

## 補強土壁における先行引抜き変位が補強材の引抜け挙動へ及ぼす影響

Effect of Previous Pullout Displacement on Pullout Behavior of Reinforcement in Steel  
Reinforced Retaining Wall

鈴木 素之 Motoyuki SUZUKI (山口大学大学院創成科学研究科)  
 内川 浩樹 Hiroki UCHIKAWA (山口大学大学院創成科学研究科)  
 大谷 義則 Yoshinori OTANI (ヒロセ(株))  
 志村 直紀 Naoki SHIMURA (ヒロセ(株))

本研究では、補強土壁において、補強材の引抜けモードに起因して壁面変位が生じた際の補強材の残存抵抗を検討するため、補強材の引抜き過程における任意の先行引抜き変位を付与した後の挙動を把握した。まず、補強土壁の補強材周辺の応力状態を再現した供試土層に対して、変位制御での引抜き試験を行い、補強材の引抜き抵抗特性を把握し、次に、変位・荷重制御での引抜き試験を実施し、先行引抜き変位を与えた後、所定の引抜き荷重を保持し、先行引抜き変位やその際の引抜き荷重が残留変位や累加変位に及ぼす影響を考察、先行引抜き後の挙動より補強材の残存抵抗力の評価を行った。その結果、引抜き荷重を一定に保持すると、補強材の先行引抜き変位が大きいほど、その後の引抜け変位が増加することを確認した。

キーワード：補強土壁工法，残留強度，引抜き試験

(IGC : D-9)

## 1. はじめに

帯鋼補強土壁工法は、山間部の多いわが国での施工実績も多く、耐震性能に優れた工法として知られている<sup>1)2)</sup>。その原理として、壁面材に作用する土圧に対して盛土内に敷設した補強材の引抜き抵抗によって釣り合いを保つことにより、土留め壁の効果を発揮するものである。本工法に使用する盛土材には、砂質土あるいは礫質土系のよう、十分な摩擦抵抗が見込める圧縮の少ない土質材料が選定される。一方、近年多発する地震においては、擁壁や補強土壁が変状した事例が見られ、2011年東北地方太平洋沖地震においては帯鋼補強土壁1476件のうち、ランクⅠ～Ⅵの被災度判定において、異常なし(ランクⅠ)、壁面材の角欠け等軽微なもの(ランクⅡ)を除く23件が全体的に変形したが構造物の安定性に大きく影響しないもの(ランクⅢ)以上と判定され壁面変位による前傾やはらみ出し等の変状が生じたことが報告されている<sup>3)4)</sup>。この原因としては、背面盛土内に地下水が貯留もしくは降雨や融雪水が浸潤した状態で地震動を受けたことによる間隙水圧の増加や壁面の変状による部分への応力集中、繰返し引抜き力を受けたことによる断続的な変位の発生が想定され、上記要因による補強材の引抜き抵抗特性については、室内試験等により検証されている<sup>5)6)</sup>。盛土材の材料特性と上載荷重による摩擦抵抗を利用した補強メカニズムにおいては、地震時に鉛直加速度を受けて有効上載圧の低下に伴い、補強材の摩擦抵抗が低下した場合、地震時土圧及び慣性力の作用により、擁壁の側方(壁面方向)に変位が発生することが想定される。また、近

年、地震や降雨等により一部の帯鋼補強土壁に前傾やはらみ出し等の変状が生じた事例があること等を踏まえ、補強土壁の補強材が引抜けるモードにおいて、補強材の引抜けに対する残存耐力の評価手法が検討されている<sup>7)</sup>。

これらのことから、本研究では、まず、上載圧を一定とする拘束条件下における補強材の引抜き抵抗への影響を明らかにするために、変位・荷重制御による補強材の引抜き試験を実施し、相対密度が異なる土試料の引抜き抵抗特性を検討するとともに、補強材の変位と引抜き抵抗の関係において、任意の引抜き変位における、一定の引抜き力を作用させ続けたときの補強材の引抜き挙動を検討した。次に、地震や降雨等の外的な要因により補強材に引抜き変位が発生した状態において、補強土の内的安定性の検討、すなわち、どの程度の引抜き抵抗が残存しているかを明らかにするために、引抜き抵抗と変位の関係において、ピーク強度(最大引抜き抵抗)が発現する前後、すなわち、補強材と砂試料間に発生する摩擦力が最大値を示す前後で、残存する引抜き抵抗(以下、残存耐力と称す)への影響を考察した。なお、図-1に示すように、既往の引抜き試験<sup>5)7)</sup>で確認された挙動特性に基づき、帯鋼補強材の引抜き抵抗は変位の初期では変位の増加とともに抵抗も増加し、ピークもしくは接線勾配の変化点を示した後、変位に対する引抜き抵抗の増加割合が低下する傾向がある。この変化点は土質や拘束圧等によるが、概ね5mm～10mmであり、これは土槽高さの2～3%に相当することから、壁高の3%時の引抜き力を $T_f$ と定義した。補強材に作用する引抜き力 $T$ が $T_f > T$ であれば、荷重一定条件で生じる変位 $\Delta L_x$ は生じず、 $T_f \leq T$ で

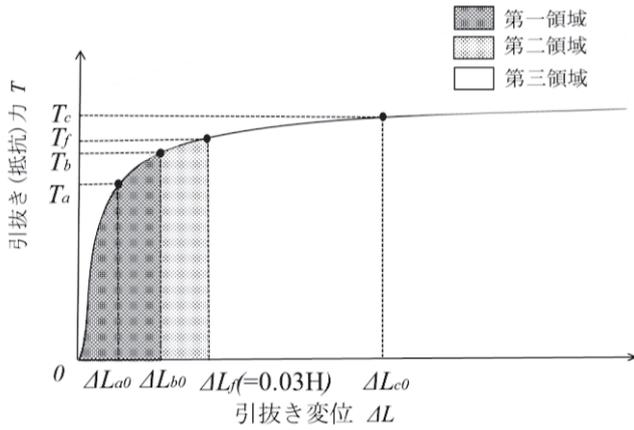


図-1 引抜き変位と抵抗力の関係における残存耐力の仮定と先行引抜き変位 (模式図)

