

岩盤不連続面を考慮したトンネル交差部の応力・変形解析

多田浩幸¹・石塚与志雄²・山辺 正³・小田匡寛⁴

¹正会員 工修 清水建設(株)技術研究所 (〒135 江東区越中島3-4-17)

²正会員 工博 清水建設(株)総合企画室 主査 (〒105-07 港区芝浦1-2-3 シーパンスS館)

³正会員 工博 埼玉大学助教授 工学部建設工学科 (〒338 浦和市下大久保255)

⁴正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338 浦和市下大久保255)

不連続性岩盤のトンネル交差部において、原位置の不連続面をクラックテンソルでモデル化した3次元有限要素解析を行い、不連続面の幾何学性と交差部の3次元形状が交差部周辺岩盤の応力・変形状態に与える影響を調べるとともに、計測結果との比較を行った。その結果、不連続面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、従来の解析方法より精度よく不連続性岩盤の挙動を評価できることが明らかとなった。

Key Words : jointed rock mass, tunnel intersection, crack tensor, joint stiffness, three-dimensional analysis

1. はじめに

道路トンネル^{1)~3)}、石油地下備蓄施設などの例に見られるように、岩盤内に掘削される構造物は、その長大化・複雑化の傾向に伴い、各使用目的に応じた様々な形状のトンネルが互いに交差する分岐構造を示すことが多くなっている。このようなトンネル交差部においては、既設の本トンネル周辺に一旦形成された岩盤および支保の安定構造が新たな分岐トンネルの掘削により乱されることが問題となっている¹⁾。分岐トンネルの掘削に伴う交差部の挙動は、各々のトンネル断面の大きさ、その交差角度などの交差部の3次元形状に支配される。また、岩盤の挙動は不連続面や初期地圧などの地質状況に強く依存し、交差部周辺岩盤はこれらの因子が互いに結び付いて複雑な3次元的挙動を示す^{2),3)}。したがって、トンネル交差部の設計・施工にあたっては、交差部の3次元形状と地質状況を考慮した事前の精度よい岩盤の挙動予測とその予測に基づく安全かつ合理的な掘削工法および支保方法の選定が重要である。

著者の一人⁴⁾は、不連続性が卓越するトンネル交差部を利用して掘削前後の各種の原位置岩盤計測を実施し、定量的に不連続性岩盤のゆるみ・物性変化を評価するには、不連続面を考慮した解析技術が必要であることを示した。岩盤には断層・節理・層理といった大小様々な不連続面が存在し、これら不連続面の取り扱い方により、

不連続面を考慮した解析技術は、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、Cundall⁵⁾の個別要素法 (DEM) やShi&Goodman⁶⁾の不連続変形法 (DDA) がある。後者の方法としては、有限要素解析において、個々の不連続面をGoodmanら⁷⁾の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、Oda⁸⁾は任意に分布する不連続面群を対象に、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。不連続面群をテンソル量で表現する同様の方法には、京谷ら⁹⁾の提案する損傷テンソルを用いた解析手法がある。岩盤の力学特性は不連続面の規模や挙動に大きく支配され、上述の解析技術は構造物の規模と不連続面の大きさや間隔との相対的な関係により適用が分けられる¹⁰⁾。岩盤内に多数の不連続面が存在する場合、理想的には対象とする領域について、内在する不連続面の方向、規模、力学特性を把握し、DEM・DDA・ジョイント要素のように個々の不連続面の挙動を直接考慮して解析すべきであろうが、全領域に渡って全ての不連続面を調査することは技術的にも経済的にも不可能であり、これらの解析技術を適用するのは実務的に困難である。このような場合には、一部の岩盤を調査し、その結果から不連続面群を含む岩盤を等価な連続体に置き換えて解析する方法が有効である。

著者ら¹¹⁾は、クラックテンソルによる応力・変形解析を地下空洞の3次元掘削問題に適用し、解析結果から不連続面の卓越方向、空洞の位置、初期地圧の大きさとその主応力の方向が空洞周辺岩盤の弾性変形挙動に相互に影響を及ぼし合うことを確認した。この結果をふまえ、不連続性が卓越するトンネル交差部⁴⁾において、原位置の不連続面をクラックテンソルでモデル化した3次元有限要素解析を行い、不連続面を考慮しない等方弾性解析との比較から、不連続面の幾何学性と交差部の3次元形状との相互関係が交差部周辺岩盤の安全率や変位の分布状況に影響を及ぼすことを示した¹²⁾。

従来、クラックテンソルによる応力・変形解析では、不連続面の力学性を示す不連続面の垂直剛性とせん断剛性を等しいと仮定して解析するケースが多かった。これに対して、木村ら¹³⁾は、Bandisら¹⁴⁾の報告を参考にして、新たに不連続面の剛性比（せん断剛性に対する垂直剛性の比）を本解析に考慮し、Gaziev&Erlikhman¹⁵⁾の石膏モデルによる実験を模擬した数値実験を行い、不連続面の剛性比を1とした従来の解析よりも、剛性比を1より大きくした解析の方が、Gaziev&Erlikhmanの実験結果に良い対応を示すことを明らかにした。

