

## 13-2 擁壁等の土工構造物の管理水準を考慮した維持管理手法の開発に関する研究

研究予算 : 運営費交付金 (一般勘定)

研究期間 : 平 23～平 27

担当チーム : 地質・地盤研究グループ 施工技術チーム

研究担当者 : 宮武裕昭, 藤田智弘

### 【要旨】

土工構造物は自然材料を主体として構築されることから、舗装や橋梁など一定の大規模補修や更新を念頭においた構造物に比べ、計画的な維持管理への取り組みが十分に行われていない。しかしながら、土工構造物においても、鋼材・コンクリート・各種補強材等の老朽化による劣化が生じる可能性のある材料が一部に用いられている。また、豪雨や地震動の作用により変形が生じ、設計で想定している力学的な条件と異なる状態となっていると考えられる構造物も存在している。道路管理者において戦略的な維持管理を行うためには、こうした変形した構造物が「その時点でどの程度の性能を保持しているか」を点検・評価する手法や、さらにはこれに対応した補修補強方法等に関する技術の確立が必要である。

そこで、本研究では補強土壁の破壊モード、変状の進行過程および限界状態を明らかにするため、盛土材の細粒分含有率と変状レベルの異なる補強土壁の模型を土槽に作製し、土槽を傾斜させることで模型に疑似的な水平地震力を与える傾斜模型実験を行い、変状進行過程にある補強土壁が中規模地震動および大規模地震動を受けた後において、限界状態を満足できるかどうか等を検討した。その結果、本実験条件では変状した補強土壁でも、過去に受けた荷重と同程度の外力を受けても耐えうる性能を有することを確認した。さらに、補強土壁の健全度調査手法の提案に向けて、1995年に作製したジオテキスタイルを用いた壁高8mの補強土壁で生じた変状を長期的に計測するとともに、詳細な地盤調査を実施し盛土内部の状態を把握することを試みた。その結果、各種調査により盛土内の比較的浅い位置に盛土材のゆるみ箇所が分布することを示唆するデータが得られた。また、補強土壁の健全度調査手法の提案に向けて、日常点検を想定した簡便な手法として、写真測量による実大補強土壁の壁面形状の計測を実施した。簡便な写真測量による計測結果と高精度なTS測量結果とを比較して誤差および分散で整理した。

キーワード : 補強土壁, 維持管理, 限界状態, 性能, 変状進行過程, 健全度

### 1. はじめに

平成21年に道路土工要綱<sup>1)</sup>が改定され、道路土工構造物に性能設計の枠組みが導入された。しかし、補強土壁の限界状態や変状した補強土壁の性能評価方法については未解明な部分が多い。そのため、補強土壁が現状で有している性能に関わらず更新や補修等の判断が行われる可能性がある。補強土壁は、構造部材の大部分が地中に存在するため、補強効果の低下等を直接計測することは容易でない。また、数多くある補強土壁の維持管理を考えると、簡易的な手法による性能評価技術が必要であると考える。

本研究では、ジオテキスタイル補強土壁の傾斜模型実験(以下、「傾斜模型実験」という。), 1995年に構築した壁高8mのジオテキスタイル補強土壁の測量(以下、「補

強土壁の長期計測」という。), および実大補強土壁の写真測量(以下、「補強土壁の写真測量」という。)を行い、補強土壁の破壊モード、限界状態の明確化および健全度調査手法の検討を行った。

### 2. 傾斜模型実験

#### 2.1 実験方法

傾斜模型実験(以下、「本実験」という。)では、高さ1,000 mm, 長さ2,000 mm, 奥行き500 mmの土槽に、高さ800 mm, 長さ1,650 mm, 奥行き500 mmのジオテキスタイル補強土壁の模型(以下、「本模型」という。)を作製した(写真-1)。高さ200 mm, 奥行500 mmのアルミ製のパネルにL型の金具を取り付けて、そこにジオテキスタイル(以下、「補強材」という。)をボルトで

固定し（写真-2），4段積み重ねることで，本模型を作製した．図-1に模型寸法および計測機器の配置を示す．補強材は HDPE を原材料とした製品基準強度が 50.0 kN/m の 一方向延伸ジオグリッド（品番：SR-55）である．本実験ではストランドを間引くことで剛性を 1/5 程度に調整したものを使用した．補強材は安定計算より敷設長を求め 700mm とした．盛土材は豊浦砂（粗粒土）と，豊浦砂と栃クレーを重量比で 1：1 に混合した材料（細粒土）の 2 種類を使用した．本模型は明確な挙動が発現するように盛土材の密度をゆるい状態で作製した．本実験は 6 ケースの異なる条件で行った．各実験ケースにおける盛土材の種類および盛土材の密度を表-1 に示す．

本実験においては，本模型に地震力を模擬した水平力を加えるために土槽を傾斜させることで本模型に静的な水平力を与えた（写真-3）．傾斜速度は，本模型に振動を与えないように 1° /min の速度で傾斜させた．各 CASE の傾斜および計測は，以下の要領で行った．CASE-1, CASE-4 の傾斜方法は，補強土壁が崩壊に至るまで連続的に傾斜させるパターンである．CASE-2, CASE-5 については，壁面の鉛直度が 3 % 程度に，CASE-3, CASE-6 は 4 % 程度に変状するまで土槽を傾斜させ（以下，「履歴ポイント」という．），所定の変状に達したら一旦土槽を水平に戻してから再度，崩壊に至るまで連続的に傾斜させるパターンである．

