' = \sigma_{y1}'$

使用したジオテキスタイルは、ポリエチレン製のタキロン N-23 (メッシュ10mm, 糸の太さ2.3mm) であり、ヤング係数及びポアソン比は以下のようにして設定した。

原材料のヤング係数
 $E_P = 7453 \text{ kgf/cm}^2$



ジオテキスタイルの見かけ上のヤング係数
 $E' = E_P \times (0.23/1.0) = 1714 \text{ kgf/cm}^2$



解析に用いるヤング係数
 $E'' = E' \times 0.1/0.5 = 343 \text{ kgf/cm}^2$,
 $\nu' = 0.001$
(ジオテキスタイルの厚さ $t = 0.1 \text{ cm}$ を解析メッシュでは、 0.5 cm としているため)

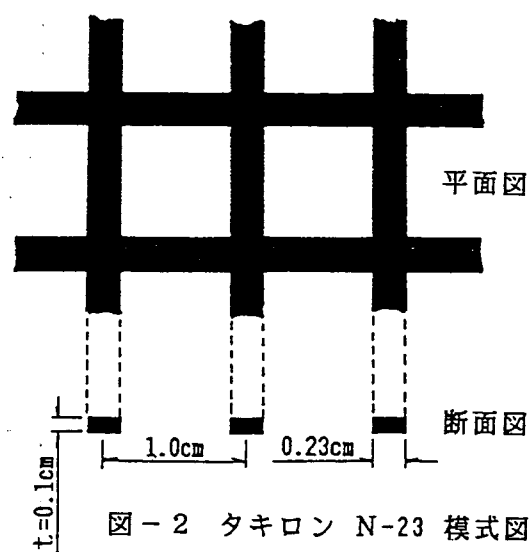


図-2 タキロン N-23 模式図

③ 載荷方法

せん断試験はひずみ制御で行ない、 $0.175\%/min$ の一定ひずみ速度でひずみ量 15 %まで行なった。
本解析では、荷重を与えるかわりにメッシュ上端の各節点に $0.175\%/min$ の強制変位を与えることで、試験を表現した。

4. 解析結果

(1) 供試体の挙動

計算により得られた供試体の”外観”上の挙動を図-3, 4 に示す。

図-3 は供試体の軸ひずみが15%の際の变形性状である。試験後の供試体形状のスケッチによれば、最大側方変位 δx_{max} は2.5~3.0cmであり、拘束圧除荷時のはらみ出しを考慮しても、側方変位の計算値は過小であると思われる。

図-4 は、載荷面における鉛直方向応力と軸ひずみとの関係である。ジオテキスタイルの効果は現われているが、計算値は主に次の点で実測値と異なっている。

①初期の剛性が小さい。

②いわゆる軟化挙動が表現されていない。

計算値と実測値のこれらの相違は、砂の物性ばかりではなく、次に示すジオテキスタイルの表現上の問題点にも起因している。

(2) ジオテキスタイルの挙動

ジオテキスタイルの挙動に関する計算結果を図-5 に示す。図-(a) は供試体直径方向のジオテキスタイルのひずみ分布を描いたものである。図にみられる通り、供試体の軸ひずみが3%を越えるまでは、実測値と計算値が比較的よく一致している。同図-(b) は供試体の軸ひずみと、ジオテキスタイルの(水平方向の)ひずみとの関係を示したものである。この図においても実測値と計算値がよく一致しているが、軸ひずみが3%を越えるあたりからジオテキスタイルの降伏が生じている。今回の解析ではジオテキスタイルを線形弾性体として扱っており、この結果軸ひずみが大きい部分で実際との相違が生じている。この影響は、図-(a) のジオテキスタイルのひずみ分布だけではなく、図-3, 4 に示されている挙動にも及んでるものと考えられる。

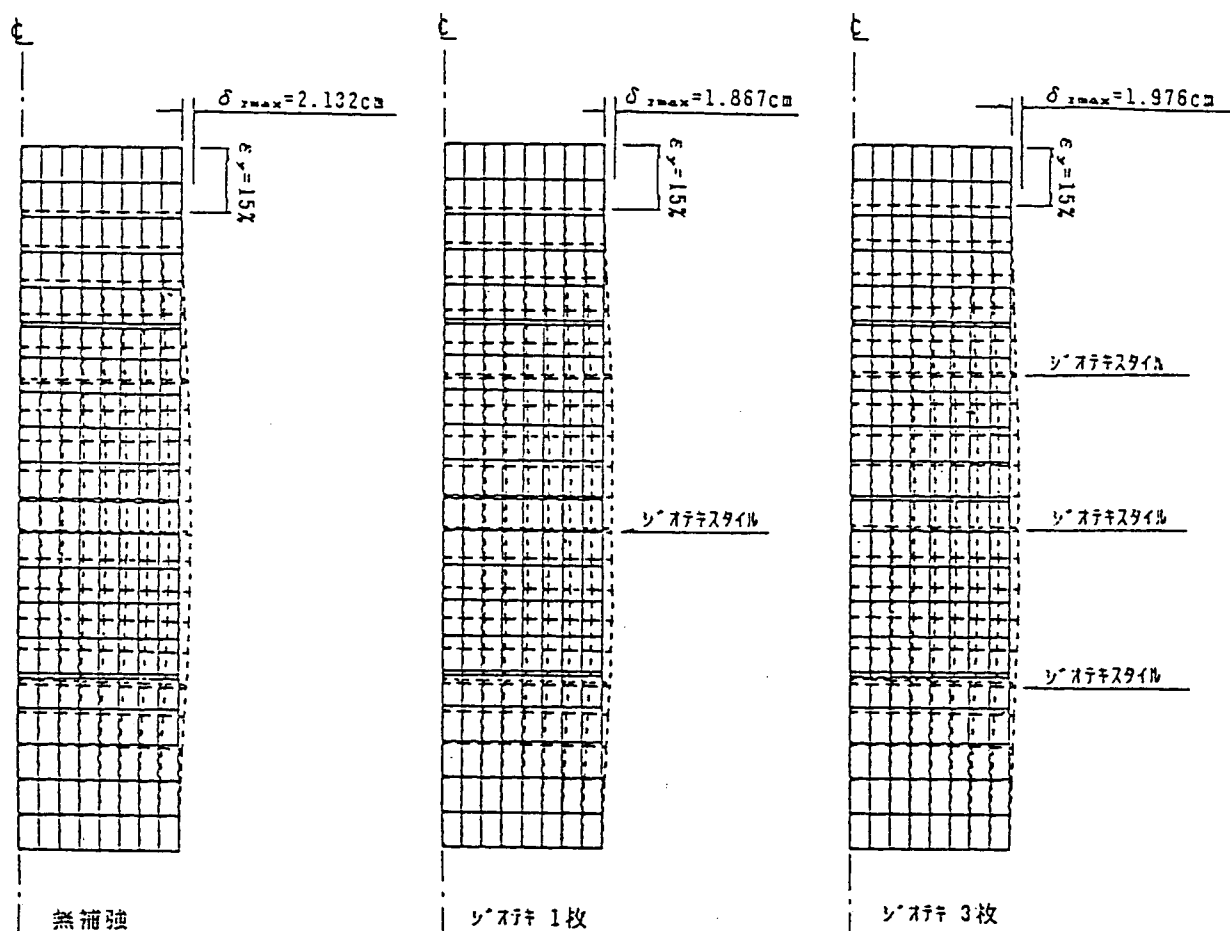


図-3 各ケースの変形性状 ($\sigma_3'=1.0\text{kgf/cm}^2$)

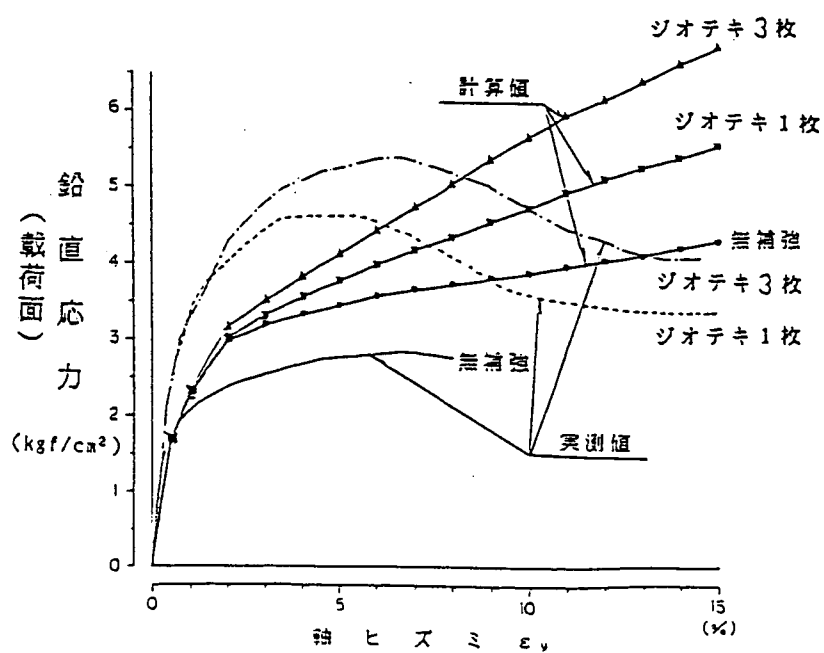


図-4 各ケースの応力・ヒズミ関係 ($\sigma_3'=1.0\text{kgf/cm}^2$)

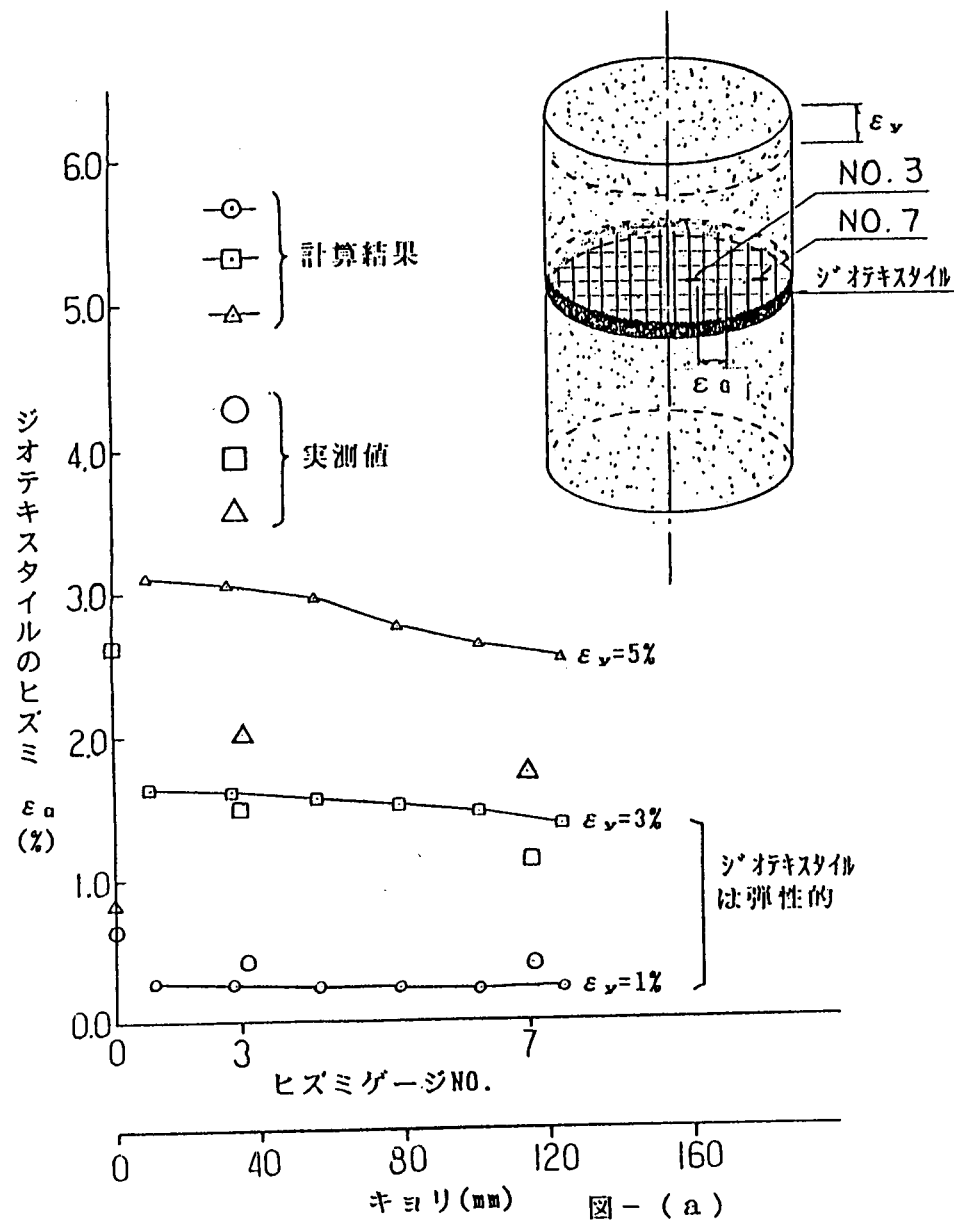


図 - (a)

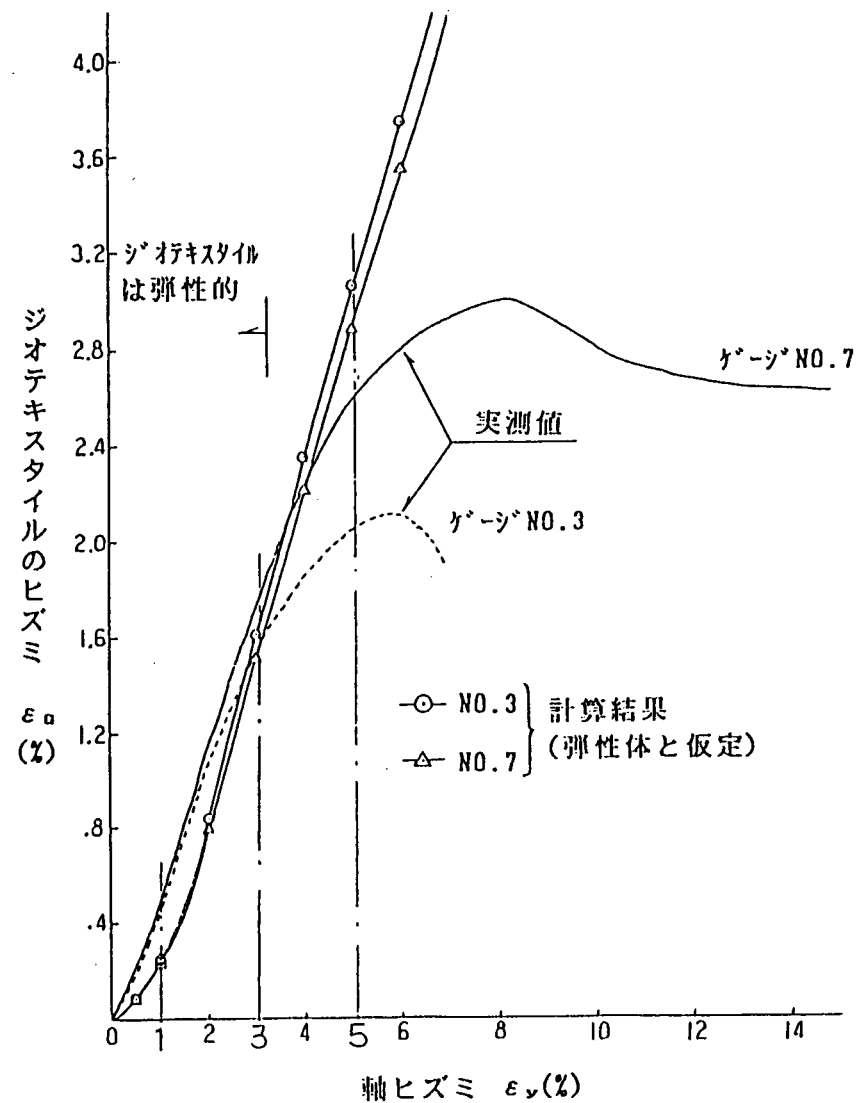


図 - (b)

図 - 5 ジオテキスタイルの挙動 ($\sigma_a' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

(3) 破壊域の発生状況

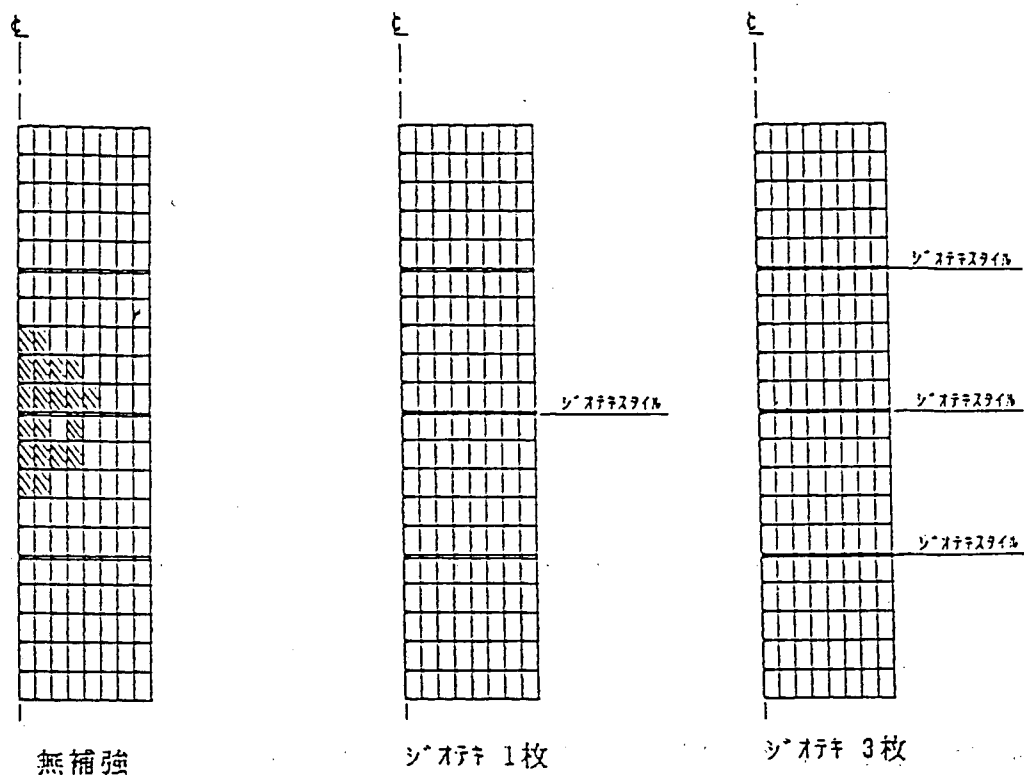
供試体内部の破壊領域の発生状況に関する計算結果を、図-6に示す。ジオテキスタイルによる補強がない場合、はじめに供試体中央部に破壊領域が発生し、軸ひずみの増大に伴って周辺へと広がって行く。ジオテキスタイルが供試体内に設置されている場合には、その拘束効果により破壊域が”分断”され、結果的に破壊域の発達が遅れるわけであるが、ジオテキスタイルが3枚設置されている供試体の破壊域の方が、1枚設置されているものよりも広い結果となっている。

ジオテキスタイルは砂の側方変位を拘束するが、曲げ剛性は相対的に小さいので、供試体中央に設置されたもの以外は、いわば”偏心し得る載荷板”として働き、砂に過大なせん断応力を発生させる可能性がある。

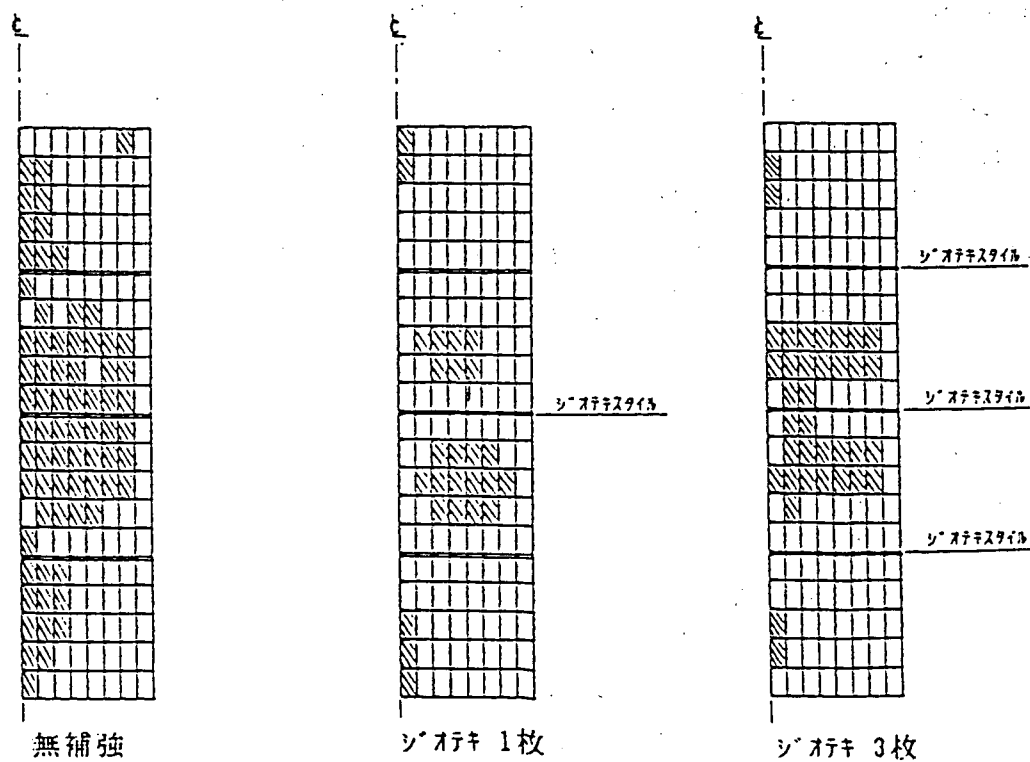
5. 結論

今回の解析結果をまとめると、およそ次のような結果が得られた。

- ① ジオテキスタイルで補強された砂の挙動を評価するためには、砂の変形強度特性を実情に合わせて考慮するだけでなく、ジオテキスタイルの降伏・破壊をも考慮する必要がある。
- ② 弾性状態にあるジオテキスタイルの土中での挙動は、本研究で示した方法によって評価できる。
- ③ ジオテキスタイルが周囲の砂に与える影響は、その設置形態にも依存し、場合によっては砂に過大なせん断応力を生じせしめることがある。



$\varepsilon_y = 6\%$ 時の破壊領域 ($\sigma_y' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)



$\varepsilon_y = 12\%$ 時の破壊領域 ($\sigma_y' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

図 - 6 破壊領域の発生状況

3. 2. 4 繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明

建設省土木研究所動土質研究室
梶谷エンジニア株式会社

1. まえがき

ジオテキスタイルは、従来土留や軟弱地盤の埋立などに利用されてきたが、路床・路盤に利用される例は少なかった。

理由として考えられるのは、ジオテキスタイルの強度を発揮するまでの初期沈下が大きいためである。

本研究では、これらの欠点を排除し路床にジオテキスタイルを利用する技術を開発するものである。

2. 研究目的

本研究の最終目的は、路床をジオテキスタイルで強化する際に、母材の透水(排水)性を損なわずに、かつ従来のジオテキスタイルよりも初期沈下を少なくする工法の確立にある。

すなわち、ジオテキスタイルの初期沈下が大きいのを、これを単純な引張材として使用するためと考えられる。そこで、ジオテキスタイル(以下補強材)を、これまでの平面ではなく立体構造にすると、平面の場合よりも初期変形係数が大きくなるとともに、母材の透水性も失わないとの観点に立ち、これまで一連の実験を重ねてきた。昭和61年度までの実験では、立体補強材を入れた静的三軸供試体の変形係数は、平面補強の場合の2倍近くになるなどのデータを得ている。

昭和62年度は、圧縮域での繰返し載荷時の変形特性を調べるとともに、より大きい供試体を用いて不織布による立体構造補強材を使った実験を行い、CBR値などの諸数値と比較して将来の設計への基礎資料を得ることを図った。

3. 研究方法および結果

昭和62年度は

1) 圧縮域での繰返し三軸試験

2) 補強土の部分載荷実験

を行ったが、二つの実験の共通条件は次のとおりである。

試料 : 相対密度 D_r を80%に調整した標準砂

補強材(a) : 不織布(旭化成 E5100)

補強材(b) : アルミ箔に開孔率20%の丸穴をあけ、標準砂粒子をエポキシ樹脂で接着

接合用接着剤 : エポキシ系樹脂(シーカデュア52)

3.1 圧縮域での繰返し三軸試験

路床に対する輪荷重は舗装を通して繰返し作用する。この荷重方向は上下動が卓越しており、地震動（水平方向せん断波が卓越）とは異なる。したがって繰返し三軸試験による動的変形特性の把握が必要であるが、輪荷重は載荷と除荷とを繰返すことから、圧縮域での載荷と除荷による繰返し三軸試験を行った。

この試験の供試体形状寸法を図-1に示す。図中、補強材のアルミ箔は、加工のし易さからこれまでの補強材の形状を採る実験で用いており、これまでのデータとの関連上、今回の実験に加えた。

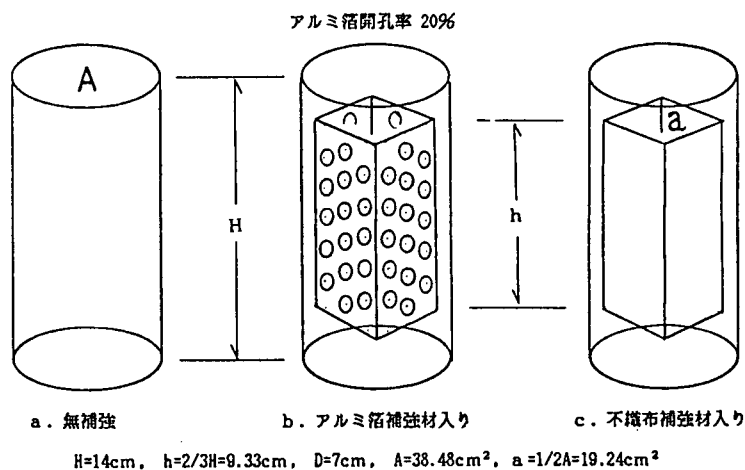


図-1 圧縮域での繰返し三軸供試体の形状寸法

図-1に示した飽和供試体に 0.5kgf/cm^2 の拘束圧で圧密後、非排水状態にして圧縮域だけの繰返し載荷を行ったところ、接線変形係数 E と強度増加率（後述）のひずみ依存曲線は図-2のようになった。なお図中の強度増加率のうち破線は普通の両振幅繰返し三軸によるもので、前年度の実験結果から求めたものである。

図で判るようにアルミ箔を入れた供試体は、ひずみの全域で E がかなり大きい。これはアルミ箔の表面処理に使ったエポキシ樹脂によって補強材が土の剛性を高めたことを示している。

一方不織布を入れた供試体は $\epsilon_a=1 \times 10^{-4}$ 付近の小ひずみでは、まだ補強効果が現れていないが、 ϵ_a が 2×10^{-4} 付近から次第に補強効果が現れ始め、いわゆるジオテキスタイルらしい粘

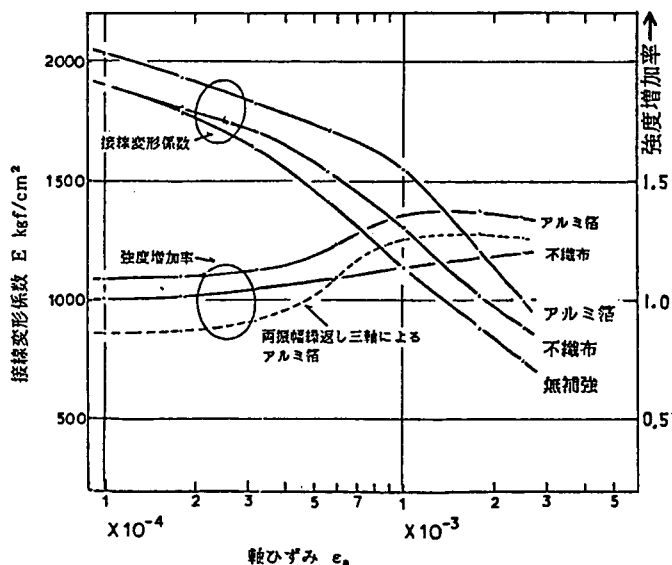


図-2 圧縮域繰返し三軸による E のひずみ依存性

りを発揮する。

次に、図-2から読み取ったEおよび強度増加率(補強供試体のE/無補強のE)を表-1に示す。

表-1 圧縮域繰返し三軸による接線変形係数と強度増加率 ※₁

補 強 材	$\epsilon_a=1.0 \times 10^{-4}$		$\epsilon_a=3.2 \times 10^{-4}$		$\epsilon_a=1.0 \times 10^{-3}$	
	E kgf/cm ²	強度増加率	E kgf/cm ²	強度増加率	E kgf/cm ²	強度増加率
無 補 強	1890	—	1630	—	1130	—
アルミ箔四角柱	2040	1.08 (0.85)	1820	1.12 (0.90)	1520	1.35 (1.25)
不織布四角柱	1900	1.01	1690	1.04	1290	1.14

※₁ ()内はこれまでに行った両振幅繰返し三軸の結果から求めた強度増加率

繰返し荷重が圧縮域から伸張域に渡る場合(昭和61年度の両振幅繰返し三軸による)の、四角柱アルミ箔補強材による強度増加率は、 ϵ_a が 5×10^{-4} 以下の小ひずみ域ではかえってマイナスであるが、ひずみがこれより増えると強度増加率は1を越えて次第に大きくなる。

平面型補強材の場合、補強効果が現れ始めるのは、 ϵ_a が 5×10^{-3} ないし 1×10^{-2} 付近からであることは、これまでの実験で確認済である。

3. 2 補強土の部分載荷実験

3. 2. 1 補強土の部分載荷実験の方法と結果

立体形状の単体を集めて接合した、いわゆる集合体の補強材を、内径30cm、高さ15cm の円筒形容器内において、図-3のように設置した補強土モデルに対し部分載荷実験を行った。なお1マスの断面積は同じである。

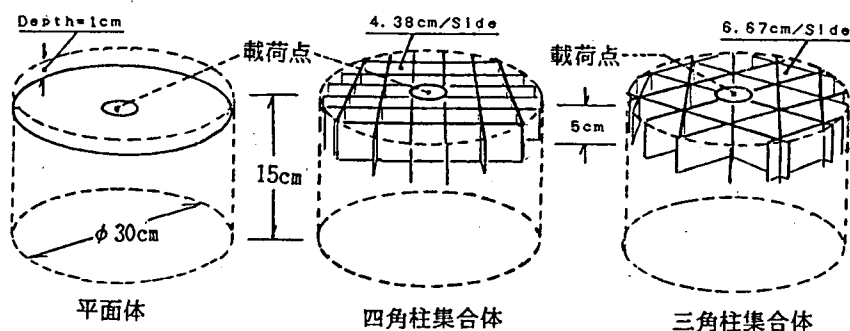


図-3 部分載荷モデルの寸法図

載荷は、直径 5cm の貫入ピストンを供試体の載荷点に当て、毎分 1 mm の速さで貫入する方法とした。

集合体補強モデルに対する載荷は、図-4 のように載荷点を「壁心」および「壁間」の 2 種類とした。

表-2、表-3 には、部分載荷実験供試体の内訳と測定結果を示す。なお表中の“荷重板”とは、一般の CBR 試験に使用するサーチャージ荷重を意味する。

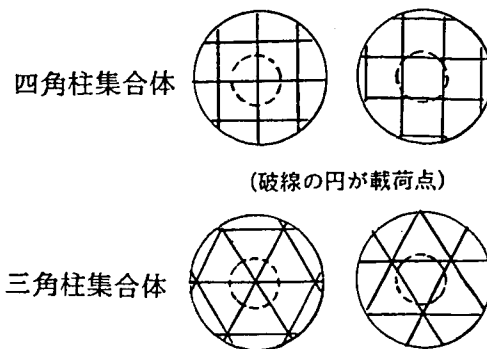


図-4 載荷点の概念図

表-2 無補強および平面補強モデルの 2.5mm 貫入抵抗 $p_{2.5}$ (kgf)

荷重板の有無	あ り	な し
無補強	51.0 (5.7%)	15.9 (1.2%)
平面補強・深さ 1.0 cm	72.0 (5.3%)	33.0 (2.4%)
平面補強・深さ 2.5 cm	79.3 (5.8%)	8.0 (0.6%)

注) () 内は換算 CBR_{30} (CBR_{30} = 径 30cm 容器での CBR 値)

表-3 多角柱集合体補強モデルの 2.5mm 貫入抵抗 $p_{2.5}$ (kgf)

載荷点	壁 心		壁 間	
	あ り	な し	あ り	な し
四角柱集合体補強	155.5 (11.4%)	45.8 (3.3%)	85.0 (6.2%)	35.8 (2.6%)
三角柱集合体補強	133.5 (9.7%)	40.0 (2.9%)※	87.8 (6.4%)	48.2 (3.5%)

注) () 内は換算 CBR_{30} (CBR_{30} = 径 30cm 容器での CBR 値)

※ 貫入 1.25mm で 52kgf (CBR_{30} = 5.4% のピーク)

(1) 実験容器の寸法の影響について

図-5 は、内径 15cm の標準 CBR 容器による CBR_{15} と、内径 30cm のモデル容器による CBR_{30} との関係を表したものである。

図示のように、 CBR_{15} は CBR_{30} の約 3.8 倍である。

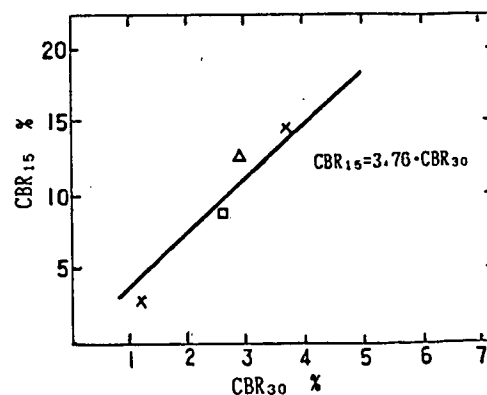
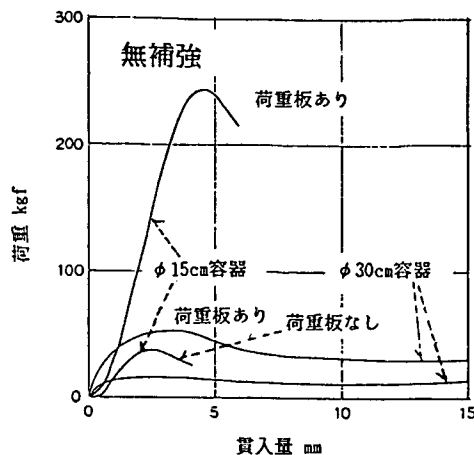


図-5 CBR_{15} と CBR_{30} の関係

(2) 無補強の場合の部分載荷

図-6は、無補強の場合の荷重-貫入量曲線である。この図には参考までに、これまでに行った内径15cm容器による標準CBR貫入曲線も併せて描いてある。

図を見て判るように、荷重板の有無および実験容器の寸法の違いによる影響が非常に顕著に現れている。



(3) 平面および柱状集合体の部分載荷

図-6 無補強の場合の荷重-貫入量曲線

図-7は補強土の荷重-貫入量曲線である。

図-7(A)は、平面補強材1枚を、深さ1.0cmの場合と2.5cmの場合の2種の設置条件で部分載荷を行ったもので、一般的なジオテキスタイルの使用法に対応する。

図-7(B)は、四角柱集合体で補強したケースで、図で判るように、荷重板付きの場合は、今回の実験の中では最大の貫入抵抗を示した。これは補強材が立体構造であること、および1マスの一辺の長さが4.4cmと、三角柱の6.7cmより短かく、挫屈しにくいためであろう。

図-7(C)の、三角柱集合体で補強したケースでは四角柱よりも強度が伸びないが、その原因は四角柱集合体で述べたとおりである。

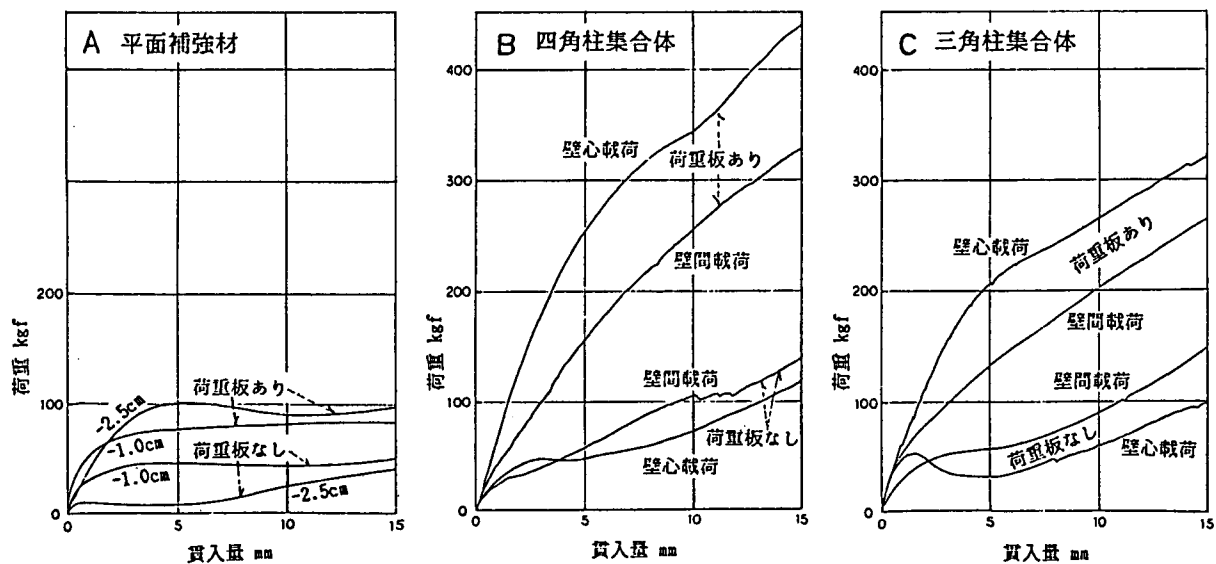


図-7 補強土の荷重-貫入量曲線

3. 2. 2 各条件による部分載荷実験結果の比較

(1) 荷重板の有無の比較

表-4に、荷重板の有無による貫入抵抗の変化を示す。荷重板を載せたときの貫入抵抗は、載せない場合の1.8倍～9.7倍と、他の条件(補強材設置位置や載荷位置)による影響が大きい。

表-4 荷重板の有無による貫入抵抗の変化

補強材	(荷重板あり) / (荷重板あり)の倍率	
無 補 強	径15cm容器 : 5.3倍、	径30cm容器 : 3.1倍
平 面 1 枚	深さ1.0cm : 2.2倍、	深さ2.5cm : 9.7倍
四角柱集合体	壁心載荷 : 3.5倍、	壁間載荷 : 2.4倍
三角柱集合体	壁心載荷 : 3.3倍、	壁間載荷 : 1.8倍

(2) 集合体の壁心載荷と壁間載荷の比較

部分載荷実験結果からは、2.5mm貫入抵抗は、壁心載荷の方が壁間載荷より全般的に大きくなる結果を得た。これは、補強材の壁挫屈が寄与していると考えられる。壁心載荷の場合の壁挫屈による強度の寄与を

$$\text{壁挫屈強度} = (\text{壁心強度}) - (\text{壁間強度})$$

と表す。壁間載荷は挫屈の影響がないと考える。

上の仮定に基づいて、荷重板使用時の各ケースについて2.5mm貫入抵抗値を比較すると

$$\text{四角柱集合体 : 壁挫屈強度} = 156\text{kgf} - 88\text{kgf} = 68\text{kgf}$$

$$\text{三角柱集合体 : 壁挫屈強度} = 134\text{kgf} - 85\text{kgf} = 49\text{kgf}$$

$$\text{平 面 補強材 : 壁挫屈強度} = 79\text{kgf} - 79\text{kgf} = 0\text{kgf}$$

$$\text{無 補 強 : 壁挫屈強度} = 51\text{kgf} - 51\text{kgf} = 0\text{kgf}$$

と考えられよう。この場合、四角柱が最も大きい荷重を示したのは、以上のように壁挫屈が大きく寄与しているためと考えられる。

(3) CBR値

CBR値は、内径15cm容器内において、2.5mm貫入または5mm貫入時の荷重の、標準荷重(2.5mmでは1370kgf)に対する百分比で表される。

30cm径の補強土モデルで四角柱集合体の場合(図-7B)、2.5mm貫入抵抗値からCBR値を計算すると、 $(155.5\text{kgf}/1370\text{kgf}) \times 100 = 11.4\%$ であるが、3.2.1(1)のモデル寸法比の影響が3.8倍(図-5)と

考えると、 $11.4\% \times 3.8 = 43\%$ となる。同様に三角柱集合体は、 $(133.5\text{kgf}/1370\text{kgf}) \times 100 = 9.7\% \times 3.8 = 37\%$ と換算できる。

3.3 各種供試体の変形係数とCBR値

これまで行った各種室内三軸試験および、補強土モデルの部分載荷実験の結果から、変形係数およびCBR値(推定および実測)を一括して整理したのでこれを表-5に示す。

なお、静的変形係数によるCBRの推定は、竹下による“土の弾性係数EとCBRの関係(図-8)¹⁾”から行い、動的(繰返し)変形係数によるCBRの推定は、Heukelon & Klomp によるCBRと動的変形係数の関係²⁾から、 $E = 50 \sim 100 \times \text{CBR}$ の中間値によって行った。

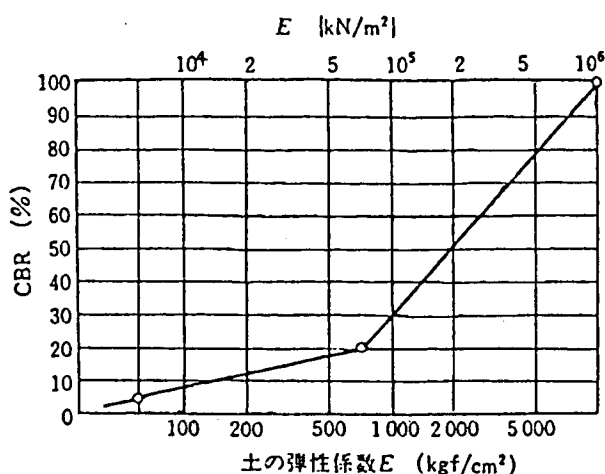


図-8 土の弾性係数EとCBRの関係¹⁾

表-5 各供試体の変形係数およびCBR

実験項目 補強材			静的三軸圧縮 C D試験 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ $1/2(\sigma_1-\sigma_3)f$ 対応		繰返し三軸				補強土の部分載荷					
					圧縮-伸張両振幅 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ $\epsilon_a=1\times 10^{-4}$		圧縮域片振幅 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ $\epsilon_a=1\times 10^{-4}$		$\phi 15\text{cm}$ 容器		$\phi 30\text{cm}$ 容器			
									壁 心		壁 心	壁 間	壁 心	壁 間
									荷重板無し	荷重板有り	荷重板無し	荷重板有り		
					形 状	素 材	E_{50} kgf/cm ²	推定CBR ¹⁾ %	E_d (割線) kgf/cm ²	推定CBR ²⁾ %	E_d (接線) kgf/cm ²	推定CBR ²⁾ %	実測CBR %	実測CBR %
無 補 強 (砂 の み)			293	14.3	1112	16.6	1890	28.4	2.8	14.8	1.2	3.7		
平 面	1枚	アルミ箔	221	12.6	—	—	—	—	—	—	—	—		
	1枚・深さ1.0cm	不織布	—	—	—	—	—	—	—	—	2.4	5.3		
	1枚・深さ2.5cm	不織布	—	—	—	—	—	—	—	—	0.6	8.0		
	2枚	アルミ箔	257	13.5	—	—	—	—	—	—	—	—		
立 体	円柱	アルミ箔	497	17.3	350	860	av. 9.6	—	—	—	—	—		
	三角柱	アルミ箔	517	17.6	458	1260	av. 12.9	—	—	12.7	—	—		
		不織布	—	—	—	—	—	—	—	—	3.3	2.6		
	四角柱	アルミ箔	447	16.7	960	447	av. 10.7	2040	30.8	7.4	—	—		
不織布		—	—	—	—	—	1900	28.5	8.8	—	2.9	3.5		
											9.7	6.4		

注1) 供試体の母材は、 $D_r = 80\%$ の標準砂。

注2) 立体補強材は、三軸には単体を、部分載荷モデルには集合体をそれぞれ使用。

4. ま と め

今年度の実験結果を中心とした、これまでの研究の結果、砂にジオテキスタイルを設置した補強土に関しては以下のことが判った。

- (1) 繰返し三軸試験の結果、四角柱単体補強材の補強効果は、補強土が圧縮域だけの繰返し荷重を受けたときの方が、圧縮～伸張にまたがる繰返し荷重を受けたときよりも顕著である。
- (2) 初期変形係数を増大させるためには、ジオテキスタイルは平面構造よりも立体構造が適し、立体構造の中では、素材の剛性が高い(不織布よりエポキシを塗ったアルミ箔)の方が有利である。
- (3) 静的および繰返し荷重の三軸試験による変形係数EからCBRを推定すると、無補強では静的三軸によるEが、三角柱および四角柱の単体による補強土では、圧縮域繰返し三軸によるEがそれぞれ非常によく一致する。
- (4) 61年度の報告で、立体補強材は表面積の大きい方が変形係数が大きい傾向にあった。これには3.2.2で述べた壁挫屈が寄与していることが一要因として考えられる。
- (5) 設計CBRの標準は、路床が $CBR > 3\%$ 、下層路盤は $CBR > 30\%$ である³⁾。本研究による立体補強材入りの砂に対する換算CBR値は、下層路盤材の標準値をクリアしている。
- (6) 四角柱単体による補強土の圧縮域繰返し三軸で求めた $\epsilon_a = 1 \times 10^{-4}$ のときの接線変形係数からCBRを推定すると、アルミ箔と不織布でそれぞれCBRが30.6%、28.5%と、上記に近い値を得た。しかし、この場合無補強でもCBRが28.4%であり、圧縮域繰返し三軸供試体において補強効果が顕著に現れるのは $\epsilon_a \approx 10^{-3}$ 以上の中～大ひずみ領域である。

文 献

- 1) 竹下春美 : CBRと他の力学試験との相互関係、土と基礎、Vol.3、No.11、1955.
- 2) W.Heukelom & A.J.G.Klomp : Structural Design of Asphalt Pavement, 1967.
- 3) 日本道路協会編、アスファルト舗装要綱.

3. 3 ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究

3. 3. 1 スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発

建設省土木研究所土質研究室

東 洋 紡 績 株 式 会 社

東 レ 株 式 会 社

ユ ニ チ カ 株 式 会 社

1. まえがき

近年、造成工事や道路改良工事における盛土補強工法としてスパンボンド不織布を用いる試みが各所で行われるようになってきており、これらの施工例からもスパンボンド不織布による引張補強効果や排水効果などの盛土補強効果が認められつつある。しかし、このように用いられているとはいえ、スパンボンド不織布の効果はまだ十分に解明されているとはいえず、設計法も統一的なものが確立されていないのが現状である。

そこで、昭和61年度から“スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発”を目的として、「砂質土による大型盛土実験」(その1)、「粘性土による大型盛土実験」(その2)、「不織布の目付と敷設方法の影響をみるための大型盛土実験」(その3)、「緩勾配における大型盛土実験」(その4)といった一連の大型模型実験を行ってきた。

既に報告した「砂質土による大型盛土実験」(その1)の結果から以下の知見が得られている。

スパンボンド不織布を砂質土の盛土内に挿入することにより、土塊のひずみを拘束する効果が発揮されて、盛土の安定性が大きく向上した。スパンボンド不織布による補強効果の面では、不織布を盛土の円弧すべり線を分断する位置に設置することにより、円弧すべりを防止する効果が認められた。しかし、現在用いられている円弧すべりによる安定計算式から求められる安定率からみると、安定に対する不織布の寄与率は極めて低いものであった。したがって、盛土の安定について単に不織布の引張強度のみで評価するのではなく、土との摩擦による拘束効果や土との一体効果等を今後考慮していく必要がある。

スパンボンド不織布による排水効果についてみると、不織布から排水された量は10～30 ℓ/Hr程度で、盛土への総浸透水量が300 ℓ/Hrであったことからみると、降雨の盛土への浸透を抑制する効果はそれほど大きくなかった。しかし、盛土内の飽和度分布の上昇は迎えられていたし、盛土内のサクションの低下を抑える効果が認められた。

今回報告するのは、昭和61年度～昭和62年度に行った、下記の大型盛土崩壊実験の結果である。

「粘性土による大型盛土実験」(その2)

「不織布の目付と敷設方法の影響をみるための大型盛土実験」(その3)

「緩勾配における大型盛土実験」(その4)

2. 粘性土による大型盛土実験

2.1 実験目的

盛土材料として粘性土系の関東ロームを用いてスパンボンド不織布による盛土補強効果を調べた。

2.2 実験方法

2.2.1 スパンボンド不織布の敷設条件

スパンボンド不織布の敷設条件は、図-1に示すとおりである。

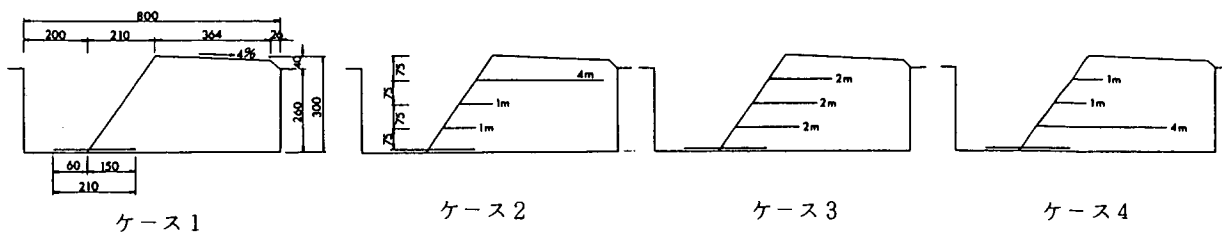


図-1 実験ケース

2.2.2 降雨条件

砂質土による実験と同様に15mm/Hrに設定した。

2.2.3 実験材料

(1) 盛土材料

盛土材料の産地は、茨城県稲敷郡江戸崎地内で、諸特性は表-1に示すとおりである。

表-1 盛土材料の物理特性

自然含水比 w		*1	96.2	(%)
土粒子の比重 G_s			2.742	
粒 度 特 性	礫 分	2.0 mm 以上	0	(%)
	砂 分	2.0~0.074 mm	32.0	(%)
	シルト・粘土分	0.074 mm 以下	32.0	(%)
	最大粒径		2.0	(mm)
性	均等係数	U_c	6.42	
	曲率係数	U_c'	2.08	
	最適含水比	w_{opt}	68.8	(%)
締 固 の 特 性	最大乾燥密度	γ_{dmax}	0.89	(t/m ³)
	飽和度	S_r	90.7	(%)
強 度 特 性	Cu	供試体含水比 w	97.5	
		乾燥密度 ρ_d	0.587	(t/m ³)
		湿潤密度 ρ_t	1.153	(t/m ³)
		強度定数 C_{cu}	0.00	(kgf/cm ²)
		内部摩擦角 ϕ_{cu}	29.9	(°)
	Uu*3	供試体含水比 w	96.4	
		乾燥密度 ρ_d	0.58	(t/m ³)
		湿潤密度 ρ_t	1.153	(t/m ³)
		強度定数 C_{uu}	0.18	(kgf/cm ²)
		内部摩擦角 ϕ_{uu}	11.2	(°)
	C_u/p *4		0.576	
透水係数 k		*2	1.40×10^{-3}	(cm/sec)

*1 : 盛土築造時平均値
 *2 : 測定時 ($\rho_t = 1.14$)
 *3 : 三軸圧縮試験供試体不飽和時
 *4 : 三軸圧縮試験供試体飽和時

(2) スパンボンド不織布

不織布はポリエステル長繊維を原料とするスパンボンド不織布で、その目付は 300 g/m^2 である。諸特性を表-2に示す。

表-2 スパンボンド不織布の物理特性

項 目	物 性 値	測 定 方 法
重 量 (g/m^2)	310.2	JIS L-1096
厚 さ (mm)	3.02	JIS L-1096 7gf/cm ² 加圧
引 張 強 度 ($\text{kgf}/5\text{cm}$)	た て	110.0
	よ こ	88.2
引 張 伸 度 (%)	た て	83.0
	よ こ	86.0
引 裂 強 度 (kgf)	た て	16.7
	よ こ	19.8
透 水 係 数 (cm/sec)	垂 直	4.5×10^{-2} ~~3.5×10^{-1}~~ ※
	水 平	2.3×10^{-2} ~~2.3×10^{-2}~~ メーカー社内測定値
組 成	ポリエステル 100%	

(注) たて方向とは、ロールの巻き方向、またよこ方向は、ロール巻きの横断方向をいう。
透水系数の垂直方向とは不織布面に対し垂直、水平方向は不織布面に対し平行方向をいう。
透水系数水平方向データを除き財団法人日本紡績検査協会測定値
※ JIS A-1218(準用) 測定水温 15°C

2.2.4 盛土の築造方法

盛土の築造は、「砂質土による大型盛土実験」(その1)と同様に建設省土木研究所内にある浸透実験棟のコンクリートピット(寸法 $8 \times 16 \times 2.5\text{ m}$)を4区分して行った。盛土の形状、締固め厚さ、転圧方法、不織布の敷設方法は、前回の実験(その1)と同一である。

2.2.5 計測項目 前回の実験(その1)と同じ

2.2.6 計測機器の配置 //

2.2.7 測定頻度 //

2.3 実験結果

2.3.1 実験結果の概要

図-2に、実験の時間経過と累積雨量ならびに各ケースの変状の発生状況を示す。まず、無補強のケース1についてみると累積雨量 108 mm 時点で天端にクラックが発生し、それから15分後に表層崩壊が生じた。それに対して不織布で補強したケース3

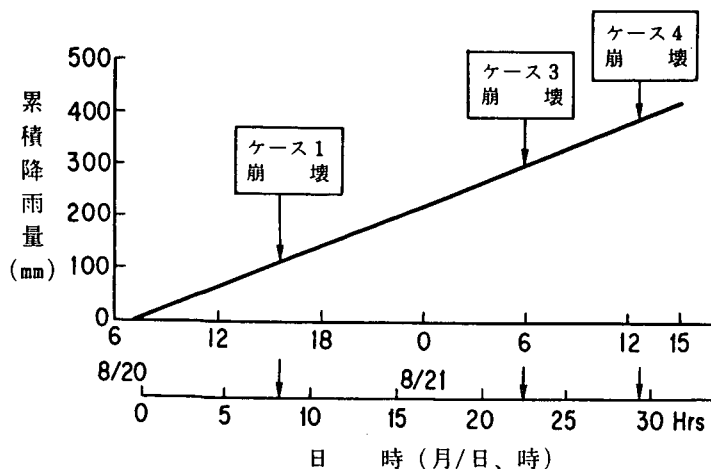


図-2 実験経過の概要

が、また、385mmでケース4が崩壊した。ただし、崩壊の仕方は、ケース1と異なり表層がのり尻から徐々に進行し、最終的に天端にクラックが発生し、崩壊に至った。なお、ケース2では累積雨量418mmの時点でものり肩部は安定しており、のり面下部で侵食が進んだものの、のり面全体としては崩壊には至らず比較的安定していた。

2.3.2 観測結果

(1) 盛土内の飽和度

図-3～図-5は、盛土内の飽和度分布及び、変状の発生状況をケース1崩壊時、ケース3崩壊時、ケース4崩壊時の各時点毎にとりまとめたものである。

今回の実験で、不織布からの排水量を測定する方法に不備があったため、不織布を敷設したケースでは不織布からの排水が阻止され、盛土内部の飽和度の上昇を早める結果となった。それでも無補強のケース1と比較して、崩壊の発生時期が大巾に遅れたのは、不織布の補強効果と考えてよいであろう。

(2) 盛土内のサクシヨン圧

テレシオメータによるサクシヨン圧の経時変化を図-6に示す。

ケース1の無補強盛土では、のり面上段表層（表面より0.5m内部）のサクシヨン圧が降雨開始後7時間経過後から急激に変化を始めた。のり面中段表層では5時間経過以降急速に変化し、サクシヨン圧が0に近付いて2時間後に表層から崩壊した。しかし、この時点でのり面内部（表面より1m）では、サクシヨン圧は変化しておらず、ケース1の崩壊が飽和度が上昇した表層でのすべり破壊であったことをものがたっている。

ケース2では、上段、中段の表層のサクシヨン圧が降雨開始6時間から7時間後から急激に変化し、盛土内部では、それより数時間遅れて変化しているが、のり面は比較的安定していた。これは不織布による補強効果と考えられる。

ケース3、ケース4のサクシヨン圧の変化は、ケース2とよく似た経過を示し、ケース3では、サクシヨン圧が0になってから16時間後、ケース4では、20時間後に崩壊している。これは不織布の敷設位置、長さによって補強効果に差が生じたためと考えられる。

(3) 盛土内の地下水位

図-3、4、5に地下水位を併記した。

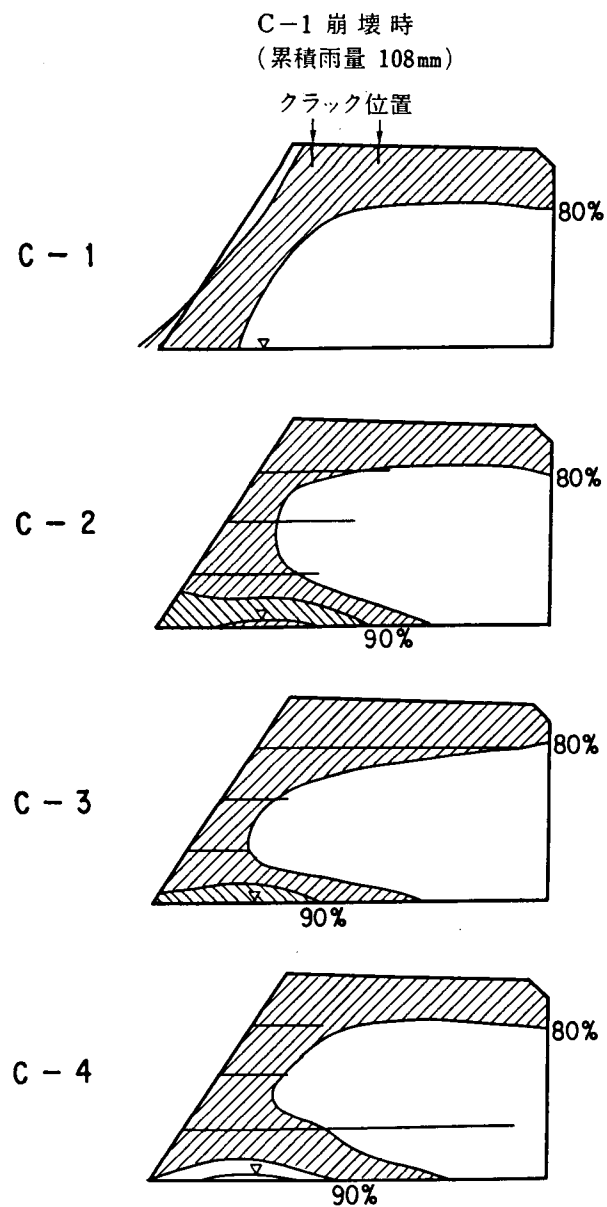


図-3 盛土内の飽和度
(ケース1 崩壊時)

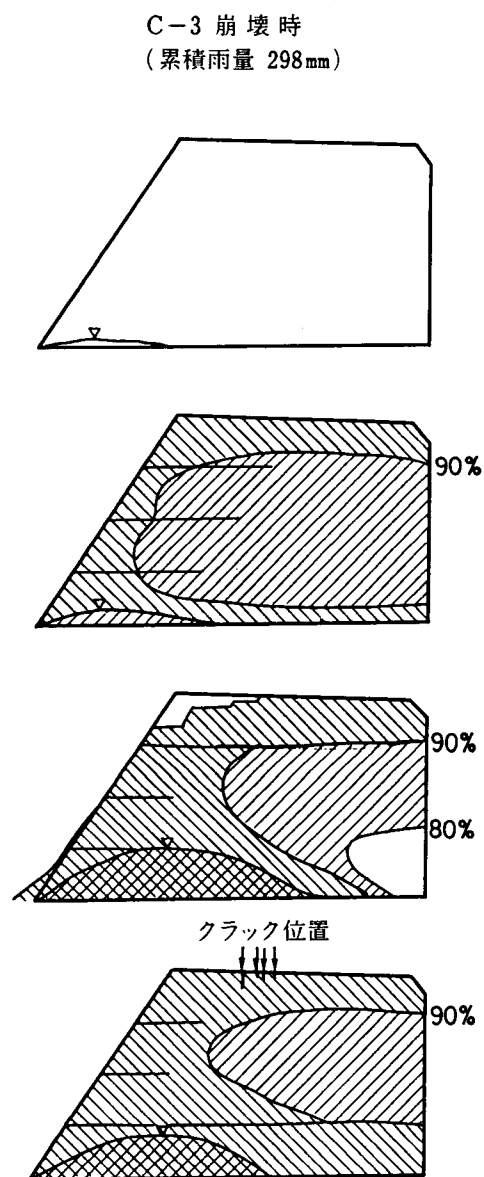


図-4 盛土内の飽和度
(ケース3 崩壊時)

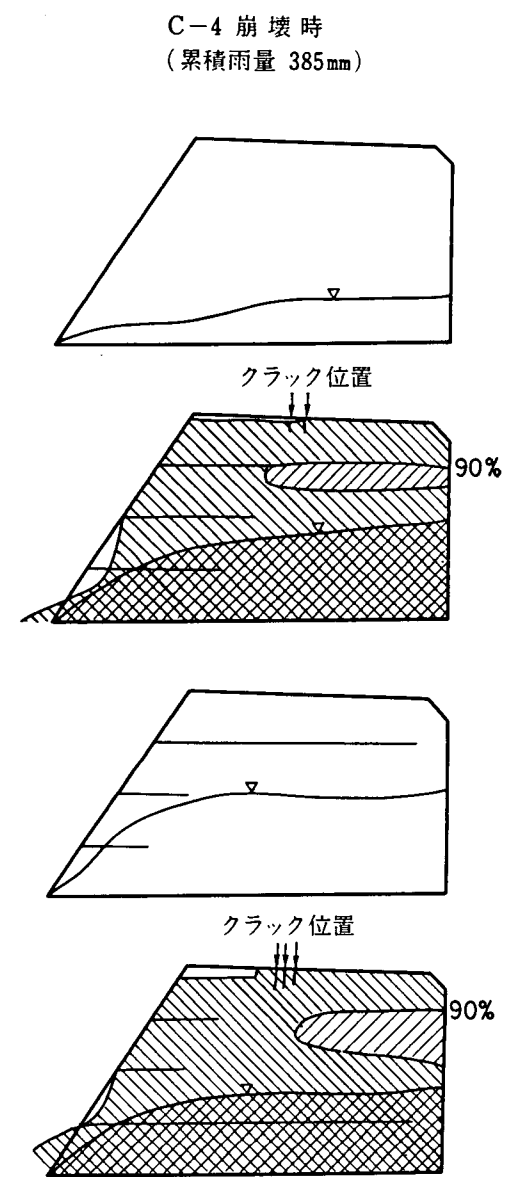


図-5 盛土内の飽和度
(ケース4 崩壊時)

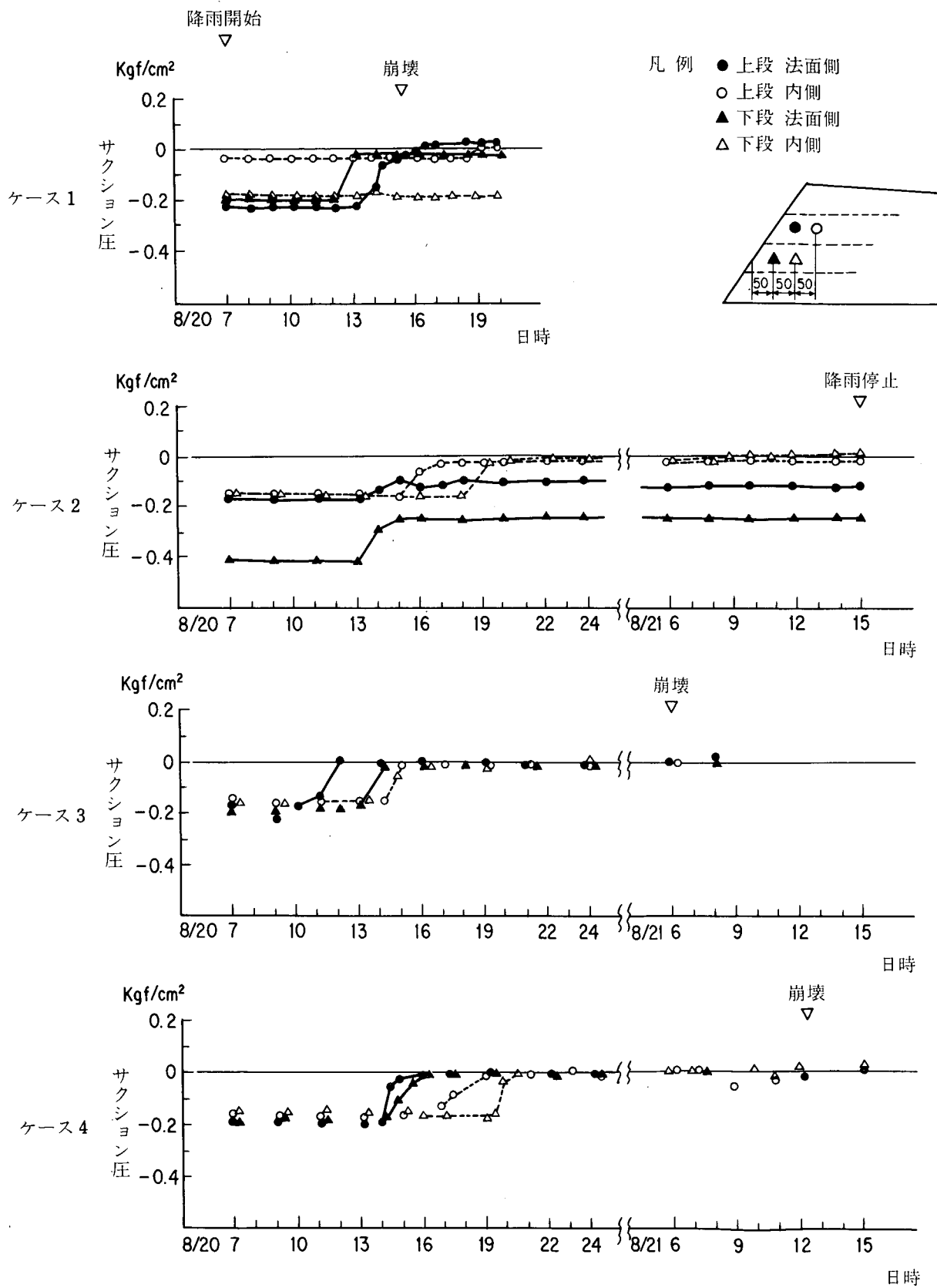


図-6 サクション圧の経時変化

(3) スパンボンド不織布からの排水量

不織布は、のり面から10cmたれ下げ、先端、全幅に塩ビフィルムを取り付けて、排水を集水して計量するようになっている。前回の（その1）の実験では、不織布と塩ビフィルムを木綿糸にて縫い付けて固定した。今回は、粘着テープを用いて接着したため、不織布内のエア抜けを阻害した。このため不織布からの浸透水を系外へ排水することができなかった。排水量は0.2ℓ/Hr以下であった。

