

土木研究所資料

補強土壁工法における現場発生土の適用に 関する実験的検討

平成13年3月

国土交通省土木研究所
材料施工部施工研究室

Copyright © (2001) 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。

補強土壁工法における現場発生土の適用に 関する実験的検討

施工研究室	室	長	大下	武志
	室	長	塚田	幸広 ¹⁾
	主任	研究員	青山	憲明
	研	究	宮武	裕昭
	研	究	落合	良隆 ²⁾
	研	究	橋本	聖
	技	官	井谷	雅司

要 旨

補強土壁工法は従来良質材を盛土材として構築する工法である。しかし、近年、現場発生土は年々増加していることから、これらを有効的に利用可能かを明らかにするために、大型実大実験を行った。その結果、アンカープレート周りに改良土を用いることによって現場発生土は実用可能であることがわかった。また、多数アンカー式補強土壁工法の部分改良時のアンカープレート引抜き抵抗メカニズムについても検討し、改良体の破壊タイプ・算定式を提案した。

キーワード：ジオテキスタイル、多数アンカー式補強土壁工法、現場発生土、2重壁構造
アンカープレート引抜きメカニズム

-
- 1) 現東北地方整備局企画部企画調査官
2) 現関東地方整備局常陸工事事務所工務第二課主任

はじめに

補強土壁工法は、高さのある急勾配盛土を構築できる工法である。これらの工法は補強機構の違いはあるが、従来の擁壁に比べて変形に対してフレキシブルに対応できる構造が特徴である。また、比較的軟弱な地盤上に構築するような場合でも、簡便な基礎処理だけで補強土壁の施工が可能、かつ耐震性に優れていることから、各補強土壁工法の施工実績は年々着実に増加している。

近年、粘性土を中心とした現場発生土が年間 4 億 4,600 万 t (平成 7 年度建設省調査) 発生しており、これらを有効的に利用するための対策が望まれている。補強土壁工法の一般的な盛土材料は、レキ・砂質土といった比較的良好な材料が適用されているが、行政サイドは現場発生土(粘性土系)の適用性の評価への期待が高い。

このため、粘性土系を中心とした材料を盛土材として用いた場合、補強メカニズムの解明や補強領域、支持力変形に対する全体安定を的確に把握することは重要な問題である。

本実験は、建設発生土で代表的な関東ローム土をジオテキスタイル及び多数アンカー式補強土壁の盛土材として構築し、載荷および沈下実験を行った。これらの実験から主に建設発生土の適用性について検討したので報告する。

平成 13 年 3 月

施工研究室	室	長	大下	武志
	主任研究員	青山	憲明	
	研究員	宮武	裕昭	
	研究員	橋本	聖	
	技官	井谷	雅司	

目 次

はじめに

1. 補強土壁工法について

- 1.1 ジオテキスタイル補強土壁工法について.....1
- 1.2 多数アンカー式補強土壁工法について.....2

2. 建設発生土を盛土材としたジオテキスタイル補強土壁の大型模型実験

- 2.1 実験目的.....3
- 2.2 実験概要.....3
 - 2.2.1 実験の方針.....3
 - 2.2.2 実験条件.....3
 - 2.2.3 設計手順.....5
 - 2.2.4 設計方法および設計計算結果.....6
- 2.3 実験計画.....7
 - 2.3.1 概要.....7
 - 2.3.2 計測機器.....10
 - 2.3.3 施工機械.....12
 - 2.3.4 施工方法.....13
- 2.4 計測結果.....15
 - 2.4.1 両 CASE の各試験結果比較.....15
 - 2.4.2 盛土施工時.....16
 - 2.4.3 載荷試験.....21
 - 2.4.4 沈下実験.....28
- 2.5 まとめ.....34

3. 建設発生土を改良して用いるアンカー式補強土壁の大型室内実験

- 3.1 実験目的.....35
- 3.2 実験概要.....36
 - 3.2.1 盛土概要.....36
 - 3.2.2 実験擁壁.....37
 - 3.2.3 実験方法.....38
- 3.3 計測結果.....47
 - 3.3.1 壁面変位量.....47

3.3.2	タイバー張力	50
3.4	考察	53
3.4.1	内的安定についての検討 (CASE1, CASE2)	53
3.4.2	外的安定についての検討 (CASE3)	56
3.4.3	プレート引抜けメカニズムの検討 (CASE1~3)	58
3.5	まとめ	63
	あとがき	64
	参考資料	65

1. 補強土壁工法について

1. 1 ジオテキスタイル補強土壁工法について

ジオテキスタイルとは土木工事に用いられる織布、不織布および編物で、透水性のあるシート状の高分子材料の製品と定義されている。ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（以下、マニュアル）²⁾では、不織布、織布、編物のほかジオグリッド、ジオネット、複合製品をジオテキスタイルとして扱っている。これらを土と補強材の摩擦のみによって一体化した仮想の構造体が、壁面勾配1:0.6より急な勾配を持つ場合をジオテキスタイル補強土壁と称されている。

ジオテキスタイル補強土壁工法は比較的ぜい弱な地盤条件での適用も可能としている。しかしながらこのような場合、軟弱地盤の圧密沈下、液状化、地すべりなどに対する検討を別途行い、必要に応じて対策を講じるなどして、補強土壁の機能に応じた安定性を確認しておく必要がある。

地震時の安定性については、規模や重要度などに応じて別途自身の影響を考慮した設計を行う必要がある。また、補強土壁浸水するような水辺への適用にあたっては、計画される水位面以下の盛土材料に透水性の高いレキを用いるなど、水位が変化した場合の安定性について、慎重かつ繊細な検討が必要である。

ジオテキスタイル補強土壁は、従来形式に擁壁に比べて比較的柔な構造物であるため、施工中や供用後もある程度の変形が生じることもあり、このため変位の制約が厳しい条件での適用にあたっては注意を要する必要がある。

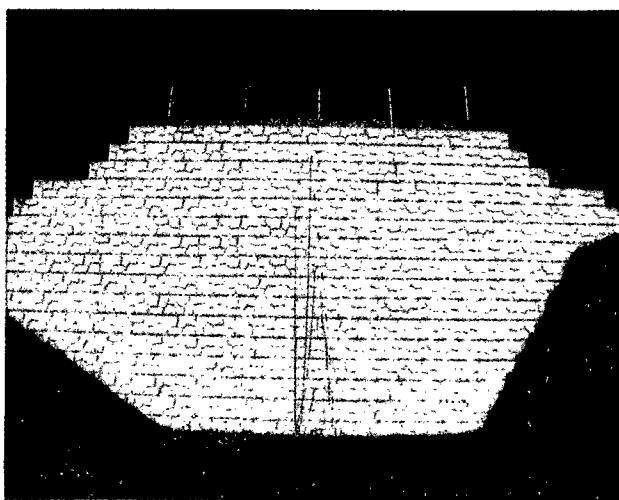


写真-1.1 ジオテキスタイル補強土壁

1. 2 多数アンカー式補強土壁工法について

アンカー式補強土壁工法は、壁面材とアンカープレートとを剛性の高いロッドなどで緊結し、前壁に作用する土圧をアンカープレートの引抜き抵抗によって支えることにより盛土の安定を保つ工法である(図-1)。この工法は、盛土材料に比較的広範囲の種類の現地発生土を利用できること、直壁構造であるので土地の有効利用に適しているなど、近年の建設事業のコスト縮減という社会的ニーズに合致する工法として、着実な施工実績を重ね広く普及しつつある。

補強土壁工法は、土の性質そのものは変えずに盛土内に補強材を埋設して複合構造物を構築するものである。そのため、強度が低い土を用いても高い安定性が得られるため、高盛土や急勾配盛土などに幅広く利用されている。アンカー式補強土壁工法も同様、従来の擁壁工法が剛壁であるのに対し、柔軟でたわみ性があり支持地盤の不同沈下などに対する追従性を持つという特徴を有している。

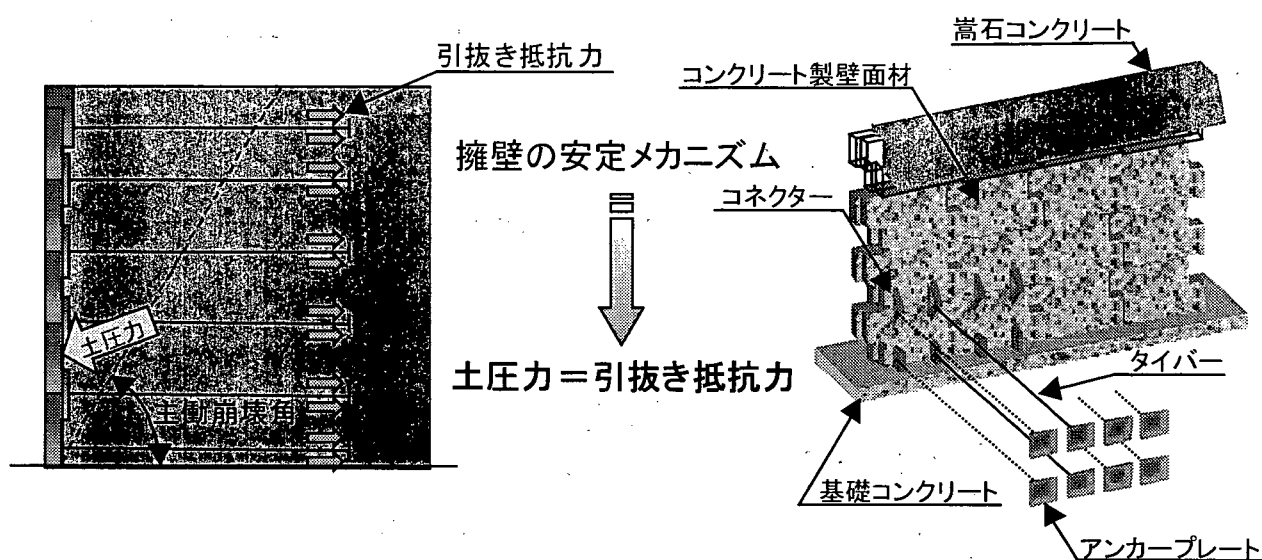


図-1.1 多数アンカー式補強土壁工法の構造

2. 建設発生土を盛土材としたジオテキスタイル補強土壁の大型模型実験

2. 1 実験目的

本実験は、従来、ジオテキスタイルを用いた補強土壁構造物は、補強機能が補強材と盛土材料との摩擦効果を期待するため、粘性土系材料（建設発生土等）はあまり適当ではない。しかし、昨今のリサイクル推進・建設事業コスト縮減といった風潮から、建設発生土も有効的に活用しなければならない。

本実験は、比較のために盛土材として関東ロームを使用したケース（CASE1）と、関東ロームにセメント系固化材を攪拌して作った改良土をジオテキスタイル端部に部分改良し、引抜き抵抗を向上させたケース（CASE2）の2ケースを対象とした。実験内容は構築した補強土壁に対して載荷実験や沈下実験を行い、補強土壁全体の挙動や補強材のひずみ、構造物の壁面変形や地盤反力を比較し、ジオテキスタイル定着部改良した場合の現場発生土適用性について評価したものである。

2. 2 実験概要

2. 2. 1 実験の方針

- ① 現場発生土を用いた高さ4mのブロック形式ジオテキスタイル補強土壁を築造し、その施工性の確認。
- ② 築造時、載荷実験、沈下実験を通して補強土壁に関する各種計測を行い、外力に対する構造物の安定性の確認。

2. 2. 2 実験条件

○ 設計条件

計画補強土壁断面形状および土質定数

（1）計画断面形状

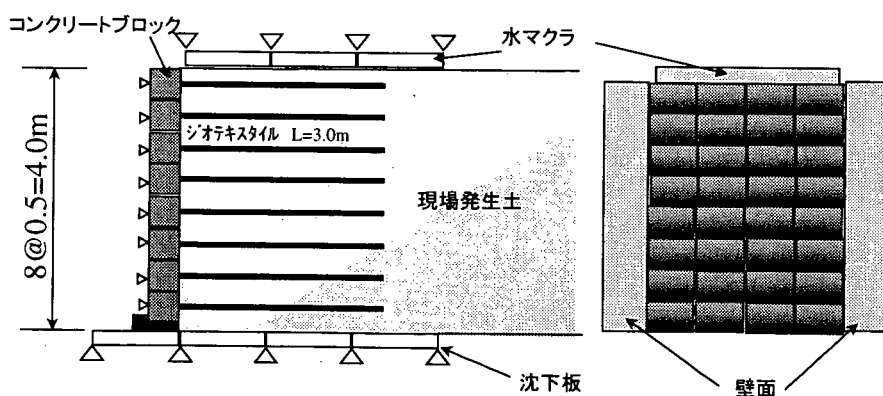


図-2.1 CASE1 断面図および正面図

(2) 使用材料等の物性値

① 盛土材（関東ローム土）の土質定数

単位体積重量 : $\gamma_t = 12.0 \text{ kN/m}^3$
粘着力 : $c = 35 \text{ kN/m}^2 (\text{UU-test})$
内部摩擦角 : $\phi = 12.4^\circ (\text{UU-test})$

② 改良土の土質定数

単位体積重量 : $\gamma_t = 12.5 \text{ kN/m}^3$
粘着力 : $c = 21 \text{ kN/m}^2 (\text{CU-test})$
内部摩擦角 : $\phi = 31.6^\circ (\text{CU-test})$

③ コンクリートブロック

単位体積重量 : $\gamma_s = 23.5 \text{ kN/m}^3$

(3) 補強材の設計強度

一軸延伸ポリマーグリッド
設計強度 : $T_A = T_{max}/F_{cr}F_dF_cF_b = 30.0 \text{ kN/m}^2$

表-2.1 補強材の形状及び引張り強度

分類	銘柄	形状			引張り強度 (kN/m ²)			
		幅×ロール長 (m)	目合 縦×横 (mm)	結節点 厚さ (mm)	品質管理強度		製品基準強度	
SRタイプ	SR35	1.0×30	166×22	2.2	43.0	—	36.0	—
	SR55	1.0×30	166×22	3	60.0	—	50.0	—
	SR70	1.0×30	166×22	3.8	72.0	—	60.0	—
	SR80	1.0×30	166×22	4.4	85.0	—	70.0	—
	SR100	1.0×30	166×22	5.9	106.0	—	90.0	—
	SR110	1.0×30	166×22	6.3	117.0	—	100.0	—
SSタイプ	SS1	4.0×50	28×40	2.8	12.0	22.0	10.0	20.0
	SS2	4.0×50	28×40	3.9	19.0	32.0	17.0	30.0
	SS35	3.5×30	28×33	4.2	34.0	43.0	27.0	37.0

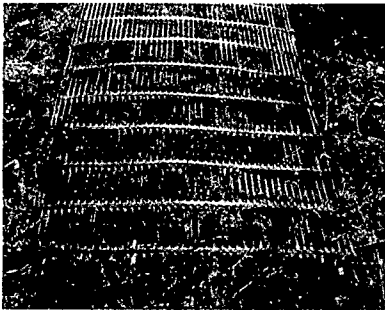


写真-2.1 補強材（テンサーSR55）

(4) 設計安全率

表-2.2 設計安全率一覧表

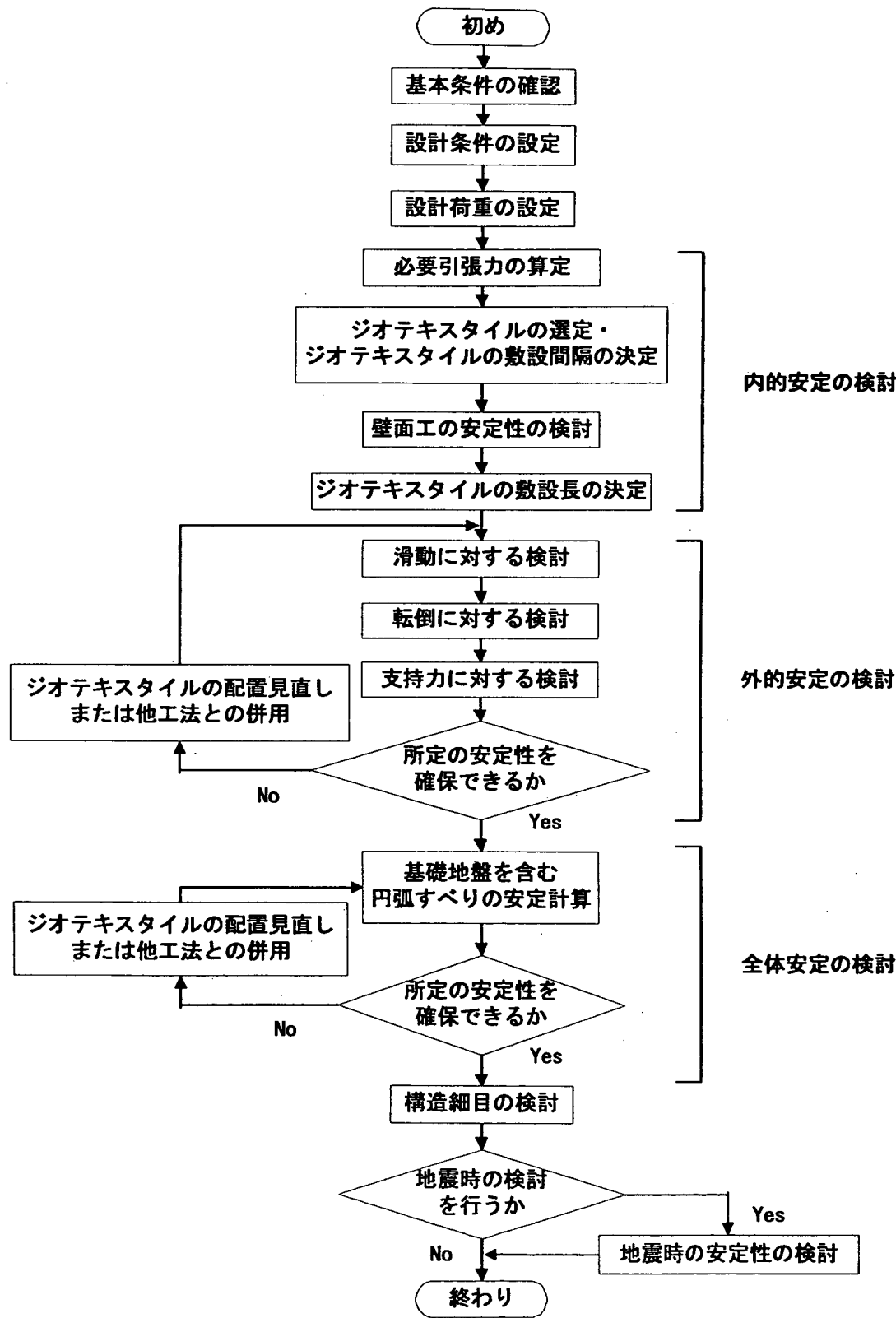
	安全率の種類	設計安全率	
		常時	地震時
内的安定	円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.2$	$F_s \geq 1.0$
	補強材の引き抜きに対する安全率	$F_s \geq 2.0$	$F_s \geq 1.2$
外的安定	滑動に対する安全率	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$
	転倒に対する安全率	$e \geq L/6$	$e \geq L/3$
	支持力に対する安定	$F_s \geq 3.0$	$F_s \geq 2.0$
	基礎地盤を含むすべりに対する安全率	$F_s \geq 1.2$	$F_s \geq 1.0$

今回の実験は、室内での大型実大実験で行われるため、底版が鋼板（沈下板）のため支持力検討は行わない。

2. 2. 3 設計手順

補強土壁の標準的な設計手順は図-2.2 に示すとおりである。

図-2.2 ジオテキスタイル設計手順



2. 2. 4 設計方法および設計計算結果

補強材の配置方法は、平成4～6年度に実施された『ジオテキスタイル補強土壁の設計・施工に関する共同研究』の中で土研マニュアル方法、Leshchinsky 法、keystone 法など様々考えられるが、現在運用されている一般的な設計が妥当であると解釈し、土研マニュアル方法を採用した。

(1) 計算条件

壁面工 : コンクリートブロック (計算には無関係)

補強材 : ジオグリッド (SR-55) $T_A=30.0\text{kN/m}$

盛土材 : 関東ローム $c=35\text{kN/m}^2$, $\phi=12.4^\circ$, $\gamma_t=12.0\text{kN/m}^3$

基礎地盤 : (仮定) $c=300\text{kN/m}^2$, $\phi=30^\circ$, $\gamma_t=19.0\text{kN/m}^3$

載荷重 : なし

計算方法 : 円形すべり計算は、設計安全率 $F_s=1.0$ を確保できる補強材敷設長をジオテキスタイル安全率算出プログラム (GEO-W) で算定した。

(2) 設計計算結果

次頁以降は、土研マニュアル方式によって設計計算を実施した結果を示す。

実験で用いるコンクリートブロック壁面工はブロック一つの高さが $h=0.5\text{m}$ のため、一般的な敷設間隔である $h=1.0\text{m}$ を基本として、高さ $h=4.0\text{m}$ (計8ブロック) につき8枚 ($h=0.5\text{m} \times 8$ 枚) の補強材を敷設することとした。結果、敷設材長 $L=3.0\text{m}$ では、壁上部の引抜き抵抗に対する長さが不足しているが、改良土による補強材の引抜き抵抗を明らかにするために、短い敷設材長を採用した。

2. 3 実験計画

2. 3. 1 概要

(1) 実験場所

建設省土木研究所 土工実験棟

(2) 実験条件

1) 盛土条件

盛土条件および品質管理項目をそれぞれ表-2.3, 表-2.4 に示す。

表-2.3 盛土条件

設定項目	条件	備考
高さ	4.0m+余盛り0.4m	
幅	4.0m	
壁面工 のり面勾配	ブロック形式 1:0.0(垂直)	0.5m×1.0m×0.5m
補強材	ポリマーグリッド 設計引張り強度 $T_A=30\text{kN/m}^2$	
盛土材	関東ローム土(江戸崎産) $\phi=12.4^\circ$, $C=35\text{kN/m}^2$, $\gamma_t=12\text{kN/m}^3$	UU試験
排水材	不織布	

表-2.4 品質管理項目および数量一覧表

試験項目	数 量	備 考
含水比試験	1回／1層(25cm)	
現場密度試験	3箇所／1層(25cm)	コア Cutter-法による試料採取

2) 補強土壁断面図

図-2.3、2.4 各ケースの断面形状を示す。

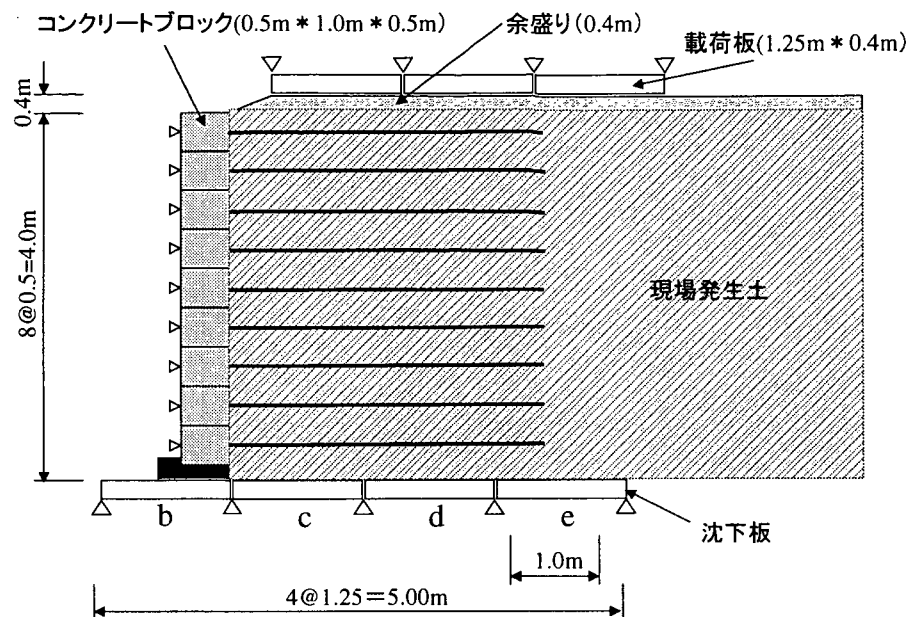


図-2.3 補強盛土断面形状 (CASE1)

