

土 木 研 究 所 資 料

軟弱地盤上に構築したアンカー式
補強土壁工法の安定性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。

軟弱地盤上に構築したアンカー式 補強土壁工法の安定性に関する実験的検討

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
	交流研究員	平澤 雅巳 ¹⁾

要 旨

現在、アンカー式補強土壁工法の支持力検討は、常時3、地震時2の安全率を用いて検討している。これは、補強土壁工法の利点の一つである地盤沈下に対して、壁面がフレキシブルに変形することで構造物の安定性を確保できるという特徴を考慮していない。

このため、山岳擁壁実験土槽内に軟弱地盤を施工し、その上に補強土壁を構築して載荷重を与えた時の構造物の壁面変位量や地盤沈下量等の計測結果から、支持力安全率低減の可能性を検討した。

キーワード：アンカー式補強土壁工法、支持力安全率、軟弱地盤、内的安定、
外的安定、載荷試験

1) 交流研究員在職期間（平成11年4月1日～平成12年3月31日）

はじめに

多数アンカー式補強土壁工法は、アンカープレートと前壁を剛性の高いロッド（タイバー）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力で支えることにより、盛土の安定を保つ工法である。

本工法は、1983年に直轄工事事務所の道路改良工事で初めて採用されて以来、年々工事件数が増加し、平成6年に『多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル（以下、マニュアル）』が（財）土木研究センターより発刊され、さらにその需要は増加している。この間、建設工事を取りまく環境も大きく変化し、公共工事等のコスト縮減やリサイクル材の積極的な運用等が喫緊の課題となった。

これらの対応策として、主に壁面材のより合理的な設計に着目した検討がなされ、薄型壁面材の導入とそれに伴う留意点等を取りまとめた形で、平成10年11月マニュアル第2版が出版された。

しかし、現在、外的安定の基礎地盤の支持力に対する検討は常時で3、地震時で2の安全率を用いて検討している。これは、補強土壁工法の利点の一つである地盤沈下に対して、壁面がフレキシブルに変形することで構造物の安定性が確保できるという特徴が活かされておらず、その検討が望まれている。

本報告書は、軟弱な基礎地盤の上にアンカー式補強土壁を施工した場合、施工後、載荷試験によるステップ荷重時の壁面変位量や壁面沈下量等を計測し、その結果から軟弱地盤上に構築した補強土壁の安定性について検討したものである。

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
	交流研究員	平澤 雅巳

目 次

はじめに

1. 大型模型実験概要

1.1 実験目的	1
1.2 実験概要	2
1.2.1 実験フロー図	2
1.2.2 材料物性	4
1.2.3 実験準備	4
1.2.4 内的安定検討（事前計算）	5
1.2.5 有限要素法による変形予測	6
1.2.6 平板載荷試験	11
1.2.7 動的平板載荷試験	12
1.2.8 計測項目	13

2. 実験結果

2.1 基礎地盤の沈下と地盤反力分布	15
2.2 地盤反力の設計値	16
2.3 外的安定の検討	17
2.4 タイバー張力と壁面水平土圧	18
2.5 壁面水平変位量	19

3. 変形挙動

3.1 盛土表面沈下	20
3.2 タイバー沈下	20
3.3 基礎地盤沈下	20

4. 実験結果まとめ

参考資料	22
写真集	23

1. 大型模型実験概要

1. 1 実験目的

本実験は、軟弱な基礎地盤の上にアンカー式補強土壁を施工した時（図-1.1）と、施工後載荷試験によるステップ荷重時における構造物の壁面変位量や壁面沈下量等を計測し、壁直下および盛土部（補強領域部）の地盤反力、沈下量に対するタイバー張力や壁面変形量等の相関関係を把握する。この実験結果を踏まえて、現行の支持力設計法の見直して支持力安全率低減を目標として、軟弱地盤上に構築した補強土壁の安定性について評価するものである。

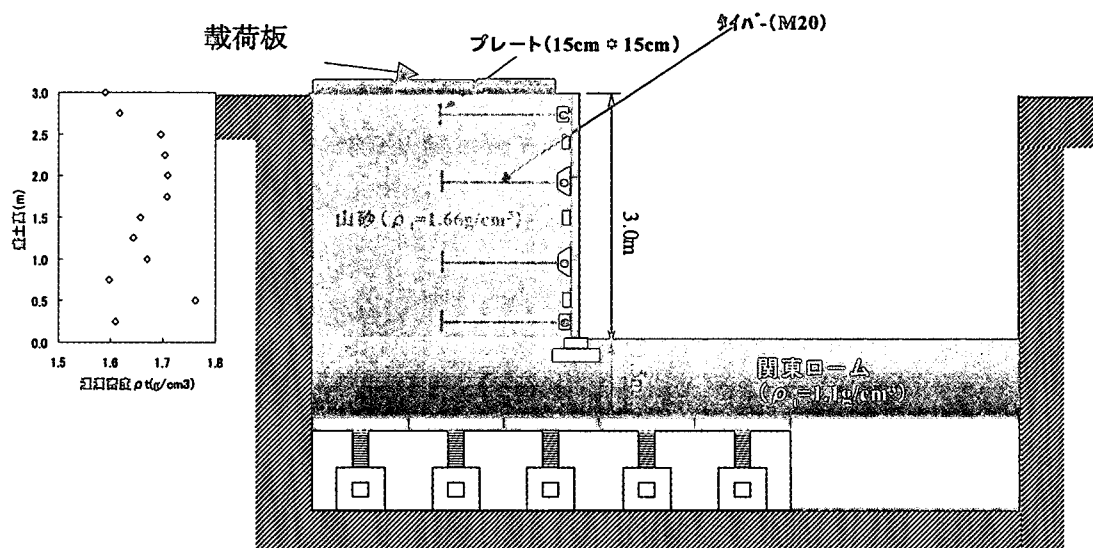


図-1.1 実験土槽断面図

1. 2 実験概要

1. 2. 1 実験フロー図

実験は次の2段階（フェーズ1、2）に分けて行う。

フェーズ1：3m 高の補強土壁構築までの動態観測を行う（図-1.2）。

フェーズ2：追加盛土を想定してステップ载荷による動態観測を行う（図-1.3）。

1) フェーズ1

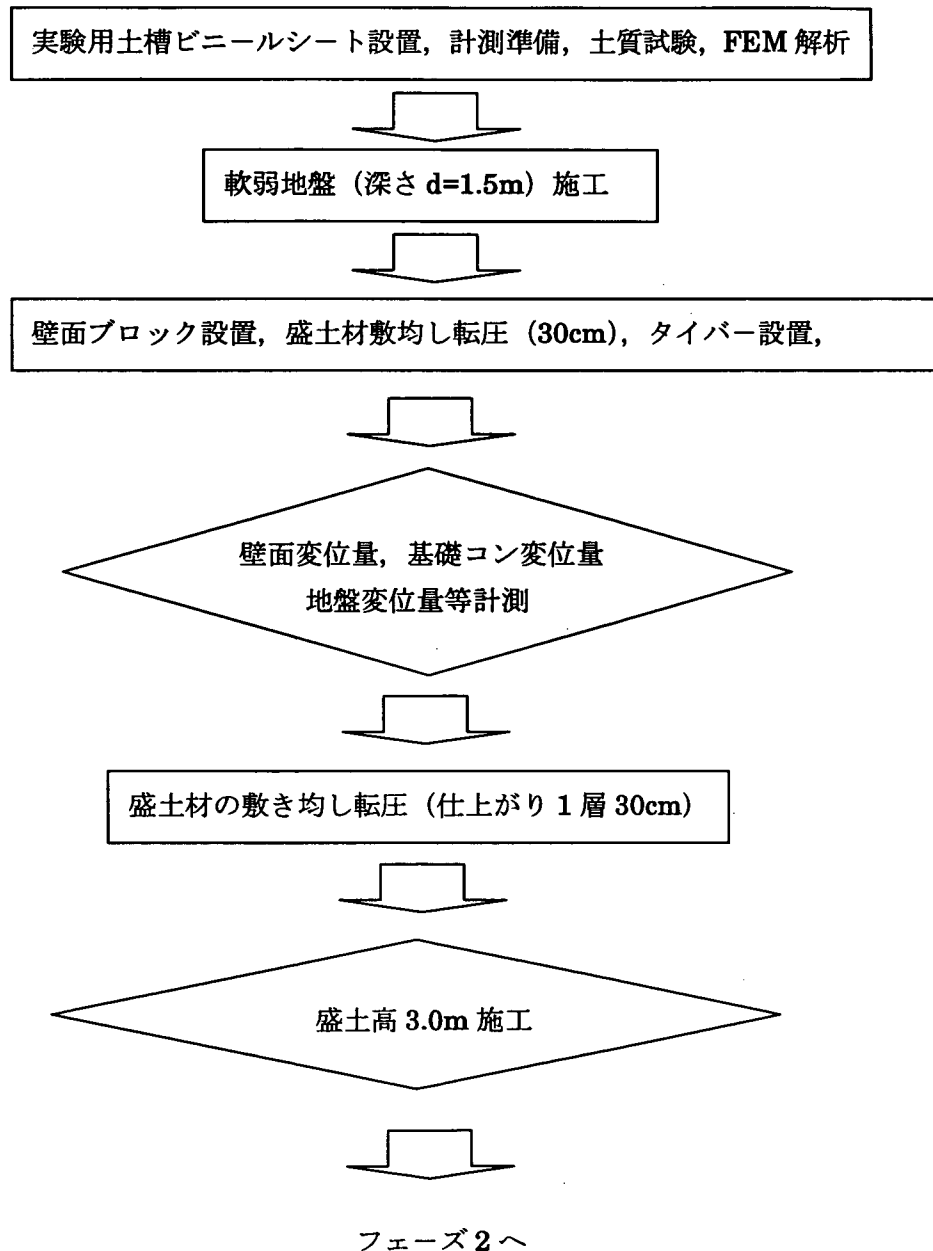
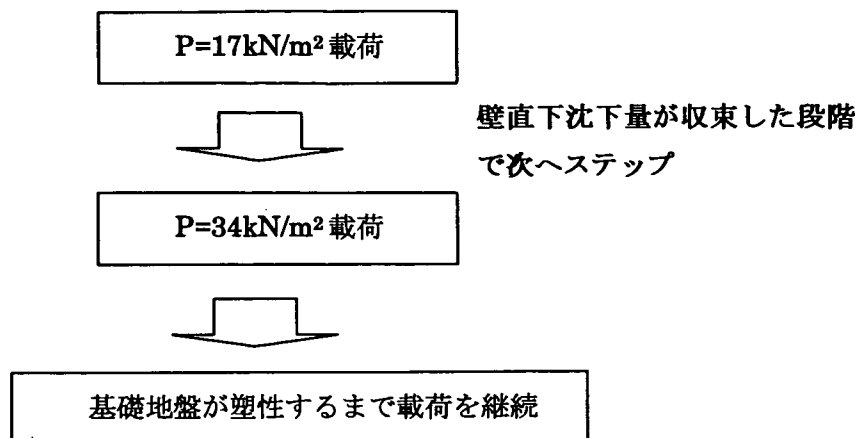


図-1.2 実験準備・施工フロー図

2) フェーズ2

1ステップの載荷重は $P=17\text{kN/m}^2$ (盛土換算高 $H=1.0\text{m}$) とし、動態観測によって基礎地盤が安定したことを確認してから、次のステップ荷重を載荷した (図-1.3)。



※ 最終的には $q=136\text{kN/m}^2$ まで載荷した。

図-1.3 載荷実験フロー図

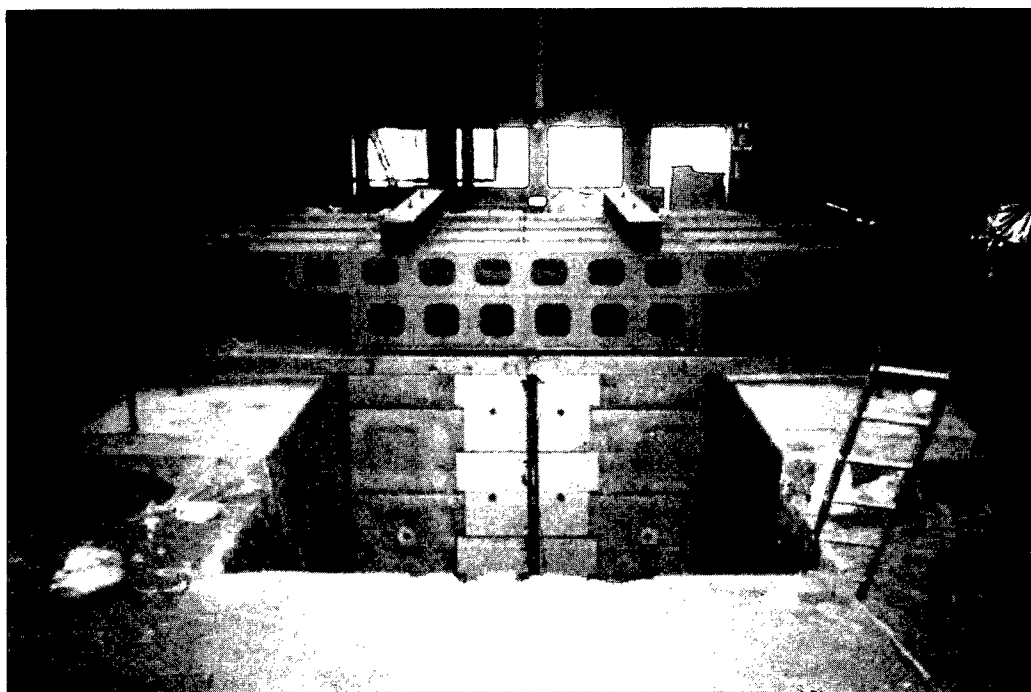


写真-1.1 載荷実験状況 (手前が壁ブロック)

