

# 不連続性岩盤における損傷場の逆解析と地下空洞掘削時の変形予測

土山茂希\*・大上俊之\*\*・市川康明\*\*\*

節理等の分布不連続面群の発達した硬岩内に地下空洞を設計・施工する場合の変形予測に損傷力学を適用し、損傷テンソルを施工時の変位計測結果から逆解析手法を用いて同定した。損傷力学の逆解析に Nowton の iteration scheme と最小二乗法、一次元探索法を適用した手法を開発した。これにより節理等が発達した亀裂性岩盤の力学特性を、室内試験等から明確に把握できる母岩の力学特性値と、調査あるいは初期の施工段階に得られた岩盤変位計測データから合理的に算定できるようになり、亀裂性岩盤の掘削時の変形挙動の解析精度の向上を計ることができた。

**Key Words :** damage mechanics, fractured rock, inverse analysis

## 1. はじめに

トンネルや地下発電所のみならず、石油備蓄基地や電力貯蔵施設、あるいはコンサートホール等を岩盤内に設けるといった大規模な地下空洞の利用が構想され、あるいは実際に施工されている。大規模な地下空洞を設計・施工する場合、岩盤の複雑な挙動を正確に把握することが要求される。近年、地盤工学の分野においても調査、設計、施工管理等に種々の数値解析が適用されるようになった結果、理論解析や実験的手法では検討が困難であった複雑な条件も比較的容易に取り扱えるようになってきている。

しかしながら、地盤や岩盤の実際の挙動をより正確に把握するためには、原位置の状態にできるだけ忠実な数値解析モデルを設定するとともに地盤材料の力学特性をできるだけ精度良く推定し、データとして入力することが重要かつ不可欠である。

一般に岩盤は不均質であり、また節理や断層等の大小様々な不連続面を内包している。このため、岩盤としての力学特性は岩実質部(母岩)のみならず、不連続面の特性にも支配される。こうして、岩盤の挙動が施工される構造物の大きさや形状によっても影響を受けることは明らかであろう。これらを勘案すれば、岩盤材料の力学特性をできるだけ精度良く推定して解析を行うことは容易ではない。綿密な調査や試験を行い、その結果に基づいて解析を実施しても実際の岩盤構造物の挙動と解析結果が一致しない場合が多いのはこのようなことに起因している。

不連続性岩盤の変形挙動を解析する手法は、I) 離散

的に亀裂をモデル化する方法と、II) 等価な連続体に置き換える方法に大別することができる。前者は、I-1) ジョイント要素(Goodman, Taylor and Brekke<sup>1)</sup>、I-2) 個別要素法(Distinct Element Method: Candall<sup>2)</sup>、I-3) キー・ブロック理論(Goodman and Shi<sup>3)</sup>、川本・藤川<sup>4)</sup>、I-4) 剛体バネモデル(Rigid Body-Spring Model: 竹内・川井<sup>5)</sup>、後者は、II-1) 等価弾性体モデル(Budiansky and O'Connell<sup>6)</sup>; Cleary and Chen<sup>7)</sup>、II-2) 損傷力学理論(京谷・市川・川本<sup>8)</sup>; Kawamoto, Ichikawa and Kyoya<sup>9)</sup>、II-3) クラックテンソル理論(Oda, Suzuki and Maeshibu<sup>10)</sup>)などの例がある。

離散的に亀裂をモデル化する方法は、陽な形で岩盤の亀裂を解析に取り込み、視覚的判断に優れた方法であるが、亀裂の全数を解析に取り入れることは現状では困難であること、また、材料物性を定めるのが難しい、などの欠点を有する。一方、等価な連続体に置き換える方法は、母岩の力学特性と不連続面の幾何特性・力学特性を分けて評価することができ、異方的に挙動する岩盤の大域的な変形特性を表現するのに適しているが、分布不連続面の幾何特性と岩盤としての力学特性を結び付ける理論が不十分である、などの欠点を有する。

本論文では節理等の分布不連続面を内包する岩盤を対象として、損傷場を逆解析によって定めることにより、分布不連続面の幾何特性と岩盤としての力学特性を精密に結び付ける理論を回避して、岩盤の大域的な挙動を推定することを試みる。また、実際の地下空洞を対象にして、空洞掘削時の変形予測を行って手法の妥当性を評価した。なお、岩盤は白亜紀の面谷(おもたに)流紋岩類で、地下空洞は白色玻璃質流紋岩内に構築される。

## 2. 損傷場の同定解析

節理等の分布不連続面を内包する岩盤の力学特性を適切に評価するために、岩盤空洞掘削時の地山変形挙動の

\* 正会員 工修 中部電力(株)土木建築部  
(〒461-91 名古屋市東区東新町1)

\*\* 正会員 工博 信州大学助教授 総合情報処理センター

\*\*\* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部地圏環境工学教室

計測結果から損傷テンソルを同定する方法を提案する。

(1) 損傷力学理論

複数組の節理群を有する岩盤の損傷テンソルは、互いに直交するような3つの面の亀裂を観察することによってつぎのように定めることができる。

$$\Omega^k = \Omega^k (\bar{n}^k \otimes \bar{n}^k) \dots \dots \dots (1)$$

ここに  $\Omega^k$  は  $k$  番目の節理群の面積密度、 $\bar{n}^k$  は節理群卓越方向に対する単位法線ベクトルであり、これらは、各観察面上に現れる亀裂の長さ、方向角を測定し、データを整理することによって決定される。岩盤全体の損傷テンソルは、各節理群の損傷テンソルの重ね合わせによって

$$\Omega = \sum_{k=1}^N \Omega^k \dots \dots \dots (2)$$

と与えられる。ここに  $N$  は節理群の数である。

岩盤の不連続面においては、面の開閉や閉合した不連続面における圧縮応力の伝達性、面に沿うすべり抵抗などを考慮する必要がある。すなわち、岩盤の不連続面は引張応力には抵抗しないが圧縮応力には抵抗することを仮定すると、岩盤における実質応力がつぎのように与えられる (Kawamoto, Ichikawa and Kyoya<sup>9)</sup>).

$$\sigma^* = T^t [\sigma'_i \phi_i + H \langle \sigma'_n \rangle \phi - H \langle -\sigma'_n \rangle \phi_n] T \dots \dots (3)$$

ここに

$$\phi = (I - \Omega)^{-1}$$

$$\phi_n = (I - C_n \Omega)^{-1}$$

$$\phi_i = (I - C_i \Omega)^{-1}$$

である。 $\Omega'$  は損傷テンソル  $\Omega$  の固有ベクトルからなる直交テンソル  $T$  によって

$$\Omega' = T \Omega T^t$$

のように対角化されたもので、 $\Omega$  で表わされている分布不連続面と等価な互いに直交する3つの規則的な不連続面群を表わす損傷テンソルである。また、 $\sigma'$  はこの  $T$  によって同様に

$$\sigma' = T \sigma T^t$$

と変換された Cauchy 応力テンソルで、 $\sigma'_n$ 、 $\sigma'_i$  はそれぞれ  $\sigma'$  の対角成分および非対角成分

$$\sigma' = \sigma'_n + \sigma'_i$$

である。この  $\sigma'_n$  は  $\Omega$  で表された不連続面群に垂直な応力、 $\sigma'_i$  は不連続面群に沿うせん断応力を表す。一方、 $H \langle \cdot \rangle$  は2階のテンソル  $x$  に対し、その  $i, j$  成分が

$$(H \langle x \rangle)_{ij} = H_{ij} \langle x_{ij} \rangle = \begin{cases} 0 & \text{if } x_{ij} \leq 0 \\ x_{ij} & \text{if } x_{ij} > 0 \end{cases} \quad (i, j; \text{not summed})$$

