

陸成自然堆積地盤の疑似過圧密特性に関する研究 ～ 白竜湖軟弱地盤更新統粘性土の実測値 ～

加藤 真司

1. 研究の背景と目的

東北中央自動車道は、米沢盆地の北東端約 3 km の範囲で、大規模な軟弱地盤地帯（白竜湖軟弱地盤）を通過する必要がある。当該の軟弱地盤は、有機質土と砂質土が有機質土を挟み込みながら互層状に 100 m 以上の厚さで堆積したものである（図 1）。このように軟弱層の極めて厚い地盤での高速道路建設はこれまで経験がない [1]、[2]。そこで、建設計画の具体化に先立ち、試験盛土を構築して対策工の効果や問題点を確認して計画に反映するものとした。

軟弱地盤上に建設した高速道路は、供用後の残留沈下が大きな問題となることが多い。このため、残留沈下対策を検討するに当たり、複数の解析コードで残留沈下量を予測した。本研究は、高速道路本体盛土の設計方針のうち、特に残留沈下量の予測結果の妥当性の確認を主な目的としている。

Bjerrum の疑似過圧密効果の概念図から地盤の堆積年代を計算すると、結果が桁違いにバラつく。これに対し、既往の研究を踏まえ、試料の乱れや二次圧密係数の不確実性等を検討し、Bjerrum の概念図について考察した。そのうえで、極めて厚い軟弱地盤でも真空圧密工法を採用すれば、残留沈下量は $\log t$ 法で概算できると結論した。

2. 白竜湖軟弱地盤の成り立ちと土質性状

白竜湖軟弱地盤は、今から約 400 万年前に海退と奥羽山地の隆起により生じた内陸湖が、約 10

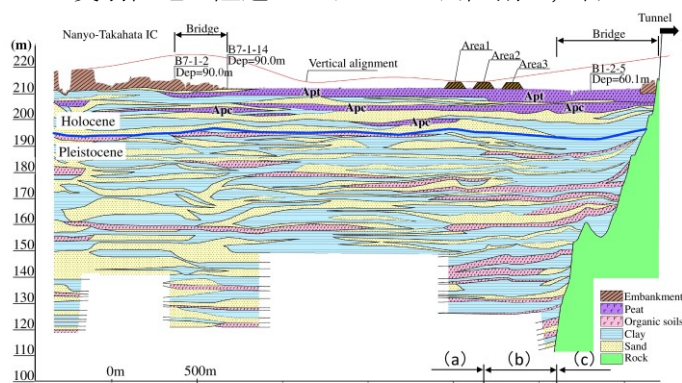


図 1 想定土層断面図

万年前から湿原化したとされる [3]。基岩は緑色凝灰岩（グリーンタフ [4]）であるが、工事範囲の北端部約 600m の範囲でしか確認できていない。その範囲より南側では基岩の深度が 100m 以上になる（図 1）。軟弱層は、粘性土と砂質土の互層で、有機質土層を挟む。河川の氾濫による砂質土の堆積、一時的な湖沼化と湿原化を繰り返した中で形成された地盤で、数万年以上ほぼ平坦に堆積してきた。地盤の堆積速度は千年当り約 0.5m で、日本国内の山地湿地 [5]と同程度である。

図 2 に、粘性土について国内各地の海成粘土と比較した結果の一例を示す。図 (a) が圧縮指数と塑性指数、図 (b) が間隙比との関係である。図の黒色線は海成粘土で報告された関係式 [6]、淡青色線はプロットの近似曲線である。両者には大きな差異がない。