1. 2. 2 材料物性

用いる材料の特性値は次の通りである。

(1) 基礎地盤

関東ローム土, $\gamma_t=11\text{kN/m}^3$, $C_u=16\text{kN/m}^2$, $\phi_u=9.5^\circ$, $W_n=93.7\%$

(2) 盛土材

江戸崎産山砂, $\gamma_t=17\text{kN/m}^3$, $C=30\text{kN/m}^2$, $\phi=36^\circ$, $W_n=22.5\%$

(3) 補強材

タイバー長 $L=2.50\text{m}$ (M20), プレート径 $150\text{mm} \times 150\text{mm}$

(4) 壁面材

薄型壁面ブロック ($W=4\text{kN/枚}$)

1. 2. 3 実験準備

1) 基礎地盤の湿潤密度を設定

基礎地盤(関東ローム土)は事前に突固め試験を行った結果、最適含水比(W_{opt})は $W_{opt}=89.0\%$ だった。

そのため、自然含水比(W_n)は $W_n=93.7\%$ であったので、含水比調整をせずにそのまま使用することにした。

試験施工の条件は、締固め層厚 30cm 、締固め機械はプレート、転圧回数は1, 3, 5, 7, 10回転圧をそれぞれ行い、湿潤密度を算出した。

結果は次の通りである。

1回転圧…	1.078
3回転圧…	1.163
5回転圧…	1.226
7回転圧…	1.244
10回転圧…	1.147

結果、本実験では軟弱地盤上の補強土壁の挙動が主目的であるため、1回転圧とした。

2) 盛土の湿潤密度の設定

盛土(山砂)は実際の現場の締固めを想定して $\rho_t=16\text{kN/m}^3$ 以上を目標とした。

実際の試験結果を表-1.1に示す。目標値は概ねを満足された。

表-1.1 単位体積重量試験結果表

層数	盛土高さ (m)	含水比 (%)	湿潤密度 $\rho_t(\text{kN/m}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{kN/m}^3)$
1	0.25	21.9	1.609	1.320
2	0.50	22.8	1.762	1.435
3	0.75	21.3	1.598	1.317
4	1.00	21.9	1.670	1.370
5	1.25	21.9	1.643	1.348
6	1.50	23.1	1.656	1.345
7	1.75	23.5	1.708	1.383
8	2.00	22.3	1.709	1.397
9	2.25	22.2	1.704	1.394
10	2.50	22.9	1.696	1.380
11	2.75	23.0	1.617	1.315
12	3.00	22.3	1.590	1.300
平均値		22.42	1.664	1.359

1. 2. 4 内的安定検討（事前計算）

内的安定検討は、参考文献¹⁾に示された方法によって事前に検討が行われた。実験で用いた補強材・実験方法は1. 2. 1～1. 2. 3で説明した通りである。内的安定の検討は、1) タイバー等の破断に関する検討
2) アンカープレートの引抜きに関する検討を行うものである。

1) はタイバー、コネクター（取り付け部材）は鋼材の許容引張り応力、アンカープレートは許容せん断応力を満足すること。

2) 壁面土圧によって生じるタイバーの引張り力は、アンカープレートの許容引抜き

抵抗力を越えないことになっている。1), 2) を踏まえた上で、必要な補強材敷設使用が決定される。本実験においても盛土終了時および各ステップ荷重時での内的安定の検討結果を算出した（表-1.2 $q_{\max}=136\text{kN/m}^2$ の結果）。

表-1.2に示すように配置位置 $i=1$ （図-1.4）では敷設長が不足しているものの、タイバーの許容引張り応力およびアンカープレートの許容引抜き抵抗力は十分な安全性を確保されており、内的安定は満足されていると判断した。

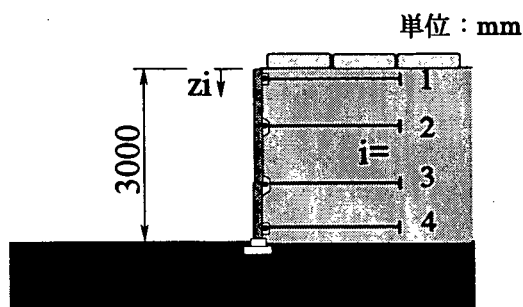


図-1.4 部材配置位置

表-1.2 内的安定の検討結果（ $q_{\max}=136\text{kN/m}^2$ 荷重時）

i	深さ $Z_i(\text{m})$	アンカープレートの引抜きに対する検討			補強長の検討		
		引抜き力 $T_i(\text{kN/本})$	許容抵抗力 $T_{ai}(\text{kN/本})$	判定結果	敷設長 $L_i(\text{m})$	設計長 $L_{ri}(\text{m})$	判定結果
1	0.175	0.881	43.072	○	2500	2.862	×
2	1.000	8.143	45.846	○	2500	2.377	○
3	2.000	10.815	49.209	○	2500	1.768	○
4	2.815	6.409	51.950	○	2500	1.309	○

1. 2. 5 有限要素法による変形予測

1) 目的

本解析は、支持力の不足する基礎地盤に補強土壁を構築した場合を対象として、変形から破壊まで一貫して解析できる二次元弾塑性有限要素法を用いて解析を行った。

事前解析の目的は、解析によって上載荷重による壁ブロック直下および盛土部の沈下量を算出し、基礎地盤層厚を検討することと、実大載荷実験を通じて FEM 弾塑性解析の設計への適用性を検討するための資料を収集することである。

2) 有限要素解析モデル

有限要素法で補強土壁の解析を行う場合、モデル化（部材をどのような数値的モデルで表現するか）が解析結果に重要な影響を与える。今回は、二次元弾塑性有限要素法で解析を行うため、三次元の問題を二次元にモデル化する必要もあり、これを含めたモデル化の方法を以下の通りとした。

①適切なプログラムの採用

例えば Prandtl 解など、理解論が得られている問題がきちんと解けるプログラムを使用した。これは、収束条件の設定や降伏局面上の応力状態の計算精度が大きな影響を与えるためである。

②適切な要素の採用

支持力問題のような崩壊解析に適した平面要素としては、8 節点減退積分要素、4 節点選択減退積分要素、15 節点三角形要素などがあるが、今回の解析では 4 節点選択減退積分要素を用いた。

③適切な規模の要素分割

要素分割が粗すぎると支持力を過大評価するので、特に塑性領域と弾性領域の境界領域は極力細かい要素分割を行って精度を確保した。特に 4 節点選択減退積分要素を使用したので、この点に十分配慮した。

④初期応力の設定

初期応力に現実的でない値や、最初から塑性域に入っているような値を設定すると、非現実的な解析結果や最初から収束しない状況になるので配慮した。

⑤適正な荷重増分

弾塑性解析では、弾性解析のように可逆的な応力～ひずみ関係を取らないため、解析結果の重ね合わせのようなテクニックは使用できない。そのため、できるだけ現実に即した荷重増分となる解析ステップとして、なおかつ適正な収束状態とするために、過大な荷重増分を用いないようにした。

以下は、補強土壁の有限要素法を用いたモデル化について述べる。

図-1.5 は本実験の模式図を示した。この中で要素的に以下のように分類、モデル化した。

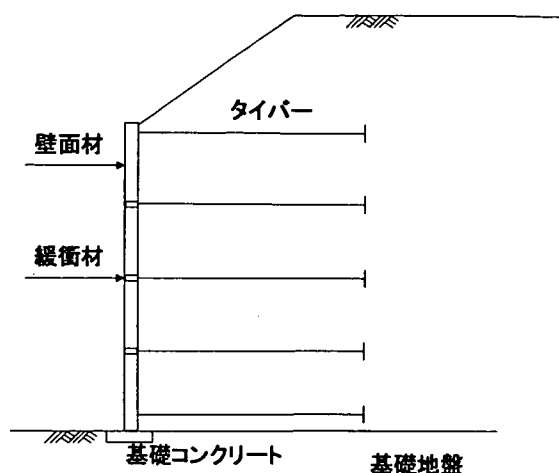


図-1.5 多数アンカー式補強土壁模式図

表-1.3 解析使用要素

	材質	使用要素
壁面材	コンクリート	平面要素
地盤材料	土	平面要素
プレート	硬質ゴム	平面要素
ストリップ	鋼	トラス要素

以上の中で、奥行き方向に連続的ではない補強材（タイバー）については、奥行き 1m あたりの物性に換算したヤング率等を用いた。また、トラス要素は極力地盤要素と共有節点を多くし、一体の挙動を表現するものとした。

なお、モデルを簡略化するため、壁面材 1 枚に 4 本設置されているタイバーは 1 本で代表させた。タイバーの引張り剛性は以下の式で 1m 当たりの等価な値として入力した。

$$E_{aeq} = nEA \quad \dots (1)$$

ここで、 n ：壁面材 1 枚に設置され、かつ奥行き 1m 当たりのタイバー本数

EA ：タイバーの引張り剛性

また、解析領域は補強領域背面部の対象境界を除いて、実大載荷実験を再現するように設定した。具体的には基礎地盤の深さは、1.5m とし擁壁前面は 1.25m とした。なお、補強領域の背面は解析対象を勘案し、解析に悪影響が出ない十分な領域を確保している。境界条件は両端境界が鉛直方向自由、水平方向固定、底面境界が固定とし、実大載荷実験を再現するため、盛土高さ $H=3.0\text{m}$ とし、以降は上載荷重を段階的に載荷するものとした。

以上の模式図を図-1.6 に示す。

また、補強盛土の高さに応じた十分な領域を確保するように要素分割を行うが、節点数は1,000 点前後を目安とした。図-1.7 は要素分割のイメージを示す。

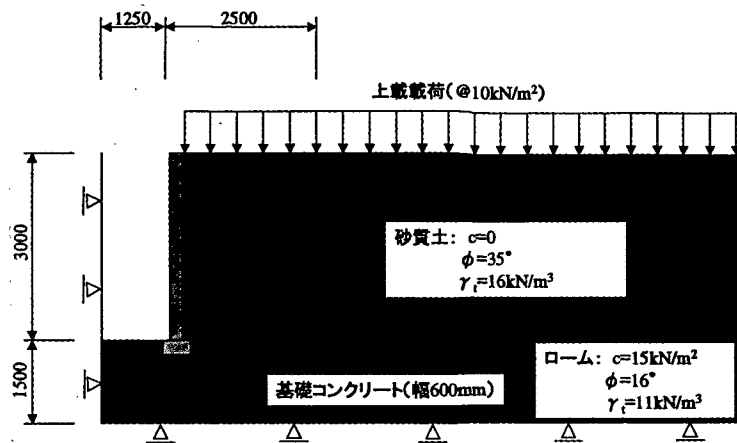


図-1.6 解析モデル模式図

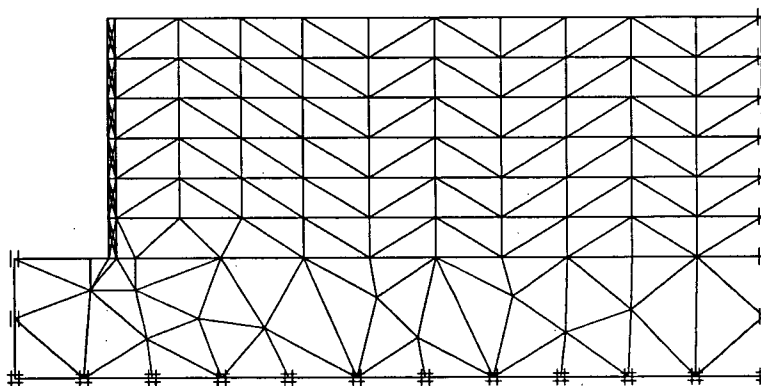


図-1.7 要素分割のイメージ

3) 解析方法

解析は施工過程を表現するため、ステップ解析を行った。具体的には以下のような手順とした。

- ① 基礎地盤のみで初期応力解析を行う。
- ② 基礎コンクリートを設置する。
- ③ 壁面材を設置し、タイバー直下まで要素を盛り立てる。
- ④ タイバー、緩衝材を設置し、緩衝材位置まで盛り立てる。
- ⑤ ③～④を所定の高さまで繰り返す。
- ⑥ 上載荷重を 10kN/m^2 毎載荷する。

