

供用後数十年を見据えた泥炭地盤の長期沈下予測手法の構築

Development of method for predicting long-term settlement of peat ground after service

秋田工業高等専門学校 教授 山添誠隆

(研究計画ないし研究手法の概略)

北海道や東北などには未分解の植物繊維や木片を主たる構成物とする泥炭地盤が広範囲に分布する。泥炭は高含水比で高い圧縮性を示すため、構造物の建設時において非常に大きな沈下が発生する。また供用後の長期沈下によって構造物の維持・管理に多大な影響を及ぼす。近年、圧密曲線がひずみ速度により一意に定まるとする isotach 則¹⁾²⁾により泥炭の沈下を解釈する試みが行われている³⁾。しかし、層厚が大きな原位置では室内試験と比較して生じるひずみ速度がきわめて小さく、室内試験と現場で観測されるひずみ速度には大きな乖離がある。本研究では、現場の長期沈下挙動の正確な予測を目的に長期圧密試験を実施しその結果に基づき泥炭の長期沈下挙動に見られるひずみ速度依存性を明らかにする。また、室内試験および現場での観測値を用いてモデル化を行い、室内試験の FEM 解析(有限要素法)を通じて適用モデルを評価する。

なお、当初の計画では本研究助成により採取した試料を用いて長期圧密試験を行う計画であったが、事前に実施していた予備実験が円滑に進行していたこと、また試験機の連数の制約および長期計測を要する点から、予備実験の測定期間を延長し(現在も計測中)、この結果を載せることにした。なお、予備実験で使用した試料は全て使い切っており、予備実験が終わり次第、本研究助成で採取した試料を用いて種々の圧密試験を実施する予定である。

1. 長期圧密試験

本研究では、泥炭の長期沈下挙動にみられるひずみ速度依存性を把握するため、長期圧密試験を実施した。試験に用いた試料は北海道空知郡南幌町および秋田県横手市大雄で採取された不攪乱試料で、以下それぞれ“南幌泥炭”および“大雄泥炭”と表記する。試料の物理・力学特性は表-1に示すとおりで、南幌泥炭および大雄泥炭ともに繊維分が卓越し非常に高含水である。長期圧密試験は段階載荷圧密試験機を用いて行った。供試体寸法は直径 60mm、高さ 20mm で、排水条件は両面排水である。初期に現場の初期有効土被り圧に相当する鉛直有効応力 $\sigma'_{vi}=10\text{kN/m}^2$ で 24 時間圧密したのち、3 ケースの荷重 δ を載荷させた。 δ の大きさは $\delta/\sigma'_{vi}=0.5, 3, 9$ である。泥炭の粘性挙動は温度にも強く依存する⁴⁾。そのため、試験中の温度は 20°C 程度になるよう空調機で制御した。また、長期圧密試験の他に、基本的な圧密特性を把握するため、標準圧密試験および定ひずみ速度圧密(CRS)試験を行った。

2. FEM による再現解析

泥炭の長期沈下挙動を表現するために、超過応力型⁵⁾の弾粘塑性モデルを用いた。ひずみ

表-1 試料の物理・力学特性

試料名	固体部分の密度 ρ_s (Mg/m ³)	自然含水比 w_n (%)	強熱減量 L_i (%)	圧密降伏応力 σ'_{vy} (kN/m ²)
南幌泥炭	1.71	750	70	16
大雄泥炭	1.81	600	68	18

