

花崗岩地山のトンネル施工における AE 計測

Measurements of Acoustic Emissions during Tunnelling in Granitic Rocks

小川豊和*・谷卓也*・小林光雄**・吉田幸伸***

Toyokazu OGAWA, Takuya TANI, Mitsuo KOBAYASHI, and Yukinobu YOSHIDA

During the construction of Seifu-Shintoshen tunnel in Hiroshima, rock rumbling took place, and cracks developed in the lining shotcrete. The tunnel was located in fresh, hard granite, and the rock cover was approximately 40 m when rock rumbling was first heard. It was postulated then that rock rumbling and crack initiation in lining could be due to stress concentration around the advancing tunnel face and micro failures in the rock mass, both triggered by blasting. In other words, if acoustic emission (AE) events were counted immediately after blasting, it would be possible to tell whether lining shotcrete would crack and/or spall. To verify these hypotheses, initial stresses were measured in the rock mass close to the tunnel. Also performed was a numerical excavation analysis, taking into account the gently dipping discontinuities, such as layering and stratification. On the other hand, an AE monitoring system was established in the field. For safe tunnel construction, an evaluation standard for the selection of proper tunnel support system was then formed, based upon the AE measurement, and the tunnel face geology observation results.

Key Words: tunnelling, acoustic emission, rock rumbling, quickset mechanical rock bolt, fibre-reinforced shotcrete

1. はじめに

西風新都線トンネルは、広島市街と西方の西風新都地域を結ぶ幹線道路トンネルで、完成後は広島市街から山陽自動車道の五日市インターチェンジまで、15分程度でアクセスできるものとなる(図-1 参照)。本トンネル建設工事第3工区(広島市安佐南区)では、トンネル掘削開始直後から山鳴りが発生しはじめ、吹付けコンクリートにクラックや一部剥落が見られた。トンネルの地質状況は新鮮で堅硬な花崗岩であり、山鳴りが観測され始めたときの土被りは約 40 m であった(図

一2)。山鳴りおよびコンクリートのクラック発生の要因は、発破による応力解放でトンネルの周縁(特に天端付近)に新たに応力集中が生じ、岩盤内に微少破壊が生じたためと考えられた(図-3)。この仮説を検証し、安全なトンネル施工を確保するために、図-4 に示す

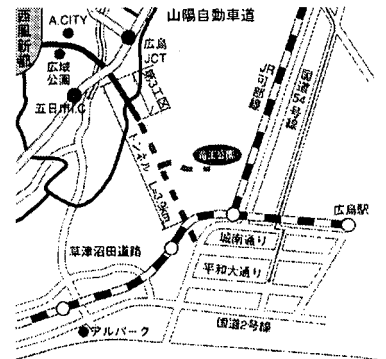


図-1 西風新都線トンネル位置図

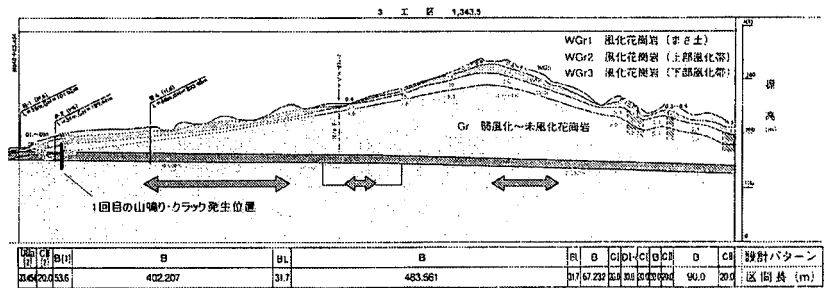


図-2 トンネル横断図(上り線):一回目の山鳴り発生時の切羽位置と対策工区間(両矢印)

* 正会員 大成建設(株)技術センター土木技術研究所
** 正会員 大成・小松・錦建設工事共同企業体
*** 正会員 広島県高速道路公社

流れ図に沿って観測施工を実施することにした。

観測施工では、地山状況の観察・分析や、トンネル周辺で初期地圧の測定を実施するかたわら、トンネル坑内に AE 観測体制を敷くことにした。そして、トンネル掘削中に山はねが発生した関越トンネルや雁坂トンネルでの AE 計測および計測値の施工管理への適用例¹⁾²⁾を参考に、計測で得られる AE 情報とトンネル切羽観察結果に基づいて