本研究は、不連続性が卓越するトンネル交差部において実施したクラックテンソルによる3次元有限要素解析に不連続面の剛性比を考慮し、不連続面の幾何学性と交差部の3次元形状が交差部周辺岩盤の応力・変形状態に与える影響を調べるとともに、原位置岩盤計測⁴⁾との比較を行い、不連続面の剛性比を考慮した本解析の実岩盤への適用性について検討した。

2. クラックテンソルによる応力・変形解析

Oda^{16),17)}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、クラックテンソルによる応力・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、方向などの幾何学性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_{ijlm} は、式(1), (2)で定義される。

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

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

ここで、 $S^{(k)}$ はk番目のクラックの面積であり、 $r^{(k)}$ はクラックを円で置き換えたときの直径 $r^{(k)}=2(S^{(k)}/\pi)^{1/2}$

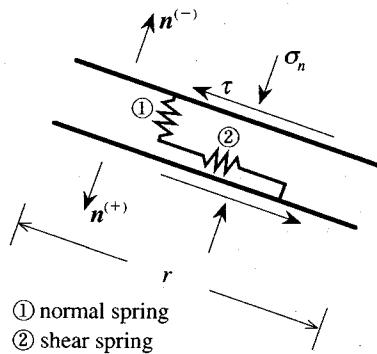


Fig.1 Parallel planer plates and spring model for a crack

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。（以後、下添字が2回同じ項中に現れる場合、総和規約を適用する。）個々のクラックは Goodmanら⁷⁾のジョイント要素と同様、Fig.1に示す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 σ_n とせん断応力 τ 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①とせん断方向のスプリング②によって伝達される。Oda¹⁷⁾は、Barton&Choubey¹⁸⁾やBandisら¹⁴⁾による各種不連続面に対する実験結果を参考に、クラックの剛性を次のように定式化している。

$$K_n = \frac{a + b\sigma_n}{r}, \quad K_s = \frac{c\sigma_n}{r} \quad (3)$$

ここで、 a, b, c は実験から求められるパラメータである。式(3)は、クラックの剛性がその大きさ r と垂直応力 σ_n に依存することを示している。この r が $1/r$ の形式で依存するのは、いわゆる寸法効果を表しており、Bandisら¹⁹⁾、Yoshinaka&Yamabe²⁰⁾の実験結果とも整合的である。一方、 σ_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、 σ_n の応力依存性を考慮する必要がある²¹⁾。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(4)で近似する。

$$K_n = k_n \frac{E}{r}, \quad K_s = k_s \frac{E}{r} \quad (4)$$

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、 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 σ_{ij} を受けて弾性変形するとき、発生する巨視的なひずみ ε_{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(5)の関係¹⁷⁾が成立する。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{E} \left[(1+\nu) \delta_{ik} \delta_{jk} - \nu \delta_{ij} \delta_{kl} + \left(\frac{1}{k_n} - \frac{1}{k_s} \right) F_{ijkl} + \frac{1}{4k_s} (\delta_{ik} F_{jl} + \delta_{jk} F_{il} + \delta_{il} F_{jk} + \delta_{jl} F_{ik}) \right] \sigma_{kl} \quad (5)$$

ここで、 δ_{ij} はクロネッカのアルタ記号、 ν 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梢円と仮定すると、 $k_n=k_s=2/\pi \approx 2/3$ の弾性解が得られている。式(5)は、クラックの幾何学性を示すクラックテンソルとクラックの力学性を示す垂直剛性とせん断剛性を用いた不連続性岩盤の応力～ひずみ関係である。本解析は、3次元の等方線形弾性体の解析に使われる一般的なプログラムの応力～ひずみ関係を式(5)に変更したプログラムによる3次元有限要素解析であり、不連続性岩盤を等価な異方線形弾性体として表現する。

3. 不連続性岩盤のモデル化

(1) 分岐を有するトンネルの解析モデル

不連続面が卓越する岩盤中に、Fig.2に示す形状の分岐を有するトンネルが掘削された。施工は本トンネルの掘削後、分岐トンネルの掘削の順序で行われた。ここでは、本トンネル(幅10.2m×高さ7.6m)の123.5m区間と分岐トンネル(幅4.7m×高さ5.5m)の30m区間を解析対象とし、掘削過程を同図に示すステージ①～⑦に分割した。トンネル交差部は分岐トンネルが本トンネルに約60°で斜交する部分に生じ、その土被り深度は約163mである。Fig.3は交差部の地質調査から得られた地質平面図であり、同図に示す2つの鉛直断面AとBにおいて、ステージ③～⑦に掘削が進む間の内空位と天端沈下が計測された。なお、交差部で実施した調査・計測の詳細については、文献4)を参照されたい。

