

温度・湿度変化による堆積岩トンネルの不安定化のプロセス

澤田 昌孝^{1*}・岡田 哲実¹・中田 英二¹・市原 義久²・奈良 禎太³

¹財団法人電力中央研究所 地球工学研究所（〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646）

²釧路コールマイン株式会社 機電グループ（〒085-0081 北海道釧路市興津5-2-23）

³ Department of Earth Sciences, University College London (Gower Street, London, WC1E 6BT, United Kingdom)

*E-mail: sawada@criepi.denken.or.jp

トンネル・空洞が堆積岩中に建設される場合、クリープなどにより長期的にゆるみが進行することが懸念される。トンネルの長期安定性を理解し、評価手法を確立するためにはトンネル不安定化の事例を検討することが重要である。上記の観点から炭鉱においてトンネルの支保を撤去し、変形を加速させる試験を実施した。夏季の高温・高湿の時期に坑壁が不安定になる現象が観察された。3Dレーザー変位計測によりトンネルの不安定化の規模は最大で壁面から1m程度であった。試験トンネル周辺の岩石は、湿度が高い環境では、亀裂の進展が顕著であり、長期的に強度が低下していくことが室内試験により明らかになった。この強度低下を考慮した数値解析から壁面の破壊規模を評価したところ、計測による結果と整合した。

Key Words : tunnel, sedimentary rock, temperature, relative humidity, crack growth

1. はじめに

放射性廃棄物の地層処分、エネルギー資源の地下貯蔵などの重要地下構造物の建設が国家プロジェクトとして計画・検討されている。これらのトンネルあるいは地下空洞を伴う構造物が堆積岩中に建設される場合、長期の操業期間中のクリープ変形により岩盤のゆるみが進行することが懸念されている。また、堆積岩の中には、水分状態の違いにより強度特性が大きく異なり、顕著なスレーキング特性を示すものがある。これらの岩石の特性は室内試験では把握されているものの、トンネルの長期的な安定性に及ぼす影響については、必ずしも十分な評価手法が確立されていない。トンネルの長期的な安定性の評価手法を確立するためには、トンネルの不安定化の事例を検討することが重要と考えられる。

著者らはトンネルの長期的な不安定化現象を把握するために、炭鉱内のトンネル変形の長期間にわたる連続計測を実施した。炭鉱内のトンネルは早ければ2～3年で変形・破壊が顕著になる場合があり、特に長壁式による採炭切羽が近づく場合には速やかに変形・破壊が進行するので試験サイトとして選定した。本報ではそのうち、計測開始から約2年間で観察されたトンネル不安定化について報告するとともに、観察された不安定化現象のメカニズムについて考察する。

2. 計測トンネルの概要

(1) 計測トンネルの位置・地質

トンネルの長期的な変形・不安定化の計測は、釧路炭鉱内のトンネルで実施した。釧路炭鉱は沿岸海底下に坑道を有し、現在も石炭を採掘している。これまでの採炭範囲は、前の操業会社の太平洋炭鉱礦当時を含め、距離約9kmに及び、最深部で海底下約700mまで掘削が行われた。この周辺には白亜系から古第三系の堆積岩が広く分布しており、海岸から沖合いに向けて緩く傾斜した地質構造をなしている。

計測を実施したトンネル（以降、計測トンネルと称す）は水深約15mの海底下約225m、海岸近くの坑口より約1.7km沖合いに位置する2目抜き坑道から新たに約40m掘削したものである（図-1）。2004年11月5日～12月1日に、全断面の発破工法により掘削した。トンネル断面は幅5.9m、高さ3.3m、掘削断面積16m²の半円形状である。支保として1m毎に鋼枠を設置し、トンネル壁面と鋼枠の隙間には矢木（丸太あるいは角材）を挿入した。

計測トンネル周辺岩盤は古第三系の堆積岩であり、粗粒砂岩・細粒砂岩を主体とし、一部、砂質泥岩、薄い石炭層などが混在する。粗粒砂岩の一軸圧縮強さは自然含水状態で10～20MPaである。計測トンネル周辺には第2斜坑と呼ばれる傾斜4° 40′ の斜坑がほぼ同じ方向に存