となる変換作用素を表す。 $C_i, C_n$  は0から1の間の値を取る係数で、 $\sigma'_i$  と  $\sigma'_n$  の伝達性を通じて不連続面の損傷効果を表すものである。これらの値は、不連続面群の平均

的な面の粗さや噛み合わせの程度によって決定される。

実質応力の定義式 (3) を

$$\sigma^* = \sigma + \phi \dots \dots \dots (4)$$

と書き換えれば、右辺第2項が不連続面群の損傷としての力学的効果を表現していることがわかる。ただし

$$\phi = T^t [\sigma'_i (\phi_i - I) + H \langle \sigma'_n \rangle (\phi - I) - H \langle -\sigma'_n \rangle (\phi_n - I)] T \dots \dots \dots (5)$$

である。 $C_n=1.0, C_i=1.0$  の場合には  $\phi$  は

$$\phi = \sigma^* \Omega = \sigma (I - \Omega)^{-1} \Omega$$

となり、実質応力の式 (4) は金属材料に対して村上・大野<sup>12)</sup> が定義した実質応力

$$\sigma^* = \sigma (I - \Omega)^{-1} \dots \dots \dots (6)$$

に一致する。

損傷力学理論では、実質応力が岩盤の実質部分に働いて不連続面を含んだ岩盤全体の変形・破壊挙動を支配すると考えられる。したがって、損傷理論における構成則は実質部分の材料特性、すなわち母岩の材料特性であり、岩石供試体を用いた室内試験から求められる。供試体の大きさは岩盤の構造最小単位より小さいので、供試体には注目している損傷は存在せず  $\Omega=0$  である。したがって、 $\sigma^* = \sigma$  となる。すなわち、損傷理論においては構成則として供試体から得られた材料特性をそのまま用いればよく、岩盤の特性を岩石の物性値と岩盤の状態から推定するという作業を必要としない。

弾性問題の場合には、構成則は Hooke 則により岩石供試体の弾性定数からなる弾性係数テンソル  $D$ 、あるいはその逆関係を用いて

$$\sigma^* = D \epsilon, \quad \epsilon = C \sigma^* \dots \dots \dots (7)$$

となる。

(2) 損傷場の同定

岩盤の損傷テンソル  $\Omega$  を同定する方法について考える。物体力が無い場合の釣合方程式は Cauchy 応力  $\sigma$  を用いて

$$\text{div} \sigma = 0 \quad \text{領域 } V \text{ 内で} \dots \dots \dots (8)$$

と書かれる。いま、母岩は等方性の線形弾性体として、その弾性係数およびポアソン比は室内実験により求まっているものとする。したがって、岩盤に対する Hooke 則が式 (7)<sub>1</sub> のように

$$\sigma^* = D \epsilon \dots \dots \dots (9)$$

と与えられる。Cauchy 応力と実質応力の変換則は (実質応力変換則)

$$\sigma^* = \sigma + \phi(\sigma, \Omega) \dots \dots \dots (10)$$

である。

材料定数を同定する逆問題は、Ichikawa and Ohkami<sup>13)</sup> で示したように、変位  $\hat{u}$  を与える境界  $\partial \Omega_u$  の一部  $\partial \Omega_u$

で荷重  $\hat{t}$  を観測し、あるいは荷重  $\hat{t}$  を与える境界  $\partial\Omega_t$  の一部  $\partial\Omega_t'$  で変位  $\bar{u}$  を観測して材料パラメータ  $\mathbf{P}$  (この問題では損傷テンソル  $\Omega$ ) を定める問題に帰着することができる。この条件はつぎのように書ける。

(与境界条件)

$$\mathbf{u} = \bar{\mathbf{u}} \quad \text{境界 } \partial\Omega_u \text{ 上で (変位境界条件)} \dots\dots\dots(11)$$

$$\boldsymbol{\sigma}\mathbf{n} = \hat{\mathbf{t}} \quad \text{境界 } \partial\Omega_t \text{ 上で (荷重境界条件)} \dots\dots\dots(12)$$

(観測境界条件)

$$\boldsymbol{\sigma}\mathbf{n} = \hat{\mathbf{t}} \quad \text{境界 } \partial\Omega_t' \text{ 上で ( } \hat{\mathbf{t}} \text{ : 観測荷重)} \dots\dots\dots(13)$$

$$\mathbf{u} = \bar{\mathbf{u}} \quad \text{境界 } \partial\Omega_t' \text{ 上で ( } \bar{\mathbf{u}} \text{ : 観測変位)} \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 $\mathbf{n}$  は境界  $\partial\Omega$  上の外向き単位法線ベクトルである。

Cauchy 応力と実質応力の変換則 (10) を用いると支配方程式 (8)-(12) に対応する仮想仕事の式は

$$\int_V \boldsymbol{\sigma}^* \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} dv = \int_{\partial\Omega_t'} \hat{\mathbf{t}} \cdot \delta \mathbf{u} dS + \int_V \boldsymbol{\phi} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} dv \dots\dots\dots(15)$$

と与えられる。

適当な形状関数  $\mathbf{N}$  を用いて変位  $\mathbf{u}$  を節点変位  $\mathbf{U}$  によって

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{U}$$

と離散化すれば、仮想仕事式 (15) は

$$\mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{F} + \mathbf{F}^* \dots\dots\dots(16)$$

となる。ここに

$$\mathbf{K} = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dv, \mathbf{F} = \int_{\partial\Omega_t'} \mathbf{N}^t \hat{\mathbf{t}} dS, \mathbf{F}^* = \int_V \mathbf{B}^t \boldsymbol{\phi} dv$$

であり、 $\mathbf{B}$  は変位・ひずみ関係マトリックスである。剛性マトリックス  $\mathbf{K}$  は実質部分の材料特性だけに依存し、不連続面には無関係に定まる。分布不連続面の損傷効果は付加的な節点荷重ベクトル  $\mathbf{F}^*$  で表現される。

本研究における損傷場の逆解析では、観測値から損傷テンソルを直接同定するのであるから、実質応力の定義式 (3) において  $C_t = 1.0$ 、 $C_n = 1.0$  と仮定しても問題ない。この場合、 $\mathbf{F}^*$  は

$$\mathbf{F}^* = \left( \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dv \right) \mathbf{U} \dots\dots\dots(17)$$

と書ける。ここに  $\boldsymbol{\Gamma}$  は、たとえば 2 次元問題に対しては

$$\boldsymbol{\Gamma} = \begin{bmatrix} \Omega_{11} & 0 & \Omega_{12} \\ 0 & \Omega_{22} & \Omega_{12} \\ \frac{1}{2}\Omega_{12} & \frac{1}{2}\Omega_{12} & \frac{1}{2}(\Omega_{11} + \Omega_{22}) \end{bmatrix} \dots\dots\dots(18)$$

となるマトリックスである。こうして式 (16) は

$$(\mathbf{K} - \mathbf{L}(\mathbf{P}))\mathbf{U} = \mathbf{F} \dots\dots\dots(19)$$

