



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4)

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)
日本鋪道(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)

Copyright © (1989) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複
写は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

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4)

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) スパンポンド事業部副部長	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

(いずれも代表者のみ)

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4)

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

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	荻迫栄治
〃 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	鷲田修三	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	前田建設工業(株)技術研究所	白沢 真
〃 技術研究所	中村和之	〃 技術研究所	伊藤 明
〃 技術研究所	田村幸彦	〃 土木設計部	梨本 裕
〃 技術研究所	南 哲久	〃 土木設計部	相木克介
東洋紡績(株)スパンボンド事業部	永野 豊	(株)丸東製作所社長	今井帰一
〃 スパンボンド事業部	山田知正	〃 企画部	深津秀雄
〃 スパンボンド事業部	飛口保雄	〃 設計部	田口哲男
〃 敦賀工場	尾上秀実	〃 製造部	黒川建一
東レ(株)産業資材開発センター	加藤鏐一	〃 検査部	石井孝一
〃 産業資材開発センター	高砂武彦	〃 製造部	伊藤利博
〃 繊維資材事業部	中野正己	〃 営業部	高橋和男
〃 繊維資材事業部	中尾昭夫	三井石油化学工業(株)加工品企画管理室	増田勝彦
日本舗道(株)技術開発部	桃井 徹	〃 加工品企画管理室	岩崎高明
〃 技術開発部	泉 秀俊	〃 加工品企画管理室	池上正宏
(株)間組技術研究所	大野睦雄	〃 岩国高分子研究所	宮崎良知
〃 技術研究所	向上拡美	〃 岩国高分子研究所	西村 淳
〃 技術研究所	加藤俊昭	ユニチカ(株)スパンボンド生産開発部	高橋修三
〃 技術研究所	笠 博義	〃 スパンボンド生産開発部	山本 勇
〃 技術研究所	泰永裕之	〃 東京スパンボンド営業部	志藤日出夫
〃 技術研究所	宮原健二	〃 大阪スパンボンド営業部	牧島 珪
復建調査設計(株)企画開発部	福田直三		
〃 横浜事務所	滝 昌和		
〃 第一事業部	渡辺哲也		
〃 第一事業部	松本敏夫		
〃 第一事業部	水野恭男		
不動建設(株)特殊工法事業本部	磯田知広		
〃 特殊工法事業本部	奥田達矢		
〃 技術開発室	伊藤雅夫		
前田建設工業(株)技術研究所			

項 目

- 第 1 章 ジオテキスタイルの試験法
- 第 2 章 ジオテキスタイルで補強した盛土・土留めの安定解析法
- 第 3 章 ジオテキスタイルによる軟弱地盤表層処理工法
- 第 4 章 ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法

第 1 章 ジオテキスタイルの試験法

目 次

1. まえがき	5
2. 試験の位置付け	8
2.1 力学的性質に関する試験の位置付け	8
2.2 浸透・排水特性に関する試験の位置付け	8
3. 引抜き試験	11
3.1 目 的	11
3.2 試験方法	11
3.3 試験結果及び考察	16
3.3.1 土中のジオテキスタイルの引抜きせん断特性	16
3.3.1.1 締固め度が引抜きせん断特性に及ぼす影響	17
3.3.1.2 土の粒度が引抜きせん断特性に及ぼす影響	19
3.3.2 補強土擁壁載荷実験によるFEM解析用物性値の検討	23
3.4 引抜き試験の特徴ならびに今後の課題	30
3.5 あとがき	31
4. 一面せん断試験	32
4.1 概 要	32
4.2 目 的	32
4.3 試験概要	32
4.4 試験結果および考察	33
4.4.1 ジオテキスタイルと砂との定圧せん断試験結果	33
4.4.2 ジオテキスタイルと砂との等体積せん断試験結果	34
4.4.3 ジオテキスタイルとシルト質砂との等体積せん断試験結果	35
4.4.4 ジオテキスタイルと土とのせん断特性に関する考察	36
4.5 ま と め	37
5. 三軸圧縮試験	38
5.1 概 要	38
5.2 目 的	39
5.3 試験概要	39
5.4 試験結果	41
5.4.1 応力-ひずみ関係	41
5.4.2 ジオテキスタイルに生じるひずみ	42
5.5 考 察	43

5.5.1	補強効果	43
5.5.2	ジオテキスタイルが応力-ひずみに与える影響	45
5.6	まとめと今後の課題	46
6.	長期引抜き試験	48
6.1	概 要	48
6.2	目 的	48
6.3	試験装置	49
6.4	ポリマーグリッドの引抜き試験	49
6.4.1	試験概要	49
6.4.2	試験結果および考察	50
6.5	不織布およびジオメンブレンの引抜き試験	54
6.5.1	試験概要	54
6.5.2	試験結果および考察	54
6.6	まとめと今後の課題	56
7.	透水・目詰まり試験	57
7.1	ジオテキスタイルの鉛直方向透水試験	57
7.1.1	試験概要	57
7.1.2	試験結果および考察	59
7.1.3	ま と め	61
7.2	ジオテキスタイルの面内方向透水試験	62
7.2.1	試験概要	62
7.2.2	横方向透水試験	62
7.2.3	三軸圧縮せん断試験機を利用した透水試験	64
7.2.4	万能透水試験装置による面内方向透水試験	66
7.3	鉛直方向の目詰まり試験（動水勾配比）	69
7.3.1	試験概要	69
7.3.2	試験結果および考察	69
7.3.3	ま と め	71

1. まえがき

ジオテキスタイルには、織物、織布、不織布、プラスチックネット、ジオグリッドなどやそれらを組み合わせた複合製品など様々な種類の製品が多くメーカーから出されている。また、ジオテキスタイルは、表-1.1.に示すように土砂の層間分離、盛土・土留め、軟弱地盤の補強、土構造物や地盤の排水、吸出し防止材、目詰り防止材、蛇籠やマットレスの構造体、型枠、貯水地などのガス抜きなど、様々な用途に利用されている。さらに、ジオテキスタイルの試験法についても、上記のようにジオテキスタイルの種類や用途が多岐にわたるため、材料単体の物性試験や土とジオテキスタイルの複合体としての試験など、表-1.2 に示すように様々な試験法が提案されている。このうち、今回の共同研究は、「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」ということで主に、ジオテキスタイルと土との複合体としての挙動を検討してきている。本報告書は、下記に示す研究室と民間会社でジオテキスタイルの試験法のワーキンググループを作り、3年間の共同研究で実施した試験（ジオテキスタイルの引抜き試験、土とジオテキスタイルの一面せん断試験、ジオテキスタイルで補強した土の三軸圧縮試験、ジオテキスタイルの長期引抜き試験、透水・目詰まり試験）について、取りまとめたものである。

63年11月

ジオテキスタイル試験法ワーキンググループ

土木研究所土質研究室

鹿島建設㈱

㈱間組

㈱丸東製作所

表-1.1 ジオテキスタイルの用途と適合製品の関係

目的（機能）	用途	適用製品
土砂の層間分離	土と礫・碎石の分離。地盤と盛土の分離、噴泥防止	織布。不織布
土構造物の補強	盛土・擁壁の引張り補強材。テールアルメ式盛土のストリップ	不織布。ネット。グリッド。
地盤の補強	軟弱地盤強化（敷網工、シート工、フローテングマト工、パイルネット工）。構造物支持地盤の補強（ジオマットレス、沈床マット）	織物。不織布。ネット。グリッド。
土構造物、地盤の排水	盛土中の水平排水。切土・盛土境界面排水。排水ブランケット。暗渠排水。	不織布
構造物背面排水	擁壁。カルバートボックス。橋台。NATM裏込等の構造物背面排水	不織布
垂直ドレーン	軟弱地盤垂直ドレーン材	不織布。
吸出し防止	河川、湖沼、海岸護岸・堤防の吸出し防止材	織物。不織布。
浸食の抑制	盛土・切土のり面の浸食抑制材	織物。不織布。ネット。
目詰り防止フィルター	側溝、開渠、暗渠の外周被覆材	不織布
構造体	蛇かご、急勾配盛土、えん堤、強化路盤、強化地盤等の構築材料	ネット。グリッド。
脱水	ヘドロ、スラッジ等の処理池（槽）の脱水材	不織布
河川汚濁防止	シルトフェンス	不織布
型枠	のり面保護工、格子枠工等の袋状型枠等	織物。不織布
脱気	貯水池、調整池、ため池等のガス抜材	不織布

表-1.2 ジオテキスタイルの機能と試験法の関係

		目 的 (機 能)											型 様	
		土砂の層間分離	土構造物の補強	地盤の補強	土構造物・地盤の排水	構造物の背面排水	垂直ドレーン	吸出し防止	浸食の抑制	目詰まり防止フィルター	構造体	脱水・脱気	河川汚濁防止	
種 類	織 物	○		○				○	○					
	不 織 布	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○
	ネ ッ ト		○	○					○		○			
	ゲ リ ッ ド		○	○							○			
試 験 の 種 類	材 料 試 験	引張り試験												
		ストリップ	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○
		幅広												
		グラブ		○	○				○	○				
		平面ひずみ												
		簡易平面ひずみ												
		クリープ試験		○	○									
		耐久性試験												
		耐化学性								○	○		○	
		耐候性									○			○
		耐微生物性	○	○	○	○	○			○	○		○	○
		破壊試験												
		破裂	○						○	○				
		引裂き	○		○									
		貫入抵抗	○		○				○					
	複 合 体 の 工 学 的 特 性	透水性試験												
		開口性	○					○	○	○				
		開口率								○				
		透水	○	○	○	○	○	○	○	○			○	
		引抜き試験		○	○									
		圧縮試験												
		圧密	○	○	○									
		その他												
		せん断試験												
		一面せん断		○	○									
		三軸圧縮		○	○									
		その他												
		クリープ試験		○	○									
		支持力試験												
		載荷試験	○	○	○									
		その他 (CBR等)			○									
	そ の 他	透水試験												
		垂直面内	○	○	○	○		○			○	○	○	
		水平面内	○	○	○	○	○	○			○	○		
		目詰まり		○	○	○			○	○		○	○	
		長期透水性		○	○	○		○				○	○	
		材料分離												
		摩擦試験	○		○									
		模型実験												
		現場実験		○	○									

2. 試験の位置付け

2. 1 力学的性質に関する試験の位置付け

図-2.1 は、土とジオテキスタイルの力学的性質に関する試験と構造物の補強メカニズムとの関係についてまとめたものである。

図中で、ジオテキスタイルによる補強盛土工法を例に、補強盛土のすべり破壊防止効果の検討について示した。補強盛土の安定解析に必要な土とジオテキスタイルの力学的性質を解明するためには、引抜きに対する抵抗性やジオテキスタイル上の土塊に対するせん断抵抗性など主に土とジオテキスタイルの摩擦特性に関する性質、および土とジオテキスタイルとが一体となった補強メカニズム等を解明する必要がある。これらの性質を調べる試験法として、図中右側に示すような土とジオテキスタイルの直接せん断試験、土中のジオテキスタイルの引抜き試験、クリープ的挙動をみる長期引抜き試験、ジオテキスタイルを敷設した供試体の三軸圧縮試験などがあり、これらの試験を共同研究で実施してきている。

2. 2 浸透・排水特性に関する位置付け

図-2.2 は、ジオテキスタイルの浸透・排水特性に関する試験と実際の構造物のジオテキスタイルの機能との関係をまとめたものである。

図中で、高含水比盛土におけるジオテキスタイルによる盛土の安定を例に、ジオテキスタイルの浸透・排水の効果の検討について示した。高含水比盛土の過剰間隙水や雨水の浸透に対する排水特性を解明するためには、ジオテキスタイル自体の排水特性として、面に垂直方向の透水性や面内方向の透水性、および土とジオテキスタイルとが一緒になった目詰まり特性についてい解明する必要がある。これらの性質を調べる試験法として、ジオテキスタイルの鉛直方向の透水試験、面内方向の透水試験、土とジオテキスタイルが一体となった目詰まり試験等が提案されており、これらの試験を試験機の開発を含めて、共同研究で実施してきている。

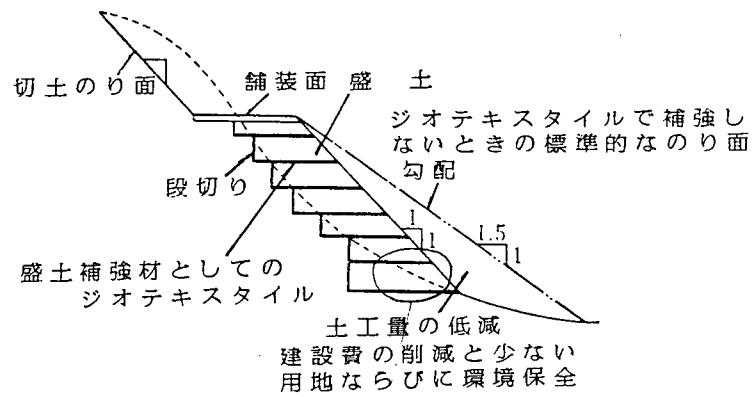


図-1 片切・片盛箇所でのジオテキスタイルによる盛土補強工法

すべり破壊に対する防止効果

• ジオテキスタイルと土との摩擦特性

{ ジオテキスタイルの引抜きに対する抵抗
ジオテキスタイル上の土塊に対するせん断抵抗
長期的な摩擦特性

• ジオテキスタイルによる補強のメカニズム

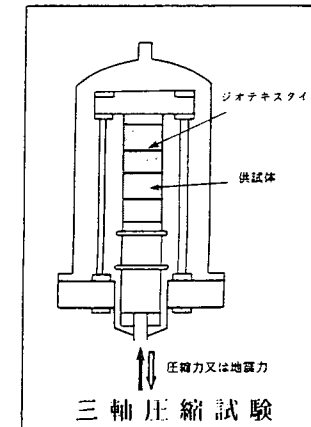
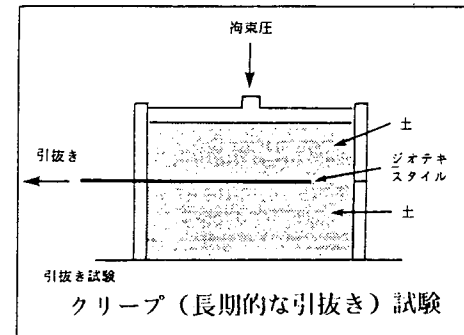
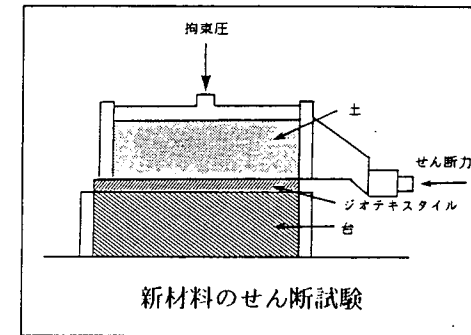


図-2.1 ジオテキスタイルの力学的性質と試験法の位置付け

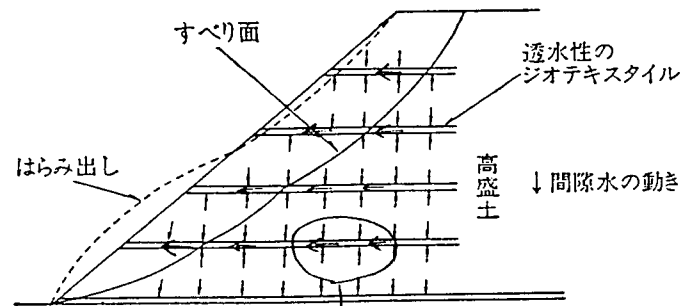


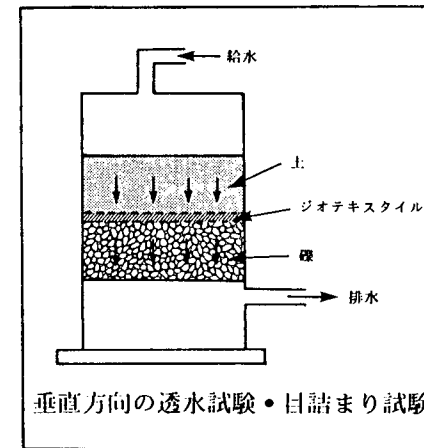
図-2 高含水比の高盛土におけるジオテキスタイルによる盛土の安定

雨水の浸透に対する排水機能

- ジオテキスタイル自体の透水性

{ ジオテキスタイルの面に垂直な方向の透水性
 { ジオテキスタイルの面内方向の透水性

- ジオテキスタイルの目詰まり



7

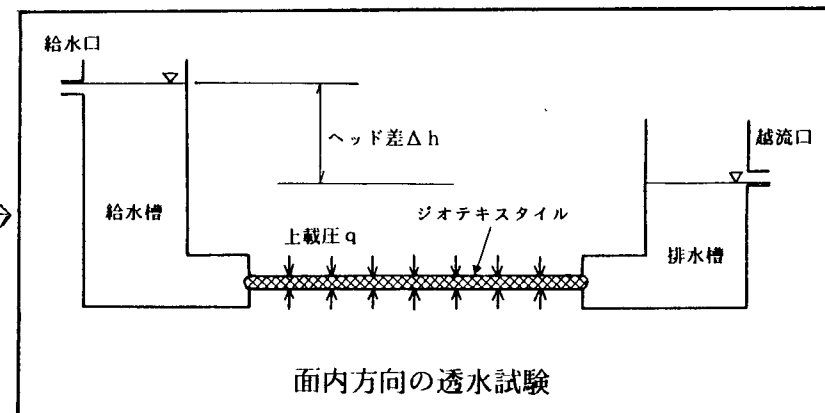


図-2.2 ジオテキスタイルの浸透・排水特性と試験法の位置付け

3. 引抜き試験

3. 1 目的

ジオテキスタイルを永久的な補強土構造物に使用する場合には、その補強メカニズムを把握した上で安定解析が行われなければならない。そしてこの解析に必要な物性値を得るためには試験法と解析法とをリンクさせる必要がある。

ジオテキスタイルなどの補強材を用いた盛土の安定性に対する解析法は次の2通りに大別される

- a. 全体の安定に対する極限つりあい法による解析
- b. 部分的安定を考慮した局部的釣り合い法による解析

aは斜面安定計算における円弧すべり法のような従来の方法、bはFEM等による要素分割にて求める方法を対象としている。どちらの解析法においても図-1に示す土とジオテキスタイルの引抜きせん断抵抗が、盛土の安定性を評価する場合に重要な要素となる。この引抜きせん断特性を調べるための装置として引抜き試験機を用いて、その試験法と解析法への適用を含めた工学的性質について研究を実施した。

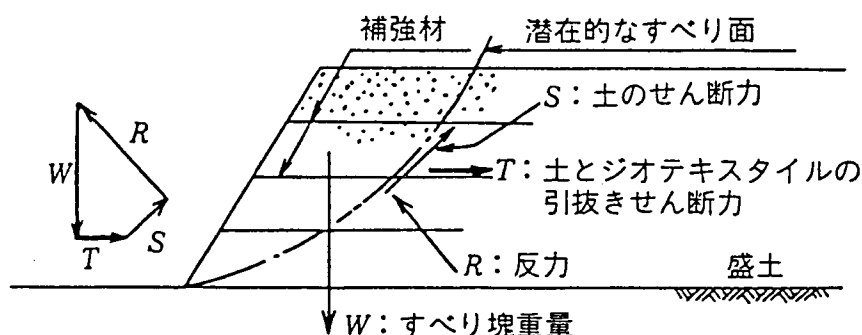


図-3. 1. 1 盛土における補強概念図

3. 2 試験方法

(1) 試験機

研究に用いた引抜き試験機を図-3. 2. 1に示す。この引抜き試験機は土研の大型試験機1)を模したまた他の研究機関での試験機2)を参考にして、その取扱い易さを考慮し試験土槽は長さ70cm、高さ30cm、幅30cmとした。上載荷重はラバーメンブレンを介しエア一圧により均等に作用させ、ジオテキスタイルをスクリージャッキにて毎分1mmの速度で引抜くものとした。

土中のジオテキスタイルの変位はジオテキスタイルに取り付けたステンレスワイヤーを土槽外に引出して変位計に接続して測定する。ワイヤーは土との摩擦を除去するために直径3mmの真ちゅう管の中を通した。また引抜き力は、スクリージャッキとジオテキスタイルを握んでいるチャック

との間にロードセルを介して測定する。土槽内の土圧は土圧計を用いて測定する。

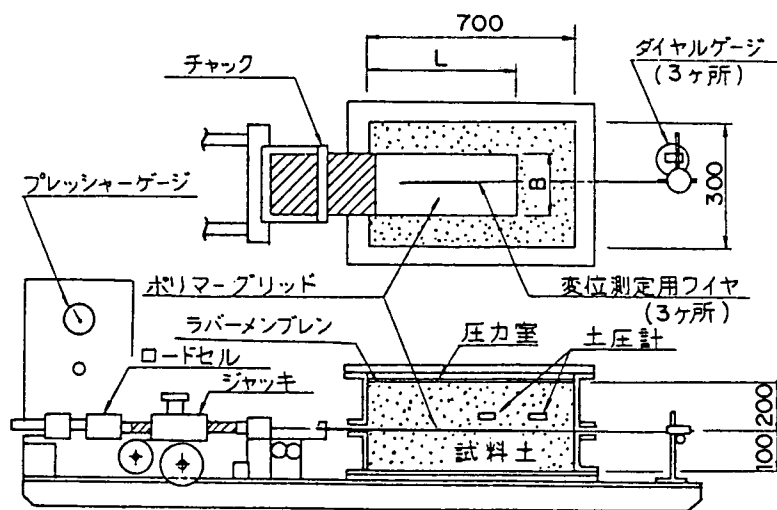


図-3.2.1 引抜き試験機 (単位mm)

(2) 試験仕様

土とジオテキスタイルの複合特性を調べる装置として現在引抜き試験機が使用されており、今後も補強メカニズムや解析入力用物性値を求める試験機としても有用と考えられる。しかし、実際の補強土構造物の挙動を再現しやすいと考えられる引抜き試験機も試験方法により引抜きせん断特性が変動することが考えられる。

現在引抜き試験機については規格や基準がなく使用方法等については各所有者の手にゆだねられており、今回図-3.2.1の引抜き試験機を用い土槽内土圧より、試験片設置の範囲、試験片の形状、引抜き速度について検討3)した。

この結果、次のことがわかった。

- ① 試料土の状態が空気乾燥及び湿潤どちらにおいても壁面から5cm～10cmの位置で顕著な圧力低下が見られた。この原因として壁面摩擦、アーチアクション、開孔部の影響が考えられジオテキスタイル設置範囲については十分留意する必要がある。

また、この土圧低下は試験対象土及び含水比、締固め度等の土の状態によって異なる事が予想されるので事前にチェックしておく必要があろう。

一方、壁面摩擦を低減する方法として壁面に潤滑材を塗布する等の方法があり、幅広の材料を使用する場合には対策として考慮されるものであろう。

- ② 試験片の形状については敷設長さによる影響はほとんどないと考えてよさそうである。しかし、

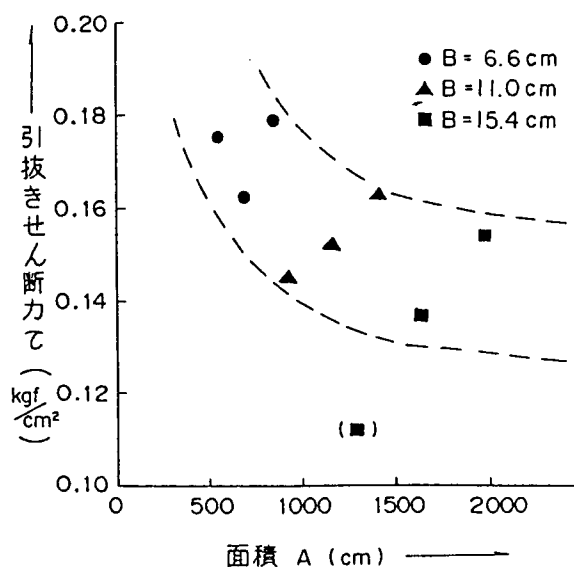


図-3.2.2 面積A～τの関係

幅の影響については端面処理の形状により、側面の3次元的な影響が出、幅が小さすぎると過大な引抜きせん断応力を与える可能性がある。今回使用した開孔部の中央で切断したような端面処理のポリマーグリットでは少なくとも幅 $B=11.0\text{cm}$ 以上にして試験を実施する必要がある。

- ③ 引抜き速度が最大せん断強度に与える影響については特に差異は認められないが、図-3.2.3からわかるように発現過程についてはかなりのバラツキが見られる。これより変形を問題にする場合には、変形係数を安全側にとる等引抜き速度による影響について留意する必要がある。

引抜き速度については、現在行われている一面せん断試験を参考にして操作の容易性、データの整理のしやすさから原則として $1\text{mm}/\text{分}$ で引抜くものとする。但し、今回は豊浦標準砂を使用した、細粒分が多い砂質土や粘性土については浸透性が小さく排水に要する時間が長く有効応力が変化することと、粘性抵抗的な強度成分を無視出来ないことから、引抜き速度が引抜きせん断強度に与える影響が大きいのと思われる別途検討する必要がある。

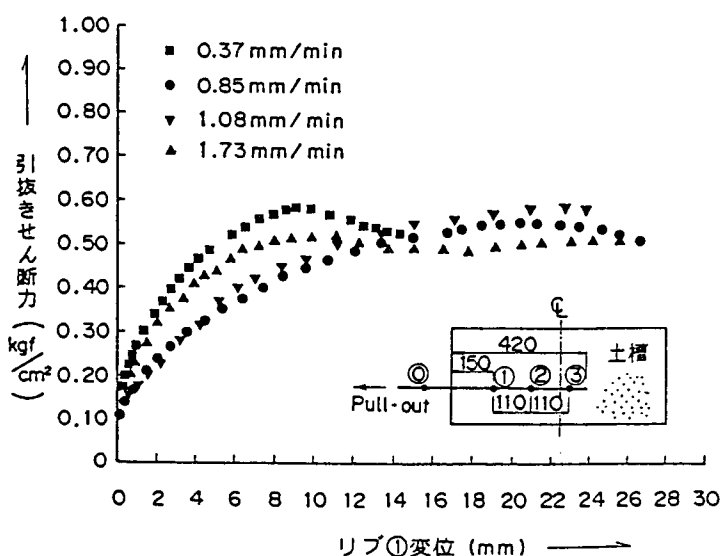
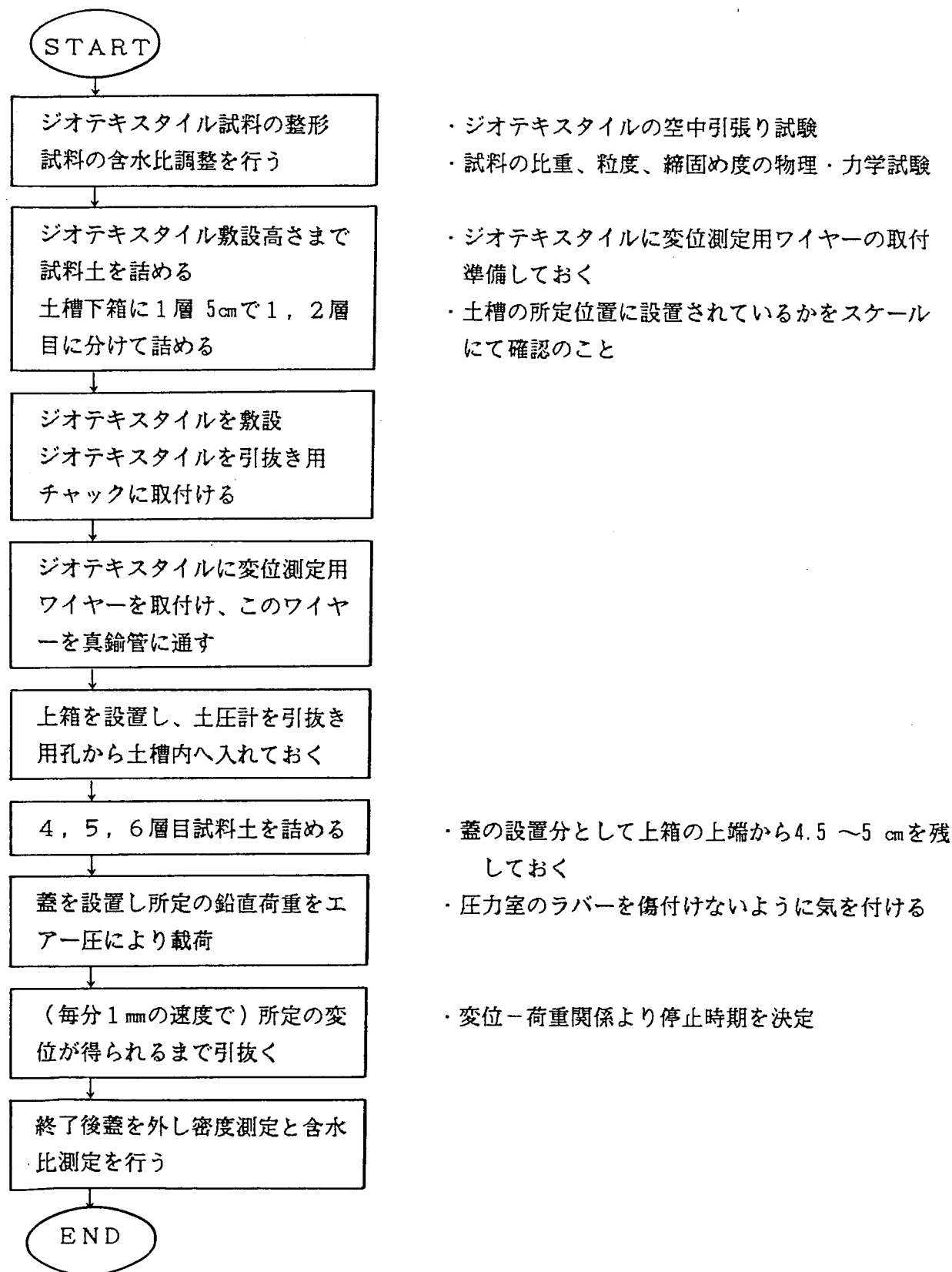


図-3.2.3 引抜き速度による引抜きせん断力

(3) 試験手順

引抜き試験は図-3.4に示す手順にて実施した。



図－3. 2. 4 引抜き試験フロー

(4) 試験結果の整理方法

試験で得られた引抜きせん断力 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

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

(5) 試験結果の利用方法

試験結果の利用方法として次のことが考えられる。

- ① 補強メカニズムの解明
- ② 極限つり合い法の定着長を算定する際の引抜きせん断抵抗
- ③ FEMの解析用入力物性

3.3 試験結果及び考察

以下に、本共同研究で実施した検討項目について試験結果とその考察を述べる。

検討項目は次の通りである。

I. 土中のジオグリッドの引抜きせん断特性

II. 補強土載荷実験によるFEM解析用入力物性値の検討

3.3.1 土中のジオグリッドの引抜きせん断特性

引抜きせん断特性に影響を及ぼすと考えられる要因は、土、ジオテキスタイル施工状況に関するものが考えられる。図-3.3.1に特性要因図を示す。

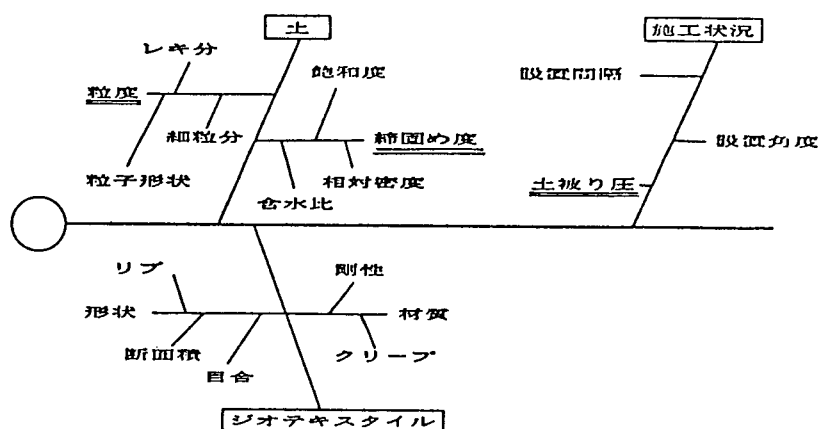


図-3.3.1 引抜きせん断特性に影響を及ぼす特性要因図

ジオテキスタイルは、ジオグリッドを使用し、土の要因として締固め度と粒度を取り上げ、種々の土被り圧の状態での引抜きせん断特性を調べた。

試験に用いたジオグリッドは、図-3.3.2に示すような高密度ポリエチレンを一軸延伸して製造されたポリマーグリッド(SR-2型)で、目合い寸法 111mm×22mm、開孔率56%、単位面積当りの重量 940g/m²、主方向引張強度 8.0tf/mである。

このグリッドを図-3.3.3に示すように引抜き試験機の土槽に設置して試験を実施した。

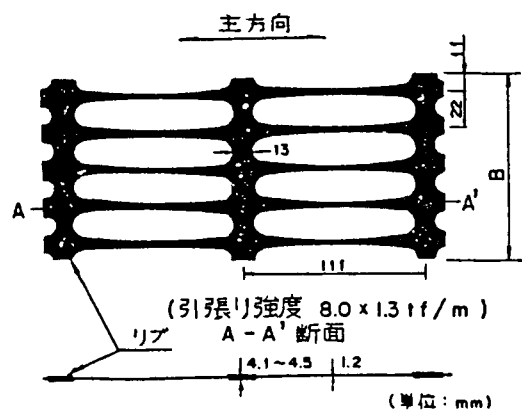


図-3.3.2 ポリマーグリッド形状

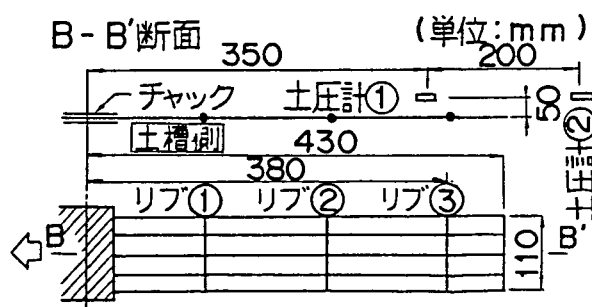


図-3.3.3 グリッド設置図

3.3.1.1 締固め度が引抜きせん断特性に与える影響 3), 4)

(1) 目的

ジオテキスタイルによって補強された土構造物の設計を行う場合、ジオテキスタイルの引抜きによる破壊を防止するために想定破壊線からの十分な定着長を設定する必要がある。定着長は、土とジオテキスタイルの引抜きせん断力によって決まり、砂質系の盛土にジオテキスタイルを用いる場合には、通常引抜きせん断力は、土とジオテキスタイルの摩擦係数 f^* と上載圧 σ とにより表される。この摩擦係数は $f^* = \alpha \tan \phi'$ (α : 補正係数 通常0.8、 ϕ' : 土の内部摩擦角) として算定されることが多い。5) この式から定着長算定の際には、補正係数 α の評価が必要であると考え、今回引抜き試験機を用い、上載圧と土の締固め度(相対密度)を変化させて求めた引抜きせん断応力から算出した摩擦係数と α 、 ϕ' との対応を検討した。

(2) 試験仕様及び材料

図-3.2.1に示した引抜き試験機を用い、上載荷重は0.2、0.6、1.0kgf/cm²の3種類を載荷し、ジオグリッドを毎分1mmの速度で引抜いた。試料土は豊浦標準砂で、含水比は6.6%程度である。土槽に詰めるときには相対密度で $D_r = 12\%$ ($e = 0.94$)、 $D_r = 38\%$ ($e = 0.85$)、 $D_r = 55\%$ ($e = 0.79$) の3種類の締固め状態に設定した。

(3) 試験結果

図-3.3.4に測定結果として上載圧 $\sigma_n = 0.6\text{kgf/cm}^2$ におけるポリマーグリッドの③リブ変位とこれに対応する土圧計①の変化をそれぞれの締固めケースについて示す。

引抜きせん断強度 τf^* と上載圧 σ_n との勾配を $\tan \beta (= \tau_{\max} / \sigma_n)$ として表す。

土圧計②の計測値は上載圧と等しく引抜き試験中の値の変動はほとんどなかった。土槽中央に設置した土圧計①は、 $D_r = 12\%$ では上載圧とほぼ等しかったが $D_r = 38\%$ 、 55% では、土圧がリブ変位の書記段階で一時的に減少し、その後は引抜きによるリブ変位と共に増加した。これは $\sigma_n = 0.2$ 、 1.0kgf/cm^2 でも同様であった。この理由については、通常のせん断試験における体積変化と同様な傾向を示すことから、ダイレイタンスに因るものと思われる。

引抜きせん断強度と上載圧 σ_n との関係を図-3.3.5に三軸圧縮試験で得られた内部摩擦角 ϕ' と共に示す。この図から、 τ は締固め度により大きく変化することがわかる。

通常引抜きせん断強度は砂質系の盛土を利用し粘着力 $C' = 0$ として考える場合、土の内部摩擦角 ϕ' 、上載圧 σ_n 、補正係数 α を用いて

$$\tau = \alpha \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi'$$

と表され α は一般に0.8程度とされている。しかし、三軸圧縮試験で求められた内部摩擦角 ϕ' と引抜き試験にて得られた τ と σ_n との勾配 μ^* を比較すると、土の緩い状態の相対密度 $D_r = 12.38\%$ については、 $\tan^{-1} \mu^*$ は ϕ' に比べてかなり低い値となっている。そこで、前式の補正係数が今回の引抜き試験ではどのような値になっているかを調べるために、次のような整理を行った。この式はせん断力と上載圧との関係が原点を通る直線として表されるので、今 α との対応を明確にするために図-3.3.5に示した見かけの粘着成分を無視し、 τ と σ_n との勾配 μ^* を用いた式 $\tau = \mu^* \cdot \sigma_n$ を考える。これより、 α は $\mu^* / \tan \phi'$ として表され、この α と締固め度の代用特性である相対密度 D_r との関係を図-3.3.6に示す。この図から補正係数 α は締固め度～(相対密度 D_r)により変化しており、土の緩い状態では危険側となり締まった状態では安全側となることが予想される。

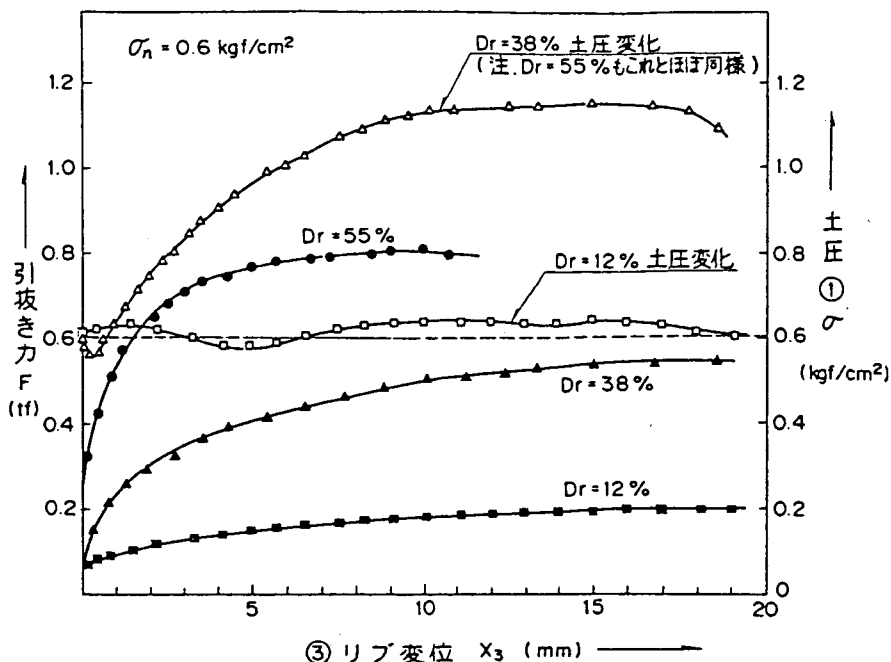


図-3.3.4 ジオグリッド変位と土圧変化

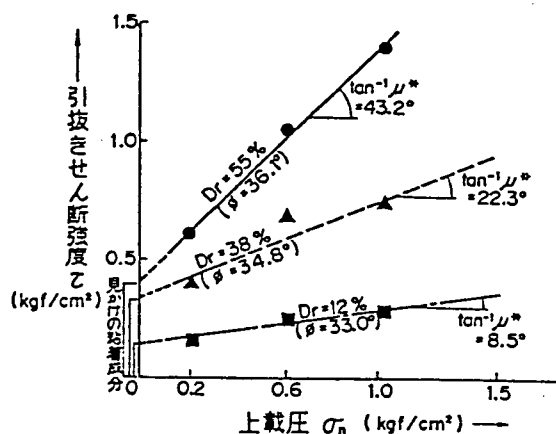


図-3.3.5 $\tau \sim \sigma_n$ (相対密度 D_r)

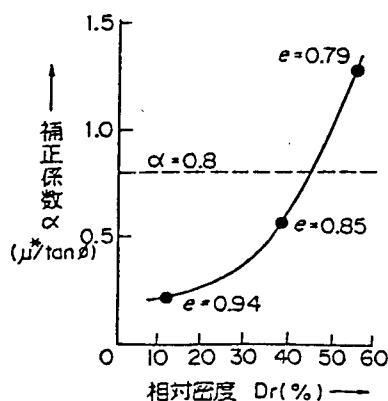


図-3.3.6 補正係数と相対密度

3. 3. 1. 2 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⁶⁾⁷⁾

(1) 目的

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。

(2) 材料及び試験仕様

図-3. 2. 1 に示した引抜き試験機を用い、上載荷重は $0.2, 0.6, 1.0\text{kgf/cm}^2$ の3種類とし、前述の②についてはさらに上載荷重が 0kgf/cm^2 （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。

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 $D_{50} = 0.165\text{mm}$ ）と礫材（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. 3. 1 に示す。

表-3. 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/ml)	細粒分含有率 (%)	締固め度 (%)	三軸圧縮試験	
								$\phi (^\circ)$	$C (\text{tf/ml})$
①	1	関東ローム	I	81	0.77	81	91	—	—
	2	混合土 ①A	I	32	1.37	38	93	—	—
	3	" ①B	I	24	1.44	30	88	32	0
	4	" ①C	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

(3) 試験結果

図-3.3.7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。

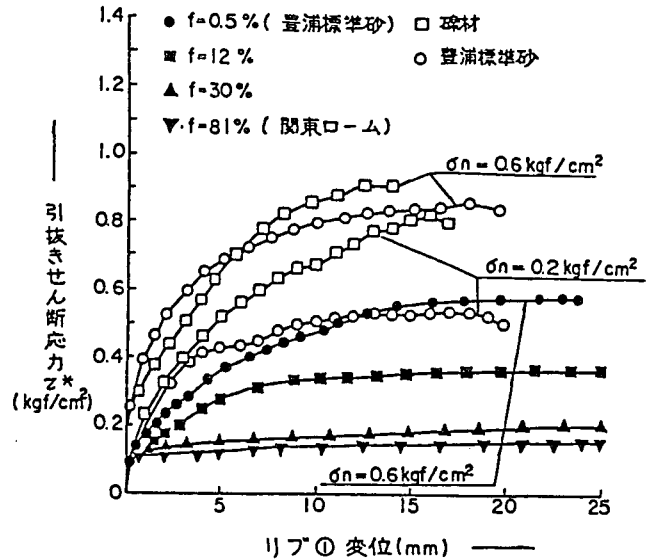


図-3.3.7 τ^* とリブ①変位

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^* との関係を図-3.3.8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⑨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-3.3.9に τ_f^* / τ_f と σ_n の関係を示す。

図から f が大きい方が τ_f^* / τ_f の値が小さくなるのがわかる。また、どちらも 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。

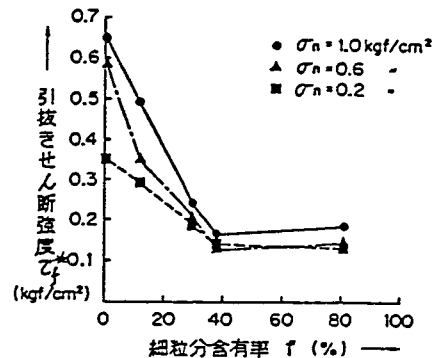


図-3.3.8 τ と細粒分含有率 f

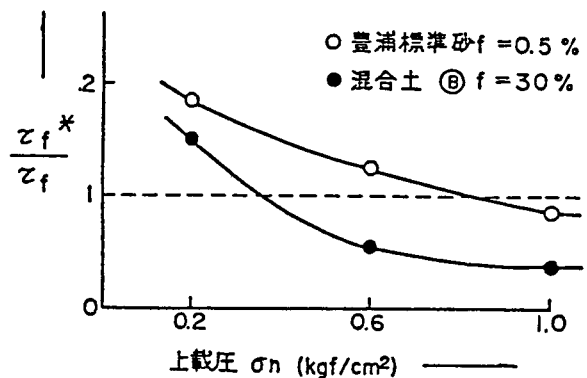


図-3.3.9 τ_f^* / τ_f と σ_n (同上)

2) 粒径の違いが引抜きせん断応力に及ぼす影響

礫材と礫材についての τ_f^* と σ_n との関係を図-3.3.10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0.2kgf/cm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-3.3.9, 11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、その解析結果を図-3.3.12に示す。(解析方法は3.3.2の項参照)

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。

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掛けの粘着力 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。

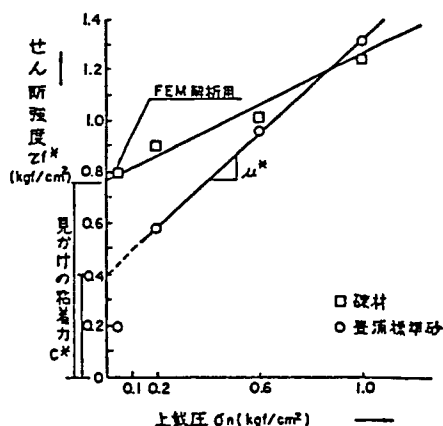


図-3.3.10 τ_f^* と σ_n (砂と礫)

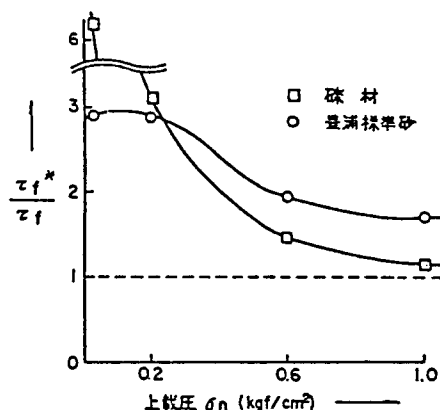


図-3.3.11 τ_f^*/τ_f と σ_n (砂と礫)

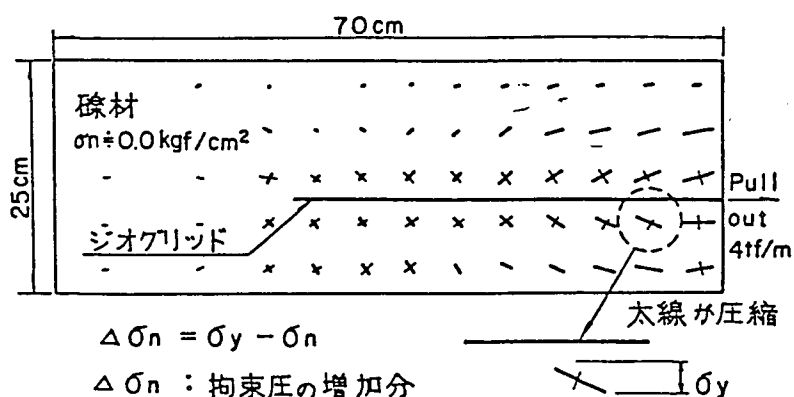


図-3.3.12 引抜きに伴う土槽内主応力

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掛けの粘着力として整理されることになるだろう。

(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 引抜きせん断強度（抵抗）式 $\tau = \alpha \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi$ の補正係数 α は、締固め度に影響をうけ一義的に決められない。
- ② 引抜き試験では見掛けの粘着力が生じ、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。
- ③ 引抜きせん断強度を砂材と礫材とで比較すると、 μ^* は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。
- ④ 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。
- ⑤ 引抜き試験における見掛けの粘着力は、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。
- ⑥ 引抜き変位の増加にともない、土槽前面でダイレイタンスの影響で拘束圧が増加する。この影響で、引抜きせん断抵抗 τ_f^* が増加するが、これは見掛けの粘着力 c^* が増大するためと考えられる。

3. 3. 2 補強土擁壁載荷実験によるFEM解析用入力物性値の検討8)

(1) 目的

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）、コヒヤラントグラフィティ法（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。

(2) 試験方法

1) 実験装置

図-3. 3. 13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、補強土擁壁を作成した。

2) 使用材料

盛土材の物理、力学特性を表-3. 3. 2に示す。

使用したジオグリッドは、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156×23mm、断面積3.015cm²/m、引張強度5.6tf/m²（主方向）、変形係数は $3.8 \times 10_{50}$

（ $\epsilon = 3\%$ 時）kgf/cm²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、このパネルとジオグリッドをスライドジョイントで接続した。載荷方法は荷重制御方法とし、図-4. 2結果総合図に示すような荷重サイクルにて行った。

計測計器を図-3. 3. 13実験装置図に示すように配置し、載荷に伴う各挙動を計測するものとする。

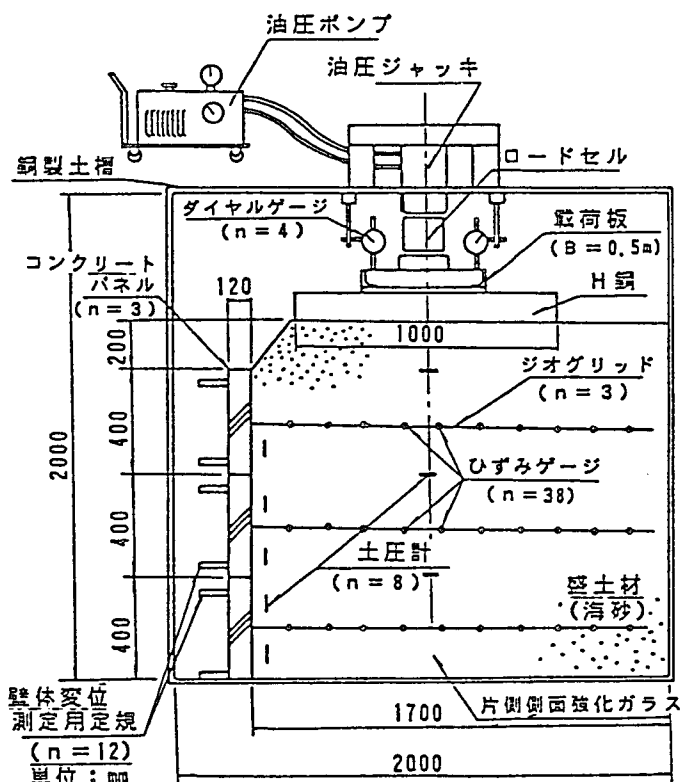


図-3. 3. 13 実験装置図

表-3. 3. 2 試験盛土の物性値

湿潤密度	含水比	間隙比	土粒子の比重	三軸圧縮試験(CD)	
ρ_t (tf/m ³)	w (%)	e	G _s	c (tf/m ²)	ϕ (°)
1.45	10	1.04	2.69	0	30

(3) 試験結果

図-3.3.14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・弾性もどり曲線から、弾性もどり量に較べ荷重の増加と共に残留沈下量の方が卓越していくが、補強土の沈下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。

図-3.3.15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。地盤の変位ベクトルの大きさはほぼ載荷重に伴って増加していった。

図-3.3.16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。

また、この図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、これらに比べて下段パネル部で大きくなっている。

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が大きい所では側圧が減少したものと思われる。

ジオグリッド中央部のひずみ分布を図-3.3.17に示す。

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。ひずみのピークは上、中層グリッドにおいてはほぼ同位置にあり、コンクリートパネル背面より60cmの位置に存在する。しかし、下層グリッドについては、明確なピークが現れていない。グリッドのひずみ分布より主潜在すべり線を想定すると、上、中グリッド部では擁壁背面から60cm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。この想定主すべり線を図-3.3.15の変位ベクトル図に記入している。

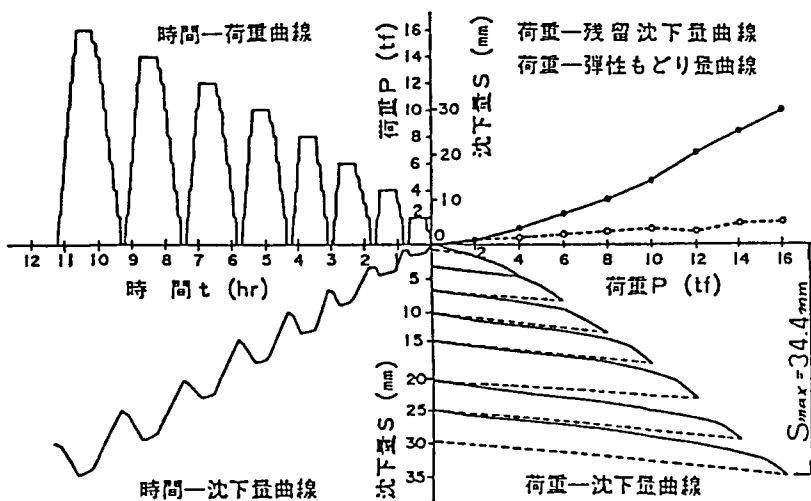


図-3.3.14 結果総合図

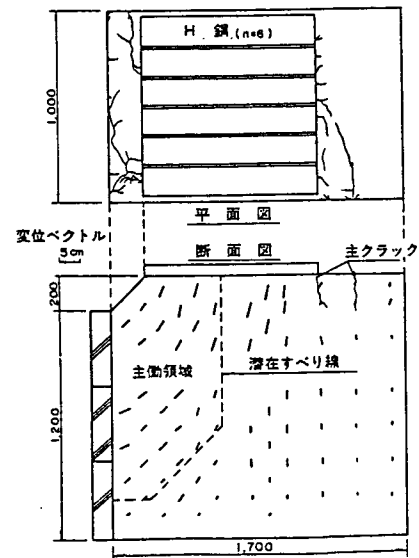


図-3.3.15 変位ベクトル

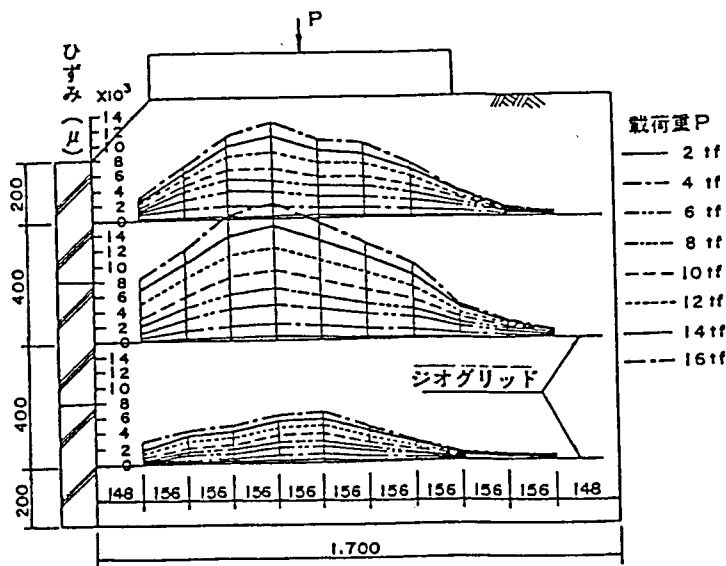
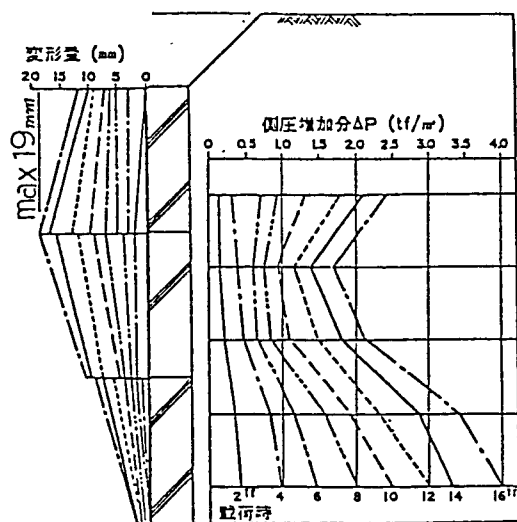


図-3.3.16 擁壁の変形および側圧増加分布 図-3.3.17 ジオグリッドのひずみ分布
(4) 考察

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載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

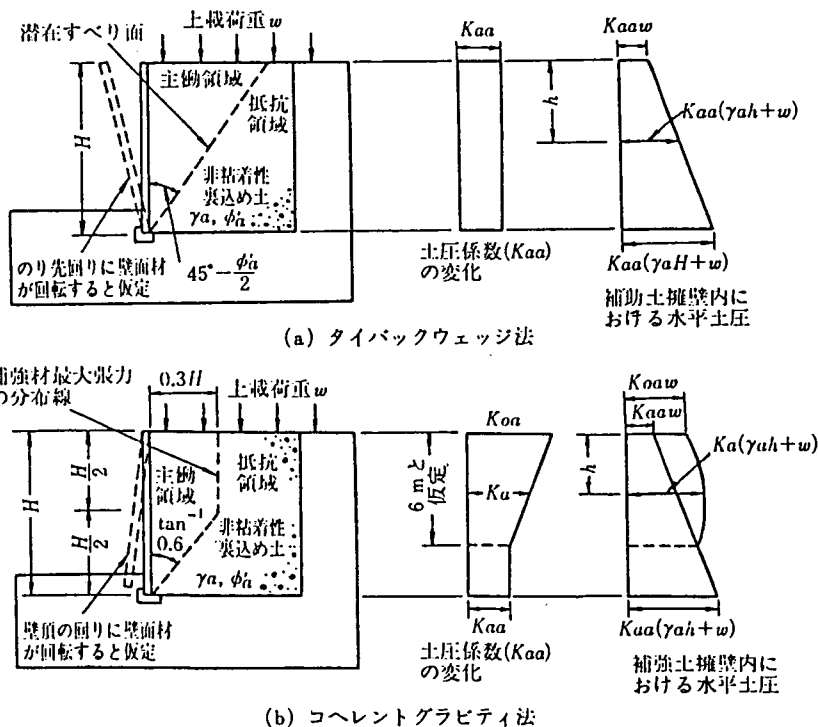


図-3.3.18 内的安定性の検討方法の比較8)

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載荷重時（16tf）の単位幅当りの水平力を比較して表-3.3.3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重要と思われる。

