

# 既設道路盛土の地山・盛土補強土工法による耐震補強（設計）

耐震設計 盛土 補強土工法

(株) 複合技術研究所 正会員 ○鈴木 聡 小阪 拓哉  
 神戸大学 国際会員 濫谷 啓  
 神戸市 非会員 田尻 英之 上辻 和樹  
 東京理科大学 国際会員 龍岡 文夫

## 1. はじめに

神戸市垂水妙法寺線の玉坂トンネル妙法寺側坑口の道路盛土の法肩から高さ 3.0m～8.0m（のり面勾配約 1：1.5）の範囲でのり面の表層崩壊の兆候が見られ、盛土のり先の土留めを行っている高さ約 3.0m のパラペットが前傾し壁体表面にクラックが発生したり、盛土直下に幹線道路があり損傷すると第三者および交通機関に大きな影響を与えることから、道路基準<sup>2)</sup>での重要度 I に設定してレベル 2 地震動に対する検討を行い必要な対策を実施することになった。本稿では、①地山補強土工法を用いた既設盛土の補強と②のり先での剛な一体壁面工を持つジオシンセティックス補強土(GRS)擁壁の建設による盛土の耐震性の向上を検討した結果を示す。

## 2. 設計断面(図 1, 2)および設計手法

法肩から高さ約 8.0m の範囲の盛土斜面（勾配 1：1.5）に地山補強材を配置した場合のレベル 2 地震動に対する安定性を、道路基準<sup>2)</sup>によって検討した。のり先部に既設盛土を 1：1 の勾配で掘削して高さ 5.0m の GRS 擁壁を腹づけした場合の L1 と L2 地震動に対する安定性を、鉄道基準<sup>3)</sup>によって検討した。盛土の土質特性の設計値は、現場密度試験と現地から採取した土の一面せん断試験の結果から、粘性土主体の層では  $\gamma=16\text{kN/m}^3$ ,  $\varphi=10^\circ$ ,  $c=50\text{kN/m}^2$ 、礫混じり砂層では  $\gamma=17\text{kN/m}^3$ ,  $\varphi=20^\circ$ ,  $c=5\text{kN/m}^2$  とした。また、GRS 擁壁の背面盛土の土質特性の設計値は、 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ ,  $\varphi=30^\circ$ ,  $c=0\text{kN/m}^2$  とした。なお、設計水位は、地盤調査結果を基本として設定するが、補強土内については、GRS 擁壁が排水性能に優れていることを考慮して、壁体底面レベルに設定した。

盛土の全体安定は、道路基準<sup>2)</sup>にしたがって円弧すべり安定解析によって評価した。地山補強材の抵抗力  $T_m$  は、図 3 に示すように、芯材の設計引張耐力  $T_{sa}$ 、芯材と定着材との付着力  $T_c$ 、定着材と周面地盤との引抜け抵抗力  $T_p$  の最小値とした。引抜け抵抗力  $T_p$  は、図 4 に示すように、すべり面より上の移動土塊の引き留め力  $T_1$  とすべり面より下の不動地山に対するアンカー力  $T_2$  の小さい方とした。また、切土補強土工法設計・施工要領<sup>4)</sup>に従い、地山補強材に連結したのり面工が盛土の安定に対する寄与することを(式 2.1)によって評価した。

$$T_1 = (1 - \mu) L_1 t_a \quad (2.1)$$

$T_1$  は引抜け抵抗力、 $\mu$  はのり面工低減係数、 $L_1$  は移動土塊での定着長、 $t_a$  は許容付着力 (kN/m) である。 $\mu$  の値はのり面工タイプによるが、本設計では格子枠を採用することとして  $\mu=0.7$  とした。

のり先の GRS 擁壁の安定性は、鉄道基準<sup>3)</sup> および RRR-B 工法のマニュアル<sup>5)</sup> にしたがって、補強領域に対して二直線施行楔法によって土圧を算定し、壁面工の滑動・転倒安定を検討した。ジオテキスタイル各層の抵抗力  $T_i$  は、ジオテキスタイルの設計引張強度  $T_d$  とジオテキスタイルの地盤の引抜け抵抗力  $T_{pd}$  のうち小さい方とした(式 2.2)。

$$\Sigma T_i = \min(T_d, T_{pd}) = f_{rg}(\sigma_{vi} \cdot \tan \phi + c + 2l_i) \leq T_d \quad (2.2)$$

