

基盤 14 積雪寒冷地における補強土壁の品質向上および健全度に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 26

担当チーム：寒地地盤チーム

研究担当者：林 宏親、佐藤厚子、橋本 聖、
山木正彦、梶取真一

【要旨】

従来、仮設工の位置づけにあった補強土壁は、コンクリート擁壁と比較して経済的かつ、耐震性に優れていることが各研究機関等で検証されたことから、平成 8 年度以降、仮設以外の利用が可能となり全国的に普及した工法である。様々な工法が存在する補強土壁はメンテナンスフリーを原則に施工・維持管理されてきた。しかし、近年、北海道の冬期に施工された補強土壁の変状事例が顕在化していることや、変状に対する危険度判定基準が確立されていないことから、補強土壁に対する信頼性が低下しつつある。

本研究は、既設構造物の長寿命化が求められている中、積雪寒冷地における補強土壁の具体的な施工管理基準および、既に施工された補強土壁の健全度評価基準を提案するものであり、北海道開発局が施工した既設補強土壁の実態調査の結果より、施工時期、盛土材料、補強土壁の壁面変位量などから補強土壁の安定性に与える影響について考察した。

キーワード：補強土壁、冬期施工、健全度評価

1. はじめに

補強土壁とは、盛土中に補強材を敷設することで垂直もしくは垂直に近い壁面を構築する土構造物である。したがって、補強土壁はそれ自体の重量と剛性で土圧に抵抗するコンクリート擁壁と比較して柔な構造であり、基礎地盤に多少の不同沈下が生じて補強土壁の安定性能を損なわずに、ある程度の沈下に追従できる構造となっている特徴を有している¹⁾。

北海道の各発注機関で実施されている補強土壁の主な工法は、帯鋼補強材を用いたテールアルメ工法²⁾、アンカー材を用いた多数アンカー式補強土壁工法³⁾、面状補強材を用いたジオテキスタイル補強土壁工法⁴⁾の3工法である。普及当初、補強土壁は永久構造物として施工されていたが、最近では、既設補強土壁壁面の変状事例が報告⁵⁾されている。変状の要因は、集中豪雨や大規模な地震などの外的要因のほかに、施工時期や盛土材料、施工方法の不備が推測されている。特に冬期施工は、雪ならびに凍結した盛土材の混入や締固め不良の影響により、融雪期に盛土が圧縮沈下して壁面や盛土が大きく変状することが指摘されている⁵⁾。

以上の背景を受けて、本研究では、既に施工された補強土壁の実態調査を実施して、冬期施工による補強土壁の安定性に与える影響を把握する。また、冬期施工（凍

結・融解）による補強材と盛土材の拘束補強効果を定量的に評価するとともに、冬期の実物大実験を実施して雪・凍結土が盛土に混入した場合に補強土壁の安定性に与える影響を明らかにし、積雪寒冷地における補強土壁の具体的な施工管理基準を確立するとともに、既に施工された補強土壁の健全度評価基準を提案する。

2. 補強土壁を含めた冬期土工の実態

現在、北海道内の各発注機関において、補強土壁の冬期施工に対する運用が異なっている。

北海道建設部では、補強土壁の壁面変位や壁上部に設置した笠コンクリートが傾斜するなどの変状事例を踏まえ、平成 17～19 年に施工された補強土壁を対象に実態調査が実施された。これらの調査を取りまとめた形で、平成 20 年 9 月に『補強土壁工法的设计・施工に関するガイドライン（案）』、平成 21 年 4 月に『同修正版』が相次いで発刊されたが、この中で、冬期盛土における凍結土の混入は、盛土の品質低下や凍結土の融解が盛土全体の沈下に大きく関与することから冬期施工は行わないこと、と明記している。

北海道開発局では気象条件に左右されない公共事業（適切な冬期施工）のあり方を検討するために、『冬期の河川・道路工事における施工の適正化検討会』が設立さ

れ平成27年2月、「積雪寒冷地における冬期土工の手引き」が発刊された。これは、冬期土工は原則として実施しないことが基本としつつ、施工時期の制約、災害復旧等により、やむを得ず冬期間の土工事が避けられない場合、冬期土工を行う際の必要な考え方をまとめたものである。なお、NEXCO 東日本北海道支社では、原則として冬期土工は実施せず、事業計画段階より、冬期間には土工事を実施しない前提とした工程計画で運用されている。このように、同じ地域の発注機関でも冬期施工に対するスタンスが異なるのが実状である。

3. 既設補強土壁の実態調査

調査対象は北海道開発局で平成16年～22年の7カ年に施工された既設補強土壁（北海道内28現場、87箇所）である（図1）。実態調査で取り扱った補強土壁工法はテールアルメ工法、多数アンカー式補強土壁工法、ジオテキスタイル工法の3工法である。

調査項目は1) 設計（内的安定、外的安定）、2) 施工（土質区分、細粒分含有率、締固め度、含水比、気象条件）、3) 現況調査（壁面変位、擁壁周辺条件）の3項目である。なお、設計の内的安定とは、補強材の引抜き力や破断に関する検討であり、同じく外的安定は滑動、転倒、支持力および全体系のすべりに対する検討である。

設計や施工条件と壁面変位量の因果関係を把握するために、設計（業務成果）、施工（工事成果）条件が揃っている現場を対象に現況調査を実施した。現況調査のうち、『壁面変位』は既設補強土壁の壁面変位を計測するものであり、『擁壁周辺条件』とは「道路防災点検の手引き⁶⁾」の安定度調査表（擁壁）に従って、既設の補強土壁が地形や基礎地盤、水などの立地条件の影響を受けるか照査した。

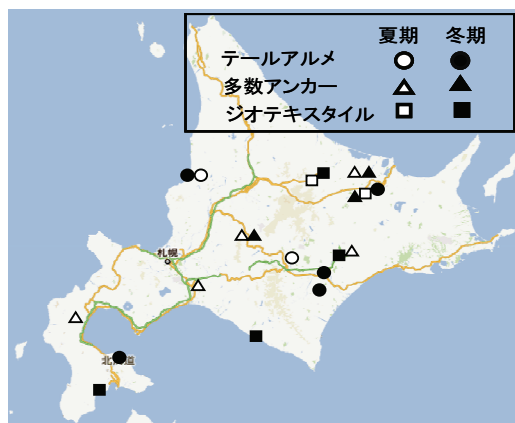


図1 計測箇所

3. 1 既設補強土壁の調査・計測結果

3. 1. 1 設計条件（内的／外的安定）および現況調査（擁壁周辺条件）結果

調査対象箇所の設計条件を照査した結果、すべて内的・外的安定を満足していた。実態調査のうち、擁壁周辺条件（地形、基礎地盤、水などの立地条件）の現況調査を実施したところ、地下水などの湧水は認められず排水施設が適切に配置されていた。基礎地盤は平板載荷試験の結果、いずれも地盤の許容支持力が設計支持力を上回っていた。立地条件として、地すべり地形に施工されておらず、壁前面の土砂が洗掘される現場条件では有効な洗掘防止工が設置されていた。

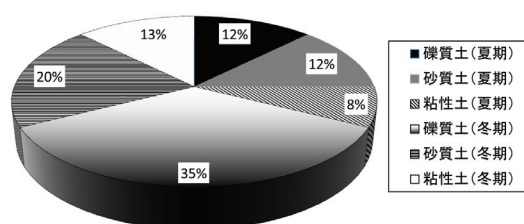


図2 土質区分

3. 1. 2 盛土材の調査結果

(1) 土質区分

土質区分は施工時期（夏期、冬期）ごとに整理した。冬期土工設計施工要領⁷⁾では、土の凍結、雪の混入などによって品質の低下を防止する配慮の必要がある土工期間を11～3月としている。これに従い11～3月の期間を冬期施工と定義して、この期間以外を夏期施工で整理した。施工時期の比率をみると約7:3と冬期施工が高い。夏期施工の土質区分は、礫質土12%、砂質土12%、粘性土8%、冬期施工は礫質土35%、砂質土20%、粘性土13%であった（図2）。

(2) 細粒分含有率

調査対象の補強土壁のメカニズムは、テールアルメ工法、ジオテキスタイルでは帯状補強材やジオテキスタイルとの摩擦抵抗による引抜き抵抗力、アンカー式補強土壁ではアンカー補強材の支圧抵抗による引抜き抵抗力で補強土壁の安定性を高める^{2),3),4)}。摩擦抵抗による引抜き力、あるいはアンカー補強材による支圧抵抗による引抜き力（盛土材とアンカープレートの拘束補強効果）を得るためには、盛土材と補強材のかみ合わせや拘束補強が極めて重要であり、せん断抵抗角の大きな材料、すなわち、細粒分含有率が低い材料が望ましいといえる。このため、現場で使用された盛土材の細粒分含有率は、補強土壁の安定性を評価するために重要な要素であると

考え、夏期、冬期施工で用いた盛土材の細粒分含有率を平均値と標準偏差で整理した(図3)。なお、『テールアルメ(夏期施工)』『ジオテキスタイル(冬期)』以外では、細粒分含有率(F_c)の平均値は $F_c \leq 30\%$ であった。テールアルメ工法²⁾では $F_c = 25 \sim 35\%$ の材料は必要な調査を実施した上で使用することが認められている。

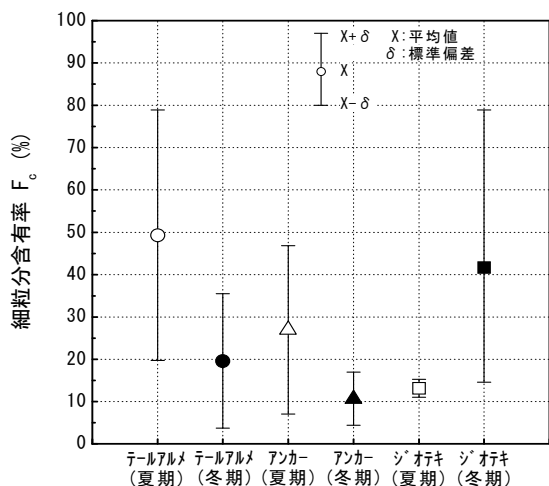


図3 各補強土壁の施工時期と細粒分含有率

3. 1. 3 施工性の調査結果

夏期・冬期施工で実施された盛土の施工含水比(W_o)および突固めによる土の締固め試験(JISA 1210)で得られた最適含水比(W_{opt})を土質ごとに整理した(図4)。冬期土工設計施工要領⁷⁾では冬期盛土に使用する土質特性として、施工含水比(W_o) / 最適含水比(W_{opt}) < 1.6 に該当する盛土材は、作業効率が良く盛土材として好ましい材料としている。

図をみると、いずれの土質条件および施工条件ともに $W_o / W_{opt} < 1.6$ を満足している結果が得られており、適切に施工が実施されたことが確認された。ただし、+粘

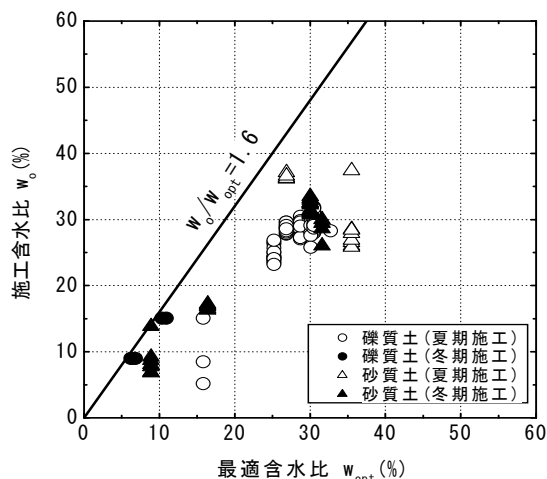


図4 最適含水比と現場含水比の関係

性土に区分された現場(6箇所)は、施工管理記録に含水比試験を実施した資料が残っておらず、これらの材料に関して検証できなかった。

3. 1. 4 盛土材の調査結果

(1) 壁高と壁面変位量

施工時期に応じた直壁、斜壁の壁高と各現場の壁面(平均)変位量(直壁、斜壁)の関係を図5に示す。壁面変位量のプラス側は壁前方、マイナスは壁後方への変位を示す。なお、直壁とは壁面材を地面に対して垂直に施工するタイプでテールアルメ工法と多数アンカー工法が該当する。斜壁とは1:0.3~0.5の勾配を持たせたタイプでジオテキスタイルを示す。

図より壁面変位量が大きくなる傾向は、①壁高が高くなるに従って大きくなる、②直壁よりも斜壁の方が顕著である、③夏期施工よりも冬期施工がやや多い、といえる。しかし、盛土内に雪や凍結土が融解して壁面が局所的にはらみ出すような変形モード⁵⁾は確認されなかった。

