ＩＳＳＮ　０３８６－５８７８
土木研究所資料　第４２２８号

土 木 研 究 所 資 料

泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測と合理的な対策工に関する研究

平成 24 年 5 月

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

Copyright © (2012) by P.W.R.I.

All rights reversed. 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。

土 木 研 究 所 資 料
第 4228 号 2012 年 5 月

泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測と合理的な対策工に関する研究

寒地基礎技術研究グループ　寒地地盤チーム　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

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、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。

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

目　次

１．まえがき・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3

２．泥炭性軟弱地盤の沈下特性と沈下実態調査・・・・・・・・・・・・・・・・・ 6

2.1 泥炭性軟弱地盤の特徴とライフサイクルコストの考え方 6

2.2 高規格幹線道路の沈下実態調査 8

2.2.1 調査の概要

2.2.2 地盤の概要と沈下の実態

2.2.3 補修の実態

2.2.4 対策工の事後評価とライフサイクルコストの試算

2.3 長期沈下の要因 22

2.3.1 一次圧密

2.3.2 二次圧密

３．有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法・・・・・・・・・・ 25

3.1 有限要素解析の現状と課題 25

3.2 有限要素解析に用いる土質パラメータ 27

3.2.1 圧縮指数、膨張指数および限界状態の応力比

3.2.2 静止土圧係数

3.2.3 透水係数

3.2.4 土質パラメータの決定法の提案

3.2.5 二次圧密を支配するパラメータ

3.3 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 69

3.3.1 解析対象箇所と解析条件の概要

3.3.2 解析結果

3.4 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 72

４．新しい対策工法の泥炭性軟弱地盤への適用・・・・・・・・・・・・・・・・ 74
4.1 敷き金網併用プラスチックドレーン工法 74
4.1.1 課題と検討概要
4.1.2 安定性と敷き金網の張力
4.1.3 沈下挙動とその予測
4.1.4 サーチャージによる長期沈下の抑制
4.2 キャップ付き真空ドレーン工法 80
4.2.1 課題と検討概要
4.2.2 作用負圧
4.2.3 圧密による強度増加
4.3 真空圧密工法による長期沈下の抑制 84
4.3.1 解析の概要
4.3.2 結果と考察

５．「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」の改訂・・・・・・・・・・・・・・ 89

６．まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 90

参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91

１．まえがき

ヨシやスゲなどの湿生植物の遺骸が、主として低温あるいは多湿の条件の下で長年にわたり分解が不充分なまま自然に堆積してできたものを泥炭と呼んでいる。泥炭はその大半が有機物から成り、植物繊維が互いに交錯して海綿状の組織を形成している。写真 1-1 からわかるように、一般的な土からはおよそかけ離れた特殊土であり、試験調査や解析に通常の方法が適用できないことが知られている[1)2)]。泥炭地盤に盛土などを築造すると、供用後も長く続く沈下（写真 1-2）、すべり破壊、周辺地盤の共下がりや隆起、側方流動などが生じる。さらに，施工機械や交通車両による地盤振動の問題もあり、古くから土木技術者を悩まし続けてきた。

わが国において広域な泥炭地盤が見られるのは、北海道と東北である（図 1-1）。北海道には、約 2,000km^2 に及ぶ泥炭地盤が分布しており、北海道の平野面積の約 6%に相当している（図 1-2）。一方で、規模の小さい泥炭地盤は、全国各地に散在している。少面積の泥炭地盤の方が、事前の地盤調査において見落とされがちなため、工事が始まってから問題が露見し、大掛かりな対応が必要となることもある。北海道でよく見られる泥炭層の厚さは 3～5m 程度で、その下位の軟弱粘土層が 20m を超えることも珍しくない。泥炭の特殊性に加え、厚い軟弱粘土層の存在が問題をより複雑にしている。寒地土木研究所では、長年にわたって泥炭性軟弱地盤に関する研究を行っており、既に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[1)]。

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ている。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。

そこで、重点プロジェクト研究「泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究（平成 18 年度～22 年度）」において、泥炭性軟弱地盤に建設された高規格幹線道路の沈下実態調査とライフサイクルコストの事例検討（第 2 章）、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法の検討（第 3 章）ならびに新しい泥炭性軟弱地盤対策工の検討（第 4 章）を実施した。その結果、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・施工管理法を提案した。

写真 1-1　北海道で典型的に見られる繊維質泥炭

写真 1-2　泥炭性軟弱地盤における道路盛土の不同沈下

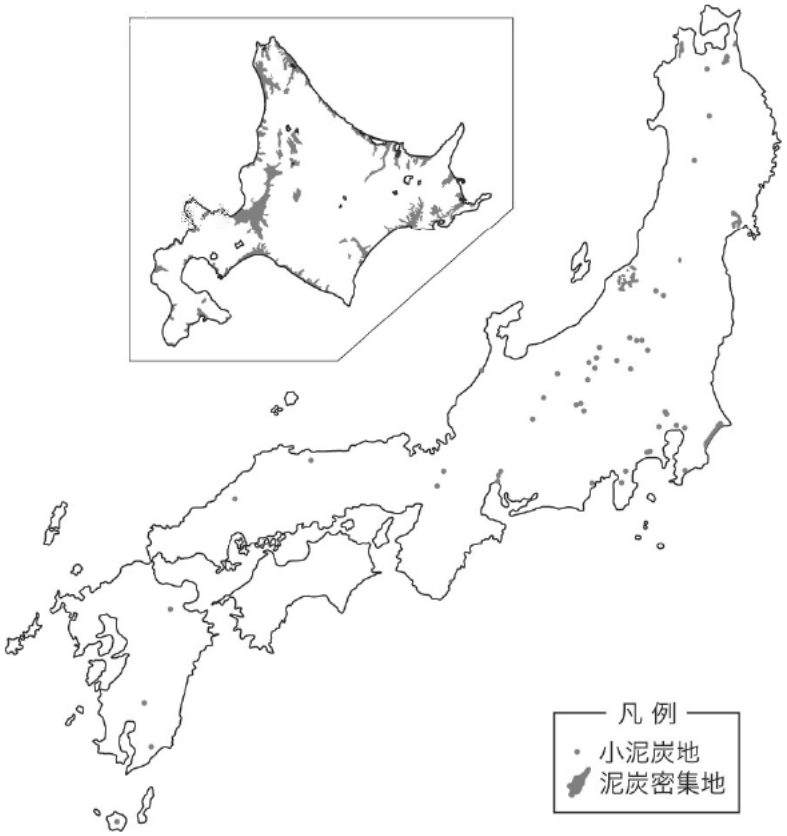


図 1-1　わが国における泥炭性軟弱地盤の分布図（文献 1)、文献 3)に基づき修正加筆）

図 1-2　北海道における泥炭性軟弱地盤の分布図

２．泥炭性軟弱地盤の沈下特性と沈下実態調査

2.1 泥炭性軟弱地盤の特徴とライフサイクルコストの考え方

泥炭地盤の圧密沈下の概念図を図 2-1 に示す。泥炭地盤の沈下の特徴として、二次圧密と呼ばれる時間の対数に直線的に生じる長期沈下が挙げられ、供用後に沈下が継続する要因となっている。また、泥炭の下位に軟弱な粘土層が厚く堆積していることが多く、泥炭の特殊性に加え、厚い粘土層の存在が長期沈下の問題をより複雑にしている。

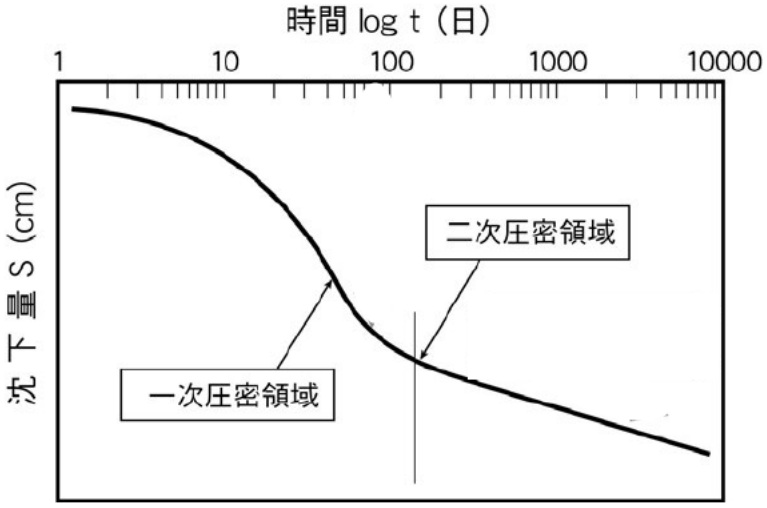


図 2-1　泥炭地盤の圧密沈下の概念図

表 2-1　泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル（平成 14 年 3 月発刊）時点での残留沈下の目標値

区間		許容残留沈下量の目標値	摘要
一般盛土部	市街地	10cm程度	供用開始後 3年間の沈下量
	郊外地	30～50cm程度	
高規格盛土区間		10～30cm程度	
橋梁等の構造物との接続盛土部		10～30cm程度	

「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル（平成 14 年 3 月発刊）[1)]」では、泥炭性軟弱地盤上に道路盛土を建設する場合、供用後の残留沈下をある程度許容し、維持補修を行いながら供用する方法を標準としている。表 2-1 に同マニュアルの許容残留沈下量の目標値を示す。なお、高規格幹線道路の許容残留沈下量の目標値（10～30cm 程度）が示されたのは、同マニュアルからであり、それ以前の「泥炭性軟弱地盤対策工指針（昭和 63 年 10 月発刊）[4)]」では、高規格幹線道路に関する規定がなかった。この方法によって、道路建設費を可能

な限り抑えるとともに、道路の重要度に応じた路面の平坦性の確保および道路補修費の抑制を図っている。すなわち、従来から図 2-2 に示すライフサイクルコストや性能設計の概念がある程度導入されていたことになる。ただし、許容残留沈下量が経験的に定められているなど、合理化に向けて課題が残されている。

さらに、高規格幹線道路（2 車線）で供用後の補修作業を行う場合、通行規制が伴うことから、対応に苦慮することが多い。「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」から高規格幹線道路独自の許容沈下量の目標値が規定された背景には、この点の考慮があるが、今後、ライフサイクルコストおよび補修実態を踏まえた上で最適化に向けて検討の余地が残されている。

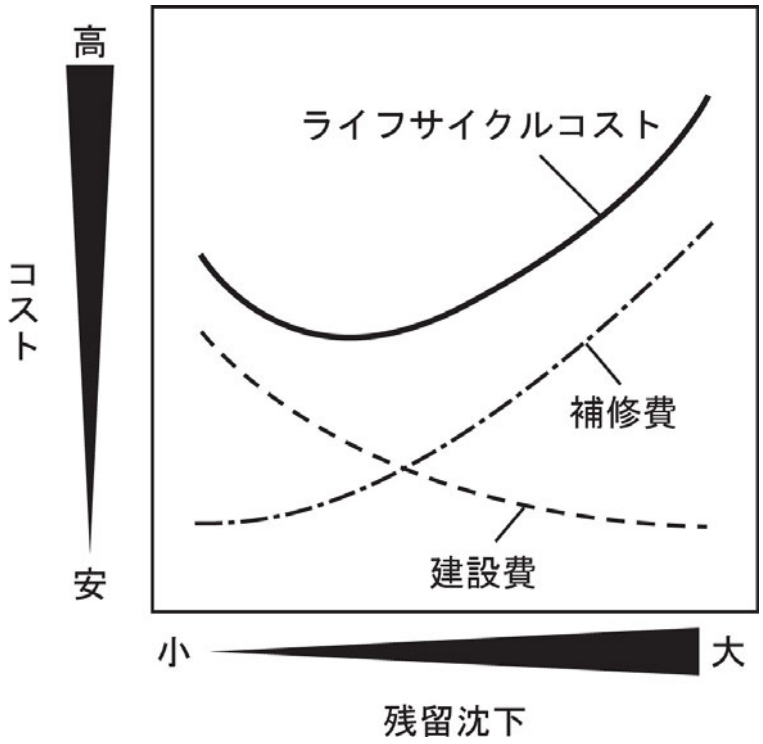


図 2-2　残留沈下と建設費の関係（概念図）

2.2 高規格幹線道路の沈下実態調査[5)]

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。

2.2.1 調査の概要

図 2-3 に深川留萌自動車道の位置を示す。このうち、軟弱地盤上に建設された深川西 IC から秩父別 IC 間を調査の対象とした。当該道路は、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。

表 2-2 に当該道路の建設・補修の経緯を整理する。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た。ただし、供用後の路面沈下は、設計時から見込まれており、供用 3 年目の平成 12 年度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年度に大規模な補修工事が余儀なくされている。

図 2-3　深川留萌自動車道の位置と調査区間

表 2-2 深川沼田道路の工事経緯

内容	8年	9年	10年	11年	12年	13年	14年	15年
盛土施工	●→	→						
盛土放置		●→	→					
舗装工事			●→					
供用			10年7月 供用開始 ●→	→	→	→	→	→
小規模補修工事					●	●	●	
大規模補修工事								●

2.2.2 地盤の概要と沈下の実態

図 2-4 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。地盤縦断図には、道路施工高も示し、盛土高がわかるようにしてある。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、大鳳川橋から秩父別 IC 付近（No.24 ボックスカルバート）まで（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 2-1 に示す。

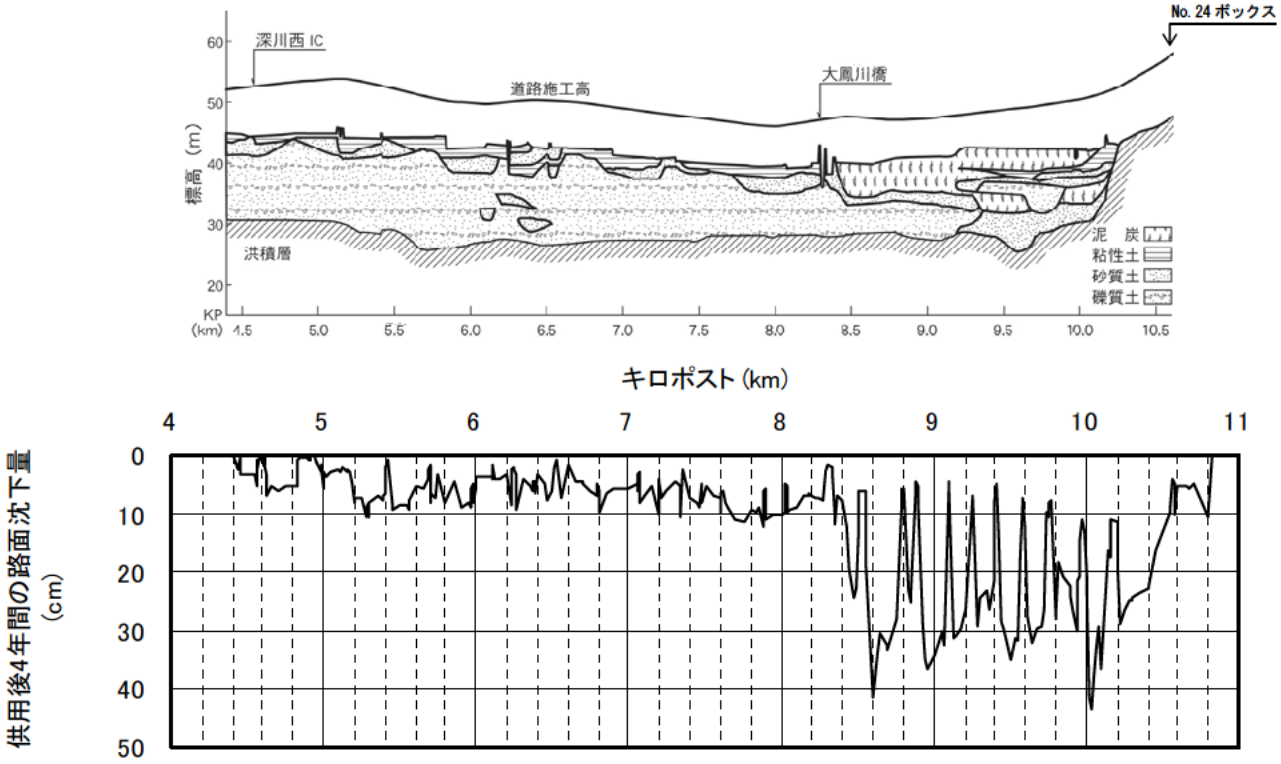


図 2-4　当該地盤縦断と供用 4 年目の路面沈下

(a)　粘土地盤区間（深川西 IC から大鳳川橋）

(a)　泥炭地盤区間（大鳳川橋から秩父別 IC）

写真 2-1　供用 4 年目の路面沈下の様子

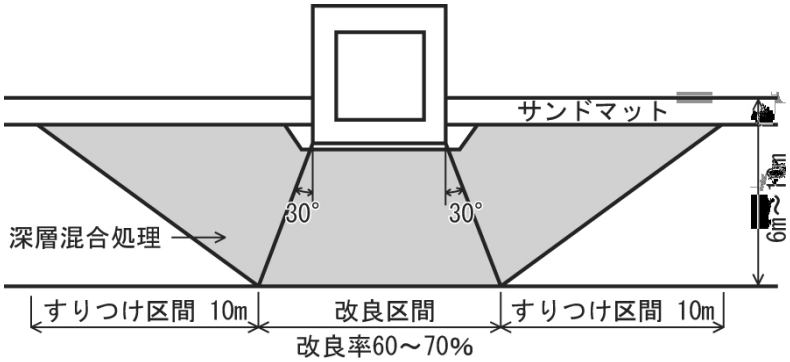


図 2-5　ボックスカルバート部における軟弱地盤対策

盛土部の軟弱地盤対策工は、抑え盛土併用のプレロード工法（2ヶ年施工）が選定されている。一方、ボックスカルバートは深層混合処理工で改良された地盤上に設けられており、ボックスカルバートには残留沈下がほとんど発生していない。当然ながら、橋梁下部には杭基礎が用いられており、沈下は生じない。したがって、これらの構造物の前後で段差が発生した。なお、段差緩和のため、構造物の前後に深層混合処理によるすりつけ区間（図 2-5）を設けるなど、当時としては新しい段差対策技術が採用されているが、当初の予想より残留沈下量が多かったことから、充分な効果を得ることができなかった。

表 2-3 に当該路線の橋梁とボックスカルバートの数を示す。平均すると約 180m 毎に構造物があり、段差の発生箇所の頻度が高いことがわかる。高規格幹線道路の場合、立体交差が基本となっていることから、ボックスカルバートが横断することが多い。泥炭地盤に建設される高規格幹線道路では、ボックスカルバート前後の段差対策が重要となる。

表 2-3　検討区間における構造物数

区間	キロポスト	延長	橋梁数	ボックス数	構造物の頻度
深川西IC～大鳳川橋	KP4600～KP8291	3691m	６橋	14基	約180m毎に構造物
大鳳川橋～No.24ボックス	KP8336～KP10570	2234m	３橋	９基	

次に、残留沈下が大きく、段差の発生が顕著だった大鳳川橋から秩父別 IC 方向の地盤縦断図と沈下の関係を検討する。図 2-6 に地盤縦断と施工開始からの全沈下量と供用後の沈下量の関係を示す。泥炭層の高い圧縮性に起因して、全沈下量は最大で 300cm 程度にも達していることがわかる。供用 1 年目では、全線にわたって 10cm～20cm の残留沈下が発生している。その後、年沈下量は徐々に小さくなっているものの、沈下が継続し、供用 4 年目で 15cm～40cm の残留沈下となった。

最も残留沈下の大きかった KP10.018km の沈下時刻歴を図 2-7 に示す。この測点はボックスカルバートに近接している。供用開始後 4 年間で約 30cm の沈下が生じており、供用 4 年目にボックスカルバートとの段差解消を図る補修工事が実施されている。この時点でのボックスカルバートの沈下は約 10cm であり、段差量は 20cm 程度であった。

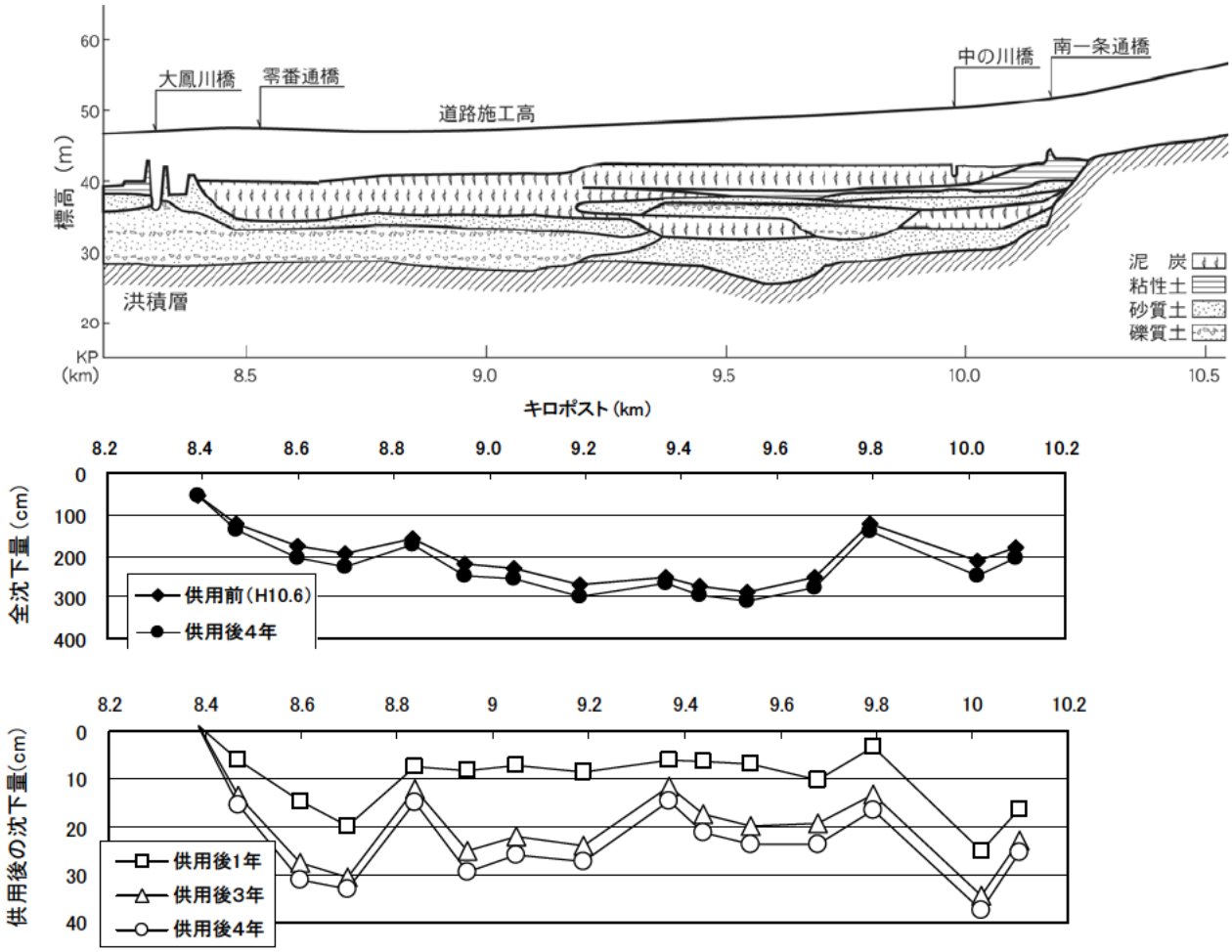


図 2-6　大鳳川橋から秩父別 IC 方面の地盤縦断と沈下

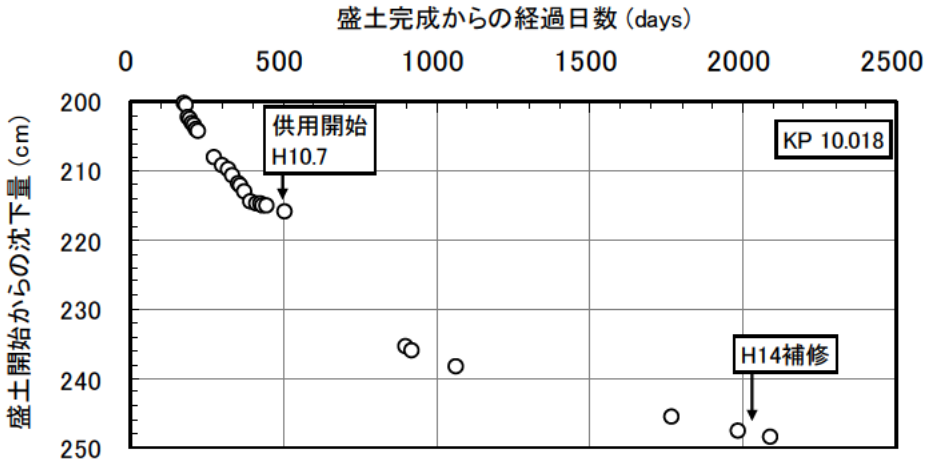


図 2-7　KP10.018km の沈下時刻歴

2.2.3 補修の実態

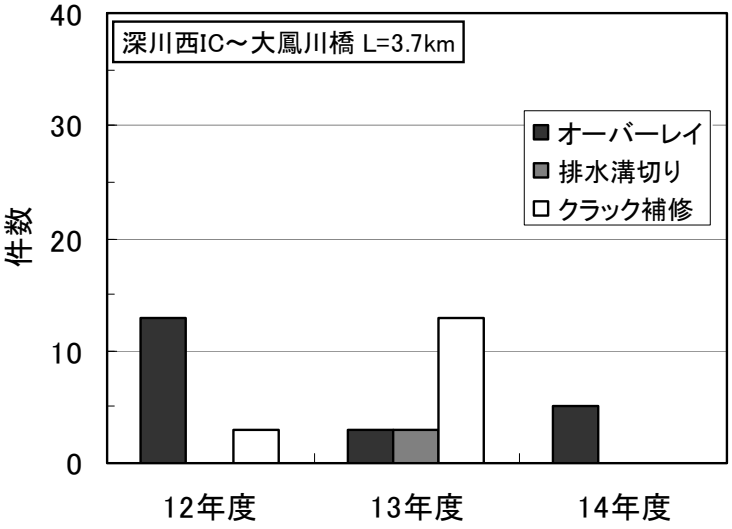
(1) 小規模な補修工事

ここでは、平成 12 年度から 14 年度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。

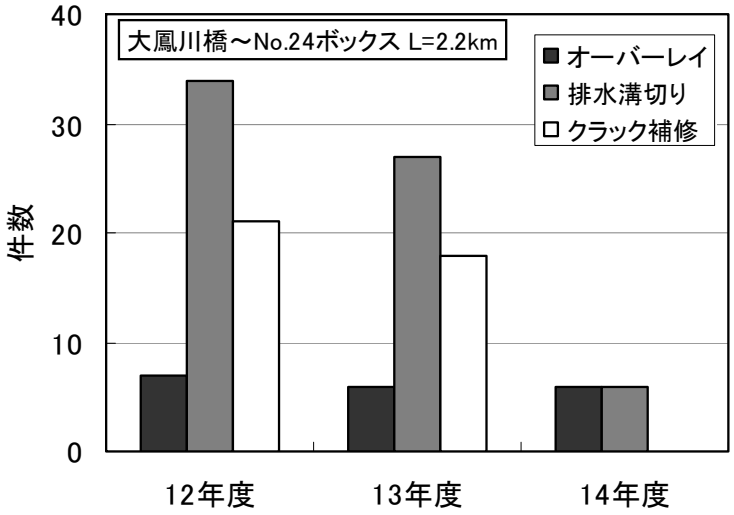
図 2-8 に補修件数を示す。供用 4 年目までの残留沈下が、数 cm～10cm 程度であった深川西 IC から大鳳川橋間（延長 3.7km）では、通常良く行われるオーバーレイやクラック補修を中心とした補修工事が行われている。12 年度と 13 年度は 10 数件ごとの補修であったが、14 年度には 6 件のオーバーレイで済んでいる。一方、供用 4 年目までに 15cm～40cm の残留沈下が発生した大鳳川橋から No.24 ボックスカルバートまでの延長 2.2km 間では、深川西 IC から大鳳川橋間と比べ延長が短いにもかかわらず、12 年度と 13 年度では 3 倍以上、14 年度には 2 倍の補修件数となっている。また、排水溝の切削件数が多いのが特徴である。段差だけではなく、路面排水機能の損失が道路管理上の問題となったことがわかる。両区間とも、12 年度と 13 年度と比べ、14 年度の補修件数が減っており、沈下が収束に向かっていたものと考えられる。

