

厳冬期の泥炭性軟弱地盤で施工された改良地盤
の品質確保・品質管理方法に関する研究

共同研究報告書

平成 23 年 10 月

独立行政法人土木研究所寒地土木研究所
パワーブレンダー工法協会

Copyright © (2011) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

厳冬期の泥炭性軟弱地盤で施工された改良地盤 の品質確保・品質管理方法に関する研究 共同研究報告書

独立行政法人土木研究所 寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ 寒地地盤チーム

パワーブレンダー工法協会

上席研究員	西本 聡
主任研究員	林 宏親
研究員	橋本 聖
研究員	梶取 真一
運営委員長	牧野 昌己
事務局長	佐藤 利行
技術係長	伊藤 浩邦
技術委員	松下 恭司

要旨

厳冬期の北海道においてトレンチャー式攪拌工法による地盤改良を実施した際に、現場強度が設計基準強度を下回ることが顕在化した。また、品質管理方法が複数存在していることや、実務上、簡易な品質管理方法が用いられていることから、その適用性を正しく評価する必要がある。

そこで、厳冬期における改良地盤の低温対策方法（覆土、ヒートソイル工法）の効果を把握するために、北海道内の 2 箇所で試験施工を実施した。

その結果、覆土対策および新技術による対策効果を明らかにするとともに、簡易な品質管理方法の適用における課題点を整理した。さらに、二次元熱伝導解析により改良地盤内の温度分布の再現を行い、凍結指数に応じた凍結深さの推定方法の適用性および課題を明らかにした。

キーワード：トレンチャー式攪拌工法（パワーブレンダー工法）、試験施工、覆土、ヒートソイル工法、簡易な品質管理方法（改良型山中式土壌硬度計）

まえがき

厳冬期の北海道においてトレンチャー式攪拌工法による地盤改良を実施した際に、現場強度が設計強度を下回ることが顕在化した。このような事例報告が現場担当者から寄せられるとともに、対応策への意見を求められた。

また、品質管理方法が複数存在していることや、実務上、簡易な品質管理方法が用いられていることから、その適用性を正しく評価する必要がある。

このことから、平成 20 年度から平成 21 年度にかけて、独立行政法人土木研究所寒地土木研究所とパワーブレンダー工法協会の 2 者で、厳冬期における改良地盤の低温対策方法（覆土、ヒートソイル工法）の効果を把握するために、北海道内の 2 箇所試験施工を実施した。

本報告書は、その成果を取りまとめたものである。

目 次

第1章	はじめに	
1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的	1
1.3	研究の名称	1
1.4	実施期間	1
1.5	共同研究者	1
1.6	実施項目	1
第2章	研究の背景	2
第3章	試験施工（その1／北海道空知郡南幌町）	
3.1	目的	4
3.2	試験施工概要	4
3.3	地盤条件	6
3.4	気象条件	6
3.5	試験施工内容	
3.5.1	試験施工ヤード	7
3.5.2	施工方法（トレンチャー式攪拌工法の施工システム）	8
3.5.3	新技術（ヒートソイル工法）	9
3.5.4	試験施工管理	10
3.6	品質確認項目	
3.6.1	温度測定、凍結深度測定	12
3.6.2	サンプリングおよび強度試験方法	13
3.7	試験結果	
3.7.1	温度測定結果、凍結深度測定結果	14
3.7.2	強度発現	16
3.8	まとめ	18
第4章	試験施工（その2／北海道釧路郡釧路町）	
4.1	目的	19
4.2	試験施工概要	19
4.3	地盤条件	21
4.4	気象条件	22

4.5	試験施工内容	
4.5.1	試験施工ヤード	23
4.5.2	施工方法（トレンチャー式攪拌工法の施工システム）	24
4.5.3	新技術（ヒートソイル工法）	24
4.5.4	試験施工管理	25
4.6	品質確認項目	
4.6.1	温度測定、凍結深度測定	26
4.6.2	サンプリングおよび強度発現確認	28
4.7	試験結果	
4.7.1	温度測定、凍結深度測定結果	29
4.7.2	強度発現	31
4.8	まとめ	33
第5章	簡易な品質確認方法の適用性	
5.1	背景	34
5.2	改良型山中式土壌硬度計の概要	34
5.3	適用範囲	35
5.4	南幌町試験施工	
5.4.1	確認事項	36
5.4.2	貫入試験方法	36
5.4.3	試験結果	37
5.4.4	まとめ	38
5.5	釧路町試験施工	
5.5.1	確認事項	39
5.5.2	貫入試験方法	39
5.5.3	試験結果	40
5.5.4	まとめ	41
5.6	改良地盤の品質管理方法の現状と課題	
5.6.1	品質管理方法の現状	41
5.6.2	今後の改良型土壌硬度計の適用方法と課題	42
第6章	改良地盤の凍結深さの推定	
6.1	はじめに	
6.1.1	凍結指数・積算寒度	43
6.1.2	改良地盤の熱伝導率計測	44
6.2	二次元 FEM 熱伝導解析モデル（TEMP/W）	45
6.3	二次元 FEM 熱伝導解析モデルの適用性	
6.3.1	解析条件（素地盤）	47
6.3.2	解析結果（素地盤）	48

6.3.3	解析条件（改良地盤）	49
6.3.4	解析結果（改良地盤）	50
6.3.5	改良地盤を対象とした熱伝導解析の課題	52
6.4	覆土対策を想定した二次元 FEM 熱伝導解析	
6.4.1	はじめに	53
6.4.2	解析条件と解析結果	54
6.5	まとめと課題	57

第7章 まとめと今後の課題

7.1	まとめ	
7.1.1	改良体温度について	58
7.1.2	改良体強度について	58
7.1.3	簡易な品質管理方法の適用性について	58
7.1.4	改良地盤の凍結深さの推定について	59
7.2	今後の課題	59

参考文献	60
------	----

資料編

1. 南幌町試験施工

資料-1.1	写真 - 試験施工状況	資料-1-1-1
資料-1.2	写真 - 強度確認	資料-1-2-1
資料-1.3	試料採取位置図	資料-1-3-1
資料-1.4	土質試験結果	資料-1-4-1
資料-1.5	室内配合試験結果	資料-1-5-1
資料-1.6	一軸圧縮試験結果	資料-1-6-1
資料-1.7	針貫入試験結果	資料-1-7-1
資料-1.8	温度測定結果	資料-1-8-1

2. 釧路町試験施工

資料-2.1	写真 - 試験施工状況	資料-2-1-1
資料-2.2	写真 - 強度確認	資料-2-2-1
資料-2.3	試料採取位置図	資料-2-3-1
資料-2.4	土質試験結果	資料-2-4-1
資料-2.5	室内配合試験結果	資料-2-5-1
資料-2.6	一軸圧縮試験結果	資料-2-6-1
資料-2.7	針貫入試験結果	資料-2-7-1
資料-2.8	温度測定結果	資料-2-8-1

第1章 はじめに

1.1 研究の背景

トレンチャー式攪拌工法は中層(改良深度3~10m)の軟弱地盤を改良する工法であり、近年、急速に施工実績を増加させている。しかし、厳冬期にこの工法を用いて地盤改良を実施した際に、改良地盤の地表面部の現場強度が設計基準強度を大幅に下回る事例が顕在化した。

また、トレンチャー式攪拌工法の品質管理方法が複数実施されているものの、従来から実際されている品質管理方法(コアサンプリング)と簡易な品質管理方法を同一改良地盤にて比較した事例が無いことから、簡易な品質管理方法が従来と同じレベル(トリプルコアチューブサンプリング+力学試験)で評価することが可能であるか検証する必要がある。

1.2 研究の目的

上記の背景より、本研究ではトレンチャー式攪拌工法を用いて厳冬期に施工を実施しても改良地盤地表面部の改良強度を確保できる対策工法の確立、ならびに簡易な品質管理方法の適用性を検証することを目的とする。

1.3 研究の名称

厳冬期の泥炭性軟弱地盤で施工された改良地盤の品質確保・品質管理方法に関する研究

1.4 実施期間

平成20年11月4日から平成22年3月31日まで (1年5ヶ月間)

1.5 共同研究者

独立行政法人土木研究所寒地土木研究所、パワーブレンダー工法協会

1.6 実施項目

- ① 改良地盤地表面部の改良強度を確保できる対策工法として、i) 改良地盤地表面上に覆土を施す、ii) 新技術(ヒートソイル工法)、の有効性を検討する。
- ② 改良型山中式土壌硬度計が簡易な品質管理方法として有効か検討する。
- ③ 二次元FEM熱伝導解析により、改良地盤内の温度分布を再現し、凍結指数(現場条件)に応じた改良地盤の凍結深や低温域の推定を行い、改良地盤の品質確保に資する覆土対策の抑制効果を検討する。

第2章 研究の背景

トレンチャー式攪拌工法は中層(改良深度3~13m)の軟弱地盤を改良する工法であり、近年、急速に施工実績を増加させている。しかし、厳冬期にこの工法を用いて地盤改良を実施した際に(写真-2.1)、改良地盤の地表面部の現場強度が設計基準強度を大幅に下回る事例が顕在化した(図-2.1)。

改良深度GL-1mより浅層部では固結されておらず、トリプルチューブコアサンプラーによるコア採取が困難であった。また、コア採取されたGL-1.0mより深い位置でも、現場強度は材齢28日でも設計基準強度を大きく下回っていた。

地盤改良を実施した月の気温データを図-2.2に示す。平均気温はもちろん最高気温も氷点下であり、施工後も氷点下の状態が続いていた。特に施工直後の最低気温は氷点下20℃を下回る状態も確認された(図-2.2)。

つまり、改良地盤の地表面が低温の外気に晒された状態であったために、改良地盤、特に地表面の強度発現が阻害されて、設計基準強度不足に陥ったと推測された。

このため、厳冬期に中層混合処理工法を実施するには、特に改良地盤地表面の改良強度を確保する対策工法が必要となる。

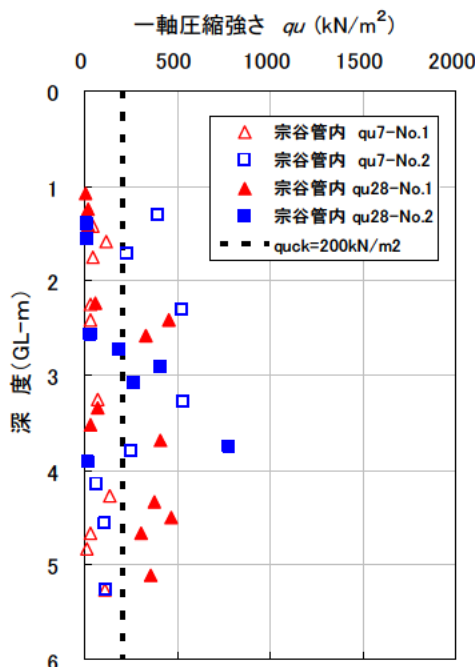


図-2.1 改良地盤の強度分布



写真-2.1 厳冬期の作業状況

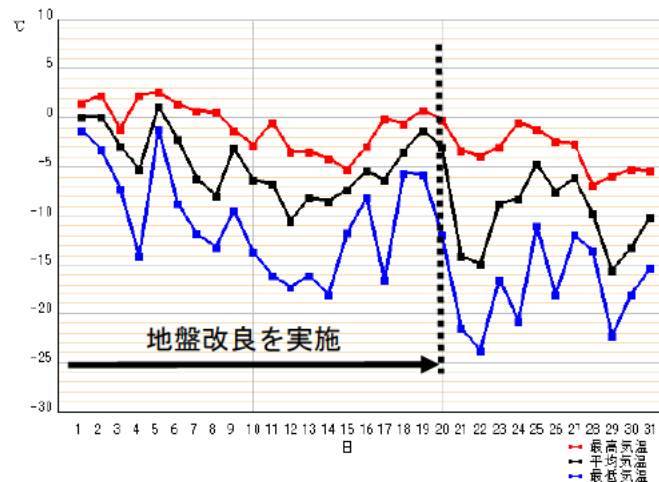


図-2.2 施工箇所での気温推移

パワーブレンダー工法（トレンチャー式攪拌工法）協会は、従来から実施している品質管理方法（コアサンプリング）と併用し、新たな品質管理方法として山中式土壌硬度計を適用することを推進している。山中式土壌硬度計は農耕地土壌の地盤支持力を簡易に得ることのできる測器である。この山中式土壌硬度計を改良体強度測定用に改良し（以下、改良型土壌硬度計という）、簡易に強度を得られる方法として提案している（写真-2.2）。

従来のコアサンプリングによる一軸圧縮試験は、強度結果を得るまでに時間を要すること、サンプル数を多数確保しようとするコストが大きくなるといった課題がある。

そこで、改良型土壌硬度計によって、従来の品質管理と同等に改良強度を評価することが可能であれば、前述の課題をクリアすることが可能である。しかし、改良型土壌硬度計が開発・提案され始めたのは、今回の共同研究期間と同時期であり、実際の現場にて改良型土壌硬度計の適用性評価がなされていないのが現状である。

そこで、今回の試験施工において、改良型土壌硬度計による測定とコアサンプリングによる一軸圧縮試験結果とを比較し、簡易な品質管理手法として評価できるか検証することとした。



写真-2.2 改良型土壌硬度計

第3章 試験施工（その1／北海道空知郡南幌町）

3.1 目的

本試験施工の目的は冬期施工でも改良強度を確保できる対策として、地盤改良上に覆土、蒸気による高温養生の新技术であるヒートソイル工法の適用性を把握することである。

そこで、異なる覆土厚や覆土材料、蒸気量の有無による改良地盤内の温度状況を明らかにし、強度発現に影響を及ぼす改良深度の一軸圧縮強さを各パターンで比較検討した。

3.2 試験施工概要

試験施工概要を表-3.1に示す。試験施工ヤードは泥炭を含む土層であり、冬期施工における改良体内の温度変化を確認するため、施工時期は最も気温の低下する2月初旬とした。

試験施工箇所を図-3.1に示す。室内目標強度は $q_{ul} = 200\text{kN/m}^2$ とし、改良体の目標一軸圧縮強さはおおよそ $q_{ur} = 100\text{kN/m}^2$ と想定した。改良体は一区画、幅4.0m×延長4.0m×深度4.0mとし、覆土条件や養生温度条件で異なる6パターンの改良体を造成した。

写真-3.1に施工状況を示す。なお、改良材は高有機質土用セメント系固化材（ET-201）を使用した。使用した改良材の化学成分を表-3.2に、1 m^3 当たりの配合量を表-3.3に示す。

表-3.1 試験施工概要

試験施工名称	厳冬期の泥炭性軟弱地盤で施工された改良地盤の品質確保・品質管理方法に関する研究
試験施工箇所	北海道空知郡南幌町南10線西14番地 妻神工業株式会社敷地内
施工方法	トレンチャー式攪拌工法（パワーブレンダー工法）による地盤改良
施工機種	・1.4 m^3 改造型バックホウ、PBT-700 ・0.8 m^3 バックホウ ・スラリープラント ・簡易貫流ボイラー
施工数量	幅4.0m×延長4.0m×深さ4.0m 改良体6パターン
使用固化材	高有機質用セメント系固化材
室内目標強度	$q_{ul} = 200\text{kN/m}^2$
施工期間	平成21年2月3日～平成21年2月6日
調査期間	平成20年12月16日～平成21年5月5日

3.3 地盤条件

現場の土層は2層で構成され、上層部は砂質シルト（泥炭を含む）、下層部は砂混じり粘土である。想定よりも泥炭部分が少なく、砂質シルトと砂混じり粘土が主な土層構成となっている。原位置土を写真-3.2、柱状図を図-3.2、地盤の物性値を表-3.4に示す。

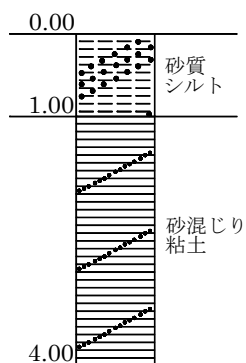


図-3.2 柱状図



写真-3.2 原位置土

表-3.4 地盤の物性値

G.L (m)	土質名	湿潤密度 (g/cm ³)	土粒子の密度 (g/cm ³)	自然含水比 (%)	強熱減量 (%)
0~1.0	砂質シルト	1.420	2.533	77.5	13.4
~4.0	砂混じり粘土	1.781	2.678	45.3	—

3.4 気象条件

調査地点の凍結指数は $F=355.7^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。近傍のAMeDASデータ（江別）における過去10年で最も寒かった2000年の凍結指数 $F=773.5^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ と比較すると、当該地点における調査時の気象条件は暖冬と判断できるが、調査時の気温は常時氷点下であったことから、地盤改良を実施する上では過酷な条件といえる（図-3.3）。

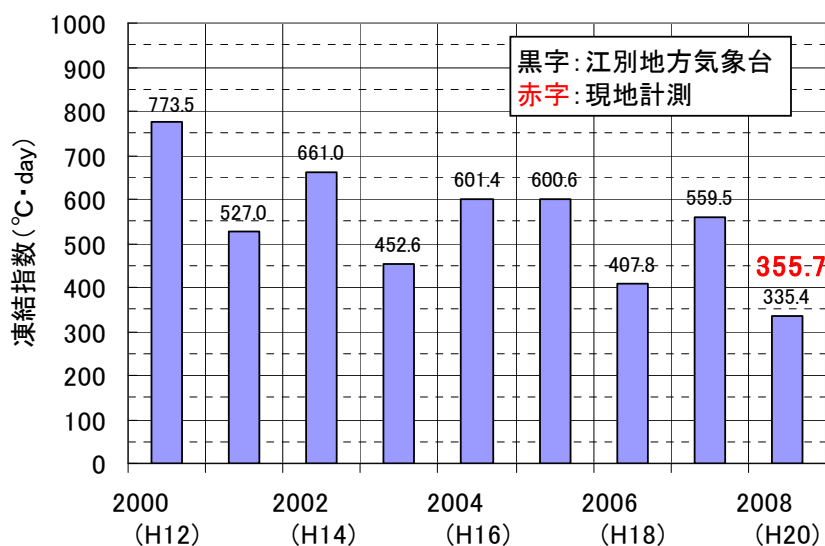


図-3.3 過去10年間の凍結指数

3.5 試験施工内容

3.5.1 試験施工ヤード

試験施工の各パターンの施工ヤードは図-3.4に示すとおりである。各パターンを表-3.5に示す。覆土は2パターンを採用した。1つは火山灰質土、もう1つはセメントスラリーを原位置土と強制攪拌することで発生するふけ上がったセメント混合土とした。(パターン②~④)

パターン⑥、⑦はヒートソイル工法を行っている。ヒートソイル工法は高温なセメントスラリーを製造し、原位置土と混合攪拌することで、改良体の温度を通常よりも上昇させて養生温度を確保することを期待した工法である。パターン⑥、⑦で加える熱量を変化させ、比較を行った。パターン⑤は原位置土(素地盤)である。

改良体の造成後、T熱電対を用いて各パターンの改良地盤内の温度を測定した。詳細は3.6の試験項目で述べる。

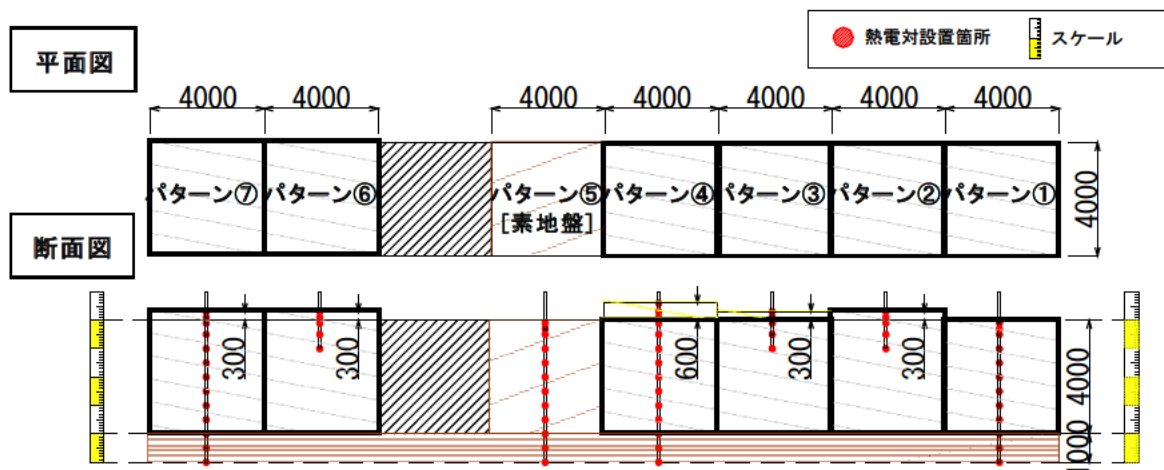


図-3.4 試験施工ヤード

表-3.5 各パターンの内容

	ふけ土による覆土	火山灰質土による覆土	ヒートソイル工法
パターン①	なし	なし	なし
パターン②	あり (30 c m)	なし	なし
パターン③	なし	あり (30cm)	なし
パターン④	なし	あり (60cm)	なし
パターン⑥	あり (30 c m)	なし	あり
パターン⑦	あり (30 c m)	なし	あり

3.5.2 施工方法（トレンチャー式攪拌工法の施工システム）

トレンチャー式攪拌工法の施工システムは、セメントスラリーを製造、圧送するスラリープラントと、圧送されたセメントスラリーを原位置土と強制的に機械攪拌混合するトレンチャーで編成される。セメントスラリーの拡散を図るコンプレッサー、混合管理を行う施工管理装置と改良後の地盤の不陸整正や、足場用敷鉄板の移動を行う移動式クレーン仕様のバックホウが組み合わされる。（図-3.5）

施工フローを図-3.6に示す。混合攪拌後、計画高さまで『ふけ土（セメントスラリーと原位置土が混練されて地表面に上昇したもの、と定義する）』を掘削し、不陸整正を行った。火山灰質土が覆土の場合は、計画高に合わせて盛土した。

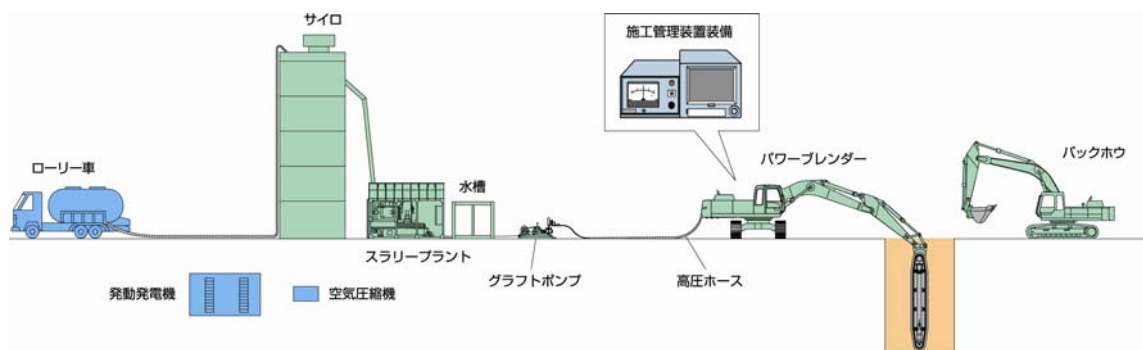


図-3.5 施工システム

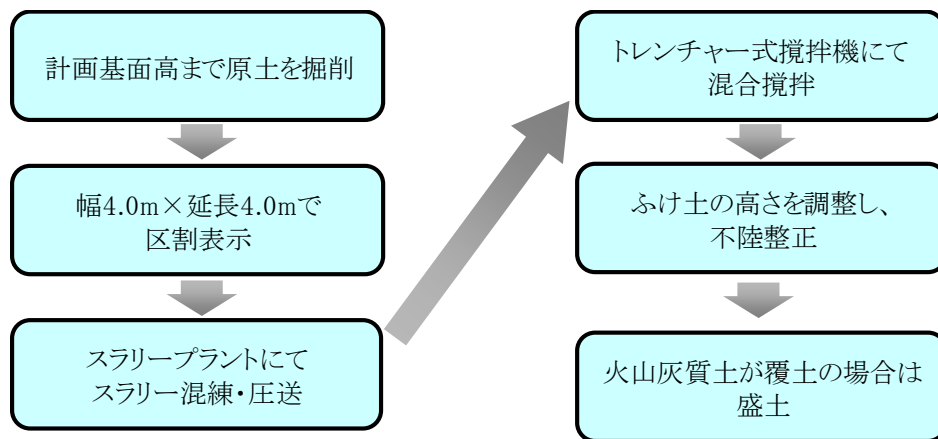


図-3.6 施工フロー

3.5.3 新技術（ヒートソイル工法）

ヒートソイル工法は、セメント系固化材などによる改良土の特長である養生温度が高いほど水和反応が促進されることに着目した工法である。寒冷地施工における養生温度の確保と強度発現の促進によって、早期の強度発現や固化材添加量の低減を目的としている。

施工原理はセメントスラリーに蒸気を合流し、従来よりも高温なセメントスラリーを製造して原位置土と攪拌混合を行い、改良土の初期温度を上昇させて強度発現を促進させるシステムである。図-3.7にヒートソイル工法の施工システムを示す。

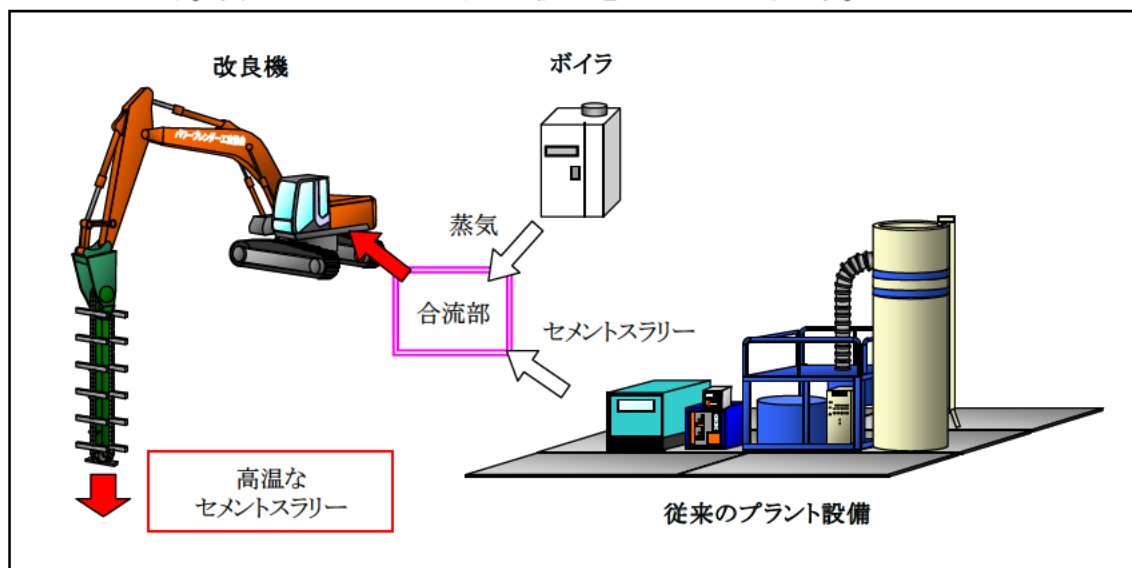


図-3.7 ヒートソイル工法の施工システム

蒸気ボイラーは取扱資格の不要な簡易貫流ボイラーを2台使用した。蒸気ボイラーを写真-3.3、ボイラーの基本仕様を表-3.6に示す。

表-3.6 ボイラー基本仕様

要目	ボイラー1台
ボイラーの種類	簡易ボイラー (多管式貫流ボイラー)
取扱者資格	資格不要
最高圧力	0.98MPa
相当蒸発量	400kg/h
実際蒸発量	335kg/h
熱出力	215,600kcal/h
伝熱面積	4.9 m ²
ボイラー効率	90%
使用電源	AC200V 50/60Hz 3相
重量	775kg



写真-3.3 蒸気ボイラー

写真-3.4 にヒートソイル工法の施工状況を示す。ボイラーによって製造した蒸気を通常のセメントスラリーと合流し、高温のセメントスラリーを原位置土と混合攪拌しているだけであり、攪拌方法については従来施工と変わりはない。



写真-3.4 ヒートソイル工法の施工状況

3.5.4 試験施工管理

各パターンにおける施工管理結果を表-3.7 に示す。注入スラリー量は各パターンともに、計画スラリー量の前後で推移している。トレンチャー式攪拌工法は混合性の管理として羽根切り回数を 200 回/ m と定めている。羽根切り回数は攪拌の度合いを示す指数で、トレンチャーの水平方向への掘進 1m における攪拌翼の通過回数を表す。

本試験施工において、すべてのパターンで 200 回/ m 以上を満足している。一方、テーブルフロー値は室内配合試験時には 135mm であったが、実測ではほとんどが高い値であった。パターン③でのテーブルフロー試験測定状況を写真-3.5 に示す。

表-3.7 施工管理結果

	計画スラリー量 (ℓ)	注入スラリー量 (ℓ)	羽根切り回数 (回/m)	テーブルフロー値 (mm)	スラリー比重
パターン①	26,208	26,204	359	135	1.24
パターン②		26,210	367	156	1.25
パターン③		26,207	356	140	1.24
パターン④		26,208	344	154	1.24
パターン⑥		26,206	356	185	1.25
パターン⑦		26,200	445	204	1.24



写真-3.5 テーブルフロー試験状況（パターン③）

また、熱電対を用いて、セメントスラリー温度と施工中の改良体温度の計測を行った。各パターンの施工中の測定結果を表-3.8、測定状況を写真-3.6に示す。

時間当たりの熱量(蒸気投入量)はパターン⑥、⑦ともに1,840,959kJ/hと同じであるが、時間当たり作業量はパターン⑥で50 m³/h、パターン⑦では40 m³/hと異なるため、改良土1 m³あたりに加わる熱量はパターン⑥で36,819kJ/m³、パターン⑦で46,024kJ/m³である。そのため、パターン⑦の方が改良直後の温度が高かった。

表-3.8 各パターンの施工中温度測定結果

	セメントスラリー温度 (°C)	改良直後温度 (°C)
パターン①	1.7	7.1
パターン②	1.8	6.0
パターン③	1.4	5.7
パターン④	1.8	6.9
パターン⑥	4.5	11.2
パターン⑦	3.7	14.1



写真-3.6 温度測定状況

3.6 品質確認項目

3.6.1 温度測定、凍結深度測定

施工直後から施工後 90 日間の改良体の深度方向における温度変化を熱電対により測定した。熱電対は施工直後の流動性が保たれている間、改良体に建て込んだ。温度変化はデータロガーにより自動計測した。表-3.9 に T 熱電対の仕様、図-3.8 に温度測定断面位置を示す。

表-3.9 T 熱電対の仕様

種類	構成材料		測定温度範囲	過熱仕様限度
T 型	銅	コンスタンタン	-200℃～300℃	350℃

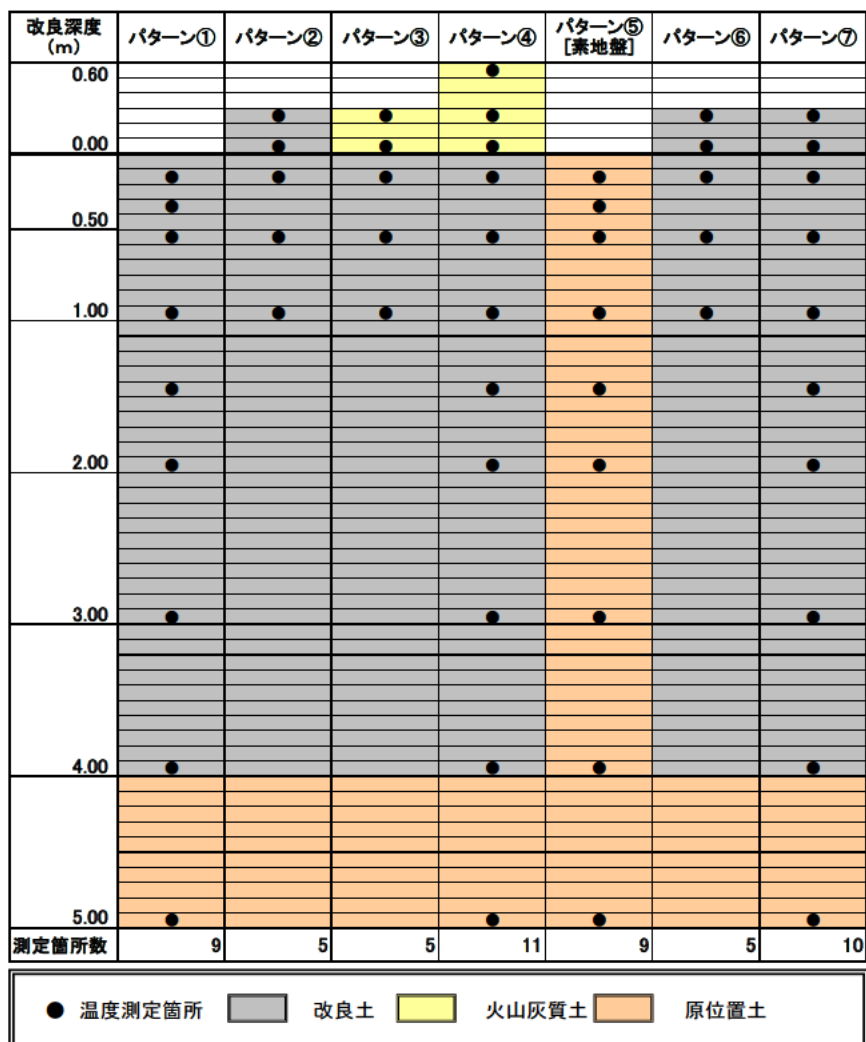


図-3.8 温度測定断面位置

凍結深度の測定として、熱電対と同様に改良体内にメチレンブルーを建て込み、地表面付近（建て込み深度 1.5m）で凍結がないか確認した。メチレンブルーの設置状況を写真-3.7に示す。



写真-3.7 メチレンブルー設置状況

3.6.2 サンプルングおよび強度試験方法

施工後 7 日、28 日にてトリプルチューブサンプラーにより改良体を採取し、一軸圧縮試験により改良強度を評価した。サンプラーは口径 $\phi 86\text{mm}$ を使用した。各パターンにおける採取位置を図-3.9、採取状況を写真-3.8に示す。

改良体コアは一軸圧縮試験用に $\phi 80\text{mm} \times H160\text{mm}$ で連続して採取した。一軸圧縮試験は JIS A 1216（土の一軸圧縮試験方法）に準じて行った。

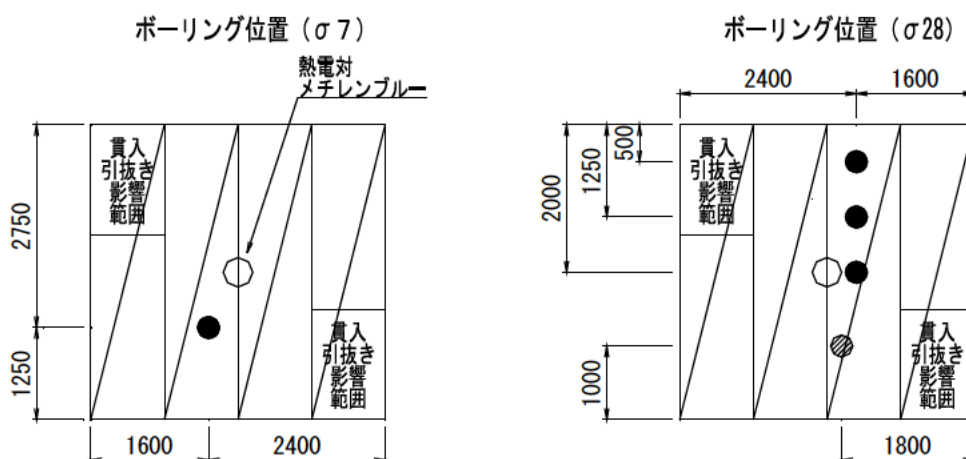


図-3.9 トリプルチューブサンプラーによる採取位置



写真-3.8 トリプルチューブサンプリングの作業状況

3.7 試験結果

3.7.1 温度測定結果、凍結深度測定結果

図-3.10 に各パターンにおける改良地盤内温度の推移を示す。

(1) 覆土厚の違いによる改良地盤の温度変化

覆土厚の違い(パターン①、③、④)による改良地盤内の温度変化について整理した。覆土の無いパターン①において、GL-0.5mより浅い地盤では、温度が地盤改良直後より変わらないか急激に下がる傾向であった。一方、GL-1.0mより深い地盤においては、打設後数時間で温度が上昇し、その後、緩やかに温度が低下した。(図-3.10 a))

パターン③は火山灰質土による覆土を0.3m設けている。GL-0.1mより深い地盤では、温度が地盤改良直後から上昇してピークを迎えた後、緩やかに下降した。(図-3.10 c))

パターン④は火山灰質土による覆土を0.6m設けている。GL-0.1mより深い地盤では、パターン③と同様に地盤改良直後から温度は上昇するが、ピークを迎えてから2週間程度の期間、温度が一定に保たれた後、緩やかに下降した。(図-3.10 d))

それぞれのパターンを比較して以下の知見を得た。

- ・ 改良地盤の温度は覆土が無いパターンでも GL-1.0m以下では概ね 10℃以上に保たれた。
- ・ 覆土の有無によって、GL-0.5mより浅い地盤の温度が異なる。
- ・ 覆土厚を大きくしても改良地盤の温度上昇は期待できないが、改良体地表面 (GL-0.1m)でも強度発現に必要な温度(5℃以上)が確保された。

(2) 覆土材料の違いによる改良地盤の温度変化

覆土材料の違い(パターン②、③)による改良地盤の温度変化について整理した。

パターン②は『ふけ土』による覆土を0.3m設けている。GL-0.1mより深い地盤では、5℃以上が確保されており、深度が深くなるにしたがって高くなる傾向にあった。これは、パターン③もほぼ同様である。施工後約3ヶ月程度で改良地盤の温度は改良深さに関わらず7~10℃程度に収束した。

それぞれのパターンを比較した結果、以下の知見を得た。

- ・ 同じ覆土厚であれば『ふけ土』を用いた方が火山灰質土より GL-0.1mで若干高いがその差は小さい。また、GL-0.5mより深い部分ではほとんど温度差は無い。温度がピークを迎えたあと減少する傾向はほぼ同じであった。

(3) 施工方法の違いによる改良地盤の温度変化

施工方法の違い(パターン②、⑥、⑦)による改良地盤の温度変化について整理した。

パターン⑥は GL-0.1mでは地盤改良直後から2週間程度 15~17℃で推移し、それ以降は 10~15℃を上下した。一方、GL-0.5m以深では施工直後から2週間程度温度が上昇して、20℃超をピークに緩やかに下降した(図-3.10 e))。

パターン⑦は GL-0.1mでは地盤改良直後から3週間程度 20~25℃で推移し、それ以降は 12~18℃を上下した。一方、GL-0.5m以深では施工直後から温度が急激に上昇する傾向にあり、深度が大きいほど顕著であった。施工後約2週間後から温度が下降し始めるが、施工後90日でも GL-0.5mでは 15℃前後であり、さらに深い部分でも 15~20℃前後であった(図-3.10 f))。パターン②は(1)に記載している。

それぞれのパターンを比較した結果、次の知見を得た。

- ・ 従来工法と比較してヒートソイル工法を用いたパターン⑥、⑦は、施工直後、施工後ともに改良地盤の温度が高い。GL-0.1mにおいてパターン②、⑦を比較した場合、施工直後で5~10℃、時間が経過しても5℃以上はヒートソイル工法の温度が高い。
- ・ パターン⑥、⑦を比較した場合、加える蒸気の熱量が高ければ温度も高くなる結果となった。

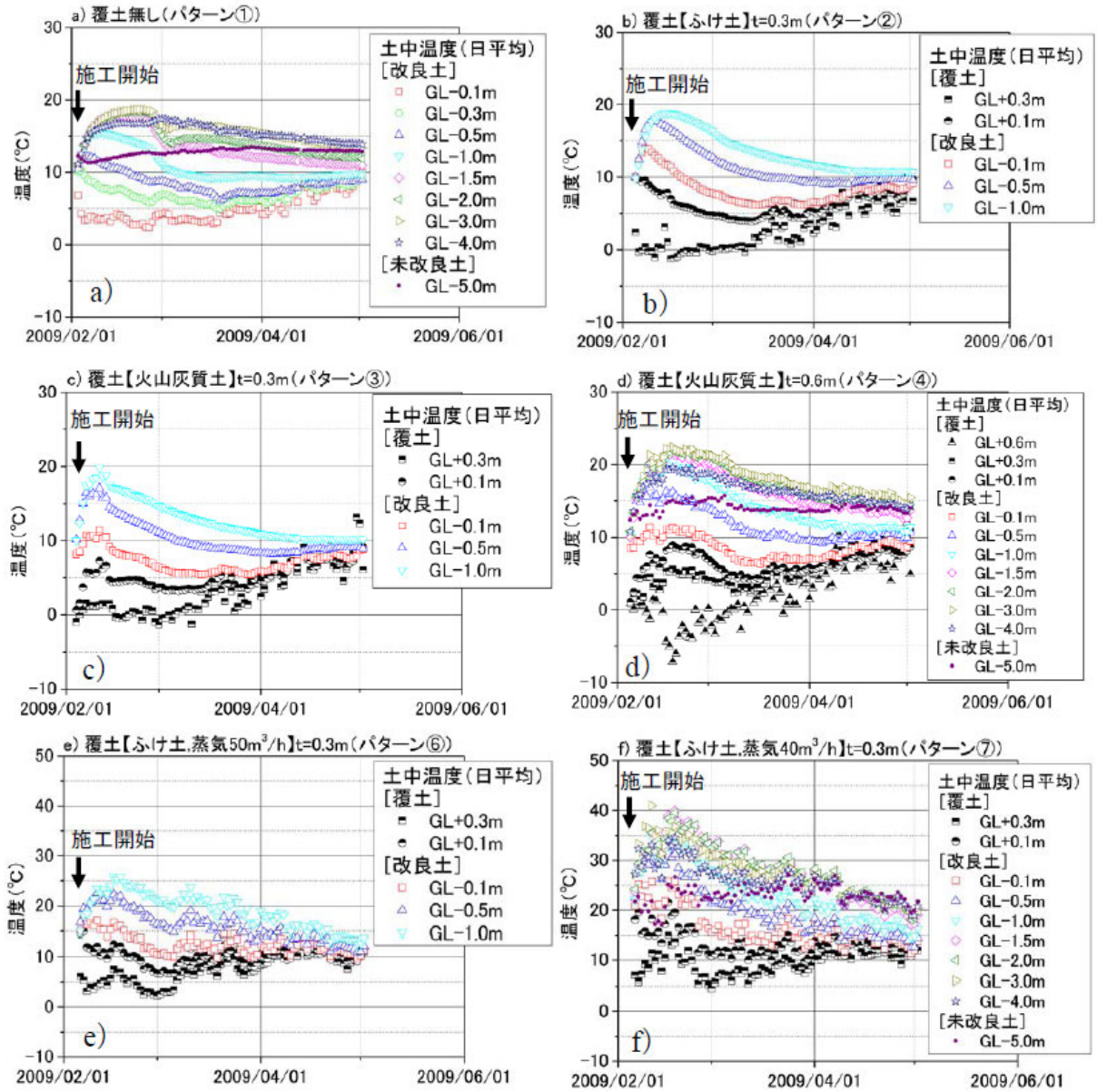


図-3.10 各パターンにおける改良地盤内温度の推移

図-3.11 に気温の経時変化を示す。3.4 に述べたように、試験施工した年度は比較的暖冬であった。試験施工日が2月3日～6日であり、その後3月中旬で0°Cを超えた。改良地盤内に0°Cを下回ることがほとんど確認されず、地表面でも凍結を確認できなかった。

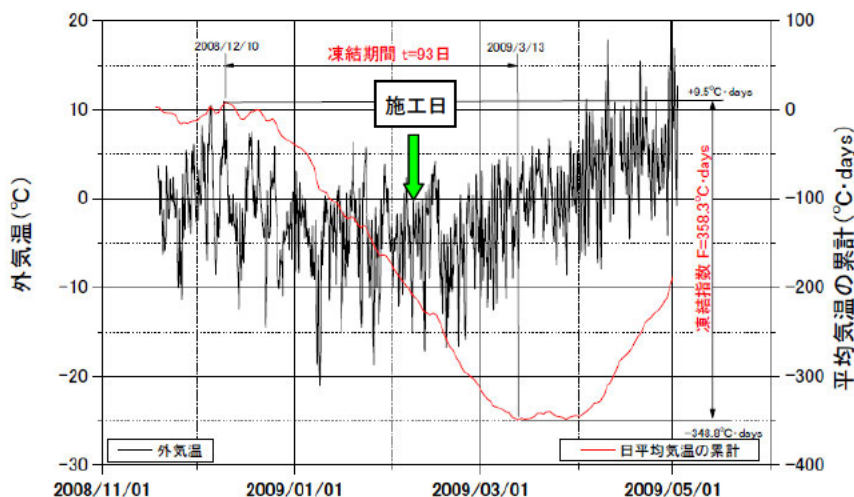


図-3.11 気温の経時変化

3.7.2 強度発現

セメント系固化材を用いて地盤改良すると水和反応によって発熱する。しかし、覆度の無いパターン①では、GL-0.5mより浅層部の温度は、地盤改良直後と変わらないか急激に下がる傾向にあった。定性的であるが、GL-0.5mより浅層部では外気温により水和反応が阻害されたため、改良地盤の強度発現に影響を及ぼした可能性がある。

そこで、覆土の無いパターン①と覆土があるパターン②～④、ヒートソイル工法によるパターン⑥、⑦のGL-0.5mより浅い部分の一軸圧縮強さの平均値を算出して、各パターンの強度を比較した。各パターンの強度を相対的に評価するために強度比 m を指標とした。(図-3.12)