(4) 降雨量

降雨は、盛土の浸透能を上回らないような一定の降雨強度を設定した。

実験中の雨量検定の結果は、時間雨量の平均値で13.1mm/Hrであった。

(5) 盛土の貫入抵抗

土壌硬度計によるのり面の硬度変化を図-7に示す。

- ① ケース1～4の降雨前ののり面硬度は、50～90cm地点で20kgf/cm²前後である。
- ② 累積降雨量108mm時点で、ケース1が崩壊した。この時ののり面硬度は、10kgf/cm²以下であったが、ケース2、3、4ののり面深さ50cm以上の地点では、平均して10kgf/cm²以上を保持している。
- ③ 累積降雨量298mm時点で、ケース3が崩壊した。この時ののり面硬度は、測定不能であった。この時点で、ケース2、4ののり面硬度は、10kgf/cm²以下であった。
- ④ 累積降雨量385mm時点で、ケース4が崩壊した。この時ののり面硬度は、測定不能であった。
- ⑤ 累積降雨量418mmまで継続実験したが、ケース2は天端崩壊まで至らず安定していた。
- ⑥ のり面から深さ（水平方向）50cm地点において比較すると、無補強のケース1の硬度低下が急激であるのに対し、ケース2、3、4の硬度低下は比較的緩慢である。ただし、砂質土盛土の実験の時のようなケース間の差は見られない。これは、今回の実験で、のり面からの不織布による排水が機能しなかったためと思われる。
- ⑦ 天端の硬度は、降雨前各ケースとも10kgf/cm²で、ほぼ一定値を示している。

(6) 盛土の形状観察

図-8、図-9に盛土形状の正面図と断面図を示す。

- ① 無補強のケース1は、天端にクラック発生後、15分で一挙に表層すべりで崩壊した。一方、不織布で補強した盛土では、ケース3は、22時間45分後、ケース4は、29時間15分もの長時間経過後、円弧すべりにより崩壊した。ケース2においては、31時間55分後に天端に初めてクラックが発生したが、のり肩からの崩壊には至らなかった。ただし、不織布で補強した各ケースとも不織布の外側を通る円弧すべり線上の天端の位置に段差が発生した。
- ② ケース3、4では、天端のクラック巾が最大15mmになっても崩壊には至っていないが、のり尻部の土砂流出と部分崩壊が進行して、のり面全面崩壊に至った。これは、盛土の飽和度が高くなって土をゆるませ、のり面の自立が崩れて不織布の下部の土が抜け落ち、全体の崩壊につ

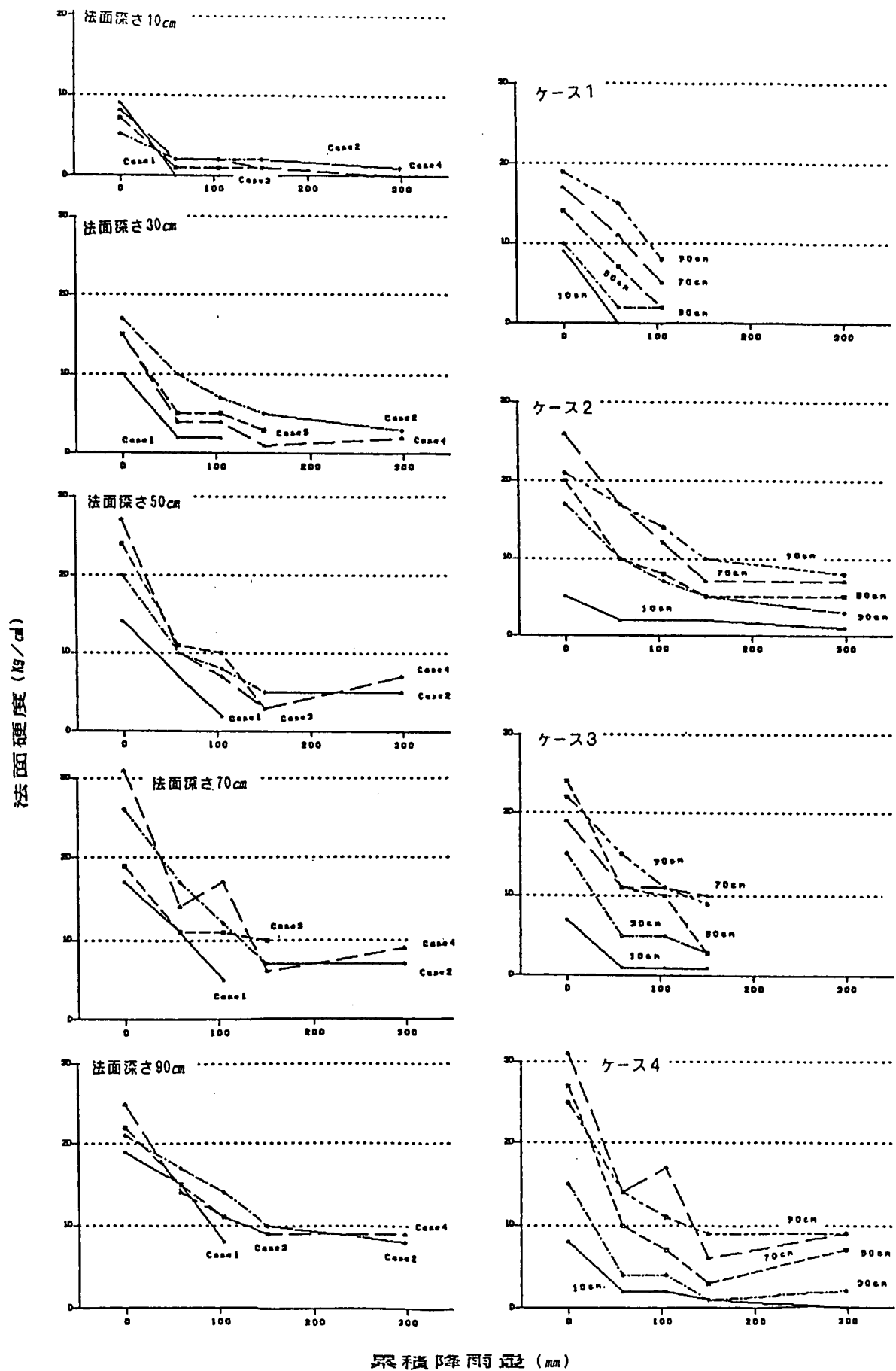


図-7 累積降雨量と法面硬度 (粘性土)

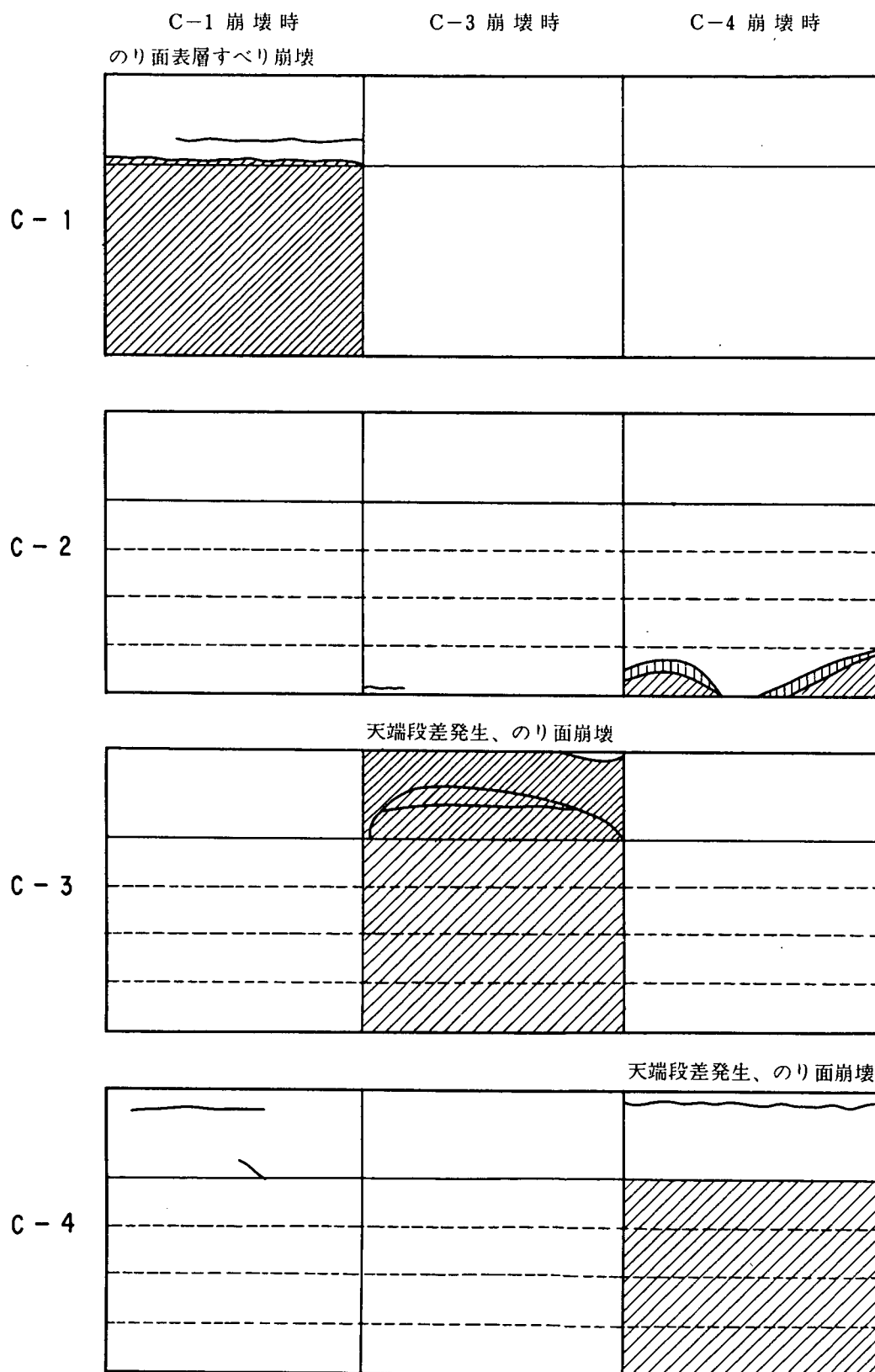


図-8 盛土変状の正面図

C-1 崩壊時

C-3 崩壊時

C-4 崩壊時

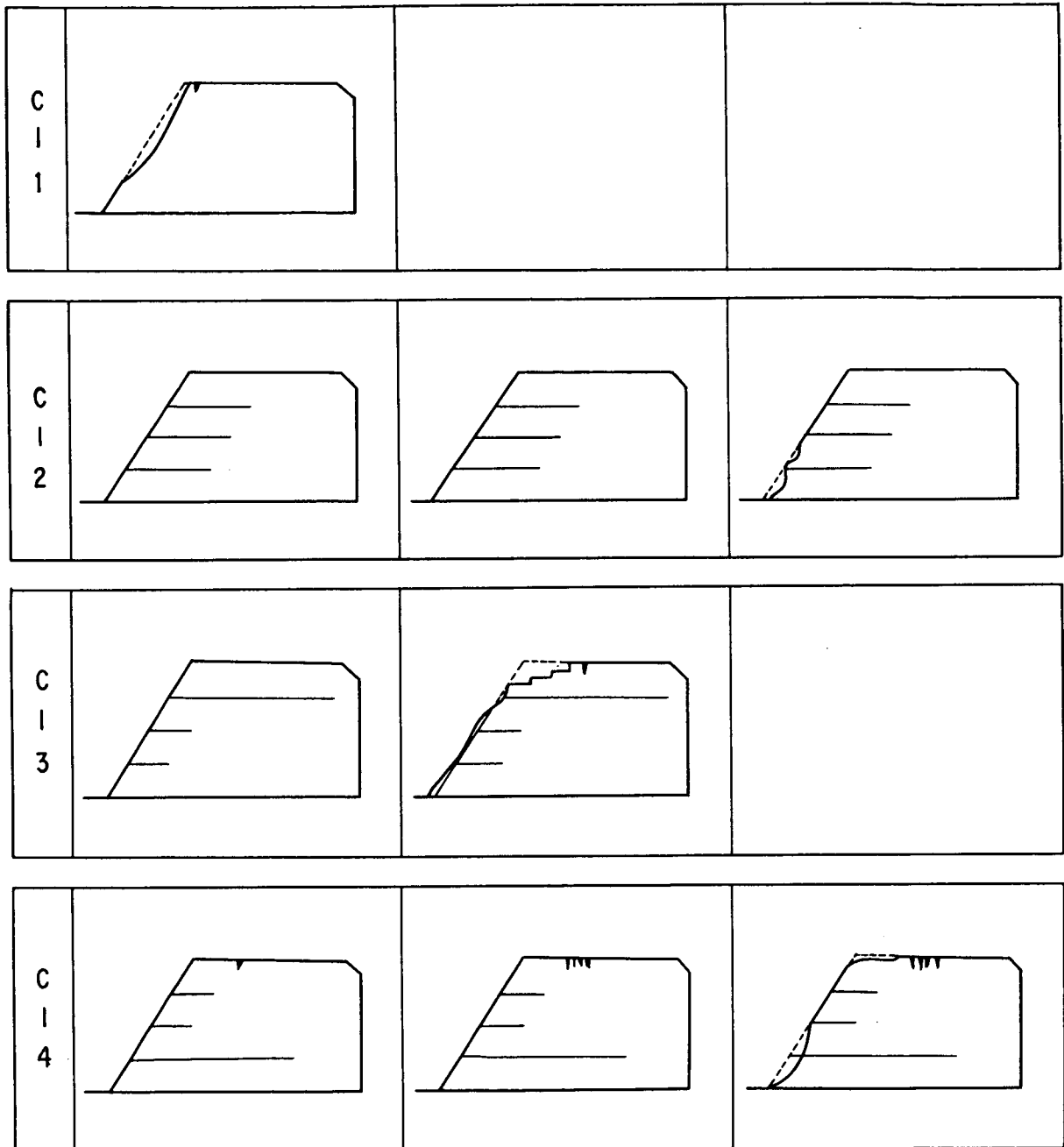


図-9 盛土変状の断面図

なかつたものと考えられる。

- ③ 不織布の敷設方法と崩壊の起きた順序を検討してみる。天端クラックの発生位置は、各ケースとも肩から1 m程度のところで発生している。不織布の挿入位置をみると最後まで安定していたケース2では、上、中、下層ともクラック発生位置より奥に長く入っている。ケース3では、のり夙の洗掘と、ゆるみの発生する下層において、推定すべり線より不織布が短い。ケース4では、上中層の不織布が推定すべり線と同じ位置か、短くなっているが、下層では、推定すべり線より長く入っていることから、ケース3よりも安定していたと考えられる。

- ④ 不織布の敷設方法と天端の段差の関係をみると、ケース2に比べケース3、4が段差が大きくなっている。盛土築造時に緩い締固め条件にしたため敷設方法が、拘束効果に影響して、沈下量の差となって表れたと考えられる。

(7) スパンボンド不織布の伸び測定

① ケース2

上、中、下層とも不織布のほぼ中央部にひずみのピークが表れている。伸び率で6～9%を示し、この位置に潜在すべり線があったと考えられる。のり肩から1 mの付近にクラックが発生したが、最後まで安定していたのは、不織布が3層とも円弧すべり線を分断して、すでに抵抗していたことによる。

② ケース3

上層の不織布は、のり面から90 cm付近に最大伸長部があり、のり面より1～2 mのところを通る円弧すべり線が想定される。

③ ケース4

下層の不織布で、のり面から90 cm付近に最大伸長部があり、125 cmまでの伸び、ひずみが大きい。上、中層の不織布の敷設末端を通る円弧すべり線が想定できる。のり面より2 mを越える挿入長の部分は、伸びが2%以下ですべりの影響を受けていない。

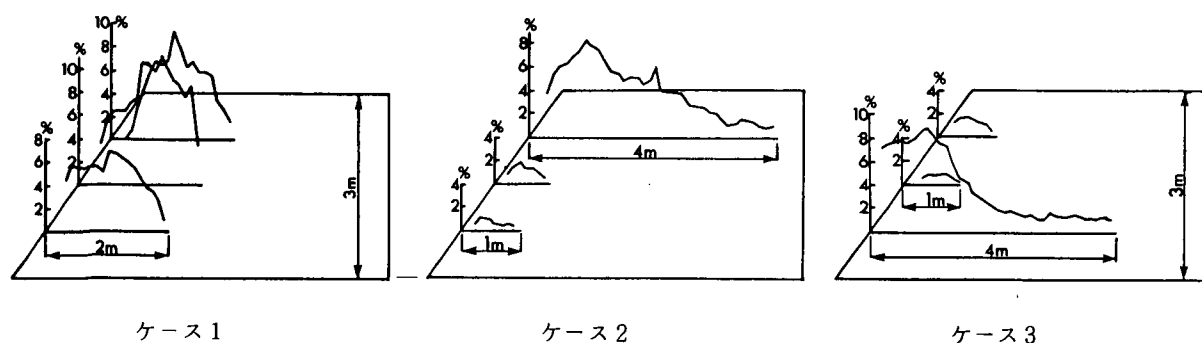


図-10 スパンボンド不織布の伸び、ひずみ分布図

④ スパンボンド不織布の伸びと応力の関係

実験に使用した不織布(目付300 g/m²)の伸び、応力の関係は表-3の通りである。

不織布の単位巾当りの応力は、8%の伸びの場合で、160 kgf/mとなる。

表-3 スパンボンド不織布の伸びと応力の関係

単位 kgf/5cm										
伸び	1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	9%	10%
応力	1	2.5	3.5	5	6	7	7.5	8	9	10

2.4 安定解析

ここでは、スパンボンド不織布による盛土の補強効果について、円弧すべり計算をもとに検討した。

2.4.1 安定解析の方法

補強盛土の安定計算には、次の(1)式を用い、不織布の引張り力を考慮した円弧すべり計算を行った。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \sum T_i \cdot h_i}{M_D} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M_R ：土の抵抗モーメント、 M_D ：土塊のすべりモーメント、 ΔM_R ：不織布による抵抗モーメント、 T_i ：不織布の引張り力、 h_i ：すべり円の中心からの鉛直距離である。

不織布の引張り力を求めるには、図-11に示す、ピン拘束法による応力-歪曲線を用いた。このピン拘束法とは、試験片をピンのついた水平板で拘束し、引張り時の試験片幅の収縮を防ぐ方法であり、実際の盛土中の条件に近いと考えられる。この方法では、従来のストリップ法と比べると、同レベルの歪に対する引張り力は、はるかに大きい。従って、安定計算の際、ストリップ法では盛土の安全率に対する不織布の補強効果が過小評価されたが、ピン拘束法によれば、かなり妥当な補強効果が得られると考えられる。

計算にあたり、まず、無補強盛土の崩壊時の安全率が1.0となるような c 、 ϕ を逆算によって求めた。この際、飽和度の上昇した領域では、内部摩擦角 ϕ は一定とし、粘着力 c のみが低下するものとした。次に、補強盛土の安定計算では、土の強度定数としては先に逆算で求めた値を用い、不織布の引張り力としては、いろいろな歪レベルに対応する値を用いた。すなわち、実測歪の他、5%、10%、29%（破断強度の60%に相当）、72.5%（破断強度に相当）の4種類の歪に対応する引張り力を用いて安全率を計算し、実際の盛土変状の発生状況から推定される安全率との比較を試みた。

2.4.2 安定解析結果

各ケース毎に計算した累積雨量と安全率の関係を図-12に示す。この図-12と先の図-9の盛土変状から以下のようなことがわかる。

① ケース2

最終状態（累積雨量418 mm）においては、実測歪から求めた安全率は、1.1程度であるが、外的安定の安全率はこれを多少下回り1.05程度を示している。このことは、盛土天端の補強領域

(のり肩から約2m以内)においては、クラックがわずかに生じた程度であるが、補強領域端部付近(のり肩から約2m)では、クラックが生じた後さらに段差が生じた現象とほぼ適合するものと考えられる。盛土変状からみた場合、この時点の内的安定に対する安定率は1.2～1.3程度と思われ、図-12から不織布には、5%程度の歪に相当する引張り力が期待できると考えられる。

② ケース3

最終状態(累積雨量316mm)においては、実測歪から求めた安全率が、ほぼ1.0を示していること、また、盛土天端に生じた段差も大きく、かなりすべりが進行していることから、限界平衡状態に近いものと考えられる。このときの安全率を1.05程度と考えると、図-12から不織布には8%程度の歪に相当する引張り力が期待できることになる。

③ ケース4

最終状態(累積雨量388mm)における安全率は、実測歪から求めた内的安定についても、上段及び、中段の不織布の外側を通るような下段不織布上部の外的安定(図-10)についても1.1程度の値を示しており、盛土天端に生じた段差やクラックがどちらのすべりによるものかは定かではない。しかしながら、盛土変状からもこの時の安全率は、段差やクラックの規模が比較的小さいことから1.1程度と思われ、図-12によれば不織布には7%程度の歪に相当する引張り力が期待できると考えられる。

2.5 ま と め

人工降雨を加えた大型盛土実験により、ブランクと比較して、спанボン不織布を挿入したことによる補強効果は、どのケースとも非常に大きく観察された。

不織布の敷設方法による盛土の安定性の差は、砂質土の場合と全く同じ傾向を示した。

今回の実験で、不織布からの排水装置不備により、排水不能となり、排水効果を実証することができなかった。

のり面からの排水を抑制したことで、盛土内部の飽和度の上昇が促進され、土をゆるませた。このような状態で、不織布挿入による一体化効果が発揮され、長時間に渡って盛土の安定が保持された。一体化効果の要因としては、不織布の敷設間隔、敷設長さ等が考えられる。しかし、定量的に一体化効果は把握されていないので、今後、実証していく必要があると考えられる。また、一体化効果は、のり面の拘束方法によって影響されるので、のり面の安定化対策についても検討していく必要がある。

盛土崩壊時の累積降雨量

実験ケース	ケース 1	ケース 3	ケース 4	ケース 2
不織布	無補強	4/1/1m	1/1/4m	2/2/2m
粘性土	108 mm	298 mm	385 mm	(418) mm
砂質土	90	134	217	231

() 内実験終了時の降雨量

3. 不織布の目付と敷設方法の影響をみるための大型盛土実験

3.1 実験目的

本実験の目的は、盛土中に於けるスパンボンド不織布の補強効果と、排水効果および、のり面保護効果を定量化するため、次の各項目について基礎データを得ようとするものである。

- ① 補強効果が拘束効果によるものと前実験で推定されているが、強度の小さいスパンボンド不織布を用いた時の、土塊の拘束効果および円弧すべりに対するスパンボンド不織布の補強効果。
- ② のり面の崩壊や、土の抜け出しの防止対策。
- ③ のり面保護を目的とした、スパンボンド不織布によるのり面被覆効果の比較。
- ④ 盛土内の水位低減と、それに伴うのり尻の小崩落防止を目的とした、排水ブランケットの効果。

3.2 実験方法

3.2.1 スパンボンド不織布の敷設条件

スパンボンド不織布の敷設条件は、図-1～図-4に示す4ケースである。

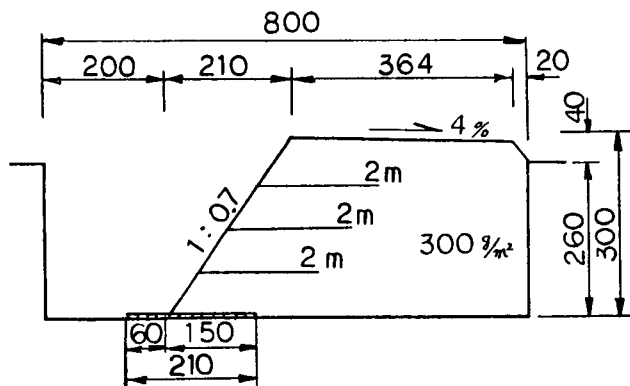


図-1 ケース1

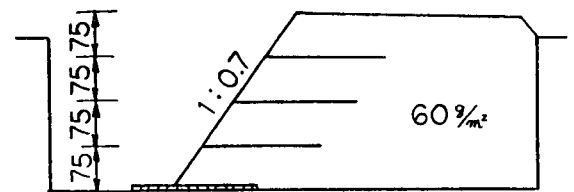


図-2 ケース2

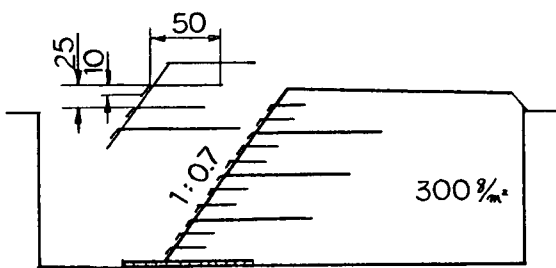


図-3 ケース3

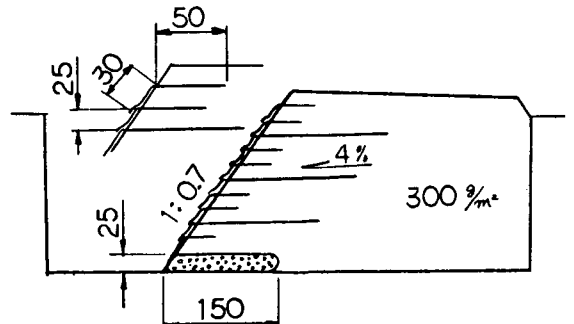


図-4 ケース4

3.2.2 降雨条件

前実験と同様に 15 mm/Hr に設定した。

3.2.2 実験材料

(1) 盛土材料

実験に用いた盛土材料は、茨城県江戸崎地内に分布する粘性土および、砂質土であり、その物理特性は表-1に示す。

表-1 盛土材料の物理特性

			ケース1・2 粘性土	ケース3・4 砂質土
自然含水比 ω %			91.40	23.97
土粒子の比重 G_s			2.687	2.693
粒 度 分 布	礫分 2.0mm以上	%	0.0	1.0
	砂分 2.0~0.074mm	%	32.0	91.0
	シルト粘土分 0.074mm以下	%	68.0	8.0
	最大粒径	mm	0.84	4.76
	均等係数 U_c		6.42	2.48
	曲率係数 U_c'		3.64	0.94
締 固 特 性	最適含水比 W_{opt}	%	68.6	20.2
	最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$	T/m ³	0.89	1.61
	飽和度 S_r	%	90.7	80.8
強 度 特 性	乾燥密度 ρ_d	T/m ³	0.62	1.37
	強度定数 C_{cu}	Kgf/cm ²	0.0	0.0
	内部摩擦角 ϕ_{cu}	°	22.3	28.5
透水係数 K cm/sec			7.88×10^{-3}	4.1×10^{-4}

(2) スパンボンド不織布

実験に用いた不織布は300g/m²と60g/m²の2種類であり、その物理特性は表-2に示す。また応力-ひずみ曲線を図-5に示す。

表-2 スパンボンド不織布の物理特性

		ケース134	ケース2	測定方法
重量	g/m ²	310.2	60.0	JIS-L-1096
厚さ	mm	3.02	0.5	7gf/cm ² 押圧
引張強度 Kgf/5cm	たて	110.0	11.0	JIS-L-1096 ストリップ法
	よこ	88.2	9.0	〃
引張伸度 %	たて	83.0	70.0	〃
	よこ	86.0	80.0	〃
引裂強力 Kgf	たて	16.7	4.0	JIS-L-1096 シングルタング法
	よこ	19.8	4.0	〃
透水係数 Cm/sec	たて	3.5×10^{-1}	2.0×10^{-2}	JIS-A-1218準用
	よこ	2.3×10^{-0}	2.0×10^{-1}	*メーカー社内測定値
組 成		ポリエステル100%	ポリエステル100%	

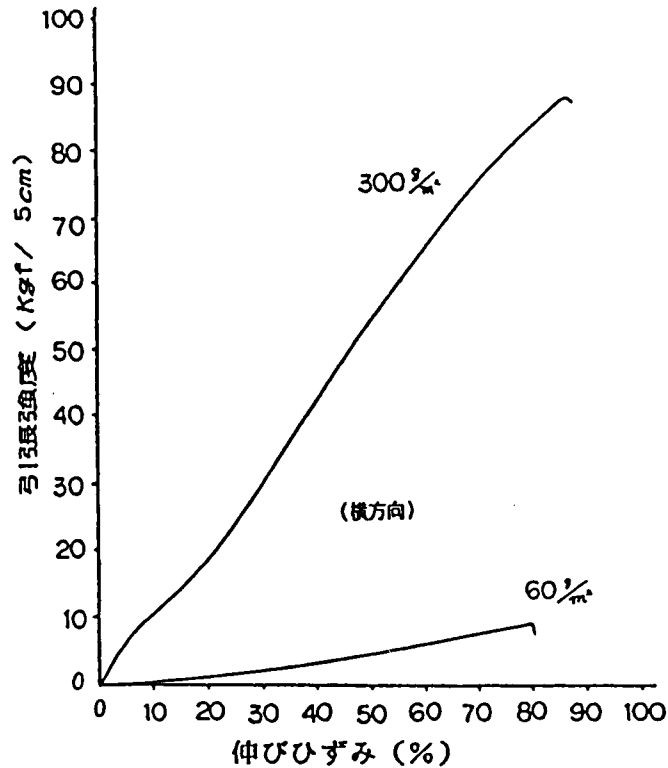


図-5 応力-ひずみ曲線

3.2.3 盛土の築造方法

前実験で使用した建設省土木研究所にある、浸透実験棟（幅 16 m × 奥行 8 m × 深さ 2.6 m ）のコンクリートピットをブロック壁で4分割したものを使用した。

(1) 盛土形状

図-1～図-4に示す。

(2) 盛土材料

表-1に示す粘性土と砂質土の2種類を使用した。

(3) 締固め厚さ

一層の仕上り厚さは 25 cm とした。

(4) 転圧方法

前実験と同様プレートコンパクターを使用し、転圧回数は2回とした。

(5) 密度測定

前実験と同様である。

(6) スパンボンド不織布の敷設

① 盛土中のスパンボンド不織布の敷設の方法

前実験と同様である。

② 床面コンクリートと盛土の境界面

図-1（ケース1）、図-2（ケース2）、図-3（ケース3）は（その1）と同様スパンボン

ド不織布を敷設したが、図－4（ケース4）については、砂利をспанボンド不織布で包みこんだ排水ブランケット（幅4m×厚さ0.25×奥行1.5m）を設置した。

3.2.4 計測方法

(1) 計測項目

前実験と同様である。

(2) 計測機器の配置

前実験と同様である。

(3) 測定頻度

表－3のとおりである。

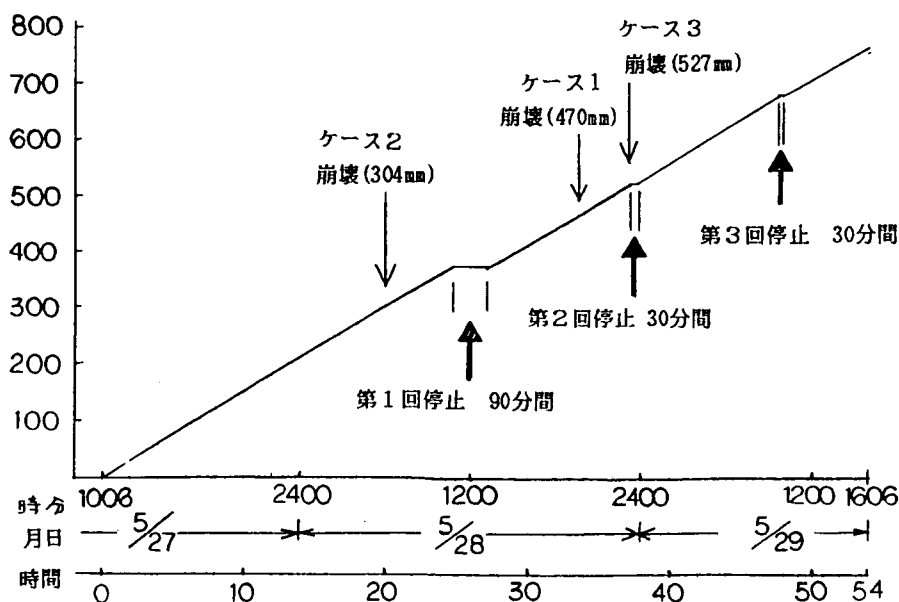
表－3 測定頻度

計 測 項 目	盛土築造中	盛土完成后	降雨中	実験完了後	撤去後
盛土内の飽和度		*	*	*	
盛土内水位			*		
土壌水分計によるサクション圧			*		
спанボンド不織布からの排水量			*		
降雨量			*		
盛土の貫入抵抗		*	*	*	
のり面の変位量			*		
盛土の形状観察			*		
спанボンド不織布の伸び量	*				*
盛土の密度	*				*

3.3 実験結果

3.3.1 実験結果の概要

図－6に経過時間と累積降雨量の関係を示す。



図－6 実験経過

3.3.2 盛土の形状観察（図－7）

ケース1：降雨量120mmでのり肩より1mの天端に、クラックが入り、さらに230mmでのり肩より0.5mの天端にクラック発生、その後段差が生じ、360mm位で段差は2cmとなる。370mmの時点で2層目ののり面が脹らみ、小崩落が発生し、470mmで崩壊した。崩壊時は前記のり肩より0.5m、1mのほかに2mのところに20～30cmの大きな段差を観察した。

ケース2：降雨量120mmでのり肩より1.2mの天端にクラックが入り、175mmで天端クラックは4本発生し、段差も3～6cmと大きくなる。250mmでは更に段差が発達しのり面にもクラックが生じ、脹らみが出始め304mmで崩壊に至る。その時の天端のクラックの段差は5～10cmに拡大していた。

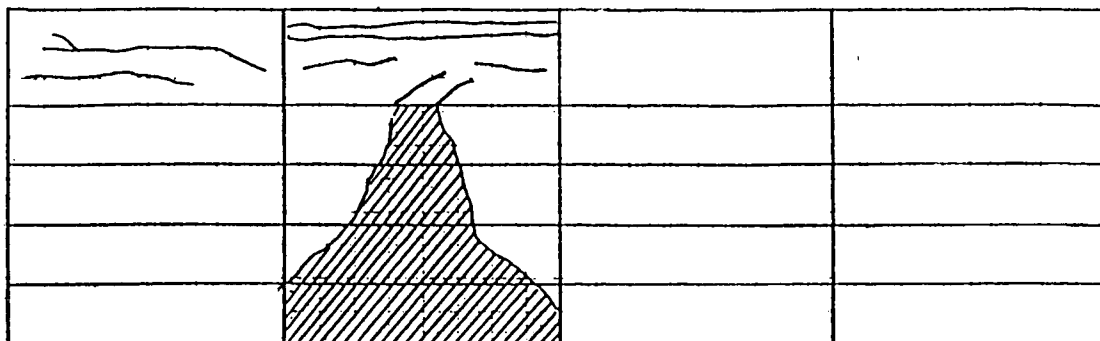
ケース3：降雨量90mmで2本のクラックが入り、1ヶ所はのり肩より0.7mの天端に入り段差は5～6cm、もう1ヶ所はのり肩より0.8mの天端にクラックがはいる。120mmでのり肩より小崩落画2ヶ所発生し、天端の段差も10cmとなる。130mmでのり肩より25cmの最下層が全体的に小崩落を生じ、その後上層部へと崩壊が移行し527mmで崩壊に至る。その時の天端の天端のクラックはのり肩より1m、段差9.5cmともう1本のり肩より1.7m、段差5cmと大きな2本のクラックが入った。

ケース4：降雨量173mmで天端中央に放射状のクラックが5～6本入りその後やや発達したものの、大きな変状はなく370mmで第1層目のり肩よりのり面泥流が発生し第2層目、第3層目と泥流が波及したが天端は安定を保っていた。泥流によるのり面の流失土砂量はのり面を保護していないケースに比べたら極少であった。

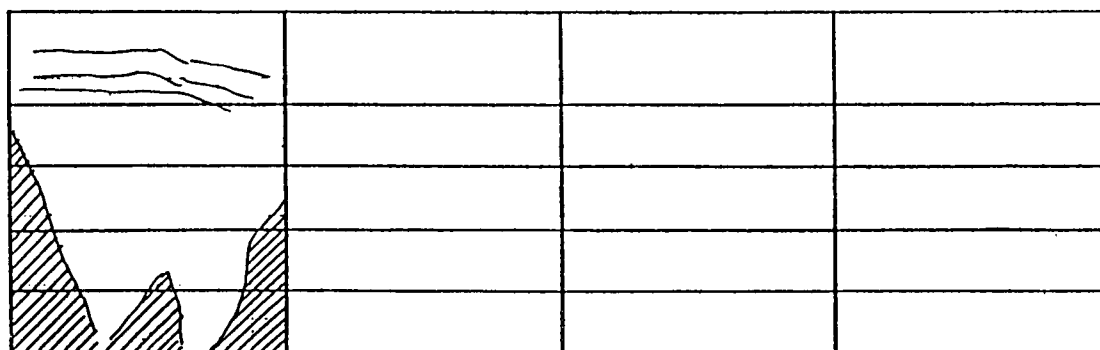
3.3.3 計測結果

5/28 6:00	5/28 17:00	5/28 23:16	5/29 16:06
20時間経過	31時間経過	37時間経過	54時間経過
ケース2 崩壊	ケース1 崩壊	ケース3 崩壊	
累積降雨量(304mm)	累積降雨量(470mm)	累積降雨量(527mm)	累積降雨量(758mm)

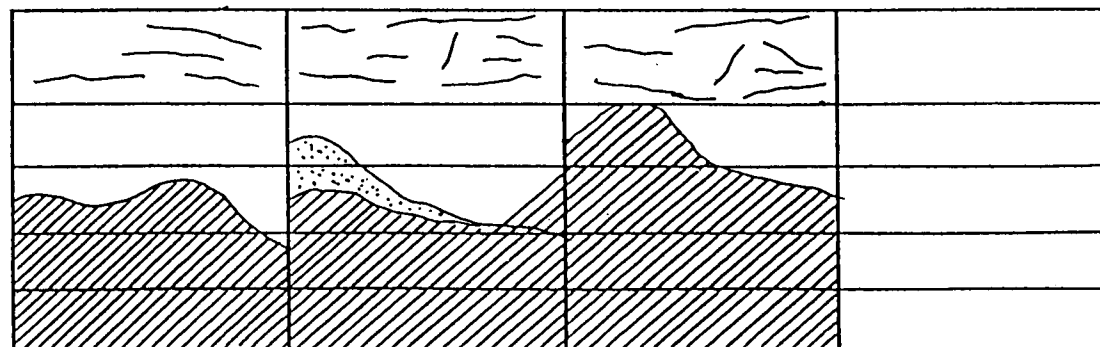
ケース1



ケース2



ケース3



ケース4

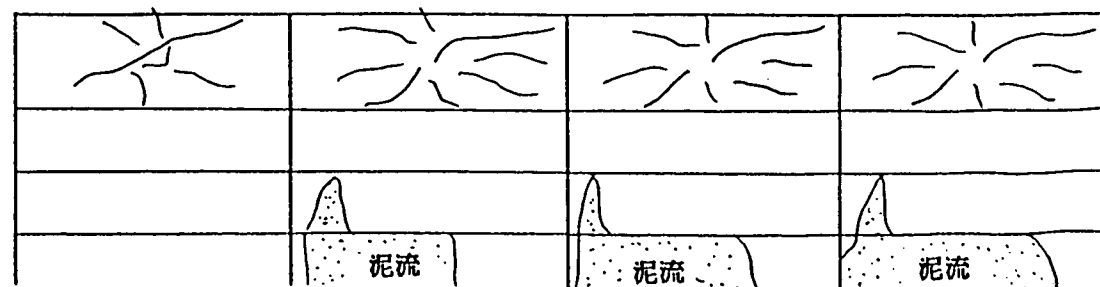


図-7 盛土の形状観察の結果

① 盛土内の飽和度

図-8に、ケース2最終時、ケース1最終時、およびケース3最終時の各時点での盛土内の飽和度分布と変状を示す。

ケース1とケース2を比較すると、目付の大きい不織布を敷設したケース1の方が飽和度の上昇が遅くなっており、目付が大きい程排水効果が大きくなるものと考えられる。

また、ケース4は排水ブランケットを設置したことから、ケース3に比べて、飽和度および水位の上昇が抑えられていることがわかる。

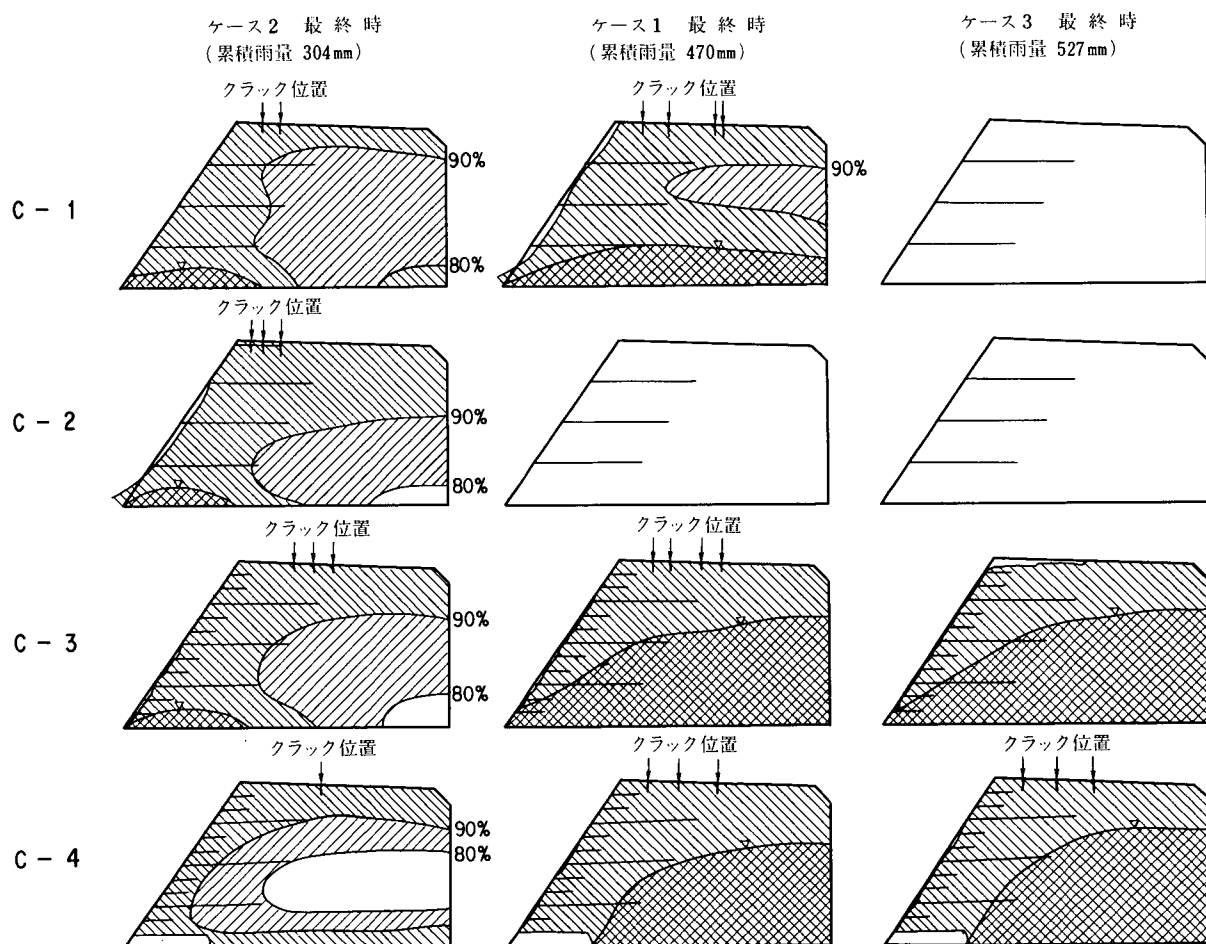


図-8 盛土内の飽和度分布

② 盛土内サクシヨン圧の測定

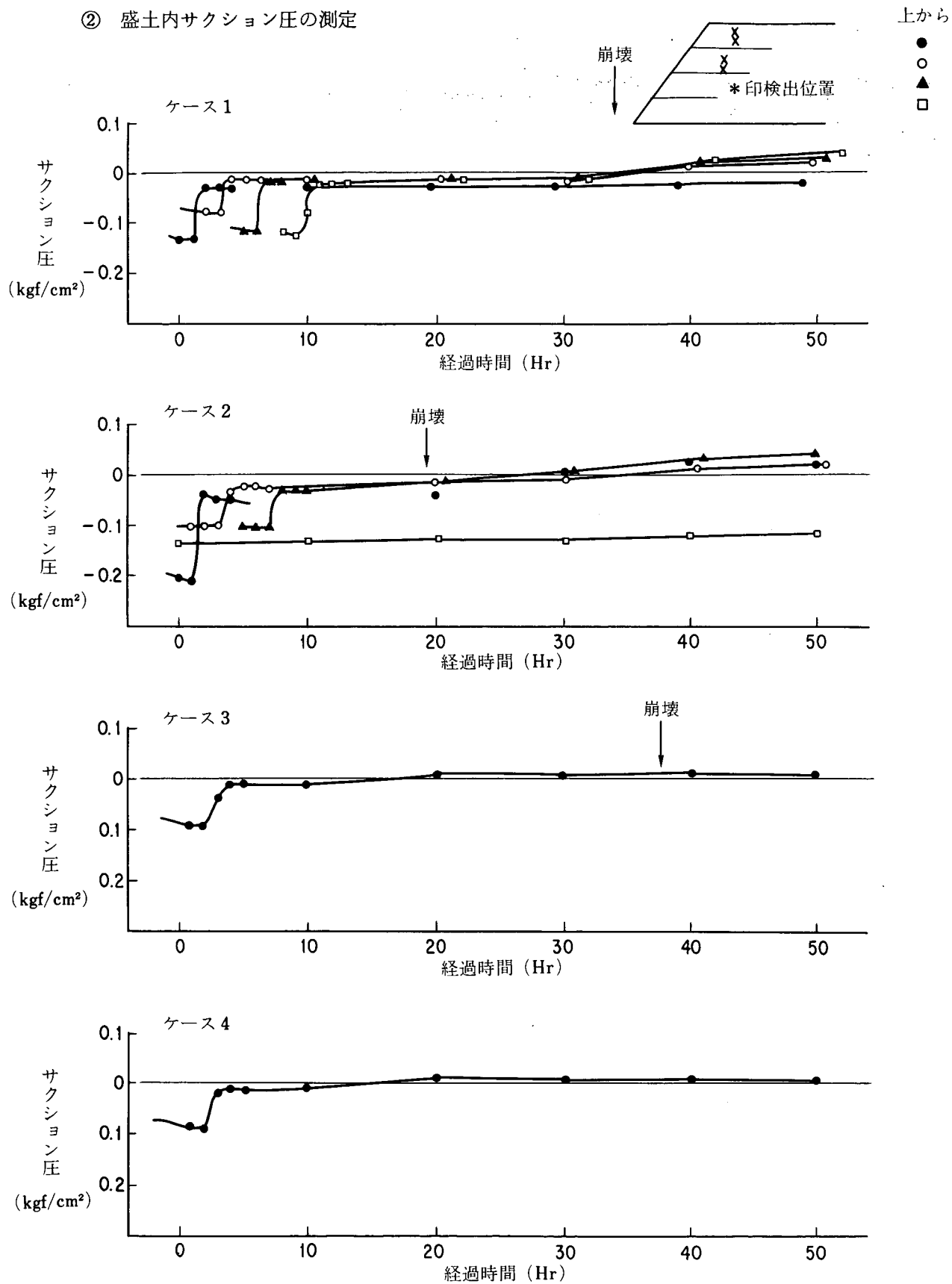


図-9 盛土内のサクシヨン圧の変化

ケース 1 : 降雨開始後約 1 時間半で上段の上で変化があり、湿潤線が上昇していくのがよく現れている。

ケース 2 : 湿潤線の上昇速度はケース 1 と同様であるが下段の下が上昇を示さなかった。

ケース 3 : 測定点が上段の上 1 点しかないが、他のケースとはほぼ同様な傾向を示した。

ケース 4 : ケース 3 と似通った上昇であり、粘性土にくらべ上昇時間が約 1 時間遅れているのは透水係数の違いといえる。

③ 盛土内の水位

図-10に示す。

ケース 1, 2 : 水位の上昇についてはほとんど差がない。

ケース 3 : 降雨時間 20 時間までは粘性土と同じ水位上昇であるがその後著しい上昇がみられた。

ケース 4 : 排水ブランケットの効果は絶大であり、ケース 3 と比較してみると、排水ブランケットにより、のり尻部の排水が非常に促進される。特に実験後半に於て（その 1）の砂質土の実験で、共通的に発生した、のり尻部の小崩落と水位の上昇は、ケース 4 の場合にはみられなかった。このことは排水ブランケットの効果により、水位の上昇が抑えられたものと考えられる。

④ スパンボンド不織布からの排水量

単位時間当りの降雨量、排水量の関係を図-11に示す。

ケース 1 : 第 1 回目降雨停止前、上層より $2 \sim 3 \text{ l/Hr}$ 下層より $1 \sim 2 \text{ l/Hr}$ 観測されたが、中層からは 0.1 l/Hr と極めて少なかった。降雨再開後は上層 $1 \sim 2 \text{ l/Hr}$ 、下層より $6 \sim 7 \text{ l/Hr}$ と逆転したが、中層からは相変わらず 0.1 l/Hr しか観測されなかった。これは天端面に発生したクラックと降雨停止の影響が考えられる。

ケース 2 : 上、中、下層共ほとんど計測されず、累計排水量も 0.5 l/Hr 以下であった。目付の小さいものは繊維量が少ないため、毛細管現象が発揮されず直下方向への浸透が勝つためと思われる。

ケース 3 : 上層は降雨開始 6 時間目位より排水が計測され $12 \sim 15 \text{ l/Hr}$ ではほぼ一定した。中層は降雨開始より 18 時間位で 5 l/Hr で一定する。しかし降雨を一時停止した場合上層と中層ではその影響を強く受け排水量が激減し降雨再開後元の排水量に戻るのに 2 時間ほどを要した。また中層が降雨再開後排水量が増加したのは天端のクラックが影響したものと推定される。

ケース 4 : 降雨開始後 4 時間ぐらいで上、中、下層共 $0.3 \sim 0.5 \text{ l/Hr}$ の排水量であり、12 時間経過した頃より変化があり、上層では 30 時間後位より上昇をみせ、34 時間目では 4 l/Hr 、50 時間後では 10 l/Hr と、大きく上昇した。中層では 12 時間目位より上昇の兆しをみせ、30 時間後まではほぼ直線的に増加し、 10 l/Hr で安定した。下層は 20 時間位で、一時 3 l/Hr と上昇したが、すぐ 2 l/Hr に下降し、その後 2.5 l/Hr

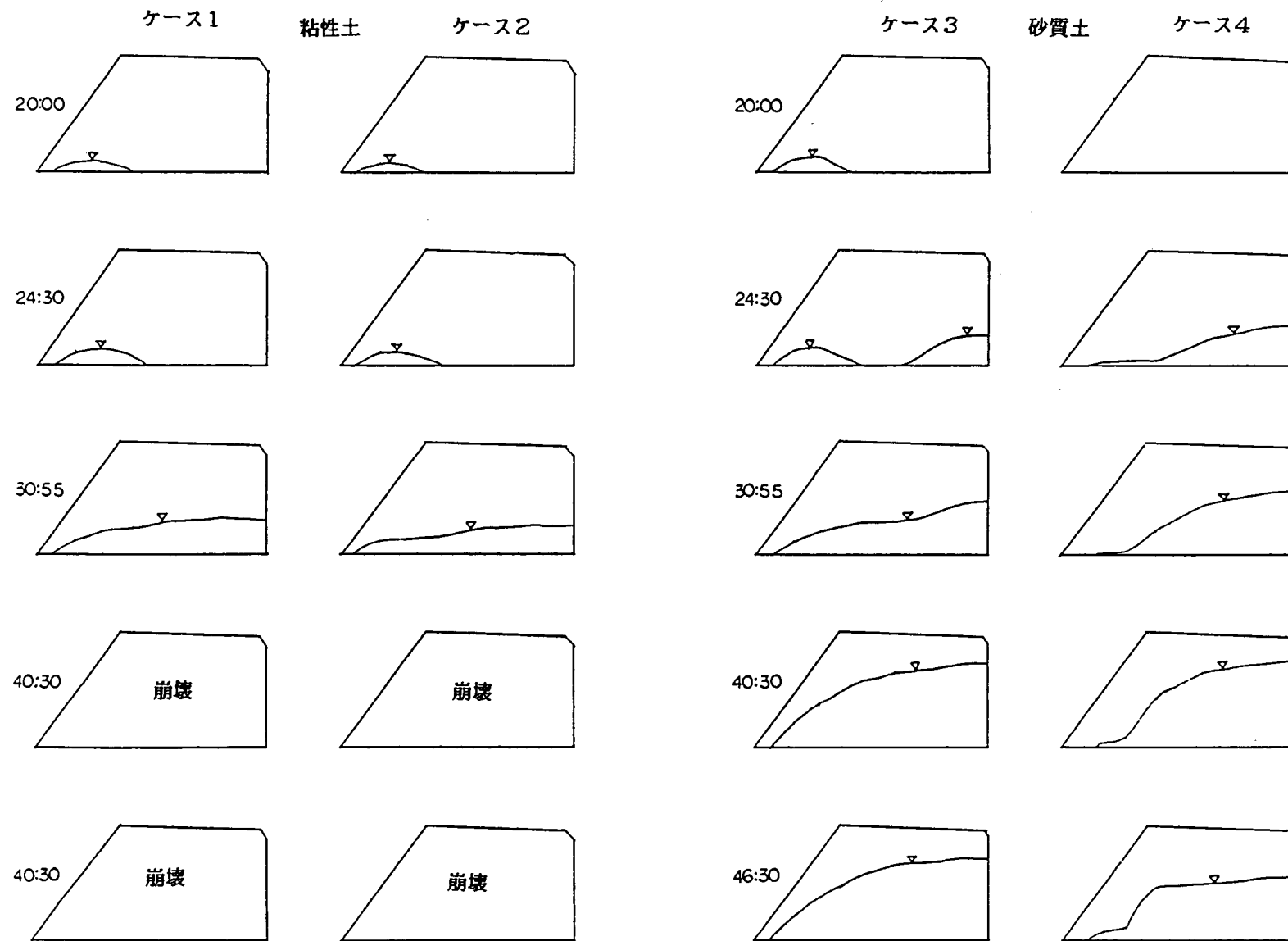


図-10 盛土内の水位

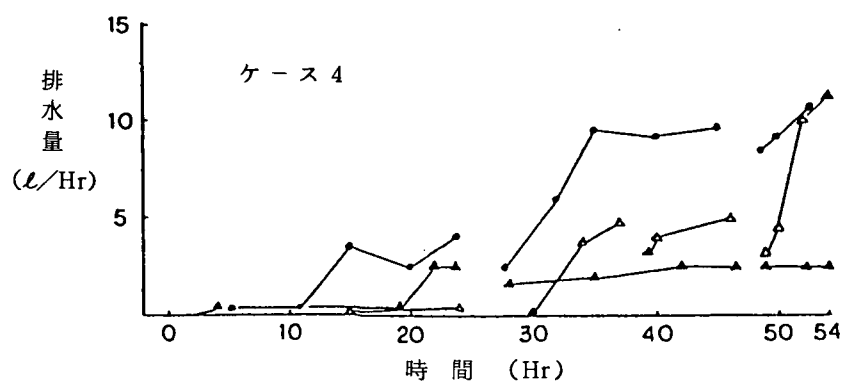
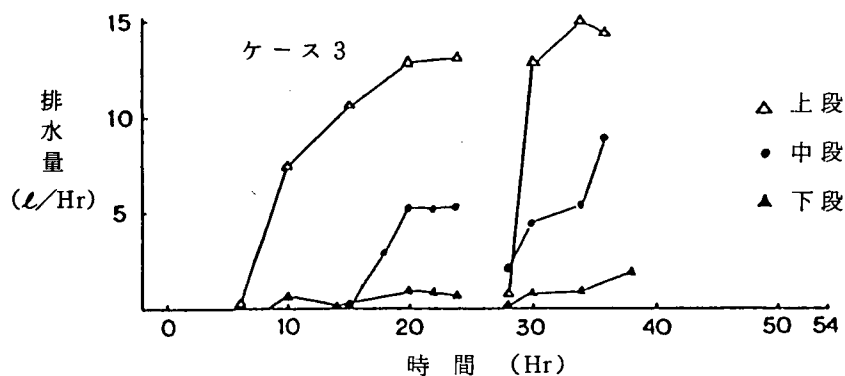
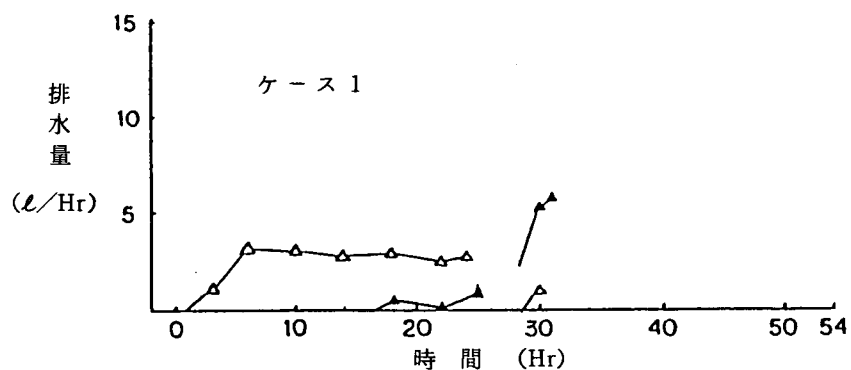
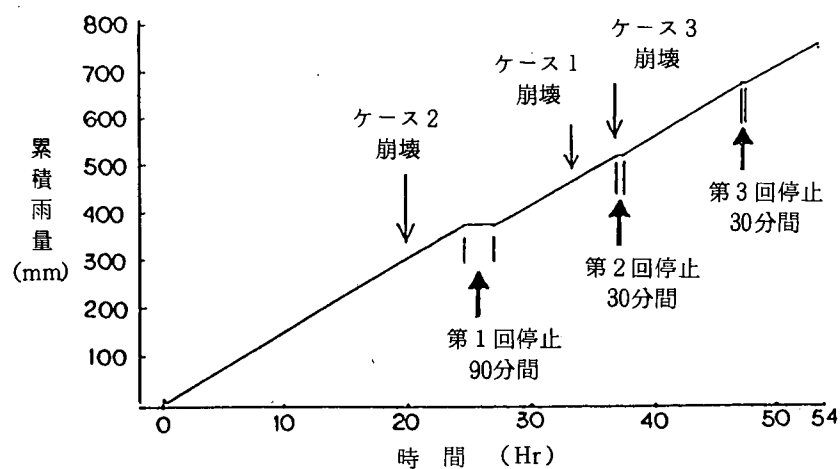


図-11 ジオテキスタイルからの排水量

となり終了時まで一定した。

⑤ 降 雨 量

降雨は盛土の透水係数を上まらないように設定し、実験期間中の盛土面での表流水は認められなかった。途中3回の降雨中断を行ったが、時間雨量の平均値は 15.1 mm/Hr であった。

⑥ 盛土の貫入抵抗 (図-12)。

- ・降雨前ののり面硬度は各ケースとも、のり面深さ $10 \sim 30 \text{ cm}$ までは 10 kgf/cm^2 以下、のり面深さ $50 \sim 90 \text{ cm}$ の所では 20 kgf/cm^2 以下である。
- ・累積降雨量 50 mm 時点で各ケースとも、のり面深さ 10 cm の所では硬度はほとんど0になる。
- ・累積降雨量 100 mm に達すると、のり面深さ 30 cm の所で硬度は 5 kg/cm^2 以下、のり面深さ 90 cm の所で硬度は 10 kg/cm^2 前後まで低下する。
- ・累積降雨量 165 mm では、のり面深さ 30 cm の所まではほとんど硬度はなくなり、のり面深さ 90 cm の所でも 10 kg/cm^2 以下まで低下した。この時点でこの機器による貫入抵抗の測定を終了した。
- ・ここで顕著な特徴を示したのは、ケース4である。のり面をスパンボンド不織布で被覆し、のり尻に排水ブランケットを設置したもので、この場合のり面深さ 50 cm 以上になると累積降雨量 $50 \sim 165 \text{ mm}$ まではほとんど硬度低下を示さなかった。
- ・最初に崩壊したケース2の累積降雨量は 304 mm であるが、崩壊した時点でののり面硬度は測定できていない。それ以降の、のり面硬度は 2 m 貫入可能なコーンペネトロメーターで測定した。それによると最終的に測定した累積降雨量 667 mm 時では各ケースとも、のり面深さ 90 cm の所で硬度は 5 kg/cm^2 前後であり、のり面深さ 180 cm の所では 10 kg/cm^2 前後の硬度を保っていた。
- ・天端硬度は深さ 90 cm の所で比較すると降雨前が $16 \sim 43 \text{ kg/cm}^2$ に対し、最終測定の累積降雨量 676 mm 時点では $6 \sim 14 \text{ kg/cm}^2$ まで低下した。

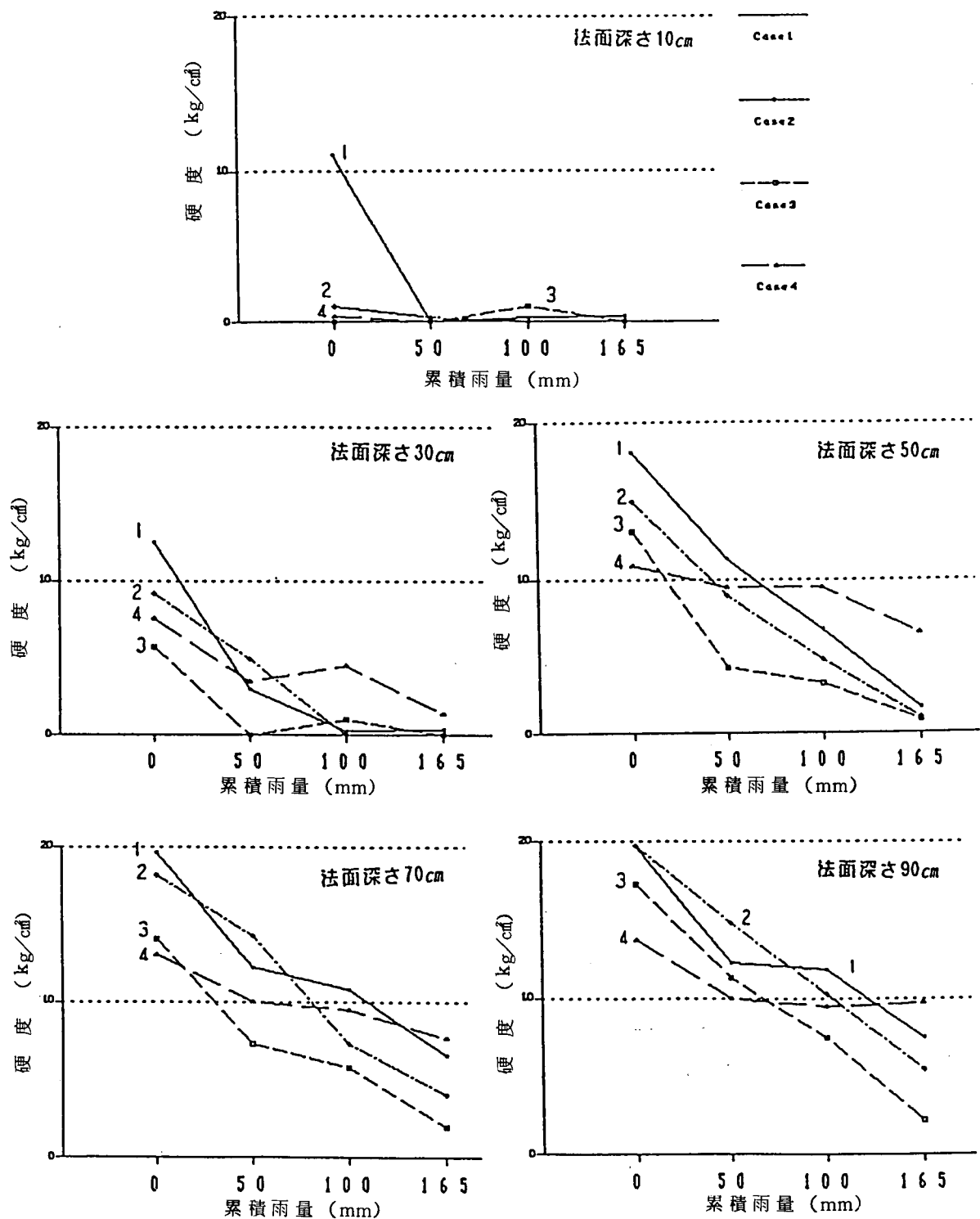
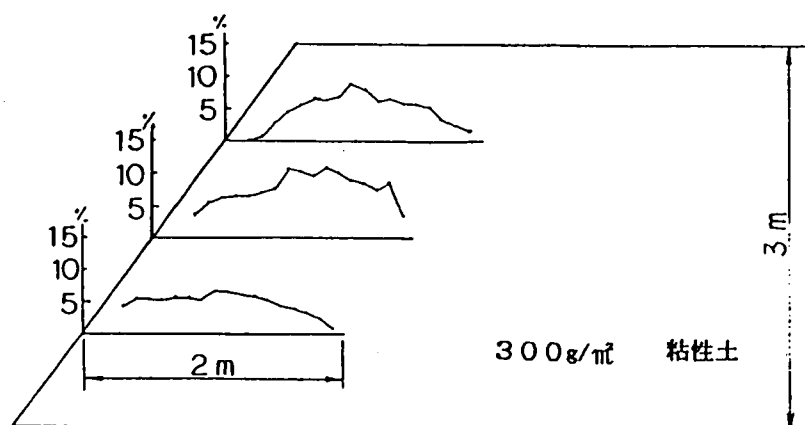


図-12 盛土の貫入抵抗

⑧ スパンボンド不織布の伸び量測定 (図-13)

ケース1, 3, 4は10cm間隔に引いた格子線の寸法を測定し, %で表したが, ケース2は格子の線が消失してしまい計測が出来ず, 全体の伸びを測定するにとどまった。しかし異常に大きい伸びを計測した。これはケース2崩壊後もそのまま放置し降雨を続けたため, 実際の崩壊直後の伸び量ではないものと思われる。またスパンボンド不織布の幅方向の縮みはほとんど無かった。

