

## 不連続性岩盤トンネル交差部におけるゆるみ計測と解析

石塚 与志雄  
(技術研究所)熊坂 博夫  
(技術開発本部)多田 浩幸  
(技術研究所)泉谷 泰志  
(土木本部)齋藤 章  
(技術研究所)

## § 1. はじめに

地下空洞の掘削に伴う岩盤のゆるみ・物性変化は、空洞の長期的安定性、透水性の評価や掘削工法、支保方法の選定などの観点から岩盤力学の分野では従来から重要な課題となっている。不連続性岩盤における“ゆるみ”は、発破による岩盤の直接損傷と、空洞の半径方向応力の減少による既存割れ目の開口および新たな亀裂の形成が主原因であり、軟岩のように応力変化が原因で塑性化してゆるむ場合とは現象が異なる。

ゆるみ領域を測定する方法<sup>1)2)</sup>には、①弾性波速度による方法、②透水試験による方法、③孔内載荷試験による方法、④ボアホールTVによる亀裂開口の観察、⑤地中変位計による変位測定などがある。従来、岩盤のゆるみ領域の評価は、主に弾性波探査によって実施されるケース<sup>3)~5)</sup>が多く、池田・桜井<sup>3)</sup>は岩盤強度とトンネルの断面寸法に着目して、弾性波速度からゆるみ領域を求める式を提案している。しかしながら、長期的な強度や耐久性の評価のためには、より実際の物性(変形性、透水性など)の変化としてゆるみを把握する必要があるため、孔内載荷試験<sup>6)</sup>や透水試験<sup>7)~9)</sup>などが行なわれてきている。一般に、掘削により空洞周辺の透水性は上昇、弾性係数は低下する傾向を示す。しかし、その変化量は既存不連続面の密度、卓越方向や応力などにより大きく異なるため、不連続性岩盤のゆるみを定量的に検討するためには、岩盤の不連続面の取り扱いが重要となる。

岩盤の不連続面を考慮した解析は、岩盤を不連続面で区切られた不連続体とする方法と、不連続面を含む岩盤を連続体とする方法の二つに分けられる。前者の方法には、個別要素法(DEM)<sup>10)</sup>や不連続変形法(DDA)<sup>11)</sup>がある。後者の方法としては、有限要素解析に個々の不連続面をジョイント要素でモデル化する方法が従来からよく用いられている。これに対して、小田<sup>12)</sup>は任意に分布する不連続面群に対して、それらの幾何学性を表わすクラックテンソルを導入し、不連続性岩盤を等価な連続体に

置き換える手法を提案している。

亀裂が卓越する不連続性岩盤の力学的挙動は、複雑に分布する不連続面に大きく影響される。このような岩盤をDEMやジョイント要素などでモデル化するには、すべての不連続面の位置や大きさが決定されていなければならないが、これは実務的に不可能といえる。このような場合、複雑に分布する多くの不連続面を含む岩盤を、それと等価な連続体で表現するクラックテンソルによる解析が有効である。

不連続性岩盤の空洞掘削に伴う岩盤のゆるみを定量的に評価するには、原位置岩盤の計測データに基づいて調査・解析技術を検討していく必要がある。そのため、今回不連続性が卓越するトンネルの交差部を利用してゆるみ計測を目的とした原位置岩盤計測を行なうとともに、不連続面をクラックテンソルでモデル化した有限要素解析を行ない、その適用性を調べた。

## § 2. 調査・計測内容とその測定結果

## 2.1 調査地点の地質状況

調査の対象としたトンネル交差部の形状を図-1に、地質の平面図と断面図を図-2に示す。施工は、本トンネル(幅10.2m、高さ7.6m)の掘削後、分岐トンネル(幅4.7m、高さ5.5m)を掘削した。掘削は発破による全断面掘削NATMである。交差部の深度は約163mである。地質は新第三紀中新世の安山岩(岩石コアの一軸圧縮強

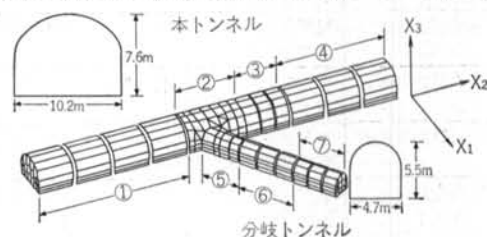


図-1 トンネル交差部の形状

度 128.1 MPa, 弾性係数 45.9 GPa, P波速度 5.02 km/s) で, 電中研分類で C<sub>II</sub> クラスの新鮮堅硬な岩盤である. 不連続面は, 図-2 に示すように主節理の見掛け上の傾斜は本トンネルの切羽面では 50~80° であるが, 分岐トンネルでは節理面とトンネル方向がほぼ直交している. 亀裂の密度は連続性があり, 開口性のものが 1~3m 間隔

で, 密着し連続性に乏しい節理が板状に 10~30cm 間隔で分布している. 水平に近い割れ目は連続性に乏しい. 水平ボーリングコアの RQD は平均すると 65 前後である.