以上の解析ステップの模式図を図-1.8 に示す。

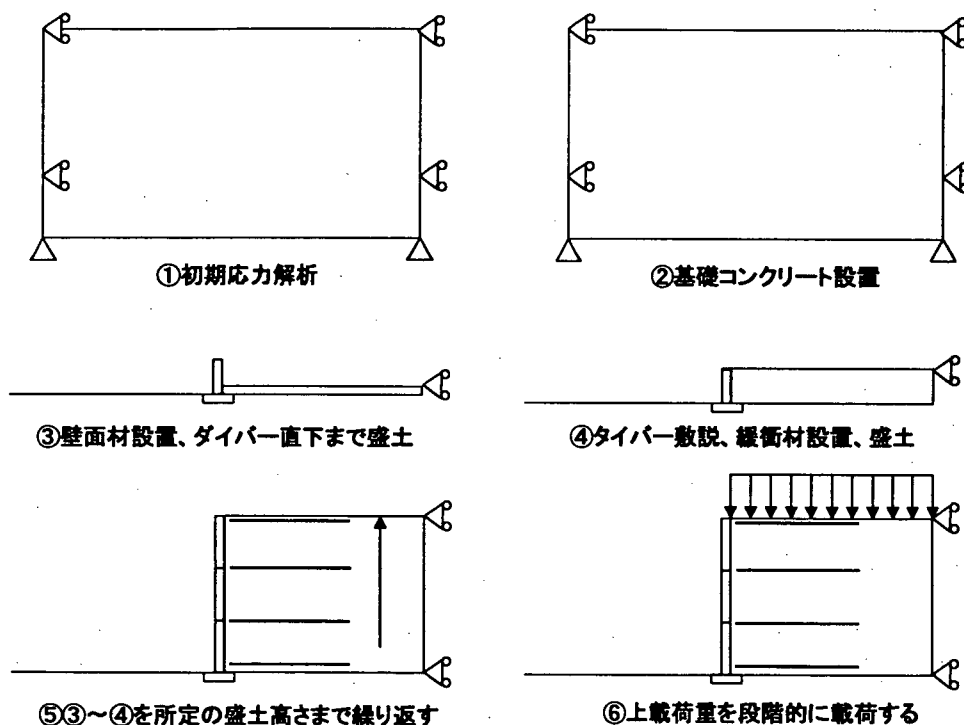


図-1.8 ステップ解析模式図

表-1.4 解析用入力物性値

層区分	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma t(\text{kN/m}^3)$	変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比
基礎地盤(ローム)	33.5	10.5	12	3000	0.3
盛土材料(砂質土)	0	35	16	12000	0.3

4) 解析結果

解析結果は下図の通りである。

いずれの結果も 210kN 載荷時で大きな沈下、水平変位量が表れている。実大実験は、この数値を参考にして地盤の塑性破壊まで載荷を行うこととした。

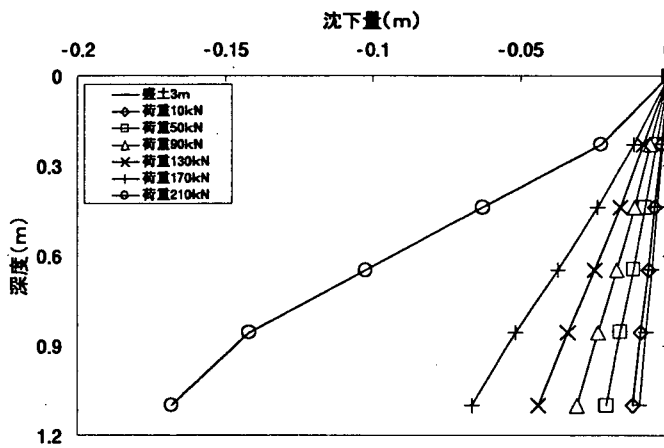


図-1.9 壁面直下の沈下分布

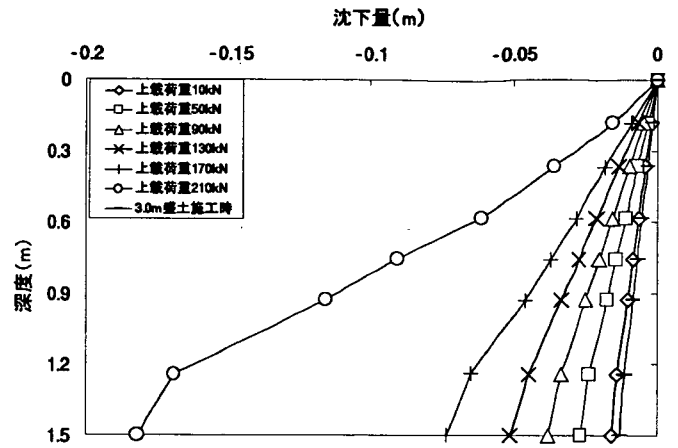


図-1.10 壁面より 0.6m (盛土直下) 断面の沈下分布

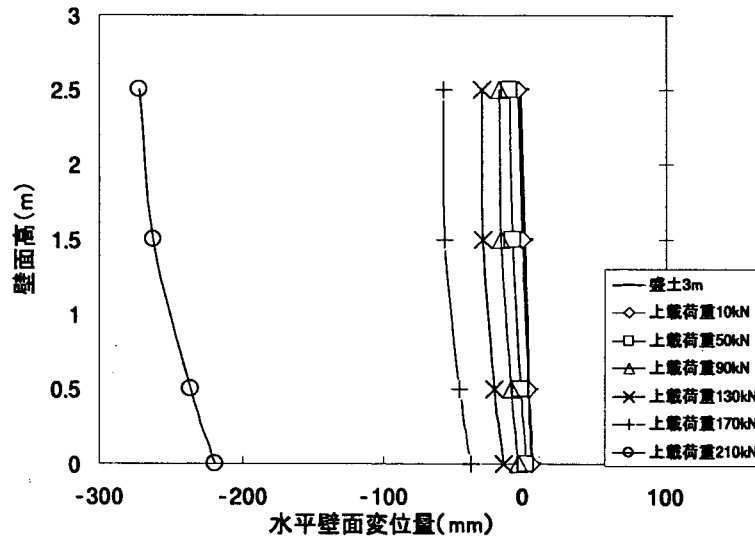


図-1.11 壁面水平変位分布

1. 2. 6 平板載荷試験

基礎地盤の支持特性を把握するために、荷重制御による多サイクル方式での平板載荷試験を実施した。

載荷方法は次の通りである。

第1 サイクル (1kgf=10N)

0kgf → 300kgf → 0kgf → 300kgf → 500kgf → 250kgf → 0kgf
予備載荷 30分保持 30分保持 5分保持

第2 サイクル

0kgf → 250kgf → 500kgf → 750kgf → 500kgf → 250kgf → 0kgf
5分保持 5分保持 30分保持 5分保持 5分保持

750kgf(75N)載荷段階で所定荷重を維持することが難しい状況になり、また沈下も著しいことから、この荷重を最大荷重とした(図-1.12)。

結果、極限支持力は $p_u=10.7\text{tf/m}^2$ (105kN/m^2) であった。

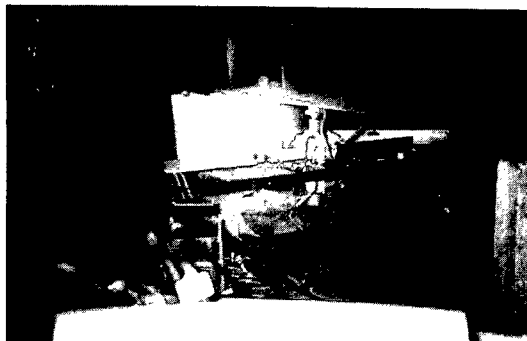


写真-1.2 平板載荷試験状況

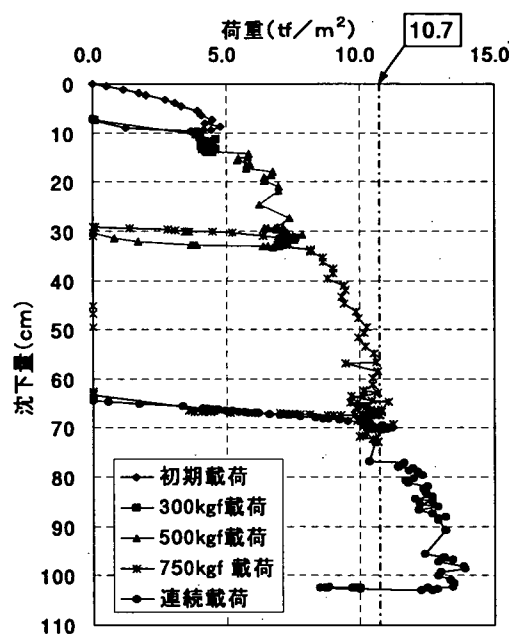


図-1.12 平板載荷試験結果

($1\text{tf/m}^2=10\text{kN/m}^2$)

1. 2. 7 動的平板載荷試験

本試験では、盛土側及び前面側の基礎地盤を対象に動的平板載荷試験を実施した。試験は3回のウェイト落下による平板の沈下振幅から動的変形係数 E_{vd} を求めた。なお、試験は盛土側、前面側で各12点実施した。

試験結果（動的変形係数 E_{vd} ）は表-1.5に示す。



写真 1-3 動的平板載荷試験状況

表-1.5 動的平板載荷試験結果表

	動的変形係数 E_{vd} (MN/m ²)												平均
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	
盛土側	2.4	2.9	2.8	4.1	2.8	3.2	3.4	5.1	2.8	3.0	3.0	3.2	3.23
前面側	3.3	3.2	3.3	3.9	3.2	3.0	3.1	3.2	3.1	3.4	3.3	3.7	3.31

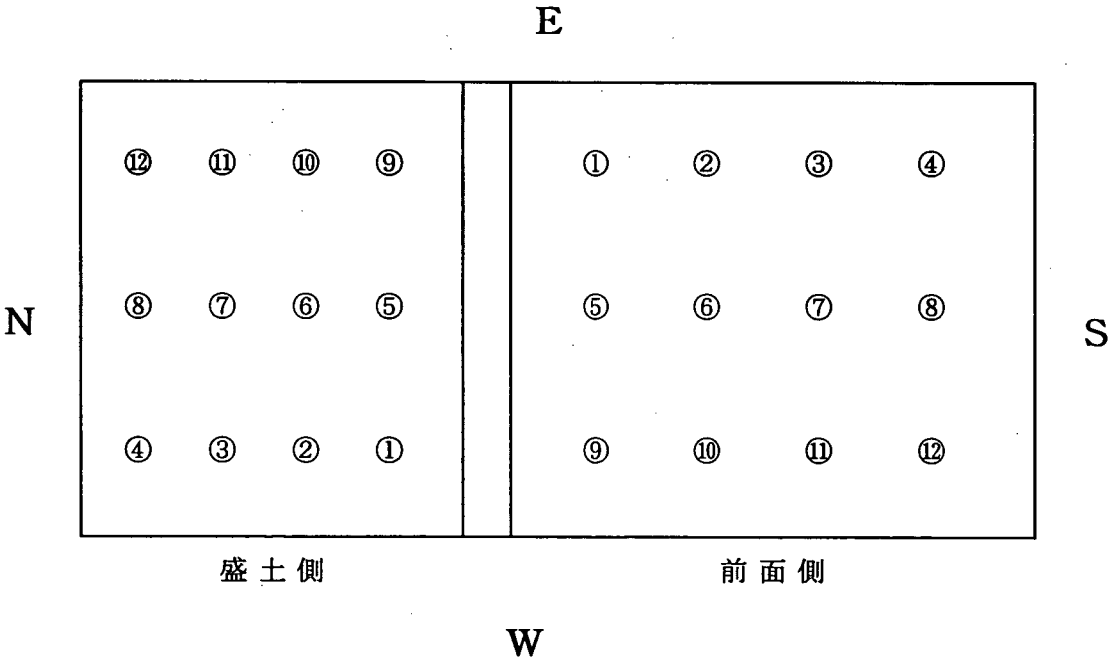


図-1.13 動的平板試験測定位置

1. 2. 8 計測項目

計測項目は、以下の8項目とする。

- 1) 壁底面荷重 (ロードセル)
- 2) 壁直下沈下量 (レベルにより測定)
- 3) 壁面変位計
- 4) 基礎地盤沈下量
- 5) 壁ブロック土圧計
- 6) 固定壁土圧計
- 7) 補強材ひずみ
- 8) ストリップ型張力計