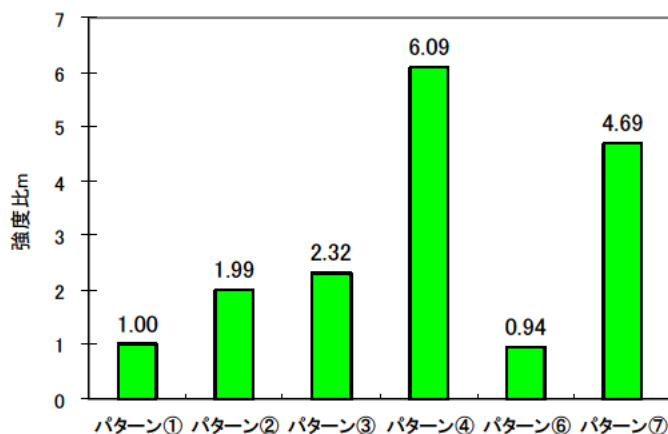


図-3.12 各パターンの強度比

強度比 m とは、パターン②～④、⑥、⑦の GL-0.5mより浅層部の一軸圧縮強さの平均値 ($\overline{q_{uf28}}$) を、覆土が無いパターン①の一軸圧縮強さの平均値 ($\overline{q_{uf28}}$) で除した値である。強度比 m が大きければ覆土、ヒートソイル工法による効果が得られていると判断できる。

覆土厚が $t=0.3\text{m}$ のパターン②、③の強度比は $m=2$ 程度であった。また、覆土厚が $t=0.6\text{m}$ のパターン④は $m=6$ であった。パターン②、③、④の GL-0.5mの施工直後の温度分布をみると、施工直後、急速に上昇している。パターン②、③は上昇後急速に温度が低下するが、パターン④では上昇後、一定の温度が継続した。

覆土材料が異なっても同じ覆土厚であれば強度比に大きな違いがないこと、覆土厚が厚くなるほど強度比が大きくなる傾向があることがわかった。この要因として、改良直後における改良地盤表層部の温度の経時変化が、強度比に影響している可能性がある。

次にヒートソイル工法によるパターン⑥、⑦の強度比であるが、パターン⑥は $m=1$ 弱、パターン⑦は $m=4.6$ であった。

改良地盤表層部の温度の経時変化が強度比に影響している可能性を考慮すると、パターン⑥の温度は、覆土厚が同条件であるパターン②と比較してもやや高い程度である。一方、パターン⑦は覆土厚が 0.6m のパターン④と比較しても高い温度で推移した。

しかし、パターン⑥の強度比はパターン①を下回っており、パターン⑦においても温度が高いにもかかわらず、パターン④を下回る結果であった。

この原因として、蒸気分の水分量を減らさずにセメントスラリーを調整したため、他のパターンより水分量が多くなりテーブルフロー値が高くなってしまったと考えられる (表-3.7 参照)。つまり、他のパターンと同じセメント添加量であるが、水セメント比が多くなったために所定の強度が得られなかったと推測される。またパターン⑥ではボイラーの凍結等のトラブルにより、蒸気の供給が滞り温度が上昇しなかったことが、強度比に影響を与えたと考えられる。

3.8 まとめ

試験施工の結果、下記の知見が得られた。

- 1) 覆土が無い浅層部 (GL-0.5mより浅い箇所) における地盤改良直後の温度は、覆土有りのそれと比較して 5°C以上低いことが明らかになった。
- 2) 覆土厚が厚くなるにしたがって改良地盤の強度比が大きくなることが確認された。
- 3) 同じ覆土厚であれば、『ふけ土』と火山灰質土でほとんど温度差はない。また、覆土厚を厚くしても温度上昇は期待できないことがわかった。
- 4) ヒートソイル工法で施工された浅層部 (GL-0.5mより浅い箇所) の温度は、ボイラーが正常に作動しなかったパターンを除き、改良直後より 20°C以上確保された。また、強度比は同じ覆土厚の 2 倍以上であった。

今回の試験施工の気象条件は暖冬であったために、標準的な施工を行った改良体にも凍結等の影響を与えることはなかったが、覆土やヒートソイル工法を行うことにより、改良体表面部の養生条件の向上が見られた。

北海道の厳冬期ではさらに厳しい気象条件が予測されるため、釧路町において再度確認することとした。

第4章 試験施工（その2／北海道釧路郡釧路町）

4.1 目的

南幌町の試験施工では覆土の有無での改良地盤の温度・強度発現を比較したところ、特に浅層部（GL-0.5mより浅い地盤）で5℃以上の温度差があり、それが強度発現に影響していることが明らかになった。同じ覆土厚であれば、改良後の『ふけ土』も火山灰質土も温度・強度差がないことが確認された。また、ヒートソイル工法を用いた場合、温度・強度ともに覆土を施すよりも大きく、改良地盤浅層部の強度発現に有効であることがわかった。

今回、南幌町より気象条件が厳しい釧路町にて試験施工を実施し、覆土およびヒートソイル工法が、改良地盤の強度発現に有効であるかを再確認することを目的とした。

4.2 試験施工概要

試験施工概要を表-4.1に示す。一般国道391号の改修工事内においてトレンチャー式攪拌工法が採用されており、現場内にて試験施工を行った。試験施工ヤードは泥炭を含む土層であり、地盤改良時期が11月～2月と厳しい寒さが予想される時期であった。試験施工箇所を図-4.1に示す。固化材添加量は221kg/m³であり、室内強度は $q_{ul28} = 3,050\text{kN/m}^2$ であった。室内配合試験結果を表-4.2、図-4.2に示す。改良体は一区画、4.0m×5.0m×深度3.3mであり、覆土条件と養生温度条件で異なる5パターンの改良体を造成した。写真-4.1に施工状況を示す。なお、固化材は泥炭土用セメント系固化材を使用した。使用固化材の化学成分を表-4.3、1m³当たりの配合量を表-4.4に示す。

表4-1 試験施工概要

試験施工名称	泥炭性軟弱地盤で施工された改良地盤の強度特性・品質管理方法に関する研究
試験施工箇所	北海道釧路郡釧路町中央6丁目 (一般国道391号 SP1198.53～1229.52)
施工方法	トレンチャー式攪拌工法（パワーブレンダー工法）による地盤改良
施工機種	<ul style="list-style-type: none"> ・1.4 m³改造型バックホウ、PBT-500 ・0.8 m³バックホウ ・スラリープラント ・簡易貫流ボイラー
施工数量	4.0m×5.0m×深さ3.3m 改良体5パターン
使用固化材	高有機質用セメント系固化材
室内強度	$q_{ul28} = 3,050\text{kN/m}^2$
施工期間	平成22年2月2日～平成22年2月5日
調査期間	平成21年10月30日～平成22年3月31日



図-4.1 試験施工箇所

表-4.2 室内配合試験結果 (σ_{28})

固化材添加量 (kg/m ³)	一軸圧縮強さ (kN/m ²)
200	2,874
250	3,350
300	4,172

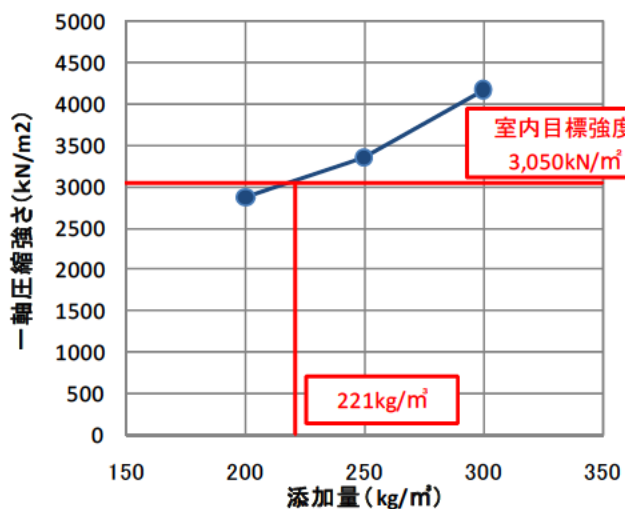


図-4.2 固化材添加量の決定

表-4.3 泥炭土用固化材の化学成分

密度 g/cm ³	比表面積 cm ² /g	二酸化けい素 SiO ₂ (%)	酸化アルミニウム Al ₂ O ₃ (%)	酸化第二鉄 Fe ₂ O ₃ (%)	酸化カルシウム CaO (%)	酸化マグネシウム MgO (%)	三酸化硫黄 SO ₃ (%)
2.98	6,300	22.8	8.7	1.4	49.9	3.4	11.8

表-4.4 1 m³当たりの配合量

配合 (kg/m ³)		水セメント比 (%)
固化材	水	
221	221	100



写真-4.1 施工状況

4.3 地盤条件

現場の土層は5層で構成されていた。上層部は粗粒分を約90%以上含有している礫混り砂層、その下に未分解の繊維質で自然含水比 $W_n=361.2\%$ の泥炭層、さらにその下には、粘性は小さいが腐食物を含む有機質シルト層、GL-3.50m 以深は上層部と同様に粗粒分が約90%含有している礫混りシルト混り砂層と礫質粗砂層である。原位置土の柱状図を図-4.3、写真-4.2、地盤の物性値を表-4.5に示す。

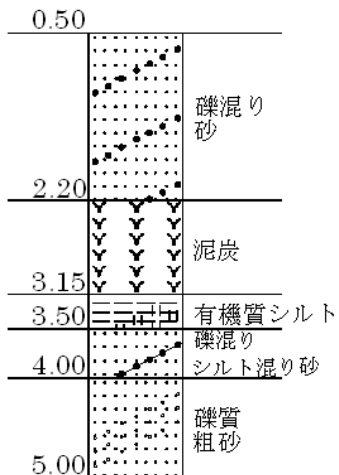


図-4.3 柱状図



写真-4.2 原位置土

表-4.5 地盤の物性値

G.L (m)	土質名	湿潤密度 (g/cm ³)	土粒子の 密度 (g/cm ³)	自然含水 比 (%)	強熱減量 (%)	粒度特性			
						礫分 (%)	砂分 (%)	シルト 分 (%)	粘土分 (%)
-0.5~ -2.20	礫混り砂	1.948	2.706	22.5	—	10.5	81.3	8.2	
~-3.15	泥炭	1.097	1.987	361.2	33.0	—	—	—	—
~-3.50	有機質 シルト	1.111	2.577	89.3	—	3.6	62.9	20.5	13.0
~-4.00	礫混りシル ト混り砂	2.045	2.674	24.0	—	29.8	60.4	9.8	
~-5.00	礫質粗砂	1.781	2.678	45.3	—	44.6	48.5	6.9	

4.4 気象条件

調査地点の凍結指数は $F=484.7^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。試験施工を開始してからの日平均気温が 21 日間連続して氷点下であり、特に改良初期の日平均気温が -10°C 以下であった。改良地盤の強度発現には施工直後における養生温度が極めて重要であることから、本試験施工時の外気温（養生条件）は強度発現が期待しにくい非常に過酷な条件であったといえる。

(図-4.4)

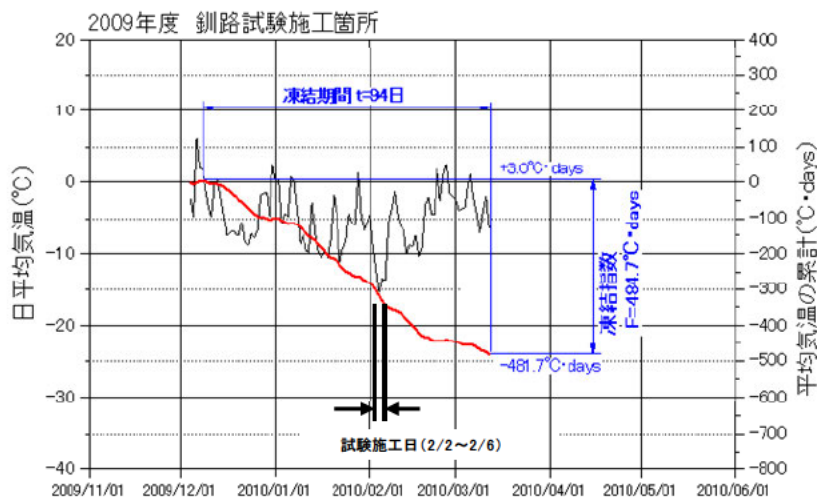


図-4.4 釧路試験施工箇所の凍結指数

4.5 試験施工内容

4.5.1 試験施工ヤード

試験施工の各パターンの施工ヤードは図-4.5 に示すとおりである。各パターンの内容を表-4.6 に示す。南幌の試験施工において、同じ覆土厚であれば、改良後の『ふけ土』も火山灰質土も温度・強度差はない知見を得ている。よって、『ふけ土』の有無（パターン①、②）による、改良地盤内の温度・強度を調査することとした。

パターン③、④、⑤はヒートソイル工法を実施した。ヒートソイル工法は改良体温度を上昇させ、改良体の養生温度を確保することを期待した工法であるが、パターン③、④、⑤では加える熱量を変化させて、改良地盤内の温度・強度の比較を行った。

南幌試験施工と同様、改良体の造成後、T熱電対を用いて各パターンの温度を測定した。詳細は4.6 で述べる。

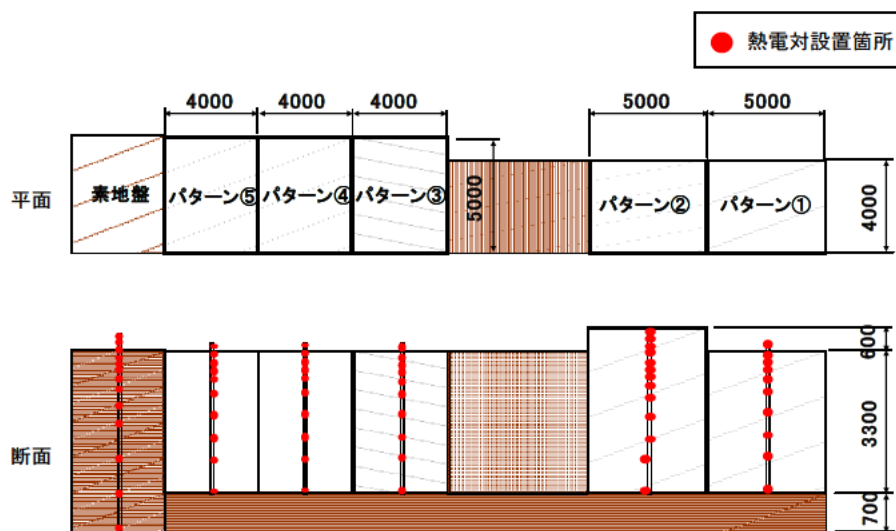


図-4.5 試験施工ヤード

表-4.6 各パターンの内容

	ふけ土による覆土	ヒートソイル工法 (蒸気投入量)
パターン①	なし	なし
パターン②	あり (60 c m)	なし
パターン③	なし	あり (43, 228kJ/m ²)
パターン④	なし	あり (54, 035kJ/m ²)
パターン⑤	なし	あり (72, 047kJ/m ²)

4.5.2 施工方法（トレンチャー式攪拌工法の施工システム）

システムは南幌試験施工 3.5.2 と同様である。しかし、釧路町の外気温は-10℃以下になったため、スラリープラントの凍結防止のためにブルーシートにて養生囲いをを行った。また、トレンチャーは改良深度が 3.3m と比較的浅かったため、PBT-500（5m 対応機）を使用した。施工フローを図-4.6 に示す。混合攪拌後、計画高さまで『ふけ土』を掘削し、不陸整正を行った。

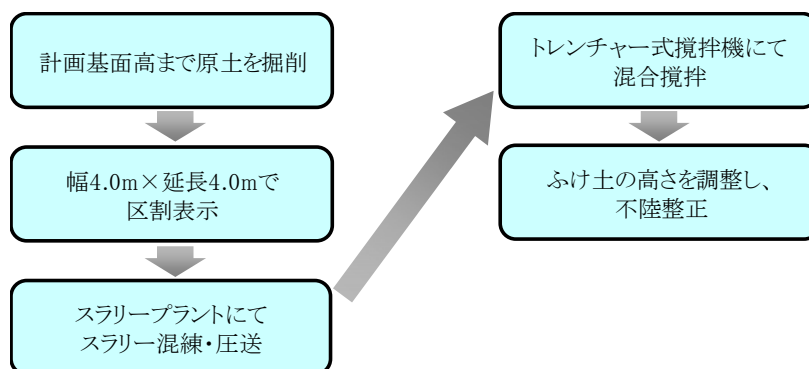


図-4.6 施工フロー

4.5.3 新技術（ヒートソイル工法）

ヒートソイル工法のシステムについては南幌試験施工 3.5.3 で述べたため、ここでは割愛した。蒸気ボイラーは南幌試験施工と同様に簡易貫流ボイラーを 2 台使用したが、さらに大きな温度効果を期待するために、熱出力の大きい仕様とした。

蒸気ボイラーを写真-4.3、基本仕様を表-4.7 に示す。



写真-4.3 蒸気ボイラー

表-4.7 ボイラー基本仕様

要目	ボイラー1 台
ボイラーの種類	簡易ボイラー (多管式貫流ボイラー)
取扱者資格	資格不要
最高圧力	0.98MPa
相当蒸発量	425kg/h
実際蒸発量	335kg/h
熱出力	269,500kcal/h
伝熱面積	4.9 m ²
ボイラー効率	85%
使用電源	AC200V 50/60Hz 3 相
重量	610kg

写真-4.4 にヒートソイル工法の施工状況、ボイラーの運転状況を示す。攪拌方法については従来施工と同様とした。



写真-4.4 ヒートソイル工法の施工状況、ボイラーの運転状況

4.5.4 試験施工管理

各パターンにおける施工管理結果を表-4.8 に示す。すべてのパターンで 200 回/m 以上を満足している。一方、テーブルフロー値は混合作業時の流動性の指標であるが、室内配合試験時には 150mm であり、実測はやや低い傾向にあった。テーブルフロー試験測定状況を写真-4.5 に示す。

表-4.8 施工管理結果

	計画スラリー量 (ℓ)	羽根切り回数 (回/m)	テーブルフロー値 (mm)	スラリー比重
パターン①	19,481	381	141	1.51
パターン②		388	146	1.51
パターン③		535	149	1.50
パターン④		839	144	1.50
パターン⑥		782	144	1.50



写真-4.5 テーブルフロー試験状況

パターン③～⑤はヒートソイル工法で実施するが、南幌試験施工と同様に時間作業量を変えることで、改良土1 m³あたりに加える熱量を変化させた。蒸気投入量はパターン③、④、⑤でそれぞれ43,228kJ/m³、54,035kJ/m³、72,047kJ/m³である。なお、蒸気の混合状態を確認するため、蒸気とセメントスラリーの合流後に温度計測を行った。表-4.9に温度測定結果を示す。施工時の気温はすべてのパターンにおいて氷点下であり、水温は0℃前後であった。セメントスラリーは混練直後から水和反応が始まり、従来の施工方法でも5℃前後まで上昇した。一方、ヒートソイル工法は27～47℃であった。加える熱量が多いパターン⑤のスラリー温度が1番高い温度であった。

ここで、パターン③は施工トラブルにより、セメントスラリー温度が想定以上に上がらなかったこと、また所定の添加量以上の固化材が投入されてしまったこともあり、強度評価が出来ないと判断して評価対象外とした。

表-4.9 各パターンの施工中温度測定結果

	気温 (℃)	混練水温度 (℃)	セメントスラリー温度 (℃)
パターン①	-4.8	-1.4	5.6
パターン②	-4.0	1.3	4.9
パターン③	-10.2	-0.3	27.0
パターン④	-1.2	-0.1	43.2
パターン⑤	-0.3	0.1	46.9

4.6 品質確認項目

4.6.1 温度測定、凍結深度測定

施工直後から施工後90日間の改良体の深度方向における温度変化を熱電対により測定した。施工直後のまだ流動性を保っている間に熱電対を改良体の中に建て込んだ。温度変化はデータロガーを使用し、自動でデータ収集した。表-4.10にT熱電対の仕様（南幌試験施工と同じ）、写真-4.6に熱電対設置状況及びデータロガー、図-4.7に温度測定断面位置を示す。

表-4.10 T熱電対の仕様

種類	構成材料		測定温度範囲	過熱仕様限度
T型	銅	コンスタンタン	-200℃～300℃	350℃



写真-4.6 熱電対設置状況、データロガー

改良深度 (m)	素地盤	パターン①	パターン②	パターン③	パターン④	パターン⑤
0.60	●		●			
	●		●			
	●		●			
0.00	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
0.50	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
1.00	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
2.00	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
3.00	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
4.00	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
5.00	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
	●	●	●	●	●	●
測定箇所数	13	10	13	10	10	10

● 温度測定箇所 ■ 改良土 ■ 原位置土

図-4.7 温度測定断面位置

凍結深度の測定として、熱電対と同様に改良体内にメチレンブルーを建て込み、地表面付近（建て込み深度 2.0m）で凍結がないか確認した。メチレンブルーの設置状況を写真-4.7 に示す。



写真-4.7 メチレンブルー設置状況

4.6.2 サンプルングおよび強度発現確認方法

施工後 7 日、28 日にてトリプルチューブサンプラーより改良体を採取し、一軸圧縮試験（JIS A 1216）により改良強度を評価した。サンプラーは口径 $\phi 86\text{mm}$ を使用した。各パターンにおける採取位置を図-4.8、作業状況を写真-4.8 に示す。改良体コアは一軸圧縮試験用に $\phi 80\text{mm} \times H160\text{mm}$ のサイズに成形して一軸圧縮試験を実施した。

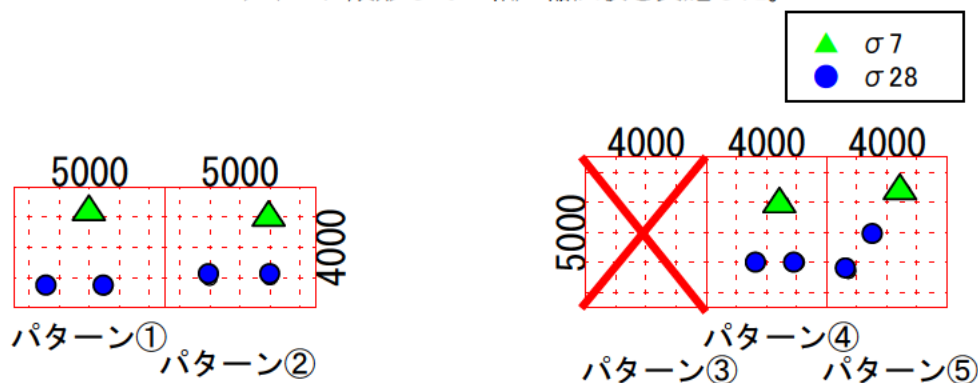


図-4.8 トリプルチューブサンプリング採取位置



写真-4.8 トリプルチューブサウンディング作業状況

4.7 試験結果

4.7.1 温度測定、凍結深度測定結果

各パターンにおける改良地盤と素地盤の深さ方向の温度（以降、「改良地盤温度」とする）を時系列ごとに示す。（図-4.9）。

改良地盤温度は、施工 3、7 日後と時間が経過するに従って上昇した。その後、低下に転じて、施工 28、91 日後とさらに時間が経過すると素地盤の温度に近づいた。改良地盤温度の分布形状をみると、GL-1.5～2.0m をピーク温度として浅層部、深層部の改良地盤温度が低くなっていた。これは、外気温や素地盤の温度が改良地盤温度より低いために、ピーク温度の改良深度から改良地盤浅層部、深層部に近くなるに従って温度上昇が妨げられたと推測される。

ここで、改良地盤温度の違いが強度に与える影響について考察する。改良地盤温度は外気および現場地盤の温度、土質、固化材の添加量によって大きな影響を受けて、それに伴って強度も変化が生じる、と報告されている¹⁾。本試験施工では、現場地盤の温度、土質、固化材の添加量がほぼ同じとみなされることから、改良地盤温度の違いは、i) 覆土の有無、ii) 蒸気の投入、が主な要因と考えられる。

i) 覆土の有無では、パターン①、②における GL-1.0m 以浅の施工 3、7 日後の温度分布に着目した。パターン②の GL-0.1m と GL-1.0m の温度差はパターン①と比較して小さいことがわかる。これは、厚さ 0.6m の覆土が改良地盤浅層部に作用する外気温の影響を緩和したと考えられる。特に GL-0.5m より浅層部では改良地盤温度が 20℃以上得られていることが確認された。

ii) 蒸気の投入（パターン④、⑤）では、蒸気投入量の多少に関らず、パターン①、②と同様に GL-1.5～2.0m を改良地盤温度のピークとした弓なりの形状（施工3、7、28日後）になった。ただし、地表面（GL-0.1m）以外での改良地盤温度は全体的に高く、GL-0.3m 以浅では改良地盤温度が 20℃以上得られていることが確認された。

なお、各パターンにおいて、改良体下部（Z=3.3m）の温度上昇が低い。これは、改良体下方の地盤（素地盤）温度と固化処理土自体の水和熱（発熱量）とのバランスによるものと考えられる。

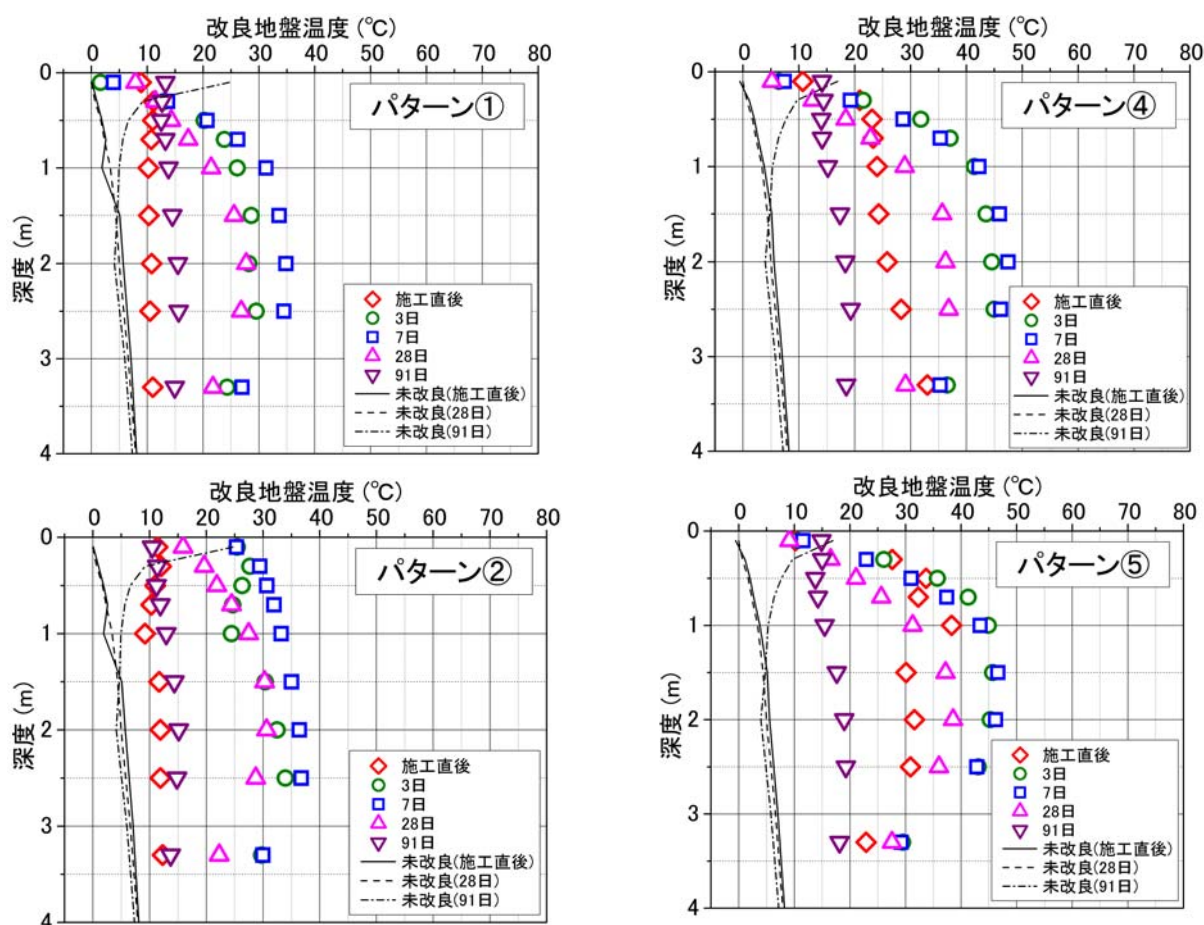


図-4.9 各パターンにおける改良地盤温度の推移

試験施工時の気象条件は非常に厳しい寒さであったが、図-4.9 のとおり、地表面においても改良体が 0℃以下になることはなく、凍結するまでには至らなかった。

4.7.2 強度発現

(1) 深度方向の改良強度

各パターンにおける28日材齢の一軸圧縮強さ(q_{uf28})を改良深度ごとに示す(図-4.10)。

試験施工現場における室内目標強度は $q_{uf28} = 3050\text{kN/m}^2$ であった(図-4.2)。一般的にPB工法の設計基準強度(q_{uck})は室内目標強度の1/3程度で設計とするケースが多いことから、 $q_{uck} = 1016\text{kN/m}^2$ である。

28日材齢の一軸圧縮強さ(q_{uf28})において、従来工法(パターン①、②)とヒートソイル工法(パターン④、⑤)を比較すると、改良深度に関わらずヒートソイル工法は従来工法より高い強度分布を示した。

ヒートソイル工法の強度が相対的に高い要因として、蒸気をセメントスラリーに投入して、養生温度を高くすることで水和反応が促進された、と考えられる。ただし、ヒートソイル工法で施工したパターン④の強度は、地表面からGL-0.9mより深い地盤では $q_{uf28} = 2000\text{kN/m}^2$ 以上の強度が得られたにも関わらず、GL-0.9mより浅い地盤では $q_{uf28} = 1000\text{kN/m}^2$ 前後と概ね室内目標強度の1/3程度だったことから、外気の影響によるものと考えられる。ただし、所定の設計基準強度は満足した。

一方、蒸気を混入しないパターン①、②では、地表面に近いほど(外気に近いほど)一軸圧縮強さが低くなっており、特に覆土部の強度低下が著しかった。パターン①、②も深度が深くなるに従って強度が大きくなる傾向にあるが、GL-1.2mより浅層部の一軸圧縮強さは $q_{uf28} = 1000\text{kN/m}^2$ 以下が多く、設計基準強度を満足しないサンプルが多かった。

今回の試験施工では、ヒートソイル工法による改良効果を得た。ただし、覆土による改良効果はヒートソイル工法よりは小さい。

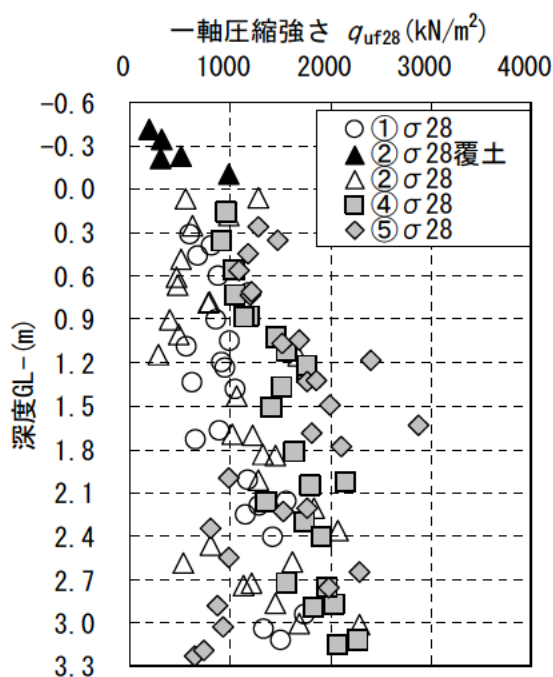


図-4.10 各パターン深度方向の一軸圧縮強さ

2) 上昇温度と改良強度の関係

改良地盤の上昇温度の違いが7日材齢の改良地盤の強度(図-4.11)にどの程度影響を及ぼすのか、各パターンの改良地盤を3つに分割して整理した。

改良地盤の分割方法は、i) 推測された外気温の影響深度(GL-1.5mを境)、ii) 外気温の影響がある深度を更に2分割(GL-0.5mを境)、の計3つの改良ブロック(I: GL-0~0.5m、II: GL-0.5m~1.5m、III: GL-1.5m~3.3m)とした。ここで、「上昇温度」とは、7日材齢において各パターンの改良ブロック内の熱電対で計測した温度の平均温度と、素地盤で改良ブロックと同じ深度に設置している熱電対の平均温度の差である。

各パターンの各ブロックの上昇温度と一軸圧縮強さ(平均値、最大値、最小値)の関係を図-4.12に示す。図をみると上昇温度が高くなるに従って、一軸圧縮強さも大きくなる傾向である。

上昇温度が高いほど強度は高くなる傾向が確認されているが、本現場でも同様の傾向が確認された。特に、改良ブロックI(GL-0.5m以浅)では、パターン①の上昇温度が14℃で一軸圧縮強さが $q_{uf7} = 300\text{kN/m}^2$ であったのに対して、覆土を有するパターン②、蒸気養生のパターン④、⑤は温度上昇が20~30℃、平均一軸圧縮強さが $q_{uf7} = 700 \sim 1100\text{kN/m}^2$ と上昇温度では2倍前後、一軸圧縮強さでは約2~4倍の強度増加がみられた。上昇温度の大小が強度発現に大きく影響していることがわかる。

一方、改良ブロックII、IIIではパターンを問わず、上昇温度が30℃以上で平均強度が $q_{uf7} = 0.8\text{MN/m}^2$ 以上であった。したがって、強度発現に影響を及ぼしたのは改良ブロックIのみであり、改良ブロックII、IIIは強度発現に十分な上昇温度が得られていた。また、ブロックIも覆土や蒸気を投入することによって、改良地盤内の上昇温度を高め、強度発現に寄与することが明らかになった。

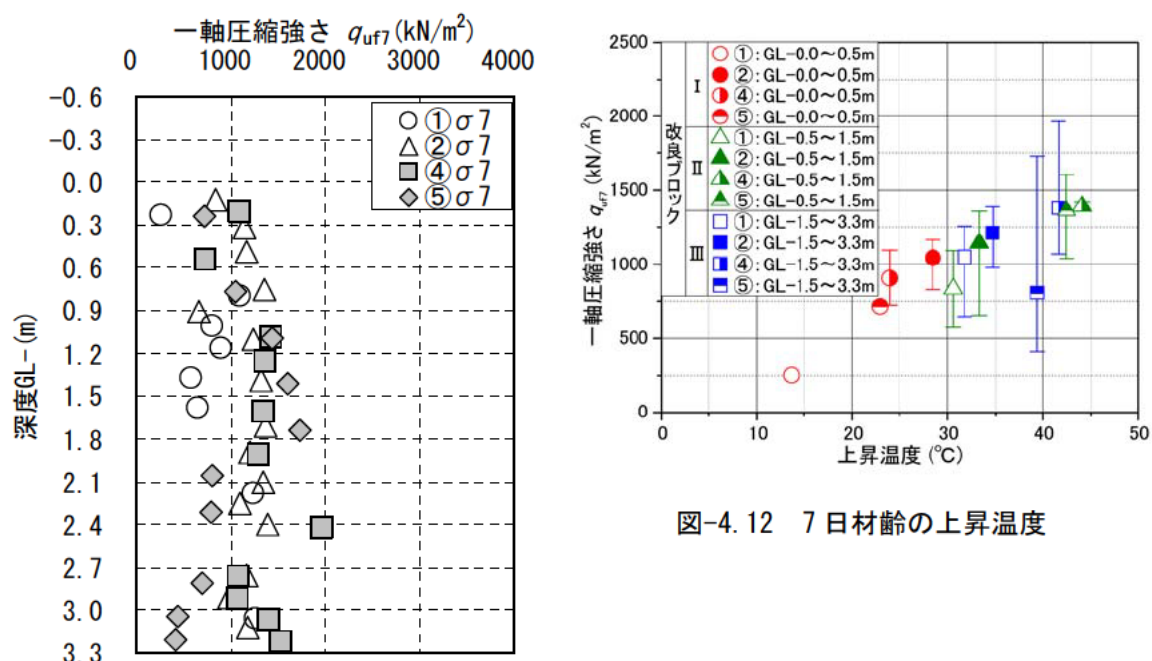


図-4.11 各パターン深度方向の一軸圧縮強さ

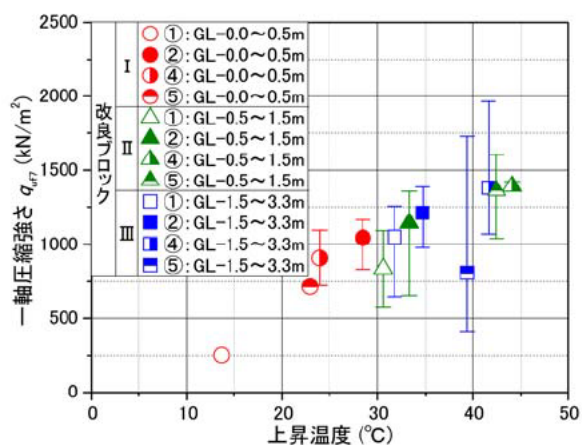


図-4.12 7日材齢の上昇温度

4.8 まとめ

今回の釧路町試験施工では施工時の日平均気温が -10°C 以下であり、施工後の日平均気温も20日間連続して氷点下になるような過酷な気象条件（積算寒度 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ）で試験施工を実施した。

試験施工の結果、下記の知見が得られた。

- 1) セメントスラリーに高温蒸気を加えるヒートソイル工法が、改良地盤浅層部の強度発現に有効であることが明らかになった。
- 2) 覆土による強度発現はヒートソイル工法より低い。
- 3) 改良体の上昇温度が高いほど、発現強度も大きくなることが明らかになった。

低温の外気温が改良地盤内に影響を及ぼす深度は、日平均気温が氷点下より低い温度の累積（積算寒度）によって変わる恐れがある。施工する地域や時期は千差万別であることから、例えば、改良地盤上に覆土を施すことで浅層部の温度低下を防ぐことが可能であるとすれば、積算寒度に応じた覆土厚さの設定が必要になってくると考えられる。

積算寒度に応じた覆土厚さの算定手法に関する検討は、**第6章**で述べる。

第5章 簡易な品質管理方法の適用性

5.1 背景

現在、地盤改良の強度確認方法として一軸圧縮試験が行われている。室内で試験用の供試体を作成する場合、供試体寸法に応じて許容最大粒径を超える礫等を取り除くが、施工現場ではコアサンプリング等で採取した改良体を供試体寸法に切り出し、一軸圧縮試験を行う。その際、供試体内に木片や礫等の夾雑物や粘土塊が含まれることがあり、これらの存在が一軸圧縮試験結果に影響を及ぼすために、改良体本来の強度を適切に評価されないことがある。

また、現在の品質管理基準は、改良深度によらず、上、中、下3箇所の一軸圧縮強さで評価する場合が多い。しかし、昨今の設計基準の性能規定化への動きの中で、確率・統計手法を用いた合理的な品質管理方法の需要が高まっている。このような手法を用いて強度評価の信頼性を高めるためには、多数箇所の測定が極めて重要である。

中層混合処理工法は改良深度が比較的浅いため、コアサンプリングによって採取される一軸圧縮試験用の供試体本数は少なく、確率・統計手法に値するデータ数を確保することが困難である。そこで、簡易に多数点の強度を測定して確率論に基づいた品質管理方法の適用性を把握することを目的に、パワーブレンダー工法協会では山中式土壤硬度計に着目して、改良体測定用に硬度計の改良を進め、一軸圧縮強さとの相関をまとめている。

今回、2つの試験施工現場において、改良した土壤硬度計と一軸圧縮強さの関係を調査し、改良型土壤硬度計の品質評価手法の妥当性を評価した。

5.2 改良型山中式土壤硬度計の概要

山中式土壤硬度計は、農耕地土壤の現地断面調査のために山中博士によって考案された。先端コーン部を垂直方向に土壤に貫入させ、その時のバネ縮長（目盛）を測定することで、土壤の支持力を評価する。なお、コーン貫入量+バネ縮長（目盛）=40mmの関係が常に保たれている。

従来の山中式土壤硬度計は、農耕地土壤用として開発されたものであり、低強度を対象としている。そのため、トレンチャー式攪拌工法（パワーブレンダー工法）協会では山中式土壤硬度計の先端コーンとバネを変えることで、改良体の強度評価に適用できるよう改良している。

写真-5.1 に従来の標準型山中式土壤硬度計、旧改良型土壤硬度計（南幌町試験施工で使用）、新改良型土壤硬度計（釧路町試験施工で使用）、表-5.1 に先端コーンとバネの仕様を示す。



写真-5.1 硬度計

表-5.1 先端コーンのバネの仕様

	コーン頂角	バネ定数 (kg/mm)
標準型	25° 21'	0.20
旧改良型	9° 50'	0.54
新改良型	5° 43'	0.60

5.3 適用範囲

図-5.1に各仕様における、貫入量と一軸圧縮強さの関係を示す。相関図は室内試験において、同バッチによって作製された供試体で測定された結果である。写真-5.2に室内における一軸圧縮強さと貫入量の調査状況を示す。室内試験改良体の現場目標強度は $q_{uf} = 100 \sim 2,000 \text{ kN/m}^2$ 程度であることが多く、先端コーンとバネ定数を変化させ、適用範囲について検討されている。

標準型では貫入量が8mm程度以下では貫入量1mmあたりの一軸圧縮強さの変化がかなり大きくなり、5mm程度以下では顕著となる。これは貫入量5~8mm以下の一軸圧縮強さ($q_{uf} = 700 \sim 1,300 \text{ kN/m}^2$ 以上)は測定困難であることを示唆している。また旧改良型の場合、標準型と比べ、推定可能な範囲が拡大しているものの、用いた先端コーンとバネではバラツキが大きく、精度よく測定できる範囲は $q_{uf} = 800 \text{ kN/m}^2$ 程度までである。新改良型は $q_{uf} = 200 \sim 2,000 \text{ kN/m}^2$ 程度までならばバラツキが小さく、精度よく推定できる。しかし、旧改良型及び新改良型はコーンを鋭角にし、バネを硬くしたために、旧改良型では $q_{uf} = 80 \text{ kN/m}^2$ 以下、新改良型では $q_{uf} = 100 \sim 200 \text{ kN/m}^2$ 以下の推定が困難である。パワーブレンダー工法協会は、低強度計測用の改良型硬度計の開発・調査を行っている²⁾。

図-5.1 貫入量と一軸圧縮強さの相関 (右図は片対数で表示)

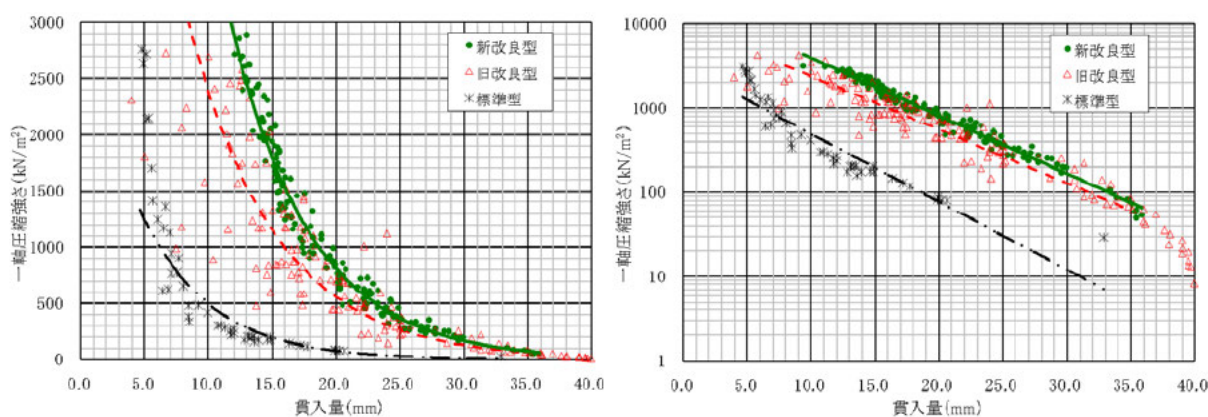


写真-5.2 一軸圧縮強さと貫入量の相関調査状況

5.4 南幌町試験施工

5.4.1 確認事項

コアサンプリングによって採取した一軸圧縮試験と現地にて実際に改良体を掘削し、貫入試験することによって、一軸圧縮強さと貫入量の相関を確認した。

5.4.2 貫入試験方法

測定方法を図-5.2、測定状況を写真-5.3に示す。2パターン間の接合部を階段状に掘削し、貫入試験がランダムとなるよう側面に格子（横10cm×縦20cm）を描いて測定した。