分岐を有するトンネル(Fig.2)の3次元掘削解析を実施するために、解析領域(110m×140m×164m)をFig.4に示す有限要素(4面体、5面体、6面体の各1次要素)でモデル化した。初期応力は、解析領域各部で土被り圧相当の等方応力状態とし、本トンネルの天端で4.8MPaとなるように設定した。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(Fig.2)に従い、ステージ①～⑦の順に分割して行った。

(2) 原位置岩盤のクラックテンソルの決定

原位置で行われる一般的な地質調査から、原位置岩盤

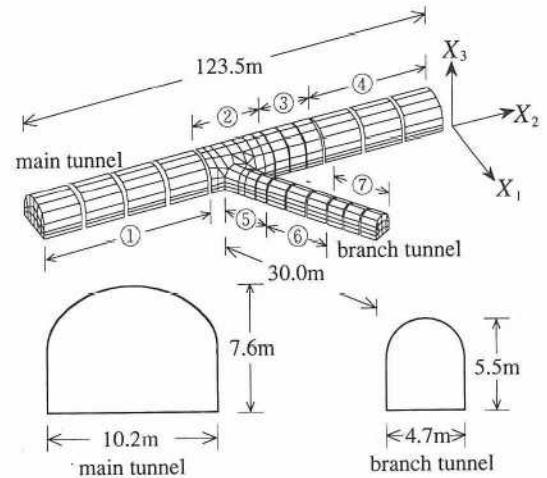


Fig.2 Dimensions of tunnel and successive stages ① to ⑦ of excavation

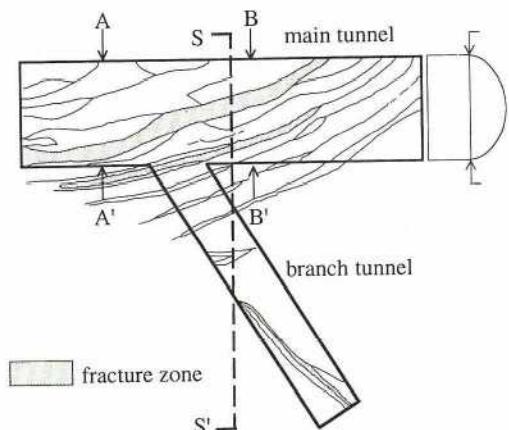


Fig.3 In situ geological plane map at the intersection area

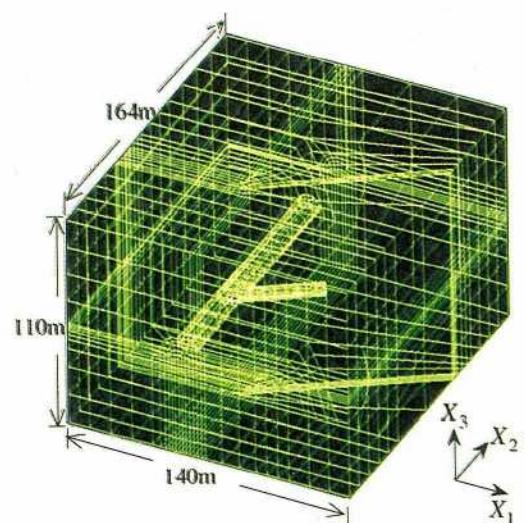


Fig.4 Three-dimensional finite element mesh and reference axes X_1 , X_2 and X_3

のクラックテンソル F_{ij}, F_{ijkl} を決定する方法を示す。
Fig.5,6は、地質調査から得られた本トンネルにおけるクラックトレース図である。調査地点のクラックは、**Fig.3,5,6**に示すように調査域全体に分布しており、異方性がかなり強いことが分かる。当岩盤の場合には、クラックを次の2つのグループに分類して F_{ij}, F_{ijkl} を決定した。

(I)**Fig.5**から3次元的に1個のクラックと判別できるクラック

(II)**Fig.6**の断面図で観察される(I)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_{ijkl} の求め方を示す。

a) (I)のクラックについては、**Fig.5**の個々のクラックの地質データから得られる $S^{(k)}, \mathbf{n}^{(k)}$ を式(1), (2)に代入して $F_{ij}^{(I)}, F_{ijkl}^{(I)}$ を計算する ($V = 3,457\text{m}^3$)。なお、**Fig.3,6**に示す破碎帯は破碎の程度が弱く、ここで破碎帯を挟む2本のクラックに置き換えてグループ(I)のクラックに含める。

b) (II)のクラックはその数が多いことより、間接的に $F_{ij}^{(II)}, F_{ijkl}^{(II)}$ を求める。面積 A の断面に M 個のクラックが分布している場合、2次元の2階のクラックテンソル $F_{ij}^{(2)}$ は、式(6)で定義される。

$$F_{ij}^{(2)} = \frac{1}{A} \sum_{k=1}^M (l^{(k)})^2 m_i^{(k)} m_j^{(k)} \quad (6)$$

