

盛土補強土工における棒状補強材の合理的配置に向けた設計法検討

(株)高速道路総合技術研究所 正会員 ○細田 寿臣 正会員 中村 洋丈
 正会員 藤岡 一頼
 八千代エンジニアリング(株) 正会員 吉川 修一 正会員 佐々木直也

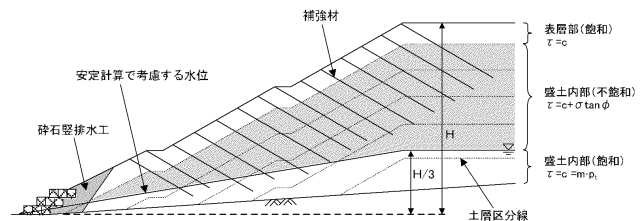
1. はじめに

高速道路における既設盛土の補強対策として、筆者らは棒状補強材による盛土補強土工の設計法について検討してきた^{1) 2) 3) 4)}。しかし、盛土高21mの脆弱岩盛土(図1)を想定したときの補強材配置は、レベル2地震時の安定性照査で決まり、削孔径90mm、異形棒鋼D32、補強材長さ20m、のり面上の間隔1.8m、打設角30°と非常に密な配置になることがわかった¹⁾。一方で、補強材の引抜き試験、動的遠心力載荷実験、二次元的FEM解析により補強材やのり枠の補強効果の検証してきた中で、補強材の間隔を大きくし、補強材量を削減することで、より合理的な補強材配置となる可能性も見えてきた^{2) 3)}。

本論文では、これまでの実験や数値解析の結果から、補強材の合理的配置に向けた設計法について検討した結果を報告する。

2. 現在の設計法とその課題

現在の設計法において、特に脆弱岩盛土の場合は、図1に示すように盛土内部を盛土水位によって飽和領域・不飽和領域に区分して、設計に用いる土質定数を設定するものとしている¹⁾。また、現設計における不飽和領域のせん断強度は、高速道路各地における既設盛土の再構成試料による不飽和土の三軸圧縮試験

図1 盛土補強土工の安定計算モデル¹⁾

(CU) から求めた下限値(粘着力 $c: 33\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi: 22^\circ$)を一般値として採用することを基本としている¹⁾。これは、脆弱岩盛土は地下水の流れや乾湿繰り返し作用により、土質試験時よりも更にせん断強度が低下することを想定しているためである。しかしながら、より合理的な設計法の構築に向けては、これら設計で見込むべきせん断強度をより精度よく設定することが求められる。また、盛土と補強材の周面摩擦抵抗やニューマーク法による残留変位量をより適切に評価することで、合理的な補強材配置となる可能性が見えてきており、これらに着目して検討した内容を以下に述べる。

3. 合理的配置に向けた検討

(1) 盛土と補強材の周面摩擦抵抗

実施工の材料を用いて、より現場条件に近い状態を再現した補強材の引抜き試験を行い、盛土と補強材の周面摩擦抵抗を検証した²⁾。極限周面摩擦抵抗強度 τ_p は、実験から得られた最大引抜き力 P を最大引抜き時における補強材の表面積で除して求めた。一方、引抜き

表1 極限周面摩擦抵抗強度 τ_p の比較

拘束圧 σ [kN/m ²]	一般値			三軸圧縮試験(UU) ^{※1}			引抜き試験 ^{※1}	比率	
	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]	(A)極限周面摩擦抵抗強度 τ_p [kN/m ²]	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]	(B)極限周面摩擦抵抗強度 τ_p [kN/m ²]	最大引抜き力 P [kN]	(C)極限周面摩擦抵抗強度 τ_p [kN/m ²]	(B)/(A) (C)/(A)
60	30 ^{※2}	20 ^{※2}	51.8	32.4 (44.8)	30.8 (24.6)	68.2 (72.3)	23.3 (16.0)	211.8 (145.4)	1.3 (1.4)
190			99.2			145.7 (131.8)	21.9 (20.0)	198.6 (176.9)	1.5 (1.3)
320			146.5			223.2 (191.3)	36.9 (18.4)	341.6 (164.0)	1.5 (1.3)

※1 () 内は、高含水比のときの値を示す。※2 地震時のせん断強さ(常時の0.9倍)

試験と同条件に設定した三軸圧縮試験(UU)から強度定数(c , ϕ)を求め、 $\tau_p = c + \sigma \tan \phi$ により算出した。

キーワード 盛土補強、ネイリング、安定性、周面摩擦抵抗

連絡先 (株)高速道路総合技術研究所 道路研究部 土工研究室

〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1 TEL: 042-791-1694

現設計における強度定数の一般値を用いて算出した極限周面摩擦抵抗力度 τ_p と各実験から得られた τ_p を比較した結果を表 1 及び図 2 に示す。なお、実験の盛土材は、千葉県富津市産の泥岩を用い、最適含水状態 ($w=38.7\%$, $Sr=64.6\%$) と高含水状態 ($w=42.6\%$, $Sr=78.1\%$) の 2 ケースを設定し、それぞれ試験を行った。