表-3.3.3 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、これは主潜在すべり面が下層グリッドを通過していない可能性もあり（平坦な歪み分布）、さらに検討する必要がある。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法の方が実測歪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

(a) 解析手法及び方法

土中に敷設されたジオグリッドは、引抜きにともな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られる。これより、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。図-3.3.13の載荷実験装置をモデル化し、ジオグリッドと地盤の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 及びせん断定剛性 k_s （G50）は引抜き試験から次のようにして求めた。

図-3.3.19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-3.3.20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-3.3.19を用いて、引抜きせん断強度 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-3.3.21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-3.3.13の载荷実験装置を図-3.3.21のようにモデル化して解析を行った。

その他のジョイント要素及び地盤の物性値については三軸圧縮試験結果から変形係数及びポアソン比から推定して解析を行った。主な入力物性値について表-3.3.4に示す。

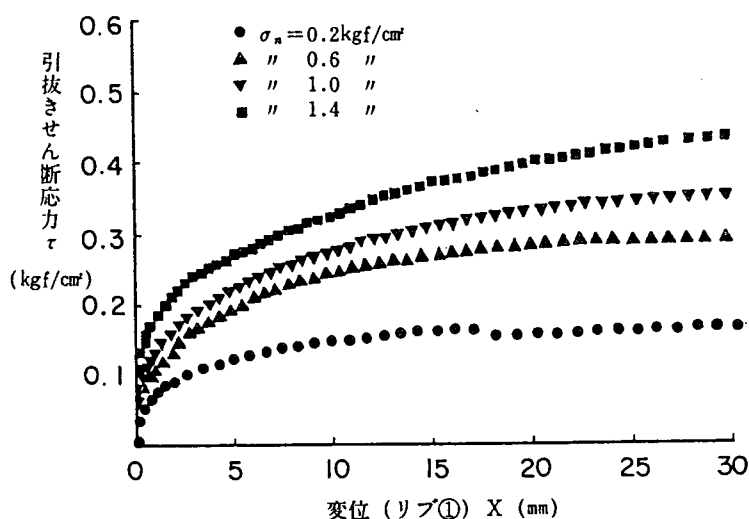


図-3.3.19 引抜き試験結果

表-3.3.4 入力物性値一覧表

要素	名称	物性値
1. トラス	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	
	せん断臨界応力 (tf/m^2)	$A = 0.235$
	$\tau_f = A + A_0 \sigma_n^n$	$A_0 = 0.13$
	せん断弾性係数	$n = 1.0$
	$G_{50} = B + B_0 \sigma_n^n$	$B = 22$
	圧縮に関するパラメータ	$B_0 = 0.18$
	法線方向剛性 (tf/m^2)	$n = 1.0$
		1.0×10^5

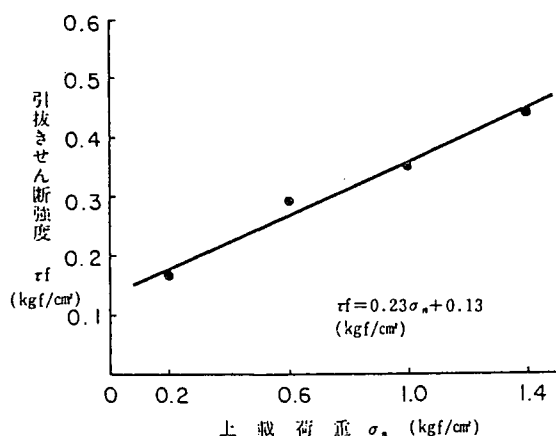


図-3.3.20 引抜きせん断強度 τ_f

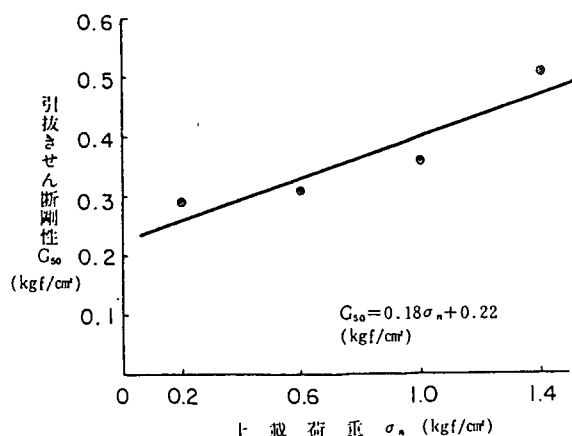


図-3.3.21 引抜きせん断剛性

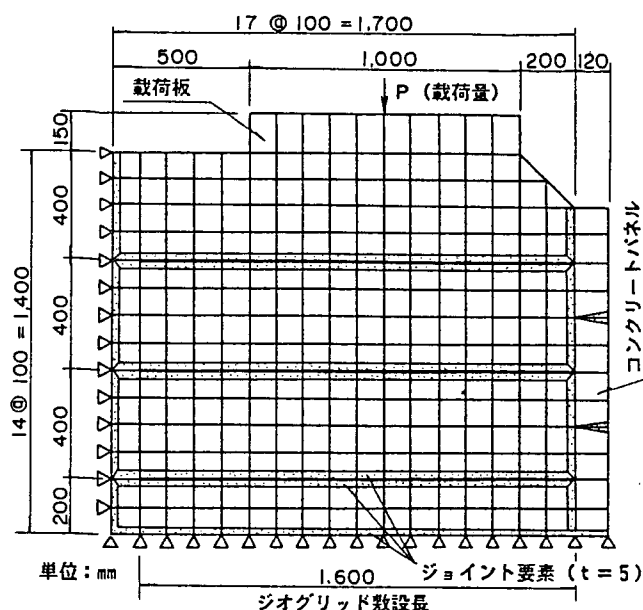


図-3.3.21 解析モデル

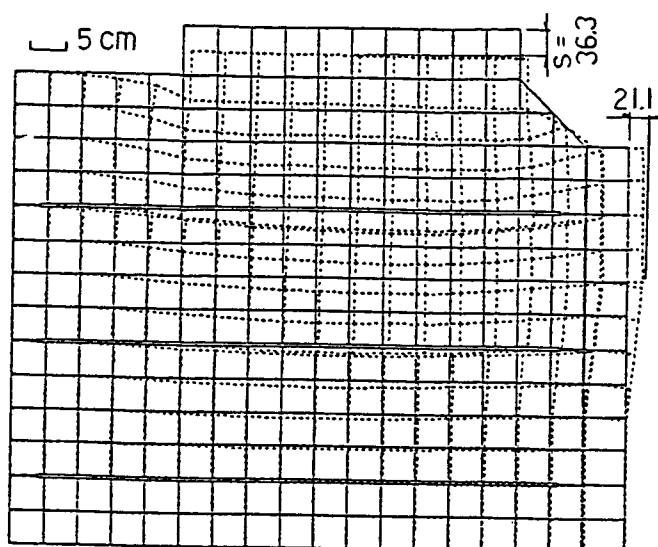


図-3.3.22 変形図 (載荷重 $P = 16 \text{ tf}$)

(b) 解析結果

a) 変形

最大載荷重 16 tf 時の FEM による地盤の変形解析結果を図-3.3.22に示し、実測値と FEM 解析値を比較する。

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に示す測定値 19 mm に対し解析値 21.1 mm であり、ここでは両者ともコンクリートパネル間に隙間が生じている。

載荷板沈下は、図-4.2に示している測値 34.4 mm に対し、解析値の 36.3 mm とほとんど一致している。

b) 地盤応力

FEM による地盤の主応力解析結果を図-3.3.23に示す。この図より、ジオ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おり、非常に重要な点であろう。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 $40 \sim 60 \text{ cm}$ 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続点である。このことは、実測による下層グリッドにはすべ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、解析結果と符合する。

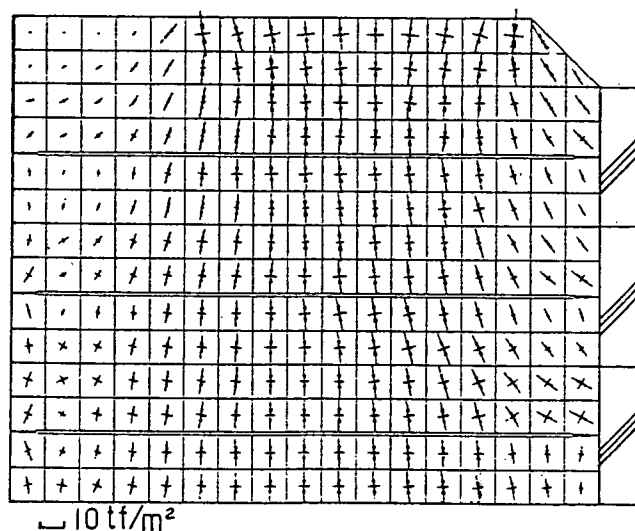


図-3.3.23 主応力図 (載荷重 $P = 16 \text{ tf}$)

c) ジオグリッドのひずみ分布

図-3. 3. 24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対し、解析値は40cm程度でピークを生じている。

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程度の値となっている。これは、実測値が上層グリッドに比べて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ほぼ等しいひずみ分布形状である。

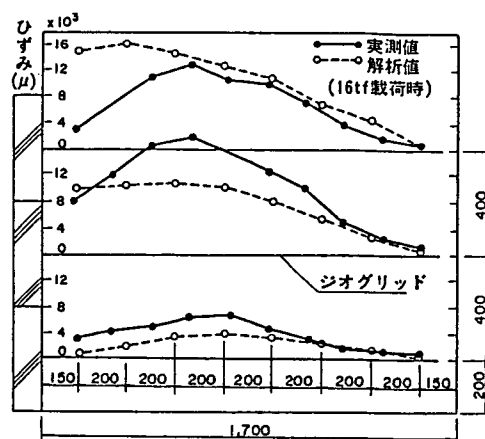


図-3. 3. 24 ジオグリッドのひずみ分布

(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実験を行った結果、以下のことがわかった。

- ① 室内載荷実験において、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 ジオ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 地盤とジオグリッドの力の伝達機構を、引抜き試験から得られた引抜きせん断強度と引抜きせん断剛性で表わしたFEMの解析と実測結果を比較した結果、次の事がわかった。
 - ・地盤の変形と擁壁パネルの変形形状及び変位量は、FEMの解析結果、実測結果ともほぼ一致した。
 - ・FEM結果の地盤内主応力から、潜在すべり線はジオグリッド面に沿って生じ易いことが判明した。これは実測において、下層グリッドにひずみピークが見られないことと符合した。
 - ・ジオグリッドの応力及びその分布は、両者ともよく一致している。

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が有効であろう。

3.4 引抜き試験の特徴及び今後の課題

引抜き試験の特徴として次の項目が挙げられる。

長所として、

- ① 試験装置の取扱いは、一軸圧縮試験と同程度であり、比較的容易である。
- ② ジオテキスタイルの定着長がダイレクトにイメージでき、極限つり合い法における引抜き抵抗算定用の物性値が得られる。
- ③ FEMの解析用物性値の一つである地盤とジオテキスタイルの力の伝達機構が、引抜きせん断強さ、及び引抜きせん断剛性として表される。

短所として、

- ① 現在、引抜き試験機は各機関で数多く保有されているが、試験機自体の形状はもちろん、試験方法について統一された規格がない。この結果各機関で行われた引抜き試験結果に汎用性がない。
- ② このうち試験方法については、
 - a. 土槽内の土圧分布を考慮して試験片の配置を決める必要がある。
 - b. 引抜きせん断応力試験片の幅や面積、ジオテキスタイルの形状の影響を受ける。
 - c. 引抜き速度によって引抜きせん断力の発現過程にバラツキが見られる。などが判明しこれらの点は、今後の引抜き試験の試験法を確立する上で特に共通の仕様を設定する必要がある。

今回の引抜き試験機を用いた一連の研究より、試験法、解析法について今後取組まなければならない課題として、以下の項目が挙げられる。

- ① 引抜き試験を用いて、ジオグリッドを補強盛土工法の工学的性質について、土の要因の面から研究してきたが、そのほかにもジオグリッドの形状や性質、設置角度や敷設ピッチについても考慮されなければならない。
- ② 補強盛土工法における引抜き試験は一部の物性を得るための試験法であり、設計に際してはすべり線がジオグリッドを横切るせん断領域での試験（例えば三軸圧縮試験）や、主働領域の土塊がジオテキスタイル上をすべる領域での試験（例えば一面せん断試験）が必要と思われ、補強土工法における各試験法の位置付けを明確にする必要がある。
- 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。
- ④ 極限つり合い法は、簡単な方法ではあるが、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。これに対し、今回試みたジョイント要素を考慮したFEMは補強土及びジオグリッドの挙動や変形に対し、かなりの精度で推定できる。

近年は、コンピュータの発達により、かなり手軽にFEMの計算ができるようになっており両者により安定解析が行われる方向に進むのが望ましい。

3.5 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とりあげその影響を調べ、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。

参考文献

- 1) 建設省共同研究；昭和60年度 ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する
報告書 PP.92 ～103 昭和61年 6月
- 2) 林、山内、落合、孫；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 May, 1985
- 3) 建設省共同研究；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
報告書 PP.21 ～37 昭和62年10月
- 4) 浜中、阿部、吉岡；引抜き試験機によるジオテキスタイルの定着長に関する考察
第22回土質工学研究発表会, 1987
- 5) 土質工学会；補強土工法 PP.235～257
- 6) 浜中、阿部、玉井、吉岡；第17回日本道路会議論文集 PP.10 ～12, 1987
- 7) 浜中、玉井、吉岡；補強盛土におけるジオグリッドの引抜きせん断特性
第23回土質工学研究発表会, 1988
- 8) 建設省共同研究；昭和62年度 ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する
報告書 昭和63年

4. 一面せん断試験

4.1 概要

土とジオテキスタイル相互の基本的特性のひとつとして、土とジオテキスタイルとの接触面での摩擦特性がある。大型一面せん断試験は、この摩擦特性を解明するために、ジオテキスタイルを塩ビ製の円盤に張り付けて下側のせん断箱に入れ、ジオテキスタイルの上面がせん断面に一致するように調整して直接せん断するものである。

4.2 目的

ジオテキスタイルの一面せん断試験は、土とジオテキスタイルの接触面での摩擦特性を把握することにある。試験は、ジオテキスタイルの種類、土の種類および土の含水量による摩擦特性の差異をみるとともに、土だけの場合と比較検討を行って、土とジオテキスタイルの摩擦特性を解明することを目的としている。

4.3 試験の概要

試験装置は、図-4.1 に示す改良型一面せん断試験機の大型のもので、供試体の寸法は、直径200mm、厚さ50mmである。せん断箱は、下側の固定箱、上側の移動箱に分かれている。供試体は、まず接着剤でジオテキスタイルを張り付けた直径200mm、厚さ2mmの塩ビ製の円盤を下箱に入れ、垂直荷重レバー平衡ハンドルによってネットの上面がせん断面に位置するように調整した上で、土試料を5層に分けて入れ、乾燥密度が一定になるように突固めて供試体を作成した(図-4.2 参照)。

供試体に用いた砂試料は、豊浦標準砂および茨城県江戸崎産のシルト質砂である。その粒径分布を図-4.3 に示す。標準砂は、間隙比が $e=0.73$ 程度とかなり密詰め状態になるよう締固めた。また、シルト質砂は、乾燥密度が $\rho_{d0}=1.6 \sim 1.7 \text{ g/cm}^3$ 程度と、JIS A1211の1.1のa法による最大乾燥密度近くになるように突固めて供試体を作成した。

試験に使用したジオテキスタイルは、表-4.1に示す未延伸のプラスチックネット(以下ネットと呼ぶ)、およびスパンボンド製法による長繊維不織布(以下不織布と呼ぶ)、超軟質塩化ビニール製のジオメンブレン(以下メンブレンと呼ぶ)で

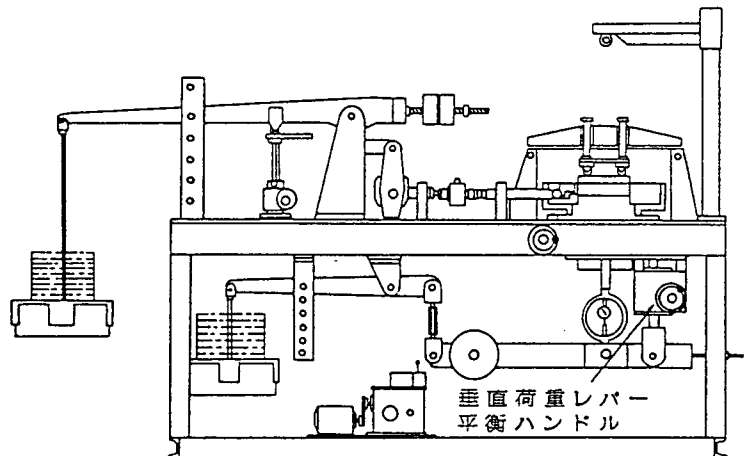


図-4.1 大型一面せん断試験機

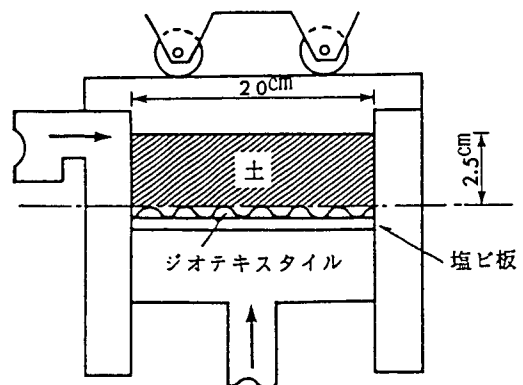


図-4.2 供試体の作成

ある。

せん断条件としては、一定荷重で圧縮し、垂直変位が落ち着いた状態でせん断を行なう定圧せん断、およびせん断中の垂直応力を制御し、供試体の体積変化を生じさせない等体積せん断の2種類とした。なお、せん断速度は1mm/minとし、せん断変位が20mmに達するまで試験をつづけた。

本報告では、試験の結果から、せん断条件の違いや土質およびその含水状態の違いによるジオテキスタイルのせん断特性に関して考察を加えた。

4.4 試験結果および考察

4.4.1 ジオテキスタイルと砂との定圧せん断試験結果

定圧一面せん断試験の結果から、乾燥状態の標準砂のみ、およびネット、不織布と標準砂とのせん断特性を求めたものを、図-4.4に示す。これから、ジオテキスタイルと砂とのせん断特性に関して、以下のことが指摘できる¹⁾。

まず、砂のみおよびネットと砂とのせん断試験の結果では、両者の最大せん断応力はほぼ同じであるが、不織布と砂とのせん断試験では、やや小さい値を示している。しかし、ダイレイタンシーによるエネルギー補正を行うと、そのせん断抵抗角は、砂のみの場合で40.0°、ネット、不織布の場合で39.5°とほぼ同じとなる。

さらに、ネットではピーク時の水平変位が約1.5mmと他に比べて半分程度に小さく、せん断初期における剛性が非常に高くなっている。また、せん断開始後すぐにダイレイタンシーが正になり、その後の体積膨張も砂のみに比べて極めて大きい。このことは、ネットと砂との接触面におけるせん断力の影響が、単にその接触面だけでなく、供試体の土のかなりの部分に及んでいるためと考えられる。いわば一体化の効果が現れているものと言えよう。

同じ補強材である不織布は、これに対して、ピーク時の水平変位

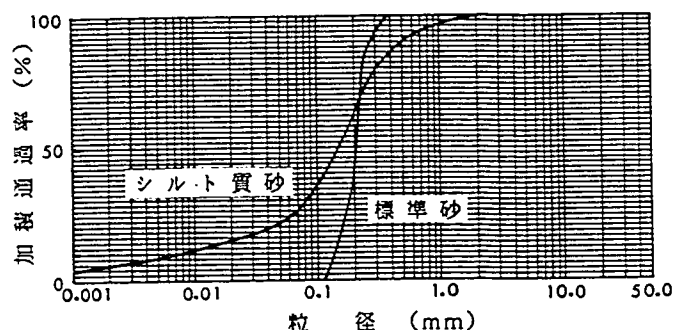


図-4.3 使用した土試料の粒径加積曲線

表-4.1 使用したジオテキスタイル

種類	素 材	厚さ(mm)	降伏点強度 (kgf/cm ²)		伸び率(%)	
			たて	よこ	たて	よこ
ネット	ポリエチレン	—	10.0		150	
不織布	ポリエステル	1.0	8.0	7.0	40	45
メンブレン	塩化ビニール	1.0	15.5		450	

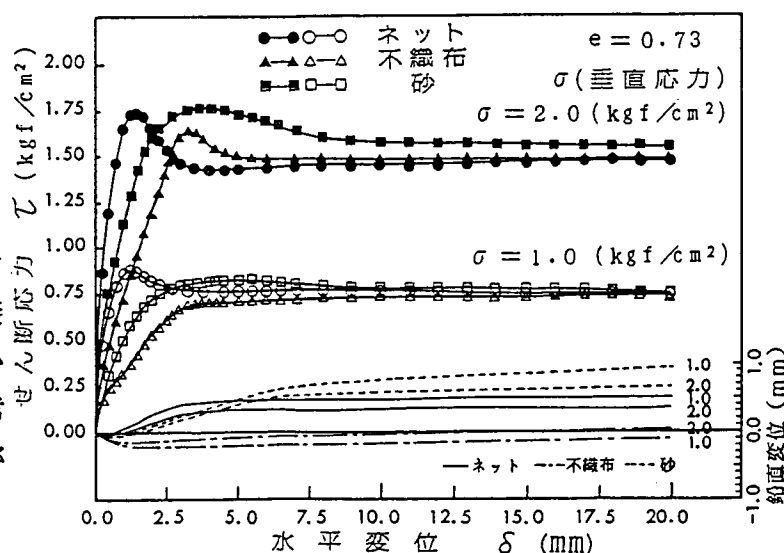


図-4.4 ジオテキスタイルと砂との定圧せん断試験結果

が砂に比べても大きく、また、ダイレイタンシーも小さい。不織布自体にも圧縮、せん断変形が生じ、それが試験結果に現れたものではないかと考えられる。

4.4.2 ジオテキスタイルと砂との等体積せん断試験結果

(1) ネットと砂の場合

まず、標準砂のみの等体積せん断試験における垂直応力 σ ～せん断応力 τ の関係を図-4.5に示す。図中には、定圧せん断試験から求めた乾燥砂の σ ～ τ 関係（ダイレイタンシー補正による）を併記した。等体積せん断によるせん断抵抗角 ϕ' は、乾燥砂、湿潤砂共に約 39° で、定圧せん断の結果に比べて、やや小さいもののほぼ同等の値を示しているとみて良い。

これに対し、ネットと砂との等体積せん断の結果では、図-4.6に示すように、乾燥砂、湿潤砂ともに、応力のベクトルカーブは砂のみの等体積せん断による σ ～ τ の関係とほぼ一致しており、また、定圧せん断の結果でも、前述のようにダイレイタンシー補正後の値ではほとんど差がない。したがって、今回の一面せん断試験の結果からすると、ネットと砂とのせん断抵抗角は、含水状態にあまり影響を受けず、砂のせん断抵抗角とほぼ等しいとみなすことができる。また、その応力-ひずみ曲線は、図-4.7のように定圧せん断の場合と同様に、せん断開始後すぐにダイレイタンシー特性が著しく増加する傾向を示している。

(2) 不織布と砂の場合

不織布と砂とのせん断試験結果においても、図-4.8に示すように、ネットの場合と同様に砂の乾燥と湿潤

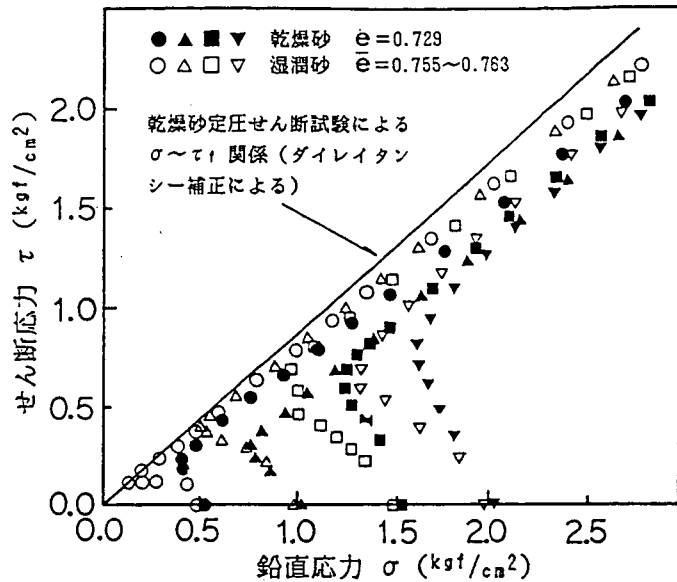


図-4.5 砂の等体積せん断試験結果

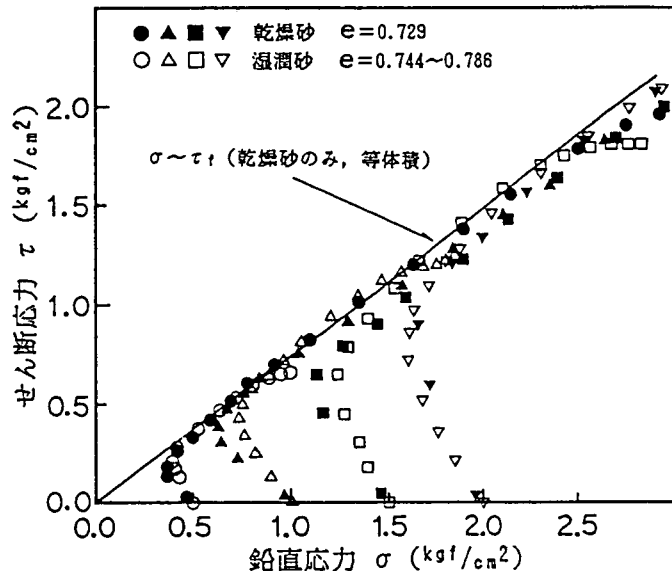


図-4.6 ネットと砂との等体積せん断試験結果

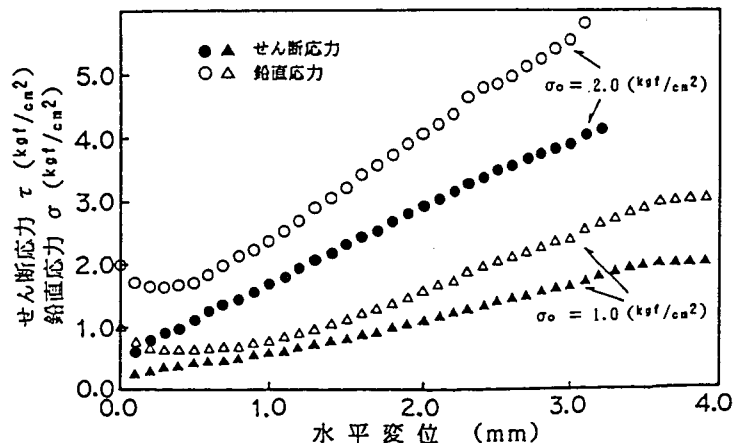


図-4.7 ネットと乾燥砂との等体積せん断試験結果

の影響はあまりなく、両者の応力のベクトルカーブはほぼ一致している。また、図中に併記した砂のみの等体積せん断試験結果の $\sigma \sim \tau$ の関係ともよく一致しており、さらに、定圧せん断のダイレイタンスー補正後の結果でもほとんど差がない。したがって、不織布と砂とのせん断の場合も、砂のせん断抵抗角とほぼ同じとみなして良いといえる。

(3) メンブレンと砂の場合

図-4.9は、メンブレンと砂とのせん断試験における $\sigma \sim \tau$ の関係を示したものである。図-4.9の結果から、前述のネットおよび不織布の場合と異なり、砂の含水比がせん断抵抗の減少に大きく影響することが認められる。すなわち、乾燥砂の場合、図からわかるようにほぼ砂のみの場合のせん断抵抗角に等しいが、湿潤砂ではせん断抵抗角が、その8割程度に低下している。

4.4.3 ジオテキスタイルとシルト質砂との等体積せん断試験結果

湿潤状態にあるシルト質砂とネット、不織布およびメンブレンとの等体積せん断試験結果を図-4.10~12に示す。図中に併記した $\sigma \sim \tau$ 関係の直線は、シルト質砂のみのせん断試験結果である。

まず、ネットとシルト質砂のせん断試験では、応力のベクトルカーブがシルト質砂のみの $\sigma \sim \tau$ の関係よりも大きく出しており、せん断抵抗がやや増大する傾向にある。

これに対して、メンブレンとシルト質砂の場合には、標準砂の場合と同様に、せん断抵抗角がシルト質砂のみに比べてかなり低下している。ただし、標準砂の場合と比べ、その低下の度合いがさらに大きく、シルト質砂のみのせん断抵抗角の6割程度の値となっている。このように、メンブレンの場合は、土の種類によっても、また、その含水比の違いによっても、せん断抵抗角がかなり異なってくる。

一方、シルト質砂を用いた一連のせん断試験における見掛けの粘着力に着目すると、シルト質砂のみの場合と比較して、ネット、不織布、メンブレンの3種類のジオテキスタイルを用いた何れの場合とも、見掛けの粘着力がほとんど同じ値を示すことが認められた。

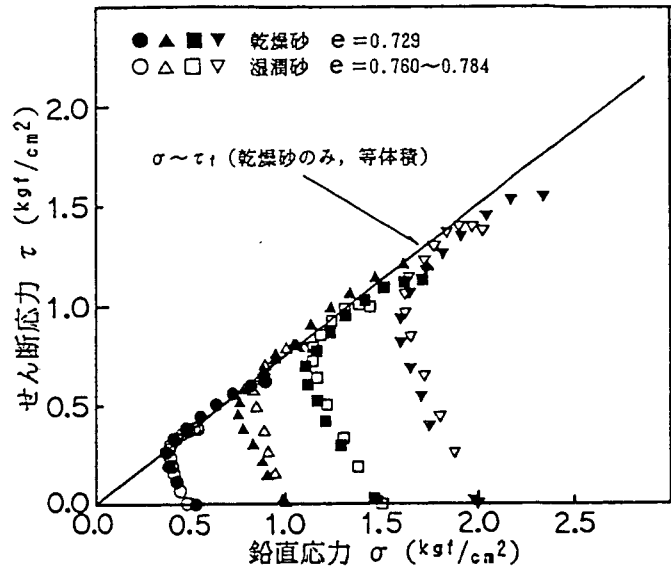


図-4.8 不織布と砂との等体積せん断試験結果

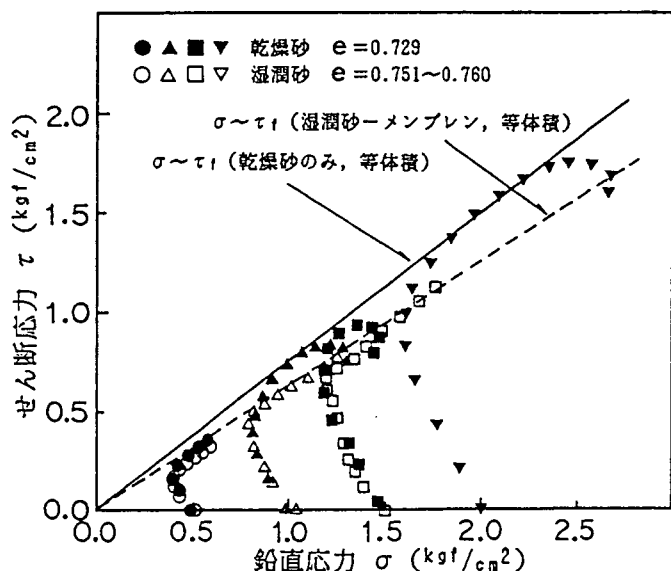


図-4.9 メンブレンと砂との等体積せん断試験結果

4.4.4 ジオテキスタイルと土とのせん断特性に関する考察

3種類のジオテキスタイルにおけるジオテキスタイルと密詰めの状態の土とのせん断特性について、今回の一面せん断試験によって得られた結果を整理すると、次のようにまとめることができる。

まず、ネット系、不織布系ともに、ジオテキスタイルと土とのせん断抵抗強さは、土のせん断抵抗強さと同程度のものを見込める。これは、乾燥砂に限らず、かなり含水比が高い状態でも、また、粘着性のあるいわゆるc, ϕ 材料の場合も同様である。ただし、ネットではシルト質砂の結果がやや大きめに出現しており、設計上は、多少とも安全側の値を見込むことになる。また、ジオテキスタイルと粘着性のある土とのせん断における見掛けの粘着力についても、土のそれとほぼ同等である。

以上のことは、ジオテキスタイルの定着長の算定において、ジオテキスタイルと土との摩擦係数を土の内部摩擦角に対して何割かの低減を見込んだ値とする場合の、低減係数 α の値が、せん断抵抗角 ϕ には関係がないことを示している。現状では、この α として0.8~0.9の値が提案されており、また、引抜き試験結果よりこの値を算定して、密度や上載圧に応じて0.4程度から、2.0以上もの幅を持つとする報告もある²⁾。もちろん、 α の値は、ジオテキスタイルの引抜きに伴うジオテキスタイル自体の伸びの影響や、周囲の土中の応力の変化の影響などを考慮した上で、定めるべきものであり、また、引抜き試験の結果では、土の密度が低く、しかも上載圧が小さい場合に、特に α が小さくなることが示されている。しかし、今回の一面せん断試験の結果から考えて、密な状態の土では、ジオテキスタイルと土とのせん断抵抗角は上載圧に依存せず、値も土の内部摩擦角に等しいとして取り扱うことができる。さらに、粘着性のある土の場合にも、ジオテキスタイルと土との間の見掛けの粘着力は土のみの粘着力にほぼ等しいとみなすことができよう。

この他、ネットと土との間のせん断においては、ダイレイタンス特性から考えて、一体化

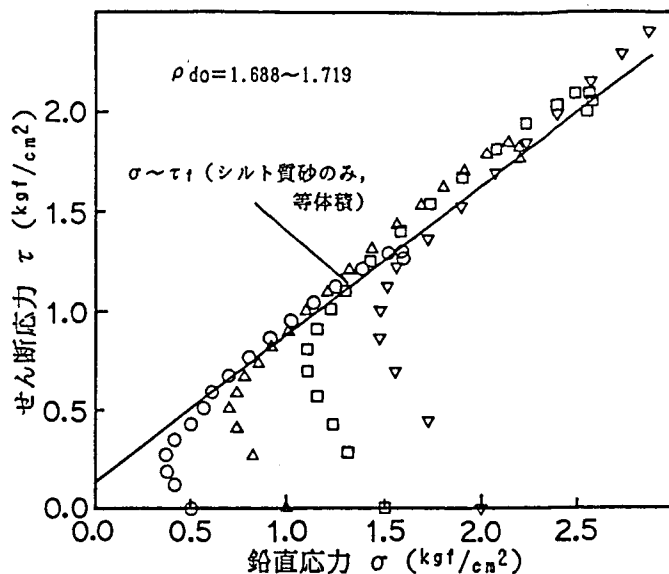


図-4.10 ネットとシルト質砂との等体積せん断試験結果

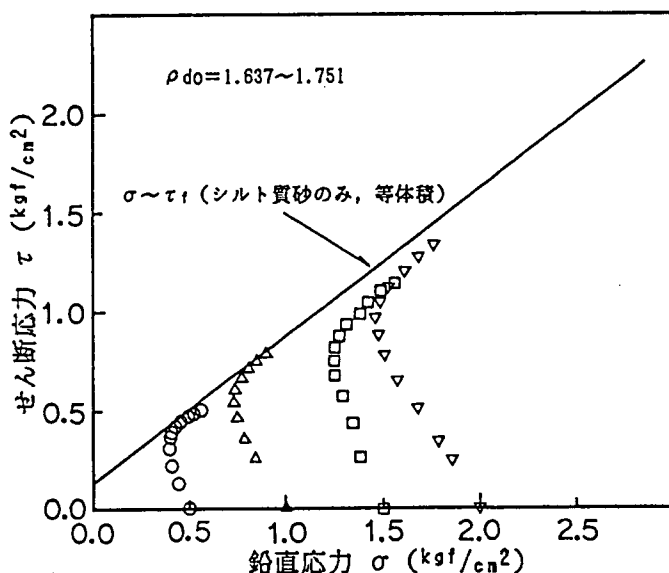


図-4.11 不織布とシルト質砂との等体積せん断試験結果

の効果も現れているとみることができ
る。

一方、メンブレンに関しては、乾燥状態の土とのせん断では、土のみのせん断の場合と同等のせん断抵抗を発揮するものの、湿潤状態の土とでは極端にせん断抵抗が減少することがわかった。今回は、含水状態の変化との関係を見るところまでの検討は行っていないが、密な砂あるいは砂質土であっても、せん断抵抗角が、標準砂の場合で8割、シルト質砂では6割程度と大幅に低下している。以上より、メンブレンの場合、しゃ水材として用いられるものであり、周囲の土が湿潤な状態に置かれることが多いと考え

られることから、現地で条件に応じた試験を行い、その結果を設計に生かすべきであると考えられる。なお、このメンブレンの場合でも、他のネット、不織布の場合と同様、見掛けの粘着力は土の粘着力に等しい結果が得られている。

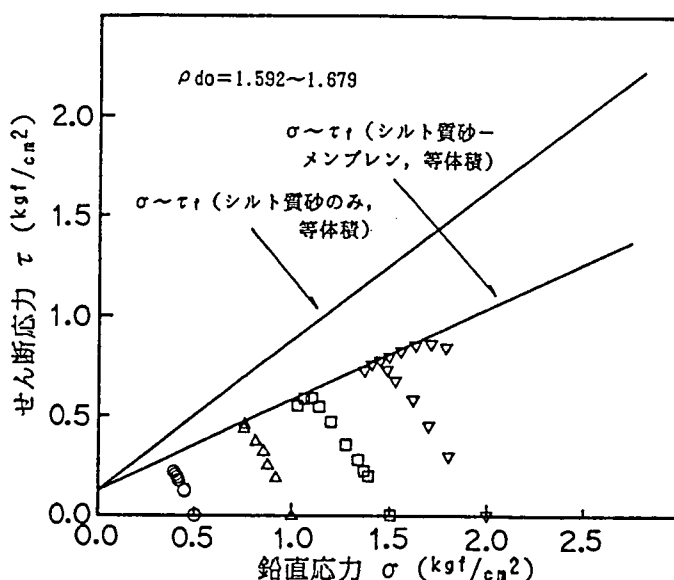


図-4.12 メンブレンとシルト質砂との等体積せん断試験結果

4.5 まとめ

今回の密詰め状態の土とジオテキスタイルの一面せん断試験の結果から、次のような事が指摘される。

- (1) ネットおよび不織布の場合、一面せん断試験によって求めた土とジオテキスタイルとの接触面でのせん断抵抗強さは、土のせん断抵抗強さと同程度が見込まれる。これは、土の種類や含水状態の違いによらない。
- (2) せん断方法の違い（定圧せん断、等体積せん断）も、ダイレイタンスー補正を行えば、結果に大きな違いは現れない。
- (3) ジオメンブレンの場合は、土が湿潤状態にあると、土とジオメンブレンのせん断抵抗角 ϕ は、土が乾燥状態にあるときと較べて大きく低下する。
- (4) ダイレイタンスーの影響によって、せん断初期での土とジオテキスタイルとの複合体としてのせん断剛性が異なる。すなわち、ネットの場合は不織布の場合よりも土へのダイレイタンスーの影響が大きく、不織布に較べて、初期せん断剛性が大きくなっている。

今後の課題としては、今回の対象が密詰め状態の土であったことから、緩詰め土では土とジオテキスタイルのせん断抵抗がかなり小さくなるとの引抜き試験の指摘もあり、緩詰め土の試験も行い引抜き試験との比較が必要である。

参考文献

- 1) 久楽勝行他：プラスチックネットと砂の摩擦抵抗について、第41回土木学会年次学術講演会、pp.885-886、1986
- 2) 青山憲明他：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、pp.1759-1760、1987

5. 三軸圧縮試験

5. 1 概 要

盛土内にジオテキスタイルを水平に敷設した場合の補強メカニズムは、ジオテキスタイルが引張り補強材として機能するという考え方が主流である。すなわち、土がせん断破壊する際に土には伸びひずみが生じる。ジオテキスタイルを盛土内に水平に敷設するとこの伸びひずみの発生がジオテキスタイルの伸び抵抗によって抑えられることとなる。ネットやグリッドなど格子状のものでは、その空隙内に土が入りこみ、土の変形を拘束するというインターロッキング効果により土のひずみはかなり拘束されることとなる。また不織布ではポアソン比がほぼゼロのため、伸び抵抗が期待でき、土のひずみは拘束されるものと考えられる。この現象により土の最小主応力が増加し、結局せん断抵抗が増加し、盛土が安定化することとなる。

これをわかりやすく説明するために、図-5.1に示すように水平にジオテキスタイルを敷設した三軸供試体を軸方向に圧縮する場合を考えることとする。ただし、ジオテキスタイルと土との境界面でのすべりは無視し、供試体は一樣なひずみ状態にあるものと仮定する。無補強の場合、軸圧縮方向 σ_{10} 、水平方向の伸びひずみ ϵ_{30} で破壊することとする。同一応力下ではジオテキスタイルのみでは ϵ_{30R} 、補強土体としては ϵ_{30SR} の伸びを生じることとなる。するとジオテキスタイルは $\epsilon_{30SR} - \epsilon_{30R}$ だけ横方向に余分に伸びたこととなる。ジオテキスタイルに働く鉛直応力が同じで、横方向にさらに伸びるためには、ジオテキスタイルに横方向の引張り力が働いている必要がある。この引張り力は土とジオテキスタイルの剛性の違いにより生じるものである。一方、土の横方向のひずみは $\epsilon_{30} - \epsilon_{30SR}$ 減少したこととなる。これはジオテキスタイルと土との伸び剛性の違いにより、土のひずみが拘束されたためであり、土には拘束応力が付加されたと考えることができる。したがって、土の内部摩擦角が変わらなくても、拘束応力が増加したのと同様の効果が得られ、見掛けの粘着力が生じて、補強土全体の強度が増加することとなる。

以上説明した補強メカニズムは、かなりの仮定が含まれているため、实际的であるとはいえない。しかし、この考え方はジオテキスタイルによる盛土補強構造物の設計法を確立していくうえで、基本となるものである。そこで、引張り補強材としてのジオテキスタイルの補強効果に着目して、三軸圧縮試験を実施した。

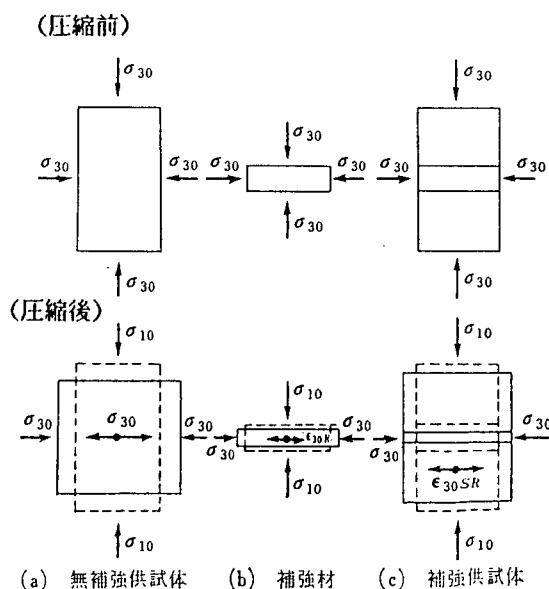


図-5.1 補強メカニズム

5.2 目的

盛土中にジオテキスタイルを水平に敷設すると、ジオテキスタイルは引張り補強材として働く。この補強メカニズム解明のために、三軸圧縮試験、平面ひずみ圧縮試験などが行われてきた。しかし、これらの研究はおもに小型実験で行われており、ポリマーグリッドなど目合の大きいものについては、あまり実施されていない。

そこで今回は、直径36cm、高さ80cmの比較的密な豊浦標準砂供試体に、ジオテキスタイルを中央に一層敷設した大型三軸圧縮試験を実施し、圧縮時にジオテキスタイルに発生するひずみ分布を測定することにより、ジオテキスタイル敷設による補強効果および補強メカニズムについて検討した。

しかし、実構造物では、平面ひずみ状態であるのに比較して、三軸圧縮試験では、三次元に変形する。さらに、実構造物では、ジオテキスタイルにより補強された領域が一体化し、受けた荷重を周辺に広く分散させる効果があるが、三軸供試体ではこの荷重分散効果を再現できない（図-5.2参照）。このため、ここで得られた強度定数をそのままジオテキスタイル補強盛土の強度定数として設計に用いることはできないが、補強土の基本的な応力・変形特性を解明するためには有用である。

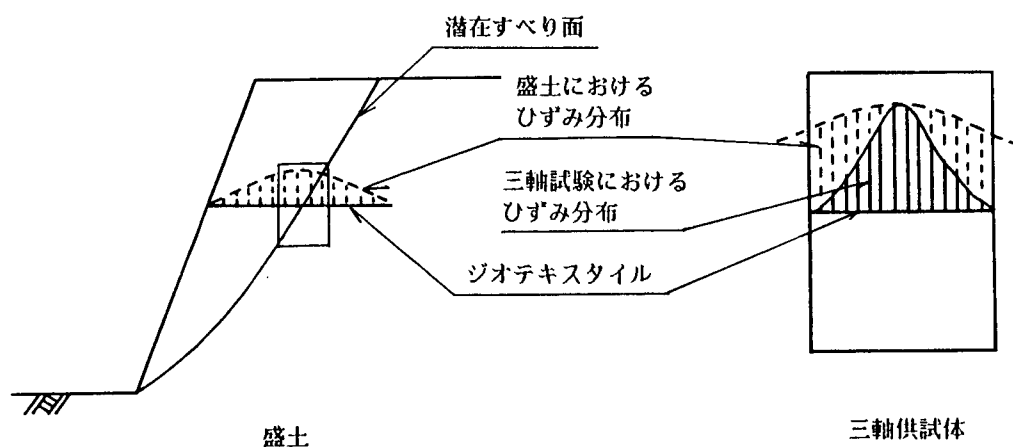


図-5.2 荷重分散効果

5.3 試験概要

試料土は気乾状態の豊浦標準砂 ($G_s=2.64$, $D_{50}=0.16\text{mm}$, $U_c=1.46$, $e_{max}=0.96$, $e_{min}=0.64$) を使用し、落下高さ65cmから一様に自由落下させて、供試体を作成した。この供試体の密度は 1.52g/cm^3 、相対密度 $D_r=70\%$ であった。この供試体を試験機にセットし、バックプレッシャーを 2kgf/cm^2 までかけ等方圧密を行った後、ひずみ速度 $0.175\%/min$ で、軸ひずみ約15%まで圧密排水試験（CD試験）を行った。

試験は、無補強、ポリマーグリッド敷設、プラスチックネット敷設、不織布敷設の4種類について、拘束圧 $0.5, 1.0, 2.0, 3.0\text{kgf/cm}^2$ のもとで行った。ジオテキスタイルは供試体中央に一層敷設した。（よってジオテキスタイル敷設間隔 $\Delta H=80\text{cm}$ 、ジオテキスタイル敷設幅 $\Delta D=$ 最大36cmである。）

表-5.1にジオテキスタイルの物性を、図-5.3にジオテキスタイルの引張り試験結果を示す。ただし、不織布の引張り試験結果は通常行われているストリップ法ではなく、両側をピンで拘束したピン拘束法（図-5.4参照）によった。これは、ストリップ法の場合、引張りに伴い、ジオテキスタイル中央が縮む現象（ネックダウン現象）を生じ、土中における平面ひずみ状態を再現できないためである。また、ポリマーグリッド、プラスチックネットには、圧縮時に生じるひずみを測定するために、ひずみゲージを貼付した。ひずみゲージはジオテキスタイル両面に貼付し、曲げひずみは除去して、引張りひずみのみ測定した。図-5.5にひずみゲージ貼付位置を示す。また、不織布については、ひずみゲージを貼付できないため、2cm間隔でメッシュ状の標識を描き、試験終了後の変形状況のみ測定した。

表-5.1 使用ジオテキスタイルの物性（カタログによる公称値）

種類	厚さ リップ高 (mm)	目 合 (mm)		引張り強度 (kgf/cm ²)		破断伸度 (%)	
		タテ	ヨコ	タテ	ヨコ	タテ	ヨコ
ポリマーグリッド	3.0	29	38	1400	2240	14	13
ネット	3.2	25	25	780	790	400	400
不織布	3.0	—	—	3840		72	

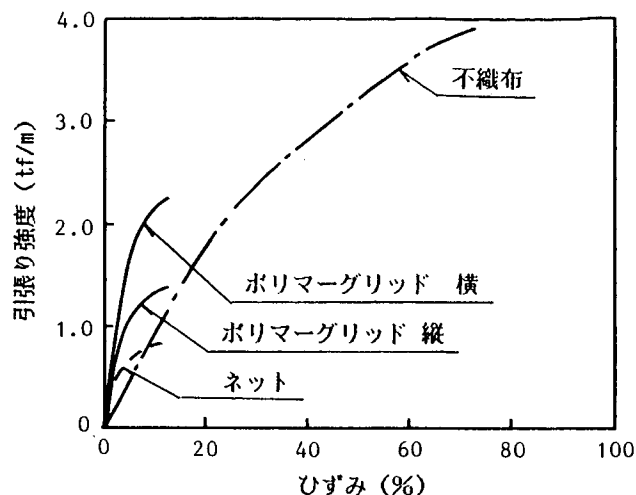


図-5.3 使用ジオテキスタイルの引張り試験結果

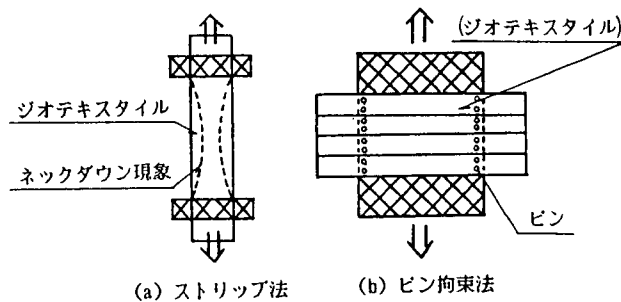


図-5.4 引張り試験模式図

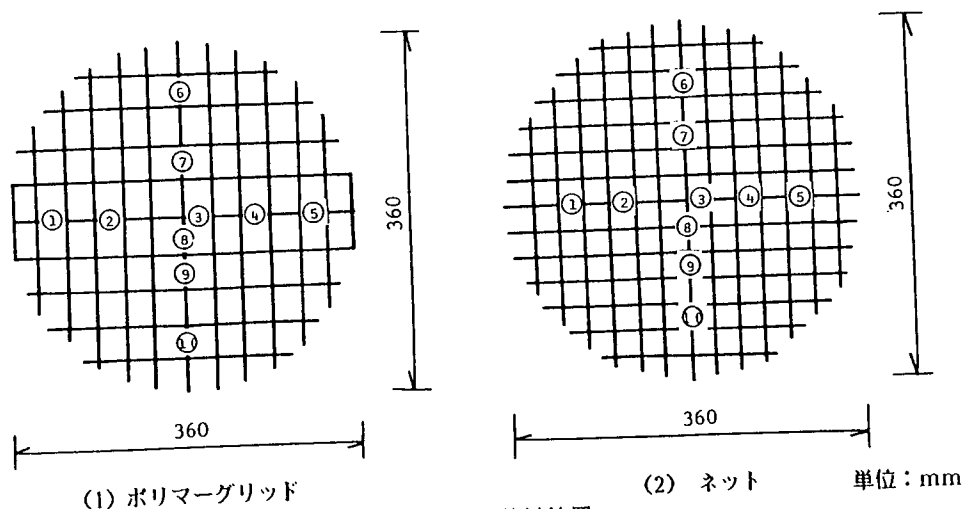


図-5.5 ひずみゲージ貼付位置
(図中番号がゲージ番号を示す。)

5. 4 試験結果

5. 4. 1 応力～ひずみ関係

表5-2に試験結果の一覧表を、図-5.6に拘束圧 2.0kgf/cm^2 の時の軸差応力～軸ひずみ～体積ひずみを示す。なお、破壊モードは、試験終了後のジオテキスタイルから判断した。すなわちジオテキスタイルが破断あるいは極端に伸びていた場合には、ジオテキスタイルの破断により破壊したと考えてせん断破壊とし、ジオテキスタイルが破断しておらず、極端に伸びていない場合には、ジオテキスタイルと砂とのすべりにより破壊したと

考えた。したがって、この破壊モードは必ずしも最大軸差応力が生じた時点での破壊モードを表しているわけではない。

表-5.2より、すべり破壊とせん断破壊の分岐の拘束圧は、ジオテキスタイルの引張り強度と密接な関係を持っており、引張り強度が大きいほど破壊モードがすべりからせん断へ変化する時の拘束圧も大きくなっている。

図-5.6より、拘束圧 2.0kgf/cm^2 では、せん断初期においては、ポリマーグリッドが最も軸差応力が大きく、残留強度については、不

織布が最も大きい。これは、破壊モードに関連しており、せん断破壊となったポリマーグリッド、プラスチックネットの場合には、ジオテキスタイルがせん断された後は、無補強とほぼ同一の軸差応力～軸ひずみの関係を示している。これは、大型三軸圧縮試験における応力～ひずみは、いったんせん断層が形成されると、そのせん断層内での応力～ひずみに支配されるためと思われる。一方、不織布の場合にはすべり破壊であり、最大軸差応力後も残留強度が大きく、ある程度の補強効果を有している。

表-5.2 試験結果一覧表

ケース	ジオテキスタイル	σ_a (kgf/cm^2)	ρ_t (g/cm^3)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ (kgf/cm^2)	破壊モード
1-1	無補強	0.5	1.520	2.128	
2		1.0	—*	(4.133)	
3		2.0	1.520	8.144	
4		3.0	1.529	11.696	
2-1	ポリマーグリッド	0.5	1.520	2.616	すべり
2		1.0	1.523	4.704	すべり
3		2.0	1.525	8.920	せん断
4		3.0	1.524	12.320	せん断
3-1	ネット	0.5	1.521	2.768	すべり
2		1.0	1.525	4.616	せん断
3		2.0	1.526	8.496	せん断
4		3.0	1.526	12.896	せん断
4-1	不織布	0.5	1.515	2.672	すべり
2		1.0	1.524	4.728	すべり
3		2.0	1.516	8.896	すべり
4		3.0	1.516	13.880	せん断

注)*：実施せず。なお、() 内の最大軸差応力は、他の試験結果より ϕ を一定として推定

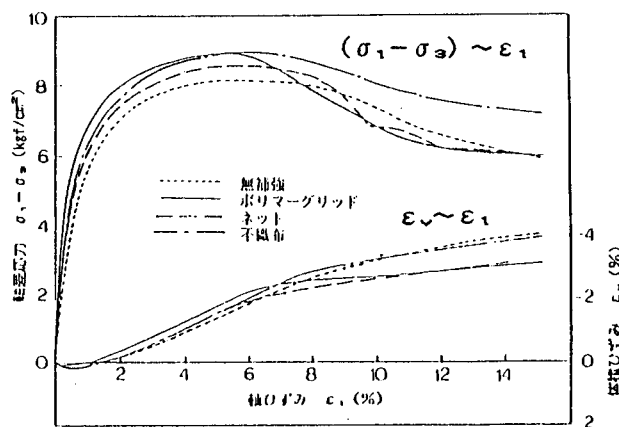


図-5.6 軸差応力～軸ひずみ～体積ひずみ
($\sigma = 2.0\text{kgf/cm}^2$)

5. 4. 2 ジオテキスタイルに生じるひずみ

図-5.7にネット敷設、拘束圧 0.5kgf/cm^2 の場合のネットに生じたひずみと軸ひずみの関係を示す。

図-5.8,5.9に軸ひずみ2%時のポリマーグリッド、ネットに生じたひずみの分布を示す。これより、圧縮中にジオテキスタイルに生じるひずみは、破壊モードに関係なく、中央が最大となる凸型分布を示しており、また、試験終了後に取り出したジオテキスタイルから判断すると、せん断層も中央付近に発生した。

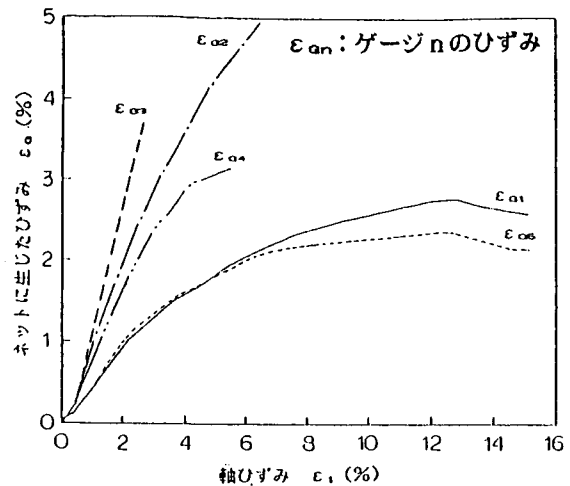


図-5.7 ネットに生じたひずみ～軸ひずみ
($\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$)

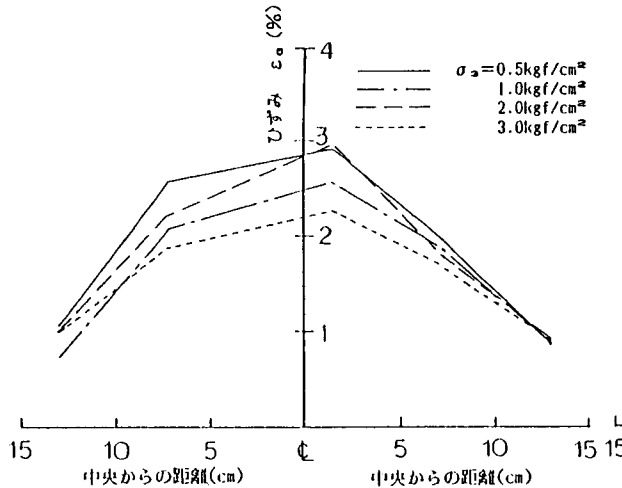


図-5.8 ポリマーグリッドに生じたひずみ分布 (①～⑤)
($\epsilon_1=2\%$)

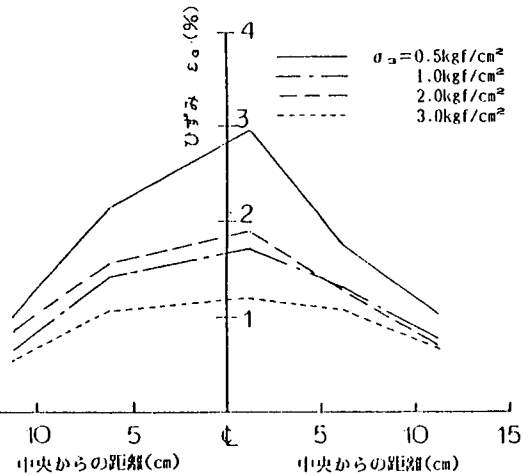


図-5.9 ネットに生じたひずみ分布 (①～⑤)
($\epsilon_1=2\%$)