## 2.2 調査内容

図-3 に, 試験・計測機器埋設位置を示す. 各調査・

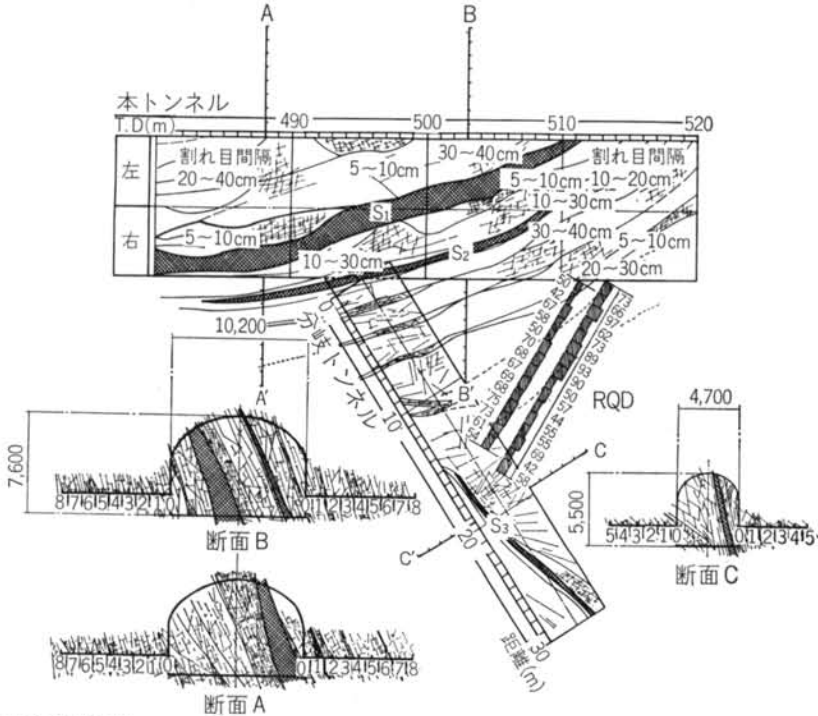
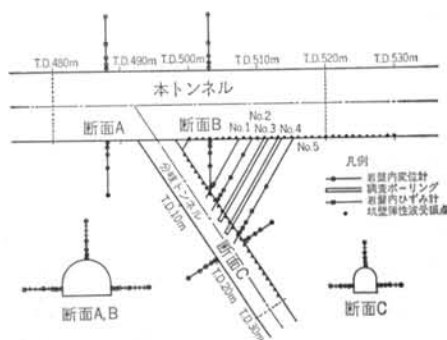


図-2 地質の平面図と断面図

調査・試験項目	目的	方法
①地質調査	岩盤の地質状況(不連続面)を調査し, 物性および挙動評価時の基礎データを得る	切羽, 側壁の地質観察により岩盤等級の評価と地質展開図の作成
②コア観察, 室内岩石試験	ボーリングコアの観察による割れ目状況の調査および岩石試験による岩石物性の評価	コア観察, PQDの評価 室内岩石試験(強度, 弾性波速度測定)
③孔内载荷試験	掘削前後の岩盤の変形性を測定して, 力学的な観点から物性変化, ゆるみを調査	壁面からの 0.5, 1, 2, 4, 8 m (5点) の地点で掘削前後に载荷試験を実施
④孔内透水試験	掘削前後の岩盤の透水性を測定して, 水理学的な観点から物性変化, ゆるみを調査	壁面からの 1, 2, 4, 6, 8 m (5点) の地点で掘削前後に透水試験を実施
⑤PS 検層	掘削によるゆるみ域の発生程度を P 波および S 波速度の変化で調査	調査孔を利用して分岐トンネル掘削前後に弾性波 (P 波, S 波) 検層を実施
⑥坑壁弾性波速度測定	空洞周辺のゆるみ域発生状況を壁面近傍の弾性波速度構造により把握	本トンネル, 分岐トンネル壁面の 2 測線(測定長 30m) で屈折法による弾性波速度試験を実施
⑦岩盤内ひずみ計	分岐トンネル掘削に伴う空洞壁面近傍のひずみ値, 方向の変化を調査	分岐トンネル壁面近傍にひずみ計を埋設して, 掘削によるひずみ変化を測定
⑧岩盤内変位計	本トンネル, 分岐トンネル掘削に伴う空洞周辺の岩盤内の変位状況を調査	トンネル周辺に合計 11 本の岩盤内変位計を設置して, 逐次変位を計測
⑨内空変位, 天端沈下	本トンネル, 分岐トンネル掘削に伴う空洞の変形性状を調査	本トンネル, 分岐トンネルに測点(岩盤内変位計に対応)を設置し, 逐次変位を計測

