

博士論文

鋼製帯状補強土壁用小型引抜き試験機の開発  
および摩擦特性評価の研究

(Development of a Small Pull-out Test Apparatus for Steel Strips-reinforced Soil  
Wall and Research on Evaluation of Friction Characteristics)

2020年3月

佐原 邦朋

山口大学大学院創成科学研究科



# 目次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 本論文の内容と構成	3
参考文献	5
第2章 鋼製帯状補強土壁の盛土材料に関する既往の研究	6
2.1 鋼製帯状補強土壁に用いられる盛土材料の現状と課題	6
2.2 現行の設計方法と設計における摩擦特性が及ぼす影響	8
2.3 現行の盛土材料の品質評価	10
2.3.1 盛土材料の適用範囲	10
2.3.2 導入依頼活用されてきた摩擦特性の評価方法	11
2.4 引抜き試験の利用状況	12
2.4.1 現場引抜き試験	12
2.4.2 室内引抜き試験	14
参考文献	15
第3章 現場適用可能な小型引抜き試験装置の開発	16
3.1 序言	16
3.2 試験装置	16
3.3 試験方法（除荷試験の提案）	21
3.4 試験結果の整理法	26
3.5 結語	27
参考文献	28
第4章 小型引抜き試験による引抜き挙動と引抜き摩擦特性の解明	29
4.1 序言	29
4.2 試料及び試験ケース	29
4.3 典型的な引抜き挙動	35
4.4 除荷試験の妥当性の検証	40
4.5 試験結果に及ぼす影響要因の検討	42
4.5.1 土槽サイズの影響	42
4.5.2 締固めエネルギー	47
4.5.3 引抜き速度の影響	50
4.5.4 締固め密度の影響	51

4.6	土質の違いによる検証	52
4.6.1	3種の土質材料についての検証	52
4.6.2	B材料についての検証	53
4.7	他の引抜き試験機との比較	54
4.8	結語	55
	参考文献	56
第5章	現場引抜き試験との結果検証	57
5.1	序言	57
5.2	現場引抜き試験と小型試験機との比較	57
5.3	礫分最大粒径の影響	61
5.4	2016年熊本地震での被災建造物の調査適用例	63
5.4.1	被災要因調査と健全度判定調査への適用例	63
5.4.2	被災要因の推定	67
5.5	被災建造物調査における大型引抜き試験機との比較	75
5.6	結語	76
	参考文献	77
第6章	小型引抜き試験を活用した盛土材料の選定フローの合理化	78
6.1	序言	78
6.2	盛土材料の適用範囲の拡大可能性の検討	78
6.3	新しい設計フローの提案	81
6.4	結語	82
	参考文献	84
第7章	本研究の総括	85
7.1	各章の結論の要約	85
7.2	本研究結果の全体総括	87
謝辞		89

## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景と目的

鋼製帯状補強材を用いる補強土壁工法は、補強材と盛土材料の摩擦力によって構造安定性が確保されるため、その摩擦特性の評価が重要である。鋼製帯状補強土壁工法に使用する盛土材料に要求される性能は、補強材との摩擦特性が期待できる材料であること以外に、圧縮変形量が小さく、良好な締固め特性が得られる材料であり、かつ、耐久性・耐浸潤性も求められる。本論文では上記諸条件の中でも鋼製帯状補強土壁における構造原理の根幹となる「摩擦特性」に焦点を当てて、その評価方法について検討した。現状の評価方法は、個々の盛土材料の摩擦特性を直接評価するものではなく、細粒分含有率で使用可否を判定している<sup>1)・3)</sup>。すなわち、細粒分含有率の規定値を満足する材料<sup>4)</sup>は使用可能であるが、規定値からわずかでも外れると使用できないことになり、使用される盛土材料の適用範囲が狭められてきた面がある。この方法が用いられた理由の一つとして、補強材と盛土材料の摩擦特性を直接的に確認する容易な方法が無かったことがあげられる。現行の方法は、材料規定と安全側の判断基準によって一定の品質を保つことを可能とするものであり、補強土壁工法の信頼性を確保するために導入当初から活用されてきた。しかし、この方法によると一定範囲の材料は全て同一の評価となるために、実際には盛土材料がどの程度の摩擦特性を有しているかの判断はなされず、盛土材料の良否によって異なる構造物の性能を評価できていなかった(図-1.1.1)。

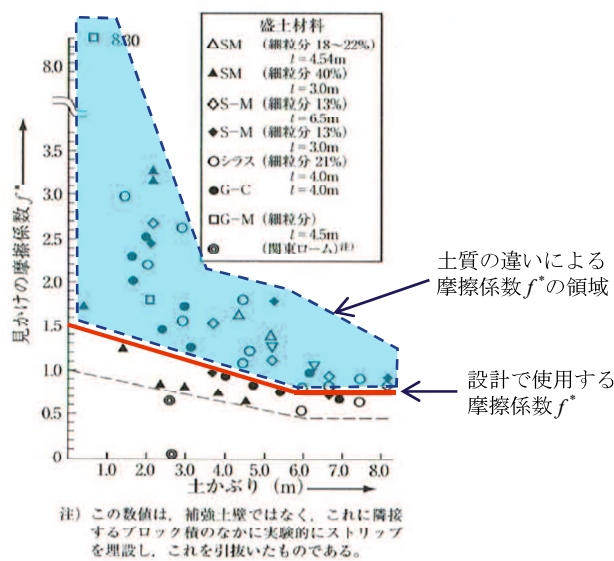


図-1.1.1 引抜き試験による  $f^*$  (資料<sup>1)</sup> に加筆)  
(土質の違いによる摩擦係数の領域)

一方、近年では構造物の重要度に応じた性能を確保するために、構造物の性能を評価する設計が求められてきている<sup>5) 6)</sup>。さらに、自然由来の良質な盛土材料の不足や環境面への配慮、建設コストの低減のために建設発生土や再生土質材料の有効利用もまた重要な課題になっている<sup>7)</sup>。そのような背景から、細粒分含有率で判断する間接的な判定方法以外に、使用する盛土材料の摩擦特性を直接的かつ個別に評価・判定できる方法が求められている。

そこで、本研究では、現場にも持ち込みが可能で、その場で試験可能な小型の簡易型引抜き試験機（以下、小型試験機と略記）を考案した。図-1.1.2に示すように、小型試験機は構築された補強土壁の補強材と盛土材料の状態を模擬するものである。本論文では、開発した小型試験機の土槽サイズ、締固めエネルギー、引抜き速度などの影響を調査し、試験方法の妥当性を検証した。さらに、現場引抜き試験の結果と比較することで、小型試験機により得られる結果の妥当性を検証した。さらに、現場ごとに違う盛土材料の摩擦特性を施工前に評価することで、要求される品質を確保する活用方法を提案した。

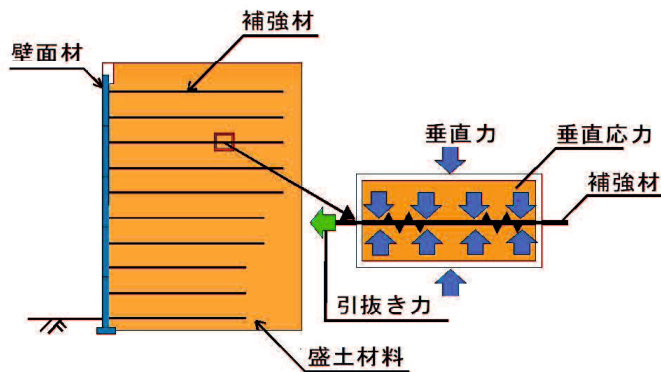


図-1.1.2 補強土壁（左）と小型試験機（右）の対応

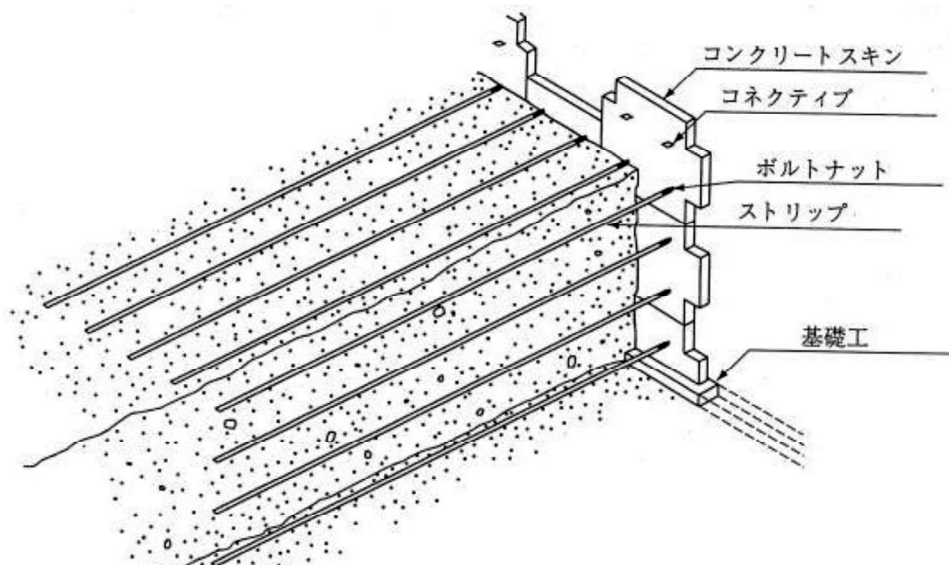


図-1.1.3 補強土壁の背面構造図<sup>2)</sup>

### 1.2 本論文の内容と構成

本論文は以下の7章から構成されている。図-1.2.1に本論文の構成を示す。

第1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、各章の関係をフローで示した。

第2章では、鋼製帯状補強土壁の盛土材料に関する既往の研究について整理した。補強土壁に用いられる盛土材料の摩擦特性の評価が設計においてどのように影響するのか、現状と課題について整理した。また、現行の盛土材料の品質評価方法として行われている現場および室内の引抜き試験<sup>8)</sup>について整理した。

第3章では、開発した現場適用可能な小型引抜き試験装置についてスペックと説明および試験方法を整理し、試験結果から得られるデータの整理方法を示した。

第4章では、小型試験機固有の影響因子について整理・検討した

引抜き挙動の整理として除荷による試験結果の妥当性を示した。また、小型試験機の固有の影響因子に関する検証として、土槽サイズの影響に対して補強材幅を変えた試験で確認した。また、盛土材料の使用可否を迅速に判断するための小型試験機特有の標準エネルギーを設定する突固め回数・引抜き速度の影響・密度の影響などについて検討した。さらに、種類の違う盛土材料・B材料に対する検証と、他の試験機との比較などについて整理した。

第5章では、現場引抜き試験との整合を検証し、各種土試料に対する締固めエネルギーとの関係を調べた。また、実際の現場における礫の大きさに比較して小型試験機で試験可能な最大粒径との差による影響を調べた。さらに、2016年熊本地震で被災した補強土壁<sup>9)</sup>に使用された盛土材料に対して摩擦特性試験を行い、健全度判定の目安として活用した事例を示す。その際、大型試験機による摩擦特性試験の結果<sup>10)</sup>と比較した例も示す。

第6章では、4章と5章の検討結果を踏まえて、これまで施工前にできなかった摩擦特性試験を行うことによって、使用する盛土材料を適正に判断し、有効に活用する提案の例を示した。また、これまでの盛土材料を判定するフローに対して、摩擦特性試験を行うことで検討の幅が広がり、適用範囲が広がる可能性の提案フローを示した。

第7章で、各章の結論の要約をまとめ、本論文の総括を行なった。

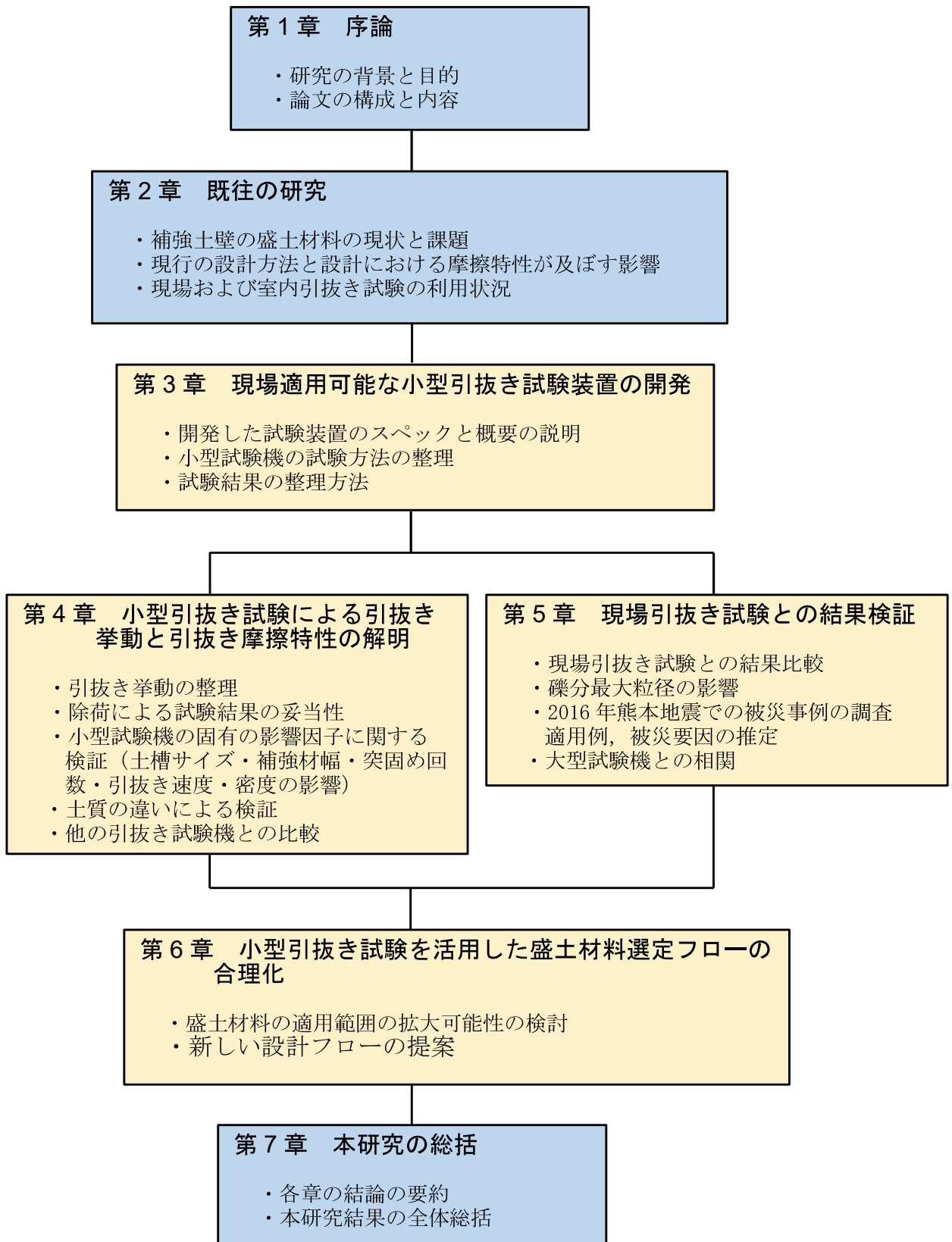


図-1.2.1 本論文の構成



参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 橋本良昭:補強土(テールアルメ)壁に用いるリブ付きストリップの摩擦特性について, 土と基礎, Vol.31, No.9, pp.41-46, 1983.
- 4) 公益社団法人地盤工学会：土の粒度試験法（JIS A 1204）, 地盤材料試験の方法と解説, pp.115-136, 2009
- 5) 公益社団法人日本道路協会：道路土工一擁壁工指針, 2012.
- 6) 公益社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術規準・同解説, 2017.
- 7) 独立行政法人土木研究所：建設発生土利用技術マニュアル, 2013.
- 8) 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.
- 9) 公益社団法人地盤工学会熊本地震地盤災害調査団：平成28年熊本地震地盤災害調査報告書, 公益社団法人地盤工学会, p.168-169, 2017.
- 10) 佐藤登, 澤松俊寿, 藤田智弘, 新田武彦, 宮武裕昭：2016年熊本地震で被災した補強土壁における変状要因の分析, 第61回地盤工学シンポジウム, pp.37-44, 2018.

## 第2章 鋼製帯状補強土壁の盛土材料に関する既往の研究

### 2.1 鋼製帯状補強土壁に用いられる盛土材料の現状と課題

まず、設計・施工マニュアル<sup>1) 2)</sup>に記載されている細粒分含有率  $F_c$  によるリブ付きストリップの見かけの摩擦係数値  $f_0^*$  を表-2.1.1 に整理しておく。表に示すように、マニュアルでは  $F_c$  によって A 材料と B 材料に分けられる。さらに、A 材料は碎石の場合もあるので、設計に用いる見かけの摩擦係数を3段階に変えることができる。1章で述べたように、表の  $f_0^*$  には個別の摩擦特性が評価されておらず、細粒分含有率で規定する範囲において安全側の最低値を採用する設計が行われてきた。

これまでも盛土材料と補強材の摩擦抵抗を現場引抜き試験により直接的に計測する試みがなされてきた<sup>3) 6)</sup>。しかし、これを施工前に行う場合には試験盛土を構築する必要があるが、土被り高さを低くすることが多く、手間と費用が嵩む割に得られるデータが乏しい。また、室内の引抜き試験機を用いる場合<sup>7) 11)</sup>、载荷装置や計測装置などは試験室の備え付けとなるのが普通で、試験土槽のサイズが大きく、準備する土質試料も大量になるため、研究所や大学などの研究開発に用いられることが多く、現場ごとの実務的な評価に活用されることはほとんど無かった。

一方、近年、環境への配慮から、現地発生土の有効活用が求められており、これまでのように細粒分の規定のみで使用可否を判断するだけでは現場のニーズに対応できなくなっている。さらに、購入土を使用する場合でも自然界の土砂の採掘が難しく、再生土質材料を活用するケースが増えているため、従来のような細粒分の規定のみで評価することが難しくなっている。

以上より、現場ごとに施工前に現地の発生土または使用する土質材料の良否を判断する方法の開発は必要であるが、未だ確立されていないのが現状である。

表-2.1.1 盛土材料の違いによる標準的な  $f_0^*$ ,  $\psi_1$  の設計値<sup>2)</sup>

	[B]材料	[A]材料	
	標準値	最低値	碎石の場合*
細粒分 (%)	25~35	25 以下	25 以下
$f_0^*$	1.0	1.5	$\leq 2.0$
$\psi_1$	25	36	$\leq 40$

※引抜き試験，三軸圧縮試験，一面せん断試験等により摩擦係数を直接的に評価した場合

ここに  $\psi_1$  : 盛土材料と補強材との見かけの摩擦角 (°)  
土被り 6m の場合  $f_{6.0}^* = \tan \psi_1$

## 第2章 鋼製帯状補強土壁の盛土材料に関する既往の研究

鋼製帯状補強土壁に用いられる盛土材料として要求される性能は、マニュアル<sup>2)</sup>に下記のように記述されている。

- ① 補強材との摩擦特性が期待できる材料であること（内部摩擦角）
- ② スレーキング等による細泥化が生じない材料，また浸水の影響が少ない材料であること（耐久性，耐湿潤性）
- ③ せん断強度が大きい材料であること（強度特性）
- ④ 圧縮変形量が小さい材料であること（粒度特性，締固め特性）
- ⑤ 締固め効果の得られやすい材料であること（       "       ）
- ⑥ 部材の耐久性に影響を及ぼすおそれのないこと（電気化学的性質）

適用を予定している盛土材料については，これを事前に十分調査し，その特性を的確に把握しておくことが重要である．ここで，補強土壁の構造原理の根幹となる摩擦特性については，内部摩擦角，粒度特性，締固め特性に関連して間接的に評価されることになる．

本論文においては，これまでの盛土材料の評価方法として間接的な評価しかされていなかった摩擦特性を直接的に評価することに焦点を絞って研究をおこなった．

ここで，摩擦特性を間接的に評価することの利点と課題について整理しておく．

### 《利点》

- 使用する盛土材料の適否を細粒分含有率で容易に決定できる
- 摩擦特性のみに着目せず，盛土材料に要求される性能を全て満たすことができる
- 垂直な壁面を有する補強土壁の品質と信頼性を保つことができる

### 【課題】

- ◆ 盛土材料ごとに違う摩擦特性を評価できない（性能の評価ができない）
- ◆ 細粒分含有率の規定からわずかでも外れる材料は使用できないため，使用する盛土材料の適用範囲が狭められている
- ◆ 細粒分含有率が規定から外れているが，使用可能な材料を評価できない
- ◆ 規定から外れている材料を有効活用する対策方法を評価できない
- ◆ 自然由来の土質材料でない再生盛土材料を評価できない

2.2 現行の設計方法と設計における摩擦特性が及ぼす影響

マニュアル<sup>2)</sup>によると「補強土（テールアルメ）壁工法は、帯状の補強材を砂質系の盛土材中に層状に敷設することにより、補強材と盛土材の摩擦抵抗により補強効果を発現し、盛土全体としての安定を高め、その表面は直壁で、かつ分割式の壁面材により構成されることに特徴を有する。」と記述されている。その「摩擦抵抗による補強効果」が設計においてどのように評価されて使用されているかを整理する。

鋼製帯状補強土壁の設計における補強材（ストリップ）の摩擦特性は、摩擦係数として評価される。その摩擦係数は、設計上の見かけの摩擦係数 $f^*$ を用いる。見かけの摩擦係数は、補強材の引抜き試験における補強材の引抜き力を鉛直応力と補強材の表面積で除した値である。引抜き試験により求められた見かけの摩擦係数は、深さ方向に一定ではなく、それを単純化したものは図-2.2.1に示すような形をとるものとして、設計上の見かけの摩擦係数 $f^*$ としたものである。見かけの摩擦係数は、設計において補強材の必要長を決定する際に補強材の引抜き抵抗力の算出に使用される。土圧計算によって算出される補強材の引張力に対して、補強材の抵抗領域中にある摩擦力が引抜き抵抗として有効に働く内的安定検討のモデル（図-2.2.2）において、補強材の必要長が算定される。したがって、補強材長を決定する要素として見かけの摩擦係数は重要な意味を持つ。

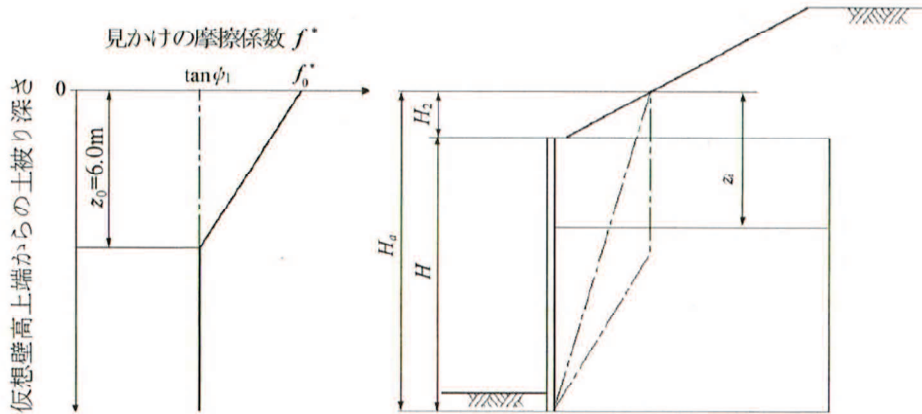


図-2.2.1 仮想壁高上端からの土被り深さと見かけの摩擦係数 $f^*$ との関係<sup>1)</sup>

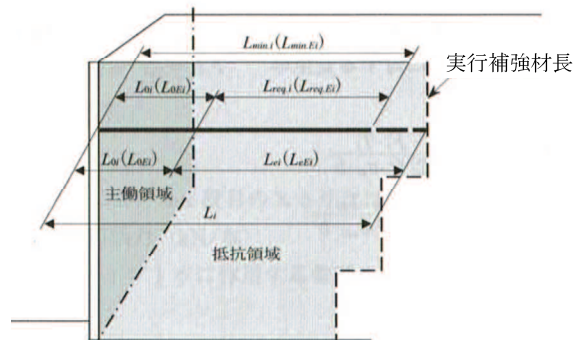


図-2.2.2 補強材長の内的安定計算モデル<sup>1)</sup>に加筆.