本実験では，壁面の変位，盛土沈下量，基礎直下の荷重，盛土部の土圧，補強材のひずみを計測した．



写真-1 補強土壁模型

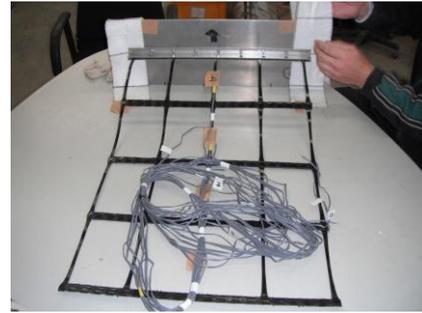


写真-2 壁面工と補強材の接続方法

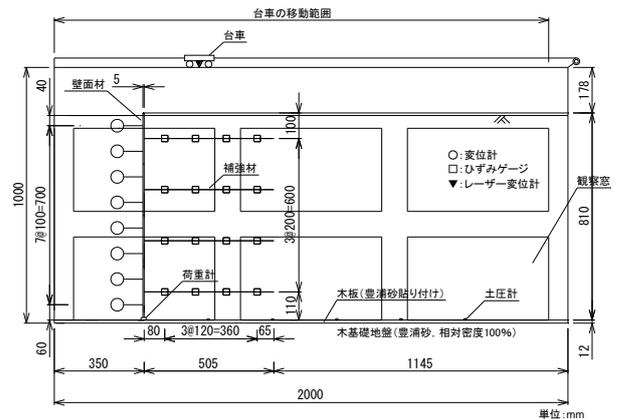


図-1 模型寸法および計測機器の配置

表-1 盛土材の密度および補強材の長さ

	盛土材	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$D_r$ (%)
CASE-1	豊浦砂 (粗粒土)	1.364	16.4
CASE-2		1.364	16.4
CASE-3		1.364	16.4
CASE-4	豊浦砂	1.265	47.2
CASE-5	栃クレー	1.242	43.4
CASE-6	(細粒土)	1.235	42.0



写真-3 実験の様子

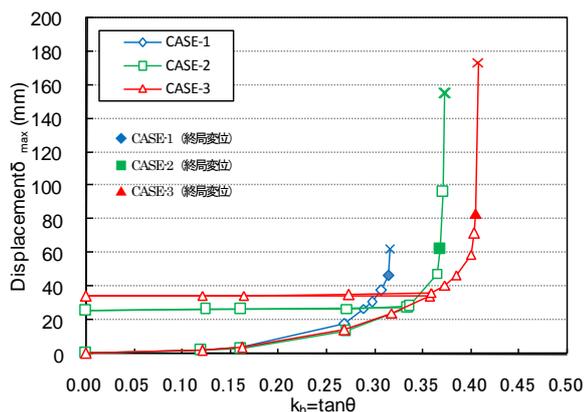
## 2. 2 実験成果

地震の影響を受けた補強土壁の変形特性に着目することで補強土壁の限界状態および性能保持について検討した。

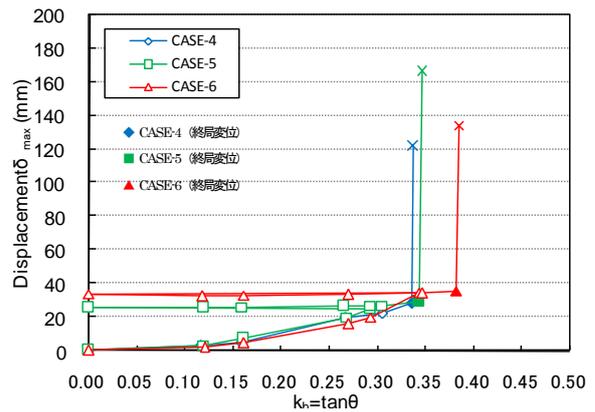
CASE-1～6 における水平震度  $k_h$  と壁面の最大変位  $\delta_{max}$  の関係を図-2 に示す。全てのケースにおいて、水平変位が急激に増加する直前の終局変位が存在することが確認できる。CASE-2, CASE-3 では、履歴ポイントで与えた水平震度の増加に伴い終局変位および終局変位時の水平震度（以下、「終局水平震度」という。）も増加する傾向を示す。細粒土については、いずれのケースにおいても終局変位は同程度の値を示した。CASE-4, CASE-5 においては終局水平震度も同程度の値を示す。

除荷した後の再載荷時では、全てのケースとも履歴ポイントに至るまでは水平変位の増加がなく、初期載荷で生じた水平変位を超える変位は生じなかった。しかし、履歴ポイント以降の載荷段階に着目すると、盛土材の違いにより異なる挙動を示す。粗粒土の場合は、水平震度の増加に伴い水平変位も増加しながら終局変位に至った。一方、細粒土の場合は、水平震度が増加しても水平変位には変化が無く突如崩壊に至った。但し、本実験における補強材長の条件設定では、粗粒土と細粒土の全体すべりに対する安全率が異なるため、同じ安全率が得られる補強材長で再度検討する必要がある。

これらの結果より、地震動を受けて変状した補強土壁は、被災した水平地震力以下の外力が作用しても変形に進展がないものと考えられる。



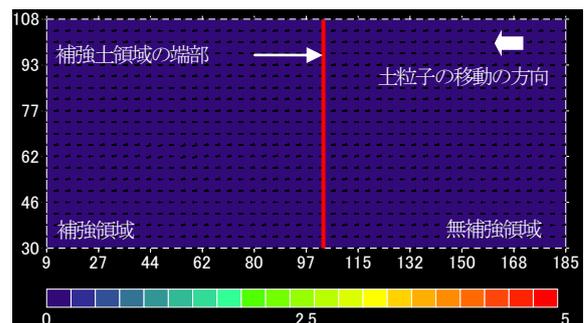
(a) 粗粒土の場合



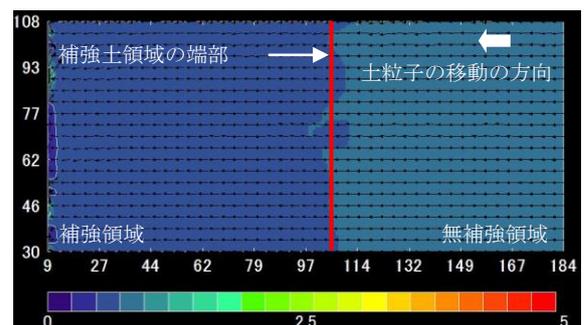
(b) 細粒土の場合

図-2 水平震度と水平変位の関係

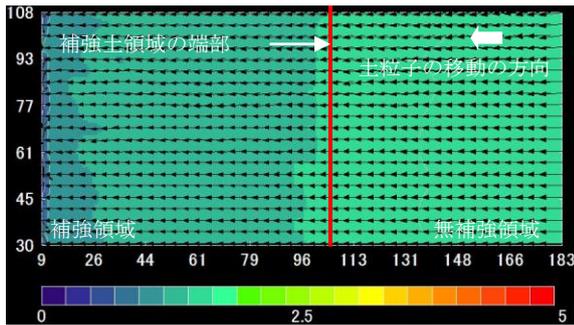
図-3 は、水平震度を加えた際の補強土壁天端（補強領域と無補強領域との境界付近）における土粒子の挙動を画像解析した結果から土粒子の移動の変化点を抽出したものである（CASE-6）。土粒子の移動の過程は、① (a) に示すように初期の段階では盛土全体で一様に壁面側へ移動する。② (b) に示すように補強領域と無補強領域付近を境目として土粒子の移動量が異なる挙



