



高盛土補強土壁の計画・設計・施工

西岡, 孝尚
澁谷, 啓
西口, 喜隆
許, 晋碩
伊藤, 修二

(Citation)

ジオシンセティックス論文集, 32:133-140

(Issue Date)

2017-12

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90005945>



高盛土補強土壁の計画・設計・施工

西岡孝尚¹・澁谷啓²・西口喜隆³・許晋碩⁴・伊藤修二⁵

本論文では、高規格幹線道路の沢部における高盛土補強土壁の計画・調査・設計・施工について、技術的・工学的対応を図った事例を紹介している。当該補強土壁は、平成26年「補強土工壁工法設計・施工マニュアル」改定に伴いその適用高さ20mを超えている。ここでは基礎地盤の調査や現地発生土の室内試験と評価、ならびに利用方法の検討を経て、補強土壁や高盛土の構造検討・設計、さらにFEM変形解析による検証と、解析値を管理値とした施工時の動態観測による安全な施工に至るまでの一連の流れを紹介し、「補強土壁工法設計・施工マニュアル」の適用を超えた場合の適切な対応策を提示している。

キーワード：高盛土、補強土壁、特殊土、排水施設、動態観測

1. はじめに

降雨や地震に伴う道路盛土の崩壊が交通を遮断させることによる社会的影響が、道路計画においても大きな課題として認識されるようになった。高速道路をはじめ主要な道路ネットワークである高規格幹線道路は、物流や緊急車両の搬送など社会的に欠かすことのできないインフラの一つとして、災害時を含め、その機能の維持が求められている。一方、道路構造物である盛土はこれまで、橋梁やトンネルなどのコンクリート構造物に比べ修復性が高く、築造に当たってのコストも安価であるため、計画段階から構造上の課題に対する重点的な対応が図られることがほとんどなかった。しかし、2004年新潟県中越地震¹⁾や2007年能登半島地震²⁾、さらに2009年駿河湾地震³⁾では、道路盛土の崩壊によって交通が遮断し、その影響から、地震に伴う盛土被害が注目される契機となった。また、2005年台風14号に伴う豪雨では、山陽自動車道廿木地区で施工後14年経過した盛土が崩壊し、崩壊土量約13,800 m³のうち約8,000 m³が流出して、3名が犠牲となった⁴⁾。

このような盛土の被災原因として地震動や異常降雨がまず挙げられる。一方で、集水地形を呈する傾斜地盤上へ盛土されていたことも大きな要因であり、廿木地区は、3方向の沢が合流する出口部がボトルネック地形であったことや、地下水の供給を助長する断層破碎帯が存在したことが知られている。また、地下排水施設が不十分で欠損するなど、盛土とその周辺の排水が適切ではなかった。駿河湾地震による崩壊では、スレーキングを伴う劣化材料により盛土が構築されていたことが、その後の透水性や強度低下を招き、地震前からすでに不安定化

していたことが崩壊原因の一つとされた。

このように地震や降雨、地下水の影響によると考えられる多くの被災事例に対し、道路盛土に求められる性能を満足させるべく、「道路土工—盛土工指針」（平成22年度版）が改定された。

その一方で、補強土壁工法ではこれまでより地震に対する安定性が高いとされ、盛土端部にその一部として設置される場合を含めて、近年、急速にその施工実績が増加している⁵⁾。しかしながら、設計や施工に対する不十分な理解から、設置後に変状が生じた事例も少なくない¹⁰⁾。2004年10月の台風23号により壁高20mに及ぶ2段積の補強土壁が全崩壊する事例¹¹⁾など、降雨や地下水の影響、並びに排水設備の不足や盛土材料の特徴に起因する多くのトラブルが報告されている。

平成24年の「道路土工—擁壁工指針」の改定に伴い、平成26年度に補強土工法の設計・施工マニュアルの改定¹²⁾がなされ、性能規定型設計の導入に加え、地震や豪雨等の被災事例を踏まえた防災性の向上や施工管理、維持補修に関わる内容が記載されるなど、その強化が図られている。また、その適用範囲を高さ20mまでとした。

本報告の盛土は、地震や豪雨時の盛土被災事例にある典型的な谷埋めの高盛土である。盛土端部に設置する補強土壁は最大高さ20m、嵩上げ盛土を含めた全高44mに及び、大規模で、上記マニュアルの適用範囲を超える。ここでは、このような高盛土と補強土壁の組み合わせを「高盛土補強土壁」と称する。

本稿は、この高盛土補強土壁の計画から調査、設計、施工に及ぶ一連の流れを紹介し、「補強土壁工法設計・施工マニュアル」の適用を超えた場合の対応策を提示するものであり、工事を安全に終えた、その報告である。

¹正会員，協和設計株式会社 本社設計部 部長（〒567-0877 大阪府茨木市丑寅2-1-34）

²特別会員，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正会員，国土交通省 近畿地方整備局 福井河川国道事務所（〒918-8015 福井市花堂南2-14-7）

⁴正会員，協和設計株式会社 本社設計部 課長（〒567-0877 大阪府茨木市丑寅2-1-34）

⁵正会員，前田工織株式会社 補強土排水推進部 部長（〒919-0422 福井県坂井郡春江町沖布目38-3）

2. 設計計画と条件

(1) 計画の背景

対象地の高規格幹線道路は、沢部を橋梁（橋長 63m）で通過する当初計画に対し、路線の重要課題であった残土処理に対応して現地発生土の有効活用によるコスト削減を目的に、盛土構造へ変更した。図-1にそれぞれの完成計画図を示す。