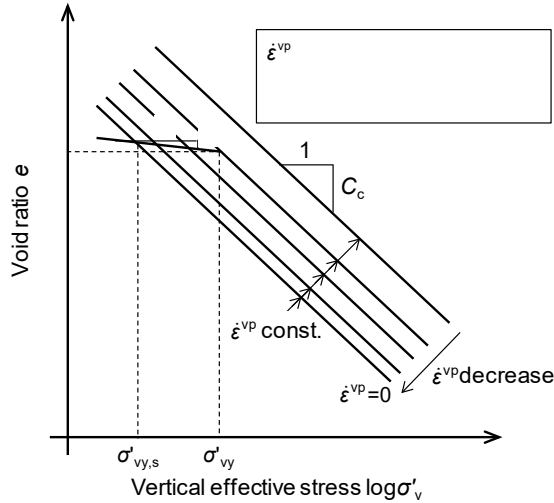


図-1 Watabe et al⁶⁾に基づく isotach モデルの圧密過程

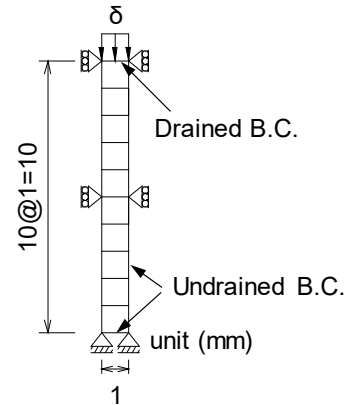


図-2 有限要素メッシュと境界条件

速度 $\dot{\epsilon}$ は可逆的な弾性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^e$ と時間依存性を含む非可逆的な粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp}$ の和であると仮定し、Hooke 則を弾性変形に採用し、時間依存性として isotach 則を粘塑性変形に適用する。isotach モデルには、Watabe et al⁶⁾により提案された式(1)を採用し、低ひずみ速度域における二次圧密係数の低下を考慮した。

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vy,s} \left[1 + \exp(c_1)(\dot{\epsilon}^{vp})^{c_2} \right] \quad (1)$$

ここで $\sigma'_{vy,s}$ は圧密降伏応力 σ'_{vy} の下限値、 $\dot{\epsilon}^{vp}$ は粘塑性ひずみ速度、 c_1 、 c_2 は定数である。式(1)において、 $\dot{\epsilon}^{vp} \rightarrow 0$ になると $\sigma'_{vy} \rightarrow \sigma'_{vy,s}$ に収束する。図-1 は式(1)をもとに描いた圧密曲線 ($e - \log \sigma'_v$ 曲線、 e : 間隙比、 σ'_v : 鉛直有効応力) である。本解析では、式(1)を正規圧密線 NCL に採用し、同じ降伏曲面では粘塑性流動係数が同じであると仮定し一般応力状態に拡張した。このモデルを室内試験の結果に適用し評価を行う。図-2 は FEM 解析に用いた有限要素メッシュと境界条件である。長期圧密試験は両面排水条件で行われたため、供試体の上半分を鉛直方向に 10 個の有限要素メッシュでモデル化した。変位に関する境界条件は、側面が水平方向固定、下端面が固定である。水理境界については上端面を排水条件とした。使用したパラメータは表-2 に示すとおりである。解析結果に大きな影響を及ぼす圧密および時間依存特性のうち、 λ 、 κ 、 e_0 、 k_0 、 λ_k は別途実施した標準圧密試験および CRS 試験の結果を用いた。限界状態応力比 M は強熱減量 L_i から経験式⁸⁾を用いて求めた。圧密係数 $c_v (=k/(\gamma_w m_v))$ の応力依存性に関しては、圧密過程における体積圧縮係数 m_v の低下よりも透水係数 k の低減を相対的に大きくすることで表現した ($\lambda > \lambda_k$)。 c_1 、 c_2 は次のように決めた。図-3 はひずみ速度を 10 倍大きくしたことによる有効応力のシフト ($\sigma'_{vy1} \rightarrow \sigma'_{vy2}$) を表している。二次圧密係数 C_{ce} はひずみ速度が 1/10 倍になったときの間隙比 e の変化であるので、有効応