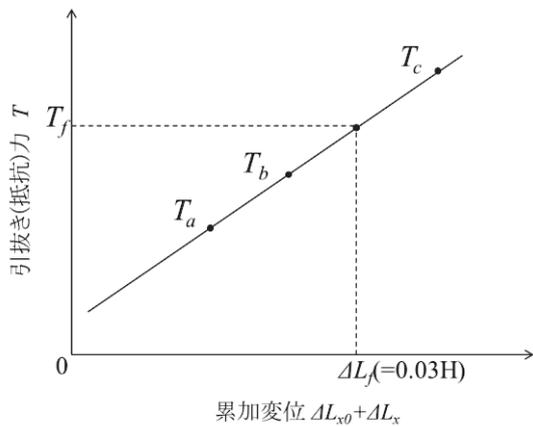


図-2 引抜き抵抗力と累加変位の関係 (模式図)

あれば  $\Delta L_x$  は増加し続けると考え、 $T_f$  を補強材の残存耐力を評価する上での指標とした。また、図-2 に示すように、補強材の先行引抜き変位  $\Delta L_{x0}$  に基づく抵抗力  $T_x$  が  $T_f$  を超えなければ、その後の残留変位も含めた累加変位は壁高の 3% 以内に抑えうると考えた。

## 2. 土試料および補強材

本研究で用いた土試料は豊浦標準砂であり、表-1 に物理的性質を示す。補強土 (テールアルメ) 壁工法設計・施工マニュアル<sup>9)</sup>では、最大粒径が 75 mm 以下の土質材料のうち、細粒分含有率が 25% 以下の砂質土を盛土材の適用対象としており、豊浦標準砂は適用範囲内の材料として本試験の対象とした。

本試験で使用した補強材は、帯鋼補強土壁に用いられる帯鋼補強材で、一般に「高強度リブ付きストリップ」と称される実物を使用した。図-3 に示すように、補強材の寸法は敷設長 350 mm × 幅 60 mm × 厚 4 mm であり、材質は溶接構造用圧延鋼材 (SM490) に溶融亜鉛メッキ (HDZ35) を施したものである。なお、敷設長の 350 mm は、

表-1 豊浦標準砂の物理特性

土粒子の密度( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		2.68
粒度(%)	礫分	0
	砂分	100
	細粒分	0
最大間隙比		0.998
最小間隙比		0.635
自然含水比(%)		0.97

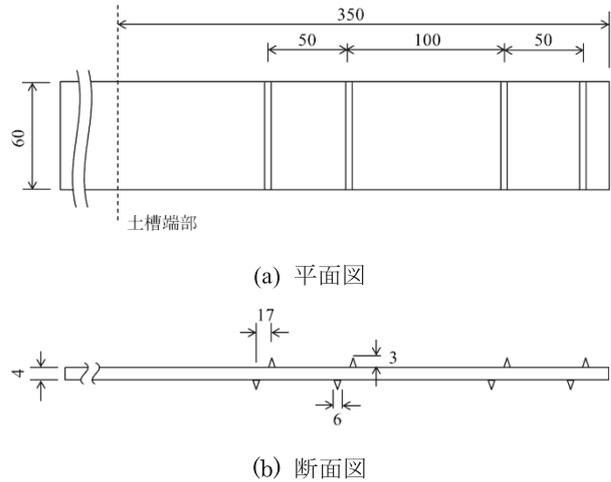


図-3 帯鋼補強材 (単位:mm)

既往の引抜き試験の結果に基づいて、空圧による引抜き力の上限を考慮して設定された。なお、本装置における補強材幅と土槽幅の比率に関しては、実構造物の補強材間隔を勘案したものではない。また、供試土槽開発時に実施した基本実験により、補強材の引抜きに伴う土の変形に対して、土槽側壁と試料土間の摩擦の影響は小さいことが確認されている<sup>9)</sup>。

## 3. 試験装置と手順

### 3.1 試験装置の概要

開発した室内土中引抜き試験機の試験システムの構成を図-4 に示す。

本試験機は、補強土壁工法の補強材周辺部の応力・変形状態を近似的に再現したものである。これまで補強材の引抜き試験は、現場の施工段階における検証試験として予備的に実施されてきた。通常、第 1 段目の盛土材の撒き出し後、所定の転圧を行い、盛土面の不陸を除去して補強材を設置し、2 段目以降、これを繰り返すことで補強土壁背面の盛土が構築される。過去に実施された現場引抜き試験では、施工時の締め固め条件に伴う様々な不確定要素が試験結果に現れてしまうため、盛土材の密度や含水比、盛土材と補強材の接触状態、土中の補強材周辺の応力・変形状態・補強材の引抜き方法などが不明確な

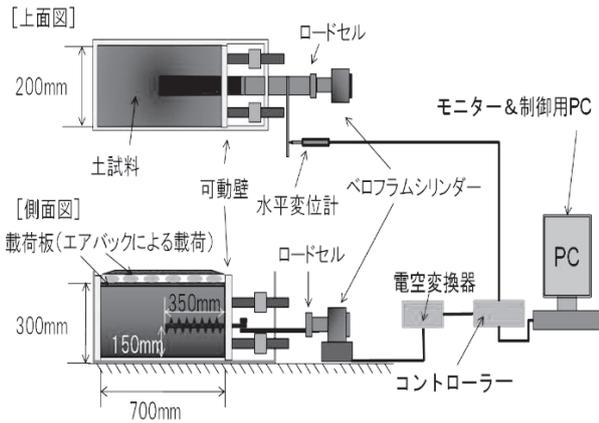


図-4 土中引抜き試験システムの構成

ま、摩擦抵抗を評価せざるを得なかった。そこで、開発した引抜き試験機は土の密度、含水比、上載圧、補強材と土の周囲の拘束条件を管理した土槽から、補強材を一定の方法・手順で引抜き、その際載荷した引抜き力(=引抜き抵抗力)を一定の精度で計測できる。

