

11.1 泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：寒地地盤チーム、寒地機械技術チーム

研究担当者：西本聡、林宏親、橋本聖、梶取真一
牧野正敏、小宮山一重、五十嵐匡、
山崎貴志

【要旨】

北海道のような寒冷地には、極めて軟弱で特異な工学的性質を有する泥炭性軟弱地盤が広く分布している。本研究は、泥炭性軟弱地盤対策工のライフサイクルコストを含めた最適化を目指すものである。具体的には、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測手法を開発するとともに、新しい対策工法の設計法・施工管理法を提案する。そこで、現場沈下実態調査ならびに有限要素解析、解析に用いる土質パラメータの決定法に関して検討を行った。その結果、供用後の適切な残留沈下の設定がライフサイクルコストに大きな影響を与えることが定量的に示された。また、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効なことが明らかになるとともに、泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータの決定法を提案できた。さらに、中層混合処理工法、敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法の泥炭性軟弱地盤に対する改良効果の評価に関する検討を行った。以上の成果の普及を図るため、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」の改訂を行った。加えて、河川堤防を横断する樋門・樋管部の簡易な点検技術提案のため、空洞探査技術、変位計測技術の検討を行った。その結果、電磁波レーダー技術と堆砂除去装置を用いて、探査の障害となる函体内の堆砂除去と函体底板下の空洞探査を同時に行う手法を提案できた。また、従来、1次元で計測している函体の沈下や継手の開きを、トータルステーションと自走装置を用いて3次元で計測する、新たな変位計測技術を提案できた。

キーワード：泥炭性軟弱地盤、長期沈下、ライフサイクルコスト、軟弱地盤対策工、空洞探査、変位計測

1. はじめに

北海道のような寒冷地には、極めて軟弱な泥炭性軟弱地盤が広く分布している。泥炭は沖積粘土などの一般的な軟弱土とは異なる特殊な工学的性質を有しており¹⁾²⁾、長期的な沈下やすべり破壊などの問題が生じる。寒地土木研究所の既往研究により、泥炭性軟弱地盤の特殊性を考慮した沈下予測式や強度算定式が示され、実務に広く活用されてきている³⁾。

しかし、近年はより安全・安心かつ経済的な社会基盤整備が求められており、泥炭性軟弱地盤上の土木施設においても、効果的かつ効率的な対策工法の選定が従前以上に重要となってきた。この際、ライフサイクルコスト、すなわち初期建設コストと維持管理コストのバランスを踏まえた対策工法を選定する必要がある。また、新しい軟弱地盤対策工法の開発や既存技術の改善が進められているが、全ての工法が特異な工学的性質を有する泥炭性軟弱地盤に対して効果があるとは限らず、その適用性の検証が必要である。

以上の背景を受けて、本研究では、泥炭性軟弱地盤の対策工法や維持補修履歴を的確に反映できる長期沈下予測手法を開発するとともに、新工法・新技術の泥炭性軟弱地盤に対する適用性を明らかにし、泥炭性軟弱地盤における設計法・施工管理法を提案する。

2. 泥炭性軟弱地盤の長期沈下特性

泥炭性軟弱地盤の工学的な特徴のひとつである長期にわたる顕著な沈下現象が、土木施設の維持管理コストに大きな影響を与えることは明らかである。しかし、現行の設計法においては、供用後の許容残留沈下量などが経験的に設定されており、最適化に向けて検討の余地が残されている。

2.1 泥炭性軟弱地盤上に建設された高規格道路における沈下の実態調査

平成 18 年度、泥炭性軟弱地盤上に建設された高規格幹線道路である深川留萌自動車道・深川沼田道路の残留沈下および維持補修履歴の実態調査を行った³⁾。当該道

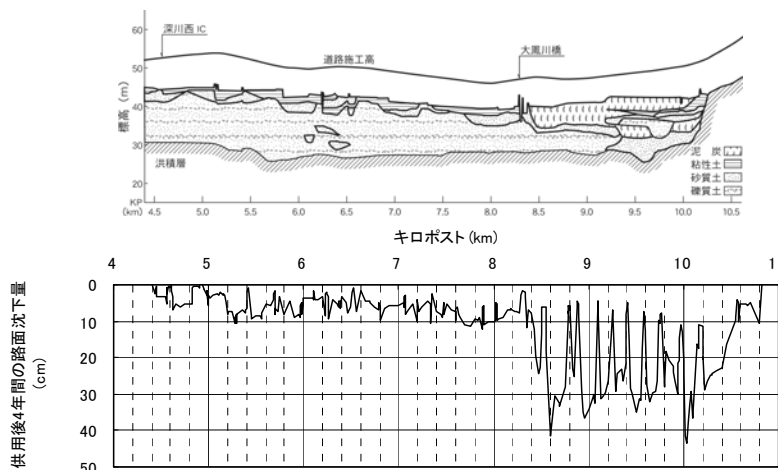


図1 当該地盤縦断と供用4年目の路面沈下

路は、平成10年7月に暫定2車線で供用された高規格幹線道路である。

当該道路では、供用後に橋梁ならびにボックスカルバートの前後で段差がみられ、供用3年目の平成12年から補修工事が行われている。しかし、実際に生じた沈下が予測よりも大きかったことから、通常の補修では対応することができず、供用5年目にあたる平成15年に大規模な補修工事が余儀なくされている。

2. 1. 1 地盤の概要と沈下の実態

図1に地盤の縦断図と平成14年度に実施された供用4年目における路面沈下の計測結果を示す。当該地盤は、大鳳川橋を境にして大きく分けることができる。深川西ICから大鳳川橋まで(KP4.6km~KP8.3km、延長3.7km)は主に粘土から構成される軟弱地盤であり、大鳳川橋から終点側(KP8.4km~KP10.6km:延長2.2km)には泥炭が厚く堆積している。道路の施工高は、全線において大きな変化はないが、路面沈下量には地盤構成の違いが明確に現れている。粘土地盤における路面沈下は数cmから最大で10cm程度に収まっているのに対し、泥炭地盤では40cmを超える沈下が計測された。両者の路面状況を写真1に示す。

2. 1. 2 小規模な補修工事

次に、平成12年から14年にかけて実施された小規模な補修工事について述べる。この間、構造物前後の段差解消を目的とした舗装の切削とオーバーレイ、所定の排水勾配が取れなくなり路面に雨水などがたまるようになったことを解消するための路面排水溝の切削ならびにボックスカルバート付近において発生した舗装のクラック補修などが残留沈下対応として行われた。

図2に補修件数を示す。供用4年目までに15cm~40cmの残留沈下が発生した大鳳川橋からNo.24ボックスカルバートまでの延長2.2km間では、深川西ICから



写真1 供用4年目の路面沈下 (上: 粘土地盤、下: 泥炭地盤)

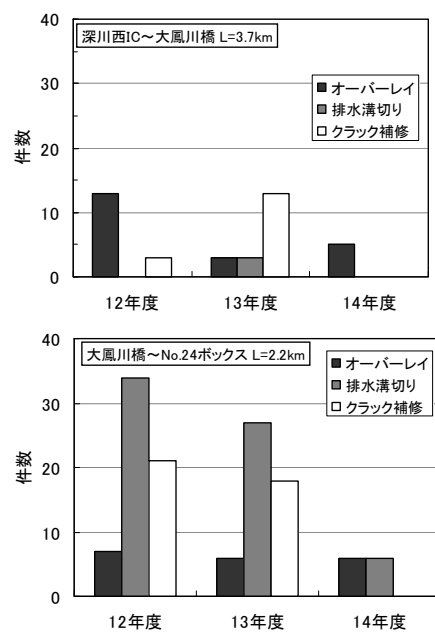


図2 小規模補修の件数

大鳳川橋間と比べ延長が短いにもかかわらず、12年度と13年度では3倍以上、14年度には2倍の補修件数となっている。

図3に上記の補修費用を示す。供用4年目までに15cm～40cmの残留沈下が発生した大鳳川橋からNo.24ボックス間では、3年間で1km当り720万円程度の補修費用であったのに対し、残留沈下が数cm～10cmであった区間では、その約10%の1km当り74万円の補修費用で済んでいる。泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル²⁾によれば高規格幹線道路の許容残留沈下量（供用後3年間の目標値）は、10～30cm程度となっているが、その最小値（10cm）と最大値（30cm）では、補修費に大きな差が出る事がわかる。

2. 1. 3 大規模な補修工事

ここでは、平成15年に実施された大規模補修工事について述べる。泥炭地盤区間では、予想以上に残留沈下が大きく、前述の小規模補修では対応ができなくなっていた。加えて、路面の縦断線形や防護柵の高さが規定値を満足しなくなる恐れが出てきた。そこで、路線全体の縦断線形の切り下げおよび舗装の打ち換えなどの大規模な補修工事が行われた。この大規模補修工事には、660百万円の費用と50日間の夜間通行止めを要した。また、この通行止めに伴い、一般国道233号への迂回となるが、移動時間の遅れによる損失額は約10百万円と試算された。

2. 2 有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測に用いる土質パラメータの決定法⁴⁾⁵⁾

沈下の実態調査により、泥炭性軟弱地盤上の土木施設の性能確保やライフサイクルコストの最小化において、維持補修履歴を考慮した長期沈下の予測および許容残留沈下量の設定が重要なことが改めて認識された。

供用後に段階的に発生する舗装オーバーレイ荷重ならびに泥炭の特徴である著しい二次圧密を表現するためには、粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効と考えられる。しかし、泥炭の特異な工学的性質を考慮した土質パラメータの決定法が確立していないため、実務での活用が妨げられている。そこで、泥炭の自然含水比や強熱減量などから、解析に用いる土質パラメータを決定する方法を検討した。

2. 2. 1 圧縮指数、膨張指数および限界状態の応力比

北海道内の泥炭地盤から採取した173個の不攪乱試料について、自然含水比 W_n と圧縮指数 C_c の関係を整理した（図4）。泥炭の C_c は W_n の増加に伴い直線的に増加しており、 $C_c = 0.01 W_n(\%)$ で近似できる。次に C_c と膨張指数 C_s の関係を図5に示す。 C_c の増加に伴い C_s が増加

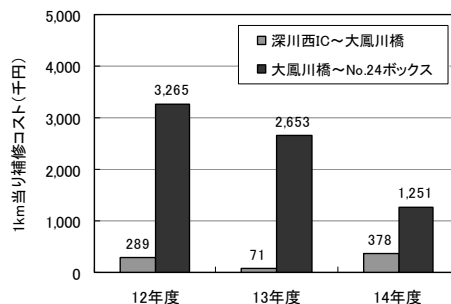


図3 小規模補修のコスト

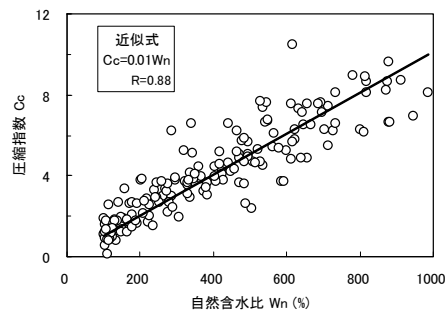


図4 泥炭の自然含水比と圧縮指数

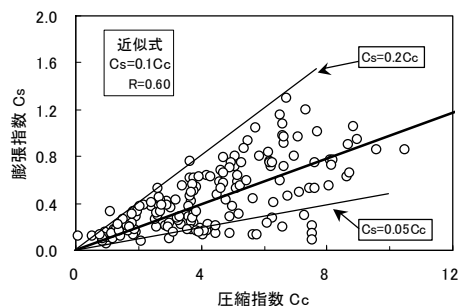


図5 泥炭の圧縮指数と膨張指数

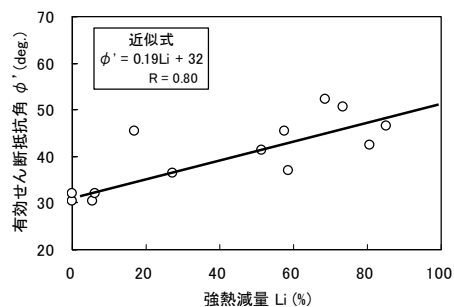


図6 強熱減量と有効せん断抵抗角

している。全試料の90%は $C_s = 0.05 \sim 0.2 C_c$ の範囲内にあるが、単純な荷重増加問題においては、この程度のばらつきはFEM結果に大きく影響を与えないことが確認できた。したがって、 $C_s = 0.1 C_c$ で近似して良いと判断できる。

限界状態の応力比 M は有効せん断抵抗角 ϕ' から、 $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ で決まる。北海道の泥炭地盤において、

泥炭、有機質粘土および粘土の不攪乱試料を採取し、等方圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。強熱減量 Li と ϕ の関係を図6に示す。粘土に比べ、有機質粘土および泥炭の ϕ は高い。泥炭では、 50° を超える ϕ があつた。また、 Li の増加すなわち有機物量が増えるに従い、 ϕ がほぼ直線的に増加し、その関係は $\phi = 0.19Li(\%) + 32$ で近似できる。