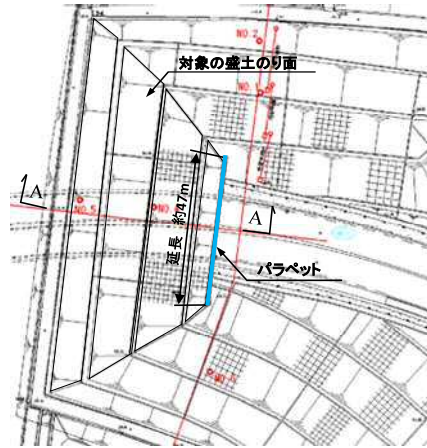


図 1 設計対象の盛土の平面図

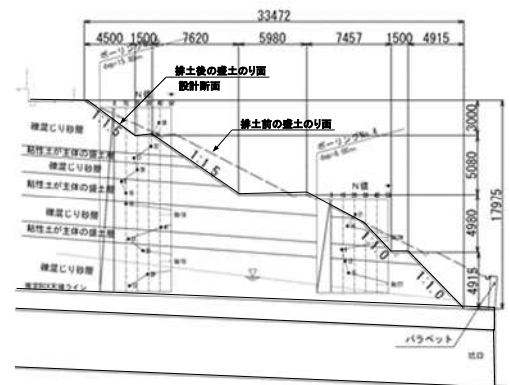


図 2 設計対象の断面 (A-A)

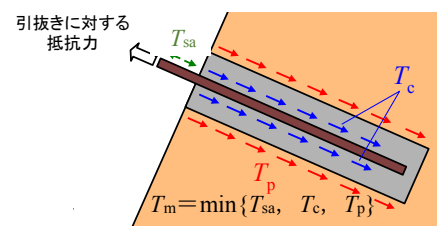


図 3 補強材の引抜け抵抗のメカニズム

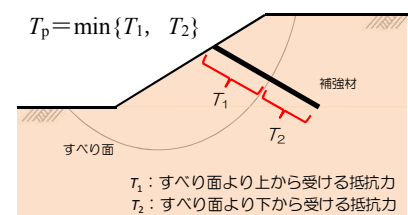


図 4 引抜け抵抗の考え方

$l_i$ はジオテキスタイルの定着長(m),  $\sigma_{vi}$ はジオテキスタイルに作用する有効鉛直応力(kN/m<sup>2</sup>),  $\phi$ ,  $c$ は盛土材の内部摩擦角(°)と粘着力(kN/m<sup>2</sup>),  $f_{rg}$ は補強材の引抜け抵抗係数であり, 常時 0.50, L1地震時 0.80, L2地震時 1.00とした。

鉄道基準<sup>3)</sup>によるGRS擁壁のL2地震時での安定性の検討では, 滑動モード, 転倒モード, せん断変形モードの3つの破壊モードにおける変形量を算定して加算する<sup>6)</sup>。滑動モードと転倒モードによる変形量は, ニューマーク法により補強土壁の滑動マスと転倒のマスを剛体と仮定して, 作用力を用いた運動方程式から変形量を算定した。せん断モードによる変形は, 内力仕事(=外力×せん断変位)=外力仕事として求めた。外力は, 壁体と裏込め土の地震時慣性力, 動土圧, 上載荷重の地震時慣性力とした。せん断変形はせん断ひずみ $\gamma$ から求め,  $\gamma$ は内力仕事=「1/2 $G_p\gamma^2$ の裏込め土全体に亘る積分値」として求めた。せん断変形の計算に用いる塑性剛性率 $G_p$ は,  $G_p=0.20\times$ 初期剛性率 $G_0$ として $G_0$ は鉄道標準<sup>7)</sup>の土質3に相当する材料である稲城砂における $G_0$ と拘束圧の関係に基づいて設定した。変形計算に用いるL2地震動は, 鉄道基準<sup>7)</sup>に規定されている土構造物照査波の中で, 設計断面に該当する地盤種別, G1の地震波を用いた。

### 3. 検討結果

図5に示すように, 削孔径115mm(計算上の削孔径は230mm)の中径棒状補強材を水平間隔2.0m, 打設角30°で配置して盛土を補強した。地山補強材の芯材は, ねじ節異形棒鋼D22(SD345)である。表1に, 補強した法面の安定性を道路基準<sup>2)</sup>にしたがって評価した結果を示す。L2地震荷重として水平震度 $k_h=0.20$ を与え, 円弧すべり計算で安全率を求めた。既存盛土の補強前の安全率は常時は1.306であるがL2地震時では0.852となったが, 地山補強によって0.15程度増加して1.01となった。