と書き改められる。ここで、ベクトル  $\mathbf{P}$  は未知のパラメータ  $\Omega_{ij}$  をベクトル表現したものである。

観測境界条件は直接的に離散化されて

$$\mathbf{S}_u \mathbf{U} = \bar{\mathbf{U}} \dots\dots\dots(20)$$

$$\mathbf{S}_t \mathbf{F} = \int_{\partial\Omega_t'} \mathbf{N}^t \hat{\mathbf{t}} dS = \bar{\mathbf{F}} \dots\dots\dots(21)$$

と与えられる。ここで  $\bar{\mathbf{U}}$ 、 $\bar{\mathbf{F}}$  は該当する節点の測定デー

タであり、 $\mathbf{S}_u$  と  $\mathbf{S}_t$  はそれぞれ変位および荷重の測定データに対応する節点変位、節点荷重を選び出すマトリックスで、観測節点に該当する対角項が 1 で他はすべて 0 の要素から構成されている (Ichikawa and Ohkami<sup>13)</sup>)。

未知ベクトル  $\mathbf{P}$  を決定するために式 (19)、(20)、(21) に対して Newton の iteration scheme を適用すると  $k$  回目の計算ステップに対してそれぞれ

$$\begin{aligned} -d\mathbf{F}^k + [\mathbf{K} - \mathbf{L}(\mathbf{P}^k)]d\mathbf{U}^k - \left( \frac{\partial \mathbf{L}}{\partial \mathbf{P}} \right)^k d\mathbf{P}^k \mathbf{U}^k \\ = [\mathbf{F} - \mathbf{K}\mathbf{U} + \mathbf{L}\mathbf{U}]^k \dots\dots\dots(22) \end{aligned}$$

$$\mathbf{S}_u d\mathbf{U}^k = [\bar{\mathbf{U}} - \mathbf{S}_u \mathbf{U}]^k = \bar{\mathbf{U}} - \mathbf{S}_u \mathbf{U}^k \dots\dots\dots(23)$$

$$\mathbf{S}_t d\mathbf{F}^k = [\bar{\mathbf{F}} - \mathbf{S}_t \mathbf{F}]^k = \bar{\mathbf{F}} - \mathbf{S}_t \mathbf{F}^k \dots\dots\dots(24)$$

となる。ここに

$$d\mathbf{U}^k = \mathbf{U}^{k+1} - \mathbf{U}^k$$

$$d\mathbf{F}^k = \mathbf{F}^{k+1} - \mathbf{F}^k$$

$$d\mathbf{P}^k = \mathbf{P}^{k+1} - \mathbf{P}^k$$

である。式 (19) から明らかなように、 $\partial \mathbf{L} / \partial \mathbf{P}$  の項は容易に評価できて、例えば 2 次元問題に対しては

$$\frac{\partial \boldsymbol{\Gamma}}{\partial \Omega_{11}} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix}, \frac{\partial \boldsymbol{\Gamma}}{\partial \Omega_{12}} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{2} & 0 \end{bmatrix}, \dots$$

と計算される。

式 (22)、(23)、(24) をマトリックス表示すれば、 $k$  回目の計算ステップに対して

$$\mathbf{G}d\mathbf{x} = \mathbf{R} \dots\dots\dots(25)$$

ここに

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} \mathbf{K} - \mathbf{L}(\mathbf{P}^k) & -\mathbf{I} \left( \frac{\partial \mathbf{L}}{\partial \mathbf{P}} \mathbf{U}^k \right) \\ \mathbf{S}_u & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{S}_t & 0 \end{bmatrix}$$

$$d\mathbf{x} = \begin{bmatrix} d\mathbf{U}^k \\ d\mathbf{F}^k \\ d\mathbf{P}^k \end{bmatrix}, \mathbf{R} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}^k - (\mathbf{K} - \mathbf{L}(\mathbf{P}^k))\mathbf{U}^k \\ \bar{\mathbf{U}} - \mathbf{S}_u \mathbf{U}^k \\ \bar{\mathbf{F}} - \mathbf{S}_t \mathbf{F}^k \end{bmatrix}$$

を得る。ただし、弾性体に対する同定解析 (Ichikawa and Ohkami<sup>13)</sup>) の場合と同様、一般には観測データ (変位、荷重) の数は未知量の数より多く取り得るので、式 (25) は条件過多の系 (over determined system) となる。そのため、式 (25) に対して、最小二乗法を適用して誤差関数

$$E = \frac{1}{2} (\mathbf{G}d\mathbf{x} - \mathbf{R}) \cdot (\mathbf{G}d\mathbf{x} - \mathbf{R}) \dots\dots\dots(26)$$

を定義すれば、条件  $\delta E = 0$  より正規方程式が

$$\mathbf{G}^T \mathbf{G}d\mathbf{x} = \mathbf{G}^T \mathbf{R} \dots\dots\dots(27)$$

と得られる。

ここで計算の収束性を良くするために一次元探索法を導入する。すなわち、誤差関数  $W(\mathbf{P})$  を

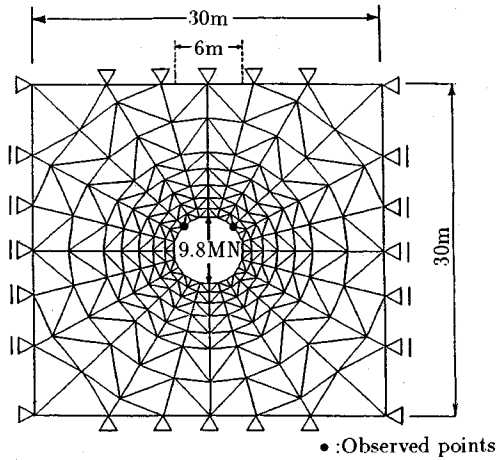


図-1 円形トンネルモデル

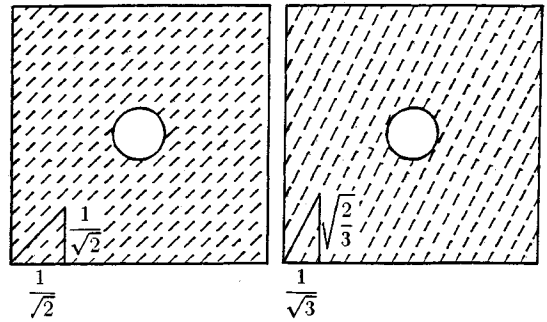


図-2 想定した節理群の方向

$$\begin{aligned}
 W(\mathbf{P}) = & \frac{1-\omega}{2} (\mathbf{U}-\bar{\mathbf{U}}) \cdot (\mathbf{U}-\bar{\mathbf{U}}) \\
 & + \frac{\omega}{2} (\mathbf{F}-\bar{\mathbf{F}}) \cdot (\mathbf{F}-\bar{\mathbf{F}}) \\
 & - \sum_{i \leq j} \frac{1}{\varepsilon} (\Omega_{ij} + 1.0)^- \\
 & + \sum_{i \leq j} \frac{1}{\varepsilon} (\Omega_{ij} - 1.0)^+ \dots \dots \dots (28)
 \end{aligned}$$

