

博士論文

帯鋼補強土壁における補強材の地震時
及び引抜け後の挙動特性に関する研究

(Pull-out Behavior Characteristics of Strip During Earthquake and
After Pulled out on Steel Strip Reinforced Soil Wall)

2023年3月

志村直紀

山口大学大学院創成科学研究科

(白紙)

目次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 補強土壁の設計における引抜き抵抗の考え方	8
1.3 本論文の構成と内容	12
参考文献	14
第2章 補強土壁における維持管理に関する既往の知見	15
2.1 序言	15
2.2 大規模地震調査の傾向分析	19
2.3 構築年ごとの変状発生傾向	27
2.4 維持管理における留意点と課題	33
2.5 土中引抜き試験に関する既往の知見	39
2.6 まとめ	40
参考文献	41
第3章 帯鋼補強土壁における補強材の地震時挙動	43
3.1 序言	43
3.2 補強土壁模型	44
3.3 土中引抜き試験による初期引抜き荷重の設定	50
3.4 補強材の地震時挙動	54
3.5 まとめ	75
参考文献	76
第4章 地震時の引抜けが生じた補強材の残留変位に対する評価	78
4.1 序言	78
4.2 試料土	82
4.3 試験装置および手順	83
4.4 変位制御による引抜き試験	91

4.5 変位・荷重制御試験における補強材の引抜き抵抗特性	99
4.6 まとめ	113
参考文献	114
第5章 総括	116
5.1 各章の結論の要約	116
5.2 本研究における全体総括と引抜き変位による評価手法の提案	118
謝辞	122

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

補強土壁工法は盛土補強工法の一つとして特に法面は鉛直に近く、壁面材と補強材からなる土工構造物である。補強メカニズムは鉛直に近い壁面材に作用する土圧力に対して、盛土内に層状に敷設された引張り補強材の引抜き抵抗力によって釣り合いを保ち、土留め壁としての機能を発揮させるものである。補強土壁工法は補強材や壁面工の種類によって多種の工法が提案または実用されており、代表的なものに帯鋼補強土壁工法(写真-1.1)、ジオテキスタイル補強土壁工法(写真-1.2)、アンカー補強土壁工法(写真-1.3)がある¹⁾。そのうち、帯鋼補強土壁工法は1963年にフランスのH.Vidalにより考案された工法であり、図-1.1のように、コンクリートスキン、帯鋼補強材(平滑ストリップ、リブ付きストリップ)、盛土材やその他副資材から構成され、図-1.2のように想定すべり面前方の土塊により、壁面方向つまり、主働方向に作用する土圧に対して摩擦による引抜き抵抗力により土留め効果を発揮させるものである³⁾⁴⁾。



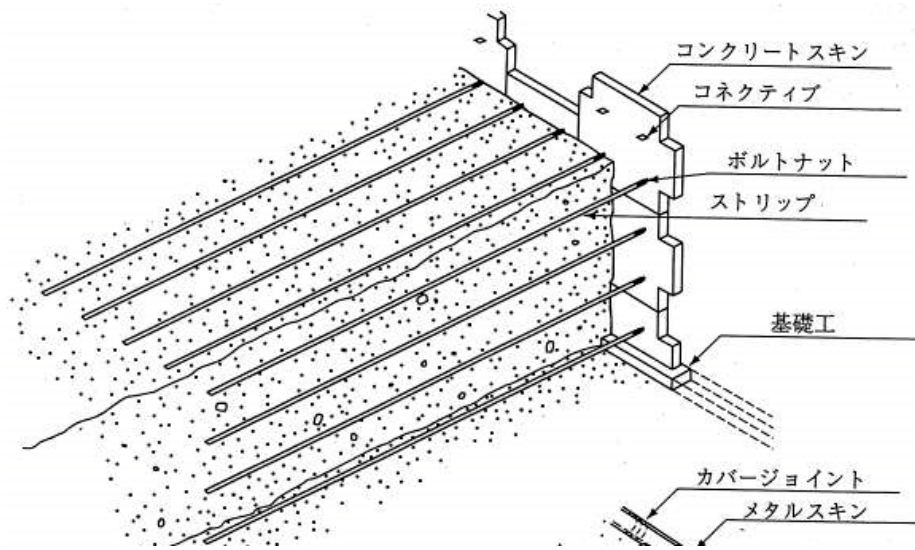
写真-1.1 帯鋼補強土壁工法



写真-1.2 ジオテキスタイル補強土壁（鋼製棒・緑化タイプ）



写真-1.3 アンカー補強土壁



※原図は、文献番号 3)より転載

図-1.1 帯鋼補強土壁工法

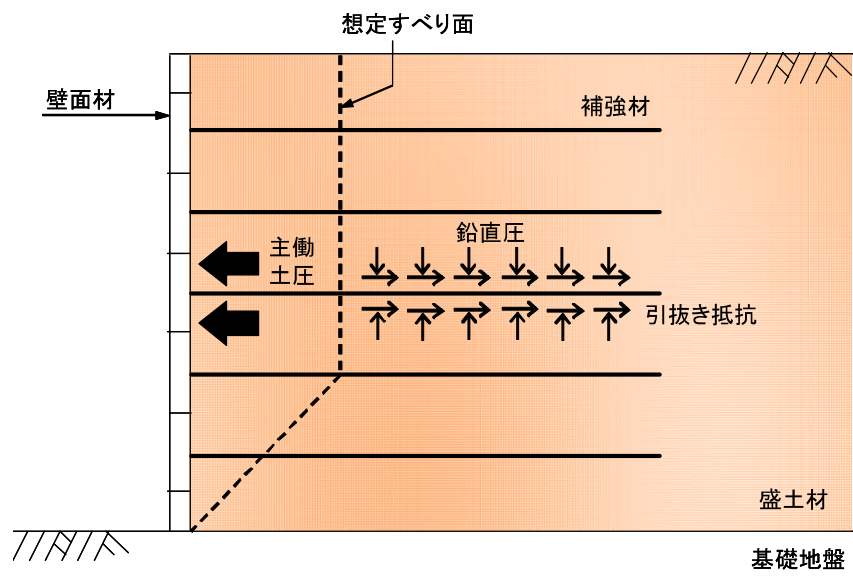


図-1.2 補強土壁工法のメカニズム概念図

帯鋼補強土壁工法の特徴としては、決められた盛土の層厚により基礎地盤の支持力に対する安全余裕度が高い点、柔な構造物として、高い耐震十分に管理された盛土工が行われるため、特殊な施工によらず、設計に見込んだ安定性を達成しやすい点、基礎地盤の不同沈下に対する追随性に富んでいる点、将来撤去する必要性が生じて、構築と逆順で短期に撤去が行えることから、仮設構造物にも適している点などが挙げられる³⁾⁴⁾。帯鋼補強土壁は、平地が少ないわが国において土地の有効活用の面から、道路、造成を始めとする各分野で活用促進され、1972年に中央自動車道（山梨県上野原）にて初めて採用されて以来、国内に広く普及、その実績は図-1.3に示すように国内に約4万5000件、壁面積にして1100万㎡を超える。一方で、構築後30年以上経過したものも年々増え続けており、他の構造物と同様に老朽化した社会資本ストックの維持管理が課題となっているほか、後述する激甚災害において被災した事例もあり、粘り強い構造への転換も課題となっている。

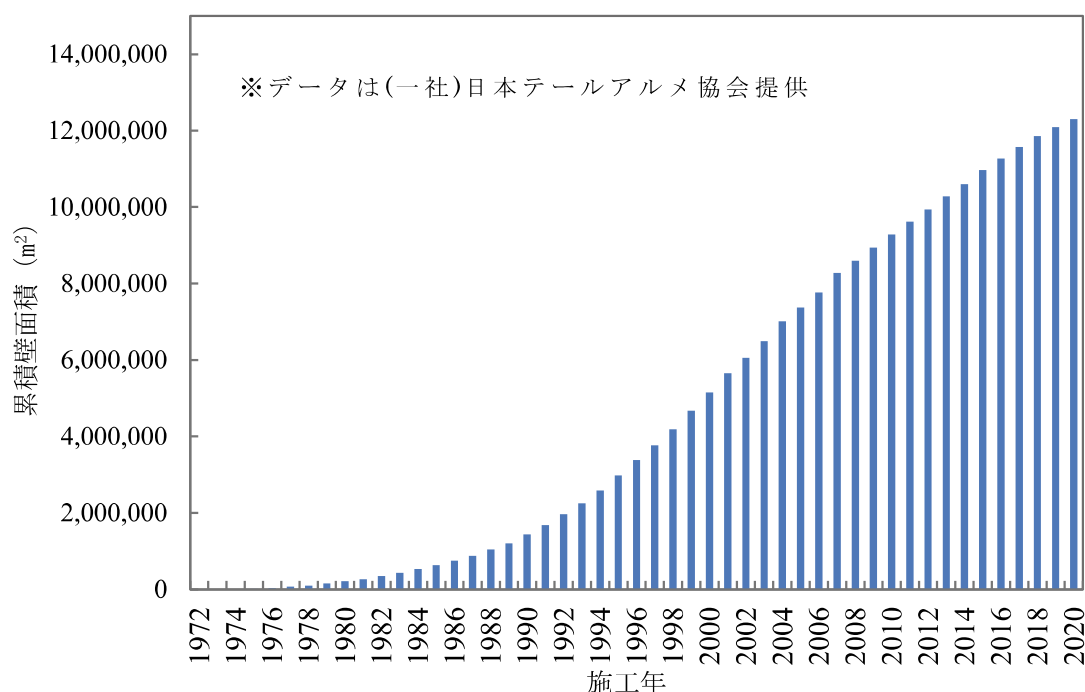


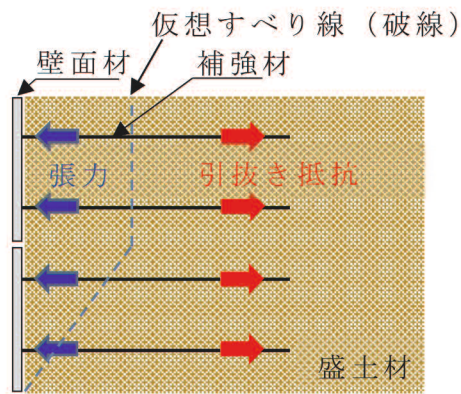
図-1.3 帯鋼補強土壁施工実績

第1章 序論

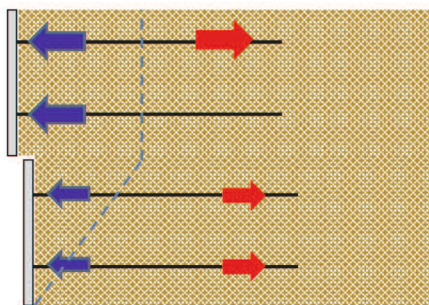
ところで、帯鋼補強土壁の設計は、3種7モードの状態を考慮して行われる。まず、部材の安全性の検討（内的安定検討）において、壁面に作用する常時または地震時の土圧等の作用力に対して、壁面の破壊および、補強材の破断と引き抜けの照査を行う。次に、補強土壁自体の安定性の検討（外的安定検討）として、補強土壁背後からの土圧等の作用力に対して、滑動、転倒および、支持の照査を行う。最後に、補強土壁を含む全体安定の検討として、常時と地震時において円弧すべり照査を行う。なお、設計時に用いる土質定数は、工事発注時まで盛土材の物性が不明確であることから安全側に配慮した仮定値を用いることが多く、実際の補強土壁が有する性能は、設計で想定する性能とは一致しない場合が多いが、前述のように6つの状態に対して安全余裕度を担保していることから、構造体としての安全性・安定性、耐久性が高いことが経験的に明らかとなっている。

従来から、経験的に帯鋼補強土壁は耐震性に優れるといった特徴を有している一方、近年頻発している大規模地震においては、一部の補強土壁が被災した事例も確認されている。2011年東北地方太平洋沖地震においては、現地調査を行った帯鋼補強土壁1476件のうち、23件において壁面の前傾やはらみ出し、クラックや目地の開き等の変状が生じたことが報告されている^{5) 6)}。この要因の一つとしては、地震動による壁面土圧の増加、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の地震動による間隙圧の発生、壁面の初期変状部分への応力集中、繰返し荷重による断続的な壁面変位の発生が考えられ、これらの要因に対する検証が国内外で行われている。このうち浸水条件時の補強材の引抜き抵抗特性については室内試験等により明らかにされている⁷⁾。しかし、一度変状した補強土壁の残存性能は明らかになっておらず、部材の残存耐力および変状した補強土壁の構造安定性に対する評価手法は確立されていない。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を踏まえ、部材の安全性において、補強材の引抜きに対する残存耐力の評価手法が求められている。著者らは、作用と抵抗の関係において、補強材の引き抜けモードで変位が生じる際、図-1.4(a)～(d)に示すように状態が移行していくと考えた。まず、次項で詳述するが、(a)補強材には、壁面に作用する土圧に起因した張力が作用しており、盛土材と補強材間の摩擦により

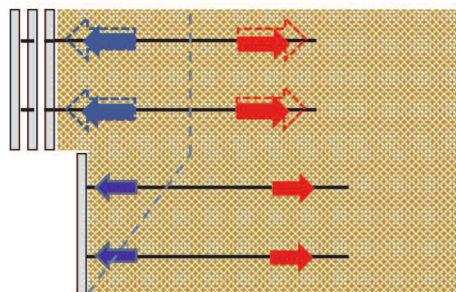
抵抗し安定を保っている．ここで，(b)作用力の増加等により，補強材の張力が増加した場合に，若干の変位を伴うことがある．(c)さらに地震動などで過大な張力が発生した場合に，過大な変位が生じ，補強材が引き抜ける．(d)上段と下段の隙間から盛土材が漏出することで壁背面に空洞が生じて土圧が作用せず張力を消失．上段部が負担していた土塊の作用は下段で負担することになるため，下段の張力が増加して下段部の変位が生じることが想定される．一方，壁面に変位が生じた際の評価は，図-1.5に示すように，壁面変位の3%かつ300mm以下であれば健全としている．しかしながら，本評価は，施工管理値を準用したものであって，補強土壁の性能を適切に評価したものではない．そこで，本研究では，著者らはまず，地震動が補強材の引抜き挙動に及ぼす影響を明らかにするため，補強材周辺の応力変形状態を再現した模型を用いて振動台実験を行い，地震時に補強材に作用する張力特性，引抜き挙動を把握した．続いて，別途新たに開発した変位・荷重制御式引抜き試験機を用いて，地震や豪雨等で生じるような引き抜けがその後の付加的に生じる引き抜け変位に及ぼす影響を明らかにすることを試み，得られた知見から，補強材が引き抜けモードで変位する際の，引抜き抵抗に着目した評価手法を提案することを目的とした．



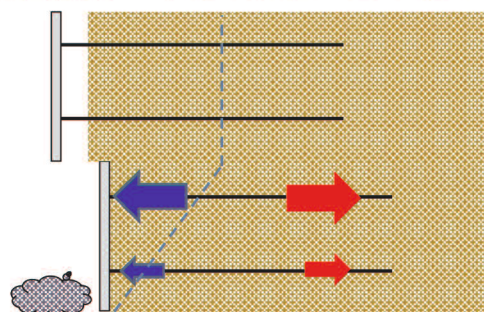
(a) 安定状態



(b) 作用力の増加等により変位が生じた状態



(c) 残留抵抗が不足し変位が生じ続ける状態



(d) 上段の補強材張力が消失した状態（周辺の補強材張力増加し変位発生）

図-1.4 補強土壁における引き抜きの進行模式図

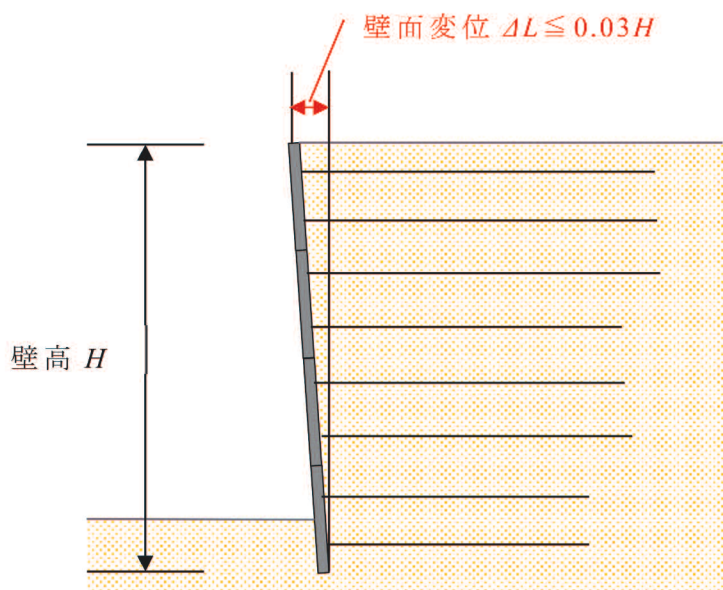


図-1.5 壁面変位の壁高に対する評価

1.2 補強土壁の設計における引抜き抵抗の考え方

補強土壁の設計は、大きく分けて部材の安全性（内的安定）、補強土壁自体の安定（外的安定）、補強土壁を含む全体安定（全体安定）の3種があり、そのうち引抜き抵抗を考慮して補強材の引き抜けの照査を行うのは部材の安全性（内的安定）である。以下に引き抜けの照査について概説する。

補強材の引き抜けの照査では、補強土壁の壁面に作用する土圧を作用、補強材と土の摩擦抵抗を抵抗として、所定の安全性を満足するかどうかを照査する。まず、常時に考慮する土圧としては、図-1.6に示すように、帯鋼補強土壁独自の固定すべり面前方を主働領域として、主働領域の土が移動しようとする力を土圧力として式(1.1)を用いて算定する。

$$P_i = K_i \cdot \Delta H \left\{ \gamma_1 \cdot \Delta H \left(i - \frac{1}{2} \right) + q_i \right\} \quad (1.1)$$

ここに、

P_i : i 段目の補強材に作用する土圧力

K_i : i 段目の補強材位置における土圧係数

ΔH : 補強材の鉛直間隔

γ_1 : 盛土材の単位体積重量

q_i : i 段目の補強材が負担する載荷重による鉛直応力

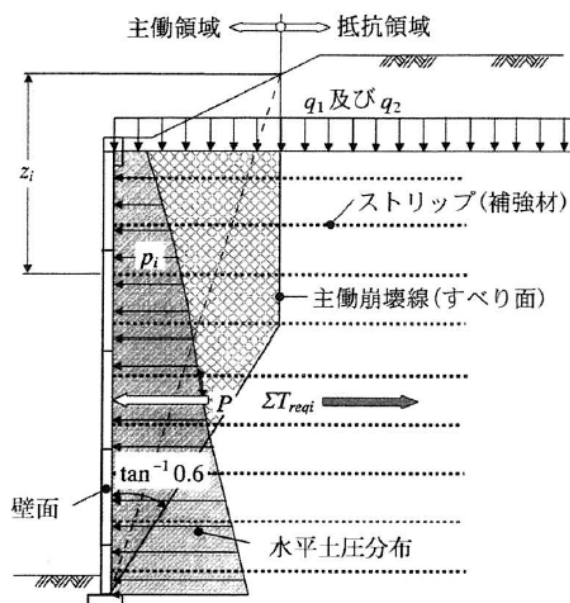


図-1.6 常時の部材の安全性に用いる土圧³⁾

一方、地震時に考慮する土圧は、図-1.7に示すように、地震時の固定すべり面上の土塊が壁面方向に動く想定して、水平設計震度を考慮した土圧を式(1.2)および、式(1.3)を用いて算定する。

$$P_{Ei} = P_i + \Delta P_i \quad (1.2)$$

ここに、

P_i : i 段目のストリップが負担する土圧

ΔP_i : i 段目のストリップが負担する地震時増加土圧力

$$\Delta P_i = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{z_i}{H_a} \right) \cdot \alpha \cdot k_h \cdot P_n \quad (1.3)$$

ここに、

H_a : 仮想壁高 (嵩上げ盛土高さを均一化する考え方)

z_i : 仮想壁高における土被り

α : 地震時増加係数で、1.4を用いる。

k_h : 設計水平震度

P_n : 最下段のストリップが負担する土圧力

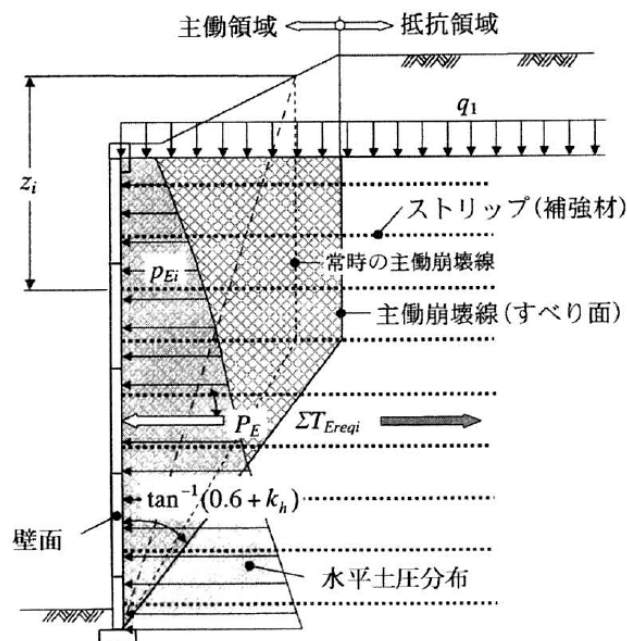


図-1.7 地震時の部材の安全性に用いる土圧³⁾

続いて、算定された各土圧から、固定すべり面、つまり主働崩壊線後方を抵抗領域として、抵抗領域における補強材の引抜き抵抗が、土圧に起因して1本あたりの補強材に作用する張力に対して十分耐力を有することを照査にて行う。ここで、抵抗領域中の補強材長に主働領域の補強材長を加えた長さが補強材設計長となる。

$$P_i \cdot \Delta B_i < \frac{2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vi} \cdot b \cdot L_{reqi}}{F_s} \quad (1.4)$$

ここに、

- P_i : i 段目の補強材の位置に作用する地震時の土圧力
- ΔB_i : i 段目の補強材の水平間隔(0.75m, 0.5m, 0.375m, 0.25m)
- f_i^* : i 段目の補強材の見かけの摩擦係数*
- σ_{vi} : i 段目の補強材位置における鉛直応力
- b : ストリップ幅
- L_{reqi} : i 段目の抵抗領域中の補強材長
- F_s : 安全率 常時 2.0 地震時 1.2

※) 見かけの摩擦係数 f_i^*

設計に用いる摩擦係数は、全長一定であるとみなして、土被りとの関係において図-1.8に示す国内の実験値に基づいてモデル化された。

摩擦係数は種々の要素により変動するが、見掛けの摩擦係数は、実験値を元に安全側を考慮し、式(1.5)より求める。

$$\left. \begin{aligned} f_i^* &= f_0^* \left(1 - \frac{z_i}{z_0}\right) + \tan \varphi_1 \frac{z_1}{z_0} && z_i \leq z_0 = 6.0\text{m のとき} \\ f_i^* &= f_0^* \tan \varphi_1 && z_i > z_0 = 6.0\text{m のとき} \end{aligned} \right\} (1.5)$$

ここに、

f_i^* : i 段目の補強材の位置の見かけの摩擦係数

f_0^* : 土被りがない時の見かけの摩擦係数でリブ付き補強材の場合、

$f_0^*=1.5$ を用いる

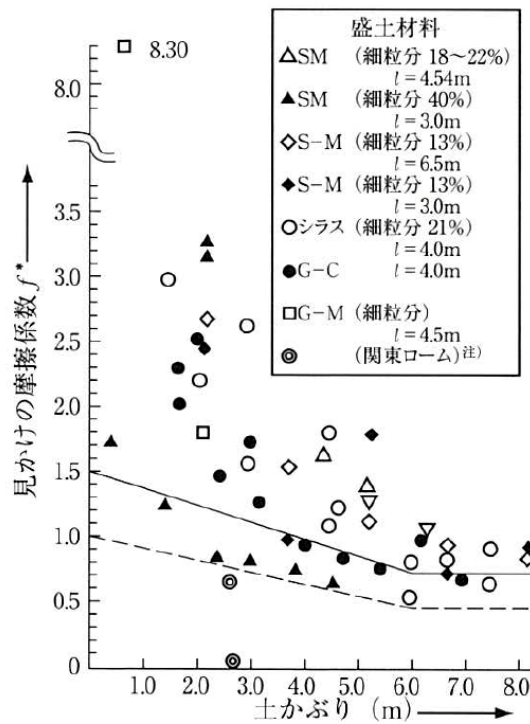


図-1.8 国内で得られた摩擦係数の実測値³⁾

1.3 本論文の構成と内容

本論文は、以下の5章から構成されている。図-1.2.1に本論文の構成を示した。

第1章（本章）では、研究の背景と目的を述べるとともに、本論文の内容と構成をとりまとめ、各章の関係を整理した。

第2章では、近年頻発する地震等の激甚災害における被災調査結果から得られた知見をまとめた。応急被災度判定が運用された2007年の能登半島地震以降の調査結果および被災状況の概要を説明、地震による補強材の引き抜きの被災形態の特徴を示し、被災要因と課題について整理した。また、維持管理における留意点を提起し、診断手法の一つとして挙げられる補強材の引抜き試験の考え方を整理した。

第3章では、補強土壁における補強材の引き抜きモードに着目し、まず、地震時の補強材に作用する引抜き力の変化を検証することを目的として、補強材周辺の応力変形状態を再現した試験装置を開発。供試土槽を用いて振動台実験を行い、加振中の引抜き挙動について、盛土材や拘束圧さらには、現場でも適用事例のある盛土改良が及ぼす影響について調べた。

第4章では、先行引抜きがその後の付加的に生じる引抜き変位に及ぼす影響を解明することを試みた。補強材を変位一定または荷重一定で引き抜くことができるよう可変制御が可能な試験機を開発し、変位・荷重制御による引抜き試験により補強材の変位と引抜き抵抗の関係において、任意の引抜き変位で一定の引抜き力を作用させ続けたときの補強材に二次的に発生する引抜き変位を明らかにし、変位特性からその後生じる残留変位について考察した。

第5章では、各章の結論の要約をまとめ、本論文の総括を行った。

第1章 序論

- ・研究の背景と目的
- ・補強土壁の設計における引抜き抵抗の考え方
- ・本論文の構成

第2章 補強土壁における既往の知見

- ・概要
- ・既往の調査結果の分析
- ・地震による被災事例
- ・経年変化に対する点検結果の分析
- ・維持管理における課題

第3章 地震時の引抜き挙動

- ・序論
- ・振動台に設置した補強土壁模型
- ・荷重制御による静的引抜き試験
- ・加振試験

第4章 任意の引抜き変位後の引抜き挙動

- ・序論
- ・変位・荷重制御可変型引抜き試験装置
- ・変位制御による引抜き試験
- ・任意の変位後の荷重制御引抜き試験
- ・残存耐力の評価

第5章 総括

- ・結論の集約
- ・全体総括と引抜き変位による評価手法の提案

【参考文献】

- 1) 公益社団法人日本道路協会, 道路土工擁壁工指針(平成24年度版), 2012.
- 2) 公益社団法人日本道路協会, 道路土工構造物技術基準・同解説, 2017.
- 3) 一般財団法人土木研究センター, 補強土(テールアルメ)壁 設計・施工マニュアル第4回改訂版, 2014.
- 4) 一般財団法人土木研究センター, 補強土(テールアルメ)壁 設計・施工マニュアル第3回改訂版, 2003.
- 5) 日本テールアルメ協会, 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.

URL; https://www.japan-ta.com/docs/f01_d0006.pdf

- 6) 一般社団法人日本テールアルメ協会, 平成28年熊本地震被災調査報告書(最終報), 2016.

URL; https://www.japan-ta.com/docs/f01_d0007.pdf

- 7) 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.

