Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-12-04

# ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究

川尻，峻三
澁谷，啓
鳥居，宣之

(Citation)
地盤工学ジャーナル,6(1):15-25

(Issue Date)
2011

(Resource Type)
journal article

(Version)
Version of Record

(Rights)
©2011 公益社団法人 地盤工学会

(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003308

# ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究

川尻　峻三[1]，澁谷　啓[2]，鳥居　宣之[2]

1　神戸大学大学院・工学研究科博士後期課程市民工学専攻
2　神戸大学大学院・工学研究科市民工学専攻

## 概　　要

本論文では，壁面工に大変状が発生したジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムの解明を試みた事例研究について述べている。まず，表面波探査，PS 検層，RI 検層，ボーリング調査および標準貫入試験から補強土壁および背面盛土の現況を詳細に調査した。つぎに，変状箇所付近の補強土壁内部から採取した試料を用いた物理試験，締固め試験，室内ベンダーエレメント試験，室内一面せん断試験，水浸圧密試験の各種室内試験を実施し，変状箇所における盛土材料の物理および力学特性を詳細に調べた。これらの結果から，壁面工の変状のメカニズムとして，i) 谷水が盛土内に浸入してサクションが低下することにより当該変状箇所の盛土に沈下が生じた，この沈下により，ii) 盛土がジオテキスタイル補強材に吊り下げられた状態（ハンモック状態）となった，その結果，iii) 壁面パネル材の斜め下方向に想定外の引張り力が作用することにより盛土の上載圧が小さくなり，補強材と盛土材との間の摩擦力が低下したために変形が助長された，等が推定された。

キーワード：補強土壁，原位置試験，室内試験，ジオテキスタイル

## 1.　はじめに

鳥取自動車道は平成 24 年度の全面開通に向けて現在工事が進行しているが，一部の工事箇所においてジオテキスタイル補強土壁工（以下，補強土壁と呼ぶ）の変状が確認された。動態観測の結果，壁面工の変形が継続する兆候が確認された。したがって，壁面工の変状の原因および変形メカニズムを解明し，効果的な対策工を実施する必要が生じた。木幡[1)]は北海道におい 2005 ~ 2007 年に施工された補強土壁の 88 件のうち変状事例が報告された 18 例に対して，変状事例と推定される変状原因についてまとめている。その中には当該補強土壁のように壁面工が最大 140mm 程度もはらみ出すような変状を起こした事例があり，それらの原因は寒冷地特有の凍結土の問題に加えて局所的な締固め不良や施工精度としている。また，その他の変状要因として不適切な盛土材料の使用などを挙げている。しかし，建設残土の有効利用などの観点から近年の盛土施工において良質な地盤材料を盛土材料と使用することは困難であることから，基本的には現地発生土を盛土材料とすることが多い。さらに，現地発生土が必ずしも良質な盛土材料であるとは限らず，盛土材料の工学的性質を良く見極めて使用することが重要であると言える。

本研究では，補強土壁の現況を把握するために，当該補強盛土で表面波探査，PS 検層，RI 検層，ボーリング調査および標準貫入試験を実施し，せん断弾性波速度 $V_s$，含水比 $w$，湿潤密度$\rho_t$，$N$ 値を測定した。つぎに，当該補強土壁から採取された試料を用いた物理試験および締固め試験，ボーリング調査の際に採取された乱した試料を原地盤の密度・含水比とほぼ等しくした供試体を用いた室内ベンダーエレメント試験，一面せん断試験，水浸圧密試験を実施した。そして，原位置と室内試験でのせん断弾性波速度 $V_s$ を比較・検討することにより，変状箇所における現況の応力状態およびせん断強度を推定した。同時に，変状箇所における盛土材料の水浸時の沈下特性を明らかにしている。これらの限られた原位置試験および室内試験結果を総合的に判断することにより，本論文では定性的に当該補強土壁の変状メカニズムを推察している。なお，当該補強土壁の変状メカニズムを数値解析的に検討した結果については Hur et al.[2)]を参照されたい。

## 2.　変状が発生した補強土壁の概要

図1は当該補強土壁の平面図および立面図である。変状箇所における壁面高さは14.4mであり，壁面工の延長は約150mである。図中には後述する表面波探査，PS検層，RI検層，ボーリング調査および標準貫入試験の実施地点を示している。