本試験装置は土槽、補強材、引抜き力載荷装置(変位制御試験の場合はモーター、変位・荷重制御試験の場合はペロフラムシリンダー)、エアバッグ、ロードセル、空圧制御システム(PCを含む)および変位計等から構成され、上載圧  $\sigma_v$  が 0~60 kN/m<sup>2</sup> の下、両面排水条件で土槽内の土試料から所定の長さで敷設した補強材を任意の引抜き速度で引抜くことが可能である。以下、各部材の詳細を述べる。

①土槽

土槽は鋼製で、長さ 700 mm、高さ 300 mm、幅 200 mm である。土槽下部および上載圧を加える加圧板にはそれぞれ排水孔が設置してあり、両面排水状態を再現することができる。また、壁面材を模擬した鋼製壁は、可動式であるが、今回の試験では補強材と試料土との引抜き抵抗を検証ために固定した。

②引抜き力載荷装置

図-4 に示すように土中の補強材に接続されたペロフラムシリンダー内の空圧により水平方向の引抜き力を載荷する。なお、本載荷装置の特徴として、変位制御または荷重制御を切り替えることが可能であり、電空変換器を通じて、空圧を調整することにより変位制御で補強材を引抜くことが可能である。

③エアバッグ

土槽内の試料土へ所定の土上載圧  $\sigma_v$  を載荷する。

④ロードセル及び水平変位計

ロードセルは、補強材と引抜き力載荷装置の間に接続し引抜き力  $T$  を、水平変位計は補強材の水平変位  $\Delta L$  を測定する。

④制御システム

制御システムは、PC、コントローラー、電空変換器で構成される。PC は引抜き速度の設定や引抜き試験中の変

位や荷重をモニタリングするためのものであり、PC に接続したコントローラーが電空変換器を通じて、ペロフラムシリンダー内の空圧を調整し引抜き速度を一定に保持することができる。

3.2 変位制御による引抜き試験

変位制御による引抜き試験は、補強材の引抜き抵抗に及ぼす上載圧や相対密度の影響を検証するため、上載圧  $\sigma_v$ 、相対密度  $D_r$  を変えた条件で引抜き速度を 1.0 mm/min<sup>10)</sup> に設定し、変位制御引抜き試験により、豊浦標準砂に対する補強材の引抜き抵抗特性を把握することを目的とした。また、変位・荷重制御時の先行引抜き変位を本実験の試験結果から決定した。

3.3 締固め回数の決定

本試験の締固め回数の決定するにあたって、特製ランマー(質量 4kg、落下高さ 40cm) および表-2 に示す条件より、密な相対密度  $D_r=60\%$ 、非常に密な相対密度  $D_r=90\%$  となる間隙比を式(1)より算出し、湿潤密度を式(2)より算出した。本試験では、土槽内の湿潤密度から相対密度を管理するものとして、密な相対密度の締固め回数は 1 層当たり 15 回、非常に密な相対密度の締固め回数は 1 層当たり 45 回とした。

$$e = e_{\max} - \frac{D_r(e_{\max} - e_{\min})}{100}$$

(1)

ここに、 $D_r$  : 相対密度 (%)

$e_{\max}$  : 最大間隙比

$e_{\min}$  : 最小間隙比

$e$  : 間隙比

$$\rho_t = \frac{(1+w/100)\rho_s}{e+1} \tag{2}$$

ここに、 $w$  : 含水比(%)

$\rho_s$  : 土粒子密度(g/cm<sup>3</sup>)

$e$  : 間隙比

$\rho_t$  : 湿潤密度(g/cm<sup>3</sup>)

3.4 引抜き試験方法

- ① 模型地盤となる土槽に、自然含水比の試料(豊浦砂)を充填する。この際、試料土は 10 層程度に分けて充填し、写真-1 に示すように、各層ごとにランマーにより締固めを行う。
- ② ①の試料土の充填において、写真-2 に示すように土槽底面から 150 mm の位置まで試料土を充填した後、補強材を挿入し、土槽内の補強材の埋設長が 350 mm となるように試料土上面に敷設した。なお、敷設した補強材は、ロードセルを介して引抜き力載荷装置に接続した。

- ③ 補強材敷設後、さらに土槽上端から1 cm 下まで試

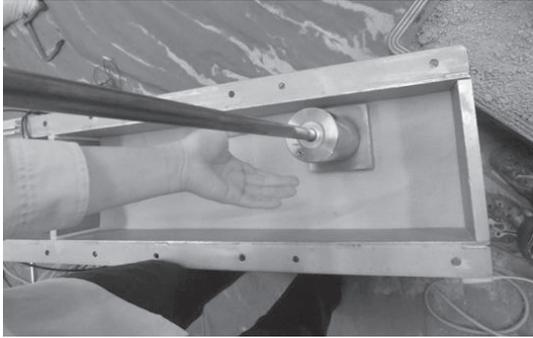


写真-1 土槽への試料充填及び締固め状況

料を充填し、最上面の不陸を均した後、最上面に載荷版を設置し、載荷版の上からエアバッグにより所定の上載圧 $\sigma_v$ を載荷した。

- ④ 上載圧が載荷した状態で直ちに引抜き試験を行い、補強材の引抜き力 $T$ と引抜き変位量 $\Delta L$ を測定した。なお、補強材の引抜き速度 $v$ は前述の通り、変位制御により1.0 mm/minとした。
- ⑤ 引抜き変位 $\Delta L$ が35 mmに達した時点で引抜き試験を終了した。