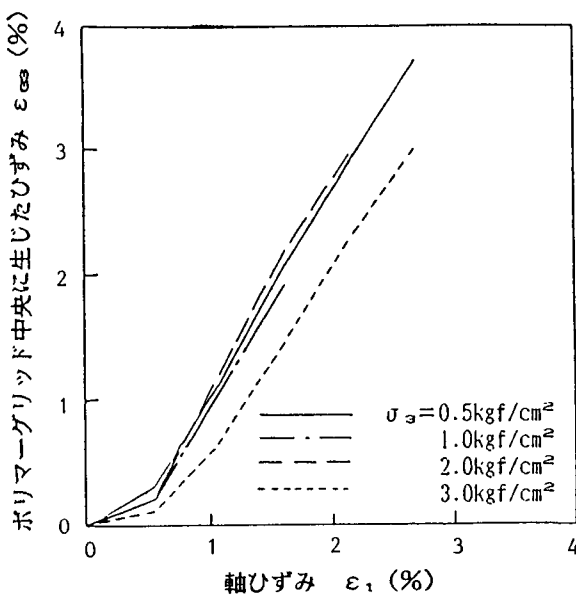


図-5.10 ポリマーグリッド中央に生じたひずみ～軸ひずみ

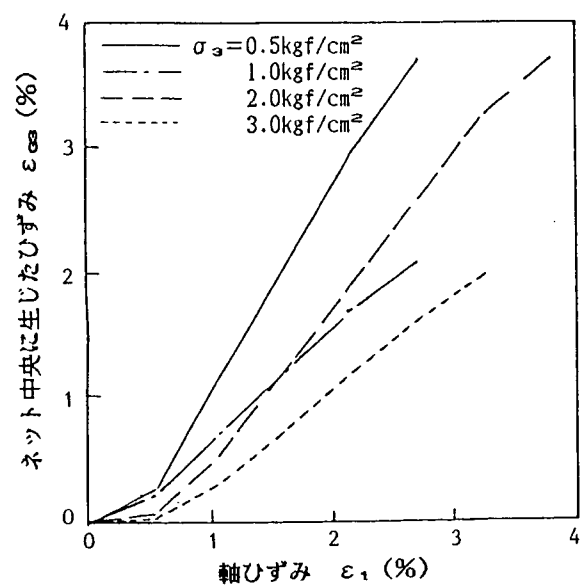


図-5.11 ネット中央に生じたひずみ～軸ひずみ

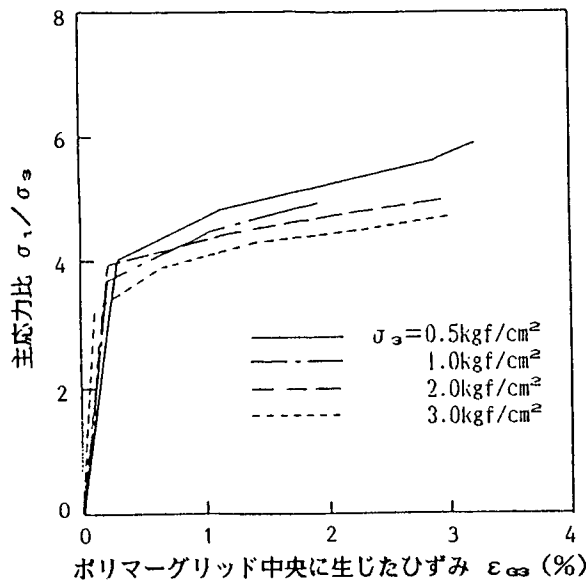


図-5.12 ポリマーグリッド中央に生じたひずみ～主応力比

図-5.10, 5.11 にジオテキスタイル中央に生じたひずみと軸ひずみの関係を、図-5.12, 5.13 にジオテキスタイル中央に生じたひずみと主応力比の関係を示す。

図-5.10, 5.11 より、ポリマーグリッドの場合には、拘束圧によらず、ほぼ同一のひずみが中央に生じているが、ネットの場合には、拘束圧が大きくなるほど中央に生じるひずみは小さくなっている。

図-5.12, 5.13 より、ジオテキスタイル中央に生じるひずみは、拘束圧によらず、主応力比とほぼ一定の関係を有している。

図-5.14 に試験終了後に測定した不織布のひずみ分布を示す。不織布においても中央が最大となる凸型分布を示し、拘束圧が高くなるに従い、ひずみも大きくなっており、拘束圧 3.0 kgf/cm^2 では破断した。

5.5 考察

5.5.1 補強効果

補強効果を考えるに当たり、最大軸差応力に注目することとする。図-5.15 に拘束圧～最大軸差応力を示す。これより、拘束圧が小さいときにはジオテキスタイルの種類による差はほとんどなく、拘束圧

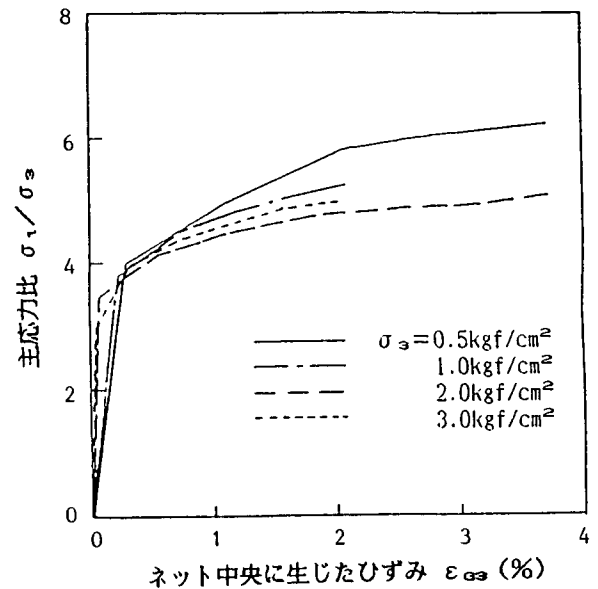


図-5.13 ネット中央に生じたひずみ～主応力比

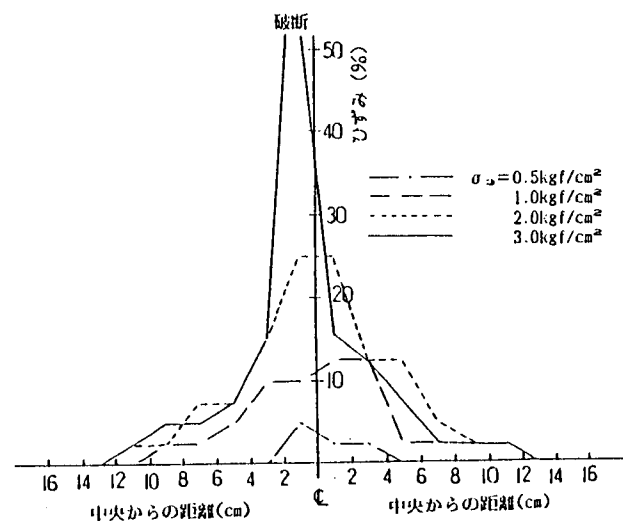


図-5.14 不織布に生じたひずみ

が大きくなるに従い若干差が出てくる。ただし今回の実験では、拘束圧による破壊モードの相違は認められたものの、最大軸差応力と拘束圧の関係ではその相違は明確には表れなかった。これは、今回の実験が敷設間隔に比べて敷設幅を小さくとったためである。図-5.16に最大主応力の増分（最大軸差応力の増分と同等）と拘束圧の関係、図-5.17に補強率 R （無補強に対する最大主応力の増加率）と拘束圧の関係を示す。

図-5.16, 5.17より、拘束圧 1.0kgf/cm^2 までは、最大主応力の増分と補強効果は、ジオテキスタイルによる差はほとんどないが、拘束圧 2.0kgf/cm^2 でネットのみ小さくなり、拘束圧 3.0kgf/cm^2 では、ポリマーグリッドのみ小さくなっている。これは、ネット、不織布の場合には、縦方向、横方向の強度特性がほぼ同一であるのに対し、ポリマーグリッドの場合には、横方向の方が縦方向に比べて約2倍の強度を有しており、一様に横方向のひずみが発生しなかったためと思われる。また、ネットで拘束圧を 3.0kgf/cm^2 にした場合に、補強効果が急激に増加したのは、せん断面が、二方向に現われたためである（試験終了後のネットより判断）。

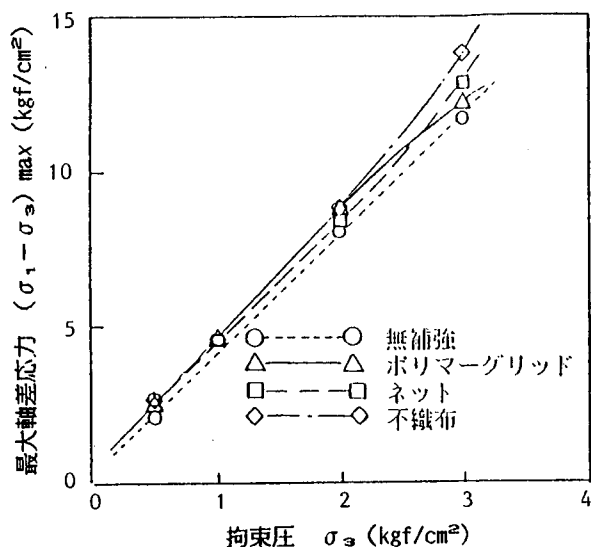


図-5.15 拘束圧～最大軸差応力

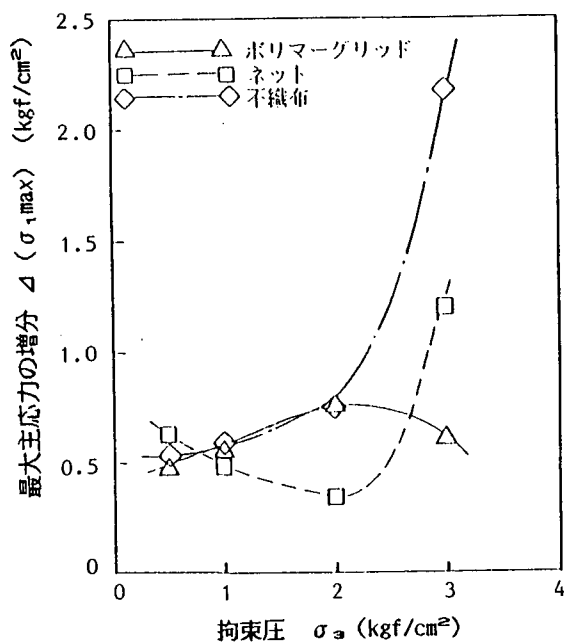


図-5.16 拘束圧～最大主応力の増分

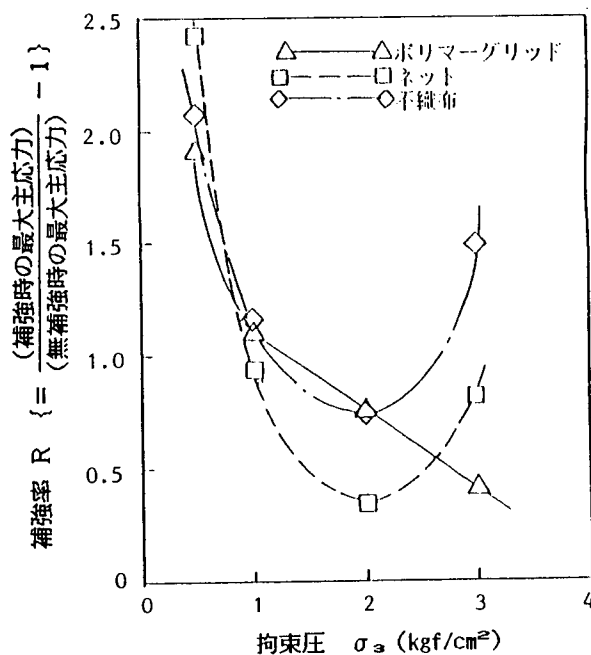


図-5.17 拘束圧～補強効果（最大主応力の増加率）

5. 5. 2 ジオテキスタイルが応力～ひずみに与える影響

ジオテキスタイルを敷設した供試体を圧縮すると、ジオテキスタイルに引張り力 T が生じ、その引張り力により供試体に見掛けの拘束圧 $\Delta\sigma_3$ が働き、主応力が $\Delta\sigma_1$ 増加すると考えることができる。この時、ジオテキスタイルに生じる引張り力 T には最大値、すなわちジオテキスタイルの引張り強度 R_t が存在するので、 $\Delta\sigma_3$ 、 $\Delta\sigma_1$ にも上限値が存在する。したがって、ジオテキスタイルの破断により破壊が起こる場合、供試体内部でのひずみの不均一性を無視すると、 $(\Delta\sigma_3)_{\max}$ 、 $(\Delta\sigma_1)_{\max}$ は以下のように表すことができる。

$$(\Delta\sigma_3)_{\max} = \frac{R_t}{\Delta H} \quad \dots\dots(5.1)$$

$$(\Delta\sigma_1)_{\max} = \frac{R_t \cdot K_p}{\Delta H} \quad \dots\dots(5.2)$$

ここで、 R_t ：ジオテキスタイルの引張り強度

ΔH ：ジオテキスタイルの敷設間隔

K_p ： $(1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$

ϕ ：試料土の内部摩擦角

今回の実験では、無補強で行った試験より、 $K_p=5.0$ を得た。この結果を式(5.2)に代入し、各ジオテキスタイルの $(\Delta\sigma_1)_{\max}$ を求めると、以下ようになる。ただし、ジオテキスタイルの引張り強度は弱い方向の値を用いた。

ポリマーグリッドの場合： $(\Delta\sigma_1)_{\max}=0.875\text{kgf/cm}^2$

ネットの場合： $(\Delta\sigma_1)_{\max}=0.488\text{kgf/cm}^2$

不織布の場合： $(\Delta\sigma_1)_{\max}=2.400\text{kgf/cm}^2$

この値と実測値を比較すると、せん断破壊となったケースについては、ほぼこの値と同じであると言える。

次に、上記と同様の考えを、任意の軸ひずみについて考えることとする。このとき、任意の軸ひずみ ε_1 時（この時の横方向のひずみを $\varepsilon_{3\text{mob.}}$ とする）に発揮される $(\Delta\sigma_1)_{\text{mob.}}$ は、以下のように表すことができる。

$$(\Delta\sigma_1)_{\text{mob.}} = \frac{J}{\Delta H} \cdot \varepsilon_{3\text{mob.}} \cdot (K_p)_{\text{mob.}} \quad \dots\dots(5.3)$$

ここで、 J ：ジオテキスタイルの単位幅当りの伸び剛性

式(5.3)において、 $\varepsilon_{3\text{mob.}}$ 、 $(K_p)_{\text{mob.}}$ について、無補強の場合の値を代入することにより（実際には、 $\varepsilon_{3\text{mob.}}$ は無補強の場合より小さくなるが、図-6.2より、体積ひずみが補強と無補強で大差ないことから、無補強の場合の値を用いることとした。）、各ジオテキスタイルに対する $(\Delta\sigma_1)_{\text{mob.}}$ が求まる。図-5.18～5.20に拘束圧 2.0kgf/cm^2 の場合の各ジオテキスタイルに対する実測値と計測値との比較を示す。なお、 J は図-5.3よりもとめた割線係数とした。

これより、いずれのジオテキスタイルの場合も、圧縮初期において計算値よりも大きな $(\Delta\sigma_1)_{mob.}$ が発揮されている。

また、式(5.3)によると、 $(\Delta\sigma_1)_{mob.}$ はジオテキスタイルの伸び剛性の関数であるが、試験結果では、この傾向は明確には表れなかった。これは、今回の試験における(ジオテキスタイル敷設幅)/(ジオテキスタイル敷設間隔)($=\Delta D/\Delta H$)が0.45と小さかったため、ジオテキスタイル敷設による強度増加に比較して、供試体の作成誤差および供試体の異方性に伴う試験誤差がかなりのウェイトを占めたためと思われる。

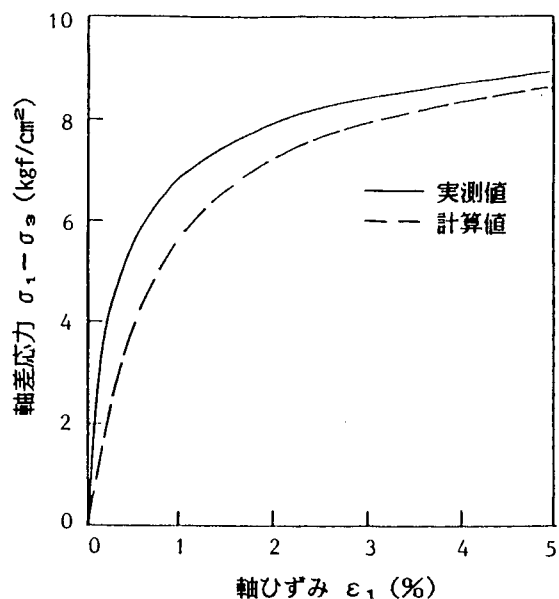


図-5.18 軸差応力～軸ひずみ (ポリマーグリッド)

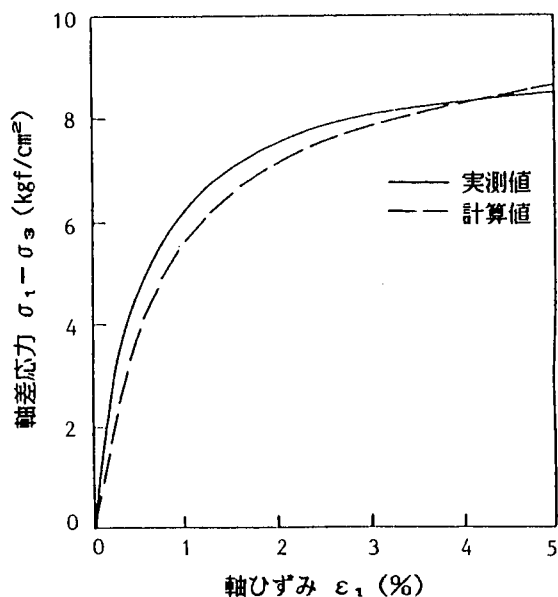


図-5.19 軸差応力～軸ひずみ (ネット)

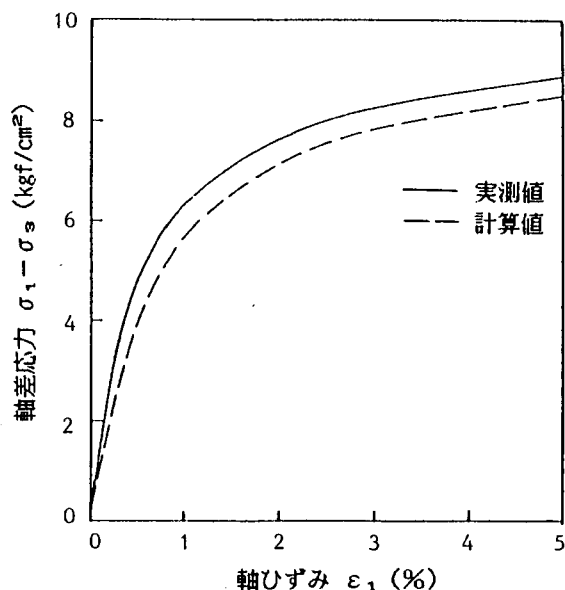


図-5.20 軸差応力～軸ひずみ (不織布)

5. 6 まとめと今後の課題

今回の試験より、以下のことが言えよう。

- ① 供試体内にジオテキスタイルを敷設した場合、拘束圧の低いところではすべり破壊を起こし、ある拘束圧以上になるとせん断破壊を起こす。その拘束圧は、ジオテキスタイルの引張り強度が関係する。
- ② ジオテキスタイル敷設による最大軸差応力の増分は、ジオテキスタイルのせん断破壊により破壊が起こる場合、(5.1)式によりジオテキスタイルの引張り強度からある程度推測できるが、各ひずみレベ

ルにおける主応力差の増分は、ジオテキスタイルに生じる引張り力だけでは評価できない。

④今回の試験では、ジオテキスタイルの伸び剛性による応力～ひずみの明確な相違は認められなかった。

これは、今回の試験では、 $(\Delta D / \Delta H)$ を0.45と小さくとったためと思われる。

また、今後の課題として、以下のことが挙げられる。

①三軸試験は三次元問題となり、特にポリマーグリッドなど異方性の材料で補強した場合には、試験結果の取り扱いが難しくなる。平面ひずみ圧縮試験の方がより実際の構造物に近いと考えられる。

②今回の試験では、敷設間隔を実構造物とほぼ同一にとり、試験を実施した。 $(\Delta D / \Delta H)$ に着目して ΔH を変えた試験も今後考えていく必要がある。この場合、 ΔH を小さくすると、補強効果が大きくなり、同時に、ジオテキスタイルの種類による補強効果の相違も明確になるものと考えられる。

③盛土の補強材としてジオテキスタイルを用いる場合、対象土は必ずしも ϕ 材とは限らず、特に粘性土の多い日本においては、 c 材、 $c \phi$ 材を用いることが多い。よって、 c 材、 $c \phi$ 材を対象として今後検討していく必要がある。

6. 長期引抜き試験

6. 1 概 要

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かなりの引張り歪みが生じ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。

そこで今回、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。

6. 2 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5~10%歪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0.5~0.8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。

そこで今回、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。

6.3 試験装置

今回は、図-6.1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-6.2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 20 tf/m²まで任意の拘束圧に調整できる機構になっている。

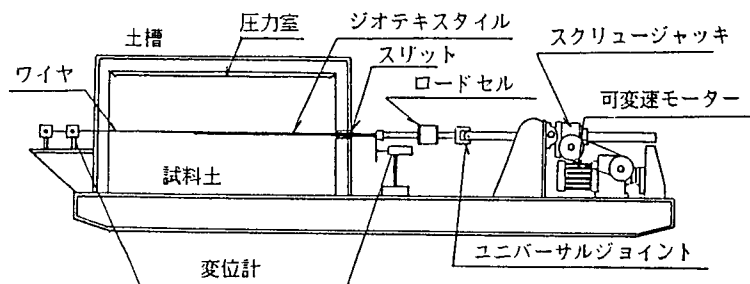


図-6.1 変位制御短期引抜き試験装置

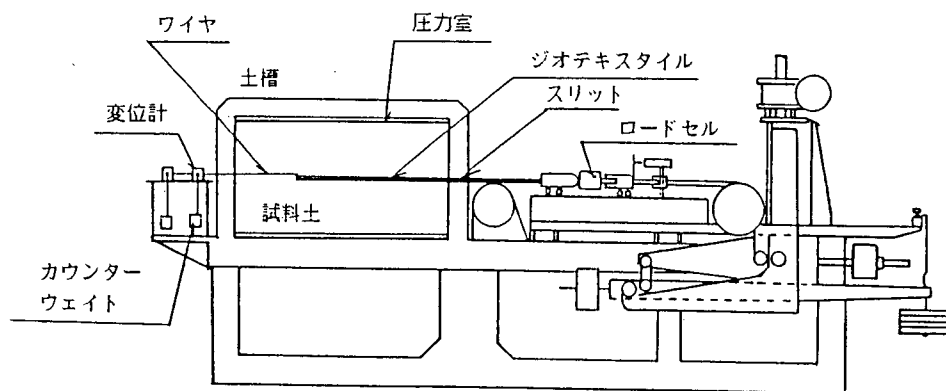


図-6.2 荷重制御長期引抜き試験装置

6.4 ポリマーグリッドの引抜き試験

6.4.1 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 ($G_s=2.64$, $D_{50}=0.16\text{mm}$, $U_c=1.46$, $e_{max}=0.96$, $e_{min}=0.64$) および一軸延伸のポリマーグリッドを用いた。図-6.3に使用したポリマーグリ

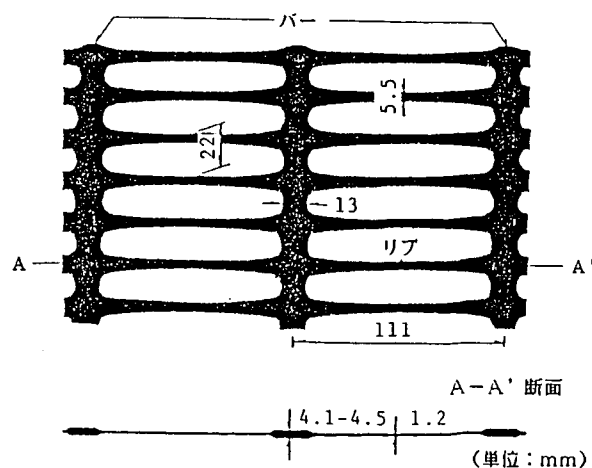


図-6.3 使用ポリマーグリッド

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。

表-6.1に試験ケースを示す。

6.4.2 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-6.4に引張り力と伸びひずみの関係を、図-6.5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。

表-6.1 試験ケース

試験名	試験方法	相対密度 Dr(%)	拘束圧 σ (tf/m ²)	引張り力 T (tf/m)
引張り試験	変位制御	—	—	—
	荷重制御	—	—	1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0
引抜き試験	変位制御	20	2.0	—
			4.0	—
			8.0	—
		65	2.0	—
			4.0	—
			8.0	—
	荷重制御	20	2.0	0.5, 1.0
			4.0	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
			8.0	1.0, 2.0, 2.5, 3.0
		65	2.0	1.0, 1.5, 2.0
			4.0	1.0, 2.0, 2.5
			8.0	1.0, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5

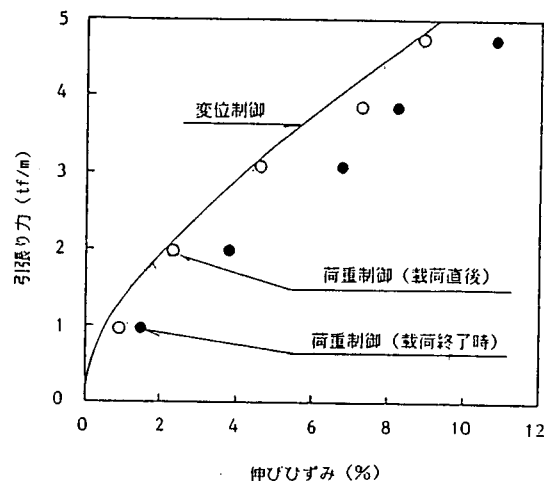


図-6.4 引張り試験結果：引張り力と伸びひずみの関係

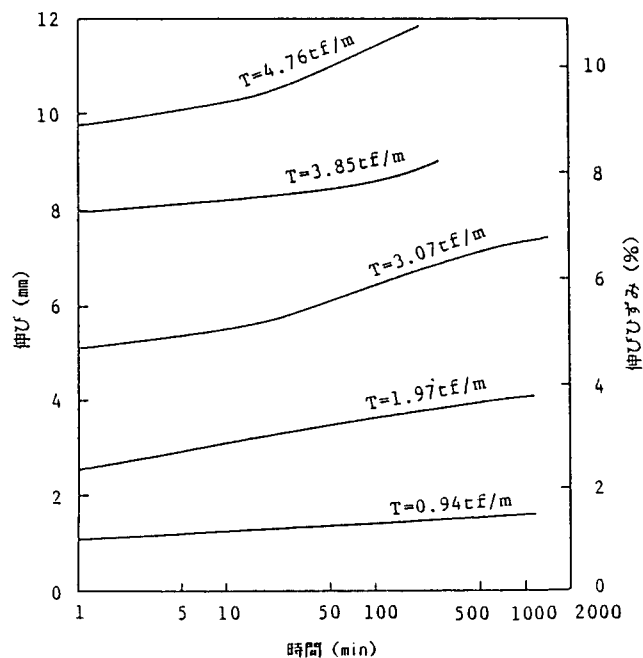


図-6.5 荷重制御長期引張り試験結果

(2) 引抜き力と引抜き変位の関係

図-6.6, 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、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、引抜き変位量が蓄積されたためと考えられる。ただしポリマーグリッド自体の変形は、引張り試験結果では、変位制御試験と荷重制御試験では、ほぼ同一の結果が得られていることから、上記の引抜き変位量の蓄積は、ポリマーグリッドの長期変形のみによるものではないと思われる。

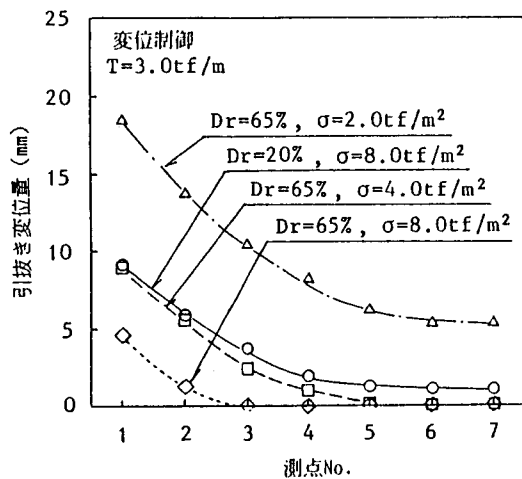


図-6.6 変位制御引抜き試験結果：引抜き変位量の分布

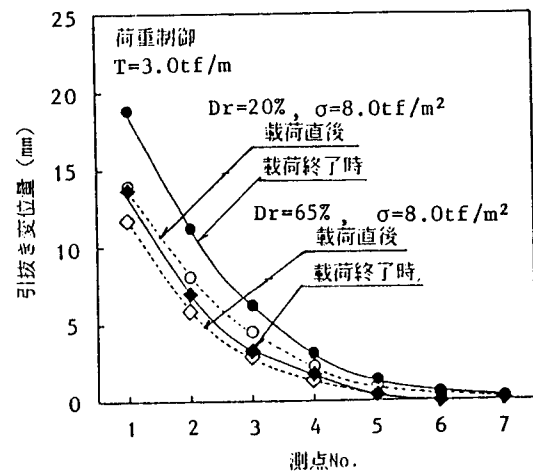


図-6.7 荷重制御引抜き試験結果：引抜き変位量の分布

(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-6.8~6.10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

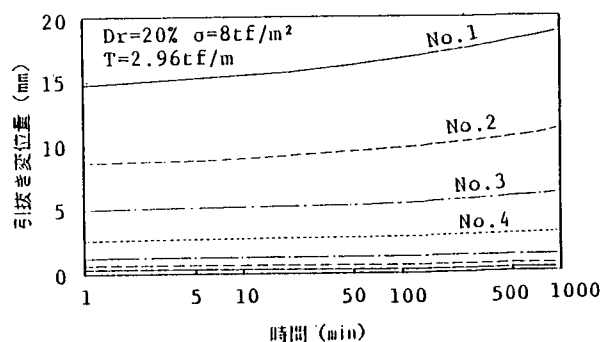


図-6.8 引抜き変位量の経時変化
($Dr=20\%, \sigma=8\text{tf/m}^2, T=2.96\text{tf/m}$)

き破壊は起こることは少ないと考えられる。

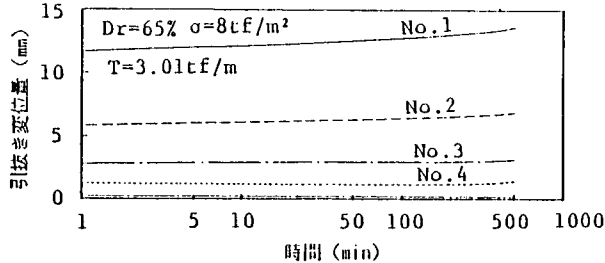


図-6.9 引抜き変位量の経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=3.01\text{tf/m}$)

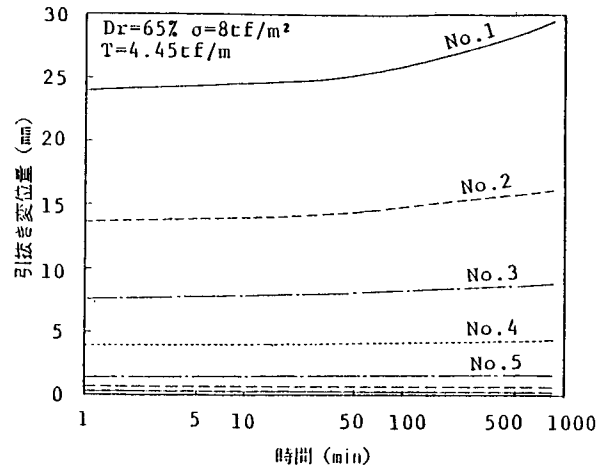


図-6.10 引抜き変位量の経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=4.45\text{tf/m}$)

(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-6.11～6.14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、緩詰め砂より密詰めの砂の方が、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-6.15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

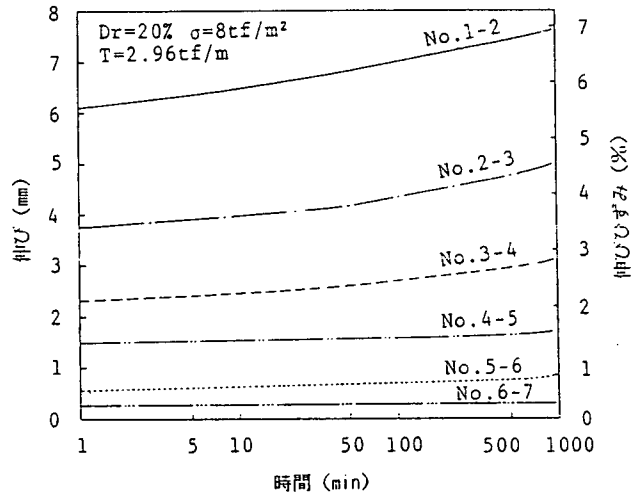


図-6.11 引張りひずみの経時変化
($Dr=20\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=2.96\text{tf/m}$)

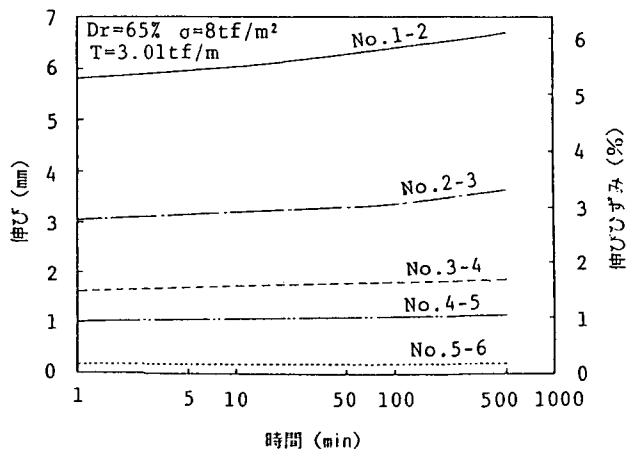


図-6.12 引張りひずみの経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=3.01\text{tf/m}$)

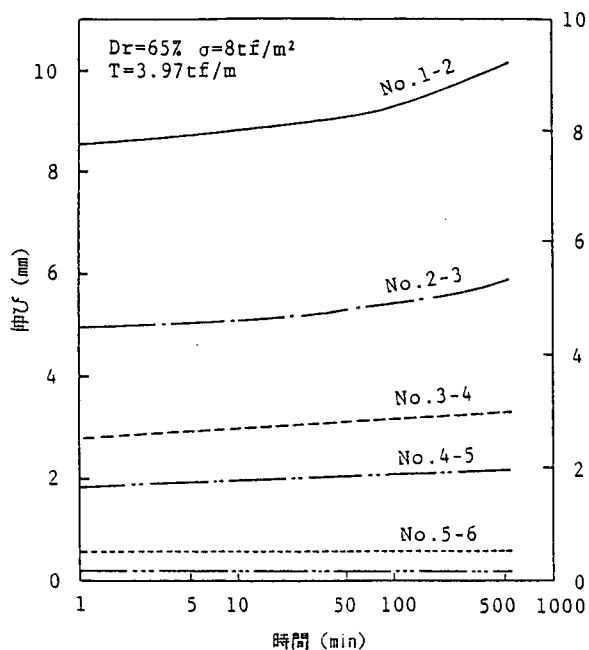


図-6.13 引張りひずみの経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=3.97\text{tf/m}$)

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ものと考えられる。

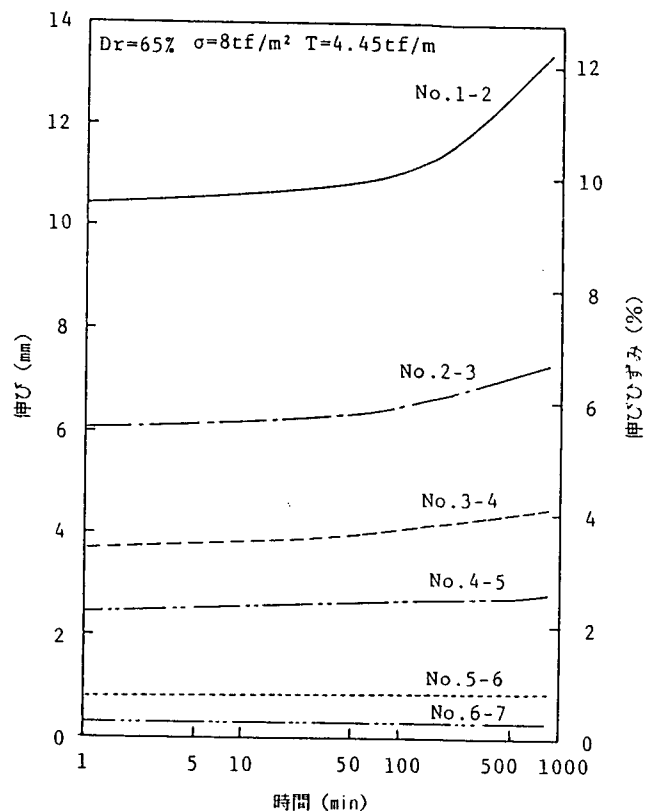


図-6.14 引張りひずみの経時変化
($Dr=65\%$, $\sigma=8\text{tf/m}^2$, $T=4.45\text{tf/m}$)

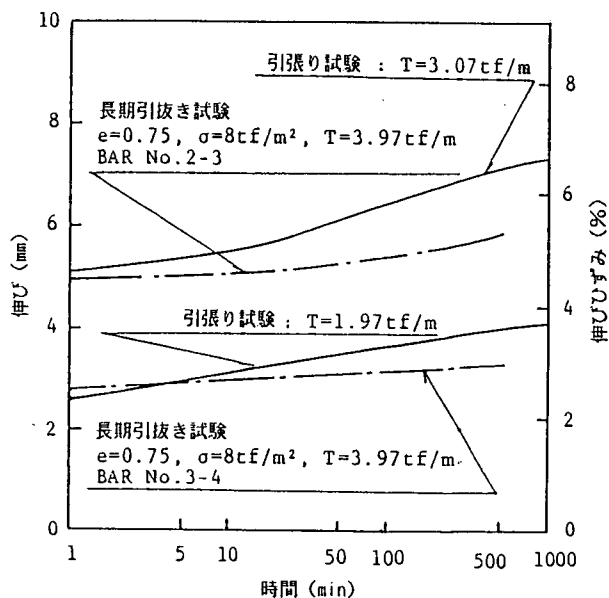


図-6.15 引張り試験結果と引抜き試験結果の比較

6. 5 不織布およびジオメンブレンの引抜き試験

6. 5. 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-6.2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。豊浦標準砂は湿潤密度 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。

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。

表-6.2 不織布と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

6. 5. 2 試験結果および考察

(1) 変位制御引抜き試験

図-6.16に最大せん断応力 $\tau_{\max}$ 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-6.16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。

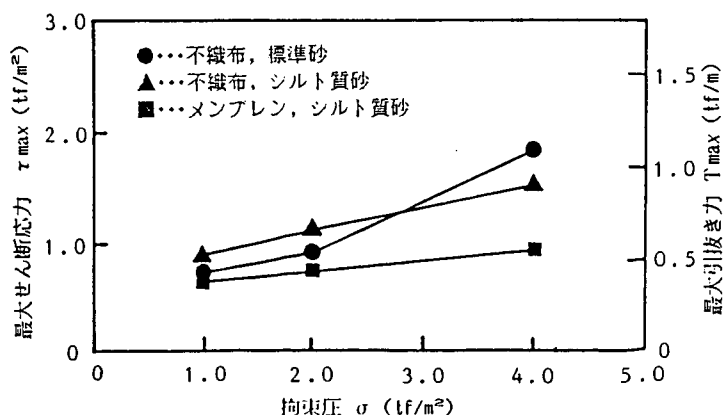


図-6.16 最大せん断応力と拘束圧の関係

(2) 荷重制御引抜き試験

試験結果の一例として、図-6.17、6.18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載荷直後と載荷終了時における各測点の引抜き変位量の分布を示す。(図-6.19に測点の位置を示す。) 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。

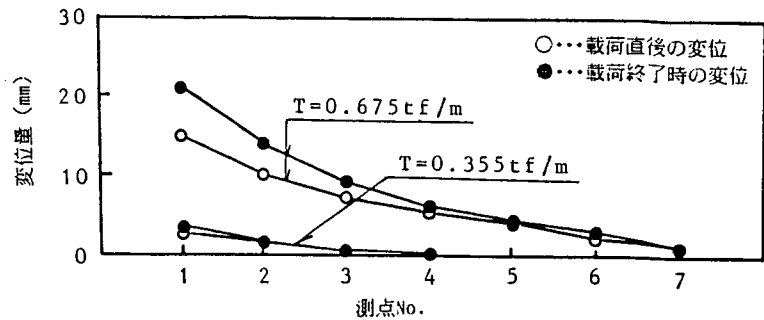


図-6.17 引抜き変位量の分布 (不織布、シルト質砂、 $\sigma=2.0\text{tf/m}^2$)

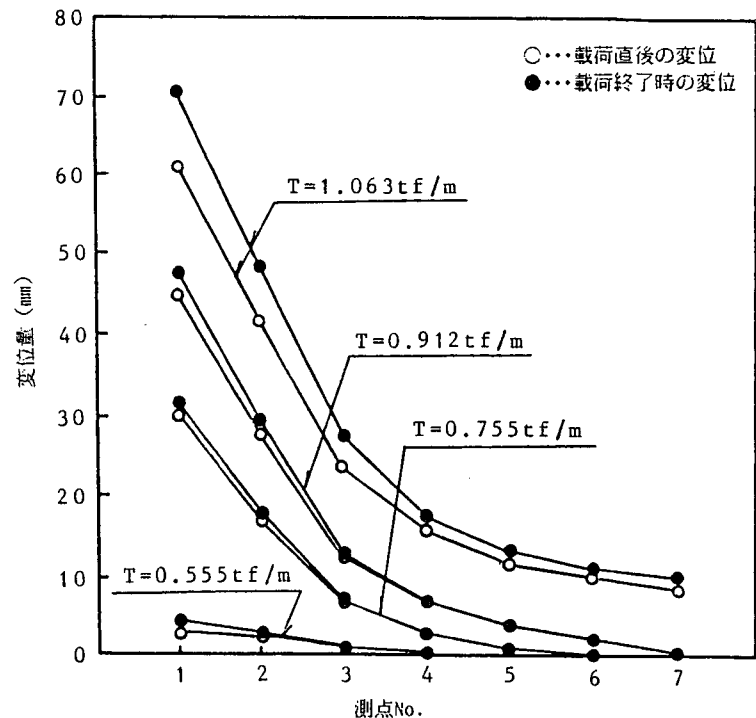


図-6.18 引抜き変位量の分布 (不織布、シルト質砂、 $\sigma=4.0\text{tf/m}^2$)

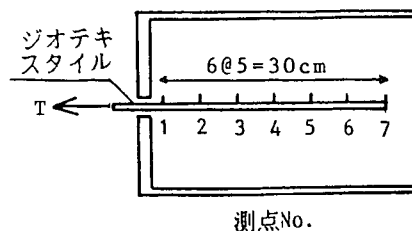


図-6.19 測点位置

6. 6 まとめと今後の課題

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に敷設した場合は、定着長が短いと不織布自体の長期変形に加えて、土と不織布の長期せん断変形も生じることがある。
- 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。

また、今後の課題として、以下のことが言えよう。

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、ひとつの知見である。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。

7. 透水・目詰り試験

ジオテキスタイルの中で、不織布や織布は、一般に土に較べて透水性が大きく、また材料の分離機能を有していることから、盛土や地盤の排水材、軟弱地盤の垂直ドレーン材、あるいはフィルターとしての暗渠の目詰まり防止、堤防や護岸の吸い出し防止材として広く利用されている。すでに、我が国では、ジオテキスタイルの素材、製法、厚さ、強度、変形性、透水性などいずれの性質をとっても多種多様な製品が出回っており、多いに利用されている。しかし、不織布や織布などの透水性のジオテキスタイルの排水材、フィルター材としての特性の評価や設計基準の考え方に関して、近年、多くの提案がなされているが、明確な基準にいたっておらず、土木用途に使用するジオテキスタイルの透水試験や目詰まり試験も基準化されたものがない。

そこで、ジオテキスタイル共同研究では試験機の試作やこれを用いた試験を実施してきている。今回は、不織布や織布など透水性のあるジオテキスタイルの透水性や目詰まりに対する試験として、ジオテキスタイルの鉛直方向透水試験、ジオテキスタイルの面内方向透水試験、鉛直方向の目詰まり試験を実施して、考察を行った。

7. 1 ジオテキスタイルの鉛直方向透水試験

7. 1. 1 試験概要

(1) 試験装置

図-7.1.1 に示すのは、今回試験に用いた装置で、ジオテキスタイルの鉛直方向透水試験と目詰まり試験が行えるジオテキスタイル用動水勾配比試験装置である。この試験装置は、本体（試料容器および載荷枠）、マノメーターおよび同台枠、定水位給水装置（マリ奥特管式）ならびに脱気水作製装置・給水装置からなる。長期間供試体に給水し続けると、通常の水道枠では水中に溶解している空気供試体に残り、透水性が悪くなるため、連続的に脱気水を供給し得る回路が必要である。本装置では、マリ奥特管の原理を応用し、定水位給水装置内の水位を一定に保ちつつ、断続的に脱気水作製、給水装置からの脱気水の供給の供給を行えるようにした。

本体の試験容器はアクリル製で、さらに、給水側の上部容器、排水側の下部容器、および中央部分の供試体容器からなる（図-7.1.2 参照）。供試体容器は内径184mm で、このなかに、ジオテキスタイルの鉛直方向排水試験ではジオテキスタイルを1枚もしくは数枚重ねて敷設し、目詰まり試験では、突固めもしくは圧密によって高さ約10cmの土試料を詰め、下面部にジオテキスタイルを敷設して、上下部の各容器内に挟み込んでセットする。

ジオテキスタイル用動水勾配比試験装置の原形は、Calhoun の提案による動水勾配比試験装置で、円筒容器内に詰めた土／ジオテキスタイル供試体の側面にピエゾメーターを設置し、一定浸透圧のもとでの土供試体の長期的な動水勾配の変化（ピエゾメーターの間での）を調べるものである。Calhoun は、その結果を用い次式で定義される動水勾配比を計算することを提案し、実験結果から、許容しうる最大の動水勾配比を3以下としている。

$$GR = \frac{(P_1 - P_2) / L_{12}}{(P_2 - P_6) / L_{26}} \quad (7.1.1)$$

ここに、GR：動水勾配比、 $P_{1,2,3}$ ：試料の側面に設置したNo.1,2,3の各ピエゾメーターの水頭（図-7.2 参照）、 $L_{12}L_{26}$ ：前期のピエゾメーター間の距離

また、実際の土構造物内では上載荷重によってジオテキスタイルが圧縮変形を受けるため上載荷重を載荷できるような形の装置とした。上載荷重は、図のように載荷ハンドルによって載荷板を上下させる方式で、供試体に作用する荷重は力計によって測定する。また、ピエゾメーターは、土/ジオテキスタイルの目詰まり試験を行う場合に、土試料内の長期的な動水勾配の変化を調べるものであり、供試体の下面から2.54cm（1 1/4 in）の間隔で供試体容器側面に設置してある。

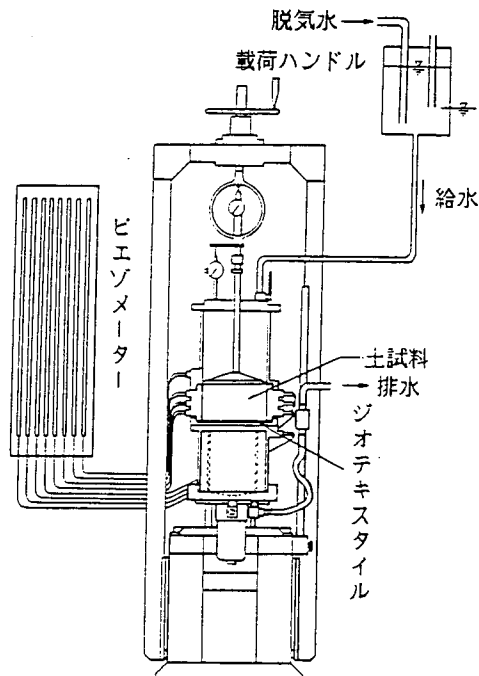


図-7.1.1 動水勾配比試験装置（上載加圧式）

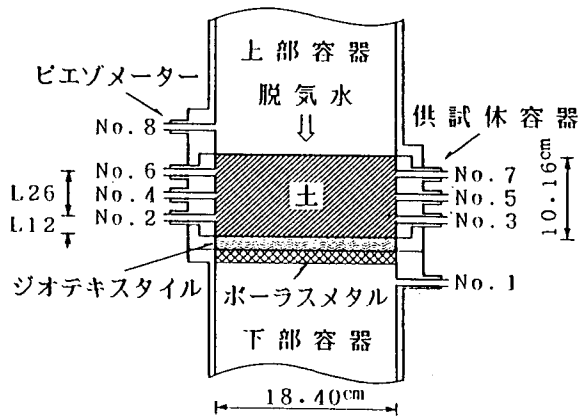


図-7.1.2 試料容器及び供試体

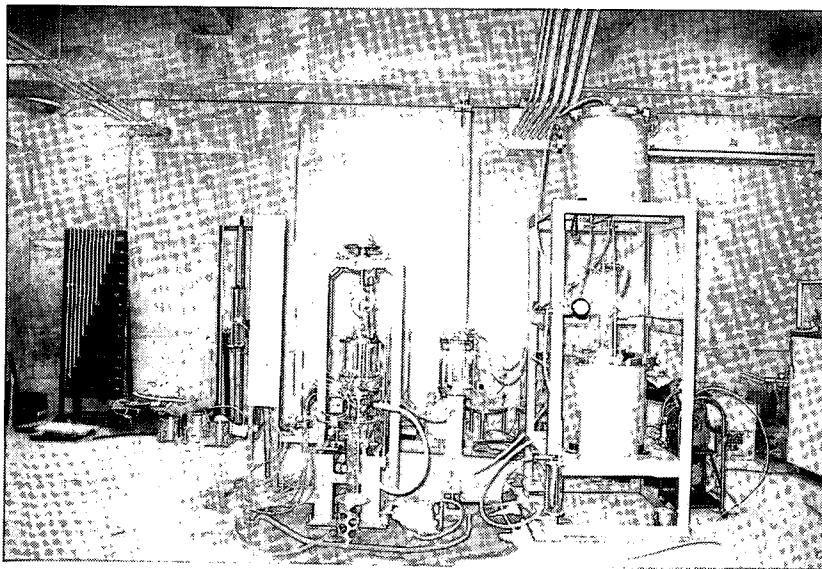


写真-7.1.1 動水勾配比試験装置全景

(2) 試験に用いた材料

鉛直方向透水試験に用いたジオテキスタイルは、6種類の不織布で、それぞれのカタログに記載されている物性値を表-7.1.1 に示す。A、B、Cは比較的薄手の、D、E、Fは厚手のジオテキスタイルである。

表-7.1.1 試験に用いたジオテキスタイル

種類	厚さ (mm)	引張り強度(kgf/5cm ²)		伸 度(%)		透水係数 (cm/sec)
		縦	横	縦	横	
A	3.0	150.0	110.0	50.0	55.0	1.5×10^{-2}
B	3.5	100.0	90.0	70.0	70.0	1.5×10^{-2}
C	1.5	50.0	45.0	65.0	65.0	5.0×10^{-2}
D	10.0	12.0		30.0		—
E	10.0	180.0	380.0	100.0	85.0	—
F	10.0	230.0	320.0	110.0	90.0	3.6×10^{-1}

注) 図中、— はカタログに記載がないことを示す。

(3) 試験条件

試験は、上記の各ジオテキスタイルを用いて1枚だけを円筒容器内にセットした場合と3枚重ねた場合について実施した。上載荷重の条件は、上載荷重のない場合、上載荷重を0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、および1.5kgf/cm²とした。また、水頭差は、いずれの場合においても $\Delta H = 5\text{cm}$ と一定水頭で試験を行った。

7. 1. 2 試験結果及び考察

始めに、ジオテキスタイル1枚だけで試験した場合と3枚で試験した場合について、上載荷重の大きさと透水係数の関係をそれぞれ図-7.1.3、7.1.4 に示す。透水係数 k は、通水量 Q および水頭差 ΔH 、ジオテキスタイルの厚さ L （浸透経路長に相当）から、

$$k = \frac{Q}{A (\Delta H / L)} \quad (7.1.2)$$

k : 透水係数 cm/sec Q : 通水量 (ml/sec)

A : 通水面積 (cm²) ΔH : 水頭差 (cm)

L : ジオテキスタイルの厚さ (圧縮変形による厚さの減少を考慮)

で求めた。図から分かるように、無載荷の状態でもそれぞれのジオテキスタイルの透水係数は、全体にカタログ値より小さな値を示しており、しかも、荷重の増加とともに低下する傾向にある。今回の6種類のジオテキスタイルに対しては0 ~ 1.5kgf/cm²までの載荷を行ったが、薄手のジオテキスタイル、厚手のジオテキスタイルを問わず、全体に透水係数が無載荷状態に比べて、1/2 ~ 1/3 低下している。この傾向は、ジオテキスタイルを3枚重ねて試験した場合も同様であるが、透水係数の値は1枚の場合に比べて2 ~ 3倍大きくで入る。このように、ジオテキスタイルを数枚重ねて試験を行うと透水係数が大きくな

る原因としては、図-7.1.5、図-7.1.6 に示したジオテキスタイル1枚および3枚の場合の上載荷重とジオテキスタイルの圧縮変形量との関係からも理解できる。すなわち、上載荷重の増加に伴うジオテキスタイルの圧縮変形量は、単にその枚数倍にはならず、むしろ1枚当たりの圧縮変形量は1枚だけの場合より3枚重ねたほうが小さめになっている。

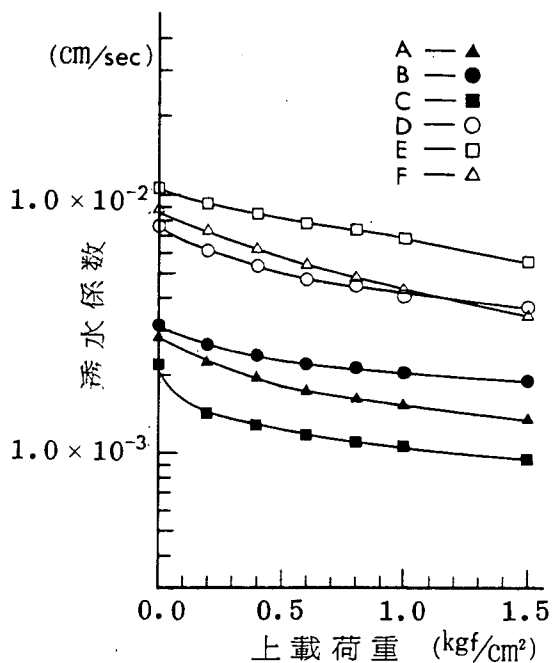


図-7.1.3 上載荷重と透水係数の関係
(ジオテキスタイル1枚の場合)

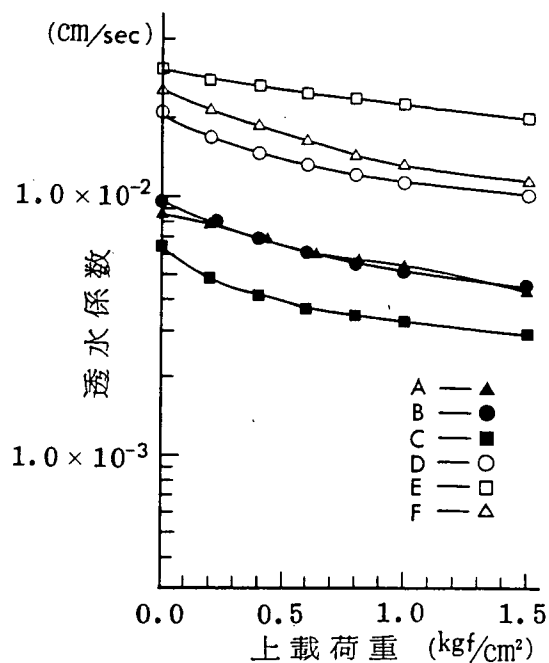


図-7.1.4 上載荷重と透水係数の関係
(ジオテキスタイル3枚の場合)

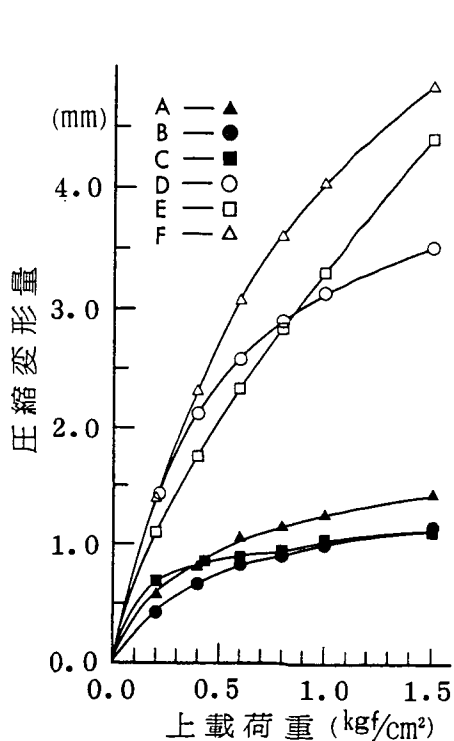


図-7.1.5 上載荷重と圧縮変形量の関係
(ジオテキスタイル1枚の場合)