第2章 補強土壁における維持管理に関する既往の知見

2.1 序言

近年、高度経済成長期に集中整備された構造物の老朽化問題が顕在化し社会問題となっている。加えて、南海トラフ巨大地震の発生懸念や、異常気象によるスーパー台風およびゲリラ豪雨等、激甚災害の発生リスクに備える必要が高まっている。特に自然環境の影響を大きく受ける道路土工構造物の品質確保に向けた、合理的な調査、計画、設計および施工、ならびに適切な維持管理の手法や体制の確立が重要な課題である。これまで大規模地震が発生した際、主に震度5強以上の強震地域に構築された帯鋼補強土壁の被災度調査が実施され、地震による構造物への影響や補修・措置の必要性の有無が確認された¹⁾。本章では、これまでの調査で蓄積された被災調査データをもとに、既往の大規模地震を再検証し、震度階による影響など傾向分析を行った結果ならびに被災事例を紹介。さらに、帯鋼補強土壁における「点検・診断・措置・記録」のメンテナンスサイクルの確立を目的とした、維持管理に関するこれまでの取り組み事例について報告する。

本章に示す地震調査は、気象庁が名称を定めた大規模地震を含む16地震（表-2.1）のうち、震度5強以上に位置する帯鋼補強土壁を対象とし、「被災度評価および災害復旧に向けての基本方針等検討委員会（太田秀樹委員長：中央大学研究開発機構）」において策定された補強土被災台帳と被災度応急判定表²⁾に基づいて、近接外観目視により表-2.3に示す判定項目に基づいて実施した。データ整理は被害状況および危険度、損傷ランク（表-2.2）の評価を行ったものを対象に実施した。

被災度応急判定は、2007年以降に発生した地震被災度調査に用いられているため、2006年以前の調査については、評価基準が異なるため、今回の分析対象から除外した。

表-2.1の地震調査のうち、判定結果と震度階を特定できた2438件を対象に震度階と損傷ランクの関係について整理した。

表-2.1 調査の対象とした地震

発生年	地震名	最大震度階	マグニチュード
2007	能登半島地震*	6強	6.9
2007	新潟県中越沖地震*	6強	6.8
2008	岩手・宮城内陸地震*	6強	7.2
2009	駿河湾地震	6弱	6.5
2011	東北地方太平洋沖地震*	7	9.0
2011	長野県北部地震	6強	6.7
2011	北海道ひだか地震	5強	5.1
2013	淡路島地震	6弱	6.3
2014	長野県神城断層地震	6弱	6.7
2016	熊本地震*	7	7.3
2016	鳥取県中部地震	6弱	6.6
2017	大分佐伯付近地震	5強	5.0
2017	長野県王滝村・木曾町地震	5強	5.6
2018	大阪府北部地震	6弱	6.1
2018	島根県西部地震	5強	6.1
2018	北海道胆振東部地震*	7	6.7

※データの出典：気象庁ホームページ
<https://www.data.jma.go.jp/eqdb/data/shindo/index.html>

表-2.2 損傷ランク

危険度	使用条件 (応急時)	損傷 ランク	状態
赤	使用禁止・ 立入り禁止	Ⅵ	完全に崩壊または大変形し、構造物としての機能を有していない
黄	応急対策， 緩速，使用 制限等の単 独または併 用により 使用可	Ⅴ	比較的に大きな変形・損傷をしたが，構造物としての機能は当面維持可能
		Ⅳ	部分的に変形・損傷し，安定性は損なわれたが，構造物としての機能は当面維持可能
	経過観察に より使用可	Ⅲ	全体が変形したが，構造物としての安定性に大きく影響しない
青	無条件ある いは経過観 察により使 用可	Ⅱ	部分的に変形・損傷したが，構造物としての安定性に大きく影響しない
		Ⅰ	変形・損傷なし

表-2.3 損傷ランク判定項目

損傷 ランク	着目する部材と事象						
	壁面材		壁面材の 目地開き 段差	土砂の 流出	壁面の 鉛直度	はらみ出 し	基礎フー チングの 変位
	事象	範囲					
VI	壁面材が脱落もしくは破壊による鉄筋露出	広範囲で盛土の崩壊を伴う	—	壁背面に空洞を生じる土砂が大量（1箇所当たり1.0m ³ 以上）に流出	壁高の20%以上の変位	—	転倒・滑動による破壊
V	壁面材が脱落もしくは破壊による鉄筋露出	広範囲	—	壁前面への土砂流出が1箇所当たり1.0m ³ 未満、かつ広範囲	—	—	段差目違い、クラック等の発生
IV	壁面材が脱落もしくは破壊による鉄筋露出	部分的	—	壁前面への土砂流出が1箇所当たり1.0m ³ 未満、かつその範囲が部分的	—	—	
III	角欠け・クラック等	広範囲	施工許容値以上の目地開きが壁面全体にわたる	土砂流出なし	—	広範囲に大きく孕む（平坦性が確保されない）	
II	角欠け・クラック等	部分的	施工許容値以上の目地開きが部分的に生じる	土砂流出なし	—	部分的に大きく孕む（平坦性が確保）	
I	なし	なし	目地開き施工許容値以下（ずれ±10mm）	土砂流出なし	壁高の3%もしくは30cm以内の変位	多少の孕み出し	なし

2.2 大規模地震調査結果の傾向分析

震度階ごとに損傷ランクの件数と発生率を整理した結果を表-2.4に示す。対象データの損傷ランク別の発生率を図-2.1に示す。調査を行った震度5強以上の地震において、判定表の帯鋼補強土壁の使用条件「無条件あるいは経過観察により使用可」にあたる軽微な損傷である損傷ランクⅡ以下の発生率は98%以上となり、耐震性能の高い擁壁であることが確認できる。表-2.3より、震度階が上がるにつれ、経過観察や応急対策が必要となる損傷ランクⅢ以上の発生率が増加傾向にあることが確認できる。

震度階別の損傷発生確率の傾向については、震度5強から震度6弱までは1%程度であるが、震度6強では4%と損傷ランクⅢ以上の発生率は4倍に上昇した。震度が比較的小さい領域で損傷ランクが高いものについては、構造物の置かれた地形条件、地震に起因する活断層との最短距離などの環境条件の影響、盛土材の細粒化や排水施設の損傷などの複合要因による損傷であることが確認されている。

以上の傾向分析により、帯鋼補強土壁の擁壁としての機能に大きく影響する変状発生率は、震度6弱と震度6強を境にして増加する傾向にある。しかしながら、震度階のみで損傷傾向を分析することは難しく、構造物の置かれた環境などや個々の現場の加速度履歴が異なることから、震度階と被災度の発生率の因果関係を示すことはできないが、今後も被災調査に基づく検証を継続する考えである。

表-2.4 地震調査結果集計

震度階	損傷ランク						計	ランクⅢ以上の発生率 (%)
	I	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	V	Ⅵ		
5強	1034	62	2	9	1	1	1109	1.0
6弱	952	89	4	2	5	0	1052	0.7
6強	217	27	3	5	2	4	258	4.3
7	10	5	1	0	0	3	19	15.8
計	2213	183	10	16	8	8	2438	
発生率 (%)	90.8	7.5	0.4	0.7	0.3	0.3		

※データは(一社)日本テールアルメ協会提供

※震度5強における損傷ランクVおよびⅥを判定された帯鋼補強土壁は、盛土材の細粒化や排水施設の損傷等の複合的な要因により損傷

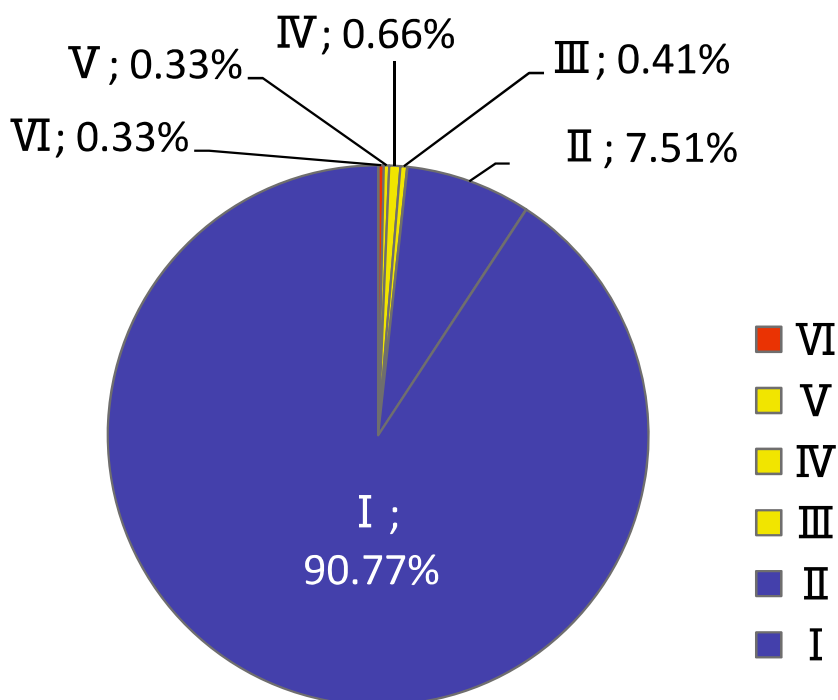


図-2.1 調査結果全体の損傷ランク集計

2.2.1 被災事例

これまで大規模地震が誘因となった被災事例を示す。なお、大規模な損傷や不具合は、一つの要因ではなく、複数の要因が重複した場合に発生しうることが、過去の調査結果からも確認されている。そのため、以下の事例においても、想定される複数の要因を抽出した。

写真-2.1~2.4に2011年東北地方太平洋沖地震で被災した、福島県にて宅地造成用に築造された帯鋼補強土を示す。その諸元は、最高壁高12.0m、壁面積にして800m²であり、築造は1998年であり、応急被災度判定によりランクVと判定された。

発生した事象は、写真-2.1~2.4及び、図-2.2に示すように、延長約100mのうち、20mに渡って上段部の壁面材が前方に突出し、上下の壁面材間に約1m程度の段差と隙間が生じ、盛土材が漏出した。これまで、壁面全体が変形する事象はいくつか確認されているものの、上段部分だけが前方へ変位する事象はこれまでに確認されたことのない事象であった。近接目視による現地調査ならびに詳細調査を行い、以下のとおり要因を推定した。

a) 盛土材

天端からボーリングを行い、高さ毎に盛土材の物性を確認した。その結果、変形が比較的大きい上段部は、細粒分含有率 $F_c=51\%$ の細粒土に分類される盛土材であった。これは帯鋼補強土の盛土材の適用範囲である $F_c\leq 25\%$ 以下を大きく上回っていた。一方、比較的変形のみられなかった下段部については、 $F_c=25\%$ 以内であったことから、上段部と下段部では盛土材の物性が異なることが示唆された。

b) 水（排水）

前方に大きく変位した壁面材の境界部からは、高含水の盛土材が漏出していることが目視で確認された。地震が3月に発生したことや、天端は1段法面があり、上面は公園施設であったことから、積雪に伴う融雪水が断続的に浸潤していたものと考えられる。また、変位の大きい箇所は、平面上の隅角部に位置しており、上面宅地盛土の排水が集中していたことも考えられる。

c) 上載構造物

第2章 補強土壁における維持管理に関する既往の知見

延長 100m のうち、前方に大きく変位した範囲は、上部に建築物が構築されていた。帯鋼補強土築造当初は計画されておらず、横断形状に当該施設を考慮していなかった可能性が高い。なお、建築物は、補強領域（補強材範囲）直上より後方に位置していることから、拘束影響は小さいと考えられる。

以上のように、3 点の要素が重なったことと、比較的長時間の地震動を受けたことにより、盛土内の緩み領域が拡大し、本事象に至ったものと推察された。



写真-2.1 被災事例①の全景



写真-2.2 被災事例① 被災箇所正面



写真-2.3 被災事例① 被災箇所側方



写真-2.4 被災事例① 被災箇所上面部公園施設内

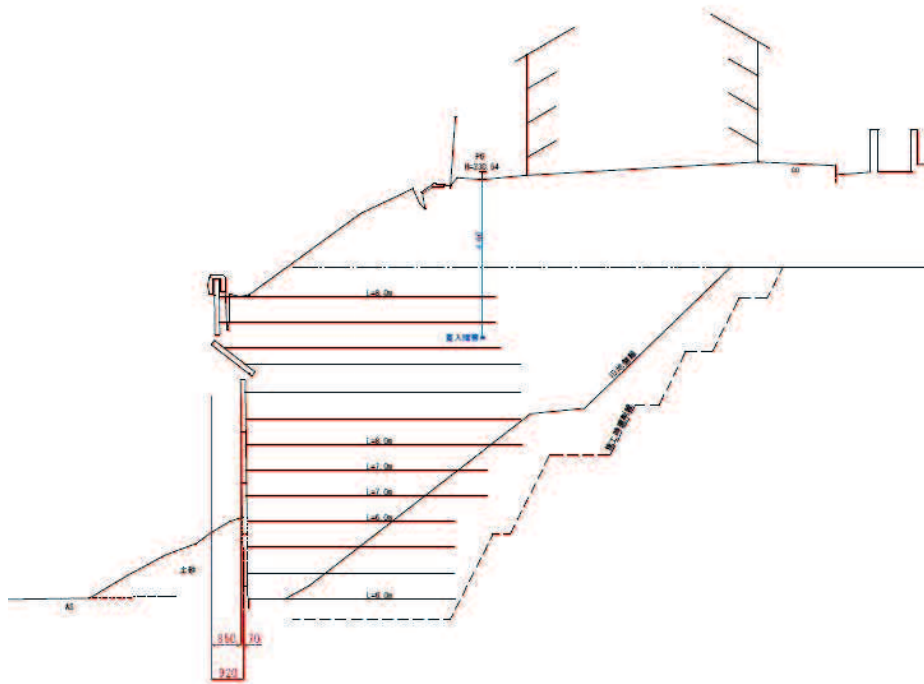


図-2.2 被災事例① 横断面図

2.2.2 被災事例に基づく要因と対策

前項に示したものを含め過去の被災事例の要因を分析し、補強材の引き抜けに着目して、設計上想定している現象かどうかを検討した結果を表-2.5に示す。

(1) 地震

地震によって引き抜けが生じた事例の要因としては、盛土材のほかに、水（排水）や荷重条件等があった。これらに対する対策としては、帯鋼補強土を計画しようとする位置の地形を鑑みて適切な排水施設を設けることが必要である。

(2) 豪雨

近年、豪雨災害が頻発しており、盛土内に水位が発生すると水圧等の想定外の外力が作用し、事象としては確認されていないものの、張力が増加引き抜けにつながる恐れがある。なお、土工構造物に関しては、洗堀被害が頻発しており、洗堀の進行に伴い、すべり破壊を引きおこす懸念があるため、集水地形などの立地条件に応じた対策が必要である。

(3) 津波

津波に対しては、開口部が生じなければ盛土漏出の危険性は低い。そのため、沿岸部に計画する際には、構造物との境界部で縁を切るなどの対策が必要である。

(4) 凍上

積雪寒冷地で問題となる凍上は、壁背面に凍上抑制層を設けることで抑制効果があることが過去の知見から確認されている。一方、旧仕様の帯鋼補強土を始めとする補強土壁は、壁背面に砕石層が設置されていないことから、環境によっては今後凍上により、壁背面に過大な作用が生じて、補強材の引き抜けが生じる恐れがある。予防保全的観点から凍上予備軍をスクリーニングで抽出して適切な措置を施すことが重要である。

表-2.5 被災事例から得られた要因と対策

事象	要因	対応
地震	想定を超える作用力 盛土材 排水 荷重条件	適用箇所における留意・仕様 盛土材規定 排水施設（水平・深層） 適用条件の確認
豪雨	集水地形・河川水衝部 盛土材（改良土） 洗掘による盛土拔出し	適用箇所における留意・仕様 盛土材規定 洗掘防止対策
津波	構造物取合い部の開口 根入れ不足 洗掘による盛土拔出し	適用箇所における留意・仕様 洗掘防止対策
凍上	盛土材（改良土） 排水（凍上抑制層）	凍上対策仕様

2.3 構築年ごとの変状発生傾向

国土交通省は平成29年8月に「道路土工構造物点検要領」³⁾(以下、「点検要領」という)を制定し、道路土工構造物に関する点検について方針を示した。点検要領によると、補強土壁を含む特定土工点検の点検方法においては、「近接目視による点検調査」を基本としている。このことから、近接目視によって得られる情報を元に、変状要因の推定、詳細点検の要否、健全性の判断を求められるケースが今後増加すると考えられる。そこで、道路土工構造物の一つである帯鋼補強土壁を対象に、目視点検による情報を利用し、変状傾向の整理を行った。

点検は(国研)土木研究所をはじめとした産官学の共同研究「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究」⁵⁾で示された補強土壁点検台帳(以下、「台帳」という.)を用いて、近接目視を基本として行った。異常ありと判断すべき事象の模式図を図-2.3、台帳における点検項目を表-2.6に示す。

点検対象は震度5強以上の地震および豪雨災害後、供用後長期経過した帯鋼補強土壁を対象に実施した。なお、総点検数は937件となった。

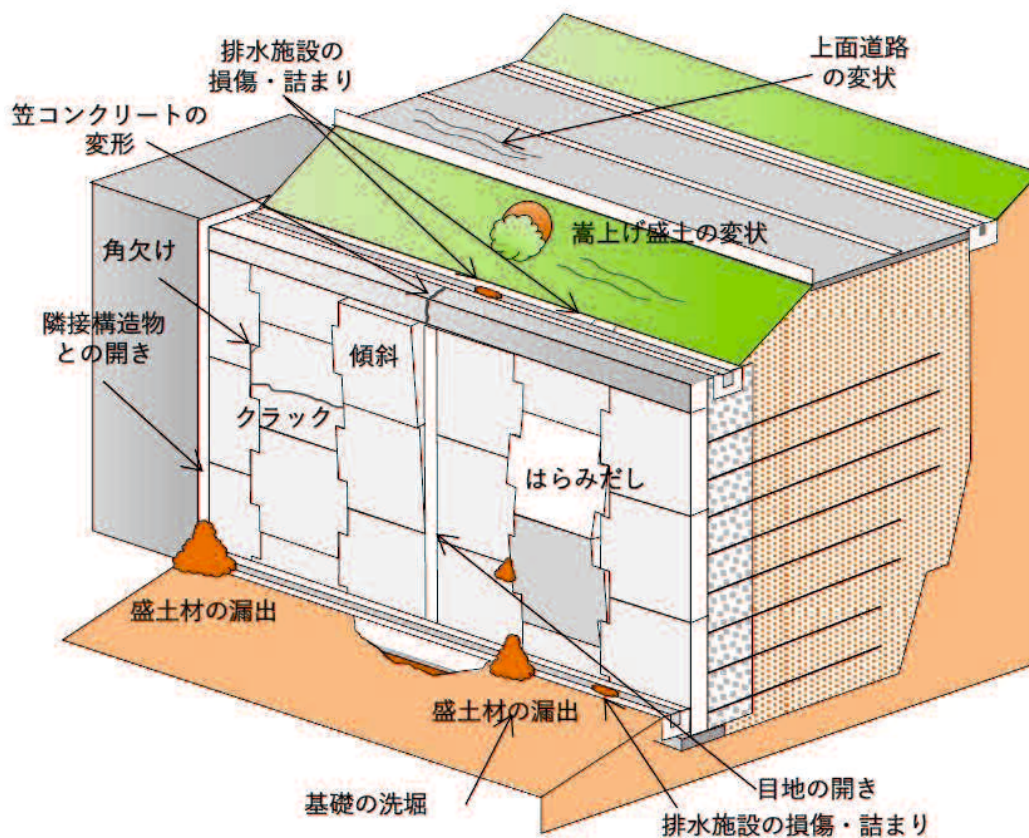


図-2.3 異常ありと判断すべき事象

表-2.6 調査時の着目点⁵⁾

チェック項目						
壁面	はらみ・折れ	笠コンクリート	目地開き・ずれ	基礎	クラック	
	傾斜		変色・錆汁		目地開き・ずれ	
	漏水跡		嵩上げ		小崩壊	基礎地盤
壁面材	脱落	盛土	浸食	防護柵	傾斜・転倒	
	変形・損傷		沈下		基礎	沈下
	角かけ・クラック		クラック	すべり		
	剥離		スレーキング	傾斜・転倒		
	目地開き・ずれ		高含水比	クラック		
	変色・錆汁		排水施設	詰まり	上面道路	クラック
	植生異常			損傷・クラック		(参考)
盛土材	漏出(痕)	洗掘		隣接構造	段差	
	沈下	基礎	洗掘		異常振動	
	吸出し	傾斜	沈下		物境界	開き
笠コンクリート	クラック	滑動	(参考)	損傷		
		転倒		変形(端部調整材)		

点検を実施した 937 件のうち、変状が確認された項目は、「壁面材の植生 (35.1%)」が最も多く、次いで「壁面材の角かけ・クラック (21.6%)」であった。なお、集計は変状の程度・規模に関わらず整理を行った。点検項目ごとに、変状が確認された件数と発生率（点検件数に対する変状発生件数の割合）を施工年で整理した。加えて、設計、施工および使用材料に対するマニュアル改訂による変状抑制効果を検証するため、1988 年のマニュアル改訂で規定された (a)盛土材料の厳格化（発生土やスレーキング材料の制限等）と 2000 年に規定された (b)壁面背面排水層の標準化に着目し整理した。以下に目視点検に基づく事象の特性および傾向について述べる。

2.3.1 壁面のはらみ・折れ

壁面材のはらみ・折れは、写真 2-11, 2-12 に示すような状態のことである。既往の調査から抽出された件数の集計を図-2.4 に示す。壁面材のはらみ・折れは、盛土材の強度低下、外圧の増加、締固め不足などを素因とした盛土材の圧縮変形に補強材および壁面材が追随するためと考えられ、補強材の引き抜けが生じている場合の事象でもある。本変状に対しては、施工年が 1990 年以前のものは一定の割合で変状が発生し、それ以降は発生率が低下する傾向がみられた。図-2.4 中の破線は、設計基準の改訂により規定が改訂された時期をしめしているが、1988 年の改訂により、盛土材料の厳格化により、スレーキング性の材料の適用に関して制限等がなされたことで、補強効果に悪影響を及ぼす懸念のある不適切な盛土材料の適用が減少したためであると考察される。さらに、2000 年の改訂では、壁面背面排水層の標準化に伴い、壁面変形の発生率が大きく減少している。これは、壁面背面排水層は締固め効率のよい砕石（クラッシャーラン）を使用しているため、締固め効率の高さが壁面の安定に寄与していると考察される。



写真-2.11 壁面のはらみ・折れ(1)



写真-2.12 壁面のはらみ・折れ(2)

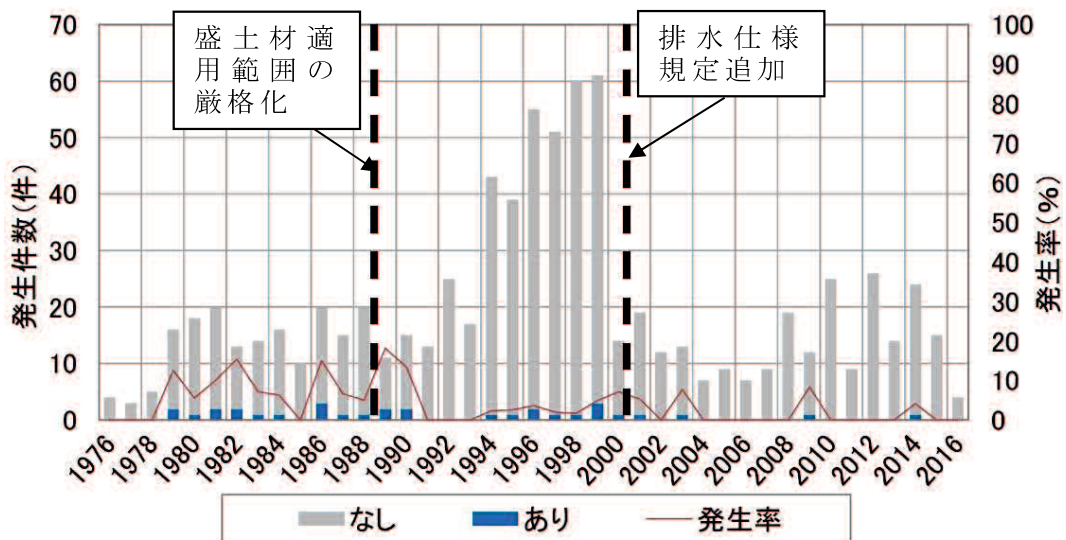


図-2.4 壁面のはらみ・折れ

2.3.2 壁面に生じる不具合のまとめ

目視点検により得られた情報を元に壁面状態の傾向を整理し，加えて設計・施工基準での改訂の変遷と整理結果と重ねることで，設計，施工および材料の規定により改善された事象など，一定の傾向を確認した．また，時系列に整理する今回の手法は変状要因の推定材料となる可能性があることも示唆された．ただし，現時点では施工年ごとの調査母数について偏りが課題としてある．

今後さらに全国的に帯鋼補強土壁の点検結果の収集を進め，調査母数を均一化することで傾向整理の精度を向上させ，変状要因の推定や健全性の判断手法の確立を目指す．

2.4 維持管理における留意点と課題

ここでは、帯鋼補強土壁において、「点検要領」に示されている「近接目視による点検調査」を基本とした点検にあたっての労力の確認を目的に、既存の帯鋼補強土壁の現地調査を試みた。以下では、点検時の留意点や壁高、立地条件等が調査に及ぼす影響ならびに考慮すべき条件を整理した。

2.4.1 現地調査内容

「点検要領」に従って帯鋼補強土壁の点検を実施するにあたり、壁高や壁面積、立地条件の違いが及ぼす影響を確認するため、表-2.7に示す全13件の壁体を対象として抽出し、現地調査を実施した。現地調査では、展開図（外形図）の作成、変状箇所の記録・撮影を実施した。

表-2.7 調査対象壁概要

調査番号	壁面積 A (m ²)	壁高 H (m)	壁延長 L (m)	壁前面の 立地条件
1	73.2	6.58	12.5	道路
2	47.7	5.98	8.8	道路
3	254.8	5.38	42.1	道路
4	631.7	13.50	79.2	山林部
5	1074.0	7.50	261.7	平場
6	95.5	6.00	29.9	道路
7	82.1	5.25	122.4	道路
8	117.9	6.00	29.9	道路
9	100.7	5.25	22.4	道路
10	570.3	8.25	79.6	平場
11	956.5	4.80	194.4	道路
12	791.5	5.40	208.6	道路
13	2683.8	11.98	214.5	山林部

2.4.2 帯鋼補強土壁の実態

調査を実施するにあたり，一般的な帯鋼補強土壁の面積および高さを把握するため，約 35,000 件の実績調査を行った．帯鋼補強土壁の 1 壁あたりの面積 A (m^2) および最大壁高 H (m) を集計した結果を図-2.5 および図-2.6 に示す．図-2.5 より，1 壁当たりの壁面積は， $300m^2$ 未満のものが 69%を占めており，全体平均は $280m^2$ であった．図-2.6 より，1 壁当たりの最大壁高は，4m～10m のものが 68%を占めており，全体平均は 7.2m であった．ここで，2011 年東北地方太平洋沖地震における被災調査の結果において，壁高と被災度ランクの関係を図-2.7 に示す．本調査結果から，高壁高の条件が被災度に影響を及ぼすものではないことが示されているものの，高壁高の場合，目視での点検に時間を要することや，着目点が広範囲に渡るなどの課題を有している．

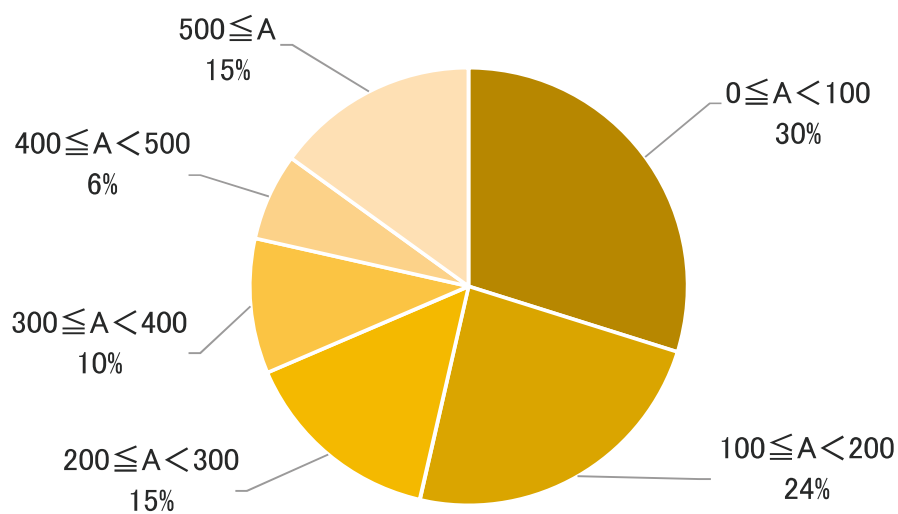


図-2.5 1 壁あたりの壁面積 A (m^2) の割合

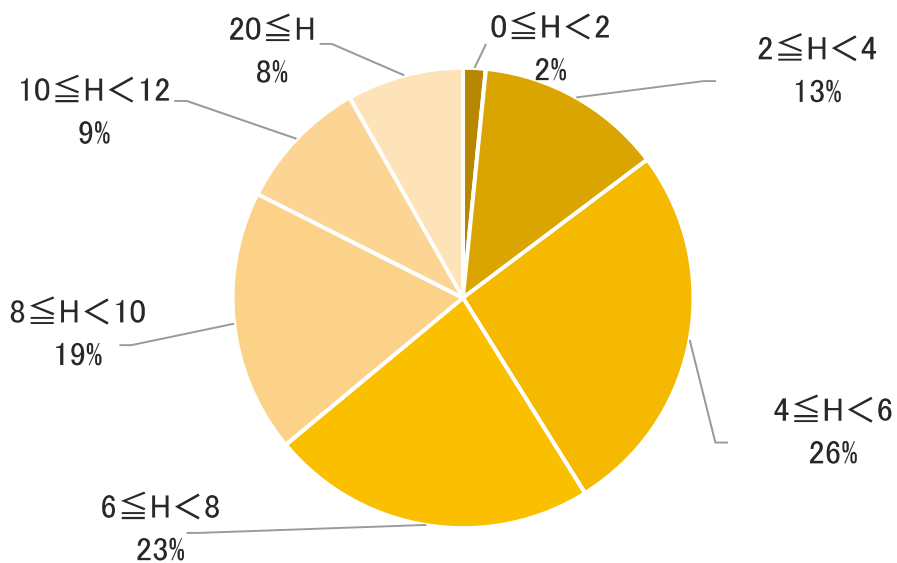


図-2.6 1壁あたりの最大壁高 H (m) の割合

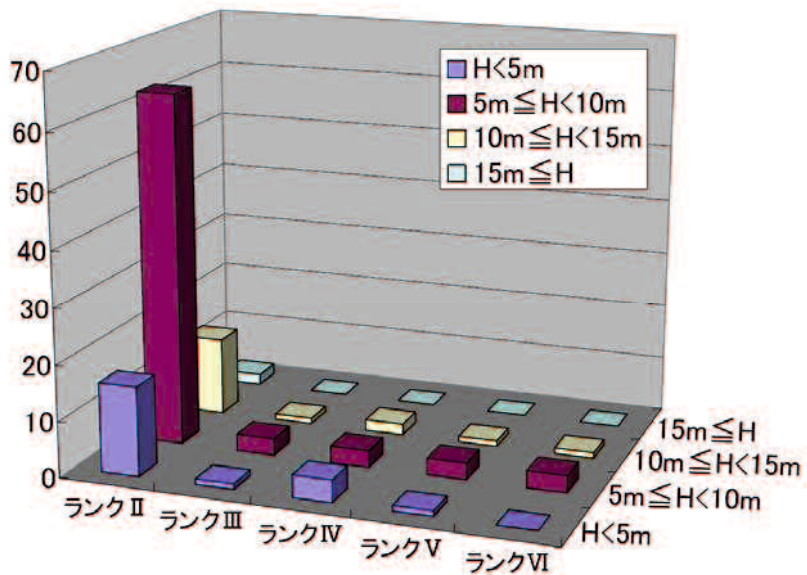


図-2.7 2011 東北地方太平洋沖地震における被災度と壁高の関係¹⁾

2.4.3 点検時に考慮すべき条件

これまでの点検結果に基づき、帯鋼補強土壁の点検時に考慮すべき条件を整理した。

(1) 調査に要する時間

壁前面が平場かつ壁面積が 300m²程度のものであれば、30分程度で調査を実施することが可能であった。本条件においては、点検時の準備・移動時間などを考慮すると、1日あたり5現場程度の点検が実施可能である。

(2) 壁高の影響

近接目視点検を実施するにあたり、壁高 7.5m程度であれば、壁面から 3m程度離れることで、目視による変状の確認が可能であった。7.5mの高さを超える箇所については、点検用ハシゴや高所点検カメラ（ポールカメラ）、ドローン等の観測機器を用いることが有用であると考えられる。

本調査では、上記のうち、高所点検カメラによる壁面の状態確認を試みた（写真-2.15）。壁上部からは、天端から高さ 5m程度であれば点検作業が可能であった。ただし、近接目視点検と比べ、点検箇所の確認などに約2倍程度の労力を要した。一方、壁下部からのカメラの使用においては、壁前面に樹木があるか、壁前面が急斜面の場合、ポールカメラによる点検作業は困難であった。以上のことから、ポールカメラやドローンなどの機材の使用に当たっては、事前に適用可能かどうか確認すると共に、近接目視による点検を原則として、点検範囲や着目点を策定することが望ましい。



写真-2.15 ポールカメラによる壁面の確認

(3) 立地条件

前面が山林の場合、「壁前面への立ち入り」や「目視による変状の確認・記録・撮影」が困難となり、約 2.5 倍程度の点検時間を要した。そこで、過去に実施した健全度調査結果からランダムに 400 件を抽出し、壁前面が「道路もしくは平場」または「山林部もしくは立入困難箇所」について確認を行った結果を図-2.7 に示す。その結果、48%が「山林部もしくは立入困難箇所」に位置していた。帯鋼補強土壁は点検が困難な場所に位置していることが多いため、調査対象壁の立地条件を把握し、事前に点検方法を検討したうえで、現地点検を実施することが重要である。

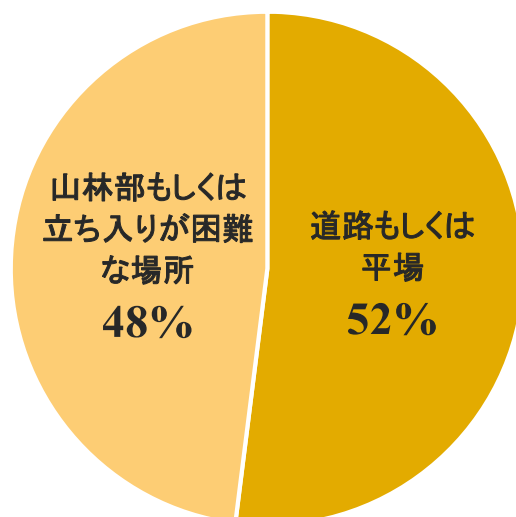


図-2.7 壁面の立地条件

2.5 土中引抜き試験に関する既往の知見

土中引抜き試験は、補強材の盛土材からの引抜き抵抗特性を評価する試験で、任意の上載圧下において、一定の引抜き速度で補強材を引き抜くことで、補強材の引抜き挙動および、引抜き抵抗を確認することができる試験である。国内外において、補強土壁における補強材の引抜き抵抗特性を把握するため、様々な条件下での引抜き試験が行われてきた。帯鋼補強材の引抜き抵抗特性に関しては、以下のような知見が得られている。

- 1) 種々の盛土材の物理的性質が引抜き特性に及ぼす影響については、細粒分含有率の増加に伴い、最大引抜き抵抗は低下する。一方、補強材の引抜き抵抗は拘束圧や締固め度に対して依存性を有する¹⁰⁾。
- 2) 浸水条件下において、引抜き抵抗は引抜き変位と共に低下し、摩擦特性において、見かけのせん断抵抗角 ϕ' はほぼ変化しないが、見掛けの粘着力 c' 項が著しく低下し、補強材への拘束圧が低い箇所ほど、水の浸入によって補強材の引抜き強度が低下する割合が大きい¹¹⁾。
- 3) 積雪寒冷地において、凍結融解が引抜き特性に及ぼす影響について、砂質土の凍結・融解1日後の最大引抜き抵抗は拘束圧に依存せず、常温条件、低温条件と比較して大幅に低下するが、凍結・融解3日後以降の最大引抜き抵抗は常温条件や低温条件と同程度に回復する¹²⁾。
- 4) セメント安定処理が引抜き特性に及ぼす影響について、細粒分の多い盛土材に処理を施すことにより、最大引抜き抵抗は、細粒分の少ない良質土程度に改善する。さらに、セメント安定処理の効果は、添加量や養生時間に比例し、また平滑補強材よりもリブ付き補強材において相対的に効果が高い¹³⁾。
- 5) 補強材配置間隔の影響について、引抜き試験片の周囲に補強材が配置されることで、摩擦抵抗に影響を及ぼす。鉛直方向に補強材配置した場合、引抜き力および見かけの摩擦係数に影響を及ぼす。つまり、鉛直方向に密度を高くすることが効果的である¹⁴⁾。
- 6) 室内土中引抜き試験と現場試験との関係については、良い整合を示すが、粒径の大きい盛土材料を使用する場合は、粒径の影響を考慮する必要がある

ある¹⁵⁾。

2.6 まとめ

帯鋼補強土壁工法の維持管理に関する既往の知見として，大規模地震における調査結果の統計的分析と被災事例により得られた課題を整理した．ここで得られた知見を以下に示す．

- 1) 地震後の被災調査結果より，98%を超える帯鋼補強土壁は健全であったが，一部の帯鋼補強土壁で被災した事例がみられた．
- 2) 2011年の東北地方太平洋沖地震により，上段部が引き抜けを起こした被災事例における要因は，盛土材の不良や排水不良，想定外の外力等の複合的な要因による．
- 3) 点検結果の分析より，補強材の引き抜けの結果生じることが想定される壁面材のはらみや折れの不具合は，盛土材の適用範囲の明確化や排水仕様の規定化により減少傾向にある．
- 4) 補強土壁の点検にあたっては，近接目視が困難な箇所が50%程度想定されることから，対象となる補強土壁の諸元や立地環境に応じて，点検に必要な体制を整える必要がある．
- 5) 補強土壁において補強材と土の摩擦抵抗特性を明らかにする土中引抜き試験に関する先行知見としては，盛土材や拘束圧，浸水，補強材間隔，温度，安定処理の影響および，現場試験との整合について検証が行われている．

【参考文献】

- 1) 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.
- 2) 一般財団法人土木研究センター：補強土壁工法の被災度評価および災害復旧に向けての基本方針に関する報告書，2005.
- 3) 国土交通省 道路局：道路土工構造物点検要領，2017.
- 4) 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.
- 5) 国立研究開発法人土木研究所：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究，共同研究報告書第486号，2016.
- 6) 一般社団法人日本テールアルメ協会：2011年東北地方太平洋沖地震被災調査報告書(第三報)，2014.
URL; https://www.japan-ta.com/docs/f01_d0006.pdf
- 7) 一般社団法人日本テールアルメ協会：2016年熊本地震被災調査報告書(最終報)，2017.
URL; https://www.japan-ta.com/docs/f01_d0007.pdf
- 8) 吉村辰朗，福田直三，末次大輔，佐原邦朋，佐藤秀文，平江文武：2016年熊本地震で崩壊した補強土壁の詳細調査（その1）－ γ 線探査－ 第53回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1545-1546，2018.
- 9) 佐原邦朋，末次大輔，福田直三，吉村辰朗，佐藤秀文，平江文武：2016年熊本地震で崩壊した補強土壁の詳細調査（その2）－崩壊機構－ 第53回地盤工学研究発表会，pp.1547-1548，2018.
- 10) 三嶋信雄，佐藤修治：補強土壁工法の土と補強材の摩擦特性，日本道路公団試験所報告，Vol.21，pp.13-20，1989.
- 11) 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.
- 12) 橋本 聖，山梨高裕，林 宏親，山木正彦：温度条件の違いが帯鋼補強材の

第2章 補強土壁における維持管理に関する既往の知見

引抜き特性に及ぼす影響について，地盤工学会北海道支部技術報告集，第54号，pp.93-100，2014.