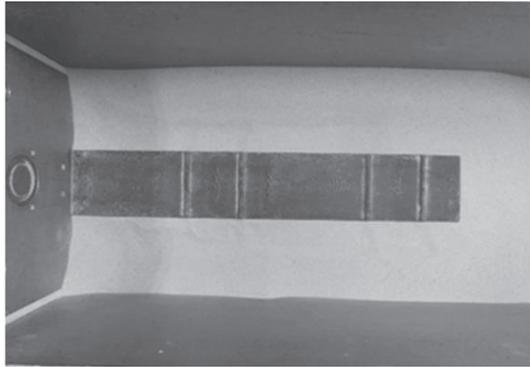


写真-2 補強材の敷設状況

### 3.5 結果の整理法

計測された引抜き力 $T$ および引抜き変位 $\Delta L$ から、試料土と補強材間の摩擦に起因する引抜き抵抗を発現する有効面積 $A$ および引抜き抵抗 $\tau$ はそれぞれ式(3)、(4)のより算出され、横軸に引抜き変位 $\Delta L$ 、縦軸に引抜き抵抗 $\tau$ をとり、各試験ケースにおけるその相関性について比較、検証した。

$$A = (L_0 - \Delta L) \times B \quad (\text{m}^2) \quad (3)$$

$$\tau = \frac{T}{2A} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4)$$

ここに、 $A$  : 補強材の片面有効面積( $\text{m}^2$ )

$L_0$  : 補強材初期敷設長(m)

$\Delta L$  : 引抜き変位(m)

$B$  : 補強材の幅(m)

$\tau$  : 引抜き抵抗( $\text{kN/m}^2$ )

$T$  : 引抜き力(kN)

表-2 引抜き試験ケース

No.	試料土	上載圧 $\sigma_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )	相対密度 $D_r$ (%)
1-1	豊浦標準砂	0	86.0
1-2			67.0
2-1		20	86.0
2-2			67.0
3-1		40	86.0
3-2			67.0
4-1		60	86.0
4-2			67.0

## 4. 変位制御試験による引抜き試験結果

### 4.1 変位制御による引抜き試験

変位制御試験は、その結果得られた引抜き挙動に基づき、変位・荷重制御試験の実施に当たっての先行引抜き変位を決定することを目的として実施したものである。

本試験では上載圧 $\sigma_v$ 、相対密度 $D_r$ を変えた条件で、引抜き速度を1 mm/minとした一定の変位制御引抜き試験により、豊浦標準砂に対する補強材の引抜き抵抗特性を把握した。また、変位・荷重制御時の先行引抜き変位は本試験結果から決定した。

### 4.2 引抜き試験ケース

表-2に 変位制御引抜き試験ケースを示す。上載圧 $\sigma_v$ は0  $\text{kN/m}^2$ ~60  $\text{kN/m}^2$ の4種、相対密度 $D_r$ は緩詰め67%および密詰め86%の2通りの組み合わせで計8ケース実施し、ここでは、各引抜き挙動の把握のみならず、上載圧の影響及び相対密度の影響も検討した。

### 4.3 試験結果

図-5に相対密度 $D_r=67\%$ の緩詰めにおける引抜き抵抗と変位の関係を、図-6に $D_r=86\%$ の密詰めにおける引抜き抵抗と変位の関係を示す。いずれのケースにおいても引抜き変位 $\Delta L=5$  mm前後に最大曲率となる点を有し、その後も変位が増加するに伴って、引抜き抵抗も緩やかに増加する挙動を示していることから、相対密度が異なる場合においても引抜き挙動に相違は見られなかった。

また、上載圧 $\sigma_v=60$   $\text{kN/m}^2$ 時において、引抜き初期の $\Delta L=0\sim5$  mmにおいて、一部引抜き抵抗の低下がみられた。これは、土槽作成時の締固めが部分的に十分でなかったか、敷設面に不陸があり、補強材と試料土が部分的に密着していなかった可能性がある。しかし、全体的な挙動としては、他のケースと相違はないことから、最大引抜き抵抗や変位への影響は小さいものと考えられる。

一方、引抜き抵抗に着目すると、いずれの上載圧においても、相対密度が高い方が高い引抜き抵抗を発現することが確認された。これは、相対密度の増加、つまり間

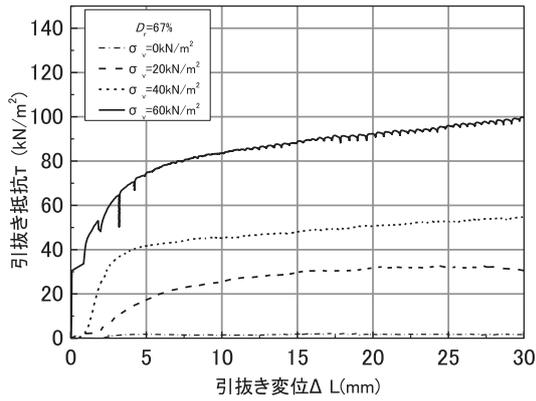


図-5  $D_r=67\%$ 時の引抜き挙動

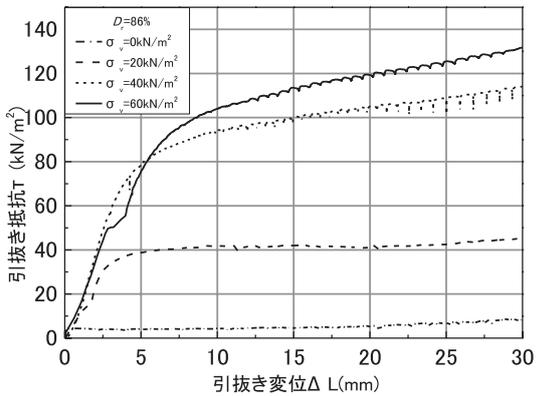


図-6  $D_r=86\%$ 時の引抜き挙動

隙比の低下に伴い、補強材と試料土の付着面における接触粒子数が増加したこと、補強材の引抜きに伴う補強材周辺の試料土のせん断変形に対するせん断抵抗が増加したことが、見掛けの摩擦力の増加に寄与しているものと考えられる。