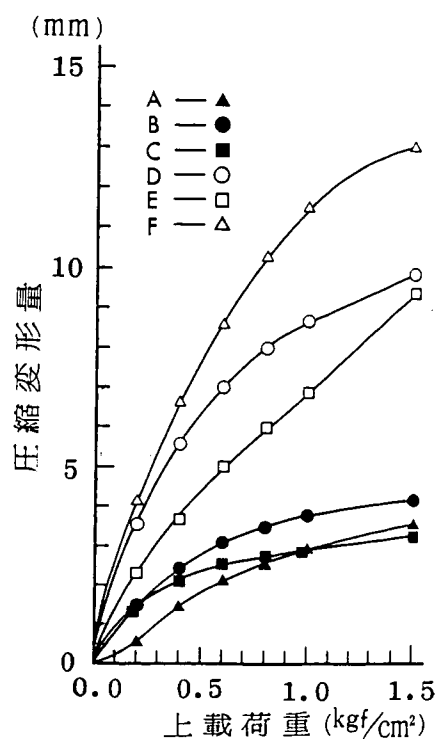


図-7.1.6 上載荷重と圧縮変形量の関係
(ジオテキスタイル3枚の場合)

一方、ジオテキスタイルの鉛直方向の透水性能を示す指標として、通水性（もしくは Permittivity と呼ぶ）を用いる方法もある。これは、ジオテキスタイルに単位の水頭さを与えた場合の単位面積当たりの通水量のことで、透水係数にジオテキスタイルの厚さを掛けたものに相当する。この通水性（Permittivity）で上記結果を整理すると、図-7.1.7 図-7.1.8 のようになる。これによると、上載荷重の増加にともない、ジオテキスタイルが圧縮変形を受けて空隙が減少することから、通水性は低下するものの、透水係数ほど極端な違いになっては現れない。透水係数の場合、今回のように水頭差 ΔH が一定の条件のもとで試験を行うと、ジオテキスタイルの厚さが薄くなるにつれて動水勾配が大きくなり、それが透水係数に直接反映されるためである。実際、図-7.1.5、7.1.6 から分かるように、上載荷重 1.5 kgf/cm^2 のジオテキスタイルの圧縮量は30%から大きいもので70%に達しており、無載荷状態から比べると動水勾配は1.5 ~ 3.0 倍にもなっている。

従って、上記のような結果を比べ合わせれば、水頭一定の透水試験では、通水性（Permittivity）による評価が妥当と思われる。これによれば、上載荷重の増加によるジオテキスタイルの透水能力はそれほど顕著な低下は認められず、大きくて1割程度であり、上載荷重によって圧縮変形が生じるとしても、通水性に関してはかなりの程度まで初期の能力を発揮し得るものと言えよう。

なお、供試体の厚さがせいぜい数mm程度であり、与える水頭差が大きいと動水勾配が大きくなり過ぎて、ダルシー則が適用できなくなる可能性があるので留意する必要がある。

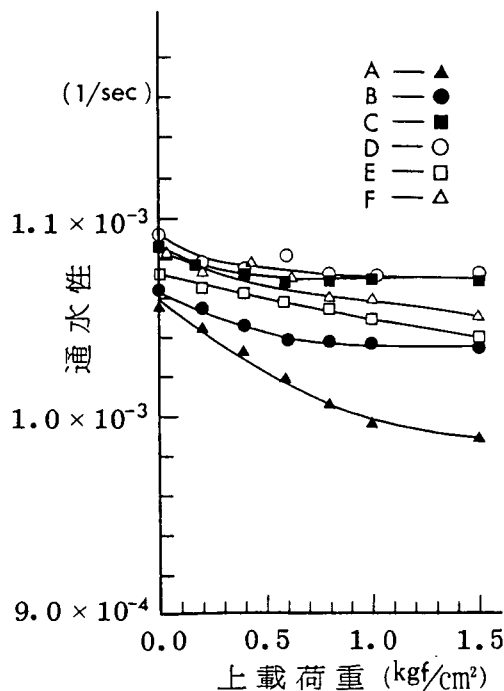


図-7.1.7 上載荷重と通水性の関係
(ジオテキスタイル1枚の場合)

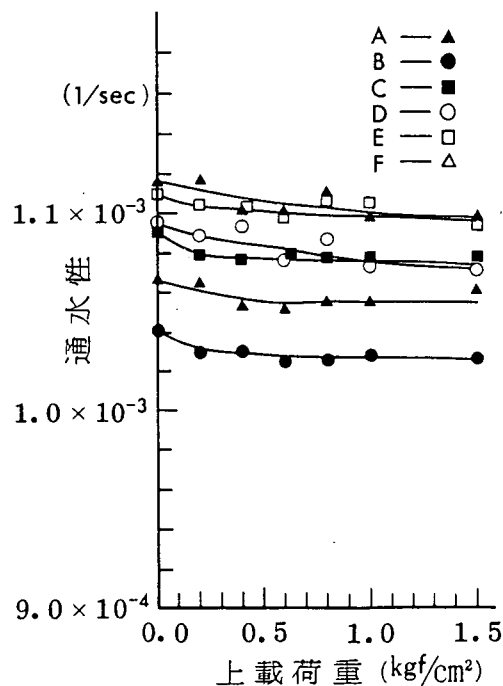


図-7.1.8 上載荷重と通水性の関係
(ジオテキスタイル3枚の場合)

7. 1. 3 まとめ

ジオテキスタイル単体での鉛直方向の透水係数に関しては、上載圧による圧縮変形の影響が大きいため、透水係数より通水性（Permittivity）を透水特性の指標に用いるほうが良いと考えられる。また、それによれば、ジオテキスタイルの通水能力に関しては、圧縮の影響はそれほど大きくないと考えられる。

7. 2 ジオテキスタイルの面内方向透水試験

7. 2. 1 試験概要

拘束圧のかかった状態のジオテキスタイルの面内方向透水試験法として、図-7.2.1 に示す2種類のタイプの試験法が提案されている。タイプ1は、上載圧のもとで、ジオテキスタイルの面内方向に水平1方向に水が流れるタイプの透水試験であり、タイプ2は、ジオテキスタイルの中心から面内方向に放射上に水が流れるタイプの透水試験である。今回の試験は、タイプ1として共同研究で開発した横方向透水試験機と従来土質試験に用いる三軸圧縮試験機、タイプ2としては、共同研究で開発した万能透水試験機を用いて実施した。以下では、それぞれの試験機の概要、試験方法、試験に用いた材料と試験条件、試験結果と試験の留意点などについて述べる。

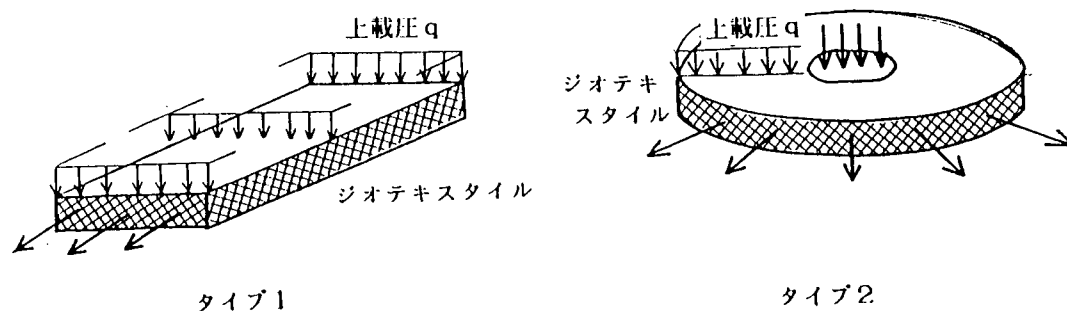


図-7.2.1 ジオテキスタイルの面内透水試験の種類

7. 2. 2 横方向透水試験

(1) 試験装置

横方向透水試験は、ジオテキスタイルの水平1方向に水を流すタイプ1の試験である。試験装置の構造は、図-7.2.2 に示すように、ジオテキスタイルを設置して通水する試験室（長さ30cm、幅10cmの供試体の試験が可能）と、その両端の給水槽と排水槽からなる。試験室の上面にゴムメンブレンがあり、空気圧荷重により拘束圧がかけられる仕組みになっている。

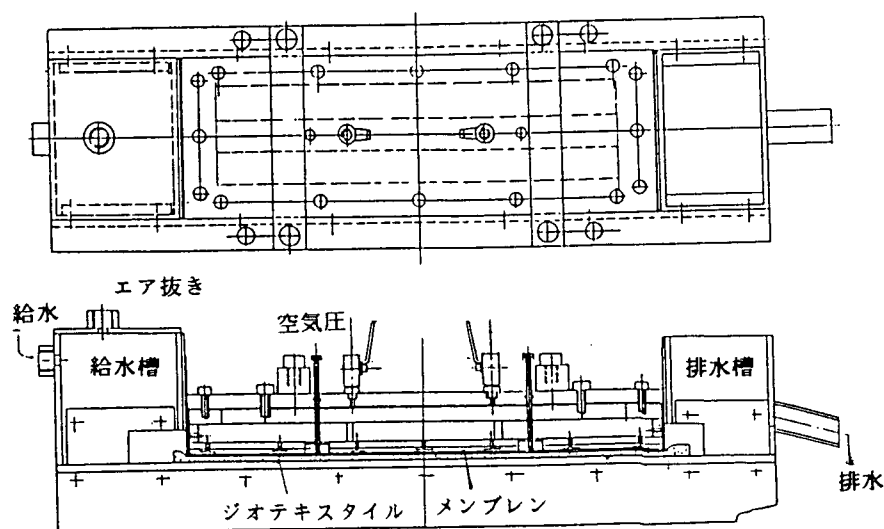


図-7.2.2 横方向透水試験機の概要

(2) 試験方法

ジオテキスタイルは長さ30cm、幅10cmの寸法に裁断して、蒸留水に浸した後に試験室にセットする。このとき、試験室の中で、ジオテキスタイルと試験室の間に隙間が生じると水みちの原因となるので、ジオテキスタイルと両側の壁面の間などにシール材で埋め、ジオテキスタイルと壁面の間に隙間が開かないように努めた。次に、上蓋を留めて、空気を抜くために拘束圧をかけない状態で通水する。試験は、空気圧によって所定の拘束圧をかけ、上流側と下流側で一定のヘッド差を与えて通水し、単位時間当たりの通水量を測定する。

なお、試験は、通水する水を着色し、水みちのできていないことを確認しながら行った。

(3) 試験に用いた材料

ジオテキスタイルは、ポリエステル100%の長繊維不織布で目付(単位面積当たりの重量)300g/m² 厚さ2.6mm(いずれもカタログ値)のものを試験に用いた。また、使用水は、蒸留水を用いた。

(4) 試験条件

試験は、拘束圧が0.2、0.4、0.6、1.0 kgf/cm² のそれぞれの状態で行った。また、水頭差 $\Delta H = 30\text{cm}$ と一定に保ち試験を実施した。このときの動水勾配は $i = 1$ である。

(5) 試験結果

ジオテキスタイルの面内方向の透水性を示す指標として、透水係数がある。しかしながら、ジオテキスタイルには種々の厚さの製品があり、また拘束圧によって厚さが変化することを考えると、透水量を厚さで割る透水係数という指標は、ジオテキスタイルの面内方向の透水能力を表す指標に余り適していないと考えられる。そこで、今回は透水係数に厚さを掛けた通水性(transmissivity: 単位幅に対する単位水頭当たりの通水量)という指標を用いて、結果を整理することにした。面内水平方向の浸透流の通水性 θ は次のように表される。

$$\theta = \frac{Q}{B \cdot i} = k_p \cdot t$$

ここで、 θ : 通水性 (transmissivity) Q : 通水量 B : ジオテキスタイルの幅 i : 動水勾配
 L : ジオテキスタイルの長さ k_p : 水平方向透水係数 t : ジオテキスタイルの厚さ

試験結果の一例として、図-7.2.3 はジオテキスタイルの通水性と通水時間との関係を示したものである。この図から、通水時間が経過してもほぼ一定の通水性を保っており、通水中に空気などが供試体に溜り透水性が悪くなることもなく、試験としてほぼ妥当なものであると考えられる。次に、図-7.2.4 は拘束圧と通水性の関係を示したものである。この図から、拘束圧が大きくなると通水性が減少する

が、これは拘束圧によって供試体の厚さが減少し、また、それにもなって繊維の目合いが詰まるためと考えられる。

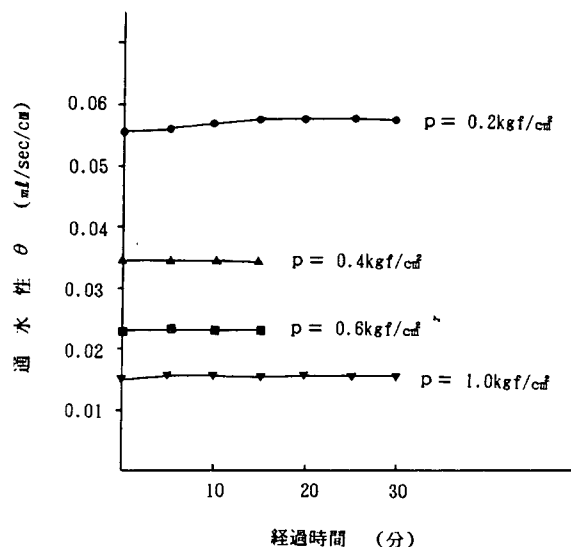


図-7.2.3 経過時間と透水性との関係

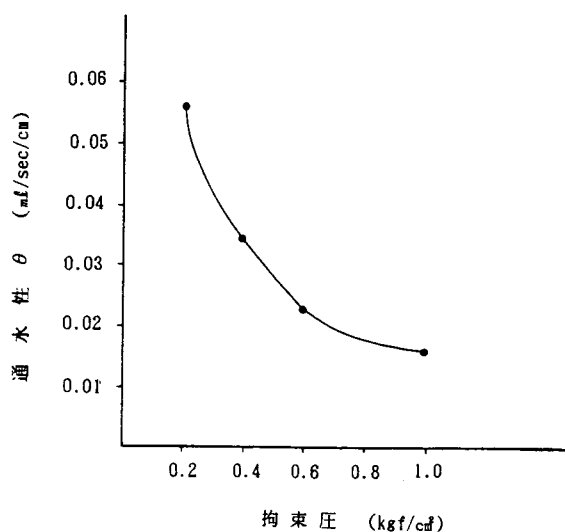


図-7.2.4 拘束圧と透水性との関係

(6) 試験の留意点

試験機の構造上の問題点として、側板部と供試体との止水や、上蓋のメンブレンと供試体との止水等が難しいことが上げられる。さらに、上蓋と本体との取り付けが万力を使って行うため、締め付けの強さによっては空気圧载荷する前に過剰な拘束圧がかかることもある。そこで留意点として、止水を完全にすることと、上蓋と本体との固定において、水みちのでないように、しかも締め付けないように注意しなければならない。

7. 2. 3 三軸圧縮せん断試験機を利用した透水試験

(1) 試験装置

この試験装置は、横方向透水試験機と同様に、面内水平1方向に水を流すタイプ1の試験装置である。試験装置は、図-7.2.5に示すように通常土のせん断試験に用いる三軸圧縮試験装置（供試体寸法、 $\phi = 5\text{ cm}$ 、 $L = 10\text{ cm}$ ）と、一定の水頭を保つ給水槽と排水槽からなる。

(2) 試験方法

供試体は、直径5 cm、高さ10 cmの硬質ゴム製の円柱体に巻き付けた後、端と端を接着剤で留め、水でよく浸して空気を追い出した状態でゴムスリーブをかぶせ、三軸圧縮室にセットする。三軸圧縮室内に拘束圧 σ_3 をかけた状態で、給水槽と排水槽との間に一定のヘッド差を与え、単位時間当たりの通水量を測定する。

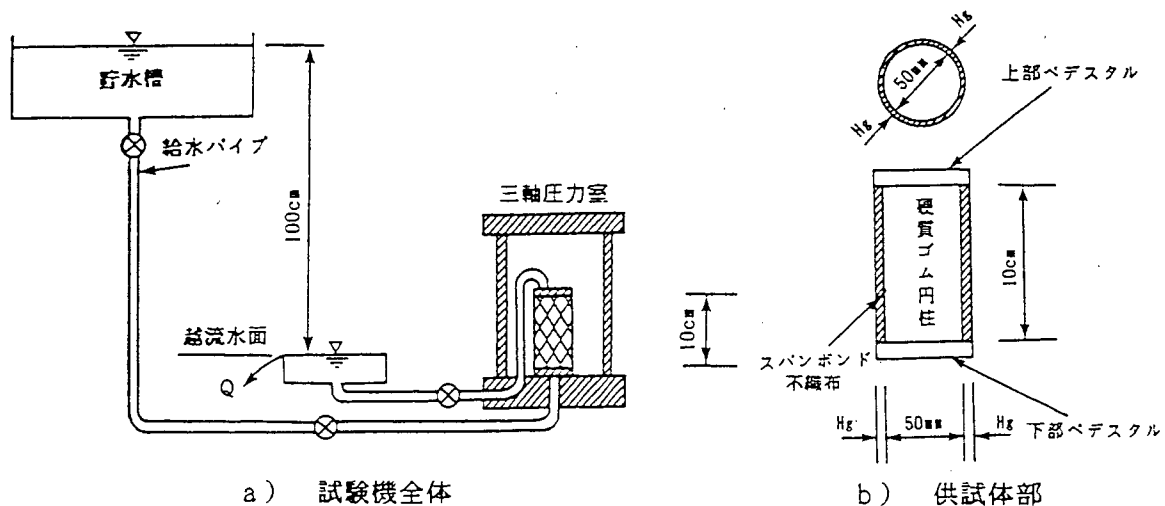


図-7.2.5 三軸圧縮試験機による透水試験の概要

(3) 試験に用いた材料

ジオテキスタイルは、表-7.2.1 に示すような6種類の不織布と1種類の織布を試験に用いた。また、参考のために、表中のジオテキスタイルの目付と厚さは、メーカーのカタログ値を載せた。また、使用水は、蒸留水を用いた。

表-7.2.1 試験に用いたジオテキスタイル

	ジオテキスタイルの種類	目付	厚さ
不織布A	ポリエステル100%長繊維不織布	300g/㎡	2.6mm
不織布B	〃	300g/㎡	2.0mm
不織布C	〃	300g/㎡	3.0mm
不織布D	ポリプロピレン100%長繊維不織布	300g/㎡	3.0mm
不織布E	ポリプロピレン70%とポリエステル30%の熱融着不織布	100g/㎡	0.5mm
不織布F	ポリエステル100%長繊維不織布	160g/㎡	1.0mm
織布A	テロンとナイロンの合成繊維の織物	240g/㎡	0.4mm

(いずれもメーカーのカタログ値)

(4) 試験条件

試験は、拘束圧が0.07、0.1、0.2、0.4、0.6、0.8、1.0 kgf/cm² のそれぞれの状態で行った。また、水頭差 $\Delta H = 50\text{cm}$ と一定に保ち試験を実施した。このときの動水勾配は $i = 5$ である。

(5) 試験結果

図-7.2.6 は、拘束圧と通水性との関係を示したものである。この図から、先の横方向透水試験機を用いた面内方向試験結果と同様に、いずれのジオテキスタイルでも拘束圧が大きくなるほど通水性は小さくなっていることが分かる。また、不織布Eや織布Aなどのカタログ値の厚さの薄いもののほど、通水性は小さくなっている。ジオテキスタイルが厚いほど面内方向の通水能力が高いといえる。また、同じ目付300g/㎡のジオテキスタイル(不織布C)で先の横方向透水試験機で行った試験結果を比較すると、通水性は、三軸圧縮試験機を用いた試験のほうが1オーダー程度悪くなっている。これは、試験機

の構造に問題があるためと考えられる。すなわち、供試体に通水し排水するまでの経路が長く、しかも管径が最小で3mmと極端に細いために、損失水頭が大きいことが上げられる。このため、ジオテキスタイルの透水試験に三軸圧縮試験をそのまま用いた場合、正確なジオテキスタイルの透水性能を求めることは難しいと考えられる。そこで、なるべく損失水頭の少ない構造に改良するとともに、動水勾配は、予め供試体のない状態で損失水頭を求めておいて、損失水頭を考慮した実質のヘッド差から求める必要がある。

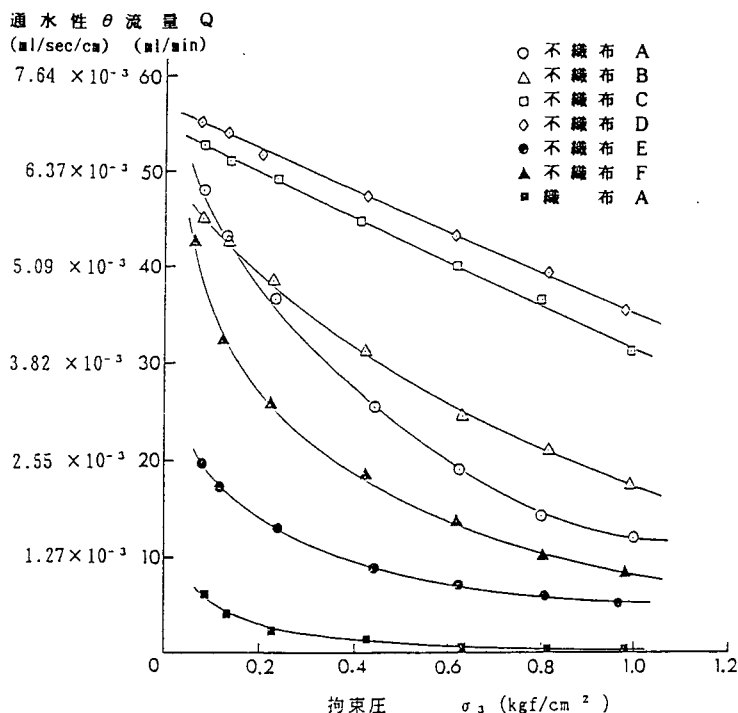


図-7.2.6 拘束圧と通水性との関係

7. 2. 4 万能透水試験装置による面内方向透水試験

(1) 試験装置

この試験装置は、ジオテキスタイルの厚さ方向（垂直方向）と、面内方向（水平方向、放射状）の透水試験、および土とジオテキスタイルとが一体となった複合体としての圧密試験が行えるように設計された試験機である。このうち、面内方向透水試験は、供試体中心から流入する水が外周に向かって放射状に流れるタイプ2の試験法である。面内方向の透水試験を行う試験装置を図-7.2.7に示す。装置の構造は、試験室である透明アクリル製上部容器と、アクリル製下部容器、外周に溝の付いた鋼製の台板、上蓋と上蓋の空気荷装置からなる。試験室は円筒形で、 $\phi=200\text{mm}$ の供試体を試験できるものである。

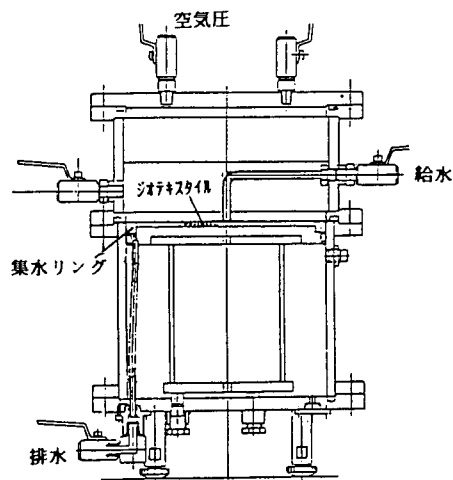


図-7.2.7 万能透水試験機による
ジオテキスタイルの面内透水試験の概要

(2) 試験方法

供試体を $\phi=200\text{mm}$ の寸法に裁断し浸水させた後、外周に集水溝付きの台板と中央部に給水用パイプ($\phi=8\text{mm}$)の付いたゴム製の隔膜の間にセットする。中央部の孔から給水された水は、台板とゴム製の隔膜の間のジオテキスタイルの中を放射状に透水し、外周の集水溝から排水される。上載荷重は、上部の蓋に取り付けられた空気膜によって、空気圧-水圧変換方式で負荷される。試験は、決められた拘束圧をかけ、給水槽と排水槽のヘッド差を一定にして通水し、単位時間当たりの通水量を測定する。

(3) 試験に用いた材料

ジオテキスタイルは、ポリエステル100%の長繊維不織布で目付 $300\text{g}/\text{m}^2$ 、厚さ 2.6mm (いずれもカタログ値)のものを試験に用いた。また、使用水には、脱気蒸留水を用いた。

(4) 試験条件

試験は、拘束圧 $0.2\text{ kgf}/\text{cm}^2$ の状態で行った。また、水頭差 $\Delta H=25\text{cm}$ と一定に保ち試験を実施した。

(5) 試験結果

面内放射状の透水試験での通水性は、次式で表される。

$$\theta = \frac{Q \cdot \ln(d/d_0)}{2\pi \cdot \Delta H}$$

ここで、 Q :通水量、 ΔH :水頭差、 d_0 :給水孔の直径、 d :供試体の直径

通水試験の結果として、通水時間と通水性 θ との関係を図-7.2. に示す。脱気蒸留水を使用したにもかかわらず、経過時間とともに通水性が落ち、なかなか定常にはいたらなかった。また、通水後の供試体を見ると、通水パイプ付近で繊維にゲル状のものが付着しており、通水量が減少する原因になっていると考えられる。さらに、他の試験法と通水性を比較すると、3軸圧縮試験機を用いた通水試験よりは1オーダー程度通水性は良いものの、横方向透水試験機を用いた場合と比較すると、1オーダー程度通水性は悪くなっている。

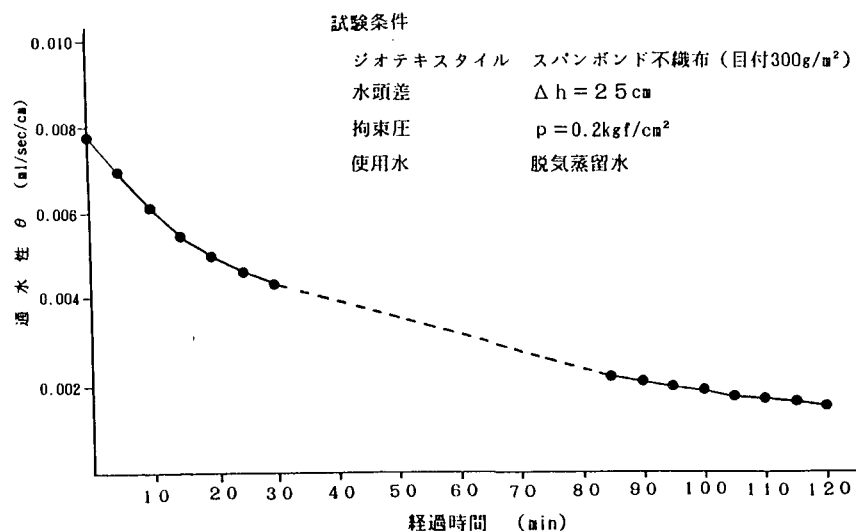


図-7.2.8 経過時間と通水性との関係

(6) 試験の留意点

現在の試験機では、使用水に脱気蒸留水を用いても目づまりを起こし、通水性が時間とともに低下していくことが判明した。これは、給水用パイプの径が $\phi=8\text{mm}$ と細く、ジオテキスタイルの一箇所に集中して給水する構造であるため、その部分でゴミや空気等を繊維が補足しやすいためと考えられる。このため、ジオテキスタイルの一箇所に給水が集中しないように、給水用パイプを太くする必要とともに、水頭差も小さくする必要があるだろう。

7. 3 鉛直方向の目詰まり試験（動水勾配比）

7. 3. 1 試験概要

（1） 試験装置

試験は、図-7.1.1 に示すジオテキスタイルの鉛直方向透水試験で用いたジオテキスタイル用動水勾配比試験装置を用いた。これは、下部容器の上面にジオテキスタイルを敷設し、その上面に土試料を詰めた状態で、一定浸透圧のもとで通水して、通水量及び動水勾配の経時変化を見ることのできる装置である。

（2） 試験に用いた材料

試験に用いたジオテキスタイルは、先のジオテキスタイルの鉛直方向透水試験で用いたジオテキスタイルA（ポリエステル製長繊維不織布、厚さ3.0mm）とジオテキスタイルC（ポリエステル製長繊維不織布、厚さ1.5mm）である（表-7.1.1 参照）。土は、図-7.3.1 の粒度曲線で示される砂質シルトで、粒度分布が良く締固めるとかなり透水性が小さくなる。また、通水する水は長期の通水で供試体内に空気が溜らないように脱気水を用いた。

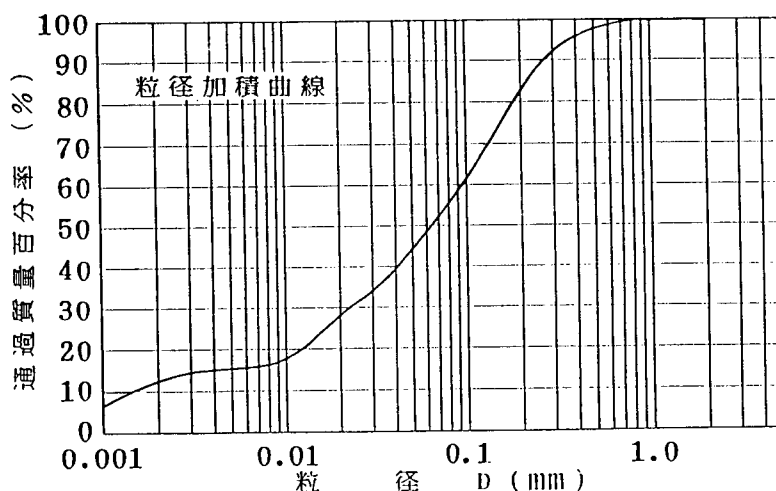


図-7.3.1 試験に用いた土の粒度分布

（3） 試験条件

供試体は、ジオテキスタイル上面に約10cmの突固めた土試料とした。試験は、締固めただけの土/ジオテキスタイル供試体の目詰まり特性を調べる意味で、上載荷重を加えない状態で、約1,000 時間を目標に通水した。

7. 3. 2 試験結果及び考察

図-7.3.2 に上記に示した2種類のジオテキスタイルを用いた場合の土/ジオテキスタイル供試体全体としての平均透水係数の経時変化を示す。試験開始直後は、データのばらつきが見られ、やや低めの値が得られたが、これは土供試体が十分に飽和していなかったためと考えられる。

図から分かるように、ジオテキスタイルA、ジオテキスタイルCともに、日数の経過と

共に通水量が減少し、透水係数も低下の傾向を示す。ジオテキスタイルの違いによらずいずれの場合も、透水性の低下の傾向は同じであり、約1,000 時間の連続通水によって、初期の透水係数に比べると約1 オーダーの低下になっている。これは、長時間の通水による土中の細粒分の移動によって、ジオテキスタイルが目詰まりし、あるいは、ジオテキスタイルの上部に細粒分を主体とするフィルター層 (Self-Induced-Filter) が形成されたものと思われる。

また、ジオテキスタイル A では、42~47日の間で通水量がほぼ一定値に落ち着いており、このあたりが、目詰まりの収束点であることが予想される。ジオテキスタイル C の場合、47日経過時点でも多少低下傾向は見られるものの、これも、ほぼ一定値に近づいてきたものとみなして良いと考えられる。

また、図-7.3.2 の縦軸を対数軸で表すと図-7.3.3 のようになり、今回の試験期間内での平均透水係数の変化は、ほぼ直線で近似されることが分かる。したがって、上記のように1,000 時間で一定値に落ち着くか、図-7.3.3 のように直線傾向がさらに続くのかを検討する必要があると思われる。

次に、ジオテキスタイル A について、供試体側面に設置したピエゾメーターによる間隙水圧の測定結果をもとに、(7.1.1) 式で得られる動水勾配の経時変化を求めたものを図-7.3.4 に示す。透水係数に比べると、ばらつきがかなり大きい。これは、計測用のピエゾメーターの読み取り誤差が(7.1.1) 式における上下の両項に反映されるためで、間隙水圧の読みとり精度をかなり高くしないと正確な動水勾配比を求めることは難しいことが分かった。したがって、この図から、明確な傾向はつかみにくい、大まかにみて、試験期間を通じてほぼ1.1 前後の動水勾配比のままで推移しているように思われる。このことは、前述の透水係数の低下に直接結びつくものではないが、ある程度は土供試体の下方に透水性の多少小さなゾーンが形成されていることを示していると考えられる。ただし、二木らの行った実験では、ジオテキスタイルの直上の2mmの範囲とその上2mmの範囲とではすでに粒度組成が異なることから、ピエゾメーターの間隔2.54cmは、ジオテキスタイル直上に形成されるといわれるフィルター層の部分の動水勾配を測定するには、大きすぎるとも考えられる。

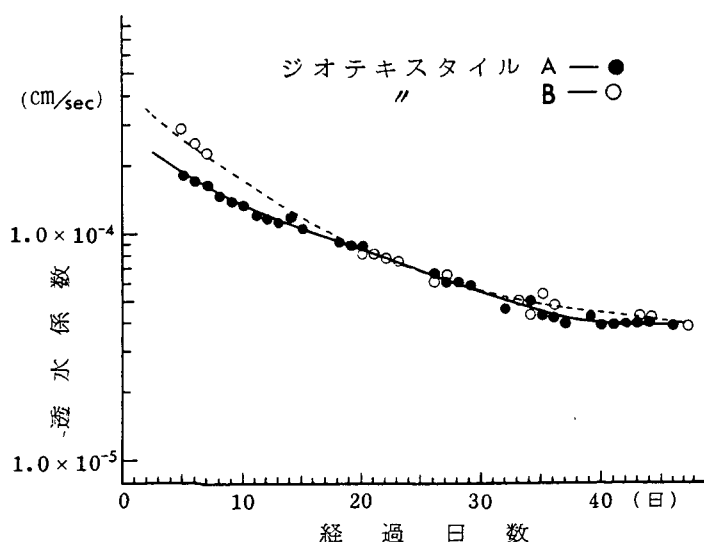


図-7.3.2 平均透水係数の経時変化

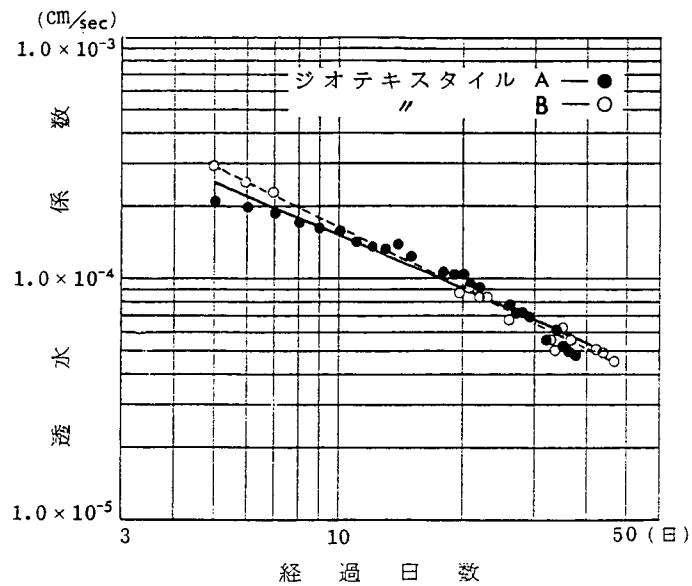


図-7.3.3 平均透水係数の経時変化

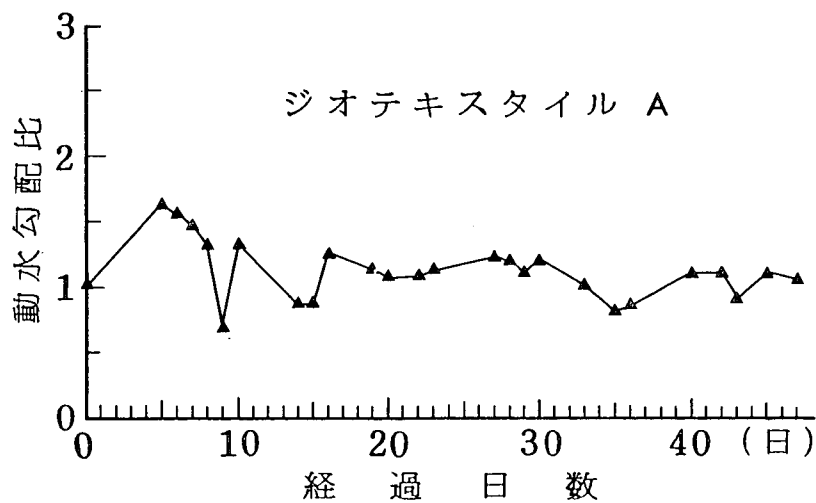


図-7.3.4 動水勾配比の経時変化

7. 3. 3 まとめ

土/ジオテキスタイル供試体に対する長時間の透水試験の結果から、約1,000 時間の連続通水でおよそ1 オーダーの透水係数の低下が見られ、最終的にはほぼ一定値に近づいていると思われるものの、この期間内での透水係数の低下傾向は対数軸上でほぼ直線関係にあることが認められた。また、動水勾配比にはばらつきが大きく、全体としては1.1 前後の値で推移しているものの、ジオテキスタイルの目詰まり特性を把握する指標としては判断が難しいと考えられる。

第 2 章 ジオテキスタイルで補強した盛土・土留めの安定解析法

目 次

1. まえがき	77
2. ジオテキスタイルによる盛土・土留めの設計法の概説	78
3. 解析に用いるジオテキスタイルの引張力	80
3.1 スパンボンド不織布の引張力	80
3.2 ポリマグリッドの引張力	82
4. ジオテキスタイルで補強した盛土の安定解析法	86
4.1 円弧すべり法による盛土の安定解析式	86
4.1.1 安定計算の考え方	86
4.1.2 安定計算式	87
4.1.3 計算に用いる引張力	88
4.1.4 ジオテキスタイルの定着長	88
4.1.5 安全率	89
4.2 計算結果と適用例	90
4.2.1 ポリマグリッドを用いた補強盛土	90
4.2.2 現地施工盛土におけるジオテキスタイル補強盛土の安定計算例	93
4.2.3 安全率算定式に関する考察	98
4.3 一体化効果を考慮した考え方	99
4.4 WAGLEの解析法	101
4.4.1 計算法の考え方	101
4.4.2 計算方法	101
4.4.3 今後の課題	103
4.5 今後の課題	104
5. ジオテキスタイルで補強した土留めの安定解析法	105
5.1 土圧理論からの土留めの安定解析	105
5.1.1 計算法の考え方	105
5.1.2 計算結果適用例	108
5.1.3 今後の課題	111
5.2 すべりのり面法による土留めの安定解析法	112
5.2.1 計算法の考え方	112
5.2.2 計算結果と適用例	118
5.2.3 今後の課題	119
5.3 有限要素法による安定解析	120

5.3.1	計算方法	120
5.3.2	計算結果	121
5.3.3	今後の課題	123
5.4	剛体-ばねモデルによる安定解析	124
5.4.1	解析法の考え方	124
5.4.2	解析結果と適用例	125
5.4.3	今後の課題	127
6.	ジオテキスタイルで補強した盛土と土留めの耐震設計法	128
6.1	盛土と土留めの耐震解析法	128
6.2	盛土の耐震解析法	131
6.2.1	解析法の考え方	131
6.2.2	適用例	134
6.3	土留めの耐震解析法	140
6.3.1	解析法の考え方	140
6.3.2	適用例	141

1. まえがき

近年、土木分野でも新材料を活用して、工事の合理化・円滑化を図り、災害に強く安全性の高い、しかも工事の迅速化およびコストの節減が図れる土構造物の構築が求められている。そこで、土構造物への新材料の活用ということで、ジオテキスタイルが注目を浴びており、ジオテキスタイルを用いて盛土や土留めを補強する新しい工法が考えられている。ジオテキスタイルには、ポリマーグリッドやプラスチックネット、織布、不織布などの種類のものがあり、我が国においては多数のメーカーから種々の製品が出されている。しかし、ジオテキスタイルの土中での挙動や敷設した際のジオテキスタイルの補強効果などが十分解明されていないため、ジオテキスタイルの盛土や土留めへの利用の可能性が大きいにもかかわらず、現状では十分利用されているとはいえない。

このため、これらのジオテキスタイル積極的にを用いて盛土や土留めを行う場合、土中でのジオテキスタイルの挙動とその効果を解明し、設計・施工法を早急に確立する必要がある。そこで、昭和60年から「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」というテーマで、官民の共同研究を実施してきているが、62年度はジオテキスタイルで補強した盛土、土留めの解析方法を検討するために、以下に示す研究室と会社でワーキンググループを作り、取りまとめを行った。

今回、盛土・土留めワーキングにおいてまとめた内容は、共同研究の3年間の成果についてであるが、この期間内にジオテキスタイルの設計・施工法が十分解明されたわけではなく、報告の中には今後検討を必要とする部分も残されている。

これらの内容をもとに今後さらに調査、研究が進め、ジオテキスタイルを用いた盛土・土留めの設計施工法の確立が期待される。

昭和63年11月

盛土・土留めワーキンググループ

土木研究所施工研究室

土質研究室

動土質研究室

住友建設(株)

大成建設(株)

(株)竹中土木

(株)竹中工務店

鉄建建設(株)

東急建設(株)

東レ(株)

東洋紡績(株)

(株)間組

復建調査設計(株)

前田建設工業(株)

三井石油化学工業(株)

ユニチカ(株)

2. ジオテキスタイルによる盛土・土留めの設計法の概説

ジオテキスタイルを利用した土構造物は、盛土形式、土留め形式、及び基礎地盤の補強形式に大別する事ができる。しかし、この分類は外見的なものであり、基本的な補強メカニズムは共通している。

補強メカニズムは、土とジオテキスタイルの力の伝達が主であり、この摩擦力により土塊の強度や安定性を高め、全体として経済的な土構造物を構築することができるようになる。

この分類の内、盛土形式と土留め形式の区分は、壁面材の有無、盛土勾配の緩急、土圧の発生の有無等が区分けの指標となると考えられる。ただし、安定解析の考え方には、それほど大きな違いはない。安定解析手法は、円弧すべりによるもの、直線すべりによるもの、ジオテキスタイル敷設部の一体化効果によるもの、及び有限要素法等の数値解析、の4種類に分類できる。また、土留め形式の安定解析手法として土圧理論を用いたものもある。

円弧すべり法は、円弧すべりによる安定計算にジオテキスタイルによる補強効果を考慮するもので、補強効果の取り込み方も、滑り力の減少として取り込む方法と、滑り抵抗の増大として取り込む方法があり、どの方法が最も実際の現象と合うかは、今後の解明すべき課題の一つである。

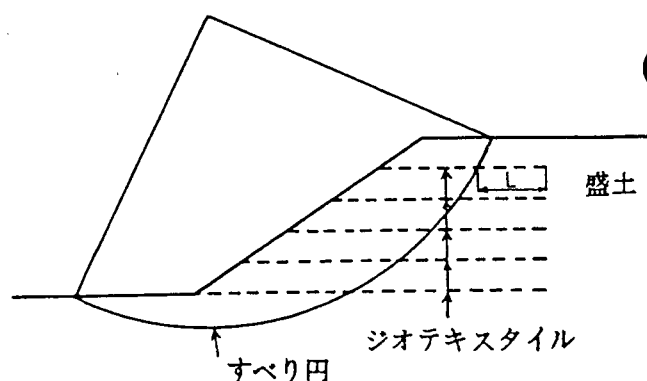
直線すべり法は、すべり線を直線で与え、円弧すべり法と同様にジオテキスタイルによる補強効果を取り込むものである。この場合のすべり線の角度の与え方は、クーロンの主動崩壊面や盛土材の内部摩擦角等が考えられている。

ジオテキスタイル敷設部の一体化効果による安定解析手法は、ジオテキスタイル敷設部は一体化した疑似擁壁とみなし、疑似擁壁体が土圧等に対して安全であるかどうかを検討するものである。

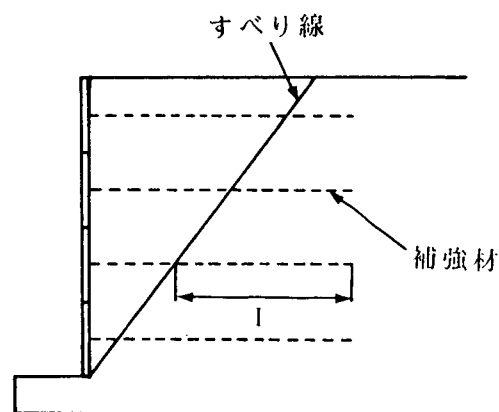
数値解析法は、有限要素法や剛体－バネモデルなどの解析手法を用いて現象を把握するものである。土の圧力－ひずみ曲線の近似方法や、境界条件の設定方法等の課題もあるが、今後の有力な解析手法である。

土留め形式の土圧理論による安定解析手法は、土留め板に作用する土圧をジオテキスタイルの引き抜け抵抗により安定させる考え方で、土圧としてはクーロン土圧等が用いられている。

ジオテキスタイルを用いた土構造物の設計法は上記の通りであるが、基本的なジオテキスタイルと土の補強メカニズムについても各種の考え方がある。この場合の問題点としては、土とジオテキスタイル間の摩擦



図－2. 1 円弧すべりによる崩壊



図－2. 2 直線すべりによる崩壊

角の取り方をどうするかである。摩擦角は土の内部摩擦角とし、土の種類やジオテキスタイルの種類により係数を掛け合わせるのか、あるいは土の種類やジオテキスタイルの種類によって摩擦角を変えるのか、拘束圧によって摩擦角を変えるのか等の問題点がある。

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計には不明な点が多く残されているが、今までの研究の結果、問題点の把握及びそれらを解明するための方向性が明かとなっており、ジオテキスタイルを用いた補強土工法の設計・施工法も近い将来確立されるものと思われる。

3. 解析に用いるジオテキスタイルの引張力

3. 1 スパンボンド不織布の引張力

(1) 概 説

人工降雨を加えた大型盛土崩壊実験で降雨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からみると、その伸びは 3~4%程度のものであり、崩壊時のひずみに対応するスパンボンド不織布の引張応力は、現行の引張試験法 (JIS L1096)による応力-ひずみ曲線からみると、それほど大きいものにはならない。しかし、実験では十分な補強効果を発揮しており内的安定の検討結果とのズレが生じている。これはスパンボンド不織布の試験方法に起因しているものと考えられる。即ち、現行法の引張試験では低伸度時の引張応力が極めて小さい値となってしまう。この原因は測定時にいわゆるネックダウン現象(布幅の狭さく化)が生じるためであり、土中に敷設されたスパンボンド不織布は、その上下の土によりしっかりと拘束された状態にあって、土中ではこのようなネックダウン現象は起きていないものと推定される。

このネックダウン現象の影響を少なくするためには、次の 2つの方法が考えられる。

①ピンによる幅拘束の試験方法

②広幅の試験方法

土中でのスパンボンド不織布の挙動をより現実的に再現できる引張試験方法として今回は①法を検討したものである。

(2) 試験方法

スパンボンド不織布に幅拘束のためのピンシートを装着した状態を写真 3.1に示す。

このピンシートは直径 0.8mm、長さ 6mmのピンを幅12mm、長さ 130mmの金属板に 2.5mmピッチで植えたもので引張幅に相当する試料中央の 5cm部にはピンは存在しないものである。

即ち、試料両側のピンで試料の幅方向の動きを拘束するものであり、ピンは試料に対して垂直に差込まれる。引張試験機のチャック部は上下ともこのピンシートと一緒に挟み込む。また、ピンシートは試料長(チャック間)に相当する分(この場合 5本)を断続的に試料に装着し、引張方向のピンシート間は拘束されない状態にしてJIS のグラブ法に準ずる方法で行った。

本試験は、スパンボンド不織布(目付 300g/ml)の長手方向をTENSILON RIM-500引張試験機(チャック幅 6cm)で引張り速度を 100%分とし、20℃xRH65 %の条件で試験したものである。

なお、同様の試験法として、現在ICI Fibres 社で使用している試験法の装置を図 3.1に示す。

(3) 試験結果

引張試験結果を表 3.1, スパンボンド不織布の応力-ひずみ特性を図 3.2に示す。

現行試験法(JIS L1096:ストリップ法)と比較した当改良試験法(幅拘束法)による引張試験の結果、次の知見を得た。

1)破断時における試料のネックダウン率は93%であったのに対し、7%に抑制される。

2)推定される土塊歪みの許容限界値として5~10%伸張時の引張り強さに着目すると4~5倍程度である

3)引張破断強さは現行試験法の 2倍となる。

表 3.1 引張試験結果

試 験 法	現行試験法	改良試験法
	JIS L1096	幅拘束法
試料長 (cm)	20	5
試料幅 (cm)	5	10
破断時幅 (cm)	0.35	9.3
破断強さ (kgf/5 cm)	95	192
伸び率 (%)	75	72
5%伸び強さ (kgf/5 cm)	5	23

(4) 今後の課題

1)本試験法での品種の差による確認

2)土中での引張試験結果との対比

3)広幅試験法との対比

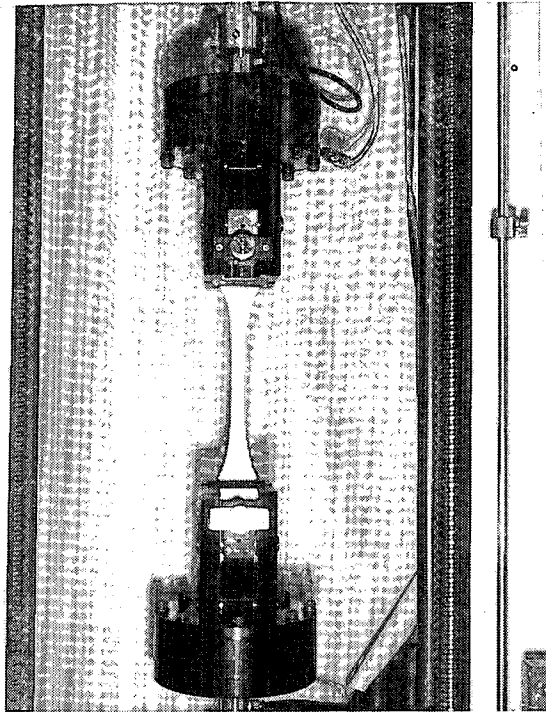


写真 3.1 スパンボンド不織布のピン拘束状態

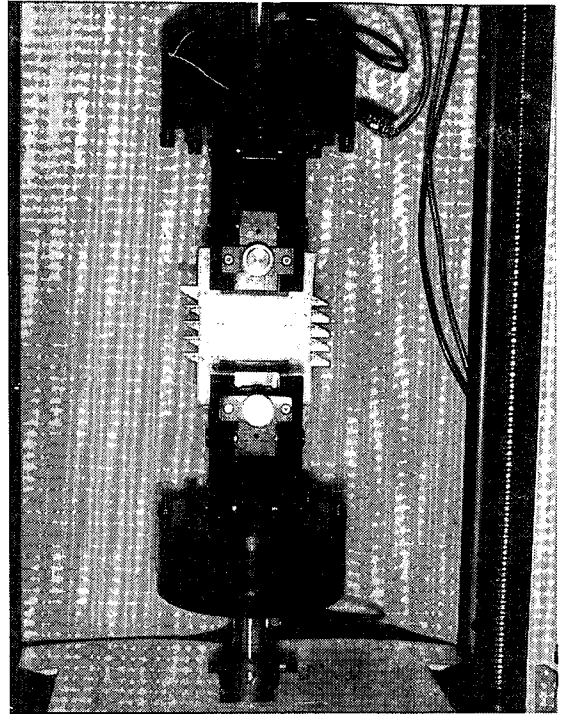


図 3.1 ICI Fibres社の引張試験法

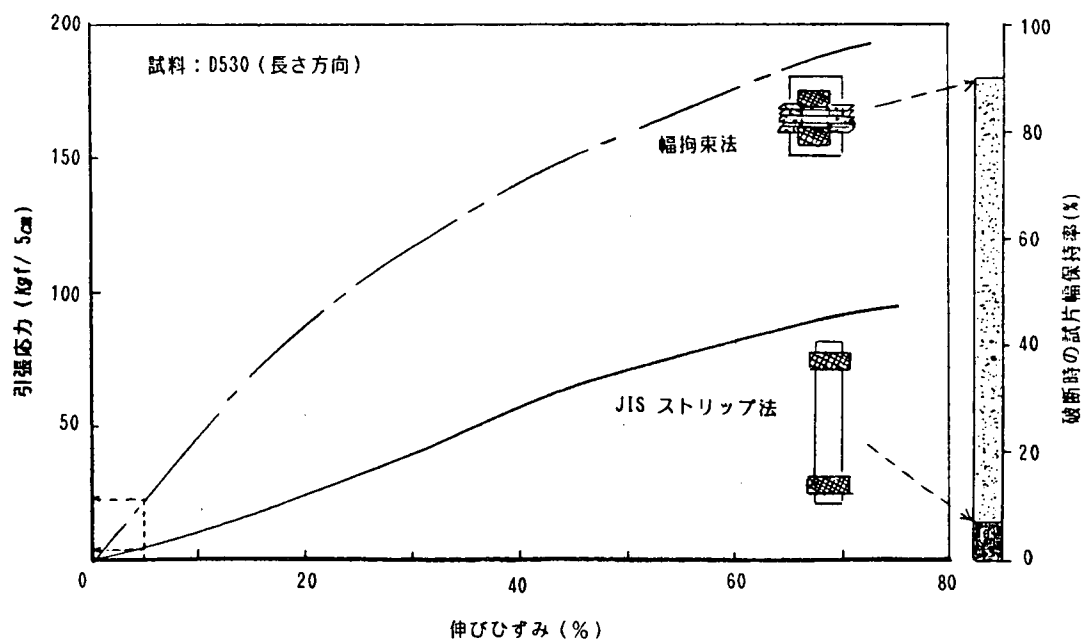


図 3.2 スパンボンド不織布の応力-ひずみ特性

3. 2 ポリマーグリットの引張力

(1) 概説

ポリマーグリットの引張強度の発揮状況（引っ張り強度・引っ張り弾性率・伸び）を知ることは、土構造物の補強材として使用する場合に設計上必要となる。

土構造物の歪発性は大変緩やかで、かつ歪み15%程度以内の変形で破壊に至る（歪15%発生の大変形の土構造物は崩壊しなくてもその範疇）。

極限釣合法に立脚した設計を用いることを前提にすると、設計に用いるポリマーグリットの引張強度は低歪速度引張試験を実施し、そのときの歪5～15%時（歪15%発生以内で破断する場合はその破断強度）の強度を採用するのが歪の整合性ならびにクリープに対する安全性の両面からみて、現時点では一応妥当ではないかと考えられる。また、施工中の損傷や長期の劣化が生じることも考慮して、設計にあたっては材料強度の安全率を1.2～1.3程度みておくのが望ましい。

(2) 試験方法

(2) - 1 試験用具

- a) 引張試験機・・・・一定速度での引っ張りが可能で供試体の強度範囲を測定可能とするロードセル及び試験の際の強度－伸びカーブを即時に応答し得る記録計を持つ。
- b) クランプ・・・・リブ巾全体を保持できるように十分広く、滑りや潰れによる供試体の損傷がないように適切な締め付け力を加えることが可能な構造を持つ。
- c) 供試体形状・・・・測定する方向に対し、3個の結節点と2個のリブを含む。

(2) - 2 試験方法・・・・図－1参照

温度 $21 \pm 2^{\circ}\text{C}$ ，相対湿度50～65%の恒温室にて以下の手順で行う

- a) 試験機のキャリブレーション・バランス等の準備，調整をする。
- b) 引張試験機に上下クランプを設置する。
- c) 供試体をクランプ中央に設置し、供試体に損傷を与えぬように留意しながら十分な締め付けを行う。
- d) 引張試験機の引張速度を設定する。
- e) 試験機の調整後引張試験を開始し、供試体が破壊あるいは降伏するまで試験を続ける。

(3) 試験結果

※単位巾当りの強度換算は以下に示すように行う。

$$T_{grid} = T_{rib} \times n_{rib}$$

ここで、 T_{grid} ：単位巾当り（1 m巾当り）の張力

T_{rib} ：リブ一本当りの張力

n_{rib} ：単位巾当り（1 m巾当り）のリブの本数

試験結果は表-1に示す。

これらの結果から、ポリマーグリットの引張速度による強度依存性が明確に認められる。土構造物の破壊に至る歪の発生が大変緩やかであることを考慮すると、低引張速度での試験結果を用いて、5%あるいは10%歪時の強度を設計に引用するのが好ましい。

また、引張弾性率は歪5%時強度までの直線の傾きでほぼ近似でき、歪10%までの特性を用いる場合は、原点-歪5%時強度-歪10%時強度を結ぶbi-linear として考えればよい。

(4) 今後の検討

- クリープを考慮したポリマーグリットの引張強度

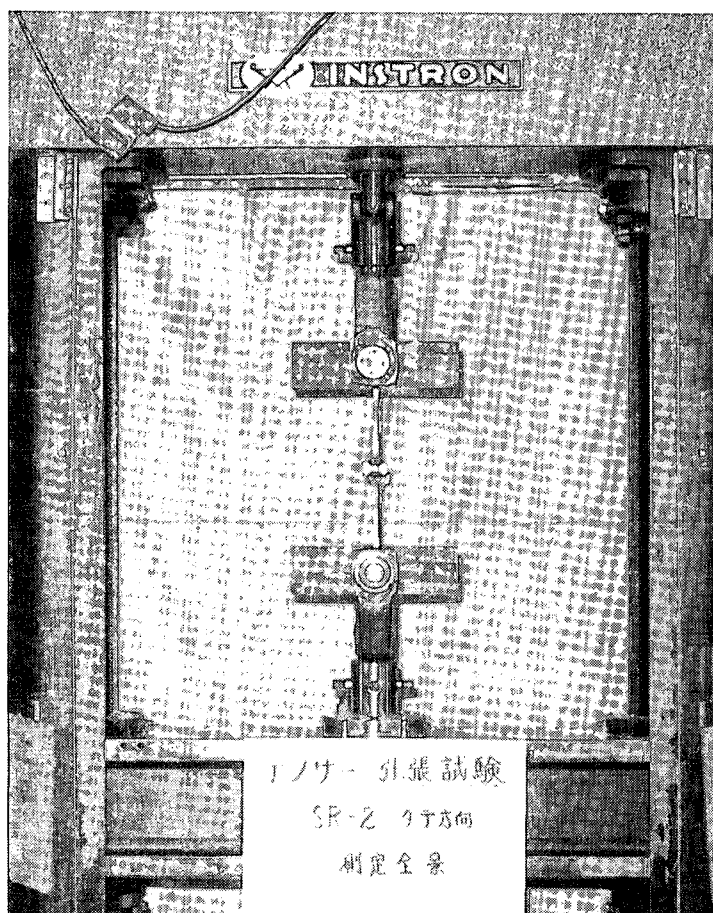


図 - 1 引張試験機

表 - 1 種々の引張速度による引張強度の違い

引張速度 (歪速度)		5 % 歪時 強度	10% 歪時 強度	15% 歪時 強度	破断時	
					強度	伸び
5. 0 mm/min (2.3% /min)	リブ強度 (kgf/rib)	79.3	128.5	152.1	153.2	16.6
	換算強度 (tf/rib)	3.61	5.85	6.92	6.97	16.6
10.0 mm/min (4.7% /min)	リブ強度 (kgf/rib)	80.1	133.0	160.5	161.8	16.7
	換算強度 (tf/rib)	3.64	6.05	7.30	7.36	16.7
50.0 mm/min (23.3% /min)	リブ強度 (kgf/rib)	94.8	155.1	————	184.0	14.4
	換算強度 (tf/rib)	4.31	7.06	————	8.37	14.4
200.0 mm/min (93.0 /min)	リブ強度 (kgf/rib)	113.0	181.1	————	195.0	11.6
	換算強度 (tf/rib)	5.14	8.24	————	8.87	11.6