表-1 調査・試験の目的と方法

試験の目的と内容を表一に示す。No.3, No.4の調査孔では、分岐トンネル掘削前後の2回、同一箇所と同じ孔内試験を実施した。試験項目は、孔内載荷試験、透水試験およびPS検層である。また、トンネル壁面周辺のゆるみ状態を変位とひずみから調べるために、2本の岩盤内変位計(No.2, No.5)と1個のひずみ計(No.1)を設置した。また、ゆるみ範囲評価の一般的な測定方法である、屈折法による坑壁弾性波速度測定も実施した。以上の計測に加えて、通常のトンネルの計測として行なわれる岩盤内変位、内空変位および天端沈下の計測を断面A, B, Cで行なった。



図一三 調査・試験位置と計測機器配置図

## 2.3 測定結果と考察

### 1) ゆるみ領域における岩盤内変位と物性変化

#### (a)岩盤内変位

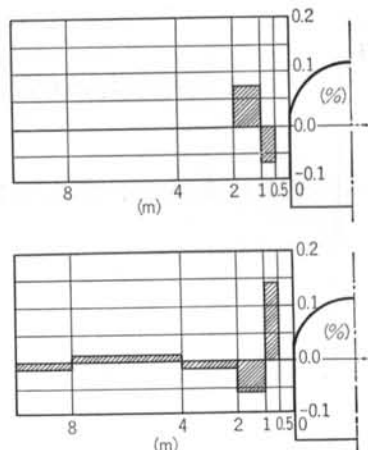
変位計測で得られた分岐トンネル壁面近傍のひずみ分布を図一四に示す。符号は引張りを正としている。No.2では0.5~1.0m間で-0.07%の圧縮、1.0~2.0m間で0.08%の引張りが生じるが、2m以深では変形が生じていない。一方、No.5では0.5~1.0m間で0.14%の引張り、1.0~2.0m間で-0.06%の圧縮が生じるが、2m以深では±0.01%と小さいひずみとなる。壁面近傍の変形は、圧縮と引張りが共存する複雑な挙動を示すが、変位データからはゆるみ範囲は2m以内と推定される。

#### (b)孔内載荷試験

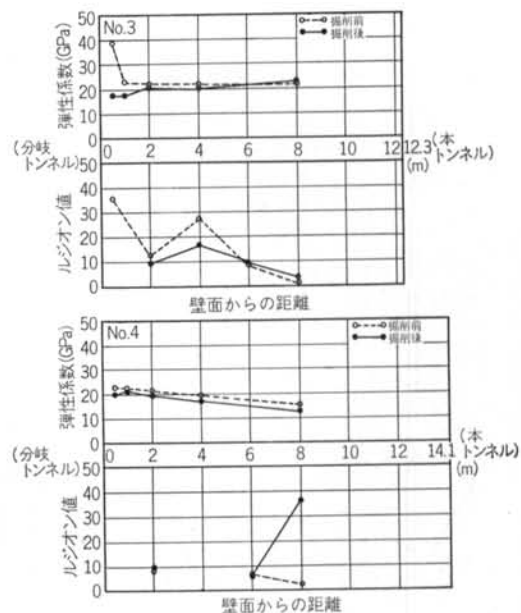
No.3, No.4孔それぞれの弾性係数 $E$ の分岐トンネル掘削前後の変化を、トンネルの壁面からの距離を横軸にとって整理すると図一五のようになる。なお、掘削前の平均的な変形係数は18.4GPa, 弾性転数は22.8GPaである。No.3孔では、壁面から1mの範囲で弾性係数が24~55%低下するが、1m以深では殆ど変化しない。これに対して、No.4孔では壁面から8mの範囲まで10~18%低下する。No.3とNo.4では2mしか離れていないにも関わらず、両者では掘削による影響が大きく異なる。No.3孔の変化は発破による直接損傷が主と考えられるが、No.4孔は掘削の影響がトンネル断面と比較して深いため、弾性論で説明することができない。

#### (c)孔内透水試験

弾性係数と同様に、ルジオン値の掘削前後の変化を図一五に示す。掘削前のルジオン値は0.9~35.4とばらつくのに加えて、No.4孔では区間2.5~3.5mで注水時にトンネル壁面から漏水し、No.3孔では7.5~8.5m間で透水性が4倍近くに増加するのを除けば、2m以深では殆ど変化なしと判断される。また、No.4孔でも7.5~8.5m間で約15倍に増加する以外は大きな変化はない。No.4孔の



図一四 分岐トンネル壁面近傍のひずみ分布



図一五 掘削前後の弾性係数とルジオン値

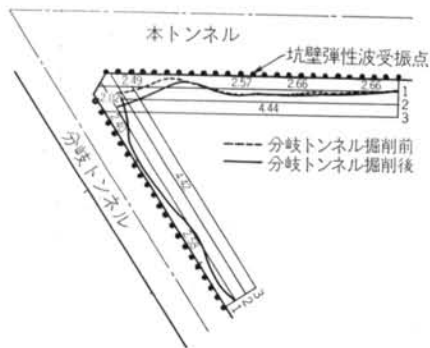
7.5~8.5m間は弾性係数も低下しているため、分岐トンネル掘削によって8m付近の不連続面群が変形したものと推定される。