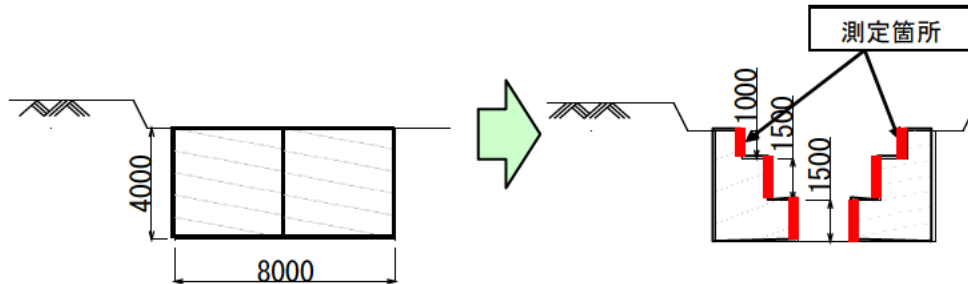


図-5.2 測定方法

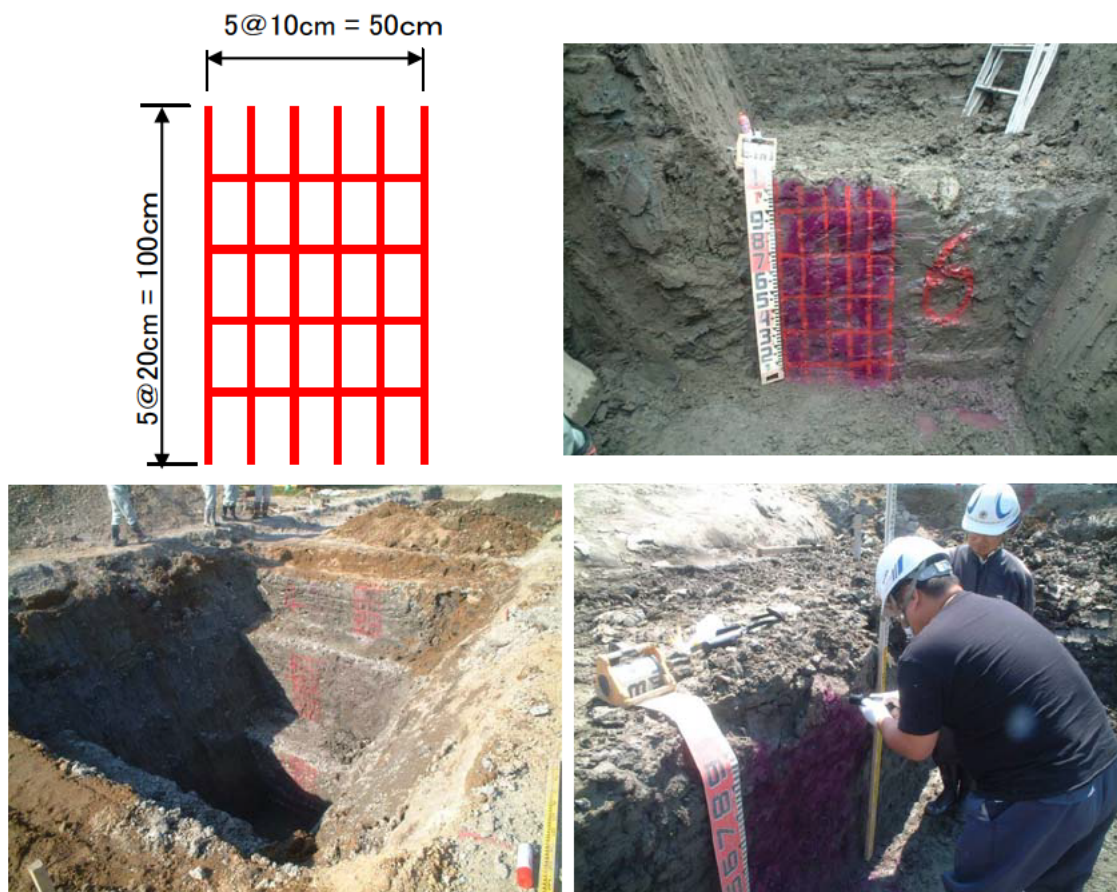


写真-5.3 測定状況

5.4.3 試験結果

供試体採取深度別の一軸圧縮強さと旧改良型土壌硬度計による深度別の貫入量について図-5.3に片対数で整理した。

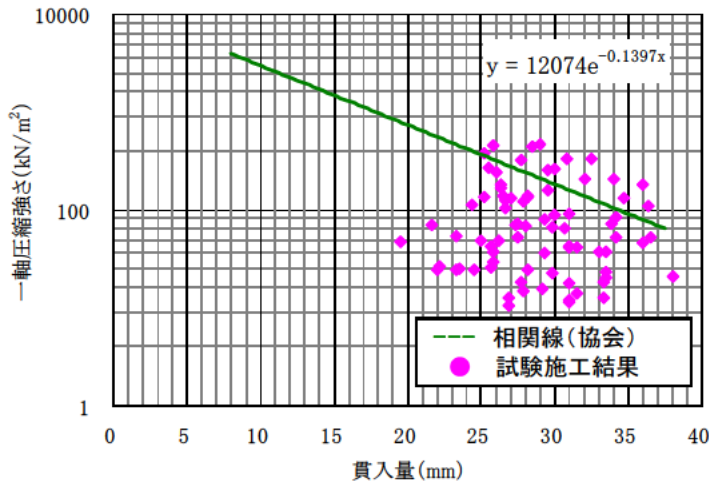


図-5.3 一軸圧縮強さと貫入量の相関図 (旧改良型硬度計・片対数)

図-5.3に示すように、今回の試験施工では一軸圧縮強さと旧改良型土壌硬度計との相関に大きなばらつきが生じた。その理由として、今回の試験施工ではコアサンプリングした供試体に夾雑物や粘土塊が多々含まれていたため、一軸圧縮試験による強度は全体的に低い値を示したと考えられる。粘土塊を含んだ一軸圧縮試験の供試体を写真-5.4に示す。

図-5.1より、旧改良型硬度計は $q_{ur} = 80\text{kN/m}^2$ 以下の推定が困難である知見が得られている。そこで、 $q_{ur} = 80\text{kN/m}^2$ 以上のサンプルを対象として、一軸圧縮強さと改良型山中式土壌硬度計の貫入量との相関を片対数で整理した (図-5.4)。

試験施工で得られた貫入量と一軸圧縮強さの相関関係は、既存の相関線 (相関式) と比較するとバラツキがやや大きく生じた。この理由として、一軸圧縮強さは供雑物を含めた供試体による強度の評価であるため、夾雑物の存在 (大きさや強度) が強度に大きく依存している可能性がある。一方、貫入量は夾雑物以外の供試体を『点』で評価しており、セメント固化処理部のみ強度を推定している。これらが、貫入量と一軸圧縮強さの評価に大きなバラツキが生じた要因と推察される。



写真-5.4 粘土塊を含んだ供試体

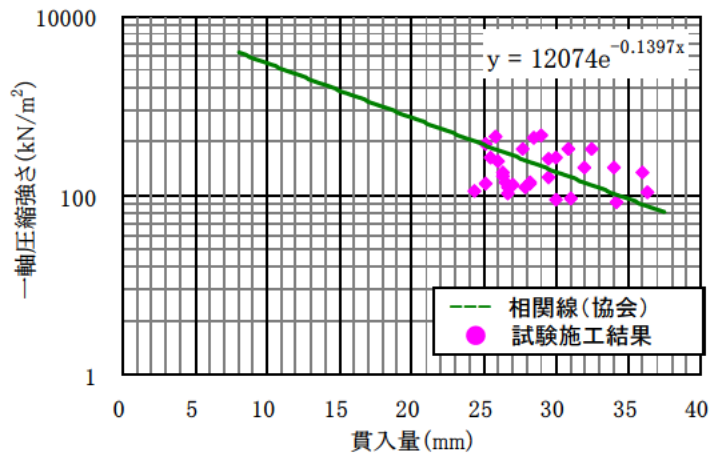


図-5.4 一軸圧縮強さと貫入量の相関 (80kN/m²以上) (新改良型硬度計・片対数)

5.4.4 まとめ

試験施工で得られた貫入量と一軸圧縮強さの相関関係は、既存の相関線（相関式）と比較するとバラツキがやや大きく生じた。その要因および考察を述べる。

- 1) 一軸圧縮強さは夾雑物を含めた供試体による強度の評価であるため、供雑物の存在（大きさや強度）が強度に大きく依存している可能性がある。一方、貫入量は夾雑物以外の供試体を『点』で評価しており、セメント固化処理部のみ強度を推定している。このため、一軸圧縮試験と土壤硬度計による貫入量は、夾雑物の存在によって大きなバラツキが生じることが推測された。
- 2) 現場での改良体は室内試験による供試体と比べ、ある程度のバラツキを有していることから、既存の相関線よりも大きなバラツキとなった原因の一つであると考えられる。

また、今回の試験より得られた課題を述べる。

- 1) 改良地盤の品質評価手法として、改良型山中式土壤硬度計の適用方法を整理する必要がある。
- 2) 今回、試験施工で構築した改良体の一軸圧縮強さの強度範囲が $q_{uf} = \sim 200\text{kN/m}^2$ までと比較的低強度であったため、高強度での測定も行い、改良型山中式土壤硬度計の適用範囲について再評価する必要がある。

これらの課題点を踏まえ、釧路においても引き続き調査を行った (5.5)。

5.5 釧路町試験施工

5.5.1 確認事項

南幌町の試験施工における貫入量と一軸圧縮強さの相関関係は、既存の相関線（相関式）と比較してバラツキがやや大きく生じた。その要因として、一軸圧縮試験と土壤硬度計による貫入量は、夾雑物の存在によって大きなバラツキが生じることが推測された。

よって、釧路町の試験施工では一軸圧縮試験用供試体の夾雑物による影響を確認し、改良体強度が十分得られることに留意するとともに、一軸圧縮試験用のコアサンプリングに近接した箇所において、貫入試験用のコアサンプリングを実施し、一軸圧縮強さと貫入量の相関性を調査した。また、改良型土壤硬度計の有効性を確認するために、標準型山中式土壤硬度計を用いた調査を実施して、双方の試験結果を比較した。

5.5.2 貫入試験方法

σ7、28にて貫入試験用コアサンプリングを採取した。コアサンプリング箇所を図-5.5に示す。パターン①及びパターン⑤にて採取し、各一軸圧縮強さとの比較を行った。

試験方法は採取したコアサンプリングを10cmピッチで各硬度計により貫入試験を行い、貫入量を求めている。試験状況を写真-5.5に示す。今回は新改良型土壤硬度計を使用した。

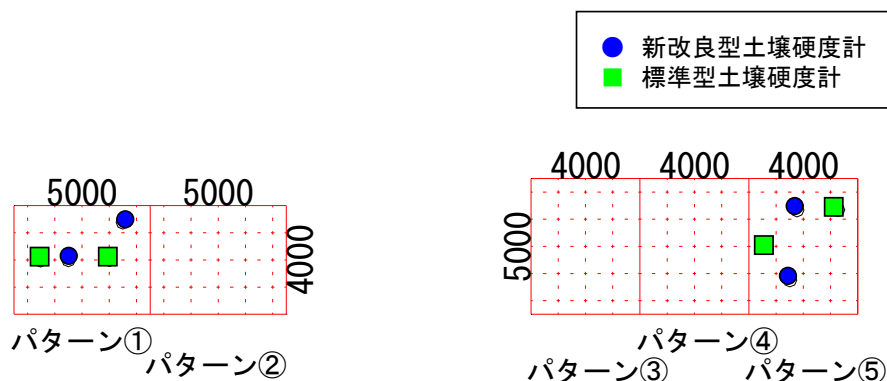


図-5.5 貫入試験用コアサンプリング位置



写真-5.5 試験状況

5.5.3 試験結果

南幌町の試験施工と同様に、貫入量と一軸圧縮強さの相関性を確認した。図-5.6 に片対数で相関図を示す。今回の試験施工では一軸圧縮強さ $q_{uf} = 100 \sim 3,000 \text{ kN/m}^2$ のデータが得られた。室内で得られた既存の相関線と比べ、現場で採取した供試体による調査であるため、上下にバラツキは生じているが、相関線に沿ったバラツキを示した。

次に、新改良型土壌硬度計と標準型土壌硬度計で測定し、得られた貫入量と一軸圧縮強さの関係を図-5.7 に示す。

一軸圧縮強さは $q_{uf} = 100 \sim 3,000 \text{ kN/m}^2$ と広範囲であったのに対して、土壌硬度計の貫入量は新改良型では貫入量 $8 \sim 27 \text{ mm}$ 、標準型は $2 \sim 13 \text{ mm}$ に分布していた。各々の硬度計の相関線では、改良強度 $1000 \sim 3,000 \text{ kN/m}^2$ に対し、標準型では貫入量 1 mm 程度であるが、新改良型では 7 mm 程度であった。

これは、新改良型は標準型よりも高い強度において測定誤差が小さくなることを示唆しており、広範囲の改良体強度を測定する場合、新改良型が強度の推定に適していることがわかった。

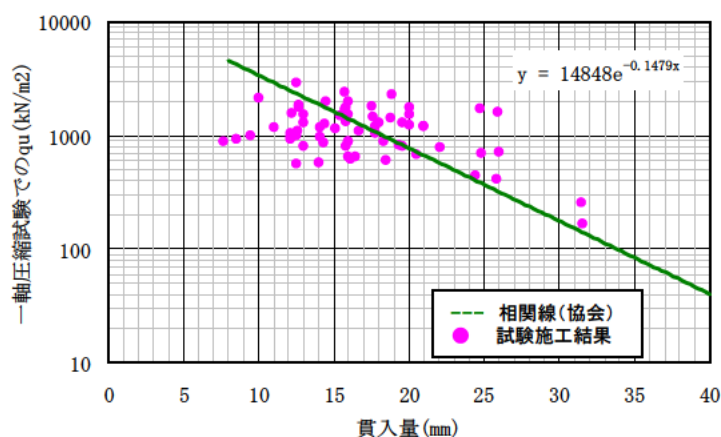


図-5.6 一軸圧縮強さと貫入量の相関図

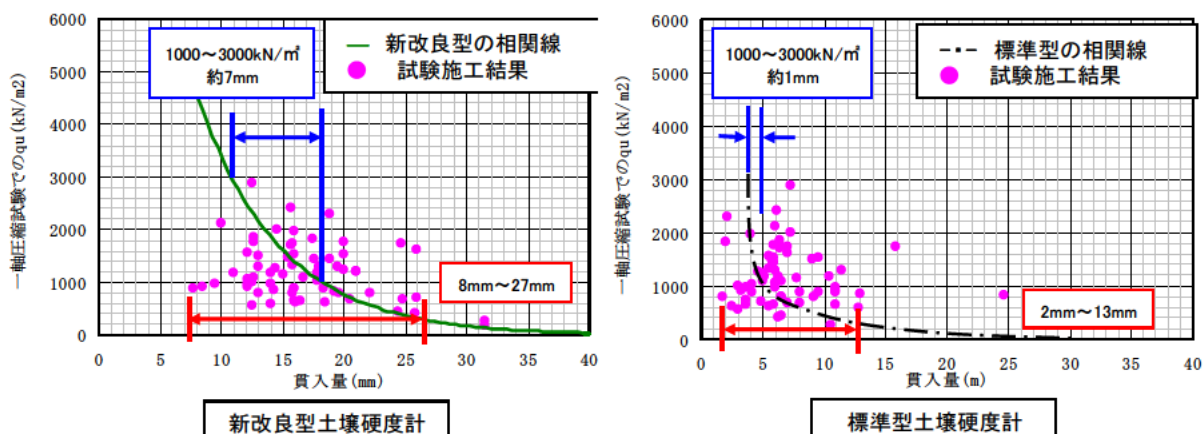


図-5.7 新改良型土壌硬度計と標準型土壌硬度計による測定の分布

5.5.4 まとめ

本試験施工では次のことが確認できた。

- 1) 今回は比較的夾雑物の影響が少ないと考えられるが、既存の相関線と比較すると貫入量と強度にバラツキが見られた。現場で採取したコアサンプリングへの礫の混入や改良地盤のバラツキが要因と考えられる。
- 2) 改良体の強度範囲を測定するには標準型土壤硬度計よりも改良型土壤硬度計の方が適していることが分かった。
- 3) 課題として、現場の改良体は室内試験と比較してバラツキが大きい。そのため、現場で品質管理の手法として使用する場合には事前に室内試験において、その相関性を確認したうえで現場の強度管理方法として使用する必要がある。

5.6 改良地盤の品質管理方法の現状と課題

5.6.1 品質管理方法の現状

現在の改良強度の評価方法は以下となっている。

- 1) 供試体の試験結果は設計基準強度 q_{uck} の 85%以上を確保する。
- 2) 3個の供試体の平均値を一回の試験結果とし、これは q_{uck} 以上を確保する。
- 3) 1本の改良体について上、中、下の3箇所それぞれ1回の試験を実施する。ただし、1本の改良体で設計強度を変えている場合には各設計強度3回とする。
- 4) 500~1000 m³毎に1箇所とする。

最近の品質管理試験の傾向としては、より確率・統計的な考えを積極的に取り入れ、信頼性設計的な考え方を取り入れる方向が現れつつある。改良体にはある程度のバラツキが生じることは周知の事実であるが、現在の品質管理方法では確率・統計的な背景・根拠が明確に示されていない。

一方、「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」や「陸上工事における深層混合処理工法技術マニュアル」(改訂版)、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」などには確率・統計的な考えが紹介されており、不良率を想定した品質管理についても記載されている。

現在の評価方法は1つの供試体が85%以上であり、3個の平均が設計基準強度以上といった下限値しか定めておらず、改良体のバラツキに伴う不良率については考慮されていない。そのため設計基準強度に対する室内目標強度の安全率が高くなり、現場強度が、設計基準強度より非常に大きい場合が少なからず見受けられる。現場は設計で必要とされている性能よりも、過大な施工が行われている可能性が指摘されていた。

そのような背景より、パワーブレンダー工法協会は世界的な設計基準の性能規定化の流れの中で、固化系地盤改良の性能保障の新たな試みとして、確率・統計的アプローチによって、限られたサンプルから、改良体全域を代表する性能を確認する新しい品質管理方法を提案することを進めている。

確率・統計的なアプローチにより品質管理を行う場合、ある程度のサンプル数が必要となってくる。従来の品質管理方法では、構築された改良地盤をコアサンプリングして、一軸圧縮試験による評価を行うが、中層混合処理工法は比較的深度が浅いこともあり、コアサンプリングで得られるサンプル数はかなり限られてしまう。またコアサンプリング本数を増やし、一軸圧縮試験数を多くすることで改良体の信頼性を上げることは可能であるが、不経済となってしまうといった課題がある。

5.6.2 今後の改良型土壌硬度計の適用方法と課題

確率・統計的な考え方は、ランダムに抽出された品質管理試験のサンプル数が多ければ多いほど、推定すべき改良体全体を代表する特性値（改良体強度）に近づく。

改良型土壌硬度計を用いた品質管理方法は、簡単に多数のサンプル数を確保でき、改良体全域を評価する上では適した品質管理方法である。

今後の改良型土壌硬度計の適用方法としては、

- 1) 現場にて簡易に早期強度を調べることができ、その場で強度を確認できる(写真-5.6)。
- 2) コアサンプリングにより採取された供試体を一軸圧縮試験と併用することで、連続した改良地盤の品質管理が多数点可能となる(写真-5.7)。



写真-5.6 現場の早期強度測定

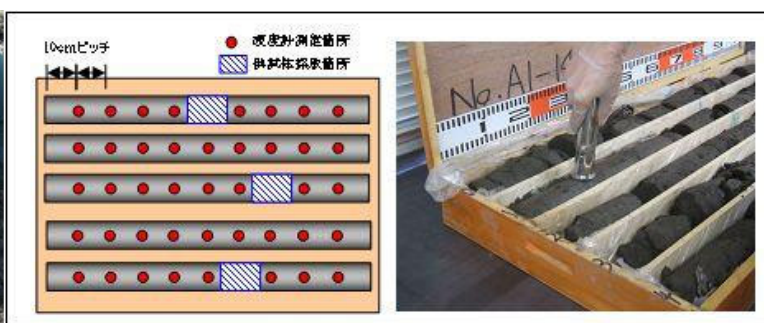


写真-5.7 一軸圧縮試験との併用測定(例)

適用するにあたっての注意点を以下に示す。

- 1) 各現場の室内試験において、事前に一軸圧縮強さと貫入量の相関性を把握する必要がある。
- 2) 改良型土壌硬度計の測定精度をさらに上げる必要がある。

第6章 改良地盤の凍結深さの推定

6.1 はじめに

6.1.1 凍結指数・積算寒度

寒さの程度を表す指標として、凍結指数（積算寒度）による表現がある。凍結指数は、日平均気温が連続して 0°C 以下となる日から、連続してプラスになる日までの日平均気温を累積したもので、単位は $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で負の記号は付けない。また、積算寒度は、冬期のある期間からある期間までを積算したことを表し、一般に凍結指数と区別される。

試験施工箇所である釧路町の凍結指数は、実測から求めると約 $490^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であったが、これは素地盤の地表面から 1m ほどのところで計測した日平均気温を積算したものである。現場では、積雪が観測されたため、地盤に直接的に作用した寒さは、素地盤の地表面近傍（GL+10cm）で計測した日平均気温を用いて凍結指数を求め、約 $200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であったと推測される。また、試験施工の積算寒度は、同じく改良地盤の地表面近傍（GL+10cm）で計測した気温から求め、約 $80^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。釧路町での凍結指数および試験施工の積算寒度を図-6.1に示す。

図-6.2に釧路市の過去の凍結指数（釧路気象台の観測データから積算）を示す。試験施工を行った2009年度は平均的な凍結指数であったが、凍結指数が $600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ を越えるような厳しい年は過去に度々計測されている。

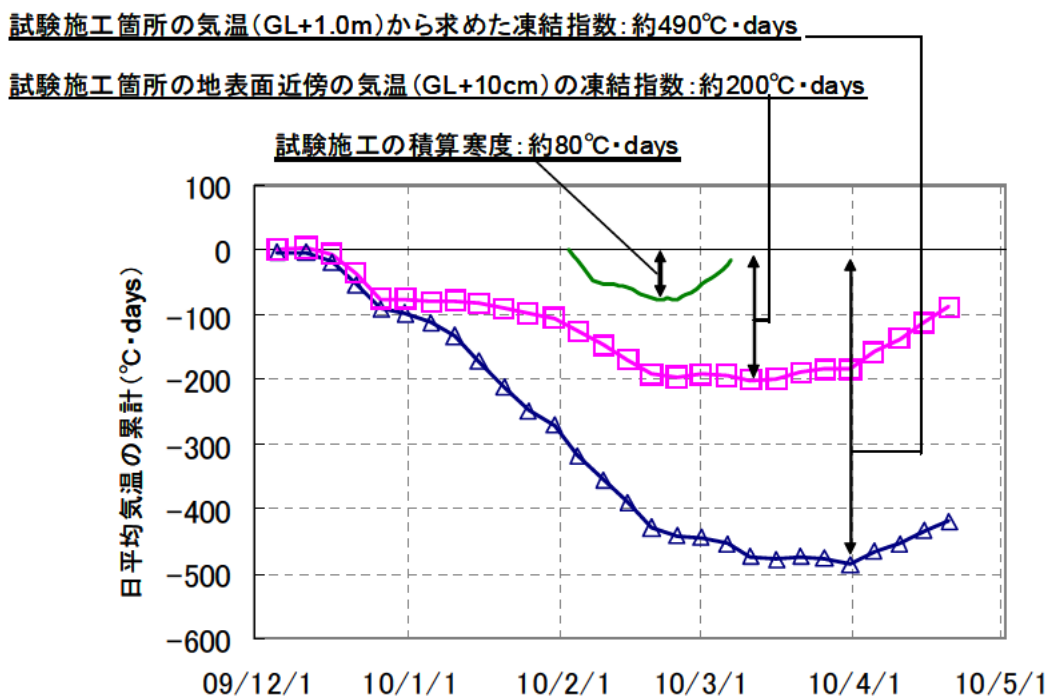


図-6.1 試験施工の凍結指数と積算寒度

6.1.2 改良地盤の熱伝導率計測

熱伝導解析により、改良地盤の温度分布を再現するには、改良地盤の熱物性値（熱伝導率や凍結・融解潜熱など）を明らかにする必要がある。しかし、Kersten の実験式³⁾や Johansen の方法⁴⁾など、土を対象とした熱伝導率の推定を行う既存式はあるが、土とセメントを攪拌混合した改良地盤の熱伝導率は明らかにされていない。

そこで、試験施工の際に採取した試料を 20℃で養生して、改良地盤（未凍土）の熱伝導を計測した。施工後の経時変化とセメント改良土の熱伝導率の関係を図-6.3 に示す。

改良地盤（凍土）は、養生日数が 35 日後に測定を行っているため、施工後 35 日までの熱伝導率は不明である。図-6.3 に最小二乗法にて求めた近似直線も併せて記載した。

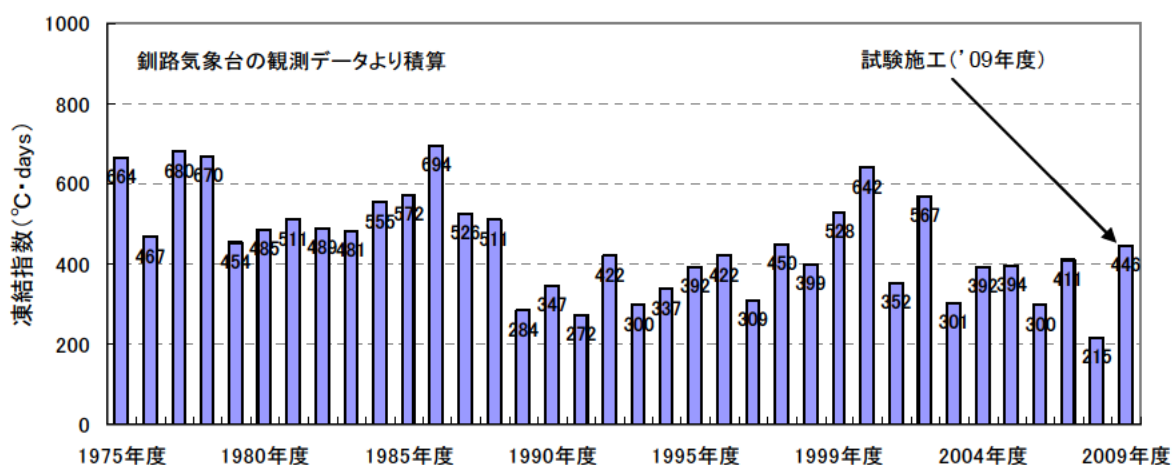


図-6.2 釧路市の過去の凍結指数の推移

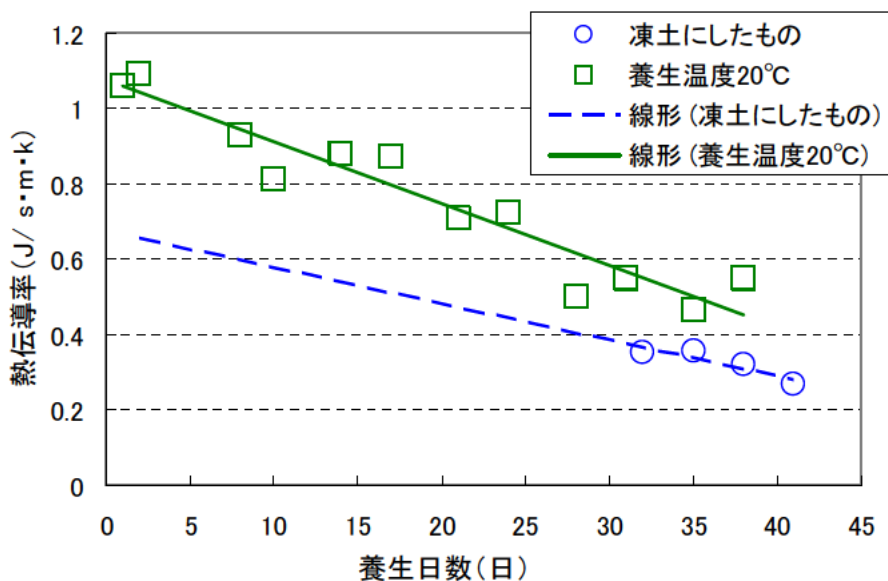


図-6.3 熱伝導率の計測結果

6.2 二次元 FEM 熱伝導解析モデル (TEMP/W)

本モデルの解析ステップは、初期条件として温度を設定し、地盤内の温度が定常状態になるまで解析を行う。その後、境界条件を与え非定常解析を行うことで、地盤内の温度状態を再現することができる。また、本モデルの特徴の一つとして、流体の相変化の際に生じる潜熱の定式化を行っている。林⁵⁾は本モデルを用いて道路構造物(ボックスカルバート)周辺の凍結面の形状の再現を行った。また、本モデルを用いて、断熱材を用いた対策工に関する検討を行っている。

本解析に用いた非線形の支配方程式(熱流束方程式)を式(6.1)に示す。式(6.1)において、定常解析は $\partial T/\partial t = 0$ であり、非定常解析は $\partial T/\partial t \neq 0$ である。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \left(c + L_w \cdot V \frac{\partial V_u}{\partial T} \right) \frac{\partial T}{\partial t} \quad \dots \dots \dots \text{式(6.1)}$$

ここに、 T : 温度 (°C) k_x : x 方向の熱伝導率 (J/sec·m·°C)
 k_y : y 方向の熱伝導率 (J/sec·m·°C) Q : 適用した境界熱流束 (W/m³)
 c : 体積熱容量 (材料特性) (J/m³·K) L_w : 水の潜熱 (=3.35×10⁵kJ/m³)
 V : 体積含水率 (%) V_u : 未凍結の体積含水率(0≤ V_u ≤1) (%) t : 時間 (s)

本解析には素地盤と改良地盤の土の熱物性値を与えている。各材料の物性値として、熱伝導率 λ 、体積熱容量 c 、凍結潜熱 L 、体積含水率 V を与える。改良地盤の熱伝導率は実測値を用い、素地盤の熱伝導率は Kersten の実験式から求め、体積熱容量 c は伊福部⁶⁾による算定式を用いた。土の未凍結時の体積含水率 V_u (%) ならびに土の単位体積当たりの凍結潜熱 L (J/m³) は、乾燥密度 ρ_d (g/cm³) と含水比 w (%) を用いて式(6.2)、(6.3)で表すことができる。

$$V_u = \rho_d \cdot w \quad \dots \dots \dots \text{式(6.2)}$$

$$L = 3.35 \cdot w \cdot \rho_d \quad \dots \dots \dots \text{式(6.3)}$$

なお、Kersten の実験式は、乾燥密度 ρ_d と含水比 w を用いて、シルト・粘性土と砂質土に分けて熱伝導率を推定する。Kersten の実験式を以下に示す。

- ・ シルト，粘土質土

$$\text{未凍結時の場合} : \lambda_u = \left\{ (0.9 \log w - 0.2) \times 10^{0.6242\rho_d - 3.4628} \right\} \times 418.6$$

$$\text{凍結時の場合} : \lambda_f = \left(0.01 \times 10^{1.320\rho_d - 3.4628} + 0.025w \times 10^{0.8739\rho_d - 3.4628} \right) \times 418.6$$

- ・ 砂質土

$$\text{未凍結時の場合} : \lambda_u = \left\{ (0.7 \log w + 0.4) \times 10^{0.6242\rho_d - 3.4628} \right\} \times 418.6$$

$$\text{凍結時の場合} : \lambda_f = \left(0.011 \times 10^{1.336\rho_d - 3.4628} + 0.026w \times 10^{0.9114\rho_d - 3.4628} \right) \times 418.6$$

ここに、 λ_u , λ_f : 未凍結，凍結時の熱伝導率(W/m・K=J/m・sec・K)

w : 含水比(%) ρ_d : 乾燥密度(g/cm³)

砂質土 : 0.05mm より細かい粒子が 50%未満の土

粘土質土 : 0.05mm より細かい粒子が 50%以上の土

6.3 二次元 FEM 熱伝導解析モデルの適用性

6.3.1 解析条件（素地盤）

素地盤を対象とした熱伝導解析で、各土層に与えた熱物性値（熱伝導率 λ 、体積熱容量 c 、凍結潜熱 L 、体積含水率 V ）の一覧を表-6.1 に示す。泥炭の熱伝導率は、Kersten の実験式のシルト・粘性質土の式を用いた。

地盤温度の初期条件として、素地盤の地表面に 5°C を、GL-6m の深度に 10°C を与え、定常解析を行った。初期条件の設定温度は実測値から採用した。地盤内温度が定常状態となった後に非定常解析を行った。非定常解析時の境界条件として、素地盤表面に -5°C、GL-6m の深度に 10°C を与え、素地盤に寒気が作用したときの温度分布の再現を行った。なお、地盤温度の境界条件は、メッシュの節点（メッシュの交点）に与えている。

表-6.1 素地盤の各材料の熱物性値の一覧

		湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 【Kersten】	凍結潜熱	体積熱容量 【伊福部】	体積含水率
		$\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	$w(\%)$	$\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	$\lambda(\text{J}/\text{sec}\cdot\text{m}\cdot^\circ\text{C})$	$L(\text{J}/\text{m}^3)$	$c(\text{J}/\text{m}^3\cdot\text{K})$	$V(\%)$
礫混り砂	未凍土	1.948	22.6	1.589	1.91	1.20×10^{-8}	2.63×10^{-6}	35.9
	凍土	-	-	-	2.59		1.88×10^{-6}	-
泥炭	未凍土	1.097	361.2	0.238	0.43	2.88×10^{-8}	3.77×10^{-6}	85.9
	凍土	-	-	-	2.10		1.97×10^{-6}	-
有機質シルト	未凍土	1.111	89.3	0.587	0.52	1.76×10^{-8}	2.61×10^{-6}	52.4
	凍土	-	-	-	1.06		1.51×10^{-6}	-
礫混り シルト混じり砂	未凍土	2.045	24.0	1.649	2.11	1.33×10^{-8}	2.83×10^{-6}	39.6
	凍土	-	-	-	3.12		2.00×10^{-6}	-
礫質粗砂	未凍土	2.095	15.8	1.810	2.41	9.55×10^{-8}	2.48×10^{-6}	28.5
	凍土	-	-	-	3.05		1.88×10^{-6}	-

6.3.2 解析結果（素地盤）

非定常解析の結果、 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ における素地盤内の温度分布を図-6.4に示す。図の数値は温度を示している。また、解析値と実測値の温度勾配を図-6.5に示す。低温域の進行を比較すると、この熱伝導解析にて、実測の素地盤内の温度分布を概ね再現できたため、改良地盤の温度分布の再現も可能と判断した。

ただし、泥炭層の深度2.2m～3.15mにおいて、土中の温度変化が大きい。これは、泥炭の熱物性値の影響であると考えられるが、泥炭の熱伝導率はKerstenの実験式のシルト・粘性土の式を適用して算出したため、実際の泥炭の熱伝導率の確認が今後必要と考えられる。

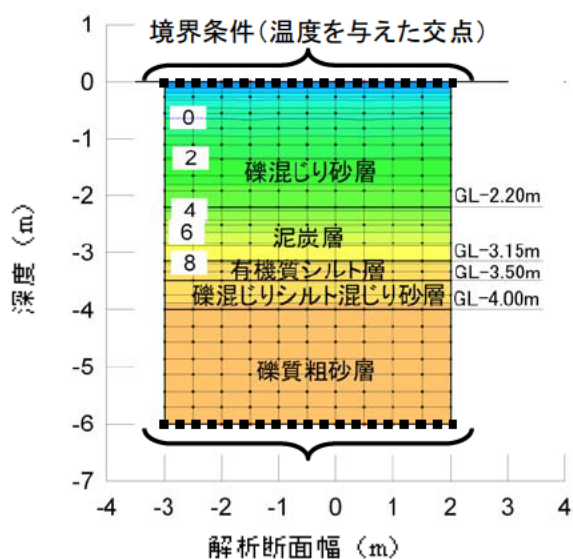


図-6.4 素地盤の温度分布

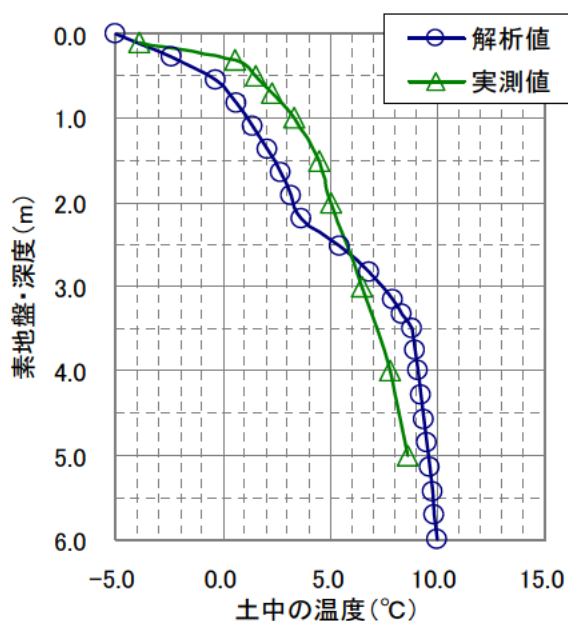


図-6.5 素地盤の深度方向の温度勾配

6.3.3 解析条件（改良地盤）

改良地盤を対象とした熱伝導解析の各材料に与えた熱物性値（熱伝導率 λ ，体積熱容量 c ，凍結潜熱 L ，体積含水率 V ）の一覧を表-6.2に示す。

計測した熱伝導率は、施工 7 日後の値を採用した。凍土の熱伝導率 (λ_f) を $\lambda_f=0.60$ とし、未凍土の熱伝導率 (λ_u) を $\lambda_u=0.95$ として与えた。

地盤温度の初期条件として、素地盤地表面に 5°C 、GL-9m の深度に 10°C を与えた。改良地盤と素地盤の境界は 30°C とし、改良地盤全体が 30°C になるまで定常解析を行った。その後、境界条件として、素地盤および改良地盤地表面に -5°C 、GL-9m の深度は 10°C として、非定常解析を行った。なお、地盤の温度の境界条件は、素地盤と同様にメッシュの節点に与えている。

表-6.2 セメント改良土と素地盤の各材料の熱物性値の一覧

		湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 【実測値】	凍結潜熱	体積熱容量 【伊福部】	体積含水率
		$\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	$w(\%)$	$\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	$\lambda(\text{J}/\text{sec}\cdot\text{m}\cdot^{\circ}\text{C})$	$L(\text{J}/\text{m}^3)$	$c(\text{J}/\text{m}^3\cdot\text{K})$	$V(\%)$
セメント改良土	未凍土	1.649	44.6	1.141	0.95	1.70×10^{-8}	2.94×10^{-6}	50.8
	凍土	-	-	-	0.60		1.88×10^{-6}	-
礫質粗砂	未凍土	2.095	15.8	1.810	2.41	9.55×10^{-8}	2.48×10^{-6}	28.5
	凍土	-	-	-	3.05		1.88×10^{-6}	-

6.3.4 解析結果（改良地盤）

定常解析後の改良地盤の温度分布を図-6.6に示す。釧路町での試験施工の凍結指数とほぼ同じ $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の非定常解析の結果を図-6.7に示す。

試験施工での積算寒度は $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度であり、低温域は改良地盤地表面より 20cm ほどの深さで確認された程度で、さほど厳しい気象条件ではなかった。

しかし、より寒さの厳しい環境での施工条件も現実的に想定できるため、熱伝導解析によって推定した。上記(6.3.3)の解析条件で、 $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ （近年の釧路町では 2000 年度に計測された）の凍結指数まで解析を行った。 $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の改良地盤の温度分布を図-6.8に示す。改良地盤の低温域は、 $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ と比較して、改良地盤の温度は一樣に下がっており低温域が進行している。

図-6.9 に凍結指数ごとの改良地盤の温度勾配を示す。実測値を再現しているのは $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の解析結果である。温度の最大値は、実測値よりも解析値の方が若干低いが、地表面部の解析値は概ね実測値を再現している。また、凍結指数の増加に伴って改良地盤の温度が全体的に下がるとともに、低温域が進行していることが再現されている。

そこで、凍結指数ごとの凍結面（ 0°C 深さ）および 5°C の深さを図-6.10に示す。

凍結指数の増加とともに凍結面が改良地盤内に進行し、特に 5°C の低温域は大きく進行していることが推測された。 $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ のような厳冬期には、低温域が約 1m にも達すると推測された。このような環境下での施工では、低温域の進行を抑制し、改良地盤の品質を確保する対策が必要であると考えられる。

定常解析の温度の境界条件の位置

素地盤・上面:5°C, 素地盤・下面:10°C, 改良土周り30°C

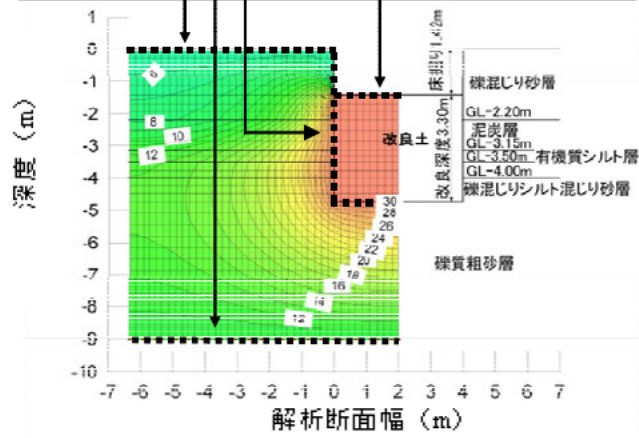


図-6.6 改良地盤の定常解析の結果

非定常解析:温度の境界条件の位置

素地盤・改良土の地表面:-5°C, 素地盤・下面:10°C

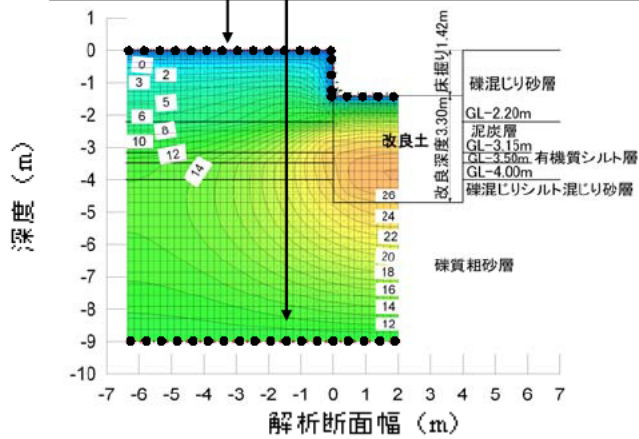


図-6.7 非定常解析の結果 (F=100°C·days)

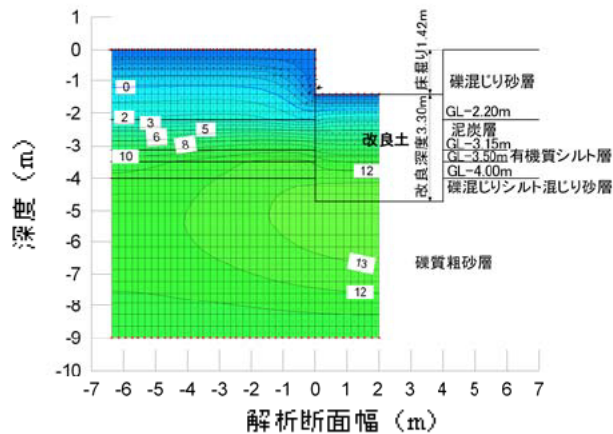


図-6.8 非定常解析の結果 (F=600°C·days)

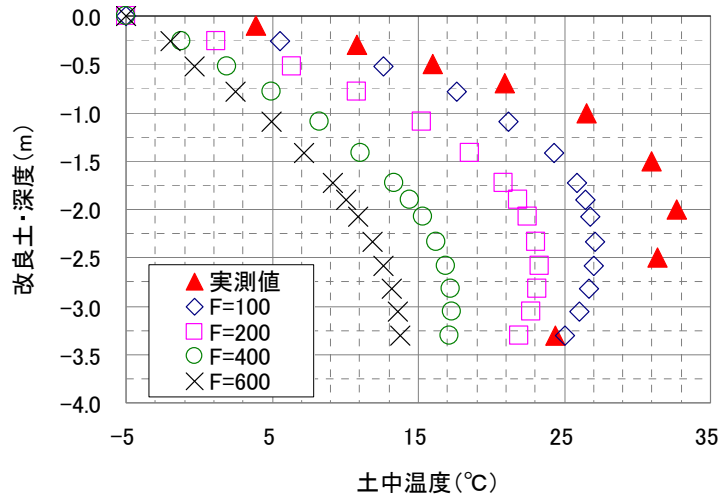


図-6.9 凍結指数ごとの改良地盤の温度勾配

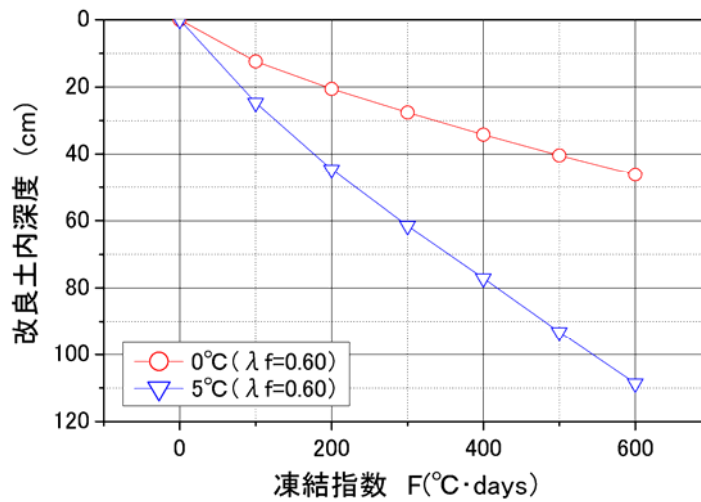


図-6.10 凍結指数ごとの低温域の広がり

6.3.5 改良地盤を対象とした熱伝導解析の課題

6.3.4 で実測値の再現を行い、その上でより寒さの厳しい環境における改良地盤の温度分布を推定した。F=100°C·days までは、実測値と解析値の整合性は図られているが、それ以上の大きな凍結指数に対する温度分布は、推定値となることから実測値と整合性を図る必要がある。

また、凍土の熱伝導率の測定は、養生日数が 35 日以上経過した後に実施した。養生 7 日の凍土の熱伝導率は推定値を用いているため、今後、養生 7 日の熱伝導率の実測（確認）が必要である。

6.4 覆土対策を想定した二次元 FEM 熱伝導解析

6.4.1 はじめに

6.3.4 で $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ のような寒さの厳しい条件下での施工を想定して、低温域の進行を推定した。このような低温域の進行を抑える対策の一つとして、覆土を用いた方法が挙げられる。覆土とは、寒気を遮断することを目的として、火山灰などの材料や地盤改良時に盛り上がったセメント混合土を、改良地盤の地表面に盛土することである。

当研究所の調査では、今回の釧路町での試験施工において、覆土による改良地盤の地表面の強度増加が確認された⁷⁾。また、実際の施工現場でも約 2m の覆土を設けることで、同じく改良地盤の地表面の強度増加が確認されている⁸⁾。

これらを踏まえ、覆土材料として火山灰土・粘性土を想定した改良地盤の熱伝導解析を行った。覆土厚は釧路町での試験施工と同じ 60cm とし、改良地盤の地表面上に覆土した状態を再現した。

