



ジオテキスタイル補強土壁における変上トラブルの原因と対策工に関する数値解析的研究

許, 晋碩
澁谷, 啓
鄭, 珉守

(Citation)

ジオシンセティックス論文集, 26:19-26

(Issue Date)

2011-12

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003301>



ジオテキスタイル補強土壁における施工中の変状トラブルの原因と対策工に関する数値解析的研究

許 晋碩¹・澁谷 啓²・鄭 珉守³

本論文は、一連の数値解析により補強土壁の変形トラブルの変状原因をシミュレーションし、その対策工を検討した結果について述べている。変状が発生した擁壁は、施工途中に大変形が観測され、2度に亘る再施工が実施されたが、その後の観測施工中にも変形が進行し、平成19年頃から動態観測およびさらなる対策を検討した。地盤調査より推定された壁面の変状の原因は、擁壁背後の沢からの浸透水の影響で盛土下部に存在した脆弱層に無視できない沈下が発生し、上部の盛土がジオシンセティックス補強材に吊り下げられた状態（すなわちハンモック状態）となったためにパネル式の壁面材に過剰な圧縮荷重が作用したことにあった。このような壁面の変形過程を汎用プログラムを用いてシミュレーションし、対策工として、盛土下部の脆弱層の空隙部を充填し脆弱層自体の強度および圧縮性を改善するため、固化材注入工法を採用した。加えて、盛土全体のすべり破壊に対して所定の安全率を確保するためにグラウンドアンカー工を併用した。

キーワード：ジオシンセティックス、補強土壁、ハンモック状態、施工トラブル

1. はじめに

兵庫県内の中国横自動車道の一部である姫路鳥取線の工事区間において、施工中の本線補強土擁壁の壁面工に水平変位 150 mm以上の大変形が生じた。川尻ら(2011)は、各種の地盤調査および室内試験を実施して、当該擁壁の変状発生メカニズムを推定している。この擁壁は、兵庫県内の山間部の谷間に位置し、2級河川江川の付替河川を前面に控え、現地発生土を裏込め材に使用して築造したジオテキスタイル補強土壁である。当初の設計では、多数アンカー工法による擁壁が計画されていたが、設計水平震度の変更(0.12→0.16g)に伴い、工法自体を再検討した結果、表1に示すようなジオテキスタイルとコンクリートパネル壁面材の組み合わせによる補強土工に変更された。

さらに平成19年4月、壁面工11段目(設計高さ付近)の施工段階で、再度、壁面材の傾きが確認されたため4ヶ月にわたって壁面材を大幅に撤去し、再びセメント安定処理を実施している。このとき、砂礫材を用いた中間排水工を設けている。壁面工の変状原因を解明するために、表面波探査、ボーリング調査、実内試験、等を実施して、補強土壁および背面盛土の現況を詳細に調査した。平成18年11月、壁面工6段目の施工段階において壁面材の過剰な傾きが確認されたため、壁面材の一部

を撤去して再施工すると同時に、裏込め盛土材にセメント安定処理を施している。さらに数値解析により壁面工の変状に至る過程をシミュレーションし、変状に対する効果的な対策工を選定するとともに、擁壁全体の安定性を評価した。

表1 補強土壁の工事概要

位 置	兵庫県佐用郡佐用町東中山
延長と高さ	152m(STA. 68+29～69+82)、高さ 14.4m
土工区分	盛土部 50.6m、切土部 102.1m
補強土形式	自訴シンセティック(壁面工:コンクリートパネル式)



図-1 位置図

¹学生会員，神戸大学大学院工学研究科 市民工学専攻，博士後期課程（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1）

²個人会員，神戸大学大学院工学研究科 市民工学専攻，教授（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1）

³個人会員，韓国建設技術研究院 基盤施設研究本部 地盤研究室，首席研究員

2. 補強土壁の変状の現況

図-2は当該補強土壁の変状箇所の様子である。一方、図-3は当該擁壁の平面図および壁面の水平変位の計測結果である。この図より、一次および二次修正工により、当該箇所の壁面工全体の約半分程度が再施工されていたことが分かる。さらに2次修正工においては、盛土背面からの浸透水を速やかに排水する目的で中間排水工を設置している。

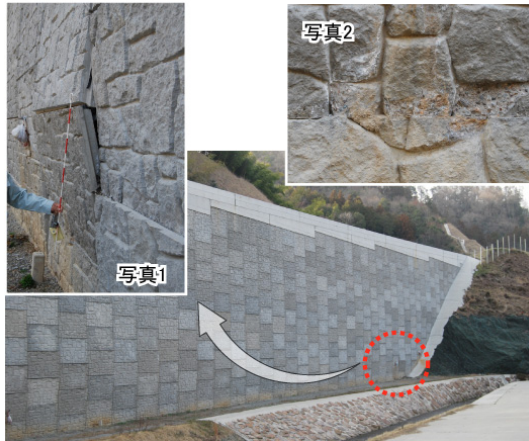


図-2 補強土壁の変状箇所

図-4は、龍岡ら⁶⁾による補強土壁の破壊パターンである。パネル式壁の場合、壁面工と補強材の結合点の破断がトリガーとなり、壁面工全体あるいは擁壁全体が崩壊した事例が報告されている。写真2を見る限り、本事例においても、このパネル式壁面工に固有な圧縮破壊の様相を呈しており、さらに局所的破壊が進行した場合、壁面工全体の破壊が生じる危険性が予見された。図-3に示す壁面変位の動態観測結果によると、はらみ出しによる水平方向の変位量は、観測箇所により若干異なるもののほぼ150mm～200mmであり、これは壁面の高さに対して1%～1.5%程度の変形であった。