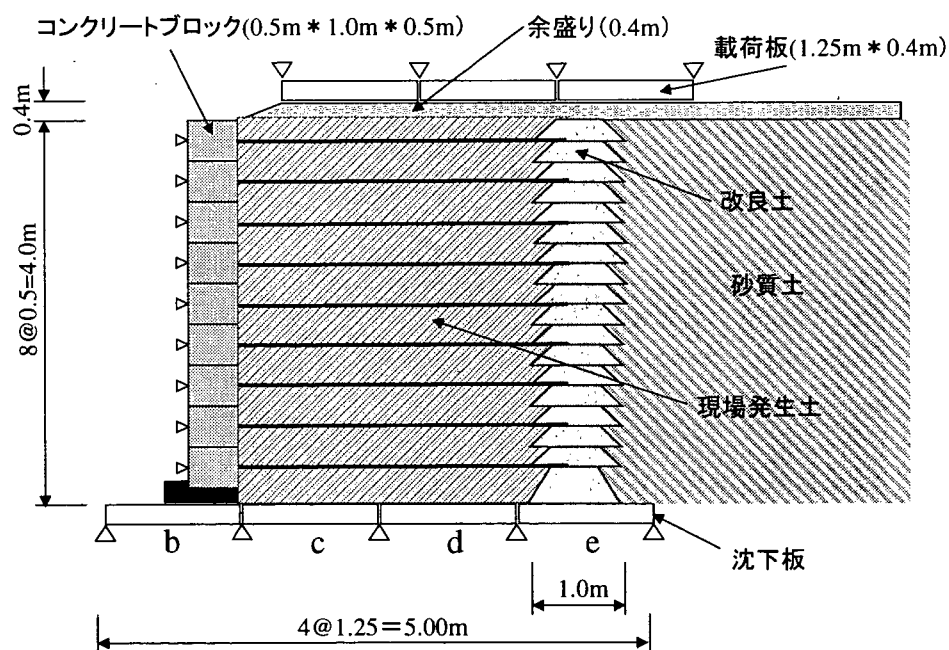


図-2.4 補強盛土断面形状 (CASE2)

3) 補強土壁正面図

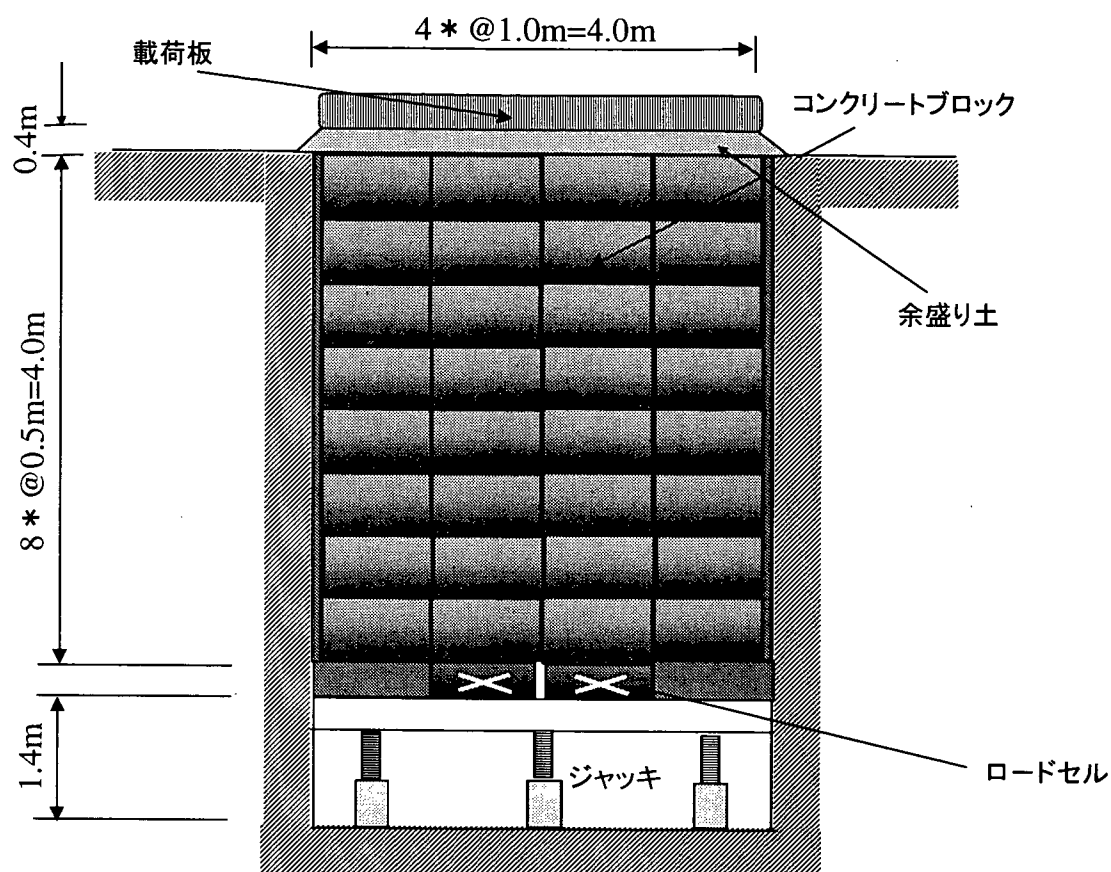


図-2.5 補強土壁正面図 (CASE1, 2)

2. 3. 2 計測機器

(1) 計測項目および計測方法

表-2.5 計測項目および計測方法

計測項目	計測方法及び計測器	測定頻度	初期値
補強材ひずみ	ひずみゲージ プラスチック製箔ひずみゲージ 補強材表裏貼付け240Ω 1ゲージ3線法	10分毎	補強材設置後
壁面土圧	土圧計	10分毎	前面盛土材敷均し後
地盤反力	土圧計	10分毎	同上
壁面水平変位	水平変位計	10分毎	同上
載荷重	載荷重制御装置	10分毎	載荷開始直後
沈下板沈下量	沈下板制御装置	10分毎	沈下開始直後

各測定結果は、以下の項目について整理を行うものとする。

- ・ 盛立て終了時、載荷時、沈下時の補強材ひずみ分布
- ・ 盛立て終了時、載荷時、沈下時の壁面変位量
- ・ 盛立て終了時、載荷時、沈下時の壁面土圧分布および地盤反力分布

(2) 計測位置

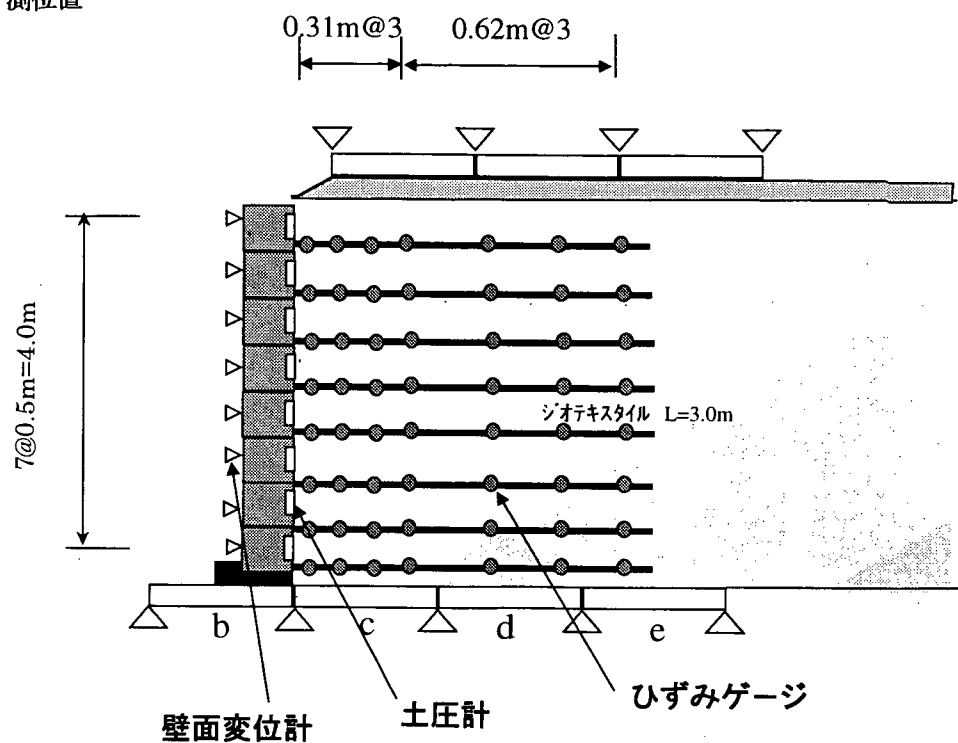


図-2.6 計測位置断面図

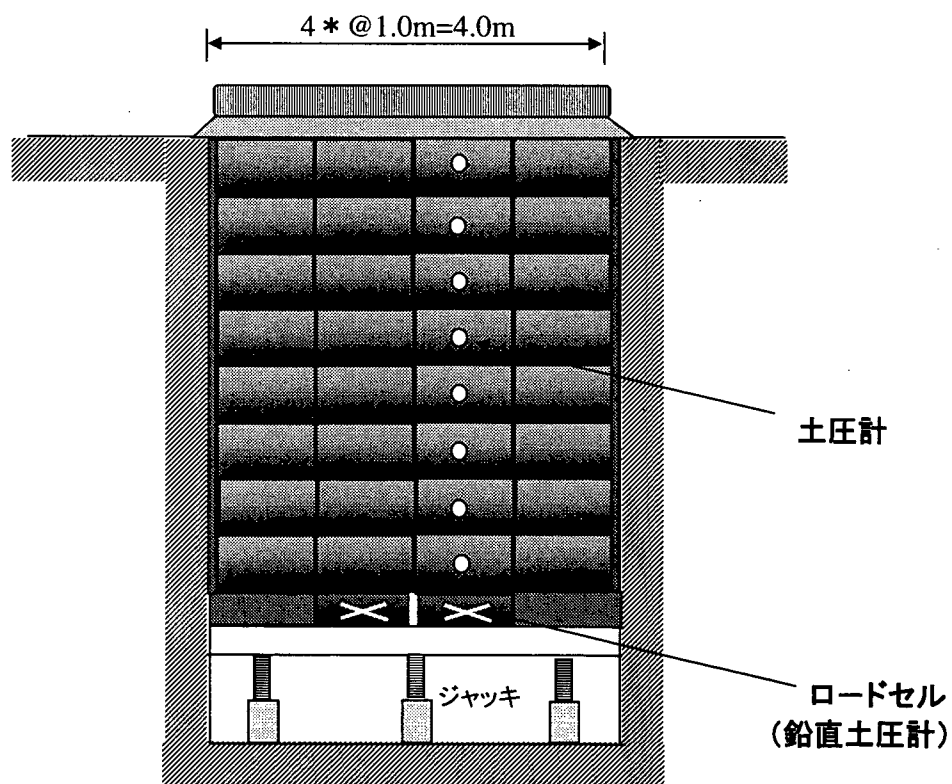


図-2.7 計測位置正面図

(3) 計測数量

表-2.6 に計測数量を示す。

表-2.6 計測数量表

	記号	計器名	測点数
補強材ひずみ	●	ひずみゲージ	56
壁面土圧	┃	土圧計	8
地盤反力	⊗	土圧計	4
壁面変位	▷	壁面変位計	8

2. 3. 3 施工機械

表-2.7 に使用した施工機械を示す。

表-2.7 施工機械

施 工	機械名	台数	備考
改良土作成	スタビライザー	1	
試料運搬	門型クレーン	1	15T級
改良土締固め	タンパ	1	
現場発生土締固め	人力	適時	

2. 3. 4 施工方法

(1) 盛土施工時

盛土順序は図-2.8 の通りである。

【 CASE 1 】

CASE 1 の盛土材料はすべて関東ロームである。

はじめに、コンクリートブロックを設置し、ジオテキスタイルが水平に敷設できる高さまで人力によって敷均し締固めを行う。盛土の際には、壁ブロックに急激な土圧がかかるのを防ぐため、壁ブロックから 50cm 離れた部分は、全体を盛土した後に盛土した。(図-2.8 参照) 盛土後、ジオテキスタイルが緩まないように水平に敷設し、さらに盛立てを継続しコンクリートブロックを積み上げた。

以降、壁高 $h=4.0\text{m}$ に到達するまで上記作業を繰り返し行い、載荷板が載せられるようにさらに $h=0.4\text{m}$ 余盛りを行い終了とした。

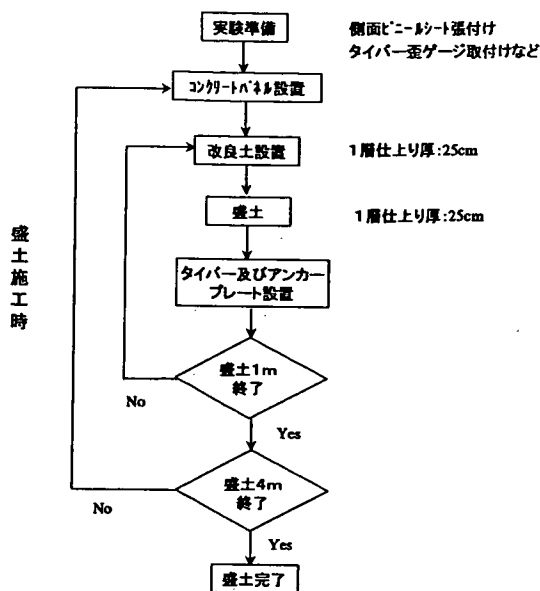


図-2.8 施工フロー

【 CASE 2 】

CASE 2 は、壁ブロックから 3.0m 離れた補強材端部（ジオグリッド端）を改良土で施工し、壁ブロックと改良土で抑えた端の間に現場発生土を盛土した。これは、補強材端部を抑えた改良体が壁の役割を果たすと考えられることから、壁面ブロックと改良体壁と合わせて『2重壁構造』と称した。

施工に入る前の準備作業として改良土の配合試験を行った。改良土は予備試験で改良強度 $\sigma_r=490\text{kN/m}^2$ を目標強度とし、スタビライザーで現場発生土（関東ローム土）とセメント系固化材を 1:0.18 の割合で配合・攪拌したものをを使用した。

盛土施工は、補強材端部を改良土で施工する以外は CASE 1 の施工順序と同様である。

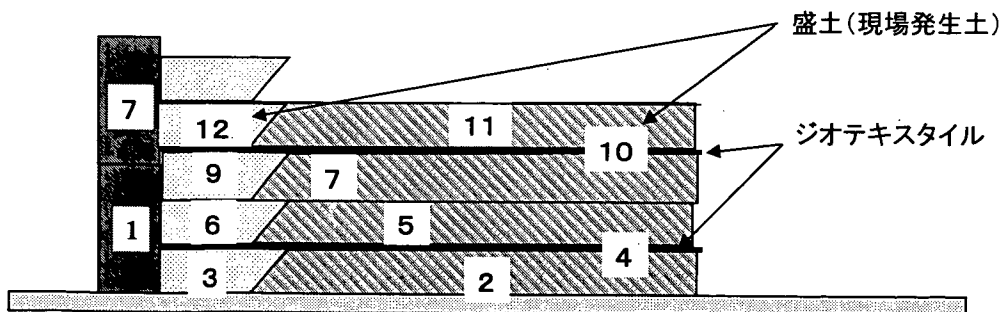


図-2.9 施工順序

(2) 載荷実験

載荷実験は、築造した補強土壁に対して、上載圧の増加に対して構造物の変形や安定を把握するものである。

余盛り終了後は、載荷板を盛土上に設置したまま半日程度放置した。載荷実験は初期荷重で 50kN 載荷し、沈下の変状が収まった段階で順次載荷を行い、載荷間隔は約 15 分で沈下が収束したのを確認した後、継続して載荷を行った。地盤降伏の判断は、載荷重に対して沈下が収束しない時点とし、その段階で載荷実験を終了とした。

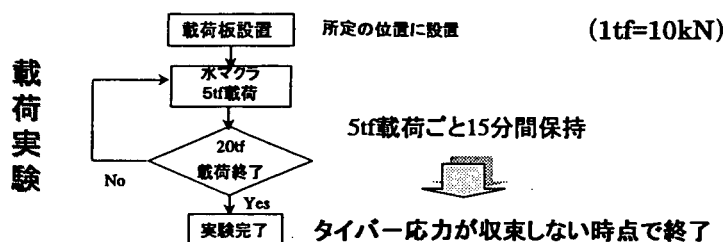


図-2.10 載荷実験順序

(3) 沈下実験

載荷実験終了後、沈下実験を行った。沈下板は b～e の 4 枚あるが、CASE1 の場合、はじめに背面土側の沈下板 d, e を 5mm 沈下させて後、壁面変形の有無を確認し、続けて壁面側の沈下板 b, c を 5mm 沈下させる。その後、引き続き沈下板 b, c を 5mm 沈下させた後、沈下板 d, e を 5mm 沈下させる。この作業を繰り返して沈下板すべてが 20mm 沈下した段階で終了とした。

CASE2 は、CASE1 と作業手順は同様であるが、各沈下板を最大 40mm まで沈下させた段階で終了とした。

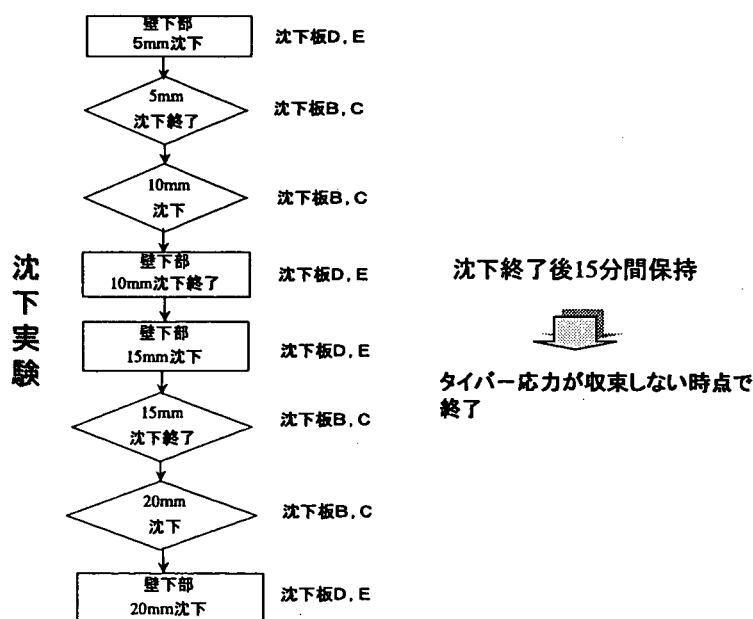


図-2.11 沈下実験順序

2. 4 計測結果

2. 4. 1 両 CASE の各試験結果比較

(1) CASE1 における含水比、湿潤・乾燥密度

表-2.8 CASE1 盛土時における含水比、湿潤・乾燥密度

1997年8月									
	重量(g)	カッパNO.	Wa	Wb	Wc	W(%)	$\gamma_t(g/cm^3)$	$\gamma_d(g/cm^3)$	
1層	1000.2	19	74.85	52.41	27.74	91	1.274	0.667	
	1035.5	49	93.02	60.92	28.38	98.6	1.319	0.664	
	989.6	36	98.7	63.29	26.93	97.4	1.261	0.639	
						95.7	1.285	0.657	
2層	1001.2	39	77.76	53.18	27.5	95.7	1.275	0.652	
	926.3	52	79.27	55.16	30.67	98.4	1.18	0.595	
	946.3	40	89.01	58.62	26.39	94.3	1.205	0.62	
						96.2	1.22	0.622	
3層	978.7	165	72.4	50.29	27.2	95.8	1.247	0.637	
	942.5	15	71.27	52.6	32.67	93.7	1.201	0.62	
	968.3	26	81.19	56.32	30.63	96.8	1.234	0.627	
						95.4	1.227	0.628	
4層	939.5	78	80.04	56.15	27.61	83.7	1.197	0.651	
	922	85	84.37	59.14	27.58	79.9	1.175	0.653	
	961.4	46	93.16	62.32	29.36	93.6	1.225	0.633	
						85.7	1.199	0.646	
5層	967.4	2	81.86	56.56	27.68	87.6	1.232	0.657	
	988.7	55	94.5	63.8	27.77	85.2	1.259	0.68	
	952.1	20	78.2	53.67	28.01	95.6	1.213	0.62	
						89.5	1.235	0.652	
6層	989.4	61	93.61	63.13	28	86.8	1.26	0.675	
	912.3	7	95.27	63.95	28.75	89	1.162	0.615	
	991	83	88.32	58.67	26.99	93.6	1.262	0.652	
						89.8	1.228	0.647	
7層	1017.2	78	75.5	52.11	27.61	95.5	1.296	0.663	
	1026.8	55	87.6	59.17	27.7	90.3	1.308	0.687	
	998.3	60	88.22	58.43	27.68	96.9	1.272	0.646	
						94.2	1.292	0.665	
8層	999.2	165	70.88	50.05	27.29	91.5	1.273	0.665	
	956.8	52	71.6	52.46	30.71	88	1.219	0.648	
	963.7	72	85.34	56.83	27.03	95.7	1.228	0.627	
						91.7	1.24	0.647	
9層	968.8	15	85.31	60.19	32.66	91.2	1.234	0.645	
	962.3	19	71.01	51.36	27.66	82.9	1.226	0.67	
	960.7	39	72.8	51.41	27.5	89.5	1.224	0.646	
						87.9	1.228	0.654	
10層	885.7	38	81.95	58.81	30.08	80.5	1.128	0.625	
	979	37	72.83	55.84	33.2	75	1.247	0.712	
	969.8	6	87.92	61.99	27.52	75.2	1.235	0.705	
						76.9	1.204	0.681	
11層	938.2	2	84.86	58	27.68	88.6	1.195	0.634	
	965.8	49	77.64	54.76	28.39	86.8	1.23	0.659	
	966.1	85	66.63	48.04	27.59	90.9	1.231	0.645	
						88.8	1.219	0.646	
12層	994.5	147	82.55	58.14	26.81	77.9	1.267	0.712	
	1017.7	27	87.3	60.2	27.86	83.8	1.296	0.705	
	932.9	88	77.68	56.23	30.6	83.7	1.188	0.647	
						81.8	1.251	0.688	
13層	918.2	116	63.65	47.2	27.15	82	1.17	0.643	
	898.2	145	83.03	58.1	29.06	85.8	1.144	0.616	
	917.8	137	74.36	52	26.97	89.3	1.169	0.618	
						85.7	1.161	0.625	
14層	967.2	88	88.93	61.7	30.58	87.5	1.232	0.657	
	989.6	160	68.71	49.3	27.22	87.9	1.261	0.671	
	950.3	49	69.94	50.4	28.38	88.7	1.211	0.641	
						88	1.234	0.656	
15層	950.2	101	80.54	56.2	28.05	86.5	1.21	0.649	
	1055.9	103	77.95	55.9	30.8	87.8	1.345	0.716	
	905.3	90	83.33	57.7	27.45	84.7	1.153	0.624	
						86.3	1.236	0.663	
16層	951.4	14	86	58.3	26.37	86.8	1.212	0.649	
	1013.6	1	75.76	53.6	28.66	88.9	1.291	0.684	
	958.8	36	81.52	56.2	28.22	90.5	1.221	0.641	
						88.7	1.242	0.658	
					平均	88.9	1.231	0.652	

