

変位計測結果の逆解析による地山の非線形特性の同定

神戸大学大学院 学生員 ○長谷川 明子
 神戸大学大学院 学生員 山下 涼
 神戸大学工学部 正会員 芥川 真一
 大林組 正会員 武内 邦文

1. はじめに

岩盤の構造は複雑であるため、事前調査によって地山の初期応力や力学的特性等を正確に把握することは困難である。そこで、施工中の現場計測結果を設計・施工にフィードバックする情報化施工管理が必要となる。櫻井により提唱された直接ひずみ評価法¹⁾を背景にして、本報では地下空洞のように周辺の非均質挙動が卓越する場合に適した逆解析手法^{2), 3)}を開発し、数値実験によりその妥当性や実用性を考察した。初期応力パラメータと非弾性ひずみを未知数としてノルム最小化により解を同定する逆解析をもとに、ひずみ結果から弾性係数低減率を定義し、繰り返し計算により非均質層の広がりや破壊基準に関する特性を同定する。

2. 解析手法と定式化

空洞壁面に作用する掘削相当外力 σ により空洞周辺に非弾性ひずみが発生すると考える。この非弾性ひずみをノルム最小化法で求める方法をN-DBAPと呼ぶ。今、その部分の初期弾性係数を E 、等価な弾性係数を E_{eq} で表わすものとした。図-1の左図は地下空洞の掘削問題を単純化して示したものであり、この岩盤材料が仮に完全弾塑性体と仮定すれば、その応力-ひずみ関係は模式的には図-1の右図のように示される。 ϵ_e は弾性ひずみ、 ϵ_p は塑性ひずみである。2次元問題を対象にすると、ひずみ成分は3成分存在するため、各要素の弾性係数低減率 A_i は次式のように最大せん断ひずみ比で算定できるものと仮定した。また、対象領域内の A_i の平均値が一定値に収束するまで以下の計算を繰り返すこととした。この方法はN-DBAPで算出される非弾性ひずみがゼロになるまで弾性係数を操作する原理で作動するものである。その意味で、これを非均質N-DBAPと呼ぶ。

$$A_i = \frac{E_{eq}}{E} = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_e + \epsilon_p} = \frac{\Delta\gamma_{\max e}^i}{\Delta\gamma_{\max}^i}$$

$\Delta\gamma_{\max e}^i$: i 番目要素の弾性最大せん断ひずみ
 $\Delta\gamma_{\max}^i$: i 番目要素の全最大せん断ひずみ

3. 解析モデルおよび解析結果

まず、逆解析に用いる変位計測データを順解析によって作成する。解析に用いた有限要素メッシュ、変位計測の位置および地中変位計の番号を図-2に示す。灰色の部分ガ逆解析における非弾性ひずみ考慮領域である。土被りは $H = 1D$ 、トンネル径は $D = 10m$ とした。上辺は自由表面とし、左右辺では水平変位を、下辺では鉛直変位を拘束するものとする。また、順解析に用いた諸定数を表-1に示す。最大せん断ひずみ分布を比較すると、N-DBAPと比較しても今回開発された非均質N-DBAPの方がより実際に近いひずみ場を再現することができることがわかった。しかし、最大せん断ひずみの集中域付近の地中変位計を逆解析に用いない場合、N-DBAPと同程度の精度しか得られなかった。図-4のように、地山でせん断帯が上方に伸びているような場合は、弾性解析ではこのせん

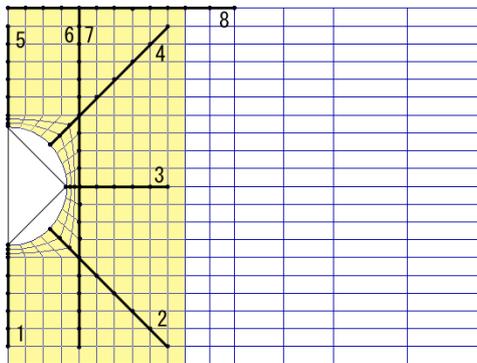


図-2 有限要素モデル

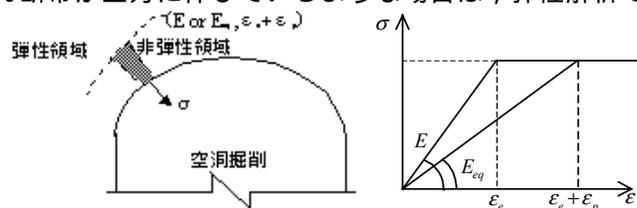


図-1 非均質層の弾性係数低減率 A_i 算定法の概念図

表-1

パラメータ	数値
ヤング率 (E)	1000 (MPa)
ポアソン比 (γ)	0.3
単位体積重量 (γ_w)	0.026 (MN / m ³)

キーワード: 非線形特性 非弾性ひずみ 弾性係数低減率

連絡先: 〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1 神戸大学工学部建設学科 Tel:078-803-6015 Fax:078-803-6069 -449-

断帯を再現できないが、本逆解析を用いることで、比較的良好にこのせん断帯の存在が再現できていることが確認できた。また、図-5には解析結果の応力状態にモール・クーロン型の規準線を当てはめた例を示す。これより逆解析結果から精度よく破壊基準が推定できていることが分かる。また、図-6の応力状態のみからでは軟化特性があると判断できないが、ひずみレベルに応じてプロットに濃淡をつけたところ、ひずみの大きいポイントの応力レベルが下がっている。つまりひずみが大きいほど降伏応力レベルが下がる軟化特性を示しているといえる。