ケース1

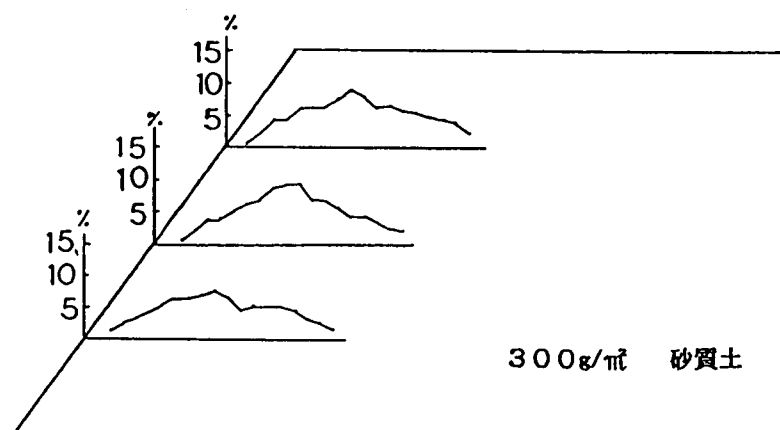


ケース2

上段 平均 26.6 %
 中段 平均 26.2 %
 下段 平均 21.4 %

60g/m² 粘性土

ケース3



ケース4

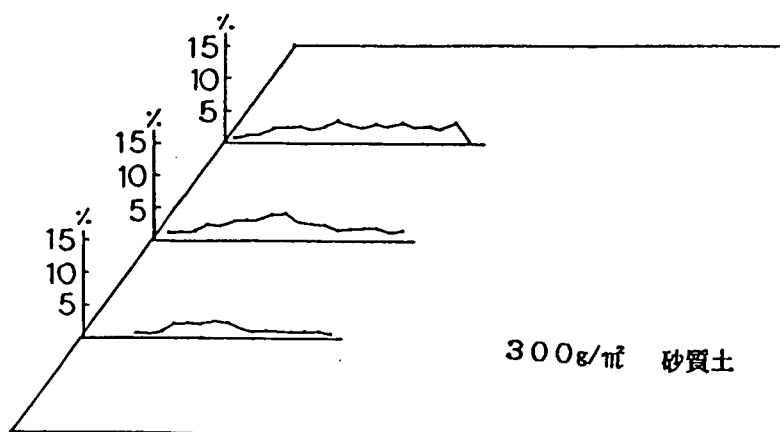


図-13 スパンボンド不織布の伸び量

3.4 安定解析

ここでは、スパンボンド不織布による盛土の補強効果について、円弧すべり計算をもとに検討した。

3.4.1 安定解析の方法

補強盛土の安定計算には、次の(1)式を用い、不織布の引張り力を考慮した円弧すべり計算を行った。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \sum T_i h_i}{M_D} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M_R ：土の抵抗モーメント、 M_D ：土塊のすべりモーメント、 ΔM_R ：不織布による抵抗モーメント、 T_i ：不織布の引張り力、 h_i ：すべり円の中心からの鉛直距離である。

不織布の引張り力を求めるには、図-14に示すピン拘束法による応力-歪曲線を用いた。このピン拘束法とは、試験片をピンのついた水平板で拘束し、引張り時の試験片幅の収縮を防ぐ方法であり、実際の盛土中の条件に近いと考えられる。この方法では、従来のストリップ法と比べると、同レベルの歪に対する引張り力のはるかに大きい。従って、安定計算の際、ストリップ法では盛土の安全率に対する不織布の補強効果が過小評価されたが、ピン拘束法によれば妥当な補強効果が得られると考えられる。

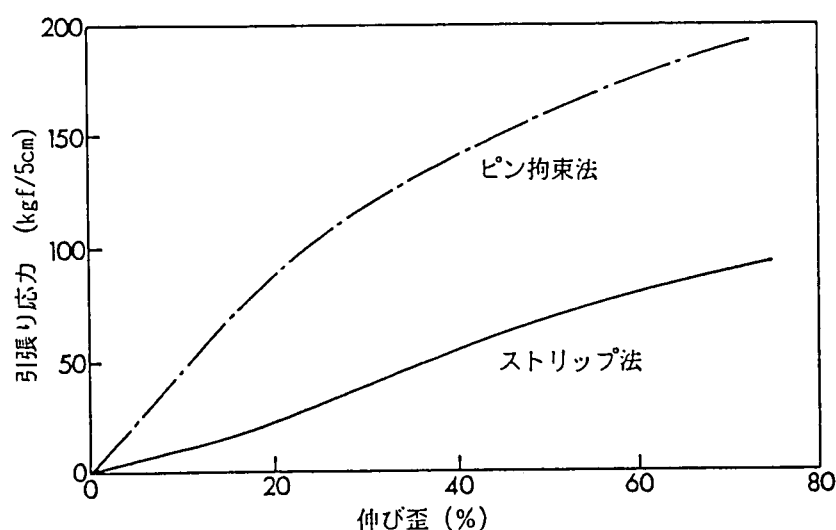


図-14 スパンボンド不織布の応力-歪特性

計算にあたり、まず無補強盛土の崩壊時の安全率が1.0となるように c 、 ϕ を逆算によって求めた。この際、飽和度の上昇した領域では、内部摩擦角 ϕ は一定とし、粘着力 c のみが低下するものとした。次に、補強盛土の安定計算では土の強度定数としては先に逆算で求めた値を用い、不織布の引張り力としてはいろいろな歪レベルに対応する値を用いた。すなわち、実測歪の他、5%、10%、29%（破断強度の60%に相当）、72.5%（破断強度に相当）の4種類の歪に対応する引張り力を用いて安全率を計算し、ケース2の60gの目付けの不織布については、実測歪の他、5%、10%、44.8%、75%の歪に対応する引張り力を用いた。

3.4.2 安定解析結果

各ケースごとに計算した累積雨量と安全率の関係を図-15に示す。この図-15と先の図-7の盛土変状から以下のようなことがわかる。

① ケース1

最終状態（累積雨量470mm）においては、実測歪から求めた内的安定の安全率は1.3程度の値を示しているが、外的安定の安全率はこれを下回り1.0程度の値を示している。このことは、図-7に示したように、実験では法肩から1m程度の所に若干クラックが発生するものの安定を保ち、さらに降雨量が増えると補強領域の端部付近（法肩から約2m）に比較的大きなクラックが発生するといった現象とよく一致するものと考えられる。この盛土変状からみた内的安定の安全率は1.2～1.3程度と思われ、図-15から不織布には5%～8%程度の歪に相当する引張り力が期待できるものと考えられる。

② ケース2

最終状態（累積雨量304mm）における安全率の計算値は、実測による不織布全体の平均伸び歪から求めた内的安定についても、また外的安定についても、ともに1.0程度の値を示している。しかしながら、盛土天端に発生した段差やクラックの規模からみて、完全な限界平衡状態に至るにはまだ若干の余裕があると考えられることから、このときの内的安定の安全率は1.1程度であると考えられる。外的なすべりについては、これに対応するクラックの規模が比較的小さいことから、限界状態にはまだ多少の余裕があると思われる。

③ ケース3

実測歪から求めた最終状態（累積雨量527mm）の内的安定の安全率は1.4程度の値を示している。ただし、この時点においては、安定を保っているものの盛土天端の補強領域内にクラックが生じており、盛土変状からみた内的安定の安全率は1.2程度と考えられる。一方、外的安定については、その安全率の計算値は最終状態で1.1程度の値を示している。このとき、盛土天端には補強領域端部付近にクラックおよび段差が発生しており、盛土変状からみた安全率も1.1程度と考えられ、計算値とはほぼ一致する。

④ ケース4

実測歪から求めた内的安定の安全率および外的安定の安全率は、最終状態（累積雨量758mm）においては、それぞれ1.1および1.2程度の値を示している。実験では、盛土天端の補強領域全体にクラックが生じるもののまだ安定を保っている状態にあり、この時点の安全率としては、内的安定および外的安定の両者について1.2程度と考えられる。

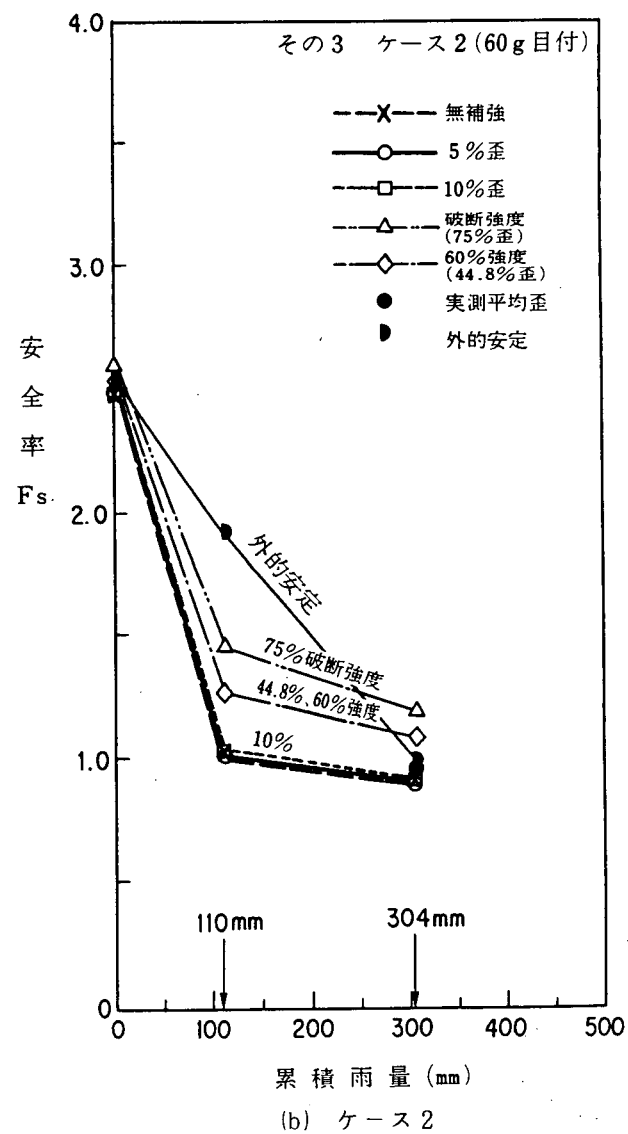
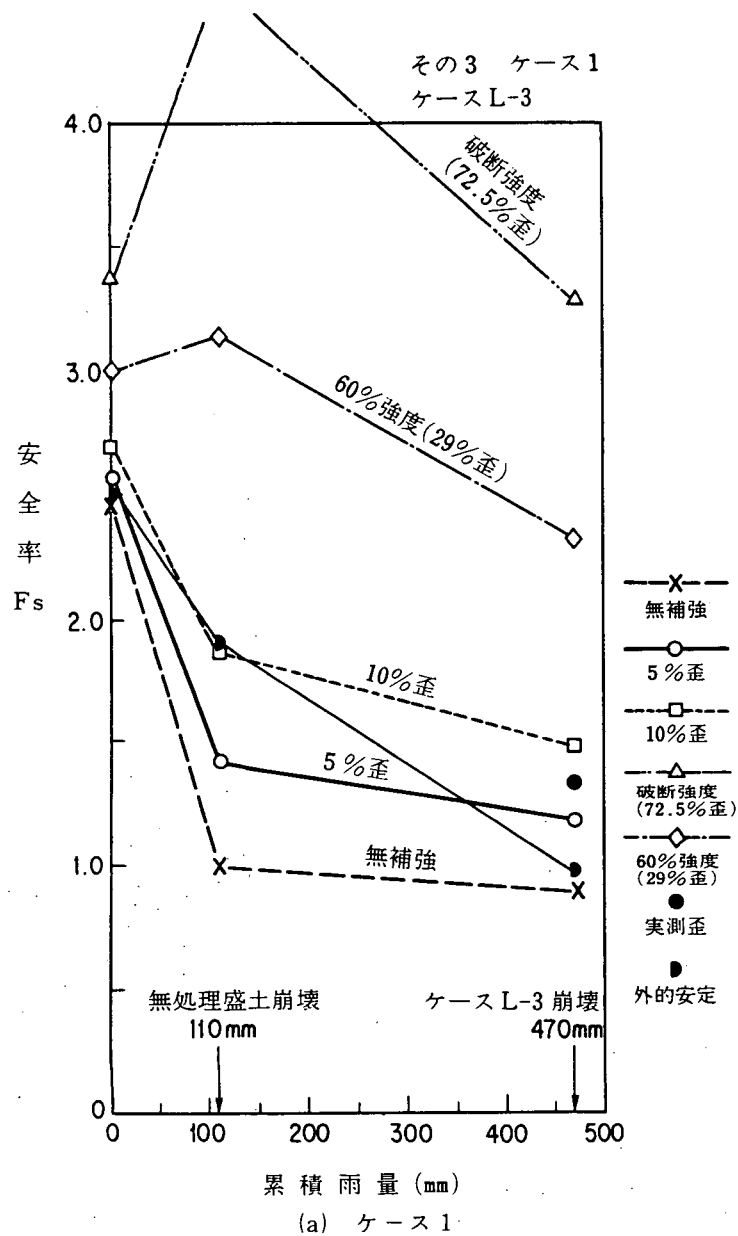
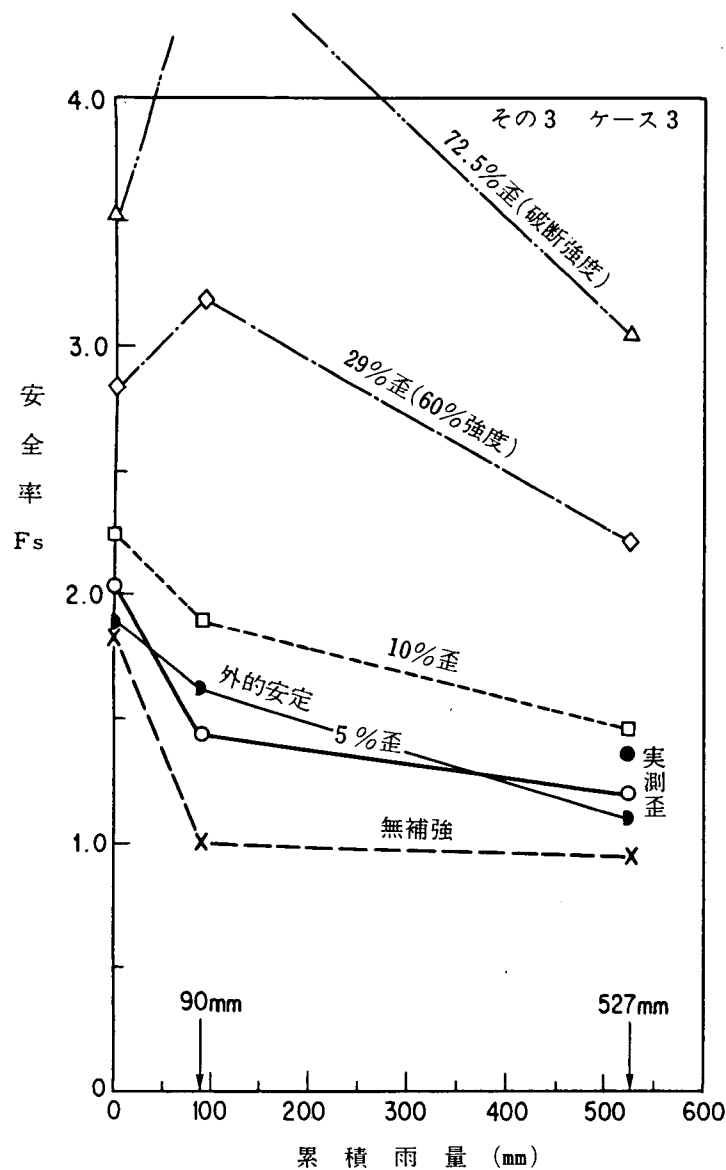
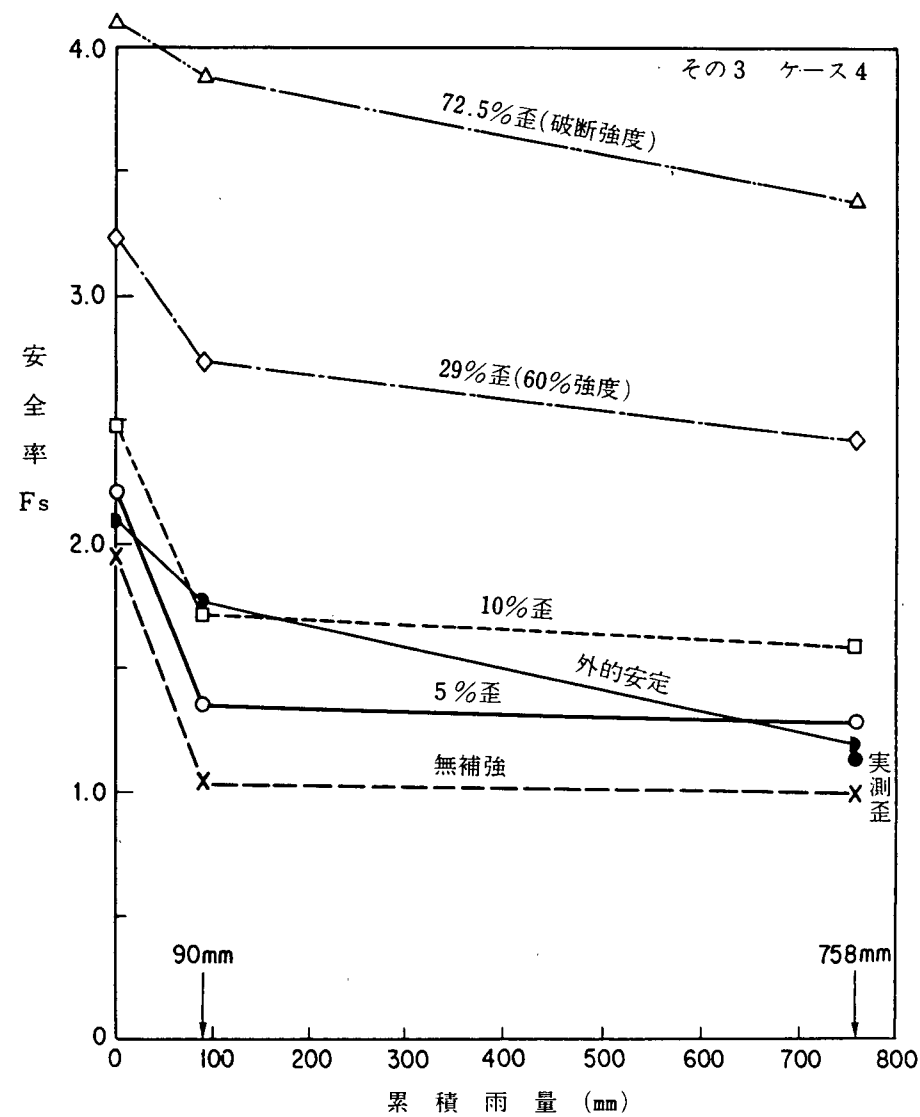


図-15(1) 各補強盛土の累積雨量と安全率の関係



(c) ケース3



(d) ケース4

図-15(2) 各補強盛土の累積雨量と安全率の関係

3.5 ま と め

① 粘性土の場合のспанボンド不織布の目付差による拘束効果

不織布不使用 累積降雨量110mmにて崩壊（その2でテスト）
 60g/m²不織布使用（ケース2） 累積降雨量304mmにて崩壊（その3でテスト）
 300g/m²不織布使用（ケース1） 累積降雨量470mmにて崩壊（その3でテスト）

以上のデータより不織布を使用した場合不織布に比べ3～4倍の累積降雨となっており、明らかに拘束効果が寄与しているといえる。拘束効果は引張強力の小さい低目付のспанボンド不織布でもかなり発揮されるものと考えられる。

② 砂質土の場合のспанボンド不織布の目付差による拘束効果

不織布不使用 累積降雨量90mmにて崩壊（その1でテスト）
 300g/m²不織布使用（75cmピッチ） 累積降雨量231mmにて崩壊（その1でテスト）
 300g/m²不織布使用（25cmピッチ） 累積降雨量527mmにて崩壊（その3でテスト）
 300g/m²不織布のり面被覆 累積降雨量758mmでも安定（その3でテスト）

砂質土でも拘束効果は認められるが、のり面の小崩落を防止することに重点を置いた対策を講じたほうが、より効果的であることが判った。

③ spanボンド不織布の目付差による円弧すべり補強効果

累積降雨量470mm（ケース1）と304mm（ケース2）の差となって現れている。

実験終了後spanボンド不織布の伸びを測定した結果

300g/m² 5～10%（最大歪の部分）
 60g/m² 21～26%（格子線が消失したため全体の伸び率）

となっておりある程度の目付量が必要と考えられる。

④ 別に行った3軸圧縮試験機でのspanボンド不織布の目付差による排水量

60g/m²はほとんど排水されなかったが、拘束圧と排水量の関係は図-14のようになりある程度の目付がないと水平ドレン効果は発揮されない。安定した排水を考えると160g/m²以上が望ましい。

⑤ 敷設間隔

砂質土で25cmピッチでのり面補強を兼ねて敷設下場合では、浸透水をのり部に集めるため逆に、のり表面が湿潤し表層の小崩落が発生し悪い結果に終わった。

⑥ のり面保護

全面被覆したケース4では非常に大き

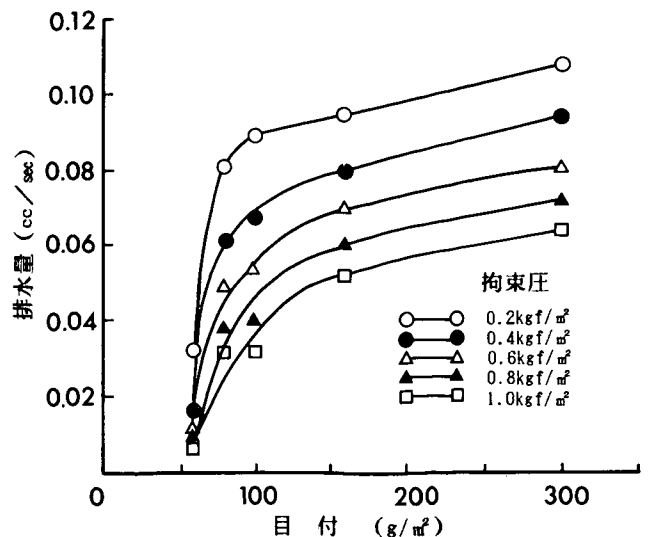


図-14 目付と透水量の関係

な効果あり。一部のり面に泥流発生したが、大きなガリーではなく小さなものとどまってお
り、のり面被覆はのり面保護対策工として機能することがわかった。

⑦ 排水ブランケット

盛土内水位の上昇が抑えられ大きな効果あり。

⑧ 今後の検討事項

- ・スパンボンド不織布の敷設間隔と最適な不織布の組みあわせ。
- ・スパンボンド不織布の敷設奥行き寸法。
- ・拘束効果の波及範囲の把握。

4. 緩勾配における大型盛土実験

4.1 実験目的

これまで実験してきたのり勾配は1:0.7の急勾配であった。今回は、のり面からの浸透雨量を多くするため、のり勾配を1:1.2の緩勾配盛土とした場合のスパンボンド不織布の引張補強効果及び、排水効果をみるものである。

4.2 実験方法

4.2.1 実験ケース

人工降雨装置が設備された図-1に示す長さ16 m、幅8 m、深さ2.6 mの土槽をブロック壁で4分割して、盛土高さを3 mとし、表-1および図-2に示す4ケースの盛土を築造した。

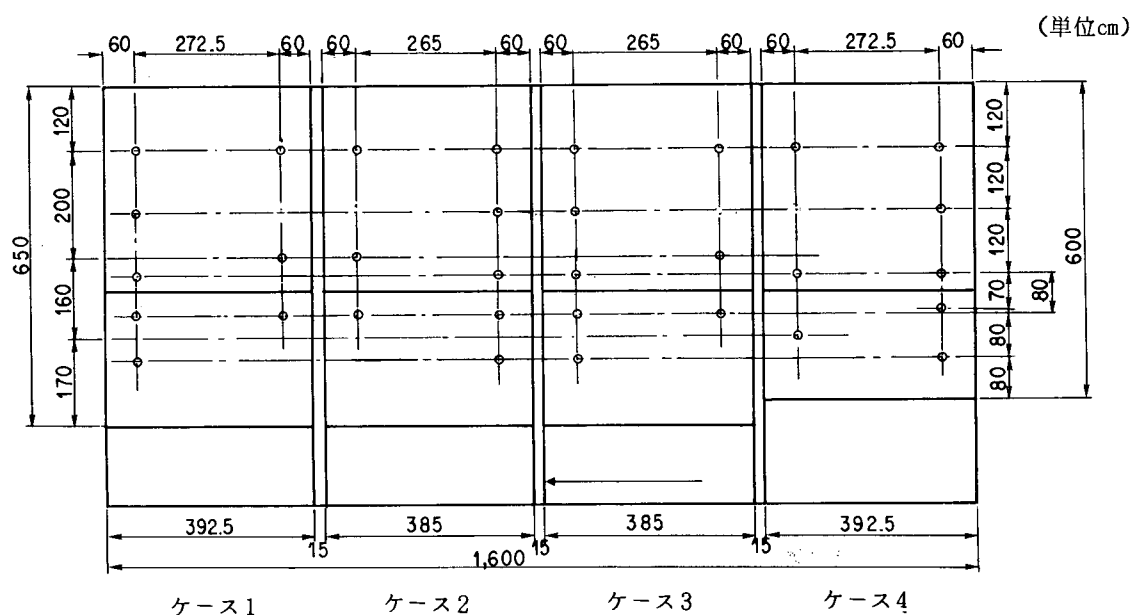


図-1 実験土槽

表-1 実験ケース

実験ケース	盛土材	スパンボンド不織布	のり面敷設	のり勾配
1	粘性土	無	無	1:1.2
2	粘性土	300 g / m ²	無	1:1.2
3	砂質土	300 g / m ²	無	1:1.2
4	砂質土	* 300 g / m ²	全面被覆	1:0.7

粘性土=関東ローム
 なお、各ケース共、底盤のコンクリートとの境界面には300 g / m²のスパンボンド不織布を、用いる。
 *印 上り勾配4%で、スパンボンド不織布を敷設する。

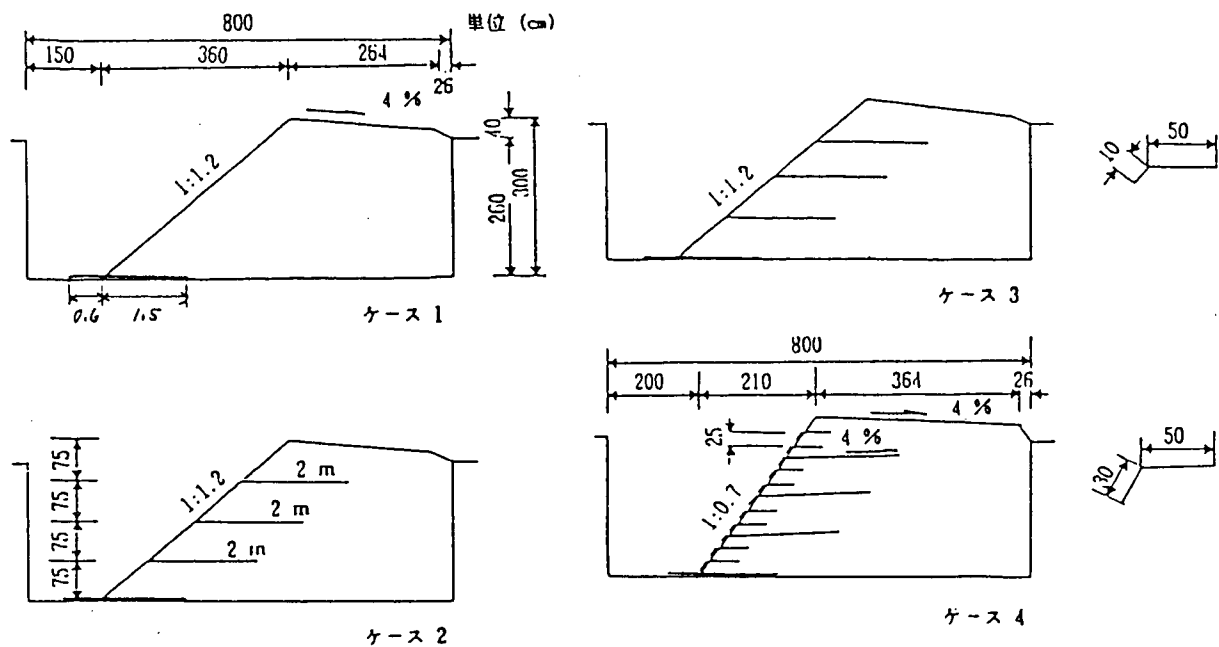


図-2 実験ケース

4.2.2 実験材料

盛土築造に用いた砂質土および粘性土（関東ローム）は茨城県稲敷郡江戸崎地内に分布するものである。その特性は表-2に示す通りである。また、実験に用いたспанボンド不織布の物性および応力-ひずみ特性は表-3および図-3に示す通りである。

表-2 盛土材料の特性

材 料 名		砂質土	粘性土
自 然 含 水 比 w		23.97 (%)	91.4
土粒子の比重 G_s		2.693	2.687
粒 産 特 性	礫 分 2.0 mm 以上	1.0 (%)	0.0
	砂 分 2.0 ~ 0.074 mm	91.0 (%)	32.0
	シルト・粘土分 0.074 mm 以下	8.0 (%)	68.0
	最 大 粒 径	4.76 (mm)	0.84
	均 等 係 数 U_c	2.48	6.42
	曲 率 係 数 U_c	0.94	3.64
締 固 め 特 性	最 的 含 水 比 w_{opt}	20.2 (%)	68.6
	最 大 乾 燥 密 度 ρ_{dmax}	1.61 (t/m ³)	0.89
	飽 和 度 S_r	80.8 (%)	90.7
強 度 特 性 *	乾 燥 密 度 ρ_d	1.37 (t/m ³)	0.62
	強 度 定 数 C_{cu}	0.0 (kgf/cm ²)	0.0
	内 部 摩 擦 角 ϕ_{cu}	28.5 (°)	22.3
透 水 係 数 k (cm/sec)		* 1 4.10×10^{-4}	* 2 7.88×10^{-3}

* 試験方法: C_u * 1: 測定時 ($\rho_d = 1.37$)

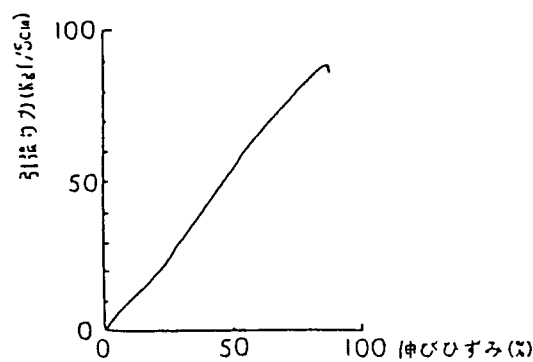
* 2: 測定時 ($\rho_d = 0.633$)

砂質土については、前回実験に使用したものをを用いた。

表－3 スパンボンド不織布の特性

項 目		物 性 値	測 定 方 法
重 量 (g/m ²)		310.2	@JIS L-1096
厚 さ (mm)		3.02	@JIS L-1096 7gf/cm ² 加圧
引張強度 (kgf/5cm)	縦方向	110.0	@JIS L-1096 ストリップ法 引張速度 30 cm/min
	横方向	88.2	
引張伸度 (%)	縦方向	83.0	@JIS L-1096 ストリップ法 引張速度 30 cm/min
	横方向	86.0	
引裂強度 (kgf)	縦方向	16.7	@JIS L-1096 シングルタング法 引張速度 30 cm/min
	横方向	19.8	
透水性係数 (cm/sec)	垂直方向	4×10^{-1}	@JIS A-1218 (準用) 水温15℃
	水平方向	2×10^0	メーカー社内測定値
組 成		ポ リ エ ス テ ル 100 %	

@印は、(財)日本紡績検査協会測定値
縦方向＝ロールの巻き方向 横方向＝ロール巻きの横断方向



図－3 スパンボンド不織布の応力－ひずみ特性

4.2.3 降雨条件

降雨強度の設定はガリ浸蝕の発生しない程度とし、かつほぼ全量が浸透する範囲内の最大降雨量として、時間雨量 15 mm/hr と設定した。

4.2.4 盛土の築造方法

前報（その1の3－3参照）に準じた方法で築造した。

4.2.5 計測項目

前報（その3の表－3参照）と同様に実施した。

4.3 実験結果

4.3.1 実験結果の概要

図-4に実験結果の概要を示す。実験は8月25日10:00から降雨量の最大能力 15.4 mm/hr で開始し、8月28日10:35までの72時間一定降雨量で実施した。累積全降雨量は 1100 mm である。なお期間中測定のため一度だけ降雨を停止した。降雨停止は、降雨開始後21時間35分（累積降雨量 332 mm ）から35分間であった。盛土の形状変形は、降雨開始後16時間（累積降雨量 246 mm ）で無補強のケース1の一部が崩壊を始めた。なお、実験期間中、盛土天端からの降雨の流失はごくわずかであった。

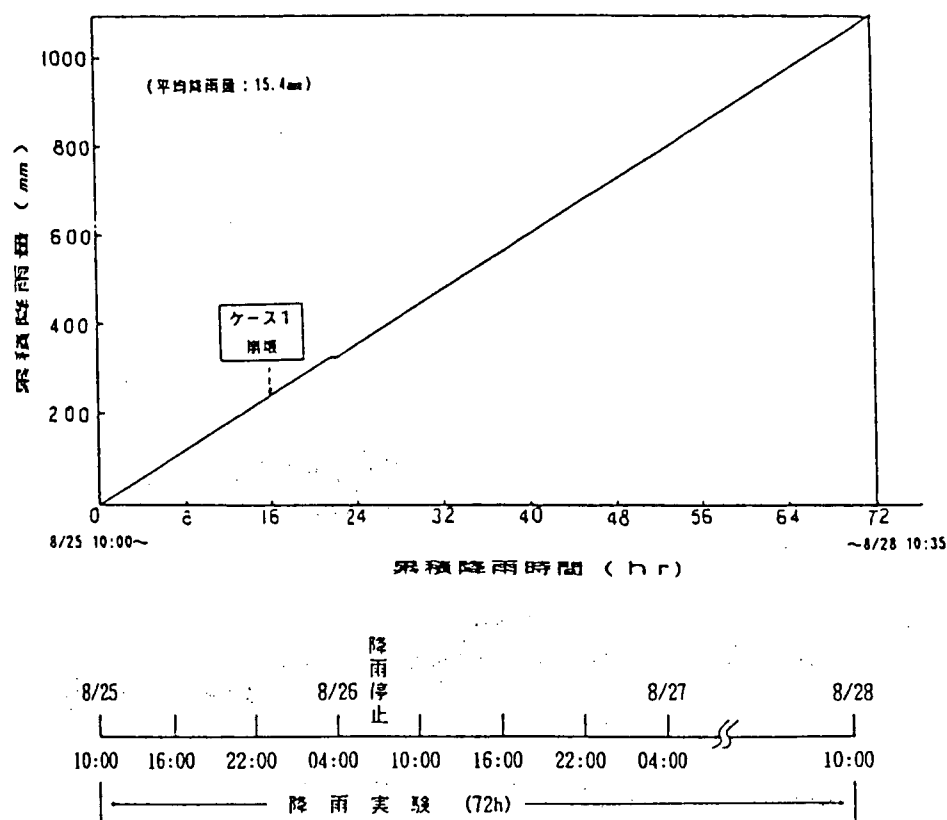


図-4 実験結果の概要

4.3.2 計測結果

(1) 盛土内の飽和度

計測は降雨開始前と降雨終了後のそれぞれ1回を含め19回実施した。飽和度分布経時変化図の作成には、サクシオン圧測定結果および水位測定結果を参照し、飽和度80%および90%の分布曲線を引いた。図-5に盛土内の飽和分布および変状の発生状況を示す。

ケース1とケース2を比較すると、ケース2の方が飽和度分布および水位の上昇が遅れており、不織布による排水効果が認められる。

次に、粘性土を用いたケース2と砂質土を用いたケース3とでは、飽和度および水位の上昇はケース3の方が小さいことがわかる。

ケース3とケース4とでは、法面勾配が異なるものの、飽和度や水位の上昇の傾向については明確な差が認められなかった。

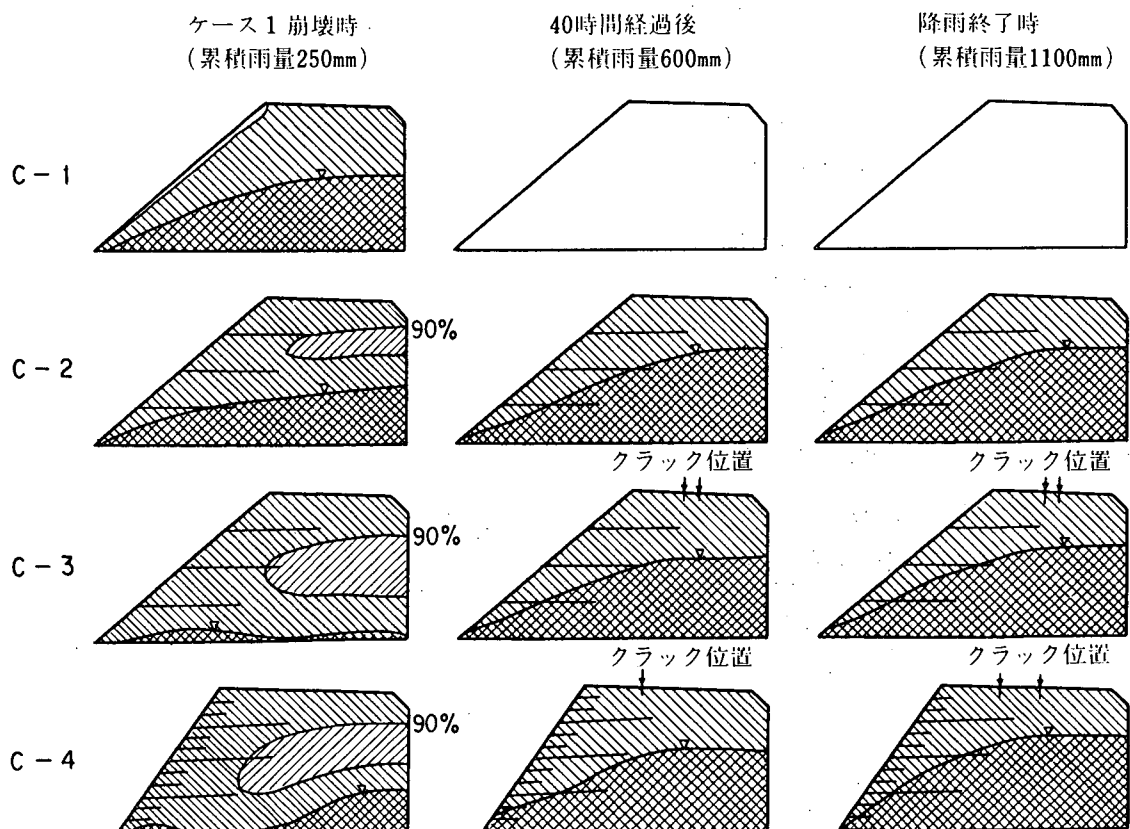


図-5 盛土内の飽和度分布

(2) 盛土内のサクシヨン圧の測定

測定地点は各ケース毎にそれぞれ4か所で、盛土築造時に埋設してから降雨修了時まで実施した。測定値は次の式で算出した。

$$P = A \cdot K \quad \text{ここで、} A = \text{測定値}, K = \text{校正係数}$$

この計算値からテンションメータによるサクシヨン圧の経時変化を図-6に示す。

ケース1の無補強盛土では、降雨開始後約1.5時間から急激にサクシヨン値が低下し -0.02 kgf/cm^2 になった時点ですべり破壊を起こした。ケース2はケース1と同じ粘性土盛土であるが、無補強盛土と比べて急激にサクシヨン値が低下しはじめる時間が4時間後位からと遅くなっている。しかもサクシヨン値が -0.02 kgf/cm^2 まで低下しても盛土は安定していた。これはスパンボンド不織布の引張力により盛土の粘着力が低下した分を補っていることと、排水効果によるものと考えられる。

ケース3は砂質土盛土であり、粘性土盛土に比べてサクシヨン値の低下が緩慢であることを示している。また、サクシヨン値が0から正の間隙水圧が発生しても表層の小崩壊や泥流が起こったものの盛土自体は安定状態を保ち破壊には至らなかった。

なお、ケース4のサクシヨンデータは今回は測定されていない。

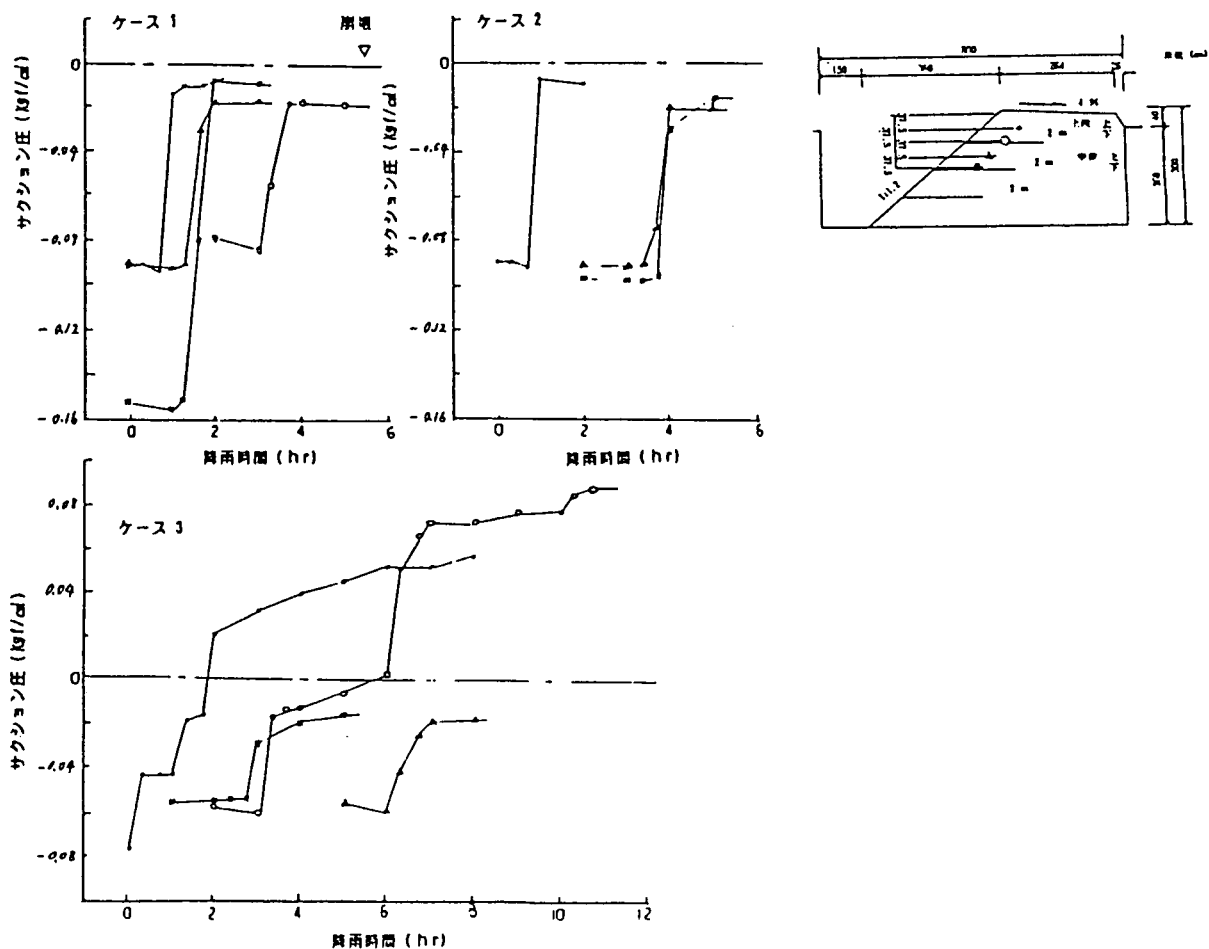


図-6 サクシヨン圧の経時変化

(3) 盛土内の地下水位

盛土内地下水位の経時変化状況を図-7に示す。

水位の経時変化は累積降雨量の増加につれて、いずれのケースものり尻部から序々に上昇しはじめのり尻部に泥流が溜るとより水位の上昇を高める結果となった。

ケース1の無補強盛土は降雨開始後16.5時間で水位は146cmまで上昇し、この時点で崩壊した。ケース1と同じ粘性土盛土のケース2は65時間後に195cmの水位に達したものの、のり尻部に泥流溜りが発生した程度で、なお盛土は安定していた。

ケース3、ケース4は砂質土盛土であるが、粘性土盛土に比べて水位の上昇が少ない。また、緩勾配盛土と急勾配盛土では、緩勾配の方が水位の上昇が少ない。ケース3とケース4の65時間後の水位はそれぞれ187cm、191cmまで達したものの、なお盛土は安定していた。このことからスパンボンド不織布の補強効果がうかがわれる。

盛土内地下水位の測定結果から、降雨開始から21時間位までは、各ケース毎の特徴を示した水位上昇状態であるが、それ以降はのり尻部に溜った泥流の影響によるものが大きいと推察される。

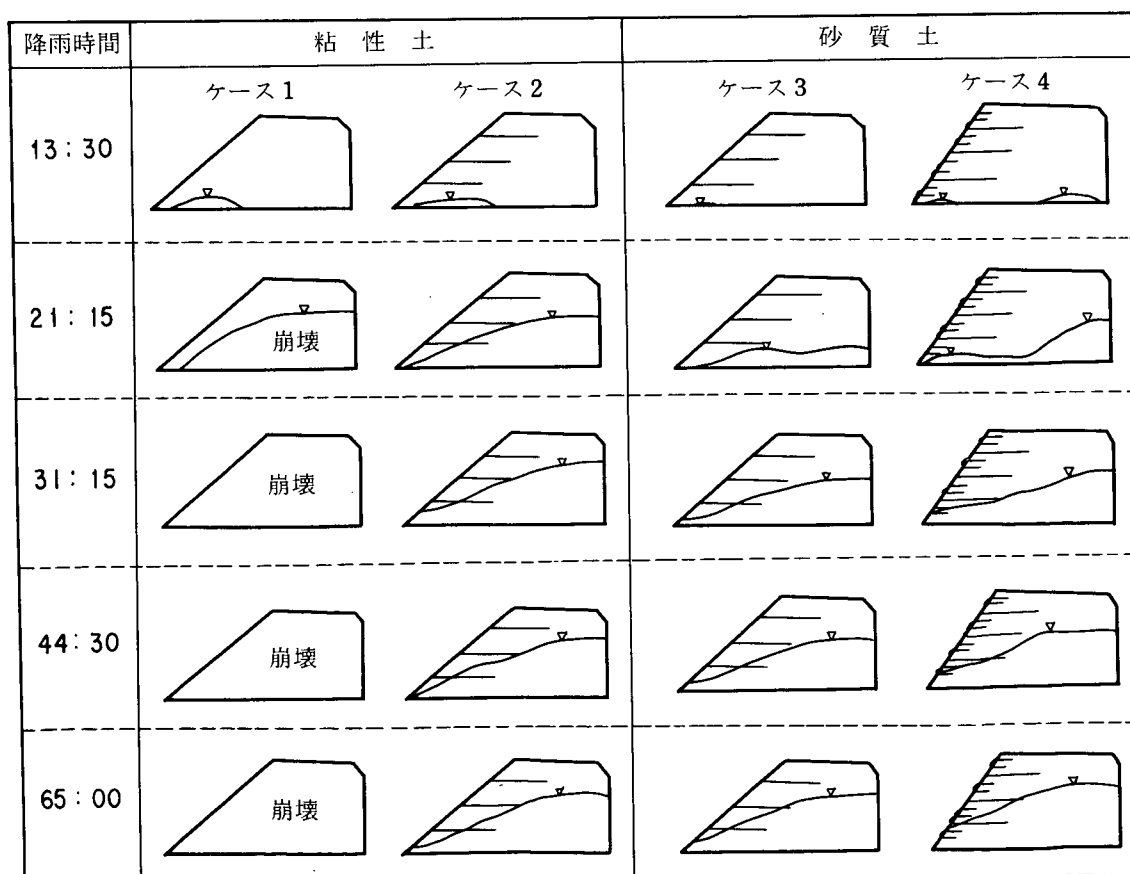


図-7 盛土内地下水位の経時変化

(4) スパンボンド不織布からの排水量

スパンボンド不織布からの排水量を累積降雨量との関係で示すと図-8 のようになる。

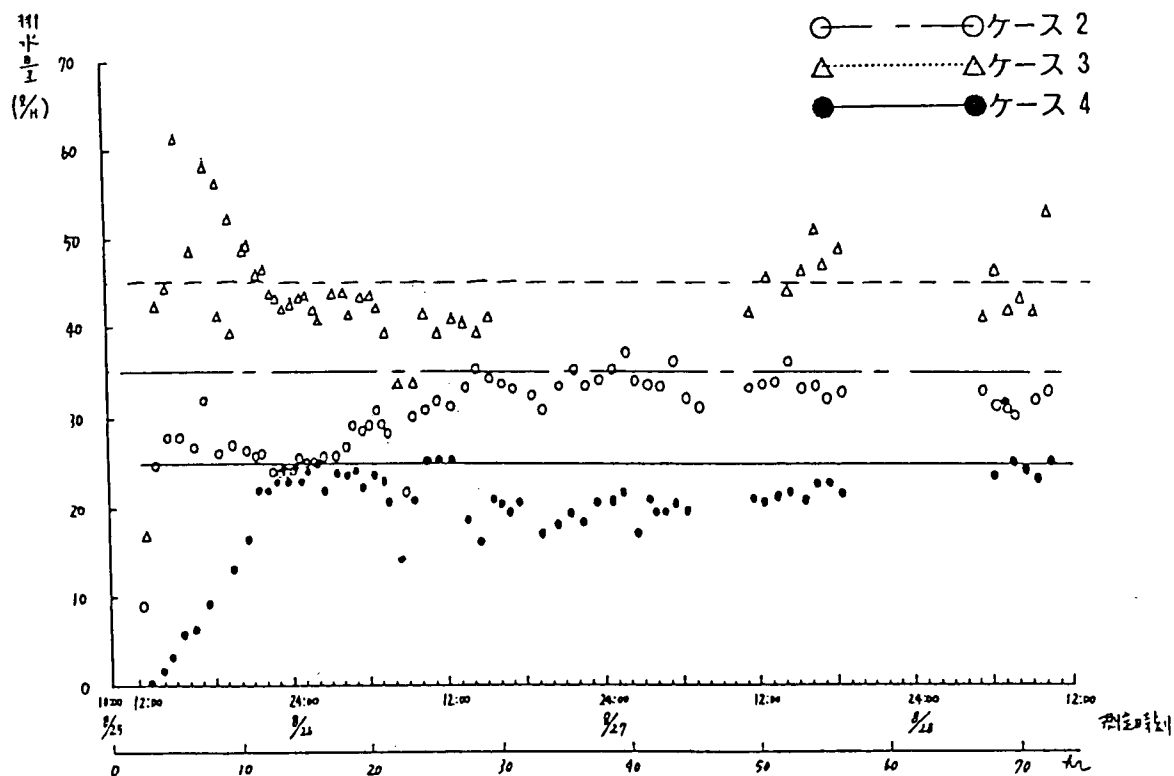


図-8 スパンボンド不織布からの排水量 (3層からの総量)

各ケースごとに三枚のスパンボンド不織布からの排水量の平均をとると、ケース2が約35 l/hr, ケース3が約45 l/hr, ケース4が約25 l/hr, の排水量が測定された。これは全浸透雨量に対してそれぞれ、11%, 14%, 8%に相当するものである。

ここで、ケース2, 3は1:1.2の緩勾配盛土でケース4の1:0.7の急勾配盛土に比べてスパンボンド不織布からの排水量が多いことがわかる。これは、投影面積が広くなり浸透雨量が増大したことによるものと考えられる。

また、ケース2は粘性土盛土でありケース3は砂質土盛土であるが、この場合ケース3の砂質土盛土に敷設したスパンボンド不織布からの排水量が多いことがわかった。

(5) 盛土の貫入抵抗

土壌硬度計を用いて各累積降雨時の貫入深度ごとの貫入抵抗 (kgf/cm^2) を測定した結果を図-9に示す。測定地点は、のり尻から高さ約1 mの所でスパンボンド不織布敷設の中段と下段の中央部に相当する位置で行った。本実験ののり面勾配が1:1.2という緩勾配盛土であるため、長尺のコーンピネトロメータによって貫入深度1.8 mまで測定した。

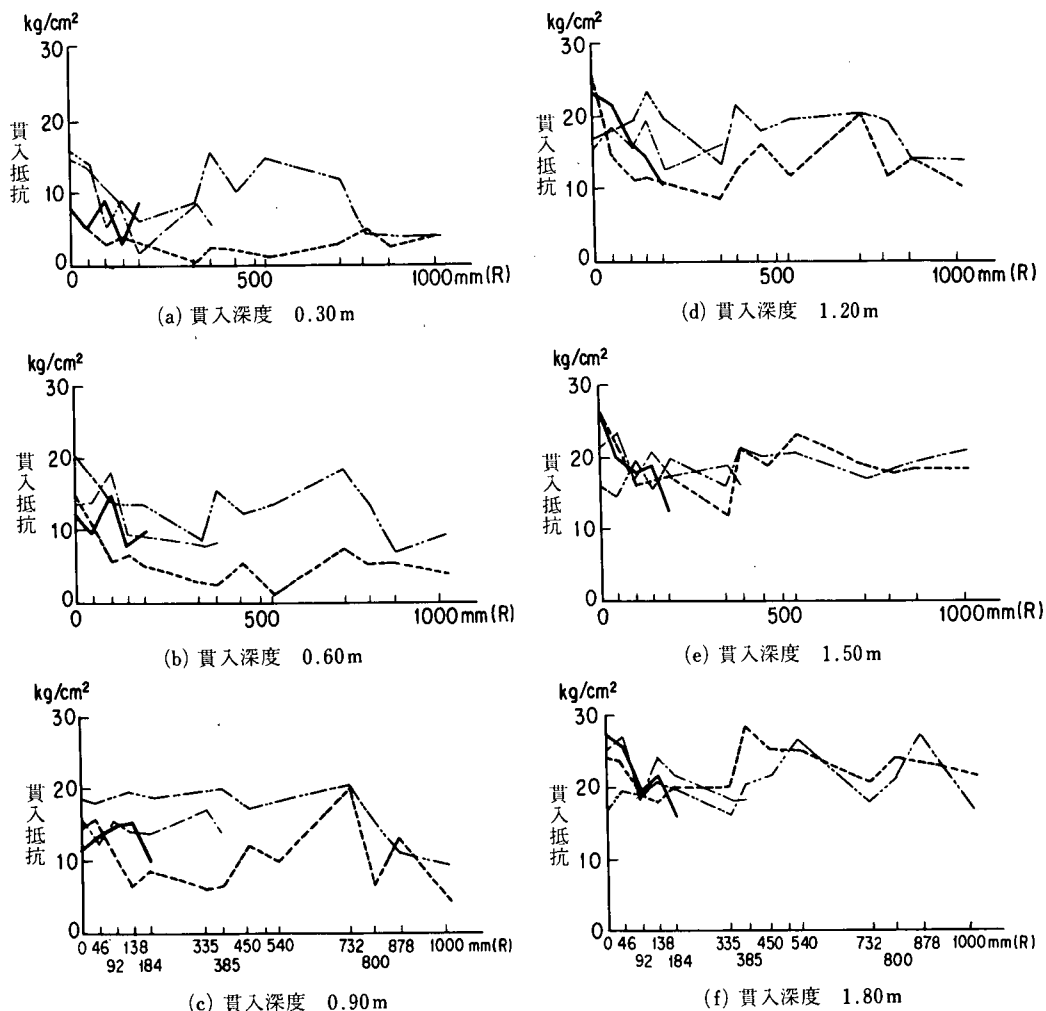


図-9 盛土のり面の貫入抵抗の経時変化

ここで、盛土中央部に当たる貫入深度1.8 mの地点でみると降雨前ののり面貫入抵抗は各ケースとも25 kgf/cm^2 前後であった。無補強のケース1は累積降雨量180 mm時で貫入抵抗16 kgf/cm^2 まで低下してきている。これに対してスパンボンド不織布を敷設したケース3は累積降雨量380 mm時で貫入抵抗値は18 kgf/cm^2 、また、ケース2、4にいたっては累積降雨量1000 mm時でもなお貫入抵抗値は20 kgf/cm^2 前後を示している。即ち、スパンボンド不織布を敷設したケースはその排水効果により、盛土の貫入抵抗の低下を防ぐ効果が現れているといえる。

(6) 盛土の形状観察

のり面の浸蝕状況は1時間程度に観察し、特に変化があった場合はスケッチと写真・ビデオ撮影を実施した。図-10にのり面観察記録を示す。

ケース1：降雨開始より3.5時間で天端にクラックが発生し、16時間の累積降雨量246mmでのり肩から天端へ約1m入った所からのり面の7割が崩壊した。

ケース2：降雨開始から5時間後に天端に微小クラック発生、29時間後にのり尻にもクラックが発生した。のり尻に泥流が見え出したのは54時間後からである。

ケース3：天端にクラックが発生したのは6時間後であるが、この時点からのり面への泥流が現れた。この泥流が次第に大きくなったものの、のり面表層崩壊に留まり盛土の崩壊には至らなかった。

ケース4：のり面を被覆したケースで、急勾配の砂質土盛土でありながらのり面の状態が最も良好であった。天端のクラック発生も最も遅く10時間後で、のり面に泥流が現れたのは26.5時間後である。

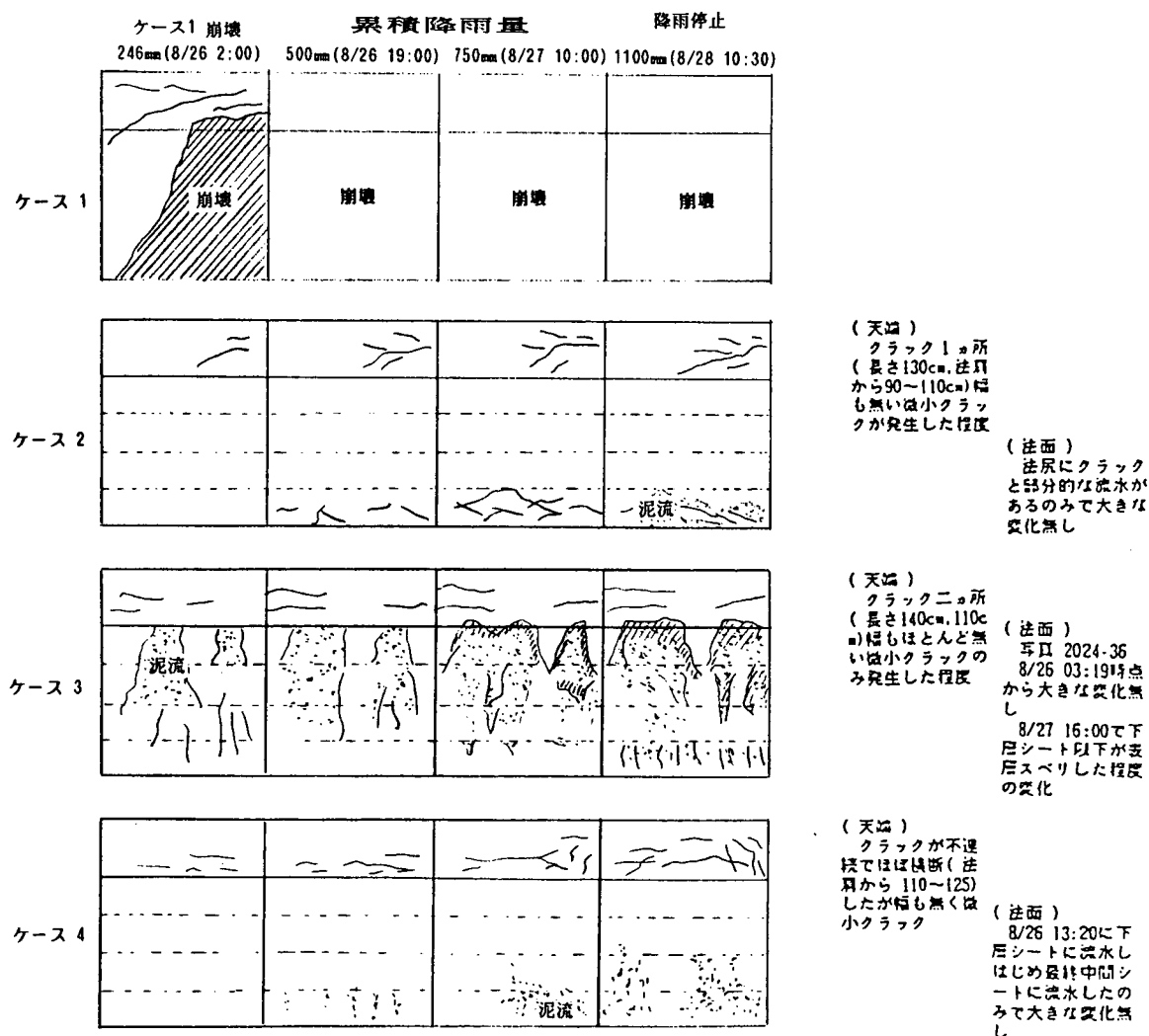


図-10 のり面観察記録

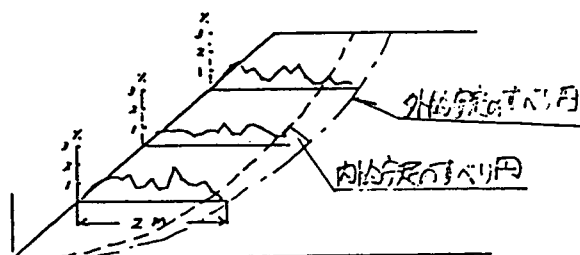
(7) スパンボンド不織布の伸び測定

スパンボンド不織布の敷設時と撤去時の10cm格子の寸法差異を測定し次式により、ひずみ量(%)を求めた。

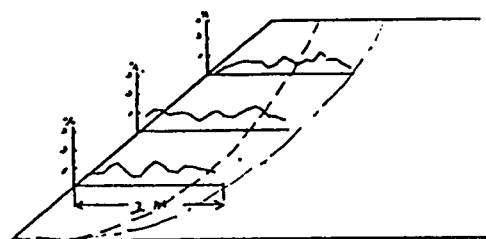
$$\text{ひずみ量}(\%) = (\text{累計伸縮量mm} / \text{測定個数}) \times 100 / 100\text{mm}$$

図-11に実験終了後に掘り出したスパンボンド不織布の伸びひずみの測定結果を示す。

ケース 2



ケース 3



ケース 4

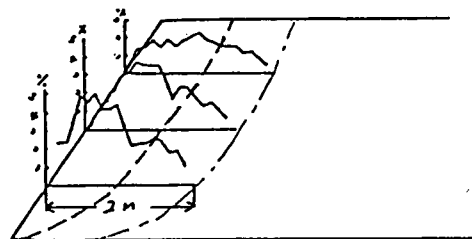


図-11 スパンボンド不織布の伸びひずみ分布図

ケース 2, 3 ののり勾配 1:1.2 の場合, スパンボンド不織布の伸びは上・中・下層とも大差なく伸びひずみ量は 1% 内外と小さい。(ケース 2: 粘性土, ケース 3: 砂質土においても大差なし)

これに比べて, ケース 4 の 1:0.7 の砂質土急勾配盛土においては, 敷設したスパンボンド不織布の伸びひずみは下層の方程大きく, その伸びひずみ量のピークをみると上層で 2.1% で 3.5%, 下層においては 4.8% が測定された。

4.4 安定解析と考察

ここでは、スパンボンド不織布による盛土の補強効果について、円弧すべり計算をもとに検討した。

(1) 安定解析の方法

補強盛土の安定計算には、次の(1)式を用い、不織布の引張り力を考慮した円弧すべり計算を行った。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \sum T_i h_i}{M_D} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M_R ：土の抵抗モーメント、 M_D ：土塊のすべりモーメント、 ΔM_R ：不織布による抵抗モーメント、 T_i ：不織布の引張り力、 h_i ：すべり円の中心からの鉛直距離である。

不織布の引張り力を求めるには、図-12に示すピン拘束法による応力-歪曲線を用いた。このピン拘束法とは、試験片をピンのついた水平板で拘束し、引張り時の試験片幅の収縮を防ぐ方法であり、実際の盛土中の条件に近いと考えられる。この方法では、従来のストリップ法と比べると、同レベルの歪に対する引張り力のはるかに大きい。従って、安定計算の際、ストリップ法では盛土の安全率に対する不織布の補強効果が過小評価されたが、ピン拘束法によればほぼ妥当な補強効果が得られると考えられる。

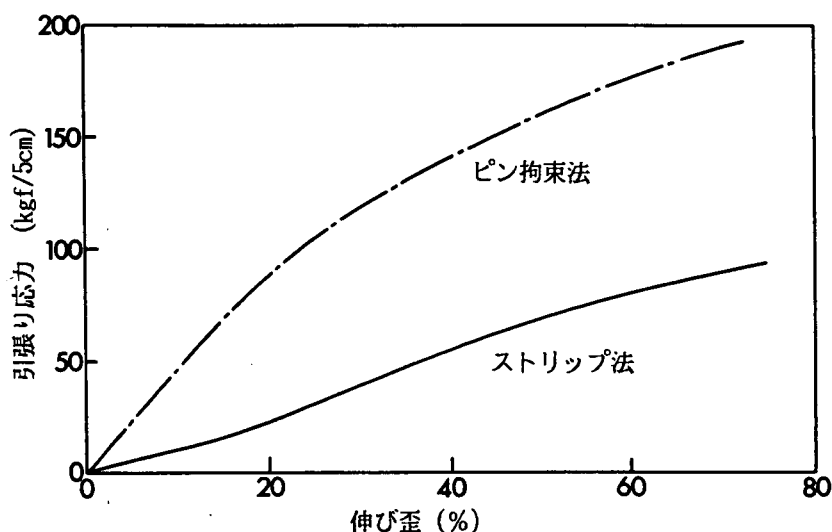


図-12 スパンボンド不織布の応力-歪特性

計算にあたり、まず無補強盛土の崩壊時の安全率が1.0となるような c 、 ϕ を逆算によって求めた。この際、飽和度の上昇した領域では、内部摩擦角 ϕ は一定とし、粘着力 c のみが低下するものとした。次に、補強盛土の安定計算では土の強度定数としては先に逆算で求めた値を用い、不織布の引張り力としてはいろいろな歪レベルに対応する値を用いた。すなわち、実測歪の他、5%、10%、29%（破断強度の60%に相当）72.5%（破断強度に相当）の4種類の歪に対応する引張り力を

用いて安全率を計算し、実際の盛土変状の発生状況から推定される安全率との比較を試みた。

(2) 安定解析結果

各ケースごとに計算した累積雨量と安全率の関係を図-13に示す。この図-13と先の図-5および図-10の盛土変状から以下のようなことがわかる。

① ケース2

実測された歪がかなり小さいため、不織布の引張り力による補強盛土の安全率に対する寄与も小さく、無補強盛土の安全率がほぼ1.0であるのに対し、その計算値は1.05程度の値を示している。また外的安定についても同程度の値を示している。ジオテキスタイルに発生した歪が小さいのは、図-11に示すように、内的安定のすべり面と外的安定のすべり面が接近しているため、補強領域全体が剛体的な挙動（一体化効果）を示し、ジオテキスタイルを横切るようなすべり面の形成が抑制されたものと考えられる。盛土の変状は最終状態でも非常に小さく、天端でのクラックもほとんどみられない。従って、この時の内的安定の安全率は1.3程度以上と考えられ、図-13から不織布には4%程度以上の歪に相当する引張り力が期待できると考えられる。