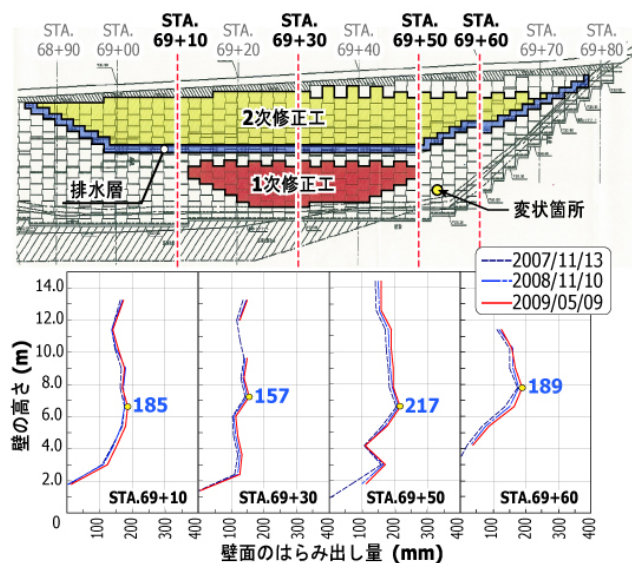


図-3 壁面変位の計測結果

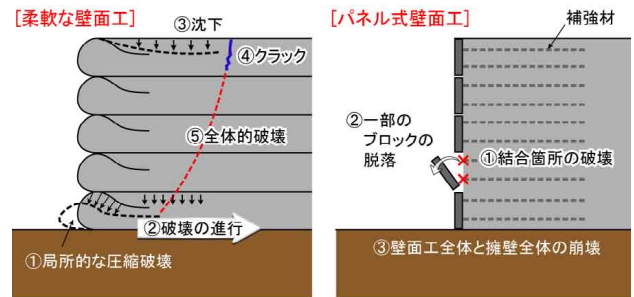


図-4 補強土壁面工の破壊パターン⁶⁾

3. 現場調査による変状原因の推定

川尻ら(2011)⁷⁾は、壁面工の変状原因解明のための手掛かりを得るために、各種の地盤調査および室内試験を実施した。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された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調べた。

図-5は表面波探査の結果から得られたせん断弾性波および圧縮波速度、 V_s および V_p の分布である⁷⁾。変状箇所である BV21-1 付近において、局所的な V_s の低速度層が確認され、この低速度層の深さ方向の位置が、変状箇所と一致することを確認している。したがって、変状箇所において、上載圧(鉛直応力)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、飽和地盤の速度である $V_p = 1500\text{m/s}$ の速度領域が中間排水工以深で確認でき、その領域内に変状箇所がある。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た。さらに BV21-1、BV21-2 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。加えて、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。図-6に示す結果より、変状箇所背面の粘土質砂礫層で V_s 、 N 値および ρ_d の低下が確認できた。また、これらの値が低下している箇所では含水比 w が相対的に高いことがわかる。そして、BV21-1 において V_s が極端に低い深度は、表面波探査で確認された低速度層とほぼ一致している。

一方、粘土質砂礫層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 ρ_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は、 V_s 、 N 値ともに高い値が得られている。

以上の事柄から、変状箇所では、 V_s が低く、 N 値および ρ_d がともに小さく、含水比(w)が高い状態にあることがわかった。また、現場で採取した試料を用いた一連の室内試験から変状箇所での盛土材料は他の盛土部と比較して、相対的に粒径が小さく細粒分含有率が高く、締固めにくい土質であることも分かった。さらに、こ

の土は、水浸により無視できない圧縮沈下が生じることが室内試験により確認されている¹⁾。

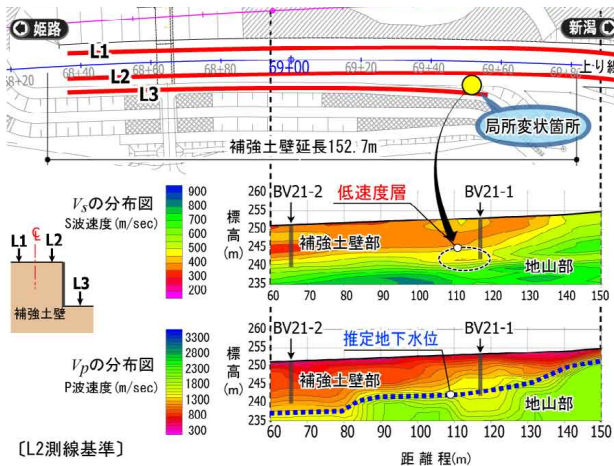


図-5 表面波探査の結果 (川尻ら, 2011)

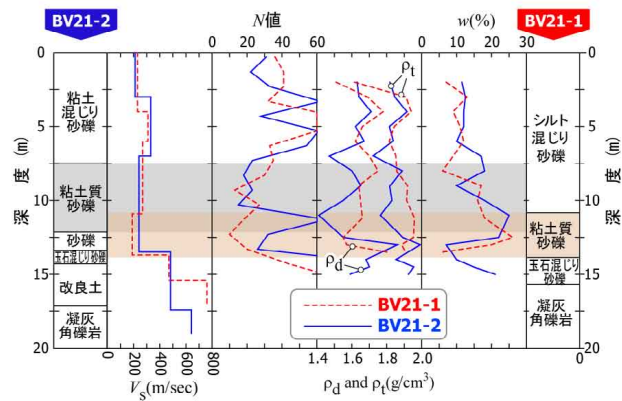


図-6 深度方向の V_s , N 値, ρ , ρ_d , w の分布 (川尻ら, 2011)