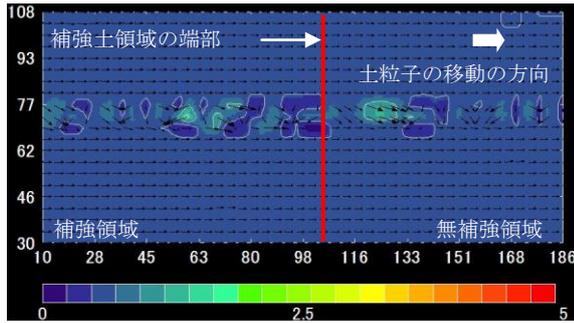
(a)  $k_h=0.07$  から  $0.09$  へ載荷



(b)  $k_h=0.12$  から  $0.14$  へ載荷



(c)  $k_h=0.21$  から  $0.23$  へ 載荷



(d)  $k_h=0.05$  から 水平に戻し

図-3 画像解析結果 (CASE-6)

動を示す (移動量は無補強領域で多く生じる)。③ (c)に示すように、無補強領域から補強領域へと徐々に土粒子の移動が進展する。一方、除荷の際には(d)に示すように土粒子は一樣に壁面と反対の方向へ移動する。このような傾向は、他のケースにおいても同様であった。

地震の影響を受けた粗粒土を用いた補強土壁の終局変位および終局水平震度が増加する要因としては、無補強領域から補強領域へと土粒子の移動する挙動が、プレロードのような荷重として補強領域背面に作用したことによる若干の強度増加や、除荷した際、土粒子が壁面と反対の方向へ再配列されることから、土粒子のかみ合わせが向上したためであると考えられる。

終局変位における壁面の変状 (断面形状) を図-4に示す。最大水平変位は最上段 (4段目) もしくは3段目の計測箇所で見生じている。壁面の断面形状については、全てのケースにおいて概ね同様な形状を示す。

最大水平変位  $\delta_{max}$  を最大水平変位が生じた箇所の高さ  $H$  で除した鉛直度  $n (= \delta_{max}/H)$  は、 $n=0.04 \sim 0.11$  の範囲となり、細粒土の場合では粗粒土と比べて低い値を示す傾向にある。補強土壁の健全度評価の指標として、現状用いられている鉛直度  $n=0.03$  と比較すると、粗粒土の終局変位における鉛直度は 2.5 倍程度以上であり、 $n=0.03$  から終局変位に至るまでには余裕を有しているものと推察できる。一方、細粒土の場合は  $n=0.03$  と終

局変位における鉛直度の差は僅少である。

壁面の鉛直度が 3%程度に変状した際の壁面形状および各段におけるパネルの鉛直度を図-5 (CASE-2, CASE-6) に示す。図-5に示すように、4段目のパネルで最大水平変位が発生する変状モードにおいては、3段目以下の鉛直度が4段目の鉛直度よりも大きな値を示す。特に1段目のパネルにおいてはその傾向が顕著に現われており、4段目の鉛直度に対して2倍程度以上の傾きとなる。

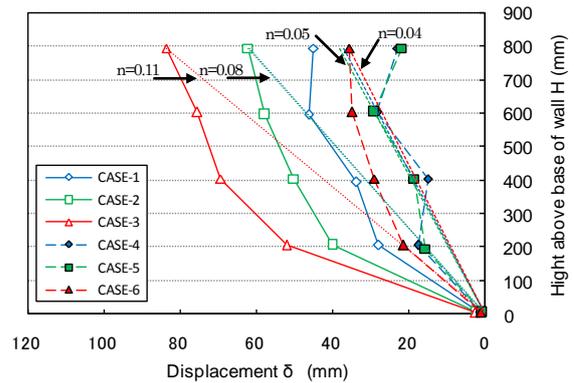


図-4 終局変位における壁面の変状

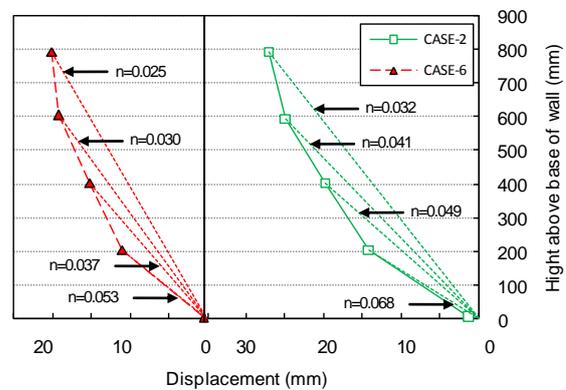
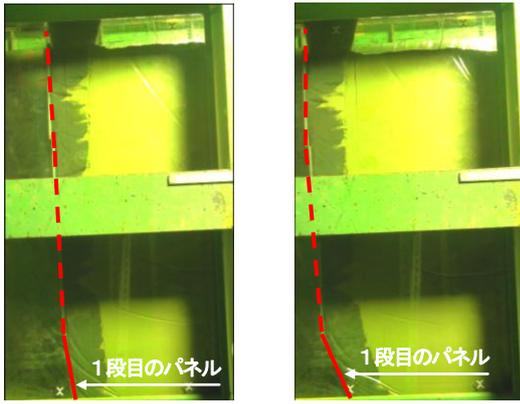


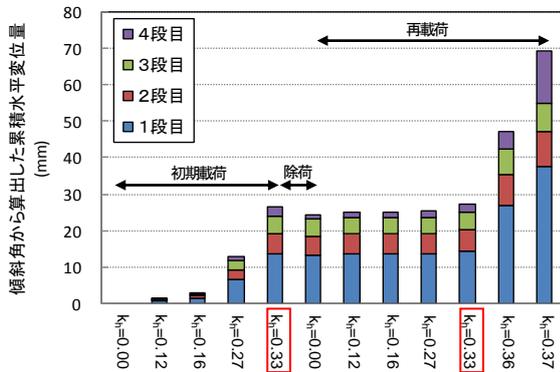
図-5 壁面の鉛直度 3%程度における壁面の変状

写真-4は傾斜模型実験 (CASE-6) の実験状況で、(a)は水平震度を徐々に与えている段階での模型の変状 (壁面部) を、(b)は、崩壊直前における模型の変状を示したものである。変状の進行過程は主に1段目のパネルが傾斜することで壁面全体の変位が増加し、1段目のパネルが回転することで本模型は崩壊に至っている。この挙動は、他のCASEにおいても同様な傾向を示している。したがって、1段目のパネルの傾斜は補強土壁の変状または崩壊に大きく影響しているものと考えられる。

