

# 個別要素法による山岳トンネルの崩壊と地表面への影響解析

倉岡 千郎<sup>1\*</sup>・牧野 孝久<sup>1</sup>・柴崎 宣之<sup>2</sup>・藤田 康司<sup>3</sup>

<sup>1</sup>日本工営株式会社 総合技術開発部 (〒300-1259 茨城県つくば市稲荷原2304)

<sup>2</sup>日本工営株式会社 四国支店 (〒760-0055 香川県高松市観光通2-2-15 第二ダイヤビル)

<sup>3</sup>愛媛県八幡浜地方局 建設部 道路課道路補修係(〒796-0048 愛媛県八幡市北浜1丁目3番37号)

\*E-mail: a4982@n-koei.co.jp

地すべり領域に施工されたトンネルが仮に崩壊した場合、地表面に与える影響を数値解析で検討した。トンネルが破壊し、周辺の岩塊がトンネル内部に落下する挙動を表すために球形要素を用いた個別要素法を用いた。粒子間の強度の設定にあたり、過去の施工時に発生したトンネル上部の崩落を再現して粒子間の強度定数を推定した。その際、アーチ構造の形成が認められ、本解析手法は緩み域やアーチ構造のメカニズム検討にあたって適用性があると考えられる。また、粒子間強度の妥当性は粒子集合の圧縮試験のシミュレーションを実施して既往の調査結果などと比較検討して確認した。トンネルの崩壊をシミュレートした結果、地表面の沈下が発生するだけでなく斜面が不安定化する挙動が表された。

**Key Words :** , Distinct Element Method, tunnel, landslide

## 1. はじめに

地すべり内部を通過または隣接して建設されるトンネルは、地すべりの滑動や脆弱な地質構造の影響を受けて被災するケースがあり、トンネル施設はもとよりトンネル上部の地表面に対する影響が問題となりえる。本稿ではトンネルが仮に破壊した場合にトンネル上部の地表面に対する影響を推定した解析について述べる。

本解析では、図-1のようにトンネルの破壊にともないトンネル上部の岩塊が内部に落下する挙動を表す必要があった。そこで本解析では岩塊の分離・落下を表現できる個別要素法 (DEM) を採用した。トンネル周辺の緩み域の形成は、数 10 cm オーダーの亀裂間隔を有する岩塊や礫などの集合体としての力学特性に依存すると考えられた。そこで、岩塊や礫などの集合体を球形の剛体要素で表すものとした。対象としたトンネル周辺を構成する岩盤は風化した片岩であり亀裂も多い。球形の剛体要素間のパラメータを決めて、このような風化岩盤をモデル化することは調査・試験の制約の点からも容易でない。本事例では、限られた調査結果(弾性波速度など)と過去の施工中のトンネル天盤の崩壊挙動を再現することで物性値の設定を試みた。

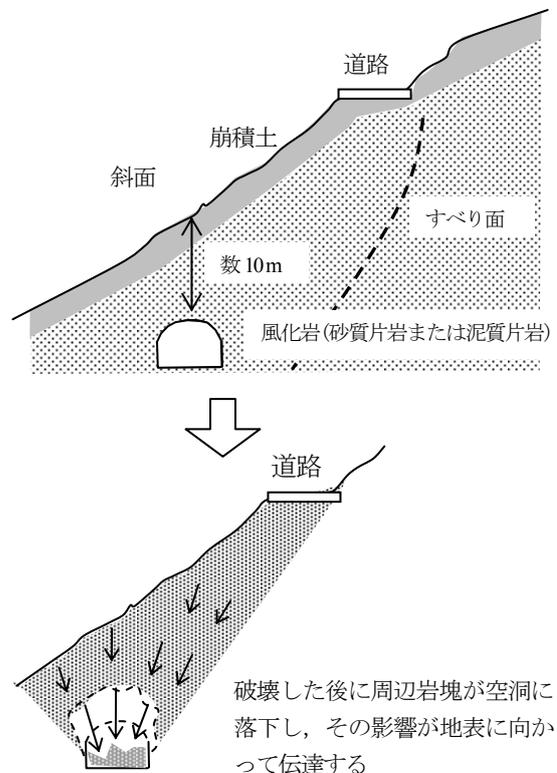


図-1 対象現場の模式図およびトンネルの破壊の地表に対する影響の想定図

なお図-1の模式図のようにトンネルは、勾配が30度から40度の地すべり領域にあり、土被りは断面によって異なるが解析対象とした断面で20m程度である。対象周辺の主な地質は三波川変成岩類の黒色片岩であり、トンネル周辺は、D~CL級の砂質片岩または泥質片岩である。表層の3~5mは崩積土である。