2. 2. 2 静止土圧係数⁶⁾⁷⁾

弾塑性モデルの場合、応力の増分が同じであっても、初期応力状態が違えば生じるひずみが異なる。したがって、初期の原位置応力を定義する静止土圧係数は、解析結果に大きな影響を与える。そこで、三軸圧縮試験と同じ箇所から採取した不攪乱試料の三軸 K_0 圧密試験を実施した。図7に $\sin\phi$ と正規圧密状態での静止土圧係数 K_{0NC} の関係を示す。泥炭や有機質粘土にも、Jaky の提案式 $K_{0NC}=1-\sin\phi$ が適用できることがわかる。次に、過圧密状態での静止土圧係数 K_{0OC} を $K_{0OC} = K_{0NC} OCR^m$ によって表現したときの定数 m と Li の関係を図8に示す。ここで、 OCR は過圧密比である。粘土と比較して泥炭の m は著しく大きく、応力履歴の影響を強く受けることがわかる。また、 Li の増加に伴って m が直線的に増加し、 $m=0.005Li(\%)+0.45$ で近似できる。

泥炭地盤の不均質性を考えると、連続的な情報が得られる原位置試験も有用である。図9にダイラトメータ試験から得たインデックス K_D と三軸 K_0 圧密試験結果を示す。岩崎⁸⁾と Marchetti⁹⁾ が粘土地盤などを対象に K_D と K_0 の関係式を提案しており、図中に併記した。泥炭や有機質粘土には既往式の適用性は低く、泥炭性軟弱地盤には $K_0 = 0.54 K_D^{0.13}$ を用いて推定するべきである。

2. 2. 3 透水係数¹⁰⁾

図10は北海道の泥炭地盤4箇所において実施した現場透水試験（ボーリング孔を利用した回復法）から得られた透水係数 k_f および段階載荷圧密試験（以下、圧密試験）から求めた透水係数 k_l を示している。 k_l は有効土被り圧に対応する値である。室内に対する現場透水係数の比 k_f/k_l は、粘土で3~7程度なのに対し、泥炭では5~30の範囲のものが大部分であり、平均的には10程度であった。木暮¹¹⁾は、泥炭地盤中の大きな植物遺骸や灌木類の周りが通水経路となりやすいことを指摘している。泥炭の圧密試験は供試体成形の関係上、大きな植物遺骸などを避けて実施せざるを得ない。したがって、圧密試験から得られた透水係数は、木暮の指摘した土層全体の透水性を評価しているとは考えにくい。

正規圧密領域の間隙比 e と透水係数 k は、 $k = k_0 \exp((e-a)/C_k)$ で関係づけられる。ここで、 k_0 は初期

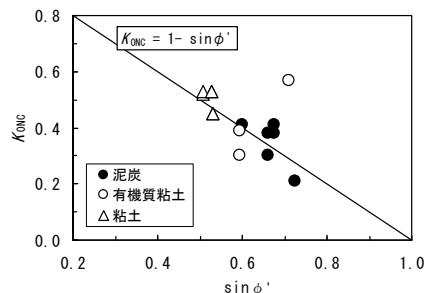


図7 $\sin\phi$ と K_{0NC}

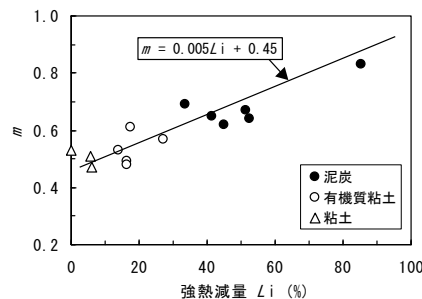


図8 強熱減量と m

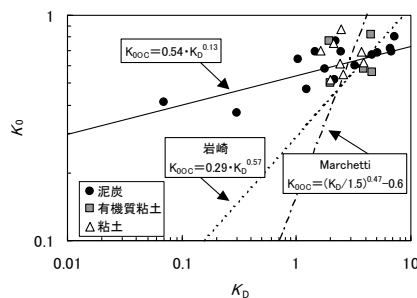


図9 K_D と K_0

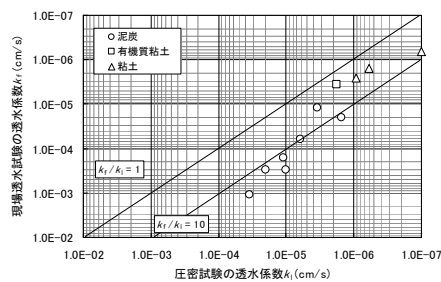


図10 室内透水係数と現場透水係数

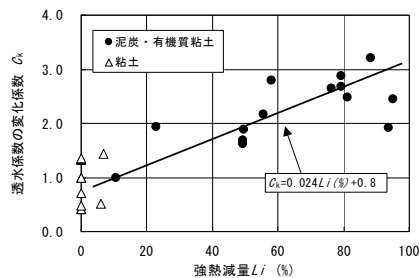


図11 強熱減量と透水係数の変化係数

透水係数、 α_0 は初期間隙比である。泥炭、有機質粘土および粘土の Li と圧密試験から得た C_c の関係を図 11 に示す。 Li の増加に比例して C_c が線形的に大きくなることからわかる。泥炭の透水係数は圧密圧力に強く依存し、有機物量が多いほど間隙比の減少に伴う透水係数の低下が線形に著しくなり、 $C_c=0.024Li(\%)+0.8$ で近似できる。

以上のことより、泥炭地盤の FEM 用透水係数については、土層全体の代表的な透水係数を与えられ現場透水試験から k_0 を求めた上で、圧密の進行に伴う透水係数の低下を圧密試験から得られる C_c をもって考慮することが望ましい。

2. 2. 4 パラメータの決定法

以上の結果を整理したものを図 12 に示す。このフローチャートを利用することによって、泥炭地盤の粘弾塑性 FEM に用いる土質パラメータのうち、二次圧密係数と体積ひずみ係数を除いたものを圧密非排水三軸圧縮試験や圧密試験などの力学試験から決定（精密法）、あるいは自然含水比や強熱減量など簡易な物理試験から推定（簡便法）することができる。

泥炭地盤は著しく不均質に堆積しているので、力学試験と併せて物理試験を数多く実施し、平均的な物理インデックスから推定される土質パラメータと力学試験から直接求めた土質パラメータの両者を勘案して、解析用パラメータを決定する方法が合理的である。

2. 3 粘弾塑性モデルの泥炭性軟弱地盤の長期沈下解析への適用性

ここでは、粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析結果と実測沈下の比較を行い、前節で述べた土質パラメータの決定手順および本解析法の有効性を検証する。

2. 3. 1 解析対象箇所の概要

札幌市近郊の地域高規格道路である道央圏連絡道路・美原バイパスを解析の対象とした。美原バイパスは泥炭性軟弱地盤上に建設されており、安定性の確保や残留沈下量の低減のために、プレロード（押え盛土併用 2ヶ年段階荷重）が施工されている（図 13）。当該道路は平成 17 年 3 月に供用が開始され、供用後も継続して沈下測定が行われている。

2. 3. 2 解析条件

解析ケースを表 1 に示す。まず、実測沈下と解析結果の比較を行い、構成モデルの選定およびパラメータの妥当性を検証した。長期沈下解析を行う場合、透水係数と二次圧密係数の決定が重要である。透水係数およびその他の弾塑性パラメータは前節で述べた方法を用いて土質試験結果から忠実に設定した。二次圧密係数は能登の方法¹²⁾を用い、初期体積ひずみ係数は適当な値を仮定した。

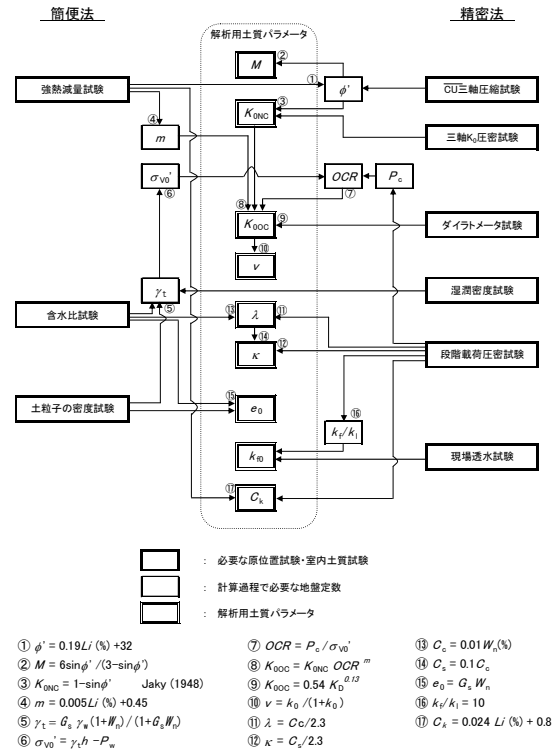


図 12 泥炭地盤の弾塑性FE 解析用土質パラメータの決定法

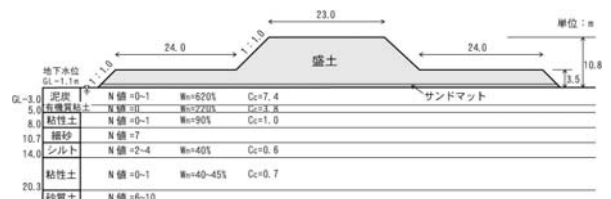


図 13 解析断面

表 1 解析ケース

ケース	解析条件			備考	
	オーバーレイ荷重	供用3年間の残留沈下	盛土放置日数 (盛土完成から供用開始まで)		
予備検討	なし	—	—	実測値との比較	
本検討	1	考慮	30cm	684日	現行マニュアル ¹⁾ の最大値
	2	考慮	20cm	1569日	
	3	考慮	10cm	2459日	現行マニュアル ¹⁾ の最小値

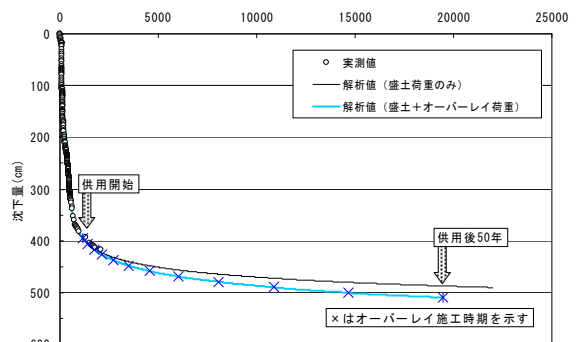


図 14 解析結果

粘土のパラメータは Iizuka and Ohta¹³⁾の方法に従って決定した。

次に、供用開始から3年間の残留沈下が異なる3ケースの解析を行った。この際、地盤条件などは一定とし、盛土放置期間を変えて所定の残留沈下量を設定した。沈下によって生じる段差の補修（オーバーレイ舗装）については、前節で述べた実態調査結果に基づき沈下が10cm になった時点でオーバーレイ舗装を繰り返し行うと仮定し、その舗装厚に相当する荷重を盛土天端全幅に等分布载荷した。なお、段差によって生じる交通荷重は、高盛土であることから考慮していない。

2. 3. 3 解析結果

図 14 に解析結果と実測沈下を示す。当該箇所では、厚さ 10.8m の盛土が施工されたが、供用開始時で約 4m の実測沈下であった。当該地盤の圧縮性の高さがわかる。なお、解析を行った時点で経過日数 2075 日（供用 684 日）までの実測値が得られているが、それと解析結果がほぼ一致しており、粘弾塑性モデルを用いた FEM によって、泥炭性軟弱地盤の長期沈下を表現できることがわかった。さらに、今回用いたパラメータの決定手順がほぼ妥当であることが明らかとなった。

さらに、解析結果によると供用後も沈下は継続し、供用開始から 50 年間の残留沈下は盛土荷重のみの場合で約 92cm、盛土荷重に加えてオーバーレイ荷重を考慮すると約 114cm にも及ぶと予測される。通常の沈下解析では、オーバーレイ荷重を考慮することは少ないが、今回の解析結果では盛土荷重のみの場合より 22cm 残留沈下量が多くなったことに注目したい。残留沈下は 10cm オーダー程度で議論されることを考えると、残留沈下の検討においてオーバーレイ荷重は重要な要素といえる。

2. 4 二次圧密を支配するパラメータ

泥炭性軟弱地盤に特徴的に見られる長期沈下現象を精度良く解析するためには、二次圧密を支配するパラメータである二次圧密係数と初期体積ひずみ速度の決定が重要である。しかしながら、泥炭に関してこれらのパラメータを決定する方法は、未だ確立していないのが現状である。したがって、泥炭の前節で述べた解析においては、これらのパラメータについて適当な値を仮定せざるを得なかった。本節では、この点について述べる。

2. 4. 1 二次圧密係数の感度分析

二次圧密を時間の常用対数 $\log t$ に対するひずみの傾きとして整理すると、二次圧密係数 $C_\alpha = (\Delta S/H) / \log t$ で表わすことができる。ここで、 ΔS は二次圧密による沈下量、 H は初期の泥炭厚である。能登¹²⁾は、泥炭の C_α を W_n と関連付けて、 $C_\alpha = 0.033 + 0.000043 W_n(\%)$ で近

似している。一方、Mesri & Godlewski¹³⁾は、泥炭の C_α に対する C_α の比が $C_\alpha/C_\alpha = 0.07 \pm 0.02$ だったと報告している。ここでは、この2つの式によって推定された二次圧密係数の違いが解析結果に与える影響について検討する。なお、二次圧密が顕著に発生したと推測される泥炭層および有機質粘土層の二次圧密係数のみを変化させている。