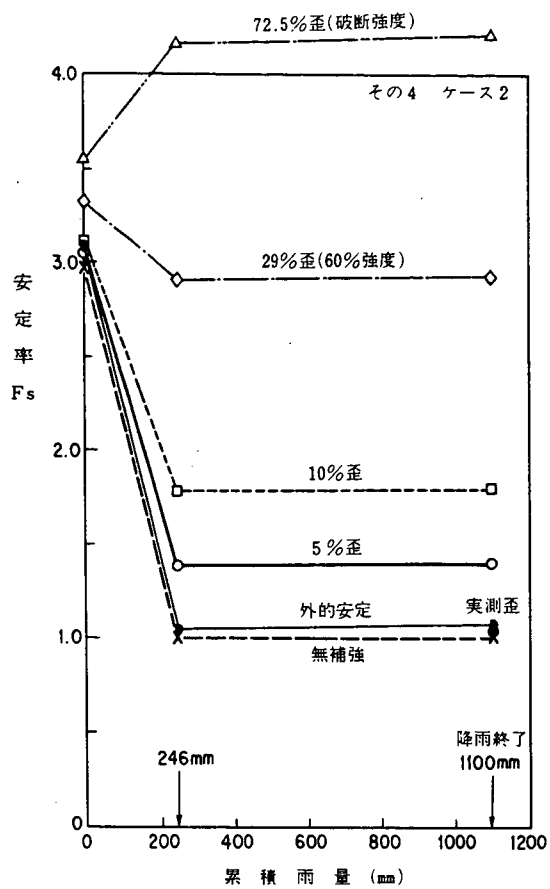
② ケース3

山砂で法面勾配1:1.2の無補強盛土についての実験が行われなかったため、図-13では、降雨前における安全率と、最終状態でのジオテキスタイル無し（無補強盛土）の安全率を1.0と仮定したときの安全率を示した。

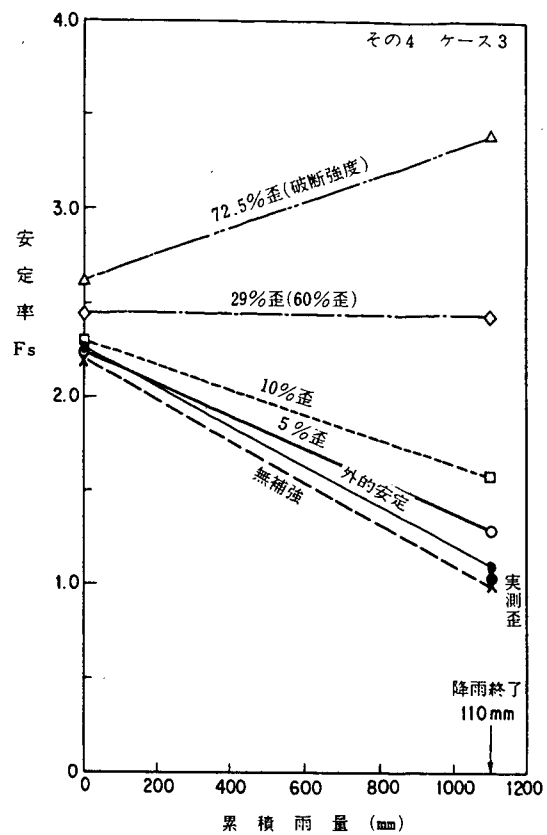
このケースも、ケース2と同様に、不織布の実測歪がかなり小さく、最終状態での安全率に対する寄与は0.05程度にすぎない。また、盛土は天端にわずかにクラックが生じる程度で、その変状はごく軽微なものである。この時の内的安定の安全率は1.3程度以上と思われ、図-13から5%程度以上の歪に相当する引張り力が不織布に期待できるものと考えられる。

③ ケース4

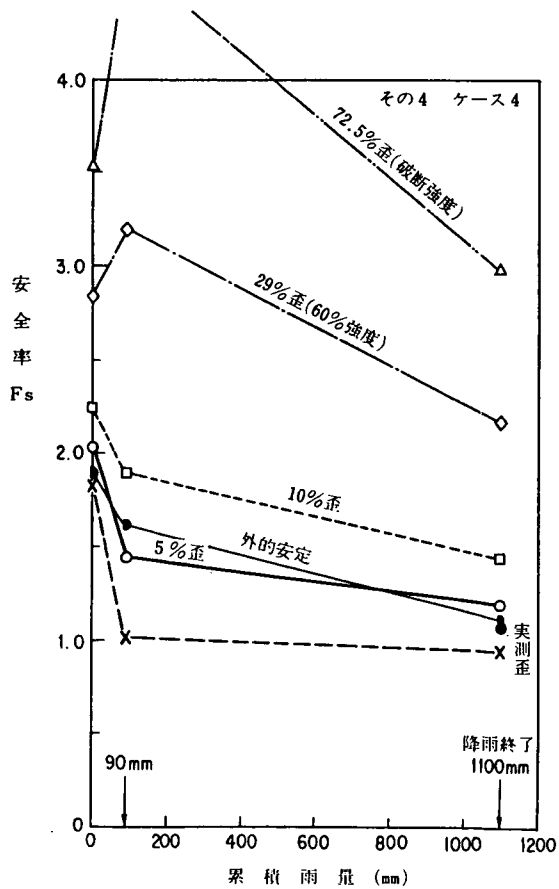
最終状態（累積雨量1100 mm）における安全率は、実測歪から求めた内的安定、および外的安定とも、1.1程度の値を示している。しかし、盛土は内的なすべりと外的なすべりのそれぞれに対応するクラックが生じるもののまだ十分に安定な状態にあり、この時点での内的安定の安全率は1.2程度と考えられる。従って、図-13によれば、不織布には5%程度の歪に相当する引張り力が期待できるものと思われる。



(a) ケース2



(b) ケース3



(c) ケース4

図-13 各補強盛土の累積雨量と安全率の関係

4.5 ま と め

(1) スパンボンド不織布による補強効果

- ① 安定解析の結果から、スパンボンド不織布には5%に相当する引張り力が期待できるといえそうである。
- ② 砂質土盛土において、不織布によるのり面保護を施したケース4では降雨によるのり面の小崩落やスパンボンド不織布に挟まれた土塊の抜け出しの防止効果が認められた。

(2) スパンボンド不織布による排水効果

- ① のり勾配1:0.7の急勾配盛土と1:1.2の緩勾配盛土での全浸透雨量に対する排水率は、前者が8%、後者が14%に相当するものである。また、粘性土盛土と砂質土盛土での全浸透雨量に対する排水率は前者が11%、後者が14%に相当するものであり浸透雨量の増大に追従したスパンボンド不織布による排水効果がうかがわれる。
- ② 盛土内の飽和度分布とサクション圧の経時変化からもスパンボンド不織布の排水効果が認められる結果が得られた。

建設省土木研究所土質研究室
東 急 建 設 株 式 会 社
三井石油化学工業株式会社
復 建 調 査 設 計 株 式 会 社

1. まえがき

ポリマーグリッドを用いた補強盛土工法の合理的な設計法および施工法を確立するために、これまで高さ3mの補強盛土について一連の実験ならびに解析を行ってきた。^{1)~5)}今回は、これらの成果を踏まえて、高さ6mの実物大規模の盛土を築造し、その補強効果を比較検討した。実験は、盛土築造過程および降雨条件下における動態観測の2段階に分かれるが、本報では盛土築造過程の結果について示すことにする。以下に、実物大盛土の安定検討と盛土築造中もしくは築造直後における補強盛土の動態観測結果と弾塑性有限要素解析結果について述べる。

2. 盛土の安定検討

建設省土木研究所の盛土実験棟の土槽は、高さ6mの盛土が築造できる大規模なものであることから、盛土高を6mとし、のり勾配を1:1.0、1:1.2および1:1.5の3ケースについて、それぞれ実験に先立ち盛土の安定性について検討を加えた。盛土材の土質定数は、不飽和域($S_r < 80\%$)、高飽和域($S_r \geq 80\%$)でそれぞれ $\gamma = 1.70$, 1.80 tf/m^3 , $c = 0.7$, 0.2 tf/m^2 , $\phi = 20^\circ$, 20° と設定した。表-1は、(1)式の簡便法によって求めた盛土の安定計算の結果を示したものである。

$$F_s = (M_R + \Delta M_R) / M_D \cdots (1)$$

ここで、 M_R , M_D : 盛土の抵抗およびすべりのモーメント。 ΔM_R : 補強による抵抗モーメント増分。表-1の結果より、降雨条件下においても、それぞれ安全率 $F_s = 1.0$ および 1.2 を確保することを目的とし、のり勾配を1:1.2とし、ポリマーグリッドをそれぞれ4層および7層敷設することを決定した。なお、ポリマーグリッドは二軸延伸材(SS-2縦)を使用し、計算には100%の引張り強度($T_f = 1.8 \text{ tf/m}$)を用いた。

3. 実験方法

(1) 補強盛土

図-1は、安定検討の結果から決定した盛土の形状とポリマーグリッドの敷設長および敷設間隔を示したものである。ポリマーグリッドの敷設間隔はケース1で150cm、ケース2で75cmとし、敷設長は限界すべり円の位置を考慮して6mとした。また、盛土の幅はそれぞれ6mとし、両盛土間は1m幅の粘土層の壁で縁切りをした。計測項目は盛土表面の変位(鉛直、水平)、盛土内の層別沈下、ポリマーグリッドのひずみ、盛土内の孔内傾斜計による変位およびR.I.による飽和度の測定等である。

表 - 1 盛土仕様決定のための事前解析

のり勾配	無補強時の安全率		必要補強層数	
	築造完了時	降雨時	$F_s=1.0$	$F_s=1.2$
1:1.5	1.241	0.807	3 層 (1.041)	6 層 (1.283)
1:1.2	1.100	0.742	4 層 (1.021)	7 層 (1.215)
1:1.0	1.009	0.680	5 層 (1.002)	8 層 (1.198)

() 内の数値は、補強時の安全率を示す

表 - 2 盛土材の土性

項 目		単 位	実験 3	実験 1, 2	実験 4
自然含水比	ω	(%)	22.41	24.32	30.91
土粒子比重	G_s		2.699	2.698	2.707
粒度特性	礫分	(%)	2	1	2
	砂分	(%)	74	70	68
	シルト分	(%)	12	20	28
	粘土分	(%)	12	9	2
	最大粒径	(mm)	4.76	4.76	4.76
	均等係数 U_c		70.0	27.3	15.8
	曲率係数 $U_{c'}$		15.9	5.5	1.0
締固め特性	最適含水比 ω_{opt}	(%)	17.0	18.6	24.2
	最大乾燥密度 $\rho_{d_{max}}$	(t/m^3)	1.695	1.640	1.520
透水係数	k	(cm/s)	1.58×10^{-4}	1.45×10^{-4}	3.80×10^{-6}

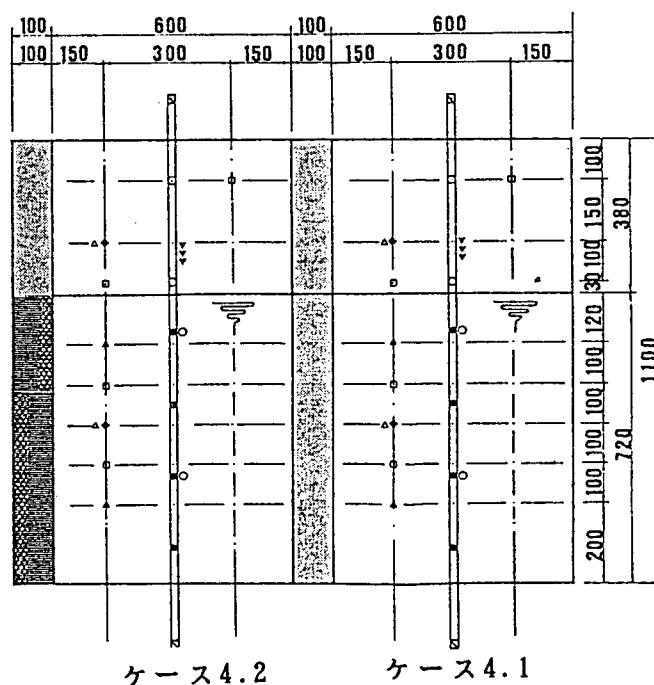
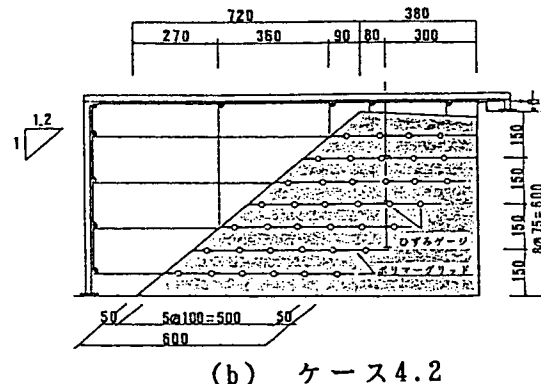
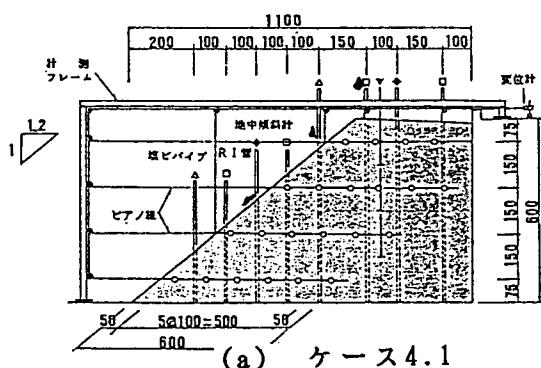


図 - 1 今回実験仕様

(2) 盛土材

盛土材は山砂で、粗粒分70%、 $U_c=15.8$ 、 $G_s=2.707$ である。また平均自然含水比は32.5%($S_r=80\%$)と、盛土築造時から高飽和状態であった。1・5・b法による締固め試験より、 $\omega_{opt}=24.2\%$ 、 $\rho_{dmax}=1.52t/m^3$ で、盛土築造時の ρ_d は、転圧層厚25cm、振動ローラー2回転圧の条件下で、平均で $1.32t/m^3$ 、締固め度は87%であった。

表-2に前回および今回の実験に使用した土性を対比して整理した。

4. 実験結果

(1) 盛土築造に伴う変形状

図-2(a),(b)は、盛土築造中ないし築造完了時の盛土の変形状を整理したものである。変形モードは、両ケースともりのり面部では盛土高の1/4(1.5m高)で最大の水平変位を示し、また鉛直変位はのり面部から盛土内に向かって増加する傾向を示す。ここで、変形の絶対量はポリマーグリッドを多く敷設したケース2の方が大きい値を示している。即ち、のり面部の水平および鉛直変位は盛土完成時において、ケース1に比べ1.3~1.5倍、また盛土内の鉛直変位は1.1~1.3倍となっている。本来ポリマーグリッドを多く敷設すれば、盛土体の変形をより拘束すると考えられるが、実験結果はその逆の傾向を示している。この原因として、盛土内に形成された地下水位がケース2の方で高いことから、当初よりケース2の盛土材の含水状態が高くなっており、せん断変形を起こしやすい状態にあったものと推察される。

(2) ポリマーグリッドのひずみ分布性状

図-3(a),(b)に盛土築造完了時のポリマーグリッドのひずみ分布を示した。両図とも、類似した傾向を示している。即ち、圧縮ひずみの領域が、のり面近傍では0.7~2.5mの幅の範囲および最下層のポリマーグリッドでは中央近傍において生じている。また、最大ひずみ ε_{max} の位置は、のり面から3.5~5.5mと盛土奥側となっている。ケース1と2との ε_{max} を比較すると、それぞれ0.06~0.4%および0.06~0.37%と同程度の値である。ここで、 ε_{max} にポリマーグリッドの伸び剛性 $J(=75tf/m)$ を乗じた値を引抜き抵抗力 T_R とすると、両ケースの合計値 ΣT_{Ri} はケース1で15.6tf/m、ケース2で24.4tf/mとなる。ポリマーグリッドの敷設層数は、ケース2がケース1の1.75倍であるのに対し、 ΣT_{Ri} は1.56倍と小さめの値となっている。このことは、敷設層数が増加するほど盛土材の変形が拘束されるため、発生するひずみも小さめになる傾向にあると解釈できる。

5. 数値解析

(1) 解析方針

ジオテキスタイルの土中での挙動とその補強効果を究明する1つの方法として、有限要素法を用いた数値解析があげられる。そこで、本研究では数年来、大型盛土を用いた崩壊実験を実施すると共に、盛土材とポリマーグリッド間の補強メカニズムを弾塑性有限要素解析によって検証する方法について検討を加えてきている。

ここでは、一連のシリーズにおける実物大規模の補強盛土実験をシミュレーションすることにより、

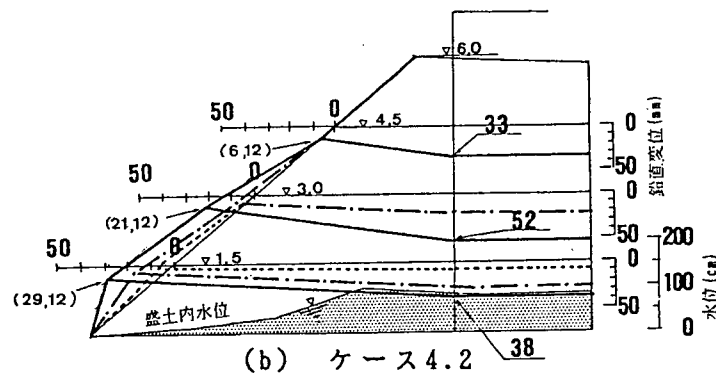
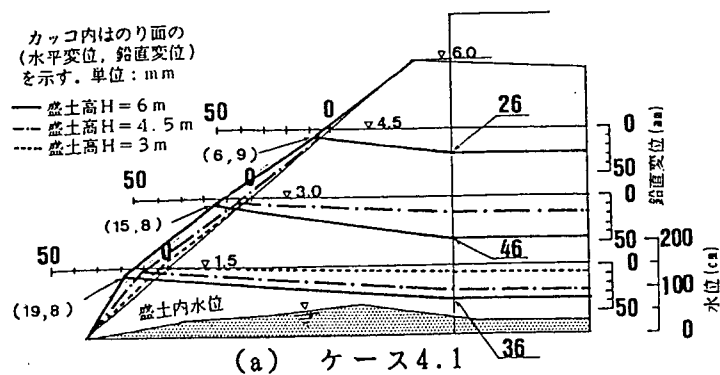


図-2 盛土の変形性状と水位

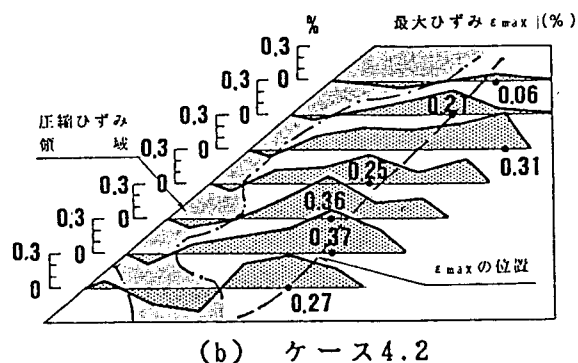
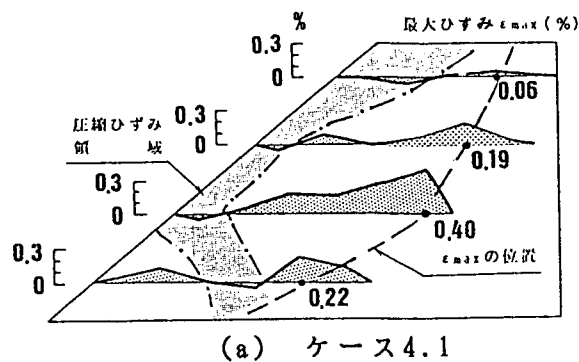


図-3 盛土築造完了時のポリマーグリッドのひずみ分布

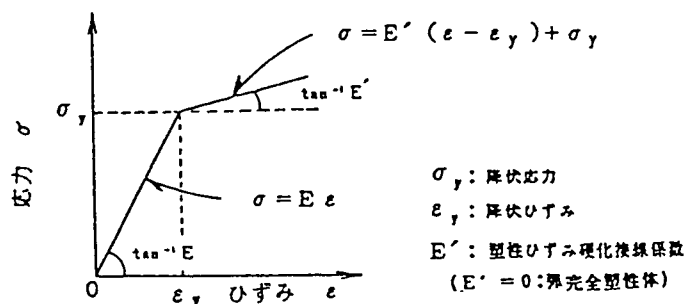
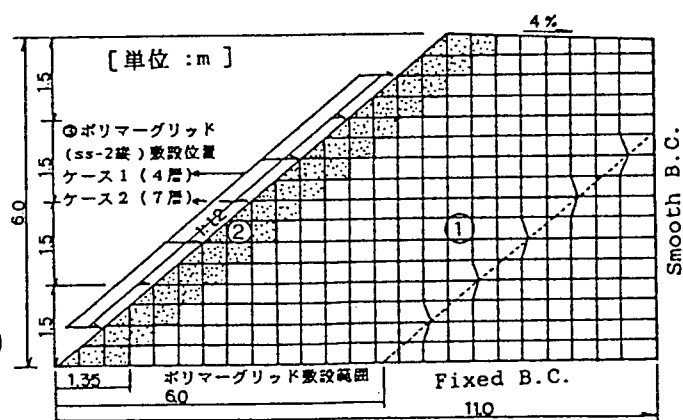


図-4 解析モデルの概要

表-3 解析に用いた材料定数 (ケース 1)

材料番号	要素タイプ	材料名	材料定数
①	四節点四角形要素 (2×2 ガウス積分点)	砂 (弾塑性体)	$\gamma_t = 1.75 \text{ t/m}^3$, $E = 180 \text{ tf/m}^2$, $\nu = 0.30$, $C = 1.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 32^\circ$, $E' = 0 \text{ tf/m}^2$
②	"	"	$\gamma_t = 1.75 \text{ t/m}^3$, $E = 90 \text{ tf/m}^2$, $\nu = 0.30$, $C = 1.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 32^\circ$, $E' = 0 \text{ tf/m}^2$
③	パネ要素 (弾塑性タイプ)	水平敷設グリッド (SS-2線)	$EA = 50 \text{ tf}$ $T_y = 1.8 \text{ tf}$, $E' = 0$

(注) ケース2は、盛土材の E が上記の $2/3$ 倍でその他は同一。
盛土材の飽和単体重量 $\gamma_{sat} = 1.86 \text{ t/m}^3$ 。

実験結果の評価を明確にし、さらに、これまでに提案した解析法の有意性についても検討を加える。

(2) 解析方法

解析方法は、有限要素法による弾塑性解析を適用し、ポリマーグリッドと盛土地盤をバイリニアな弾完全塑性体と仮定した。また、盛土材の構成式には取り扱いが簡単なDrucker-Pragerの降伏関係を用いた。なお、盛土材とポリマーグリッドは連続な構造体とし、境界部にジョイント要素を設けるなどの特別な処置は施さなかった。解析モデルの概要と解析に用いた材料定数を、それぞれ図-4及び表-3に示した。材料上数の設定は、室内の材料試験結果に基づき予備解析を行った後、盛土変位とポリマーグリッドのひずみ量の実測値との比較から逆解析により修正を加えた。なお、今回の材料定数の同定は、盛土材の弾性係数を対象に行った。また、今回の解析荷重ステップは、盛土高さ増分を1.5mにとり、4段階荷重の築造過程を想定して計算した。

(3) 解析結果と考察

数値解析によって得られたのり面の水平・鉛直変位とポリマーグリッドのひずみ分布を図-5に示す。図-5の結果から、のり面の変位量ならびにポリマーグリッドのひずみ量は、共に実測値とよく近似しており、解析法の妥当性と解析精度の適合性が確認できたといえる。また、ケース2がケース1より変位及びひずみ量ともに大きくなっているが、これは盛土材の弾性係数の差によるものである。ここで、両ケースとも盛土材の要素局所安全率は、全要素について $F_s > 1.0$ （全般的には $F_s > 1.3$ ）となり、塑性化を起こしていない。従って、盛土材及びポリマーグリッドの変形は、全域で弾性変形であり、しかも要素毎のひずみ量が0.5%以下と低レベルの変形状態とみなすことができる。

次に、ポリマーグリッドのひずみ分布は、のり面表層（水平距離で0.5~1.0mのゾーン）で圧縮ひずみとなり、盛土の奥方向に引張りひずみが漸増し、のり面からの水平距離で3.5~5.5m付近にピークが出現する傾向にある。圧縮ひずみの領域は、盛土高さ1.5m以下ののり先域で顕著であり、2.0~2.5mの距離に広がっている。このような傾向は緩勾配盛土の特徴的な変形性状と考えられる。また、引張りひずみのピーク地点を結んだ曲線と円弧すべり安定計算から求めた最小安全率を与える円弧を比較すると、前者の方が、やや盛土奥（0.5~2.0m）に位置している。図-6は、のり面の変位量と盛土高さの関係をのり面高さ1.5m, 3.0m, 4.5mの3地点について示したものである。図-6より実測値と解析値は近似しており、解析方法の妥当性が認められる。さらに、解析値を用いて補強効果を比較すると、補強盛土の変形低減量がケース1で約0.5mm, ケース2で約2.0mmとなり、ポリマーグリッドの敷設層数が約2倍のケース2の方が、盛土体の変形拘束の効果が大きいといえる。しかし、こうした補強効果は量的には小さく、本報の築造までの盛土の挙動は、大部分が盛土材料自体の変形に依存していると考えられる。

6. まとめと今後の課題

今回の数値解析の報告は、盛土高さ6.0mの築造過程までを整理したものである。盛土築造過程におけるのり面の変位量やポリマーグリッドのひずみ量について、解析値と実験値とが比較的良好に近似しており、解析手法の妥当性が認められた。今後、本実物大盛土を用いた追加実験を行い、また、数値解析等によって補強メカニズムについてさらに検討し、設計法の確立に寄与したいと考えている。

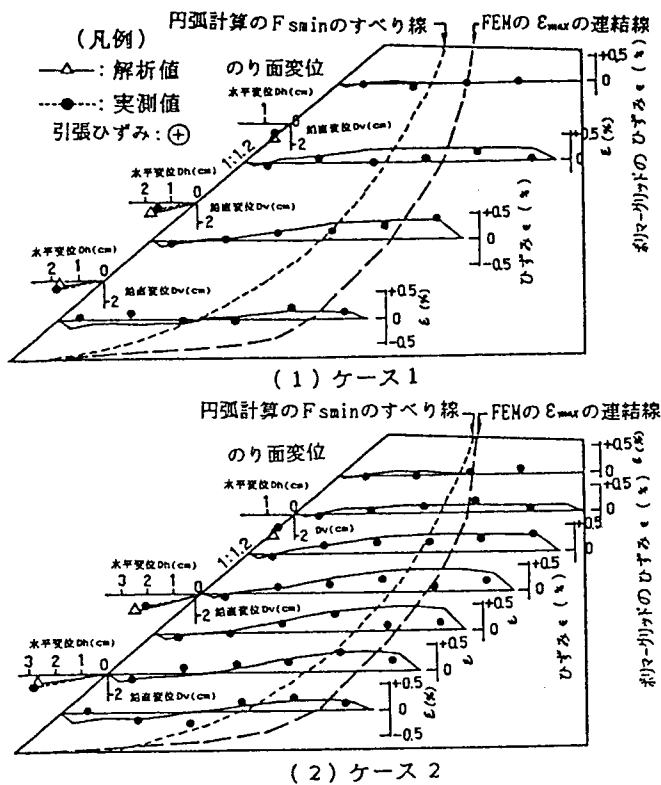


図-5 のり面の変位とポリマーグリッドのひずみ分布

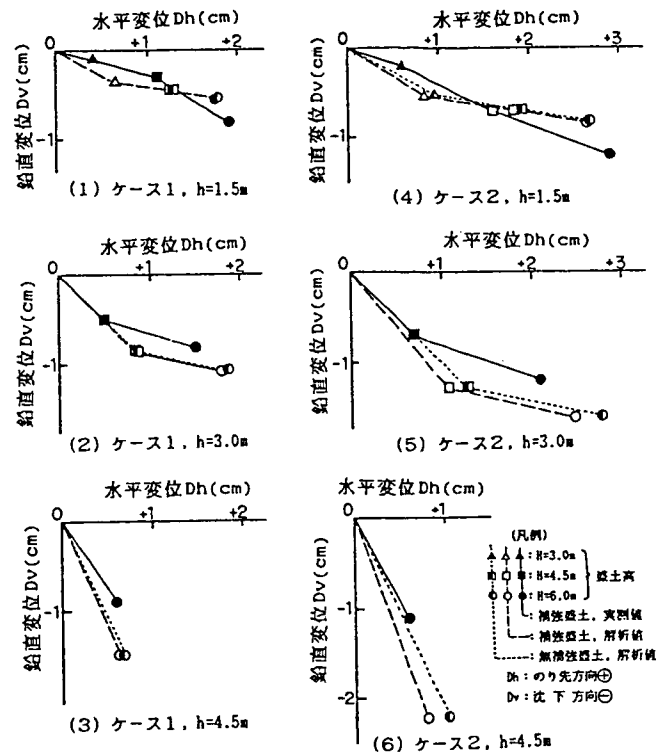


図-6 のり面の変位量と盛土高の関係

<参考文献>

- 1) 久楽, 南他 3 名: ポリマーグリッドを用いた補強盛土の崩壊実験—のり面処理工による補強効果について—, 第22回土質工学研究発表会講演集 pp.1761-1762, 1987.6.
- 2) 三木, 福田他 4 名: ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発(その1)—人工降雨による盛土崩壊実験—, 第1回ジオテクニカルシンポジウム発表論文集, pp.77-82, 1986.12.
- 3) 三木, 林他 3 名: 1)と同, 敷設間隔の違いと補強効果について, pp.1763-1764.
- 4) 三木, 福田他 3 名: 1)と同, 敷設仕様の違いと補強効果の解析, pp.1765-1767, 1987.6.
- 5) 久楽, 南他 4 名: 2)と同, (その2), のり棒効果に関する実験, pp.83-88, 1986.12.

3. 3. 3 不織布を用いた盛土の耐震対策工法

建設省土木研究所動土質研究室

大成建設株式会社

1. まえがき

ジオテキスタイルを盛土に敷設し、盛土を強化する工法が最近多く用いられるようになってきたが、その地震時の挙動についてはまだ不明の点が多い。

ここでは、不織布を敷設した土の繰返し載荷時の基本的動特性の把握、及び不織布を敷設した盛土の耐震性の把握を行っている。今まで、基本的動特性については、繰返し中空ねじりせん断試験、繰返し三軸試験を行ってきた。また、盛土の耐震性については、遠心力載荷実験、及び模型振動実験を行ってきた。今まで、遠心力載荷実験では、盛土を傾斜させて水平力を加えた場合、盛土に上載荷重を加えた場合について実験を行ってきており、模型振動実験では、液状化性地盤上の盛土の実験、傾斜地盤上の盛土の実験、平地部普通地盤上の小型模型、大型模型の実験を行ってきた。今年度は、土木研究所において不織布を敷設した砂供試体による繰返し三軸試験、繰返し一面せん断試験を行った。また、補強盛土の動的遠心力載荷実験を土木研究所及び大成建設㈱において行い、のり面が急な補強盛土の大型模型振動実験を大成建設㈱で、傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験を土木研究所で行い、盛土の振動実験の解析法を通じて、補強盛土の耐震設計法の検討資料とした。

2. 不織布を挿入した供試体の繰返し一面せん断試験

2. 1 試験内容

盛土や地盤の補強材として不織布を用いた場合の繰返しせん断時の挙動を把握するために、不織布を挿入した砂供試体の繰返し一面せん断試験を、今年度初めて実施した。

試験には、中型動的せん断試験機を用いた。せん断箱は、長さ30cm、奥行き30cm、高さは32cmであり、中央でせん断できるように上下に分かれている。試験に用いた砂は、豊浦標準砂であり、補強材には表-2.1のAとGに示す不織布とアルミ板を用いた。なお、この表には次章以降で述べる補強材に

表-2.1 補強材の特性

名 称	A	B	C	D	E	F	G	H	I
材 質	ナイロン70% ポリエステル 30%	ポリエステル 33% ポリエステル 67%	ポリエステル 33% ポリエステル 67%	ポリエステル 100%	ポリエステル 100%	銅	アルミ	ポリエステル 100%	ポリエステル 100%
厚さ t(mm)	0.217	0.7	0.8	1.5	4.5	0.5	0.5	0.76	1.0
ピーク時引張強度 σ_s (kgf/cm ²)	13.4	120	150	25	110	—	—	32.4	48
ピーク時歪 ϵ_s (%)	34	30	35	100	100	—	—	44	74
$\epsilon=15\%$ のヤング率 E_s (kgf/cm ²)	52	640	850	120	120	1.32×10^5	7.1×10^5	149	—
引 張 剛 性 $E \cdot t$ (kgf/cm)	1.13	45	68	18	54	66000	35500	11.3	—

ついても合わせて示している。アルミ板は剛性の大きなものの一例として補強効果を比較するために用いており、表面には砂を付着させ、アルミ板と砂の摩擦を大きくしている。今回の試験では、補強材の設置角度を変化させその影響について調べた。設置角度はせん断面に垂直な状態を 0° として $0, 15, 30, 45^\circ$ の4種類とした。静的なせん断試験においてはせん断方向に対する設置角度の向きが強度に影響を与えることが予想されるが、今回の実験では両振りの繰返しせん断であることから設置方向による影響は少ないものとして、一方向のみとした。供試体は、せん断箱の中に補強材を治具で仮止めした後、せん断箱の側面を上にして開放し、密度を一定($D_r=70\%$)とするためにホッパーで試料砂を自由落下させた。その後、試験機にせん断箱を設置し、所定の垂直応力を加えた。垂直応力は 0.5kgf/cm^2 を標準に $0.3, 0.7\text{kgf/cm}^2$ の3種類とした。ただし、無補強については $0.4, 0.6\text{kgf/cm}^2$ でも行った。垂直応力を載荷後、鉛直変位が一定となつてから、周波数 0.5Hz の三角波で20波ごとに段階的にせん断力を上昇させ、試料が破壊したところで試験を終了した。せん断力の上昇の割合は、概略5段階程度で破壊に至るようにひずみを見ながら設定したため、均一ではない。ここで供試体の破壊とは、試験機の特長から変位が $\pm 25\text{mm}$ を越えたときせん断が自動的に停止するのでこの時を供試体の破壊とし、そのため最終段階のせん断応力における繰返し回数はまちまちである。したがって後述するせん断破壊強度 τ_r は、破壊直前の段階のせん断応力とした。

2.2 試験結果及び考察

図-2.1に不織布を挿入した際の垂直応力 σ とせん断破壊強度 τ_r の関係を示す。この図からわかるように、無補強時、補強時のいずれにおいても、せん断破壊強度が垂直応力に比べ、かなり高くなっている。これは、せん断箱内の側面の摩擦が除去しきれなかったためと考えられる。また、無補強時の強度と比較して、設置角度 0° のものは強度が増加するものの、それ以外のほとんどで強度が低下していることがわかる。そして、図-2.2に示すアルミ板を挿入した際の垂直応力 σ とせん断破壊強度 τ_r の関係を見ても同様なことがいえる。さらに、図-2.3に補強材の設置角度と補強率の関係を整理したものを示すが、これからも今回の試験については 0° 以外のほとん

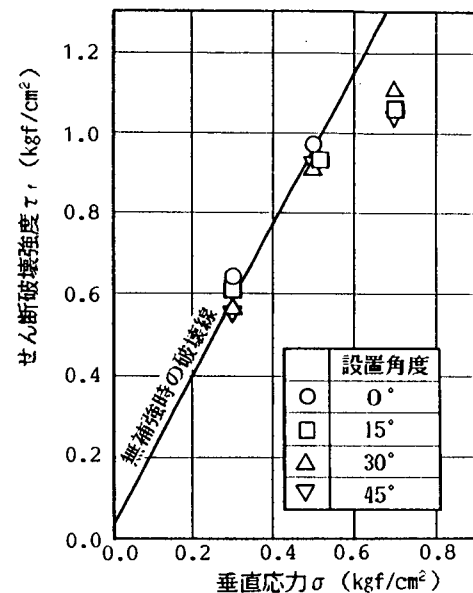


図-2.1 垂直応力と動的せん断破壊強度との関係(不織布)

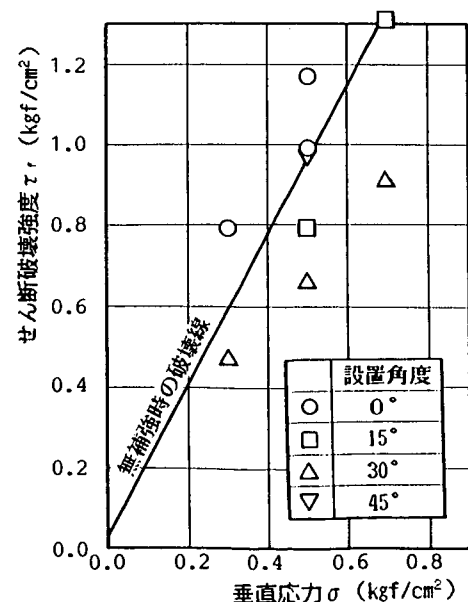


図-2.2 垂直応力と動的せん断破壊強度との関係(アルミ板)

どの結果が負の補強率となっている。図-2.3には既往の文献¹⁾により静的なせん断試験の結果を同時に示しているが、この結果においても、30°付近で補強率が負となっており、設置角度によっては必ずしも強度が無補強時に比べ増加するとは限らないことを示している。また、この図から、補強材の設置角度の違いによる補強率への影響は、補強材の種類に関わらず、今回の試験においては0°で最大値を示し30°で最小値を示すという共通の傾向を持っていることがわかる。また、補強材を挿入することによるせん断破壊強度への影響は、不織布に比べアルミ板の方が大きい。これは、アルミ板の方が不織布に比べ剛性が大きいことによると考える。

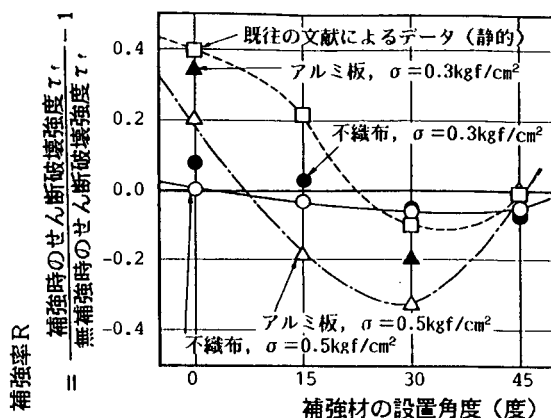


図-2.3 補強材の設置角度と補強率の関係

今回の試験では、補強材を挿入したときの強度は、無補強時に比べ設置角度0°のものでは強度が増加するもののそれ以外のほとんどについては強度が低下しており、補強材を入れることで強度が増加するとは必ずしもいえない結果を得た。また、設置角度と破壊強度との関係については、定性的ではあるがどのような補強材でもある共通の関係を持つことがわかった。これらのことについて、メカニズム等を検討し、さらに明らかにしていくことが今後の課題である。

3. 不織布を挿入した供試体の繰返し三軸試験

3. 1 試験内容

飽和した砂地盤の補強材として不織布を用いた場合の液状化時の挙動を把握するために、不織布を挿入した供試体の繰返し三軸試験を、60、61年度に引続き実施した。前年度までに、不織布を挿入することによる砂供試体への補強効果を確認している。今年度はさらに不織布の剛性を変え試験を行った。試料には浅間山砂を用い、今年度使用した不織布は、表-2.1中のCであり、この不織布の引張剛性 $E \cdot t$ は、60年度に用いたもの（表-2.1中A）の約60倍、61年度に用いたもの（表-2.1中B）の約1.5倍となっている。なお、この表-2.1には後述の整理に用いた、他で実施された既発表²⁾のもの（表-2.1中D, E, F）も含めた。試験は、図-3.1に示す供試体の種類のうち(2)の供試体の中央に不織布を一枚入れたもので行った。なお、前年度までに行ったものと合わせ、実験のケースを表-3.1に示す。供試体は直径5cm、高さ10cmの寸法であり、気乾状態の試料を自由落下させて作成した。その後、供試体を自立させるために初期有効拘束圧(0.2kgf/cm²)を加え、そのままの応力状態を保ちながら供試体内を真空に近づけよく脱気した水を供試体下方から供給し、飽和させた。密度は一定とし、

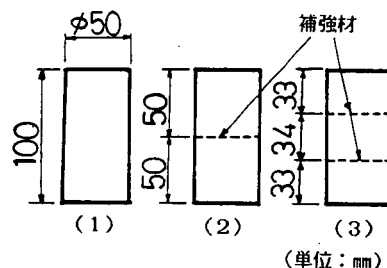


図-3.1 試験に用いた供試体

表-3.1 実験ケース

Case No.	供試体	補強材
C 1	(1)	—
C 2	(2)	A
C 3	(2)	B
C 4	(2)	C
C 5	(3)	B

Dr=50%を目標にした。試験は圧密後行い、拘束圧は1 kgf/cm²とした。それぞれのケースについて所定の応力比で繰返しせん断を行い、応力比-繰返し回数の関係を求めた。

3.2 試験及び考察

図-3.2に両振幅ひずみ10%における不織布を挿入したものと砂のみのものの繰返し回数とせん断応力比の関係を、前年度までの結果とともに示している。この図から、不織布で補強されたものは無補強のものに比べて強度が大きいことがわかる。しかし、不織布の剛性や枚数による強度の違いはほとんど見られない。さらに補強率を考慮した整理を試みた。図-3.3は補強率と両振幅ひずみ10%、繰返し回数20回におけるせん断応力比の関係である。なお、この図には、他で実施された既発表の試験結果も合わせて示している。この図からジオテキスタイルが、ある一定の剛性、枚数を越えると補強効果はほとんど増加しないことがわかる。しかし図-3.3の中に示されている、既発表のデータでは補強率が増加するとともに液状化強度が著しく増加しているものもある。これは、密度や供試体寸法の違い等によるものと考えられ、今後調べるべき課題である。

4. 遠心力载荷試験装置による模型実験

4.1 実験概要

盛土の実物大の挙動を推定するため土木研究所の動的遠心力载荷試験装置³⁾による模型実験を行った。模型は、4.5m程度の盛土高さを想定して、幅50cm、高さ30cm、奥行き10cmの遠心力载荷試験装置専用の容器内に模型を作成し、遠心力载荷試験装置により30Gの重力の場を作り、正弦波の水平振動を30波加えて試験を行った。

表-4.1に、実物との比較を含めて加振条件を示す。加振は小さな加速度から行い、1回の加振ごとに遠心力载荷試験装置を停止させた。実験は、表-4.2に示す材料を用いて、表-4.3、図-4.1に示すようにジオテキスタイルの敷設長さ、敷設段数を変化させたものと、従来の擁壁形式(L型、重力式、もたれ式)のものについて行った。変位量は、加振後に写真撮影したものをスケールで読取った。

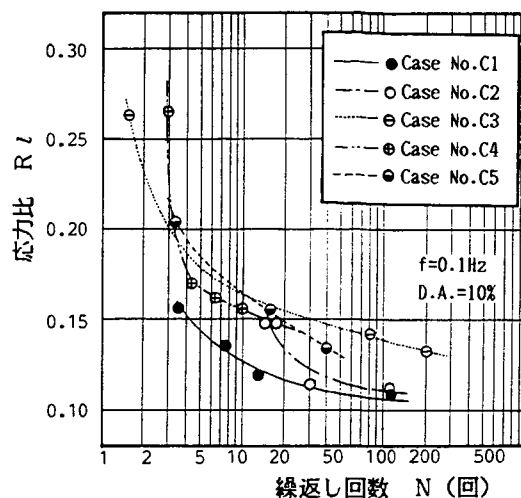


図-3.2 繰返し三軸試験結果

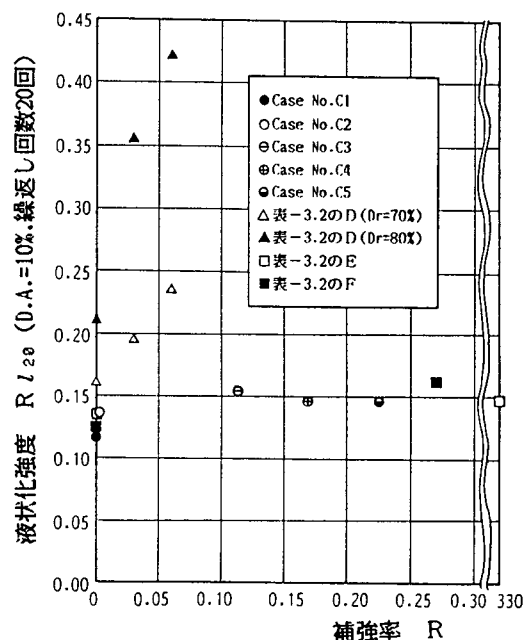


図-3.3 補強率と液状化強度の関係

表-4.1 加振条件の設定

実験値	実物	模型
振動数	3.3 Hz	100 HZ
最大加速度	600 gal	18 G
加振時間	10 sec	0.33 sec

表-4.2 模型の材料

材 料	原 料 と 諸 元
砂（豊浦標準砂）	単位体積重量 $\gamma = 1.5 \text{ tf/m}^3$ 内部摩擦角 $\phi = 42^\circ$ 粘着力 $c = 0 \text{ tf/m}^2$
ジオテキスタイル	表-2.1中のA
モルタル擁壁	川砂，普通セメント，針鋼 単位体積重量 $= 2.20 \text{ tf/m}^3$

表-4.3 実験ケース

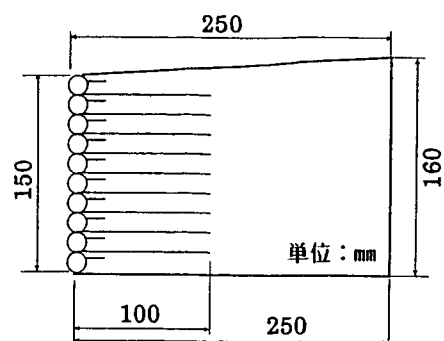
模 型	盛土のり面構造	盛土高さ (mm)	のり面勾配 α (1: α)	補 強 材 敷設長さ (mm)	補 強 材 敷設段数 (段)
A	ジオテキスタイル補強盛土	145	0.0690	100	5
C		157	0.0955	50	10
D		150	0(直)	50	5
F		150	0(直)	100	10
G	L 型 擁 壁	150	0(直)	-	-
H	重力式擁壁	150	0(直)	-	-
I	もたれ式擁壁	150	0.1	-	-

4. 2 実験結果

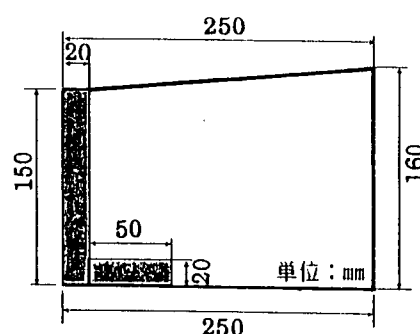
ジオテキスタイルを用いた補強盛土の破壊形態と変形状態は、定性的には小型、大型の振動台実験の場合とほとんど同じであり、いずれも盛土天端から前面に傾斜する、いいかえれば補強部のせん断変形が進行して破壊に至るものであった。これらの実験結果のうち、代表的なものの盛土天端の水平変位量と水平震度の関係を示すと、図-4.2に示すようになる。ここで、水平震度は加振加速度を遠心加速度で割ったものである。この図から、補強材の敷設長さの長いもの、敷設段数が多いものが安定度が高いという結果が得られた。また、ジオテキスタイル補強盛土と従来の形の擁壁を比べると、L型、もたれ式擁壁では、水平震度 0.4程度までは変位量が少なかったが、それ以上の加振加速度では急激に変位量が増大した。

4. 3 実験結果の検討

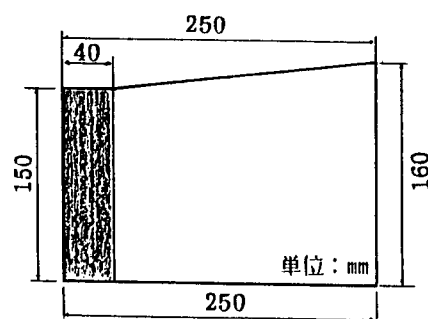
実験中の盛土の挙動観測から、今回の模型の補強条件の範囲内では、盛土は補強部の背後に発生した主働崩壊部の土圧によって、あたかも補強部が一体となり、適度の剛性を有する一つの擁壁が変形し、補強部が前面に押出されて倒壊するようにして破壊に至ることがわかった。これより、補強された部分を重力式擁壁と仮定し、そこの土圧が作用した場合の外的安定のみを対象とし、滑動と転倒の



(a) ジオテキスタイル補強盛土（模型F）



(b) L型擁壁（模型G）



(c) 重力式擁壁（模型H）

図-4.1 実験模型

安全率を算定した。計算式は、図-4.3のようなモデルに対して、転倒に対する安定に関しては(4.1)式、滑動に対する安定に関しては(4.2)式を用いた。

$$F_{SR} = \frac{W_F \times L / 2}{k_h \times W_F \times H / 2 + P_B \times H / 3} \quad (4.1)$$

$$F_{SS} = \frac{W_F \times \tan \phi}{k_h \times W_F + P_B} \quad (4.2)$$

ここに、 F_{SR} ：転倒に対する安全率、

F_{SS} ：滑動に対する安全率、

W_F ：補強部分の土塊の重量、

L ：補強材の敷設長さ、

H ：盛土の高さ、

P_B ：補強部背面に作用する土圧、

k_h ：振動台の水平震度、

ϕ ：土とジオテキスタイルの摩擦角

図-4.4に水平震度と滑動及び転倒の安全率の関係を示す。ここでは、補強材の敷設されている部分をすべて剛体と仮定しているため、補強材の種類や敷設段数は計算結果に反映されない。この結果、敷設長さ $1/3H$ (模型では5cm)の場合は転倒の安全率の方が小さく、水平震度0.3程度から安全率が1を下回り、敷設長さ $2/3H$ (模型では10cm)の場合は、水平震度0.3程度から滑動の安全率の方が小さくなり、0.6程度から安全率が1を下回ることが分かる。このように、計算による安定検討では、敷設長さの短いものは転倒で、敷設長さの長いものは滑動で安定性が決定される。また、今回用いた擁壁の安全率は、ジオテキスタイル補強盛土に比べて小さいことがわかる。

次に、図-4.5に変位量と最小安全率の関係を示す。ここで、変位量は水平及び鉛直の変位を合わせたもので、最小安全率は滑動及び転倒の安全率の小さい方である。この図よりジオテキスタイル補強盛土のほとんどの場合、変位量が4cm以上になると安全率が1を下回る。このように、変位量がかなり大きくなると

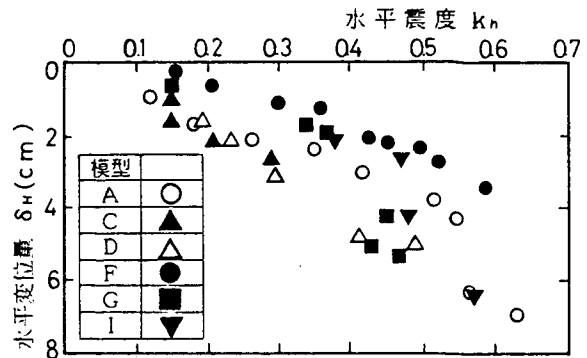


図-4.2 水平震度と水平変位量の関係

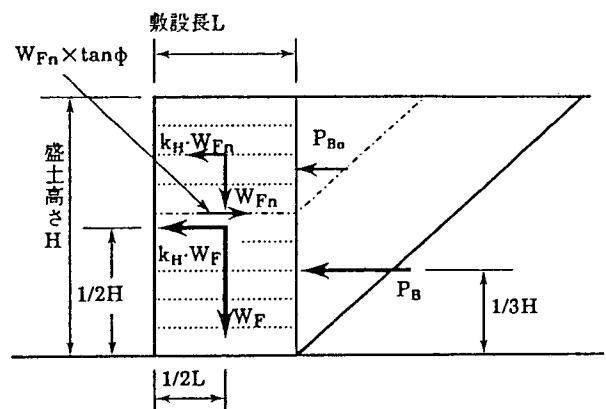


図-4.3 ジオテキスタイルで補強された盛土の外的安定解析モデル

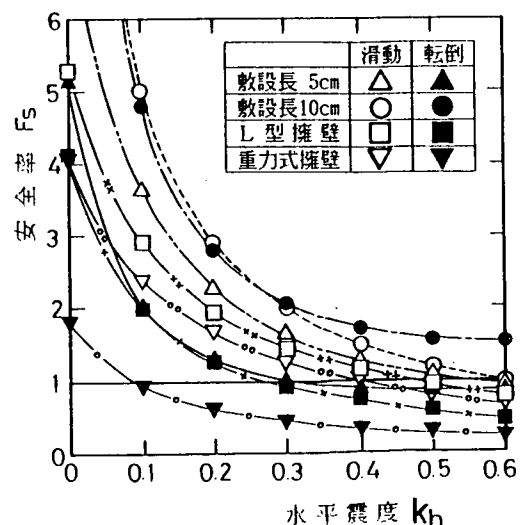


図-4.4 水平震度と安全率の関係

安全率が1を下回らないのは、変形が補強部のせん断変形によるもので、転倒・滑動のいずれとも言い難いためと思われる。また、L型擁壁では、変位量が2cm以上になると安全率が1を下回る。したがって、ジオテキスタイル補強盛土と擁壁の変位を同じようにするには、ジオテキスタイル補強盛土の安全率をかなり大きくしないといけないことがわかる。これらの実験と計算結果により、敷設長さが短い場合は外的安定の検討のみでもよいが、敷設長さが長い場合は外的安定度が高いため内的安定検討も行っておく必要がある。

4. 4 まとめ

補強盛土の動的实验を動的遠心力载荷試験装置で行った結果、補強材の敷設長さが長く、敷設段数が多いものほど変位が小さく、破壊に至る最大加速度も大きい結果を得た。破壊に至る挙動も擁壁のような転倒・滑動とは異なる破壊挙動を示した。よって、このようにのり面が垂直な場合の安定計算方法はさらに検討が必要である。

5. 大型模型振動実験⁴⁾

5. 1 実験概要

前年度に行った小型実験によって、のり面が急勾配の盛土のさまざまなケースの破壊に至る挙動を把握したが、この結果をもとにして、さらに大型の模型による振動実験を行った。大型土槽中に図-5.1に示すような、高さ1.5m、長さ3.0m、奥行き0.9m、盛土模型を作成し、振動台に載せて加振した。大型土槽は、高さ2m、幅4m、奥行き90cmの鋼製で、前面が強化ガラス張のものを使用した。実験は、直立ののり面を持つ盛土に限定し、補強材の種類、段数及び敷設長さをかえたモデルを6ケース設定した。実験ケースについて表-5.1、図-5.2に示す。実験ケースの作成にあたっては、静的な内的安定検討により設計したもの（段数10段、敷設長さ1.0m、補強材は表-2.1中のA）を標準として定めた。実験ケースのうち、ケース1～5は、砂を直接補強材で巻き込んでのり面を形成したもので、ケース6は、直方体の発泡スチロールの部材を組込んでのり面を形成したものである。盛土材料は、4号珪砂を用いており、相対密度が45～50%となるように気乾状態の砂を一定高さから落下させて敷き均し、特に締固めはしなかった。

計測は、加速度及び変位について行った。加速度計を図-5.1に示す位置に設置し、変位計測は、盛土の側面に墨汁で着色した珪砂で等間隔に入れた縦線と横線をビデオ及び写真撮影により記録し、盛土の水平変位と沈下量を解析した。

加振は、周波数4Hzの正弦波で水平に加振した。加振

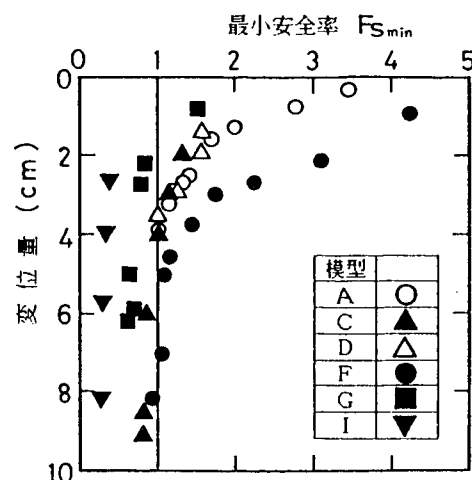


図-4.5 最小安全率と変位量の関係

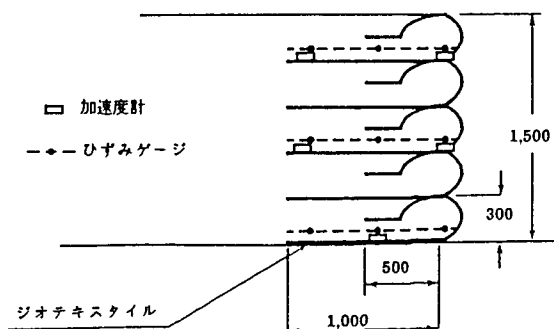


図-5.1 模型盛土の規模と計測器配置

加速度は振動台を停止させることなく、40galずつ段階的に盛土の破壊まで増加させた。各段階の加速度は5秒間保持した。なお、振動台の容量から最大加振加速度を640galとした。

5・2 実験結果

1) 破壊形態について

本実験における、破壊の形態はいずれのケースもほぼ同じ傾向にあった。破壊に至る状況の代表的ケースを選んで図-5.3に示す。いずれも加振加速度 100gal程度から盛土天端の残留水平変位が生じ始める。その後、ほぼ加振加速度に比例して変位が増加した。盛土の下部はほとんど動かず、盛土天端に近くなるほど変位量が大きく、補強部のせん断変形が水平方向に進行して、破壊に至る傾向が最も顕著であった。しかし、加振途中で巻込んだ補強材の引抜けにより、のり面の上部の破壊に至ったものもあった。ケース6は発泡スチロールの直方体のブロックを組込んで盛土模型を作成したものであったが、変形も少なく破壊に至らなかった。また、補強部内部にすべり面の発生はなかった。また、小型模型のときと異なり補強部背後に明確な主動崩壊範囲の沈下が現れた。

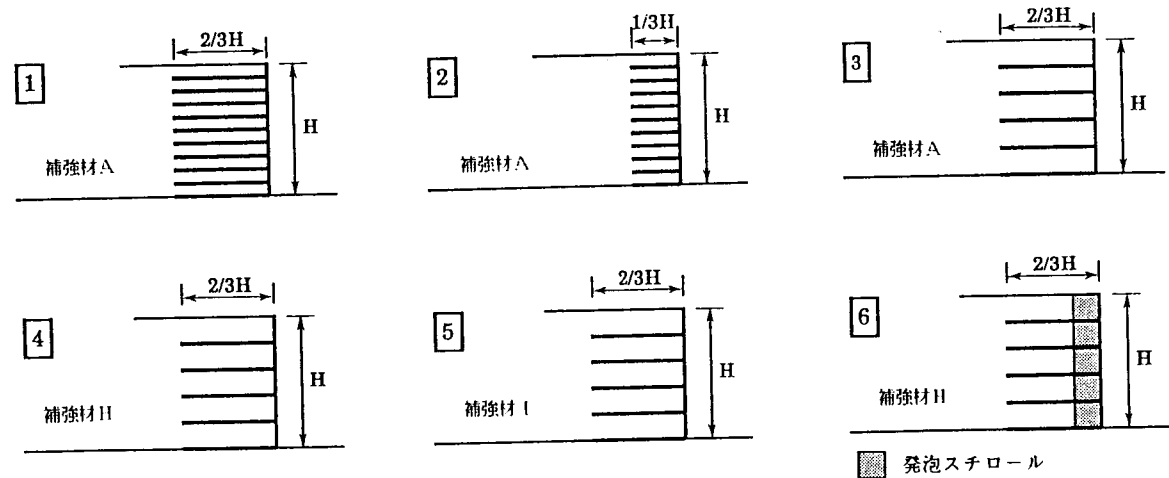


図-5.2 実験模型

表-5.1 実験ケース

実験ケース	補強材種類	補強材数	補強材込込長さ (cm)
CASE 1	A	10	100
CASE 2	A	10	50
CASE 3	A	5	100
CASE 4	H	5	100
CASE 5	I	5	100
CASE 6	H + 発泡スチロール	5	100

- ・補強材種類は表-2.1参照
- ・CASE 6はのり面に発泡スチロール使用

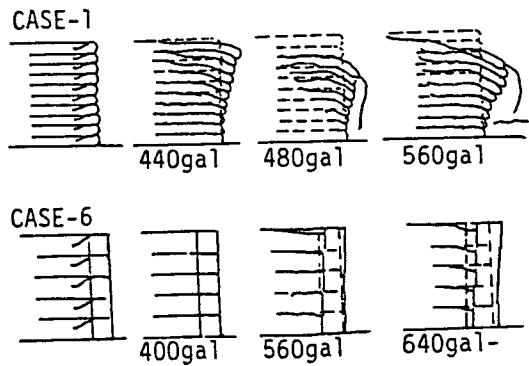


図-5.3 破壊の状況

2) 加速度の応答について

加速度応答倍率は、最大 1.8、最小 0.85 程度であった。加速度応答の傾向として、加振直後に一時的に大きくなるが、すぐに小さくなり、その後盛土が破壊に至るまで入力加速度に従って増加した。加振直後に応答倍率が大きく出るのは、初期において、緩く詰まっている盛土の砂が、振動を受けて締め固まるためと考えられる。また、加速度波形は加振レベルの小さなうちは比較的きれいな波形を示していたが、加振レベルが大きくなると盛土の変位が進み、それに伴う加速度計自身の傾斜に起因する波形中心軸のずれが生じた。各ケースの加速度応答倍率の分布を比較してみると、補強材の敷設長さ、敷設段数、引張り強度または変形係数の大小の差が若干出ている。同じ条件で比較すると、補強材の敷設長さが長いほど、敷設段数が多いほど、引張り強度が大きいほど応答倍率が小さくなっており、補強部が剛体に近くなっていると考えられる。

3) 盛土の変形について

盛土の変形は、基本的には小型模型振動実験時の変形特性と同じであった。小型実験では、模型の規模に対して、補強材の厚さや剛性が大きいため、補強部の挙動も擁壁に近いものであった。しかし、大型模型振動実験では前述のように、実験上破壊しやすくするために、できるだけ薄く伸びの大きいジオテキスタイルを補強材に選択した。したがって、変形については、細かい部分の挙動も観察することができた。例えば、のり面形成部の局部的内部破裂の状況などであった。

変形量で最も大きかったのは水平変位であったため、図-5.4 に各ケースの盛土天端付近の水平変位と加振加速度の関係を示し、変位測定結果から盛土の挙動について述べる。

まず、加振加速度を上げていくと変形が急に大きくなる点が明確になっている。例えば、CASE 1 の 320gal の点である。このような点を将来の設計法の検討時に考慮する必要がある。

大型実験でも、小型実験同様、補強材の敷設長さ、段数及び引張り強度の差が出ている。それぞれ、補強材の敷設長さの長いもの、補強材の敷設段数の多いもの、補強材の引張り強度の大きいものが変位も小さく安定性が高いことを示している。

5.3 結果の検討

内的安定については、従来のテール・アルメ工法の方法⁵⁾とすべり線を折線と仮定した折線すべり法の 2 つの方法で検討を行った。折線すべり法の安全率計算式を(5.1)式、テール・アルメ法の安全率計算式を(5.2)式に示す。なお、テール・アルメ法では、引抜けに対する安定のみを検討した。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + \{W \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi\}}{\sum \{W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot \cos \alpha - T_f \cdot \cos(\alpha + \theta)\}} \quad (5.1)$$

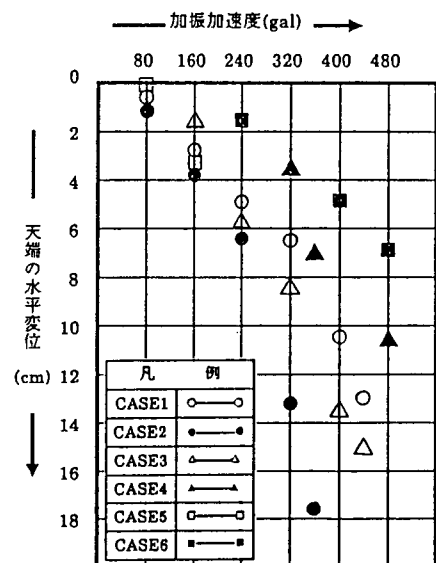


図-5.4 各ケースの天端の水平変位

ここに、 c ：土の粘着力、 l ：スライス底面の長さ、 W ：スライスの自重、 k_h ：水平震度、
 ϕ ：土の内部摩擦角、 α ：スライス底面の角度、 θ ：ジオテキスタイルの敷設角度、
 T_f ：補強土が破壊基準に達したときの補強材の引張力、

$$F_s = \frac{\sum \{2 \cdot \{\tan \phi (1 - z/z_0) + \tan \psi_1\} \cdot \sigma_v \cdot L_e\}}{\sum \{ \{K_0(1 - z/z_0) + K_a(z/z_0)\} \sigma_v \cdot \Delta H + 1/2(1 + z/H_a) \cdot \alpha \cdot k_h \cdot P_n \}} \quad (5.2)$$

ここに、 ϕ ：盛土のせん断抵抗角、 ψ_1 ：土と補強材の摩擦角、 σ_v ：土の鉛直応力、

z ：仮想壁高の上端から着目段までの深さ、

z_0 ：仮想壁高の上端から土圧係数変換点

までの深さ($z_0 = 6\text{m}$)、

L_e ：抵抗領域中の補強材の有効定着長、

K_0 ：静止土圧係数、 K_a ：主動土圧係数、

ΔH ：補強材の鉛直間隔、 H_a ：仮想壁高、

α ：地震時の増加係数、 k_h ：水平震度、

P_n ：最下段の補強材に作用する常時の土圧力

なお、上式は $z_0 \leq 6\text{m}$ の場合に適用される式である。

また、外的安定は、補強部を一体化した剛体と見なし、動土圧が作用したときの転倒と滑動の安定検討を行った。検討には、(4.1)、(4.2)式を用いた。

内的安定は、ケース1(敷設長さ100cm)、ケース2(敷設長さ50cm)について計算し、結果を図-5.5に示す。この図でわかるように、一般に折線すべり法の方がテール・アルメ法より同じ加振加速度に対しては小さい安全率を与える。また、この計算結果を実験結果(天端の水平変位量)と比較すると、計算結果は実験に対してケース1では小さな安全率、ケース2では大きな安全率を与えているように見える。また、実験では内的破壊はみられなかった。

次に外的安定検討の計算結果について述べる。この計算仮定では、補強部は一体としているので、ジオテキスタイルの敷設段数、敷設長さなどには計算結果は支配されない。よって、敷設長さが100cmのものと50cmのものの2つのケースについて行った。この計算結果と実験の変位を比較して図-5.6に示す。