また、曳き枠後の2006年7～9月においても坑壁が不安定化し、岩盤ブロックの崩落が観察された。曳き枠後の2006年夏の坑壁不安定化の様子を図-2に示す。7月27日の段階ではブルーシート上にはほとんど岩石は落下していない。一方、10月12日には左側手前の1m径の岩盤ブロックをはじめとして、ブルーシートが崩れた岩石で覆われている。また、天端に張ってあったケーブルが断線している。なお、2005年10月～2006年7月前半、2006年10月～2007年7月前半については、計測トンネルの壁面は安定し、岩塊の落下はほとんど無かった。

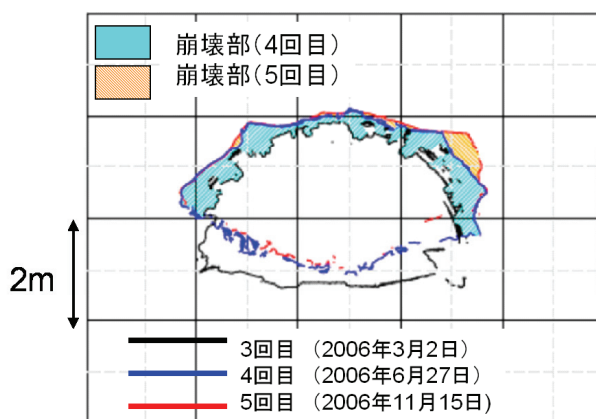


図-3 断面形状の変化（沖側の妻壁から10m）

(2) 3Dレーザー計測

曳き枠に伴う計測トンネルの変位あるいは崩落に伴う断面形状の変化を捉えるため3Dレーザー計測を実施した。計測トンネル内の複雑な空間構造を精度良く把握するために、近距離からの計測が可能な3Dレーザー変位計（iQsun880、ドイツ製、測定範囲：0.5～76m、測定精度：10mの距離で±3mm、レーザー波長：785nm）を用いた。計測データは、トンネル壁面の座標データの集合である。そこから計測トンネル全体の複数の断面形状を算出するために、データ解析を実施した。最初に行うのは合成処理であり、既知点となる不動点を収録しているデータを用いて位置を決める。次に測定点間に設置した合成用照合点（白色の球体、どこから見ても円となる）を用いて、逐次計測データを結びつける。その後、処理速度の著しい低下を防ぐためにフィルタ処理（データの間引き）を行う。この際、点が均等になるように注意して間引きを行う。断面図を作成するために、点群データから面（トンネル壁面に相当）を作成する（ポリゴン処理）。合成された3次元データに対し、所定の位置での断面形を確定する。

5回実施したすべての計測に対して上記の処理を実施することで、断面形状の変化が追跡できる。図-3は沖側の妻壁から10mの位置での断面形状の変化を示す。曳き枠時の崩落とその後の夏季の崩落が見れるように3～5回目の計測結果を抜粋した。図からは主としてアーチ肩部から側壁の岩盤が崩落して、崩落岩塊がトンネル底盤上に溜まった様子が読み取れる。この断面位置での崩落規模は曳き枠時（3～4回目）が顕著であるが、その後の崩落（4～5回目）も大きく、壁面から数10cmの規模で剥離が発生した。また、ブルーシートの崩落岩塊のサイズも3Dレーザーによって測定し、最大で1m径の岩塊が落下していることを確認した。