写真1 ~ 写真4は，補強土壁および図1中に示した変状箇所付近の様子である。これらの写真から，補強土壁工上部の路盤には有害な沈下等は発生していないものの，変状箇

原稿受理日：2010 年 6 月 17 日，採用決定日：2011 年 2 月 9 日

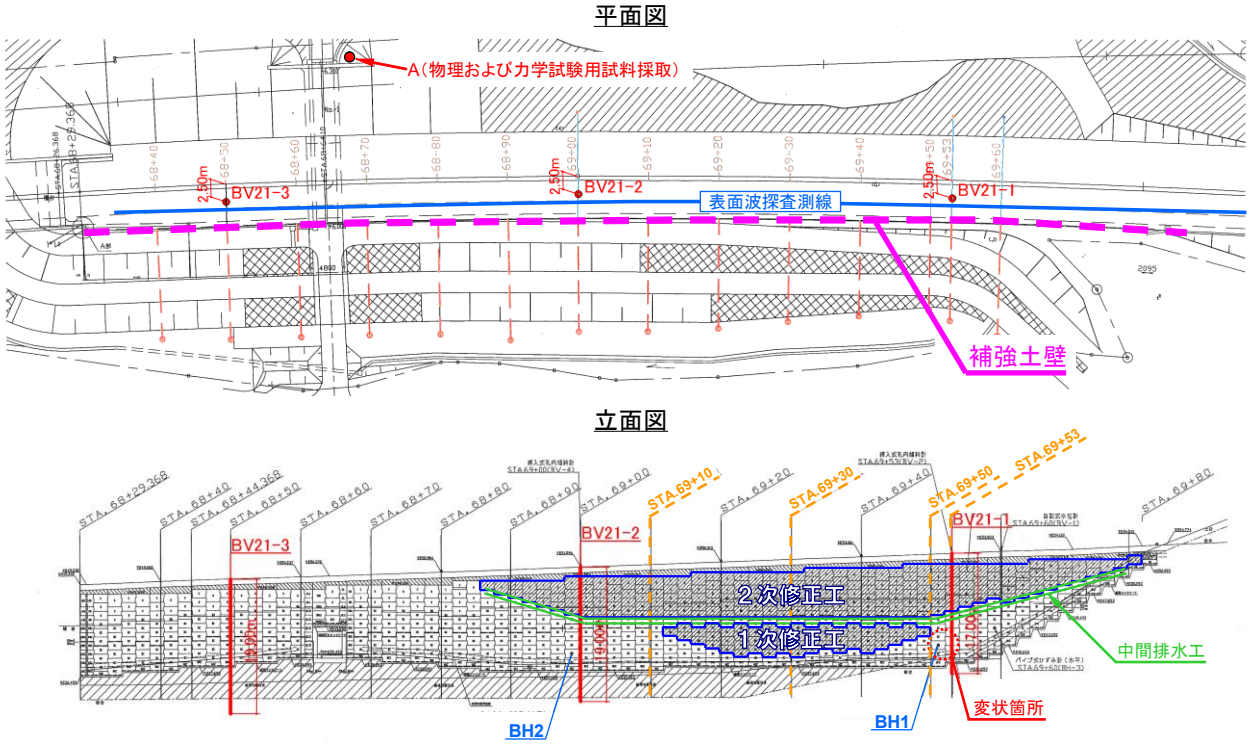


図 1　当該補強土壁工の平面図および立面図

写真 1　当該補強土壁工の全体像と変状箇所

写真 2　当該補強土壁工上部の路盤の状態

写真 3　変状箇所における壁面工の状態

写真 4　壁面工の圧縮破壊の様子

所では壁面工の変位が進行し，局所的なはらみ出しや壁面工が回転した結果，壁面工に目開きおよび座屈が生じていることがわかる。

当該補強土壁は，2006 年 5 月に着工したが同年 11 月時点で壁面工の 6 段目の施工が完了した段階で，施工過程に生じた壁面工の水平変位（はらみ出し）が STA.69+40 において 166mm 発生した。なお，管理基準値は 300mm である。変位抑制の対策として，図 1 中に示す範囲で施工済みの壁面工を撤去して，盛土材料としてセメント改良土（セメント混合率 50kg/m$^3$）を用いる修正工が実施された（1

次修正工)。その後，2007 年 3 月時点で壁面工は完成高近くまで完了したが，1 次修正工の対策を実施したにもかかわらず再度壁面工に最大 297mm の変位が生じた。最大変位が管理基準値である 300mm に達する虞があったため再度，施工済みの壁面工を大幅に撤去し，セメント改良土による修正工 (2 次修正工) を行い，竣工に至った。しかし，竣工後に図 1 中に示した STA.69+53 において壁面工の無視できない継続的な変位の増加を確認した。

図2は，図1中に示したSTA.69+53付近における壁面工変位量の経時変化を示している。なお，過去2回の壁面工が変位した経緯からSTA.69+53を含むいくつかの点で竣工前から壁面工の変位を計測している。図より，竣工後から80mm程度，さらに施工過程における変位を含む累積変位量は200mm程度まで進行していることがわかる。

また，図3は図1中のSTA.69+10，STA.69+30およびSTA.69+53に直近のSTA.69+50で計測された壁面工の変位を併せて示している。ほぼ同程度の深さの層で200mm程度の壁面工の変位が確認できる。しかし，写真1～ 写真4における極端な壁面工の目開きや座屈は，STA.69+50とSTA.69+53付近において著しく生じていることから，当該変状箇所では施工過程に他の箇所で生じた変位とは異なるメカニズムで変位が進行していると推定される。なお，当該変位箇所は，上部には中間排水工があり，低透水性のセメント改良された裏込め土および基礎と地山に囲まれている。また，変状箇所背面は，小さな沢地形となっている。

当該補強土壁は，高密度ポリエチレン製の補強材（ジオグリッド）を一定のまき出し厚で敷設したジオテキスタイル補強土壁である。一般に補強土壁工では，盛土壁面を鉛直またはそれに近い状態にできるため建設土量の削減や用地確保などの観点からコスト削減効果はその他の工法と比較して大きい。また，鋼製枠などの壁面工を採用して盛土内の適切な排水処理と十分な締固めによって盛土高 20m 以上の巨大な壁面を有する盛土を築造することも可能である [3)4)]。一方，当該補強土壁は剛な壁面工ではないために，盛土材料の締固め等が不十分な場合には，施工中および施工後の盛土材の圧縮により，壁面工自体の破壊や壁面工と補強材との結合箇所の破断などが生じる危険性がある。なお，当該補強土壁の施工に用いた盛土材料は現況の設計・施工時の摘要マニュアルの基準を満足していることを確認している。また，当該補強土壁の施工管理は，締固め度 $D$ 値を用いて実施している。所定の土量を締固め後に RI 検層で求めた乾燥密度より算出された $D$ 値は土質が変化しなければ管理基準値を満たしていることを確認しており，室内締固め試験に用いた試料が盛土全体を代表する試料とすれば，施工管理においては基準を満足していると言える。なお，壁面工付近の締め固めは，$D$ 値の管理基準値を満たす仕上げ厚になるように小規模小型機械（タンパー）を用いて実施している。

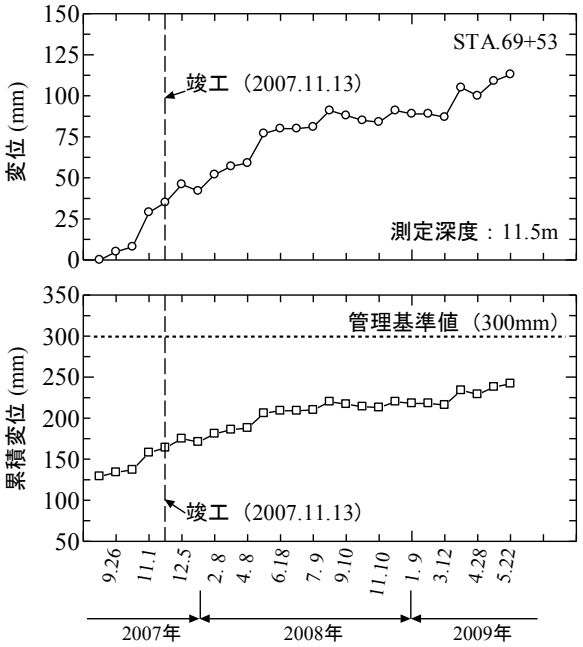

図 2　壁面工の水平変位の経時変化（STA.69+53）

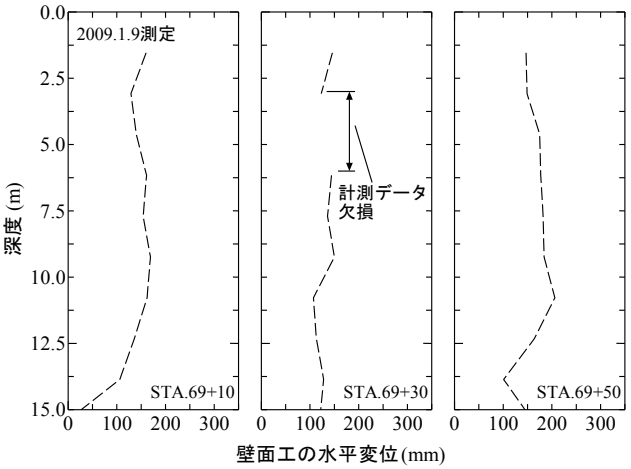

図 3　各点での壁面工の水平変位

## 3. 現場調査

### 3.1 表面波探査

PS 検層，ボーリング調査および標準貫入試験に先立って，補強土壁の広範囲での地盤情報を得ることを目的として表面波探査を実施した。

図 1 の平面図に探査測線を示している。起振にはかけやを用い，測線長は 166m，受信点数は 84 点で受信点間隔は 2m とした。なお，表面波探査の結果は後述する PS 検層の結果を反映することで精度向上を図っている。図 4 は，図 1 における BV21-2 から変状箇所付近（BV21-1）までの $V_s$ および $V_p$ の分布を示したものである。補強土壁部分と地山部分で $V_s$ が大きく異なっていることがわかる。一般に補強土壁や盛土では，深さに比例して上載圧（鉛直応力）が大きくなるため $V_s$ は深さに対して増加する。しかし，変状箇所である BV21-1 付近（標高約 240m，距離程 110～115m）において局所的な $V_s$ の低速度層が確認できる。この低速度層の深さ方向の位置が変状箇所の位置と一致することが確認された。すなわち，変状箇所では上載圧（鉛