ところで、本研究で用いた粘弾塑性モデルでの二次圧密係数 α の定義は、等方応力下における体積ひずみの時

表2 感度分析（二次圧密係数）の条件

ケース	土層	二次圧密係数 α (自然対数)	初期体積ひずみ速度 v_0 (1/day)	備考
1	泥炭	0.028	2.21×10^{-5}	能登の式より推定
	有機質粘土	0.019	3.33×10^{-5}	
2	泥炭	0.014	1.11×10^{-5}	Mesri & Godlewskiの式の平均値より推定
	有機質粘土	0.018	3.12×10^{-5}	

表3 感度分析（初期体積ひずみ速度）の条件

ケース	初期体積ひずみ速度 v_0 (1/day)	備考
1	10^{-9}	泥炭層・有機質粘土層とも同じ値と仮定
2	10^{-7}	
3	10^{-5}	
4	10^{-3}	
5	10^{-2}	

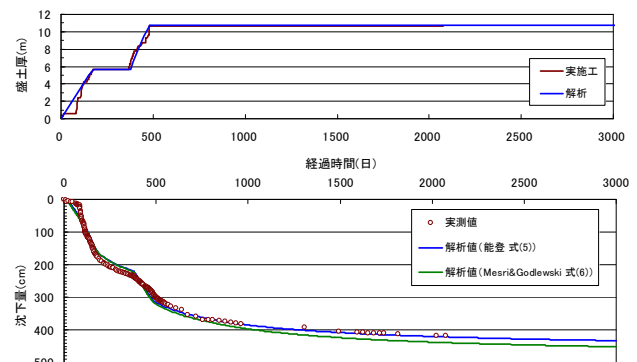


図 15 盛土中央での実測沈下と二次圧密係数を変化させた解析値

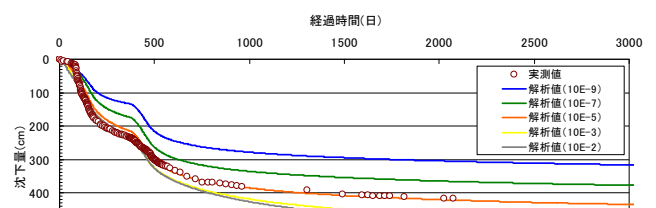


図 16 盛土中央での実測沈下と初期体積ひずみ速度を変化させた解析値

間の自然対数 $\Delta \ln t$ に対する直線勾配であり、一般的な二次圧密係数 C_α とは異なることに注意を要する。 C_α を α に変換すると $\alpha = 0.434 C_\alpha$ なる。解析に用いた泥炭層および有機質粘土層の α を表2に示す。

図15に盛土厚、盛土中央での実測地表面沈下ならびに二次圧密係数 α と初期体積ひずみ速度 v_0 を表2の通り変化させた場合の解析値の経時変化を示す。 v_0 は α の関数であることから、 α の変化に対応して値を変えている。能登の提案している式を用いて W_n から C_α を推定した上で、 α を推定した場合の解析値の方が実測沈下挙動と合致している。Mesri & Godlewskiの式によって推定した α の方が、能登の提案式を用いた場合よりも小さいのにもかかわらず、大きな沈下量が解析されているのは、 v_0 の影響と考えられる。

泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており、土層の代表的なパラメータを決定するためには、数多くの試験を実施する必要がある。そのため、簡単で安価な土質試験からパラメータを推定できることは利点である。以上のことから、泥炭地盤の場合、能登の提案式によって C_α を推定する方法が妥当と判断される。

2.4.2 初期体積ひずみ係数の感度分析

初期体積ひずみ速度 v_0 は、 $v_0 = \alpha / t_c$ で定義されるパラメータであり、対象地盤の堆積年代 t_c に大きく依存する。しかし、現時点では、地盤の堆積年代を正確に決定することは非常に困難である。本モデルを導入しているFEMプログラムのマニュアル¹⁵⁾によれば、 $v_0 = 10^{-5} \sim 10^{-8} (1/\text{day})$ 程度を推奨しているが、その根拠や適用土質などは示されていない。一方、Iizuka & Ohta¹³⁾は、 t_c を圧密試験から得られる圧密度90%時の時間 t_{90} とみなし、 $t_c = 0.848 H^2 / C_\alpha$ から求めることとしている。ここで、 H_c は土層の排水距離(cm)である。この方法は、室内試験結果に基づいて客観的に決定できる利点を持つが、粘土のために提案された方法であり、泥炭への適用性を確認する必要がある。

そこで、表3に示した通り、泥炭層および有機質粘土層の v_0 を変化させて解析結果に与える影響を検討した。なお、表3の v_0 は、各土層の圧密試験結果を使って $t_c = 0.848 H^2 / C_\alpha$ から求めた t_c と前述した能登の提案式によって W_n から推定した C_α を $\alpha = 0.434 C_\alpha$ に代入して算出している。

図16に盛土中央での実測地表面沈下と v_0 を表3の通り変化させた場合の解析値の経時変化を示す。 v_0 が大きくなるに伴い、顕著に解析沈下量が大きくなっており、 v_0 が沈下の解析結果に大きな影響を与えるパラメータであることがわかる。二次圧密沈下だけではなく、載荷後

初期に生じる一次圧密と考えられる沈下に対しても影響を与えている。ただし、沈下の速度にはあまり影響は与えないようである。

v_0 の持つ物理的な意味、特に t_c が年代効果に関連することを考えると、 v_0 の決定法に関しては、泥炭の堆積環境や応力履歴(過圧密比)などと関連づけて議論されるべきものと考えられる。しかし、実測沈下挙動と解析値が最も近かったケースの $v_0 = 10^{-5}$ は、圧密試験結果から算出した値(表3)とほぼ等しいことから、当面は泥炭の v_0 は圧密試験結果を使って $t_c = 0.848 H^2 / C_\alpha$ から求めた t_c と能登の提案式から推定した C_α を $\alpha = 0.434 C_\alpha$ に代入して算出して差し支えないと考えられる。

2.5 粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析のライフサイクルコストシミュレーションへの利用

ここまで述べてきた研究において、供用後の適切な残留沈下の設定がライフサイクルコストに大きな影響を与えることが定量的に示された。また、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効なことが明らかになるとともに、泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータの決定法が提案できた。そこで本節では、粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析を用いてライフサイクルコストシミュレーションを試みる。

具体的には、2.3節で述べた供用後3年間の許容残留沈下量を10cm~30cmの間で変化させた解析(表1)結果を基に、各ケースにおけるオーバーレイ補修の時期、回数およびそれに伴う維持コストを求めた。図17に各ケースのオーバーレイ補修の回数を示す。供用3年間の残留沈下30cmのケースでは、供用開始から10年間で6回の補修が必要となった。特に初期の4年間に於いては、毎年補修が必要な結果となった。一方、残留沈下10cmや20cmのケースでは、その半分以下の補修回数であった。2車線道路の場合、オーバーレイのような簡易な補修であっても、補修工事にあたって通行止めが必要とな

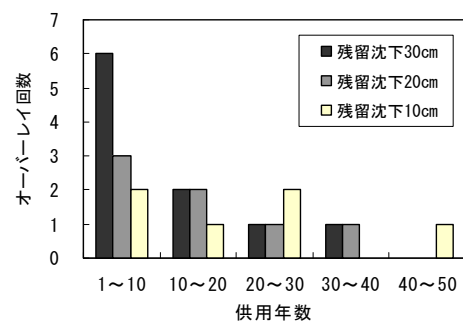


図17 オーバーレイ補修の回数

る。供用直後に通行止めを伴う補修を頻繁に行うことは、利用者や関係機関の理解を得難いと思われる。

美原バイパスには、ボックスカルバートが平均して170m 毎に設置されている。これらの前後で残留沈下による段差が生じると仮定して、残留沈下と50年間のオーバーレイ補修コストの関係を試算した(図18)。なお、補修コストの試算には、2.1節で述べた実際の補修コストを参考に条件を定めている。残留沈下30cmのケースと比較して、残留沈下20cmでは約72%、同10cmでは約59%の補修コストとなった。残留沈下量の設定が補修コストに大きな影響を与えることがわかる。

以上のコストシミュレーションは、あくまでである仮定条件下での試算ではあるが、このような手法を用いることで、供用後の残留沈下、その対策としてのオーバーレイ補修およびコストなどがシミュレーションできることから、より合理的な残留沈下量および補修時期などを決定するツールとして有用と考える。

2.6 泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測に関するまとめ

FEMによる泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測について、室内試験や現場計測データに基づき、長期沈下に関する土質パラメータを評価するとともに、粘弾塑性FEMの適用性を明らかにした。その結果、粘弾塑性FEMを用いた泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法を開発することができた。この方法は、維持補修(オーバーレイ)による荷重増を考慮できるなど、従来の方法と比べて、より精度の高い予測方法である。

3. 新しい対策工法の泥炭性軟弱地盤への適用

新しい泥炭性軟弱地盤対策工として、中層混合処理工法、敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果を検討した。

3.1 中層混合処理工法

3.1.1 概要と課題

トレンチャー式混合処理工法(以下、TMM:写真2)は、深度3~10mを対象とした中層改良工法であり、施工実績の豊富な深層混合処理工法(以下、DMM)と比較して経済的あるいは施工性が優れていることから、最近、急速に施工実績を伸ばしている。しかし、泥炭性軟弱地盤に対して適用された事例はほとんどなく、改良された地盤の強度特性ならびに室内配合試験の強度と現場強度の関係が明確でない。

平成18年度の研究において、TMMで改良された地盤の強度は、DMMの改良地盤と同程度のばらつきを有することなどが明らかになっている¹⁰⁾¹⁷⁾。それを踏まえ、平成19年度では、TMMで改良された地盤の強度特性

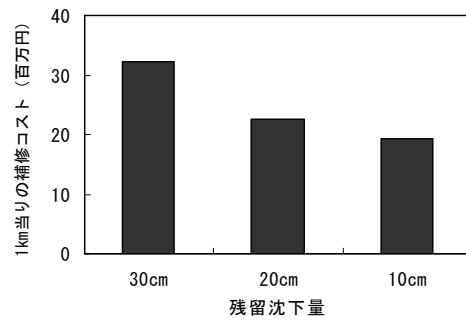


図18 美原バイパスにおける残留沈下と補修コストのシミュレーション結果



写真2 トレンチャー式混合処理工法

と強度管理手法について検討した。また、外気温により改良地盤の地表面が一部、強度不足になった事例が顕在化したことから、平成20年度では、冬期施工でも改良強度を確保できる対策工法として、(1)地盤改良上に覆土、(2)蒸気による高温養生の新技术(ヒートソイル工法)の適用性を把握するために、試験施工を実施した^{18),19)}。

3.1.2 一軸圧縮強さのばらつき

表4はTMMで施工した改良地盤から得られた強度特性を示している。改良地盤強度のばらつきは変動係数(C_v)で表され、9現場から得られたTMMの変動係数は $C_v=23\sim66\%$ の範囲にある。過去の研究では北海道内におけるDMM(スラリー系)の現場強度に対する変動係数は $C_v=20\sim50\%$ の範囲²⁰⁾との知見があり、現場で得たTMMの改良地盤強度は、DMM(スラリー系)と同程度かややばらつきを有している。したがって、その特性を考慮した強度確認方法を確立する必要がある。

3.1.3 強度管理手法の現状とその比較

TMMの品質管理は、以下のいずれかによって行われているのが現状である。

(1)所要の養生日数が経過し、固結した改良地盤に対してトリプルチューブコアサンプリングによる試料採取後、一軸圧縮試験で評価（以降、コアサンプリング法）

(2)施工直後の未固結地盤にモールドを深度方向に複数挿入して試料採取した後、室内にて養生し、一軸圧縮試験で評価（写真3：以降、モールド法）

(3)施工直後の未固結地盤の地表面のみを採取し、モールドに詰めて室内養生し、一軸圧縮試験で評価（以降、地表面スラリー法）

しかし、前項で述べた通り改良地盤のばらつきがDMM（スラリー系）相当以上であることなどを考慮すると、それぞれの方法で得られる一軸圧縮強さに差が生じると考えられる。

そこで、2つの現場（稚内A,B）において、3種類の方法でサンプリングを行い、それぞれの方法で得られた一軸圧縮強さ（モールド法と表面スラリー法は平均値、コアサンプリング法は平均値と代表値）を比較した（図19、20）²¹⁾。泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル¹⁾では、泥炭地盤は元々極めて不均一に堆積していることから、代表値（= 平均値-1/2・標準偏差）による管理方法を推奨している。この方法で管理すると、強度が正規分布に従う場合は全体の約70%が設計強度を満足することになる。仮に正規分布に従わない場合でも平均値からばらつきに応じた変数を減じることになるので、合理的な管理方法といえる。これらに基づいて、稚内A,Bのコアサンプリング法で採取された試料の強度を評価すると、現場Aの代表値は設計基準強度を満足しているが、現場Bの代表値が設計基準強度を大きく下回っており、所定の品質は確保されていないと判断される。

一方、地表面スラリー法の平均値は、稚内A,Bともにコアサンプリング法の平均値、代表値と大きな差が見られる。TMMで施工された改良強度のばらつきはDMMと同等程度であることを考慮すれば、地表面のみのサンプリングで改良地盤全体を評価することは合理的ではなく、この方法による品質管理は望ましくない。また、モールド法は、現場A、Bともに平均値が設計基準強度をクリアしているものの、現場Bはコアサンプリング法の平均値、代表値と比較して大きな隔たりが確認された。この要因として、モールドへの採取方法によって密度が異なるため、一軸圧縮強さに差が生じたと考えられる。したがって、モールド法単独の品質管理で行った場合、改良地盤が設計基準強度を満たしていないにも関わらず、所定の品質が確保されたと誤った判断を行う恐れがあるため、改良対象層によっては、モールド法単独ではなくコアサンプリング法と併用による品質管理を