山鳴り対策の評価基準を作成した。そして、その基準に基づき最適なトンネル支保を選択し、トンネルの安全施工の確保をめざした。

この論文では、図-4 に示した流れ図で、初期地圧の測定段階から、山鳴り対策の評価基準作成のもととなる AE 観測データの理論的検証段階での検討結果を中心に報告する。

2. AE/DRA 法による初期地圧の測定

山鳴りやコンクリートのクラックの原因として、水平方向の地圧が卓越していると考えられるため、トンネル周辺で初期地圧を測定して検証することにした。

一般に、均質等方弾性体岩盤に円形トンネルを掘削する場合、坑壁から半径の3倍程度の深さでは、初期応力はトンネル掘削の影響を受けないことが知られている。これを参考に、現場では図-5 に示すように、上り線坑口より130 mの地点で長さ17 mの水平ボーリング(径86 mm、オールコア)を実施し、坑壁から16~17 mの地点で採取した試料を用いて、AE/DRA 法³⁾による初期地圧測定を実施した。測定より得られた主応力とその作用方向を表-1 にまとめた。トンネル軸に垂直な YZ 面での応力は、最大で最大主応力7.5 MPa(Y軸からZ軸方向に44°)、最小主応力5.6 MPa、換算鉛直地圧6.5 MPaという結果が得られた。試料採取地点の土被りは40 mで、これに見合う鉛直応力は1MPa程度となり、初期地圧測定結果のほうがかなり大きくでている。

図-6 に、岩石の生成年代からのクラック状況を模式的に示した。花崗岩が最初地下深部で形成されたとき、大きな(水平)地殻応力下で、土被りに見合う鉛直応力が働き、潜在亀裂(異粒子間の接触面など)は全て閉じていたと考えられる(図-6a)。その後地殻変動(隆起)で地表面は浸食を受け、土被りが小さくなり鉛直応力の値も小さくなる。それに伴い潜在クラックは鉛直方向に開口する(図-6b)。この状態にある花崗岩の試料を採取すると、採取時の応力解放に伴い、クラックはさらに開口することになる。

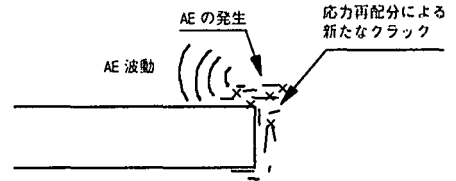


図-3 応力再配分によるクラックとAEの発生

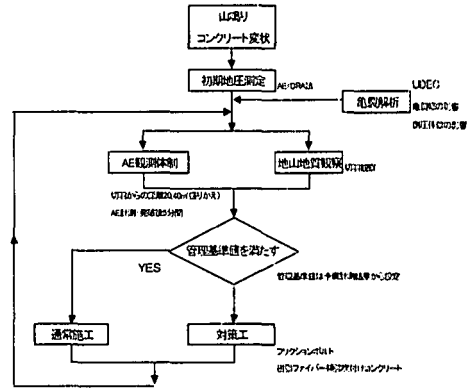


図-4 トンネル観測施工流れ図

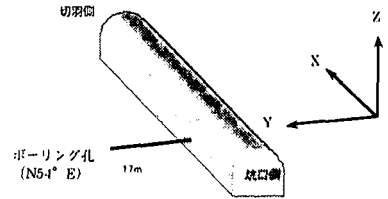


図-5 初期地圧測定用試料採取地点

表-1 AE/DRA 法による初期地圧測定結果

	σ_1	σ_2	σ_3	σ_1 の方向
	(MPa)			
3次元応力	10	5.7	5	145° (XからY)
鉛直面内の 主応力	7.5		5.6	44° (YからZ)
鉛直地圧	6.5			

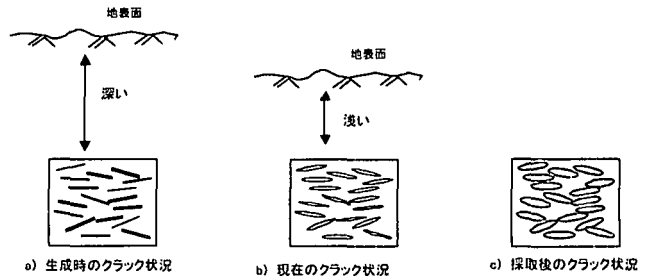


図-6 岩石のクラック状況

となる(図-6c)。今、図-6c で示された試料を用い、初期地圧を推定するとする。DRA 法では、微小クラックが全て閉じる応力値を読み取るので、図-6a で示される、岩石生成時の応力を予測してしまうと考えられる。