図 2-9 に小規模補修の費用を示す。ここでは、残留沈下対策としての補修費用のみを計上しており、わだち掘れの補修などは含んでいない。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。現在、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（表 2-1）。今回の実測残留沈下量は供用 4 年後のものなので、厳密な比較はできないが、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ことがわかる。

なお、補修工事に伴い 21 時～翌 6 時の夜間全面通行止めを 2 日～5 日間要した。残留沈下の発生を前提とした設計である以上、何らかの通行規制が伴うのはやむを得ないことではあるが、2 車線区間の場合、全面通行止めとなってしまうため、道路利用者および関係機関の理解を得ることが必要となる。この点は、道路機能の保持およびライフサイクルコストと同様に考慮すべき事項と考える。



(a)　粘土地盤区間



(b)　泥炭地盤区間

図 2-8　小規模補修の件数

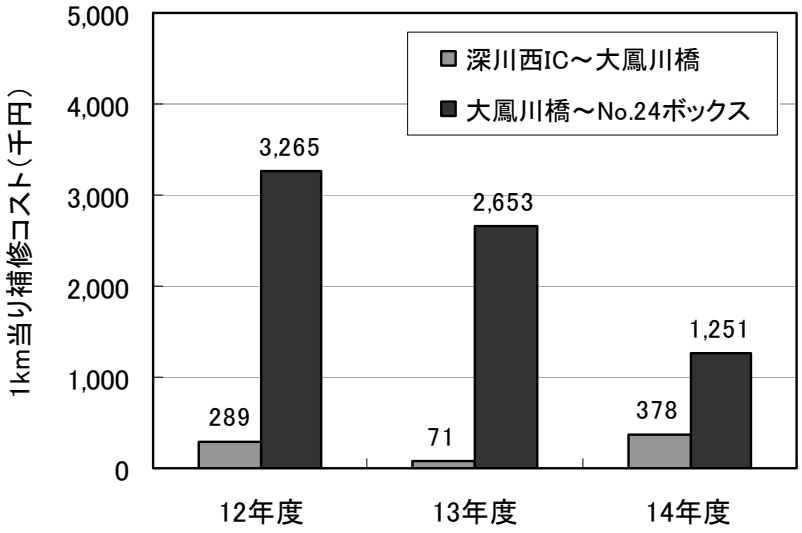


図 2-9　小規模補修のコスト

(2) 大規模な補修工事

ここでは、平成 15 年度に実施された大規模補修工事について述べる。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、局所的な段差修正ではなく、路線全体の大規模補修工事が実施された。当初、設計時の路面高（FH）に戻すため、路線全体にわたって路盤のかさ上げが検討されたが、荷重の増加による再沈下の問題があり採用に至らなかった。最終的には、荷重増による再沈下を極力防ぐように、橋梁の FH をコントロールポイントとした縦断線形の切り下げが行われた。この際、ボックスカルバート上の路面を切り下げることが必要となり、路盤を撤去することで対応した（図 2-10）。輪荷重が舗装体のみを介してボックスカルバート頂版に作用することになるが、構造計算の結果、問題ないことが確認されている。

表 2-4 に大規模補修工事の概要を整理する。深川西 IC から大鳳川橋間は、小規模補修工事を繰り返すことで対応可能との考えもあったが、一般道との交点の関係上、全線の通行止めがやむを得ないこと、同一路線間の路面状況の統一および将来の維持補修などを考慮した結果、同じく大規模補修を行った方が有利と判断された。大規模補修には、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。

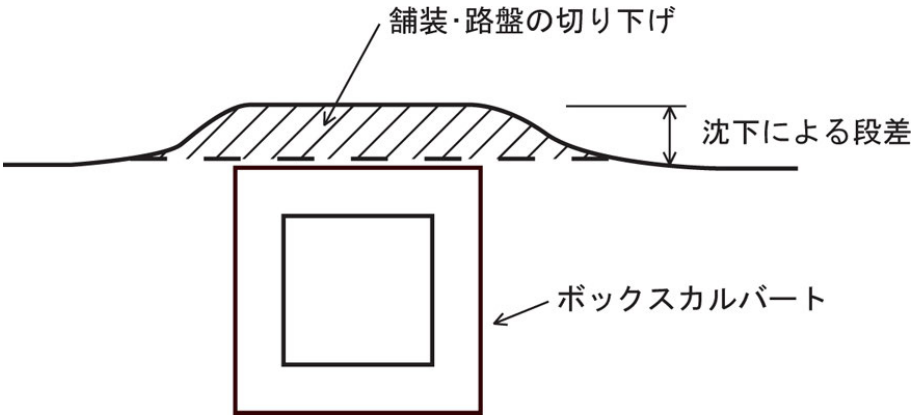


図 2-10　大規模補修の考え方

表 2-4　大規模補修の概要

箇所	工費 （経費込み、千円）	通行止め	
		状況	損失額（千円）
深川西IC～大鳳川橋	248,273	期　間：5月12日～6月30日 時間帯：21時～翌6時	9,800
大鳳川橋～No.24ボックス	411,222		
合計	659,495	50日間	

2.2.4 対策工の事後評価とライフサイクルコストの試算

(1) 現時点での評価

当該路線で供用後に発生した沈下は、次の 2 点が複合して発生したと考えられる。

①泥炭層および粘土層の一次圧密の残留

②泥炭層の二次圧密の発生

当該路線の軟弱地盤解析は、平成 3 年と 4 年に実施されている。当時の「泥炭性軟弱地盤対策工指針[4)]」では、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル[1)]」にある泥炭特有の沈下挙動を簡便に解析する方法が記載されていなかった。また当時は、極めて軟弱な泥炭地盤上に一般国道では考えられない高盛土を築造する高規格幹線道路建設の経験が浅く、技術的なノウハウの蓄積も乏しかった。そのような状況の中、当該路線の地盤調査、軟弱地盤解析および対策工の選定は、当時の技術レベルにおいて最善の方法で実施されているが、このような残留沈下を予測できなかったことはやむを得ないことであろう。

以下において、現時点の技術レベルから当該路線の残留沈下抑止効果とライフサイクルコストについて事後評価する。

(2) 事後評価の考え方

当該路線の盛土部で採用されている対策工の断面図を図 2-11 に示す。押え盛土併用のプレロード（2 ヶ年施工）と盛土周辺地盤の変形抑制のため深層混合処理工による遮断工法が補助的に用いられている。盛土の放置期間は約 9 ヶ月であった。

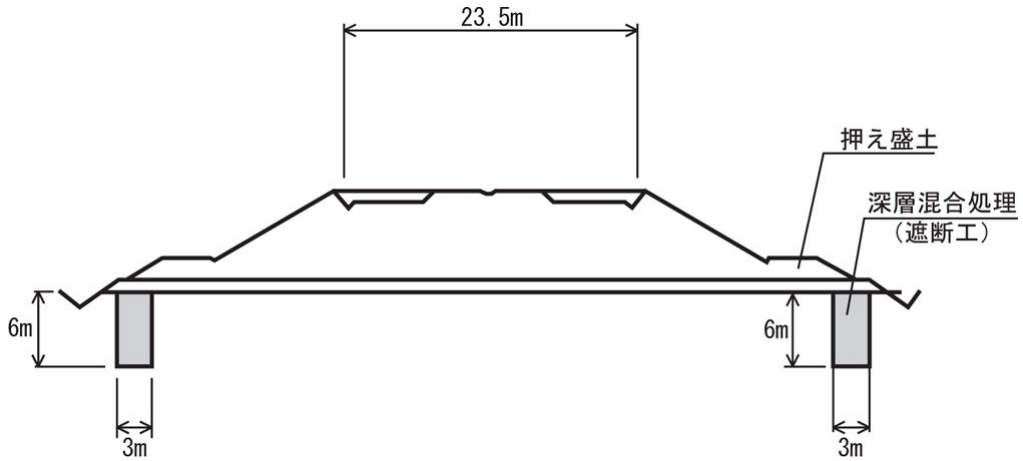


図 2-11　盛土部の標準断面

深川西 IC から大鳳川橋までは、この工法によって、供用後 3 年間の残留沈下が 10cm 以下に抑えられている。大鳳川橋から No.24 ボックスカルバート間の供用後 3 年間の残留沈下は、平均的に 20cm～30cm 程度であった。そこで、ライフサイクルコストの算出においては、深川西 IC から大鳳川橋間の補修費を高規格幹線道路（2 車線）において供用後 3 年間の残留沈下を 10cm（泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルの最小値、表 2-1）としたケース、大鳳川橋から No.24 ボックスカルバート間の補修費を供用後 3 年間の残留沈下を 30cm（同最大値、表 2-1）としたケースと位置づける。

次に、大鳳川橋から No.24 ボックスカルバート間において、圧密促進工法のひとつであるプラスチックドレーン工法を併用した場合を仮想する。当該路線の建設当時、泥炭地盤に対して圧密促進工法の効果はほとんど期待できないというのが定説であった。しかし、その後の研究[6)]によって、泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の効果とその沈下予測法が明らかとなっている。

⑶ プラスチックドレーン工法による改良効果のシミュレーション

最も残留沈下の大きかった KP10.018km の沈下実測値（図 2-7）を基にシミュレーションを実施した。表 2-5 にシミュレーションのケースを示す。まず、沈下実測値を基に双曲線法を用いて最終沈下量(cm)を求め、経過日数と圧密度(%)の実態を整理した。次に、同一地盤、盛土条件でプラスチックドレーン工法を併用したケースの圧密度をウェルレジスタンス[7)]を考慮したバロン式によって計算した。この際、沈下実測値から逆算された圧密係数 C_h=56cm^2/day を用いた。なお、単純化のため、泥炭層の二次圧密は考慮していない。

表 2-5　解析ケース

ケース	想定した状況	ドレーンの施工間隔
1	実際に施工された状況通り	―
2	プラスチックドレーンを併用した場合（仮想）	80cmの正方配置
3		100cmの正方配置

計算結果を図 2-12 に示す。供用開始時点での実際の圧密度は 70%程度であったが、プラスチックドレーンのケースでは、90%程度にまで改善が図られる。今回の解析条件下では、プラスチックドレーンを用いることによって供用後 3 年間以内で一次圧密が終了する。

図 2-12 の結果を供用後 3 年間の残留沈下量に再整理したのが図 2-13 である。プラスチックドレーンを 80cm 間隔で施工した場合、供用後 3 年間の残留沈下を 9cm まで抑制できる。これは、深川西 IC から大鳳川橋間の残留沈下レベル（許容残留沈下量の最小値）である。

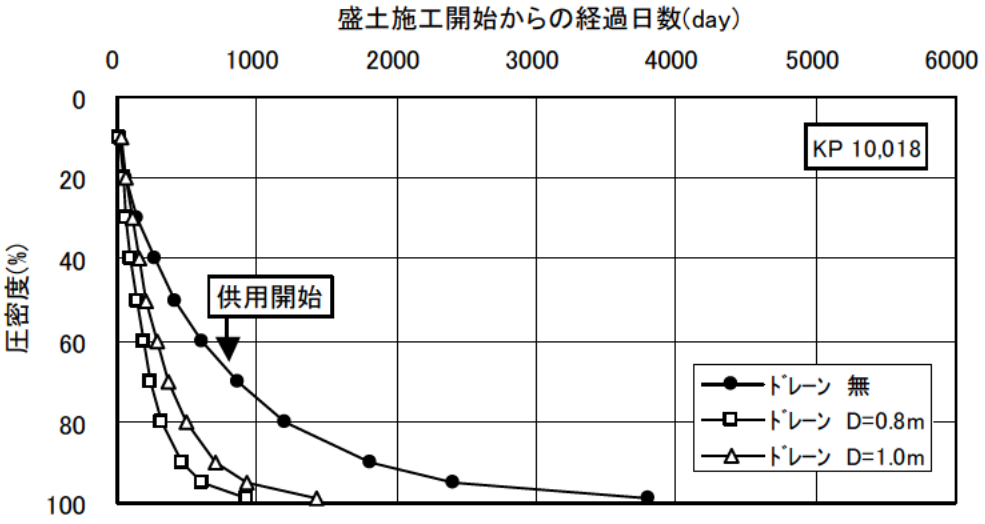


図 2-12　圧密度シミュレーション結果

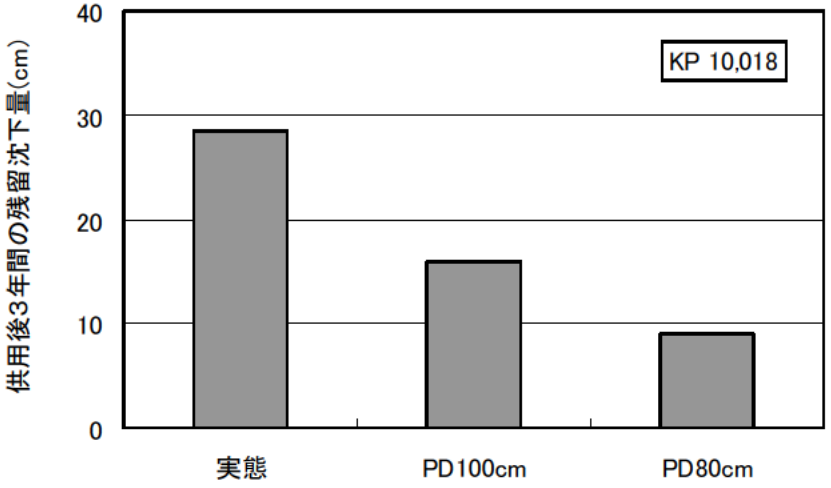


図 2-13　残留沈下シミュレーション結果

(4) ライフサイクルコスト算出条件

前述した 3 ケースの供用後 50 年までのライフサイクルコストを次式で試算する。ここで、式(2-2)のプラスチックドレーン施工費は、ケース 2 とケース 3 のみ計上している。式(2-3)の大規模補修費は、供用後 3 年間の残留沈下が 30cm 程度であったケース 1 のみ計上した。

供用後 50 年までのライフサイクルコスト ＝ 建設コスト＋50 年間の補修コスト　式(2-1)

建設コスト= 盛土工費＋深層混合処理施工費＋プラスチックドレーン施工費　式(2-2)

50 年間の補修コスト= 小規模補修費＋大規模補修費　式(2-3)

ここで、ケース 1 における供用後 4 年間の小規模補修費は、実態に合わせて大鳳川橋から No.24 ボックスカルバート間で要したコストとした。ケース 2 と 3 では、計算で得られた残留沈下が深川西 IC から大鳳川橋間の残留沈下に近かったため、同区間で実際に要したコストを用いた。供用 5 年目以降の小規模補修費は、供用 20 年以上の実績が明らかになっている道央自動車道（札幌から岩見沢間）の段差修正件数 [8]を参考に、表 2-6 のように仮定した。建設コストおよび補修コストには、工事経費（直接工事費の 30%と仮定）を加算した。なお、建設コストには、用地費、路盤・舗装施工費などもあるが、これらは各ケース共通であり、相対比較では必要ないことから計上していない。

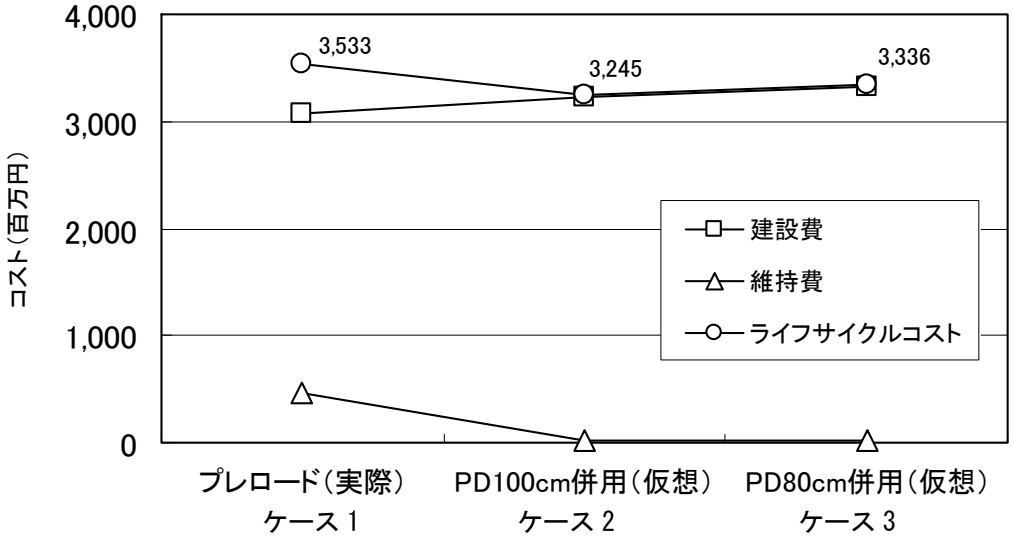
表 2-6　シミュレーションに用いた供用期間と補修コスト

期間	補修コストの比率
供用初期4年間	1
5年目～10年目	0.69
以降10年間ごと	0.23

(5) ライフサイクルコストのシミュレーション

大鳳川橋から No.24 ボックスカルバート間（延長：2.2km）における供用 50 年間のライフサイクルコスト試算結果を図 2-14 に示す。当該区間では、最も経済的なプレロード工法が選定されており、建設コストは低く抑えられていた。しかし、結果的に供用後の残留沈下が大きく、大規模な補修工事など補修コストが嵩んだ。一方、プラスチックドレーンを併用した場合、建設コストはわずかに高価になるものの、残留沈下を抑制することから、小規模な補修工事で対応が可能であり、ライフサイクルコストでは 6%～8%程度のコスト削減となる。プラスチックドレーン工法程度の泥炭地盤対策工で対応できるのであれば、現行の高規格幹線道路の供用後 3 年間の許容沈下量 10cm～30cm のうち、10cm を設計目標値とするのが合理的となる。

ここでの試算は、様々な仮定条件下で得られたものである。よって、他の現場条件に、ここでの試算結果をそのまま当てはめることができるものではないことを断っておく。



※図中の数字はライフサイクルコストの額、PD はプラスチックドレーンを示す

図 2-14　ライフサイクルコストの試算結果

2.3 長期沈下の要因

前述の通り、軟弱地盤上の盛土の場合、ライフサイクルコストを念頭に置き、その性能を損なわない範囲で残留沈下を許容し、維持補修を行いながら供用するのが一般的である。この際、沈下量と沈下速度の関係、特に供用後に発生する残留沈下を事前に予測しておくことが極めて重要になることは言うまでもない。ところが、泥炭の圧密は、慣用的な沈下解析法では表現することのできない特殊な挙動をとることが知られている。本節では、泥炭地盤の長期沈下について、既往の研究を整理することで概説する。

泥炭地盤の圧密沈下の経時変化（概念図）を図 2-15 に示す。圧密沈下は、巨視的な間隙からの脱水による圧密（一次圧密）とクリープ的な変形（二次圧密）に分かれる。

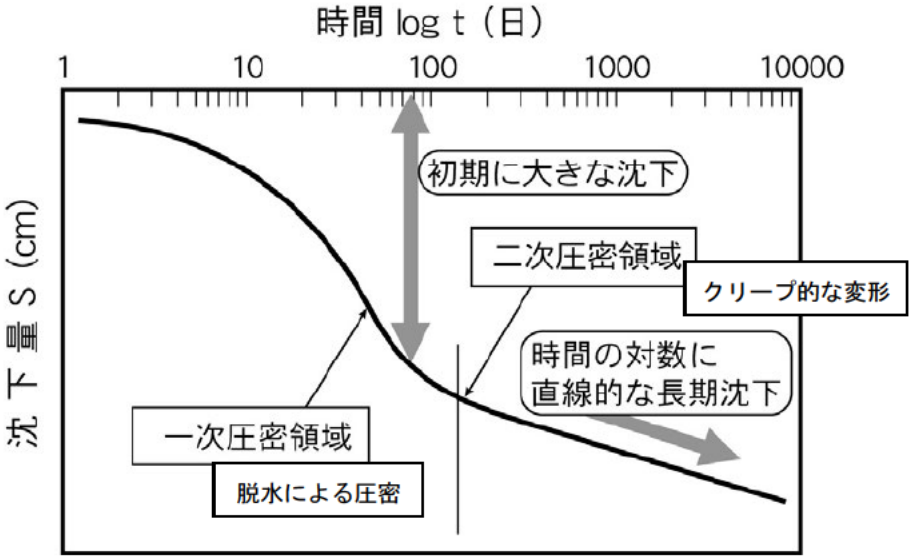


図 2-15　泥炭地盤の沈下挙動

2.3.1 一次圧密

泥炭の場合、粘土に比べ間隙が著しく大きいため、一次圧密沈下量は極めて大きい。したがって、盛土の構築にあたって、所要の高さを得るために非常に多くの土量を必要とする。高さ数 m の盛土を造るために 10m を超える盛土厚を必要とすることも珍しくない。

一方、圧密速度も粘土と挙動を異にする。Terzaghi の圧密理論によれば、圧密初期の沈下量と√t の関係は直線になる。すなわち、圧密初期のひずみ速度と時間の関係は両対数紙上で直線であり、かつ、その勾配αは-0.5 でなければならない。及川[9]は、泥炭（自然含水比 662%～808%）の圧密試験を実施し、αを求めている（図 2-16）。泥炭のαは、-0.55～-0.90 の範囲にあり、α=-0.5 とはなっていない。このことは、Terzaghi 理論と比べ、泥炭の沈下速度が初期において速く、圧密後半になると遅れることを示している。このような初期の沈下を√t 時間軸に対してプロットしても、αが小さなものほど沈下が急速に収束する形の曲線となり、直線部分は存在しない。もちろん、理論曲線とのカーブフィッテングも困難である。なお、泥炭の圧密速度と Terzaghi 理論との相違は、土の透水係数を一定とした Terzaghi 理論における仮定と密接に関係すると考えられることから、第 3 章において詳細に検討する。

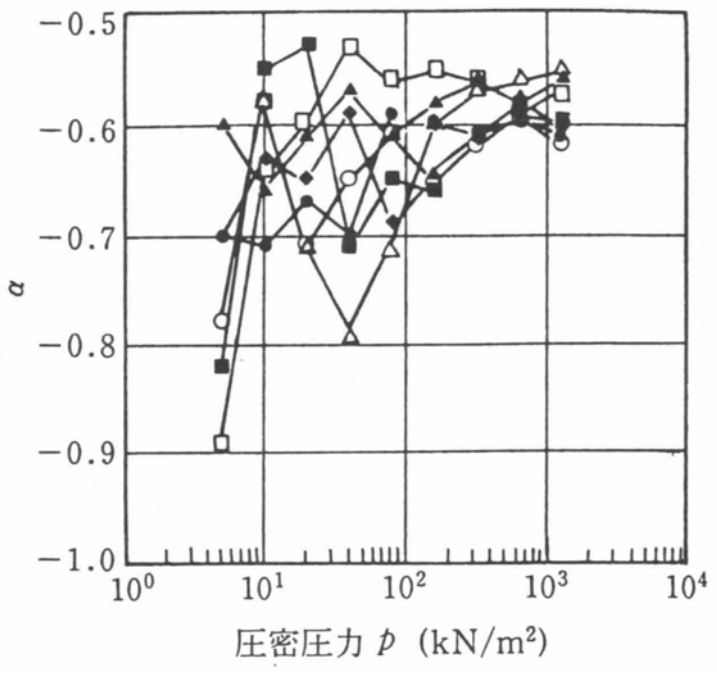


図 2-16　圧密初期の沈下速度～時間関係の勾配αの実測例[9]

2.3.2 二次圧密

泥炭では、時間の対数に比例して生じるクリープ的な沈下である二次圧密が顕著に生じる。粘土の二次圧密は、粘土骨格の粘性圧縮あるいは骨格構造の劣化[10)]による遅れ圧密と理解されている。しかし、泥炭の場合は、骨格を構成している植物繊維自身が大きな間隙を持っており、その圧縮に起因するクリープ挙動と考えられている。つまり、泥炭と粘土では二次圧密の機構が異なるわけだが、ここでは便宜上、両者とも二次圧密と称することとする。木暮[11)]は、植物繊維内の微視的な間隙（ミクロポア）は植物繊維相互間の巨視的な間隙（マクロポア）と連通しているので、植物繊維の圧縮には植物繊維内の過剰間隙水圧の消散と排水が伴うと指摘している。すなわち、泥炭のクリープ現象を一次圧密の延長と捉えるべきとした上で、ミクロポアからの排水には長時間を要するため、泥炭の沈下は長期にわたって継続するとしている。このモデルは、泥炭の沈下機構を理解する上で示唆に富んでいる。

一方、泥炭の二次圧密沈下を現象面から説明している研究も多くあり、実務に有用な情報を与えている。二次圧密を時間の対数に対するひずみの傾きとして整理すると次式のように表わされる。これを二次圧密係数 C_αと呼んでいる。ここで、ΔHは二次圧密による沈下量、Hは初期の泥炭厚、t は時間である。

$$C_\alpha = (\Delta H/H)/\Delta \log t \qquad \text{式(2-4)}$$

Mesri and Godlewski[12)]は、圧縮指数 C_C に対する C_αの比 C_α/C_C が泥炭では0.07±0.02、粘土では0.05±0.02であるとしている。松尾ら[13)]は、泥炭で約 0.065 と報告している。泥炭の C_C が非常に大きいことを考えると、粘土と比べ桁違いに大きな二次圧密量となることがわかる。