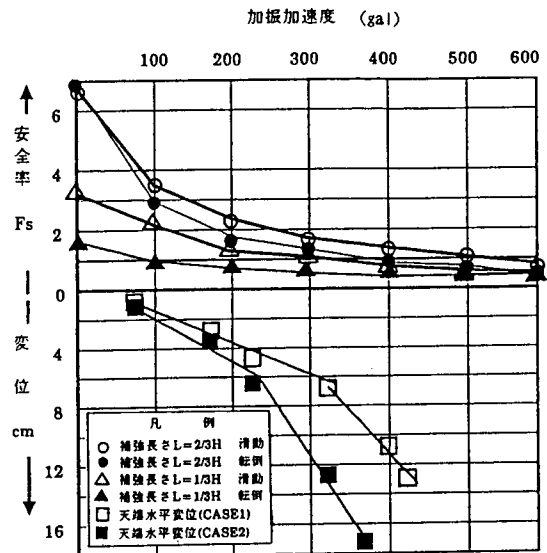


図-5.5 外的計算結果との比較

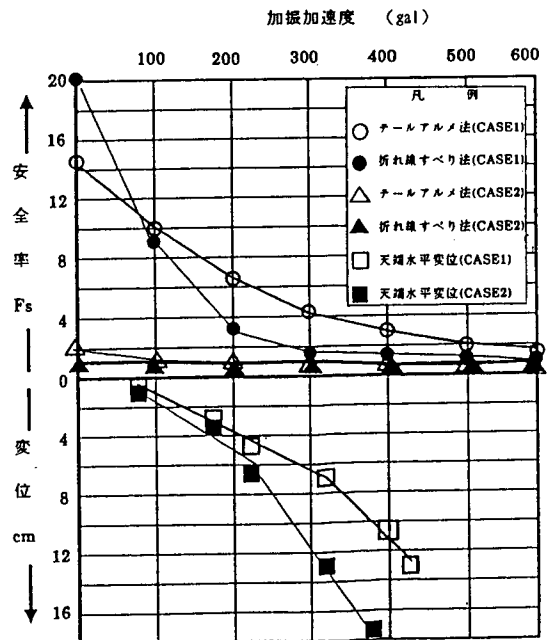


図-5.6 内的計算結果との比較

この計算結果では転倒の方が卓越しているが実験では、転倒は発生せず、前述のように補強部全体の変形によって崩壊した。

5. 4 まとめ

以上の実験から以下のことが明らかになった。

- ① ジオテキスタイルを敷設した補強部は、小型実験の結果と同様に、一体となって挙動する。
- ② 盛土全体の変形は補強部のせん断変形に支配される。
- ③ 補強部の補強材の敷設長さが長いほど、耐震性が高く、これが動的安定を支配する最も大きな要因である。
- ④ 補強部のせん断剛性は、補強材の敷設長さの他に、敷設段数、引張強度、ヤング率にも若干影響を受ける。

6. 傾斜地盤上の補強盛土の模型 振動実験^{6), 7)}

6. 1 実験内容

今年度は、補強盛土ののり勾配と盛土材料の含水比が盛土の耐震性に与える影響を調べるために振動台実験を行い、これまでの実験結果と合わせて検討を行った。

今年度の実験模型を図-6.1に示す。また、模型の概要について前年度までに行った実験模型も含め、

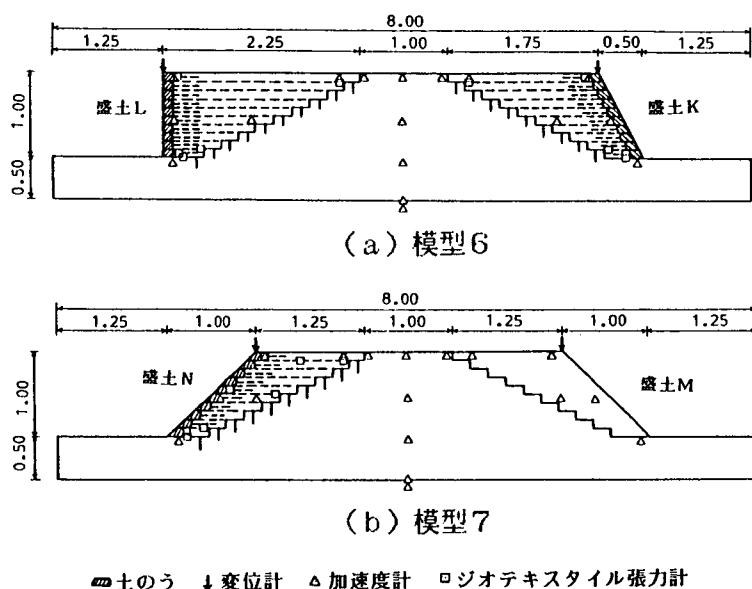


図-6.1 実験模型

表-6.1 実験模型の概要

盛土名称	模型	補強材の種類	敷設間隔	補強材の地山への固定方法	巻込みの有無	のり勾配	のり面の土のうの有無	含水比(%)
60年度	A	なし	—	—	—	1:1.5	—	11.5
	B	不織布	10cmごと	固定せず	無	1:1.5	無	11.3
	C	なし	—	—	—	1:1.5	—	9.3
	D	不織布	10cmごと	釘により固定	無	1:1.5	無	10.1
61年度	E	なし	—	—	—	1:1	—	8.1
	F	不織布	10cmごと	固定せず	有	1:1	有	7.8
	G	不織布	10cmごと	釘により固定	有	1:1	有	6.3
	H	不織布	20cmごと	釘により固定	有	1:1	有	6.5
	I	鉄筋	水平方向10cmごと 鉛直方向20cmごと	鉄筋を地山に30cm挿入	—	1:1	—	6.3
今年度	J	ネット	20cmごと	釘により固定	有	1:1	有	6.5
	K	不織布	10cmごと	釘により固定	有	1:0.5	有	8.3
	L	不織布	10cmごと	釘により固定	有	鉛直	有	8.4
	M	なし	—	—	—	1:1	—	15.2
	N	不織布	10cmごと	釘により固定	有	1:1	有	15.4

不織布：表-2.1中のA、 ネット：ポリエチレン100%、目合い2.5×2.5mm、 鉄筋：ピアノ線、径3.5mm

表-6.1に示す。模型は、長さ8m、高さ2m、奥行き1mの鋼製土槽の中に築造した。地山部には砂質シルトを用い、加振中に破壊しないよう木ダコで十分に締固めた。盛土部には含水比6～8%程度の浅間山砂を用い、相対密度が50%となるように足踏みで踏固めた。模型7では、盛土の含水比を15%程度とするため、施工前に含水比を調整し、その後他の盛土と同様に築造した。今年度の実験の補強材としては、不織布(表-2.1中A)を使用し、不織布は、地山に釘(長さ15cm程度)で固定した。また、盛土のり面は無補強のものを除き土のうを使用し、土のうを介して不織布を盛土内に巻込んだ。その巻込み長は、すべて30cmとした。

実験では、表-6.2に示す加振条件で加振し、加振加速度は、小さな加速度から段階的に上げて7回加振した。計測は、加速度、盛土の沈下量、不織布の張力を図-6.1に示す箇所で測定した。また、盛土及び地山の表面には標点を設けて変位量を測定した。さらに、盛土の変形を見るために模型の側面に着色した砂によりメッシュを設け加振中に写真撮影を行った。

6.2 実験結果

1) 盛立て時のジオテキスタイルのひずみ

図-6.2に盛立て高さとジオテキスタイルのひずみについての関係を示す。ジオテキスタイルのひずみはジオテキスタイルの張力計で測定された張力をジオテキスタイルのヤング率(ひずみ15%時)で除して求めた。この図の盛立て高さの小さいところで値が乱れているのは、施工中に張力計に対し曲げひずみがかかっているためと考えられ、定性的には、盛立て高さが増加すると、ジオテキスタイルのひずみも増加することがわかる。

2) 加振による盛土の変状

模型6、7の600gal加振後の状態を図-6.3、6.4に示す。盛土K、Lは、盛土Gとのり勾配が異なる以外条件が同一の盛土で、盛土K(のり勾配 1:0.5)の破壊形態は、盛土G(のり勾配 1:1)と同様に最上層で若干ずれが生じ沈下しているものの大きな変形

表-6.2 加振条件

周波数 f	4Hz
加振時間 t	10sec.
目標加振 加速度 a	20, 100, 200, 300, 400, 500, 600 gal

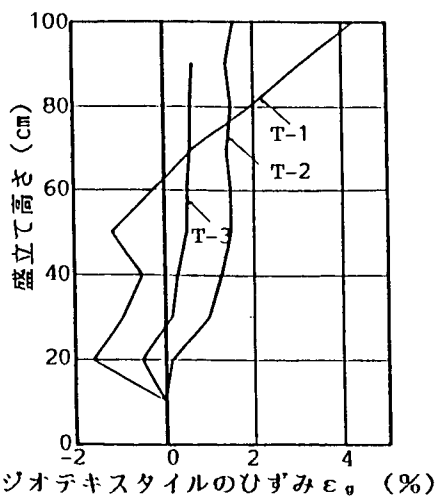


図-6.2 盛立て中のジオテキスタイルのひずみ(盛土L)

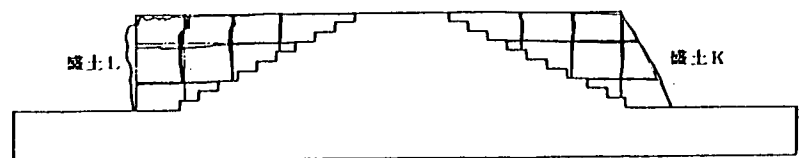


図-6.3 加振後の変形(模型6、600gal加振後)

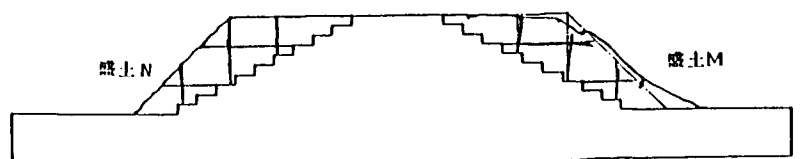


図-6.4 加振後の変形(模型6、600gal加振後)

は生じておらず、天端の平坦性は保たれている。一方、盛土L（のり勾配鉛直）では、のり面全体が張り出しており、特に中程から上の部分が大きく張り出している。そのため天端ののり面付近では、天端の表面がひび割れているが、地山に近づくにつれひび割れがなくなり天端の半分以上は平坦性を保っている。

次に含水比の高い模型7について述べる。盛土M、Nは、盛土E（無補強）、G（不織布10枚で補強）と含水比が異なる以外条件が同一の盛土で、その破壊形態は、盛土E、Gと同様に、無補強の盛土Mでは、のり肩の付近ですべり崩壊しており、さらに盛土全体がのり面側に変形している。そして、補強された盛土Nでは、若干の沈下があるものの、ほとんど変形はなく、天端の平坦性も保たれている。これらから、含水比の違いによる破壊形態の違いは、今回の実験に限って言えば認められなかった。事実、限界自立高から求めた粘着力はあまり変わらなかった。

このように、これらの破壊形態から、ジオテキスタイルで盛土を補強することにより、盛土の変形が明らかに抑制されていることがわかる。

3) 加振加速度と沈下量

図-6.5に加振加速度と沈下量の関係を示す。天端沈下量は、天端の標点の沈下量の平均値とした。この図は、のり勾配に着目して整理したものである。この図から無補強の盛土でも補強された盛土でものり勾配が急になるほど、一定の加振加速度に対して、沈下量は大きくなっていることがわかる。しかし、無補強の盛土に比べると補強された盛土の方が、のり勾配を急にしても沈下量はわずかしかなし増加しない。このことは、のり勾配が急になるほど、ジオテキスタイルによる補強効果が大きくなるといえる。また、同様に含水比の違いについて整理したところ、無補強盛土、補強盛土のいずれにおいても、今年度の実験における程度の含水比の差では、盛土の変形について含水比の影響はみられなかった。

6.3 安定計算

今まで行ってきた振動台実験について、円弧すべり法による安定計算を行った。解析は表-6.1に示すもののうち、盛土C、E、G、K、Lの5種類について行い、加速度は100～700galまで100galピッチ（700galは盛土C、E、Gのみ）で行った。補強材の入っているすべりの安全率の式には、補強盛土の破壊状態における補強材の張力によるすべり抵抗の増加ならびにすべり土塊の引止め効果を考慮した次の式を用いた。

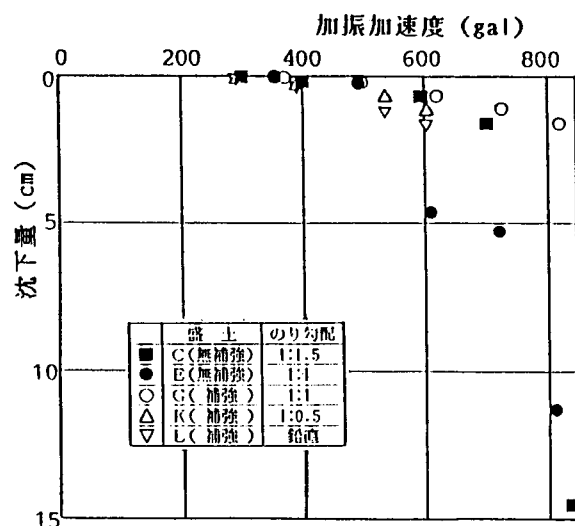


図-6.5 加振加速度と天端の沈下量の関係
(のり面勾配について整理)

$$F_s = \frac{R \sum [c \cdot l + \{W \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin (\alpha + \theta)\} \tan \phi]}{\sum (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot y) - R \sum T_f \cdot \cos (\alpha + \theta)} \quad (6.1)$$

ここに、 R ：すべり円の半径、 c ：土の粘着力、 ϕ ：土の内部摩擦角、

W ：スライスの自重、 l ：スライス底面の円弧の長さ、 k_h ：水平震度、

y ：スライス重心とすべり円中心までの鉛直距離、 α 、 θ ：図-6.6に示す角度、

T_f ：補強土が破壊基準に達したときの補強材の引張力、

なお、補強材の張力は、補強盛土のすべり面における、土のせん断ひずみを8%と仮定し、それから補強材のひずみを求め、さらに張力を求めている（図-6.7参照）。また、解析した盛土はすべて補強材を地山に固定させているため補強材の引抜けは考慮しないこと、地山部分にすべりが発生しないこととして計算を行った。計算で用いた震度 k_h は盛土内に設置した加速度の計測結果から求め、 c 及び ϕ の値は三軸試験及び直立のり面の限界自立高さ等を参考に、 $c = 0.3 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 33^\circ$ を用いた。

図-6.8、6.9に600gal加振後におけるすべりの最小安全率を計算した結果を示す。図-6.8は盛土Kのもので、すべり円弧は盛土の中程を通過し、のり尻に出ている。図-6.9は、盛土Lのもので、くさび形のような浅い円弧になっている。実際の破壊形態と比較すると、実験模型のメッシュのずれ等から、計算によるすべり面と実験結果とよく合致しているといえる。ただし、盛土Lでは600gal加振後でもあまり大きな変形は生じていない。

次に、のり肩の累積沈下量と安全率との関係を図-6.10に示す。この図から、安全率が0.9~1.0を下回ると沈下量が急増することがわかる。また、のり勾配が急になるほど同じ沈下量に対して、計算上の安全率が小さくなる傾向があることがわかる。この原因として、実際の盛土がのり面でジオテキスタイルを巻込んでいることにより、盛土全体の安定性が増しているのに対し、計算ではそのことを考慮していないためと考える。

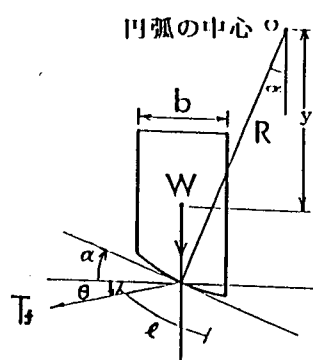


図-6.6 円弧すべり計算のスライス

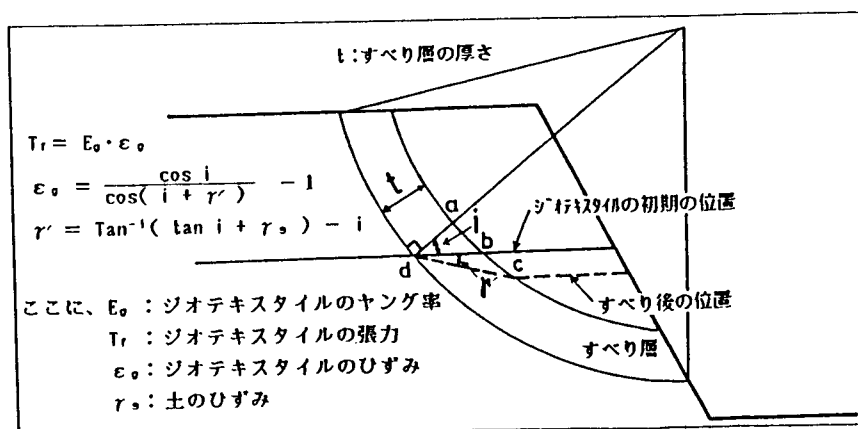


図-6.7 円弧すべり計算でのジオテキスタイルの張力の求め方

7. まとめ

今回の試験・実験から次のことが言える。

① 補強材を敷設した繰返し一面せん断試験により、補強材をせん断面に直角に敷設した場合は、無補強のものに比べて強度が増加するものの、それ以外ではほとんど低下する結果になった。

② 補強材を敷設した繰返し三軸試験により、補強材がある一定の剛性、枚数を越えると補強効果はほとんど増加しない結果になった。

③ 動的遠心力载荷実験により、補強材の敷設長さが長く、敷設段数が多いものほど変位が小さく、破壊に至る最大加速度も大きい結果を得た。また、破壊に至る挙動も擁壁のような転倒・滑動とは異なる破壊挙動を示した。

④ 大型模型振動実験により、ジオテキスタイルを敷設した補強部は、小型実験の結果と同様に、一体となって挙動する。また、盛土全体の変形は、補強部のせん断変形に支配され、補強部のせん断剛性は、補強材の敷設長さの他に、敷設段数、引張強度(ヤング率)にも若干影響を受ける。

⑤ 傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験により、盛土ののり勾配を急にすると、無補強の盛土も補強した盛土も同じ加速度において沈下量は大きくなるが、補強された盛土は、のり勾配を急にしても、無補強の盛土に比べて沈下量はそれほど増加しない。また、今回程度の盛土の含水比の変化では、盛土の変形にあまり影響を与えない。

⑥ 土のひずみとジオテキスタイルの張力を考慮した円弧すべり計算では、傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験の挙動とよく合致し、盛土ののり肩の沈下量が大きくなりはじめるときの安全率は、0.9~1.0であった。さらに、のり勾配が大きくなると、同じ沈下量に対し安全率が低くなっており、この原因は、補強材の巻込みを考慮せずに計算しているためと考える。

なお、本研究は、今年度が最終年度であり、補強盛土の耐震計算法についてもまとめた。詳細については、別途報告書にまとめられるため、ここでは概要について述べる。

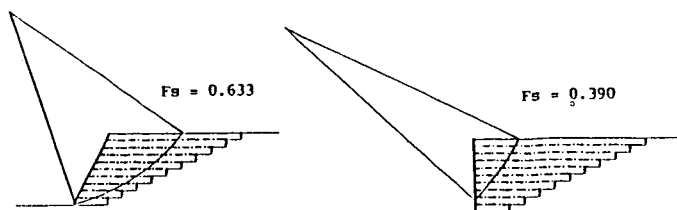


図-6.8 計算結果(盛土K、600gal加振後) 図-6.9 計算結果(盛土L、600gal加振後)

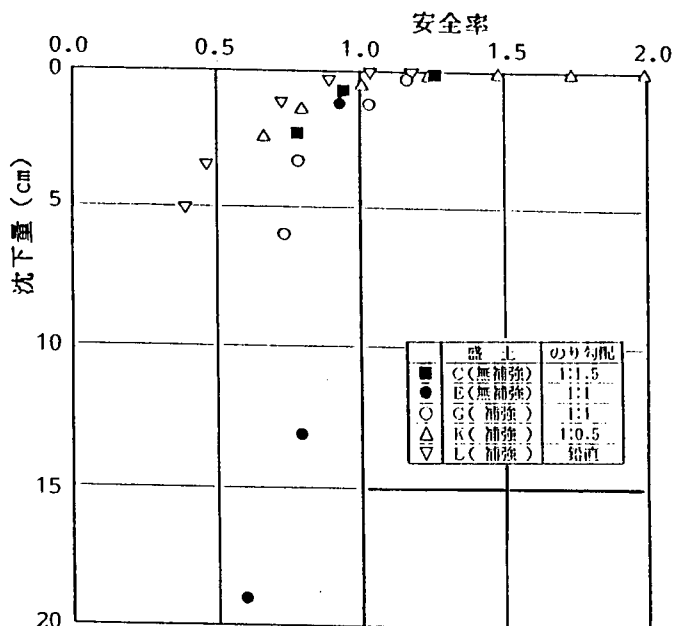


図-6.10 安全率と沈下量の関係

- ① すべり面と交差する補強材の張力による締付効果と引止め効果とを考慮した震度法円弧すべり面安定解析法の結果は、直壁の場合を除いて実験結果をよく説明することができた。
- ② 補強材張力の算定のためにすべり面に沿う盛土のせん断変形と整合する補強材の引張ひずみを算定する方法が有効であった。
- ③ したがって、ここでは盛土の安定解析法として以下の式を提案する。

$$F_s = \frac{\sum R [c \cdot l + \{W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \cdot \tan \phi]}{\sum [R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot k_h W \cdot \cos \alpha - R \cdot T \cdot \cos(\alpha + \theta)]} \quad (7.1)$$

ここに、T：すべり土塊がつりあいにあるときの補強材の引張力、
その他の記号は(6.6)式に同じ

- ④ また、土留めの安定解析法は、すべり面を折線にして、上式の考え方を踏襲したものがよいと考えられる。

<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29, p.30
- 2) 島津：ジオテキスタイルで補強した砂の動的強度特性；土木研究所資料第2521号，第26回土木研究所研究発表会論文集，1987.12, pp.93～96
- 3) 古賀ほか：新しく導入した動的遠心模型実験装置；土木技術資料第30巻第5号，1988.5, pp.50～54
- 4) 坂口ほか：ジオテキスタイルで補強した盛土の振動実験(その2)；土木学会第43回年次学術講演会講演概要集第3部，1988.10, pp.60～61
- 5) 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル；土木研究センター，1982.8, pp.94～119
- 6) 古賀ほか：傾斜地盤上の補強盛土の耐震性について(その2)；第23回土質工学研究発表会昭和63年度発表講演集，1988.6, pp.901～904
- 7) 古賀ほか：補強盛土の耐震性に関する実験報告書；土木研究所資料第2540号，1988.2

3. 3. 4 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

建設省土木研究所 施工研究室

住友建設株式会社

鉄建建設株式会社

1. はじめに

ジオテキスタイルの利用法の一つとして、ジオテキスタイルを土中に敷設し、盛土部を補強した土留構造物（急勾配盛土）を構築する工法がある。この工法は、施工性・経済性に優れていることから今後の普及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に解明されておらず、設計法に関して検討すべき問題点が残されている。そこで本研究ではジオテキスタイルを用いた土留構造物の合理的な設計法を見出すことを目的としている。

昨年度までの研究では、小型供試体による載荷実験を行うとともに、高さ4 mの実物大の土留構造物を作成し、施工中の動態観測及び土中でジオテキスタイルを切断して自重崩壊を生じさせる実験等を実施してきた。その結果、垂直な土留板を有する盛土の補強効果に対する補強材の剛性の影響や土留構造物が安定を保ちうるためのジオテキスタイルの限界敷設長等について、明らかにした。

今年度は、自重崩壊実験を小型土槽を用いて引続き行い、土留構造物が安定を保ちうるためのジオテキスタイルの限界敷設長について、さらに検討した。また、4種類の壁面工を持つ高さ、4.5mの土留構造物を築造し、施工性及び壁面工の違いが構造物の変形特性に与える影響について調査を行った。以下に実験結果について報告する。

2. 小型模型自重崩壊実験

2. 1 実験目的

本実験は、補強材の限界敷設長に関する実験を引続き行うこととし、小型土槽内で供試体を作成し、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た。また、安定解析との対応についても検討することとした。

2. 2 実験方法

奥行き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-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、薄層に締固めながら供試体を作成した（単位体積重量 $\gamma=1.53\text{tf/m}^3$ 、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段ごとの切断を組合せ、合計16ケースの実験を行った。実験ケースを図-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昨年度と同様、補強材にあらかじめニクロム線を巻き付けておき、電気を通じさせて熱により溶断することとした。計測項目は、補強材に張り付けたひずみゲージから張力を、また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。

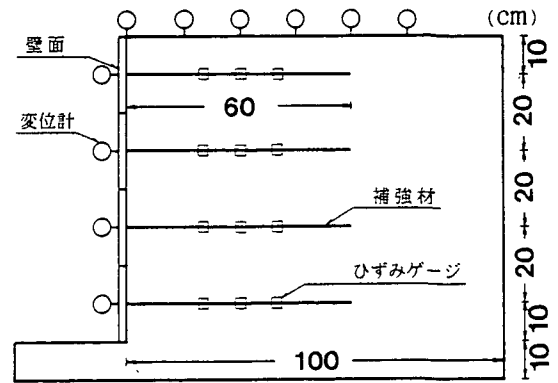
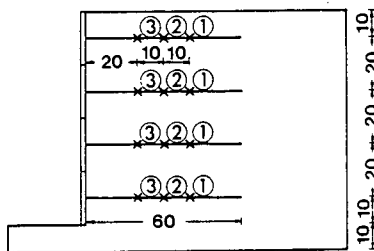
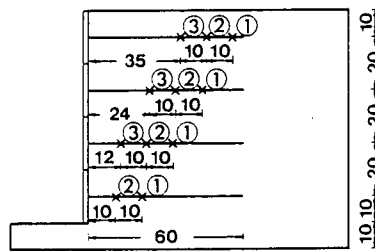


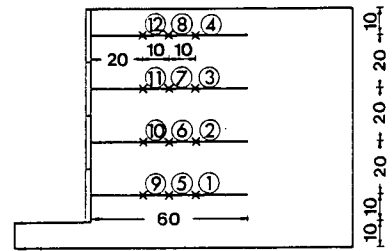
図-2. 1 供試体形状



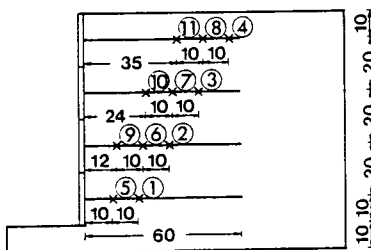
ケース 1



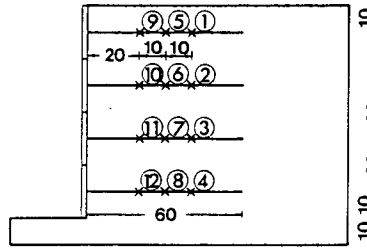
ケース 2



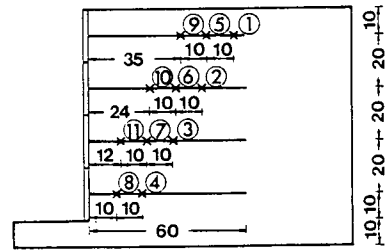
ケース 3



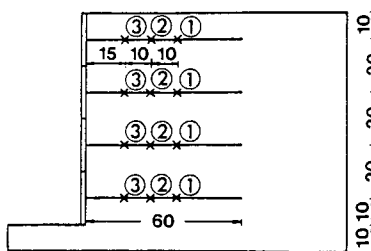
ケース 4



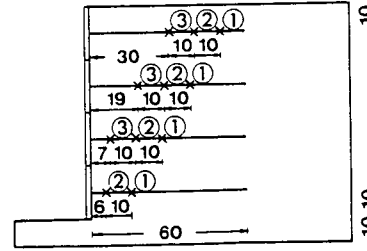
ケース 5



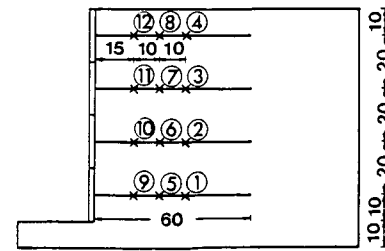
ケース 6



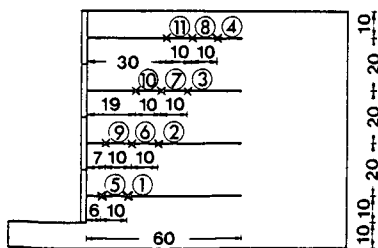
ケース 7



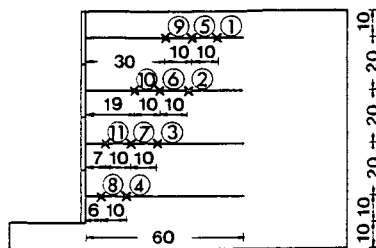
ケース 8



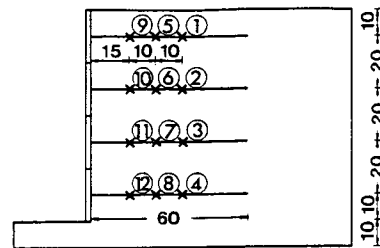
ケース 9



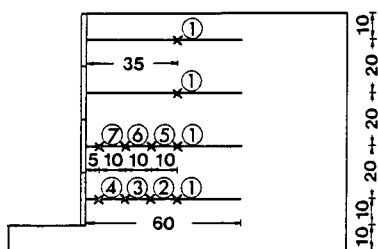
ケース10



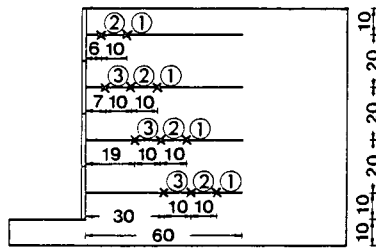
ケース11



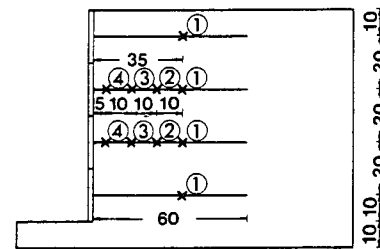
ケース12



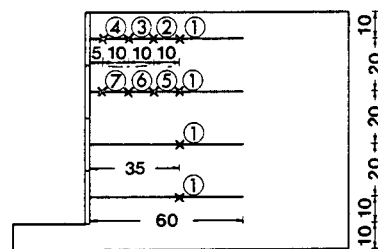
ケース13



ケース14



ケース15



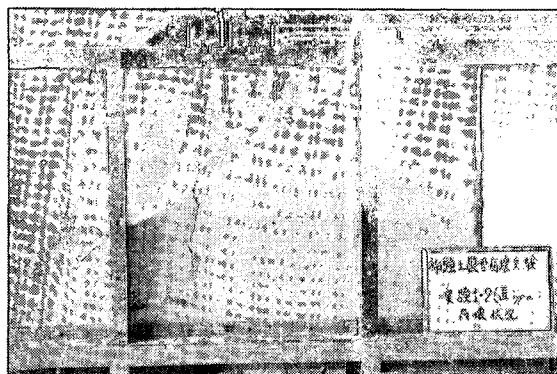
ケース16

単位：cm

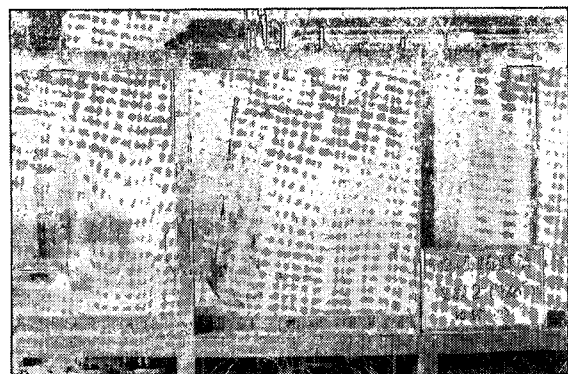
図-2. 2 実験ケース

2. 3 実験結果

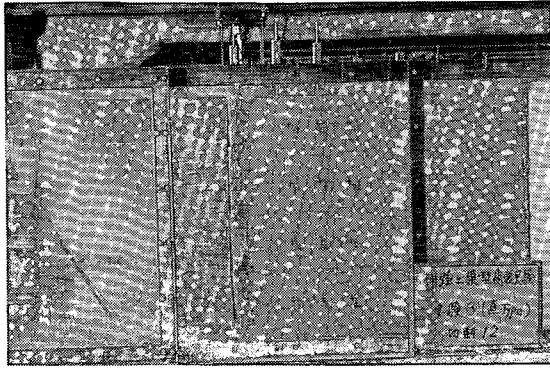
一連の崩壊状況を写真-2. 1に示す。また、崩壊した時点の切断番号を（）内に記す。



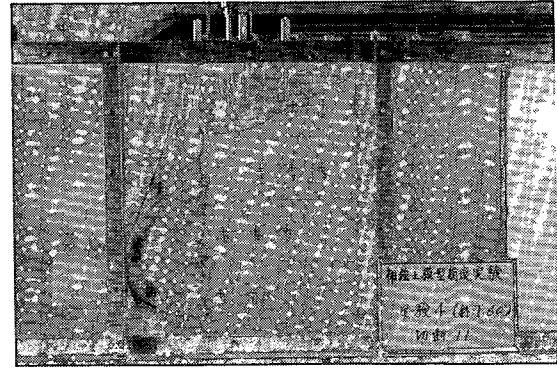
ケース1 (3)



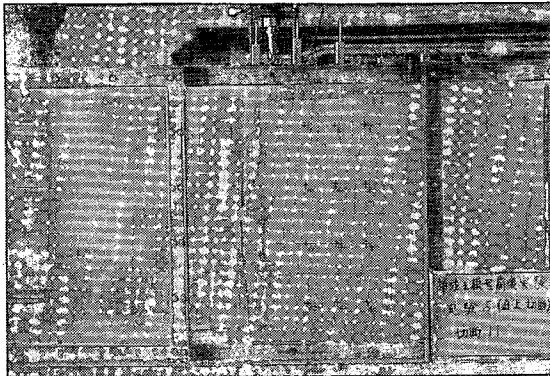
ケース2 (2)



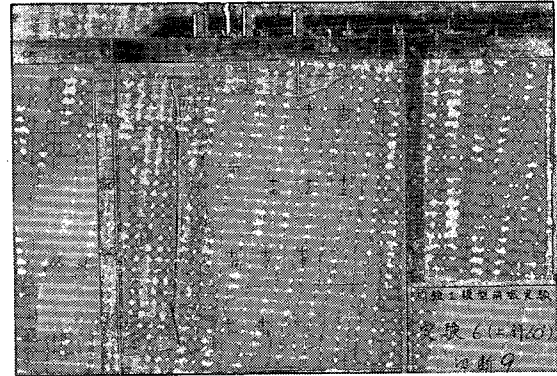
ケース3 (崩壊せず)



ケース4 (11)



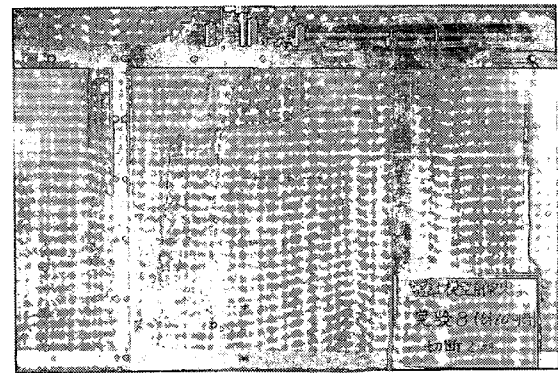
ケース5 (崩壊せず)



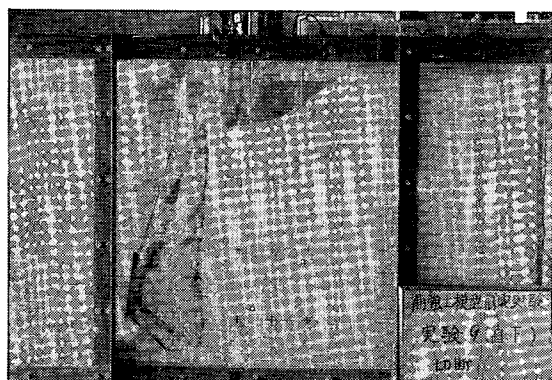
ケース6 (9)



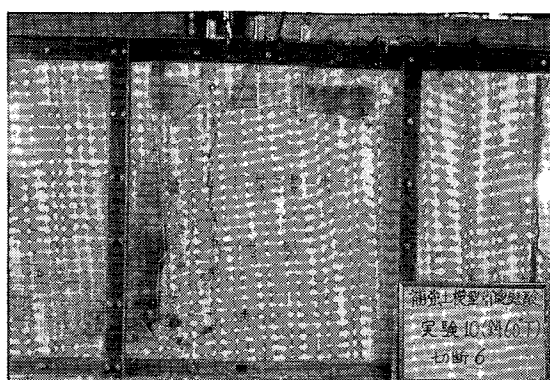
ケース7 (3)



ケース8 (2)



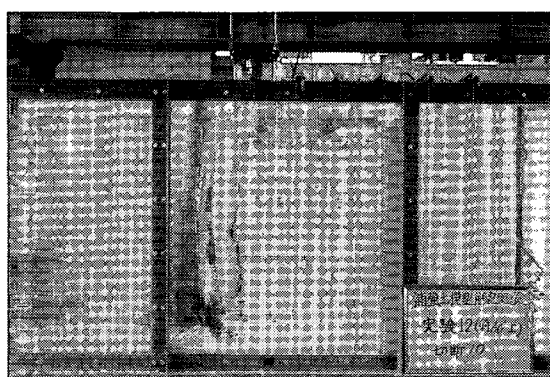
ケース9 (10)



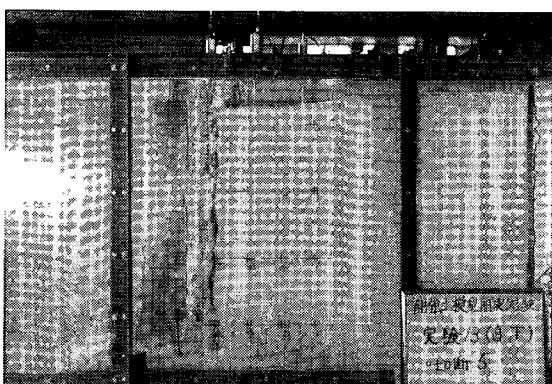
ケース10 (6)



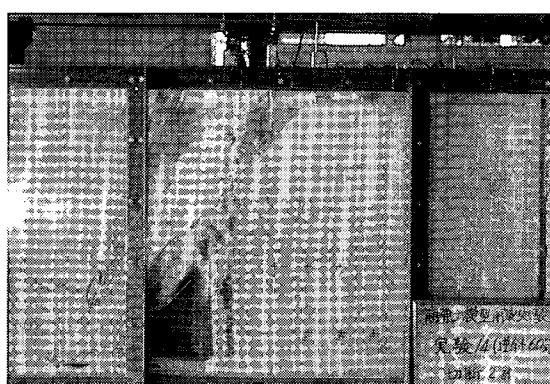
ケース11 (11)



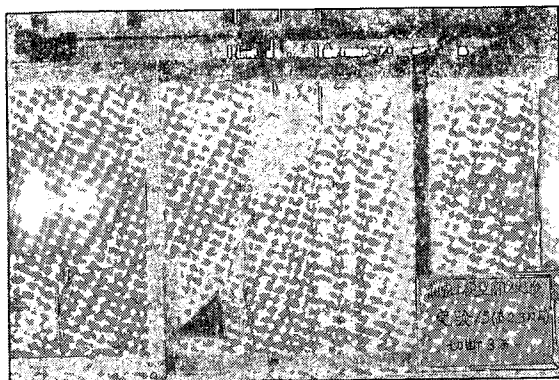
ケース12 (10)



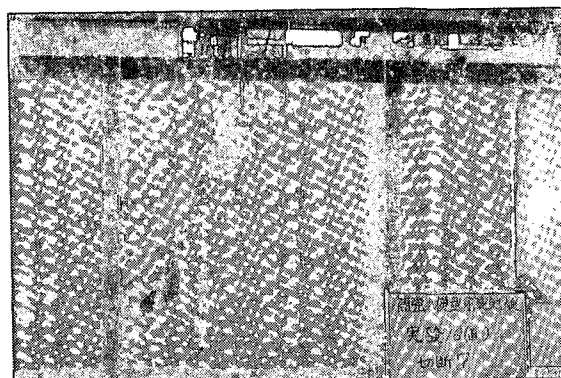
ケース13 (3)



ケース14 (2)



ケース15 (3)



ケース16 (4)

写真-2.1 崩壊状況

2. 4 直線すべりによる安定解析

今回の崩壊形態からそのすべり面の形状は、ほぼ直線とみなしてよい様である。実際の安定解析では、円弧すべりによる解析方法も多く用いられているが、今回の実験では半径がかなり大きくなり直線に近いすべり線が生じるため、ここでは直線すべりによる安定解析を実施した。以下にその算定式を示す(図-2.3 参照)。

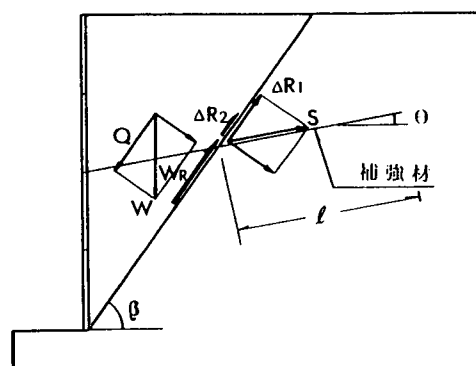


図-2.3 直線すべりによる安定解析

補強材の張力による、すべり土塊のつり上げ効果

$$\Delta R_1 = S \cdot \cos(\beta - \theta) \quad \dots \dots \dots (1)$$

補強材の張力により、すべり面に作用する垂直力の増加

$$\Delta R_2 = S \cdot \sin(\beta - \theta) \tan \phi \quad \dots \dots \dots (2)$$

補強材の引抜き抵抗力

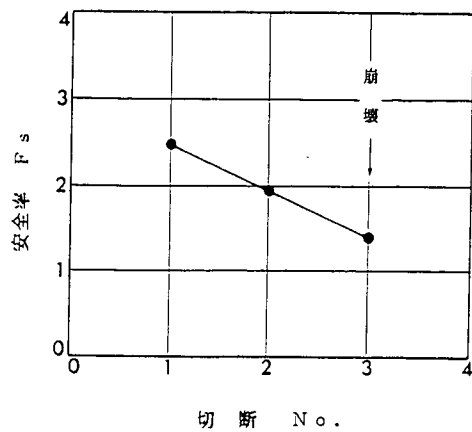
$$S_i = 2 \cdot \tan \phi \cdot l \cdot \gamma \cdot h \quad \dots \dots \dots (3)$$

安全率の算定

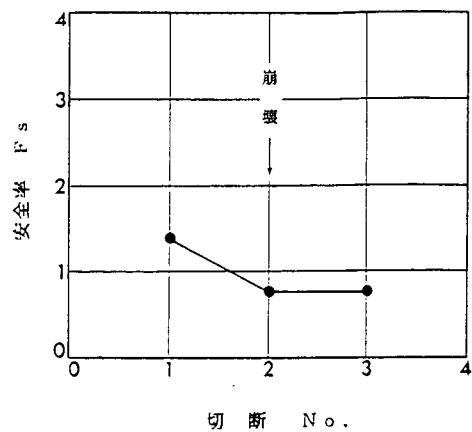
$$F_s = (W_R + \Delta R_1 + \Delta R_2) / Q \quad \dots \dots \dots (4)$$

2. 5 解析結果

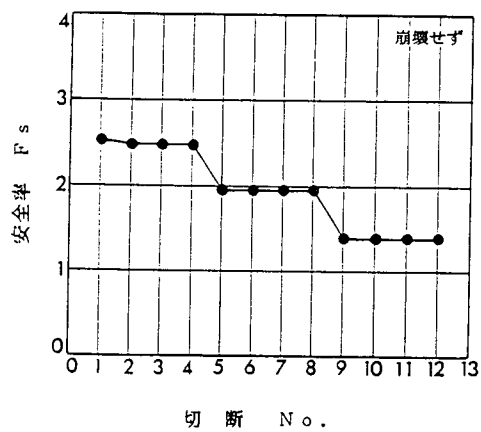
各切断番号と(4)式で求めた安全率の関係を図-2.4に示す。ケース13までについてみると、若干の差はあるものの、崩壊した時点と計算上の安全率が1付近になることがわかる。特にケース2、8では、崩壊した時点で安全率は1以下となっている。また、崩壊が生じなかったケ



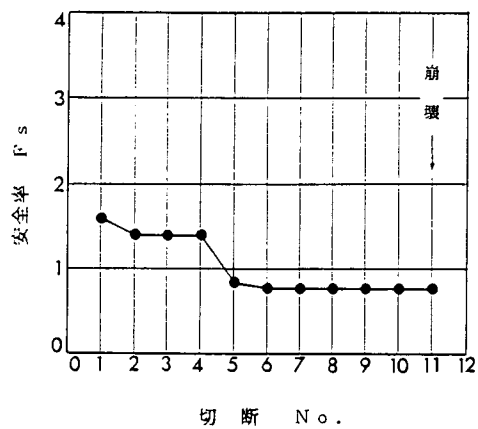
ケース 1



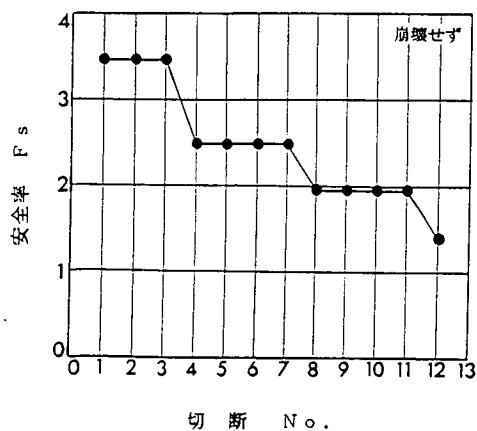
ケース 2



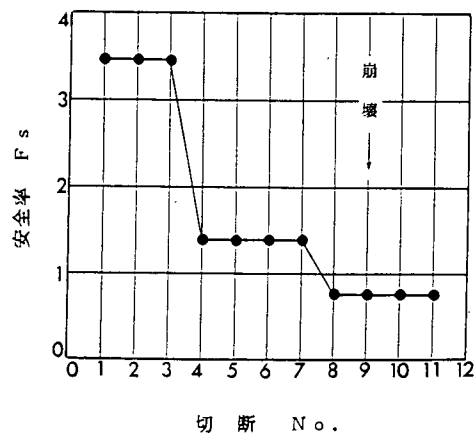
ケース 3



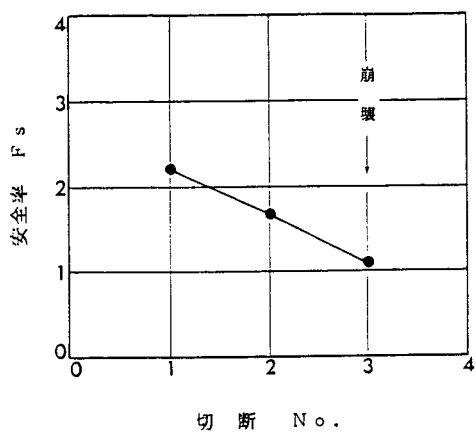
ケース 4



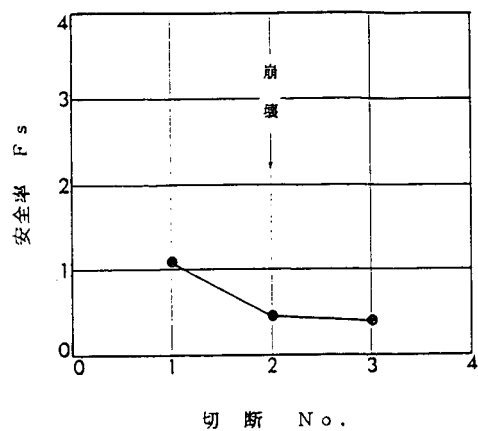
ケース 5



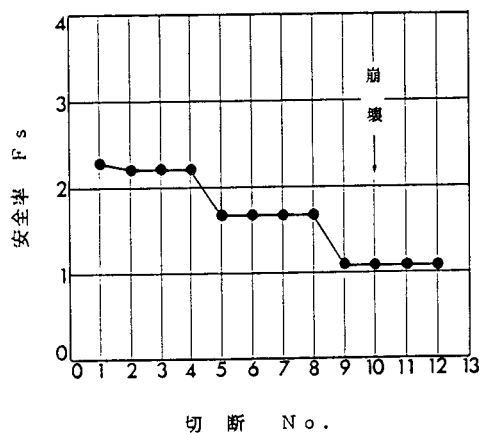
ケース 6



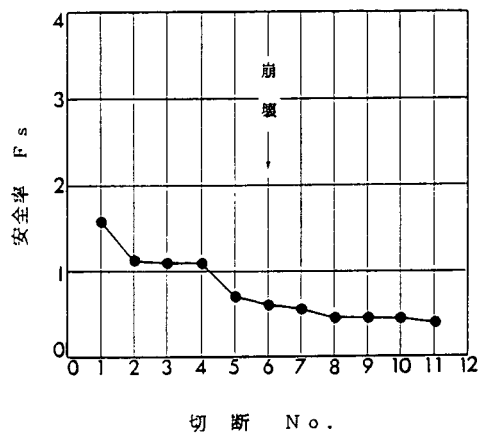
ケース 7



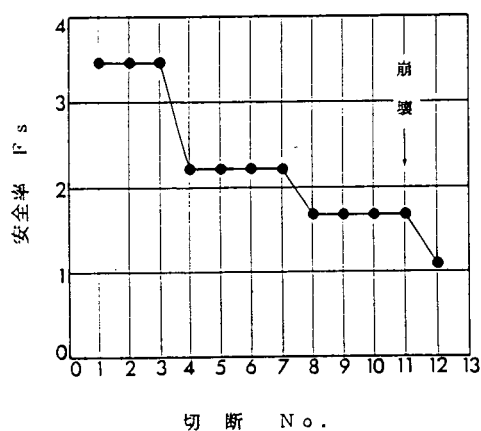
ケース 8



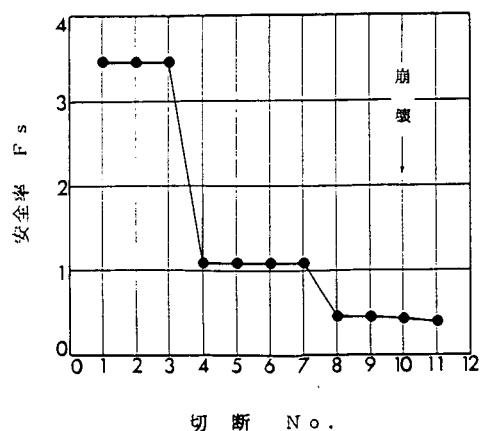
ケース 9



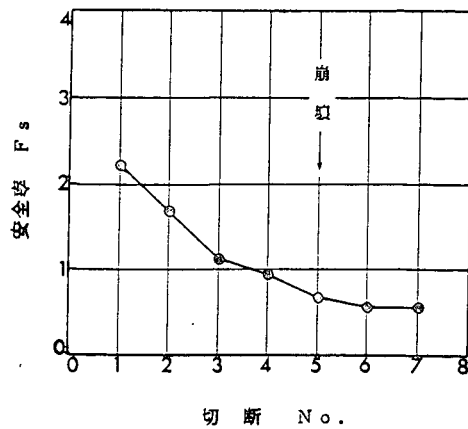
ケース10



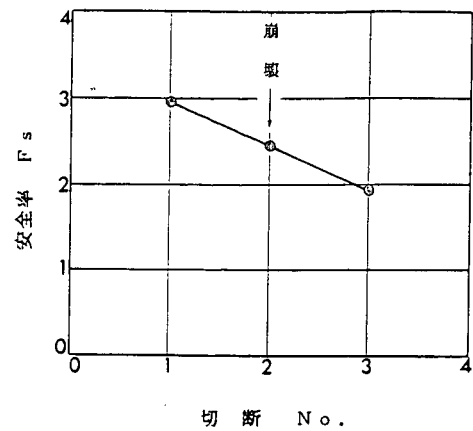
ケース11



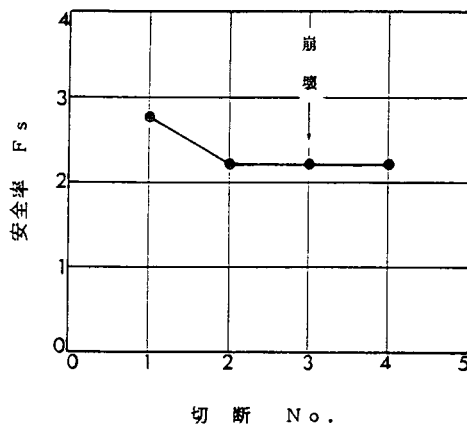
ケース12



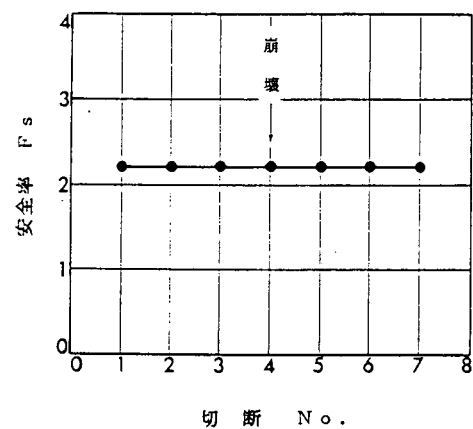
ケース13



ケース14



ケース15



ケース16

図-2. 4 切断順序と安全率の関係

ケース3、5では、安全率では1以上になることがわかる。一方、ケース3、4、5、6、9、11、12では、補強材の最下段を切断した場合に安全率の大幅な低下が認められる。ケース14、15、16では、崩壊したにもかかわらず安全率は1以上となっている。これは、(4)式で計算すると下段の補強材が補強効果に大きく寄与することが原因となるため、この切断ケースでは供試体上部のみの崩壊形態が生じたためである。このことから、供

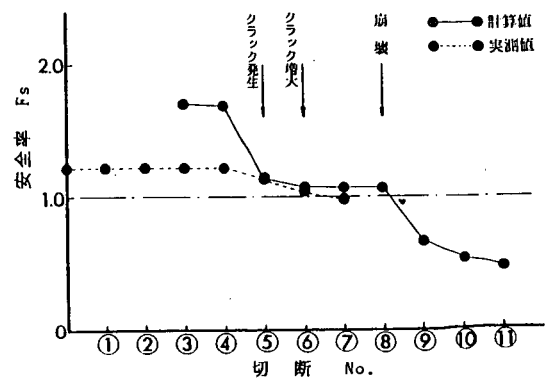


図-2. 5 実物大の計算結果

試体の全体の安全率を考えると同時に、各補強材段ごとの検討も必要となることがわかる。図-2. 5は、昨年度行った実物大の結果について表したものである。この結果からもクラックが発生した時点及び崩壊した時点で安全率が1付近になっていることがわかる。また、最下段の補強材を切断すると安全率は大きく低下する。図中の破線は、補強材に実際に生じた張力を(1)、(2)式に適用して安全率を求めたものである。その絶対値に差はあるものの、実測張力による安全率は一定の値を示している。これは、(3)式で求まる張力は極限状態を想定したものであるのに対し、実際には前報で述べた張力の再配分等も含めて、すべりに対する安定を保持するために必要な張力しか生じていないためである。この計算値と実測値の差が余裕安全率と考えられる。

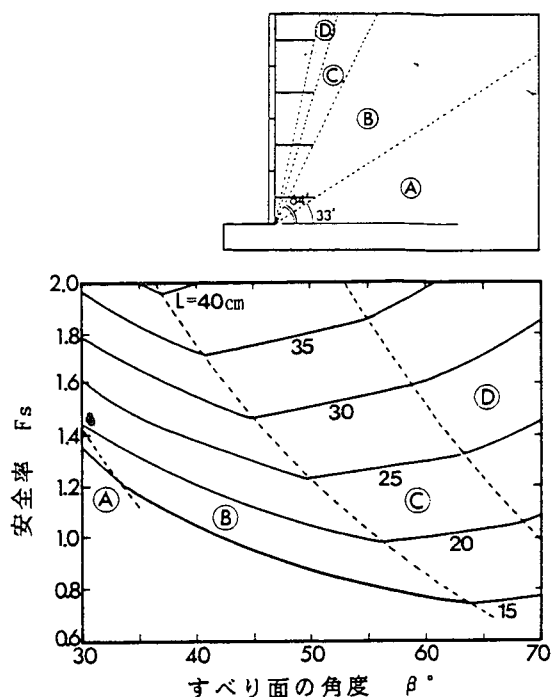


図-2. 6 すべり面の角度と安全率

図-2. 6は、鉛直の同時切断時(ケース1、7)におけるそれぞれの補強材長ごとに、すべり面の角度 β と安全率(ここでは(2)式を含まない)の関係を示したものである。図では、各曲線の変曲点を連ねて4つの領域に区分される。ここで、Aの範囲ではすべり面が補強材を横切らないため安全率は β の増加とともに急減している。Bの範囲では、最下段の補強材を横切っている。このため β の増加とともに、その定着長が増加し、安全率の増加が鈍っている。Cの範囲に入ると、さらにすべり面は下から2段目の補強材も横切り、安全率が増加傾向となる。したがって、最小の安全率を与えるのは下から2段目の補強材の後端を通るものとなる。このことは、下段の補強材がすべりの全体安定に対して大きく寄与していることを示している。

2. 6 小型模型自重崩壊実験のまとめ

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、本実験は補強材の限界敷設長について調べることを目的としたもので、補強材の切断パターン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 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の崩壊形態から供試体全体の安定解析と同時に各補強材段ごとの安定検討も必要である。

3. ポリマーグリッドによる補強土擁壁の数値解析

3. 1 目的

補強土擁壁が安定を保ちうる補強材の限界敷設長、破壊形態ならびにその補強メカニズムを知るために、高さ4 m、幅8 m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して、自重崩壊を引き起こす実験を実施した。この実験を対象として、盛土の築造過程および切断過程を考慮した有限要素法による数値解析結果と、実験結果との比較検討を行うこととした。

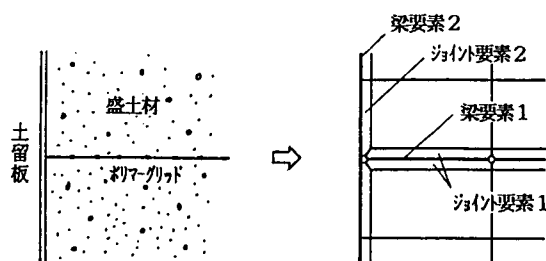
3. 2 解析モデルと解析手順

解析モデルは図-3. 1 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（Duncan-Changモデル）として表現している。その物性値を表-3. 1 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。また、今回の実験は土槽内で行な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-3. 2 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。補強材および土留板は、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-3. 3 に示すとおりである。

図-3. 2 は盛土の築造過程およ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層あたり50cmとし、図中に示す△No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○Noは補強材の切断順序を示したものである。



A部詳細図

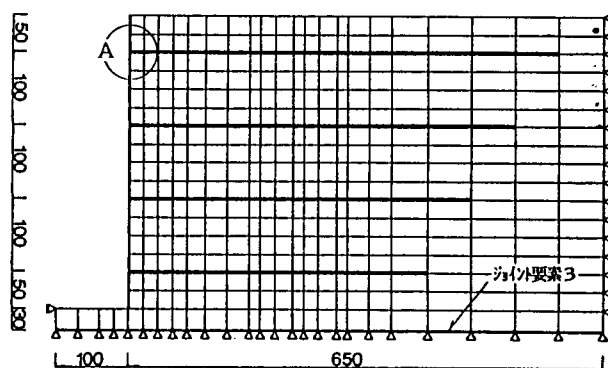


図-3. 1 解析モデル

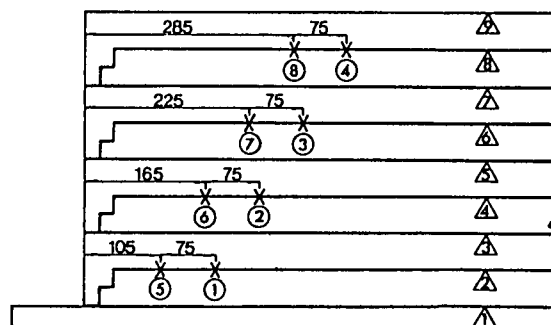


図-3. 2 解析手順

表-3.1 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 ³)	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_3 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-3.2 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_{sr} (tf/m ²)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	垂直弾性 (圧縮側) (tf/m ²)	垂直弾性 (引張側) (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-3.3 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

3.3 解析結果

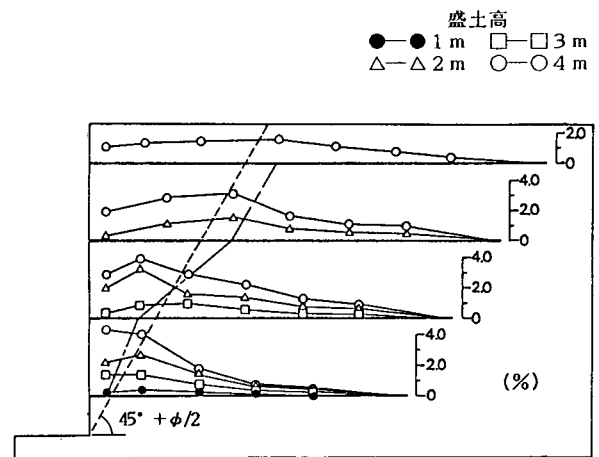
(1) 補強材のひずみ

i) 築造過程

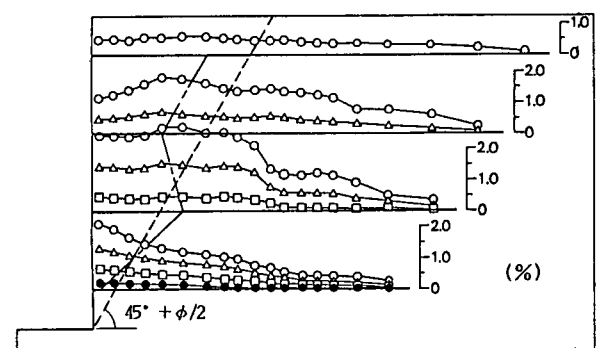
図-3.3(a)(b)は、盛土の築造に伴い補強材に発生したひずみの分布を解析値と実測値に分けて示したものである。解析結果より、補強材のひずみの最大値を結んだ線はクーロンの主働崩壊線とほぼ似通ったものとなり実験結果と良い近似を示している。しかし、補強材のひずみ量は各段とも実測値の方が上回っており、主働崩壊線近傍では解析値が実測値の1/2程度となり実験結果とはかなり差のある結果となった。これは、実験では当初補強材に発生すると想定された引張力に比べ、かなり低い伸び剛性を持つ補強材を用いたため、盛土の築造途中から補強材にはポリマー材が有する粘弾性的な変形が実測値より確認されている。このため、解析より得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。

ii) 切断過程

図-3.4(a)(b)は、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。解析結果より、切断点からのひずみ分布の勾配は切断が行なわれるにつれて、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

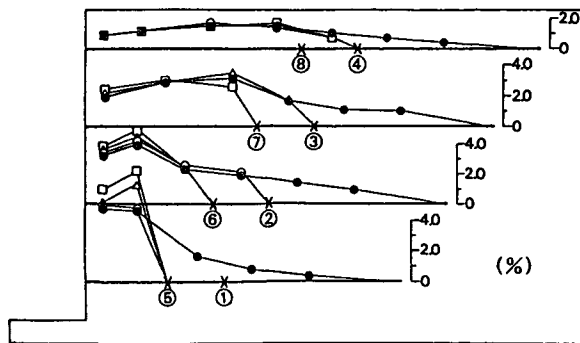


(a) 実測値

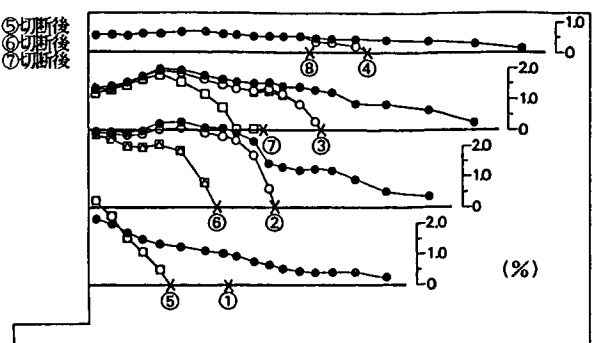


(b) 解析値

図-3.3 盛土に伴う補強材のひずみ分布



(a) 実測値



(b) 解析値

図-3.4 切断に伴う補強材のひずみ分布

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ほぼ等しいことから、引張力の再配分が行な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。

(2) 壁面の変形

図-3.5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態は、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ている。また、⑤切断時までの変形経過も実験結果と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考えられる。

(3) 壁面の土圧

土留板に作用する土圧の変化を示したのが図-3.6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ジグザグした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

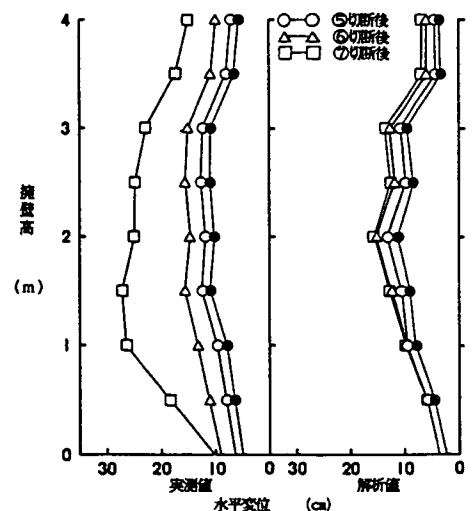


図-3.5 切断に伴う壁面変位

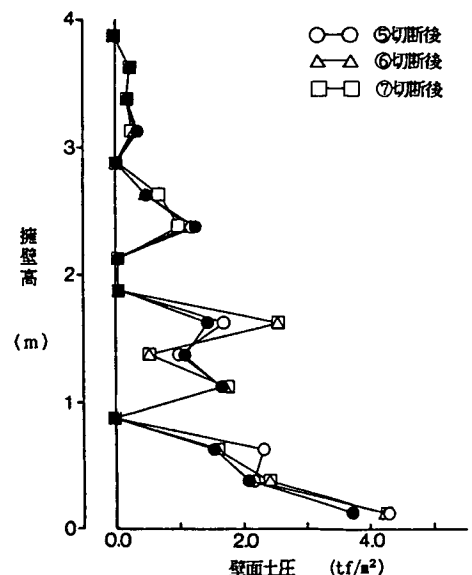


図-3.6 切断に伴う土圧変化

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 1.0tf/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。

3.5 まとめ

今回、実物大の補強土擁壁の崩壊実験を対象としてジョイント要素を用いた有限要素法による数値解析を盛土の築造過程および切断過程を考慮して行った。その結果として以下のことがわかった。

- ① 築造過程を考慮することで、壁面の変形形状および補強材に発生するひずみの分布形状を実験結果と対応して再現することができた。
- ② 補強材の切断にともない各段の補強材に引張力の再配分が生じる現象を、解析結果からも確認することができた。
- ③ 補強材の切断により土留板背面の土圧変化を捕らえることにより、土留板の安定性が補強土擁壁の安定には重要であることがわかった。

しかし、補強材のひずみ量および補強土擁壁全体の変形量に関しては、かなり差のある解析結果となり実験結果を明確に再現することはできていない。このことは、今回の解析方法では ①補強材自身が持つ固有の変形特性 ②実験において確認された補強材の敷設領域の一体化効果による盛土の急激な変形 などが十分に表現しきれないためと考える。以上のことから、数値解析を設計法にまで適応するについては、さらに解析方法を改良する必要がある。

4. 補強土擁壁の実物大施工試験

4. 1 目的

補強土擁壁の合理的な設計・施工を目指して、これまで一連の実験的研究を行ってきた。今回は、補強土擁壁の施工性ならびに補強メカニズムを知るために、4種類の壁面工を持つ高さ4.5mの補強土擁壁を築造する実物大施工試験を実施した。