上記の通り、内的安定検討における補強材長の決定に対して見かけの摩擦係数は重要な位置付けにあるが、補強材長の決定根拠には、内的安定検討と外的安定検討および構造細目に対する検討がある。したがって、内的安定計算のみで実行断面は決定されないが、摩擦特性を適切に評価することは、補強材の引き抜けに対する安全率の評価として反映できることが分かる。

また、実際の施工においては下記のような現地の状況によって、敷設可能な補強材長が制限される場合がある。

- 1) 道路拡幅等の腹付け盛土で、用地境界と既設盛土との間の余裕が小さい
- 2) 原地形の勾配が急で、所定の補強材長では地山の掘削量が著しく増大する
- 3) 両面構造の補強土壁で、用地幅が壁高に比較して狭い
- 4) 既設構造物や埋設構造物の影響で所定の補強材長が敷設できない

このような場合には、 $i$  段目の実行補強材長 ( $L_i$ ) を短くする必要があるが、このためには次のような2方法が考えられる。

- a. 補強材の幅 ( $b$ ) を広げる
- b. 補強材の水平間隔 ( $\Delta B$ ) を狭める

それぞれの場合について、 $i$  段目の施工可能な補強材長  $L_{ai}$  が与えられれば、補強材の幅及び水平間隔は式 (2.2.1) で求まる。

$$\left. \begin{aligned} b_i &= \frac{F_s \cdot T_i}{2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vi} \cdot (L_{ai} - L_{0i})} \\ \Delta B_i &= \frac{2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vi} \cdot b \cdot (L_{ai} - L_{0i})}{F_s \cdot P_i} \end{aligned} \right\} \quad (2.2.1)$$

ここに、

$b_i$  :  $i$  段目の補強材 1 本の幅 (m/本)

$F_s$  : 補強材の引抜きに対する安全率

$f_i^*$  :  $i$  段目の補強材の位置の見かけの摩擦係数

$T_i$  :  $i$  段目の補強材 1 本に作用する引張力 (kN/本)

$\sigma_{vi}$  :  $i$  段目の補強材位置における鉛直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_{ai}$  :  $i$  段目の施工可能な補強材長 (m)

$L_{0i}$  :  $i$  段目の補強材の主働領域の長さ (m)

$\Delta B_i$  :  $i$  段目の補強材の水平間隔 (m/本)

$b$  : 補強材 1 本の幅 (m/本)

$P_i$  :  $i$  段目の補強材の位置に作用する土圧力 (kN/m)

このように、現地の状況に応じて補強材の長さを短くする必要性が生じた場合にも、見かけの摩擦係数が重要な要素となっている。

2.3 現行の盛土材料の品質評価

2.3.1 盛土材料の適用範囲

盛土材料は、次に示す[A<sub>1</sub>]、もしくは[A<sub>2</sub>]材料（以下、この両方を総称して[A]材料という）を用いることを原則としている。

[A<sub>1</sub>]： 細粒分の含有量が25%以下の土質材料

[A<sub>2</sub>]： 岩石材料の寸法（以下、寸法と呼ぶ）が250mmより大きい寸法の物を含まない硬岩ずりで、75mmふるい通過分中の細粒分の含有量が25%以下、かつ大小の寸法のもものが適度に混合して締固めのしやすいもの

また、土質材料のうち、[B]材料と、岩石材料で[C]材料の範囲にあるものは、適用上の対策を施したうえで、これを用いてもよい。

[B]： 細粒分の含有量が25~35%の土質材料

[C]： 短軸が250mmより大きい寸法のもを含まない岩石材料で、75mmふるい通過分中の細粒分の含有量が25%以下の材料

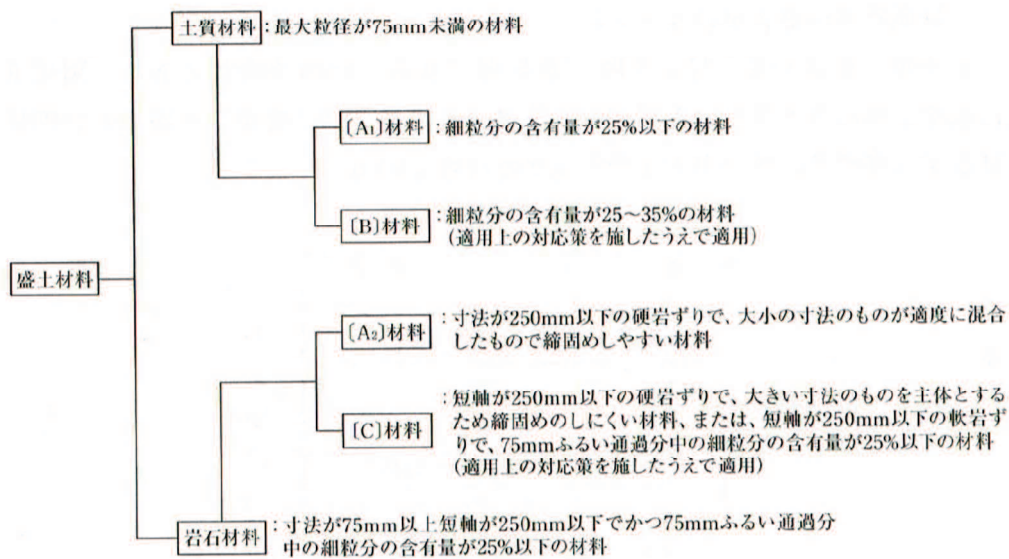


図-2.3.1 鋼製帯状補強土壁に用いる盛土材料の種別<sup>1)</sup>

したがって、現行の規準によれば、盛土材料の適用を判断する指標は細粒分含有量（率）によることになる。

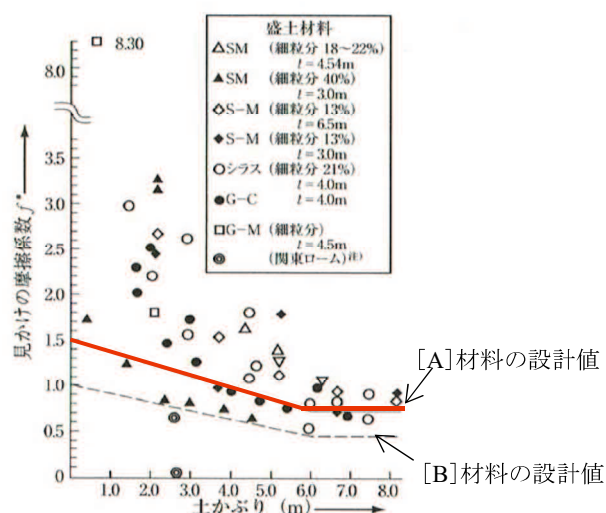
2.3.2 導入依頼活用されてきた摩擦特性の評価方法

設計における盛土材料の摩擦特性の評価は、摩擦係数として見かけの摩擦係数  $f^*$  を用いる。この見かけの摩擦係数は、過去の引抜き試験の結果として図-2.3.2 に示されるように、各種の盛土材料における「土被り荷重」と「盛土材料の土性」との関係が分かっている。しかし、細粒分の含有量によって[A]材料、[B]材料の分類分けはあるものの、[A]材料であればその設計値は各種盛土材料の最低値を採用している。

上記の通り、設計に用いられる見かけの摩擦係数は、[A]材料の場合は最低値が規定されており、碎石の場合または試験により摩擦係数を直接的に評価した場合の上限値を設定している(表-2.1.1)。また、[B]材料を無処理で使用する場合の標準値が規定されている。

[A]材料の場合は、均等係数  $U_c$  が測定されている場合には計算式による算定方法も示されているが、設計段階において実際に現場で使用する盛土材料の均等係数が測定されている事はほとんど無いため活用されていない。また、現場が始まった段階においても均等係数に応じた見かけの摩擦係数を設定し、設計を見直す事は無かった。たとえ均等係数を測定したとしても、見かけの摩擦係数を見直す際にはその確認が必要となるため、試験盛土などによって確認する手間を考えると実用的ではないためである。

マニュアル<sup>1)</sup>の改訂により、碎石の場合、または試験により摩擦係数を直接的に評価した場合には、見かけの摩擦係数  $f_0^*$  を 2.0 以下および  $\psi_1 = 40^\circ$  以下で用いることが可能となった<sup>2)</sup>。しかし、実際に摩擦特性を施工前に引抜き試験によって評価することは稀である。その理由は、今までは容易に引抜き試験を実施する方法が無かったためである。



注) この数値は、補強土壁ではなく、これに隣接するブロック積のなかに実験的にストリップを埋設し、これを引抜いたものである。

図-2.3.2 引抜き試験による  $f^*$  (資料<sup>2)</sup>に加筆)  
(リブ付き補強材)

## 2.4 引抜き試験の利用状況

### 2.4.1 現場引抜き試験

これまで実施されてきた現場引抜き試験は、施工が開始された施工途中に引抜き試験用の補強材を設置して、ある程度の土被りまで施工が進んだ後に引抜き試験を実施するものであった（写真-2.4.1，写真-2.4.2）。したがって、施工途中の品質管理の位置づけであり、施工前に盛土材料の摩擦特性を確認して評価するものではなかった。施工前に確認するためには、試験盛土を構築して引抜き試験を行うことも可能であるが、実施されることはほとんど無かった。その理由は、試験盛土の構築に手間と時間をかけて費用がかかる割に、試験盛土の盛土高さが低い状態での試験（写真-2.4.3）になるため、一般に壁高の高い補強土壁に対する確認試験としては評価が難しいためである。

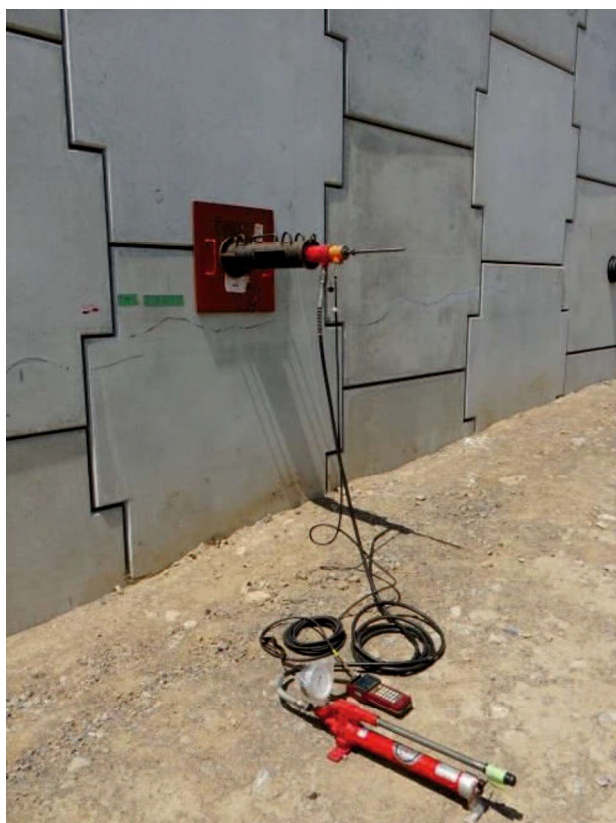


写真-2.4.1 現場引抜き試験実施状況  
(壁前面側)



写真-2.4.2 現場引抜き試験用試験片設置状況  
(壁背面 盛土側)





写真-2.4.3 試験盛土による現場引抜き試験状況

現場引抜き試験による補強土壁工法の摩擦特性に関する研究はこれまでも行われてきた。マニュアル<sup>2)</sup>における設計に用いる見かけの摩擦係数は、過去の現場引抜き試験結果に基づいて決められている。若槻ら<sup>5)</sup>は、(旧)日本道路公団で昭和62年～63年に施工された現場において引抜き試験を行い、補強材の種類に対する土被りごとの見かけの摩擦係数を調べた。小川<sup>6)</sup>は盛土材料の違いによる補強材とのせん断抵抗を調べ、壁面出来形との相関を示した。また、各現場において施工管理の一つとして現場引抜き試験を実施する例も見られたが、設計値以上の摩擦特性を確認するまでに留まっており、盛土材料の摩擦特性を評価するまでの活用はされていなかったのが実情である。











### 2.4.2 室内引抜き試験

施工前に使用する盛土材料の摩擦特性を確認する方法は、引抜き試験機を用いる方法がある<sup>7)-12)</sup>。しかし、引抜き試験機は、室内に備え付けになるものがほとんどで、これまでは研究所や大学の研究室などで利用されていた<sup>13)</sup>。

引抜き試験機は様々なサイズがあるが、大型のもので  $V_L = B$  (幅)  $\times L$  (長さ)  $\times H$  (高さ)  $= 60 \times 120 \times 60 \text{ cm} = 432,000 \text{ cm}^3$ 、中型サイズの山口大学の試験機は  $V_M = 20 \times 70 \times 30 \text{ cm} = 42,000 \text{ cm}^3$ 、開発した小型試験機は  $V_S = 10 \times 30 \times 10 \text{ cm} = 3,000 \text{ cm}^3$  である。  $V_L : V_M : V_S = 144 : 14 : 1$  の体積比となる。これまでの日本国内における引抜き試験機を表-2.4.1に整理する。これまでの試験機に比べて開発した小型試験機のサイズの小ささが分かる。

鋼製帯状補強土壁工法が1970年代にフランスから日本に導入されてから現在まで、室内における引抜き試験機を用いた実験研究は数多く行われてきた。三嶋ら<sup>4)</sup>は、大型の引抜き試験機を用いて摩擦特性の試験を整理している。その中で今後の検討課題の一つとして、「材料を判別するための簡易な試験法」を一番に挙げている。室内引抜き試験機によって補強材と試験対象の盛土材料の摩擦特性を確認・整理できたが、数多くの室内試験を実施するに当たって相当な時間と労力を要していること、個々の土質に対する摩擦特性を現場ごとに評価することの難しさを感じてのこととかがえる。

表-2.4.1 既往の引抜き試験機との比較

No.	試験箱寸法 (cm)		土試料体積 (cm <sup>3</sup> )	体積比	载荷機構	形状サイズ	備考
1	幅	60	432,000	144	プレッシャーバッグ 空気圧		旧大型
	長さ	120					
	高さ	30+30					
2	幅	60	240,000	80	プレッシャーバッグ 空気圧		大型
	長さ	100					
	高さ	20+20					
3	幅	30	63,000	21	プレッシャーバッグ 空気圧		
	長さ	70					
	高さ	20+10					
4	幅	30	120,000	40	プレッシャーバッグ 空気圧		
	長さ	100					
	高さ	20+20					
5	幅	50	200,000	67	プレッシャーバッグ 空気圧		
	長さ	100					
	高さ	25+15					
6	幅	30	30,000	10	プレッシャーバッグ 空気圧		
	長さ	50					
	高さ	10+10					
7	幅	31.6	19,971	7	载荷板		
	長さ	31.6					
	高さ	10+10					
8	幅	31.6	23,965	8	载荷板		
	長さ	31.6					
	高さ	12+12					
9	幅	20	42,000	14	ベロフラムシリンダー 载荷板 または空気圧		中型 (山口大学)
	長さ	70					
	高さ	15+15					
10	幅	10	3,000	1	手動による ネジ式ジャッキ 载荷板		小型 (研究対象)
	長さ	30					
	高さ	5+5					

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 橋本良昭:補強土(テールアルメ)壁に用いるリブ付きストリップの摩擦特性について, 土と基礎, Vol.31, No.9, pp.41-46, 1983.
- 4) 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.1-12, 1984.
- 5) 岩槻良行, 瓦川善三, 奥田和浩:補強土(テールアルメ)壁工法の現地引抜き試験, 日本道路公団試験所報告, Vol.26, pp.13-20, 1989.
- 6) 小川憲保:現場引抜き試験による帯鋼補強材と盛土材との摩擦特性, 土木学会論文集, No.568/III-39, pp.221-226, 1997.
- 7) 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平成16年度論文集, pp.253-260, 2004.
- 8) 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, Vol.66, No.3, pp.516-529, 2010.
- 9) 浅田陵平, 鈴木素之, 城田悠佑, 大谷義則, 志村直紀:鋼製帯状補強土壁における土中引抜き抵抗と締固め度の関係, 第49回地盤工学研究発表会, pp.547-548, 2014.
- 10) 浅田陵平, 鈴木素之, 大谷義則, 志村直紀:鋼製帯状補強土壁におけるストリップの残存耐力の評価, 第50回地盤工学研究発表会, pp.1683-1684, 2015.
- 11) Miyata. Y., Bathurst. R. J: Analysis and calibration of default steel strip pullout models used in Japan. Soils and Foundations. Vol.3, pp.481-497, 2012.
- 12) 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.
- 13) 坂井晃, 林重徳, 福島伸二, 兵動正幸, 治田堅二, 安田進, 新谷秀人:ジオグリッドの引抜き一斉試験結果について, 第4回ジオテキスタイルシンポジウム, Vol.4, pp.126-132, 1989.

## 第3章 現場適用可能な小型引抜き試験装置の開発

### 3.1 序言

これまでの経緯として、現場で使用する盛土材料の摩擦特性を容易に評価する方法が無かったことから、現場で適用可能な可搬型の小型引抜き試験装置を開発した。

本章では開発した小型試験機の特徴および試験方法について整理する。また、小型試験機特有の試験結果の整理方法についても整理する。

### 3.2 試験装置

小型試験機は現場へ携行可能なように試験土槽の大きさを、長さ 300×幅 100×高さ 115mm とした（**図-3.2.1**、**写真-3.2.1**、**写真-3.2.2**）。また、小型試験機の仕様を**表-3.2.1**に示す。試験体の作製方法は、高さ 100mm を 4 層に分けて突き固めを行い、補強材を 2 層目と 3 層目の間に設置する（**写真-3.2.3**）。引抜き口部には、補強材引抜きに伴う試料の移動による応力集中を防ぐ目的で、長さ 50mm の応力集中低減カバー<sup>1)</sup>を設置している。しかし、土槽側壁と土との摩擦低減層はその効果が見られなかったため設けていない。試料の締固めは専用ランマー（質量 1.5kg）を使用した（**写真-3.2.4**）。4 層まで突き固めを行い、載荷板を載せた後、想定した土被り深度に相当する上載荷重を試験機上側に設けた反力枠からネジの押し込み力により載荷する。

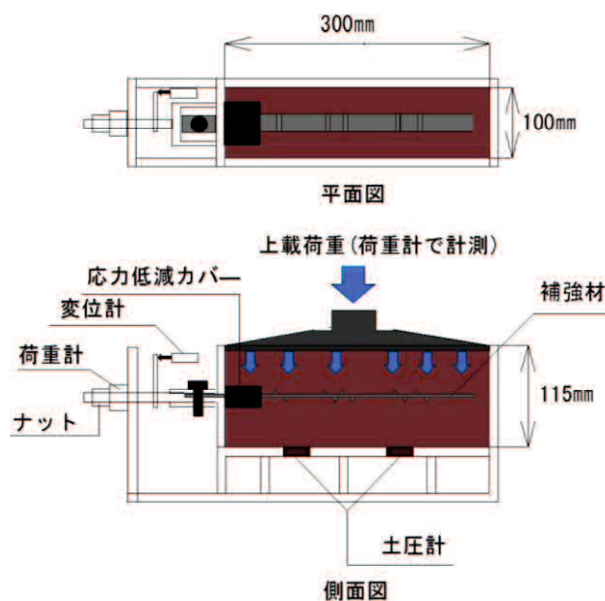


図-3.2.1 小型試験機の形状・寸法

### 第3章 現場適用可能な小型引抜き試験装置の開発

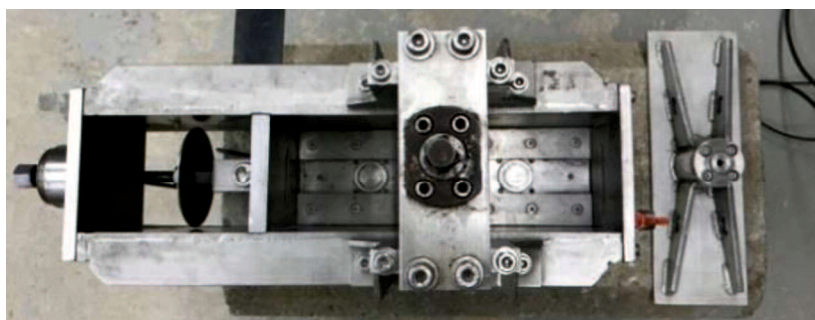


写真-3.2.1 小型試験機の試験土槽と底面の土圧計

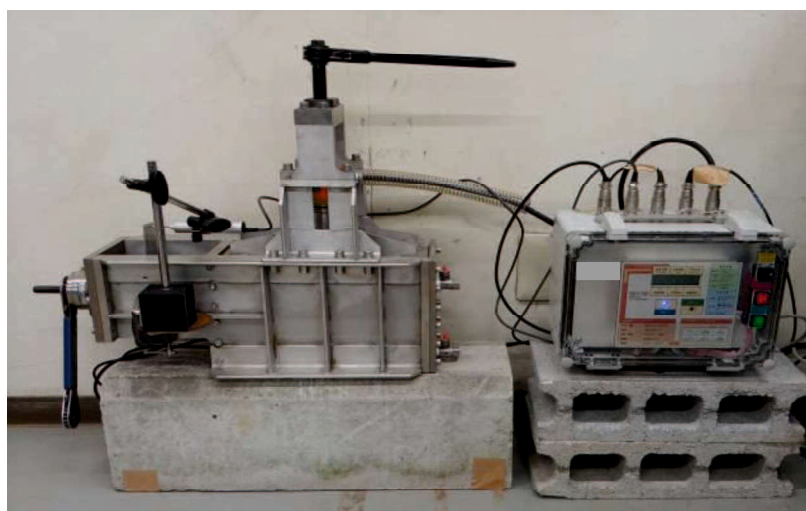


写真-3.2.2 小型試験機の側面状況と専用データロガー

表-3.2.1 小型試験機の仕様

項目	単位	仕様
土槽寸法	mm	長さ×幅×高さ 300×100×115
本体質量	kg	40
最大载荷能力	kN	15
最大载荷応力	kN/m <sup>2</sup>	500
最大引抜き能力	kN	10
载荷方式	—	手動によるネジ式ジャッキ方式
引抜きストローク	mm	20
標準引抜き速度	mm/min	4.5

第3章 現場適用可能な小型引抜き試験装置の開発

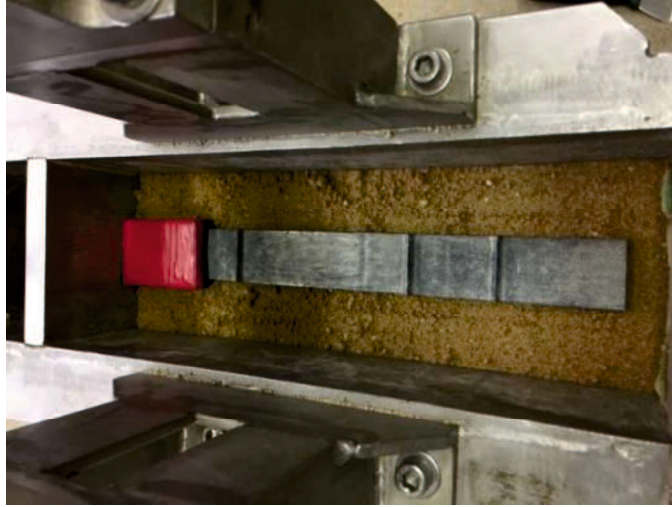


写真-3.2.3 小型試験機土槽内の補強材設置状況

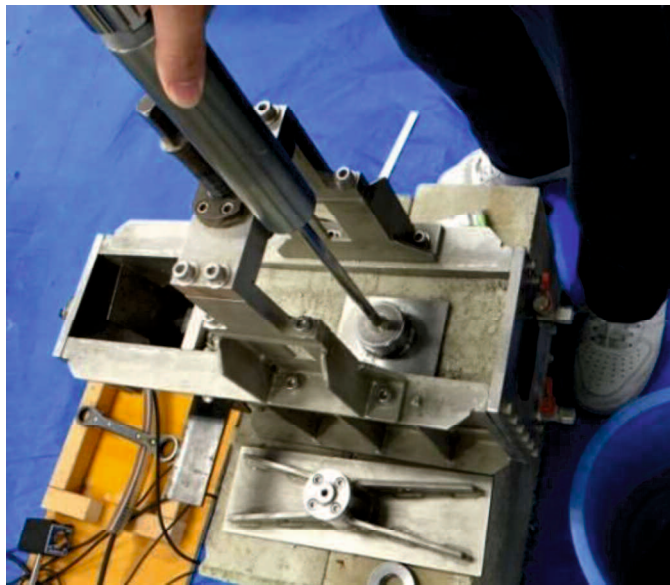


写真-3.2.4 試験機および専用ランマー

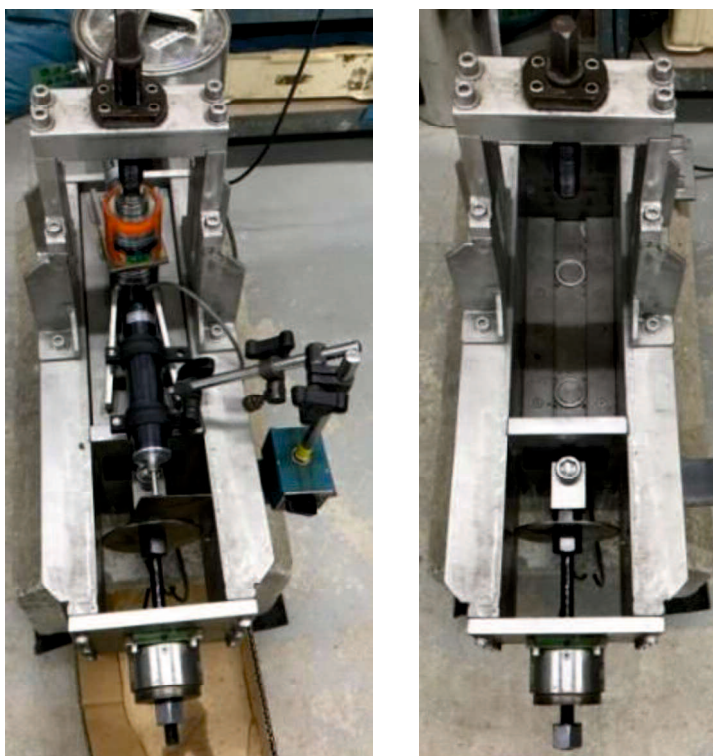


写真-3.2.5 (左) 試験機のセット状況および  
(右) 土槽底面の土圧計

試験機のセット状況を写真-3.2.5 (左) に示している。なお、上載荷重  $P$  は以下の式から算出される。

$$P = \sigma A = \gamma h A \quad (3.2.1)$$

ここに、

$\sigma$  : 土被りによる上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$A$  : 載荷板面積 ( $\text{m}^2$ )

$\gamma$  : 盛土材料の湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  : 設定した換算土被り (m)

補強材の引抜きは人力によるネジの回転力を利用して、 $P$  を載荷した状態で補強材を水平方向に引き抜き、その間の引抜き力を計測する。これより、所定の  $P$  の下での摩擦抵抗値が得られる。なお、引抜き中は、 $P$  が一定になるように反力枠からの荷重を手動で制御している。本計測システムでは、引抜き抵抗  $T$  と補強材の有効摩擦面積  $A_s$  から、式(3.2.2)で表される見かけの摩擦係数  $f^*$  が算出表示されるようになっている。

$$f^* = \frac{T}{2\sigma A_s} = \frac{T}{2\sigma bL} \quad (3.2.2)$$

ここに、

$T$ : 引抜き力 (kN)

$\sigma$ : 補強材表面に作用する上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_s$ : 補強材の有効面積 (m<sup>2</sup>)

$b$ : 補強材の幅 (m)

$L$ : 補強材の長さ (m)

本論文における補強材は、鋼製帯状補強材を対象としているため、試験土槽に設置できる長さは有効長で23cmのものを使用した。この補強材を20mm引き抜くことで摩擦抵抗力を計測する。そのため、23cmから21cmに有効長が変化する平均値の21cmを $L$ として摩擦係数を評価した。ここで、有効長が変わらないように土槽の長さよりも長い補強材を用いる方法も考えられるがそうしなかった理由は、土槽の外まで補強材を伸ばすことで土槽枠が支点となり、補強材の剛性によって上載荷重が補強材下面の土試料に伝達しないことを避けたためである。サイズの小さな試験機のため、厚さ4mmの帯鋼であってもほとんどたわまない状態となるのは現場や大型の試験機との違いである。

また、土槽底面には2つの土圧計(写真-3.2.5(右))が設置されており、試験体底面に作用する土圧を測定することができる。しかし、補強材位置での鉛直圧を計測できないため、試料土上面に作用する上載圧が補強材面に作用するものと仮定して試験結果を評価している。なお、土と側壁の間の摩擦により荷重低減が想定されるため、一般の60mmよりも幅の狭い30mmのものを使用することで、その影響を軽減させた。

この試験機では、1回の試験に使用する土質試料の質量は6kg程度と少量で済み、試験体の作製に要す手間も大幅に省力化できる。これまでの室内試験機のサイズは中型のものが、この約14倍の容積、さらに大型のものはこの約140倍の容積である<sup>2)</sup>。したがって、1回当たりの作業量が軽減されるので、個別の現場に対する試験が可能となり、さらに、試験のケース数を増やして、試験結果の信頼性を高められるようになった。また、載荷板の面積が小さく、必要とされる上載荷重も小さくなることから、上載荷重と引抜き力の載荷を人力で行うことができる。そのため油圧ジャッキや空気圧用のコンプレッサーなどの載荷装置が不要である。しかし、試験機のサイズが小型であるために、試験可能な試料の最大粒径が制限される。試験体の1層当たりの層厚が25mm程度のため、粒径が19mm以下でも試験可能であるが<sup>3)</sup>、小型サイズの試験土槽内での試験体表面の不陸の調整には小さな粒径が適しているため、試験に使用する土質試料は9.5mm以下にふるい調整<sup>4)5)</sup>を行なった。



### 3.3 試験方法（除荷試験の提案）

最大粒径 9.5mm 以下に粒度調整した試料を小型試験機の一定の締固めエネルギーで締固めた後、載荷板をセットし、上から想定土被り圧に相当する上載荷重を載荷する。なお、載荷した荷重は、前述したように引抜き試験中は一定に保つように手動で調整する（写真-3.3.1）。最大引抜き変位は 20mm を目安とし、その引抜き変位に達するまで引抜き荷重を計測する。所定の引抜き変位で引抜きを停止し、その状態で上載荷重を保持すると、引抜き荷重が低下し一定値に落ち着く。この時のピーク値を摩擦係数の「上限値」、停止時間の経過とともに低下して一定値に落ち着いた値を「残留値」として記録する。さらに、その後引抜きを止めた状態を維持し、上載荷重を段階的に除荷することで、引抜き荷重もそれに伴って低下して、各上載荷重に対応する摩擦係数の残留値を計測する。なお、本試験機で計測された残留値は、補強材がある変位で引抜き抵抗を発現した後、変位保持の条件で引抜き力と平衡するように変化した状態の引抜き抵抗値を計測したものである。計測結果は、専用のデータロガーに記録される。記録の例を図-3.3.1 に示す。