と導入し、式 (27) から得られる  $d\mathbf{P}^k$  に対して勾配  $\alpha^k$

$$\alpha_i^k = \frac{dP_i^k}{P_i^k} \dots \dots \dots (29)$$

の方向に沿って式 (28) の  $W(\mathbf{P})$  が

$$W(\mathbf{P}^k + \lambda \alpha^k) \rightarrow \min \dots \dots \dots (30)$$

となるように、 $\lambda$  を一次元探索法によって求める。一次元探索法には逐次2分法、Fibonacci探索法、Powellの1変数探索法、Davidonの方法等数多くの手法があるが、ここでは計算実行上安全で関数の傾斜を必要としないDavisらによる方法(ジャコビ他<sup>14)</sup>参照)を採用した。この探索法は、最小値を含む領域をある区間内に囲い込み、最終的に等距離にある3点より構成される囲みに対して2次式の多項式により $\lambda$ を求めるものである。なお、式(28)の右辺第3、4項は損傷テンソルに対する条件

$$-1 < \Omega_{ij} < 1$$

から付加されたものである。 $\varepsilon$  はペナルティ定数 ( $0 < \varepsilon \ll 1$ ) であり、

$$a^+ = \begin{cases} a & \text{if } a > 0 \\ 0 & \text{if } a < 0 \end{cases}, \quad a^- = \begin{cases} 0 & \text{if } a > 0 \\ a & \text{if } a < 0 \end{cases}$$

と置いた。式(28)の $\omega$  ( $0 \leq \omega \leq 1$ ) は正定数であり、変位  $\mathbf{U}$  と荷重  $\mathbf{F}$  の大きさを勘案して定められる。

(3) 解析手法の検証：円形トンネル問題

提案した損傷テンソルに対する同定解析法の妥当性を

検証するために、通常の順解析によって得られた変位を測定変位と見なし逆解析を行い、順解析において入力した損傷テンソルの値が同定できるか検討する。用いた解析モデルの有限要素分割図を図-1に示す。なお、ここでは2次元平面ひずみ問題として解析を行っている。

順解析においては、母岩材は弾性体とし、岩盤には図-2に示すような2つの節理群が存在するとし、母岩材の材料定数、節理群の面密度およびその法線ベクトルはつぎの値を入力データとして与えた。

母岩材 :  $E=100$  (MPa),  $\mu=0.25$

節理群1 :  $\Omega_1=0.3, \mathbf{n}_1 = \left( \frac{1}{\sqrt{2}}, \frac{1}{\sqrt{2}}, 0 \right)$

節理群2 :  $\Omega_2=0.4, \mathbf{n}_2 = \left( \frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{\sqrt{2}}{3}, 0 \right)$

これより同定すべき岩盤の損傷テンソルの値は

$$\begin{aligned}
 \boldsymbol{\Omega} &= \Omega_1 \mathbf{n}_1 \otimes \mathbf{n}_1 + \Omega_2 \mathbf{n}_2 \otimes \mathbf{n}_2 \\
 &= \begin{bmatrix} \Omega_{11} & \Omega_{12} \\ \Omega_{12} & \Omega_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.283 & 0.339 \\ 0.339 & 0.417 \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

となる。

未知パラメータが  $\Omega_{11}, \Omega_{22}, \Omega_{12}$  の3個であるため、これに対応して観測境界条件の式も3個以上必要となる。ここでは、図-1中、 $\bullet$ 印で示す2つの節点のそれぞれ  $x$  方向および  $y$  方向の順解析によって得られた変位の値を観測データとして入力した。荷重は平板載荷試験を想定して、9.8 MNを空洞壁面の天端と底面に与えた。初期値をすべて  $\Omega_{11}=\Omega_{22}=\Omega_{12}=0.1$  として損傷テンソルの同定解析を行った結果、3回の繰り返し計算で

$$\boldsymbol{\Omega} = \begin{bmatrix} 0.28300 & 0.33899 \\ 0.33899 & 0.41703 \end{bmatrix}$$

が得られた。同定された値は、順解析において入力した値と良い精度で一致しており、提案した損傷テンソルに対する同定解析手法の妥当性が検証された。

3. 地下空洞掘削時の損傷場の同定と評価

提案した岩盤の力学特性同定解析手法を実際の地下空洞掘削問題に適用した結果について示す。

(1) 地質の概要

岐阜県西北部の本巣郡根尾村から武儀郡板取村にかけての一带に面谷流紋岩類が分布する。面谷流紋岩類は白亜紀末期の火成活動により形成されたもので、白色流紋岩と、径が数cmの主として流紋岩角れきを含む角れき質流紋岩、凝灰岩、および凝灰角れき岩より構成され、極めて硬質な岩石からなるが、冷却節理の発達が著しく、岩盤としての力学特性は節理系等の特性に支配されるところが大きいと考えられる。

地下空洞の地表よりの土被りは約 300~350 m である。計画段階の調査によると、地下空洞の位置する岩盤は大部分が新鮮、かつ、坚硬であり、電力中央研究所方式の分類で C<sub>H</sub> 級から B 級に属する。ただし、破碎帯シーム沿いにおいては数 cm 間隔で低角度の節理が発達している。各々の節理沿いに幅 1~3 cm の部分が脱色しており、節理面に平行に Fe や Mn の酸化物が層状に認められた。このような性状を示す箇所はクラッキーな C<sub>M</sub> 級の岩盤と分類されており、透水性も高くなっている。

(2) 岩石物性

損傷力学の立場からすると、岩盤の挙動は不連続面と母岩の影響に分けて考えることが出来る。このような観点から、地下空洞の試掘横坑内で採取した面谷流紋岩類の岩石供試体を用いて実験室内において一軸圧縮試験と三軸圧縮試験ならびに割裂試験を行い、ダイレイタンスー特性を含めた母岩の変形・破壊特性を明らかにした。

室内試験に用いた岩石供試体は、現地よりブロックサンプリングして搬入されたものを、実験室においてコア抜きして整形した。供試体は、上下端面の平行度を高めるため、ガラス加工用の旋盤を用いて端面の整形を行った。

一軸圧縮試験と三軸圧縮試験は変位速度制御による単調載荷試験とし、ひずみ速度は 0.1%/min とした。供試体の体積変化は、円柱供試体の側方に取り付けた 3 本のリング型ゲージにより供試体の側方変位を測定して求めた(市川<sup>13)</sup>)。三軸圧縮試験は 4 種類の側圧に対し 3~4 本の供試体を使用し、所定の側圧に達するまで等方圧で加圧した後、軸方向変位を加えた。割裂試験も変位速度制御により実施した。

試験条件およびその結果を一覧にして表-1, 2, 3 に示す。

面谷流紋岩の力学的な特徴は以下のようである。

- a) 三軸圧縮応力下では拘束圧の増加につれてピーク強度が大きくなる傾向を示し、破壊強度は直線の破壊包絡線上に乗る。
- b) 三軸圧縮試験時の各拘束圧における初期降伏点とピーク強度点について、偏差応力と体積応力の関係は共に直線関係を示し、傾きは拘束圧に依らずほぼ一致する。

表-1 岩石試験の条件

試験	側圧 ( $\sigma_3$ ) (MPa)	載荷方法 載荷速度	供試体
一軸圧縮		変位速度制御 単調載荷 0.1 (%/min)	$\phi 5\text{cm} \times 10\text{cm}$ 4 本
三軸圧縮	3.0 6.0 9.0 12.0	変位速度制御 単調載荷 0.1 (%/min)	$\phi 5\text{cm} \times 10\text{cm}$ 13 本
割裂		変位速度制御 単調載荷 0.1 (%/min)	$\phi 5\text{cm} \times 3\text{cm}$ 13 本