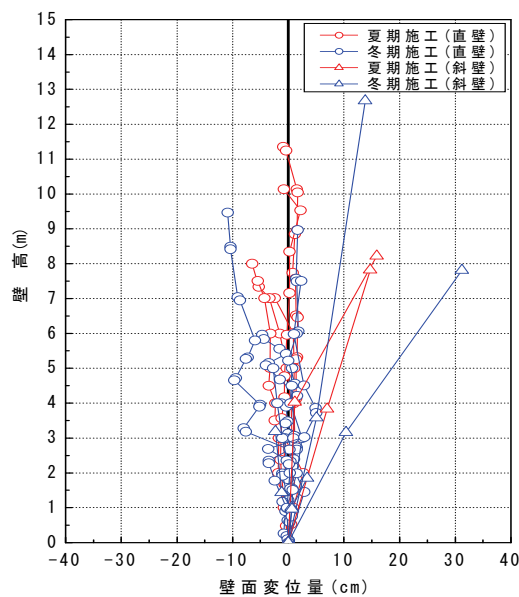


図5 壁高と壁面変位量

(2) 細粒分含有率と壁面勾配

盛土材の細粒分含有率と壁面勾配の関係について、それぞれ図6、7に示す。直壁の壁面勾配とは、直壁の壁頂部および中間部の壁面変位量を壁高で除したものである。一方、斜壁の壁面勾配とは、設計時の勾配と実際の勾配(壁頂部)との差分である。

直壁の壁面勾配をみると、土質区分、細粒分含有率や施工時期の違いに関係なく、壁面勾配の平均値は $\pm 1\%$ 程度の範囲内に収まっていた。一方、斜壁タイプでは、

壁面勾配の平均値は $i=1\sim7\%$ と直壁タイプと比較して壁面勾配が大きい結果が得られた。

小川⁸⁾は直壁タイプ(テールアルメ工法)において礫質土、砂質土の細粒分含有量が増加するとともに壁面勾配が大きくなり、細粒分含有率が $F_c=15\sim19\%$ を越えると壁面勾配は $i=3\%$ を越える箇所が見られたと報告しているが、直壁タイプについては今回、異なる結果が得られた。一方、斜壁タイプでは、冬期施工の場合、細粒分含有率が多くなるのに従って壁面勾配が大きくなる傾向にあるが、 $F_c=10\%$ 程度の夏期施工でも壁面勾配が大きくなっていた。壁面勾配が大きくなる要因としては、施工時期や盛土材以外にも起因している可能性がある。

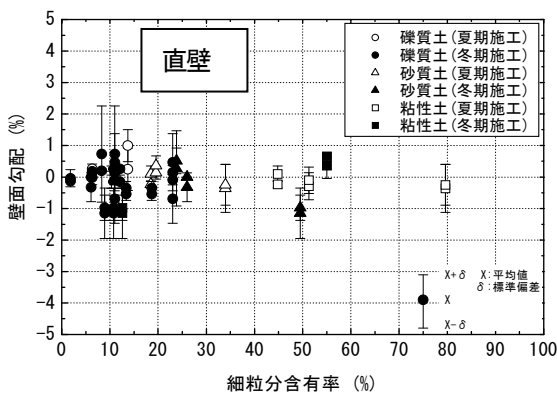


図6 施工時期や盛土材の違いによる細粒分含有率と壁面勾配

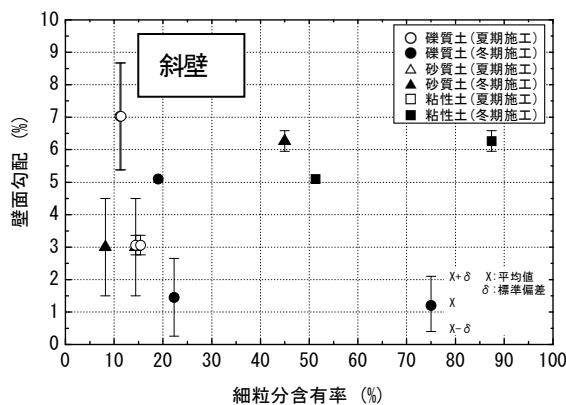


図7 施工時期や盛土材の違いによる細粒分含有率と壁面勾配

4. 帯鋼補強土壁の補強材引抜き試験

過年度、既設補強土壁の実態調査を実施した箇所のうち、同一の盛土材料を用いて夏期と冬期に施工した既設の帯鋼補強土壁を対象に、補強材(以降、ストリップとする)引抜き試験を実施して、施工時期の違いがストリップの引抜き抵抗へ与える影響を確認するとともに、壁面材とストリップを接続する部材(以降、コネクティブとする)の変形状態も踏まえ、既設の帯鋼補強土壁の健全度を評価した。なお、冬期の施工箇所は壁面変位量が

最も大きい箇所、施工時の積雪量が最も大きい箇所を選定した。

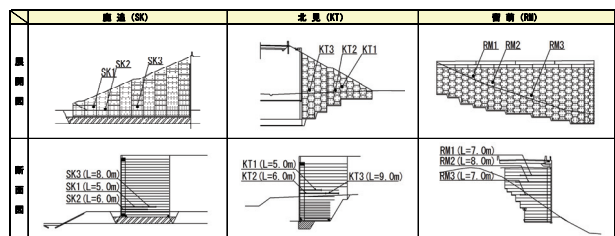
4. 1 現場概要

補強材の引抜き試験は、北海道内3箇所(夏期施工1箇所、冬期施工2箇所)で実施した。各現場の設計時の諸元を表1に示す。冬期施工の調査箇所は、過年度実施した実態調査の中で最も壁面変位が大きい箇所(北見)ならびに、積雪量が最も多い箇所(留萌)を選定した。夏期施工箇所は、北見や留萌で施工された盛土材料と補強土壁工法設計・施工マニュアル²⁾(以降、マニュアル)で同じカテゴリーに分類される(A1材料)箇所(鹿追)を選定した。ストリップの引抜き試験は各現場ともに土被り厚が異なる3箇所で行った(表2)。

表1 各現場の設計時の諸元

現場名		鹿追	北見	留萌	
規模	壁面積	227.8m ²	129.3m ²	433.9m ²	
	延長	L	27.15m	16.24m	73.00m
	壁高	H _{max} H _{min}	13.2m 3.0m	13.48m 1.48m	12.73m 5.98m
設計条件	盛土材の内部摩擦角	φ	30°	30°	30°
	盛土材の単位体積重量	γ	19kN/m ³	19kN/m ³	19kN/m ³
	ストリップと盛土材の摩擦係数	f'	1.5~0.726	1.5~0.726	1.5~0.726
ストリップ	リブ付きストリップ	SM490 SS400	幅60mm×厚さ4mm 幅60mm×厚さ4mm	幅60mm×厚さ4mm -	幅60mm×厚さ4mm -
	亜鉛メッキ		350kg/m ² (片面あたり)	350kg/m ² (片面あたり)	350kg/m ² (片面あたり)
	腐食しろ		1mm(両面)	1mm(両面)	1mm(両面)
	引張応力度(降伏点)	SM490 SS400	325N/mm ² 245N/mm ²	325N/mm ²	325N/mm ²

表2 各現場の展開図および断面図



4. 2 施工時の気象条件

各現場の施工時の気象条件は、施工現場近傍の地域気象観測システム(AMeDAS)より、気温(日平均、日最高、日最低)、日降水量、積雪深、を整理した(図8)。

夏期に施工が行われた鹿追では、補強土壁の施工を終える11月30日までに日平均気温が氷点下となる日が見られたが、最高気温は概ねプラスであった。

北見は施工期間の1月17日から2月4日までの19日間、最高気温は氷点下で施工期間中の降雪は5日間、日あたりの積雪量は最大4cmであった。これらから、施工期間中の降雪の影響は少なかったものの、施工は氷点下で実施されたと推測される。

留萌は最高気温が1月に入っても0°C以上の日が確認され、施工期間を通して凍結・融解を繰り返すような気温の変化であった。一方、降雪は施工開始から11日目の11月19日から始まり、この日を境に工事が終わる1月23日までの66日間で降雪の無い日は11日間、最大積雪量は120cmであった。留萌での施工は、時間の経過に伴って日中の気温がプラスから氷点下へ移行し、降雨や降雪に晒される日で、かつ積雪深が多い非常に厳しい気象条件であったことが読み取れる。

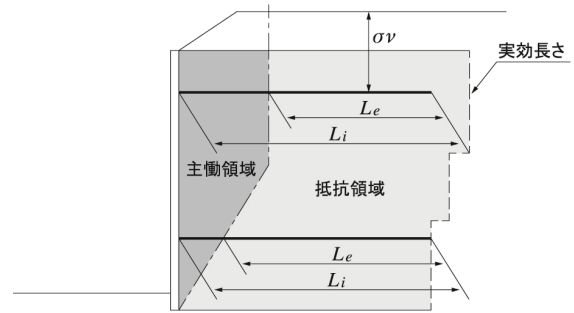


図10 主動領域と抵抗領域の関係²⁾

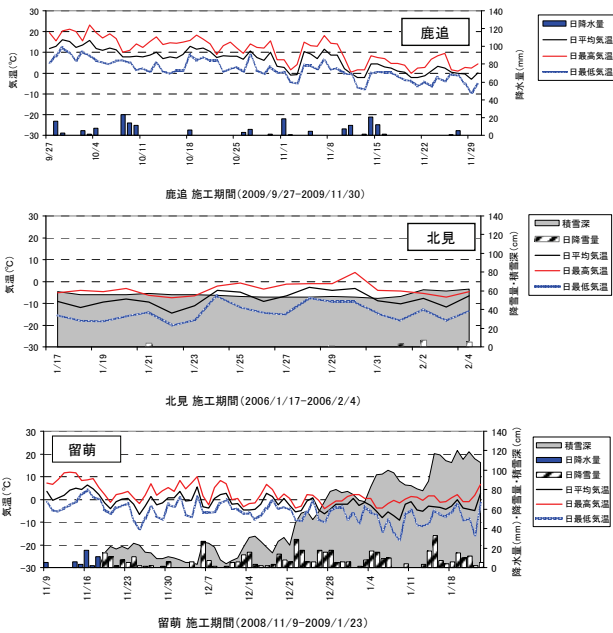


図8 施工期間における気温・日降雨量・日降雪量・積雪深

4.3 現場引抜き試験の方法

壁面材に孔を開けて(図9 a))ストリップを露出させ、壁背面の凍上抑制層と盛土材を撤去してから、孔壁保護のために硬質塩化ビニル(φ200mm)を設置した。その後、コネクティブと接続ボルトを取り外して壁面材にH鋼を設置し、ストリップとガセットプレート、さらにこれらとセンターホールジャッキを接続させた(図9 b)、c))。引抜き試験は、試験開始から30秒に1回の間隔で

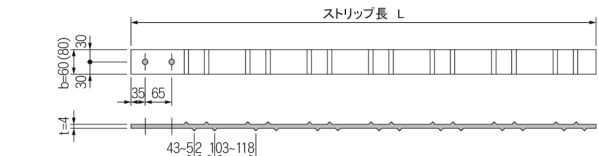


図11 ストリップの形状寸法²⁾

油圧ポンプ圧力計とストリップ引抜き量を記録した。

試験を終了する目安は、引抜き荷重 P が極限引抜き抵抗力 S_f 、降伏点引張り力 S_p のいずれかに達したあと、3分間荷重を保持し試験を終了した。これは、道路供用予定の帯鋼補強土壁による試験のため、ストリップの引抜きや破断による壁の安定性を考慮したものである。

引抜き試験では、引抜き荷重 P が設計引抜き抵抗力 S_d を満足するかどうかを確認するものである。設計引抜き抵抗力 S_d とは、抵抗領域中にあるストリップ上下面に作用するストリップ埋設深さ z の摩擦抵抗力であり、いわゆる設計値である(図10)。また、極限引抜き抵抗力 S_f とは、設計引抜き抵抗力 S_d と同様の考え方であるが、施工済みのストリップを引抜くためにストリップと盛土の接する面 $(2b \cdot L_i)$ はすべて摩擦抵抗とみなす考えである。降伏点引張り力 S_p は、補強材の降伏点引張り強さに補強材の断面積を乗じた値である(図11)。

$$S_d = f_0 \cdot \sigma_v \cdot 2b \cdot L_e \quad (1)$$

$$S_f = f_0 \cdot \sigma_v \cdot 2b \cdot L_i \quad (2)$$

$$S_p = \sigma_t \cdot b \cdot t \quad (3)$$

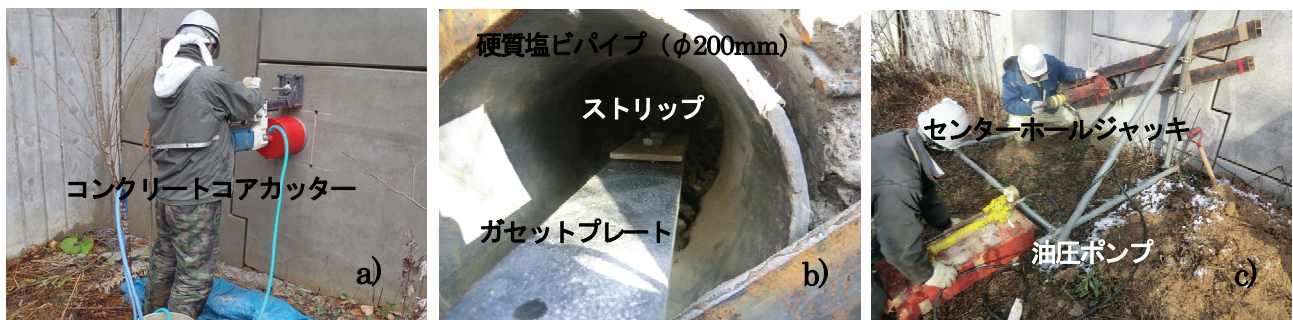


図9 現場引抜き試験前の作業内容

ここに、 f_0 ：土とストリップの見かけの摩擦係数（マニュアル²より算出）、 σ_v ：ストリップ上の鉛直応力（ kN/m^2 ）、 b ：ストリップ幅（m）、 t ：ストリップ厚さ（m）
 L_c ：抵抗領域内のストリップ長（m）、 L_i ：ストリップ全長（m）、 σ_t ：ストリップの降伏点引張り強さ（ kN/m^2 ）