6.4.2 解析条件と解析結果

火山灰土および粘性土の定数は、一般的な値を用いた⁹⁾。使用した熱物性値を表-6.3に示す。

表-6.3 覆土材料の熱物性値の一覧

		湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 【Kersten】	凍結潜熱	体積熱容量 【伊福部】	体積含水率
		$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	$w(\%)$	$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	$\lambda(\text{J/sec}\cdot\text{m}\cdot^\circ\text{C})$	$L(\text{J/m}^3)$	$c(\text{J/m}^3\cdot\text{K})$	$V(\%)$
火山灰土	未凍土	1.510	26.0	1.198	1.12	1.04×10^{-8}	2.16×10^{-6}	31.2
	凍土	-	-	-	1.27	-	1.50×10^{-6}	-
粘性土	未凍土	1.730	50.0	1.153	1.01	1.93×10^{-8}	3.23×10^{-6}	57.7
	凍土	-	-	-	1.88	-	2.03×10^{-6}	-

(火山灰土・粘性土の地盤定数のうち、湿潤密度および含水比を道路土工要綱⁹⁾から引用)

解析条件は6.3.3と同様とした。

図-6.11に覆土材料に火山灰土を用いたと想定した定常解析の結果を示す。なお、粘性土を用いたときの定常解析の結果もほぼ同じであった。非定常解析の結果として、 $F=200^\circ\text{C}\cdot\text{days}$ における改良地盤の温度分布を示す(図-6.12(a)・(b))。なお、図-6.12(a)は覆土材料が火山灰土、図-6.12(b)は粘性土である。

改良地盤地表面部(GL-1.4m)の温度は、ともに 5°C 程度確保されており、低温域が進行していないことが確認された(図-6.12(a)・(b))。

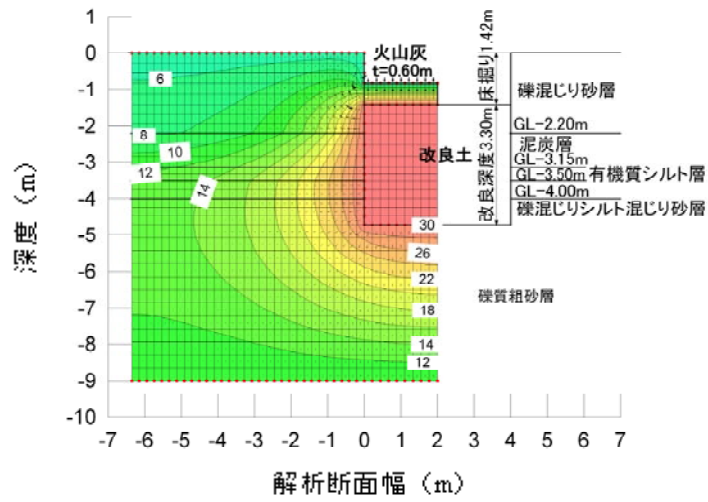


図-6.11 覆土材料に火山灰土を用いたと想定した定常解析の結果

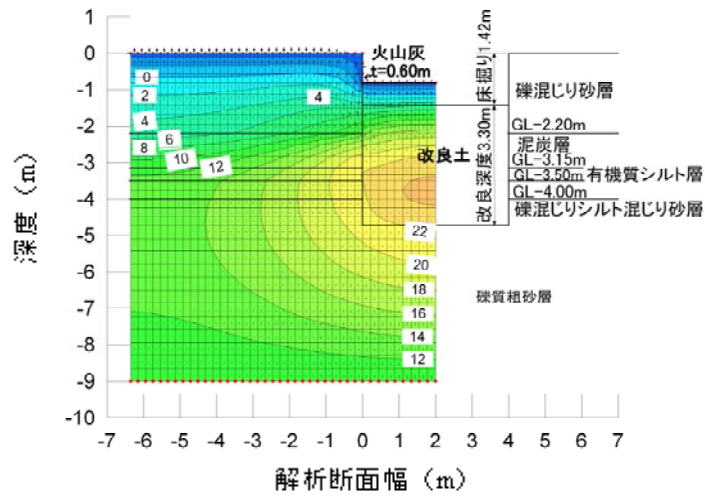


図-6.12 (a) 覆土材料に火山灰土を用いたと想定した非定常解析の結果 (F=200°C·days)

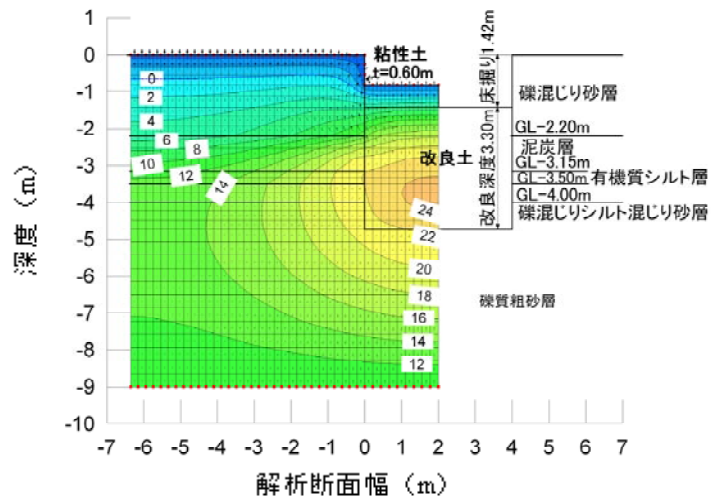


図-6.12 (b) 覆土材料に粘性土を用いたと想定した非定常解析の結果 (F=200°C·days)

図-6.13 に、無対策（覆土なし）、火山灰土・粘性土を覆土（ $t=0.6\text{m}$ ）したときの改良地盤の温度勾配を示す。覆土を行った場合、改良地盤への低温域の進行が抑制され、強度発現に必要な養生温度 5°C が確保された結果となった。また、覆土材料が火山灰土と粘性土の解析の結果に顕著な違いは現れなかった。

火山灰土と粘性土の解析結果に顕著な違いが現れなかったのは、覆土材料の熱物性値のうち、未凍土の熱伝導率や凍結潜熱に大きな違いがなかったためと推測される。したがって、今回検討に用いたような覆土材料の条件に限れば、 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度の凍結指数であれば、低温域の進行の抑制効果に大きな違いはないと推測される。

今後、寒さの厳しい条件での実測値と熱伝導解析の整合性を把握するとともに、凍結指数に応じた覆土厚や覆土材料の検討を行う必要がある。

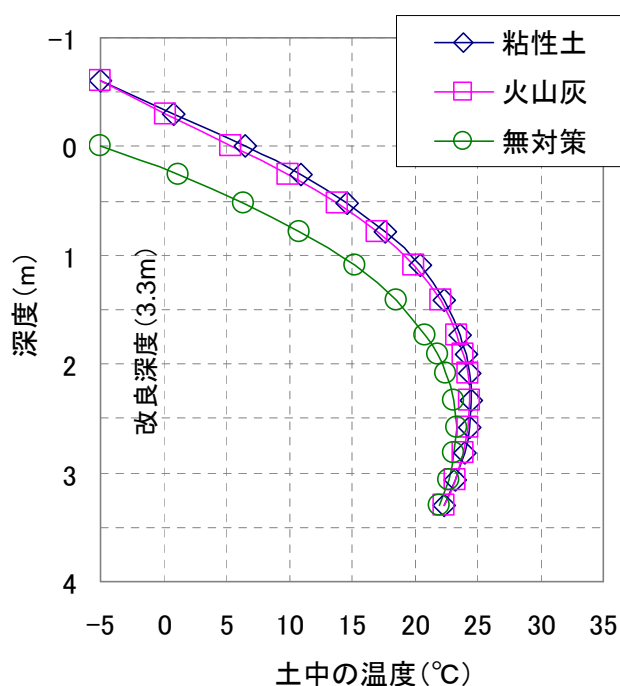


図-6.13 覆土対策の有無による改良地盤内の温度勾配

6.5 まとめと課題

試験施工の結果を踏まえ、二次元熱伝導解析を実施した知見を下記に示す。

- 1) 二次元熱伝導解析 (TEMP/W) を用いて、試験施工箇所の素地盤および改良地盤の温度分布の再現を行い、概ね実際の地盤内の温度分布を再現することができた。
- 2) 上記で得られた解析モデルを用いて、より寒さの厳しい環境での施工を想定した凍結指数 (最大 $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$) に応じた改良地盤の凍結深や低温域を推定することができた。
- 3) このような環境下で粘性土と火山灰土を覆土材料に用いた場合、改良地盤地表面部の低温域の進行の抑制効果が得られることがわかった。

解析結果は、凍結指数 $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ までは実測値との整合性を図られているが、それより大きい凍結指数での温度分布は、今後、実測値との整合性を図る必要がある。また、改良地盤の強度増加に必要な覆土厚は、覆土材の熱物性値に大きく依存していることから、覆土材の熱物性値の照査が必要となる。

第7章 まとめと今後の課題

7.1 まとめ

2つの現場にて試験施工を行い、以下の知見を得た。

7.1.1 改良体温度について

- ・ 2現場ともに GL-0.5m 以浅は外気温の影響により、改良体温度が急激に低下した。
- ・ 覆土により、改良体内のピーク温度を一定期間、保つことが可能であった。
- ・ 覆土厚はある厚さ以上になると、改良体の温度上昇は期待できないことがわかった。
- ・ 覆土厚が同じであれば、地盤改良による『ふけ土』と火山灰質土でほとんど改良体内の養生温度に差はなかった。
- ・ ヒートソイル工法は従来施工に比べ、改良体内の初期養生温度が高くなり、特に改良体浅層部（GL-0.3m 以深）において、施工後3日後で 20℃以上を確保することができた。

7.1.2 改良体強度について

- ・ 覆土厚を大きくすると、従来施工より高い強度を得ることができた。
- ・ 覆土やヒートソイル工法を行うことで、初期（施工後 3,7 日後）の養生温度が確保され、表層部においても強度発現が改善された。
- ・ 改良体の深度方向における温度分布は施工後 3、7、28 日においても GL-1.5～2.0m（改良深度の中心付近）をピークに弓なりの形状を示すが、改良体強度も同様な分布を示す。よって、改良地盤内の温度と強度は密接に関係していると考えられる。また、強度発現に対する外気温の影響深度は GL-0.5m 程度であると推測される。
- ・ 実際の現場での施工を考慮すると、セメント改良時に『ふけ土』を用いた覆土での品質管理が実務上からも有効である。

7.1.3 簡易な品質管理方法の適用性について

- ・ 現場の改良体では夾雑物の混入やバラツキによる影響があり、相関性を確認するまでには至らなかった。
- ・ 室内試験等で事前に相関性を確認しておけば、簡易に多数点の強度測定が可能な手法として有効である。
- ・ 改良型土壌硬度計は標準型の山中式土壌硬度計よりも、改良強度を測定するには適していることが確認できた。

7.1.4 改良地盤の凍結深さの推定について

- ・ 二次元熱伝導解析 (TEMP/W) を用いて、試験施工箇所の素地盤および改良地盤の温度分布の再現を行い、概ね実際の地盤内の温度分布を再現することができた。
- ・ 上記で得られた解析モデルを用いて、より寒さの厳しい環境での施工を想定した凍結指数 (最大 $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$) に応じた改良地盤の凍結深や低温域を推定することができた。
- ・ このような環境下で粘性土と火山灰土を覆土材料に用いた場合、改良地盤表面部の低温域の進行の抑制効果が得られることがわかった。

7.2 今後の課題

釧路町での試験施工では、セメント改良土の強度発現に対する外気温の影響深度は GL-0.5m 程度であったが、積算寒度は $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。つまり、積算寒度が大きくなるにしたがって外気温の影響深度は深くなることが想定される。

現在、二次元熱伝導解析により凍結指数に応じた改良地盤の凍結深や低温域の推定が可能となっている。ただし、セメント改良時に『ふけ土』を用いた覆土とした解析が実施されていない。

さらに、実務者の品質管理に利用してもらうよう、冬期中層混合処理工法で構築された改良地盤地表面の施工管理 (品質現場) に資する、積算寒度に応じた覆土厚および覆土材料の判定表 (案) を策定することが今後の課題となる。

改良型土壌硬度計の適用に際して、事前に相関性を確認しておく必要がある。また貫入量は目視による測定となっているため、より正確な値を得るためにデジタル化などの改善も必要だと考える。改良型土壌硬度計の利点を踏まえ、改良体の品質を評価するために、より信頼性の高い品質管理手法を提案していくことも必要であると考えます。

【参考文献】

- 1) 堀内澄夫, 伊藤益光, 森田哲士, 吉原重紀, 久野達彦, 花圃博, 田中俊昭: 低温度下におけるセメント混合土の強度発現性, 第 19 回土質工学研究発表会, pp.1609-1610, 1984.
- 2) 野田昌道: 改良型山中式土壌硬度計と一軸圧縮強さの相関による改良土の強度確認方法その 2, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.577-578, 2010.
- 3) M.S.Kersten : Thermal properties of Soils, University of Minesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Bulletin, No.28,1949.
- 4) O.Johansen : Thermal conductivity of soils, Ph.D, Thesis, Norwegian Technical Univ, Trondheim, 1975.
- 5) 林啓二: 二次元 FEM 熱伝導解析を適用した道路構造物の凍上対策に関する研究, 北見工業大学博士論文, 2009.
- 6) 伊福部宗夫: 北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究, 土木試験所報告, 第 26 号, P.19, 1962.
- 7) 橋本聖, 西本聡, 林宏親, 梶取真一: 低温条件下で中層混合処理した改良地盤の強度特性, 第 9 回地盤改良シンポジウム, pp.317-320, 2010.
- 8) 橋本聖, 西本聡, 林宏親: トレンチャー式攪拌工法で施工された地盤の強度特性とその管理方法について, (社)地盤工学会北海道支部技術報告集第 48 号 pp.219-224, 2008.
- 9) (社)日本道路協会: 道路土工要綱, p.389, 2009.

資料編

1. 南幌町試験施工

資料—1.1	写真-試験施工状況
資料—1.2	写真-強度確認
資料—1.3	試料採取位置図
資料—1.4	土質試験結果
資料—1.5	室内配合試験結果
資料—1.6	一軸圧縮試験結果
資料—1.7	針貫入試験結果
資料—1.8	温度測定結果

2. 釧路町試験施工

資料—2.1	写真-試験施工状況
資料—2.2	写真-強度確認
資料—2.3	試料採取位置図
資料—2.4	土質試験結果
資料—2.5	室内配合試験結果
資料—2.6	一軸圧縮試験結果
資料—2.7	針貫入試験結果
資料—2.8	温度測定結果

1. 南幌町試験施工

資料-1.1 写真-試験施工状況



写真-1.1 試験施工前



写真-1.2 区画割表示 (一区画 4.0m×4.0m)



写真-1.3 改良材搬入状況 (特殊土用固化材)



写真-1.4 施工状況①



写真-1.5 施工状況②



写真-1.6 テーブルフロー試験状況



写真-1.7 セメントスラリー比重測定



写真-1.8 基面整正完了



写真-1.9 積雪養生

資料-1.2 写真-強度確認



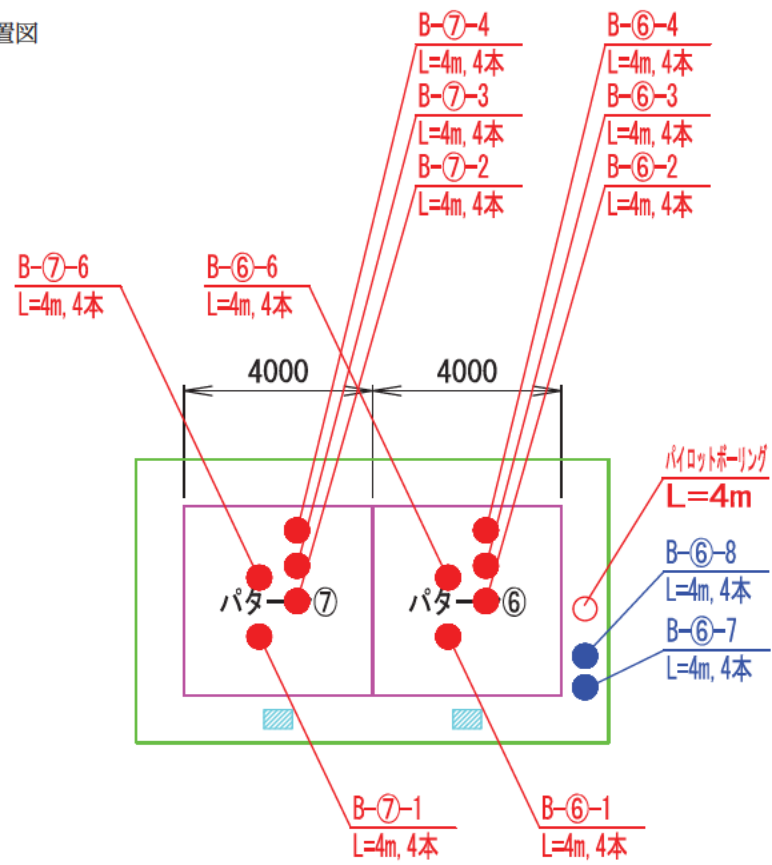
写真-1.1 コアサンプリング採取状況



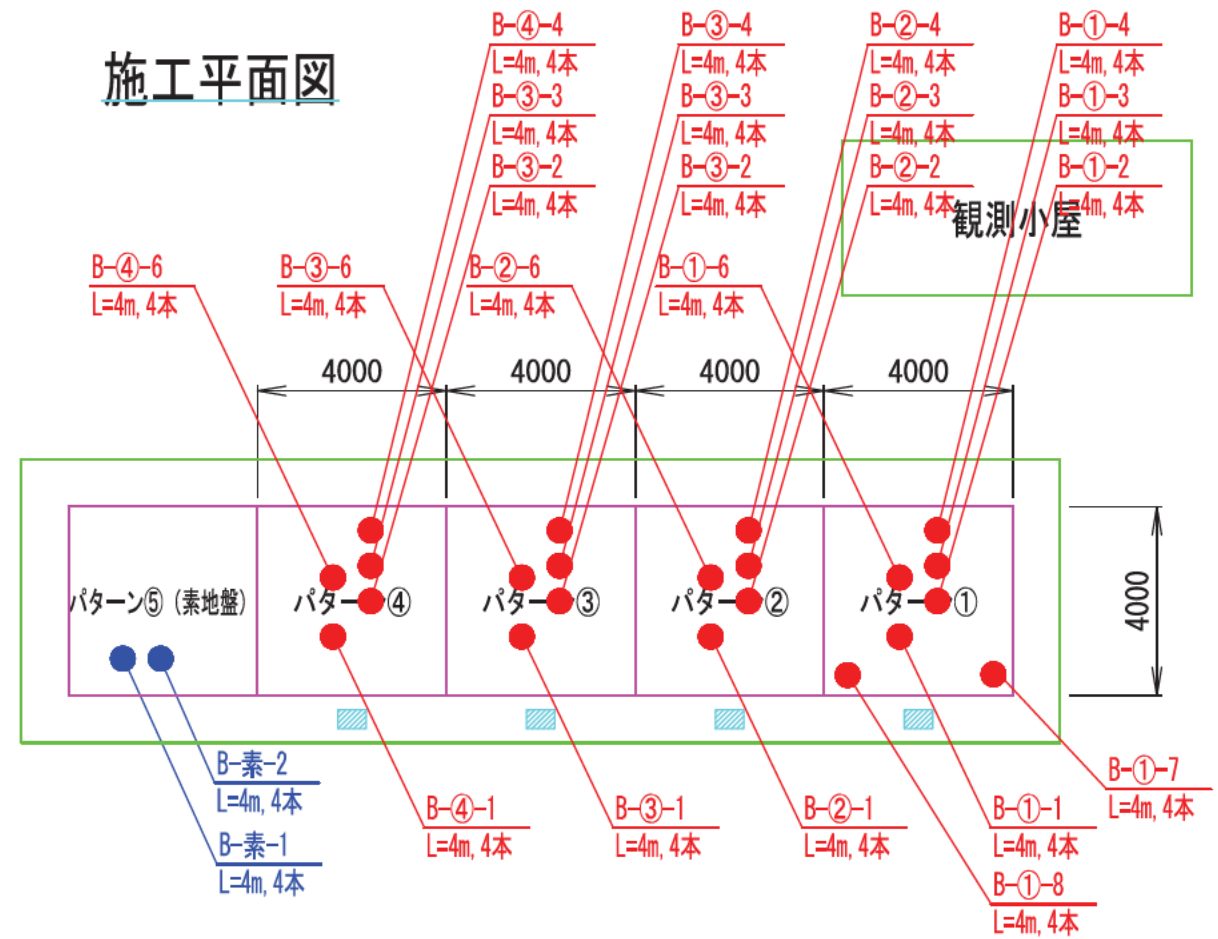
写真-1.2 コア脱型状況



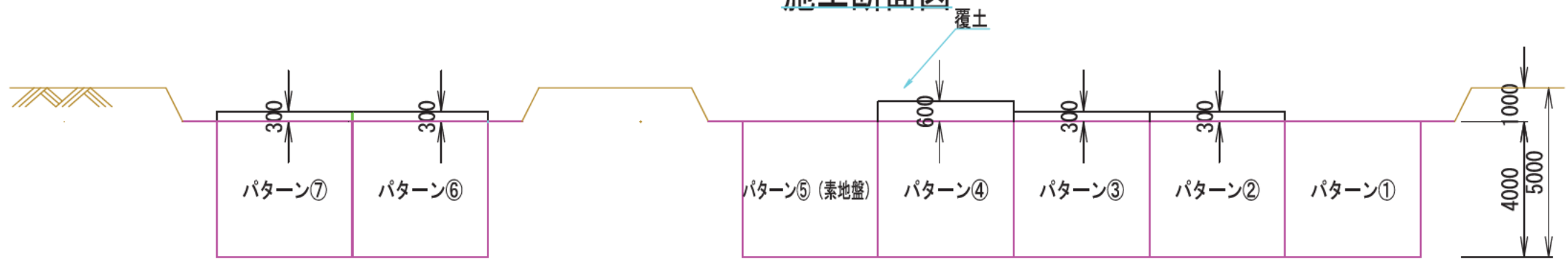
写真-1.3 一軸圧縮試験状



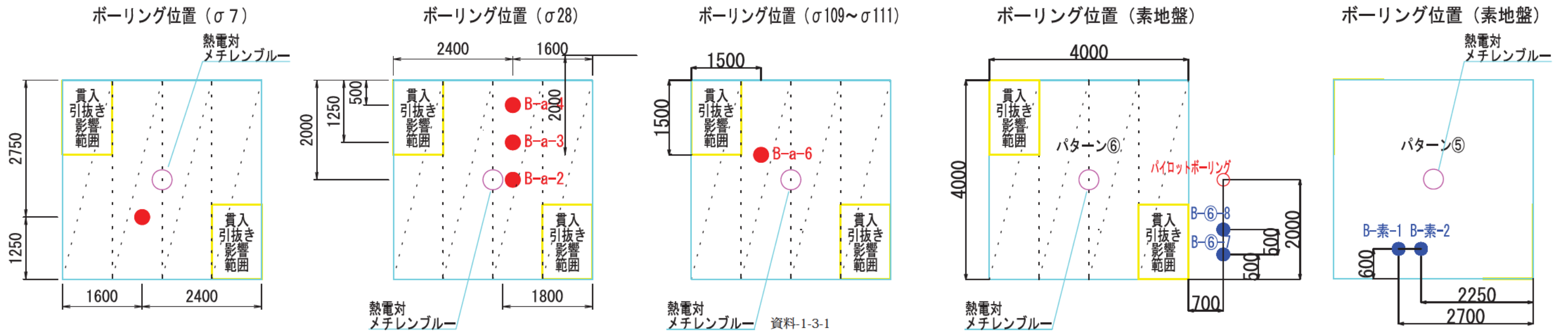
施工平面図



施工断面図



ボーリング位置図 (オフセット図)



資料-1.4 土質試験結果

土質試験結果一覧表を表-1.4に示す。

表-1.4 土質試験結果一覧表

ブロック	孔番	深 度 (m)	土粒子 の密度 ρ_s (g/cm^3)	含水比 W_n (%)	粒度組成 (%)				コンシステンシー特性			湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	強熱減量 L_i (%)	地盤材料の工学的分類		
					礫 分	砂 分	シルト分	粘土分	液性限界 W_L (%)	塑性限界 W_p (%)	塑性指数 I_p			分 類 名	分類記号	
素地盤	パターン⑥	B-⑥-7	0.50~0.65	2.570	81.8	17.9	16.6	11.5	54.0	86.3	37.0	49.3	—	9.3	砂礫質粘土 (高液性限界)	(CHSG)
			1.50~3.65	2.689	43.1	0.0	8.4	55.9	35.7	59.4	22.8	36.6	1.650	—	砂まじり粘土 (高液性限界)	(CH-S)
	素地盤	B-素-1	0.50~0.65	2.559	77.6	13.6	13.0	13.0	60.4	104.1	40.5	63.6	—	10.0	砂礫まじり粘土 (高液性限界)	(CH-SG)
			1.50~3.65	2.690	51.7	0.0	4.2	44.9	50.9	56.1	20.8	35.3	1.701	—	粘 土 (高液性限界)	(CH)
覆 土	パターン④	—	—	—	49.9	—	—	—	—	—	—	—	1.269	—	—	—
	パターン⑤	—	—	—	52.4	—	—	—	—	—	—	—	1.205	—	—	—

以下に試験結果を列記する。

(1)素地盤(パターン⑥)→B-⑥-7, 素地盤→B-素-1)

①深度 0.50~0.65m

- ・土粒子の密度は $\rho_s=2.559\sim 2.570g/cm^3$ である。
- ・自然含水比は $W_n=77.6\sim 81.8\%$ である。
- ・粒度組成は、細粒分が $65.5\sim 73.4\%$ と多くを占めているが、その他に礫分が $13.6\sim 17.9\%$, 砂分が $13.0\sim 16.6\%$ 含まれる。
- ・液性限界は $W_L=86.3\sim 104.1\%$, 塑性指数が $I_p=49.3\sim 63.6$ である。
- ・地盤材料の工学的分類は、「砂礫質粘土 (高液性限界); (CHSG)」と、「砂礫まじり粘土 (高液性限界); (CH-SG)」に分類される。
- ・強熱減量は $9.3\sim 10.0\%$ である。

②深度 1.50~3.65m

- ・湿潤密度は $\rho_t=1.650\sim 1.701g/cm^3$, 土粒子の密度は $\rho_s=2.689\sim 2.690g/cm^3$ である。
- ・自然含水比は $W_n=43.1\sim 51.7\%$ である。
- ・粒度組成は細粒分が $91.6\sim 95.8\%$ と多くを占めている。

- ・液性限界は $WL=56.1\sim 59.4\%$ ，塑性指数が $I_p=35.3\sim 36.6$ である。
- ・地盤材料の工学的分類は、「粘土（高液性限界）；(CH)」と、「砂まじり粘土（高液性限界）；(CH-S)」に分類される。

(2)覆土(パターン④, パターン⑤)

- ・湿潤密度は $\rho_t=1.205\sim 1.269\text{g/cm}^3$ である。
- ・自然含水比は $W_n=49.9\sim 52.4\%$ である。

資料-1.5 室内配合試験結果

テーブルフロー試験結果を表-1.5.1、室内配合試験結果を表-1.5.2、図-1.5 に示す。

表-1.5.1 テーブルフロー試験結果

添加量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	テーブルフロー値 (mm)
100	340	135
150	240	136
200	190	135

表-1.5.2 室内配合試験結果

添加量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	
		σ_7	σ_{28}
100	340	35.7	40.6
150	240	156.7	188.9
200	190	317.1	395.2

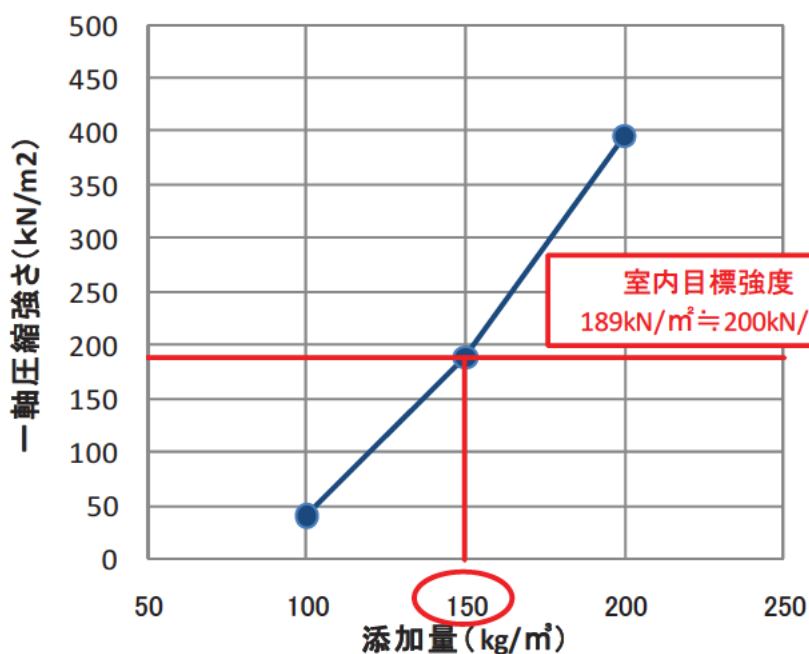
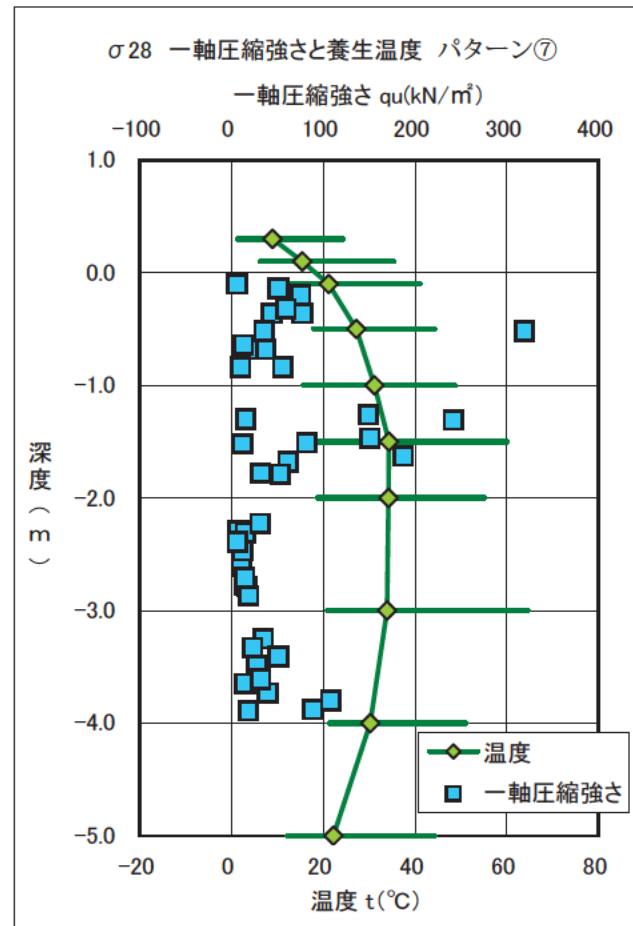
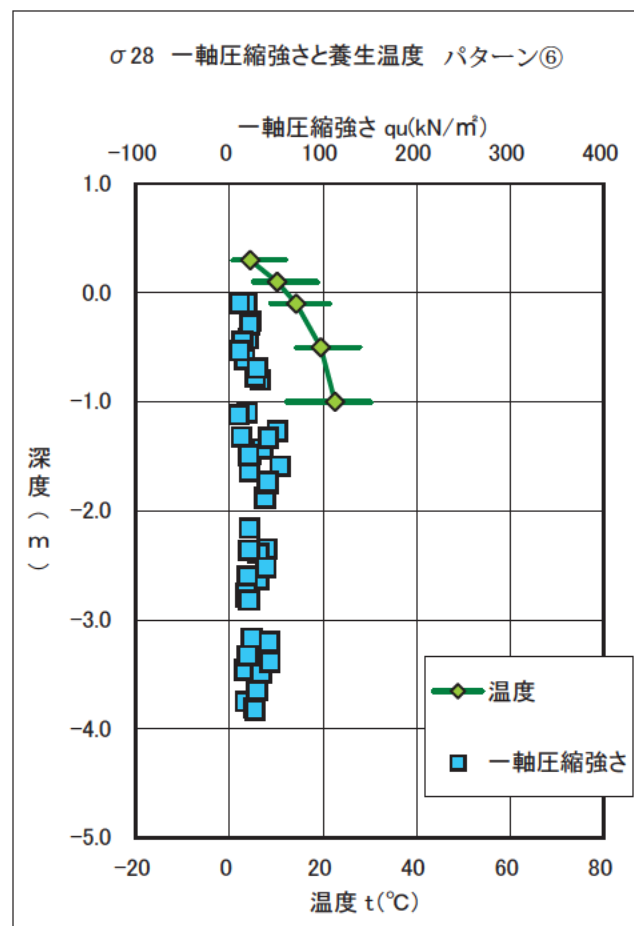
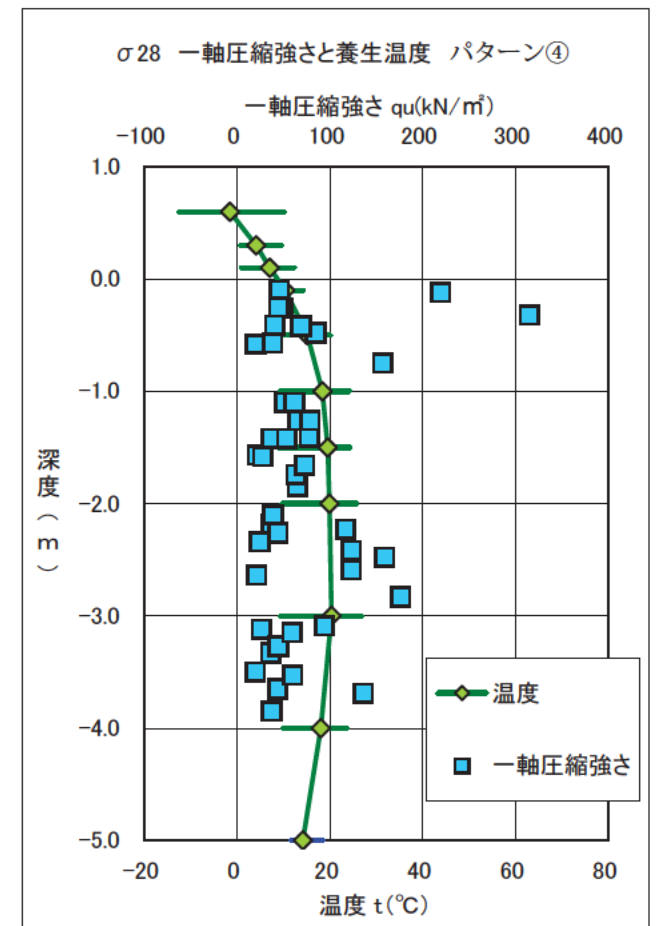
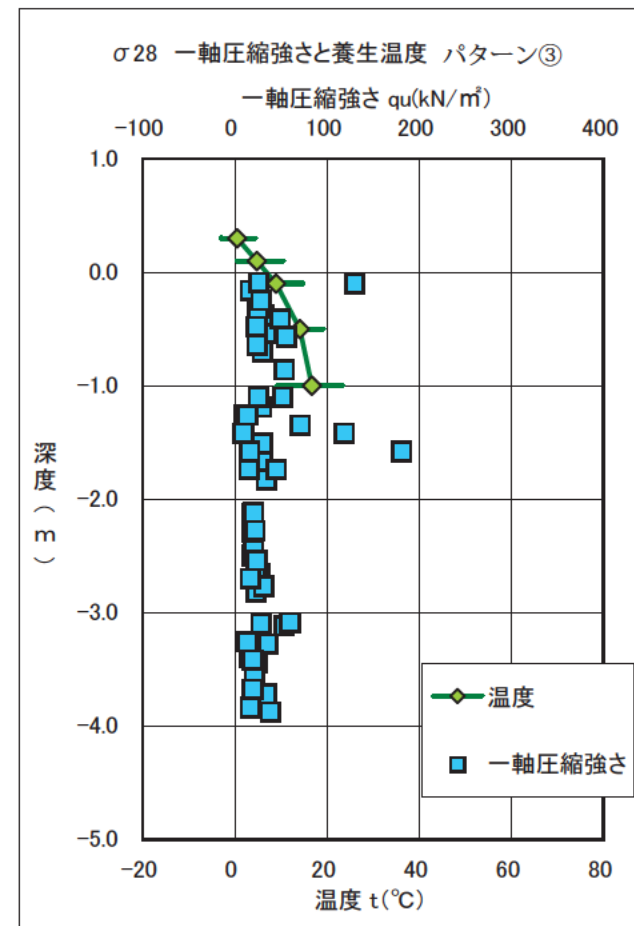
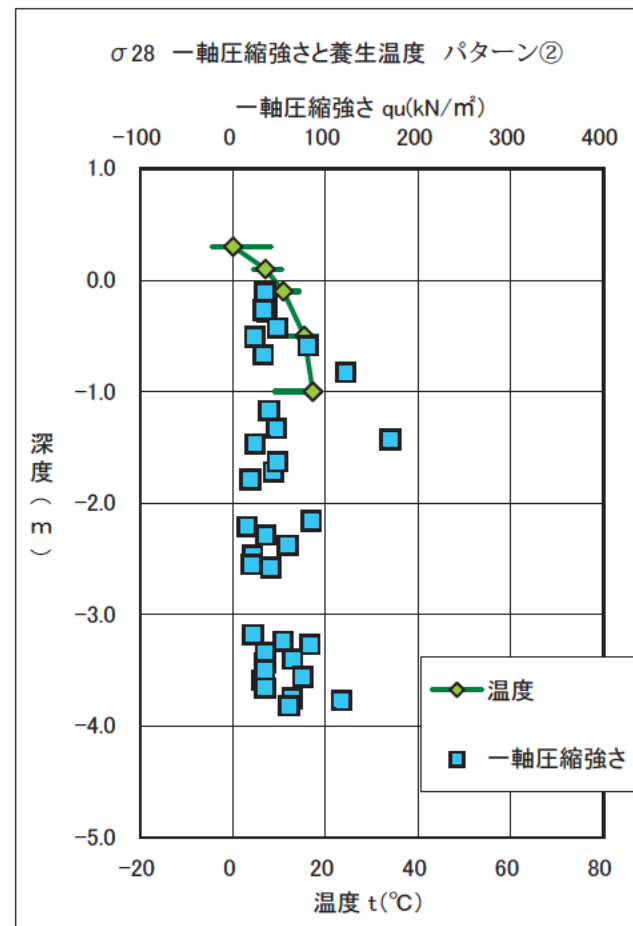
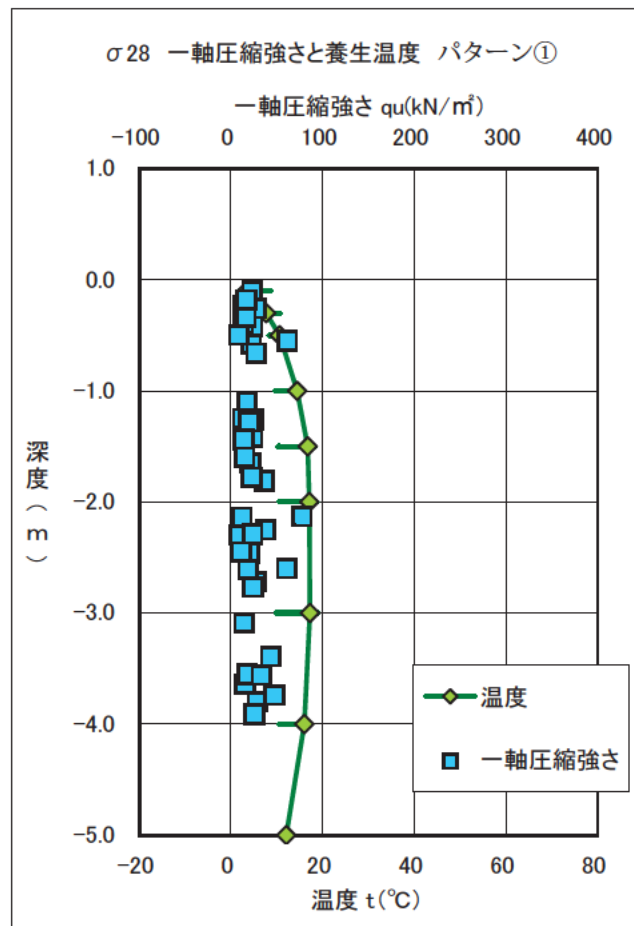
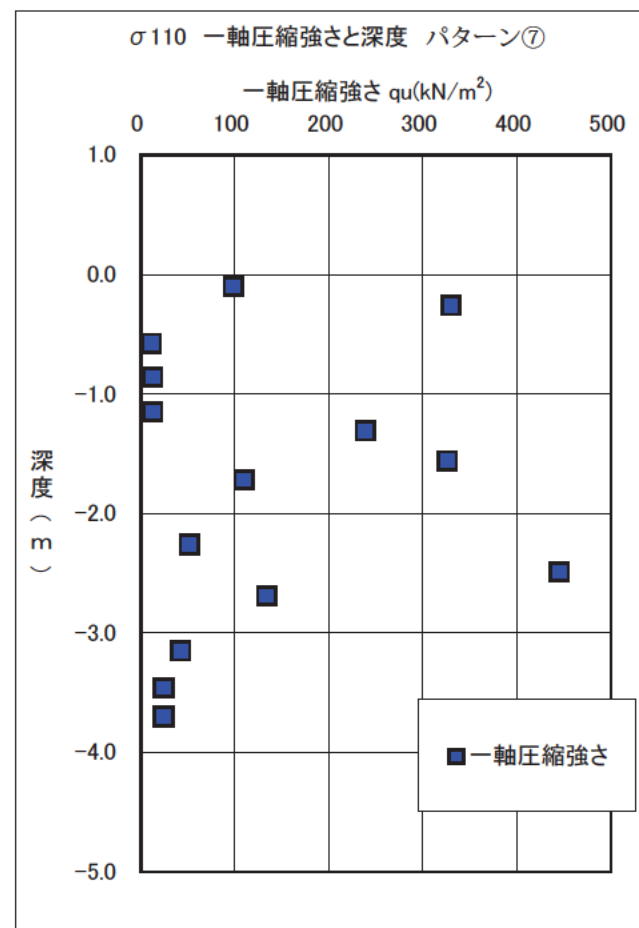
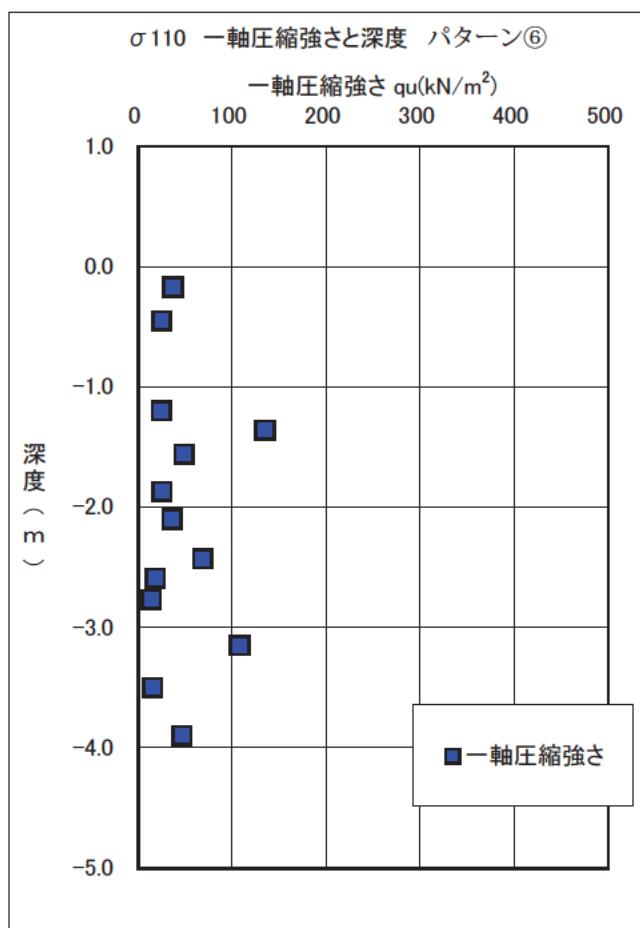
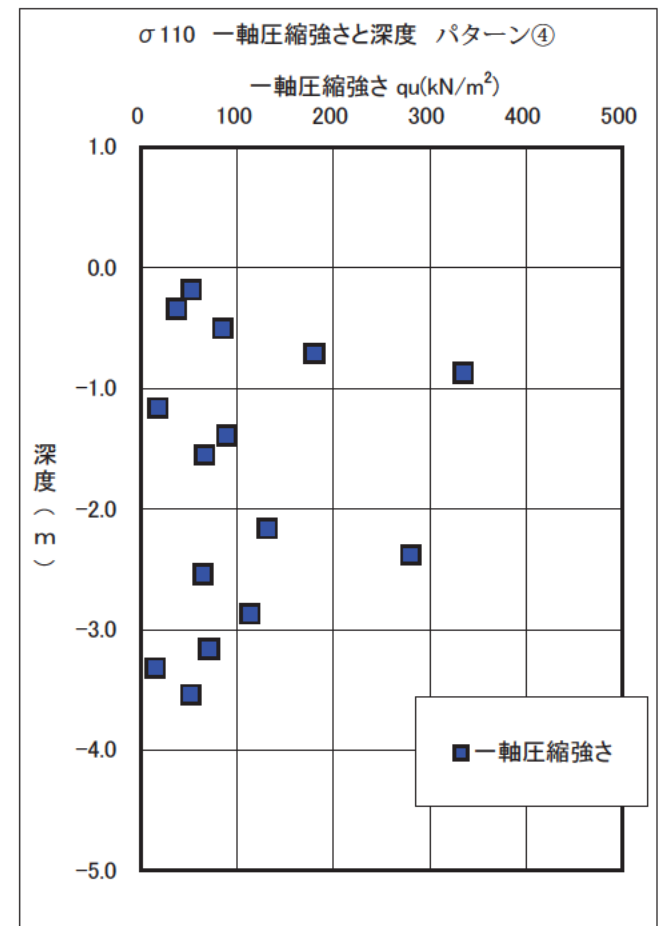
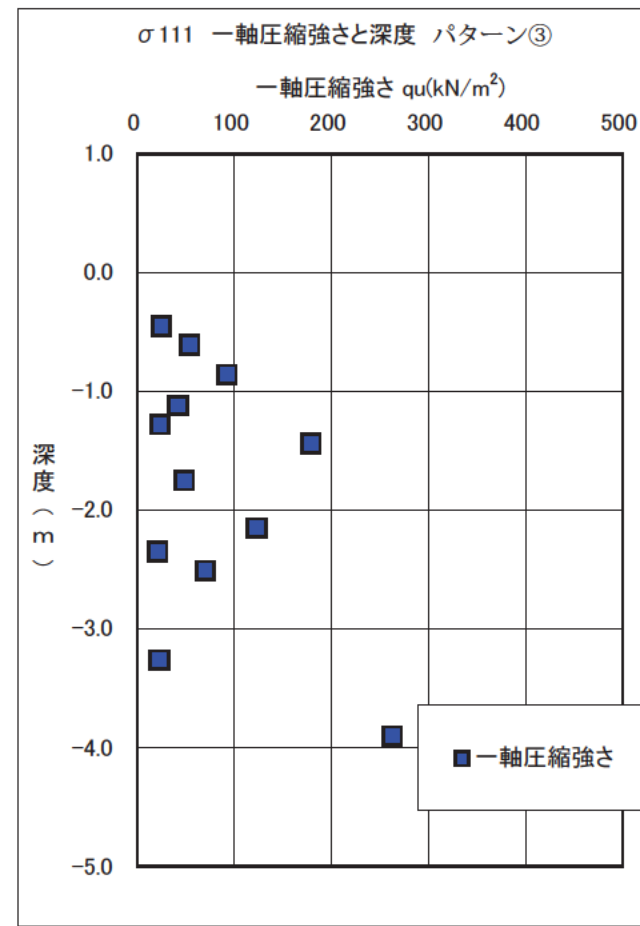
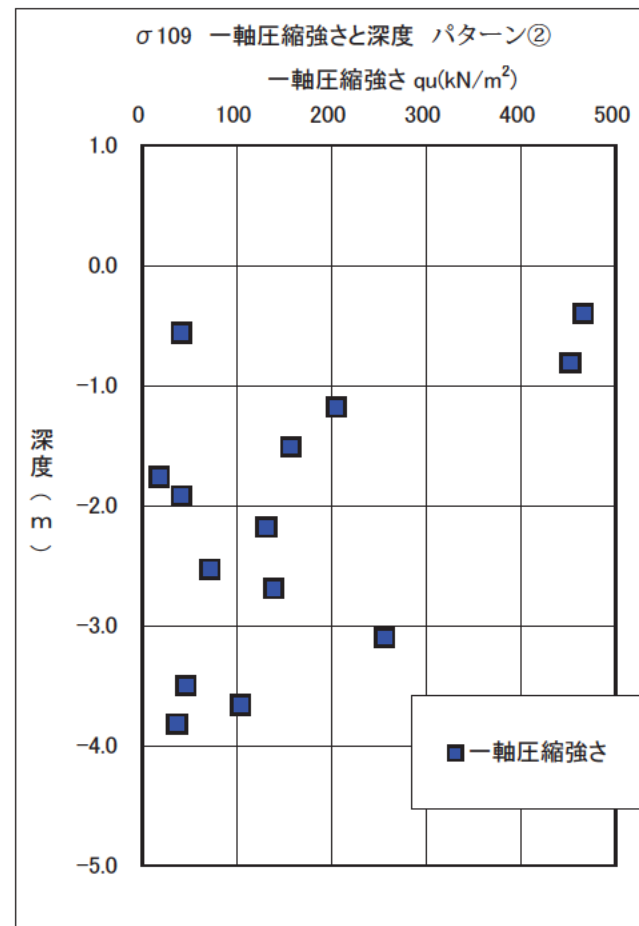
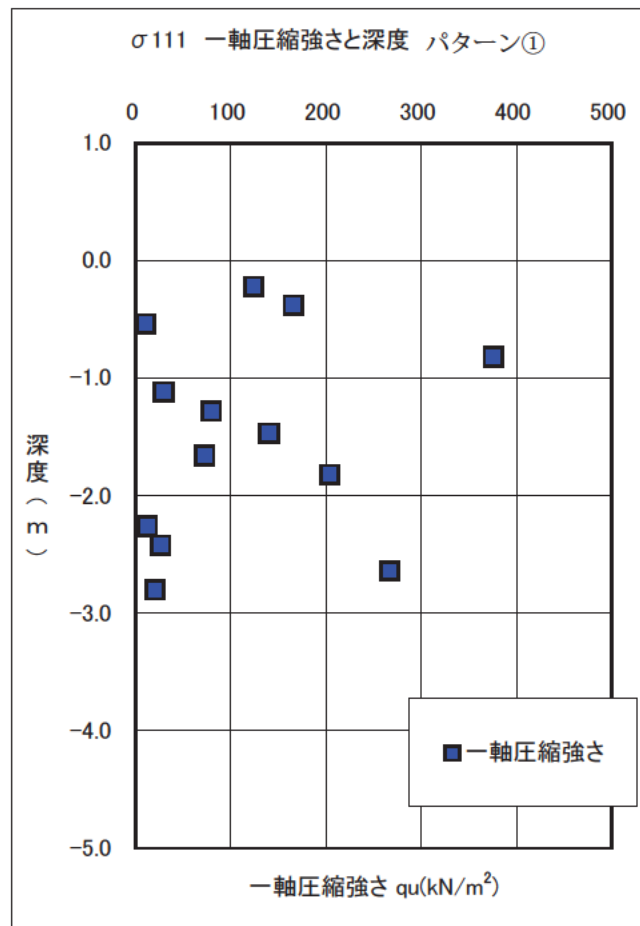