一方、DRA 法で求めた水平方向の応力ひずみ曲線は、鉛直方向の応力ひずみ曲線と比較して繰り返し载荷により生じる永久ひずみの量も小さく、より線形に近かった。試料採取の水平方向応力への影響は、鉛直方向への影響(図-6b、6c に示したクラックの開口)と比較しても小さいと判断できた。よって水平方向には現在も地殻応力が働いたままであると仮定すれば、応力は岩石が生成されたものの深い位置での値と近い値を保っていると考えられる。

また、近くのダムにおいては AE 法および応力解放法により初期地圧が測定されている。ダムで測定された鉛直方向の初期地圧は、AE 法によると 5 MPa と大きくなっており、やはり岩石生成時の応力であろうと考えられる。一方、水平方向の初期地圧は、AE 法による初期地圧が応力解放法による測定値より少し高めの値を示しているものの、今回現場で測定された値と同オーダーの値を与えている。よって、水平応力についてはほぼ現在の値を測定しているものと考えられる。

また、初期地圧測定地点に近い計測断面における A 計測結果は、クラウンの沈下量(数mm程度)と比較して SL におけるトンネル内への変位量が2倍以上であることを示しており、水平方向の応力が卓越していることを示唆している。

以上をまとめると、トンネル周辺では、鉛直方向の応力と比較して、水平方向の応力がかなり卓越していると考えられる。

3. 亀裂岩盤掘削解析

初期地圧を推定した位置では、その前後の切羽観察結果より、地山は堅硬な花崗岩で、よく締まっているが規則的に左上から右下(水平に対して約 15°)に連続する顕著な節理が発達している。この方向は、初期地圧測定で得られた最大主応力の方向とほぼ等しい。このような地山でトンネルを掘削した場合の、トンネル周辺地山の応力変位分布を予め把握するために、亀裂岩盤の取り扱いが可能な解析コード UDEC⁴⁾を用いてトンネル掘削解析を実施した。解析領域は、図-7 に示すように、クラウンまでの土被りが 40m、トンネルのスプリングライン(SL)が深さ 45.5m、インバートが 47.7m、下部境界が 91m、トンネルの左右は、トンネル坑壁から半径の 5 倍程度を取った。鉛直応力は土被り相当とした。また、水平応力は、鉛直応力に所定の側圧係数 K_0 をかけたものとした。解析領域の左右の境界では横方向の変位(速度)を、下部境界では縦および横の変位(速度)を拘束した。解析に用いた基岩、および亀裂の物性値は表-2 にまとめた。基岩は弾性体、亀裂は体積バネ、せん断バネ、およびモール・クーロン破壊基準でその変形・強度特性が表現できる材料と仮定している。

ここでは、山鳴りとコンクリートのクラックの原因を検討するのが主目的であることから、解析では初期地圧の大きさ(側圧係数を 0.5~5.0)、ならびに規則的な亀裂の幅(0.25~1.0m)が応力変形に及ぼす影響について調べた。

3.1 破壊した亀裂の位置

図-8 は、トンネル周辺地山のどの部分で亀裂が破壊基準を満たして壊れたかを示している。掘削時の変形に伴い、トンネル切羽に向かって右上と左下の部分で応力集中を生じ、亀裂がすべりを生じている様子がわかる。コンクリートに変状を生じた個所では、インバートでは重機その他の付帯設備のため観察不可能であったものの、クラウン部でクラックが観察され、SL では観察されていない状況と整合している。

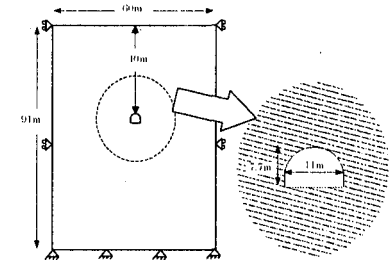


図-7 計算に用いた領域

表-2 計算に用いた物性値

		単位	値
基岩	変形係数	MPa	56,000
	ポアソン比		0.25
	単位体積重量	g/cc	2.5
亀裂	ks	MPa/m	10,000
	kn	MPa/m	100,000
	粘着力	MPa	0
	摩擦角	°	20.0
	水平からの傾き	°	15.0

