

泥岩盛土に対する棒状補強材の補強効果に関する検討

Study on the effect of reinforced mudstone embankment by rod reinforcement

吉川修一*, 田久勉**, 村上豊和**, 倭大史**, 佐々木直也*
Shuichi YOSHIKAWA, Tsutomu TAKYU, Toyokazu MURAKAMI,
Hiroshi YAMATO and Naoya SASAKI

豪雨や地震による盛土のり面の崩落災害の発生要因の1つに、雨水や地下水の浸透が挙げられる。そのため、排水対策が重要となるが、盛土材が泥岩など保水性の高い材料の場合は、期待する排水効果が得られないことが想定される。したがって、このような盛土については排水対策以外の補強が必要であり、そのうちの1つとして棒状補強材による補強が考えられる。NEXCOにおける切土補強土工法は、一般に切土のり面や自然斜面などの表層崩壊を防ぐことを目的として用いられており、脆弱な盛土のり面を補強する場合にも有効と考えられるが、盛土の被災は高盛土の場合が多く、棒状補強材を用いて予防対策をしようとする、補強材長が20mを超える場合が想定される。棒状補強材を盛土に適用する場合の実態については未解明な部分があり、補強効果を十分に検証することが課題である。本研究では、泥岩盛土に対する棒状補強材の補強効果について、模型実験、数値解析、試験施工などにより検証を行った。

キーワード：盛土補強，周面摩擦抵抗，泥岩盛土

Embankment reinforcing, Friction resistance around a rod, Mudstones embankment

1. はじめに

全国の産業や生活を支える高速道路が建設されて30年以上が経過し、近年の短時間異常降雨の増加や地震により、高速道路の盛土崩壊が後を絶たない。平成21年の東名高速道路牧之原SA近くの盛土のり面の崩壊を契機に、全国の高速道路における盛土のり面の緊急点検が実施された。また、1993年から2004年までの盛土被災事例の分析結果から、被災件数は3段以上の盛土の場合も多く、盛土1件あたりの崩壊土量は泥岩盛土の場合が最も多いとされている¹⁾。

ぜい弱岩の盛土が崩壊する原因は、雨水の侵入により盛土の含水比が上昇することで、徐々にスレーキングが進行し、強度が低下することとされている¹⁾。このことから、盛土崩壊対策としては排水対策が基本となる。しかし、ぜい弱岩盛土で保水性が高い材料の場合は、期待する排水効果が得られないことが想定されるため、このような盛土に対しては排水対策以外の補強が必要である。本報告では、そのうちの1つとして棒状補強材による盛土補強対策の効果について検討した結果を述べる。

2. 棒状補強材を用いた盛土補強対策

著者らが検討した棒状補強材による盛土補強対策は、図-1に示すように盛土内浸透水排除工と盛土補強土工で構成され、盛土補強土工は棒状補強材とのり枠を基本としている。棒状補強材は、芯材に異形棒鋼、その周囲をグラウト充填したもので、補強材頭部でのり枠と結合させる。盛土高15mを超える高盛土を対象に補強する場合、車線に影響する比較的深いすべりに対して対策しようとする、補強材の長さが20mを超える長尺補強材が

必要になる場合があるが、盛土における棒状補強材の補強効果については十分検証されていない。

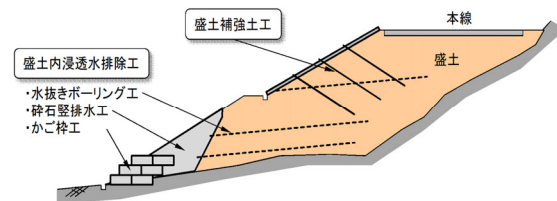


図-1 棒状補強材を用いた盛土補強対策

3. 盛土補強対策の安定計算方法

著者らが検討したぜい弱岩盛土に盛土補強対策を行う場合の安定計算方法について述べる。

(1) 安定計算手法

対象とする作用は、常時、降雨時、地震時が考えられる。このうち、常時、降雨及びレベル1地震動に対する安定計算は、高速道路での実績を踏まえ、円弧すべりの修正フェレニウス法²⁾によることとした。レベル2地震動に対しても、これまでの実績を勘案し、ニューマーク法²⁾（以下、「NM法」とする。）によるものとするが、補強材を考慮したNM法は確立されていないため、後述の(4)にて計算方法を仮定した。

(2) 安定計算モデル

泥岩などスレーキング性材料による新設盛土の将来における安定性評価手法については、これまでも示されている³⁾。新設盛土の設計では、盛土材料や盛土内水位に不確定要素が多く、対策手段も幅広いため、安全側に評価することは良いとして、既設盛土の場合は、盛土の状態を把握することが可能かつ対策手段が限られるため、

* 八千代エンジニアリング株式会社

** 株式会社高速道路総合技術研究所

Yachiyo Engineering Co.,Ltd.