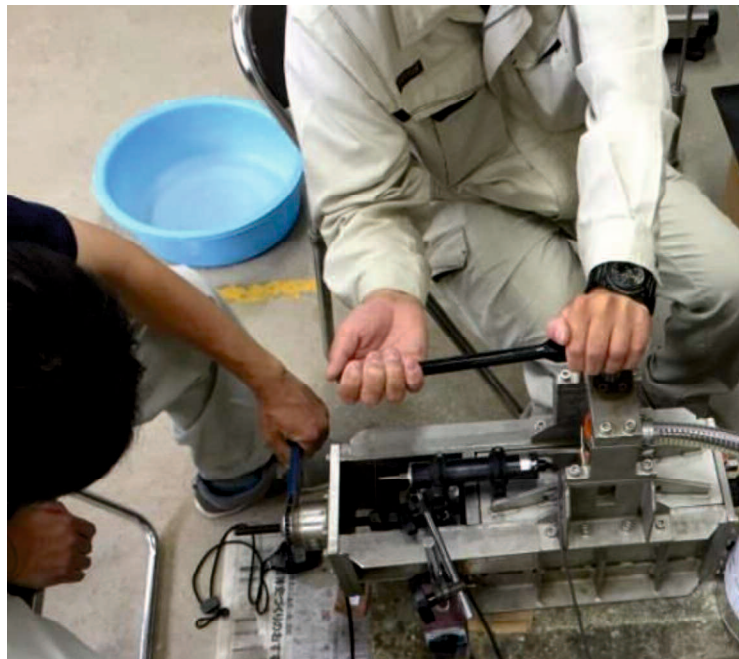


写真-3.3.1 小型試験機の試験実施状況

第3章 現場適用可能な小型引抜き試験装置の開発

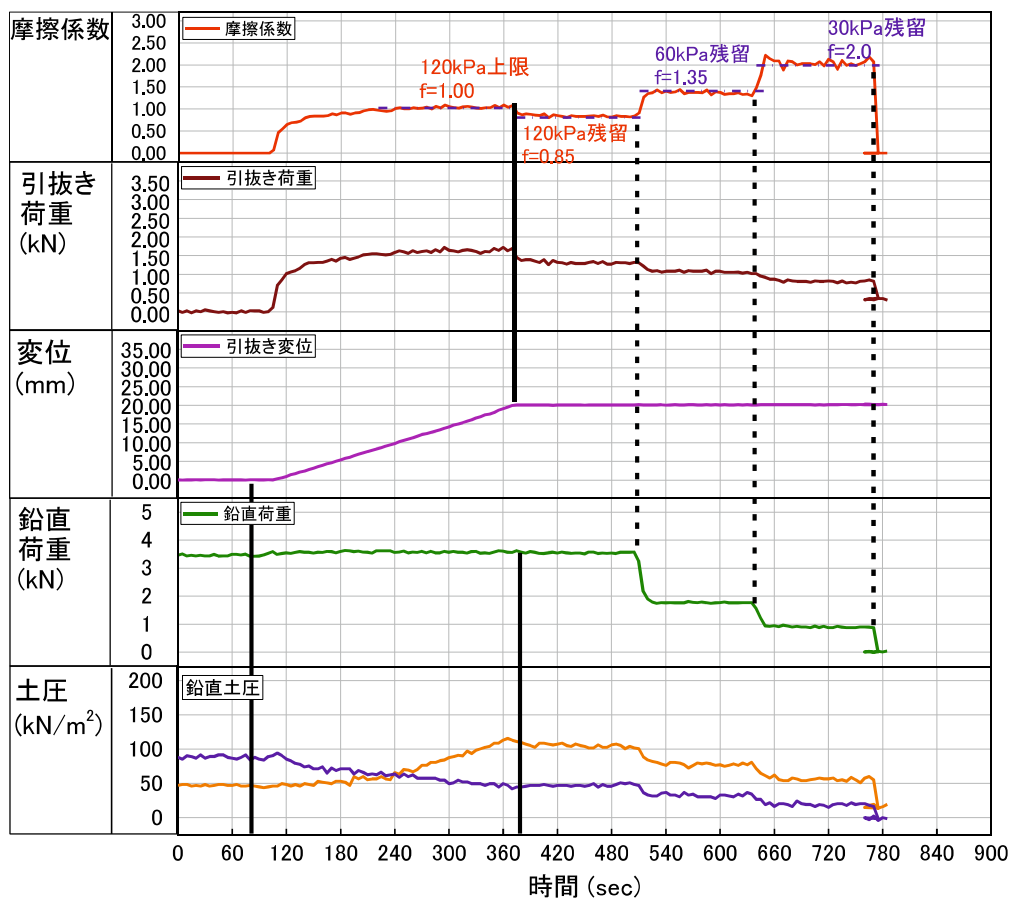


図-3.3.1 専用データロガーの記録例<sup>6)</sup>

・試験手順

- 1) 採取した土試料を 9.5mm ふり以下に粒度調整する



写真-3.3.2 採取土の状況（琉球石灰岩質土）



写真-3.3.3 19mm 通過分の状況



写真-3.3.4 9.5mm 通過分の状況



写真-3.3.5 9.5mm ふり後の状況

2) 9.5mm ふるい通過分の試料を土槽に4層に分けて投入し、専用ランマーで突き固める

2層目と3層目の間に補強材を設置する。試験機が小型サイズのため、補強材と締固め面の設置状態が計測に影響を及ぼす可能性が高いため、設置の際は、締固め面に不陸が生じないように留意する。

補強材を設置する際、引抜き側に応力集中低減カバーをセットする。カバーのセット時には締固め面を掘り込む必要があるため、補強材との設置面に影響が無いように注意して設置する。

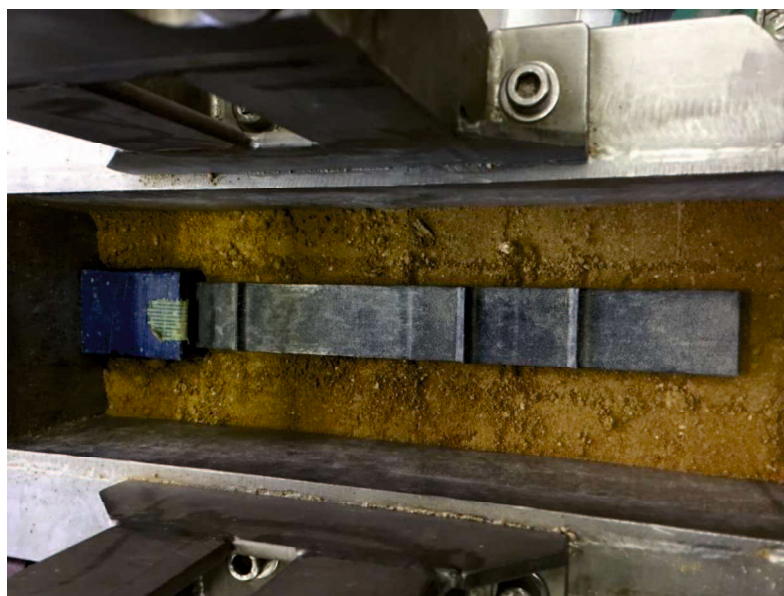


写真-3.3.6 2層目まで突き固め、補強材を設置した状況



写真-3.3.7 専用ランマーでの突き固め状況

3) 載荷板をセットし，所定の土被り荷重を載荷する．載荷は人力によるネジの押し込み力で行う．(試験機のセット状況は写真-3.2.5 (左)，載荷状況は写真-3.3.1)

#### 4) 引抜き後の補強材の状況

引抜き速度 4.5mm/min (引抜きネジの1回転/20sec) にて補強材を引き抜く．

試験後は補強材下面の摩擦面の状況が目視確認できる (写真-3.3.9)．リブの抵抗の状況と摩擦面の硬度も触診できる．また，盛土材料の自然含水比が高い場合には，摩擦面に水分の浮きや溜まりを目視することもできる．



写真-3.3.8 引抜き試験後の補強材の状況



写真-3.3.9 引抜き試験後の補強材下，摩擦面の状況

3.4 試験結果の整理法

試験データの表記例を図-3.3.2に示す。想定土被り深度に相当する上載圧を載荷して得られた上限値、引抜きを停止した後に一定値に落ち着いた残留値、さらに変位保持の条件で上載荷重を除荷して得られた残留値をグラフ化したものである。試験結果として記録するものは、試験体作製時の締固めエネルギー、土槽内試験体の締固め密度、引抜き速度、各荷重段階の見かけの摩擦係数の読み値等である。計測データシートの例を表-3.4.1、表-3.4.2に示す。

表-3.4.1 計測データシートの例

想定土被り (m)	載荷重 (kN)	見かけの摩擦係数計測値		載荷状態	備考
		上限値	残留値		
9.0	5.40	1.25	1.05	載荷	4.5mm/min
6.0	3.60	-	1.35	除荷	
3.0	1.80	-	2.20	除荷	
1.5	0.90	-	3.20	除荷	残留 T=0.5kN

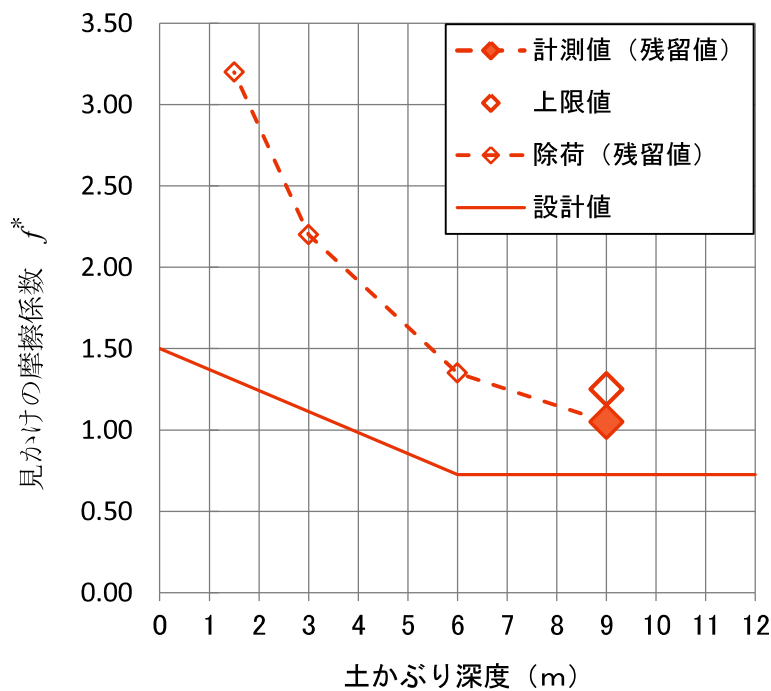


図-3.3.2 計測データの表記例

表-3.4.2 小型引抜き試験データシートの例

土質分類		まさ土
細粒分含有率	$F_c$ (%)	22.7
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.915
最適含水比	$w_{\text{opt}}$ (%)	11.1
自然含水比	$w_n$ (%)	8.3
土槽内土量質量		
1層目	$w_1$ (g)	1,200
2層目	$w_2$ (g)	1,300
3層目	$w_3$ (g)	1,300
4層目	$w_4$ (g)	1,558
合計	$\Sigma w$ (g)	5,358
土槽体積	$V$ ( $\text{cm}^3$ )	2,826
湿潤密度	$\rho_t$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.896
乾燥密度	$\rho_d$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.751
締固め度	$D_c$ (%)	91.4
試験での気付き	(例) 締固め時に過転圧状態が見られた。自然含水比が高いためと考えられる。	

### 3.5 結語

本章では開発した小型試験機の仕様、载荷重を除荷する試験方法、試験手順および試験結果の整理方法について述べた。本試験機を使った引抜き試験の計測目的は、個別の盛土材料に対する摩擦特性の計測であるが、試験土槽内での突き固めによる試験体製作時に試験体の締固め特性も目視確認できる事が重要である。さらに、試験後の補強材下面の摩擦面におけるせん断抵抗面の状態を目視確認できる。自然含水比が高い場合などの状態によっては水分の浮きや溜まり状態も確認できるなど、使用する盛土材料に対して施工前に締固め特性を把握するための事前情報を得られる事が特徴である。また、試験装置が小型であるために、用意する土試料の量も少なく、1回の試験に要する手間と時間を少なくできるメリットがある。しかし、試験装置が小型であることによる試験結果に対する影響について次章以降で検証をおこなう。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 坂井晃, 林重徳, 福島伸二, 兵動正幸, 治田堅二, 安田進, 新谷秀人：ジオグリッドの引抜き一斉試験結果について, 第4回ジオテキスタイルシンポジウム, Vol.4, pp.126-132, 1989.
- 3) 公益社団法人地盤工学会：土質試験基本と手引き, pp.71-78, 2010.
- 4) 公益社団法人地盤工学会：粒度試験, 地盤材料試験の方法と解説, pp.115-131, 2009.
- 5) 公益社団法人地盤工学会：突固めによる土の締固め試験, 地盤材料試験の方法と解説, pp.373-383, 2009.
- 6) 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.
- 7) 佐原邦朋, 鈴木素之, 藤田義成：現場使用を想定した鋼製帯状補強土壁用小型引抜き試験機による摩擦特性評価, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.76, No.1, 12-25, 2020.



## 第4章 小型引抜き試験による引抜き挙動と引抜き摩擦特性の解明

### 4.1 序言

本章では小型試験機で計測される値の特徴および特性について整理，検証する。また，本研究で対象とする試験機は，表-2.4.1に示す通り，これまでに存在する室内引抜き試験機に比べて最も小さなサイズである。そこで，以下に示す小型サイズの引抜き試験機固有の影響因子に対する検討をおこなった。

- ① 土槽サイズの影響
- ② 締固めエネルギー（突固め回数）
- ③ 引抜き速度の影響

また，引抜き速度の影響に関連して締固め密度の影響も明らかになった。さらに土質の違いによる計測値や他のサイズの試験機との比較も試みた。

### 4.2 試料及び試験ケース

試験機の特性の整理および①と③の試験に使用した土試料は，比較的ばらつきの少ない，締固めが十分できる，細粒分含有率が規定値以内のまさ土を使用した（表-4.2.1）（表-4.2.3）。②の試験に使用した土試料は，細粒分含有率は規定値内であるが，予備試験として  $N_c=36$  で締固めた場合に設計値を満足しなかった現場の土試料である（表-4.2.2）。

また，予備試験として豊浦標準砂・まさ土・関東ロームの3種の盛土材料を使用した試験も実施した（表-4.2.4）。さらに，B材料に属する材料についても摩擦特性試験を実施した（表-4.2.5）。

他の引抜き試験機との比較については，つくばの大型試験機で実施した結果との相関を調べた（表-4.2.6）。

第4章 小型引抜き試験による引抜き挙動と引抜き摩擦特性の解明

表-4.2.1 まさ土の物性値と試験条件（補強材幅と換算土被りを変えた条件）

試料名		まさ土						
試験ケース（換算土被り）		6m	6m	①6m	②6m	③9m	④9m	
補強材幅	$B$ (mm)	10	20	30				
土粒子密度	$\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.642						
細粒分含有率	$F_c$ (%)	22.7						
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.915						
最適含水比	$w_{\text{opt}}$ (%)	11.1						
自然含水比	$w_n$ (%)	7.3	7.3	8.3	7.3	8.3	7.3	
湿潤密度	$\rho_t$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.844	1.866	1.863	1.860	1.896	1.849	
乾燥密度	$\rho_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.719	1.739	1.720	1.733	1.750	1.723	
締固め度	$D_c$ (%)	89.8	90.8	89.8	90.5	91.4	90.0	
突固め回数	$N_c$ (回/層)	48						
引抜き速度	$v$ (mm/min)	4.5						
見かけの摩擦係数 計測結果 (残留値)	$f^*$	9m	-	-	-	-	1.05	0.85
		6m	1.40	1.18	0.85	1.30	1.35	1.20
		3m	2.30	1.95	1.35	2.10	2.20	1.85
		1.5m	3.50	3.05	2.00	3.20	3.20	2.80

表-4.2.2 突固め回数を調べるための試験ケースと試験結果

試料名	試料 A		試料 B			試料 C			試料 D			試料 E	
細粒分含有率 $F_c$ (%)	1.6		8.4			12.6			13.0			22.7	
最大乾燥密度 $\rho_{d \max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.905		1.906			—			—			1.867	
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	12.5		4.7			—			—			11.2	
自然含水比 $w_n$ (%)	7.3		6.4			—			12.0			—	
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.740	—	1.947	1.982	1.994	1.894	1.927	1.936	1.907	1.930	1.960	1.908	1.927
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.622	—	1.830	1.863	1.874	—	—	—	1.703	1.723	1.750	—	—
締固め度 $D_c$ (%)	85.1	—	96.0	97.7	98.3	—	—	—	—	—	—	—	—
突固め回数 $N_c$ (回/層)	36	48	36	48	60	36	48	60	36	48	60	36	48
引抜き速度 $v$ (mm/min)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
見かけの摩擦係数 $f^*$	0.7	1.6	0.7	0.75	0.9	0.7	1.15	0.9	0.65	0.75	0.8	0.45	0.72

※見かけの摩擦係数の算出土被りは 6m 相当

表-4.2.3 引抜き速度の影響を調べるための試験ケースと試験結果

試料名	まさ土							
試験ケース	1	2	3	4	5	6	7	
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.642							
細粒分含有率 $F_c$ (%)	22.7							
最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.915							
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	11.1							
自然含水比 $w_n$ (%)	8.3					7.3		
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.863	1.882	1.873	1.869	1.871	1.860	1.839	
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.720	1.738	1.729	1.726	1.728	1.733	1.714	
締固め度 $D_c$ (%)	89.8	90.8	90.3	90.1	90.2	90.5	89.5	
突固め回数 $N_c$ (回/層)	48							
引抜き速度 $v$ (mm/min)	4.5	1	2	3	6	4.5	1	
見かけの摩擦係数 $f^*$	上限値	1.00	1.60	1.25	1.10	1.23	1.60	1.15
	残留値	0.85	1.35	1.05	0.92	1.00	1.30	0.95

表-4.2.4 3種の土質材料の物性値

試験土質	豊浦標準砂	まさ土①	関東ローム
細粒分含有率 $F_c$ (%)	1.9	8.2	89.2
最大乾燥密度 $\rho_{d \max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.645	2.031	0.842
最小乾燥密度 $\rho_{d \min}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.335	—	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	—	9.7	69.7
自然含水比 $w_n$ (%)	0.0	4.2	72.6
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.610	2.029	1.486
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.610	1.947	0.861
相対密度 $D_r$ (%)	90.6	—	—
締固め度 $D_c$ (%)	—	95.9	102.3
突固め回数 $N_c$ (回/層)	36	36	36
引抜き速度 $v$ (mm/min)	4.5	4.5	4.5

表-4.2.5 B材料の物性値

試験土質	B材料 (高含水比)	B材料 (含水比調整)
細粒分含有率 $F_c$ (%)	34.4	
最大乾燥密度 $\rho_{d \max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.814	
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	10.2	
自然含水比 $w_n$ (%)	21.5	10.0
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.018	1.847
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.661	1.679
締固め度 $D_c$ (%)	91.6	92.6
突固め回数 $N_c$ (回/層)	36	
引抜き速度 $v$ (mm/min)	4.5	

表-4.2.6 小型試験機と大型試験機を比較するための試験ケースと試験結果

試験ケース (拘束圧 kN/m <sup>2</sup> )		小型試験機				大型試験機				
		①120	②120	③180	④180	60	120	120	180	
土粒子密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.642				2.640				
細粒分含有率	$F_c$ (%)	22.7				11.1				
最大乾燥密度	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.915				1.915				
最適含水比	$w_{opt}$ (%)	11.1				11.1				
自然含水比	$w_n$ (%)	8.3	7.3	8.3	7.3	5.2				
湿潤密度	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.863	1.860	1.896	1.849	1.813				
乾燥密度	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.720	1.733	1.750	1.723	1.723				
締固め度	$D_c$ (%)	89.8	90.5	91.4	90.0	90.0				
突固め回数	$N_c$ (回/層)	48				-				
引抜き速度	$v$ (mm/min)	4.5				1.0				
見かけの摩擦係数 計測結果	$f^*$	180(kN/m <sup>2</sup> )	-	-	1.05	0.85	-	-	-	0.87
		120(kN/m <sup>2</sup> )	0.85	1.30	1.35	1.20	-	0.89	0.83	-
		60(kN/m <sup>2</sup> )	1.35	2.10	2.20	1.85	1.88	-	-	-
		30(kN/m <sup>2</sup> )	2.00	3.20	3.20	2.80	-	-	-	-

※大型試験機と小型試験機の試験で使用した材料は同じまき土を使用しているが、試験場所と実施時期が違う。しかし、突き固めによる土の締固め試験の結果は、同じものとして締固め度を算出している

### 4.3 典型的な引抜き挙動

小型試験機で引抜き試験を実施した際の典型的な計測結果を図-4.3.1, 図-4.3.2 に示す。図-4.3.1 は引抜き経過時間と上載圧, 引抜き荷重・変位および土槽底面土圧の関係である。図-4.3.2 は同じデータに対して引抜き変位に関して整理し直したものである。図-4.3.1, 図-4.3.2 からわかるように, 上載荷重は変化しない状態で, 引抜きに伴い引抜き荷重は増加しながらピーク値を迎えるように変化している。また, 土槽底面の土圧は, 両図からわかるように, 引抜き開始前の状態では引抜き後方側の値が大きい, 引抜き試験中に引抜き前方側の値が大きくなり, 引抜きに伴って荷重状態が変化していることが分かる。引抜き開始前の差異の理由は, 補強材設置面の不陸と補強材の引抜き側が固定されてことに起因した補強材の剛性による抵抗の影響が考えられる。引抜きを始めると補強材とともに盛土材料が前方側に引寄せられ, 土槽の前方と後方で密度に差が生じたと考えられる。しかし, 設定した応力状態を保持するために手動で上載圧を一定に調整することにより, 土圧計の値は想定した土被り圧以下になっている。したがって, 小型サイズの試験土槽の中でも, 土質試料の移動集中による過剰な応力状態になっていないことが分かる。ここで, 過剰な応力状態とは, 補強材が鋼製枠に拘束された状態で引き抜かれることによる正のダイレイタンスー効果が顕著に発揮され, 拘束圧が所定の値よりも大きくなると想定したものである。このとき計測される見かけの摩擦係数は, 補強材面に作用する圧力が上載圧よりも小さい下での引抜き抵抗であるので, 安全側の値となる。なお, このときの見かけの摩擦係数は, 図-4.3.3 に示すように, 上載圧に対応する値として解釈される。その際の引抜きは図-4.3.4 に示すように 20mm まで引抜いた時点で停止し, 上載圧のみを変化させた。

底面土圧は設置した箇所での鉛直圧であり, 土と荷重計の受圧面の接触状態の影響を受ける。本研究において底面土圧は設置箇所の鉛直圧が引抜き中にどのように変化するか調べるために計測したもので, 上記の理由により, 引抜き抵抗などのデータ整理に用いていない。また, 小型試験機の特長として試験体の作製において, 補強材を設置する際の締固め転圧面の仕上がり状態が土圧計の計測値に影響をおよぼし易い点にも注意が必要である。