計画段階の試算では上下線を併せた橋梁案のトータルコスト約 6.5 億円に対し、盛土案は、約 6 万 m³の残土処理を可能とし、約 2.9 億円のコスト削減である。

一方、本計画は集水地形を呈する沢埋めの高盛土で、かつ、改定後のマニュアル適用範囲を超える「高盛土補強土壁」という課題があった。

(2) 計画の条件

計画箇所の道路延長は約80mで、谷部を盛土で通過し山側の上り線を供用する。盛土高40m以上におよぶため、端部に補強土擁壁を構築し、盛りこぼしによる現況道路への影響を回避して、道路用地を縮小する。

1号補強土壁は最大高20mで、谷側の下り線までの嵩上げ盛土高さ15m以上、上部の補強土壁を含む山側の上り線までの嵩上げ高20m以上となり、補強土壁+嵩上げ盛土により構築される盛土は約6万m³と大規模である。

図-2は計画平面図である。急勾配をなすV字谷で、谷出口がボトルネック状の狭窄地形を呈するため、ここに補強土壁を構築する場合、その縦断延長を短縮できる。一方、流域面積0.029km²と小さいが、集水地形を呈し、ちょうど流末に蓋をする壁の構築となる。

盛土は「重要度 1」に区分され、要求性能は、常時、降雨およびレベル 1 地震動に対して「性能 1」、レベル 2 地震動に対して「性能 2」を担保する。

(3) 地盤条件

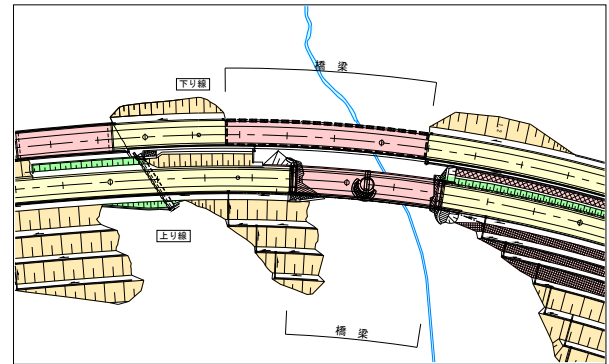
地盤条件は、図-3に示すように、ボーリングと簡易動的コーン貫入試験、さらに表面波探査により把握した。

基礎地盤は崖錐堆積物と風化岩盤で比較的浅層より基盤岩である安山岩類が分布する。斜面部の崖錐堆積物は層厚1m前後であるが谷出口の補強土壁基礎部は約3mと厚く、N値=9~10のシルト質砂礫や礫混じりシルトよりなる。そのため支持層に適さず、かつ補強土壁基礎の大きな地盤反力を支える改良強度の発現に課題があった。よって、補強土壁の基礎地盤は下位のCL級岩盤（軟岩）とし、底面を岩盤へ着底させる計画とした。

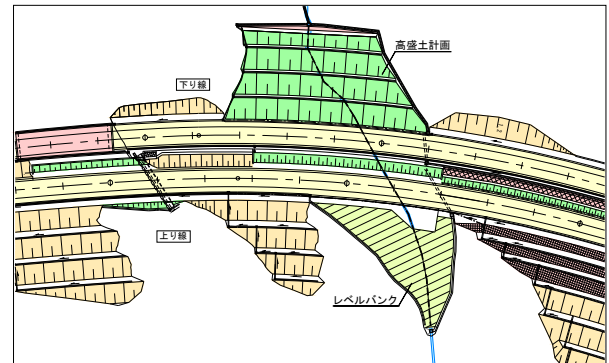
(4) 盛土材料

盛土材に使用する現地発生土は、予定地から土を採取して室内試験により地盤特性を調べ、その適否とセメント改良による性能を把握した。試験は地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」（2009）を参考に、JIS規格およびJGS規格に準じて実施した。

計画地を構成する地質は安山岩類で、切土により発



(a) 橋梁案



(b) 盛土案

図-1 完成計画図

生する土の大部分は風化残積土である。表-1に計画地で発生する土の工学的特性を示す。

発生土は細粒分含有率 $F_c > 40\%$ で粘性土分が多く、補強壁への適用は難しく、補強土は購入土を用いた。一方で締固め試験値 $w_{\text{opt}}=27\%$ 、 $\rho_{\text{dmax}}=1.44\text{g/cm}^3$ を示し、自然含水比で締め固めれば最大乾燥密度の90%以上の乾燥密度が確保でき、締固め可能な土材料である。また、水浸による圧縮歪みは2%程度と小さく、盛土構築後の沈下量は限定的と考えられた。さらに、スメクタイトなどの膨潤性粘土鉱物は含まず、練返しによる強度低下やオーバーコンパクションなど粘性土特有のトラブル要因^{[13]~[15])}は小さい。これらの面から、ゾーニングにより、嵩上げ盛土などの補強土壁を除いた領域に利用可能と判断した。

発生土の透水係数は $k=10^{-7}\text{m/s}$ と小さいため、盛土全体の安定を照査する円弧すべり計算は盛土内部に地下水が残留するケースを考え、全応力による強度定数を用いた。CUB試験値は不攪乱試料 $c_{\alpha}=15\sim112\text{kPa}$ 、 $\phi_{\alpha}=4.7\sim25.2^\circ$ で、再構成試料（ $D_r=90\%$ ）は $c_{\alpha}=10.3\sim13.0\text{kPa}$ 、 $\phi_{\alpha}=13.5\sim15.3^\circ$ である。