表4 調査現場における改良地盤の強度特性

調査箇所	サンプル数	標準偏差	平均値	変動係数(%)	q_{ult} (kN/m ²)	地盤条件
千歳A	21	401	673	60	180	火山灰土
千歳B	17	923	1823	51	220	火山灰土
赤谷	30	129	559	23	200	泥炭性軟弱地盤
幌加内	64	519	1825	28	1000	粘性土
名寄	49	255	462	55	200	粘性土
幌延	51	368	981	38	100	泥炭性軟弱地盤
日高	43	866	2147	40	750	泥炭性軟弱地盤
稚内A	26	138	308	45	160	泥炭性軟弱地盤
稚内B	27	32	48	66	140	泥炭性軟弱地盤



写真3 モールド法

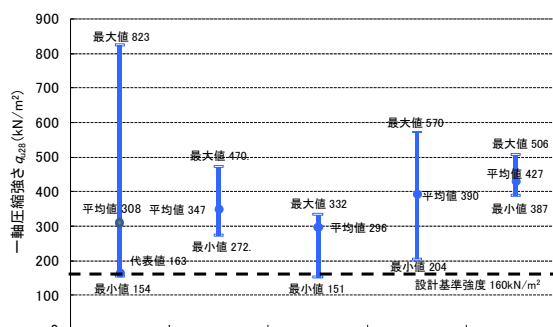


図19 3パターンの品質管理法の比較 (現場A)

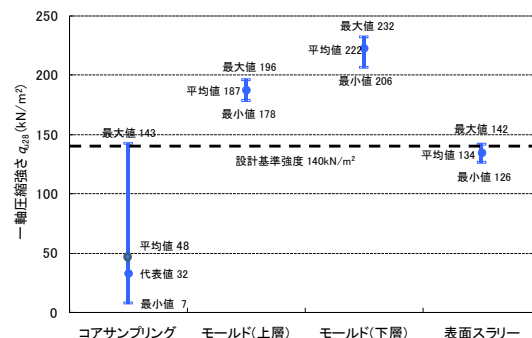


図20 3パターンの品質管理法の比較 (現場B)

施す方が望ましい。

3. 1. 4 低温条件下（冬期）での試験施工^{18),19)}

冬期にTMMによって施工した改良地盤の表層部（改良地盤表面～1m）において、一部、設計基準強度を下回る現場が顕在化した。この要因として、低温の外気温が改良地盤の強度発現に影響を与えたものと推測される。

そこで、この寒冷地特有の問題に対処するため、以下の2点に着目した低温対策による試験施工を実施して、地盤内の温度の経時変化、浅層部（GL-0.5m）の一軸圧縮強さを強度比（後述）で比較検討した。

- 1) 改良地盤上に異なる覆土厚や覆土材料により覆土
- 2) 蒸気とセメントスラリーを混合した新技術（ヒートソイル工法：後述）

試験施工の各パターンを図21に示す。試験施工は7パターンで構成されており、パターン(1)～(4)は覆土の有無（パターン(2)、(3)（覆土厚 $t=0.3m$ ：ふけ土、火山灰土）、パターン(4)（覆土厚 $t=0.6m$ ：火山灰土）、パターン(6)、(7)はヒートソイル工法による蒸気投入量（ $40m^3/h$ 、 $50m^3/h$ ）の違いである。なお、ヒートソイル工法（図22）とは、セメント系固化材などによる安定処理土の特徴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り、セメントスラリーに蒸気を合流させることで、寒冷地の冬期施工における強度発現の促進、固化材添加量の低減、を図れる可能性がある。

試験施工の結果、覆土厚や施工方法の違いによって改良地盤内の温度変化が異なることがわかった。覆土厚の違い（有無も含む）によるパターン（(1)～(4)）の改良地盤内温度を比較すると、地盤改良直後から覆土有が総じて高い傾向であった。また、覆土材料の違い（パターン(2)、(3)）を比較すると、『ふけ土』は『火山灰土』より温度が上昇して維持された。水和反応による発熱がある分、『ふけ土』は保温効果に優れると考えられる。一方、覆土厚の違い（パターン(3)、(4)）を比較すると、上昇温度はほぼ同じだが、覆土厚が厚い方が温度低下を抑制できた。また、ヒートソイル工法では、蒸気投入量の違い（パターン(6)、(7)）があるものの、通常施工と比較して深度に関わらず $10^{\circ}C$ 以上の温度を維持できた（図23、24）。

強度発現は、低温の影響を受けると推測される各パターンの表層部（GL-0.5mより浅い層）の一軸圧縮強さの平均値を強度比により評価した。なお、強度比 m は次式で定義される。

$$\text{強度比 } m = \frac{\text{各パターンの一軸圧縮強さ}}{\text{パターン(1) (覆土なし) の一軸圧縮強さ}$$

覆土厚の違い（パターン(1)、(3)、(4)）を比較すると、覆土厚が厚くなるに従い大きくなった。また、施工方法

の違い（パターン(3)、(6)、(7)）による強度比は、含水量が多くなったパターン(6)は強度比が小さいが、パターン(7)の強度比はパターン(1)の約5倍の強度比が得られた（図25）。

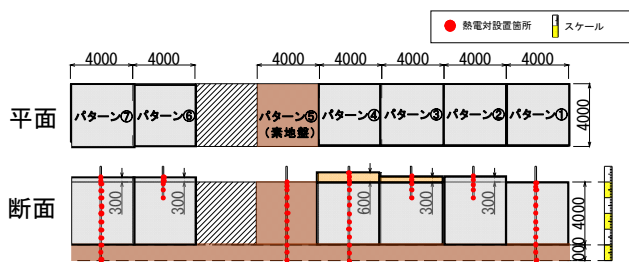


図21 試験施工の各パターン

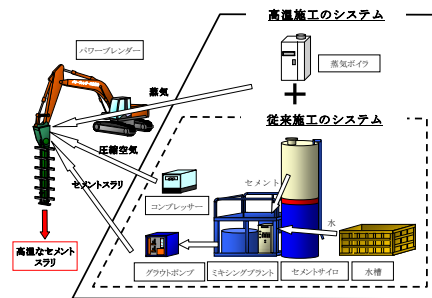


図22 ヒートソイル工法システム

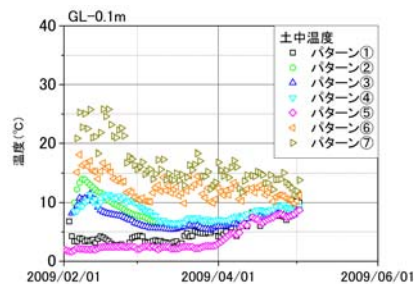


図23 GL-0.1mでの温度変化

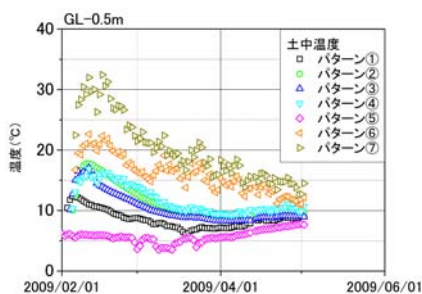


図24 GL-0.5mでの温度変化

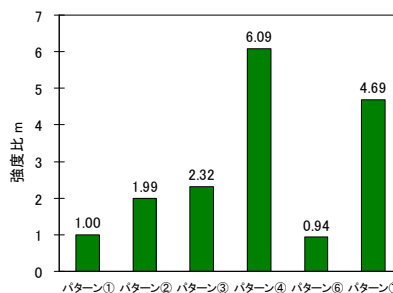


図25 各パターンの強度比

3. 1. 5 二次元熱伝導解析によるセメント改良地盤の低温域の予測^{20),21)}

試験施工で実施した改良地盤の温度分布を再現することを目的に、熱伝導解析 (TEMP/W) を実施した。熱伝導解析に用いたモデルは、流体の相変化に際に生じる潜熱の定式化を行っている。解析ステップは、初期条件として、任意の節点に地盤の温度を与え、地盤内の温度が定常状態になるまで解析を行う。その後、境界条件として、任意の節点に与えた地盤の温度に基づいて熱伝導解析を行う。任意の凍結指数での地盤の温度を出力でき、地盤内の温度状態を再現することができる。本解析に用いた支配方程式は文献に示す。

本解析で与えた地盤の熱物性値の一覧を表 5 に示す。改良地盤の熱伝導率 λ は実測値を用い、礫質粗砂の熱伝導率 λ は Kersten の実験式²²⁾を用いた。体積熱容量 c には伊福部による算定式²³⁾を用い、土の未凍結時の体積含水率 V_u と土の単位体積当たりの凍結潜熱 L は、乾燥密度 ρ_d (g/cm^3) と含水比 w (%) を用いて、次式から求めた。 $V_u = \rho_d \cdot w$, $L = 3.35 \cdot w \cdot \rho_d$

初期条件は図 26 に、境界条件は図 27 に示すように地盤の温度を与え、熱伝導解析を行った。

定常解析後の改良地盤の温度分布を図 26 に示す。定常解析は、セメント水和反応による発熱に伴い、改良地盤内の温度がある程度上昇しきった状態を再現したものである。寒冷地においては、地表面が常に寒気にさらされ、地表面から地盤内の温度は徐々に低下する。それをシミュレートしたものが、非定常解析の結果である。試験施工とほぼ同じ寒気 ($F=80^\circ\text{C}\cdot\text{days}$) を作用させた解析結果を図 27、28 に示す。図 27 より、改良地盤地表面から徐々に温度が低下し、改良地盤内に低温域が進行していることが確認できる。図 28 は、試験施工の実測値と熱伝導解析値の温度を改良地盤の深度方向に整理した。図 28 の \blacktriangle は、試験施工で得られた実測値を表しており、熱伝導解析によりほぼ再現することができた。

そこで、より寒さの厳しい施工条件を想定して、熱伝導解析によって凍結指数の大きさに応じた改良地盤の低温域の推定を行った。図 28 に $F=200, 400, 600^\circ\text{C}\cdot\text{days}$ の時の深度方向の温度分布を整理した。その結果、 $F=600^\circ\text{C}\cdot\text{days}$ のような厳しい気象条件では、低温域が

1m 以上にも達することが推定された。このような条件下での施工では、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となることを示している。

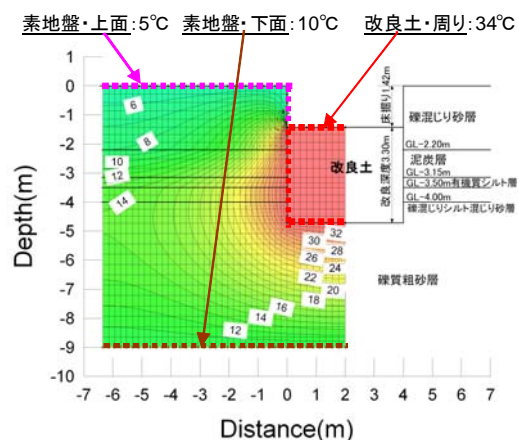


図 26 定常解析の結果と初期条件

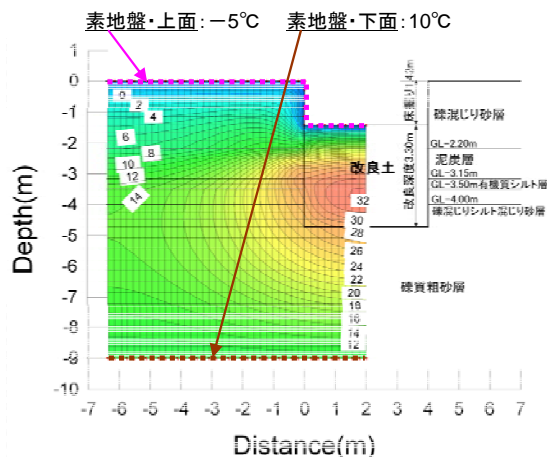


図 27 解析結果 ($F=80^\circ\text{C}\cdot\text{days}$) と境界条件

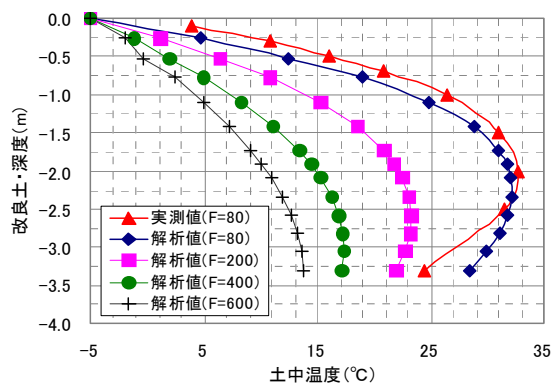


図 28 凍結指数ごとの温度分布予測

表 5 セメント改良地盤と素地盤の各材料の熱物性値

		湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率	凍結潜熱	体積熱容量	体積含水率
		ρ_t (g/cm^3)	w (%)	ρ_d (g/cm^3)	λ ($\text{J}/\text{sec}\cdot\text{m}\cdot^\circ\text{C}$)	L (J/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	1.70×10^{-8}	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	9.55×10^{-8}	1.88×10^{-6}	-