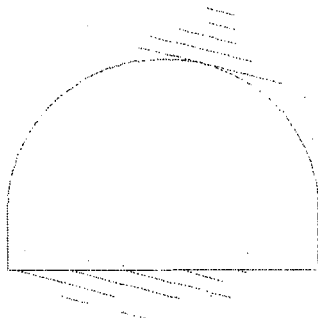


図-8 破壊基準に達した亀裂

3.2 K_0 の影響

図-9 では、 K_0 がトンネル坑壁での変位に与える影響を検討している。連続体では K_0 が 1 のときクラウンと SL での変位はほぼ同じ値をとるが、亀裂を考慮した場合は、クラウン右上部の亀裂ですべりが生じるため、クラウン部での変位が SL 部での変位より大きくなっている。その後、 K_0 の増加に伴い、SL 部では内側側への変位が増加し、クラウン部では徐々に外側部への変位に転じているのがわかる。

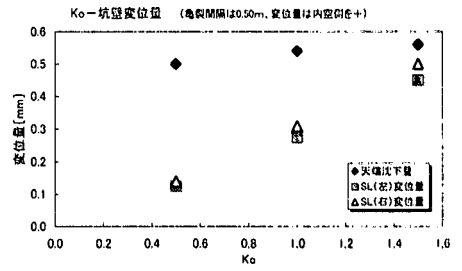


図-9 側圧係数の影響

3.3 亀裂間隔の影響

図-10 は、亀裂間隔がクラウン、SL での坑壁の変位に及ぼす影響を示している。亀裂間隔の増加とともに、変位に対する影響は少なくなり、連続体の挙動に近づくことがうかがい知れる。

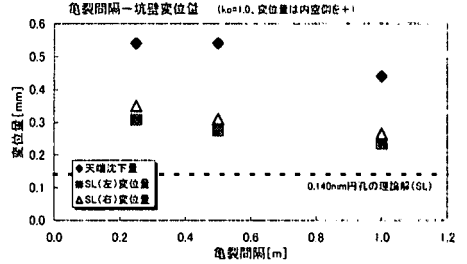


図-10 亀裂間隔の影響 ($K_0=1$)

4. AE 計測方法

AE は応力再配分が起こる掘削直後に多く発生すると推定できるため、計測は発破直後から5分間、加速度センサーにより実施することとした。センサーの個数は、発破による飛石などで 1 つのケーブルが破断した場合にも計測が継続できること、AE カウント数と距離の関係を検討する目的から 2 個とし、切羽から 20m と 40 m の位置に設置した。掘削に伴い、切羽とセンサーとの距離が 40 m 以上となった場合は、切羽から遠いセンサーを切羽の手前 20 m の位置に盛り変えた。センサーは、発破の飛石から防護するために、約 10 cm の吹付けコンクリートを削った凹部の岩盤上に鉄板を石膏で固定し、そこに磁石のアタッチメントを介して取り付けした(図-11 参照)。AE 計測装置で計測されたデータは、一旦トンネル内のコンピュータに取り込まれ、そのデータを坑外に設置した別のコンピュータに保存した後、データの解析を行った(図-12 参照)。

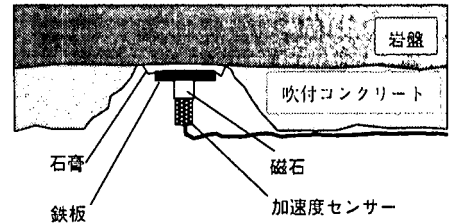


図-11 センサーの取り付け方法

5. 計測結果

5.1 発破後のAEの発生状況

図-13に、発破後のAE発生状況例を示す。横軸は時間で、縦軸は加速度振幅である。図中、5gal程度のバックグラウンドノイズ(横に走る太い線)と、発破による振動およびその後に発生したAEが見られる。図には、肉眼で認識できるいくつかのAEを矢印で示した。本AE計測では、発破後、坑内2ヶ所に設置したセンサーの両方で、ほとんど毎回AEの発生が確認できた。また、切羽から離れるにつれ、AEカウント数は減少する傾向が見られた。

5.2 AEの振幅分布

岩石やコンクリートなどの微視的に不均一な構造を持った材料では、AE の発生頻度 n と振幅 a の間には $n = k \cdot a^{-b}$ のべき乗の関係が成立することが知られている(k は比例定数)。 n と a を両対数紙上にプロットしたとき右下がりの直線となり、この傾きを AE の b 値と呼ぶ。一般に、力学試験で