2. 4. 2 盛土施工時

盛土盛立てが終了した段階において以下（１）～（４）の項目について計測を行った。

（１）壁面土圧

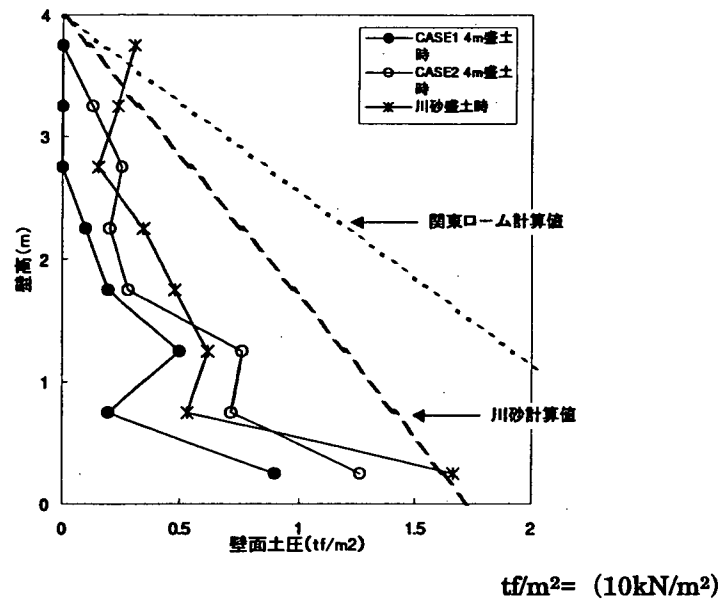


図-2.12 CASE1, 2 盛土施工終了時における壁面土圧

図-2.12 は盛土完成後の各ケースのコンクリートブロック背面に作用する土圧分布を示している。図より、CASE1、2 の実測は以前行われた川砂のケースと同様に主働土圧以下の分布となっているが、CASE2 は CASE1 と比較して土圧が大きく作用していることが分かる。これは、CASE2 ではジオテキスタイルが後端で改良土と固定されているためにブロックが主動側（盛土内部方向）への変形を抑止されたと考える。

(2) 水平変位量

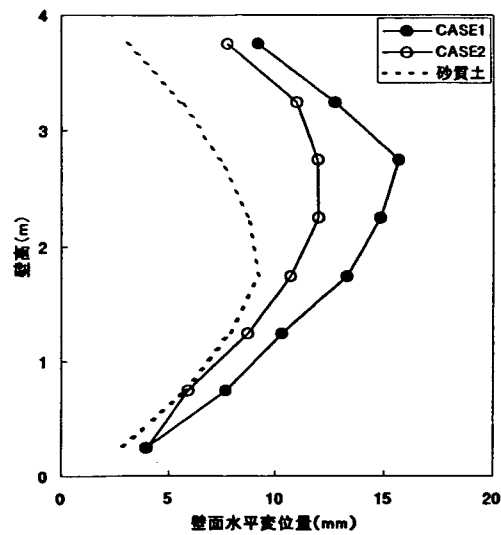


図-2.13 CASE1, 2 盛土施工終了時における水平変位量

壁面の水平分布を図-2.13 に示す。以前行われた砂質土を用いた実験を含めた CASE1、2 とも $H=2.75\text{m}$ 付近で最大となる凸状の分布形状となっている。川砂のケースより変位が大きい結果となったのは、盛土材と補強材の摩擦抵抗が小さかったためと考える。

しかし、変位量に着目すると川砂のケースより大きいものの、CASE2 はどの位置においても CASE1 より小さく、最大変位で比較すると CASE1 より 30%低減していることが分かる。

(3) 支持力

1) 壁直下および疑似擁壁部鉛直支持力

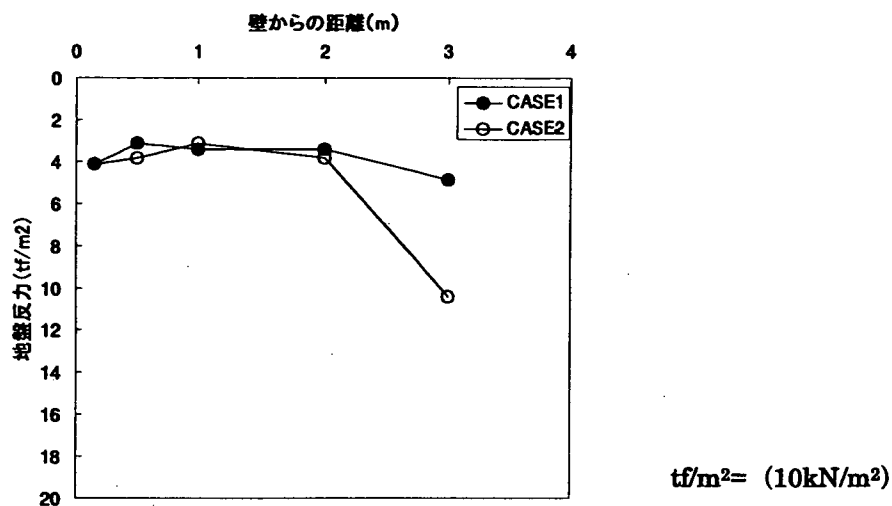


図-2.14 CASE1,2 壁直下および疑似擁壁部支持力

盛土施工終了時の壁直下および疑似擁壁部の鉛直応力を図-2.14 に示す。補強材長は、壁ブロックから $L=3.0\text{m}$ の長さなので、地盤反力の計測位置はすべて補強材が敷設してある。地盤反力の変化は、CASE1,2とも補強材長 $L=3.0\text{m}$ の位置以外ではほとんど見られなかったが、補強材長 $L=3.0\text{m}$ の位置で CASE2 が大きな地盤反力を示している。これは、補強材端部をセメント改良土で施工したので、CASE2 の単位体積重量が CASE1 より大きいため変化が生じたと考える。

(4) 補強材 (ジオテキスタイル) ひずみ

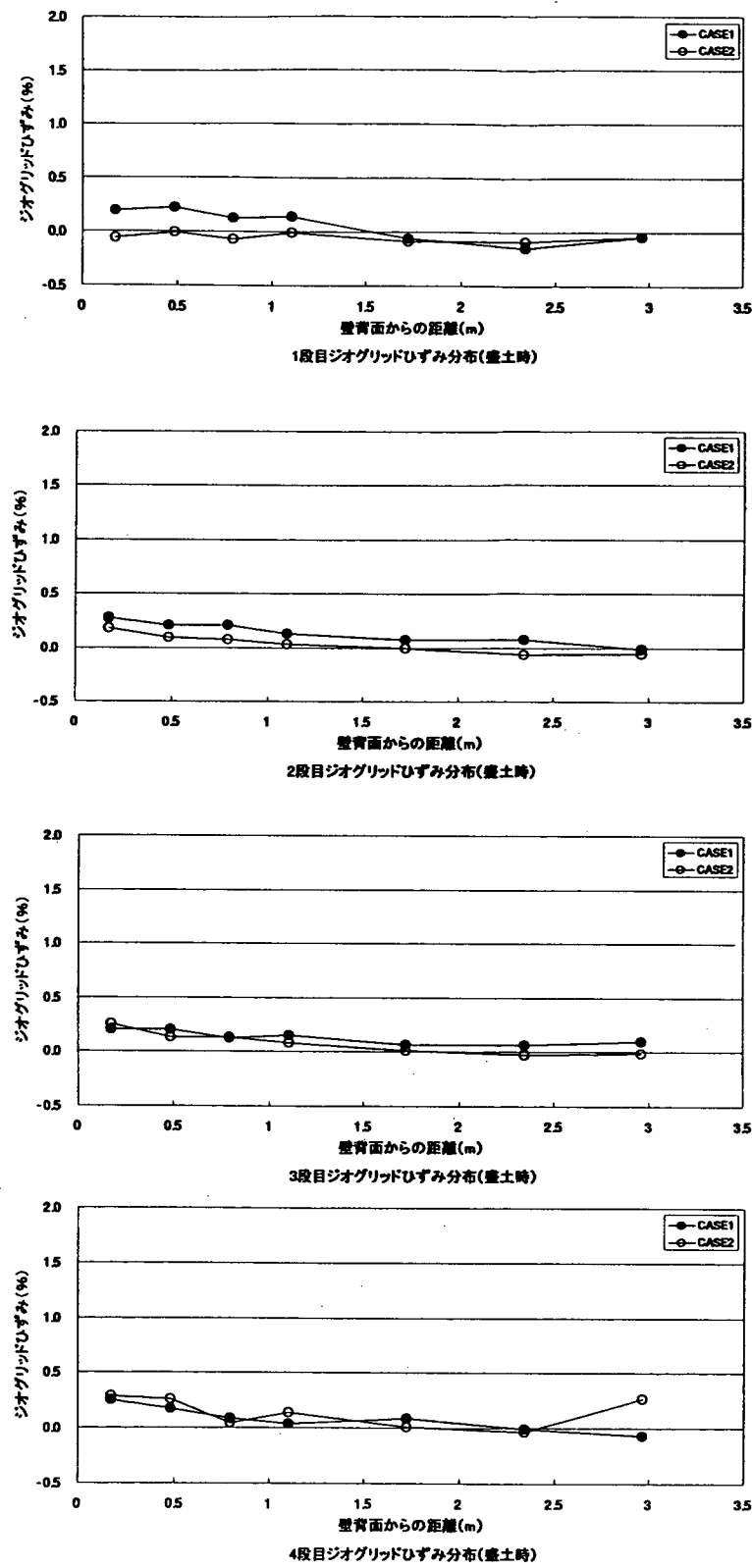


図-2.15 CASE1,2 盛土時補強材ひずみ (下から1段目～4段目)

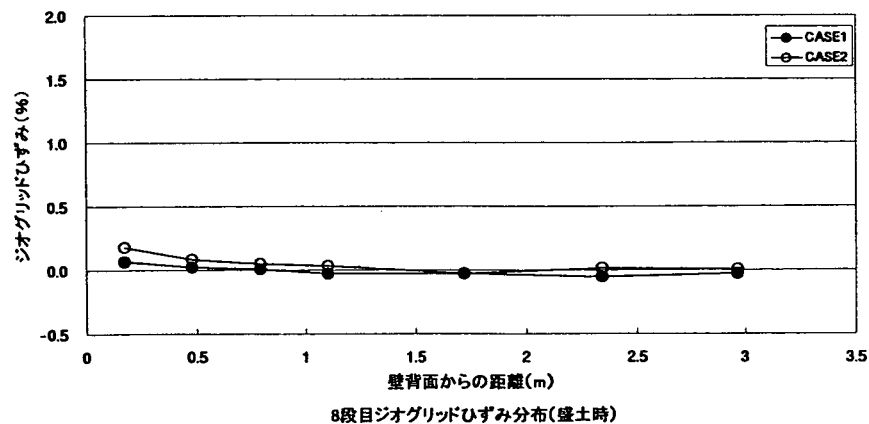
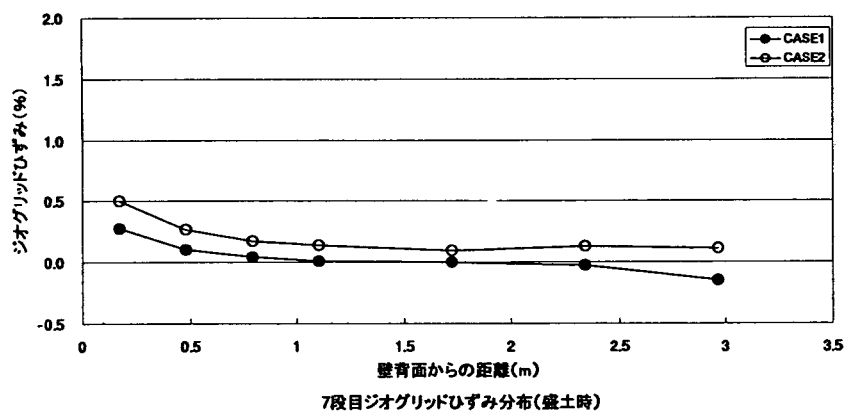
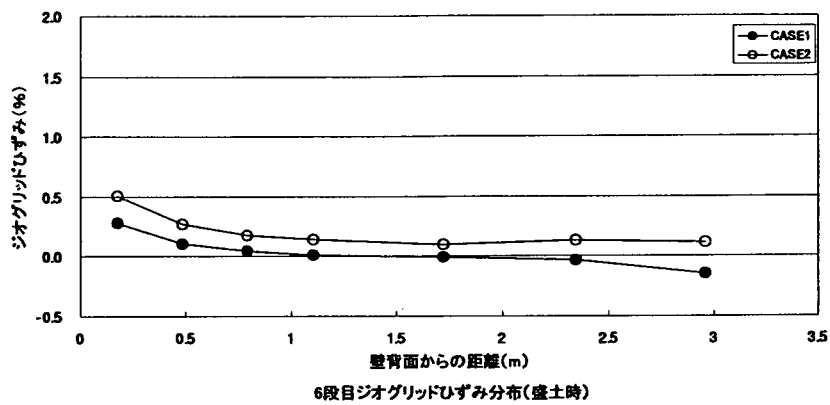
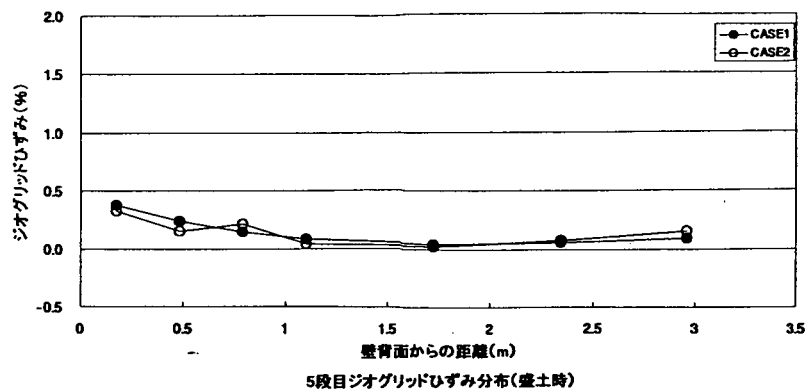
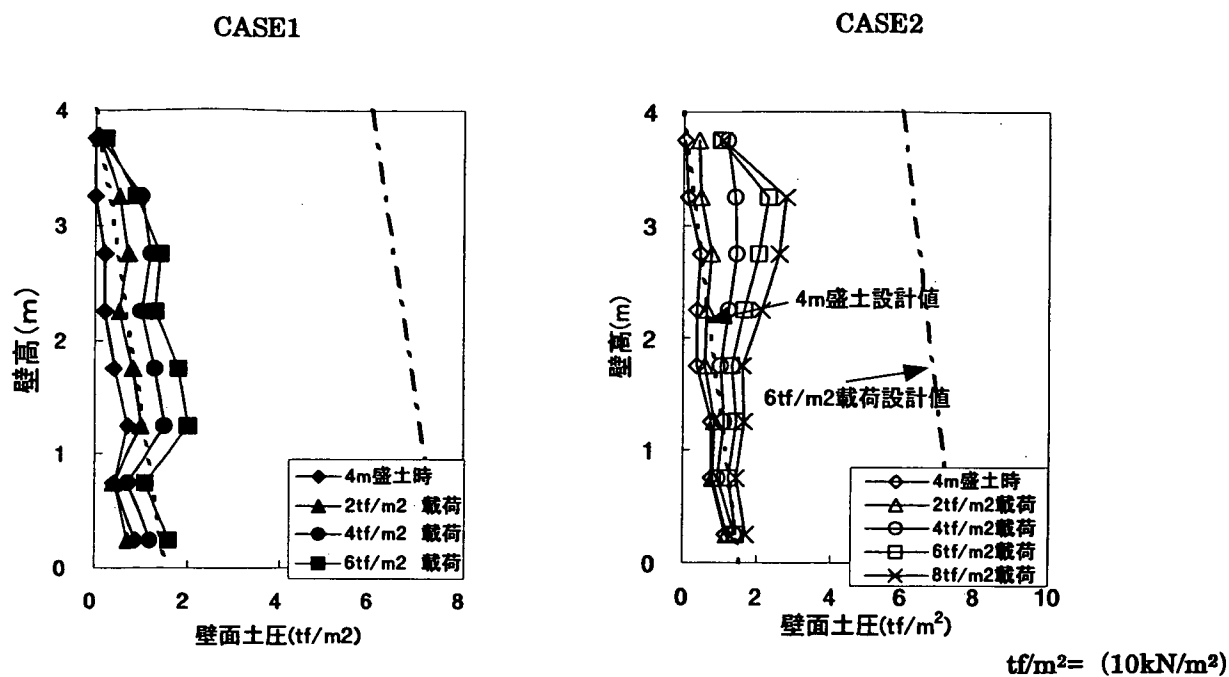


図-2.16 CASE1,2 盛土時補強材ひずみ (下から5段目~8段目)

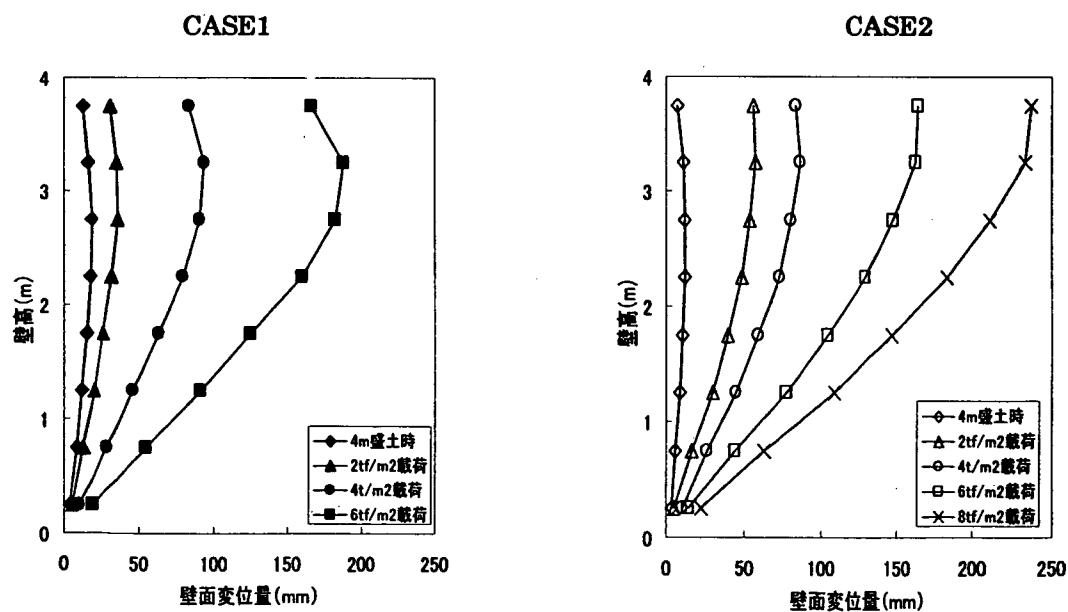
2. 4. 3 載荷実験

盛土盛立て終了後、載荷実験の計測項目をまとめた。

(1) 壁面土圧



(2) 壁面変位量



(3) 鉛直支持力

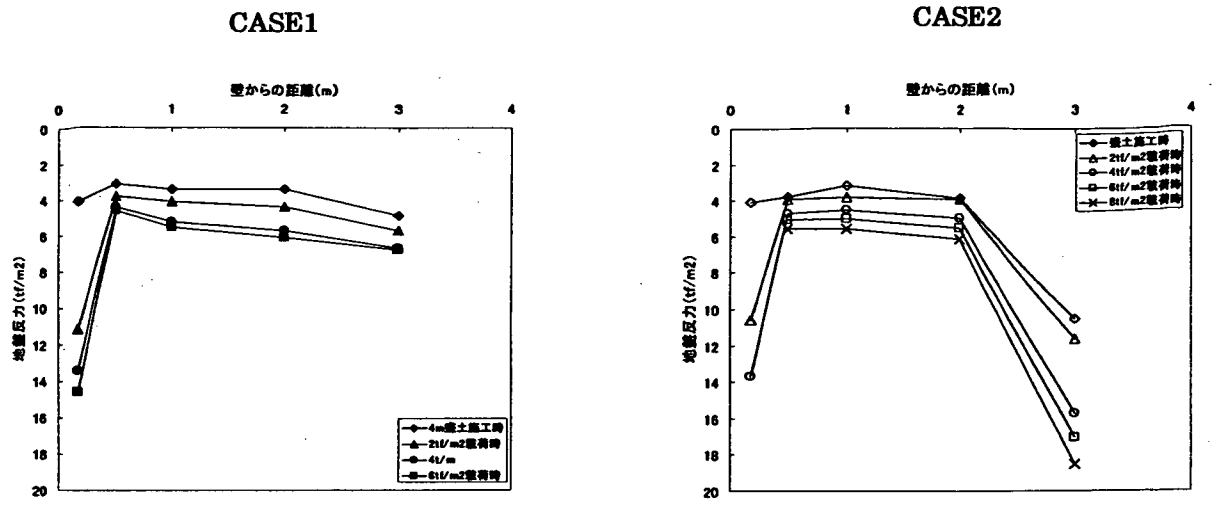


図-2.19 CASE1,2 壁基礎部および盛土支持力

$t/m^2 = (10\text{kN/m}^2)$

(4) 補強材 (ジオテキスタイル) ひずみ

1) CASE1 載荷時ひずみ

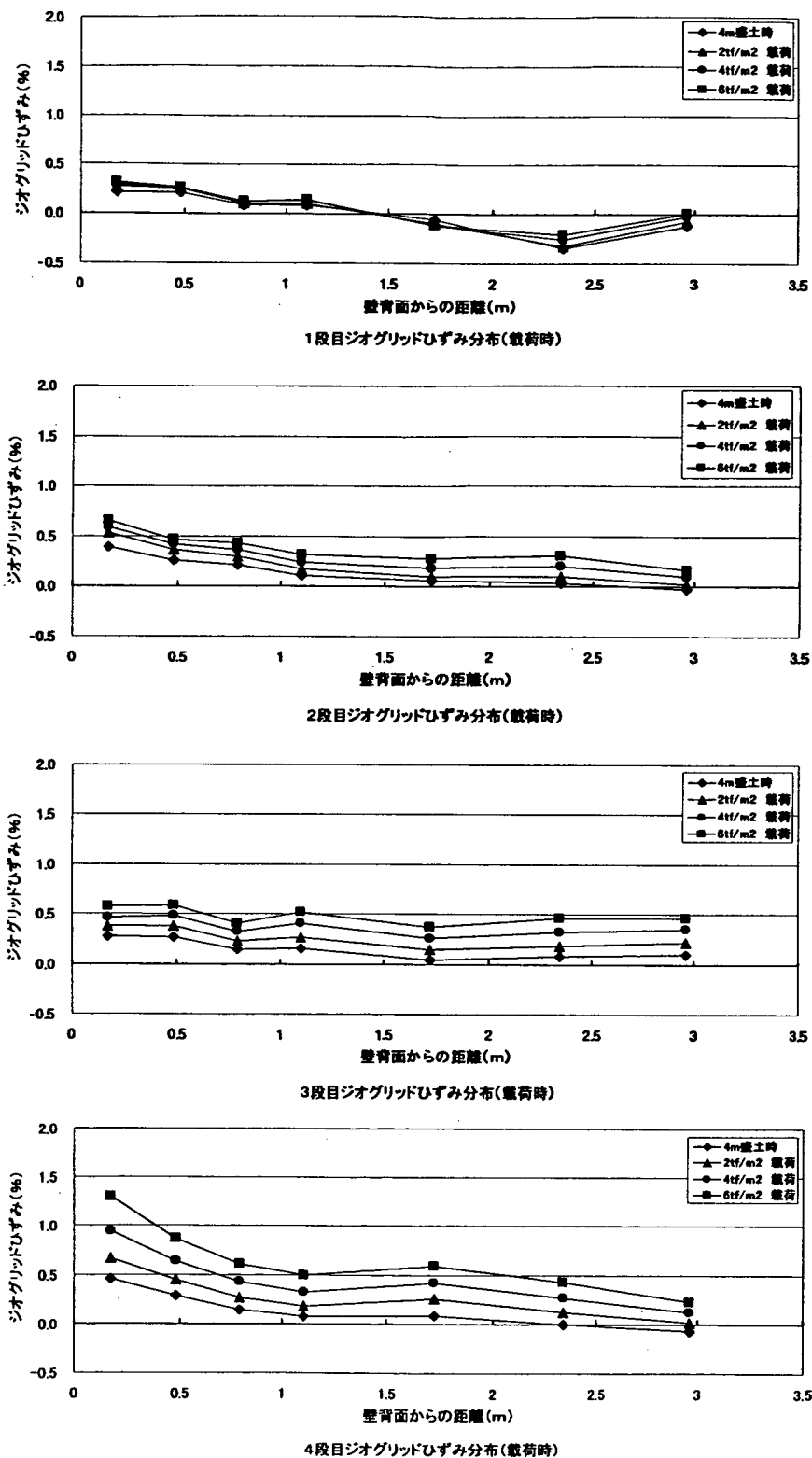
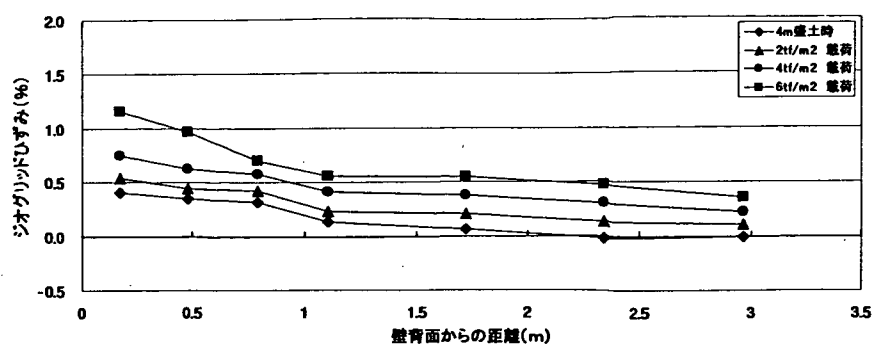
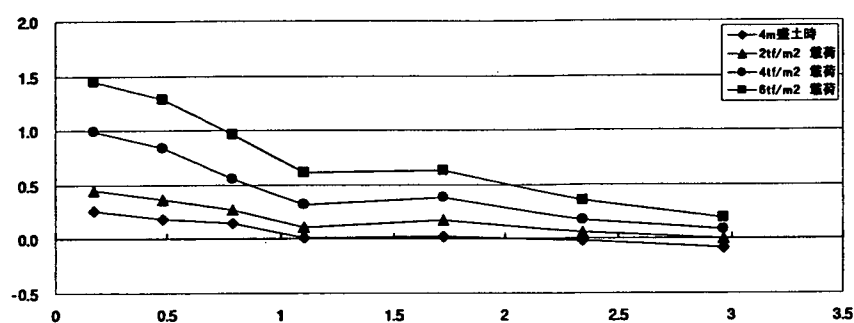