3. 2 敷き金網併用プラスチックドレーン工法

3. 2. 1 概要と課題

当研究所が実施した既往の研究²⁴⁾によって、泥炭性軟弱地盤においてもドレーンの施工間隔を90cm以下にすることでプラスチックドレーン(PD)工法の圧密促進効果が期待できることがわかっている。しかし、高盛土箇所に適用するには、PD工法のみでは限界があると考えられる。そこで、盛土補強材(ひし形金網敷設)を併用する(図29)ことで高盛土箇所へのPD工法の適用を図る目的で、道央圏連絡道路の美原道路において、敷き金網併用PD区間と無対策区間を比較する試験施工を実施した²⁵⁾。

3. 2. 2 安定性と敷き金網の張力

松尾・川村の方法による安定管理結果を図30に示す。無対策区間では、軌跡が $P_j/P_f=0.8$ を超えたあたりから軌跡が右に向かい始め、盛土厚5.9mの時点で $P_j/P_f=0.9$ に近づいたため、地盤破壊の予兆と判断し盛土施工を中止した。PD区間では、そのような地盤の不安定化を示す挙動はなく、安定性向上の効果が確認されたが、無対策との比較のため同じく盛土施工を中止し、100日程度の放置期間の後、二次盛土施工を行った。二次盛土中も不安定化を示す挙動はなく、所定の盛土が完成できた。

敷き金網に作用した張力の時刻歴を図31に示す。盛土厚の増加に伴って張力が増加しており、せん断抵抗の増加に寄与したことがわかる。しかし、一次盛土施工開始直後に限ってみると、ほとんど張力が発生していないのがわかる。敷き金網材料のひし形金網には、網目同士の接点に遊びがある。そのため、地盤がある程度沈下し、網目の接点が緊張してから、敷き金網全体の張力が発揮すると考えられる。

3. 2. 3 沈下挙動とその予測

PD工法区間での泥炭層の実測沈下と解析沈下を図32に示す。ここで、水平圧密係数 C_h は、無対策区間において逆算された C_v が圧密試験から得られた9倍であったことから、鉛直圧密係数($C_v=30\text{cm}^2/\text{d}$)の9倍($C_h=270\text{cm}^2/\text{d}$)とした。ウェルレジスタンスを考慮した解析値と実測値が良く合致した。実設計にこの方法を使用する場合、能登の方法¹²⁾で解析される沈下曲線とフィッティングすることで、 C_h の設定が可能である。

3. 2. 4 サーチャージによる長期沈下の抑制

深沢ら²⁶⁾は、サーチャージ盛土の除荷により過圧密となった泥炭地盤の二次圧密係数が、除荷前のそれよりも小さくなることを明らかにしている。ただし、泥炭地盤は極めてせん断強度の弱い地盤であり、高規格道路のような高盛土では、安定性の問題から深沢らの提案を実施

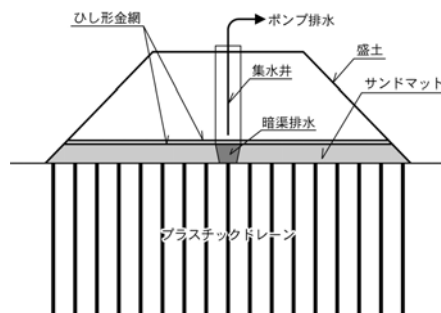


図29 敷き金網併用PD工法の概念図

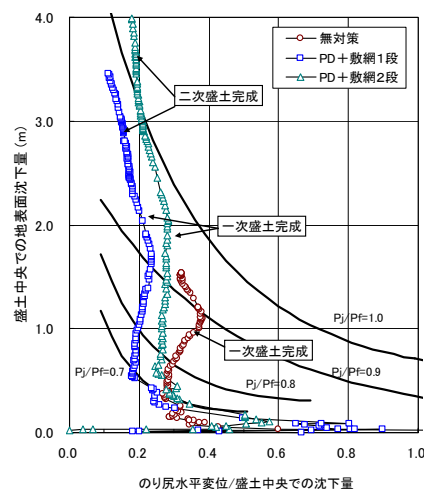


図30 松尾・川村の安定管理図

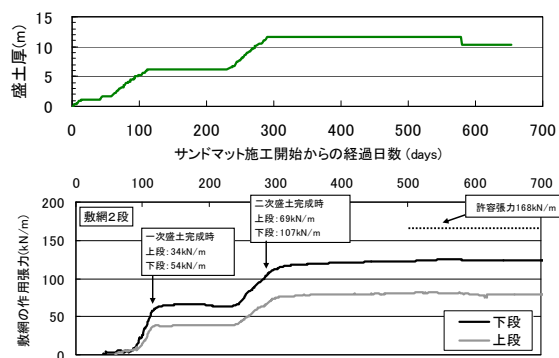


図31 敷き金網の張力の経時変化

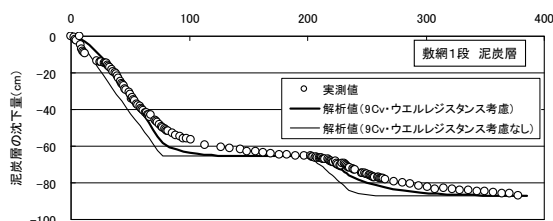


図32 PD区間における泥炭層の実測と解析沈下

することが困難であった。しかし、先に述べたように、敷網併用 PD 工法することで、安定性が改善されることがわかったことから、高盛土においてもサーチャージ盛土による二次圧密の低減対策が現実的となる可能性が出てきた。敷網併用 PD 工法の長所を積極的に活用して、泥炭地盤の残留沈下を低減する方法といえる。

図 33 にサーチャージありとサーチャージなしのケースの盛土中央における地表面沈下量の経時変化を示す。サーチャージありのケースでは、なしのケースよりも 1.2m 高いサーチャージ盛土を施工しており、その完成後 290 日目で 1.2m 分の盛土撤去を行って最終的な盛土厚を同じにしている。いずれのケースにおいても、経過日数 500 日程度以降に時間の対数に二次圧密現象と考えられる直線的な沈下が生じていることがわかる。しかし、その傾きである二次圧密速度 $\beta(\text{cm}/\log t) = \Delta S / \log(t/t_0)$ は異なっている。ここで、 ΔS は時間 t_0 から t_1 までの二次圧密沈下量 (cm)、 t_0 は盛土開始から二次圧密算定開始日 (days)、 t_1 は盛土開始から二次圧密算定終了日 (days) である。サーチャージなしでは $\beta=118 (\text{cm}/\log t)$ であったのに対し、サーチャージありではその約 1/2 の $\beta=61(\text{cm}/\log t)$ であり、顕著な二次圧密抑制効果が認められる。残留沈下の制限が厳しい現場に対しては、サーチャージ盛土と敷網併用 PD 工法の組み合わせが有効な方法のひとつと考えられる。

3.3 キャップ付き真空ドレーン工法

3.3.1 概要と課題

最近、施工実績が増えてきている軟弱地盤対策工法のひとつである真空圧密工法は、対象地盤の地表面を気密シートで覆う方法 (以下、気密シート式真空圧密工法) と鉛直ドレーン材と排水ホースをキャップで連結し、気密シートを用いない方法 (以下、キャップ付き真空ドレーン工法と呼ぶ: 図 34) に大別できる。当研究所が実施した既往の研究^{27), 28), 29)}によって、特異な工学的性質を持つ泥炭性軟弱地盤に対する気密シート式真空圧密工法の改良効果が明らかになっており、泥炭性軟弱地盤における設計・施工管理手法も提案されている。しかし、後発のキャップ付き真空ドレーン工法については、泥炭性軟弱地盤への適用性などが十分に確認されていない。特に、キャップ付き真空ドレーン工法の特徴である負圧シール層の適切な設定法については不明確な現状である。そこで、泥炭性軟弱地盤におけるキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果とその定量的な評価を検討するための試験施工を実施した³⁰⁾。

3.3.2 作用負圧

盛土載荷直前の負の過剰間隙水圧および真空ポンプ停

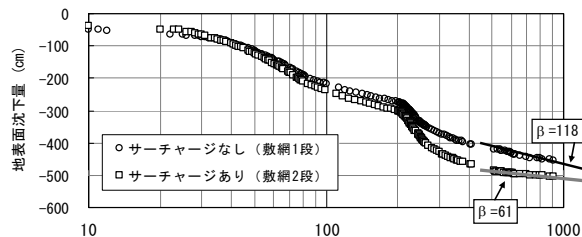


図 33 サーチャージの有無と長期沈下

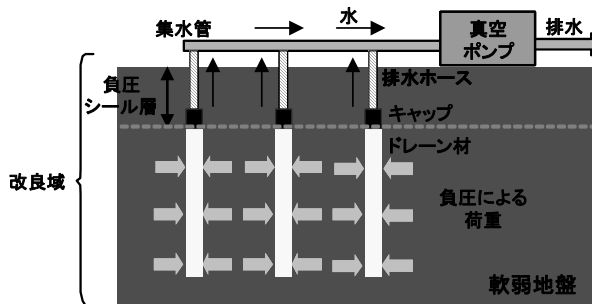


図 34 キャップ付き真空ドレーン工法の概念図

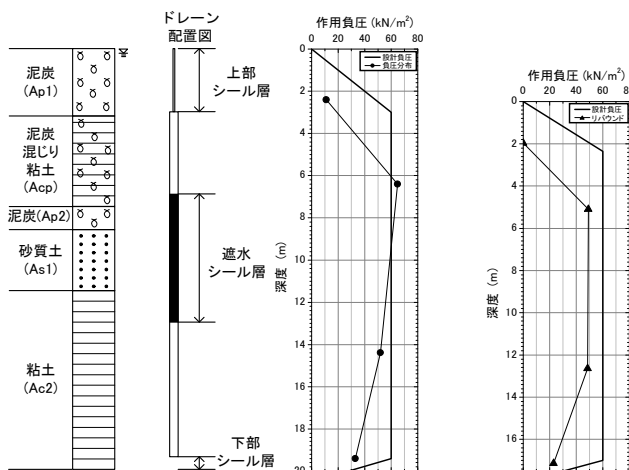


図 35 負圧の深度分布

(左: 盛土載荷直前、右: 真空ポンプ停止直前)

止後の過剰間隙水圧の上昇量から求めた負圧の深度分布を図 35 に示す。図中には、設計負圧も併記した。気密シート式真空圧密工法の試験施工では、中間砂質土層以深において、負圧の低下が確認されており²⁷⁾、中間砂質土層以深の設計負圧を半減する必要がある指摘されている²⁹⁾。しかし、本試験施工では、そのような挙動は確認されなかった。中間砂質土層部分の鉛直ドレーン材に遮水シールを施した効果と考えられる。

一方、負圧シール層とした泥炭層では、ほとんど負圧が得られていない。本試験施工では、泥炭層の負圧シ

ル効果が不明確だったため、安全側の判断として通常より厚いシール層厚とした。その結果、前述した通り負圧シール層としての気密保持効果を満足し、鉛直ドレーン先端においても設計負圧が確保されたが、泥炭層のほとんどに鉛直ドレーン材が設置されないことになり、泥炭層には設計負圧と比べ非常に小さな負圧しか作用しなかった。現行の負圧シール層の設計では、シール層内の負圧分布を図 36 のようにシール層下端からシール層上端に向かい直線的に減少すると仮定している³¹⁾。しかし、泥炭のように初期の透水性が高い土質の場合、シール層内の負圧は設計値(図 36)よりも相当小さくなるのがわかった。泥炭性軟弱地盤において真空盛土併用方式のキャップ付き真空ドレーン工法を採用する場合、安定性や残留沈下の面で不利になる恐れがあることから、負圧シール層の最適化は重要な検討課題である。

3. 3. 3 圧密による地盤の強度増加

ここでは、圧密による地盤強度の増加を検討する。図 37 に施工前および真空ポンプ停止後の地盤の一軸圧縮強さとオランダ式二重管コーン貫入抵抗値を示す。いずれの土層においても、ポンプ停止後の強度は、施工前と比較して増加が確認できる。しかし、泥炭混じり粘土層と比べ、泥炭層の強度増加が小さいことがわかる。一般に泥炭の方が強度増加率が大きいと考えられるが、泥炭層には負圧がほとんど作用しなかったことに加え、圧密変形よりもせん断変形が卓越したことが要因と推測される。