安山岩風化残積土は攪乱により強度が低下して、締固め土の強度は小さく、そのままでは高盛土に必要な強度が発現しない。また、自然含水比は最適含水比より湿潤側で、加水による施工時の調整が難しい。よって、セメントを添加して改良し、使用した。発生土の利用の際の見極めは、十分な締固めが可能な材料であるか、セメント添加により必要な強度が発現するか、否かである。

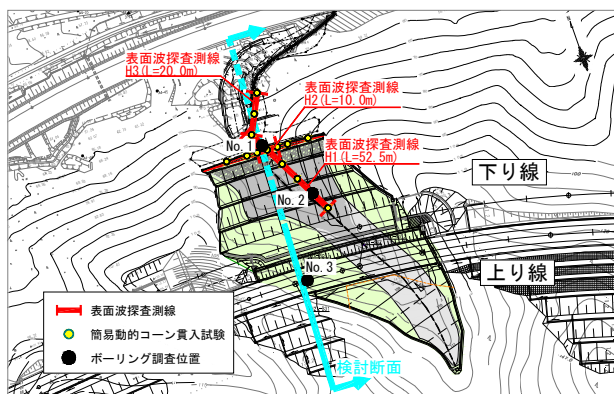


図-2 計画平面図

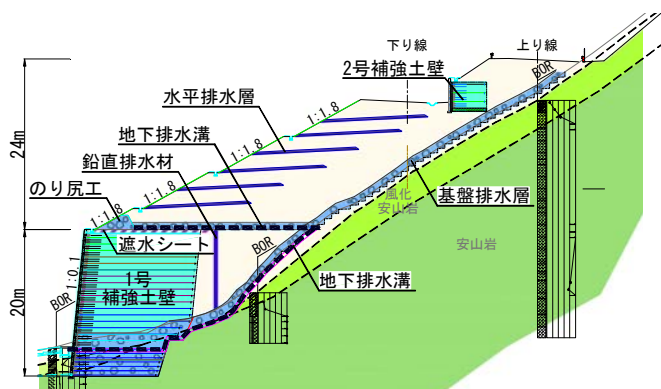


図-3 高盛土補強土壁 横断面図

3. 高盛土補強土壁の構造計画・設計

(1) 排水対策施設

補強土壁の設計では雨水や地下水の侵入を最小限とし、侵入した水は速やかに排除できることを前提としている。よって、地表水の侵入を低減し、地下水の滞留を防止するため、排水対策を重点的に配置した。表-2に計画した補強土壁の排水・防水施設の目的と内容を示す。

具体的には、①沢水は盛土の最上部で集水し、盛土側面を暗渠で流下させ、②嵩上げ盛土の最下段と沢沿いに地下排水溝（暗渠排水管）を設け、③谷幅の約2倍の範囲に基盤排水層を敷設（図-2の灰色着色部）して、端部を④のり尻工や⑤補強土壁底部の厚い砕石層へ接続する。さらに、補強土壁の上面に⑥遮水シートを敷設し、背面には⑦鉛直排水材¹⁶⁾を設け、補強領域への水の侵入を防止した。嵩上げ盛土は一定厚さごとに⑧水平排水層を挿入して迅速に地下水を排除し、早期に有効応力状態へ移行させ安定性を向上する計画である。

(2) 補強土壁の構造と盛土材料

基礎地盤は岩盤を被覆して崖錐堆積物が分布する。斜面部は層厚1m前後のため、段切りにより基礎は風化岩へ達する。谷出口は層厚3m程度でN値が小さい粘性土質のため、大きな反力が発生する補強土壁は底面を十

表-1 安山岩風化残積土の工学的特性

項目	安山岩風化残積土
土粒子の密度	2.69~2.74 g/cm ³
粒度組成	礫 : 12~36% 砂 : 16~22% シルト : 18~26% 粘土 : 24~40%
自然含水比 w_h	31~38%
液・塑性限界	$w_L=38\sim55\%$ $w_P=27\sim35\%$ $I_P=7\sim27$
締固め特性 (A-c法)	$w_{qr}=27\%$ $\rho_{dmax}=1.44 \text{ g/cm}^3$
圧密特性 C_c	0.29
透水係数 k_{15}	$8.4 \times 10^{-7} \text{ m/s}$
水浸沈下 (攪乱)	締固めによりほとんど生じない
強度定数	攪乱試料 $D_r=90\%$
	自然状態
湿潤密度 ρ	$c_{ui}=10.3\sim13.0 \text{ kPa}$ $\phi_{ui}=13.5\sim15.3^\circ$ $c_{ui}=15\sim112 \text{ kPa}$ $\phi_{ui}=4.7\sim25.2^\circ$ 1.67~1.88 g/cm ³

表-2 補強土壁の排水・防水施設

排水対策工	施設の目的と内容
地下排水溝	補強領域背面の水を集水し前面に流下させる。
基盤排水層	嵩上げ盛土の底部、すなわち補強土壁の上部と補強土壁の基礎から盛土の段切り部に、厚さ1m程度の砕石を敷設し、谷部に集まる地下水を排水させる。
流末の処理	嵩上げ盛土の端部にのり尻工を設置し、基礎底部の前面は砕石等の透水性の良い材料で埋戻して、補強土壁前面の排水工へ接続する。
鉛直排水材	融雪期に多量の地表水や地下水が流下する地域特性に配慮し、補強土壁の背面盛土から補強領域への水の侵入を防止する。 透水性の良い砕石を用い、補強領域の背面に一定の離隔を設けて設置する。
遮水シート	補強土壁の上面に敷設し、嵩上げ盛土からの水の侵入を防止する。