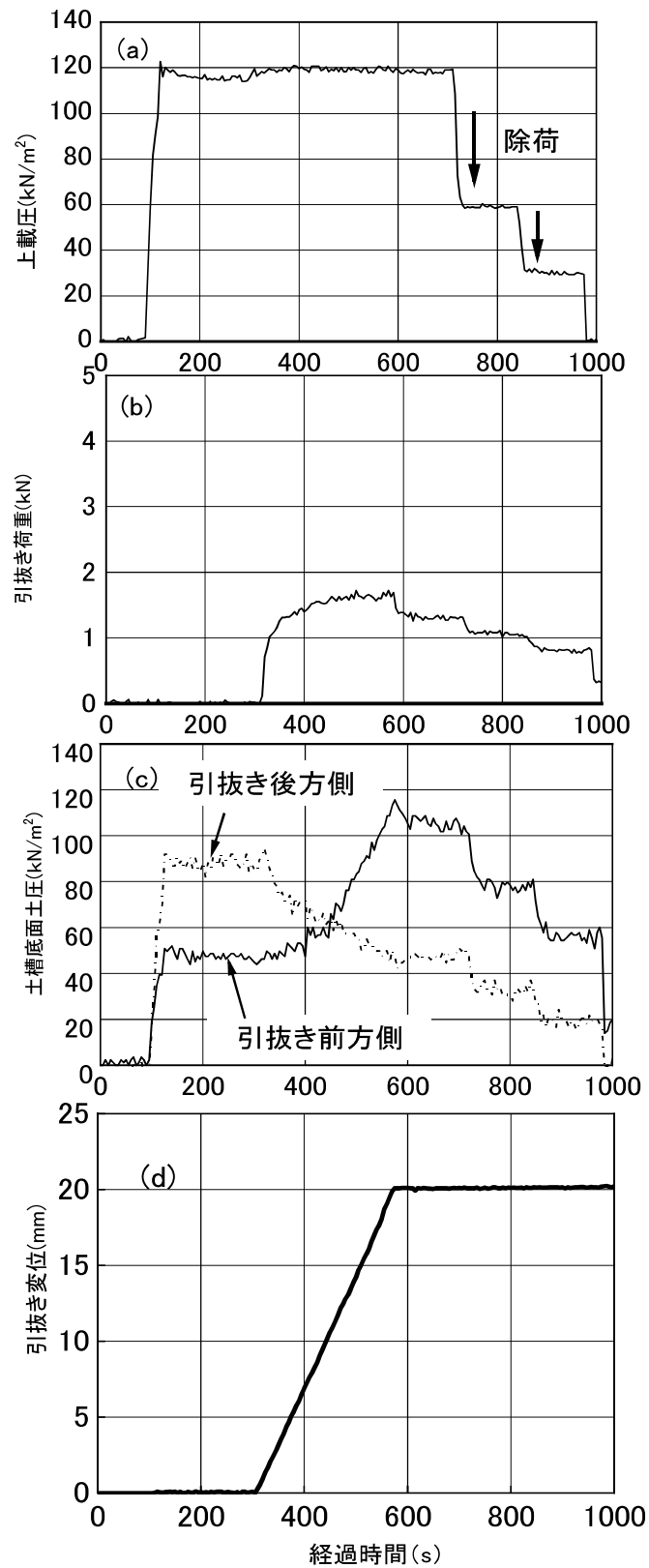


図-4.3.1 上載圧と引抜き荷重・変位および土槽底面土圧の経時変化



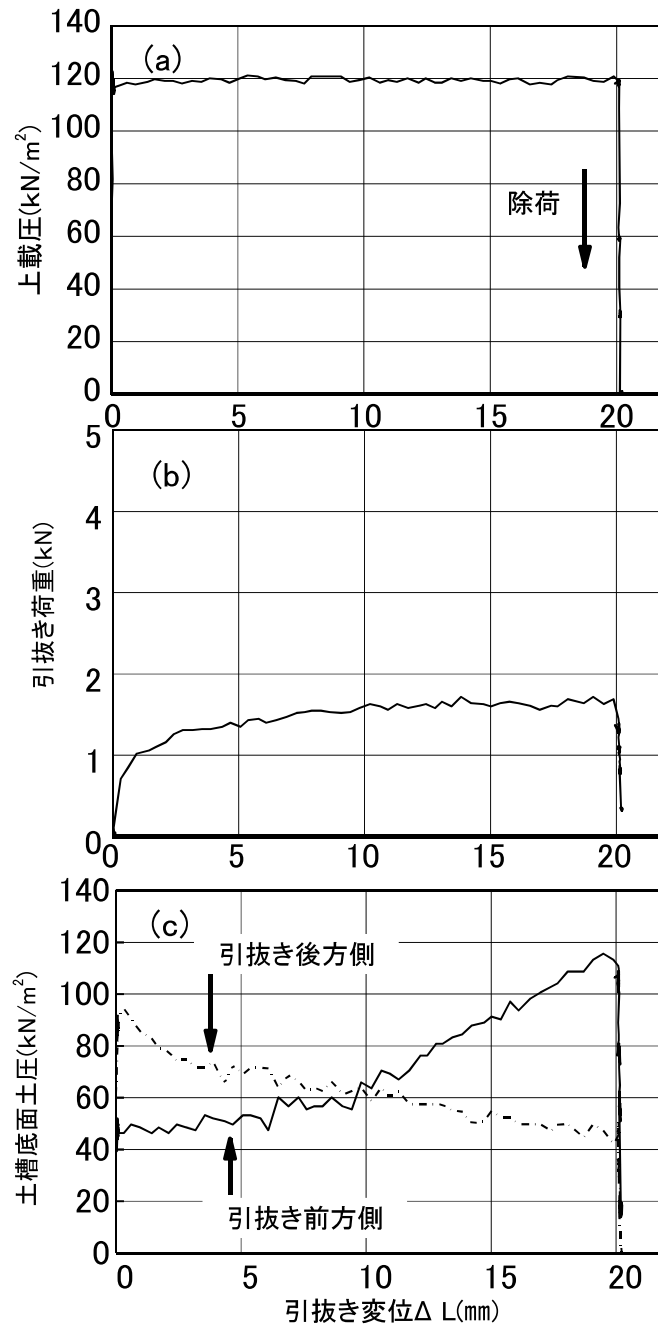


図-4.3.2 上載圧と引抜き荷重および土槽底面土圧の引抜き変位との関係

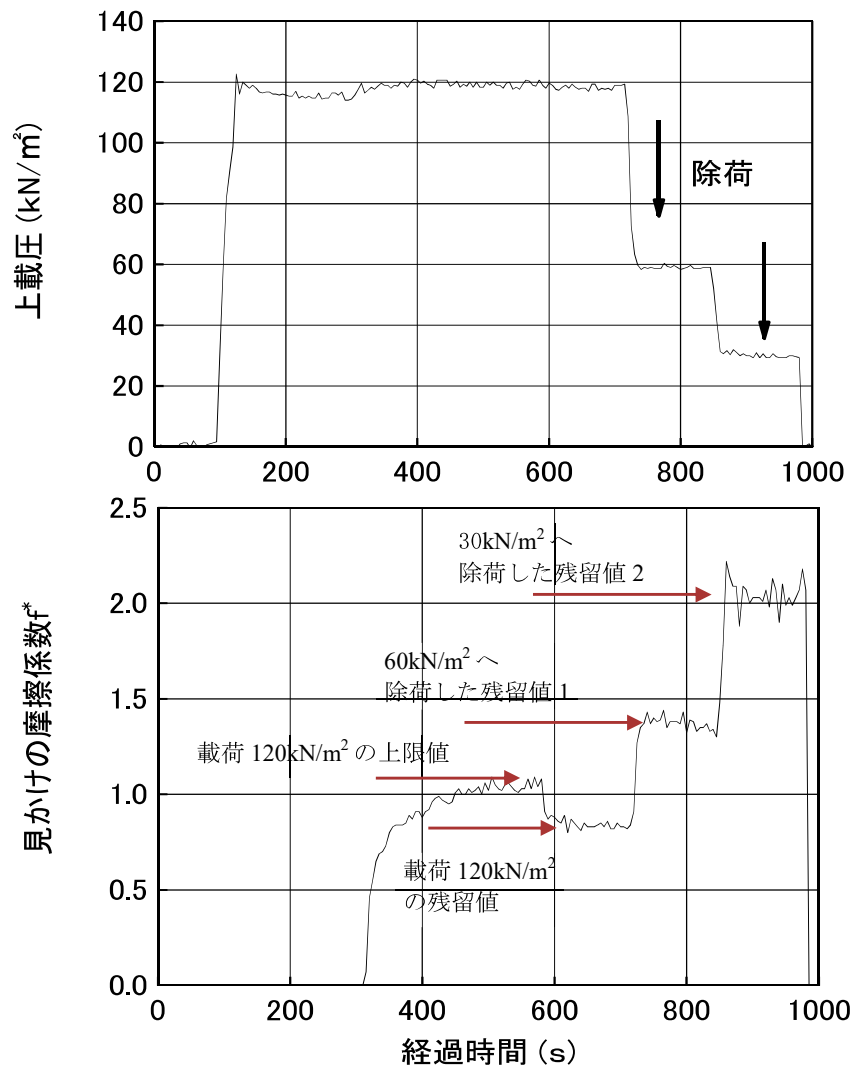


図-4.3.3 見かけの摩擦係数の経時計測値

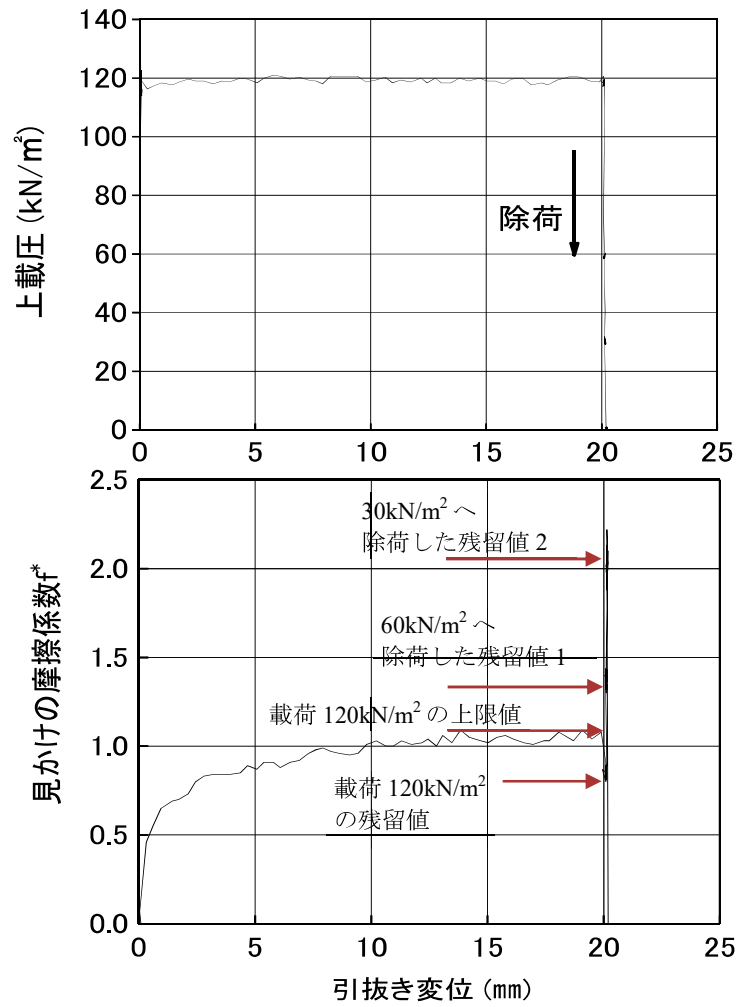


図-4.3.4 見かけの摩擦係数の引抜き変位との関係

#### 4.4 除荷試験の妥当性の検証

上述のように、**図-4.3.2**、**図-4.3.4**において、想定土被り深度に相当する荷重を載荷した状態で、一定の引抜き速度で補強材を引き抜くと、引抜き変位 $\Delta L$ が20mm以下で引抜き荷重、見かけの摩擦係数のピーク値が計測された。ピーク値に対応する見かけの摩擦係数を上限値として計測した後、引抜きを止め、それ以降も抵抗値を計測すると、抵抗値は低下し、ある一定値に落ち着いた。その時の見かけの摩擦係数を残留値として計測した。この残留値は引抜きを止めた後に保持される抵抗力から求められる値であるため、設計に用いられる常時の見かけの摩擦係数と考える。一方、上限値は引き抜き途中の動いた状態の抵抗値のため、地震時や一時的な荷重時に相当する見かけの摩擦係数と考えられる。さらに、引抜きを止めた状態で、上載荷重を除荷すると、除荷した状態の土被りに相当する摩擦抵抗値が計測された。ここで、再載荷した試験を行わない理由は、試験前の締固め状態は元に戻らずに抵抗値は低くなるためである。**図-4.4.1**は、9m相当の土被り( $\sigma=180\text{kN/m}^2$ )で引抜き試験を行った後、ピーク値を確認し引抜きを止めた状態で残留値を計測し、上載荷重を6m, 3m, 1.5m相当に順次除荷した結果と、6m相当の土被り( $\sigma=120\text{kN/m}^2$ )で引抜き試験を行った後、同様に3m, 1.5m相当に順次除荷した残留値の結果およびその時の締固め度 $D_c$ を併せて図示したものである。盛土材料はまさ土を使用し、その物性値と試験条件を表**4.2.1**に示す。 $D_c$ が90%以上のものを比較すると、9m相当から6m相当に除荷した結果と6m相当で引抜き試験を実施した結果が同等になることが分かる。さらに、3m, 1.5m相当まで除荷した結果も同等であることから、段階的な除荷に伴って得られる見かけの摩擦係数の有効性が確認できた。以上のことから、想定土被り荷重での引抜き試験を行った後に、載荷重を除荷することで、1回の引抜き試験で複数の摩擦係数を得ることができる。ただし、このケースは、 $F_c=22.7\%$ の砂質土であるため、明瞭な相関がみられたと考えられる。しかし、細粒分が多い土質試料の場合には、上載荷重を除荷しても想定土被り相当の上載荷重によって圧縮された状態が残留し、抵抗値が大きく計測される可能性があるため、参考値として取り扱うように考えている。また、**図-4.4.1**に示す結果において、 $D_c=89.8\%$ の摩擦係数が低下しているが、これは、使用した試料土の特性として密度の影響が顕著に現れやすく、締固め度があるレベルを境にわずかに足りないことで摩擦特性が変わり、引抜き抵抗が低く発現したためと考えられる。また、締固めた試料土と補強材との接触面の状態も影響したと考えられる。

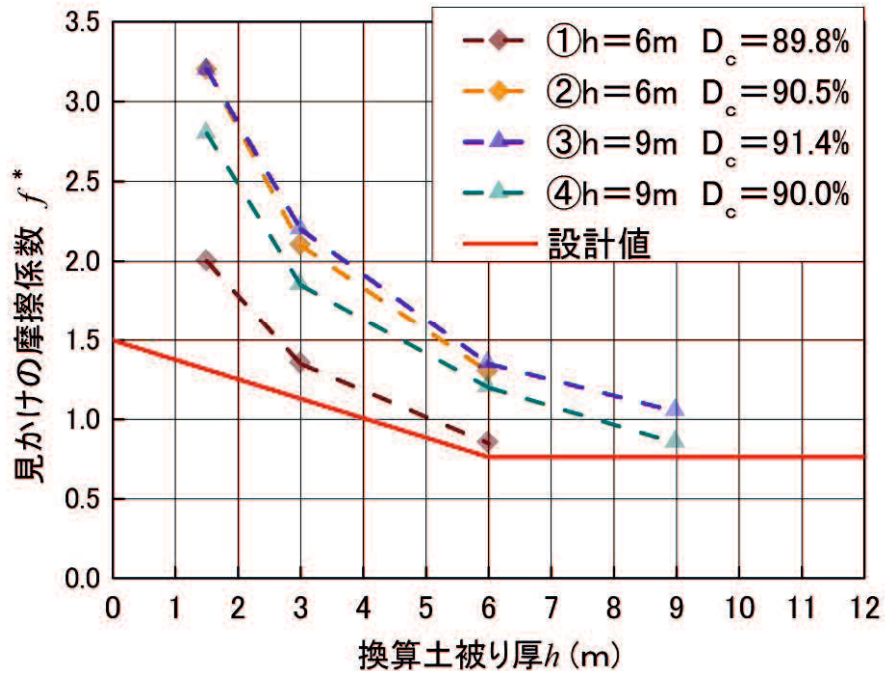


図-4.4.1 換算土被り厚に応じた見かけの摩擦係数の残留値

## 4.5 試験結果に及ぼす影響要因の検討

### 4.5.1 土槽サイズの影響

小型試験機の土槽サイズの影響を明らかにするために、補強材の幅を変えて、補強材と土槽側壁の距離を変える試験を行った。小型試験機の土槽幅が100mmと狭いため、使用する鋼製帯状補強材の幅は一般に使用されているものの半分の30mmのものを使用した。しかし、載荷板からの上載荷重が、試料と側壁との摩擦によって伝達が不十分になる可能性があること、側壁との距離が近いことによって拘束圧が高くなることなどの影響が懸念された。そこで、補強材を30mmに加えて幅20mm、10mmのものを用意して、それぞれの抵抗力を比較した(写真-4.5.1)。補強材はリブ付き鋼製帯状補強材の厚みが4mmのものを使用した。使用したまき土の物性値を表-4.2.1に示す。

計測結果を図-4.5.1に示す。結果は、10mm、20mm、30mmの順で、幅の狭い方が大きな摩擦係数の値が得られた。ここで、側壁の距離が近い条件下で拘束圧の影響が顕在化すれば、側壁との間隔が大きい10mm幅のものが最も小さな値を示すと考えたが、そうはならなかった。その理由として、見かけの摩擦係数 $f^*$ は式(3.2.2)に示したように、補強材の引抜き力を補強材表面に作用する鉛直応力と補強材の表面積で除したものであり、このとき補強材の厚み $t$ は考慮していない。したがって、 $t$ を考慮した見かけの摩擦係数を $f^{**}$ とすると、図-4.5.2に示す補強材の位置における側圧 $K_0 \cdot \sigma$ の影響を加えることで、以下の式となる。

$$f^{**} = \frac{T}{2(\sigma b + K_0 \sigma t)L}$$

$$= \frac{T}{2\sigma b L(1 + K_0 \frac{t}{b})} \quad (4.5.1)$$

ここに、

$K_0$ ：補強材側面に作用する静止土圧係数

$t$ ：補強材の厚み (m)



写真-4.5.1 幅が異なる補強材 (上：30mm, 中：20mm, 下：10mm)

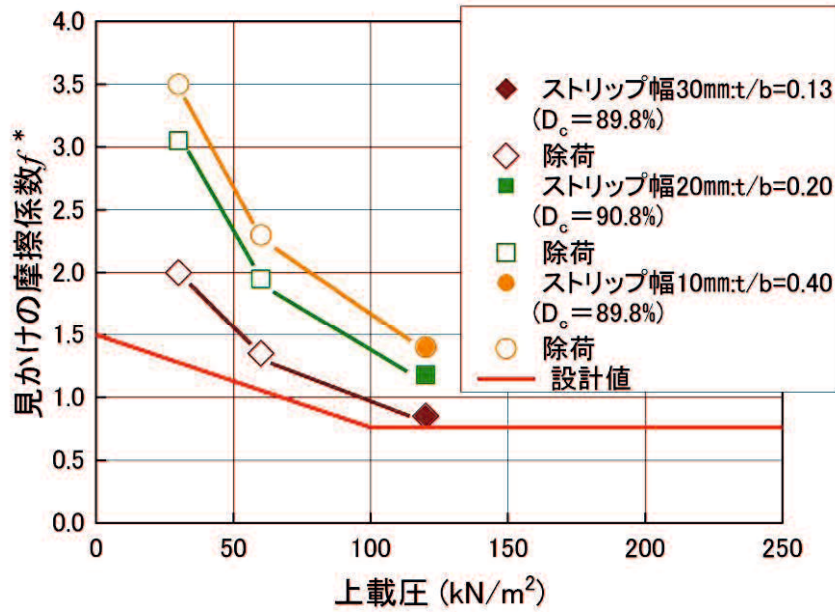


図-4.5.1 補強材幅によるまさ土の見かけの摩擦係数  
(残留値および除荷残留値)

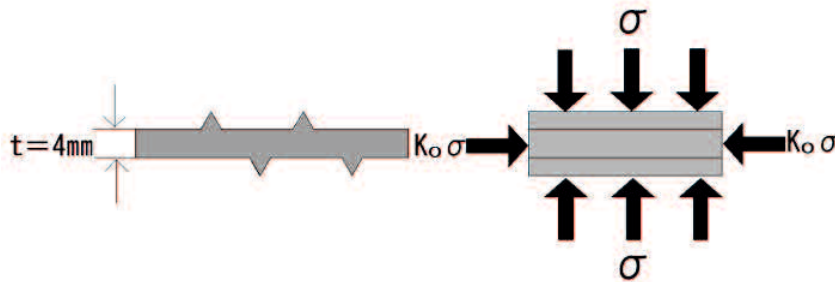


図-4.5.2 補強材の断面形状と作用する応力

図-4.5.1 に示した結果には、 $t/b$  の値が大きくなる幅の狭い補強材の方が見かけの摩擦係数が大きく算出されたと考えられる。 $\sigma=120\text{kN/m}^2$  の引抜き試験結果について、式 (3.2.2)、式 (4.5.1) により試算した  $f^*$  と  $f^{**}$  の比と補強材幅  $b$  の関係を図-4.5.3 に示す。このとき、 $K_0$  は Jaky<sup>1)</sup> の式  $K_0=1-\sin\phi$  を用いて  $\phi=30^\circ$  として  $K_0=0.5$  とした。また、側壁の影響を考慮して  $K_0=1.0$  とした場合についても示した。この結果から、補強材の厚みを考慮して側方の拘束圧の影響を評価することによって、幅の広い補強材の方が、側方の拘束圧の影響が少ないことが分かる。また、厚みが変わった場合でも同様の結論となる。

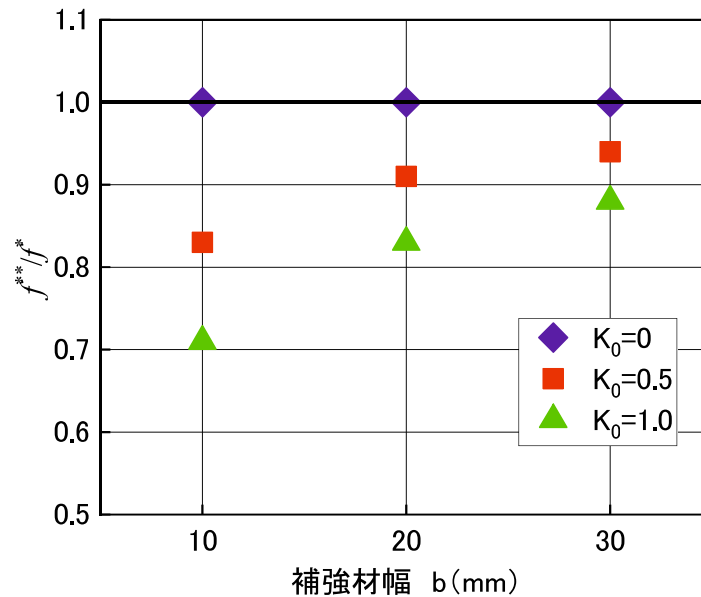




図-4.5.3 補強材幅に厚みを考慮した換算摩擦係数の対比

この他の要因としては、試験体と側壁との間で生じる摩擦の影響も考えられる。一面せん断試験<sup>2)</sup>において指摘されるように、供試体とせん断箱内壁に生じる周面摩擦の影響<sup>3)</sup>と同様な現象が引抜き試験土槽においても生じていることが想定される。側壁に近づくほど周面摩擦の影響度合いが大きいため、幅の広い補強材の方が影響を受けやすいと考えられる。新城ら<sup>3)</sup>の実験で得られた一面せん断試験における周面摩擦の影響は、土質によって20%~30%であることから、端部における低減係数は0.4~0.6となる。そのため側壁部分の低減率は、平均の0.5に仮定した(図-4.5.4)。この考え方で試算すると、試料表面に載荷した荷重が補強材位置に100%作用した状態の中央部の単位荷重を $P_0=1.0$ として、側壁の摩擦によって両端部で0.5に低減する仮定で、補強材幅に作用する分散荷重を換算した場合、幅 $b=10\text{mm}$ で $P_{10}/P_0=0.975$ 、 $b=20\text{mm}$ で $P_{20}/P_0=0.950$ 、 $b=30\text{mm}$ で $P_{30}/P_0=0.925$ となり、幅の狭い補強材の方が周面摩擦の影響を受ける割合が低い。そのため、計測される見かけの摩擦係数も大きくなると考えられる。しかも、その割合は補強材の厚みによる影響度合いよりも少ない(図-4.5.5)。したがって、補強材幅と側壁の距離よりも補強材幅と厚みの関係の影響が大きいことが分かった。そこで、通常は幅60mmある補強材を30mmに狭くすることで側壁による周面摩擦の影響を抑え、厚みの影響も少ないため適当であると考えた。

次に、土槽の高さの影響についても考察する。補強材を挟んで上下の拘束距離がそれぞれ50mm程度と小さい点については、引抜き時における試験体の体積変化(ダイレイタンス)によって拘束圧が上昇または下降する状態に対して、上載荷重が一定になるように手動調整している。さらに、補強材の引抜きに伴い反力板付近に土粒子が集中することで内部応



#### 第4章 小型引抜き試験による引抜き挙動と引抜き摩擦特性の解明

力が上昇する影響を防ぐために、長さ 50mm の応力集中低減カバーを使用していることは既に述べた。そのため、試験機土槽の底部 2 カ所に配置した土圧計による計測値は、引抜きに伴って土粒子が引抜き手前側に移動する影響で、手前側が大きくなり、後方側が小さく推移する傾向を示すが、設定した上載圧以上にはならないことを確認している（, ）。したがって、小型試験機の土槽内部の応力状態は、狭い土槽の中でも想定土被り深度に対応する試験開始時点の上載圧以内の状態であると考えられる。

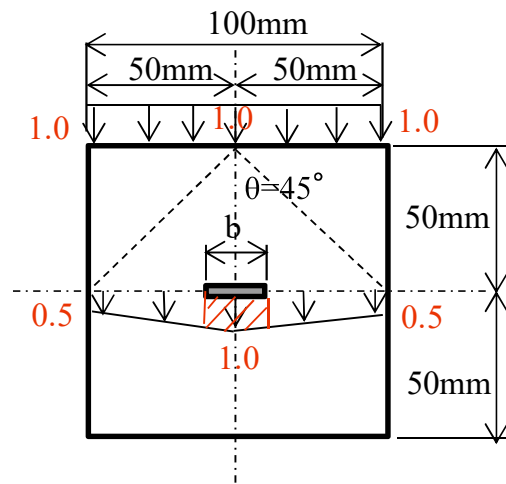


図-4.5.4 土槽内の荷重伝達分布の仮定

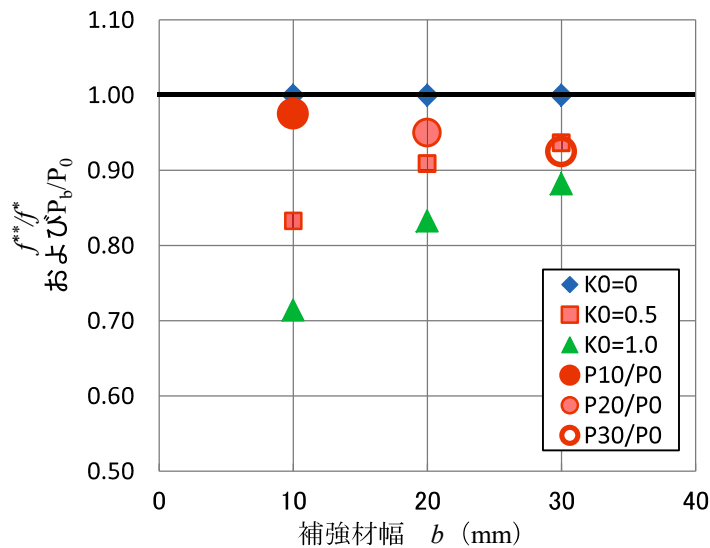


図-4.5.5 土槽内の荷重伝達分布の仮定による低減率と補強材幅に厚みを考慮した換算摩擦係数の対比

ここに、式 (3.2.2), 式 (4.5.1) により試算した  $f^*$  と  $f^{**}$  の比と補強材幅  $b$  の関係, および 図-4.5.4 に示す側壁の摩擦による上載荷重低減の影響を考慮した補強材幅 40, 50, 60mm の推定値の比  $P_b/P_0$  を 図-4.5.6 に示す. 補強材の厚み  $t$  を考慮した  $f^{**}$  は補強材幅が大きくなると影響が小さくなるが, 逆に側壁の影響は大きくなる事が分かる. さらに,  $f^{**}/f^*$  に  $P_b/P_0$  を乗じたものを 図-4.5.7 に示した.  $K_0=0.5$  に着目すると  $b=30\text{mm}$  の場合が最も影響が少ない事が分かる. したがって, 小型試験機における補強材幅は 30mm が適当と考えられる.

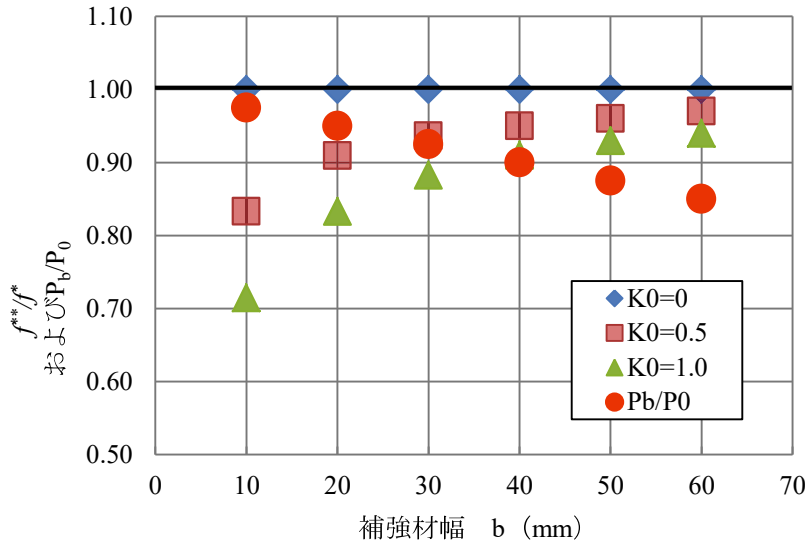


図-4.5.6 土槽内の荷重伝達分布の仮定による低減率と補強材幅に厚みを考慮した換算摩擦係数の対比 (40~50mm の仮定値を追記)

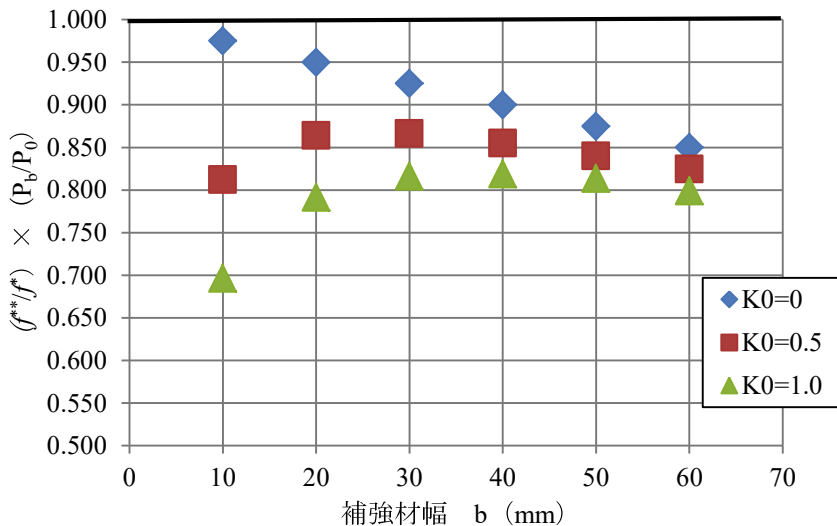


図-4.5.7 荷重伝達分布の低減率を, 補強材幅に厚みを考慮した換算摩擦係数に乗じた場合の対比

4.5.2 締固めエネルギー

1) 小型試験機固有の締固め標準エネルギー

小型試験機の締固めは、専用のランマー（質量 1.5kg, 落下高さ 20cm）を使用することは既に述べた。開発した小型試験機において、現行の細粒分含有率によって適用可能と判定される試料土の摩擦特性が設計値を満足する標準的な  $N_c$  を設定することを試みた。予備試験として  $N_c$  を段階的に増加し、試験を実施したところ、設計値を満足する値として  $N_c=48$  を定めた。ただし、この数値は本試験機に限定したものであることに注意する必要がある。

図-4.5.5 は、 $F_c$  の異なる試料に対して、突固め回数  $N_c$  とそれに対応する見かけの摩擦係数の関係を示すものである。使用した試料は、表-4.2.2 に示す通り、 $F_c$  の違う 5 種の試料である。いずれも細粒分含有率は A 材料の規定内であるため、試験結果は設計値を満足するはずであった。しかし、土被り 6m 相当の載荷重に対する見かけの摩擦係数を計測したところ、 $4 \times 36$  回締固め ( $N_c=36$ ) の結果は設計値を下回っているものがあつた。 $4 \times 48$  回締固め ( $N_c=48$ ) の結果は全て設計値を超えていた。 $4 \times 60$  回締固め ( $N_c=60$ ) の結果も設計値を超えているが、 $N_c=48$  と同等か、それ以下の場合もあつた。この結果より、 $N_c=36$  ではエネルギーが足りていないと考えられ、また、 $N_c=60$  では礫質系の土質材料に対しては専用ランマーが軽量で締固め効果が十分発揮されていないと考えられた。また、一般に  $N_c$  をあげれば  $f^*$  は増加するが、試料 C のみ減少した。その理由として、過転圧の影響によって強度が低下したことが考えられる。したがって、 $N_c$  は 48 回が最小限と考えた<sup>4)</sup>。