ここまで述べた泥炭の一次圧密後半の遅れと顕著な二次圧密が、長期にわたって生じる大きな残留沈下の要因となっている。この泥炭特有の現象を Terzaghi 理論によって表現することはできない。さらに、泥炭の C_C には顕著な応力依存性があること[14)]も、慣用的な沈下解析法の適用を困難なものとしている。

３．有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法

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、本章において、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する。

3.1 有限要素解析の現状と課題

泥炭地盤のような軟弱地盤上に盛土などを築造する場合、間隙水の移動を伴いながら圧密とせん断による地盤変形が生じる（図 3-1）。このように複雑な条件を解析するには、圧密とせん断の両者を考慮できる土の構成式を導入した水-土連成有限要素解析が極めて有効な方法となる。

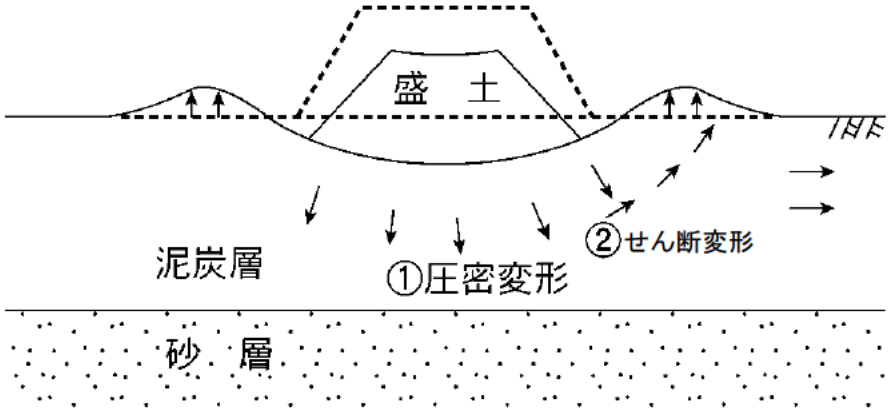


図 3-1　盛土による泥炭地盤の変形

当研究チームにおける既往の研究において、カムクレイモデル[15)16)]を用いた有限要素解析が、泥炭地盤の変形挙動解析手法として有効なことが明らかになっている[17)]。同様な報告は、他にもいくつかなされていることから[例えば 18) 19)]、粘土の弾塑性あるいは弾粘塑性モデルを用いた有限要素解析が、泥炭地盤の変形解析に適用可能なことがわかる。対馬[20)]や山口[21)]は、泥炭のダイレイタンシー特性は、その量が極めて大きいことを除けば、粘土の延長線上にある可能性を指摘している。さらに、岡ら[22)]は、泥炭および有機質粘土の圧密非排水三軸圧縮試験とカムクレイモデル型構成式による有効応力経路が近似することを報告している。これらのことを考えると、粘土を対象とした構成式であるカムクレイモデルが泥炭に適用可能なことが理解できる。最近では、コンピューターの性能の著しい向上と有限要素解析プログラムの普及により、研究目的のみ

ならず実務においても有限要素解析が地盤変形の予測法として大きな可能性を持ってきたといえる。特に近い将来、性能設計が導入されることを考えると、その必要性は極めて高い。

一方で、泥炭地盤の場合、解析に用いる土質パラメータを決定することが難しく、実務における有限要素解析普及の大きな妨げとなっている。既に、圧密非排水三軸圧縮試験と圧密試験から泥炭地盤の解析に必要な土質パラメータを決定する方法は提案されている[23)]。しかし、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており[24)]、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。地盤調査に要する費用は、求められる解析精度とのバランスで決定されるべきものではあるが、三軸圧縮試験や圧密試験のような高価な試験を数多く実施することは、大型プロジェクト以外では現実的とはいえない。数多くの簡易な試験あるいは連続的な情報を得ることのできる原位置試験から、泥炭の土質パラメータを推定する方が合理的な場合もある。また、事前に詳細な調査が行われていない場合、限られた試験結果からパラメータを推定しなければならないこともある。したがって、物理インデックスあるいは原位置試験結果と解析に必要な土質パラメータの関連を検討し、それらから土質パラメータを決定する方法は、実務において極めて有用な手段となる。Iizuka and Ohta[25)]は、無機質粘土の塑性指数と関口太田モデル[26)]に必要な土質パラメータを関連付けた既往の研究を整理することで、土質パラメータの決定法を提案している。

しかし、コンシステンシー試験が実施できない泥炭あるいは有機質粘土に、この方法が適用できないのは明白である。そこで、有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法を確立する目的で、まず表 3-1 に示すカムクレイモデルを導入した水-土連成有限要素解析に必要な泥炭あるいは有機質粘土の土質パラメータの検討を行う。さらに、二次圧密を支配する土質パラメータの検討も実施する。

表 3-1　カムクレイモデルを用いた有限要素解析に必要な土質パラメータ

項目	土質パラメータ
圧密・せん断挙動	圧縮指数λ、膨張指数κ、限界状態応力比M、初期間隙比e_0、ポアソン比ν
地盤の初期応力	有効土被り圧σ_{v0}、静止土圧係数K_0
時間依存	初期透水係数k_0、透水係数の変化係数C_k

3.2 有限要素解析に用いる土質パラメータ

3.2.1 圧縮指数、膨張指数および限界状態の応力比

前述した通り、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており、少ない試料から土質パラメータを決定するより、数多くの簡易な試験から推定する方が合理的である。一方、泥炭の工学的性質は、自然含水比や強熱減量と相関性が高いことが知られている[27]。そこで、北海道内の泥炭地盤から採取された 173 個の不撹乱試料について、自然含水比 W_n と段階載荷圧密試験から得られた圧縮指数 C_C の関係を整理した（図 3-2）。泥炭の C_C は、W_n の増加に伴い直線的に増加しており、式(3-1)で近似できる。なお、同様な整理は、既往の研究[28]においても行われているが、式(3-1)にほぼ近い関係となっている。

$$C_C = 0.01W_n\ (\%) \qquad \text{式(3-1)}$$

同じ試料の C_C と膨張指数 C_S の関係を図 3-3 に示す。C_C の増加に伴い C_S が増加している。全試料の 90%は、$C_S = 0.05 \sim 0.2C_C$ の範囲内にある。このばらつきは、除荷時における圧密リングの摩擦の影響と考えられる。単純な荷重増加問題においては、この程度のばらつきは有限要素解析結果に大きく影響を与えないことが明らかになっている[29]。したがって、式(3-2)で近似して良いと判断される。

$$C_S = 0.1C_C \qquad \text{式(3-2)}$$

限界状態の応力比 M は式(3-3)で定義される。ここで、ϕ'は有効せん断抵抗角である。

$$M = 6\sin\phi' / (3 - \sin\phi') \qquad \text{式(3-3)}$$

北海道江別市の美原地区と篠津地区ならびに北海道釧路市鶴野地区において、泥炭、有機質粘土および粘土の不撹乱試料を採取し、等方圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。試料の乱れを極力少なくするために、シンウォールチューブから抜き出した試料の周面をトリミングせずに、直径 75mm・高さ 150mm の供試体寸法とした。圧密圧力は、20, 40, 80kPa もしくは 25, 50, 100kPa を与えた。軸ひずみにピークが認められない試料が大部分であったため、軸ひずみ 15%の時に破壊が生じたと仮定した。この試験で得られた強熱減量 Li とϕ'の関係を図 3-4 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、ϕ'が 50°を超えるものがあった。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ている。その関係は式(3-4)で近似される。なお、図 3-4 には鉱物質の粘土のデータもあるが、当然ながら式(3-4)は泥炭あるいは有機質粘土に限定して用いるべきである。

$$\phi' = 0.19\mathrm{Li}\ (\%) + 32 \qquad \text{式(3-4)}$$

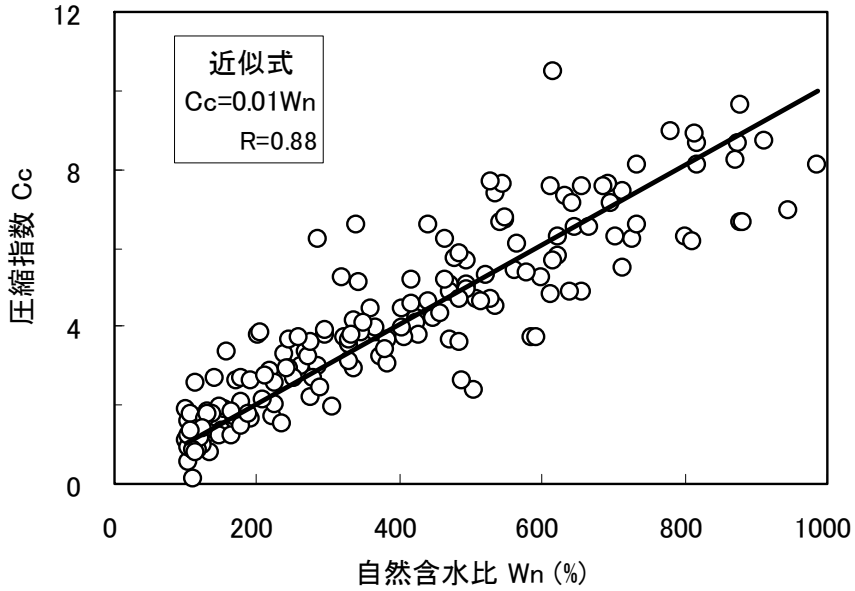


図 3-2　泥炭の自然含水比と圧縮指数

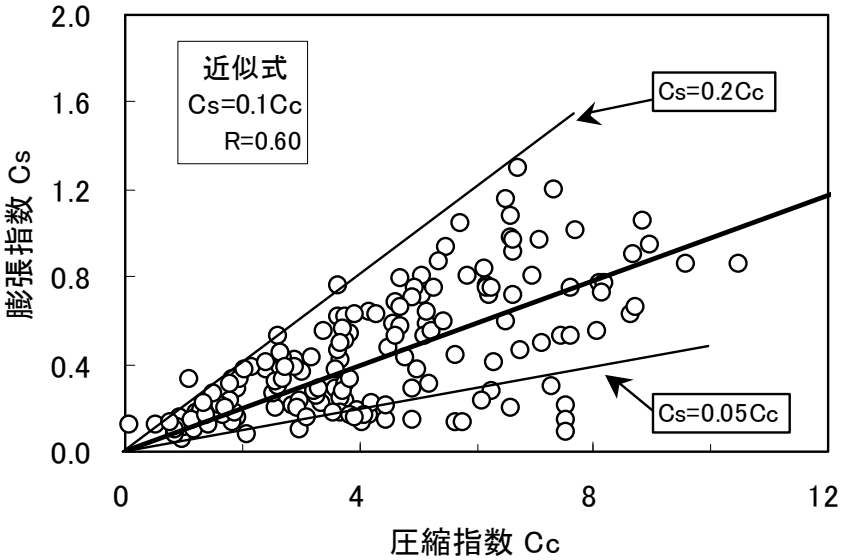


図 3-3　泥炭の圧縮指数と膨張指数

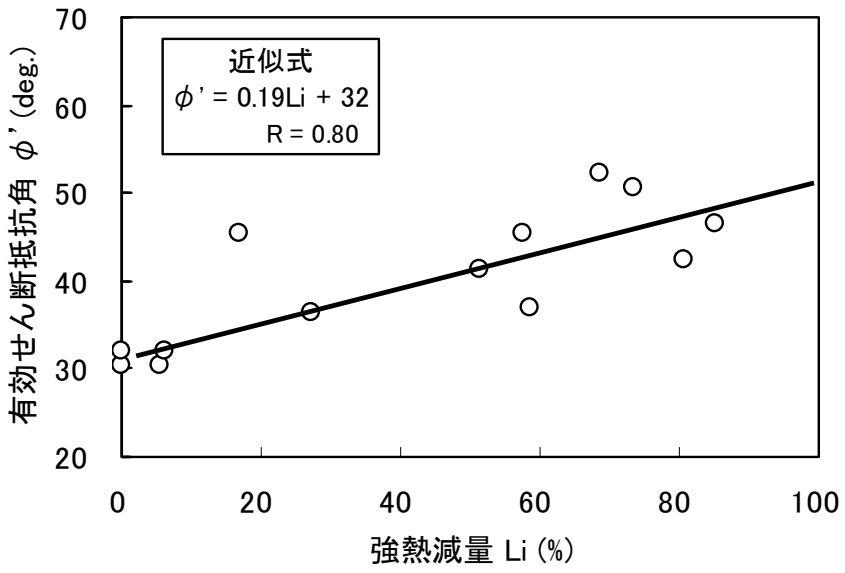


図 3-4　強熱減量と有効せん断抵抗角

3.2.2 静止土圧係数[30) 31)]

カムクレイのような弾塑性モデルの場合､応力-ひずみ関係が非線形なため､応力の増分が同じであっても、載荷開始時の応力状態の違いによって生じるひずみが異なる。したがって、初期の原位置応力を正確に把握することが求められ、静止土圧係数は解析結果に大きな影響を与える土質パラメータである。そこで、泥炭性軟弱地盤から採取した試料に対して三軸 K_0 圧密試験を実施するとともに､原位置においてダイラトメータ試験を行い、それらに基づいて泥炭性軟弱地盤の K_0 値の評価法について検討を行った。

(1) 調査地点と調査・試験方法

石狩低湿地に位置する北海道江別市の美原地区と篠津地区ならびに釧路湿原の北海道釧路市鶴野地区の 3 地点において、調査を実施した（図 3-5)。室内試験として、三軸 K_0 圧密試験、等方圧密非排水三軸圧縮試験、圧密試験および物理試験を行った。原位置試験は、ダイラトメータ試験のほかに電気式コーン貫入試験を実施した。

図 3-6 に江別市美原の地盤物性を示す。当該地盤は、表層に自然含水比 400%～500%の泥炭があり、その下位に有機質粘土、砂質シルト、粘土が堆積している、いわゆる典型的な泥炭性軟弱地盤である。泥炭の過圧密比は 1～2 の範囲であり、軽い過圧密な状態で堆積しているのがわかる。図 3-7 に江別市篠津の地盤物性を示す。当該地点は、美原地区の近傍にあり、地盤構成は美原地区と大きくは変わらない。ただし、美原地区と比較して、全体的に過圧密比が高いのが特徴である。 図 3-8 に釧路市鶴野の地盤物性を示す。当該地盤の軟弱層は他の 2 地点より薄く、泥炭、有機質粘土、粘土が互層状に存在している。泥炭の過圧密比は 2 以下を示すが、有機質粘土と粘土はそれよりも高い過圧密比であった。

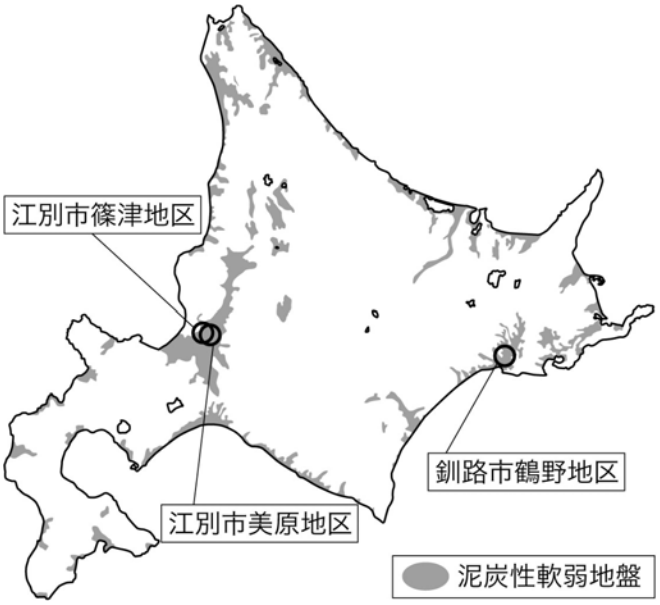


図 3-5　調査地点

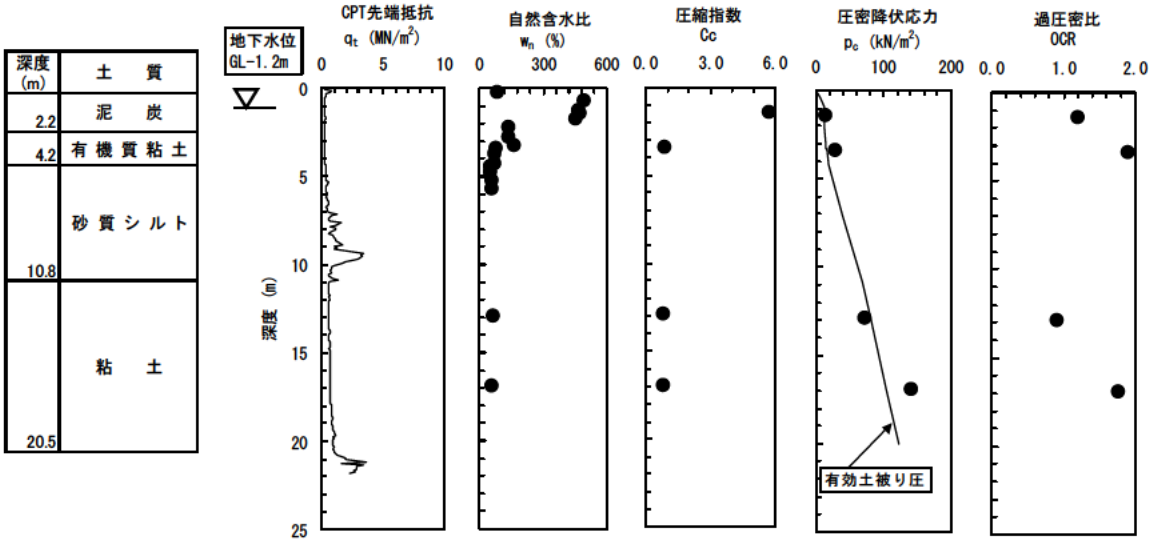


図 3-6　江別市美原地区の地盤物性　（調査地点の標高：5.76m，調査時期：10 月）

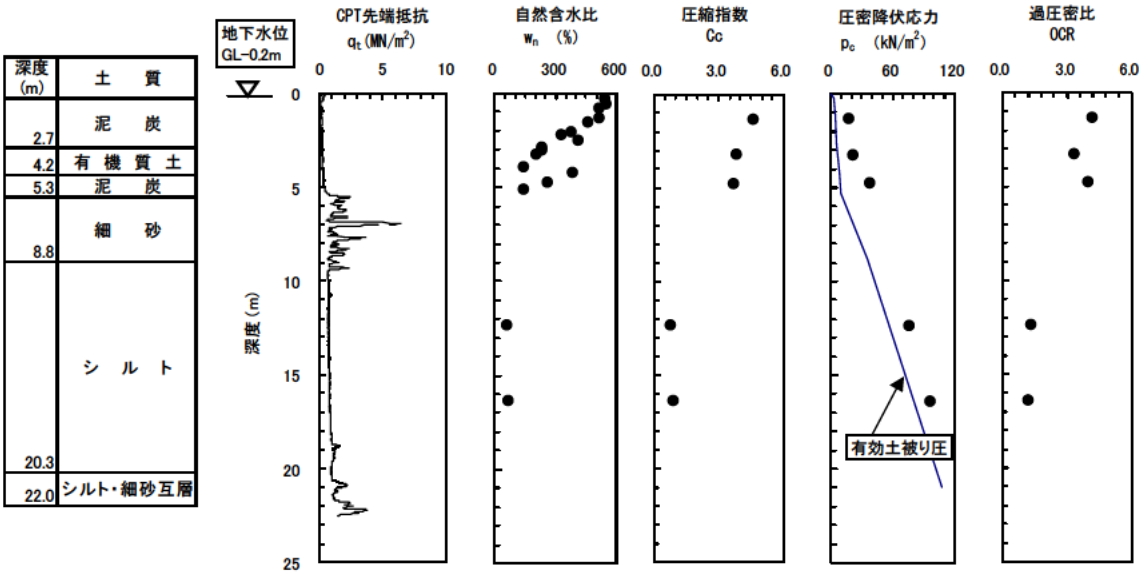


図 3-7　江別市篠津地区の地盤物性　（調査地点の標高：4.83m，調査時期：9 月）

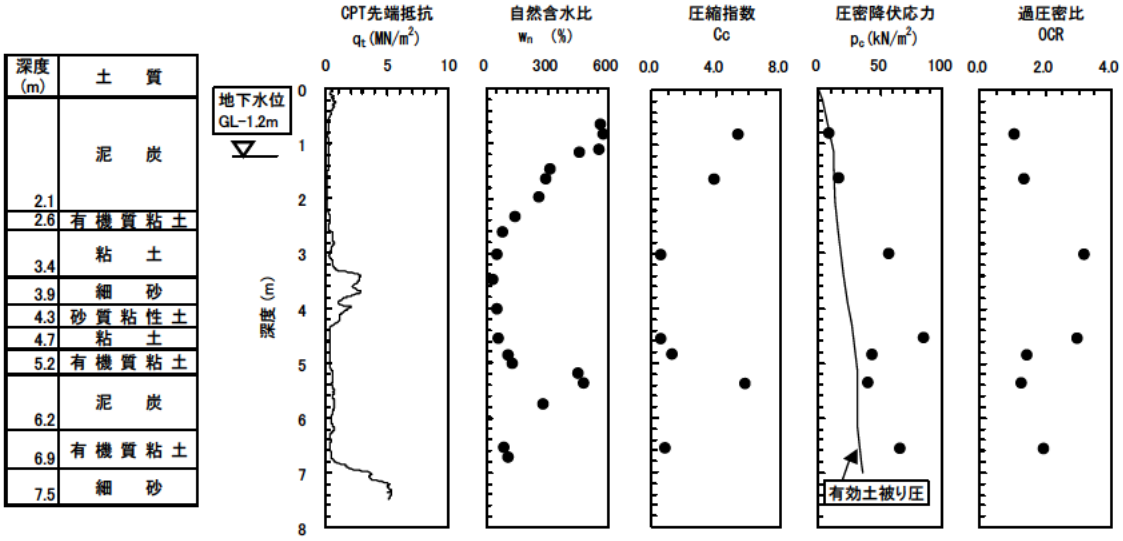


図 3-8　釧路市鶴野地区の地盤物性　（調査地点の標高：不明，調査時期：8 月）

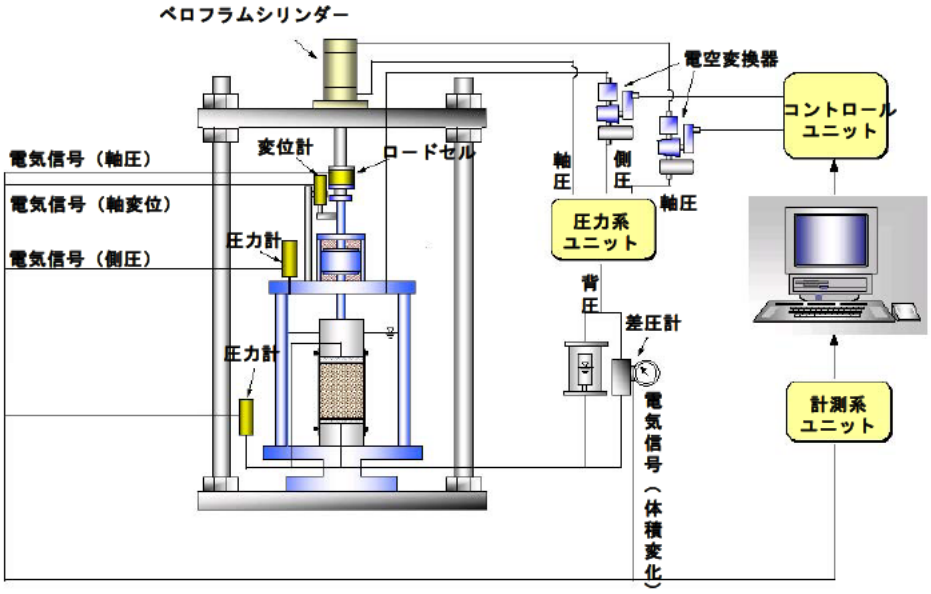


図 3-9　三軸 K_0 圧密試験装置の構成

1）三軸 K_0 圧密試験

固定ピストン式シンウォールチューブにて採取した不撹乱試料に対して、地盤工学会基準に従い三軸 K_0 圧密試験を実施した。実験装置の構成を図 3-9 に示す。K_0 圧密の制御は、軸変位と体積変化の測定により間接的に側方ひずみを検出し、それに応じて側圧を増減する方法を採った。泥炭試料については、周面のトリミングを行わず、直径 75mm・高さ 75mm の供試体寸法とした。これは、乱れを極力少なくするためである。それ以外の試料の供試体寸法は、直径 50mm・高さ 100mm である。

供試体内に過剰間隙水圧が生じると過小な K_0 値となることから、充分に遅い軸方向載荷速度（0.2kN/m^2/min）とした。さらに、排水を促すため供試体周面に幅 1cm の帯状のろ紙を 4 枚用いた。上下両端面からもナイロンメッシュを使用し排水させている。小田・三田地[32]は、圧密圧力 100～400kPa における圧密係数が 10～13cm^2/day の粘土に対して三軸 K_0 圧密試験を実施し、0.9kN/m^2/min 以下の軸方向載荷速度であれば、供試体底部中央で測定された過剰間隙水圧が鉛直応力の 10%以下となり、漸増載荷中の K_0 値も充分に信頼できるとしている。今回の実験では、上下両端面から排水させているため、間隙水圧は測定してないが、小田・三田地が用いた粘土と比較して、ここでの泥炭および有機質粘土の圧密係数が、ほぼ同程度か 10 倍程度大きいことから、今回の軸方向載荷速度（0.2kN/m^2/min）においてほとんど過剰間隙水圧は発生していないと考えられる。

K_0 圧密中の側方ひずみは、0.01%～0.03%程度であり、地盤工学会の基準値である 0.05%以下を充分に満足していた。実験後の観察においても、後述する一部の試料を除いて、側方の変形は見られなく（写真 3-1）、地盤工学会基準に示されている試験方法が、泥炭に対しても適用できることが確認された。

なお、K_0 圧密開始前に初期等方応力を載荷している。当初、初期等方圧力として、実験装置の制御上最も小さい 25kN/m^2 を与えたが、採取深度が浅く、圧密降伏応力の極めて小さい一部の泥炭では、その時点で供試体の側方変形が生じた。そこで、装置の改造を行い、その後は泥炭には 2kN/m^2、有機質粘土には 5kN/m^2 の初期期等方応力を与えることとした。