分な支持力 ($q_a=600 \text{ kN/m}^2$) を有する岩盤へ着底させた。

補強土壁の性能照査と構造の決定に伴う検討項目は、「補強土壁工法設計・施工マニュアル」¹²⁾に準じ、①補強土壁を構成する部材の安全性（内的安定性）、②補強土壁の安定性は、補強土壁自体の安定性（外的安定性）と補強土壁および基礎地盤を含む全体としての安定性（全体安定）、③基礎工や排水工などの構造である。

下部の1号補強土壁は岩盤支持で、許容支持力度に対し必要な底幅を確保した。ここで、ゾーニングにより使用する土材料の適否を決定する要因は、すべりに対する全体安定である。一方、嵩上げ盛土上に構築される上部の2号補強土壁では、その支持力に対する安定が基礎部の盛土強度を決定する要因である。本計画では、発生土

にセメントを添加して使用する盛土材に要求される強度条件の内、2号補強土壁の支持力確保に必要な強度が最も大きい。

「補強土壁工法設計・施工マニュアル」¹²⁾では、外壁の出来形管理で鉛直線に対し、壁高の3%かつ300mm以内の変形を許容している。対象の補強土壁は最大高さ20mで0.03H=600mmと、許容値300mmを上回る可能性がある。対応として、補強土壁を斜壁とし、壁面勾配1:0.1とした。ここで、鉛直と1分勾配、3分勾配の経済性を比較した結果、コストは鉛直 \leq 1分<3分で、直壁と1分の価格差は0.02%とほぼ同等である。

(3) 計画・設計の特徴

平成26年度の補強土工法設計・施工マニュアルの改定により、その適用範囲は嵩上げ盛土を含めた壁高20mまでをマニュアルが担保する範囲とした。本事例の補強土壁は、嵩上げ盛土を含めた全高44mに及ぶため、適用高さを超える構造となる。そのため、ここでは表-3に示す対応策により計画・設計を進めた。

手順は、1) 基礎地盤の調査、2) 発生土の盛土材料としての評価と利用方法の検討、3) それらの結果を用いた高盛土補強土壁の構造検討、ならびにFEM解析による変位・変形量の算定と安全確認、4) 高盛土の構造検討、さらに、5) 施工時の動態観測の立案とFEM解析値に基づく施工時管理基準値の設定である。

工事では解析値と観測値の対比による情報化施工により安全性と品質を管理し、盛土を構築した。

4. 施工時の管理基準値の設定

(1) 変位等挙動の確認と計画の検証

計画内容は補強土壁と嵩上げ盛土の施工段階・完成後・供用後、さらに地震動に伴う変位などの挙動を解析により検証した。解析は汎用性の高い地盤変形解析専用プログラム「PLAXIS Ver.8.2」による2次元有限要素解析で、土材料と補強材を区別して有限要素網を作成した。前者は弾塑性モデル(Mohr-Coulomb Model)、後者は解析ソフトが提供するジオグリッド専用モデル(Geogrid Element Model)で、入力パラメータは地盤物性値と補強材の剛性(EA)である。図-4にFEM解析図を示す。表-4に解析に用いた地盤物性値を示す。表-5に解析段階毎の最大水平変位量を示す。

解析の結果、下段の補強土壁の最大はらみ出し量は、常時18.1cm、地震時11.4cm、累積29.5cmで、補強土壁の許容変位量「壁高の3% (20.1m \times 3%=60cm) かつ30cm」に対し、許容値内にあり(29.5cm<30cm)、計画の妥当性が確認できた。

(2) 暫定形による施工

施工は路線の暫定供用に応じ、下部の1号補強土壁は完成形状で立ち上げた後、上部の2号補強土壁を含む嵩

表-3 高さ20mを超える高盛土補強土壁への対応

対応策	具体的な内容
1) 基礎地盤の調査	<ul style="list-style-type: none"> ・表面波探査 ・簡易貫入試験 ・ボーリング調査
2) 盛土材料の評価と検討	<ul style="list-style-type: none"> ・現地発生土の採取・室内試験 ・現地発生土の評価 ・補強土壁や高盛土への適性判定
3) 補強土壁の構造検討	<ul style="list-style-type: none"> ・壁面変位への対応 <ul style="list-style-type: none"> ・壁面勾配1:0.10の採用 ・FEMによる変位解析 ・基礎の岩盤への着底 ・補強領域への水の侵入による補強効果の低下防止 <ul style="list-style-type: none"> ・鉛直排水材の設置 ・遮水シートの設置
4) 高盛土の構造検討	<ul style="list-style-type: none"> ・排水対策 <ul style="list-style-type: none"> ・基盤排水層 ・水平排水層 ・暗渠排水層の設置 ・段切りの設計 ・セメント改良土の使用
5) 動態観測・情報化施工	<ul style="list-style-type: none"> ・施工時の動態観測計画の立案 ・FEM解析値に基づく施工管理基準値の設定と計測・施工