Nippon Expressway Research Institute Co.,Ltd.

より厳密に材料を評価すべきと考える。そこで、土木研究所の報告⁴⁾を参考に、盛土内部で異常な地下水位上昇（水圧上昇）がないと仮定し、十分な排水対策を実施することを前提として、図-2に示すように盛土高Hに対してH/3までは排水対策で水位を下げ、その上部を不飽和領域、下部を飽和領域に設定するものとした。なお、新設盛土の場合は、不飽和領域が飽和領域で表現される。

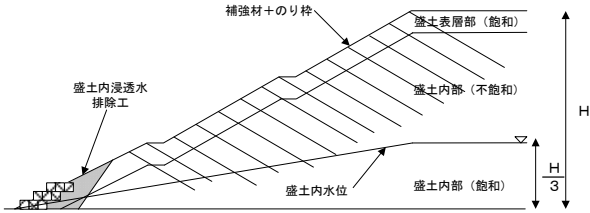


図-2 安定計算モデル

ぜい弱岩の盛土定数は、飽和領域と不飽和領域に区分し、土質試験を基本とし表-1を参考に設定することも考えられる。既設盛土からの採取試料が高い飽和度であったことや、強制的にスレーキングさせた泥岩の圧密非排水三軸圧縮試験結果から、土破りに応じた強度増加率mを考慮したせん断強度としている。不飽和領域のせん断強度として、高速道路各地の既設盛土における計118の再構成試料を用いた不飽和土の三軸圧縮試験結果の中から、飽和度が90%以上のデータ、沖縄特有の島尻泥岩のデータを除き、図-3のように整理した。

表-1 ぜい弱岩の盛土定数

区分	$c \cdot \tau$ (kN/m ³)	τ (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (度)
盛土表層部 (飽和)	土質試験による	c_{u0}	常時: $I_p < 30$ のとき 35 $I_p \geq 30$ のとき 30 地震時: $I_p < 30$ のとき 30 $I_p \geq 30$ のとき 25	—
盛土内部 (不飽和)		$c_{net} + p_t \cdot \tan \phi_{net}$	常時 33 地震時 30	常時 22 地震時 20
盛土内部 (飽和)		c_{cu}	常時: $m \cdot p_t$ 地震時: $0.9m \cdot p_t$ $I_p < 30$ のとき $m=0.4-0.6$, $I_p \geq 30$ のとき $m=0.35-0.5$	—

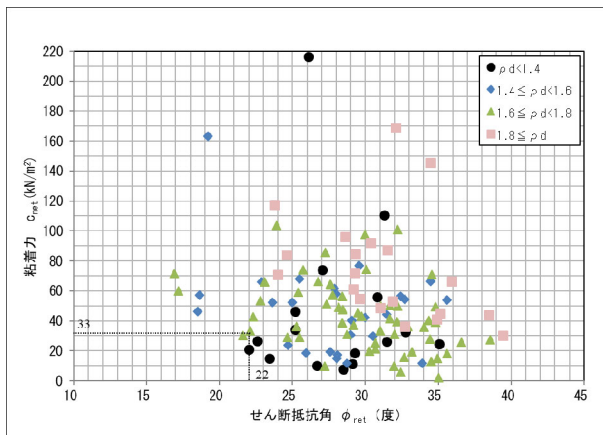


図-3 ぜい弱岩の不飽和領域のせん断強度定数

これより、盛土の乾燥密度に応じてせん断強度も小さくなる傾向が見られる。また、内部摩擦角は一部データを除き22°以上である。各試料が完全にスレーキングしていない状態で試験を実施している可能性もあるため、

不飽和領域のせん断強度は、計算上安全側となる定数 ($c=33\text{kN/m}^2$, $\phi=22^\circ$) を採用することが考えられる。

(3) 棒状補強材の許容引張り力

棒状補強材の補強効果は、切土補強土工⁵⁾を参考に、補強材の引張り力を期待して引止め効果と締付け効果を見込むこととした。補強材の許容引張り力は、盛土と注入材の付着力、注入材と補強材の付着力、補強材の引張応力度の最小値で決まるとし、更に移動土塊及び不動土塊のそれぞれから受ける引抜き抵抗力の小さい方としている。ここで、補強材引張り力の鍵となる盛土と注入材の許容付着力 t_{pa} は、引抜き試験により決定することが望ましいが、それにより難しい場合は盛土と注入材の極限周面摩擦抵抗力 τ_p と安全率 F_{sa} より式-1で求められる。