4. 4 試験結果と考察

4. 4. 1 引抜き荷重と引抜き量の関係

各現場の引抜き荷重 P と引抜き量 δ の関係を図 12 に示す。鹿追（SK）の引抜き荷重 P はすべて設計引抜き抵抗 S_d を満足し、SK-3 を除く SK-1、SK-2 は極限引抜き抵抗 S_r (S_{r-1} 、 S_{r-2}) まで引抜き試験を継続し、これを満足した。なお、同じ引抜き荷重でも引抜き量に違いが生じたのは、SK-1 と SK-3 は盛土の圧縮によってストリップが下側に変形していたために（4. 4. 3 参照）、引抜き荷重を作用させた当初は、ストリップと盛土の噛み合わせ（拘束効果）が小さかったと考えられる。

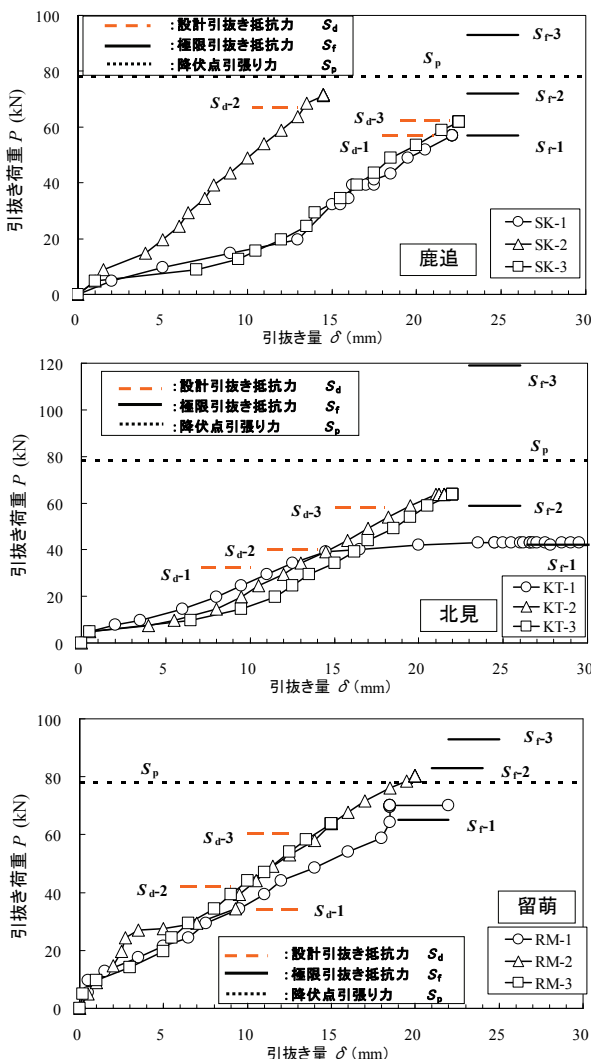


図 12 引抜き荷重 ~ 引抜き量

北見（KT）の引抜き荷重 P は鹿追（SK）と同様にすべて設計引抜き抵抗 S_d を満足した。なお、KT-1 では極限引抜き抵抗 $S_r=42\text{kN}$ をやや上回る引抜き荷重 $P=43\text{kN}$ で引抜き量が徐々に増加した。留萌（RM）の引抜き荷重 P も鹿追（SK）や北見（KT）と同様にすべて設計引抜き抵抗 S_d を満足した。なお、ストリップの剛性を確認するために RM-2 では、降伏点引張り力 S_p まで試行的に引抜き試験を継続させたところ、ストリップのボルト穴が塑性変形したことを確認した。

以上の結果から、施工時期が異なっても、ストリップの設計引抜き抵抗 S_d は確保されることが確認された。この要因として、冬期施工において外気温が常時、氷点下にあったことや降雪日が多かったにも拘わらず、これらへの対応（施工管理など）が徹底されていたことが推測される。

4. 4. 2 ストリップの摩擦係数と壁面勾配の関係

図 13 に引抜き試験による最大せん断応力 τ_{\max} ($=P_{\max}/2 \cdot b \cdot L_i$) とストリップ上の鉛直応力 σ_v ($=\gamma \cdot z$) から求めた測定摩擦係数 f ($=\tau_{\max}/\sigma_v$) とストリップ埋設深さ z の関係を示す。なお、 γ は単位体積重量 ($=19\text{kN/m}^3$)、 P_{\max} は現場引抜き試験の最大引抜き荷重とした。各現場の測定摩擦係数は、マニュアル²で定められている設計摩擦係数 (1.5~0.726) をストリップ埋設深さ $z=8\text{m}$ を除いて上回っていた。

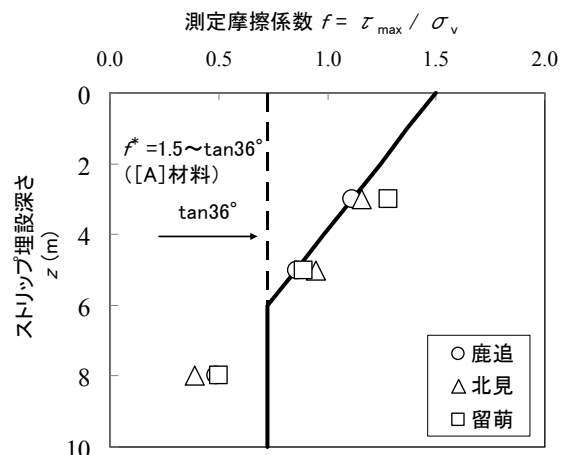


図 13 測定摩擦係数とストリップ埋設深さ

若槻ら²は、リップ付きストリップの埋設深さが 7m より深くなれば規定値を下回るものが見られたが、壁全体の安定性に問題がなかった、と報告している。これは、ストリップ埋設深さ z が深くなることで、所定の設計摩擦係数 f^* を得るために必要な引抜き荷重 P は降伏点引張

り力 S_p を大きく上回るため、道路供用中あるいは供用予定の帯鋼補強土壁による引抜き試験では、降伏点引張り力 S_p 以上の引抜き荷重 P をストリップに作用させることが困難であったと考えられる。本試験でも若槻らの試験と同様に、 $z=8\text{m}$ において測定摩擦係数 f は設計摩擦係数 f^* を下回ったが、壁面の安定性に問題はなかった。

図 14 は小川の報告⁸⁾に今回得られた測定摩擦係数 f と壁面勾配 i の関係を重ねあわせた。壁面勾配とは壁頂部の壁面変位量を壁高で除した値であり、プラスの値は壁が前傾、マイナスの値は後傾することを表している。

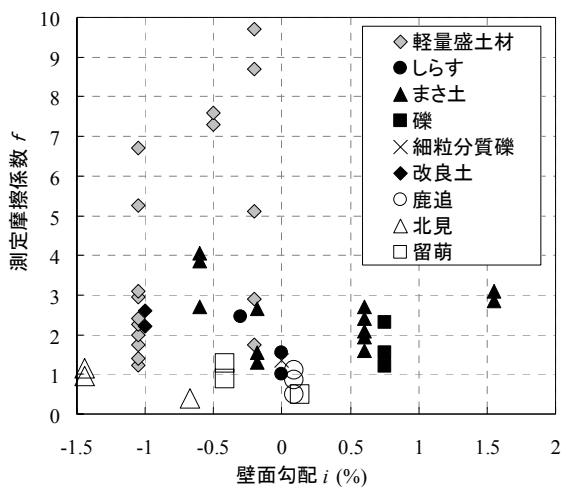


図 14 測定摩擦係数と壁面勾配⁸⁾に加重

小川は測定摩擦係数 f と壁面勾配 i の間には明確な関係を見いだせない、としているが、今回の調査でも小川の調査結果と同様であった。ただし、既設補強土壁の実態調査では、今回の引抜き試験箇所における壁の安定性は確保されていることがわかっている。

補強土壁は多少の壁面変位を伴って壁全体の安定を図る特長を有することや、実測の壁面勾配 i は管理基準値²⁾である3%を超える箇所が存在しないことを踏まえると、測定摩擦係数 f は設計摩擦係数 f^* を満足した上で壁面勾配 i が図 14 の範囲 ($i=\pm 1.5\%$) を、既設補強土壁の健全度を示す指標になり得ると考えられる。

4. 4. 3 コネクティブの状況

図 15 に各現場のストリップ埋設深さ $z=5\text{m}$ におけるコネクティブの状態を示す。コネクティブを水洗いして下面から観察したところ、赤錆や白錆などは確認されず健全な状態にあった。断面方向からコネクティブの変形角度をみると、鹿追 ($\theta=2^\circ$) や留萌 ($\theta=0^\circ$) と比較して北見 ($\theta=17^\circ$) の折れ曲がりが卓越していた。高木ら¹⁰⁾はコネクティブの折れ曲がり、盛土の圧縮によ

てストリップが下方に下がるとして、壁背面の盛土の転圧不足や降雨による水分供給によって、盛土が圧縮されたことを要因としている。北見は冬期施工であったが、降雪がほとんどない施工環境で、かつ土取り場からの購入土で盛土を用いた施工が実施され、所定の締固め度が得られたことが確認されている。これらから、当該箇所のコネクティブが下方へ変形した要因は、降雪や凍結土の混入によるものではないと推測されるが、いずれにせよ、コネクティブの変形角度と壁面勾配 i の大きさは密接な関係にあると考えられる。

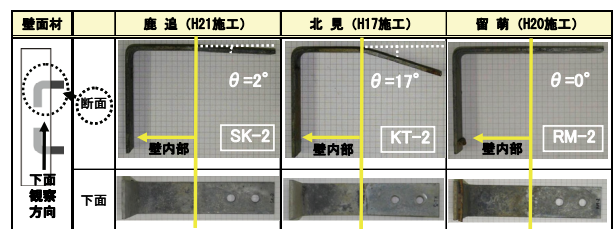


図 15 コネクティブの状況

5. 帯鋼補強材 (ストリップ) による室内引抜き試験

冬期にテールアルメ壁を構築する場合、1 日の作業を終えてから翌日の朝までの盛土を実施しない時間帯は外気によって盛土表層部に凍結が生じ、翌朝はこの状態からさらに盛土を構築することが考えられる。佐藤ら¹¹⁾は冬期間に同じ盛土高の試験盛土に対して施工日数を変えて構築し、その後、試験盛土を開削して盛土内の凍結状態や強度について調査した結果、施工日数が多い盛土は盛土内に凍結した層が残留すること、これらが融解することによって強度が低下することを指摘している。これをテールアルメ壁に置き換えると、冬期施工でストリップ周辺の盛土が凍結し、気温が上昇する春以降にこれらが融解すると、盛土のゆるみなどによってストリップの引抜き抵抗が低下する恐れが想定される。

そこで、地盤に作用する温度条件の違いがストリップの引抜き抵抗に及ぼす影響を明らかにするために、盛土材料と養生条件を変化させたストリップの引抜き試験を実施し、これらの条件の違いによるその引抜き抵抗について考察した。

5. 1 実験概要

5. 1. 1 土質材料およびストリップ

本実験では砂質土と火山灰質粗粒土 (以下、火山灰土という) の 2 種類の土質材料を用いた。表 3 に土質材料の物理特性を示す。マニュアル²⁾によると、原則として最大粒径が 75mm 以下の土質材料のうち、細粒分含有率

F_c が 25%以下の[A1]材料を盛土材として適用し、 F_c が 25%を超えて、かつ35%以下は[B]材料として、適用上の対策を施した上で適用が可能とされている。本実験で使用する砂質土は[A1]材料に分類されるが、火山灰土は F_c が 35%を超えていることから、テールアルメ壁には不適格な材料である。

今回の実験で火山灰土を選定した理由として、凍上性の高低が凍結・融解作用によって、補強材の引抜き特性にどのような影響を及ぼすかを把握するためである。

ストリップは平滑とリブ付の2種類に大別されるが、今回実験で使用したのは実現現場でも使用頻度の高いリブ付とした。リブ付ストリップの形状および寸法を図 16 に示す。リブ付ストリップの材質は溶接構造用圧延鋼材 (JIS G 3106 SM490A) を溶融亜鉛メッキ (JIS H 8641 HDZ35) したもので、幅(60mm)と厚さ (4mm) は工事で用いるストリップと同じ規格であるが、長さは1,500mmとした。