表-2 面谷流紋岩の物理諸量

密度	$\gamma_t$	1.93	( $g/cm^3$ )
比重	$C_s$	2.56	
含水比	$w$	4.57	(%)
間隙比	$e$	0.339	
間隙率	$n$	25.3	(%)
飽和度	$S_r$	34.6	(%)

表-3 面谷流紋岩の岩石特性

室内試験		試験結果
一軸 圧 縮	一軸圧縮強度	205.0 (MPa)
	初期接線弾性係数	41.4 (GPa)
	ポアソン比	0.23
割 裂	初期降伏応力	101.2 (MPa)
	引張強度	20.9 (MPa)
	ぜい性度	9.8

- c) 拘束圧が 12 MPa までの範囲で、降伏後の変形挙動は正のダイレイタンスー (体積膨張) の傾向を示す。

(3) 節理調査結果

地下空洞位置のアーチ天端の上方、約 10 m の高さに設けられた試掘横坑内において実施した地質調査結果によれば、地下空洞は大部分が C<sub>H</sub> 級から B 級の良好な岩盤に入る。ただし、破碎帯やシームに沿って数 cm 間隔で低角度の節理の発達が見られる。

一般的には、冷却節理の発達が顕著で、地下空洞予定箇所を取り囲むように掘削された調査横坑での節理調査結果(図-3)によれば、節理系の弱い集中が三方向に見られる。第一卓越方向(K1)は N 75 E/80NW (集中度 4%)、第二卓越方向(K2)は NS/70 E (集中度 3%)、第三卓越方向(K3)は N 15 W/45 SW (集中度 2%) であった。

地下空洞の長辺方向は、N 36 W-S 36 E であり、卓越が認められる K1, K2, K3 の方向とは高角度に交差し、空洞の安定性に特に大きな問題にならないと考えられた。

(4) 岩盤物性：平板載荷試験結果

平板載荷試験は試掘横坑内で C<sub>H</sub> 級、C<sub>M</sub> 級の岩盤と

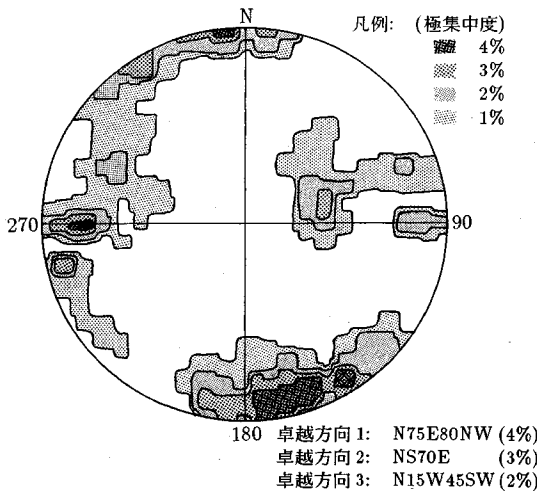


図-3 試掘横坑における節理調査結果

表-4 原位置平板載荷試験結果

載荷方向	特性	岩盤等級		破砕帯 (GPa)	
		$C_H$ (GPa)	$C_M$ (GPa)		
鉛直	変形係数	値の範囲	8.7~17.4	3.7~5.4	
		平均値	13.5	4.3	
	弾性係数	値の範囲	12.1~30.6	5.9~8.8	
		平均値	20.2	7.5	
水平	変形係数	値の範囲	9.8~26.9	2.3~6.8	0.7~2.7
		平均値	17.7	4.0	0.7
	弾性係数	値の範囲	13.0~42.5	5.7~10.4	1.1~2.3
		平均値	25.0	7.7	1.7

破砕帯を対象に、鉛直方向と水平方向に載荷して実施した。試験結果を表-4に示す。

変形係数  $D$  は  $C_M$  級の岩盤で  $4 \sim 7 \times 10^3$  MPa,  $C_H$  級の岩盤で  $9 \sim 27 \times 10^3$  MPa となり,  $C_H$  級の岩盤に値のばらつきがみられた。

割線弾性係数  $E_s$  は,  $C_M$  級の岩盤で  $6 \sim 10 \times 10^3$  MPa,  $C_H$  級の岩盤で  $12 \sim 43 \times 10^3$  MPa であった。

載荷方向の違いに着目すると, 変形係数, 割線弾性係数ともに  $C_H$  級岩盤においては水平方向が鉛直方向より若干大きい値となった。

破砕帯における試験は, 試掘横坑内で見られた最大の破砕帯 (幅 1~3m) において実施された。なお, この破砕帯は, 厚さ 10~20 cm の粘土角れき化帯を伴っている。

(5) 初期応力状態

試掘横坑の側壁に水平にボーリングし, ひずみ計埋設法と孔底球面法により初期応力を測定した。その結果を図-4に示す。

最大圧縮応力はほぼ E-W 方向でその作用方向は水平に近い。地下空洞の長軸はこれに対応して N 36 W 方向に設定した。

(6) 掘削計画と施工状況

発電所地下空洞は幅 20.5 m, 高さ 44.1 m, 奥行き 129 m で, アーチコンクリート覆工を有するきのこ型

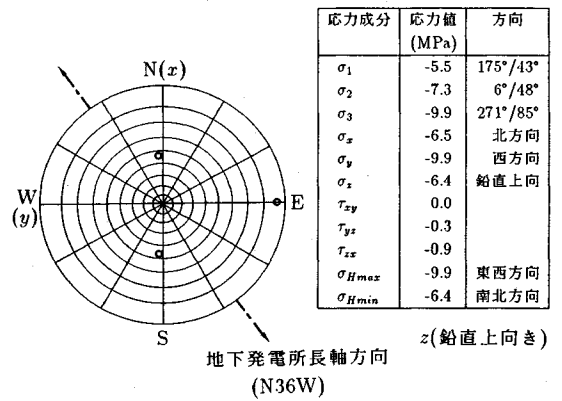


図-4 初期応力試験結果

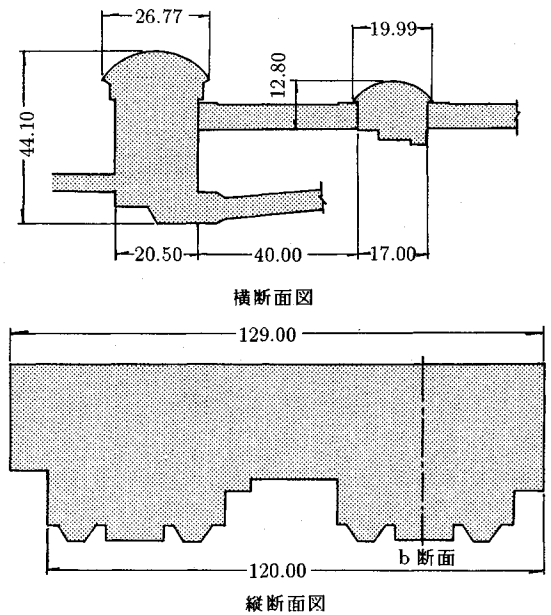


図-5 地下空洞の形状 (単位: m)

状である。その標準断面を図-5に示す。アーチコンクリートはスパン 25.9 m の等厚 (厚さ 1 m) である。

施工はアーチ部掘削, アーチコンクリート打設, 本体掘削の順に行う。側壁コンクリートは本体の掘削後, 下方より上方に向かって順次施工される。なお, 空洞の長軸方向中央部にロックストラットを残し, 空洞の安定性向上を図った。