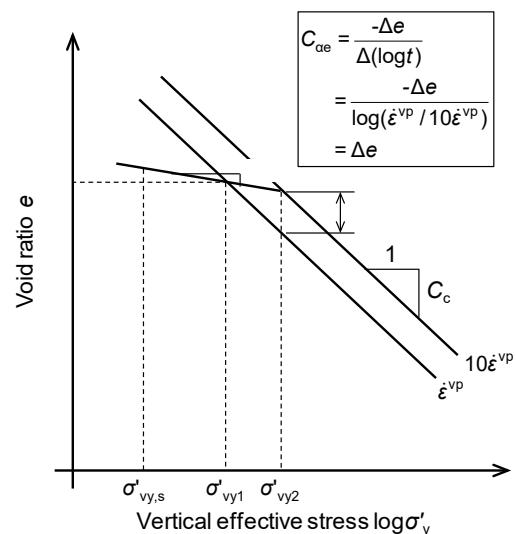


図-3 ひずみ速度の増加に伴う有効応力のシフトと二次圧密係数の関係

表-2 FEM 解析に用いたパラメータ

パラメータ	南幌泥炭	大雄泥炭	設定根拠
圧縮指数 $\lambda(=0.434C_c)$	2.91	2.50	試験値
膨張指数 $\kappa(=0.434C_s)$	0.291	0.250	$\kappa=\lambda/10$
初期間隙比 e_0	12.8	10.9	試験値
透水係数の初期値 k_0 (m/s)	8.0×10^{-8}	2.0×10^{-7}	
透水係数指数 λ_k	1.13	1.04	
限界状態応力比 M	1.86	1.85	$M=6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ $\phi'=0.19L_i+32^8)$
ポアソン比 ν	0.15		一般値
定数 c_1	1.9		図-6 参照
定数 c_2	0.1		
初期粘塑性体積ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{v0}^{vp}$ (s^{-1})	2.9×10^{-11}	2.2×10^{-11}	試験値

力変化と C_{ae} の間には式(2)が近似的に成り立つ。

$$C_c \log \frac{\sigma'_{vy2}}{\sigma'_{vy1}} \approx C_{ae} \quad (2)$$

ここで、 C_c : 圧縮指数である。式(1)と式(2)より、 $\dot{\epsilon}^{vp}$ と C_{ae} / C_c の関係は c_1, c_2 を用いて式(3)のように表される。

$$\log \frac{1 + \exp(c_1)(10\dot{\epsilon}^{vp})^{c_2}}{1 + \exp(c_1)(\dot{\epsilon}^{vp})^{c_2}} \approx \frac{C_{ae}}{C_c} \quad (3)$$

式(3)を用いて、長期圧密試験結果および現場データのひずみ速度と C_{ae} / C_c の関係をフィッティングさせて c_1, c_2 を決めた (後述する図-6 参照)。

(実験調査によって得られた新しい知見)

1. 長期圧密試験結果

図-4 は長期圧密試験の結果から得られた ϵ - $\log t$ 関係 (ϵ : ひずみ, t : 時間) で、図中には FEM 解析の結果も示してある。長期圧密試験は $\delta / \sigma'_{vi}=0.5, 3$ では開始から 3 ヶ月まで、 $\delta / \sigma'_{vi}=9$ では 500 日までのデータを載せている。これらの図より、南幌泥炭および大雄泥炭ともに一次圧密が終了する時間 t_p は δ が大きくなるほど増大している。これは、泥炭の圧密係数 c_v が圧密圧力の増加に対して著しく低下することに起因する⁹⁾。また、 δ の大きさに依らずひずみに基づく二次圧密係数 $C_{ae}(=\Delta\epsilon/\Delta\log t)$ はほぼ同じである。図-5 は、 $t \geq 10^7s$ における ϵ - $\log t$ 関係である。図-5(a)より、南幌泥炭については、長時間経過後も $\log t$ に比例して ϵ が増加している。一方、大雄泥炭に関しては、図-5(b)に示すように、1 年が経過した後、時とともに C_{ae} 値の減少が認められる。このように南幌泥炭と大雄泥炭とでは C_{ae} 値の低下傾向に違いが見られたが、この点についてはさらにデータを収集した上で慎重に判断したい。