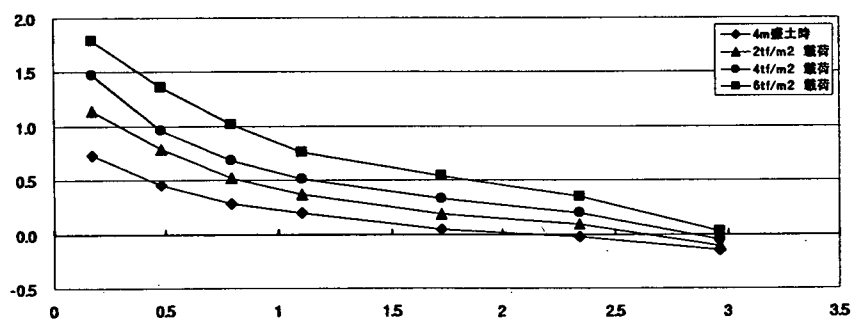
図-2.20 CASE1 載荷時補強材ひずみ (下から1段目~4段目) $tf/m^2 = (10kN/m^2)$



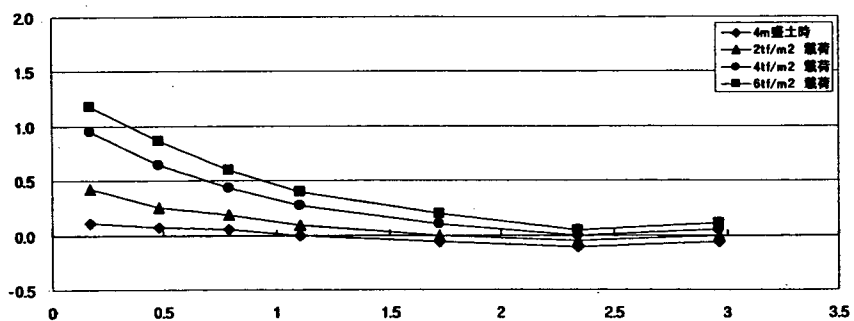
5段目ジョグリッドひずみ分布(載荷時)



6段目ジョグリッドひずみ分布(載荷時)



7段目ジョグリッドひずみ分布(載荷時)



8段目ジョグリッドひずみ分布(載荷時)

図-2.21 CASE1 載荷時補強材ひずみ (下から5段目~8段目) $tf/m^2 = (10kN/m^2)$

2) CASE2 荷重時ひずみ

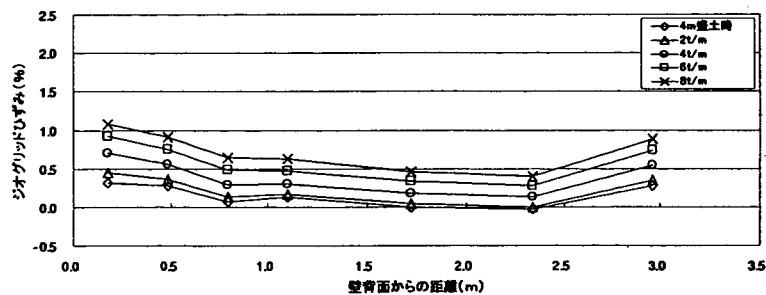
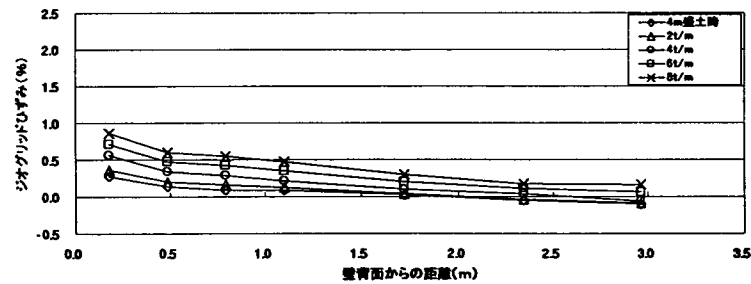
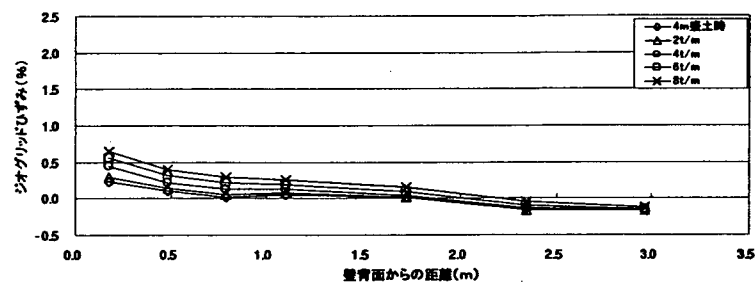
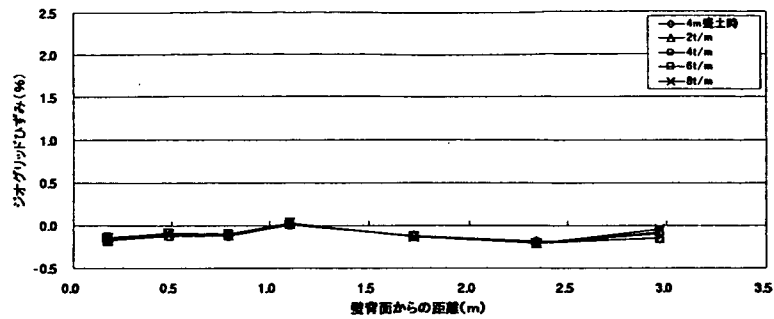


図-2.22 CASE2 荷重時補強材ひずみ (下から1層目~4層目) $tf/m^2 = (10kN/m^2)$

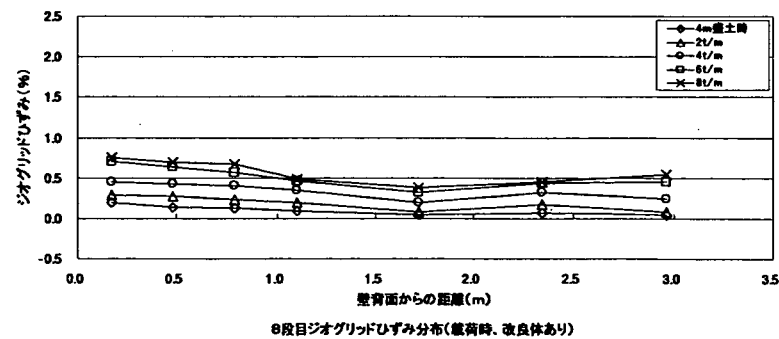
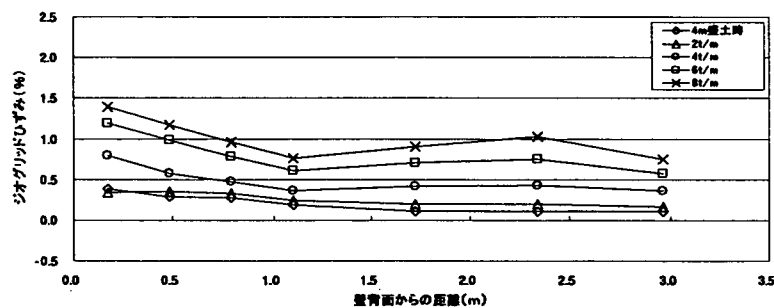
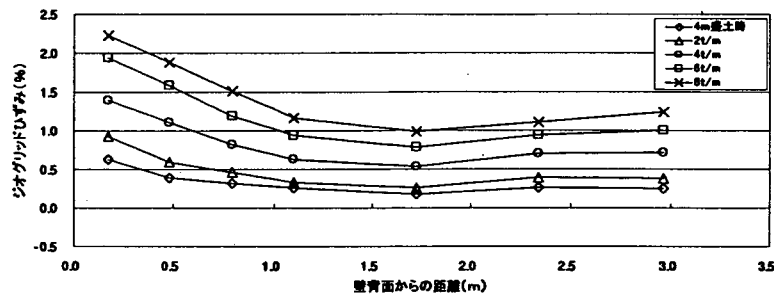
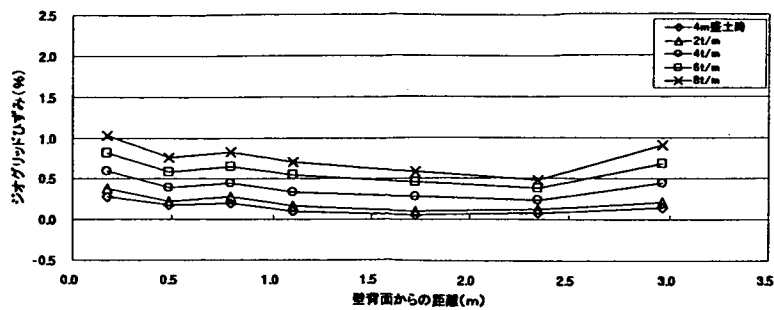


図-2.23 CASE2 載荷時補強材ひずみ (下から5段目～8段目) $tf/m^2 = (10kN/m^2)$

(5) 載荷時の補強材ひずみのまとめ

図-2.20～図-2.23 は載荷実験時のジオテキスタイルのひずみ分布を示したものである。CASE1.2 とともに載荷が進むに従って、5 段目～7 段目の壁ブロック近傍でひずみの増加が顕著に表れている。

CASE2 の特に 5,6 段目は、壁近傍に加えて補強材後端付近でもピークとなる分布となっている (図-2.23)。

また、全体的に CASE1 は CASE2 と比べて壁下部でひずみが大きく、壁上部ではひずみが小さい。

これは、CASE1 がジオテキスタイルと盛土材との摩擦効果で安定を保つメカニズムであるのに対し、CASE2 は壁面工と改良体で固定されたジオテキスタイルが、土塊をハンモックのように支持するメカニズムになっていると考える。

2. 4. 4 沈下実験

載荷実験終了後、沈下実験の計測項目をまとめた。

(1) 壁面土圧

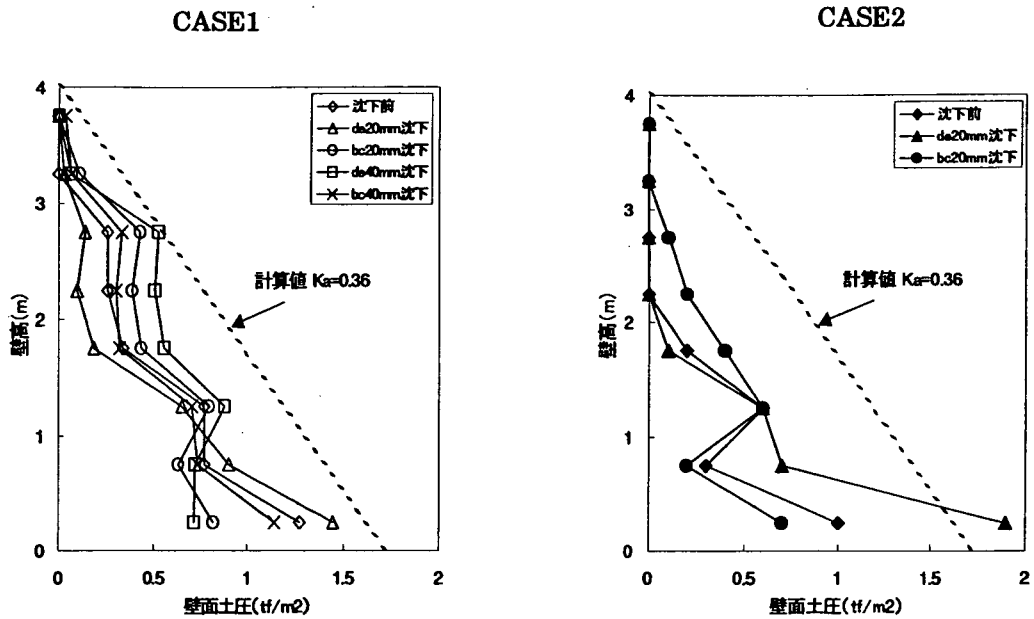


図-2.24 CASE1,2 沈下時壁面土圧

(2) 壁面変位量

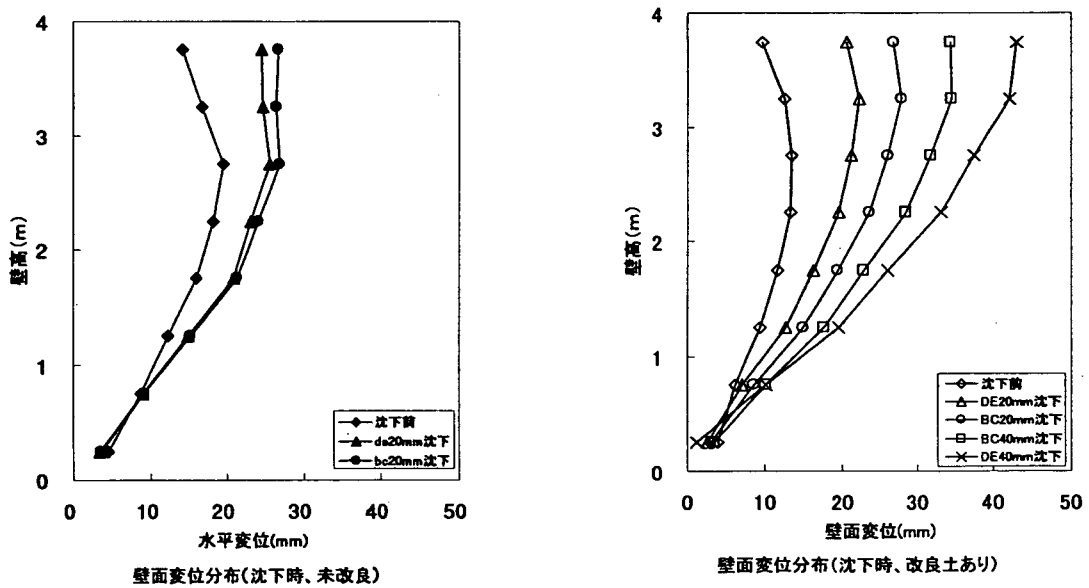
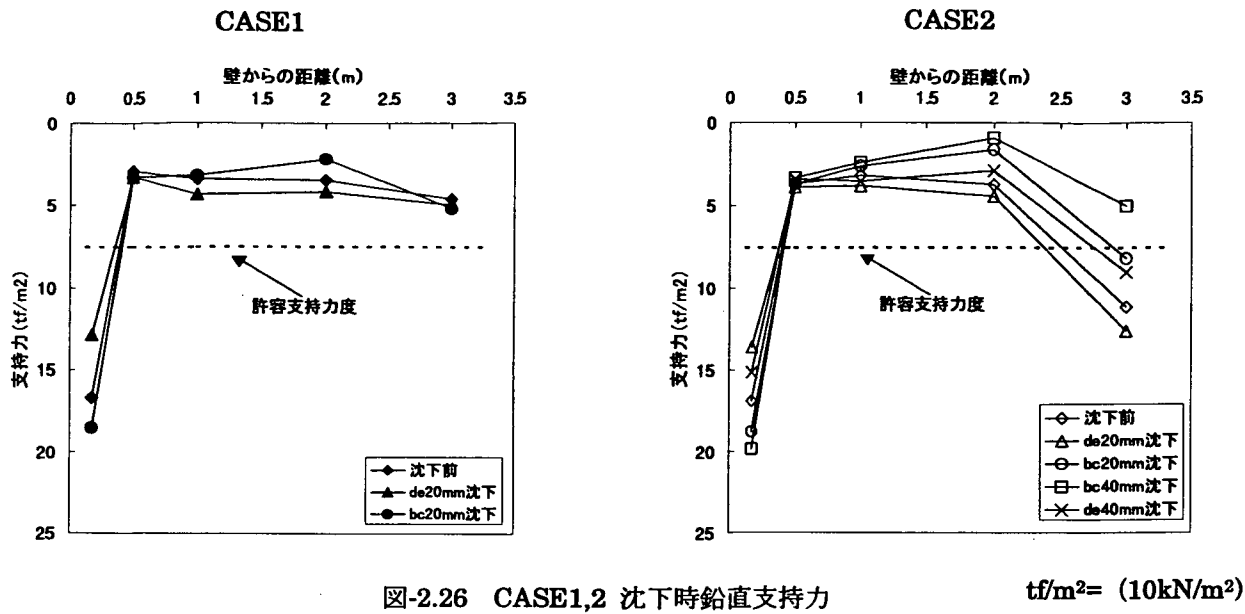


図-2.25 CASE1,2 沈下時壁面変位量

(3) 鉛直支持力



(4) 補強材 (ジオテキスタイル) ひずみ

1) CASE1 沈下時ひずみ

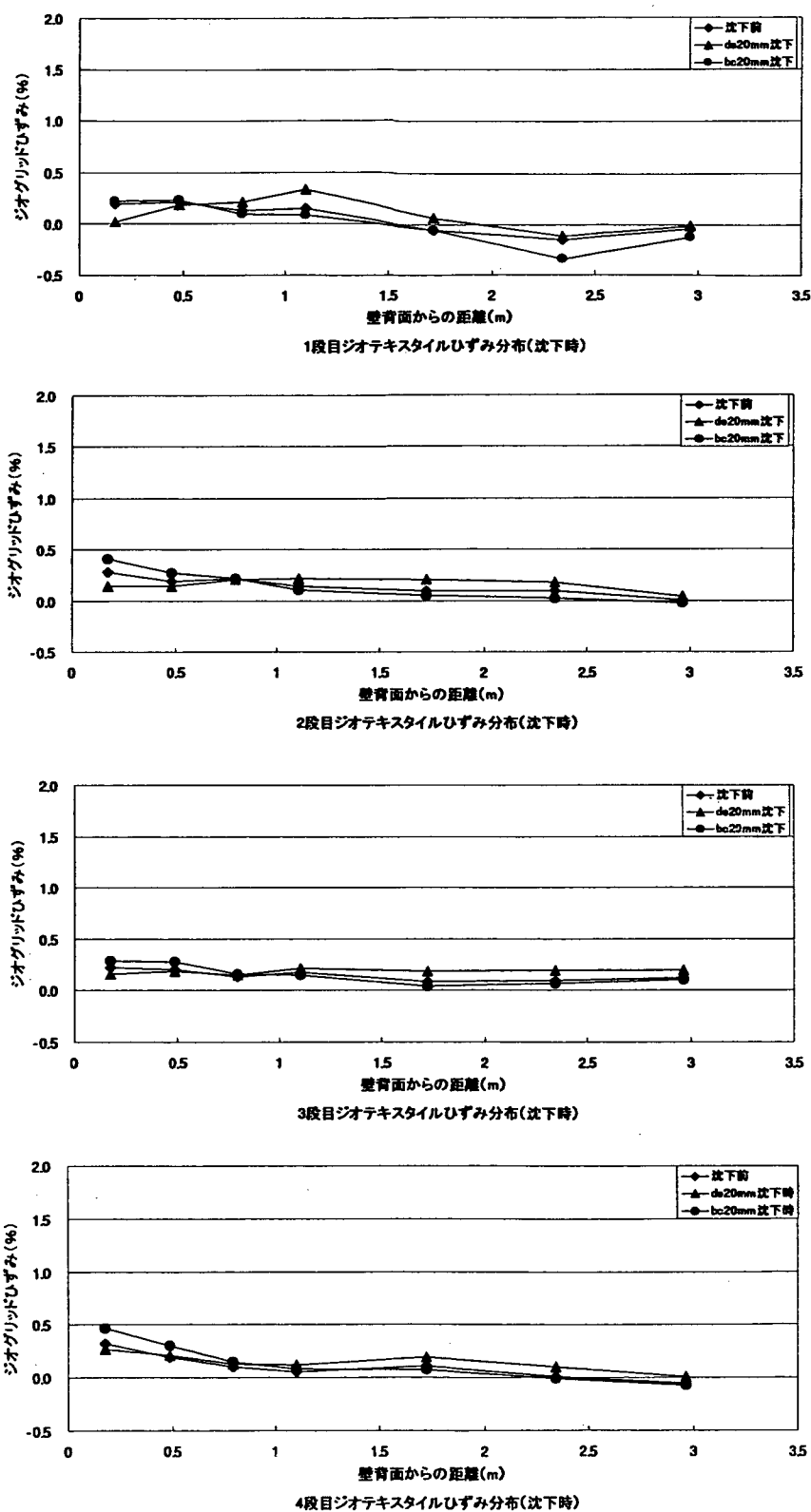


図-2.27 CASE1 沈下試験時 補強材ひずみ (下から1段目~4段目)