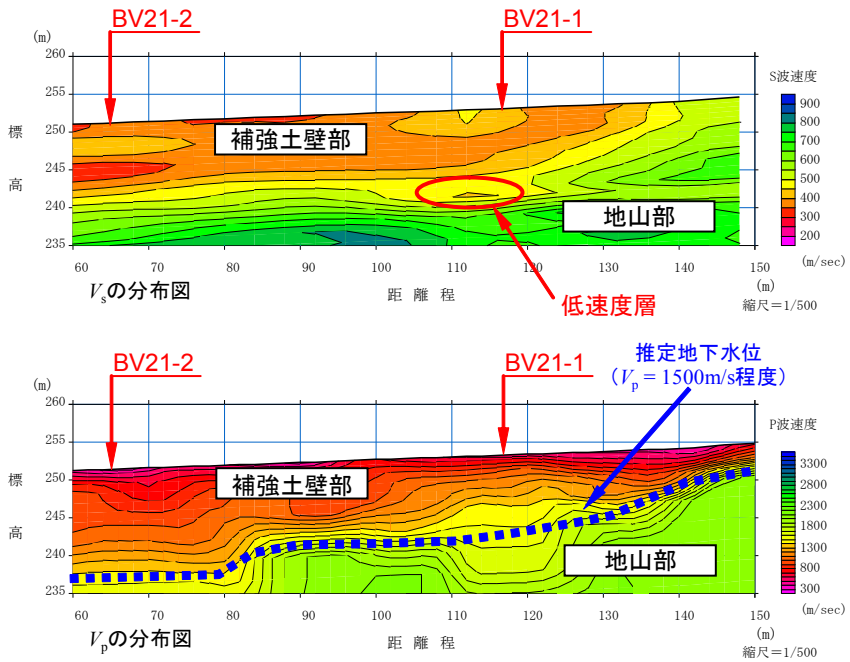


図 4　表面波探査から得られた $V_s$ と $V_p$ の分布

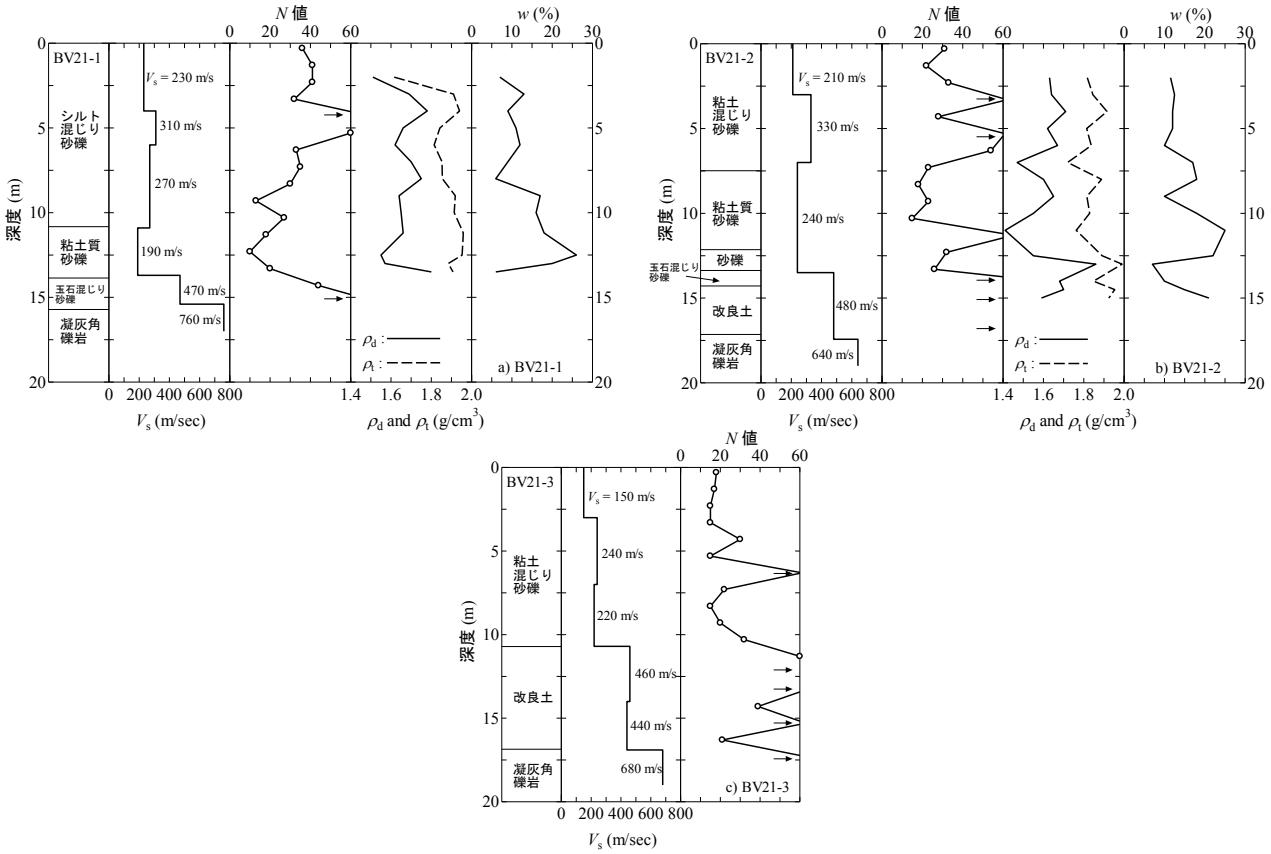


図 5　深度方向の $V_s$，$N$ 値，$\rho_t$，$\rho_d$，$w$ の分布（a)BV21-1，b)BV21-2，c)BV21-3）

直応力）の減少等が原因で，$V_s$ が低下していることが推定された。$V_p$ は，飽和地盤での速度である $V_p$ = 1500m/s の速度領域が中間排水工以深で確認でき，その領域内に変化箇所がある。このことから，変状箇所では盛土が飽和に近い状態にあると考えられる。

### 3.2　PS 検層，標準貫入試験，密度検層

図 1 中の BV21-1，BV21-2，BV21-3 において，深さ方向の $V_s$ の分布をより正確に測定するために PS 検層を実施した。さらに，$N$ 値を求めるために標準貫入試験，密度および含水比の変化を調べるために RI 検層を実施した。なお，PS 検層はダウンホール法であり，RI 検層は物質密度の関数となる $\gamma$ 線強度を測定することにより，地盤の湿潤密度 $\rho_t$ と含水比 $w$ を測定した。

図 5 a), b), c)はそれぞれ BV21-1，BV21-2，BV21-3（図 1 および図 4 参照）の $V_s$，$N$ 値，湿潤密度 $\rho_t$ および乾燥密度

$\rho_d$，含水比 $w$ の変化である。なお，BV21-3 での RI 検層はケーシングパイプと孔壁との間に隙間が生じて信頼性の高い結果を得ることができなかったため記載してない。