(d)弾性波速度測定

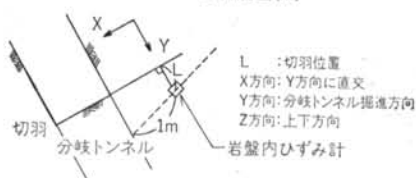
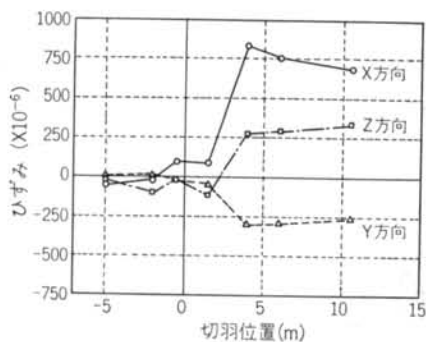
PS 検層から評価される本トンネルのゆるみ範囲は、P波、S波で殆ど差はなく約1.5mである。次に、坑壁弾性波速度測定で得られた、壁面からの弾性波速度低下領域を図一6に示す。重複発破や応力集中の影響が考えられるトンネルの交差部分を除いて、健全部のP波速度が4.42~4.44 km/s に対して、壁面部では2.40~2.66 km/s に低下する。低下範囲は、分岐トンネル壁面で0.7~1.0 m となり、岩盤内変位で得られた空洞周辺のひずみ分布と良い一致を示す。このように、坑壁弾性波速度測定は空洞周辺に発生するゆるみ範囲を簡単に把握するのに有用である。

2) 分岐部の変形状

トンネルの交差部は、重複発破や応力集中などの影響



図一6 壁面近傍の弾性波速度低下領域



図一7 切羽通過に伴う壁面近傍のひずみの推移

でゆるみ範囲が拡大するものと予想される。図一6に示すように、交差部近傍の弾性波速度は2.02 km/s まで低下し、加えてその範囲も広がる。本トンネルに対する分岐トンネル掘削の影響範囲は、分岐部から約6 m である。

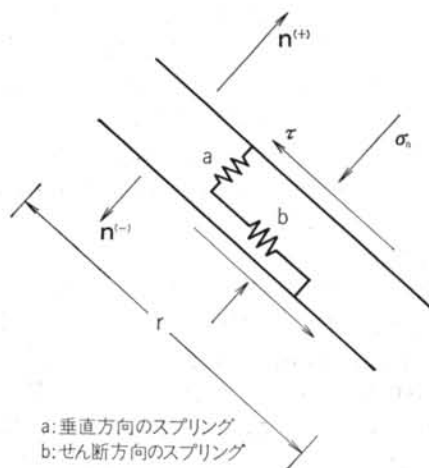
3) 切羽進行に伴う空洞周辺のひずみ変化

壁面から1 m 地点に設置したひずみ計の、切羽の通過に伴う測定結果を図一7に示す。ここで、X方向はトンネル半径方向、Y方向はトンネル進行方向、Z方向は上下方向である。切羽がひずみ計設置位置を通過するまでは殆ど変動しないが、通過とともに大きく変動する。特にトンネル半径方向成分は、弾性範囲を超えた約800μ という大きな引張りひずみが生じた。ひずみ計の設置深度1 m は、他の測定結果からゆるみ範囲と判定される領域内にあることから、800μ のひずみは応力解放によるゆるみ領域内の不連続面の開口が原因と考えられる。

§ 3. 不連続性岩盤の応力・変形解析

3.1 クラックテンソルによる解析手法

小田<sup>13)</sup>は、節理などの規模の小さな不連続面(クラックと総称する)を多く含む岩盤の弾性挙動を予測する解析手法として、クラックテンソルの概念を適用した応力・変形解析を提案している。クラックテンソルは、統計的に均質な岩盤領域におけるクラックの密度、大きさ、方向という幾何学的性質を表現するテンソル量である。対象とする解析領域(体積=V)にM個のクラックが任意に分布していると仮定すると、2階および4階のクラックテンソル  $F_{ij}$ ,  $F_{ijklm}$  は式(1), 式(2)で定義される。



図一8 クラックのスプリングモデル

$$F_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{k=1}^M S^{(k)} r^{(k)} n_i^{(k)} n_j^{(k)} \quad \dots\dots(1)$$

$$F_{ijklm} = \frac{1}{V} \sum_{k=1}^M S^{(k)} r^{(k)} n_i^{(k)} n_j^{(k)} n_l^{(k)} n_m^{(k)} \quad \dots\dots(2)$$