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}} \quad (1)$$

ここに、 t_{pa} : 盛土と注入材の許容付着力 (kN/m), τ_p : 盛土と注入材の極限周面摩擦抵抗力 (kN/m²), D : 削孔径 (m), F_{sa} : 極限周面摩擦抵抗力の安全率 (切土補強土工法⁵⁾に準じ常時2.0, 地震時1.5)を表す。

τ_p については、設計前に引抜き試験を行って決定することが望ましいが、盛土材の強度等はばらつきを有しているため、事前に引抜き試験を行っても、妥当な結果が得られない可能性がある。したがって、盛土のせん断強度を用いて式-2より算定するものとした。

$$\tau_p = \tau \quad (2)$$

ここに、 τ : 盛土のせん断強さ (kN/m²) とし、表-1に示すせん断強さ τ より求める。

(4) 安定計算手順

レベル2地震時における補強材を考慮した安定計算の計算手順は、図-4の流れとした。

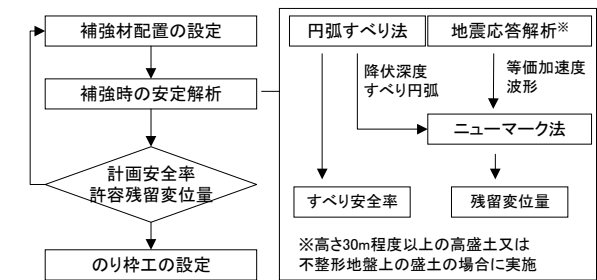


図-4 レベル2地震時の計算方法

補強時の安定解析では、円弧すべり法によるすべり安全率とNM法による残留変位量で評価するものとした。残留変位量の計算手順は、補強材を考慮した円弧すべり法ですべり安全率が1.0かつ必要抑止力が最大となる、すべり線及び水平震度（降伏震度）をトライアルで求める。次に、地震波形に基づくNM法により残留変位量を求める。NM法の計算では補強材は考慮していない。つまり、補強材を考慮することで降伏震度が高く評価され、それによって補強材の効果を表している。なお、高さ30m

以上の高盛土や傾斜地盤上の盛土の場合は、地震応答解析を行い、盛土内の地震波の増幅を考慮した等価加速度波形を求めた上で、残留変位量を算出するとしている。

4. 棒状補強材の引抜き試験

棒状補強材の補強効果及びぜい弱岩盛土を対象にした棒状補強材の引張り力について検証するため、室内及び現場引抜き試験を実施した。

4.1 室内引抜き試験

室内引き抜き試験では、泥岩盛土の含水比及び拘束圧を変化させたときの補強材の引抜き力、極限周面摩擦抵抗力度について検討した。

(1) 試験条件

引抜き試験装置を図-5に示す。土槽は、幅 500mm、長さ 500mm、高さ 1,000mm とし、引抜き試験機は、最大引抜き力 50kN、最大拘束圧 500kN/m²、引抜き速度 1mm/分、最大引抜き量 100mm である。試験方法は、側面から拘束圧を一定に作用させた状態で、補強材を鉛直上方に 1 分あたり 1mm の速度で引抜き、引抜き量が 100mm に達するまでの間、引抜き力と引抜き量を計測した。なお、装置の構造上、土槽の 2 側面から拘束圧を作用させるため、補強材に作用する拘束圧を求める必要があった。そこで、補強材を模擬した水風船を作製し、側面拘束圧を作用させたときの風船内の間隙水圧を別途計測し、これを補強材に作用する平均拘束圧とした。

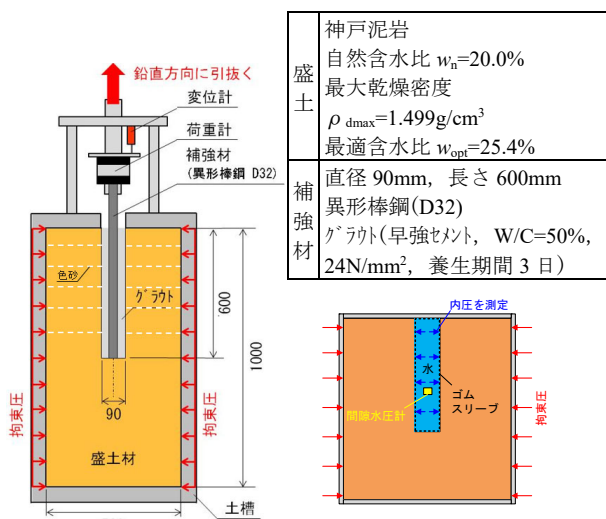


図-5 室内引抜き試験装置

(2) 盛土材

盛土材は、神戸泥岩を 9.5mm 以下にふるいしたものを、自然含水（不飽和状態）と高含水（飽和状態）の 2 試料を使用した。高含水の試料は、加水して練混ぜ、含水調整をした上で使用した。土質試験の結果、自然含水の飽和度は Sr=50%程度、不飽和三軸圧縮試験から得られたせん断強度定数は $c=46.5\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=17.6^\circ$ である。高含水は飽和度 88~90%程度、CUB 三軸圧縮試験のせん断強度定数 $c=25.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=0.25^\circ$ である。