それぞれの計測機器は、巻末の写真集に掲載されているので参考にされたい。

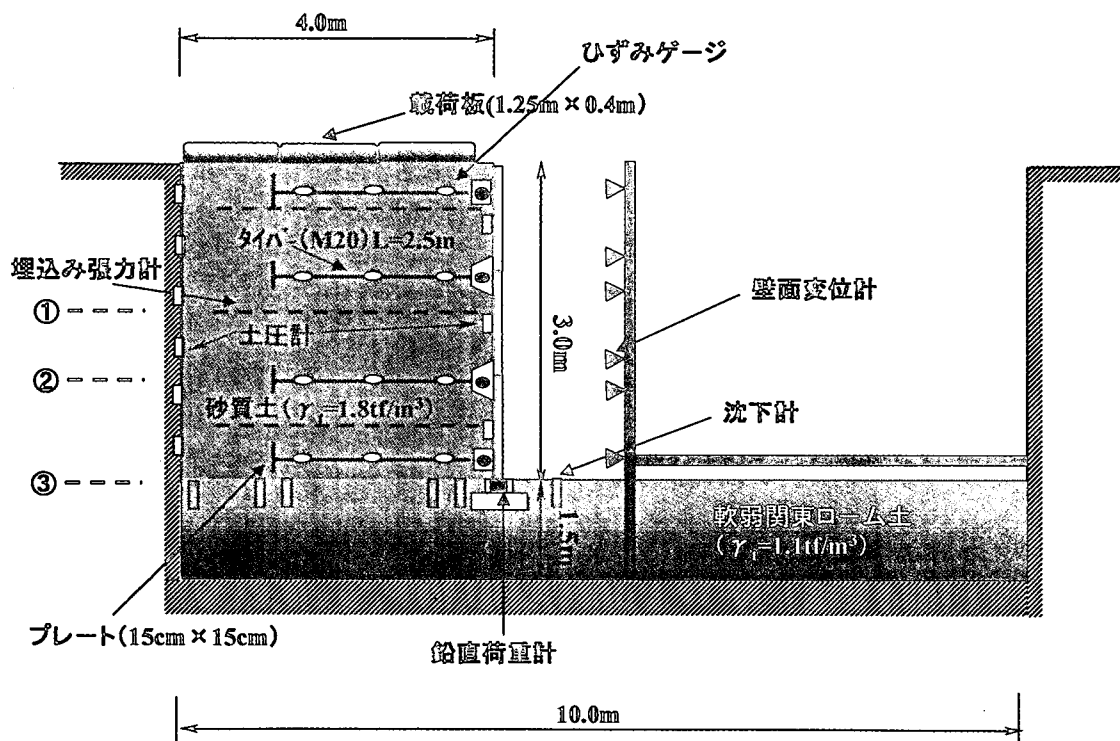


図 1-14 補強材および計器の配置 (断面図)

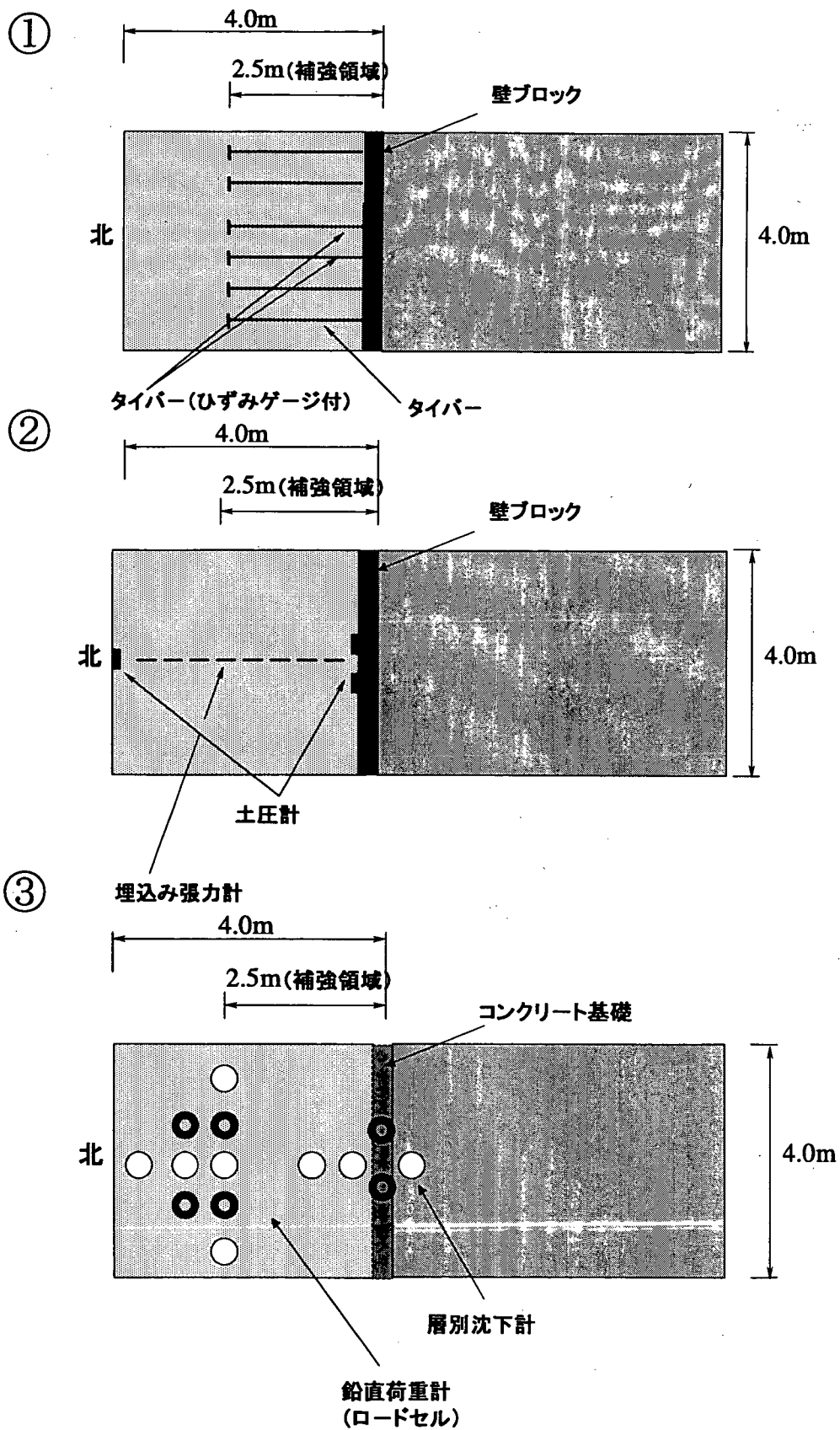


図 1-15 補強材および計器の配置 (上面図)

2. 実験結果

2. 1 基礎地盤の沈下と地盤反力分布

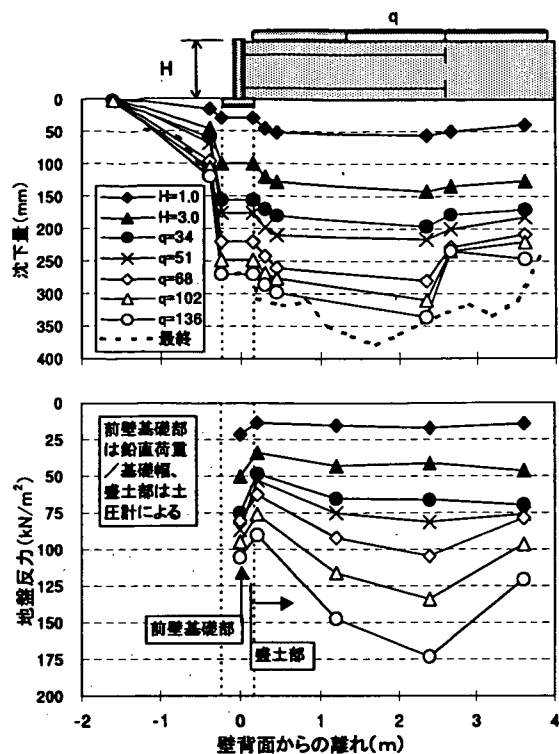


図-2.1 基礎地盤の沈下と地盤反力の分布

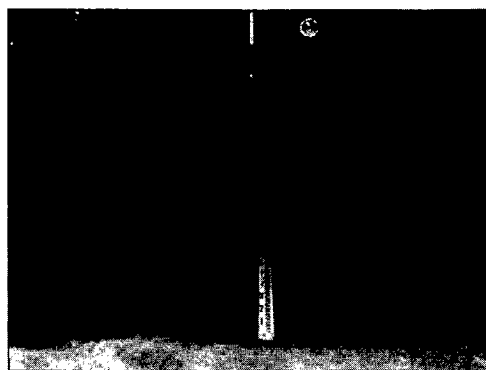


写真-2.1 コンクリート基礎から北側の望む

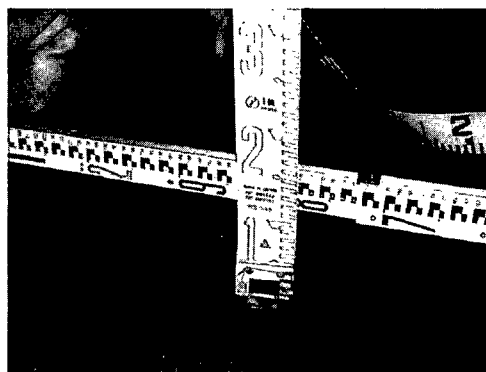


写真-2.2 壁背面より 1.8m 離れた位置の沈下状況

地盤沈下は補強土壁構築段階から発生し、 $H=3.0$ m盛り立て完了時点で前壁基礎部に約 110mm、盛土部に最大約 140mm の沈下が生じた。载荷に対しても多少盛土中央部付近がへこむような形でほぼ一様に比例的に沈下が進行し、最終 $q=136\text{kN/m}^2$ 载荷段階での沈下量は、前壁基礎部で約 270mm、盛土部で最大約 340mm となった。また、途中 $q=68\text{kN/m}^2$ 载荷段階(換算上載盛土高 $H=4.0$ m)では急激な沈下(最大沈下増加量 64mm)が見られた(図-2.1)。

今回の実験では、基礎地盤に比較的大きな沈下が生じたが、前壁基礎部と盛土部での沈下に大きな差はなく、補強土壁の補強領域が柔軟な変形をしながら一体として挙動したといえる。