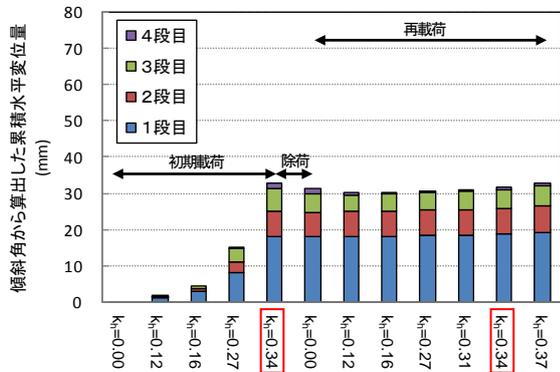


(a)水平震度の載荷時の状況 (b)崩壊直前の状況  
写真-4 実験の状況 (CASE-6)

パネルの傾斜と補強土壁に生じる変状の關係に着目し、各載荷時において、パネルの上下端の残留水平変位の差から求めたパネルの傾斜角を用いて算出した水平変位量 (CASE-2, CASE-6) の割合を図-6に示す。各載荷段階で生じた水平変位量は、CASE-2, CASE-6 とも1段目で最大水平変位の5割程度以上の割合を占める。この挙動は、図示していないが全てのケースで概ね同様な傾向を示す。



(a)CASE-2 (粗粒土)

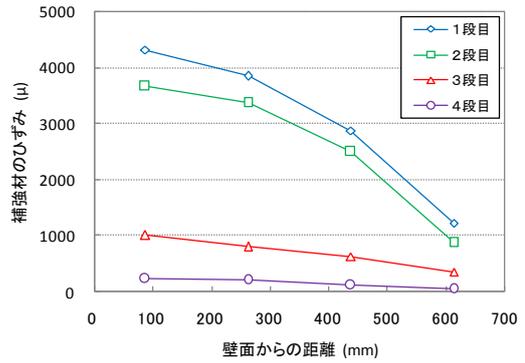


(b)CASE-6 (細粒土)

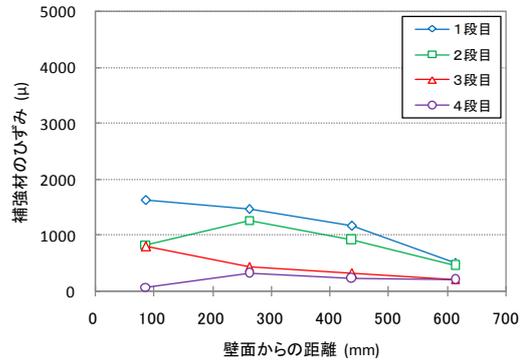
図-6 パネル傾斜角から算出した累積水平変位量

これらの結果より、壁面の変状は主に1段目のパネル傾斜角に支配されているものと推察する。

CASE-3, CASE-5 における終局変位時に生じた補強材のひずみ分布を図-7に示す。1段目と2段目の補強材のひずみは3段目と4段目と比べて大きなひずみが発生している。この結果より、せん断ひずみは補強領域の下方で卓越しているものと推測できる。本実験での変形モードにおいては、補強土壁の下部で補強効果が有効に発揮されており、壁面下部の変状が補強土壁の安定性に影響しているものと考えられる。



(a)CASE-3



(b)CASE-5

図-7 補強材のひずみ分布

### 3. 補強土壁の長期計測

#### 3.1 補強土壁の概要

1995年に図-8に示す土木研究所の屋外実験場 (N 140.0133373 / E 36.10316126) に構築された補強土壁 (以下、「本補強土壁」という.) の変位計測 (以下、「本計測」という.) を行った。本補強土壁は、高さ0.5 m × 幅1.0 mのコンクリートパネル形式による壁高8 mのジオテキスタイルの補強土壁 (図-9) で、HDPEを原材料とした製品基準強度が50.0 kN/mの一方向延伸ジオグリッド (品番: SR-55) を敷設した (内的安定検討で常時の安全率  $F_s=1.057$ 、敷設長および敷設間隔を図-10に示す.)。

盛土材には砂質土を用い、各層の仕上がり厚が25 cm となるように1 t 振動ローラにより転圧を行い、締固め度が90 %以上になるように管理しながら施工した。盛土天端には、交通荷重相当として10 kN/m<sup>2</sup>の上載荷重の碎石層を設けた。本補強土壁の盛土材の概要を表-2に示す。

図-9 に示すとおり壁面ブロックの両脇には押さえ盛土（東側：盛土高4.5m，西側：盛土高4.0m）を、図-10に示すとおり最下段の壁面ブロックには根固めコンクリート（高さ200mm，幅200mm）を設置した。以降、これらを総称して根入れ工と呼ぶこととする。

本補強土壁は、20年近くにわたり降雨や地震等による外力の履歴を受けている。本補強土壁は、1995年の構築以降、長期的に壁面の変位等を計測してきた。これまでに、壁面等の露出箇所の動態観測により変位の進行過程を追跡する為に、壁面の変位、盛土沈下量、壁面傾斜角およびコンクリートパネル間の目地の開き等を計測した。また、本年度においては、補強土壁内部の状態を把握する為に地盤調査（三次元比抵抗探査、簡易動的コーン貫入試験および含水比測定）を実施した。

本報では、長期計測結果等から推定される破壊モードの妥当性を、詳細な踏査・分析により検討した結果を報告する。

表-2 盛土材の概要

Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	18.5
Fine contents (%)	25
Friction angle (deg)	31
Cohesion (kPa)	10