- 13) 田坂行雄，鈴木素之，米田修，志村直紀，杉山洋介：固化処理土を適用した帯鋼補強土壁における補強材の引抜き抵抗特性と補強材長の設計，土木学会論文集 C，66巻3号，pp. 516-529，2010.
- 14) 熊田哲規，渡辺恵二：鋼製帯状補強土壁（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論文集，pp.253-260.2004.
- 15) 佐原邦朋，鈴木素之：現場使用を想定した小型簡易引抜き試験機の開発および特性評価，地盤と建設，Vol.35，No.1，pp.17-26，2017.

第3章 帯鋼補強土壁における補強材の地震時挙動

3.1 序言

前章でも述べたように1995年の兵庫県南部地震や2007年の能登半島地震において、補強土壁が高い耐震性能を示したことが得られている³⁾⁴⁾。2011年の東日本大震災（東北地方太平洋沖地震）では、強い揺れによって補強土壁の基礎地盤のすべり、補強土壁天端の沈下、擁壁の前傾等が調査結果から示されている。これらの不具合は、排水不良や凍上などの固有要因が寄与している可能性があり²⁾、また、このような損傷形態は、補強土壁の不安定性につながる可能性がある³⁾。しかし、一般的には、補強土壁は依然として強い耐震性能を示すとされており、ジオグリッドなどのジオシンセティクスを用いた補強土壁の耐震性能は、模型実験や数値解析によって検証されている⁴⁾。補強土壁は、適切な基準で設計・施工されれば、他の土構造物と比較して優れた耐震性能を発揮する。しかし、帯鋼補強材を用いた補強土壁工法の耐震性能に関する研究は多くはない¹⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾。また、近年の大地震で発生したような長時間の強震動時の補強土壁の挙動は、まだ解明されていない。

一方、補強土壁に適用できる盛土材の細粒分含有量や最大粒径は、ジオシンセティック補強土壁、帯鋼補強土壁工法、アンカー補強土壁工法などによって個別に規定されている⁸⁾。帯鋼補強土壁では、盛土と補強材の接触により、摩擦抵抗が十分に発揮されることが要求され、盛土材の適用範囲として、細粒分が25%以下のものと規定がされている⁹⁾。近年、良質な盛土材を十分な量を確保することが困難になっていることが問題となっており、細粒分を多く含む現場発生土の有効活用が求められていることから、細粒分含有率が多い建設発生土は、安定処理を施した上で利用されることがある¹⁰⁾。さらには、補強土壁の盛土材にセメントや石灰を適用することも実用化されている。しかし、セメント安定処理土の固結力が時間と共に増加する強度特性は、補強土壁の設計基準において十分に考慮されていないため、筆者らは、セメント処理土層に埋め込まれた帯鋼補強材の引抜抵抗特性を明らかにした¹¹⁾。以上のように、静的な補強材の引抜き挙動は様々な条件下で明らかとなっている一方で、地震時の引抜

き挙動は未解明である。そこで、本章では、2種類の盛土材を用いて、補強土壁の壁面が変位する際に生じる補強材の引き抜けモードに着目し、地震時の補強材の引抜き挙動から明らかにすることを目的とした。本章では、引抜き試験と模型振動台試験の結果を報告する。引抜き試験は、単調荷重およびステップ荷重の条件下で行い、帯鋼補強材の最大引抜き荷重を把握した。振動台試験は、既出の引抜き試験装置¹²⁾を基に設計した補強土壁モデルを用いて、水平一軸方向に加振できるように振動台上に設置した。振動台実験では、補強土壁は一般に帯鋼補強材に対する初期引抜き荷重を載荷することで引抜き抵抗を発現して安定すると考え、先行して実施した引抜き試験結果に基づいて設定した初期引抜き荷重を載荷した状態で加振を行った。本検証では、上載圧や、初期引抜き荷重、加速度及び、盛土材の安定処理が補強材の引抜き挙動と壁面変位に及ぼす影響について検討した。

3.2 補強土壁模型

図-3.1(a)～(c)は、今回開発した補強土壁模型の模式図である。図-3.1(a)は、開発した模型が再現する、補強材周囲の作用と引抜き抵抗が釣り合った状態を示している。図-3.1(b)および(c)に示すように、開発した実験土槽では、図-3.1(a)の破線部を再現するため、模型において補強材に能動的に引抜き荷重を作用させることができる。図-3.1(d)に示すように、土槽内の引抜き側の壁面は、可動型で補強材貫通用のスリットが設けられており、盛土材漏出防止のためのゴム板が取り付けられている。なお、後述するが、壁面の外周にはテフロンにより土槽側壁との摩擦軽減が図られている。図-3.2に試験装置の断面図と上面図を示す。本試験装置は、主に土槽、可動壁、水平変位計、ベロフラムシリンダー、ロードセル、補強材、エアバッグから構成されている。土槽の大きさは長さ700mm、高さ300mm、幅200mmである。可動壁の水平変位は、模型の変位計に接続された部分から計測した。リブ付き補強材は、長さ350mm、幅60mm、厚さ5mmである。図-3.1(d)の補強材は平滑であるが、今回の実験では長さ350mmのリブ付き補強材を用いた。このリブ付き補強材は実現場で使用されているものを、試験装置に合わせ、ベロフラムシリンダーで引き抜けるよう予め最大引抜き抵抗から摩擦の有効面積を求めて短尺化したもので、リブの

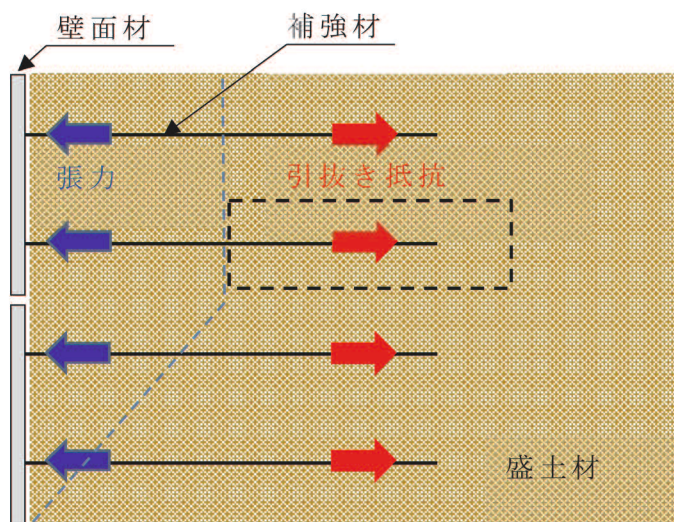
寸法や感覚は、図-3.2(d)に示すように、高さ3mm、幅6mmで、50～100mm程度の間隔で配置されている。

試験装置は、引抜き力が負荷される実際の状態を模擬するために、補強材に任意の張力を付与した状態で加振できる仕様となっている。摩擦が発生する可能性のある土槽境界は、以下の4箇所と考えられる。

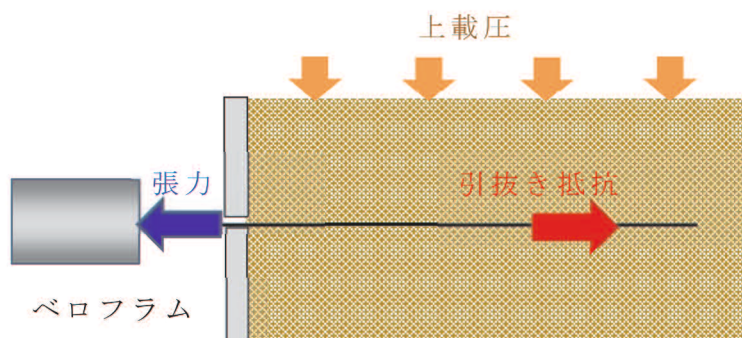
- 1) エアバッグと土層上面の界面（間に拘束板は未設置）
- 2) 盛土と土槽側壁の界面
- 3) 盛土底部と土槽底面の界面
- 4) 土槽側壁と可動壁の間の接触部

その結果、以下のような条件の改善を行った。1) エアバッグは盛土の上面に接触しているが、エアバッグを拘束する拘束板には接触していない。したがって、エアバッグは盛土自体の変位に影響しない。このため、盛土上面に作用するせん断応力は微小。2) および3)土槽の側面にはシリコングリスを入念に塗布し、周面摩擦の影響を除去または軽減した。4) 可動壁の外周部はテフロン製として、接触部はシリコングリスを塗布した。ただし、境界部の部材間摩擦の緩和策の有無によらず、境界条件が多少試験結果に影響を与えた可能性がある。前回の試験では、可動壁を動かさない試験との比較を想定していたため、可動壁に帯鋼補強材を接続しなかったが、今回は可動壁に帯鋼補強材を接続することで、壁固定条件と比較することを目論んだ。しかし、実際には補強材は壁に固定されていなければならないため、本実験では帯鋼補強材に荷重がかかると補強材と可動壁をクランプで固定した。拘束圧は、上部エアバッグを通じて0～100kPaの範囲で上載圧をかけ、排水条件下で土槽内の試料土を圧密した。

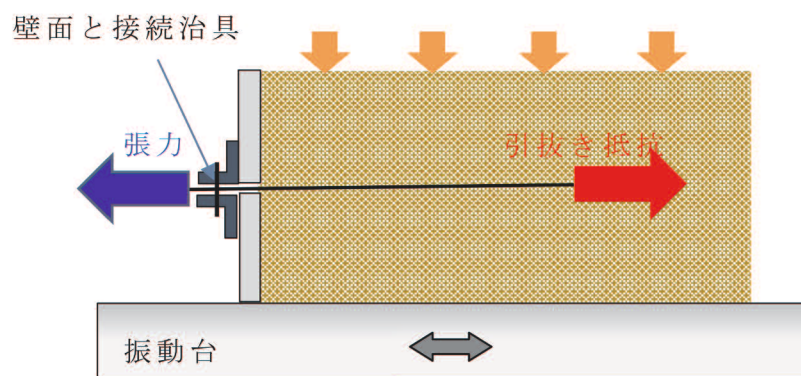
その後、それぞれ別系統の空圧の供給により、上載圧と引抜き荷重を制御した。静的引抜き試験および加振試験では、模型に設定された計測値を動ひずみ測定器で記録した。また、加振試験時には、補強材に作用する引抜き荷重、可動壁及び帯鋼補強材の水平変位、振動台の加速度を記録した。図-3.1(b)に示すように、可動壁の外周はテフロンで保護し、土槽側壁との間の摩擦を減少させた。



(a) 実現場と室内試験における再現モデル

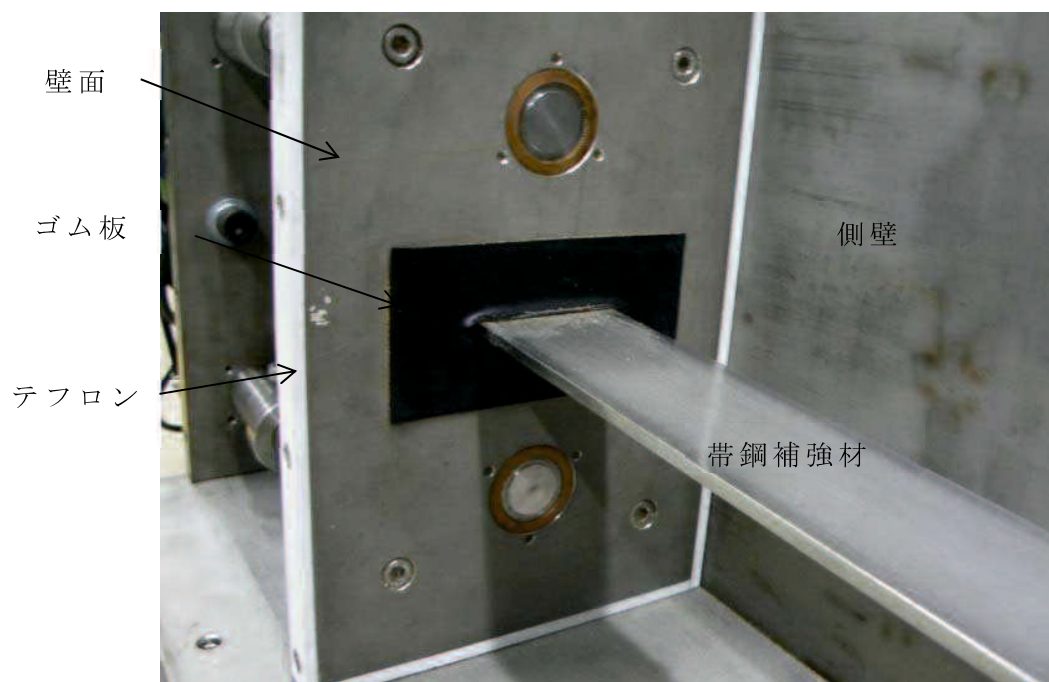


(b) 補強材周辺の状態を再現した実験土槽



(c) 補強材周辺の状態を再現した実験土槽

図-3.1 振動台実験における補強土モデル



(d) 土槽内の壁面

図-3.1 振動台実験における補強土モデル

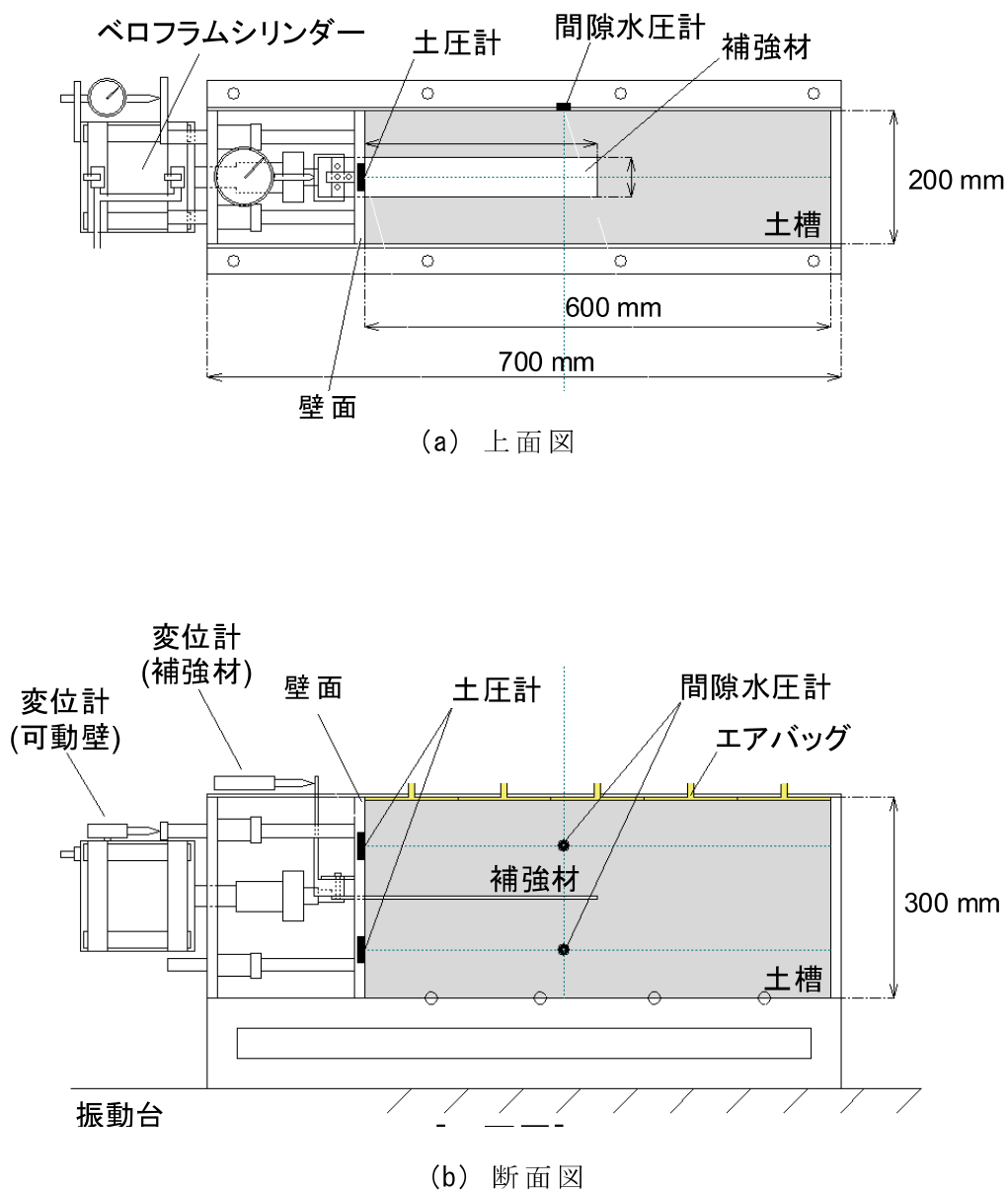
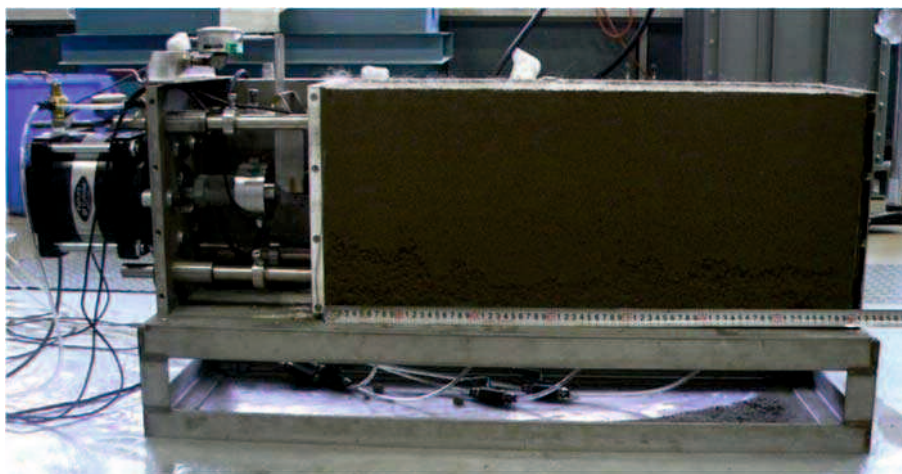
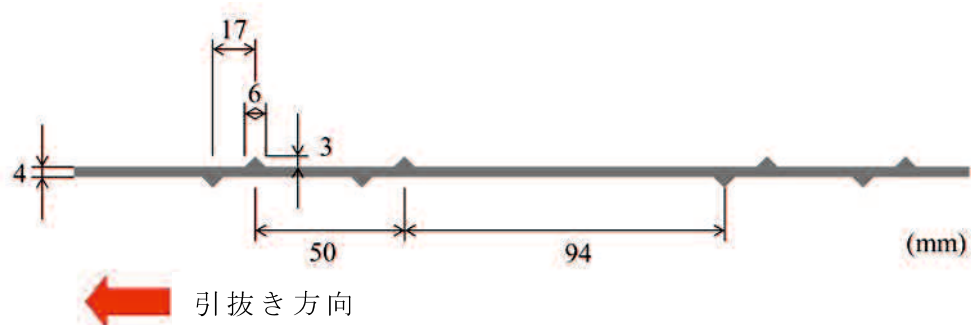


図-3.2 試験装置模式図



(c) 断面図



(d) リブ付きストリップ寸法

図-3.2 試験装置模式図

3.3 土中引抜き試験による初期引抜き荷重の設定

引抜き試験は、単調載荷で引抜き荷重を制御する条件と、ステップ載荷で荷重を制御する条件の2方式で実施した。本試験結果から、補強材が引き抜ける最大引抜き荷重を把握した。次に、最大引抜き荷重をもとに、振動台試験における初期引抜き荷重 T_i を決定した。この試験では、補強材を土層から直接引き抜くことで、能動的に引抜き荷重を発生させた。実際の実験室での試験条件とは異なるが、**図-3.1(a)**に示すような補強土壁の補強材周辺の要素・状態を再現するための試験装置である。一般に、三軸圧縮試験や中空ねじり試験のような要素試験では、土質供試体の応力や変形を直接制御することが合理的と考えられる²⁾。本試験は補強土壁のすべてを模擬するのではなく、その一部分を模擬することを意図している。そのため、補強土壁の一部の力学条件を直接制御した。また、試験装置については、盛土の水平変位に同期して可動壁が変位するため、本試験で再現された条件は、実際の挙動を一定レベルで再現していると考えた。

3.3.1 試料土

試料土は、千葉県で採取された千葉山砂と山口県で採取された美東粘性土である。**表-3.1**に試料の物性を、**図-3.3**にその粒径加積曲線を示す。山砂の細粒分含有率は14.8%で、帯鋼補強土壁（テールアルメ壁）工法で規定された盛土材としては適用範囲であるが、粘性土は適用範囲外であることから、セメント安定処理の対象とした。固化材は汎用のセメント系固化材を使用した。固化材の添加量 Q_c は、千葉山砂は 100kg/m^3 、美東粘性土は60または 80kg/m^3 と一定とした。土の初期含水率 w_0 は、千葉山砂では最適含水率に相当する19.3%、美東粘性土では液性限界に相当する45.0%とした。

セメント系固化材は粉体のまま試料土に添加した。試料土とセメント系固化材の混合物をホバートミキサーで5分間攪拌した。処理後の試料に対し、混合における均質性を確認した。なお未処理では、このプロセスは行っていない。

表-3.1 試料土の物理的性質

試料名称	千葉山砂*	美東粘性土**
自然含水比 (%)	4.3	27.5
土粒子密度 (g/cm ³)	2.719	2.751
細粒分含有率 (%)	14.8	68.6
初期含水比 (%)	19.3	45.0
土質分類	[S-F]	[CH]

*千葉山砂: 最適含水比 19.3%, 最大乾燥密度 1.66 g/cm³

**美東粘性土: 液性限界 45.0%, 塑性限界: 28.9%

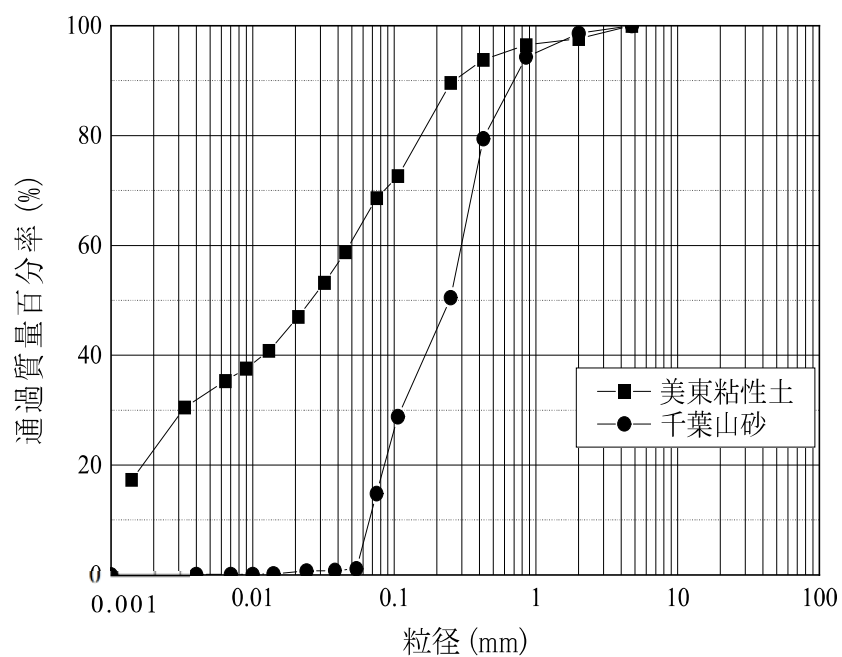


図-3.3 試料土の粒径加積曲線

3.3.2 引抜き試験

土中引抜き試験では、土槽の底面に不織布とろ紙からなる排水層を設置し、可動壁を初期位置に固定した。無処理または安定処理した千葉山砂の試料土を土槽内に分層して充填し、4.0kgの専用ランマーを用いて湿潤密度 1.80g/cm^3 まで締め固めた。土層の締固め度は $D_c=90\%$ 以上であることを確認した。一方、美東粘性土は、未処理または安定処理した試料を土槽に充填しバイブレーターで湿潤密度 1.70g/cm^3 まで締め固めた。土層の上面を底面から150mmの高さで不陸を均した後、長さ350mmの補強材を敷設した。土槽の上部まで試料土を充填した後、敷き均し、不陸を均した試料土の天端面に底部同様に不織布とろ紙からなる排水層を設置した。その後、試料土天端面に、エアバッグを介して、所定の上載圧 σ_v を載荷した。所定の圧密後、可動壁の固定を解除した。この状態での試料土の湿潤密度は、千葉山砂で 1.80g/cm^3 、美東粘性土で 1.70g/cm^3 であった。試験中、引抜き荷重を単調にまたはステップで増加させながら、帯鋼補強材が引き抜けるまでの引抜き荷重と可動壁の水平変位を測定した。

3.3.3 振動台実験

振動台実験では、前述の引抜き試験と同様に土槽内に試料土を充填し、天端面に上載圧を載荷した。圧密後、前章の引抜き試験に基づき設定した初期引抜き荷重 T_i を補強材に段階的に載荷した。初期引抜き荷重は、裏込め盛土の施工により壁面に生じた土圧により、直ちに張力として補強材に作用する。したがって、初期引抜き荷重は、壁体に接続された補強材に作用する水平力に相当し、土圧係数、盛土の単位重量、壁体高に依存した主な主働土圧によるものである⁸⁾。したがって、 T_i は盛土の土圧だけでなく、単位面積当たりの補強材密度にも依存する。なお、本研究では、初期引抜き荷重 T_i をパラメータと考え、初期引抜き荷重 T_i を補強材に作用させた後に補強材と可動壁をクランプで接続し、直ちに加振試験を実施した。最大加速度は振動台で1,000gal、または1,500galに設定し、土槽の上枠に固定した加速度計で測定した。加速度履歴の測定結果の代表的なものを図-3.5に示す。加振波形は3Hzの正弦波とした。最大加速度と周波数は、近年の大地震における地表の観測結果および、補強材の引き抜けを生じさせるため既往の実験等を参考に決定した。試験中、可動壁と補強材の張力、す

なわち引抜き荷重と水平変位を測定し、記録した。試験手順が終了した時点で、裏込め土の破壊状況や状態を観察し、考察を行った。

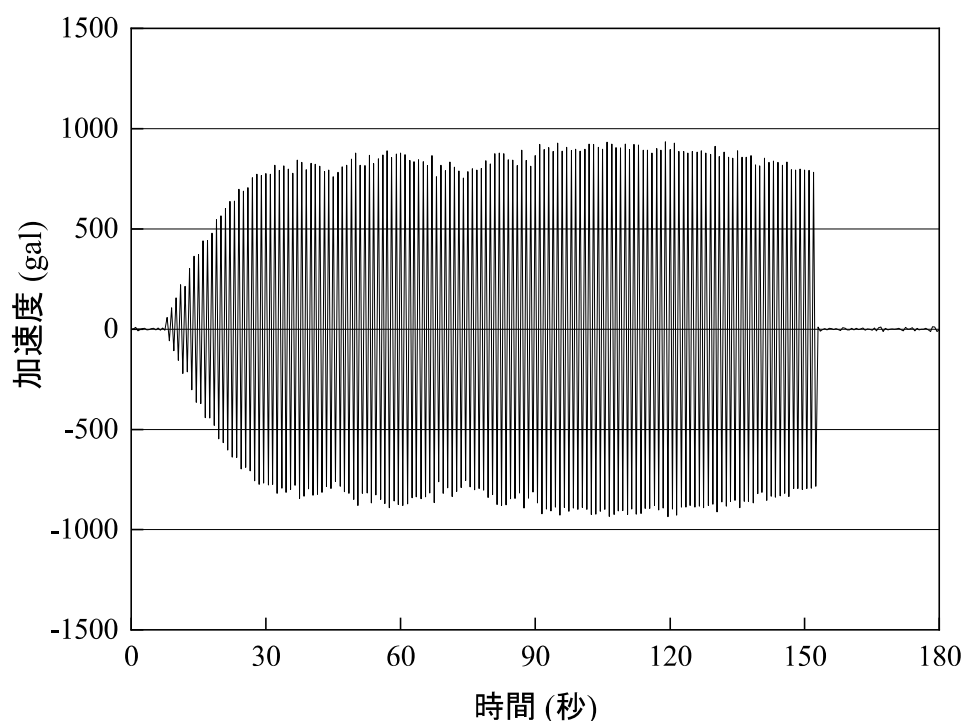


図-3.5 加振波形 (土槽天端加速度) (Test No. S-2)

