

土 木 研 究 所 資 料

鉄筋挿入による斜面補強工法に関する 一面せん断試験

昭和63年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
砂防部急傾斜地崩壊研究室

Copyright ©(1988)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、複製は、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。

鉄筋挿入による斜面補強工法に関する 一面せん断試験

急傾斜地崩壊研究室 室 長 吉 松 弘 行
主任研究員 三 井 宏 人
大 浦 二 朗
部外研究員 船ヶ山 敏 彦

要 旨

くい工に用いられる鋼管杭等と比べて剛性の低い鉄筋を用いる斜面補強工法に関し、中型一面せん断試験を行った。

実験は、昭和61年度の実験結果を踏まえた上で、補強効果に及ぼす補強材の摩擦の影響並びに補強材頭部に設置したプレートの影響を調べる目的で行った。

実験の結果、補強材表面の摩擦条件は、補強効果に影響を与える重要な因子であることが分かり、特に、粘性土地盤で顕著であることが明らかになった。また、補強材頭部にプレートを設置することによって補強効果は高くなり、特に、砂地盤と比べ粘性土地盤で顕著であることが明らかになった。

キーワード：鉄筋挿入工法、中型一面せん断実験、補強効果、補強材表面摩擦条件、補強材頭部プレート、砂地盤、粘性土地盤

ま え が き

斜面崩壊防止工事は、人家等を対象とした斜面あるいは、道路切土のり面を保護する目的で行なわれており、施工にあたっては、経済性、美観性等について配慮しなければならない。特に、環境対策を考慮した上での長大切土斜面对策工事および、山岳道路建設工事においては、これら諸問題に対処するため、既存の工法の改良ならびに新工法の開発が強く望まれているところである。

近年、鋼管杭に比較して剛性の低い鉄筋等の鋼材を斜面・切土のり面に挿入し、斜面の安定性を向上させる工法が用いられるようになってきた。この工法は基本構造が単純で施工も容易なことから関心が高まってきている。

鉄筋による斜面補強に関する研究は各分野で鋭意に行なわれているものの、補強材による地山補強のメカニズムや補強効果について未解明な部分が多く、この工法に関する計画および設計手法は確立されていない。

筆者らは、鉄筋による斜面補強工法に関し、昭和61年度の実験に引続き二層構造斜面を鉄筋で補強したケースを想定して、砂地盤、粘性土地盤の両地盤において、補強材表面の摩擦条件並びに補強材頭部プレートが補強効果に与える影響を中型一面せん断実験によって検討したので、その結果を報告する。

昭和63年3月

目 次

まえがき

1. 実験概要

1.1 実験目的	1
1.2 実験計画	1
1.2.1 補強材	1
1.2.2 せん断方法の検討	1
1.2.3 試料砂，試料粘性土の締固め条件の検討	2
1.3 実験内容	
1.3.1 実験ケースの概要	2
1.3.2 材料特性試験	2
1.3.3 補強試験	3

2. 実験方法および実験装置

2.1 実験装置	5
2.2 実験方法	10

3. 実験結果および考察

3.1 材料特性試験結果	13
3.2 実験結果	16
3.3 無補強地盤の地盤強度	16
3.4 補強地盤と無補強地盤の比較	
3.4.1 検討手法の概要	21
3.4.2 せん断応力による比較	21
3.4.3 降伏せん断応力，せん断強度による補強効果の比較	21
3.5 補強材変位と補強効果	
3.5.1 検討手法の概要	34
3.5.2 補強材変位と補強効果	34
3.6 補強材表面積と補強効果	
3.6.1 検討手法の概要	60
3.6.2 補強材表面積とせん断応力，補強材軸力の関係	62
3.7 補強材の断面積と補強効果	
3.7.1 検討手法の概要	62
3.7.2 補強材断面積とせん断応力，補強材軸力の関係	62
3.8 補強材の摩擦条件を変えた場合の補強効果	
3.8.1 検討手法の概要	63
3.8.2 水平変位とせん断応力による比較	63
3.8.3 補強材摩擦条件を変えた場合の補強材発生軸力	66
3.9 補強材にプレートを設置した場合の補強効果	
3.9.1 検討手法の概要	67
3.9.2 補強材頭部にプレートを設置した場合の補強効果	67
3.9.3 補強材頭部のプレート面積が補強効果に与える影響	70
3.10 補強地盤と無補強地盤の地盤破壊強度	

3.10.1 検討手法の概要	70
3.10.2 補強材の条件変化に対する補強地盤の地盤強度	72
3.10.3 ベクトルカーブによる補強効果の検討	76
3.11 鉄筋挿入工法の補強メカニズム	
3.11.1 検討手法の概要	77
3.11.2 補強メカニズム	78
4. 実験まとめ	81
あとがき	

1. 実験概要

1.1 実験目的

昭和61年度に行なった「大型一面せん断試験機を用いた補強土工法に関する試験」から、鉄筋挿入工法に関する補強効果およびせん断過程における補強材の挙動が確認された。

本実験は、昭和61年度の実験結果をふまえ、補強効果に及ぼす補強材の摩擦の影響および補強材頭部に設置したプレートの影響を調べることを目的として行なう。

実験は、昭和61年度の実験同様に図-1.1に示す自然地山の崩壊形態に鉄筋挿入工法を用いた場合を想定し、中型一面せん断試験機を用い実際の挙動に近い基礎実験として実施された。

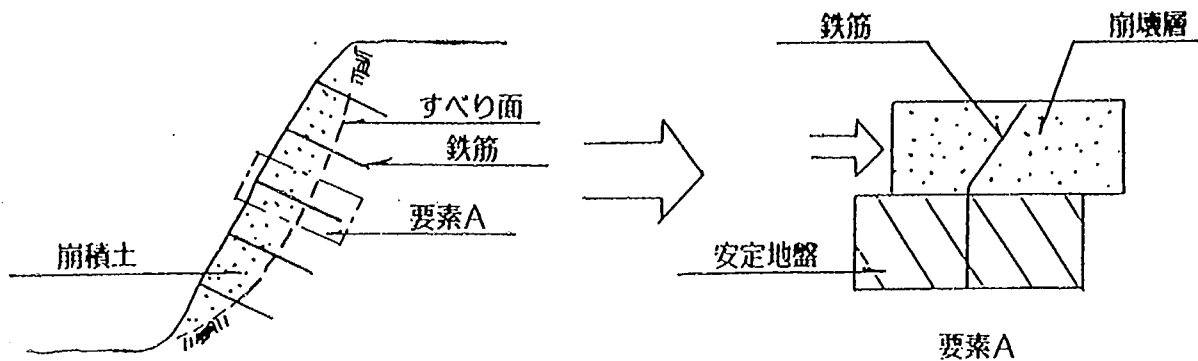


図-1.1 実験概要図

1.2 実験計画

実験に用いる補強材等を決定するため、以下に示す3項目について検討を行なった。

I. 補強材

II. せん断方法

III. 試料砂, 試料粘土の締固め

1.2.1 補強材

実験に用いる補強材は、試料の強度を考慮し、鉄筋よりも弾性係数の小さいリン青銅を用いることとする。使用する補強材の径は予備試験を実施し、3.0, 4.5, 6.0mmを用いることとした。

1.2.2 せん断方法の検討

せん断方法については、土質工学会「土質試験法：第6編土の力学的特性の試験 第2章 一面せん断試験」に準じて行なう。

中型一面せん断試験の載荷方法（表-1.1）は、応力制御、歪制御のどちらでも可能であるが、計測等比較的容易なひずみ制御とする。

表-1.1 載荷方法の分類

水平方向 垂直方向		せん断方法			
		応力制御 (ピーク以後の データがとれない)	ひずみ制御		応力制御 ひずみ制御 併用
			手動	電動	
排水条件	応力制御 (定圧せん断のみ)		① 在来型 精度悪し	② 最も普通の 在来型	
	ひずみ制御 (定体積せん断のみ)		③ 在来型・軽便型 精度悪し	④ 実例少なし	
	応力制御 ひずみ制御 (定圧、定体積可能)			⑤ 簡易改良型	⑥ 改良型

次に、ひずみ制御におけるせん断速度は、表-1.2を参考とし、砂の場合1mm/min, 粘性土の場合0.5mm/min に設定した。せん断過程の終了については、土質試験法の以下の規定により決定する。

(1)せん断応力にピークが発生した場合

せん断応力にピークが生じた場合は、その時の τ の値をせん断強度(τ_f)とする。

(2)せん断応力にピークが生じない場合

せん断応力にピークが生じずに漸増していく場合は、水平変位が供試体寸法(長さ)の13%、または、せん断開始時の供試体厚さの50%のいずれか大きい方に達したときとする。今回の実験では、後者の方が大きいのでそれを採用するが、試験機の構造から25mmとする。

表-1.2 せん断速度

載荷方法	排水条件	定 圧 せん 断		定 体 積 せん 断	
	土の種類	粘 土	砂	粘 土	砂
応力増加速度 ($\text{kg f} / \text{cm}^2 / \text{min}$)		0.01	0.2	0.1	0.2
水平変位速度 (mm / min)		0.05	1	0.5	1

1.2.3 試料砂、試料粘性土の締固め条件の検討

試料砂(砂地盤)、試料粘性土(粘性土地盤)において、実験条件を均一にするため、以下の条件で供試体を作成する。

(1)試料砂(砂地盤)

試料砂をせん断箱に投入した後、重量を計測する。投入砂は、1層5.0cmの厚さにまきだし、突き棒により1層30回突くことにより、締固める。

(2)試料粘性土(粘性土地盤)

試料粘性土の締固め方法は、土質試験法の突き固め試験により最適含水比と最大乾燥密度を求め、試料粘性土を最適含水比に調整し投入量を算出し、砂と同様の条件で締固める。

1.3 実験内容

1.3.1 実験ケースの概要

実験は、以下の2種類の試験から成り立ち順次進めていく。

I. 材料特性試験

II. 補強試験

1.3.2 材料特性試験

材料特性試験は、試料砂、試料粘性土、補強材の摩擦、基盤のソイルセメント配合など、基礎的な強度特性を求めるために行う試験である。

表-1.3に試料砂、試料粘性土に関する材料特性試験の実験ケース、表-1.4に試料砂と補強材に関する実験ケース、表-1.5に基盤のソイルセメントに関する実験ケースを示した。

表-1.3 試料砂・試料粘性土に関する材料特性試験

実験項目	実 験 名	J I S (NO)	試験の目的	実験ケース	
				砂	粘
1. 物理試験	1. 粒度試験	A 1 2 0 4	粘性土の 特性把握	1 ケース	1 ケース
	2. 比重試験	A 1 1 0 1		1 ケース	1 ケース
	3. 単位体積 重量試験	A 1 2 1 0		1 ケース	
	4. 含水比試験	A 1 2 0 3	本実験時の管理	1 ケース	1 ケース
2. 力学試験	1. 三軸圧縮 試験		解析に用いる C、 ϕ の算出	1 ケース	1 ケース
	2. 一軸圧縮 試験				1 ケース

表-1.4 試料砂と補強材に関する材料特性試験

実験項目	実験名	J I S	試験の目的	実験ケース
1. 引抜き 試験	補強材の引抜き 試験		補強材と土の摩 擦に関する基礎 試験	φ 6.0 mm … 4 ケース $\sigma 1 = 0.15, 0.2, 0.25$ 0.3 kgf/cm^2 補強材に砂付着 … 3 ケース $\sigma 1 = 0.15, 0.2,$ 0.25 kgf/cm^2 Σ 7 ケース

表-1.5 基盤のソイルセメントに関する材料特性試験

実験項目	実験名	J I S	試験の目的	実験ケース
1. モルタル 配合試験	配合試験		基盤モルタルの 配合設定	1 ケース
2. モルタル 圧縮試験	圧縮試験		基盤強度の確認	29 ケース × 2 供試体

1.3.3 補強試験

試験は、中型一面せん断試験機を用い補強材挿入による補強効果について検討することを目的として行う。

本試験の実験ケースを表-1.6、表-1.7に示す。

表-1.6 無補強試験の実験ケース

実験種別	実験NO	垂直応力 ($\sigma 1 \text{ kgf/cm}^2$)	土質	備考 (実験ケース)
1. 試験機 特性試験 (A シリーズ)	A - 1 A - 2			2 ケース
2. 無補強地盤 のせん断試験 (B シリーズ)	B - 1 B - 2 B - 3 B - 4 B - 5 B - 6	0.5 kgf/cm^2 0.75 kgf/cm^2 1.00 kgf/cm^2 0.5 kgf/cm^2 0.75 kgf/cm^2 1.0 kgf/cm^2	砂 砂 砂 粘性土 粘性土 粘性土	6 ケース 砂 3 ケース 粘性土 3 ケース

補強材の材質は、1.2.1 に示されたリン青銅棒を用いるものとする。

また、補強材径および補強材本数については、以下のように設定した。

- I. 補強材本数 1 本
 II. 補強材径 φ 3.0mm, φ 4.5mm, φ 6.0mm

表-1.7 補強試験の実験ケース

実験種別	実験NO	垂直応力 (kgf/cm ²)	補 強 材	土 質	実験ケース
1.摩擦型実験 (補強材のみ)	D - 1	0.5	φ3.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
	D - 2	0.5	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
	D - 3	0.5	φ4.5 mm, L=300 mm	砂質土	1
2.摩擦型実験 (補強材に砂付着)	E - 1	0.5	φ3.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
	E - 2	0.5	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
	E - 3	0.5	φ4.5 mm, L=300 mm	砂質土	1
	E - 4	0.5	φ3.0 mm, L=300 mm	粘性土	1
	E - 5	0.5	φ6.0 mm, L=300 mm	粘性土	1
	E - 6	0.5	φ4.5 mm, L=300 mm	粘性土	1
3.プレート型実験 (プレート形状の 変化) 補強材 φ3.0 mm L=300 (砂付着)	F - 1	0.5	プレート 2 cm×2 cm	砂質土	1
	F - 2	0.5	プレート 4 cm×4 cm	砂質土	1
	F - 3	0.5	プレート 6 cm×6 cm	砂質土	1
	F - 4	0.5	プレート 2 cm×2 cm	粘性土	1
	F - 5	0.5	プレート 4 cm×4 cm	粘性土	1
	F - 6	0.5	プレート 6 cm×6 cm	粘性土	1
4.プレート型実験 (補強材径の変化) プレート 6 cm×6 cm	G - 1	0.5	φ4.5 mm, L=300 mm (砂付着)	砂質土	1
	G - 2	0.5	φ6.0 mm, L=300 mm (砂付着)	砂質土	1
5.プレート型実験 (補強材径の変化) プレート 6 cm×6 cm	H - 1	0.5	φ3.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
6.せん断強度の確認 (補強材のみ)	I - 1	0.75	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
	I - 2	1.0	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
7.せん断強度の確認 (補強材に砂付着)	J - 1	0.75	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
	J - 2	1.0	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
8.せん断強度の確認 (プレート 6 cm×6 cm 補強材に砂付着)	K - 1	0.75	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1
	K - 2	1.0	φ6.0 mm, L=300 mm	砂質土	1

2. 実験方法および実験装置

2.1 実験装置

補強試験で用いる実験装置は、中型一面せん断試験機および関連計測機器である。

中型一面せん断試験機は、原理的には通常の室内土質試験で用いられるものと同様である。

図-2.1に試験機の概要および、写真 2.1, 写真 2.2を示す。また、試験機の性能を以下に示す。

I. せん断試験機本体 (せん断能力)

- ①. 上載圧 1.6 kgf/cm^2
- ②. せん断応力 1.6 kgf/cm^2
- ③. 垂直変位 $+15\text{mm}/-30\text{mm}$
- ④. 水平方向変位 $+25\text{mm}/-25\text{mm}$
- ⑤. 試料寸法 $300\text{mm} \times 300\text{mm} \times 280\text{mm}$
- ⑥. 上載圧設定装置 空気圧 $0 \sim 7 \text{ kgf/m}^2$

II. 制御装置

- ①. 荷重制御, 変位制御 両方可能

III. 荷重検出器

- ①. 垂直方向 : 容量 1.5 TON
- ②. 水平方向 : 容量 2.1 TON

IV. 変位検出器

- ①. 差動トランス型 $+15\text{mm} \sim -15\text{mm}$

また、計測機器は、せん断時の水平変位および垂直変位を計測する変位計, せん断荷重を検出する圧力変換器, せん断面の土圧を計測するための土圧計などであり、これらより得られたデータを一括してコンピュータにて記録する。

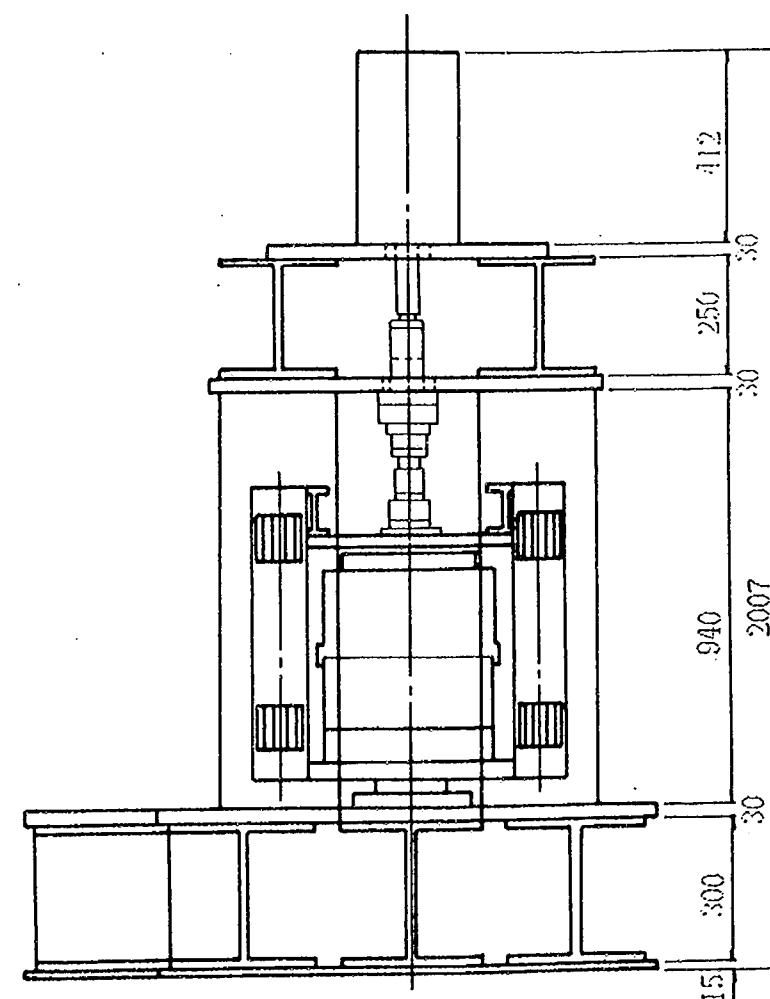
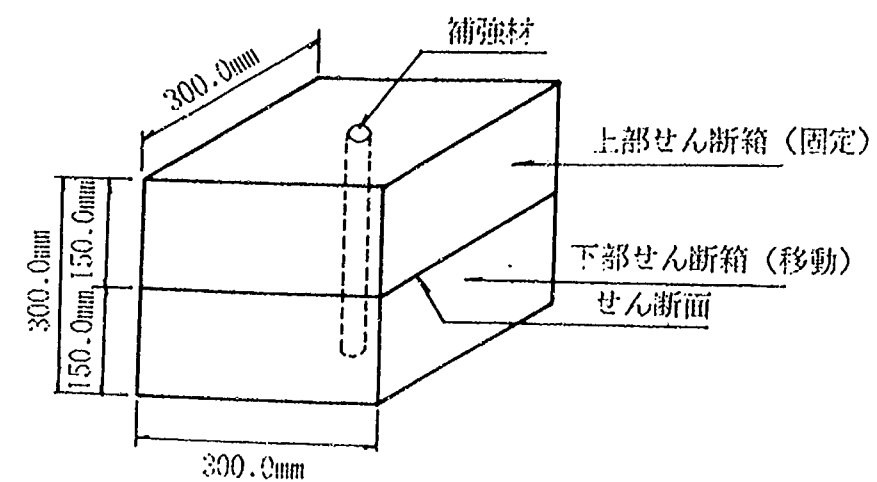
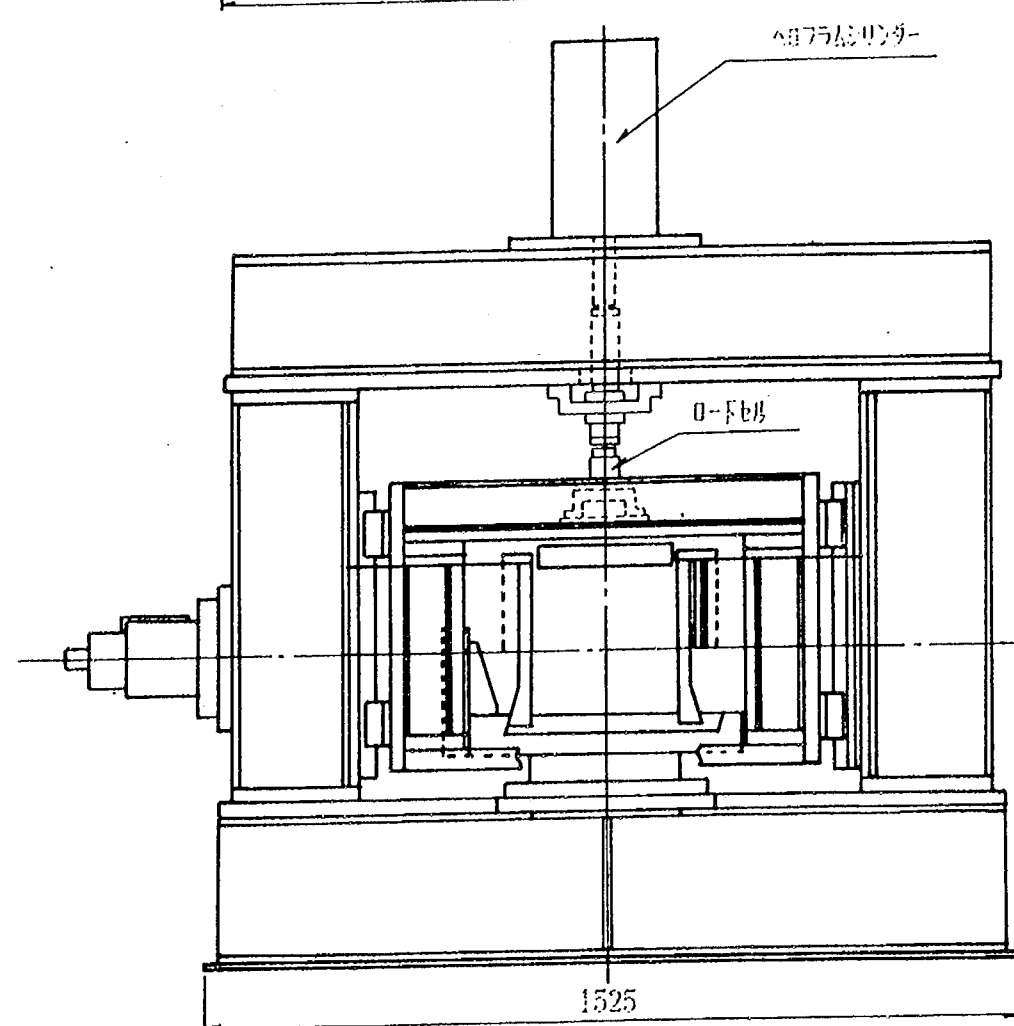
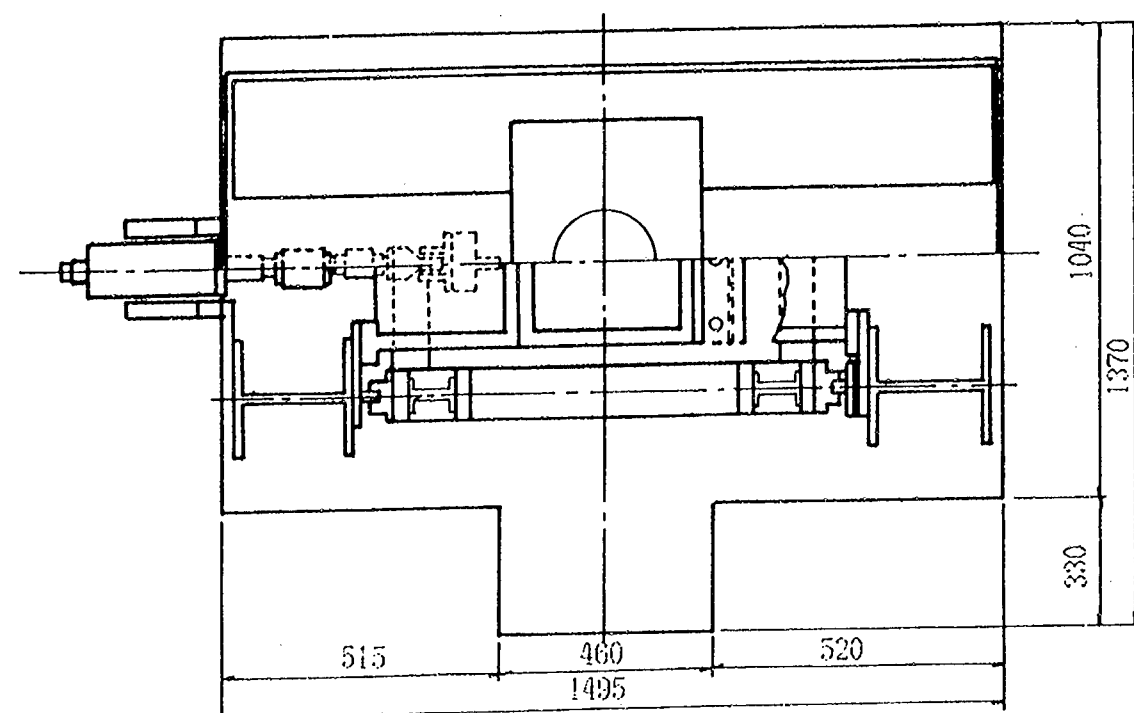
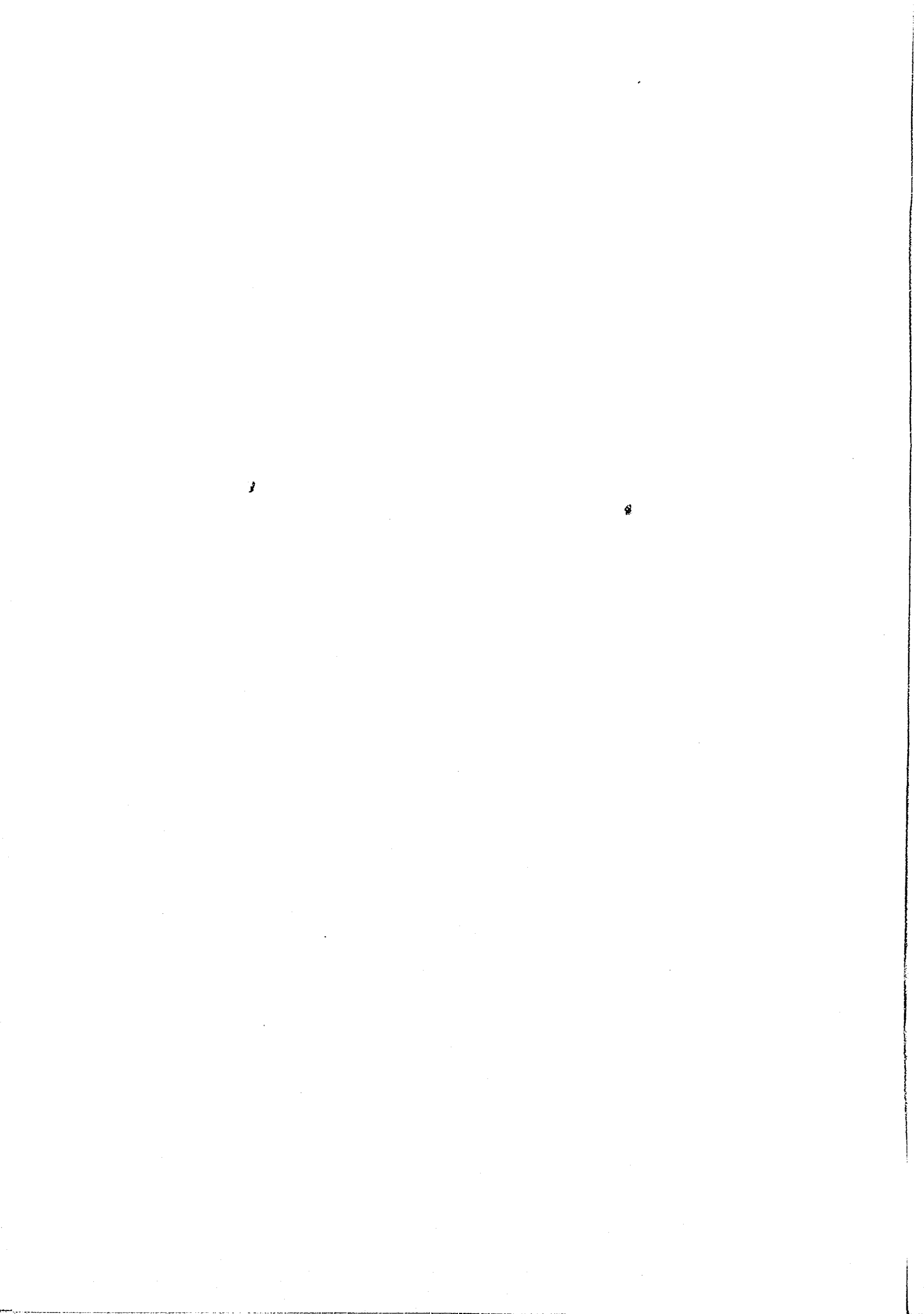


図-2.1 本体概観図



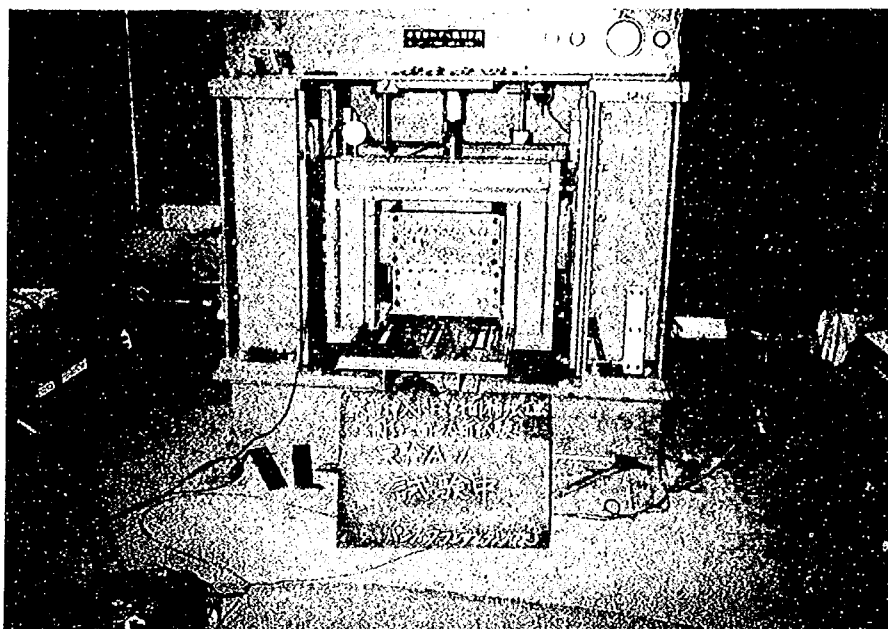


写真-2.1 実験に使用した中型一面せん断試験機

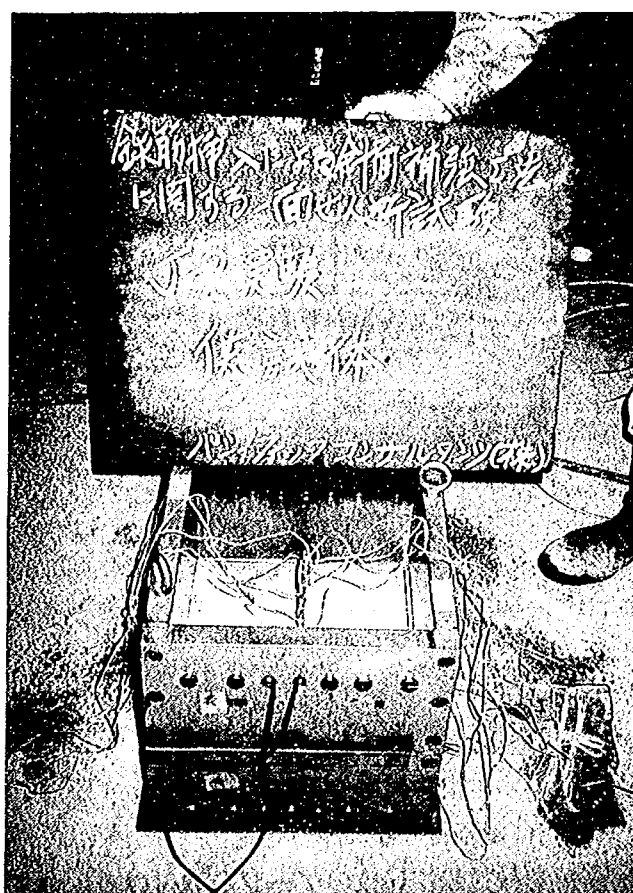


写真-2.2 せん断箱の内部

2.2 実験方法

図-2.2 に本試験の試験フローを示す。以下このフローに従って説明する。

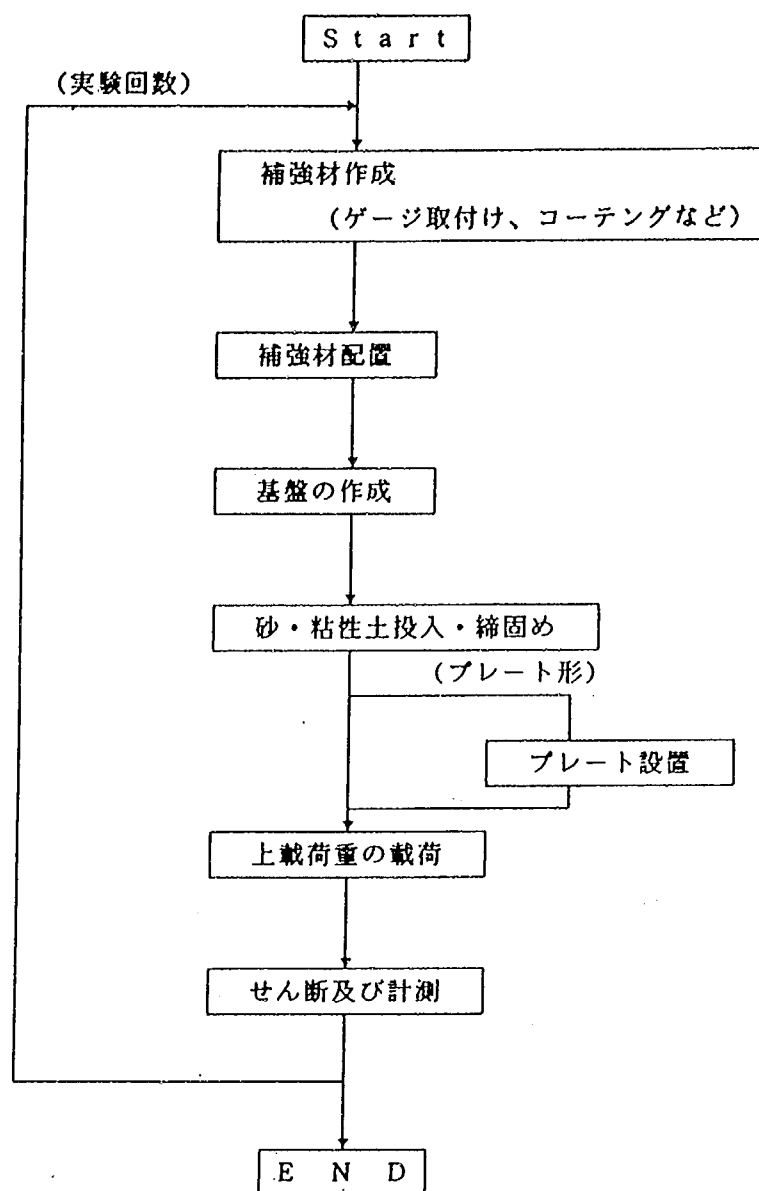


図-2.2 本試験の実験フロー

I. 補強材の作成

補強材は、前記のリン青銅を用いる。補強材の作成は、以下に示す順序で行う。

① 歪ゲージ取付け位置および補強材寸法

補強材の中の一本来、歪ゲージを軸対象に10枚のゲージを取付ける。歪ゲージ取付け位置および補強材寸法を図-2.3に示す。

取付け方法は、補強材表面に取付け位置を示した後、不純物を取り除き、歪ゲージ (KFC-1-C1-L30) に接着材 (CC-15A) を塗り、貼り付ける。

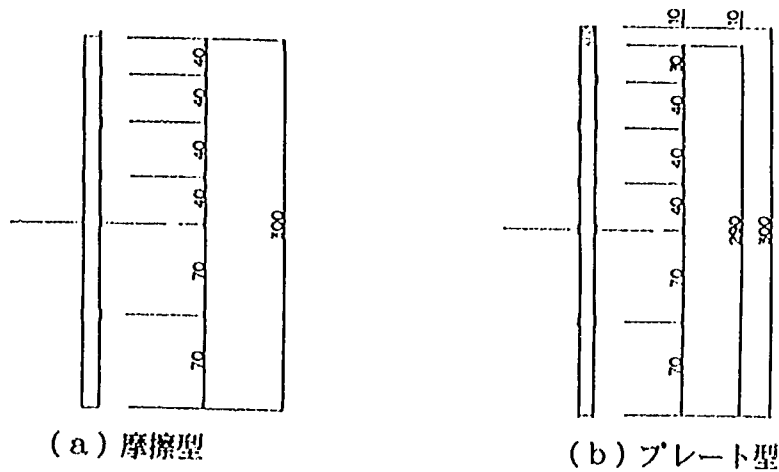


図-2.3 補強材寸法及びゲージ取付位置

② コーティングおよび鉄筋表面処理

歪ゲージ表面は、接着剤硬化後にゴム系コーティング材（ハマタイト）でコーティングする。砂付着する実験ではコーティング材の充分の硬化を待って、エポキシ樹脂（エポマー#1000）に砂を混ぜたものを補強材に塗布する。エポキシ樹脂の養生は、24時間以上とする。

II. 補強材の配置

加工した補強材を基盤の中央に埋め込む。鉛直性は、下げ振りより求める。

III. 基盤の作成

基盤は基本試験と同様にソイルセメントとし、その強度は $\sigma_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

IV. 試料砂、試料粘性土の投入・締固め

試料砂、試料粘性土の投入、締固めについては、1.2.3 による。

また、試料砂、試料粘性土の含水量を投入する前に計測する。なお、試料は、1 実験につき2個採取する。また補強材が挿入されていることを考慮し、写真-2.3 に示す平板を設置する。

V. 上載荷重の載荷

① 試料砂

締固めの終了した試料砂は、表面を平にし、載荷板をセットし載荷する。上載荷重が所定の荷重に達した後、10分間保持する。その後、1.2.2 “せん断方法の検討” で示すせん断方法でせん断する。

② 試料粘性土

圧密が終了した後に、圧密荷重を除き、新たに上載荷重を載荷する。上載荷重が所定の荷重に達した後、10分間保持する。その後、1.2.2 で示すせん断方法でせん断する。

VI. せん断および計測

せん断は、1.2.2 に示すせん断方法で行う。本試験時の計測項目は、以下に示すものとする。

① 垂直変位

(2ヶ所)

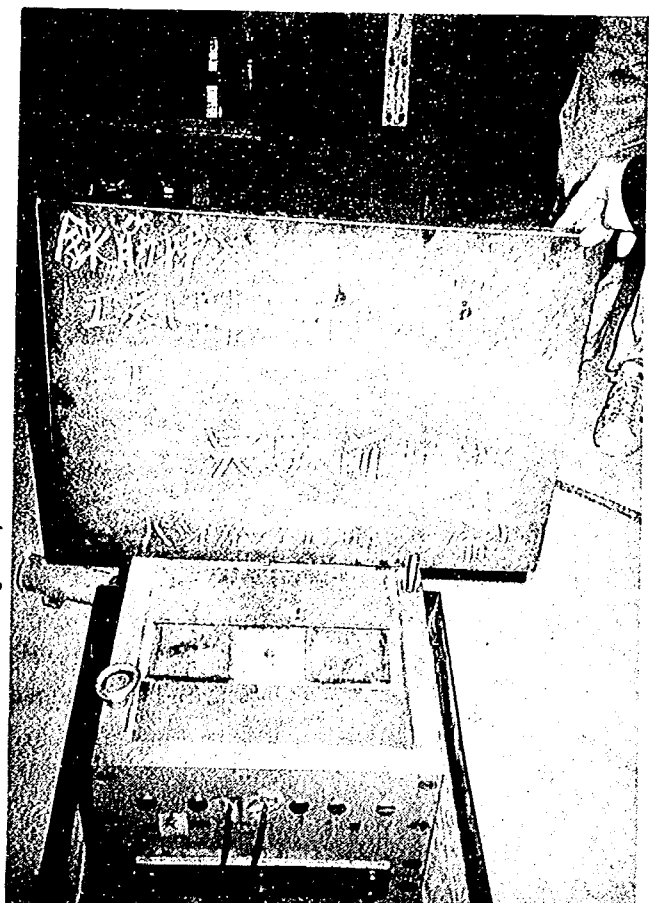


写真-2.3 試料粘性土締め固め完了状況

- ②水平変位 (2ヶ所)
- ③せん断荷重 (1ヶ所)
- ④上載荷重 (1ヶ所)
- ⑤補強材の歪 (10ヶ所)
- ⑥せん断面での鉛直圧力の変化 (2ヶ所)

計測装置のセット位置を図-2.4, 試験状況を写真-2.4に示す。これらの変位計と圧力交換器は、スキャナー、データーロガーに接続し、データはコンピュータにて処理した後、フロッピーディスクに収録する。