4. 数値解析による壁面の変状原因の推定

補強土壁の変状原因を推定し、適切な対策工を検討するため、各種地盤調査結果および壁面変位の動態観測結果を適切に反映した数値解析を実施した。まず、動態観測の結果に基づいた逆解析により、現場の地盤物性値を推定した。その上で、壁面の変状に影響を及ぼす可能性のある因子を考慮した各種解析を実施した。

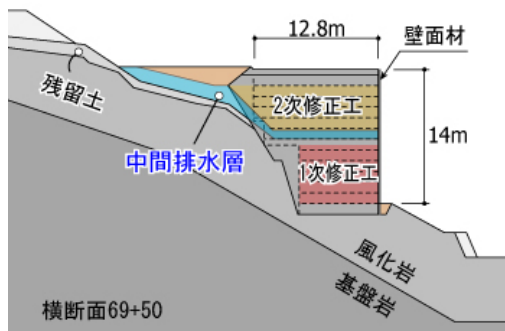


図-7 数値解析に用いた代表断面

数値解析には、地盤工学分野で世界的に広く用いられている汎用解析プログラムである FLAC と PLAXIS を利用した。図-7は、数値解析に用いた壁面の局所的な変状が発生した代表断面(STA69+50) (図-3参照) である。

(1) 逆解析による現場の地盤物性値の推定

現場の地盤物性値を推定するために、現場の地形条件、施工履歴および降雨条件などを考慮した一連の逆解析を実施した。まず FLAC を利用して、モールクーロン弾塑性モデル(MC モデル)を用いた変形解析を実施した。ここで、補強部の盛土に対しては、補強材を個別にモデリングせずに、盛土材とジオグリッドが一体化した複合地盤と仮定した。また、複合地盤の内部摩擦角 ϕ は引張り補強された供試体の小型平面ひずみ圧縮試験の結果⁷⁾を参照して解析に反映した。

一方、補強材と盛土材料の間には粘着力 c が無いものと仮定した。1次および2次の修正工の時にセメント安定処理を実施した領域に関しては、粘着力があるものと仮定した。なお、逆解析は浸透力を考慮しない全応力解析法で実施した。図-8は逆解析により求めた壁面のはらみ出しであり、動態観測結果をよく表現できている。表2に、逆解析で推定した現場の地盤物性値をまとめている。

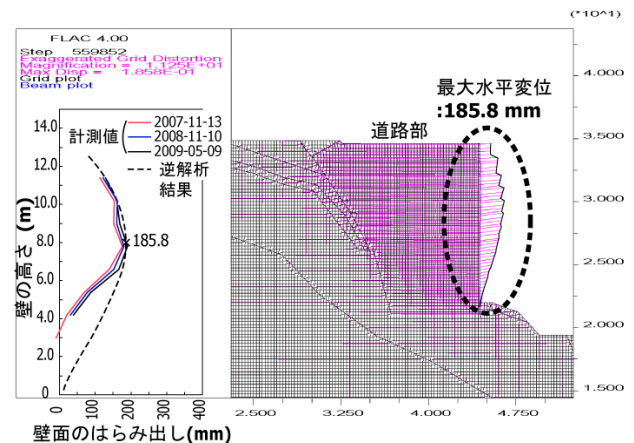


図-8 逆解析の変形図

表2 逆解析より求めた地盤物性値

区分 GL(m)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg.)	弾性係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν
盛土上層部 0.0~8.0	19.0	5.0	36.5	60	0.33
盛土下層部 8.0~11.0	20.0	4.0	32.0	35	0.35
下部弱層 11.0~14.0	21.0	2.4	27.5	26	0.37

(2) 盛土背面からの浸透水の影響

図-9は、現場近くで観測された降雨データである。この図より、雨が降った直後に壁面変位が増加する傾向が見られる。

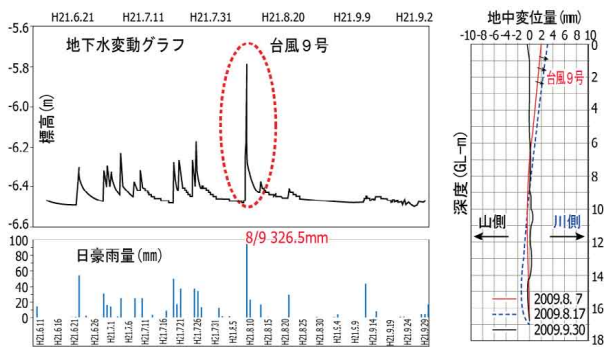


図-9 現場の豪雨データと壁面変位の動態観測結果

この原因として、降雨時に2次修正工時に設けられた中間排水層を伝わって盛土背面の谷部および未舗装道路表面からの浸透水が盛土内に帯水し、盛土内の水位が上昇、すなわち有効応力が減少することにより、ジオグリッドと土との摩擦力が減少したためではないかと考えた。この仮説の妥当性を確かめるために、PLAXISを用いた有効応力解析を実施し、常時の地下水位と豪雨時の地下水位(推定)による補強土の変形挙動を比較検討した。ここで、地下水位の影響を明らかにするために、ジオグリッドも盛土材をそれぞれ個別にモデル化し、盛土内に設置されたジオグリッドは正常な引張り力を発揮できるものと仮定した(図-10)。