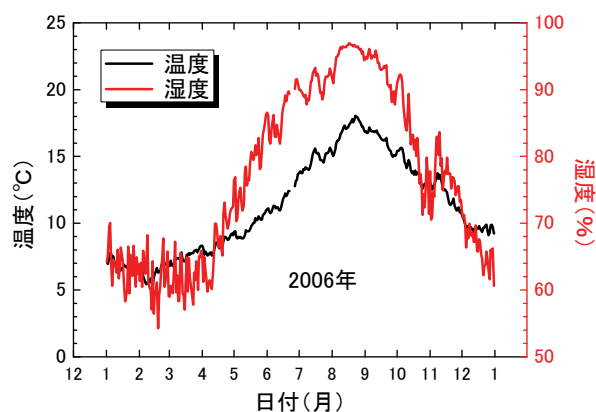


図-4 2目抜きにおける温度・相対湿度の変動（2006年）

4. トンネル不安定化の考察

(1) 温度・湿度の変化

釧路炭鉱内の計測トンネルは、掘削後8ヶ月間は安定していたが、2005年夏にいったん不安定化し、曳き枠後の2006年夏にも再度不安定化した。その要因について考察する。掘削から時間が経過してのトンネル不安定化の要因としては、地圧などの荷重条件の変化、クリープ破壊、掘削のゆるみの影響等が考えられる。計測期間内に採炭切羽の接近や近傍でのトンネル掘削は無く、曳き枠以降の荷重条件の変化はごく小さいと考えられるが、発破工法による全断面掘削を実施していることから、坑壁近傍では掘削損傷があると考えられる。今回のケースでは季節により不安定化の有無が明確であり、温度・湿度の変化が強く影響していると考えられたので、特にこの点について検討を実施した。

図-4に2006年のトンネル内の温度および湿度の変化を示す。1日につき1プロットであり、午前0時のデータをプロットしている。計測トンネルでは1月下旬に最低気温となり（約5℃）、8月上旬に最高気温（約18℃）となる。また、湿度も冬に低く、夏に高くなる傾向がある。特に6月から9月までは90%以上の高湿な状態が続く。計測トンネルが不安定化した時期は、この高湿（かつ高温）の時期にほぼ一致することが分かる。

(2) 岩盤強度の相対湿度依存性

a) 含水状態・水質による岩石強度の変化

従来から、炭鉱坑壁の岩石は含水状態の違いにより劣化の進行度が異なるという性質を持つことが指摘されていた²⁾。釧路炭鉱の岩石についても中田ら³⁾が、自然含水状態（飽和度は坑壁で20～50%、ボーリング直後で85%）から1週間蒸留水に浸水飽和させた供試体では自然含水状態のままの供試体よりも大幅に一軸圧縮強さ、圧裂引張強さが低下することを確認している。また、

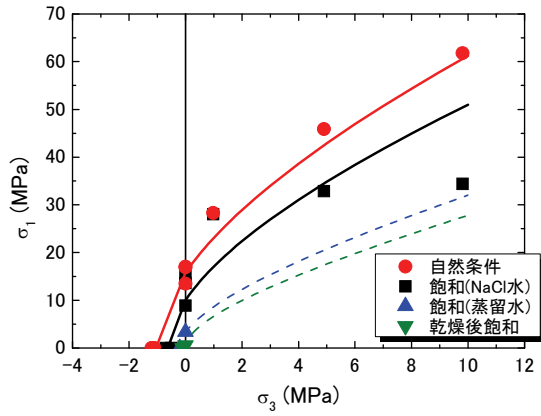


図-5 水分状態を考慮した釧路炭鉱砂岩の破壊規準

NaCl水（海水相当）で飽和したときには、蒸留水で飽和したときよりも強度の低下が小さく、水質に依存することも分かっている。図-5は自然含水状態の供試体およびそれをNaCl水で飽和した供試体に対して三軸圧縮試験を実施し、次式で表されるHoek-Brownの破壊規準曲線⁴⁾を作成したものである。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (1)$$