また、図-7に上載圧と最大引抜き抵抗  $\tau_{max}$  および引抜き変位 25 mm 地点での引抜き抵抗  $\tau_{\Delta 25}$  の関係を示す。上載圧が増加するに伴い、引抜き抵抗が単調に増加したことから、豊浦砂における補強材の引抜き抵抗は上載圧に依存し、さらに、 $\tau_{max}$  と  $\tau_{\Delta 25}$  の比較においては、 $\tau_{\Delta 25}$  は  $\tau_{max}$  比で最大でも 10%程度しか低下せず、 $\tau_{max}$  発現時の変位はいずれも 25 mm 以上であることから、25 mm 以上の変位の進行に伴う引抜き抵抗の増加はそれほど見込めないものと考えられる。

変位・荷重制御による引抜き試験における先行引抜き変位の設定に当たっては、引抜き力と変位の関係において、例えば図-1に示したように、リブ付き補強材の引抜き特性として、引抜き初期に引抜き抵抗が急激に増加した後、接線勾配の変化点を境に、その後引抜き変位の増加に伴い、緩やかな単調増加もしくは保持に移行するような傾向を確認した。この結果を踏まえれば、残存耐力を評価するに当たっての引抜き抵抗フェーズを三段階（第一が、接線勾配の変化点もしくはそれ以前の領域、第二が接線勾配の変化点直後の残留抵抗に移行する領

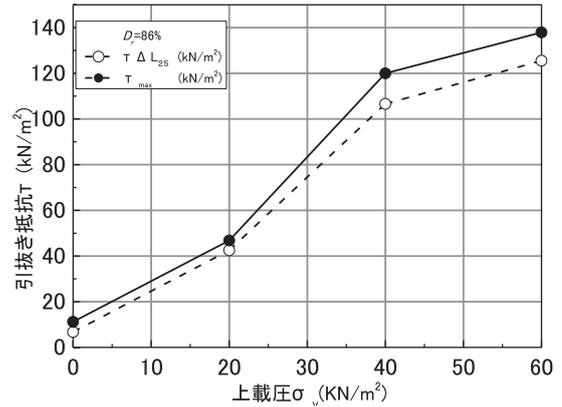


図-7 上載圧と引抜き抵抗の関係

域、第三が残留抵抗に移行後変位が進行した残留抵抗領域)に分類するのが適当と考えられる。そこで、先行引抜き変位  $\Delta L_{a0}$ 、 $\Delta L_{b0}$ 、 $\Delta L_{c0}$  に関しては、 $\Delta L_{a0}$  は接線勾配が著しく変化する点での変位、 $\Delta L_{b0}$  は接線勾配の変化点から残留抵抗へと移行する領域での中間的な挙動を示す点での変位で  $\Delta L_{a0}$  の 2 倍、 $\Delta L_{c0}$  は引抜き力が収束し残留抵抗に移行したとみなせる点での変位で  $\Delta L_{a0}$  の 4 倍とした。試験では、相対密度  $D_r=86\%$  の引抜き試験結果に基づき、各上載圧における先行引抜き変位  $\Delta L_{x0}$  を設定した。

## 5. 変位・荷重制御試験における補強材の引抜き抵抗特性

### 5.1 変位・荷重制御による引抜き試験

本試験では、予め変位制御引抜き試験より得られた先行引抜き変位を  $\Delta L_{x0}$  として変位を与えた。変位制御の引抜き試験結果に基づいて設定した所定の先行引抜き変位  $\Delta L_{a0}$ 、 $\Delta L_{b0}$ 、 $\Delta L_{c0}$  に達した時点で、その時に発生した引抜き力  $T_a$ 、 $T_b$ 、 $T_c$  がその後も補強材に一定の引抜き力が作用するように変位制御から荷重制御方式に切り換えた。その後、所定時間（今回は 18 時間）補強材の引抜き力を保持し、その状態での補強材の残留変位と引抜き力を計測し相互の関係について検討した。

### 5.2 試験手順

- ① 試料の調整及び充填方法、補強材や計測器の設置については、「3.4 試験手順」の①～③に従い、変位制御引抜き試験時と同様に土槽を作成した。
- ② 変位制御の引抜き試験で得られた先行引抜き変位  $\Delta L_{x0}$  まで引抜き速度  $v = 1.0 \text{ mm/min}$  で変位制御による引抜きを行った。
- ③ 引抜き変位が先行引抜き変位  $\Delta L_{x0}$  に達した時点で荷重制御に切り替え、 $\Delta L_{x0}$  における所定の引抜き力を載荷した。
- ④ 前行程の引抜き力を保持した状態で、所定の時間が経過するか、または引抜き変位が収束したと判断し

た時点で試験を終了した。

### 5.3 結果の整理方法

変位・荷重制御試験における結果の整理方法として、補強材敷設長を  $L_0$ 、予め設定した先行引抜き変位を  $\Delta L_0$ 、変位・荷重制御試験で引き抜けた変位を引抜き変位  $\Delta L_x$  とし、式 (5)、(6) より先行引抜き変位率、引抜き変位率を算出し、時間及び引抜き力との関係を検討した。

$$\text{先行変位率 (\%)} = \frac{\Delta L_0}{L_0} \times 100 \quad (5)$$

$$\text{引抜き変位率 (\%)} = \frac{\Delta L_x}{L_0 - \Delta L_0} \times 100 \quad (6)$$

ここに、 $L_0$ ：補強材敷設長(m)

$\Delta L_0$ ：先行引抜き変位 (m)

$\Delta L_x$ ：先行引抜き変位後の引抜き変位 (m)

### 5.4 引抜き試験ケース

変位・荷重制御による引抜き試験の試験ケースを表-3に示す。試料は豊浦標準砂を用いて、上載圧  $\sigma_v$  を変位制御同様に4通り、各上載圧毎に先行引抜き変位を3通り設定し、計12ケース実施した。