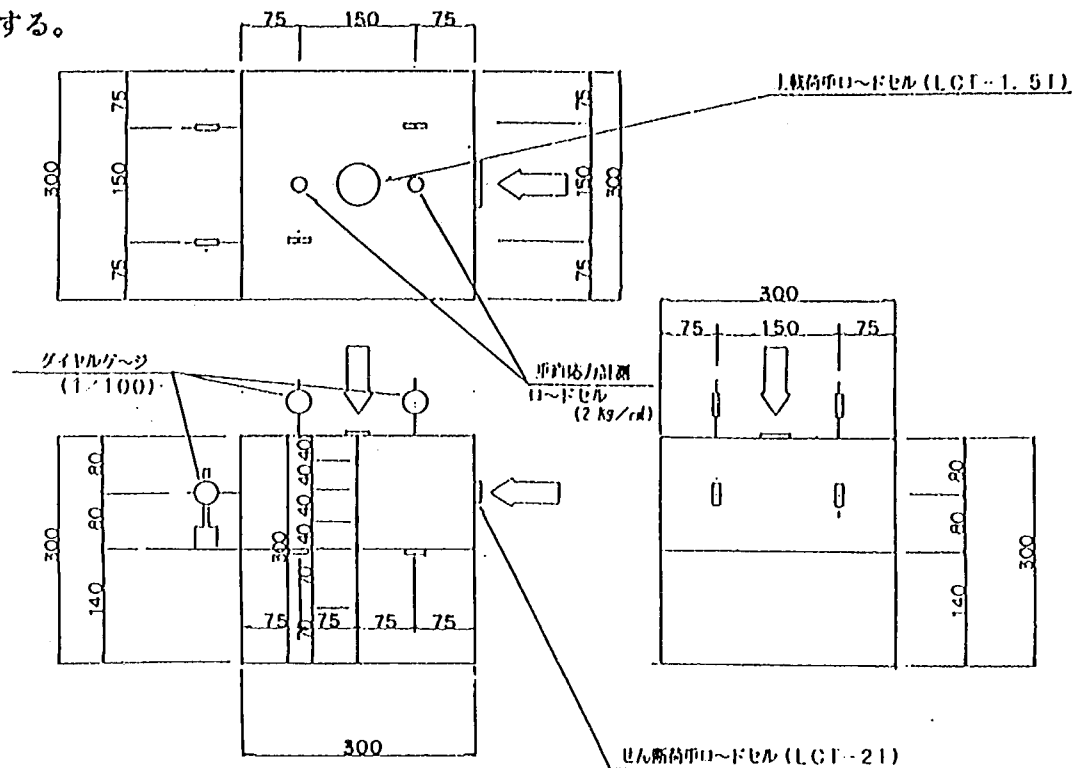


図-2.4 補強試験計測器配置



写真-2.4 本試験実施状況

3. 実験結果および考察

3.1 材料特性試験結果

材料特性試験結果を表-3.1～表-3.3に示す。

表-3.1 試料砂・試料粘性土に関する材料特性試験結果

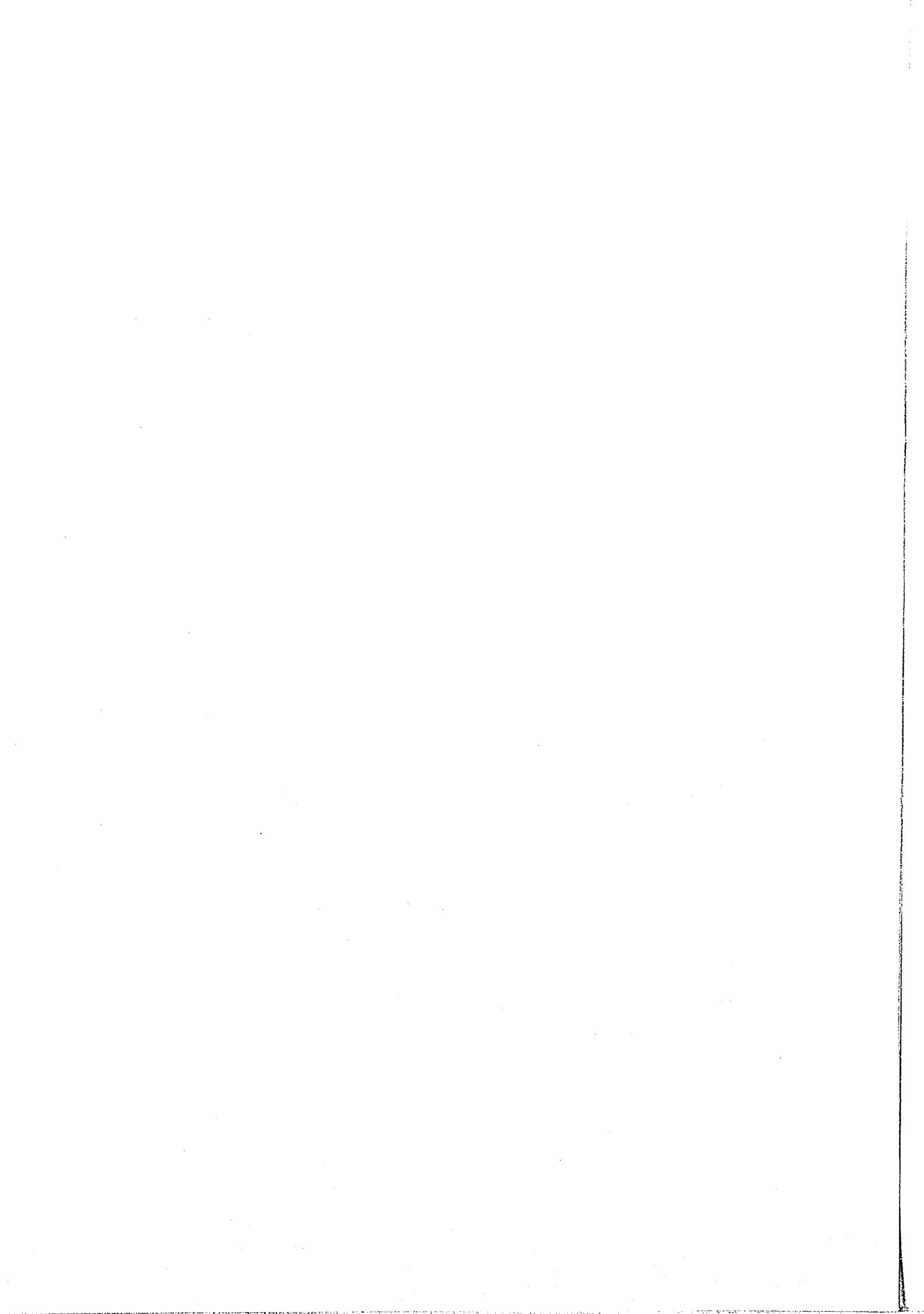
試 験 名	試 験 結 果	
	試 料 砂	試 料 粘 性 土
粒度試験(JIS A 1204)	平均粒径=0.7mm (粗砂)	平均粒径=0.035mm(シルト)
比重試験(JIS A 1202)	平均比重=2.771	平均比重=2.755
三軸圧縮試験(土質工学会 :土質試験法による)	粘着力C =0.0 kgf/cm ² 内部摩擦角 ϕ =47.0°	粘着力C =0.6 kgf/cm ² 内部摩擦角 ϕ =33.0°
一軸圧縮試験(土質工学会 :土質試験法による)		平均一軸圧縮強さ 2.40 kgf/cm ²
含水量試験 (JIS A 1203)	平均含水比W =1.0% 初期間隙比e =0.607	平均含水比W =44.0 % 初期間隙比e =0.440
単位体積重量試験	γ =1.686t/m	γ =1.163t/m

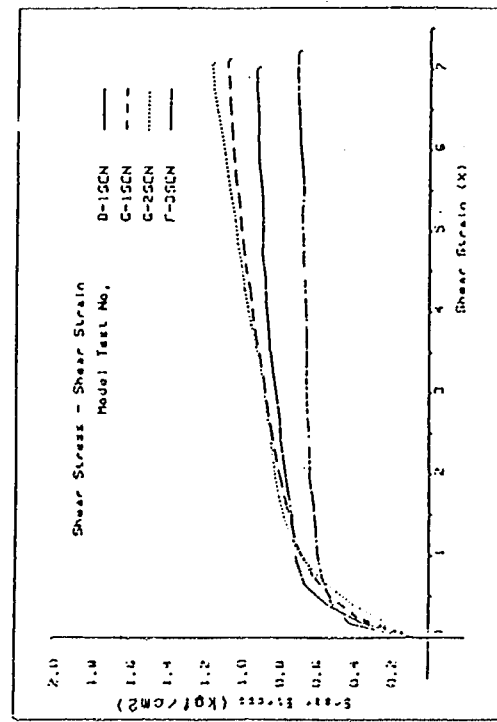
表-3.2 試料砂と補強材に関する材料特性試験結果

試 験 名	試 験 結 果	
	ϕ 6.0 mm補強材のみ	ϕ 6.0 mm補強材砂付着
引抜き試験	粘着力 C =0.01kgf/cm ² 内部摩擦角 ϕ =12.5°	粘着力 C =0.11kgf/cm ² 内部摩擦角 ϕ =58.0°

表-3.3 基礎モルタルの圧縮試験結果

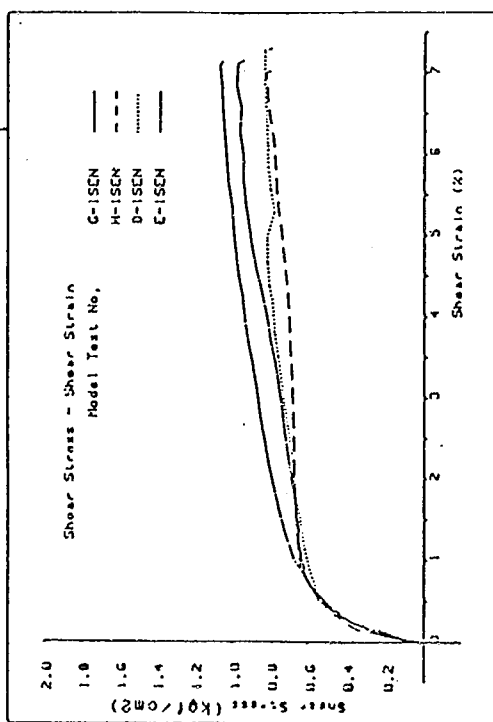
試 験 名	試 験 結 果
圧縮強度試験 (JIS A 1108)	全試験平均=90.7kgf/cm ² 標準偏差=10.2kgf/cm ²





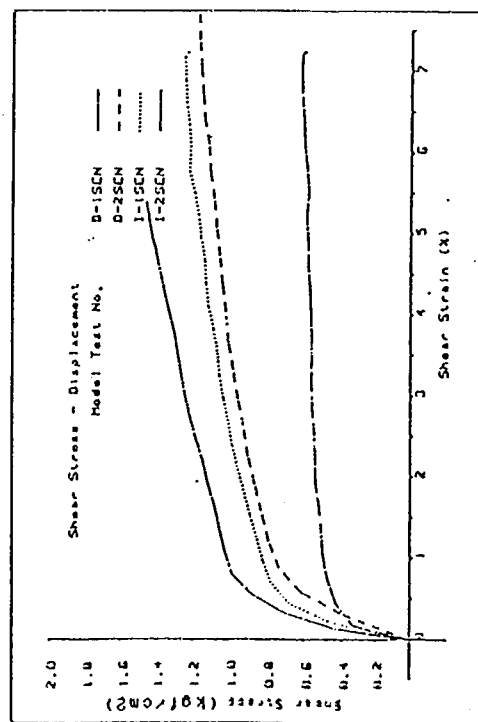
G実験

G実験・補強材に砂付着、プレート付、補強材径を変える



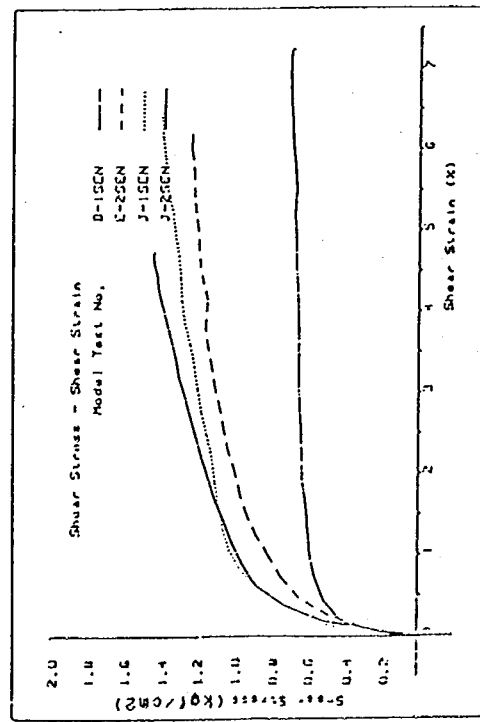
H実験

H実験・補強材のみ、プレート付



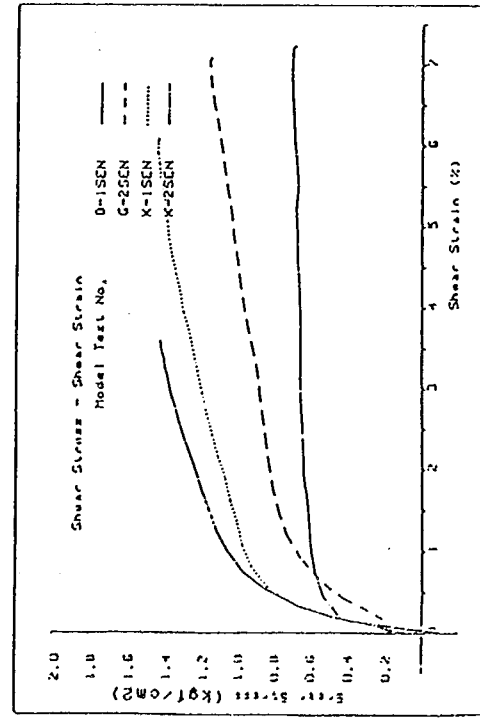
I実験

I実験・補強材のみ、上載荷重を変える



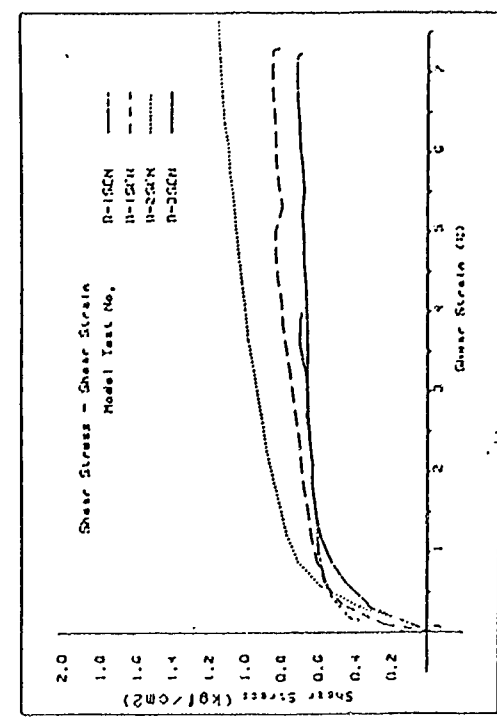
J実験

J実験・補強材に砂付着、上載荷重を変える



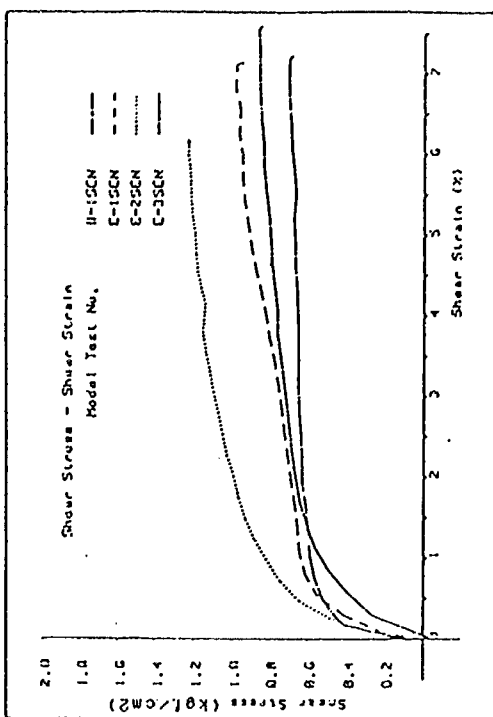
K実験

K実験・補強材に砂付着、プレート付、上載荷重を変える



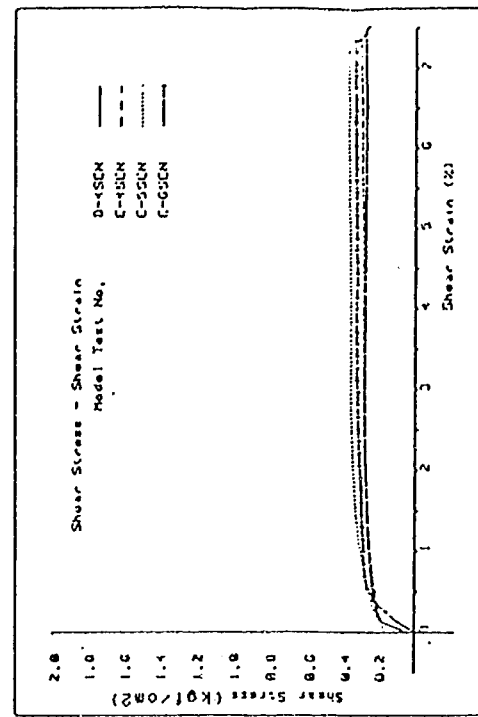
D実験

D実験・補強材のみ



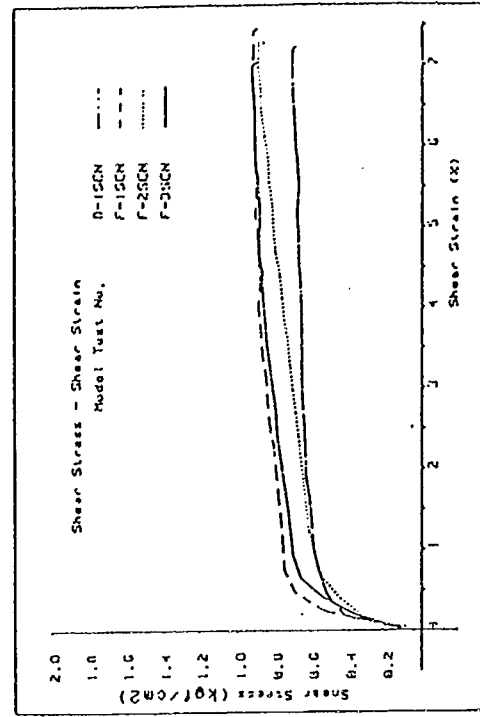
E実験

E実験・補強材に砂付着、砂地盤



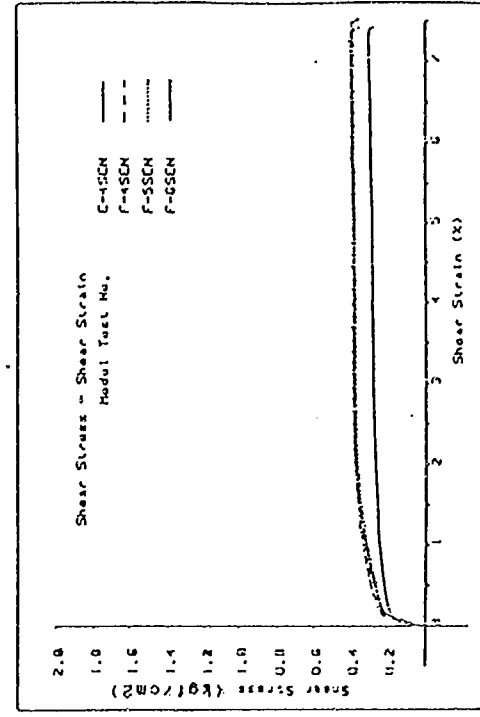
F実験

F実験・補強材に砂付着、粘性土地盤



G実験

G実験・補強材に砂付着、プレート付、砂地盤



H実験

H実験・補強材に砂付着、プレート付、粘性土地盤

3.2 実験結果

各実験ケースにおける水平変位－せん断応力の関係を図－3.1に示す。

3.3 無補強地盤の地盤強度

無補強地盤の実験ケースは表－1.6のとうりであり、砂、粘性土とも垂直応力 (σ_v) 0.5 kgf/cm^2 , 0.75 kgf/cm^2 , 1.0 kgf/cm^2 と変化させた。これはモール・クロウンの破壊基準より、土の粘着力 (C)、内部摩擦角 (ϕ) を求めるために行った。

図－3.2に、無補強試験のせん断応力－水平変位を示した。これに示されるように、今回の試験 (B-1～B-6) では、6 ケースともせん断応力にピークが生じない。これは、上部土槽が砂、粘性土地盤、下部土層がモルタル地盤であることにより、砂地盤においては、ダイレタンシーの現象が起きず、応力－水平変位曲線にピークが発生しなかったと考えられる。

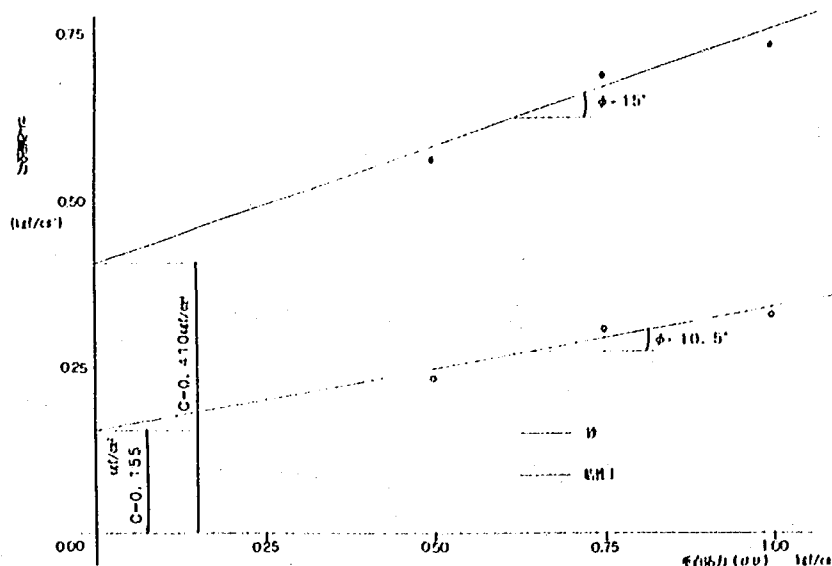
そこで、今回の試験では、降伏せん断応力度 (τ_y) を算出するために、水平変位量とせん断応力の関係を片対数により表示し、各試験の破壊ひずみ (ϵ_f) と降伏せん断応力 (τ_y) を求めた。図－3.3, 図－3.4に水平変位量とせん断応力の関係を示す。これより求めた破壊ひずみ (ϵ_f) を表－3.4に示す。

表－3.4 無補強試験の破壊ひずみとせん断強度

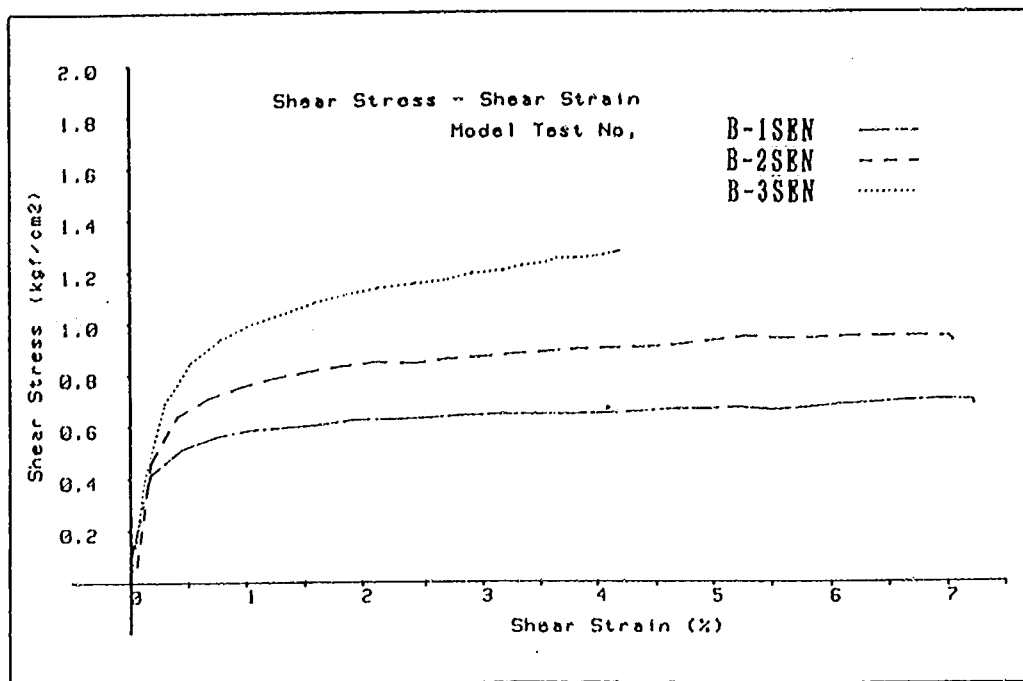
実験ケース	垂直応力	(τ_f) (kgf/cm^2) 降伏せん断応力	(ϵ_f) % 破壊ひずみ
B-1 (砂)	$\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$	0.560	0.80
B-2 (砂)	$\sigma_v = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$	0.690	0.51
B-3 (砂)	$\sigma_v = 1.00 \text{ kgf/cm}^2$	0.730	0.79
B-4 (粘性土)	$\sigma_v = 0.50 \text{ kgf/cm}^2$	0.235	0.50
B-5 (粘性土)	$\sigma_v = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$	0.305	0.56
B-6 (粘性土)	$\sigma_v = 1.00 \text{ kgf/cm}^2$	0.325	0.65

また、補強地盤と無補強地盤の比較の際に用いるせん断強度 (τ_f) は、この試験において7%のせん断ひずみ時におけるせん断応力と定義する。ただし、試験がそれ以前に中止された場合はそのひずみを明記してその時のせん断応力とする。

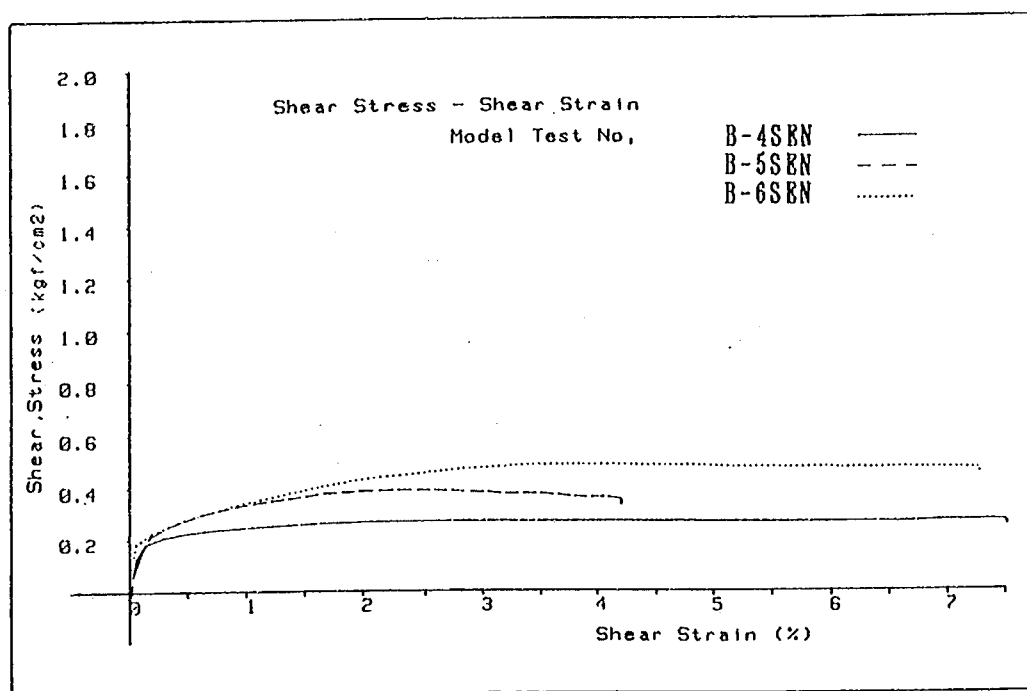
表－3.4の試験の結果から、試験条件 (内部摩擦角 (ϕ)、粘着力 (C)) を砂、粘性土について求める。求めた結果を図－3.5に示し、その値を表－3.5に示す。



図－3.5 無補強試験の結果



砂地盤 (B-1~B-3実験)



粘性土地盤 (B-4~B-6実験)

図-3.2 無補強試験の応力-水平変位曲線

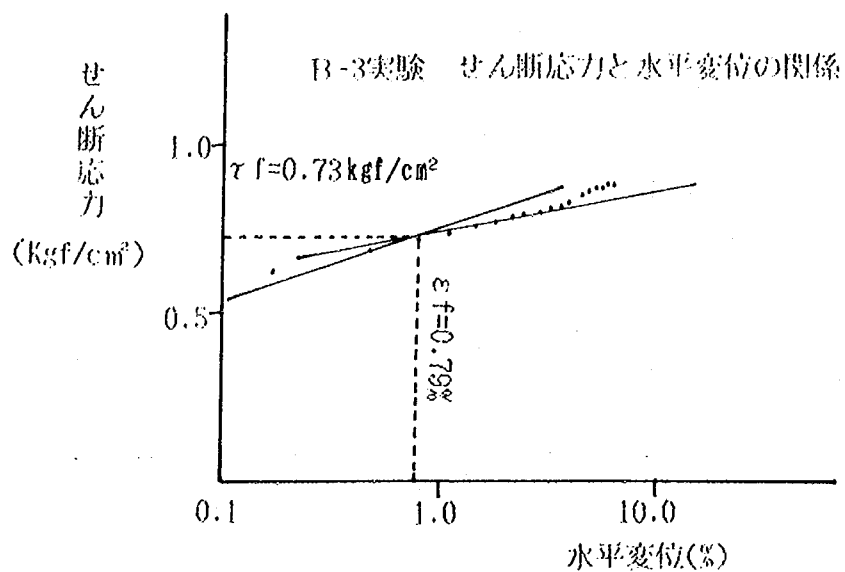
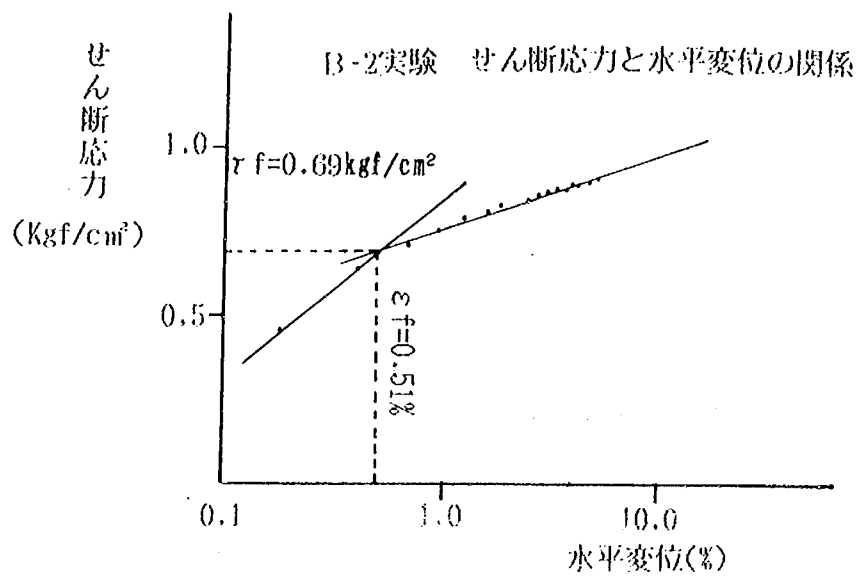
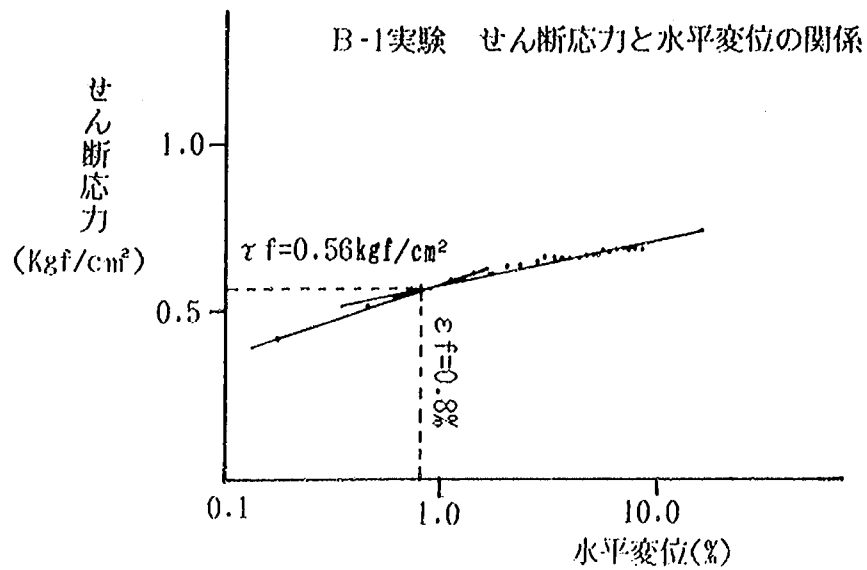


図-3.3 せん断応力と水平変位の関係 Bシリーズ (砂)

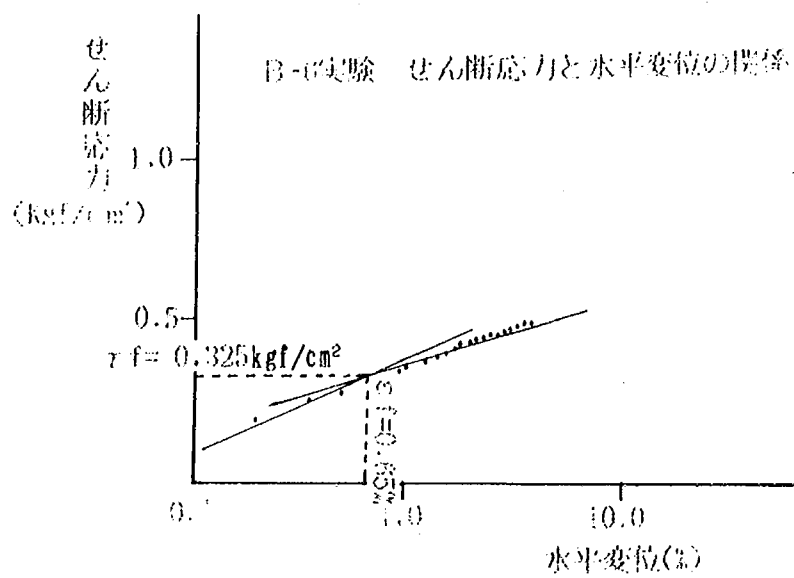
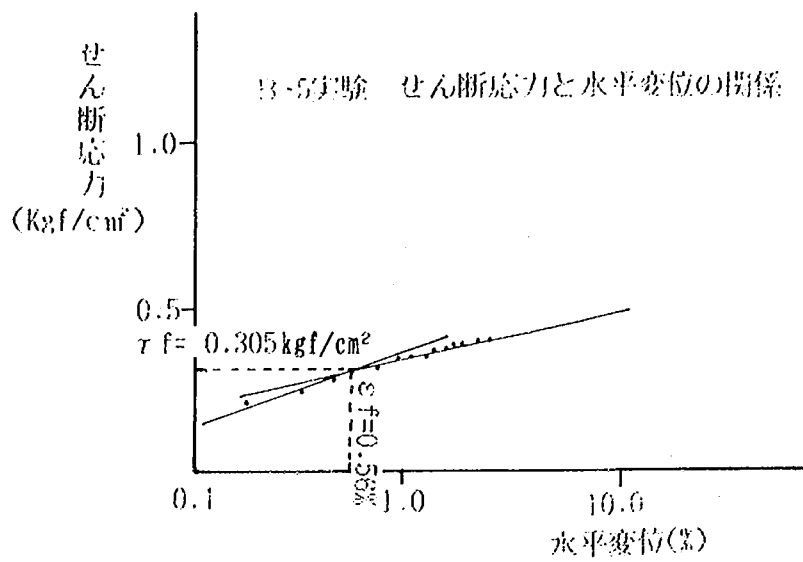
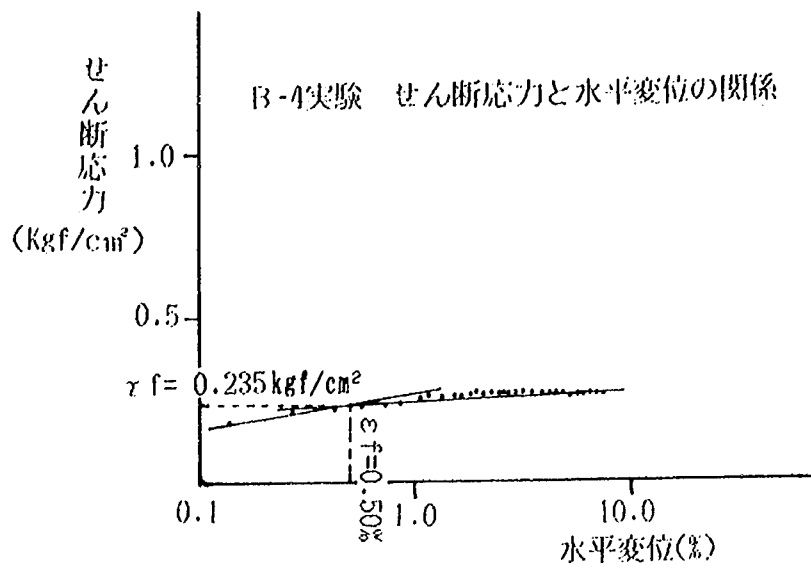


図-3.4 せん断応力と水平変位の関係 Bシリーズ(粘性土)

表-3.5 無補強試験の結果

地 盤	内部摩擦角 (ϕ)	粘着力 (c)	実験ケース
砂	15.0°	0.41 kgf/cm ²	B-1 ~ B-3
粘性土	10.5°	0.155 kgf/cm ²	B-4 ~ B-6

3.4 補強地盤と無補強地盤の比較

3.4.1 検討手法の概要

補強地盤 (D-1 試験から H-1 実験) の補強効果について、B-1 試験 ($\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)、B-4 実験 ($\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$) と比較することにより行う。

補強効果の比較には、せん断応力 (τ)、降伏せん断応力 (τ_y)、せん断強度 (τ_f) により行った。

各試験のせん断応力の算出方法は、(3.1) 式により行った。

$$\tau = \frac{S}{B \times L} \dots\dots\dots (3.1)$$

S : せん断力 (kgf)

B : せん断箱の幅 (cm)

L : せん断箱の長さ (cm)

また、各実験の降伏せん断応力 (τ_y)、せん断強度 (τ_f) は、前記無補強の場合と同様の定義を用いている。

3.4.2 せん断応力による比較

水平変位-せん断応力の関係は、図-3.1に示されており、各実験のせん断応力から無補強のせん断応力を引いた値とせん断ひずみの関係を図-3.6に示す。

これより、DシリーズからGシリーズまでの補強地盤では水平変位が小さい時、無補強地盤 (B-1 実験、B-4 実験) のせん断応力とほぼ等しい。しかし、水平変位がある程度以上になると補強地盤は、無補強地盤に比較しせん断応力が大きくなる。また、無補強地盤のせん断応力が一定になるせん断ひずみ (0.8 %) の位置から発揮されていることがわかる。

このことは、補強地盤の補強効果が無補強地盤の破壊ひずみ (ϵ_f) 以降に発揮されることを示している。

3.4.3 降伏せん断応力、せん断強度による補強効果の比較

降伏せん断応力 (τ_y) は、せん断ひずみとせん断応力の関係を片対数により示した図-3.7~図-3.16により求めた。

無補強地盤と補強地盤の降伏せん断応力 (τ_y) との比および無補強地盤と補強地盤のせん断強度 (τ_f) の比を表-3.6に示す。

これより、無補強地盤と補強地盤の降伏せん断応力 (τ_y) は、補強地盤 (Dシリーズ~Kシリーズ) のすべての試験で無補強地盤 (Bシリーズ) より降伏せん断応力 (τ_y) が大きく、補強効果が出現したことを示している。

降伏せん断応力 (τ_y) の時の水平変位を破壊ひずみ (ϵ_f) と一般に定義されていることを考慮すると、補強効果は破壊ひずみ手前付近から発揮されていると見ることができる。

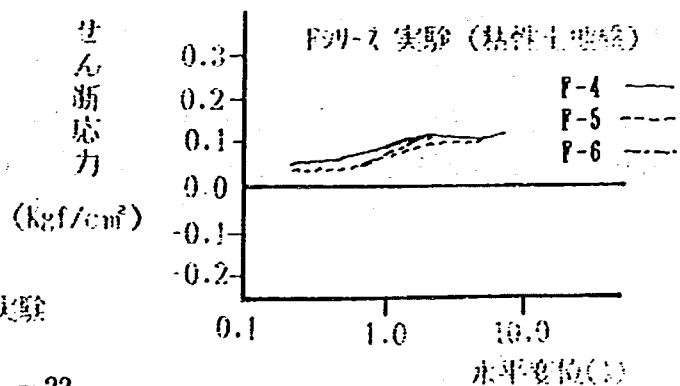
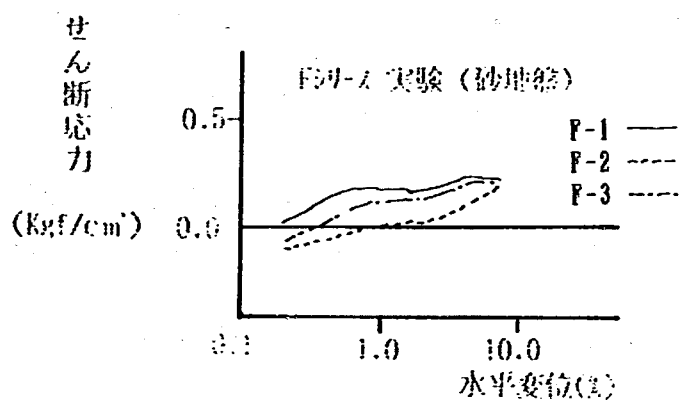
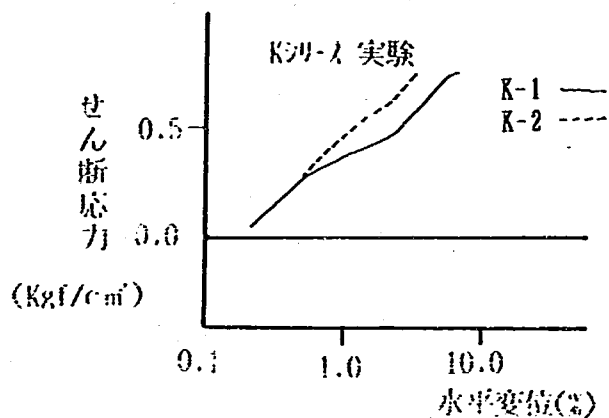
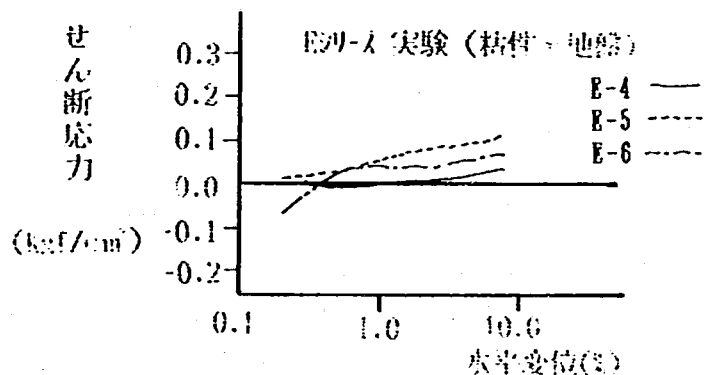
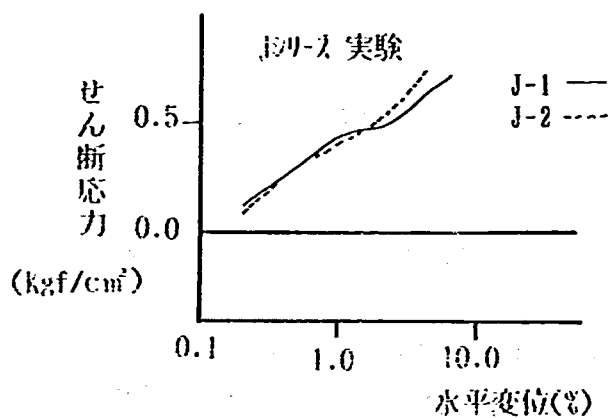
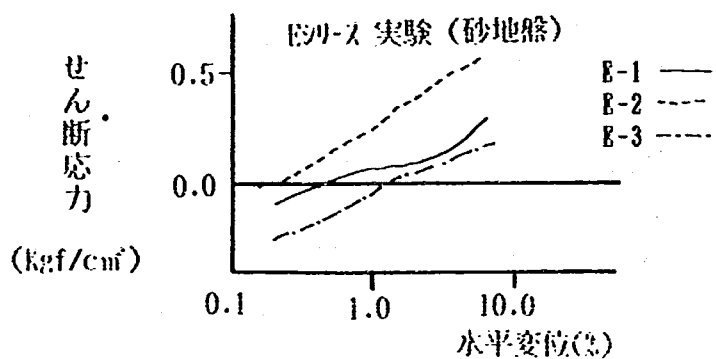
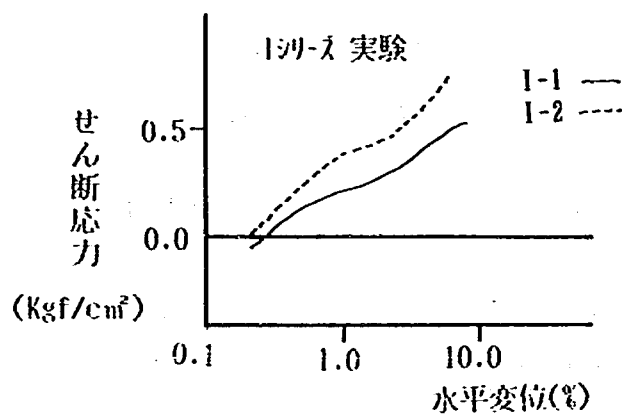
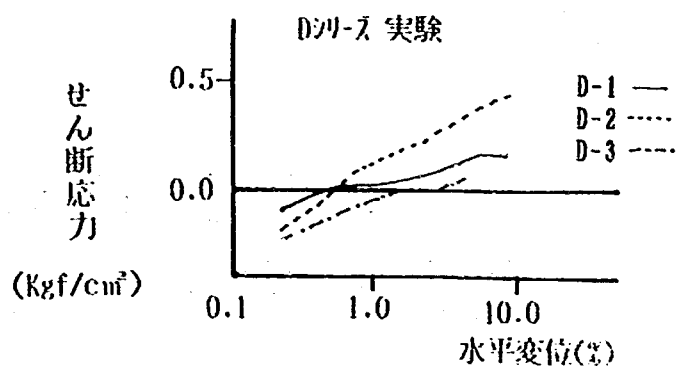
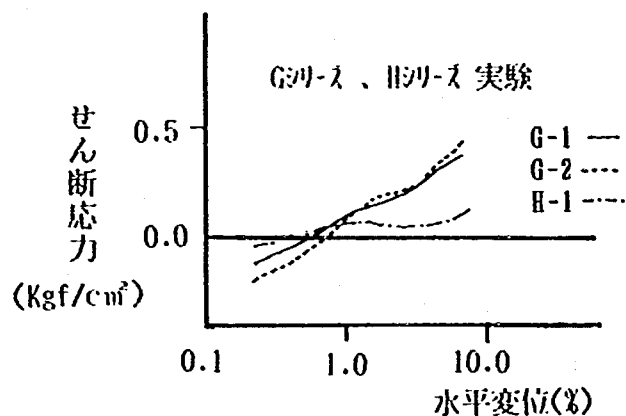