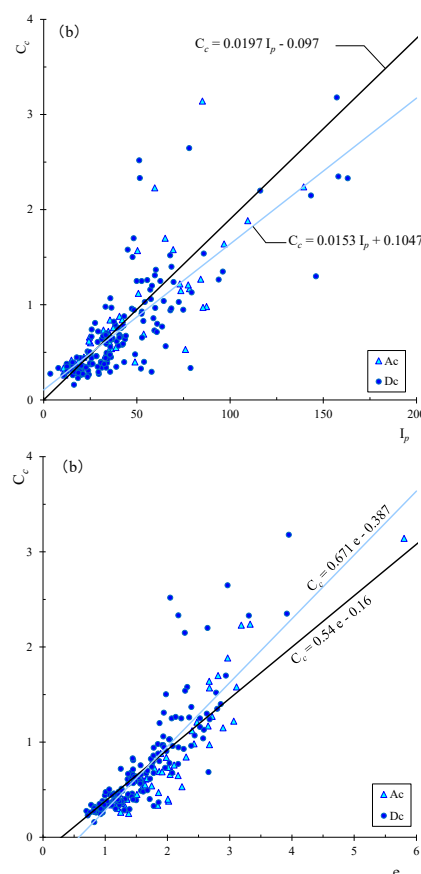


図 2 圧縮指数と塑性指数 (a), 間隙比 (b) の関係

他に、自然含水比および間隙比と液性限界、塑性限界、塑性指数との関係についても、海成粘土と概ね同等であった。また、有機質土については、北海道や東北地方、関東地方の泥炭と比較した範囲内で概ね調和的な傾向を示した。

3. 軟弱地盤対策試験工事

試験工事は3つのエリアに分けて施工した。軟弱地盤対策として真空圧密工法を採用し、Area1とArea3ではシート式真空圧密工法、Area2ではキャップ式真空圧密工法を採用した。それぞれ約3mの高さの盛土を施工してその挙動を比較評価した。なお、Area1では周囲に矢板を打設して気密性を高めている（図3）。

また、試験盛土をそのまま存置した場合を仮定して、供用開始20年後の残留沈下量を6種類の解析コードで予測した（図4）。

試験工事の結果を以下のとおり概括する。

- ・シート式真空圧密工法の圧密促進効果が高い。
- ・キャップ式真空圧密工法を採用する場合は、気密性の向上に工夫が必要。
- ・矢板は圧密促進効果を向上させ、負圧載荷期間を低減した。
- ・Area1,2では深度20m付近、Area3では深度30m付近までの挙動が顕著であった。
- ・供用開始から20年後の残留沈下量の予測結果は各エリア0.2~0.3mとなった。
- ・上記の結果は、従来の $\log t$ 法による計算結果と大差なかった。
- ・周囲の水田の引き込みが生じ、田面の補修が必要となったが、Area1の周囲に打設した矢板は、周辺地盤の変状抑制効果があった。

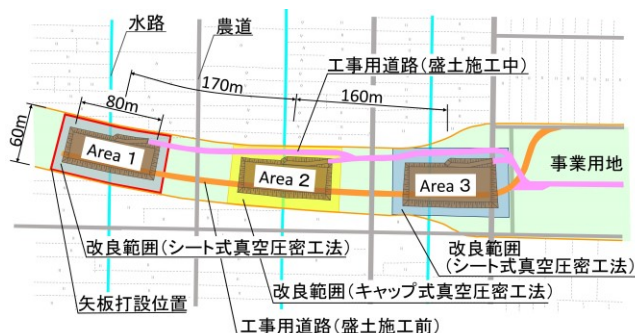


図3 試験エリアの配置

- ・中間砂層の影響はそれほど大きくない。
 - ・盛土の施工速度は、1日0.15m程度が妥当。
- 以上の結果から、高速道路の本体工の設計方針を以下のとおりとした。
- ・軟弱地盤対策として、白竜湖軟弱地盤上の盛土すべてで真空圧密工法を採用する。
 - ・試験工事範囲より終点（北）側はシート式、起点（南）側はシート式またはキャップ式とし、「盛土の着手前に所定の負圧を確保する」という条件を付加した。
 - ・改良対象層は、試験工事範囲より終点（北）側は更新統粘性土第2層まで（深度約35m）とし、起点（南）側は完新統の粘性土まで（深度約12~15m）とした。
 - ・盛土の両側に側道を設けるため、側道部を先行してセメント混合処理を施し、工事用道路として利用するとともに、周囲の地盤の変状抑制を兼ねる とした。
 - ・残留沈下量は $\log t$ 法で見積もり、幅員余裕の確保や構造物境界部の嵩上げ等を計画した。