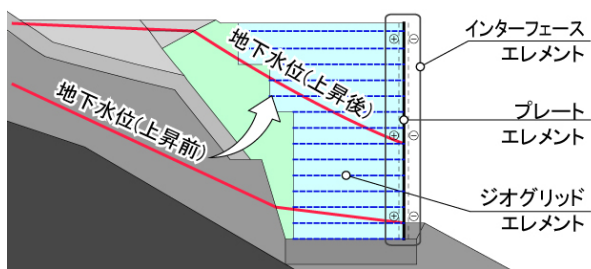


図-10 解析モデルの方法

図11に、常時と豪雨時の壁面の変形を比較している。常時の壁面の最大変位量は148.3mmであったが、豪雨時には211.5mmとなり、盛土内水位の上昇により変位量が約50%増加していることが分かる。この結果から、浸透水の影響により、壁面の変形が進行すること、したがって中間排水工は谷水を盛土内に呼び込み、むしろ悪影響を及ぼしていることが確認できた。

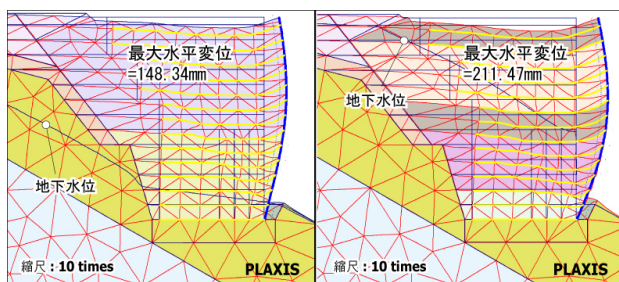


図-11 盛土内の水位上昇による壁面の変形

(3) ハンモック状態による壁面工の変状の検証

一般に、パネル式のように壁面剛性があまり大きくない壁面材で施工された補強土擁壁においては、図-3に示すように、脆弱層の沈下等により、下部に発生した壁面材の局所的な圧縮破壊が進行して、壁面全体の崩壊につながる恐れがある。当該現場の場合、施工中に壁面の変状が観測され、2回にわたって再施工ならびにセメント安定処理が行なわれた。これにより改良部の盛土はジオリッドを挟んだ状態でほぼ一体化していると想定される。この一体化した盛土部の下に厚さ3m程度の脆弱層があり、この脆弱層は浸水時に無視できない沈下を生じることが室内浸水試験より明らかとなっている。



(a) STA.68+53(正常箇所) (b) STA.69+53(変状箇所)

図-12 変状箇所の補強材の様子

図-12(b)は変状箇所の壁に穴を開けてカメラを挿入して観察した内部の様子である。図-12(a)の正常なジオグリッドの様子と比べると、変状箇所ではジオグリッドが下方に大きく垂れ下がっていることが分かる。これは、盛土下部に生じた沈下により、ジオグリッドと盛土材料が一体化した盛土全体が、壁面パネルを支点とした複数のジオグリッドに吊り下げられた状態(以下、ハンモック状態)になったと推測できる。ハンモック状態になると補強材は設計引張り力を発揮することができず、さらに地盤に本来作用すべき鉛直応力が大きく低下するため、ジオグリッドに作用するせん断抵抗力も低下する。

図-13はこのようなハンモック状態を解析に反映するために採用した解析モデルである。ハンモック状態になると盛土材と補強土材の摩擦力が失われ補強材に過剰な引張り力が生じるであろうことに着目して、壁面変形に及ぼす影響を数値解析により検証した。図-14は、補強材が正常に機能している場合とハンモック状態になった場合の解析結果の比較である。

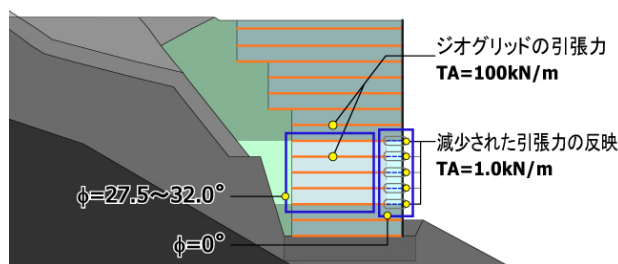


図-13 ハンモック状態のモデリング

ハンモック状態となることにより、補強材および盛土材の強度が小さくなった部分の壁面体において、せん断変形が集中していることがわかる。このことにより、壁体の変位も著しく増加する現象を適切にシミュレーションできた。