3.4. 補強材の地震時挙動

3.4.1 単調またはステップ载荷による引き抜き挙動

まず，単調荷重とステップ荷重の両条件下での引抜試験結果を示す．**図-3.6**に単調荷重時の引抜き荷重 T と可動壁の壁面変位 d の関係を示す．使用した試料は未処理の千葉山砂である．载荷速度は $1.0\text{kN}/\text{min}$ 一定で，可動壁は引き抜き方向に可動状態であった．この結果，引抜き荷重の最大値 T_{slip} は，変位制御の引抜き試験で得られた値と比較して低下した．これは，引抜き抵抗力を発揮する前に，帯鋼補強材と試料土との付着が可動壁の移動によって緩んだためと考えられる．同じ引抜き荷重で可動壁の壁面変位 d を比較すると， $\sigma_v=0\text{kPa}$ の時の壁面変位 d の値は $\sigma_v=50\text{kPa}$ の時の値より大きかった．引抜き荷重を除荷すると，壁面変位 d は完全には復元しなかった．

図-3.7に， $\sigma_v=0, 50, 100\text{kPa}$ での引抜き荷重 T と壁面変位 d との関係を示す．実験中の荷重ステップは，30秒間に 0.2kN の引抜荷重を増加させ，30分間停止させるというものであった．このステップを帯鋼補強材の引き抜けが生じるまで繰り返した． $\sigma_v=0\text{kPa}$ の場合，引抜き荷重が 0.47kN に達したとき，帯鋼補強材は突然引き抜けた．引抜き荷重 T はほぼ一定であったが，壁面変位 d は急激に増加した．その後，変位は 3mm 程度に戻った． $\sigma_v=50\text{kPa}$ および 100kPa の場合，引抜き荷重 T がそれぞれ 2.1kN および 2.7kN に達したとき，帯鋼補強材は引き抜けた．これらの場合，引抜荷重は 0kN まで急激に減少したが， $\sigma_v=0\text{kPa}$ の場合とは異なり，壁面変位 d は戻らなかった．以上の結果を，引抜き荷重を連続的に増加させた試験と比較すると， $\sigma_v=0\text{kPa}$ の引抜き荷重はほぼ同等であったが， $\sigma_v=50\text{kPa}$ の引抜き荷重は連続的に増加させた場合の2倍の荷重であることがわかった．また，ステップ载荷における壁面変位 d は，連続的な荷重増加条件下での壁面変位 d より大きい．これらの結果より，帯鋼補強材の引抜き抵抗は，多かれ少なかれ引抜速度に依存する¹⁶⁾．試験結果における引抜き荷重の最大値は，载荷方法（単調载荷またはステップ载荷）に影響を受ける．連続载荷条件下で帯鋼補強材が引き抜け始めると，その後の引抜き抵抗は増加しない．これは，単調荷重の速度が速すぎたためと思われる．

図-3.8は，無処理の山砂と安定処理した山砂について，引抜き荷重 T と壁面変位 d との関係を示したものである．この結果から，安定処理によって最大引抜き

荷重が著しく増大し，引抜き時に脆性的な挙動をすることが明らかとなった．
すべての引抜き試験における T_{slip} の値を表-3.2に示す．

表-3.2 試験ケースおよび引き抜け荷重

No.	試料	Q_c (kg/m ³)	σ_v (kPa)	T_c (days)	T_{slip} (kN)	引き抜き条件
C-1	千葉山砂	0	0	0	0.44	単調増加
C-2			50		1.11	
C-3			0		0.47	ステップ載荷
C-4			50		2.10	
C-5			100		2.74	
C-6			100		0	
C-7	美東粘性土	80	50	1	8.02	
C-8		60	0		3.37	

Q_c : 固化材添加量

σ_v : 上載圧

T_c : 改良土の養生日数

T_{slip} : ステップ載荷時の最大引抜き荷重

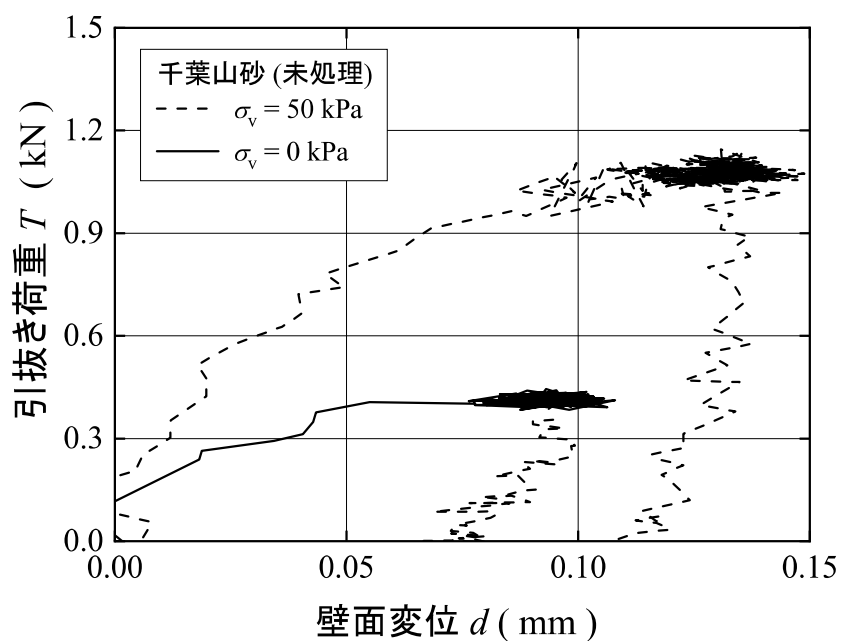


図-3.6 荷重制御による壁面変位と引抜き荷重の関係
 (Test No. C-1, C-2)

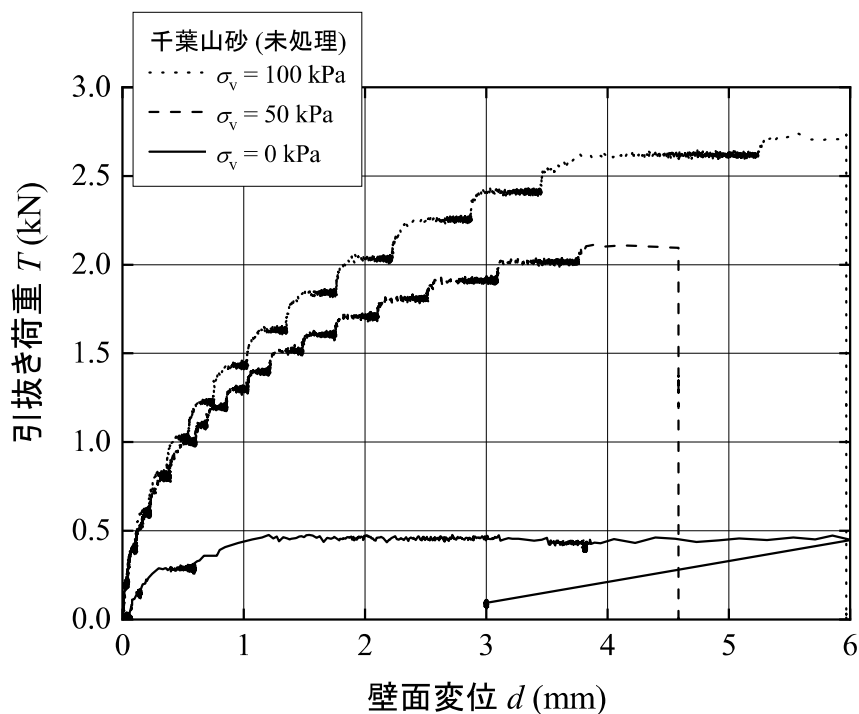


図-3.7 ステップ載荷における壁面変位と引抜き荷重の関係
 (Test No. C-3, C-4, C-5)

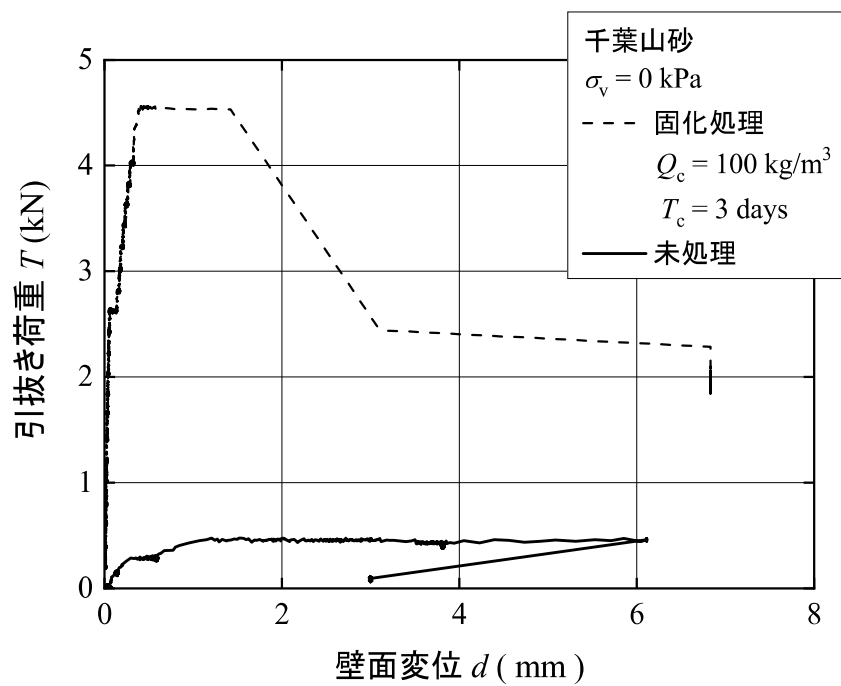


図-3.8 固化処理と未処理の引抜き挙動 (Test No. C-3, C-6)

3.4.2 加振中の挙動

補強土壁における補強材の地震時の引抜き挙動を再現するために、帯鋼補強材に初期引抜き荷重 T_i を加えた状態で振動台実験を行うこととした。表-3.3に実験ケースを示す。その際、引抜き荷重、壁面変位および、補強材の変位を測定した。補強土壁モデルの耐震性を評価するため、引抜き荷重の変化率 R_t と壁高に対する壁面変位の変化率 R_d をそれぞれ以下の式で定義した。ここで、 T は引抜き荷重の実測値、 H は土槽の高さである。

$$R_t = \frac{T}{T_i} \times 100 (\%) \quad (3.1)$$

$$R_d = \frac{d}{H} \times 100 (\%) \quad (3.2)$$

図-3.9 (a), (b)に無処理の千葉山砂の R_t , R_d と加振時間の関係を示す。加速条件は 1,000gal とした。初期引抜き荷重は T_{slip} の 75% に設定した。なお、本ケースでは振動中に壁面と補強材はクランプしていない。 $\sigma_v = 0\text{kPa}$ の場合、振動開始から 10 秒後に滑り始め、 R_t は約 0%、すなわち、引抜き荷重はほぼ 0kN まで減少した。その後、壁面変位は 5 秒程度で急激に増加した。このときの増加変位は変位計では測定できないほど急激かつ大きなものであった。このような引抜き挙動は、帯鋼補強材と盛土の間の摩擦抵抗の減少、可動壁に作用する有効土圧の増加、またはその両方によって生じたと考えられる。試験後、壁の最大変位は 10mm 以上であった。壁の高さを 10m と仮定した場合、その変位は 30cm 近くに相当する。つまり、水平加速度が 1,000gal を超えるような地震では、壁の変位はもっと大きくなる可能性があるということです。そこで、上載圧 $\sigma_v = 0\text{kPa}$ の条件で加振試験を行った。現行基準では、上載圧の最小値は 0.6m と規定されており、これは上載圧約 $\sigma_v = 10\text{kPa}$ に相当する。上面に作用する上載圧は $\sigma_v = 0\text{kPa}$ とされているが、帯鋼補強材は上面から 0.15m の深さに埋め込まれているため、実際に帯鋼補強材に作用する上載圧は $\sigma_v = 3\text{kPa}$ と推定された。推定された範囲内の上載圧が地震動の挙動や特性に及ぼす影響を明らかにするために、上載圧がない場合、すなわち $\sigma_v = 0\text{kPa}$ の試験ケースを追加する必要がある。一方、 $\sigma_v = 50\text{kPa}$, $T_i/T_{slip} = 0.75$ の場合の引抜き荷重、壁面変位、振

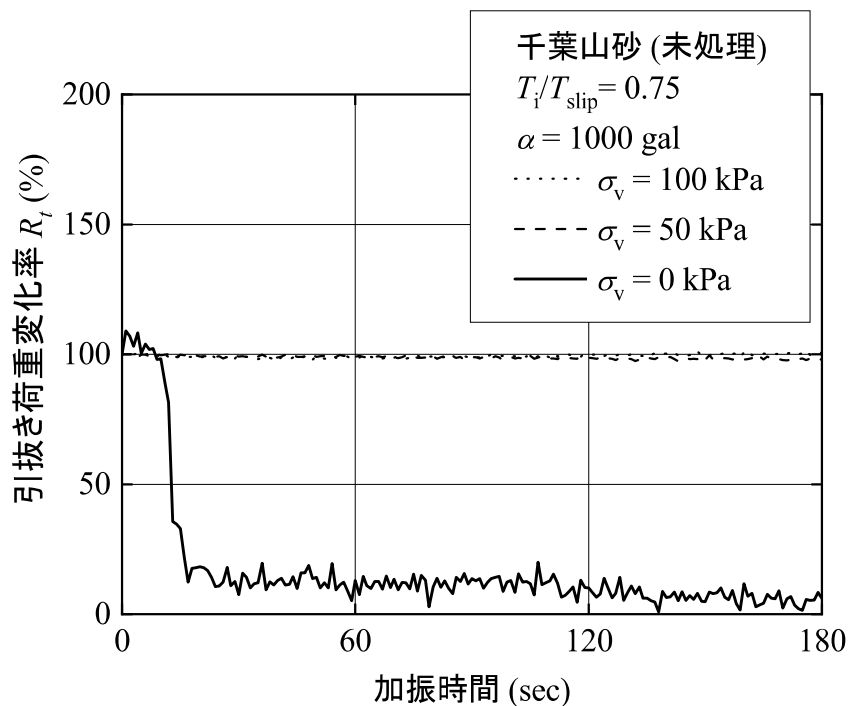
動時間の関係では、振動台試験中に引抜き荷重 T はほとんど減少しなかったが、 $\sigma_v=0\text{kPa}$ の場合と異なり、帯鋼補強材はあまり滑っていなかった。このとき壁面変位は、前面方向に 0.5mm 変位が生じ、これは高さの 0.2% に相当した。したがって、この程度の微小変位であれば、補強土壁の安定性にはあまりダメージを与えないと思われる。しかし、土槽と壁面間の摩擦の影響が完全に除去されていないとすれば、壁面変位の実験値は過小評価される可能性がある。 $\sigma_v=100\text{kPa}$ での傾向も $\sigma_v=50\text{kPa}$ での傾向と同様であった。また、上載圧がある場合には、変位が発生しにくくなった。振動試験において、帯鋼補強材が張力を受けると、壁面変位は引き抜き方向に拘束された。加振時に帯鋼補強材が滑らない場合、引抜き荷重は加振時の引抜き荷重の数%程度で変動した。引抜き荷重は、土層の慣性力の影響を多かれ少なかれ受けている可能性があると考えられる。タンク内の土層の質量は約 75.0kgf であるため、加速度が 980gal のとき、慣性力は約 0.74kN に相当する。これは、千葉山砂を処理した場合の上載圧 $\sigma_v=0\text{kPa}$ での最大引抜き抵抗力の 10% に相当することができる。また、慣性力は引抜き荷重に反映されるが、その寄与の程度は比較的小さい。このことから、引抜き荷重の変動に対する慣性力の影響は軽微であると判断される。

表-3.3 振動台実験ケース

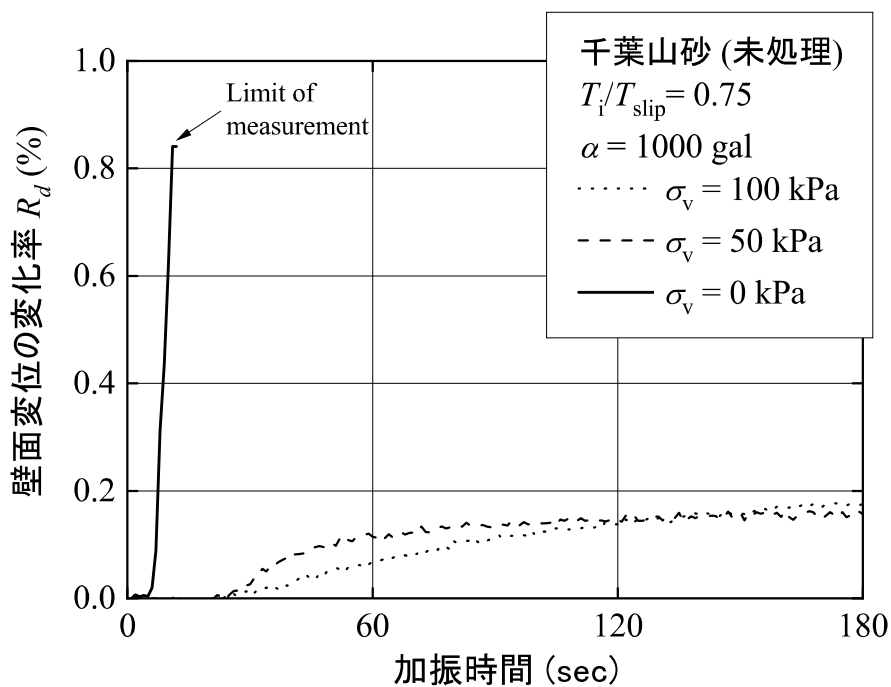
No.	試料土	Q_c (kg/m ³)	σ_v (kPa)	T_c (days)	T_i / T_{slip}	α (gal)	壁面と補強材 の接続条件	
S-1	千葉山砂	0	0	0	0.75	1000	非接合	
S-2			50					
S-3			100					
S-4		100	0	3				
S-5	美東粘性土	0	0	0			接合	
S-6								
S-7		50						
S-8		60	0	1				
S-9								0.85
S-10								0.50

T_i : 振動台実験時の初期引抜き荷重

α : 振動台実験における最大加速度



(a) ストリップの引抜き荷重



(b) 壁面変位

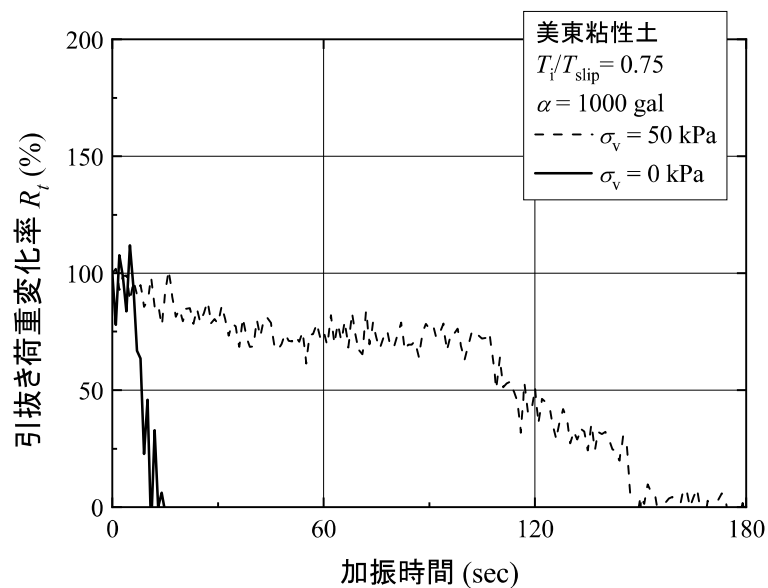
図-3.9 引抜き荷重および壁面変位の動的挙動(Test No. S-1, S-2, S-3)

図-3.10 は美東粘性土の上載圧の有無による試験結果である。最大加速度は1,000galであった。振動開始前に帯鋼補強材を壁面に接合した。また、 T_i は $\sigma_v=0\text{kPa}$ のとき0.027kN、 $\sigma_v=50\text{kPa}$ のとき0.17kNに設定された。粘土の引抜き抵抗は非常に小さいため、別の引抜き試験の結果に基づいて決定した。加振試験の結果、加振開始後15秒に帯鋼補強材が滑り、 T_i は0kNに低下し、同時に壁面変位率は急速に増加し、約2.3%となり測定限界に至った。このように、粘性土を使用した場合、盛土材と帯鋼補強材の間の抵抗が発揮されず、引き抜けが生じることが確認された。 $\sigma_v=50\text{kPa}$ の場合、150秒の加振で帯鋼補強材が滑り、引抜き荷重は緩やかながら、最終的には0%にまで低下した。またこのとき、壁面変位率は1.8%に増加した。裏込め材に粘性土を用いた場合、引抜き荷重は上載圧があったとしても、地震時に抵抗力が発揮されず、帯鋼補強材が盛土から完全に引き抜ける可能性がある。

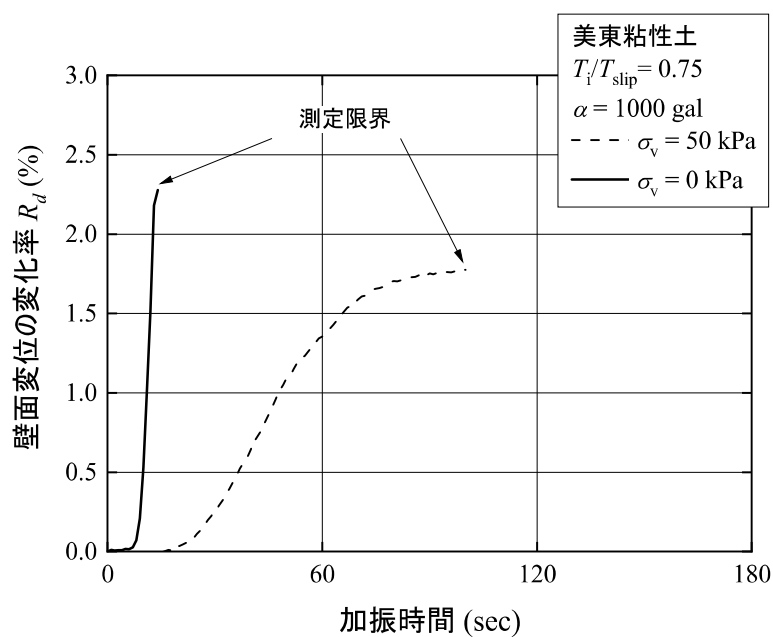
実際の補強土壁では、帯鋼補強材が壁面材に剛接合されていることから、加振中に観測された壁面材と帯鋼補強材の接合の影響について検討した。図-3.11は帯鋼補強材を接合した壁と接合していない壁の壁面変位を比較したものである。本試験装置では、土の変位や変形は、壁面や帯鋼補強材の変位によって表現することができる。土の変形から壁面変位を評価するために、壁面に帯鋼補強材を固定しない条件で一連の試験を行った。その結果、帯鋼補強材が接続されていない壁面の挙動が確認され、引抜けによる損傷が発生する可能性があることがわかった。使用した試料は未処理の千葉山砂であり、加振試験中の上載圧は $\sigma_v=0$ であった。初期引抜き荷重は $T_i=0.34\text{kN}$ とした。壁面に接合した帯鋼補強材は60秒以内に土層から引き抜かれた。接合した状態での R_t と R_d の変化は、接合していない状態での変化より緩やかであることが確認された。ここで、 R_t は非接合状態よりも高くなった。実際の耐震性は、壁と帯の一体化により向上していることがわかる。試験装置内の盛土のみについては、変形や変位を直接観察・計測していない。盛土は横方向の変位が拘束され、加振方向に変位する。したがって、盛土と帯鋼補強材は、帯鋼補強材が引き抜け始めるまでは、周囲の盛土が帯鋼補強材によって拘束されているため、一体となって変位していると考えられる。したがって、盛土の変位は帯鋼補強材と接合された壁面変位として観測されると考えられる。一方、振動試験中に帯鋼補強材と壁面を接

第3章 帯鋼補強土壁における補強材の地震時挙動

合しない場合、壁面の変位は徐々に増加し、盛土を拘束している帯鋼補強材の引抜き荷重は減少した。このことから、引抜き荷重が作用した帯鋼補強材周辺の地盤の変形により、壁面変位が誘発されたものと考えられる。図-3.12より、加振試験(S-1)後では、壁面と盛土材の空隙は確認されなかった。したがって、この条件でも土層の挙動は壁面変位として近似すると考えられる。

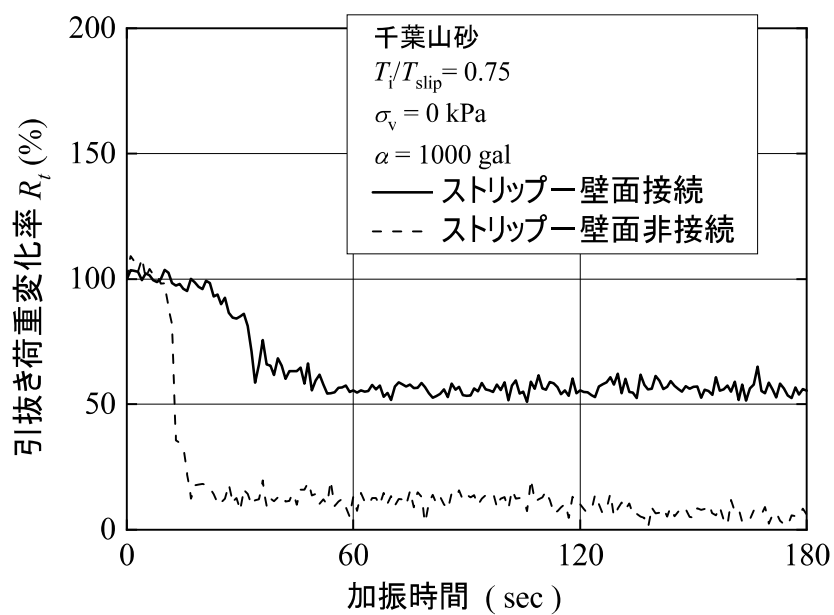


(a) 引抜き荷重

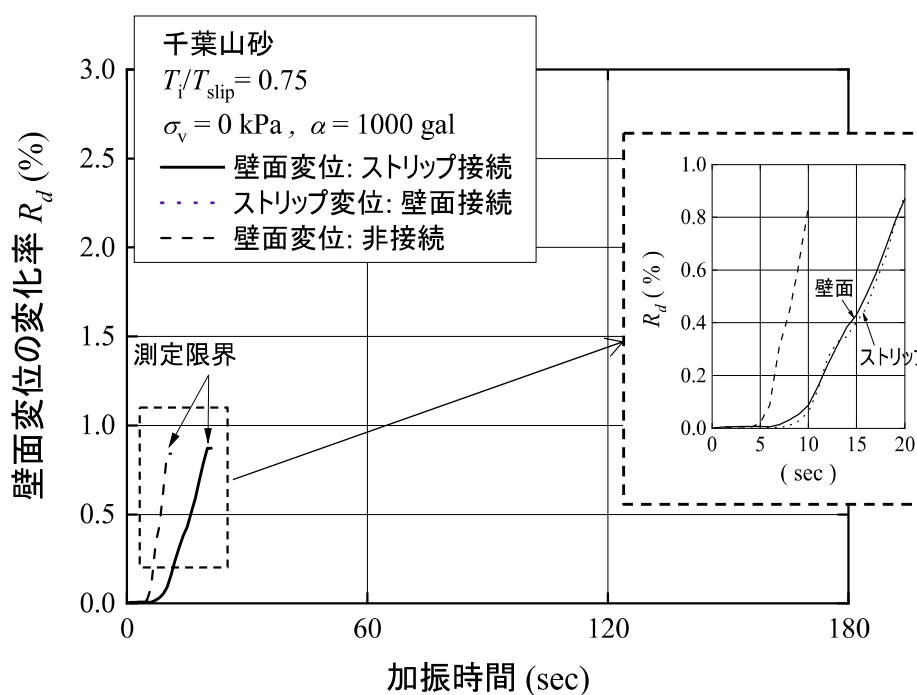


(b) 壁面変位

図-3.10 粘性土における引抜き荷重と壁面変位の動的挙動 (Test No. S-6, S-7)



(a) 引抜き荷重



(b) 壁面変位

図-3.11 ストリップと壁面の接続条件による動的挙動(Test No. S-1, S-5)

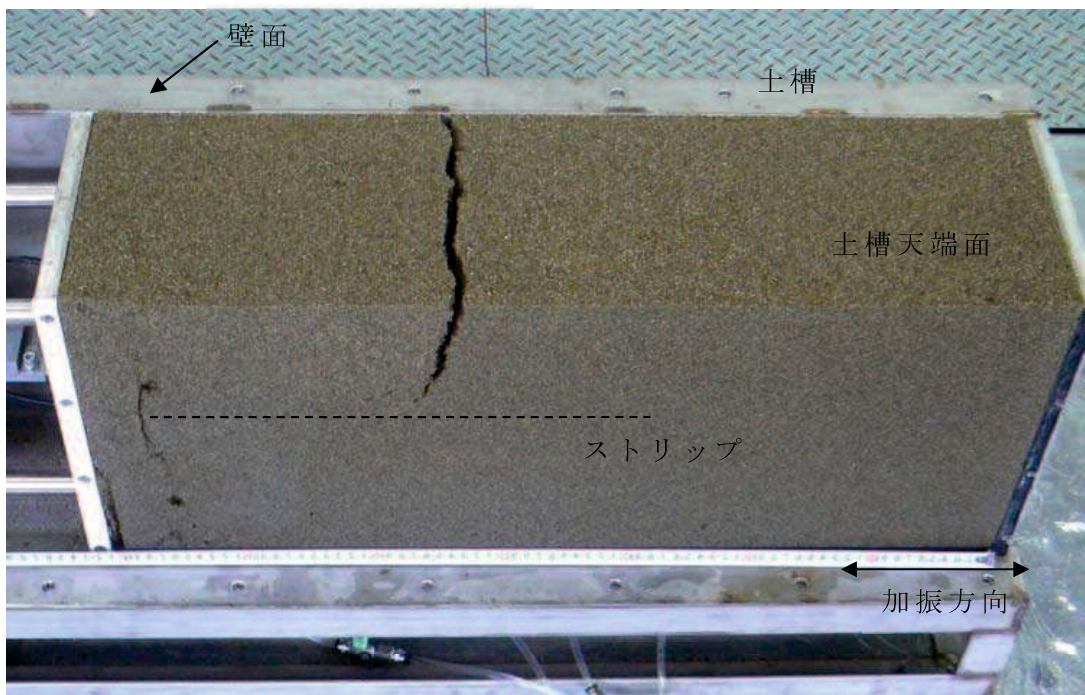
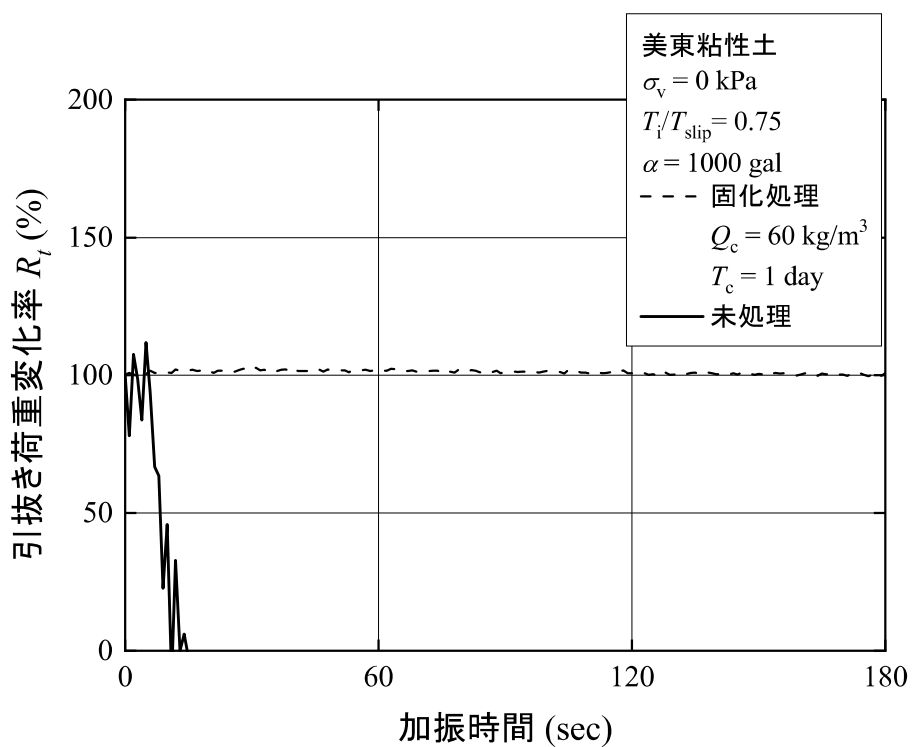