2. 泥炭の長期沈下挙動に及ぼすひずみ速度依存性

Lerouel²⁾は、室内試験と現場で観測されるひずみ速度の関係を整理し、現場で観測されるひずみ速度は $10^{-8} 1/s$ 以下であることを示している。泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル¹⁰⁾では、供用開始後 3 年間の残留沈下量の目標値として 100mm 程度 (高規格盛土区間、構造物との接続部) を示している。この値は層厚 5m の泥炭地盤では $2 \times 10^{-10} s^{-1}$ 程度のひずみ速度に相当する。一方、標準圧密試験で求められる泥炭のひずみ速度は $2 \times 10^{-7} s^{-1}$ 程度³⁾である。現場の長期沈下を正確に予測するためには、低ひずみ速度域での時間依存性挙動の評価が不

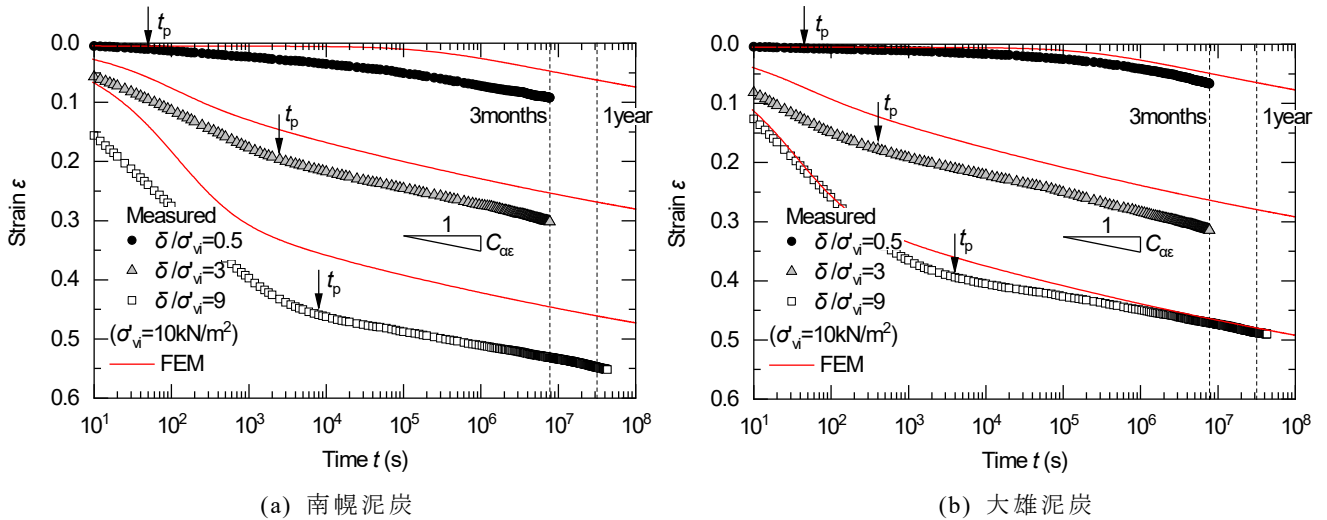


図-4 長期圧密試験により得られた ε - $\log t$ 関係および FEM 解析結果

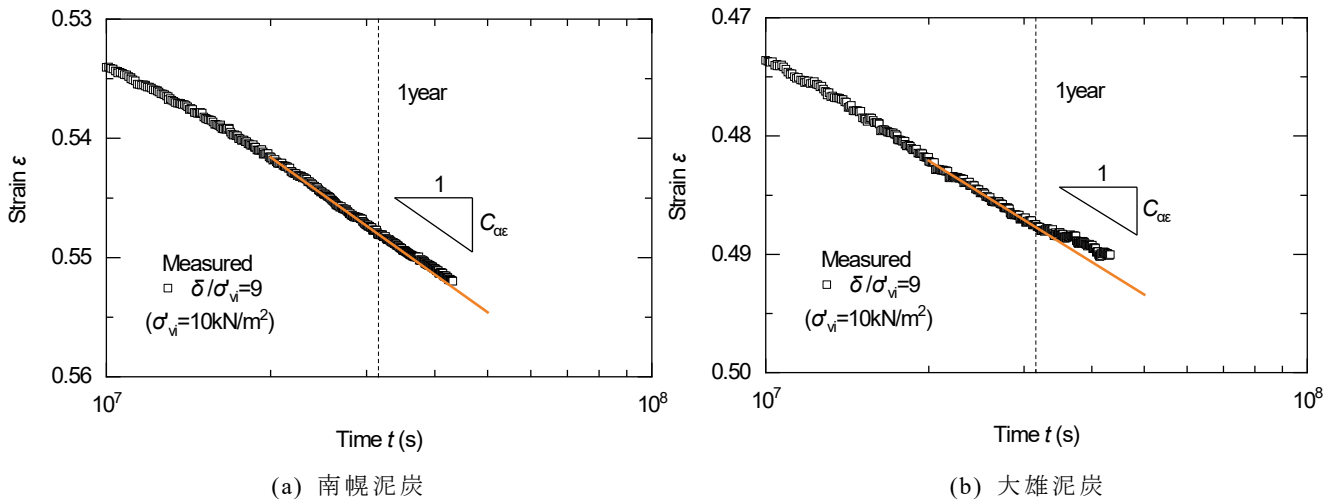


図-5 $t \geq 10^7$ s における ε - $\log t$ 関係

可欠である。図-6 は今回実施した長期圧密試験，および現場で観測（文献 11)12)を再整理）されたひずみ速度と $C_{\alpha\varepsilon} / C_c$ の関係をまとめたものである。ひずみ速度のオーダーが 10^{-9} s^{-1} までは $C_{\alpha\varepsilon} / C_c$ は 0.05~0.06 程度であるが，ひずみ速度が 10^{-10} s^{-1} 以下になると $C_{\alpha\varepsilon} / C_c$ は減少傾向を示す。Mesri and Godlewski¹³⁾は各種の土質の $C_{\alpha\varepsilon} / C_c$ を解析し，泥炭では $C_{\alpha\varepsilon} / C_c = 0.06 \pm 0.02$ を示しているが，この関係が適用できるのは特定のひずみ速度の範囲に限られ， 10^{-10} s^{-1} 以下では過大な値を与える。