ここで、 $l^{(k)}$ は k 番目のクラックのトレース長さを表わし、 $m_i^{(k)}$ ($i=1,2$) はクラックトレースの単位法線ベクトル $\mathbf{m}^{(k)}$ の基準軸 x_i への成分であり、クラック自体の $\mathbf{n}^{(k)}$ とは異なる。**Fig.6**の断面を含む19の断面のクラックトレース図から個々のクラックの $l^{(k)}, \mathbf{m}^{(k)}$ を求め、式(6)に代入し、それぞれの断面の $F_{ii}^{(2)}$ を計算する。Oda²²⁾は2次元断面の $F_{ii}^{(2)}$ と3次元の $F_{ii}^{(3)}$ との間に式(7)の関係があることを示している。

$$F_{ii}^{(3)} \doteq 1.5F_{ii}^{(2)} \quad (7)$$

19の断面の $F_{ii}^{(2)}$ の平均値を式(7)に代入して、3次元の $F_{ii}^{(II)}$ を求める。 $F_{ii}^{(II)}$ はグループ(II)のクラックの密度を表わす量であり、クラックの方向に関する情報を表わしていない。各断面のクラックの分布状況を見ると、グループ(II)のクラックは、グループ(I)のクラックに沿って卓越していることが分かる。この観察から、グループ(II)のクラックは、グループ(I)のクラックと同じ方向性を持っていると仮定して、 $F_{ij}^{(I)}, F_{ijkl}^{(I)}$ の各成分に係数 $F_{ii}^{(II)}/F_{ii}^{(I)}$ を乗じて $F_{ij}^{(II)}, F_{ijkl}^{(II)}$ を求める。

c) 求められた $F_{ij}^{(I)}, F_{ijkl}^{(I)}$ と $F_{ij}^{(II)}, F_{ijkl}^{(II)}$ を加算し、原位置岩盤の F_{ij}, F_{ijkl} を式(8)のように決定する。

ここで、クラックテンソルの基準軸 x_i は、トンネルの座標軸(**Fig.2**)に一致させ、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。

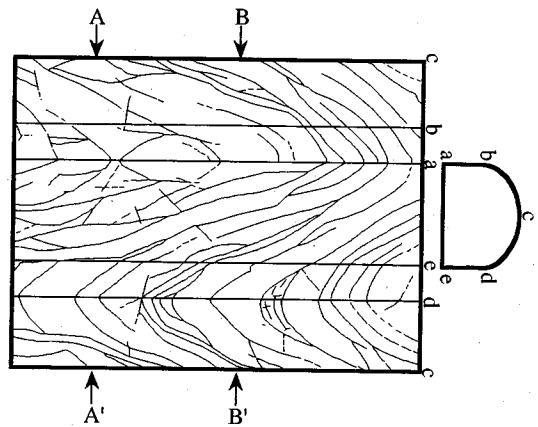


Fig.5 Crack trace map for group (I) in the main tunnel

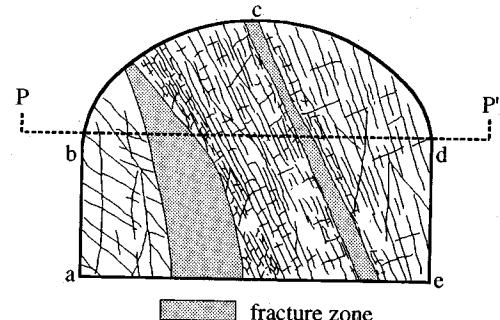


Fig.6 Crack trace map of tunnel face at section B

$$\left. \begin{aligned} F_{ij} &= F_{ij}^{(I)} + F_{ij}^{(II)} \\ &= \begin{bmatrix} 14.2 & 4.0 & 6.0 \\ & 2.7 & 1.8 \\ & \text{Sym.} & 2.9 \end{bmatrix} \\ F_{ijkl} &= F_{ijkl}^{(I)} + F_{ijkl}^{(II)} \\ &= \begin{bmatrix} 10.4 & 1.7 & 2.0 & 1.3 & 4.3 & 3.0 \\ & 0.7 & 0.3 & 0.2 & 0.7 & 0.4 \\ & & 0.6 & 0.3 & 1.1 & 0.6 \\ & & & 0.3 & 0.6 & 0.7 \\ & & & \text{Sym.} & 2.0 & 1.3 \\ & & & & & 1.7 \end{bmatrix} \end{aligned} \right\} (8)$$

(3) 入力パラメータの設定

本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

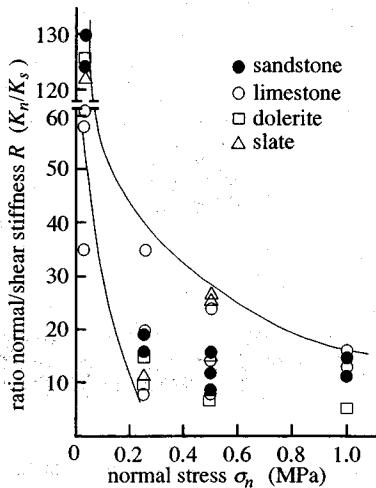


Fig.7 Dependence of stiffness ratio R on normal stress σ_n (Bandis Lumsden and Barton, 1983)