4. まとめ

最大せん断ひずみ、応力状態分布ともに N-DBAP より精度よく変位計測結果を変換できていることが確認できる。これより、破壊と弾性係数の低下は厳密には異なるが、本手法によって弾塑性的な地山の挙動を近似的に再現できるものと思われる。これに加えて、応力状態をひずみレベルで色分けすることによって、軟化特性のあるモデルと無いモデルが、計測変位のみから判別できたといえる。

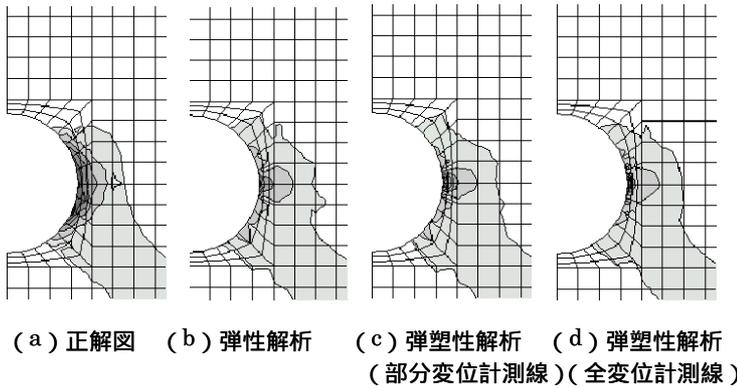


図-3 C=0.1 φ=30° の時の解析結果

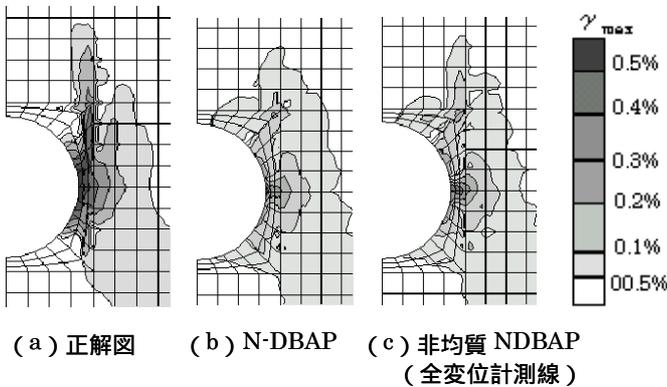


図-4 逆解析結果の比較

参考文献

- 1) 櫻井春輔，武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析土木学会論文集，第 337 号，pp . 173-145，1983 .
- 2) 武内邦文，志村友行，芥川真一，櫻井春輔：岩盤の非均質性を考慮した逆解析手法の開発とその適用性，土木学会論文集，No . 659/III-52，pp . 241-252，2000 .
- 3) 山下涼：非弾性ひずみ逆解析における弾性係数の取り扱いに関する基礎的研究，卒業研究，神戸大学工学部建設学科，2000 .

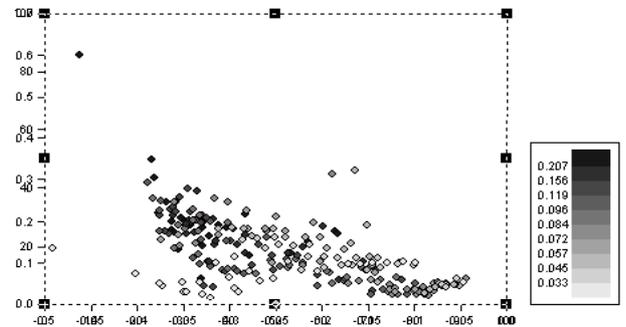


図-7 ひずみレベルごとに色分けした結果

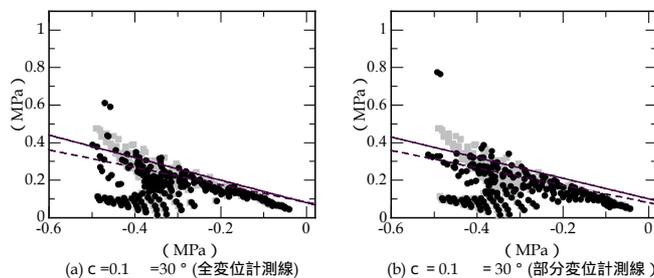


図-5 弾塑性解析における応力状態

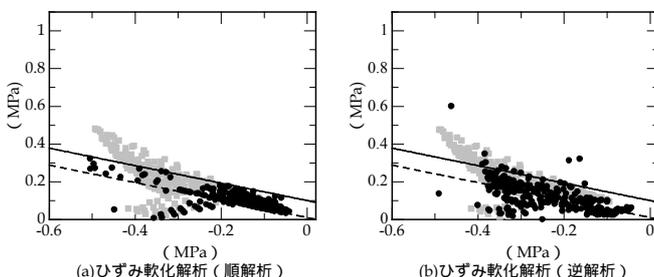


図-6 軟化特性のあるモデルの応力状態

- 弾性解析
- 逆解析
- 破壊基準線（軟化前）
- - 破壊基準線（軟化後）

正解： $\tau = 0.1 + \sigma \tan 30^\circ$

(a)から推測される破壊規準線： $\tau = 0.1 + \sigma \tan 36.9^\circ$

(b)から推測される破壊規準線： $\tau = 0.12 + \sigma \tan 33.4^\circ$

- 弾性解析
- 逆解析
- - 正解値
- 逆解析結果から推測される破壊基準

軟化前の破壊規準線： $\tau = 0.1 - \sigma \tan 30^\circ$

軟化後の破壊規準線： $\tau = 0.01 - \sigma \tan 30^\circ$