節理の破壊を考慮した三次元ひずみ軟化解析によるトンネル掘削時の挙動評価

東電設計 正会員 〇豊田耕一・田坂嘉章・宇野晴彦 東京電力 正会員 南 将行・前島俊雄

6

5

1. はじめに

岩盤に介在する節理などの不連続面は、トンネルの掘削時挙動に影響を及ぼす。不連続面を有する岩盤の挙動評価の精度向上には、不連続面挙動を考慮できる解析手法が必要であり、筆者らは、二次元場における節理の破壊を考慮したひずみ軟化モデルを構築し、その適用性を確認している¹⁾。しかし、不連続面は三次元的に分布しているため、トンネルの軸方向が変化する場合には、トンネル軸方向と不連続面の交差角の違いによる異方的な変形挙動が計測結果²⁾に現われ、二次元解析を用いて評価するには限界がある。

そこで、本研究では、同岩盤モデル¹⁾を三次元に拡張し、三次元場において異方的な変形挙動が認められる計測 結果との比較を行い、その適用性について検討した。

2. 節理の破壊を考慮した三次元ひずみ軟化モデル

節理性岩盤は、卓越する節理群と、この節理群を取り除いた等方的な基 質岩盤から構成されるものと考える。変形特性に対しては、不連続面(節 理)と基質岩盤の等価連続体への置き換え手法³⁾を適用し、非線形性は破 壊余裕度を用いて、それぞれの強度特性と関係付けた応力依存型で与える。 強度特性に対しては、Jaegerの弱面理論を適用する。破壊後の取り扱いは、 図-1 に示すように基質岩盤はピーク強度に達した後、残留応力まで応力 解放をするひずみ軟化材料(軟化過程は無視)、不連続面は弾完全塑性材料 として理想化する。

3. 計測地点の概要

計測地点は、図-2 に示す葛野川地下発電所における機器搬入トンネル や周辺ドレーン坑を始めとする周辺トンネルである。葛野川発電所は地下

500m に位置し、周辺岩盤の地質は泥岩と砂岩の混合層から なる。岩盤には、ほぼ東西方向(N88E)の走向で、北急傾斜(76N) の節理が高い密度(5~35本/m)で分布している。そのため、ト ンネル掘削時の内空変位の計測値には、図-3 に示すトンネ ル軸方向と節理の走向方向の交差角に起因すると考えられる 異方的な変形挙動が認められている。





破壞強度

F

ひずみ

 k^{J}/k^{J}

破壞強度

残留強度

 $= \alpha(R')^{\flat}, (R'; 被壞余裕度)$

 ${}^{R}/E_{0}^{R} = A(R^{R})^{n}.(R^{R}: 破壊余裕度)$



キーワード:トンネル、不連続性岩盤、異方性、支保、FEM、ひずみ軟化 〒110-0015 東京都台東区東上野 3-3-3 TEL:03-4464-5578 FAX:03-4464-5595

4. 計測地点の解析

前述の異方的な変形挙動に対し、節理の破壊を考慮した三次元ひずみ軟化モ デルによるFEM解析を行い、その適用性検討を行った。

解析モデルは、図-4 に示す機器搬入坑の標準断面図に基づいて作成し、支 保工として吹付けコンクリート(20cm 厚)を考慮した。解析では、最も卓越した 節理群のみを考慮した。表-1 に解析用物性値^{1),2)}を示す。初期応力は表-2 に 示す計測値を用いた。解析ケースは、原位置の節理観察から節理間隔を

5,10,20cm とした場合と、節理が無い場合の計4ケースを設定し、 トンネルと節理の交差角 $\alpha \ge 0^\circ \sim 90^\circ$ まで15[°]間隔で変化さ せたシミュレーションを実施した。

切羽進行に伴う岩盤挙動の再現性に対する解析手法の妥当性 を評価するため、例として節理の影響が最も大きいα=0°の場 合の計測および解析による切羽進行に伴う内空変位の経時変化 を図-5 に示す。計測との比較によれば、最終変位量に至るま での変位の発生傾向に差異が見られるものの、変位量および変 位が収束する切羽距離は一致している。なお、参考として、解 析による全変位量に対する切羽通過前の変位の発生比率は33% であり、二次元解析で適用される30~40%の範囲にある。

計測および解析による交差角 α と内空変位の関係を図-6 に 示す。節理がない解析ケースは、トンネル軸方向の違いによる 初期応力と内空変位の関係を示しており、同図から初期応力の 三次元性の影響は非常に小さいことがわかる。節理を考慮した 解析による内空変位は、計測と同様に、トンネルと節理が平行 となる α=0°近傍で大きく、トンネルと節理が直交する α =90°近傍で小さくなる右下がりの傾向が認められる。また、 計測では、αが小さいほど、内空変位のばらつきが大きくなる。 解析では、αが小さいほど、節理間隔の違いによる内空変位へ の影響が大きくなる傾向を示すことから、計測による内空変位 のばらつきは、節理間隔が支配的要因であることがわかる。

支保工を考慮する場合と考慮しない場合の解析(節理間隔: 20cm)結果を図-7に示す。交差角αの違いにより支保効果が 異なることがわかる。

5. おわりに

構築した岩盤モデルの実岩盤への適用性を確認した。また、 節理性岩盤の支保設計では、交差角αや節理密度に応じて適切 な支保量を設計する必要があることが分かった。

参考文献

- 1) 田坂ら:節理の破壊を考慮したひずみ軟化解析手法と大規模地下空 洞掘削への適用、土木学会論文集、No.652/III-51、pp73-90、2000
- 2) 鈴木ら:節理・へき開の発達した堆積岩中に掘削された大深度地下空 洞の変形特性、土木学会第 55 回年次学術講演会、CS、pp.320-321、 2000
- 3) 吉田、堀井:マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規 模地下空洞掘削の解析、土木学会論文集、No.535/III-34,pp23-41,1996



図-4 機器搬入坑の標準断面

表-1 解析用物性值

区分	パラメータ	値
基質	初期接線弾性係数 ポアソン比 破壞時せん断強度 破壞時せん断強度	$E_a^{R} = 4.0 \times 10^4 \text{ (MPa)}$ $\nu^{R} = 0.25$ $\tau_p^{R} = 1.5 + \sigma_s \tan 58^\circ \text{ (MPa)}$ $\tau_e^{R} = 0.5 + \sigma_s \tan 50^\circ \text{ (MPa)}$
節理	初期せん断削性 節理問隔 節理の走向 節理の傾斜 破壊時せん断強度	$ \begin{array}{l} k_{,0}^{\prime} = 100 \ \sigma_{s}^{\prime} \ (\text{kN/m}^{3}) \\ S^{\prime} = 5, 10, 20 \ (\text{cm}) \\ \theta^{\prime} = 0 \sim 90 \ (^{\circ} \) \\ \psi^{\prime} = 75 \ (^{\circ} \) \\ \tau_{s}^{\prime} = \sigma_{s}^{\prime} \ \tan 50^{\circ} \ (\text{MPa}) \end{array} $
吹付け コンクリート	弾性係数 ポアソン比	$E^{SC} = 2.0 \times 10^3 \text{ (MPa)}$ $v^{SC} = 0.16$





図-5 切羽進行に伴う内空変位の経時変化