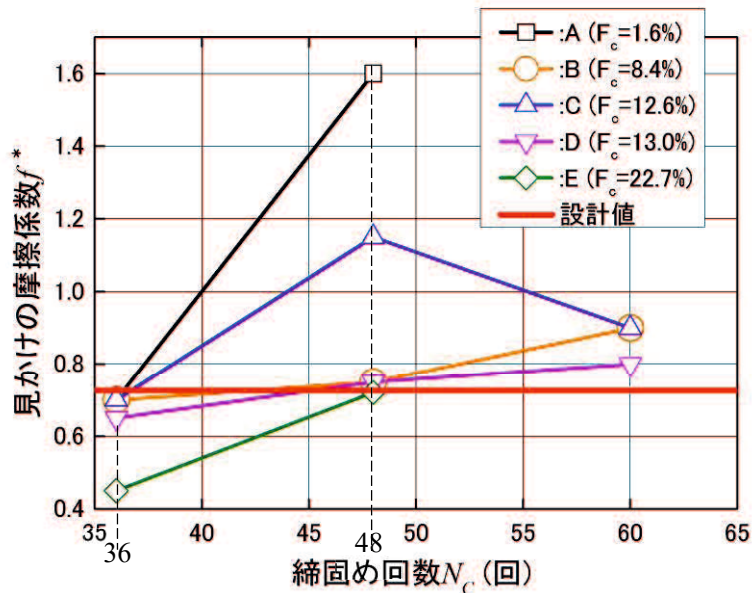


図-4.5.5 締固め回数による見かけの摩擦係数（残留値）と細粒分含有率の関係

また、この時の  $D_c$  は、90%以上でなくてもよいと考えた。その理由を以下に述べる。小型試験機の特徴として、試験に用いたランマーは質量 1.5kg と軽量のため、礫質土等に対しては標準エネルギーで締固めても  $D_c$  は 90% よりも低くなる。しかし、礫質土の場合には  $D_c$  が低い状態でも、上載荷重相当の拘束圧に対して設計値を満足する見かけの摩擦係数が計測された。一方、細粒分の比較的多い材料は、標準エネルギーの  $N_c=48$  で締固めると  $D_c$  が 90% よりも高くなるが、 $D_c$  に応じた見かけの摩擦係数が計測される。したがって、小型試験機においては  $D_c$  が 90% 以下であっても、見かけの摩擦係数が設計値以上を確保できていれば安全側の評価になると考える。このような小型試験機の特性から、90% 以上の締固め度を目標にして試験を行っているが、それを条件とするのではなく、同一エネルギーで締固めを行った状態の見かけの摩擦係数と締固め度を比較して、土質材料の性質に応じた評価を行うこととした。

## 2) Standard Proctor との比較

供試体の締固めに関しては、一般に JIS A 1210 に定められた突固め試験方法<sup>5)</sup>がある。小型試験機で使用する専用ランマーによる小型試験機固有の締固めエネルギーと、突固めによる土の締固め試験で用いられる Standard Proctor<sup>6)</sup> との関係について検証する。

ここに、突固めによる土の締固め試験に用いられる突固め方法について表-4.5.1 に整理する。Standard Proctor の締固め仕事量  $E_c \doteq 550 \text{kJ/m}^3$  は、以下の式で定義されている。

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} \quad (\text{kJ/m}^3) \quad (4.5.1)$$

ここに、 $W_R$ :ランマーの質量 (kN)

$H$ :ランマーの落下高 (m)

$N_B$ :層当たりの突固め回数

$N_L$ :層の数

$V$ :モールドの容積 (締固めた供試体の体積) ( $\text{m}^3$ )

表-4.5.1 突固め方法の種類 (資料<sup>5)</sup> に加筆)

突固め方法 の呼び名	ランマー 質量 kg	モールド 内径 cm	突固め 層数	1層当たりの 突固め回数	許容最大 粒径 mm
A	2.5	10	3	25	19
B	2.5	15	3	55	37.5
C	4.5	10	5	25	19
D	4.5	15	5	55	19
E	4.5	15	3	92	37.5
(小型試験機)	1.5	(10×30)	4	48	9.5

#### 第4章 小型引抜き試験による引抜き挙動と引抜き摩擦特性の解明

小型試験機の専用ランマーによる標準エネルギー $N_c=48$  (4層×48回)の締固め仕事量 $E_{cl}$ を式(4.5.1)で算出すると、

$$W_R: \text{ランマーの質量 (kN)} = 1.5\text{kg} = 0.015\text{kN}$$

$$H: \text{ランマーの落下高 (m)} = 0.2\text{m}$$

$$N_B: \text{層当たりの突固め回数} = 48$$

$$N_L: \text{層の数} = 4$$

$$V: \text{モールドの容積 (締固めた供試体の体積) (m}^3\text{)} = 0.3 \times 0.1 \times 0.1 = 0.003\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} E_{cl} &= \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} = \frac{0.015 \times 0.2 \times 48 \times 4}{0.003} \\ &= 192 \text{ (kJ/m}^3\text{)} < E_c \doteq 550 \text{ (kJ/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

したがって、小型試験機の標準エネルギーは **Standard Proctor** と比較して小さいことが分かる。しかし、**3.3 試験方法の写真-3.3.7** に示す通り、土槽の枠に合わせて突固めを行うためにランマーの下部にプレートを設けている。そのため、補強材を敷設する土槽中央部における締固め状態は、重なり合った締固めエネルギーを受けており、算出したエネルギーよりも大きくなっていることが考えられる。

小型試験機の専用ランマーによる標準締固め回数の締固めエネルギーは、**Standard Proctor** と比較して小さいが、砂質土において最大乾燥密度の90%程度、礫質土では85%程度の締固め度が得られており、締固め度に応じた安全側の計測値が得られるものと考えられる。また、土槽の下部には土圧計が設置されており、質量の大きなランマーの突固めによる損傷を避けるためにも、専用ランマーによる突固めが適していると考えられる。

### 4.5.3 引抜き速度の影響

小型引抜き試験における鋼製帯状補強材の引抜き速度は、油圧ジャッキによる現場引抜き試験の引抜き速度  $v$  を参考にして、 $4.5\text{mm/min}$  とした。その大きさは、一般的に行われている室内試験での  $v=1\text{mm/min}$ <sup>7)</sup> よりも大きいですが、現場実務への適用を考慮し、試験の迅速化を図るために設定した。そこで、その引抜き速度の妥当性を検討するために、同一試料（表-4.2.3）、同一締固め条件 ( $N_c=48$ ) で、 $v$  のみを変化させた試験を実施した。図-4.5.6 に  $f^*$  と  $v$  の関係を示している。 $f^*$  は引抜き速度に相関はみられなかった。この結果より、鋼製帯状補強材を用いた引抜き抵抗値は、引抜き速度  $1\text{mm}\sim 6\text{mm/min}$  の範囲においては、引抜き速度の影響は小さいといえる。田坂ら<sup>8)</sup> により、引抜き抵抗に及ぼす引抜き速度の影響は小さいことが報告されている。

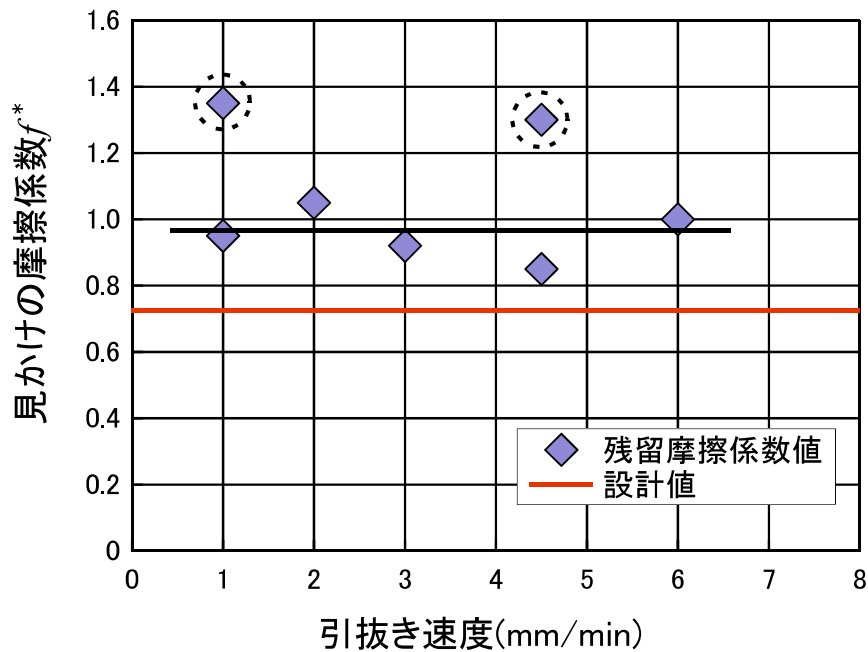


図-4.5.6 引抜き速度と見かけの摩擦係数の相関

#### 4.5.4 締固め密度の影響

$f^*$ は引抜き速度に相関はみられなかった。そこで、図-4.5.7に示すように締固め度との相関を整理したところ、概ね線形の相関がみられ、締固め度がわずかに増加するだけでも見かけの摩擦係数が高くなる傾向が認められた。この結果より、鋼製帯状補強材を用いた引抜き抵抗値は、引抜き速度 1mm~6mm/min の範囲においては、引抜き速度の影響は小さく、むしろ締固め度の影響が大きいといえる。なお、同一エネルギーで締固めた試料が、1%程度のわずかな密度の差によって、見かけの摩擦係数が 0.85~1.35 の範囲にバラついた原因は、使用した土質がまさ土であり、摩擦抵抗力の発現が顕著なため、結果への影響が大きかったと考えられる。また、まさ土の摩擦抵抗力が大きく発現する理由は、礫分の土粒子が角張っており、礫粒子同士のかみ合わせが強固なため、帯鋼表面との摩擦抵抗に増して、帯鋼リブの引抜き抵抗に及ぼすダイレイタンスー効果が大きく発現するためと考えられる。

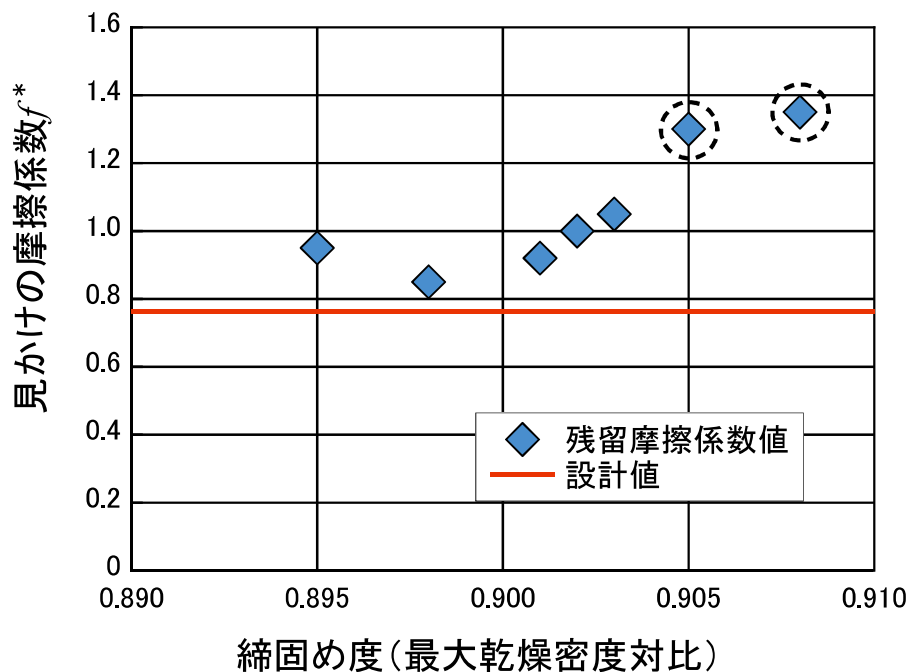


図-4.5.7 締固め度と見かけの摩擦係数の相関

#### 4.6 土質の違いによる検証

##### 4.6.1 3種の土質材料についての検証

豊浦標準砂，まさ土，関東ロームの3種の盛土材料について，同じ30mm幅の補強材を用いて引抜き試験を実施した<sup>9)</sup>．表-4.2.4に示す通り，豊浦標準砂とまさ土の細粒分含有率は25%以下のためA材料に分類される．関東ロームは，細粒分含有率がB材料の規定( $25\% < F_c \leq 35\%$ )を超えているため適用外の盛土材料となる．計測された結果は，図-4.6.1に示す通り，豊浦標準砂とまさ土についてはA材料の設計で用いる数値を上回っている．しかし，関東ロームはB材料の設計値よりも低い数値が確認された．これは，細粒分含有率の違う土質の，見かけの摩擦係数の違いが適正に計測できていると考えられる．しかし，関東ロームは，適用外の土質にしては比較的高い数値が計測された．その理由として最適含水比に近い状態で十分に締固めた状態においては，粘着力項の抵抗が高く計測されたと考えられる．したがって，粘性土質の場合には，土被りが少ない領域における粘着力による引抜き抵抗力が，みかけの摩擦係数として評価されてしまうことに注意が必要である．また，豊浦標準砂の試験結果は，ばらつきのある傾向がみられた．この理由は，粒径が揃った均等係数の小さな豊浦標準砂に対して，ランマーによる締固めが均等に出来ていなかったためと考えられる．

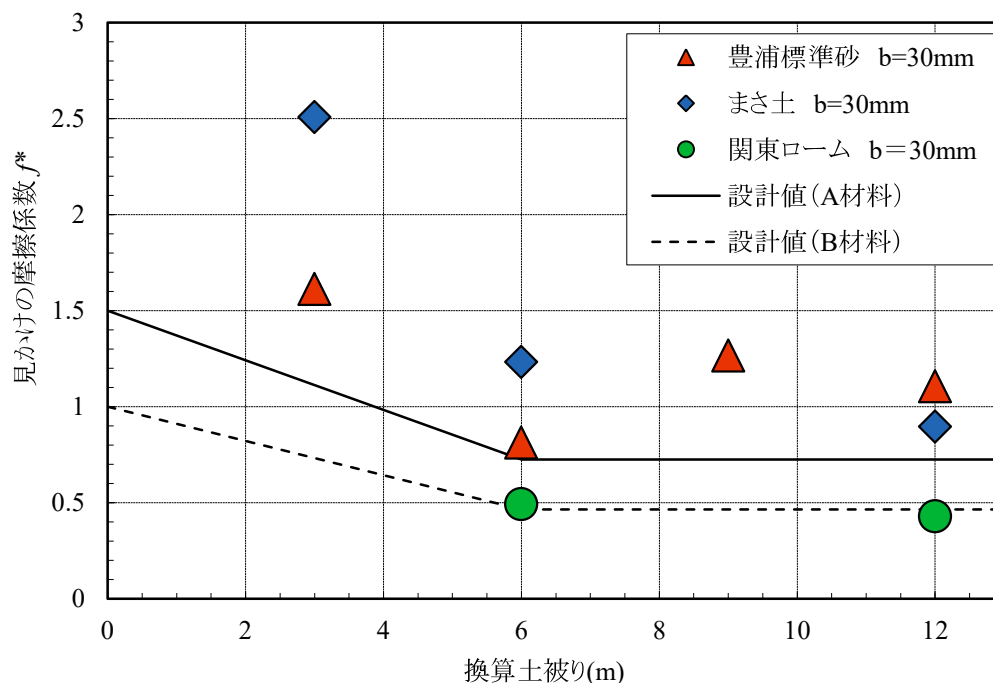


図-4.6.1 3種の土質による見かけの摩擦係数と土被りの相関



#### 4.6.2 B材料についての検証

本節で検討する土質材料は、表-4.2.5に示す通り、細粒分の含有率が34.4%であり、B材料 ( $25\% < F_c \leq 35\%$ ) の範囲に属するものであった。しかし、三軸圧縮試験の結果では、せん断抵抗角が  $31.0^\circ (\geq 30^\circ)$  と設計条件を満足していた。

B材料はA材料に比べて細粒分含有率が多いことにより、見かけの摩擦係数が低下する。そのため、そのままの状態を使用する場合には設計で用いる数値も低減して使用することになっている<sup>10)</sup>。この土質材料を自然含水比状態で小型引抜き試験を実施した結果を図-4.6.2に示すが、B材料の設計値を下回っていた。また、3.5m相当の土被りでの試験結果は極端に低い数値が計測された。その理由は、7m相当の土被りでの試験を行った後に、同一試料を再度締固めて試験したために、細粒分含有率が高めの当該試料は、応力履歴による練返し状態となり強度が低下したと考えられる。そこで、未使用の試料を曝気乾燥させて最適含水比状態にした材料で再度試験を実施すると、A材料の設計値は下回ったが、B材料の設計値を満足する結果が得られた。したがって、せん断抵抗角が設計条件 ( $\phi \geq 30^\circ$ ) を満足していても、適切な含水比状態で締固めを行わないと、必要な摩擦抵抗力が発揮できないことが改めて確認できたとともに、当該試料の摩擦特性が適正に計測できた。

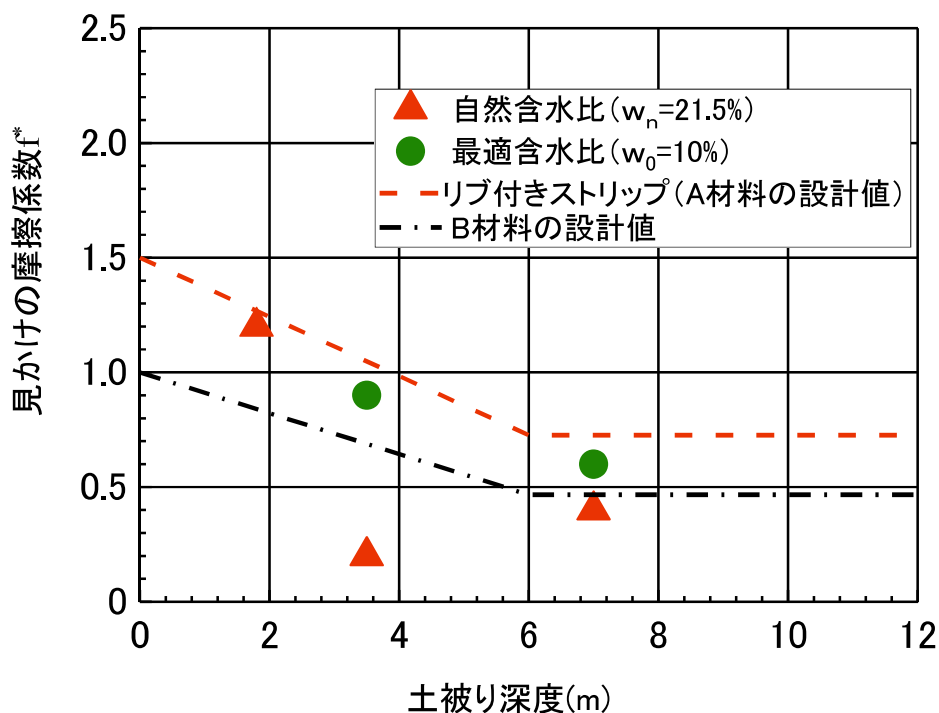


図-4.6.2 含水比を調整したB材料の小型引抜き試験結果

4.7 他の引抜き試験機との比較

図-4.4.1の試験と同じまさ土を使って、つくばの大型試験機で摩擦特性を調べた。

大型試験機の試験条件は、 $D_c=90\%$ 、引抜き速度は、 $1\text{mm/min}$ で行った。試験ケースと試験結果を表-4.2.6、図-4.7.1に示す。ここに、大型試験機と小型試験機の試験方法は同じでないため比較できない点もあり、計測値の傾向を見るに留まることに注意が必要である。試験結果は、どちらも土被りが浅い場合に大きな見かけの摩擦係数が計測される傾向は変わらない。さらに、土被りに応じた見かけの摩擦係数は同等の値になっている。したがって、小型試験機と大型試験機のサイズによる差は少なく、土槽サイズの違いによる補正は必要無いと考えられる。

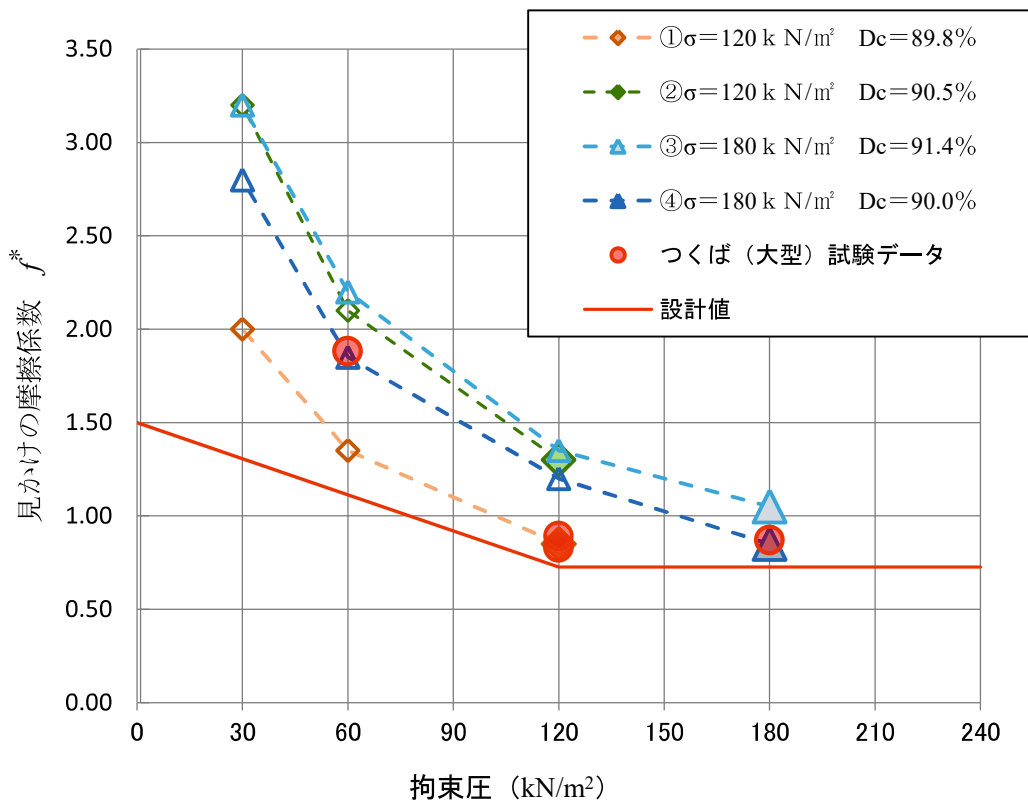


図-4.7.1 同じまさ土を使用した小型試験と大型試験の相関

#### 4.8 結語

本章においては、小型試験機で計測される値の特徴および特性について整理した。また、小型試験機固有の影響因子に対する検討をおこなった。得られた結果は以下の通りである。

- 1) 小型試験機において計測される摩擦係数の上限値、引抜きを止めた後の残留値および除荷による残留値を定義し、引抜きを止めた後の残留値と上載荷重を除荷して得られる残留値との相関があることが分かった。
- 2) 小型試験機のサイズの影響に関して、幅の違う補強材を用いて検証を行った結果、補強材と側壁との間の距離よりもむしろ補強材幅と厚みの関係の影響が大きいことが分かった。したがって、小型試験機における補強材幅は30mmが適当と考えられる。また、土槽高さの影響は上載荷重を一定に保つ方法で行うことにより小さくすることができ、土槽内の応力状態を想定土被り状態に保つことができる。
- 3) 突固め回数を変えて見かけの摩擦係数を計測した結果、4層×48回突固めの場合に設計値を上回る摩擦係数の値が得られた。これを標準エネルギーとして試験体を作製することで、土質に応じた締固め度と引抜き特性が得られる。
- 4) 同一試料で引抜き速度を変えて試験した結果、引抜き速度と見かけの摩擦係数との相関はみられなかった。締固め度との相関を整理したところ、概ね線形の相関がみられ、締固め度がわずかに増加するだけでも見かけの摩擦係数が高くなる傾向が認められた。
- 5) 細粒分含有率の違う3種の盛土材料による摩擦特性を検証した結果、A材料に分類される豊浦標準砂、まさ土はA材料の設計値が確認できた。また、適用外の関東ロームはB材料の設計値を下回る値が確認できた。これらにより、細粒分含有率の違いによる見かけの摩擦係数が適正に判断できていることが確認できた。
- 6) 三軸圧縮試験で $\phi \geq 30^\circ$ が確認されたB材料でも、適正な含水比で試験しないとB材料の設計値を満足しなかった。摩擦特性の評価には含水比状態が影響するため注意が必要である。また、同一試料を繰り返し使用した試験では極端に低い値が確認された。
- 7) 大型試験機の結果との相関を調べた結果、どちらも土被りが浅い場合に大きな見かけの摩擦係数が計測される傾向は変わらない。さらに、土被りに応じた見かけの摩擦係数は同等の値になっている。したがって、小型試験機と大型試験機のサイズによる差は少なく、土槽サイズの違いによる補正は必要無いと考えられる。

参考文献

- 1) Jaky, J. : Pressure in soils, Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.103-107, 1948.
- 2) 公益社団法人地盤工学会：土の一面せん断試験，地盤材料試験の方法と解説, pp.661-699, 2009.
- 3) 新城俊也, 宮城調勝, 小宮康明, 永吉功治：一面せん断試験による砂のせん断強度の一決定法, 琉球大学農学部学術報告 No.50, pp.117-124, 2003.
- 4) 佐原邦朋, 鈴木素之, 藤田義成：現場使用を想定した鋼製帯状補強土壁用小型引抜き試験機による摩擦特性評価, 土木学会論文集 C (地圏工学) , Vol.76, No.1, 12-25, 2020.
- 5) 公益社団法人地盤工学会：突固めによる土の締固め試験方法(JIS A 1210:2009), 地盤材料試験の方法と解説, pp.373-385, 2009.
- 6) 公益社団法人地盤工学会：突固めによる土の締固め試験, 地盤材料試験の方法と解説, pp.376-377, 2009.
- 7) 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.
- 8) 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, Vol.66, No.3, pp.516-529, 2010.
- 9) 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.
- 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4回改訂版, 2014.