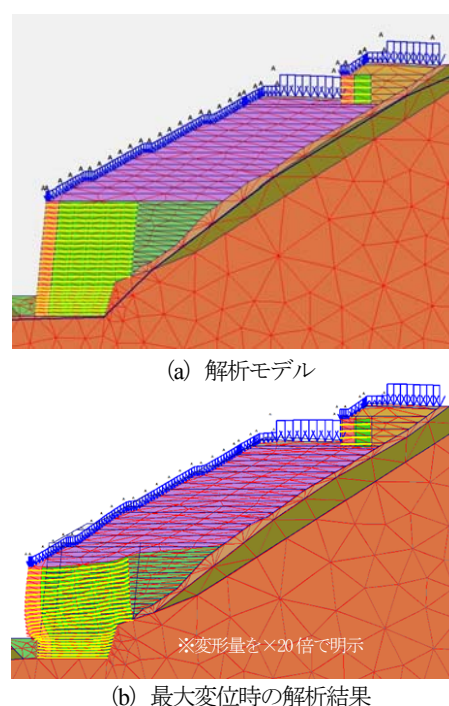


図-4 FEM解析図

上げ盛土は山側のみとする暫定形を先行した。

図-5は暫定形状の横断面図である。本図に併記した盛土材の強度特性は補強土壁の性能を満足させるために必要な土の強度である。

特に注意すべきは、嵩上げ盛土は、施工の各段階で周辺地から発生する土材料の利用から、例えば単位体積重量の変化など、土の特性に応じて改良強度を適宜、調

表-4 解析に用いた地盤物性値

区分	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E_{50} (MN/m ²)	ν
補強土	19.0	0.0	30.0	30.0	0.33
盛土	18.0	75.0	13.5	90.0	0.33
土砂	18.0	0.0	36.0	100.0	0.33
風化岩	20.0	90.0	32.0	600.0	0.30
軟岩	22.0	120.0	35.0	1,000.0	0.28

表-5 変形解析結果一覧 (単位:mm)

解析ステップ		補強土壁 (下段)	
		常時	地震時
補強土壁 (下段) 施工完了		101.7	-
嵩上げ盛土	1段: h=3.3m	131.2	-
	2段: h=8.3m	155.6	-
	3段: h=13.3m	171.6	-
	4段: h=18.3m	175.5	-
補強土壁 (上段) 施工完了		178.2	-
盛土完成		178.6	110.7
荷重載荷: 活荷重		180.0	-
荷重載荷: 活荷重+雪荷重		181.1	114.2

整して立ち上げている点である。加えて、嵩上げ盛土の上部領域である2号補強土壁の基礎は、暫定供用が一定期間以上となるため、斜面上の基礎として地盤反力を強化し、支持力分散による下部の支持地盤との釣り合いから算定した層厚3mの範囲(図-5のDの領域)を高強度の改良土で仕上げている点である。

(3) 動態観測と管理基準値(暫定形)の設定

施工時の異常変位発生などトラブルへの対処としては、施工前の解析で設定した初期パラメータの妥当性が確認でき、異常変位発生後も施工を継続した場合、最終変位を予測できることである。そのためには施工段階での変位計測と計測値を用いた品質管理が重要である。

施工段階では、盛土材の目標とする強度を発生土の特性に応じて見直し、暫定形状での変位予測を計画段階と同様の手法で実施した。また、施工の安全と品質確保を目的とする動態観測により盛土を立ち上げた。

図-6にFEM解析値に基づき設定した管理基準値を示す。また、図-7に示す管理基準値(変位)に応じて、「安全レベル」「注意レベル」「危険レベル」「工事中止」の4段階の管理計画を作成した。