表3 土質材料の物理特性

試料		砂質土	火山灰土
土質名称		S-FG	SV-G
土粒子の密度	ρ_s (g/cm ³)	2.720	2.498
自然含水比	W_n (%)	17.1	50.4
最大乾燥密度	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.500	0.990
細粒分含有率	F_c (%)	16.7	43.9
シルト分	(%)	7.3	33.1
粘土分	(%)	9.4	10.8
液性限界	W_L (%)	NP	NP
塑性限界	W_p (%)		
塑性指数	I_n		
凍上速度	U_h (mm/h)	0.10	0.74
凍上性		中	高

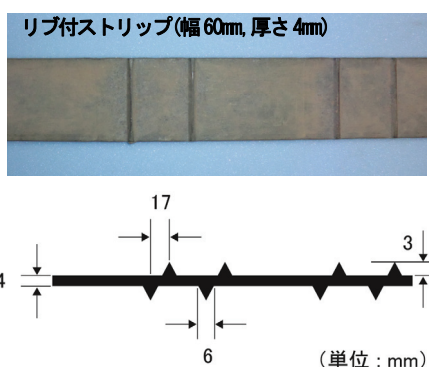


図 16 リブ付きストリップ

5. 1. 2 実験箇所

図 17 は今回実験を行ったドライコンテナ (以降、コンテナという) の外観である。コンテナの内寸は長さ 11,500mm×幅 2,280mm×高さ 2,230mm で密閉スクロール型と呼ばれる観音扉のみを有する形式だが、コンテナ内

で作業や実験が使用できるよう扉、窓、換気口のほか、コンテナ内部に蛍光灯 (40W) や電源 (100V、200V) を確保できるよう改造した。温度調整はマイクロコンピュータライズドレコーダコントローラ (MMCCIV) により、-30~25°Cを自由に設定することが可能である。この改造したコンテナ内に引抜き試験装置や土質材料、引抜き試験土槽 (以降、試験土槽という) の上蓋を開閉するための治具等を持ち込んで、一連の実験作業を行った。



図 17 ドライコンテナ

5. 1. 3 引抜き試験装置

図 18 に引抜き試験装置の断面および上面からの試験土槽内を示す。引抜き試験装置は、試験土槽、上蓋、ラバーメンブレン、ロードセル、スクリュージャッキ、変位計およびデータ記録装置で構成されており、空気圧によって上載圧 $\sigma_v=0\sim 160\text{kPa}$ の下、試験土槽 (長さ 1,200mm、高さ 600mm、幅 600mm) 内に投入した試料に対して、設置したストリップを 0.12~1.20mm/min で引抜くことが可能である。なお、本実験では、実際の冬期施工による盛土を模擬するため、試験土槽内に密度調整

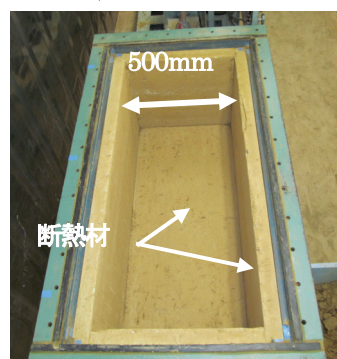
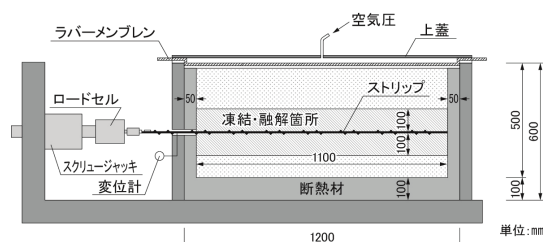


図 18 引抜き試験装置および引抜き試験土槽

した盛土に対して、試験土槽の側面に厚さ 50mm、底面に厚さ 100mm の断熱材(熱伝導率規格値: $\lambda=0.028\text{W/mk}$)を取り付けることで、冷氣、暖気を試験土槽上面から 1 次元方向のみ作用させた。このため、試験土槽の内寸は長さ 1,100mm、高さ 500mm、幅 500mm である。

5. 1. 4 実験手順

図 19 に実験手順を示す。温度条件は常温条件、低温条件、凍結・融解条件の 3 条件である。まず、表 3 の 2 試料をコンテナ内にて常温条件は 20°C、低温条件と凍結・融解条件では 2°C で 24h 養生した。その後、試験土槽底面から 150mm の高さまで、自然含水比 w_n 状態の試料を締固め度 $D_c=90\%$ となるよう密度調整した。ここでストリップを設置したあと、常温条件と低温条件はストリップ設置前と同じ手順で、試験土槽頂部まで試料を投入し盛土を作成した。なお、盛土作成時のコンテナ内の温度は常温条件では 20°C、低温条件は 2°C とした。作成した盛土上に空気圧が確実に作用するようラバーメンブレン(天然ゴムシート)を敷き、上蓋を設置した。これに対して、凍結・融解条件ではストリップを設置するまでの手順は常温条件、低温条件と同じであるが、さらに試料を投入してストリップ上 100mm まで締固め度 $D_c=90\%$ と

なるよう密度調整した。盛土作成時の温度は低温条件と同じ 2°C で実施した。

ここで、ストリップ上下 100mm の地盤を「凍上性判定のための土の凍上試験方法(JGS0172)」¹²⁾に従って、凍結速度 $U=1.0\sim 2.0\text{mm/h}$ となるよう凍結させた。凍結速度を一定としたのは、凍結速度の違いによる土の強度のバラツキを抑制するものである。なお、土中の温度計測は、精度が高く電気抵抗が低いために低温度の計測に有効とされる T 型熱電対、ならびに超小型温度データロガー(図 20)を凍結・融解ゾーンに設置して、後述の各実験ケースの凍結速度が $U=1.0\sim 2.0\text{mm/h}$ にあるか計測して、各ケースとも凍結速度が範囲内に収まっていることを確認した。

ストリップ下 100mm の温度が 0°C を下回ったことを確認した上で、試験土槽頂部まで試料を投入し締固め度 $D_c=90\%$ となるように密度調整した。このあと、コンテナ内の温度を 25°C に設定し、ストリップ上下 100mm の地盤を融解させた。凍結時と反対にストリップ下 100mm の温度が 0°C を上回ったことを確認した上で、常温条件、低温条件と同様の作業を実施して上蓋を設置した。上載圧は上蓋を設置後、所定の鉛直圧 ($\sigma_v=60, 140\text{kPa}$) を加えた。

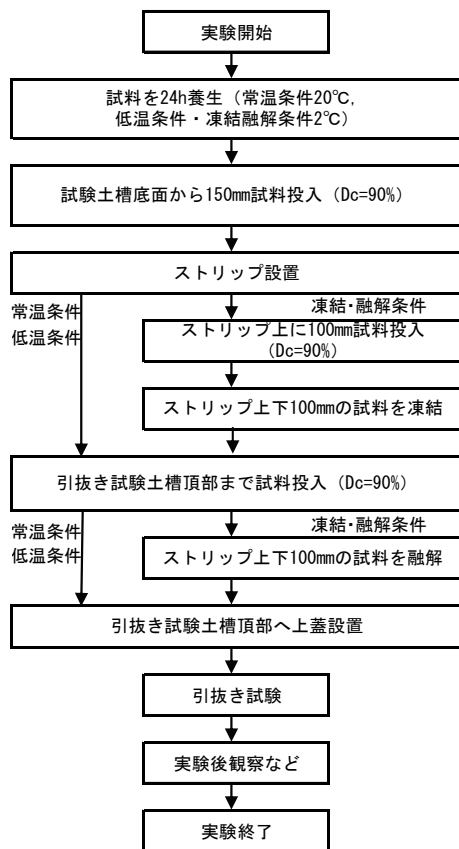


図 19 実験手順

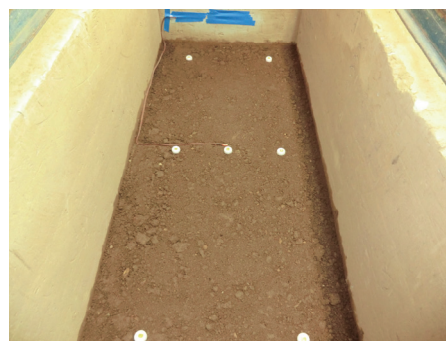


図 20 超小型温度データロガー

5. 1. 5 実験ケース

表 4 に実験ケースの一覧を示す。砂質土の凍結・融解条件において、融解後の経過日数をパラメータとした。

本実験における融解の定義は、ストリップ下 100mm の位置に設置した T 型熱電対が 0°C を上回った (0.1°C に達した) 時点からの経過日数である。ストリップの引抜き試験は常温条件、低温条件では、試験土槽上部に上蓋を設置し所定の上載圧を加えたあとに実施した。凍結・融解条件は、融解してから 1、3、14 日後の ± 6 時間以内に実施した。上載圧はストリップ上に作用する鉛直応力で $\sigma_v=60, 140\text{kPa}$ の 2 パターンであり、引抜き試験時にストリップと同じ位置に設置した土圧計にて確認した。

ストリップの変位速度は $v=1\text{mm/min}$ とした。

表4 実験条件

ケース	盛土材料	締固め度	温度条件	上載圧 (kPa)	
1	砂質土	$\rho_{d\max 90\%}(W_n)$	常温	60	
2				140	
3			低温	60	
4				140	
5			凍結・融解	融解1日後	60
6					140
7				融解3日後	60
8					140
9			融解14日後	60	
10				140	
11	火山灰土	$\rho_{d\max 90\%}(W_n)$	常温	60	
12				140	
13			低温	60	
14				140	
15			凍結・融解(融解1日後)	60	
16				140	

5. 2 実験結果および考察

5. 2. 1 引抜き試験の整理方法

ストリップの単位面積当たりの引抜き力を引抜き抵抗 τ と定義し、引抜き試験で得られた最大引抜き力 T_{\max} に対して、下記(1)式のストリップ引抜け長 ΔL の増加に応じてストリップ表面積の減少分を補正した A から、最大引抜き抵抗 τ_{\max} を(2)式により算出した。

$$A = \left(\frac{L_0 - \Delta L}{1000} \right) \times \frac{B}{1000} \times 2 \quad (1)$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} \quad (2)$$

ここに、 A : ストリップ引抜け長を考慮した表面積 (m^2),
 L_0 : ストリップ敷設長 (mm), ΔL : ストリップ引抜け長 (mm),
 B : ストリップ幅 (mm), τ_{\max} : 最大引抜き抵抗 (kN/m^2),
 T_{\max} : 最大引抜き力 (kN)

5. 2. 2 地盤材料の違いによる引抜き挙動について

(1) 地盤材料および温度条件の違いによる検討

図21 a), b)は引抜き力 T と引抜き量の結果を試料別に整理したものである。図21 b)をストリップ上に作用する上載圧 σ_v ごと(ケース11, 13, 15&ケース12, 14, 16)でみると、引抜き力~引抜き量曲線は上に凸型の形状で T_{\max} に大きな違いはみられなかった。一方、図21 a)を上記と同様に σ_v ごと(ケース1, 3, 5&ケース2, 4, 6)にみると、図21 b)と同様に引抜き力~引抜き量曲線は上に凸型の形状であったが、ケース5, 6の T_{\max} は σ_v の同じ他ケースと比較していずれも約40~50%低下した。以上より、火山灰土では温度条件の違いにおいて T_{\max} に