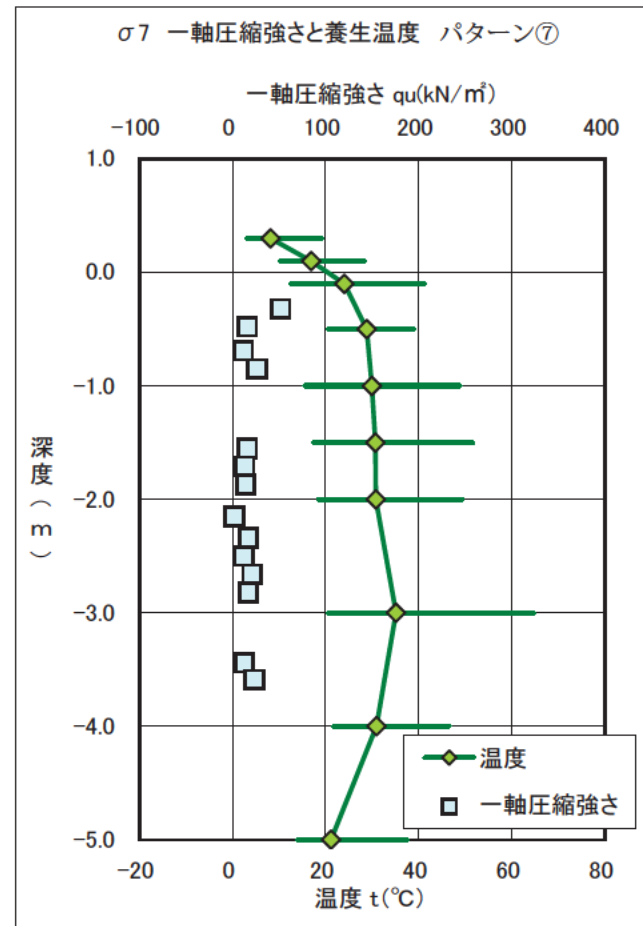
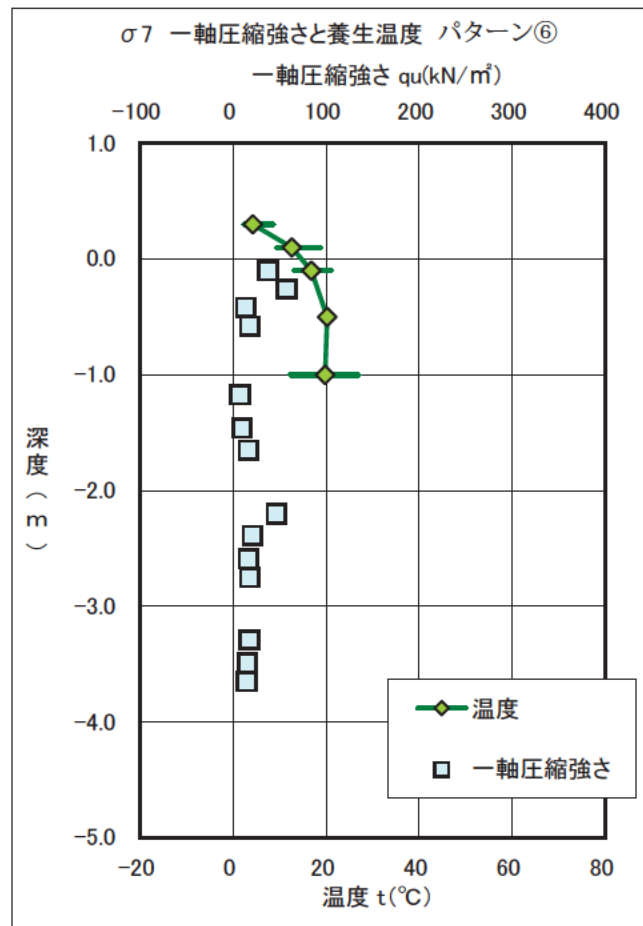
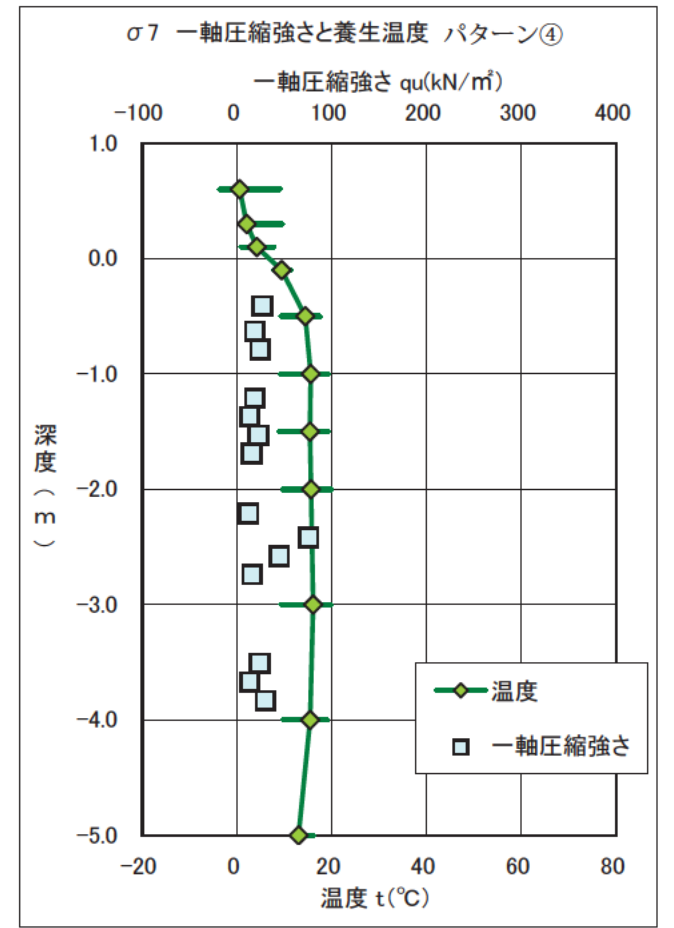
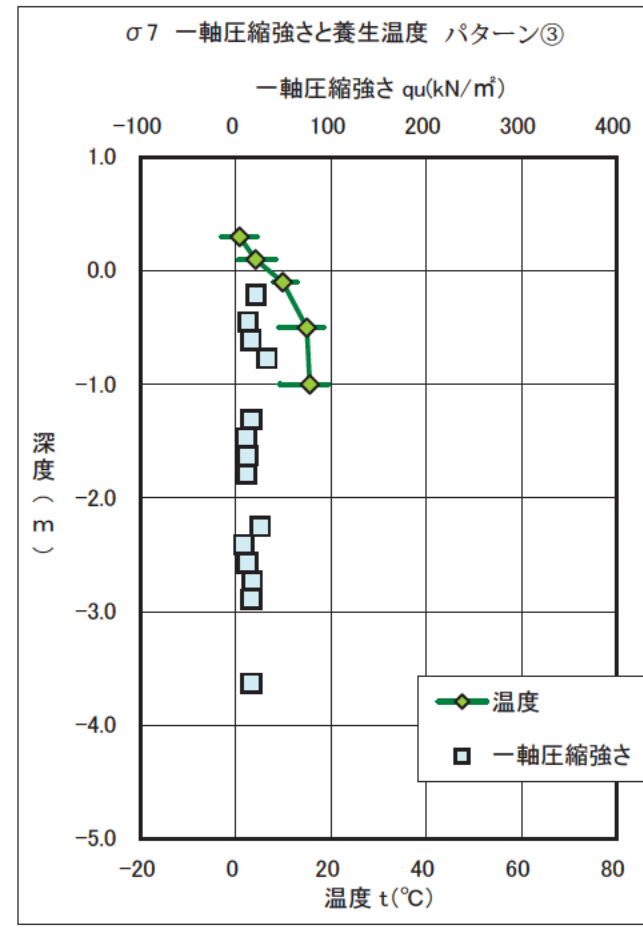
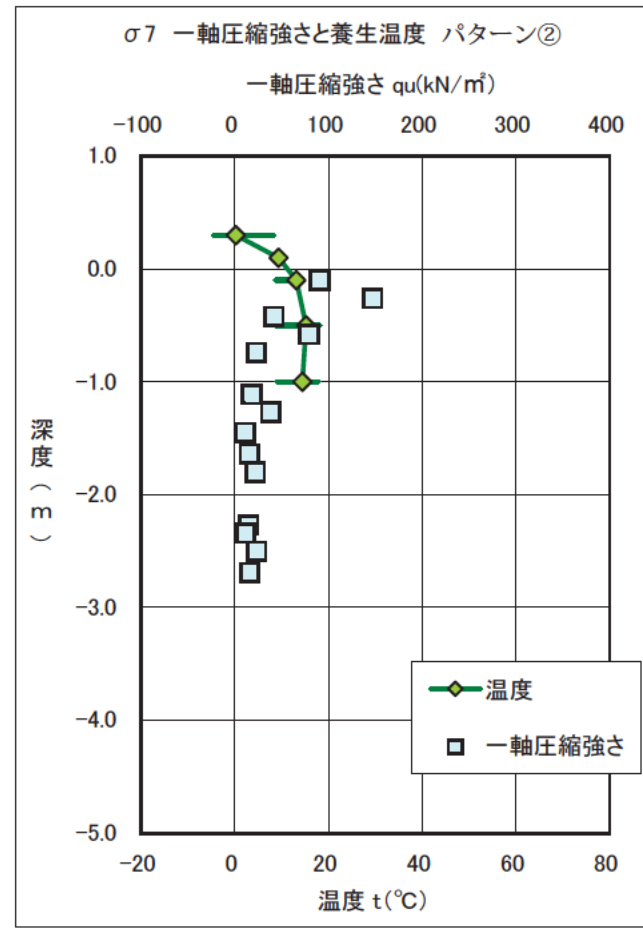
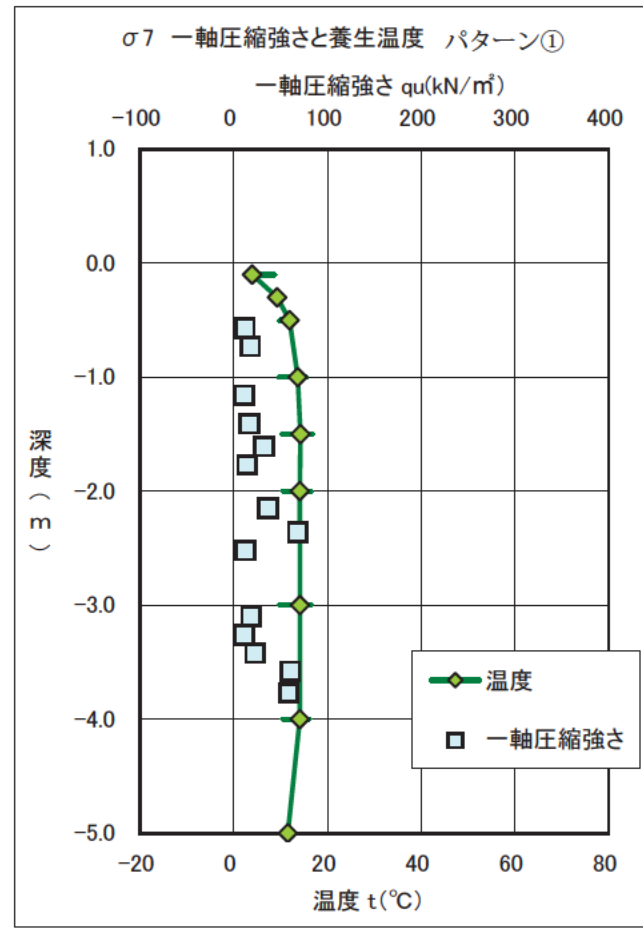
図-1.5 室内配合試験結果



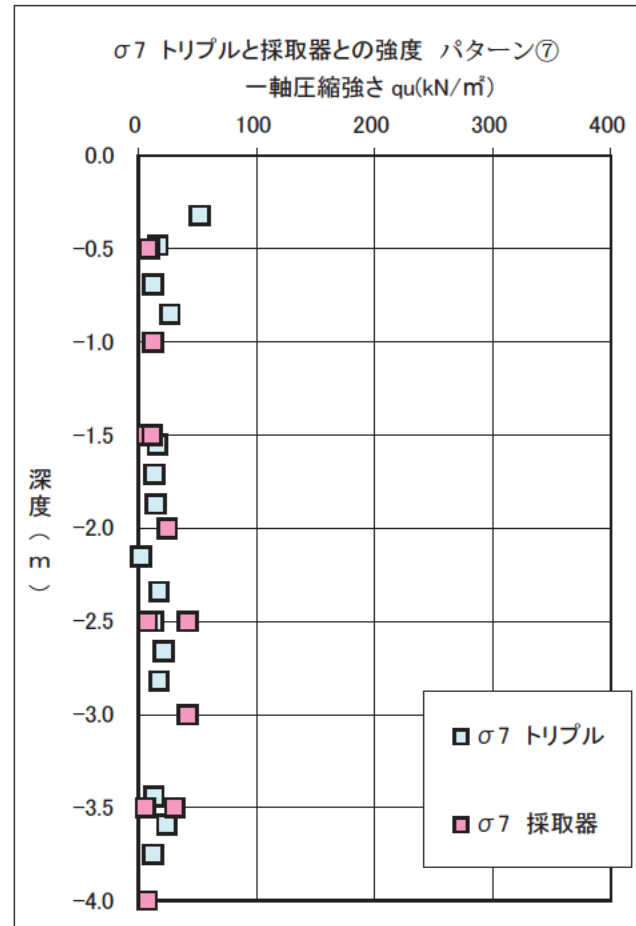
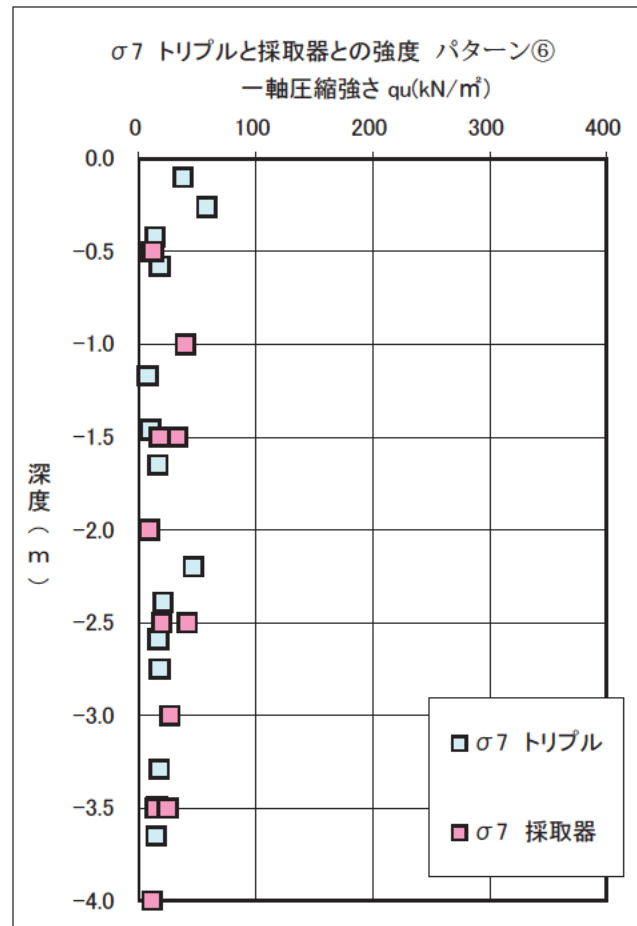
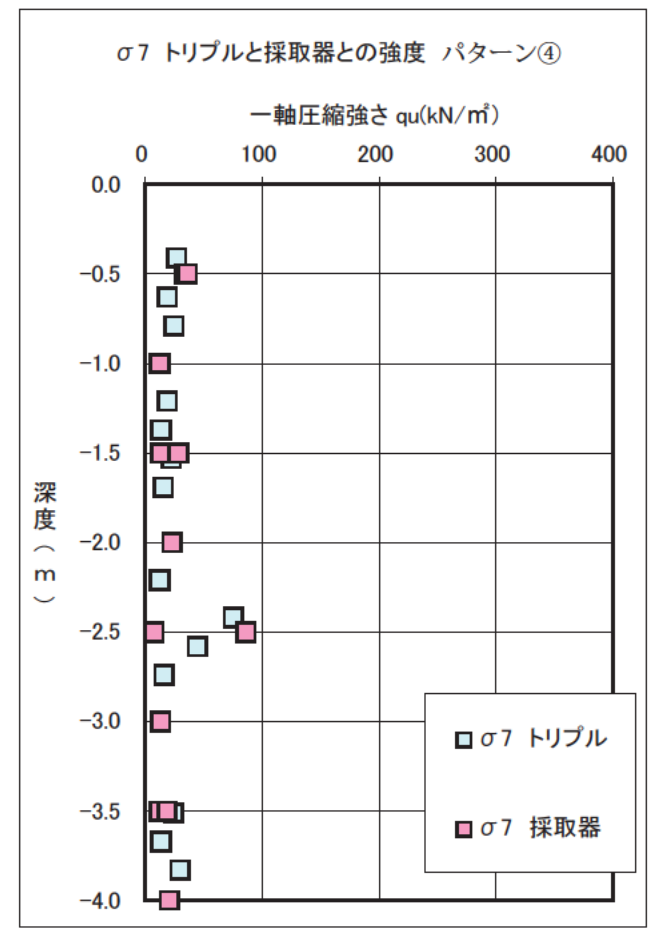
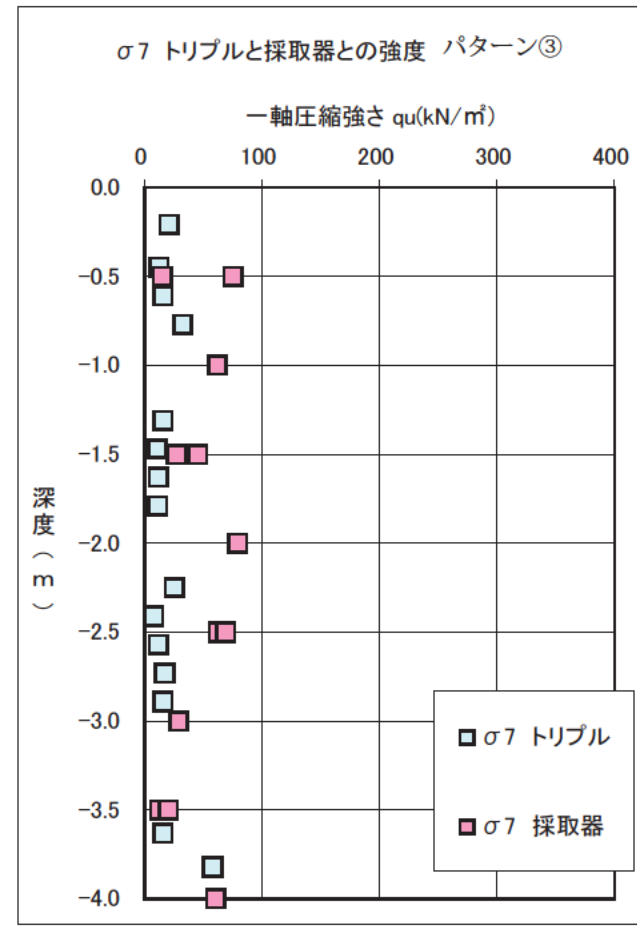
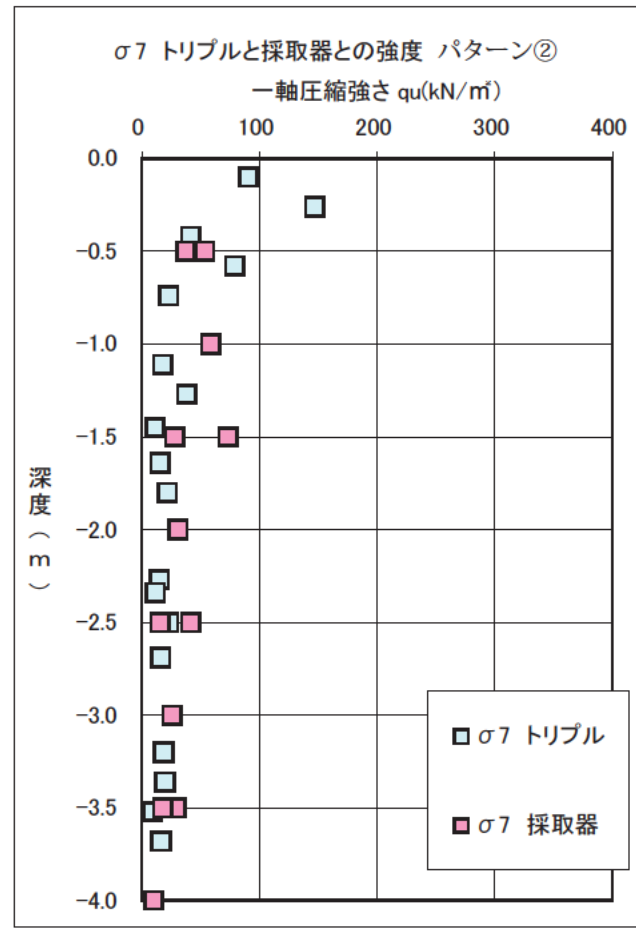
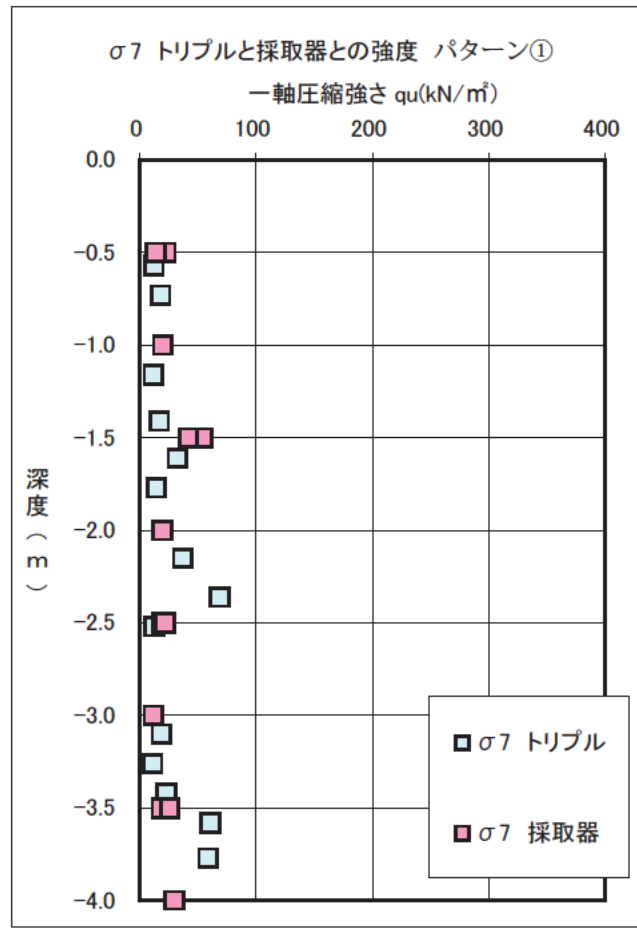
一軸圧縮強度と養生温度の深度分布図; σ28



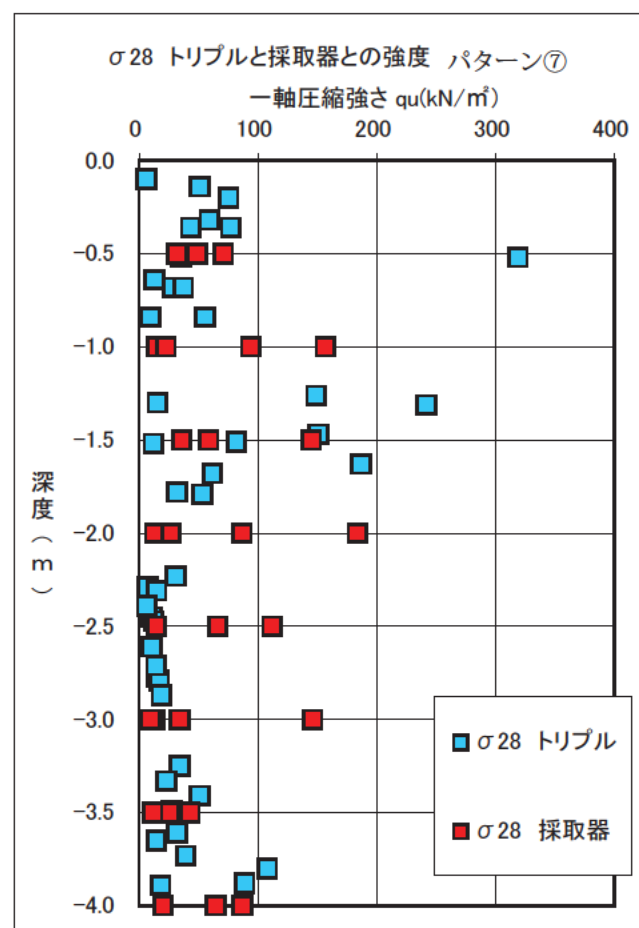
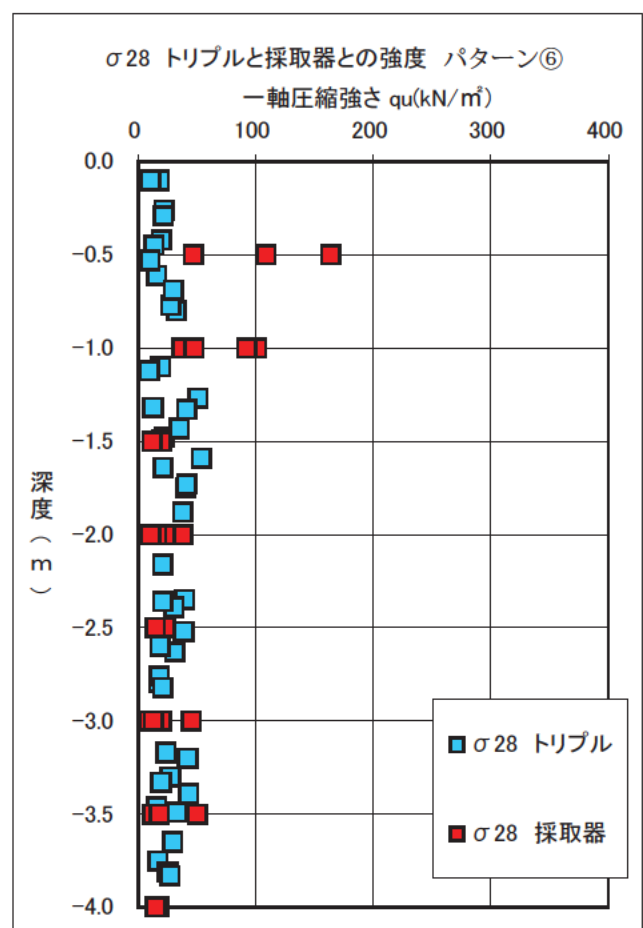
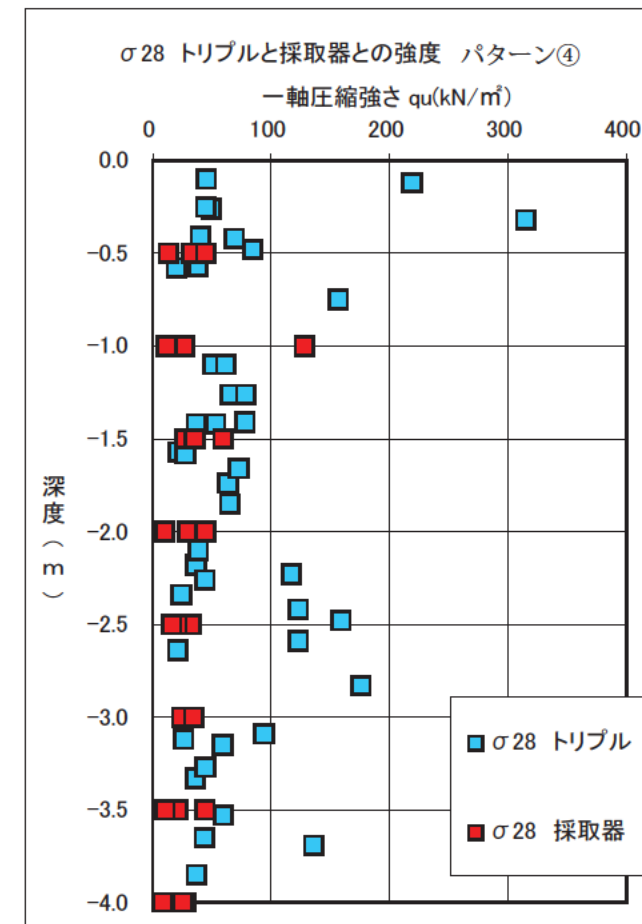
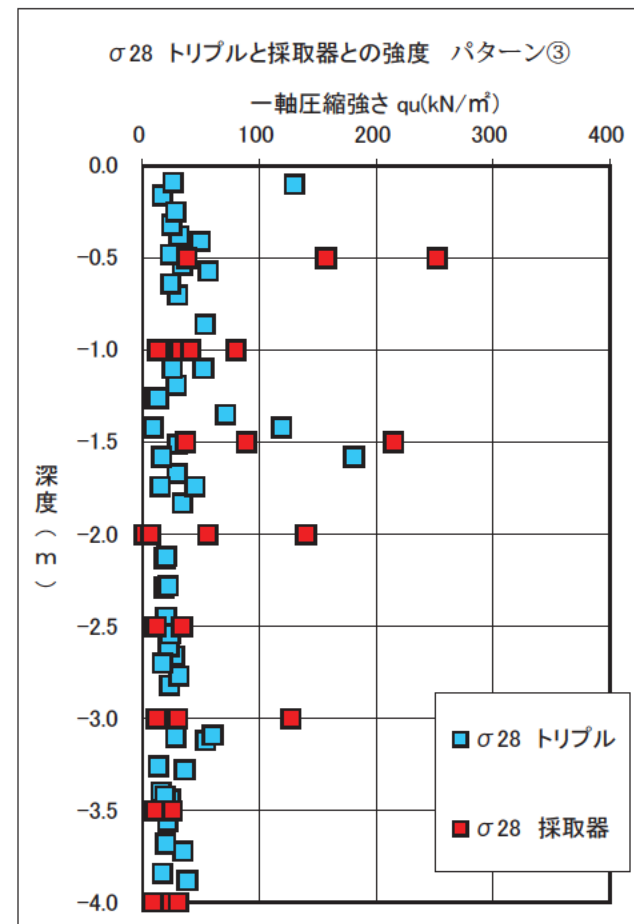
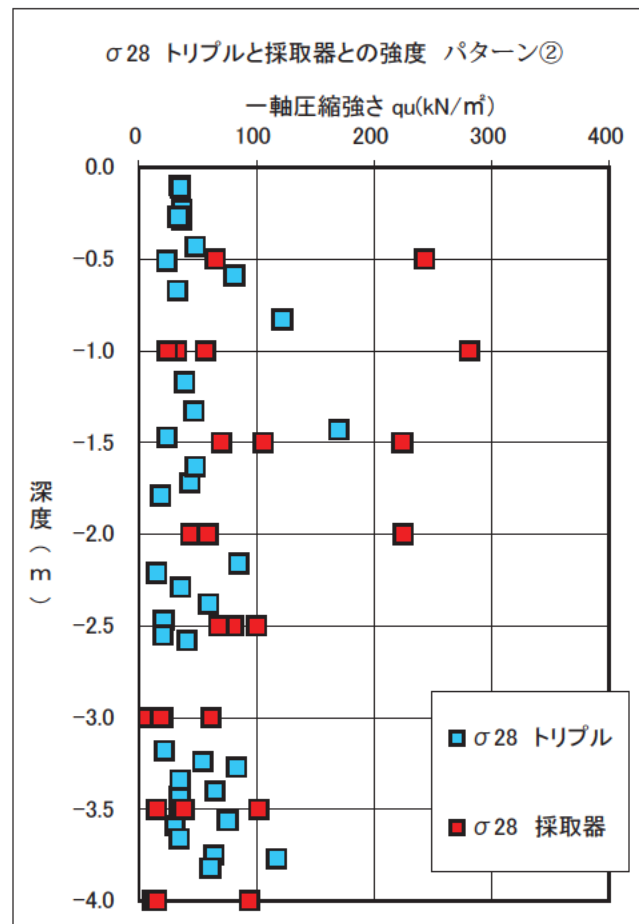
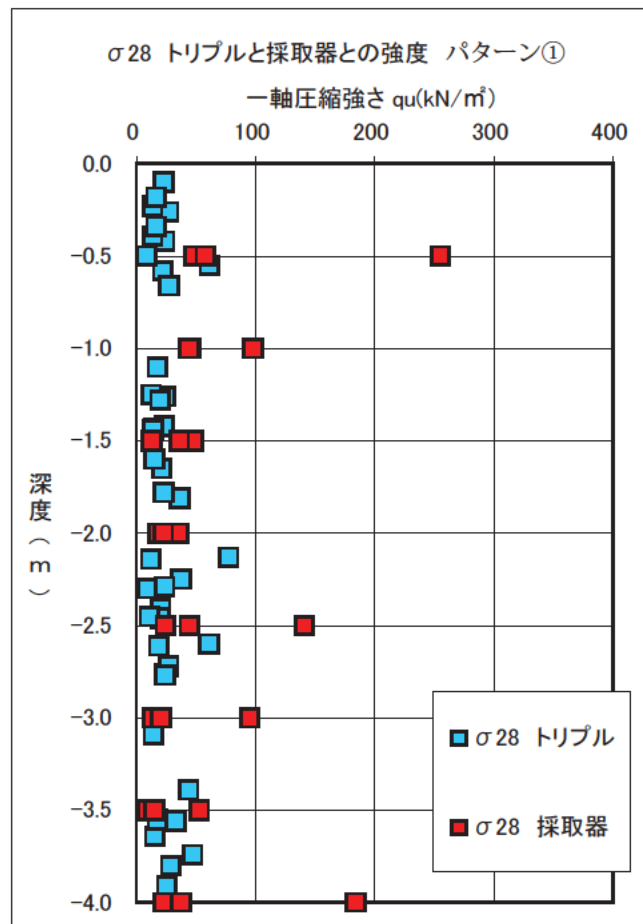
一軸圧縮強度の深度分布図; σ109~σ111



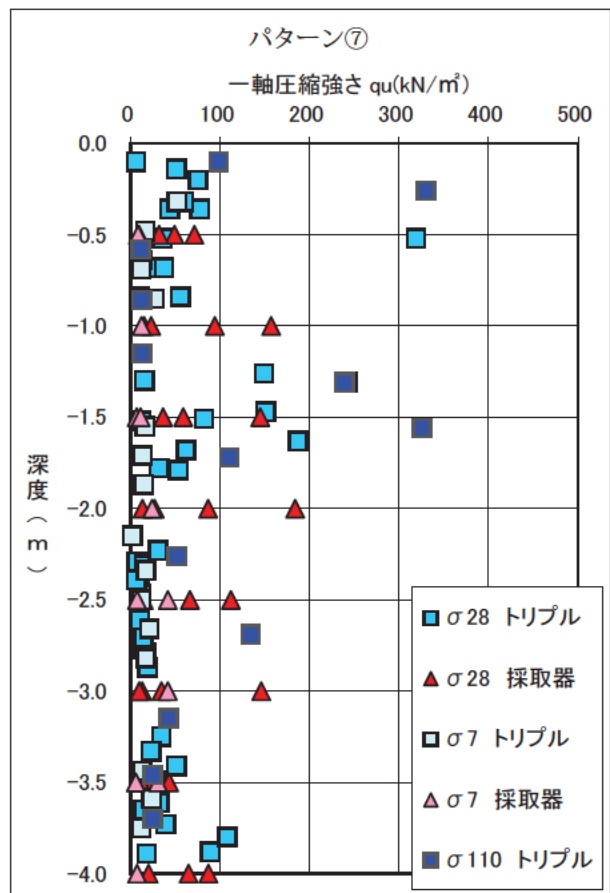
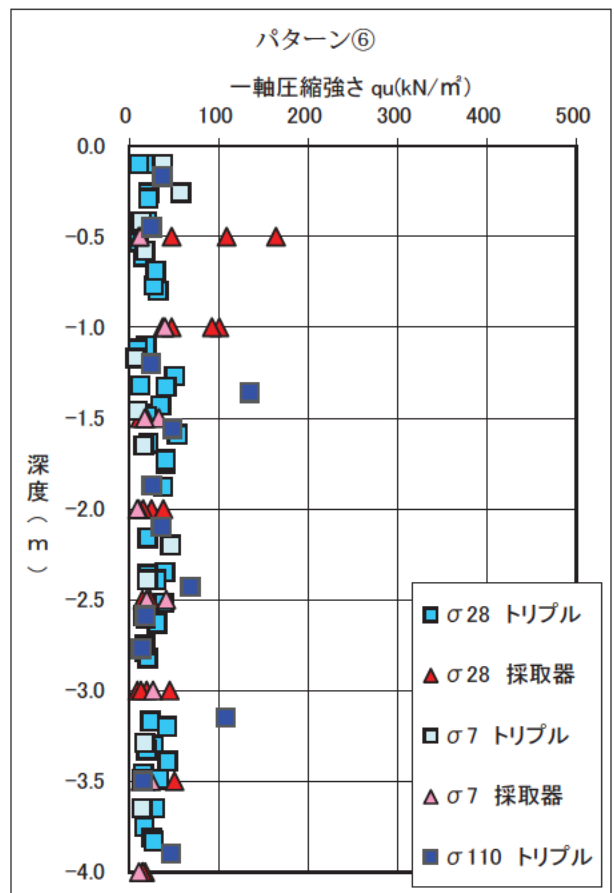
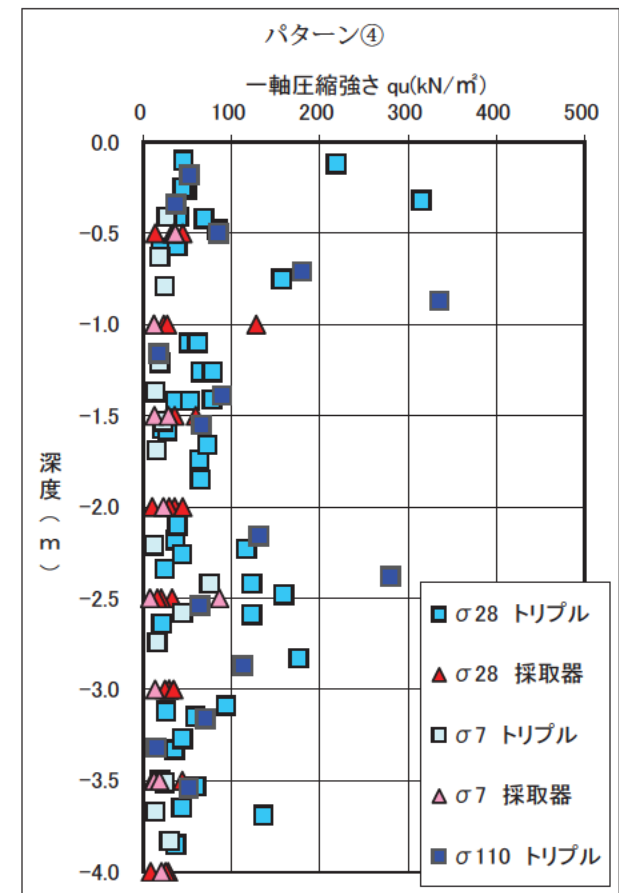
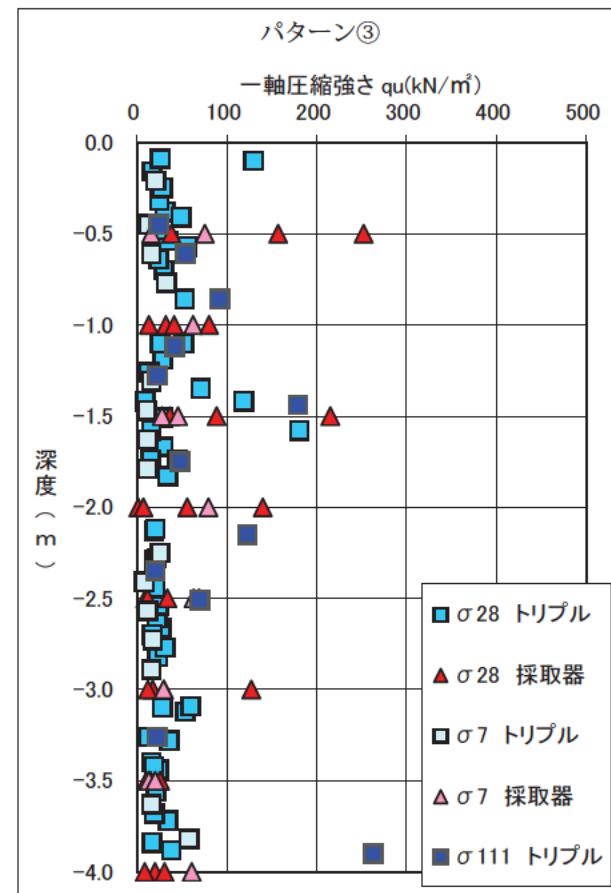
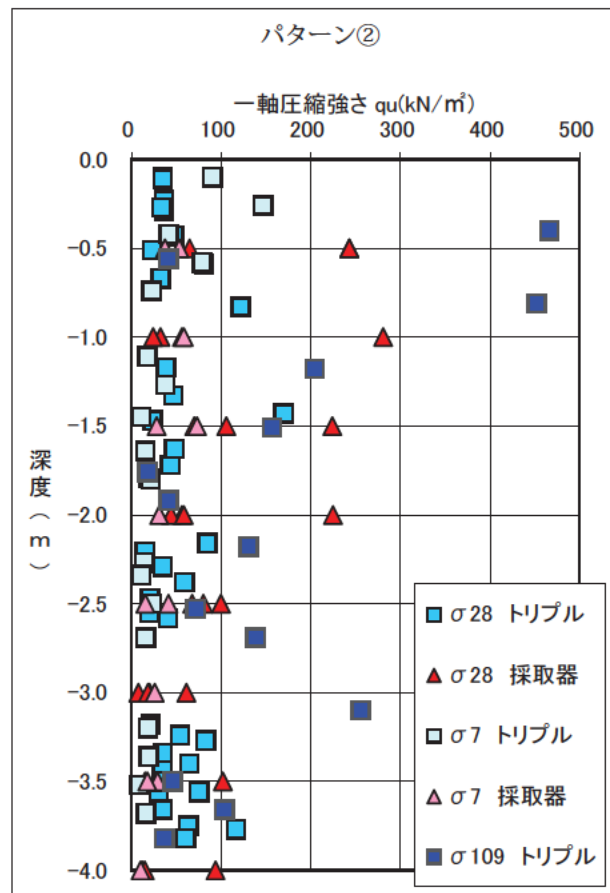
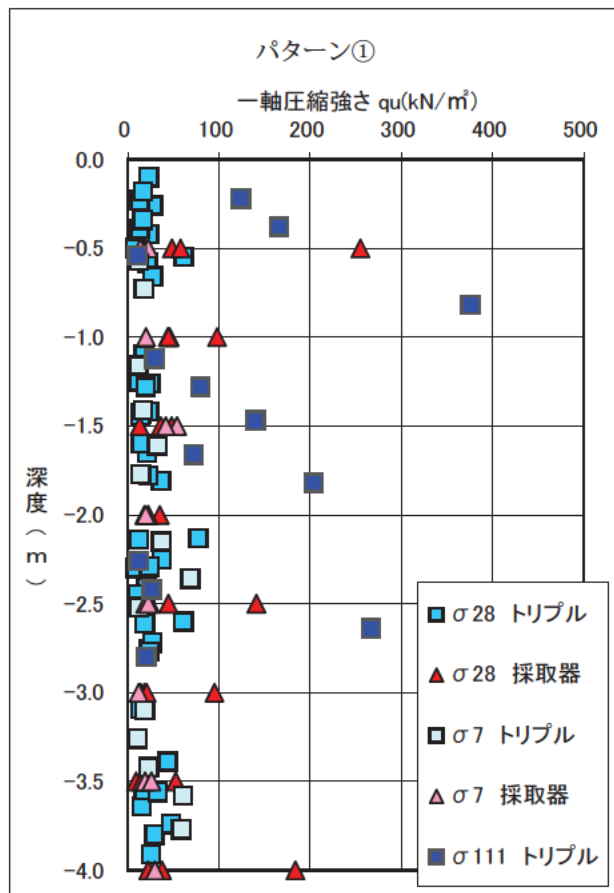
一軸圧縮強度と養生温度の深度分布図; σ_7