(a)試験前

(b)試験後（2 つ割）

写真 3-1　試験前と試験後の泥炭試料（釧路市鶴野地区：深度 1.39m～1.56m，初期等方圧力：2kN/m^2）

2）圧密非排水三軸圧縮試験

三軸 K_0 圧密試験と同様に不撹乱試料に対して、地盤工学会基準に従い等方圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。泥炭試料については、乱れを極力少なくするために、周面のトリミングを行わず、直径 75mm・高さ 150mm の供試体寸法とした。それ以外の試料の供試体寸法は、直径 50mm・高さ 100mm である。正規圧密状態における強度定数を求めるため、圧密降伏応力よりも大きい圧密圧力とした。具体的には、ほぼ同一深度の 3 個の供試体について、各々20, 40, 80kPa もしくは 25, 50, 100kPa を与えた。3t 法によって圧密を終了させた後、0.1%/min の軸ひずみ速度で非排水せん断した。軸ひずみにピークが見られない試料が大部分であったが、軸ひずみが 15%に達した時点を破壊と見なし、有効せん断抵抗角 ϕ' を求めた。

3)強熱減量試験

地盤工学会基準に従い、700～800℃の温度で強熱した。有機物量が多い試料を扱うことから、強熱時間を基準の 1 時間より長い 4 時間とした。泥炭の場合、1 時間程度の強熱時間では有機物が完全に燃焼せずに強熱減量値を 30%程度過小評価することがあり、4 時間以上の強熱が必要との報告[33)]を踏まえたものである。

また、強熱前の試料乾燥温度は 90℃とした。これは、通常の 110℃では、泥炭中の有機物の一部が焼失する恐れがあるためである。泥炭の場合、90℃で 24 時間以上乾燥させることで、110℃と同じ乾燥状態となることが確認されている[34)]。なお、泥炭の不均質性を考慮して、強熱減量値は 3 試料の平均値とした。

4）ダイラトメータ試験

ダイラトメータ試験（以下、DMT とする）は、幅 93mm・厚さ 16mm の薄い板状のブレード（図 3-10）を地盤内に貫入し、所定深度まで貫入した後、ブレードに内蔵されたメンブレンの中央部をガス圧によって 1.1mm 膨張させ、地盤を水平方向に載荷する原位置試験である。得られた測定値より、3 種類のインデックスが計算される。ここでは、K_0 値の推定に用いられる水平応力インデックス K_D のみ取り扱う。K_D は式(3-5)で表される。ここで、P_0 :測定値(kN/m^2)、u_0: 静水圧(kN/m^2)、σ_v' :有効土被り圧(kN/m^2)である。

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma_v' \qquad \text{式(3-5)}$$

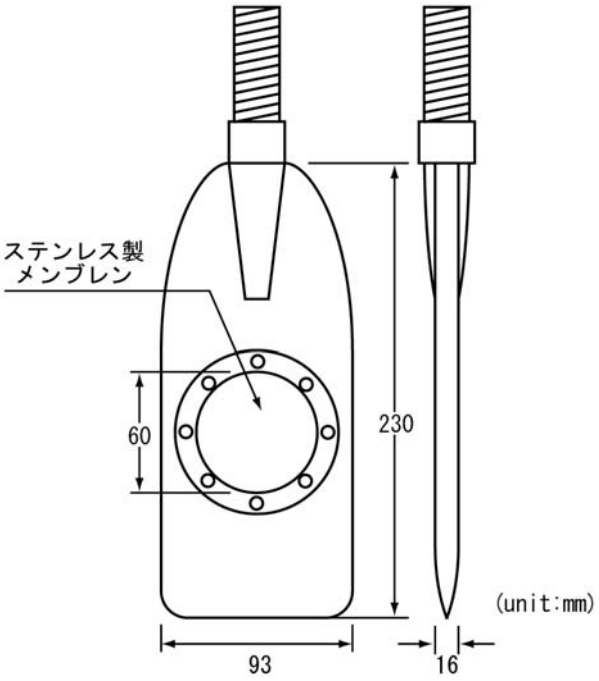


図 3-10　ダイラトメータのブレード

(2) 三軸 K_0 圧密試験結果の評価

試験結果のうち、泥炭試料についての軸方向圧密圧力σ_a'と K_0 値の代表的な関係（釧路市鶴野地区：深度 1.39m～1.56m）を図 3-11 に示す。軸方向圧密応力が圧密降伏応力を超えて正規圧密領域になると、K_0 値がほぼ一定値となっている。この値を正規圧密領域での K_0 値（以下、K_{0NC}）とした。

続いて、圧密降伏応力に対して、充分に大きな軸方向圧密圧力を与えた後に K_0 除荷を行った。除荷過程（過圧密領域）における K_0 値は、正規圧密領域での値と一致せずに大きな K_0 値を示している。その傾向は、過圧密比（以下、OCR）が大きくなるに従って著しくなっている。この除荷過程において、OCR と過圧密状態での K_0 値（以下、K_{0OC}）を評価した。

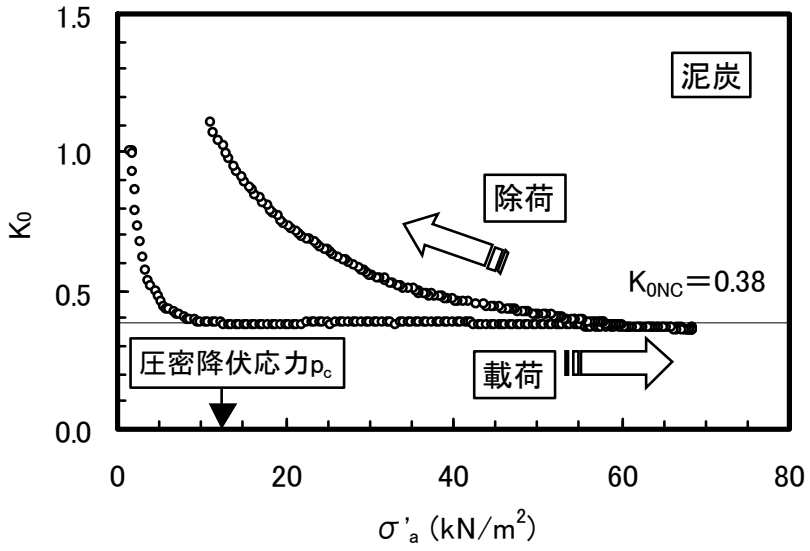


図 3-11　σ_a'と K_0 値の代表的な関係（釧路市鶴野地区：深度 1.39m～1.56m）

(3) 正規圧密状態での静止土圧係数

図 3-12 に調査した 3 箇所の強熱減量と K_{0NC} の関係を示す。図中に〇囲みした試料の結果を除いて、強熱減量の増加、すなわち有機物含有量が増えるに従い、K_{0NC} がほぼ直線的に減少することがわかる。有機質粘土あるいは強熱減量の比較的低い泥炭においては、K_{0NC} が 0.4 程度と粘土と比べて 0.1 程度低い値であった。強熱減量の高い試料（85%）は、K_{0NC} が 0.21 と粘土と比較して極めて小さい値を示した。三田地・藤原 [35] は、本研究と同様に三軸 K_0 圧密試験を実施し、不撹乱泥炭の K_{0NC} を測定している。その結果、強熱減量 92.5% の泥炭の K_{0NC} が 0.29 を示したと報告しており、それと比較しても本研究で得られた強熱減量 85%の泥炭の K_{0NC}=0.21 は特異に小さい値とは考えにくい。

一方、図中で〇囲みした試料は、他の試料の関係から離れて、強熱減量に関係なく 0.4 程度の K_{0NC} を示した。これらの試料は、3 つの調査地点のいずれも比較的浅い深度から採取したもので、極めて小さな圧密降伏応力（概ね 10kN/m^2 以下）であったが、３章で述べた通り過大な初期等方圧力を与えた結果、K_0 圧密前に側方の圧縮が発生している（写真 3-2）。このため、K_0 圧密前の供試体の状態が、原位置の応力状態とは異なってしまい、過大な K_{0NC} が得られたと推測され、信頼性の低い結果と判断できる。一般に、泥炭の圧密降伏応力は、非常に小さい。泥炭に対して、三軸 K_0 圧密試験を実施する場合は、初期等方圧力の設定に充分注意する必要がある。

以上のことを根拠として、〇囲みした試料を除外した上で強熱減量と K_{0NC} の関係を近似すると、図 3-12 中に示した直線で表される。近似式は、以下の通りである。ここで、Li : 強熱減量(%)である。なお、以降の検討においても、図中で〇囲みした試料は、除外している。

$$K_{0NC} = 0.5 - 0.003\,Li \qquad 式(3\text{-}6)$$

K_{0NC} と有効せん断抵抗角 ϕ' の関係式として、以下の Jaky 式 [36] がよく知られている。

$$K_{0NC} = 1 - \sin\phi' \qquad 式(3\text{-}7)$$

Watabe et al. [37] は、Jaky 式が粘土に対して広く有効な関係であることを確認している。今回の試験において、K_{0NC} と等方圧密非排水三軸圧縮試験から得られた $\sin\phi'$ の関係を図 3-13 に整理した。泥炭の K_{0NC} は小さな値であるが、同時に ϕ' も大きいことから、結果的に Jaky 式で表される直線に近い関係となった。

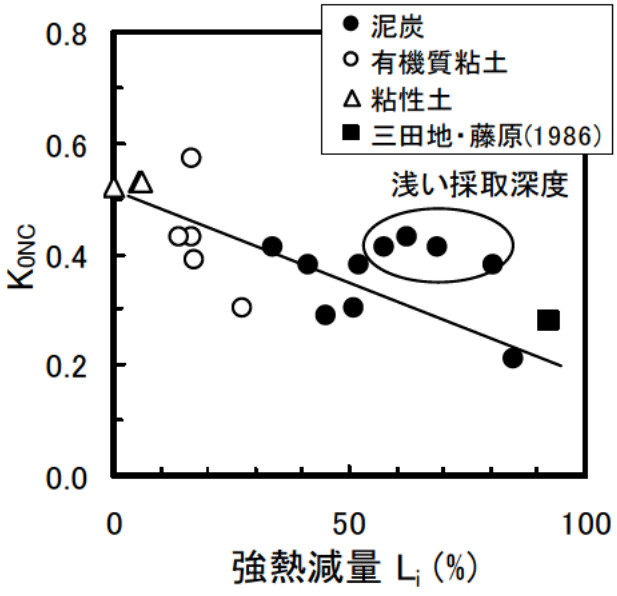


図 3-12　強熱減量と K_{0NC}

写真 3-2　初期等方圧力段階で生じた試料の側方圧縮

（江別市美原地区：深度 1.00m～1.86m の 2 つ割試料，初期等方圧力：25kN/m^2）

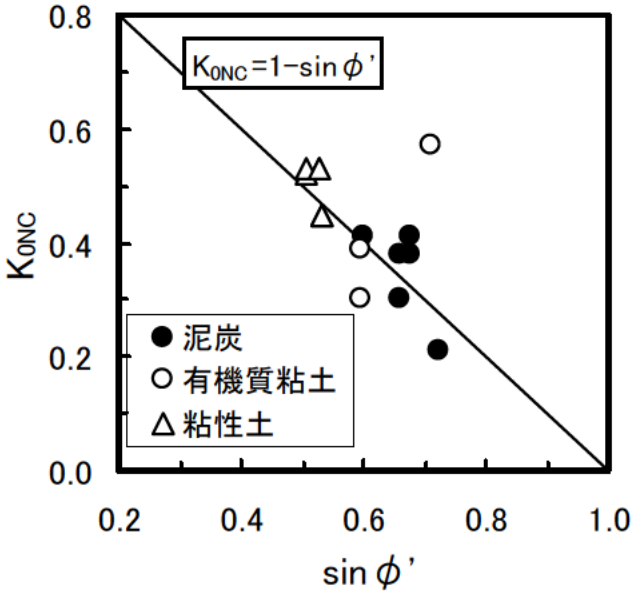


図 3-13　sin φ'と K_{0NC}

(4) 原位置応力状態を考慮した静止土圧係数

泥炭のほとんどは地表面付近に堆積している。また、湿潤密度が極めて小さく、地下水位が比較的浅いため、人為的な載荷がない限り、有効土被り圧が極めて小さい。また、泥炭層の地下水位は、季節的な環境変動を直接的に受け、年間の水位変動が起きやすい浅層地下水位である。以上のことは、人為的な応力の増加がなくても、地下水位の変動によるわずかな応力の変化によって、泥炭が容易に過圧密状態になる可能性を示唆している。人為的な載荷があった場合は、大きな OCR となることは言うまでもない。

二ツ川・菊池 [38]は、北海道札幌市米里地区の泥炭性軟弱地盤において、1985 年から 1987 年まで浅層地下水位の変動などを詳細に観測している。これによると、浅層地下水位は、3 月から 4 月の間に最も浅くなり、夏期に深くなっている。その差は約 50cm～1m であった。そこで、表土（湿潤密度 15.0kN/m^3、厚さ 0.5m）とその下位に泥炭（湿潤密度 10.3kN/m^3、厚さ 4.5m）が堆積している地盤において、地下水位が 1m 低下することによって、どの程度の OCR になるかを試算した。ここで、仮定した泥炭の厚さならびに湿潤密度は、泥炭性軟弱地盤の平均的な値である。低下する前の地下水位は、地表面ならびに表土と泥炭の境界の 2 ケース設定した。図 3-14 にその結果を示す。地下水位が 1m 低下することによって、OCR が 2～5 にまで変化することがわかる。

浅層地下水位の年間変動は、北海道札幌市米里地区特有の現象とは考えにくい。ある程度開発が進み暗渠などの排水施設のある泥炭性軟弱地盤では、数 10cm から 1m 程度の大きな水位変動があることが、他の地域においても確認されている [39]。未開発の泥炭性軟弱地盤が少なくなっていることを考えると、地下水位変動によって軽い過圧密状態になることは珍しい現象ではないと考えられる。今回調査した 3 地点においても、泥炭が軽い過圧密な状態で堆積していた（図 3-6～3-8）。したがって、泥炭性軟弱地盤の K_0 値を評価するにあたっては、原位置での応力状態を考慮し、OCR と K_{0OC} の関係を充分に検討する必要がある。

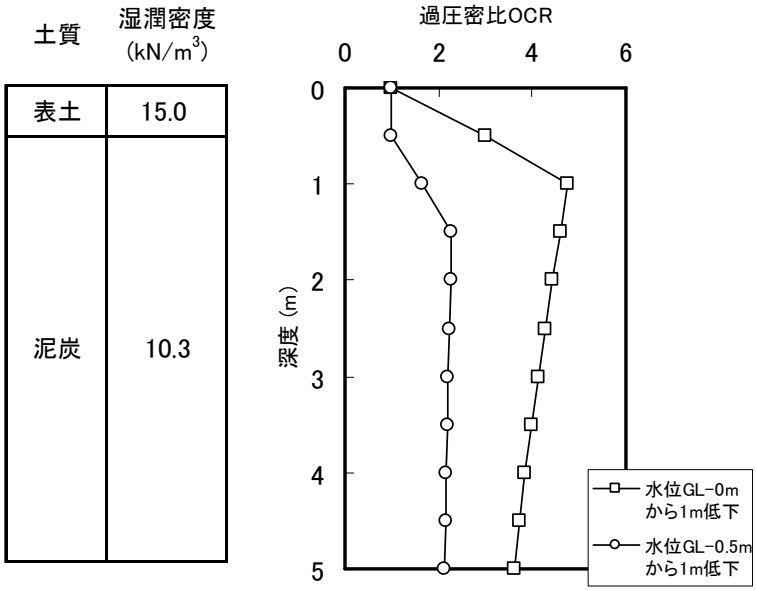


図 3-14　地下水位の低下による泥炭層の過圧密化

そこで、過圧密状態での K_0 値について検討する。三軸 K_0 圧密試験の除荷過程で得られた代表的な OCR と K_{0OC} の関係として、図 3-11 を基に整理したものを図 3-15 に示す。この試料の OCR は 1.37 であり、それに対応する K_0 値（以下、K_{0OC}）は 0.41 である。他の試料についても、原位置が過圧密状態になっている場合は、このような方法で K_{0OC} を求めた。粘土などの無機質土では、OCR と K_{0OC} が両対数上でほぼ直線的な関係になることが知られているが、泥炭および有機質粘土の OCR と K_{0OC} についても、図 3-15 のように両対数上でほぼ直線近似の関係が認められた。つまり、泥炭および有機質粘土の K_0 値は、応力履歴に依存し、OCR の関数として表現できることが確認された。

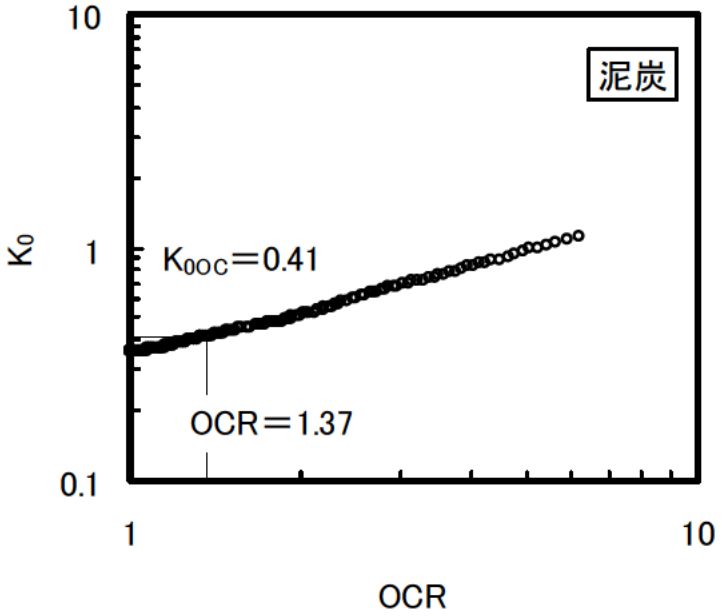


図 3-15　OCR と K_0 値（鶴野：深度 1.39m～1.56m）

Schmidt[40]は、OCR と K_{0OC} の関係式として、式(3-8)を提案している。ここで、m は K_{0OC} と OCR を両対数で表示したときの傾きである。

$$K_{0OC} = K_{0NC} \times OCR^{m} \qquad 式(3\text{-}8)$$

先に述べた通り、今回の実験において、泥炭および有機質粘土の OCR と K_{0OC} は、両対数上でほぼ直線近似できたことから、式(3-8)が適用できる。実験から得られた m と強熱減量の関係を図 3-16 に示す。ここで、粘土の m は 0.46～0.52 であった。Watabe et al. [37]においても、世界中の数多くの粘土が同程度の値を示すことが報告されている。Hamouche et al.[41]は、北米の粘土について、ほとんどの m は 0.4～0.5 であるが、極めて鋭敏な粘土の一部は比較的大きな m を示したとしている。以上を総括すると、極めて鋭敏な粘土を除いて、国内外のほとんどの無機質粘土の m は 0.5 程度と見て良いようである。これと比較して、有機質粘土および泥炭の m は、大きな値となっており、その傾向は泥炭において著しい。強熱減量の最も高い試料（85%）では、m が 0.82 であった。すなわち、泥炭の K_{0OC} は粘土以上に OCR の影響を強く受けることがわかる。また、強熱減量の増加に伴い m がほぼ直線的に増加し、その関係は式(3-9)で近似できる。

$$m = 0.005Li + 0.45 \qquad 式(3\text{-}9)$$

先の述べたとおり、強熱減量 Li と K_{0NC} の関係（図 3-12）が式(3-6)のように得られている。さらに、K_{0OC} と K_{0NC} の関係が式(3-8)で表現できることから、式(3-9)を利用して強熱減量と K_{0OC} の関係式(3-10)が誘導できる。

$$K_{0OC} = (0.5 - 0.003\,Li) \times OCR^{(0.005Li + 0.45)} \qquad 式(3\text{-}10)$$

泥炭は極めて不均質に堆積しており、少ないサンプルから地盤全体の代表値を決定するより、数多くの簡易な試験から推定する方が合理的である。式(3-10)は、OCR が既知であれば強熱減量から K_{0OC} の推定が可能であり、有用な推定式と考える。なお、本文における強熱減量と K_{0OC} および K_{0NC} の関係は、主に有機質粘土と泥炭の実験結果から得られたものであり、無機質の粘土へ適用できるものではない。

最後に、室内試験結果の一覧を表 3-2 に示す。

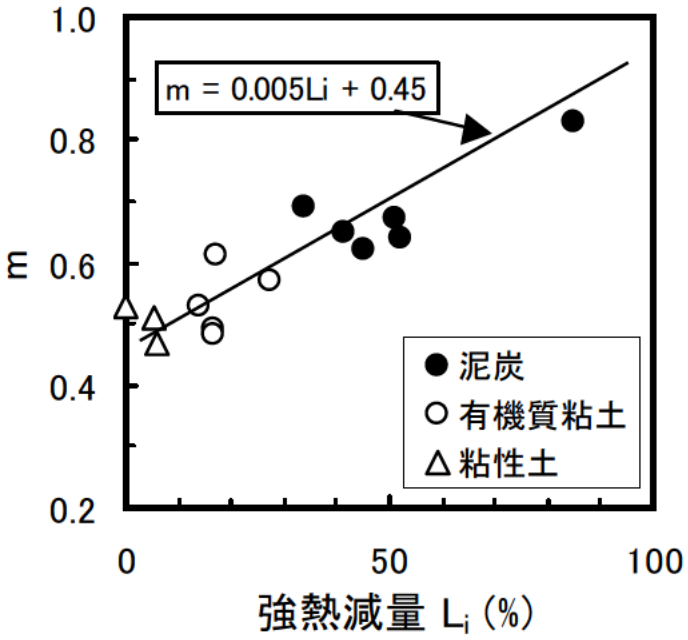


図 3-16　強熱減量と定数 m

表 3-2　試験結果一覧

調査箇所	採取深度(m)	土質	自然含水比(%)	強熱減量(%)	OCR	ϕ' (deg.)	K_{0NC}	m	K_{0OC}
江別市美原	3.00 ～ 3.86	有機質粘土	82	17	1.9	45.3	0.57	0.49	0.77
	12.50 ～ 13.36	粘土	64	—	1.0	30.4	0.52	0.53	0.52
	16.50 ～ 17.36	粘土	57	—	1.8	31.9	0.53	0.52	0.75
江別市篠津	2.14 ～ 2.31	泥炭	407	45	4.2	36.9	0.29	0.62	0.69
	2.99 ～ 3.17	有機質粘土	325	27	3.3	36.5	0.30	0.57	0.56
	3.83 ～ 4.00	有機質粘土	168	17	3.3	36.5	0.39	0.61	0.82
	4.18 ～ 4.35	泥炭	333	51	4.0	41.3	0.30	0.67	0.67
	5.02 ～ 5.19	泥炭	259	42	4.0	41.3	0.38	0.65	0.80
	12.43 ～ 12.55	粘土	68	6	1.4	30.4	0.53	0.51	0.61
	16.45 ～ 16.59	粘土	67	6	1.2	31.9	0.53	0.47	0.55
釧路市鶴野	1.39 ～ 1.56	泥炭	423	52	1.4	42.5	0.38	0.64	0.41
	1.90 ～ 2.07	泥炭	421	34	1.4	42.5	0.41	0.69	0.47
	2.93 ～ 3.11	粘土	81	—	3.2	32.1	0.45	0.54	0.87
	4.47 ～ 4.94	粘土	96	—	3.0	32.1	0.45	0.49	0.70
	4.77 ～ 4.95	有機質粘土	91	17	1.5	—	0.43	0.48	0.50
	5.29 ～ 5.47	泥炭	540	85	1.3	46.4	0.21	0.83	0.23
	6.47 ～ 6.65	有機質粘土	176	14	2.0	—	0.43	0.53	0.58

(5) DMT による K_0 の推定

泥炭の不均一性を考えると、簡便で連続的に測定できる原位置試験を数多く実施し、その結果をもって地盤全体の代表値を決定する方法も有効と考えられる。その観点から、DMT 結果から原位置における K_0 値を推定する方法について検討した。先に述べた通り、DMT から得られるのはインデックスであり、K_0 値を推定するには経験的な相関式を用いるのが一般的である。主な相関式には、以下のものがある。ここで、K_{0DMT}: DMT による K_0 値の推定値、K_D: 式(3-5)で示される DMT インデックスである。

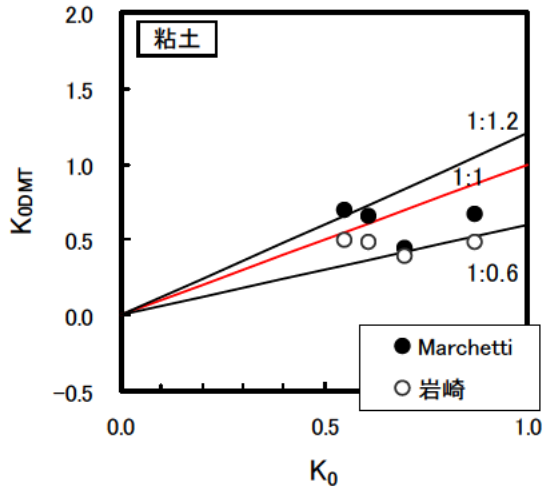
Marchetti[42)] $K_{0DMT} = (K_D/1.5)^{0.47} - 0.6$ 式(3-11)

Kulhawy and Mayne[43)] $K_{0DMT} = (K_D/2)^{0.47} - 0.6$ 式(3-12)

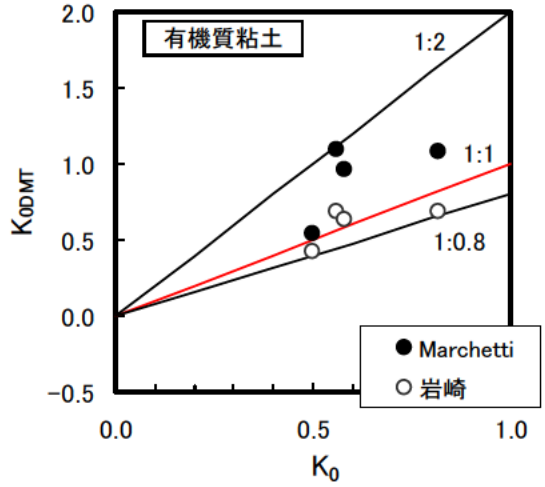
Lunne et al.[44)] $K_{0DMT} = 0.34\,K_D^{0.54}$ 式(3-13)

岩崎[45)] $K_{0DMT} = 0.29\,K_D^{0.57}$ 式(3-14)