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うケースが多かった。これに対して、Bandisら¹⁴⁾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 σ_n の関係を、実験からFig.7のように求めた。

$$R = \frac{K_n}{K_s} = \frac{k_n}{k_s} \quad (9)$$

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 のそれぞれの最大値を示し、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¹³⁾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い、Gaziev&Erlikhman¹⁵⁾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、 $R>1$ ($R=5, 10, 15$)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、Fig.7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^{[3], [17]}を参考にして $k_n=2/3$ を用いることにする。

他のパラメータは、原位置岩盤の調査・試験結果から決定した。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 $E=19.5\text{ GPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.21$ 、密度を 2.66 g/cm^3 とした。(c)のクラックテンソル F_{ij}, F_{ijkl} は式(8)を用いた。本研究では、手許にある不連続面の情報をできる限り活用することを考え、クラックの展開図を利用して各々のクラックの情報から直接クラックテンソルを求める方法と2次元の情報から3次元のクラックの情報を推定して間接的に

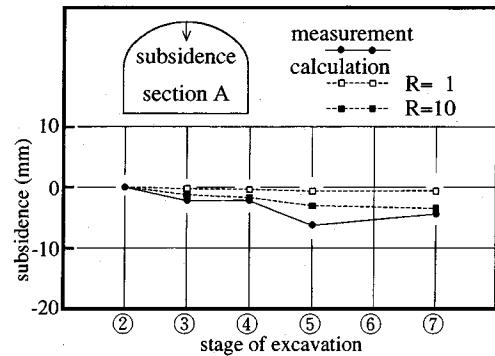


Fig.8 Field measurement and calculations on subsidence of top crown at section A

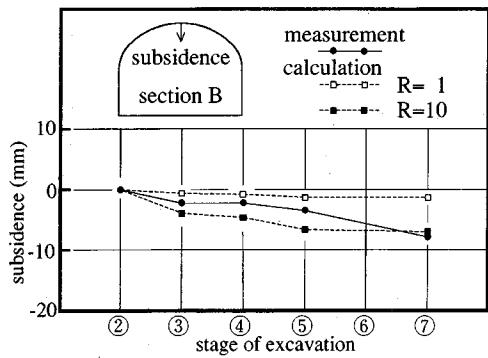


Fig.9 Field measurement and calculations on subsidence of top crown at section B

求める方法の2つの方法によってクラックテンソルを決定した。しかし、一般的には、クラックの展開図さえあれば、クラックテンソルを決定することは容易であり、3次元的な情報がない場合には、2次元の情報から推定してクラックテンソルを決定する方法が適用できる。

なお、(a)のパラメータのみを用いれば、本解析はクラックを考慮しない等方弾性解析となる。

4. 計測結果との比較

Fig.8, 9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。Fig.10, 11は同様に内空変位の比較を示す。

Fig.8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。Fig.9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。Fig.10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、

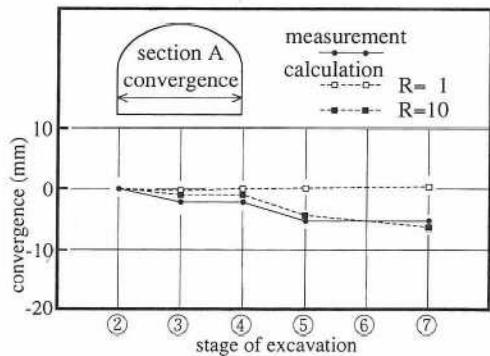


Fig.10 Field measurement and calculations on convergence between side walls at section A

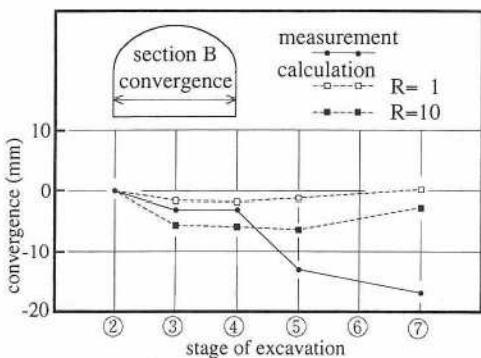


Fig.11 Field measurement and calculations on convergence between side walls at section B

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の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 (Fig.11) ではステージ③～⑦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带 (Fig.3,6) に大きな変位が生じたためと考えられる。