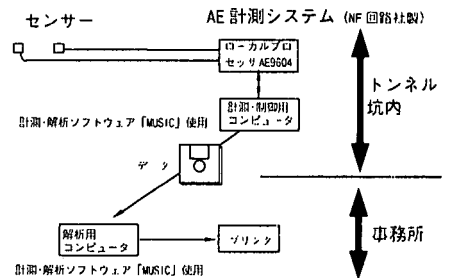


図-12 計測システム

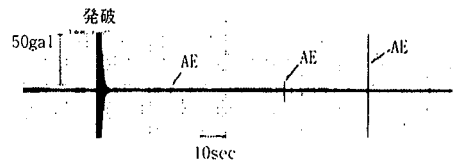


図-13 AE 計測例(加速度波形)

岩石試料を一定速度で載荷した場合、応力の増加に伴って破壊に近づくにつれ b 値は低下し、破壊前に b 値はほぼ 1 となる事例が示されている⁵⁾。これは、最終的な破壊の直前には微小な破壊が重なり合うようになり、大きな破壊が相対的に増加するためと解釈されている。

今回計測した AE データに基づいて、加速度振幅と AE 発生数の累積加算値を図-14 にプロットした。図より、両者は直線関係で近似され、その傾き (b 値) はほぼ 1 となる。この結果、破壊論で理論的に検証されている破壊の前兆現象を示していると言える。

5.3 切羽からの距離と AE 発生数の関係

図-15 に、計測毎の AE 発生頻度とトンネル切羽から測定点までの距離を両対数でプロットした。両者の関係は、右下がりの直線関係で表される。また、その傾きはほぼ 2 となり、AE カウント数は、距離の 2 乗に逆比例していることになる。言いかえと、今後の計測管理においては、ある基準の距離に対して AE カウント数を正しく評価する必要があると言える。

6. 評価点法による施工管理

本トンネルにおいて、吹付けコンクリートに剥落、クラック等の変状が発生した場所の岩盤状況をまとめると、①「岩盤は新鮮な硬岩で風化した岩盤では変状が見られない。」、②「湧水はほとんど見られない。」、③「岩盤の節理は水平方向が卓越しており、節理の間隔が狭い。」といった特徴がある。過去に山鳴りおよび山はね現象が発生した関越トンネルや雁坂トンネルにおいても、上述した①と②の地山状況が報告されている。以上より、本トンネルにおける変状は、水平方向の地圧の卓越による山はね現象に類似したものと考えられる。また、本トンネルでは、このような岩盤状況と AE の発生数が対応していることから、掘削面の岩盤の状況からも変状発生の可能性を推定できると考える。本トンネルでは、AE 計測結果と切羽観察結果を点数化して地山の安全性を評価し、ゆるみ域を健全部に短時間で固定できる機械式締め込み型のロックボルトや、プラスチックチップ入り吹付けコンクリートを補強工に用いることで施工をすすめ、平成 12 年 8 月には無事トンネルの貫通を迎えられた。

<参考文献>

- 1) 望月常好・徳刈利夫・斉藤義信・糸田俊男：土かぶり 200m で山はね現象に遭遇，国道 140 号雁坂トンネル，トンネルと地下，Vol.21，No.9，1990，土木工学社。
- 2) 多賀直大・石山宏二・平田篤夫・稲葉力：関越トンネルにおける AE 特性，第 22 回岩盤シンポジウム，1990。
- 3) 伊藤ら：AE/DRA 法による地殻応力測定，岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.689—694，1998。
- 4) UDEC, Itasca Consulting Group Inc., 2000。
- 5) 勝山邦久：現場技術者のための AE 技術の応用，アイピーシー，p.140，1994。

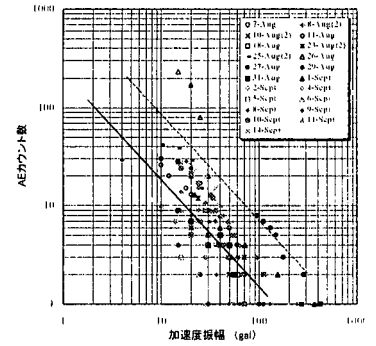


図 14 加速度振幅と AE の関係

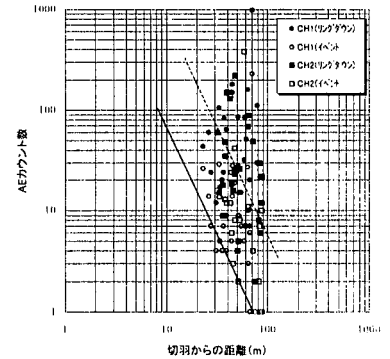


図 15 切羽からの距離と AE 発生数の関係