図-3.6 水平変位と各実験のせん断応力から
基本試験のせん断応力を引いた値の実験

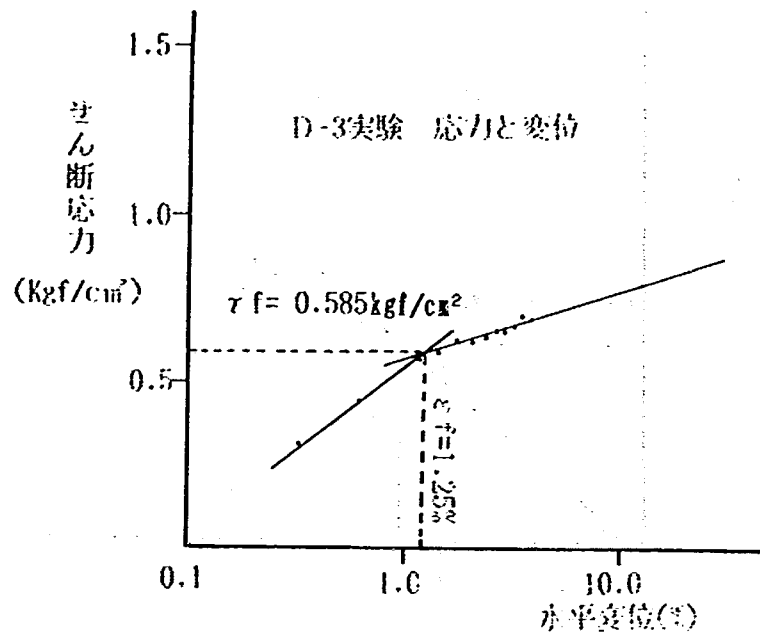
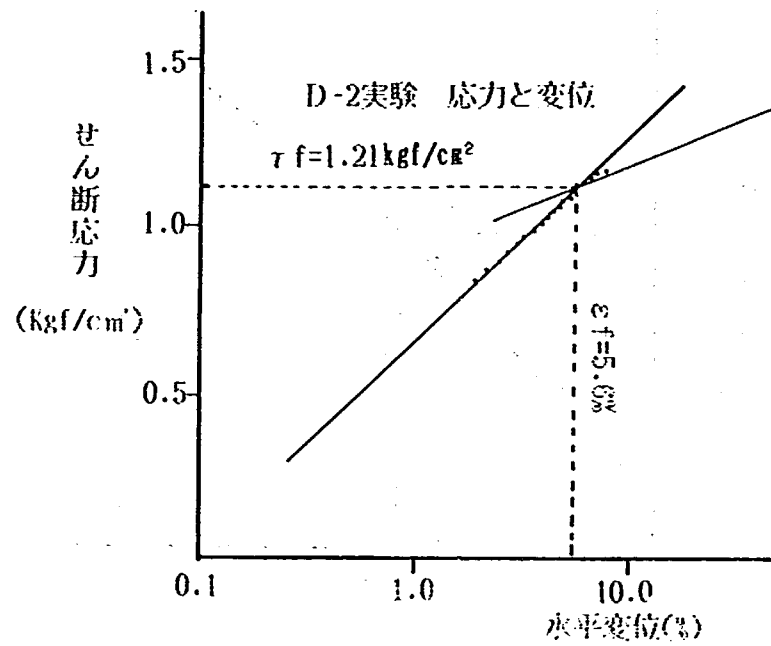
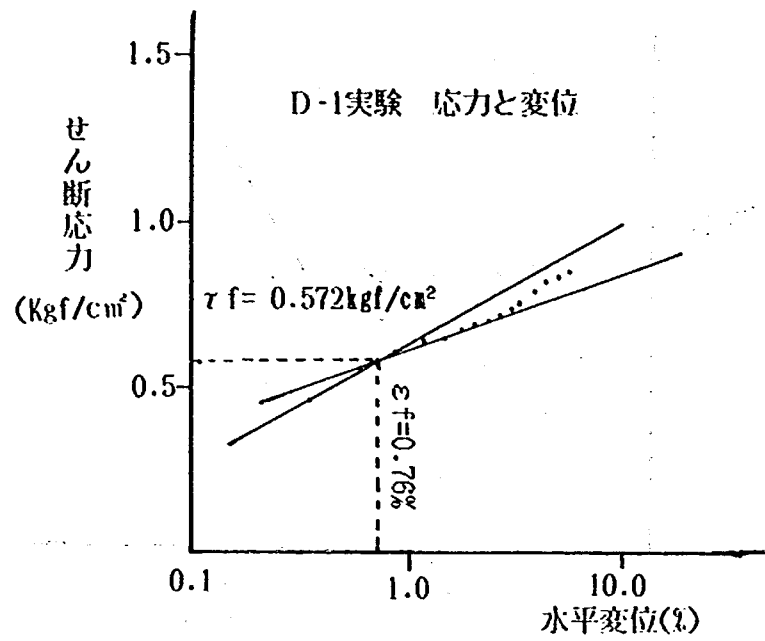


図-3.7 せん断応力と水平変位の関係 Dシリーズ

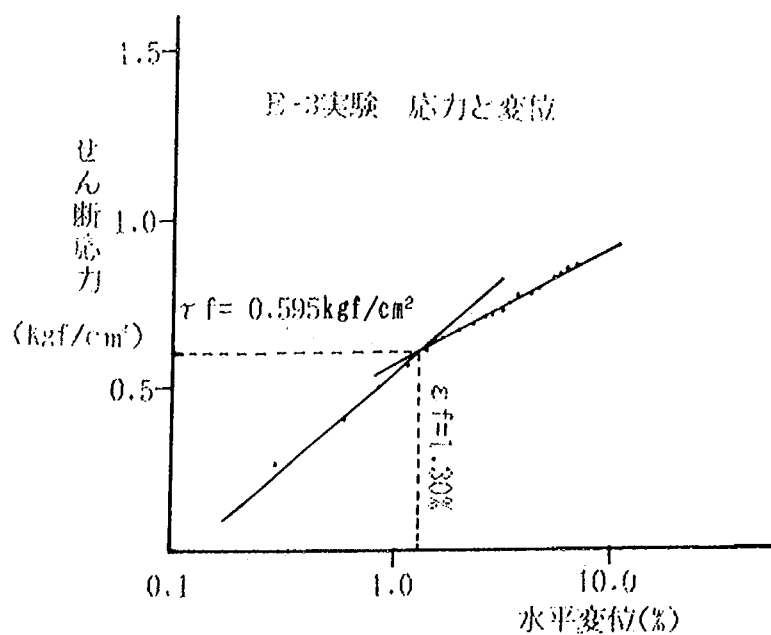
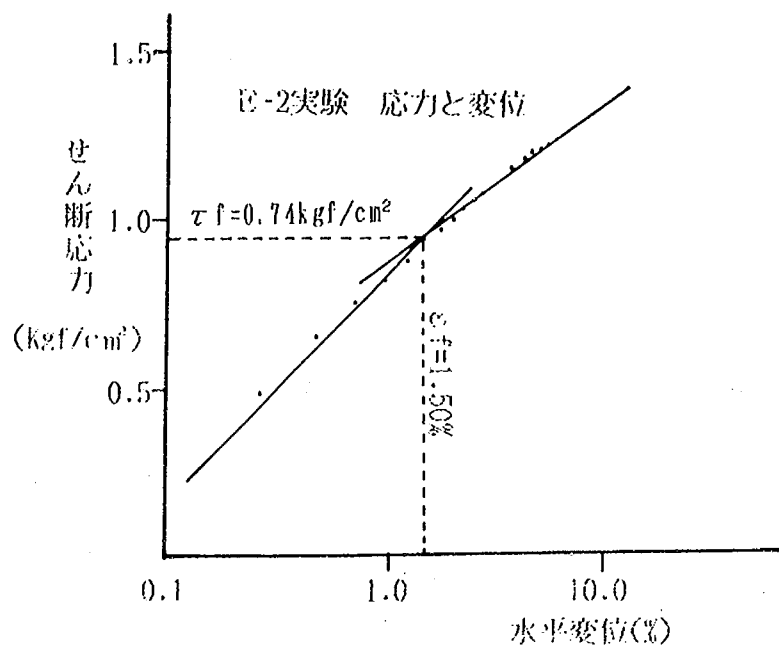
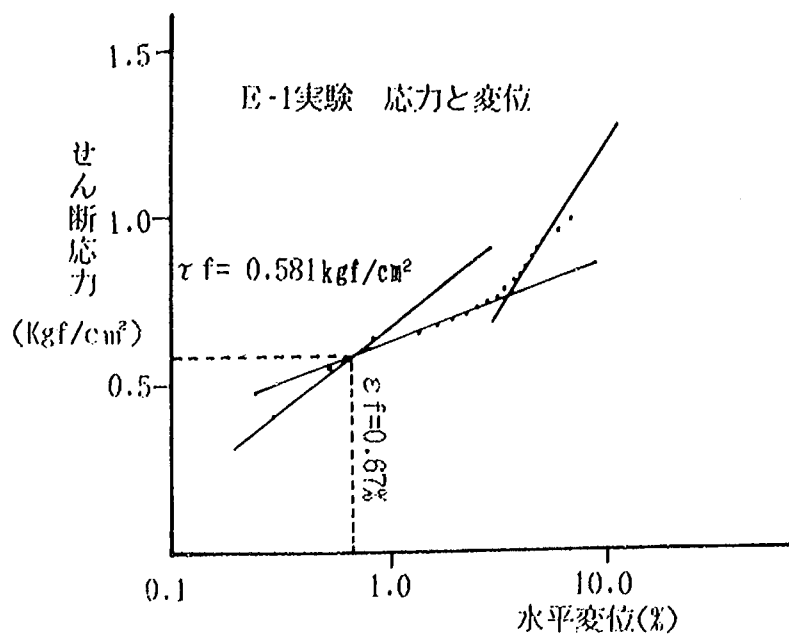


図-3.8 せん断応力と水平変位の関係 Eシリーズ (砂)

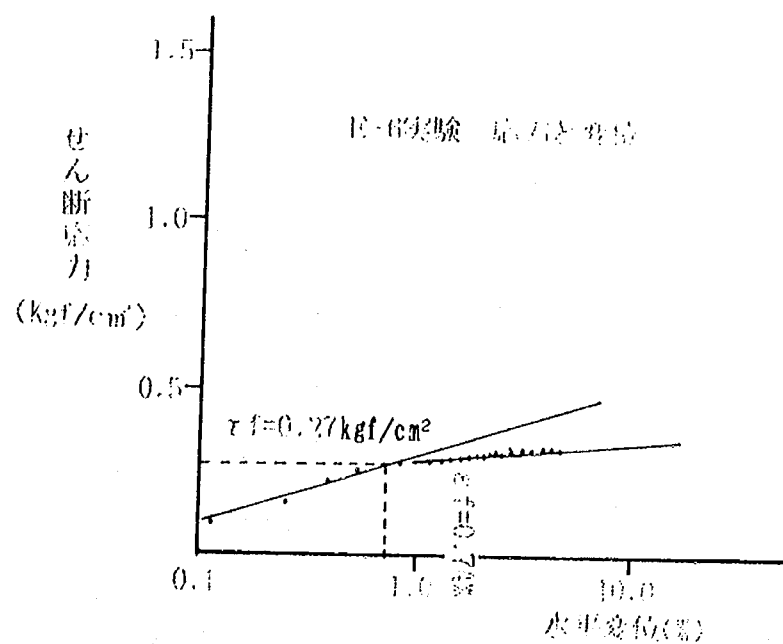
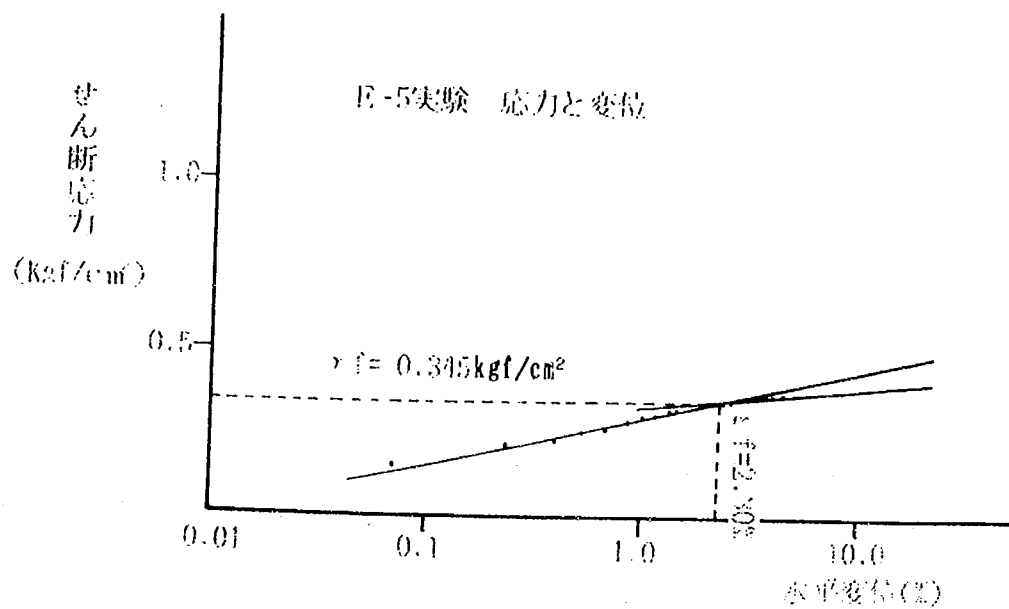
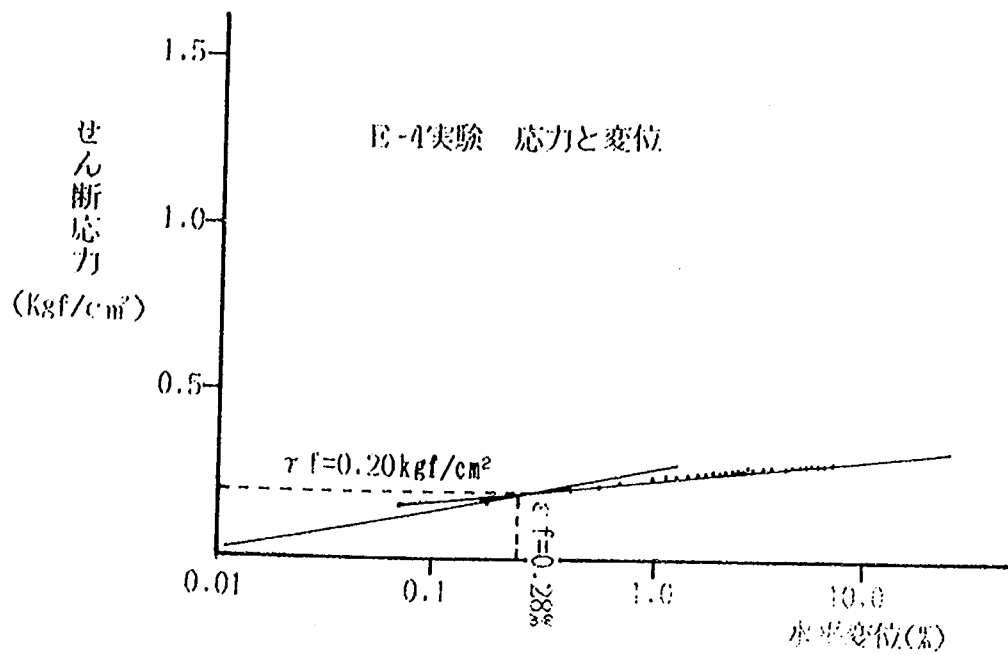


図-3.9 せん断応力と水平変位の関係 Eシリーズ (粘性土)

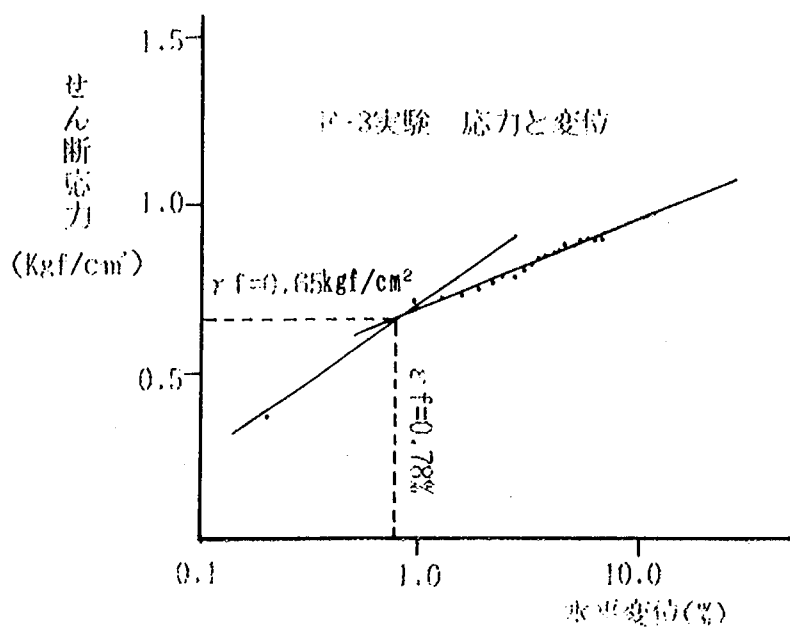
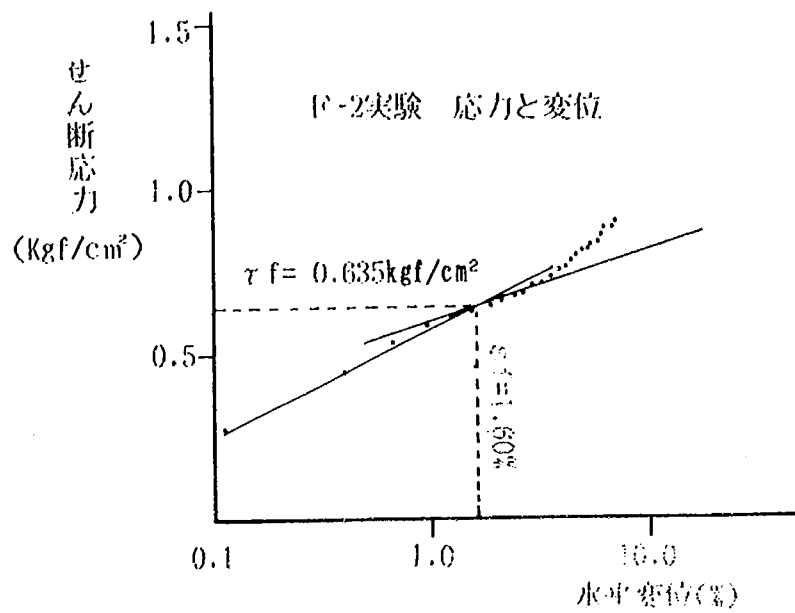
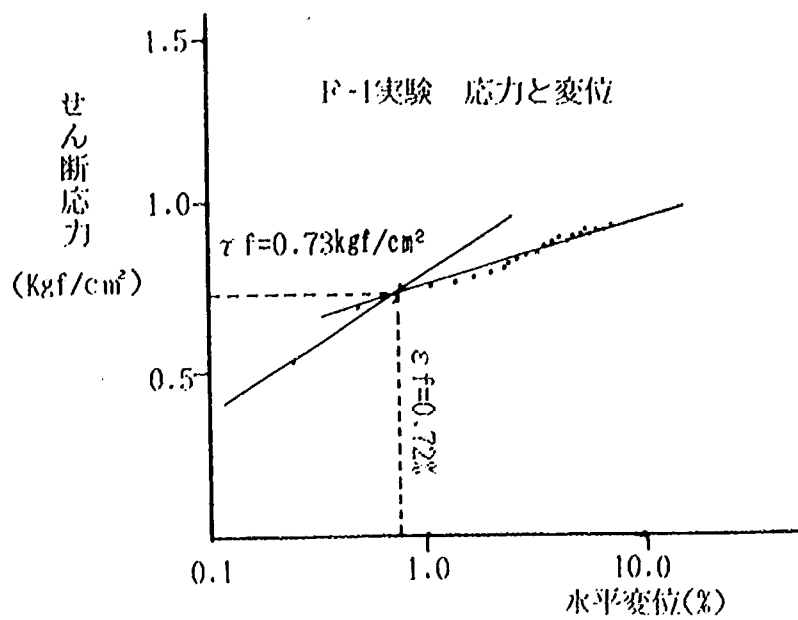


図-3.10せん断応力と水平変位の関係 Fシリーズ (粘性土)

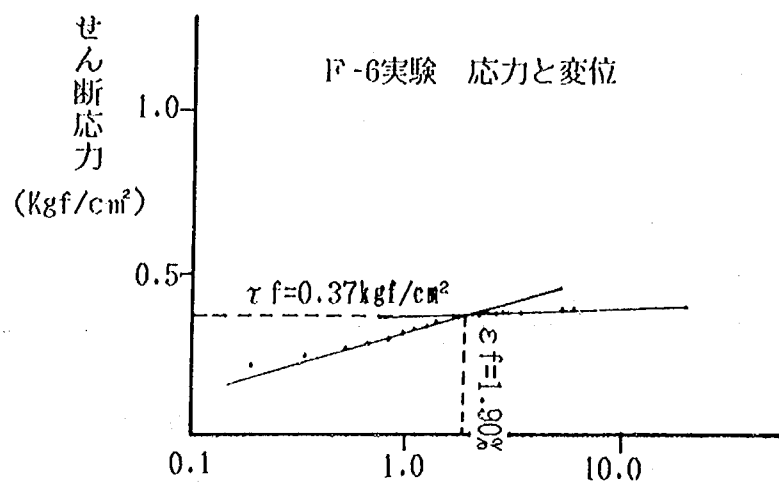
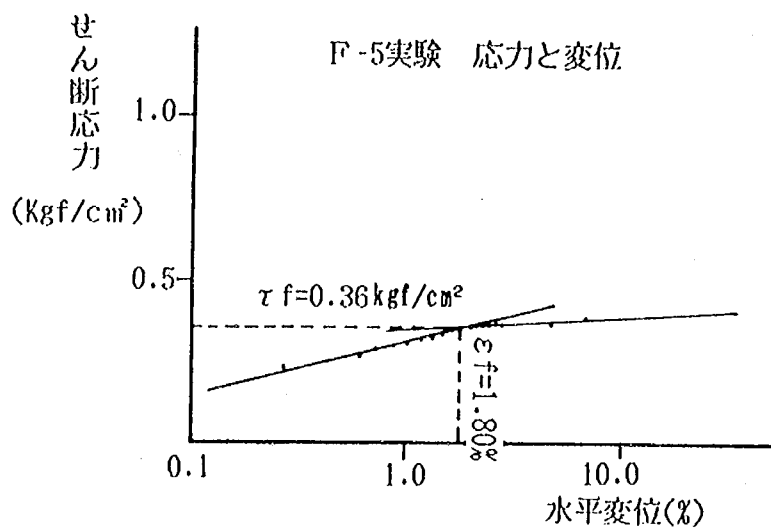
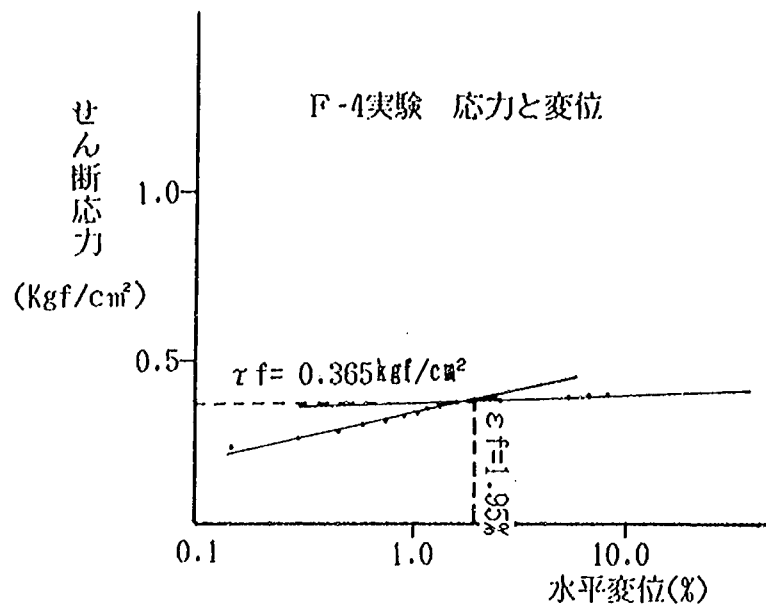


図-3.11 せん断応力と水平変位の関係 Fシリーズ (粘性土)

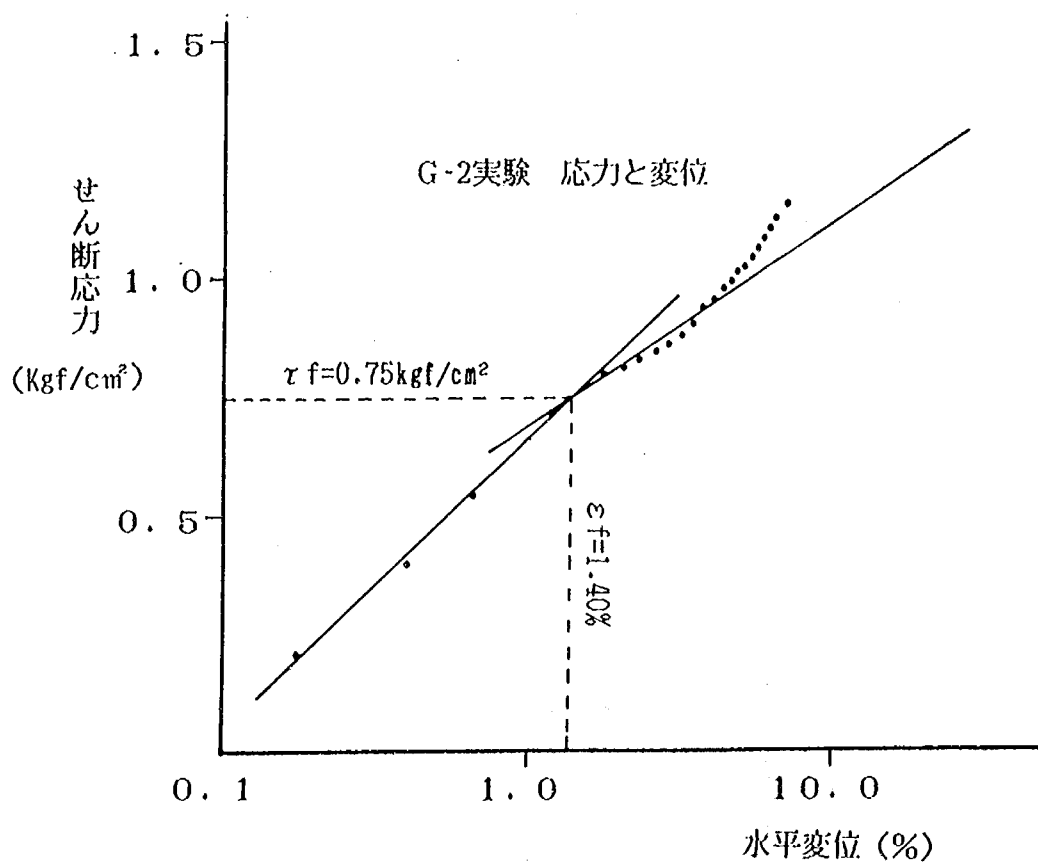
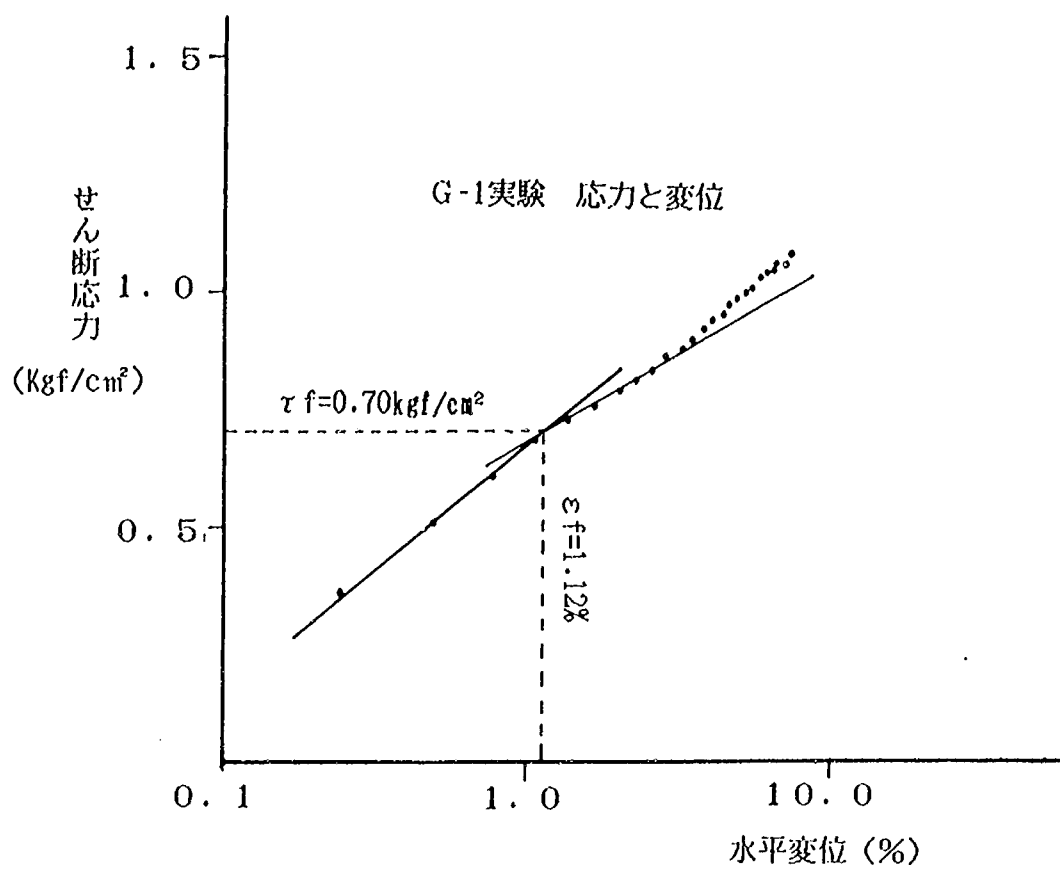


図-3.12 せん断応力と水平変位の関係 Gシリーズ (砂)

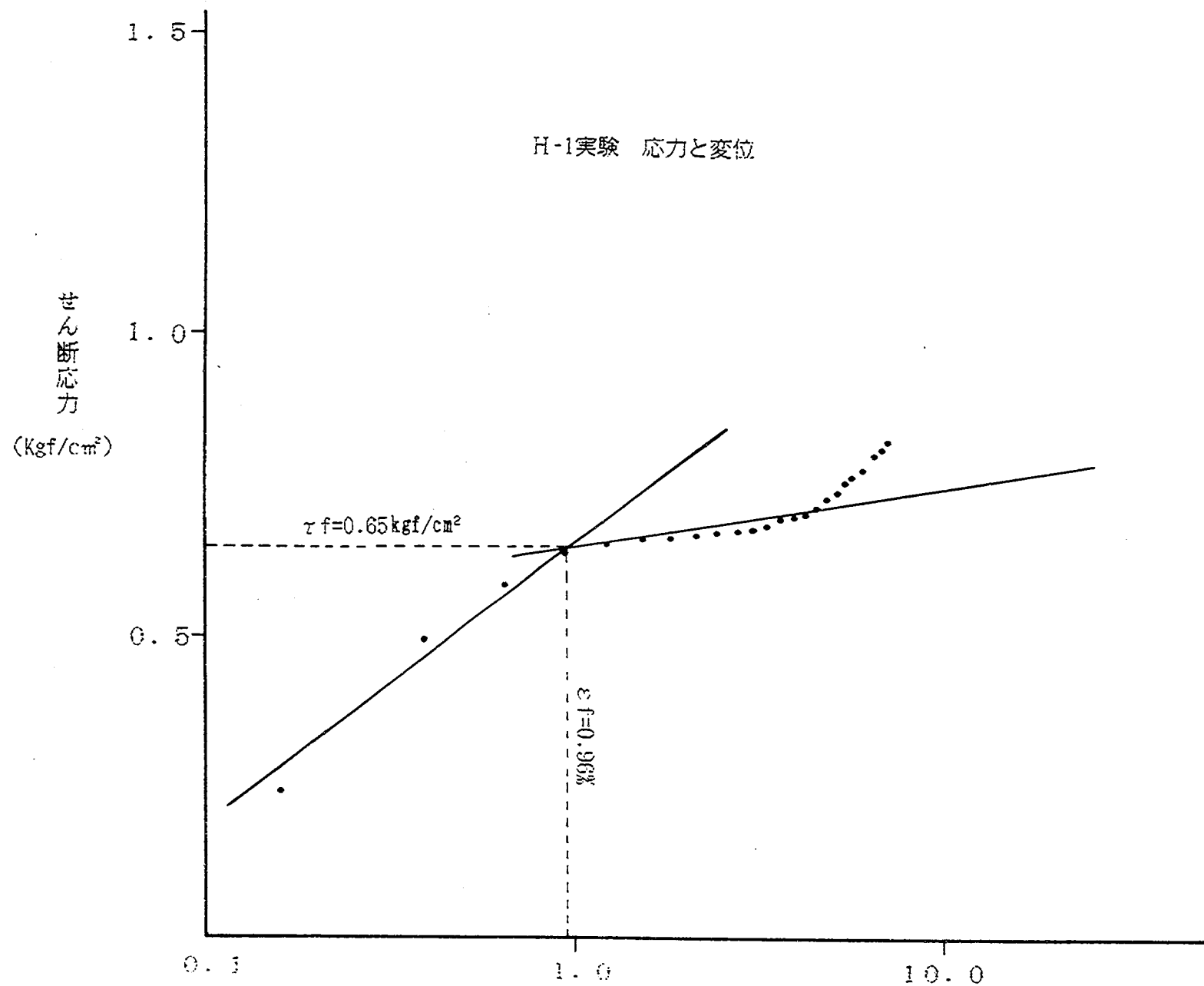


図-3.13 せん断応力と水平変位の関係 Hシリーズ (砂) 水平変位 (%)

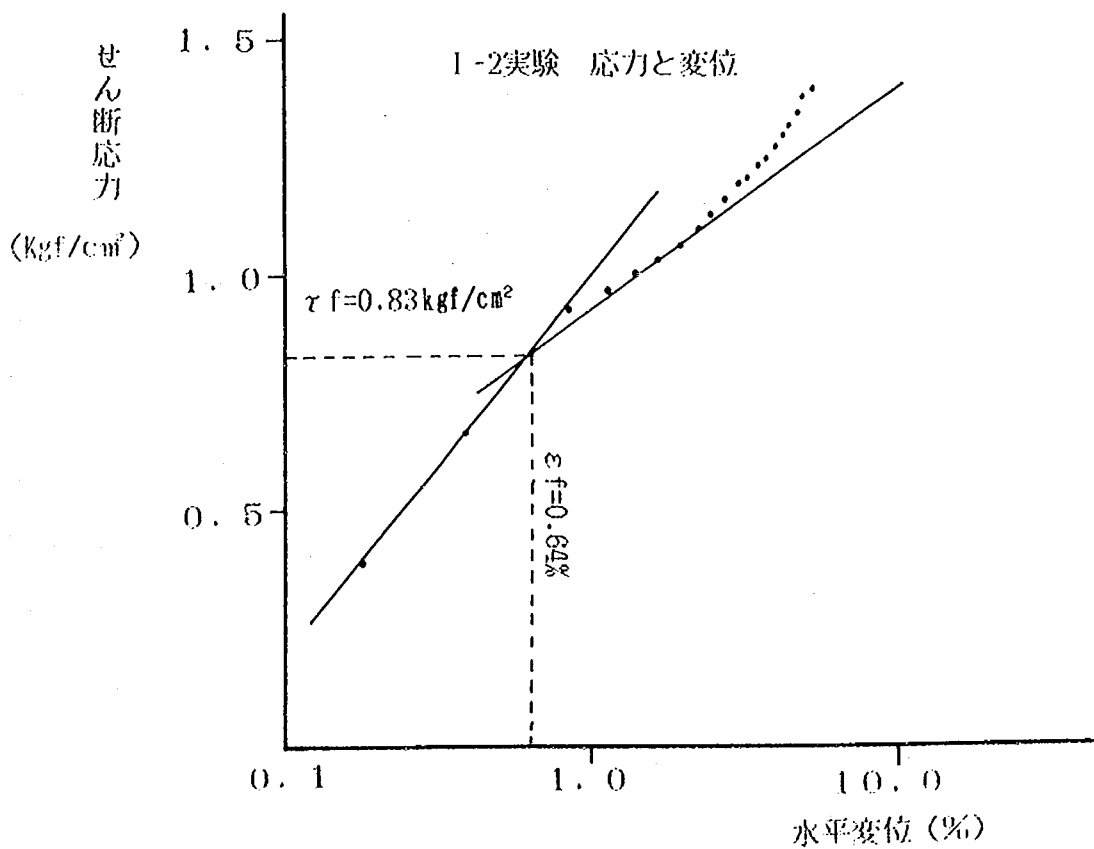
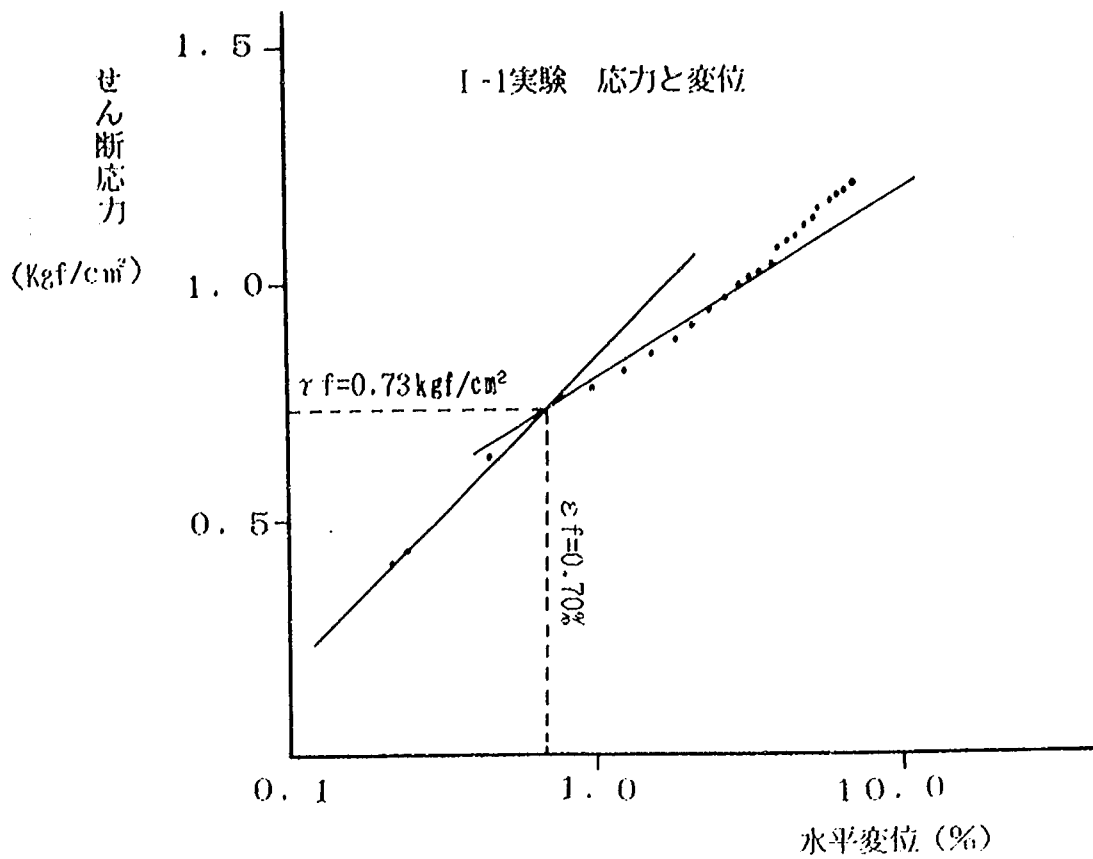


図-3.14 せん断応力と水平変位の関係 Iシリーズ (砂)

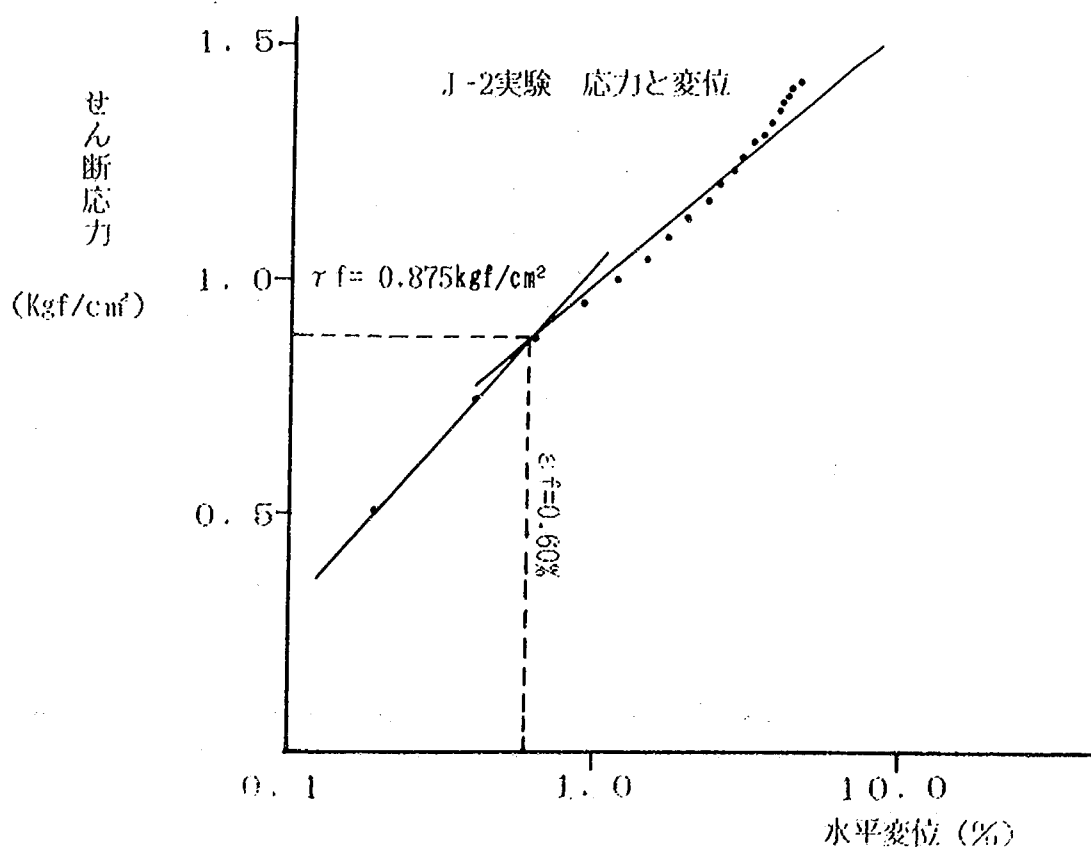
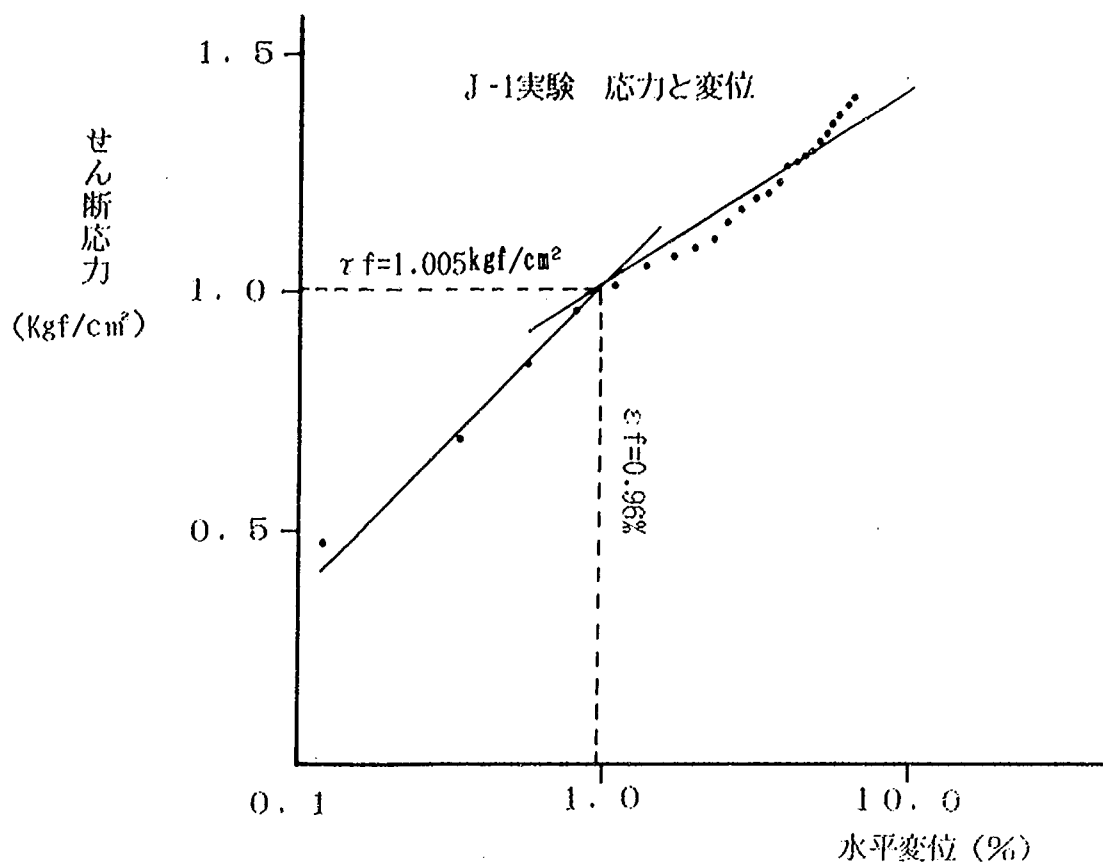