図 5 より，粘土質砂礫層で $V_s$，$N$ 値および $\rho_d$ の低下が確認できる。また，これらの値が低下している箇所では $w$ が相対的に高いことがわかる。そして，BV21-1 において粘土質砂礫層では $V_s$ が極端に低いことがわかる。一方，それ以外の層では概ね深度の増加に伴う上載圧の増加によって $V_s$，$N$ 値および $\rho_d$ が増加する傾向にある。また，基礎部分の改良土層においても $V_s$, $N$ 値ともに高い値が得られた。以上のことから，変状箇所では，$V_s$ が低く，$N$ 値および $\rho_d$ がともに小さく，$w$ が高い状態にあることがわかった。

また，変状箇所よりも下層では壁面工の顕著な変位が確認できなかった。これは変状箇所の下層が $V_s$ = 700m/s 程度で，$N$ 値 40 以上の礫岩であったため，変形が抑制されたためと考えられる。

### 3.3 室内試験

#### 3.3.1 採取試料の粒度分布および締固め特性

変状箇所における盛土材料が当該補強土壁の施工環境おいて適当な盛土材料であったのかを検討するために図 1 における変状箇所試料（BH2 のボーリングコア試料）と当該補強土壁の代表的な裏込め土（A 地点の盛土材料）を用いて室内土質試験を実施し，工学的性質の比較・検討を行った。物理および締固め試験に用いた試料は，$V_s$，$N$ 値および $\rho_d$ の低下が確認された変状箇所を含む水平層の 2 ヶ所（BH1 および BH2）で実施した水平ボーリングのコアーより採取した（図 1 参照）。一方，変状箇所試料との比較試料として，図 1 の A 地点における裏込め土を採取した（以降，A 地点試料と呼ぶ）。

採取したそれぞれの試料の粒径加積曲線を図 6 に示す。BH1 試料および BH2 試料は，A 地点試料と比較して粒径が小さく細粒分が多いことがわかる。0.075mm ふるいを通過した試料の含有質量百分率である細粒分含有率 $F_c$ を比較すると，A 地点試料では $F_c$ = 25.2%，BH1 試料では $F_c$ = 49.0%，BH2 試料では $F_c$ = 40.2%であり，変状箇所の BH1 試料の $F_c$ は A 地点試料の 2 倍程度である。

図 7 に A 地点試料と BH2 試料を用いて A-b 法で実施した締固め試験の結果を示す。BH2 試料は A 地点試料と比較して最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ が小さく，最適含水比 $w_{opt}$ が高い。すなわち，$V_s$，$N$ 値および $\rho_d$ の低下が確認された変状箇所の盛土材料は，$\rho_{dmax}$ が小さく，$w_{opt}$ が大きい細粒分を多量に含んだ土質であることが分かった。

#### 3.3.2 室内一面せん断試験および BE 試験

変状箇所の周囲には改良土および地山があるため，変状箇所の変形・破壊モードを考えた場合，平面ひずみに近い状態でのせん断変形が生じると考えられる。このことから，供試体の変形が平面ひずみ変形状態に近い室内一面せん断試験によってせん断強度を求めた。

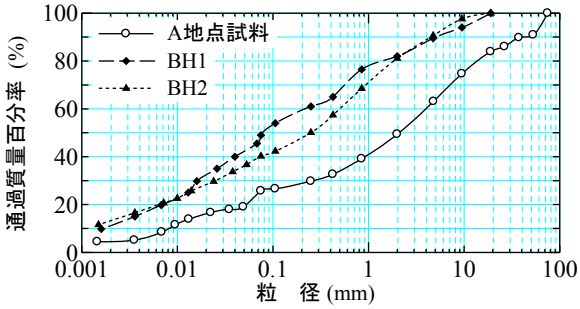


図 6 採取試料の粒度分布

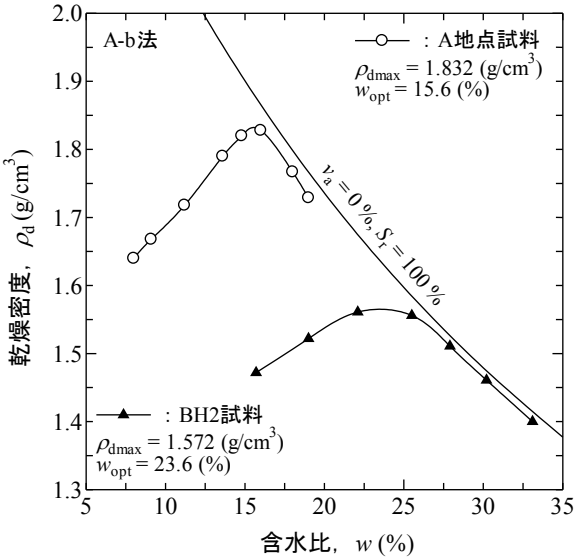


図 7 採取試料の締固め曲線

室内要素試験では，原位置における盛土の密度および応力状態を正しく再現することが重要となる。そこで，PS 検層より得られた原位置でのせん断弾性波速度 $V_{s,f}$ と室内ベンダーエレメント（以下，BE）試験より得られたせん断弾性波速度 $V_{s,lab}$ を比較することにより，補強土壁内の土要素の応力状態を BE 試験結果から推定した。一般に $V_s$ は湿潤密度 $\rho_t$, 間隙比 $e$ および上載圧の関数で表現される。本試験では，室内試験供試体の $\rho_d$（あるいは $e$）と含水比をそれぞれ原位置とほぼ等しくして，$V_{s,lab}$ と $V_{s,f}$ を比較・検討することで実地盤の応力状態を推定した。筆者らは，セメンテーションの無い砂丘斜面で採取された試料を原地盤地表面付近の含水比と乾燥密度に調整した供試体に対して実施した BE 圧縮試験結果から，表面波探査で得られた原地盤の $V_{s,f}$ と BE 試験から得られた $V_{s,lab}$ が土被り圧（鉛直応力）に対して一致することを確認している [5]。すなわち，原地盤の含水比および乾燥密度が室内試験の供試体のそれと一致していると仮定できた場合，$V_s$ によって原地盤の応力状態を推定できると考えられる。

図 8 は，使用した室内一面せん断試験装置である。鉛直および水平方向の応力あるいは変位制御にダイレクトドライブモーターを用いている。試料に作用する垂直力は，下箱の下部に設置されたロードセルによって測定される。また，せん断中はせん断層の発達を妨げないように，上下せん断箱に土試料のせん断層厚に相当すると考えられる