2. 2 地盤反力の設計値

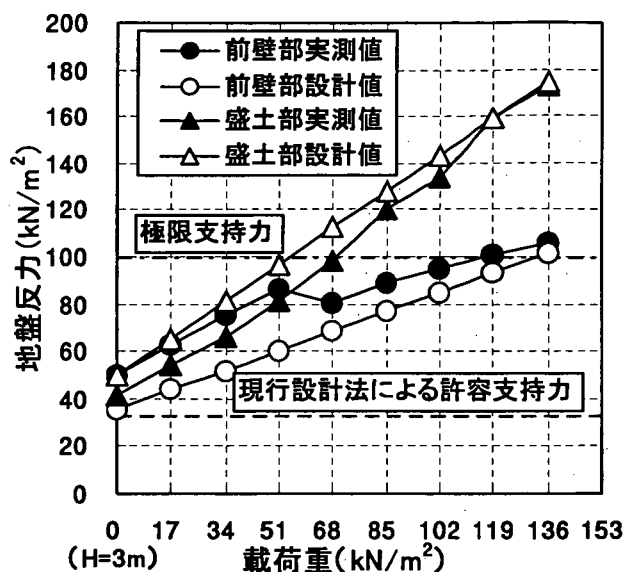


図-2.2 地盤反力の設計値と実測値

地盤反力の分布は载荷が小さい段階では盛土部よりも前壁基礎部の方が大きく、载荷の増加に伴ってほぼ一様に増加しているが、 $q=68\text{kN/m}^2$ 载荷段階以降は盛土中央部が卓越する形で増加した（図-2.1）。地盤反力は実測値と設計計算値¹⁾（下式による）を比較すると、実測値は前壁部で設計計算値より多少大きく、盛土部では設計計算値より多少小さい結果となった（図-2.2）。

$$\text{盛土部地盤反力: } Q_1 = (P_{A1} \cdot \sin \delta_1 + W_1) / B_1$$

$$\text{前壁基礎部地盤反力: } Q_2 = (P_{A2} \cdot \sin \delta_2 + W_2) / B_2$$

$P_{A1,2}$: 補強領域背面, 前壁面にかかる鉛直土圧

$\delta_{1,2}$: 補強領域背面, 壁背面と土との摩擦角

$W_{1,2}$: 補強領域部, 前壁と基礎部の自重

$B_{1,2}$: 補強領域部, 前壁基礎部の幅

2. 3 外的安定の検討

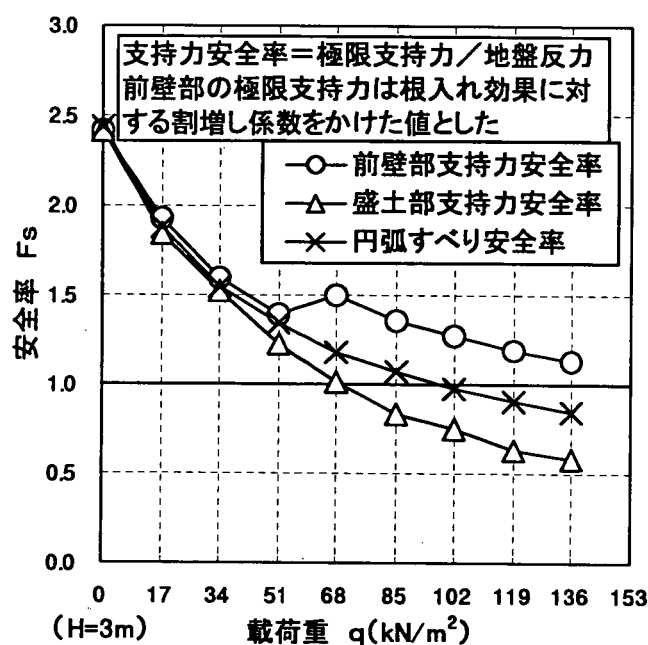


図-2.3 外的安定安全率

補強土壁 $H=3.0\text{m}$ 盛り立て完了時点での支持力に対する安全率は、前壁基礎部、盛土部とも3より小さく、 $q=68\text{kN/m}^2$ 載荷段階で盛土部の支持力に対する安全率がほぼ1に等しくなった（図-2.3）。また、盛土の円弧すべりに対する安全率（計算上）は、無載荷段階で支持力に対する安全率と同程度の値で、載荷重の増加に対しても同じ傾向で低減し、 $q=102\text{kN/m}^2$ 載荷段階でほぼ1に等しくなった。今回の実験では、特に盛土部支持力の安全率がほぼ1に等しくなった段階で、比較的急激な地盤の沈下変形が生じた。

2. 4 タイバー張力と壁面水平土圧

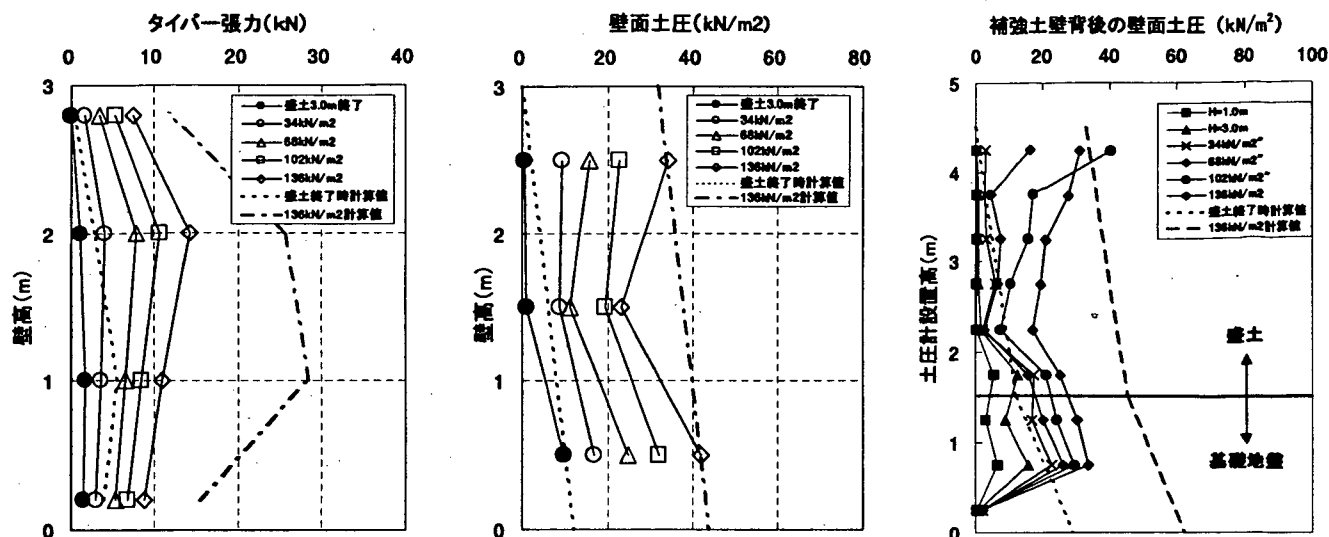


図-2.4 盛土 3.0m 終了時および載荷試験時のタイバー張力、壁面土圧

補強土壁 $H=3.0\text{m}$ 盛立て完了時点（段階載荷実験まで）の壁面土圧は、壁高 $H=0.5\text{m}$ 、 2.5m の計測結果で、各段階で概ね設計計算値と一致する値を示したが、 $H=1.5\text{m}$ の位置では計算値より低い値を示した。また、タイバー張力は各段階ですべて設計計算値を下回る値を示し、 $H=1.0\text{m}$ のタイバー張力は $H=2.0\text{m}$ より小さな値を示した（図-2.4）。

しかし、地盤の沈下や壁面変位に比較的大きな変形が見られた $q=68\text{kN/m}^2$ 載荷段階においても特段注目すべき変化は表れなかった。今回の実験では、タイバー張力および壁面土圧の分布は、各段階において設計理論とは異なる分布となったものの過大な値を示すことはなく、地盤の沈下変形や壁面変形が内的安定に悪影響を及ぼすような挙動は見られなかった。

2. 5 壁面水平変位量

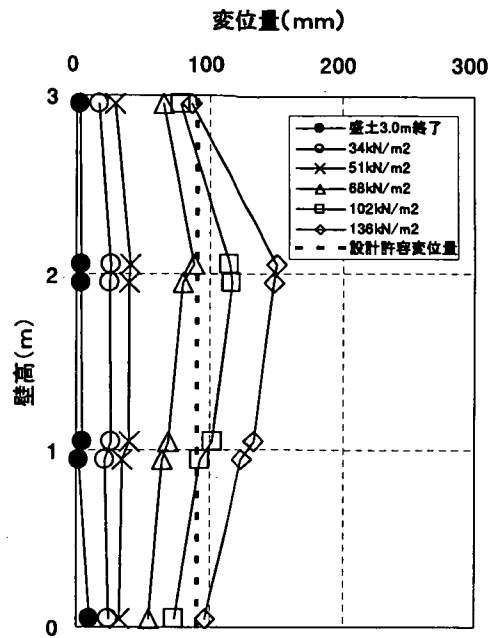


図-2.5 盛土 3.0m 終了時および載荷試験時の壁面変位量

補強土壁 $H=3.0\text{m}$ 盛り立て完了時点の壁面パネルは前面側に変形しており、その最大値は 20mm であった。載荷に対しても壁面は全体的に前面側に変位し、 $q=68\text{kN/m}^2$ 載荷段階で比較的大きな変位（最大変位増加量 48mm ）を示し、その後、壁高の中央部が突き出るような形で変位は進行し、 $q=136\text{kN/m}^2$ での最大変位量は 154mm となった（図-2.5）。

今回の実験では、上載荷重や基礎地盤の沈下に対し壁面が柔軟に変形し、比較的大きい水平変形が見られたものの補強土壁としての機能を損なうような変形形態には至らなかった。

3. 変形挙動

3. 1 盛土表面沈下

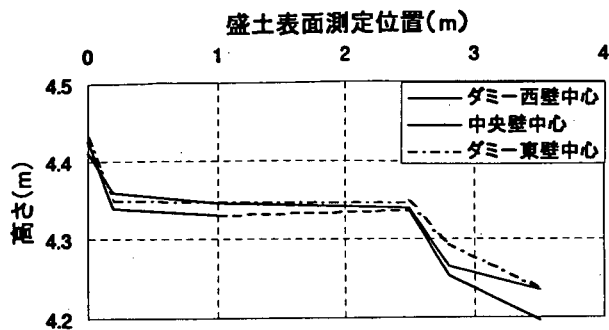


図-3.1 各壁中心から盛土よりの盛土表面沈下量

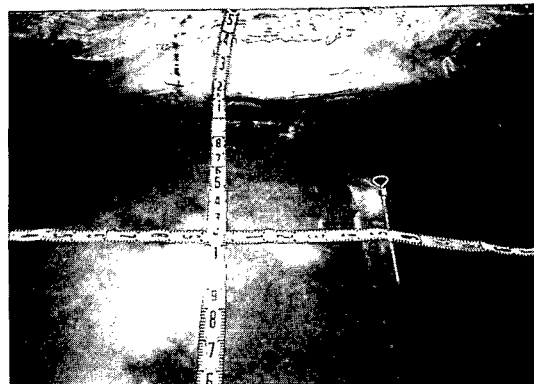


写真-3.1 載荷板撤去盛土上部沈下状況

3. 2 タイバー沈下

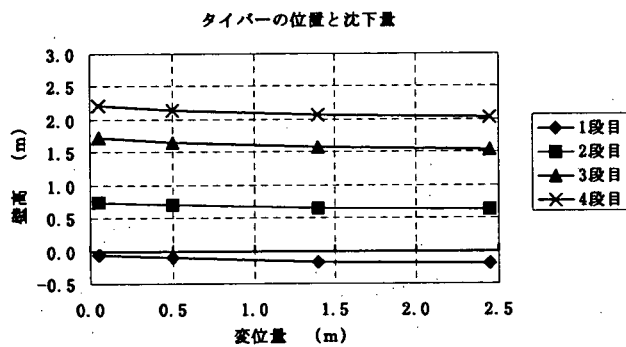


図-3.2 各段におけるタイバー沈下量

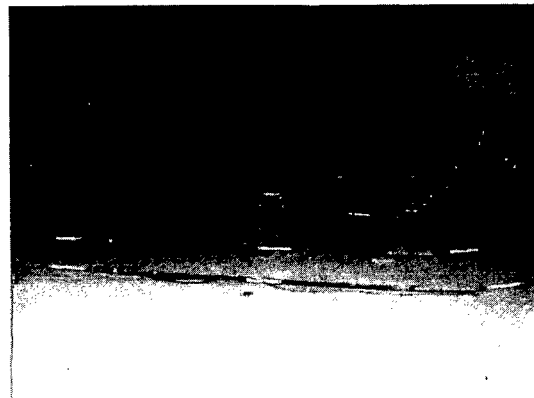


写真-3.2 撤去後のタイバー状況

3. 3 基礎地盤の沈下

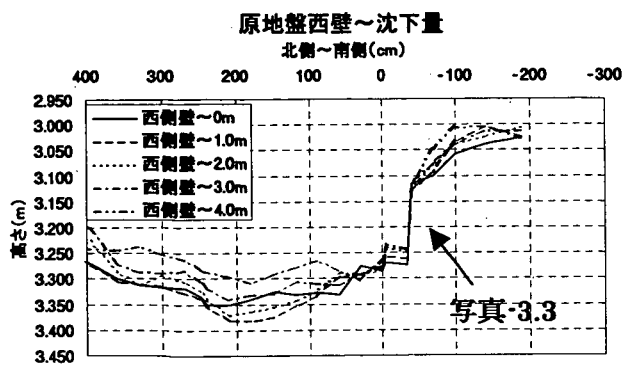


図-3.3 盛土撤去時の基礎地盤沈下状況 (2次元)

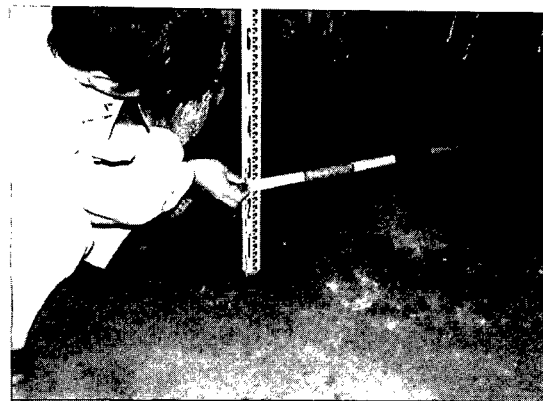


写真-3.3 基礎コンと基礎地盤高 (盛土外)