図-3.15 せん断応力と水平変位の関係 Jシリーズ (砂)

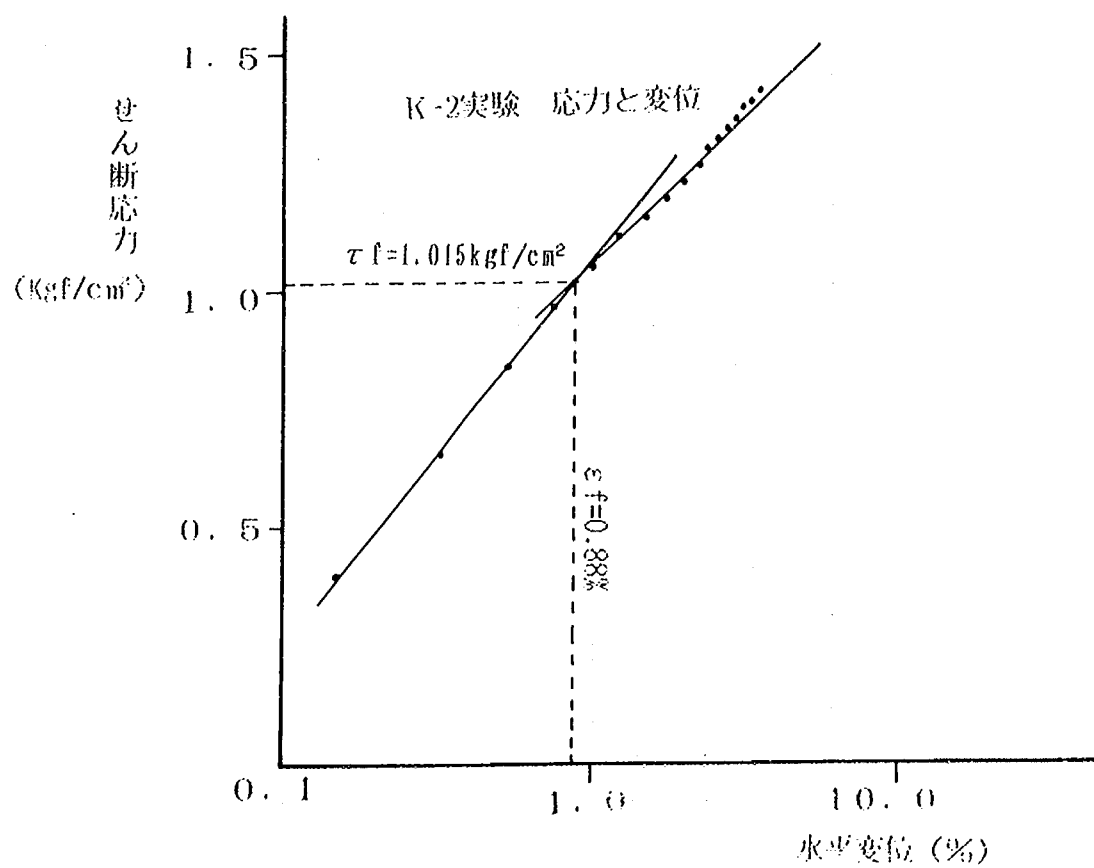
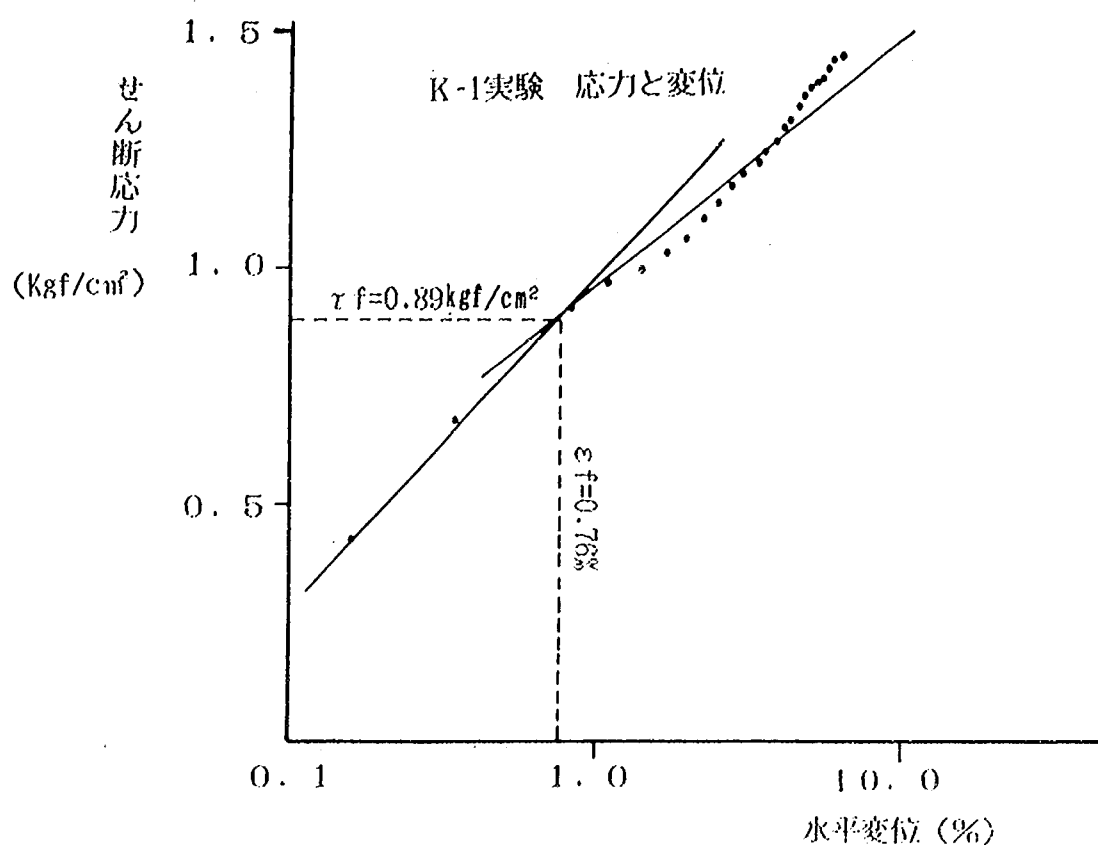


図-3.16 せん断応力と水平変位の関係 Kシリーズ (砂)

表-3.6 無補強地盤と補強地盤の比較

実験ケース	降伏せん断応力の比較			せん断強度	
	破壊ひずみ (%)	降伏せん断応力 (kgf/cm ²)	補強比	せん断強度 (kgf/cm ²)	補強比
D-1	0.76	0.572	1.024	0.840	1.200
2	5.60	1.11	1.982	1.150	1.643
3	1.25	0.585	1.045	0.690	1.065
E-1	0.67	0.58	1.038	0.990	1.414
2	1.50	0.94	1.679	1.235	1.803
3	1.30	0.595	1.063	0.860	1.229
4	0.28	0.20	0.851	0.295	1.093
5	2.30	0.345	1.468	0.370	1.370
6	0.74	0.27	1.149	0.330	1.222
F-1	0.72	0.73	1.304	0.925	1.321
2	1.60	0.635	1.134	0.890	1.271
3	0.78	0.65	1.161	0.925	1.321
4	1.95	0.365	1.553	0.393	1.456
5	1.80	0.360	1.532	0.383	1.419
6	1.90	0.370	1.564	0.385	1.426
G-1	1.12	0.700	1.250	1.075	1.536
2	1.40	0.750	1.339	1.160	1.657
H-1	0.96	0.650	1.161	0.830	1.186
I-1	0.70	0.730	1.304	1.205	1.721
2	0.64	0.830	1.482	1.410	2.104
J-1	0.96	1.005	1.795	1.410	2.029
2	0.60	0.875	1.563	1.450	2.164
K-1	0.76	0.89	1.589	1.450	2.117
2	0.88	1.015	1.813	1.430	2.200

(3.6%時)

(6.0%時)

(5.4%時)

(6.4%時)

(4.7%時)

(6.0%時)

(3.6%時)

3.5 補強材変位と補強効果

3.5.1 検討手法の概要

昭和61年度の「大型一面せん断試験機を用いた補強土工法に関する試験」では、上部せん断層に砂柱を設置し、上部せん断層の挙動を確認した。また補強材の変位から補強材の挿入による補強効果について、考察を行った。

本解析では、補強材の変位挙動より補強地盤の内部挙動について考察を加え、補強材挿入による補強効果について考察を行う。

補強材の変位量の算出は、以下の手順で求める。

I. 観測された補強材ひずみ分布を、軸ひ

ずみと曲げひずみに分解する。(3-6 参考)

図-3.17 変位量の検出

II. 分解された曲げひずみ分布を用いて、図-3.17に示す方法で、水平方向の変位量を求める。

III. ビズミゲージ設置位置点の変位量(δ_1)を累積し、補強材の変位量を求める。

補強材の変位量算出にあたっては、以下のような境界条件により求めた。

①. 補強材下端の境界条件は、 $\delta = 0$ の固定

②. 補強材上端の境界条件は、フリー

3.5.2 補強材変位と補強効果

図-3.18から図-3.41に補強地盤の実験(Dシリーズ~Hシリーズ)までの、補強材の変位を示す。

また、実験終了後供試体を戻し試料を取り除いた時の、補強材頭部の変位量の計測結果を表-3.7に示す。

これより、補強材の変位を見るとDシリーズ~Hシリーズにおいて、せん断面付近の変位(補強材上端から12cm~16cmの範囲)は水平変位が進行するに従い、せん断面をゼロにし、上端に向かって大きくなる。補強材の12cmから上端までは、ほぼ一定の変位量となり、水平変位とほぼ近似して、補強材が変位する傾向を示す。

また、図-3.42~図-3.43に補強材の頭部の水平変位量と水平変位の関係を示した。

この関係からも補強材の上端は、水平変位と同様に変位する。つまり、地盤と一緒に補強材が変位していることを示している。

したがって、補強材の変位挙動より、昭和61年度の「大型一面せん断試験機を用いた補強土工法に関する試験」において、補強材の変位挙動と補強効果の章で述べているように補強材は、次の3つの領域にわたって存在していることがわかる。

I. 補強材がせん断箱と一緒に移動している領域

剛体領域

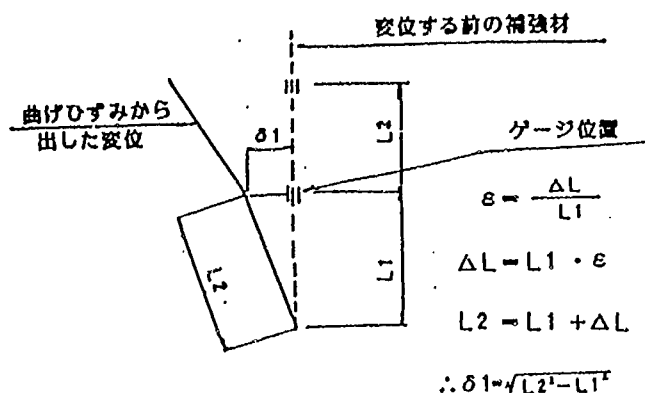
II. 補強材がせん断面の影響を受けてる領域

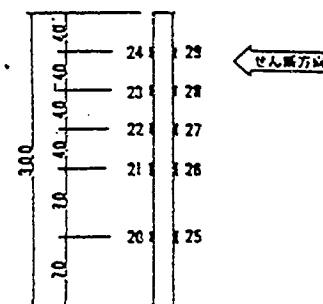
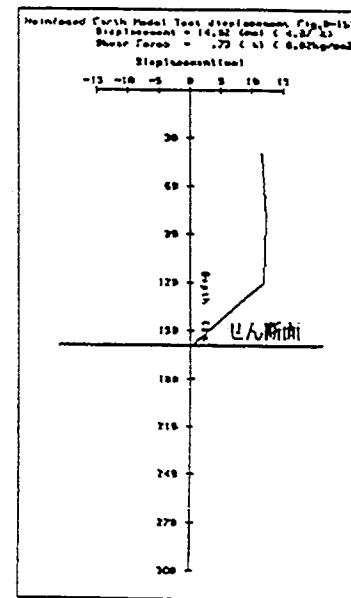
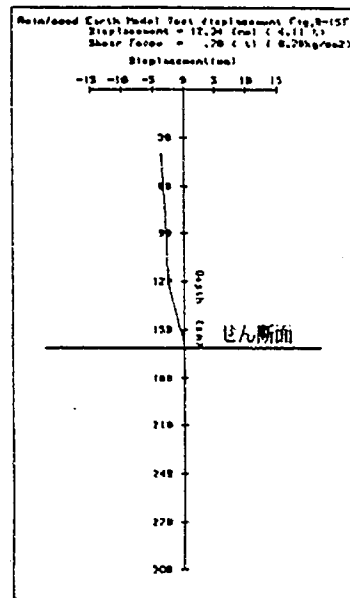
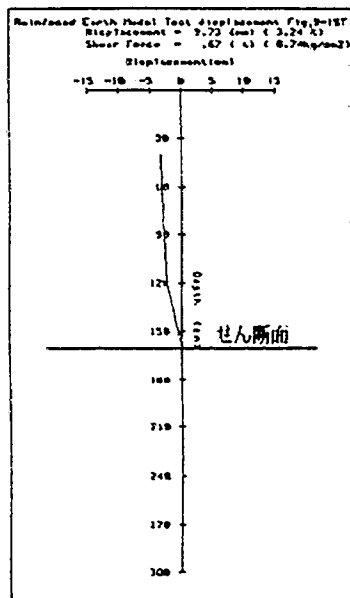
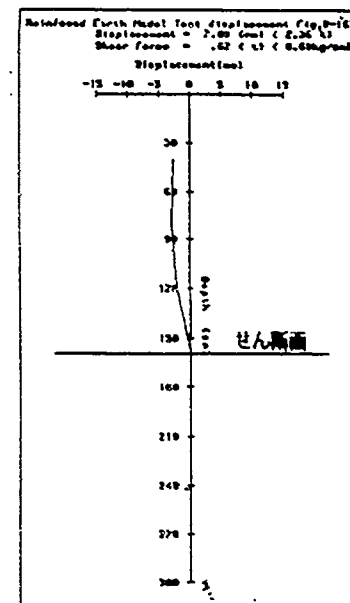
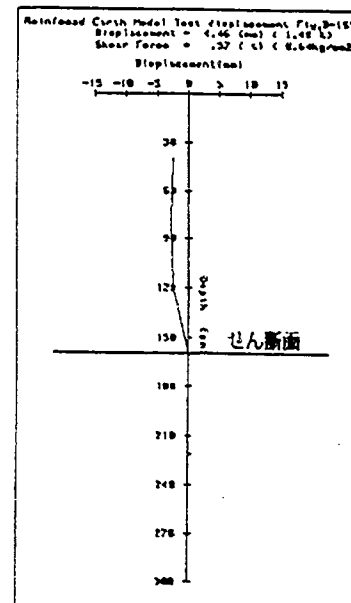
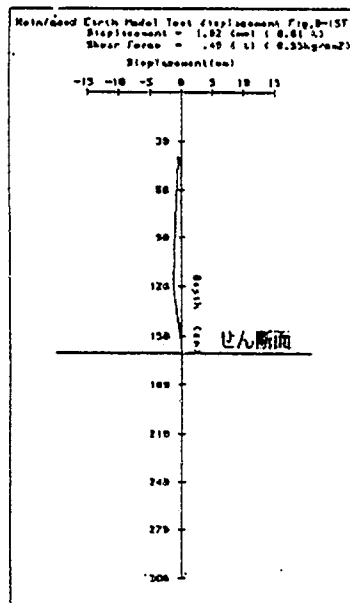
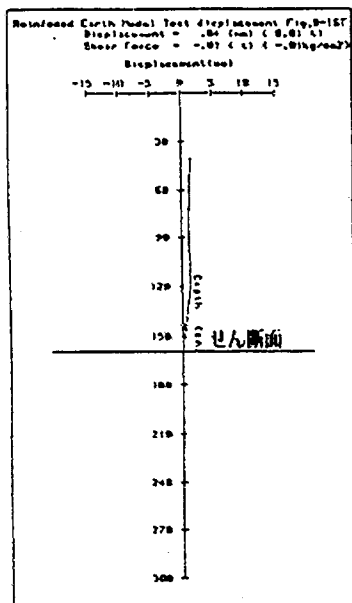
せん断領域

III. 補強材がせん断に対して挙動しない領域

剛体領域

図-3.44より、補強材地盤の補強効果が、I. 剛体領域とII. せん断領域との変位差により補強材に軸力(引張り力)が作用していることがわかる。また、せん断層領域を4.0cmとしているのは、せん断面に一番近いビズミゲージ設置位置が4.0cmのところであり、ビズミ量が一番大きい値をしめしていることによる。





D-1実験 砂地盤, $\phi 3.0$ mm

図-3.18 補強材の変位量

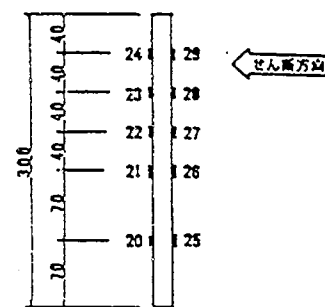
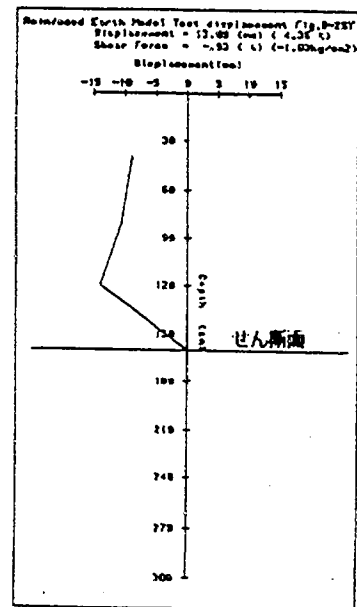
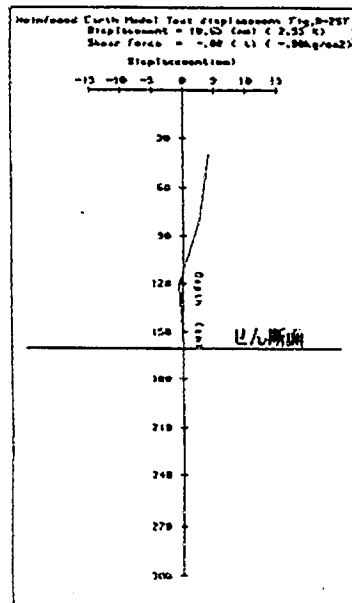
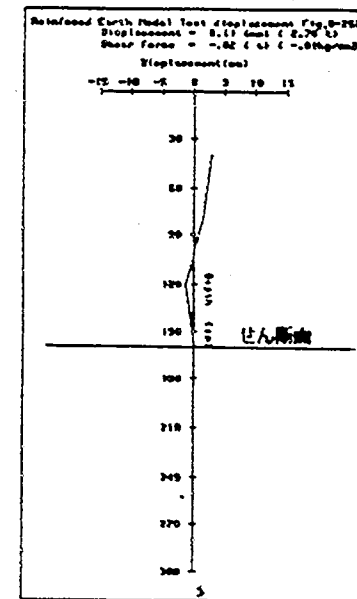
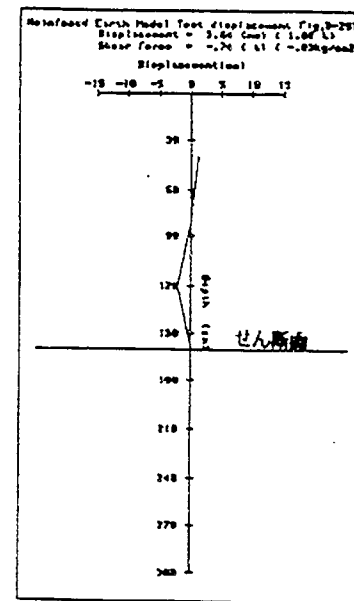
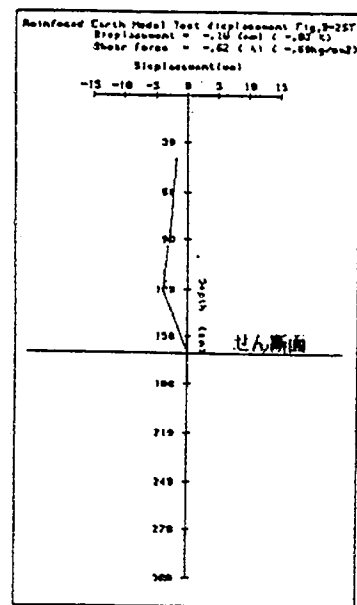
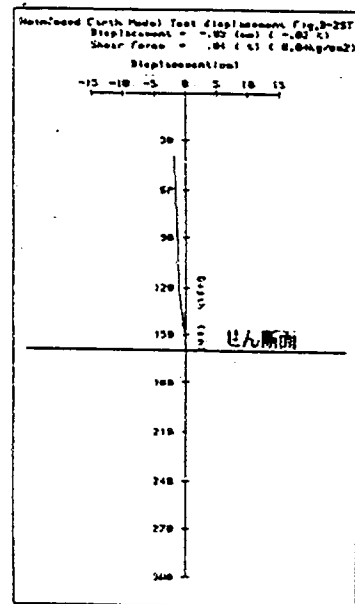
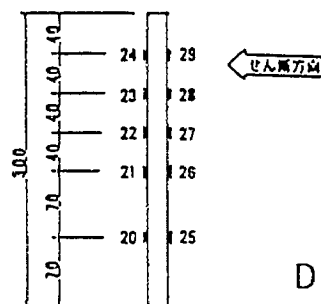
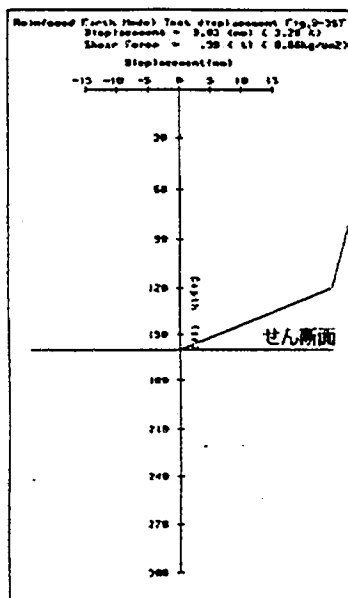
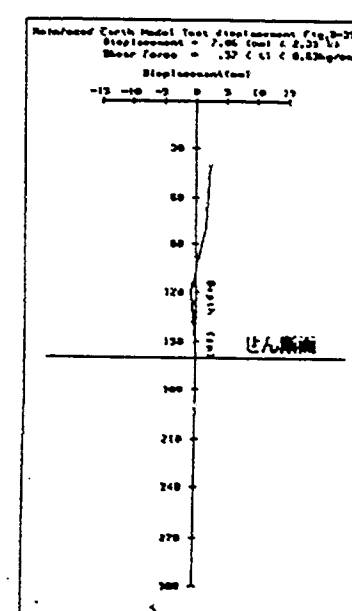
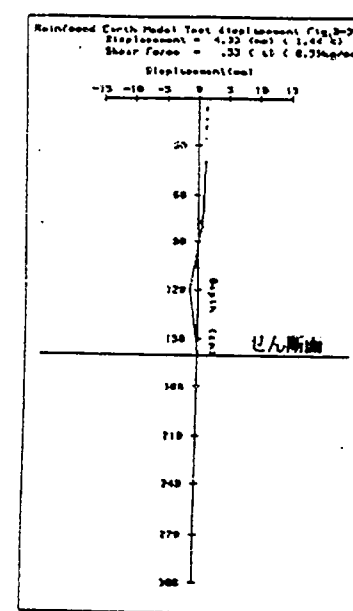
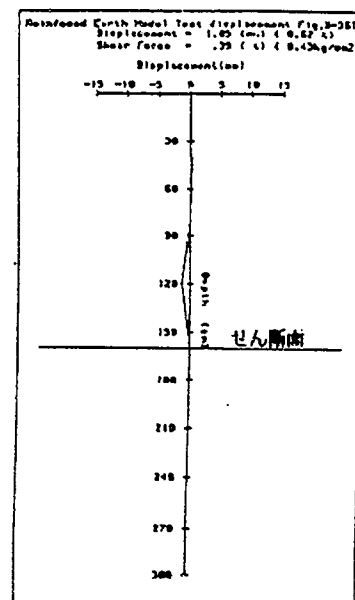
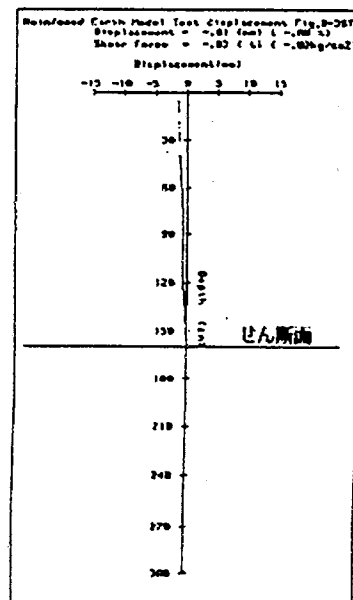
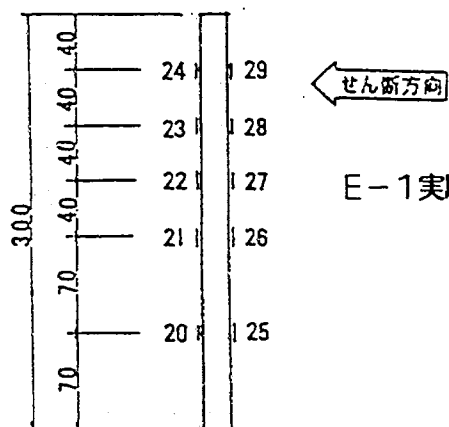
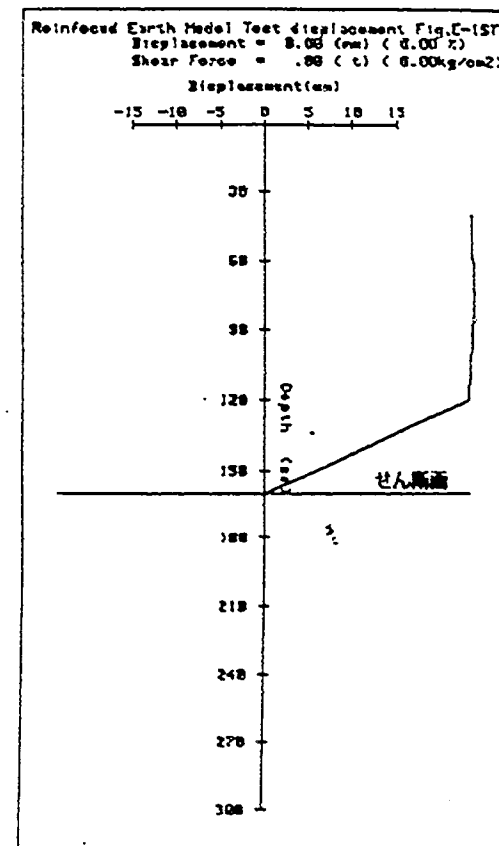
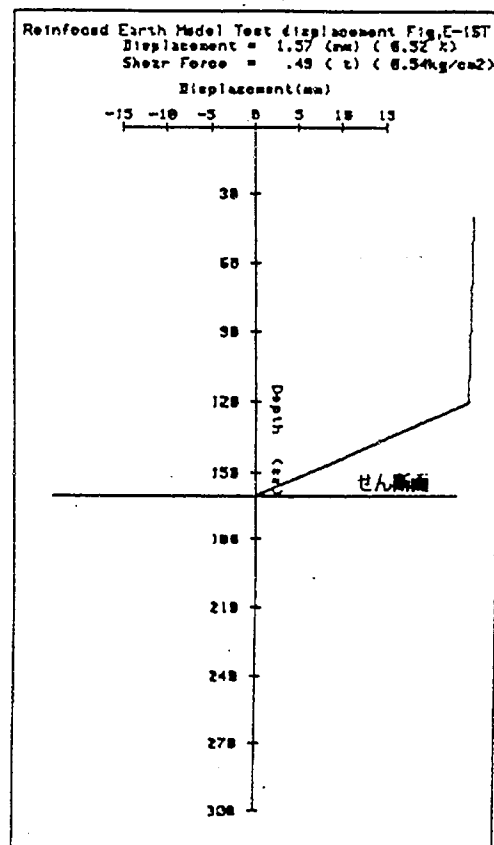
D-2実験 砂地盤, $\phi 6.0$ mm

図-3.19 補強材の変位量



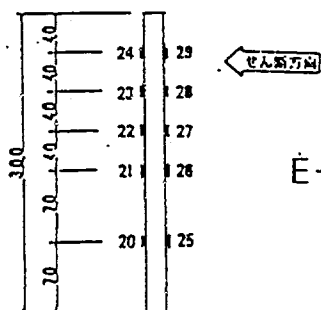
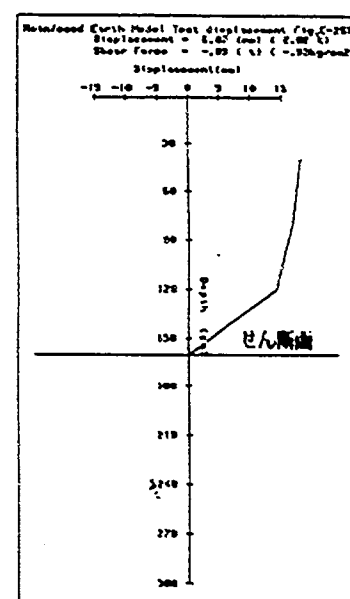
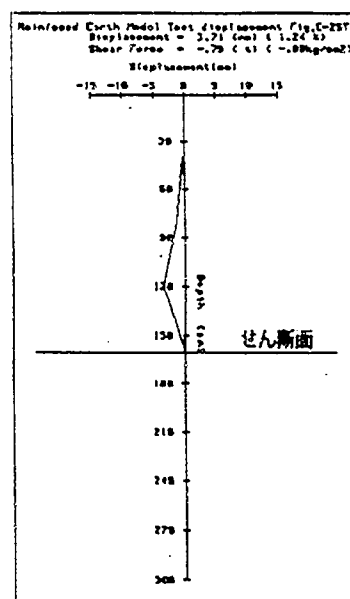
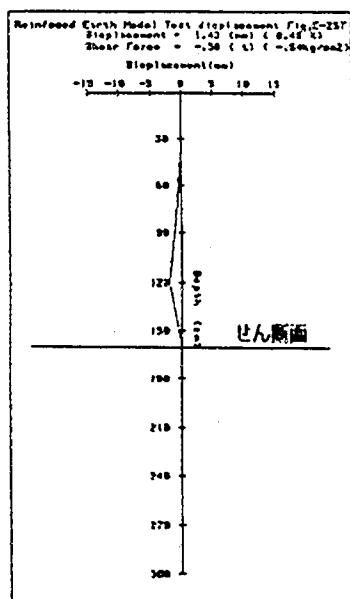
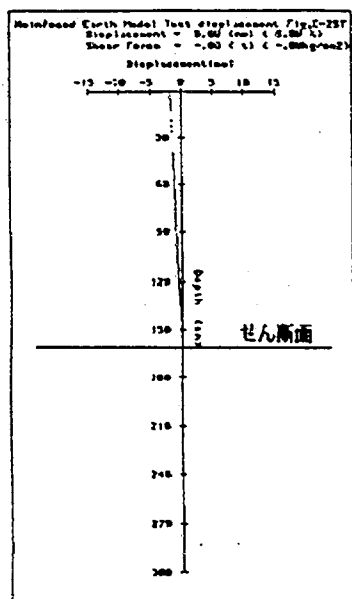
D-3実験 砂地盤, $\phi 4.5$ mm

図-3.20 補強材の変位量



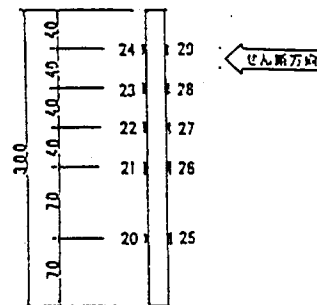
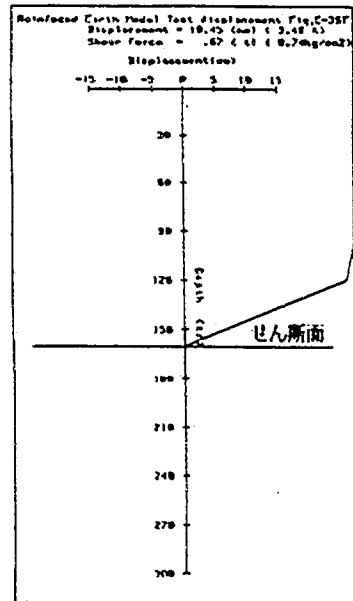
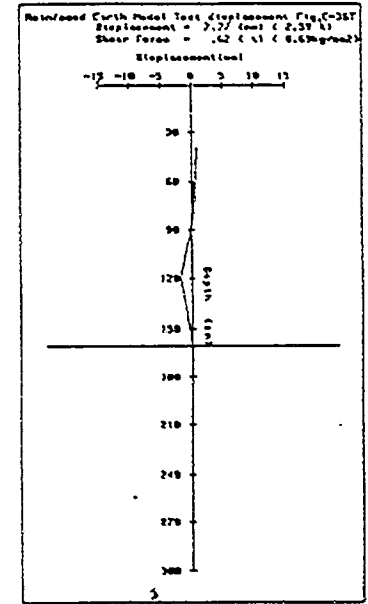
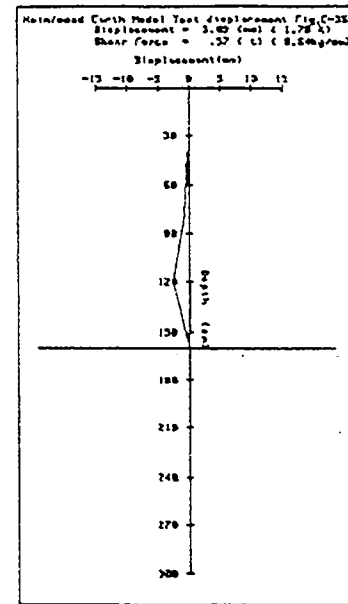
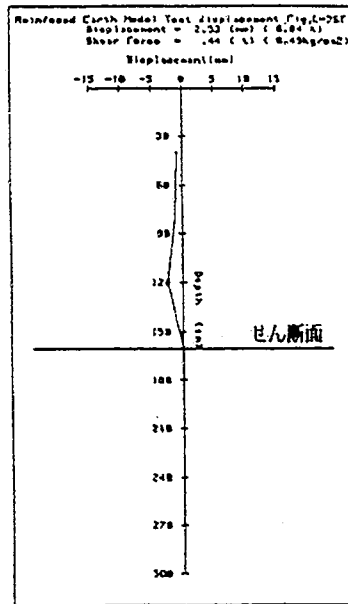
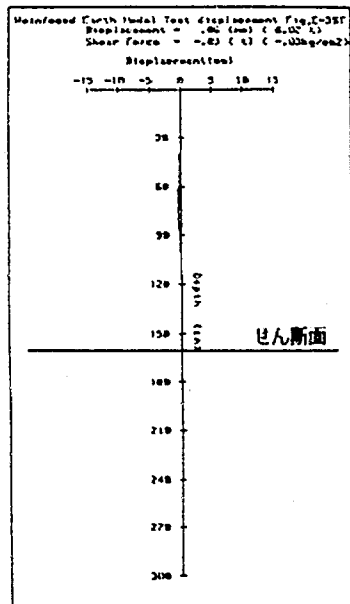
E-1実験 砂地盤, $\phi 3.0\text{mm}$, 補強材に砂付着

図-3.21 補強材の変位量



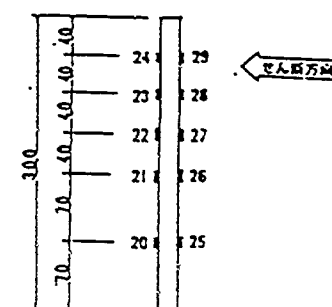
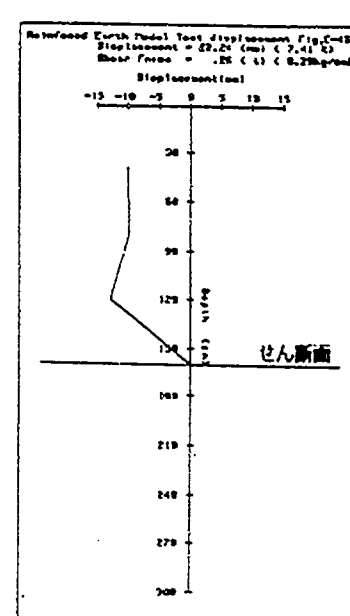
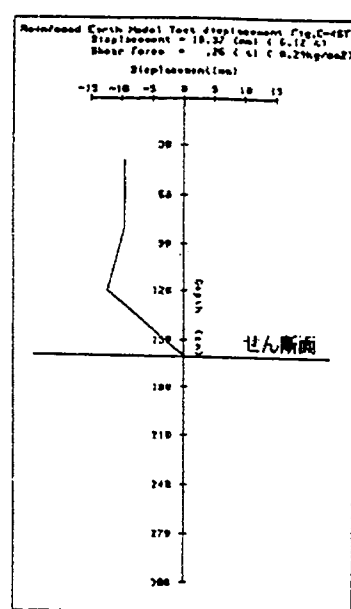
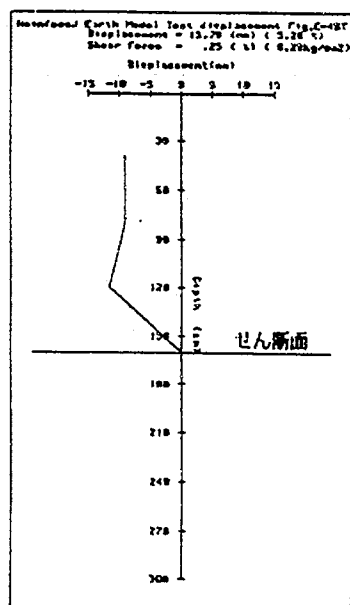
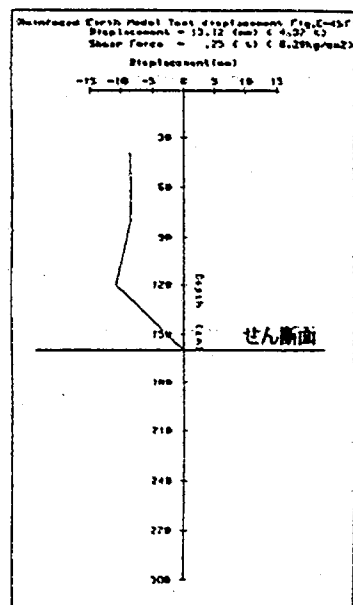
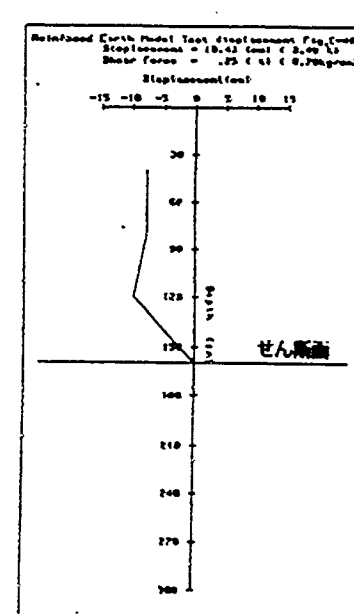
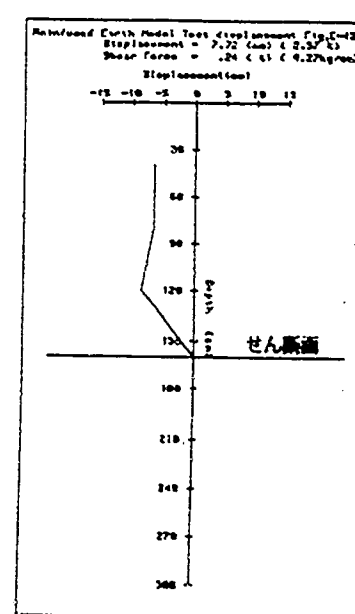
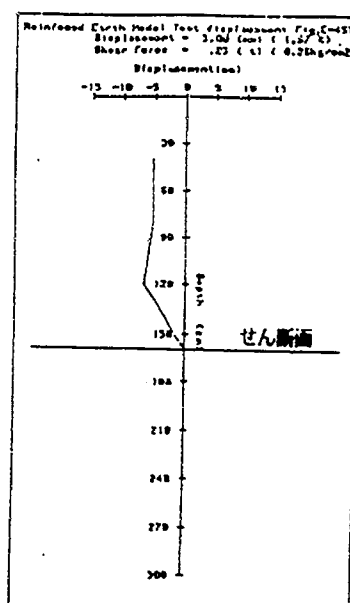
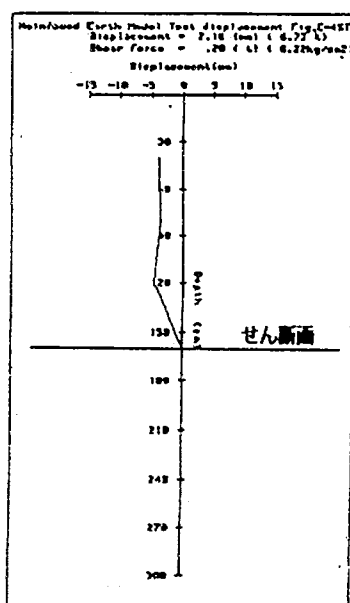
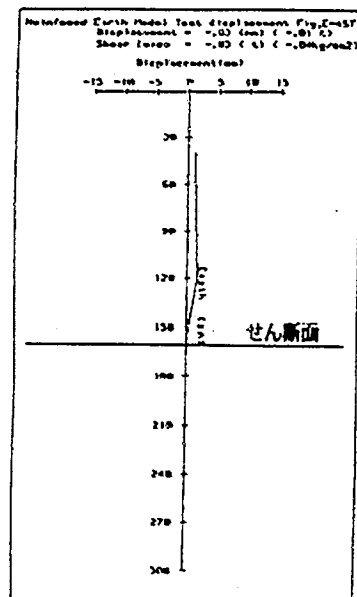
E-2実験 砂地盤、 $\phi 6.0$ mm. 補強材に砂付着