### 5.5 試験結果

図-8に変位荷重制御試験による引抜き挙動を示す。 $\sigma_v=0$  kN/m<sup>2</sup>において、引抜き抵抗が残留状態に移行する以前の先行引抜き変位  $\Delta L_a=4$  mm および  $\Delta L_b=7.6$  mm のケースでは、変位制御から荷重制御に切り替えて引抜き力を一定に保持すると、載荷時間の経過とともに引抜き変位が1 mm、1.2 mm と僅かではあるが増加した。一方、引抜き抵抗が残留状態である先行引抜き変位  $\Delta L_c=15.9$  mm のケースでは、荷重制御に切り替わった後、引抜き変位が増加し、その変位量は2.9 mmであった。また、上載圧  $\sigma_v=20\sim 60$  kN/m<sup>2</sup> においても同様の傾向が得られていることから、先行引抜き変位が大きいほど、荷重一定下で生じる引抜き変位  $\Delta L_x$  は相対的に増加傾向にあることが確認された。 $\sigma_v=0$  kN/m<sup>2</sup> の場合、 $\Delta L_c$  以後の挙動が他の上載圧とは異なっている。この要因としては、図-6に示す引抜き挙動より、0 kN/m<sup>2</sup> 以外では、接線勾配が変化した後にも引抜き抵抗は変位に対して単調増加の傾向にあり、引抜き力を一定に保持した場合、引抜き抵抗発現に必要な変位は微小と考えられる。一方で、0 kN/m<sup>2</sup> 時は、変化点後の領域における引抜き抵抗は、変位の増加に対してほぼ一定であることから、引抜き荷重を保持した場合、引抜き抵抗発現に必要な変位は相対的に大きくなるものと考えられる。

一方、図-9に上載圧と先行引抜き変位後に引抜き力一定にした後の残留変位  $\Delta L_x$  の関係を先行引抜き変位の設定別に検討した結果を示す。それぞれ設定毎の傾向に差はあるものの、 $\Delta L_{ax} \sim \Delta L_{cx}$  において、上載圧の増加に伴い、残留変位  $\Delta L_x$  が減少する傾向がある。これは、前述

表-3 変位・荷重制御引抜き試験ケース

No.	試料土	相対密度 D <sub>r</sub> (%)	上載圧 $\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	先行引抜き変位 $\Delta L_{x0}$ (mm)
1-1	豊浦 標準砂	86	0	$\Delta L_{a0} = 4.0$
1-2				$\Delta L_{b0} = 7.6$
1-3				$\Delta L_{c0} = 15.9$
2-1			20	$\Delta L_{a0} = 3.9$
2-2				$\Delta L_{b0} = 7.8$
2-3				$\Delta L_{c0} = 14.8$
3-1			40	$\Delta L_{a0} = 7.9$
3-2				$\Delta L_{b0} = 15.6$
3-3				$\Delta L_{c0} = 25.8$
4-1			60	$\Delta L_{a0} = 7.6$
4-2				$\Delta L_{b0} = 15.2$
4-3				$\Delta L_{c0} = 31.8$

の変位制御の引抜き試験結果から、上載圧の増加に伴い、引抜き抵抗が増加することが得られているが、所定の引抜き抵抗を得るまでの引抜き変位は、上載圧の増加に伴って減少することから、先行引抜き変位を付与した後に引抜き抵抗を一定に維持するまでの残留変位も同様に減少するものと考えられる。

### 5.6 豊浦標準砂の残存耐力の評価

図-10(a)に  $\sigma_v=0$  kN/m<sup>2</sup> における変位制御から荷重制御へ切り換えた際の引抜き力と先行引抜き変位  $\Delta L_{x0}$  と残留変位  $\Delta L_x$  の合計値である累加変位  $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$  の関係を示す。ここで、変位制御の引抜き試験結果より  $T_a=210$  N、 $T_b=210$  N、 $T_c=300$  N、 $T_f=220$  N とした。

引抜き力と累加変位の関係において、 $T_a$  における累加変位  $\Delta L_{a0} + \Delta L_a$  は5.0 mm (土槽高さの1.6%)、 $T_b$  における累加変位  $\Delta L_{a0} + \Delta L_a$  は8.8 mm (土槽高さの2.9%) であり、土槽高さの3%に収まっているが、 $T_c$  における累加変位  $\Delta L_{c0} + \Delta L_c$  は18.8 mm であり、これは土槽高さの6.2%に相当した。一方、図-10(b)に  $\sigma_v=60$  kN/m<sup>2</sup> における引抜き力  $T_x$  と累加変位  $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$  の関係を示す。なお、 $\sigma_v=60$  kN/m<sup>2</sup> においては  $T_f=3.5$  kN とした。また、累加変位が9mmに収まっているのは、 $T_a=3.4$  kN のケースのみであった。

実構造物では構造細目で最低土被り0.6 mと規定されていることから、 $\sigma_v=0$  kN/m<sup>2</sup> は想定されないが、上載圧が実構造物では構造細目で最低土被り0.6 mと規定されていることから  $\sigma_v=0$  kN/m<sup>2</sup> は想定されないが、上載圧がほとんど作用していない条件下も含め、壁高の3%に引抜き変位を収めるためには、補強材に作用する引抜き力が  $T_f$  以下である必要がある。

実設計においては、土圧等の想定作用力に起因する必要引抜き抵抗力に対して安全率を付与して敷設長を定めているが、本検討の評価に当たって、設計摩擦係数、実土被り及び、敷設長から逆算した想定引抜き力は  $\sigma_v=0$  kN/m<sup>2</sup> のケースで177 N (実土被り150 mmで算定)、 $\sigma_v=60$  kN/m<sup>2</sup> のケースで2.74 kN であり、いずれも  $T_f$  の80%程度相当であった。さらに、相当の安全余裕度を有していると考えられることから、常時においては3%を超える引抜きによる累加変位が生じる可能性は極めて低い。ただ