## 2. 解析手法および手順

### (1) 解析手法

本解析では、個別要素法（DEM）を用いて風化岩や崩積土を剛体の球形要素でモデル化した。解析コードはPFC3D<sup>1)</sup>を用いた。要素は3次元の球形であるが縦断面に発生させ、断面の奥行き方向の変位を固定することで2次元の解析とした。

本解析では粒子間のばねとして、線形ばねの他に分布型ばね（パラレルばねと呼ぶ）を追加した。パラレルばね（単位は応力/変位）を設定した理由は次の通りである。球要素では接触が点接触となり回転に抵抗しない。しかしながら、トンネル周辺の岩塊は多角形であるため回転しにくい。そこで、本モデルでは図-2に示すように粒子間にパラレルばねを追加し、モーメントに抵抗する機構を持たせた<sup>1)</sup>。パラレルばねの強度は応力の単位で表されるボンド強度( $P_b$ )で設定され、粒子間の法線方向の強度とせん断方向の強度を設定する。法線方向のボンド強度は引張応力に抵抗し、せん断方向（接線方向）のボンド強度はせん断応力に抵抗する。パラレルばねに働く応力は、粒子間の仮定の接合面（球の投影面積をもつ円盤）に作用する法線方向の力とモーメントから求められる。線形ばねとパラレルばねに作用する力は各々のばね剛性に応じて分担される。本解析のパラレルばねは、法線方向とせん断方向で同じばね剛性とボンド強度を有するものとした。パラレルばねと線形ばねの剛性は、各々のばねに作用する荷重が概ね一致するとともに、後に述べる三軸圧縮試験のシミュレーションから得られる粒子集合体の静弾性係数( $E_0$ )が調査結果から推定された変形係数と整合するように設定した。

粒子間の内部摩擦角( $\phi_\mu$ )は、線形ばねに発生する法線方向の力に比例する強度として設定される。せん断破壊はボンド強度と内部摩擦角で発揮される強度のうち弱いほうに支配され、せん断方向のパラレルばねが破壊すると、パラレルばねに作用していた荷重は、せん断方向の線形ばねに配分され、線形ばねに対応した摩擦抵抗のみが発揮される。

### (2) 解析手順

数値解析は、図-3のフローにしたがって実施した。まず、地形形状および崩積土と風化岩などを表す斜面を

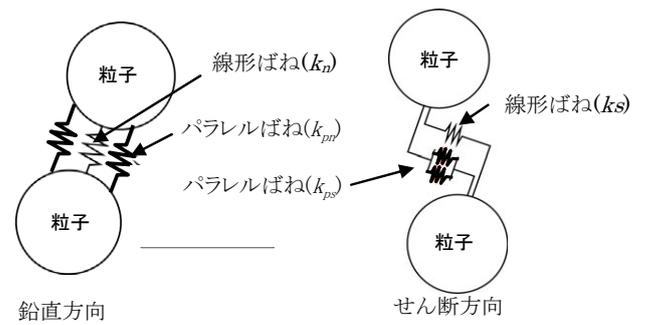


図-2 DEMの粒子間に設定したパラレルばね

粒子集合により作成し境界条件を設定する。

第二ステップは粒子間に設定する物性値（パラレルばねの剛性と強度、線形ばねの剛性と内部摩擦角）の設定である。まず既往の調査結果や文献<sup>3)</sup>に基づいて斜面の物性値（強度と変形特性）のとりうる範囲を推定する。ここで斜面の物性値は粒子集合の物性値に相当し、粒子間に設定する物性値とは異なる。本解析では粒子間の物性値を先に推定した。まず、風化岩については過去のトンネル施工時のトンネル天盤の崩壊（図-4）を再現することで粒子間の強度を決めた。

表層の崩積土については、過去に崩壊も発生しておらず再現解析から強度を推定することはできない。そのため、既往の文献を参考とし現状で崩壊していないことと矛盾しない安全側の値を選定した。次に上記の手順で決めた粒子間強度を設定した圧縮試験のシミュレーション（図-8）から粒子集合体の強度を求め、既往の調査結果や文献に基づく斜面の物性値と矛盾のないことを確認した。