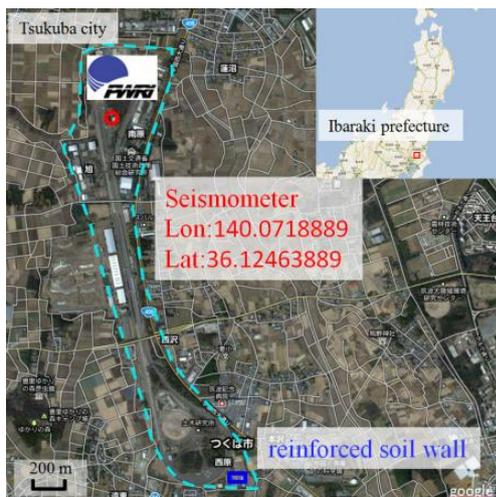


図-8 補強土壁の位置

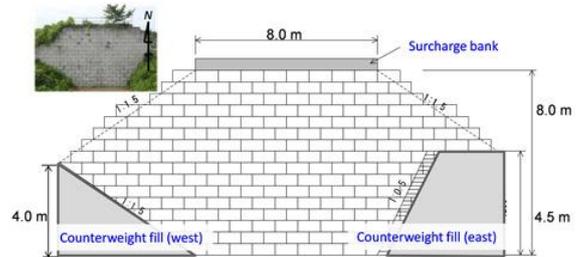


図-9 補強土壁外観

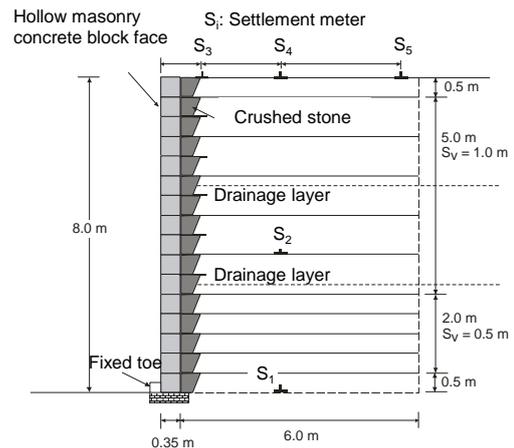


図-10 補強土壁の横断面図

### 3. 2 計測成果

図-11は2011年東北地方太平洋沖地震（以下、「本地震」という。）時に本補強土壁の近傍（N 140.0718889 / E 36.12463889）で観測された加速度波形を示す。最大加速度は、南北、東西、上下でそれぞれ282 cm/s<sup>2</sup>、323 cm/s<sup>2</sup>、183 cm/s<sup>2</sup>であった。また、図-12は減衰係数を5%にした時の加速度応答スペクトルを示す。短周期の構造物に対して大きな応答を示す地震波であることがわかる。

図-13は本補強土壁完成日（1995年5月9日）から2012年2月までに計測した壁面の最大変位を壁高で正規化した壁面変位の推移を示したものである。図注の波線はそれぞれ地震前後の計測データから求めた回帰直線（それぞれ、本補強土壁完成日の1995年5月9日および本地震発生日の2011年3月11日を時間の原点とした。）を示す。本地震前に計測されたデータから求めた回帰直線では、現時点における正規化した壁面変位は0.5%程度であると推測されるが、本地震以降での正規化した壁面変位は1.5%程度以上の大きな値であった。2004年以降において、本補強土壁には大きな地震動や豪雨の影響を受けていないことから、本地震後に計測された壁面の変位（増加分）は本地震により発生した可能性が高いと考える。また、本補強土壁では、本地震後も余震等が発生しているが、

壁面の変位増加等はほとんどなく、「2.傾斜模型実験」で得られた「被災した水平地震力以下の外力が作用しても変形に進展がない」という傾向と類似している。

本地震前後に計測した壁面水平変位の結果を図-14に示す。壁高5.5mの位置で117mmの最大水平変位量を観測した。また、盛土の沈下計測の結果を図-15に示す。

ここでは、図-10に示す沈下板S2～S4で計測された沈下量をS1の沈下量でオフセットした値を示す。沈下板S2の設置位置より上の盛土が下の盛土に比べて鉛直方向の圧縮量が多い結果を得た。図-15で示したとおり、長期にわたる盛土の沈下計測から予想される沈下量を大きく上回る沈下量が本地震後に確認された。このことから、盛土の沈下の大半は本地震の際に生じた可能性が高いと考える。そこで補強土内部の状態を把握するために、地盤調査を行った。碎石層を撤去した盛土天端の状況を図-16に示す。盛土天端には、壁面に対して平行に走る3本のクラックが確認された。クラックは補強領域の背面に位置しており、クラックを境に補強領域側が120mm程度沈下していることを確認した。地盤調査結果（三次元比抵抗探査、簡易動的コーン貫入試験、含水比測定）を図-17に示す。コンター図で示した三次元比抵抗探査の結果から、壁高5～7m程度の位置に相対的に抵抗値の低い箇所が層状に存在することが確認できる。図中に示す赤の破線箇所を実施した簡易動的コーン貫入試験の結果からも、壁高4～7mの位置には換算N値が5以下の土層が存在し、三次元比抵抗探査で得られた結果と概ね一致した。

図中に示す青の破線箇所を実施した含水比測定の結果から、壁高4.5m付近の土は、 $w=33.8\%$ ( $w_{opt}=16.4\%$ )と高含水であることを確認した。以上の結果から、盛土内に層状に存在する比抵抗値の低い箇所は、天端のクラックから浸入した雨水により盛土材の含水比が湿潤側となっている箇所であり、盛土内のゆるみ箇所であると推測される。また、そのゆるみは本補強土壁の比較的浅い位置に進展しているものと推測される。