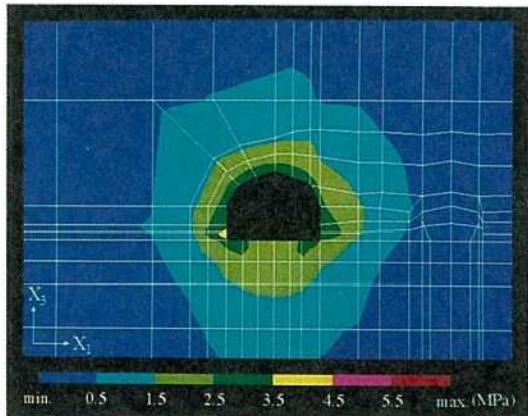
5. トンネル周辺の応力集中

(1) 本トンネル周辺の応力集中

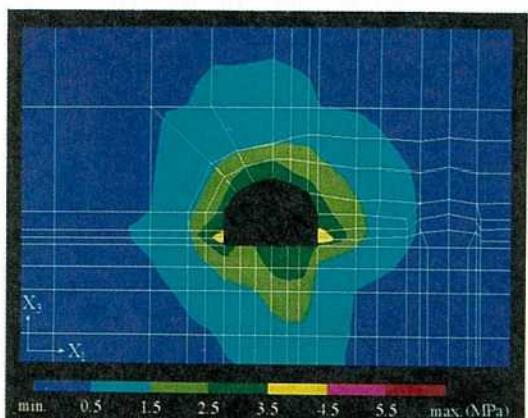
Fig.12は、ステージ③終了時の断面 Bにおける最大せん断応力の分布の解析結果を示す。Fig.12(a)は、岩盤をクラックを含まない等方弾性体として解析した結果である。一方、Fig.12(b), (c)はそれぞれ $R=1$, $R=10$ のクラックを考慮した本解析結果である。

解析結果を整理すると、次のようになる。

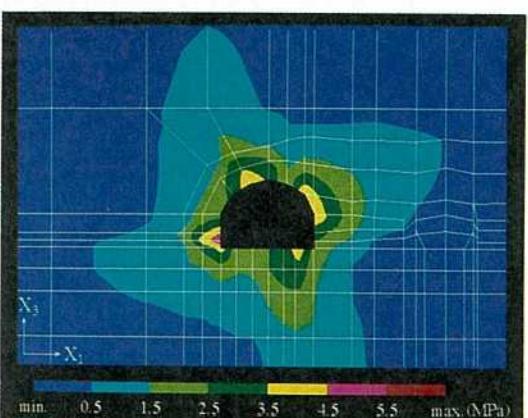
(i)等方の場合よりもクラックを考慮した解析の方が左側壁下部に大きな応力が集中している。最大せん断応力は、 $R=10$ の場合 (Fig.12(c)) では最大 5.5MPa以上



(a) isotropic elastic analysis



(b) anisotropic elastic analysis using crack tensors with $R=1$

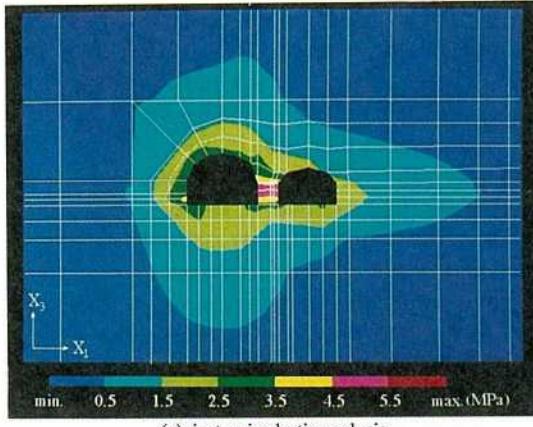


(c) anisotropic elastic analysis using crack tensors with $R=10$

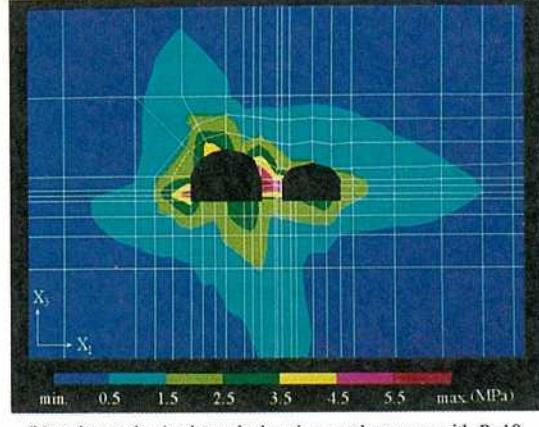
Fig.12 Distribution of maximum shear stress along section B