盛土供試体は、まき出し厚 10cm、締固め度 90%で作製した。補強材周りには、引抜き時の盛土の挙動がわか

るように深さ方向に 10cm 間隔で色砂を設置した。補強材はハンドドリルで $\phi 90\text{mm}$ 、深さ 600mm に平滑に削削し、早強グラウトを充填後、鉄筋 D32 を孔底まで挿入し、3 日間養生を行い設置した。引抜き試験直前に土槽の 2 側面から拘束圧 15~320kN/m² を与えてから試験を行った。

(3) 試験ケース

試験ケースを表-2に示す。含水比は、自然含水 20.0%（飽和度 53.6%）と高含水 34.0%（飽和度 91.1%）、側面拘束圧は盛土高 21m（3 段盛土）を想定し、盛土高 0.9~17.5m に相当する有効土被り圧 15~320kN/m² の計 9 ケースとした。

表-2 室内引抜き試験ケース

No.	材料	含水状態	土被り m	側面 拘束圧 kN/m ²	平均 拘束圧 kN/m ²	
1	神戸泥岩	自然含水 $w=20.0\%$ $Sr=53.6\%$		1.8	30	2.7
2				3.5	60	9.2
3				10.5	190	60.6
4				17.5	320	160.9
5		高含水 $w=34.0\%$ $Sr=91.1\%$		0.9	15	1.1
6				1.8	30	3.2
7				3.5	60	10.4
8				10.5	190	57.0
9				17.5	320	160.0

(4) 引抜き試験結果

補強材の引抜き力と引抜き量の関係を図-6に示す。引抜き力は、自然含水、高含水とも引抜き量 10mm 以内にピーク荷重に達し、その後低下するが、高含水は自然含水に比べて低下しにくい傾向を示している。なお、高含水の拘束圧の高いケース (No.8, 9) は補強材周りで盛土が破壊していたため参考扱いとする。

最大引抜き力と補強材に作用する平均拘束圧の関係を図-7に示す。自然含水（不飽和）の最大引抜き力は、平均拘束圧に比例して増加する傾向を示し、高含水（飽和）は平均拘束圧に関係なく引抜き力が一定であった。これは、泥岩盛土が不飽和状態であれば、有効土被り圧に応じて極限周面摩擦抵抗力度が期待できることを示唆している。

引抜き試験後の補強材を取り出したものを図-8に示す。自然含水の場合は、補強材に殆ど盛土が付着していない。色砂の変状を観察したところ、補強材周りの色砂は殆ど変位しておらず、盛土と補強材の接触面でせん断（付着切れ）されている。高含水の場合は、補強材全周に盛土が付着している。色砂は、補強材表面から約 2cm の範囲が引抜き方向に変位し、色砂が盛土と混ざり消失していることから、補強材周りの盛土がせん断破壊をしながら引き抜けている。高含水ケースでピーク後に引抜き力が低下しない理由は、このためと推察する。その他、補強材を取り出した後の盛土面にフェノールフタレイン溶液を吹き付けたところ、いずれのケースも盛土内にグラウトは浸潤していないことがわかった。