実地盤の圧密解析では，層厚が大きいと生じるひずみ速度が小さく，また供用後のように低速ひずみ域での長期沈下を正確に予測するためには $C_{\alpha\varepsilon} / C_c$ の低減を考慮する必要がある。

3. FEM 解析結果

FEM 解析の結果は図-4 に示したとおりで，長期圧密試験で確認された泥炭の沈下挙動の特徴である一次圧密の遅れが適切に表現されており，荷重 δ が大きくなるにしたがい一次圧密が終了する時間が大きくなっている。また， δ の大きさに関わらず二次圧密領域における沈下曲線は概ね時間の対数 ($\log t$) に比例して発生している。時間が1年 ($3.2 \times 10^7 \text{ s}$) を過ぎると， $\Delta \log t$ に対するひずみの増分 $\Delta \varepsilon$ は緩やかに減少している。長期圧密試験は現在も継続中で，解析に用いたパラメータは同一位置および深度で採取された他の泥炭試料の試験結果に基づいている。長期圧密試験が終了後，試験試料の含水比を調べた上で，より詳細な解析を行う予定である。

4. まとめ

本研究では、泥炭の長期沈下挙動の予測精度向上を目的に長期圧密試験を実施し、その試験結果と現場での計測結果を基に、長期沈下挙動に見られるひずみ速度依存性を明らかにした。また、試験結果に基づきモデル化を行い、適用モデルを評価した。得られた結論を以下に示す。

- 長期圧密試験結果より、泥炭の長期沈下は二次圧密のみならず、圧密係数 c_v の低下による一次圧密の遅れも含まれる。
- また、長期圧密試験結果および現場データにより、泥炭の C_{ae}/C_c (C_{ae} : 二次圧密係数, C_c : 圧縮指数) はひずみ速度の減少とともに低下する可能性が高い。
- 二次圧密係数のひずみ速度依存性を考慮した構成モデルは、長期圧密試験における沈下挙動を適切に再現できる。