の値に達しているが、等方の場合 (Fig.12(a)) では最大 3.5～4.5MPa である。

(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 (Fig.12(b)) では、クラックの存

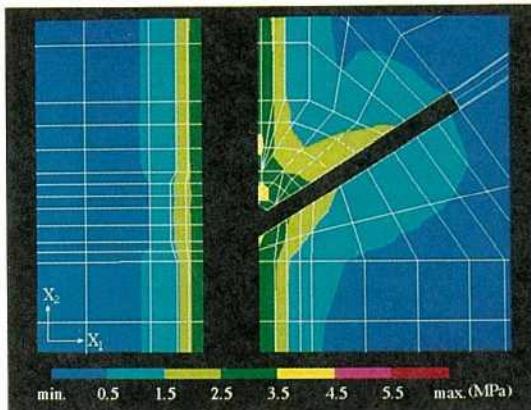


(a) isotropic elastic analysis

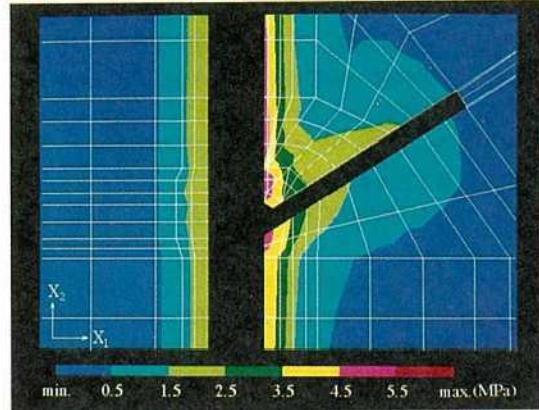


(b) anisotropic elastic analysis using crack tensors with $R=10$

Fig.13 Distribution of maximum shear stress along section S



(a) isotropic elastic analysis



(b) anisotropic elastic analysis using crack tensors with $R=10$

Fig.14 Distribution of maximum shear stress along plane P

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（Fig.12(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。

（2）交差部周辺の応力集中

Fig.13,14は、それぞれステージ⑦終了時の鉛直断面S（Fig.3）、水平平面P（Fig.6）における最大せん断応力の分布の解析結果を示す。それぞれの図の(a)は岩盤を等方弾性体として解析した結果である。上述の計測結果との比較において、 $R=10$ とした解析結果は $R=1$ の解析結果より天端沈下および内空変位の計測結果と良い一致を示した。また、本トンネル周辺の応力集中においても、 $R=10$ とした解析結果は $R=1$ の場合よりGaziev&Erlikhmanの実験結果と良い対応を示した。これらの考察から、 $R=10$ のクラックを考慮した解析は、当岩盤の応

力分布や変形挙動を $R=1$ の解析より精度よく表わすことが分かる。そこで、クラックを考慮した解析結果として、 $R=10$ の場合をそれぞれの図の(b)に示し、等方弾性解析との比較を行った。

解析結果を整理すると、次のようにになる。

(i) Fig.13(a), (b)を比べると、(a)では4.5~5.5 MPaの最大せん断応力が本トンネルと分岐トンネルの側壁間に生じているが、(b)では5.5~6.1 (max.) MPaとより大きな最大せん断応力が本トンネルの右側壁上部に生じている。

(ii) Fig.13(b)では、本トンネル周辺にクラックの卓越方向とそれに垂直な方向に4つの応力集中部が生じているが、同図(a)にはこのような傾向は見られず、本トンネル周辺の応力分布が分岐トンネルの方向に引きずられる傾向のみが表われている。

(iii) Fig.14(a), (b)を比べると、(b)では交差部を中心と等応力線の間隔が密となり、(a)よりも大きな応力集中が交差部周辺に表われている。

以上より、 $R=10$ のクラックを考慮した解析は、等方弾性解析では表現できない大きくかつ複雑な応力集中が交差部周辺に生じることを明らかにしている。この応力集中は、分岐トンネルの方向に対して垂直な方向にクラックが卓越する（Fig.3）ために生じたものである。これより、クラックの卓越するトンネル交差部の安定性や合理的な支保工の設計を検討する場合には、不連続面の密度・卓越方向とトンネルの方向・形状との相互関係を考慮した解析が重要であり、等方弾性解析のみの評価だけでは不十分であることが分かる。

6. 結論

不連続性岩盤のトンネル交差部において、原位置の不連続面をクラックテンソルでモデル化した3次元有限要素解析を実施した結果、以下の点が明らかとなった。

(1) 不連続面の垂直とせん断の剛性比 R を10とした解析結果が、 R を1とした解析結果より原位置岩盤の計測データと良い対応を示した。不連続面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。

(2) $R=1$ とした解析結果では、トンネル周辺の応力集中は不連続面の卓越方向のみに制限される。しかし、 $R=10$ とすると応力集中は不連続面の卓越方向とそれに垂直な2つ方向に生じる。これより、 R は原位置岩盤の応力分布に影響を及ぼす重要なパラメータであることが分かった。

(3) 不連続性が卓越するトンネル交差部の応力・変形状態を評価するには、不連続面の密度・卓越方向とトンネルの方向・形状との相互関係を考慮した解析が重要であることを示した。

今後の課題として、不連続面の剛性比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適切な剛性値（せん断剛性、垂直剛性）を評価する研究が必要であると考える。