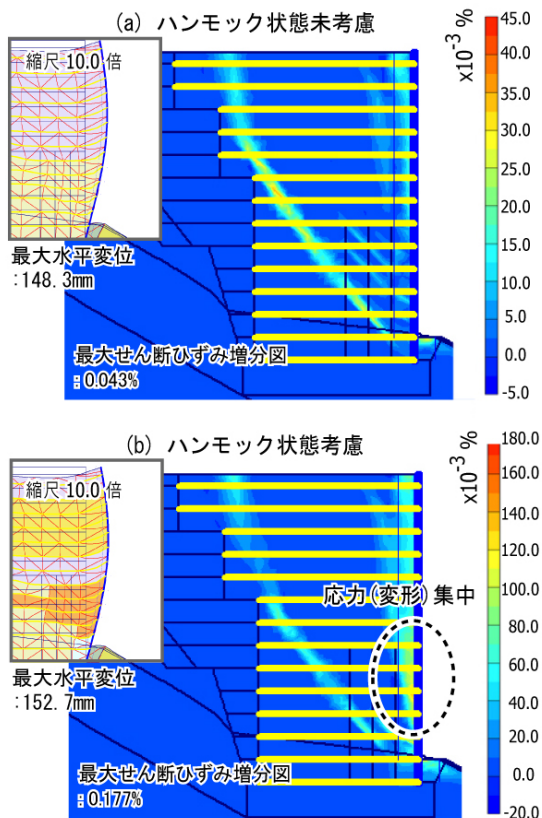


図-14 壁体のせん断ひずみ増分図

(4) 補強土壁面の変状メカニズム

当該現場においては、補強土壁の前面に小規模な河川が流れており、背後は谷あい地形で、豪雨時に盛土背面からの沢水が浸透しやすい地形に立地している。

一方、前述したように、盛土層で採取した試料に対して実施した室内試験結果から、細粒分が多い粘土質土で施工された脆弱層が確認された。この地盤材料は適切な締固めが難しく、浸水時に大きく沈下する特徴があった。さらに、数値解析を通して、浸透水に起因した盛土内の有効応力の低下が壁面の変形を増長させること、盛土のハンモック状態は壁面体に局所的な応力集中を起こしてせん断変形を加速させる原因になることを確認した。これらの地盤調査および数値解析結果より、図-15に示すような壁面工の変状メカニズムが推定される。盛土下部の脆弱層に圧縮性が高い盛土材料が存在し、その部分で豪雨や沢水の浸入による圧縮沈下が起こったことが一次的原因である。その結果、上部の盛土がジオグリッドに吊り下げられた状態(いわゆるハンモック状態)になり、ジオグリッドに過剰な引張り力が作用して、ジオグリッドと連結されている壁体に応力集中が発生し、壁面工の圧縮破壊に至った。

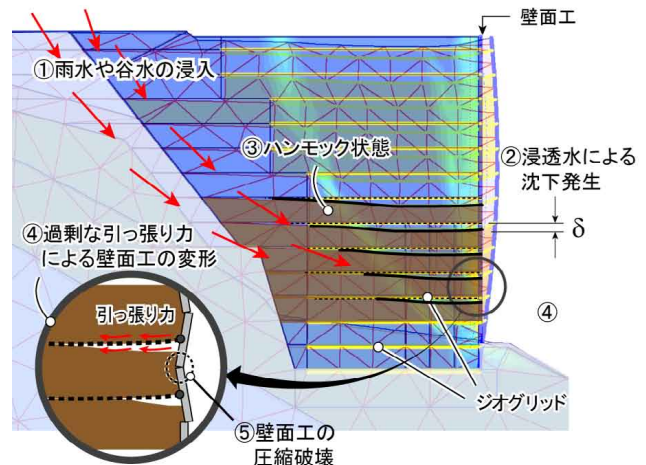


図-15 変状メカニズム

5. 数値解析による対策工の検討

数ヶ月にわたる変状原因調査と対策工の検討期間中にも壁面の変形は継続して進行した。将来、道路供用開始時の上部に作用する交通荷重と道路舗装層の荷重を考慮した場合、補強土壁の安定性を確保するために適切な対策工が必要だと判断された。そこで、対策工の効果を数値解析により検討した。

(1) 脆弱層への固化材の混入による変形の抑止

地盤調査により確認した盛土下部の脆弱層に固化材を注入する場合の沈下抑止効果を検討した。ここでは、改良対象区間(GL-8.5~11.8m)の変形係数 E (ヤング率)を40MPa~1,000MPaの範囲で変化させた定性的な変形解析を実施した。図-17は改良体の上段部(GL-8.5m)、中間部(GL-10.5m)、下段部(GL-11.5m)の沈下量を示している。地盤改良後、補強土の上部に道路交通荷重と舗装層の荷重に当たる荷重(21.5kPa)を載せた場合の予想沈下量は、上段部で13~50cm、中間部は12~47cm、下段部では9~32cmであった。

表3 数値解析に用いた地盤物性値

区分 GL(m)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg.)	弾性係数 E (Mpa)	ポアソン比 ν
盛土上層部 0.0~8.0	19.0	5.0	36.5	60	0.33
盛土下層部 8.0~8.5	20.0	4.0	32.0	35	0.35
盛土下層部 8.5~10.5 固化材注入	20.0	4.0	32.0	40~1,000 (11ケース)	0.35
下部弱層 10.5~11.8 固化材注入	21.0	2.4	27.5	26	0.37
下部弱層 11.8~14.0	21.0	2.4	27.5	26	0.37

図-16は、固化材を注入しない状態で上載荷重を載せた時の最大沈下量を基準として、グラウティングの注入強度による沈下量の比を整理したグラフである。この結果から、改良体のヤング率(E_{30})が50MPa~100MPaの間で補強効率の増分値が大きく、200MPaを超えると補強効率の増分値があまり大きくないことが分かる。