## 第5章 現場引抜き試験との結果検証

### 5.1 序言

本章においては、現場での適用性を検証するために、以下の2点を検討した。

- ① 現場引抜き試験結果との整合
- ② 礫質土などの大きな粒径を含む土質材料に対する適用性

さらに、2016年熊本地震で被災した補強土壁<sup>1)</sup>の安定性を評価するために活用した事例を報告する。

### 5.2 現場引抜き試験と小型試験機との比較

摩擦係数を確認する方法として、一般的に現場引抜き試験が行われている<sup>2) 3)</sup>。現場引抜き試験とは、施工途中に引抜き試験用補強材を設置しておき、所定の土被りになった時に油圧ジャッキを用いて引抜き抵抗力を計測するものである(写真-5.2.1, 図-5.2.1, 図-5.2.2)。図-5.2.2に示すように、現場引抜き試験においても壁背面に塩ビ管を設置することで、引抜きによる口元の応力集中を防ぐ工夫がされている。したがって、引抜き口における現場と小型試験機の条件はほぼ同様であると考えられる。試験方法は、荷重制御で5kN毎に段階的に引抜き、各荷重段階で1分間引抜き荷重を保持する。各荷重段階において、引抜き変位量を計測しながら、引抜き荷重のピーク値が確認された時点で試験を終了する。計測された引抜き荷重、土被り厚さによる上載圧、埋設した補強材の表面積によって算出される見かけの摩擦係数(式(3.2.2))が設計値を満足していることが確認される。

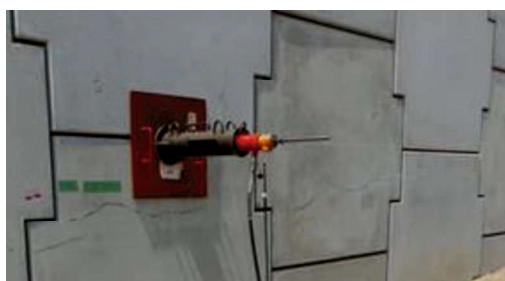


写真-5.2.1 現場引抜き試験状況

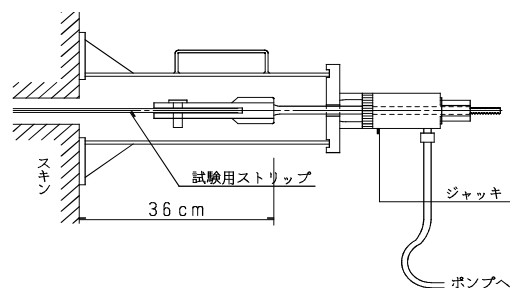


図-5.2.1 現場引抜き試験の方法

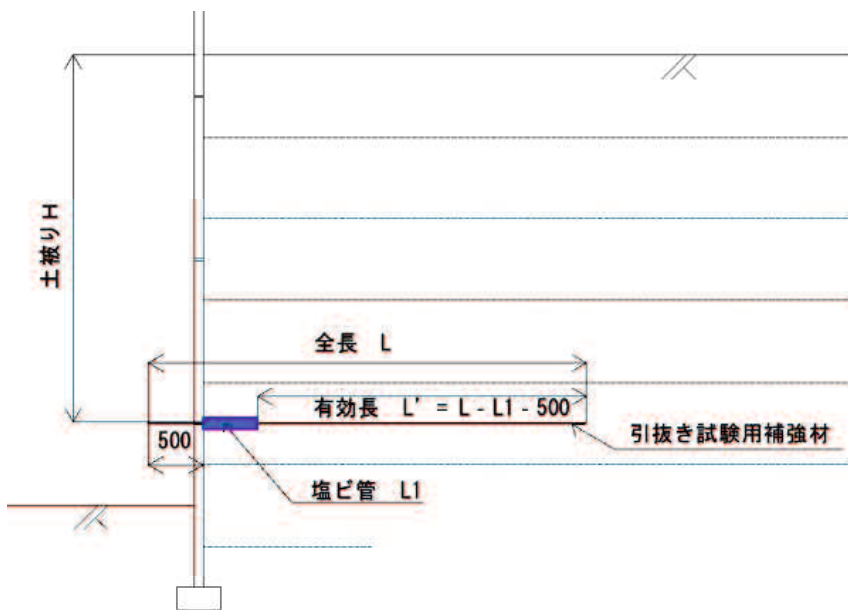


図-5.2.2 現場引抜き試験の計画断面図

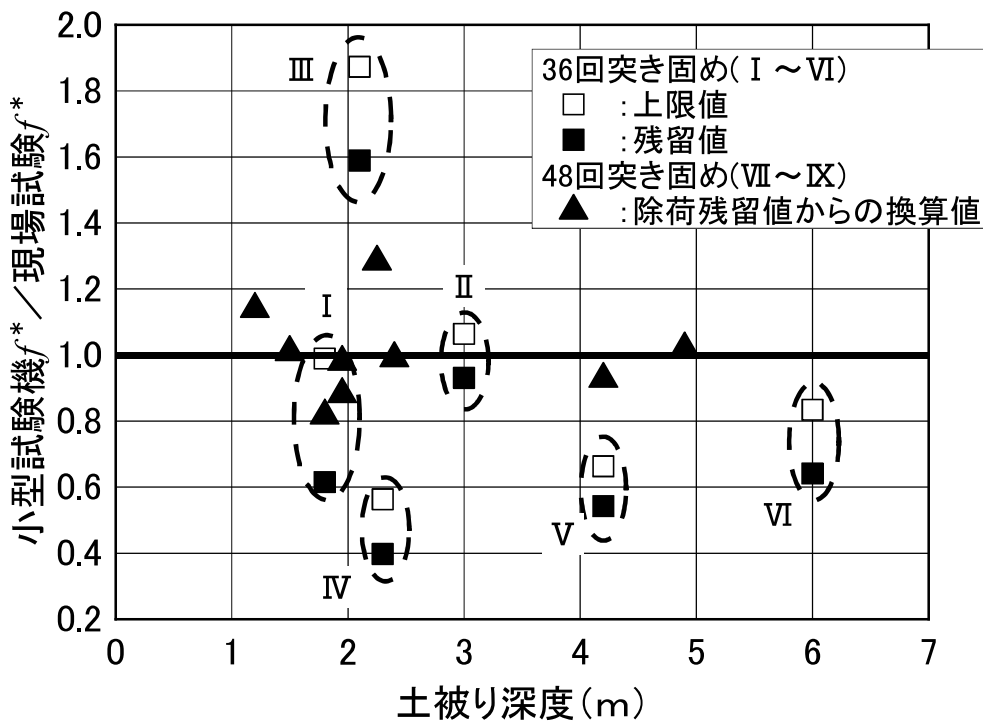


図-5.2.3 現場引抜き試験と小型試験機の相関

そこで、小型試験機と現場引抜き試験結果の相関を検討するために、双方の試験結果の比較を図-5.2.3に整理した<sup>4)</sup>。図示したデータの土質特性、試験条件および試験結果を表-5.2.1に示す。各土被り深度における見かけの摩擦係数を小型試験機と現場引抜き試験との比率で表記した。 $N_c=36$ 回/層の場合の摩擦係数の上限値を□、残留値を■の記号で示した。 $N_c=48$ 回/層の場合は、除荷時の見かけの摩擦係数と土被りの関係において、土被り相当の換算値を求めて▲の記号で示した。36回/層の方が、48回/層よりも上限値、残留値ともに小型試験機と現場引抜き試験との差が大きいことが分かる。ただし36回/層においても一部のデータ（試料 I, II）のように上限値が良い整合を示しているものもある。また、差が大きいものの原因としては、現場引抜き試験を実施した土質材料と小型試験を実施した土質材料の細粒分含有率の違いが影響していると考えられる（試料 III, V, VI）。これは、現場引抜き試験を行った現場から小型試験用の土質試料を採取したが、まったく同一の土質試料が採取できていない可能性がある。現場においては施工期間内に発生する盛土材料の状態、気温や降雨による含水比の変化および締固め施工品質のバラツキなどの影響で計測値にも影響が出やすいと考えられる。さらに、小型試験機の方が細粒分の含有率が少ないのに摩擦係数が低い理由として、突固め回数が不足していたことが考えられる（試料 IV）。また、 $N_c=48$ の結果に部分的に差が生じている理由は、現場引抜き試験結果のバラつきもあるが、小型試験機の値は除荷による残留値である点も考えられる。この残留値は高い上載荷重を載荷した後に除荷して得られるもので、土質によっては拘束圧が残留する影響により高めの引抜き抵抗が計測されると考えられる。しかし、全体の傾向として  $N_c=36$  と比較して  $N_c=48$  の結果は比率 1.0 の近くに分布し、小型試験機と現場引抜き試験のどちらか一方のみが大きくなるといった傾向はみられない。したがって、 $N_c=48$  が妥当であり、現場引抜き試験と小型試験機の土槽サイズ差による補正の必要性は無いと考えられる。

表-5.2.1 現場引抜き試験と小型試験機との比較検証用土質材料の試験条件および試験結果

試料名		土質試験	I	II	III	IV	V	VI	VII		VIII		IX				
			砕石	砂質礫	礫質砂	砂質礫	砂質礫	砂質礫	礫質砂	再生砕石	砂質礫		砂質礫				
細粒分含有率 $F_c$	(%)	現場	—	6.2	10.7	13.2	19.4	19.9	—	—	4.2		4.0				
		小型	3.5	—	6.2	6.7	36.4	25.2	8.4	1.6	3.9		3.9				
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$	( $g/cm^3$ )	—	2.024	1.809	1.867	—	1.879	1.862	1.906	1.905	1.992	2.065	2.043				
最適含水比 $w_{opt}$	(%)	—	6.9	15.2	13.0	—	11.2	13.7	4.7	12.5	10.7	9.3	9.1				
自然含水比 $w_n$	(%)	現場	3.0	16.1	7.4	—	11.5	13.4	—	—	—	5.5	5.9				
		小型	—	—	4.4	10.0	9.2	17.3	6.4	7.3	9.0	—	2.6				
湿潤密度 $\rho_t$	(g/cm <sup>3</sup> )	現場	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.074	2.116		2.143		
		小型	—	—	—	1.898	—	—	1.982	1.740	1.847	—	1.826				
乾燥密度 $\rho_d$	(g/cm <sup>3</sup> )	現場	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.966	1.998		2.024		
		小型	—	—	—	1.725	—	—	1.830	1.622	1.694	—	1.780				
締固め度 $D_c$	(%)	現場	—	—	—	—	—	—	—	—	—	95.2	97.8		99.1		
		小型	—	—	—	—	—	—	—	96.0	85.0	85.0	—	87.1			
突固め回数 $N_c$	(回/層)	小型	36						48								
引抜き速度 $v$	(mm/min)	小型	4.5														
土被り深度 $h$	(m)	現場	1.8	3.0	2.1	6.0	4.2	2.3	1.8	1.2	1.5	2.3	2.4	4.2	4.9	2.0	2.0
見かけの摩擦係数 $f^*$	現場		3.74	1.88	1.76	1.56	1.66	3.02	2.51	4.67	2.92	1.95	2.47	1.75	1.40	2.89	3.21
	小型	上限値	3.70	2.00	3.30	1.30	1.10	1.70	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		残留値	2.30	1.75	2.80	1.00	0.90	1.20	2.05	5.32	2.95	2.50	2.45	1.62	1.43	2.83	2.83

注1: VII・VIII・IXの小型試験機の残留値は、除荷による残留値からの換算値を使用

注2: 本試料の  $N_c=36$  のシリーズは、予備的検討として実施したものであるために、未測定の数値がある



5.3 礫分最大粒径の影響

礫質土を対象として試験する場合には、9.5mm を超える割合が多くなるため、9.5mm 以下でふるい調整した試料と現場引抜き試験の相関が懸念される。検証した現場で使用されている盛土材料は、表-5.2.1 の試料 IX に示す通り、 $F_c=4.0\%$ の礫質土である。したがって、9.5mm ふるいの通過質量百分率は53.0%，19mm ふるいでも69.0%と全体に占める割合が低い（図-5.3.1）。そこで、①9.5mm 以下でふるい調整した試料と②19mm 以下でふるい調整した試料の小型試験を行い、現場引抜き試験との相関を検証した。粒度調整を行う前と19mm 以下、9.5mm 以下にふるい分けした試料の状況を写真-5.3.1 に示す。小型試験の実施時に行った粒度試験では、さらに19mm を超える礫の割合が多かった（図-5.3.1）。小型試験の結果は、図-5.3.2 に示す通り9.5mm ふるいよりも19mm ふるいで調整した試料の方が若干高い摩擦係数が計測された。しかし、その差は15%程度であった。さらに、現場引抜き試験との比較では、小型試験機の結果と良い整合が見られ、9.5mm ふるいの結果は安全側の計測結果となった。このことより、現場引抜き試験と小型試験機の対比は、比較的良い相関を示しているといえる。粒度調整することで締固め特性も変化するが、引抜き試験においてはその影響は小さい結果が得られた。この理由は大きな礫を含む土質材料であっても、実際には大礫の周囲にある小礫や砂分の摩擦が働くためにその影響度合いは大きくないと考えられる。したがって、礫質土の場合においても小型試験機による計測値を現場引抜き試験と整合させるためのサイズ補正を行う必要は無いと考える。しかし、粒径9.5mm 以下の含まれる割合が低い礫質材料に対しては適用が難しいと考えられる。

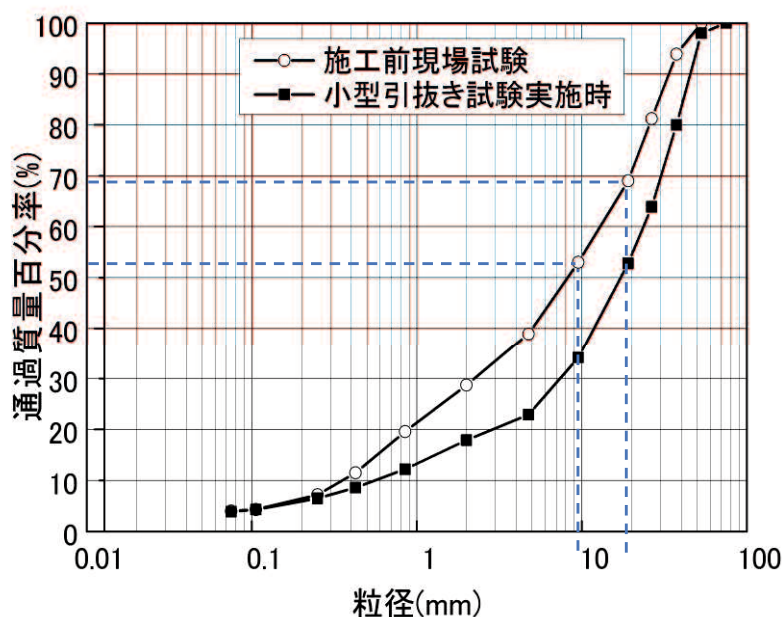


図-5.3.1 現場と小型試験機の粒度分布



(a) 試料採取状態



(b) 19mm ふるい調整後



(c) 9.5mm ふるい調整後

写真-5.3.1 各試料の状態

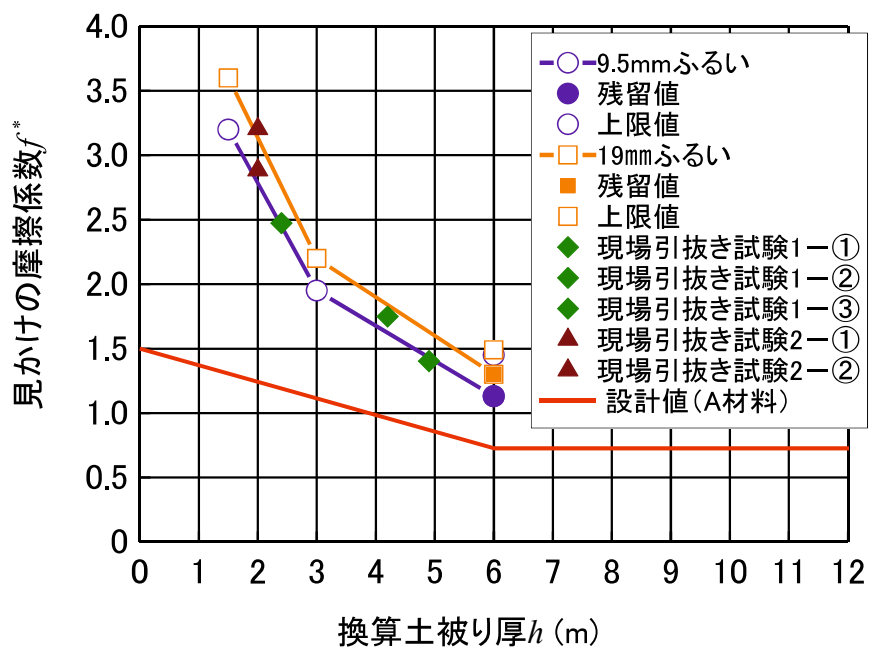


図-5.3.2 最大粒径の違う小型試験機の結果と現場引抜き試験の比較

## 5.4 2016年熊本地震での被災構造物の調査適用例

### 5.4.1 被災要因調査と健全度判定調査への適用例

2016年熊本地震において被災した鋼製帯状補強土壁工法の現地調査において、小型引抜き試験機を活用した事例を報告する。

調査を実施した現場は全延長の一部のみ崩壊に至り、他の部分は残存している特徴を有していた<sup>1)</sup> (写真-5.4.1)。そのため、崩壊に至った要因の究明および残存部の安定性の確認が必要であった。そこで、残存部の安定性を確認するためのコア抜きによる現場引抜き試験を実施した (写真-5.4.2)。しかし、現場引抜き試験を実施する補強材は、現在でも構造部材の一部として抵抗力を発揮しているため、極限值まで引抜いて抵抗力を確認することはできない。なぜならば、極限值まで引抜き抵抗を確認した後は、引抜き抵抗力は低下して元の力を保持できないためである。そのため、設計で想定される必要抵抗力を算出し、その値を確認することで安定性を確認する事とした。現場引抜き試験で確認された見かけの摩擦係数を図-5.4.1に示す。

しかし、設計値と同等以上の引抜き抵抗を確認することができても、どの程度の安全余裕度があるのかは不明である。そこで、現地で採取した裏込め土を用いた小型試験機による摩擦特性確認試験を実施した。結果を現場引抜き試験結果と同じグラフに示すが、設計に対して約2倍近い安全余裕度があることが確認できた。また、三軸圧縮試験による内部摩擦角の確認においても設計の $\phi=30^\circ$ を十分上回る $\phi_d=41.0^\circ$ が確認できた。

これらのことより、被災した補強土壁に使用されていた盛土材料の品質は規定値を十分満たしていることが確認され、補強土壁の被災要因は、内部安定要因ではなく外的安定要因による可能性が高いと推察された<sup>5)</sup>。また、残存部の摩擦特性には安全余裕度があるため内部安定性は確保されていることが推察され、補強対策などは必要ない事が判断できた。

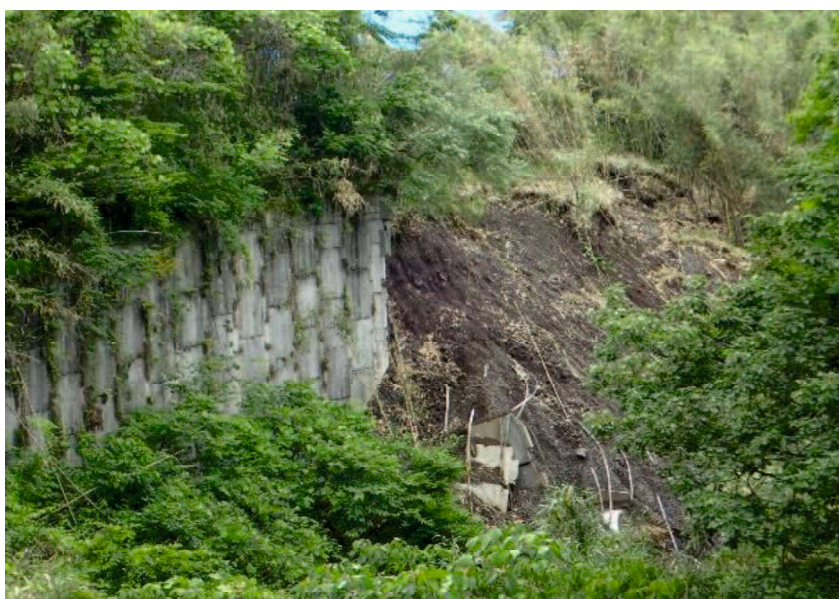


写真-5.4.1 部分的に崩壊した補強土壁



写真-5.4.2 健全度調査（コア抜きによる現場引抜き試験状況）

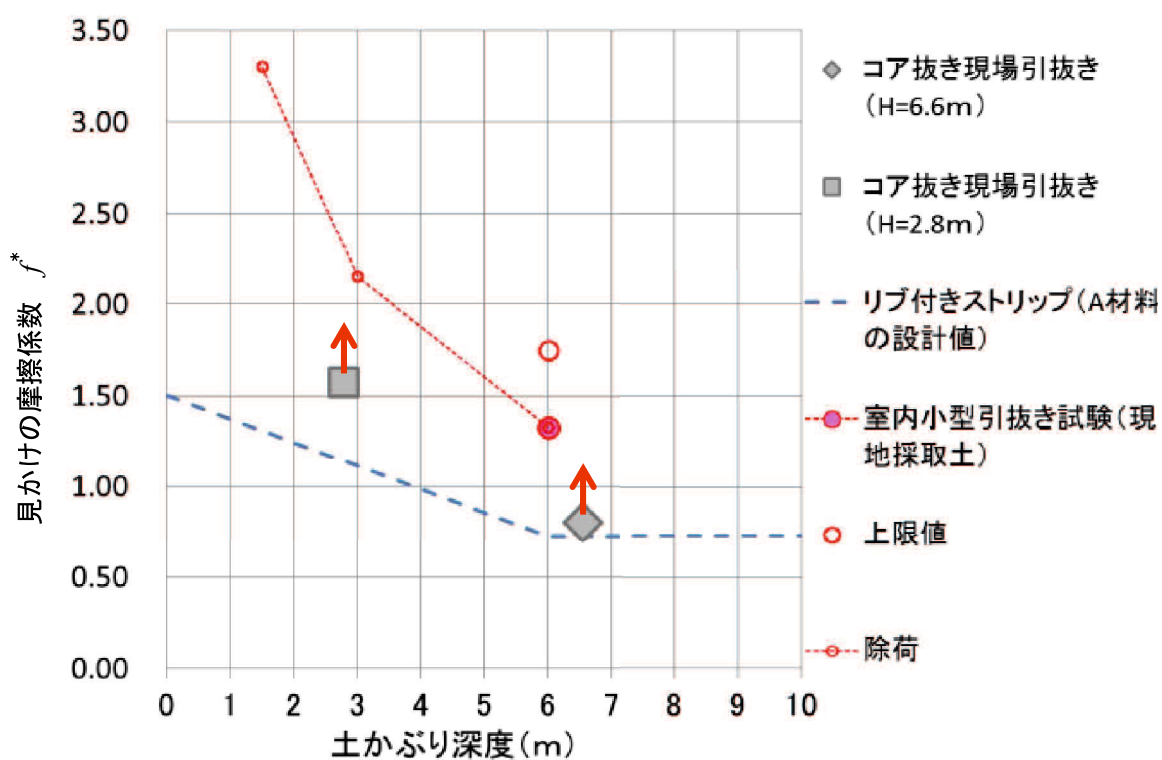


図-5.4.1 コア抜きによる現場引抜き試験結果と  
 小型試験機による室内引抜き試験結果  
 注：図中の矢印は、現場引抜き試験結果はピーク値でない事を示す



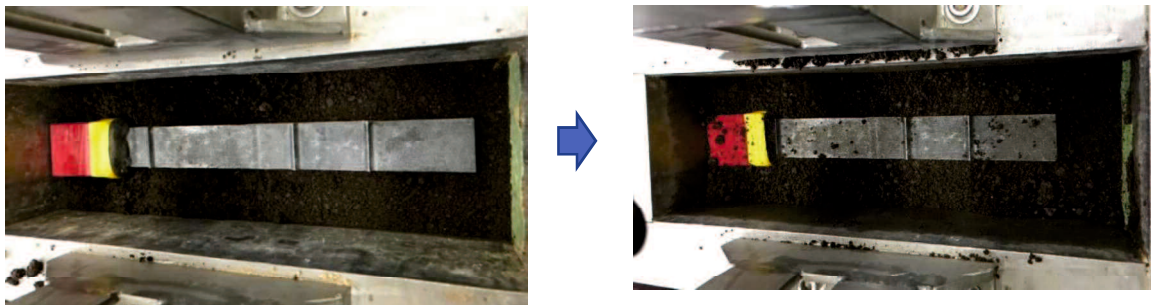
(a) 試料採取状態



(b) 19mm ふるい調整後

(c) 9.5mm ふるい調整後

写真-5.4.3 現地採取土の粒度調整



(a) 引抜き試験前状態

(b) 引抜き試験後の状況



(c) 試験後の補強材下面摩擦抵抗状態

写真-5.4.4 現地採取土の小型引抜き試験状況

## 第5章 現場引抜き試験との結果検証

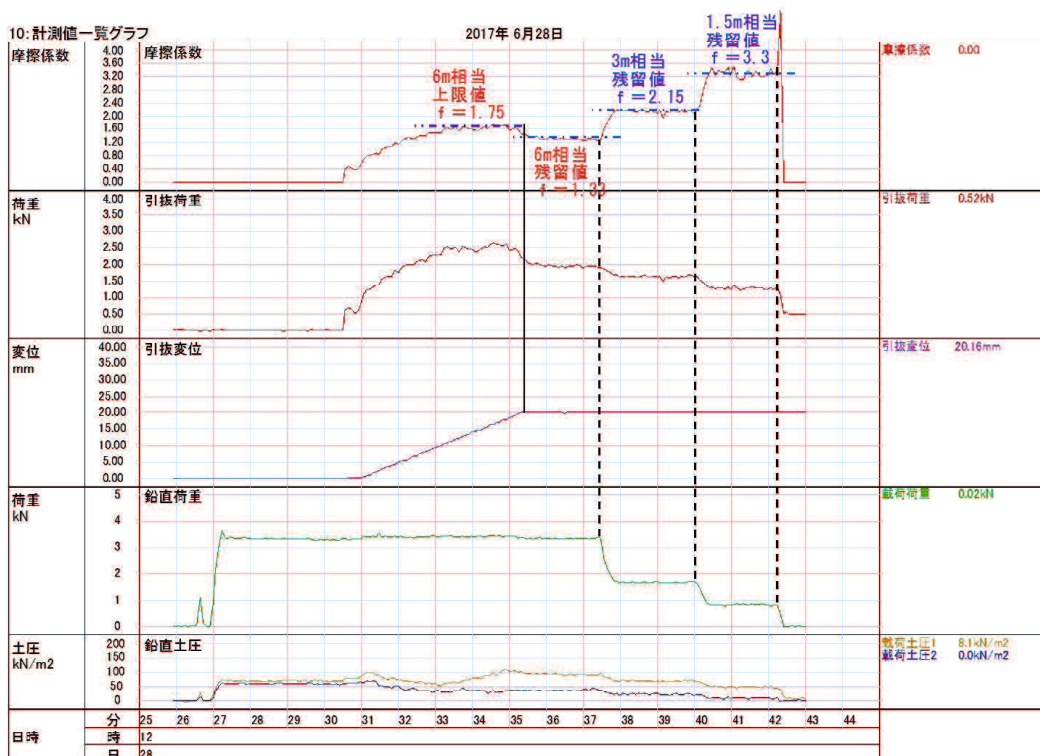


図-5.4.2 小型試験機のデータロガー計測値

表-5.4.1 現地採取土の物性値と小型引抜き試験結果

試料名			現地採取土
試験ケース (換算土被り)			6m
土粒子密度	$\rho_s$	(g/cm <sup>3</sup> )	2.804
細粒分含有率	$F_c$	(%)	8.4
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$	(g/cm <sup>3</sup> )	1.914
最適含水比	$w_{opt}$	(%)	11.4
自然含水比	$w_n$	(%)	11.4
湿潤密度	$\rho_t$	(g/cm <sup>3</sup> )	1.891
乾燥密度	$\rho_d$	(g/cm <sup>3</sup> )	1.698
締固め度	$D_c$	(%)	88.7
締固めエネルギー	$N_c$	(回/層)	48
引抜き速度	$v$	(mm/min)	4.5
見かけの摩擦係数 計測結果	$f^*$	6m(上限値)	1.75
		6m(残留値)	1.33
		3m(除荷残留値)	2.15
		1.5m(除荷残留値)	3.30

5.4.2 被災要因の推定

(1) 熊本地震における各種構造物の被災の特徴

本震による熊本県内の推定震度分布と各種構造物の位置関係を図-5.4.3に示す。図中の黄色塗りプロットは損傷が著しい構造物を示す。なお、本調査<sup>5)</sup>は本震後に行ったため、前震と本震による影響を分けていないことに留意する。調査対象とした補強土壁は震度7から震度5弱の揺れを示した地域に分布していた。同程度の震度でも損傷したものとそうでないものが認められる。特に、県道28号線沿いでは、震動の大きさは一様でなく、ほとんどの構造物が損傷を受けている。補強土壁と同様に、のり面対策工等の他の構造物も震度と損傷規模との相関性は低い。