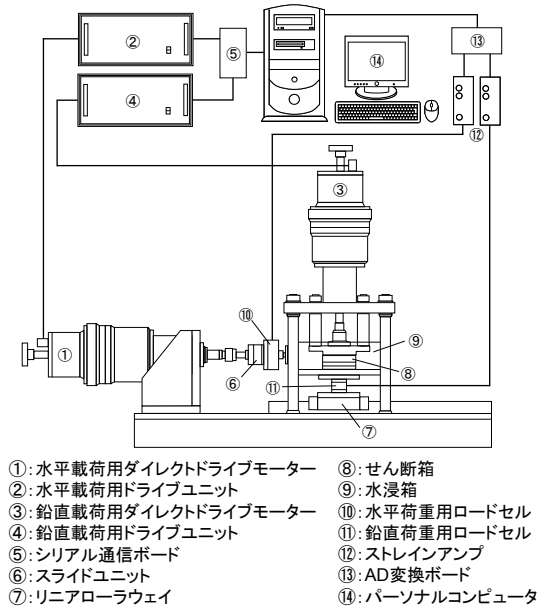


図 8　一面せん断試験装置

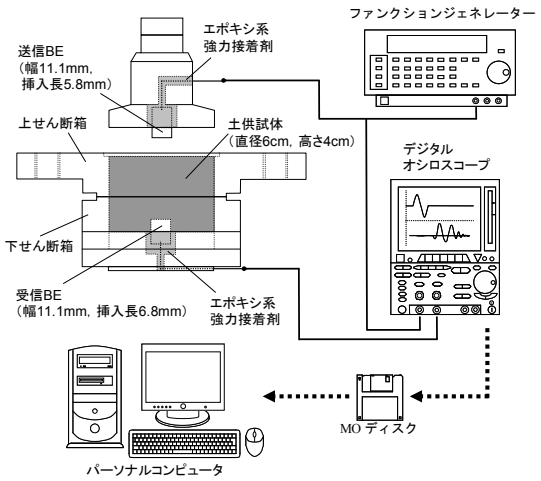


図 9　BE 試験システム概要図

平均粒径の 10 倍程度の隙間を設けた [6]。供試体は円筒形であり，そのサイズは直径 60mm，高さ 40mm である。A 地点試料と BV21-1 のボーリング調査の際に採取した変状箇所付近での試料の 2mm ふるい通過分を実験試料として用いた。RI 検層より得られた変状箇所の含水比である $w$ = 25%に調整した試料を，BV21-1 における地表面付近の乾燥密度（$\rho_{di}$ = 1.50g/cm$^3$ 程度）となるよう慎重にせん断箱に投入した。BE 試験から得られる供試体の $V_{s,lab}$ と PS 検層からの $V_{s,f}$，供試体の乾燥密度と原位置での乾燥密度の両方が一致するような鉛直応力$\sigma_v$を載荷した。その後，せん断速度を 0.05%/min，上下せん断箱の隙間を一定に保持した状態で定圧一面せん断試験を行った。なお，水浸箱に水を入れることで供試体を擬似的に飽和状態とした。ここでの"擬似的"とは，三軸試験のように $B$ 値の計測によって飽和の状態を確認することができないために供試体を水浸させることにより"擬似的に飽和状態"と表現している。なお，試験には 2mm ふるい通過分の試料を用いたため $V_s$ を原地盤と比較して過小評価する [7] おそれがあるが，原粒度の 80%以上が 2mm 以下であるため，その程度は小さいと考えられる。

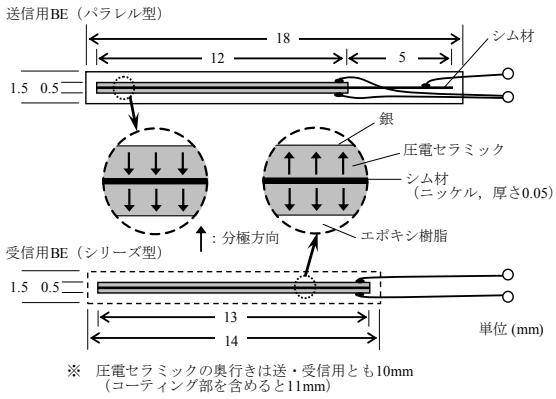


図 10　試験に使用した BE の詳細 [7]

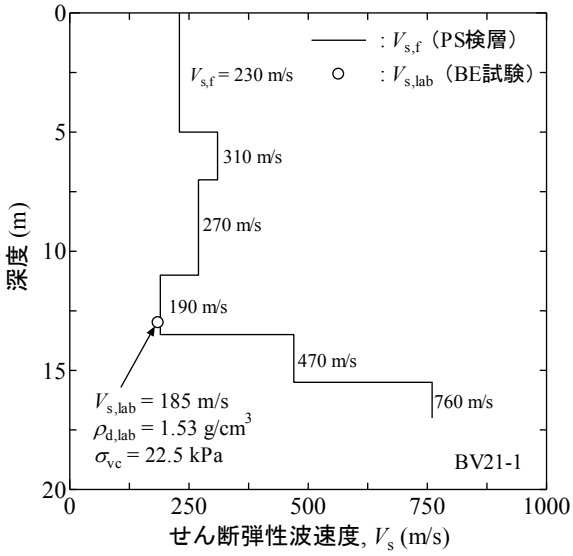


図 11　$V_{s,f}$（PS 検層）と $V_{s,lab}$（BE 試験）の比較

図 9 は，BE 試験システムの概要図である。一面せん断試験装置のトップキャップおよびペデスタルに BE を設けている。これにより室内試験において，原位置弾性波速度試験では実現が困難な様々な応力・水分状態などを設定することができる。図 10 に本試験で用いた BE の詳細 [8]を示す。BE は，土中の弾性波速度測定を目的として使用する 2 枚の圧電セラミックを張り合わせたバイモルフ型振動子の呼称であり，一般的には片持ち梁にした送・受信用の一対の BE を用いることで $V_s$ を測定する。BE は電圧を加えると変形（送信用 BE）し，逆に強制的に変形させると電圧を生じる（受信用 BE）性質がある。送信用 BE への電圧波形供給にはファンクションシンジェネレータ，送・受信電圧信号の観察にはデジタルオシロスコープを用いた。オシロスコープに表示された電圧信号は MO ディスクに記録し後にパソコンを用いて伝播時間の同定を行った（図 9 参照）。