アーチ部の掘削に際して, 頂設導坑と 2 本の底設導坑を設けた。底設導坑側壁のうち, 岩盤側の側壁にはコンクリート壁を打設し, その上に掘削内面から PC ストラッド (4 Tφ12.8,  $l = 15$  m) を  $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$  の格子状に打設し, アーチ基礎岩盤部を補強する。続いて, 頂設導坑と底設導坑間を掘削し, アーチコンクリートを打設する。その後, アーチの核を掘削し, 引き続き本体を 3 m ベンチで順次, 下方へ掘削する。

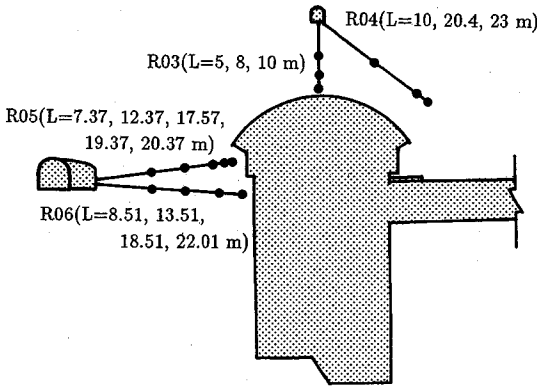


図-6 多段式岩盤変位計の設置位置 (b断面)

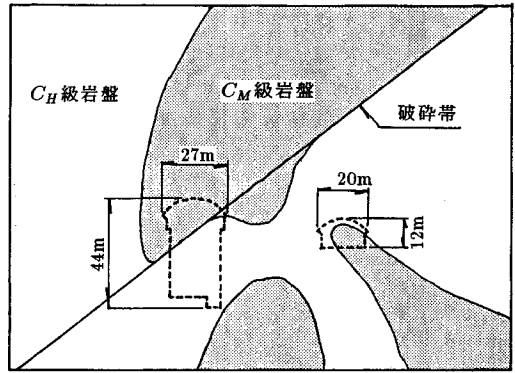


図-7 地質概要図 (b断面)

地質状況等を勘察して、アーチ部の切り広げは頂部取り付け横坑側(空調室側, 東南方向)から約45mの、地下空洞長軸方向におよそ1/3の地点から両側の妻壁に向かって左右交互に実施した。アーチコンクリートは掘削に追従して4.5mずつ打設した。

アーチの支保は標準的には、 $\phi 25\text{ mm}$ ,  $\ell=4\text{ m}$ のロックボルトを1.5m $\times$ 1.5mの間隔で千鳥状に打設した。なお、シーム、破碎帯においては長さ6mのロックボルト( $\phi 25\text{ mm}$ )を打設した。

側壁掘削面には標準的にPCストランド(2T $\phi 17.8$ ,  $\ell=15\text{ m}$ , 10m)を3.0m $\times$ 1.5m, 3.0m $\times$ 3.0mの格子状に打設し、その間にロックボルト( $\phi 25\text{ mm}$ ,  $\ell=5\text{ m}$ )を打設する。ロックボルトは全て全面接着型である。吹付けコンクリートは二層で、計10~20cm厚のラス入りである。

(7) アーチ部掘削時の変形挙動の計測

アーチ部の掘削は1989年7月に頂設導坑の掘削から開始し、1990年8月にアーチコンクリートの打設を終了した。その際に、岩盤変位計、岩盤ひずみ計、アーチコンクリート鉄筋計、PCストランド軸力計、ロックボルト軸力計等を設置し、これらに合わせて内空変位測定も行って、岩盤等の変形挙動の測定を試みた。

計測は空洞長軸方向に主計測断面を3断面設けた。ただし、地質状況を勘察して頂部取り付け横坑側(空調室側)より32.25mの断面(b断面)で特に集中的に計測を行うこととし、空洞の周辺坑からも岩盤変位計を設置して空洞掘削前からの岩盤の変形挙動の計測を行った。b断面における多段式岩盤変位計の設置状況を図-6に示す。

b断面において空洞掘削前にアーチ部の上方に位置する試掘横坑から設置した多段式岩盤変位計R03(鉛直下方)、R04(水平より40°下向き)とアーチアバット側方の作業横坑より設置した多段式岩盤変位計R05(水平より8°上向き)の計測結果より、b計測断面部分のアーチコンクリート打設前(1990年6月末)の相対変

位はR03(計測長10m)で22.32mm, R04(計測長23m)で-6.32mm, R05(計測長20.37m)で9.07mmであった。

なお、b断面付近のT.D.26.7-42.0mのアーチ部切り広げ時に掘削内面から計測した天端沈下量は18mmであるのに対して、同時期のR03による岩盤変位の計測値は14.78mmであり、両者はほぼ整合している。この時の先行変位量は数mmと考えられる。また、岩盤変位の経時変化は、アーチ部の4.5mの区間の切り広げにより段階的に増加するものの、すぐに収束し、地山の安定は保たれていると考えられる。

(8) アーチ部掘削時の損傷場の同定

解析の対象とした断面の地質は図-7に示したように、空洞周辺にはC<sub>H</sub>級、C<sub>M</sub>級の岩盤が分布し、破碎帯が主空洞を斜めに横断している。このような地質状況を考慮し、アーチ部掘削時の計測結果をもとに、C<sub>H</sub>級、C<sub>M</sub>級、それぞれの岩盤の損傷テンソルを推定する同定解析を行った。解析領域の側方境界はx方向固定、y方向スライド、上・下方境界はx方向スライド、y方向固定とした。

この問題での外力は掘削荷重であり、地山の初期応力から掘削による等価節点力を計算することによって決定される。初期応力については、同定解析とは別に、地山形状をモデル化して自重計算を行って求めた掘削前のアーチクラウン部の応力の値と、試掘坑で実施した初期地圧測定の結果から推定されたアーチクラウン部での値(表-5)が一致するように、自重計算によって得られた各要素の値を補正して用いた。ただし、測定値は図-4で示したように三次元の値であるので、アーチクラウン部において二次元応力に変換した値を解析に用いた。

母岩材の材料物性については、岩石の室内試験の結果から表-6の値を使用した。

一方、空洞掘削に先だって実施された原位置岩盤試験から、岩盤の物性値が表-7のように定められた。なお、この岩盤物性値を用いて慣用的な有限要素解析を実施

表-5 アーチクラウン部の初期地圧

初期地圧		
水平応力成分	$\sigma_{x0}$	-9.75 (MPa)
鉛直応力成分	$\sigma_{y0}$	-7.12 (MPa)
せん断応力成分	$\tau_{xy0}$	-0.28 (MPa)
$\sigma_{x0}/\sigma_{y0} = 1.37$		
鉛直よりの傾き $\theta = 6.00^\circ$ (反時計回り)		