これらの管理基準を用い、盛土の立ち上がりに応じて、観測値と管理基準値を対比させる情報化施工により工事を進めた。

5. 施工時の動態観測結果

(1) 補強壁壁面の変位計測

表-6に壁面変位の計測諸元を示す。採用した補強

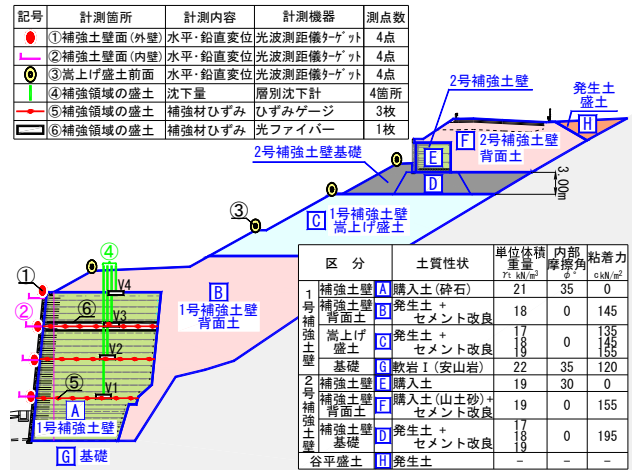


図-5 暫定形横断面図と観測図および土材料の強度特性

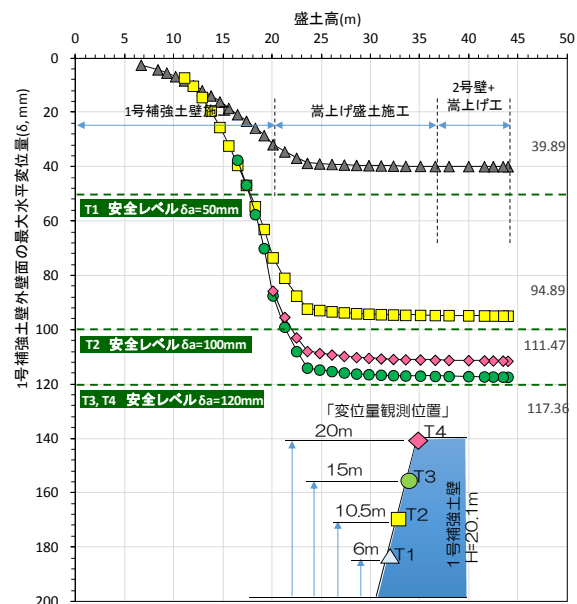


図-6 盛土の立ち上がりに応じた管理基準値

壁面の変位基準	120mm	210mm	300mm
補強材の変形基準	2.0%	2.5%	4.5%
安全レベル	・ 工事継続、計画された動態観測実施	・ 動態観測強化(計測頻度と観測箇所)	・ 厳密な動態観測
注意レベル	・ 施工実績によるFEMモデルのフィードバック	・ 盛土材に対する土質特性の再評価	・ 過大変形の原因および変形メカニズム解明
危険レベル	・ 安全レベルでは、動態観測しながら工事継続	・ 施工法の再確認	・ 対策工の検討開始
工事中止			・ 安全性確認まで工事中止
・ 対策工の施工 ・ 動態観測計画の全面見直し			
・ 注意レベルから当初設計者の関与が必要 ① 解析モデルへのフィードバックおよび変位予測の見直し ② 動態観測計画の見直し(設置箇所および観測頻度など)			

図-7 管理基準値を用いた施工管理の対応

土壁は二重壁構造のため、計測は内壁と外壁それぞれで実施した。図-8～図-11に観測点毎のFEM解析値と嵩上げ盛土2段立ち上げ時までの実測値を示す。

嵩上げ盛土1段目終了時点で、解析値と実測値はいずれもその変位が収束する結果であり、両者は整合している。一方、解析値より実測値の変位は小さい。これは設計強度あるいはそれ以上の土材料が使用されたことと、施工時の十分な締固め効果が発揮された結果であると考えられる。

表-6 補強土壁壁面変位の計測諸元

測点	外壁	内壁	高さ (m)
No.1	T1	B1	6.0m
No.2	T2	B2	11.1m
No.3	T3	B3	14.7m
No.4	T4	B4	20.1m

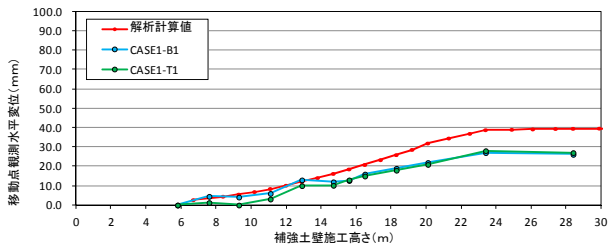


図-8 FEM解析値と実測値：測点 No.1

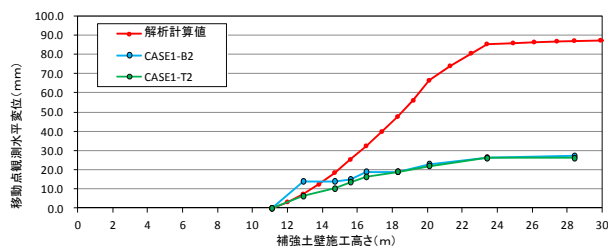


図-9 FEM解析値と実測値：測点 No.2

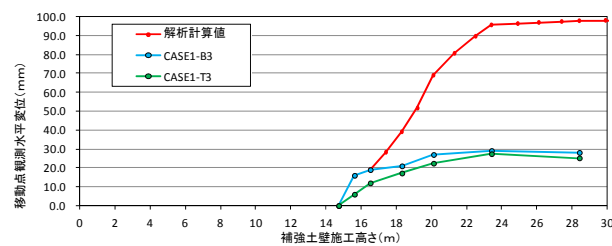


図-10 FEM解析値と実測値：測点 No.3

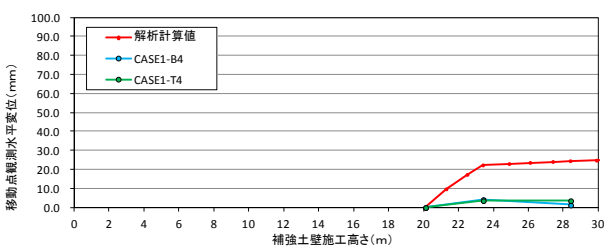


図-11 FEM解析値と実測値：測点 No.4

(2) 補強材（ジオグリット）のひずみ計測

補強材はアラミド繊維をポリエチレンでコーティングしたもので伸びは小さい。図-12に模式図を示す。

ジオグリットのひずみ計測は、ひずみゲージと光ファイバーを併用した。ひずみゲージによる計測は安価であるが耐久性に劣るため、施工時の管理値とし、ジオグリットの芯材に光ファイバーを挿入する光ファイバー計測（図-13参照）は、耐久性に優れ、一定程度長期的な観測ができることから、施工後のトラブル発生などの異常時を想定して、変位が大きくなる壁上部へ配置した。