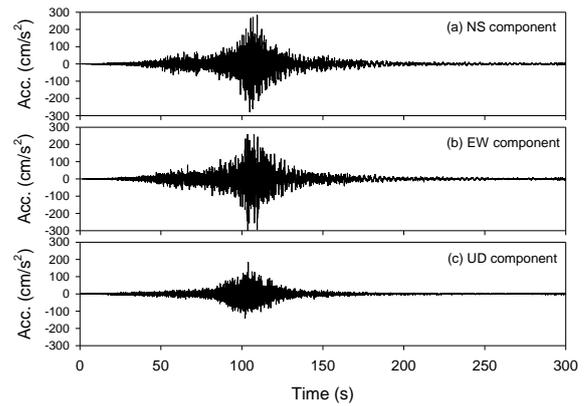


図-11 観測された加速度波形

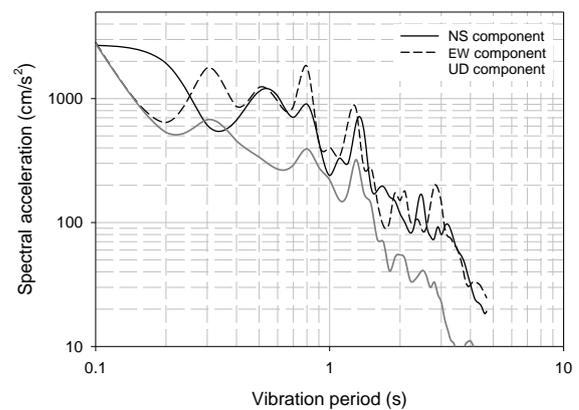


図-12 加速度応答スペクトル

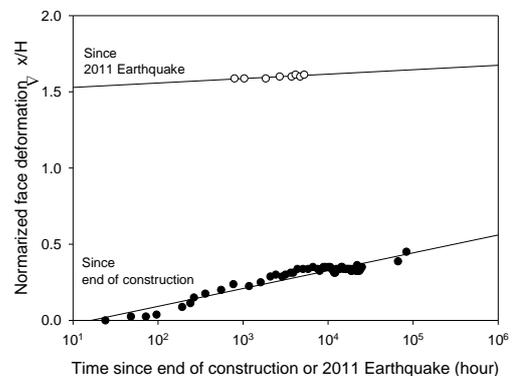


図-13 壁面変位量の推移

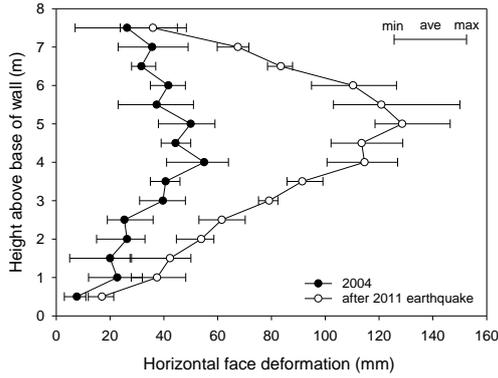


図-14 地震前後での壁面形状

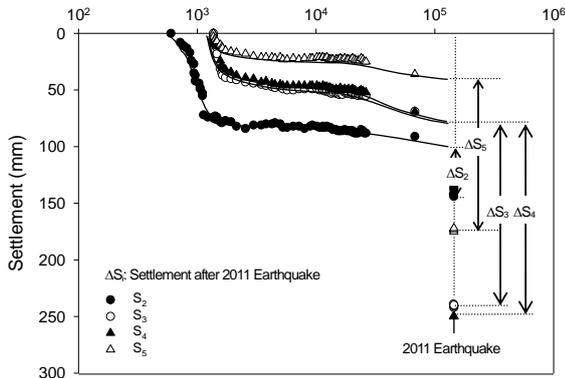


図-15 盛土沈下量の推移

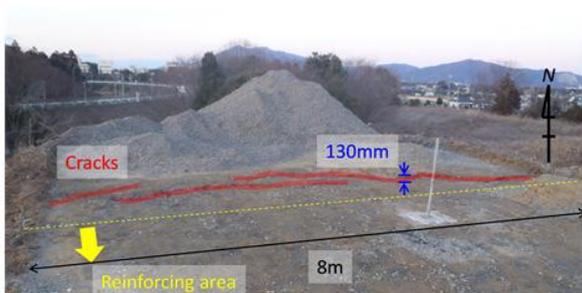


図-16 本補強土壁の盛土天端のクラック

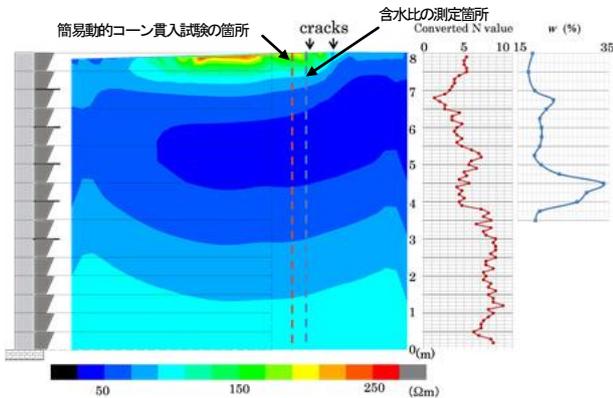
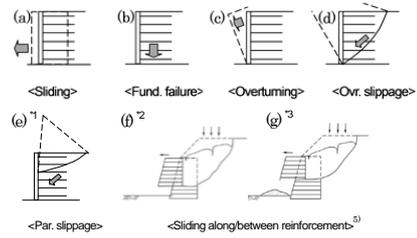


図-17 盛土の地盤調査結果

地震時安定解析法により本補強土壁の水平震度と安全率の関係を算出した。解析では、現行のPWRC マニュアル<sup>2)</sup>で仮定される破壊モード(図-18の(a)~(e))に加えて、地盤調査結果等から想定される破壊モード(図-18の(f)~(g))についても検討した。ここで、砕石層による等分布荷重  $10\text{kN/m}^2$  は現場の実状を踏まえて死荷重とした。また、根入れ工についてはその評価が困難であるため解析では考慮していない。計算結果を図-18に示す。

水平震度を  $k_h = \alpha_{\text{max}}/g$  ( $\alpha_{\text{max}}$ : 実測の水平2成分の合成値の最大加速度,  $g$ : 重力加速度) とすると、 $k_h=0.41$  となり、(a) (d) のモードで限界震度以上となる。ただし、前述した根入れ工は、(a) (d) のようなつま先を通る破壊モードに対する抑止効果として働くことが考えられる。



本研究では、(2)補強土壁の変状の変状調査結果等を参考に(e)~(g)の解析は以下の条件で行った。

- \*1 壁高 5.0m の位置の壁面を通るすべり
- \*2 壁高 4.5m の位置の補強材に沿った滑動
- \*3 壁高 3.5m と 4.5m の位置の補強材を横断する

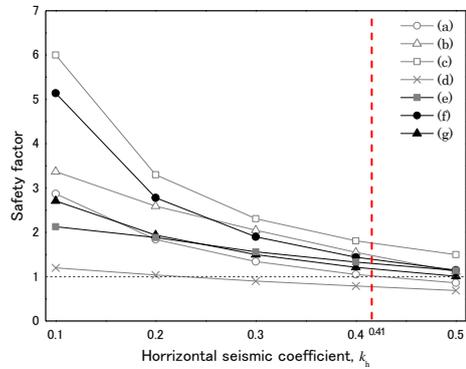


図-18 本補強土壁の水平震度と安全率

実際に地震後の踏査では根固めコンクリートの損傷を確認しており、地震時に大きな抵抗力が補強土壁のつま先部分で発揮されたと考えられる。その結果、 $k_h=0.41$  で安全率が若干 1.0 を上回る、(e)~(g)に代表されるような盛土の比較的浅い位置でのすべりまたは滑動に類する変状が発生したと考える。