4. ジオテキスタイルで補強した盛土の安定解析法

ジオテキスタイルで補強した盛土の安定解析法には、補強盛土全体の安定を解析する極限釣り合いによる方法と盛土の応力変形や局部破壊を解析する有限要素法などの方法がある。有限要素法は、近年の電子計算機の発達により多くの計算事例をみるが、設計として考えた場合、極限釣り合い法が一般的である。また、極限釣り合い法の中でも、円弧すべり法に代表される斜面安定問題と Jewell が発表した WAGGLE 解析プログラムに代表される土圧問題に分けることができる。共同研究では、主に補強盛土の解析は円弧すべり法を検討してきているので、始めに 4. 1 で円弧すべり法による解析法と 4. 2 で計算例を述べ、4. 3 では、補強領域でジオテキスタイルと土塊との「一体化効果」を考慮した安定解析法、4. 4 では、ポリマーグリッドによる補強盛土の解析に多く用いられる WAGGLE の解析方法の考え方についても述べる。

4. 1 円弧すべり法による補強盛土の安定解析式

4. 1. 1 円弧すべり法による安定計算の考え方

ジオテキスタイルで補強された盛土は、以下に示す項目でその安定を検討することが必要である。

(a) 外的安定の検討

図-4.1.1(a)のような補強範囲の外側の部分を通るすべりに対する安定について検討しなければならない。

(b) 内的安定の検討

図-(b) のような補強範囲の内部を通るすべりに対する安定について検討しなければならない。検討する内容は、図-(c) に示すように、ジオテキスタイルの破断によって盛土が破壊する

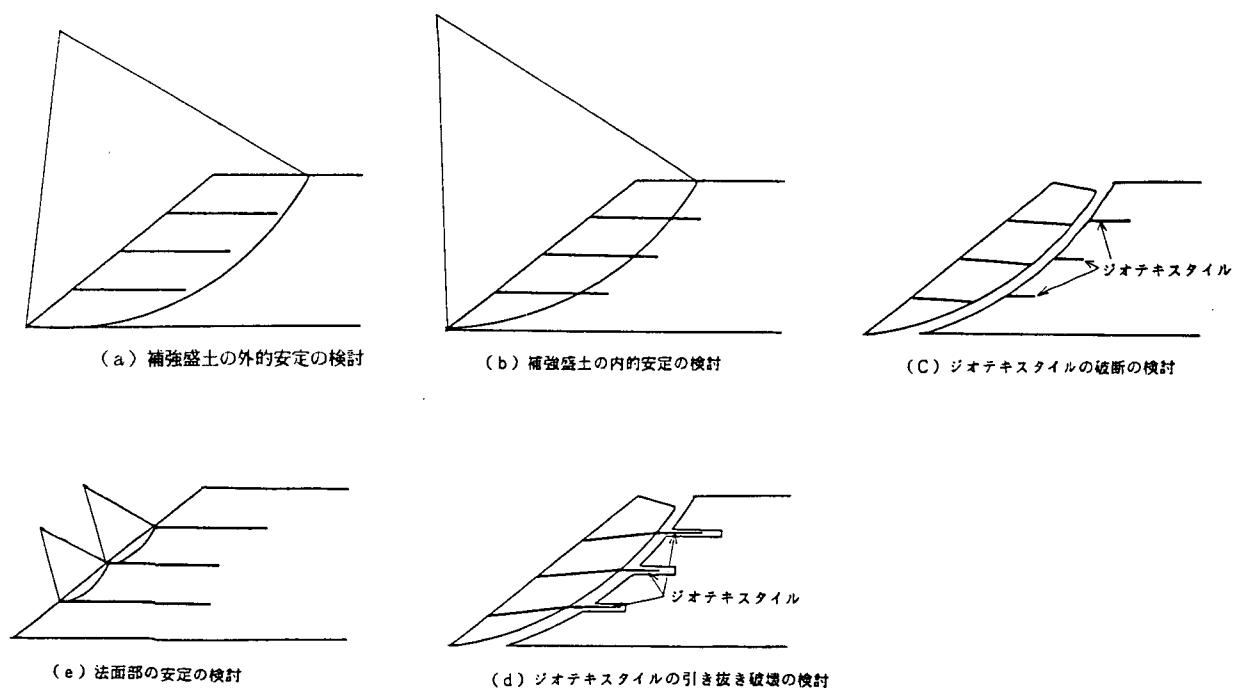


図-4.1.1 補強盛土の安定計算の検討項目

ことを想定して、破断しないようなジオテキスタイルの引張強度と敷設枚数（あるいは敷設間隔）を確保しているかどうかということ、ふたつめは、図-(d) に示すようにジオテキスタイルが引き抜けないように、十分な引き抜き抵抗力を確保しているかどうかということである。

(c) のり面部の安定の検討

図-4.1.1(e)のようにのり面部の局部的な土塊の抜け出し対して検討しなければならない。

4. 1. 2 円弧すべり法による補強盛土の安定計算法

補強盛土の外的安定に関する検討およびのり面部の安定に関する検討は、すべり面がジオテキスタイルと交差していないので、通常円弧すべりによる安定計算で対応することができる。ここでは、すべり面が補強範囲の内部を通る内的安定の安定計算法について述べる。

ジオテキスタイルの引張力は、図-4.1.2 に示すようにすべり面に沿って水平方向に $T \cos \theta$ 、すべり面の鉛直方向に $T \sin \theta$ に分けられる。ここで、ジオテキスタイルの補強効果を、

A：ジオテキスタイルの引張力がすべり土塊を引き止める効果 ($T \cos \theta$)

B：ジオテキスタイルの引張力がすべり土塊を締め付ける効果 ($T \sin \theta$)

と考えることができよう。また、ジオテキスタイルの引張力による土塊の締め付け効果 $T \sin \theta$ は $W \cos \theta$ と同様の力であり、摩擦係数 $\tan \phi$ を掛けることですべり土塊に対するせん断抵抗力となる。

次に、円弧すべりの安定計算式は、分子に抵抗モーメント、分母に起動モーメントと定義すれば、通常 (4.1.1) 式で与えられる。

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi]}{\sum R W \sin \theta} \quad (4.1.1)$$

また、ジオテキスタイルの引張力を (4.1.1) 式に導入する方法は、以下の4つの案が考えられ、それぞれ (4.1.2)、(4.1.3)、(4.1.4)、(4.1.5) 式が提案される。

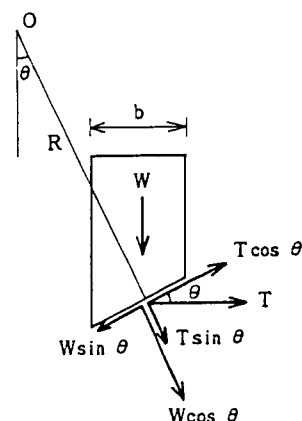


図-4.1.2 スライスした土塊に作用する力

- ①案 ジオテキスタイルの補強効果として ($T \cos \theta$) だけを考え、この力が抵抗モーメントを増加させることができるとする案

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi] + \sum R T \cos \theta}{\sum R W \sin \theta} \quad (4.1.2)$$

- ②案 ①案同様、ジオテキスタイルの補強効果として ($T \cos \theta$) だけを考え、この力が起動モーメントを減少させることができるという案

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi]}{\sum R W \sin \theta - \sum R T \cos \theta} \quad (4.1.3)$$

- ③案 ジオテキスタイルの補強効果として、 $(T \cos \theta)$ と $(T \sin \theta \times \tan \phi)$ を考え、両者が抵抗モーメントを増加させることができるという案

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi] + \sum R [T \cos \theta + T \sin \theta \tan \phi]}{\sum R W \sin \theta} \quad (4.1.4)$$

- ④案 ③案同様、ジオテキスタイルの補強効果として、 $(T \cos \theta)$ と $(T \sin \theta \times \tan \phi)$ を考え、 $T \cos \theta$ は起動モーメントを減少させ、 $T \sin \theta \times \tan \phi$ は抵抗モーメントを増加させることができるという案

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi] + \sum R T \sin \theta \tan \phi}{\sum R W \sin \theta - \sum R T \cos \theta} \quad (4.1.5)$$

ここに、 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 ；土塊の重量、 u ；間隙水圧、 b ；スライス幅、 T ；ジオテキスタイルに働く引張り力、 θ ；すべり面と水平線（ジオテキスタイル）とのなす角度、 R ；円弧の半径

4. 1. 3 計算に用いる引張り力

ここで、計算に用いる引張り力は、引張り力によって破断しないような十分な引張り強度を持つジオテキスタイルでも、単に破断強度を用いるのではなく、歪みレベルやクリープ強度を考慮した引張り力を用いることが必要である。特に、伸度の大きい不織布や未延伸の樹脂ネットなどを用いる場合は、ジオテキスタイルの伸び歪みが大きくなる時点では、盛土の変形もかなり大きくなることも予測されるので、適切な引張り試験法によって求められた応力-歪み曲線から判断して、歪みレベルにあった引張り力を算定すべきである。また、ジオテキスタイルのクリープ特性についても、現在では不明な点も多いが、設計に用いる引張り力はクリープ強度を越えないようにすることが大切である。

4. 1. 4 ジオテキスタイルの定着長

ジオテキスタイルの定着長は、ジオテキスタイルの引張り強度によっても引き抜けが起こらないように、すべり面より奥に十分な長さを必要とする。ジオテキスタイルの定着長を算定するにあたっては、

- ①：ジオテキスタイルと土の摩擦抵抗力を引抜き試験や一面せん断試験によって求め、定着長を算定する方法
- ②：ジオテキスタイルと土の摩擦抵抗力をジオテキスタイルの近傍の土のせん断抵抗力に置き換えて、定着長を算定する方法

がある。それぞれの定着長を求める式を以下に示す。

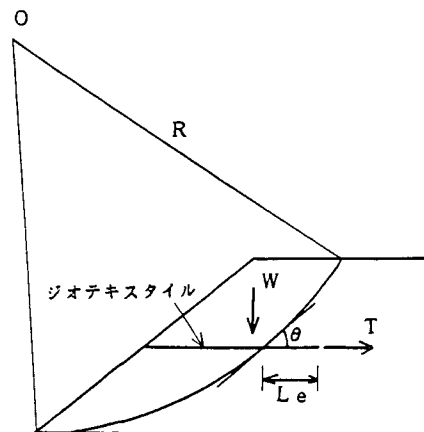


図-4.1.3 定着長 L_e

① の方法

$$L_e = \frac{F_s \times T}{2 \times \sigma \times \tan \phi_{sg}} \quad (4.1.6)$$

② の方法

$$L_e = \frac{F_s \times T}{2 \times \alpha \times \sigma \times \tan \phi} \quad (4.1.7)$$

ここに、 L_e ；ジオテキスタイルの定着長、 F_s ；安全率、 T ；ジオテキスタイルに働く引張力
 σ ；ジオテキスタイル敷設位置の拘側圧、 ϕ_{sg} ；土とジオテキスタイルのせん断抵抗角
 ϕ ；土の内部摩擦角、 α ；低減係数

また、 α は通常0.8～0.9程度を用いることが多いが、盛土の締固め密度やジオテキスタイルの種類や形状の違いなどによって変化する係数なので、盛土の密度が緩い場合や目合いが細かく表面で滑りやすいネットなどでは α はさらに小さな数値になることがあり、ジオテキスタイルと土のせん断抵抗力を求める試験を実施して、①の方法で L_e を求めると良い。

4.1.5 安全率

補強盛土の安全率は、種々の不確定要素をカバーするためのものである。ジオテキスタイルで補強されていない通常盛土の最小安全率は、道路土工指針では $F_s = 1.20$ 以上であるが、補強盛土の最小安全率も、これらの指針との整合性を考えて設定する必要がある。ただし、補強盛土の場合、設計定数の設定の仕方に不確定な部分が多々残されており、安全率については今後さらに検討する必要がある。

(3) 検討結果

図-4.2.2に検討結果を示した。以下に結果の概略を示す。

a) 基本式の違いによる $\Delta F_s / F_{so}$ の大小を比較すると、

i. $0.3 < T < 0.8$

$$\textcircled{1} < \textcircled{2} < \textcircled{3} < \textcircled{4}$$

ii. $0.8 < T$

$$\textcircled{1} < \textcircled{3} < \textcircled{2} < \textcircled{4}$$

iii. $T < 0.3$

$$\textcircled{1} < \textcircled{2} \doteq \textcircled{3} \doteq \textcircled{4}$$

となり、式①が最も小さい補強効果を示す。

b) 式②、④については $T = W \sin \theta / \cos \theta$ なる漸近線を有し、この漸近線に近づくほど補強効果を過大評価することになる。

c) 計測されたひずみはポリマーグリッド各層とも概ね0.3%程度である。これは張力 T に換算すると $T \doteq 0.23 \text{ tf/m}$ となることから、図-4.2.2(b)より $\Delta F_s / F_{so} = 0.06 \sim 0.1$ となる。

また、許容引張強度 $T_a = 0.75 \text{ tf/m}$ が発揮されるとすれば $\Delta F_s / F_{so} = 0.2 \sim 0.44$ となる。何れの式が妥当な補強効果を表現するかは不明であり、今後検討を深める必要がある。

なお、一般の高盛土では M_o がかなり大きくなるため、 $\Delta F_s / F_{so}$ はかなり小さくなる。

(4) 考察

計測されたポリマーグリッドのひずみは、補強盛土の変形状態に基づくものであり、円弧すべり法といった極限つり合の問題に直接的に結び付けることには無理があるといえる。変形解析を介して、補強効果と安全率との関係を求め、 $\Delta F_s / F_{so}$ の再評価（基本式の見直し）を行うべきであろう。

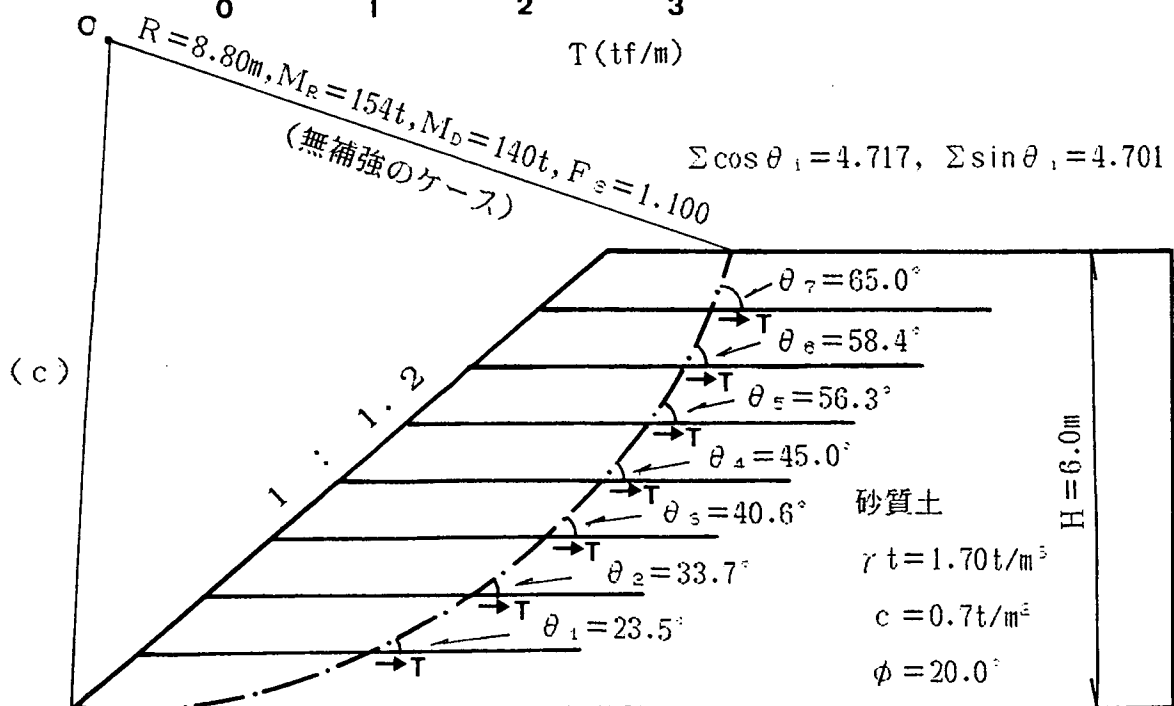
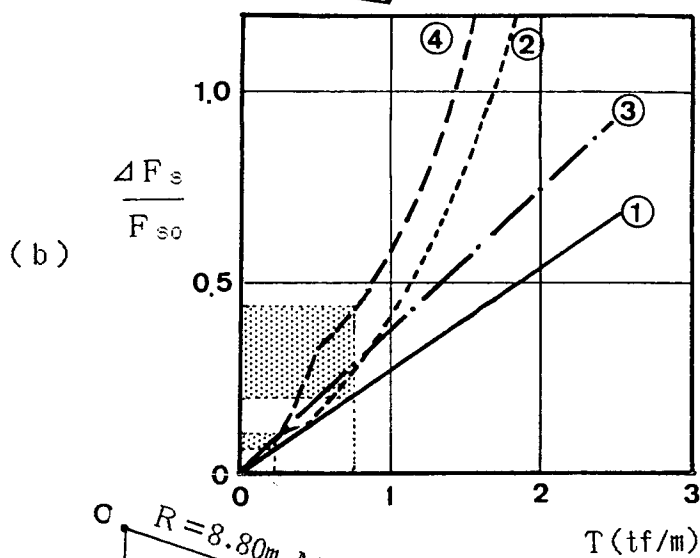
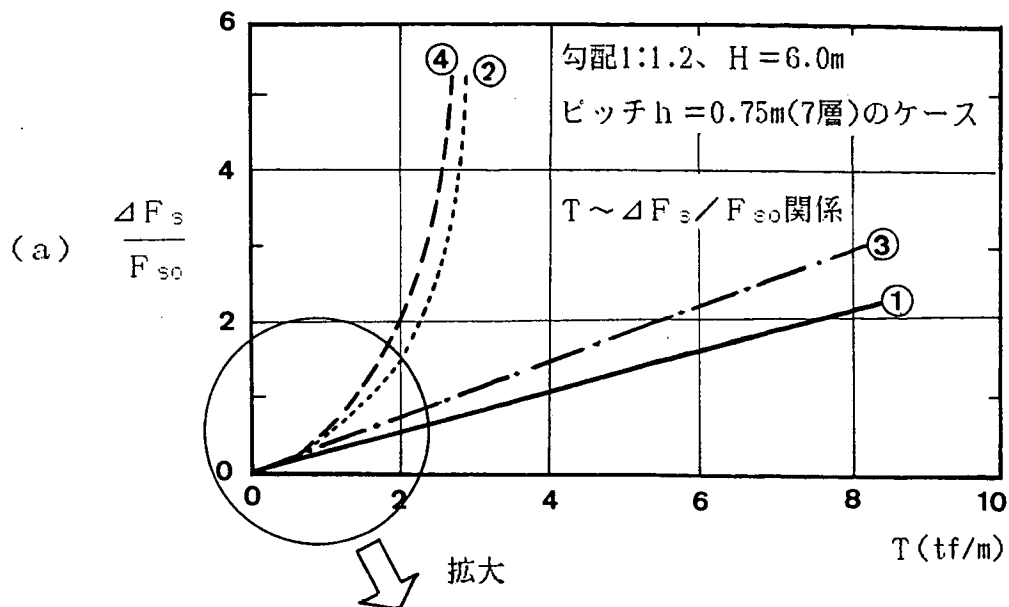


図-4.2.2 補強効果の検討結果

4. 2. 2 現地施工におけるジオテキスタイル補強盛土の安定計算例

現地実施工の大規模盛土をモデルに、提案されたすべりに対する安定計算式を用いて、ジオテキスタイルの種類と設計に用いるジオテキスタイルの引張強度をかえて、すべりに対する安定計算を行った。

(1) 設計条件

盛土高さ 20m

勾配 1 : 1.8

すべりに対する安全率 $F_s = 1.2$ 以上

(2) 盛土材料の特性

	単位体積重量 ρ_t	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
ケース 1	1.8 tf/m ³	1.6 tf/m ²	18°
ケース 2	1.8 tf/m ³	2.0 tf/m ²	10°

盛土材料は、上記に示す2種類（ケース1、ケース2）を用いた。ケース1は、実施工を行ったときの盛土材料で、ケース2は、ケース1より粘性の大きい材料を用いた場合である。

(3) ジオテキスタイルの種類と設計に用いるジオテキスタイルの引張力 T_{avail}

ジオテキスタイルの種類		最大引張強度 T_{max}	クリープ強度または5%ひずみ時の引張力	製品 cost
ポリマーグリッド SR-2		8tf/m	クリープ強度 $0.4 \times T_{max} = 3.2\text{tf/m}$	2950円/m ²
спанボン ド不織布	ストリップ法	1.8 tf/m	5%歪み時 0.1tf/m	590円/m ²
	ピン拘束法	3.8 tf/m	5%歪み時 0.4tf/m	

ポリマーグリッド： $T_{avail} = 8\text{tf/m}$ 、 3.2tf/m

不織布： $T_{avail} = 0.1\text{tf/m}$ 、 1.8tf/m 、 0.4tf/m 、 3.8tf/m

ジオテキスタイルは、ポリマーグリッドSR-2とспанボンド不織布（重さ300g/m²）を用いることとした。

設計に用いるジオテキスタイルの引張力 T_{avail} は、ポリマーグリッドの場合、最大引張強度とクリープを考慮した引張力を用いる。また、不織布の場合、従来のストリップ法とネックダウンをおさえたピン拘束法の2種類の試験で求めた最大引張強度と5%歪み時の引張力のそれぞれを用いる。

(5) 安全率の算定式

盛土のすべりに対する安定計解析は、4.1の「円弧すべり法による安定解析式」で提案されている4つの式を用いて、検討を行う。

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi + T \cos \theta]}{\sum R W \sin \theta} \quad ①$$

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi]}{\sum R [W \sin \theta - T \cos \theta]} \quad ②$$

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi + T \cos \theta + T \sin \theta \tan \phi]}{\sum R W \sin \theta} \quad ③$$

$$F_s = \frac{\sum R [c l + (W - u b) \cos \theta \tan \phi + T \sin \theta \tan \phi]}{\sum R [W \sin \theta - T \cos \theta]} \quad ④$$

なお、定着長はすべて5mで計算を行った。

(6) 解析結果

・ケース1の結果

無補強盛土の安全率 $F_s = 1.174$ と1.2に近い、ポリマーグリッドを用いた場合は、クリープを考慮した $T_{avail} = 3.2 \text{tf/m}$ を用いても、5mピッチで敷設すると安全率が1.2を超える。不織布を用いた場合は、不織布の引張試験で提案されているピン拘束法で求めた引張力のうち、5%歪み時の引張力 0.4tf/m を T_{avail} に用いた場合は、1mピッチで敷設すると安全率が1.2を超える。

・ケース2の結果

始めに、無補強盛土の安全率は $F_s = 0.916$ とかなり小さい。次に、ポリマーグリッドの場合、2.5mピッチに敷設したケースをみると、クリープを考慮した $T_{avail} = 0.4 \text{tf/m}$ を用いても、最大引張強度 8.0tf/m を T_{avail} に用いても容易に $F_s = 1.2$ にはならない。また、不織布の場合でも、ピン拘束法で求めた5%歪み時の引張力 0.4tf/m を T_{avail} に用いると、0.5mピッチで敷設しても安全率は $F_s = 0.96$ 前後とかなり小さい。

- 安定計算式の差異

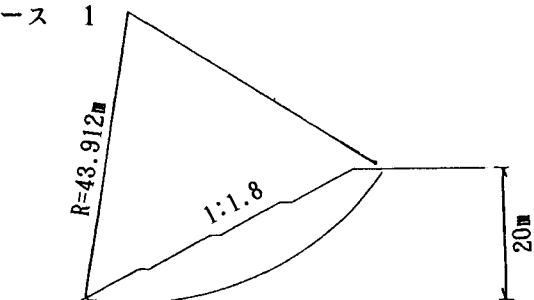
ひずみレベルを考慮した引張力やクリープを考慮した引張力を T_{avail} に用いた場合は、いずれの安定計算式を用いても、それ程安全率の違いはない。しかし、最大引張強度を T_{avail} に用いた場合は、安全率は①式が小さくなり、④式が大きくなる。

(7) 考察

以上を考察すると、高さ20mの高盛土を補強するようなモデルでは、極限釣り合い法（円弧すべりによる安定解析）で解析した場合、ひずみレベルやクリープを考慮した T_{avail} を用いると、補強盛土のすべりに対する安全率が大きくは上がらず、必要とする安全を得るためには設計が容易でないことが分かった（特に、ケース2の場合）。しかし、敷設間隔が密な場合は実際はかなり安定が良いことを考えると、ジオテキスタイルで補強された部分の「一体化効果」を考慮した設計法を取り入れる必要があると考えられる。

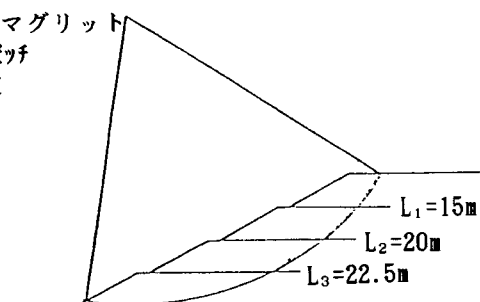
また、安定計算法の差異については、土塊の抵抗力や土塊の滑動力がジオテキスタイルの補強効果よりかなり大きい場合は、安定計算式の違いによる安全率の差異はあまりないことが認められた。

ケース 1



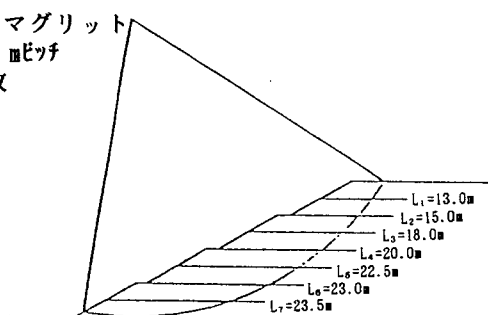
$\rho t(t/m^3)$	1.8
$c(tf/m^2)$	1.6
ϕ (度)	18
抵抗力(tf/m)	224.0
滑動力(tf/m)	191.2
安全率	1.174

ポリマグリット
5 mピッチ
3 枚



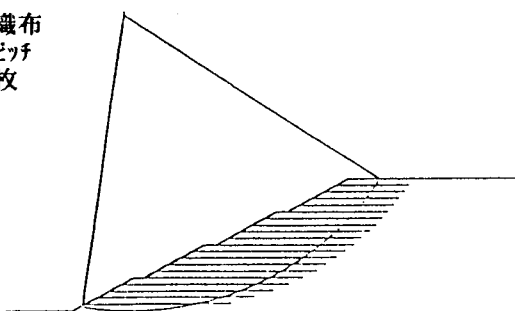
Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta)$ $\cdot \tan\theta$	安全率			
			①	②	③	④
3.2	7.4	1.9	1.210	1.219	1.220	1.229
8.0	18.5	4.8	1.268	1.297	1.293	1.325

ポリマグリット
2.5 mピッチ
7 枚



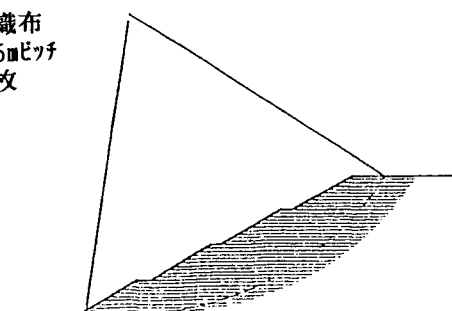
Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta)$ $\cdot \tan\theta$	Fs			
			①	②	③	④
3.2	17.3	4.4	1.282	1.288	1.285	1.313
8.0	43.3	10.0	1.398	1.515	1.456	1.589

不織布
1mピッチ
19枚



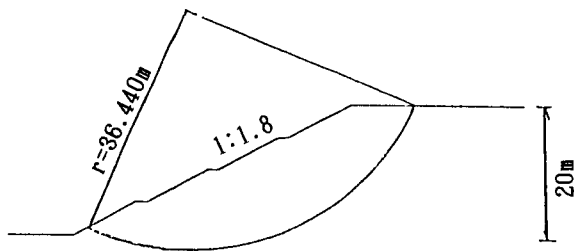
Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta)$ $\cdot \tan\theta$	Fs			
			①	②	③	④
0.1	1.5	0.4	1.179	1.181	1.181	1.183
1.8	26.4	6.6	1.310	1.359	1.344	1.399
0.4	5.9	1.5	1.202	1.209	1.210	1.217
3.8	55.8	14.0	1.463	1.654	1.537	1.758

不織布
0.5mピッチ
39枚



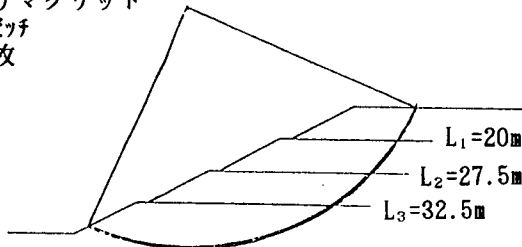
Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta)$ $\cdot \tan\theta$	Fs			
			①	②	③	④
0.1	2.9	0.7	1.187	1.190	1.190	1.193
1.8	51.5	13.0	1.441	1.603	1.509	1.696
0.4	11.4	2.9	1.231	1.246	1.246	1.262
3.8	108.6	27.4	1.740	2.712	1.883	3.044

ケース 2



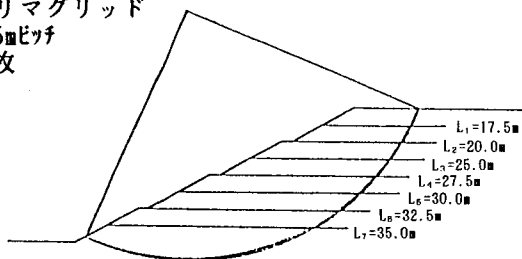
$\rho t(t/m^3)$	1.8
$c(tf/m^2)$	2.0
ϕ (度)	10
抵抗力(tf/m)	228.0
滑動力(tf/m)	248.8
Fs	0.916

ポリマグリッド
5mピッチ
3枚



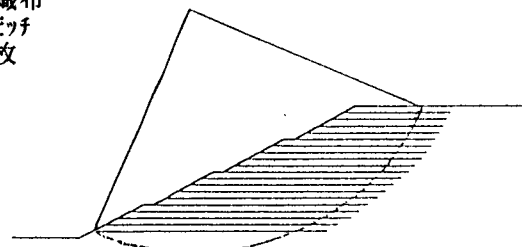
Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta) \cdot \tan\phi$	安全率			
			①	②	③	④
3.2	6.4	1.2	0.942	0.941	0.947	0.946
8.0	15.9	3.1	0.980	0.979	0.993	0.992

ポリマグリッド
2.5mピッチ
7枚



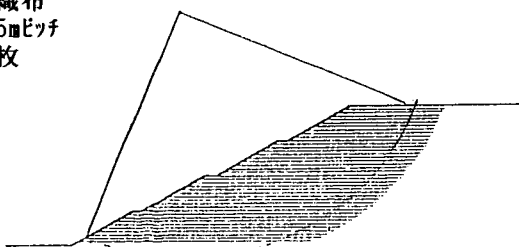
Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta) \cdot \tan\phi$	Fs			
			①	②	③	④
3.2	14.8	2.9	0.976	0.974	0.988	0.987
8.0	36.9	7.2	1.065	1.076	1.094	1.110

不織布
1mピッチ
19枚



Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta) \cdot \tan\phi$	Fs			
			①	②	③	④
0.1	1.3	0.2	0.922	0.921	0.922	0.922
1.8	22.5	4.2	1.007	1.008	1.024	1.026
0.4	5.0	0.9	0.936	0.935	0.940	0.939
3.8	47.6	8.9	1.108	1.133	1.143	1.177

不織布
0.5mピッチ
39枚



Tavail (tf/m)	$\Sigma(T \cdot \cos\theta)$	$\Sigma(T \cdot \sin\theta) \cdot \tan\phi$	Fs			
			①	②	③	④
0.1	2.6	0.5	0.927	0.926	0.929	0.928
1.8	46.2	8.9	1.102	1.125	1.138	1.169
0.4	10.3	2.0	0.958	0.956	0.966	0.964
3.8	97.6	18.8	1.309	1.508	1.384	1.632

4. 2. 3 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-4.2.3 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。

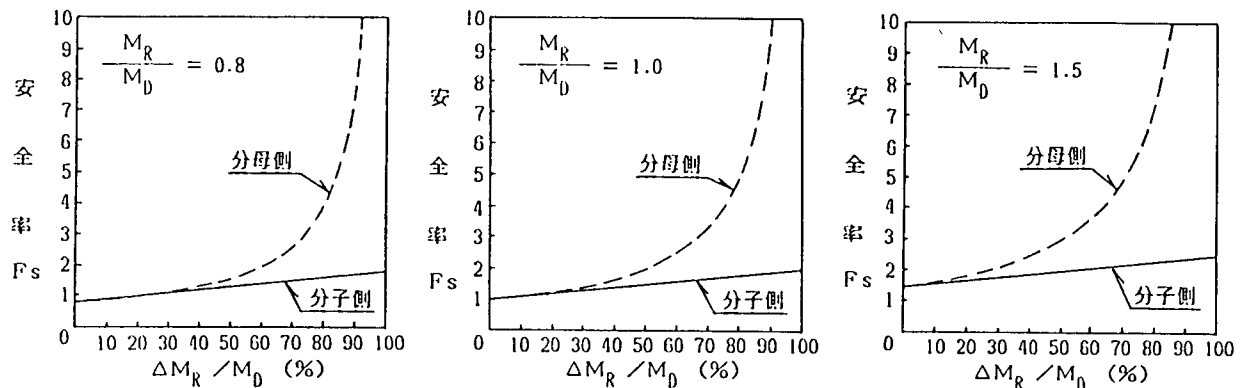


図-4.2.3 補強モーメント ΔM_R を分子側，分母側に考慮した場合の安全率

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、安全サイドにたった計算法と判断される。

4. 3 一体化効果を考慮した考え方

現在ジオテキスタイルによる補強盛土の設計を行う場合、単に同材の引張抵抗力のみを考えている。例えば円弧すべりの安全率では、

$$F_s = \underbrace{F_{s0}}_{\text{土のみ}} + \underbrace{\Delta F_s}_{\text{補強}} = \frac{M_R}{M_D} + \frac{R \cdot \sum T \cos \theta}{M_D} \quad \dots (4.3.1)$$

のように示されている。

ここで、 M_D 、 M_R ：起動および土の抵抗モーメント。

T ：補強材の引張強度（設計値）

R ：すべり円の半径。

しかしながら、これまでのいくつかの現場施工あるいは実験施工における動態観測の結果によれば、設計で予測した張力よりかなり小さい値しか発生しないことが明らかになってきている。これは面状の補強材を多層盛土材の中に敷設することによって、土と補強材との相互作用によって両者が一体化し、“引張抵抗力”のみの効果に加え、付加的な補強効果を発揮したものと考えることができる。

ここで、一体化効果の一例として龍岡は、図-4.3.1を示している。すなわち、「補強材から引張破断を生じない限り、同じ量の補強材を用いる場合、小さい強度のものを密に配置するほど一体性の程度が高くなる」としている。

ジオテキスタイルによる補強盛土の補強効果を考える上で、このような一体化効果が期待できるものと考え、この効果が発揮される条件あるいは補強効果の定量化の方法を検討する必要がある。

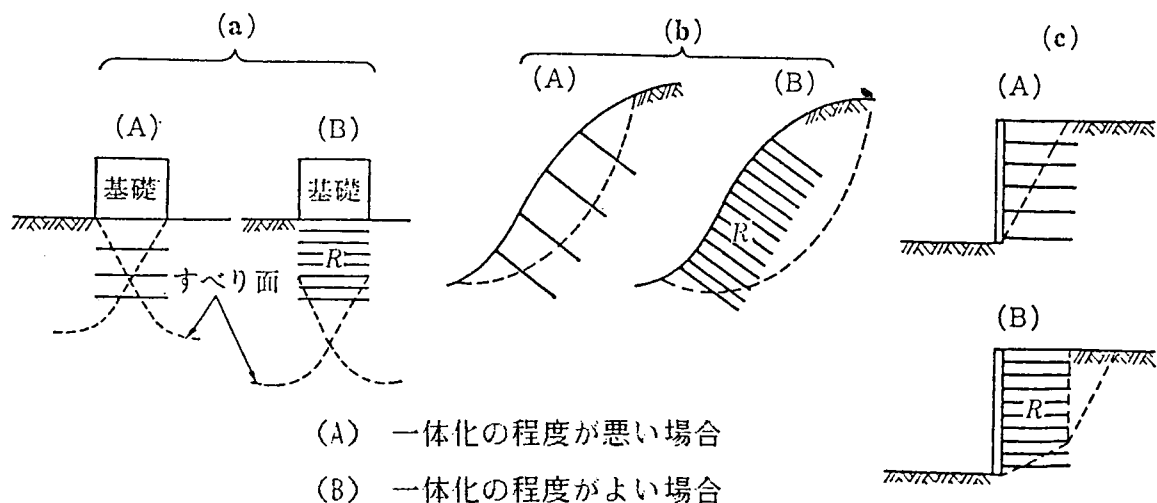


図-4.3.1 補強領域の一体化の一例¹⁾

「ポリマグリッドによる補強盛土工法の研究グループ」（土木研究所土質研究室、東急建設、三井石油化学、復建調査設計）では、3 m 高の盛土実験結果から、一体化の効果として見かけの粘着力の増分 Δc を試算した（図-4.3.2）。

今後、FEM解析の適用なども加え、一体化効果を取込んだ補強盛土の設計法を確立していきたいと考えている。

ここで、一体化効果の影響因子としては事項が考えられる。

- a) 土と補強材の応力～ひずみ関係
- b) " インターアクション効果（摩擦係数、引抜き抵抗 etc）
- c) 補強材の配置（長さ、間隔 etc）
- d) のり面工の剛性と補強材との連結状態

表-4.3.1 実験結果の概要 ²⁾

間隔 長さ V(m) L(m)	0.75 (盛土3m高に3層敷設)	1.0 (同2層)	1.5 (同1層)
1.0	外的安定ですべる (220mm) (ケース2.3)	—	—
2.0	補強材端部天端にクラック (260mm) (ケース1.1)	—	—
3.0	安 定 (ケース3.3)	安定・変形有 (ケース3.2)	侵食性表層崩壊 (210mm) (ケース3.1)

() は累積降雨量

$$R_c = \frac{c + \Delta c}{c}$$

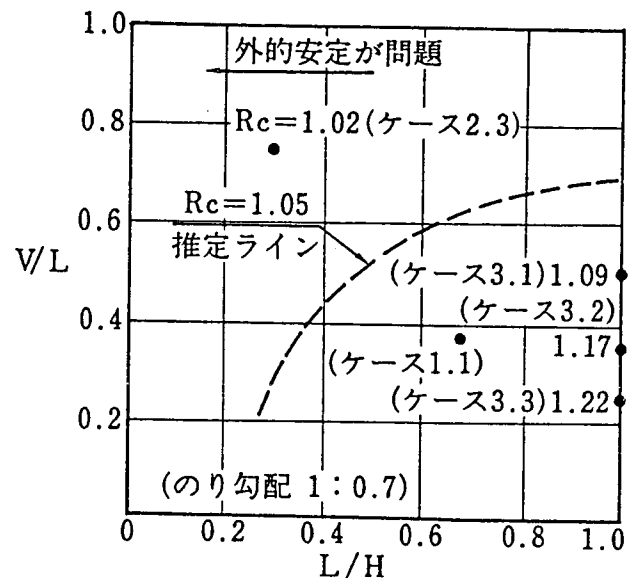


図-4.3.2 V/L, L/Hと R_c との関係 ²⁾
(すべり円②)

1) 「補強土工法」p.79

2) 共同研究61年度報告書pp.103～117

4. 4 WAGLEの解析法

4. 4. 1 計算法の考え方

グリッド包覆の構造を持ち、コンクリートブロックなどの壁面体のない盛土に対して適用する。

(1) 内的安定性

滑り面は、図-4.4.1 に示すように2つの直線によって与えられると仮定し、全水平力が最大となる限界滑り面に対して、

- ① 各層のグリッドが引き抜けないように、滑り面の背後に十分な定着長をとる。

ここで、グリッドの引き抜き抵抗は、土とグリッドのせん断抵抗角を、土のせん断抵抗角の50%と評価して求める。

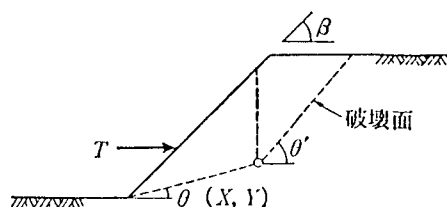


図-4.4.1 2直線すべり

- ② 各層のグリッドが破断しないように垂直間隔を決定する。
グリッドの設計強度は、材料のクリープ特性を考慮して

$$T_D = T_Q \times \mu$$

T_D : グリッドの設計強度

T_Q : グリッドの引っ張り強さ

μ : グリッドの許容応力の低減係数

とする。

(2) 外的安定性

グリッドを敷設した補強領域が剛なブロックになると考え、

- ① 背後の土圧によって発生する基礎地盤の反力が許容支持力以下になる敷設長にする。
- ② ブロックの背後に発生し、補強材の表層を通過する滑りに抵抗できる敷設長にする。

ここで、土とグリッドのせん断抵抗は、土のせん断抵抗の80%とする。

4. 4. 2 計算方法

計算はコンピューターを利用して作成したデザインチャートに従って簡単に行うことができる。

(1) 計算手順

図-4.4.2 に示す盛土について補強材の適性配置を計算により求める。

グリッドの引っ張り強さ T_Q は 8 t/m 、 μ は 0.4 とする。

① 敷設長Lの決定

図-4.4.3 より長さ係数 $f=0.74$

$$L = f \cdot (H + W_s / \gamma) = 7.9\text{m}$$

② 垂直間隔 Δh_i の決定

図-4.4.4 より土圧係数 $K=0.32$

$$\text{全水平土圧 } T = 1/2 K \cdot \gamma (H + W_s / \gamma)^2 = 35.82\text{t}$$

盛土天端からの鉛直距離 h における水平土圧 $P = K \cdot \gamma (h + W_s / \gamma)$

上記の土圧に対して各補強材の軸力が設計強度以下になるように

$$\Delta h_{1\sim 2} = 0.25(\text{m}) \quad \Delta h_{3\sim 8} = 0.50(\text{m}) \quad \Delta h_{9\sim 10} = 0.75(\text{m})$$

$$\Delta h_{11\sim 13} = 1.00(\text{m}) \quad \Delta h_{14} = 0.50(\text{m})$$

とする。

$$\text{全体の安全率 } F_s = N / N_{\min} = 1.25 > F_{sa} = 1.2$$

N : 層数 (14)

$N_{\min}$: 最低必要層数 $= T / T_0$

F_{sa} : 盛土全体にかかわる設計安全率 (通常 1.2 ~ 1.5)

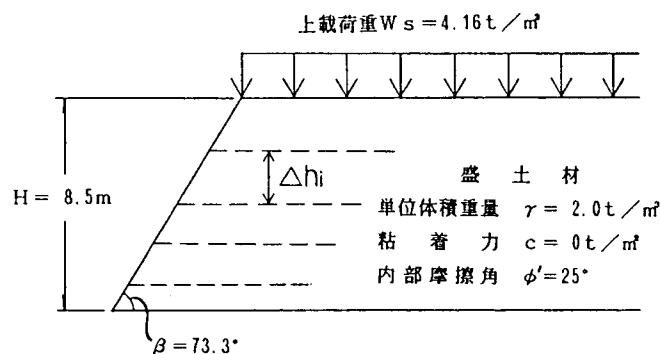


図-4.4.2 盛土断面図

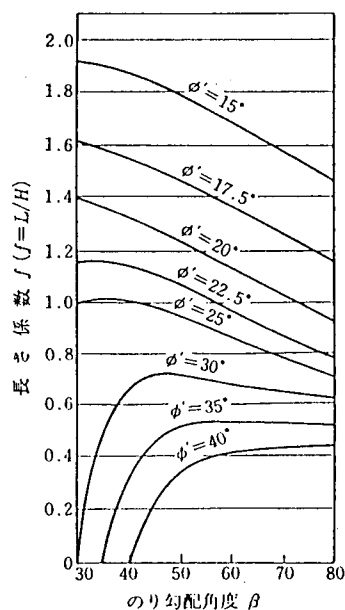


図-4.4.3 最小敷設長

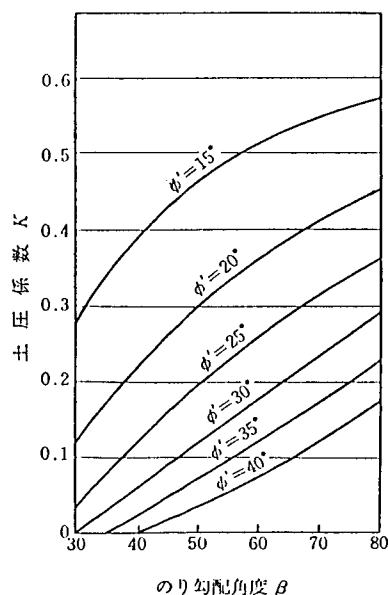


図-4.4.4 土圧係数

(2) デザインチャートの適用範囲

デザインチャートの適用範囲は次の通りとなっている。

- ① 適切な支持力のある基礎地盤上の盛土
- ② 盛土のり勾配 $30^{\circ}\sim 80^{\circ}$
- ③ 盛土の天端は水平で、上載荷重が一様な場合
- ④ 盛土材は内部摩擦角 ϕ が $20^{\circ}\sim 40^{\circ}$ の範囲のものとする。

4. 3. 3 今後の課題

WAGGLEだけに限られるわけではないが、次のような課題がある。

- ① 土とグリッドのせん断抵抗がもっと大きく評価できるように工夫する必要がある。
また、土圧がクーロン土圧よりやや大きくなるので、他の設計法との対応を考え、もっと経済的なものにする必要がある。
- ② 土とグリッドのせん断抵抗の評価が内的安定と外的安定とで異なるので統一する必要がある。
- ③ 補強材の強度は土中の試験で決める必要がある。

4. 5 今後の課題

安定解析法を用いてジオテキスタイルで補強した盛土を設計するためには、以下に示すことを解明していく必要がある。

(1) ジオテキスタイルの引張力

設計に用いるジオテキスタイルの引張力の選定は、ジオテキスタイルのピーク強度を用いるのではなく、土構造物のひずみレベルやジオテキスタイルのクリープを考慮したものでなければならない。しかし、ひずみレベルをどの程度にするか、あるいはクリープが生じる引張力はどの程度かといったことは十分検討されていないので、ジオテキスタイルの試験法も含めて、今後検討していく必要がある。

(2) 円弧すべりの安定計算式

ジオテキスタイルの引張力は、土塊のすべりを引き止める効果と土塊を締め付ける効果が考えられ、安定計算式の中で抵抗モーメントの増加とみる考えと、滑動モーメントの減少とみる考えがあり、4つの式が提案されている。このなかでどの式を用いるかは、設計に用いるジオテキスタイルの引張力や安全率をどう取るかによっても異なるので、さらに、検討する必要がある。

(3) 一体化効果を考慮した設計法

盛土高さの高い場合は、土塊の抵抗モーメントや滑動モーメントが大きくなり、ジオテキスタイルによる「引張抵抗力」だけをみるのでは、抵抗モーメントの増加あるいは滑動モーメントの減少が相対的に小さくなり、安全率算定式においては安全率の増加にはあまり結びつかない。しかし、ジオテキスタイルを密に敷設した場合は補強された箇所は疑似擁壁的になり安定が非常に良くなることを考えると、ジオテキスタイルで補強された部分の「一体化効果」を考慮する必要がある。このため、一体化効果を定量的に把握し、解析に結びつける必要がある。

5. 1 土圧理論からの土留めの安定解析

5. 1. 1 計算法の考え方

土留め構造物の安定解析には、他の壁のタイプと同様に内的安定と外的安定を満足しなければならない。外的安定は補強域を剛体とみなし滑動、転倒、支持力を、背面より土圧を働かせるという土質力学の古典的な方法を使用することで成功を修めている。内的安定では、一般的に、想定したすべり面を挟んで水平方向の力の局所的なつりあい（土圧＝補強材の破断強度 σ_r 引き抜け抵抗）を、各補強材毎に保たせることで、補強材の配置および敷設長を決定している。ここでは、従来の計算法に併せて米国林野庁において使用されている計算法についても述べることにする。ただし、米国林野庁方式は図-5. 1. 1に示す様にジオテキスタイルを巻き込む構造で、コンクリート構造の壁面体を有していない垂直あるいは傾斜擁壁に対して適用できるものである。

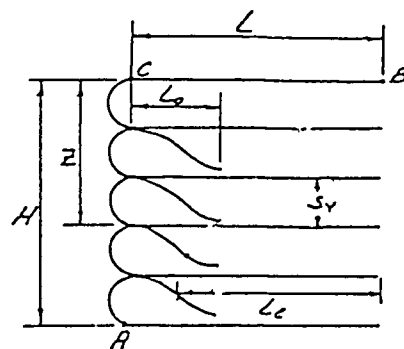


図-5.1.1 米国林野庁方式
対象構造例

(1) 外的安定

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

1) 滑動

$$\text{安全率} : \frac{\text{低部の摩擦抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{R}{P} > 1.5 \sim 3.0$$

2) 転倒

$$\text{安全率} : \frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{転倒モーメント}} = \frac{M_R}{M_A} > 2.0$$

3) 支持力

接地圧の分布を図-5. 1. 2のように仮定する。

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

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

ここで

$$\sigma_{\max} < \text{地盤の許容支持力}$$

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

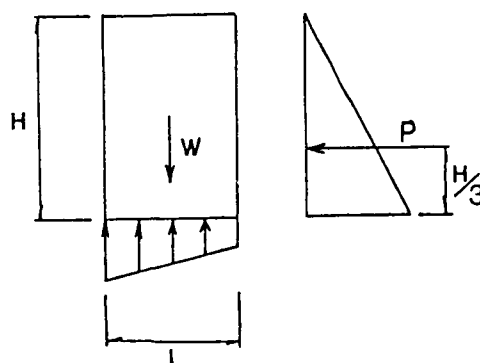


図-5.1.2 外的安定

米国林野庁方式においては、滑働、転倒は、上記と同様であるが、支持力に関しては以下の様に規定している。擁壁のつまさきにおける支持力は、最低 2.0 の安全率を有するものとし、土圧による荷重偏心は Meyerhof の偏心荷重を受けるフーチングの解析を使用して決定するもので、偏心量については以下の規定がある。

$$\text{偏心量} : e < L/6$$

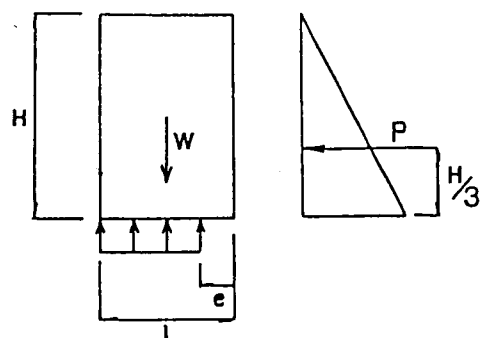


図-5.1.3 米国林野庁方式外的安定

(2) 内的安定

内的安定は、補強材の引張り破壊および引抜けのいずれもが生じないように補強材の配置を決定することが目的となる。一般には、図-5.1.4 に示す様に、すべり面より奥部を抵抗領域とし、そこに敷設される補強材の引抜き抵抗力が、壁面に作用するクーロンの主働土圧と平衡するように、各段毎に計算を実施することで、補強材の敷設間隔および敷設長の決定が行われる。

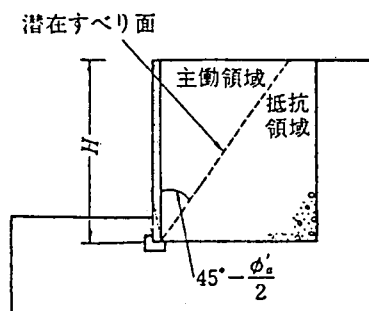


図-5.1.4 内的安定検討

1) 引張り破壊の検討

一般式は、以下の様になる。

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

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot H \quad \sigma_{hl} = \text{活荷重による水平土圧}$$

ここで K : 土圧係数

V : 垂直方向の敷設間隔

F_s : 安全率

T_D : 破断強度

上式が満足するように敷設間隔が決定される。土圧係数は、一般に主働土圧係数が用いられ、安全率は 1.2 以上となっている。また活荷重による水平土圧の算定には、明確に定められたものがなく今後の検討課題となる。一方、米国林野庁方式では、土圧係数に静止土圧係数を用い、安全率には、1.2 ~ 1.5 を採用し、破断強度に関しては、試験方法が指定されており、その結果に従

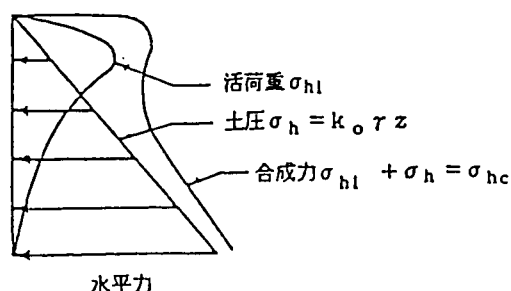


図-5.1.5 米国林野庁方式 外力図

うこととなっている。また、図-5. 1. 5に示す様に活荷重はBoussinesqの応力分布公式またはNAVFAC DM7.2 の応力計算分布図表により求め土圧に加えることとしている。

2) 引抜きに対する検討

補強材の敷設長は、最大引抜き力を単位長さ当たりの引抜き抵抗力で割ることと求まる。ここで、一般式と米国林野庁方式とを併記すると以下のようになる。

$$\text{一般式} \quad L_e = \frac{T \cdot F_s}{2 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan \phi} \quad F_s = 2.0$$

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

ここで L : 定着長 T : 最大引抜き力
 ϕ : 内部摩擦角

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

以上により、補強材の配置および敷設長が決定される。

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

$$L_e = \frac{T \cdot F_s}{2 \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan(2\phi/3) \times 2} \quad F_s = 1.2 \sim 1.5$$

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

5. 1. 2 計算結果適用例

米国林野庁方式による設計法を用いて以下の条件で土留構造物設計を行うこととする。

盛土高	: 5.4 m		
盛土材	: $c = 0.0 \text{ tf/m}^3$	$\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^3$	$\phi = 35^\circ$
裏込め材	: $c = 0.0 \text{ tf/m}^3$	$\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^3$	$\phi = 30^\circ$
補強材	: 高さ $h = 0.0 \sim 3.0 \text{ m}$	破断強度 $T_{u1} = 4.5 \text{ tf/m}$	の不織布
	: 高さ $h = 3.0 \sim 5.4 \text{ m}$	破断強度 $T_{u2} = 1.4 \text{ tf/m}$	の不織布

(1) 外的安定

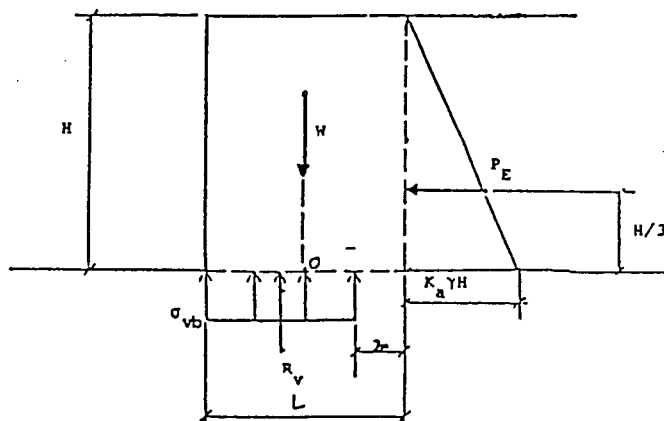


図-5.1.6 外力図

1) 滑動

滑り安定に対して、1.5 の安全率を確保するためには、次の所要補強材長を必要とする。

$$L = \frac{K_a \gamma H^2 F_s}{2 \gamma H \tan \phi}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.33$$

$$L = \frac{0.33 \times 1.60 \times 5.4^2 \times 1.5}{2 \times 1.60 \times 5.4 \times 0.57735} = 2.315 \text{ m}$$

2) 支持力

擁壁のつまさき部における支持力は最低 2.0 の安全率を有するものとし、荷重偏心 (e) は Meyerhof の公式を使用する。

$$e = \frac{\sum M_o}{R_v} = \frac{P_e H / 3}{R_v} < \frac{L}{6}$$

$L = 2.5 \text{ m}$ として試算する

$$P_e = \frac{K_a \gamma H^2}{2} = \frac{0.33 \times 1.60 \times 5.4^2}{2} = 7.698 \text{ tf/m}$$

$$R_v = W = L H \gamma = 2.5 \times 5.4 \times 1.6 = 21.6 \text{ ton}$$

$$e = \frac{7.698 \times 5.4}{3 \times 21.6} = 0.6415 > \frac{2.5}{6} = 0.4167 \quad \text{No}$$

L = 3.5m として試算する

$$R_v = 3.5 \times 5.4 \times 1.6 = 30.24 \text{ tf}$$

$$e = \frac{7.698 \times 5.4}{3 \times 30.24} = 0.45 < \frac{3.5}{6} \quad \text{o k}$$

以上より

$$L = 3.5 \text{ m} \quad e = 45 \text{ cm} \quad R_v = 30.24 \text{ tf}$$

$$\sigma_{vb} = \frac{R_v}{L - 2e} = \frac{30.24}{5.4 - 2 \times 0.45} = 6.72 \text{ tf/m}^2$$

よって終局支持力は

$$\begin{aligned} q_{ult} > F_s \quad \sigma_{vb} &= 2 \times 6.72 \\ &= 13.5 \text{ tf/m}^2 \quad \text{必要である。} \end{aligned}$$