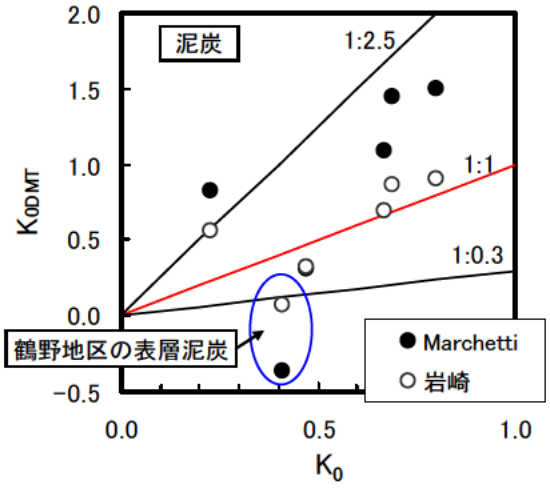
Marchetti の提案式と Kulhawy and Mayne の提案式は、式が似ていることから、推定される K_{0DMT} も近い値となる。Lunne et al.の提案式と岩崎の提案式も同様である。そこで、各々の代表的なものとして、Marchetti の提案式（以下、Marchetti 式）と岩崎の提案式（以下、岩崎式）の適用性を検討することとする。江別市篠津および釧路湿原の釧路市鶴野における K_{0DMT} と不撹乱試料の三軸 K_0 圧密試験から得た K_0 の関係を図 3-17 に示す。粘土に対しては、Marchetti 式、岩崎式とも比較的良好な推定精度であったが、有機質粘土や泥炭に対しては、粘土ほどの推定精度はない。有機質粘土と泥炭において、Marchetti 式と岩崎式を比較すると、岩崎式の精度の方が良いようである。釧路市鶴野における表層付近の泥炭のように K_D が極端に小さい（$K_D = 0.1$ ～0.3）場合、Marchetti 式では K_0 が負の値となった。Marchetti 式ならびに岩崎式を求める過程で扱った K_D より相当に小さい値であったため、両方の推定式の適用範囲を外れ、過小な K_{0DMT} となったと考えられる。泥炭および有機質粘土に対する新たな推定式について検討する必要がある。



(a) 粘土



(b) 有機質粘土



(c) 泥炭

図 3-17　既往の推定式の精度

次に、K_D と三軸 K_0 圧密試験から得た K_0 の関係を図 3-18 に示す。今回の調査で得た K_D と K_0 の関係は、岩崎式ならびに Marchetti 式の関係から離れている。特に K_D の小さい領域において、その傾向が強い。泥炭ならびに有機質粘土に対する K_0 値の推定式として、今回の調査結果から得られた以下の近似式を提案する。

$$K_0 = 0.54\ KD^{0.13} \qquad 式(3\text{-}15)$$

提案した推定式の精度を検証するために、K_{0DMT} と三軸 K_0 圧密試験から得た K_0 の関係を図 3-19 に示す。K_0 に対する K_{0DMT} の比は、概ね 0.8～1.2 の範囲内にあり、Marchetti 式ならびに岩崎式が粘土に対して示した精度（図 3-17）とほぼ同程度の精度を有していることが確認できる。

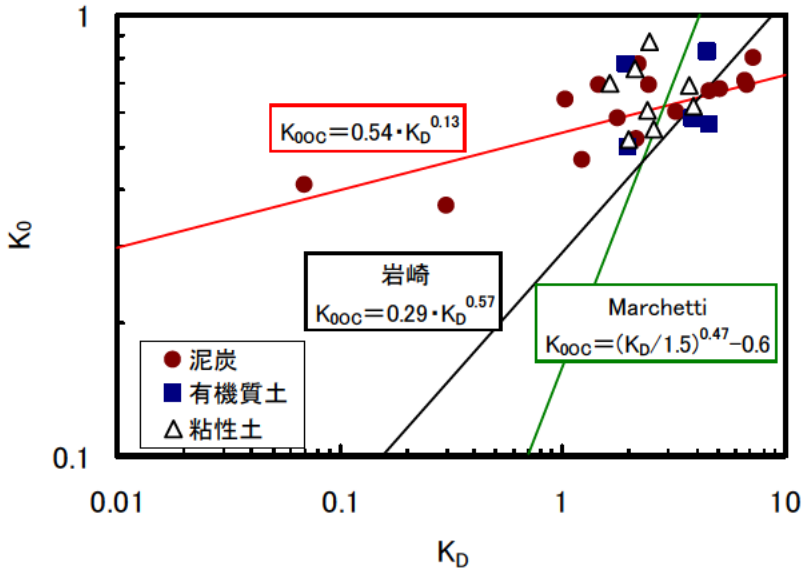


図 3-18　K_D と K_0 の関係

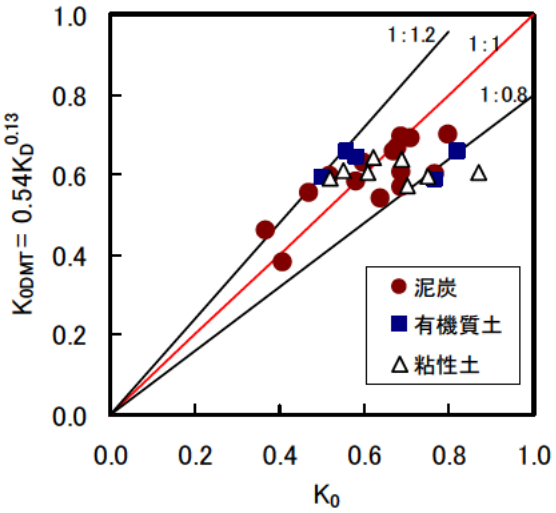
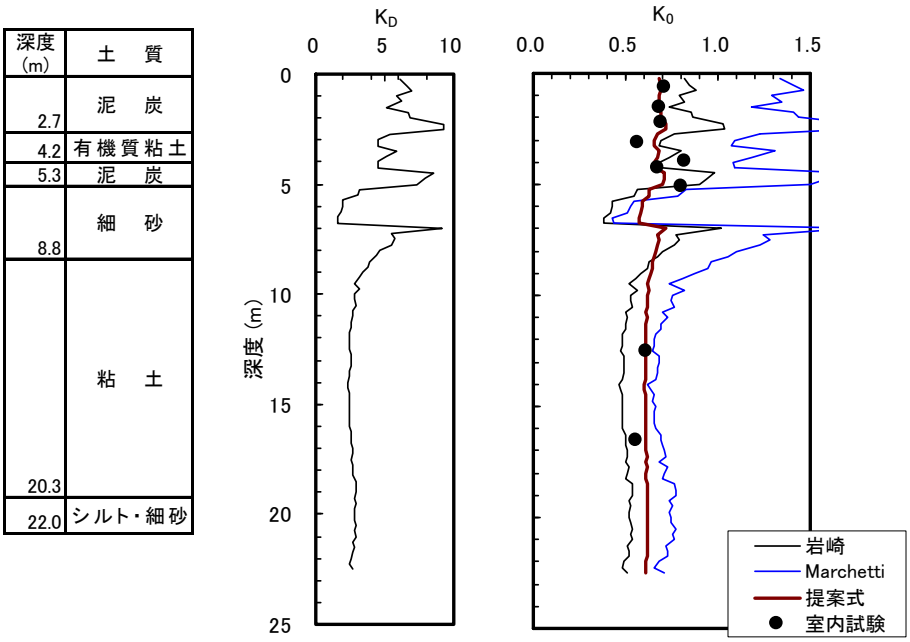
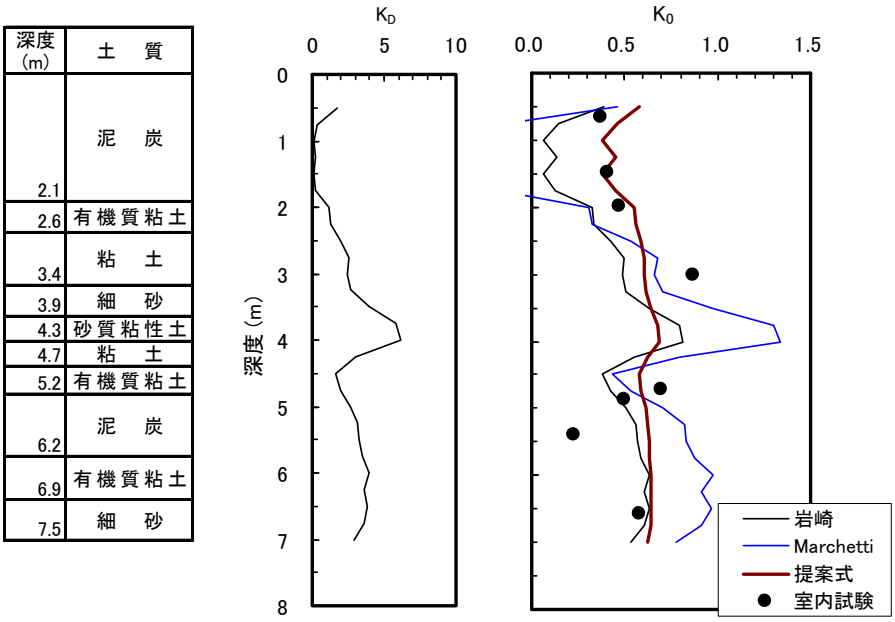


図 3-19　K_D と K_0 の関係

図 3-20 に江別市篠津、釧路市鶴野における K_{0DMT} と三軸 K_0 圧密試験から得た K_0 の深度分布を示す。泥炭や有機質粘土において、既往の推定式よりここで提案した推定式の方が高い精度を持つことがわかる。



(a) 江別市篠津



(b) 釧路市鶴野

図 3-20　各推定式の比較

3.2.3 透水係数[46)]

水-土連成解析を実施する場合、透水係数が重要な土質パラメータであることは言うまでもない。地盤の透水係数を測定する方法は複数あり、どの方法が妥当な解析用パラメータを与えるかが問題となる。段階載荷圧密試験（以下、圧密試験）から求めた透水係数をそのまま解析用パラメータとして用いると、実際より沈下速度が遅い解析結果となることが、しばしば指摘されている。この要因として粘性土地盤の場合、挟在する砂質土層が排水層となって土層全体の透水性を高めていると考えられている。しかし、泥炭層中に薄い砂質土層が存在することは稀であり、粘性土地盤とは要因が異なると考えられる。圧密試験から得られる透水係数では、泥炭地盤の解析結果が実際の沈下挙動をうまく表現できない要因、あるいは泥炭地盤の解析精度を高めるための透水係数の決定法については、未だ不明確なままである。泥炭地盤の特異な透水特性を定量的に把握することができれば、泥炭地盤の変形解析の精度向上に大きく寄与できると考えられる。

以上のように、泥炭の透水係数は変形解析に大きな影響を与える重要な土質パラメータのひとつであるにもかかわらず、その特性の把握ならびに評価法が充分に解明されているとは言い難い。そこで、泥炭地盤においてボーリング孔を利用した原位置透水試験を実施するとともに、不撹乱試料に対して圧密試験を実施し、泥炭地盤の透水特性について検討した。

(1) 調査地点と調査・試験の方法

北海道の泥炭地盤 4 箇所（江別市美原地区、当別町蕨岱地区、釧路市鶴野地区および共和町梨野舞納地区）において調査および不撹乱試料の採取を実施した。調査位置を図 3-21 に、調査箇所の地盤物性および調査項目を表 3-3 に示す。

調査対象の泥炭の自然含水比 W_n および強熱減量 L*i* は、W_n=240%～764%、 L*i*=23%～94%の範囲であり、低含水で分解の進んだものから、高含水で有機物を多量に含むものまで広範囲な物性の泥炭で調査を実施した。泥炭層の下位に存在する有機質粘土ならびに粘土についても試験を実施し、泥炭との比較検討を行った。

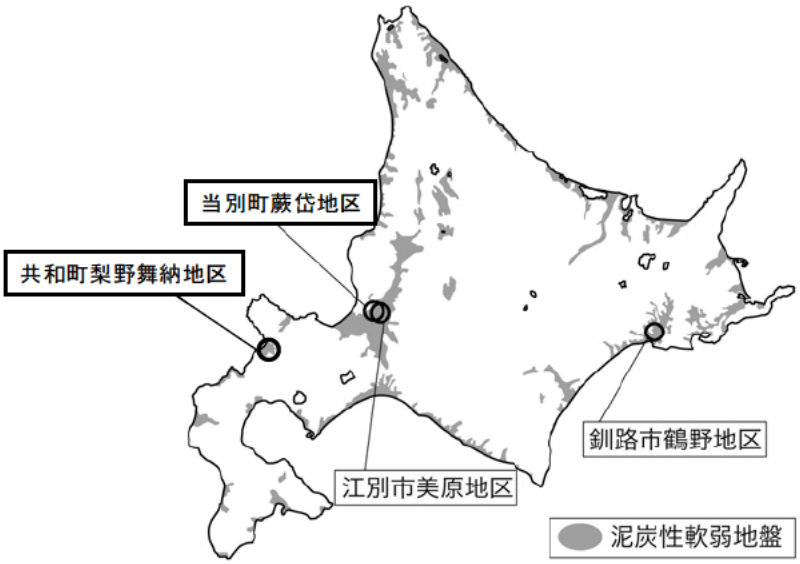


図 3-21　調査位置

表 3-3　調査地点の地盤物性と調査項目

箇所名	土質	層厚(m)	深度(GL−m)	物性					調査項目(○が実施)				
									原位置透水試験			圧密試験	
				ρ_s(g/cm^3)	W_n(%)	L_i(%)	I_p	C_c	実施の有無	試験長L(cm)	試験孔径D(cm)	鉛直方向	堆積面方向
江別市美原	泥炭	2.7	0 ～ 2.7	1.65～2.07	240～740	23～79	−	3.7～6.2	○	100	12.4	○	○
	有機質粘土	1.5	2.7 ～ 4.2	2.16	89	11	−	0.90	○	80	9.6	○	−
	砂質土	4.6	4.2 ～ 8.8	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−
	粘性土	11.5	8.8 ～ 20.3	2.73	47	6	24	0.43	○	200	7.6	○	○
当別町蕨岱	泥炭	4.5	0 ～ 4.5	1.58～1.87	440～734	56～86	−	4.6～8.1	○	50	7.6	○	−
	粘性土	2.2	4.5 ～ 6.7	2.79	81	7	26	0.79	○	50	7.6	○	−
釧路市鶴野	泥炭	6.5	0 ～ 6.5	1.64～1.97	445～644	50～81	−	5.4～5.5	○	50	7.6	○	−
共和町梨野舞納	泥炭	5.5	0 ～ 5.5	1.59～1.84	466～764	49～94	−	3.7～8.5	○	180	12.4	○	○
	粘性土	6.6	5.5 ～ 12.1	2.60	107	−	55	1.5	○	180	7.6	○	−
	砂質土	0.7	12.1 ～ 12.8	−	−	−	−	−	○	50	5.3	−	−

1）原位置透水試験

木暮[47]は、堆積年代や分解の度合いの違う層の混在、あるいは構成植物の違いや灌木類などの混入などによって非常に不均質に泥炭地盤は堆積しており、大きな植物遺骸や灌木類の周りなどが通水経路となりやすいことを指摘している。この影響を調べるためには、小さな供試体寸法の室内土質試験では限界がある。すなわち､圧密試験から得られる透水係数は､木暮の指摘している巨視的な通水経路を反映したものではなく、透水性を過小に評価している可能性がある。こう考えると、圧密試験から求めた透水係数をそのまま解析用のパラメータとした場合、実際より沈下速度を遅く見積もってしまうことと調和的である。そこで、試験区間の長さを充分にとることによって、ある程度の厚みを持った土層の平均的な透水係数を測定していると考えられる原位置透水試験を実施した。

原位置透水試験の方法は、地盤工学会基準（JGS 1314-2003）に従い、ボーリング孔を利用した非定常法（回復法）とした（図 3-22）。具体的には、試験区間上部までケーシングパイプを挿入しながらボーリング孔を掘削した後、ケーシングパイプの先端から必要な試験区間をさらに掘削した。孔底のスライム処理を入念に行った上で､試験孔内からベーラーを用いて水を汲み上げた後､孔内水位の回復過程の測定を行った。また、試験区間の長さ L は試験区間の孔径 D に対して充分な長さを確保した。地盤工学会基準では L/D=4 以上とされているが、全ての調査地点においてそれを満足している（表 3-3）。なお、ボーリングの掘削時に泥水は使用していない。粘性土層など透水係数が低いと想定される場合は、パッカーを用いて試験区間を仕切った上で、小径管を立ち上げることにより水位変動区間の断面積を小さくし、試験精度の向上を図った。

ここでは、非定常法に広く用いられる式(3-16)[48]によって透水係数を求めた。本論文では、この透水係数を現場透水係数とする。

$$k_f = 0.66\, d^2 / L \log (2L/D)\, m \qquad \text{式(3-16)}$$

ここに、k_f は現場透水係数 (cm/s)、d は水位変動区間の孔径(cm)、L は試験区間長(cm)、D は試験区間の孔径(cm)、m は孔内水位の回復測定から得られる log s-t 曲線における直線部分の勾配、s は平衡水位と測定水位の水位差(cm)である。

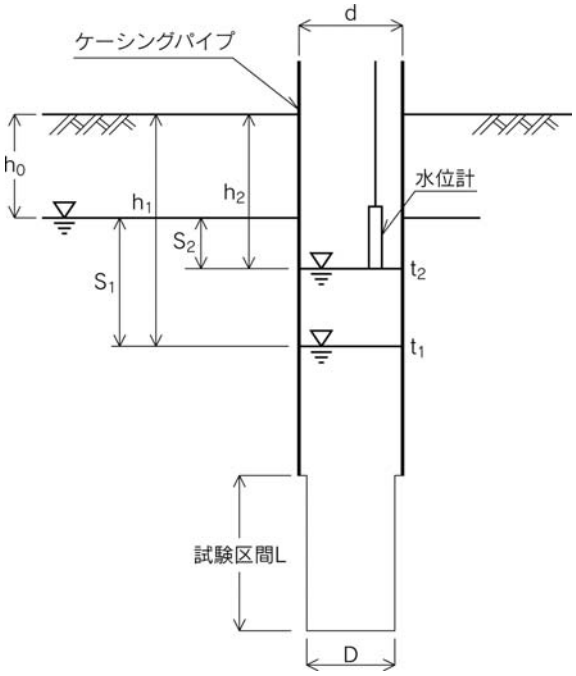


図 3-22　原位置透水試験の方法

2）段階載荷圧密試験

固定ピストン式シンウォールチューブにて深さ方向に採取した不撹乱試料（直径 60mm、厚さ 20mm）に対して地盤工学会基準に従い「土の段階載荷による圧密試験（JIS A 1217）」を実施し、圧密特性および圧密に伴う透水係数の変化を調べた。深さ方向と堆積面方向の透水異方性を検討するために、江別市美原地区と共和町梨野舞納地区の泥炭層において、地盤を 1.5m 四方程度に掘削した後、掘削側面から長さ 20cm の真鍮製チューブ(直径 75mm)を用いて採取方向を 90°回転させたサンプリングも行った。江別市美原地区の粘性土層については、深さ方向に採取したシンウォール試料から、堆積面方向の試料を成型した。

試験の荷重増分比ΔP/P は 1 とし、計 8 段階の載荷を行った。JIS A 1217 における標準的な 1 段階目の荷重は、9.8 kN/m^2 であるが、泥炭の有効土被り圧は小さいことから、4.9kN/m^2～628 kN/m^2 までの荷重段階とした。泥炭試料以外の試料については、圧密圧力を 9.8kN/m^2～1256 kN/m^2 の 8 段階とした。各荷重段階の透水係数は、式(3-17)から求めた。

$$k_l = C_v\, m_v\, \gamma_w / (8.64\times10^6) \qquad \text{式(3-17)}$$

ここに、k_l は室内透水係数(cm/s)、C_v は圧密係数(cm^2/day)、m_v は体積圧縮係数(m^2/kN)、γ_w は水の単位体積重量(=9.81kN/m^3)である。

(2) 原位置透水試験結果と圧密試験から求めた透水係数の比較

一般に、地盤の透水性は間隙比と関連づけて検討されることが多い。そこで、図 3-23 に自然間隙比と現場透水係数の関係を示す。粘性土や有機質粘土と比べ、泥炭の現場透水係数は 1～2 オーダー大きく、その範囲は 1.1×10^{-3}～2.0×10^{-5} (cm/s)であった。泥炭については、自然間隙比が大きくなるに従い、現場透水係数は対数軸上でほぼ直線的に大きな値となった。

今回の調査結果で得られた泥炭の自然間隙比は 8～15 程度と一般の土に比べ極めて大きな値であり、ほとんどが間隙から構成されていることがわかる。しかし、その透水係数は、自然間隙比の小さい砂質土よりも小さいことに注目したい。大平[49]は、泥炭の間隙の大部分は有機体内の閉ざされた間隙であり、有機体相互の間隙、すなわち巨視的な通水経路として有効な間隙は全体の 2 割程度に過ぎないとしている。また、木暮[47]は、泥炭中の水は有機物の分解した腐植などを含んでおり、一般の土中水より粘性が大きいことを指摘している。泥炭の自然間隙比は非常に大きな値でありながら、粘性土と砂質土の中間程度の値を示したのは、これらのことが影響していると考えられる。

図 3-24 に強熱減量と現場透水係数の関係を示す。有機質粘土および泥炭においては、強熱減量が大きくなるに伴い、透水係数が大きくなっている。分解の進んでいない寸法の大きな植物遺骸などの有機物の周りが巨視的な通水経路となるとの指摘は先に述べた通りである。今回の調査箇所においても、ヨシ類の地下茎あるいは灌木片と思われる未分解の遺骸が混在しており（写真 3-3）、それらの周辺には空隙があった。有機物含有量を示す強熱減量が大きいほど、現場透水係数が大きくなっているのは、分解の度合いならびに植物や灌木類遺骸の混入量など、つまり有機物量と密接な関係があることによると考えられる。

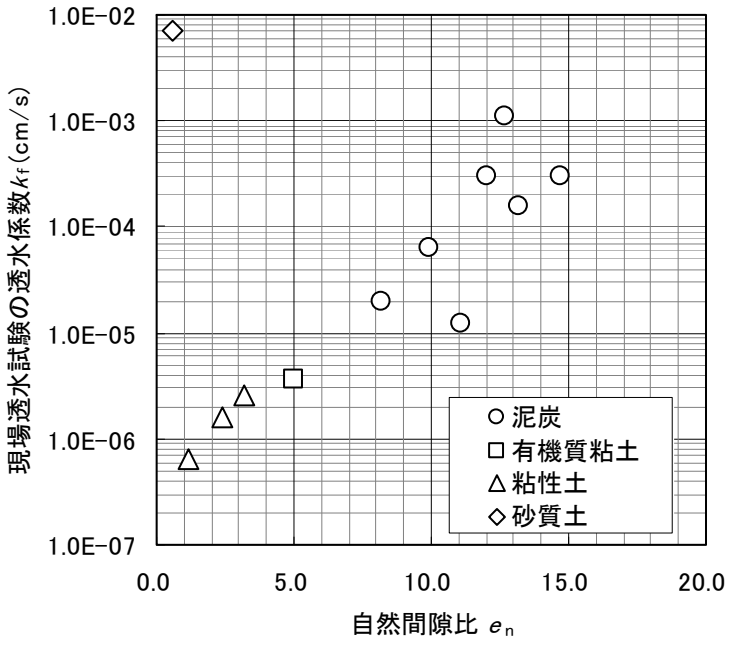


図 3-23　自然間隙比と現場透水係数

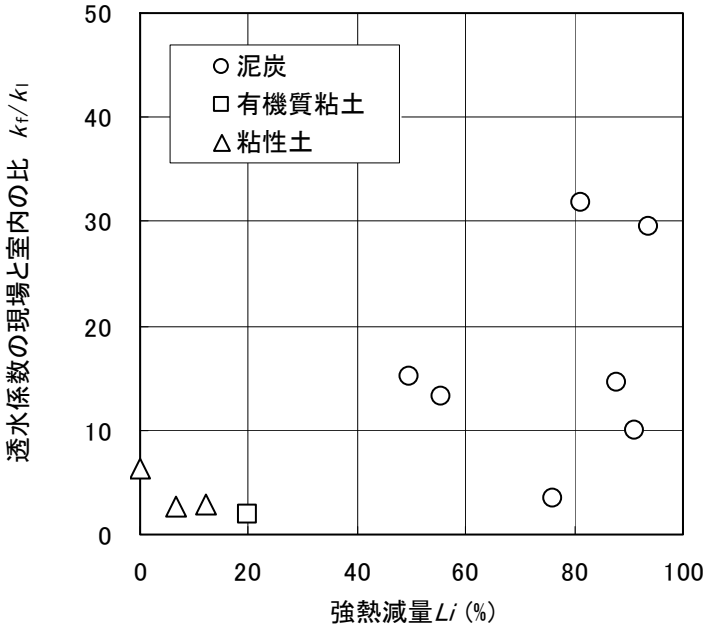


図 3-24　強熱減量と現場透水係数

写真 3-3　未分解の植物遺骸（当別町蕨岱）

次に、図 3-25 に各調査地点における現場透水係数と室内透水係数の関係を示す。ここで、室内透水係数は圧密試験から得られた平均圧密圧力$\overline{P}$と透水係数 k の関係（lop $\overline{P}$-log k 関係）のうち有効土被り圧に対応する値とした。いずれの結果も現場透水係数が室内透水係数より大きい結果となった。以下、室内透水係数に対する現場透水係数の比を k_f/k_l とする。粘性土の k_f/k_l は 3～7 程度であったのに対し、泥炭の k_f/k_l はそれよりも大きく 10～30 の範囲のものが大部分であった。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、先に述べた植物遺骸周辺の通水を含まない値であり、土層全体の巨視的な透水性を評価しているとは考えられない。このことが、今回の調査で得られた泥炭の k_f/k_l が著しく大きい要因であろう。粘性土の現場透水係数が室内透水係数の 3～7 程度であったのは、サンドシームが排水層となって粘性土層全体の透水性を高めたことによるものと推測される。

図 3-26 に強熱減量と k_f/k_l の関係を示す。ばらつきは大きいものの強熱減量が大きいほど、k_f/k_l が大きい傾向にある。強熱減量の大きい泥炭の方が、未分解で寸法の大きな植物遺骸を多く含んでいると考えられ、多くの通水経路を内包した形で堆積している結果と推測される。