ここで、 σ_1 、 σ_3 は圧縮を正とした場合の破壊時の最大主応力、最小主応力、 σ_c は一軸圧縮強さ、 m および s は定数であり、岩に依存する。定数 a には通常0.5を用いる。図-5では自然含水条件のとき $m=15$ 、 $s=1$ 、NaCl水飽和のとき $m=10$ 、 $s=0.4$ としている。蒸留水で飽和したとき、供試体を乾燥後にNaCl水で飽和したときの一軸圧縮強さ、圧裂引張強さもあわせてプロットしている。これらのケースでは供試体飽和中に供試体が破壊し、三軸圧縮試験を実施できなかった。

b) サブクリティカル亀裂進展速度への相対湿度の影響

一方、計測トンネルでは坑内の温度・湿度が変化しているものの、岩盤の含水状態が必ずしも顕著に変化したとは限らない。Nara et al.(2008)⁵⁾は釧路炭鉱の岩石強度に対する湿度の影響を調べるため、温度および湿度を制御しながらダブルトーション（DT）法⁶⁾による岩石の亀裂進展試験を実施した。試験では温度20℃、相対湿度85～90%の高湿条件、および温度20℃、相対湿度20～30%の低湿条件を設定し、破壊靱性値を求めるとともに、サブクリティカルな（破壊靱性値よりも小さい応力拡大係数での）亀裂の成長を観察・計測した。定変位速度DT法により求めた岩石の破壊靱性値は高湿条件で $0.60 \pm 0.02 \text{ MN/m}^{3/2}$ 、低湿条件では $0.89 \pm 0.07 \text{ MN/m}^{3/2}$ と評価された。

図-6に、釧路炭鉱砂岩から得られた定変位DT試験によるサブクリティカルな亀裂進展観察の結果を示す。湿度の高い条件下で、亀裂進展速度が大幅に上昇していることが分かる。サブクリティカル亀裂進展指数（図-6の

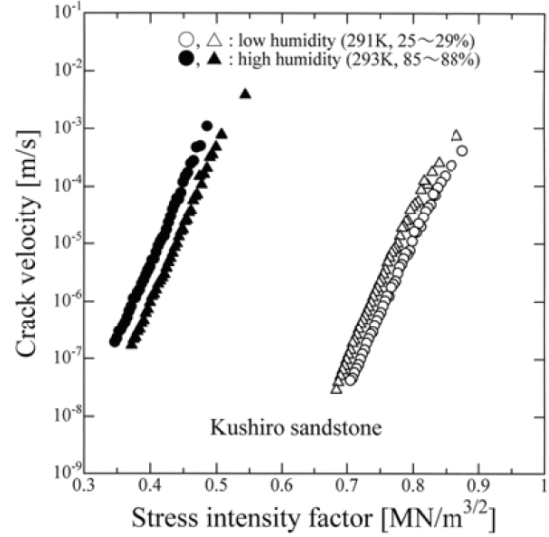


図-6 釧路炭鉱内の砂岩におけるDT試験の結果 (Nara et al., 2008) ⁵⁾

プロットの近似直線の傾き) は、高湿条件では 26.5 ± 1.2 、低湿条件では 44.8 ± 0.4 と評価された。

岩石強度はひずみ速度の影響を受けることが知られており、クリープ変形が継続し、長期的に破壊に至ることと強く関連している。放射性廃棄物処分に代表されるような地下利用では、非常に遅いひずみ速度と高湿度あるいは地下水の存在という環境条件を考慮する必要がある。Evans and Johnson (1975)⁷⁾はサブクリティカル亀裂進展速度からひずみ速度と引張強さの関係を導出する方法を示した。以下にその関係式を示し、上記の試験結果を用いて、異なるひずみ速度での引張強さを予測する。

まず、応力拡大係数 K_I とクラック速度 V の関係は、一般に

$$V = \frac{da}{dt} = AK_I^n \quad (2)$$

と書ける。ここで A および n は定数であり、特に n はサブクリティカル亀裂進展指数と呼ばれる。また、応力拡大係数 K_I と応力 σ およびクラックの長さ a の間には、

$$K_I = \sigma Y \sqrt{a} \quad (3)$$

という関係がある。ここで、 Y はクラックの幾何学的形状によって決まる定数である。例えば、ペニーシェイプ（penny shape）クラックの場合には Y の値は $2/\sqrt{\pi}$ 、クラックを端部クラック（edge crack）と仮定した場合には $a/\sqrt{\pi}$ となり、 $a \approx 1.12$ である。また、式(3)を用いて、最終破壊時のクラック長 a_c を $a_c = K_{IC}^2 / \sigma^2 Y^2$ とする（この値を算出するために用いる破壊靱性値 K_{IC} には先述した定変位速度DT試験から算出した値を用いる）。