表-6 母岩材の材料特性

	$C_H$ 級	$C_M$ 級	破碎帯
弾性係数 (GPa)	40.0	20.0	2.0
ポアソン比	0.25	0.25	0.4

表-7 原位置岩盤試験による岩盤物性値

	$C_H$ 級	$C_M$ 級	破碎帯
弾性係数 (GPa)	10.0	5.0	0.5
ポアソン比	0.25	0.25	0.4

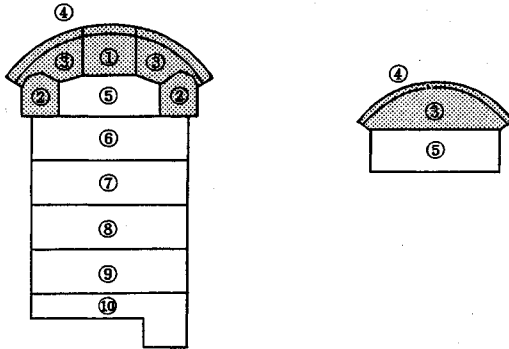


図-8 掘削工程図

し、結果を損傷解析と比較する。

以上の準備のもとに、 $C_H$ 級、 $C_M$ 級岩盤の損傷テンソルを推定する同定解析を実行する（岩盤は2種の岩級に分かれており、非均質体であることに注意されたい）。観測データとしては、アーチ切下げ終了後（掘削ステップ3）に岩盤変位計 R03, R04, R05 によって実測されたアーチコンクリート打設前の変位を入力した。なお、掘削工程を図-8に示す。

同定解析は2章で述べた方法に従って実行されるが、ここでは観測データとして与えられるのは変位計によって測定される相対変位であるので、変位に関する観測境界条件式(14)、(20)を相対変位に対する式として表さなければならない。

測点1, 2の2点間の相対変位 $\{\Delta u_{12}\}$ は、図-9を参照して、つぎのように絶対変位と関係づけられる。

$$\{\Delta u_{12}\} = \begin{bmatrix} -\cos\theta & -\sin\theta & \cos\theta & \sin\theta \\ \sin\theta & -\cos\theta & -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \end{Bmatrix} \\ \equiv Tu$$

したがって、観測データが、内空変位測定あるいは地

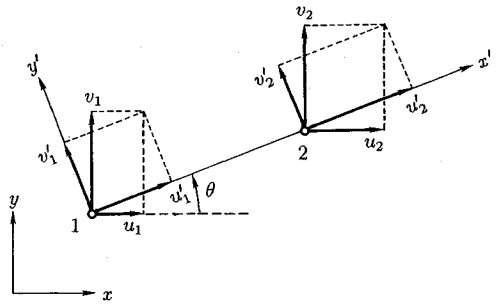


図-9 2点間の相対変位

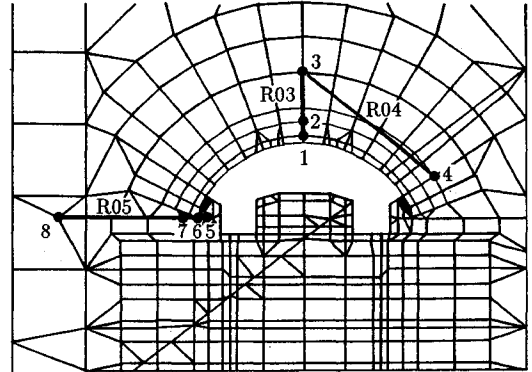


図-10 有限要素網と岩盤変位計の配置図

中変位測定などによって相対変位として与えられる場合には、変位に関する観測境界条件式(14)は

$$Tu = \Delta \bar{u} \quad \text{境界 } \partial\Omega_i \text{ 上で } (\Delta \bar{u}: \text{観測相対変位})$$

となる。

同定すべき未知パラメータは、それぞれ $C_H$ 級、 $C_M$ 級の岩盤についての $\Omega_{11}$ ,  $\Omega_{22}$ ,  $\Omega_{12}$ であり、計6個となる。したがって、岩盤変位計の位置を、図-10に示すように有限要素の節点に対応づけて、実測された変位の値を各節点間の観測相対変位として入力した。与えた観測変位は表-8の実測変位量で示すとおりである。ただし、 $\Delta u_{ij}$ は図-10に示す節点*i*と*j*の2節点間の相対変位を表している。

同定解析の結果、 $C_H$ 級、 $C_M$ 級の岩盤の損傷テンソルがそれぞれ

$$C_H \text{ 級岩盤: } \Omega = \begin{bmatrix} 0.936 & 0.102 \\ 0.102 & 0.670 \end{bmatrix}$$

$$C_M \text{ 級岩盤: } \Omega = \begin{bmatrix} 0.209 & 0.000 \\ 0.000 & 0.943 \end{bmatrix}$$

と得られた。横坑における事前の節理調査結果と比較して、この損傷テンソルは*x, y*-方向が卓越していることは良く一致しているが、値そのものは若干異なっている。これは、節理調査では全ての節理を調査することができないことを主因としている。このため、損傷力学理論を



表-8 実測変位と損傷同定解析結果の比較

変位計	変位データ	実測変位 (mm)	損傷解析 (mm)
RO3	$\Delta u_{31}$	22.32	21.03
RO3	$\Delta u_{32}$	10.40	12.70
RO4	$\Delta u_{34}$	-6.32	-5.73
RO5	$\Delta u_{85}$	9.07	8.68
RO5	$\Delta u_{86}$	8.00	7.74
RO5	$\Delta u_{87}$	5.00	5.64

表-9 実測および解析による相対変位

解析手法	相対変位		
	R03(3-1)	R04(3-4)	R05(8-5)
実測値	2.42	0.92	2.19
損傷解析	1.24	1.28	2.36
慣用 FEM	0.97	2.00	1.89

単位 (cm)

表-10 側壁および天端頂部における計算変位

解析手法	変位	天端 1	側壁 2	$u_2/v_1$
損傷解析	水平 $u$	0.76	-9.08	5.33
	鉛直 $v$	-1.71	-2.20	
慣用 FEM	水平 $u$	-0.34	-4.35	2.16
	鉛直 $v$	-2.01	0.15	

単位 (cm)

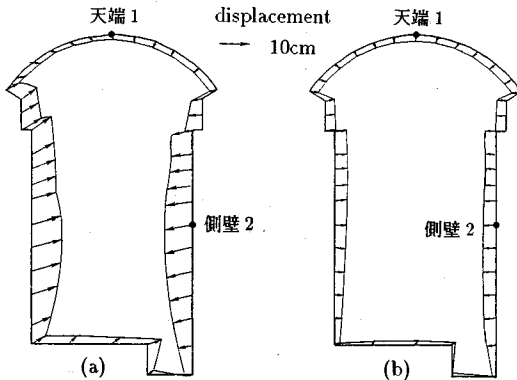


図-11 掘削終了時における空洞壁面変位：(a) 損傷解析；(b) 岩盤物性値を用いた有限要素解析の結果

実際の構造物の設計に適用するには、逆解析による損傷テンソルの同定を避けることができない。なお、この損傷同定解析に際して得られた相対変位の値が実測値と比較して表-8に示してある。

(9) 後続掘削過程の解析と実測との比較

つぎに、得られた損傷場を用いて後続の掘削過程の解析を行い、岩盤物性値を用いた慣用有限要素解析および実測の値と比較した。表-9に、掘削ステップ10(掘削終了時)における岩盤変位計 R03 節点 3-1 間の相対変位、R04 の節点 3-4 間の相対変位、R05 の節点 8-5 間の相対変位について、実測値、損傷解析、慣用有限要素解析の結果を示した。損傷解析の結果は天端沈下が実測に比して約 1/2 の値であるものの、慣用有限要素解析に比して実測値によく対応していることは明らかであり、同定解析で得られた損傷テンソルを用いた損傷解析により実測値に近い変形挙動の解析ができることが確認できた。なお、両解析共にロックアンカーを入れた場合と入れない場合について行ったが、変位は双方に有為な差異が見られなかった。