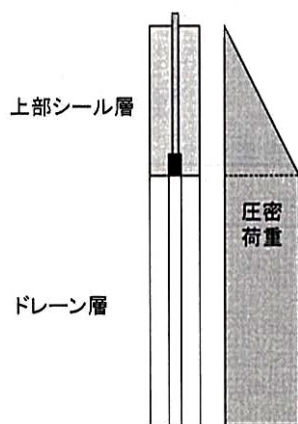


図 36 負圧シール層内の負圧分布の仮定²⁹⁾

3. 3. 4 真空圧除荷による長期沈下の抑制

ここでは、真空圧密工法による泥炭性軟弱地盤の二次圧密低減効果を検討する。3. 2. 4 サーチャージによる長期沈下の抑制で述べた通り、サーチャージ効果によ

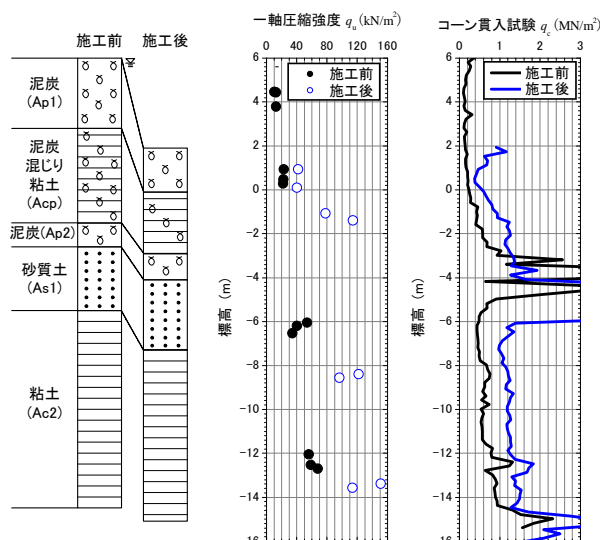


図 37 盛土中央における圧密による地盤強度の変化

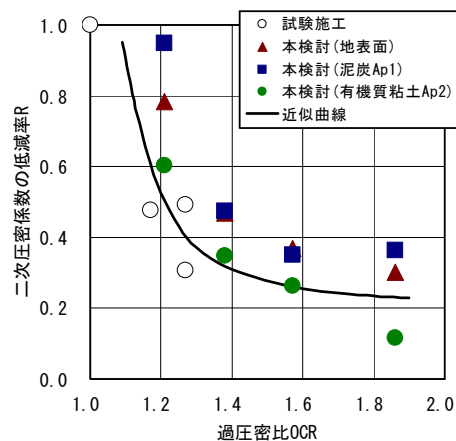


図 38 OCR と二次圧密係数の低減率

って泥炭性軟弱地盤の二次圧密を低減できることがわかった。真空圧密工法においても、真空ポンプを停止することが地盤に作用した真空圧を除荷することになり、同様なサーチャージ効果が期待できると考えられる³²⁾。この効果を定量的に評価するために、粘弾塑性モデルを用いた土-水連成 FEM 解析を実施した³³⁾。なお、真空圧の除荷による地盤の過圧密化の程度を過圧密比 $OCR = (P_0 + P_E - P_v) / (P_0 + P_E)$ で表すこととした。ここで、 P_0 は初期有効土被り圧(kN/m²)、 P_E は盛土による増加応力(kN/m²)、 P_v は真空圧(-60 kN/m²)である。

無処理地盤の解析も土質パラメータを変えずに実施した上で、泥炭層 (Ap1)、有機質粘土層 (Ap2) および地表面沈下の二次圧密係数 C_{ai} の低減率 $R = C_{ai} / C_{a0}$ で求めて、OCR との関係を整理したのが図 38 である。図中には、試験施工の結果³²⁾も併記した。ここで、 C_{ai} は真空

圧密ケースでの C_{α} 、 $C_{\alpha 0}$ は無処理（正規圧密状態）ケースでの C_{α} である。 OCR の増加に従って C_{α} が $OCR=1.3$ の付近で最大曲率を持つ双曲線的に低下し、 $OCR=1.3$ で正規圧密状態における C_{α} の30~40%程度になることがわかった。この OCR と R の関係を利用することで、真空圧密で改良された泥炭地盤の二次圧密量が推定可能である。

3.4 新しい対策工法の泥炭性軟弱地盤への適用に関するまとめ

以上の結果をとりまとめて、中層混合処理工法、敷き金網併用プラスチックドレーンおよび真空圧密工法など新しい泥炭性軟弱地盤対策工の合理的な設計法・施工管理法を提案することができた。このことによって、ライフサイクルコストの最小化に向けて、より合理的な対策工の選定が可能となったと考えている。

4. 「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」の改訂

3章および4章において述べた研究成果の普及を図るため、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」³⁴⁾を改訂し、一般への公開を行った（写真4）。

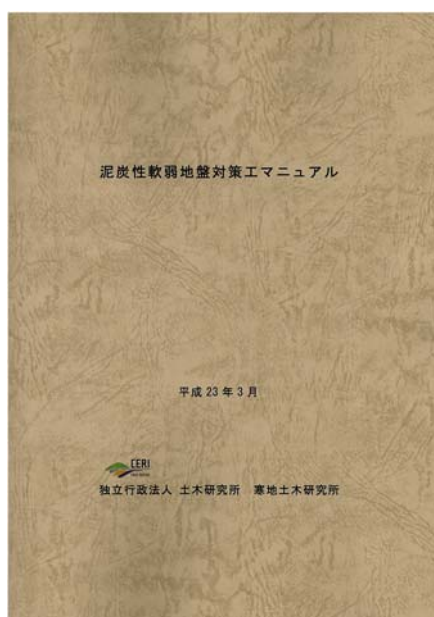


写真4 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル

本マニュアルは、現場技術者が泥炭性軟弱地盤上に道路などを建設・維持管理する際に必要となる標準的な調査・設計・施工の考え方をとりまとめたものであり、以下のような構成となっている。

- 第1章：総説
- 第2章：調査
- 第3章：泥炭性軟弱地盤の検討
- 第4章：対策工の検討
- 第5章：対策工の設計
- 第6章：施工と施工管理
- 第7章：維持管理
- 巻末：事例集

なお、本マニュアルは、国土交通省北海道開発局の道路設計要領において、準拠すべき指針類のひとつとして採用されている。

5. 泥炭性軟弱地盤における河川構造部点検技術

長期沈下が発生する泥炭性軟弱地盤の河川堤防を横断する樋門・樋管部周辺には、空洞や函体の沈下・継手部の変位が生じることが問題となっている。

樋門・樋管の点検は、構造物周辺堤防点検システムフローチャート³⁵⁾（図39）に基づき、外観観察、函内観察、連通試験が行われている。

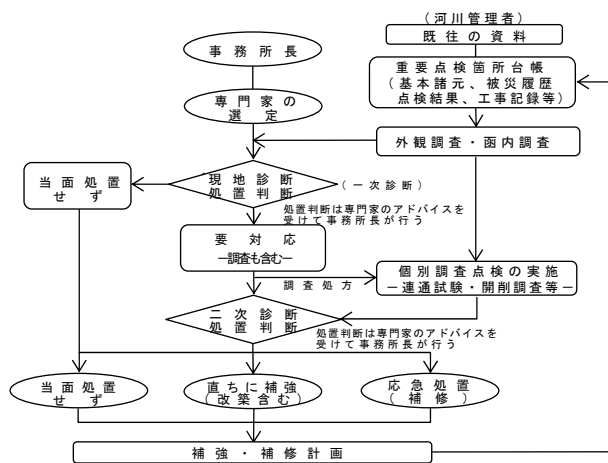


図39 構造物周辺堤防点検システムフローチャート

函内観察は、樋門内部から構造物の全体及び壁面個々の部位の変状状況を人力で観察しているが、狭い樋門・樋管の函体内では、腰を屈めながら作業しなければならず、苦渋性を伴う問題がある。

苦渋性を伴う、函体の高さ・口径が0.6~1.5mの小規模な樋門・樋管は、現在、北海道開発局が管理している樋門・樋管1,480箇所³⁶⁾のうち、約800箇所（54.1%）と半数以上を占めている（図40）。

また、連通試験は函体底版を削孔して注水し、水みちを確認するため、多くの費用と時間を要している。

上記の諸問題に対応できる、樋門・樋管部の簡易な点検技術提案のため、空洞探査技術及び変位計測技術について検討を行った。

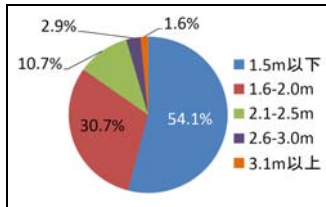


図40 樋門函体高さ、樋管口径別割合

5.1 機械の選定

小規模な樋門・樋管が半数以上を占めることから、小型機械をベースとして、用途に応じて様々な機器と組み合わせることで各種作業に対応できる機器構成とした。

ベース機械について検討を行い、防水性を有し、無線通信で遠隔操作が可能な小型クローラ式自走装置(以下、自走装置という)を選定した。(写真5)



写真5 小型クローラ式自走装置

5.2 樋門・樋管函体底版下の空洞探査技術

従来、樋門・樋管函体底版下の空洞探査で行われていた連通試験は、底版及び底版周辺を数箇所削孔し、そこに注水管を設置して水を注入し、水の変動状況から空洞状況や水みちの連続性などを確認する手法である。また、底版削孔前の鉄筋探査や、連通試験後には削孔箇所を復旧する作業が必要であり、一連の工程を終えるのに日数を要する。

本研究では空洞探査を効率的に行うため、新技術・新工法の活用も視野に入れ、函体底版下の空洞探査に適応する技術の資料収集・検討を行い、水中部でも非破壊で空洞を探査することができる、電磁波レーダーを用いた探査技術について、検証を行った。

電磁波レーダーとは、発信した電磁波が電気的性質の異なる物質の境界面で反射されてくる反射波を計測することにより、距離、物質を推定するものである。

5.2.1 電磁波レーダーの選定

樋門底版下の空洞を探査するのに必要な、次の条件を満たした電磁波レーダー技術を用いることとした。

- (1)鉄筋コンクリート(厚さ50cm、配筋間隔125mm)を介した探査が可能であること。
- (2)防水性能を有していること。
- (3)樋門、樋管管内作業に対応できること。

なお、電磁波は水や含水比の高い土では減衰が大きく、解析データの質が低下する。また、探査表面に凹凸があると電磁波発射部の接地が不十分となり、電磁波エネルギーが探査対象まで伝達されず、確実な解析が出来なくなる。

このことから、電磁波発射部と底版の間の堆砂は極力、除去する必要がある。

5.2.2 空洞探査機器構成

前述より、空洞探査時には堆砂を除去する必要があることから、自走装置に堆砂除去装置を装備し、堆砂を除去する方法とした。また、堆砂除去を行う時に自走装置の走行を補助するアシストウインチ、堆砂厚を計測する堆砂厚計測装置を組み合わせた。空洞探査における機器構成を表6に、写真を6、7に示す。

表6 空洞探査時の機器構成

名称	役割
アシストウインチ	函体の外に設置し、堆砂除去装置を装備した自走装置の走行を補助する
堆砂除去装置	自走装置に装備し、堆砂を除去する
自走装置	各装置と組み合わせ、函体内を走行する
空洞探査装置	函体底版下の空洞を探査する地中探査用電磁波レーダー
堆砂厚計測装置	空洞探査時の堆砂厚を計測する装置



写真6 堆砂除去装置(左側)・空洞探査装置(右側)



写真7 堆砂厚計測装置(左側)・アシストウインチ(右側)

11.1 泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究



写真9 堆砂除去試験状況 (左側：除去中、右側：除去後)



写真10 実樋門試験状況

表10 堆砂除去試験結果

試験No.	堆砂材料 (含水比)	堆砂厚 (cm)		最大堆砂 除去幅 (cm)
		調査前	調査後	
1	砂 (13.8%)	0	0	-
2		4	0	33
3		5	0.5	30
4		6	0.3	30
5		7	0.3	30
6		7	0.3	30
7	シルト (20.7%)	3	0	30
8		3	0	30
9	シルト (23.6%)	3	0	30
10		3	0	30
11	水混ぜシルト (35.1%)	3	0	30
12		3	0	30
13	水混ぜ砂 (35.3%)	3	0	30
14		3	0	30

表12 実樋門試験結果

樋門名	香口からの 距離 (m)	水深 (mm)	調査前			調査後		湧出力 (kg)
			堆砂厚 (mm)			堆砂除去装置あり		
			中央 (CL)	左側 (L1)	右側 (R1)	堆砂厚 (mm)	除去幅 (右R1)	
月寒1号樋門	0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	76.3kg	
	5	45.0	5.0	20.0	0.0	330.0		
	10	45.0	3.0	15.0	3.0	320.0		
	15	45.0	5.0	15.0	0.0	300.0		
	20	45.0	5.0	15.0	0.0	350.0		
	25	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	30	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	35	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	40	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	44.1	29.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
五線橋上流樋門	0	120.0	0.0	10.0	0.0	190.0	58.0kg	
	5	110.0	10.0	10.0	0.0	240.0		
	10	140.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	15	140.0	5.0	10.0	0.0	380.0		
	20	140.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	25	130.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	30	120.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	35	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	40	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	44.1	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
中樹林排水機場樋門	0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.8kg	
	5	25.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	10	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	15	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	20	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	25	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	30	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	35	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	40	25.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	45	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
50	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
54.95	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0			

真9に、堆砂除去試験結果を表10に示す。試験結果から除去後の堆砂厚は、砂・堆砂厚7cmの場合で0.3cm、シルト、水混ぜシルト及び水混ぜ砂の場合で0cmであり、除去幅はいずれも空洞探査装置 (W=30cm) が通過可能な30cmを確保した。

堆砂厚計測については、検尺による計測値と堆砂厚計測装置による計測値の差の平均は2.1mmであった。

空洞探査において、堆砂厚5mmの有無が空洞検出に大きな影響を及ぼすことから、堆砂厚計測は重要である。

試験結果から、堆砂厚計測装置の計測誤差は適用可能であることを確認した。

5.4 実樋門空洞探査試験

本空洞探査手法の現場適用性の検証を、実樋門3箇所 (表11) で実施した。検証項目は、堆砂除去能力、牽引力、空洞検出能力及び堆砂厚計測とした。また、中樹林排水機場樋門は改築に伴う撤去が予定されていたことから、空洞探査試験後に底版を5m間隔で10箇所削孔し、空洞の有無と厚さを調査した。空洞探査の試験状況を写真10に、試験結果を表12に、中樹林排水機場のレーダー探査結果を図42に、削孔による空洞調査結果を表13に示す。