図-3.12 加振後の状況 (S-1)

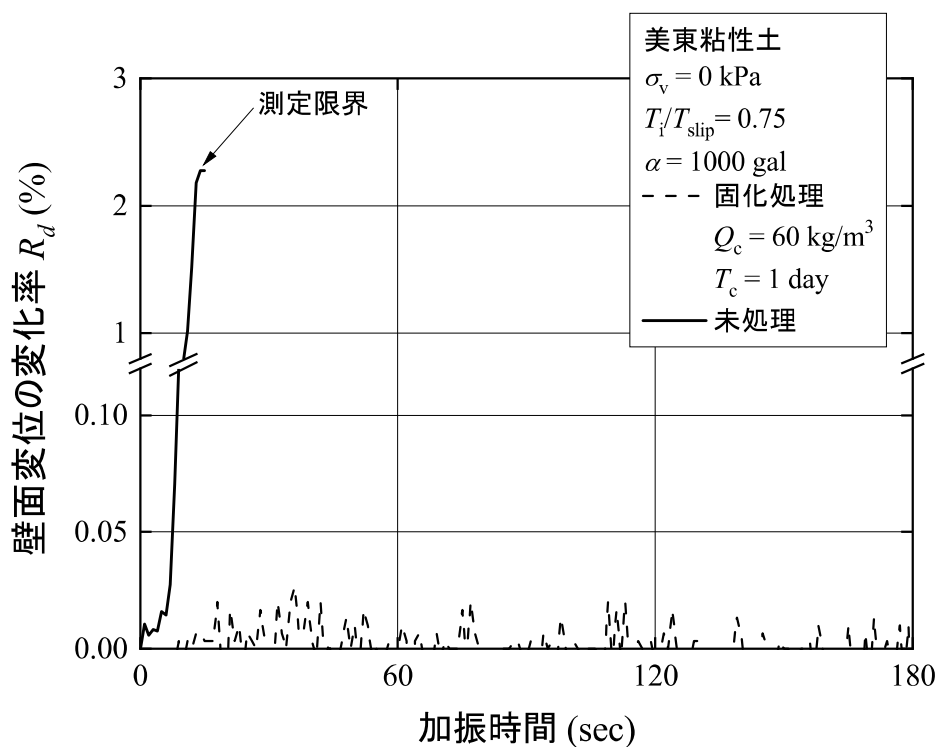
図-3.13 (a), (b) は未処理の美東粘性土とセメント安定処理した美東粘性土を用いた場合の上載圧 $\sigma_v = 0\text{kPa}$ での地震時の挙動を示したものである。ここで、未処理およびセメント処理に適用した T_i 値は、それぞれ 0.027kN および 2.47kN とした。無処理粘土と比較して、セメント安定処理を施した粘性土を裏込め材とした場合の引抜き荷重変化率は、加振時にほぼ 100% を維持した。また、壁面変位も微小のまま維持した。これらの結果から、裏込め材をセメント安定処理することで、未処理の粘土を用いた場合の補強土壁の脆性挙動が著しく改善されると判断した。図-3.14 (a), (b) は未処理の千葉山砂とセメント処理した千葉山砂の試験結果である。上載圧は $\sigma_v = 0$ とし、 T_i/T_{slip} の値は両試料とも 0.75 とした。処理土の引抜き荷重は変化せず、加振が進んでも壁面はほとんど変位しなかった。これらの挙動は、セメント処理した粘土の挙動と一致した。

図-3.15 および図-3.16 に、 T_i および加速度 α を変化させたときの R_t , R_d および加振時間の関係をそれぞれ示す。使用した試料は美東粘性土をセメント安定処理したものであり、加振時の上載圧は $\sigma_v = 0\text{kPa}$ であった。 T_i を T_{slip} の 85% ($T_i/T_{slip} = 0.85$) とした場合、引抜き荷重の変化率は加振期間中に最大で 3% 増加したが、 100% 以下には減少しなかった。壁面変位は T_i を T_{slip} の 75% ($T_i/T_{slip} = 0.75$) としたときとほぼ同じであった。 T_i/T_{slip} の値が大きくなるにつれて帯鋼補強材は引き抜きが生じやすいことが確認された。しかしながら、初期引抜き荷重は完全には消失せず、可動壁はほぼ変位しなかった。したがって、帯鋼補強材に作用する初期引抜き荷重が T_{slip} の $75\% \sim 85\%$ の範囲では、補強土壁の耐震性能に大きな影響を与えない可能性がある。

図-3.16 は、加速度 $1,000\text{gal}$ と $1,500\text{gal}$ の結果を比較したものである。加振試験に用いた試料はいずれもセメント安定処理された美東粘性土である。なお、2種の加速度において、それぞれの T_i/T_{slip} の値は異なっている。 $1,500\text{gal}$ の場合、 R_t は加振中最大で約 5% 減少したが、 R_d は最大で 0.07% しか増加しなかった。この結果は、盛土材に安定処理土を用いた場合、加速度による引抜き荷重の変化はほとんどなく、加速度の入力値が $1,500\text{gal}$ 以上の大地震の場合でも、引抜き荷重が減少するので補強土壁が損傷することはないことを示唆している。 0.07% の変位率は、高さ 10m の壁であれば約 7mm 相当となる。補強土壁の内部安定性が損なわれる可能性があるのは、変位が進行し続ける場合と考えられる。

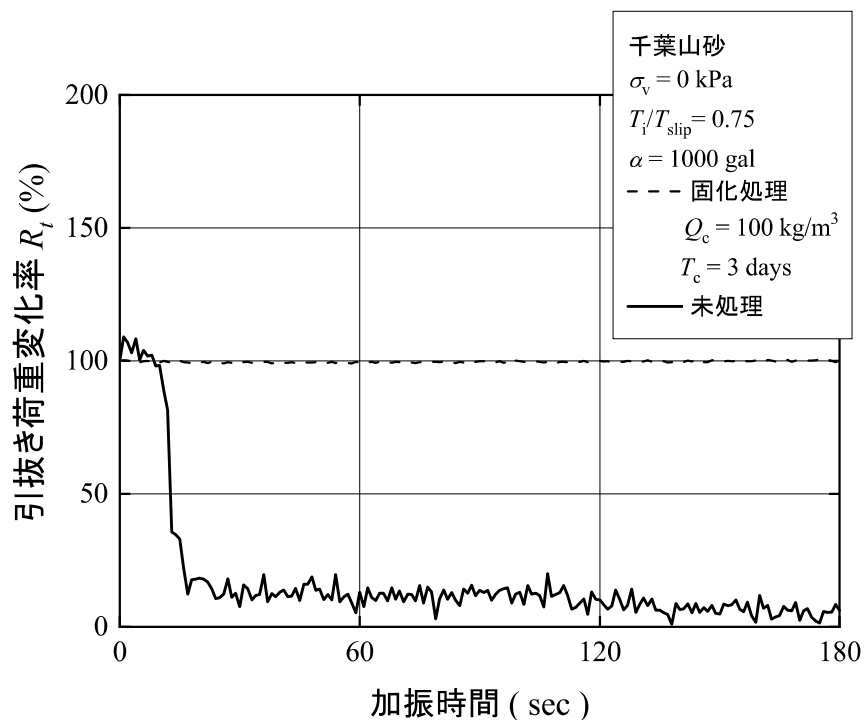


(a) 引抜き荷重

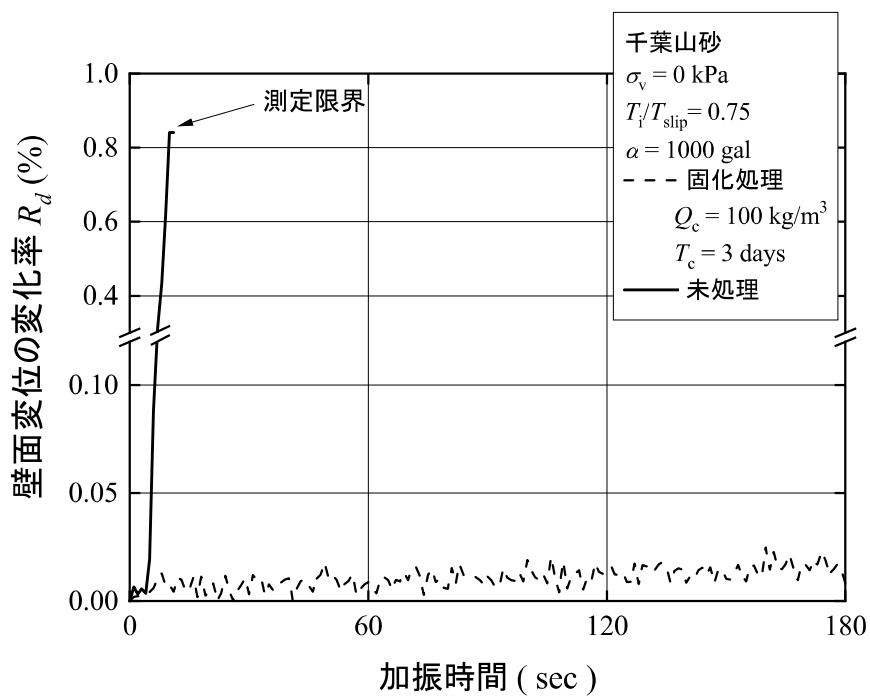


(b) 壁面変位

図-13 固化処理土と未処理土の動的引抜き挙動(Test No. S-6, S-8)

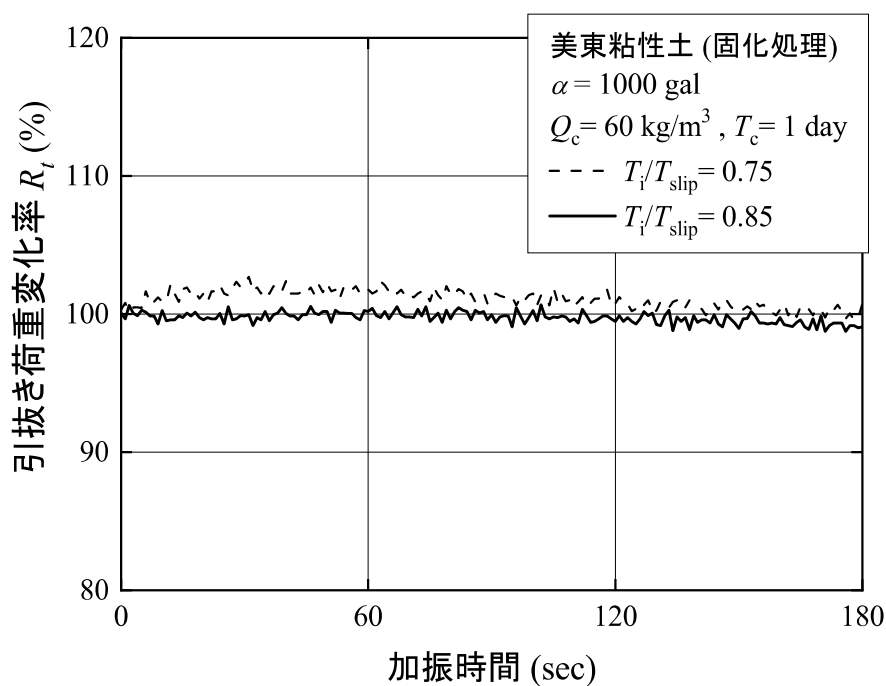


(a) 引抜き荷重

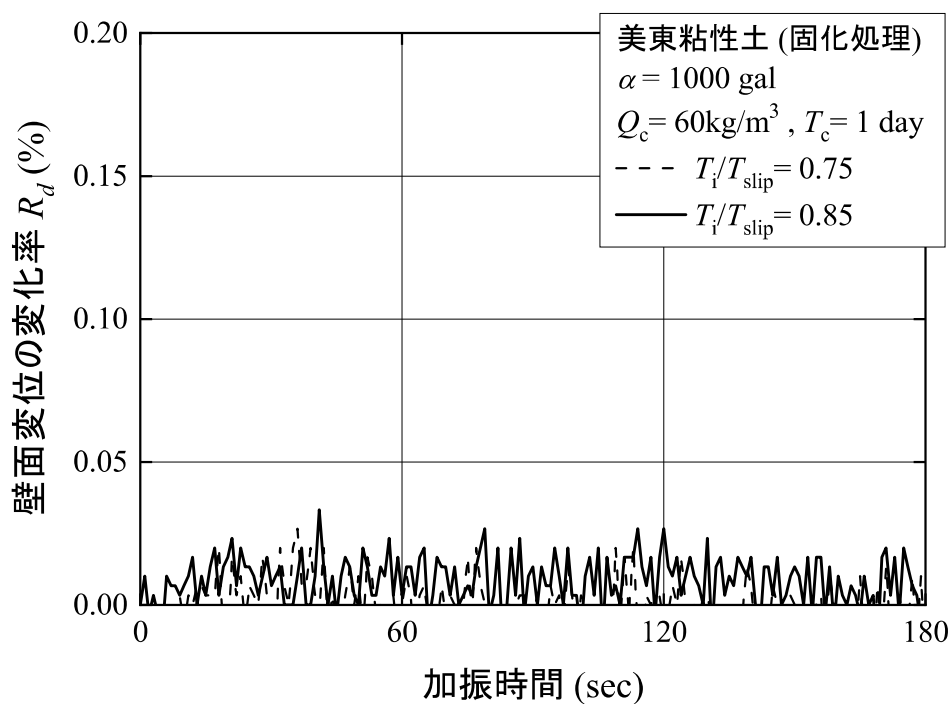


(b) 壁面変位

図-3.14 固化処理土と未処理土の動的引抜き挙動 (Test No. S-1, S-4)

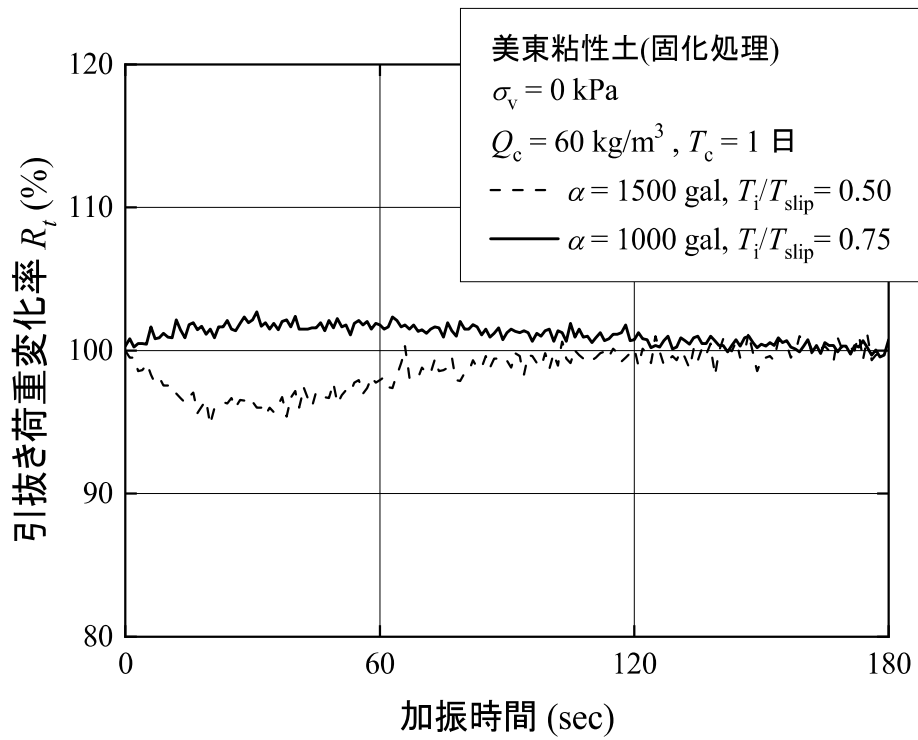


(a) 引抜き荷重

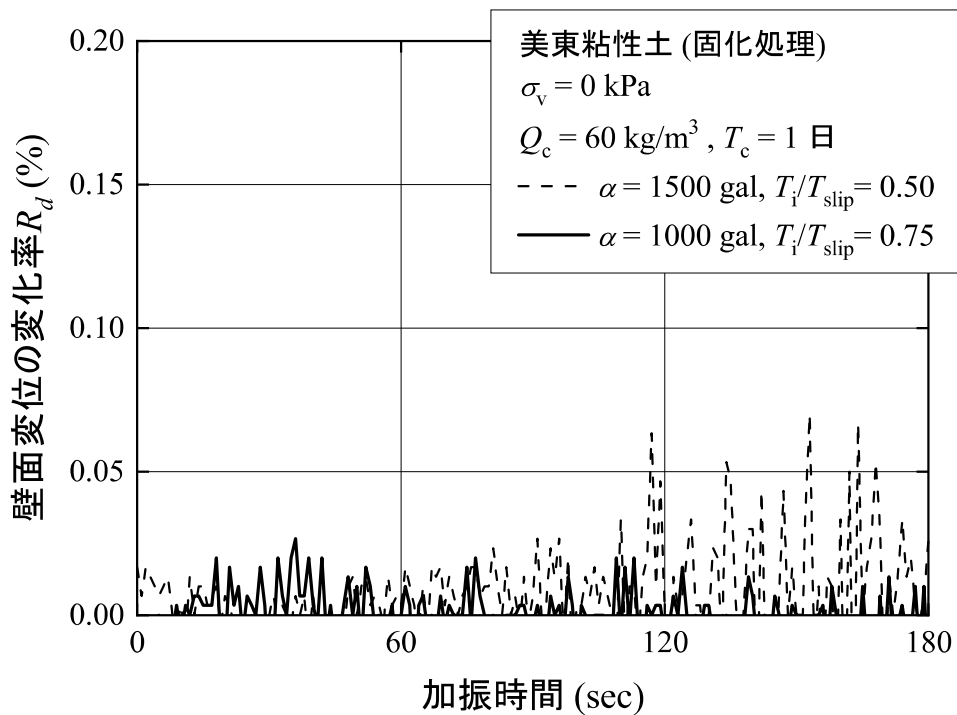


(b) 壁面変位

図-3.15 初期張力の影響 (Test No. S-8, S-9)



(a) 引抜き荷重



(b) 壁面変位

図-3.16 動的引抜き挙動に対する加速度の影響(Test No. S-8, S-10)

図-3.17に振動台実験後の土槽のすべり面を示している。先行して実施した引抜き試験で観察されたすべり面を重ね合わせた画像である。この図から、壁面の背面側で局所的に土の引張破壊が発生し、その結果、崩壊した土が落下したことがわかる。また、補強材の引き抜き方向に対して斜めにすべり線が形成されている。このように、土層では主働領域と受働（抵抗）領域が明確に分かれていることが確認された。2つの滑り面は、帯鋼補強材が埋め込まれた領域周辺では異なるが、すべり面の天端位置と下端位置はほぼ一致を示したことから、加振によって引き抜けが再現されたといえる。一方で、図-3.17に、上載圧 $\sigma_v=50\text{kPa}$ における加振後の土槽側面を示す。上載圧を載荷した条件では、先に述べたようなすべり面は発生しなかったことから、すべり面が生じたのは上載圧を載荷しない条件下で、拘束されていない補強材周辺の土塊が引き抜きと共に前方へ移動したものと考えられる。

3.4.3 盛土材のセメント安定処理

本研究で得られた盛土材のセメント安定処理による効果を、未処理土の場合と比較した。図-3.8より、静的引抜き試験によるセメント処理土の引抜き抵抗力のピーク値は、未処理土の約9倍であることがわかる。未処理の美東粘性土の場合、上載圧がない状態では、ほとんど引抜き抵抗は生じない。美東粘性土の場合、安定化処理によって、同じ土圧で千葉山砂よりも引抜き抵抗のピーク値が大きくなった。これらの傾向は、先行研究¹⁶⁾と類似した結果となった。これは、粒子間あるいは粒子と帯鋼補強材の間に発生する粘着力に起因するものと考えられる。図-3.13は、未処理および処理後の美東粘性土の加振の結果である。図-3.13からもわかるように、無処理土では加振直後に引抜き荷重が消失し、壁面の変位が急激に増加している。一方、処理土では、引抜き荷重、壁面変位ともに維持され、加振の影響を受けなかった。砂質土の場合、地震時に上載圧を加えても十分な引抜き抵抗力が得られることが確認された。一方で、拘束圧が低い条件下では、揺れによって土の変形が生じると考えられる。図-3.14より、未処理の千葉山砂では、低拘束圧下において20秒程度で初期引抜き荷重が減少し、壁面変位が増加した。このことから、拘束圧が低く引抜き抵抗が期待できない条件でも、安定処理を施すことで、帯鋼補強材の引抜き抵抗が著しく向上

第3章 帯鋼補強土壁における補強材の地震時挙動

することが確認された。さらに，加振中の引抜荷重の低減と壁面変位の増加を効果的に抑制することが可能となると考えられる。

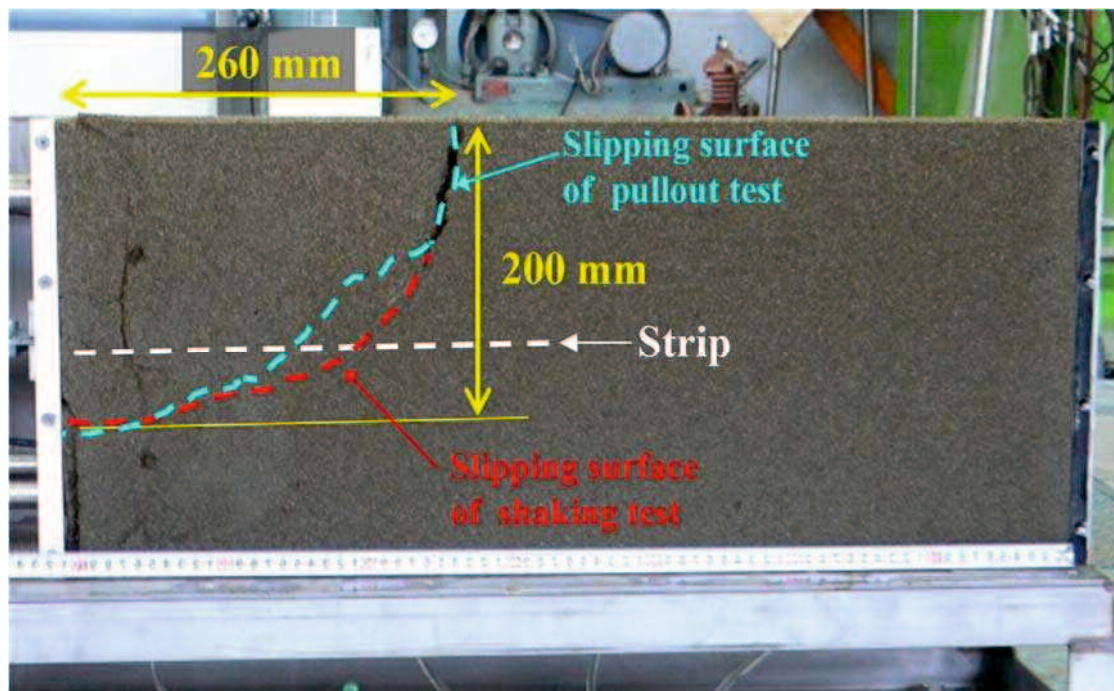


図-3.17 静的引抜き試験と振動台実験のすべり面の比較(C-1, S-1)

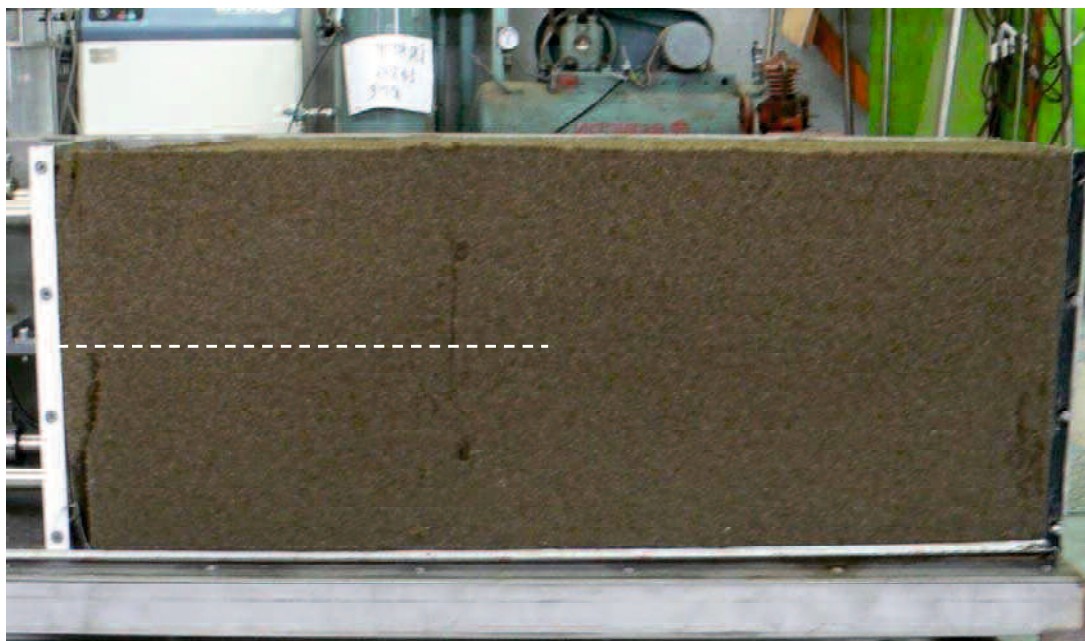


図-3.18 振動台実験後の盛土側面(S-2)

3.5 まとめ

第3章の結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 引抜き荷重が単調に増加するにつれて、上載圧 $\sigma_v = 50\text{kPa}$ における可動壁変位は上載圧 $\sigma_v = 0\text{kPa}$ 変位に比較して小さくなった。また、引抜き荷重を低下しても、可動壁変位は完全には元に戻らなかった。
- 2) 上載圧 $\sigma_v = 0\text{kPa}$ の千葉山砂の加振試験において、初期引抜き荷重を最大値の75%に設定し、1,000galの加速度を加えたところ、10秒以内に帯鋼補強材が引き抜け、面壁の変位は10mm以上と急激に大きくなった。
- 3) 千葉山砂を用い、上載圧 $\sigma_v = 50\text{kPa}$ で行った加振実験では、変位は前方0.5mm、対向壁高さの0.2%であり、引抜き荷重比の変化率はほぼ100%に留まった。帯鋼補強材に引き抜けは生じなかった。
- 4) 盛土材として粘性土を用いた場合には、砂質土を用いた場合とは異なり、上載圧を加えても引抜き荷重の変化率は0%に減少した。しかし、盛土材の安定処理により、規制に適さない土の引抜き挙動は改善された。
- 5) 初期引抜き荷重 T_i を最大引抜き荷重の75%と85%に設定した場合の地震時挙動を比較したところ、ほぼ同じ挙動を示すことがわかった。したがって、初期引抜き荷重の値は、引抜き抵抗のピークの85%以下であれば、耐震性能に大きな影響を与えないと判断できる。
- 6) 振動台に取り付けた補強土壁模型を1,500galの加速度で振動させた場合、引抜き荷重の変化率は初期値の5%以下であった。補強材と盛土材との間の摩擦は、加速度の影響を受ける可能性がある。しかし、上記の結果には、実験室試験特有の境界条件の影響がある場合には、その影響を含んでいる可能性がある。

【参考文献】

- 1) Futaki, M., Ogawa, N., Sato, M., Kumada, T., and Natsume, S. : Experiments about seismic performance of reinforced earth retaining wall, *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1083, 1996.
- 2) Hyodo, M., Yamamoto, Y., and Sugiyama, M. : Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, *Soils and Foundations*, 34(4), 1–11, 1994.
- 3) Koseki, J., Bathurst, R.J., Güler, E., Kuwano, J., and Maugeri, M. : Seismic stability of reinforced soil walls, Keynote Lecture, *Proc. 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, 1, 51–77, 2006.
- 4) Koseki, J., Tateyama, M., Watanabe, K., and Nakajima S. : Stability of earth structures against high seismic loads, *Proc. 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Post-Conference Volume, 222–241, 2007.
- 5) Ling, H. I., Leshchinsky, D., and Perry, E. B. : Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures, *Géotechnique*, 47(5), 933–952, 1997.
- 6) Matsuo, O., Tsutsumi, T., Yokoyama, K., and Saito, Y. : Shaking table tests and analyses of geosynthetic-reinforced soil retaining walls, *Geosynth. Int.*, 5 (1, 2), 97–126, 1998.
- 7) Miyata, T., Fukuda, N., Kojima, K., Konami, T. and Otani, Y. : Design of reinforced soil wall: Overview of design manuals in Japan. Landmarks in Earth Reinforcement, *Proc. International Symposium on Earth Reinforcement*, 2, 1107–1114, 2001.
- 8) Miyata, Y. and Bathurst, R. J. : Measured and predicted loads in steel strip reinforced c - ϕ soil walls in Japan, *Soils and Foundations*, 52(1), 1–17, 2012
- 9) Yogendrakumar, M., Bathurst, R. J., and Finn, W. D. L. : Dynamic response analysis of reinforced-soil retaining wall, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118, 1158–1167, 1992.
- 10) 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3回改訂版, 2003.

- 11) Richardson, G. N. and Lee, K. L. : Seismic design of reinforced earth walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 101(2), pp.167–188, 1975.
- 12) Richardson, G. N., Feger, D., Fong, A., and Lee, K. L. : Seismic testing of reinforced earth walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(1), 1–17, 1977.
- 13) Sahara, K. : Investigation of damage to reinforced earth walls in the great east Japan earthquake and related maintenance, *Proc. International Joint Symposium on urban geotechnics for sustainable development*, JS-Seoul, 74–77, 2012.
- 14) 佐藤雅弘, 小野寺誠一, 苗村正三 : 補強土壁の被災度評価に関する基本的な考え方, 第41回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1847–1848, 2006.
- 15) Suzuki, M., Tasaka, Y., Yoneda, O., Kubota, A., and Yamamoto, T. : Pullout resistance of strip embedded in cement-treated soil layer for reinforced soil walls. *Proc. 5th International Symposium on Earth Reinforcement*, IS-KYUSHU'07, 693–699, 2007.
- 16) 田坂行雄, 鈴木素之, 米田修, 志村直紀, 杉山洋介 : 固化処理土を適用した帯鋼補強土壁における補強材の引抜き抵抗特性と補強材長の設計, 土木学会論文集C, 66巻3号, pp. 516-529, 2010.
- 17) 公益社団法人地盤工学会 : 地盤補強技術の新しい適用 - 他工法との併用技術, 2006.
- 18) 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.
- 19) Watanabe, K., Munaf, Y., Koseki, J., Tateyama, M., and Kojima, K. (2003). Behaviors of several types of model retaining walls subjected to irregular excitation, *Soils and Foundations*, 43(5), 13–27.