図-3.22 補強材の変位量



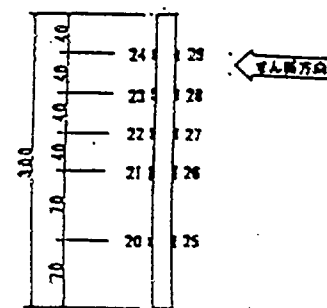
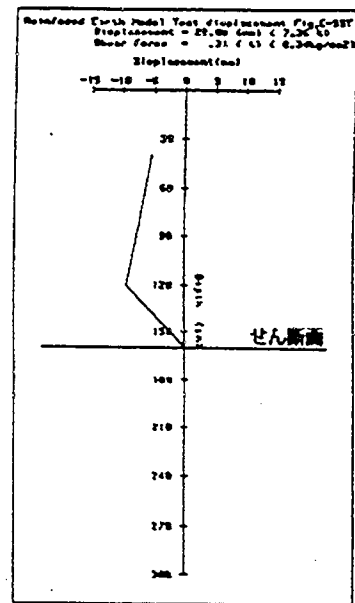
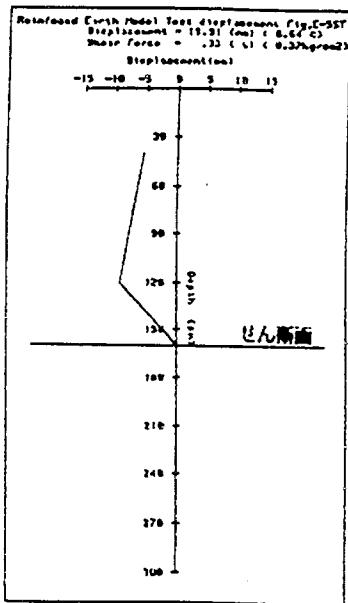
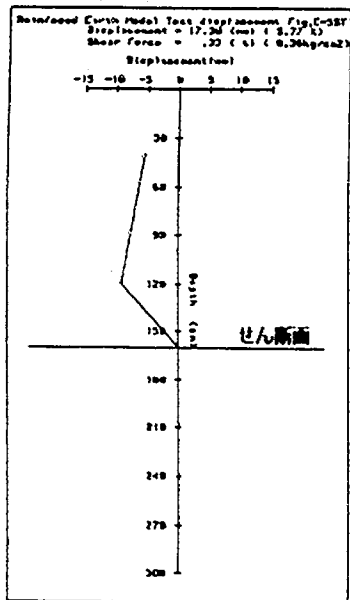
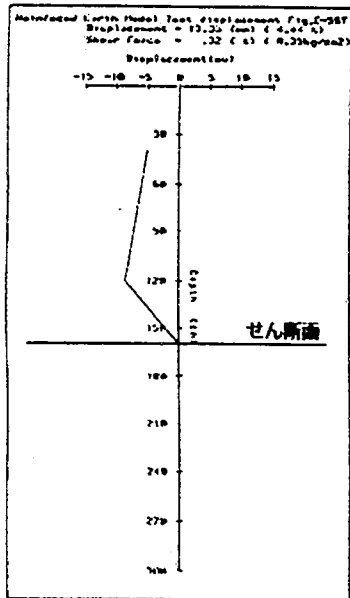
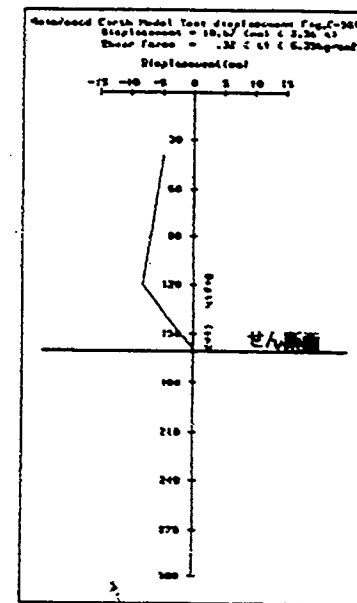
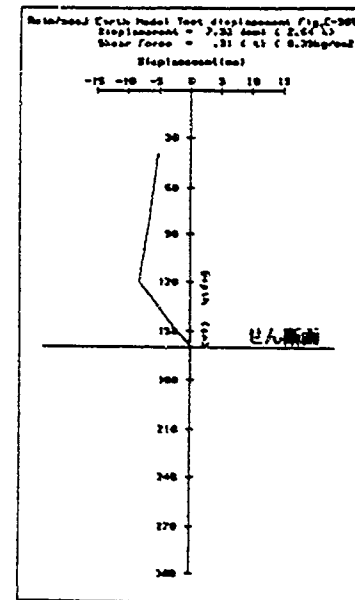
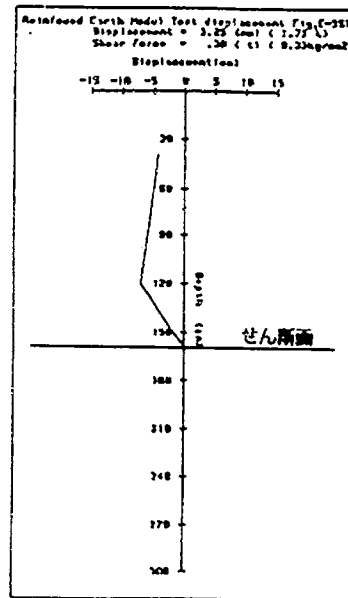
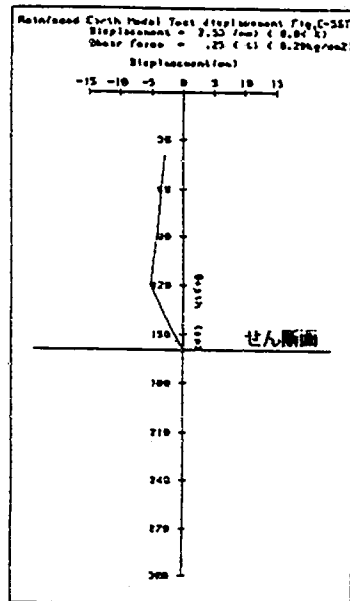
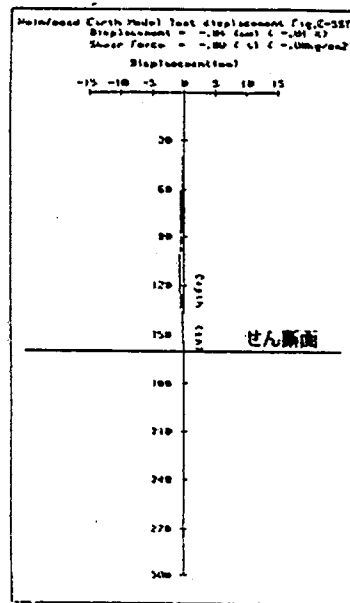
E-3実験 砂地盤、φ4.5mm. 補強材に砂付着

図-1.23 補強材の変位量



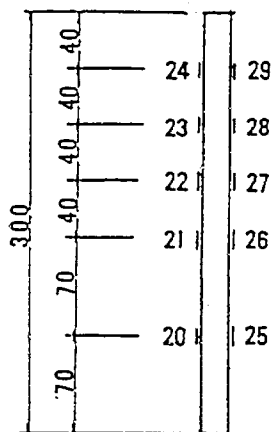
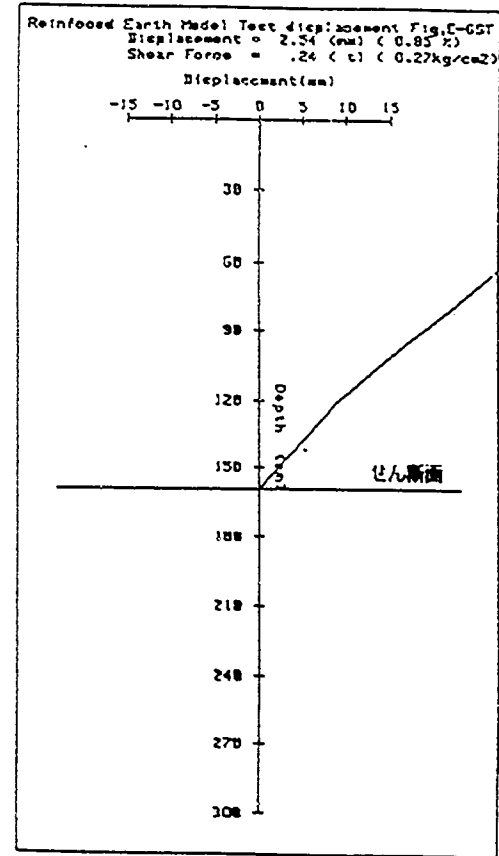
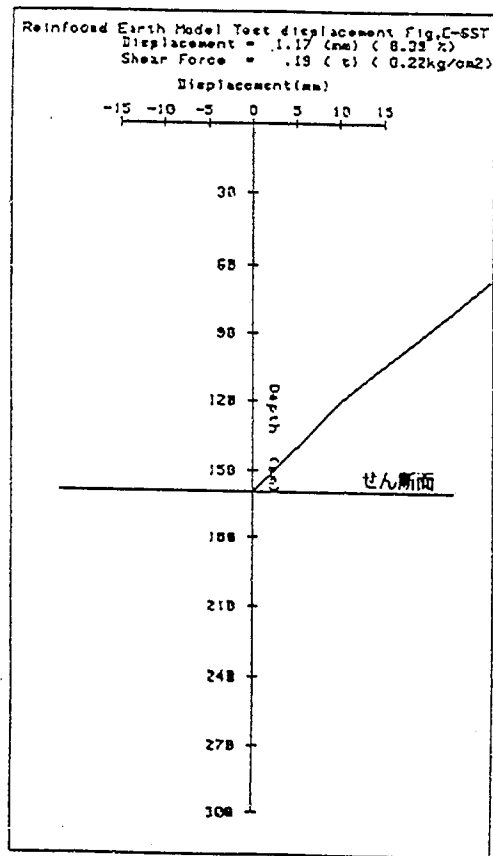
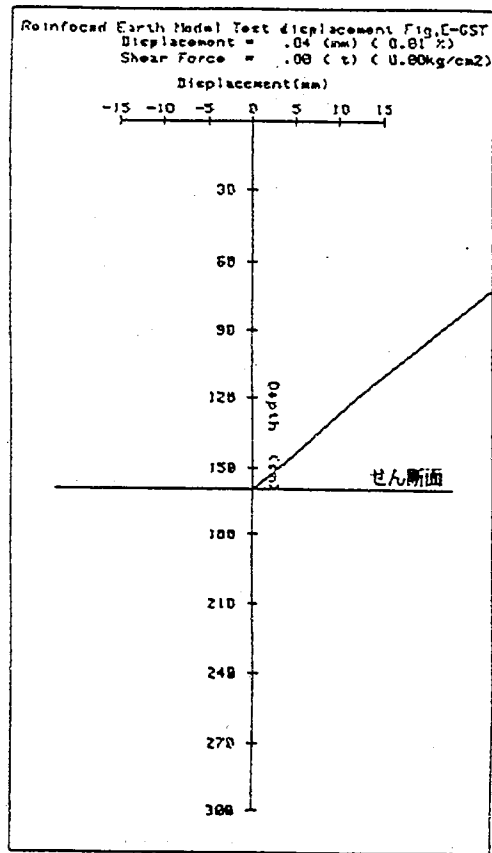
E-4実験 粘性土地盤。
 $\phi 3.0$ mm. 補強材に砂付着

図-3.24 補強材の変位量



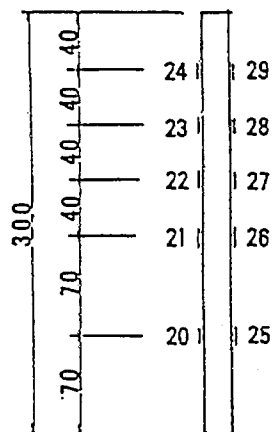
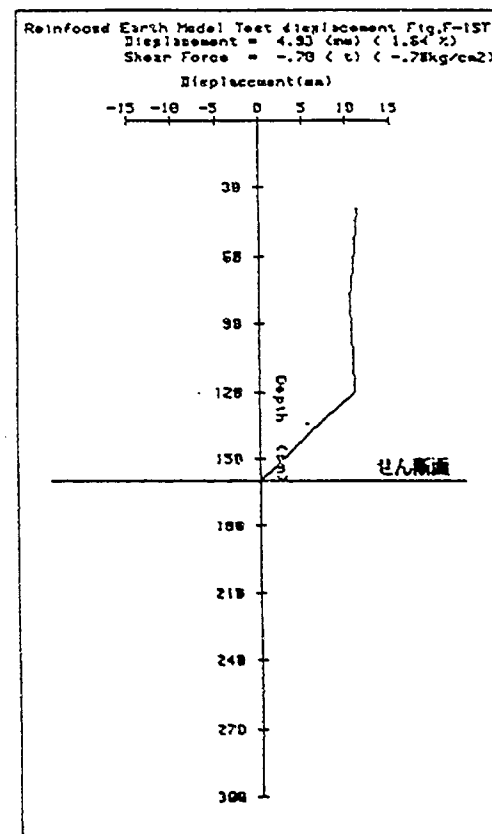
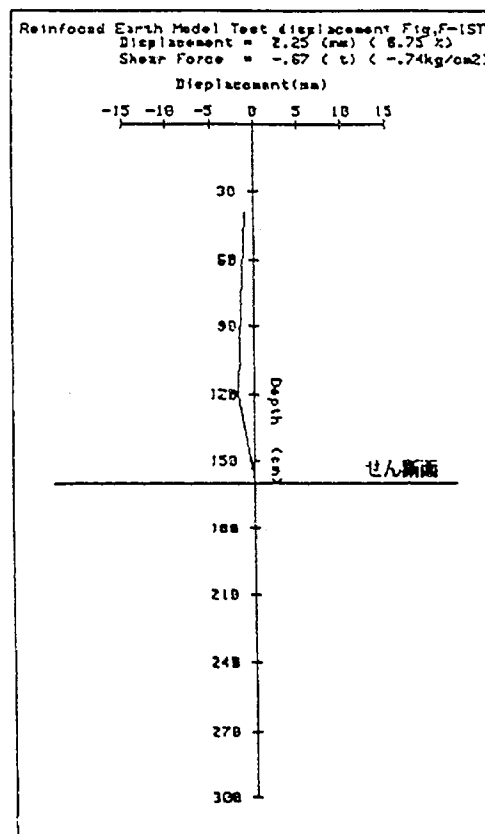
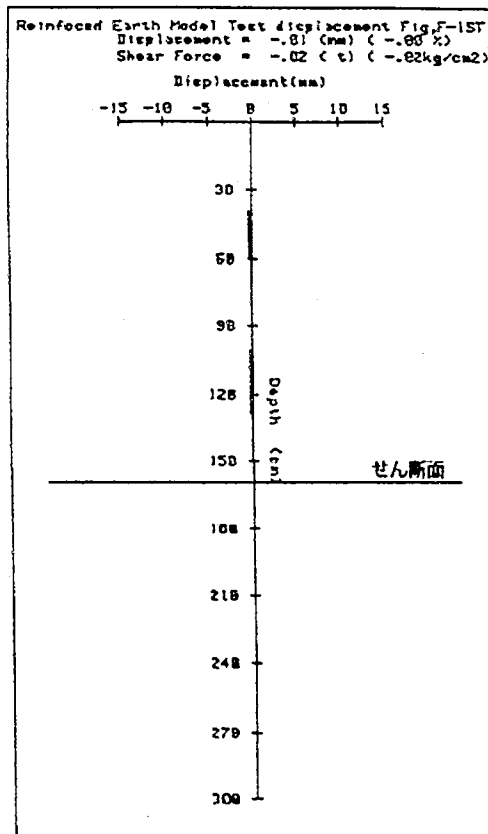
E-5実験 粘性土地盤、
 $\phi 6.0$ mm. 補強材に砂付着

図-3.25 補強材の変位量



E-6実験 粘性土地盤, $\phi 4.5$ mm, 補強材に砂付着

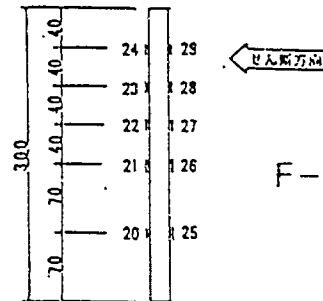
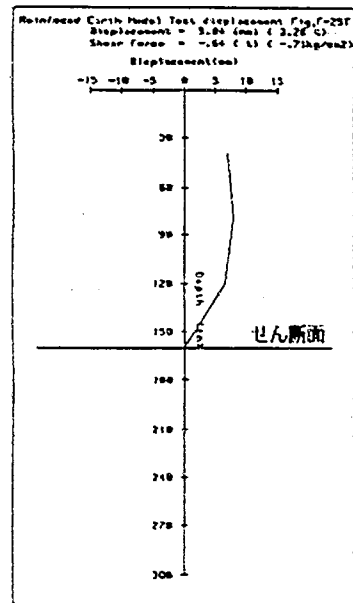
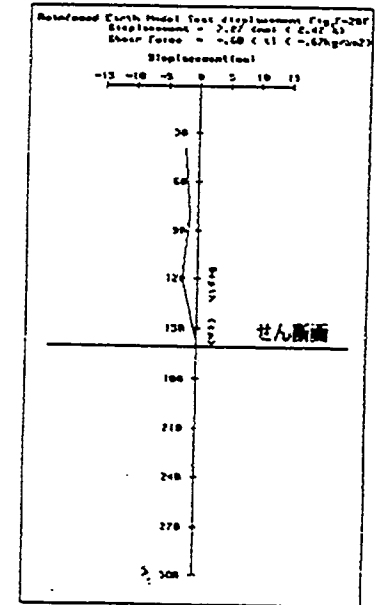
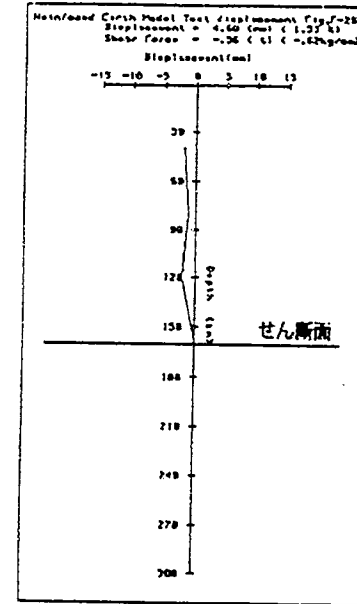
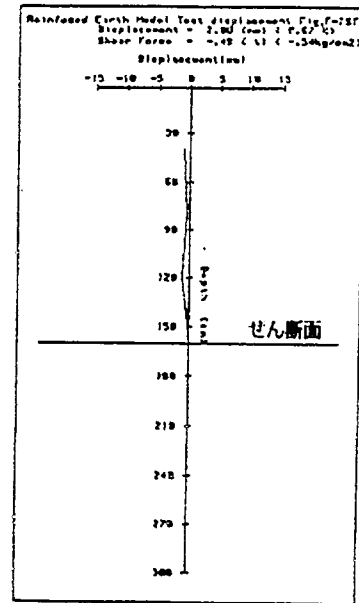
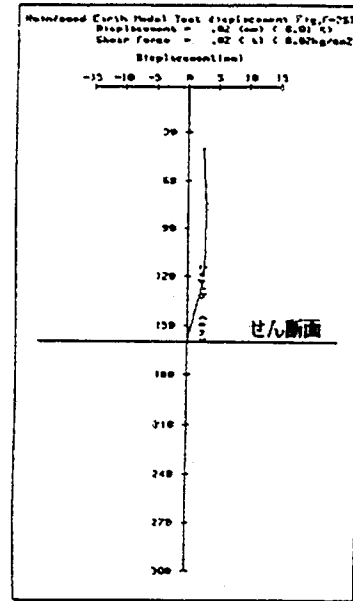
図-8.28 補強材の変位量



せん断方向

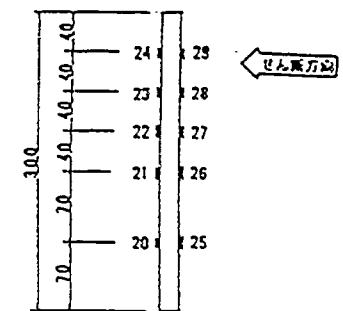
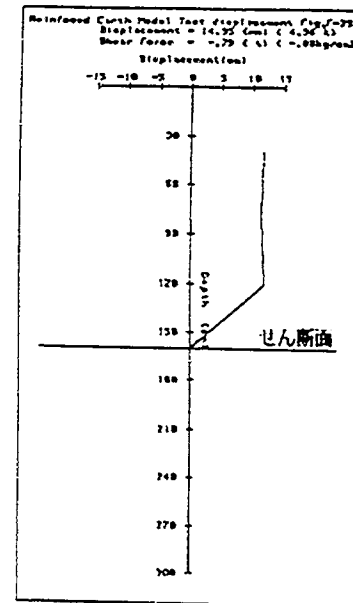
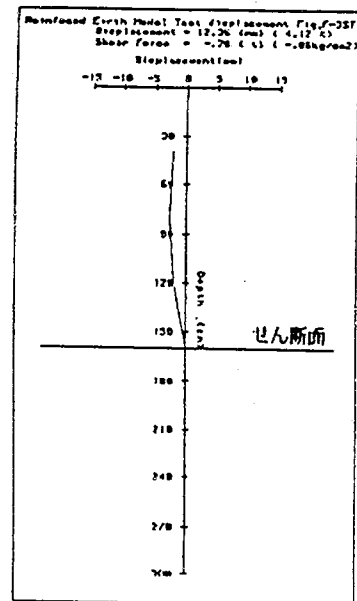
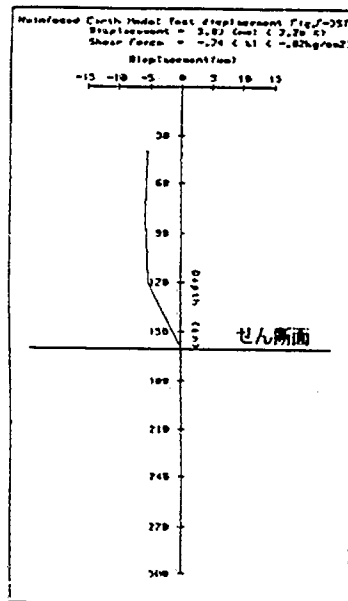
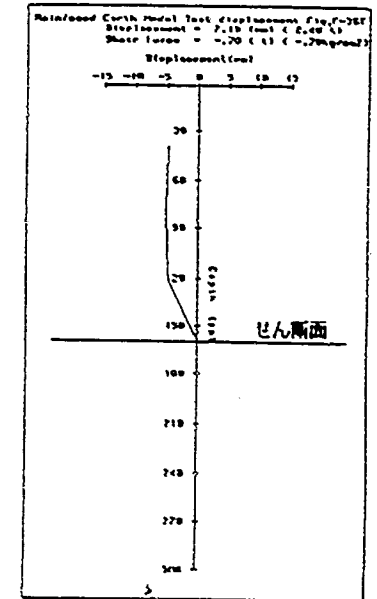
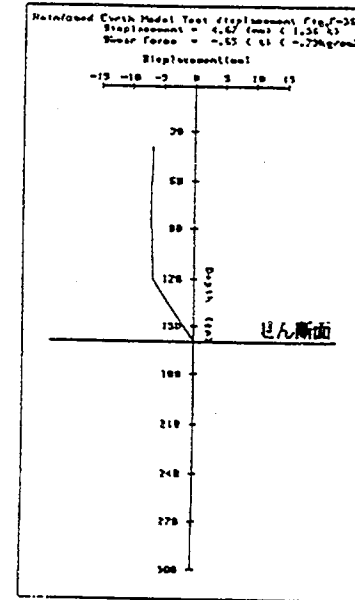
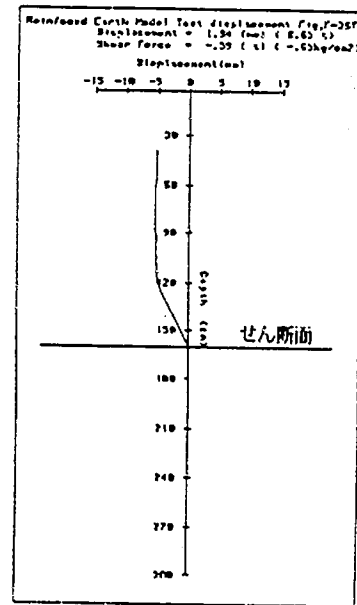
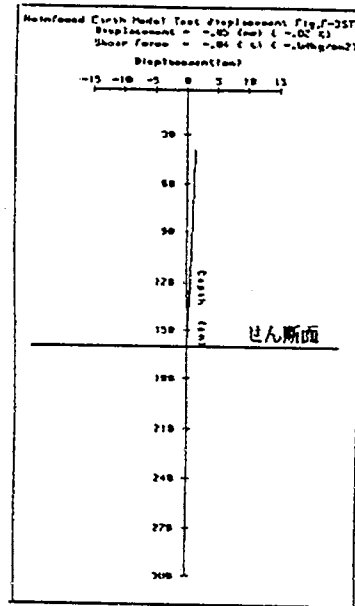
F-1実験 砂地盤、 $\phi 3.0$ mm、補強材に砂付着、プレート 2×2 cm

図-3.27 補強材の変位量



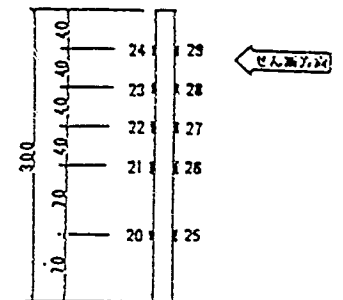
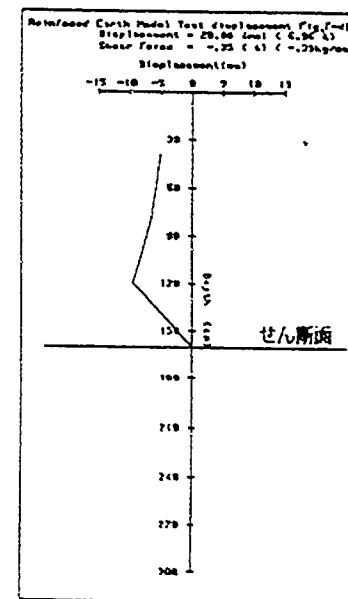
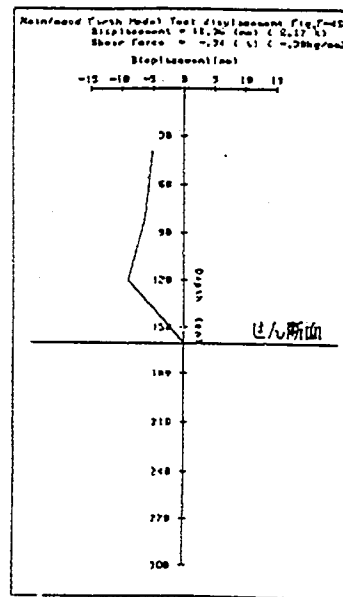
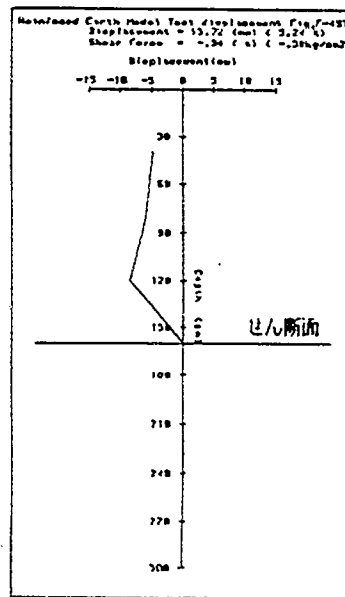
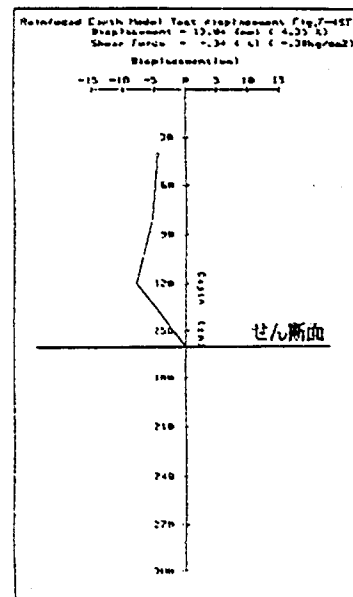
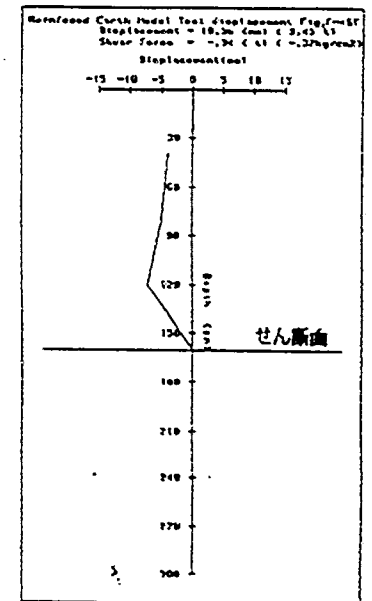
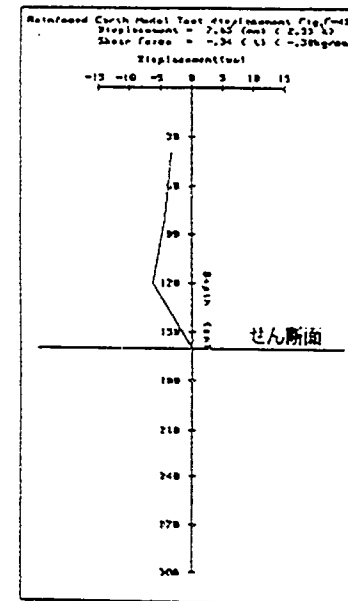
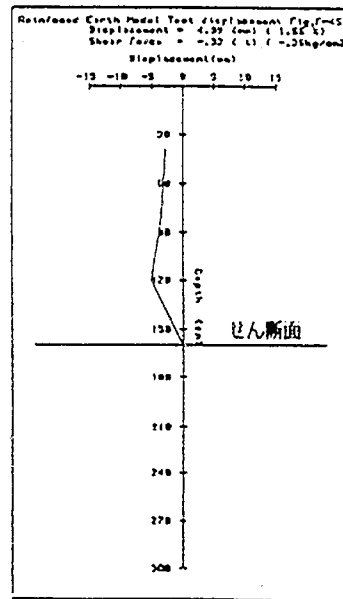
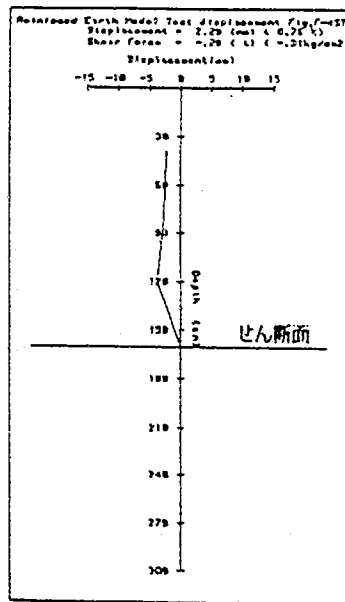
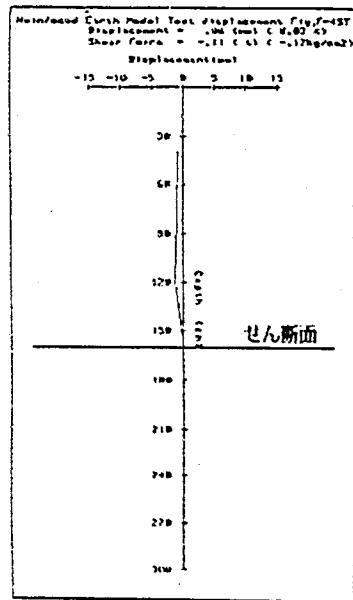
F-2実験 砂地盤, $\phi 3.0$ mm, 補強材に砂付着, プレート4×4cm

図-F-28 補強材の変位量



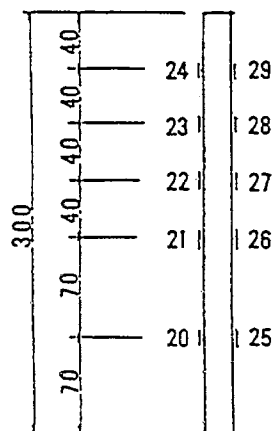
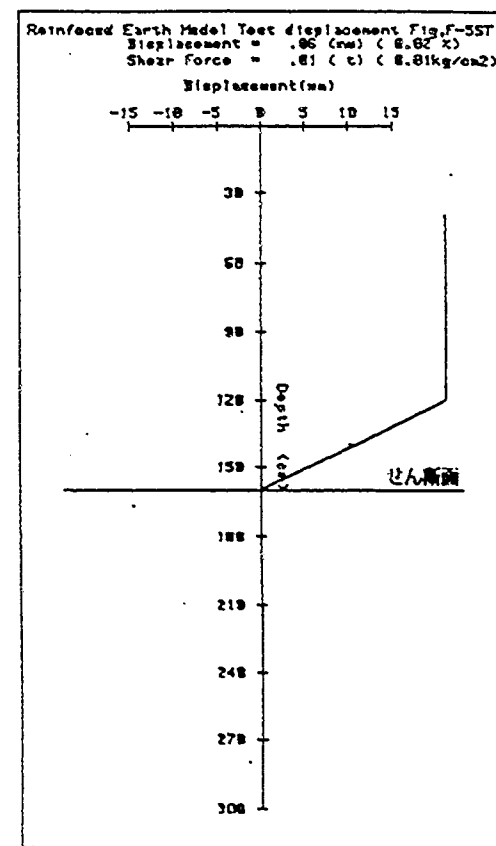
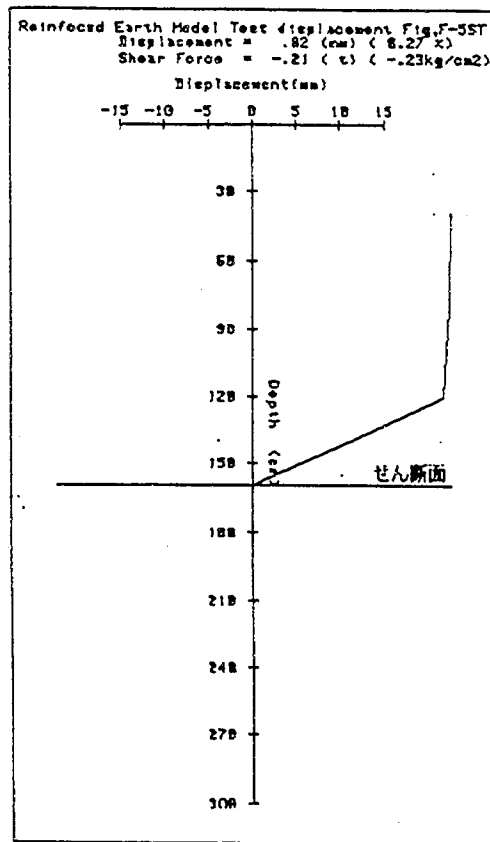
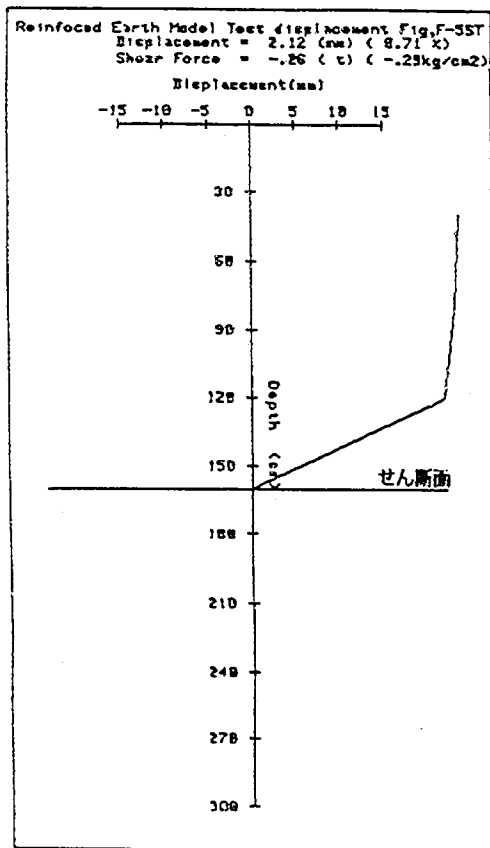
F-3実験 砂地盤、φ3.0mm.

補強材に砂付着、プレート6×6cm



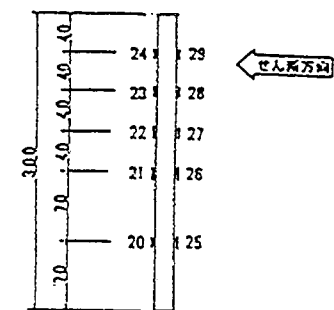
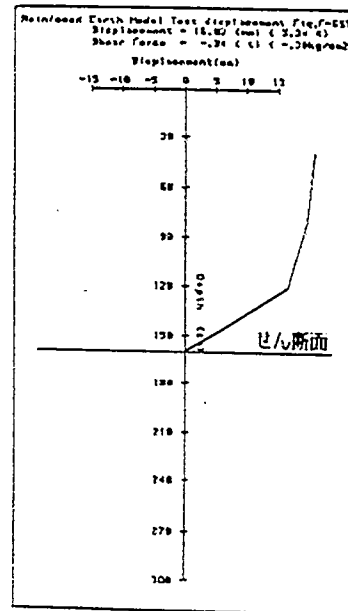
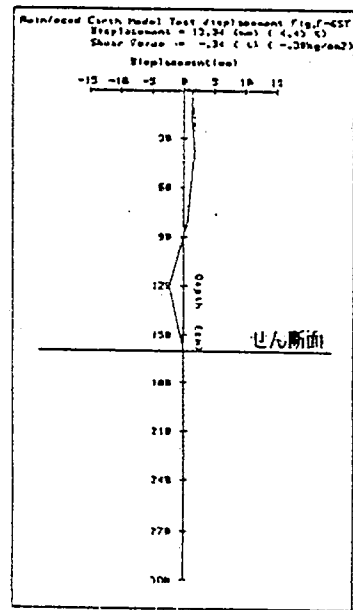
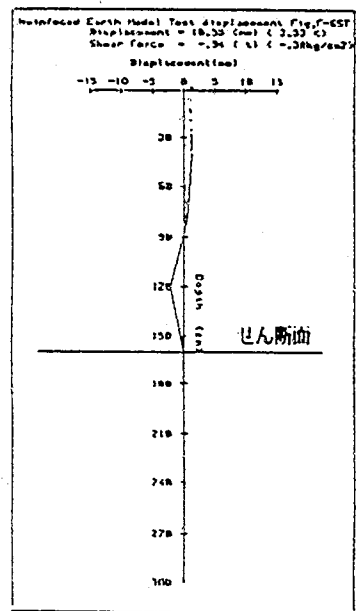
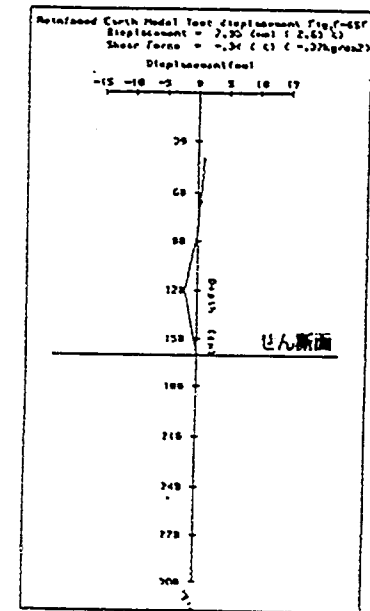
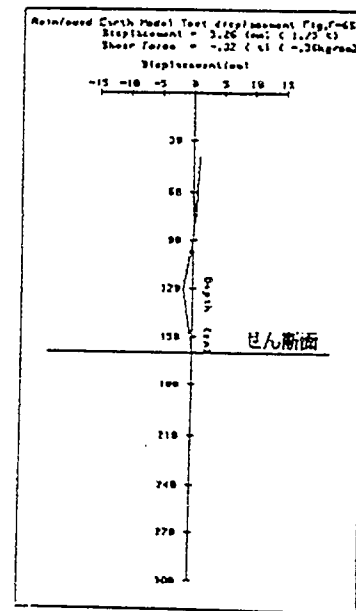
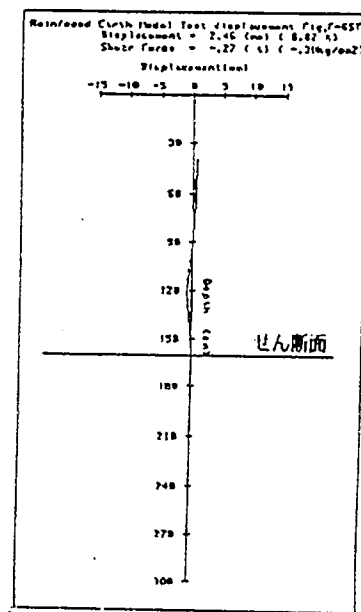
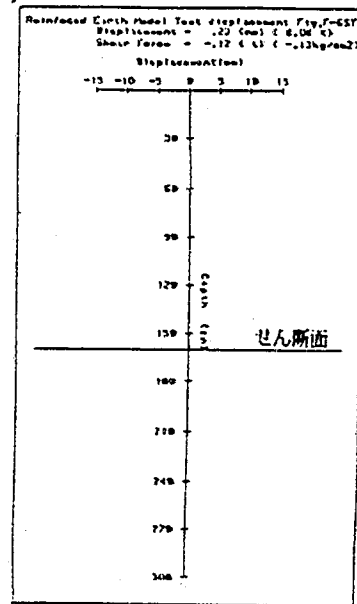
F-4実験 粘性土地盤。
 φ3.0mm. 補強材に砂付着。
 プレート2×2cm

図-F-10 補強材の変位量

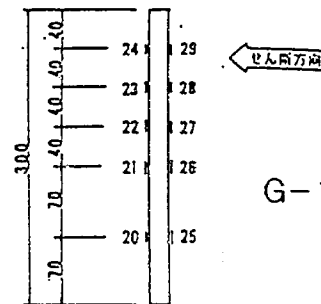
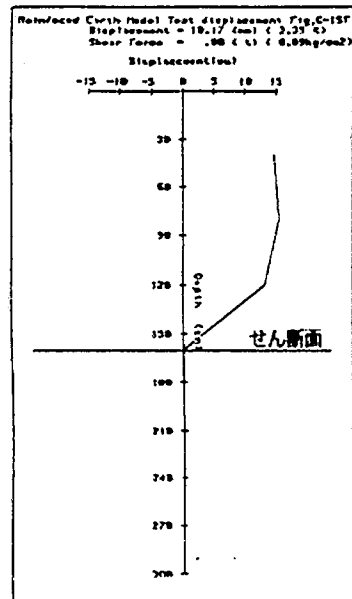
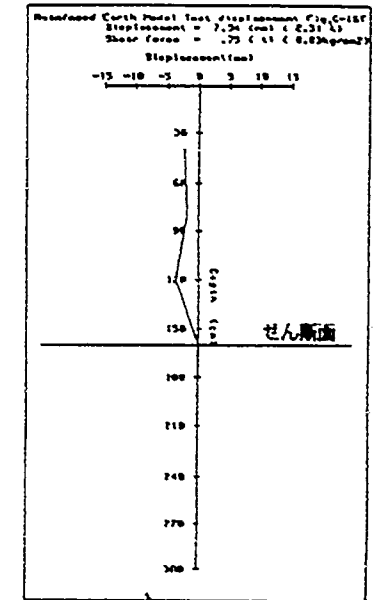
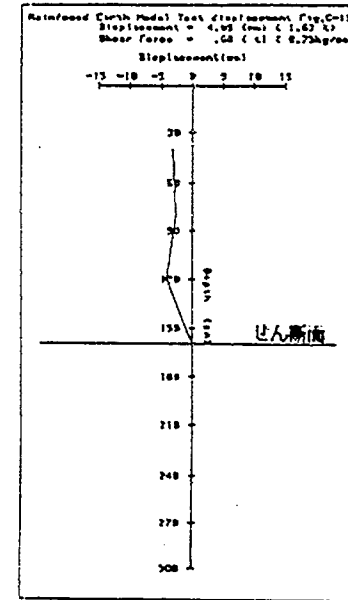
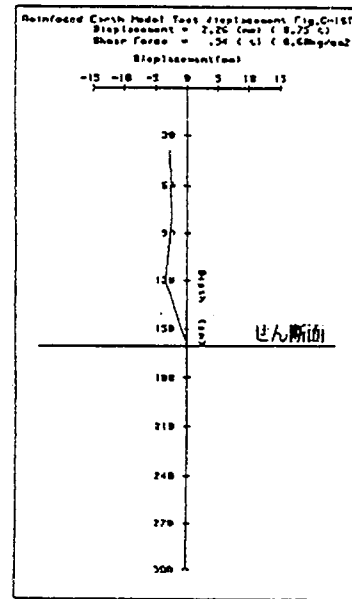
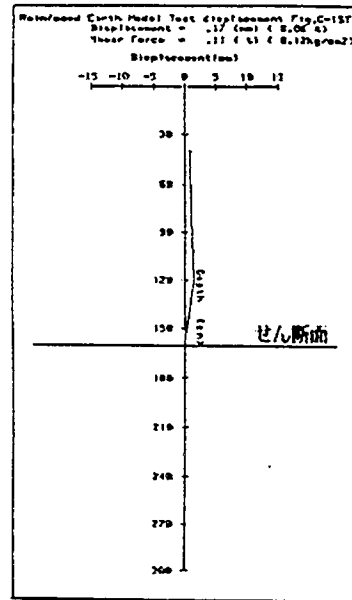