表11 試験を実施した樋門

管理事務所名	樋門名	断面形状	空洞探査反応
札幌河川事務所	月寒1号樋門	1.2×1.2×33.0m~1連	無
江別河川事務所	五線橋上流樋門	1.2×1.5×44.0m~1連	無
	中樹林排水機場樋門	1.2×1.2×55.0m~1連	有

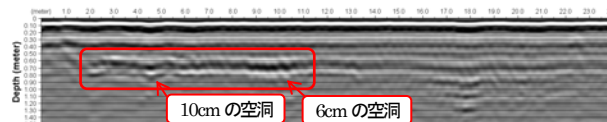


図42 空洞探査結果 (中樹林排水機場)

表13 削孔による空洞調査結果 (中樹林排水機場)

香口からの 距離 (m)	Co厚 (cm)	空洞位置			備考
		上端深度 (cm)	下端深度 (cm)	空洞厚 (cm)	
5	59.0	59.0	89.0	10.0	
10	58.0	58.0	82.0	8.0	
15	55.0	55.0	57.0	2.0	コンクリート内部に1cm隙間あり (GL-32~33cm)
20	62.0	62.0	63.0	1.0	コンクリート内部に1cm隙間あり (GL-32~33cm)
25	61.0	61.0	62.0	1.0	
30	55.0	-	-	-	
33	55.0	-	-	-	コンクリート内部に1cm隙間あり (GL-31~32cm)
40	55.0	-	-	-	
46	55.0	-	-	-	
50	57.0	-	-	-	

：探査により空洞検出

試験結果から、実樋門において函体内に作業員が入ることなく堆砂除去と空洞探査の同時作業が可能であることを確認した。しかし、函体底版に突起物や段差がある場合は、堆砂除去装置が通過することができないため、人力による補助が必要であった。また、空洞探査時間は30分程度であったが、空洞探査装置を人力で牽引する場合に比べ、4~5倍程度かかる結果となった。

表 13 より、中樹林排水機場樋門で削孔した 10 箇所のうち 5 箇所で空洞を確認した。このうち 2 箇所については、空洞探査装置で空洞反応を検出した位置と一致しており、空洞探査装置の有効性を確認した。なお、空洞探査装置で検出されなかった他の 3 箇所の空洞は、厚さが 2 cm 以下であったため、電磁波レーダーに反応しなかったと推定される。

5. 5 空洞探査手法適用条件

試験ヤードと実樋門試験結果から得た、本空洞探査手法の現場適用条件を表 14 に示す。

表 14 現場適用条件

項目	適用条件		
堆砂	7cm 未満	含水比 21%程度以上	本手法での対応が可能であるが、堆砂除去後の残砂状況を確認する必要がある。
		含水比 21%程度未満	本手法での対応が可能であるが、堆砂除去後の堆砂厚計測結果が平均 0.7cm 以上の場合は、残砂状況を確認する必要がある。
	7cm 以上	事前に函内清掃が必要	
水深	20cm 程度未満であること		
底版の平坦性	平坦であること 突起物がある場合は人力による補助が必要		
底版コンクリート厚	60cm 未満であること		
検出可能 空洞厚・幅	空洞厚 6cm 以上、空洞幅 40cm 以上		

5. 6 空洞探査手法に関するまとめ

適用条件が付くが、本空洞探査手法により堆砂除去と空洞探査の同時作業が可能である。

本手法は電磁波レーダーを用いて、非破壊で探査を行うことができるため、底版を削孔する連通試験に比べ、現場での作業日数を短縮することができる。

6. 柔構造樋門・樋管の変位計測技術

北海道開発局では杭基礎構造の樋門・樋管に代わり、樋門・樋管が提体と一体となって地盤沈下に追従する柔構造樋門・樋管を平成 11 年から採用している。

地盤沈下に追従するため、樋門各部の沈下・変位、周辺地盤の沈下・側方変位計測などの動態観測が、盛土完了後 6 ヶ月程度まで人力で行われている。動態観測項目のうち函体の沈下量は、レベルとスタッフを用いて函体内に設置されている沈下測定鉈の高さを計測し、函体継手部の変位については、函体双方に取りつけてある継手変位測定鉈の間隔をコンベックス等で計測している（写真 11）。いずれも函体内での作業であり、断面形状が小規模な場合は、腰を屈めながらの作業となり、苦渋性を伴う。



写真 11 沈下測定鉈の沈下量計測状況（左側）と継手変位測定鉈間の変位量計測状況（右側）

樋門・樋管の維持管理の効率化のため、変位計測技術の検討を行った。

6. 1 変位計測システムの検討

函体内での人力作業の軽減及び動態把握の 3 次元化を目的に、樋門・樋管の呑口または吐口にトータルステーション（以下、「TS」という。）を設置し、函体内の各測定鉈の「座標値」を計測する方法を開発することとした。

6. 2 変位計測システムの開発

函体内の測定鉈は、函体の撓みや継ぎ手部の変形により、測定鉈を TS で直接視準することは困難である。このため、自走装置をベースとし、TS を用いて函体内の沈下測定鉈、継手変位測定鉈を計測する変位計測システムの開発を行うこととした。

測定鉈の座標値は、TS と自走装置上の変位計測装置間の距離、変位計測装置の方向角、変位計測装置と測定鉈間の距離から求め、変位計測装置の方向角は、三角測量の原理を応用し、変位計測装置の 3 点を計測して求めるシステムとした。変位計測システムを図 43 に示す。

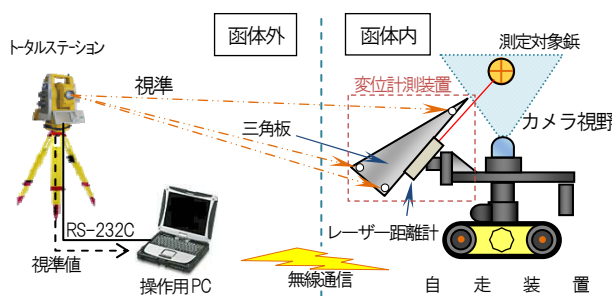


図 43 変位計測システム

6. 2. 1 変位計測装置

変位計測装置に三角形の板を用い、TS からの視準性を向上させるため、三角板の端部に測量で用いられる反射シールを貼り付けた（以下、三角板（反射シール式）という）。また、TS の自動視準機能を活用した計測精度向上を検証するため、反射シールの代わりに測量で用いられるプリズムを取付けた三角板（以下、三角板（プリズム式）という）を製作した。

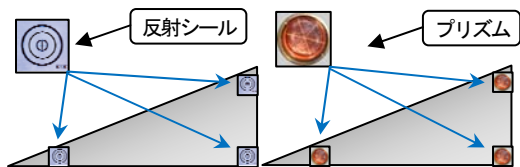


図 44 三角板 反射シート式 (左側) とプリズム式 (右側)

三角板は、測定鉋までの距離を計測するレーザー距離計に固定し、三角板とレーザー距離計の水平角、垂直角の制御は、電動雲台にて行う。(写真 12)

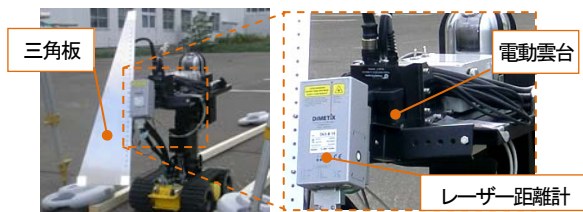


写真 12 変位計測装置

6. 2. 2 変位計測ソフト

変位計測ソフトは、変位計測装置の電動雲台とレーザー距離計の制御、TS で計測した三角板 3 点の座標値の取り込み、レーザー距離計から測定対象鉋までの距離の取り込み、測定対象鉋の座標値の算出を行う。

6. 2. 3 帳票管理ソフト

帳票管理ソフトの作成にあたっては、沈下測定鉋と継手変位測定鉋の計測値を、一つの帳票で管理できる様式を作成した。作成した帳票に、変位計測システムの計測値を座標値で取り込み、管理することにより、函体全体の変位を把握することができる。

6. 3 変位計測システム計測試験 (構内試験)

変位計測システムの計測精度を検証するため、寒地土木研究所構内で、断面形状 1.2m×1.2m、延長 50m の樋門を想定し、0~50m 地点まで 10m 間隔で測定鉋を各 3 箇所設置し、計測試験を行った (図 45)。なお、計測精度の検証方法は、TS で測定鉋を直接視準して計測した値を真値とし、計測値の差を検証した。

また、三角板 (反射シート式) と三角板 (プリズム式) の計測精度の違いについても検証を行った。

試験結果を表 15 に示す。

試験結果から、全計測地点の平均値では、三角板 (反射シート式) を用いた計測で約 4mm、三角板 (プリズム式) を用いた計測で約 3.4mm となり、三角板 (プリズム式) の方が誤差が少なくなった。また、計測地点毎の比較では、三角板の種類による明確な違いは見られなかった。

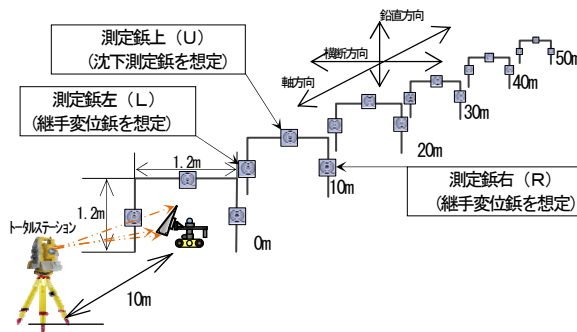


図 45 構内試験イメージ図

表 15 変位計測システム計測精度 (TS 計測との差)

(単位 : mm)

三角板 種別	点名	0			10			20			30			40			50			平均
		左	上	右	左	上	右	左	上	右	左	上	右	左	上	右	左	上	右	
反射シート	軸方向	5.00	0.40	2.30	4.25	1.00	1.15	3.85	1.75	3.25	7.20	2.25	3.05	4.45	1.55	3.05	7.20	4.45	2.80	3.28
	断面方向	0.20	2.20	6.95	6.20	5.80	5.15	5.65	2.60	10.40	3.80	4.15	7.85	5.55	10.50	12.10	3.70	9.05	5.74	
	鉛直方向	2.00	4.00	1.50	3.50	5.00	3.50	2.00	4.00	1.50	1.50	3.00	1.00	0.50	4.50	2.00	4.00	7.00	3.50	3.00
	平均 (XYZ)	2.40	2.20	3.58	4.65	3.87	3.27	3.83	2.78	5.05	4.10	3.13	3.97	3.50	2.65	5.18	7.77	5.05	5.12	4.01
	平均	2.73			3.93			3.89			3.73			3.78			5.98			4.01
プリズム	軸方向	4.70	0.40	8.80	4.60	0.90	3.40	5.80	1.00	0.10	2.70	2.70	0.90	1.00	6.00	1.50	5.00	1.10	1.40	2.89
	断面方向	3.40	4.00	2.80	4.50	1.10	4.70	2.60	0.10	9.10	3.30	4.20	10.00	0.10	0.60	5.90	0.40	0.90	6.20	3.55
	鉛直方向	1.00	6.00	0.00	0.00	8.00	5.00	0.00	7.00	3.00	4.00	7.00	4.00	3.00	5.00	4.00	2.00	4.00	3.00	3.67
	平均 (XYZ)	3.03	3.47	3.87	3.03	3.33	4.37	2.80	2.70	4.07	3.33	4.63	4.97	1.37	3.87	3.80	2.47	2.00	3.53	3.37
	平均	3.46			3.58			3.19			4.31			3.01			2.67			3.37

※反射シートの計測値は、2回計測の平均値

構内試験の結果から 50m 程度の計測において、三角板 (反射シート式) を用いた計測では、計測距離が長くなると計測精度が僅かに下がり、三角板 (プリズム式) では計測精度は変わらないものと考えられる。

しかし、三角板 (プリズム式) による計測時に TS の自動視準機能を使用した場合、20m 地点以降の計測において、TS の視野内に複数のプリズムが入り、自動視準が機能しなくなった。このため、試験では計測対象ではない他のプリズムを隠して計測を行った。

このことから、延長が 20m 未満の函体では TS の自動視準機能を活用し、延長が 20m を超える函体では手動視準で測量することが望ましいといえる。

6. 4 変位計測システム計測試験 (実樋門試験)

変位計測システムの現場適用性試験を実樋門 4 箇所で行った。試験実施箇所を表 16、試験状況を写真 13 に示す。なお、変位計測システムの計測精度を検証するため、次の 3 種類の方法で計測を実施した。

- (1) 変位計測システムによる計測
- (2) TS で測定鉋を直接視準する計測

(3)従来手法による計測(動態観測要領(案)に基づく)沈下測定鉞を変位計測システムとTSで計測した結果を表17に、継手変位測定鉞を変位計測システム、TS及び従来手法(レベルとスタッフ及び金尺)で計測した結果を表18に示す。