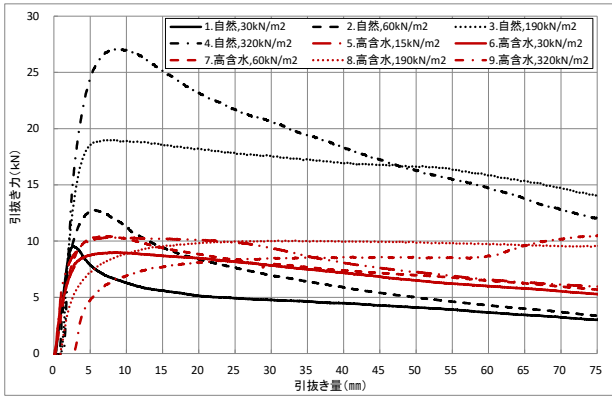


図-6 補強材の引抜き力と引抜き量の関係

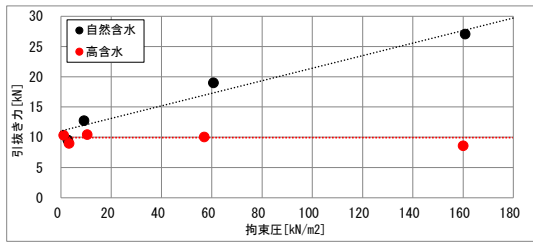


図-7 補強材の最大引抜き力と平均拘束圧の関係

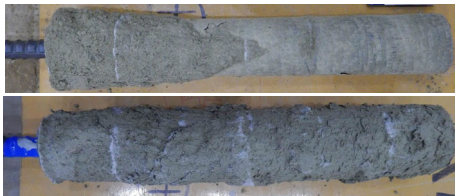


図-8 試験後の補強材(上: 自然含水, 下: 高含水)

(5) 極限周面摩擦抵抗力度の検証

極限周面摩擦抵抗力度の実験値と設計値の比較を行った。実験値は、最大引抜き力を補強材の周面積で除した値とした。設計値は、盛土の土質試験から求めたせん断強さから以下の式で算出した。ここで有効土被り圧は、水風船の試験で求めた平均拘束圧とした。

<実験値>

$$\tau_p = P/A$$

ここに、 τ_p : 極限周面摩擦抵抗力度(kN/m²)

P: 最大引抜き力(kN)

A: 補強材の表面積(m²)

<設計値>

$$\tau_p = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{自然含水})$$

$$\tau_p = m \cdot Pt \quad (\text{高含水})$$

ここに、 τ_p : 極限周面摩擦抵抗力度(kN/m²)

c: 粘着力(kN/m²)

ϕ : 内部摩擦角(°)

σ, Pt : 平均拘束圧(kN/m²)

m: 係数 (=0.35)

平均拘束圧と極限周面摩擦抵抗力度の関係を図-9に示す。自然含水の場合、拘束圧の増加に伴い極限周面摩擦抵抗力度も大きくなる傾向を示し、実験値は設計値より約1.1~1.5倍大きい傾向を示している。設計値が安全側に設定されていると言える。高含水の場合、高拘束圧の2点を参考扱いとすると、低拘束圧では実験値は設計

値より大きい傾向を示しているが、高拘束圧においては設計値との比較はできないものの、周囲の盛土の破壊により拘束圧が低減し、周面摩擦が極端に小さくなる傾向が再確認された。

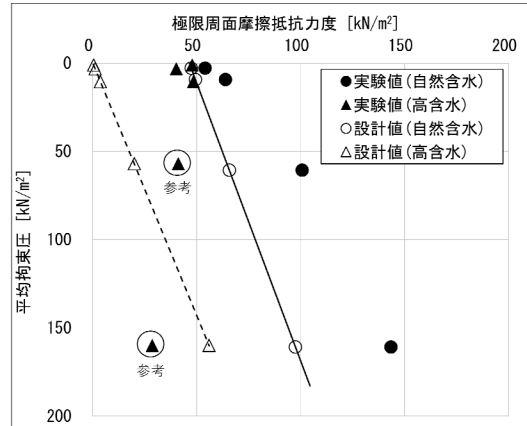


図-9 極限周面摩擦抵抗力度 (室内)

4.2 現場引き抜き試験

現場引き抜き試験では、実盛土を対象に補強材引抜き力、極限周面摩擦抵抗力度について検討した。現場は静岡県菊川市における東名高速道路の掛川泥岩盛土である。

(1) 試験条件

補強材は、図-10に示すような位置に打設角20度、長さ5、10、20mの深さに長さ1mの定着体を設置した。各補強材は、道路縦断方向に2m間隔で設置している。

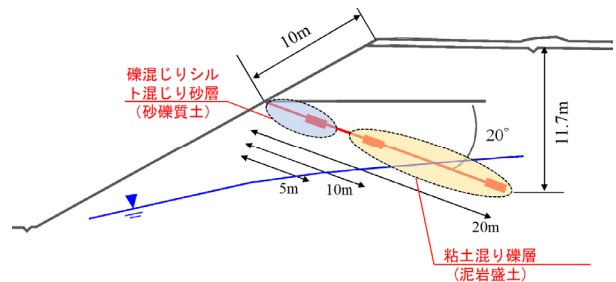


図-10 現場引き抜き試験の状況

試験手順は、以下のとおりである。①初期荷重5kNを作用させる。②5kNの単調載荷とし、5kN毎に荷重を3分間保持する。③3分経過後、変位が安定している場合は、荷重、変位を記録する。④3分経過後、変位が安定していない場合は、安定するまで荷重を保持する。このときは、荷重、変位をこまめに記録する。⑤荷重の増加が認められないと判断したのち、引抜きジャッキのストロークが伸びきるまで荷重を保持する。その後荷重を段階的に下げ終了する。