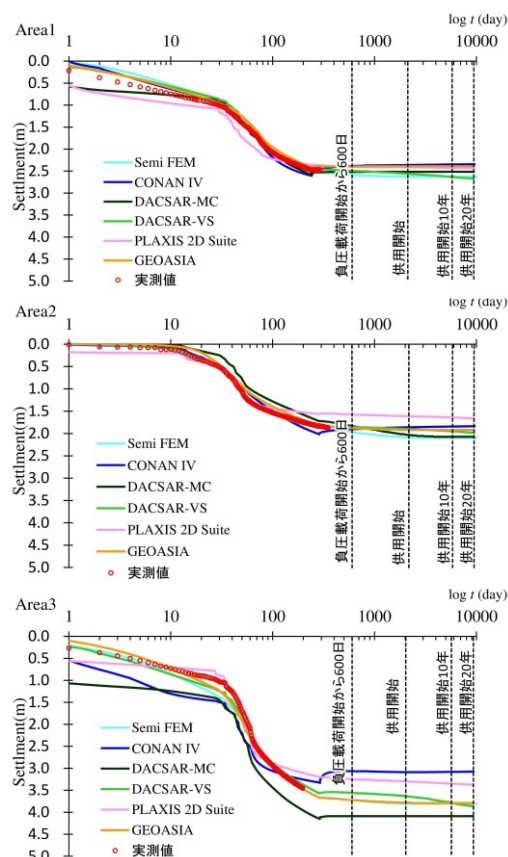


図4 沈下量の測定値と予測結果

4. 地盤の疑似過圧密特性と試料の乱れ

試験盛土の残留沈下量を予測した結果、関口・太田モデルを拡張した解析コードの t_i 値が最も大きくなった。また、その結果は $\log t$ 法による推定値と差異がなかった。ところで、関口・太田モデルは、疑似過圧密効果に関する Bjerrum の概念と調和的で、どちらも下式を導ける。

$$\frac{t_i}{t_c} = OCR^C \quad (1)$$

ただし、

t_i : 堆積年代 (day)

$t_c = 1$ (day)

$OCR = p'_c / p'_i$ (関口・太田の弾粘塑性構成モデル)

$OCR = \sigma'_{vc} / \sigma'_{vi}$ (Bjerrum の概念図)

$C = (C_c - C_s) / C_a$

土層が堆積した年代は、有機質分や火山灰を分析することで測定できる。更新統粘性土を対象に、式 (1) で計算した結果 (t_i) と測定値 (t_a) を比較すると、図 5 のとおりとなり、多くの場合で両者が桁違いに乖離し、多くが $t_i \cong 0$ となった。

この乖離の原因として、サンプリング時の試料の乱れを疑った。試料が乱れていて、室内試験の結果が低めに出ているのであれば、高速道路の設計が過大になっている可能性がある。このため、

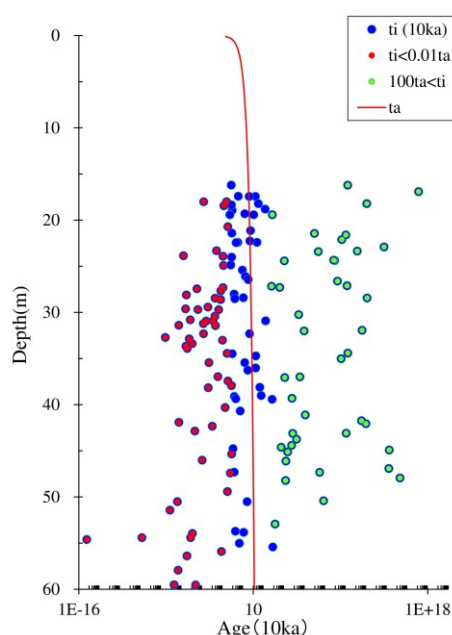


図 5 堆積年代の計算値と測定値の比較

既往の研究で「乱れの程度を表す」とされる様々な指標を用いて、乱れた試料の試験結果を特定しようとした。結果を表 1 に示す。何れの指標も Bjerrum の概念と室内試験の結果の不一致との整合性がなかった。この結果は、 t_i の代わりに OCR を用いて評価しても同様になる。

5. アイソタック概念の適用性

図 6 に示すとおり、白竜湖軟弱地盤の更新統粘性土は、渡部らが示した統合近似曲線 [7] に整合しており、アイソタック概念 [8] が適用できる。統合近似曲線の傾きは、 C_a / C_c を表している。 C_a / C_c の値は、ひずみ速度に応じて変化することになる。 C_c がほぼ一定であるとすれば、 C_a が小さくなる。このことは、式 (1) の計算結果に極めて大きな影響を与える。なお、関口・太田モデルでは、 C_a は一定で変化しないものとしている。