トリプルサンプリングによる強度とモールド採取器による強度の深度分布図; σ7



トリプルサンプリングによる強度とモールド採取器による強度の深度分布図; σ28



7日強度 (σ_7), 28日強度 (σ_{28}) 及び110日強度 (σ_{110}) の深度分布図

資料-1.7 針貫入試験結果

供試体採取深度別の一軸圧縮強さと旧改良型土壌硬度計による深度別の貫入量を図-1.7.1で整理している。また今回使用した旧改良型土壌硬度計は一軸圧縮強さ 80kN/m²以下の測定が困難であることから、図-1.7.2では80kN/m²以下のサンプルを削除している。

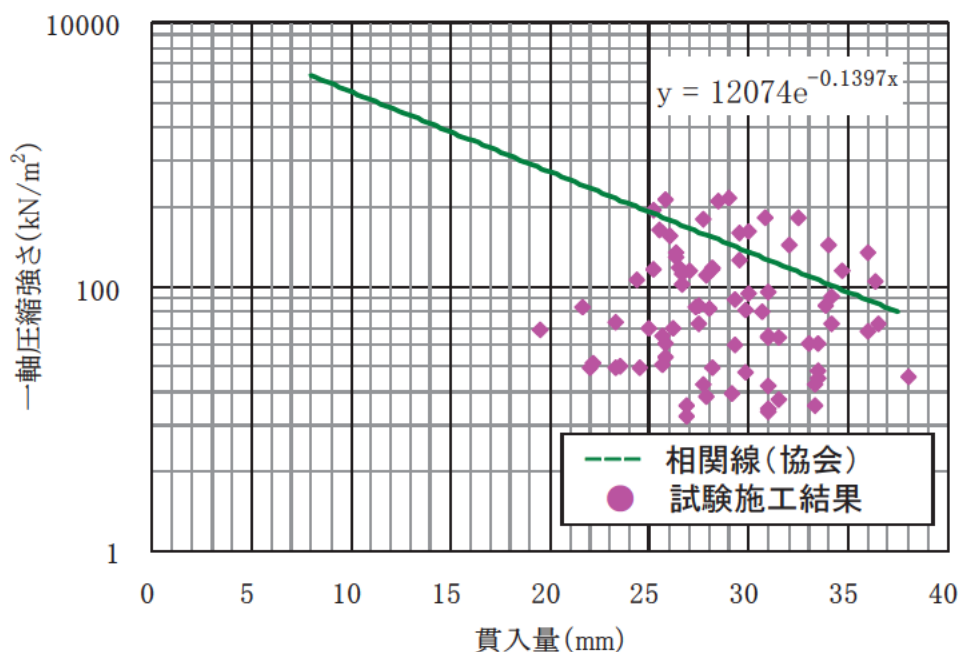


図-1.7.1 一軸圧縮強さと貫入量の相関図

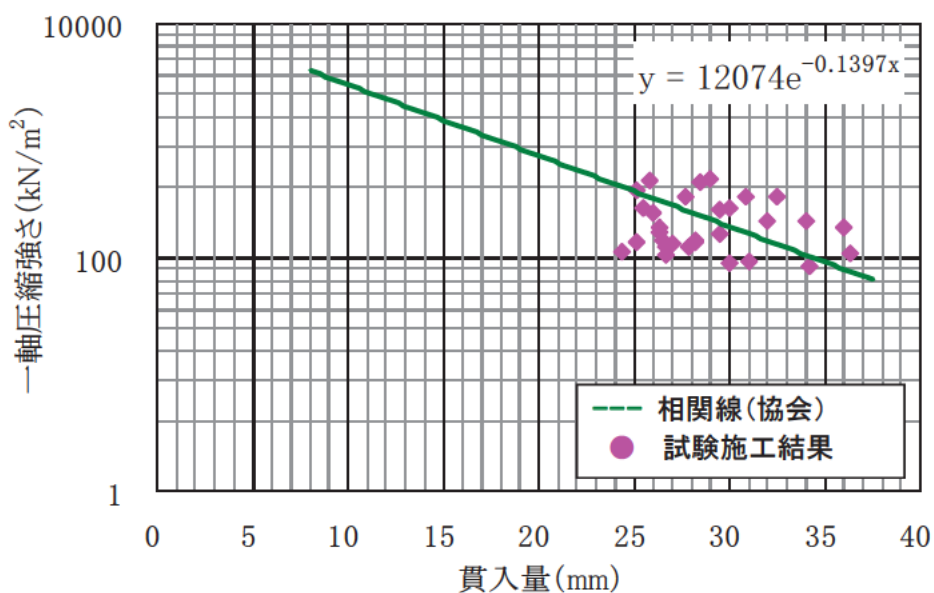
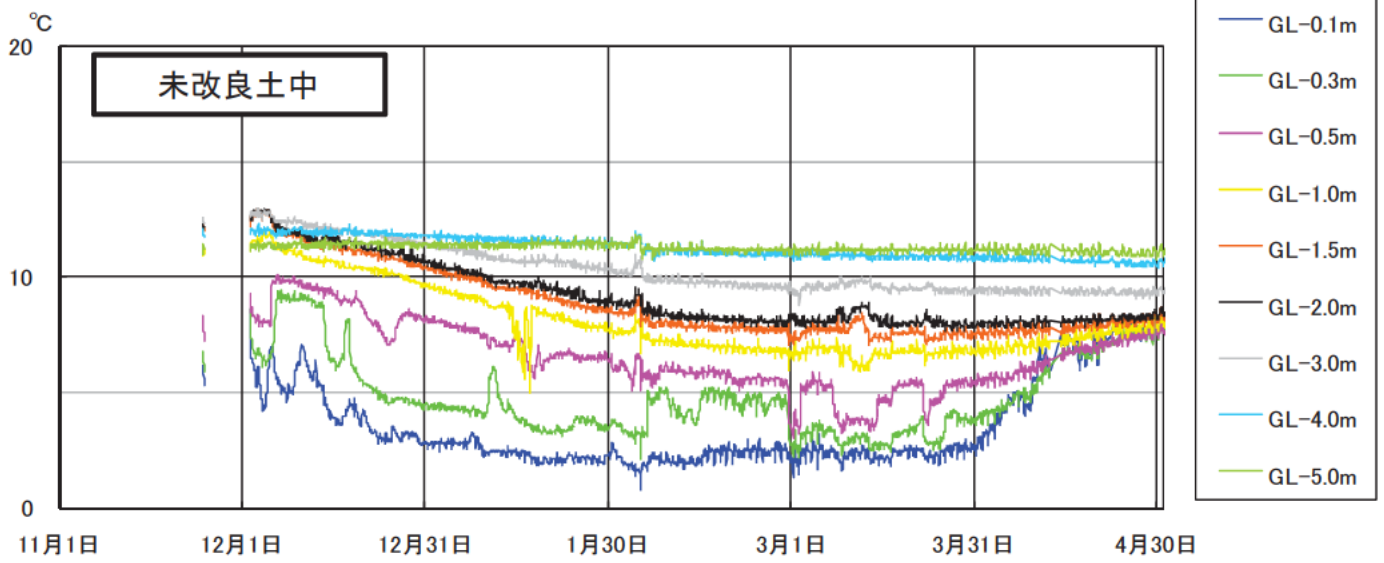
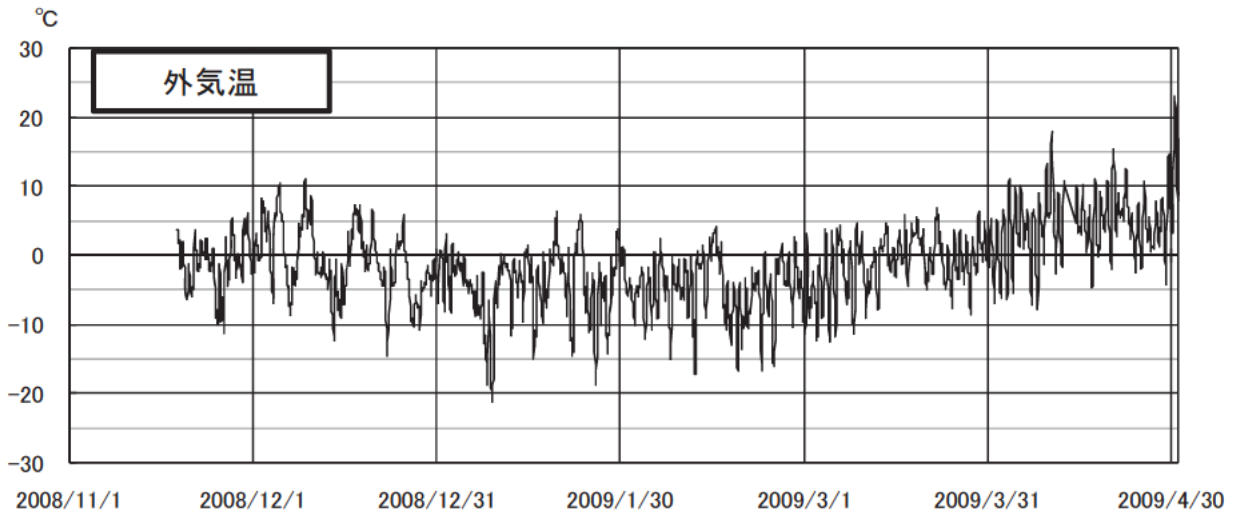
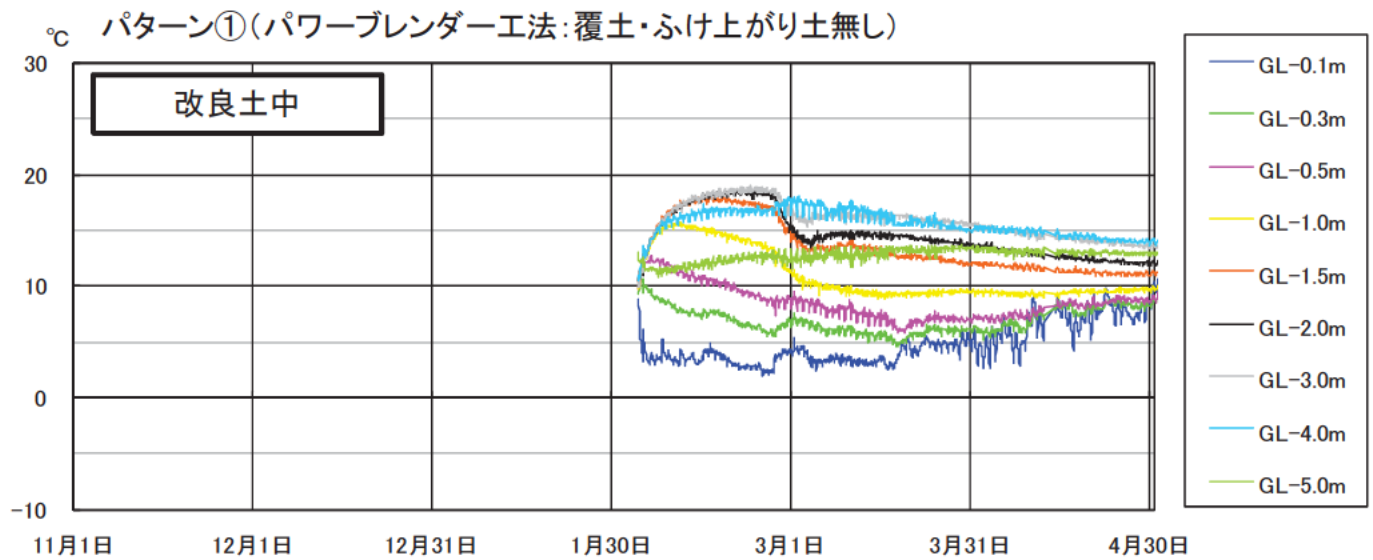
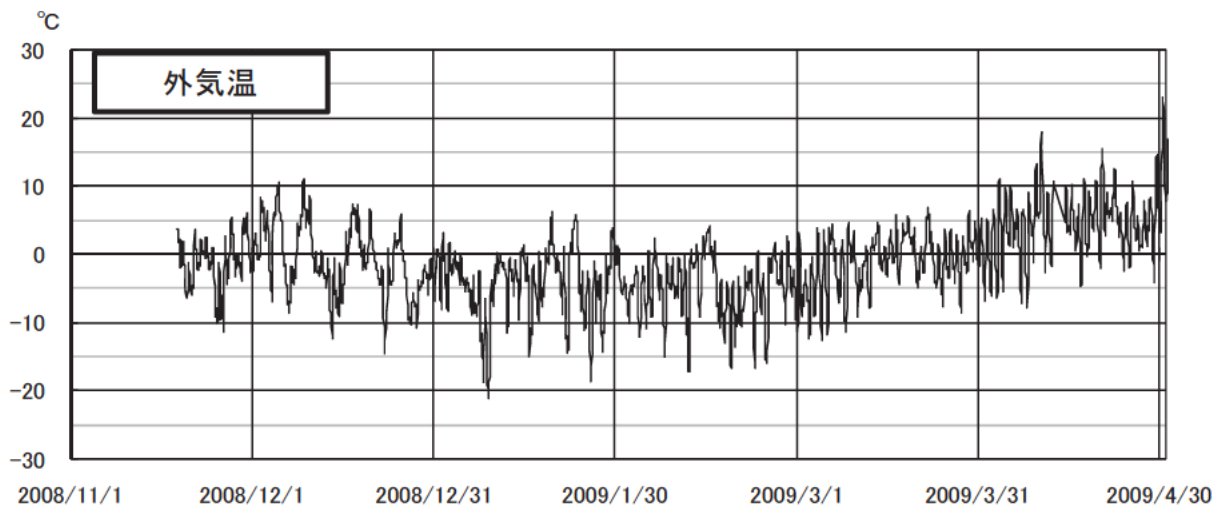
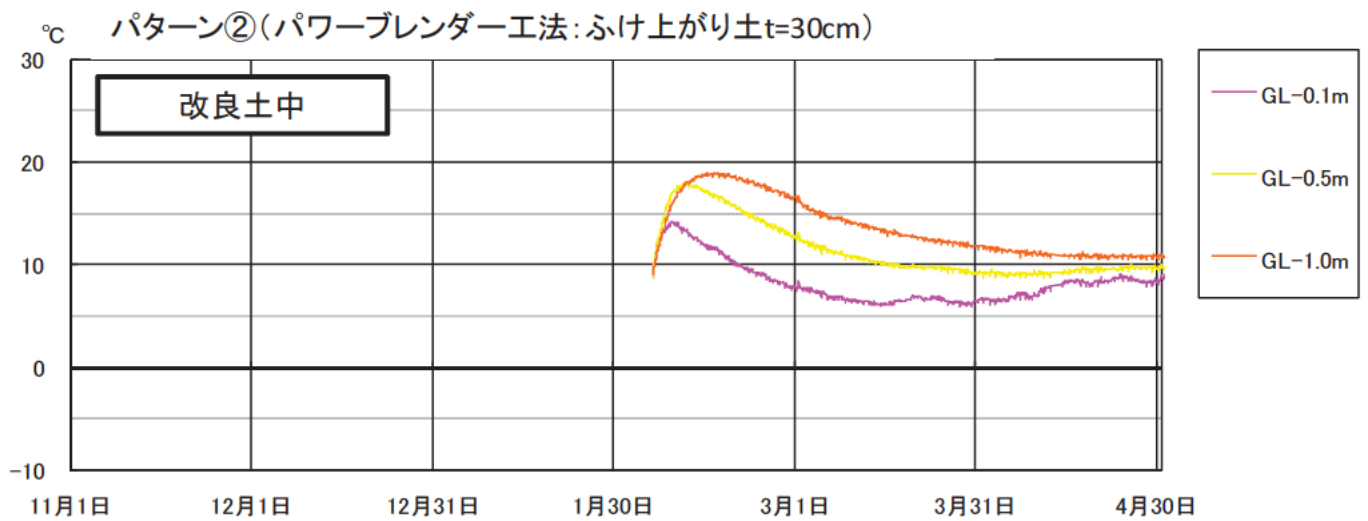
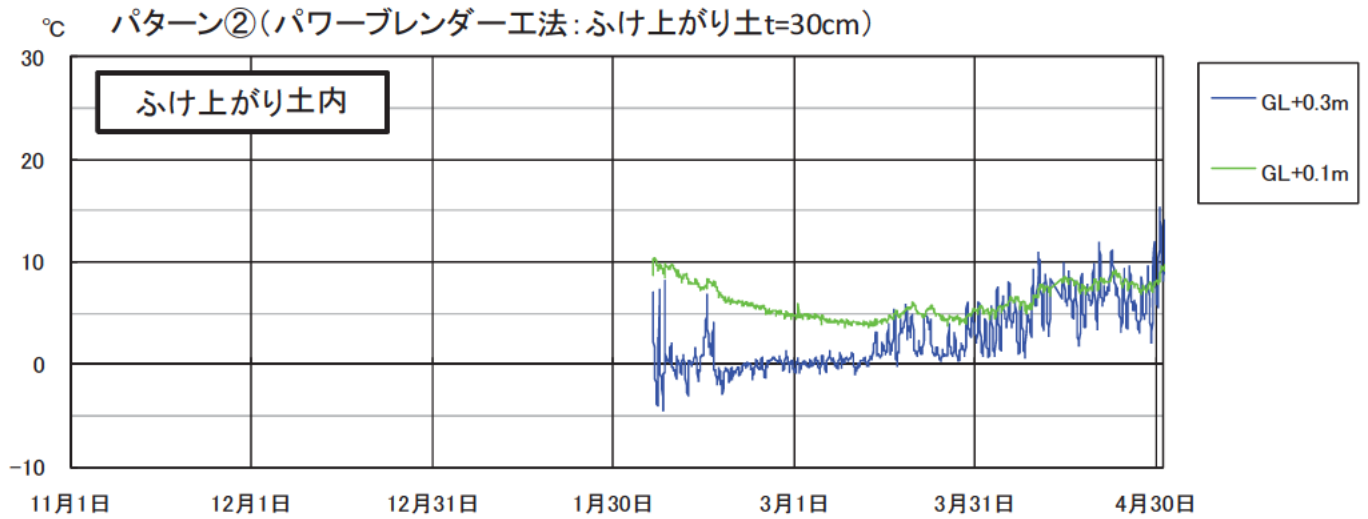
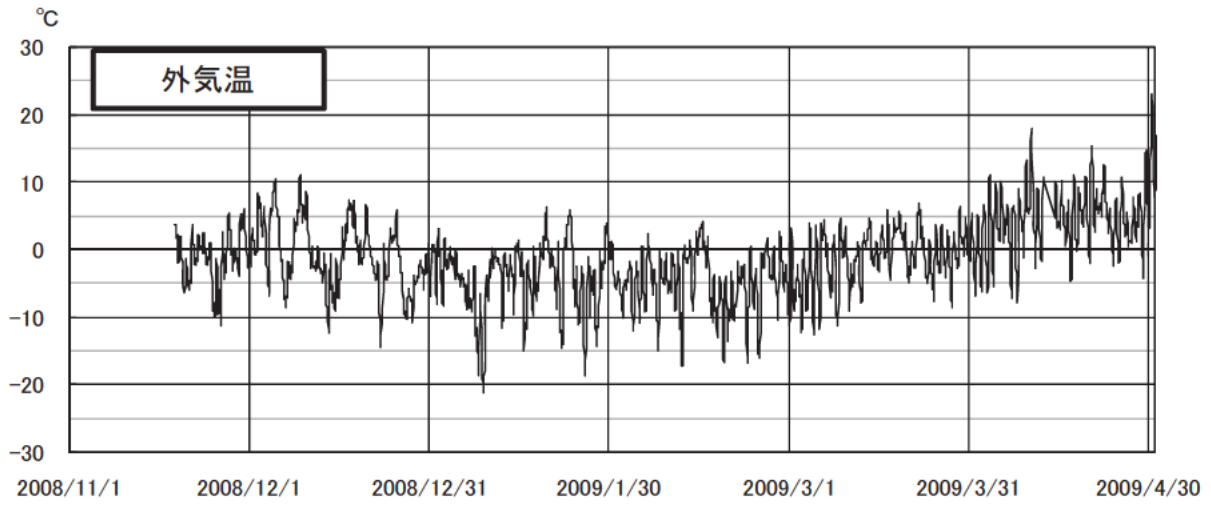


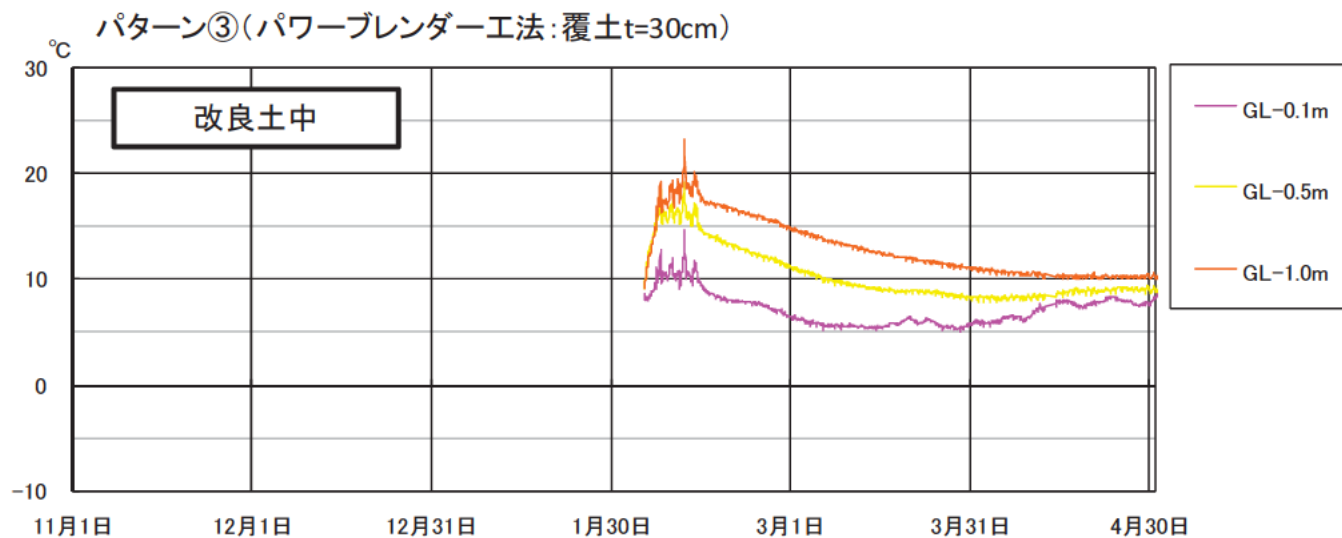
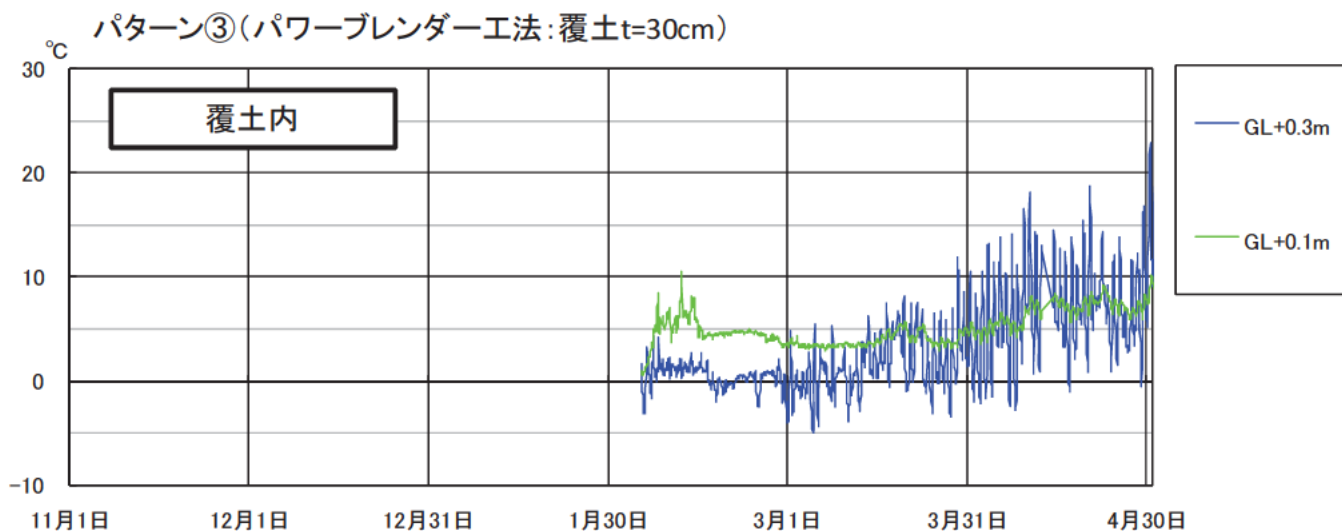
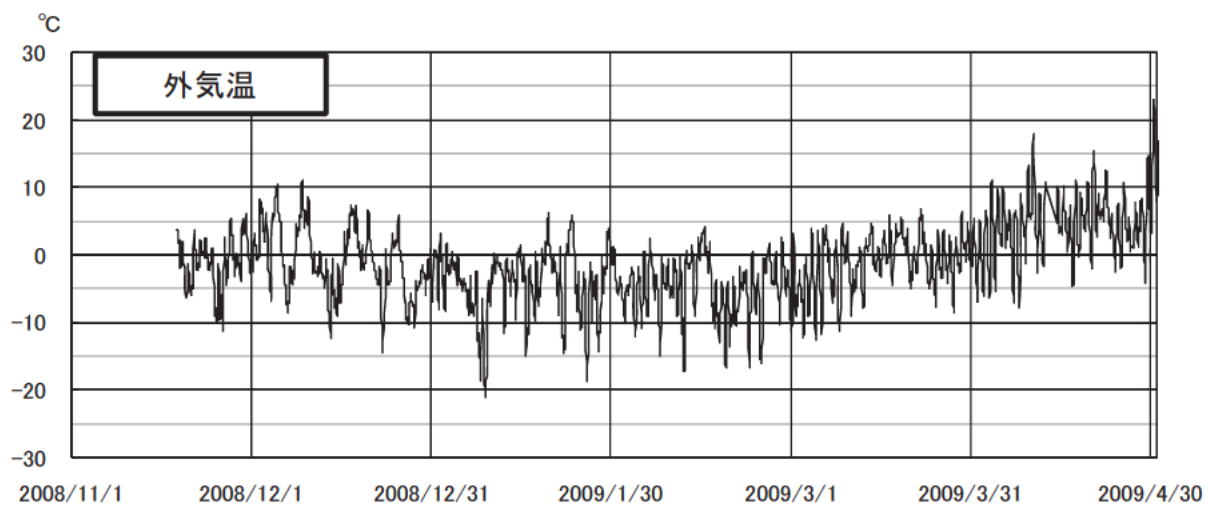
図-1.7.2 一軸圧縮強さと貫入量の相関 (80kN/m²以上)

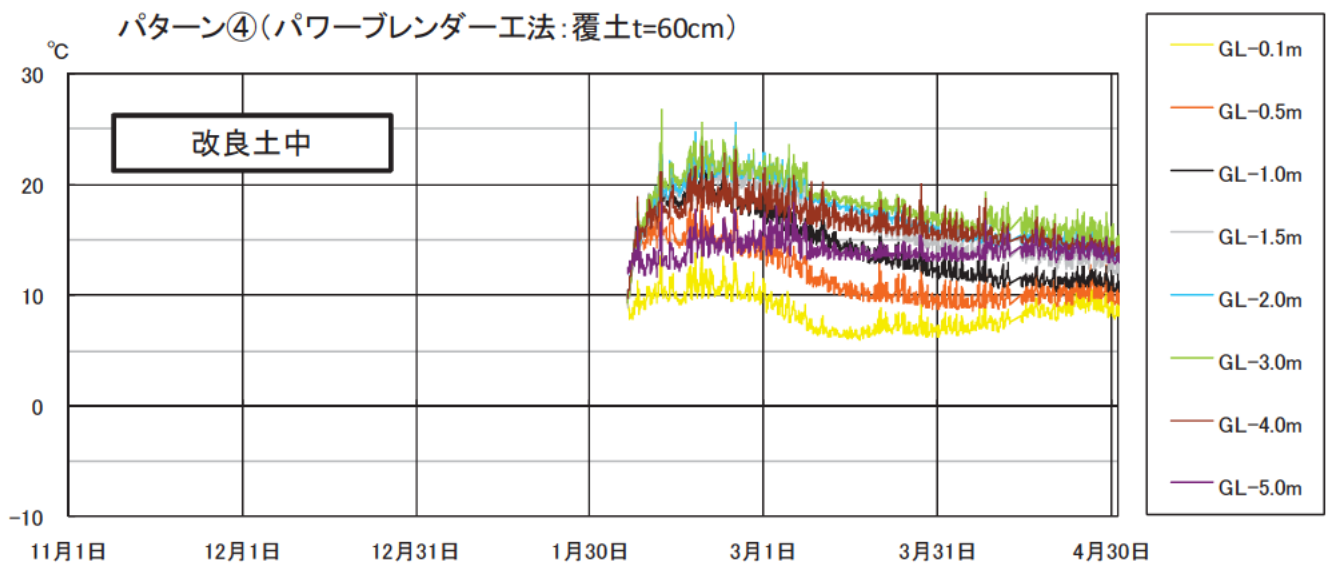
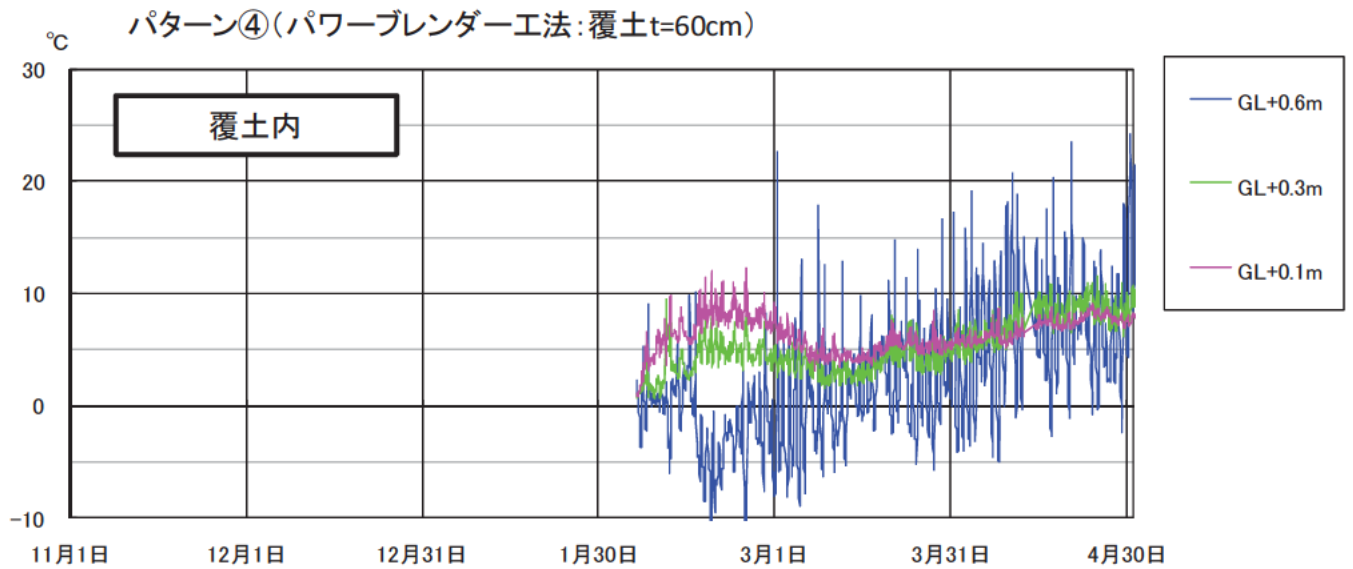
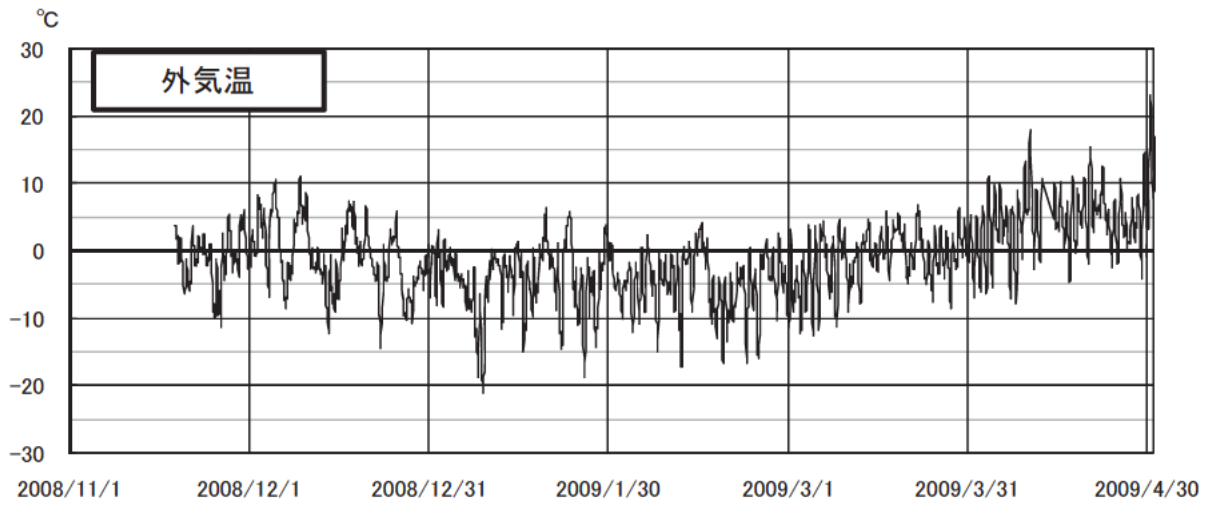
資料-1.8 温度測定結果

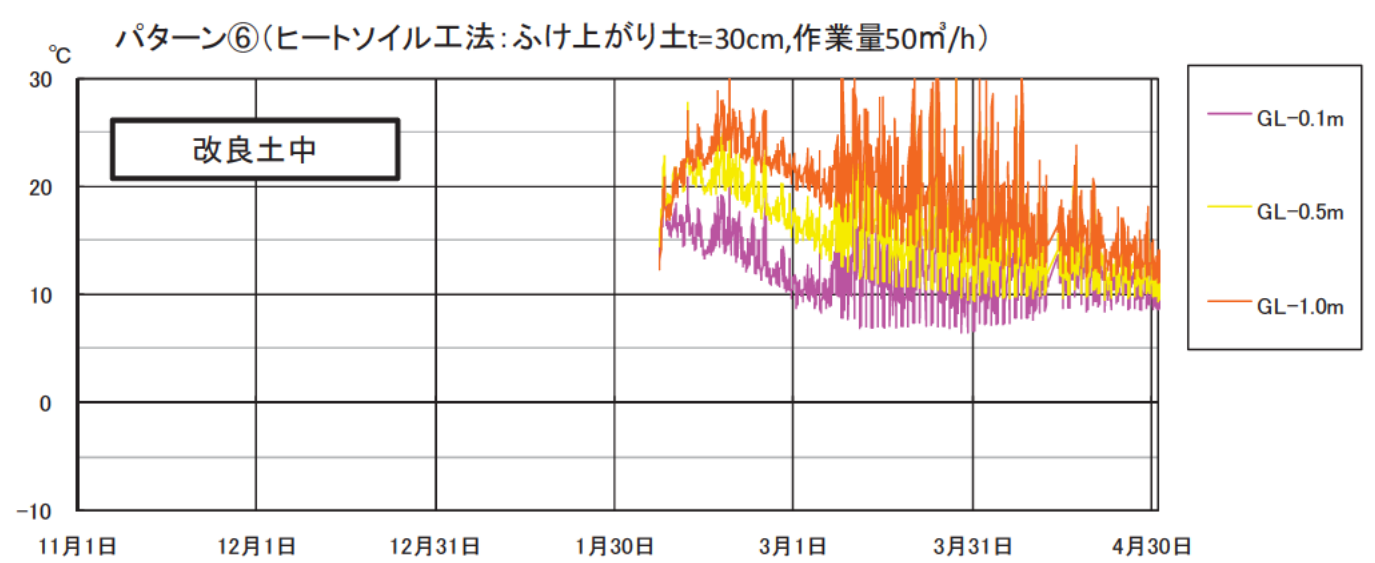
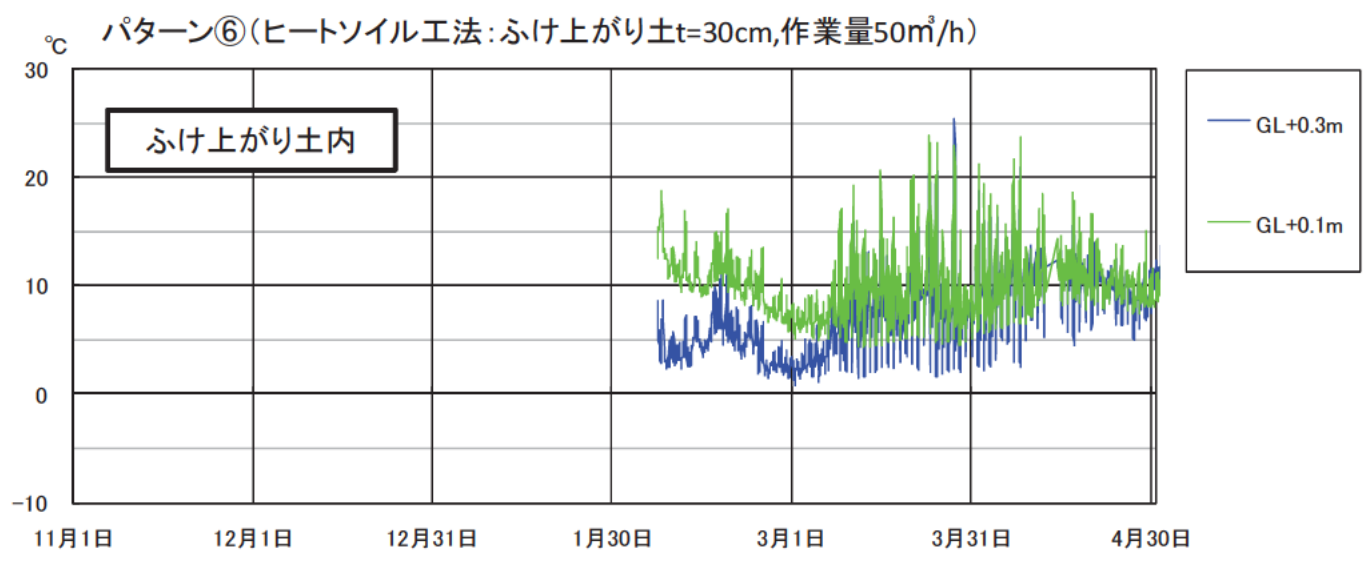
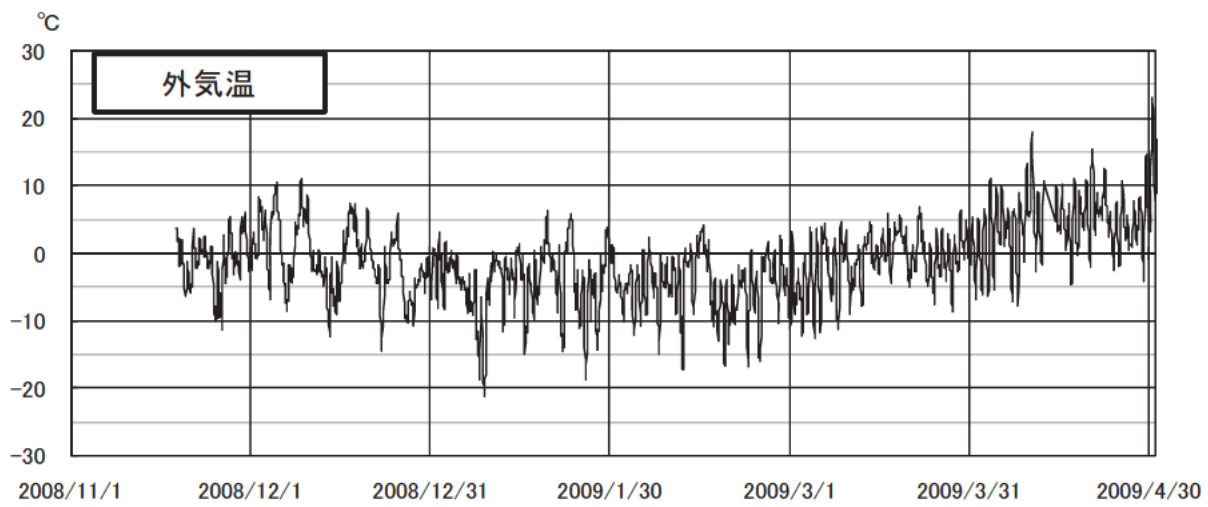