【参考文献】

- 1) Šuklje, L.: The analysis of the consolidation process by the isotache method, Proceedings of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1, pp.200–206, 1957.
- 2) Leroueil, S.: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? (2006 Prof. Šuklje's Memorial Lecture), Proceedings of 13th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Slovenian Geotechnical Society, Ljubljana, Slovenia, pp.55–88, 2006.
- 3) 田中洋行, 林宏親: 泥炭地盤に対するアイソタック則の適用性, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.2, pp.275–286, 2014.
- 4) Kouchi, T., Nishimura, S., Yamazoe, N.: An interpretation of thermo-mechanical behaviour of peat under 1-D compression, 8th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials (ISDCG2023), 2023.
- 5) Adachi, T., Oka, F.: Constitutive equations for normally consolidated clays based on elasto-viscoplasticity, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.57–70, 1982.
- 6) Watabe, Y., Udaka, K., Morikawa, Y.: Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka bay clay, Soils and Foundations, Vol.48, No.4, pp.495–509, 2008.
- 7) Bodas Freitas, T.M., Potts, D.M., Zdravkovic, L.: A time dependent constitutive model for soils with isotach viscosity, Computers and Geotechnics, Vol.38, No.6, pp.809–820, 2011.
- 8) 林宏親, 三田地利之, 西本聡: 泥炭地盤有限要素解析用のカムクレイパラメーター決定に関する検討, 第40回地盤工学研究発表会講演集, pp.857–858, 2005.
- 9) 山添誠隆, 田中洋行, 西村聡, 林宏親: 泥炭の二次圧密係数とプラスチックボードドレーン改良地盤への適用, 地盤工学ジャーナル, Vol.12, No.4, pp.409–424, 2017.
- 10) 国立研究開発法人 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, pp.46-47, 2017.
- 11) 宮下隆雄, 沢彰男: 道央自動車道(札幌～岩見沢)盛土施工における現場計測結果について: 泥炭に関する研究討論会論文集, 土質工学北海道支部, pp.115–120, 1986.
- 12) 豊田邦男, 長尾和之: 道央自動車道(札幌～岩見沢間)の軟弱地盤長期沈下と維持管理—供用開始20年後の評価まとめ—, 基礎工, Vol.34, No.6, pp.57-60, 2006.
- 13) Mesri, G., Godlewski, P. M.: Time and stress-compressibility interrelationship, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.5, pp.417–430, 1977.

(発表論文)

熊地純人, 山添誠隆, 荻野俊寛: 泥炭の長期沈下挙動に見られるひずみ速度依存性と解析, 地盤工学会北海道支部技術報告集 第64号, pp.87-92, 2024.

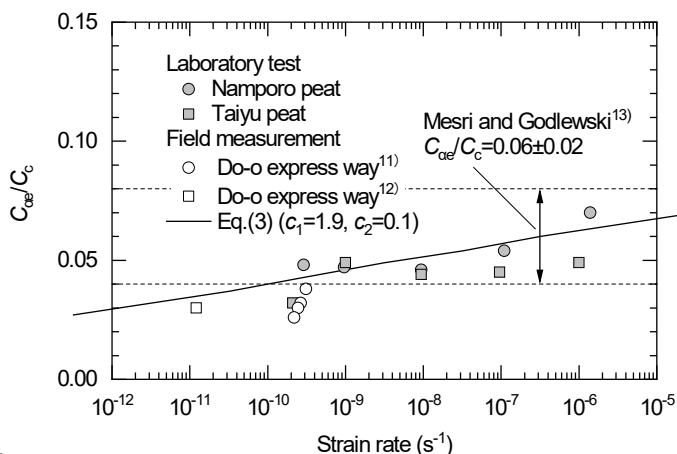


図-6 泥炭の C_{ae}/C_c に及ぼすひずみ速度の影響