4. 実験結果まとめ

実験結果の要点は下記の通りである。

- ・ 内的安定は満足しており、補強領域は大きな崩壊がないものの変形した。
- ・ 外的安定は不安定で、支持地盤が円弧すべり破壊的な崩壊を起こした。

現在の設計法ではまず内的な安定検討を行い、その後外的な安定検討を行っている。これは補強領域の安定は内的安定検討だけで決定されており、外的な要因は内的安定に影響を及ぼすと考えているためである。

今回の実験では、外的な要因による変形（支持地盤の変形）が補強土壁全体に生じたが、内的な安定は損なわれなかった。但し、補強領域に無視できない変形が生じた（図4-1参照）。

このことは、外的な要因は必ずしも内的安定に影響を及ぼさないとしても、変形（地盤沈下、壁面水平変位）に直接影響を及ぼす要因であることを示している（図4.2）。将来的な設計概念の展望として外的安定検討は、現在の設計概念である変形を許容しないという内的安定への影響の評価だけでなく、ある程度の変形を許容する検討へ移行すべきと考える。

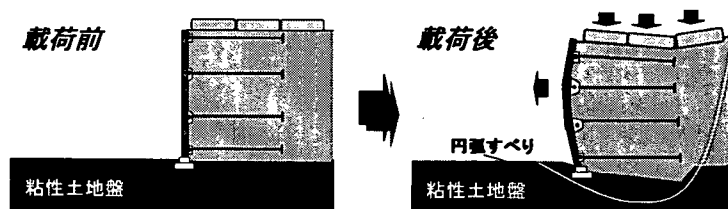


図-4.1 載荷重による補強土壁変形

← 従来
← 本実験

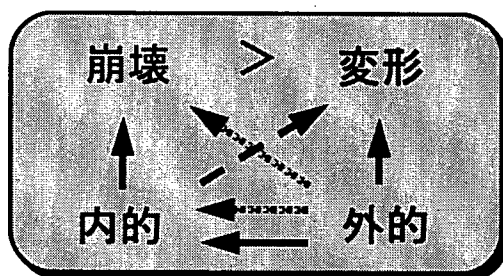


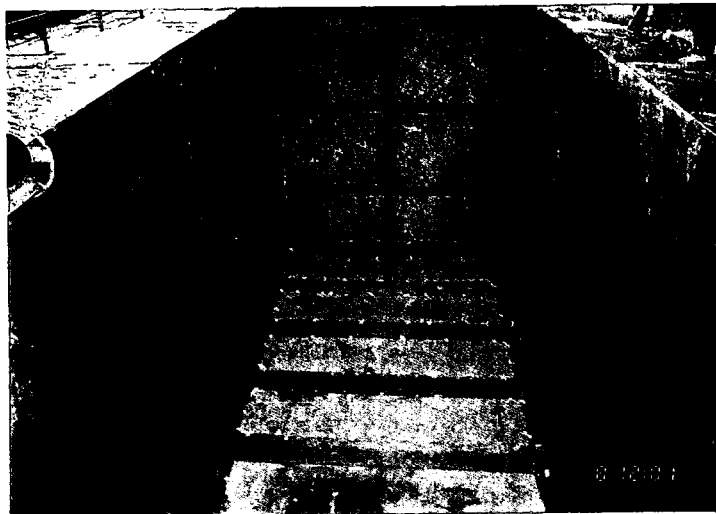
図-4.2 内的・外的安定と構造物の関係

参考資料

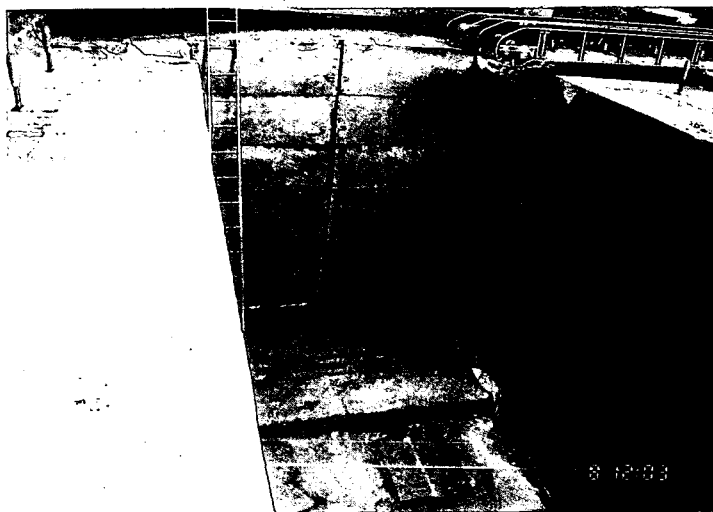
- 1) 財) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第2版、1998.11
- 2) 社) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針、1999.3
- 3) 社) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針、1986.11
- 4) 社) 日本道路協会：道路土工 施工指針 pp.22-24、1986.11
- 5) 社) 地盤工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説、1982.12
- 6) 平澤、青山、宮武、橋本：粘性土地盤上に構築した補強土壁の安定実験（その1）、pp.578-579、土木学会第55回年次学術講演会概要集第3部、2000.9
- 7) 橋本、青山、宮武、平澤：粘性土地盤上に構築した補強土壁の安定実験（その2）、pp.580-581、土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第3部、2000.9
- 8) 青山、北村、松本：ローム地盤上に構築した補強土壁の現地計測、pp.582-583、土木学会第55回年次学術講演会概要集第3部、2000.9
- 9) 橋本、加藤、陳：補強土壁の支持力安定に関する数値解析の適用検討（その1）、pp.586-587、土木学会第55回年次学術講演会概要集第3部、2000.9
- 10) 青山、北村、辰井：補強土壁の支持力安定に関する数値解析の適用検討（その2）、pp.588-589、土木学会第55回年次学術講演会概要集第3部、2000.9
- 11) 加藤、北村、辰井：数値解析による補強土壁の支持力地盤改良効果に関する検討（その1）、pp.590-591、土木学会第55回年次学術講演会概要集第3部、2000.9
- 12) 北村、加藤、佐藤：数値解析による補強土壁の支持力地盤改良効果に関する検討（その2）、pp.592-593、土木学会第55回年次学術講演会概要集第3部、2000.9