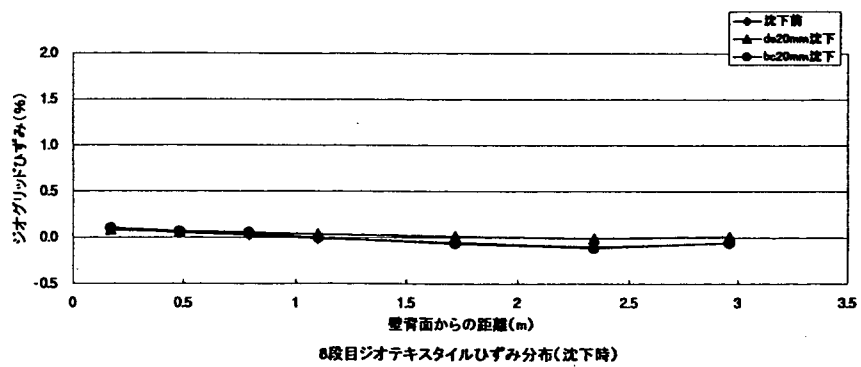
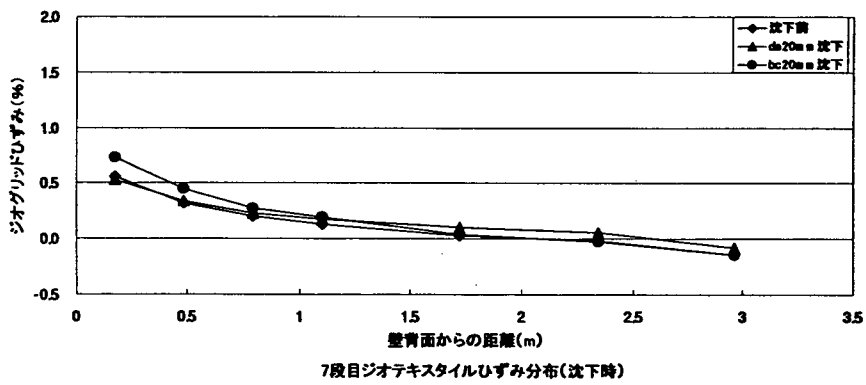
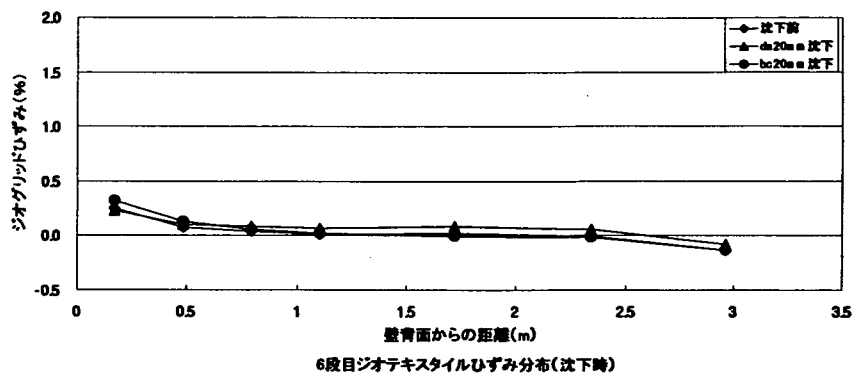
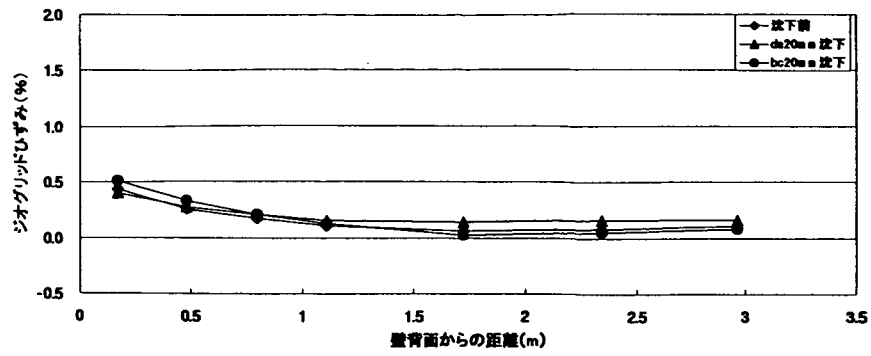


図-2.28 CASE1 沈下試験時 補強材ひずみ (下から 5 段目～8 段目)

2) CASE2 沈下時ひずみ

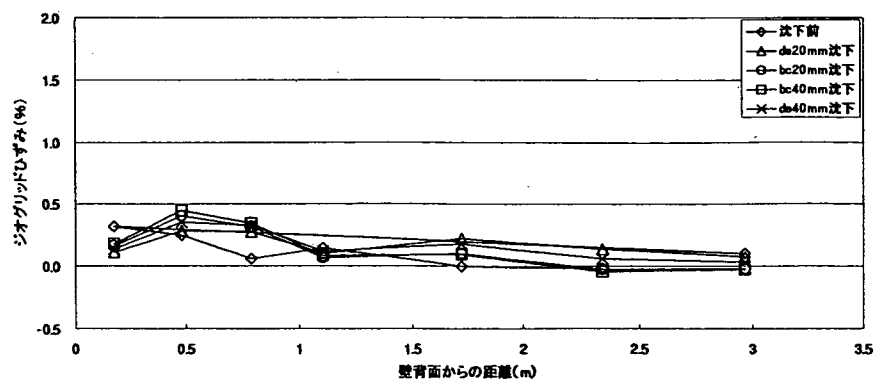
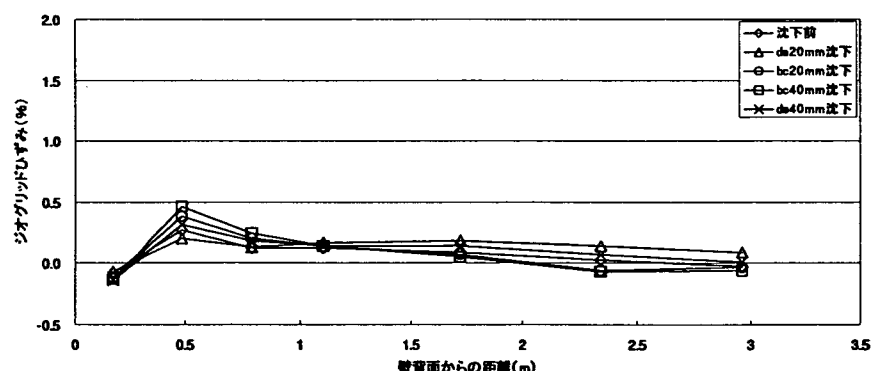
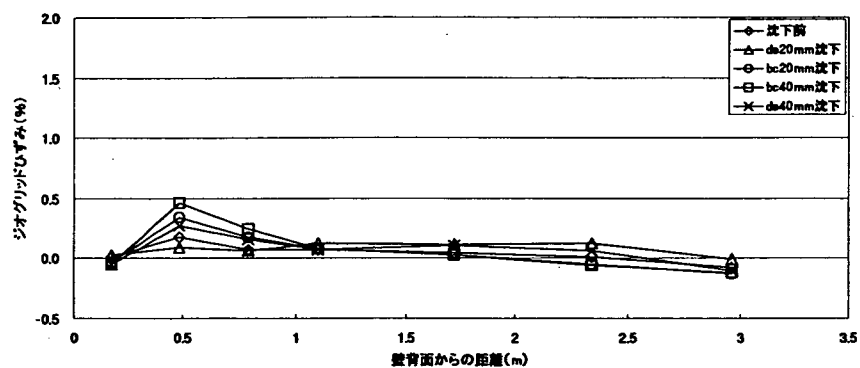
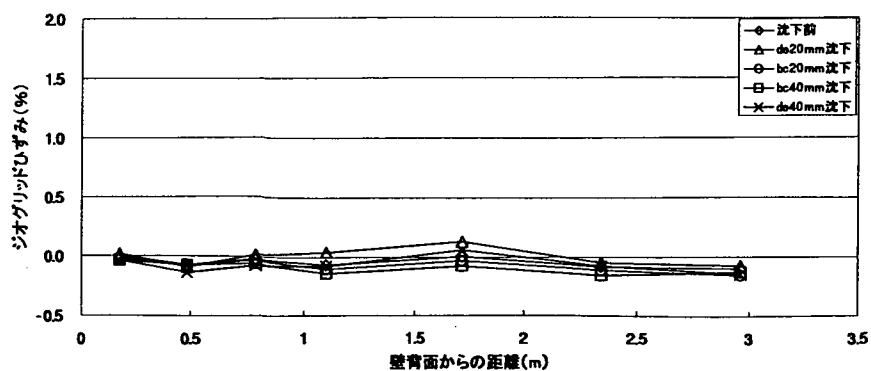


図-2.29 CASE2 沈下試験時 補強材ひずみ (下から1段目~4段目)

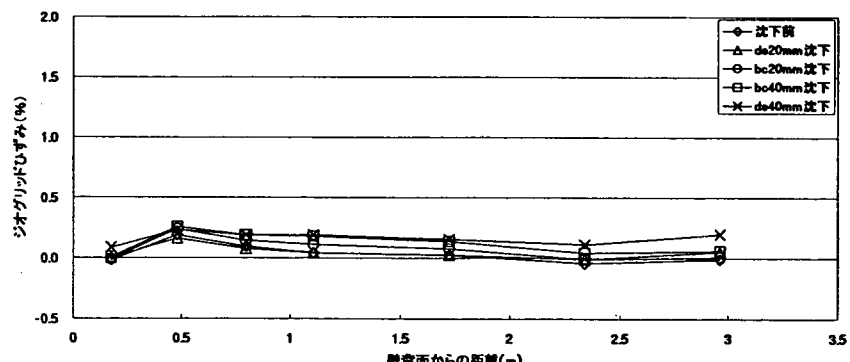
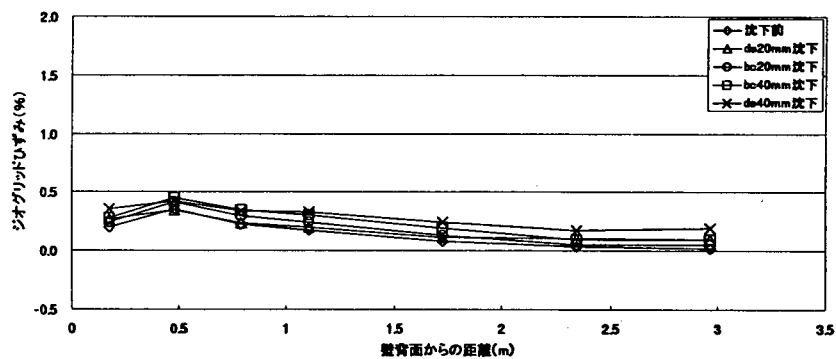
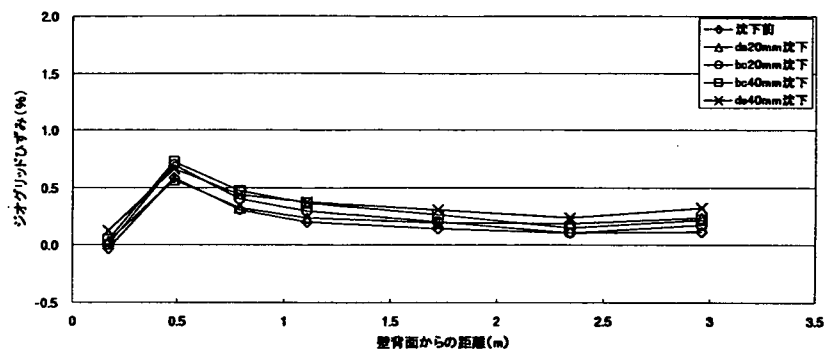
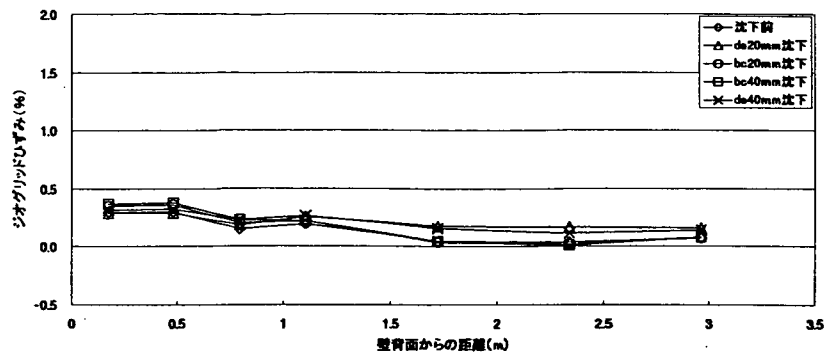


図-2.30 CASE2 沈下試験時 補強材ひずみ (下から 5 段目~8 段目)

2. 5 まとめ

本実験は、ジオテキスタイル補強土壁工法が、現場発生土の有効利用の可能性を把握するために行ったものである。この結果の一部は、2000年2月に財) 土木研究センターより出版されたジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版に反映されている。

今回の実験は、現地発生土を盛土材料として、補強材端部を改良土で施工した場合と、改良土がない場合の盛立て終了時・載荷実験・沈下実験を評価したものである。

改良土があるケースは載荷・沈下実験の際、壁面変位量は大きな挙動が生じたにも関わらず、壁ブロックに作用する土圧は設計値内に収まっていた。これは現地発生土を利用して構築しても改良土が変形を拘束する役割を果たし、水平変形を抑止したためである。この結果、コンクリートブロックと改良土の間に現地発生土が利用できる可能性を示唆した。但し、運用上どの程度の壁面変形量を規定しなければならないかは今後の検討課題としたい。

今後、実際の現場においてこのような現地発生土を用いた2重壁構造物の試験施工を行うことによって、現地発生土が有効利用されることを願って結びとする。

3. 現地発生土を改良して用いるアンカー式補強土壁の大型室内実験

3. 1 実験目的

本実験は、多数アンカー式補強土壁工法の現地発生土の利活用に関する技術的知見を得ることが目的である。実験は、アンカープレート周辺の盛土を固化材で改良した二重壁構造を持つ多数アンカー式補強土壁について、構築時・構築後の載荷実験および補強材の引抜き実験を行い、構造物の変形や全体安定性・改良部アンカー引抜き抵抗力を確認したものである。

具体的には下記の事項について検討を行った。

- (1) 二重壁構造による内的安定に関する検討
- (2) 二重壁構造による外的安定に関する検討
- (3) アンカープレート付近の破壊形態に関する検討

3. 2 実験概要

3. 2. 1 盛土概要

盛土材は、 $w=95\sim 100\%$ に含水比調整を行った江戸崎産の関東ローム土を使用した。実験盛土の高さは4mで、1層の仕上がり厚は50cmとした。なお、改良土部分は1層の仕上がり厚を25cmとし、各層をタンパで3回転圧した。

各層転圧終了後、コアカッター法による湿潤密度、含水比の測定、CPT試験による推定1軸圧縮強度の測定、ベーン試験によるせん断強度の測定を、1層あたり各々3箇所行った。

実験ケースは表-3.1に示す3ケース行った。

各ケースの実験概要は次の通りである。

1) CASE1

盛土材は高含水比 ($w=95\sim 100\%$) に調整した関東ローム土とした。

主に内的安定に着目して載荷を行った。

2) CASE2

改良土は粘性土を重量比12%の石膏で配合した改良土をアンカープレート周辺に使用した。

主に内的安定に着目して載荷を行った。

3) CASE3

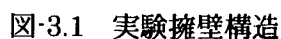
改良土は粘性土を重量比13%のセメント系固化材で配合した改良土をアンカープレート周辺に使用した。

主に外的安定に着目して載荷を行った。

表-3.1 実験ケース

		CASE1	CASE2	CASE3
改良材		無	石膏 (12%)	セメント系固化材 (13%)
1軸圧縮強度		—	98.1kN/m ²	490.0kN/m ²
項目		内的安定		外的安定
載荷位置		壁面～改良土		背面盛土
盛土材料(前面)		江戸崎産関東ローム土		
盛土材料(背面)		江戸崎産関東ローム土		砂質土
短期安定	c	20kN/m ²	29.9kN/m ²	74.8kN/m ²
	ϕ	3.8°	16°	22°
長期安定	c'	0kN/m ²	10.9kN/m ²	52.4kN/m ²
	ϕ'	35°	34°	40°

実験擁壁の設計は、盛土材料の力学試験結果を用いて、タイバー長、プレート幅、ロッド径およびタイバーの配置位置を決定した。補強材（以降：タイバー）は図-3.1に示すとおり、水平方向に6本ずつ4段に設定し、中央の2本のタイバーは、引き抜き試験が出来るようセンターホールを設けた。改良幅は、文献⁸⁾によるとアンカープレート周辺の拘束領域はプレート幅(D)の4倍程度であることから決定した。よってプレート前面は60cm(4D)、プレートの後方は引抜き抵抗領域外と考え30cm(2D)とし、計90cmの改良幅とした。



3. 2. 3 実験方法

今回の一連の実験では、CASE1～CASE3 まで基本的な部分はすべて共通している。以下にその実験方法について示す。

実験の基本的な流れは図-3.2 に示す通りである。

- ① 各種計器の検定
- ② 盛土材の物理試験及び力学試験
- ③ 改良体の配合試験
- ④ 実験擁壁の構築
- ⑤ 各層の盛土材及び改良土の土質試験
- ⑥ 施工中及び載荷試験中の壁面水平及び鉛直荷重、壁面変位、タイバー張力等の測定
- ⑦ 背面土圧の計測 (CASE3)
- ⑧ 実験盛土の載荷試験及びタイバーの引抜き試験
- ⑨ アンカープレート付近の破壊形態の確認

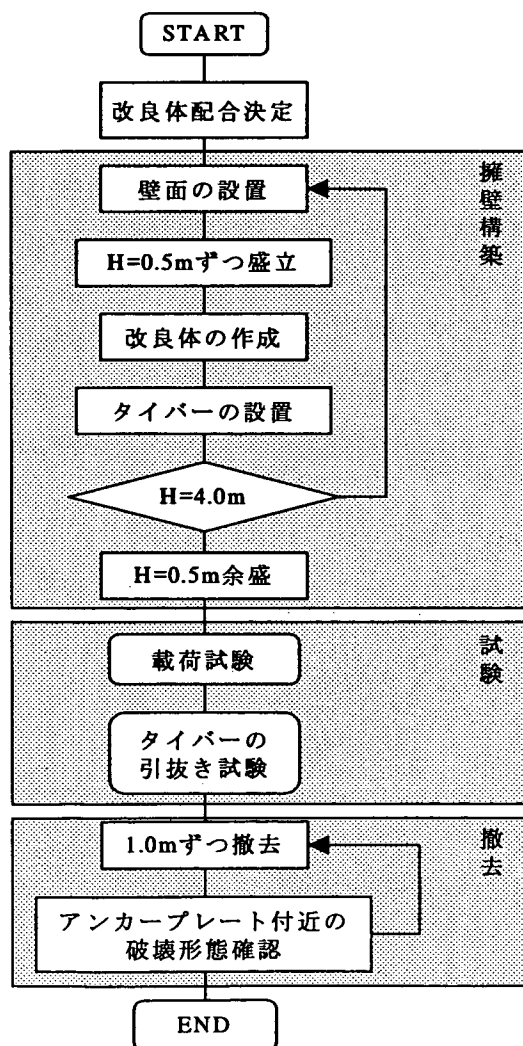


図-3.2 実験フロー



写真-3.1 壁面変位量チェック作業

(1) 各種計器の検定

壁面の鉛直及び水平荷重は、最下端の壁面を固定するための装置に設置されたロードセルによって測定した。

ロードセル個々の検定は水圧を利用して行い、同時に、壁面変位測定に必要な変位計及びひずみゲージが正確に作動するか確認を行った。

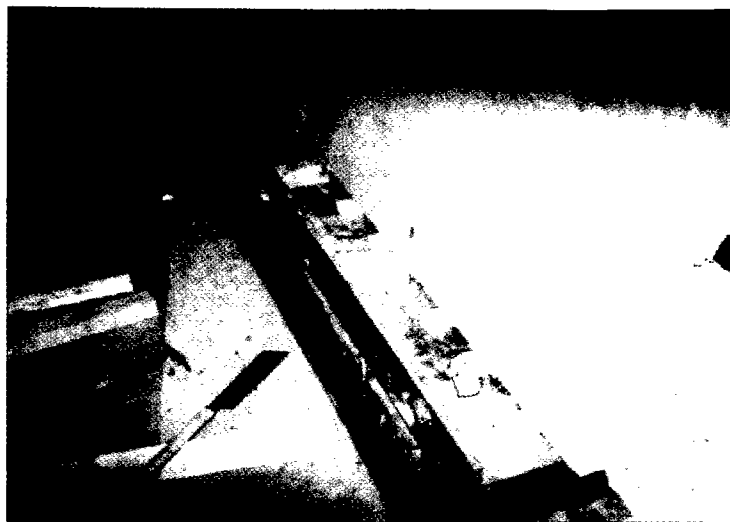


写真-3.2 壁面下端の固定状況

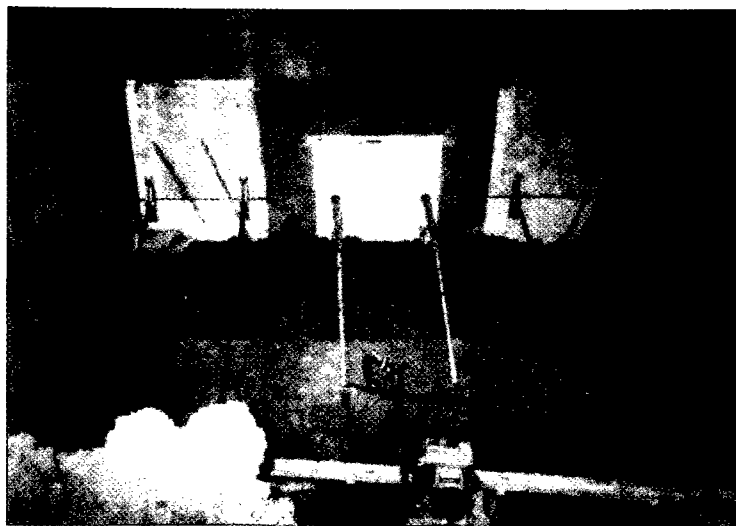


写真-3.3 タイバーの設置状況

(2) 盛土材の力学試験

実験に使用した盛土材の性質を把握するために、以下の土質試験を行った。試験の結果は表-3.2の通りである。

- ① 土粒子の密度試験
- ② 含水比試験
- ③ 粒度試験
- ④ 液性限界・塑性限界試験
- ⑤ 湿潤密度試験
- ⑥ 一軸圧縮試験
- ⑦ 三軸圧縮試験 (圧密非排水試験)

表-3.2 盛土材料の物理・力学的性質

試験項目		試験結果
土粒子の密度 g/cm^3		2.775
自然含水比 $W_n \%$		69.3
粒 度 特 性	レキ分 $\%$	2
	砂分 $\%$	16
	シルト分 $\%$	31
	粘土分 $\%$	51
	最大粒径 mm	4.75
液性限界 W_L		134.2
塑性限界 W_P		67
塑性限界 I_P		67.2
土質名		関東ローム
分類記号		VH2
3 軸 特 性	試験条件	UU
	$c_{uu} \text{ kN/m}^2$	20
	$\phi_{uu} ^\circ$	3.8
	試験条件	CU
	$c' \text{ kN/m}^2$	0
	$\phi' ^\circ$	35