両解析で得られた掘削ステップ10における空洞壁面変位の分布を図-11に示す。また、表-10には天端頂部の点1(図-11)および側壁部の点2での変位の計算値を比較してある。表中の  $u_2/v_1$  は壁側中央のはらみ出し量の天端頂部沈下量に対する比である。これらの図および表を見ると、損傷解析の方が慣用的な有限要素解析

よりも、頂部沈下量に比して大きな側壁のはらみ出しを予測しており、側壁にはほぼ平行な節理群が卓越していることによる構造的異方性が評価されていることが判る。

なお、本項での同定解析では断層破砕帯は表-6の物性値を有する弱材料であると仮定し、その損傷については考慮していない。ただし、この仮定が妥当であるか否かを検証するために、断層破砕帯が  $\Omega_{11}=\Omega_{22}=\Omega_{12}=0.5$  の損傷を受けているものとして損傷解析を行ってみたところ、損傷を考慮しない場合の解析結果と比較して、各節点の絶対変位の差がおよそ 0.1% 以下であり、破砕帯の損傷テンソルは解析結果の値に影響を与えなかった。

4. おわりに

岐阜県西北部には白亜紀の面谷流紋岩が分布している。この岩盤中に掘削された空洞の計測結果をもとに、亀裂性岩盤内に大規模地下空洞を計画・設計・施工する際に用いる力学モデルとその材料物性値の求め方について検討した。

この面谷流紋岩の岩石自体はほぼ等方的な挙動を示すが、冷却節理の発達著しいことから岩盤としての力学特性はこのような不連続面によるところが大きいが、そのため、空洞掘削時の変形挙動を予測するための力学モデルとしてどのようなモデルが適当なのか、また、そのモデルを用いて解析する際に必要な材料特性等の入力データをいかなる手法、手順で合理的に決めれば良いかなどを明らかにすることは容易ではなく、地下空洞掘削時の岩盤変形挙動を施工に先だって十分な精度で明らかにすることは困難であった。このような問題は節理等の発達が著しい岩盤に共通することであろう。

本論文では、岩盤中に分布する節理等の中間的規模の不連続面を岩盤の損傷として扱う損傷理論の適用を試みた。今回の検討の結果、損傷理論を適用することにより精度よく不連続面が卓越した岩盤の挙動を把握できることが明らかとなった。

線形損傷場の理論に用いられる力学定数は岩石の弾性定数と不連続面群の幾何形状から決定される損傷テンソルである。岩石の弾性定数は室内一軸・三軸試験より決定された。一方、損傷場は初期の施工段階で得られた岩盤変位の計測データから逆解析により算定された。このように定められた物性値を用いて後続の掘削過程を解析し、実測値と比較したところ、極めてよい一致を見た。ここで用いた初期の施工段階で得られた岩盤変位の計測データに替えて、調査横坑（試掘横坑）掘削時の計測データを用いて損傷テンソルを同定することも可能であろうし、その方が実務的には有用であろう。また、掘削の進展に並行して損傷テンソルの同定とその結果を用いた損傷解析を逐次行っていけば、周辺岩盤の応力状態、変形状態の把握や掘削された空洞の安定性の検証を精度良く実施でき、支保の適否を明確にすることができよう。

今後、空洞掘削の進展に伴い、実測データが入手されるので、本解析手法の検証を行うとともに、実務への適用を通じて手法の改良と新たな展開を図っていきたい。

謝辞：本研究に遂行するに当たって、助言を頂いた愛知工業大学工学部川本眺万教授、名古屋大学工学部京谷孝史助教授、東海大学海洋学部 Ömer Aydan 助教授、計測データの提供を初めとして協力と支援を賜った中部電力（株）土木建築部長河合照久氏に感謝致します。

#### 参考文献

- 1) Goodman, R. E., Taylor, R. L., and Brekke, T. L. : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, SM 3, ASCE, pp.637~659, 1968.
- 2) Candall, P. A. : Computer Model for Simulating Progressive Large Movements in Block Systems, Proc. ISRM Symp., Nancy, II-8, pp.129~136, 1971.

- 3) Goodman, R. E. and Shi, G. H. : *Block Theory and Its Application to Rock Engineering*, Printice-Hall, 1984.
- 4) 川本眺万・藤川富夫：岩盤掘削面におけるキープロックの安定解析のシステム化について，土木学会論文集，No.346/III-1, pp.47~55, 1984.
- 5) 竹内則雄・川井忠彦：新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析，生産研究，32巻6号，pp.35~38；32巻8号，pp.16~19；32巻8号，pp.20~23；32巻10号，pp.8~11；1980.
- 6) Budiansky, B. and O'Connell, R. J. : Elastic Moduli of a Cracked Solid, Int. J. Soilds Struct., Vol.12, No.2, pp.81~97, 1976.
- 7) Cleary, M. P. and Chen, I. W. : Self-consistent Techniques for Heterogeneous Modia, EM 5, ASCE, pp.861~887, 1980.
- 8) 京谷孝史・市川康明・川本眺万：岩盤の力学特性評価における損傷テンソルの適用について，土木学会論文集，第358号/III-3, pp.27~35, 1985.
- 9) Kawamoto, T., Ichikawa, Y. and Kyoya, T. : Deformation and Fracturing Behaviour of Discontinuous Rock Mass and Damage Mechanics Theory, Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., Vol.12 (1), pp.1~30, 1988.
- 10) Oda, M., Suzuki, K. and Maeshibu, T. : Elastic Compliance for Rock-like Materials with Random Cracks, Soils and Found., Vol.24, No.4, pp.27~40, 1984.
- 11) 市川康明：増分弾塑性理論と岩質材料の破壊過程に関する基礎的研究，名古屋大学学位論文，1986.
- 12) 村上澄男・大野信忠：徹視的空げきによる有効断面積の減少を陽に表した多軸クリープ損傷変形，日本機械学会論文集（A編），Vol.46, 409, pp.940~946, 1980.
- 13) Ichikawa, Y. and Ohkami, Y. : Parameter Identification as a Boundary Control Problem for Linear Elastic Materials, Soils and Found., Vol.32, No.2, pp.35~44, 1992.
- 14) ジャコビ，S. L. S.，他著；関根智明訳：非線形最適化問題の反復解法，培風館，1976.

(1992.9.2 受付)

## IDENTIFICATION OF DAMAGE TENSOR FOR JOINTED ROCK MASS AND DEFORMATION PREDICTION DURING EXCAVATION OF UNDERGROUND CAVERN

Shigeki TSUCHIYAMA, Toshiyuki OHKAMI and Yasuaki ICHIKAWA

This paper describes the behavior of jointed rock mass about an underground opening during excavation, calculated by employing a damage analysis together with the characterized values of damage tensors of the jointed rock mass estimated from the inverse analysis obtained by using observed displacements of the mass during the excavation of arch section of the cavern. This inverse analysis method is newly developed by using the Newton's iteration scheme, least square method and linear searching method. By using this inverse analysis method, the mechanical properties of the jointed rock mass can be easily estimated with the use of those of the intact rock and the observed displacement data at the initial excavation stage of the underground cavern or at an associated tunnel excavation. The predicted response of the surrounding rock mass about the cavern using this procedure is in good agreement with the observations made at later stages of the excavation. This confirms that the method proposed and used in this article is an effective and reliable method for assessing the stability of the cavern and predicting the mechanical response of the surrounding rock mass.