顕著な差異は生じなかったが、砂質土では、常温条件、低温条件と比較して凍結・融解条件の T_{\max} が大きく低下することがわかった。

図22 a), b)は引抜き試験の結果を試料別に σ_v と τ_{\max}

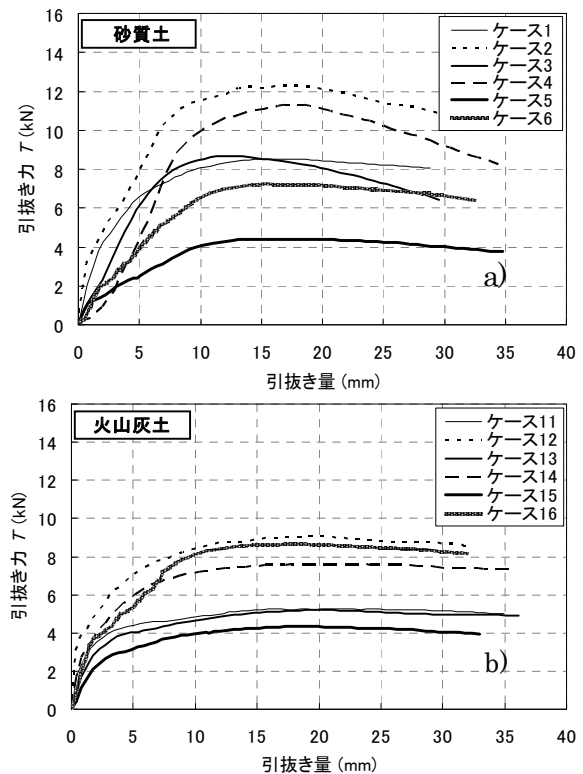


図21 壁高と壁面変位量

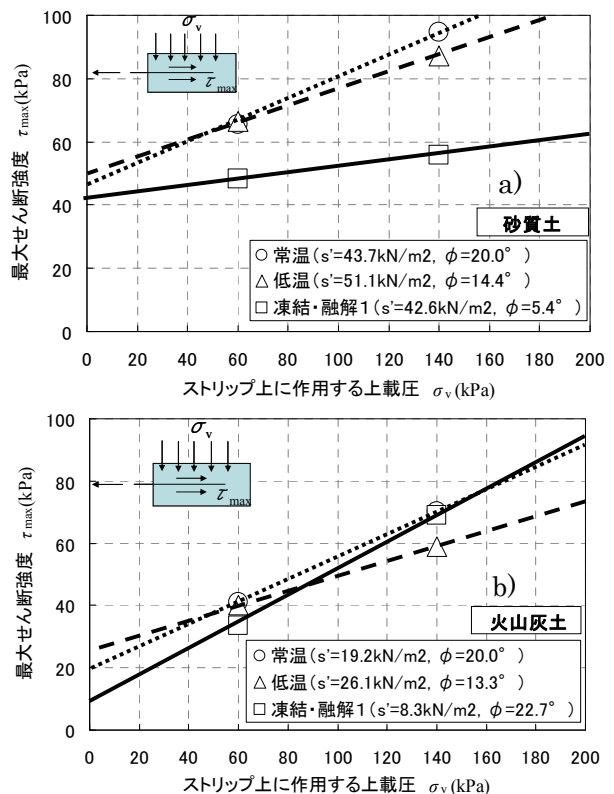


図22 ストリップに作用する上載圧と最大せん断強度

で整理したものである。

小川¹³⁾はストリップと地盤との間に発生する σ_v と τ_{max} には、クーロンの破壊基準式($\tau_{max} = s' + \sigma_v \tan \phi$)が成立する、との知見を得ており、 s' と ϕ はストリップと地盤との間に発生する付着力と摩擦角としている。ここで、**図 22 a)**の常温条件、低温条件をみると、 s' 、 ϕ の大きさに違いはあるが σ_v と τ_{max} の関係は一樣な傾向にあった。

ただし、凍結・融解条件では σ_v の大小に拘わらず τ_{max} が大幅に低下した。一方、**図 22 b)**をみると、いずれの温度条件も s' 、 ϕ の大きさに違いはあるが σ_v と τ_{max} の関係は一樣な傾向にあった。ただし、凍結・融解条件の τ_{max} は σ_v が小さくなるに従って、常温条件と低温条件のそれより小さくなる傾向が確認された。

(2) 地盤材料および温度条件の違いによる検討

図 23はケース 5～ケース 10 における T と引抜き量の結果を整理したものである。ストリップ上に作用する上載圧 σ_v ごと(ケース 5, 7, 9&ケース 6, 8, 10)でみると、引抜き力～引抜き量曲線はいずれも上に凸型の形状であったが、凍結融解後 3 日、14 日経過したケース 7, 9 とケース 8, 10 の T_{max} はケース 5, 6 のそれと比較して大幅に増加した。

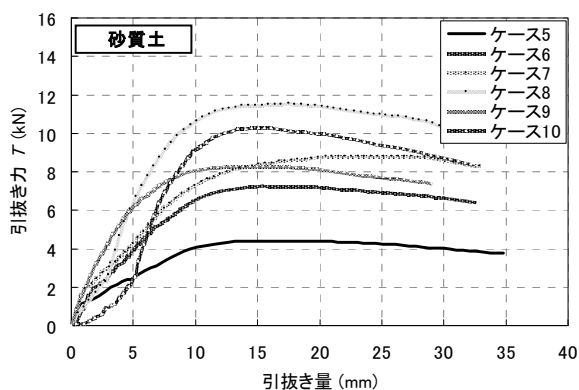


図 23 引抜き力と引抜き量の関係 (砂質土のみ)

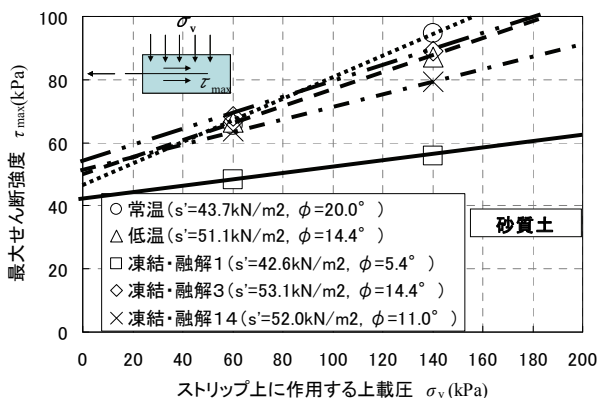


図 24 σ_v と τ_{max} の関係 (砂質土のみ)

図 24は引抜き試験の結果を温度条件ごとに σ_v と τ_{max} で整理したものである。凍結・融解条件(融解 1 日後)の τ_{max} は、常温条件、低温条件のそれと比較して σ_v を問わず約 30%低下したが、凍結・融解条件(融解 3, 14 日後)をみると、凍結・融解条件(融解 14 日後)の $\sigma_v=140\text{kPa}$ における τ_{max} が、常温条件、低温条件のそれを若干下回ったが、融解後の時間経過によって概ね τ_{max} は回復することがわかった。

砂質土を用いた引抜き試験では、凍結・融解条件における融解 1 日後の最大せん断強度 τ_{max} が他ケースと比較して大幅に低下し、特に、 ϕ の低下が顕著であった。この理由として、粒子間の間隙水が凍結融解作用によって土粒子配列が乱れたために、一時的にインターロッキング効果が低下したと考えられる。ただし、その後の時間の経過によって、常温条件や低温条件と同程度の τ_{max} に回復することが明らかになった。現段階ではこの事象を裏付ける確固たる知見はないが、凍結・融解によって一時的に砂質土のせん断抵抗が低下し、時間の経過とともに回復した可能性がある。

5. 2. 3 火山灰土の物理特性について

今回使用した火山灰土は火山灰質粗粒土であるが、この土は凍結融解作用による影響として締めめや圧密、せん断時などに顕著に破碎性を示すものが多く、粒子破碎が施工に与える影響などが問題である¹⁴⁾と報告されている。そこで、温度条件の違いが物理特性に影響を及ぼすかを把握するため、引抜き試験後に物理試験を実施した。

図 25にケース 11, 13, 15 のストリップ上下 100mm を上から 3 等分して採取した試料の粒径加積曲線を示す。粒径加積曲線をみると、温度条件による大きな違いは見られなかった。

表 5は同じく 3 等分して採取した試料の自然含水比 w_n である。ケース 11, 13 の w_n は試験位置の違いによる変化は小さいが、ケース 15 は下部より上部の w_n が大きくなっており、冷気を作用させた土槽上面に含水が移動したことが確認された。

図 26は凍結・融解条件(融解 1 日後)による火山灰土(ケース 15)におけるストリップ引抜き試験後のストリップ設置面の状態である。ストリップ設置による跡が残っているものの、いずれも水分などが浮いている状態などは確認されず、目視では引抜き特性への影響を確認することができなかった。

北海道の粗粒火山灰土の分類試案¹⁵⁾によると、今回使用した火山灰土は $w_n=50.4\%$ 、 $\rho_s=2.498\text{g/cm}^3$ で[V_{S2}]のカテ

ゴリーに近い材料と考えられる。これらのカテゴリーに属する締固め土のせん断抵抗は、通常荷重の範囲では良好であるとの報告²⁴⁾されているが、 $[Vs_2]$ に近い条件の材料がストリップ周辺で凍結・融解しても、 w_h 状態でかつ $D_c=90\%$ で締固めることによって、ストリップ間の盛土で含水の移動が生じたとしても粒子破碎は生じず、常温条件や低温条件と同様のインターロッキング効果を期待できることが示唆された。

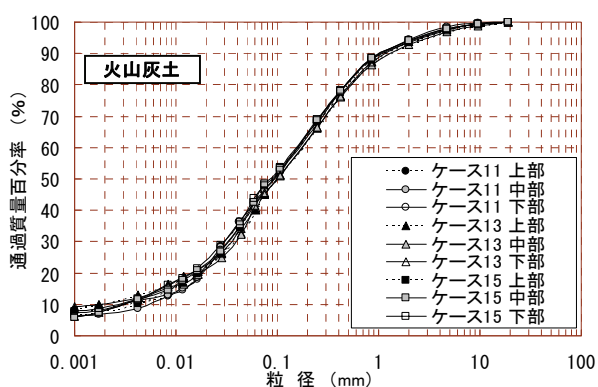


図 25 凍結・融解ゾーンの粒径加積曲線

表 5 実験後の自然含水比

材料	温度条件	試験位置	自然含水比 (%)
火山灰土	ケース11	上部	55.15
		中部	54.21
		下部	55.01
	ケース13	上部	54.28
		中部	55.20
		下部	54.79
	ケース15	上部	53.49
		中部	52.96
		下部	50.71



図 26 引抜き試験後のストリップ設置面の状態

5. 2. 4 冬期施工の可能性について

前述のとおり、冬期に数 m のテールアルメ壁を構築する場合には、1 日の施工を終えてから翌朝までの 10 数時間は盛土を施工しないために、その間に盛土表面は凍結する恐れがある。したがって、冬期施工で構築されたテールアルメ壁の盛土には、凍結層を除去しない限り何層かの凍結層を有している可能性がある。

しかし、3.で述べたとおり、筆者らが実施した既設補強土壁の実態調査結果では、冬期施工で構築された既設テールアルメ壁の安全性に問題が生じていると判断された箇所は存在しないこと、また、4.で述べたとおり、冬期に施工したストリップの現場摩擦係数は設計摩擦係数を満足していたことの知見に加え、今回実施した砂質土の引抜き試験を実施した結果、ストリップを挟む砂質土が凍結・融解したあとに 3 日以上経過することによって、常温条件、低温条件と同程度の τ_{max} に回復することを考慮すると、各層に設置されたストリップ間の盛土が凍結して春以降にこれらが融解したとしても、引抜き力の低下は部分的でかつ一時的であることから、冬期施工による凍結・融解がテールアルメ壁の全体安定に及ぼす影響は小さいと考えられる。

6. アンカー式補強材土壁の現場引抜き試験

既設補強土壁の実態調査を実施したアンカー式補強土壁のうち、冬期に施工した既設壁を対象に、補強材引抜き試験を実施して、補強材の引抜き量と設計引張力 (= 土圧) ならびに許容引抜き抵抗力の関係から、アンカーの引抜き特性および既設アンカー式補強土壁の健全性について考察した。

6. 1 現場概要

引抜き試験箇所は北海道開発局で施工した既設のアンカー式補強土壁 3 現場である (A~C 現場)。試験の目的は既設壁の健全度を評価するものである。試験箇所はいずれも冬期間 (11 月~3 月) に施工された箇所を選定した。なお、C 現場は壁頂部まで盛土を構築した後、特に L 側の壁面水平変位が壁前方へ卓越し、施工管理基準値である壁高の 3%に達した段階で、壁前方に大型土嚢を設置して水平変位を抑制した。引抜き試験は水平変位が収束した時点で実施した。

表6 アンカー式補強土壁の展開図および断面図

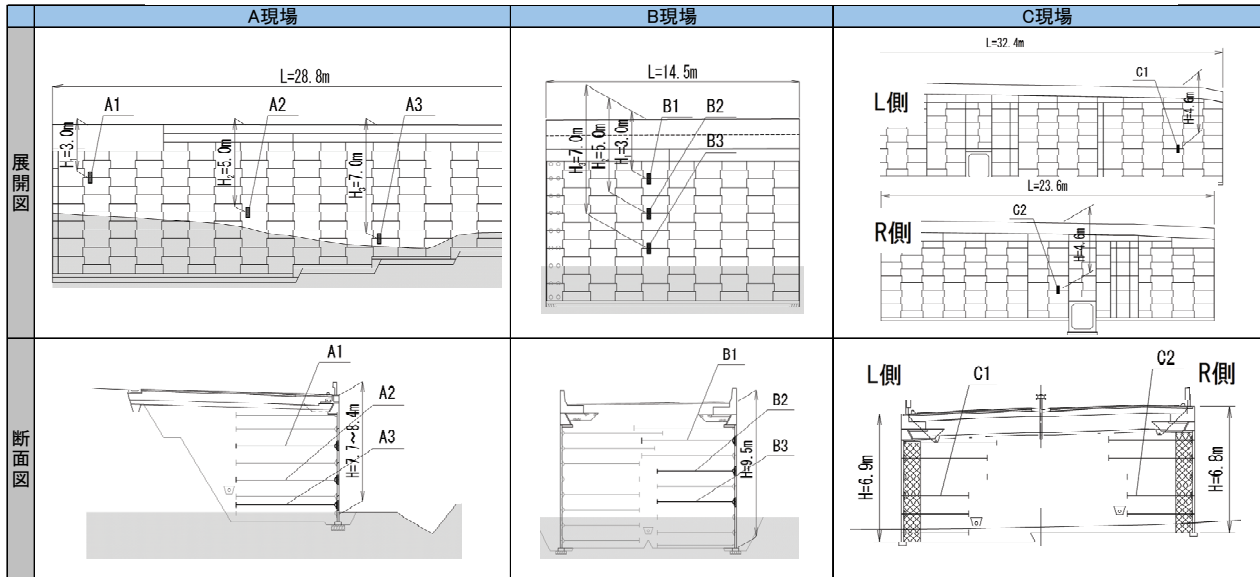


表6は試験箇所の展開図および断面図を示す。展開図に示す矩形の黒抜きは引抜き試験箇所を示しており、A現場とB現場は土被り厚の異なる3箇所、C現場は同じ土被り厚であるがL側とR側で1箇所ずつの計8箇所で現場引抜き試験を実施した。表7に各現場で使用した部材規格(タイバー、アンカープレートなど)を示す。各現場におけるいずれの部材もタイバーやアンカープレート、コネクタの生じる引張り応力やせん断応力は許容値内である。