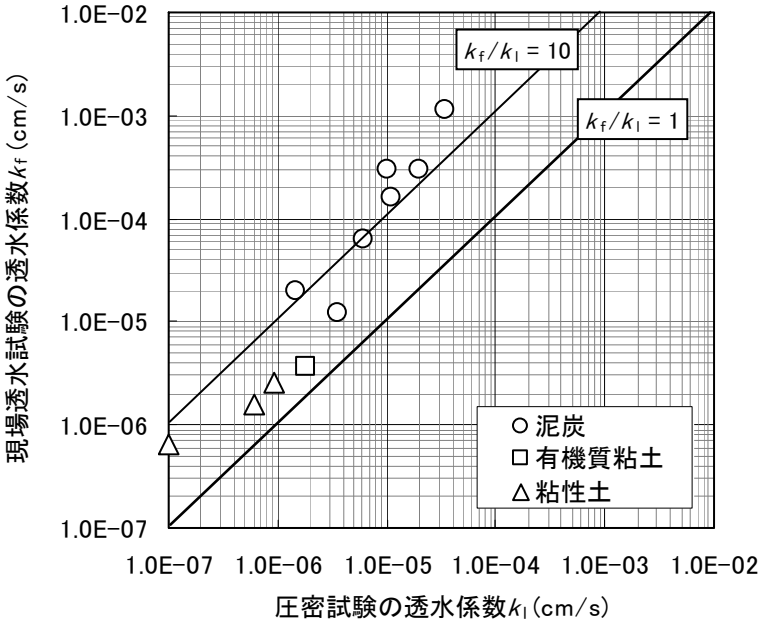


図 3-25　室内透水係数と現場透水係数

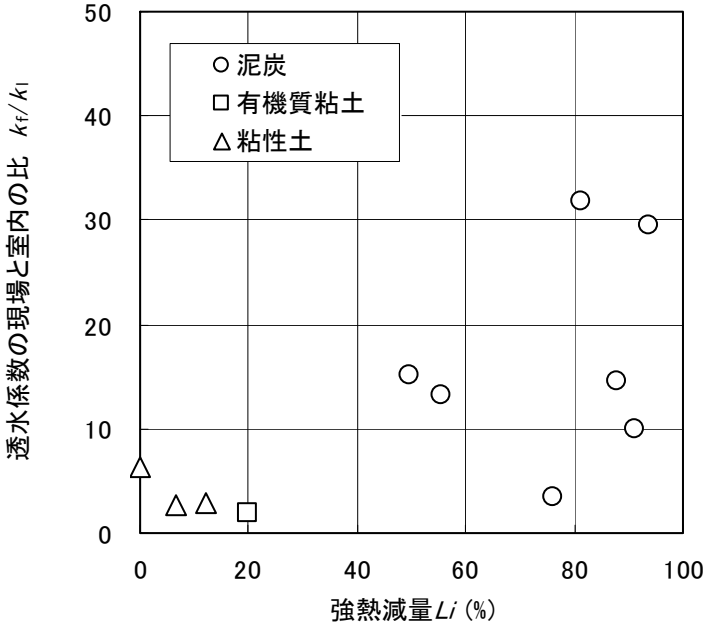
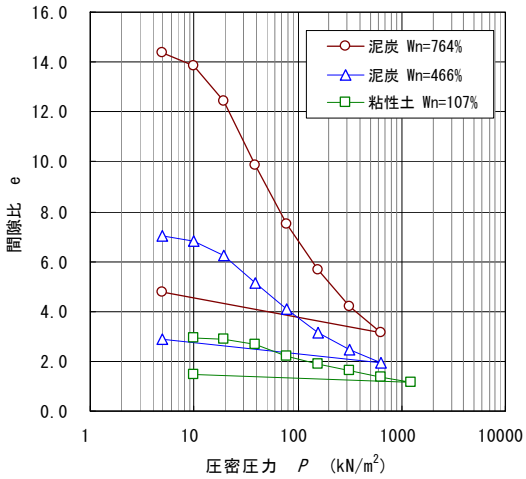


図 3-26　強熱減量と透水係数の室内現場比

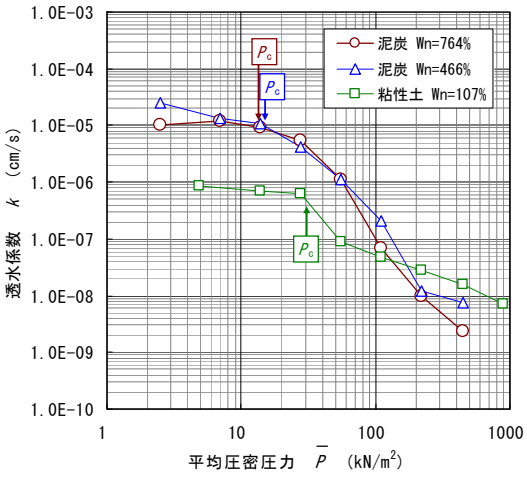
(3) 圧密に伴う透水係数の変化

泥炭の透水係数は、圧密の進行に伴って著しく減少することが報告されている。透水係数は載荷によって発生した過剰間隙水圧の消散と密接な関係にあることは明白であり、透水係数の圧密圧力依存性を考慮することで泥炭地盤の変形解析精度を高めることができると考えられる。よって、圧密試験結果を中心に圧密に伴う透水係数の変化について検討する。

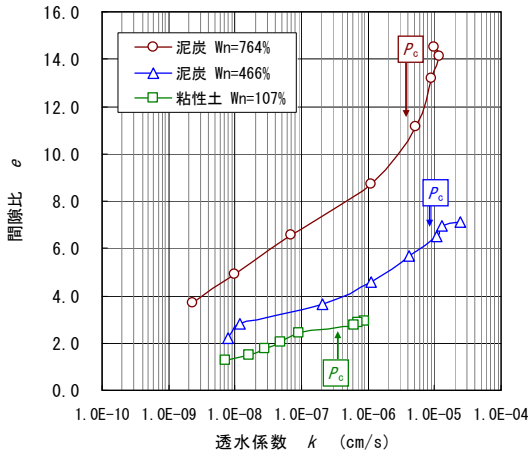
本研究において実施した圧密試験結果の代表的なものとして、共和町梨野舞納地区において深さ方向に採取した泥炭および粘性土の間隙比と対数表示の圧密応力の関係（e-log P 関係）、透水係数と平均圧密応力の両対数関係（$\log\overline{P}$-log k 関係）ならびに間隙比と対数表示の透水係数（e-log k 関係）を図 3-27 に示す。ここの泥炭の自然含水比は、764%と 466%であった。圧密降伏応力 P_c 時（P_c=12～14kN/m^2）の泥炭の透水係数は 1×10^{-5}(cm/s)程度であったが、正規圧密領域において圧密圧力の増加に伴いほぼ直線的に透水係数が減少し、最終荷重段階である P=640kN/m^2 の時には 2～8×10^{-9}(cm/s)にまで低下した。3～4 オーダーの減少である。一方、泥炭と比べて粘性土の透水係数低下の度合いは小さい。次に e-log k 関係であるが、泥炭および粘性土ともに正規圧密領域において、e と log k にほぼ線形的な関係が認められる。その傾きは、粘性土と比べて泥炭の方がはるかに大きい。



(a) e-log P 関係



(b) log $\overline{P}$-log k 関係



(c) e-log k 関係

図 3-27　共和町梨野舞納地区における圧密試験結果

一般に透水係数は間隙比に依存し、正規圧密領域において間隙比と対数表示の透水係数の関係（e-log k 関係）に線形性が認められること（図 3-28）が多くの例から知られている。今回調査した全試料の正規圧密領域の e-log k 関係には、土質に関係なく図 3-28 のような直線の関係が、おおむね認められた。よって以下では、式(3-18)の関係が成り立つと考え、主に透水係数の変化係数 C_k について検討する。ここで、k_0 は初期の透水係数、e は圧密終了時の間隙比、e_0 は初期間隙比である。

$$k = k_0 \exp((e-e_0)/C_k) \qquad \text{式(3-18)}$$

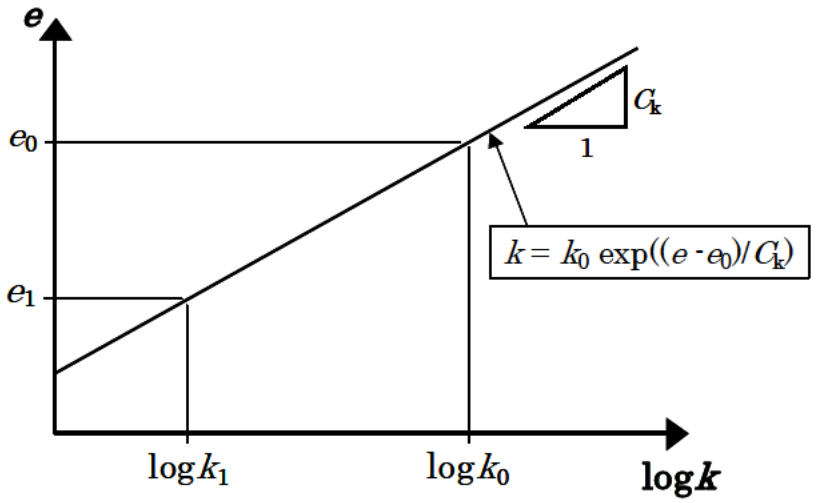


図 3-28　e –log k 関係の概念と透水係数の変化係数 C_k の定義

Tavenas et al.[50]は、カナダとスウェーデンの粘性土（I_p=6～73、 e_0=0.8～3）を対象に透水係数を調査した結果、初期間隙比と透水係数の変化係数に式(3-19)のような関係があったとしている。図 3-29 に今回の調査で得られた初期間隙比と透水係数の変化係数を示す。粘性土については、式(3-19) とほぼ等しい関係が認められる。一方、泥炭および有機質粘土の C_k は、1.6～2.7 の範囲にあり、粘性土と比べて著しく大きく、初期間隙比と比例関係にあった。しかし、粘性土ほど間隙比の変化に敏感ではなく、式(3-20)のような近似関係であった。

$C_k = 0.5e_0$ 式(3-19)

$C_k = 0.12e_0 + 0.85$ 式(3-20)

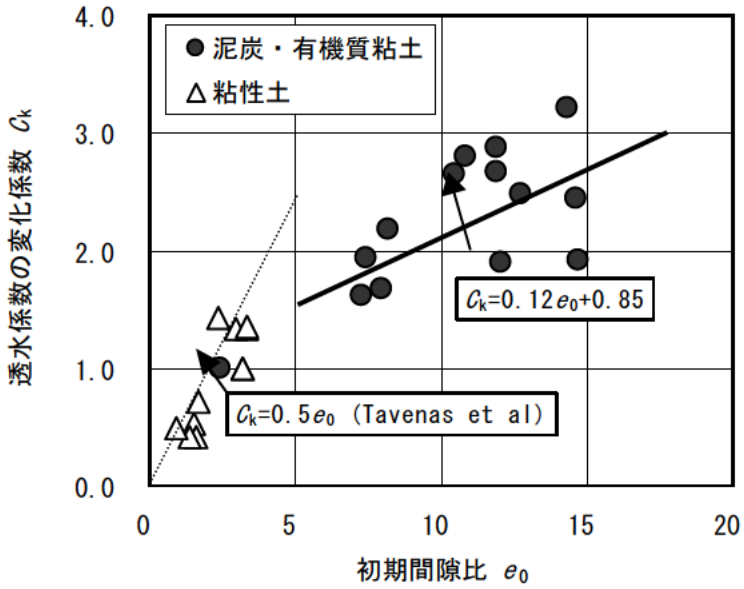


図 3-29　初期間隙比と透水係数の変化係数

図 3-30 に強熱減量と透水係数の変化係数の関係を示す。強熱減量の増加に比例して透水係数の変化係数が線形的に大きくなることがわかる。つまり、有機物の含有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的に著しくなり、式(3-21)で近似できる。

$$C_k = 0.024\ Li(\%) + 0.8 \qquad 式(3\text{-}21)$$

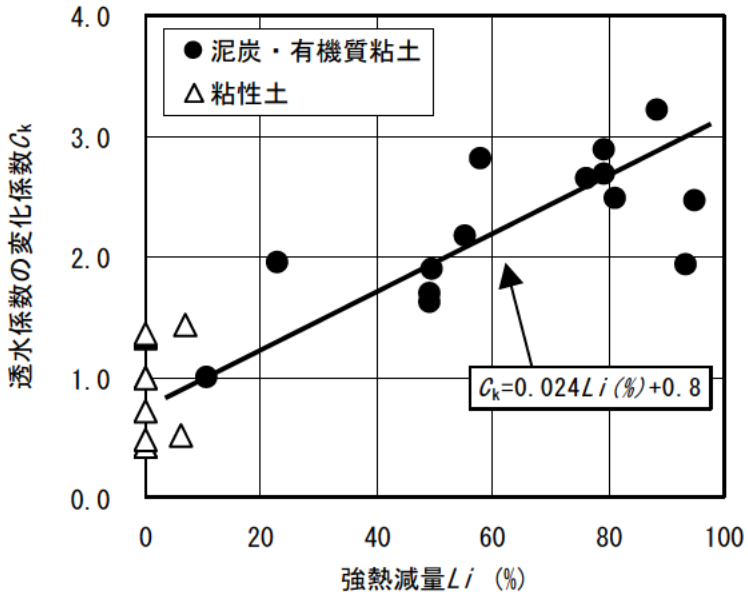


図 3-30　強熱減量と透水係数の変化係数

次に、圧縮指数 C_c と透水係数の変化係数 C_k の比 C_c/C_k について検討する。C_c/C_k=1 の場合、圧密圧力の増加に伴う間隙比の減少と透水係数の低下が同程度であることを意味している。図 3-31 に強熱減量と C_c/C_k の関係を示す。粘性土（図中の強熱減量 5%未満のデータ）の C_c/C_k は、0.5～1.5 の範囲にあり、平均的には 1 であった。それと比較して、泥炭および有機質粘土の C_c/C_k は 2～4.5 と大きな値であり、顕著な圧密圧力依存性を持つことがわかった。さらに、強熱減量の増加に伴い C_c/C_k が直線的に増加し、有機物含有量の多い泥炭ほど、透水係数の圧密圧力依存性が強いことが明らかとなった。泥炭および有機質粘土の強熱減量と透水係数の変化係数の関係は式(3-22)で近似できる。

$$C_c/C_k = 0.029Li(\%) + 1.0 \qquad 式(3\text{-}22)$$

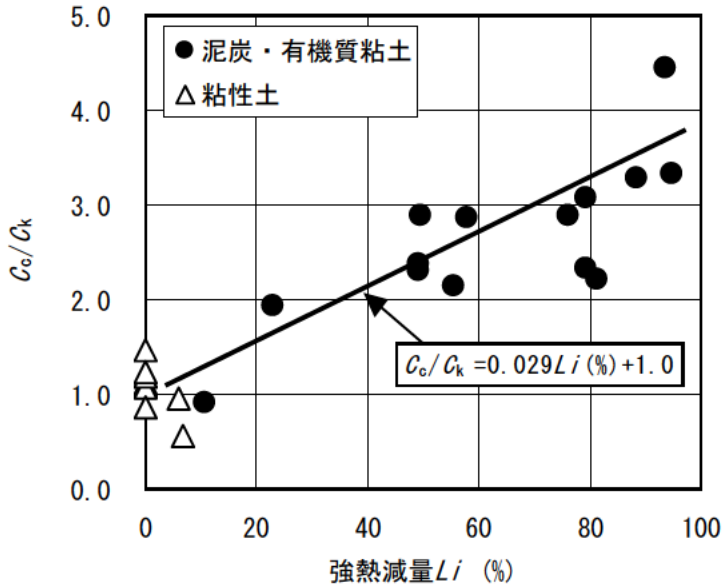


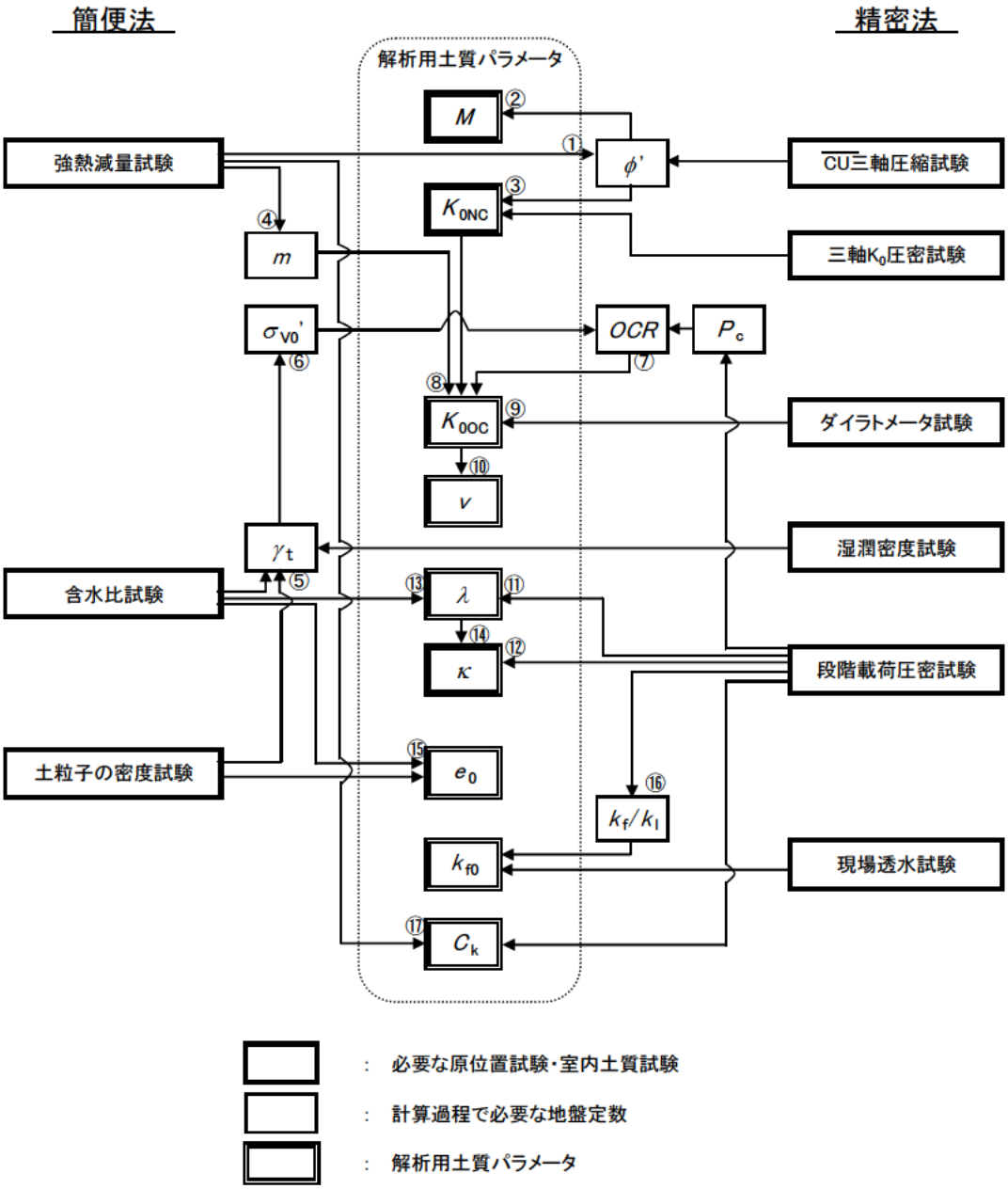
図 3-31　強熱減量と C_c/C_k

以上のことより、泥炭地盤の有限要素解析用透水係数については、土層全体の代表的な透水係数を表していると考えられる現場透水試験から初期透水係数を求めた上で、圧密に伴う透水係数の変化を考慮することが望ましいと考えられる。現場透水試験が実施されていない場合の推定法については、今後の検討課題ではあるが、当面の間、図 3-25 を参考に圧密試験から得られた有効土被り圧に対応する透水係数を 10 倍程度して、解析用初期透水係数にすると良いであろう。透水係数の変化係数は、圧密試験あるいは式(3-21)から求めることができる。

3.2.4 土質パラメータの決定法の提案[51) 52)]

「3.2.1 圧縮指数、膨張指数および限界状態の応力比」、「3.2.2 静止土圧係数」および「3.2.3 透水係数」において述べてきたことをフローチャートに整理したものを図 3-32 に示す。このフローチャートの手順によって、泥炭地盤の弾塑性有限要素解析に用いる土質パラメータを圧密非排水三軸圧縮試験や圧密試験など精密な力学試験から決定（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。

前述の通り、泥炭地盤は著しく不均質に堆積していることから、一部のサンプリング試料から得られた土質パラメータが土層全体を代表しているかを充分に吟味する必要がある。力学試験と併せて簡便な物理試験を数多く実施し、泥炭地盤の工学的性質のばらつきを把握した上で、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。表 3-4 に泥炭地盤解析用の土質パラメータ決定に必要な試験・調査をまとめる。



① $\phi' = 0.19Li\ (\%) + 32$

② $M = 6\sin\phi' / (3-\sin\phi')$

③ $K_{0NC} = 1-\sin\phi'$　　Jaky (1948)

④ $m = 0.005Li\ (\%) + 0.45$

⑤ $\gamma_t = G_s\ \gamma_w (1+W_n) / (1+G_s W_n)$

⑥ $\sigma_{v0}' = \gamma_t h - P_w$

⑦ $OCR = P_c / \sigma_{v0}'$

⑧ $K_{0OC} = K_{0NC}\ OCR^{\ m}$

⑨ $K_{0OC} = 0.54\ K_D^{\ 0.13}$

⑩ $\nu = k_0 / (1+k_0)$

⑪ $\lambda = Cc/2.3$

⑫ $\kappa = C_s/2.3$

⑬ $C_c = 0.01\,W_n(\%)$

⑭ $C_s = 0.1\,C_c$

⑮ $e_0 = G_s\ W_n$

⑯ $k_f/k_l = 10$

⑰ $C_k = 0.024\ Li\ (\%) + 0.8$

※ここで、P_wは水圧、P_cは圧密降伏応力、νはポアソン比である。

※⑤および⑮式は、飽和土のみに成り立つことに注意が必要である。
泥炭地盤は、一般に地下水位が高く飽和状態にあることが多い。

図 3-32　泥炭地盤のカムクレイ有限要素解析に必要な土質パラメータの決定フローチャート

表 3-4　泥炭地盤解析用の土質パラメータの決定に必要な試験・調査

分類		試験項目	詳細な検討	概略な検討	得られる情報あるいは利用方法
原位置試験		ボーリング	◎	◎	土層確認、サンプリング、 地下水位測定
		電気式コーン貫入試験	◎	○	土層推定、排水層確認
		ダイラトメータ試験	◎	○	静止土圧係数の決定
		現場透水試験	◎	○	透水係数の決定
室内試験	物理試験	土粒子の密度試験	◎	◎	初期間隙比の計算
		含水比試験	◎	◎	初期間隙比の計算、 圧縮指数の推定
		強熱減量試験	◎	◎	有効せん断抵抗角、静止土圧係数、 透水係数の推定
		湿潤密度試験	◎	◎	有効土被り圧の計算
	力学試験	段階載荷圧密試験	◎	◎	圧縮指数、膨張指数および 透水係数の決定、過圧密比の計算
		$\overline{\mathrm{CU}}$三軸圧縮試験	◎	○	限界状態応力比の決定
		三軸K_0圧密試験	◎	○	静止土圧係数の決定

◎は、必ず実施する必要がある試験・調査

○は、行うことが望ましい試験・調査

3.2.5 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。ここでは、この点について述べる。

(1) 二次圧密係数の感度分析

二次圧密を時間の対数に対するひずみの傾きとして整理すると次式で表わされる。これを二次圧密係数（常用対数）C_αと呼んでいる。ここで、ΔHは二次圧密による沈下量、Hは初期の泥炭厚、t は時間である。

$$C_\alpha = (\Delta H/H)/\Delta \log t \qquad 式(3\text{-}23)$$

能登[53]は、泥炭の C_αを自然含水比 W_n と関連付けて、式(3-24)で近似している。一方、Mesri and Godlewski[12]は、泥炭の C_c に対する C_αの比が、式(3-25)だったと報告している。

$$C_\alpha = 0.033+0.000043W_n\,(\%) \qquad 式(3\text{-}24)$$

$$C_\alpha/C_c = 0.07\pm0.02 \qquad 式(3\text{-}25)$$

ここでは、この二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、解析にあたっては、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 C_αのみを変化させている。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間の自然対数Δln t に対する直線勾配であり、式(3-23)の C_αとは異なることに注意を要する。C_αをαに変換すると式(3-26)のようになる。解析に用いた泥炭層および有機質粘土層のαを表 3-5 に示す。

$$\alpha = 0.434C_\alpha \qquad 式(3\text{-}26)$$

図 3-33 に盛土厚、盛土中央での実測地表面沈下ならびにαと初期体積ひずみ速度 v_0 を表 3-5 の通り変化させた場合の解析値の経時変化を示す。後述の通り、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 and 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。

表 3-5　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}	

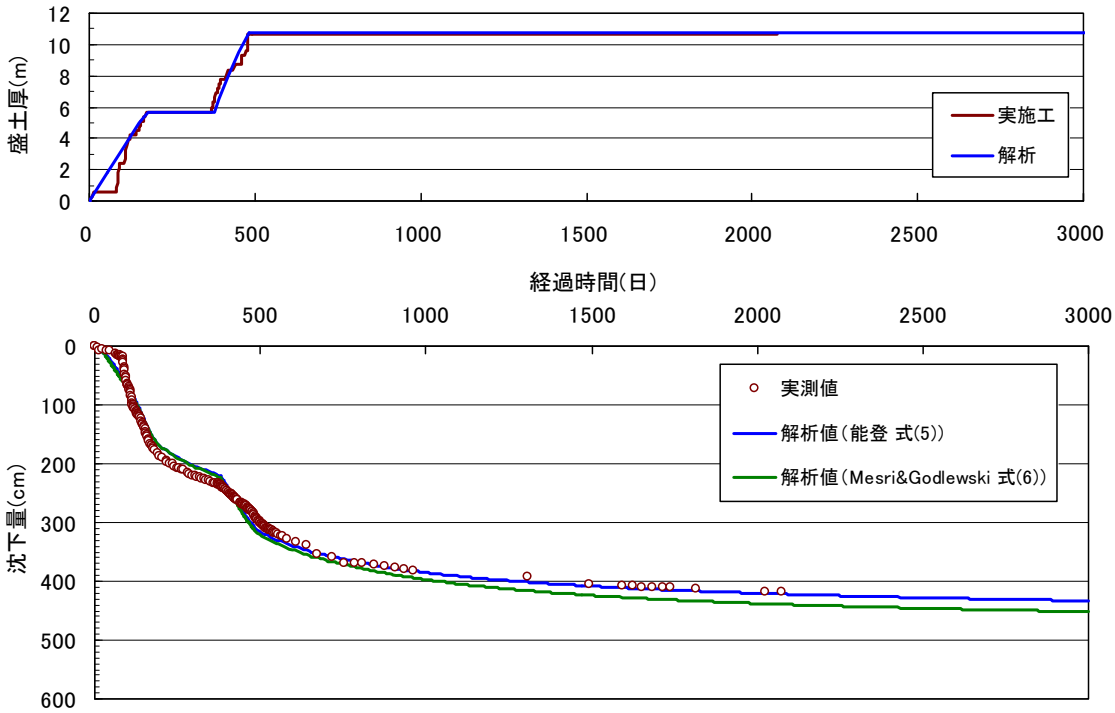


図 3-33　盛土中央での実測沈下と二次圧密係数を変化させた解析値

(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、式(3-27) 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。

$$v_0 = \alpha / t_c \qquad 式(3\text{-}27)$$

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有限要素解析プログラムのマニュアル [54]によれば、v_0 =10^{-5}～10^{-8}(1/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 and Ohta[25]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、次式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。

$$t_c = 0.848H_c^2 / C_v \qquad 式(3\text{-}28)$$

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 3-6 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 3-6 の v_0 は、各土層の圧密試験結果を使って式(3-28)から求めた t_c と前述した能登の提案式(3-24)によって W_n から推定した C_α を式(3-27)に代入して算出している。