次に式(2)と式(3)よりクラック長 a と応力 σ の関係は、

$$\frac{da}{a^{n/2}} = AY^n \sigma^n dt \quad (4)$$

表-1 釧路砂岩の引張強さを算出するために用いたパラメータ

	E (MPa)	A	Y	n	a_c (m)
低湿	3,000	0.439	1.12	44.8	0.0707
高湿	3,000	7.02×10^4	1.12	26.5	0.0314

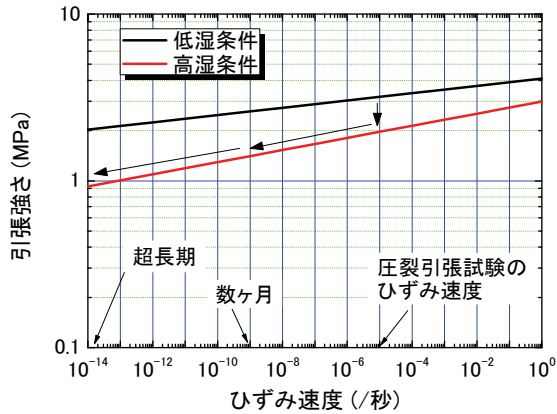


図-7 DT試験から求めたひずみ速度と引張強さの関係

となる．ここで応力の時間微分を $\dot{\sigma}$ とすると式(4)は次のように書きなおせる．

$$\frac{da}{a^{n/2}} = \frac{AY^n \sigma^n}{\dot{\sigma}} d\sigma \quad (5)$$

式(5)を初期クラック長 a_i から a_c の間で積分し、 $\dot{\sigma} = E\dot{\epsilon}$ の関係が成立するとすれば、破壊応力 σ_f とひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ の関係、

$$\sigma_f = [2E\dot{\epsilon}(n+1)/AY^n(n-2)a_c^{(n-2)/2}]^{1/(n+1)} \quad (6)$$

が得られる．ここで、 E はヤング率である．

式(6)を用いて釧路炭鉱の砂岩でのひずみ速度と破壊応力の関係を算出するにあたり、 Y の値として、ペニーシェイプクラックを仮定して $Y = 2/\sqrt{\pi}$ とした．さらに n と A についてはDT試験から求められた $K_I - I$ 特性(図-6)から得られた値を用いた．表-1にこれらのパラメータ値をまとめた．このようにして求めた釧路炭鉱の砂岩におけるひずみ速度と引張強さの関係を図-7に示す．

図-5に示した引張強さを求めた圧裂引張試験でのひずみ速度は $\dot{\epsilon} = 10^{-5}$ /s程度である．このひずみ速度で式(6)から得られる引張強さは高湿条件で約2MPa、低湿条件で約3MPaである．図-5に示した引張強さが自然状態で約1.15MPaであるから、やや過大ではあるが、式(6)と表-1のパラメータ値から引張強さを概ね評価できるといえる．計測トンネル内が高湿(90%以上)となるのは6月から9月の4ヶ月間であり、これと同等の期間での高湿条件の引張強さ($\dot{\epsilon} = 10^{-9}$ /s)を図-7から読み取ると、1.4MPaであり、 $\dot{\epsilon} = 10^{-5}$ /sの高湿条件での引張強さの約70%、低湿条件での引張強さの50%弱まで低減すると評価できる．せん断破壊を微視クラックの進展・連結によ