#### 4. 補強土壁の写真測量

##### 4.1 写真測量の概要

補強土壁は、ある程度の変形を伴い補強効果が発揮されるものであり、多くの補強土壁は経年的にある程度変

形しつつ、安定性を保っていると考えられる。このような特徴を持つ補強土壁では、任意の時点における変形量の大小だけでは構造物としての安定性を評価することは難しい。適切に維持管理をするためには、壁面変形の経時変化を追うことが有効な手段の一つと考える。壁面形状の計測方法は、下げ振り、トータルステーション(TS)、光検出と測距(LIDAR)、写真測量による方法が一般に用いられている。それぞれの計測方法の主な特徴は、表-3のように考えられる。詳細調査では、計測点や測量機器の設置点にプリズムや杭等の設置を行い精度良く壁面形状を把握することが必要である。しかし、日常点検では簡便な方法である程度の精度で経時変化を記録することが重要であると考えられる。そのため、下げ振り、TS、LIDARは計測準備の手間や計測時間の面で写真測量と比べた場合には簡便性に劣るため、日常点検での適用は不適切であると考えられる。一方、写真測量はカメラの種類、撮影位置および撮影枚数等が測量精度に対する影響が懸念されるものの、簡便な現場作業と記録性に優れており、目視点検等の現行の日常点検手法では困難であった、点検日、構造物の外観、構造物の変形量等を、デジタルデータとして関連づけて記録することができるため、本研究では写真測量に着目することとした。

写真測量を日常点検手法としての適用性を把握するために、2タイプの補強土壁の壁面形状の計測を写真測量(ステレオ撮影法)により実施した。

表-3 壁面形状の計測方法の主な特徴

項目	下げ振り	TS	LIDAR	写真測量
計測準備	△	△	△	◎
計測時間	△	○	△	◎
精度	△	◎	◎	△

◎：大変良い、○：良い、△：普通

壁面形状の計測は、1995年に独立行政法人土木研究所の屋外実験場に構築された2タイプの補強土壁(補強土壁①:コンクリートブロックタイプ【直壁】、補強土壁②:鋼製杭タイプ【斜壁】)で行った。補強土壁①は壁高8.0m(写真-5)、補強土壁②は壁高4.5m(写真-6)のもので、いずれも精度比較のためにTS測定用のプリズムを壁面に設置した。コンクリートブロックタイプは壁面に1列、計15箇所、鋼製杭タイプは壁面緑化により壁面前全体が目視できない状態だが、一部鋼製杭が露出している箇所があるのでその箇所に4列、計14箇所にプリズムを設置した。



写真-5 補強土壁①

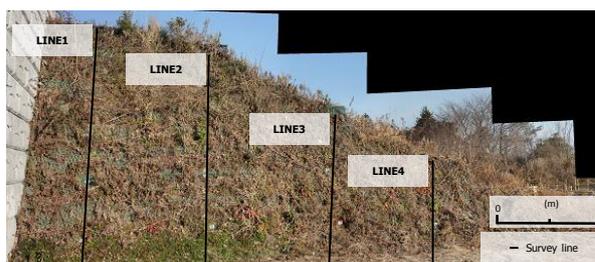


写真-6 補強土壁②

## 4.2 計測成果

写真測量に使用したカメラ、レンズおよび解析ソフトウェアは表-4のとおりである。写真測量に使用する写真は、簡便性を重視しランダムな位置からそれぞれの擁壁に対して6枚の写真を撮影した。撮影位置は測量していないため、逆計算により写真の撮影位置を求めた。本報の写真測量の写真撮影位置は、図-19で示すように壁面に対して斜め横方向(ターゲットから撮影位置までの角度がそれぞれの壁面に対して15~30°、30~90°)の範囲に存在する。撮影位置は、TSによる測量の座標系で示す。6枚の写真を撮影するのに要した時間は移動も含めて3分程度であった。撮影した写真の解像度は72dpi(水平・垂直)であった。また、写真測量のスケールを実物のものに変換するために、TSで計測した3点の座標を標定点として用いた。

表-4 写真測量の使用機種

項目	使用機種
カメラ	キャノン EOS Kiss X5
レンズ	キャノン EF50mm F1.4 USM
ソフトウェア	Agisoft Photo Scan (demo)

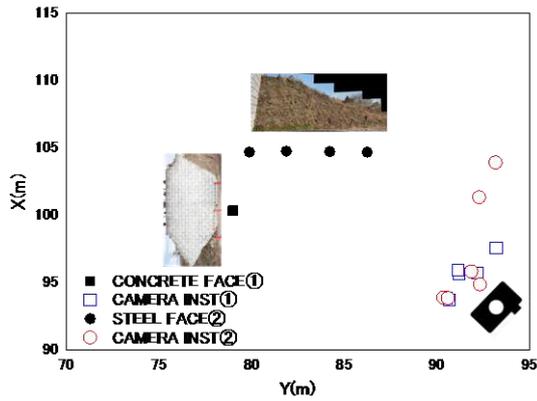


図-19 写真撮影位置

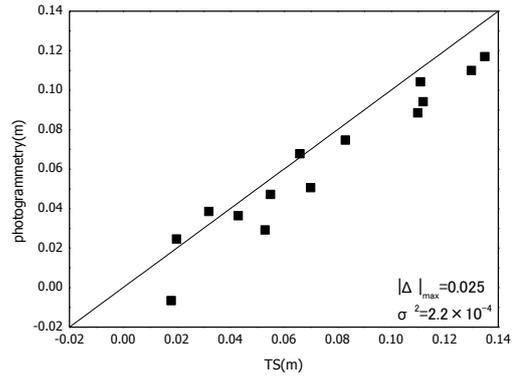


図-21 補強土壁②の壁面形状

2タイプの補強土壁の壁面形状の計測結果を、それぞれ図-20および図-21に示す。計測結果は壁面の最も下の段の測定点の計測値でオフセットした値で示す。ただし、鋼製枠タイプのLine1では撮影した写真上で最も下の段の測定点が植生により確認できなかったため、下から2番目の測定点の計測値でオフセットした値で示す。オフセットに用いた点を白抜きで示す。図-22および図-23に、横軸にTSの測量結果を縦軸に写真測量の結果をプロットしたものを示す。補強土壁①では、図-22から最大計測誤差は0.025m、分散は $2.2 \times 10^{-4}$ であった。赤線で示す回帰直線の傾きは0.89( $r=0.96$ )であった。補強土壁②では、図-23から最大誤差は0.136m、分散は $4.8 \times 10^{-3}$ であった。この最大計測誤差の値は、施工管理や被災度判定等で使われている壁高の3%に相当する値である。赤線で示す回帰直線の傾きは0.99( $r=0.99$ )であった。