表-7はジオグリット設計引張強度における伸びから定めたひずみ量の管理値である。



図-12 補強材（ジオグリット）

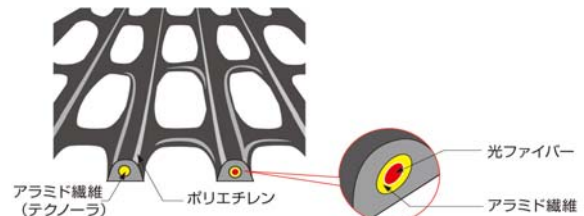


図-13 光ファイバー入りジオグリット

表-7 ジョグリットに作用するひずみ量
安全度評価指標（目安値）

ひずみ u (%)		
安全領域	注意領域	危険領域
0~2.5	2.5~4.0	4.0以上

図-14に補強土壁完成時（暫定形）および嵩上げ盛土完成時（暫定形）のひずみゲージ計測結果を示す。図-15に光ファイバー計測結果を示す。

観測の結果、最大ひずみは壁面近傍のひずみ $u \approx 0.5\%$ 程度に収まり、背面は一律 $u \approx 0.2\%$ 程度で、施工のいずれの段階においても安全領域にある。また、顕著なひずみの増加領域がなく、図-15に示した設計強度と同等かそれ以上の土材料が用いられ、適切な改良と締固めにより施工が進捗したと言える（写真-1および写真-2参照）。図-15に示した光ファイバー入りジオグリットで観測されたひずみは、分解能 1m、読み取り間隔 20cm の BOTDR 方式による計測結果であるため、壁面近傍のひずみは補強領域の外側にある計測ケーブルのひずみの影響を含んでいる。したがって、計測ケーブルの収納の影響により圧縮側のひずみが計測されたと考えられる。一方、壁面から 2m 以降の範囲は、ひずみゲージと同様な傾向のひずみ分布が得られている。

(3) 沈下板の計測

盛土の圧縮沈下を計測するため、沈下板を設置し計測した。設置位置は壁面変位やひずみ計測箇所の高さを合わせた。写真-3はその設置状況である。

図-16に沈下板計測結果を示す。沈下量は最下段の計測位置で最大 6cm 程度と軽微である。1号補強土壁完成後、嵩上げ盛土の立ち上げに応じた沈下量は 2cm 程度で、2段目の盛土を構築した時点で沈下は収束した。上述のようにこの時点で壁面変位やジオグリットのひずみも収束しており、計測値は全体が整合的である。

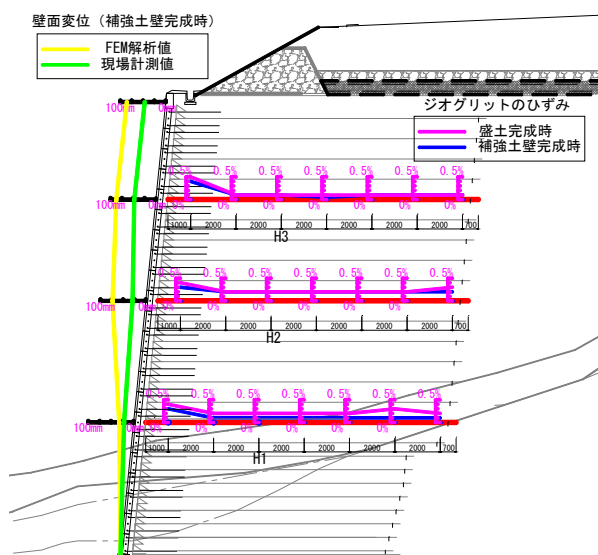


図-14 ジオグリットのひずみ計測結果

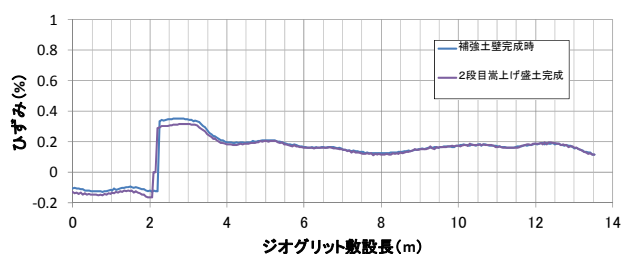


図-15 光ファイバー入りジオグリット計測結果



写真-1 嵩上げ盛土施工状況



写真-2 補強土壁の施工状況



写真-3 沈下板の設置状況

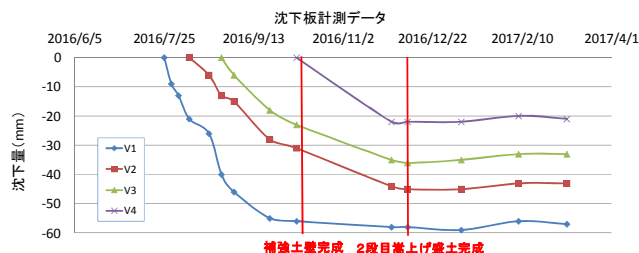


図-16 沈下板計測結果

(4) 盛土の締固め管理および改良土の強度管理

盛土材の締固め管理は、事前に試験施工を行って、使用する重機、撒き出し層厚及び転圧回数等を定め、重機の転圧経路を GPS 計測により把握して施工管理した。

補強土壁の背後と嵩上げ盛土は、安山岩風化残積土である現地発生土をセメント改良して使用しているが、搬入材料の変化に応じ、配合試験およびサンプリング試料によって所定の強度の発現を確認した。

6. まとめ

本論文では、高規格幹線道路の沢部を橋梁で通過する当初計画を、現地発生土の有効活用によるコスト削減のため、壁面の最大高さ 20m、嵩上げ盛土を含めた全高 44m、土量約 6 万 m^3 の「高盛土補強土壁」に計画変更した実事例を紹介している。工事は 2017 年 3 月に無事に完了している。当該事例の全貌を明らかにするために、事前調査から始まる計画・設計・施工の大まかな流れと基本的な考え方を示した。

