

III-357

堆積泥岩中に掘削したトンネルの非線形FEM解析

東急建設 正会員 壺内 達也

東急建設 正会員 越智 健三

東京大学生産技術研究所 正会員 龍岡 文夫

1. はじめに

首都圏南西部では堆積泥岩が比較的浅い深度から厚く存在する。我々は神奈川県相模原市の堆積泥岩中に深度50mまで立坑を掘削し、そこに横坑を試験施工した¹⁻³⁾（図1）。ここで行われた孔内載荷試験、平板載荷試験の結果が、コアの三軸試験で求めた応力～ひずみ関係を用いた非線形有限要素法解析結果と良い対応を示すことを報告した。⁴⁾ 今回は、横坑上半掘削時に計測された横坑の天端沈下を解析し、計測結果と比較する。

2. 現地概要

現地は深度20mまでは砂およびレキ層で、20m以深は堆積泥岩である。堆積泥岩中で行った弾性波速度試験の結果から、深度40m～90mにわたり地盤がほぼ等質であり、 ν ：非排水条件下のポアソン比=0.42、 G_f ：せん断弾性係数=11,800 khf/cm²、 E_f ：非排水ヤング係数=33,500 kgf/cm²の値が得られた。

3. 等方圧密状態での応力～ひずみ関係

ロータリーコアチューブサンプリングで得た泥岩の試料を用いて行った等方圧密非排水三軸試験の結果、図2に示す3種類の応力～ひずみ関係が得られた⁴⁾。なお、三軸試験では供試体端面のベディングエラーの影響を取り除くために局所変位計（LDT）⁵⁾を用いて軸ひずみを測定し、0.001%のひずみから破壊時までの応力～ひずみ関係を精度良く測定している。深度50mの横坑からブロックサンプリングにより採取した比較的乱れの少ない試料の三軸試験では、パターン3は観察されていない。このことからパターン3の応力～ひずみ関係が得られた試料はサンプリング時に乱されているものと考えられる⁶⁾。三軸試験で得られた E_{max} （0.001%以下の軸ひずみで得られた初期ヤング係数）の平均値は32,200 kgf/cm²で、弾性波速度試験の E_f とほぼ等しい。また、外部変位計で供試体の軸変位を測定する従来の一軸圧縮試験で得られた E_{50} の平均値は2,650 kgf/cm²であり、 E_{max} や E_f の1/10程度であった。この違いは供試体端面のベディングエラーの影響とサンプリングによる乱れの影響によるものと考えられる。三軸圧縮試験で得られた E_{max} と破壊強度 q_{max} には相関が認められ、 $E_{max} \cong E_f = 33,500 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する q_{max} の値は65 kgf/cm²であった。この値は q_{max} の平均値64 kgf/cm²とほぼ等しい。したがって、FEM解析には $E_{max} \cong E_f = 33,500 \text{ kgf/cm}^2$ および $q_{max} = 65 \text{ kgf/cm}^2$ を用いた。

4. 異方圧密状態での解析モデル

図2に示した応力～ひずみ関係は等方圧密状態からセン断した場合のものであり、異方圧密状態からセン断を開始される場合の応力～ひずみ関係を図3に示す2つの方法でモデル化した。モデルA) $E_{tan} \sim q/q_{max}$ 関係が圧密応力比によらないと仮定し、点cからスタートした場合も等方圧密状態の曲線o a上を動く。モデルB) $E_{tan} \sim q/q_{max}$ 関係が圧密応力比に依存し、かつセン断開始時は常に $E_{tan} = E_{max}$ と一定とする。点dからスタートした場合、曲線d e上あるいは曲線d f上を

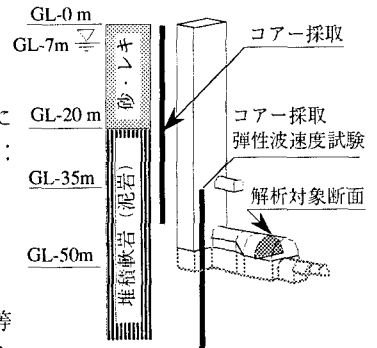


図1 現地概要

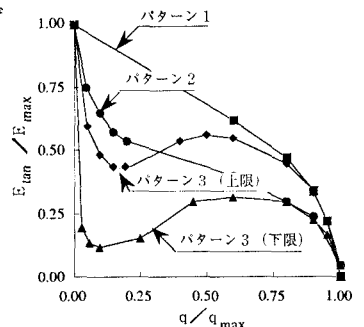
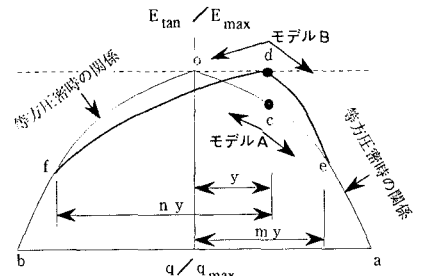
図2 $E_{tan} \sim q$ 関係

図3 異方圧密状態のモデル

動き、それぞれ点eおよびfで等方圧密状態の曲線に乗るとする。曲線d eおよび曲線d fはそれぞれ曲線o eの横軸をm倍、曲線o fの横軸を $n / (n - 1)$ 倍引き伸ばした曲線である。なお、今回の解析ではm、n共に2.0とした。