最後に、本研究を遂行するにあたり、解析データの作成および解析結果の整理に多大なる御尽力を頂いた元埼玉大学大学院生 前川恵輔氏（現 動力炉・核燃料開発事業団）ならびに清水建設株式会社技術開発センター 熊坂博夫氏に厚く感謝の意を表する。

参考文献

- 伊藤文雄、竹田直樹、亀村勝美：斜交トンネルが本線トンネルに与える影響、第17回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.261-265, 1985.
- 滝野侃一、山田憲夫、木村洋行、竹田直樹：トンネル交差部における3次元的地山挙動について、第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.240-244, 1984.
- 山田憲夫、木村洋行：トンネル分岐部の大断面掘削～中央自動車道恵那山トンネル（二期線）中津川方～、トンネルと地下、Vol.15, No.8, pp.53-62, 1984.
- 石塚与志雄、斎藤章、泉谷泰志：不連続性岩盤のトンネル交差部におけるゆるみ領域の計測結果について、土木学会論文集、No.475/III-24, pp.129-136, 1993.
- Cundall, P.A. : A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems, Proc. Symp. on Rock Fracture, ISRM(Nancy), Paper No. II-8, 1971.
- Shi, G. and Goodman, R.E. : Two dimensional discontinuous deformation analysis, Int. J. Numer. Analy. Meth. in Geomech., Vol.9, pp.541-556, 1985.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L. : A model for the mechanics of jointed rock, J. Soil Mech. Fdns Div., Am. Soc. civ. Engrs, Vol.94(SM 3), pp.637-659, 1968.
- Oda, M. : Fabric tensor for discontinuous geological materials, Soils & Foundations, Vol.22, No.4, pp.96-108, 1982.
- 京谷孝史、市川康明、川本勝万：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、No.358/III-3, pp.27-35, 1985.
- 川本勝万、吉中龍之進、日比野敏：岩盤力学（新体系土木工学20），技報堂出版, pp.3-4, 1985.
- 多田浩幸、山辺正、小田匡寛、石塚与志雄、熊坂博夫：実岩盤の計測結果から見た節理性岩盤の3次元掘削解析、第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.31-35, 1990.
- Yamabe, T., Oda, M., Maekawa, K., Ishizuka, Y., Kumasaka, H. and Tada, H. : Effects of anisotropy on three dimensional excavation analysis of jointed rock masses, Proc. the 7th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol.1, pp.455-460, 1991.
- 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、III-267, pp.556-557, 1991.
- Bandis, S.C., Lumsden, A.C. and Barton, N.R. : Fundamentals of rock joint deformation, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.20, No.6, pp.249-268, 1983.
- Gaziev, E.G. and Erlikhman, S.A. : Stresses and strains in anisotropic rock foundation (model studies), Proc. Symp. on Rock Fracture, ISRM(Nancy), Paper No. II-1, 1971.
- Oda, M., Suzuki, K. and Maeshiba, T. : Elastic compliance for rock-like materials with random cracks, Soils & Foundations, Vol. 24, No.3, pp.27-40, 1984.
- Oda, M. : An experimental study of the elasticity of mylonite rock with random cracks, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.25, No.2, pp.59-69,

- 1988.
- 18) Barton, N.R. and Choubey, V. : The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mech.*, Vol.10, pp.1-54, 1977.
 - 19) Bandis, S.C., Lumsden, A.C. and Barton, N.R. : Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.18, pp.1-21, 1981.
 - 20) Yoshinaka, R. and Yamabe, T. : Joint stiffness and the deformation behaviour of discontinuous rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.23, No.1, pp.19-28, 1986.
 - 21) 山辺正, 原夏生, 小田匡寛: クラックテンソルによる節理性岩盤の弾性変形解析と入力パラメーターの決定に関する研究, 土木学会論文集, No.382/III-7, pp.121-130, 1987.
 - 22) Oda, M. : A method for evaluating the representative elementary volume based on joint survey of rock masses, *Canadian Geotech. J.*, Vol.25, pp.440-447, 1988.

(1993.11.25受付)

STRESS AND DEFORMATION ANALYSIS TAKING INTO ACCOUNT DISCONTINUITIES IN ROCK MASS AT THE INTERSECTION OF TUNNELS

Hiroyuki TADA, Yoshio ISHIZUKA, Tadashi YAMABE and Masanobu ODA

The numerical procedure using crack tensors has been performed with the assumption that the normal and shear stiffnesses of joints are equivalent. In the present study, their stiffnesses were determined according to the experimental observation, the normal stiffness is larger than the shear stiffness, by Bandis et al. (1983). To investigate the influence of the geometry of joints and the three-dimensional excavated shape on the stress and deformation around the intersection of tunnels and compare with results of field measurements at the intersection of tunnels, three-dimensional finite element analysis modelling the in-situ jointed rock mass by crack tensors has been carried out, with the following conclusion : The numerical procedure newly taking into account the anisotropy of normal and shear stiffnesses in joints makes it possible to predict the behaviour of jointed rock mass more accurately than the conventional one.