

地下構造物の施工時データ同化解析のための岩石試験の同化検証

清水建設 正会員 ○青野 泰久

清水建設 正会員 鎌田 浩基

清水建設 正会員 山本 真哉

清水建設 正会員 櫻井 英行

1. はじめに

山岳トンネルなどの地下構造物の施工では、日常的に実施される切羽の観察や変位の計測結果に基づき、設計や施工方法を修正する情報化施工が採用されている。地山の想定外の挙動が発生、予見される場合、数値解析により設計変更が検討されることもあるが、地山の構成モデルやそのパラメータの設定、初期・境界条件の扱いなど、多くの不確実性を扱わなければならない。実際の地山の挙動を適切にモデル化し予測する手法は確立されていないのが実状である¹⁾。これに対し、著者らは計測結果に基づきモデルを更新し、数値モデルによる予測の信頼性を定量化・向上させるデータ同化に着目し、これを利用した施工時の地下構造物における地山の変位、支保に作用する応力などの予測を行う施工時データ同化(DA)解析の研究を推進している²⁾。本稿ではこの解析の枠組みを概説し、この枠組みを構成する岩石材料試験のDA解析の検証結果を例示し、得られた知見と課題について報告する。

2. 施工時 DA 解析の枠組み

図 1 に櫻井ら(2023)³⁾による地下構造物施工時 DA 解析の枠組みを示す。この枠組みでは、施工解析を行う前に、材料試験レベルで数値モデルのモデル V&V とその数値モデルによる同化 V&V を実施する。青枠のモデル V&V では、物性等の不確かさの特性と数値モデルの予測性能を評価する。赤枠の同化 V&V では、まず数値モデルによる材料試験解析結果(模擬試験データ)を用いたデータ同化を行い、システムノイズがゼロの状態ですく同化できるかを検証する(同化検証)。続いて、実際の試験データを用いたデータ同化により更新された数値モデルの予測性能を確認する(同化確認)。これらの結果を地下構造物施工時の DA 解析に活かす枠組みとしている。以下、本稿では図 1 赤枠の同化検証の一例を示し、得られた知見と課題を述べる。

3. 模擬試験データによる同化検証

岩石の三軸圧縮試験を対象に、データ同化が正しく機能するか、同化検証により確認した。同化検証では、まず、正解の条件で行った載荷解析の結果から同化に使用する模擬データ(観測値)で構成される観測ベクトルを作成する。次に正解とは異なる試料の物性を初期条件とした載荷解析を行い、物性や観測値の予測結果などで構成される状態ベクトルを作成し、観測ベクトルと状態ベクトルを逐次データ同化させる。同化検証は正解の状態変数の推定が可能か否かの検証に用いられる。

本研究では比較的計算コストが小さいことから、逐次型データ同化手法であり、アンサンブルベースのデータ同化手法である ESTKF (Error Subspace Transform Kalman Filter)⁴⁾を採用した。ESTKF の詳細な説明は紙面の都合上、割愛する。図 2 に同化検証に用いた解析メッシュを示す。岩石供試体と鋼製キャップのみモデル化し、それぞれひず

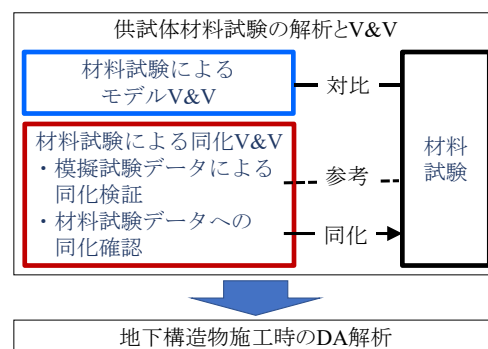


図 1 施工時 DA 解析の枠組み

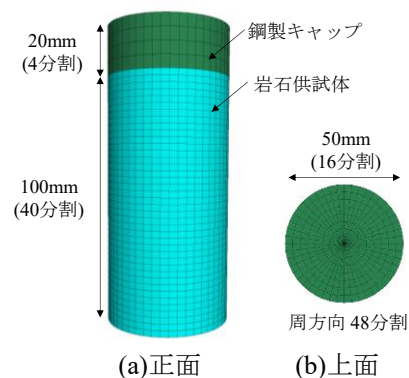


図2 解析メッシュ

$$\Delta \mathcal{E}^{\text{ps}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\Delta \mathcal{E}_1^{\text{ps}} - \Delta \mathcal{E}_m^{\text{ps}})^2 + (\Delta \mathcal{E}_2^{\text{ps}} - \Delta \mathcal{E}_m^{\text{ps}})^2 + (\Delta \mathcal{E}_3^{\text{ps}} - \Delta \mathcal{E}_m^{\text{ps}})^2}$$

$$\Delta \mathcal{E}_m^{\text{ps}} = (\Delta \mathcal{E}_1^{\text{ps}} + \Delta \mathcal{E}_3^{\text{ps}}) / 3$$