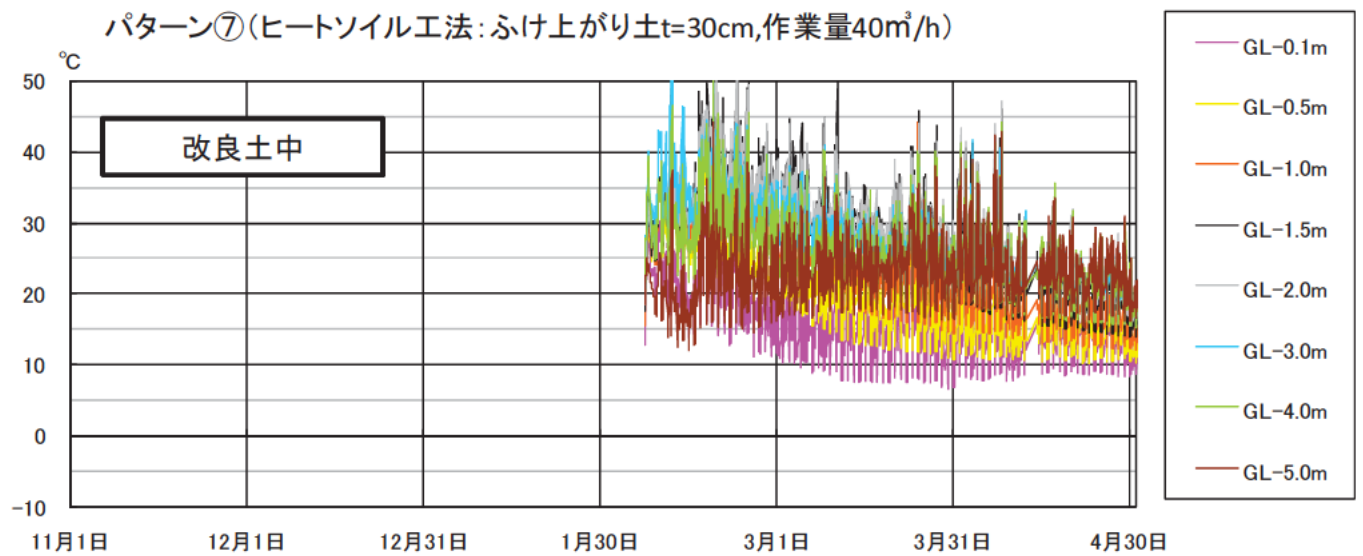
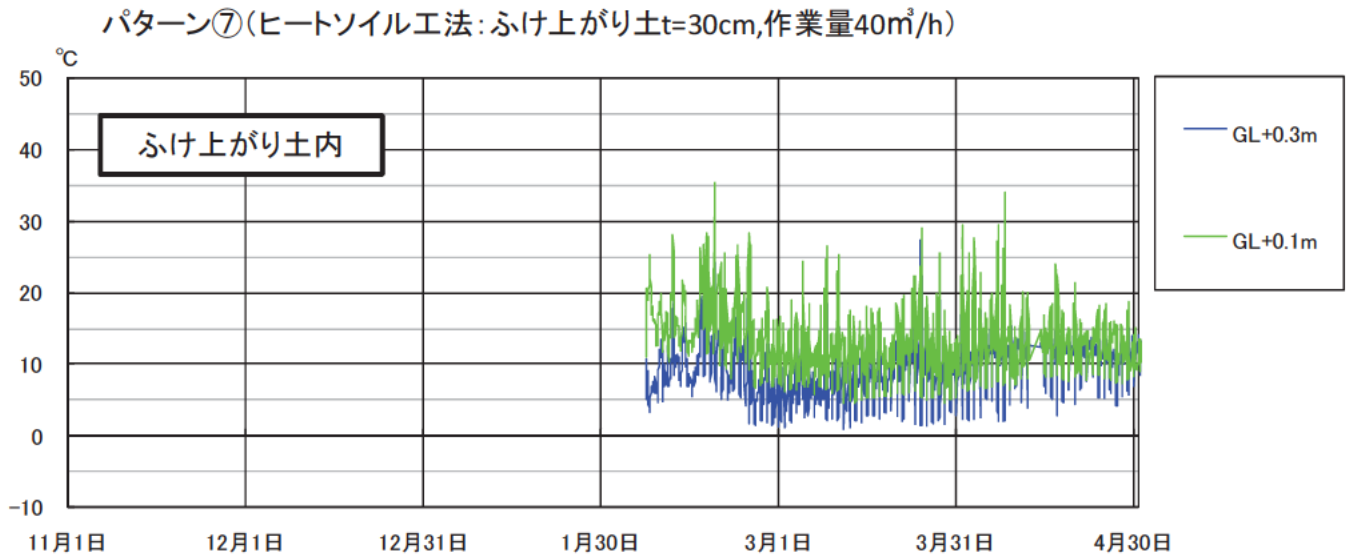
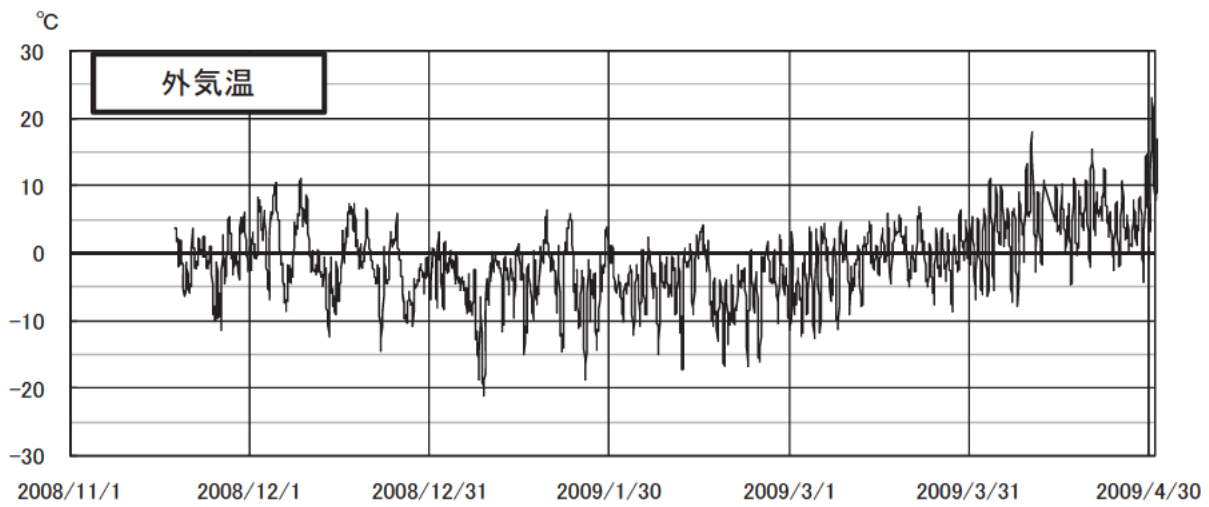












2. 釧路町試験施工

資料-2.1 写真・試験施工状況



写真-2.1 試験施工前



写真-2.2 区画割表示 (一区画 4.0m×5.0m)



写真-2.3 改良材搬入状況 (特殊土用固化材)



写真-2.4 施工状況①



写真-2.5 施工状況②



写真-2.6 テーブルフロー試験状況



写真-2.7 セメントスラリー比重測定



写真-2.8 基面整正完了



写真-2.9 T熱電対



写真-2.10 熱電対設置状況



写真-2.11 メチレンブルー設置状況



写真-2.12 熱電対・メチレンブルー設置完了（パターン①、②）

資料-2.2 写真-強度確認



写真-2.1 コアサンプリング採取状況

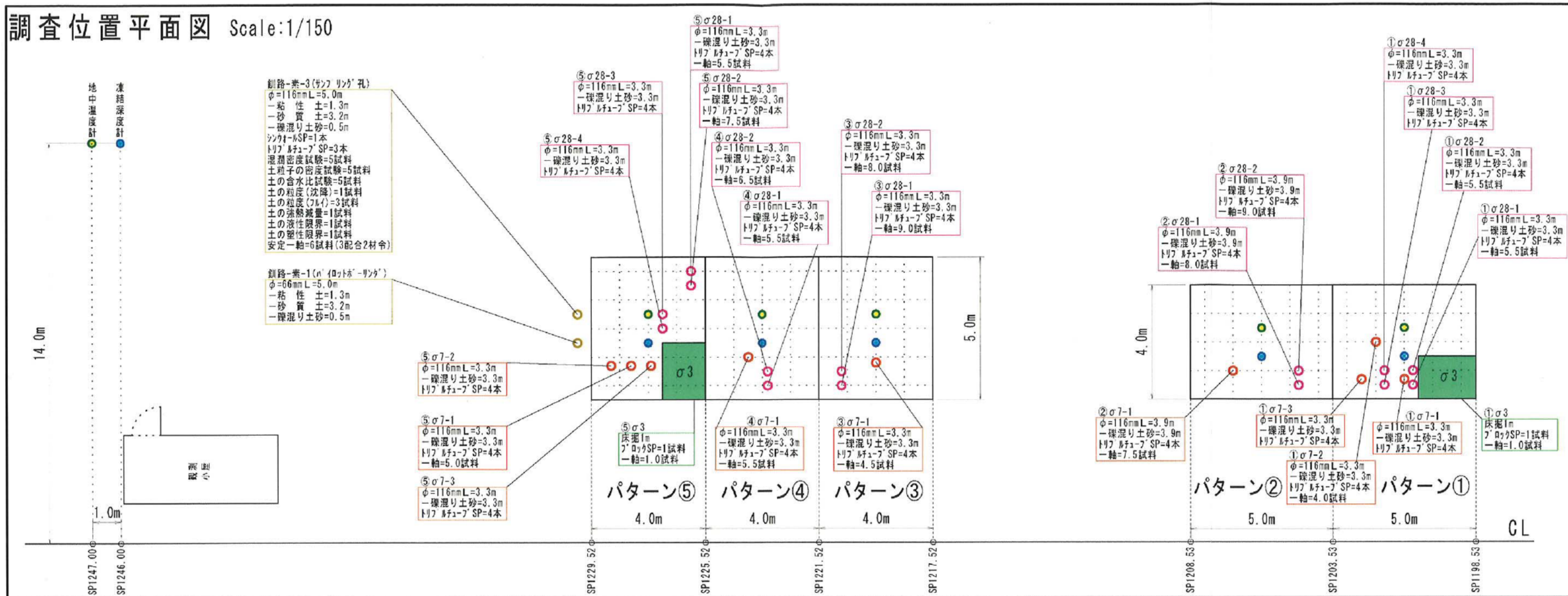


写真-2.2 一軸圧縮試験状況①



写真-2.3 一軸圧縮試験状況②

調査位置平面図 Scale:1/150



観測小屋
 観測小屋
 φ=116mm L=5.0m
 -粘性土=1.3m
 -砂質土=3.2m
 -凍混り土砂=0.5m
 シンク1-φSP=1本
 トリフメチャ-φ SP=3本
 湿潤密度試験=5試料
 土粒子の密度試験=5試料
 土の含水比試験=5試料
 土の粒度(沈降)=1試料
 土の粒度(ふるい)=3試料
 土の凍結量=1試料
 土の液性限界=1試料
 土の塑性限界=1試料
 安定一軸=6試料(3配合2材令)

観測小屋
 観測小屋
 φ=66mm L=5.0m
 -粘性土=1.3m
 -砂質土=3.2m
 -凍混り土砂=0.5m

⑤σ7-2
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=5.0試料

⑤σ7-1
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=5.0試料

⑤σ7-3
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=5.0試料

⑤σ28-4
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=7.5試料

⑤σ28-3
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=7.5試料

⑤σ28-2
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=7.5試料

⑤σ28-1
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=7.5試料

④σ28-2
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=8.0試料

④σ28-1
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=8.0試料

④σ7-1
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=5.5試料

③σ28-2
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=9.0試料

③σ28-1
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=9.0試料

③σ7-1
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=4.5試料

②σ28-2
 φ=116mm L=3.9m
 -凍混り土砂=3.9m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=9.0試料

②σ28-1
 φ=116mm L=3.9m
 -凍混り土砂=3.9m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=9.0試料

②σ7-1
 φ=116mm L=3.9m
 -凍混り土砂=3.9m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=7.5試料

①σ28-3
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=5.5試料

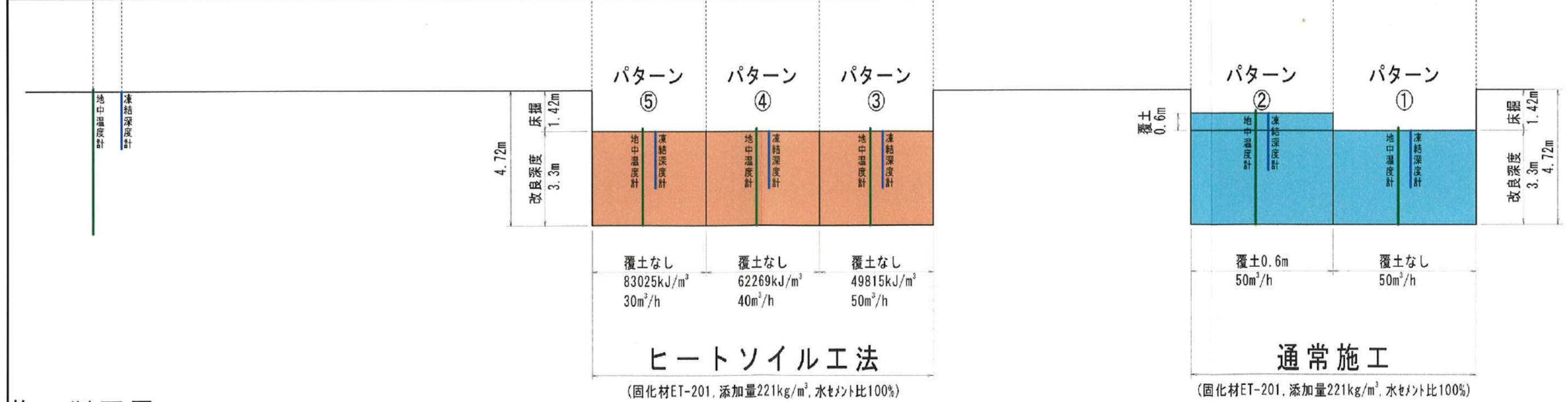
①σ28-2
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=5.5試料

①σ7-3
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=4.0試料

①σ7-2
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=4.0試料

①σ7-1
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=4本
 一軸=4.0試料

①σ3
 床掘1m
 φ=116mm L=3.3m
 -凍混り土砂=3.3m
 トリフメチャ-φ SP=1試料
 一軸=1.0試料



施工断面図 Scale:1/150

※その他：熱伝導率試験(湿潤密度試験=16試料、土の含水比試験=16試料、熱伝導率測定=20試料)
 メチレンブルー計測=20回

資料-2.4 土質試験結果

土質試験結果一覧表を表-2.4 に示す。

表-2.4 土質試験結果一覧表

地層名		礫混り砂	泥炭	有機質シルト	礫混りシルト混り砂	礫質粗砂
分布深度	GL-(m)	0.50~2.20	2.20~3.15	3.15~3.50	3.50~4.00	4.00~5.00
地層番号		③	④	⑤	⑥	⑦
試料採取深度	GL-(m)	1.00~2.00	2.60~3.15	3.15~3.50	3.50~4.00	4.00~5.00
湿潤密度試験	湿潤密度 (g/cm ³)	1.948	1.097	1.111	2.045	2.095
土粒子の密度試験	土粒子の密度 (g/cm ³)	2.706	1.987	2.577	2.674	2.722
土の含水比試験	自然含水比 (%)	22.56	361.18	89.34	24.01	15.76
土の粒度	礫分 (%)	10.5		3.6	29.8	44.6
	砂分 (%)	81.3		62.9	60.4	48.5
	シルト分 (%)	8.2		20.5	9.8	6.9
	粘土分 (%)			13		
	最大粒径 (mm)	19		9.5	19	19
	均等係数	2.48		76.43	14.9	26.15
土の液性・塑性限界	液性限界 (%)			74.82		
	塑性限界 (%)			41.91		
	塑性指数			32.91		
土の強熱減量	強熱減量 (%)		33.0			

以下に試験結果を列記する。

・③砂混り砂層

砂分約 80%、礫分約 10%、細粒分約 10%の砂質土（盛土）で、湿潤密度 $\rho_t=1.948\text{g/cm}^3$ 、土粒子の密度 $\rho_s=2.706\text{g/cm}^3$ 、自然含水比 $w=22.5\%$ をしめす。

・④泥炭層

繊維質の分解の進んでいない泥炭のため、粒度試験は実施していない。湿潤密度は $\rho_t=1.097\text{g/cm}^3$ 、土粒子の密度は $\rho_s=1.987\text{g/cm}^3$ とともに小さく、自然含水比 $w=361.18\%$ をしめす。なお、強熱減量は 33%である。

・⑤有機質シルト

細粒分 35%程度、砂分 65%程度で、礫を少量含む砂質土に分類されるが、湿潤密度 $\rho_t=1.111\text{g/cm}^3$ 、土粒子の密度 $\rho_s=2.577\text{g/cm}^3$ と比較的小さく、自然含水比も $w=89.34\%$ と比較的高い。なお、液性・塑性限界試験からは、 $WL=76.43\%$ 、 $I_p=32.91$ と“高液性限界のシルト”に分類される。

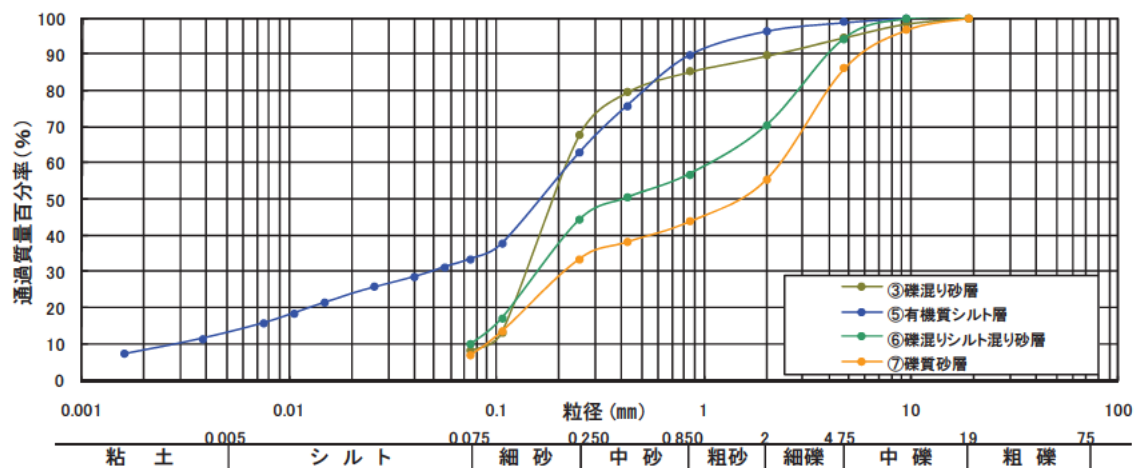
・⑥礫混りシルト混り砂層

砂分約 60%、礫分約 30%、細粒分約 10%程度の砂質土で、湿潤密度 $\rho_t=2.045\text{g/cm}^3$ 、土粒子の密度 $\rho_s=2.674\text{g/cm}^3$ 、自然含水比 $w=24.01\%$ をしめす。

・⑦礫質粗砂層

砂分約 50%、礫分約 45%、細粒分約 5%と礫分を比較的多く含む砂質土で、湿潤密度 $\rho_t=2.095\text{g/cm}^3$ 、土粒子の密度 $\rho_s=2.722\text{g/cm}^3$ 、自然含水比 $w=15.76\%$ をしめす。

各層の粒径加積曲線を図-2.4 に示す。



※④泥炭層は強熱減量 33%の泥炭

図-2.4 素地地盤の各層の粒径加積曲線

資料-2.5 室内配合試験結果

テーブルフロー試験結果を表-2.5.1、室内配合試験結果を表-2.5.2、図-2.5 に示す。

表-2.5.1 テーブルフロー試験結果

添加量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	テーブルフロー値 (mm)
221	100	150

表-2.5.2 室内配合試験結果

添加量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)
		σ_{28}
200	100	2,874
250	100	3,350
300	100	4,172

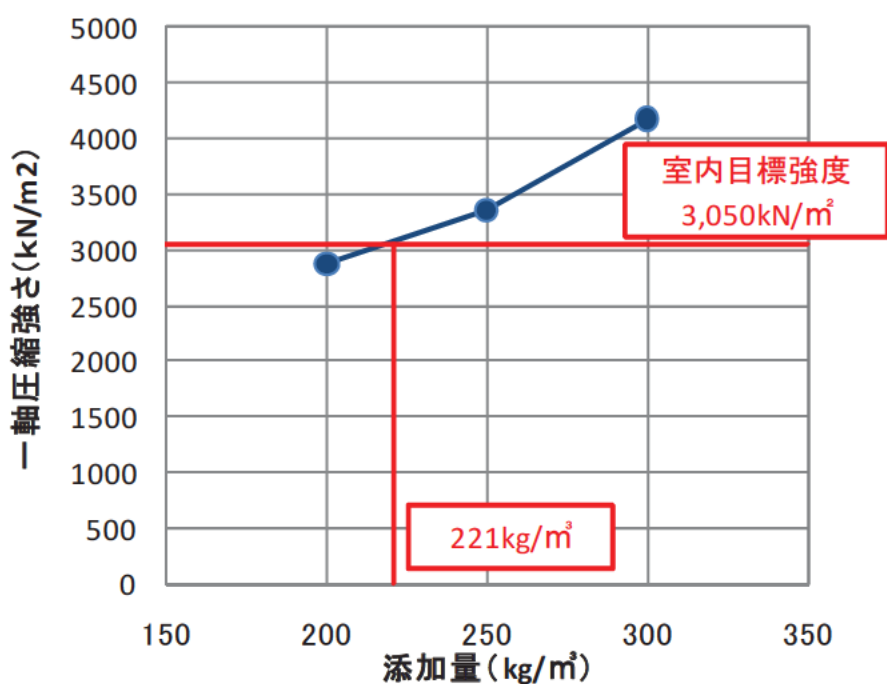
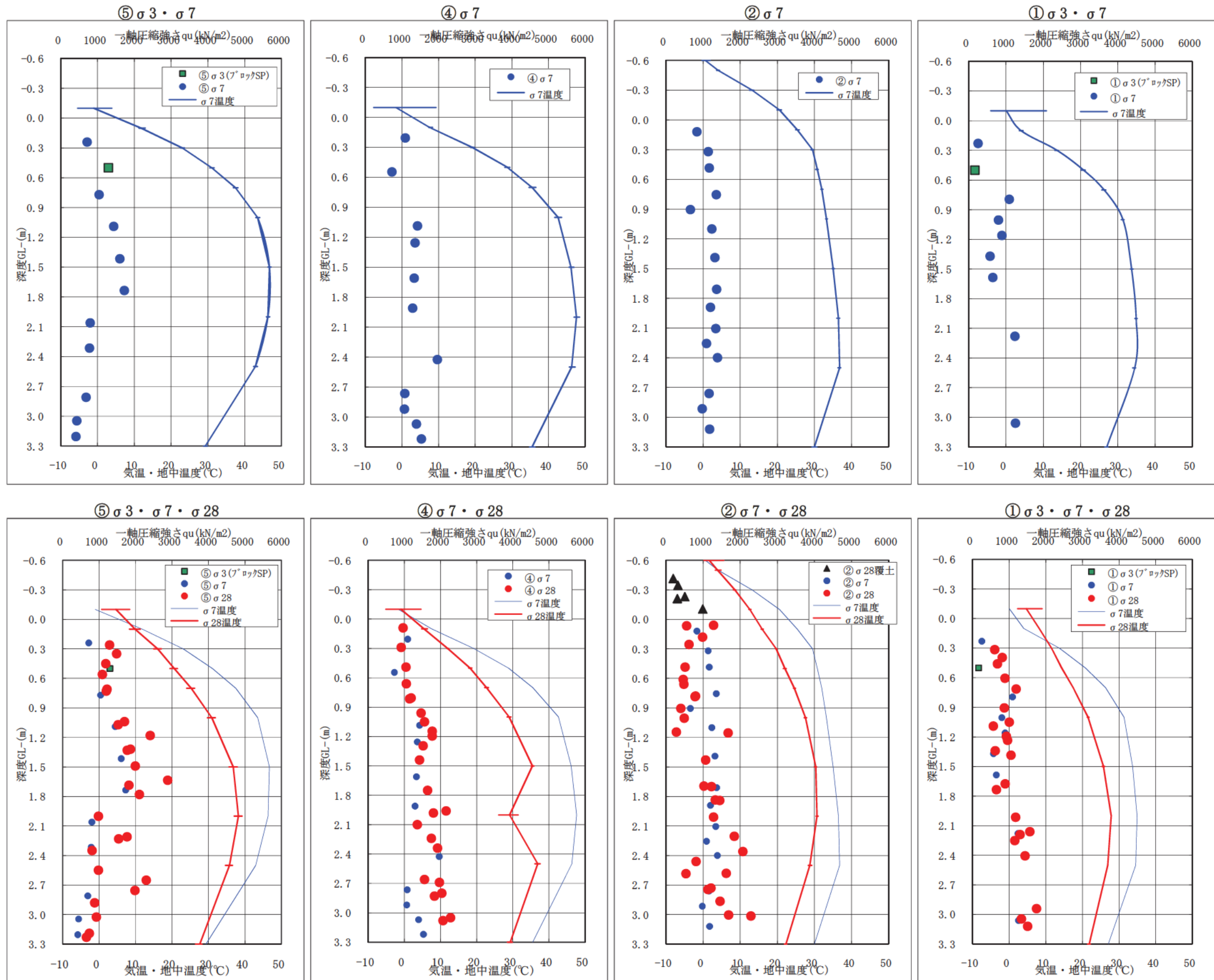
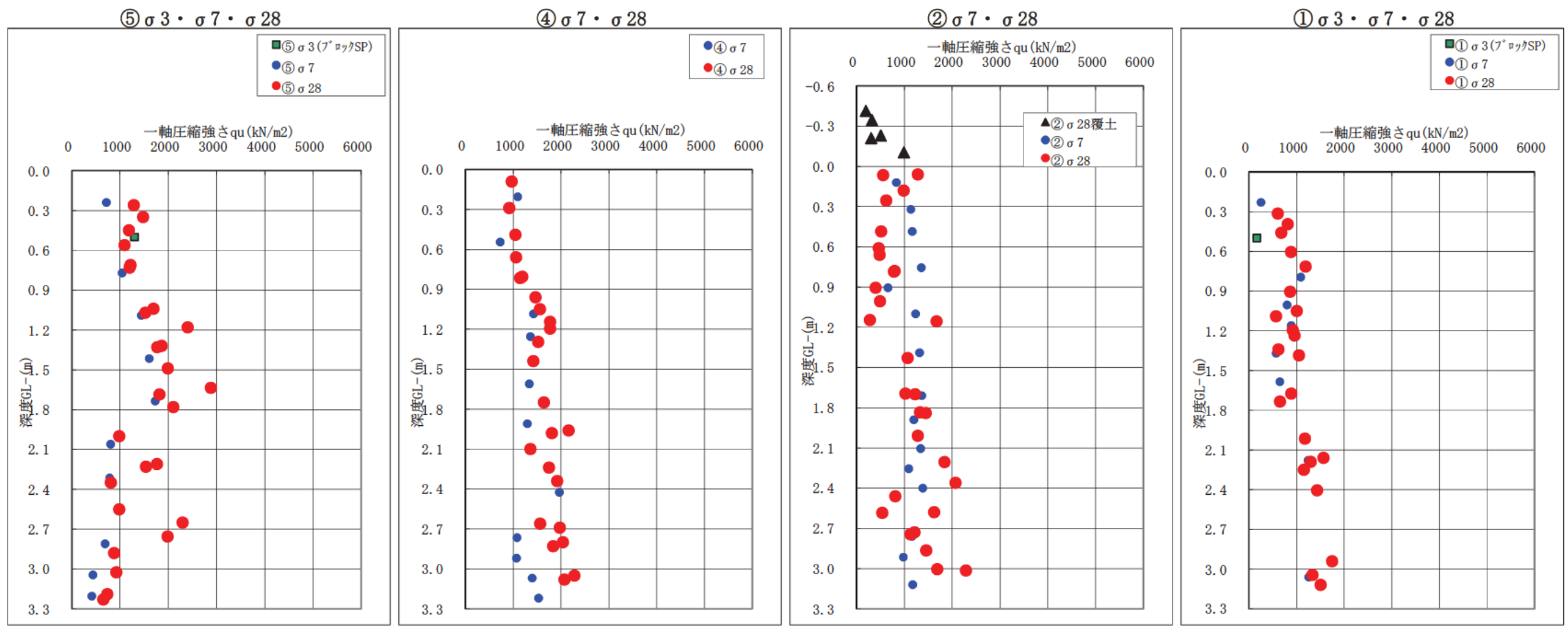
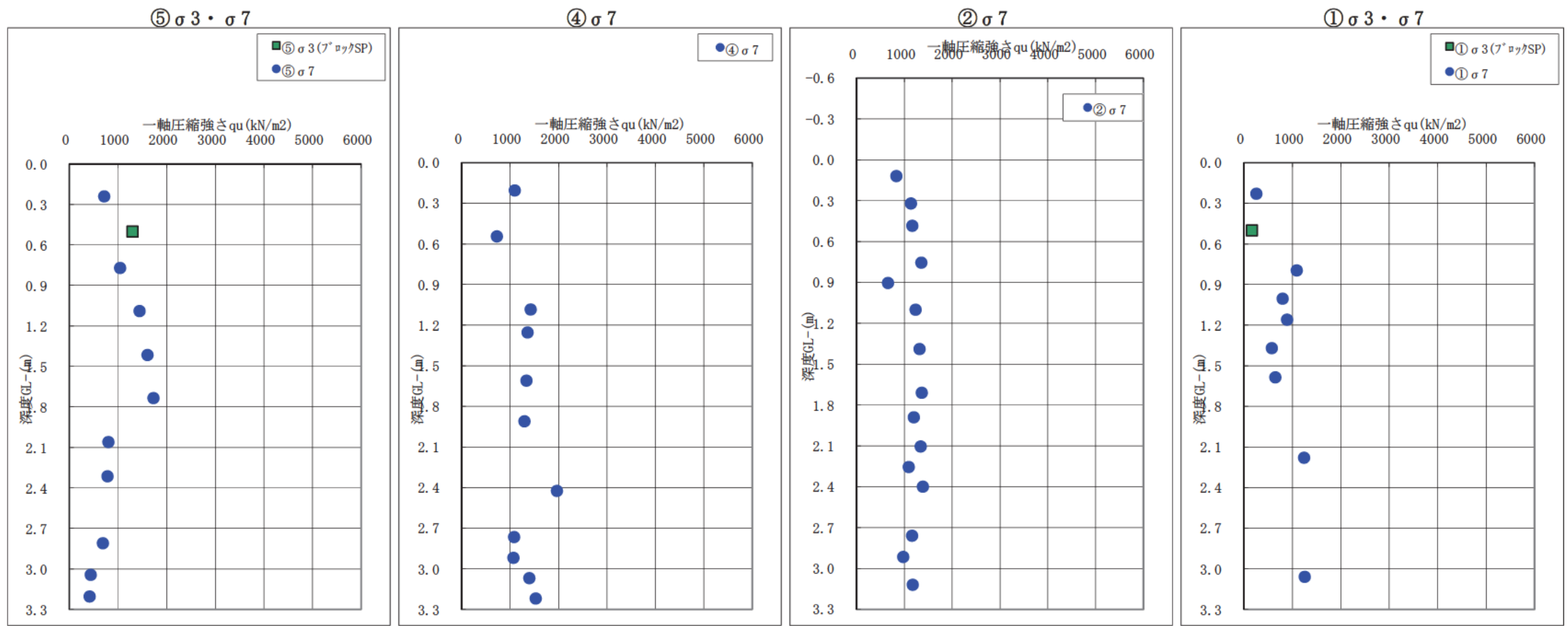
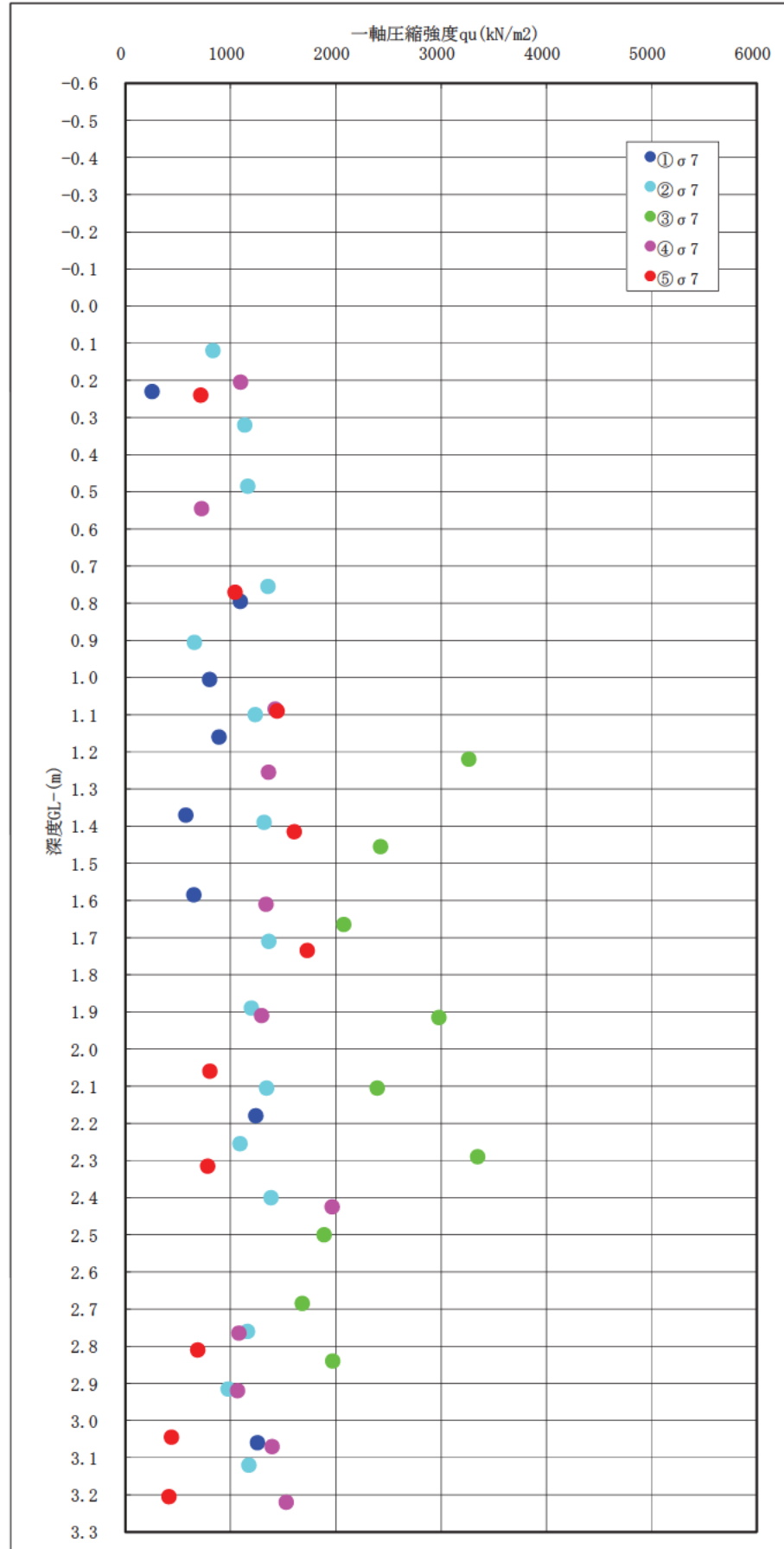