第4章 地震時の引拔けが生じた補強材の残留変位に対する評価

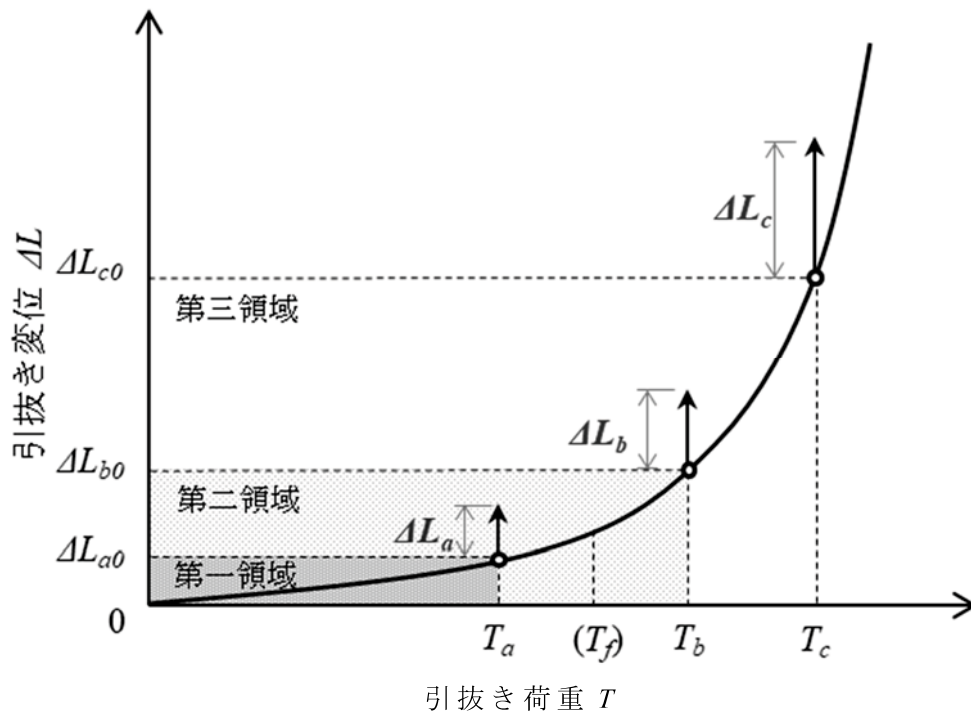
4.1 序言

前章までに述べたように補強土壁の不具合要因の一つとしては、地震動による壁面土圧の増加、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の地震動による間隙圧の発生、壁面の初期変状部分への応力集中、繰返し荷重による断続的な壁面変位の発生が考えられる。補強材の引抜き挙動については、国内にも多くの知見があり、第2章で述べたように、浸水条件時の補強材の引抜き抵抗特性については室内試験等により明らかにされている^{5), 6)}。また、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を踏まえ、補強土壁の補強材が引き抜けるモードにおいて、補強材の引抜きに対する残留抵抗の評価手法が検討されている⁷⁾。しかし、変状した補強土壁の残存性能は不明であり、特に、補強材の残留抵抗特性および変状した補強土壁の安定性に対する評価手法は未だ確立されていない。そこで、引抜きモードにおける性能評価法を検討するため、新たに変位・荷重制御式引抜き試験機を開発し、地震や豪雨等で生じるような先行引抜きがその後の付加的に生じる引き抜け変位に及ぼす影響を解明することを試みた。

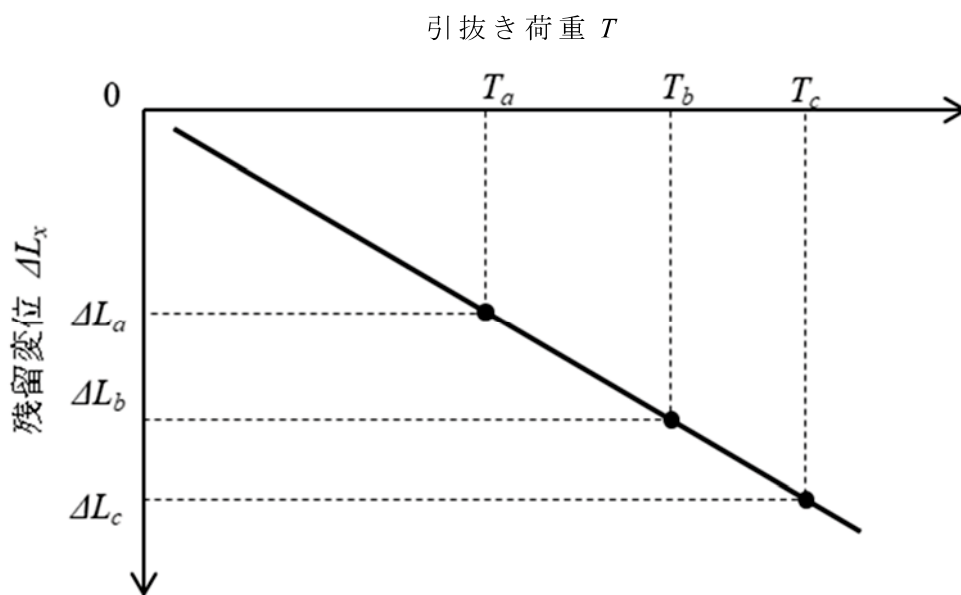
本章では、まず、開発した試験機における補強材の引抜き抵抗特性を明らかにするために、変位制御による補強材の引抜き試験を実施し、上載圧および、相対密度が異なる試料土の引抜き抵抗特性を検討した。次いで、変位・荷重制御による引抜き試験により補強材の変位と引抜き抵抗の関係において、任意の引抜き変位で一定の引抜き荷重を作用させ続けたときの補強材に二次的に発生する引抜き挙動を検討した。これは、盛土内への浸透水による水圧や、盛土の嵩上げによる土圧の増加等、想定外の作用により、補強材に引抜き変位が発生した状態で、どの程度の引抜き抵抗力が残存しているかを明らかにすることを目的に、引抜き抵抗と引抜き変位の関係において最大引抜き抵抗が発現する前後、すなわち、補強材と試料土の間に発生する摩擦力が最大となる前後で残存する引抜き抵抗と変位の関係がどのように変化するかを明らかとした。

引抜き特性に関する既往の知見においては、林ら⁵⁾は、浸水条件下において、

引抜き抵抗は引抜き変位と共に低下し、摩擦特性において、見かけのせん断抵抗角 δ' はほぼ変化しないが、見掛けの粘着力 c' 項が著しく低下する結果を報告している。また、熊田・渡辺⁶⁾は種々の盛土材の物理的性質が引抜き特性に及ぼす影響を、橋本ら⁷⁾は、積雪寒冷地において、凍結融解が引抜き特性に及ぼす影響を、さらには米田ら^{9)~11)}はセメント改良が引抜き特性に及ぼす影響について報告している。これらの確認された引抜き挙動特性に基づき、**図-4.1**に引抜き抵抗力と引抜き変位の関係を模式的に示した。帯鋼補強材の引抜き荷重 T は引抜き初期では引抜き変位 ΔL の増加とともに増加し、引抜き荷重 T がピークもしくは接線勾配の変化点を示した後、引抜き変位 ΔL に対する引抜き荷重 T の増加割合が低下する。ここで、著者らは、引抜き挙動を荷重と変位の関係において、弾性的な挙動を示す第一領域、接線勾配が変化する第二領域、その後の第三領域の三種に区分した。引抜きの初期では、変位と荷重の勾配はほぼ一定となることから、弾性的な挙動と表現した。さらに、第一領域、第二領域、第三領域における引抜き荷重をそれぞれ、 T_a 、 T_b および T_c とし、また、各引抜き荷重における引抜き変位をそれぞれ ΔL_{a0} 、 ΔL_{b0} および ΔL_{c0} と定義した。接線勾配の変化点は土質や拘束圧、密度等によるが、概ね 3.0 mm ~ 8.0 mm で発現する傾向であり、これは補強材敷設長 ($L = 350\text{mm}$) で正規化すると、補強材敷設長 L の 0.9% ~ 2.3% に相当し、3% 以内の変位で発生している。そこで、本論文では補強材 1 本当たりの摩擦特性に基づく要素的な検証において、補強材敷設長の 3% に相当する引抜き変位時の引抜き荷重 T を残留抵抗力の評価指標として T_f と定義した。ここで、補強材に作用する T が $T < T_f$ の状態であれば、荷重一定条件で二次的に生じる残留引抜き変位 ΔL_x は殆ど生じない。一方、 $T \geq T_f$ の状態であれば ΔL_x が生じ、時間の経過と共に漸次増加すると考えられる。すなわち、**図-4.2** に模式的に示すように、補強材の先行引抜き変位 ΔL_{x0} に対応する T が T_f を超えなければ、その後に生じる ΔL_x も含めた累加変位 $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$ は微小に留まるのではないかと考えた。



(a) 引抜き荷重と引抜き変位



(b) 荷重保持時における残留変位

図-4.1 所定の引抜き荷重における残留変位の関係(模式図)

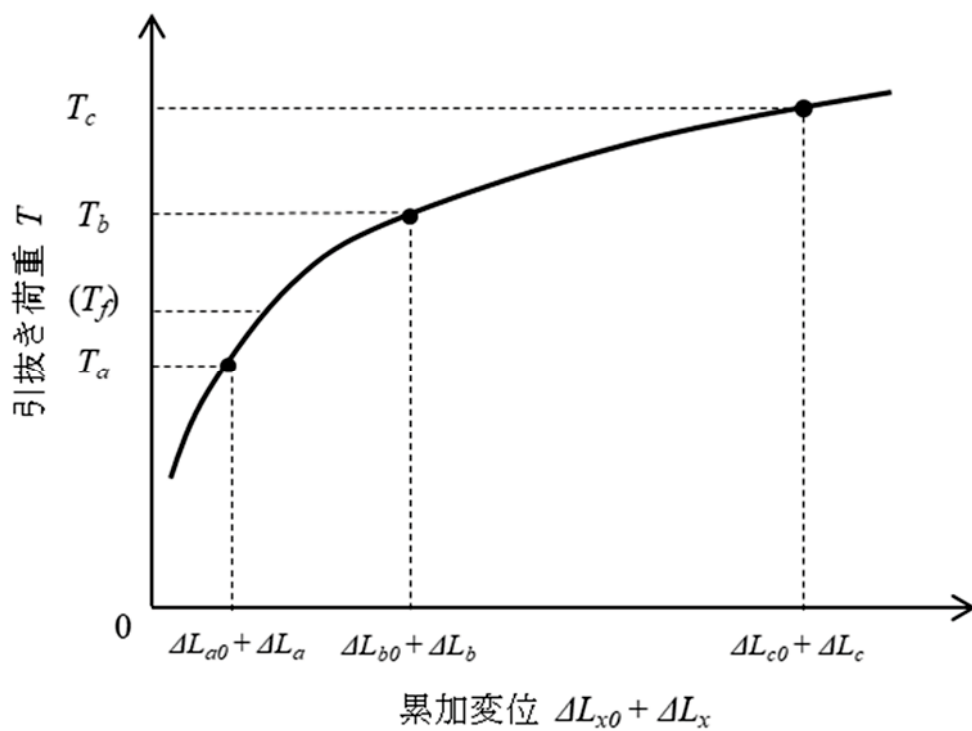


図-4.2 引抜き荷重と累加変位の関係(模式図)

4.2 試料土

本研究で用いた試料土は豊浦標準砂，宇部まさ土であり，表-4.1，表-4.2にそれぞれ物理的性質を示す．補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル¹²⁾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，豊浦標準砂および宇部まさ土は適用範囲内の材料である．

表-4.1 豊浦標準砂の物理特性

土粒子の密度 (g/cm^3)		2.68
粒度 (%)	礫分	0
	砂分	100
	細粒分	0
最大間隙比 e_{\max}		0.998
最小間隙比 e_{\min}		0.635
気乾状態の含水比 w_n (%)		0.97

表-4.2 宇部まさ土の物理特性

土粒子の密度 (g/cm^3)		2.61
粒度 (%)	礫分	38.8
	砂分	56.4
	細粒分	4.8
自然含水比 w_n (%)		0.2
最適含水比 w_{opt} (%)		10.7
最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ (g/cm^3)		1.95

4.3 試験装置および手順

4.3.1 試験装置の概要

本研究で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-4.3に示す。本試験装置は、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。これまでに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。過去に実施された現場引抜き試験では、施工時の締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まま、摩擦抵抗を評価せざるを得なかった。そこで、本研究で開発した引抜き試験装置は室内で土の密度、含水比、上載圧、補強材と土の周囲の拘束条件を設定した土槽から、補強材を所定の方法・手順で引抜く従来型の引抜き機構に加え、変位制御と引抜き荷重制御を引き抜き中に切り替えられるものとした。これにより、土中の補強材に作用する引抜き荷重が可変した際の残留変位への影響を把握することができる。試験装置は図-4.3に示したように土槽、補強材、引抜き荷重載荷装置（変位制御試験、変位・荷重制御試験ともにペロフラムシリンダーによる空圧制御）、エアバッグ、ロードセル、空圧制御システムおよび変位計等から構成される。上載圧 σ_v が $0 \sim 80 \text{ kN/m}^2$ の下、両面排水条件で土槽内の試料土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き抜くことが可能である。以下、装置各部の詳細を述べる。

a) 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するために固定した。なお、補強材は鋼製壁の開口部を経て、接続冶具を介してペロフラムシリンダーに接続されるが、補強材貫通部はテフロンで鋼製壁との摩擦を低減している。また、試料土との摩擦の軽減を図るため、上下面は不織布を敷き、土槽側面にはグリスを塗布した。

b) 補強材：本研究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-4.4

に模式的に示すように、補強材の寸法は敷設長 350 mm、幅 60 mm、厚さ 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 350mm は、既往の引抜き試験の結果^{10),11)}に基づいて、空圧による引抜き荷重の上限を考慮して設定した。

c) 引抜き荷重載荷装置：図-4.3 に示したように土中の補強材に接続したベロフラムシリンダーにより水平方向の引抜き荷重を載荷する。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る。変位制御時には、変位速度が一定となるよう電空変換器を通じて、空圧を調整し補強材を引き抜くことが可能である。

d) エアバッグ：土槽内の試料土へ所定の σ_v を載荷する。

e) ロードセルおよび水平変位計：ロードセルは、補強材と引抜き荷重載荷装置の間に接続し T を、水平変位計は補強材の ΔL を測定する。

f) 制御システム：制御システムは、パーソナルコンピュータ（以下、PC と略記）、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、ベ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。

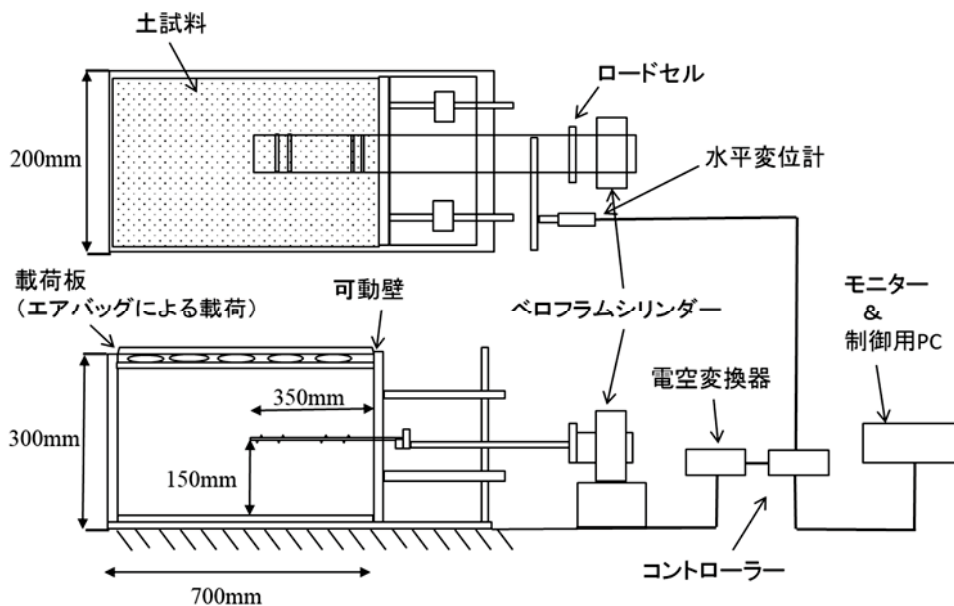
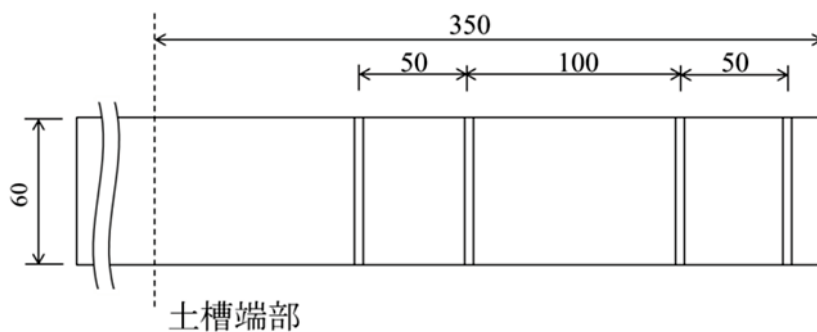
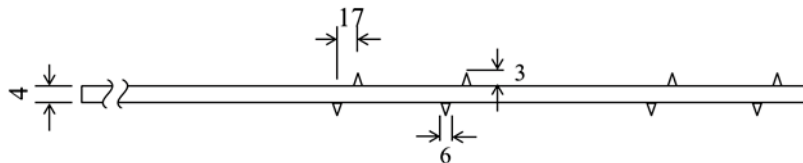


図-4.3 土中引抜き試験システムの構成



(a) 平面図



(b) 断面図

図-4.4 帯鋼補強材 (単位: mm)

4.3.2 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 σ_v や相対密度 D_r 、締固め度 D_c の影響を検証するため、 σ_v 、 D_r または D_c を変えた条件で引抜き速度 v を 1.0 mm/min¹³⁾ に設定し、変位制御引抜き試験により、用いた試料土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。

4.3.3 突固め回数の決定

本試験においては、特製ランマー（質量 4kg、落下高さ 40cm）を用いて突き固めによる締固めを行い、相対密度 D_r または締固め度 D_c を落下回数で管理した。ここで各落下回数は、表-4.1 および、表-4.2 に示す物理特性に基づいて予備試験を行い、豊浦砂の場合、所定の相対密度 D_r における間隙比、湿潤密度となるよう決定し、宇部まさ土の場合は、所定の締固め度 D_c における湿潤密度となるよう決定した。

4.3.4 引抜き試験方法

- a) 試料として用意した豊浦標準砂は気乾状態の含水比、宇部まさ土は締固め度に応じた所定の初期含水比に調整し、土槽に充填した。この際、試料土は 10 層程度に分けて投入し、写真-4.1 に示すように、層ごとにランマーにより突き固めを行う。
- b) a)の試料土の充填において、写真-4.2 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面に敷設した。敷設した補強材はロードセルを介して引抜き荷重装置に接続した。
- c) 補強材の敷設後、土槽上端から 1 cm 下まで試料を充填し、最上面の不陸を均した後、最上面に載荷板を設置し、写真-4.3 に示すように、載荷板の上からエアバッグにより所定の σ_v を載荷した。
- d) σ_v を載荷した状態で直ちに引抜き試験を行い、補強材の引抜き荷重 T と引抜き変位 ΔL 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。

第4章 地震時の引抜けが生じた補強材の残留変位に対する評価

e) 引抜き変位 ΔL が 35 mm に達した時点で引抜き試験を終了した。

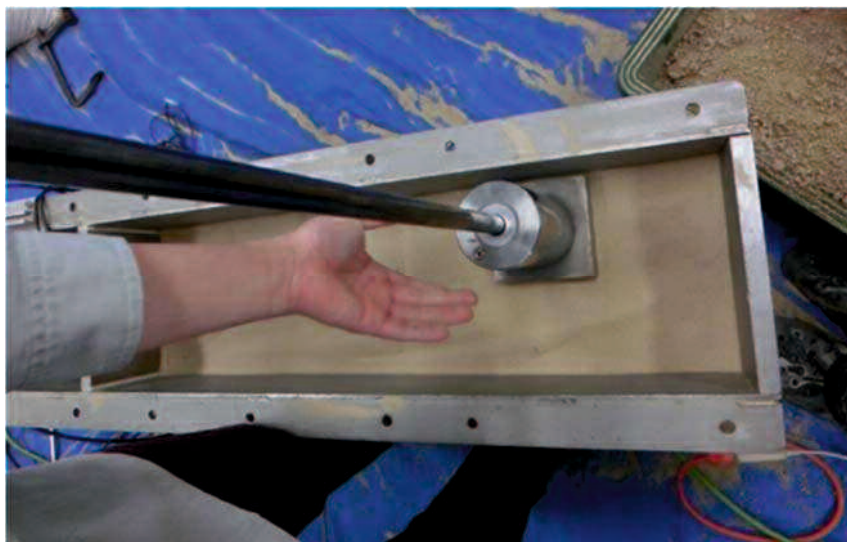


写真-4.1 土槽への試料充填および締固め状況（豊浦標準砂）

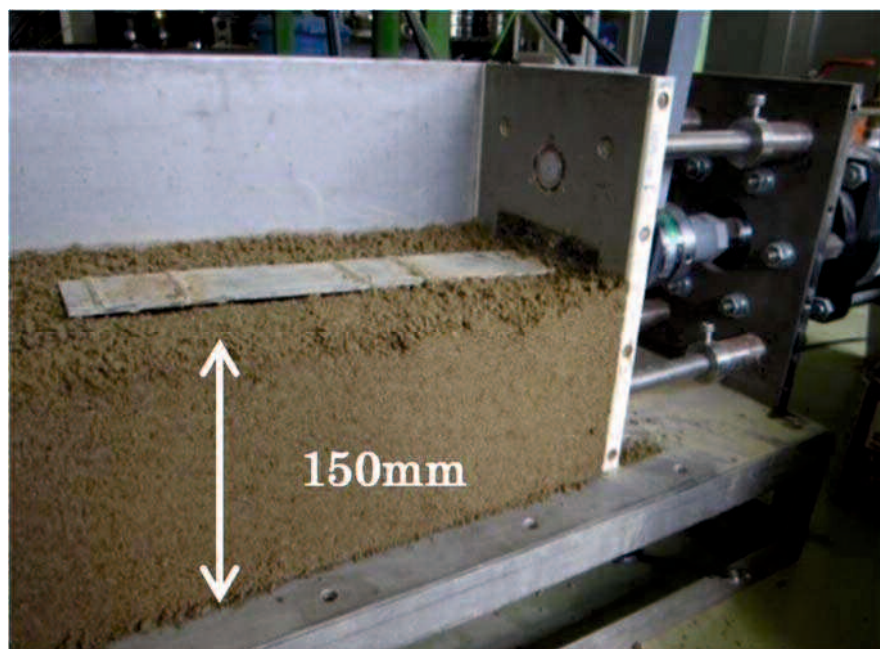


写真-4.2 帯鋼補強材の敷設状況（宇部まさ土）

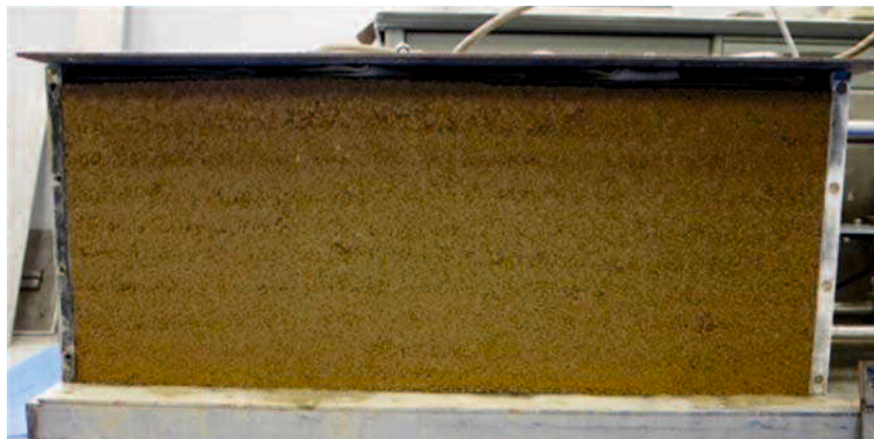


写真-4.3 エアバッグの設置状況（側面）（宇部まさ土）

4.3.5 結果の整理方法

計測した引抜き荷重 T および引抜き変位 ΔL から、試料土と補強材間の摩擦に起因する引抜き抵抗 τ とそのときの有効面積 A はそれぞれ式(4.1), (4.2)から算出した。

$$A = (L_0 - \Delta L) \times B \quad (\text{m}^2) \quad (4.1)$$

$$\tau = \frac{T}{2A} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4.2)$$

ここに、

A : 補強材の片面有効面積 (m^2)

L_0 : 補強材の初期敷設長 (m)

ΔL : 引抜き変位 (m)

B : 補強材の幅 (m)

τ : 引抜き抵抗 (kN/m^2)

T : 引抜き荷重 (kN)

4.4 変位制御による引抜き試験

4.4.1 変位制御による引抜き試験

変位制御試験は、その結果から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先立ち、先行引抜き変位を決定するために実施したものである。本試験は上載圧 σ_v 、土槽内の相対密度 D_r 、または締固め度 D_c を変えた条件で、引抜き速度 v を 1 mm/min とした一定の変位制御引抜き試験により、各試料に対する補強材の引抜き抵抗特性を把握した。

4.4.2 引抜き試験ケース

表-4.3 (a), (b) にそれぞれ豊浦標準砂、宇部まさ土の変位制御引抜き試験ケースを示す。豊浦標準砂においては、 σ_v を 0 kN/m² ~ 60 kN/m² の 4 通り、 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、宇部まさ土においては、 σ_v を 0 kN/m²、40 kN/m²、60 kN/m² および 80 kN/m² の 4 通りで、 D_c は密詰め条件では 91~92%、緩詰め条件の乾燥側および湿潤側では 83~87% の 3 通りの組み合わせで計 12 ケース実施した。ここでは、引抜き挙動の把握のみならず、上載圧の影響および土槽内の試料土密度の影響も検討した。

表-4.3 引抜き試験ケース

(a) 豊浦標準砂

Test No.	上載圧 σ_v (kN/m ²)	相対密度 D_r (%)
1-1	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

(b) 宇部まさ土

Test No.	上載圧 σ_v (kN/m ²)	締固め度 目標値 D_c (%)	含水比 w (%)	締固め度 D_c (%)
5-1	0	100	10.1	92.0
5-2		90 (湿潤側)	20.1	84.0
5-3		90 (乾燥側)	3.9	86.0
6-1	20	100	10.3	91.0
6-2		90 (湿潤側)	15.6	84.0
6-3		90 (乾燥側)	3.8	87.0
7-1	40	100	11.0	92.0
7-2		90 (湿潤側)	17.5	86.0
7-3		90 (乾燥側)	4.1	86.0
8-1	60	100	10.5	92.0
8-2		90 (湿潤側)	17.3	83.0
8-3		90 (乾燥側)	4.2	86.0

4.4.3 引抜き試験結果

図-4.5, 図-4.6 にそれぞれ $D_r=67\%$, $D_r=86\%$ における豊浦標準砂の引抜き抵抗 τ と引抜き変位 ΔL の関係を示す. 豊浦標準砂においては, いずれのケースにおいても τ - ΔL 関係は, $\Delta L=5$ mm 前後に接線勾配が変化する, つまり最大曲率となる点を示し, その後も ΔL が増加するに伴って, τ は緩やかに増加する挙動を示した. このことから, D_r が異なっても引抜き挙動に相違はみられなかった. また, $\sigma_v=60$ kN/m² 時において, 引抜き初期の $\Delta L=0\sim 5$ mm において τ の一時的な低下がみられた. 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,あるいは, 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た可能性が考えられる. 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 τ_{\max} や引抜き変位 ΔL への影響は小さいものと考えられる. 一方, 相対密度の違いに着目すると, いずれの上載圧 σ_v においても, 相対密度 D_r が高い方が高い引抜き抵抗 τ を発現することが確認された. これは, D_r の増加つまり空隙比の低下に伴い, 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, 補強材周辺の試料土の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たものと考えられる.

図-4.7(a)~(d)に宇部まさ土の同一の上載圧における τ と ΔL の関係を示す. 宇部まさ土においては, 図-4.7(a)の上載荷重 $\sigma_v=0$ kPa では締固め度 $D_c=92\%$ と $D_c=86\%$ (乾燥側)の引抜き挙動に相違は見られず, 最大引抜き抵抗 τ_{\max} もほぼ同一であった. 一方, $D_c=84\%$ (湿潤側)では抵抗 τ が発現しないまま, 引抜き変位が進行することが確認された. この現象については, 理論上, 仮に含水比の増加により飽和度が増加したとしても, 補強材と土粒子の接触面積は不変であるため, 引抜き抵抗には影響を及ぼさないと考えられるが, 補強材にかかる鉛直力は試料土の重量のみであることから上載圧が補強材上面に完全に均一に作用していない, もしくは, 補強材の引抜きに伴って, 補強材と土の接触面に空隙が生じたことにより引き抜き抵抗が発揮されなかったためではないかと考えられる.