補強土壁における先行引抜き変位が補強材の引抜け挙動へ及ぼす影響

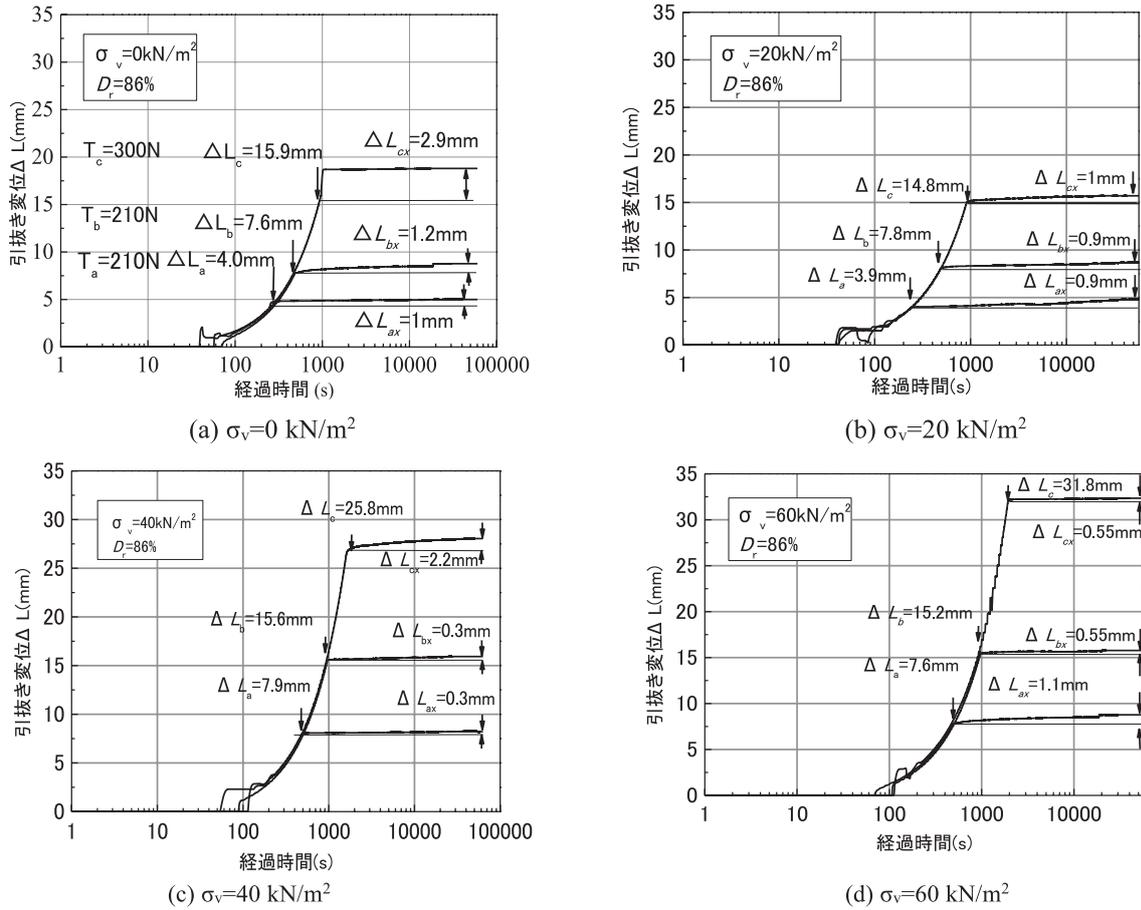


図-8 変位・荷重制御試験における経過時間と引抜き変位の関係結果

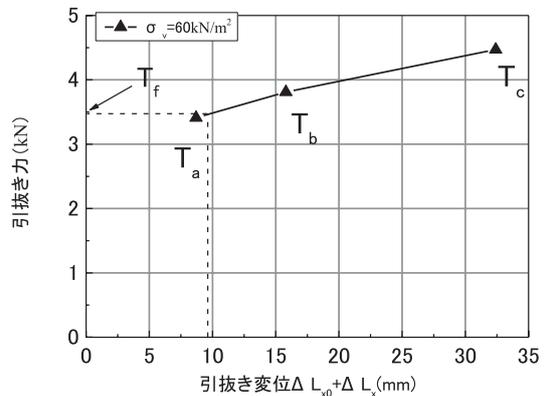
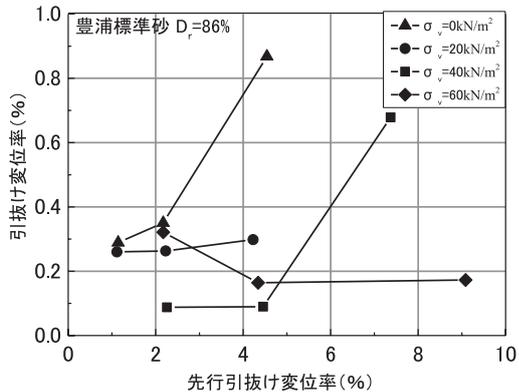
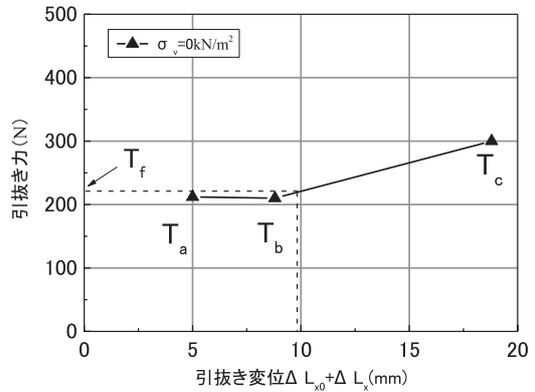
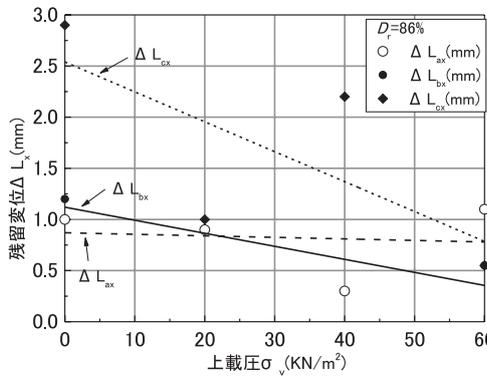