(2) 盛土材

補強材と並行して斜めボーリングを3本実施し、定着体近傍の盛土を採取し土質試験を実施した。地表から5m付近までは、硬質な砂岩角礫を含む礫混じりシルト混じり砂層(砂礫質盛土)で、深度5m以深は粘土混じり礫層(泥岩盛土)である。泥岩盛土は、新鮮硬質な泥岩の礫(径10~300mm)を多含し、礫間(基質部)に粘土混じりシルトが充填する。基質部は部分的に軟らかいが、

大部分はよく締まっている。盛土内水位は、路面下 10m 付近にあり、20m の定着体が水位付近にある。すなわち、定着体に接する盛土は、補強材長 5m が砂礫質盛土、同 10m, 20m が泥岩盛土である。

(3) 試験ケース

試験ケースは、表-3 に示すように 3 種類の長さを 3 本ずつ計 9 本とした。試験条件はいずれも同じである。

表-3 現場引抜き試験ケース

No.	削孔方式	削孔径 (mm)	削孔長 (m)	打設角 (°)	鉄筋径 (mm)	定着長 (m)
1	二重管	φ90	20.0	20	D22	1.0
2	二重管	φ90	20.0	20	D22	1.0
3	二重管	φ90	20.0	20	D22	1.0
4	二重管	φ90	10.0	20	D22	1.0
5	二重管	φ90	10.0	20	D22	1.0
6	二重管	φ90	10.0	20	D22	1.0
7	二重管	φ90	5.0	20	D22	1.0
8	二重管	φ90	5.0	20	D22	1.0
9	二重管	φ90	5.0	20	D22	1.0

(4) 引抜き試験結果

1) 最大引抜き力

引抜き試験結果を表-4、図-11 に示す。補強材長 10m, 20m (泥岩盛土) の最大引抜き力は同等で拘束圧の影響をあまり受けていない。補強材長 5m (砂礫質盛土) の最大引抜き力は、10m, 20m と比べて優位に大きな引抜き力が得られている。

各補強材で最大引抜き力が異なる要因を調べるため、盛土の乾燥密度と最大引抜き力の関係を図-12 に整理した。補強材 No.1~6 (泥岩盛土) では、乾燥密度と最大引抜き力に相関がある。No.1~3 (20m) と No.4~6 (10m) を比べると、No.1~3 は乾燥密度が大きい引抜き力が小さい傾向にある。これは No.1~3 の定着体は水位下にあるため、相対的に引抜き力が小さいと推察する。No.7~9 (砂礫質盛土) は、泥岩盛土と比べると乾燥密度が小さい割には引抜き力が大きい傾向がある。

2) 残留引抜き力

引抜き試験後(盛土と補強材の付着が完全に切れた後)に、No.6, 9 で引抜きを再開したところ、最大引抜き力の 7 割程度の引抜き力が得られた(表-4)。ここで、初期引抜き時は定着体と盛土が 1m 弱程度接触している状態、50cm 引抜き時は同 0.5m 程度接触している状態を表す。補強材が一度引抜けた後でも一定の補強効果が期待できる可能性がある。

3) 定着体の状態

定着体の状態を観察するため、No.6, 9 の定着体を回収した。回収方法は、定着体より径の大きいケーシングで盛土と定着体の縁切りを行い引抜いた No.6 の定着体を図-13 に示す。定着体の直径はほぼ計画通りの 102mm (ケーシング外径) で構築されていた。定着体の長さは、パッカーのテーパ部分にモルタルが充填されたため、計画より 7cm ほど長くなっていった。定着体内の鉄筋の偏心量は、最大でも 1cm でほぼ中心に位置していた。定着体の表面は、凹凸や盛土の付着が見られないことから、

定着体と盛土の境界面で付着切れが生じて引抜けたと推察される。これは、室内引抜き試験の自然含水(不飽和)の状況と類似している。これより、長尺の棒状補強材を設計通りに施工することができる。