ここで、 $S^{(k)}$ は $k$ 番目のクラックの面積であり、 $r^{(k)}$ はクラックを円置き換えたときの直径  $r^{(k)} = 2(S^{(k)}/\pi)^{1/2}$ でクラックの大きさを表わし、 $n_i^{(k)}$ はクラックの主面に立てた単位法線ベクトル  $\mathbf{n}^{(k)}$ の基準軸  $X_i (i=1, 2, 3)$ への成分を示している。個々のクラックは Goodmanら<sup>12)</sup>のジョイント要素と同様、図-8に示すような2つのスプリングで連結された平行平板でモデル化される。クラックに作用する垂直応力  $\sigma_n$  とせん断応力  $\tau$  は、その剛性が  $K_n$  および  $K_s$  で表わされる垂直方向のスプリング a とせん断方向のスプリング b によって伝達される。Bandisら<sup>14)</sup>の実験結果によれば、クラックの剛性はその大きさ  $r$  と垂直応力  $\sigma_n$  に依存している。この  $\sigma_n$  による応力依存性は、クラックの閉合に伴う応力~ひずみ関係の非線形性から生じ、応力が低いレベルで顕著に表われる。したがって、低応力レベルを論ずる場合には  $\sigma_n$  の応力依存性を考慮する必要があるが、ここでは応力依存性が省略できる比較的高い応力レベルを対象として、クラックの垂直剛性  $K_n$  とせん断剛性  $K_s$  を式(3)で近似する。

$$K_n = k_n \frac{E}{r}, \quad K_s = k_s \frac{E}{r} \quad \dots\dots(3)$$

ここで、 $k_n$  と  $k_s$  はクラックの剛性に関する無次元パラメータで、 $E$  は岩石基質部の弾性係数である。多くのクラックを含む岩盤が巨視的な応力  $\bar{\sigma}_{ij}$  を受けて弾性変形するとき、発生する巨視的なひずみ  $\bar{\epsilon}_{ij}$  は岩石基質部の弾性ひずみとクラックに生じる付加的な弾性ひずみの和で表わされ、それらの間には式(4)の関係が成立する。

要素数：7107  
節点数：8084

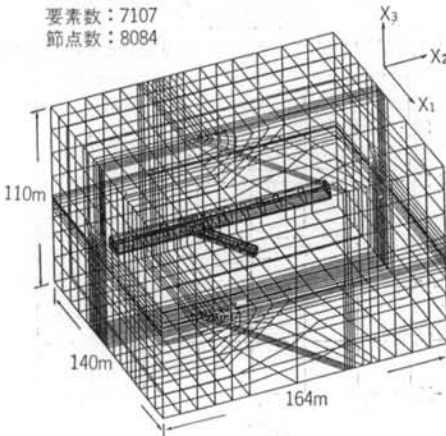


図-9 要素分割メッシュ図と座標系

$$\bar{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{E} \left[ (1+\nu) \delta_{ik} \delta_{jl} - \nu \delta_{ij} \delta_{kl} + \left( \frac{1}{k_n} - \frac{1}{k_s} \right) F_{ijkl} + \frac{1}{4k_s} (\delta_{ik} F_{jl} + \delta_{jk} F_{il} + \delta_{il} F_{jk} + \delta_{jl} F_{ik}) \right] \bar{\sigma}_{kl} \quad \dots(4)$$

ここで、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタ記号、 $\nu$  は岩石基質部のポアソン比である。 $k_n$  と  $k_s$  に関しては、クラックの形状を開口した楕円と仮定すると、 $k_n = k_s = 2/\pi \approx 2/3$ の弾性解が得られている。式(4)は、クラックの幾何学的性質と力学的性質を取り入れた不連続性岩盤の構成式である。本解析は、この構成式を用いた三次元有限要素解析である。

### 3.2 不連続性岩盤のモデル化

#### 1) 解析モデル

分岐を有するトンネル(図-1)を図-9に示すような有限要素でモデル化し、三次元掘削解析を実施した。初期応力は、解析領域各所で土被り圧相当の等方応力状態(4.8 MPa)と設定した。境界条件は、解析領域の上面と4つの側面を応力境界、底面を鉛直方向の変位拘束とした。解析は掘削過程(図-1)に従い、ステージ①~⑦の順に分割して行なった。

#### 2) 原位置岩盤のクラックテンソルの決定

調査地点の地質調査から、原位置岩盤のクラックテンソル  $F_{ij}$ ,  $F_{ijklm}$  を決定した。調査地点のクラックは、図-2に示すように調査域全体に分布しており、異方向性がかなり強いことが分かる。簡単のために、クラックを次の2つのグループに分類する。

- (a) 図-2から、三次元的に1個のクラックと判別できるクラック
- (b) 図-2の断面図で観察される上記(a)のクラックを除いた、より寸法の小さなクラック

以下に、 $F_{ij}$ ,  $F_{ijklm}$  の求め方を示す。

(i)(a)のクラックについて、図-2から得られる個々のクラックの  $S^{(k)}$ ,  $\mathbf{n}^{(k)}$  を式(1), 式(2)に代入して  $F_{ij}^{(a)}$ ,  $F_{ijklm}^{(a)}$  を計算する ( $V=3,457 \text{ m}^3$ )。