表16 試験実施場所

管理事務所名	樋門名	断面形状
札幌河川事務所	小沼川樋門	Φ1.6×24.5m~1連
岩見沢河川事務所	昭栄樋門	1.5×1.5×92.0m~1連
千歳河川事務所	志文別樋門	3.0×3.0×47.0m~2連
	南8号樋門	1.5×1.5×62.5m~1連



写真13 試験状況(左側:自走装置で函体内の測定を計測、右側:自走装置の操作パソコン画面で測定鉞を確認)

表17 沈下測定鉞計測結果 (単位:mm)

樋門名	変位計測システムとTSの差			
	軸方向	横断方向	鉛直方向	平均
昭栄樋門(延長92m)	0.2	11.9	8.0	6.7
志文別樋門(延長47m)	1.2	3.9	3.1	2.7
南8号樋門(延長62.5m)	0.1	5.2	6.3	3.9
小沼川樋門(延長24.5m)	0.1	2.9	3.1	2.0
平均値	0.4	6.0	5.1	3.8

※TSの計測値を真値とした場合の平均値。

表18 従来手法との差 (単位:mm)

樋門名	沈下測定鉞		継手変位鉞	
	変位計測システム	TS	変位計測システム	TS
昭栄樋門(延長92m)	2.3	5.8	5.6	4.6
志文別樋門(延長47m)	3.4	0.6	5.5	1.7
南8号樋門(延長62.5m)	9.4	1.9	4.6	5.6
小沼川樋門(延長24.5m)	3.2	4.2	1.7	2.5
平均値	4.6	3.1	4.4	3.6

※従来手法の計測値を真値とした場合の平均値。

試験結果から、変位計測システムの計測値とTSによる計測値の差では、横断方向が6.0mm、鉛直方向が5.1mmと軸方向の0.4mmに比べ、大きい結果となった。また、樋門別に見ると、延長が92mある昭栄樋門での計測誤差が横断方向と鉛直方向で大きい結果となった。従来手法との差については、計測手法による明確な違いは現れなかった。

昭栄樋門のTSによる計測に用いた測量道具(ピンボール)は、計測誤差が大きくなる傾向があり、この影響を受けて誤差が大きくなったと推定され、計測距離が90m未満であれば、計測距離と誤差の相関関係は無いもの判断する。なお、変位計測システムの誤差要因は次のことが考えられる。

- (1)変位計測システムの誤差
- (2)TS計測時の人の視準による誤差
- (3)レーザー距離計のレーザー光を測定鉞中心に合わせた時の誤差
- (4)測定鉞表面の凹凸等によるレーザー距離計の誤差
- (5)水流による自走装置の振動による計測誤差

計測精度については、一般的に土木工事で測量に用いられている、RTK-GPSの測量精度(水平±10mm、垂直±15mm)とスタティック式GPSの測量精度(水平±3mm、垂直±5mm)と比較し、同等の計測精度であるため、変位量の管理に有効な精度といえる。

6.4.1 実樋門試験で判明した課題

実樋門・樋管試験から、次の課題が判明した。

- (1)高い位置に設置されている測定鉞の計測について
翼壁など、函体の外の高い位置に設置されている測定鉞の計測は、レーザー距離計との距離が遠く、測定鉞の中心に照準を合わせることが困難となり、計測誤差が大きくなる可能性がある。
- (2)測定鉞の違いについて

実樋門に設置されている測定鉞は、大きさや形状が異なり、中心に凹凸がある測定鉞の計測時に、レーザー距離計による計測ができない場合があった。

- (3)函体内の段差

自走装置は80mm程度の段差を乗り越えることが可能であるが、継ぎ手ゴムの変形により、段差が150mm程度の箇所では、人力による補助が必要であった。上述した課題に対する対策は、(1)については、測定鉞が函体の外にあるため、レーザー光を目視で確認することで、計測精度を維持できると考える。(2)については、測定鉞の設置時に、表面に凹凸が無い形状を選定することで回避できる。(3)については、本研究で用いた自走装置よりも走破性が高い機種を選定することにより、対応

が可能と考える。

6.5 変位計測技術に関するまとめ

従来、樋門・樋管函体の沈下量や継手の開きの計測は、スタッフやコンベックス等を用いて1次元で計測されている。本研究では、TSと自走装置を用いて、函体内の測定鉞を3次元（座標値）で計測する変位計測システムを開発し、計測精度の検証を行った。その結果、函体の変位量を管理するには有効な計測精度であることを確認した。

7. まとめ

本研究において、泥炭性軟弱地盤の沈下実態調査および長期沈下予測に用いる土質パラメータの検討を行った。その結果を要約すると以下の通りである。

- (1) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルに示される、高規格幹線道路の許容残留沈下量の最小値（10cm）と最大値（30cm）では、補修費に大きな差が出る。
 - (2) したがって、維持補修値を考慮した長期沈下予測および許容残留沈下量について詳細に検討することがライフサイクルコストの最小化に結びつく。
 - (3) 泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効なことが明らかになった。
 - (4) 泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータの決定法が提案できた。
 - (5) (3)と(4)をとりまとめた結果、粘弾塑性 FEM を用いた泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法を開発することができた。この方法は、維持補修（オーバーレイ）による荷重増を考慮できるなど、従来の方法と比べて、より精度の高い予測方法である。
- また、中層混合処理工法（TMM）、敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法の試験施工を実施し、その改良効果を調査した。その結果は以下の通りである。
- (6) TMMの改良地盤強度は、DMM（スラリー系）と比較して、同程度のばらつきを有している。
 - (7) 同一地盤において3パターンの品質管理法を比較した結果、地表面スラリー法によって地盤全体の品質を評価することは望ましくないことがわかった。また、改良対象層の層構成によってはモールド法単独ではなく、モールド法とコアサンプリング法の併用による品質管理を行うことが望ましい。
 - (8) 冬期に施工したTMMの改良地表面の強度を確保するためには、覆土や新技術（ヒートソイル工法）が有効である。

- (9) 二次元熱伝導解析（TEMP/W）により、試験施工で得られた改良地盤の温度分布を再現でき、凍結指数に応じた低温域を推定、すなわち、凍結指数に応じて改良地盤の強度発現に資する必要な覆土厚さを推定することができた。
 - (10) 泥炭性軟弱地盤に敷き金網併用プラスチックドレーン工法を適用したところ、2ヶ年段階施工で盛土厚約13mの高盛土を築造することができた。
 - (11) 盛土厚の増加に伴って敷網張力が増加しており、せん断抵抗への寄与が確認された。ただし、ある程度地盤が沈下してから張力が発揮された。
 - (12) プラスチックドレーンで改良された泥炭層の沈下は、ウェルレジスタンスを考慮したバロン解とほぼ合致した。
 - (13) サーチャージを併用することで、二次圧密の低減効果が得られた。
 - (14) 泥炭性軟弱地盤にキャップ付き真空ドレーン工法を適用したところ、気密シール層とした表層の泥炭層以深では、所要の負圧が確保された。しかし、シール層内の負圧は設計値よりも相当小さくなることがわかった。
 - (15) いずれの土層においても、圧密による地盤の強度増加が確認された。結果として、極めて軟弱な地盤であったにもかかわらず、高盛土を安全に築造することができた。
 - (16) 真空ポンプを停止することが地盤に作用した真空圧を除荷することになり、サーチャージ効果による二次圧密の低減効果が得られる。
- さらに、以上の研究成果の普及を図るため、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」の改訂し、一般への公開を行った。
- 加えて、泥炭性軟弱地盤における樋門・樋管部の空洞探査技術及び変位計測技術について検討した。その結果を要約すると以下の通りである。
- (17) 樋門・樋管底板下の空洞探査において、電磁波レーダー技術を用いることにより、非破壊で空洞を探査できることを確認した。
 - (18) 樋門・樋管函体内の堆砂厚が7cm未満であれば、本空洞探査手法により堆砂除去と空洞探査の同時作業が可能である。ただし、堆砂の含水比及び堆砂厚計測結果により、残砂状況の確認が必要となる。
 - (19) 樋門・樋管函体の動態観測において、函体内の測定鉞の座標を3次元で計測する変位計測技術を開発した。これにより、従来1次元で計測している樋門・樋管函体の変位を3次元的に把握することができる。

参考文献

- 1) 北海道開発土木研究所：泥炭地盤対策工マニュアル、2002.
- 2) 能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、pp.1-54、1991.
- 3) 林 宏親、西本 聡、大場久義：泥炭地盤における道路の長期沈下とライフサイクルコスト、第 50 回北海道開発局技術研究発表会発表概要集(CD-R)、2007
- 4) 林 宏親、三田地利之、西本 聡：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集 No.48、pp.283-290、2008.
- 5) H. Hayashi, T. Mitachi, H. Tanaka and S. Nishimoto: Determination Procedure of Soil Parameters for Elasto-plastic FE Analysis of Peat Ground, Proc. of 13th Asian Regional Conference on SMGE, Vol. 1, pp.145-148, 2007.
- 6) 林 宏親、三田地利之、田中洋行、西本 聡：泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集 C、Vol. 62、No. 1、pp.127-138、2006.
- 7) 林 宏親、西本 聡：ダイラトメーター試験による泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数の評価、第 61 回土木学会年次学術講演会講演概要集 (第 3 部門)、pp.347-348、2006.
- 8) 岩崎公俊：フラット・ダイラトメーター試験による静止土圧係数の評価、第 30 回土質工学研究発表会発表講演集、pp.271-272、1999.
- 9) Marchetti, S.: In situ tests by flat dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT3, pp.229-321, 1980.
- 10) 林 宏親、三田地利之、西本 聡：原位置透水試験および圧密試験による泥炭の透水特性の評価、土木学会論文集 C、Vol.64、No.3、pp.495-504、2008.
- 11) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、pp.56-59、1995.
- 12) 能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化、開発土木研究所月報 No.460、pp.37-41、1991.
- 13) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 14) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time and Stress - compressibility Interrelationship, Journal of the geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977.
- 15) 沿岸開発技術研究センター：地盤解析汎用プログラム GeoFem マニュアル第二版、pp.80-81、1997.
- 16) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親：トレンチャー式攪拌工法による改良強度のばらつきについて、第 7 回地盤改良シンポジウム論文集、pp.134-135、2006.
- 17) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親：トレンチャー式攪拌工法で改良された改良地盤に関する評価、地盤工学会北海道支部技術報告集第 47 号、pp.85-90、2007.
- 18) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親、梶取真一、牧野昌己、伊藤浩邦、松下恭司：低温条件下で浅層混合処理した改良地盤の温度変化と強度 - 冬期に実施したトレンチャー式攪拌工法の試験施工一、寒地土木研究所月報第 680 号、pp.37-43、2010
- 19) 梶取真一、西本 聡、林 宏親、橋本 聖、牧野昌己、伊藤浩邦、松下恭司：冬期におけるトレンチャー式攪拌工法の試験施工、地盤工学会北海道支部第 50 号、pp.121-126、2010.
- 20) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親、梶取真一、牧野昌己、伊藤浩邦、松下恭司：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論文集、pp.317-320、2010.
- 21) 梶取真一、西本 聡、林 宏親、橋本 聖：セメント改良地盤の凍結深さの推定に関する一考察トレンチャー式攪拌工法の試験施工、地盤工学会北海道支部第 51 号、pp.137-144、2011.
- 22) M.S.Kersten : Thermal properties of Soils, University of Minesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Bulletin, No.28、1949.
- 23) 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.
- 24) 林 宏親、西川純一、江川拓也、前田広和、石塚達也：泥炭性軟弱地盤に対するプラスチックドレーン工法の改良効果、第 36 回地盤工学研究発表会講演集、pp.1047-1048、2001
- 25) 林 宏親、西本 聡、村上勇一：泥炭地盤に対する敷き金網併用プラスチックドレーン工法の改良効果とその評価、寒地土木研究所月報第 644 号、pp.11-20、2007.
- 26) 深沢栄造、山田清臣、栗原宏武：プレローディング工法で改良した高有機質土地盤の長期沈下挙動、土木学会論文集 No.493 III-27、pp.59-68、1994.
- 27) 林 宏親、西本 聡、澤井健吾、菅藤善之：泥炭性軟弱地盤における真空圧密工法の改良効果とその評価、第 48 回地盤工学シンポジウム論文集、pp.449-456、2003.
- 28) 林 宏親、西本 聡、澤井健吾、菅藤善之：真空圧密工法のポンプ停止時期が残留沈下と与える影響、第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.959-960、2004.
- 29) 林 宏親、西本 聡：泥炭地盤における真空圧密工法の設計法および施工管理法の提案、第 48 回北海道開発局技術研究発表会概要集 CD-R、2005.
- 30) 林 宏親、西本 聡：泥炭性軟弱地盤におけるキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果、第 8 回地盤改良シンポジウム

ウム論文集、日本材料学会、pp.149-152、2008.

- 31) 真空圧密ドレーン工法研究会：真空圧密ドレーン工法技術資料、pp.16-26、2004.
- 32) 西本 聡、林 宏親：真空圧密工法のサーチャージ効果に関する試験施工、平成 22 年度土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集（CD-R）、2011.
- 33) 林 宏親、西本 聡：真空圧密による泥炭地盤の二次圧密低減効果、平成 22 年度土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集（CD-R）、2011.
- 34) (独) 土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2011.
- 35) 国土交通省：樋門等構造物周辺堤防点検要領、2001 年 5 月
- 36) 北海道開発局ホームページ