図 3-34 に盛土中央での実測地表面沈下と v_0 を表 3-6 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 $v_0 = 10^{-5}$(1/day)は、圧密試験結果から算出した値（表 3-6）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式(3-28)から求めた t_c と能登の提案式(3-24)から推定した C_α を式(3-27)に代入して算出して差し支えないと考えられる。

表 3-6　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}	

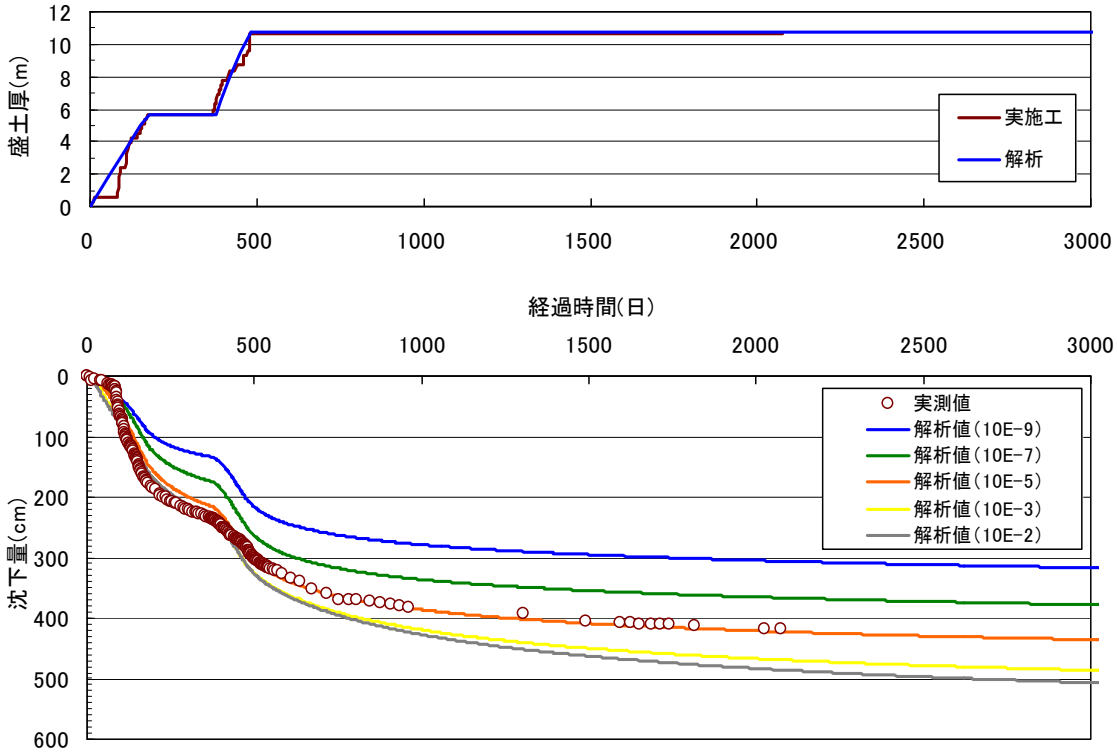


図 3-34　盛土中央での実測沈下と初期体積ひずみ速度を変化させた解析値

3.3 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、前節まで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。

3.3.1 解析対象箇所と解析条件の概要

北海道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（以下、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 ヶ年段階載荷）が施工されている（図 3-35）。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。

解析ケースを表 3-7 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「**3.2.4 土質パラメータの決定法の提案**」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「**3.2.5 二次圧密を支配するパラメータ**」で述べた式(3-24)の方法を用い、初期体積ひずみ速度は式(3-27)を用いて仮定した。粘土のパラメータは Iizuka and Ohta[25)]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載荷した。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。

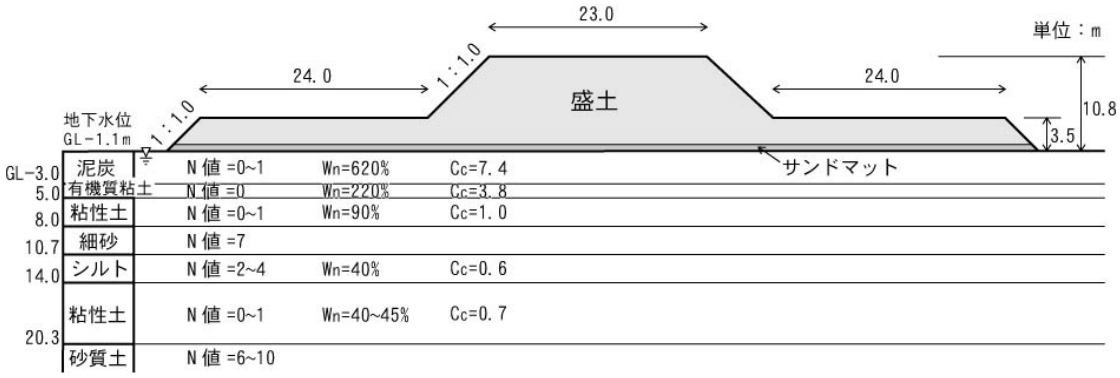


図 3-35　解析断面

表 3-7　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

3.3.2 解析結果

図 3-36 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有限要素解析によって、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。

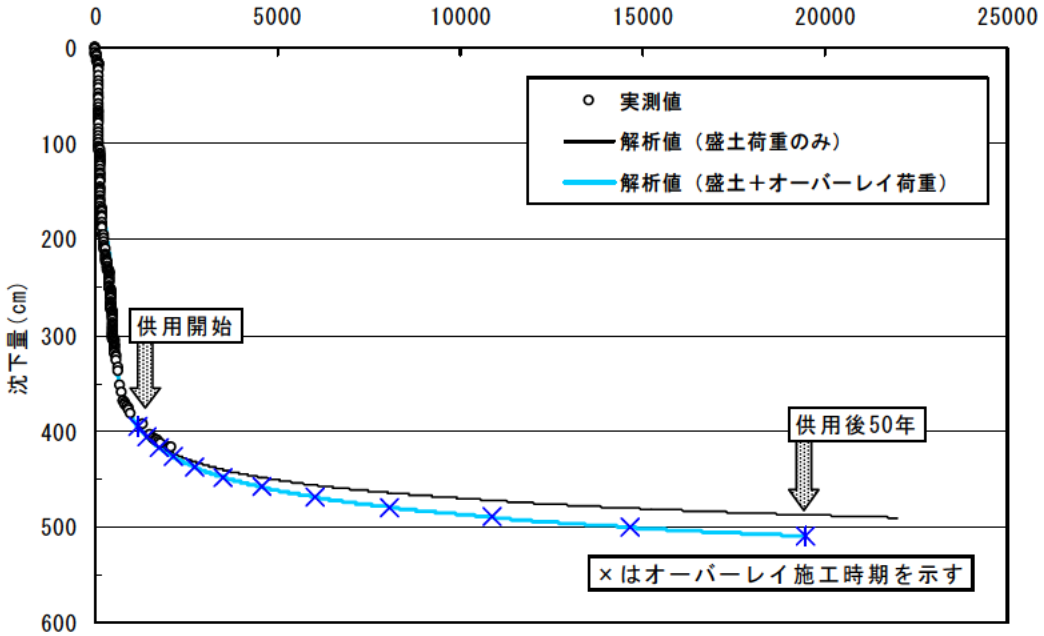


図 3-36　解析結果

3.4 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、「**3.3 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**」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 3-7）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 3-37 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 年間においては、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 3-38）。なお、補修コストの試算には、表 2-6 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。

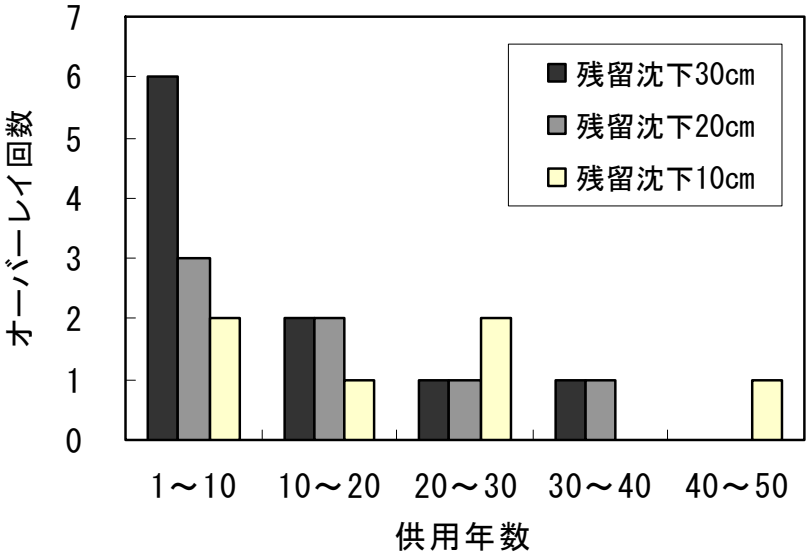


図 3-37　オーバーレイの補修回数

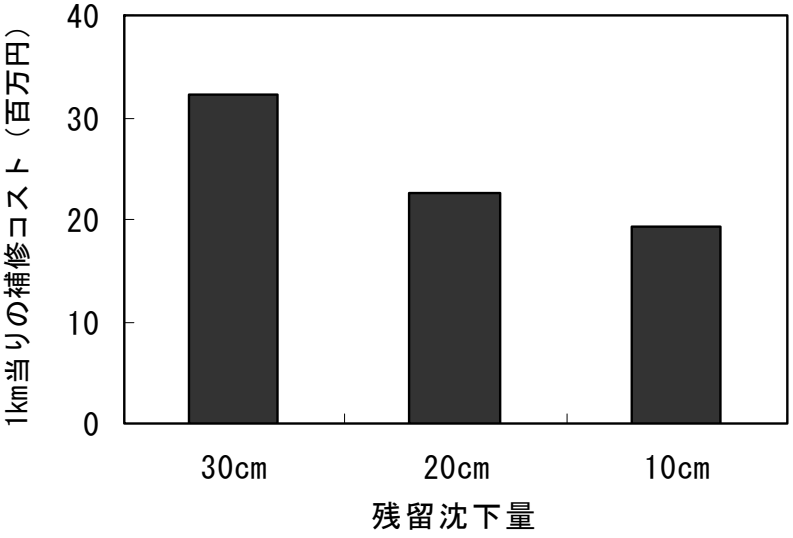


図 3-38　美原バイパスにおける残留沈下と補修コストのシミュレーション結果

４．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、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。さらに、真空圧密工法による泥炭性軟弱地盤の長期圧密低減効果についても検討した。

4.1 敷き金網併用プラスチックドレーン工法

4.1.1 課題と検討概要

当研究チームが実施した既往の研究 [55]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、プラチックドレーン工法のみでは限界があると考えられる [55]。そこで、盛土補強材（ひし形金網敷設）を併用する（図 4-1）ことで高盛土箇所へのプラチックドレーン工法の適用を図る目的で、道央圏連絡道路・美原道路において、敷き金網併用プラチックドレーン区間と無対策区間を比較する試験施工を実施した（図 4-2、表 4-1）[56]。

圧密による地盤強度増加で盛土完成時のすべり安全率 1.0 を満足させた上で､所要安全率 1.2 に不足するせん断抵抗力をひし形金網の張力で補う設計とした。プラチックドレーン（幅 95mm, 厚さ 4mm, 透水係数 10^0cm/s）の施工間隔は 90cm の正方配置とした。また、サンドマット内に暗渠排水を設け、盛土施工中と放置期間において釜場ポンプ排水を実施した（図 4-1）。釜場排水をすることによって、サンドマットの排水機能を高めるとともに、地下水位を低下させて浮力による盛土荷重の低下を防ぐ効果が期待される。盛土補強材料には、亜鉛メッキ鉄線製ひし形金網（JIS G 3552, 線径 5mm, 網目 50mm, 引張り強さ 168kN/m）を使用した（写真 4-1）。盛土施工速度は工期短縮効果を念頭に置いて、8～10cm/day とした（表 4-1）。

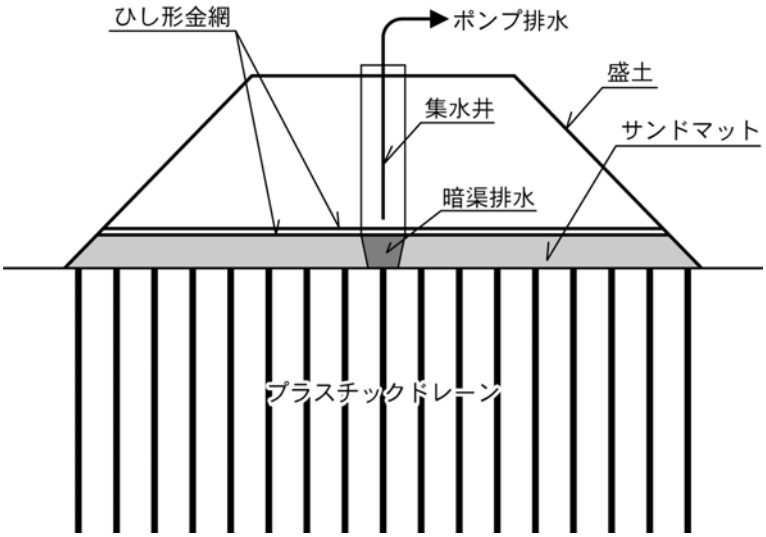


図 4-1　敷き金網併用プラスチックドレーン工法の概念図

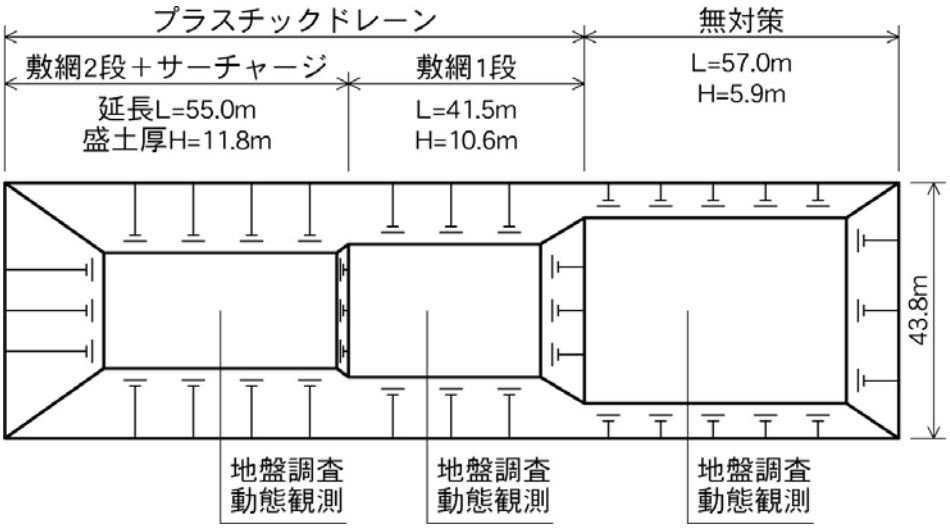


図 4-2　試験施工箇所の平面図

表 4-1　試験施工の条件

ケース	設定条件	合計盛土厚(m)	一次盛土（1年目）		二次盛土（2年目）		PD設置間隔	備考
			厚さ(m)	平均施工速度(cm/day)	厚さ(m)	平均施工速度(cm/day)		
1	PD＋敷網2段＋サーチャージ	11.8	6.2	8.5	5.6	10.4	90cm正方配置	サーチャージ盛土（厚さ1.2m）
2	PD＋敷網1段	10.6	6.5	8.5	4.1	9.5		
3	無対策	5.9	5.9	8.5	―		―	

※PD：プラスチックドレーン
※合計盛土厚と一次盛土の厚さには、サンドマットを含む

写真 4-1　ひし形金網の近景

4.1.2 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 4-3 に示す。無対策区間では、軌跡が Pj/Pf=0.8 を超えたあたりから右に向かい始め、盛土厚 5.9m の時点で Pj/Pf=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。プラチックドレーン区間では、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断し、100 日程度の放置期間の後、二次盛土施工を行った。二次盛土施工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。

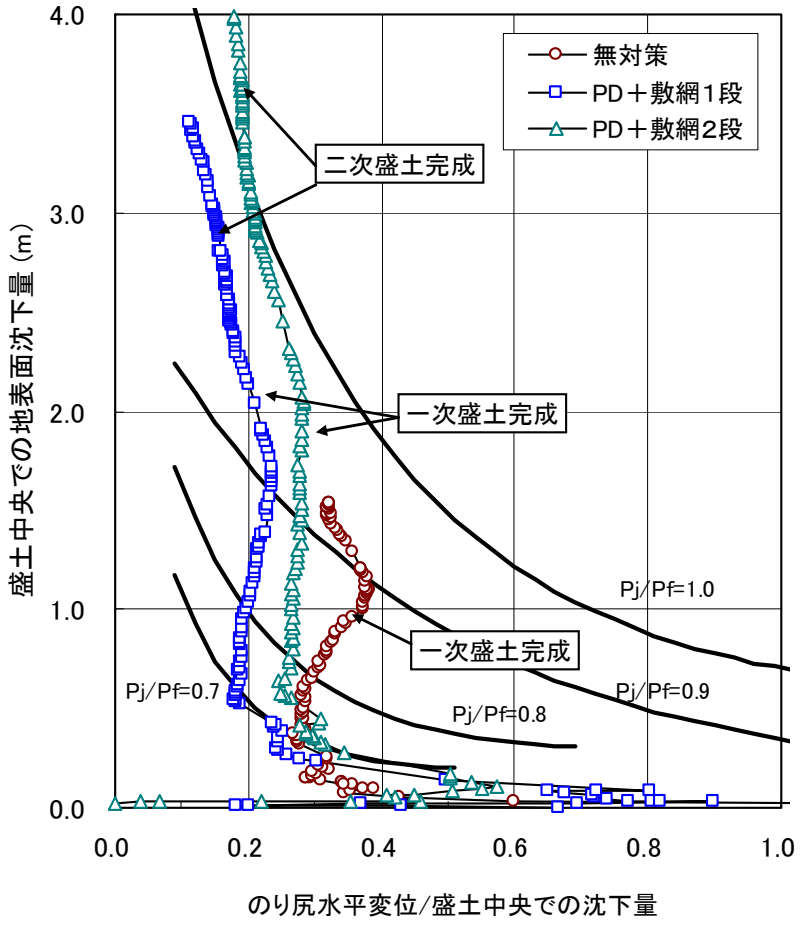


図 4-3　松尾・川村の安定管理図を用いた安定管理結果

敷き金網に作用した張力の時刻歴を図 4-4 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、敷網全体の張力が発揮すると考えられる。

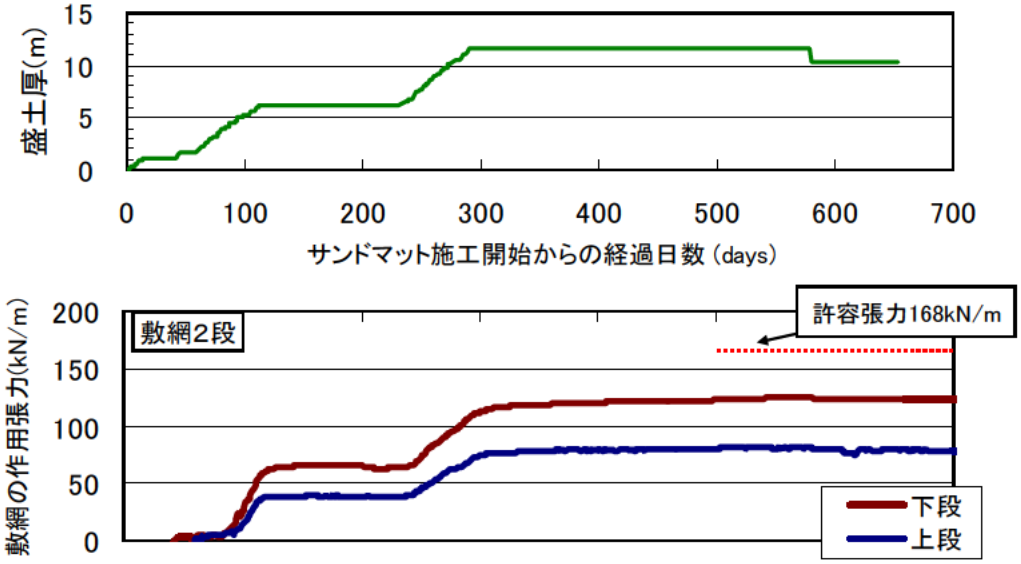


図 4-4　敷き金網の張力の経時変化

4.1.3 沈下挙動とその予測

当研究チームの既往研究[56)]では、プラスチックドレーンで改良された泥炭地盤の沈下予測に、吉国[7)]のウェルレジスタンスを考慮したバロン解が適用可能なことを報告している。さらに、泥炭の沈下速度は粘性土と比較して極めて速く、圧密試験から得られた圧密係数をそのままバロン解に用いても実挙動を表現できないことも指摘している。ここでは、文献 56)と同じ以下の方法で解析を行った。

①泥炭層の圧密係数を変化させて無対策での実測沈下とテルツァーギ解(解析値)をフィッティングする。

②圧密試験の圧密係数と逆算した圧密係数の比率を求める。

③圧密試験から得られた圧密係数に②の比率を掛けて、バロン解によってプラスチックドレーン区間の沈下解析を行う。

プラスチックドレーン工法（敷網 1 段）区間での泥炭層の実測沈下と解析沈下を図 4-5 に示す。ここで、水平圧密係数 Ch は二次盛土の増加応力から求めた相加平均圧密圧力 P_0+1/2P に対応する鉛直圧密係数（Cv =30cm^2/day）の 9 倍(Ch =270cm^2/day)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。ウェルレジスタンスの計算では、ドレーンの透水係数を 10^0cm/s、泥炭の透水係数を 7×10^{-6}cm/s とした。ウェルレジスタンスを考慮しない場合、実測値よりも早い沈下速度となり、盛土完成時にはほぼ 100%の圧密度となった。これは、実測沈下よりも 2 割程度速い。以上のことから、文献 56)の方法の妥当性が検証された。実設計にこの方法を使用する場合、能登の方法で解析される沈下曲線とフィッティングすることで、水平圧密係数 Ch の設定が可能である。

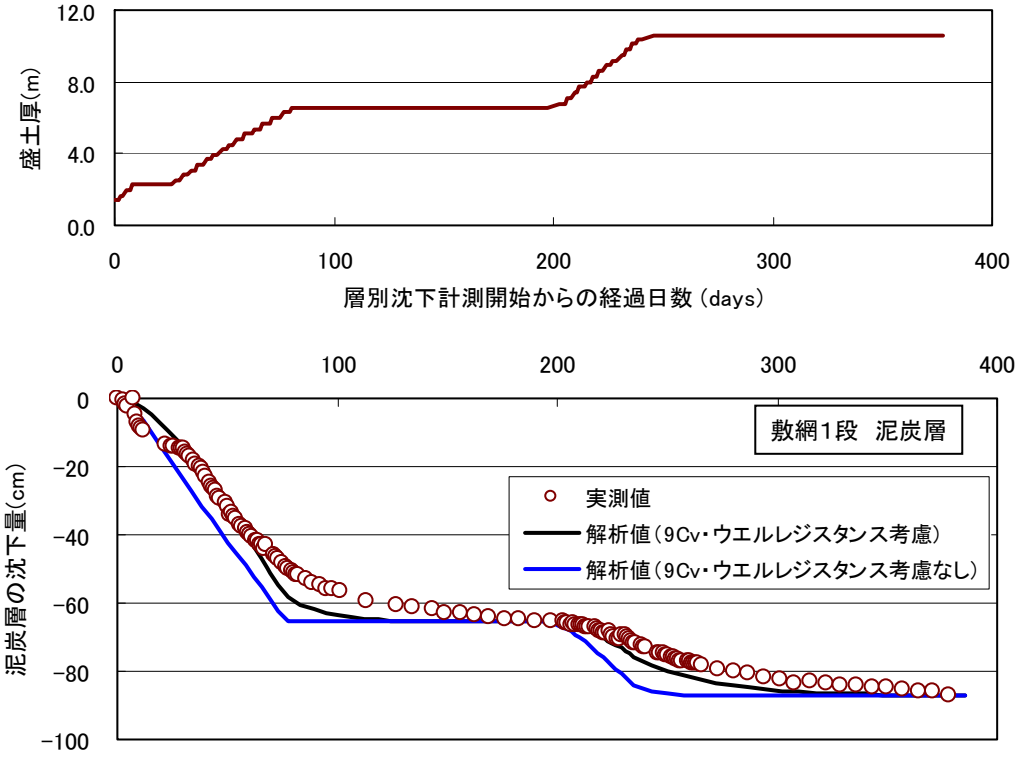


図 4-5　プラスチックドレーン工法（敷網 1 段）区間での泥炭層の実測沈下と解析沈下

4.1.4 サーチャージによる長期沈下の抑制

深沢ら[57]や白子ら[58]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、敷網併用プラスチックドレーン工法を用いることで、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。敷網併用プラスチックドレーン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 4-6 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、その完成後 290 日目で 1.2m 分の盛土撤去を行って最終的に両ケースの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 β（式(4–1)）は異なっている。

$$\beta\ (\mathrm{cm/log}t) = \Delta S / \log(t_1/t_0) \qquad 式(4\text{-}1)$$

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 β =118 (cm/logt)であったのに対し、サーチャージありではその約 1/2 のβ =61(cm/logt)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プラスチックドレーン工法の組み合わせが有効な方法の一つと考えられる。

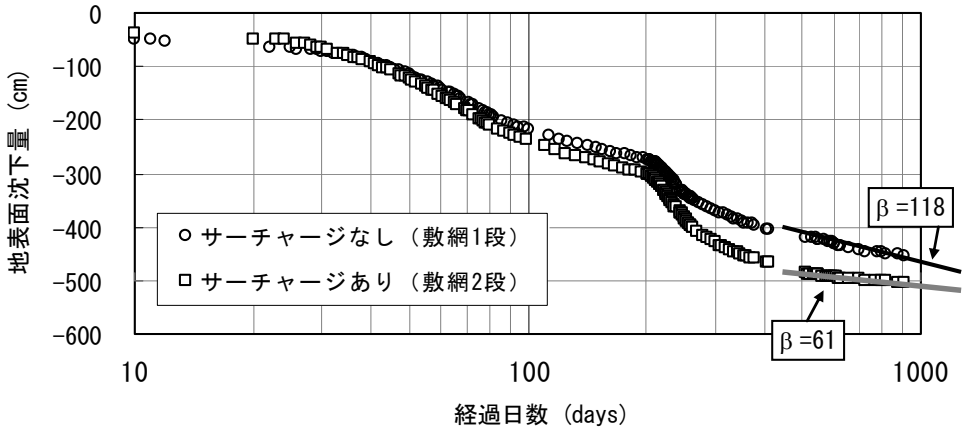


図 4-6　サーチャージの有無と長期沈下

4.2 キャップ付き真空ドレーン工法

4.2.1 課題と検討概要

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：図 4-7）に大別できる。寒地地盤チームが実施した既往の研究[59) 60) 61)]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充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手法を検討するための試験施工を実施した[62)]。