F-5実験 粘性土地盤, $\phi 3.0$ mm, 補強材に砂付着, プレート 4×4 cm

図-3.31 補強材の変位量

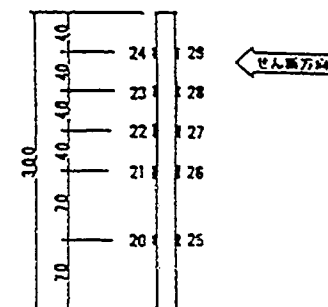
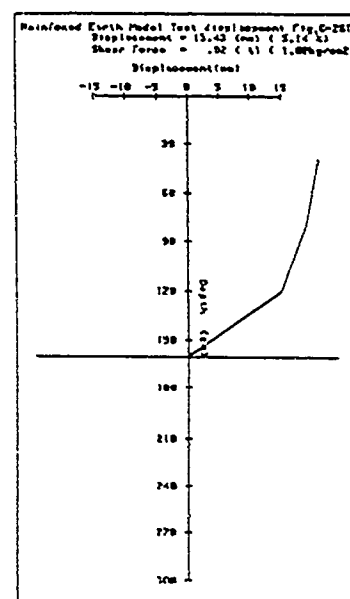
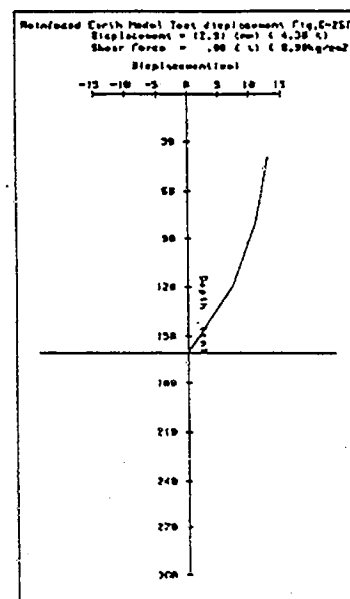
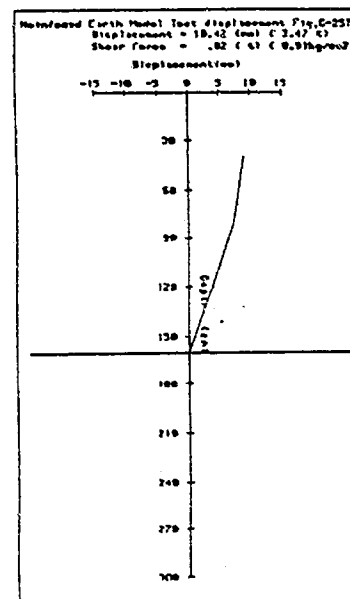
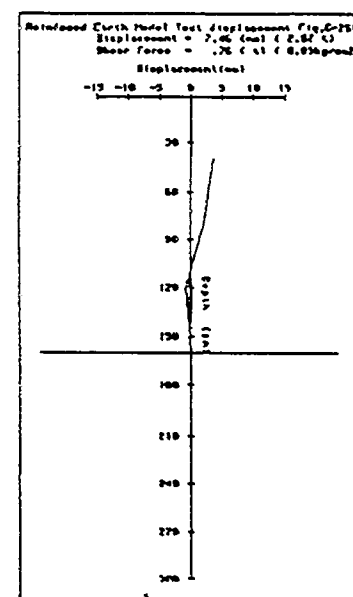
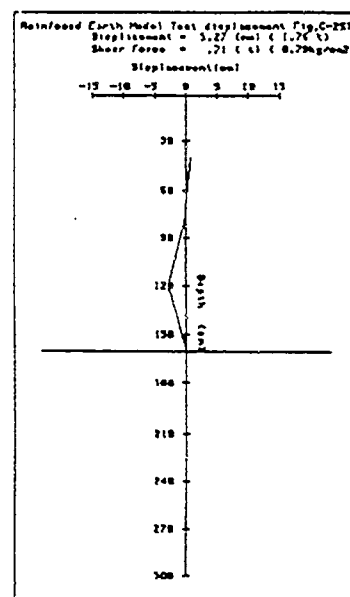
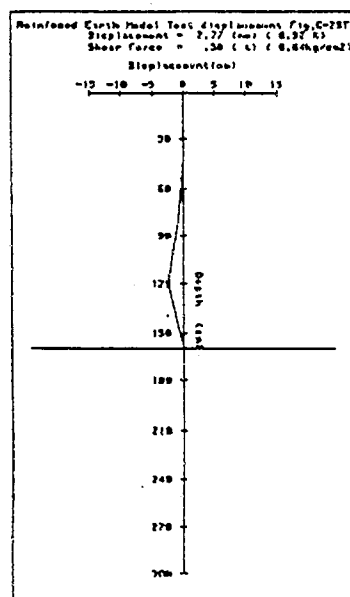
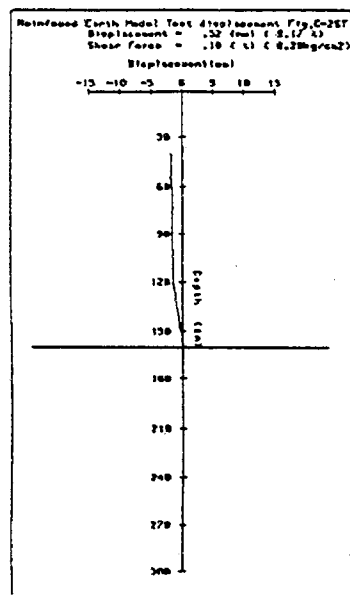


F-6実験 粘性土地盤、φ3.0mm。
 補強材に砂付着、プレート6×6cm



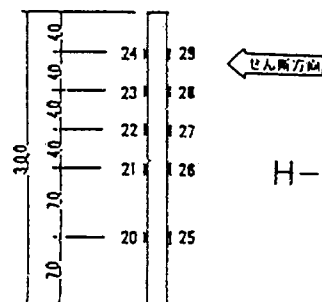
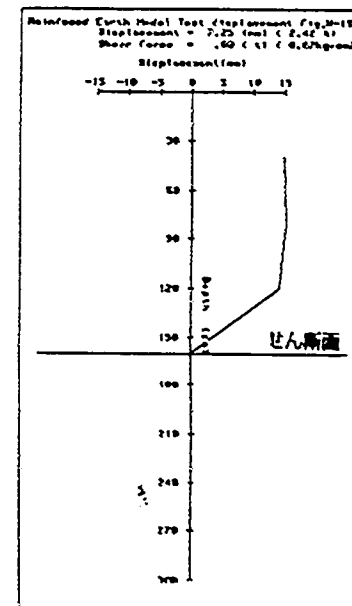
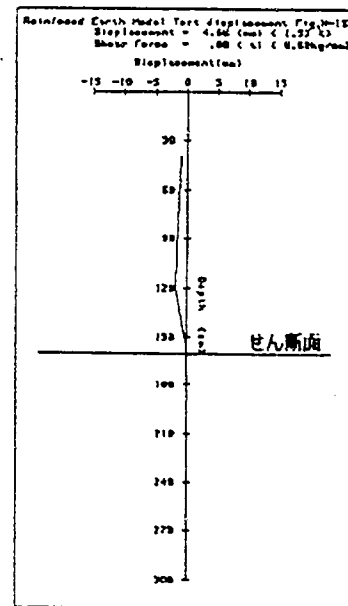
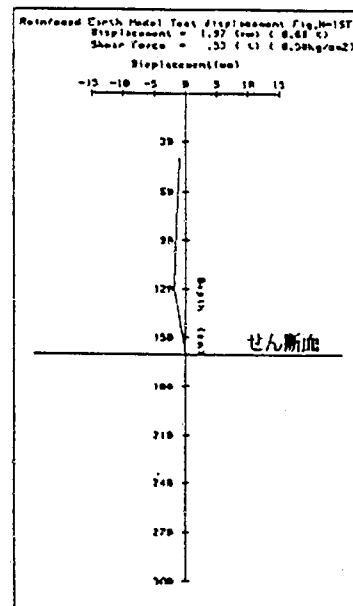
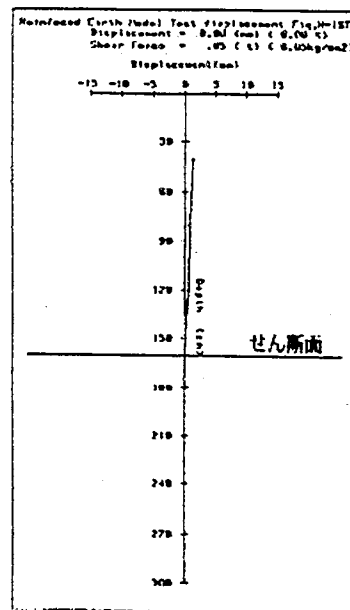
G-1実験 砂地盤、φ4.5mm、補強材に砂付着、プレート6×6cm

図-20 補強材の変位量



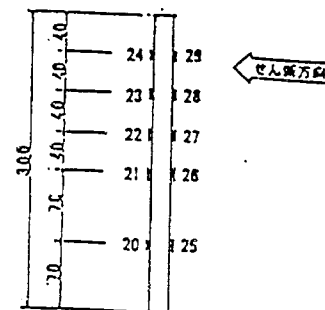
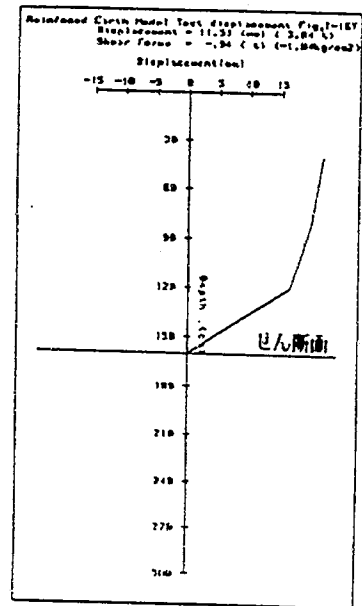
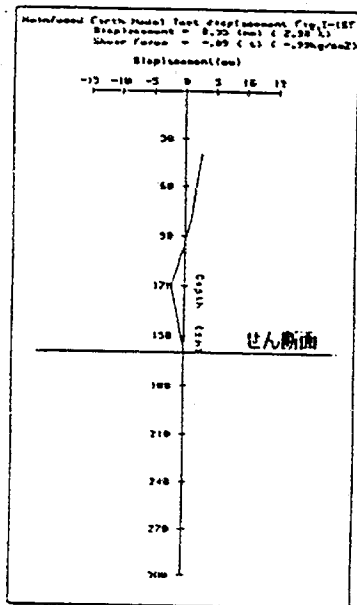
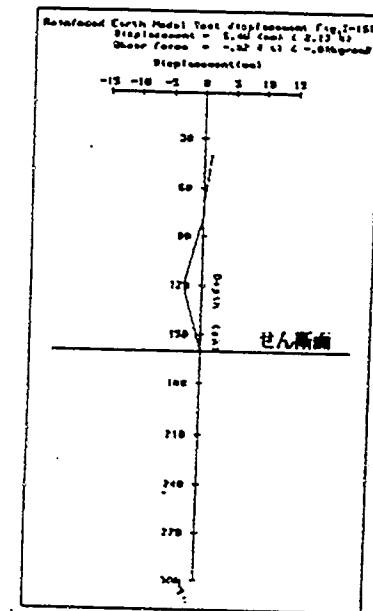
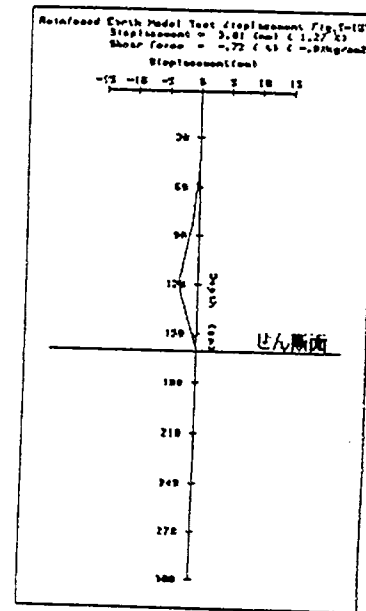
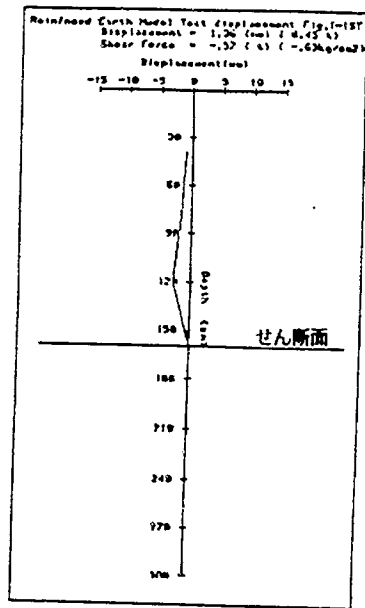
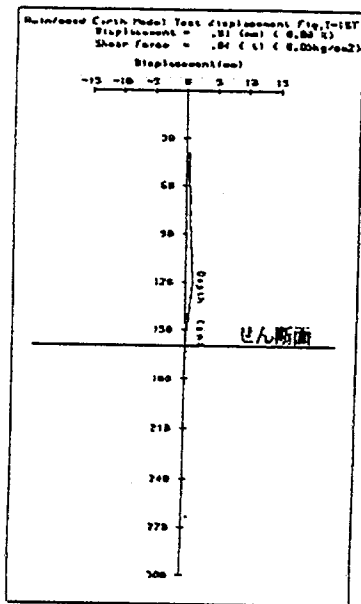
G-2実験 砂地盤、φ6.0mm、
 補強材に砂付着、プレート6×6mm

図-8.34 補強材の変位量



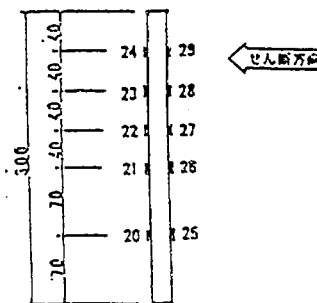
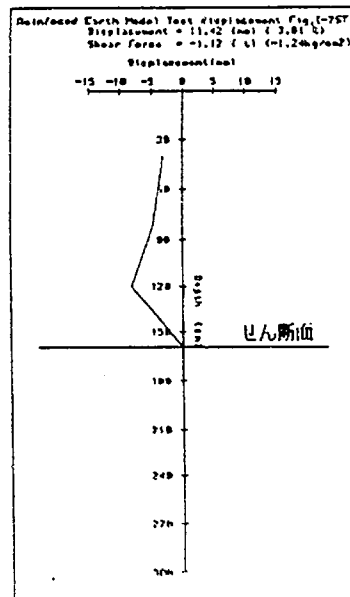
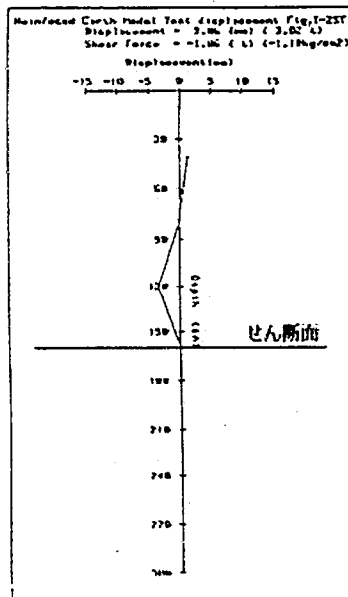
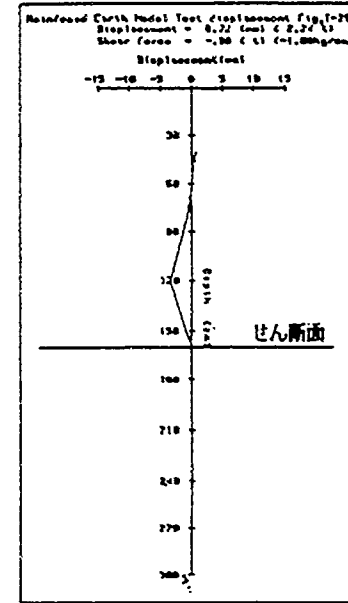
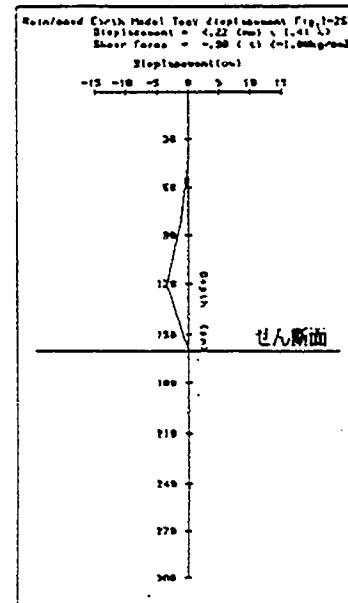
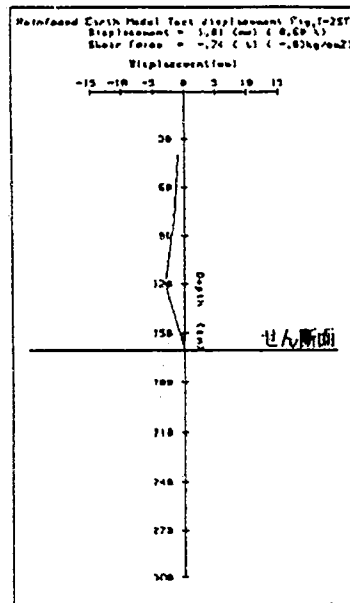
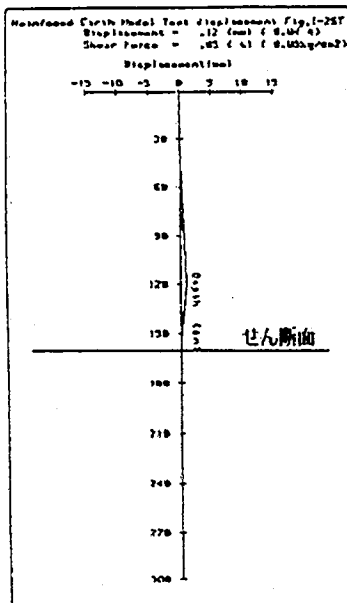
H-1実験 $\phi=3.0$ mm. プレート6×6cm

図-9.15 補強材の変位量

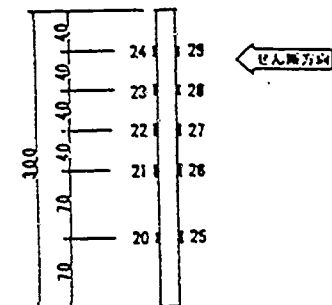
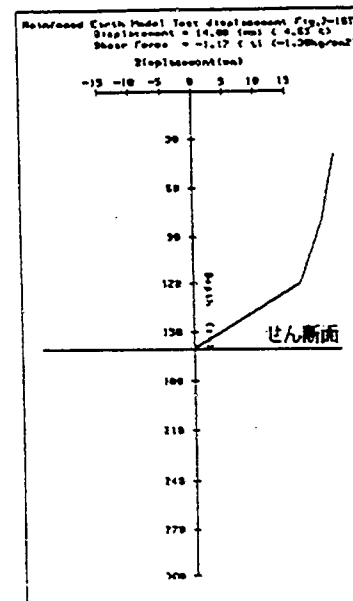
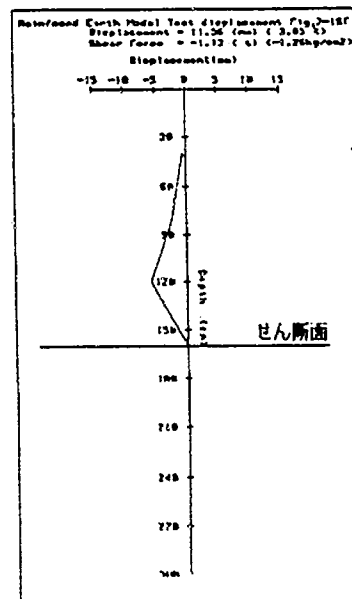
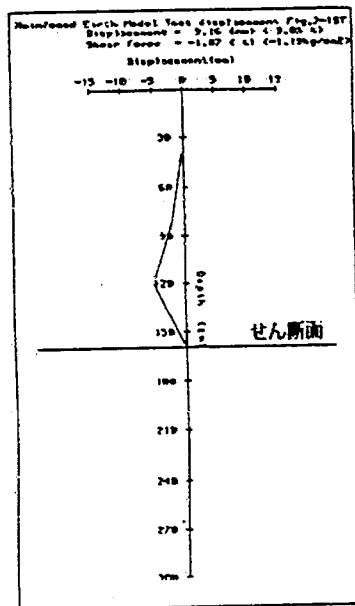
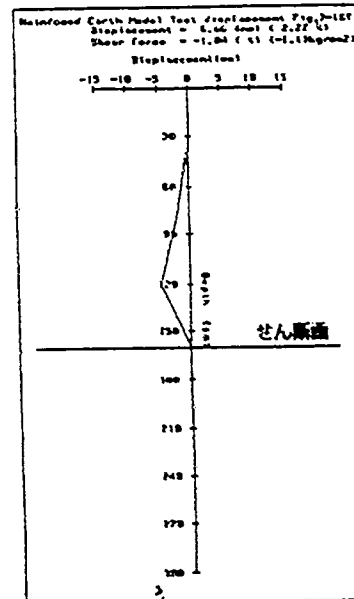
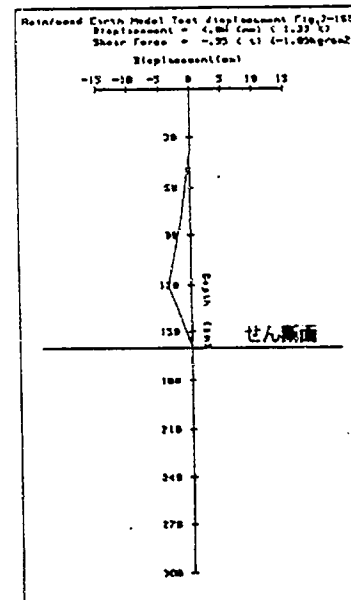
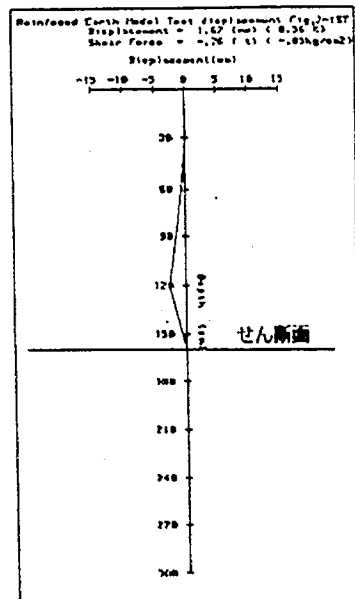
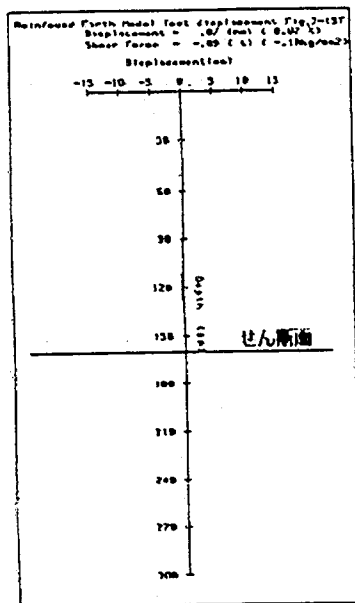


I-1実験 砂地盤, $\phi = 6.0$ mm, 上載荷重 0.75 kg/cm^2

図-8.38 補強材の変位量

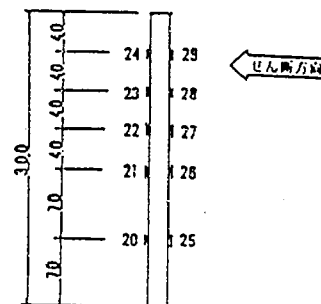
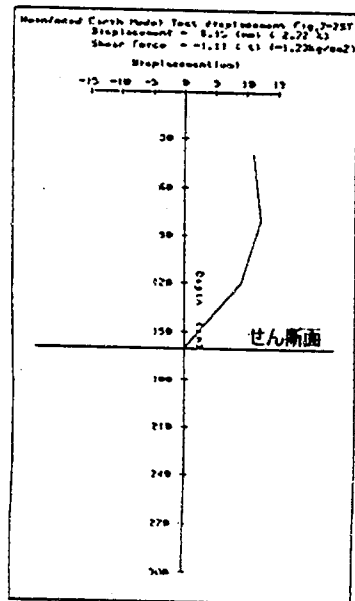
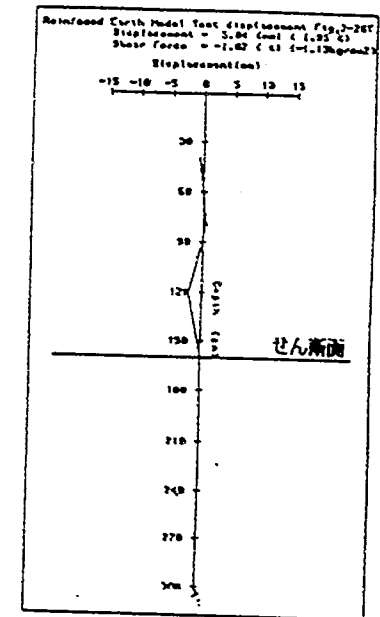
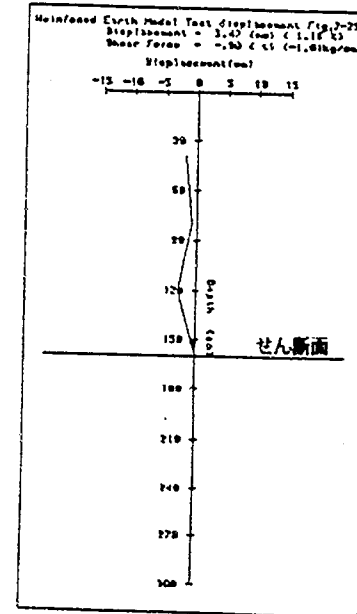
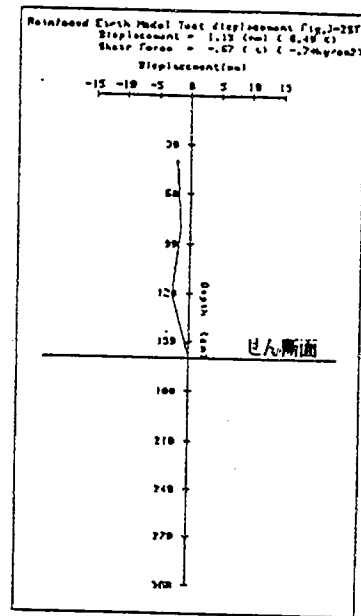
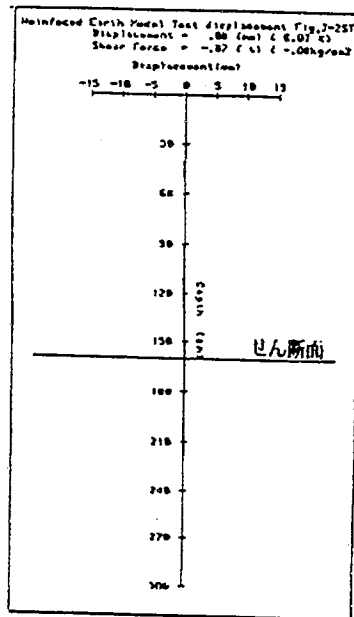


I-2実験 砂地盤、 $\phi=6.0$ mm、上載荷重 1.0kg/cm^2

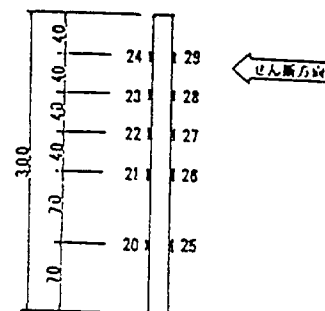
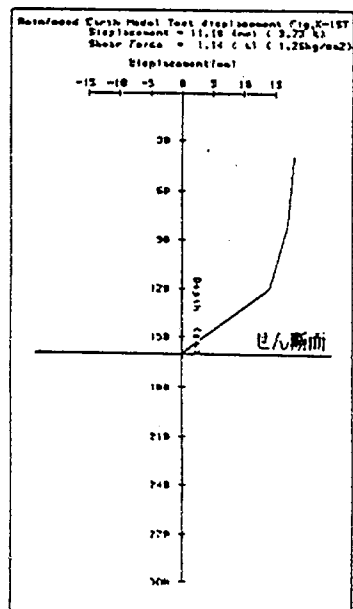
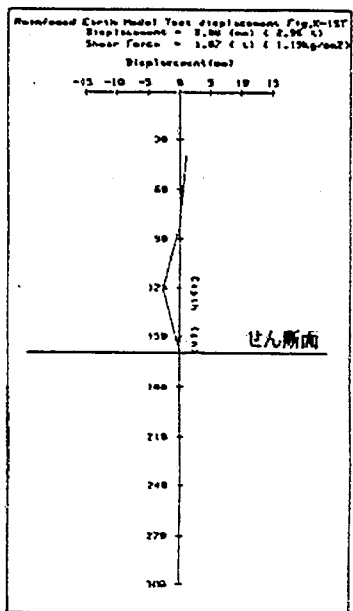
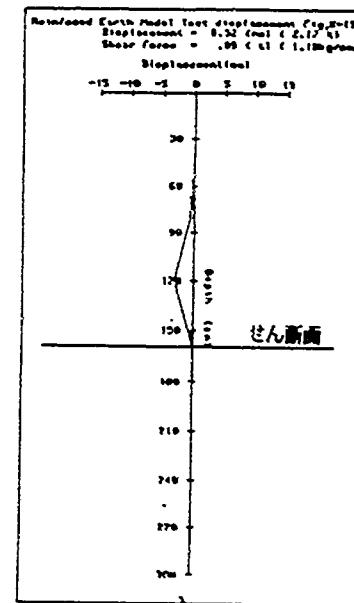
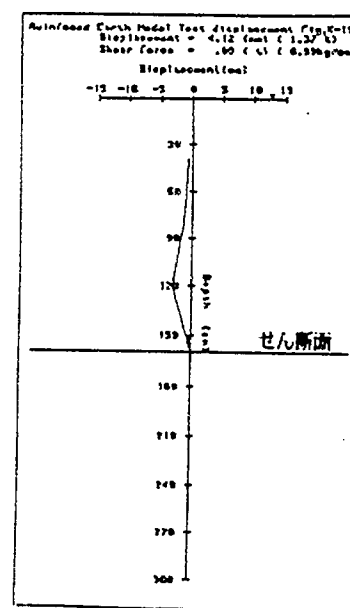
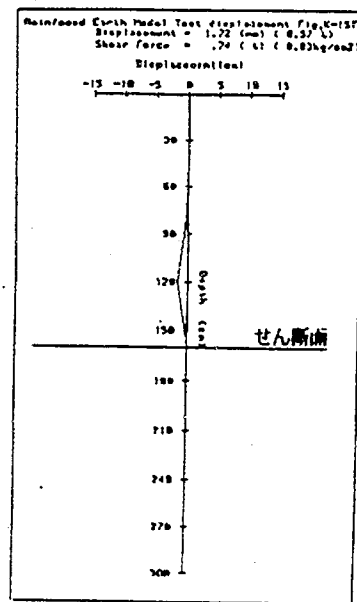
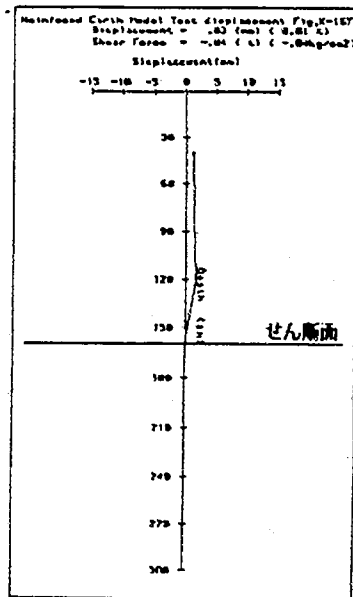


J-1実験 砂地盤, $\phi = 6.0\text{mm}$,
 上載荷重 0.75kg/cm^2 , 補強材に砂付着

図-3.38 補強材の変位量



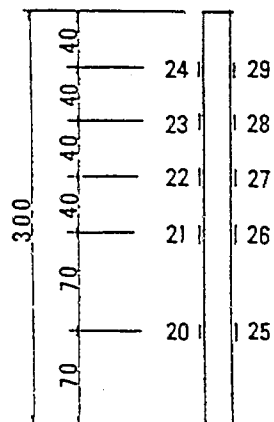
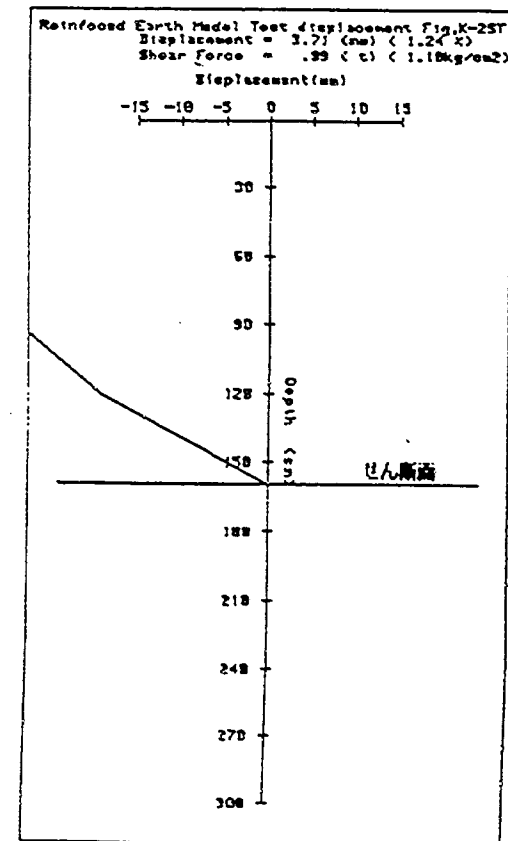
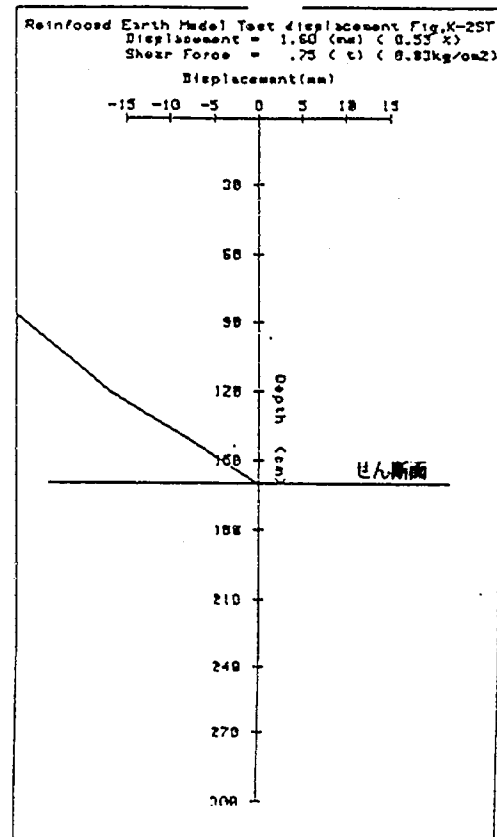
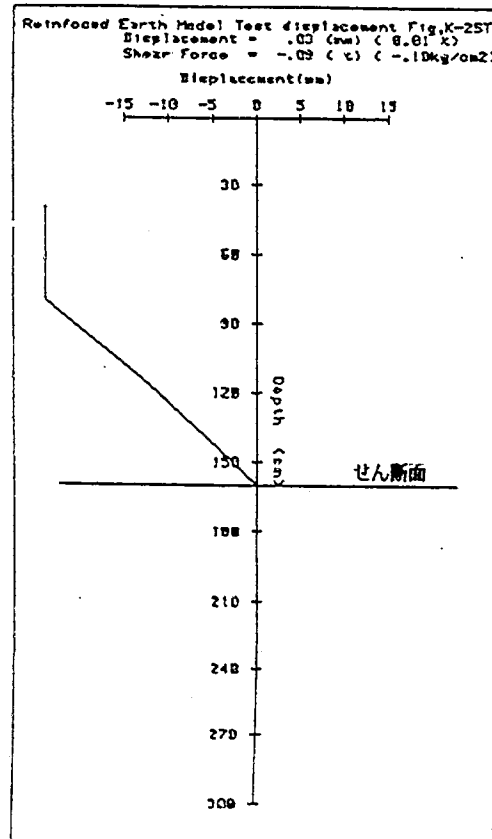
J-2実験 砂地盤, $\phi = 6.0$ mm, 上載荷重 1.0 kg/cm^2 , 補強材に砂付着



K-1実験 砂地盤、 $\phi = 6.0$ mm.

上載荷重 0.75 kg/cm^2 . 補強材に砂付着、プレート $6 \times 6 \text{ cm}$

図-3.40 補強材の変位量



K-2実験 砂地盤, $\phi = 6.0$ mm,

上載荷重 1.0 kg/cm^2 , 補強材に砂付着, プレート $6 \times 6 \text{ cm}$

図-2.41 補強材の変位量

表-3.7 実験終了後供試体を戻し試料を取り除いた時の補強材頭部変位量

(mm)			
実験名	残留変位	実験名	残留変位
D-1	12.0	F-1	17.0
D-2	11.0	F-2	23.0
D-3	4.0	F-3	12.0
E-1	17.0	F-4	16.0
E-2	7.0	F-5	8.0
E-3	12.0	F-6	12.0
E-4	8.0	G-1	9.0
E-5	9.0	G-2	8.0
E-6	—	H-1	11.0

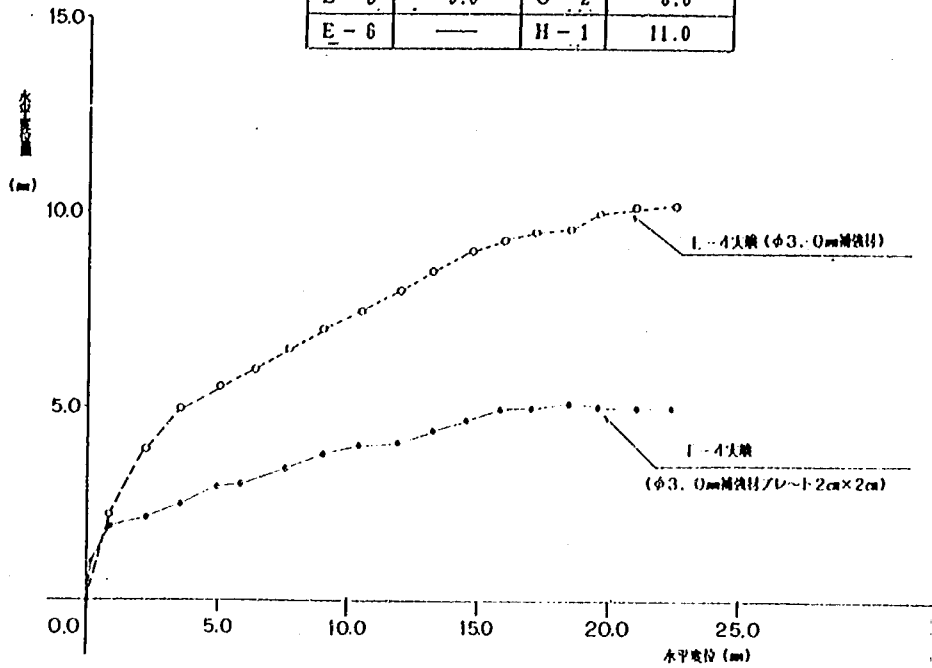


図-3.42 補強材頭部の水平変位量と水平変位の関係(1)

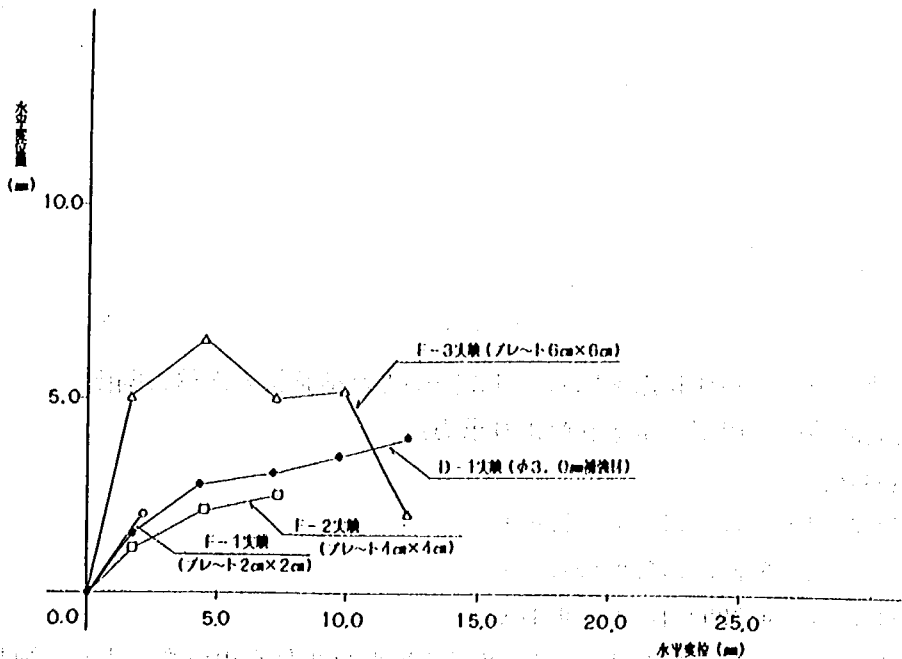


図-3.43 補強材頭部の水平変位量と水平変位の関係(2)

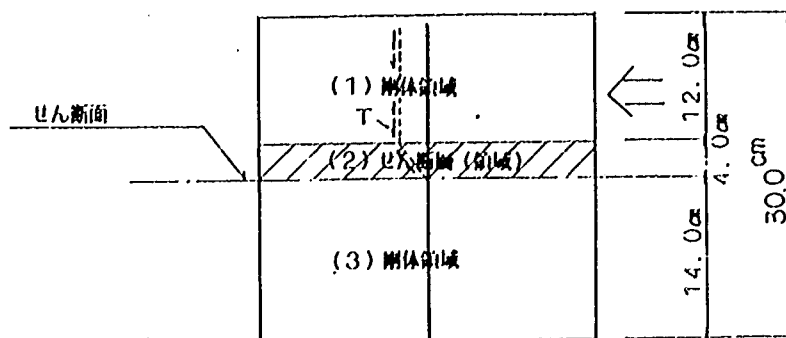


図-3.44 補強材に働く力

3.6 補強材表面積と補強効果

3.6.1 検討手法の概念

昭和61年度の「大型一面せん断試験を用いた補強土工法に関する実験」では、補強効果は補強材表面積に比例する結果を得ている。

本解析では、次の項目について検討する。

I. 補強材表面積とせん断応力、軸力の関係 (D、Eシリーズ)

補強材表面積と降伏せん断応力、せん断強度の関係を図-3.45に示す。

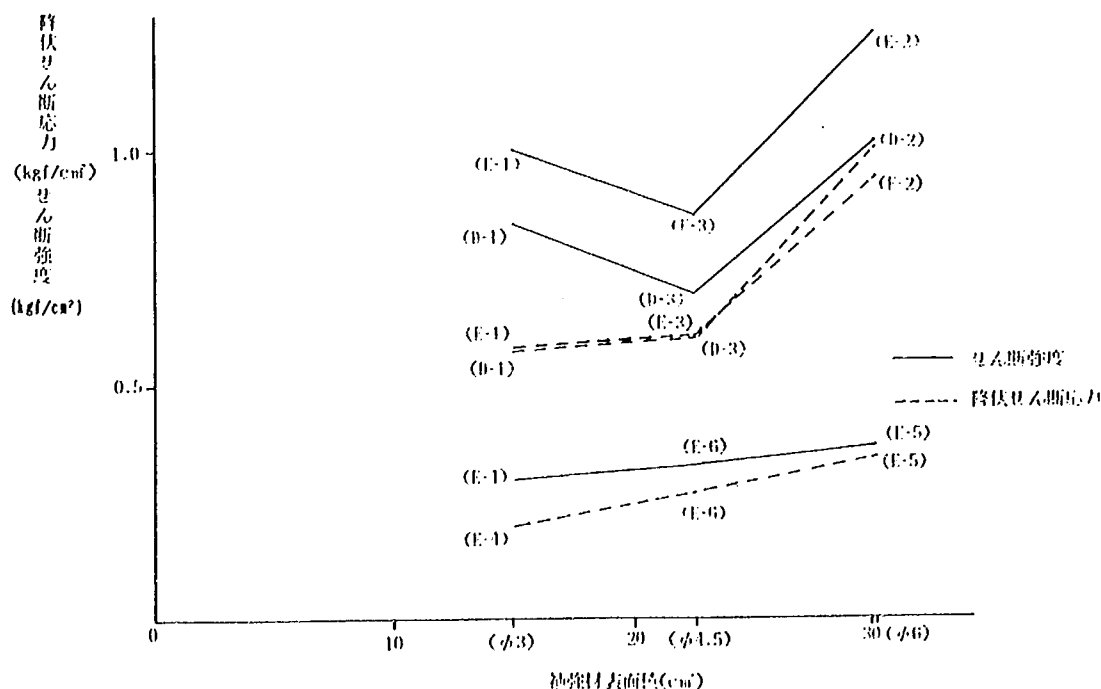


図-3.45 降伏せん断応力、せん断強度と補強材表面積の関係

ここで、補強材表面積は、以下に示す計算より求めた。

(補強材表面積の計算)

$$\phi 3.0 \text{ mm} = 2 \times 3.14 \times 0.15 \times 16.0 = 15.0 \text{ cm}^2$$

$$\phi 4.5 \text{ mm} = 2 \times 3.14 \times 0.225 \times 16.0 = 22.6 \text{ cm}^2$$

$$\phi 6.0 \text{ mm} = 2 \times 3.14 \times 0.300 \times 16.0 = 30.1 \text{ cm}^2$$