(3) 改良体の配合試験

CASE2 と CASE3 は、アンカープレート付近に改良土を使用した。

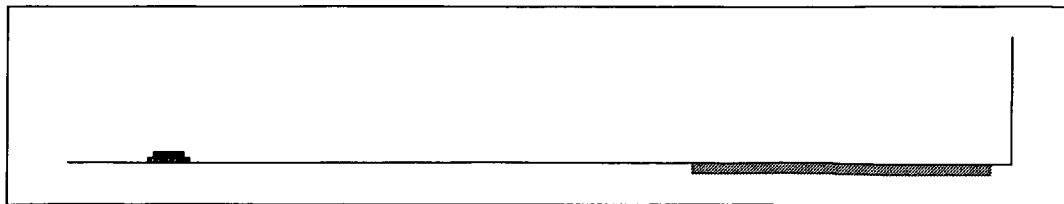
実際に使用する盛土材料に各種固化材を数パターンの配合量で添加して供試体を作成し、一軸圧縮強度試験を実施した。試験結果より所定の強度を満足する改良材の配合量を決定した。改良体は、CASE2 は石膏・CASE3 はセメント系固化剤を使用した。添加の割合は盛土材との乾燥重量比でそれぞれ 12%、13%とした。



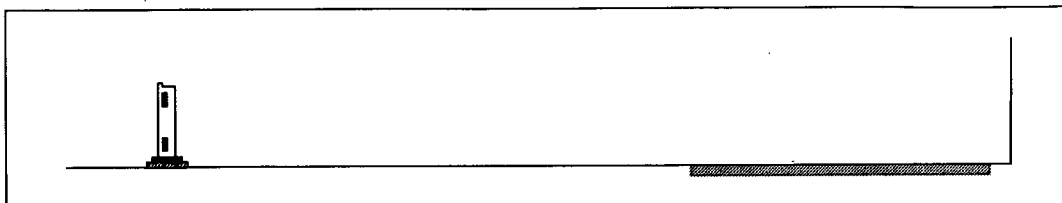
写真-3.4 改良土の配合風景

(4) 実験擁壁の構築

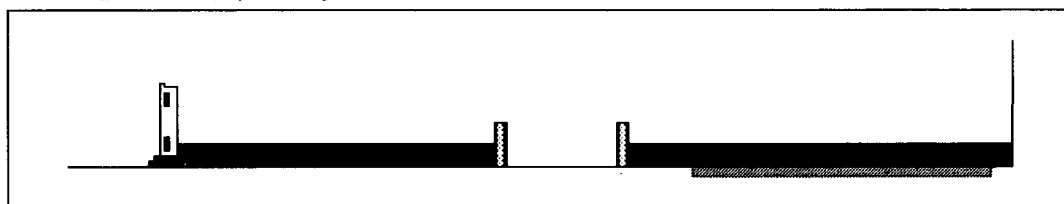
実験擁壁の構築手順は下記の通りである。



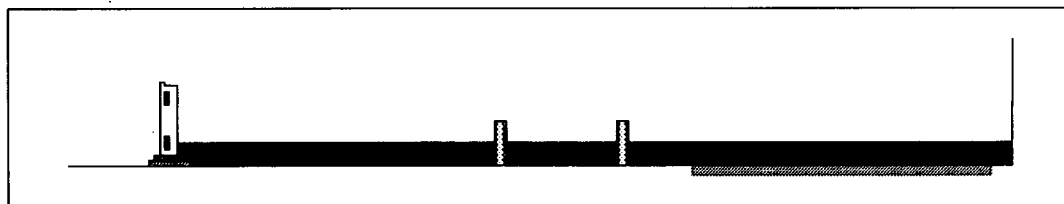
- ① 実験土槽側面に周面摩擦防止用のビニールシートを貼り付ける。
- ② 壁面直下の基礎（鉛直土圧計測用ロードセル付）を設置する。



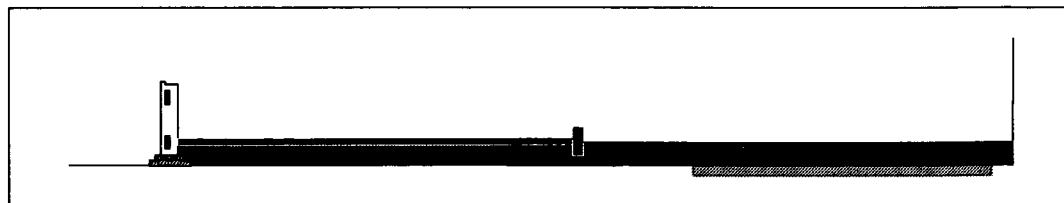
- ③ 壁面ブロックを設置する。この際、盛立終了時までの壁面変位を考慮して、内側に壁面を傾かせて設置する。



- ④ 関東ローム土を 50cm 盛立する。この際、改良土設置部分は型枠で囲う。
- ※ CASE1 では、全面に関東ローム土を盛土する。



- ⑤ 型枠で囲った部分に改良土を搬入し、タンパで締め固める。締め固め終了後、型枠を撤去する。なお、改良土は 1 層 25cm とする。



- ⑥ 所定の位置にタイバーを設置する。
- ⑦ 盛土高さ 4m まで、②～⑥の工程を繰り返す。
- ⑧ 4m まで盛立終了後、50cm 余盛をする

(5) 盛土材及び改良土の土質試験

盛土材料は1層盛り立てるごとに、任意の3点についてコアカッター法によって試料を採取し、含水比及び湿潤密度を測定した。また、CPT 試験によって一軸圧縮強度を、ベーン試験によってせん断強度を推定した。

改良土は、土槽内に搬入した改良土に対して供試体 (5×10cm) を3個作成し、1日目、3日目、7日目の1軸圧縮強度を測定した。

(6) 壁面水平及び鉛直荷重、壁面変位、タイバー張力等の測定

タイバー張力は、タイバーに作用している張力分布を計測するために、ひずみゲージをタイバーの中央、プレート近傍、壁面付近に設置した。また、これらのデータの平均値から壁面に作用する土圧を算出した。

壁面変位量は、壁面パネルの上端及び下端から10cmに変位計を設置し、計測した。

壁面変位は、盛立終了後から安定するまで約1日を要するため、1層(50cm)盛り立てた後、1日放置してから、次の層の盛立てを開始した。

壁面に作用する土圧の計測は、壁面直下を支持している水平2箇所、鉛直2箇所のロードセルによって行い、これにより水平・鉛直方向の土圧力を求めることが可能である。

(7) 実験盛土の載荷試験及びタイバーの引抜き試験

1) 実験盛土の載荷試験

載荷試験は、3台の載荷板(1.25m×4.0m)を実験盛土に設置し、荷重制御方式で構造物に載荷した。実験は、構築した補強土壁がどの程度の載荷重(載荷盛土)まで安定を保つことが可能を評価する。

2) タイバー引抜き試験

載荷中、載荷に相当する力が土中のタイバーには伝達していない可能性があるため、前もって所定の位置のタイバーにかかる土圧(水平力)を算出し、それに見合った引抜き力をタイバーに付加した。

所定の荷重が加わった段階で、4段目(最上段)の壁面に設置されているタイバーから下段のタイバーまで、極限状態まで引抜き試験を行い、引抜き抵抗力のピークが出た段階で終了とした。

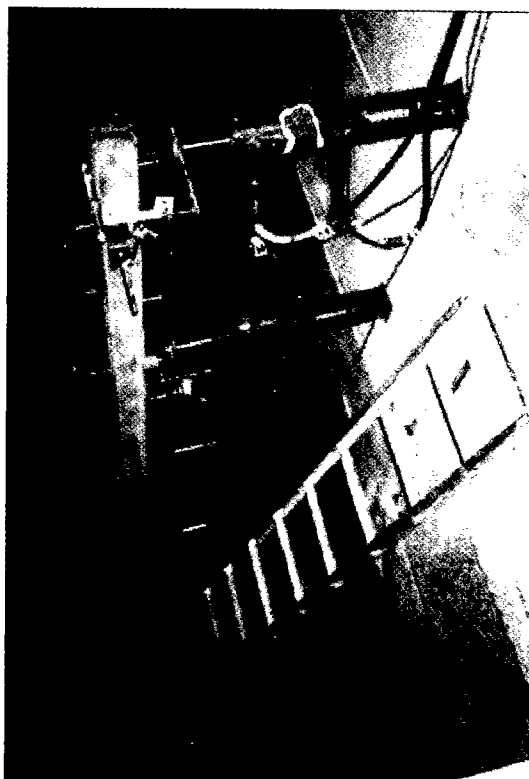


写真-3.5 タイバー引抜き用油圧ジャッキ設置

(8) アンカープレート付近の破壊形態の確認

実験擁壁の撤去時にアンカープレート付近の破壊形態の確認を行った。また、改良体にクラックが入っている部分を石灰でライン取りし、クラック形状の確認を行った。

(9) 計測項目

本実験で計測の対象項目は次の通りである。

- ① 壁面変位
- ② 壁面直下の鉛直及び水平荷重
- ③ タイバー張力
- ④ 盛土材料の含水比および湿潤密度
- ⑤ 改良土の一軸圧縮強度
- ⑥ アンカープレート周辺の破壊形態及び圧縮領域の確認

以下これらの測定項目における測定方法の概要について示す。

① 壁面変位

壁面パネルの変位量は、パネル表面に設置された変位計によって測定した。変位の測定は壁面パネルを所定の位置に設置した時点でインターバルをとり、盛土材料搬入時から実験終了時まで連続して行った。

② 壁面直下の鉛直荷重及び水平荷重

壁面直下にかかる鉛直及び水平荷重は、壁面基礎に設置したロードセルによって測定した。

ロードセルは鉛直方向、水平方向にそれぞれ2個設置した。

③ タイバー張力

タイバーの張力は、タイバーの中央、壁面付近、プレート付近の3点に貼り付けられたひずみゲージによって計測した。また、タイバーに作用する曲げの影響をキャンセルするために、ひずみゲージは1点につき軸対象に2ヶ所設置した。

多数アンカー式補強土壁工法は、壁面に作用する土圧をアンカープレートの引抜き抵抗力によって抵抗する工法なので、タイバーのひずみから張力（軸力）を算出し、壁面に作用する土圧を推定することが可能である。

④ 盛土材料の含水比および湿潤密度

盛土材料の密度は、擁壁に作用する土圧を推定する上で最も重要な要素である。本試験は1層（50cm）毎に含水比とあわせて湿潤密度の測定を行った。測定はコアカッター法で行った。

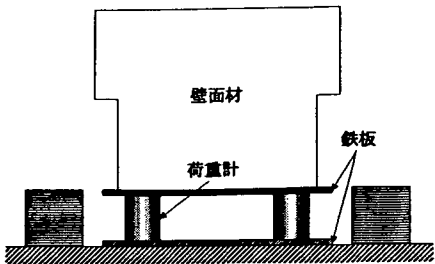
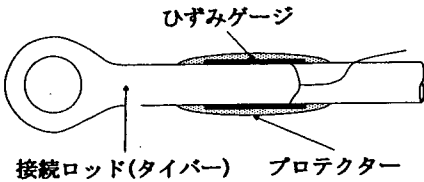
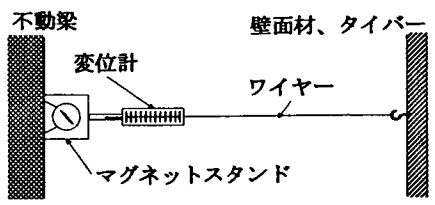
⑤ 改良土の1軸圧縮強度

引抜き抵抗力を算定する上で、改良土の1軸圧縮強度は重要な要素である。本試験は、改良土を施工高さ50cm毎に採取し供試体（5×10cm）を作成した。強度試験は1日および3日、7日後に行った。

⑥ アンカープレート周辺の破壊形態および圧縮領域の確認

タイバー引抜き試験に伴って生じる改良土の破壊状況の確認は、擁壁撤去時に改良土を切削し、アンカープレート付近を丁寧に掘って、クラックの確認を行った。また、クラックの生じない CASE1 の圧縮領域は、アンカープレート周辺地盤の強度を確認した。

表-3.3 計測器の設置概要

名称	設置方法	形状および設置概要
ロードセル型 土圧計 (5tf×4台)	荷重計は、壁面直下に働く鉛直荷重を計測するものである。支持される下端部は、鉄板を敷設した後、荷重計を4台設置する。さらに荷重計の上端部には鉄板を敷設し、鉄板を介して荷重が伝達される構造とする。 ここでは、ロードセル型支点反力計を用いて壁面直下に作用する鉛直荷重を計測する。なお、基礎支持部はローラーを介した構造とし、鉛直力と水平力をそれぞれに独立に計測する。	
タイバー張力計 (ひずみゲージ)	タイバーの張力測定は、接続ロッドおよびタイバーにひずみゲージを貼付け、壁面に作用する水平力および張力分布を計測する。ひずみゲージは、軸力を計測するよう、曲げキャンセルするように貼付する。 なお、ゲージ部は防水処理および損傷を防ぐためのプロテクター処理を行う。	
変位計 (100mm)	変位測定は、壁面の変形挙動およびタイバーの変位量を計測するものである。変位計は、市販型の変換式変位計を用いる。 変位計は不動点を設けてマグネットスタンドにより壁面からの変位が計測できるよう壁面材施工時から設置する。	
荷重計 (圧力計)	荷重計測は、壁面に作用する水平力を計測するものである。荷重計は、市販型のロードセルをもちいる。 荷重計は、センターホール型の荷重計を各ジャッキ頭部に設置し、負荷時の荷重を計測する。また、圧力変換機を採用する場合には、各段の壁面材近傍に取り付けて油圧ホース内の油圧のロスを極力避けるよう設置する。	

3. 3 計測結果

3. 3. 1 壁面変位量

各ケースの施工開始時からの壁面変位量を以下に示す。

(1) CASE1 (改良土なし)

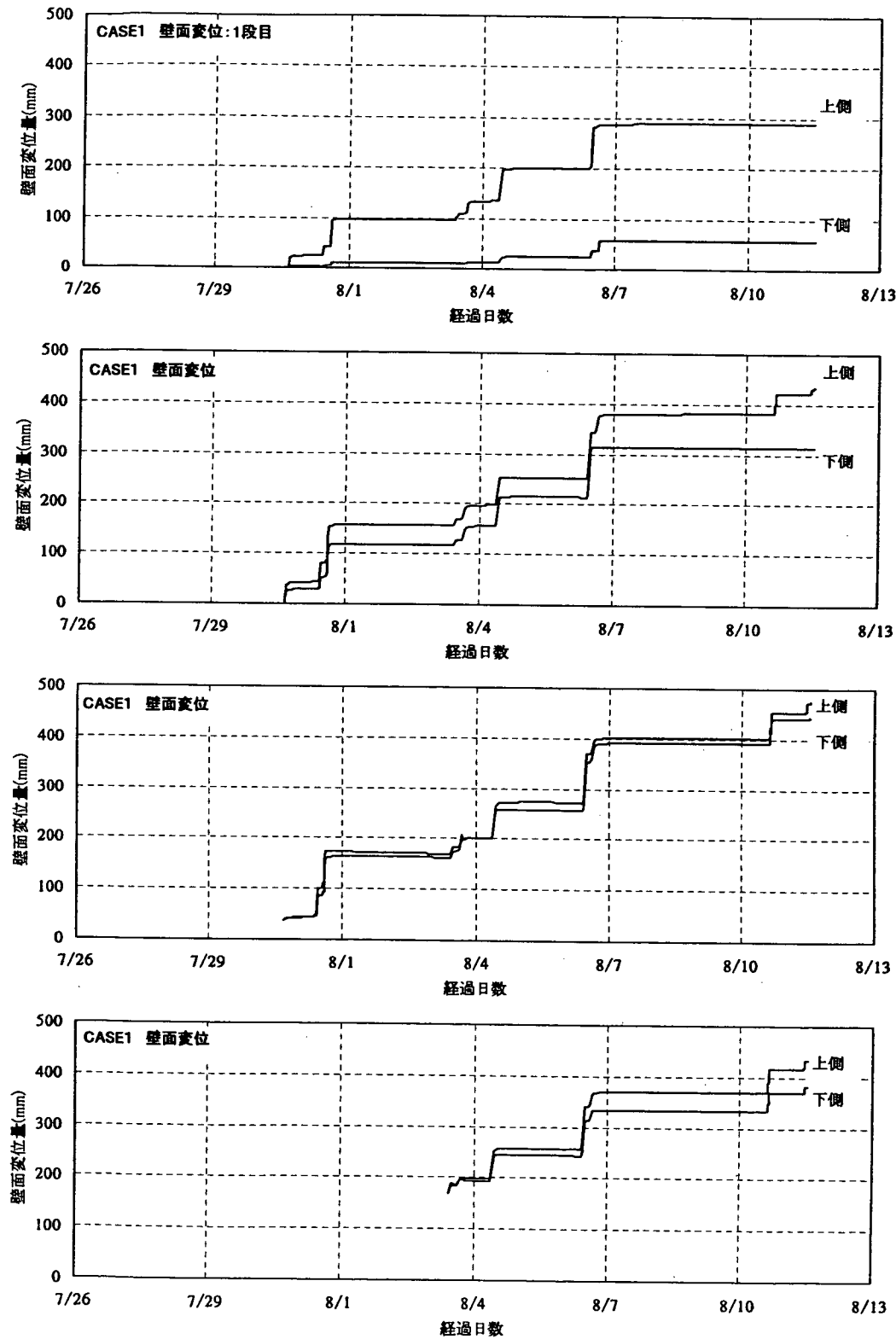


図-3.3 壁面変位の経時変化 (CASE1)

(2) CASE2 (改良材：石膏重量比 12%・改良強度 $\sigma_3=98.1\text{kN/m}^2$)

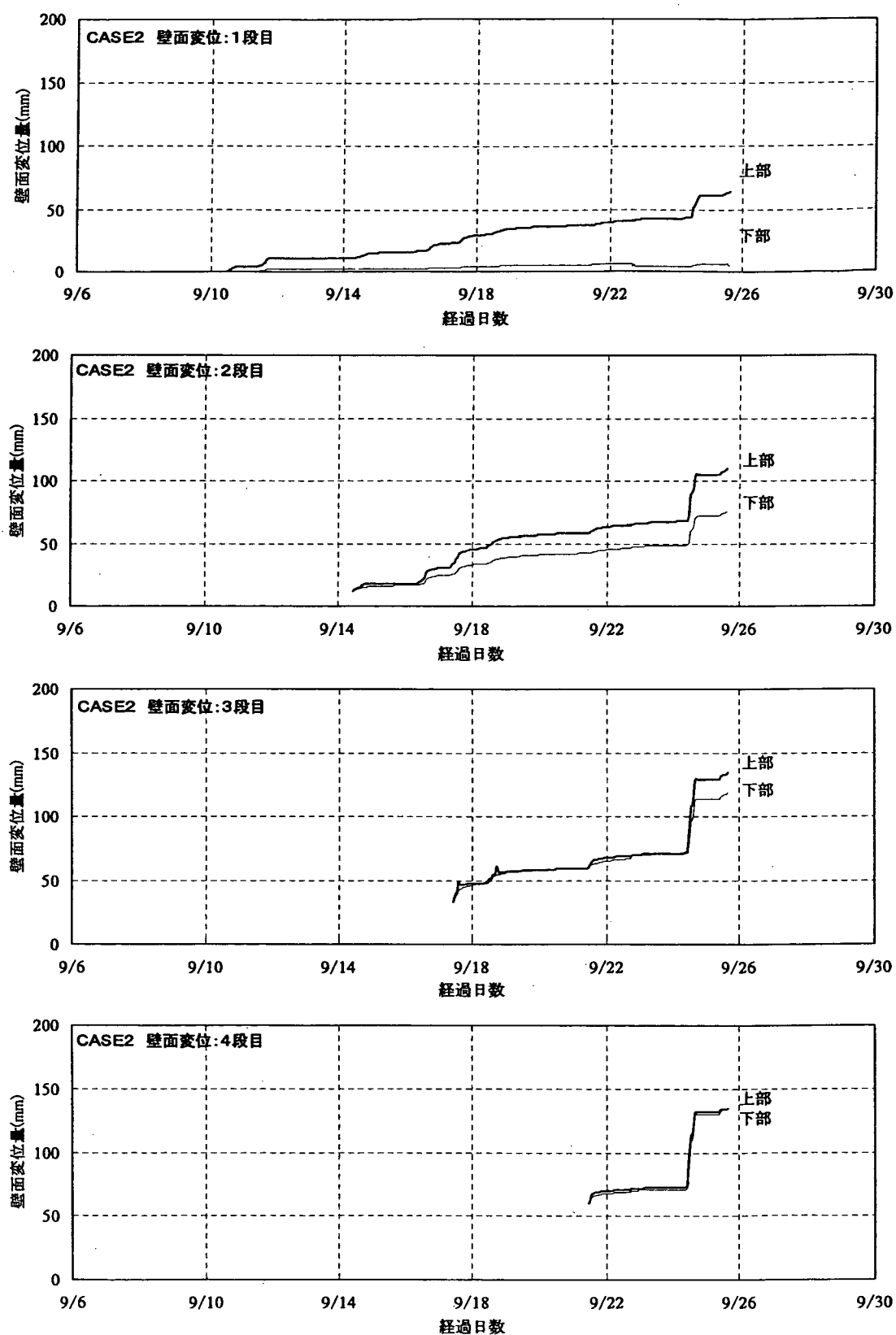


図-3.4 壁面変位の経時変化 (CASE2)

(3) CASE3 (改良材：セメント系固化材重量比 13%・・改良強度 $\sigma_3=490.0\text{kN/m}^2$)

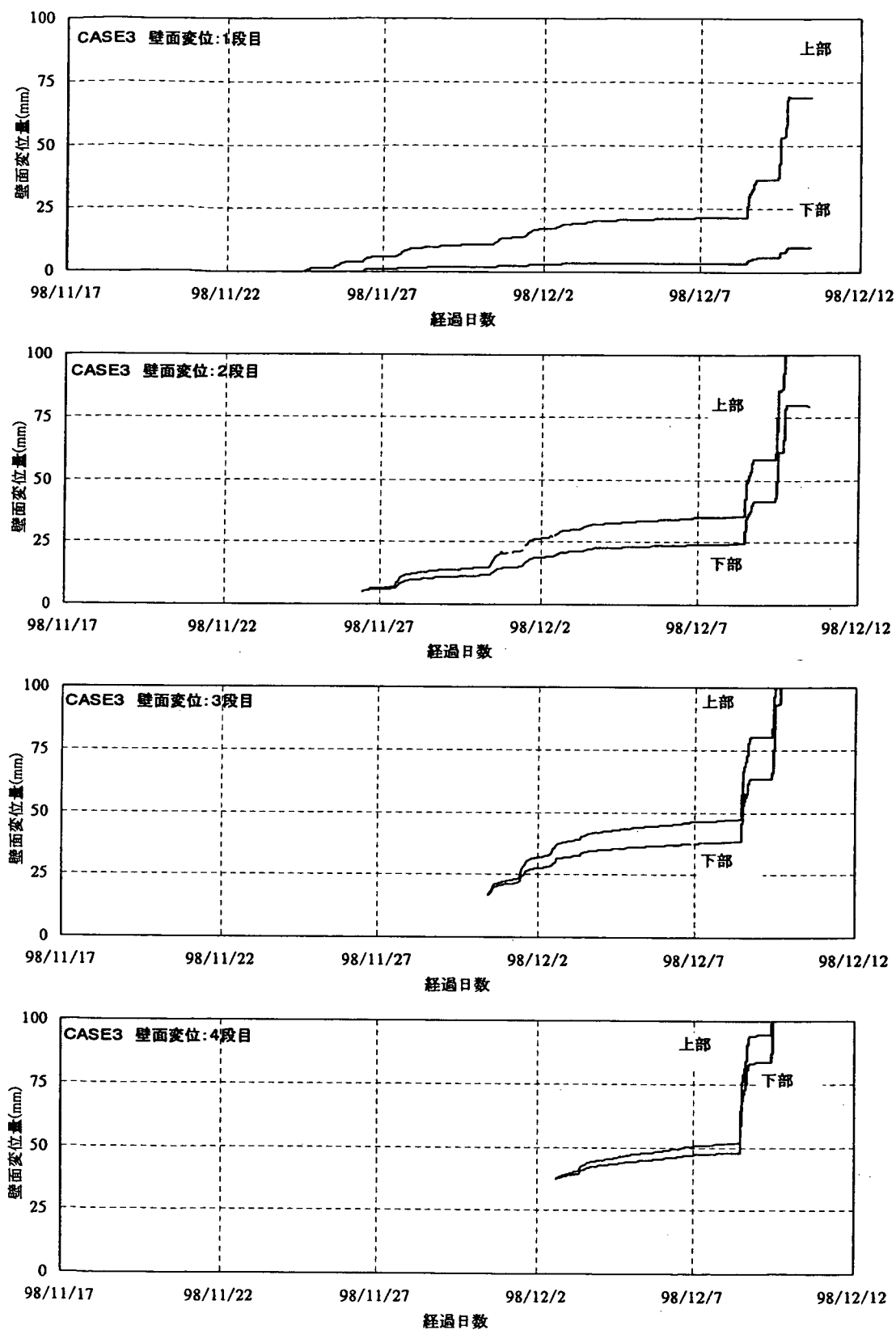


図-3.5 壁面変位の経時変化 (CASE3)