4. 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-4. 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 $W_n=25\%$ 、 $\gamma_t=1.73 \text{ tf/m}^3$ となった。図-4. 2は各壁面工の断面構造を示したものである。Type-1にはソイルメント+吹付コンクリート、Type-2に碎石、Type-3は植生土のう、Type-4はソイルメント+植生のり枠とした。なお、ソイル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製し、その一軸強度は7日材令で $q_u=4.59 \text{ kgf/cm}^2$ 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。

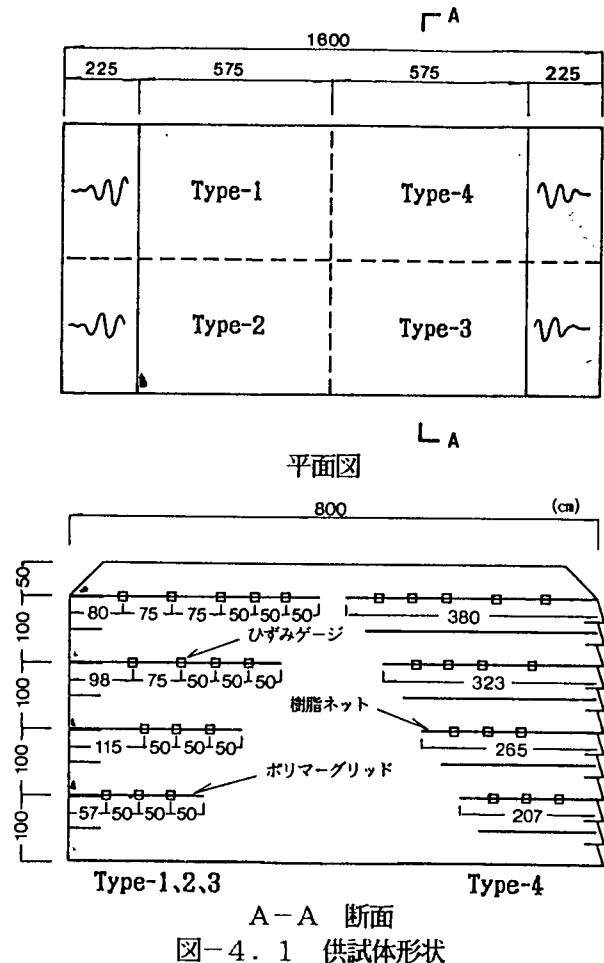


図-4. 1 供試体形状

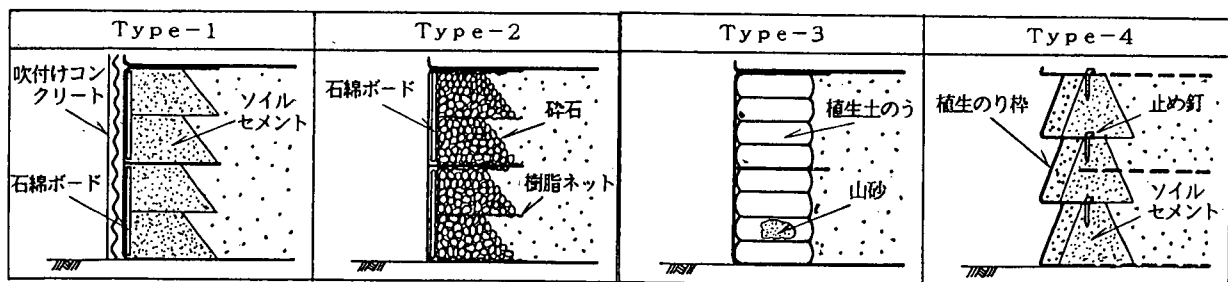


図-4. 2 壁面の断面構造

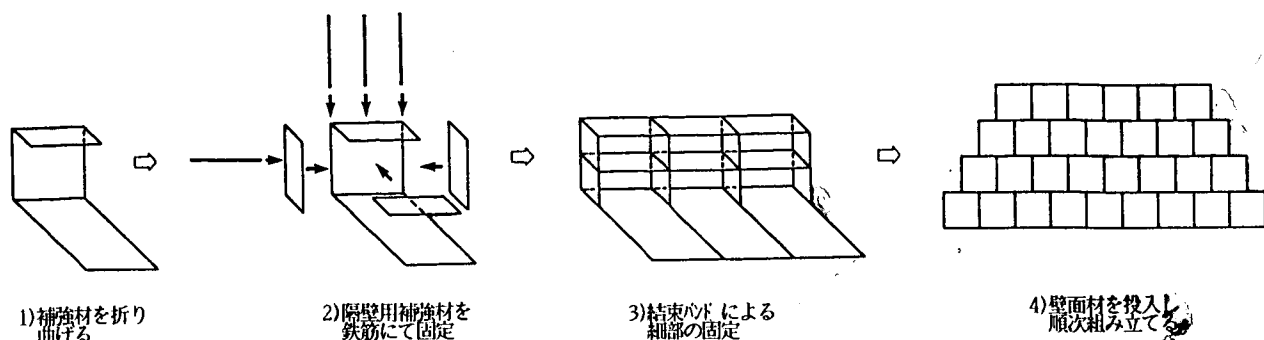


図-4.3 壁面工の組立方法

今回の施工試験の目的の一端を占める施工性について、とく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-4.3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（ $\phi 9$ ）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-4.2に示したように壁面の剛性はソイル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点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。

4.3 実験結果

(1) 壁面の変形状況

図-4.4は、盛土の施工期間中および完成後22日経過後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

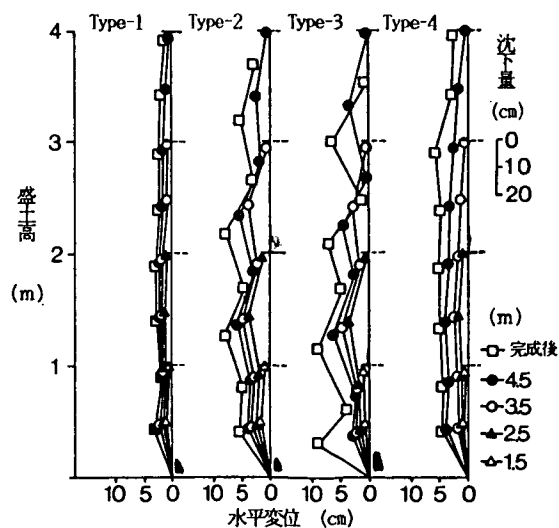


図-4.4 壁面の変位分布

るにと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、今回のソリ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リメントを用い、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-4.5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。

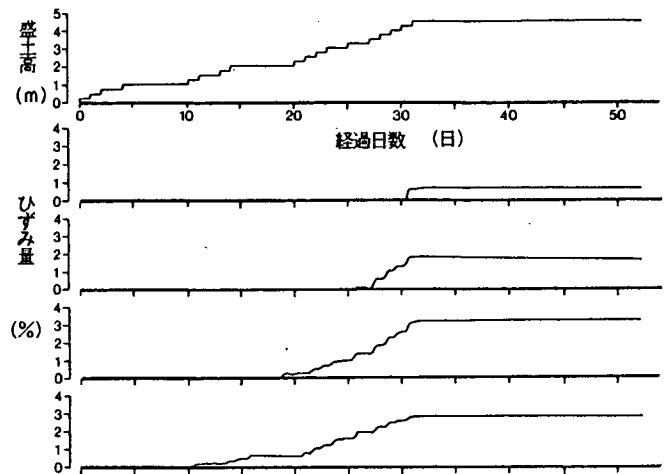


図-4.5 補強材軸ひずみの経時変化

(3) 補強材の引張力分布

図-4.6は、Type-1~4の盛土築造時から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、壁面材により縦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。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っている。

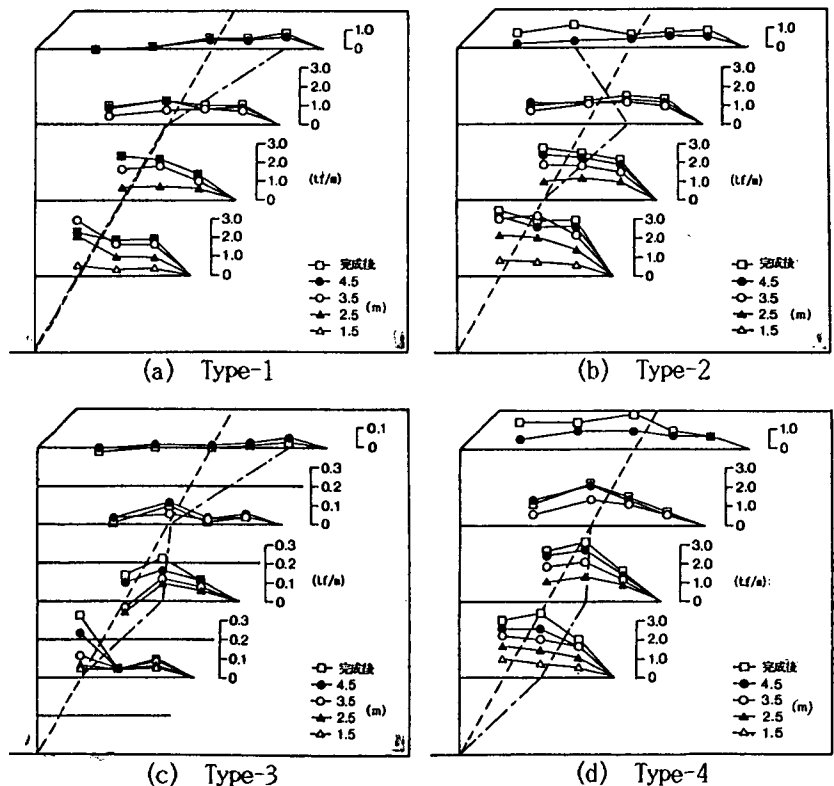


図-4.6 補強材の軸力分布

また完成後においてもType-1では完成後22日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、前述した様に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分かる。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。

(4) 安定解析

前述(2章)した直線すべりによる安定検討を行なうこととする。図-4.7はType-1,2,3とType-4に分けて安定解析を行なった結果である。ここでは、すべり面の角度とその安全率の関係を示している。なお、図中の白ぬきは補強材の実測引張力を代入して求めたものである。

最小安全率を与えるすべり面はType-1,2,3では下から2段目の補強材の末端を通るものとなり、Type-4では下から3段目の補強材の末端を通るものとなったことから、今回の配置形式においても下段の補強材が盛土全体の安定には重要であることがうかがえる。

実測値を適用した安全率は、いずれもその絶対値に差はあるもののほぼ1に近いものとなり、前述した余裕安全率はすべり面が補強材を横切るにつれ増加していることがわかる。このことから、すべての補強材に発生する引張力は、いずれのすべり面に対しても盛土の安定を保持するのに必要な引張力しか発生しないものであることが想像できる。さらに、Type-1,2,3に着目すると、その余裕安全率はType-1がType-2,3に比べ若干大きいものとなっていることから、安定解析においても壁面部の剛性の差による補強土擁壁への影響を安全率として評価することができた。

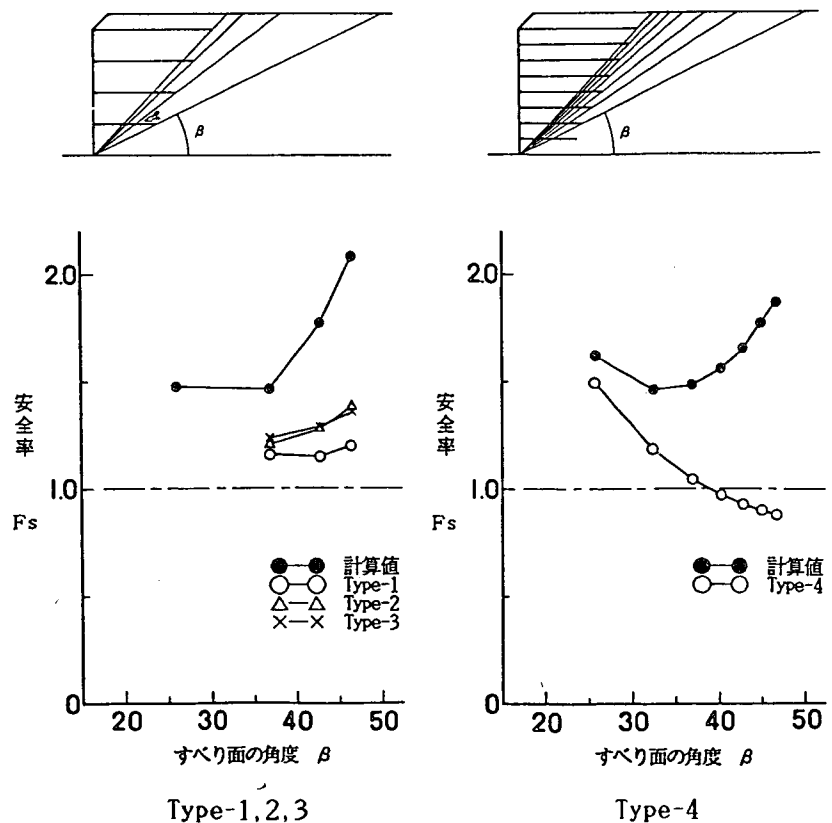


図-4.7 すべり面の角度と安全率

4. 4 まとめ

今回、4種類の壁面工を持つ高さ4.5mの補強土擁壁を築造する実物大施工実験を実施したことにより、以下の結果が得られた。

- ① 壁面部の構築方法を考案することにより、容易かつ迅速な施工を行なうことが出来た。しかしながら、出来形管理の点では何らかの工夫が必要である。
- 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補強材にはより大きな引張力が発生し、その最大値は奥部へと転移することが実測値より確認できた。
- ④ 剛性の低い補強材を用いる場合、安定解析による検討を行なうだけでなく変形に対する検討をする必要がある。
- ⑤ 直線すべりによる安定解析に補強材の実測引張力を適用することにより、壁面工の差による補強土擁壁への影響を安全率として評価することが出来た。

施工状況を写真4. 1～4. 8に示す。

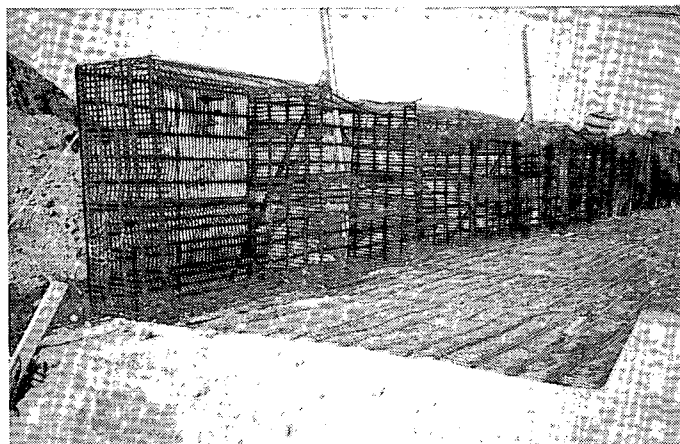


写真4. 1 グリッドによる壁面組み立て

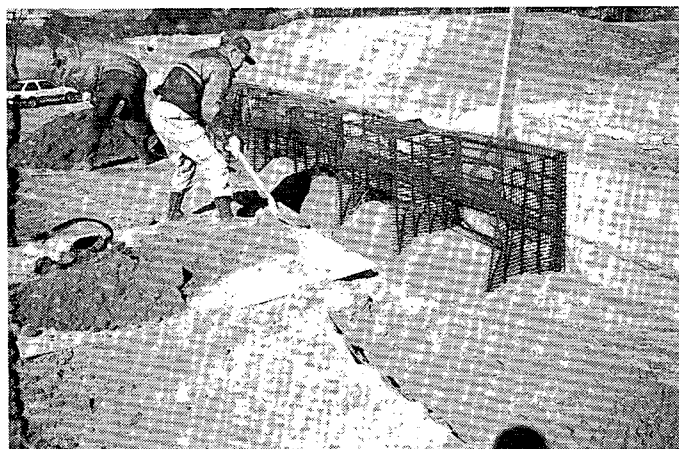


写真4. 2 Type-1壁面材の投入



写真4. 3 Type-2壁面材の投入

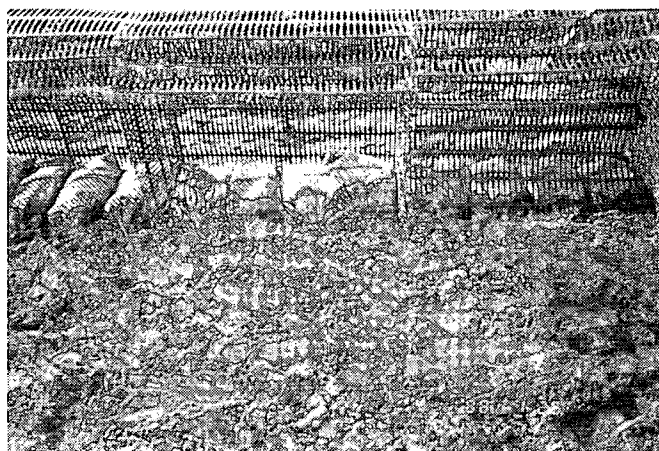


写真4. 4 Type-3壁面材の投入

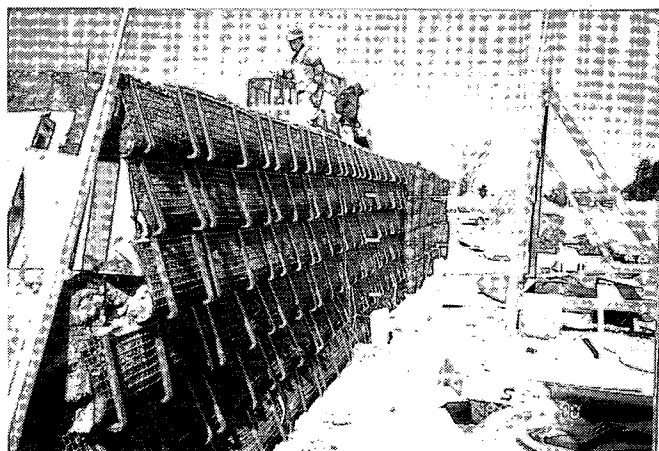


写真4. 5 Type-4壁面組み立て状況

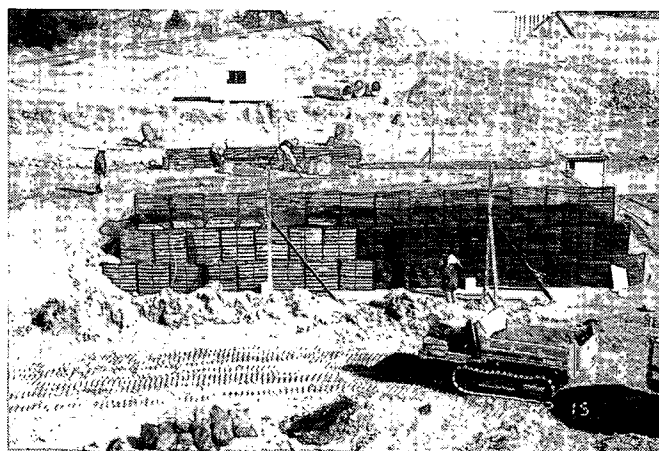


写真4. 6 施工状況

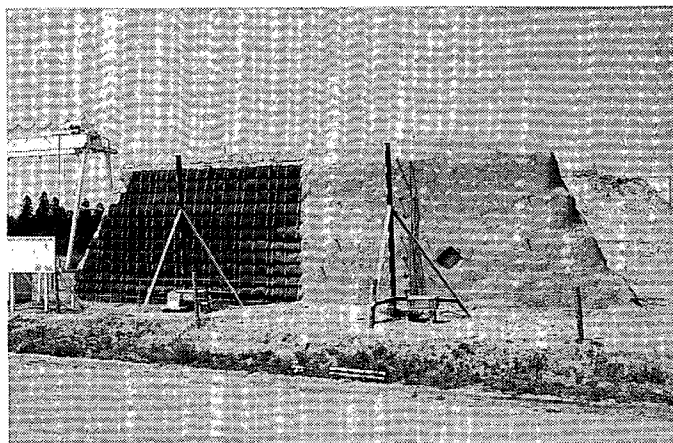


写真4. 7 Type-1,2完成状況

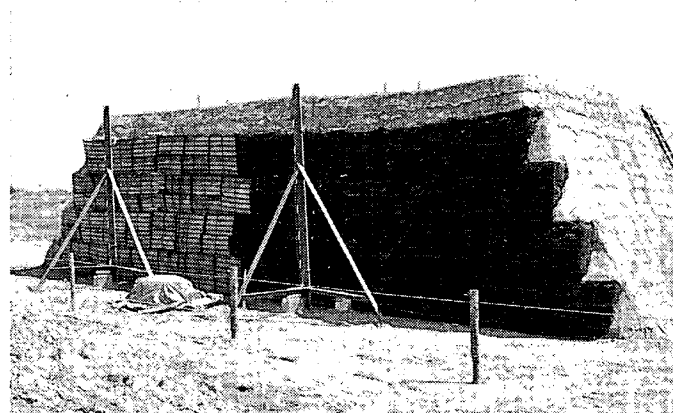


写真4. 8 Type-3,4完成状況

5. まとめと今後の課題

本研究ではジオテキスタイルを盛土中に敷設した土留構造物の補強効果を調べるために、小型模型補強土擁壁の自重崩壊実験及び、前年度行った実物大補強土擁壁の自重崩壊実験を対象とした有限要素法による数値解析を行った。また、4種類の壁面工を持つ補強土擁壁を築造する実物大施工試験も行った。その結果、以下のことがわかった。

- ①補強土擁壁の安定について、直線すべり法による安定解析によって実験結果と対応させることができた。
- ②今回の実験では、安全率が1以上となっても供試体上部が部分的に崩壊するケースがあり、補強土擁壁の安定には、擁壁全体の安定解析ばかりでなく補強材段ごとの部分的な安定の検討も同時に行う必要がある。
- ③盛土築造時に補強材に生じる最大ひずみが、クーロンの主動崩壊面付近に発生することを、築造過程を考慮した有限要素法による数値解析からも確認することができた。また、補強材の切断に伴い引張力の再配分が生じる現象も、数値解析からも確認することができた。
- ④補強土擁壁全体の安定には、下段に敷設した補強材の効果が卓越していることが確認できた。
- ⑤壁面工は、剛なものほど壁面の水平変位、圧縮による沈下量が小さく、壁面材としてはブロック状を呈するような剛なものが有効である。
- ⑥剛性の低い補強材を用いる場合には、安定解析による安全率の検討ばかりでなく擁壁全体の変形に対する検討も行う必要がある。

以上の結果を踏まえ、本研究の今後の課題として、

- ①補強土擁壁上部の部分的な崩壊に対する安定解析の検討
 - ②適正な補強材の長さ・間隔等、施工性・経済性に優れた補強材配置方法の検討
 - ③補強材自身の固有の変形特性、補強材敷設領域の一体化効果による盛土の急激な変形を考慮した数値解析方法の検討
 - ④施工性・経済性に優れた壁面工の検討
 - ⑤補強材の剛性の違いに応じた補強土擁壁の安定解析手法の検討
- などがあげられる。

3.3.5 ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究

建設省土木研究所 施工研究室
清水建設株式会社
不動建設株式会社

1. まえがき

深層混合処理工法は、軟弱地盤上に構造物や盛土などを築造する際のすべり破壊防止、沈下抑止、側方流動抑止などを目的として広く採用されてきており、上部構造物の重要度あるいは改良目的に応じて様々改良形式が用いられている。例えば、港湾等の重要構造物の改良の場合では、ブロック式、格子式あるいは壁式という地下構造的な改良形式を用いることが多いのに対して、陸上部での改良においては、経済性はもとより改良時の周辺地盤・既設構造物等への影響から杭式改良を採用する場が多い。しかし、本工法の場合改良部と未改良部との間に不同沈下を生じたり、改良柱体が曲げ引張り応力に対して抵抗力が小さいといった問題点が残されている。また、他の地盤改良工法と比較して一般に高価であり、改良率・改良幅、支持形式などに関して合理的な改良形式が望まれている。

そこで、本研究ではジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法を提案し、その改良効果を数値解析、模型実験及び現地動態観測により把握するとともに、深層混合処理工法の改良形式の合理化を図るものである。これまでの研究では、弾性およびジョイント要素の非線形性を考慮したFEM解析、小型土槽による模型実験からジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の基本的な沈下・変形抑止効果を把握した。また、ピート質地盤での路床改良における「ジオテキスタイル+深層混合処理工法」の沈下低減効果について動態観測を実施した。さらに、昨年度から「ジオテキスタイル+深層混合処理工法」による側方流動抑止および不同沈下軽減効果を把握するための動態観測を開始した。

2. 研究目的と着目点

本研究では、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関して、以下の項目について検討する。

① ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の設計法の提案、② ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化の提案 ③ 実際工事への適用事例の拡大

本研究では図-2.1に例示するような改良形式に着目している。すなわち、この例は、改良柱体を全面に粗に配置し、盛土等の上載荷重を改良柱体で支持することによって盛土全体の沈下を抑えるとともに、未改良部に生じる盛土材のめり込みについては、ジオテキスタイルによって防止しようとするものである。

本年度は、(1)ジョイント要素の非線形性を考慮したFEM解析手法の検討および動態観測結果のシミュレーション、(2)ジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した現地試験による側方流動抑止効果および不同沈下軽減効果の検討などを実施した。

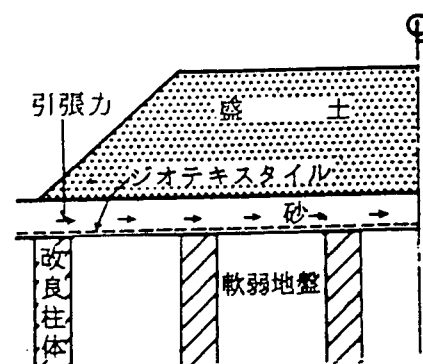


図-2.1 「ジオテキスタイル+深層混合処理工法併用工法」の概念

3. 改良地盤の応力変形に関するシミュレーション

3.1 まえがき

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化を図ることを目的として、前年度までに、模型実験、FEM弾性解析、現場動態観測、解析手法(解析プログラム)の検討などを行なった。

本年度は、前年度その有用性を確認した、土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価できる解析プログラムを用い、以下の項目についてシミュレーションを行いジオテキスタイルの効果の把握及び検討を行なった。

- ① ポリマーグリッドを用いた道路盛土工事(建設省山形工事事務所管内、南陽バイパス深沼地区における、ポリマーグリッドと深層混合処理工法を併用した道路盛土工事)のシミュレーション。
- ② 道路盛土工事シミュレーションで得られた知見をもとに、橋台背面を深層混合処理工法により改良された地盤を想定し、改良設計の合理化に関する検討。(合理化シミュレーション)

3.2 道路盛土工事シミュレーション

本研究では、ポリマーグリッドを用いた道路盛土工事をシミュレートするために、実際に現場で使用された盛土材とポリマーグリッドを用いて引抜き試験を行ない、落合らの提案する手法^{1)~6)}に基づき土中でのポリマーグリッドの引抜き抵抗の関係式を求め、得られた関係式に基づき盛土地盤のFEM変形解析を行ない、実測結果との比較、検討を行った。当現場は、ジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した道路盛土工事である。(不動建設施工)

3.2.1 解析対象地盤

原地盤は、図-3.1に示すように、上部3~4mに有材質土を有する軟弱地盤である。盛土の右側には、サンドマットのり尻位置から5m程度離れて幅15m水路の護岸があり、盛土載荷による水路側へのすべり破壊を防止するために、盛土のり尻付近の地盤は、深層混合処理工法によって改良されている。盛土は、1mのサンドマットの上に1.3mの一次盛土を載荷し、約6ヶ月後に一次盛土上に2.1mの二次盛土をさらに載荷するものである。盛土材には、マサ土を使用し、締固め度85~90%で締固められている。本解析では、二次盛土施工後の、沈下量、ジオテキスタイルに発生するひずみなどの最終変形量が測定されていない事より、一次盛土分による解析を行うものとする。

また、敷設したポリマーグリッドは、SS-2であり、縦断方向延長40m、横断方向幅20mにわたってサンドマットに上敷設されている。

ポリマーグリッドには、盛土横断方向のポリマーグリッドのひずみを測定するために、ひずみ計を8個貼付している。また、改良部と未改良部の土圧および沈下量を測定するために、それぞれ土圧計および沈下計を設け、さらに改良柱体の外側には、地中変位計を設置している。計測器の配置図を、図-3.2に示す。

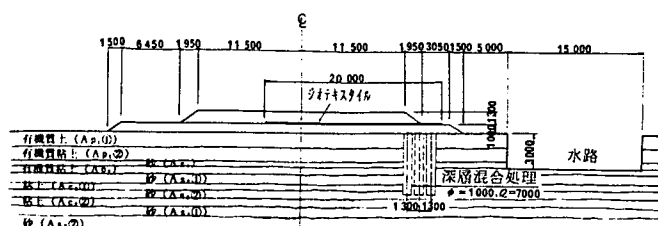


図-3.1 盛土断面図

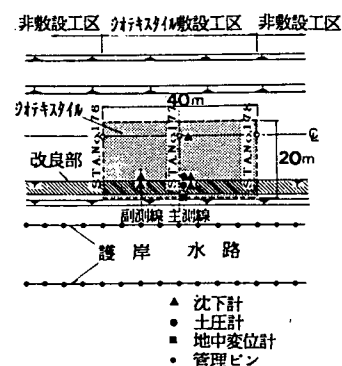


図-3.2 計器配置平面図

3.2.2 解析方法および土質定数

解析に際しては、まず現地で使用した盛土材とポリマーグリッドを用いて室内にて引抜き試験を行ない、試験結果より得られた盛土材とポリマーグリッド間の引抜き抵抗機構を考慮したFEMによる変形解析を行なった。なお、盛土材および原地盤については、弾性体と仮定した。解析に用いた土質定数は、当該地盤のボーリングデータおよび土質試験結果を基に決定した。表-3.1にその値を示す。

3.2.3 盛土およびジオテキスタイル間の引抜き抵抗

(1) 引抜き試験

試験に用いたジオテキスタイルは、二軸延伸のポリマーグリッドSS-2であり、その材料特性は表-3.2に示すとおりである。

試験に用いた盛土材はマサ土で、平均乾燥密度 $\gamma_d = 1.782 \text{ t/m}^3$ 、平均含水比 $\omega = 7.18\%$ である。引抜き試験装置は、図-3.3に示すようにジオテキスタイルを挟む供試体を上下の圧力室でおおうようになっており、試験は以下の手順で実施した。

- 1) 試験容器の下部の圧力室を構成するゴム膜の上にジオテキスタイルを挟んだ供試体を充填する。
- 2) この供試体の上に、上板とゴム膜とから構成された上部圧力室を設置する。
- 3) 上部圧力室に空気圧をかけ、ゴム膜を介して供試験に所定の荷重を作用させる。
- 4) 圧力の負荷が完了したら、ジオテキスタイルを引き抜く。そのとき、引張力とジオテキスタイルの変位を測定する。

なお、引抜き速度は 1.0 mm/min の一定速度で行ない、鉛直応力は5段階に変えて試験を行なった。

(2) 実験結果より得られる引抜き抵抗係数

落合らの提案する手法^{1)~6)}によって実験結果を整理すると、土とポリマーグリッド間の相互作用を表現するジョイント要素のせん断剛性 k_s ($2k_s = n + \sigma n \cdot m$)の、粘着力成分および摩擦成分を決定する係数 n および m は、それぞれ次のように与えられる。

1) n

(i) 第(I)領域 : $u_{\max} \leq 0.17 \text{ cm}$

(a) $u_{\max} \leq 0.11$ の場合 : $n = 2.273$

(b) $0.11 \text{ cm} \leq u_{\max} \leq 0.17 \text{ cm}$ の場合 : $n = -19.767 u_{\max} + 4.447$

(ii) 第(II)領域 : $0.17 \text{ cm} < u_{\max} \leq 0.36 \text{ cm}$

$$n' = -1.337 \cdot u_{\max} + 1.314$$

$$d = n' \cdot u_{\max} + 0.189$$

$$u_t = d / (2 \cdot n')$$

(a) $u \leq u_t$: $n = n'$

(b) $u > u_t$ の場合 : $n = n' / u - n'$

土質	GL (m)	弾性係数 $E (\text{t/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma (\text{t/m}^3)$	ポアソン比 ν
盛土	2.3 ~ 0.0	500	1.977	
Ap1①	0.0 ~ -1.7	23(13)	1.036	
Ap1②	-1.7 ~ -3.3	55(13)	1.151	
As1	-3.3 ~ -3.85	140	1.800	
Ap2	-3.85 ~ -4.7	60	1.346	
As2①	-4.7 ~ -5.9	1190	1.800	
Ac2①	-5.9 ~ -6.4	100	1.754	
As2②	-6.4 ~ -7.45	1190	1.800	
Ac2②	-7.45 ~ -8.5	1190	1.258	
As3①	-8.5 ~ -9.45	1820	1.800	
As3②	-9.45 ~ -13.0	1820	1.800	
改良柱体	0.0 ~ -7.0	8000	2.000	

()値は、CASE-2.3用

表-3.1 土質定数

区分	目合寸法 縦×横 (mm)	単位面積当たりの質量 (g/s^2)	単位幅当たりの引張り強度 縦×横(t/m)	初期線形変形係数 縦×横(t/m)	材質
SS-2	29×40	200	1.50×2.80	72×43	ポリプロピレン

表-3.2

ポリマーグリッド(SS-2)材料特性

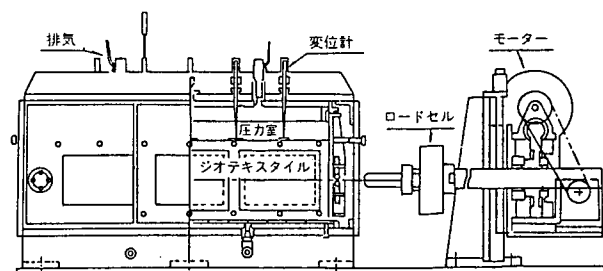


図-3.3 引抜き試験装置

(iii)第(III)領域 : $u_{\max} > 0.36\text{cm}$

(a) $u \leq 0.29\text{cm}$ の場合 : $n = 0.833$

(b) $u > 0.29\text{cm}$ の場合 : $n = \frac{0.0526 \cdot u - 0.242 \cdot u_{\max} + 0.0548}{(0.29 - u_{\max}) \cdot u}$

2) m

(i)第(I)領域 : $u_{\max} \leq 0.10\text{cm}$

(a) $u_{\max} \leq 0.02\text{cm}$ の場合 : $m = 6.875$

(b) $0.02\text{cm} < u_{\max} \leq 0.05\text{cm}$ の場合 : $m = -90.8 \cdot u_{\max} + 8.69$

(c) $0.05\text{cm} < u_{\max} \leq 0.10\text{cm}$ の場合 : $m = -30.0 \cdot u_{\max} + 6.05$

(ii)第(II)領域 : $0.10\text{cm} < u_{\max} \leq 0.16\text{cm}$

$m' = -10.67 \cdot u_{\max} + 3.32$

$d = m' \cdot u_{\max} + 0.225$

$u_t = d / (2 \cdot m')$

(a) $u \leq u_t$ の場合 : $m = m'$

(b) $u > u_t$ の場合 : $m = d / (u - m')$

(iii)第(III)領域 : $u_{\max} > 0.16\text{cm}$

(a) $u \leq 0.15\text{cm}$ の場合 : $m = 1.61$

(b) $u > 0.15\text{cm}$ の場合 : $m = \frac{0.0165 \cdot u - 0.242 \cdot u_{\max} + 0.0338}{(0.15 - u_{\max}) \cdot u}$

3.2.4 解析モデルおよび解析条件

図-3.4~3.6に解析モデルを示す。落合らの手法1)~6)に従い、ポリマーグリッドは、平面トラス要素とし、土とポリマーグリッドの境界面に前節で求めた n , m より決まるせん断剛性 k_s を有するジョイント要素を用いた。図-3.5~3.6に示す解析モデルは、改良柱体部と未改良部に生ずる段差を表現するため、改良柱体部と未改良部の境界面に、通常のジョイント要素を用いたものである。表-3.3に解析ケースを示す。なお、解析に際しては、平面ひずみ条件を仮定した。

CASE-1	・ポリマーグリッド敷設
CASE-2	・ポリマーグリッド敷設 ・改良柱体部未改良部間 ジョイント要素使用
CASE-3	・ポリマーグリッド非敷設 ・改良柱体部未改良部間 ジョイント要素使用

表-3.3 検討ケース

ジオテキスタイル

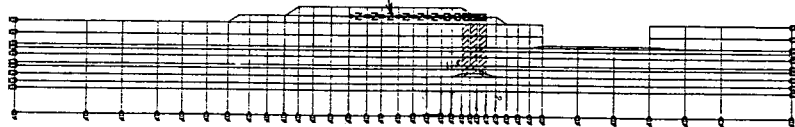


図-3.4 解析モデル図 (CASE-1)

ジオテキスタイル

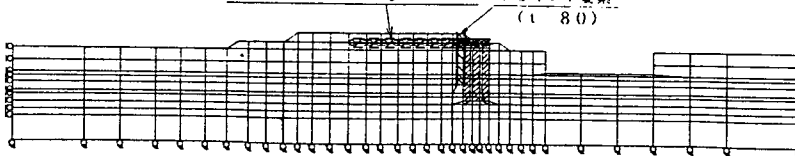


図-3.5 解析モデル図 (CASE-2)

ジョイント要素
(t 80)

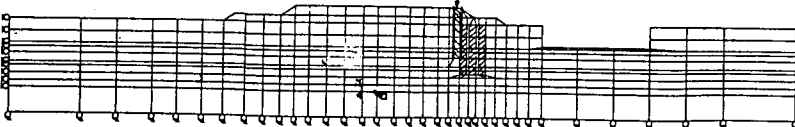


図-3.6 解析モデル図 (CASE-3)

3.2.5 解析結果

図-3.7に、CASE-1の地表面沈下量の水平分布を示す。一点鎖線が解析値、黒丸が実測値を表わしている。盛土センターおよび改良柱体上については解析値が実測値より小さめ、また未改良部については、解析値が実測値よりやや大きめである。これは、盛土横断方向には、ボーリング調査が行なわれていないため確認できないが、横方向の地層に変化があること、また地盤を弾性体と仮定していることなどに起因するものと考えられる。しかしながら、全体としては、解析値は、実測値と比較的よく一致している。

図-3.8は、CASE-1における改良柱体外縁部の側方変位の地中方向分布を示したものである。実測値は、EL-3.3~-5.9m付近において盛土内側に引き込まれており、解析値とは異った挙動を示している。このような解析値と実測値との違いは、やはり上述したような理由によるものと考えられるが、変位量自体がかなり小さな値であり、測定精度に言及すれば必ずしも解析値と実測値との誤差が大きいとは言えない。

図-3.9は、CASE-1における、ポリマーグリッドに発生するひずみの分布を示したものである。ポリマーグリッドに発生するひずみは、盛土荷重のみならず盛土材とポリマーグリッド間の力の伝達、また盛土による地盤の変形などの複雑な相互作用の影響を受けるものと思われる。図-3.9によれば、ポリマーグリッドに発生するひずみの最大値は、実測値では、改良柱体部と未改良部との境界上に発生しているのに対して、解析値では、改良柱体部上に発生しているものの、全体として、定性的にも、定量的にも解析値は、実測値とよく一致していると言える。

また、土圧は、改良部上で実測値 7.5t/m^2 、解析値 8.7t/m^2 および未改良部上で実測値 1.5t/m^2 、解析値 2.5t/m^2 であり両者ともかなりよく一致している。

CASE-2およびCASE-3では、改良柱体部と未改良部に生ずる段差を表現するため、その境界部に、通常のジョイント要素を用いている。また、盛土センターの沈下量をより実測値と近ずけるため有機質土層の剛性を、若干小さくして解析を行っている。

図-3.10に、CASE-2の地表面沈下量の水平分布を示す。ここで、改良部および未改良部の段差に注目すると、解析値は、 18cm であり、実測値 17cm とほぼ等しい値が得られた。また盛土センターの沈下量に関しては、解析値 87cm (実測値 95cm)とかなりよく一致した値となった。ここで盛土センターの沈下量を S_c 、改良部の沈下量を S_d 、未改良部の沈下量を S_n として、 S_n と S_d の相対変位量を S_n' 、 S_c と S_d の相対変位量を S_c' としてまとめてみる。解析値において、 $S_n' = 18.19\text{cm}$ 、 $S_c' = 46.86\text{cm}$ となり、 S_n' と S_c' の比をとると $S_n'/S_c' = 0.39$ となり、実測値のまとめから得られた値 $S_n'/S_c' = 0.35$ とよく一致した値となった。

図-3.11に、CASE-3の地表面沈下量の水平分布を示す。このモデルは、ポリマーグリッドを敷設しない場合のシミュレーションである。CASE-1と比較すると、盛土センターの沈下量は、ほぼ同一の値であるが、改良部、未改良部の段差に注目すると、CASE-3では、 20cm 、CASE-2では 18cm となり、ポリマーグリッドを敷設しない方が、段差が若干大きくなっている。

S_n'/S_c' の値は、CASE-3において、 0.4 となり、実測値からの値 0.55 と比較すると小さめの値となった。

図-3.12は、CASE-2における、ポリマーグリッドに発生するひずみの分布を示したものである。CASE-1では、ポリマーグリッドに発生するひずみの最大値が、改良柱体上に発生したのに対しCASE-2では、改良柱体部と未改良部の境界上に発生している。また発生ひずみ量も解析値 1.85% 実測値 1.8% とほぼ等しい値となった。

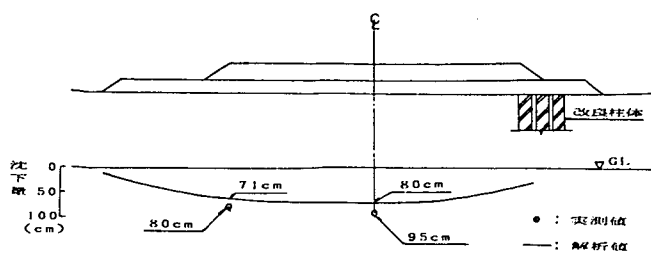


図-3.7 地表面沈下量 (CASE-1)

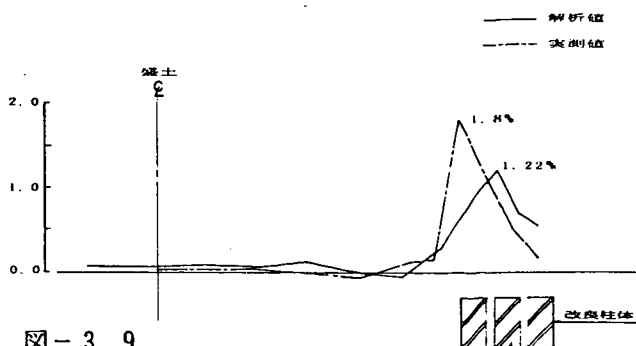


図-3.9
ポリマーグリッドに発生するひずみ (CASE-1)

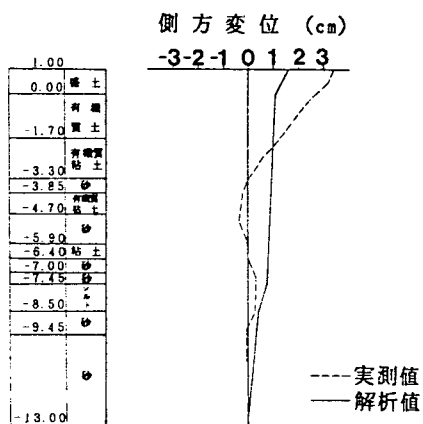


図-3.8
側方変位の地中方向分布 (CASE-1)

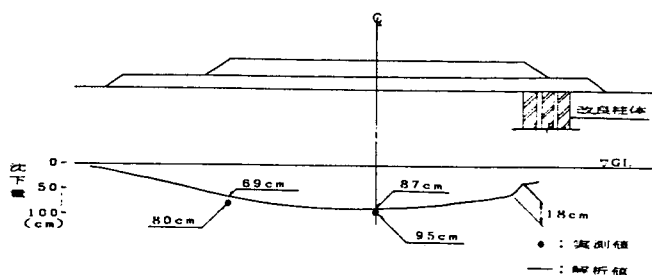


図-3.10 地表面沈下量 (CASE-2)

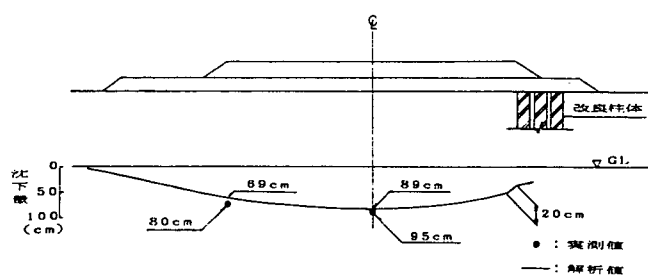


図-3.11 地表面沈下量 (CASE-3)

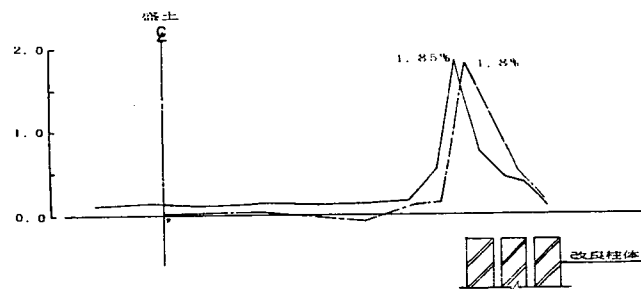


図-3.12
ポリマーグリッドに発生するひずみ (CASE-2)

3.2.6 解析結果のまとめ

土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価できる本解析手法を用い、道路盛土工事のシミュレーションを行なったが、その結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 盛土の沈下量、側方変位のいずれに関しても、解析値は、実測値とよく一致した。
- (2) 改良柱体部、未改良部の段差についても、実際の挙動をよくシミュレートできた。
- (3) ポリマーグリッドに発生するひずみ分布についても、解析値は、定量的にも定性的にもかなり良く一致した。

以上より、本解析手法が、ジオテキスタイルで補強された土構造物の補強効果や、変形の予測に有用である事が分かった。

3.3 合理化シミュレーション

道路盛土工事シミュレーションより得られた様々な知見をもとに、橋台背面を深層混合処理工法により改良された地盤を想定し、その地盤にジオテキスタイルを用いた場合のシミュレーションを行った。

橋台の背面を深層混合処理工法により改良する最大の目的は、橋台背面盛土荷重等による軟弱層の側方流動、沈下、すべり等の抑止にある。そこで、深層混合処理工法とジオテキスタイルを組み合わせた場合、地盤の変形に対しどの程度効果が期待できるのか、改良部、未改良部の不同沈下に対しどのような効果が表われるのか、また、地盤改良の工費に対してどのような影響があるのかに着目し、改良設計の合理化に関する検討を行なった。

3.3.1 解析対象地盤

合理化シミュレーション用に仮定した原地盤は、支持層が砂層であるとし、その上に厚さ15mの軟弱層(粘性土)が存在しているものとした。

この軟弱地盤上に、T型杭基礎橋台が施工され、橋台背面の盛土荷重による側方流動等の抑止の目的で、深層混合処理工法($\phi 1000$, $l=15m$)により地盤改良がなされ、その後高さ5mの盛土(まさ土)が施工される場合を解析の対象とした。

また、敷設されるポリマーグリッドは、一軸延伸のポリマーグリッドSR-1とし、橋台底板端に結合されるものとする。ポリマーグリッドSR-1の材料特性を表-3.4に示す。

3.3.2 解析方法および解析諸定数

(1) 解析方法

まさ土とポリマーグリッドSR-1の引抜き抵抗機構

区 分	目寸法 縦×横 (mm)	単位面積当 りの質量 (g/m ²)	単位幅当 りの引張り強度 縦×横(t/m)	初期繰返し 係数 縦×横(t/m)	材 質
SR-1	53×10	870	6.00×1.30	130×58	高密度ポリエチレン

は、既存のもの⁴⁾を用いて、FEM変形解析を行った。表-3.4 ポリマーグリッド(SR-1)

なお、盛土材および原地盤については、弾性体と仮定し、平面ひずみ条件を仮定した。

材料特性

(2) 解析ケース

地盤改良の改良諸元としては、i)改良幅(B)、ii)改良率(a_p)、iii)改良体の強度が挙げられる。そこで、本合理化シミュレーションにおいては、改良体の強度は一定とし、改良幅および改良率を種々変化させることにした。これに、ジオテキスタイルを敷設する場合、しない場合を組み合わせ、改良幅、改良率およびジオテキスタイルが改良効果にどのような影響を与えるかを検討した。表-3.5に解析ケースを示す。(全17ケース)

a_p \ B	1/2・D	1・D	2・D
10%	○	○	○
20%	○	○	○
30%	○	○	○
40%	○	○	○

○ : ポリマーグリッド敷設ケース

◎ : ポリマーグリッド敷設および

非敷設ケース

B : 改良幅 Q_p : 改良率

D : 軟弱層厚

表-3.5 検討ケース

(3) 解析モデルおよび解析諸定数

解析モデル図 ($a_p=10\%$, $B=1D$)

解析モデルは、全17ケースあるが、代表的モデルを図-3.13に示す。

モデル化に際て、改良柱体は、直径1mで正方形配置とし、改良率により剛性を決定した。また改良柱体端部と未改良部間には、鉛直方向に、通常のジョイント要素を使用し、不同沈下(段差)を考慮でき

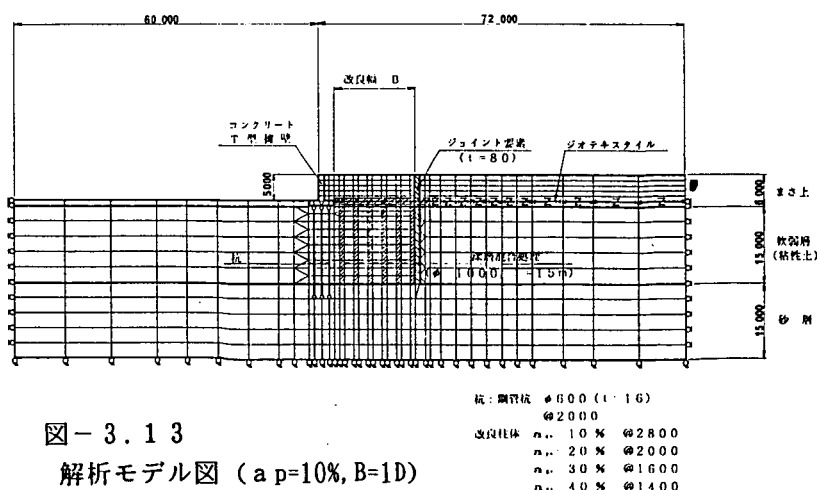


図-3.13

解析モデル図 ($a_p=10\%$, $B=1D$)

るようにした。解析に用いた諸定数を、表-3.6に示す。

3.3.3 解析結果

表-3.7に解析結果の一覧表を示す。

表-3.7の橋台天端水平方向変位については、変位は改良幅の増加に従い必ずしも減少していないという結果が出た。これは、改良柱体、盛土、橋台基礎の剛性等の複雑な要因により、盛土部の変形のモードが多少異なり、橋台天端については、ある条件のもと盛土側に引き込みに近い現象が表われるからと思われる。また橋台天端水平変位について、いずれのケースの場合も、ポリマーグリッド敷設により水平変位は減少している。

表-3.7の橋台部水平変位(地中部max)について、縦軸に水平変位、横軸に改良率、改良幅を示し表わした図を図-3.14に示す。この図より、いずれのケースも、ポリマーグリッド敷設による水平変位低減効果が把握できる。また各点を水平変位、改良率面へ投影したものを図-3.15に、また水平変位・改良幅面へ投影したものを図-3.16に示す。これら図より、改良率の増加に従い水平変位は減少し、また、改良幅の増加に従い水平変位が減少するという事が言える。

改良部右端部水平変位(地中部max)について、縦軸に水平変位、横軸に改良率としたものを図-3.17に、また縦軸に水平変位、横軸に改良幅をとったものを図-3.18に示す。いずれのケースも、ポリマーグリッド敷設による水平変位低減効果がみられる。また改良率、改良幅の増加に従い水平変位が減少していることがわかる。

土 質	GL (a)	弾性係数 E (t/m ²)	単位体積重量 γ (t/m ³)	ポアソン比 ν
盛 土	6.0～ 0.0	1 5 0 0	1. 9	0. 3 3 3
軟 弱 層 (粘性土)	0.0～-15.0	1 0 0	0. 6	
砂 層	-15.0～-30.0	1 7 5 0	0. 8	
改良柱体	0.0～-15.0	a _p =10% 7 0 7 2	0. 6	
		a _p =20% 9 8 1 1		
		a _p =30% 1 2 3 0 1		
		a _p =40% 1 4 0 4 4		

表-3.6 土質定数

◆橋台天端水平変位 (ca)

・ポリマーグリッド非敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	-4.19	-5.01	-3.93
20%	-4.82	-4.98	
30%	-4.37		
40%	-4.18	-3.90	-3.01

・ポリマーグリッド敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	-2.79	-3.43	-2.81
20%	-2.34	-2.90	
30%		-2.36	
40%	-3.03	-2.07	

◆橋台部水平変位(地中部max) (ca)

・ポリマーグリッド非敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	-11.25	-9.80	-8.47
20%	-10.74	-9.04	
30%		-8.30	
40%	-9.78	-7.72	-6.42

・ポリマーグリッド敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	-10.53	-8.24	-7.25
20%	-9.32	-7.17	
30%		-6.40	
40%	-9.10	-6.09	

◆改良柱体部・未改良部 段差 (ca)

・ポリマーグリッド非敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	54.31	56.10	55.40
20%	56.25	56.77	
30%		58.68	
40%	57.23	57.68	57.80

・ポリマーグリッド敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	39.12	21.15	14.31
20%	36.19	15.63	
30%		15.34	
40%	45.24	22.36	

◆ポリマーグリッド発生ひずみ (%)

・ポリマーグリッド非敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	10.5	2.6	1.4
20%	5.4	1.6	
30%		1.5	
40%	15.0	3.1	

◆ポリマーグリッド発生応力 (t)

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	6.8	2.5	1.71
20%	4.3	1.9	
30%		1.9	
40%	7.7	2.8	

◆改良部右端部水平変位(地中部max) (ca)

・ポリマーグリッド非敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	-18.31	-17.53	-15.85
20%	-16.44	-15.02	
30%		-12.88	
40%	-13.33	-11.15	-9.81

・ポリマーグリッド敷設

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	-18.12	-17.17	-15.51
20%	-16.23	-14.58	
30%		-12.54	
40%	-13.09	-11.01	

◆Sn'/Sc'

・CEO 無

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	0.65	0.65	0.62
20%	0.65	0.65	
30%		0.65	
40%	0.65	0.65	0.63

・CEO 有

ap \ B	1/2 D	D	2 D
10%	0.48	0.27	0.17
20%	0.37	0.19	
30%		0.19	
40%	0.52	0.26	

表-3.7 解析結果一覧表

ap : 改良率
B : 改良幅
D : 軟弱層厚
Sn' = Sn - Sd
Sc' = Sc - Sd
Sn : 未改良部沈下量
Sd : 改良部沈下量
Sc : 盛土右端部沈下量

表-3.7の改良柱体部・未改良部の不同沈下(段差)について、ポリマーグリッド非敷設の場合は、段差の量が、ほぼ57cmと一定であるのに対し、敷設の場合は、14cm~45cmと変化している。いずれのケースの場合もポリマーグリッド敷設の場合の方が段差の量が少なく不同沈下低減効果が確認できる。ここで、前節2.5と同様に S_n'/S_c' の値を求め、縦軸に S_n'/S_c' 改良率、改良幅をとり、ポリマーグリッド敷設の場合について表わしたものを図-3.19に示す。この図から、改良率一定のもとに改良幅の増加に従い S_n'/S_c' は小さくなる傾向がわかる。また各点を S_n'/S_c' ・改良率面へ投影したものを図-3.20に示す。この図より、改良幅一定のもとに改良率20%~30%の間で最小値をとる傾向がわかる。ポリマーグリッド敷設・非敷設の効果は、周辺地盤の剛性、変形モード、改良率、改良幅等の様々な影響を敏感に受けるが、今回の解析では、改良率20%~30%において不同沈下低減に対し、その効果を最大に発揮することがうかがえる。図-3.21に改良率30%、改良幅1・Dの場合の地表面沈下量図を示す。他の全てのケースについても同様に言えるが、沈下曲線は、改良柱体端より改良幅1・D程度で水平となっている。このことより、ポリマーグリッドの敷設長は改良柱体端より1・D程度で十分であると思われる。

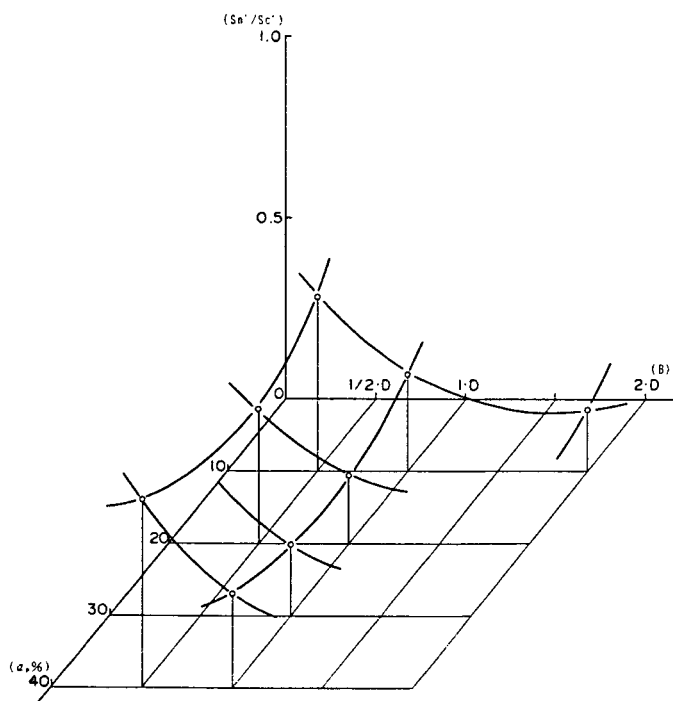


図-3.19 S_n'/S_c' ~ 改良率 ~ 改良幅

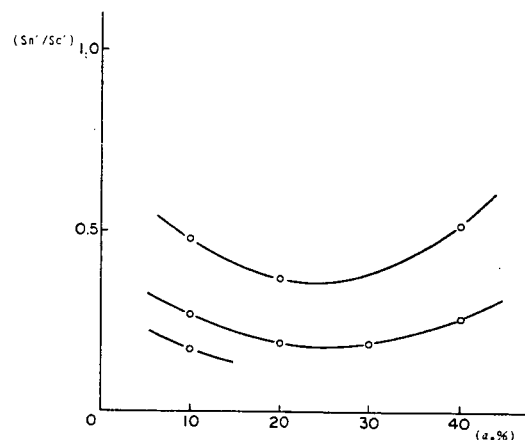


図-3.20 S_n'/S_c' ~ 改良率

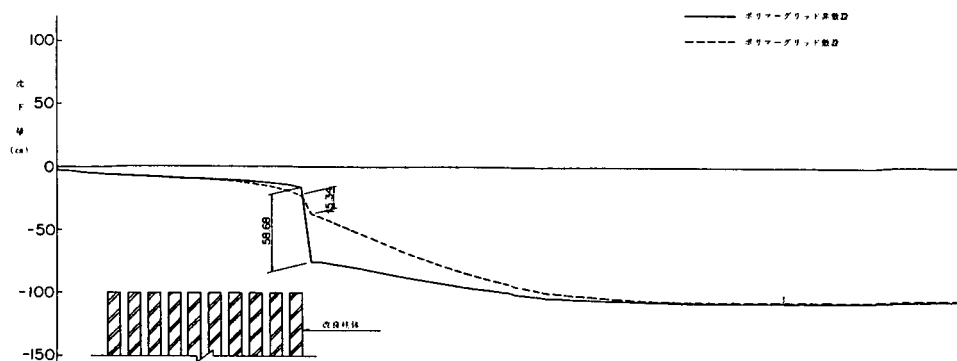


図-3.21 地表面沈下量図($a p=30\%$, $B=1D$)

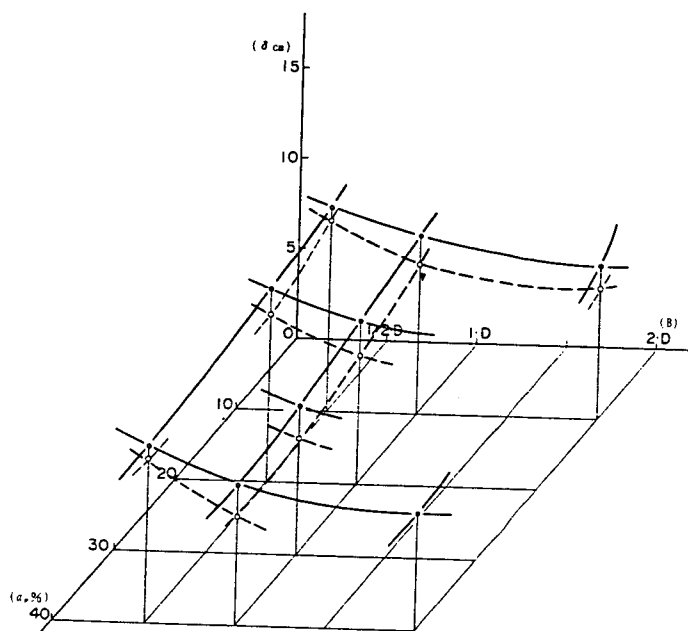


図-3.14
橋台部水平変位(地中部 max)～改良率～改良幅

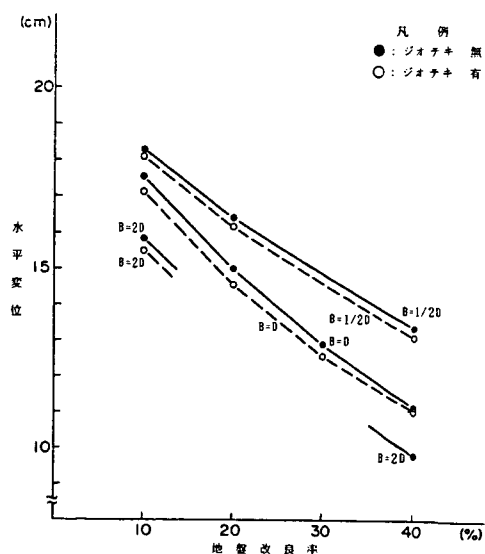
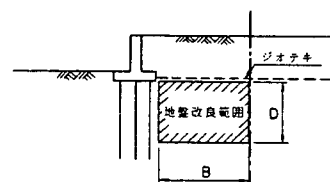


図-3.17
改良部右端部水平変位(地中部 max)～改良率

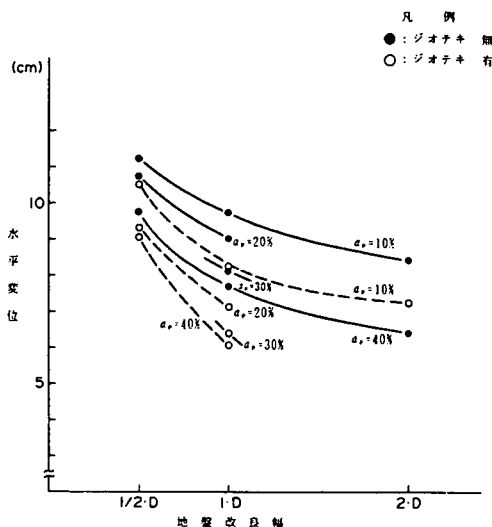


図-3.15
橋台部水平変位(地中部 max)～改良率

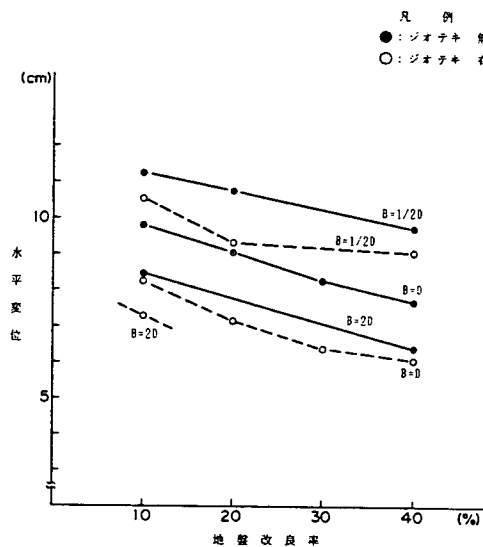


図-3.16
橋台部水平変位(地中部 max)～改良幅

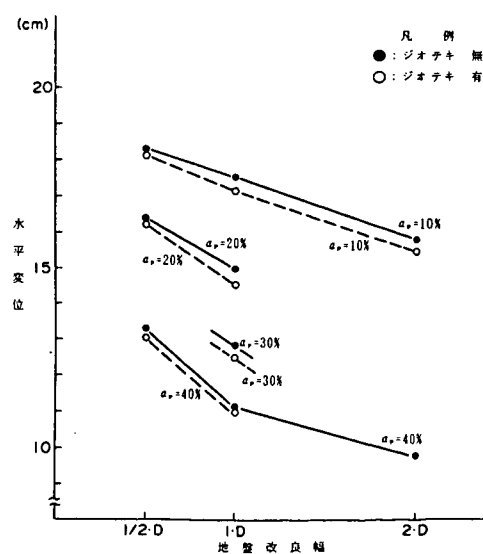


図-3.18
改良部右端部水平変位(地中部 max)～改良幅

3.3.4 経済比較

低改良率(例10%、20%)の地盤改良は、改良柱体間の間隔が広くなり、改良地盤として一体となって側方変形や沈下に対して抵抗しないという理由によりあまり施工されていない。しかしポリマーグリッドを敷設することにより改良柱体間が頭部において連結され改良地盤との一体化が図られるのであれば、次の様な経済比較ができる。合計17ケースについてそれぞれの地盤改良に要する経済指数を、橋台水平変位(地中部max)と関連づけたものを図-3.22に示す。工費計算に際し、改良柱体は $\phi 1000$ 、ポリマーグリッドSR-1の敷設長は、改良柱体端部より $1 \cdot D$ として経済指数の算出を行った。

図-3.22から、例えば、水平変位を8cm程度におさえたい場合、次の3ケースは、ほぼ同じ改良効果があると言える。①改良率40%、改良幅 $1 \cdot D$ 、ポリマーグリッド非敷設。②改良率30%、改良幅 $1 \cdot D$ 、ポリマーグリッド非敷設。③改良率10%、改良幅 $1 \cdot D$ 、ポリマーグリッド敷設。ここで工費を比較すると、①約107経済指数、②約98経済指数、③約68経済指数となる。ここで、ポリマーグリッドを用いた③を採用すれば、①の費用の64%程度で①と同等な改良ができる。あるいは、②の費用の70%程度で①と同等な改良ができると言える、ポリマーグリッドを敷設する事による経済効果を見る事ができる。

3.3.5 解析結果のまとめ

合理化シミュレーションの結果をまとめると以下のようになる。

- (1) ポリマーグリッド敷設により、水平変位に対して、抑止効果がある。
- (2) 改良柱体部と未改良部の不同沈下(段差)に対して、ポリマーグリッドは低減効果がある。

今回の解析では、改良率20%~30%でポリマーグリッドがその効果を最大に発揮した。

このことよりポリマーグリッドがその効果を最大に発揮する地盤、改良率、ポリマーグリッドの材質等の諸条件の組み合わせがある事がうかがえた。

- (3) ポリマーグリッドの敷設長は、改良部端より軟弱層厚程度が適当であると思われる。
- (4) 低改良率でポリマーグリッドを敷設した方が、地盤改良工費に対し経済効果がある。