また、せん断強度については、3.4 の表-3.6のせん断強度の値を用いた。また、補強材軸力による垂直応力の増加と水平変位の関係を図-3.46～図-3.48に示す。

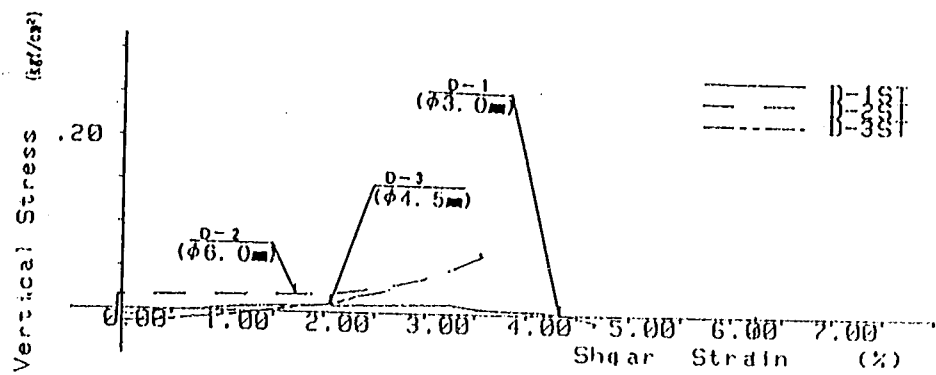


図-3.46 垂直応力と水平変位の関係(1)

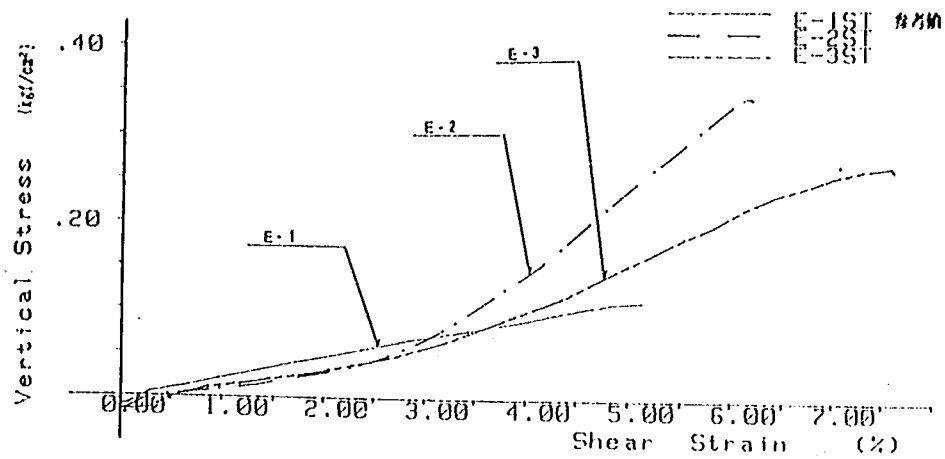


図-3.47 垂直応力と水平変位の関係(2)

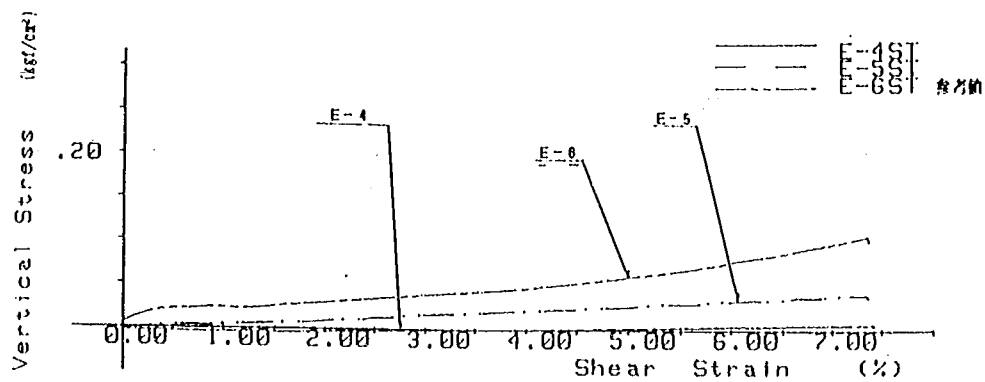


図-3.48 垂直応力と水平変位の関係(3)

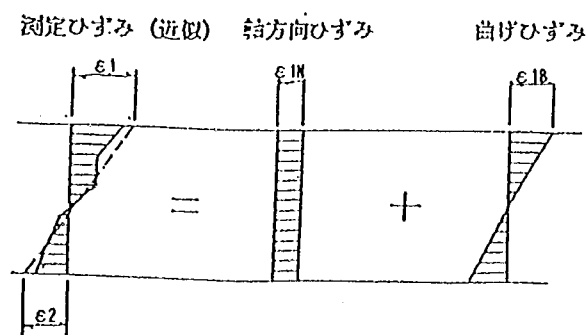


図-3.49 軸ひずみの算出

ここで、補強材に発生する軸力は、補強材に貼ったヒズミゲージより求める。補強材発生軸力の算出の手順を以下に示す。

①測定された補強材のひずみを、軸ひずみと曲げひずみに、図-3.49に示す方法で分割する。

② ①で分割した軸ひずみを用い1本の補強材に発生した軸力を次式により求める。

$$\Sigma \varepsilon = \varepsilon (0 \sim 40 \text{cm}) + \varepsilon (40 \sim 80) + \varepsilon (80 \sim 120) + \varepsilon (120 \sim 160) \dots\dots (3.2)$$

$$\sigma = E \cdot \Sigma \varepsilon \quad \dots\dots (3.3)$$

$$\sigma = P / A \quad \dots\dots (3.4)$$

(3.3) 式、(3.4) 式より

$$P = E \cdot \Sigma \varepsilon \cdot A \quad \dots\dots (3.5) \text{ 式}$$

ε () : 各ゲージ間に発生した軸ひずみ

P : 補強材に発生した軸力 (kgf)

E : 補強材の弾性係数 (kgf/cm²)

ε : 軸ヒズミ

A : 補強材表面積 (cm²)

3.6.2 補強材表面積とせん断応力、補強材軸力の関係

補強材表面積は、これに地盤の摩擦力を乗ずることにより補強材引張り力、すなわち軸力の変数と考えることができる。ここで、この補強材軸力による垂直応力の増加と水平変位の関係より、補強材の軸力が水平変位約3%を越える時点で発生することを考えると、図-3.45において、水平変位が3%以下である降伏せん断応力時においては、補強材表面積の影響は小さく、水平変位が3%以上となるせん断強度において、補強材表面積の増加がせん断応力の増加に寄与すると考えることができる。すなわち、補強材表面積は補強材に軸力が発生しはじめる以降について、せん断応力との相関関係が成り立つと推定することができる。

3.7 補強材の断面積と補強効果

3.7.1 検討手法の概念

昭和61年度「大型一面せん断試験機を用いた補強土工法に関する実験」で、補強材断面積と補強効果の間に相関関係はみられなかった。本年度の実験では、昭和61年度の実験と補強材の形状、変位性状等が異なっていることを考慮し、以下の項目について検討する。

3.7.2 補強材断面積とせん断応力、補強材軸力の関係

補強材断面積と降伏せん断応力、せん断強度の関係を図-3.50に示す。

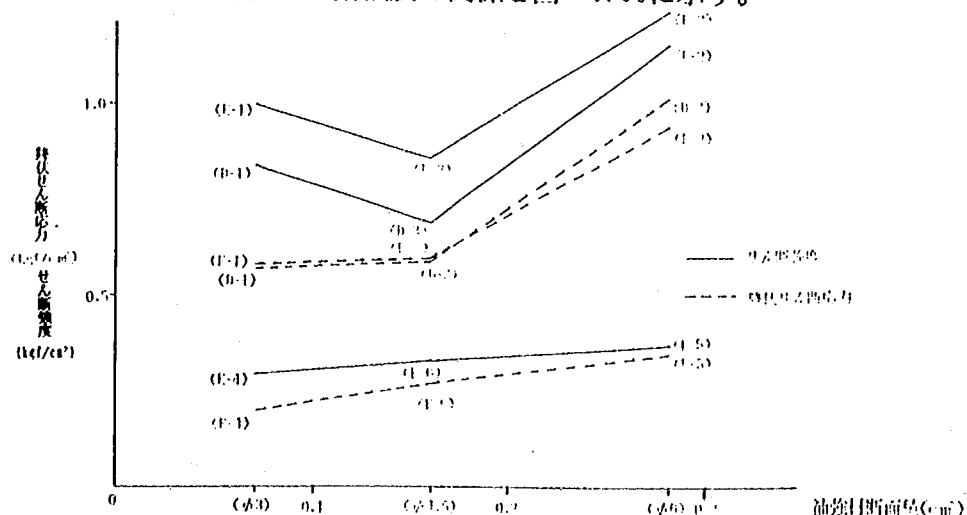


図-3.50 降伏せん断応力、せん断強度と補強材断面積の関係

補強材断面積は、補強材に発生する曲げ剛性の変数と考えることができる。水平変位が3%以下である降伏せん断応力時での補強効果の増加は、補強材表面積と補強効果の項で述べたが、図-3.47~3.49にみられるように水平変位3%以下では補強材軸力による垂直応力がほとんど発生していないことを考え合わせると、補強材の曲げ剛性すなわち補強材断面積によるものと考えることができる。また、水平変位が3%以上であるせん断強度時についても、3.6の補強材の表面積によるせん断応力の増加と共に曲げ剛性がせん断強度増加の要因となったと考えることができる。すなわち、3.6, 3.7を考え合わせると、水平変位初期は、補強材断面積による曲げ剛性がせん断応力の増加に寄与し、補強材軸力発生以後の水平変位段階においては補強材表面積による補強材軸力、補強材断面積による曲げ剛性がせん断応力の増加に寄与する。

3.8 補強材の摩擦条件を変えた場合の補強効果

3.8.1 検討手法の概要

3.6の検討を踏えて、補強材の摩擦条件を変化させた場合について検討する。ここでは、以下の項目について検討する。

I. 補強材の摩擦条件を変えた場合の、せん断応力と水平変位の関係

II. 補強材の摩擦条件を変えた場合の、補強材軸力の関係

また実験ケースは、Dシリーズ、Eシリーズである。

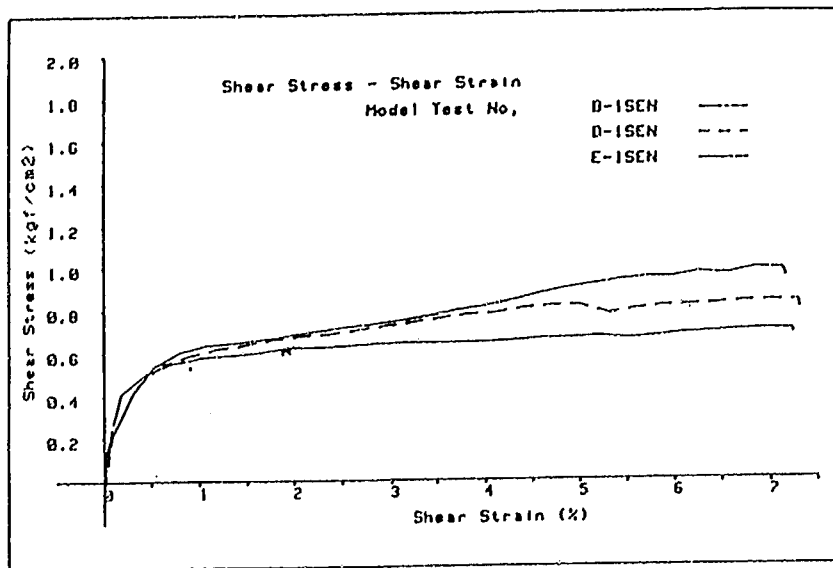
3.8.2 水平変位とせん断応力による比較

図-3.51に、無補強試験(B-1)とDシリーズ、Eシリーズの、せん断応力と水平変位の関係を示した。これより、補強材に砂付着した場合の実験(Eシリーズ)および補強材のみの実験(Dシリーズ)は無補強地盤の実験(B-1)に対し、補強効果がみられる。

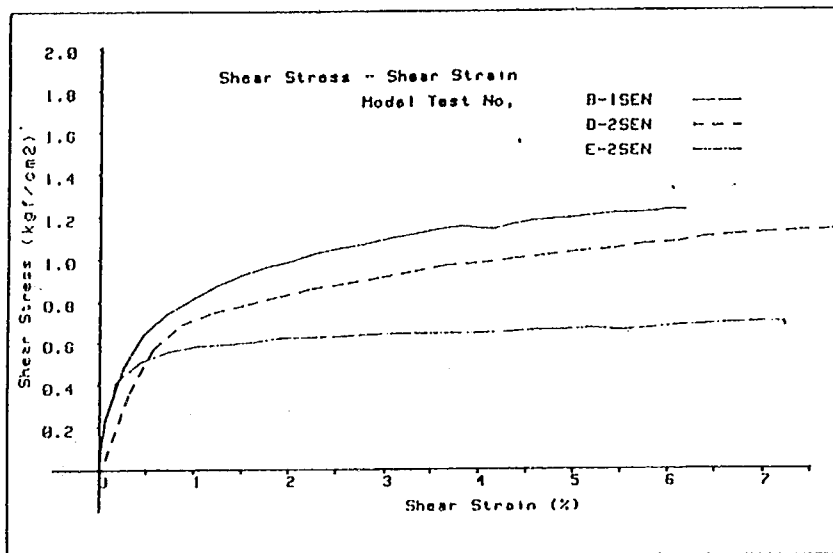
この傾向を検討するため、補強材のみ実験(Dシリーズ)と補強材に砂付着した実験(Eシリーズ)の補強比を、水平変位の変化に対し求め比較する。表-3.8に補強比の関係を示す。

図-3.52より、補強材に砂付着した実験(Eシリーズ)は、補強材に砂を付着しない場合の実験(Dシリーズ)と比較し、補強効果は大きいことがわかる。

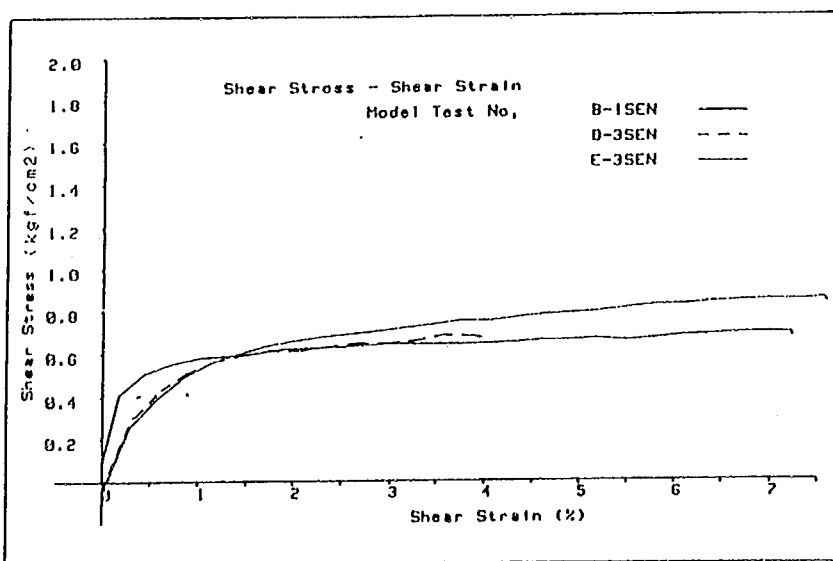
また、図-3.53に引抜き試験から求めた摩擦角(ϕ_R)を示した。補強材のみでは $\phi_R = 12.5^\circ$ 、砂付着した場合は $\phi_R = 58^\circ$ である。



(a) D-1・E-1のせん断応力とせん断ひずみの関係 ($\phi 3.0$ mm)



(b) D-2・E-2のせん断応力とせん断ひずみの関係 ($\phi 6.0$ mm)



(c) D-3・E-3のせん断応力とせん断ひずみの関係 ($\phi 4.5$ mm)

図-3.51 D・Eシリーズ応力-変位曲線

表-3.8 Dシリーズ・Eシリーズの補強比

補強材径 実 位	補 強 比 $\phi(1)$		
	$\phi 3.0\text{mm}$	$\phi 6.0\text{mm}$	$\phi 4.5\text{mm}$
0.0mm	0.0	0.0	0.0
2.0	1.050	1.162	1.143
4.0	1.015	1.019	1.000
6.0	1.028	1.191	1.075
8.0	1.032	1.154	1.072
10.0	1.023	1.146	1.099
12.0	1.060	1.140	1.109
14.0	1.080	1.125	
16.0	1.180	1.190	
18.0	1.158	1.110	
20.0	1.160		

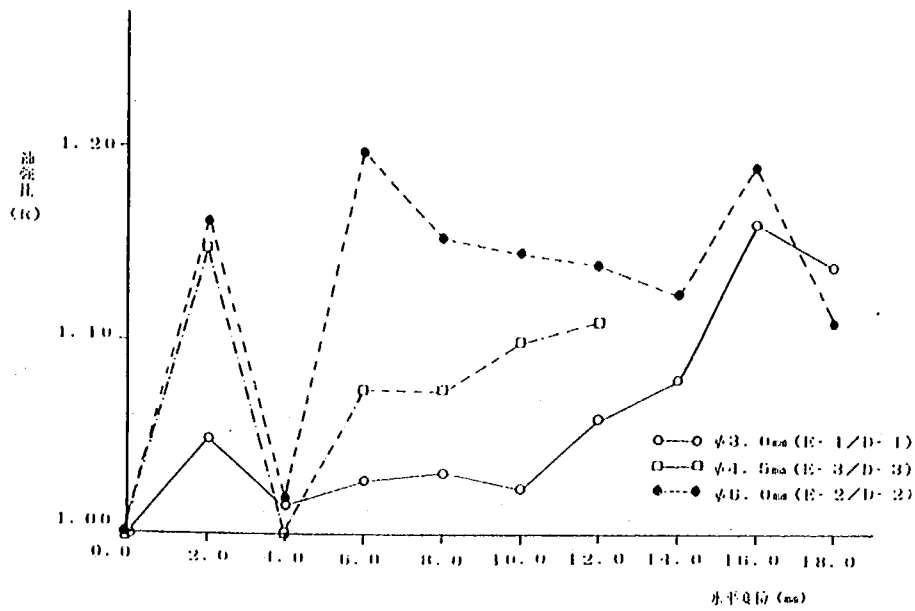


図-3.52 Dシリーズ・Eシリーズの補強比

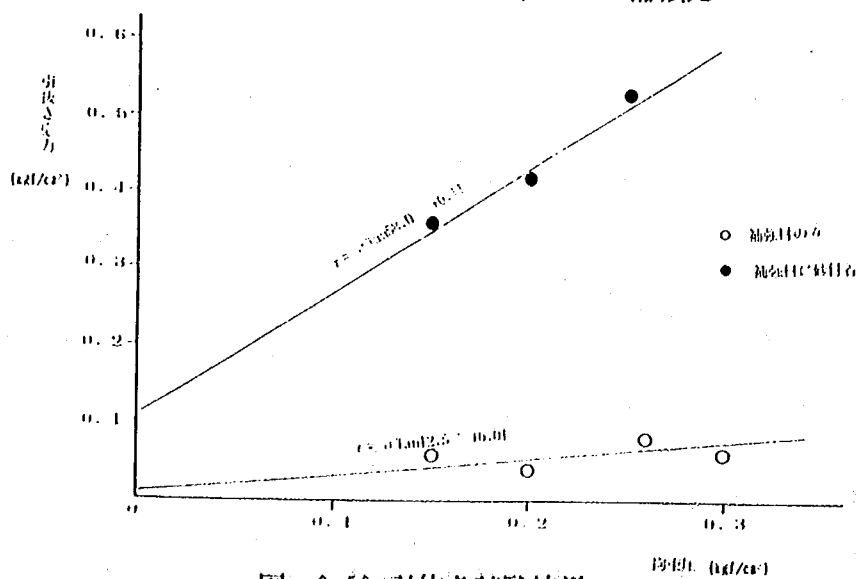


図-3.53 引抜き試験結果

このことから、補強材表面の摩擦係数を大きくすることにより補強効果が増大することがわかる。

3.8.3 補強材摩擦条件を変えた場合の補強材発生軸力

図-3.54～図-3.56に、水平変位と補強材に発生した軸力の関係を示す。

補強材発生軸力の傾向は、3.8.2のせん断応力と水平変位の関係と同様の傾向を示す。また、水平変位が大きくなると補強材に砂を付着した方が、補強材の発生軸力も急激な増加傾向を示す。

図-3.57に、砂付着した場合の補強材発生軸力を、補強材のみの場合で割った補強比と水平変位の関係を示す。これより、砂付着した補強材の場合は、水平変位が大きくなるに従い、補強比が増大する傾向が見られる。特に $\phi 3.0\text{mm}$ の実験においては、補強材のみの実験に比較し、補強材発生軸力は5倍程度増加しており、補強材表面の摩擦効果は、補強効果に大きい影響を示すことがわかる。

したがって、補強地盤における補強効果の要因のひとつとして、補強材表面の摩擦の影響が確認された。

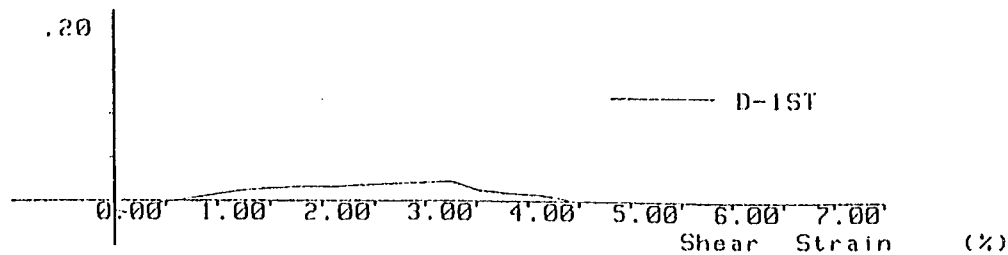


図-3.54 水平変位と垂直応力の増加(1)

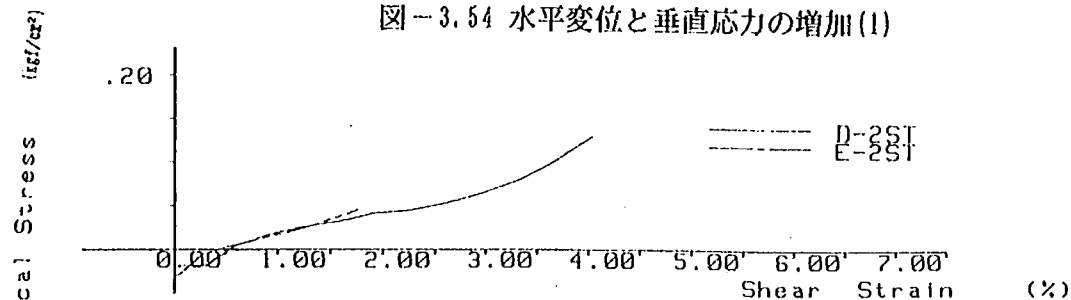


図-3.55 水平変位と垂直応力の増加(2)

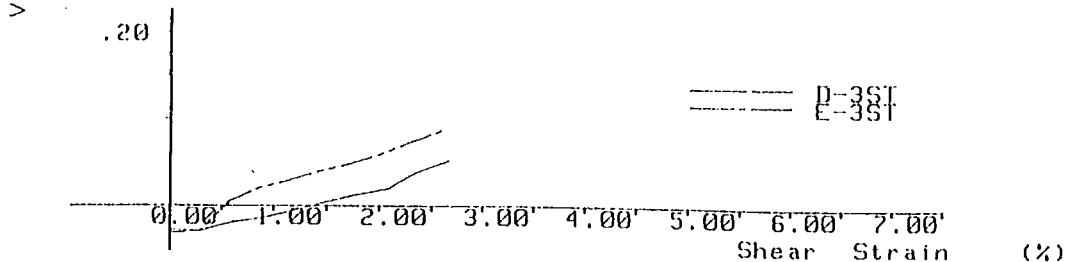


図-3.56 水平変位と垂直応力の増加(3)

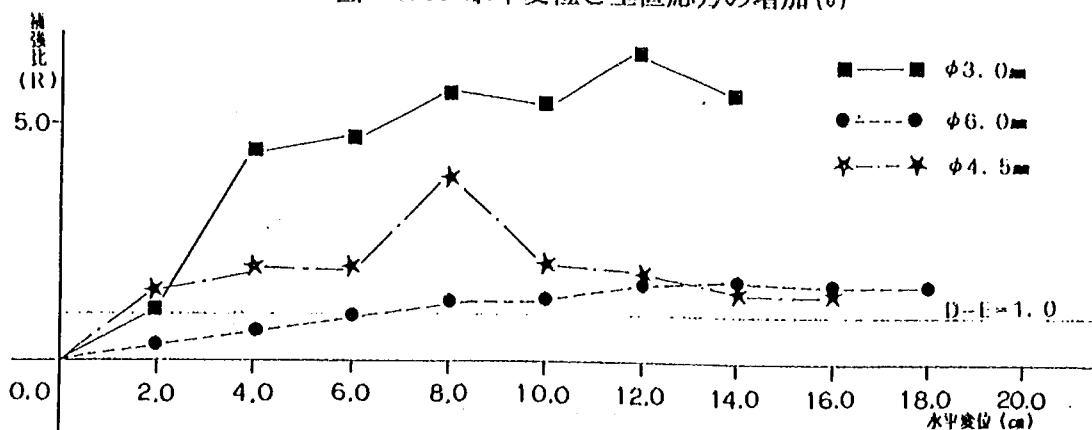


図-3.57 水平変位-Eシリーズ/Dシリーズの補強比

3.9 補強材にプレートを設置した場合の補強効果

3.9.1 検討手法の概要

鉄筋挿入工法では、補強材の頭部にプレートを設置したり、頭部を連結した場合に補強効果が増大するといわれている。これは補強材がせん断方向に変形し、補強材に引張り力が働いて頭部プレートが引き込まれることにより、せん断面に対する垂直応力が増大するためである。

そこで本実験では、プレートを補強材頭部に設置し、頭部プレートの大きさを変化させてその効果について検討する。

ここでは、以下の項目より検討する。

I. 補強材頭部プレートの設置による補強効果

II. 補強材頭部プレートの面積が補強効果へ与える影響

また、実験ケースはFシリーズである。

3.9.2 補強材頭部にプレートを設置した場合の補強効果

図-3.58に摩擦効果の実験とプレート型の実験の水平変位とせん断応力の関係を示した。ここでは、補強材の摩擦力を高めた実験を摩擦型実験、これにプレートを設置した実験をプレート型実験と称する。

(a)の砂地盤の水平変位とせん断応力の関係よりプレート型実験（F-1～F-3実験）と摩擦型実験（E-1実験）を比較すると、ほぼ同様の傾向を示し、プレート型、摩擦型のせん断強度はほぼ同じ値であった。

(b)の粘性土地盤の水平変位とせん断応力の関係においては、プレート型実験と摩擦型実験を比較すると、プレート型実験の方が摩擦型実験よりせん断強度が大きい。摩擦型実験とプレート型実験のせん断強度より補強比を求めると、摩擦型実験に対しプレート型実験の方が、1.5倍程度の強度増加である。

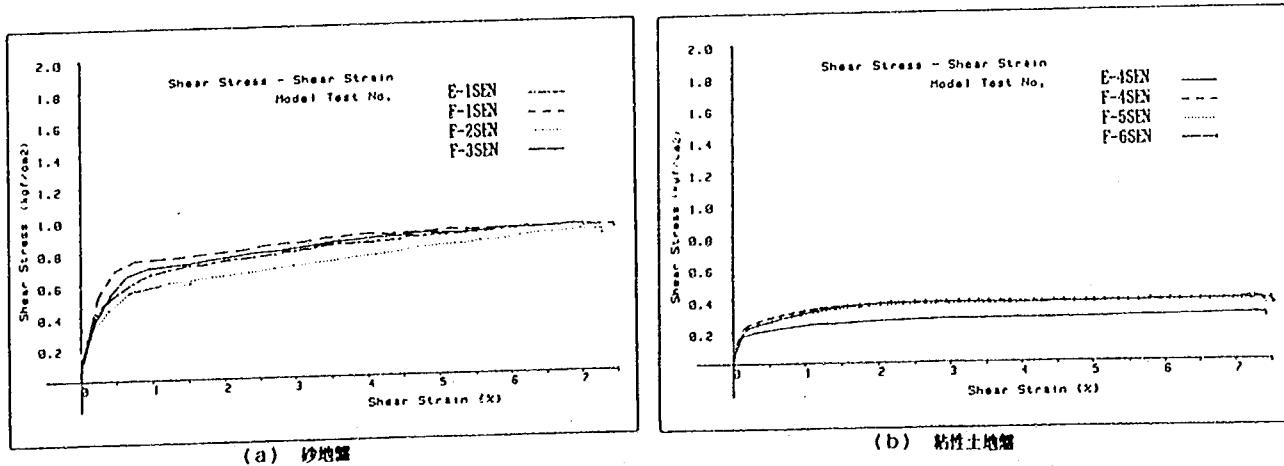


図-3.58 水平変位とせん断応力の関係

また、図-3.59～図-3.60に摩擦効果の実験とプレート型実験において、補強材に発生した軸力をせん断面積で割って垂直応力に変換し、水平変位と垂直応力の関係を示す。

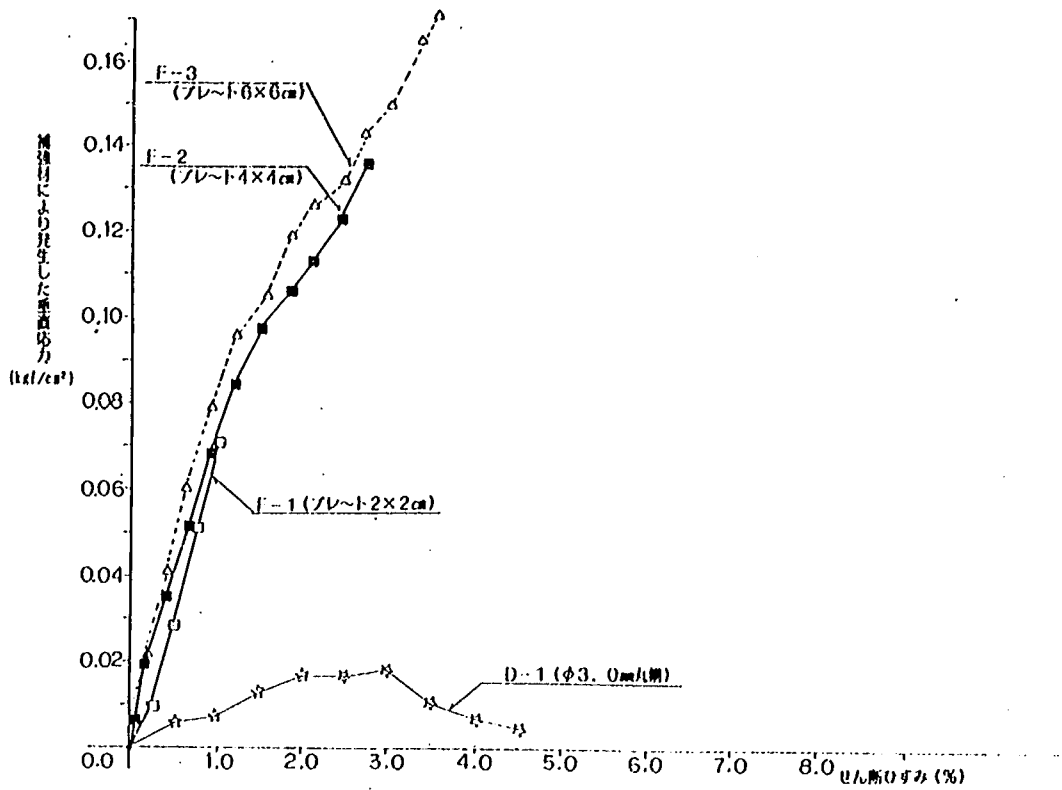


図-3.59 水平変位と垂直応力の関係(1)

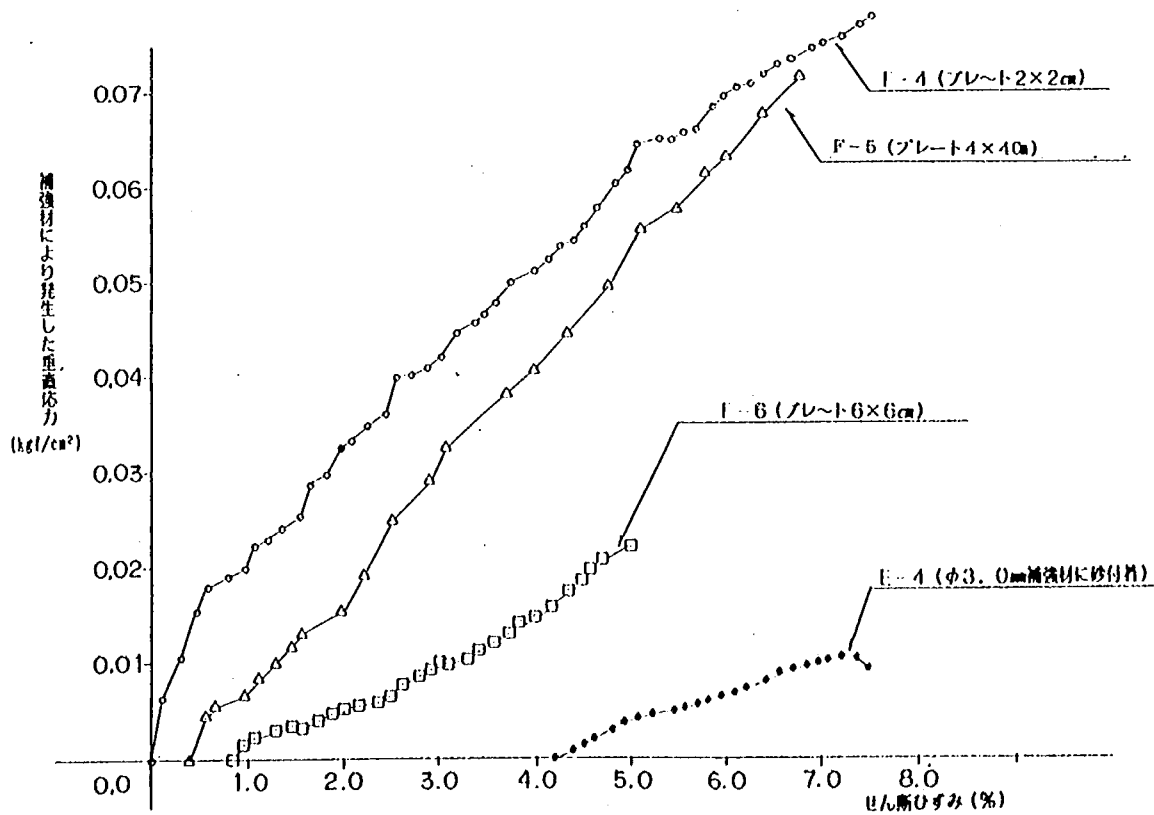


図-3.60 水平変位と垂直応力の関係(2)

ここで、砂地盤における摩擦型（E-1 実験）とプレート型（F-1～F-3 実験）により、補強材軸力から求めた垂直応力の増加により比較する（図-3.60）が、E-1 実験の測定軸力がゲージの破断により不明であるため、図-3.61～図-3.62の径の異なる同ケースの実験により推測すると、E-1 実験と F-1～F-3 実験における垂直応力の増加量はほぼ等しい。

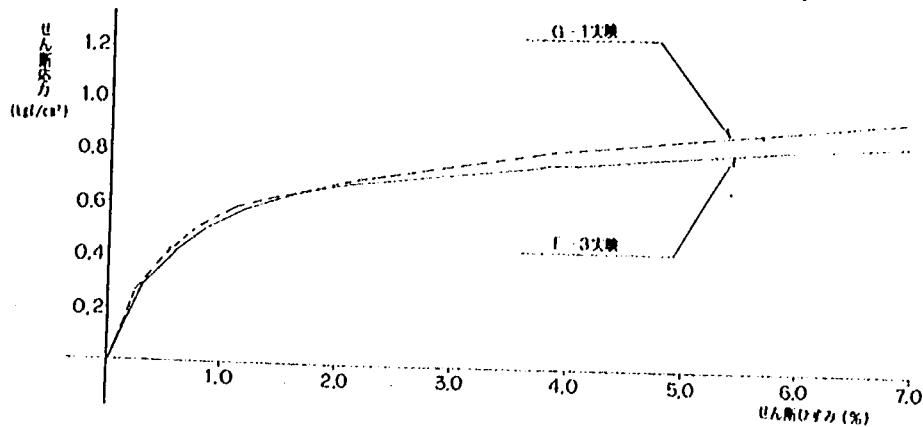


図-3.61 水平変位とせん断応力

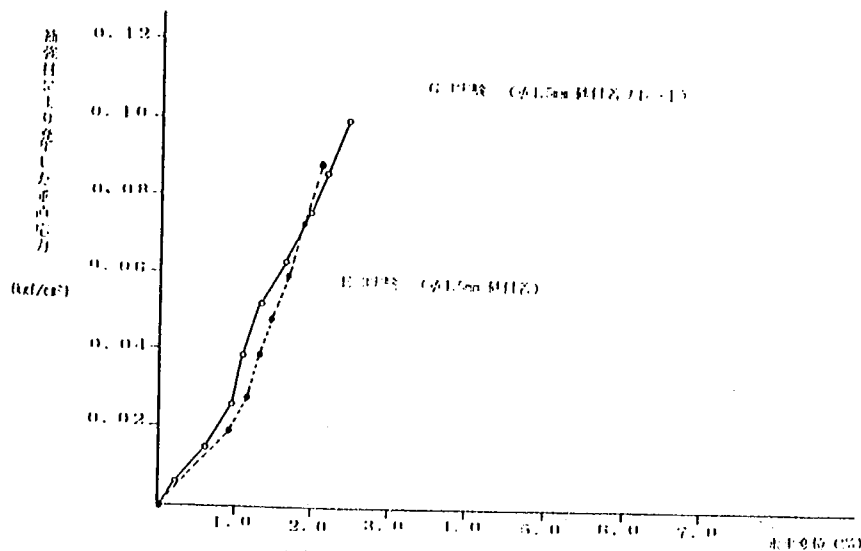


図-3.62 水平変位と垂直応力

これより、砂地盤では、摩擦型の E-1 実験とプレート型の F-1～F-3 実験において、水平変位とせん断応力の関係が等しく、また、補強材発生軸力から求めた垂直応力の増加が等しいと推測されることにより、今回の実験範囲で補強材頭部プレートの影響は見られなかった。

次に、粘性土地盤について検討する。図-3.58(b)の粘性土の水平変位とせん断応力の関係については、摩擦型実験とプレート型実験を比較すると、プレート型実験の方がせん断強度で、1.5 倍強度が増加している。

また、図-3.60の粘性土地盤の水平変位と補強材発生軸力より求めた垂直応力の関係は、摩擦型（E-4）の実験では補強材発生軸力から求めた垂直応力の増加がほとんどなく、水平変位 4 % 以降に 0.01 kgf/cm^2 の増加である。プレート型の実験では、変位初期から垂直応力が増加している。したがってプレートにより、地盤が拘束されて垂直応力が増加する補強効果が出現している。

以上のことにより粘性土地盤では、摩擦型の E-4 実験とプレート型の F-4～F-6 実験において補強材頭部プレートの影響で、補強効果が発生したと考えられる。

砂地盤で、補強材頭部プレートによる補強効果が出現せず、粘性土地盤で補強材頭部プレートによる補強効果が出現した原因としては、次の項目が考えられる。

- I. 三軸圧縮試験から求めた砂地盤の内部摩擦角 (ϕ) = 45° , 粘性土地盤の内部摩擦角 (ϕ) = 33° と、粘性土地盤の内部摩擦角の方が小さい。
- II. 実験終了後、粘性土地盤において砂付着した補強材を見ると、土粒子が補強材に付着し、補強材表面の摩擦抵抗を低下している。(写真-3.1, 写真-3.2参照)
- III. I、IIより、砂地盤の実験では補強材と補強材周辺の摩擦角は、引抜き試験の結果より、 $\phi_R = 58^\circ$ と大きい値であるのに対し、粘性土地盤では、地盤と補強材の摩擦角は、地盤の摩擦角 $\phi_R = 33^\circ$ ($\tan \phi_R = 0.64$) と等しくなり、摩擦効果が砂地盤と比較し1/2 程度しか期待できない。

以上の理由により、砂地盤では摩擦効果がプレート効果より卓越し、補強材周辺の摩擦が切れず、プレート効果が発揮されなかった。一方、粘性土地盤では、補強材の摩擦効果が砂地盤より小さく砂地盤より早い時点で摩擦効果がなくなり、プレートの効果が発揮されたと考えることができる。

3.9.3 補強材頭部のプレート面積が補強効果に与える影響

図-3.63に、補強材頭部プレート面積とせん断強度の関係を示した。

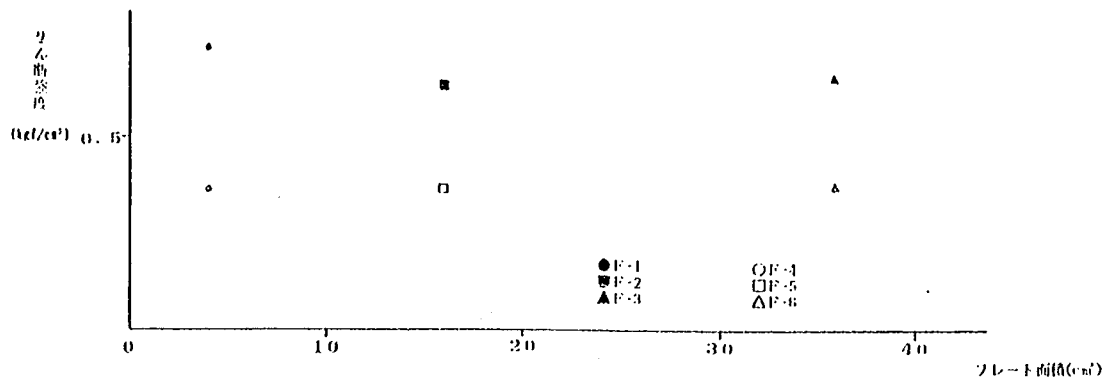


図-3.63 プレート面積とせん断強度の関係

これより、補強材頭部のプレート面積が増加しても、砂地盤、粘性土地盤ともせん断強度に変化は見られない。

この理由としては、以下の影響が考えられる。

- I. 砂地盤のF-1実験からF-3実験では、3.9.2に示すように、プレートの効果より摩擦効果の方が卓越しており、プレート効果が発揮されなかった。
- II. 粘性土地盤のF-4実験からF-6実験では、プレート効果が発揮されているにもかかわらずプレート面積の影響が見られない。

その原因として、プレート面積が変化してもプレートによる受圧体積(図-3.64に計算手法を示し、表-3.9に計算結果を示す。)に差がないと推定され、プレート面積による影響がなかったといえる。

3.10 補強地盤と無補強地盤の地盤破壊強度

3.10.1 検討手法の概要

昭和61年度の「大型一面せん断試験機を用いた補強土工法に関する試験」において、補強土工法の補強効果をせん断応力と垂直応力の関係より、ベクトルカーブを用いて説明している。