表-4 現場引抜き試験結果

No.	物理試験		土質分類	力学試験(三軸圧縮試験)				最大引抜き力 (kN)	残留引抜き力 ^{*1} (kN)	
	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)		CUB		不飽和CUB			初期引抜き時	50cm 引抜き時
				c (kN)	φ (°)	c (kN)	φ (°)			
1	1.746	20.5	細粒分質礫	52.7	25.2	—	—	31.7	—	—
2	1.808	18.1	細粒分質礫	72.0	23.7	—	—	58.3	—	—
3	1.788	18.9	細粒分質礫	64.5	25.1	—	—	36.9	—	—
4	1.720	21.0	細粒分質礫	—	—	67.0	27.2	29.0	—	—
5	1.741	20.2	細粒分質礫	—	—	69.6	26.0	55.4	—	—
6	1.728	19.3	細粒分質礫	—	—	73.8	29.8	46.4	35	20
7	1.649	24.4	細粒分質礫質砂	—	—	68.9	30.8	70.1	—	—
8	1.632	22.2	礫まじり細粒分質砂	—	—	27.7	34.2	58.7	—	—
9	1.787	18.7	砂まじり細粒分質礫	—	—	75.3	28.0	79.6	50	25

*1: 定着体を引抜いて回収する際の概略引抜き力 (荷重計の目視による読み取り値)

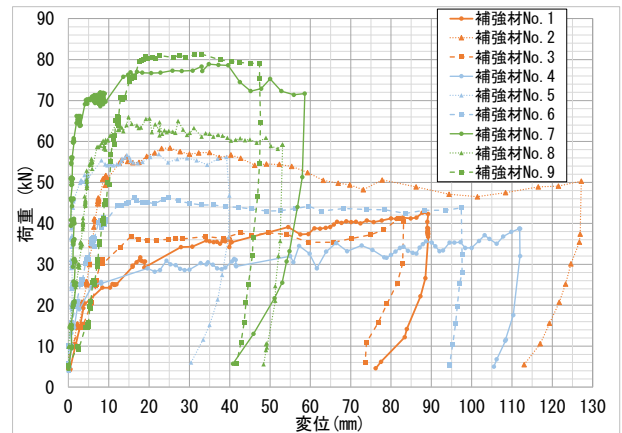


図-11 補強材の引抜き力と引抜き量の関係

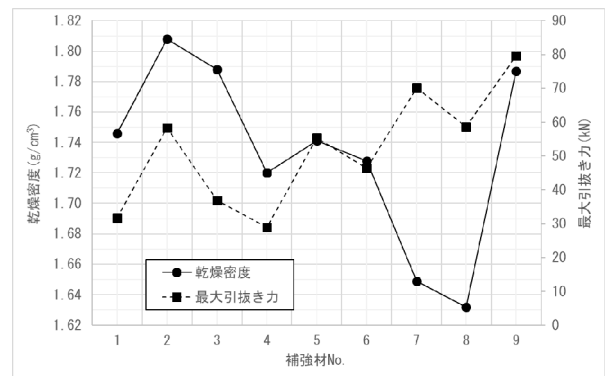


図-12 盛土の乾燥密度と最大引抜き力の関係

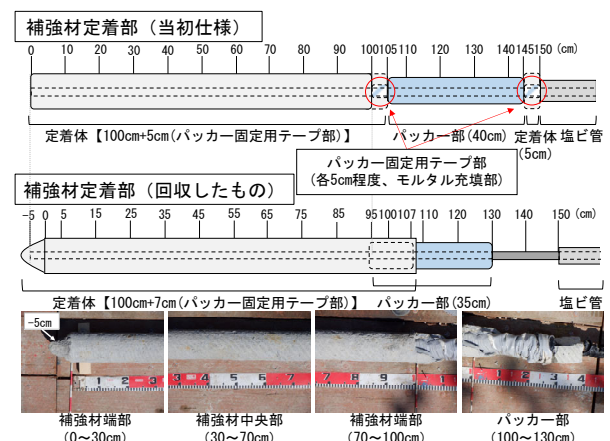


図-13 補強材 No. 6 の定着体

(5) 極限周面摩擦抵抗力度の検証

室内試験と同様に、極限周面摩擦抵抗力度の実験値と設計値の比較を行った。設計値は以下に示すように砂礫質盛土（泥岩盛土以外）と泥岩盛土（飽和）の式より求めた。有効土被り圧は、定着体直上の土被り（浅い方から 3.9m, 8.1m, 11.4m）に盛土の単位体積重量を乗じた値とした。

<設計値>

$$\tau_p = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{泥岩盛土以外})$$

$$\tau_p = m \cdot Pt \quad (\text{泥岩盛土})$$

ここに、 τ_p ：極限周面摩擦抵抗力度(kN/m²)

c ：粘着力(kN/m²)

ϕ ：内部摩擦角(°)

σ ：有効土被り圧(kN/m²)

Pt ：平均拘束圧(kN/m²)

m ：係数 (=0.35)