3.4 あとがき

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化を図ることを目的とし、道路盛土工事のシミュレーション、合理化シミュレーションを行い、ジオテキスタイルの効果の把握検討を行ってきた。前述の通り、様々な知見を得る事ができたが、今後の課題としては以下の項目があげられる。

- (1) 現場施工に対応した、土とジオテキスタイルの複合体の引抜き曲げ試験。
- (2) 低改良率時にジオテキスタイルを使用した際の、各改良柱体の一体化の問題。
- (3) 地盤条件、改良率、改良幅、ジオテキスタイルの材質が異った場合のジオテキスタイルの効果予測。

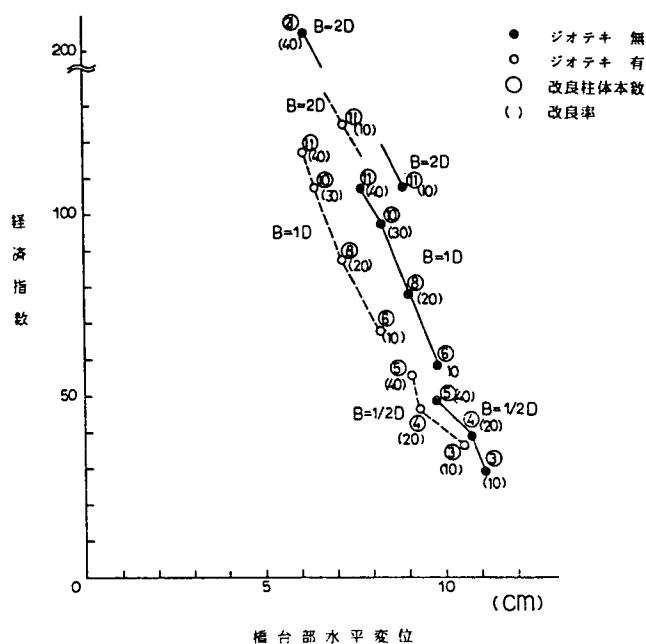


図-3.22 経済指数～橋台部水平変位

4. ジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した現地試験

4.1 現地試験の目的と概要

昭和61年度にジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した現地試験を実施し、盛土内に敷設したジオテキスタイルの、盛土載荷による地盤の側方変位低減効果、および深層混合処理工法の適用上の課題とされる改良部と未改良部の不同沈下低減効果について調査している。昭和62年度にこの地区の二次盛土が施工されたことから、動態観測を引続き実施した。さらに昭和62年度は、ジオテキスタイルの引張剛性が不同沈下低減効果に及ぼす影響についての調査を目的として、隣接工区で引張剛性を変えた数種類のジオテキスタイルを敷設し、現地試験を実施した。なお、これらの現地試験は、建設省山形工事事務所管内で建設中である南陽バイパスの軟弱地盤においてなされた。

4.2 昭和61年度実施現地試験の継続計測

昭和61年度、報告したデータは一次盛土までの測定結果であるが、本年度、図-4.1に示すような二次盛土が実施された。この二次盛土までの測定データから考察されるジオテキスタイルの側方変位低減効果および不同沈下低減効果について以下に示す。なお、計測内容の詳細については、「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 昭和62年10月」を参照されたい。

(1) 側方変位低減効果

地中変位計による地盤の水平変位状況を図-4.2に示す。二次盛土においてもジオテキスタイル敷設工区の水平変位量が非敷設工区よりも逆に大きい傾向は一次盛土から変わらず、両工区間の土性の違いによる影響がでている。

管理ビンによる護岸の水平変位状況を図-4.3に示す。サンドマットによる護岸の水平変位量は深層混合改良柱体打設前またジオテキスタイルの敷設前であるため、地盤の土性の分布を忠実に表わすことになる。ただし、既設盛土付近については既設盛土による強度増加の影響を受け、護岸の水平変位量は徐々に減少している。この影響を省くため、既設盛土時のサンドマットによる護岸の水平変位により、サンドマットによる護岸の

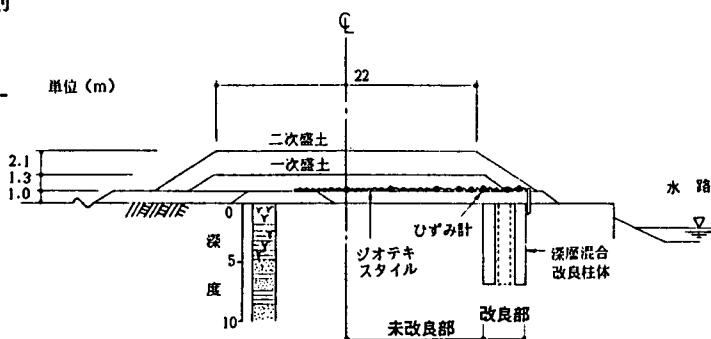


図-4.1 敷設工区横断面図(S61年度)

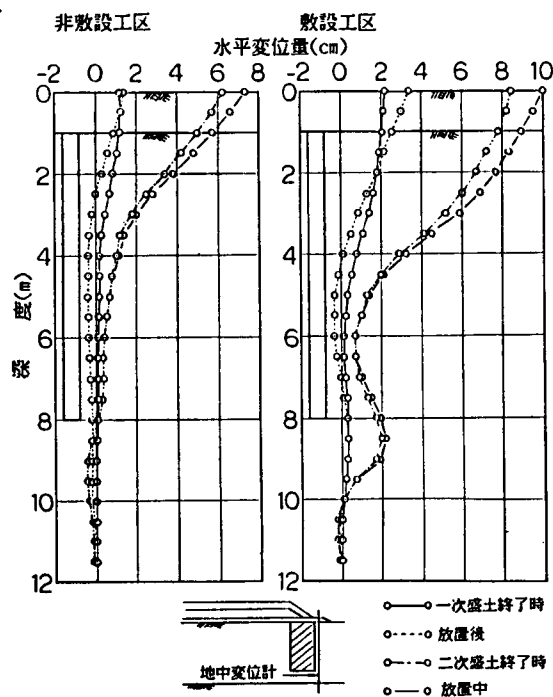


図-4.2 地中変位状況

水平変位の補正を行うと、これが地盤の硬軟を表わす純粋な土性分布となる。また、盛土センターの沈下量もまた土性を比較する指標となりうるが、サンドマットによる水平変位とほぼ同様な傾向となっている。敷設工区と非敷設工区を比較すると、非敷設工区の二次盛土までの盛土による護岸の水平変位はサンドマットによる変位とほぼ同量が発生しているのに対し、敷設工区の変位量はサンドマットによる変位量よりも小さくなっている。このことよりジオテキスタイルは地盤の側方変位を低減していることがわかる。図-4.4に二次盛土の放置中データにおける護岸の水平変位量を盛土センターの沈下量と対比して示す。これによると敷設工区の水平変位量は非敷設工区のそれよりも小さく、ジオテキスタイルにより、約6~7割程度に低減されていることがわかる。

今回、二次盛土に対して初めてジオテキスタイルの側方変位量低減効果が認められたことについては、敷設したジオテキスタイルの引張剛性に対して一次盛土においては側方変位量が2~3cmと微小であったため効果がでにくい状況にあったものと思われる。

(2) 不同沈下低減効果

非敷設工区の一次盛土から二次盛土にかけての沈下量経時変化図を図-4.5に示す。盛土荷重による地盤の圧密沈下に伴い、改良部~未改良部の不同沈下量が増大する様子がわかる。敷設工区および非敷設工区の不同沈下を定量的に比較するために、不同沈下量 S_N' ($S_N' = S_N - S_D$)を盛土センターの相対沈下量 S_c' ($S_c' = S_c - S_D$)と対比して図-4.6に示す。これより相対沈下量の比 S_N'/S_c' は、

$$\text{非敷設工区} : S_N'/S_c' \approx 0.55$$

$$\text{敷設工区} : S_N'/S_c' \approx 0.35$$

となる。敷設工区の相対沈下量の比は非敷設工区のその約60%であり、ジオテキスタイル敷設により不同沈下量 S_N' が低減されていることがわかる。このジオテキスタイルによる不同沈下の低減量は、一次盛土においても約60%が観測されており、盛土荷重が増加しても低減効果は

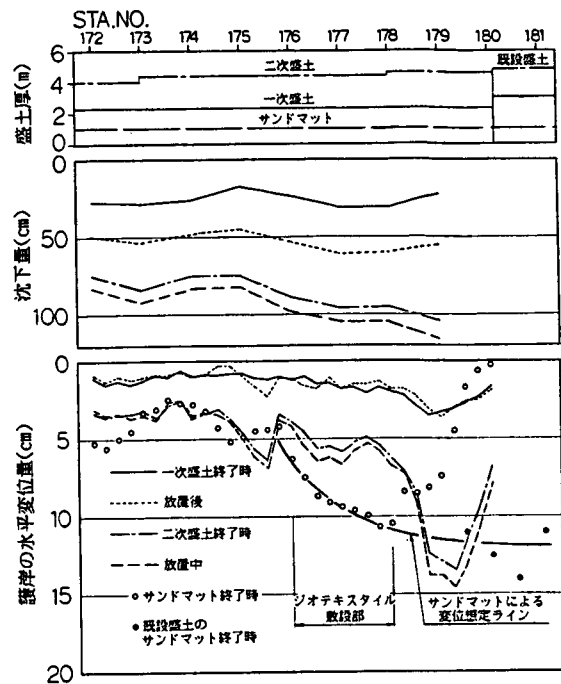


図-4.3 盛土による盛土センターの沈下量・護岸の水平変位状況

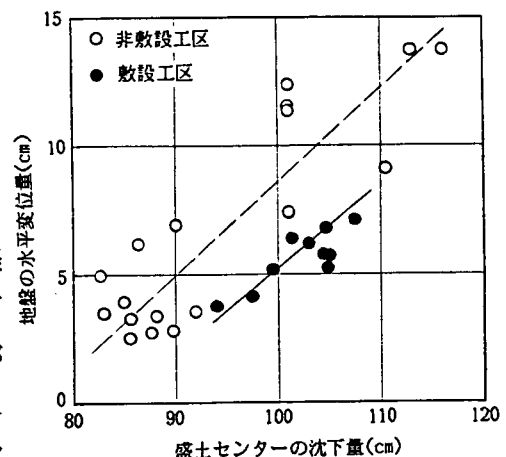


図-4.4 盛土センターの沈下量と地盤の水平変位量の関係

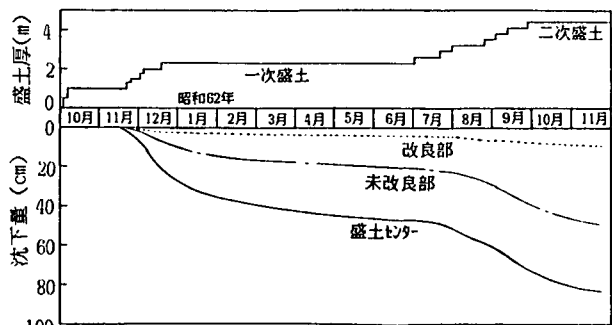


図-4.5 沈下量経時変化図
(例 非敷設工区 STA.No174)

変わらないことがわかる。

上記のことは、後述する不同沈下低減率を求める(2)式より説明される。(2)式は盛土荷重と沈下量の関係の比例係数 $m_v H$ と荷重軽減力と不同沈下量の比例係数 α の関数である。今回の実測値から推定した最終沈下量より比例係数 $m_v H$ は一次盛土から二次盛土を通じてほぼ一定であり、また、敷設したジオテキスタイルのヤング率は低ひずみにおいて一定であると見なせる。

これらのことから、不同沈下低減率は一次盛土と二次盛土において一定であったものと思われる。

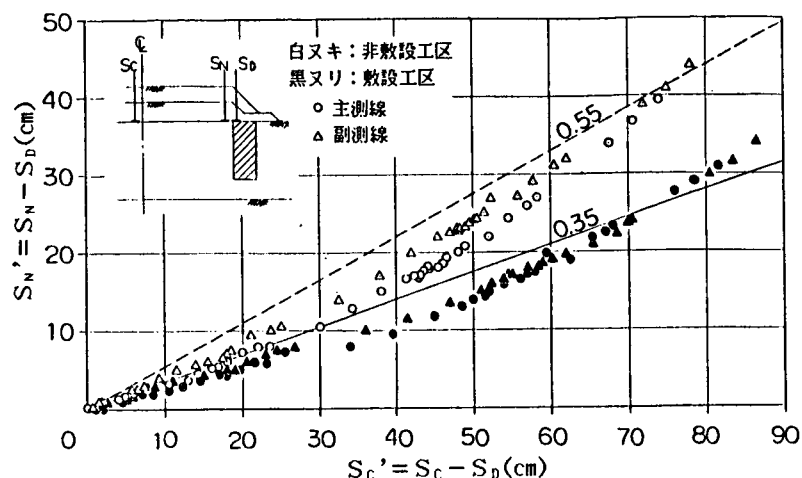


図-4.6 $S_c' \sim S_N'$ の関係

4.3 昭和62年度現地試験

(1) 現地試験条件

1) 現地地盤の性状

原地盤は上部に高含水比の腐植土層($w=300 \sim 700\%$)を有する軟弱地盤であり、盛土のり部の地盤はすべり破壊防止を目的として、深層混合処理工法(粉体供給方式)により改良されている。この改良仕様は、改良率40%、改良土強度 $q_u = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ であり、改良深さは軟弱層途中の中間砂層までである。盛土はマサ土($D_{50} = 1.5 \text{ mm}$, $U_c = 60$)を使用し、サンドマット1mの上に1.9m盛り立てた。

2) 試験ケース

ジオテキスタイルの引張剛性と不同

沈下低減との関係を把握するために、図-4.7に示すような4つの試験工区を設けた。2, 3, 4工区はそれぞれ縦断方向延長10m、横断方向幅10mのジオテキスタイルをサンドマット上面に敷設した。ジオテキスタイルとして、2, 3工区では引張剛性の異なるポリマーグリッド(2工区: $EA = 15 \text{ tf/m}$, 3工区: $EA = 160 \text{ tf/m}$)、また4工区では引張剛性が特に大きい場合として鉄筋金網(直径6mm, 10cm正方形, $EA = 6000 \text{ tf/m}$)を用いた。盛土の外に出たジオテキスタイルの端部は松杭により定着している。ジオテキスタイルには、盛土横断方向のジオテキスタイルのひずみを測定するために、図-4.8に示すように8

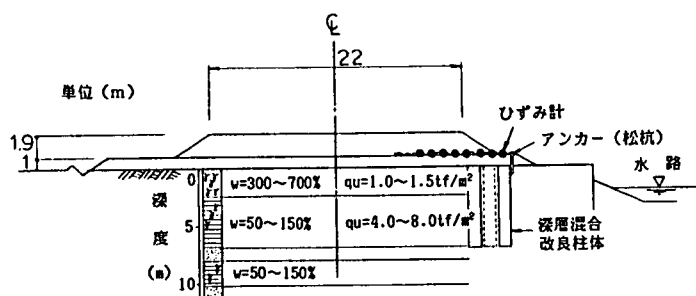


図-4.7 敷設工区横断面図(S62年度)

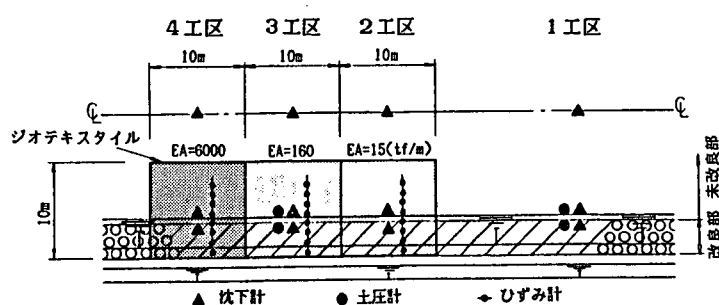


図-4.8 計器配置平面図

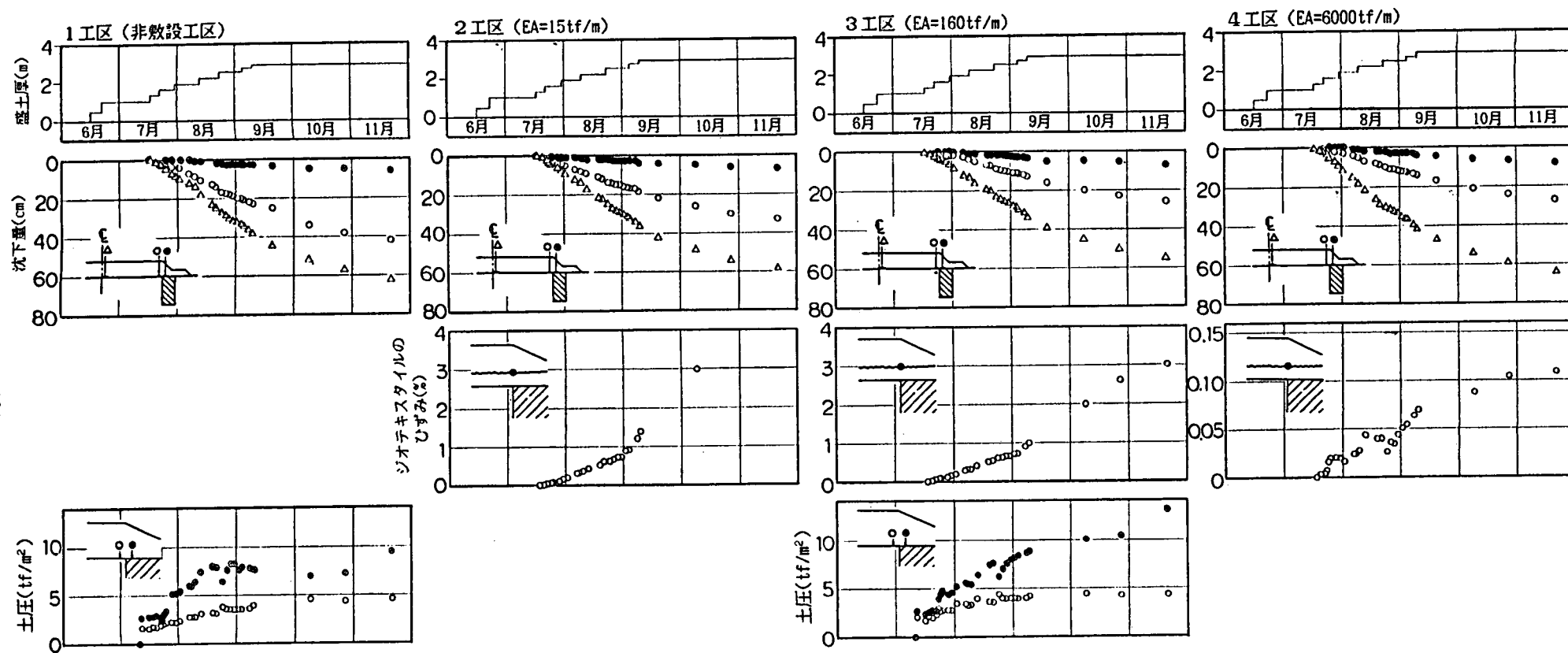


図-4.10 測定結果

個のひずみ計を1m間隔で設置している。改良部と未改良部の土圧および沈下量測定のため、土圧計と沈下計を図-4.8, 4.9のように配置している。

(2) 現地試験測定結果

昭和62年7月から最終測定時点の11月までに測定された各データの経時変化を図-4.10に示す。

これより不同沈下低減効果について考察されることを以下に示す。

1) 沈下計測定結果

盛土センターの沈下量は各工区とも11月時点で60cm程度であり、改良部の沈下量は6~8cm程度である。これに対し、未改良部の沈下量は工区間で大きく異なり、ジオテキスタイルの引張剛性が大きくなるに従い、小さくなる傾向にある。これよりジオテキスタイルの引張剛性は改良部と未改良部の不同沈下量の低減に大きく影響することがわかる。

1,3工区の土圧計データを比較すると、未改良部の土圧は3工区の方が若干小さく、改良部の土圧においては3工区は1工区の1.5倍程度大きい。ジオテキスタイルによって盛土荷重が改良部に集中していることがわかり、これからもジオテキスタイルの不同沈下低減効果が観察される。

各工区における不同沈下を定量的に比較するため、図-4.11に盛土センターの相対沈下量 S_c' ($S_c' = S_c - S_D$) と未改良部の相対沈下量 S_N' ($S_N' = S_N - S_D$) の関係を示す。これより求まる未改良部と盛土センターとの相対沈下量の比 S_N'/S_c' を表-4.1に示し、さらに同表には非敷設工区の相対沈下量の比 S_N'/S_c' と敷設した工区のその比、すなわち不同沈下低減率 S_G'/S_N' も併せて示す。ジオテキスタイルの引張剛性が大きいほど、不同沈下低減率 S_G'/S_N' の値は小さく、不同沈下低減効果が大きいたことがわかる。

昭和61年度成果のひとつとして「改良部～未改良部間の不同沈下により生じるジオテキスタイルの引張力の鉛直上向きの力を『荷重軽減力』と称し、この『荷重軽減力』により不同沈下は軽減されるものと仮定し、

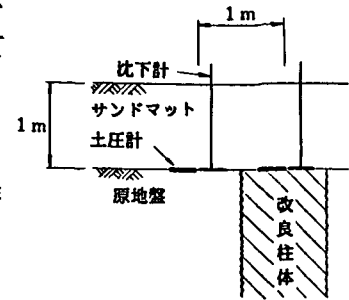


図-4.9 沈下計・土圧計設置詳細図

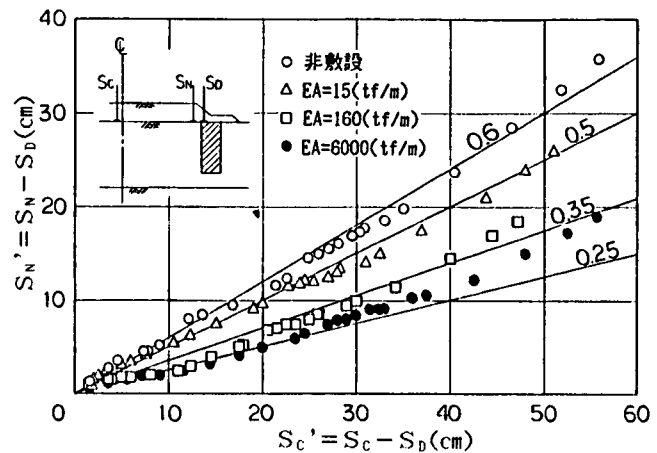


図-4.11 $S_c' \sim S_N'$ の関係

表-4.1 各工区の測定結果

工区	EA(tf/m)	S_N'/S_c'	S_G'/S_N'
1工区	0	0.6	1.0
2工区	15	0.5	0.83
3工区	160	0.35	0.58
4工区	6000	0.25	0.42

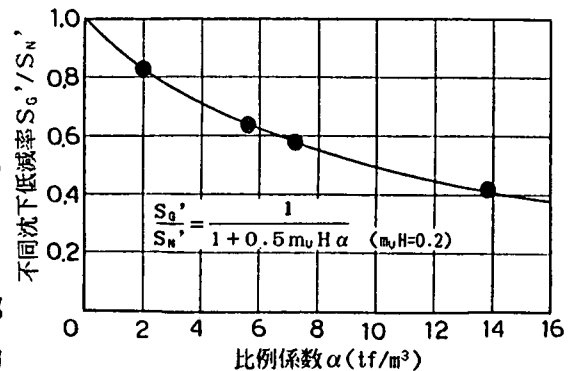


図-4.12 比例係数 α と不同沈下低減率 S_G'/S_N' の関係 ($m_u H = 0.2$)

従来の沈下量計算に『荷重軽減力』を付加することにより不同沈下量を推定できる。」と報告した。なお、この荷重軽減力は(1)式のように不同沈下量と比例するものとした。

$$P_u = \alpha \cdot S_G' \quad \dots\dots (1)$$

ここに、 P_u ：荷重軽減力 (tf/m²)、 α ：比例係数 (tf/m³)、 S_G' ：不同沈下量 (m)。

今回の測定結果から、比例係数 α の値を(2)式より求め、当地盤における比例係数 α と不同沈下低減率 S_G'/S_N' との関係を図-4.12に示す。さらにジオテキスタイルの引張剛性とこの比例係数 α との関係を図-4.13に示す。

$$\frac{S_G'}{S_N'} = \frac{1}{1+0.5m_v \cdot H \cdot \alpha} \quad \dots\dots (2)$$

ここに、 S_G'/S_N' ：不同沈下低減率、 m_v ：体積圧縮係数 (m²/tf)、 H ：層厚(m)。

図-4.13より、ジオテキスタイルの引張剛性 EA と比例係数 α の関係は(3)式より表わせる。

$$\alpha = 4.5 \log EA - 3.3 \quad \dots\dots (3)$$

図-4.12, 4.13より不同沈下低減効果は引張剛性 EA を大きくすることにより、その効果を大きくすることができるが、その効果としての増加量は次第に小さくなる傾向にある。さらに不同沈下低減効果は、引張剛性ばかりでなく地盤の圧縮性にも大きく左右されるが、当地盤程度の軟弱地盤においては、ジオテキスタイルによって不同沈下を3~4割程度に低減できることがわかる。

2) ひずみ計測結果

各工区のジオテキスタイルの盛土横断方向のひずみ分布を図-4.14に示す。各工区とも改良部と未改良部の境界部において最大の引張ひずみが発生している。また、ジオテキスタイルの盛土センター側端部において若干の引張ひずみが発生しているが、これは盛土のたわみにより発生する引張ひずみと思われる。なお、この盛土のたわみによる引張ひずみは鉄筋金網の4工区において、不同沈下による引張ひずみと同程度が発生しており、他工区と比較してひずみ量としては小さいも

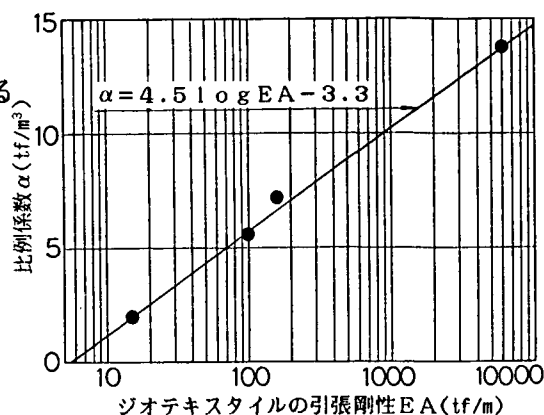


図-4.13 ジオテキスタイルの引張剛性 EA と比例係数 α の関係

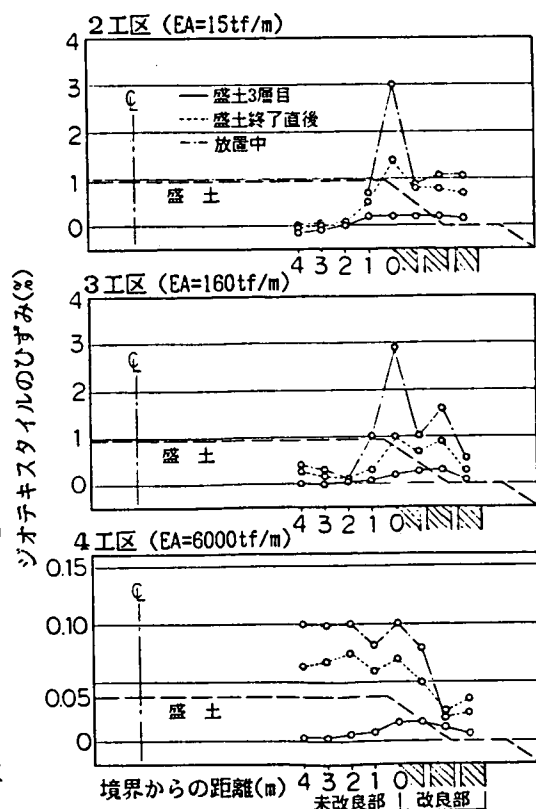


図-4.14 ジオテキスタイルのひずみ分布

の許容応力を越える程 ($\sigma = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \times 0.1\% = 2100 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_a = 1800 \text{ kgf/cm}^2$) となっている。このことからジオテキスタイルの代替えとして引張剛性の大きい鉄筋などを用いる場合には盛土のたわみによる引張力も配慮する必要があることがわかる。

改良部と未改良部の境界位置のジオテキスタイルのひずみと改良部と未改良部との不同沈下量の関係を図-4.15に示す。図中には前年度実施した現地試験のデータも併せてプロットしている。各工区とも不同沈下量が増大するにつれジオテキスタイルのひずみも増加するのが観察されるが、ポリマー系と鉄筋金網のこの挙動は大きく異なることが認められる。同図には(4)式より計算される結果を盛土に発生するすべり面の角度を変えて示している。

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{l_0^2 + \Delta s^2} - l_0}{l_0} \times 100 \quad \cdots (4)$$

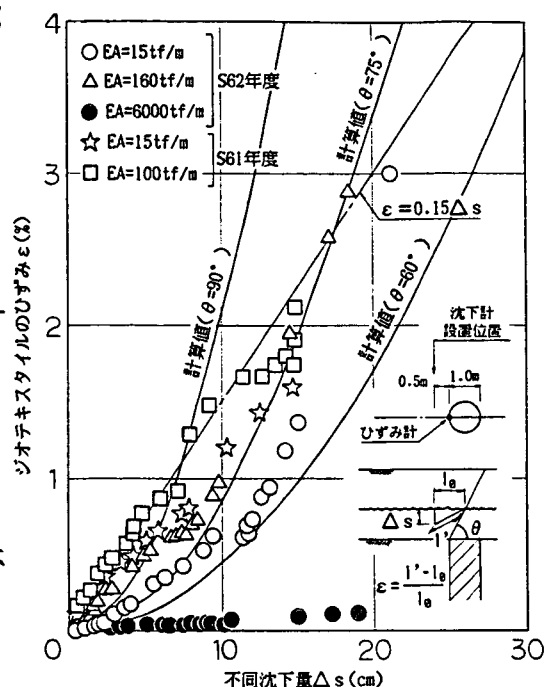


図-4.15 不同沈下量～ジオテキスタイルのひずみの関係

ここに、 l_0 ：初期のジオテキスタイルの長さ (m) (ジオテキスタイルとすべり面の交点から沈下計設置位置までの長さ)、 Δs ：改良部と未改良部の不同沈下量 (cm)、 ε ：ジオテキスタイルに生じるひずみ (%)。

これより、実測値はおおよそ θ が 90° から 60° の計算値の中にあり、不同沈下量が増大するにつれ、 $\theta = 60^\circ$ (主動崩壊角 $\theta = 45^\circ + 30^\circ/2$) の計算値に近づいて行く様子がわかる。不同沈下量とジオテキスタイルのひずみの関係は、不同沈下量が $10 \sim 20 \text{ cm}$ の間では $\theta = 75^\circ$ の計算値によっておおよそ表わせるようである。また、図中には直線近似式 $\varepsilon = 0.15\Delta s$ を示しているが、不同沈下量よりジオテキスタイルに生じるひずみを推定する場合、この式により安全側のひずみを推定することができる。ただし、この式はジオテキスタイルの敷設深度に当然影響されることが予想される。

4.4 FEM解析による検討

以上の計測により、盛土下部の一部に密な配置で改良した場合 (部分改良) について、ジオテキスタイルの引張剛性が改良部と未改良部の不同沈下低減に及ぼす効果について図-4.13のように求めることができたが、より一般的な、盛土敷全面に改良柱体を粗に配置した場合 (全面改良・低改良率) についてはまだ検討がなされていない。そこで以下にはこの部分改良に対する測定結果を基に、粗な全面改良タイプにおける改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下についてFEM解析によって検討する。

(1) 解析手法

解析方法は、現地試験のモデルを図-4.16に示すような要素分割図にモデル化し、四辺形要素のみによる線形弾性体として計算を行う。計算に用いる各層の土質定数を表-4.2にまとめて示す。この表中

の変形係数は次のように考えて設定した。

1) 原地盤

原地盤の変形係数は、上部4mが特に軟弱であることから層厚を4mとし、測定結果より得られた $m_0 \cdot H = 0.2 \text{ m}^3 / \text{tf}$ に相当するものとした。

2) ジオテキスタイル敷設部分 E_G

ジオテキスタイルを挟む上下

の盛土材は、ジオテキスタイルにより変形を拘束されることによって変形係数が上昇すると考え、ジオテキスタイルを挟む上下合わせて50cm厚の盛土の変形係数をその他の部分よりも上げることにより補強効果を評価する。

3) 盛土

盛土の変形係数として一般的に用いられる 1000 tf/m^2 程度で線形弾性解析を行うと、盛土全体に大きな引張応力が生じることになる。これを避けるためにはno tension解析などを用いることになるが、今回は簡便な方法とし

て線形弾性のままで変形係数を極めて小さく設定し、引張応力の発生量をごく小さなものととどめている。変形係数の値は実測結果でジオテキスタイルが敷設されない場合の不同沈下量が盛土センターの沈下量の5割程度が発生していることに注目し決定している。

4) 改良部と未改良部の境界部および直上の盛土部分 E_B

改良部と未改良部の境界部（厚さ10cm）および直上の盛土部分は、不同沈下による段差およびクラックを表すために極めて小さな値とし $E_B = 1 \text{ tf/m}^2$ とする。

以上の条件よりジオテキスタイル敷設部分の変形係数を数種類変えて計算した結果を表-4.3に示し、それぞれの地表面の沈下状況を図-4.17に示す。また、この計算結果をジオテキスタイル敷設部分の変形係数 E_G と不同沈下低減率 S_G'/S_N' との関係として図-4.18に

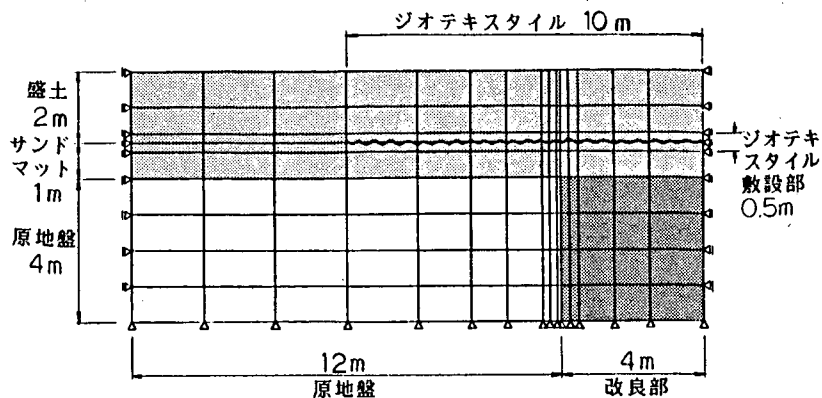


図-4.16 要素分割図(部分改良)

表-4.2 各層の土質定数(現地試験モデル)

	E (tf/m ²)	ν ポアソン比	γ (tf/m ³)	備考
盛土	10	0.3	1.9	
サンドマット	10	0.3	0	一部、 $E=1000 \text{ tf/m}^2$ 注1)
原地盤	14	0.33	0	$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{m_0(1-\nu)}$
改良部	2000	0.33	0	

注1) ジオテキスタイル敷設部と改良部ではさまれたサンドマットの変形係数は $E=1000 \text{ tf/m}^2$ とした。

表-4.3 FEM解析結果(部分改良)

ジオテキスタイル敷設部 変形係数 E_G (tf/m ²)	未改良部 沈下量 S_N (cm)	改良部 沈下量 S_G (cm)	不同沈下量 S_N', S_G' (cm)	不同沈下 低減率 S_G'/S_N'
非敷設	37.4	1.0	$S_N' = 36.4$ $S_G' = 31.2$	1
10	32.3	1.1	$S_N' = 31.2$ $S_G' = 20.3$	0.86
100	21.5	1.2	$S_N' = 20.3$ $S_G' = 11.5$	0.56
1000	13.0	1.5	$S_N' = 11.5$ $S_G' = 11.5$	0.32

注2) 非敷設の場合のジオテキスタイルの敷設部分は、 $E_B = 1 \text{ tf/m}^2$, $E_G = 10 \text{ tf/m}^2$ としている。

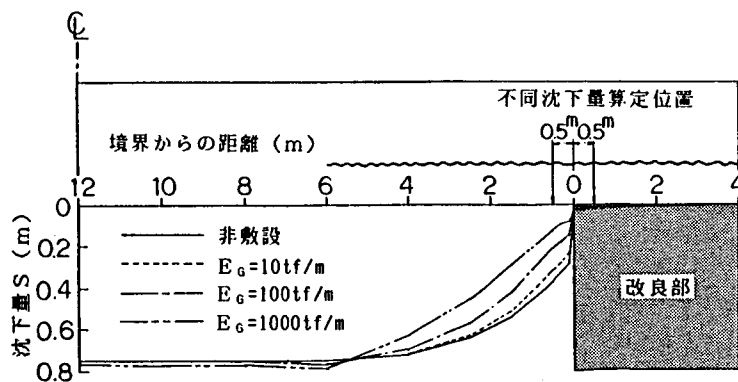


図-4.17 FEM解析による地表面沈下状況

示す。同図の曲線で表されるように E_G が大きくなると不同沈下低減率 S_G'/S_N' は小さくなる。

また、この曲線に前述の現地計測で実施された各工区不同沈下低減率 S_G'/S_N' をあてはめると、各工区の引張剛性 EA の相違に対応するジオテキスタイル敷設部分の変形係数 E_G が得られ、表-4.4のようになる。次には、この変形係数 E_G を用いて全面改良タイプに適用した場合について解析を行う。

(2) 全面改良への適用

粗な全面改良の場合におけるジオテキスタイルの不同沈下低減効果について検討するため図-4.19をモデルとし、ジオテキスタイルの引張剛性と改良柱体の間隔を変えてFEM解析を行う。このときの解析手法は前に述べた部分改良モデルにおけると全く同様である。

なお、ここで 表-4.4 計算に用いるジオテキスタイル敷設部分の変形係数

ジオテキスタイル	ジオテキスタイルの引張剛性 $EA(t/m)$	実測不同沈下 低減率 S_G'/S_N'	計算に用いる 敷設部分変形 係数 $E_G(t/m^2)$
GM1	15	0.83	15
SS2	100	0.64	60
SR2	160	0.58	100
鉄筋金網	6000	0.42	400

EA:幅1m当たりの引張試験より求めた、
ひずみ1%に対する引張剛性

表-4.5にはこの計算結果と

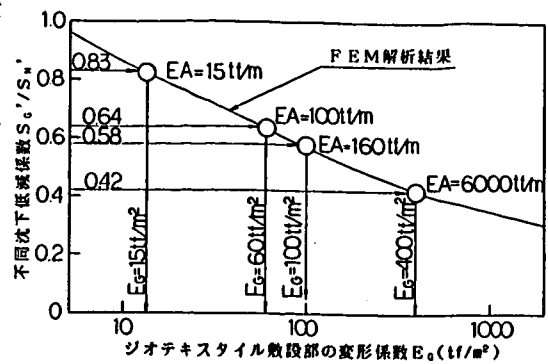


図-4.18 ジオテキスタイル敷設部分の変形係数 E_G と不同沈下低減率 S_G'/S_N' の関係

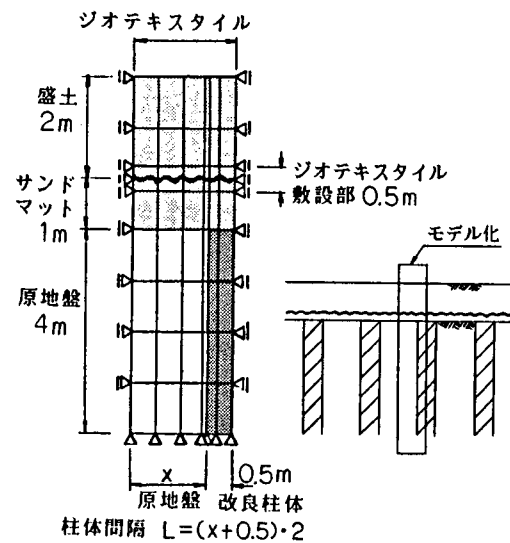
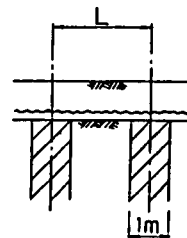


図-4.19 要素分割図(全面改良)

表-4.5 FEM解析結果(全面改良)

ジオテキスタイルの引張剛性 $EA(t/m)$	ジオテキスタイル敷設部分変形係数 $E_G(t/m^2)$	L = 2m					L = 3m					L = 4m				
		S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α	S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α	S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α
0	非敷設	13.3	1.2	$S_N' = 12.1$	1.0	0	27.3	1.6	25.7	1.0	0	38.9	1.8	37.1	1.0	0
15	15	7.9	1.3	$S_D' = 6.6$	0.55	26	19.7	1.7	18.0	0.70	6.1	31.3	2.0	29.3	0.79	2.7
100	60	4.0	1.3	$S_D' = 2.7$	0.22	111	12.1	1.8	10.3	0.40	21	23.0	2.2	20.8	0.56	7.9
6000	400	1.9	1.3	$S_D' = 0.6$	0.05	594	5.1	1.9	3.2	0.12	105	11.4	25	8.9	0.24	32

ジオテキスタイルの引張剛性 $EA(t/m)$	ジオテキスタイル敷設部分変形係数 $E_G(t/m^2)$	L = 5m					L = 6m				
		S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α	S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α
0	非敷設	48.3	1.9	46.4	1.0	0	55.9	2.0	53.9	1.0	0
15	15	41.6	2.2	39.4	0.85	1.4	50.3	2.3	48.0	0.87	0.85
100	60	34.0	2.5	31.5	0.68	3.7	44.1	2.6	41.5	0.77	2.0
6000	400	20.3	2.8	17.5	0.38	12.9	30.4	3.1	27.3	0.51	6.6



(5)式より、逆算される比例係数 α も併せて示している。

$$\frac{S_0'}{S_N'} = \frac{1}{1 + \beta_D \cdot m_v \cdot H \cdot \alpha} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 β_D ：沈下低減係数。この沈下低減係数とは、柱体間未改良部の沈下量と改良柱体がない無処理のときの沈下量との比であり、前述の部分改良の測定では $\beta_D = 0.5$ であった。(5)式で α を逆算するときの β_D は、無処理の場合に対するFEM解析結果が $S_0 = 74\text{cm}$ であることから、この S_0 を用い $\beta_D = S_N' / S_0$ とした。この表より、ジオテキスタイルの引張剛性EAと比例係数 α との関係として図-4.20に示す。この図より、ジオテキスタイルの引張剛性EAが大きいほど、また改良柱体の間隔Lが狭いほど比例係数 α は大きくなる。すなわち荷重軽減力が増加し、不同沈下低減効果も大きくなることがわかる。

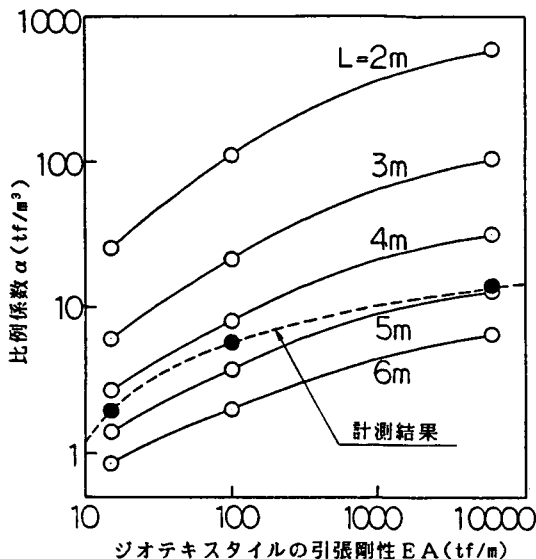


図-4.20 ジオテキスタイルの引張剛性と比例係数 α の関係

また、同図中には、実測した部分改良に対する同様の関係も点線で示しているが、この実測の値は、全面改良の場合の柱体間隔4~5mのときに相当する。

ところで、図-4.21に深層混合処理工法（粗な全面改良）の場合、ジオテキスタイルと深層混合処理とを併用した場合、および全く改良が施されていない無処理の場合について沈下形状の模式図を示す。これまで検討してきた不同沈下低減効果は主にジオテキスタイルによる効果、すなわち β_G

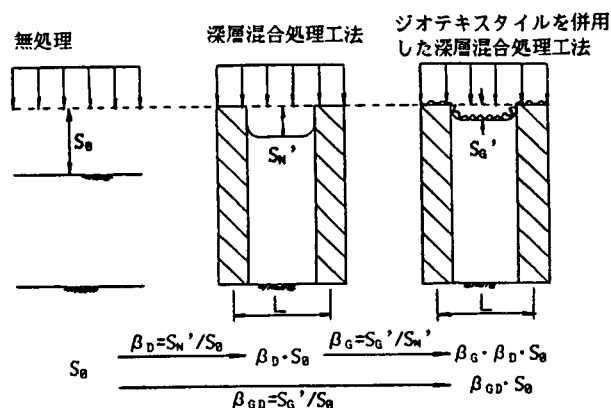


図-4.21 沈下の模式図

に関するものであった。しかし一方、実際の設計を意識すると無処理の場合の沈下量を基準とし、それからの低減を考えるべきであろう。すなわち沈下低減の係数として β_G の他に β_D （または $\beta_{GD} = \beta_D \times \beta_G$ ）も考える必要がある。これらの係数についてFEM解析結果を整理すると表-4.6のようになり、このうち改良柱体間隔と沈下低減係数との関係を図-4.22に示す。この図から改良柱体の間隔を広げる

表-4.6 沈下低減係数計算結果

ジオテキスタイルの引張剛性 EA (tf/m)	ジオテキスタイル敷設部変形係数 E_g (tf/m ²)	L = 2m		L = 3m		L = 4m		L = 5m		L = 6m	
		S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}
0	非敷設	$S_N' = 12.1$	$\beta_D = 0.16$	25.7	0.35	37.1	0.50	46.4	0.63	53.9	0.73
15	15	$S_0' = 6.6$	$\beta_{GD} = 0.09$	18.0	0.24	29.3	0.40	39.4	0.53	48.0	0.65
100	60	$S_0' = 2.7$	$\beta_{GD} = 0.04$	10.3	0.14	20.8	0.28	31.5	0.43	41.5	0.56
6000	400	$S_0' = 0.6$	$\beta_{GD} = 0.01$	3.2	0.04	8.9	0.12	17.5	0.24	27.3	0.37

と β_D が大きく、すなわち改良柱体による沈下低減効果は小さくなるが、一方ジオテキスタイルの剛性を大きくすると β_G が小さく、すなわちジオテキスタイルによる沈下低減効果は大きくなることがわかり、ある沈下低減係数を得るためには引張剛性のより大きなジオテキスタイルを併用することで改良柱体間隔を広げられることになる。

ちなみに、図中には等圧縮ひずみを前提とした複合地盤に適用する沈下低減係数 β_θ を分担比 n を変えて点線で示してある。 $n=20$ 程度で改良柱体のみによる沈下低減係数 β_D におおよそ等しくなるようである。

$$\beta_\theta = \frac{1}{1 + (n-1) \cdot a_0} \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 a_0 ：改良率、 n ：応力分担比。

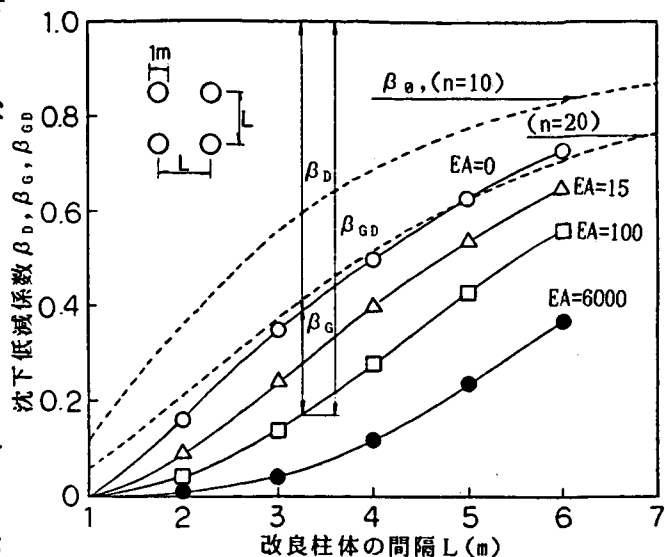


図-4.22 改良柱体の間隔と各沈下低減係数の関係

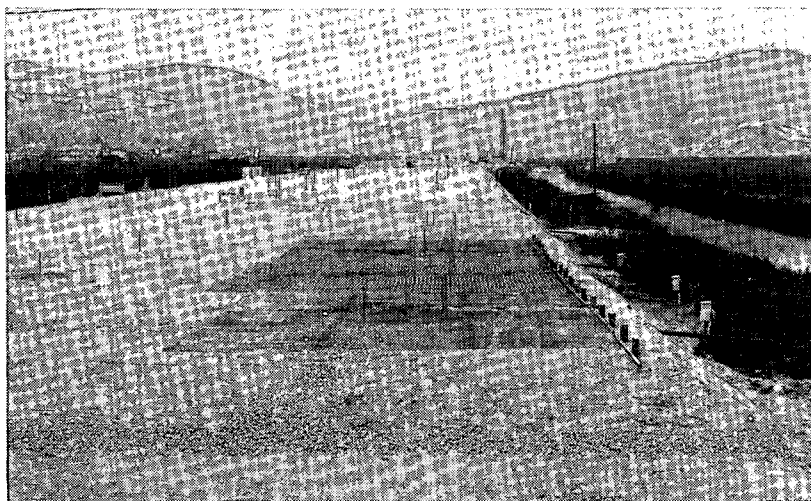


写真-4.1 ジオテキスタイル敷設状況 (S62年度)

4.5 まとめと今後の課題

昭和62年度の実施内容より得られた成果をまとめると次のようになる。

(1) 昭和61年度現地試験の継続計測

- ① ジオテキスタイルを盛土中に敷設することにより、盛土載荷による地盤の側方変位を低減できる。今回の二次盛土に対しては、約6～7割の側方変位低減効果が認められた。
- ② 敷設したジオテキスタイルの一次盛土に対する改良部～未改良部間の不同沈下低減効果は、6割程度であった。今回の二次盛土の測定結果からも不同沈下低減効果は6割程度であることがわかり、地盤の荷重～沈下の関係が線形であればその効果は一定であることが判明した。

(2) 昭和62年度現地試験

- ① ジオテキスタイルの不同沈下低減効果は、その引張剛性の大きさに左右されることがわかった。
- ② 改良部と未改良部の不同沈下はジオテキスタイルに発生する鉛直上向きの力、荷重軽減力により軽減されるものと考え、荷重軽減力は不同沈下量に比例するものとする、その比例係数 α とジオテキスタイルの引張剛性の関係は(3)式により表わせる。
- ③ ジオテキスタイルのひずみは不同沈下量より(4)式を用いて概略値を推定することができる。

(3) FEM解析による検討

- ① 上記の現地試験結果を基に、深層混合処理改良形式が粗な全面改良の場合に拡張したFEM解析によると、上記の値 α は改良柱体の間隔によって大きく異なり、柱体間隔が狭くなると非常に大きな値となる。
- ② 解析結果より不同沈下低減効果は、改良柱体間隔が狭いほど、またジオテキスタイルの引張剛性が大きいものほど大きな効果を発揮する。
- ③ 例えば不同沈下に関する許容量といったものを目標とすれば、引張剛性のより大きいジオテキスタイルを用いることにより、改良柱体間隔を広げることが可能である。

以上ジオテキスタイルを深層混合処理工法と併用した場合について、軟弱地盤の側方変形低減および不同沈下低減の効果を確認、検討してきたが、いずれの効果もある程度の定量的把握ができたと考えている。しかし、土性や荷重条件、ジオテキスタイルの適用など諸条件の相違によるこれらの変形挙動に対する影響もあると思われる。また、沈下低減の検討に用いた解析手法にも改善の余地が残っている。今後さらに現地計測データを蓄積し、これらの再検討を行ってより精度の高い定量化を進めたい。

今回の現地試験につきご援助いただいた建設省山形工事事務所、三井石化産資㈱の関係各位に深謝いたします。

5 参考文献

- 1) 林重徳・山内豊聡・落合英俊・孫純鐘:“土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗機構”
土と基礎 Vol. 33, No. 5 (1985年) pp. 21~26
- 2) 坂井晃・落合英俊・林重徳・了戒公利:“ジオグリッドを用いた土構造物の応力・変形解析” 第
21回土質工学研究発表会発表講演集 (1986年) pp. 1445~1448
- 3) H. Ochiai & A. Sakai: “Analytical Method for Geogrid-Reinforced Soil Structures” Proc. 8th Asian Regional Conf. on SMFE (1987) pp. 483~486
- 4) 坂井晃・落合英俊・林重徳:“ジオグリッドを用いた補強土の変形解析法” 土質工学会論文報告
集 Vol. 27, No. 3 (1987年) pp. 147~155
- 5) 建設省土木研究所編:“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, 昭和
60年度” 建設省土木研究所 (1986年) pp. 194~217
- 6) 建設省土木研究所編:“同上, 昭和61年度” 建設省土木研究所 (1987年) pp. 156~184

3. 3. 6 ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤強化工法に関する研究

建設省土木研究所 施工研究室
鉄 建 建 設 株 式 会 社

1. はじめに

(1) 研究目的

近年、軟弱地盤上における土工工事において、盛土中あるいは盛土下部さらには路盤中に帯網やジオテキスタイルなどの補強材を敷設し、盛土のすべり破壊、路盤の沈下、変形等を抑える安定対策工法が広く用いられてきている。現在、これら補強材敷設による効果および補強のメカニズムに関して数多くの研究成果が報告されている。しかしながら、補強材に作用する引張り応力、補強材の選定方法あるいは敷設間隔などの設計に関する点が必ずしも明確にされていない。

そこで本研究においては、軟弱地盤上の路盤を対象とし、レキや砂の路盤材料の間に補強材を敷設することにより路盤を強化する工法に着目し、その補強効果について検討するとともに、効果的な強化路盤の設計方法を確立することを目的としている。

昨年度は小型土槽において路盤中に敷設したジオテキスタイルの剛性等を変化させた強化路盤に対して載荷実験を行い、ジオテキスタイルの剛性の差による沈下、変形挙動を比較検討するとともに従来から提案されているシート、ネット工法の支持力公式の適用性について確認した。

本年度は昨年度の実験をふまえ、現地の軟弱地盤上に剛性の異なるジオテキスタイルを敷設した実物大の路盤を施工し、平板載荷試験およびダンプトラック走行試験を実施した。これより路盤の変形挙動等を比較検討するとともに、道路舗装等に用いられている多層弾性体地盤の設計法を用いて設計の検討を行った。

(2) 工法概要

本工法は、軟弱地盤表層処理工法の一つとして、表層地盤の土自体の強度を直接改良するものではなく、路盤の碎石層下の砂層中にジオテキスタイル（補強材）を敷設することによって路盤を強化するものである。

この強化路盤の構造は、図-1. 1 に示すように鉄筋コンクリートスラブのような構造効果をもつものである。すなわち、ジオテキスタイルは鉄筋に相当し、碎石はコンクリート上部圧縮部にあたる。

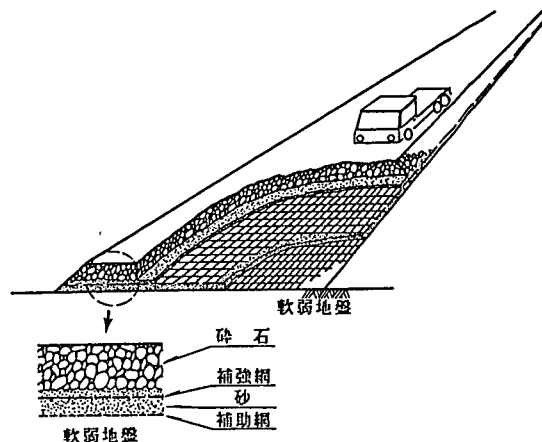


図-1.1 強化路盤の構造概要

2. 現地試験の概要

建設省北陸地方建設局長岡国道工事事務所管内で建設中である、国道116号出雲崎バイパスの沢田地区において、工事前仮設道路の一部にジオテキスタイルを用いた現地試験を実施した。

この試験は昨年度行った路盤中に敷設するジオテキスタイル（補強材）の剛性による変位量の差異に着目した実験結果をふまえた実物大規模の試験である。

3. 現地試験条件

(1) 地盤条件

当地区の土質性状を図-3.1に示す。上部5mまでN値2以下のシルト質粘土が堆積する軟弱地盤である。また、現位置での2重管コンパネロータ試験結果は、 $q_c \approx 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、ベーン試験によるせん断力 $\tau = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$ 、三軸圧縮試験結果による粘着力 $c_u = 0.30 \text{ kgf/cm}^2$ 、であった。

なお、試験に際して表土は取り除いている。

(2) 試験ケース

本現地試験では、図-3.2に示すように補強材の種類別に4つの工区（1工区10m）を設けた。試験ケースは表-3.1に示すように路盤断面形状は同じものとし、Case-A, B, C については路盤中に敷

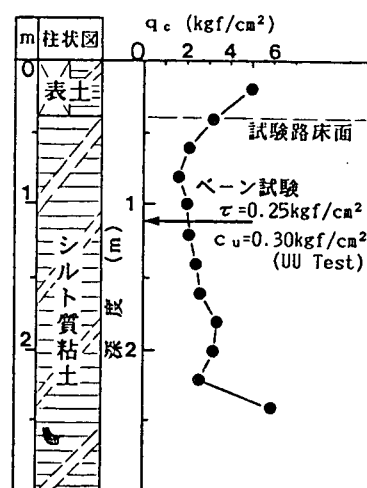


図-3.1 土質性状

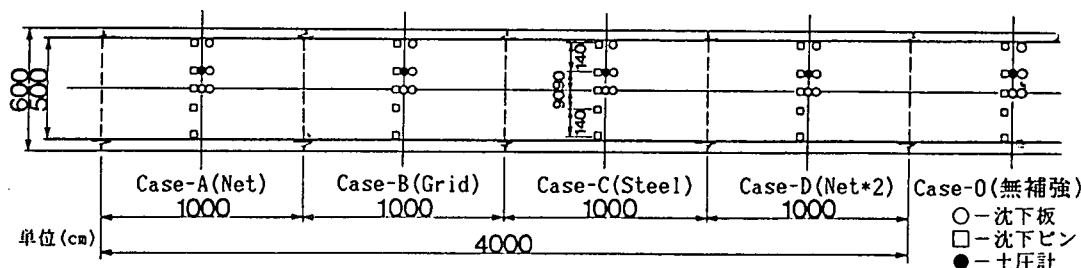


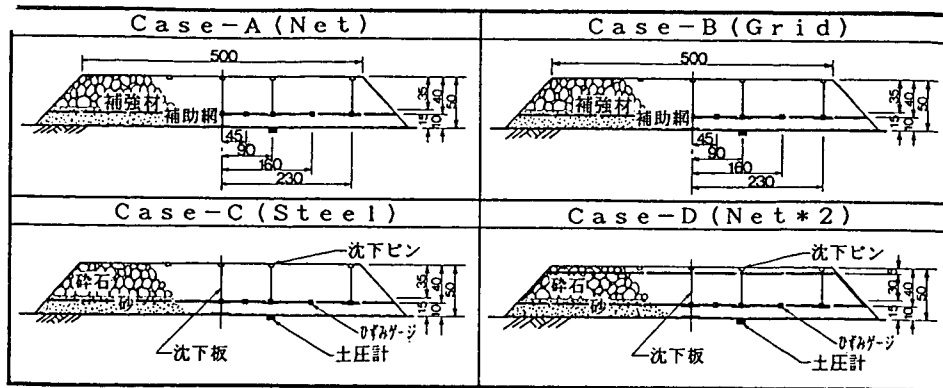
図-3.2 試験路盤および計器配置平面図

設する補強材の剛性の異なる、樹脂網(Net)、ポリマグリッド(Grid)、溶接金網(Steel)を、Case-D については Netをマットレス状に敷き込んだものとした。なお、これらのケースの他に無補強路盤 (Case-0) を比較のため設けた。

(3) 試験材料

実験には、剛性の異なる3種類の補強材を使用した。各々の補強材の伸び剛性 $E A$ 、最大引張力 $T_{\max}$ を表-3.2に示す。また、路盤材料は図-3.3に示すような粒度の碎石および砂を用いた

表-3.1 試験ケース(単位cm)



(4) 試験項目および測定項目

試験項目としては、以下の通りである。

- ① 平板載荷試験
- ② ダンプトラック走行試験
- ③ ベンケルマンビーム試験

測定項目は、路盤表面および補強材面変位量、補強材のひずみ量、タイヤ直下での原地盤面の土中土圧を測定している。

測定器の配置位置を図-3.2、表-3.1に示す。

走行試験に用いたダンプトラックは10tonトラックであり、積載重量を10tonとし、総重量20tonである。後輪荷重に換算すると4.04kgf/cm²となる。この状態で走行回数300回まで測定を行いながら走行させた。また、積載重量を15ton(総重量25ton 後輪荷重5.04kgf/cm²)と変化させて400回まで走行させた。

ベンケルマンビーム試験については、走行試験前および後に行った。なお、走行試験後のベンケルマンビーム試験については、計測用ダンプトラックの総重量を15,20,25tonと変化させて行った。

表-3.2 補強材の物性

補強材名	E (kgf/cm ²)	A (cm ²)	T _{max} (kgf/cm)	目合(mm)	Case
Net	7142.8	0.038	23	30*30	A, D
Grid	13000.0	0.069	15	51*51	B
Steel	2100000.0	0.080	93	50*50	C

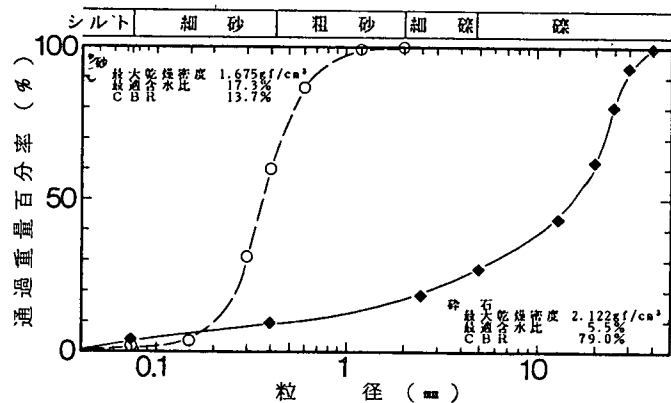


図-3.3 路盤材の粒度曲線

4. 試験結果および考察

(1) 平板載荷試験

図-4.1に各ケースごとの平板載荷試験結果を示す。図中矢印は降伏点応力を示す。原地盤で

は局部せん断破壊的な $\sigma - s$ 曲線を示しているのに対し、碎石路盤や強化路盤は全般せん断破壊的な $\sigma - s$ 曲線を示しており碎石や補強材を敷設することによる効果がみられ、降伏点応力で比較しても無補強路盤 (Case-0) で原地盤の2.3 倍、補強材を敷設したケースで約4 倍の大きさの降伏点応力となっている。 $\sigma - s$ 曲線において路盤中に敷設した補強材の剛性による差は初期勾配では認められず、剛性の差が生じ始めるのはある応力に達してからであることがわかる。また、降伏点応力で比較すると、Case-A (Net) で 3.3 kgf/cm^2 、Case-B (Grid) で 3.1 kgf/cm^2 、Case-C (Steel) で 3.2 kgf/cm^2 、Case-D (Net $\times 2$) で 2.7 kgf/cm^2 となっており、Case-A (Net) を除いて考えると、若干ではあるが剛性の高いものほど降伏点応力が大きくなる傾向を示している。このように、若干の剛性の差は生じているものの剛性の違いによる降伏点応力の差は大きくて 0.5 kgf/cm^2 であり、今回の荷重応力レベルおよび地盤条件下では、補強材敷設による補強効果が十分に発揮されていないものと推測される。

(2) ダンプトラック走行試験

i) 走行回数と変位量について

図-4. 2 はダンプトラックの走行回数 (N) とタイヤ直下の沈下量 (s) との関係を示したものである。無補強路盤 (Case-0) と補強材を敷設したケースの N-s 曲線では形状が異なり、補強材を敷設したケースで走行回数 50 回程度、沈下量約 30mm で補強材の効果が現れているようである。また、走行回数 300 回の沈下量で比較しても、無補強路盤で 10cm の沈下に対して、補強ケースで 5cm の沈下であった。このことから、補強材を敷設することによりダン

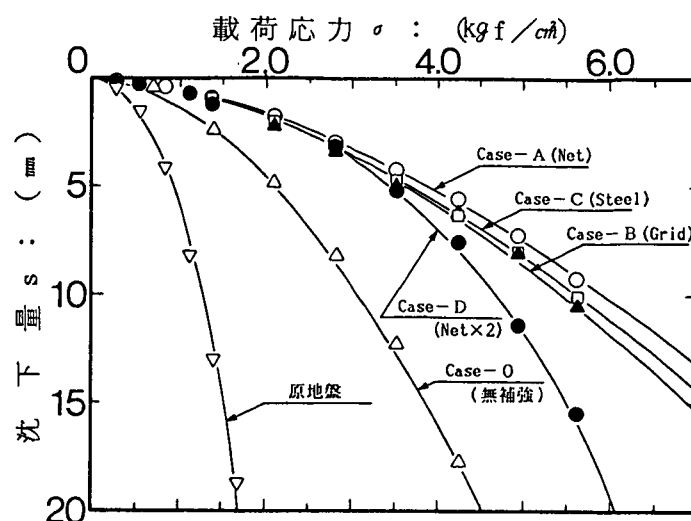


図-4.1 平板荷重試験による $\sigma - s$ の関係

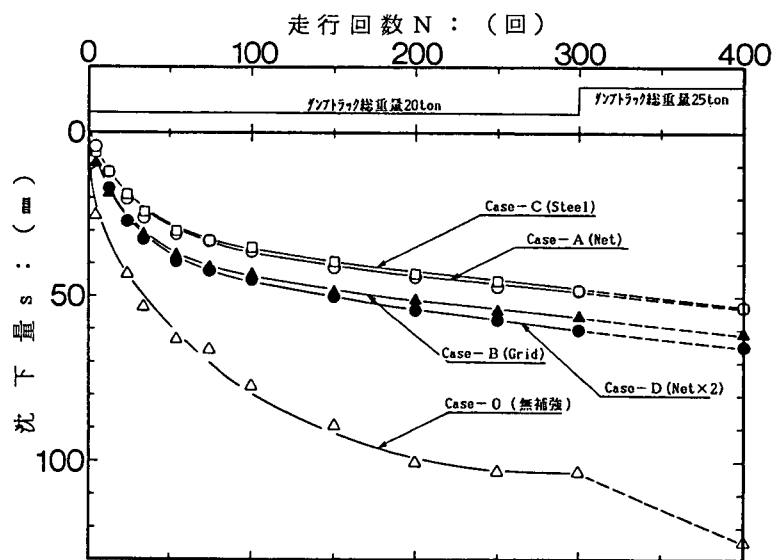


図-4.2 走行回数とタイヤ直下路盤表面の沈下量の関係

プトラックの走行回数に伴う沈下増分の軽減が認められ、また、繰返し荷重下においても沈下進行を抑止する効果がみられる。走行回数300回以降400回までは、ダンプトラックの総重量を20tonから25tonに変化させて走行させた結果である。これより、無補強路盤では走行回数300回までの