BE 試験におけるせん断弾性波速度 $V_{s,lab}$ は次式によって求めた。

$$V_{s,lab} = L / \Delta t \tag{1}$$

ここで，せん断弾性波の伝播距離 $L$ は送・受信一対の

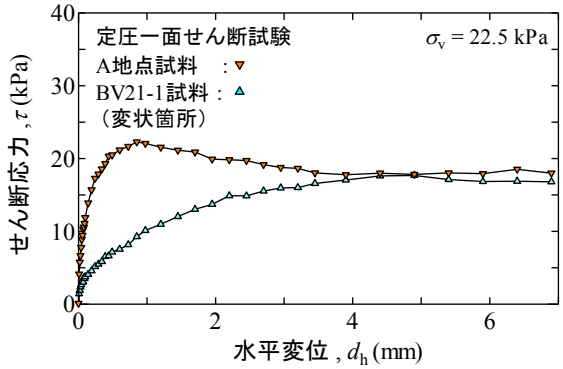


図 12　定圧一面せん断試験の結果

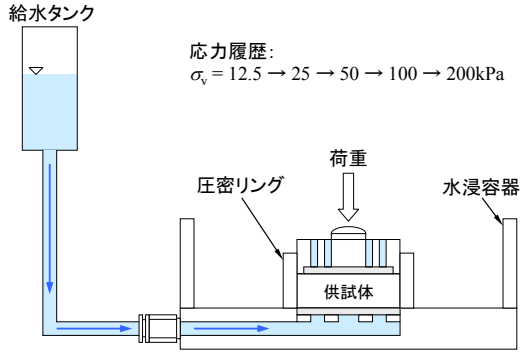


図 13　水浸圧密試験に用いた試験装置の概要図

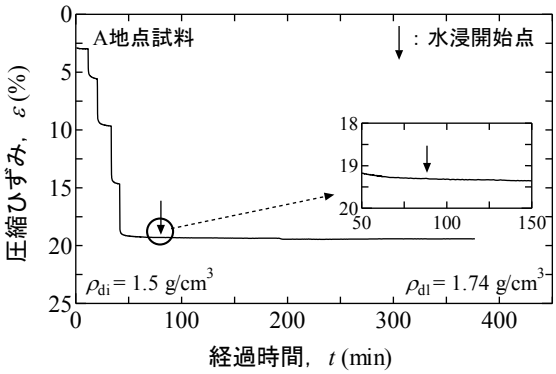


図 14　水浸圧密試験結果（A 地点試料）

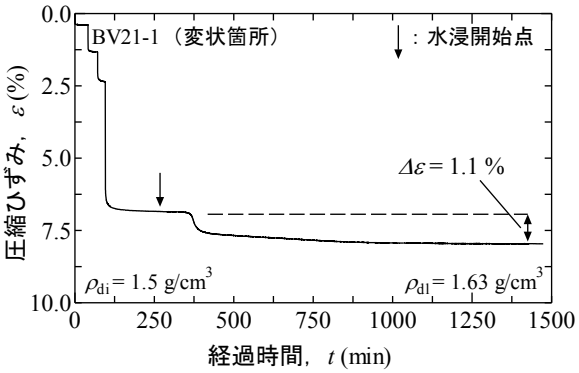


図 15　水浸圧密試験結果（BV21-1 試料）

BE における先端間の距離先端間の距離（tip-to-tip）とした[9]。また，伝播時間$\Delta t$ はせん断弾性波の送・受信に伴う BE の初動の向きが本来一致すべきこと[10]や，周波数や波形の異なる送信波によって得られた受信波形から near-field-effect などを考慮し，せん断弾性波の送・受信が開始する時点間の差（start-to-start）[11]とした。

図 11 は PS 検層と BE 試験で得られた $V_s$ の比較である。図からわかるように，BE 試験で得られた $V_{s,lab}$ は PS 検層からの $V_{s,f}$ に比べてわずかに小さい程度あり，水浸による吸水膨張によって$\rho_d$ = 1.43 g/cm$^3$ であったことなどを考慮すると，$\sigma_v$ = 22.5kPa での $V_{s,lab}$ と PS 検層からの $V_{s,f}$ はよく一致している。すなわち，$V_{s,f}$ = 190m/s であった変状箇所付近では，上載圧が 22.5kPa 程度しかないことが推定される。

図 12 は，A 地点試料および BV21-1 試料（変状箇所）を用いて実施した一面せん断試験におけるせん断応力 ~ 変位関係である。A 地点試料と BV21-1 試料では，せん断応力 ~ 変位関係が大きく異なることがわかる。同一の$\rho_d$ および$\sigma_v$ であっても，A 地点試料と BV21-1 試料は物理特性が異なるためであろう。また，推定上載圧を加えた変状箇所付近の BV21-1 試料では，最大せん断強度$\tau_{max}$ = 17kPa 程度となり，盛土高さ 10m を超える盛土部のせん断強度としては極めて低い値となった。

以上，一連の BE 試験および一面せん断試験の結果から，変状箇所付近では上載圧が所定値の 1/10 程度とかなり小さく，せん断強度ならびに剛性が極めて低い脆弱層が介在していることが推定できた。

### 3.3.3　水浸圧密試験

不飽和状態にあるゆるい粘性土やシルト質土は，降雨などによって吸水することでサクションが解放され，コラプスと呼ばれる体積収縮（沈下）を生じることが知られている[12]。このような懸念から，A 地点試料および BV21-1 試料（変状箇所）を用いて，全応力一定条件下で，不飽和状態にある供試体に吸水を許す水浸圧密試験を実施してコラプスの発生の有無について調べた。

図 13 は，水浸圧密試験装置の概要である。供試体は，直径 60mm，高さ 20mm の円盤状である。用いた試料は 2mm ふるいを通過した A 地点試料および BV21-1 試料である。降雨によって変状箇所に雨水が浸入する過程をできるだけ忠実に再現するため，供試体の初期含水比を A 地点試料の $w_{opt}$ と等しくした。また，初期乾燥密度については BV21-1 における地表面付近の乾燥密度（$\rho_{di}$ = 1.50g/cm$^3$）とした。試験は含水比調整した試料を所定の乾燥密度となるよう圧密リングに投入し，不飽和供試体に対して変状箇所付近の土被り圧に相当する鉛直応力$\sigma_v$ = 200kPa まで段階的に$\sigma_v$ を増加させた。所定の応力に到達後，3$t$ 法で圧密終了を確認した。その後，供試体下面から約 1m の水頭差を設けて，供試体体積の数倍の蒸留水を供給し，鉛直変位の変化を観察した。

図 14 は，A 地点試料の圧縮ひずみの経時変化である。A 地点試料では，水浸に伴う大きな沈下が確認できなかった。これは，$\sigma_v$ = 200kPa 到達後の乾燥密度（$\rho_{dl}$ = 1.73g/cm$^3$）が比較的大きいことと，2mm ふるい通過分の試料ではあるがシルトや粘性土分に対して砂分が多いことが理由であろう。一方，図 15 は，BV21-1 試料の圧縮ひずみの経時

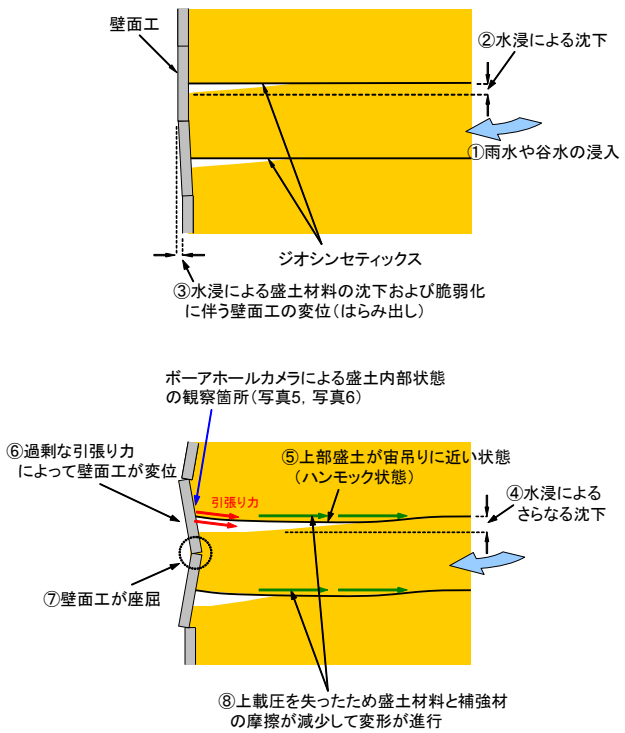


図 16　当該補強土壁の変状メカニズム

変化である。水浸直後に僅かに沈下し，370 分経過時点で急激な沈下が生じていることがわかる。最終的には，水浸前と水浸後で約 1%程度の沈下が生じた。この結果から，変状箇所の弱層における盛土材料は，本試験と同程度の含水比および乾燥密度状態において，水浸による体積圧縮（沈下）が生じることが分かった。