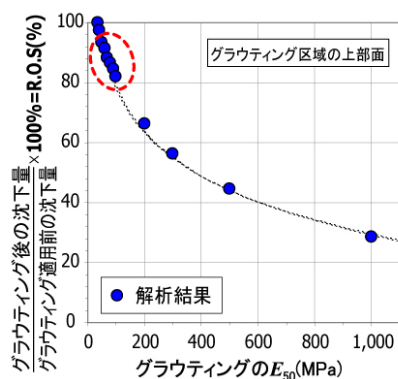


図-16 ヤング率-補強効率

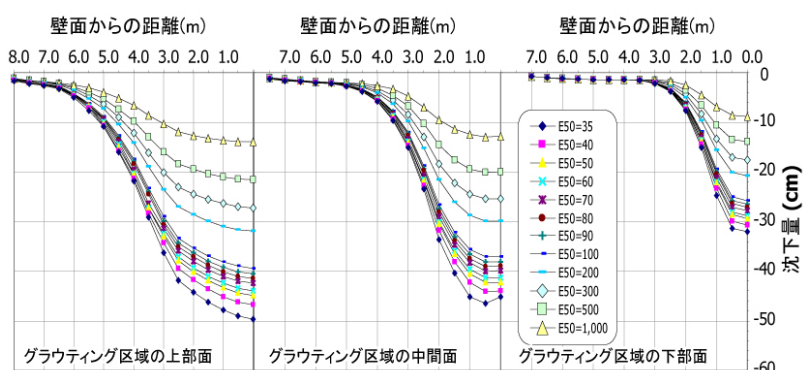


図-17 改良領域の沈下発生傾向

(2) グラウンドアンカーと固化材注入工の併用

図-17の結果から、経済的な補強効率は 20%以下であると考えた場合、改良土のヤング率は 80~100MPa 程度である。しかし、固化材を注入する補強を行った場合も軟弱層の沈下量は 20cm を超えることが予想された。

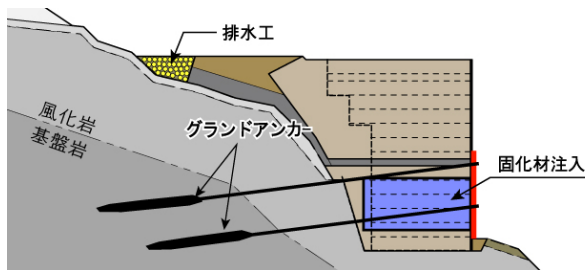


図-18 補強工の概要

したがって、固化材注入による地盤改良だけでは盛土体の変形抑制には限界があると判断された。そこで、より積極的な変位抑止工として、グラウンドアンカー工の適用性を検討した。図-19はグラウンドアンカー工と固化材注入を併用した後、上載荷重を載せた時の壁面の変位発生の傾向である。

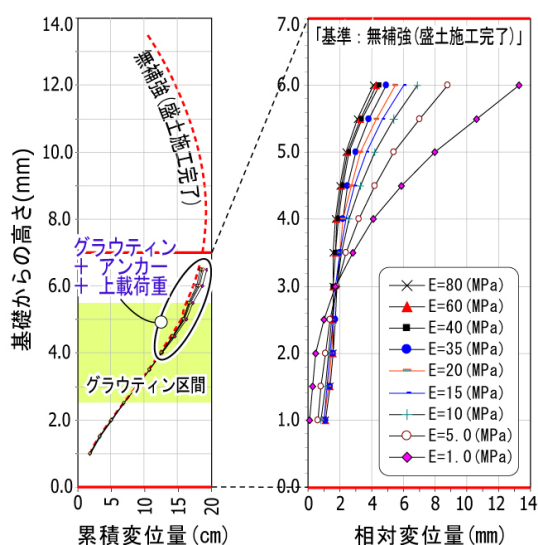


図-19 対策工による壁面の変形

グラウンドアンカー工の効果(張力)により、地盤の変形係数が低いケースでも補強土壁の水平変位が著しく抑制される結果となった。さらに 図-20に示す結果から、軟弱層の上部の沈下量に着目すると、グラウンドアンカー工の効果(張力)により、補強土壁の水平変位のみならず沈下も大幅に低減されることがわかった。図-21は E_{50} の変化によるジオグリッドの水平方向に対する傾斜角 θ を表している。