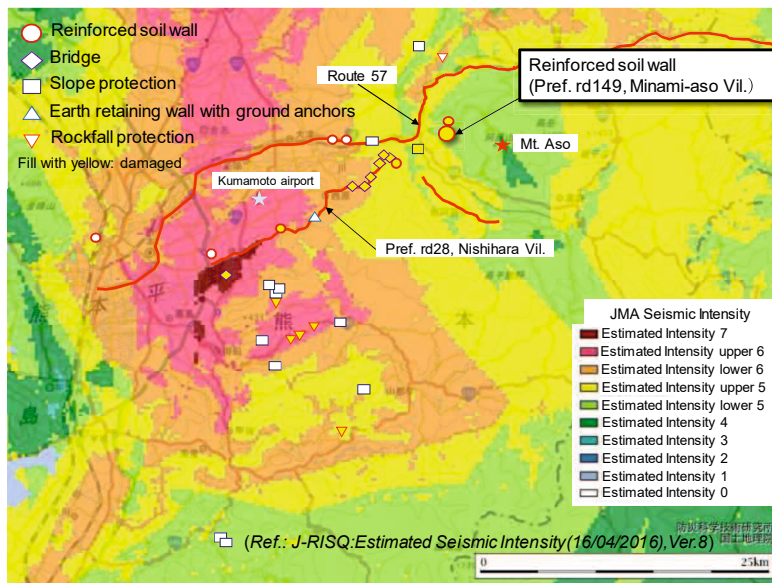


図-5.4.3 推定震度分布と被災構造物の位置関係  
(推定震度分布：防災科学研究所 Web より引用)

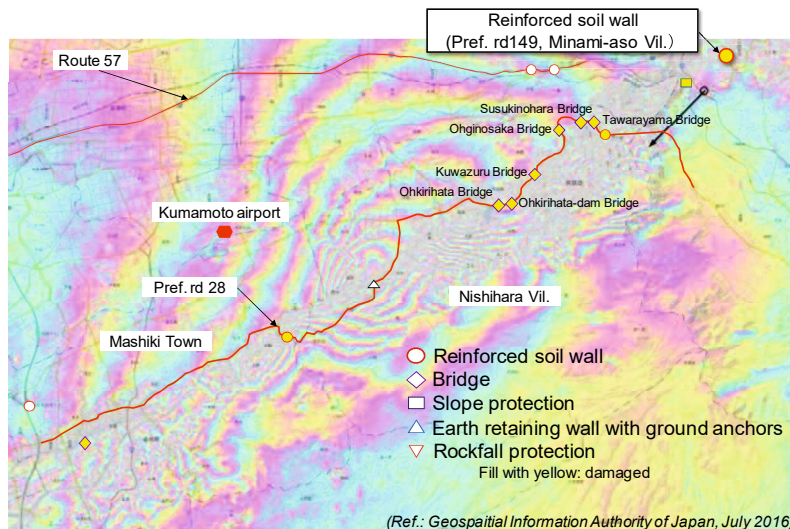


図-5.4.4 地殻変動を構造物の位置関係  
(干渉 SAR 結果：地理院地図 (電子国土 Web より引用)

干渉 SAR による地殻変動マップと被災構造物の位置関係を図-5.4.4 に示す。国道 57 号線の補強土壁は比較的地殻変動の小さい領域に位置し、一方、南阿蘇地区の崩壊した補強土壁は地殻変動の大きい領域に位置する。甚大な被害を受けた各種構造物は地殻変動の大きい領域に位置していることが確認できる。

## (2) 崩壊した補強土壁の状況

被災した補強土壁は連続的な構造物であるが、写真-5.4.1、図-5.4.5 に示すように、崩壊箇所と残存箇所が隣り合っており、これに作用した地震動による外力が局所的に大きく異なったものと推察された。補強土壁上端の道路沿いの地山地表面において  $\gamma$  線調査を実施したところ、地質的弱線が補強土壁に直交する方向に位置することが推定された。さらに、補強土壁再構築のための地山の掘削断面において、岩盤が破砕した箇所が観察され、改めて  $\gamma$  線調査を実施した結果、幅約 1m の 3 本の断層の存在が確認された。また、周辺の住宅地内の舗装の亀裂からもその断層の影響と関連付いた。したがって、当該の崩壊補強土壁が直下型地震によって発生した非起震性断裂の直上に位置し、激甚な地盤震動と地盤変動を受けたことが崩壊原因の一つとなったと考えられた。

崩壊した補強土壁は図-5.4.3 中の○で示したように南阿蘇に位置し、布田川断層の影響を受けた地域である。当該補強土の特徴は、1)壁の前面に河川が有り、基礎には重力式コンクリート架台が使用されている。2)平面線形として折れ曲がり、壁位置が前面側に出ている箇所が崩壊している。3)崩壊部の断面は上載盛土が 2 段あるが、残存部の上載盛土は 1 段である。4)自立性を保った崩壊部の状態は、写真-5.4.5 に示すように壁面が前方に移動しながら元の積み上げ状態に近い形で崩れている。

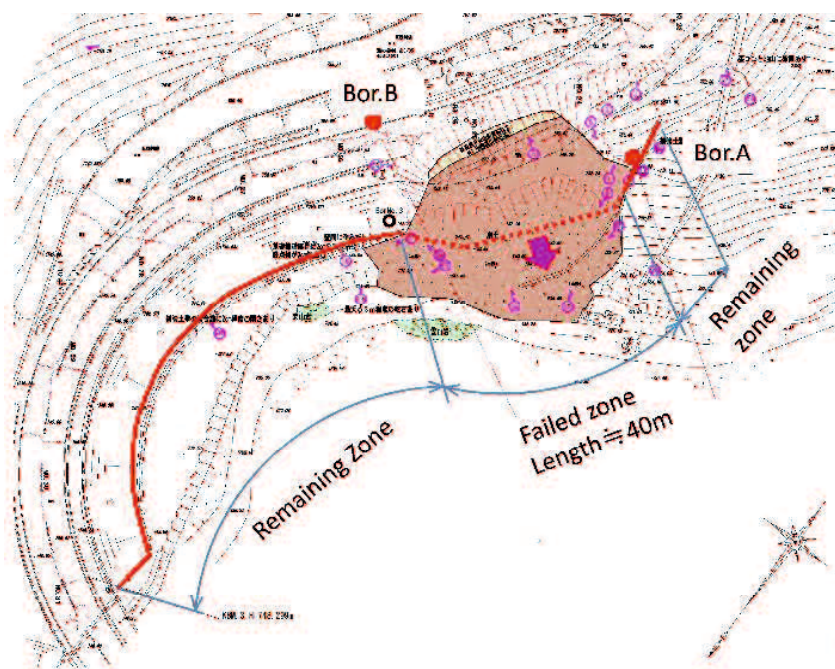


図-5.4.5 補強土壁崩壊部と残存部の平面位置図



## 第5章 現場引抜き試験との結果検証

被災した補強土壁は、補強材に鋼製帯状補強材を用いており、せん断抵抗角の大きい盛土材料との摩擦力で一体化する構造原理で垂直な壁面を構築していた。施工後約20年が経過していたが、鋼製帯状補強材およびコンクリート壁面材に目立った経年劣化は見られていない。補強土壁再構築の掘削時の切土のり面には、写真-5.4.6に示すように安山岩と岩屑なだれ堆積物の境界に断裂B、岩屑なだれ堆積物と古期崖錐堆積物の境界に断裂Cが確認された。また、写真-5.4.7は補強土壁の基礎部に施工した重力式コンクリート擁壁の施工継ぎ目位置で確認された、3cmの水平移動の痕跡である。この移動は地山側となっている。以上に示すように、補強土壁の崩壊部においては、地質的な特徴とともに、構造物直下に断裂を有することによる複雑で強烈な地盤変動が生じたものと推察される。



写真-5.4.5 自立性を保った状態で崩壊した補強土壁の壁面状況

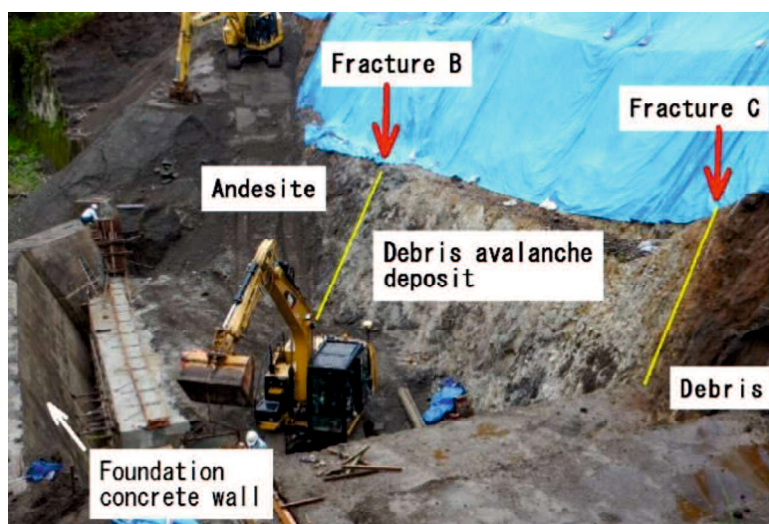


写真-5.4.6 掘削時の切土のり面に確認された断裂Bと断裂C

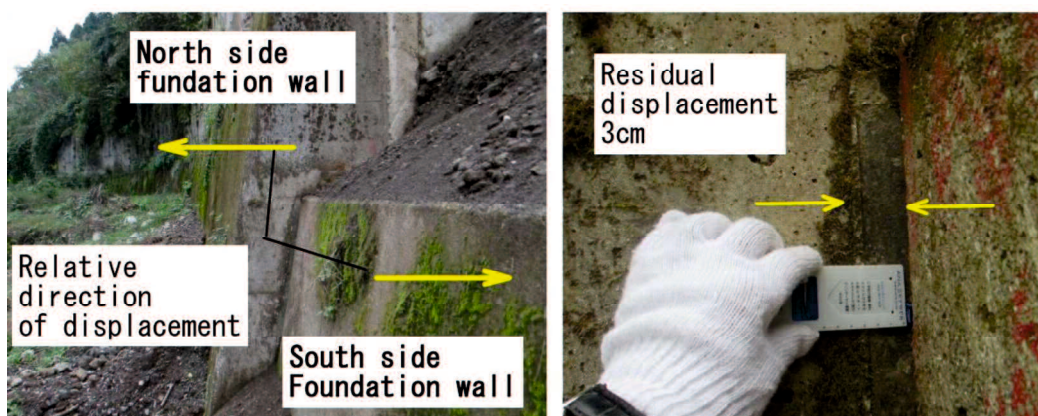


写真-5.4.7 補強土壁基礎コンクリート擁壁の施工継ぎ目に生じた崩壊部側基礎の地山側への3cm水平移動

(3)  $\gamma$ 線探査による地質的弱線部(断裂)分布調査

吉村ら<sup>67)</sup>は、地山における地質的弱線部となる断裂(節理, 断層, 裂か)の位置, 幅および方向を $\gamma$ 線探査により特定し, 土木構造物の調査設計などに応用する方法を提案している. 補強土壁が崩壊した付近には, NE系とNW系のリニアメント(線状構造)が推定されたため, このリニアメントを対象に $\gamma$ 線探査を実施した. 地球上の岩盤には自然由来の微弱的な放射線( $\gamma$ 線)が放出されている. 地殻変動に伴う破断・変形・変質を受けた地質体では, その作用によって物質(地盤・岩盤)の磁性が変化し,  $\gamma$ 線強度異常値が生じる<sup>6)</sup>. この強度変化は, シンチレーションサーベイメータによって計測することができる.

図-5.4.6は補強土壁背後および補強土壁の再構築のための掘削のり面において, 確認された断裂箇所 $\gamma$ 線強度を計測し, 3箇所の断裂を検出した位置を示したものである. 各測点の計測は5回行い, その平均値を計測値とした.

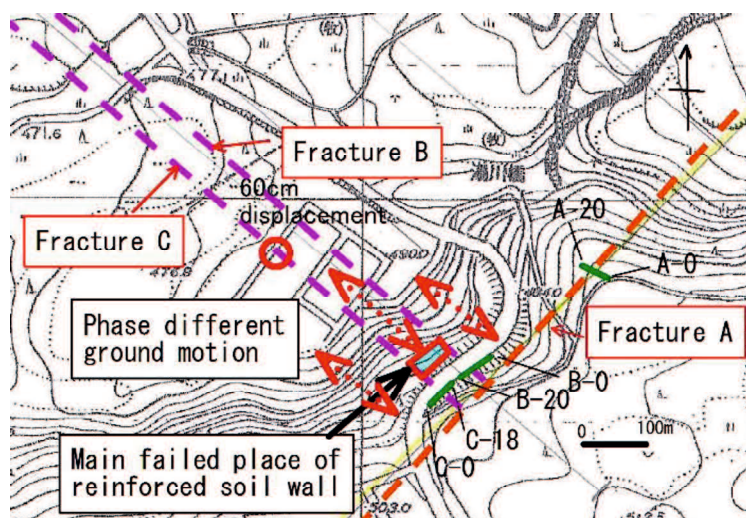


図-5.4.6  $\gamma$ 線調査により確認した3本の断裂の位置

図-5.4.7~5.4.9 は断裂 A, B および C における  $\gamma$  線強度 (縦軸) と測線距離 (横軸) の関係を示したものである。計測結果から、断裂 A の幅は 2.2m (N40°E), 断裂 B は 1.5m (N50°W) および断裂 C は 0.8m (N50°W) であった。

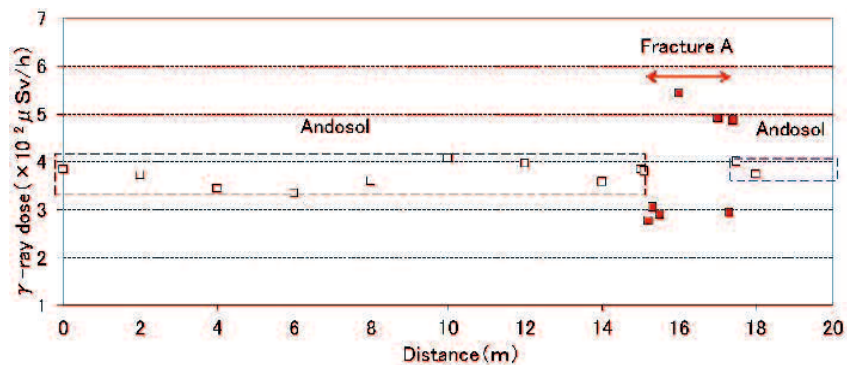


図-5.4.7  $\gamma$  線強度と測線距離の関係 (測線 A : A0-A20)

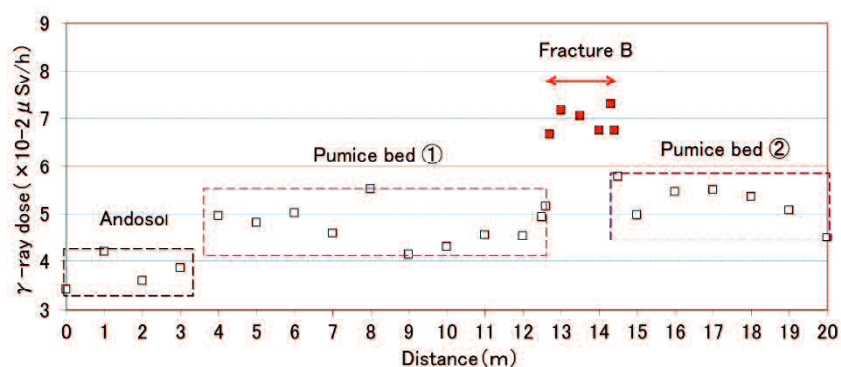


図-5.4.8  $\gamma$  線強度と測線距離の関係 (測線 B : B0-B20)

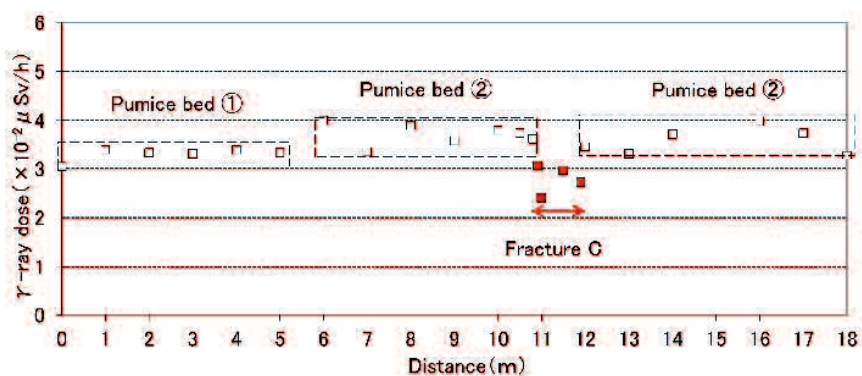


図-5.4.9  $\gamma$  線強度と測線距離の関係 (測線 C : C0-C18)

図-5.4.6 に示した崩壊した補強土壁区間は、3本の断裂（断裂A・B・C）で分断された区域の直上に位置しており、地震時に複雑な地盤変動の影響を著しく受けたものと推察される。

なお、南阿蘇村周辺では熊本地震の地震動に誘発された受動的な地震断層が認められ、その地震断層に対して「非起震性地表断裂」という用語が提案されている<sup>8)</sup>。補強土壁の崩壊地周辺には震央は認められていないため、基礎掘削時に確認された断裂も活断層ではなく「非起震性断裂」と考えられる。

#### (4) 崩壊機構の考察

当初、補強土壁の崩壊後に想定した破壊形態は、補強土壁下位に設置した重力式擁壁が、地震時水平慣性力の作用によって支持力破壊を生じたものと推察していた。しかしながら、前掲写真-5.4.6 および写真-5.4.7 に示すように基礎の擁壁は安定を保っていた。また、地下水や浸透水などの影響も確認されなかった。

ここで、使用されている盛土材料の摩擦特性を確認するために行った粒度試験から、細粒分は適用基準内 ( $F_c = 8\% < 25\%$ ) を確認し、三軸圧縮試験(CD)による設計との整合 ( $\phi = 41^\circ > 30^\circ$ ) を確認した。また、残存部の壁面をコア抜きした補強材の現場引抜き試験においても想定設計値以上 (現地  $60\text{kN} > \text{設計 } 54\text{kN}$ ) の引き抜き抵抗力が確認された。そのため、補強土壁の内的安定の問題ではなく、外的安定の課題が考えられた。

図-5.4.10 は①被災時の想定復元断面と②残存断面および③復旧断面を示したものである。

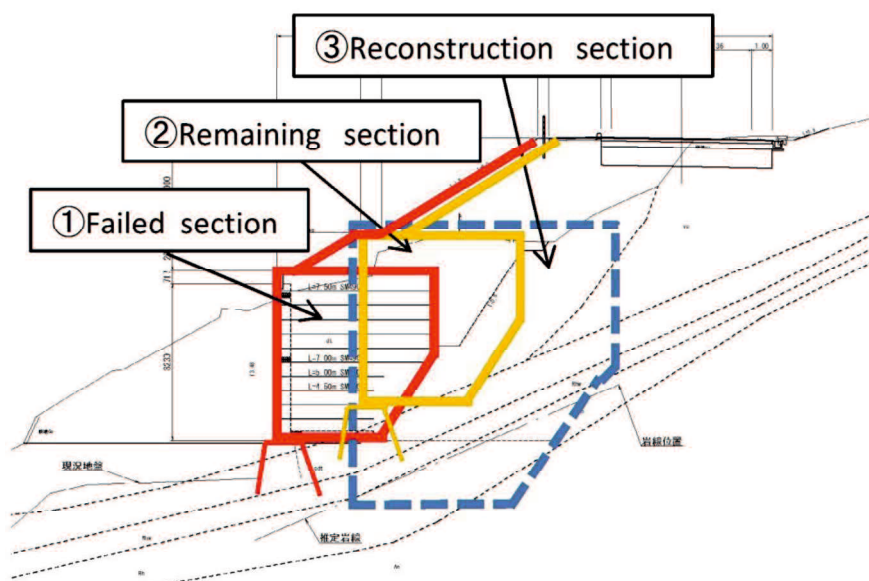


図-5.4.10 被災断面，残存断面，復旧断面の形状重ね合わせ図

地震時の設計水平震度  $k_h=0.17$  (標準値  $k_{h0}=0.2$  : 大規模地震動 II 種地盤,  $C_z=0.85$  : 地域区分 B) として地震時の滑動抵抗力を比較した結果, ① $F_s=1.20$  ② $F_s=1.24$  ③ $F_s=1.45$  となったことより, 被災断面は最も安全率が低いものの地震時必要安全率 1.20 を満たしていたことが分かる. さらに被災部と残存部での想定滑動抵抗力の差は小さいといえる. すなわち, 震度分布から推定される地震力では安定を保っていることになる.

今回の崩壊の特徴は, 補強土壁は連続的な構造物であるが, 崩壊箇所と残存箇所が隣り合っている点である. 前述したように, 地震時に著しく崩壊した補強土壁区間は 3 本の断裂 (断裂 A・B・C) で分断された区域に相当すること, および横ずれ変位が生じる水平力が断裂において認められることから, 想定される崩壊の原因としては図-5.4.11 に示すような以下の 3 つの作用力が考えられる.

- ① 大規模地震動による補強領域および裏込め土の地震時慣性力
- ② 上載盛土荷重・補強領域を含む地震時慣性力
- ③ 2 本の非起震性断裂の直上に補強土壁が位置することによる地震動の位相差とそれによる地盤変動 (写真-5.4.6, 図-5.4.6 参照)

上記 2 つの慣性力と地盤変動とが重なり合って, 一体化した補強土壁構造体の一部が壁前面側に水平に押し出されたものと考えられる. その結果, 下部の重力基礎上に設置された補強土壁の壁面工が同天端幅より大きく滑動して前面に落下し, 崩壊に至ったものと考えられた.

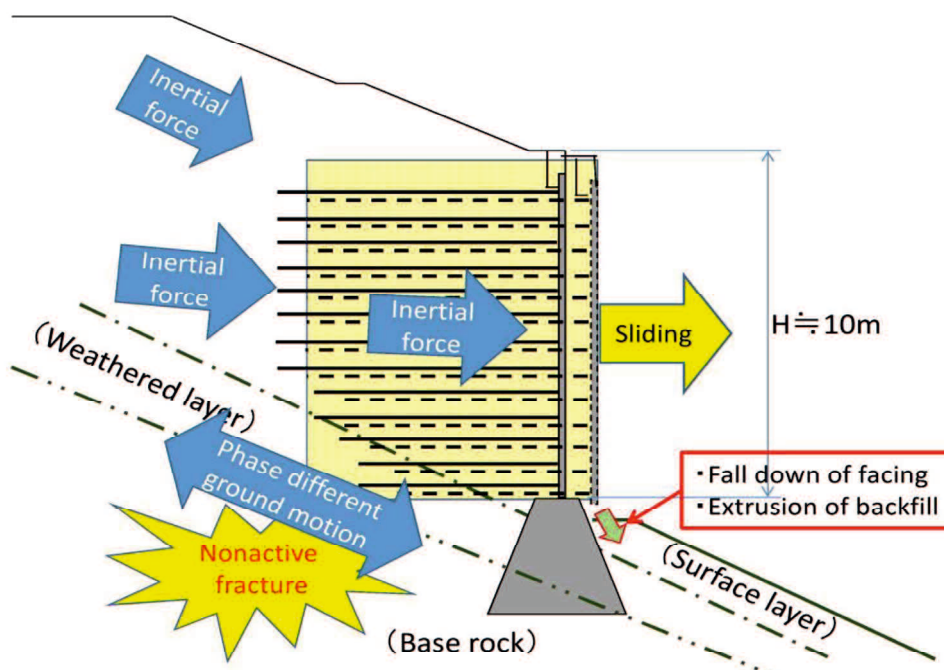


図-5.4.11 地震時に補強土壁に付加される 3 つの作用力

(5) まとめ

2016年の熊本地震によって崩壊した補強土壁の崩壊要因を明らかにするために実施した現地調査の結果を示し、崩壊メカニズムについて考察した。得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 崩壊した補強土壁は、震動の大きさよりむしろ布田川断層付近の地殻変動が大きい地域に位置している。
- 2)  $\gamma$ 線探査による断裂調査により、補強土壁背後地盤には3本の非起震性断裂が認められた。
- 3) 補強土壁の崩壊は、補強土壁、裏込め土ならびに上載盛土の地震時慣性力に加え、非起震性断裂による震動の位相差と、それによる背後地盤の押し出しによって崩壊に至った。

5.5 被災構造物調査における大型引抜き試験機との比較

2016年熊本地震の被災構造物<sup>1)</sup>に対する調査研究は他にも行われているが、その中でも同様に被災した補強土壁の盛土材料の摩擦特性について調査したものがあつたため、その結果との整合を検証する。佐藤ら<sup>9)</sup>による被災調査において実施した室内引抜き試験は、土槽サイズが1000×600×400mmの大型のものである。試験対象の土試料の細粒分の含有率は13.6%、8.8%であり、現地採取土の8.4%と同等の土質である。引抜き試験から得られた見かけの摩擦係数のグラフからの読み値を小型試験機のグラフに併記する(図-5.5.1)。ここに、大型試験機と小型試験機の試験方法は同じでないため比較できない点もあり、計測値の傾向を見るに留まることに注意が必要である。試験結果の傾向を見ると、土被りの少ない拘束圧の小さい領域においては比較的良い整合が見られるが、土被りが大きい拘束圧の大きい領域では小型試験機の方が大きな値となっている。しかし、見かけの摩擦係数は土被り深度に対して一定ではなく、土被りが浅くなるほど大きな値を示す同様の傾向が見られた。なお、今回の現場引抜き試験は設計値までの確認で、ピーク値まで引抜きを行っていないため参考値となる。

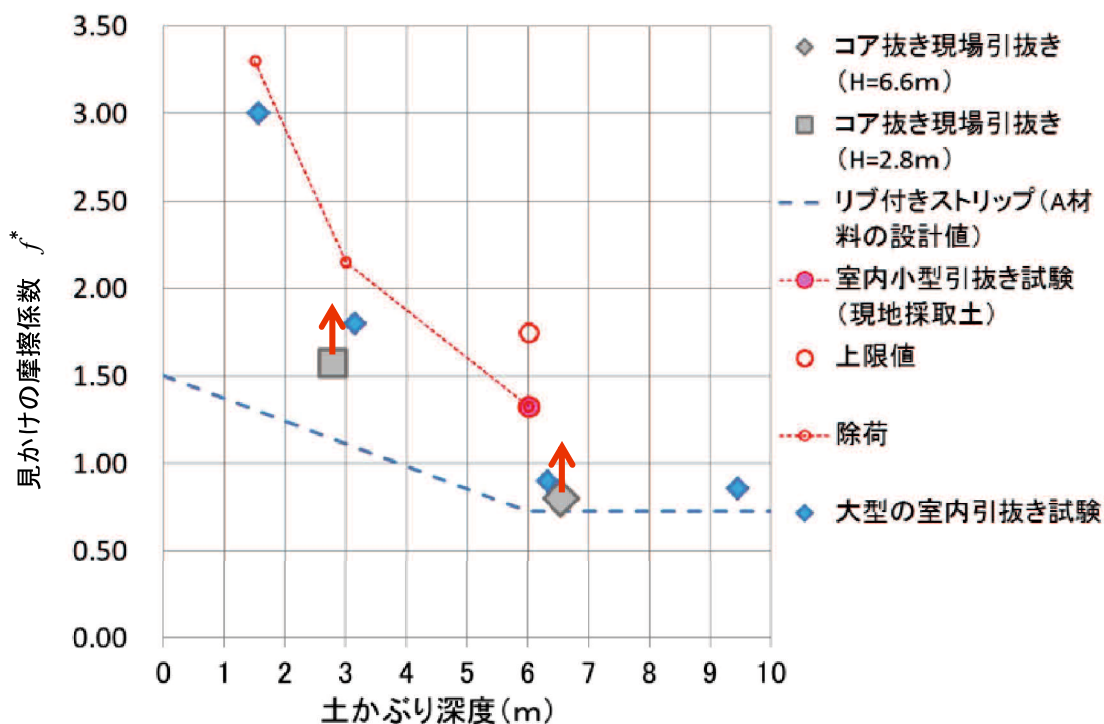


図-5.5.1 小型試験機と大型試験機の比較

注：図中の矢印は、現場引抜き試験結果はピーク値でない事を示す

### 5.6 結語

本章では現場引抜き試験と小型試験機の整合を検証した。9種類の現場引抜き試験との整合を突固め回数の違いによって検証した。また、被災した補強土壁の内部安定を検証するために活用した事例と同被災事例において他の室内引抜き試験機との整合についても検証した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 現場引抜き試験と小型試験機の比較では、突き固め回数が4層×48回の場合に良い整合が見られた。また、現場引抜き試験と小型試験機のどちらか一方の値が大きくなる傾向はみられなかった。
- 2) 小型試験機は、土槽サイズが小型のため、最大粒径を調整する必要がある。19mm以下と9.5mm以下でふるい調整した場合でも、現場引抜き試験結果と良い相関がみられ、9.5mm以下の場合により低い値を与える安全側の相関がみられた。粒度調整で粗粒分を除去することで締固め曲線が変わり、締固め度や相対密度も変わる。ただし、摩擦特性は主に小礫や砂などが働くので、実際にはその影響度合いは大きくないと考える。したがって、現場と小型試験機のサイズの違いによる摩擦係数値の補正は必要ない。しかし、粒径9.5mm以下の含まれる割合が低い礫質材料に対しては適用が難しいと考えられる。
- 3) 2016年熊本地震で被災した補強土壁の調査に小型試験機を活用することで、被災構造物で使用されていた盛土材料の摩擦特性を検証した。それによって、被災要因は内的安定の問題でなく、外的安定の問題であることが推察できた。また、残存部についても補強対策の必要性がないことが判断できた。
- 4) 被災構造物調査に使用された他の室内引抜き試験機との比較では、土被りの少ない拘束圧の小さい領域においては比較的良い整合が見られるが、土被りが大きい拘束圧の大きい領域では小型試験機の方が大きな値となっていた。しかし、見かけの摩擦係数は土被り深度に対して一定ではなく、土被りが浅くなるほど大きな値を示す同様の傾向が見られた。



参考文献

- 1) 公益社団法人地盤工学会熊本地震地盤災害調査団：平成28年熊本地震地盤災害調査報告書，公益社団法人地盤工学会，p.163-196，2017.
- 2) 岩槻良行，瓦川善三，奥田和浩：補強土（テールアルメ）壁工法の現地引抜き試験，日本道路公団試験所報告，Vol.26，pp.13-20，1989.
- 3) 小川憲保：現場引抜き試験による帯鋼補強材と盛土材との摩擦特性，土木学会論文集，No.568/III-39，pp.221-226，1997.
- 4) 佐原邦朋，鈴木素之，藤田義成：現場使用を想定した鋼製帯状補強土壁用小型引抜き試験機による摩擦特性評価，土木学会論文集C（地圏工学），Vol.76，No.1，12-25，2020.
- 5) Sahara, K., Suetsugu, D., Fukuda, N., Yoshimura, T., Sato, H. and Hirae, F. (2019): The effect of fracture zones on a failed reinforced soil wall induced by severe ground motions during the 2016 Kumamoto Earthquake, Taipei, Taiwan, P2-006.
- 6) Yoshimura, T., Fukuda, N. (2012): Newly developed method of predicting slope collapse places triggered by faults combined with  $\gamma$ -ray and magnetic susceptibility survey, Proc. Int. Symp. Earthquake-induced landslides, IS Kiryu 2012 Japan, 857-862.
- 7) Yoshimura, T., Fukuda, N., Hodo, M., and Baimakhan, A. R. (2013): Importance to evaluate of fault fracture zones for construction of infrastructures in mountain area by  $\gamma$ -ray survey, Proceedings of 7th International Joint Symposium on Problematic Soils and Environment in Asia, JS Okinawa 2013, 167-172.
- 8) 宇根寛，中埜貴元，藤原智，平成28年熊本地震の「お付き合い断層」が提起した「熊本地震」の多様性，日本活断層学会2017年度秋季学術大会，S-3，2017.12.
- 9) 佐藤登，澤松俊寿，藤田智弘，新田武彦，宮武裕昭：2016年熊本地震で被災した補強土壁における変状要因の分析，第61回地盤工学シンポジウム，pp.37-44，2018.