表7 引抜き試験箇所の補強材規格

試験箇所	壁全高(壁+笠コン)(m)	壁高(m)	笠コン天端からタイバーまでの深さ(m)	部材の規格			
				タイバー(呼称名)	アンカープレート(サイズ)	コネクタ(規格)	接続ロッド(止めボルト(ボルト強度))
A1	7.7~8.4	7.0	3.0	M20	サブなしM20	4.5D	8.8T:D用
A2			5.0	M20	サブなしM20	4.5D	8.8T:D用
A3			7.0	M20	サブなしM20	4.5D	8.8T:D用
B1	9.5	8.0	3.0	M18	サブなしM18	4.5D	8.8T:D用
B2			5.0	M18	サブなしM18	4.5D	8.8T:D用
B3			7.0	M20	サブありM20	6.0D	8.8T:D用
C1	6.8~6.9	5.5	4.6	M18	サブなしM18	4.5D	8.8T:D用
C2			4.6	M18	サブなしM18	4.5D	8.8T:D用

6.2 盛土材料

表8に試験箇所の盛土材料の物性を示す。A現場とB現場は2箇所から採取した盛土材料の物性値を併記した。マニュアル³⁾によると、アンカー式補強土壁に適した材料は、①せん断強度が十分に期待できる、②圧縮による変形量が小さい、③締固め施工が容易な材料である、④スレーキング等による細粒化が生じない、としているが、使用された盛土材料は、いずれも粗粒土に分類される材料で均等係数 $U > 10$ 以上であることから、良好な材料が使用されていたことがわかる。

表8 盛土材料の物性値

試験箇所		A現場		B現場		C現場	
物理一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2,879	2,700	2,815	2,762	2,704	2,704
	自然含水比 w_n %	6.6	21.0	8.6	14.4	28.9	28.9
粒度特性	礫分(2~75mm) %	60.2	57.1	65.2	53.6	6.4	6.4
	砂分(0.075~2mm) %	31.5	31.9	21.4	27.7	58.6	58.6
	シルト分(0.005~0.075mm) %	5.0	6.8	11.7	15.2	25.7	25.7
	粘土分(0.005mm未満) %	3.3	4.2	1.7	3.5	9.3	9.3
	最大粒径 mm	75	53	53	37.5	19.0	19.0
	均等係数 U	72.07	77.24	313.04	216.45	33.82	33.82
	曲率係数 U_c	1.77	1.26	3.62	1.18	3.07	3.07
コンパクション特性	液性限界 w_L %	NP	37.4	NP	NP	NP	NP
	塑性限界 w_p %	NP	20.0	NP	NP	NP	NP
	塑性指数 I_p	NP	17.4	NP	NP	NP	NP
分類	地盤材料の分類名	細粒分まじり砂質礫	粘性土まじり砂質礫	細粒分まじり砂質礫	細粒分質砂	礫まじり細粒分質砂	礫まじり細粒分質砂
	分類記号	(GS-F)	(GS-Cs)	(GS-F)	(GFS)	(SF-G)	(SF-G)
締固め特性	試験方法	B-b	B-b	B-b	B-b	B-b	B-b
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	2.160	1.577	1.833	1.688	1.621	1.621
	最適含水比 w_{opt} %	5.91	18.46	12.9	17.0	19.2	19.2
三軸圧縮特性	試験方法	CD	-	-	-	-	-
	全応力 σ_{cu} kN/m ²	9.0	-	-	-	-	-
	内部摩擦角 ϕ_{cu} °	37.3	-	-	-	-	-

6.3 現場引抜き試験方法

各現場の施工時の気象条件は、施工現場近傍の気象庁の地域気象観測システム(AMeDAS)より、気温(日平均、日最高、日最低)、日降水量、日降雪量、積雪深、について整理した(図27)。

A現場の施工期間は3月7日~3月30日までの24日間で、日平均気温は0℃前後、最高気温は概ねプラスであった。施工時の積雪深は50cm程度であったが時間の経過に伴い減少する傾向にあった。時折、降雨と降雪が混じるような施工環境であったと思われる。

B現場は11月30日から12月30日の約1ヶ月間、施工期間中は日平均気温、最高気温のいずれも氷点下であったが、降雪、積雪深はほとんど無いことから、施工は順調に実施されたことが推測される。

C現場は施工開始から時間の経過に伴って気温が低下し11月中旬以降、日平均気温は0℃を下回った。9月と

10月中旬にまとまった降雨が確認され、11月下旬以降は連日降雪があった。このため、C現場は、特に11月下旬以降では1日の気温の変化が激しい上に、連日の降雪に伴う積雪深の急激な増加する非常に厳しい施工環境であったことが読み取れる。

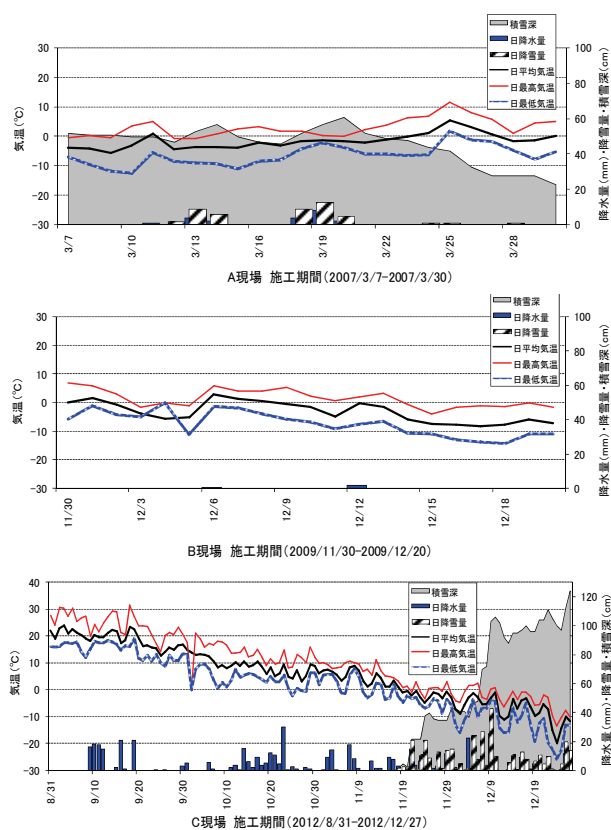


図27 各現場の施工期間における気象データ

6.4 現場引抜き試験方法

現場引抜き試験は、試験箇所(壁面コンクリート)をブレイカーで破碎して壁面と補強材(タイバー)の接続部材(インサート、ダブルコネクター)を取り外してタイバー先端のロッドアイを露出させた。ロッドアイにテンションバーを接続したあとセンターホールジャッキを設置した(図28)。センターホールジャッキと壁面コンクリート間に反力板(矩形状鋼板)を設置して、壁面に集中荷重が作用しないようにした。載荷方法はC現場では段階式載荷、A現場とB現場は単調繰返し載荷とした。

段階式載荷は5kNを段階的に載荷するが、所定の荷重に到達したあと5分間荷重を保持して次の荷重へ移行する。単調繰返し載荷は段階載荷と同様、5kN載荷して5分間荷重を保持するが、その後、荷重を一旦完全に除荷(0kN)した。次段階以降の載荷重は5kNのn倍(n:整数)で、①載荷→②荷重保持→③除荷、を1サイクルとした。段階式載荷、単調繰返し載荷ともに、引抜き荷

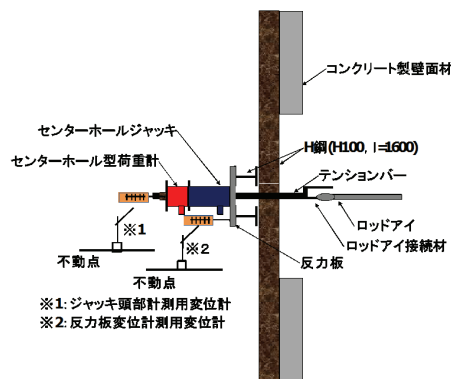


図28 引抜き試験装置

重が所定の目標荷重へ到達するか載荷が不可となった段階で引抜き試験を終了とした。

引抜き変位量は、i)所定まで荷重を載荷した段階、ii)5分間荷重を保持した段階、iii)荷重を除荷した段階(単調繰返し載荷のみ)で計測した。

現場引抜き試験の試験手順は文献16)で詳細に記載されているので参照されたい。表9に各試験箇所の目標引抜き荷重を示す。試験終了は当初設計で算出された極限引抜き力(計算値)としたが、いずれも降伏点引張力 S_p を超過しており、道路供用中の既設壁を使用している関係上、 S_p を目標引抜き荷重の目安とした。なお、タイバー引張力 T_i は補強材敷設位置の壁面に作用する単位面積当りの土圧に相当するものである。

表9 目標引抜き荷重

試験箇所	タイバー引張力 T_i (kN/本)	設計引抜き力(計算値) (kN)	極限引抜き力(計算値) (kN)	降伏点引張力 S_p (kN)
A1	13	53	157	58
A2	21	88	262	58
A3	26	110	328	58
B1	12	21	62	57
B2	20	34	102	57
B3	28	48	142	78
C1	22	38	114	57
C2	22	38	114	57

6.5 引抜き試験結果

6.5.1 荷重～変位曲線

図29は各現場で得られた引抜き力 P ～引抜き変位量 δ の関係である。図中には各引抜き試験箇所の P_{max} と T_i に相当する P を記載した。なお、各引抜き試験箇所の P_{max} は平板載荷試験方法(JGS1521)に準拠して、B現場は「引抜き力～引抜き変位量」で引抜き変位量が直線的に増大し始めた P 、AとC現場は「引抜き力(対数目

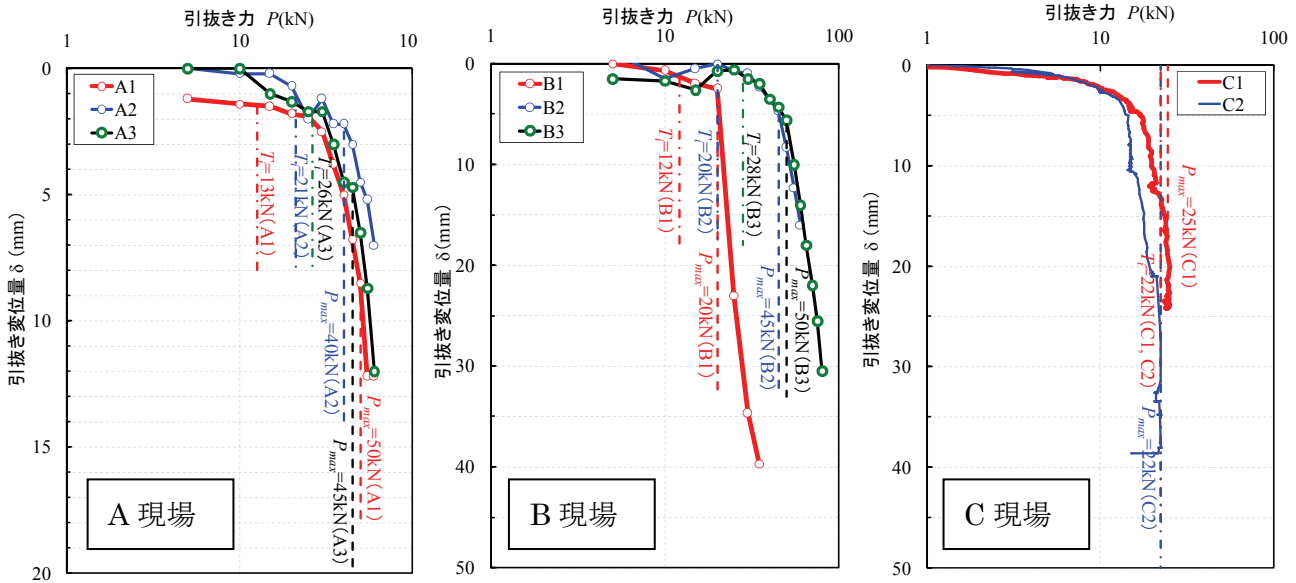


図29 各現場の引抜き力～引抜き変位量の関係

盛)～引抜き変位量」より引抜き曲線が引抜き変位量(Y軸)と平行となる P とした。この理由として、計算上得られる極限引抜き力は S_p を上回っていた(表9)ことや、 $HP_{max}=1.0$ に相当する δ を図37(後述)から算出すると、 δ/B (アンカープレート幅:300mm) $=0.284$ より $\delta=85.2\text{mm}$ となるが、供用中の壁を対象としていること、引抜き試験装置の引抜き能力より、実際にはこの値まで補強材を引抜くことが困難であったためである。なお、A～C現場の $P\sim\delta$ 曲線を横並びで整理するため、引抜き力(X軸)はすべて対数目盛で表記した。