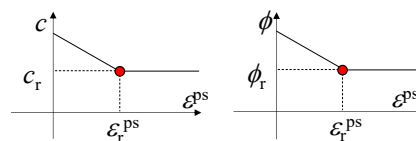


図3 ひずみ軟化モデルにおける
 c , ϕ , ε^{ps} の関係

キーワード 地下構造物 データ同化 岩石試験 数値実験

連絡先 〒135-8530 東京都江東区越中島 3-4-17 清水建設(株) 技術研究所 TEL 090-2731-9485

み軟化モデル，線形弾性モデルを仮定した．図 3 に示すように，ひずみ軟化モデルの軟化時の挙動は塑性せん断ひずみ ε^{ps} の増加に伴う粘着力 c ，せん断抵抗角 ϕ の減少により表現される． ε^{ps} は軟化から残留状態に変化する際の塑性せん断ひずみである．表 1 に正解モデル，初期アンサンブル(予測モデル)の取り得る範囲の物性値を示す． E はヤング率， c_r ， ϕ_r は残留状態の粘着力，せん断抵抗角である．下付き文字 ens は予測モデルの物性を意味する．正解モデルの供試体のポアソン比 ν は 0.3， c は 22.5MPa， c_r は 15.0MPa，キャップの E ， ν は 218GPa，0.3，拘束圧は 12.0MPa とし，予測モデルも同じ値とした．計測機器については，LDT (Local Deformation Transducer)を軸方向に 2 個，径方向に 2 個使用することを想定し，LDT による変位の観測誤差は $2.5 \times 10^{-5}\text{m}$ とした．载荷は変位制御を想定し，1 ステップごとに供試体の上面を $1.0 \times 10^{-5}\text{m}$ ずつ変位させて収束計算を行い，図 4 にプロットした载荷ステップ 1-5，19-25 の絶対変位を各ステップの同化にそれぞれ用いた．正解モデルの载荷解析では，载荷ステップ 22 で供試体にせん断帯が発生した．

4. 結果

図 5 に载荷ステップと同化前後の岩石供試体の物性，変位の関係を示す．黒い線は正解の物性値，○は各ステップの载荷解析に使用した物性値，△は更新後の物性値である．両シンボルの視認性のため，それらが重ならないように配置している．データ同化によりいずれの物性も更新されている．载荷ステップ 1-5 においては，正解モデルと予測モデルに塑性域が発生しておらず，弾性域の変位を用いて同化を行っているため， E のみ更新されている．载荷ステップ 19 では， ϕ が正解より小さいアンサンブルにせん断帯が生じ， ϕ の更新に有意な変位が得られたため，正解より小さい ϕ の分布が正解に近づくように更新されている．载荷ステップ 22 では正解モデルにせん断帯が発生し，正解より大きい ϕ の分布が正解に近づくように更新されている． ϕ_r ， $\varepsilon_r^{\text{ps}}$ については，同化により初期の分布に比べ変動係数が小さくなったが，载荷ステップ 25 の事後分布の変動係数は E ， ϕ に比べ大きい．载荷ステップ 25 における正解モデル，予測モデルの降伏後の最大せん断ひずみのコンター図を確認したところ，予測モデルごとに最大せん断ひずみが集中している箇所，すなわち，せん断帯の発生する位置が異なり，同化に用いた変位が ϕ ， ε^{ps} の更新に有意でないことが原因と考えられる．以上，岩石試験の同化検証の結果と得られた知見を示した．ひずみの局所化については，解析では初期不整の導入も考えられるが，実験時の計測も含めて対応すべき課題であると考ええる．

参考文献

1)土木学会：山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務 トンネルライブラリー，pp.119-130，2006．
2)青野ら：施工中の地下構造物の挙動の予測のための弾塑性体のデータ同化解析，第 49 回岩盤力学に関するシンポジウム，2023．
3)櫻井ら：トンネル掘削解析のデータ同化における V&V の考え方，第 28 回計算工学講演会，2023．(投稿中)
4) Nerger et al: A Unification of Ensemble Square Root Kalman Filters, Monthly Weather Review, 2021.

表 1 解析モデルの物性

	$E(\text{MPa})$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_r(^{\circ})$	$\varepsilon_r^{\text{ps}}$
正解モデル	5500	55	20	0.008
予測モデル	500-11000	15-65	0- ϕ_{ens}	0-0.015

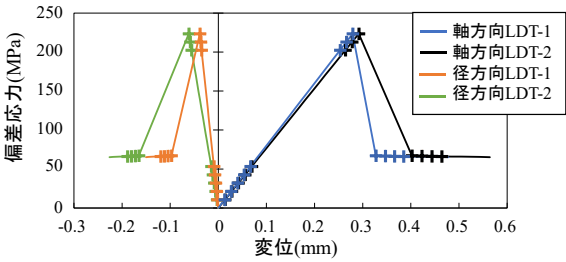


図 4 正解モデルの偏差応力-変位関係

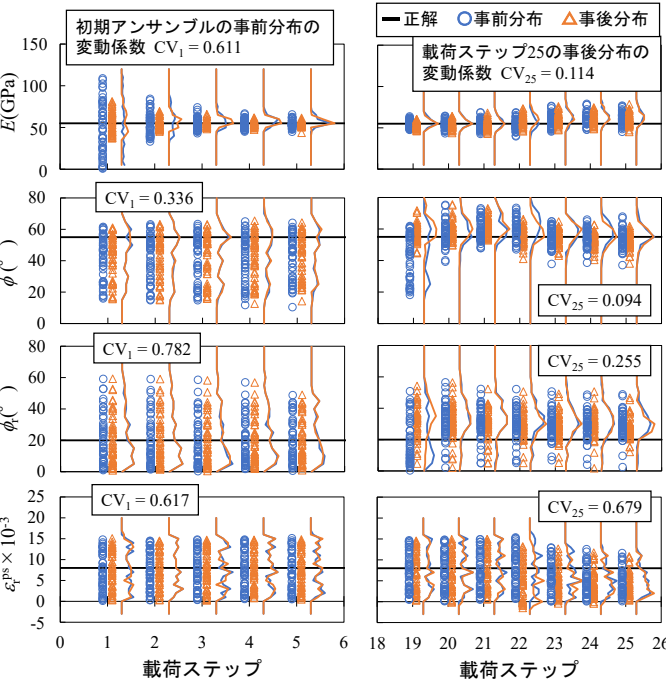


図 5 岩石供試体の物性の事前分布，事後分布