いずれの補強土壁においても、概ね壁面の変状(断面形状)は捉えることができた。

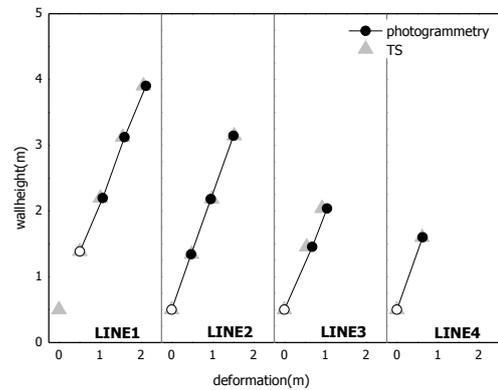


図-22 補強土壁①壁面形状の計測誤差

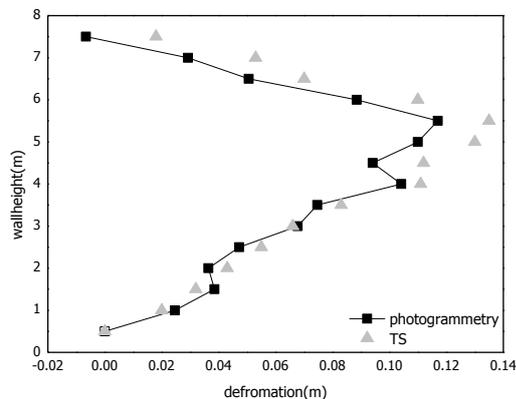


図-20 補強土壁①の壁面形状

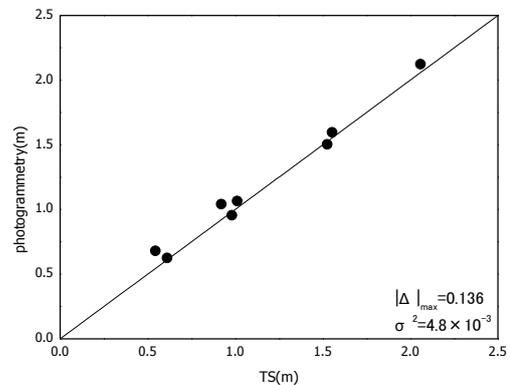


図-23 補強土壁②壁面形状の計測誤差

## 5. まとめ

### 5.1 傾斜模型実験

土槽の中に作製したジオテキスタイル補強土壁模型に対して土槽を傾斜させることで水平地震力を与え、地震の影響を受けた補強土壁が中規模地震動または大規模地震動を再度受けた補強土壁の限界状態および性能保持について確認した。

地震の影響を再度受けた補強土壁は、同程度の地震動

レベルまでの作用を受けても、変形の進展は認められなかった。盛土材に粗粒土を用いた場合には、終局変位に至るまでの耐力を有しているものと考えられる。一方、細粒分含有率を多く含む細粒土では終局変位に至るまでの耐力がほとんどなく、突如崩壊する。また、本実験で生じた変形モードにおいては、壁面の変状がパネルの傾斜に大きく影響しており、特に1段目のパネルの傾斜が全体における変状の大半を占めることがわかった。

## 5. 2 補強土壁の長期計測

補強土壁の健全度調査手法の提案に向けて、1995年に構築したジオテキスタイルを用いた壁高8mの補強土壁で生じた変状を長期的に計測するとともに、詳細な地盤調査を実施し盛土内部の状態を把握することを試みた。

長期計測の結果から、2011東北地方太平洋沖地震後も余震等の地震動が補強土壁に作用しているが、壁面の変位増加等はほとんど生じていないことを確認した。この事象は、傾斜模型実験で得られた結果と類似する。

変状が生じた補強土壁の内部は、三次元比抵抗探査を実施することで概ね把握することができることがわかった。本実験においては、補強土壁内の比較的浅い位置に盛土材のゆるみ箇所が分布することを示唆するデータが得られた。

## 5. 3 補強土壁の写真測量

写真測量を変形の経時変化を追うための日常点検手法としての適用を検討するために、市販のカメラでランダムな位置から撮影した写真により抽出した壁面形状計測の精度を検討した。

写真測量は、撮影方法によっては、計測対象点が撮影できなかつたりするものの、計測誤差が施工管理や被災度判定等で使われている壁高の3%に相当するなどの結果となった。また、計測誤差は生じるものの、概ね壁面の変状は捉えることができた。

今後は、日常点検手法として行われている車上点検等を想定して、補強土壁の天端や走行車両から撮影した写真を用いた写真測量成果の精度検討を実施するなど、写真測量の留意点を整理する。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会 (平成21年) 道路土工要綱
- 2) 土木研究センター (平成12年) 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
- 3) The Government of the HongKong (平成14年) GUIDE TO

## Development of maintenance for earth structure with consideration for the control level

### **Abstract**

It is hard to say that sufficient designing maintenance is conducted to earth structures in comparison to pavements or bridges, because the earth structures consist mainly of natural materials. However, materials which are potentially deterioration are used even for the earth structures. Some earth structures deformed by heavy rains or earthquakes, and the deformed earth structures may not have assumed performance in design. For strategic maintenances, it is necessary to develop maintenance methods for the deformed structures.

In this research, inclination tests of small scale reinforced soil wall model and measurement of reinforced soil wall which had been constructed in 1995 were conducted. Destruction /deformation mode and deformation progress were observed. As a result, if density of embankment is high, wall has limited deformation against seismic force. Ultimate displacement mainly depends on the length of reinforced material.

***Key Words:*** reinforced soil wall, maintenance, limit state, performance, deformation progress