3) 転倒

$$F_s = \frac{\sum M_{Toe}}{\sum M_{Toe}} > 2.0$$

$$\sum M_{Toe} = \frac{WL}{2} = \frac{3.5^2 \times 5.4 \times 1.6}{2} = 52.92 \text{ tf/m}$$

$$\sum M_{Toe} = \frac{PeH}{3} = \frac{7.698 \times 5.4}{3} = 13.8564 \text{ tf/m}$$

よって

$$F_s = \frac{52.92}{13.8564} = 3.819 > 2.0 \quad \text{o k}$$

(2) 内的安定

1) 敷設間隔の決定

敷設間隔は次式より求まる。

$$S_v = \frac{T_a}{\sigma_{nc} F_s} = \frac{T_a}{K_o \gamma Z F_s}$$

ここで

T_a : 補強材の長期クリープ許容強度

(今回の補強材は $T_a = T_{u1} \times 0.55$ $T_a = T_{u2} \times 0.7$)

σ_{nc} : 補強材の中心における水平方向土圧に 1.5の安全率を掛ける。

K_o : 静止土圧係数

H = 0.0 ~ 3.0mの間の $T_a = 4.5 \times 0.55 = 2.47 \text{ tf}$

H = 0.0 ~ 0.6mの間の敷設間隔を30cmと仮定する。

$$Z = 5.40 - 0.15 = 5.25 \text{ m}$$

$$S_v = \frac{2.47}{(1 - \sin 35^\circ) \times 1.60 \times 5.25 \times 1.5} = 0.459 > 0.3 \quad \text{o k}$$

H = 0.6 ~ 3.0mの間の敷設間隔を40cmと仮定する。

$$Z = 5.40 - 0.6 - 0.20 = 4.60 \text{ m}$$

$$S_v = \frac{2.47}{(1 - \sin 35^\circ) \times 1.60 \times 4.60 \times 1.5} = 0.524 > 0.4 \quad \text{o k}$$

H=3.0 ~5.0mの間の $T_a = 1.4 \times 0.7 = 0.98 \text{ tf}$

H=3.0 ~5.0mの間の敷設間隔を40cmと仮定する。

$$Z = 2.40 - 0.20 = 2.20 \text{ m}$$

$$S_v = \frac{0.98}{(1 - \sin 35^\circ) \times 1.60 \times 2.20 \times 1.5} = 0.435 < 0.4 \quad \text{ok}$$

2) 引抜けに対する検討

補強層に作用する水平力は

$$F = S_v K_o Z_m \gamma$$

Z_m : 補強層の中心までの深さ

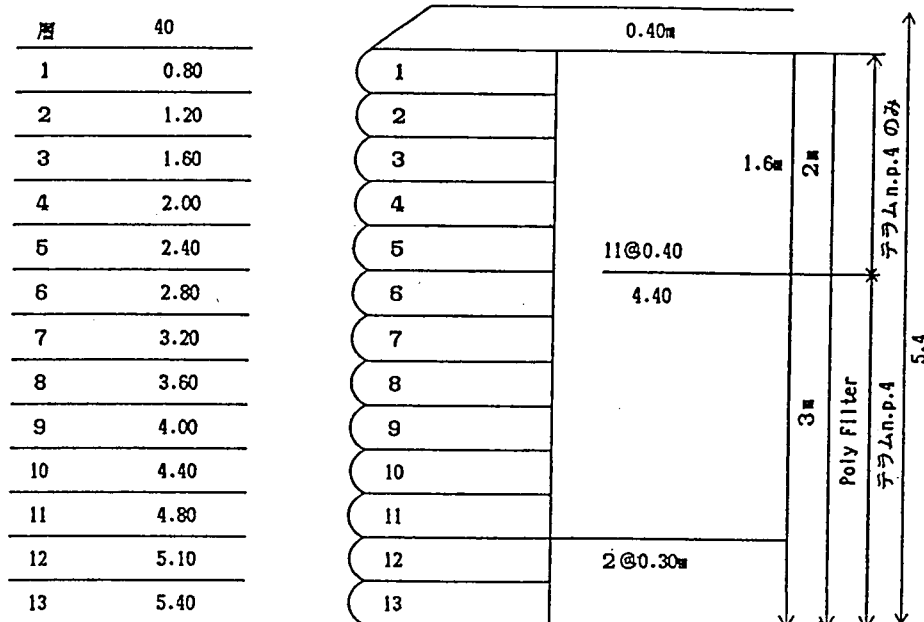


図-5.1.7 設計断面

天端から2.4mの深さにおける補強層番号5にたいする計算

$$S_v = 40\text{cm}$$

$$F = 0.4 \times (1 - \sin 35^\circ) \times (2.4 - 0.2) \times 1.6 = 0.60 \text{ tf}$$

定着長

$$\begin{aligned} L_e &= L - (H - Z_b) \tan(45 - \phi / 2) \\ &= 3.50 - (5.40 - 2.40) \tan(27.5) \\ &= 1.938 \text{ m} \end{aligned}$$

引抜き抵抗力

$$\begin{aligned} P &= 2 L_e Z \gamma \tan(2\phi / 3) \\ &= 2 \times 1.938 \times 2.4 \times 1.60 \times \tan(23.3) \\ &= 6.4099 \text{ tf} \end{aligned}$$

以上より引抜けおよび破断に対する安全率は

$$\text{引抜け: } F_s = \frac{P}{F} = \frac{6.410}{0.60} = 10.68 \quad \text{ok}$$

$$\text{破断} : F_s = \frac{T_a}{F} = \frac{0.98}{0.60} = 1.63 \quad \text{o k}$$

表-5.1.1 計算結果集計表

補強層	補強層 Z b 底面までの距り	層の midpoint までの 距り Z m	F・H t/m	L e(m)	P t/m	P/FH 安全率 (引抜き)	Ta/FH 安全率破壊
1	0.8 m	0.6 m	0.164	1.106	1.221	7.445	5.975
2	1.2	1.0	0.273	1.313	2.1748	7.966	3.589
3	1.6	1.4	0.382	1.522	3.3613	8.7992	2.565
4	2.0	1.8	0.491	1.730	4.776	9.727	1.995
5	2.4	2.2	0.60	1.938	6.420	10.7	1.633
6	2.8	2.6	0.7097	2.147	8.297	11.69	3.480
7	3.2	3.0	0.819	2.355	10.402	12.70	3.015
8	3.6	3.4	0.928	2.563	12.736	13.72	2.661
9	4.0	3.8	1.037	2.771	15.299	14.75	2.381
10	4.4	4.2	1.146	2.979	18.093	15.79	2.155
11	4.8	4.6	1.256	3.187	21.116	16.812	1.966
12	5.1	4.95	1.351	3.344	23.540	17.424	1.828
13	5.40	5.25	1.432	5.40	40.250	28.088	1.724

5. 1. 3 今後の課題

- 1) 分割したスライスの上下面のせん断力をゼロと仮定して算定するため土のせん断抵抗力が無視され、スライス同志が影響し合わないため補強土の特徴である一体化効果が表現されていない。
- 2) 想定すべり線（クーロンの主働崩壊線）を挟んでつりあい計算（土圧＝引抜け抵抗力）を行うが、これでは壁高が高くなると上段の補強材がかなり長くなる。しかし実験の結果からは上段の補強材が想定すべり線の内側に入っても構造物自体は安定していることから敷設パターンの決定が必要である。
- 3) 壁面工の違いにより壁面部での土圧が変化しそれにもとない補強材の軸力も変化することが確認されている。しかし設計式中には壁面工の影響が全く考慮されていない。
- 4) 引抜き抵抗力および破断強度の評価

5. 2 すべり面法による土留めの安定解析法

極限つり合い法（すべり計算）による安定解析には、仮定するすべり面の形状により種々の方法がある。

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

5. 2. 1 計算法の考え方

(1) 円弧すべり法

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

$$S_1 = \int_0^Y 2 \{ C^* + (\sigma \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi^* \} dy \quad \dots\dots (5.2.1)$$

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

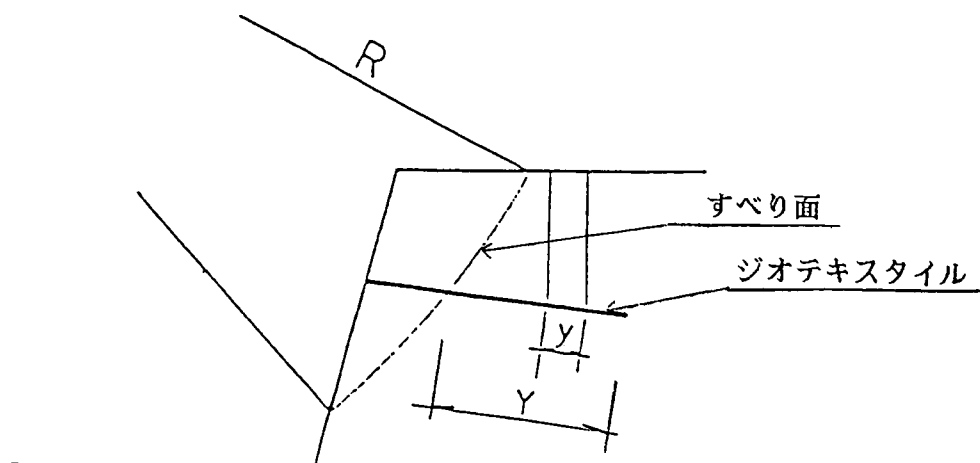


図-5. 2. 1 ジオテキスタイルの有効長

・部材の許容引張り強度

$$S_2 = [\text{ジオテキスタイルの許容引張り強度}]$$

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

$$\Delta M_{R1} = S \cdot \cos(\alpha - \theta) \cdot R \quad \dots\dots (5.2.2)$$

② ジオテキスタイルの引張り力により土塊を締め付ける効果

(すべり面に作用する鉛直力の増加)

$$\Delta M_{R2} = S \cdot \sin(\alpha - \theta) \cdot \tan \phi \cdot R \quad \dots\dots (5.2.3)$$

③ ジオテキスタイルをフレキシブルと考えた場合の土塊の引止め効果

$$\Delta M_{R3} = S \cdot R \quad \dots\dots (5.2.4)$$

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となす角

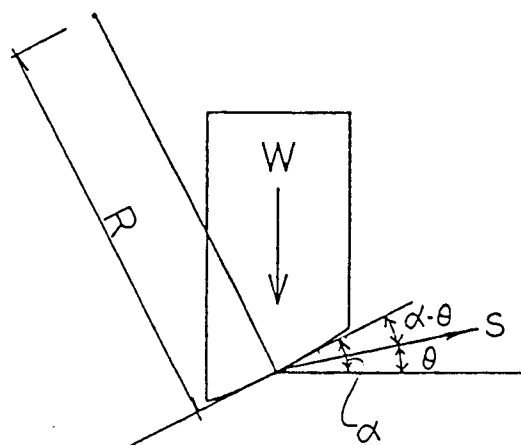


図-5.2.2 スライスに働く力

①、②はジオテキスタイルの敷設方向に引張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く、伸び変形が大きいために、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、妥当性を判断することは難しい。従って、ここでは両者の考え方を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ある為、安全率算定式は下記の6種類となる。

a) 分子に①と②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R1} + \Delta M_{R2}}{M_D} \quad \dots\dots (5.2.5)$$

b) 分子に①の効果のみを加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R1}}{M_D} \quad \dots\dots (5.2.6)$$

c) 分子に③の効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R1}}{M_D} \quad \dots\dots (5.2.7)$$

d) 分母から①の効果を減じ、分子に②効果を加えた式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_{R2}}{M_D - \Delta M_{R1}} \quad \dots\dots (5.2.8)$$

e) 分母から①の効果を減じた式

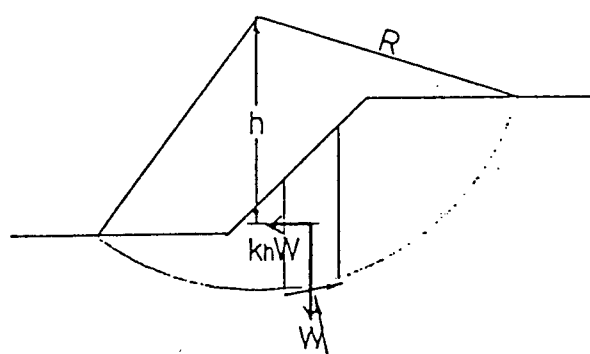
$$F_s = \frac{M_R}{M_D - \Delta M_{R1}} \quad \dots\dots (5.2.9)$$

f) 分母から③の効果を減じた式

$$F_s = \frac{M_R}{M_D - \Delta M_{R1}} \quad \dots\dots (5.2.10)$$

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

$$\left. \begin{aligned} M_R &= R \cdot \sum \{ C + (W \cdot \cos \alpha - U) \tan \phi \} \\ M_D &= \sum \{ R \cdot W \cdot \sin \alpha \} \end{aligned} \right\} \dots (5.2.11)$$



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
 h : すべり円弧の中心とスライス重心との鉛直距離

図-5.2.3 円弧すべり法

(2) 直線すべり法

この方法は、本来すべり面が直線と想定される場合に適用されるものであり、現在までの実験等によって得られた現象では、必ずしも直線すべりとは言い難い。

しかしながら、円弧と想定した場合にもその半径は大きく、直線と近似させても良いようである。また、直線及び円弧すべりと想定したすべり検討の結果も、安全率ではそれほど大きな差は生じていない。(5.2.2参照)

従って、概略的な設計ないし重要度の低い場合等は、計算が簡便である直線すべりによる(内的)安定検討を採用しても良いものと考えられる。

1) ジオテキスタイルの引張り力の算定式

1)の円弧すべり法に準ずる。

2) ジオテキスタイルによる補強力の算定式

直線すべりによる安全率算定式を考える場合も、ジオテキスタイルによる補強効果の算定方法には、円弧すべり法と同様に下記の3つの効果が考えられる。

- ① ジオテキスタイルの引張り力により土塊を引止める効果

$$\Delta R_1 = S \cdot \cos(\alpha - \theta) \quad \dots\dots (5.2.12)$$

- 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)

$$\Delta R_2 = S \cdot \sin(\alpha - \theta) \cdot \tan \phi \quad \dots\dots (5.2.13)$$

- ③ ジオテキスタイルをフレキシブルと考えた場合の土塊の引止め効果

$$\Delta R_3 = S \quad \dots\dots (5.2.14)$$

ここに、 S ：ジオテキスタイルによる引張り力

ϕ ：土の内部摩擦角

α ：すべり面と水平面のなす角

θ ：ジオテキスタイルの敷設方向と水平面のなす角

3) 安全率の算定式

直線すべり法も安全率の算定法は、安全率算定式と同様である。

安全率算定式は、下記の6種類となる。

- a) 分子に①と②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_1 + \Delta R_2}{Q} \quad \dots\dots (5.2.15)$$

- b) 分子に①の効果のみを加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_1}{Q} \quad \dots\dots (5.2.16)$$

- c) 分子に③の効果を加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_3}{Q} \quad \dots\dots (5.2.17)$$

- d) 分母から①の効果を減じ、分子に②の効果を加えた式

$$F_s = \frac{W_R + \Delta R_2}{Q - \Delta R_1} \quad \dots\dots (5.2.18)$$

e) 分母から①の効果を減じた式

$$F_s = \frac{W_R}{Q - \Delta R_1} \quad \dots\dots (5.2.19)$$

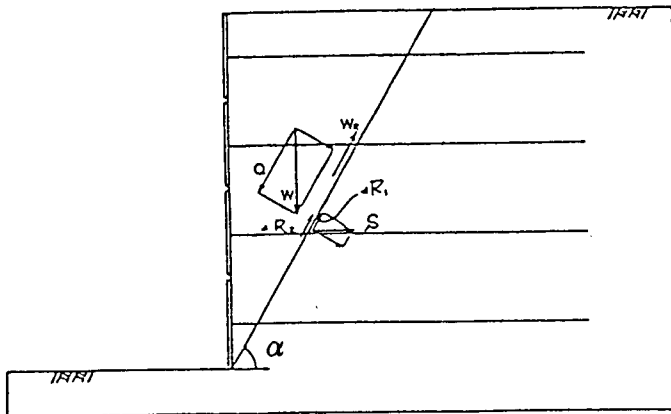
f) 分母から③の効果を減じた式

$$F_s = \frac{W_R}{Q - \Delta R_3} \quad \dots\dots (5.2.20)$$

ここに、 F_s : 補強土のすべり破壊に対する安全率
 Q : 三角形土塊のすべり力
 W_R : 三角形土塊のすべり抵抗力
 ΔR_1 : ジオテキスタイルによる補強力

$$Q = W \cdot \sin \alpha$$

$$W_R = \frac{C \cdot H}{\sin \alpha} + (W \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot H}{\sin \alpha}) \tan \phi \quad \dots\dots (5.2.21)$$



C : 土の粘着力

ϕ : 土の内部摩擦角

W : すべり土塊の重量

$$= \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot \frac{1}{\tan \alpha}$$

図-5. 2. 4 直線すべり法

5. 2. 2 計算結果と適用例

5. 2. 1で示した円弧ならびに直線すべり法を用いて、実物大崩壊実験を検証した。この大型実験は、補強土擁壁の背面奥部より順次補強材を切断し、補強材長を減少させ崩壊を生じさせたものである。この切断順序とその時の各種計算法による安全率の推移を下图に示す。

図中にはこの実験時の崩壊に到るまでの経過（クラック、崩壊等）を示してあるが、各計算法によって安全率の絶対値に差はあるものの、^{崩壊現象もよく合致している。}結果を非常にうまく表して入る。なお、この計算においては部材の許容引張り強度の評価は行っていない。

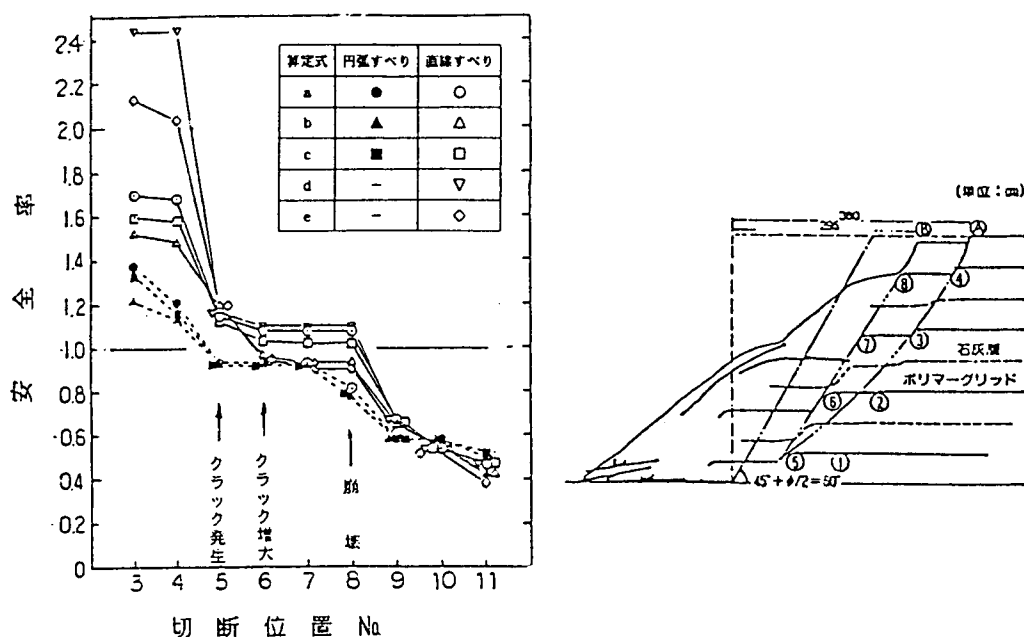


図-5. 2. 5 ジオテキスタイルの切断に伴う安全率の推移

表-5. 2. 1 ジオテキスタイルの切断に伴う安全率の推移

切断位置 Na	円 弧 す べ り			直 線 す べ り					
	a	b	c	a	b	c	d	e	f
3	1.37	1.22	1.33	1.70	1.52	1.60	2.442	2.13	2.40
4	1.21	1.13	1.16	1.68	1.48	1.58	2.443	2.03	2.46
5	0.93	0.92	0.92	1.14	1.09	1.12	1.164	1.09	1.14
6	0.93	0.92	0.92	1.08	0.96	1.03	1.104	0.95	1.05
7	0.93	0.92	0.92	1.07	0.93	1.02	1.095	0.90	1.03
8	0.81	0.77	0.79	1.07	0.93	1.02	1.095	0.90	1.03
9	0.58	0.58	0.58	0.67	0.65	0.66	0.670	0.61	0.65
10	0.58	0.58	0.58	0.54	0.54	0.54	0.540	0.52	0.53
11	0.50	0.42	0.52	0.47	0.42	0.47	0.470	0.38	0.41

5. 2. 3 今後の課題

- (1) 実験結果の検証（正確な土性値の把握が必要）、円弧及び直線すべりで示した a f 式のうち、最も適正な安全率を与える式の選定と、基準安全率を定める。

- (2) 補強材の引抜き力の評価方法

$$T = 2 \cdot \tan \phi \cdot l \cdot \gamma \cdot Z \cdot \alpha$$

α ; f （ジオテキスタイルの形状、土の組成、密度）の評価を行う。

- (3) 補強材の敷設パターン（例；各深度で同じ長さ or 浅くなる程長くする）

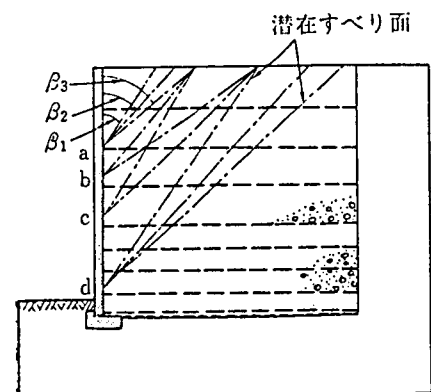
直線すべり（ないし、円弧すべり）では、すべり土塊内の下段ないし、その上の段までの補強材の定着長が計算結果の安全率を左右している（すべり線が補強材を横切らない）。崩壊実験によれば、上部の補強材では補強材長をすべり面よりも壁面側に短く切断しても安定を保っている事実が確認されている。

従って、内的安定の検討を下図のように、補強材の各段で実施し、必要長さを求めれば良いことになり、この手法を用いれば、必要補強材長は各段でほとんど等しい長さになる（等間隔で敷設した場合）事が予想される。

この妥当性についての検証を行う。

- (4) Facingの設計法

Facingの剛性等によって補強効果が異なることが言われているが、Facingへ加わる土圧等も含めた、壁面近傍でのメカニズムを調べ、Facing部材の設計法を定めること。



5. 3 有限要素法による安定解析

5. 3. 1 計算方法

巾8 m、高さ4 m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行なった。この実験を対象として、盛土の築造過程を考慮した数値解析を行い、実験結果との比較検討を実施した。

解析モデルは、図-5. 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-5. 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ったため低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、盛土材と低部コンクリートとの接触面にもジョイント要素を設けた。各々の物性値は、表-5. 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、はり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。その物性値を表-5. 3. 3に示す。

図-5. 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。

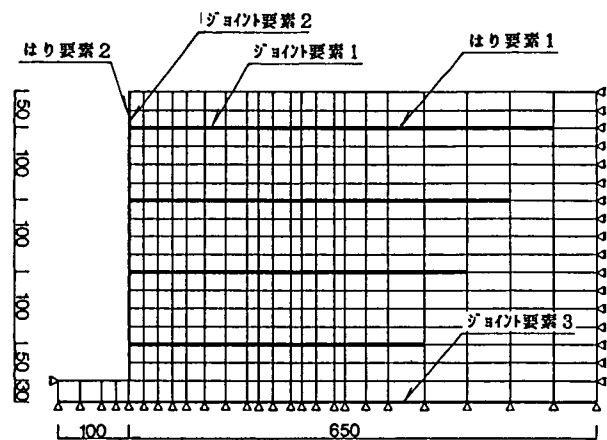


図-5.3.1 解析モデル

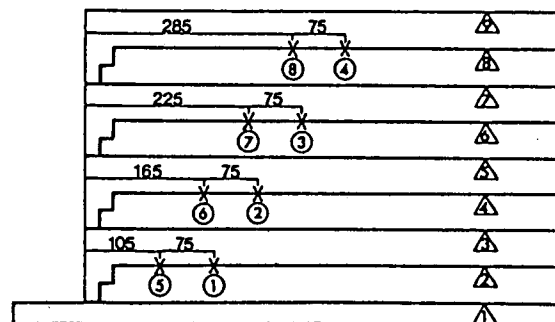


図-5.3.2 解析手順

表-5.3.1 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-5.3.2 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)	垂直剛性 (圧縮側) (tf/m ²)	垂直剛性 (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-5.3.3 はり要素の物性

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

盛立ては、1層あたり50cmとして、図中に示す△Noの順に行なった。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は切断順序を示したものである。

5. 3. 2 計算結果

(1) 築造にともなう補強材のひずみ分布

図-5. 3. 3 (a)(b)は、盛土の築造に伴い、補強材に発生したひずみ分布と土留板の水平変位を解析値と実験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似かよったものとなり、実験結果とよい近似を示している。しかしながら、補強材のひずみ量は、各段とも実測値の方が大きく、主働崩壊線の付近では、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が開く結果となった。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、かなり差が生じたものと考えられる。このことは、土留板の水平変位でも同様で、変形状は似かよっているが、変形量では、解析値が実測値を下回る結果となった。

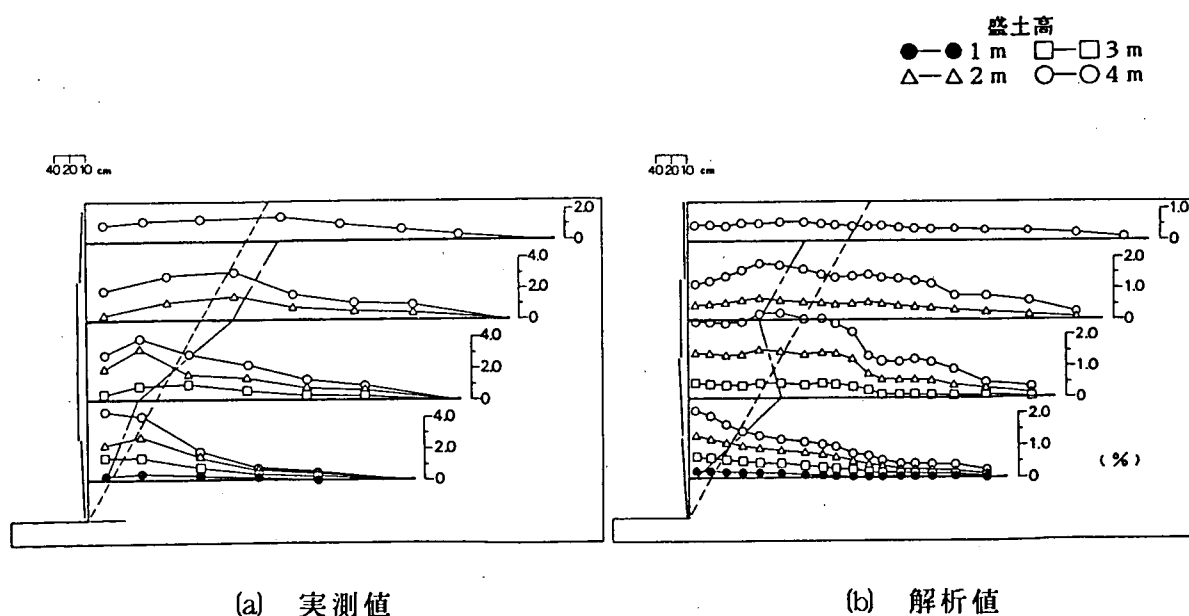


図-5.3.3 盛土の築造に伴うグリッドのひずみ分布

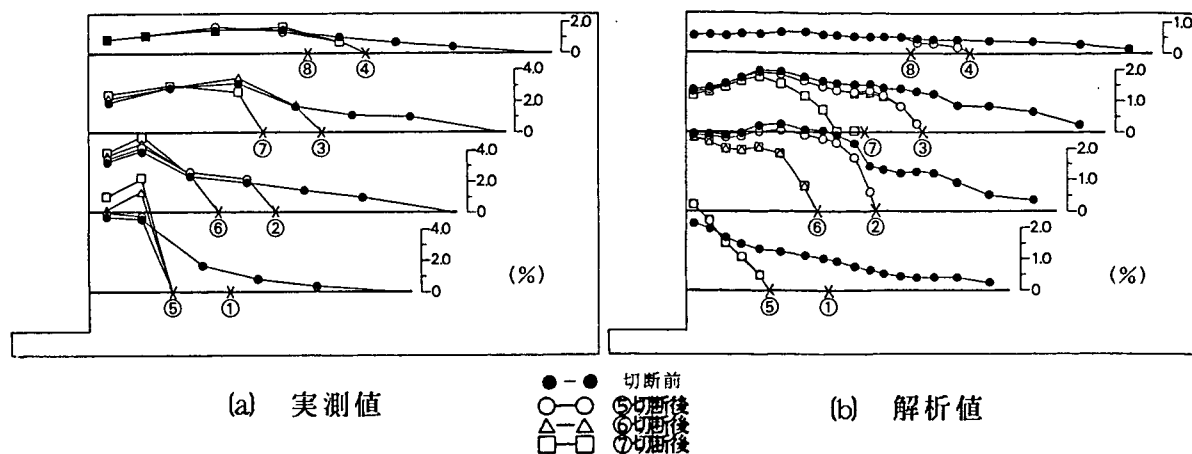


図-5.3.4 切断に伴うグリッドのひずみ分布

(2) 切断にともなう補強材のひずみ分布

図-5.3.4(a)(b)は、完成時と⑤～⑦切断後の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、切断に伴い次第に増加していることがわかる。また、⑤切断により最下段の補強材には、土留板の近傍で約0.6 %のひずみが増加しており、この増加分は、他段(2, 3, 4段)の最大ひずみの減少分を合計したものと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。

(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-5.3.5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かる。また、各段の土圧の変動は2段目の土留板に作用する土圧が最も大きく、⑥切断時には補強材の取り付け位置の上下で 1.0 tf/m^2 程度の増減が生じている。このことから、今回のような敷設間隔を持つ補強土擁壁の安定には、土留板の安定性が重要な役割を果たすことがわかる。

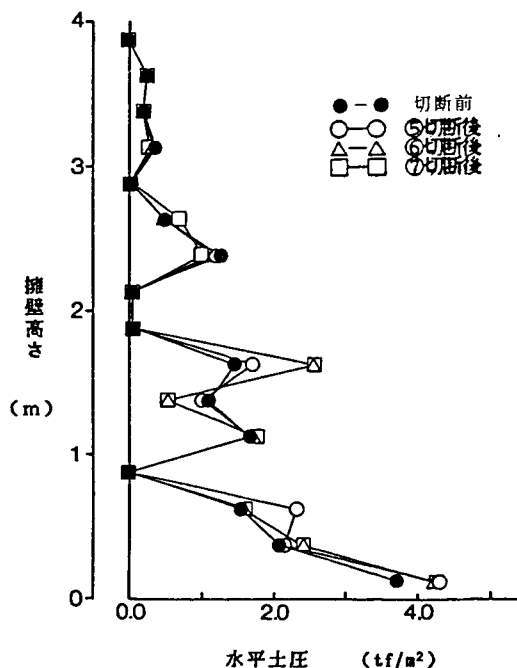


図-5.3.5 土圧分布

(4) 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。

5. 3. 3 今後の課題

- 1) 補強土擁壁の特徴でもある一体化効果が連続体の解析では十分に表現できないことから、補強領域内の c, ϕ を変えて用いるという考え方がある。
- 2) 補強材の物理定数 (E, A) の定め方については、さらに検討を要する。
- 3) 補強材と土の挙動は非常に複雑で、これをモデル化して捕らえようとするときかなり高度なしかも汎用性のある解析方法が必要である。

5. 4 剛体-ばねモデルによる安定解析

5. 4. 1 解析法の考え方

ジオテキスタイルを用いた土構造物に対する設計法・解析法として、現在行われているものを大別すると、下記の4種類となる。

- ①補強領域の土塊を疑似擁壁（剛体）と考え、外的安定検討を行う方法。
- ②補強領域を剛体と考えず、補強領域の内部にもすべり面を考え、内的安定検討を行う方法。
- ③補強土内部の土圧分布と各ジオテキスタイルが負担する分担幅を設定して検討する方法。
- ④FEM, RB SM（剛体-ばねモデル）手法¹⁾等の数値解析手法を用いて検討する方法。

①は疑似擁壁と考えた土塊に対し、作用する土圧を設定し、転倒、滑動、支持力などの安定計算を行い、土塊全体の安定検討を行うものである。②は設定したすべり面に対して直線すべり、円弧すべりなどの極限つりあい法を用いて安定検討を行うものであり、①と共に実施されることが多い。この両者とも全体の極限つりあい状態だけを問題としたものであり、与えられたジオテキスタイルの敷設パターンに対する安定検討は行えるが、逆に実際に作用するジオテキスタイルの力を求めて敷設パターンを決定することや、補強土塊の応力状態、変形性状を求めることは出来ない。また、③に対しては補強土内部の土圧分布、各ジオテキスタイルがその土圧をどのように分担して負担するかを、あらかじめ決定しなくてはならないという難しさが有り、やはりこの場合にも補強土塊の応力状態、変形性状を求めることは出来ない。

これらに対し、④の数値解析手法を用いた場合には土およびジオテキスタイルの応力～ひずみ関係を表現することにより、ジオテキスタイルに発生する力、補強土塊の応力状態、変形性状を解析的に求めることが出来るという利点がある。

しかし、数値解析手法を用いる場合には土およびジオテキスタイルの応力～ひずみ関係を、いかに適切に表現し得るかが大きな問題となる。特に、ジオテキスタイルを土構造物に用いた場合には、補強土塊にかなりの変形が生じないとジオテキスタイルの補強効果が現れないことが知られており、この場合には補強土塊内部ではかなりの塑性化が進んでいると考えられる。従って、補強土構造物を解析する場合の問題点としては、これらが弾性挙動の問題ではなく、塑性挙動いわば破壊に近い状態での問題と考えられることが挙げられる。

一方、RB SM（剛体-ばねモデル）手法は土の破壊の本質であるすべり破壊を合理的に表現出来ること、クラック等の不連続性の表現が容易なこと、またFEMと同様に複雑な条件下でも解析が可能なことなどの利点を持っており、地盤の破壊問題に対する有効性が広く知られている。従って、破壊に近い状態での問題を取り扱わねばならないジオテキスタイルを用いた土構造物の解析に対し、RB SM手法の適用性が高いことが想像される。

ここでは、ジオテキスタイルで補強した土留めの検討の内、ジオテキスタイルによる擁壁土圧の低減効果をRB SM手法を用いて解析した結果について報告する。この解析ではジオテキスタイルで補強した土留めの形式として、壁面としてコンクリート擁壁が有り、ジオテキスタイルと擁壁とを接続しない状態（非定着）で敷設した場合を想定している。ジオテキスタイル

と擁壁とを接続して敷設する場合に比べて、非定着の場合の利点としては、擁壁近接部まで転圧が十分可能となること、転圧時に下層に敷設したジオテキスタイルに部分的に過大な変形を与えたり、傷つけたりすることが無いこと、転圧後にジオテキスタイルと擁壁とを連結する作業が無く、敷きならべるだけであるため施工性に優れていることなどが挙げられる。

＜参考文献＞ 1) 60年度報告書 pp115-117

5. 4. 2 計算結果と適用例

解析に用いたモデルを図-5.4.1 に示す。背面盛土は $\phi = 30^\circ$ の砂質土、コンクリート擁壁の高さは10m、壁面摩擦角ゼロとしている。解析ケースは表-1に示すように、ジオテキスタイルの無いRモデル、水平方向のみに敷設したG1モデル、擁壁背面にも敷設したG2モデルの3種類とした。ジオテキスタイルは擁壁とは接続していない。このモデルを用い、地盤内の初期応力状態を求めた後に、擁壁を下端中心に回転させる、あるいは水平方向に変位させる解析の結果、ジオテキスタイルの効果により壁面土圧が低減可能であることを明らかにした。

解析の詳細については60年度～62年度報告書『剛体-ばねモデルを用いた解析による予測手法』を参照されたい。ここでは、主な解析結果を下記にまとめる。

1) 補強土塊内の応力状態について

ジオテキスタイルの無いRモデルと敷設したG2モデルについて、水平変位させた場合の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のすべり線図を図-5.4.2 に示す。Rモデルではせん断破壊が滑り面に集中しているのに比べ、G2モデルではせん断破壊が擁壁近傍から離れた範囲まで広く発生している。これはジオテキスタイルを用いた土構造物の示す特徴であり、塑性挙動が卓越した状態であることがRBSM手法により表現されている。

2) 土圧の低減割合について

擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係を図-5.4.3 に示す。ジオテキスタイルの無いRモデルでは1/1000～1/3000程度の変位比で主働土圧となり、その後は土圧一定の主働状態を示す。これに対してジオテキスタイルを敷設したG1、G2モデルでは、主働土圧の発生まではRモデルと同じ挙動を示すが、その後は変位比の増加に伴って土圧が大きく減少している。擁壁を回転させた場合より、水平変位させた場合のほうが方が、土圧減少の割合が大きくなっている。

3) 土圧分布の変化について

変位比の増加に伴う土圧分布の変化を図-5.4.4 に示す。ジオテキスタイルを敷設すると、擁壁を水平変位させた場合は下部から、回転させた場合は上部から土圧が減少する性状を示しており、擁壁の変位パターンの違いにより土圧分布の変化が異なることがわかる。

4) 擁壁設計の観点から

擁壁下端を中心にして求めた転倒モーメントと変位比の関係を図-5.4.5 に示す。水平変位、回転させた場合ともに、ジオテキスタイルを敷設したG1、G2モデルでは変位比1/1000程度から転倒モーメントが大きく減少している。

図-5.4.2 に示した土圧合力は擁壁の滑動の検討に用いる水平力であり、ジオテキスタイル

を敷設することにより滑動に対しては水平変位の場合に効果が大きく、転倒に対しては図-5.4.4 より水平、回転どちらの場合にも効果が大きい。従って、若干の変形を許した設計を行うことにより、擁壁断面を小さくすることが出来ると考えられる。

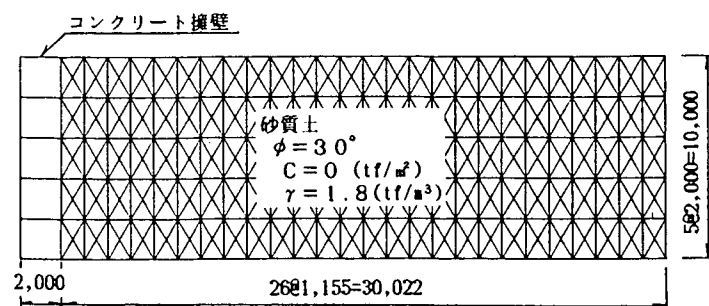


図-5.4.1 解析モデル

表-5.4.1 解析ケース

Rモデル	ジオテキスタイル無し
G1モデル	ジオテキスタイルあり
G2モデル	ジオテキスタイルあり

*ジオテキスタイルと擁壁は接続していない。

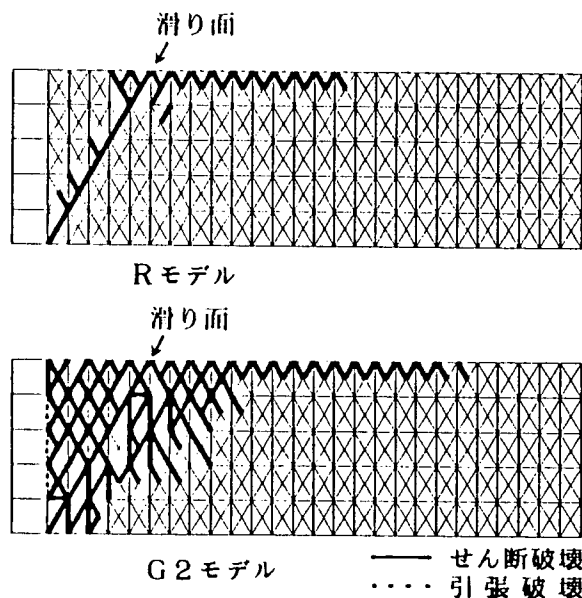


図-5.4.2 水平変位による背面地盤のすべり線図 (変位比 1/50)

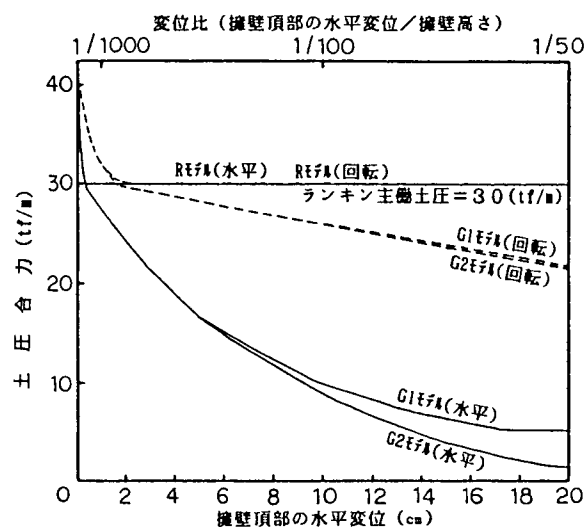


図-5.4.3 擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係

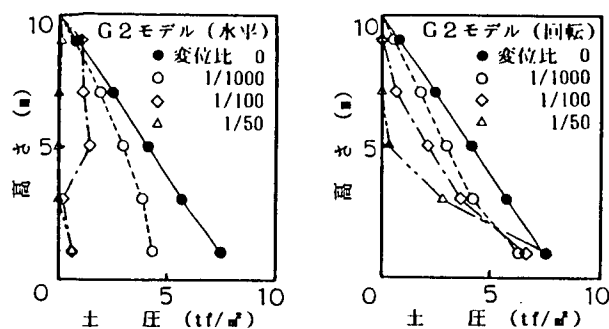


図-5.4.4 変位比の増加に伴う土圧分布の変化

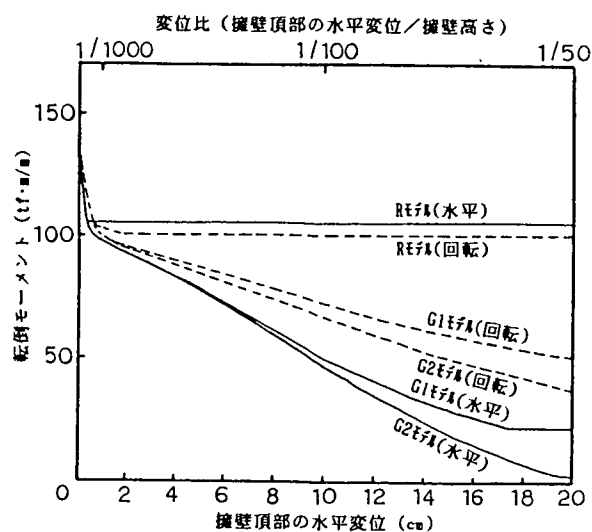


図-5.5.5 転倒モーメントと変位比の関係

5. 4. 3 今後の課題

擁壁背面の地盤にジオテキスタイルを敷設した場合の壁面土圧に与える効果について、RBSM手法により検討した。その結果、擁壁に変形を許すことにより壁面土圧が減少することが分かり、ジオテキスタイルの敷設が擁壁設計に有利となることが分かった。また、ここには載せていないが、RBSM手法による斜面モデルの解析においては、ジオテキスタイルが斜面の変形を抑制する効果を持つことを明らかにしている。（解析の詳細については60年度～62年度報告書を参照のこと）

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。従来、擁壁は主働土圧（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非定着で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、複雑な条件化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。

6. ジオテキスタイルで補強した盛土と土留めの耐震解析法

6. 1 盛土と土留めの耐震解析法

(1) 安定検討を行うべき項目の一般

ジオテキスタイルにより補強された盛土について行うべき安定検討項目は、表-6.1のように分類することができる¹⁾。ここに、全体安定検討とは、補強盛土全体としての外力と抵抗のそれぞれの合力から安定検討を行うものであり、部分安定検討とは、個々の補強材または土の局部に作用する力と抵抗から各部分の安定検討を行うものである。一方、外的安定とは、補強領域の外側を通る破壊形態の安定検討を行うものであり、内的安定とは、補強領域を切る破壊形態の安定検討を行うものである。

(2) 盛土と土留めの区分

補強盛土は、その適用対象から、(狭義の)盛土と土留めとに分けられることがある。この両者の分類は厳密には難しいものであるが、概略的には、盛土はのり面勾配が一般には緩かで、特にのり面安定のための構造的な壁体を必要としないもの、土留めはのり面が急勾配（多くの場合は直）で、一般にのり面安定のための壁体が設けられるものと考えることができよう。ここにおいて、壁体は必ずしもコンクリート製や金属製の立派なものとは限らず、例えば、補強材の巻込み等により急勾配ののり面を作る場合もあり、上のような定義では、盛土か土留めか、判然としないものもある。

盛土か土留めかを区分することの意義は、次のような点にある。

- ① 生じ得る破壊形態が異なる。
- ② ①により、それぞれについて安定検討を行うべき項目が異なる。
- ③ ②を反映して、それぞれの安定度を表すのに適した安全率式が異なる。
- ④ ③は、土塊に作用する力の状態の考え方の違いによる。盛土と土留めを区分することにより、作用力の考え方は変えてよい。

したがって、これらの意義づけにつながるような、盛土と土留めの区分をするための限界を見出すことと、それに引続いて、上記の①～④を具体的に示すことが必要になる。

ここで、図-6.1により補強盛土の力のつりあい及びその解法について考える。ここでは、すべり面は直線、補強材の方向は水平、壁面から盛土に作用する力は水平とする。

表-6.1 補強土の安定解析法の概略

I - 全体安定検討	[	I - A	補強領域を剛体と見なす <u>外的安定検討</u>	]	<u>内的安定検討</u>
		I - B	補強領域を剛体とみなさず、補強領域の内部にもすべり面が通過しうるとして全体の安定性の検討		
II - 部分安定検討	[	II - A	個々の補強材に作用する力を補強材周辺の部分的な力のつりあいから求め、個々の補強材の安定性の検討		
		II - B	土の局所的な大変形や破壊に対する検討		

すべり面垂直方向の力のつりあい式：

$$N = W \cdot \cos \alpha + P \cdot \sin \alpha + T \cdot \sin \alpha \quad (6.1)$$

すべり面平行方向の力のつりあい式：

$$S = W \cdot \sin \alpha - P \cdot \cos \alpha - T \cdot \cos \alpha \quad (6.2)$$

すべり面に沿う力の関係式：

$$F_s = \frac{c \cdot l + N \cdot \tan \phi}{S} \quad (6.3)$$

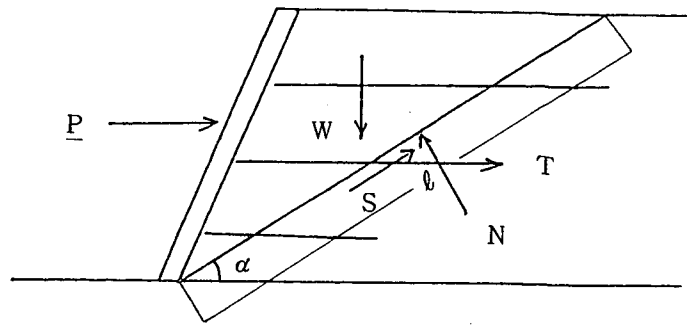


図-6.1 補強盛土の力のつりあい

(6.1),(6.2),(6.3)式において未知数は、 N 、 S 、 T 、 P 、 F_s の5つである。このことは、実際には、すべり土塊に対して、壁面からの力 P が作用し、すべり面に沿ってはせん断強度が完全に発揮されていない ($F_s > 1$)、また、 T もすべり土塊の移動と連動して変化するという、複雑な状態にあることを意味する。

仮に、壁面からの力 P が既知であれば F_s を求める式は(6.1),(6.2),(6.3)式より次のように書かれる。

$$F_s = \frac{c \cdot l + (W \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi + P \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos \alpha - P \cdot \cos \alpha} \quad (6.4)$$

しかし、現在までのところ、 N 、 S 、 T 、 P 、 F_s の全てを未知数として、従来の極限つりあい法で解く方法は提案されていない。通常は、これらの未知数は、以下の方法のいずれかで解く。

1) 斜面安定問題として解く方法

P を無視、 T を既知とし、(6.1),(6.2),(6.3)式から安全率 F_s を求めると、次式のような式である。

$$F_s = \frac{c \cdot l + (W \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos \alpha} \quad (6.5)$$

2) 土圧問題として解く方法

T を既知、すべり面に沿うせん断に対する安全率を $F_s = 1$ とし、 N 、 S 、 P を未知数として解き、(6.1),(6.2),(6.3)式から土圧 P を求めると、次式のような式である。

$$P = \frac{-c \cdot l + W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi) - T(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi} \quad (6.6)$$

この P は、 T を既知として、すべり土塊が安定であるための土圧と見ることができる。この場合には、壁面が抵抗し得る最大土圧を P_f とすると、安全率 F_s を次式で定義する。

$$F_s = \frac{P_f}{P} \quad (6.7)$$

このとき、 P_f は、壁体に連結された補強材の背面部からの引抜け、壁体の転倒、滑動等を生ずる力の最小値として求められる。

また、(6.6)式は次式のように書くことができる。

$$P + T = \frac{-c \cdot l + W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi} \quad (6.8)$$

これは、すべり土塊を安定させるために必要な土圧と補強材力の和を与えるものと考えることができる。これを $(P + T)_{req}$ とおく。すなわち、以下のようである。

$$(P + T)_{req} = \frac{-c \cdot l + W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi} \quad (6.8')$$

これに対して、壁面及び補強材が抵抗し得る最大の力を考えて、 $(P + T)_{avail}$ とおく。このとき、安全率 F_s を次式で定義することも考えられる。

$$F_s = \frac{(P + T)_{avail}}{(P + T)_{req}} \quad (6.9)$$

龍岡らは、急勾配盛土について(6.9)式において $P=0$ とした場合の次式を提案している²⁾。

$$F_s = \frac{T_{avail}}{T_{req}} \quad (6.9')$$

上述した(6.7)、(6.9)式において、(6.7)式は補強材力 T を既知として、壁体について、その最大抵抗 P_f と安定を保つのに必要な土圧 P とから、安全率を求めるものである。一方、(6.9)式は土圧 P と補強材力 T を合わせて、その最大発揮可能な値 $(P + T)_{avail}$ と安定を保つのに必要な合力 $(P + T)_{req}$ とから安全率を求めるものである。

このように、補強盛土に作用する力を解く上で、斜面安定、及び土圧的考え方においては、静定化して作用力を求めるために、それぞれ極端な単純化を行って未知数をしぼり込んでいる。

したがって、前述した(狭義の)盛土と土留めとの区分は、上述した2つの方法のいずれによって作用力を求めるかにある。このとき、盛土の場合には、 P を無視するという仮定が許されることが必要であり、土留めの場合には、すべり面に沿うせん断強度が完全に発揮されているという仮定が成立することが必要である。

前述したように N 、 S 、 T 、 P 、 F_s のすべてを未知数として、従来の極限つりあい法で解く方法は提案されていない。古賀らは、 P を無視し、 T と F_s とをすべり面の変形を介して連動させることにより、盛土の安定率 F_s を求める式を提案している^{3) 4)}。彼らの式によれば算定された F_s に対応するすべり面(層)のひずみが存在することになり、その大きさによって、補強材の引張ひずみ、そして、補強材の引張力が定まることになる。したがって、先に求めた F_s もこの補強材の引張力を反映したものとなるべきものである。

以上をまとめると以下のようなものである。

- ① 広義の補強盛土の安定を検討する上で、すべり土塊に作用する壁面からの土圧 P と補強材力 T を考慮したすべり面に沿うせん断に対する安全率 F_s は、(6.4)式で与えられる。
- ② しかし、現実には(6.4)式において P と T を既知とすることは難しい。
- ③ したがって、以下では当面簡略化のために、広義の補強盛土を次の2つに区別して諸条件の考察を行う。
 - 盛土・壁面からの力 P を無視して土塊の極限つりあいを考察する場合。安全率は(6.5)式または(6.9')式で与えられる。
 - 土留め・壁面からの力 P を重視して土塊の極限つりあいを考慮する場合。このときすべり面に沿って土の強度は完全に発揮されているものとする。安全率は(6.7)または(6.9)式で与えられる。

6. 2 盛土の耐震解析法

6. 2. 1 解析法の考え方

盛土に対して適切な耐震解析法を考える場合に、補強された盛土において生じ得る破壊モードの設定が必要である。次いで、それぞれの破壊モードに対して、適切な安全率計算式を導くことが必要である。破壊モードの一般は、表-6.1に記した安定検討項目に示されているが、具体的な解析法に対しては、考えるべき破壊モードをより具体的に書き下すことが必要である。

(1) 盛土の破壊モード

1) 全体外的安定

図-6.2(a)に示すような全体すべり、及び図-6.2(b)に示すような部分的に補強材に沿うすべりが生じ得る。これは、補強材の敷設長が不十分なことによる。

2) 全体内的安定

図-6.2(c)に示すような補強材の伸び、破断、引抜けを伴って補強材を横切る、または一部補強材に沿う土塊のすべりが生じ得る。これらは、3)の補強材の部分安定とも密接に関連している。これは、補強材に作用する力が大きく、補強材の強度・引張り剛性が低いかあるいは背面部への定着が不十分なことによる。

3) 補強材の部分安定

図-6.2(d)に示す補強材の破断、及び図-6.2(e)に示す補強材の引抜けがある。これは、2)の全体内的安定とも密接に関連している。これも補強材に作用する力が大きく補強材の強度・引張り剛性が低いか、あるいは、背面部への定着が不十分なことによる。

4) 土の部分安定

図-6.2(f)に示すのり面からののはらみ出しが生じ得る。これは、のり面表面での定着不足、またはのり面保護工部材のたわみ性が過大であることによる。

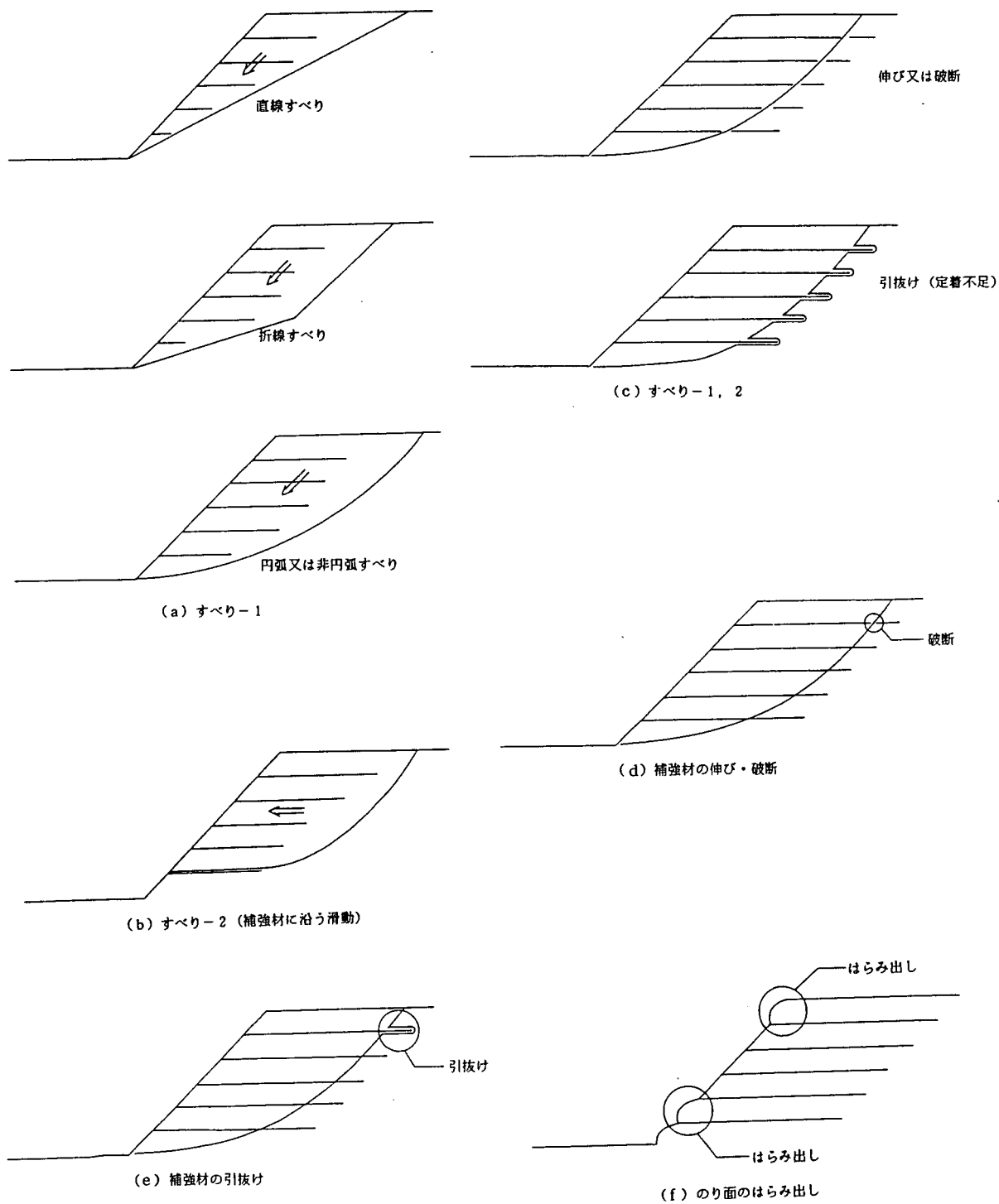


図-6.2 補強盛土の破壊形態

(2) 盛土の安定解析法

上述した1)～4)に対応した解析法は以下のようである。

1) 全体外的安定

すべり面の形としては、図-6.2(a)に示したように、直線すべり、折線すべり、円弧、または非円弧すべり等が考えられるが、通常の盛土の安定解析には円弧すべりが用いられているので、この場合にも基本的には円弧すべりが適当と考える。ただし、図-6.2(b)に記したような一部分が補強材に沿うようなすべりに対しては、円弧よりも折線すべりの方が適用しやすいと考えられる。

2) 全体内的安定

補強材を横切るすべりにおいて、補強材の伸び、または破断、あるいは引抜けが生ずることを想定するもので、この場合も、すべり面の形には、直線・折線・円弧・非円弧が考えられる。いずれの形によっても、すべり安定に対して、伸びや破断、または引抜け限界から定まる補強材張力を考慮することが肝要である。このとき、通常は、各補強材について、この中で最小の補強材張力がすべり土塊に作用するものとして、すべり安定計算を行う。しかし、現実には、各補強材にこれらの限界値が同時に生ずるかどうかは、すべり土塊の運動モードによる。円弧すべりを想定した場合、すべり面に沿ってせん断ひずみが一定として、次式により安全率を求める方法が考えられる³⁾⁴⁾。

$$F_s = \frac{\sum R[c \cdot l + \{W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha + T_f \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \cdot \tan \phi]}{\sum [R \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot k_h W \cdot \cos \alpha - R \cdot T \cdot \cos(\alpha + \theta)]} \quad (6.10)$$