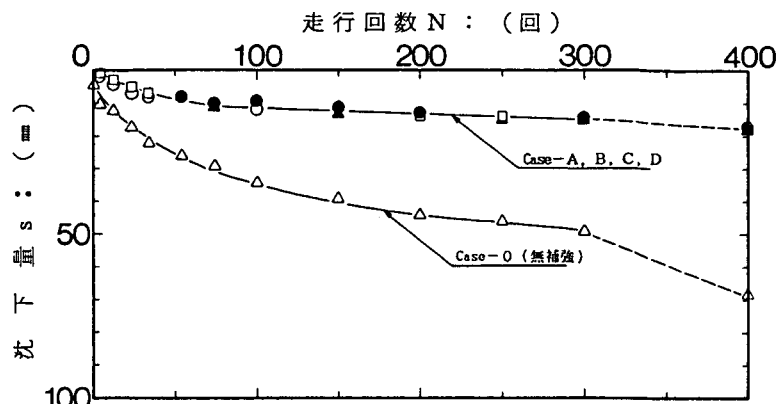


図-4.3 走行回数とタイヤ直下補強材面の沈下量の関係

になるのに対して、補強路盤では300回のまでのN-s曲線の勾配と同等な勾配であり、補強材敷設による効果がみられる。次に、路盤中に敷設した補強材の剛性による差は走行回数300回時の各々の沈下量で比較するとCase-A (Net), 48mm、Case-B (Grid), 56mm、Case-C (Steel), 48mm、Case-D (Net×2), 60mm となっておりCase-A (Net)を除いて考えると路盤中に敷設した補強材の剛性が高いほど沈下が小さいことがわかる。以上のことより静的載荷と繰返し載荷の結果は同じ結果であることが確認できた。

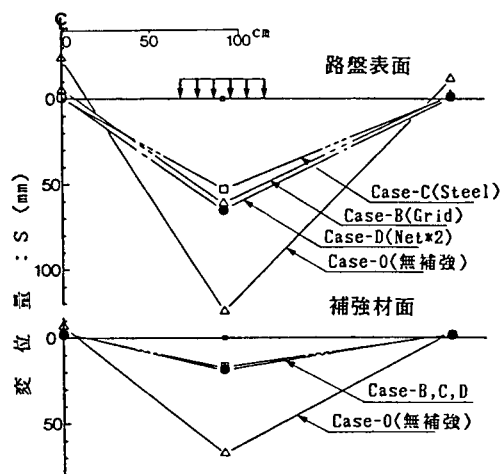


図-4.4 路盤と補強材面の変位量
(走行回数300回時)

図-4.3はダンプトラックの走行回数(N)とタイヤ直下の補強材敷設面の沈下量(s)との関係を示したものである。走行回数300回時の無補強路盤の補強材面の沈下量は49mm、補強材を敷設したケースで15mm程度であった。また、図-4.4は走行回数300回での路面変位量と補強材面変位量とを対比して示したものである。この図より、無補強路盤では路肩、中央およびタイヤ直下での沈下、隆起は著しいのに対して、補強ケースでは沈下、隆起を抑えていることがわかる。また、図-4.3、4.4より、補強材を敷設したケースの補強材面の変位について比較すると、補強材の剛性の大小に関係なくほぼ同程度の変位量を生じている。この比較結果より、路盤変位量の差は圧縮方向の変位のみならず横方向へ碎石粒子の移動による差が影響しているものと推察できる。

ii) 補強材のひずみ分布

図-4.5は補強材に発生するひずみ量をダンプトラックの走行回数ごとに示したものである。Case-A (Net)については走行回数が増につれタイヤ直下のひずみ量が局部的に引張側に大きくなり走行回数300回では7000 μ になっている。これに比べ剛性の高いCase-C (Steel)ではタイヤ直下のひずみ量は走行回数300回で300 μ と小さく、そして補強材全体に一樣に引張側に生じている。また、Case-B (Grid)についてはタイヤ直下のひずみは引張側に生じ、路盤中央のひずみは

圧縮側に生じている。

このことは、補強材面付近の土粒子の側方流動が左右両輪のちょうど中央で合流するため補強材に圧縮側のひずみが生じるものと考えられる。

Case-D (Net×2) については補強材を1段敷設したCase-A (Net) と比較すると走行回数300回タイヤ直下で7000 μ に

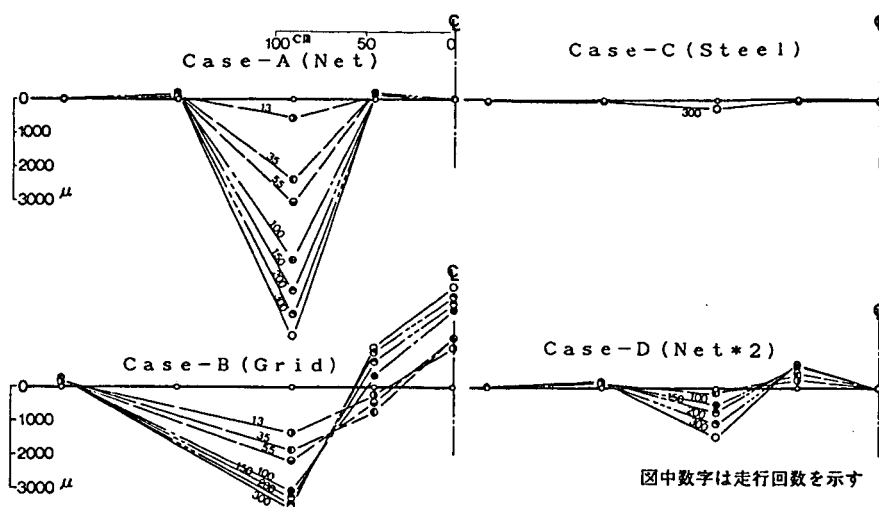


図-4.5 ダンプトラック走行試験時のひずみ分布の変化例

対して1500 μ 、約1/5の引張ひずみとなっており、補強材(Net)をマットレス状に敷設する効果が明確に現れている。以上のことより、剛性の高い補強材(Steel)のひずみ分布は補強材全体に一样に小さく引張側に生じるのに対して、剛性の小さい補強材(Net)のひずみ分布は載荷位置にのみ局部的に大きく引張側に生じる。また、補強材Netの場合補強材をマットレス状に敷設することにより1段敷設した場合の約1/5のひずみ量となることがわかった。

iii) 走行試験時の土圧変化

図-4.6に示す図は、試験時に各試験ケース上にダンプトラックが乗った時の土圧の増分量と走行回数との関係を示したものである。この図より走行回数50回以降は敷設した補強材の剛性の小さいものほど土圧の増分量が大きくなる傾向を示している。この走行回数は図-4.3において路盤中に敷設した補強材の効果が生じ始める走行回数と考えられ、走行回数50回までは補強材敷設効果がまだ十分に発揮されていないのに加えて土圧計と路盤および補強材の接着度合が大きく測定値に反映されているものと考えられる。

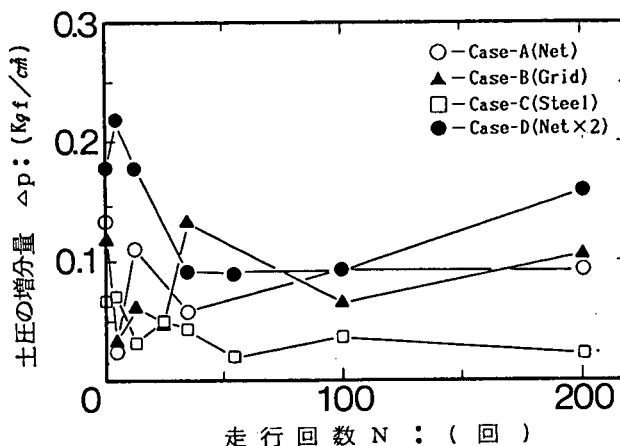


図-4.6 走行回数と土圧の増分量の関係

(3) ベンケルマンビーム試験

図-4.7に示す図は走行試験前のベンケルマンビーム試験結果である。図のように2つの谷が現れるのはダンプトラック後輪が4輪(ダブル)であるためである。また表-4.1は各試験ケース

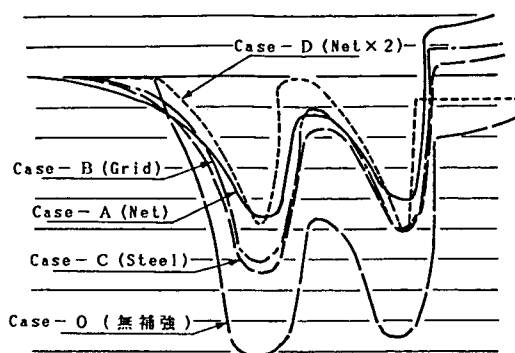


図-4.7 ベンケルマンビーム試験結果
(走行試験前)

表-4.1 ベンケルマンビーム試験によるたわみ量

単位(mm)	走行試験前	走行試験後		
	20 ton	15ton	20ton	25ton
Case-0(無補強)	8.4	1.6	5.1	5.0
Case-A(Net)	6.2	0.9	2.4	3.4
Case-B(Grid)	6.7	1.2	1.3	3.1
Case-C(Steel)	6.6	1.2	1.3	2.4
Case-D(Net x 2)	5.3	1.0	2.9	3.5

のベンケルマンビーム試験によるたわみ量を走行試験前、後にわけて示したものである。無補強路盤(Case-0)については曲線の凹凸が大きく、大きなたわみ量を生じていることがわかる。また、補強ケースについては無補強に比べ小さなたわみ量であることがわかる。タイヤ通過後のたわみ量と通過前のたわみ量を比べると無補強では通過後のたわみ量が大きく残留たわみが生じているのに対して、補強ケースでは通過後のたわみ量は通過前のたわみ量よりも小さくなっており補強材敷設により路盤自体の剛性が高まっていることを意味するものと考えられる。

5. 補強版理論に基づく設計法の検討

ジオテキスタイル(補強材)を敷設した地盤の支持力計算法としては山内らが提案しているTerzaghiの支持力理論を基本とする(1)式などがある。

$$q = \alpha c N_c + \frac{2 T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q \quad \text{----- (1)}$$

q : 支持力 (kgf/cm^2) θ : 補強材の傾斜角 ($^\circ$)
 α : 基礎地盤の形状係数 r : 半径 (cm)
 c : 軟弱地盤の粘着力 (kgf/cm^2) γ : 軟弱土の単位体積重量 (kgf/cm^3)
 T : 補強材の引張り力 (kgf/cm) D_f : めり込み量 (cm)
 B : 載荷幅 (cm) N_c, N_q : 支持力係数

この式は第1項、第4項が地盤の項そして第3項、第4項が補強材の項であり補強材敷設効果はこの項で表現している。そして、この式が適用されるのは埋立て地盤の造成などの比較的大きな変形を生じる場合である。しかしながら、今回の平板載荷試験結果を考えた場合、変形レベルが非常に小さく(1)式を適用した場合補強効果が表現されにくい。そこで、ここでは路床、路盤に対して用いられている多層系弾性地盤の理論と鉄筋コンクリートの設計法的な考え方に基ずき検討を行った。

(1) 多層系弾性地盤による変形解析

補強路盤に対して、Barberの2層系弾性地盤における表面変位の近似計算法(2)式を適用させた。この考え方は図-5. 1(1)に示すような2層系地盤に適用するものである。また、補強材を敷設した補強路盤については図-5. 1(2)のように考え、補強路盤の弾性係数については式(3)の等値弾性係数 E_{eq} を用いた。

$$s = \frac{1.5 a P}{E_s} F_2 \quad \text{------(2)}$$

$$F_2 = \frac{1}{\{1+(h/a)^2(E_{eq}/E_s)^{2/3}\}^{1/2}} \left(1 - \frac{E_s}{E_{eq}}\right) + \frac{E_s}{E_{eq}}$$

$$E_{eq} = \left(\frac{h_1 E_1^{1/3} + h_g E_g^{1/3} + h_2 E_2^{1/3} + \dots}{h_1 + h_g + h_2 + \dots} \right)^3 \quad \text{------(3)}$$

s : 路盤表面の沈下量 (cm) h : 路盤の厚さ (cm)
 E_s : 軟弱地盤の弾性係数 (kgf/cm²) $h_{1,2}$: 砕石層の厚さ (cm)
 $E_{1,2}$: 砕石の弾性係数 (kgf/cm²) h_g : 補強材の厚さ (cm)
 E_g : 補強材の弾性係数 (kgf/cm²)
 P : 荷重 (kgf/cm²)
 a : 荷重の接地半径 (cm)

ここで、原地盤および砕石の弾性係数については、原地盤と無補強路盤の平板荷重試験結果より得られた荷重応力-荷重板沈下量 ($\sigma-s$) 関係をもとに逆算を行い、原地盤で26kgf/cm²、砕石層で115 kgf/cm²という弾性係数を得た。補強路盤の弾性係数については式(2)の補強材の項 E_g 、 h_g に実際の値を代入した場合等値弾性係数はそれほど大きくはならず、補強材敷設による補強効果を表わしていないものと考えられる。そこで、図-5. 1 (3) に示すように、補強材敷設により拘束、一体化されたものと仮定して、補強材厚 h_g を変化させて計算を行った。

図-5. 2 には平板荷重試験より得られた $\sigma-s$ 関係と計算結果を対比して示す。現地盤と無補強路盤については、弾性係数を求めたときの $\sigma-s$ 曲線であり実測値の $\sigma-s$ 曲線が非線形であるのに対して、弾性的な $\sigma-s$ 曲線で近似している。これに対して強化路盤の $\sigma-s$ 曲線は弾性的な曲線であり、 $h_g = 7$ cmとしたときに

Case-A (Net), Case-B (Grid) に関しては図のように実測値と比較的に良い一致を示しており、補強材敷設により補強材面付近の砕石層が補強材と一体化したとする今回の計算手法は簡便法として適用性が高いものとする。しかしながら、Case-C (Steel) については補強材 (Steel) の弾性係数が他の部材に比べ大きく数値的なつり合いがとれずかなり過小評価となっている。

(2) 鉄筋コンクリートの考え方に基づく設計法の検討

補強材を敷設した路盤 (補強路盤) を鉄筋コンクリートのような構造機能をもつものと考えれば、鉄筋コンクリートの設計方法が適用できる。すなわち、図-5. 3 に示すような補強路盤を鉄筋

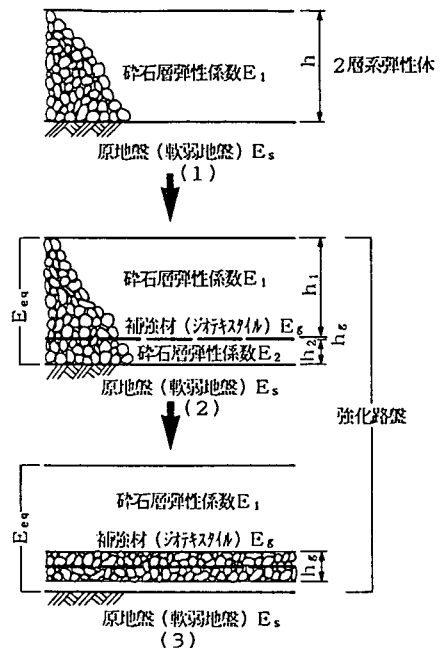


図-5.1 多層系弾性地盤の考え方

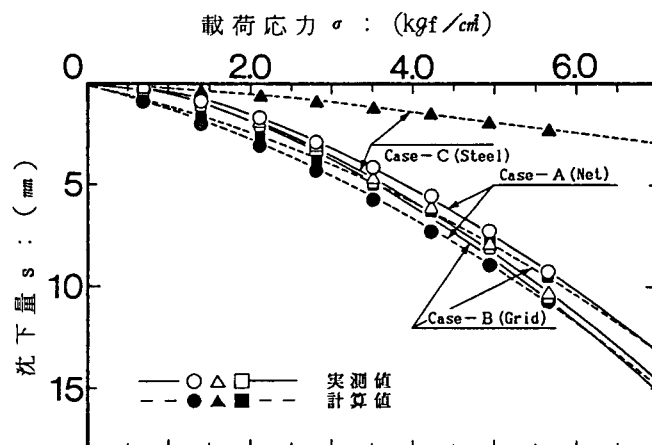


図-5.2 平板荷重試験結果と解析値との比較

コンクリートスラブのような構造効果をもつものとし、補強材を鉄筋、路盤材料をコンクリートとして考え、鉄筋コンクリートの設計法の考え方を取り入れたものである。以下に設計式を述べる。

補強路盤の沈下量は前項の(1)式を用いて計算を行う。

次に、補強路盤について次式を用いて中立軸の算定を行う。

$$n = \frac{E_g}{E_1}$$

$$x = \frac{n A_g}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b d}{n A_g}} \right]$$

E_g : 補強材の弾性係数 E_1 : 上部路体材の弾性係数
 A_g : 補強材の断面積

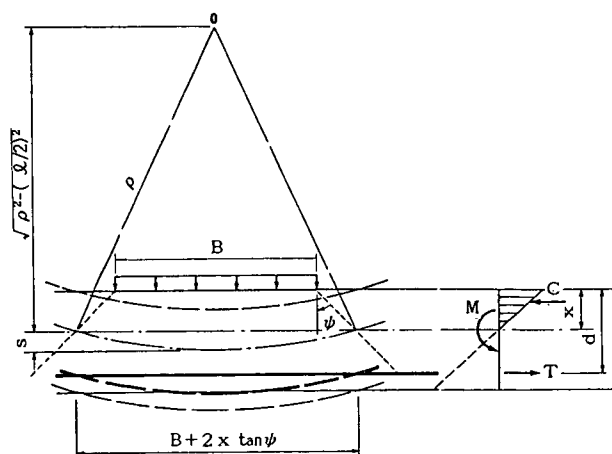


図-5.3 鉄筋コンクリートの考え方の概念図

ここで、補強路盤をわん曲部材として考え、曲げモーメント M_s を導くと、

$$M_s = \frac{E_{eq} I}{0.125(\mathcal{L}^2/s) + 0.5 s}$$

ここで、

$$I = \frac{b x^3}{12}$$

$$\mathcal{L} = B + 2 x \tan \psi$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI} = \frac{1}{\rho}$$

$$s = \rho - \sqrt{\rho^2 - (\mathcal{L}^2/2)}$$

$$= \rho - \rho \sqrt{1 - (\mathcal{L}/2\rho)^2}$$

$$\rho = 0.125(\mathcal{L}^2/s) + 0.5s$$

$$\therefore M = EI / (0.125\mathcal{L}^2/s + 0.5s)$$

また、補強材の降伏引張り力 T_{max} を用いて、鉄筋コンクリートの考え方を適用すると、曲げモーメント M_T は、

$$M_T = T_{max} b (d - x)$$

ここで、実用的な設計へ応用する場合は、曲げモーメントの大小により判定を行う。

$$M_s < M_T \text{ ----- 安全}$$

または、曲げモーメント M_s より引張り力 T_s を導き、引張り力 T_s と補強材の降伏引張り力 T_{max} により判定を行う。

$$T_s = \frac{M_s}{b(d-x)}$$

$$T_s < T_{\max} \text{-----安全}$$

たとえば、本試験における結果は表-5.1のようにまとめられる。

表-5.1 鉄筋コンクリートの考え方による計算結果

	E_g (kgf/cm ²)	E_{eq} (kgf/cm ²)	p (kgf/cm ²)	$T_{\max}$ (kgf/cm)	s (cm)	n	x (cm)	M_s (kgf·cm)	M_r (kgf·cm)	T_s (kgf/cm)	判 定
Case-A(Net)	7142.8	325.42	3.3	23.0	0.528	4.52	7.98	4593.09	73644.50	1.43	安 全
Case-B(Grid)	13000.0	417.50	3.1	15.0	0.426	8.23	8.78	6133.24	46832.00	1.96	安 全
Case-C(Steel)	2100000.0	10808.90	3.2	93.0	0.107	1329	38.28	1336720.00	16019.00	7771.63	不安全

この計算法を用いると、Case-A(Net), Case-B(Grid)については安全、Case-C(Steel)については不安全という結果を得た。これはCase-A(Steel)に関してSteelの弾性係数 E_g が他の補強材に比べ非常に大きく、路盤材の弾性係数 E_s との比が1329と大きく、材料による弾性域の幅が違いすぎるため数値的なつり合いが取れないためと考えられ、また、鉄筋のような高曲げ剛性の材料を拘束力が比較的小さな路盤中へ敷設する場合は、一時的な変形に加えて復元による応力の緩和を考慮する必要があるものと考えられる。したがって、弾性係数の適用範囲の検討が必要である。また、今回の計算では降伏点応力に対する検討を行っており理論的には曲げモーメントに関して $M_s = M_r$ となるはずである。しかしながら曲げモーメント両者の間には大きな差が生じており、式の再検討が必要である。現在考えられる検討項目として、

- ① 路盤材の弾性係数の取り方
- ② 曲げモーメント M_s の算出方法の再検討
- ③ 補強材の定着力
- ④ 地盤と補強材の強度バランス

等が考えられる。

6. 有限要素解析による試験結果の検討

ここでは、補強材の剛性の違いが軟弱地盤補強効果に及ぼす影響を有限要素法によって検討した。

(1) 解析方法および物性

本解析においては、図-6.1に示すような要素分割を行い解析を行った。解析は平面ひずみ条件のもとで行い、軟弱地盤を四節点四角形および三節点三角形固体要素とし、非線形弾性体(Duncan-Chang Model)を考慮して表-6.1の物性値を用いて計算した。軟弱地盤および路盤材の物性

値については、原地盤および碎石路盤 (Case-0) の平板載荷試験結果から得られた $\sigma-s$ 曲線に整合するように求めた。また、補強材は二節点梁要素として表現しており表-6.2 に示す物性値を使用した。さらに路盤と補強材の摩擦力による補強効果が十分発揮されている状態を想定して、路盤と補強材を連続して結合している。

(2) 解析結果

i) 載荷応力と載荷板沈下量関係

図-6.2 には平板載荷試験結果および FEM 解析結果における載荷応力と載荷板沈下量の

関係を示す。路盤中に敷設した補強材を梁要素で表現し、解析を行った

Case-A (Net), Case-B (Grid), Case-C (Steel) は初期勾配の領域から実測値と一致せず実測値を下回る解析値となった。これは、実測値においては初期勾配から補強材敷設による効果がみられるのに対して、解析値では初期勾配は無補強 (Case-0) と同等であり、ある程度の変形を生じないと補強材敷設による効果が表現されていない。また、補強材の伸び剛性による補強効果の差は若干ではあるが補強材の伸び剛性の高いものほど補強効果が高いことを示している。これは、実測においても補強材の伸び剛性による補強効果の差は若干であり、実測値と解析値との初期勾配の差をなくせば良い対応を示すものと考えられる。初期勾配の差をなくすため考えられる手法としては、多層弾性体で用いたような補強材敷設による補強材面付近の弾性係数の上昇

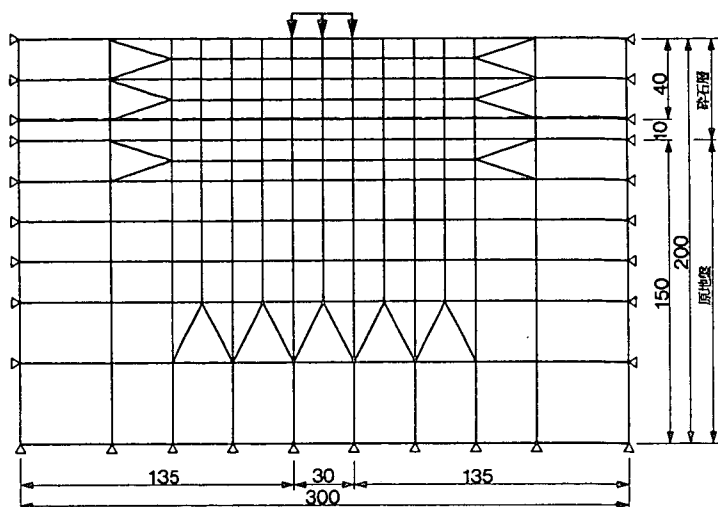


図-6.1 要素分割図 (単位: cm)

表-6.1 固体要素の物性

	初期弾性係数 E_i (tf/m ²)	初期ポアソン比 ν_i	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	破壊比 R_i	接線係数 K	σ_3 の指数 n
原地盤	120.00	0.49	2.35	0.00	0.89	315.0	0.41
碎石層	15800.00	0.32	0.00	32.00	0.95	4500.0	0.30

表-6.2 梁要素の物性

	弾性係数 E (t/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I_x (m ⁴)
Net	71428.0	0.0022	8.873E-10
Grid	130000.0	0.0015	2.813E-10
Steel	21000000.0	0.0035	3.573E-9

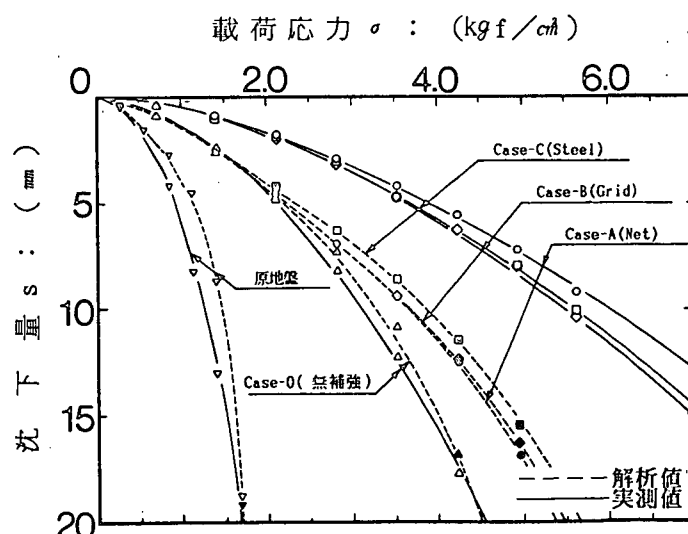


図-6.2 平板載荷試験結果と FEM 解析値との比較

を考慮した解析を行うことであろう。

ii) 地中変位

図-6. 3には同応力レベルにおける無補強路盤 (Case-0) とGridを敷設した補強路盤 (Case-B) との変位図を対比して示したものである。これより補強路盤の補強材面付近での沈下量は相対的に小さく、また、側方流動は無補強路盤のそれに比べ小さいことがわかる。このことから、補強材敷設による効果は補強材付近の土粒子の側方流動を抑えることが一つの要因であることが確認できた。

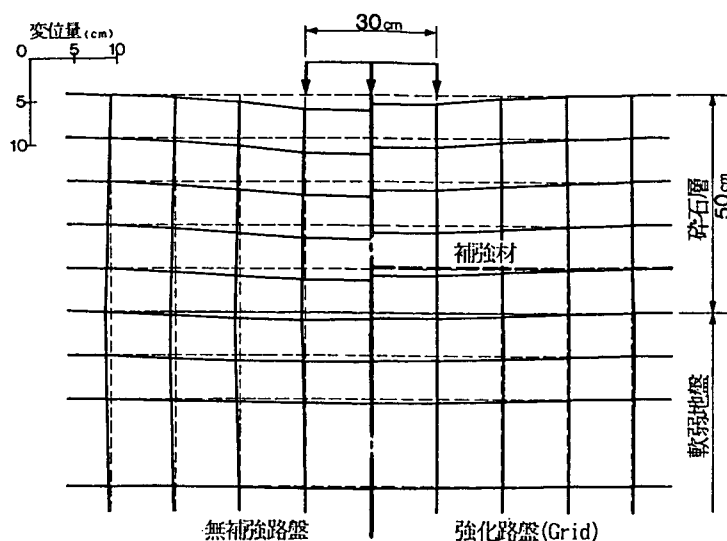


図-6.3 FEM解析による無補強路盤の変形比較

iii) 補強材に働く引張り力

図-6. 4 (a)(b)に示す図は、同応力レベルにおける補強材に働く引張り力とひずみ量を補強材の種類別に示したものである。補強材の伸び剛性の高いものほど載荷板直下の引張り力は大きく、また、引張り領域も広がっていることがわかる。ひずみ量については、補強材の伸び剛性の高いものほどひずみ量は小さく、引張り領域が広い、このことから、補強材の伸び剛性が高いほど載荷板直下での応力を補強材に吸収し、応力を広い範囲に伝達することにより補強効果を発揮しているものと考察する。

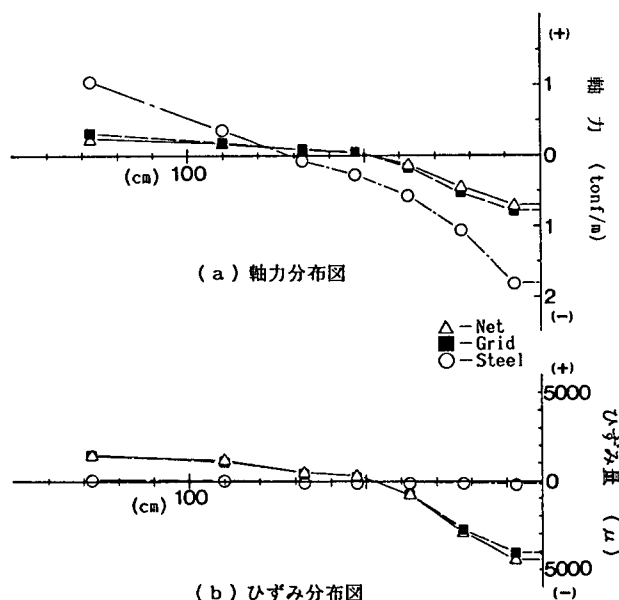


図-6.4 FEM解析による補強材に働く引張り力とひずみ量

7. まとめ

今回の試験および設計法の検討からまとめとして、

1) 平板載荷試験から、補強材の伸び剛性の高いものほど大きな支持力を得るが、その差は今回の場合、小さかった。

2) 走行試験結果より、繰返し荷重下においても補強材を敷設することにより沈下進行を抑止する効果がある。

3) 補強材の伸び剛性による路面変位量の差は、圧縮方向の変位量のみならず横方向への碎石粒子の移動による差が影響している。

4) 今回の平板試験結果のような小変形レベルでは、Terzaghiの理論を基本とする支持力算定式では補強材敷設効果を表現できない。

5) 今回行った多層系弾性地盤による表面変位近似計算法は、補強材面付近の弾性係数を上げて計算を行えば適用性は高いものとする。

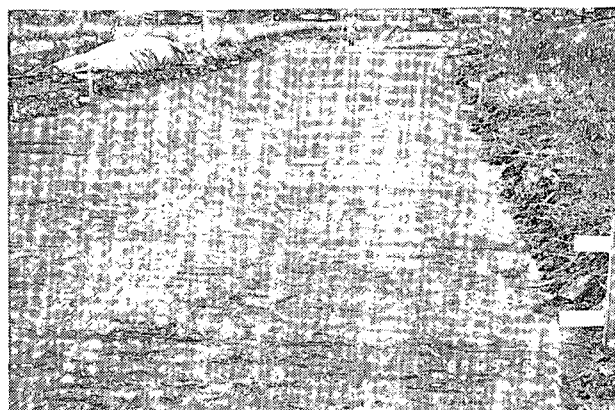
6) FEM解析結果より、補強材を表現している梁要素に補強材の弾性係数をそのまま用いても補強効果は表現できず、補強材面付近の一体化を考慮した弾性係数の上昇を考える必要がある。

【謝 辞】

本試験実施にあたり御援助いただいた建設省北陸地方建設局長岡国道工事事務所の皆様に謝意を表します。



写真一 1 原地盤表面状況



写真一 2 補助網敷設状況



写真一 3 土圧計・沈下板埋設状況



写真一 4 Net 敷設状況 (Case-A)



写真一 5 Grid 敷設状況 (Case-B)



写真一 6 Steel (溶接金網) 敷設状況 (Case-C)

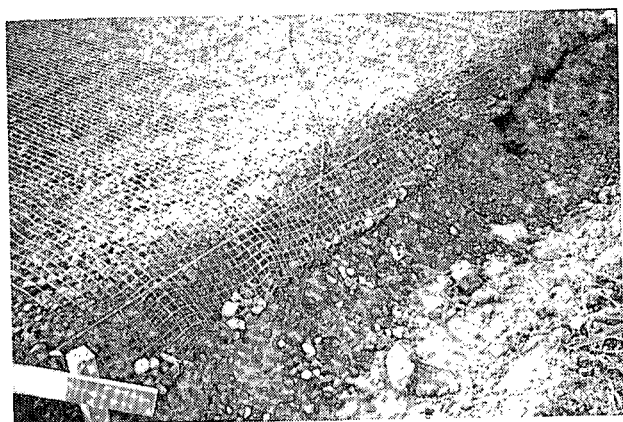


写真-7 Net、マツトレス状況 (Case-D)

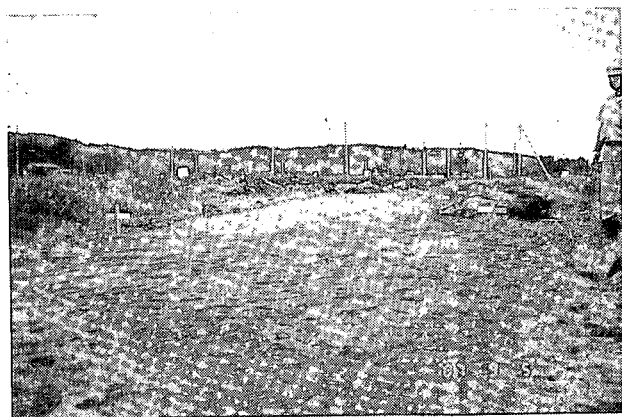


写真-8 砂層敷設状況

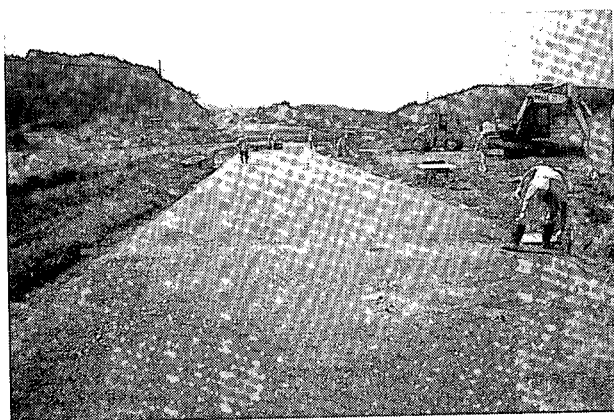


写真-9 碎石層敷設状況

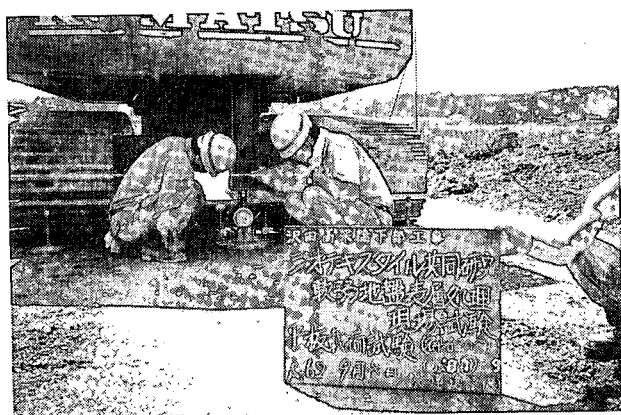


写真-10 平板載荷試験



写真-11 ベンケルマンビーム試験

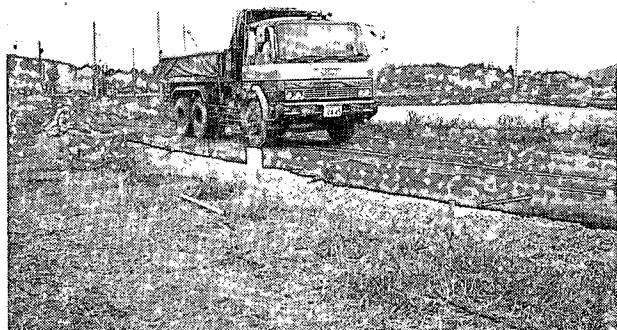


写真-12 ダンプトラック走行試験

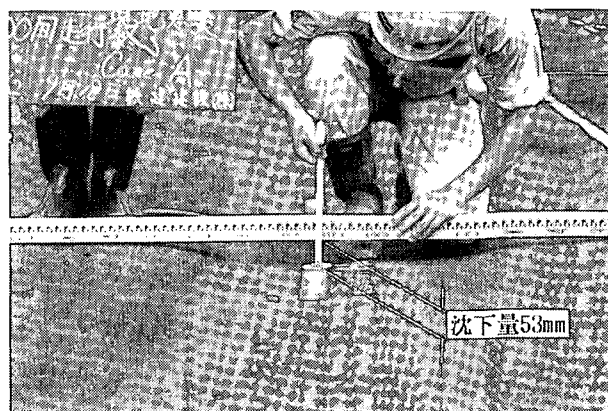


写真-13 400回走行後状況Case-A(Net)

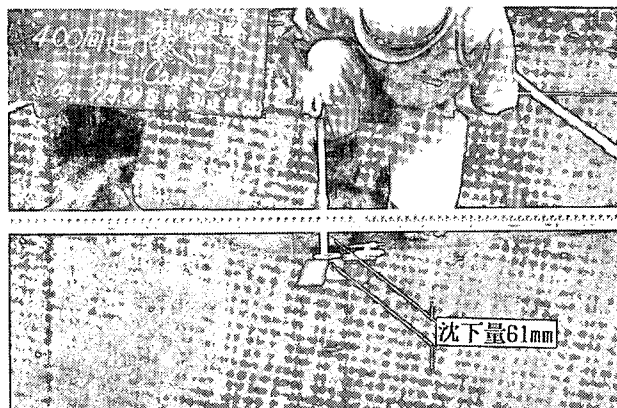


写真-14 400回走行後状況Case-B(Grid)

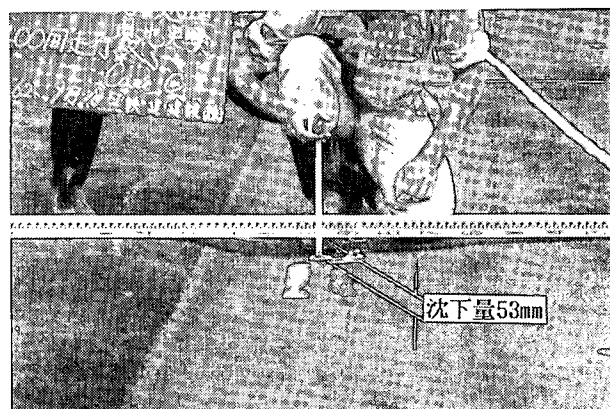


写真-15 400回走行後状況Case-C(Steel)

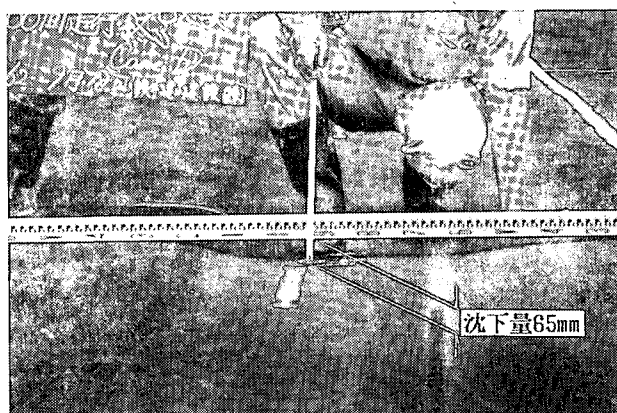


写真-16 400回走行後状況Case-D(Net×2)

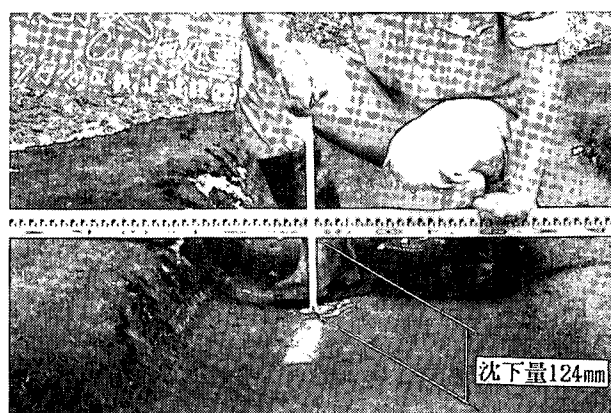


写真-17 400回走行後状況Case-0(無補強)

3. 3. 7 軟弱路床の強化工法の開発

機械施工部土質研究室

日本鋪道株式会社

1. はじめに

軟弱地盤の表層処理や路床・路盤の強化にジオテキスタイルを用いる工法が、近年、増加してきており、報告も数多くされている¹⁾。一方、ジオテキスタイルによる補強効果に関する研究成果も数多く報告されている²⁾。しかしながら、設計法に関しては、支持力理論や版理論等に基づいて、検討されているが、いまだ、経験によるものが多く、設計法は確立していない。そこで、最近では、有限要素法によって解析し、設計に役立てようという傾向がある。

2. 研究目的

本研究においては、ジオテキスタイルを用いた軟弱路床・軟弱地盤の改良工法の設計方法を提案することを目的としている。前年度は、その第一段階として、静的載荷試験を行い、地盤の変形や土圧について検討し、支持力に関する考察も加えた。そこで本年度は、有限要素法のジオテキスタイルのモデル化の妥当性を実測値との比較により確認し、合理的な設計法の確立に役立てようとするものである。

3. 研究方法

前年度に実施した静的載荷実験をモデルに、土木研究所所有の大型電算機を用いて、有限要素法にて解析を行なった。また、実験結果をもとに支持力算定の際の未知数の推定を行なった。

前年度の載荷実験の概要は、以下のとおりである。コンクリート土槽に粘性土を詰めて軟弱地盤とし、ジオテキスタイルを敷設して、載荷実験を行なった。実験装置の概略を図-1に示す。実験に

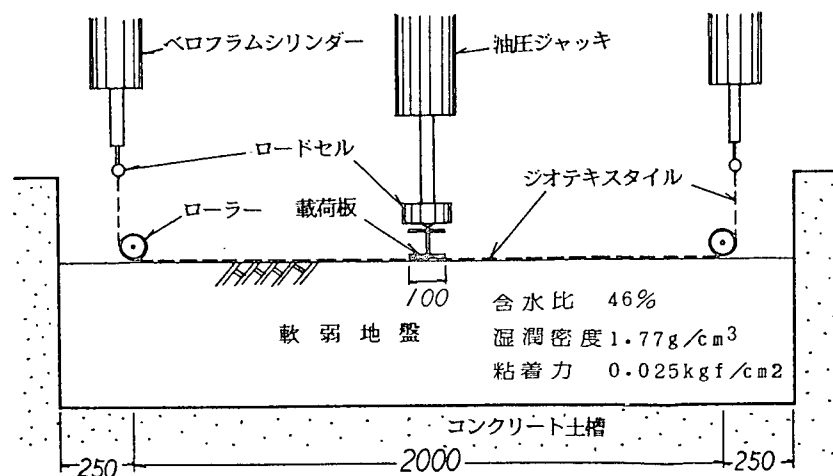


図-1 実験装置概略図

使用したジオテキスタイルは、プラスチックネットと不織布の2種類であるが、今回の解析ではプラスチックネットのみを取り上げた。

4. 解析

4-1. 解析方法

載荷実験をシュミレーション解析すべく、図-2に示す解析モデルを用いて、平面ひずみ条件のもとでの弾性解析を行なった。軟弱地盤は表-1に示す物性値をもつ四角形平面要素とした。ジオテキスタイルは、図-3に示すように、①軸力、せん断力を伝達し、曲げモーメントは伝達しない一次元のモデルである棒要素と、②軸力、せん断力、曲げモーメントを伝達する一次元のモデルであるハリ要素として表現して各々解析した。その物性値を表-2に示す。また、土とジオテキスタイルとの接触面にはジョイント要素を考慮したが、補強効果が十分に発揮されている状態を想定して、せん断弾性係数は十分大きな値とした。なお、四角形平面要素（軟弱地盤）の物性値は、無補強地盤の実験値と解析値が整合するように求めたものである。また、ジオテキスタイルの物性値は、引張試験（メー

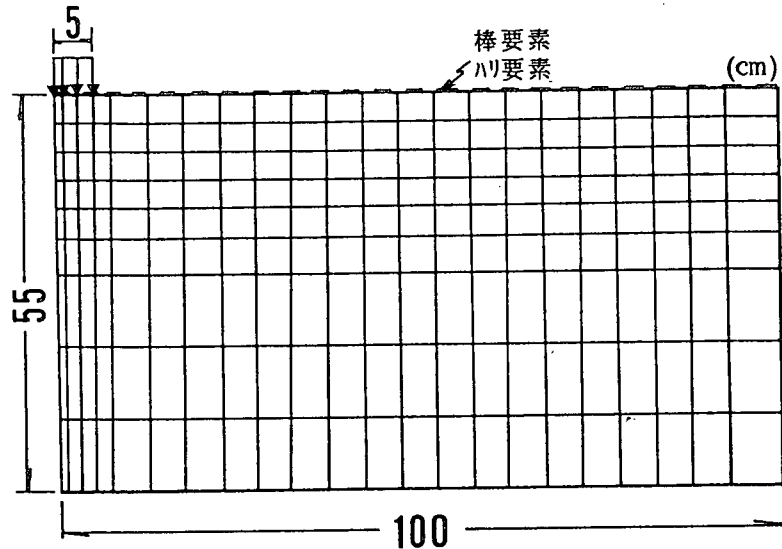


図- 解析モデル

表-1 四角形平面要素の物性

	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν
軟弱地盤	1.77	0.25	0.0	2.5	0.49

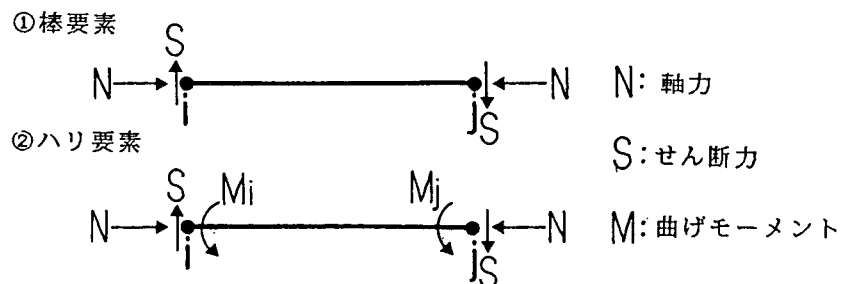


図- ジオテキスタイルの要素モデル

表-2 ジオテキスタイルの要素の物性

		弾 性 係 数 (tf/m ²)	断面2次モー メント (m ⁴)
棒要素	①-1	4.26 E +4	—
	①-2	4.26 E +6	—
はり要素	②-1	4.26 E +4	6.56 E -12
	②-2	4.26 E +4	1.64 E -9

*断面積はすべて4.32 E -4 m²

表-3 解 析 結 果

		最大沈下 量 (mm)	補強効果 (%)
無 補 強		26	—
棒要素	①-1	24	8
	①-2	24	8
はり要素	②-1	24	8
	②-2	21	19

*補強効果=最大沈下量の減少率

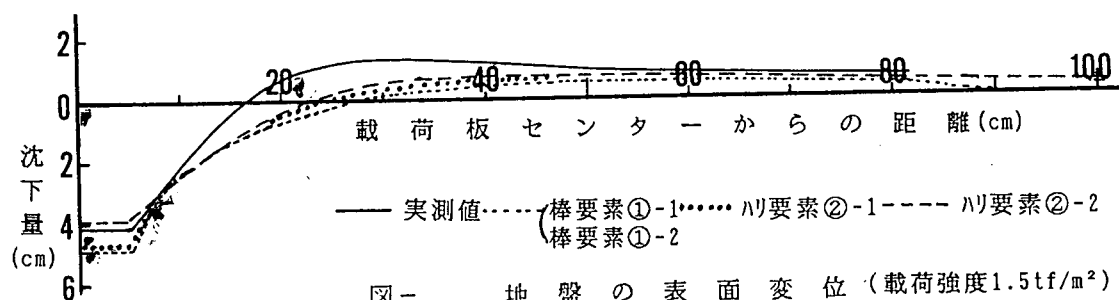
*実測値の補強効果は18%

*載荷強度0.8tf/m²

カーデータ)から得られたものである。

4-2. 解析結果

表-3に最大沈下量からみた補強効果(沈下抑制性効果)を、図-4に地盤表面の沈下量を示す。また、図-5に実験時に埋設した土圧計の位置を、図-6、7に地盤内の鉛直応力の分布を、図-8に地盤の押し上げ圧力を、図-9にジオテキスタイルに発生する張力の分布を示す。なお、補強効果(表-3)は無補強地盤が弾性範囲内にあると考えられる載荷強度0.8tf/m²(実験により求まった極限支持力)で比較検討し、他の場合(図-4~9)は、補強地盤が弾性範囲内にあると考えられる載荷強度 1.5tf/m²(実験により求まった極限支持力)で比較検討した。

図- 地盤の表面変位(載荷強度1.5tf/m²)

4

① ジオテキスタイルを棒要素として解析

表-3に示すように、沈下抑制効果は小さく、実測値との差も大きい。そこで、弾性係数を100倍にして弾性係数が補強効果に及ぼす影響について解析したが、ほぼ同様の結果となった。これより、弾性係数の補強効果に及ぼす影響は、ほとんどないと理解できる。ここで、ジオテキスタイルによる沈下量低減のメカニズムについて考えてみる。載荷重により、地盤が沈下し、ジオテキスタイルがたわむことにより、ジオテキスタイルに引張り力が発生し、これの上向き成分が支持力の一部となって、沈下を抑制する(ハンモック効果)。しかし、図-9に示すように、ジオテキスタイルに生じる張力は、0.1kgf/cm以下でこの上向き成分による支持力寄与は、5%程度に過ぎない(61年度報告書の

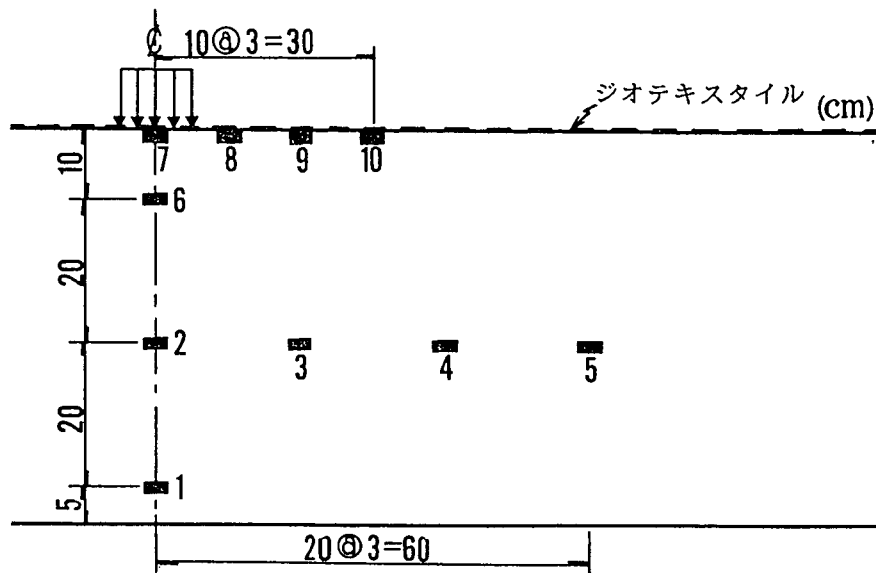


図- 土圧計埋設位置 (数字は土圧計番号)

方法による)。以上より、ジオテキスタイルのモデルが軸方向力のみに抵抗する曲げ剛性のない棒要素では、沈下抑制効果は表現できないと考えられる。そこで、ジオテキスタイルに曲げ剛性も考慮して、次のようにはり要素として解析した。

②ジオテキスタイルをはり要素として解析
ネットの断面2次モーメントを考慮した場合 (②-1)、図- 9 に示すように、張力は実測値に近い値となったが、補強効果は①とあまり変わらなかった。そこで、再度、ジオテキスタイルによる補強メカニズムを考えてみる。前述のハンモック効果の他に土を拘束する効果 (インターロッキング効果) が一般に考えられている。これは、荷

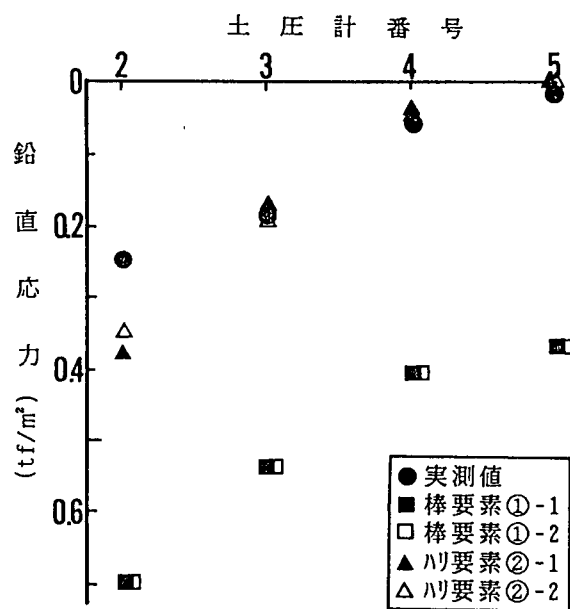
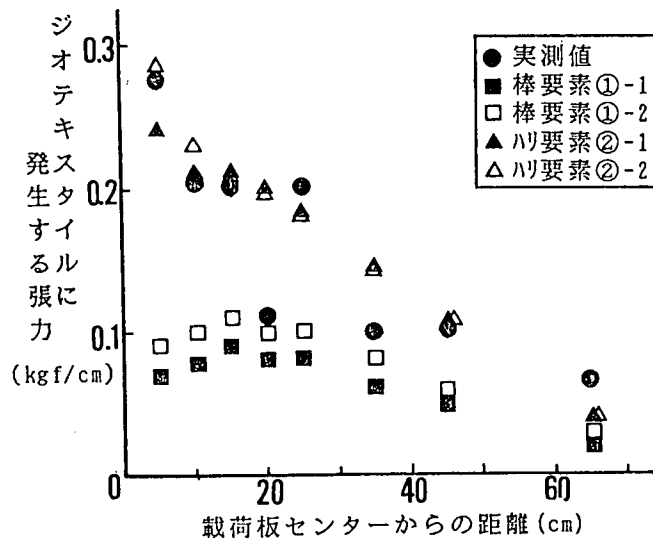
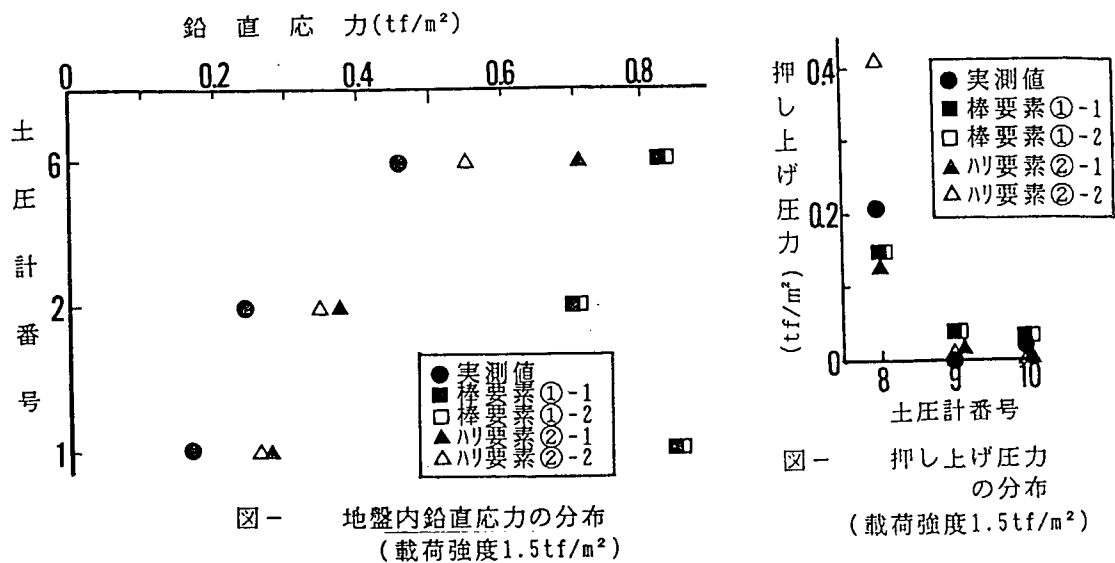


図- 地盤内鉛直応力の分布 (載荷強度 1.5tf/m^2)

重がかかるとその下部の土は、横方向に移動しようとするが、ネットなど格子状のジオテキスタイルが、その空隙内に入った土の横方向への動きを拘束する効果である。その結果、沈下は抑制される。この効果を表現するために、ジオテキスタイルと土とが一体 (複合体) となって一枚の版を構成し、曲げ剛性を発揮するものと仮定して、断面2次モーメントは厚みがネットと同じ一枚の版として求めて (表- 2 の②-2) 解析した。その結果、地盤の沈下抑制効果やジオテキスタイルに発生する張力の



分布は、良い適合性を示している（表-3、図-9）。地盤内応力の分布も、実測値と、一部一致しない点もあるが、比較的良い相関性を示している（図6～8）。つまり、ジオテキスタイルを単体として表すよりも複合体として表したほうが、実測値に近い補強効果を表現できると考えられる。

5. Terzaghiの支持力理論に基づく支持力算定式中のパラメーターの推定

ジオテキスタイルを敷設した地盤の支持力の算定式の一つに、山内らの提案した(1)式がある。

$$q = \alpha C N_c + 2 T \cdot \sin \theta / B + N_q \cdot T / r + \gamma D_f \cdot N_q \dots (1)$$

前年度までの検討の結果、ジオテキスタイルの傾斜角 θ 、半径 r およびジオテキスタイルに発生する張力 T が既知であれば(1)式の適用性はあるものと思われる。しかし、 θ 、 r および T は未知であり、かつ推定することも困難である。そこで、

今年度は、前年度までの実験、および施工研究室と鉄建建設(株)との共同研究の結果等より、 θ 、 r および T を沈下量、影響範囲等をパラメーターとして推定する方法を検討した。

5-1. θ の推定

ジオテキスタイルの傾斜角 θ は、実験時の変形状態を考えると載荷板沈下量 D_f に影響されているものと考えられる。そこで、載荷板沈下量 D_f を載荷板幅 B で割った値 D_f/B と $\sin \theta$ との関係で整理すると図-10に示すようになり、ジオテキスタイル、軟弱地盤の種類に関係なく(2)式の関係が求まる。

$$\sin \theta = 0.80 \times D_f / B \dots (2)$$

5-2. r の推定

(1)式の誘導の場合³⁾と同様に、隆起部分を近似的に半径 r の円と考えると、半径 r は、図-11より(3)式で表わせる。

$$r = L / \{ 2 \sin(\theta - \phi) \} \dots (3)$$

$$\text{ただし、} L = \sqrt{(\alpha B)^2 + D_f^2}$$

$$\theta = \sin^{-1}(0.80 D_f / B)$$

$$\phi = \sin^{-1}(D_f / L)$$

次に、 α を求めるべく以下のような方法をとった。

飽和粘土地盤においては、即時沈下

によって体積変化は生じないと考えられる。つまり図-12において、 $V_T = 2 V_R$ の関係式が成立すると考えられる。同様に、(1)式誘導の際考えた隆起部分の近似円においても、 $V_T' = 2 V_R'$ の関係式が成立する(図-13)。そこで、 $V_T' = 2 V_R'$ が成立し、かつ隆起状況が実験結果に最も近い影響範囲 αB を求める。実験結果より $\alpha = 4 \sim 6$ が妥当と考えられる。(一例を図-14に示す)

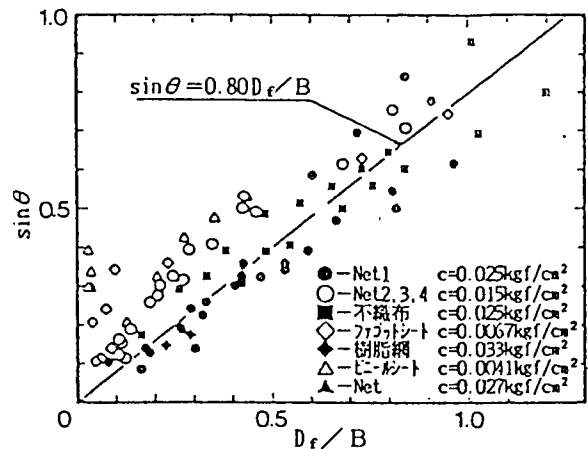


図-10 D_f/B と $\sin \theta$ の関係

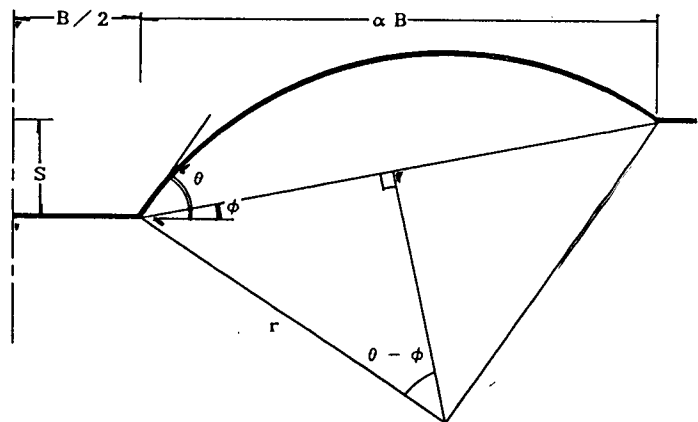


図-11 隆起部分の近似円



図-12 沈下・隆起の形状（模式図）

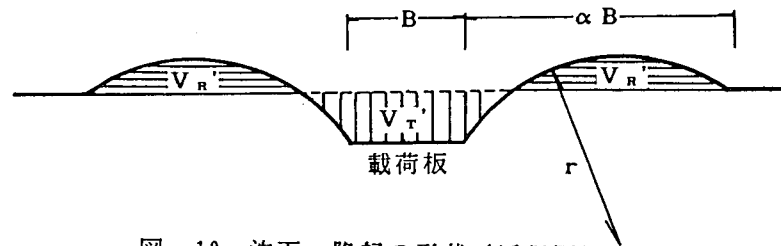


図-13 沈下・隆起の形状（近似図）

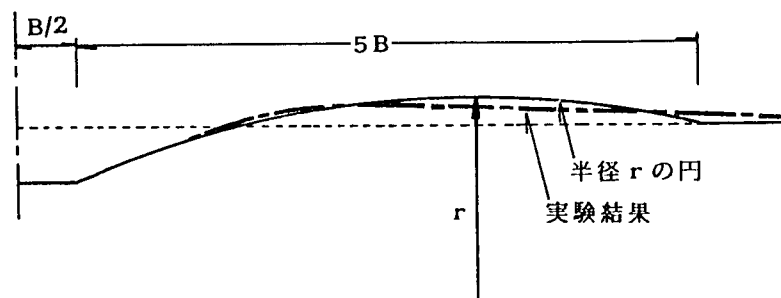


図-14 隆起影響範囲の推定

5-3. T の推定

図-15において、① $T_1 < T_2$ と、② $T_1 > T_2$ の2通りが考えられる。

ただし、 T_1 :隆起範囲外のジオテキスタイルに発生しうる最大の張力

T_2 :隆起範囲内のジオテキスタイルに発生しうる最大の張力

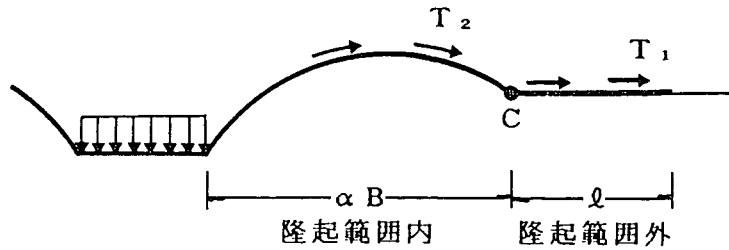


図-15 ジオテキスタイルに働く張力

① $T_1 < T_2$ の場合

これは、隆起範囲外のジオテキスタイルが載荷板方向に引きずり込まれる場合である。この時、点Cにおいて生ずる張力Tは、C材の場合、 $T = C l / 4^{1/2} \dots (4)$ となる。

② $T_1 > T_2$ の場合

これは、ジオテキスタイルが引きずり込まれないので、点Cを不動点とみなして、図-16より、伸びひずみ ϵ を計算し、Tを求める。

$$\epsilon = \frac{2 r \theta - \alpha B}{\alpha B}$$

$$\therefore T = A E \epsilon$$

$$= \frac{2 r \theta - \alpha B}{\alpha B} \dots (5)$$

ただし、 $\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{\alpha B^2 + D_f^2}}{2 r} \right)$

A : ジオテキスタイルの断面積

E : ジオテキスタイルの伸び剛性

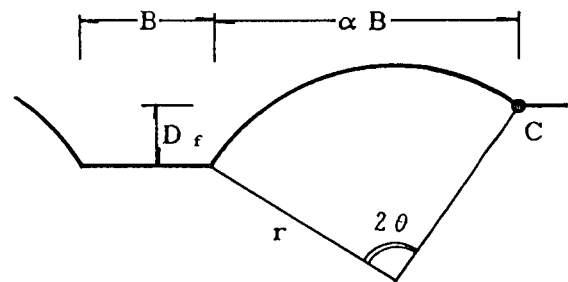


図-16 沈下・隆起の形状（近似図）

6. まとめ

6-1. 解析

今回のように変形の小さい場合の解析においては、次のことがいえる。

1) ジオテキスタイルを軸方向力のみに抵抗する曲げ剛性のないトラス要素で表した場合、補強効果は表現できない。また、弾性係数による差異も認められない。

2) 曲げモーメントも伝達するはり要素として考えた場合、ジオテキスタイルを単体で表すよりも、ジオテキスタイルを土との複合体として表せば、補強効果は表現でき、ジオテキスタイルに発生する張力や地盤内応力も実測値と比較的良好な相関を示す。

3) 弾性解析では補強効果を表現できたが、今後、非線形解析での比較的大きな変形の場合の検討が必要と思われる。

6-2. パラメータの推定

1) θ および r については、それぞれ (2)、(3) 式にて推定できると考えられる。

2) T については、(4) または (5) 式で推定することができると考えられるが、今後の実験等に

より確認する必要がある。

<参考文献>

- 1) たとえば、佐藤：霞ヶ浦開発事業における軟弱地盤の表層処理工事例、土と基礎、33-5、1985、5
- 2) たとえば、山岡他：ジオテキスタイルによる軟弱路床の補強に関する模型実験と数値解析結果、
第30回土質工学シンポジウム、1985
- 3) 山内他：敷網工の実用支持力公式の一提案、九大工学集報、1979
- 4) 青山他：ポリマーグリッドの引抜きせん断特性、第22回土質工学研究発表会、1987

ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する
共同研究報告書（その3）

共同研究報告書第21号
昭和63年12月(1988)
土質研究室
土工研究室
動土質研究室

要旨

本報告書は、建設省土木研究所と上記18社との共同研究として昭和60年度から昭和62年度までの期間に研究を進めてきた「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」について、3年間の成果を取りまとめたものである。

本研究は、ジオテキスタイルを土構造物に広く利用するにあたって、ジオテキスタイルの土中での挙動を正しく把握するとともに、その効果を明らかにし、設計・施工法に結び付けていくことを目的としている。このため、3年間の共同研究をまとめるに当たり、ジオテキスタイルの試験法、盛土・土留めの安定解析、ジオテキスタイルによる軟弱地盤表層処理、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理について、それぞれワーキングを行い、これらの結果を1冊にまとめている。

キーワード：ジオテキスタイル、補強土工法、盛土、土留め擁壁、軟弱地盤、耐震対策、試験法、設計法、施工法

郵便はがき

四十四切手
をはって
さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

土質研究室 御中

No. 13

No. 13

配布先氏名

配布先住所

ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書（その3）

部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印