(ii)(b)のクラックはその数の多いことより、図-2の断面を含む19の断面のクラックトレース図から統計的な関係<sup>15)</sup>を用いて、間接的に  $F_{ij}^{(b)}$ ,  $F_{ijklm}^{(b)}$  を求める。

$$\left. \begin{aligned} F_{ij} &= \begin{pmatrix} 14.2 & 4.0 & 6.0 \\ & 2.7 & 1.8 \\ & \text{sym.} & 2.9 \end{pmatrix} \\ F_{ijklm} &= \begin{pmatrix} 10.4 & 1.7 & 2.0 & 1.3 & 4.3 & 3.0 \\ & 0.7 & 0.3 & 0.2 & 0.7 & 0.4 \\ & & 0.6 & 0.3 & 1.1 & 0.6 \\ & & & 0.3 & 0.6 & 0.7 \\ & \text{sym.} & & & 2.0 & 1.3 \\ & & & & & 1.7 \end{pmatrix} \end{aligned} \right\} (5)$$

(ii)求められた  $F_{ij}^{(a)}$ ,  $F_{ijlm}^{(a)}$  と  $F_{ij}^{(b)}$ ,  $F_{ijlm}^{(b)}$  を加算し、原位置岩盤のクラックテンソル  $F_{ij}$ ,  $F_{ijlm}$  を式(5)のように決定する。なお、基準軸  $X_i$  は本トンネルの長軸方向に  $X_2$ 、鉛直上方を  $X_3$  とした右手系である。

### 3) 入力パラメータの設定

当解析に必要なパラメータは、次の3種類である。

- (a)岩盤基質部の変形性を示す弾性係数とポアソン比
- (b)クラックの力学性を示すクラックの垂直剛性とせん断剛性
- (c)クラックの幾何学性を示すクラックテンソル

従来、(b)のクラックの剛性に関して、垂直剛性  $K_n$  とせん断剛性  $K_s$  を等しいと仮定して解析を行なうケースが多かった。これに対して、Bandis ら<sup>14)</sup>は4種類の岩石のクラックについて、以下の式で定義されるクラックの剛性比  $R$  と垂直応力  $\sigma_n$  の関係を、実験から図-10のように求めた。

$$R = \frac{K_n}{K_s} = \frac{k_n}{k_s} \quad \dots\dots(6)$$

それによると、 $K_n$  は  $K_s$  より大きく、垂直応力が低い範囲で剛性比  $R$  は 60~130 の最大値を示し、垂直応力の増加に従いその値は著しく減少することが分かる。木村ら<sup>16)</sup>はこの報告に着目し、新たにクラックの剛性比  $R$  を本解析に取り入れた数値実験を行ない、Gaziev・Erlikhman<sup>17)</sup>の石膏モデルによる実験と比較した。その結果、 $R=1$  とした従来の解析よりも、 $R>1$  とした解析の方が Gaziev・Erlikhman の実験結果に良い対応を示すことが確認された。そこで、本研究では従来の  $R=1$  と、図-10を参考にして  $R=10$  の2つの  $R$  を用いた解析を原位置岩盤に適用する。 $k_n$  に関しては、既往の研究<sup>13)</sup>を参考にして  $k_n=2/3$  を用いることにする。

その他のパラメータは、原位置岩盤の調査・試験結果

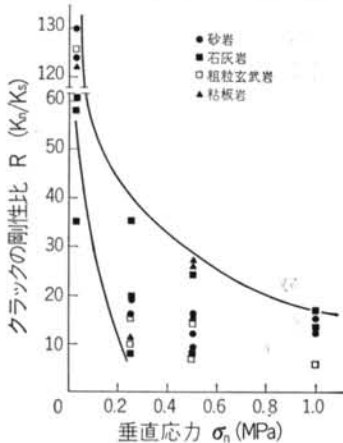


図-10 垂直応力  $\sigma_n$  とクラックの剛性比  $R$  の関係<sup>14)</sup>

から決定した。岩石基質部に関するパラメータは、孔内載荷試験・岩石試験から弾性係数  $E=19.5$  GPa、ポアソン比  $\nu=0.21$ 、密度を  $2.66$  g/cm<sup>3</sup> とした。クラックの幾何学的性質を表わすクラックテンソル  $F_{ij}$ ,  $F_{ijkl}$  は式(5)を用いた。

### 3.3 計測結果との比較

図-11, 12は断面A, Bでの各掘削ステージにおける天端沈下の計測結果(実線)と解析結果(破線)との比較を示す。図-13, 14は同様に内空変位の比較を示す。

図-11では、ステージ③~⑦を通して  $R=10$  とした解析結果は、 $R=1$  とした解析結果よりも計測値に近く、ステージ④と⑦では計測値に一致している。図-12では、分岐トンネルの掘削前後にかかわらず、 $R=1$  の解析結果は計測値よりも沈下量が小さく、逆に  $R=10$  の解析結果は計測値よりも大きな値となり、ステージ⑦においてのみ計測値に一致している。図-13では、ステージ③~⑦を通して  $R=10$  の場合は  $R=1$  の場合よりも計測値に近く、特にステージ⑤~⑦の  $R=1$  の場合では説明できない分岐トンネル掘削に伴う内空変位の変化を良く捉えている。一方、断面B(図-14)ではステージ③~⑦