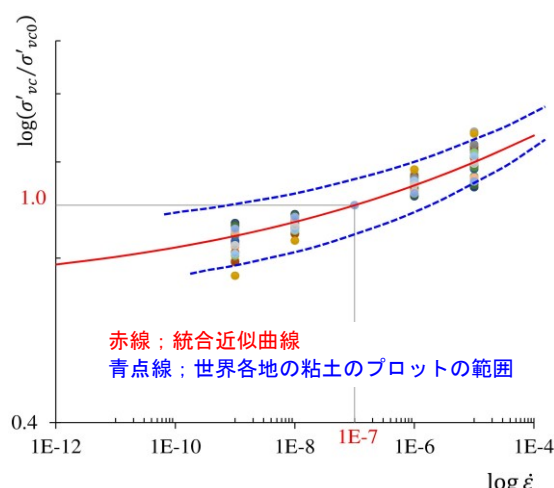


図 6 統合近似曲線と更新統粘性土のデータの比

表 1 乱れの程度を示す指標の適用結果

指 標	結 果 (t_i と t_a の比較)
塑性指数 (I_p)	I_p の大小と t_i は無関係である。
変形係数と非排水せん断強度の比 ($E_{50}/(q_u/2)$ または E_{50}/S_u)	$E_{50}/(q_u/2)$ および E_{50}/S_u の大小と t_i は無関係である。また、「すべての試料が乱れている」という結果になる。
圧縮指数比 (r_{cm})	r_{cm} が小さな試料の方が t_i が大きくなる。
体積圧縮指数と平均圧密圧力の関係の形状についての目視判定 ($\log m_v - \log \bar{p}$)	「乱れが小さい」と判定した試料は、比較的 t_i が小さくなる傾向がある。
圧密係数と平均圧密圧力の関係の形状についての目視判定 ($\log e_v - \log \bar{p}$)	明確な傾向はない。
圧縮曲線の形状の目視判定 ($e - \log p$)	「乱れが小さい」と判定した試料は、比較的 t_i が小さくなる傾向がある。
粘性土層厚の違い	明確な傾向はない。
混入物の影響	明確な影響はない。
X線透過撮影による供試体作成位置の厳選	No.3,4,5,6 で「乱れが小さい」となったが、 t_a が約4万年であるのに対し t_i は約23年となった。

6. 施工完了後の試験盛土の挙動と二次圧密係数

深層型沈下計の測定値を整理して施工完了後の試験盛土で原位置の $C_{\alpha\varepsilon}$ を求めた。図 6 は、網干らの実験結果^[9]との比較である。両者は概ね調和的である。網干らは、実験開始から 10 年以内に $C_{\alpha\varepsilon}$ が 1/3 に低下したとしている。

図 7 は、実際の圧密試験の結果を用いた試算例である。試験開始 1 日後から、10 倍の時間経過でひずみ速度が 1/10 になるものとし、統合近似曲線の傾きの変化を C_{α} の変化とした。時間経過と共に圧縮曲線の間隔が漸近する。これでは、 t_i を求めることは困難である。