## 4.　補強土壁の変状メカニズムの推定

一般の盛土では，深さに比例して上載圧が大きくなるため，少なくとも $V_s$ は深さ方向に指数的に増加する。しかし，当該補強土壁の大変状箇所においては，表面波探査，PS 検層，RI 検層，ボーリング調査および標準貫入試験の結果から，盛土高さが 10m を越えるにもかかわらず $V_s$，$N$ 値および$\rho_d$ が極端に小さい値を示す脆弱層が存在することが確認できた。

一方，室内 BE 試験および室内一面せん断試験結果から，PS 検層による $V_{s,f}$ と室内 BE 試験の $V_{s,lab}$，現場と室内供試体の $w$ および$\rho_d$ の両方がそれぞれ一致する場合，脆弱層に作用している鉛直応力は，本来の値の 1/10 程度であり，発揮されるせん断応力もこれに応じて極めて小さいことが推定された。また，降雨による水の浸入を再現した室内での水浸圧密試験結果から，この脆弱層の土は水浸により無視できない即時沈下（圧縮ひずみで約 1.1%）が生じることが確認された。

図16は，これまでの原位置試験および室内土質試験の結果を総合的に判断して得られた当該補強盛土の変状メカニズムの模式図である。当該補強土壁工の変状箇所の上部に中間排水工があり，降雨時には背面の沢水を盛土内へ導く水路となっているため，変状箇所に雨水が浸入する可能性が極めて高い状態にあった。一方，変状箇所の盛土材料は，細粒分を多量に含む材料であり，水浸によってサクションが消失され，体積圧縮（沈下）が生じることも明らかとなった。変状箇所でのボーリング調査結果（図5参照）から，変状箇所ではその他の箇所と比較して含水比が高いことからも変状箇所には雨水もしくは谷水が浸入したと考えられる。

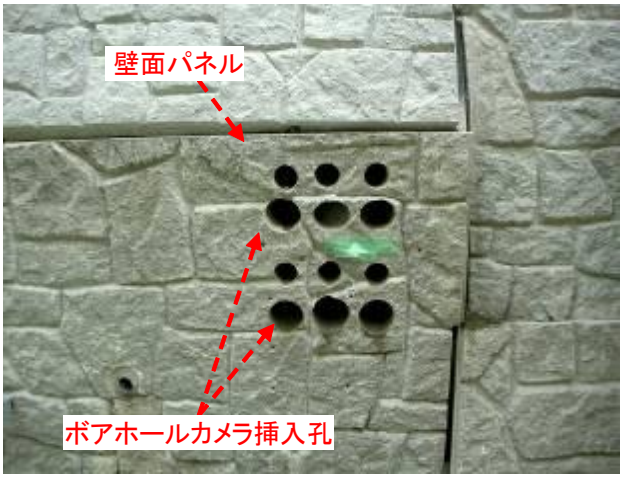


写真 5　ボアホールカメラに観察箇所の様子
（写真 4 と同じ壁面パネル）

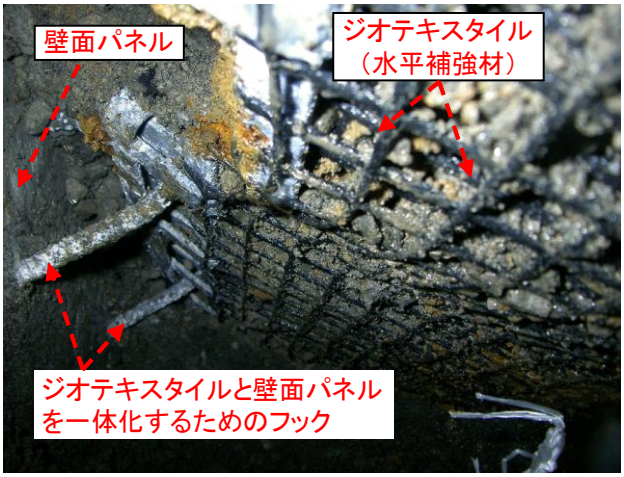


写真 6　補強土壁内のジオテキスタイルと壁面工の状況
（写真 4 と同じ壁面パネル）

盛土材料が沈下した結果，変状箇所より上部の改良部においてジオテキスタイルと盛土材料が一体化した盛土部全体が，壁面パネルを支点とした複数のジオテキスタイルに吊り下げられた状態（以下，ハンモック状態）にあったことが推定される。ハンモック状態にあると，盛土の鉛直荷重が下部の盛土層に 100%伝達しないおそれがある。また，ハンモック状態にある補強土壁に対して表面波探査や PS 検層などの弾性波探査を実施した際に計測される $V_s$ の低速度層は，通常は深さに比例して上載圧が大きくなるため $V_s$ は深さ方向に指数的に増加するが，ハンモック状態では所定の上載圧が下部の盛土に伝達されないため $V_s$ が低下したと解釈できる。

写真 5 および写真 6 は，STA.69+53 における変状箇所の補強土壁内にボアホールカメラを挿入して撮影した盛土内部の様子である。変状箇所では，壁面工付近の盛土材料

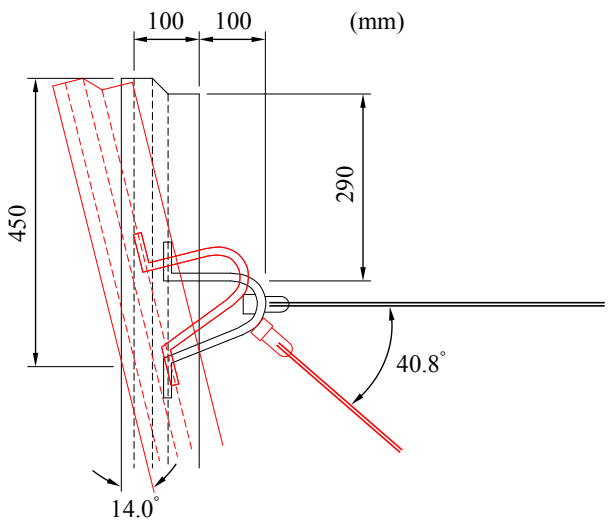


図 17　壁面工の変位前後での位置関係

の沈下が確認できた。さらに盛土材料の沈下によってジオテキスタイルが下方に引き込まれ，上述のハンモック状態が盛土内部で発生していることが確認できた。なお，壁面工付近の盛土材料が局所的にコラプス沈下している理由として，以下に示す原因が考えられる。すなわち，当該変状箇所で採取された細粒分を多量に含む盛土材料に対しては小規模小型機械（タンパー）では十分な締め固めが困難であったため，壁面工付近の盛土材料が締固め時にその他の箇所と比較して相対的に密度が低い状態にあり，谷部から浸透水の影響により圧縮沈下が生じた。

図 17 は，ボアホールカメラを挿入した壁面工の変位前後での位置関係を示している。図より，壁面工は 14°程度前方に傾き，水平に敷設されたジオテキスタイルは 41°程度下方に引き込まれていた。なお，図中における壁面工変位後のジオテキスタイルの位置は，写真 5 および写真 6 に示したボアホールカメラで撮影した写真を基に推定した結果であり，連結部の詳細な変形についてはボアホールカメラの結果からでは推定することが困難であったため，壁面工の変位前後で連結部の形状については同様な図を示している。写真 6 から，少なくともジオテキスタイルよりも下層部では壁面パネルと連結部と破断は確認できなかった。