図-4.7(b)~(d)に示すように $\sigma_v=40$ kPa~ 80 kPa を載荷したケースにおいても, $\sigma_v=0$ kPa と同様に, 密詰め $D_c=92\%$ と緩詰め (乾燥側) $D_c=86\%$ での引抜き挙動には大きな差はみられず, ほぼ同様の挙動を示した. 一方, 緩詰め (湿潤

側) $D_c=83\sim 86\%$ において、 $\sigma_v=0$ kPa と同様に引抜き抵抗 τ が発現しないまま引抜き変位 ΔL が発生し、一旦は引抜き抵抗 τ が収束する傾向にあるが、上載圧 σ_v の増加に従って、引抜き変位 ΔL が 15mm を超えた後に、再度引抜き抵抗 τ の増加がみられた。これは、宇部まさ土において、拘束圧下でひずみ硬化性を有しているためと考えられ、 $\sigma_v=0$ kPa に比較して、 $\sigma_v=40$ kPa および $\sigma_v=80$ kPa において挙動が顕著であることから、拘束圧依存性を有するものと考えられる。

また、図-4.8 に豊浦標準砂における σ_v と τ_{\max} および、引抜き変位と引抜き抵抗において、変曲点を過ぎて残留状態と考えられる $\Delta L=25$ mm 時点での引抜き抵抗 $\tau_{\Delta L25}$ の関係を示す。 σ_v が増加するに伴い、 τ が単調に増加したことから、補強材の τ は σ_v に依存し、さらに、 τ_{\max} と $\tau_{\Delta L25}$ の比較においては、最大でも 10%程度しか差がなく、 τ_{\max} 発現時の ΔL はいずれも 25 mm 以上であることから、25 mm 以上の ΔL の進行に伴う τ 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、 T と ΔL の関係において、図-4.1 に模式的に示したように、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定常状態に移行する傾向を確認した。

このことを踏まえれば、残留抵抗特性を評価するに当たっての引抜き抵抗のフェーズを三領域（第一が接線勾配の変化点以前の領域、第二が接線勾配の変化点以後から残留抵抗に移行するまでの領域、第三が残留抵抗に移行した後、引抜き変位が進行した領域）に分けるのが適当と考えられる。そこで、各領域に対応する先行引抜き変位 ΔL_{a0} 、 ΔL_{b0} 、 ΔL_{c0} に関しては、 ΔL_{a0} は、引抜き変位と引抜き抵抗の関係において、初期の単調増加から接線勾配が変化する点での変位、 ΔL_{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として ΔL_{a0} の 2 倍、 ΔL_{c0} は変位が増加しても引抜き抵抗が増加せずほぼ一定を示し、残留状態に移行したとみなせる点での変位として ΔL_{a0} の 4 倍とした。本研究では、 $D_r=86\%$ の引抜き試験結果に基づき、各上載圧 $\sigma_v=0 \sim 60$ (kN/m²) における先行引抜き変位 ΔL_{a0} 、 ΔL_{b0} および、 ΔL_{c0} をそれぞれ設定した。

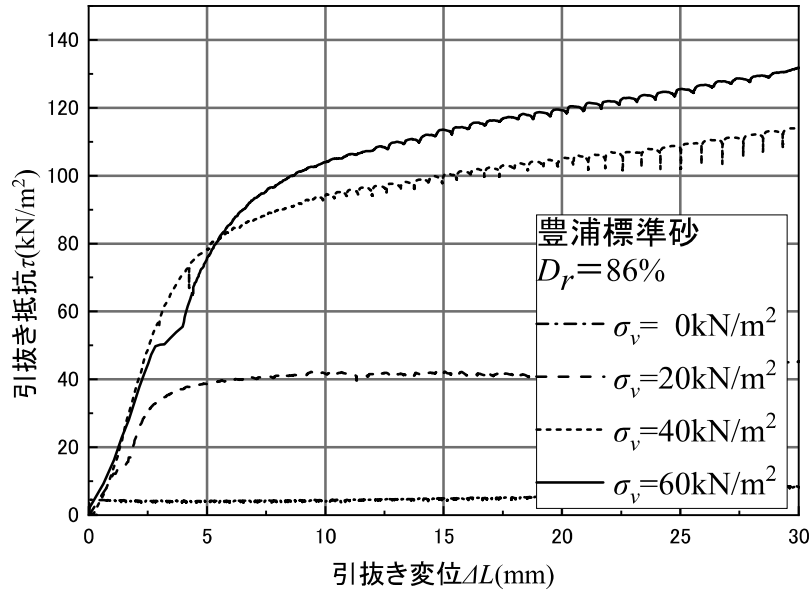


図-4.5 引抜き抵抗と引抜き変位の関係 ($D_r=67\%$)

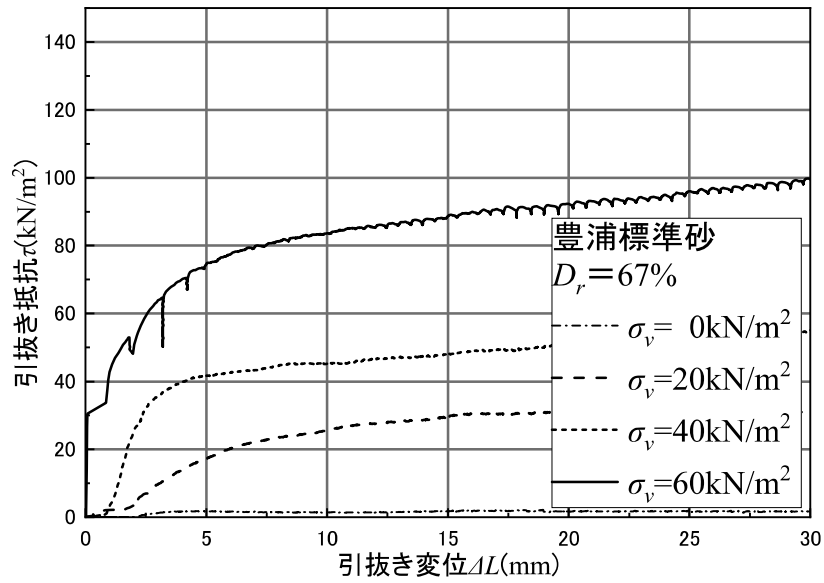
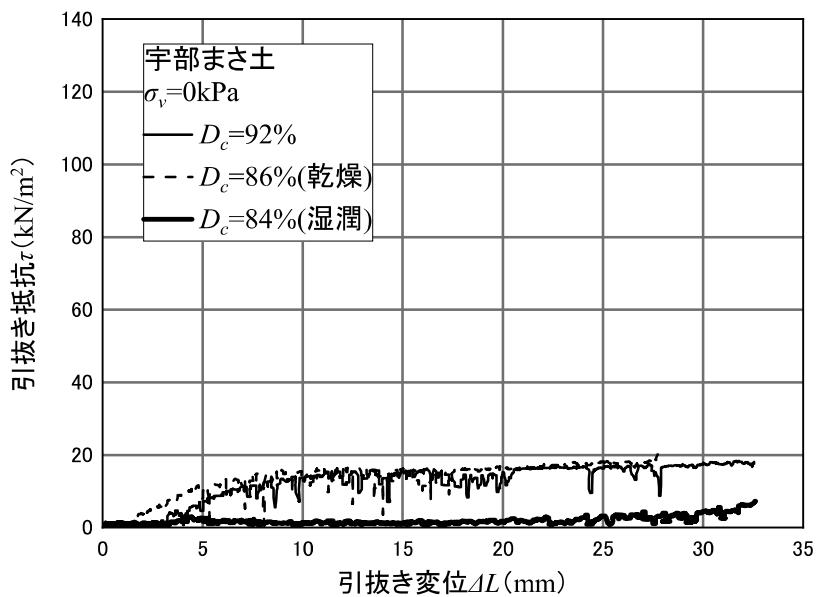
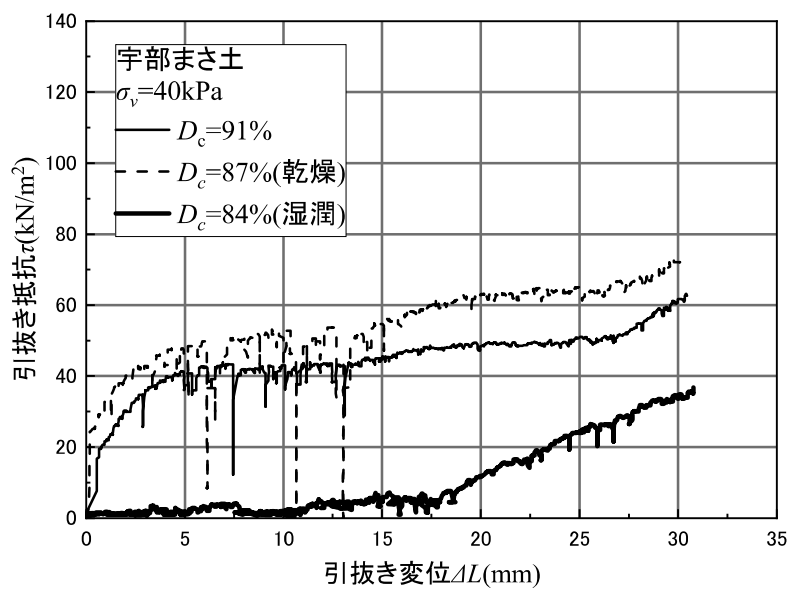


図-4.6 引抜き抵抗と引抜き変位の関係 ($D_r=86\%$)

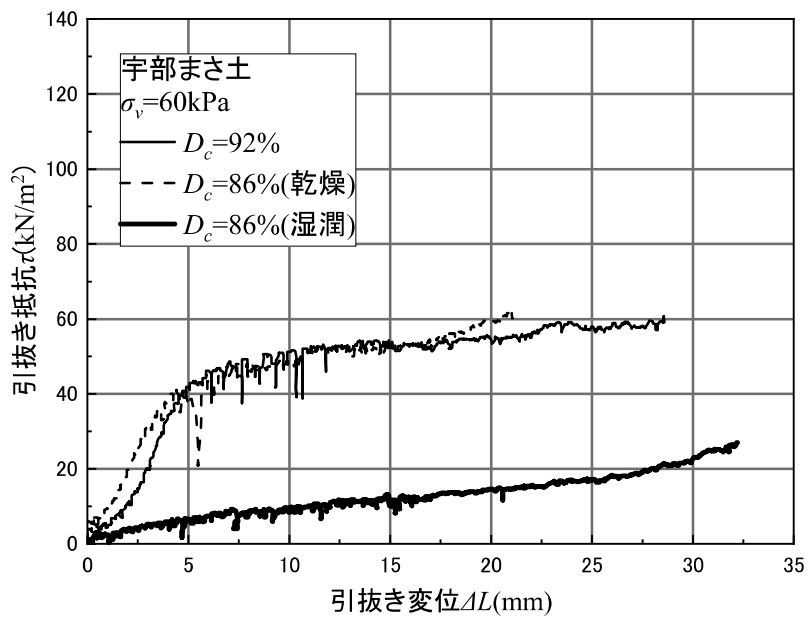


(a) $\sigma_v = 0$ kN/m²

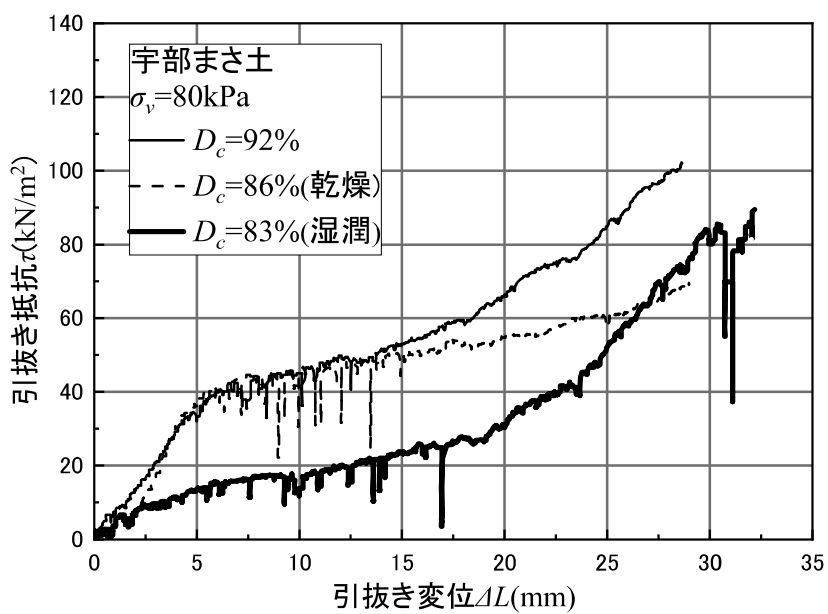


(b) $\sigma_v = 40$ kN/m²

図-4.7 宇部まさ土の上載圧別の引抜き抵抗と引抜き変位の関係



(c) $\sigma_v = 60$ kN/m²



(d) $\sigma_v = 80$ kN/m²

図-4.7 宇部まさ土の上載圧別の引抜き抵抗と引抜き変位の関係

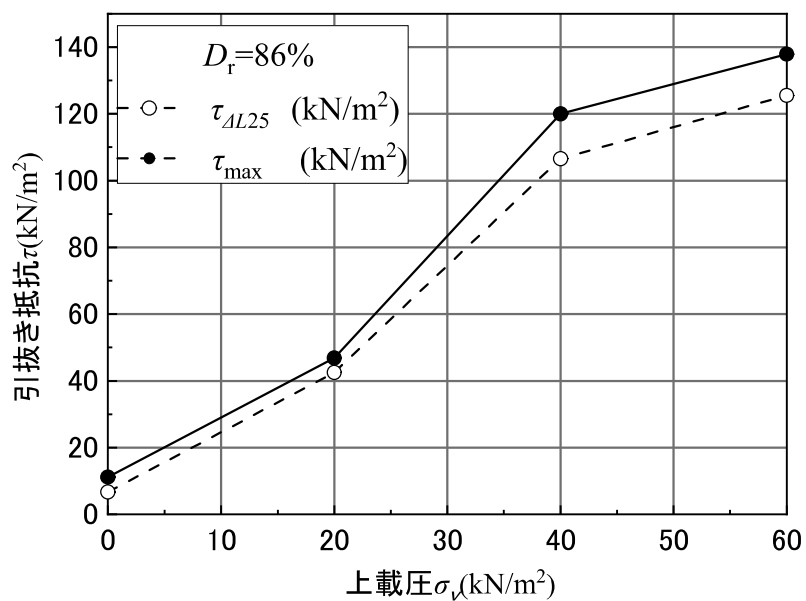


図-4.8 上載圧と引抜き抵抗の関係

4.5 変位・荷重制御試験における補強材の引抜き抵抗特性

4.5.1 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結果に基づいて設定した先行引抜き変位を ΔL_{x0} ($x=a,b,c$) とし、引抜き変位を与えた。変位制御の引抜き試験結果に基づいて設定した所定の ΔL_{a0} , ΔL_{b0} , ΔL_{c0} に達した時点で、その時に発生した引抜き荷重 T_a , T_b , T_c がその後も補強材に一定の引抜き荷重として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 (図-4.1 参照)。その後、所定の時間もしくは引抜き変位が定常状態になるまで補強材の引抜き荷重を保持し、その状態での補強材の残留変位と引抜き荷重を決定し、相互の関係について検討した。

4.5.2 試験手順

- a) 試料の調整および充填方法、補強材や計測器の設置については、4.3.5 引抜き試験方法の a)~c) に従い、変位制御引抜き試験時と同様に土槽を作成した。
- b) 変位制御の引抜き試験で得られた ΔL_{x0} ($x=a,b,c$) まで $v = 1.0 \text{ mm/min}$ で変位制御による引抜きを行った。
- c) ΔL が所要の ΔL_{x0} に達した時点で荷重制御に切り替え、 ΔL_{x0} のときに発現した引抜き荷重を一定に载荷した。
- d) 引抜き荷重を一定に保持した状態で、引抜き変位に一定時間変動がなく、収束したと判断した時点で試験を終了した。

なお、実現象として、先行引き抜き変位が生じるまでの時間は、実験室で行うよりも緩速と考えられるが、 1mm/min よりも緩速引抜きでは、引抜き挙動 (荷重および変位) に影響はない。

4.5.3 試験結果の整理法

変位・荷重制御試験の結果の整理方法を以下に示す。補強材長 L_0 、変位・荷重制御試験時に設定した先行引抜き変位 ΔL_{x0} 、荷重保持後の引き抜け変位 ΔL_x を用いて、次式により先行引抜き変位率、荷重保持後の引き抜け変位率および補強材敷設長に対する引抜け変位率を算出した。

先行引抜き変位率 R_{Di}

$$R_{Di} = \frac{\Delta L_{x0}}{L_0} \times 100 \quad (\%) \quad (4.3)$$

荷重保持後の残留引き抜け変位率 R_{DR}

$$R_{DR} = \frac{\Delta L_x}{L_0 - \Delta L_{x0}} \times 100 \quad (\%) \quad (4.4)$$

補強材長に対する引き抜け変位率 R_L

$$R_L = \frac{\Delta L_x}{L_0} \times 100 \quad (\%) \quad (4.5)$$

ここに、
 L_0 : 補強材敷設長 (m)
 ΔL_{x0} : 先行引抜き変位 (m)
 ΔL_x : 引抜き変位 (m)

4.5.4 引抜き試験ケース

表-4.4 (a), (b)に変位・荷重制御試験の試験ケースを示す。試料は豊浦標準砂の場合は、 σ_v を変位制御試験同様に4通り、 σ_v 毎に先行引抜き変位を3通り設定し、計12ケースとなった。宇部まさ土の場合は、 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ として、先行引抜き変位を3通り設定し、計3ケースの試験を実施した。

表-4.4 変位・荷重制御引抜き試験ケース

(a)豊浦標準砂

Test No.	上載圧 σ_v (kN/m ²)	相対密度 D_r (%)	先行引抜き変位 ΔL_{x0} (mm)
1-1	0	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			$\Delta L_{c0} = 31.8$

(b)宇部まさ土

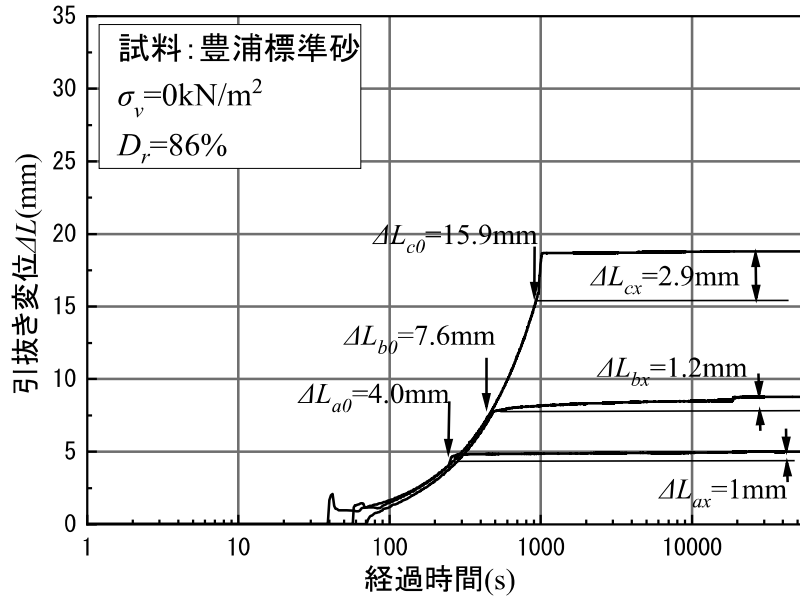
Test No.	上載圧 σ_v (kN/m ²)	締固め度 D_c (%)	先行引抜き変位 ΔL_{x0} (mm)
5-1	0	90	$\Delta L_{a0} = 2.9$
5-2			$\Delta L_{b0} = 9.9$
5-3			$\Delta L_{c0} = 17.0$

4.5.5 試験結果

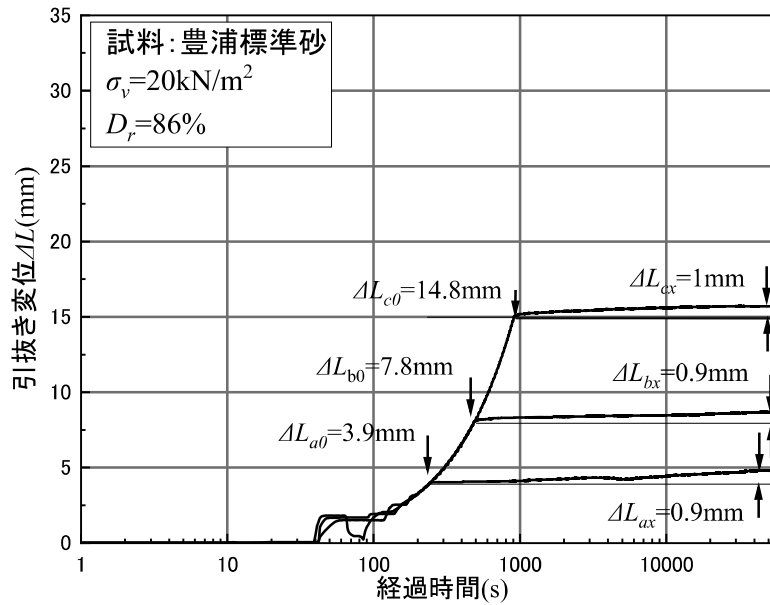
図-4.9 および図-4.10 にそれぞれ豊浦標準砂および宇部まさ土の場合の変位・荷重制御試験による引抜き挙動を示す。豊浦標準砂においては、 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ において、 τ が残留状態に移行する以前の $\Delta L_{a0} = 4 \text{ mm}$ および $\Delta L_{b0} = 7.6 \text{ mm}$ のケースでは、変位制御から荷重制御に切り替えて引抜き荷重を一定に保持すると、載荷時間の経過とともに $\Delta L_{ax} = 1 \text{ mm}$ 、 $\Delta L_{bx} = 1.2 \text{ mm}$ と僅かではあるが生じた。一方、引抜き抵抗 τ が残留状態である $\Delta L_c = 15.9 \text{ mm}$ のケースでは、荷重制御に切り替わった後、 $\Delta L_{cx} = 2.9 \text{ mm}$ が発生した。また、 $\sigma_v = 20 \sim 60 \text{ kN/m}^2$ においても各領域で ΔL_x が生じ、その大きさは先行引抜き変位によって変わる傾向が得られた。このことから、先行引抜き変位が大きいほど、荷重保持後の引き抜け変位は相対的に増加傾向にあることが確認された。

ここで注意すべき点として、 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ の場合、 ΔL_{c0} 以後の挙動が他の σ_v における挙動と異なっている。この原因としては、図-4.6 に示す引抜き挙動より、 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ 以外の時は、接線勾配が変化した後も τ は ΔL に対して単調増加の傾向にあり、 T を一定に保持した場合、引抜き抵抗発現に必要な ΔL は微小と考えられる。しかし、 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ 時は、変化点後の領域における τ は、 ΔL 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引抜き変位は相対的に大きくなると考えられる。一方、宇部まさ土においては、 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ においては $\Delta L_{a0} = 2.9 \text{ mm}$ 、 $\Delta L_{b0} = 9.9 \text{ mm}$ の場合において変位制御から荷重制御に切り替わった後、載荷時間の経過とともに荷重保持後の引き抜け変位 ΔL は 1.6 mm 、 4.4 mm と僅かに発生した。しかし、 $\Delta L_{c0} = 17 \text{ mm}$ の場合では、荷重制御に切り替わった直後には僅かであった ΔL が 7,000 秒経過あたりで 10 mm 程になった。これは、引抜き抵抗がピークを迎えた後、残留状態に移行した際に、補強材周辺の土に引抜きによる高いせん断応力が作用し続けたために、補強材周辺のひずみが大きくなり、試料土との付着が切れて引き抜け変位が増加したものと推測される。また、先行引抜き変位が ΔL_{a0} 、 ΔL_{b0} の時に生じた ΔL はそれぞれ僅かなものであり、荷重保持後に補強材が引き抜けることはなかった。これは、 ΔL_{a0} を引抜き抵抗がピークを迎える前の最大曲率となる点での変位、 ΔL_{b0} をその後、残留状態へ移行する領域での中間的な挙動を示す点での変位として決定していることから、この状態で荷重を保持すると、

補強材の許容引張応力内であって、かつ補強材周辺の試料土の正のダイレイタ
ンシーによって補強材周辺の土の体積が局部的に増加したことにより、その引
抜き抵抗で引抜けることはなかったと推測できる。図-4.11は σ_v と先行引抜き
変位後に引抜き荷重を一定にした後の引き抜け変位 ΔL_x の関係に対して先行引
抜き変位別に整理した結果である。それぞれ設定値によって、 $\Delta L_{ax} \sim \Delta L_{cx}$ は変
動するものの、 σ_v の増加に伴い、 ΔL_x は減少する傾向がある。これは、前述の変
位制御の引抜き試験結果から、 σ_v の増加に伴い、 τ が増加する特性が得られて
いるが、所定の引抜き抵抗に達するまでの引抜き変位は σ_v 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。

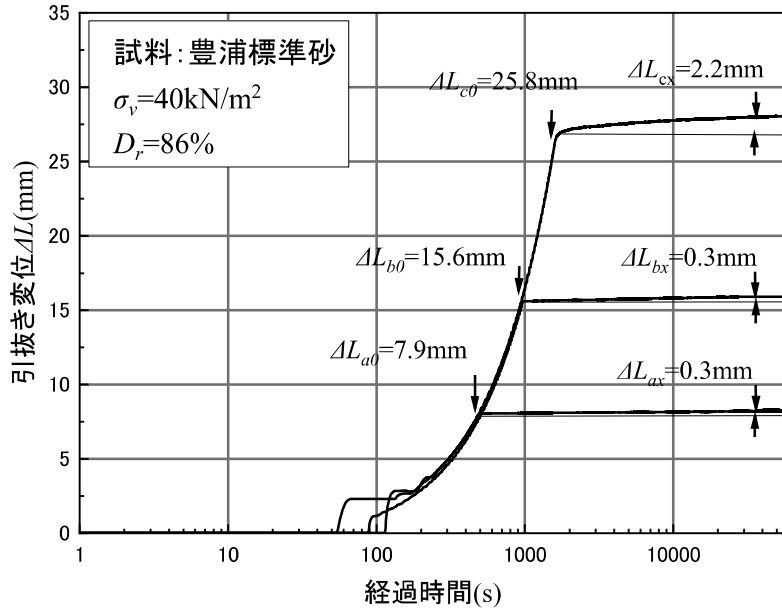


(a) $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$

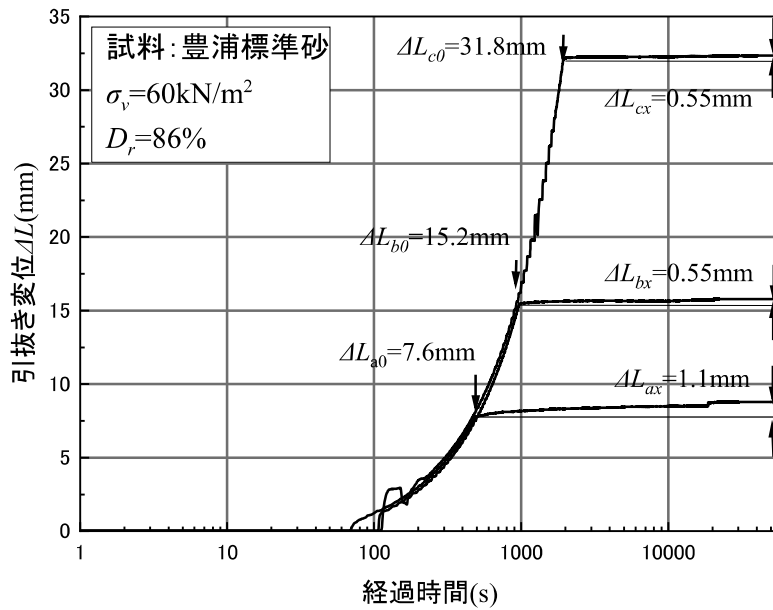


(b) $\sigma_v = 20 \text{ kN/m}^2$

図-4.9 変位・荷重制御試験における上載圧別の経過時間と引抜き変位の関係
 (豊浦標準砂)



(c) $\sigma_v = 40 \text{ kN/m}^2$



(d) $\sigma_v = 60 \text{ kN/m}^2$

図-4.9 変位・荷重制御試験における上載圧別の経過時間と引抜き変位の関係
 (豊浦標準砂)

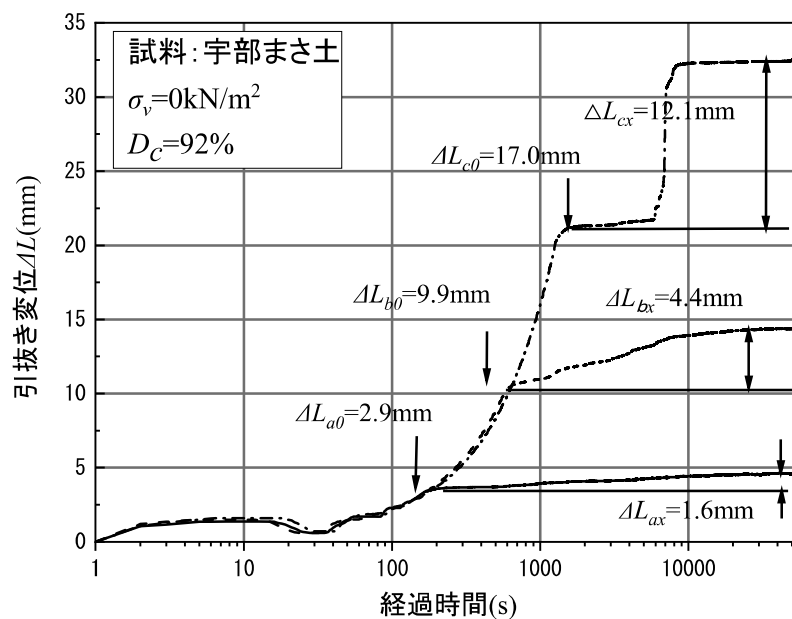


図-4.10 変位-荷重制御における経過時間と引抜き変位の関係 (宇部まさ土)

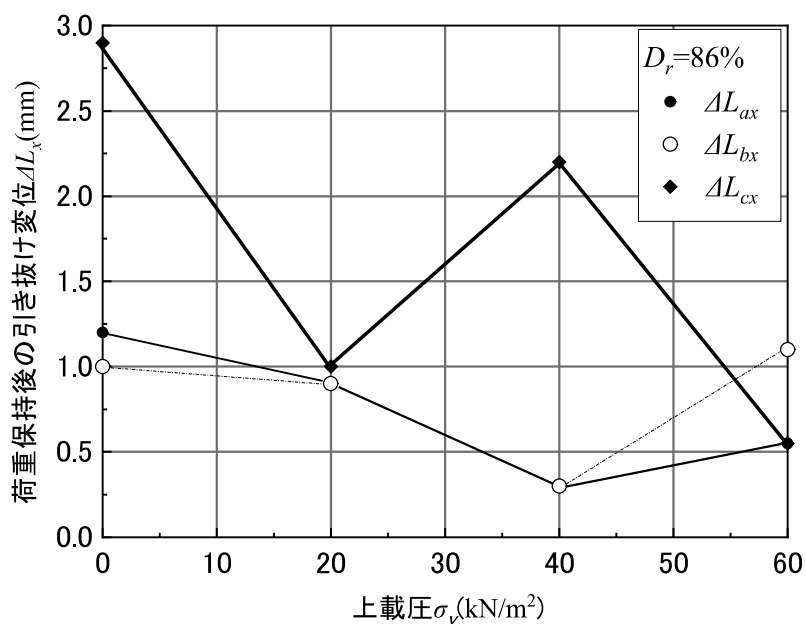


図-4.11 上載圧と荷重保持後の引き抜け変位の関係 (豊浦標準砂)

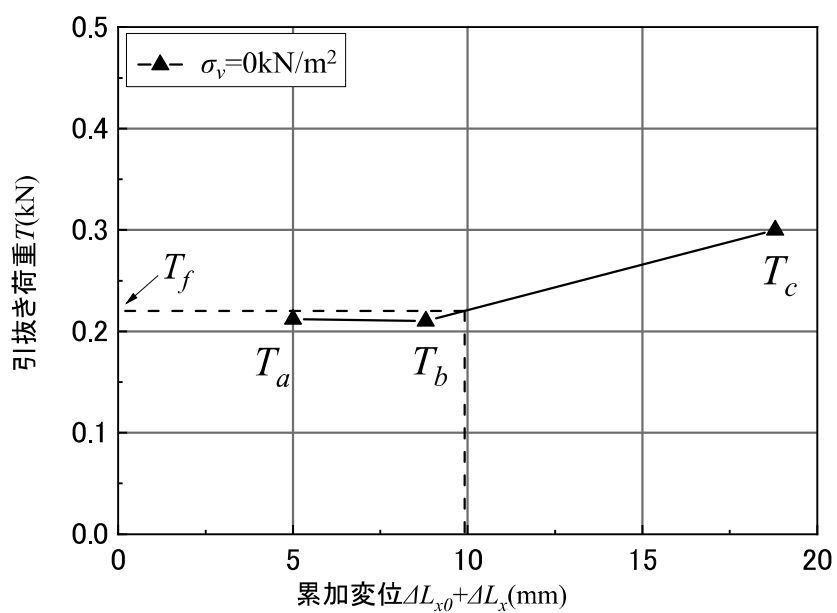
4.5.6 豊浦標準砂および宇部まさ土における荷重保持時の累加引抜き変位

図-4.12(a) に、豊浦標準砂の $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ における変位制御から荷重制御へ切り換えた際の先行引抜き荷重 T_x ($x=a,b,c$) と、先行引抜き変位 ΔL_{x0} と荷重保持後の引き抜き変位 ΔL_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、先行引抜き荷重 T_x は、変位制御の試験結果より、 $T_a = 0.2 \text{ kN}$ 、 $T_b = 0.21 \text{ kN}$ 、 $T_c = 0.3 \text{ kN}$ 、 $T_f = 0.22 \text{ kN}$ とした。引抜き荷重と累加変位の関係において、各段階の引抜き荷重 T における累加変位 $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$ を補強材長 ($L = 350 \text{ mm}$) で正規化して評価を行ったところ、 T_a における累加変位 $\Delta L_{a0} + \Delta L_a$ は L の 1.4% に、 T_b における累加変位 $\Delta L_{a0} + \Delta L_a$ は L の 2.5%、さらに T_c における累加変位 $\Delta L_{c0} + \Delta L_c$ は補強材長 L の 5.3% に相当した。