## 第6章 小型引抜き試験を活用した盛土材料の選定フローの合理化

### 6.1 序言

小型試験機を活用することで、これまで出来なかった施工前における盛土材料の摩擦特性の確認が出来るようになる。それによって可能となる細粒分含有率のみでない盛土材料使用可否の検討例を示す。さらに、補強土壁用盛土材料の選定フローに対する提案を整理した。

### 6.2 盛土材料の適用範囲の拡大可能性の検討

小型試験機を活用することで、施工前に使用する盛土材料の摩擦特性が検証できるようになる。現行の規定<sup>1)2)</sup>では $F_c$ の値によって盛土材料の使用可否を判断しているため、規定内の材料に対しては設計に対する安全余裕度が見込まれている。そのため、この規定ではB材料の領域で評価されていた土質材料であっても、摩擦特性が設計値以上であることが確認できたものは、A材料としての利用が可能とも考えられる<sup>3)</sup>。本研究で取り扱った19試料のうち、現行の規定によるとA材料に分類されたものが15試料、B材料に分類されたものが4試料であった。表-6.2.1、6.2.2に示す通り、 $F_c$ による評価ではB材料に分類されていたものが、小型試験機による摩擦特性を評価することでA材料に評価できるものがある。標準エネルギーで締固めた $D_c \approx 90\%$ ではB材料の評価であったが、 $N_c$ を上げた $D_c \geq 95\%$ ではA材料（土被り6.0mの設計摩擦係数： $f_{6.0}^* = \tan 36^\circ = 0.726$ ）の評価が可能になる場合もある。一方、せん断抵抗角が $30^\circ$ 以上のB材料に対して $N_c$ を上げてもB材料の評価が変わらないものもある。したがって、品質の劣る盛土材料は施工前に摩擦特性を検証することで、使用に当たっての制限をかけられるため、現場品質の確保につながる。このように摩擦特性を個別に評価することによって、要求品質を確保できる盛土材料の選定が可能となる。また、今後増えると予想される再生盛土材料に対する評価にも活用が期待される。なぜならば、再生盛土材料は、必ずしも品質が一定ではないため、使用する時期の使用前状態において工事ごとに確認試験を実施することが望ましいためである。さらに、使用する盛土材料の摩擦特性を個別に評価できることで、性能設計<sup>4)</sup>に向けた使用材料の提案が可能となり、将来的な維持管理<sup>5)</sup>の目安としても活用が期待できる。ただし、本論文では補強土壁の盛土材料として要求される性能のうち、摩擦特性に焦点を当てて評価する方法を検証しているため、適用に当たってはその他の要求性能に対しても確認する必要がある。

表-6.2.1 摩擦特性による盛土材料の評価用土質材料の試験条件および試験結果

試料名	鹿児島			宮城			福井		福岡			
	火山灰土（シラス）			細粒分質礫質砂			細粒分質砂質礫		細粒分質砂			
細粒分含有率 $F_c$ (%)	35.4			33.0			30.5		34.3			
最大乾燥密度 $\rho_{d \max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.224			1.601			1.623		1.432			
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	30.8			19.9			21.0		26.9			
自然含水比 $w_n$ (%)	24.7			19.9			30.6		29.0			
内部摩擦角 $\phi_d$ (°)	36.2			33.4			32.9		33.5			
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.382	1.421	1.467	1.769	1.778	1.820	1.624	1.781	1.546	1.611	1.670	1.733
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.108	1.140	1.177	1.475	1.483	1.518	1.243	1.364	1.198	1.279	1.325	1.353
締固め度 $D_c$ (%)	90.6	93.2	96.2	92.1	92.6	94.8	76.6	84.0	83.7	89.0	92.5	94.5
突固め回数 $N_c$ (回/層)	48	72	6×90	48	48	72	48	6×90	48	6×48	6×90	8×90
引抜き速度 $v$ (mm/min)	4.5			4.5			4.5		4.5			
見かけの摩擦係数* $f^*$	1.85	2.30	3.05	0.60	(0.70)	(1.20)	0.57	0.80	0.50	0.60	0.65	0.65

※見かけの摩擦係数の算出土被りは6m相当，（ ）内数値は，土被り4.5m相当  
 締固め回数は4層が標準，それ以外は層数を追記した

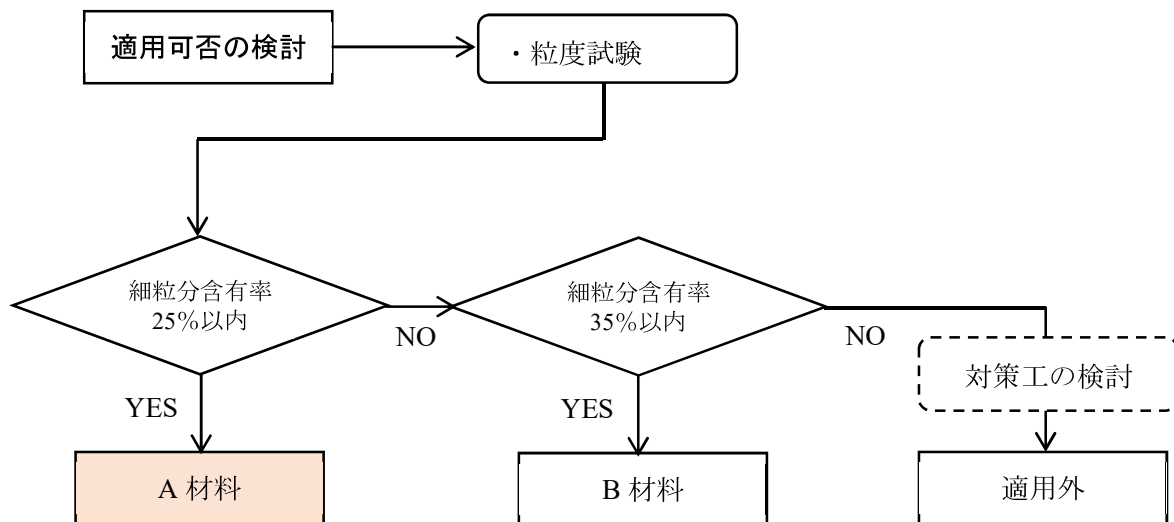
表-6.2.2 摩擦特性による盛土材料の評価 (例)

土質	$F_c$ (%)	$F_c$ による評価	せん断抵抗角 $\phi_d$ (°)	小型試験機による $f_{6.0}^*$	小型試験機による評価	小型試験機による試験条件
火山灰土 (シラス)	35.4	B	36.2	1.85	A	標準 $N_c$ で A
細粒分質礫質砂	33.0	B	33.4	(0.70 → 1.20) 注	A	標準 $N_c$ 。95% > $D_c \geq 90\%$ で B $N_c$ を上げて, $D_c \geq 95\%$ で A
細粒分質砂質礫	30.5	B	—	0.57 → 0.80	A	標準 $N_c$ で B, $N_c$ を上げて A
細粒分質砂	34.3	B	33.5	0.50 → 0.65	B	標準 $N_c$ で B, $N_c$ を上げても B

ここに, 標準  $N_c=4$  層×48 回/層突固め, 1.5kg 専用ランマー使用. 注: ( ) 内数値は  $f_{4.5}^*$ : 土被り 4.5m の設計摩擦係  
 $f_{4.5}^* = f_0^* (1 - 4.5/6.0) + 4.5/6.0 \tan 36^\circ = 0.92$

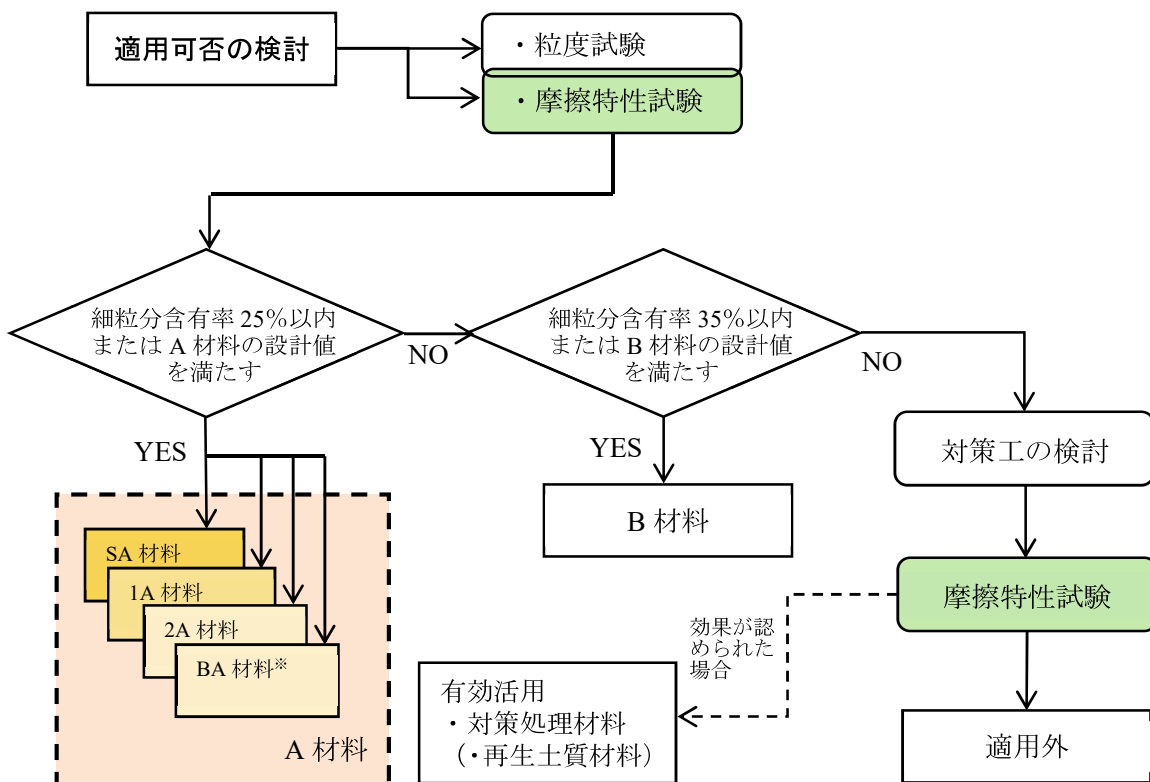
6.3 新しい設計フローの提案

1) 現在の盛土材料判定基準



注) ここに、岩石質材料である C 材料の判定は考慮していない。

2) 新しい設計フローの提案 (摩擦特性を個別に判定する場合)



※ここに、A 材料の呼称は仮称である

上記の1)のフローは現在まで行われてきた盛土材料の判定基準である。しかし、開発した小型試験機を用いて施工前に摩擦特性確認試験を実施することで、個々の現場における盛土材料を細粒分含有率による判定だけでなく直接的に摩擦特性を把握することができるようになる。2)のフローは摩擦特性を個別に判定する場合について説明したものである。細粒分含有率が規定の25%以内であれば適用可能であるが、摩擦特性を個別に確認することで使用予定の材料が設計に対してどの程度の安全余裕度があるのかを確認できるようになる。また、細粒分の規定ではOKの判定であっても、自然含水比が最適含水比よりも過度に湿潤側の状態であった場合の摩擦特性は、設計値を満足していないこともある。そのような材料特性を事前に把握することで、施工管理における留意点を踏まえた適切な現場管理が可能になる。また、細粒分含有率ではB材料に分類された材料であっても、摩擦特性を確認することで、A材料としての評価判定が可能となる<sup>6)</sup>。さらに、B材料や適用外の材料に対して対策工を検討する場合には、対策工の有効性を確認することも可能である。また、再生土質材料については、自然由来でない土粒子の強度を考慮した摩擦特性を確認するなどの活用が期待される。ただし、細粒分含有率が25%を超える材料の適用に当たっては、鋼製帯状補強土壁の安定性を損なうことの無いように、締固め特性、強度特性、耐久性等を総合的に判断して決定する必要がある。さらに、施工前に小型試験機で確認した摩擦特性が、現場の施工によって十分に発揮されていることを「現場引抜き試験」によって確認することを推奨する。その結果を記録して保管しておくことで、施工直後の摩擦特性が把握できるため、今後の維持管理における初期値としての活用が可能となる。

### 6.4 結語

本章では、現場ごとに異なる盛土材料の摩擦特性を小型試験機によって評価することによる盛土材料の使用判断における今後の可能性を示した。

- (1) 細粒分の基準によってB材料と評価されても、小型試験機を用いて摩擦特性を直接評価すればA材料に再評価される土試料があった。このように、摩擦力を直接計測・評価することで、細粒分含有率による評価とは違った判定がなされうる。
- (2) 細粒分含有率で使用可否を判定することに加えて、個々の土の摩擦特性を評価できる小型引抜き試験機を活用することによって、現場で土質の適用を判断することが可能となる。これより現場発生土や再生盛土材料などの有効利用につながることで、環境負荷の軽減が期待できる。
- (3) これまでの細粒分含有率による盛土材使用可否の判定フローに対し、小型試験機による摩擦特性試験を行うことによって可能となる判定フローを示した。
- (4) 小型引抜き試験によって得られた摩擦特性に対して、現場引抜き試験を並行して実施することで現場の品質状態を確認することができる。さらに初期値として今後の維持管理に活用することが可能となる。

## 第6章 小型引抜き試験を活用した盛土材料の選定フローの合理化

ただし、本論文では補強土壁の盛土材料として要求される性能のうち、摩擦特性に焦点を当てて評価する方法を検証しているため、適用に当たってはその他の要求性能に対しても確認する必要がある。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 公益社団法人日本道路協会：道路土工一擁壁工指針, 2012.
- 5) 公益社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術規準・同解説, 2017.
- 6) 佐原邦朋, 鈴木素之, 藤田義成：現場使用を想定した鋼製帯状補強土壁用小型引抜き試験機による摩擦特性評価, 土木学会論文集 C（地圏工学）, Vol.76, No.1, 12-25, 2020.



## 第7章 本研究の総括

### 7.1 各章の結論の要約

本研究では、現場使用を想定して開発した小型試験機の性能評価と試験の妥当性を検証した。本研究で得られた4章から6章までの結論を各章ごとに以下にまとめる。

4章では小型試験機固有の影響因子に対する検証を行った。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 小型試験機のサイズの影響に関して、幅の違う補強材を用いて検証を行った結果、補強材と側壁との間の距離よりもむしろ補強材幅と厚みの関係の影響が大きいことが分かった。したがって、小型試験機における補強材幅は30mmが適当と考えられる。
- (2) 突固め回数を変えて見かけの摩擦係数を計測した結果、4層×48回突固めの場合に設計値を上回る摩擦係数の値が得られた。これを標準エネルギーとして試験体を作製することで、土質に応じた締固め度と引抜き特性が得られる。
- (3) 同一試料で引抜き速度を変えて試験した結果、引抜き速度と見かけの摩擦係数との相関はみられなかった。
- (4) 小型試験機において計測される摩擦係数の上限値、引抜きを止めた後の残留値および除荷による残留値を定義し、引抜きを止めた後の残留値と上載荷重を除荷して得られる残留値との相関があることが分かった。
- (5) 細粒分含有率の違う3種の盛土材料による摩擦特性を検証した結果、細粒分含有率の違いによる見かけの摩擦係数が適正に判断できていることが確認できた。
- (6) 三軸圧縮試験で $\phi \geq 30^\circ$ が確認されたB材料でも、適正な含水比で試験しないとB材料の設計値を満足しなかった。摩擦特性の評価には含水比状態が影響するため注意が必要である。
- (7) 土槽サイズの違う引抜き試験機との比較を行った結果、同等の摩擦係数の傾向が得られた。このことより土槽サイズの違いによる補正は必要無いと考えられる。

5章においては、実際の現場引抜き試験との整合を検証した。現場における盛土材料のサイズと小型試験機で対応できる最大粒径に差はあるが、適用が可能と判断できた。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 現場引抜き試験と小型試験機の比較では、突固め回数が4層×48回の場合に良い整合がみられた。また、現場引抜き試験と小型試験機のどちらか一方の値が大きくなる傾向はみられなかった。

- (2) 小型試験機は、土槽サイズが小型のため、最大粒径を調整する必要がある。19mm 以下と 9.5mm 以下でふり調整した場合でも、現場引抜き試験結果と良い相関がみられ、9.5mm 以下の場合により低い値を与える安全側の相関がみられた。粒度調整で粗粒分が除去されるが、摩擦特性は主に小礫や砂などが働くので、実際にはその影響度合いは大きくないと考える。したがって、現場と小型試験機のサイズの違いによる摩擦係数値の補正は必要ない。しかし、粒径 9.5mm 以下の含まれる割合が低い礫質材料に対しては適用が難しいと考えられる。
- (3) 2016 年熊本地震で被災した補強土壁の調査に小型試験機を活用することで、被災構造物で使用されていた盛土材料の摩擦特性を検証した。それによって、被災要因は内的安定の問題でなく、外的安定の問題であることが推察できた。また、残存部についても補強対策の必要性がないことが判断できた。
- (4) 被災構造物調査に使用された他の室内試験機との比較では、見かけの摩擦係数は土被り深度に対して一定ではなく、土被りが浅くなるほど大きな値を示す同様の傾向が見られた。

6 章では、現場ごとに異なる盛土材料の摩擦特性を小型試験機によって評価することによる盛土材料の使用判断における今後の可能性を示した。

- (1) これまでの細粒分含有率による盛土材使用可否の判定フローに対し、小型試験機による摩擦特性試験を行うことによって可能となる判定フローの提案を示した。
- (2) 細粒分の基準によって B 材料と評価されても、小型試験機を用いて摩擦特性を直接評価すれば A 材料に再評価される土試料があった。このように、摩擦力を直接計測・評価することで、細粒分含有率による評価とは違った判定がなされうる。
- (3) 細粒分含有率で使用可否を判定することに加えて、個々の土の摩擦特性を評価できる小型引抜き試験機を活用することによって現場で土質の適用を判断することが可能となる。これより現場発生土や再生盛土材料などの有効利用につながることで、環境負荷の軽減が期待できる。
- (4) 小型引抜き試験によって得られた摩擦特性に対して、現場引抜き試験を並行して実施することで現場の品質状態を確認することができる。さらに初期値として今後の維持管理に活用することが可能となる。

### 7.2 本研究結果の全体総括

本研究によって、開発した小型の引抜き試験機による摩擦特性試験が、現場で使用する盛土材料の摩擦特性評価に活用できることが分かった。

これまでは間接的な評価で盛土材料の使用可否の判定のみを行い、補強土壁を構築してきた。現状の設計は性能設計に移行する過程にあり、みなし規定の性能設計であるため、当面は従来通りのマニュアル書に規定された安全側と考えられる数値を使用して設計する必要がある。しかし、これからは補強土壁の構造原理の根幹となる「摩擦特性」を個別に評価することによって、補強土壁の性能の一部ではあるがこれを明らかにすることで、より安全な構造物を社会に提供し、安心して使用して頂くことを可能としたい。そのためには、使用する盛土材料の特性を把握した上で、施工・品質管理から維持管理を含めたトータルの現場のマネジメントが必要となる。

具体的には、摩擦特性の良い材料は適正な評価をした上で、適切な施工・品質管理を行い、維持管理を含めた計画の下で重要度の高い用途への適用が期待される。一方、それほど良い評価が得られない材料に対しては、使用可否の判断を含めて施工前に対応策を検討する指標としての活用が期待される。さらに、対策を講じた場合の効果の検証にも活用が可能であり、試験盛土を行わずに現場または試験室で短期間での検証が行なえる利点がある。また、今後増えると予想される再生盛土材料の活用に対する判断にも活用が期待される。

今後の課題としては、現場での活用を目指して開発した小型試験機であるが、関連する土質試験（粒度試験、含水比試験、突き固めによる土の締固め試験等）との並行作業による試験が望ましいことや、試験の精度を保つためには作業環境の良い室内での熟練技術者による試験が望ましいなどから、現場での実施は未だである点が挙げられる。しかし、各現場の土試料（土のう袋3~4袋）を試験室に郵送することで、効率的に現場ごとの試験を実施できている。この最大の要因は、1回の試験に使用する土試料の量が少ないためであり、小型化した効果が発揮されている。

また、小型試験機の特徴である標準エネルギー（ $N_c=48$ ）を用いた摩擦特性の評価について、土質の違いによる締固め度と得られる見かけの摩擦係数との相関を定量的に評価する指標を整理することで明確なグレード分けが可能になると考えるが、今後の課題である。将来的には性能設計に移行した場合に摩擦特性の性能評価項目としての活用や、土質材料試験としての部分安全係数の評価方法としての活用が期待できる。そのためには本試験機と現場引抜き試験との相関を検証するデータを数多く集めて整理することが必要である。さらに、補強土壁の課題でもある出来形精度や、壁面変位に対する摩擦特性との相関を調べることで、変形性能に対する部分安全係数の設定にも近づけると考える。これからの現場に対して摩擦特性データを蓄積しながら、現場の出来形計測や変位計測を並行して行うことが必要である。

## 第7章 本研究の総括

本研究は「摩擦特性」に焦点を絞って盛土材料の使用可否について適用性を検討する提案をした。盛土材料は水の影響によってその性質を変えるため、含水比状態に十分注意して適切な土質材料評価を行い使用可否の判定を行う。それによって使用可能な土質材料を有効活用しながら、将来に渡って信頼性の高い安全な構造物を構築することを目指すものである。

## 謝 辞

小型引抜き試験機は、2013年（平成25年）に開発、製作してから既に7年が経過しており、その間に予備試験から性能検証試験さらには80を数える現場試料による試験の実施に多くの皆さまにご協力を頂きました。本研究を行なうにあたり、試験用土試料と土質試験データのご提供を頂き、現場および小型引抜き試験の実施にご協力を頂きました関係各位に心より感謝申し上げます。

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研究結果の整理方法の基本からご指導をいただき、社会人学生の筆者に対して業務と研究の両立を成し遂げるべく熱心にお導きいただきました。ここに深甚の感謝を申し上げます。

進士正人教授、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多くの貴重なご指導とご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

小型引抜き試験を実施するにあたり、日本地研株式会社の甲木善徳氏、栗巢吉文氏、松崎裕太氏、井手貴晴氏には多大なご協力を頂きました。心より感謝申し上げます。試験を始めた当初は、株式会社テクノラボの辰井俊美氏、鈴木博氏にご協力とご助言を頂くことで試験機の取り扱い方法の基礎を作ることができましたことにお礼を申し上げます。

試験機本体の製作にあたっては、株式会社共和技研の瀬戸井健一氏のご協力を頂きました。また、専用データロガーの製作にはジオテクサービズ株式会社の佐藤朗氏、加藤隆之氏にご協力頂きましたことに対し、お礼を申し上げます。

引抜き試験機の開発にあたり、株式会社中央土木コンサルタントの今田尊徳氏には土質試験全般に対してご助言とご指導を頂きましたことにお礼を申し上げます。

本論文の現場適用例として2016年熊本地震の被災構造物調査にあたり、宮崎大学の末次大輔教授、株式会社新日本技術コンサルタントの福田直三氏、平成地研株式会社の佐藤秀文氏、第一復建株式会社の吉村辰朗氏、日本地研株式会社の平江文武氏ならびに地盤工学会平成28年熊本地震地盤災害調査団構造物調査班の皆さまにご協力を頂きました。多くの貴重なご助言とご指導を頂きましたことに感謝申し上げます。

研究の目的が業務に直結しているとはいえ、社会人学生として業務を行いながら山口大学大学院創成科学研究科で小型引抜き試験機の性能を検証し博士論文としてまとめることは、周囲の皆さまのご協力無くしては出来ませんでした。筆者が在籍するヒロセ補強土株式会社の権藤光平氏、高尾浩司郎氏には多大なご配慮を頂きました。志村直紀氏、佐藤登氏、山口恭平氏には資料提供と試験実施のご協力を頂きました。深く感謝申し上げます。

## 謝 辞

また，山口大学大学院の藤田義成氏と鈴木研究室の学生諸氏には試験の実施と論文作成にご協力頂きましたことに感謝申し上げます。

最後に，山口大学大学院で研究をまとめるにあたり，最も喜び期待していたのは昨年 1 月に他界した父，佐原昭でした。なんとかここまで辿り着けたことを墓前に報告できる事と，応援してくれた家族に，そしていつも陰ながら協力してくれた妻 祐子に心より感謝したいと思います。

2020 年 3 月

佐原邦朋