図-10 累加変位  $\Delta L_{x0}+\Delta L_x$  と引抜き力 T の関係

し、種々の要因が重複する等して、 $T_r$ を超える引抜き（抵抗）力が必要となると、引抜き変位が土槽高（壁高）の3%を超える可能性がある。図-11 に引抜き変位率と先行引抜き変位率の関係を示す。ここで、引抜き変位率は、敷設長  $L_0$  に対する残留変位  $\Delta L_x$  の割合を、先行引抜き変位率は、敷設長  $L_0$  に対する先行引抜き変位  $\Delta L_{x0}$  の割合を示している。

本検討結果から、 $\sigma_v=0\sim 40\text{ kN/m}^2$  では先行引抜き変位率（敷設長に対する先行引抜き変位の割合）が増加するにつれて引抜き変位率（先行引抜き時の敷設長に対する、先行引抜き変位の割合）も増加する傾向にあるが、 $\sigma_v=60\text{ kN/m}^2$  では、引抜き変位率は低下する傾向にあった。先行引抜き変位率と引抜き変位率の関係を検討した場合、 $\sigma_v=60\text{ kN/m}^2$  を除けば、先行引抜き変位率の増加に伴い、概して引抜き変位率も増加する傾向にある。これは、引抜き挙動における接線勾配の変化点以後の領域においては、土と補強材の摩擦で安定を保持するために、引抜き抵抗を発現するのに一定の変位を要するためであると考えられる。

一方、上載圧が増加するに従って、先行引抜き変位率に対する引抜き変位率は低下傾向にある。これは、変位制御の引抜き挙動に示したように、残留領域（接線勾配の変化点後の領域）における変位に対する引抜き抵抗の増加率（残留領域の接線勾配）は、上載圧が増加するに従って増加傾向であることから、先行変位を残留領域で付与した場合において必要な引抜き抵抗を維持するのに生じる変位は、相対的に減少するものと考えられる。

## 6. 結論

補強土壁において、補強材の引抜きモードにおける残留抵抗（残存耐力）を評価、検討することを目的に、変位・荷重制御の引抜き試験を実施した。まず、補強土壁の主要な構成要素となる補強材の引抜き抵抗特性について、相対密度や上載圧との関係を変位制御の引抜き試験から検証し、変位・荷重制御引抜き試験における先行引抜き変位を設定した。次いで、変位・荷重制御引抜き試験を実施し、所定の先行引抜き変位で荷重制御に切り替え、引抜き力を保持して、その後収束するまでの残留変位と先行引抜き変位の関係について検討した。本研究より得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 変位制御引抜き試験の結果により、補強材の引抜き抵抗は相対密度及び、上載圧にそれぞれ依存性を有する。
- (2) 変位・荷重制御試験において、先行引抜き変位が大きいほど、その後の引抜き力一定下での残留引抜き変位は増加する傾向にある。
- (3) 変位・荷重制御引抜き試験の結果より、概して上載圧の増加に伴って引抜き変位率が減少することから、

補強材の残存耐力は、同一の先行引抜き変位時においては上載圧が大きいほど増加するものと考えられる。

- (4) 豊浦標準砂の場合、補強材に要求される引抜き抵抗力が残存耐力  $T_r$  よりも小さければ、荷重一定保持後の残留変位  $\Delta L_x$  は補強材長  $L_0$  に対して微小であるため、仮に引抜きモードで変位が生じて、その後収束し、内的安定には影響を及ぼさないと考えられる。

## 参考文献

- 1) 上沢 弘, 那須 誠, 小峰利夫, 安田祐作: 補強土（テールアルメ）工法の模型破壊実験とその解析, 鉄道技術研究報告, No.889, 1974.
- 2) 中島 進, 藪 雅行, 石原雅規, 佐々木哲也: 模型実験・地震被害事例の解析による道路土構造物としての補強土壁の耐震性評価, 土木技術資料, Vol.53, 2011.
- 3) 日本テールアルメ協会: 補強土（テールアルメ）壁工法 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被災調査報告書 <第三報>, 2011.
- 4) 桑野二郎, 大谷義則, 高尾浩司郎, 酒井茂賀, 木村隆志: 東北地方太平洋沖地震における鋼製帯状補強土（テールアルメ）壁工法の被災調査(その1)—被災調査と維持管理—, 第 47 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.523-524, 2012.
- 5) 林 豪人, 藤田智弘, 藪 雅行, 小橋秀俊: 浸水および排水の作用を受ける地盤内に設置した各種補強材の引抜き特性, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, pp.117-118, 2011.
- 6) 熊田哲規, 渡辺恵二: 帯製鋼状補強土壁（テールアルメ）に用いる補強材の引抜き試験, 第 49 回地盤工学シンポジウム平成 16 年度論文集, pp.253-260, 2004.
- 7) Suzuki, M., Asada, R., Otani, Y., Shimura, N.: Evaluation of post-earthquake loading capacity of steel reinforced retaining wall by displacement and/or loading controlled pullout test, *Proc. of 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.2186-2189, 2015.
- 8) 一般財団法人土木研究センター: 補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第 4 回改訂版, 2014.
- 9) 米田 修, 田坂行雄, 山本哲朗, 鈴木素之, 久保田晃: 固化処理土を用いた補強土壁工法における補強材の引抜き試験（その1）, 第 41 回地盤工学研究発表会公園概要集, pp.647-648, 2007.
- 10) 公益社団法人地盤工学会: ジオシンセティックスの土中引抜き試験方法(JGS0942-2009), 地盤材料試験の方法と解説, pp.1058-1068, 2009.

(2016 年 6 月 20 日 受付)