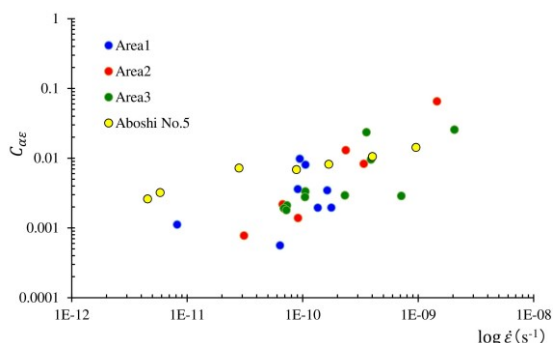


図 6 原位置の二次圧密係数と網干の実験結果の比較

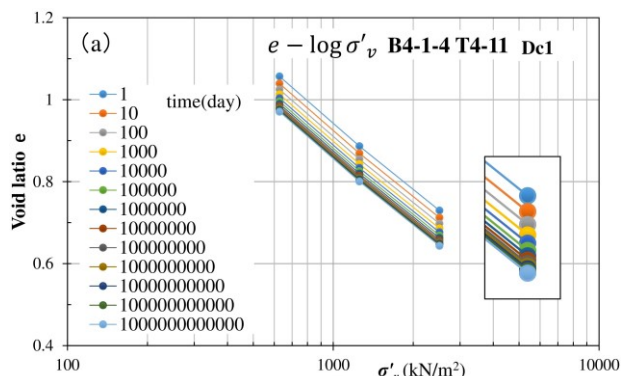


図 7 二次圧密係数を変化させた圧縮曲線（試算）

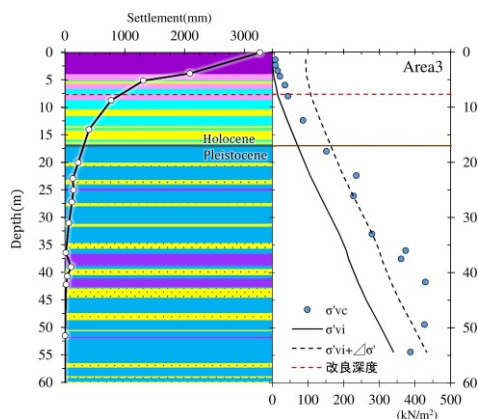


図 8 試験盛土の沈下量の深度分布と過圧密比の比較 (Area3 の例)

図 8 は、Area3 の例で、左図は土層断面図に深度別沈下量を重ねたもの。右図は有効応力と圧密降伏応力の比較で、点線は盛土の厚さを考慮した有効応力である。右図を見ると、深度 25~30m 付近で点線と圧密降伏応力がほぼ同値となる。また、左図では、その付近より上層の沈下量が卓越している。この状況は、他のエリアも同様であった。

7. 結論

試料のサンプリングの品質は、これまでの多くの事例と同等で、特に乱れが大きいとは言えない。よって、強度補正は適用せずに、図 8 を参考に本体盛土の改良対象深度を定めることとした。

C_{α} の時間依存性により、図 7 のような状態になると、 t_i を求めることが困難になる。これは、沈下の収束も意味する。Bjerrum は、圧縮曲線群の間隔を狭めてこれを表現した。本研究では、 C_{α} の時間依存性については見解を明確にできなかったが、道路構造物の設計では、 C_{α} は一定とみなして良いと考える。残留沈下量の予測は、真空圧密工法を採用すれば $\log t$ 法で可能と判断した。

今後、本体盛土において、特に深層型沈下計による残留沈下量の観察が必要である。このような観測事例を蓄積すれば、 C_{α} の時間依存性を明らかにできる可能性もある。

参考文献

- [1] 持永龍一郎, 栗原則夫, 瀬在武, "高速道路盛土建設における軟弱地盤対策の変遷," 土木学会論文集, no. 349, pp. 74-83, 1984.
- [2] 「土の会」技術伝承出版編集委員会, "高速道路の軟弱地盤技術の変遷," 高速道路の軟弱地盤技術-観測的設計施工法, pp. 1-58, 2012.
- [3] 山形応用地質研究会, "山形県地学のガイド 山形県の地質とそのおいたち," pp. 5-6, 2010.
- [4] 秦正雄, 井尻正二, "日本列島," pp. 109-117, 1976.
- [5] 叶内敦子, "山地湿原の発達史と古環境," 植生史研究, vol. 7, pp. 15-23, 1991.
- [6] 小川富美子, 松本一明, "港湾地域における土の工学的諸係数の相関性," 港湾技術研究所報告, vol. 17, no. 3, pp. 3-89, 1978.
- [7] 渡部要一, 金子崇, "アイソタック概念を用いてモデル化した世界各地の粘土の長期圧密挙動," 港湾空港技術研究所報告, vol. 54, no. 1, pp. 3-30, 2015.
- [8] L. Šuklje, "The Analysis of the Consolidation Process by the Isotach Method," Proc. 4th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 200-206, 1957.
- [9] 網干寿夫, "軟弱地盤の圧密沈下と地盤改良," 土と基礎, vol. 38, no. 10, pp. 7-14, 1990.