るものと考えれば、引張強さと同様にせん断強さも低下していると考えられる．したがって、6月からの湿度上昇に伴い、亀裂進展速度が速くなり、高湿状態に一定期間されされることで、強度の低下が進み、7月下旬から不安定化が顕著になるものと考えられる．

また、Nara and Kaneko⁸⁾はサブクリティカルな亀裂進展速度が水蒸気圧が大きくなるに伴い増加することを指摘している．温度が高いほど飽和水蒸気圧が高いことから、高湿条件も亀裂進展速度を大きくする要因となる．Nara et al.⁴⁾の試験条件の低湿・高湿条件の水蒸気圧は試験トンネルでの水蒸気圧の最小値・最大値にほぼ一致する．

サブクリティカルな亀裂進展の速度が浸水条件や高湿条件において、乾燥した条件で計測したものよりも大きくなることは多くの岩種について共通の傾向である^{5), 8)}．しかし、釧路の砂岩においては、その増加のオーダーが極めて大きいのが特徴である．釧路炭鉱の砂岩にはNaイオンを鉱物層間に持つスメクタイトが含まれており、接触した水が浸入して膨潤する際に、鉱物粒子間の結合力が低下すると考えられる³⁾．

(3) 高温・高湿条件による強度低下と不安定化領域

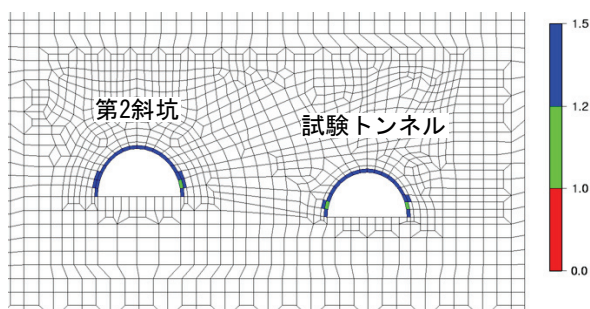
前節の高温・高湿による強度低下がどの程度空洞の安定性に影響を及ぼすか有限要素法解析により検討を行った．解析は2次元平面ひずみモデルで行い、岩盤を線形弾性体であると仮定した．

前節で述べたように、低湿状態から高湿状態に変化して数ヶ月が経過すると引張強さは50%程度低下すると考えられる．この引張強さの低下の程度は図-5における自然含水状態とNaCl水で飽和した場合の低下(1.15MPa→0.5MPa)にほぼ整合する．せん断強さについてはデータが得られていないが、引張強さと同様に低下すると仮定し、図-5に示した破壊規準線を用いる．解析ケースとして破壊規準の異なる以下の2ケースを実施する．

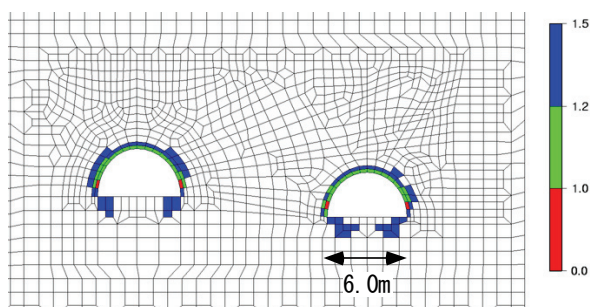
- ・ケース1： 自然含水状態での破壊規準
- ・ケース2： NaCl水飽和での破壊規準(数ヶ月程度の高湿状態を想定)

解析領域は100m×100mの正方形で、計測トンネルと周辺坑である第2斜坑が解析領域の中心となるようにした．節点数および要素数はそれぞれ2232、2206である．解析に用いた弾性係数は室内試験の結果から $E=3.0$ GPa、ポアソン比は $\nu=0.29$ とした．解析手順として、初期応力($\alpha = \sigma_y = 5.5$ MPa、海底下225mの土被りと水深15mを考慮)を作用させた後、外側境界をすべて固定し、第2斜坑の掘削解析、計測トンネルの掘削解析の順に行った．第2斜坑、計測トンネルともに支保はモデル化しなかった．