図-2.5 室内配合試験結果

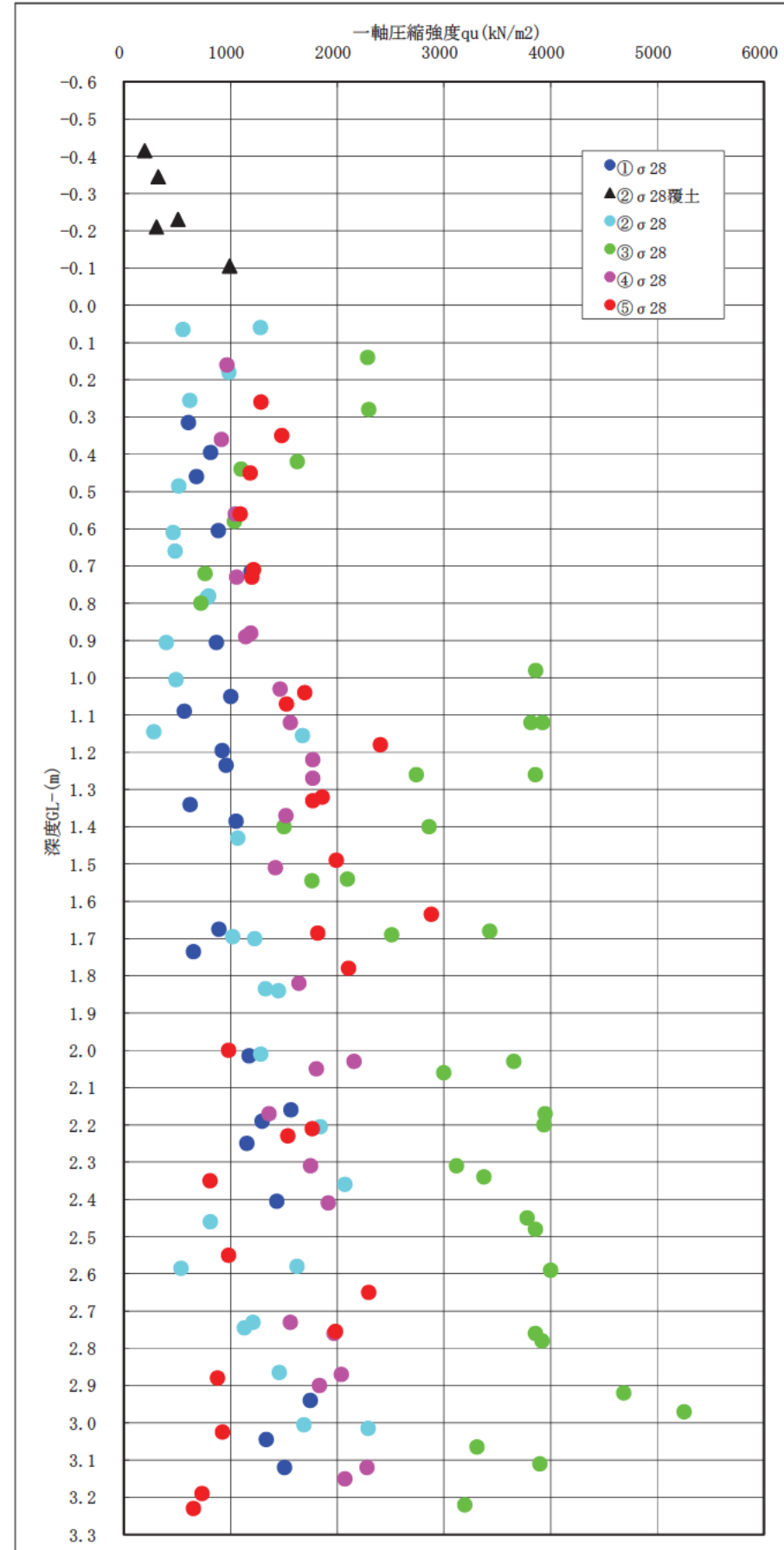




$\sigma 7$



$\sigma 28$



資料-2.7 針貫入試験結果

供試体採取深度別の一軸圧縮強さと新改良型土壌硬度計による深度別の貫入量を図-2.7に示す。

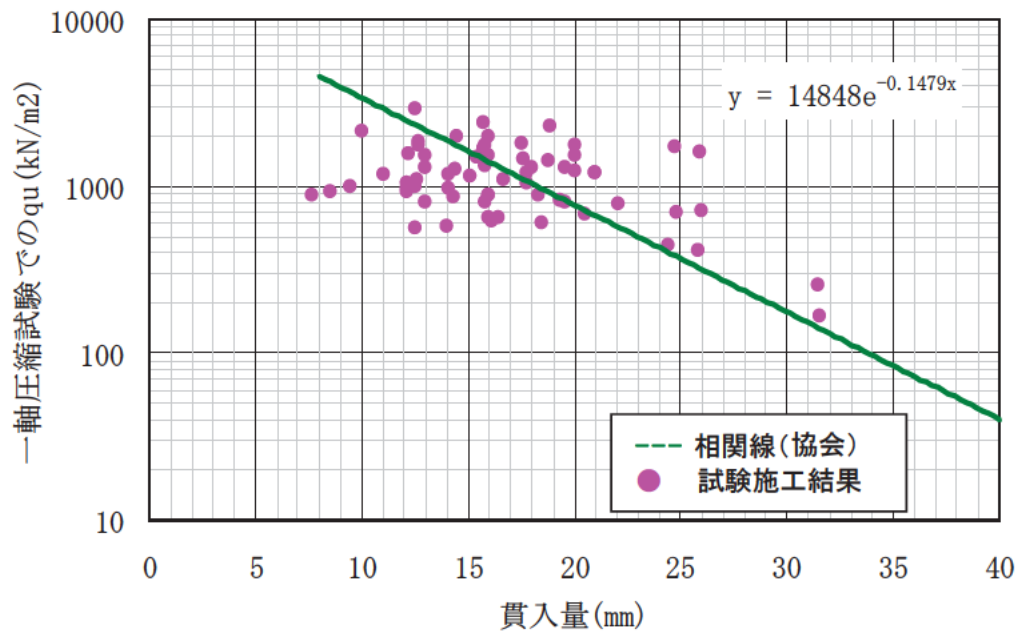
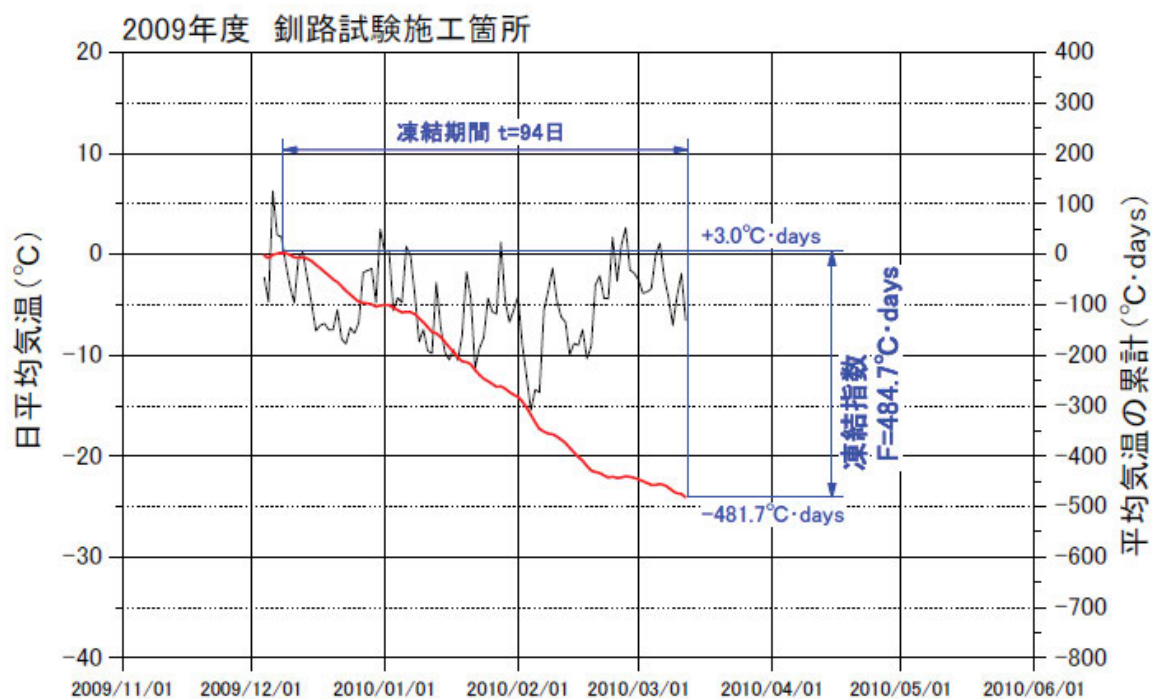
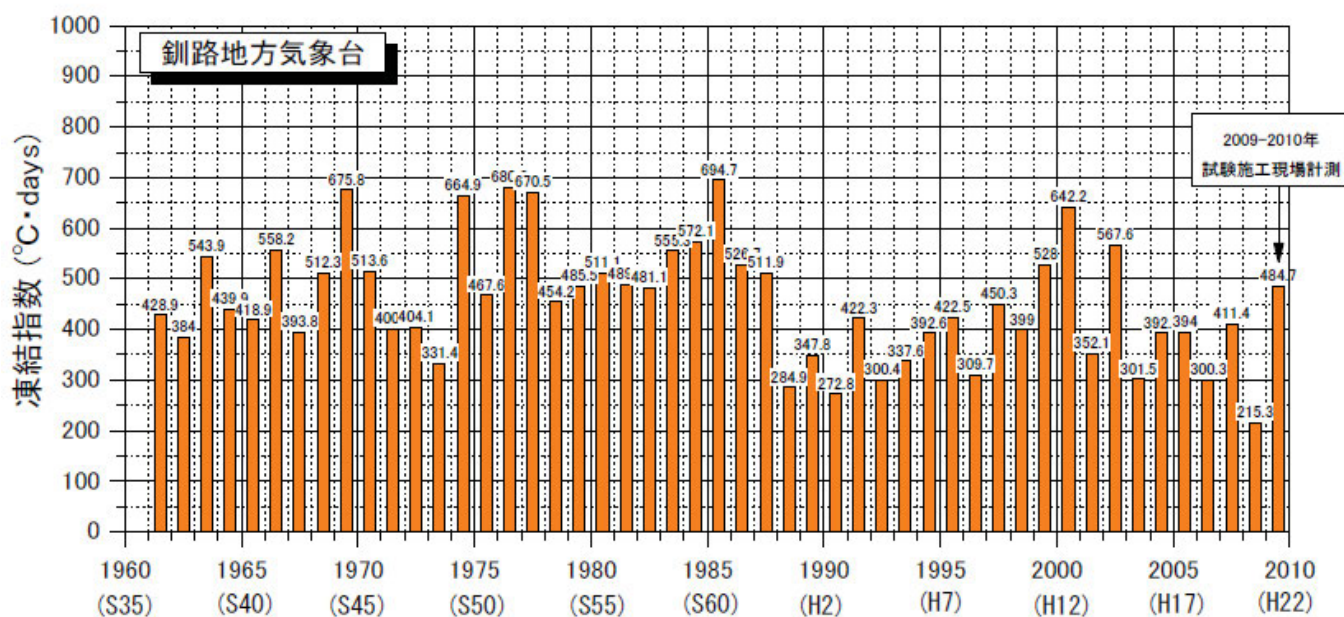
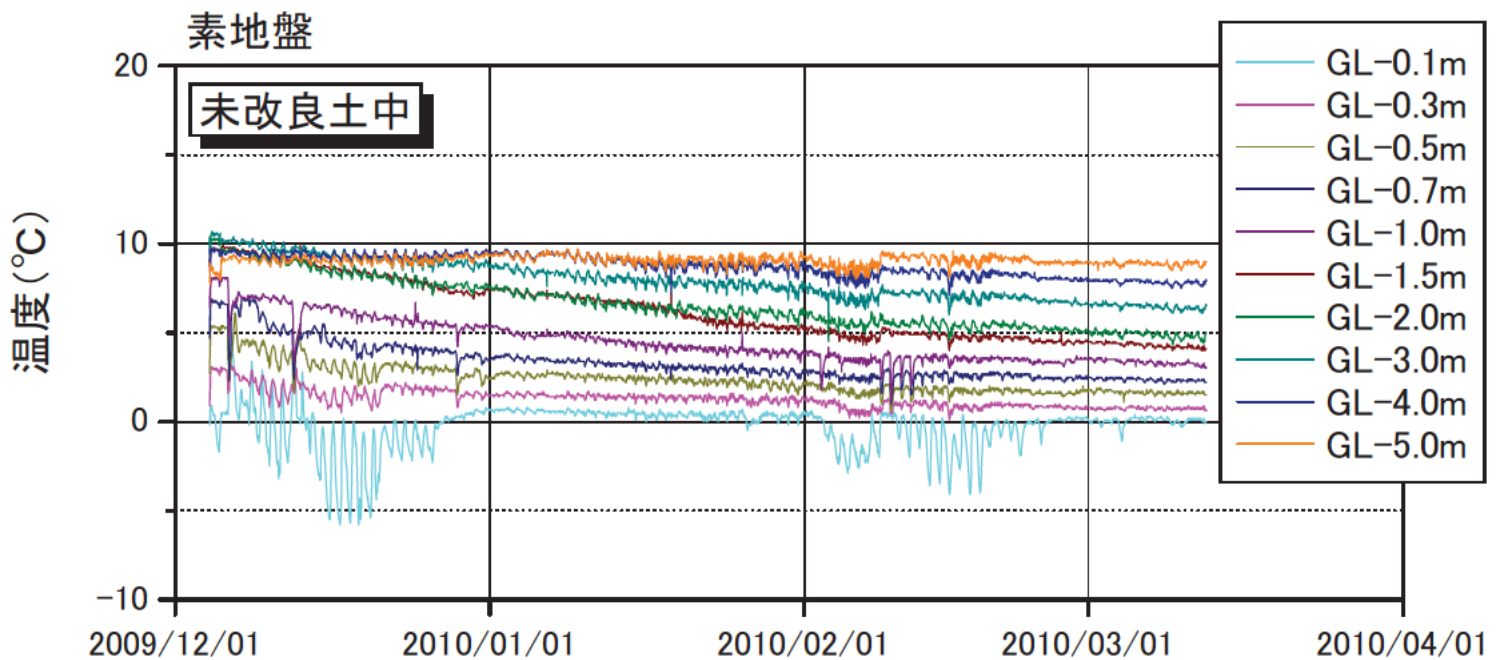
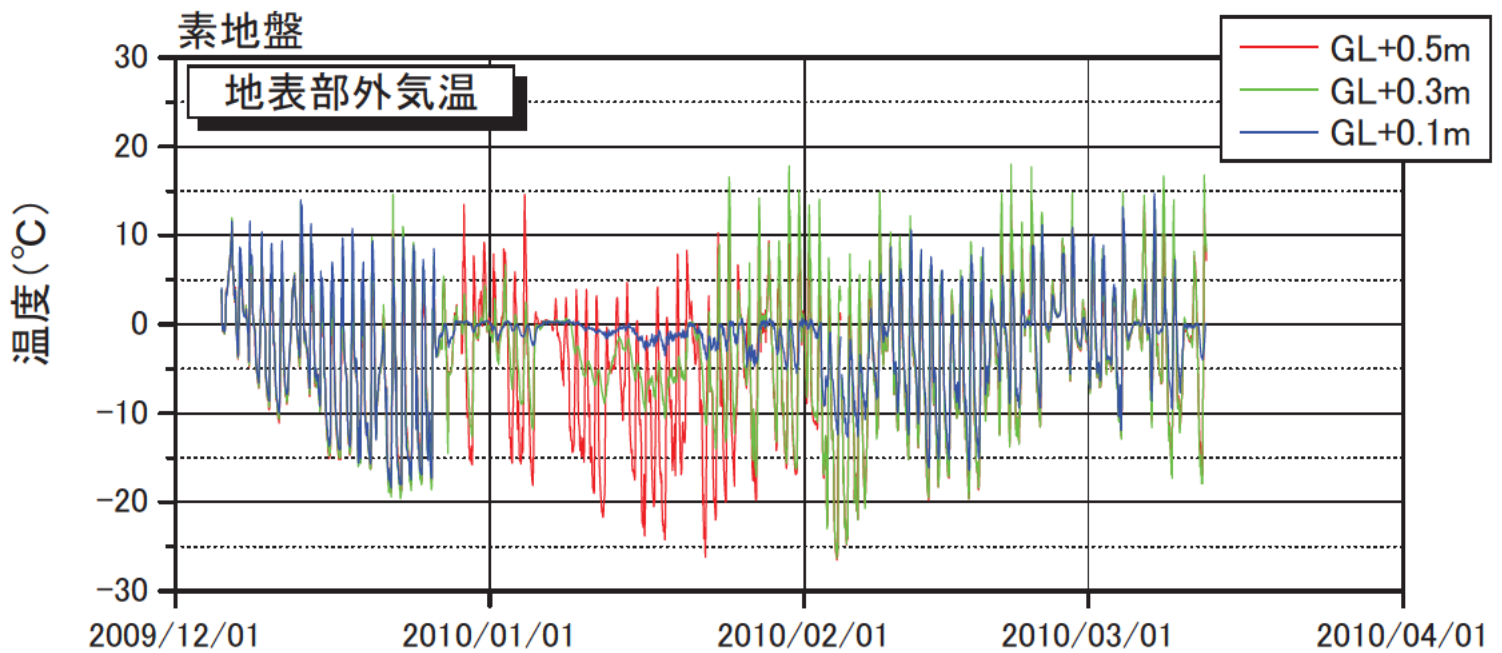
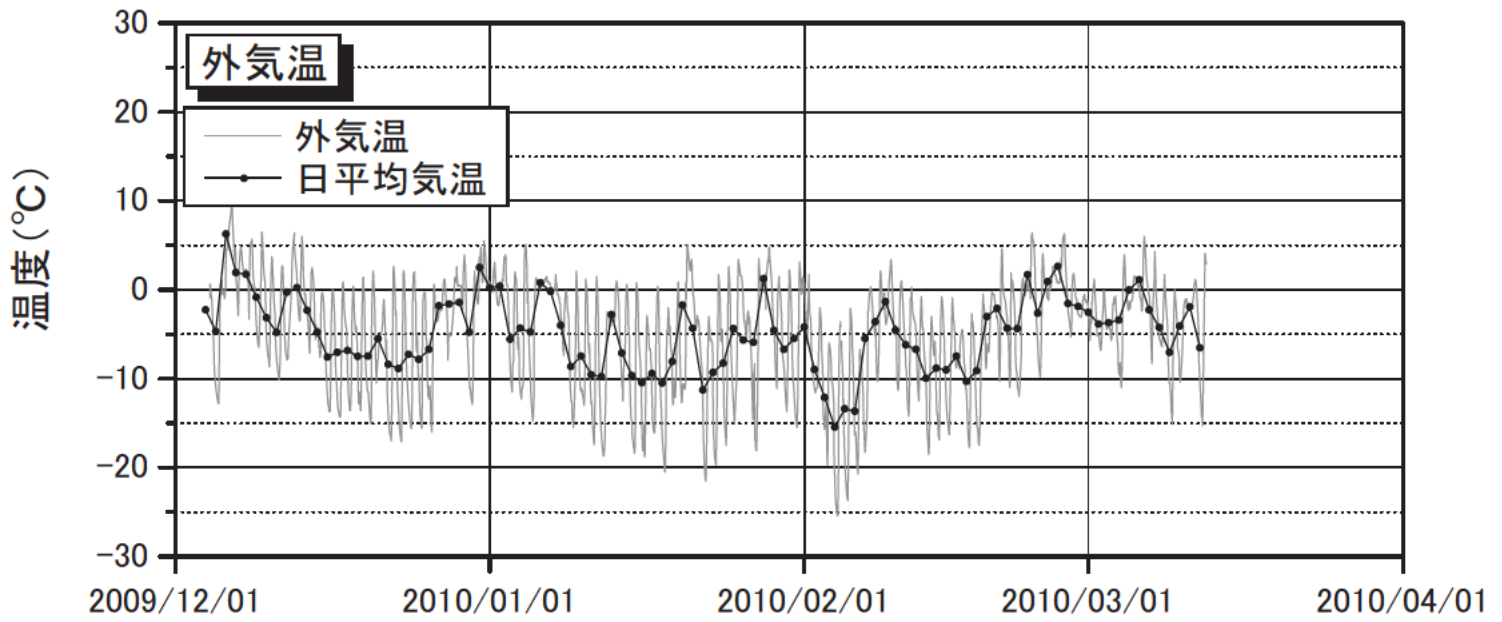
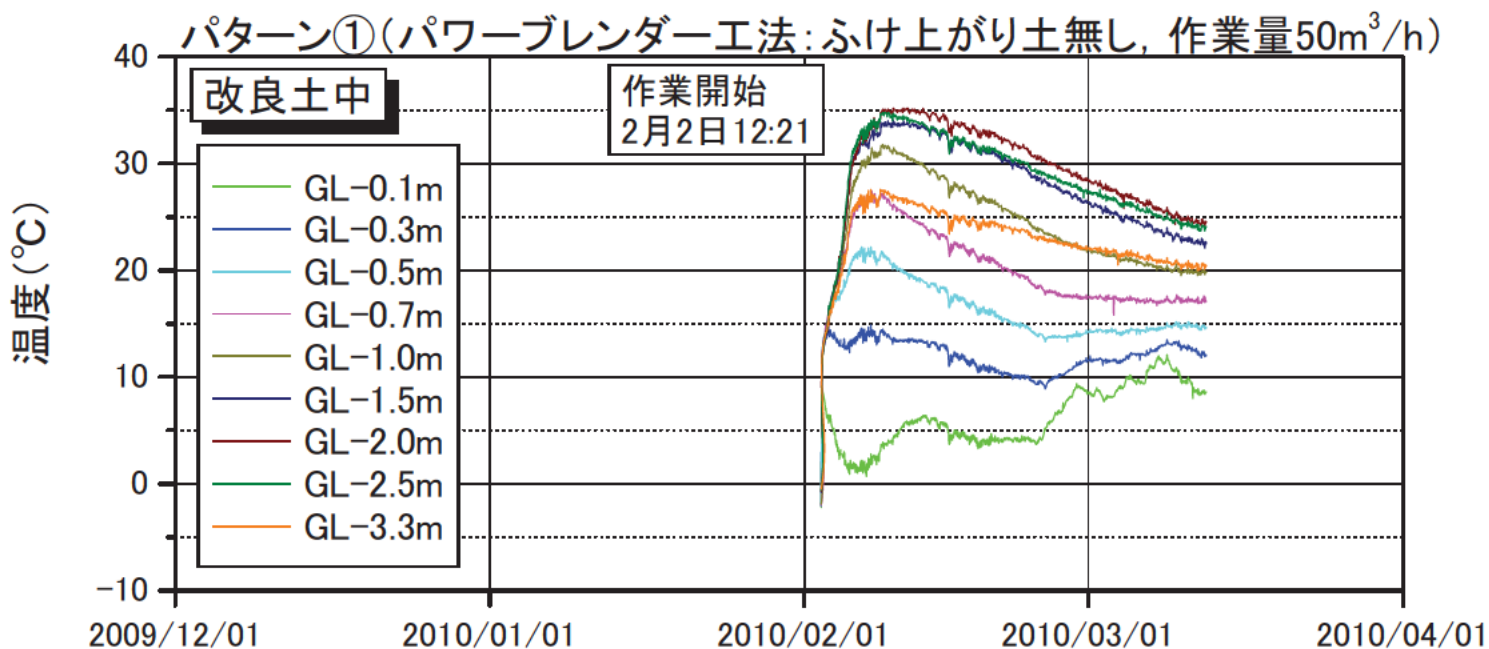
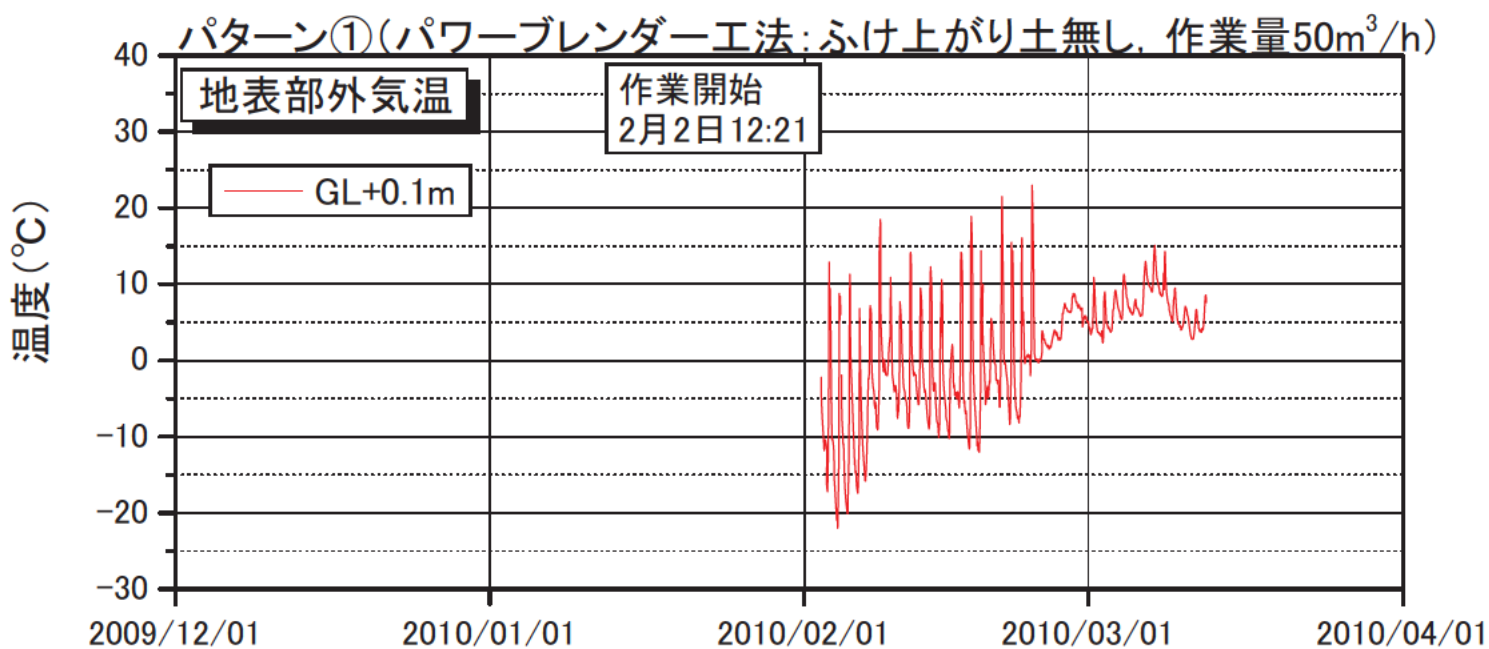
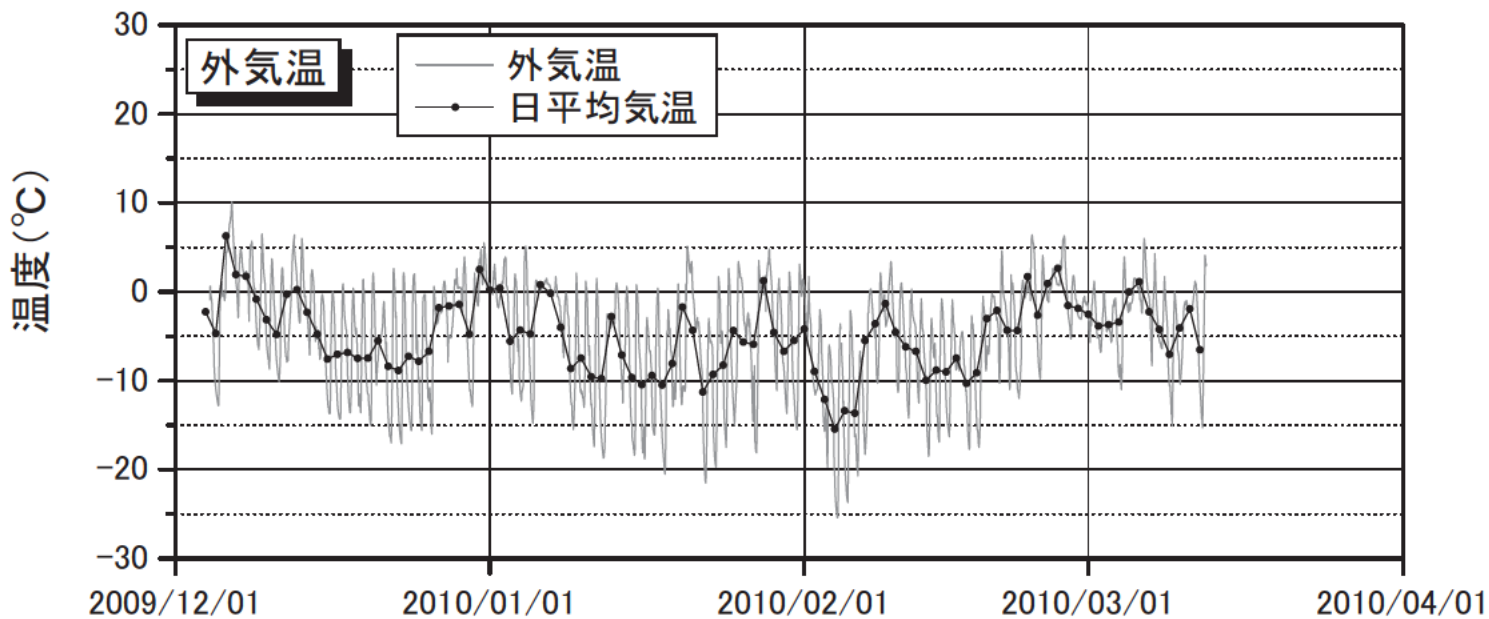


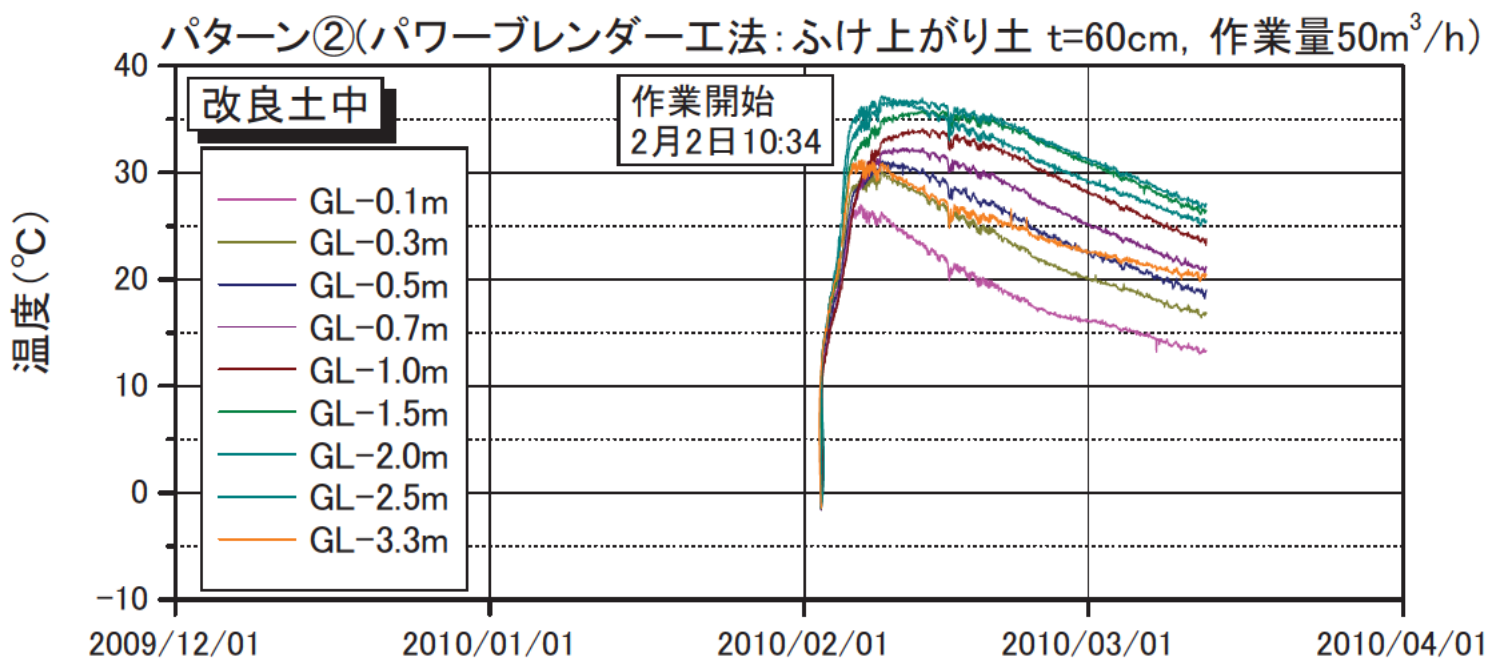
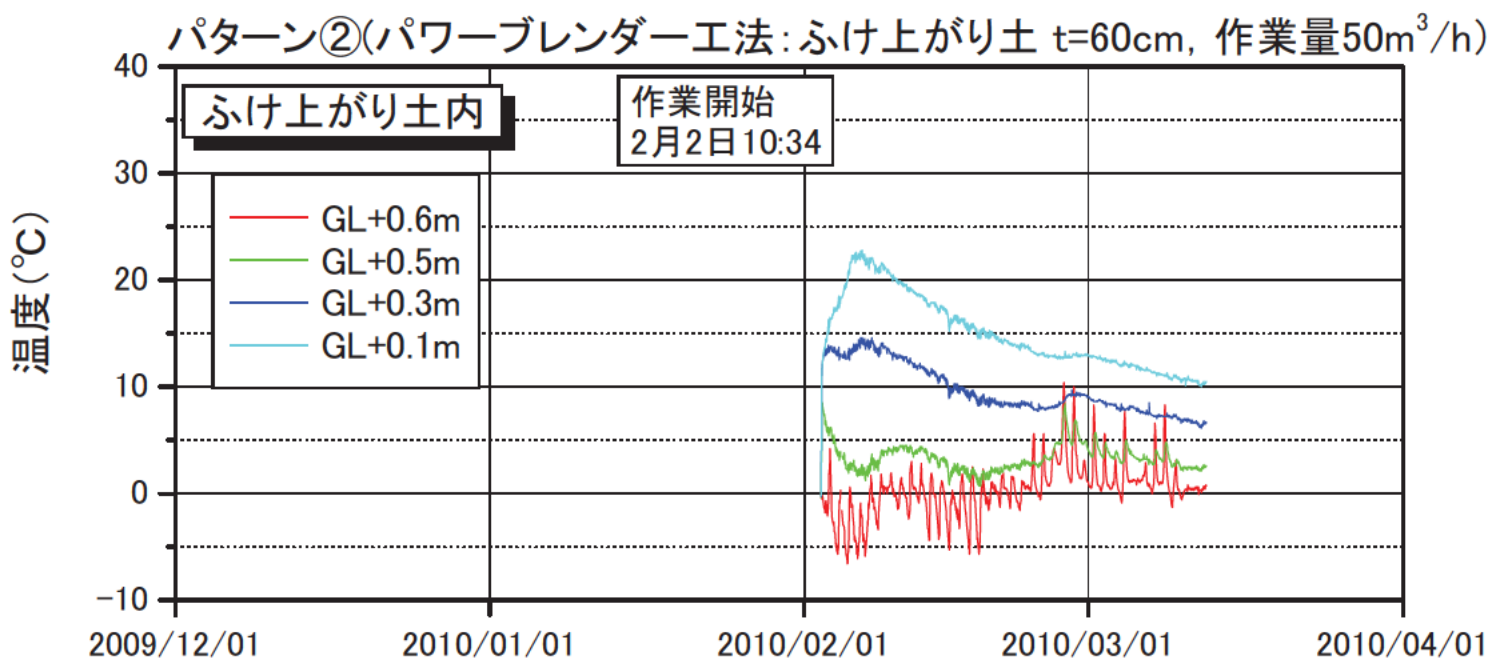
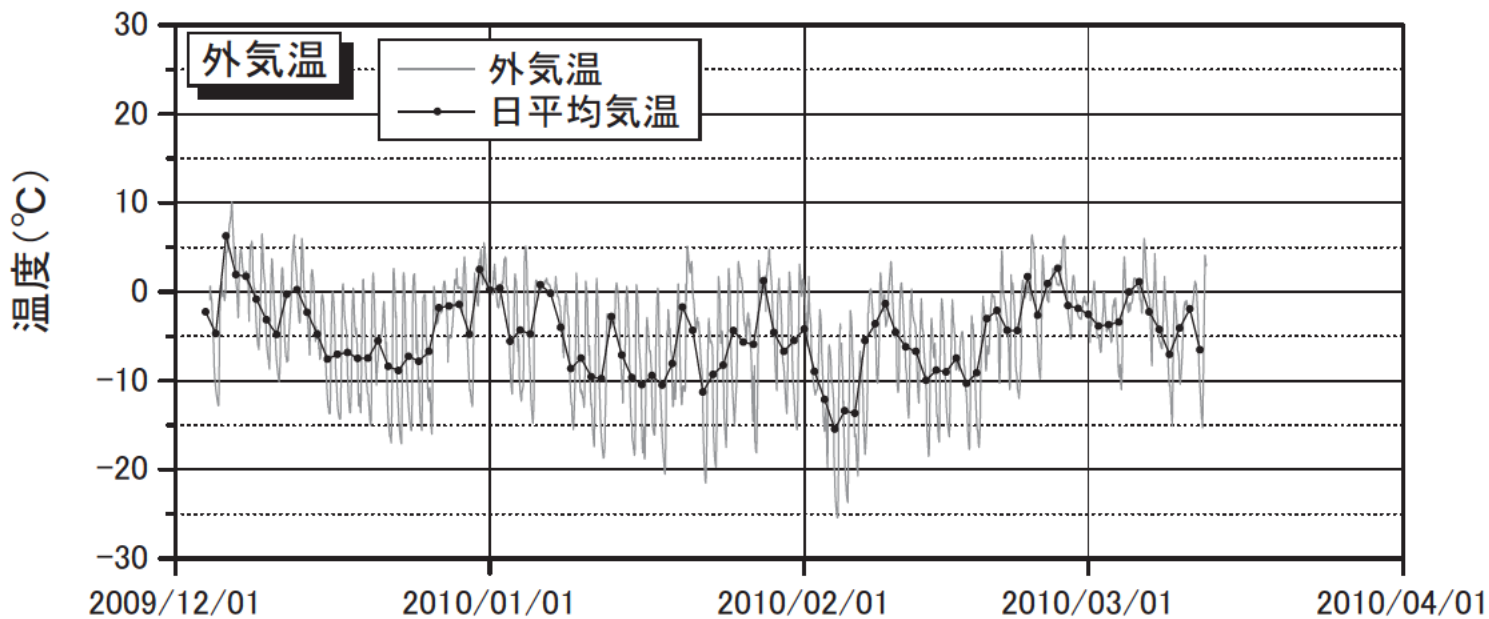
図-2.7 一軸圧縮強さと貫入量の相関図

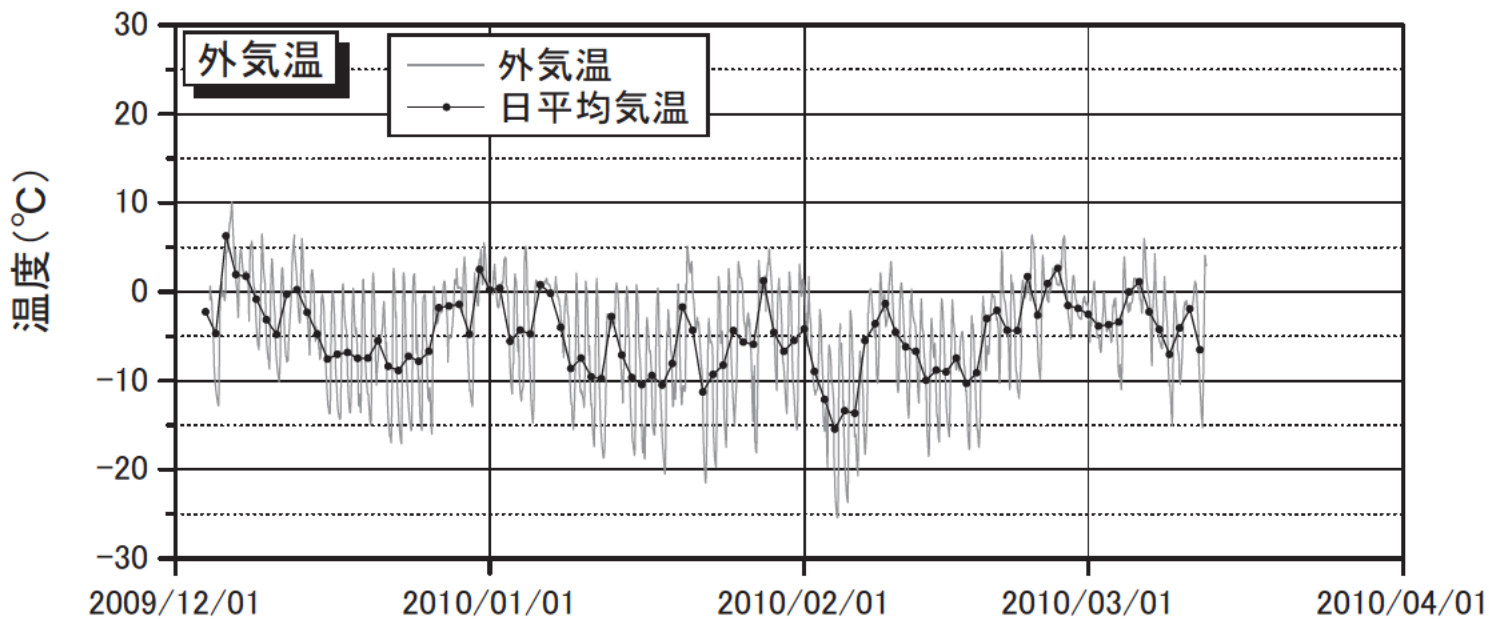
資料-2.8 温度測定結果



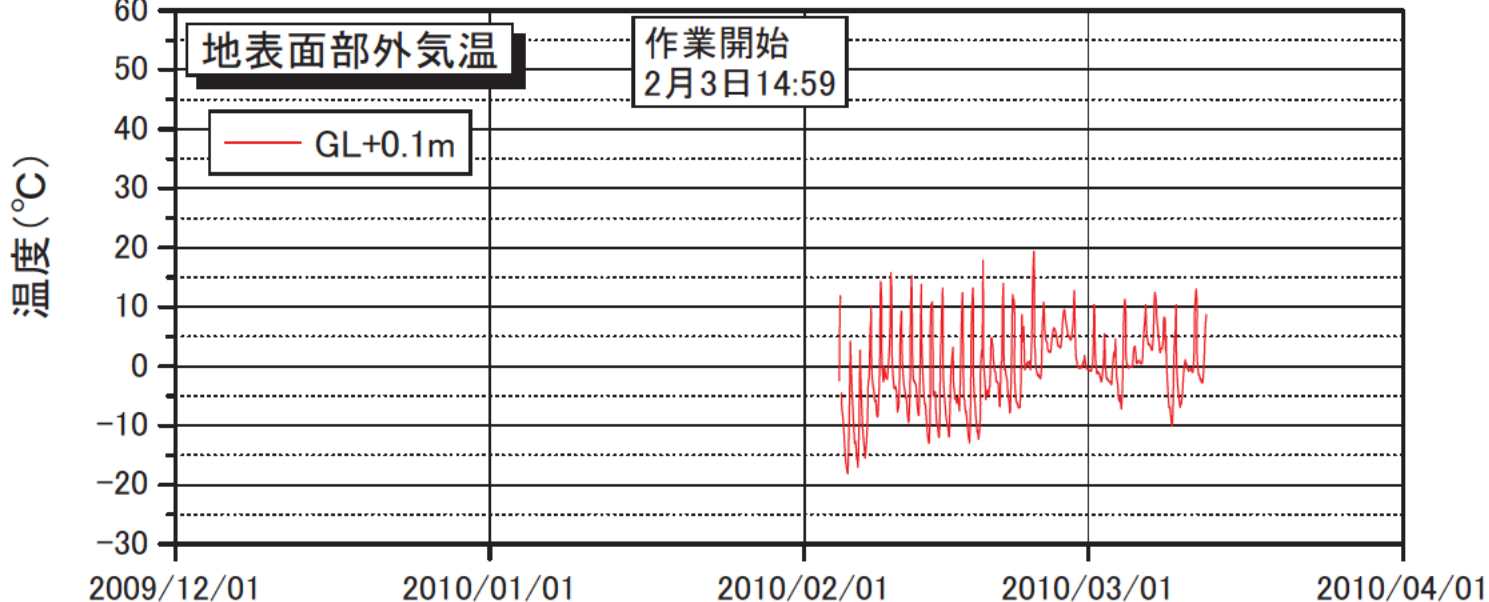




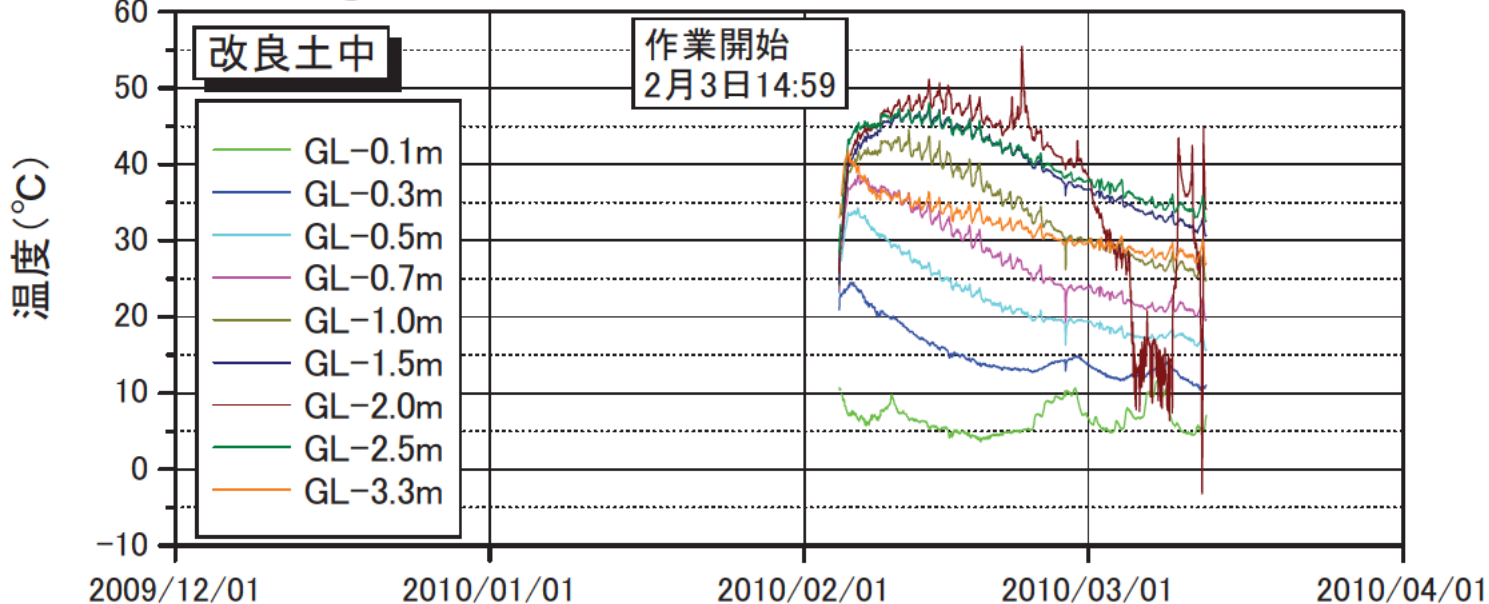


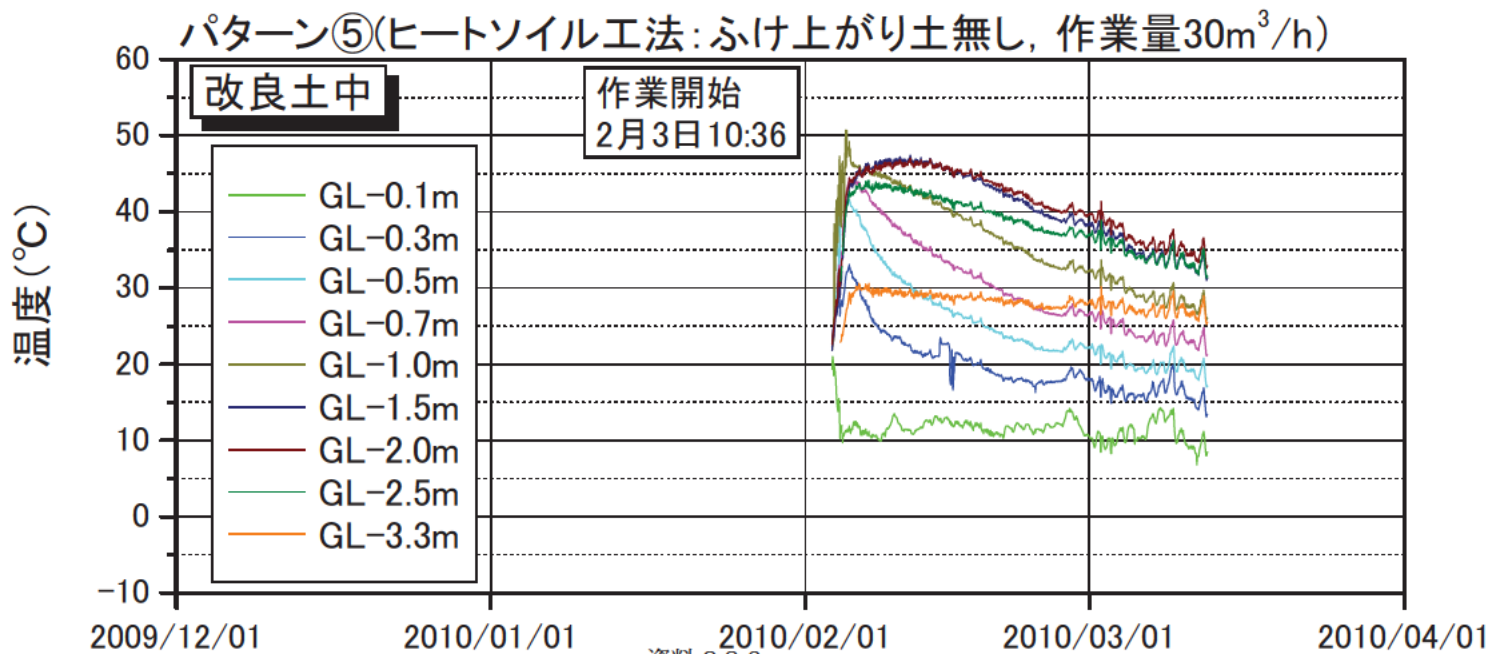
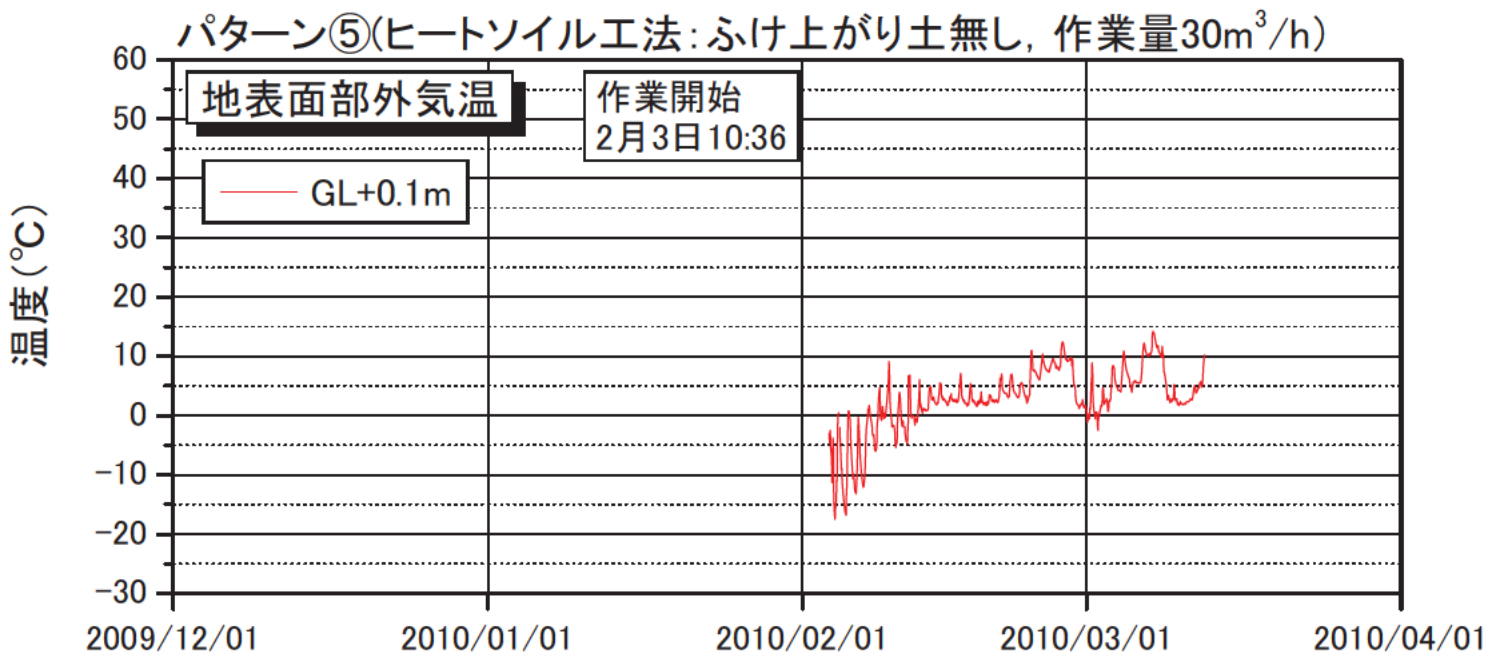
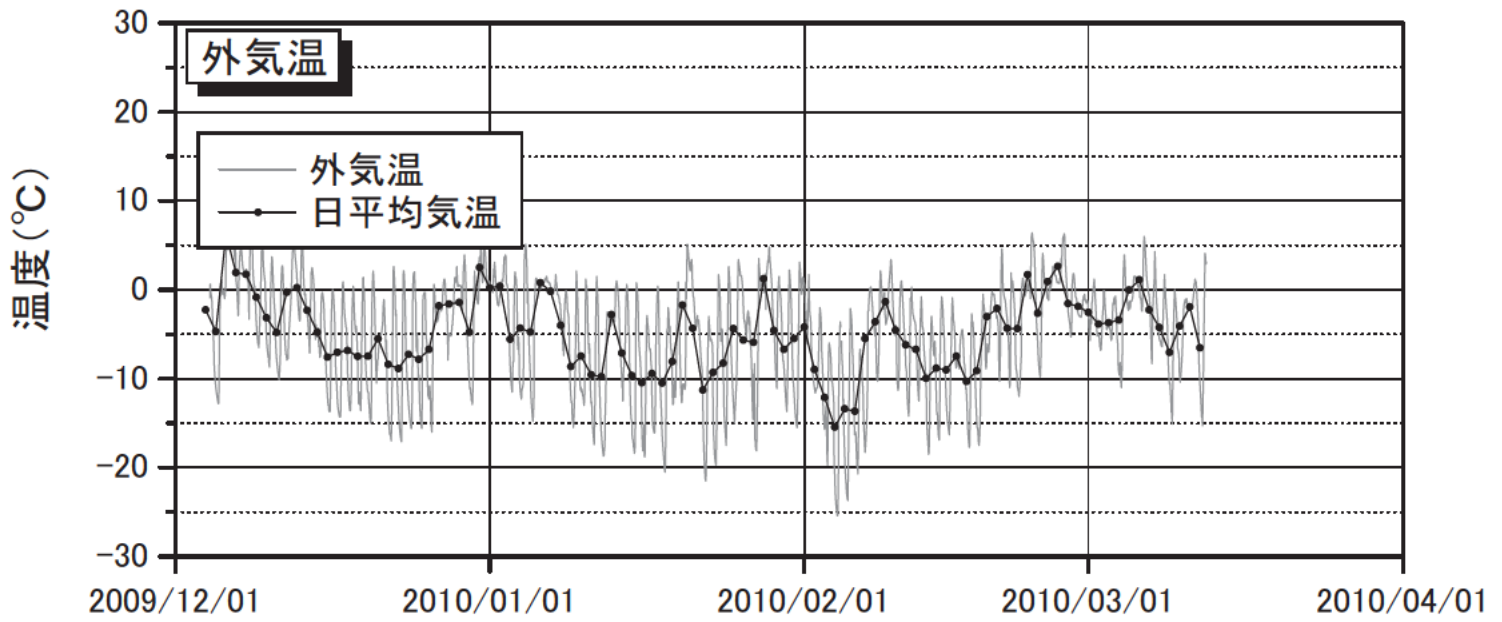


パターン④(ヒートソイル工法:ふけ上がり土無し, 作業量40m³/h)



パターン④(ヒートソイル工法:ふけ上がり土無し, 作業量40m³/h)





共同研究報告書
COOPERATIVE RESEARCH REPORT of P.W.R.I.
No.424 October 2011

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所
寒地土木研究所 寒地技術推進室
〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号 電話 011-590-4046