より先部のGRS擁壁のジオテキスタイル補強材の配置を図6に示す。ジオテキスタイルは,  $T_a=30\text{kN/m}$ 以上の材料としてKJV-6000を用いて, 基本敷設長1.80mを基本として, 高さ0.30mごとに1層配置した。また, 長尺補強材を高さ1.5mに1層ずつ既設盛土の段切り上端まで敷設した。表2に示すように, GRS擁壁の滑動・転倒安定に対する安全率は常時, L1地震時ともに必要値を大きく上回った。なお, 道路基準<sup>2)</sup>によるL2地震時の検討では $k_h=0.20$ に対して必要安全率は1.00であるため, 鉄道基準<sup>3)</sup>のL1地震時の検討( $k_h=0.20$ , 必要安全率1.25)を満足していたので検討不要となった。鉄道基準<sup>3)</sup>によるL2地震時の検討結果を表3に示す。3つの変形モードの水平変位量の合計は50mm未満であり, 大変形に至らない結果となった。

### 4. まとめ

幹線道路が直下を通過する重要度Iの盛土で, 常時及び地震時安定性を向上させる必要が生じた。鉄道盛土の耐震化に実績がある地山補強土工法とジオシンセティックス盛土補強土工法を適用することによって安定性を向上させることになった。極限つり合い法に基づく安定解析を行い, その結果道路基準と鉄道基準を満足する設計となった。

参考文献: 1) 澁谷啓・片岡沙都紀・中西典明・龍岡文夫・小阪拓哉・歳藤修一・田尻英之・上辻和樹: 既設道路盛土の地山・盛土補強土工法による耐震補強(背景と調査), 第50回地盤工学研究発表会, 札幌, 2015.9, 2)日本道路協会: 道路土工盛土工指針, 2010.4, 3)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 2012.1, 4)NEXCO 東日本, NEXCO 中日本, NEXCO 西日本: 切土補強土工法設計・施工要領, 2007.1, 5)RRR 工法協会: RRR-B工法(補強盛土工法)設計・施工マニュアル, 2001.3, 6)堀井克己, 館山勝, 古関潤一, 龍岡文夫: 剛壁面補強土壁の大規模地震時の安定・変形解析, ジオシンセティック論文集, 第13巻, 1998, 7)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.9

表1 円弧すべり検討の結果

	常時			L2地震時		
	安全率	必要安全率	判定	安全率	必要安全率	判定
現況	1.306	1.25	OK	0.852	1.00	NG
対策後	—	1.25	—	1.011	1.00	OK

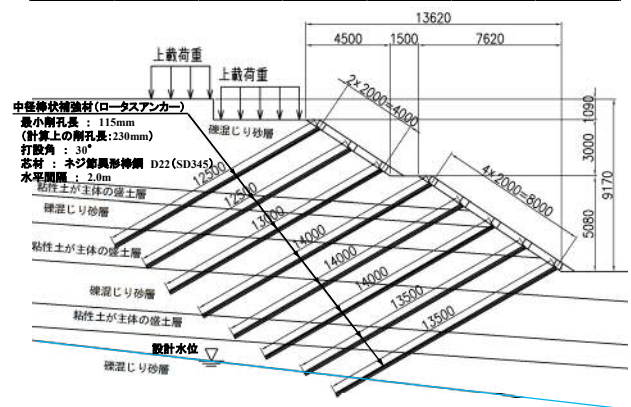


図5 地山補強材の配置図

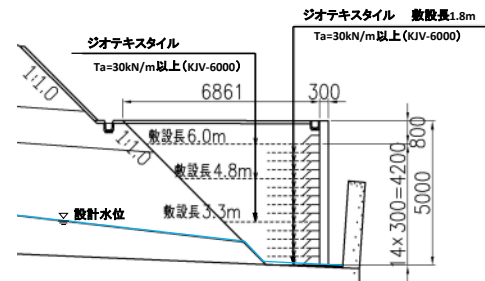


図6 ジオテキスタイル配置図

表2 GRS擁壁の滑動・転倒安定検討の結果

照査項目	作用ケース	所要	必要	判定
		安全率	安全率	
滑動安定	① 永久作用時	3.432	2.00	OK
	② L1地震時 ( $k_h=0.20$ )	2.153	1.25	OK
照査項目	作用ケース	所要	必要	判定
		安全率	安全率	
転倒安定	① 永久作用時	2.914	2.00	OK
	② L1地震時 ( $k_h=0.20$ )	1.798	1.25	OK

表3 GRS擁壁のL2地震による変形計算の結果

変形モード	降伏震度	水平変位量 $\delta_k$ (mm)
滑動	0.684	1.6
転倒	0.702	0.9
せん断	0.238	43.1