この結果、極限周面摩擦抵抗力度と有効土被り圧の関係を図-14 に示す。泥岩盛土よりも砂礫質盛土の方が大きい傾向を示し、いずれのケースも設計値より大きい値を示しており、極限周面摩擦抵抗力度の算出式が安全側に設定されていることが確認された。

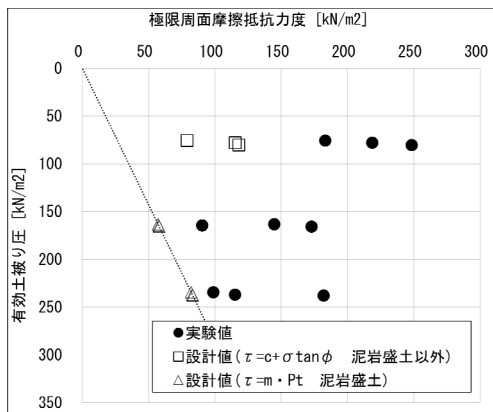


図-14 極限周面摩擦抵抗力度（現場）

4.3 極限周面摩擦抵抗力度の検討

ここでは、表-5 に示す過去に実施した阪和道の砂礫質盛土、室内実験の砂質盛土及び木更津市の切土工事で採取した新鮮な竹岡泥岩盛土の引抜き試験も含めて極限周面摩擦抵抗力度を整理した。極限周面摩擦抵抗力度の実験値と設計値を比較した結果を表-6 に示す。

泥岩以外の盛土の場合は 1.5 倍以上の余裕がある。泥岩盛土の場合は、竹岡泥岩は切土後間もない新鮮な泥岩のため礫質土に近い状態と推察される。掛川泥岩、神戸泥岩は室内試験 1 ケースを除き、実験値は設計値と同等かそれ以上となり、極限周面摩擦抵抗力度の算定式の妥当性を確認した。

表-5 これまでの引抜き試験の概要

路線	盛土材	場所	補強材径
阪和道	和歌山砂礫	現場	65,90mm
—	江戸崎砂／竹岡泥岩	室内	90mm
東名高速	掛川泥岩	現場	90mm
—	神戸泥岩	室内	90mm

表-6 極限周面摩擦抵抗力度の比較（実験値/設計値）

盛土材	含水	実験値/設計値	1	2	3
掛川砂礫	飽和	1.9~2.1		■	
掛川泥岩	飽和	1.2~3.0		■	
神戸泥岩	飽和	0.5~13.3		■	
	不飽和	1.1~1.5		■	
竹岡泥岩	飽和	2.8~31.5		■	
	不飽和	2.5~5.1		■	
和歌山砂礫	不飽和	1.5~4.2		■	
江戸崎砂	飽和	3.9~19.6			■
	不飽和	1.8~4.7			■

5. まとめ

泥岩盛土に対して棒状補強材による盛土補強対策を行う場合の安定計算方法を設定し、棒状補強材の引抜き試験により補強材の引抜き力、極限周面摩擦抵抗力度の妥当性を検証した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 泥岩盛土の飽和・不飽和状態に応じ、補強材の最大引抜き力が異なり、不飽和領域では補強材に作用する拘束圧に比例して最大引抜き力が増加する傾向が得られた。これにより、有効土被り圧に応じた極限周面摩擦抵抗力度が期待できる。したがって、既設盛土の状態を調べ、厳密に材料を評価することが考えられる。
- 2) 極限周面摩擦抵抗力度の計算式を設定し、室内および現場の引抜き試験の試験値との比較により、計算式の妥当性を確認した。また、補強材が一度引抜けた後でも一定の残留引抜き力が発揮されていることも確認された。
- 3) 現場引抜き試験で設置した深さ 10m の位置にある長さ 1m の定着体を回収したところ、設計値通りの供試体が構築されており、長尺の棒状補強材であっても設計通りに施工できることが確認された。

今後の課題として、盛土補強対策として棒状補強材を設置したときのレベル 2 地震時における補強効果の確認および安定性評価手法の妥当性について検証していく必要がある。

参考文献

- 1) 東・中・西日本高速道路（2014）：高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会 報告書。
- 2) 東・中・西日本高速道路（2021）：設計要領第一集土工編。
- 3) 中村ら(2013)：高速道路における脆弱岩を用いた盛土の安定性評価，第 48 回地盤工学研究発表会，pp.1117-1118。
- 4) 土木研究所（2010）：3.2 山岳道路盛土の耐震補強技術に関する試験調査，研究成果報告。
- 5) 東・中・西日本高速道路（2007）：切土補強土工法設計・施工要領。