3. 3. 2 タイバー張力

各ケースの施工開始時からのタイバー張力を以下に示す。

(1) CASE1

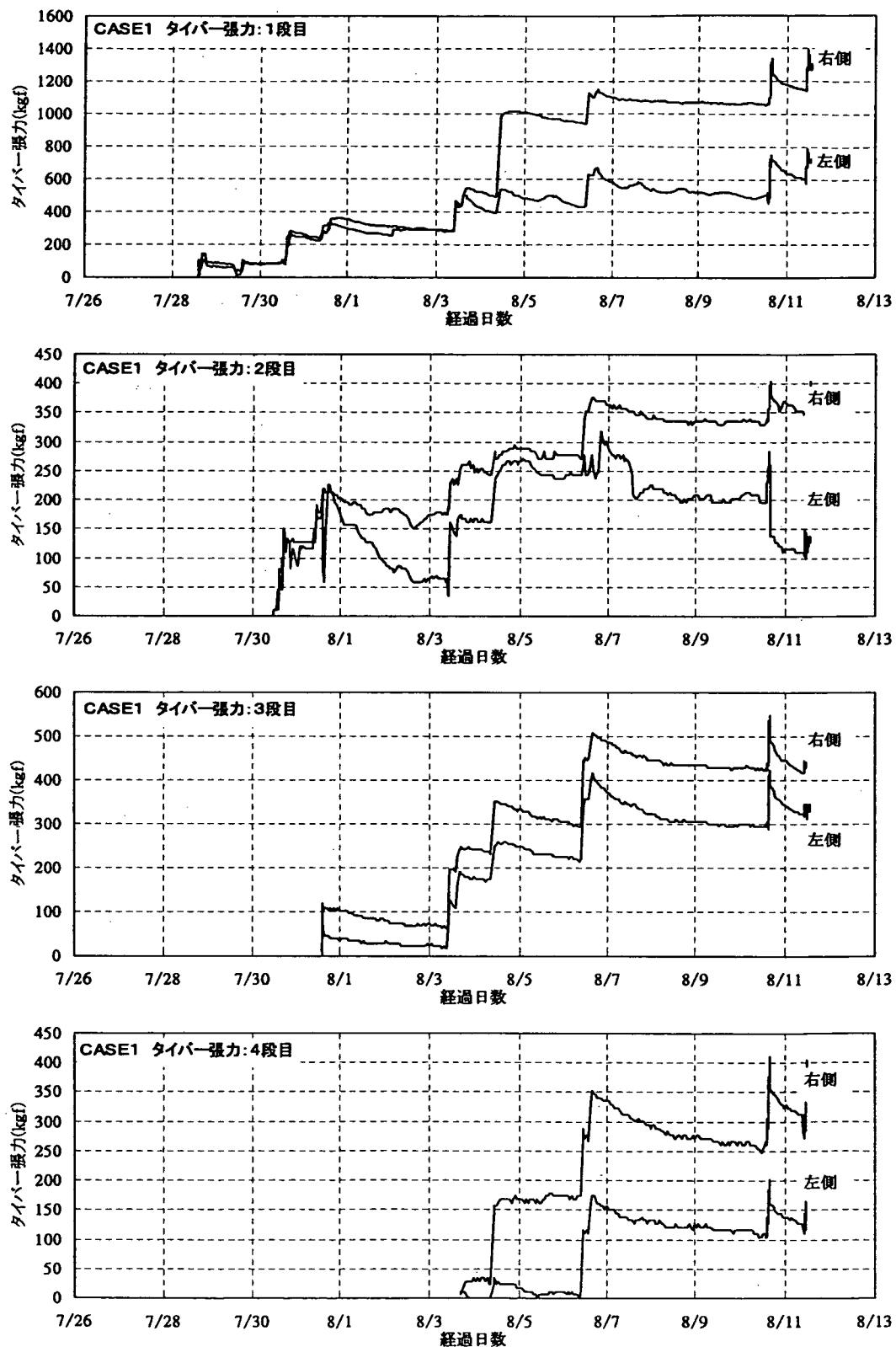


図-3.6 タイバー張力の経時変化 (CASE1)

(2) CASE2

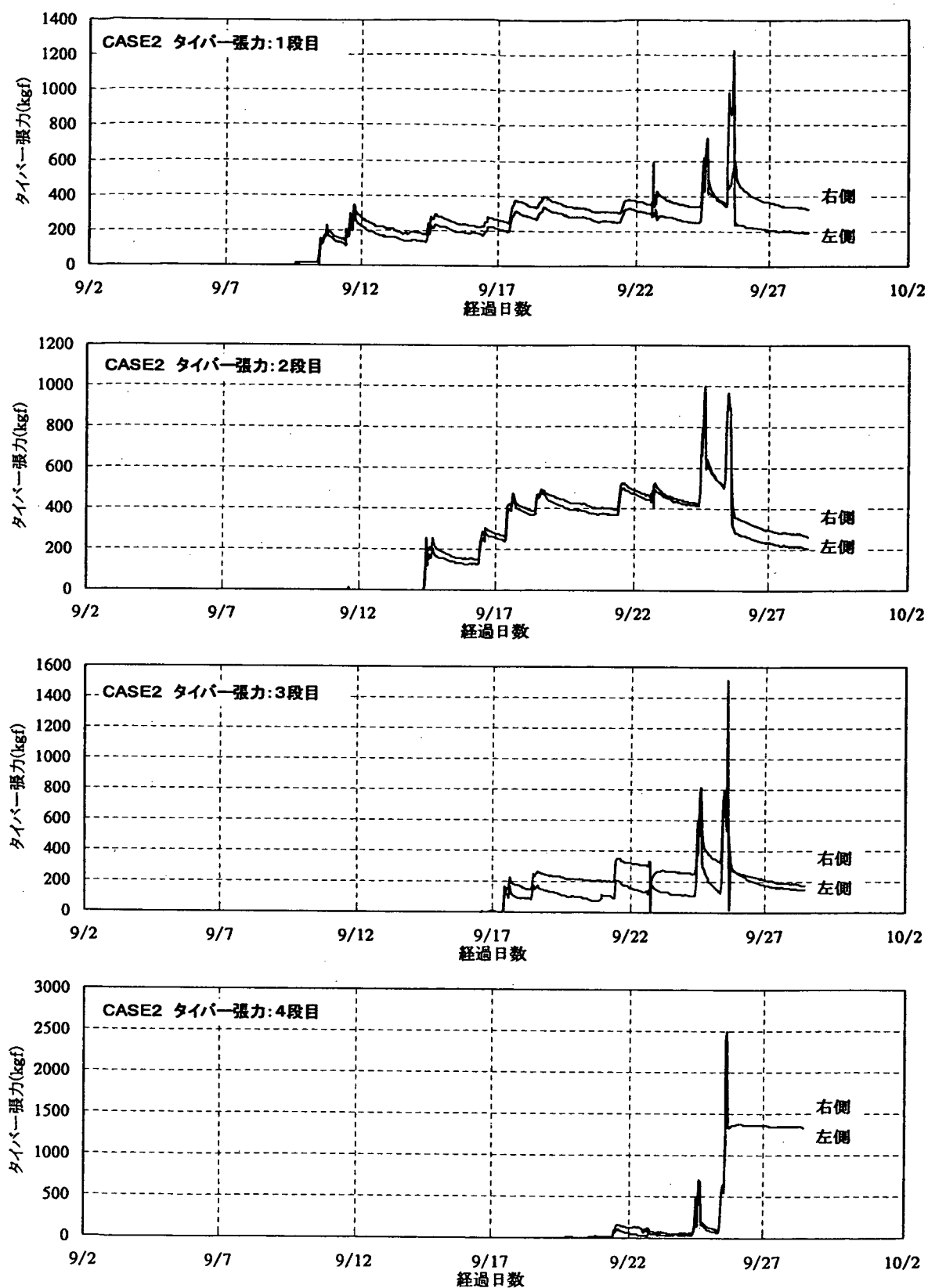


図-3.7 タイバー張力の経時変化 (CASE2)

(3) CASE3

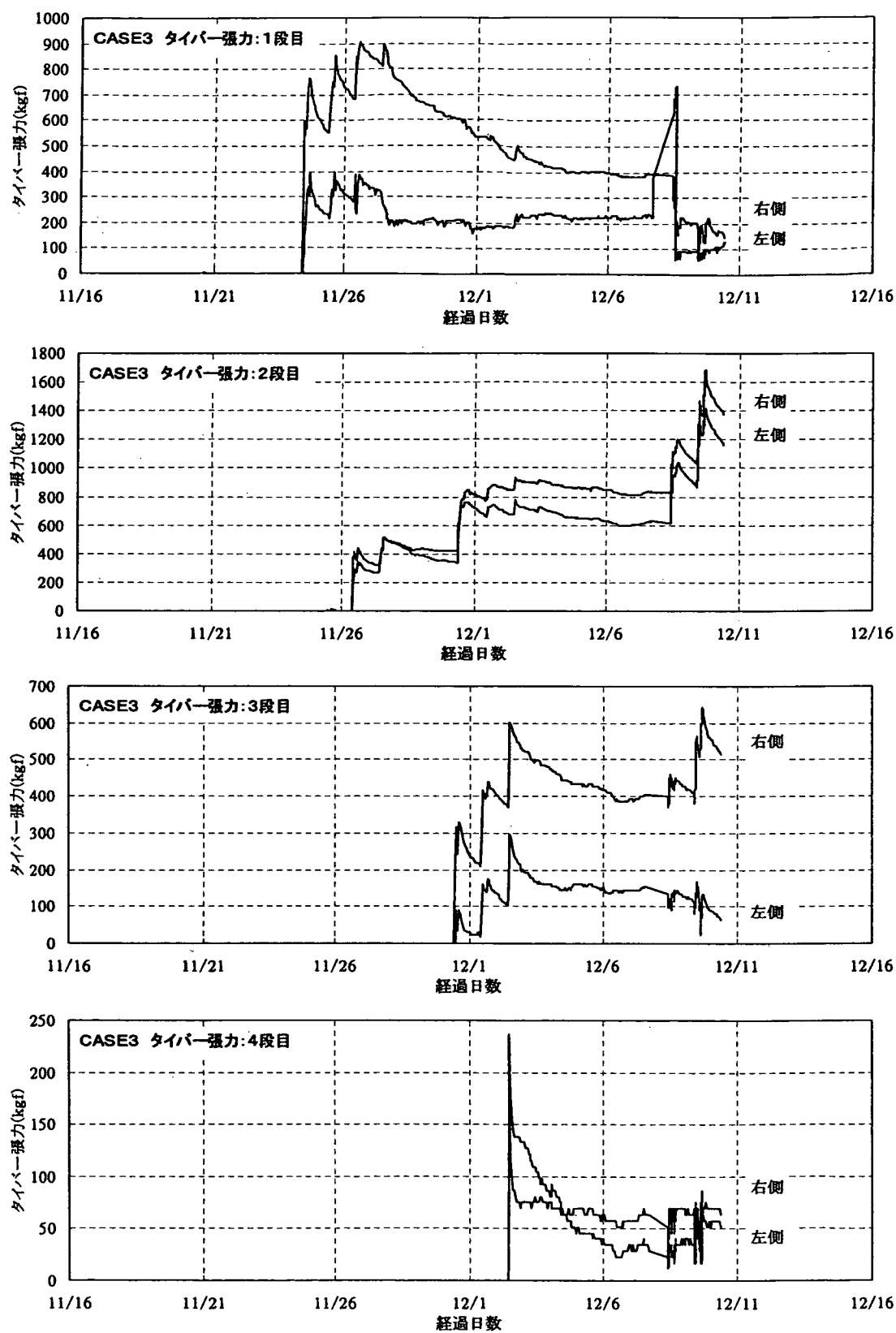


図-3.8 タイバー張力の経時変化 (CASE3)

3. 4 考察

3. 4. 1 内的安定についての検討 (CASE1, CASE2)

内的安定は、前壁と改良土によって改良したアンカープレート群で構成される補強領域が、補強土壁構造として安定性を確保しているか検討した。

(1) タイバー張力

載荷試験時の各ケースの張力分布を図-3.9に示す。

この図に示したタイバー張力は、壁面付近、プレート近傍およびタイバー中央の3点に設置されたひずみゲージから算出した値を平均したものである。盛土試験終了後のロッド張力の大きさは、CASE1, 2ともに主動土圧から算出した計算値とほぼ同じ張力が発生した。但し、CASE2の1段目のタイバーの張力は底部との摩擦によって小さくなったと考える。CASE1の場合、タイバーに作用する張力の増加は載荷試験中でもほとんど見られないのに対し、CASE2では載荷重の大きさに対応してタイバー張力も増大した。

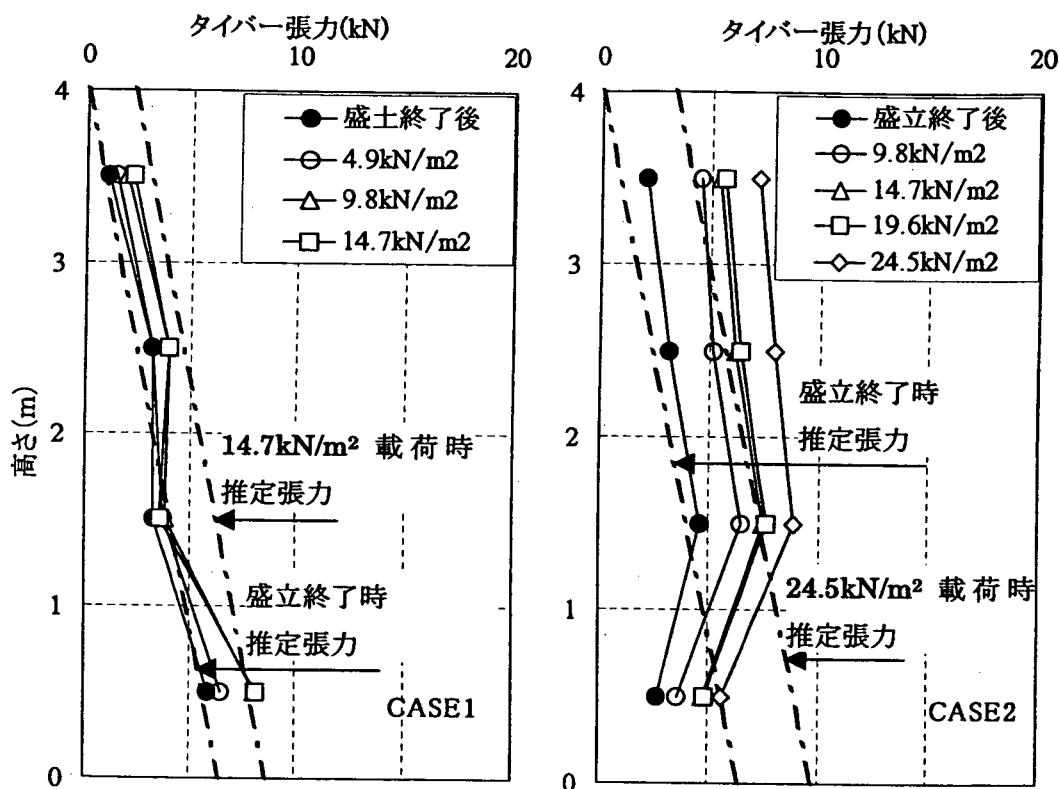


図-3.9 タイバー張力分布

(2) 壁面変位量

施工時および上載荷時の壁面変位分布を図-3.10に示す。

CASE1は $\sigma = 4.9\text{kN/m}^2$ ずつ載荷した。最大 $\sigma = 14.7\text{kN/m}^2$ （盛土換算時 $H=6.1\text{m}$ ）まで載荷したが、壁面変位が大きくなったため載荷試験を終了した。施工終了段階で既に最大400mm程度の変位が生じており、許容壁面変位量 s ($s=0.03H$)を大幅にオーバーしている。この原因は、盛土材料が軟弱なためにアンカープレート周辺の拘束効果が得られずに引抜けたためと考える。

CASE2の場合、施工終了時に50mm程度の壁面変位が生じ、その後載荷試験で上載荷重の増加に伴って壁面変形が増加したが、 $q=24.5\text{kN/m}^2$ 載荷時で100mm程度にとどまった。壁面変位量はCASE1と比較して小さく、ほぼ、許容壁面変位量以下にとどまった。

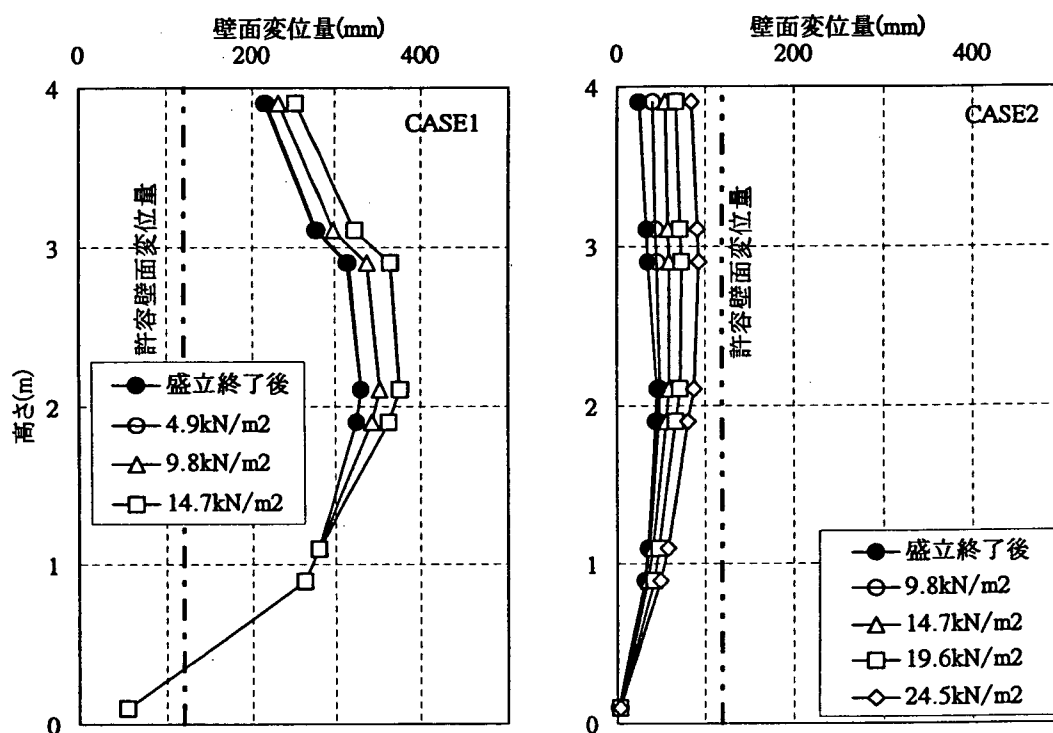


図-3.10 壁面変位量

(3) 内的安定の考察

CASE1、CASE2 の盛土終了時のタイバー張力分布は、さほど大きな違いが見られない(図-3.9)。しかし、壁面変位量の違いは顕著に現れている(図-3.10)。この理由として、アンカープレート周辺を部分的に改良することが、引抜き抵抗力を改善したためと考える。事前設計による内的安定に対する安全率はCASE1 $F_s=0.64$ 、CASE2 $F_s=1.90$ 、CASE3 $F_s=4.12$ の結果からも推測できるが、アンカープレート周辺盛土材を改良することによって、内的安定性が改善することが分かった。



写真-3.6 CASE1 の壁面ブロックのずれ(1 段目～2 段目)

3. 4. 2 外的安定の検討 (CASE3)

外的安定検討は、補強領域の滑動・基礎地盤の支持力・補強領域を含むすべり破壊の3項目について検討を行う。本実験は、実験土槽で行っているため滑動および沈下が生じない。補強領域外から載荷重を付加して補強領域部の挙動や部材に生じる力を計測し、補強土壁構造物の安定性を検討した。

(1) 実験結果

一体化された補強領域の水平土圧 (外的土圧) は図-3.11 に示すとおり、実験土槽背面に設置した土圧計で計測しており、砂地盤表面の鉛直等分布荷重が深さ方向に伝達していることを確認できる。この外的土圧に対する壁面変位とタイバー張力の変化は図-3.12、図-3.13 に示す。

本実験は最下段の壁面パネルを固定 (回転を許す) しており、載荷重が増加すると外的土圧による壁面変位量は、壁上部で変位が卓越している。また、アンカープレート周辺の改良体も壁面パネルと同様な変位を生じており、外的土圧による補強領域は一体となったせん断変形挙動を示した。

一方、外的土圧によるタイバー張力の増加は下から2段目において顕著である (図-3.13)。

この位置は、解体時に観測した改良体のせん断破壊 (写真-3.7) の位置と一致している。上部2段のタイバー張力はほとんど増加がないため、壁面パネルと改良土中の十分な引抜き抵抗力を有するアンカープレートにより拘束された補強領域は一体化していると考ええる。