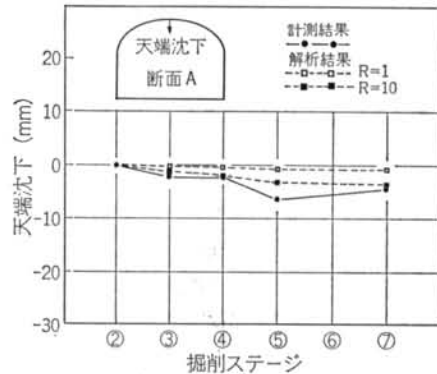


図-11 断面Aにおける天端沈下の計測結果と解析結果の比較

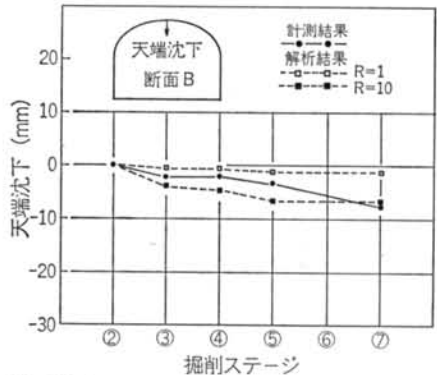


図-12 断面Bにおける天端沈下の計測結果と解析結果の比較

を通して、解析結果は $R$ の選択によらず計測値と良い一致が見られない。特に、ステージ⑤~⑦の大きな計測値は本解析結果とはかけ離れている。これは、計測断面近くにある破碎帯(図-2)に大きな変位が生じたためと考えられる。このような破碎帯は、もはやクラックテンソルの適用から外れた不連続面であるので、これを解決するためには破碎帯をジョイント要素などで置き換えて解析する必要がある。

### 3.4 トンネル周辺の応力集中

図-15は、ステージ③終了時の断面Bにおける最大せん断応力の分布の解析結果を示す。図-15(a)は、岩盤をクラックを含まない等方弾性体として解析した結果である。一方、図-15(b), (c)はそれぞれ $R=1$ ,  $R=10$ のクラックを考慮した解析結果である。

解析結果を整理すると、次のようになる。

(i)等方の場合よりも、クラックを考慮した解析の方が左側壁下部に大きな応力が集中している。最大せん断応力は、 $R=10$ の場合(図-15(c))では最大5.5MPa以上の値に達しているが、等方の場合(図-15(a))では最大3.5~4.5MPaである。

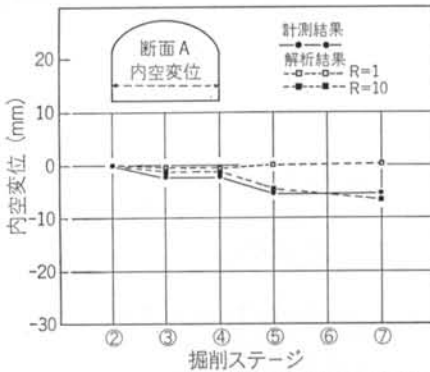


図-13 断面Aにおける内空変位の計測結果と解析結果の比較

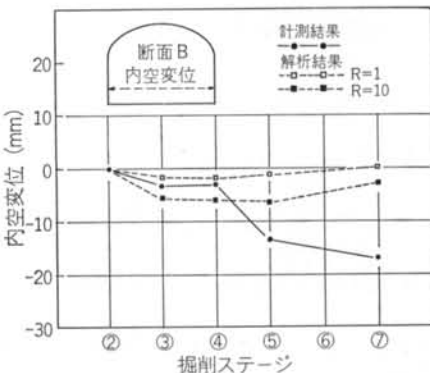


図-14 断面Bにおける内空変位の計測結果と解析結果の比較

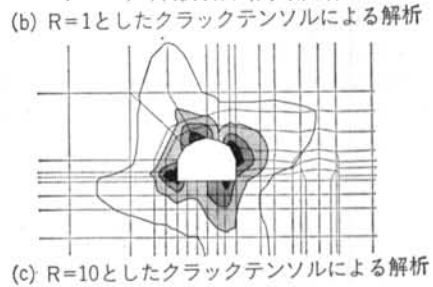
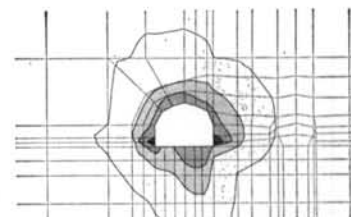
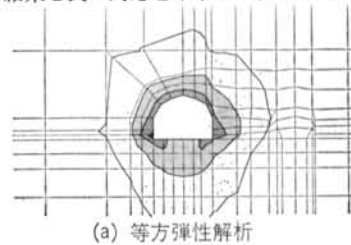
(ii)応力集中の分布パターンは、 $R$ によって明確に変わる。 $R=1$ とした場合(図-15(b))では、クラックの存在により付加された応力集中がクラックの卓越方向と平行に発達しているが、 $R=10$ とした場合(図-15(c))にはトンネル周辺に4つの高い応力集中部が生じる。この傾向は、Gaziev・Erlikhmanの実験から得られた応力分布に見られるクラックの卓越方向とそれに垂直な方向の2つの応力の流れと良い対応を示す。