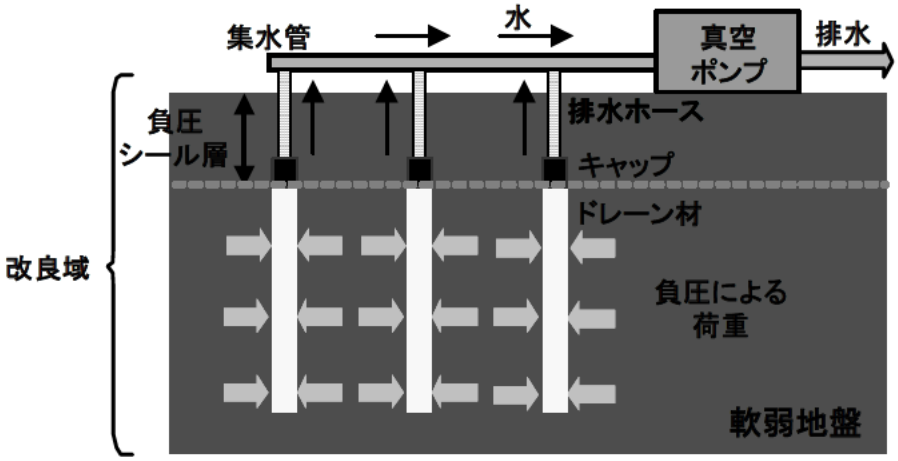


図 4-7　キャップ付き真空ドレーン工法の概念図

4.1.2 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 4-8 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[59]、中間砂質土層以深の設計負圧を半減する必要が指摘されている[61]。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、泥炭層の負圧シー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、図 4-8 のドレーン配置図を見てわかるように、泥炭層のほとんどに鉛直ドレーン材が設置されなかったことから、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 4-9 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[63]。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 4-8）よりも相当小さくなることがわかった。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。

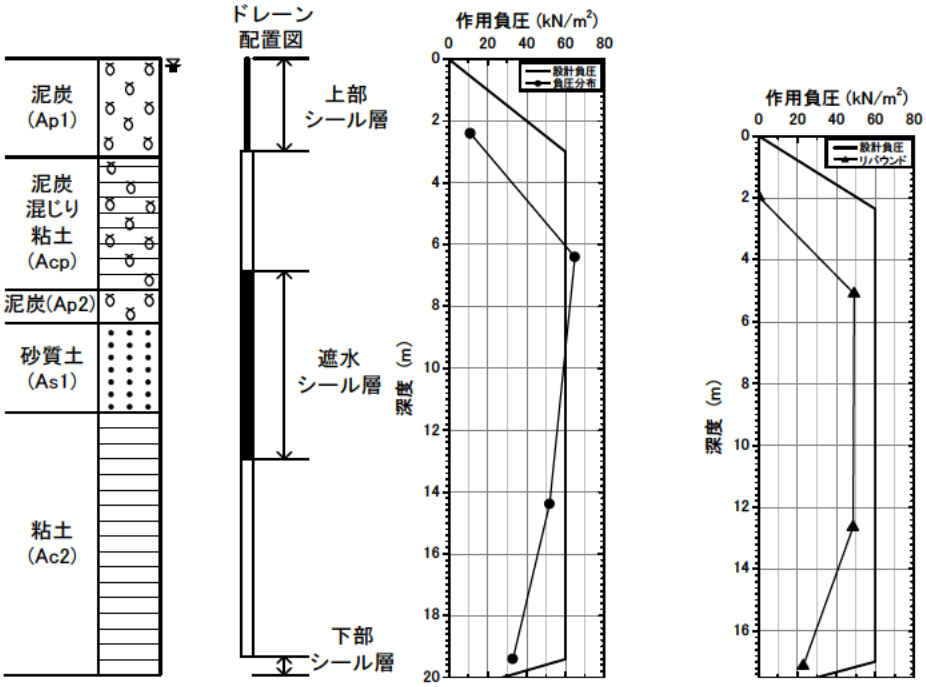


図 4-8　負圧の深度分布

（左：盛土載荷直前、右：真空ポンプ停止後）

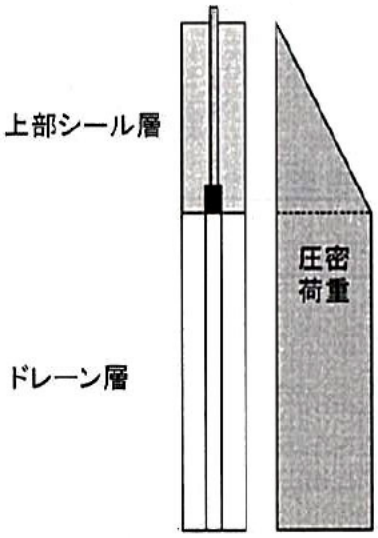


図 4-9　負圧シール層内の負圧分布の仮定 [63)]

4.2.3 圧密による強度増加

ここでは、圧密による地盤強度の増加を検討する。図 4-10 に施工前および施工後の地盤の一軸圧縮強さ q_u とオランダ式二重管コーン貫入抵抗値 q_c を示す。いずれの土層においても、真空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。

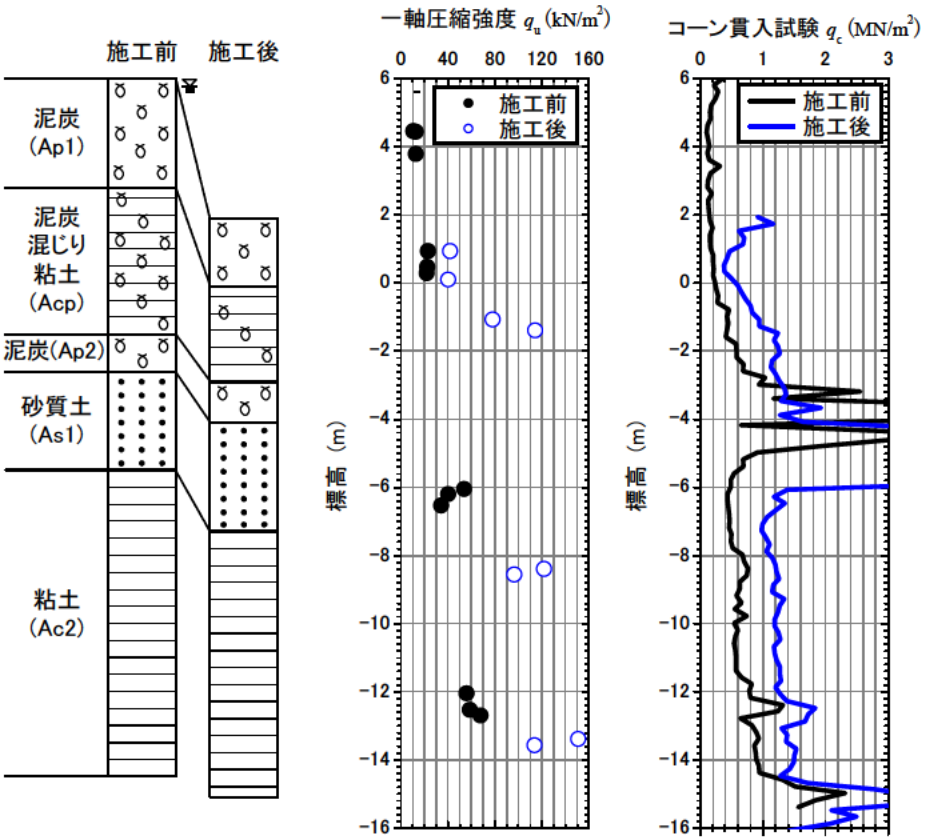


図 4-10　盛土中央における圧密による地盤強度の変化

4.3 真空圧密工法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。「**4.1.4 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[64]。この効果を定量的に評価するために、「**３．有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法**」において提案した解析手法である粘弾塑性モデルを用いた土-水連成有限要素解析を実施した[65]。

4.3.1 解析の概要

泥炭の二次圧密を粘性によるものと仮定し、粘弾塑性モデルである関口・太田モデル[26]を用いた土-水連成有限要素解析を実施した。解析対象となった真空圧密工法の試験施工箇所の断面を図 4-11 に示す。真空圧の除荷による地盤の過圧密化の程度を式(4-2)で定義される OCR で表すこととした。ここで、P_0 は初期有効土被り圧(kN/m^2)、P_E は盛土による増加応力(kN/m^2)、P_N は真空圧(-60 kN/m^2)である。

$$OCR = (P_0 + P_E - P_N) / (P_0 + P_E) \qquad 式(4-2)$$

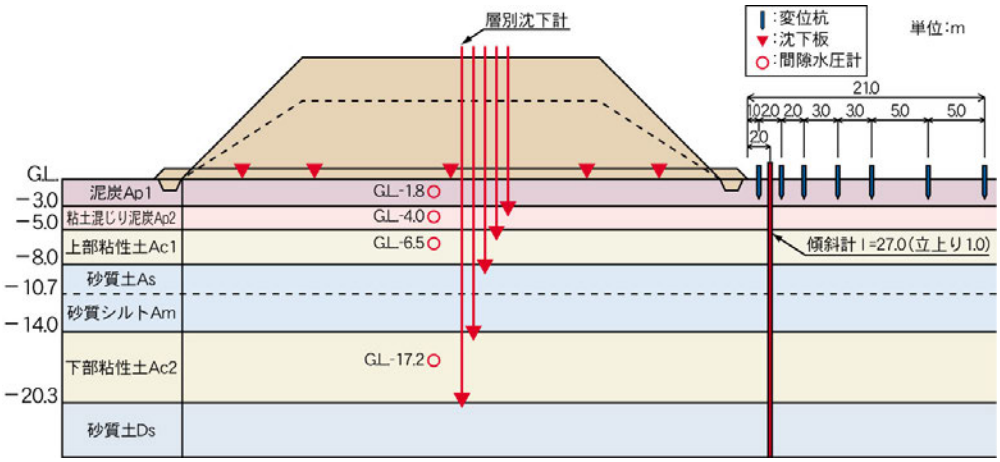


図 4-11　解析対象箇所の断面図

解析ケースを表 4-2 に示す。真空圧は一定値（-60kPa）とし、盛土の高さを変化させることによって OCR を変化させた。解析に用いた土質パラメータを表 4-3 に示す。これらのうち、初期透水係数 k_0、圧密による透水係数の変化係数 C_k、二次圧密係数（自然対数）αおよび初期体積ひずみ速度 v_0 は、長期沈下の解析に重要なパラメータなので、決定法を詳述する。k_0(cm/s)は式(4-3)によって決定した。ここで、$k_{oed\text{-}p0}$ は圧密試験から得た有効土かぶり圧時の透水係数(cm/s)である。式(4-4)で定義される C_k は、圧密試験から得た間隙比 - 透水係数関係から求めた。ここで、e は圧密終了時の間隙比、e_0 は初期の間隙比である。αは式(4-5)から求めた二次圧密係数（常用対数）C_α [53]を自然対数表示の時間に変換し用いた。v_0 は Iizuka and Ohta[25]が提案する方法に従って圧密試験結果から決定した。

$$k_0 = 10 \times k_{oed\text{-}p0} \qquad \text{式(4-3)}$$

$$k = k_0 \exp((e-e_0)/C_k) \qquad \text{式(4-4)}$$

$$C_\alpha (\%) = 3.3 + 0.0043 \times W_n(\%) \qquad \text{式(4-5)}$$

泥炭（Ap1）と粘土混じり泥炭（Ap2）のその他のパラメータは、「**3.2.4 土質パラメータの決定法の提案**」で述べた方法を利用して決定した。粘土のパラメータは、Iizuka and Ohta[25]の方法によって求めた。なお、鉛直ドレーンの放射流れによる圧密を平面ひずみ問題に変換する方法として、水平一次元流れと放射流れの場合の 50%圧密に要する時間を一致させる方法 [66]を採った。

表 4-2　解析ケース

ケース	OCR	真空圧(kN/m^2)	盛土高(m)
1	1.21	-60	15.0
2	1.38		8.3
3	1.57		5.5
4	1.86		3.7

表 4-3　解析に用いたパラメータ

		ダイレタンシー係数 D	非可逆比 Λ	限界応力比 M	有効ポアソン比 ν'	水平方向透水係数 (m/day)	鉛直方向透水係数 (m/day)	先行圧密の上載圧 σv0 (kN/m^2)	先行圧密の静止土圧係数 Ko	原位置での有効上載圧 σv1 (kN/m^2)	原位置での静止土圧係数 Ki	二次圧密係数 α	初期体積ひずみ速度 Vo (1/day)	圧縮指数 λ	先行鉛直応力に対する間隙比 eo	透水係数の変化係数 Ck
泥炭	Ap1	0.10	0.92	1.94	0.21	0.08640	0.01728	13.00	0.26	11.30	0.295	0.028	0.00002211	2.69	12.36	1.16
	Ap2	0.15	0.90	1.48	0.30	0.02592	0.00518	14.50	0.43	14.60	0.431	0.019	0.00003327	1.62	5.44	0.84
粘土	Ac1	0.11	0.80	1.08	0.37	0.00086	0.00086	45.30	0.58	21.90	0.779	0.007	0.00000291	0.39	1.63	0.43
	Am	0.07	0.82	1.16	0.35	0.00162	0.00162	128.40	0.54	67.50	0.706	0.005	0.00002252	0.20	0.91	0.24
	Ac2	0.09	0.86	1.10	0.36	0.00099	0.00099	101.70	0.57	92.00	0.589	0.006	0.00000138	0.24	1.06	0.31

4.3.2 結果と考察

図 4-12 に各ケースにおける盛土中央の泥炭層（Ap1）の沈下経時変化を示す。泥炭地盤の沈下挙動に典型的に見られる盛土施工初期における速度の速い沈下および圧密後期における沈下速度の低下が表現できている。また、経過日数 1500 日程度から対数表示の時間に直線的な沈下である二次圧密が発生しており、この直線的な沈下の傾きから C_αを求めると、OCR が大きくなるに伴って小さな C_αであった（図 4-12 中に各ケースの C_αを表示）。

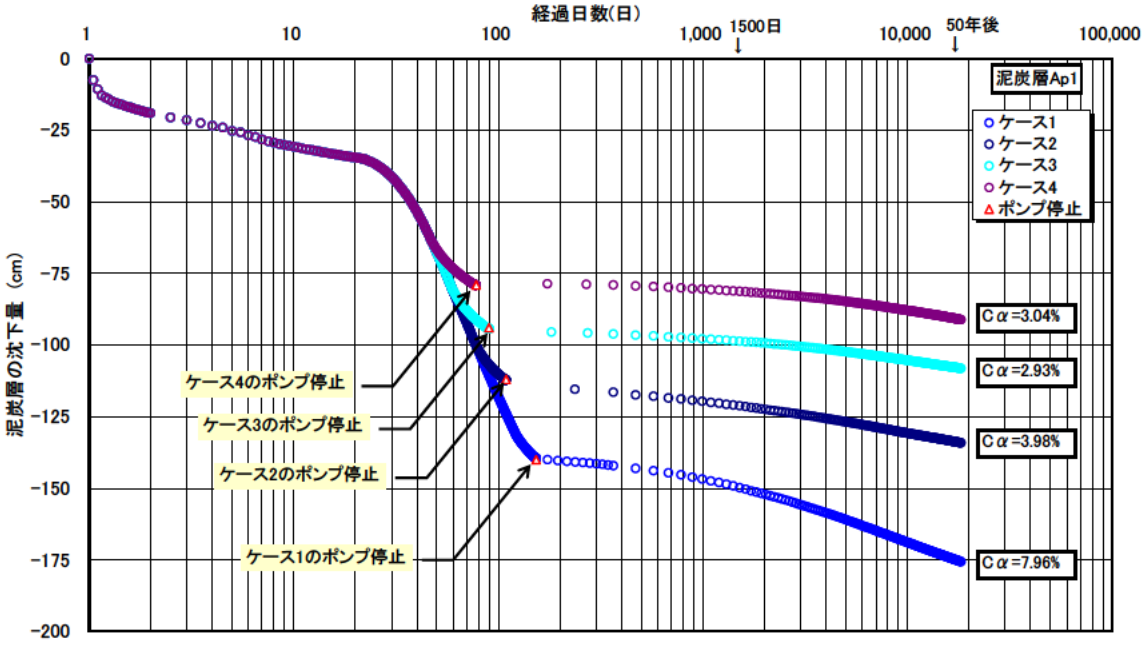


図 4-12　泥炭層の沈下解析結果

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）、粘土混じり泥炭層（Ap2）および地表面沈下の C_αの低減率 R を式(4-6)のように求めて、OCR との関係を整理したのが図 4-13 である。図中には、試験施工の結果[64]も併記した。ここで、$C_{\alpha i}$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。

$$R = C_{\alpha i} / C_{\alpha 0} \qquad 式(4\text{-}6)$$

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。図中には、今回の解析と試験施工結果の近似曲線も示したが、この曲線と泥炭の自然含水比 W_nから正規圧密状態の C_αを推定する式(4-5)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。

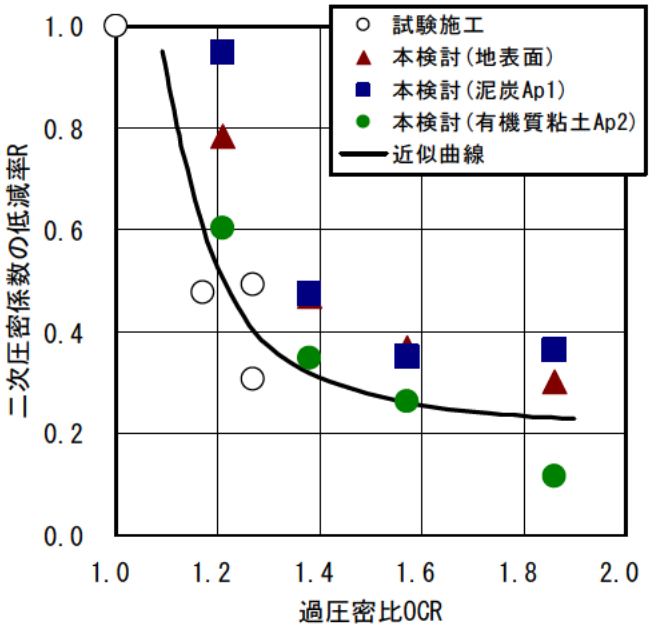


図 4-13　OCR と二次圧密係数の低減率

５.「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」の改訂

本報告書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」[67]を改訂し、公開を行った（写真 5-1）。

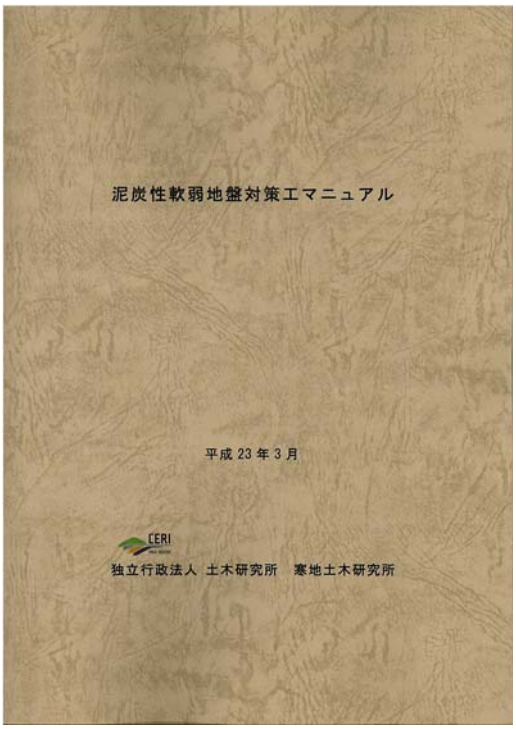


写真 5-1　泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル

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おり、寒地土木研究所 寒地地盤チームの Web サイト（http://jiban.ceri.go.jp/）から PDF 版を無償でダウンロードすることができる。

６．まとめ

本研究において、泥炭性軟弱地盤に建設された高規格幹線道路の沈下実態調査とライフサイクルコストの事例検討（第 2 章）、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法の検討（第 3 章）を実施した。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、維持補修履歴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、粘弾塑性有限要素解析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、新しい泥炭性軟弱地盤対策工として、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（第 4 章）。その結果は以下の通りである。

⑥ 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。

⑦ 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。

⑧ 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。

⑨ 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。

⑩ 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。

⑪ 泥炭層、泥炭混じり粘土および粘土層において、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。

⑫ 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。

参考文献

1) （独）北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱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) 坂口豊：泥炭地の地学、東京大学出版会、p.18、1974.
4) 北海道開発局開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工指針、pp.45-73、1988
5) 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
6) 林宏親、西川純一、江川拓也：泥炭地盤におけるプラスチックチックドレーンの改良効果、北海道開発土木研究所月報 No.585、pp.2-8、2002
7) 吉国洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理、技報堂出版、pp.49-58、1979
8) 豊田邦男、辻野英幸、門田浩、坪田邦治：道央道（札幌～岩見沢間）の軟弱地盤における沈下と維持管理について、地盤工学会北海道支部技術報告集第 45 号、pp.253-258、2005
9) 及川洋：沈下速度より見た高有機質土の一次圧密特性、土木学会論文集、No.554／III-37、pp.111-118、1996.
10) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
11) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、pp.149-180、1995.
12) Mesri, G and P.M.Godlewski: Time and Stress-compressibility Interrelationship, Journal of the geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977.
13) 松尾啓、山口晴幸、大平至徳：泥炭の二次圧密係数について、土質工学会論文集、Vol.26, No.1、pp.139-150、1986.
14) Oikawa, H.: Compression curve of soft soils, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.99-104, 1987.
15) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, Geotechnique, Vol.13, No.3, pp.221-240, 1963.
16) Schofield, A.N. and Wroth, C.P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw Hill, London, 1968.
17) Hayashi, H., Nishikawa, J., Odajima, H., Mitachi, T. and Fukuda, F.: Deformation Analysis of Peaty Ground with Cam Clay Model, Proceedings of IS-Hokkaido ’94, Vol.1, pp.575-581, 1994.
18) 福田文彦、三田地利之、下倉宏、大沼敏：パソコンを用いた高有機質土地盤の弾ー塑性有限要素解析、高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集、pp.207-214、1993.
19) 稲垣太浩、三嶋信雄、武部篤治、藤山哲雄、石黒健、太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み、土木学会論文集、No.771/Ⅲ-68、pp.91-110、2004.
20) 対馬雅己：泥炭性有機質土のせん断特性に関する実験的研究、土質工学会論文報告集、Vol.24、No.3、pp.159-167、1984.
21) 山口晴幸：ディスカッション・泥炭性有機質土のせん断特性に関する実験的研究、土質工学会論文報告

集、Vol.25、No.3、pp.217-220、1985.

22) 岡尚志、山添誠隆、三田地利之：泥炭及び有機質粘土のダイレイタンシー特性に関する一考察、地盤工学会北海道支部技術報告集第 47 号、PP.37-44、2007.

23) 林宏親、西川純一、小田島大、三田地利之、福田文彦：カムクレイモデルを用いた泥炭性軟弱地盤の有限要素解析、土質工学会北海道支部技術報告集第 34 号、PP.268-275、1994.

24) 佐々木晴美：泥炭地盤の工学的性質の均一性に関する一考察、第 28 回土木学会年次学術講演会講演概要集（第 3 部門）、pp.284-285、1973.

25) 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.

26) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proceedings of 9th ICSMFE, pp.229-239, 1977.

27) 能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、pp.39-40、1991.

28) 土質工学会・高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会：高有機質土の工学、pp.85-86、1990.

29) 林宏親、三田地利之、西本聡：泥炭地盤の弾塑性有限要素解析に用いる土質パラメーターの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集第 45 号、pp.243-248 、2005.

30) 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.

31) 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.

32) 小田美明、三田地利之：飽和粘土の三軸 K_0 圧密試験方法について、土木学会論文集、No.448/Ⅲ-19、pp.45-52、1992.

33) 中山美佐緒、山口晴幸、大平至徳：土の強熱減量試験方法に関する考察（その１）、土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集、第 3 部門、pp.864-865、1989.

34) 佐々木晴美：泥炭の試験、土質工学会北海道支部講習会テキスト、pp.88-89、1972.

35) 三田地利之、藤原幸彦：泥炭の三軸圧密非排水せん断特性、北海道大学工学部報告、第 129 号、pp.4-5、1986.

36) Jaky,J.: The coefficient of earth pressure at rest, Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp.355-358, 1944.

37) Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H. and Tsuchida. T.: K_0-consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K_0 for marine clays with various characteristics, Soils and Foundations, Vol.43, No.1, pp.1-20 2003.

38) 二ツ川健二、菊池純：札幌市米里地区における泥炭地の対策工と地盤沈下特性、土質工学会北海道支部技術報告集、No.28、pp.191-200、1988.

39) 地盤工学会北海道支部・泥炭地盤の広域沈下に関する研究委員会：北海道の泥炭地盤の沈下と対策、pp.4-5、2002.

40) Schmidt, B.: Discussion of earth pressures at rest related to stress history, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, pp.239-242, 1966.

41) Hamouche, K.K., Leroueil, S., Roy, M. and Lutenegger, A.J.: In site evaluation of K0 in eastern Canada clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp.677-689, 1995.

42) Marchetti, S.: In situ tests by flat dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT3, pp.229-321, 1980.

43) Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W.: Manual on estimating soil properties for foundation design, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, pp.1493-1496, 1990.

44) Lunne, T., Powell, J. J. M., Hauge, E.A. and Mokkelbost, K. H.: Correction of dilatometer readings to lateral stress, Specialty Session on Measurements of Lateral Stress, The 69th Annual Meeting of the Transportation of Research Board, USA, 1990.

45) 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.

46) 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.

47) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、pp.56-59、東洋書店、1995.

48) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、pp.377-393、2004.

49) 大平至徳：泥炭、基本的性質と調査・設計、施工技術、Vol.4、No.6、pp.148-146、1971.

50) Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S.: The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, No.3, pp.645-660, 1983.

51) 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.

52) 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.

53) 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.

54) 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.

55) 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.

56) 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.

57) 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.

58) 白子博明、杉山太宏、外崎明、赤石勝：サーチャージ除荷後の二次圧密沈下挙動、土木学会論文集Ｃ、Vol.65 No.1、pp.275-287、2009.

59) 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.

60) 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に与える影響、第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.959-960、2004.

61) 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.

62) 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論文集、日本材料学会、pp.149-152、2008.

63) 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.

64) 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.

65) 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.

66) 新舎博、原久夫、安部豊彦、田中昭人：サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位、土と基礎、Vol.30 No.5、pp.7-12、1982.

67) （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.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of P.W.R.I.
No.4228　May 2012

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