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、

T_f ：補強土が破壊基準に達したときの補強材の引張力、

T：すべり土塊がつりあいにあるときの補強材の引張力、

α, θ ：図-6.3に示す角度。

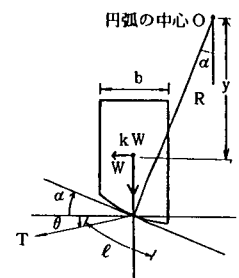


図-6.3 円弧すべり計算のスライス

この式はすべり面を切る補強材の引張力がすべり土塊を締め付ける効果と引き止める効果を考慮したものである。なお、補強材の引張力は、補強材を拘束する周辺の土の変形によって生ずる補強材の引張ひずみから定まるものである。そのために、すべり面(層)に沿う土のせん断破壊ひずみ基準と整合する補強材のひずみを、以下のような仮定の下に求めた(図-6.4参照)。

- ① 土のすべり面はある一定の厚さをもつ一定せん断ひずみの層(すべり層)からなる。

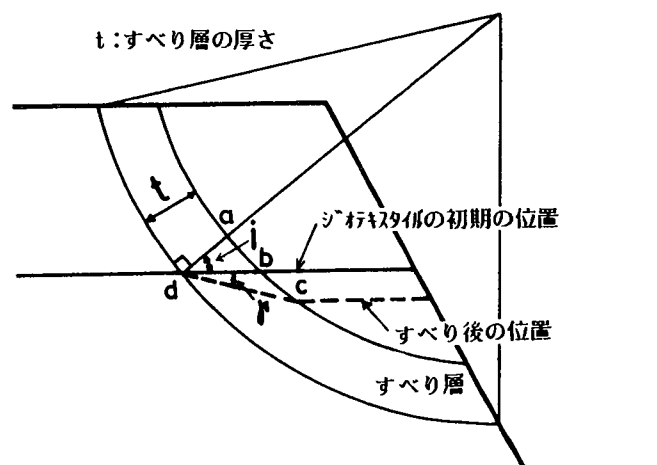


図-6.4 ジオテキスタイル張力の求め方

- ② 補強材は土と一体となって動き、土から引抜けない。
- ③ 補強材はすべり層における土のせん断変形に伴って引張りひずみが発生し、そのひずみに応じて引張力が作用する。
- ④ 補強材の材料強度は十分大きく、土塊のすべりは必ず補強材の伸びにより抑えられるものとする。
- これらの仮定から、補強材の伸びひずみ ε_g は以下のように与えられる。

$$\varepsilon_g = \frac{\overline{cd} - \overline{bd}}{\overline{bd}} = \frac{\cos i - \cos(i + \gamma')}{\cos(i + \gamma')} \quad (6.11)$$

ここに、 i : 補強材とすべり面の垂線のなす角、

γ' : 補正した土のせん断ひずみ(すべり層のせん断ひずみとは一般に異なる)

すべり土塊のつりあい時の補強材作用力は、土塊への動員力と土塊の変形の間の1次関係を仮定して計算した。

3) 補強材の内的安定

補強材の内的安定を調べるためには、補強材に作用する張力を求めることが必要である。これは、補強材周辺の盛土部の変形に依存するが、2) で述べた安定解析法によれば、想定した運動モードから個々の補強材の変形、したがって張力が定まり、それを上述の各種の限界値(破断・引抜け)と比べることにより個々の補強材が安定しているかどうか判定される。すなわち、前述の安定解析法によって求めた、ある補強材の張力を T 、破断や引抜けから定まるその補強材の張力の限界値を T_a とするとき、安全率 F_s を次式で求める。

$$F_s = \frac{T_a}{T} \quad (6.12)$$

ここに、 T_a は破断及び引抜き力の小さい方である。

4) 土の内的安定

土の内的安定としてのり面のはらみ出しを考える。
 のり面のはらみ出しは、壁面の内側から作用する最大土圧に対して壁面が安定であれば生じない。壁面の内側から作用する最大土圧は、図-6.5を参照して壁面付近の土への上載圧 σ_v に対して土が主働破壊状態にあるときの側圧 σ_h として求められるから、この σ_h に対して壁面が安定であることを確認すればよい。

6.2.2 適用例

ジオテキスタイル及び鉄筋を敷設した傾斜地盤上の盛土の中型模型振動台実験について適用した安定計算結果を紹介する。

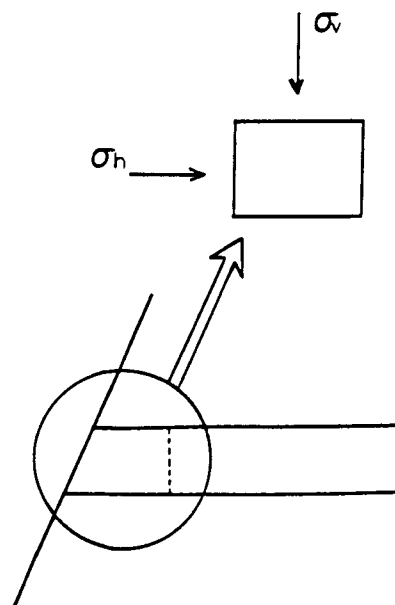


図-6.5 のり面部作用応力

(1) 実験の概要

1) 模 型

図-6.6に実験模型の断面の例を示す。1つの模型の両側ののり面を異なった条件で作り、1つの模型で2ケースの条件の実験が行われた。これまでに表-6.2に示すような7模型14ケースの実験が行われた。

各ケースでは、のり面勾配、地山の段切りの有無、補強材の種類・敷設間隔、のり面保護等の条件を変えた。地山部には砂質シルト(ML、 $w=19\%$)を用いており、加振に対して安定であるように木ダコで十分に締固めた。盛土部には気乾状態の砂(SP、 $w=6\sim12\%$)を用いており、相対密度が50%程度になるように足踏みで締固めた。補強材は、表-6.3に示す不織布、ネット、鉄筋を使用した。不織布、ネットを地山に固定した場合には釘(長さ約15cm)を用いた。鉄筋の場合は地山に30cm押込んで固定させた。不織布、ネットの巻込み長は敷設間隔にかかわらず30cmとした。

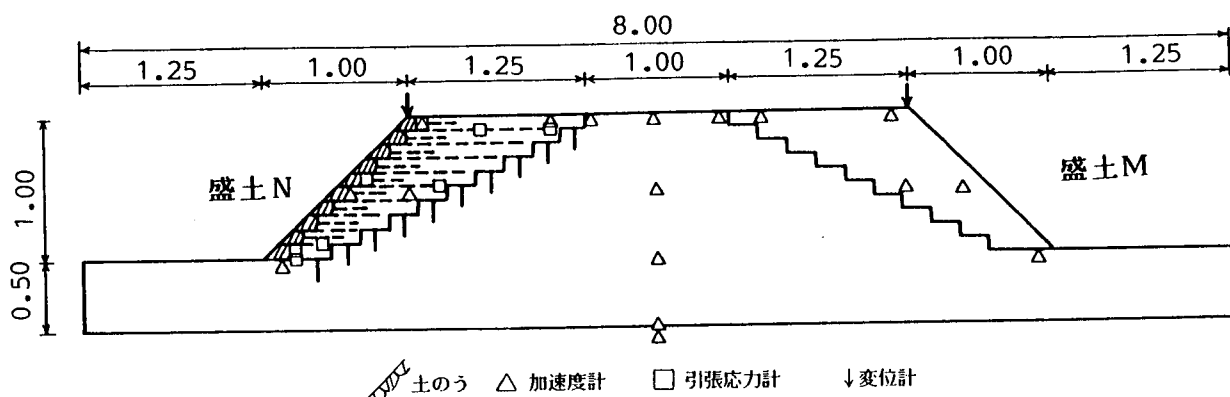


図-6.6 実験模型

表-6.2 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 (%)
A	1	右 なし	——	——	——	1:1.5	——	11.5
B	1	左 不織布	10cmごと	固定せず	無	1:1.5	無	11.3
C	2	右 なし	——	——	——	1:1.5	——	9.3
D	2	左 不織布	10cmごと	釘により固定	無	1:1.5	無	10.1
E	3	右 なし	——	——	——	1:1	——	8.1
F	3	左 不織布	10cmごと	固定せず	有	1:1	有	7.8
G	4	右 不織布	10cmごと	釘により固定	有	1:1	有	6.3
H	4	左 不織布	20cmごと	釘により固定	有	1:1	有	6.5
I	5	右 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
J	5	左 ネット	20cmごと	釘により固定	有	1:1	有	6.5
K	6	右 不織布	10cmごと	釘により固定	有	1:0.5	有	8.3
L	6	左 不織布	10cmごと	釘により固定	有	鉛直	有	8.4
M	7	右 なし	——	——	——	1:1	——	15.2
N	7	左 不織布	10cmごと	釘により固定	有	1:1	有	15.4

不織布：ナイロン70%、ポリエステル30%、厚さ0.2mm

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

模型の補強材の選定にあたっては、次式で表される補強率Rを、想定した実物と模型で合うようにする相似則を用いた⁵⁾。

ただし、補強材のポアソン比 $\nu=0$ としている。

$$R = \frac{-\bar{\epsilon}_{3R} \cdot E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \quad (6.13)$$

ここに、 $\bar{\epsilon}_{3R}$ ：補強土の平均的な水平方向の伸びひずみ($\bar{\epsilon}_{3R} < 0$)、E：補強材のヤング率、

t：補強材の厚さ、 σ_{30} ：水平方向の拘束圧、 ΔH ：補強材の間隔。

この補強率は、あるひずみ基準において無補強土に対する補強土の強度増加率を表す。補強材は原型に対する模型の縮尺が 1/7 となるように設定した。

2) 加振条件及び測定方法

実験は振動台上に模型を設置し、周波数4Hz、加振時間10秒、加振加速度を20から800galの間で小さな加速度から段階的に増加させ、1模型につき6～9回の加振を行った。1回の加振ごとに振動台を停止させ、被害の有無・状況を確認した。このとき、盛土及び地山の表面には標点を設けて水平・鉛直の変位量を目視により測定した。加振中は加速度、盛土の沈下量、不織布・鉄筋の張力を測定した。模型全体の変形について色付けをした砂で模型正面に描いたメッシュを写真撮影し、観察を行った。

表-6.3 補強材の概要

補強材	材 質	形 状	引張強度 T_y 1 mあたり (t)	引張剛性 $E \cdot t$ 1 mあたり (t/m)
不織布	ナイロン 70 % ポリエステル 30 %	厚 さ : 0.217 mm	0.0063 *	0.122 **
ネット	ポリエチレン 100 %	目合い : 2.5 mm × 2.5 mm	0.144 *	2.88 *
鉄 筋	ピアノ線	径 : 3.5 mm	16.4 ***	1920 ****

* : 5%ひずみ時

** : 15%ひずみ時

*** : JIS G3522による

**** : 道路橋示方書、共通編 (PC 鋼線)

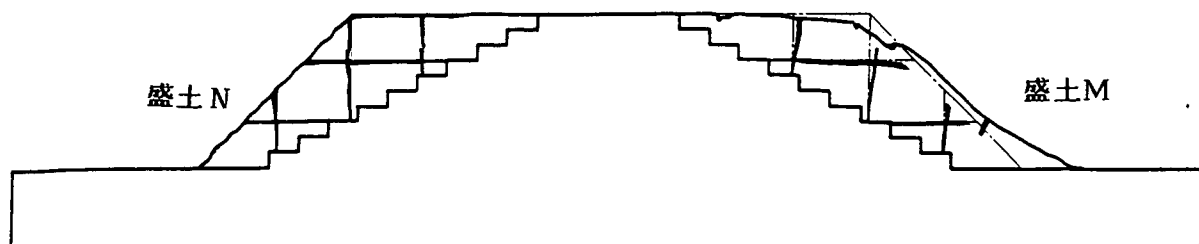


図-6.7 加振後の変形 (模型7, 600gal加振後)

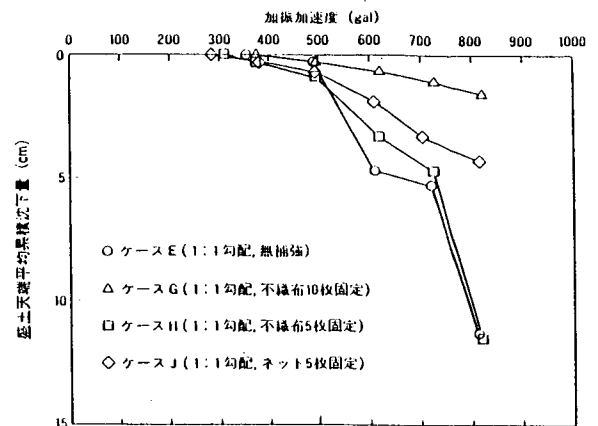
3) 実験結果

実験結果の例として模型4を700galで加振した後、及び模型6を600galで加振した後の盛土の変形の状況を図-6.7に示す。このように大加速度で加振すると、盛土はあるすべり面に沿ってすべりだし、天端が沈下した。

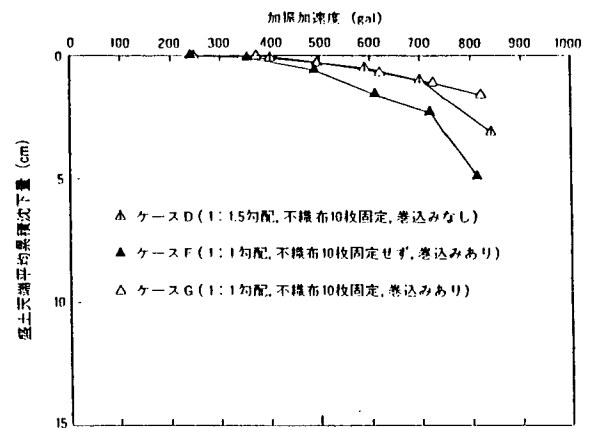
図-6.8は、盛土天端の累積沈下量と加振加速度の関係を示したものである。

補強盛土の被害の特徴は以下のようにまとめられる。

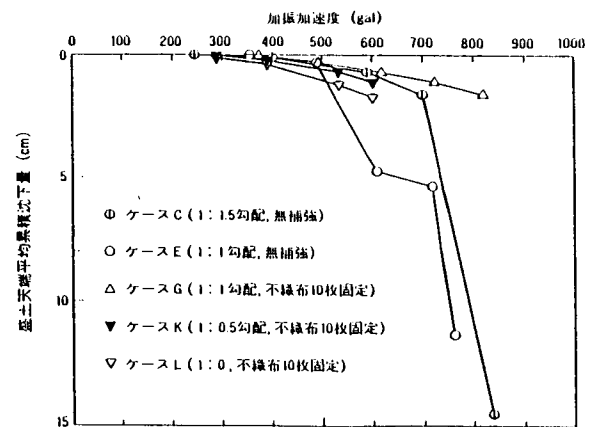
- ① 無補強の盛土は地山との境界近くですべりを生じた。のり面勾配が1:1.5と1:1.0の補強盛土においても地山との境界近くでの変形が相対的に大きかった。のり面勾配が1:0.5及び垂直ののり面の盛土はもう少し浅い部分で変形した。
- ② 同じのり面勾配の盛土であれば、補強盛土は無補強盛土に比べ変形は少なかった(図-6.8(a))。
- ③ 不織布の敷設間隔を狭くした盛土の方が沈下量は少なかった(図-6.8(b))。
- ④ 同じ敷設間隔であれば、不織布を敷設した盛土より、剛性の高いネットを敷設した盛土の方が沈下量は少なかった(図-6.8(c))。
- ⑤ 地山に不織布を固定することにより盛土の変形は小さくなった(図-6.8(b))。
- ⑥ 不織布やネットをのり面で折返して巻込みを行った場合、巻込みを行わなかった盛土に比べ、一般に変形が小さかった(図-6.8(b))。しかし、大加振時に上載圧の小さい上段で巻込みが引抜けることがあった。
- ⑦ 鉄筋の挿入は盛土本体の沈下量を少なくする効果は認められるが、のり面保護が不十分な場合には、盛土のり面の表層部が崩壊し、補強効果は十分でなかった。したがって、鉄筋で補強する場合には、のり面保護工と鉄筋を連結させなければ効果的ではない。



(a) 補強、補強間隔、補強材の影響 (のり面勾配 = 1:1)



(b) 地山固定、巻込みの影響 (不織布10枚の場合)



(c) のり面勾配の影響 (無補強及び不織布10枚補強の場合)

図-6.8 加振加速度と盛土天端沈下量の関係

(2) 安定計算

1) 安定計算法

ジオテキスタイル等により補強された盛土は、前述したように多様な形態の破壊の可能性があるため、それらに応じて安定解析において検討すべき項目は多岐にわたる。今回の実験において生じた主たる盛土破壊の形態は補強材が引抜けたり破断をせずに、地山境界面近くで盛土がすべりを生じたものであった。したがって、ここでは、実験において観察された補強盛土の全体的な破壊の検討が重要であると考えられた。

ここでは、前述した安定計算式を用いて実験結果の検討を行った。

2) 安定計算条件

表-6.2に示した実験ケースの内、いくつかのケースについて、加振加速度(震度)を変えて安定計算を行った。モデルは、無補強の盛土と、補強材が地山に固定され引抜けない状態にある補強盛土を扱った。

地山のせん断強度は十分大きく、地山を切るすべりは生じないものとした。なお、盛土の内部摩擦角は三軸圧縮試験から、盛土の粘着力は同一材料の鉛直限界高さから求めた。

補強材張力を求めるための補強材の引張剛性は表-6.3に示した。

また、震度は、各加振加速度ごとに実験において測定された盛土加速度に基づいて与えた。

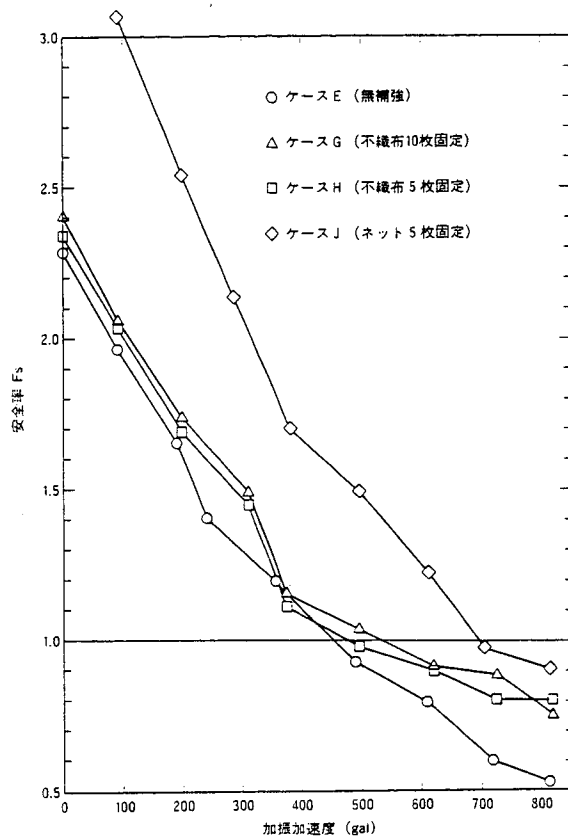
3) 安定計算結果

図-6.9に、(6.10)式により計算した安全率と加振加速度の関係を示す。盛土の破壊条件として三軸試験結果に基づいてせん断ひずみを8%とし、これに整合する補強材張力 T_f を求めた。

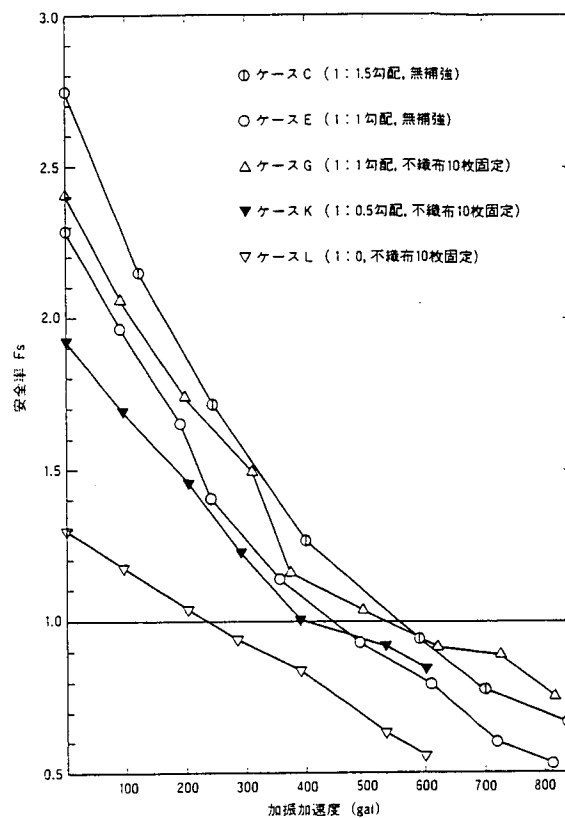
図-6.9(a)から次のことが分かる。のり勾配が1:1で一定のとき、安全率が最も小さいのは無補強盛土の場合である。次いで、不織布5枚、10枚の場合には少し大きな安全率となる。そして、ネット5枚の場合が一番安全率が高い。この場合、無補強盛土と不織布補強盛土の両条件における安全率の差はわずかであり、このような引張剛性の小さい補強材による補強効果が小さいことを示している。一方、引張剛性の大きいネットの場合は、安全率はかなり大きくなっている。

図-6.9(b)に示されるように、無補強、補強盛土とも、のり面勾配が急になると安全率は急に減少する結果が得られた。

図-6.10に、算定した安全率と実験において実測した盛土天端の累積沈下量の関係を示す。全体的に見て、図-6.10は、勾配が1:0.5や直の場合を除いて補強材の種類、敷設層数、補強の有無にかかわらず、比較的ばらつきのない関係となっている。また、 $F_s=0.95\sim 1.0$ 以下において沈下量が急増するという妥当な結果を与えており、(6.10)式による安全率計算法が、勾配のあまり急でない補強盛土の破壊あるいは変状の判定に対して、有用であることを示している。(6.10)式から求めた安全率が直勾配の盛土に対して小さくなる理由は、(6.10)式がジオテキスタイルが土のうを巻き込むことによる抵抗効果を見逃していることなどによると考えられるが、詳細は今後の課題である。



(a) 補強の種類の効果 (のり面勾配 = 1:1)



(b) のり面勾配の影響 (無補強及び不織布10枚補強の場合)

図-6.9 加振加速度と安全率の関係

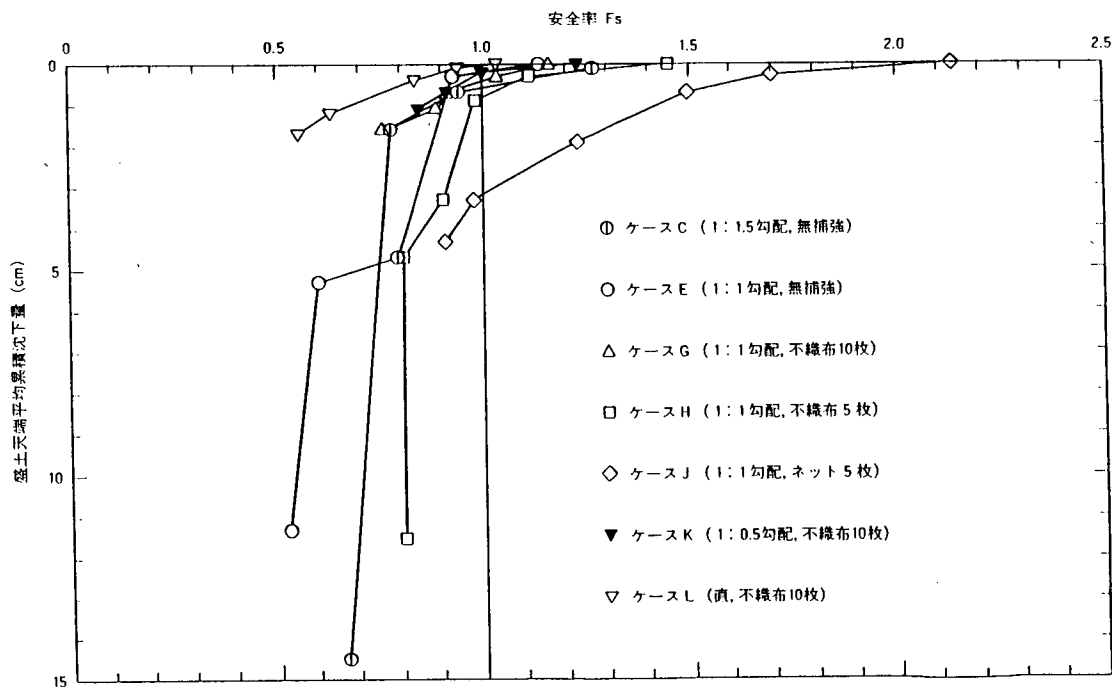


図-6.10 安全率と測定沈下量の関係

補強盛土の振動時の安定に対して、上述の解析結果から以下の結論が導かれる。

- 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りずみを算定する方法が有効であった。

(3) 結 論

- ① 不織布、ネット、鉄筋を用いた補強盛土の模型振動実験の結果から、引張剛性が高い補強材を用いて地山への十分な定着が保たれるようにすると、かなりの耐震性が得られることが示された。ただし、のり面からの局所的な盛土の破壊を防ぐためののり面処理法も重要な課題である。
- ② また、盛土の変状の程度は、直勾配の盛土の場合を除いて、すべり面と交差する補強材の引張力の効果を取入れた円弧すべり計算結果と良好な対応があった。
- ③ 今後の課題として、適切なのり面保護工の選択、及びそれらが安定性に及ぼす効果の合理的評価法の確立等がある。

6. 3 土留めの耐震解析法

6. 3. 1 解析法の考え方

土留めに対しても、盛土と同じく表-6.1に記した外的、内的、全体、部分の4通りの安定検討が必要である。

(1) 土留めの破壊モード

基本的には、盛土について図-6.2に示したような破壊モードがあるが、さらに全体的安定として、補強された部分を一体とした転倒モードが付加される。

(2) 土留めの安定解析法

1) 全体的安定

すべり安定に対して直線すべり、折線すべり、円弧または非円弧すべりが適用される。ただし、補強材に沿う滑動や転倒モードに対しても適用しやすいことを考えると折線すべりが適切であろう。これに対する安全率は斜面安定的に考えることになる。

2) 全体的安定

これは、補強材を横切るすべり面を考えるもので求まるが、1)に引き続いて考えやすいすべり面は折線すべりであろう。この場合の安全率の算定方法は、以下のようなものがある。

a) 斜面安定的に考える

すべり面に沿う F_s を求める。(6.5)式を折線すべりに書き換える。

b) 土圧的に考える

すべり面に沿って土のせん断強度に対する $F_s = 1$ である。(6.9')式を用いる。(6.9')式は、すべり土塊全体に対して考えるものであるが、後述するようにテール・アルメ工法では補強材 i を1本ごとに、このような $(T_{req})_i$ 、 $(T_{avail})_i$ を求めることができ、全体としての F_s を次式のように定めることができる。

$$F_s = \frac{\sum (T_{avail})_i}{\sum (T_{req})_i} \quad (6.14)$$

3) 補強材の局部安定

このためには、個々の補強材張力を求めることが必要であり、そのために盛土安定解析法で述べたように土塊の変形モードを仮定する(例えば水平移動)か、あるいはテール・アルメ工法のように下部ほど大きい土圧が個々の補強材張力となるという仮定を用いる方法がある。テール・アルメ工法の場合は個々の補強材 i について次式のようになる。

$$F_{si} = \frac{(T_{avail})_i}{(T_{req})_i} \quad (6.15)$$

4) 土の局部安定

盛土の場合と同様にのり面のはらみ出しを検討するものである。

6.3.2 適用例

(1) 実験概要

1) 小型模型振動実験

小型模型振動実験は、61年度の研究として35ケースの実験を行った。模型は高さ30cmとし、ジオテキスタイルの敷設段数を5段、10段を基本形として、のり面勾配を90°と63°、ジオテキスタイルを3種類としてそれぞれの組合せを選んで実施した。その結果で判明したもののうち特筆すべきものを以下に示す。

- ① 静的設計法は過去に提案されたもので十分に安全が確保される。
- ② ジオテキスタイルと土との摩擦力は動的には静的摩擦力より低いことがある。
- ③ ジオテキスタイルで補強した部分は一体として動き、あたかも従来の擁壁と同じような挙動を示す。

2) 大型模型振動実験

62年度の研究の中心として、61年度後半から大型擁壁による振動実験を行った。5ケースの実験を主としてジオテキスタイルの敷込み長と敷込み段数をいくつか変えて実施した。模型の大きさは高さ1.5mとし、のり面の変位、加速度、土のひずみ等を測定した。その結果、判明したもののうち、特筆すべきものを以下に示す。

- ① 盛土の加速度の応答倍率は天端に近いところで1.5倍となり、拘束の小さい上部の方が加速度が大きいの。
- ② ジオテキスタイルで補強された部分には、大きなせん断崩壊面を生ずることはなかった。
- ③ ジオテキスタイル補強盛土の本実験における崩壊の主たる要素は、せん断変形による上部土塊の倒れ込みであった。

(2) 安定計算

上述したように、実験的には補強材を横切る内的安定に対する破壊は生ぜず、すべて補強部分のせん断変形が進行して、破壊に至ったものである。したがって、ここでは前述した解析法で、まず内的安定が十分大きいことが説明できるかどうか、次いで、正確には転倒、滑動のいずれとも言い難い破壊形態であるが、転倒、滑動の外的安定検討が適用できるかどうかを調べた。

具体的な方法は以下のようである。

a) 全体内的安定検討

- a-1) 折線すべりを想定して斜面安定的に F_s を求める。
- a-2) テール・アルメ法から全体安全率を求める(6.14)式による。

b) 全体外的安定

転倒、滑動ともに補強体背面に物部・岡部の地震時主働土圧を与えて安全率を求める。

検討結果を以下に述べる。

a) 全体内的安定検討

全体内的安定検討の結果の計算値と実験時の盛土の沈下及び水平変位の測定値を合わせて、図-6.11に示す。この図は、大型模型(CASE1(敷込み長100cm)、CASE2(敷込み長50cm))のものであり、実験値が200~300galの間で降伏しているのに対して、計算値の方は、25~500galの間でいずれの手法とも安全率が1を下回った。これに対して、小型の場合は模型盛土の大きさに比して、補強材の強度が高く、一体性が高いため、計算値としてはかなり大きめの値がでて、安全率も大きくなった。したがって、これらの計算法は安全側で設計値を定めることのできる手法といえる。さらに、実際に盛土高さが5~6mと高くなり、補強材も施工性、耐久性を考慮した剛性の高いものを使用すれば、これらの計算手法を用いることができると思われる。

b) 全体外的安定

小型の模型実験ではほとんど外的な安定で盛土の破壊が支配されていたが、大型模型実験でも同様のことがいえる。ここで、大型模型の実験値と転倒、滑動の検討の結果を図-6.12に示す。ここでいえることは、ジオテキスタイルの敷込み長の長いもののほど外的な安定度が高く、敷込み長の短いものは外的安定が低い。また、敷込み長の短いものについては、安全率が1を下回ったあたりから沈下量は増加している。したがって、敷込み長が短い場合には、補強部の一体化の度が高く、破壊形態がかなり転倒の状況に近づくため、外的安定検討が適用できるものと思われる。

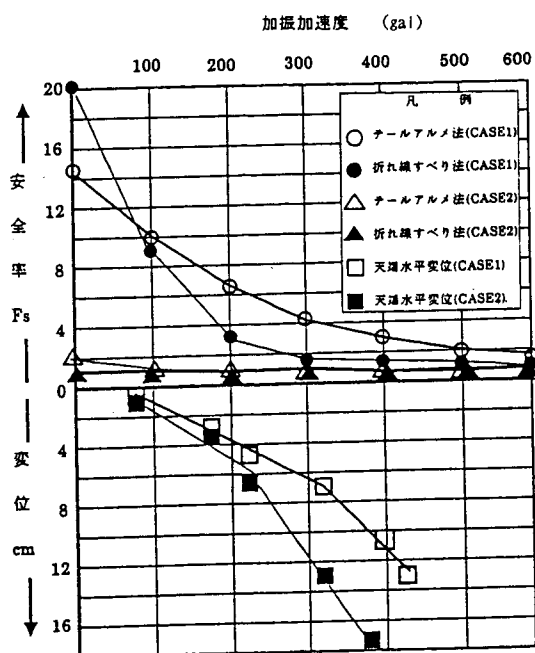


図-6.11 内的計算結果との比較

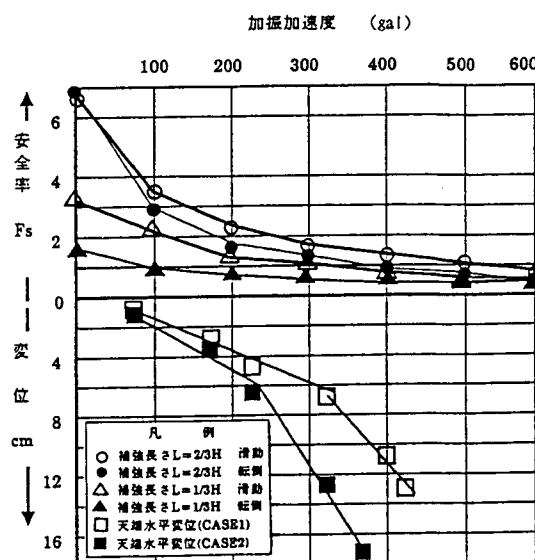


図-6.12 外的計算結果との比較

(3) まとめ

本研究において、ジオテキスタイルによって補強された土留めの解析検討結果より判明したことをまとめて述べる。

- ① 地震時の安定の検討は、ジオテキスタイルの強度、ジオテキスタイルと砂の摩擦力等を考慮した内的安定と、ジオテキスタイルで補強された部分が一体として作用すると仮定しての外的安定の検討を行わなければならない。
- ② この時、ジオテキスタイルと土の動的摩擦力は静的なジオテキスタイルと土の摩擦力と同一の値を用いてよい。
- ③ 内的安定の考え方は、前に示した折線すべりによる方法を用いて行い、外的安定の検討は、ジオテキスタイルによって補強された部分を一体と仮定して、その背後に作用する動土圧が作用したときの安定を検討すればよい。

また、今回は詳しく述べていないが実際の実験では、一体とみなした補強部の剛性が、土留めの動的変形挙動にかなり大きく影響していた。よって、今後この点に着目してこれらの解析検討を行わなければならない。

<参考文献>

- 1) 土質工学会：補強土工法
- 2) 龍岡文夫ほか：不織布で補強した粘性土盛土の安定解析、第30回土質工学シンポジウム、土質工学会、1985, 11.
- 3) 古賀泰之ほか：傾斜地盤上のジオテキスタイル補強盛土の耐震性
- 4) 古賀泰之ほか：補強盛土の耐震性に関する実験的研究報告書、土木研究所資料、1988. 3.
- 5) 龍岡文夫ほか：不織布による粘性土盛土の補強、土と基礎、Vol. 33, No. 5, 土質工学会、1985. 5

第 3 章 ジオテキスタイルによる軟弱地盤表層処理工法

目 次

1. まえがき	149
2. 軟弱地盤のジオテキスタイルの補強の概念	150
3. 軟弱地盤の表層補強に関する設計手法	153
3.1 各種支持力算定手法の概要と適応性の評価	153
3.2 ジオテキスタイルを立体構造とした場合の検討	162

1. まえがき

軟弱地盤上の盛土工事においては、ジオテキスタイルなどの補強材を盛土中あるいは軟弱地盤表層に敷設して、トラフィカビリティーの確保ならびに、盛土の安定を保つ軟弱地盤対策工法が広く用いられてきている。さらに、最近ではジオテキスタイルを軟弱路床の表面や路盤中に敷設して、路床・路盤の補強工法も用いられてきている。

しかし、ジオテキスタイルによる補強のメカニズムについては、いろいろな研究がなされてきているが、設計方法、設計に用いる定数など設計に関する点は必ずしも明確にされていない。

そこで、「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」というテーマで、60年度から3年間で共同研究を実施してきているが、軟弱地盤の表層処理対策についても種々の研究を行っている。最終年度の62年度は、下記に示す研究室と民間会社でワーキンググループを作り、ジオテキスタイルの軟弱地盤表層処理の補強メカニズムと設計手法を中心にとりまとめを行った。

63年11月

軟弱地盤表層処理ワーキンググループ

土木研究所施工研究室

〃 土質研究室

動土質研究室

梶谷エンジニア㈱

鉄建建設㈱

日本舗道㈱

2. 軟弱地盤のジオテキスタイルの補強の概念

軟弱地盤上にジオテキスタイルを敷設すると、以下のような補強メカニズムで路床や路盤が強化されたり、あるいは軟弱地盤の支持力が増強されると考えられる。

(1) 盛土施工時の軟弱地盤の支持力の増加（シート工法、ネット工法）

軟弱地盤に

剛性材料を敷設した場合は、上載荷重は盤全体に広く分散されて軟弱地盤に伝達される。これに対して、

ジオテキスタイルのようなフレキシブルな材料は、支持機構もかなり複雑である。ジオテキ

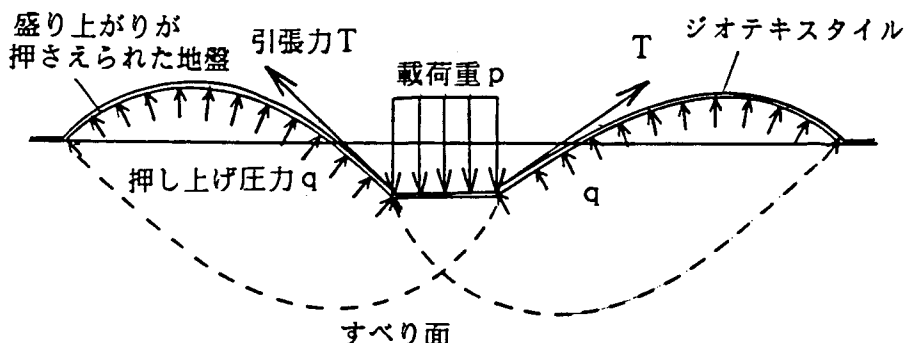


図-2.1 盛土施工時の軟弱地盤の支持力増加

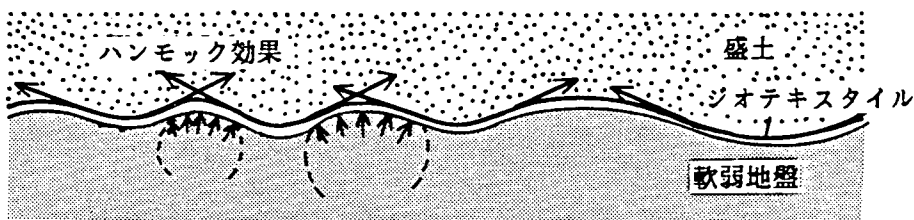


図-2.2 盛土完成時の局所沈下による支持効果

スタイルの支持力増加のメカニズムについてはいくつか提案されているが、ここでは、福住らや山内らの提案したものについて紹介する。図-2.1のように、輪荷重や施工機械の荷重によって軟弱地盤は塑性変形を起こす。そこで、ジオテキスタイルを敷設し、しかも敷設したジオテキスタイルに十分な引張強度あれば、ジオテキスタイルに発生する引張力の上向き成分が支持力の一部になるとされる（ジオテキスタイルのハンモック効果）。また、載荷重によって荷重体周辺の地盤が押し上げられるが、ジオテキスタイルの敷設によりこの盛り上がりを押さえる効果（ジオテキスタイルによる地盤の拘束効果）がある。福住らは、在来地盤の支持力と、上記の二つの効果による支持力の増加を加えて、ジオテキスタイル敷設地盤の支持力を評価している。また、山内らは、福住らの提案に載荷体が在来地盤中に沈下したときの根入れ効果を加えた支持力を提案している。これらの効果によって、盛土施工時には施工機械のトラフィカビリティの改善や土砂を巻き出すときの土砂の荷重による軟弱地盤の破

壊を防止することができると考えられる。さらに、盛土完成後においても、図-2.2 ような完成盛土下の局部的沈下による支持効果、良質土との混合防止、盛土とシートとの摩擦による広がり防止、シート下の軟弱地盤の脱水効果などがあるとされている。

(2) 路盤と軟弱路床の分離効果

軟弱路床に直接路盤材を置くと、路盤材料が軟弱路床の中に押し込まれたり、あるいは路盤の中に路床土が侵入して有効路盤厚が減少することがある(図-2.3(a))。ジオテキスタイルに不織布や織布などのシートを用いた場合、路盤と軟弱路床が分離され、有効路盤厚が減少することが防が

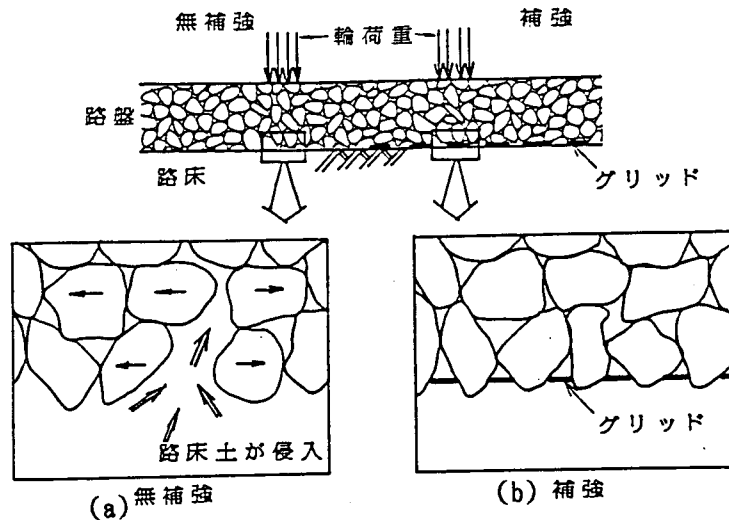


図-2.3 路盤と路床の分離および路盤材料の拘束効果

れる。また、ジオテキスタイルにネットやポリマーグリッドを用いた場合でも、ジオテキスタイルの網目に碎石がくい込み(インターロッキング効果)、碎石の横方向への移動を拘束し、路盤への路床土の侵入を防ぐことができると考えられる(図-2.3(b))。また、路床土がシルトや粘土などで高含水比の場合、輪荷重の繰返しによって泥土化した路床が碎石の隙間から侵入し、道路表面にまで至ることがある(ポンピング現象)。路盤材に粒度の良い碎石を用いれば、ネットを用いた場合でもネットが路盤材の広がり拘束してポンピング現象が防止できるとされる。

(3) 軟弱路床の支持力の増加

先にシート工法やネット工法などによる軟弱地盤の支持力増加で述べたように、軟弱路床の支持力増加のメカニズムもまた、ジオテキスタイルのハンモック効果と軟弱地盤の拘束効果であると考えられる(図-2.4)。しかし、これらの

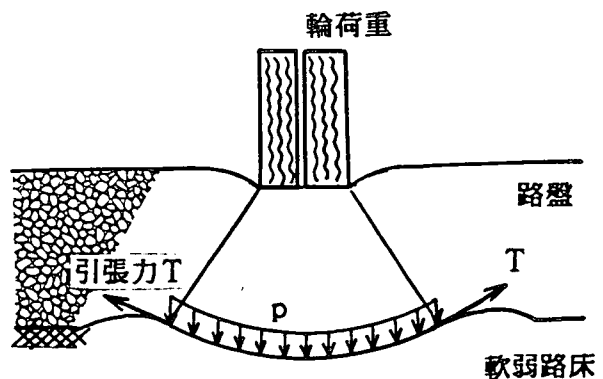


図-2.4 軟弱路床の支持力増加

効果は、軟弱路床に変形が生じたときに起こる効果であり、仮設道路や未舗装道路では効果が期待できるが、わだち掘れの少ない舗装道路では余り効果がないとされる。

また、アメリカ林野庁などの考え方は、道路にジオテキスタイルを使用する場合、 $CBR > 3$ の場合には、路床と路盤の分離と排水の機能が大きく作用し、 $CBR < 2$ の場合は、軟弱路床の支持効果が大きく作用するいとされている。

さらに、こうした軟弱路床の支持力をジオテキスタイルによって増加させるための別の手段として、ジオテキスタイルを立体構造にして設置すると効果的であることが考えられる。この実験結果については、後掲3. 2で記述する。

(4) 路盤材料の拘束効果

輪荷重下の路盤の応力状態は、路盤の上部で圧縮応力、下部で引張り応力が働く。粘性のない路盤材は底部の碎石が横に広がろうとするが、ネットを敷設するとインターロッキング効果で路盤材料の移動を拘束する。このため、ネットとネット周辺の路盤材が一体化して、剛性のある盤のような挙動を示し、輪荷重を軟弱路床に均等に分布させるという考え方もある。

3. 軟弱地盤の表層補強に関する設計手法

3. 1 各種支持力算定手法の概要と適応性の評価

(1) 表層補強に関する支持力算定手法の種類

主な、支持力算定手法の概要を表-3. 1に示す。

表-3.1 主な支持力算定手法の概要

手 法	概 要	概 要 図	設 計 式
支持力理論	①集中荷重の場合		$P = Q + 2 T \cdot \sin \theta + D_r (\text{又は } p \text{ による支持力増分})$ P : 集中荷重 Q : 地盤の支持力 T : ジオテキスタイルの引張り力 θ : ジオテキスタイルの傾斜角 D_r : 地盤のめり込み量 p : ジオテキスタイルの地盤押え力
	Terzaghiの支持力理論とジオテキスタイルの引張り強度をもとにした方法である。	②帯荷重の場合(一層地盤)	$q = \alpha C N_c + \gamma D_r N_q + 2 T \cdot \sin \theta / B + N_q T / r$ α : 基礎地盤の形状係数 C : 軟弱地盤の粘着力 N_c, N_q : 支持力係数 γ : 軟弱土の単位体積重量 D_r : 地盤のめり込み量 B : 載荷幅 r : 半径 θ : ジオテキスタイルの傾斜角 T : 載荷端のジオテキスタイルに生じる引張り力
	③帯荷重の場合(二層系地盤)		上層で破壊が発生するときの支持力 q は、 $q = \beta \gamma_1 B N_q + \gamma_1 D_r N_q$ 下層で破壊が発生するときの支持力 q' は、 $q' = (1 + \frac{d-D_r}{b}) \{ \alpha N_c C \cdot I (\frac{2 \sin \theta}{b} + \frac{1}{r}) + \frac{4 S_a R (1 - \cos \theta)}{b + d - D_r} \} + \gamma_1 D_r$ q と q' を比較して小さい値を採用する。 b : 載荷幅 C : 軟弱地盤の粘着力 D_r : 地盤のめり込み量 d : まき出し厚 N_c, N_q : 支持力係数 β : 形状係数 r : 半径 γ_1 : 軟弱土、盛土の単位体積重量 S_a : ジオテキスタイルのせん断抵抗 θ : ジオテキスタイルの傾斜角
版理論に基づく方法	ジオテキスタイルが土と一体となって剛性のある版状構造をなすことに着目して版理論を適用する方法である。		$y = \frac{(p-q)D}{S^2} \cdot \frac{\sinh \sqrt{S/D} \cdot x \cdot \sinh \sqrt{S/D} \cdot (L-x)}{\sinh \sqrt{S/D} \cdot L} - \frac{(p-q)}{2S} (x^2 - Lx + \frac{2D}{S})$ y : 沈下量 D : ジオテキスタイルの曲げ剛性 p : 盛土の荷重強度 q : 地盤反力 S : ジオテキスタイルと土との間のせん断抵抗の合力 L : ジオテキスタイルが単純支持とみなせる支点間距離
地盤係数法	ジオテキスタイルを非常にたわみ易い材料とみなしてその剛性を無視し、Winklerの地盤係数法とケーブル理論を用いて、沈下曲線式を導き、支持力を求める方法である。		$y = \frac{w}{k} [1 - \frac{0.5}{\sinh \beta} \{ (1 - e^{-\beta}) e^{\beta (x/L_0)} + (e^{\beta} - 1) e^{-\beta (x/L_0)} \}]$ $P = k y$ $\beta = \sqrt{k L_0^2 / (T \cdot \cos \theta)}$, $w = \gamma a b h / (a + d) (b + d)$ $L_0 = 2B (b + d)$ k : 地盤反力係数 y : 沈下量 w : ジオテキスタイルに作用する荷重強度、d : まき出し厚 $2a$: 盛土荷重の短手方向の幅 h : 盛土高 $2b$: 盛土荷重の長手方向の幅 γ : 盛土の単位体積重量 T : ジオテキスタイルに生ずる引張り力 θ : ジオテキスタイルの傾斜角

(2) Terzaghiの支持力理論に基づく支持力算定法

ここでは、先に述べた各種支持力算定法のうちTerzaghiの支持力理論に基づくものについて述べる。

i) 基本式の誘導

この方法は、Terzaghiの支持力理論とシートの引張り強度を基に、帯荷重がシートを敷設した軟弱地盤に作用した場合の支持力を算定する方法である。すなわち、図-3.1 (a) のように軟弱地盤上に直接載荷した浅い基礎の支持力 q_1 は、Terzaghiの支持力公式から、

$$q_1 = \alpha c N_c \quad (\text{地盤の支持力}) \quad \text{--- (1)}$$

ここに、 α : 基礎地盤の形状係数

c : 軟弱地盤の粘着力

N_c : 支持力係数

軟弱地盤上にシートを敷くと、荷重の一部をシートの引張り力が受け持つことになるから、支持力 q_2 は図-3.1 (b) でシートと水平面との角を θ 、シートに生じる引張り力を T とすれば、

$$q_2 = \frac{2T \sin \theta}{B} \quad (\text{シートの引張り力が受け持つ鉛直力}) \quad \text{----- (2)}$$

また、図-3.1 (c) の荷重の両端に近似的に半径 r の円を考えると、軟弱地盤の押し上げ力 q は、 $p = T/r$ で求まる。この押し上げ力 p を土被り圧とみなし、これによる支持力 q_3 は、

$$q_3 = \frac{T}{r} N_q \quad (\text{地盤隆起を抑える力}) \quad \text{----- (3)}$$

極限支持力 q は、上記の軟弱地盤の浅い基礎の支持力 q_1 、シートの引張り力の鉛直成分としての支持力 q_2 、シートの引張り力による土被り圧的支持力 q_3 を加えたものである。

(福住の提案式)

$$q = \alpha c N_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q \quad \text{----- (4)}$$

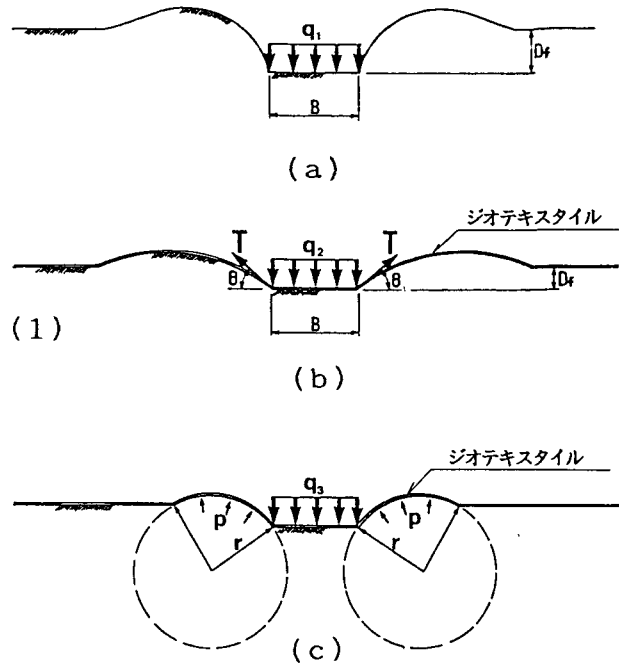


図-3.1 シートに帯荷重が作用した場合の設計の考え方

さらに、シート側方のめり込み量 D_f による根入れ効果 γD_f を取り入れると式 (5) が導かれる。
(山内らの提案式)

$$q = \alpha c N_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q \quad \text{----- (5)}$$

ここに、 γ : 軟弱土の単位体積重量

D : 覆土および輪荷重によるめり込み量

ii) 共同研究結果に基づく適応性の評価

ここでは、共同研究の中で2社が行った模型実験A、Bの実験結果を用いて、Terzaghiの支持力理論に基づく支持力算定法の適応性について検討してみる。

a) 模型実験の概要

模型実験に用いた土槽は、図-3.2(a)、(b)に示すように、実験Aで幅2500×奥行2500×高さ1000mm、実験Bで幅600×奥行500×高さ500mmのものである。

また、用いた軟弱土は実験Aの場合、含水比46%、せん断強度 0.025kgf/cm²、実験Bの場合、含水比46%、せん断強度 0.015kgf/cm²に調整した粘性土である。

実験に用いた補強材 (ジオテキスタイル) の諸物性は、表-3.2に示す通りである。

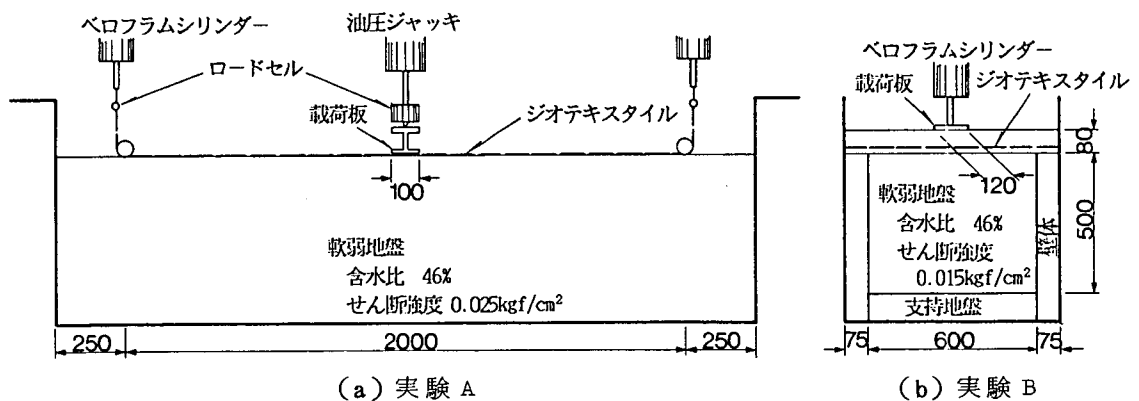


図-3.2 実験装置概要図 (単位mm)

表-3.2 補強材の物性

補強材タイプ	弾性係数 E (kgf/cm ²)	降伏引張り力 T_{max} (kgf/cm)	実験ケース
Net 1	4240.0	7.70	A
Net 2	4688.0	1.60	B
Net 3	2448.4	0.66	B
Net 4	1450.0	0.33	B
不織布	210.0	14.00	A

b) Terzaghiの支持力理論に基づく支持力算定式の検討

実験Aについては、図-3.1(b)に示すような構造の実験を行っているため、(a)式を用いて検討を行った。

$$q = \alpha c N_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q \quad \text{----- (a)}$$

また、実験Bについては、補強材を路盤中に敷設しているためKoglerの理論を用いた(b)式により検討を行った。

$$q = \frac{B + 2d \tan \psi}{B} \left\{ \alpha c N_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q \right\} \quad \text{----- (b)}$$

計算結果を表-3.3に示す。

表-3.3 Terzaghiの支持力理論に基づく支持力算定式による計算結果

実験	粘着力 c (kgf/cm ²)	沈下量 D_f (cm)	実 測					① $\alpha c N_c$ (kgf/cm ²)	② $\gamma D_f N_q$ (kgf/cm ²)	③ $\frac{2T \sin \theta}{B}$ (kgf/cm ²)	④ $\frac{T N_q}{r}$ or $\frac{T}{q, N_q}$	q (kgf/cm ²)	降伏点 応力
			補強材引張り力 T (kgf/cm)	補強材引張り力 T_i (kgf/cm)	傾斜角 θ (°)	半径 r (cm)	q (kgf/cm ²)						
A	① 無補強	0.025	3.2	----	----	----	----	0.095	0.005	----	----	0.100	0.08
	① Net $T_{max}=7.7$ $T=0.0$	0.025	4.3	7.7	19	----	0.015	0.095	0.007	0.501	0.015	0.618	0.15
	① Net $T_{max}=7.7$ $T=0.16$	0.025	4.2	7.7	18	----	0.040	0.095	0.007	0.476	0.040	0.618	0.15
	① Net $T_{max}=7.7$ $T=0.49$	0.025	4.2	7.7	18	----	0.050	0.095	0.007	0.476	0.050	0.628	0.20
	② Net $T_{max}=0.33$ $EA=7.25$	0.015	1.9	0.33	12	67.5	----	0.087	0.005	0.011	0.007	0.110	0.14
	② Net $T_{max}=0.66$ $EA=19.2$	0.015	5.0	0.66	27.3	27.0	----	0.087	0.013	0.017	0.011	0.120	0.29
	② Net $T_{max}=1.60$ $EA=46.9$	0.015	5.1	1.60	30.0	25.0	----	0.087	0.013	0.082	0.098	0.280	最終 応力 0.39
	② Net $T_{max}=19.2$ $EA=19.2$	0.015	5.7	0.66	30.3	27.3	----	0.075	0.013	0.052	0.059	0.211	0.28
A	① 不織布 $T_{max}=14.0$ $T=0.00$	0.025	3.8	14.00	31.0	----	0.019	0.084	0.006	1.442	0.019	1.551	0.10
	① 不織布 $T_{max}=14.0$ $T=0.14$	0.025	4.4	14.00	22.0	----	0.029	0.084	0.007	0.000	0.019	1.109	0.13
	① 不織布 $T_{max}=14.0$ $T=0.46$	0.025	4.8	14.00	17.0	----	0.044	0.084	0.008	1.049	0.029	1.169	0.15
										0.010	0.029	0.130	
										0.819	0.044	0.955	
										0.017	0.044	0.153	

① 日本建設
② 数値建設

T : 降伏引張り力
 T_i : 実験時に測定した引張り力

卡段: 補強材引張り力に T を用いた値
卡段: 補強材引張り力に T_i を用いた値

以上、計算結果より載荷時の補強材（ジオテキスタイル）の引張り力 T および補強材の傾斜角 θ が既知であればこのTerzaghiの支持力理論に基づく支持力算定法の適用性はあるものと思われる。