図-8に計測トンネル掘削後の周辺岩盤での局所安全率分布を示す．局所安全率が1.5以下の領域に色を塗っており、局所安全率が1以下の領域で破壊規準に抵触し、



(a) 自然状態



(b) NaCl水飽和

図-8 解析結果（局所安全率分布）

岩盤が破壊したと判定される。ただし、実際には岩盤中に存在する層理、節理等の分離面の影響で岩石を用いた試験で得られる強度よりも岩盤の強度は小さいこと、発破掘削による損傷が壁面近傍にあることから、局所安全率1.2～1.5程度でも不安定化する可能性がある。局所安全率1.5を切る領域を破壊領域とすると図-8の(a)と(b)での破壊領域の深さが差が最大で0.75m程度になり、崩落した岩盤ブロックのサイズと整合する。

5. おわりに

以上のように、坑外との換気等によるトンネル内の温

度・湿度の変化により、掘削後は安定していたトンネルが長期的に不安定化する可能性がある。例えば、放射性廃棄物処分の地下処分施設においては50～100年の操業期間中、処分坑道を開放することになる。この間に、作業員に危険が及んだり、EDZ（掘削影響領域）が進展することを防ぐ必要がある。特にスメクタイトを含む堆積岩の場合は、含水による強度特性の変化に注意を払い、強度の低下が認められれば、硬くて安定した岩盤であっても速やかに吹付工を実施するなど、温度・湿度変化の影響をおさえる必要がある。

参考文献

- 1) 澤田昌孝, 岡田哲実, 中田英二, 市原義久, 田畑和文, 検見崎千浩: 光ファイバひずみセンサを用いたトンネル変状計測, 第35回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 論文番号67, pp.365-370, 2006.
- 2) 一ノ瀬政友, 内野健一, 松井紀久男: 含水による夾炭層岩石の強度の変化—夾炭層岩石の力学的諸特性に及ぼす水分の影響(第1報)—, 日本鉱業会誌, Vol.104, pp.561-566, 1988.
- 3) 中田英二, 大山隆弘, 馬原保典, 市原義久, 松本裕之: 海底下堆積岩の浸水崩壊特性と水質が強度・透水特性に与える影響, 応用地質, Vol.45, No.2, pp.71-82, 2004.
- 4) Hoek, E., Kaiser, P. K. and Bawden, W. F.: Support of underground excavations in hard rock, Balkema, 2000.
- 5) Nara, Y., Ichihara, Y., Sawada, M., Tomita, S. and Kaneko, K.: Effects of the relative humidity on the crack growth in rock, *Proceedings of 70th EAGE Conference & Exhibition*, Paper No.D032, Rome, Italy, 2008.
- 6) Atkinson, B. K.: Subcritical crack growth in geological materials, *Journal of Geophysical Research*, Vol.89, pp.4077-4114, 1984.
- 7) Evans, A. G. and Johnson, H.: The fracture stress and its dependence on slow crack growth, *Journal of Material Science*, Vol.10, pp.214-222, 1975.
- 8) Nara, Y. and Kaneko, K.: Study of subcritical crack growth in andesite using the Double Torsion test, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.42, No.4, pp.521-530, 2005.

PROCESS OF THE TUNNEL INSTABILITY BY TEMPERATURE AND HUMIDITY VARIATION IN SEDIMENTARY ROCK

Masataka SAWADA, Tetsuji OKADA, Eiji Nakata,
Yoshihisa ICHIHARA and Yoshitaka NARA

A case history study on tunnel instability is important in order to assess and evaluate tunnel instability behavior. In this respect, an accelerated tunnel deformation test by removing tunnel supports was conducted. Instability of tunnel wall was observed before and after this test in the summer, when it is warm and humid in the test tunnel. The maximum size of collapsed rock block was 1m in diameter. Surrounding sandstone has such a characteristic that crack growth is much faster and its strength decreases gradually in the condition of high relative humidity. Numerical simulation considering this decrease of rock strength reproduced the instable zone around the test tunnel.