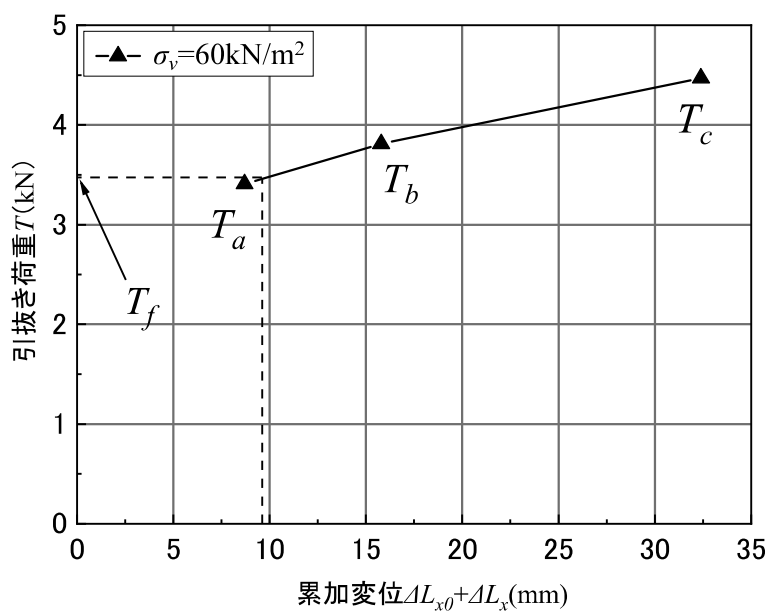
また、図-4.12(b) に、豊浦標準砂の $\sigma_v = 60 \text{ kN/m}^2$ における T_x ($x=a,b,c$) と、 $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$ の関係を示す。先行引抜き荷重 T_x は $T_a = 3.41 \text{ kN}$ 、 $T_b = 3.81 \text{ kN}$ 、 $T_c = 4.47 \text{ kN}$ 、 $T_f = 3.50 \text{ kN}$ とした。その結果、 $\sigma_v = 60 \text{ kN/m}^2$ においては T_a における $\Delta L_{a0} + \Delta L_a$ は補強材長 L の 2.5%、 T_b における $\Delta L_{b0} + \Delta L_b$ は補強材長 L の 4.4%、さらに T_c における $\Delta L_{c0} + \Delta L_c$ は補強材長 L の 9.2% となり、 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ に比較して、いずれも累加変位は 2 倍近く増加した。これは、 σ_v の増加に伴い、先行引抜き荷重が 15 倍と極端に増加し、豊浦標準砂へ伝播した引抜き荷重によるクリープ変形が増大したことによるものと考えられる。

さらに、図-4.13 に、宇部まさ土の $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ における、 T_x ($x=a,b,c$) と、 $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$ の関係を示す。 $T_a = 0.24 \text{ kN}$ 、 $T_b = 0.46 \text{ kN}$ 、 $T_c = 0.66 \text{ kN}$ 、 $T_f = 0.35 \text{ kN}$ とした。宇部まさ土の T_a における $\Delta L_{a0} + \Delta L_a$ は補強材長 L の 1.2%、 T_b における $\Delta L_{b0} + \Delta L_b$ は補強材長 L の 4.1%、さらに T_c における $\Delta L_{c0} + \Delta L_c$ は補強材長 L の 8.3% となった。拘束圧 σ_v が微小にも関わらず、結果が豊浦標準砂の $\sigma_v = 60 \text{ kN/m}^2$ に近い数値となった。これは、豊浦標準砂に比較して、宇部まさ土のクリープ変形量が大きいためと考えられる。

一方、全てのケースにおいて、先行引抜き変位率 R_{Di} が 3% 以下、つまり引抜き荷重 $T = T_f$ より手前の第一領域においては、荷重保持後の引き抜き変位は微小となり、累加変位も進行しなかった。しかし、第二、第三領域と進むにつれて、荷重保持後の引き抜き変位は増加し、変位が収束するまでの累加変位は、最大で補強材長 L の 10% 程度まで必要となる場合がある。

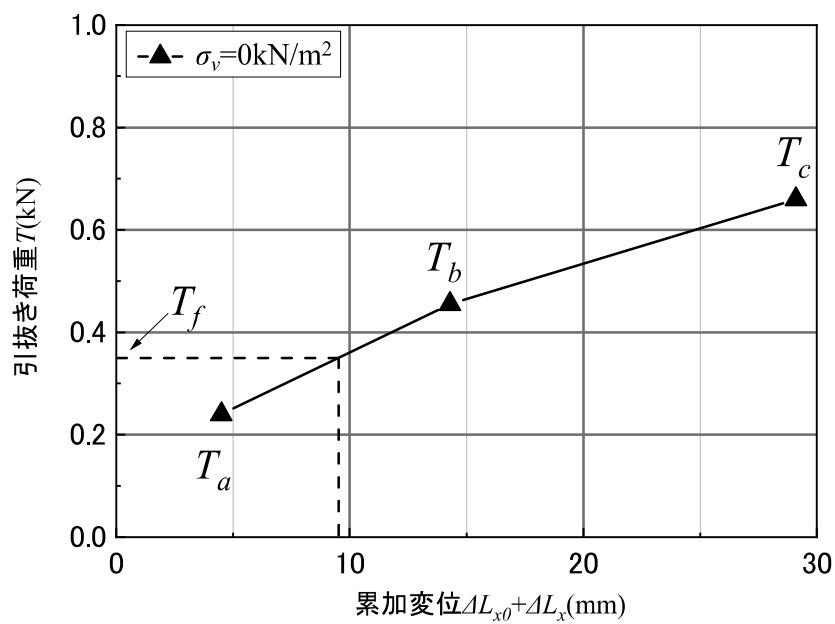


(a) $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ (豊浦標準砂)



(b) $\sigma_v = 60 \text{ kN/m}^2$ (豊浦標準砂)

図-4.12 累加変位 $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$ と引抜き荷重 T の関係



(c) $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ (宇部真砂土)

図-4.13 累加変位 $\Delta L_{x0} + \Delta L_x$ と引抜き荷重 T の関係

4.5.7 補強土壁の安定性の評価

実構造物では構造細目において、最低土被り 0.6 m と規定されていることから、拘束圧 $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ は元来想定されない条件であるが、 σ_v がほとんど作用していない条件を考慮した場合、引抜きによる累加変位を補強材長の 3% 以内に収束させるためには、補強材に作用する T が T_f 以下である必要があると考えられる。したがって、各試験において設定した各引抜き荷重 T を残留抵抗力 T_{res} とすれば、 T_{res} が補強材に要求される引抜き抵抗力 T_{req} を上回れば、荷重保持後の引き抜け変位は補強材長に対して微少であるため、仮に引抜きモードで変位が生じても、その後収束し、引き抜けには影響を及ぼさないと考えられる。

実設計において、必要な引抜き抵抗 T_{req} は、土圧等に起因して補強材に作用する引張荷重 T に対して、 $T < T_{req}$ とように設定される。

ここで一例として、豊浦標準砂の場合、設計摩擦係数、拘束圧および、補強材敷設長を用いて、引抜き抵抗力 T_{req} を式(4.6)を用いて逆算して求めた。逆算によって求めた必要な引抜き抵抗力 T_{req} は $\sigma_v = 0 \text{ kN/m}^2$ のケースで、実土被り 150 mm を考慮して $T_{req} = 0.18 \text{ kN}$ 、 $\sigma_v = 60 \text{ kN/m}^2$ のケースで $T_{req} = 2.74 \text{ kN}$ である。この結果、 $T_f > T_{req}$ となり、 T_f は T_{req} の 1.2 倍程度に相当した。この結果より、 T_f が T_{req} を超えても、補強材長さの 3% までの引抜き変位であれば、その後の、引抜きによる累加変位が進行する可能性は極めて低いと評価できる。ただし、前述のとおり、水圧や上載荷重等の影響、種々の要因が重複する等して、 T_f を超える引抜き抵抗力が必要となると、引抜き変位が進行し、補強材長 L の 3% を超える可能性があると考えられる。

$$T_{req} = 2 \cdot f^* \cdot \sigma_v \cdot b \cdot L \quad (4.6)$$

ここに、 T_{req} : 必要な引抜き抵抗力 (kN)

f^* : 設計摩擦係数

σ_v : 拘束圧 (kN/m²)

b : 補強材の幅 (m)

L : 補強材の長さ (m)

図-4.14 に荷重保持後の引抜け変位率 R_{DR} と先行引抜け変位率 R_{Di} の関係を示す。ここで、荷重保持後の引抜け変位率 R_{DL} および先行引抜け変位率 R_{Di} はそれぞれ式(4.5)、式(4.6)で定義されることを既に述べた。宇部まさ土では先行引抜き変位率 R_{Di} が 3%以下においては、荷重保持後の引抜け変位率 R_{DR} は 1%前後となり、 R_{Di} が 3%を超えると荷重保持後の引抜け変位率 R_{DR} は 4.6%まで増加した。ただし、このケースは $\sigma_v=0\text{kN/m}^2$ であるので、拘束圧の効果がないことに留意すべきである。一方、豊浦標準砂での荷重保持後の引抜け変位率 R_{DR} はいずれの σ_v においても 1%以内であった。これらの結果より、豊浦標準砂ははらみだしを仮想した状態からは大きく変化しないことが分かる。

本検討結果から、先行引抜き変位率 R_{Di} と荷重保持後の引抜け変位率 R_{DR} 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 R_{Di} の増加に伴い、概して荷重保持後の引抜け変位率 R_{DR} 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、豊浦標準砂の $\sigma_v=60\text{ kN/m}^2$ では、先行引抜き変位率 R_{Di} が増加しても、荷重保持後の引抜け変位率 R_{DR} はわずかに低下する結果となった。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する傾向にあることから、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。

図-3.15 に、先行引抜き変位率 R_{Di} と、先行引抜き変位率と荷重保持後の引抜け変位率の和である累加引抜き変位率 $R_{Di}+R_{DR}$ の関係を示し、図中に、各試験毎に設定した第一領域～第三領域の範囲を示した。引き抜けが生じた後に実際に現場で確認するのは累加引抜き変位率 $R_{Di}+R_{DR}$ であることから、評価対象として今回実施した実験の結果に基づけば、 $R_{Di}+R_{DR} \leq 2.5\%$ であれば第一領域、 $2.5\% < R_{Di}+R_{DR} \leq 4.5\%$ であれば第二領域、 $R_{Di}+R_{DR} > 4.5\%$ であれば第三領域と考えることができる。

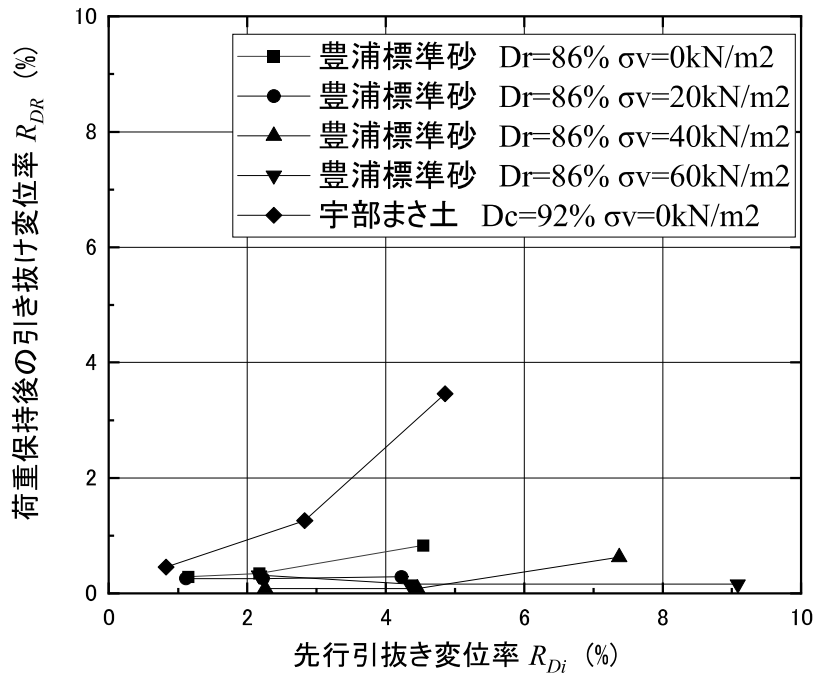


図-4.14 先行引抜き変位率 R_{Di} と荷重保持後の引抜き変位率 R_{DR} の関係

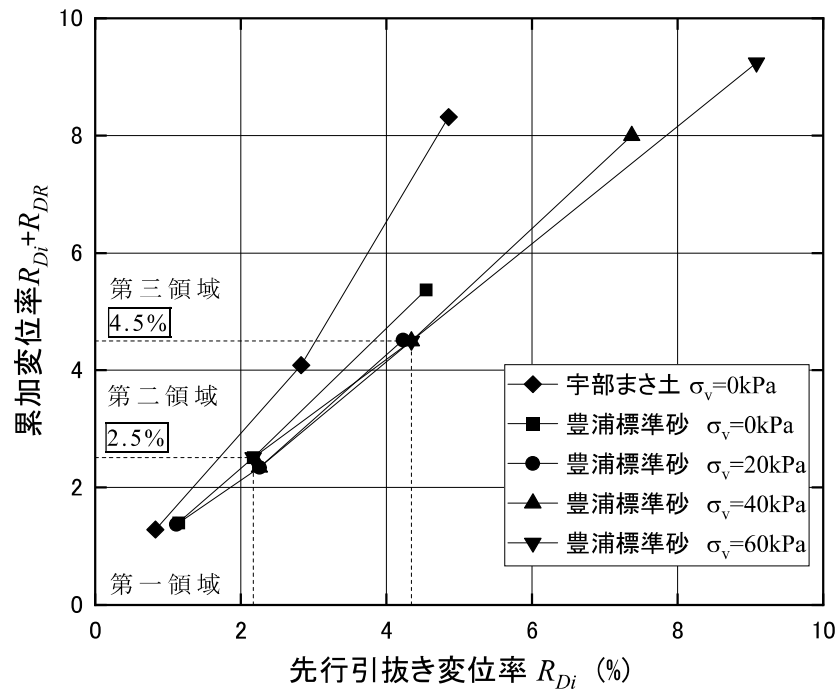


図-4.15 先行引抜き変位率 R_{Di} と累加変位 $\Delta L_0 + \Delta L_x$ の関係

4.6 まとめ

補強土壁において、補強材の引抜けモードにおける残留抵抗特性を把握することを目的に、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、引抜き抵抗と相対密度、締固め度および上載圧との関係を変位制御引抜き試験から検討し、また変位・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、引抜き荷重を一定に保持して、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。本研究から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 変位制御試験の結果により、補強材の引抜き抵抗は相対密度およ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、その後の引抜き荷重保持後の引き抜け変位は増加する傾向にある。
- (3) 変位・荷重制御試験の結果より、概して上載圧の増加に伴って先行引抜き変位に対する残留引抜き変位が減少することから、補強材の残留抵抗は、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と考えられる。
- (4) 本研究で用いた土質の結果に限っていえば、実際に補強材に作用する引抜き抵抗力が、変位後に必要とされる抵抗力よりも小さければ、残留変位は補強材長に対して微少となり、仮に引抜きモードで変位が生じても、その後収束すると考えられる。
- (5) 本研究の結果から、補強材長で正規化した累加変位率が2.5%以下であれば、補強材の引抜き挙動としては弾性的な挙動を示す第一領域にあり、2.5%~4.5%であれば、曲率に変化する第二領域、4.5%を超えた場合残留状態である第三領域にあると考えることができる。

【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論文集, pp. 253-260, 2004.
- 7) 橋本 聖, 山梨高裕, 林 宏親, 山木正彦: 温度条件の違いが帯鋼補強材の引抜き特性に及ぼす影響について, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第54号, pp. 93-100, 2014.
- 8) Suzuki, M., Asada, R., Otani, Y. and 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.
- 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講演概要集, pp. 647-648, 2007.
- 10) 志村直紀, 鈴木素之, 山本哲朗, 高實直輝, 田坂行雄, 米田 修, 山田一義, 金城徳一: 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5), 第43回地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 581-582, 2008.

第4章 地震時の引抜けが生じた補強材の残留変位に対する評価

- 11) 田坂行雄，鈴木素之，米田修，志村直紀，杉山洋介：固化処理土を適用した帯鋼補強土壁における補強材の引抜き抵抗特性と補強材長の設計，土木学会論文集 C，66 卷 3 号，pp. 516-529, 2010.
- 12) 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.
- 13) 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.

第5章 総括

5.1 各章の結論の要約

本研究では、帯鋼補強土壁において補強材における地震時の挙動ならびに、引き抜け後の挙動特性を明らかにした。本論文における2章から4章の結論を各章ごとにまとめる。

第2章では、既往の知見として既往の被災調査結果をまとめ、既往の点検結果や変状事例から維持管理上の課題を抽出した。帯鋼補強土壁の点検が実施される際の工法原理に即した点検時の着目点や、確認された変状の要因分析による帯鋼補強土壁自体の診断および措置方法等の一般化にむけた取組みを進め、帯鋼補強土壁における適切な維持管理手法の確立を目指していくとした。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 地震後の被災調査結果より、被災発生確率は、震度6弱と震度6強を境に震度階が大きくなるにつれて増加する傾向がある。
- 2) 被災事例に基づく要因分析の結果、盛土材の不良や排水不良、想定外の外力等の複合的な要因により損傷ランクが高くなる可能性が示唆された。
- 3) 点検結果の分析の結果、壁面材のはらみや折れ、角欠け等の不具合は、設計・施工マニュアルの改訂に伴う仕様改良や適用の厳格化により減少傾向にある。
- 4) 今後増加が想起される補強土壁の点検に際し、路肩下や急斜面上などで、近接目視が困難な補強土壁が施工実績の50%程度想定されることから、対象となる補強土壁の諸元や立地環境に応じて、点検に必要な体制を整える必要がある。
- 5) 補強土壁において補強材と土の摩擦抵抗特性を明らかにする土中引抜き試験に関する先行知見としては、盛土材や拘束圧、浸水、補強材間隔、温度、安定処理の影響および、現場試験との整合について検証が行われている。

第3章では、地震時に補強材が引き抜ける際の張力の挙動特性を把握するこ

とを目的に、補強材周辺の応力状態を再現した供試土槽に対して振動台上で加振した。その結果、得られた知見は以下の通りである。

- 1) 引抜き荷重が単調に増加するにつれて、上載圧 50kPa における可動壁変位は上載圧 0kPa 変位に比較して小さくなった。また、引抜き荷重を低下しても、可動壁変位は完全には元に戻らなかった。
- 2) 上載圧 0kPa の千葉山砂の加振試験において、引抜き試験で得られた最大引抜き荷重 T_{max} の 75% の初期引抜き荷重 T_i を載荷した状態で、1,000gal の加速度を加えたところ、10 秒以内に帯鋼補強材が引き抜け、面壁の変位は 10mm 以上と急激に大きくなった。
- 3) 千葉山砂を用い、上載圧 50kPa で行った加振実験では、変位は前方 0.5mm、これは壁高さの 0.2% に相当、引抜き荷重比の変化率はほぼ 100% に留まった。帯鋼補強材に引き抜けは生じなかった。
- 4) 盛土材として粘性土を用いた場合には、砂質土を用いた場合とは異なり、上載圧を加えても引抜き荷重の変化率は 0% に減少した。しかし、盛土材の安定処理により、規制に適さない土の引抜挙動は改善された。
- 5) 初期引抜き荷重 T_i を最大引抜き荷重 T_{max} の 75% と 85% に設定した場合の地震時挙動を比較したところ、ほぼ同じ挙動を示すことがわかった。したがって、初期引抜き荷重の値は、引抜き抵抗のピークの 85% 以下であれば、耐震性能に大きな影響を与えないと判断できる。
- 6) 振動台に取り付けた補強土壁模型を 1,500gal の加速度で振動させた場合、引抜き荷重の変化率は初期値の 5% 以下であった。補強材と盛土材との間の摩擦は、加速度の影響を受ける可能性がある。しかし、上記の結果には、実験室試験特有の境界条件の影響がある場合には、その影響を含んでいる可能性がある。

第4章では、補強材の引き抜けモードにおいて、引抜き変位に応じた補強材の残存耐力、ここでは一端変位が生じた補強材のその後生じる変位特性を明らかにすることを目的に、初期引抜き変位を付与した後・一定の荷重を載荷保持する引抜き試験を行った。その結果得られた知見は以下の通りである。

- 1) 変位制御試験の結果により，補強材の引抜き抵抗は相対密度およ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・荷重制御試験の結果より，概して上載圧の増加に伴って先行引抜き変位に対する残留引抜き変位が減少することから，補強材の残留抵抗は，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と考えられる．
- 4) 本研究で用いた土質の結果に限っていえば，実際に補強材に作用する引抜き抵抗力が，変位後に必要とされる抵抗力よりも小さければ，残留変位は補強材長に対して微少となり，仮に引抜きモードで変位が生じても，その後収束すると考えられる．
- 5) 本研究の結果から，補強材長で正規化した累加変位率が 2.5%以下であれば，補強材の引抜き挙動としては弾性的な挙動を示す第一領域にあり，2.5%~4.5%であれば，曲率に変化する第二領域，4.5%を超えた場合残留状態である第三領域にあると考えることができる．

5.2 研究結果の全体総括および引抜き変位による評価手法の提案

本研究により，補強材張力の地震時挙動特性および，一度引き抜けた場合のその後の変位特性は一定の範囲で明らかとなった．

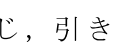
従来，帯鋼補強土壁の維持管理における健全度評価は，壁面にはらみや前傾が生じた場合，変形モード問わず，変位のみの評価を行っており，出来形管理基準値である壁高の 3%かつ 300mm が準用されている．この基準値は，補強土構造物の修復限界・使用限界を示している訳ではなく，天端を道路として計画する際の幅員確保や，壁面変位に対する心理的景観を主眼においた施工管理基準値であるが，どの程度の変位が安全か危険かという知見はこれまでになかったことから，本研究では，補強材の引き抜きという 1 モードに着目し，引き抜け時の性能評価を試みた．

本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである．

これまでの不具合事例から、地震を誘因として、引き抜けモードによる被災事例も確認されている。その要因としては、盛土材の不良に伴う摩擦抵抗の消失、盛土内に水位が生じたことによる水圧等の複合要因である。

模型振動台試験の結果から、良質な盛土材であっても拘束圧が低い場合は、大規模地震動の作用により張力を消失し、引き抜けが生じる可能性がある。一方、土試料を改良した条件では、補強材の引き抜けに対する耐力は各段に向上するが、地震動などで一旦引き抜けると残留抵抗を示さず、脆性的な挙動を示す。

静的引抜き試験によるクリープ特性の検証より、土とストリップの摩擦における荷重レベルに応じて、弾性領域と曲率変化領域および残留領域の三段階に区別してそれぞれの変位特性を検証、領域が進行するにつれて、荷重を維持した後の残留引抜き変位は増加する。つまり、引き抜きモードで変位が生じた後、補強材への作用する引抜き力が初期引抜き力を上回る場合、変位が進行する可能性がある。

以上の結果から、地震時においては、拘束圧の低い上段部において、引き抜けによる壁面変位が生じる可能性が示された。また、引き抜けモードに着目してその変位を評価する手法として、現在暫定で運用される施工管理値である壁高の3%かつ300mmが変位の許容値となっている閾値とは別に、壁面が変形・変位が生じ、引き抜きモードで不具合が進行している場合に、図-5.1に示すようなフローチャート案を用いて、壁面変位（相対変位）を補強材長で除することで壁面変位率 R を算定して評価を行う手法を提案した。第4章で得られた知見に基づき、壁面変位率 R を累加変位率としてみなし、壁面変位率 R において、 $R=2.5\%$ 、 4.5% を閾値として補強材の残存性能を評価し、動態観測や措置などの措置を検討することが可能と考える。さらには、もし個別に引抜き試験が実施可能な場合には、その引抜き挙動から、補強材に作用する引抜き荷重履歴の推定が可能であることが示唆される。

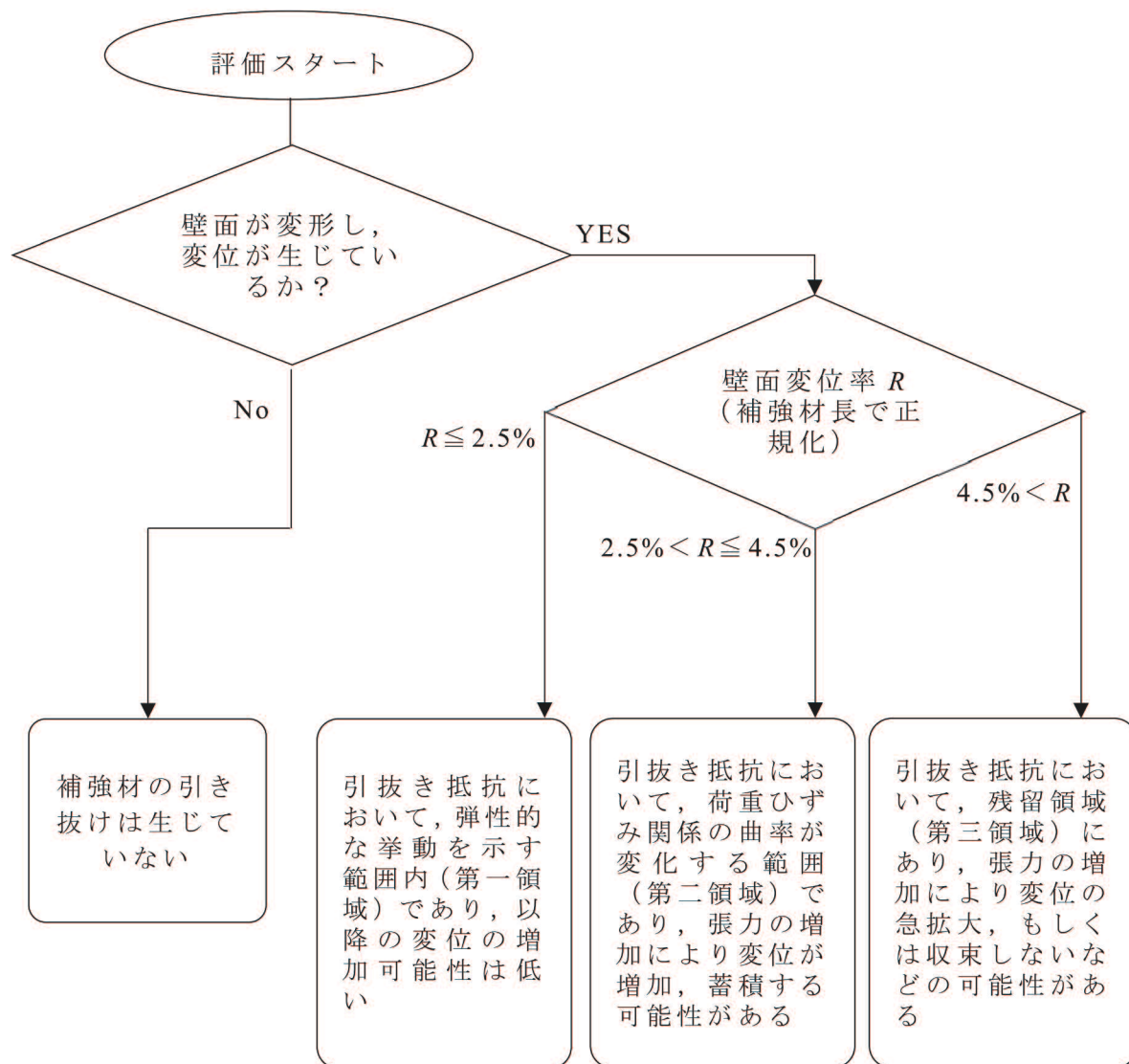


図-5.1 帯鋼補強土壁の変位に対する評価のフローチャート案

本研究は、補強土壁の原理である土と補強材の摩擦抵抗に着目し、実際に起きうる外力を人為的に入力することで、補強材の引抜き挙動を明らかにし、維持管理における評価手法を提案したものである。今後の展望として、本研究で立案した評価法は室内試験を基本としたものであるため、既往の動的模型実験や数値解析、現場での計測データを活用し、本評価法の妥当性を検証していく。

おわりに、近年、補強土壁に対する維持管理の要求が高まっており、点検・診断・措置・記録のメンテナンスサイクルの各項目の早期確立が求められている。点検および記録については、これまでの不具合事例から、スクリーニングによる網羅性という観点で点検時の着目点についての体系的な分析が進んでいる。一方、診断については、これまでも種々の診断手法により、健全度評価手法の確立を目指した研究は多いものの、補強土構造物は、盛土材を主要部材として用いることや、設計自体は画一的である一方で、施工により性能が著しく可変すること、適用箇所により発揮しうる性能が異なることが評価を難しくしている。今回の研究成果を受けて、仮に壁面変位（ここでは、施工時からの相対変位で、補強材長で正規化）が生じた場合に、引抜きモードとして評価すれば、現時点の補強材の残存性能を一定の精度で推定が可能で、今後引抜き力が変化した場合に生じうる変位が推定できるなどの定量的な診断の可能性は十分に考えられる。

近い将来、土工構造物の性能規定化が目論まれており、設計と維持管理の両輪で健全度評価手法構築へのアプローチを継続する必要がある。前述のような原位置での試験は可能ではあるものの、帯鋼補強土壁のように盛土材の適用範囲が限定されていれば、一定数の現場データを統計的に解析することで、盛土材の物性パラメータや、拘束圧に応じた変位の限界値を設けることが可能と考える。変位に着目した健全度評価手法の構築を目指し、補強土構造物を性能評価可能な構造物として、インフラ長寿命化に貢献していく。

謝辞

本研究は、私が学部生時代よりヒロセ株式会社（現 ヒロセ補強土株式会社）に就業以降も継続的に従事してきた補強土壁の補強材の引抜き試験及び、振動台実験に基づいて得られた知見を取り纏めたものであり、試験の実施また、研究の取り纏めに当たっては、多くの関係者のご協力を賜りました。まずはここに、本研究に携わってくださった全ての皆様に心より御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり、山口大学大学院創成科学研究科工学系学域社会建設工学分野の鈴木素之教授には、学部生の頃より社会人学生に至るまで、長きに渡り研究の進め方や研究結果の取り纏めに際して熱心にご指導をいただきました。先生の常々のご厚意とご指導に、心から御礼申し上げます。

麻生稔彦教授、中田幸男教授、吉本憲正准教授、森啓年准教授には、本論文の副査として、予備審査から本審査に至るまで貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

本論文で取り扱った帯鋼補強土壁に関する変状事例等の調査結果や分析データをご提供いただきました、一般社団法人日本テールアルメ協会の永倉秀典氏、木村隆志氏、新田武彦氏、青木信哉氏へ、心よりお礼申し上げます。

本論文内で実施した各種試験の実施においては、地盤安全工学研究室に所属し、当時は大学院生または学部生として実験等に従事いただいた、藤井雅規氏（現 東亜建設工業株式会社）、新原圭祐氏（現 株式会社 安藤・間）、福村拓人氏（現 復建調査設計株式会社）、浅田陵平氏（現 国土交通省中国地方整備局）、野村和樹氏（現 株式会社宇部建設コンサルタント）のご尽力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

本研究のテーマは業務に関連しているとはいえ、社会人学生として業務を

第5章 総括

行いながら学位論文としてまとめることは、所属会社であるヒロセ補強土株式会社内の皆様のご理解とご協力なくしては決して叶わなかった成果でもあります。ヒロセホールディングス株式会社の廣瀬太一会長，ヒロセ補強土株式会社の上馬場吉高社長，日本ノーディックテクノロジー株式会社の山田直樹社長（元 ヒロセ補強土株式会社社長），さらに筆者の在籍部署直属の上司として，高尾浩司郎執行役員には，博士課程に進学するにあたり多大なご配慮をいただきました。また，地盤安全工学研究室の同窓でもあり，現在も同社にて共に業務に励んでいる佐原邦朋氏，佐藤登氏，山口恭平氏，草野祐樹氏，内川浩樹氏には，実験のみならず，資料作成やデータの提供等にてご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

山口大学大学院の藤井公博氏（J R 西日本コンサルタンツ(株)），石丸太一氏には，博士後期課程における同期生として，研究から論文作成に至るまで種々の情報交換を行いながら切磋琢磨してきました。ここに感謝の意を表します。

最後に，学位修得という大きな目標への取り組みに，いつも応援してくれた家族に心から感謝の意を表し，本論文を終えることにします。

2023年3月 志村 直紀