写真集

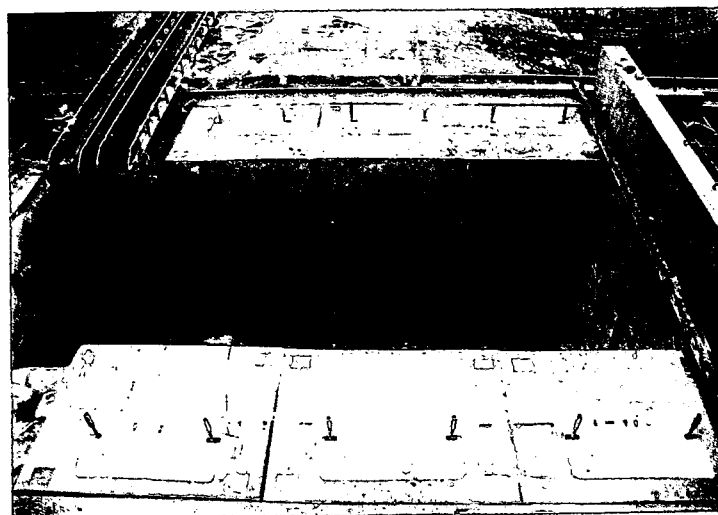
1 実験準備

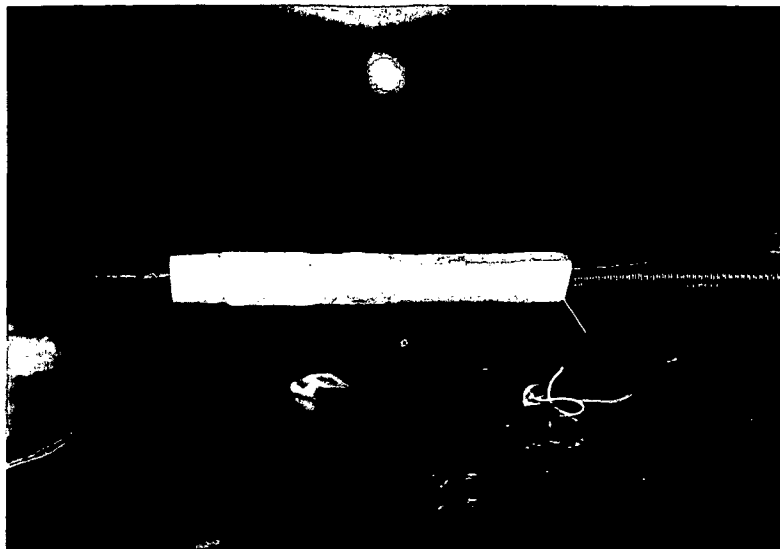


山岳擁壁実験土槽

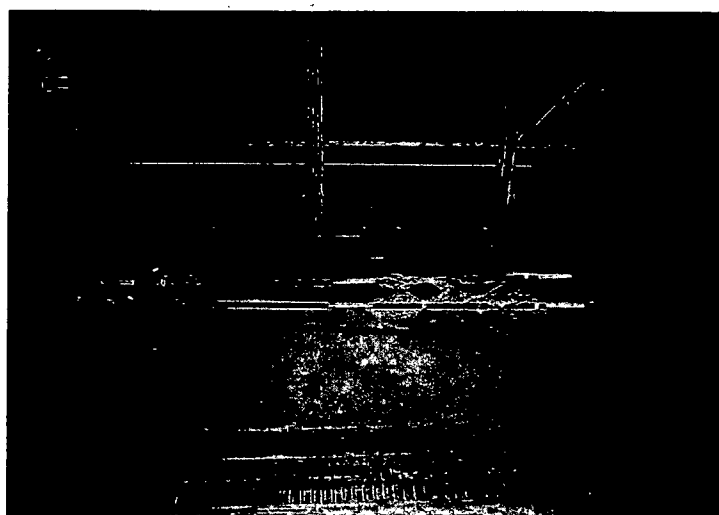


土槽側面ビニールと底面部処理





歪みゲージの貼り付け

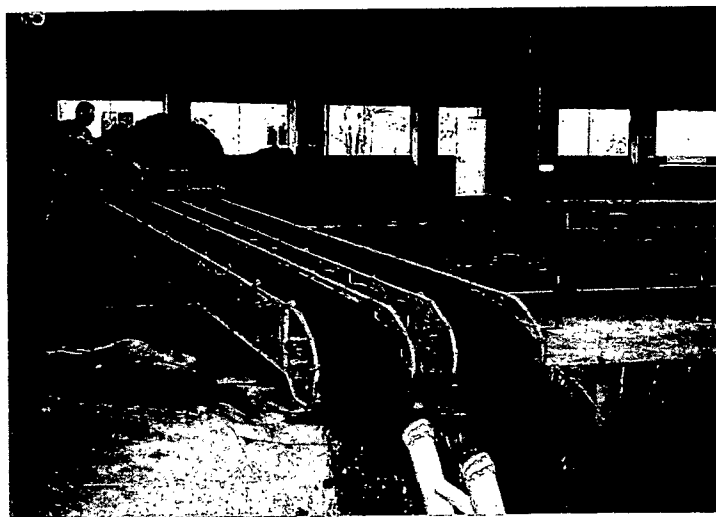


壁面土圧計取付

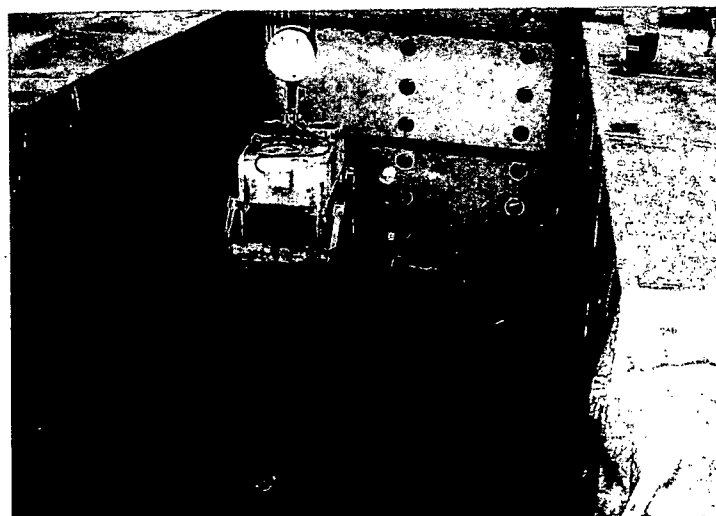
2 盛土施工

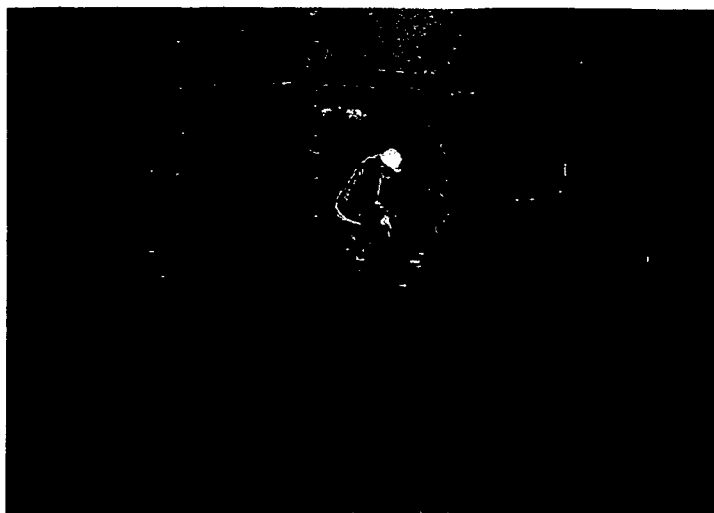


基礎地盤用試料土（関東ローム）

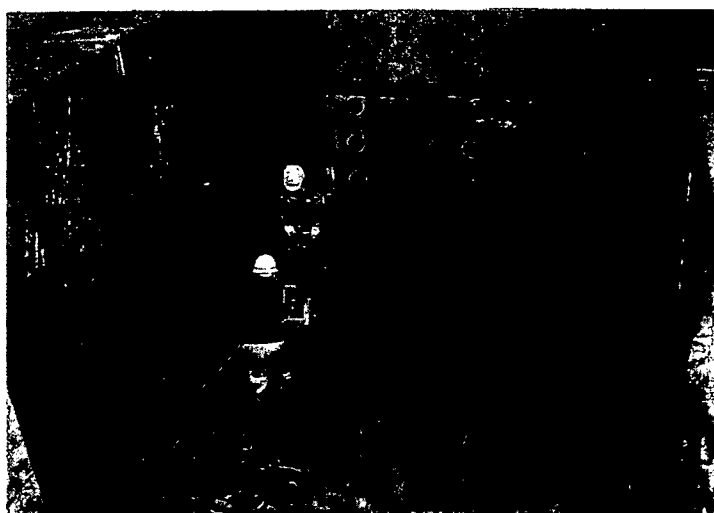


試料土投入





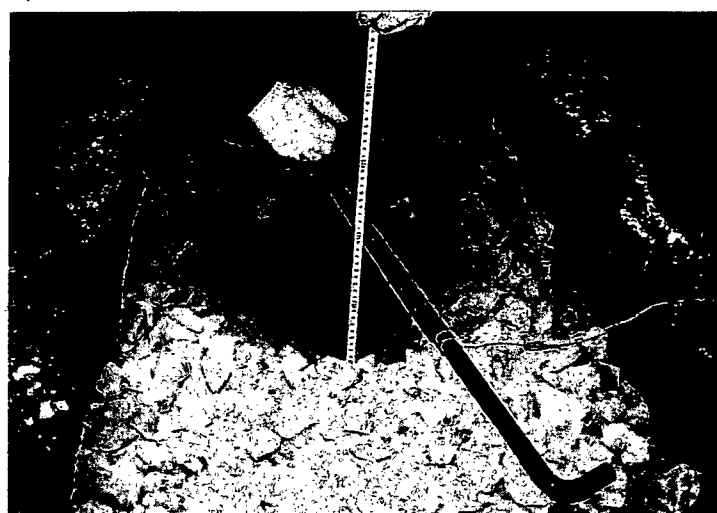
基礎地盤転圧（タンパーによる）



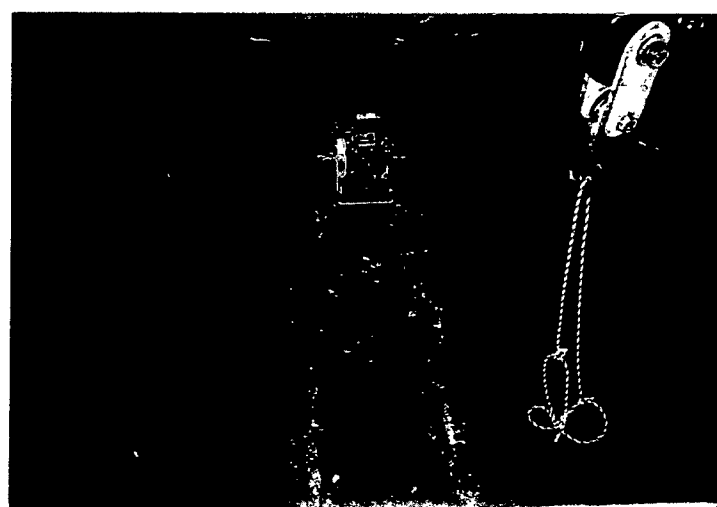
基礎地盤転圧後



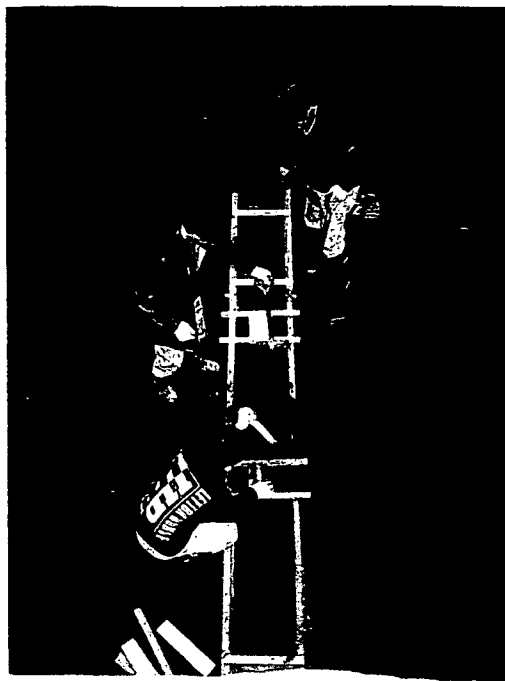
補強土壁基礎部掘削



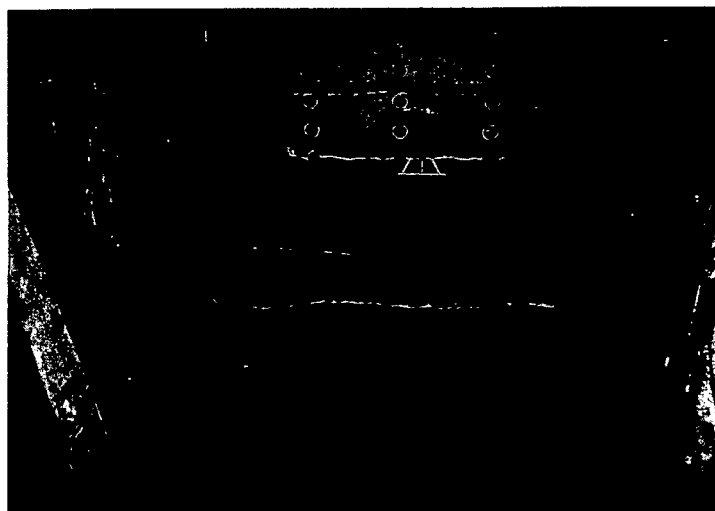
補強土壁基礎部碎石敷設



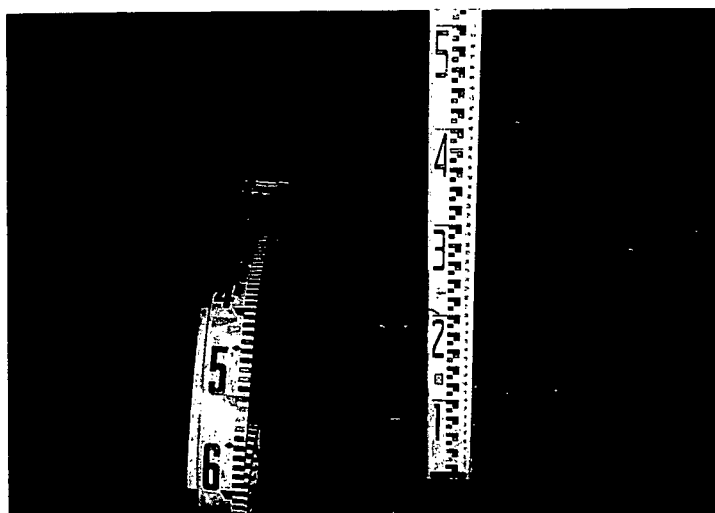
補強土壁基礎部碎石転圧



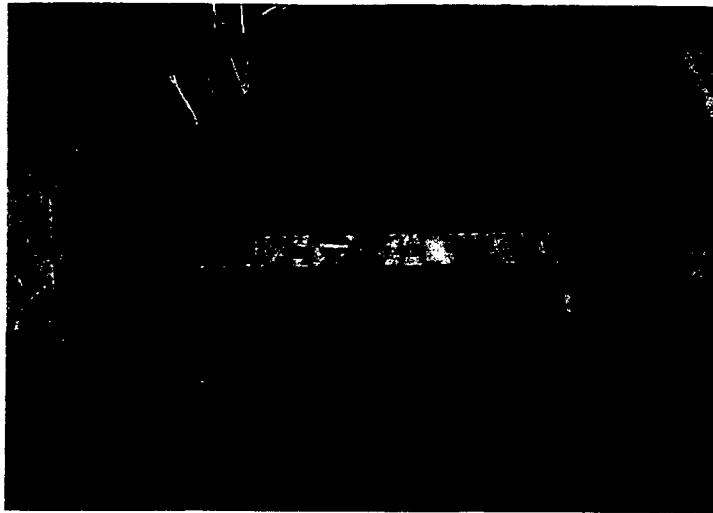
補強土壁基礎部（コンクリート打設）



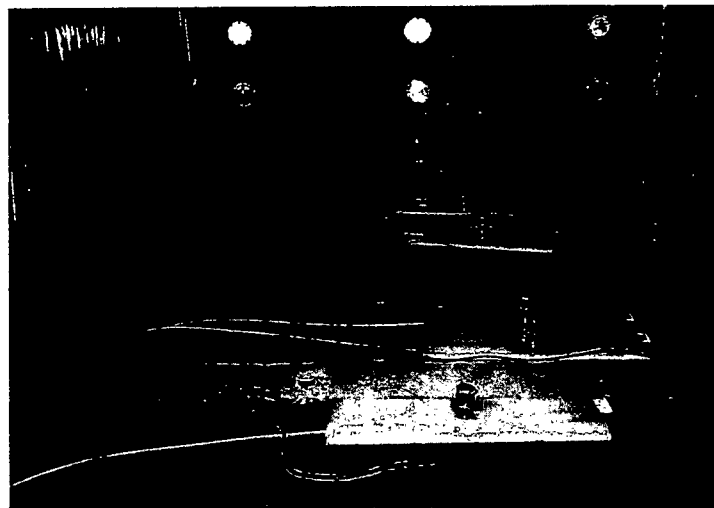
補強土壁基礎部（コンクリート養生）