図よりA～C現場の $P\sim\delta$ の関係を見ると、いずれの引抜き試験箇所も引抜き当初は δ が非常に小さい値であるが、ある荷重より急激に増加した。A1～A3、B1～B3の T_i に相当する P をみると、 δ は最大2mm程度で得られた。これに対して、C1、C2の T_i に相当する P は $\delta=13\text{mm}$ 、 25mm とA現場、B現場と比較して相当の引抜き変位を伴わないと得られない結果であった。

6.5.2 荷重～変位曲線

図30は T_i/P_{max} と引抜き箇所における壁の最大水平変位量 δ_{hmax} の関係を示す。壁の最大水平変位とは施工後の壁が地盤に対して鉛直と仮定して、壁全体が前面に傾斜すればプラス、後傾すればマイナスで表される。図には各現場の壁高(H)の3%(0.03H)を併記した。壁高の3%はアンカー式補強土壁の施工時の管理基準値であるが、この値に工学的な意味は無いとされている。

一方、地震等によって被災した壁の被災度を評価する手法として被災度応急判定表³⁾が存在するが、壁高の

3%は『無条件あるいは経過観測により使用可』するための指標(目安)となっている。今回、常時の既設アンカー式補強土壁の健全度を判定するにあたり、適当な判断基準が存在しないことから上記の指標に準拠し、壁高の3%(0.03H)を常時における既設壁の健全度判定の目安とした。あらためて図30をみると、測定数は少ないもののA～C現場の $T_i/P_{max}\sim\delta_{hmax}$ の関係は二つのエリアに区分された。

ここで、図31に示すような直接基礎の荷重～沈下量の関係を見ると、①弾性的な挙動が卓越する領域、②弾性的な挙動と塑性的な挙動が混在する領域、③塑性的な挙動が卓越する領域の3つに分けられる。このうち、③の領域では地盤にせん断破壊が生じており、②と③の境界の荷重に対応する支持力を極限支持力と定義している¹⁷⁾。

図29よりA現場とB現場の T_i は図31の①領域、C現場のそれは同じく③領域に近い②領域に位置付けられるが、 T_i の領域と δ_{hmax} は密接な関係があることを示唆

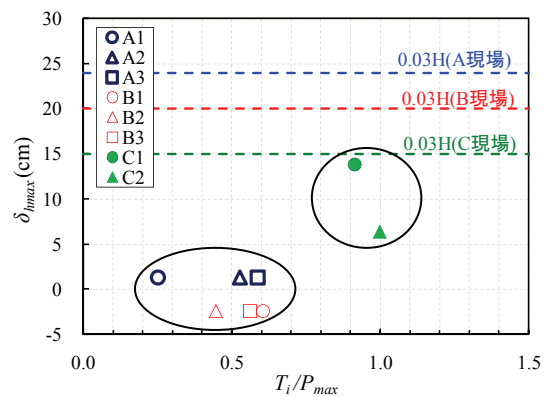


図30 T_i/P_{max} と δ_{hmax} の関係

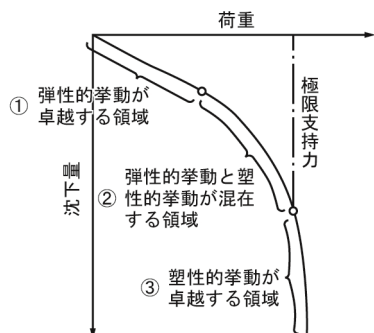


図31 直接基礎の荷重-沈下量の関係

している。

C現場をみると、 $T_i/P_{max} = 0.9 \sim 1$ ($T_i = P = P_{max}$ or $T_i = P \cong P_{max}$) であれば、 $\delta_{hmax} = 0.03H$ に近づく傾向にあることがわかる。これは、土圧と補強材引抜き力は塑性平衡状態にあると考えられ、何らかの要因（地震力、盛土の締固め不足など）で土圧が補強材の引抜き力を上回る状態（あるいは、補強材の引抜き力が低下する状態）になれば、壁高の3%以上の大きな壁面変位が生じると想定される。実際、C1では $\delta_{hmax} = 15\text{cm}$ ($\cong 0.03H$) に達した段階で、壁前面に土嚢を設置し壁面変位を生じさせない対策を取ったため、土嚢が存在しなければ $\delta_{hmax} > 15\text{cm}$ となった可能性がある。

一方、 $T_i/P_{max} \leq 0.6$ ($T_i = P < P_{max}$) であれば $-3\text{cm} < \delta_{hmax} < 1\text{cm}$ であった。通常、構造物の自重のように常時作用する荷重に対して直接基礎に許容される支持力は、極限支持力に安全率を考慮した形となり①の領域に収まるよう設定される。これに従うと、A、B現場の T_i に相当する P が①の領域にあることは、土圧に対してある程度の余裕度を持っていると解釈でき健全な引抜き抵抗を有しているといえる。

今後、 T_i/P_{max} と δ_{hmax} の計測数が増加すれば、既設アンカー式補強土壁の健全度を把握することが可能な具体的な閾値を見いだせる可能性がある。

7. アンカー補強材による室内引抜き試験

5. では養生条件を変化させたストリップの室内引抜き試験を実施した。その結果、砂質土の凍結・融解1日後の τ_{max} は α_f の大小に拘わらず、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 τ_{max} は常温条件や低温条件と同程度に回復することがわかった。しかし、アンカー式補強土壁の内的安定は帯鋼補強土壁とそれと異なり、壁面に作用する土圧に対してアンカープレートの引抜き抵抗（支圧力）によるため、冬期

施工でアンカー補強材周辺の盛土が凍結し、気温が上昇する春以降にこれらが融解すると、ストリップの引抜き抵抗とは異なりアンカー補強材の引抜き抵抗が低下する恐れが想定される。

そこで、5.と同様に、地盤に作用する温度条件の違いがアンカー補強材の引抜き抵抗に及ぼす影響を明らかにするために、これらの条件の違いによる引抜き抵抗について考察した。

7. 1 実験概要

7. 1. 1 土質材料およびアンカー補強材

本実験では砂質土を用いた。表10に使用した盛土材料の物理特性を示す。テールアルメ工法（以降、テールアルメという）は細粒分含有率 F_c の多少によって盛土材料の適用区分が分類されている²⁾が、アンカー式では盛土材料の工学的分類体系によって適否が決定される³⁾。マニュアルによると基本的には粗粒土は適用可能となっているため、テールアルメよりは適用範囲は広いといえる。今回使用した盛土材料は砂質土（細粒分隣混じり砂）であることから良質材に分類されるものである。

表10 盛土材料の物理特性

試料	砂質土	
土質名称	S-FG	
土粒子の密度	ρ_s	(g/cm ³) 2.720
自然含水比	W_n	(%) 17.1
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	(g/cm ³) 1.500
細粒分含有率	F_c	(%) 16.7
シルト分		(%) 7.3
粘土分		(%) 9.4
液性限界	W_L	(%)
塑性限界	W_p	(%)
塑性指数	I_p	
凍上速度	U_h	(mm/h) 0.10
凍上性		中

補強材を構成する部材は、(a)接続ロッドアイ、(b)ターンバックル、(c)ロッド、(d)カプラー、(e)アンカープレートから構成され、接続ロッドアイ、ターンバックル及びロッドを接続した状態の部材を総称してタイバーと呼ぶ（図32）。実現場ではロッドは丸鋼径 $\phi 16 \sim 25\text{mm}$ 、アンカープレートは $300(400)\text{mm} \times 300(400)\text{mm}$ の形状が用いられるが、室内引抜き試験では実現場で用いられるタイバーを簡略化して、PC鋼とアンカープレートを組み合わせたモデルを使用した（図33）。

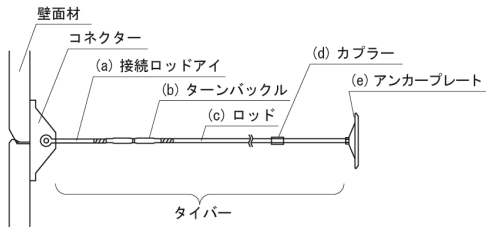


図32 アンカー補強材を構成する部材



図33 室内引抜き試験用のアンカー補強材

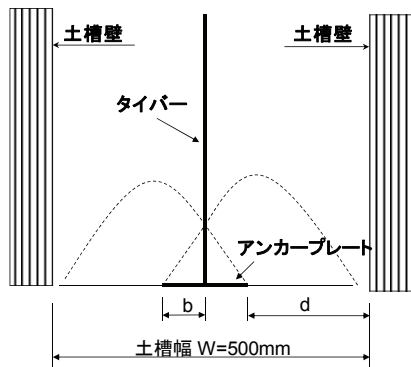


図34 アンカー補強材の設置

室内引抜き試験用の補強材の寸法は、補強材を引抜いた際に発生する塑性域が土槽壁に接触しないアンカープレート幅 (b) を設定する、PC 鋼の引張力は部材 (ロッド) の破断を防ぐために最大上載圧 $\alpha_v = 140 \text{ kN/m}^2$ の極限引抜き力 P_{max} を上回る必要がある。これらを踏まえて、アンカープレート幅は三浦ら¹⁸⁾ が数値解析によって提案した盛土材のせん断抵抗角 (ここでは $\phi_a = 35.4^\circ$) と、b (アンカープレート幅の半分) と d (塑性域の幅) の関係 $(b+d) / b$ の関係図¹⁸⁾ (塑性の広がり角 $\delta = 0$ と仮定) より $b = 20 \text{ mm}$ が得られ、1 辺 40 mm (厚さ $t = 12 \text{ mm}$, SS400) とした (図 34)。PC 鋼の直径は、マニュアルに記載されている計算式³⁾ で得られる極限引抜き力 (21.6 kN) を上回る引張力 (68.5 kN) を有する直径 $\phi 9.2 \text{ mm}$ (長さ $l = 630 \text{ mm}$) とした。

7. 1. 2 実験ケース

表 11 に実験ケースの一覧を示す。凍結・融解条件は融解後の経過日数をパラメータとした。本試験における融解の定義は、補強材より 100 mm 下に設置した T 型熱電対が 0°C を上回った (0.1°C に達した) 時点からの経過日数である。補強材の引抜き試験は常温条件、凍結融解条件ともに、試験土槽上部に上蓋を設置し所定の上載圧を加えたあとに実施した。凍結・融解条件は、融解してから

ら 1、3 日後の ± 6 時間以内に実施した。上載圧はストリップ上に作用する鉛直応力で $\alpha = 60$, 140 kPa の 2 パターンであり、引抜き試験時に補強材と同じ位置に設置した土圧計にて、所定の上載圧が作用しているか確認した。補強材の変位速度は $v = 1 \text{ mm/min}$ とした。図 35 に引抜き試験装置の断面を示す。引抜き試験装置の詳細な仕様等については 5.1.3 に記載している。また、各温度条件における実験手順は 5.1.4 と同じ方法で実施した。

表 11 実験ケース

ケース	盛土材料	締固め度	温度条件	上載圧 (kPa)	
1	砂質土	$\rho_{\text{dmax}} \times 90\% (W_n)$	常温	60	
2				140	
3			凍結・融解	融解1日後	60
4				140	
5				融解3日後	60
6				140	

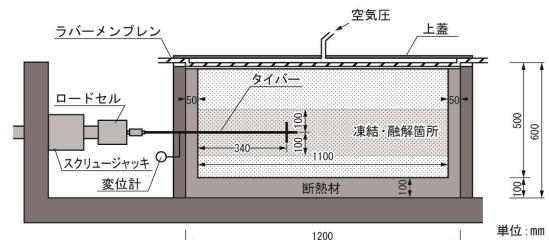


図35 引抜き試験装置

7. 1. 3 実験結果と考察

図 36 にケース 1~6 の補強材の引抜き変位量 δ と引抜き力 P の関係を示す。 P は δ が増加するに従って緩やかに増加し続けており、辰井ら¹⁹⁾ が実施した補強材引抜き試験と同様に、いずれのケースも明確なピークは現れなかった。従って、各ケースの極限引抜き力 P_{max} は下記の三浦ら²⁰⁾ の研究成果を参考に算出した。