表 1 及び図 2 を見ると、極限周面摩擦抵抗力度 τ_p は、一般値に対して三軸試験値は 1.3~1.5 程度、引抜き試験値は 1.1~4.1 程度となっており、いずれのケースにおいても一般値より実験値の方が大きい値を示した。これは、そもそも一般値が既設盛土における下限値を採用していることが主な要因と考えられるが、設計にあたっては、実際の三軸試験結果から推定される定数を用いることが望ましいと思われる。一方、引抜き試験の結果は、試験値のばらつきが大きく、現段階では設計値として採用するための妥当性に乏しいことから、引抜きデータの蓄積を行い、検証していくことが必要である。

(2) ニューマーク法による残留変位量との比較

現設計であるニューマーク法と比較するため、二次元動的 FEM 解析を行い、解析手法の違いによる盛土天端の残留変位量の評価を行った³⁾。解析モデルは、脆弱岩を用いた高盛土 (3 段、高さ 21m) を設定した。また、入力波は、レベル 2 地震動タイプ 2 (II-II-2 波形)⁵⁾ をモデル底面に与えた。検討ケースは、補強材やのり枠の有無、補強材間隔 (1.8m, 3.0m, 4.2m) による差異を確認するための 6 ケースを設定した。残留変位量を比較した結果を表 2 に示す。残留変位量は、いずれのケースにおいてもニューマーク法より二次元動的 FEM 解析の方が小さい値を示しており、ニューマーク法に対して約 0.3~0.6 程度であった。つまり、ニューマーク法による解析結果は、二次元動的 FEM 解析よりも残留変位量を安全側に評価している可能性があることを示唆している。このように、解析手法の違いによって残留変位量が大きく異なることから、盛土の安定性に対する適切な評価や補強材の合理的配置に向けた設計法を検討するためには、これら解析手法の妥当性を検証していくことが重要であると考えられる。

4. まとめ

盛土補強土工の合理的な補強材配置に向けて今回得られた知見をまとめる。まず、本工法の設計に用いる強度定数 (c , ϕ) は、実際の盛土材を用いた三軸圧縮試験結果から推定される定数を用いることが望ましいと思われる。ただし、現設計で想定している脆弱岩盛土の経年的な強度低下を、設計段階においてどのように適切に評価するかについては引抜き課題として残るため、今後も他の脆弱岩材料を用いた検証が必要であると考えられる。一方、泥岩を用いた補強材の引抜き試験結果は、試験値のばらつきが大きく、傾向が不明確であるため、設計値として採用するためにはまだ妥当性に乏しく、今後もデータの蓄積が必要である。また、盛土の安定解析の手法によって残留変位量に差異があることから、引抜き解析モデルの妥当性について検証を行い、補強材の合理的配置に向けた設計法を検討していきたい。

参考文献 1) 田久ら：棒状補強材による補強盛土の安定性評価，第 51 回地盤工学発表講演集，pp.1519-1520，2016 2) 細田ら：盛土補強土工における棒状補強材の引抜き試験，第 53 回地盤工学発表講演集（投稿中），2018 3) 吉川ら：棒状補強材による補強盛土の対策効果に関する解析的検討，第 53 回地盤工学発表講演集（投稿中），2018 4) 吉川ら：盛土補強土工法における棒状補強材の合理的配置に関する検討，土木学会第 72 回年次学術講演会，pp.919-920，2017 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012

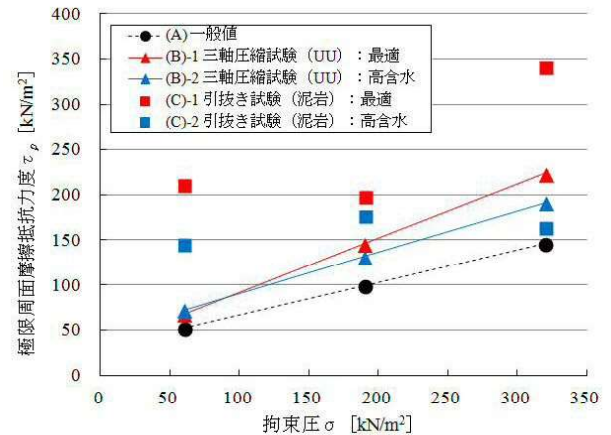


図 2 極限周面摩擦抵抗力度 τ_p の比較

表 2 解析手法の違いによる残留変位量の比較

解析手法	残留変位量 [m]	
	ニューマーク法	二次元動的 FEM 解析
補強材なし	3.65	2.10
補強材あり	間隔 1.8m (現設計)	0.63
	間隔 3.0m	0.68 (1.03)
	間隔 4.2m	0.75 (1.07)

※ () は、「のり枠なし」のときの値を示す。