補強土壁基礎部（コンクリート完成）

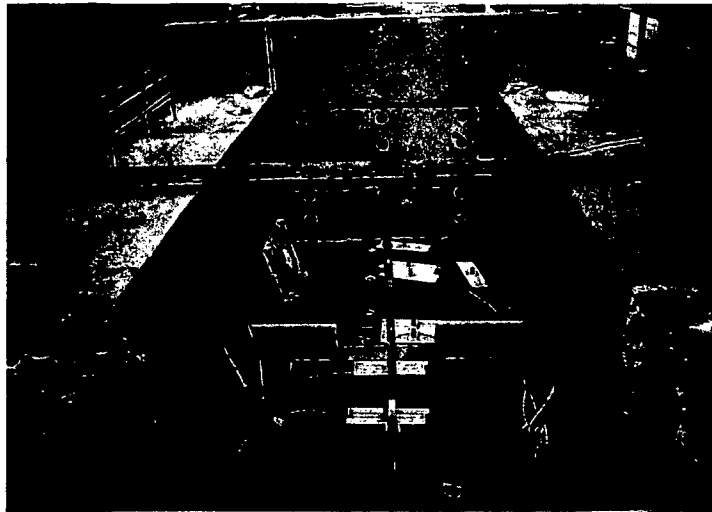


基礎地盤完成



土圧計及び沈下計の設置





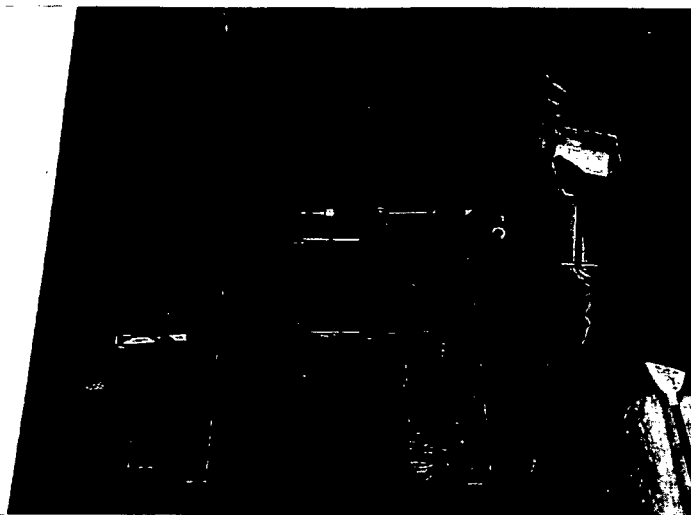
変位計取付用不動梁の設置



コンクリートパネル設置及び盛土開始



タイバーの設置及び取付



壁面変位計の取付

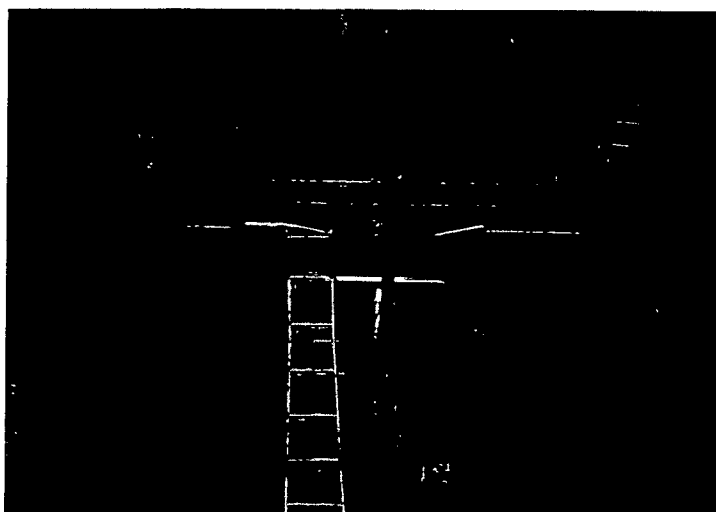


補強土壁のジョイント





タイバーの設置及び取付



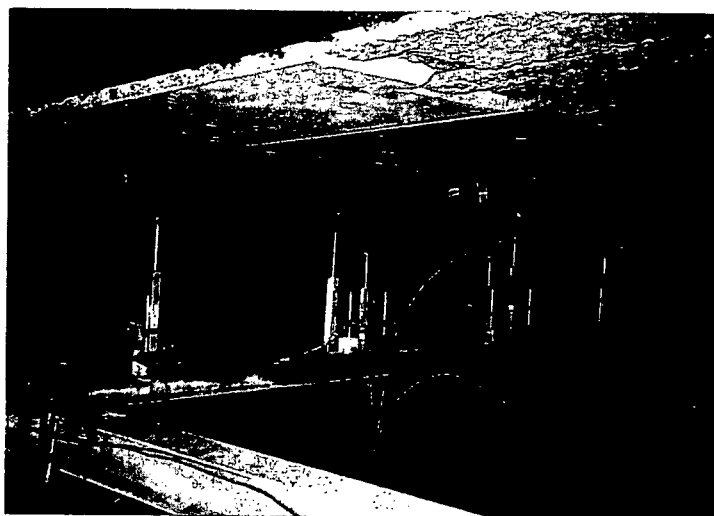
盛り立て状況



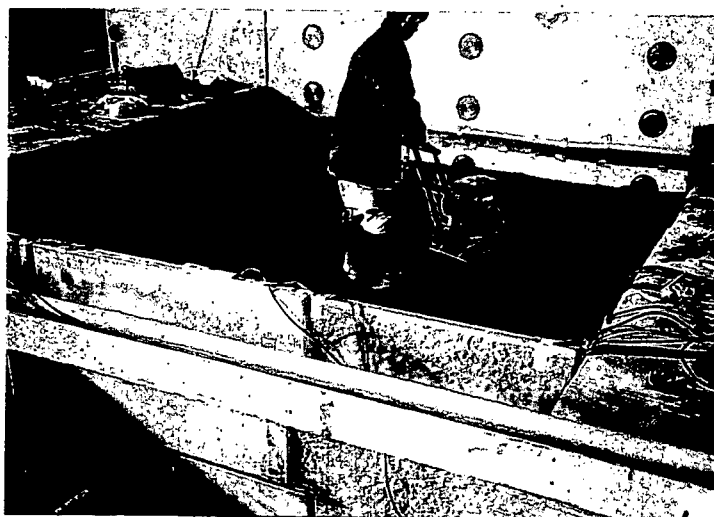
密度測定状況



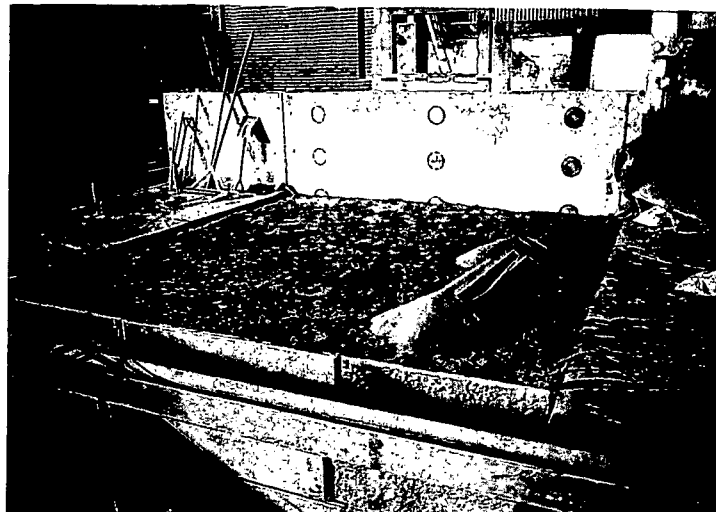
密度測定状況



壁面変位計の取付



締固め状況



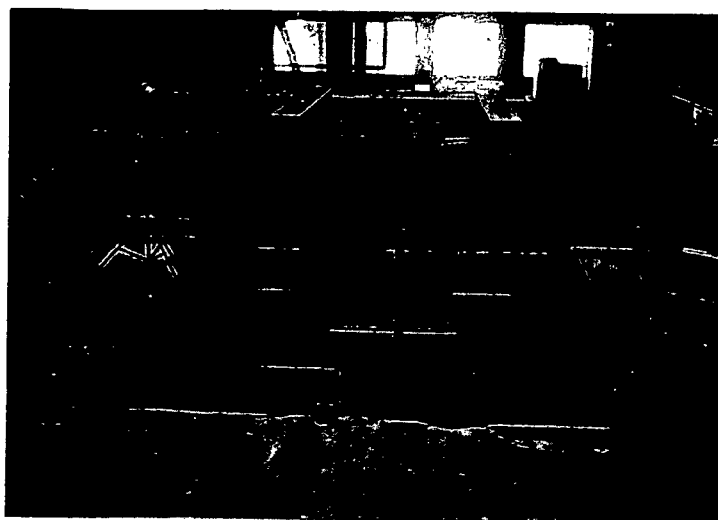
盛土表面处理（乾燥砂による不陸修正）



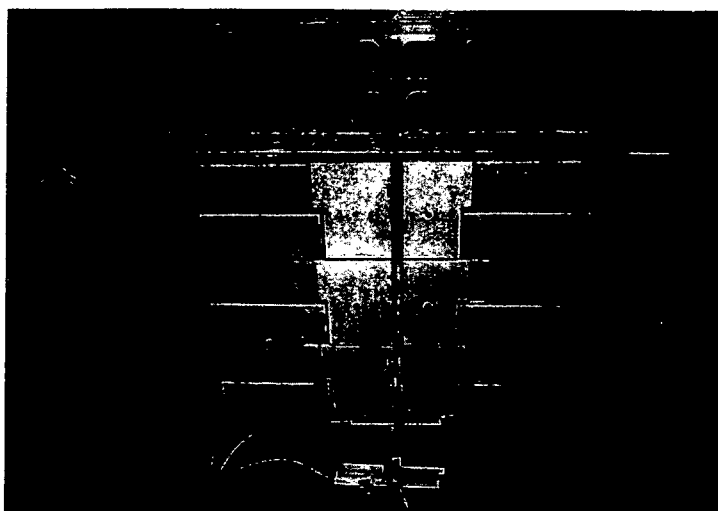
盛土完成後



3 載荷試験

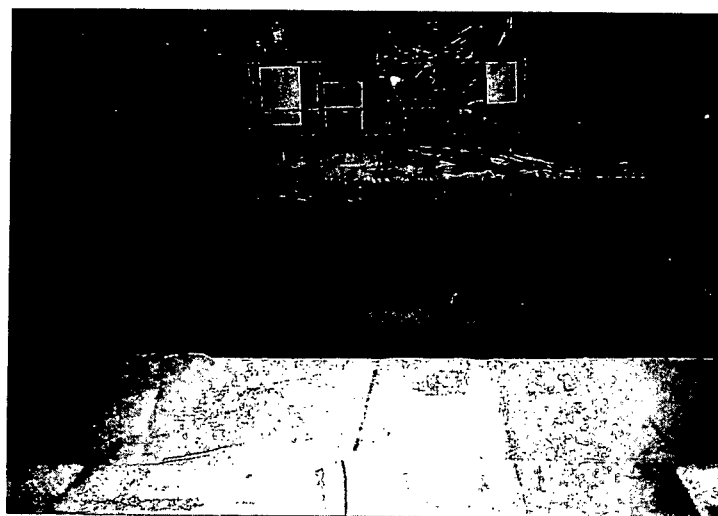


載荷装置の設置

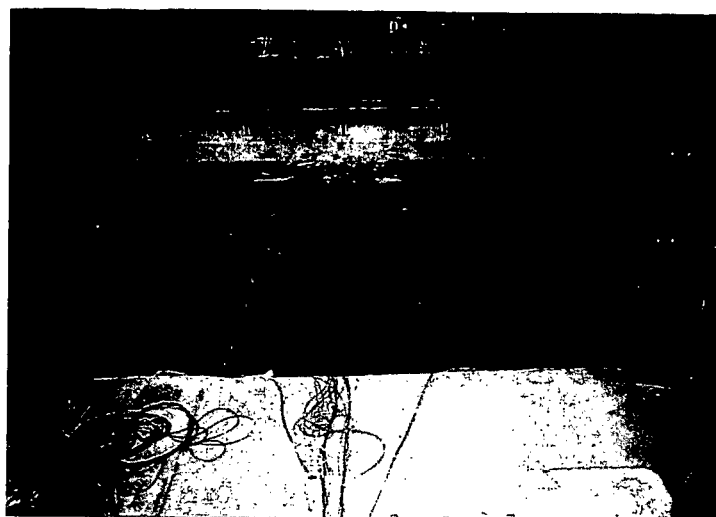




壁面変位の測定



載荷装置撤去後の沈下測定



載荷装置撤去後の沈下測定

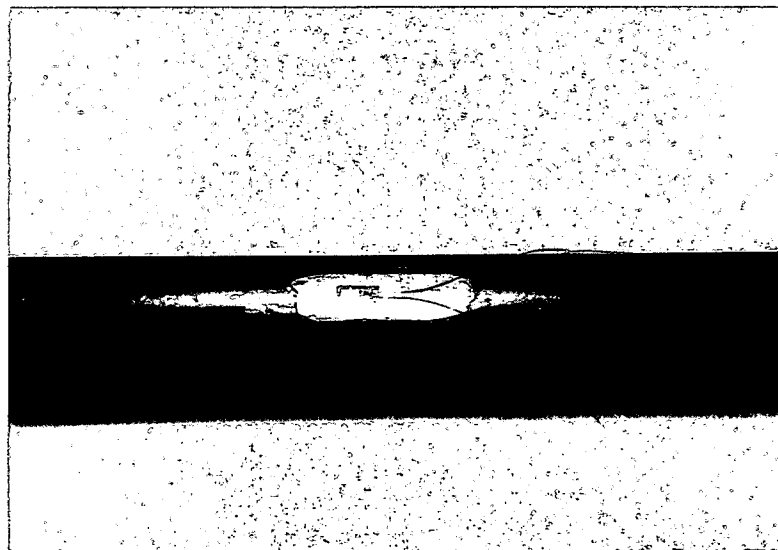


載荷後の地盤観察





土圧計検定状況



歪みゲージの貼り付け