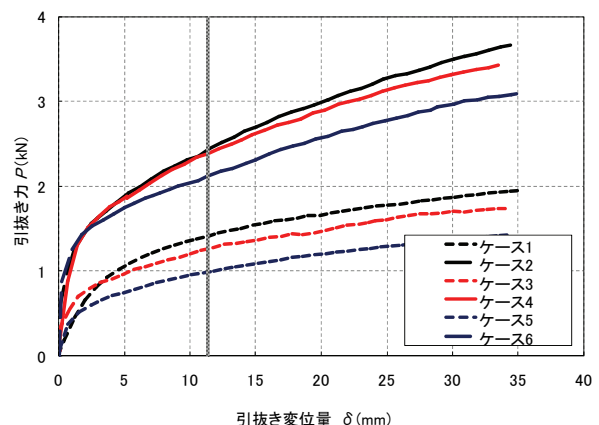


図36 引抜き変位量 ~ 引抜き力の関係

図 37 は三浦ら²⁰⁾ が細粒分含有率 $F_c \leq 35\%$ 以下の盛土材料を対象に室内および現場引抜き試験の結果から、 P と δ の関係を統計的に整理したものである。図中の直線

の中央点は室内および現場引抜き試験において P が $HP_{max}=1.0$ に達した δ をアンカープレート幅 B で正規化した平均 (=0.284) を示している。この関係から、各ケースの P_{max} に相当する P は δ/B (アンカープレート幅:40mm) =0.284 より $\delta=11.36\text{mm}$ を算出し、各ケースの P - δ 曲線からそれぞれの P_{max} を得た (図 36)。

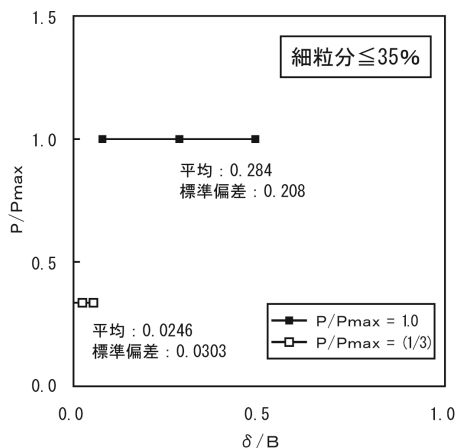


図 37 $F_c \leq 35\%$ の引抜き力と引抜き変位^{7)修正}

図 38 は補強材上の上載圧 α と引抜き試験で得た P_{max} に相当する P の関係を示す。通常、補強材の許容引抜き力は P_{max} に対して安全率 3 ($P_{max}/3$) を見込んでおり、設計土圧に相当する引抜き力以上であることが要求される。各温度条件の P_{max} に相当する P を比較すると、常温 (ケース 1,2) に対して融解 1 日後 (ケース 3,4)、融解 3 日後 (ケース 5,6) と融解後の時間の経過に伴って、 α の大小に関係なく低下していることがわかる。特に融解 3 日後の P_{max} に相当する P は常温のそれと比較して約 2~3 割の低下が確認された。

著者らは、ストリップを用いて凍結・融解後の経過日数をパラメータとした引抜き試験を実施した。その結果、融解 1 日後の最大せん断強度 τ_{max} は常温条件のそれと比較して約 30% 低下したが、融解 3 日以降では常温条件に

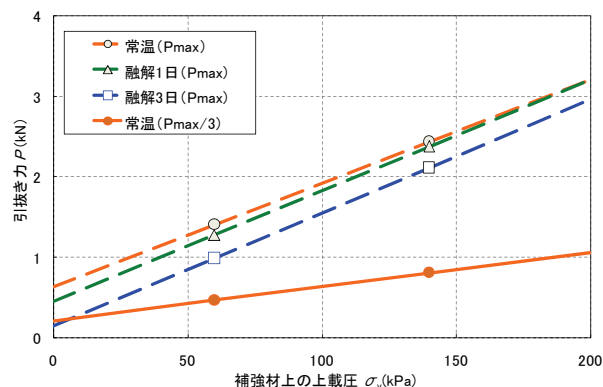


図 38 補強材上の上載圧と引抜き力の関係

回復することを確認した (図 24)。しかし、今回の補強材では融解 3 日後でも P_{max} に相当する P は回復せずストリップとは異なる試験結果であった。ただし、融解 1、3 日後の P_{max} に相当する P は実務上の閾値である $P_{max}/3$ (常温) を上回っていることがわかる。

図 39 は B と δ との比に対する HP_{max} の関係を整理したものである。 $P_{max}/3$ に相当する δ をみると、各ケースともアンカープレート幅の約 3% (0.03B) 以下の変形量相当で得られることがわかった。これらの結果は、辰井ら¹⁹⁾や三浦ら²⁰⁾が実施した引抜き試験結果のいずれも小さな変位で得られていたのと同様である。

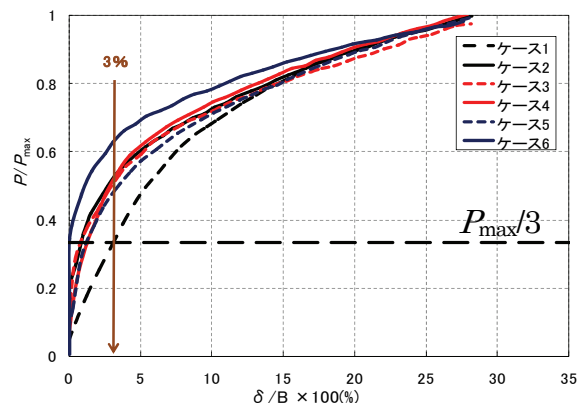


図 39 δ/B と P/P_{max} の関係

以上より、常温と凍結融解条件を比較すると P_{max} の P に差異が生じるが、凍結・融解条件の P は実務上の閾値である $P_{max}/3$ の P を超過していること、 $P_{max}/3$ の δ は温度条件に拘わらず 0.03B 程度の小さな変位で得られることから、実務上、補強材周辺の凍結融解が引抜き抵抗に及ぼす影響は小さいと考えられる。

8. まとめ

本研究では、北海道開発局が実施した既設補強土壁の実態調査、現場ならびに室内において補強材引抜き試験を実施した。その結果を要約すると以下の通りである。

【既設補強土壁の実態調査結果】

- ① 28 現場を調査したうち、7 割は冬期施工であったが、雪や凍結土が盛土に混入したと想定される変状モードは確認されなかった。
- ② 盛土材の細粒分含有率と壁面勾配の関係をみると、直壁タイプでは、施工時期や細粒分含有率の大小に関わらず壁面勾配の平均値は $i = \pm 1\%$ 程度であった。一方、斜壁タイプでは、冬期施工の場合、細粒分含有率が大きくなるのに従って壁面勾配が大きくなる傾向にある。ただし、 $F_c = 10\%$ 程度の夏期施工でも壁面勾配が大きくなっていたので、壁

面勾配が大きくなる要因と、施工時期や盛土材以外にも起因している可能性がある。

【テールアルメ工法に関する知見】

- ③ 夏期・冬期施工に拘わらず、ストリップの設計引抜き抵抗力は確保されていた。
- ④ 測定摩擦係数 f は設計摩擦係数 f^* を満足した上で壁面勾配 i が $i = \pm 1.5\%$ の範囲にあれば、既設補強土壁の健全度を示す指標になり得ると考えられる。
- ⑤ コネクティブの変形角度と壁面勾配の大きさには密接な関係がある。
- ⑥ 砂質土の凍結・融解1日後の τ_{max} は σ_v の大小に拘わらず、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 τ_{max} は常温条件や低温条件と同程度に回復することがわかった。
- ⑦ 火山灰土では、いずれの温度条件も σ_v と τ_{max} の関係は一樣な傾向にあった。ただし、凍結・融解条件（融解1日後）の τ_{max} は σ_v が小さくなるに従って、常温条件と低温条件のそれより小さくなる傾向が確認された。
- ⑧ 北海道の粗粒火山灰土の分類試案による $[Vs_2]$ に近い条件の材料がストリップ周辺で凍結・融解しても、 w_n 状態でかつ $D_c=90\%$ で締固めたことによって、ストリップ間の盛土内で含水の移動が生じたが粒子破碎は確認されず、常温条件や低温条件と同程度のインターロッキング効果を期待できることが示唆された。

【アンカー式補強土壁工法に関する知見】

- ⑨ 既設アンカー式補強土壁の健全度について、 T/P_{max} と引抜き箇所における壁の δ_{hmax} の関係から整理した結果、 T/P_{max} と δ_{hmax} には密接な関係があると考えられる。 $T/P_{max}=0.9\sim 1.0$ では当該壁の $0.03H$ に近づく傾向にあり、既設壁の健全度判定の指標となりえる結果を得た。
- ⑩ 室内試験の結果、常温と凍結融解条件の P_{max} に相当する P に差異は生じたが、凍結・融解条件の P は実務上の閾値である $P_{max}/3$ の P を超過していること、 $P_{max}/3$ に相当する P の δ は温度条件に拘わらずアンカープレート幅の約 3%以下であることから、実務上、補強材周辺の凍結融解が引抜き抵抗に及ぼす影響は小さいと考えられる。

既設補強土壁の実態調査結果、冬期施工で構築された既設壁の安全性に問題が生じていると判断された箇所は存在しなかった。この理由は下記によると推測される。

- ① 凍結土の混入除去の徹底
- ② 天候（降雪）に応じた施工管理の徹底
- ③ 良質土の採用

冬期施工を実施した場合、凍結土や雪の混入を100%阻止することは困難と思われる。しかし、実態調査において、冬期施工で使用される盛土材料は土取り場からの購入土がほとんどであったことから、盛土材料へ凍結土や雪の混入しないような施工管理が比較的容易だったと推察される。

これらの知見に加えて、現場・室内引抜き試験結果の考察（まとめ⑥、⑨）をあわせて総括すると、良質の盛土材料を用いて適切な施工管理による施工を行えば、冬期施工でもあっても設計で要求される引抜き抵抗は満足するとともに、仮に補強材間の盛土が凍結して春先にこれらが融解しても、引抜き力の低下は部分的でかつ一時的で、壁全体に致命的な損傷を及ぼすものではなく、冬期施工が直ちに補強土壁の不安定化に直結する可能性は小さいと考えられる。

一部の研究成果は、『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』へ反映された。

参考文献

- 1) 土質工学会：補強土工法、土質基礎工学ライブラリー29、p.170、1988.
- 2) (財)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) (財)土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第4版、2014.
- 4) (財)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第2回改訂版、2013.
- 5) 木幡行宏：寒冷地における補強土壁工法の信頼性、基礎工 2010.2、pp.42-45、2010.
- 6) (財)道路保全技術センター：道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等）、pp.135-144、2009.
- 7) 通年化施工推進協議会：冬期土工設計施工要領、pp.1-3、1999.
- 8) 小川憲保：テールアルメ工法における盛土材と壁面変位の関係、土木学会論文集 No.493、pp.119-125、1994.
- 9) 若槻良行、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.

- 10) 高木宗男、細江健、木村隆志、高尾浩一郎：帯鋼補強土壁の健全度評価のための引抜き試験の有効性について、第45回地盤工学研究発表会、pp.525-526、2010.
- 11) 佐藤厚子、西本聡、鈴木輝之：冬期施工による盛土の性状、地盤工学会北海道支部技術報告集第53号、pp.211-216、2013.
- 12) 地盤工学会基準(JGS0172-2009)：凍上性判定のための土の凍上試験方法、地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—、2009.
- 13) 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.
- 14) (公社)地盤工学会北海道支部：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工、被災事例～、pp.60-61、2010.
- 15) 池田晃一、神谷光彦、佐藤厚子、斎藤和夫、川端伸一郎：北海道の粗粒火山灰土の分類法に関する試案、土と基礎 Vol.62、No.8、pp.16-19、2001.
- 16) 高木宗男、中村洋丈、小浪岳治、小林悟史、富山和城：アンカー式補強土壁の健全度評価試験方法、第45回地盤工学研究発表会、pp.527-528、2010.
- 17) (社)地盤工学会：地盤工学ハンドブック、p.770、1999.
- 18) 三浦均也、野見山尚志、日下部治、境友昭：多数アンカー擁壁の模型実験および引き抜き抵抗の数値解析、第29回土質工学研究発表会、pp.2445-2448、1994.
- 19) 辰井俊美、三浦均也、三澤清志、小浪岳治：アンカー式補強土壁の引抜き抵抗力に関する検証実験、第40回地盤工学研究発表会、pp.719-720、2005.
- 20) 三浦均也、西田康人、森政信吾、小浪岳治、工藤章光：アンカープレートの引抜き強度と地盤特性の力学的・統計的検討、第41回地盤工学研究発表会、pp.1817-1818、2006.

QUALITY AND STABILITY IMPROVEMENT OF REINFORCED SOIL WALL IN COLD REGION

Abstract : A reinforced soil wall which I placed it and looked good with of the temporary construction mechanic was more economical than a concrete retaining wall conventionally, and a superior thing was inspected in quake resistance in each research organization.

Proposal of the design and the quality control method for new ground improvement technology
In this financial year as the first year, an investigation of the field settlement was conducted. It was found that residual settlement of an expressway constructed on peaty soft ground significantly affects life cycle costs. An effect of new ground improvement technology such as the trencher mixing method and the plastic drain with reinforced fill using iron wire netting was evaluated.

Key words : Reinforced soil wall, Construction in winter, Stability evaluation