しかしながら、載荷時の補強材引張り力 T および補強材の傾斜角 θ を推定することは実際の問題として困難である。そこで設計時には、補強材引張り力 T については補強材の降伏引張り力 $T_{\max}$ を代入することが考えられる。そこで補強材の選定において地盤の支持力に比べ大きな降伏引張り力 $T_{\max}$ （実験Aの場合）を選定すると、図-3.3におけるa曲線のような $\sigma-s$ 曲線を描き、地盤の降伏点（①点）、補強材破断による降伏点（②点）の2つの降伏点が現れる。したがってこの場合、Terzaghiの支持力算定法に降伏点引張り力 $T_{\max}$ を代入すると計算結果は、②点の値を示すことになり過大評価となるおそれがある。

また、地盤の支持力に比べ小さな降伏点引張り力 $T_{\max}$ をもつ補強材を選定した場合（実験Bの場合）b曲線のような $\sigma-s$ 曲線をしめし、地盤の降伏点と補強材破断点とは同等の点となり、降伏点は1つしか現れない。したがって、Terzaghiの支持力算定法を用いた場合、この降伏点を示し、精度も良いことがわかる。

以上のことより、補強材の選定については、補強材の降伏引張り力 $T_{\max}$ と地盤の支持力とのバランスを考える必要がある。

iii) 沈下量、影響範囲等をパラメータとした支持力式への変換

前項にも述べたように、Terzaghiの支持力理論に基づく支持力算定式、式(6)について T 、 θ および r を決定することは難しい、しかもこれらの値が式に与える影響度は大きい。

そこでこの項では、 T 、 θ および r の未知数について、沈下量、影響範囲をパラメータとして与え決定する方法について述べる。

a) θ の決定方法

補強材の傾斜角 θ については、実験時の変形状態を考えると載荷板沈下量 s 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 s を載荷板幅で割った値 s/B と $\sin \theta$ との関係で整理すると図-3.4のようになり、補強材、軟弱地盤の種類に関係なく、 $s/B - \sin \theta$ は1つの直線上に乗るようにプロットされる。

（図中には他の4つの実験結果を含んでいる）

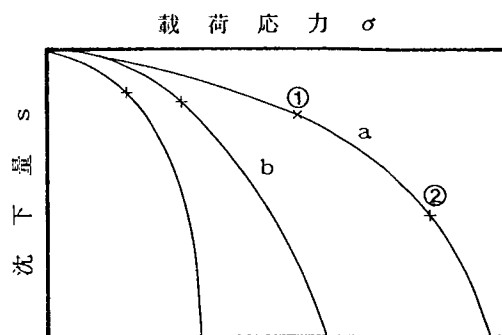


図-3.3 載荷応力と沈下量の関係

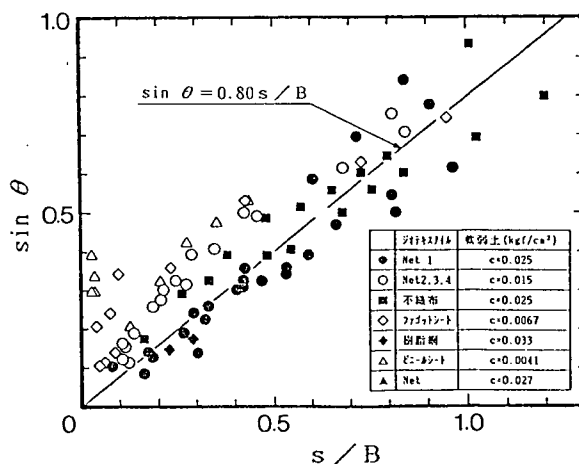


図-3.4 s/B と $\sin \theta$ の関係

このことより、このことより、初期条件を考慮し最小自乗法を用いて回帰式を求めると、

$$\sin \theta = 0.80 s / B$$

という関係が得られる。

b) r の決定方法

i) の基本式の誘導の場合と同様に、隆起部分を近似的に半径 r の円と考え、半径 r は図-3.5より次式で表わせる。

$$r = L / \{ 2 \sin(\theta - \phi) \}$$

$$\text{ただし、 } L = \sqrt{(\alpha B)^2 + s^2}$$

$$\theta = \sin^{-1}(0.80s/B)$$

$$\phi = \sin^{-1}(s/L)$$

次に、影響範囲幅に関する係数 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、即時沈下によって体積は変化しないと考え、つまり図-3.6において $V_T = 2 V_R$ が成立する。

支持力式

$$q = \alpha c N_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q$$

を適用するにあたり、隆起部分を近似的に半径 r の円と考え、図-3.7において、 $V_T' = 2 V_R'$ が成立し、かつ隆起状況が実験結果にもっとも近い影響範囲 αB を求める。

(一例を図-3.8に示す)

実験結果より $\alpha = 4 \sim 6$ が妥当であると考えられる。

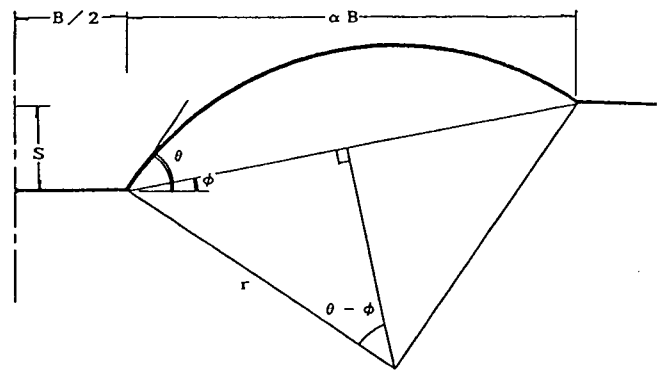


図-3.5 変形模式図



図-3.6

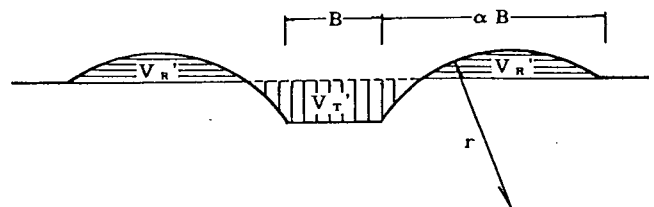


図-3.7

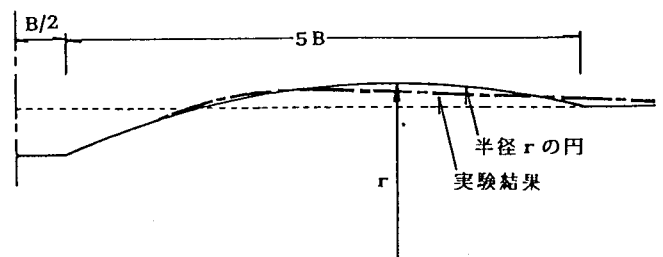


図-3.8 実測値と計算値との比較

c) Tの決定方法

図-3.9において、

① $T_1 < T_2$

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引張り力

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引張り力

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荷重板方向に引きずり込まれる場合である。この時、図-3.9の点Cにおいて生じる引張り力Tは、c材（粘性土）の場合、 $T = c \ell / 4$ 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-3.10より、伸びひずみ ϵ を計算し、Tを求める。

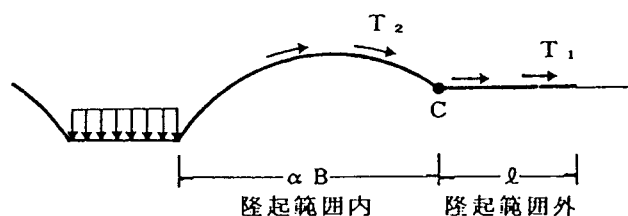


図-3.9

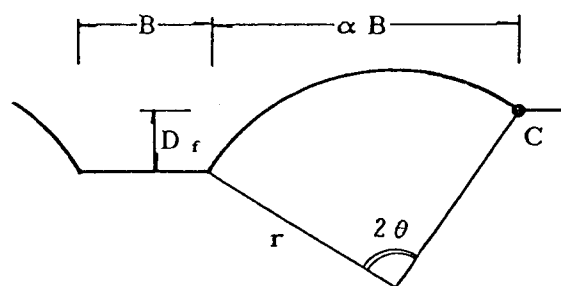


図-3.10

$$\epsilon = \frac{2r\theta - \alpha B}{\alpha B}$$

$$\begin{aligned} \therefore T &= AE\epsilon \\ &= \frac{2r\theta - \alpha B}{\alpha B} AE \end{aligned}$$

ただし、

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{\alpha B^2 + D_f^2}}{2r} \right)$$

A : ジオテキスタイルの断面積

E : ジオテキスタイルの弾性係数

(3) 補強板理論に基づく支持力算定法

Terzaghiの支持力理論に基づく支持力算定法、(1)式は、大変形に対して有効的であることが前項によって明らかになった。しかしながら、比較的小さな変形の場合には実験結果から θ 、 r といったパラメータの評価は困難であることがわかった。そこでここでは、以下のような鉄筋コンクリートの考え方に基き、小変形問題に対する検討をおこなった。

i) 基本式の誘導

路盤は、上載荷重を受けると図-3.11に示すように中央部が下方に曲げたわみを生じるものであり、この変形に耐えるために補強材を図-3.12に示すように敷設し、単鉄筋のような働きをして抵抗するものである。すなわち、強化路盤の断面設計には、版に近い鉄筋コンクリート構造として理論計算を行うものである。

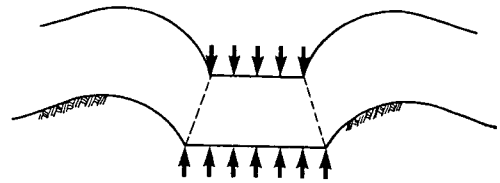


図-3.11 在来路盤

①路床、路盤材の弾性係数の算定

路床、路盤材の弾性係数を決定する。ここでは、1例として日本道路公団の設計要領を示す。

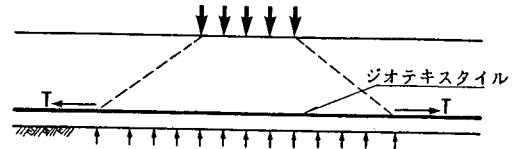


図-3.12 強化路盤

②路盤体の等値弾性係数 E_{eq} の算定

$$E_{eq} = \left(\frac{h_1 E_1^{1/3} + h_g E_g^{1/3} + h_2 E_2^{1/3} + \dots}{h_1 + h_g + h_2 + \dots} \right)^3$$

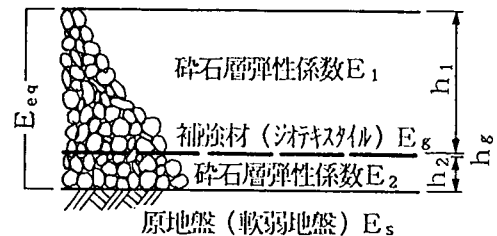


図-3.13 2層弾性体の仮定

③路盤表面沈下量 s の算定

ここでは、路盤が版のごとく挙動すると仮定し、Barberの2層弾性体として表面の沈下量 s を求める。

$$s = \frac{1.5 a P}{E_s} F_2$$

$$F_2 = \frac{1}{\{1 + (h/a)^2 (E_{eq}/E_s)^{2/3}\}^{1/2}} \left(1 - \frac{E_s}{E_{eq}} \right) + \frac{E_s}{E_{eq}}$$

s : 路盤表面の沈下量 (cm)
 E_s : 軟弱地盤の弾性係数 (kgf/cm²)
 $E_{1,2}$: 砕石の弾性係数 (kgf/cm²)
 E_g : 補強材の弾性係数 (kgf/cm²)
 P : 載荷応力 (kgf/cm²)
 a : 輪荷重の接地半径 (cm)
 h : 路盤の厚さ (cm)
 $h_{1,2}$: 砕石層の厚さ (cm)
 h_g : 補強材の厚さ (cm)

④沈下量 s に基づく T の算定

補強材を敷設した路盤（強化路盤）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。

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

ここで、強化路盤をわん曲部材と考え、曲げモーメント式を導くと、

$$M_s = \frac{E_{eq} I}{0.125(\mathcal{L}^2/s) + 0.5 s}$$

ここで、

$$I = \frac{b x^3}{12}$$

$$\mathcal{L} = B + 2 x \tan \psi$$

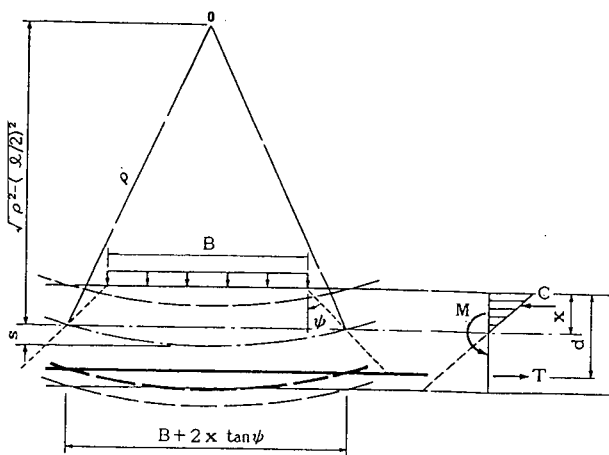


図-3.14 強化路盤の模式図

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI} = \frac{1}{\rho}$$

$$s = \rho - \sqrt{\rho^2 - (\mathcal{L}^2/2)}$$

$$= \rho - \rho \sqrt{1 - (\mathcal{L}^2/2\rho^2)}$$

$$\rho = 0.125(\mathcal{L}^2/s) + 0.5s$$

$$\therefore M = EI / (0.125\mathcal{L}^2/s + 0.5s)$$

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 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。

$$M_s < M_T \quad \text{---- 安全}$$

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。

$$T_s = \frac{M_s}{b (d - x)}$$

$$T_s < T_{max} \quad \text{----- 安全}$$

3. 2 ジオテキスタイルを立体構造にした場合の検討

ジオテキスタイルで補強した地盤は、概して初期沈下が大いだが、これはジオテキスタイルを単純な引張補強材として使用するためと推察される。これに対して、路床や路盤にジオテキスタイルを敷設する場合、これをハニカム（蜂の巣）状に近い立体型にした方が、平面型の場合よりも剛性の高い補強が可能であると考えられる。そのため、このような構造を路床や路盤に利用することを想定して、その設計法を考察するとともに、この構造により補強した土の基本的力学特性を実験的に調べた結果を述べる。

（１）設計の考え方

上述したようなハニカム状の立体構造は、軟弱地盤の表層補強や道路の路床・路盤の補強等に用いることが考えられる。しかし、これらの場合、両者では従来の設計体系が基本的に異なっていることに留意する必要がある。前者は、3. 1でも述べたようなテルツァギやマイヤホフらの支持力公式によって設計が行われ、補強土の場合も補強の程度によってそれらの支持力がどの程度向上するかというアプローチが考えられる。一方、後者の場合、道路舗装が本来、自動車荷重を支持する上で、そのたわみを問題にする観点から、前者のような極限支持力ではなく、変形性に重点をおいたCBR値やK値を用いて設計を行っている。したがって、補強路床・路盤の場合には、それらの値（CBR値やK値）がどのように向上するかという観点で考えるのがよい。

このためには、通常のCBR供試体、または、実物に近い寸法で補強した供試体について、このような試験を行うのが直接的である。そして、CBR試験の場合、試験結果は供試体の寸法と補強材の寸法、載荷面積等の影響を大きく受けると考えられ、実験結果が既往の経験と直接結びつくものかどうかは容易に実施できるものではない。

これらにかわる、または、先立つ基本的実験として、やや定性的ではあるが、補強材を含む三軸供試体の圧縮試験等によって、補強供試体のヤング率を求めることにより、K値への換算をはかるか、または、そのようなヤング率を有する多層構造の舗装の解析を行い、補強供試体の特性が仕様を満たすものであるかを判定する方法が考えられる。

（２）立体構造の力学特性に関する実験

1) 実験方法

第一段階では、種々の立体型または平面型に成形した単体ジオテキスタイル（以下、補強材という）を製作し、これを設置した供試体に対する静的三軸圧縮試験を行って、補強材の単体での最適形状を把握した。

第二段階は、上記の立体型補強材を用いた繰返し三軸（動的変形特性）試験を行い、同時に立体形状の単体を複数集めて接合した、いわゆる集合体の補強材を設置したモデルに対し、CBR型貫入試験を行った。

これらの供試体は、母材が標準砂、補強材はアルミ箔（一部不織布）からなる。図-3.2.1に補強材の代表的な形状を示す。

2) 実験結果

補強供試体に対する静的・動的（繰返し）三軸試験の結果から求めた変形係数E及び、後述するEより推定したCBR値を実測CBR値とあわせて表-3.2.1に示す。

(a) 単体補強材

(b) 集合体補強材

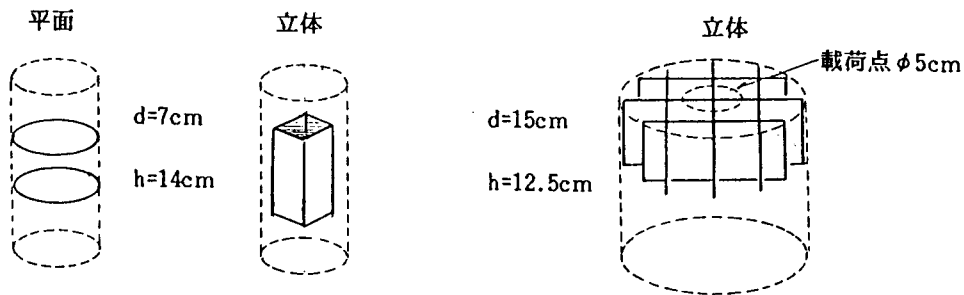


図-3.2.1 供試体および補強材形状の概念図

表-3.2.1 各種補強供試体の変形係数EとCBR

試験項目		静的三軸(CD)試験		繰返し三軸試験 $\varepsilon_a = 1 \times 10^{-4}$		CBR型貫入試験	
補強材						荷重板無	荷重板有
形状	材料	E_{50} kgf/cm ²	推定 CBR %	E_d kgf/cm ²	推定 CBR %	CBR %	CBR %
無補強(砂のみ)		293	14.3	1112	16.6	2.8	14.8
平面	1枚 アルミ箔	221	12.6	—	—	—	—
	2枚 アルミ箔	257	13.5	—	—	—	—
立体	円柱 アルミ箔	494	17.3	350	860	9.6	—
	三角柱 アルミ箔	517	17.6	458	1260	12.9	12.7
	四角柱 アルミ箔	447	16.7	960	447	10.7	7.4
	不織布	—	—	—	—	—	8.8

注1) 供試体の母材は、Dr=80%の標準砂。

注2) 静的三軸試験、繰返し三軸試験とも $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ で行った。

注3) 補強材は、三軸には単体を、CBRには集合体を壁心載荷にて使用。

① 単体補強材を入れた供試体の変形係数

静的三軸圧縮試験では、補強材を立体構造にすると、変形係数 E_{50} は無補強の場合の1.5~1.8倍ほど大きくなり、中でも三角柱が優れている。一方、補強材が平面だと主応力差は無補強の場合よりも増大するが、 E_{50} は12~25%小さくなる。

繰返し三軸による動的変形特性試験では、補強材を立体構造にすると、図-3.2.2に示すように変形係数 E_d が圧縮域と伸長域で2~3倍異なる現象がみられた。これは圧縮と伸長とで、最大主応力 σ_1 の方向が90°交番し、補強材の効果が変化するためと考えられる。よって、表-3.2.1には2種類の E_d を記した。

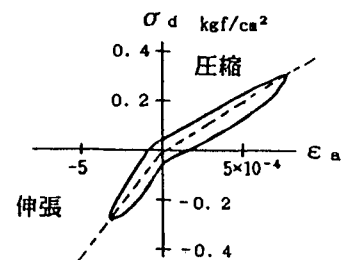


図-3.2.2 繰返し三軸ループの例

② 補強材を立体構造とした場合のCBR

静的三軸による推定CBRは、竹下¹⁾によるEとCBRの関係から求めた。この推定CBRを無補強のケースで実測値と比べると、CBR値はそれぞれ14.3%、14.8%とよく一致する。そこで、立体補強材入り供試体の E_{50} からも同様に推定CBRを求めると、概ね17%となる。

参考までに、Heukelomら¹⁾による動的変形係数 E_d とCBRの関係から求めた推定CBRも表-3.2.1に示した。

また、貫入時の砂の盛り上がり状態を見るためにサーチャージをはずしたCBR型貫入試験結果では、三角柱及び四角柱集合体（立体構造）の補強材による強度増加が、CBR値でそれぞれ 4.5倍、2.6倍（不織布は3.1倍）であった。なお、サーチャージを載せたケースについては、ここでは省略し、個別報告で扱いたい。

③ 立体構造の補強材の最適形状

立体構造の補強材の形状は、全般的に四角柱よりも三角柱を基本型にした方が、補強効果の点で優れている。一方、実用化を考えると、四角柱は三角柱に比べて補強効果は劣るものの、加工性や扱い易さの点も考慮すると、四角柱集合体の立体補強材が最も有利であろう。

参考文献

- 1)土質工学会編：土質工学ハンドブック(1982年版),1982, p.863

第 4 章 ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法

目 次

1. はじめに	169
2. ジオテキスタイルと深層混合処理との併用工法の概要	169
3. 併用工法による改良効果に関する検討	170
3.1 支持力増加	170
3.2 不同沈下軽減	171
3.3 側方流動抑制	172
4. 併用工法の設計に関する検討	174
4.1 設計の基本的な考え方	174
4.2 盛土における設計手法（すべり破壊，沈下抑制等を主体として）	174
4.3 橋台の側方移動対策における設計手法	178
（側方流動抑制，不同沈下等を主体として）	
5. まとめと今後の課題	181

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法
ワーキンググループ

土木研究社 施工研究室
清水建設株式会社
不動建設株式会社

1. はじめに

深層混合処理工法は、軟弱地盤上に構造物や盛土などを構築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用いられているが、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などの課題が残されている。また、他の地盤改良工法と比較して一般的に高価であることから、改良率や改良幅などの改良形式の合理化が望まれている。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。

特に、本研究においては、2箇所の現場において動態観測を実施し、その適用性について検討した。

2. ジオテキスタイルと深層混合処理工法との併用工法の概要

深層混合処理工法とジオテキスタイルとの併用を考える場合、種々の改良パターンが考えられるが、主に次の2つのタイプに分けられる。

①図-1(a)の場合は、改良柱体を幅広くかつ粗に配置する改良形式であり、盛土荷重を改良柱体で支持することによって沈下量を積極的に軽減し、ひいては側方流動を抑制する方式である。この場合、ジオテキスタイルは、改良柱体間隔が大きくなることに起因する未改良部への盛土材のめり込みを防止する働きがある。

②図-1(b)は、深層混合処理の地中壁としての効果とジオテキスタイルのハンモック的な効果の組合せにより未改良部の沈下の抑制および側方移動を軽減する方式である。この場合、ジオテキスタイルにより深層混合処理による改良部と未改良部の境界部に生じる不同沈下が低減される。

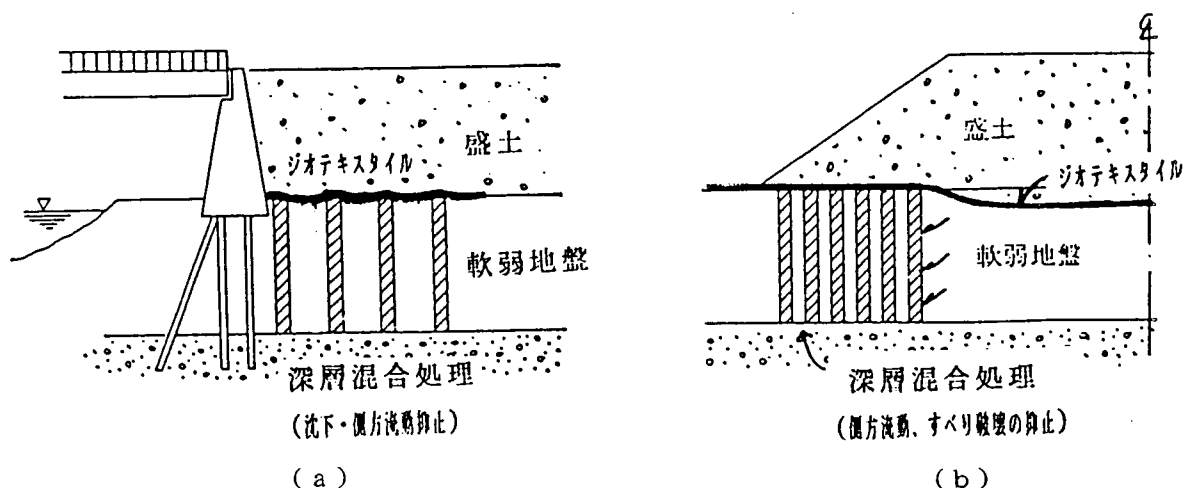


図-1 深層混合処理との併用工法の概要

3. 併用工法による改良効果に関する検討

本共同研究において実施した動態観測、数値解析等を踏まえて、本併用工法による改良効果を①支持力、②不同沈下軽減、③側方流動抑制に大別しとりまとめる。なお、ここでは、事例－1（市街地における路床補強）、事例－2（盛土に伴う側方流動抑制）といった2つの実測事例を主体として述べる。

3.1 支持力増加

図－2は、事例－1における深層混合処理による改良柱体の上部に種々の形式でジオテキスタイルを敷設した場合の支持力を平板載荷試験から得られるK値をもとに比較したものである。この図より、敷設枚数の多いものほど大きな支持力が得られている。

また、図－3は、盛土形式の基礎地盤における種々の改良形式を対象としたFEM計算結果を比較して示したものである。この図より面積改良率を小さく盛土全体に改良柱体を配置し、改良間をジオテキスタイルによって補強した形式が盛土全体の沈下量あるいは水平変位を抑制していることがわかる。

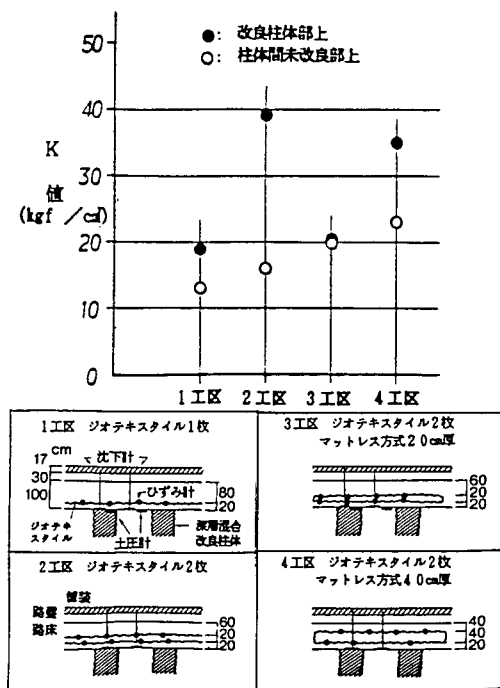


図-2 敷設形式によるK値の比較例
(事例－1、平板載荷試験実測値)

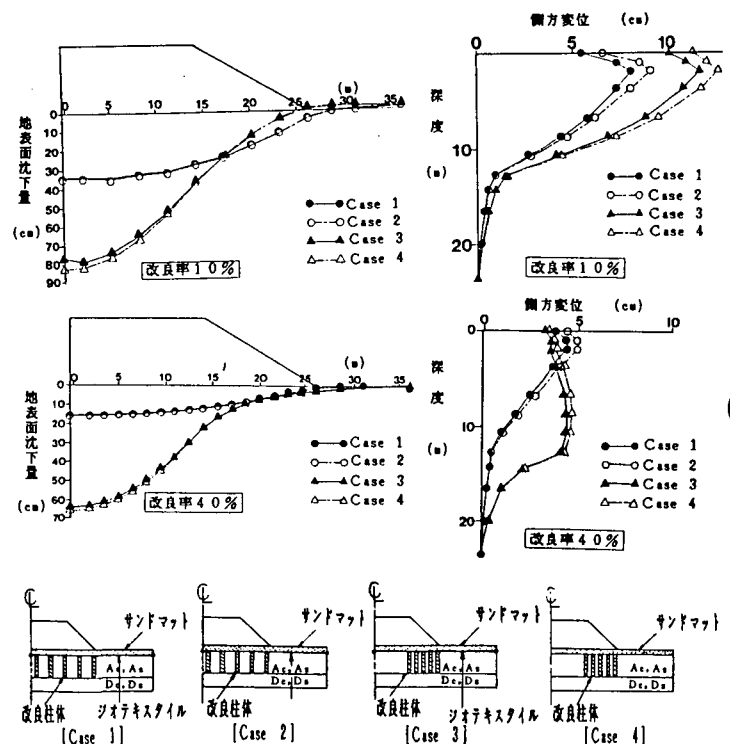


図-3 併用工法の改良形式による
沈下、水平変位の比較例
(FEM解析計算値)

3.2 不同沈下軽減

ジオテキスタイルを盛土底部に敷設することにより、改良部と未改良部の境界部に発生する不同沈下あるいは改良柱体間の未改良部への盛土材のめり込みを低減できる。図-4は、盛土のり尻部の地盤を深層混合処理工法により改良し、盛土中央部の相対沈下量 S_c' と境界部の相対沈下量 S_n' との関係を示したものである。この図より、ジオテキスタイルの剛性が大きいものほど S_n'/S_c' の値が小さく、不同沈下軽減効果が大きいことがわかる。

また、図-5には事例-1における改良柱体と未改良部の相対沈下量とジオテキスタイルに生じたひずみの相関を示した。また、図-6には事例-2における改良部と未改良部の境界の相対沈下とジオテキスタイルに生じたひずみの相関を示す。これらの図から、相対沈下に対応してジオテキスタイルに作用する引張り力が增大しており、すなわち、補強材の引張りあるいは曲げ剛性を高めることによって変形を抑制することが可能であることがわかる。

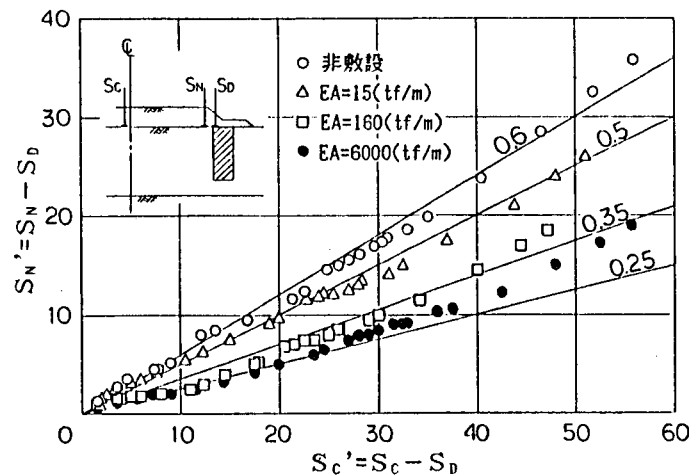


図-4 不同沈下軽減効果の比較例
(事例-2、実測値)

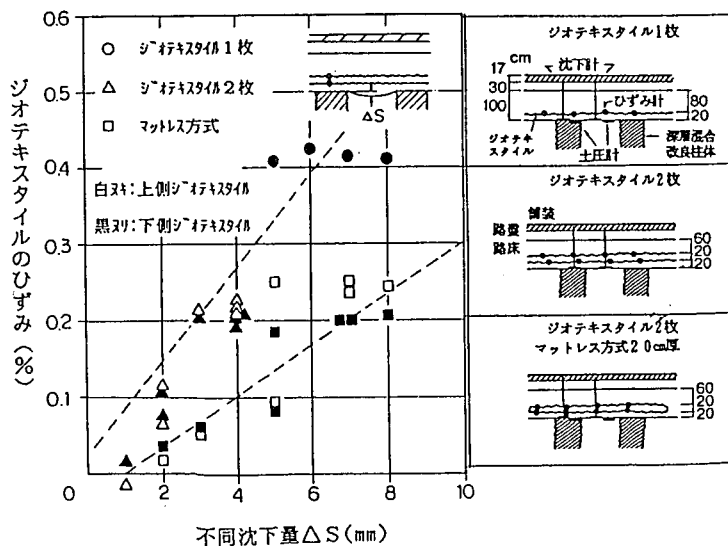


図-5 改良柱体間の不同沈下量と
ジオテキスタイルのひずみの関係
(事例-1、実測値)

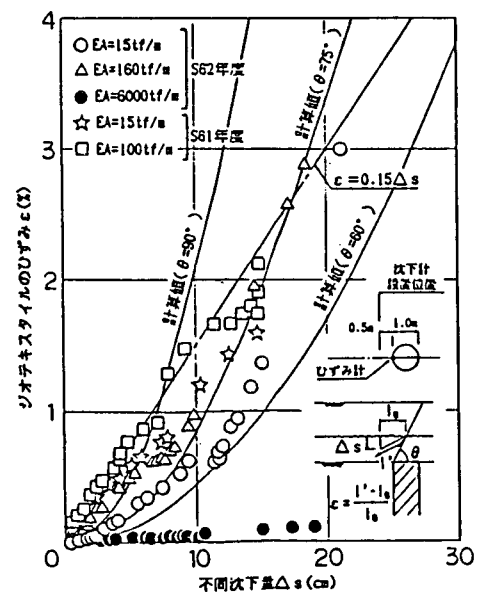


図-6 改良域、未改良域の境界部の
不同沈下量とジオテキスタイル
のひずみの関係(事例-2、実測値)

次に、図-7に事例-2におけるジオテキスタイルに発生するひずみの、実測値及びFEM解析値を示す。発生するひずみの分布及び値について、解析値は実測値と非常によく一致している。また解析値における S_n'/S_c' の値は0.39となり実測値0.35（図-4参照）とよく一致しており、解析値は実測値をよくシミュレートしていると言える。

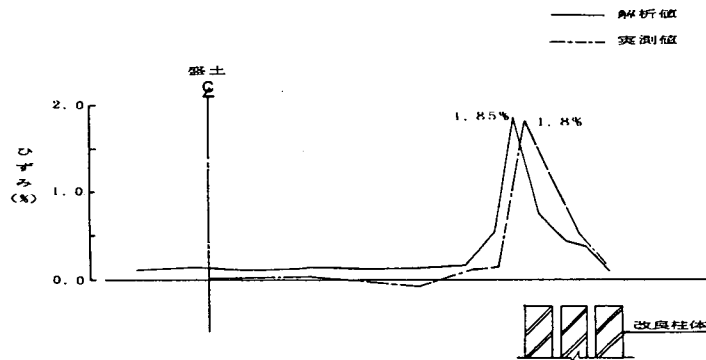


図-7 ポリマーグリッドに発生するひずみ

3.3 側方流動抑制

ジオテキスタイルを盛土内部に敷設することにより、盛土載荷に伴う地盤の側方流動を軽減することができる。図-8は、事例-2の動態観測の結果から、ジオテキスタイルを敷設していない箇所と敷設した箇所における盛土中央部の沈下量と地盤の水平変位量との関係を比較して示したものである。この図より盛土中央部の沈下量の箇所において、敷設箇所と非敷設箇所とを比較すると約6～7割程度に低減されていることがわかる。

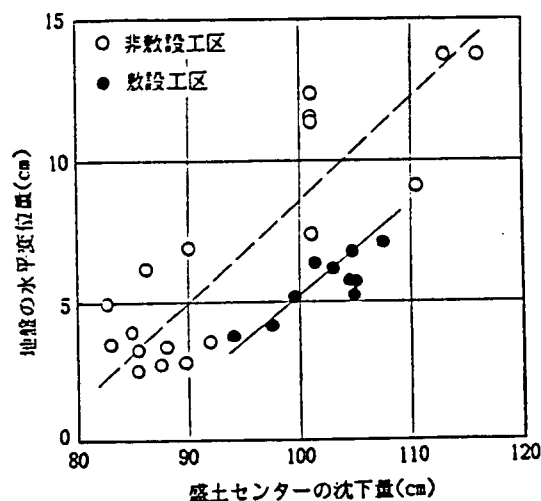


図-8 盛土中央部の沈下量と水平変位の関係
(敷設の有無による比較、事例-2、実測値)

次に、橋台背面にジオテキスタイルを敷設した場合の側方流動抑制効果をFEM解析によりシミュレートした結果を図-9, 図-10に示す。改良率、改良幅の増加に従い、水平変位量は減少する傾向があるが、いずれのケースの場合も、ジオテキスタイル敷設による側方流動抑制効果を見ることができる。

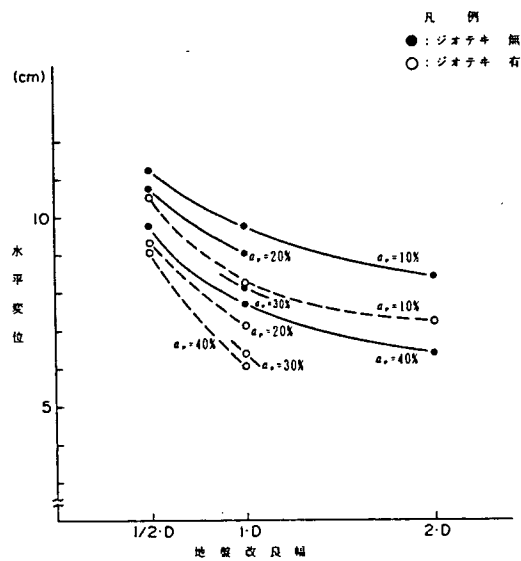


図-9 橋台部水平変位(地中部max)～改良率

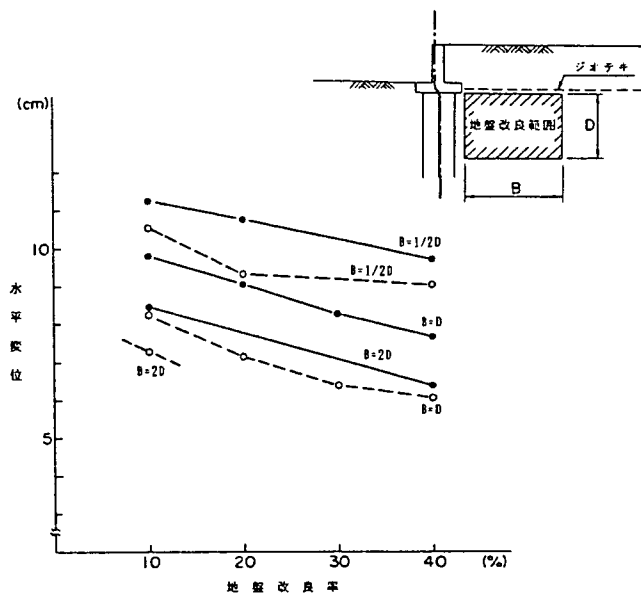
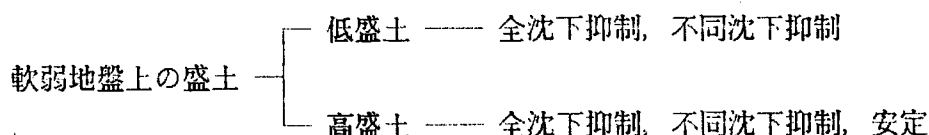


図-10 橋台部水平変位(地中部max)～改良幅

4. 併用工法の設計に関する検討

4. 1 設計の基本的な考え方

併用工法を用いる場合、以下の項目に分けて考える必要がある。



橋台の側方移動対策 ————— 全沈下抑制, 不同沈下抑制, 安定, 側方流動抑制

低盛土設計の場合、盛土のすべり破壊よりも盛土全体の沈下が問題となるため、盛土敷全面の改良が一般的である。この際の改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下量はジオテキスタイルによって阻止されることになる。

高盛土設計の場合には、盛土の安定も盛土全体の沈下と同様に重要な問題となってくる。深層混合処理工法の盛土の安定に対する適用事例はのり下改良形式が通常であり、その効果も現場において確認されている。しかし、のり下改良形式においては改良部と未改良部の境界の不同沈下をジオテキスタイルにより軽減することが必要になる。沈下量が大きくなる場合は、全面改良形式を採用するようになるがその際に、ジオテキスタイルによって改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下を阻止することを期待するようになる。

橋台の側方移動対策設計の場合、沈下抑止、すべり破壊防止に加えて側方流動抑止が問題となる。このため、橋台背面に深層混合処理工法による杭式改良が行われる。この場合、改良部と未改良部の不同沈下や、改良柱体に曲げ引張応力が働くことになるため、それを防ぐためにジオテキスタイルを用いることになる。

以下には、共同研究により得られた様々な知見に基づき、ジオテキスタイル併用工法の設計の考え方および留意事項について述べる。

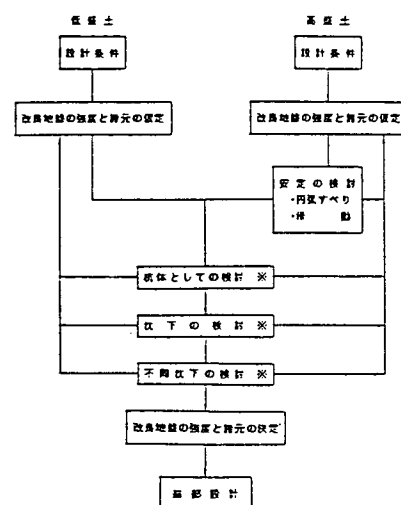
4. 2 盛土における設計手法

併用工法の軟弱地盤上の盛土における設計は、深層混合処理工法の現行設計法を基本として図-11の手順で行われる。以下には、低盛土および高盛土に対する設計の考え方について述べる。

4. 2. 1 低盛土に対する設計の考え方

(1) 沈下・不同沈下について

深層混合処理工法により盛土敷全面に改良柱体を配置し、全沈下を抑制する場合、改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下については、従来は検討されないが、10～30%程度の低改良率となると不同沈下が顕在化し、低盛土の天



※は、ジオテキスタイルを用いる際に設計上の配慮を要する項目。

図-11 設計フロー (盛土)

端面（たとえば舗装面）の平坦性に支障をきたすことが想定されるため、不同沈下の検討が重要となってくる。

ジオテキスタイルの併用によりこの不同沈下が低減されることになるが、この不同沈下量は図-12に示すフローで求めることができよう。ここで、無処理の沈下量、深層混合処理のみによる沈下量、併用法による沈下量の関係は図-13で示すごとくであり、改良柱体が沈下しないと考えれば、深層混合処理のみ及び併用法による柱体間未改良部の沈下量は、不同沈下と考えることができる。

深層混合処理工法を施した場合のこの不同沈下量の算定方法は、いまだ確立されていないが、現段階では次のように考えることができる。すなわち図-14を参照して、次式で表すこととする。

$$\begin{aligned} S_N &= C \cdot S_0 \\ S_0 &= m_v \cdot \Delta p \cdot H \\ C &= \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n-1) \cdot a_p} \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 S_N ：柱体間未改良部の沈下量、 S_0 ：無処理の沈下量、 m_v ：体積圧縮係数、 Δp ：増加荷重、 H ：層厚、 C ：応力低減比、 n ：分担比、 a_p ：改良率

(1)式中の応力低減比 C は、上載荷重により柱体間未改良部地盤に発生する応力と上載荷重の比で表せる。これによって、無処理の沈下量より深層混合処理工法のみによる柱体間未改良部の沈下量が求められる。

併用法による沈下量の算定方法は、(2)式で計算される荷重軽減力を(1)式に付加することにより得られた(3)式で求められる。

$$P_u = \alpha \cdot S_G \quad (2)$$

$$S_G = \frac{C \cdot m_v \cdot \Delta p \cdot H}{1 + C \cdot m_v \cdot H \cdot \alpha} \quad (3)$$

ここに、 P_u ：荷重軽減力、 α ：比例係数、

S_G ：ジオテキスタイルを併用した時の柱体間未改良部の沈下量

(2)式中の比例係数 α について、たとえば実測に基づくFEMによる試算では、ジオテキスタイルの引張剛性と改良柱体間隔との間に図-15のような関係が得られている。

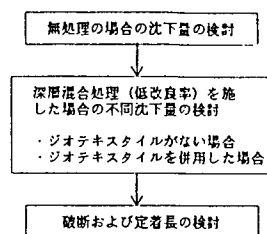


図-12 不同沈下の検討フロー

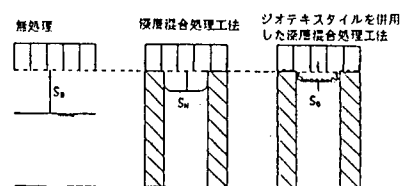


図-13 沈下の模式図

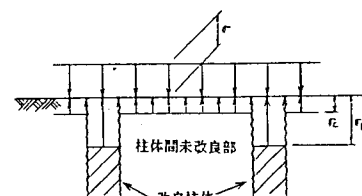


図-14 地盤に働く応力

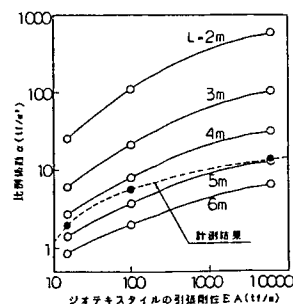


図-15 ジオテキスタイルの引張剛性と比例係数 α の関係

(2)杭体の検討

深層混合処理を特に低改良率で適用するときには、杭としての機能がより大きな比重を占めることになるため、杭体の内部応力を照査しておくことが必要となる。杭体の内部応力の検討は、従来もしばしば用いられている、上載荷重がすべて改良柱体のみに載荷されるとみなした(4)式による。

$$F_s = \frac{qu_{ck}}{\left(\frac{\Delta p}{a p}\right)} \quad (4)$$

ここに、 F_s : 安全率, qu_{ck} : 柱体の設計基準強度, Δp : 増加応力, $a p$: 改良率

4.2.2 高盛土に対する設計の考え方

(1) 安定について

深層混合処理工法による盛土の安定の検討は、通常円弧すべり計算によって行われる。このときの改良地盤は、改良柱体のせん断強さと改良柱体の破壊ひずみレベルで未改良部が発揮し得るせん断抵抗を面積平均して求め、平均的な強度を有する均一な複合地盤として計算される。従来の改良率においては未改良部のせん断抵抗は無視される場合が多い。

ジオテキスタイルを併用した場合、ジオテキスタイルの寄与により安定性が増加することになるが、この方法として現時点においては、図-16に示すような円弧すべりにおける抵抗側または滑動側に、ジオテキスタイルの引張力の寄与を付加または低減することにより評価することが考えられている。

しかし、低改良率の深層混合処理地盤を均一地盤とみなすことの妥当性や、ジオテキスタイルの安定に対する評価方法については、今後慎重な検討と実証が必要である。

(2) 沈下について

高盛土の場合、深層混合処理工法による改良形式は、図-17に示す(a), (b)の改良形式の適用方法が考えられる。(a)の場合には、改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下が問題となり、前述の低盛土の場合の算定方法と同様となる。これに対し(b)の場合には、改良部と未改良部の不同沈下が問題となり、算定方法の手順としては同様であるが、以下のように一部考え方が異なる。

ジオテキスタイルがない場合の不同沈下量 S_N は、(1)式の応力低減比 C を0.5として求められる。これは仮に、改良部直上の盛土荷重が近傍の未改良部地盤にまったく載荷されないと単純化したとき、改良部と未改良部の盛土荷重の影響値は0.5となることによる。そしてジオテキスタイルを併用し

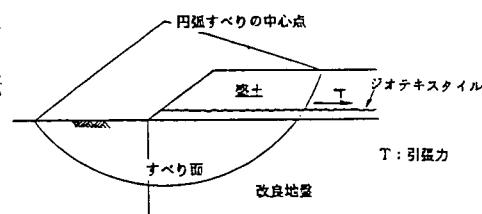


図-16 円弧すべり

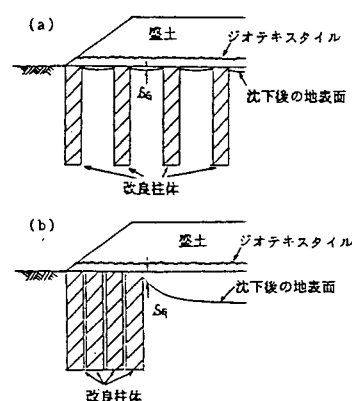


図-17 各改良形式の不同沈下状況

た場合の不同沈下量 S_0 の算定には、荷重軽減力を求める(2)式中の比例係数 α を、実測による比例係数 α とジオテキスタイルの引張剛性との関係(図-18)より求めた値に置き換えればよい。

改良部と未改良部に不同沈下が生じるとジオテキスタイルに引張力が発生するが、この引張力に対するジオテキスタイルの破断および定着長の検討が必要となってくる。このため
の方法として、実測結果より得られた不同沈下量とジオテキスタイルのびずみの関係(前掲図-6)を用い、上で述べた S_0 から対応するひずみを得て発生する引張力を推定する方法が考えられる。

定着長はこの引張力より(5)式で求められる。

$$l = \frac{T \cdot F_s}{2 \cdot a \cdot \sigma \cdot \tan \phi} \quad (5)$$

ここに、 l : 定着長, F_s : 安全率, T : 引張力, a : 低減係数

σ : 上載圧, ϕ : 土の内部摩擦角

なお、実測値によればジオテキスタイルに引張力が生じる長さは、およそ2~3m程度であった。

4. 2. 3 施工に関する留意事項

- 1) ジオテキスタイルの接続部分は通常ロープなどで縫合されるが、縫合方法によりその強度特性が異なるため、引張力の発生する方向などを考慮し縫合方法に留意する。通常、未延伸ネットにおいては重ね代として30cm程度とられているが、ポリマーグリッドにおいては製品端部の耳を利用することなどにより重ね代を狭くするなどの工夫が考えられる。
- 2) 盛土の構造上の制約によってジオテキスタイルの定着長が確保できない場合、あるいはジオテキスタイル上の土被りが十分とれない場合は、ジオテキスタイルの端部を固定するなどして定着性を補完する必要がある。前述の実測現場では、盛土のり尻に松杭を設置し、これにジオテキスタイルの端部を固定することにより対応した。
- 3) 盛土まき出しに関して、ジオテキスタイル直上の一段目のまき出しでは、ジオテキスタイルにたるみやひきつりが起きないように、重機の走行方向やまき出しの順序などに配慮する必要がある。たとえば、重機が直接ジオテキスタイル上に載ることを避けねばならない。これはひきつりやさらに切断の原因となる。またジオテキスタイル端部のまくれ上りに対して、その周囲や中央部を適宜簡単な目杭で抑えることなどにより施工性が向上する。

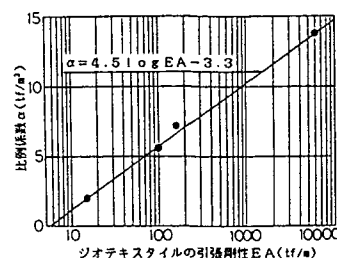


図-18 ジオテキスタイルの引張剛性EAと比例係数 α の関係

4.3 橋台の側方移動対策における設計手法

橋台の側方移動対策における設計は、図-19に示すフローに従い設計することになる。フロー中の「安定の検討」、「杭体としての検討」および「沈下の検討」については、4.2で述べられた手法によりおこなえばよい。

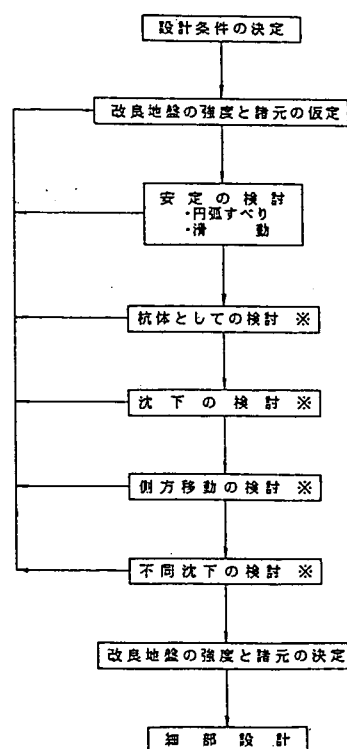
側方移動の検討は、①側方移動を生じる可能性の有無の判断、②側方移動を考慮した構造物の設計、③側方移動を起こさせない、または、その程度を軽減する有効な対策工法の選択、の3項目について検討が必要である。ここで①、②については通常行われている設計手法により検討を行えばよい。③の対策工法の一つとして位置づけされるジオテキスタイルと深層混合処理工法の併用工法を採用した場合は、設計上次の2点について留意する必要がある。

- i) ジオテキスタイルの土中での引抜抵抗の把握。
- ii) 併用工法の効果の予測。

土とジオテキスタイルとの相互作用は非常に複雑である。引抜抵抗をより現実近く忠実に評価しうる方法としては図-20に示す引抜試験機を用い引抜抵抗を把握する方法がある。また併用工法の効果の予測としては、ジオテキスタイルと土の引抜抵抗の非線形性を考慮したFEM解析が、橋台部周辺全体の変形状態を把握でき有用である。

不同沈下の検討は4.2に示めされている方法によるものと、FEM解析により検討する方法がある。改良部、未改良部の不同沈下つまり段差を解析で検討する場合、改良部、未改良部間にジョイント要素を組み込み解析を行なえば良い。

参考として橋台背面を深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した場合、しない場合についてシミュレーションをおこなった結果を示す。



※は、ジオテキスタイルを併用する際に設計上の配慮を要する項目。

図-19 設計フロー

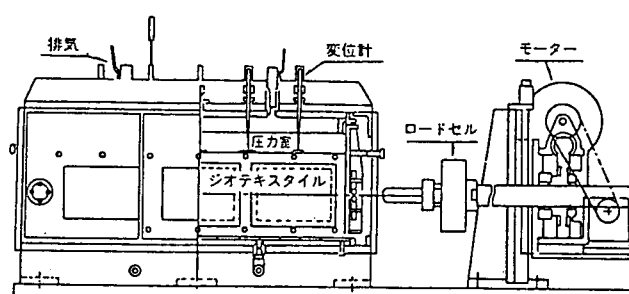


図-20 引抜試験装置

地盤は15mの軟弱層上に橋台を施工するもので橋台は杭基礎であり支持層に支持されている。橋台背面の軟弱層は深層混合処理工法により改良され、橋台背面の盛土材はまさ土である。使用するジオテキスタイルはポリマーグリッド(SR-1)である。

シミュレーションの結果は前掲の図-9,10である。この図に示すようにジオテキスタイル敷設により橋台部水平変位は全ケースについて減少しており橋台の側方移動抑制効果をみることができる。

また図-21にジオテキスタイル敷設、非敷設の場合における不同沈下量を示したものを示す。ジオテキスタイルが不動沈下に対し抑制効果のあることを示している。

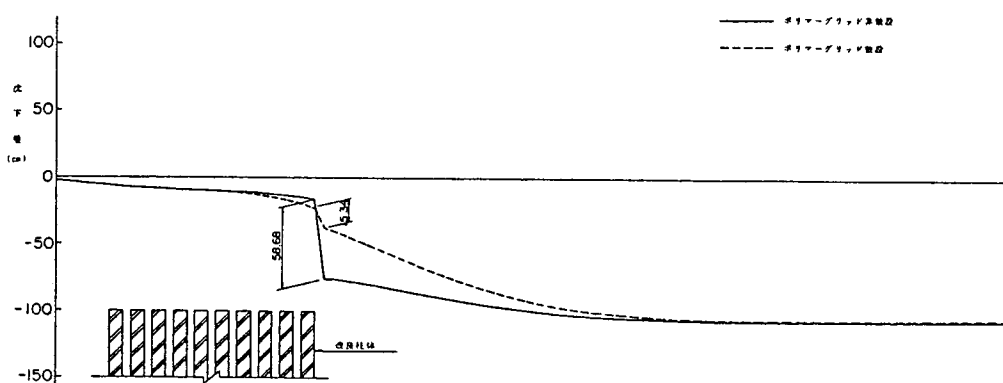


図-21 地表面沈下量図($a_p=30\%$, $B=1 \cdot D$)

次にジオテキスタイル敷設の場合の不同沈下の程度を示すパラメータ S_n'/S_c' と改良率の関係を図-22に示す。この解析結果では改良率20%~30%において不同沈下低減に対しジオテキスタイルがその効果を最大に発揮していることがわかる。

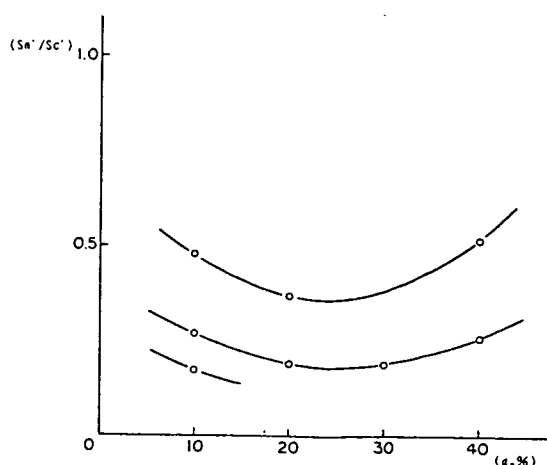


図-22 $S_n'/S_c' \sim$ 改良率

また本シミュレーションのうち図-10に示した橋台の水平変位がほぼ同じであるつぎの3ケース、

①改良率40%、改良幅1・D、ポリマーグリッド非敷設。

②改良率30%、改良幅1・D、ポリマーグリッド非敷設。

③改良率10%、改良幅1・D、ポリマーグリッド敷設。

についての工費を計算し経済比較をおこなうと、①約107経済指数、②約98経済指数、③約68経済指数を得た。ここでジオテキスタイルを用いた③を採用すれば①の費用の64%程度で、同等な改良ができ、また②を採用すれば①の費用の70%程度で、同等な改良ができると言えジオテキスタイルを敷設する事による経済効果をみる事ができる。

5. まとめと今後の課題

今回の「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」の中で、併用工法におけるジオテキスタイルの効果について確認し、設計法の提案を試みた。併用工法による改良効果として、以下のことが期待される。

- ① 軟弱地盤上の低盛土に併用工法を用いた場合、低改良率であっても、改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下防止や支持力増加が期待できる。
- ② 軟弱地盤上の高盛土に併用工法を用いた場合、基礎地盤のスベリ破壊防止や改良部と未改良部の不同沈下防止の効果とともに、低改良率の適用も期待される。
- ③ 橋台の側方移動対策として、併用工法を用いた場合、経済的な側方流動抑止が期待できる。

併用工法の用途としては、軟弱地盤上の盛土や橋台の側方移動対策ばかりでなく、地中構造物の基礎や周辺地盤との不同沈下が問題となる構造物においても有用であると思われる。また、併用工法を適用するにあたっては、補強材としてポリマー系のジオテキスタイルに限界が生じることも予想されるため、場合によってはその代替として鉄筋などの金属材料を用いることも考えられる。

今後は、この併用工法の現場適用を推進するとともに、実施を踏まえた知見の集積とそれに基づく合理的な設計、およびより経済的な適用を図ることが望まれる。

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4）

共同研究報告書第22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

を四
は十
は四
つ切
て手
下

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. 4

No. 4

配布先氏名

配布先住所

ジオテク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4） 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印