5. FEM解析結果と測定結果の比較

図1に示した深度50mの横坑上半の解析対象断面では平面ひずみ状態であると仮定し、図4に示すFEMモデルを用いて解析した。

横坑の天端沈下の解析結果を図5に示す。ポアソン比は弾性波速度試験から得られた非排水条件下のポアソン比 $=0.42$ を用いた。地盤の初期応力状態は表1に示す3種類を用いた。図5より以下のことが分かる。

1) 一軸圧縮試験から得られる E_{50} を用いた線形弾性解析の結果(×印)は計測値の6倍～10倍となり、原位置の変形係数を大きく過小評価している。2) 応力～ひずみ関係のパターン3の下限を用いた解析結果(▲△印)は計測値より常に大きく、この応力～ひずみ関係が観察された試料はサンプリング時に乱されていたことを示している。3) 初期地圧の影響は大きい。4) 乱れの少ない試料から得られたと思われるパターン1およびパターン2の解析結果は計測値よりも若干小さな値となっている。このことから、実際の地盤の挙動には掘削時の地盤の乱れや地盤内の不連続面、およびクリープ等の影響が多少関与しているものと考えられる。5) モデルAとモデルBの解析結果の違いは無視できず、今後、異方圧密状態の泥岩の応力～ひずみ関係を研究する必要がある。

ここでは非排水条件下のポアソン比を用いたが、実際の地盤内では排水が生じているものと考えられるので、 $G = E / [2(1 + \nu)]$ が排水条件に依らないとして、 $\nu = 0.2$ と $G_{max} = 33,500 / [2(1 + 0.2)]$ を用いた場合の解析結果の一例を図6に示す。この図より排水条件の違いも解析結果に若干の影響があることが分かる。

6. おわりに

コアの三軸試験から得られた応力～ひずみ関係を用いて行った有限要素法解析結果は、泥岩中に掘削されたトンネルの変形をほぼシミュレートすることができた。しかし、さらに正確な変形を予測するためには異方圧密状態での応力～ひずみ関係、初期応力状態、排水条件、クリープ等の二次的な影響を調べる必要があることが分かった。また、不連続面による二次的な影響も考慮する必要があるかも知れない。

<参考文献>

- 1) 越智、壺内、龍岡：立坑掘削と原位置試験による堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集 NO.463III-2, pp.143-152, 1993.3
- 2) 越智、金、龍岡：ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検討，土木学会論文集 NO.463III-2, pp.133-142, 1993.3
- 3) 越智、壺内、龍岡：空洞掘削と実験調査および線形逆解析による堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集, NO.487III-26, pp.177-186, 1994.3
- 4) 壺内、越智、龍岡：堆積軟岩（泥岩）の孔内载荷試験・平板载荷試験の数値解析，第29回土質工学会年次講演会，1994
- 5) 金、越智、渋谷、石、龍岡：人工及び自然軟岩の微小ひずみでの変形係数と強度，土質工学会三軸試験方法に関するシンポジウム論文集，1991
- 6) 龍岡、木幡、壺内、越智、土本、村田：セメンテーションのある硬質地盤材料のコアサンプリングによる試料の乱れ，第29回土質工学会年次講演会，1994

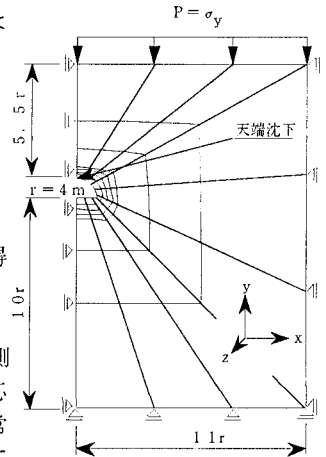


図4 FEMモデル

表1 使用した初期応力

	σ_x	σ_y	σ_z
$k_0=1.0$	10.0	10.0	10.0
$k_0=2.0$	20.0	10.0	20.0
地圧測定結果 ³⁾	12.2	18.0	29.7

土核り圧 $=10.0\text{kgf/cm}^2$ (単位: kgf/cm^2)

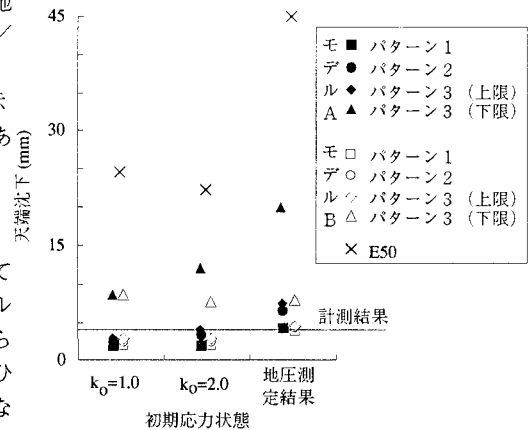


図5 解析結果と計測値の比較

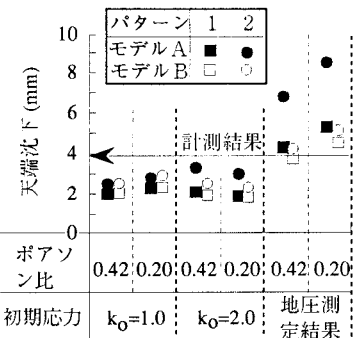


図6 ポアソン比の違いによる比較