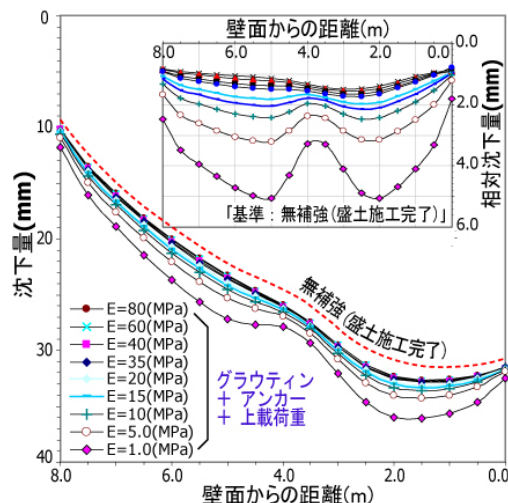


図-20 対策工による軟弱層の沈下

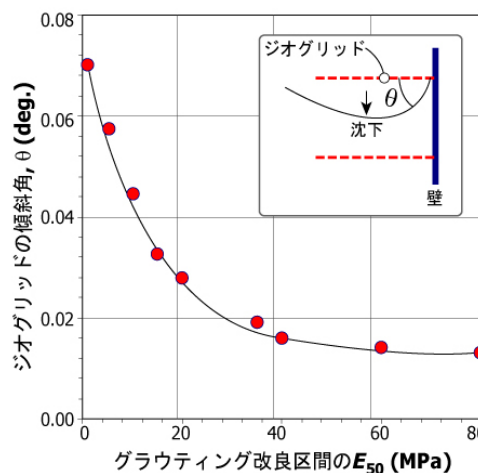


図-21 ヤング率と補強材の変形の関係

固化材注入の目的は、盛土下部の脆弱層の剛性を高めることにより、供用後の交通荷重等による盛土の鉛直変形量を小さくし、ひいてはジオシンセティックスのハンモック現象の進展を阻止することにより、壁材のさらなる不安定化を抑制することにあつた。その意味で、 θ ～弾性係数関係が収束傾向を示す $E=20\text{MPa}$ 程度が改良の目標値とすることが妥当であると考えられた(図-21)。このときの傾斜角度は 0.02 度程度であり、改良部上端の最大沈下量は 2 mm 程度である(図-20)。弾性変形係数を 20MPa より極端に大きくしても傾角の減少量は小さいため、工期が長くコストが高くなる割に壁材の不安定化の防止効果が小さくなる。

図-22は、固化材を混入した試料を用いた一軸圧縮試験である。 E_{50} に相当するひずみは 0.5～1%程度であり、 $E_{50}=20\text{MPa}$ のときの脆弱層の圧縮ひずみは 0.56%程度であつた。変形係数のひずみレベル依存性を考慮すると、原地盤の弾性変形係数は一軸圧縮試験から求めた E_{50} が下限値であり、実際には若干 E_{50} よりも大きいと考えられる。また、室内試験結果と解析結果を比較検討すると、脆弱層の沈下抑制効果、ひいては壁材の不安定化抑止効果が期待できる固化材注入量は 10%程度と考えられた。

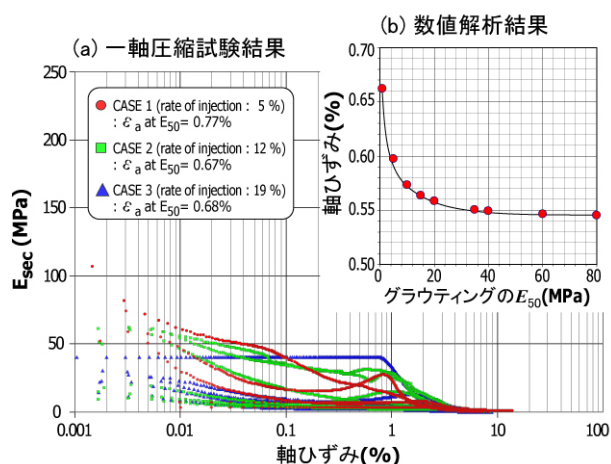


図-22 グ라우ティング改良区間の変形特性
(軸ひずみ～弾性係数関係)

(3) 対策工の決定

当該補強土壁の変状に対する対策として、まず、補強土壁背面からの谷水の侵入を防ぐために背面防水工を設置した。つぎに、盛土下部に存在する軟弱層の沈下がさらに進行することを防ぐために、軟弱層の地盤剛性を高める目的で変状箇所を含む補強土壁下部に対する注入工を採用した。最後に、補強土壁のすべり破壊に対して所要の安全率 $F_s=1.25$ を確保するためにグランドアンカー工を併用することとした。

図 23 は、礫材にジオシンセティックス排水材を巻いて、背面防水工として設置した様子である。図 24 は、防水工の設置後に新設排水路からの排水量を観測した結果である。この結果より、降雨後にかかなり長い期間にわたって沢からの浸出水が確認され、防水工 が非常に効果的であることが確認できた。図-25は対策工を適用

した後の補強土壁の外的安定解析の結果である。解析方法はせん断強度低減法で実施し、補強後の最小安全率 F_s は 1.5 であり、計画安全率 $F_s=1.25$ 以上を確保できた。図-26は対策工を採用した最終完成形であり、2010 年 4 月に道路本線が開通され、現在供用中である。

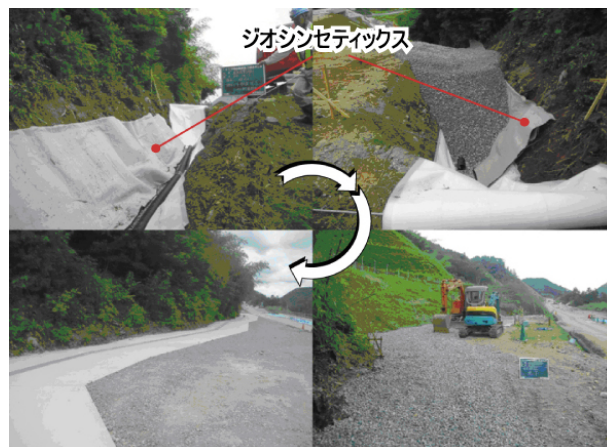


図-23 ジオシンセティックスを用いた排水システムの設置

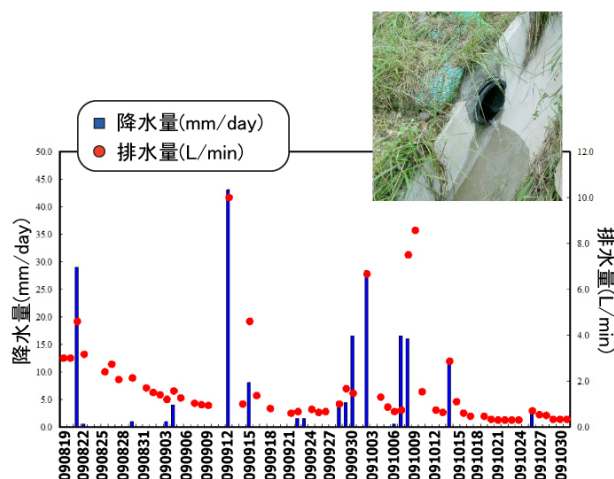


図-24 豪雨量と背面排水路より流出した湧水量

6. まとめ

本研究では、現場地盤調査と室内試験結果に基づいて推定された壁面変状の原因に関して、数値解析によるシミュレーションを実施し、さらに対策工の効果を検証した。本研究より得られた主な知見を以下にまとめる。