本事例は基本計画の段階で、壁高 20m となったため、施工に伴う壁面のオーバーハングを回避するため、鉛直壁ではなく、一分勾配を有するジオテキスタイル補強土とした。一方、設計段階における課題と対策は、大きくつぎの 3 点であった。

1 つは集水地形の端部における補強土壁の施工である。沢筋に地下暗渠排水工、集めた谷水を排水するための基盤の碎石層、補強土壁の背面には谷水を入れないための鉛直排水壁、上面には嵩上げ盛土からの水の侵入を防ぐ遮水シートを設け、さらに補強領域には透水性に優れた購入土（碎石）を用いて、万全の排水・防水対策とした。

次に、現地発生土の利用である。細粒分含有率が 50% に達する風化残積土をセメント改良して盛土材に用いた。目標改良強度 (c, ϕ) を定め、微妙に変化する発生土の工学的特性に応じて改良強度を適宜、調整し立ち上げた。

3 点目は、巨大補強土壁と大規模嵩上げ盛土である。「補強土工壁工法設計・施工マニュアル」で規定している適用高さを超える構造となるため、FEM 解析値に基づく施工時管理基準値を設定し、壁面変位、ジオテキスタイルのひずみ、等を観測し、解析値と観測値の対比による情報化施工により安全性と品質を管理した。

結果として、観測された水平方向の壁面変位の最大値は 3cm、ジオテキスタイルのひずみの最大値は 0.5%、盛土の沈下量の最大値は底部で 6cm であり、どの観測値も一度も注意レベルに達することはなかった。

今後も谷埋めの「高盛土補強土壁」の施工事例は決して少なくないであろう。本事例で得られたいくつかの知見が、少しでも役立てば幸いである。

謝辞：本研究は国土交通省近畿地方整備局福井河川国道事務所の関係者の皆様に多大な協力を頂戴した。神戸大学大学院工学研究科の片岡沙都紀助教には、現地調査においてご協力を頂いた。また、協和設計(株)の関係者の方々にも多大な尽力を頂戴した。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 常田賢一・小田和広・鍋島康之・江川祐輔：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性，土木学会地震工学論文集，2005。
- 2) 土木学会・地盤工学会：2007年能登半島地震被害調査報告書，2007。
- 3) 中日本高速道路（株）：東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告，2009。
- 4) 村重則光：山陽自動車道岩国地区災害復旧工事における取り組み，建設マネジメント技術，1月号，pp.28-33，2008。
- 5) 島重章：岩国・宮島の被災について（速報），土木学会誌，Vol.90 No.11，pp.48-50，2005。
- 6) W. Kongkitkul, F. Tatsuoka, D. Hirakawa, T. Sugimoto, S. Kawahata and M. Ito : Time histories of tensile force in geogrid arranged in two full-scale high walls, *Geosynthetics International*, 17, No. 1, 2010.
- 7) 藤波哲也・杉本敏彦・山下大介・川畑智：富士山静岡空港高盛土への補強土壁工法の適用と締固め管理，基礎工，pp.92-95，2009。
- 8) Sugimoto, T., Kawahata, S., Yoshida, T., Itoh, M., & Tatsuoka, F. : Post-construction behavior of two high geogrid-reinforced soil retaining walls for Fujisan-Shizuoka Airport, 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, 2010.
- 9) 龍岡文夫：盛土の締固め管理と設計の協働の必要性，基礎工，pp.2-9，2009。
- 10) 例えば，川尻俊三・澁谷啓・鳥居宜之：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，pp.15-25，2011。
- 11) Shibuya, S., Kawaguchi, T. and Chae, J. : Failure of Reinforced Earth as Attacked by Typhoon No.23 in 2004, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No.1, pp. 153-160, 2007.
- 12) 例えば，一般財団法人土木研究センター：アダムウォール（補強土壁）工法設計・施工マニュアル，2014。
- 13) 青柳省吾：四国北部の瀬戸内沿岸における花崗岩風化残積土（まさ土）および安山岩風化残積土の土壌特性に関する研究，香川大学農学部紀要，第52号，pp.1-59，1987。
- 14) 宋永焜：火山灰粘性土のアロフェン量が工学的性質に及ぼす影響，材料，第40巻第459号，pp.9-15，1991。
- 15) 宋永焜：関東ロームのアロフェン含有量とその土質工学的特異挙動に及ぼす影響，土質工学会論文報告集，Vol.34, No.2, pp.141-151，1994。
- 16) 澁谷啓：盛土崩壊のメカニズムと対策工，ジオシンセティックス論文集，Vol. 23, pp.1-14，2008。

PLANING, DESIGN AND CONSTRUCTION OF A GEOSYNTHETIC RETAINING WALL WITH HIGH EMBANKMENT

Takahisa NISHIOKA, Satoru SHIBUYA, Yoshitaka NISHIGUCHI,
Jinsuk HUR and Shuui ITOU

In this paper, case study is in detail described, regarding a geosynthetic reinforced wall (GRW) with high embankment behind was constructed over a deep valley. The descriptions deal with a flow of planning, site investigation, design and the construction of the GRW, together with engineering countermeasures in cope with the 20m high, which is beyond the scope of the current design and construction manual for the GRW. The details of geotechnical surveys, soil properties by laboratory tests, design of the GRW as well as the embankment, the observational construction with the FE analysis are well documented. Some useful countermeasures are proposed when the construction of GRW is obliged to conflict the current design/construction manual for GRW.

KEYWORDS: Geosynthetic reinforced wall, embankment, Catchment terrain, Drain, Observational construction