以上のようなハンモック現象により，変状箇所の盛土の脆弱部分には本来よりも極端に小さな鉛直応力が作用し，その結果，地盤が本来発揮すべきせん断抵抗が期待できないためせん断変形が進行して，変状がさらに進行した可能性が高い。

これらの知見を踏まえて，補強土壁背面からの谷水の侵入を防ぐ防水工を設置した後に，変状箇所の脆弱層を含む補強土壁下部を剛な壁面工とアンカー工の組み合わせにより補強した上で供用を開始している [13)]。

## 5.　まとめ

本研究では，変状が生じたジオテキスタイル補強土壁の変状の原因とその発生のメカニズムを解明するために，一連の原位置および室内試験を実施した。本研究より得られた主な知見を以下にまとめる。

(1)　一連の原位置試験結果から，変状箇所近辺において，せん断弾性波速度 $V_s$，$N$ 値および乾燥密度 $\rho_d$ の全てが相対的に小さな脆弱層が確認できた。また，この脆弱層における含水比 $w$ は，盛土の他の部分よりも相対的に高かった。

(2)　変状箇所での盛土材料は，他の盛土部と比較して，粒径が小さく細粒分含有率が高くて締固めにくい土質であることが判明した。

(3)　変状箇所の盛土材料は，水浸により体積圧縮（沈下）を生じる材料であることが判明した。

(4)　これらの原位置および室内試験結果から，当該補強土壁の変状原因および変状のメカニズムは，以下のように推定される。変状箇所を含む水平層には，相対的に粒径が小さく細粒分が多い土材料が転圧されており，未舗装の道路表面からの雨水や盛土背面からの谷水の浸透により，含水比が高い状態となった。その結果，この脆弱層のサクションが消失され，無視できない沈下が発生した。一方，ジオテキスタイル補強材があるために，盛土の沈下がある程度抑制されると同時に，上部盛土荷重の一部がジオテキスタイル補強材の引張り力により支えられる状態（ハンモック状態）となった。この結果，脆弱層において上載圧が所定の値よりも小さくなり，これに応じて補強材と盛土との摩擦力も極端に小さくなり，壁面工に大変形が発生した。

補強土壁であっても周到な排水処理が必要である。同一箇所から採取した盛土材料といえども工学的性質が同じとは限らない。締固め特性，せん断特性，水浸による材料劣化特性，等を室内試験によって適宜検討し，現場の施工管理に適切に反映させることが重要となる。本事例研究から得られた教訓は数多い。

## 謝辞

本研究における原位置試験の実施等に際しては，西日本高速道路株式会社津山工事事務所　西本健亮氏から多大な協力を受けた。神戸大学名誉教授　沖村孝先生には，当該補強土壁の変状原因に関して数々の貴重なご意見を頂戴した。また，東洋建設（株）　伊藤史朗氏，応用地質（株）南部光広博士，林宏一博士，(株) ソイルコンサルタンツ　岩崎哲雄氏には原位置試験の結果等に関して貴重なご意見を頂いた。表面波探査の実施と解析には竹口智穂氏（元　神戸大学大学院生）の協力を得た。なお，本研究の一部は平成 21 年度深田研究助成の補助によって行われたものである。末筆ながら，ここに記して深甚なる謝意を表す。

## 参　考　文　献

1)　木幡行宏：寒冷地における補強土壁工法の信頼性，基礎工，Vol.38，No.2，pp.42-45，2010.

2)　Hur, J., Kawajiri, S., Jung,. M., and Shibuya, S. : Case study on

severely-damaged reinforced earth wall with geo-textile in Hyogo, Japan (Part II : Numerical simulation into causes and countermeasures), Proceedings of the 3rd Korea – Japan Geotechnical Engineering Workshop, pp.11-17, 2010.

3) 藤田泰秀，杉本敏彦，甲羽智武，津田雅丈：富士山静岡空港における高盛土への補強土壁工法の適用について ―その 1（計画・設計）―, 第 42 回地盤工学研究発表会, pp.1599-1560, 2007.

4) 藤田泰秀，杉本敏彦，甲羽智武，津田雅丈，伊藤修二，五十嵐充：富士山静岡空港における上載盛土（H=45m）を有する補強土壁工法の適用 ―その 1（計画・設計・施工）―，第 43 回地盤工学研究発表会，pp.1517-1518, 2008.

5) 川尻峻三，澁谷啓，川口貴之，鳥居 宣之：現場調査および室内試験による砂丘斜面の安定性の評価，地盤工学ジャーナル，Vol. 4，No. 3，pp.233-244，2009.

6) Shibuya, S., Mitachi, T. and Tamate, S. : Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear, Géotechnique, Vol.47, No.4, pp.769-790, 1997.

7) Tanaka, Y., Kudo, K., Nishi,. K., and Okamoto, T. : Shear modulus and damping ratio of gravelly soil measured by several methods, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Vol.1, Balkema, pp.47-53, 1994.

8) Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., and Shibuya, S. : Interpretation of international parallel test on the measurement of $G_{max}$ using bender elements, Soils and Foundations, Vol.49, No.4, pp.631-650, 2009.

9) Viggiani, G. and Atkinson, J. H. : Interpretation of bender element tests, Géotechnique, Vol.45, No.1, pp.149-154, 1995.

10) 桑野二郎，本江邦旬，内田智也：ベンダーエレメントによる三軸供試体内せん断波速度計測，第 34 回地盤工学研究発表会概要集，1，pp.991-992，1999.

11) 川口貴之，三田地利之，澁谷啓，佐野佶房：室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 $G$ の評価，土木学会論文集，No.694/Ⅲ-57，pp.195-207，2001.

12) 例えば，加藤正司，榊原辰雄：不飽和土の水浸後の圧縮曲線に与える締固めの影響について, 土木学会論文集Ｃ, Vol. 63，No. 3，pp.742-751，2007.

13) 澁谷啓，原健二：補強土壁の弱点と対策，基礎工，Vol. 38，No. 2，pp.18-24，2010.

（2010. 6. 17　受付）

# Case study on mechanical behaviour of a largely-deformed reinforced earth wall

Shunzo KAWAJIRI[1], Satoru SHIBUYA[2] and Nobuyuki TORII[2]

1 Doctoral Student, Graduate School of Engineering, Department of Civil Engineering, Kobe University
2 Graduate School of Engineering, Department of Civil Engineering, Kobe University

## Abstract

In this paper, a case study was carried out into the mechanical behaviour of a largely-deformed reinforced earth wall. The engineering properties of the fill material were in detail examined by performing various in-situ as well as laboratory tests such as surface wave survey, PS-logging, RI-logging, bender element test, direct shear box test, soaking test, etc. Based on the results of these tests, the process to reach a large-deformation may be described such that i) a considerable amount of settlement was induced over a weak soil layer in the reinforced earth due to infiltration of rainfall water, ii) the part of fill material was partially supported by the geotextile, and iii) the concrete panels were excessively deformed by the unexpectedly large tension force of the geotextile, and also by the decrease of shear resistance between the geotextile and the surrounding soil owing to the decrease of the overburden stress.

Key words : reinforced earth, in-situ survey, laboratory test, geotextile