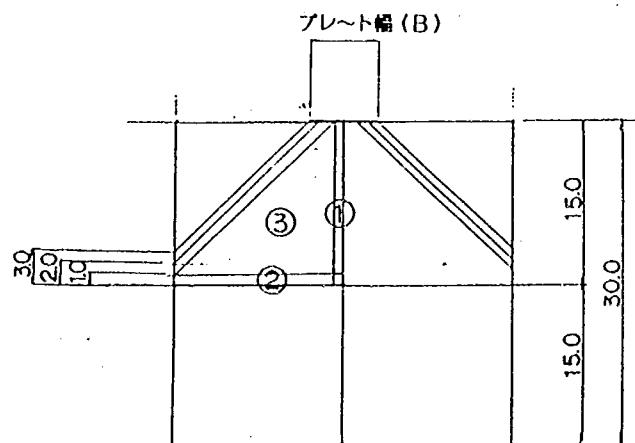


図-3.64 計算手法

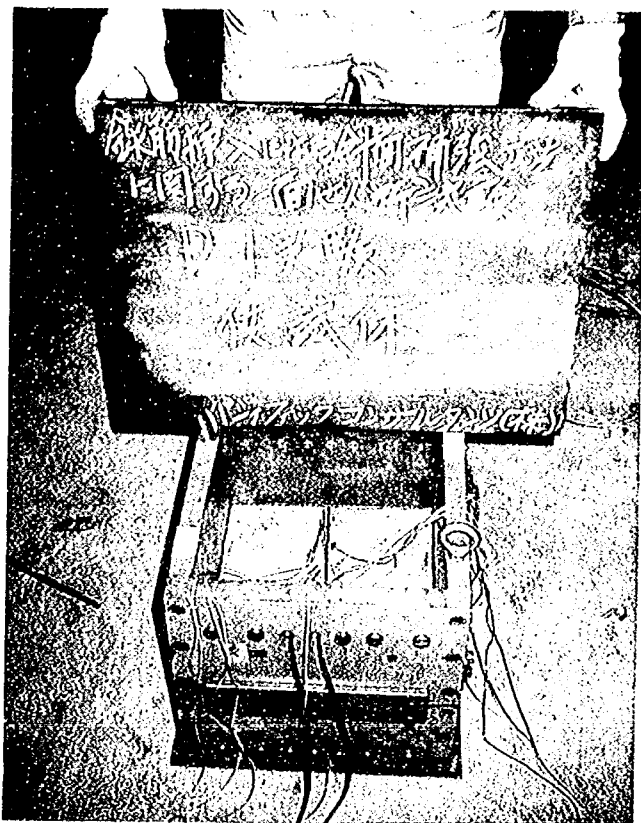


写真-3.1 実験前の補強材状況

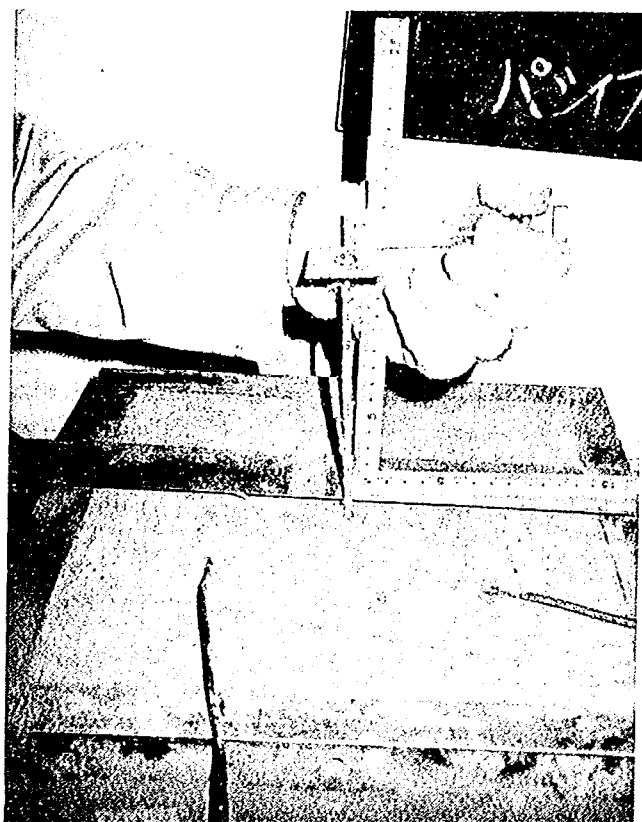


写真-3.2 実験終了時の補強材の状況
(粘性土の付着状況)

表-3.9 受圧体積比

プレート	①	②	③	合計④	④ × 30	受圧体積比
2 cm × 2 cm	14cm ³	14cm ³	98.0cm ³	126.0cm ³	3780.0cm ³	1.00
4 cm × 4 cm	24cm ³	24cm ³	84.5cm ³	132.5cm ³	3975.0cm ³	1.05
6 cm × 6 cm	36cm ³	36cm ³	72.0cm ³	144.0cm ³	4320.0cm ³	1.14

その関係を図-3.65に示す。

これより、ベクトルカーブが無補強地盤の破壊規準 ($\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$) を超えて破壊している事がわかる。

鉄筋挿入工法の補強効果の考え方は、地盤自身の強度が変化することがないものとし、設計に反映されている。

そこで、前述した、昭和61年度の実験結果の確認および見かけ上の地盤強度変化について検討を行う。

ここでは、以下の項目について検討する。

I. 補強材の条件変化に

対する補強地盤強度についての検討

II. ベクトルカーブによる補強効果の検討

また、実験ケースは、Iシリーズ、Jシリーズ、Kシリーズ、Dシリーズ、Eシリーズ、Gシリーズのφ6mmの補強材によるものである。

3.10.2 補強材の条件変化に対する補強地盤の地盤強度

図-3.66に補強材の条件変化に対する補強地盤の地盤強度を示す。

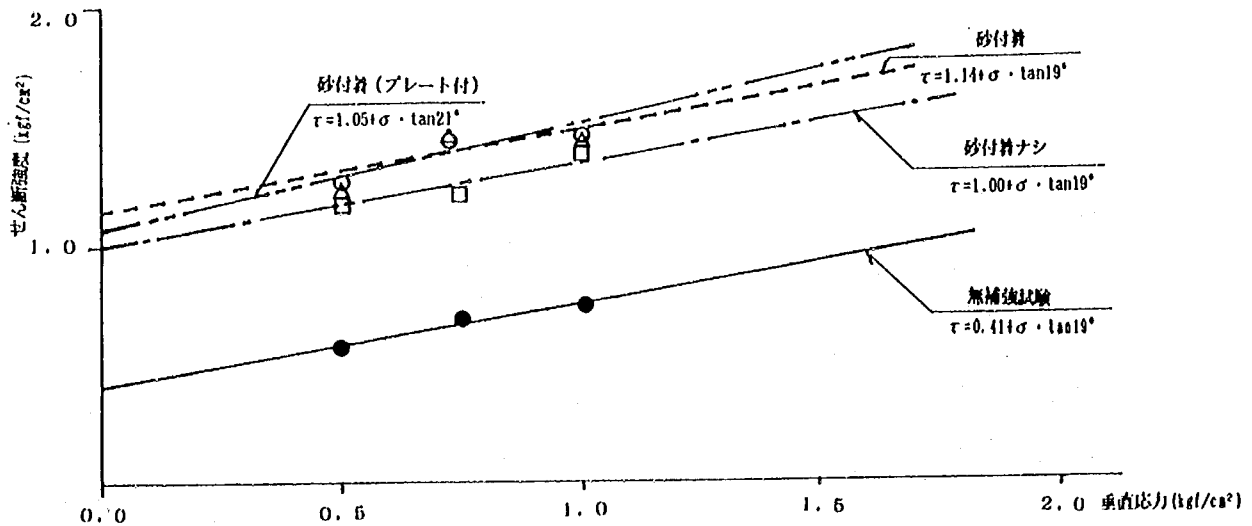


図-3.66 補強材の条件変化に対する地盤強度

この補強地盤における地盤強度算出に用いた各実験のせん断強度 (τf) は、表-3.6に示されるせん断強度を用いた。

これより、無補強地盤に補強材を挿入すると、見かけ上、補強地盤の地盤強度が無補強地盤の地盤強度より大きくなる。

表-3.10 各実験の地盤強度

実験ケース	地盤強度
無補強地盤	$\tau = 0.41 + \sigma \cdot \tan 19^\circ$
補強材のみ	$\tau = 1.00 + \sigma \cdot \tan 19^\circ$
補強材(砂付着)	$\tau = 1.41 + \sigma \cdot \tan 19^\circ$
プレート設置	$\tau = 1.05 + \sigma \cdot \tan 21^\circ$

今回の実験において、無補強地盤の地盤強度に対する補強地盤の地盤強度の増加は、補強材のみ、補強材砂付着、頭部プレート設置の各実験とも内部摩擦角 (ϕ) の変化がないと推測できる。この

とから地盤強度の増加は、見かけの粘着力 (ΔC) で表すことができると考えられる。

表-3.10に図-3.66より求められた地盤強度を示す。

次に、補強地盤の地盤強度増加分 (ΔC) について検討する。

I. 無補強地盤と補強材のみの補強地盤の強度増加分 (ΔC) の検討

今回の実験では、強度増加分 (ΔC) に影響を与える項目とし、以下の2項目が考えられる。

①補強材自身が持つ抵抗

②補強材に働く軸力から発生する垂直応力

補強材のみの試験における補強材発生軸力から求めた垂直応力を図-3.67に示す。この図より補強材のみの場合、水平変位が大きくなっても補強材による垂直応力の増分が小さい。

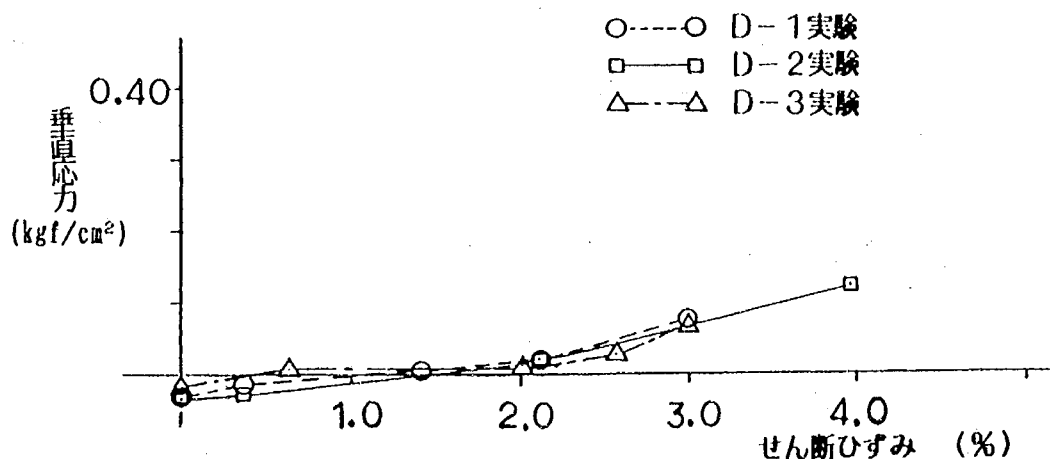


図-3.67 水平変位と垂直応力

これは、補強効果に対し、補強材軸力による垂直応力の影響が無いといえる。したがって、補強材のみの地盤強度の増分 (ΔC) は、補強材自身の抵抗による影響により増加したものである。

$$\Delta C_1 = 1.00 - 0.41$$

$$= 0.59 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{摩擦型})$$

II. 無補強地盤と補強材に砂付着した場合の補強地盤の地盤強度増分 (ΔC) 摩擦型実験の地盤強度の増分 (ΔC) は、

$$\Delta C = 1.41 - 0.41 = 0.73 \text{ kgf/cm}^2$$

である。この地盤強度の増分 (ΔC) には、(I)の補強材自身の抵抗が含まれるので、(I)の地盤強度増分を除いた分が補強材による垂直応力の増分による強度増分 (ΔC_2) となる。

$$\Delta C_2 = 0.73 - 0.59 = 0.14 \text{ kgf/cm}^2$$

したがって、摩擦型の場合は、地盤強度の増分 (ΔC) の内容は、

補強材自身の抵抗	0.59	(80%)
補強材軸力による垂直応力	0.14	(20%)

となる。

今回の実験では、補強材径 $\phi 6.0\text{mm}$ について、地盤強度の増加 (ΔC) を検討したが、補強材を挿入することにより見かけ上地盤の強度が増加することが確認された。

補強地盤において見かけ上地盤強度が増加することを理論的に検討する。

今回の一面せん断試験では、解析に必要な主応力方向および、最小ひずみ方向など求めることが出来ないため、「補強土工法」：土質工学会編 「第2編：メカニズムと設計の基本」を引用して説明する。

解析上、土は、内部摩擦角を持つ砂を用いる。供試体は、図-3.68に示す。

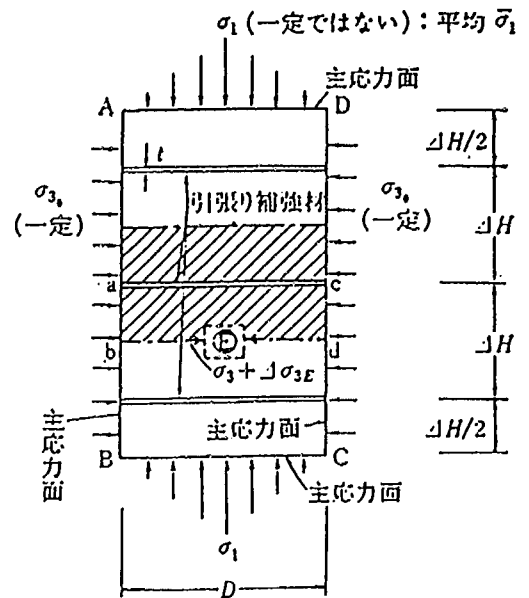


図-3.68 理論解析モデル

この理論解析モデルを等方応力状態 ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) から、理論解析モデルを平面ひずみで圧縮する。補強された供試体に働く最小主応力 (σ_{3R}) は、

$$\sigma_{3R} = \sigma_{30} + \Delta\sigma_3 \dots \dots \dots (3.7)$$

σ_{30} : 砂地盤における最小主応力

$\Delta\sigma_3$: 砂地盤に補強材を挿入した場合の最小主応力

補強材に働く引張り力 (平均的に) T

$$T = \Delta\sigma_3 \times \Delta H = (\varepsilon_{xR} - \varepsilon_{3R}) \times E \times t \dots \dots (3.8)$$

$\sigma_3 = \sigma_{30}$ の条件で補強材だけを図-3.69(a)の σ_{1R} まで圧縮すると補強材に生じる水平変位は、平面ひずみ条件より、

$$\varepsilon_{2R} = \frac{1}{E} [(\sigma_2 - \sigma_{30}) - \nu \{ (\sigma_{1R} - \sigma_{30}) + (\sigma_{30} - \sigma_{30}) \}] = 0 \dots \dots \dots (3.9)$$

また補強材の破壊変位 (ε_{xR})

$$\varepsilon_{xR} = \frac{1}{E} [(\sigma_{30} - \sigma_{30}) \nu \{ (\sigma_{1R} - \sigma_{30}) + (\sigma_2 - \sigma_{30}) \}] \dots \dots \dots (3.10)$$

(3.9)、(3.10) より

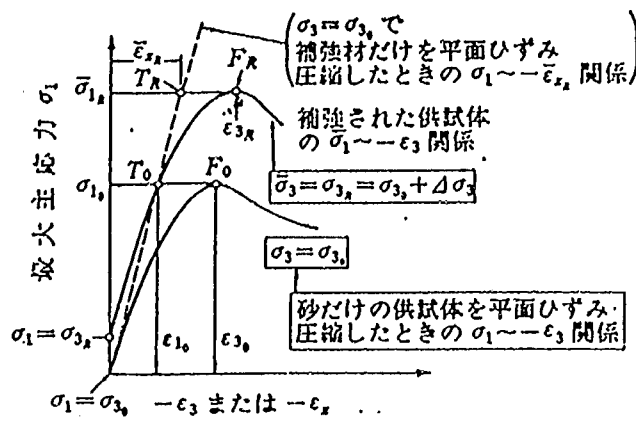
$$\varepsilon_{xR} = \frac{(1+\nu)\nu}{E} \{ (K_p - 1) \sigma_{30} + K_p \cdot \Delta\sigma_3 \} \dots \dots \dots (3.11)$$

(3.11) と (3.8) より

$$R = \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{30}} = \frac{-\frac{\varepsilon_{3R}}{\sigma_{30}} - \frac{(1+\nu)\nu}{E} \cdot (K_p - 1)}{\frac{DH}{E \cdot t} + \frac{(1+\nu)\nu}{E} \cdot K_p} \dots \dots \dots (3.12)$$

また、 $T = \Delta\sigma_3 \times \Delta H$ は、補強材の表面摩擦特性より決定される。したがって、 $R = \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}$ も、補強材の表面摩擦特性により決定される。

補強材に働く力は、水平ひずみ圧縮の場合、のおよび $D/2$ に比例すると考えられる。



	無補強の土 ($\phi, c=0$) の要素	補 強 材 (E, ν , 厚さ t)	補 強 土
載荷前の状態 ひずみが生じていない	 (S-U)	 (R-U)	 (C-U)
無応力状態 土が破壊する (F_0)	 (S-F ₀)	 (R-F ₀)	 (C-F ₀)
補強土状態 土が破壊する (F_R)	 (S-F _R)	 (R-F _R)	 (C-F _R)

(b)

図-3.69 補強効果の影響を説明する模式図

したがって、補強材に働く力 (T) は

$$T = f \cdot (D/2) \cdot \sigma_1 = f \cdot (D/2) \cdot K_p (\sigma_{30} + \Delta\sigma_3) \dots\dots\dots (3.13)$$

(3.12) と (3.13) を組合わせると

$$R = \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{30}} = \frac{f \cdot K_p}{2 \cdot \Delta H / D - f \cdot K_p} \dots\dots\dots (3.14)$$

$f \cdot K_p (\phi)$ が σ_{30} によらず、一定であれば、 R は σ_{30} によらないことを示す。この場合には、みかけの内部摩擦角が増加したことになる。図-3.70に f と K_p が σ_{30} によらない場合の $(\sigma_1 - \sigma_{30})_{\max} \sim \sigma_{30}$ 関係を FF' で示す。

次に、補強材の引張り荷重が、補強材の破壊引張り荷重 (RT) に達すると、 T は増加しなくなる。

$$R = \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{30}} = \frac{RT / \Delta H}{\sigma_3} \dots\dots\dots (3.15)$$

となり、 R は σ_{30} の増加に伴って減少する。しかし、圧縮強度の増加量 $\Delta\sigma_1$ は

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= K_p (\sigma_{30} + \Delta\sigma_3) - K_p \cdot \sigma_{30} \\ &= \frac{K_p \cdot R_I}{\Delta H} \dots\dots\dots (3.16) \end{aligned}$$

したがって、補強材効果が補強材の破断強度に左右される場合みかけの内部摩擦角 ϕ が一定で一定の粘着力 (C_R) をもつ地盤強度となる。

$$C_R = \frac{1}{2} \cdot \frac{R_I}{\Delta H} \cdot K_p \dots\dots\dots (3.17)$$

以上をまとめると補強地盤の地盤強度は σ_{30} の値の影響が大きく、 σ_{30} が小さい時、内部摩擦角の変化による地盤強度になり、 σ_{30} が大きくなり、補強材の伸び影響 (補強材が荷重を受け持つ範囲) になると、みかけの粘着力の増分となる。

今回の実験においては、補強材のヒズミ分布も大きく補強材に軸力を受けており σ_{30} が大きい後者の粘着力 (ΔC) の増分になったと考えられる。

3.10.3 ベクトルカーブによる補強効果の検討

補強地盤における補強効果について、ベクトルカーブにより検討する。

ベクトルカーブは、一面せん断試験においてせん断中の補強地盤内の応力を応力座標系にプロットし、これらの点を結ぶことにより、応力の変化状況を見るものである。

一面せん断試験の場合、一般に垂直応力の関係は、図-3.71のABのようになり、せん断ひずみが増加するのに従いせん断応力が増加しモール・クーロンの破壊規準で土が破壊する。

図-3.72にD-2実験のベクトルカーブ、図-3.73にE-2実験のベクトルカーブを示した。

図中、垂直応力は載荷垂直応力 (0.5 kgf/cm^2) に、補強材発生軸力より求めた垂直応力の増分を加えたものを用いた。

このことより、補強地盤の垂直応力とせん断応力の関係は、無補強地盤の破壊規準まで垂直応力の増分が無く、せん断応力が増加する。しかし、無補強地盤の破壊規準

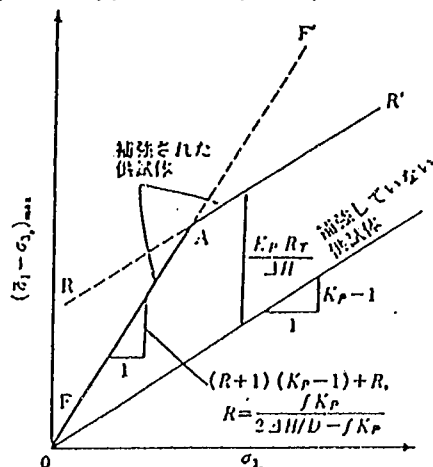


図-3.70 供試体の強度の模式図

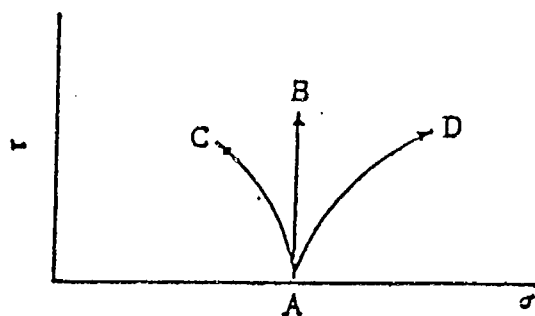


図-3.71 一面せん断試験によるベクトルカーブ

を超えるとD-2実験、E-2実験とも、垂直応力の増加がありせん断力も増加する。その後、垂直応力の増加が大きくなり、せん断応力も増加する。また、無補強地盤の破壊規準を超えるせん断応力時の各実験の水平変位は、D-2実験が0.90%~1.0%、E-2実験が0.72%~0.99%であり無補強地盤の破壊変位以降に補強材挿入効果が発現している。

最終的には、3.10.1で述べた補強地盤の見かけの破壊規準までせん断応力が増加し補強地盤が破壊すると考えられる。

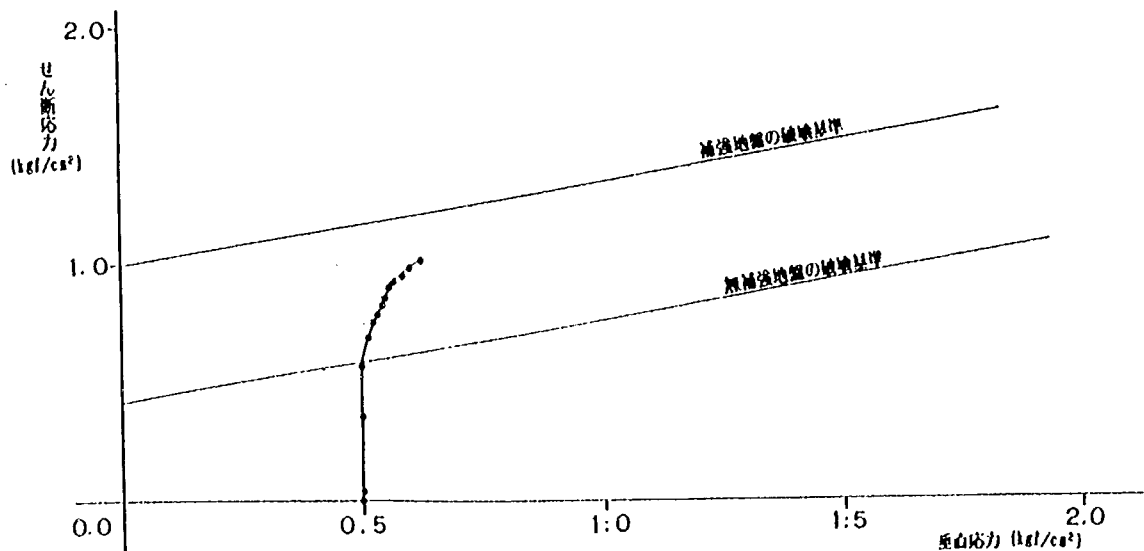


図-3.72 D-2実験ベクトルカーブ

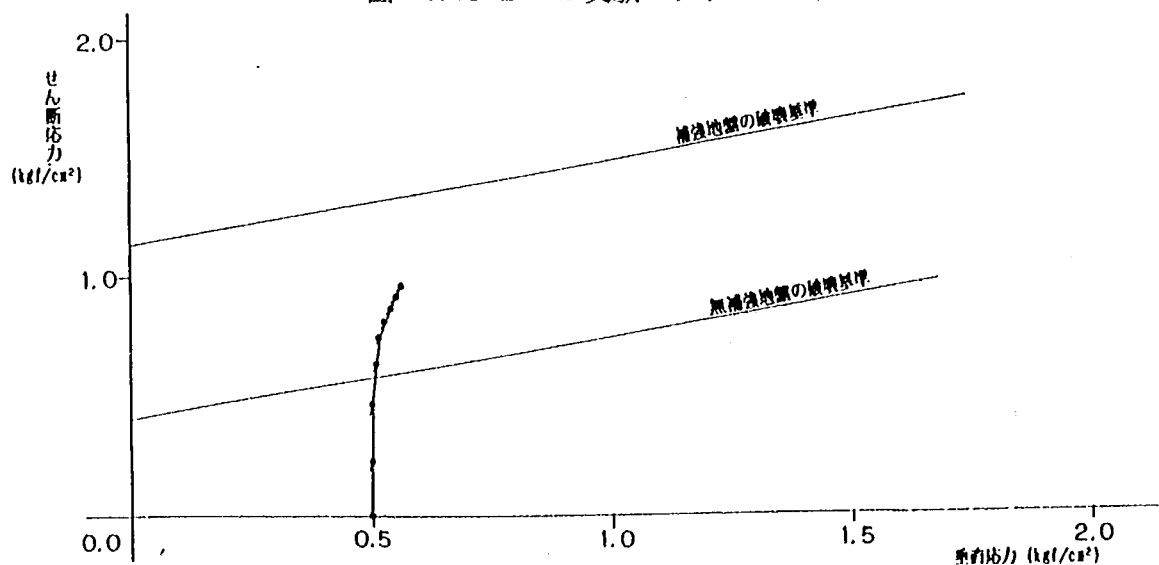


図-3.73 E-2実験ベクトルカーブ

3.11 鉄筋挿入工法の補強メカニズム

3.11.1 検討手法の概要

鉄筋挿入工法の補強メカニズムについては、昭和61年度の「大型一面せん断試験を用いた補強土工法に関する実験」において「鉄筋挿入工法の補強機構は、変位初期で土塊のせん断強度と補強材剛性により抵抗する。土塊のせん断ひずみが大きくなると補強材の周面摩擦による垂直応力の増加によりせん断抵抗を増加させる。最終的に補強材の残留応力に抵抗する。」と報告されている。

本検討では、昭和61年度の検討結果を確認するとともに、補強材による垂直応力が補強効果に影響する分をせん断応力-水平変位関係より求め、補強メカニズムについて検討する。

ここで用いる実験シリーズは、B-1実験、D-1実験、E-1実験である。

3.11.2 補強メカニズム

鉄筋挿入工法の補強メカニズムについては、E-1実験、D-1実験、B-1実験のせん断応力-水平変位関係より求める。

図-3.74に、E-1実験、D-1実験、B-1実験の水平変位とせん断応力の関係を示す。

これより、D-1実験のせん断応力とB-1実験のせん断力の差(A)区間の補強効果は、補強材自身の抵抗力により、せん断応力が増加している。

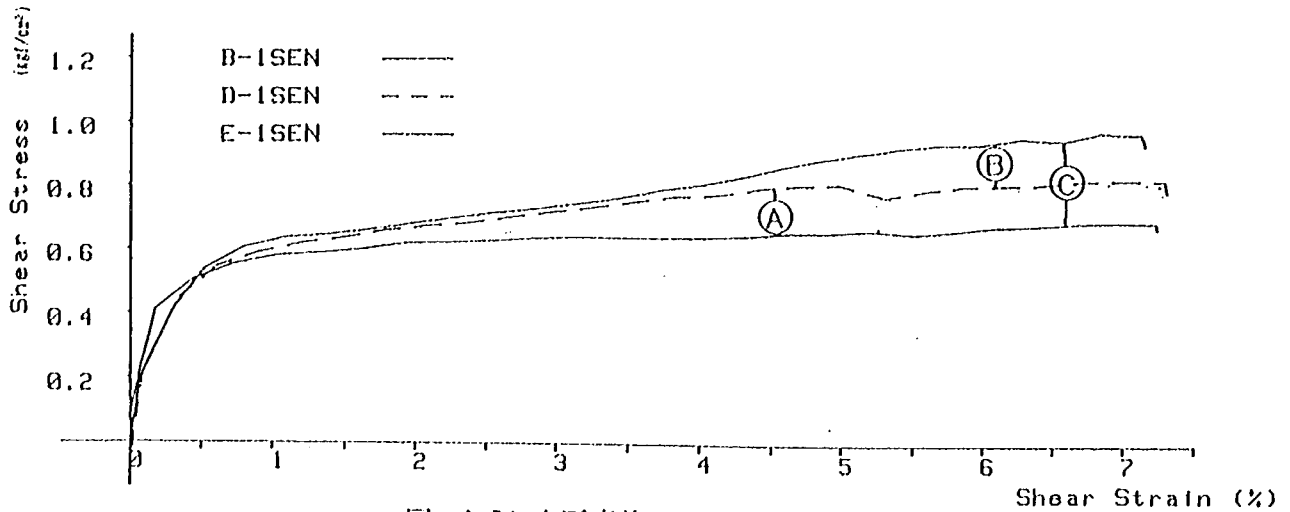


図-3.74 水平変位とせん断応力

図-3.75に示す水平変位と補強材軸力により発生した垂直応力の関係より、D-1実験 ($\phi 3.0\text{mm}$) の補強材軸力から求めた垂直応力はほとんどない。

ここで、鉄筋挿入工法における補強効果は、以下の2つの要因の組合せにより発揮されると考えられる。

- I. 挿入された補強材自身の抵抗力
- II. 挿入された補強材により垂直応力が増加しせん断応力が増加する。

したがって、(A)区間は、IIの要因が無い場合、補強材自身の抵抗によるものである。

また、E-1実験のせん断応力とB-1実験のせん断応力の差(C)区間の補強効果は、以下の理由により、補強材自身の抵抗力と、補強材により垂直応力が増加しせん断抵抗が増加した2つの要因に

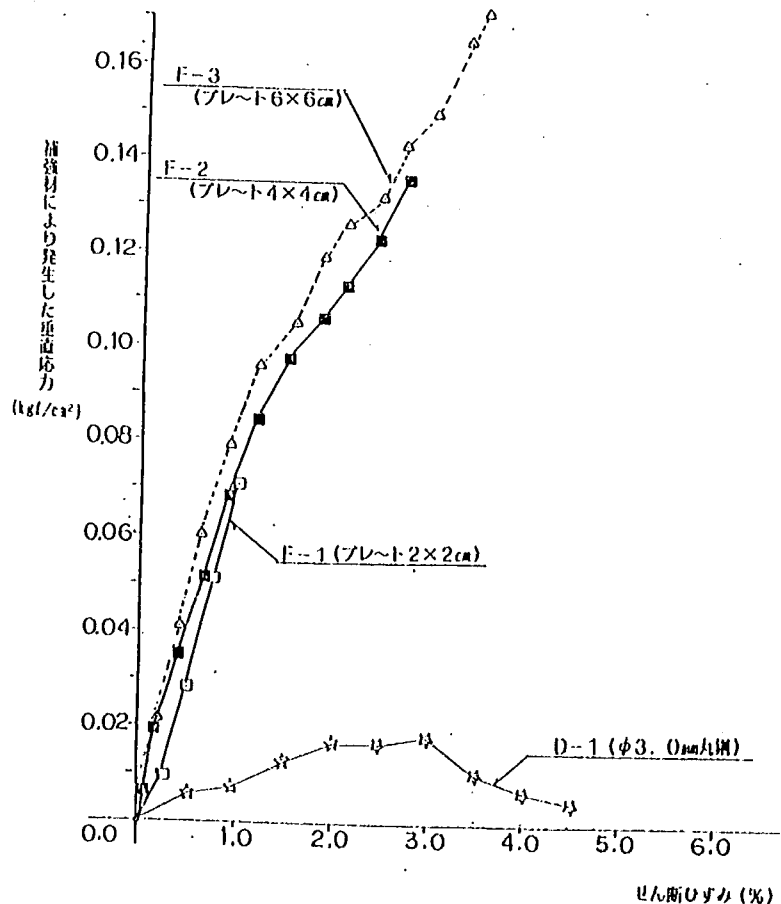


図-3.75 水平変位と補強材軸力より発生した垂直応力

よるものである。

(C)区間は、図-3.74に示すように(A)区間と(B)区間に分割できる。

(C)区間 = (A)区間 + (B)区間

(A)区間は、補強材自身による抵抗による補強効果なので、補強効果の2つの要因から考えると、(B)区間は補強材により垂直応力が増加する補強効果分であると考えられる。

また、E-1実験の補強材軸力は観測されていないが、3.9.2に述べたように、Fシリーズの実験と等しいと推測される。したがって、図-3.76の示すように、補強材による垂直応力が増加している。

以上の理由により(C)区間の補強効果は、補強材自身の抵抗力と、補強材の垂直応力による増加分の2要因である。

以上の関係を基礎に、B-1実験、E-1実験のせん断応力-水平変位関係から補強効果に影響を及ぼす2要因のせん断ひずみの変化に対する補強分担率を求め、鉄筋挿入工法の補強メカニズムを検討する。

図-3.76に、水平変位と補強分担率の関係を示した。(計算結果を表-3.11に示す。)

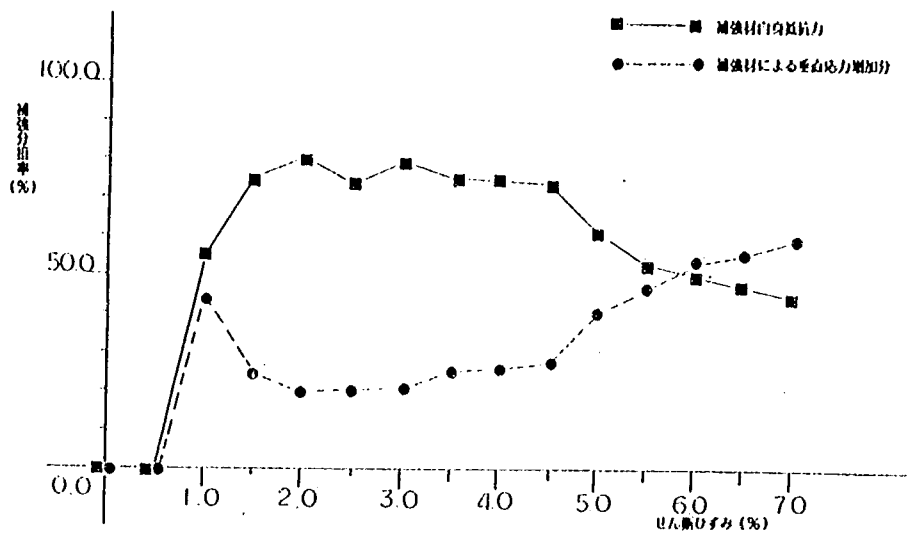


図-3.76 水平変位と補強分担率

表-3.11 補強分担率の計算

	A	C	B					
	B-1	D-1	E-1	(D-1) -(B-1)	(E-1) -(B-1)	(E-1) -(D-1)	(%) R1	(%) R2
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	0.518	0.518	0.058	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	0.570	0.599	0.622	0.029	0.052	0.023	55	45
1.5	0.592	0.638	0.651	0.044	0.059	0.015	75	25
2.0	0.614	0.668	0.679	0.052	0.065	0.013	80	20
2.5	0.629	0.689	0.710	0.060	0.082	0.022	73	27
3.0	0.638	0.718	0.740	0.082	0.104	0.022	79	21
3.5	0.643	0.747	0.781	0.104	0.138	0.034	75	25
4.0	0.643	0.769	0.814	0.126	0.171	0.045	74	26
4.5	0.643	0.799	0.858	0.158	0.215	0.059	73	27
5.0	0.643	0.799	0.903	0.158	0.260	0.104	60	40
5.5	0.643	0.792	0.932	0.149	0.289	0.140	52	48
6.0	0.643	0.792	0.947	0.149	0.305	0.156	49	51
6.5	0.643	0.792	0.962	0.149	0.319	0.170	47	53
7.0	0.643	0.792	0.977	0.149	0.334	0.185	45	55
7.5								
			R1	= A/C × 100				
			R2	= B/C × 100				

これより、補強分担率は、E-1 実験のせん断応力から B-1 実験のせん断力の差 (C) 区間の補強効果 100.0% とし、C 区間に対する (B) 区間と (A) 区間の割合により求めた。

図-3.76 により、水平変位 0.5% まで補強材に補強効果はない。その後、補強材挿入による補強効果が出現している。

水平変位 3.5% 程度まで、補強材自身の抵抗力が、補強効果の 80.0% を占め補強材挿入による垂直応力の増加分による効果は 20% 程度である。

水平変位 3.5% 以降、補強材自身の抵抗力が補強効果に与える影響は減少する。水平変位 5.5% 付近で、補強材自身の抵抗力と補強材挿入による垂直応力の増加分の補強効果に与える影響が 50% ずつと等しくなる。

その後、水平変位が増加すると、補強効果の割合は、補強材自身の抵抗力が増加する。

以上をまとめると今回の実験の場合、以下のように補強メカニズムを整理することが出来る。

(ステップ 1) 水平変位 0.5% 程度

せん断される土塊のせん断強度により抵抗する。

(ステップ 2) 水平変位 0.5% 以降 4.5% 程度

土塊のせん断強度が降伏し、補強材自身の抵抗力と補強材による垂直応力の増加により、抵抗する。その補強分担率は、前者が 80% 程度、後者が 20% 程度である。

(ステップ 3) 水平変位 4.5% 以上

補強材自身の抵抗力と補強材による垂直応力の増加の複合力で抵抗する。

その補強分担率は、水平変位が大きくなるに従い (ステップ 2) と逆の傾向を示す。本実験の最終変位 7% 時において、前者が 40%、後者 60% である。

(ステップ 4) 補強材と土の摩擦が切れた時

(ステップ 3) の状態から、水平変位を大きくすると、補強材と土の摩擦が切れる。その時の補強効果は、補強材の残留応力のみとなる。

(ステップ 5) 補強材が破断し、破壊する。

図-3.77 に、今回の実験結果を基礎に、補強メカニズム (ステップ 1 ~ ステップ 5) を示す。

今回の実験では、砂地盤において補強材径が一定の補強メカニズム、および補強分担率について示した。しかし、補強分担率および補強メカニズムは、補強材の剛性、地盤の種類に変化すると考えられること、また、今回の実験では、補強材による垂直応力が増加し始める点までしか行っていないため、今後補強材が破断するまでの試験が必要であると考えられる。

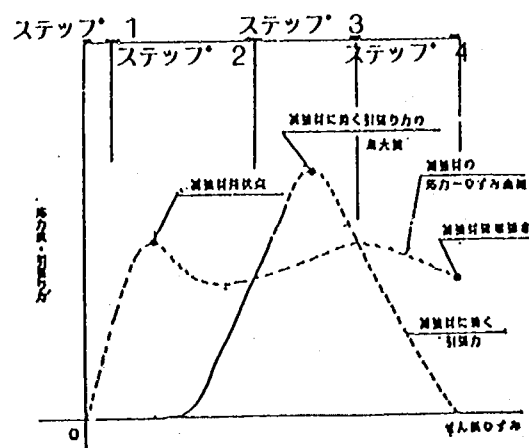


図-3.77 鉄筋挿入工法の補強メカニズム

第4章 実験のまとめ

今回の実験から以下の点が明らかになった。

- I. 補強地盤の補強効果に影響を及ぼす要因は、補強材表面の摩擦条件である。
- II. 地盤別の補強地盤の補強効果は、砂地盤（内部摩擦角（ ϕ ）の大きい地盤）で大きく、粘性土地盤（内部摩擦角（ ϕ ）の小さい地盤）で小さい。
- III. 鉄筋挿入工法において、補強材頭部にプレートを設置することにより、補強効果は大きくなる。特に、砂地盤で、水平変位の小さい時でも補強効果は高い。

この理由は、砂地盤で摩擦効果が大きく水平変位が小さい時、補強材周辺の摩擦が切れずプレートの効果が発揮されないが水平変位が大きくなるとプレート効果が発揮されると考えられる。

一方、粘性土地盤では、補強材表面の摩擦が砂地盤より小さく、砂地盤より小さい水平変位で摩擦効果が切れ、プレート効果が発揮される。

- IV. 補強地盤の地盤強度は、見かけ上、無補強地盤強度より大きくなる。

今回の実験において、無補強地盤の地盤強度に対する補強地盤の地盤強度の増加は、補強材のみ、摩擦型補強材、頭部プレート補強材の各実験とも内部摩擦角（ ϕ ）の変化がなく見かけの粘着力（ ΔC ）の増加であった。（表-3.10 参照）

- V. 今回の実験より、鉄筋挿入工法の補強メカニズムは、図-3.78 に示すステップ5 抵抗で抵抗すると考えられる。

（ステップ1）水平変位 0.5%程度

せん断される土塊のせん断強度により抵抗する。

（ステップ2）水平変位 0.5%以降 4.5%程度

土塊のせん断強度が降伏し、補強材自身の抵抗力と補強材による垂直応力の増加により、抵抗する。その補強分担率は、前者が80%程度、後者が20%程度である。

（ステップ3）水平変位 4.5%以上

補強材自身の抵抗力と補強材による垂直応力の増加の複合力で抵抗する。

その補強分担率は、水平変位が大きくなるに従い（ステップ2）と逆の傾向を示す。本実験の最終変位 7%時において、前者が40%、後者60%である。

（ステップ4）補強材と土の摩擦が切れた時

（ステップ3）の状態から、水平変位を大きくすると、補強材と土の摩擦が切れる。その時の補強効果は、補強材の残留応力のみとなる。

（ステップ5）補強材が破断し、破壊する。

あとがき

昭和61年度に引き続き鉄筋挿入工法の設計法を確立する目的で実験を行った。

その結果、砂地盤、粘性土地盤の両地盤において補強効果に影響を及ぼす大きな要因は補強材表面に発生する摩擦力であることが分かった。また、補強材頭部プレートによる効果も、発揮されることが分かった。さらに無補強地盤に対する補強地盤の地盤強度の増加は、試料砂、試料粘性土の見かけの粘着力の増加によるものであることが分かった。

今後は、現在までの実績により推測される変位に伴う補強効果を発揮させる要因の確認並びに実斜面での補強効果の確認を行い、鉄筋挿入工法の安全性の評価を検討していく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 建設省河川局砂防部監修：斜面崩壊防止工事の設計と実例、昭和57年8月
- 2) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー29、補強土工法、昭和61年5月
- 3) 土質工学会編：土質試験法、昭和54年12月
- 4) 日本道路協会：道路土工、のり面工・斜面安定工指針、昭和61年11月
- 5) 吉松弘行、三井宏人、大浦二郎、船ヶ山敏彦：建設省土木研究所資料第2586号「鉄筋による斜面補強工法に関する研究」、昭和63年2月

鉄筋挿入による斜面補強工法に
関する一面せん断試験

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第2626号
昭和63年3月 (1988)

吉松 弘行, 三井 宏人
大浦 二郎, 船ヶ山敏彦

要 旨 くい工に用いられる鋼管杭等と比べて剛性の低い鉄筋を用いる斜面補強工法に関し、中型一面せん断試験を行った。

試験は、昭和61年度の試験結果を踏まえた上で、補強効果に及ぼす補強材の摩擦の影響並びに補強材頭部に設置したプレートの影響を調べる目的で行った。

試験の結果、補強材表面の摩擦条件は、補強効果に影響を与える重要な因子であることが分かり、特に、粘性土地盤と比べ砂地盤で顕著であることが明らかになった。また、補強材頭部にプレートを設置することによって補強効果は高くなり、特に、砂地盤と比べ粘性土地盤で顕著であることが明らかになった。

キーワード：鉄筋挿入工法、中型一面せん断試験、補強効果、補強材表面摩擦条件、補強材頭部プレート、砂地盤、粘性土地盤

郵便はがき

郵便切手
はがき
の
下
を
い
は
す

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部急傾斜地崩壊研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2626号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印