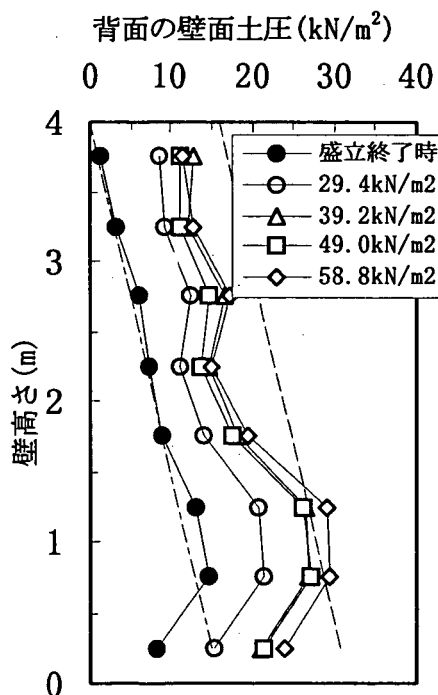


図-3.11 補強領域背面の水平土圧

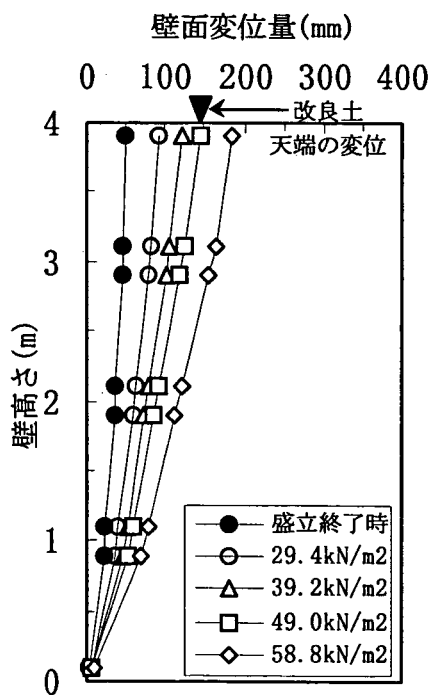


図-3.12 壁面変位分布

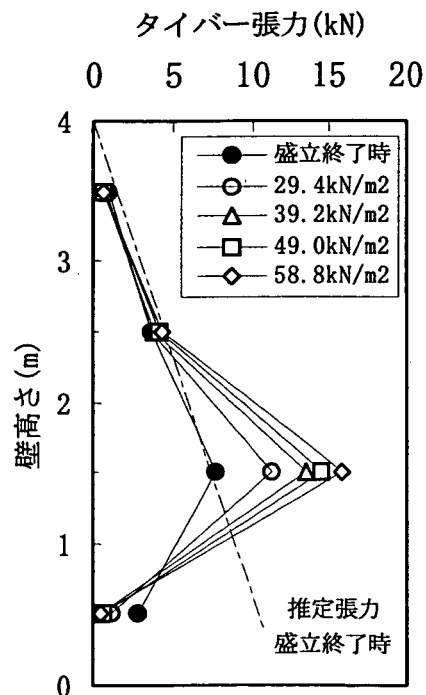


図-3.13 タイバーの張力分布

図-3.14 は改良土の外的土圧に対する安全率を算定したものである。安全率は、改良土底面に作用するせん断力と改良土のせん断抵抗力比率で表しており、外的作用力に対して抵抗する補強領域内から改良土に作用する水平土圧を無視（安全側）して算出している。計算による外的安定性に対する安全率は、上載荷重が 100kN/m^2 （7m 土被り相当）以上で安全率 1 を下回ることが予想された。

実際の最大載荷重は $q=58.8\text{kN/m}^2$ の外的土圧で、一部せん断破壊が生じていると想定できるが、過大な壁面変位も見られず、構造的には比較的安定した状態であることが推測できる。

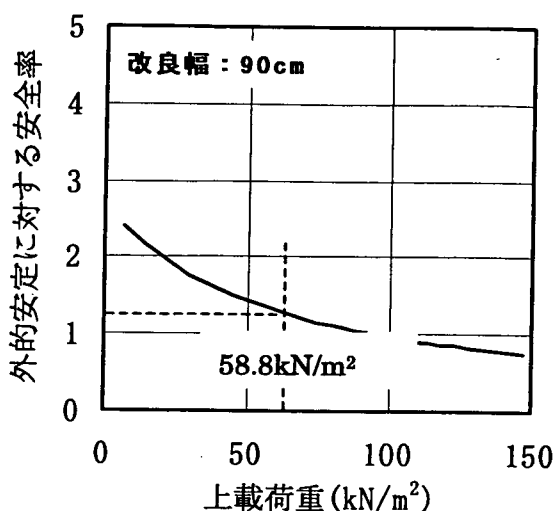


図-3.14 外的安定に対する安全率

(2) 外的安定の考察

多数アンカー式補強土壁は、アンカープレート種々の寸法によって補強領域を滑動に対する安定限界付近までコンパクトに可能なことが報告¹⁰⁾されている。今回確認した十分な引抜き抵抗力を有する場合における二重壁構造の多数アンカー式補強土壁は、外的安定に対しても安定した構造物であることが確認できた。また、外的安定性に関する検討は、改良土のせん断抵抗力に対する外的土圧（せん断力）の大きさ（比率）で評価できる。

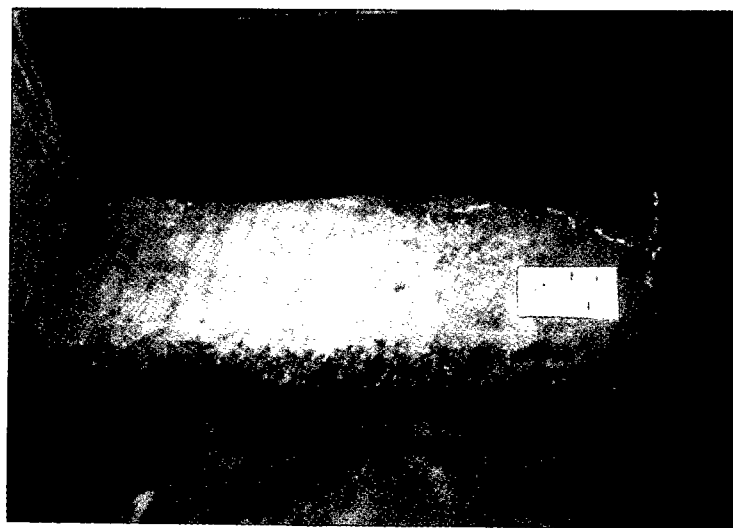


写真-3.7 改良土のせん断破によるずれ

3. 4. 3 プレート引抜けメカニズムの検討 (CASE1~3)

(1) プレート付近の破壊形態

試験終了後のアンカープレート付近の破壊形態を写真-3.8、3.9に示す。

各 CASE 引抜き試験終了後、アンカープレートの後方にタイバーの引抜けによって生じた空洞ができることを確認した。アンカープレート前面は、盛土材料が圧縮され強度が増加していることを確認した。

CASE3 は改良強度が高いために、アンカープレートの引抜けによるクラックが明確に観測できた。

改良土のクラックは写真-3.9に示す。



写真-3.8 アンカープレート背面の空洞

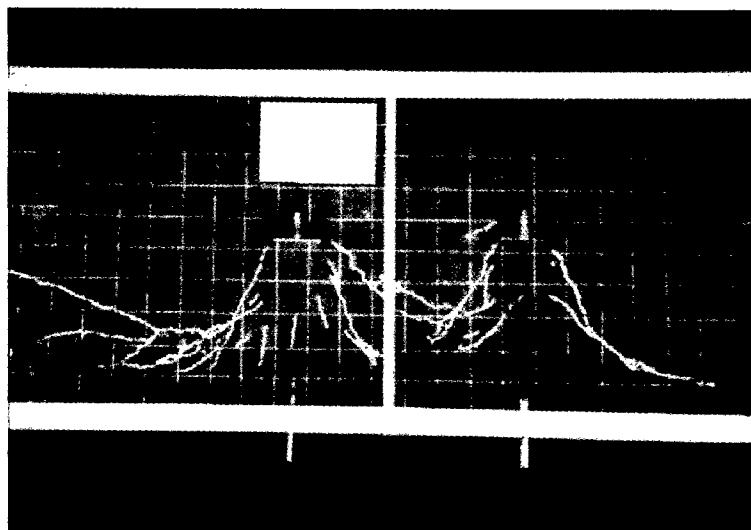


写真-3.9 改良土のクラック

(2) 破壊メカニズム

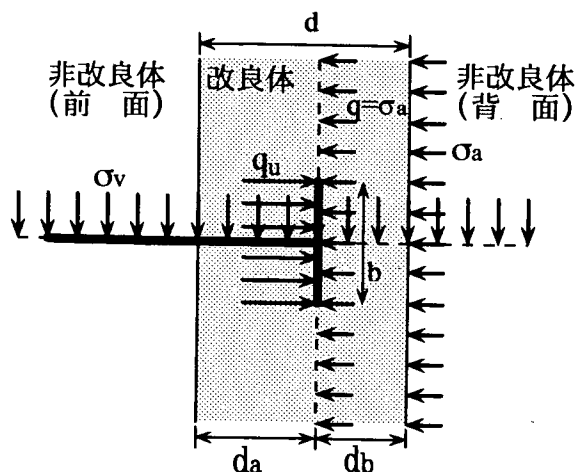


図-3.15 アンカープレート周辺の応力状態

アンカー周辺の材料は壁状に補強されており、アンカー周辺の応力状態は図-3.15 に示すとおりである。タイバー位置における鉛直上載圧力は σ_v とし、アンカープレートに平行な鉛直面に作用する拘束圧 q はその背面地盤における主動土圧 σ_a と等しい。改良体が十分な幅を有している場合にはアンカーの引抜きに伴う周辺材料の破壊は改良体内で生じると考えるが、アンカーの寸法 b に比べて d_a が十分に大きくない場合には破壊が前面の非改良体内に及ぶと考える。本報告ではタイバーロッドの引抜きに伴う改良体の破壊メカニズムとして、図-3.16 に示す3タイプの破壊を提案した。

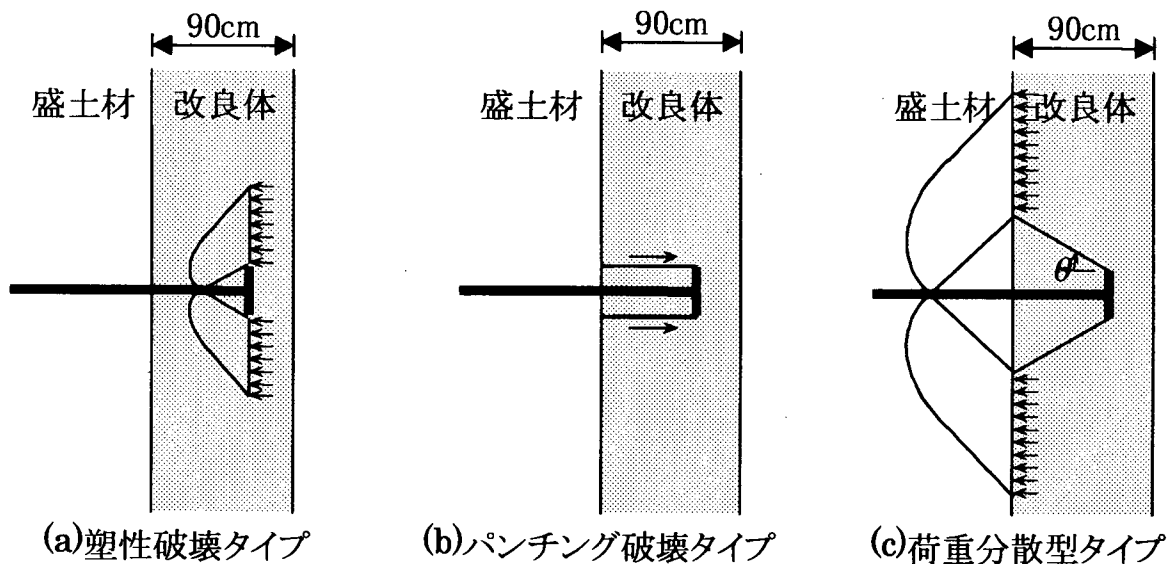


図-3.16 改良体の破壊タイプ

(a) 塑性破壊タイプ

塑性破壊タイプは破壊が改良体内で生じるとする考え方で、この際の引抜き抵抗は通常の均質な裏込め材料の場合と同様に次式で算定できる。次式における支持力係数は軸対象条件におけるすべり線法によって求められたものである。

$$q_u = cN_c + qN_q, A = b^2, T = q_u \times A$$

(b) パンチング破壊タイプ

パンチング破壊タイプは改良部においてパンチング型の破壊を想定するもので、アンカーとともに引抜ける土塊の周面摩擦のみを考慮している。改良体と非改良体では剛性と破壊時のひずみが異なるので、パンチング破壊と前面非改良体における塑性破壊タイプを同時に考慮することは引抜き抵抗を過大評価してしまうと考えた。引抜き抵抗は次式で算定した。

$$\tau = c + \sigma_v \tan \phi, A = 4b \times d_a, T = \tau \times A$$

(c) 荷重分散型破壊タイプ

引抜き試験後に行った破壊状況の調査では、改良体と非改良体の強度差が大きい CASE3 で、図-3.16(c)に示す荷重分散型破壊タイプの破壊が見られた。CASE3 では土被りが小さいアンカーで特にこの影響が大きく、破壊面が地表面でも確認できるほどであった。上記の塑性破壊タイプとパンチング破壊タイプでは、非改良体の強度特性が考慮されていないので、非改良体の強度に依存するこの破壊タイプも考慮する必要があると考える。算定式は以下のようである。

$$q_u = cN_c + qN_q, A = \left\{ d_a \tan \theta + \frac{b}{2} \right\}^2 \pi, T = q_u \times A$$

(3) アンカープレート引拔けのメカニズムに関する考察

図-3.17 は背面を改良していない CASE1、図-3.18 は石膏で改良した CASE2 の実験結果と、実験値を基に算出した塑性破壊タイプ・パンチング破壊タイプの引抜き抵抗計算値を比較して示している。

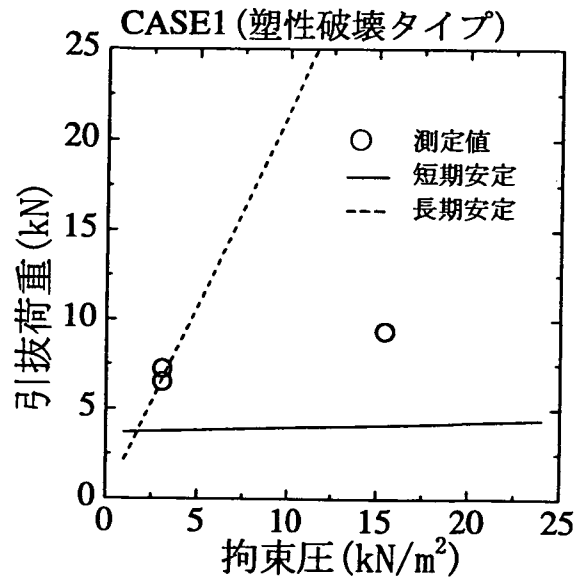


図-3.17 拘束圧と引抜き荷重(CASE1)

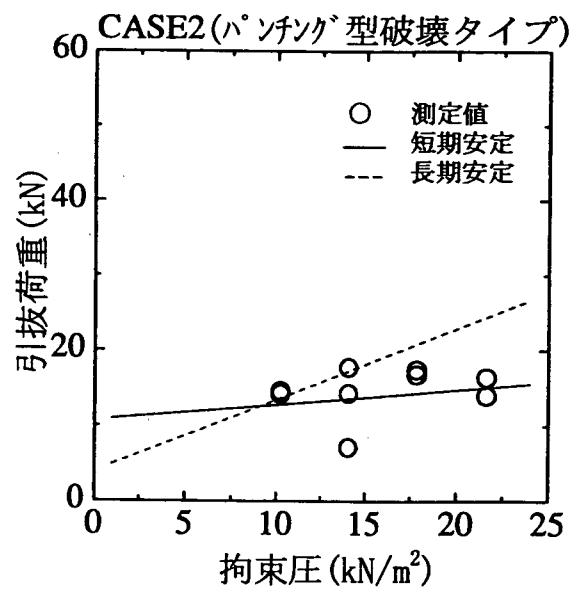
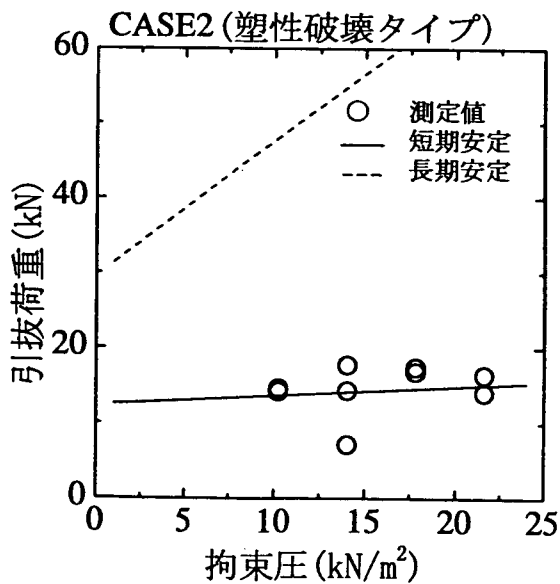


図-3.18 拘束圧と引抜き荷重(CASE2)

図-3.18のように、CASE2の引抜き抵抗は短期強度（非排水全応力強度）を用いて計算した結果が比較的良い一致を示している。壁面パネルの背面に作用する土圧の計測では、長期強度（非排水有効応力強度）を用いて主働土圧として考えるとうまく対応が取れることが分かっている。

補強土壁の場合、壁面土圧は変形が落ち着いた終局状態に対応しているのに対して、引抜き抵抗はアンカープレート周辺の比較的急速な変形状態に対応していると考えられる。粘着力を考慮しない長期強度での主働土圧は地表面付近で引張り応力を考慮しない分だけ設計においては安全側で、引抜き抵抗では、内部摩擦角をほとんど考慮しない短期強度を用いるほうが安全側である。

図-3.18の比較では、このCASE2の条件では塑性破壊タイプとパンチング破壊タイプの計算値が同等な引抜き抵抗となっている。このことから、設計においては両者の中で小さい値を採用するのが妥当であると考えられる。

図-3.20はセメント系固化材で改良したCASE3の結果を示している。石膏と異なりセメントは強度の発現に時間がかかるため、一軸圧縮強度は図-3.19に示すように数日間増加し続けた。この傾向をもとに、三軸試験の強度を修正して計算した結果の図-3.20に示している。実験結果は塑性破壊タイプとパンチング破壊タイプの中間の値を示している。さらに、荷重分担破壊タイプの場合には $\theta = 15^\circ$ 程度が設計値としては妥当であると考えられる。

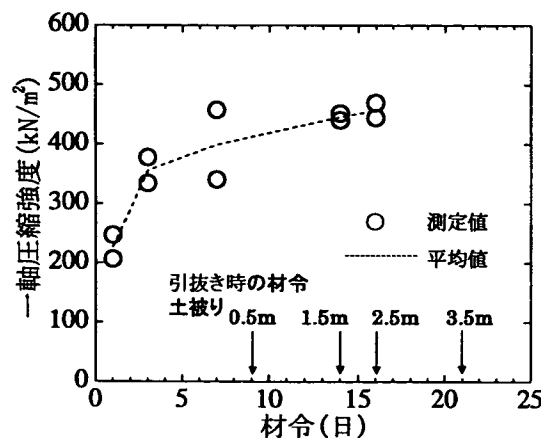


図-3.19 材令に伴う一軸試験結果 (CASE3)

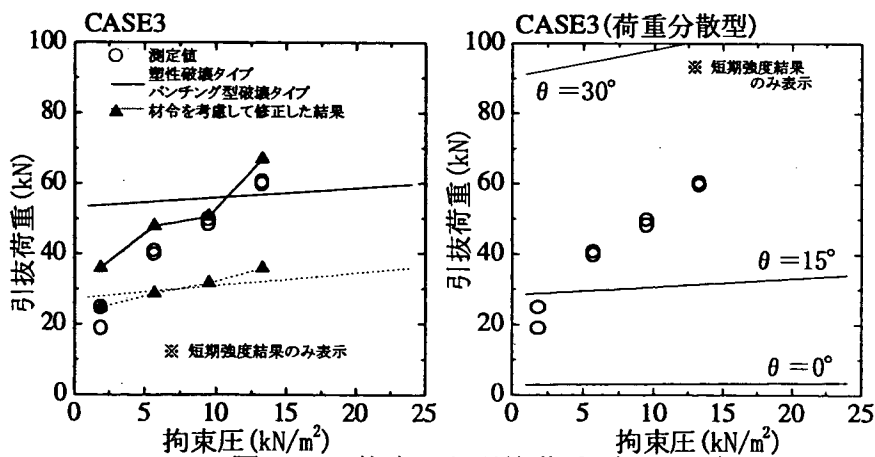


図-3.20 拘束圧と引抜荷重 (CASE3)

3. 5 まとめ

現地発生土を改良して用いたアンカー式補強土壁の載荷試験・引抜き試験を行った結果、以下のよう
なことが確認された。

- ① 盛土材に含水比の高い関東ロームを用いたとしても、アンカープレート周辺を改良することでアンカープレートの引抜き抵抗が改善され、補強土壁の安定が高まることが確認された。
- ② 十分な引抜き抵抗力を有する場合における二重壁構造のアンカー式補強土壁は、外的安定に対しても安定した構造物であることが確認された。
- ③ 外的安定性に関する検討は、改良土のせん断抵抗力に対する外的土圧(せん断力)の大きさ(比率)で評価できることを示唆した。
- ④ 設計に際し、圧密非排水三軸試験で得られる短期強度(非排水全応力強度)を用いるのが妥当である。荷重分散破壊タイプの場合、分散角 θ を 15° と整合が取れた。
- ⑤ 設計に用いる引抜き抵抗値としては、3タイプの破壊タイプについて計算した引抜き抵抗値のうち最小値を用いるのが安全側の設計として望ましい。

あとがき

二つの実験は、ジオテキスタイル・多数アンカー式補強土壁工法の現地発生土の有効利用に関する技術的資料を得ることを目的とし、国土交通省土木研究所土工実験棟内にある山岳擁壁実験装置を用いて実験した成果をまとめたものである。

一部の実験成果は、2001年3月に出版される予定の「多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル（改訂版）」に反映される予定である。

国土交通省では建設副産物のリサイクルを推進しているところである。しかしながら、不良土の処分地の確保が年々困難になってきており、現地発生土の利用を積極的に図っていく必要がある。

今回の実験より、現地発生土を想定した含水比の高い粘性土を盛土材として使用しても、補強材（ジオグリッド）端部あるいはアンカープレート付近の盛土材を固化材で改良することによって、補強土壁の内的及び外的安定性に寄与することが分かった。ただし、滑動・支持力については、屋内の土槽実験のため確認することができなかったため、実現場で試験施工する機会を設けて検討事項としたい。

今後は、試験施工等を通して土質改良処理土の現場適用性について情報収集することで、より定量的な設計法を検討する予定である。

【参考文献】

- 1) 土木工学社：ジオテキスタイル設計マニュアル、1987.5
- 2) 財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、1993.1
- 3) 落合、橋本、塚田：建設発生土を盛土材としたジオテキスタイル補強土壁の大型模型実験、pp.2409-2410、第 33 回地盤工学研究発表会、1998.7
- 4) 宮武、塚田、落合：沈下を制御したジオテキスタイル補強土壁の実大模型実験、pp.660-661、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、1996.9
- 5) 塚田、宮武、落合：ジオテキスタイルを用いた実大補強土壁の動態観測、土木研究所資料第 3487 号、1994.3
- 6) 財) 土木研究センター他：多数アンカー式補強土壁工法に関する研究ノート、1998.8
- 7) 財) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル（第 2 版）、1998.10.
- 8) 三浦、野見山、日下部、境：多数アンカー擁壁の模型実験および引き抜き抵抗の数値解析、pp.2445-2448、第 29 回土質工学研究発表会、1994.6
- 9) 三浦、佐野、前田、土橋、三澤：多数アンカー擁壁の内的および外的安定性、pp.2401-2404、第 30 回土質工学研究発表会、1995.7
- 10) 三浦、永野、土橋、三澤：多数アンカー擁壁におけるアースアンカーによる拘束効果、pp.2423-2424、第 31 回地盤工学研究発表会、1996.7
- 11) 井谷、辰井、伊吹他：現地不良発生土を改良して用いる多数アンカー式補強土壁の大型室内実験（その 1～その 3）、pp.1811-1816、第 30 回土質工学研究発表会、1999.7