- (1) 当該現場は、豪雨時に沢水が盛土内部に浸透しやすい地形を有している。浸透水は盛土材のせん断強度を低下させ壁面の変形をさらに進行させることが分かった。この結果から、補強土壁を施工する段階から、効果的な排水対策あるいは防水対策が必要であることがわかった。
- (2) パネル式の補強土壁の場合、下部層の圧縮沈下により盛土内にハンモック現象が発生する。その場合、補強材と盛土材の間のせん断抵抗力が消失されて、

その結果として壁面に応力集中が生じて大きなせん断変形が起こることが判明した。したがって壁面工の剛性が大きくない補強土壁を施工する場合，とりわけ鉛直応力が大きく作用する下部層では，良質の盛土材料と厳密な締固め管理が要求される。

- (3) 下部軟弱層の地盤剛性を高めるために採用されたグラウティングは，注入率 10%程度が適切であることが判明した。しかし，供用後に作用する荷重を考慮した場合，グラウティングだけでは壁面の変形の進行をくいとめるには限界があることが分かった。したがって，壁面全体に対する所定の安全率を確保するために，グラウンドアンカー工を併用して施工することが効果的であることを確認した。



図-26 供用した補強土壁の全景(2010年4月撮影)

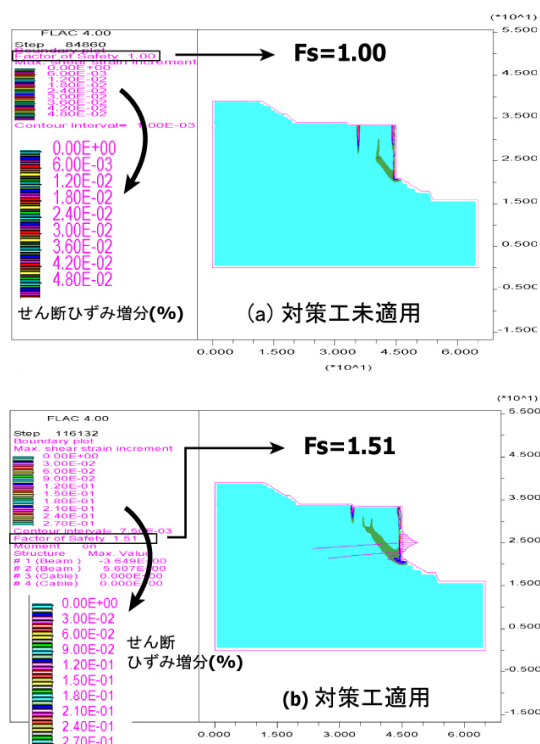


図-25 補強土壁の外的安定解析の結果

謝 辞：本研究の現場のデータは，西日本高速道路株式会社からご提供頂いた。また，補強土壁の変状原因に関して沖村孝先生(神戸大学名誉教授)から数々の貴重なご意見を頂戴した。記して，深甚なる感謝を表す。

参考文献

- 1) 川尻峻三， 澁谷 啓， 鳥居宣之：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，地盤工学ジャーナル, Vol. 6, No 1, p15~25, 2011.
- 2) 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.
- 3) 社団法人地盤工学会関西支部：平成21年台風9号による地盤災害調査報告書，2009.
- 4) Chirica, A., Baicu, A.M. : "Some considerations about the calculus of earth retaining structures reinforced with geosynthetics", Geosynthetics, pp.1271~1274, 2006.
- 5) Queiroz, P.I.B., Gomes, R.C. : "Numerical tools for geosynthetics reinforced walls design: A performance assessment on the basis of laboratory-scale models results", Geosynthetics, pp.1335~1338, 2006.
- 6) 龍岡文夫 監修：新しい補強土擁壁のすべて，総合土木研究所， pp. 28-35, pp. 48-71, 2005.

A NUMERICAL INVESTIGATION INTO CAUSES AND COUNTERMEASURES OF LARGELY-DEFORMED REINFORCED EARTH WALL WITH GEOSYNTHETICS

Jinsuk HUR, Satoru SHIBUYA and Minsu JUNG

Numerical analysis was carried out in order to simulate the development of large deformation that took place on the reinforced earth wall, which was located as a part of the Tottori expressway planned to pass Hyogo, Japan. Since this reinforced earth wall had experienced unexpected deformation of the wall during construction, the wall was re-constructed twice. However, the wall deformation showed no sign to cease even at the final stage of the construction. Accordingly, countermeasures to re-stabilize the wall were demanded. It was successfully simulated that subsidence of a 3-meter weak soil due to seepage flow was responsible for the large deformation. A part of concrete panel wall was severely damaged due to extremely large pulling force of geotextile induced by the hammock state. As for the countermeasures, "grouting with slag system" was applied to fill voids of the backfill, and also to prevent further development of settlement in the weak soil layer. "Ground anchor" was also considered to achieve the prescribed factor of safety.