以上のように、クラックの垂直剛性とせん断剛性の異方性を考慮したクラックテンソル有限要素解析は、不連続性岩盤の応力分布や変形挙動を従来の解析より精度よく表わすことができる。

## § 4. 結論

今回実施した不連続性岩盤トンネル交差部におけるゆりみ計測と、クラックテンソルでモデル化した三次元有限要素解析の結果、以下の点が明らかとなった。

(1)坑壁弾性波速度測定から求めるゆりみ域は、岩盤内変位計の結果と良い対応を示すため、ロックボルト長の



min. 0.5 1.5 2.5 3.5 4.5 5.5 max.(MPa)

図-15 断面Bにおける最大せん断応力の分布

決定など、空洞周辺に発生するゆるみ範囲を簡易に測定する方法として弾性波速度測定は有効である。

(2)透水性や変形性などの物性変化は岩盤内の不連続面の挙動に大きく影響されるため、その定量的な検討には不連続面を考慮した解析が不可欠である。

(3)クラックテンソルによる三次元有限要素解析では、クラックの垂直とせん断の剛性比を10とした解析結果が計測データと良い対応を示した。クラックの垂直剛性とせん断剛性の異方性を考慮することにより、従来よりも精度の高い不連続性岩盤解析が可能であることが明らかとなった。

以上のように、不連続性岩盤のゆるみは岩盤の不連続面の影響を大きく受けるため、その評価に際しては不連続面のモデル化が極めて重要である。今回実施した、クラック剛性の異方性を考慮したクラックテンソルによる有限要素解析の精度をさらに向上させるためには、応力レベルに応じた実岩盤の不連続面の剛性値を評価する研究が必要である。

なお、当研究のクラックテンソルによる有限要素解析のモデル化、解析の実施に際しては埼玉大学工学部建設基礎工学科の小田匡寛教授、山辺正助教授にご指導、助言を頂きました。ここに、厚く謝意を表わす次第です。

#### <参考文献>

- 1) 櫻井春輔：“トンネル掘削に伴うゆるみ領域の研究” トンネルと地下 Vol. 14, No. 1 (1983年) pp. 35~41
- 2) 日本トンネル技術協会編：“トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書” 日本トンネル技術協会 (1982年)
- 3) 池田和彦, 桜井孝：“トンネル周辺のゆるみ領域と評価” 第5回岩の力学国内シンポジウム講演論文集(1977年) pp. 163~167
- 4) 畠昭治郎, 谷本親伯, 西原晃, 刈谷敬三, 岸田豊：“和泉層のゆるみ現象” 第13回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 (1980年) pp. 106~110
- 5) 吉岡直人, 鍋岡昭三：“弾性波検層による今市地下発電所周辺岩盤のゆるみの評価” 電力中央研究所報告 研究報告382028 (1982年)
- 6) 三木幸蔵, 宮川純一：“ボアホールジャッキによる岩盤のゆるみ測定例について” 第16回土質工学研究発表会発表講演集 (1982年) pp. 1357~1360
- 7) 本島勲：“地下空洞掘削に伴う周辺岩盤における透水性の変化に関する一考察” 第12回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 (1979年) pp. 121~125
- 8) 本島勲：“地下空洞掘削に伴う周辺岩盤における透水性の変化に関する計測” 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 (1984年) pp. 199~204
- 9) 世一英俊, 蓮井昭則, 山下亮：“地下空洞掘削時における周辺岩盤の物性変化に関する計測結果とその評価について” 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 (1984年) pp. 193~198
- 10) P.A. Cundall: “A Computer Model for Simulating Progressive, Large-scale Movements in Blocky Rock System” Proc. of ISRM Symp., Nancy, Vol. 1, Pap. No. II-8 (1971)
- 11) G. Shi & R.E. Goodman: “Two Dimensional Discontinuous Deformation Analysis” Int. J. Numer. & Anal. Meth. in Geomech., Vol.9 (1985) pp. 541~556
- 12) R.E. Goodman, R.L. Taylor & T.L. Brekke: “A Model for the Mechanics of Jointed Rock” J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.94, No. SM3 (1968) pp. 637~659
- 13) M. Oda: “An Experimental Study of the Elasticity of Mylonite Rock with Random Cracks” Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.25, No.2 (1988) pp. 59~69
- 14) S.C. Bandis, A.C. Lumsden & N.R. Barton: “Fundamentals of Rock Joint Deformation” Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.20, No.6 (1983) pp. 249~268
- 15) M. Oda: “A Method for Evaluating the Representative Elementary Volume based on Joint Survey of Rock Masses” Canadian Geotech. J., Vol.25 (1988) pp. 440~447
- 16) 木村健司, 徳留顕二, 小田匡寛：“不連続性岩盤の弾性解析—クラックの剛性に関する基礎的研究—” 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集第3部 (1991年) pp. 556~557
- 17) E.G. Gaziev & S.A. Erlikhman: “Stresses and Strains in Anisotropic Rock Foundation (Model Studies)” Proc. of ISRM Symp., Nancy, Vol. 1, Pap. No. II-1 (1971)