第三ステップとして推定した物性値を用いて、トンネルが仮に崩壊した場合の解析を実施した。

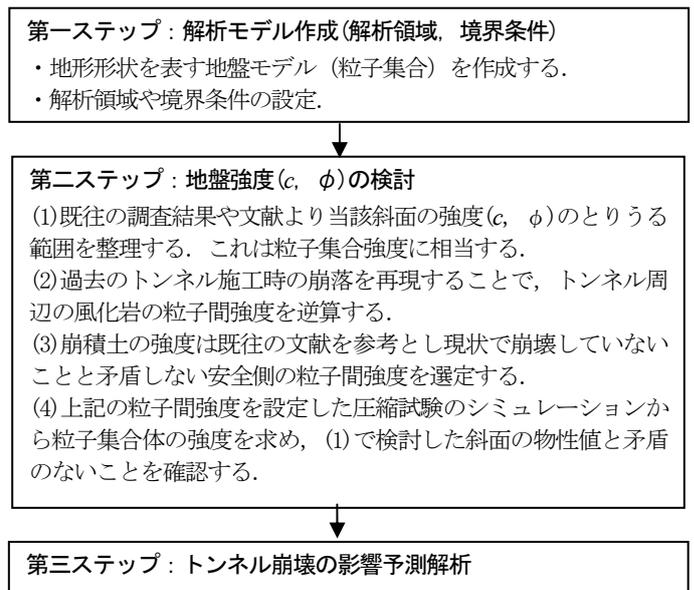


図-3 解析手順

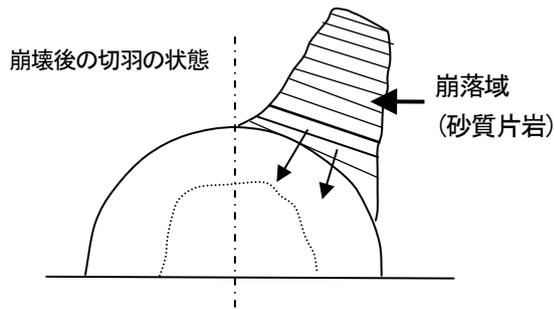


図-4 過去の施工時の掘削断面の崩壊スケッチ

### 3. 粒子集合の強度( $c$ , $\phi$ )の検討

ここでは、過去のトンネル施工時に発生した崩落の再現解析について述べ、弾性波探査の結果や既往文献<sup>3)</sup>に基づく物性値の整理方法については割愛する。

#### (1) 解析モデルの設定と再現解析

モデルの作成にあたり、粒子と境界条件を次のように考えて設定した。本モデルでは粒子数を制限するために粒子を縦断面上にのみ発生させ、トンネルの軸方向の動きは固定した。したがって平面ひずみ状態になっていない。しかし、無限弾性地山中にある円形トンネルを掘削したときのトンネル周辺の応力の弾性理論解<sup>2)</sup>が、平面応力状態と平面ひずみ状態に依存しないことから、トンネル周辺の破壊を表す上で問題ないと考えた。

粒径については次のように設定した。本モデルの境界条件はアルミ棒を用いた落とし戸の実験<sup>4)</sup>と同じである。アルミ棒の直径は落とし戸の幅の1/50から最大1/10である。本解析で対象としたトンネルの幅は約9 mなので、幅1/10の粒径を使用するものとして、最大粒径の直径を1 mとした。アルミ棒の実験で用いられている棒の粒径は二通り程度であり、最大径に対して半分の粒径を混合させている。そこで、本解析においても直径1 mと0.5 mの粒子を設定した。混合割合は個数で1:1である。

粒子の密度は、以下に述べる初期パッキング時の側圧係数が土被圧が経験式<sup>5)</sup>と合うように設定した。すなわち、モデル化しようとする斜面よりも大きい箱型の領域に粒子を重力下で堆積(初期パッキング)させ、初期応力状態を設定し、次に斜面以外の領域の粒子を削除してモデル形状を作成した。また、トンネル部分は粒子を削除することで応力を解放させると同時に剛体の平面要素でトンネルの支保を表した(図-5)。また、表層厚5 m部分を崩積土とし、以深を風化岩として各々の領域については均一の粒子間強度とばね剛性を設定した。

再現解析では、図-4に示す崩落規模と形態を再現するものとし、粒子間の強度を試行錯誤で調整することで、図-6のように崩落を再現した。その結果、粒子間の強度

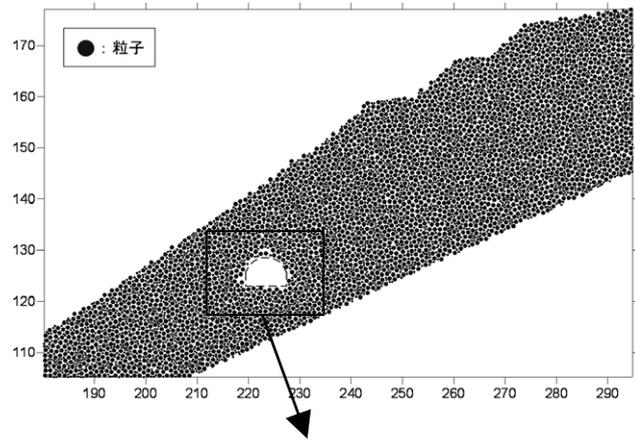


図-5 作成されたDEMモデル

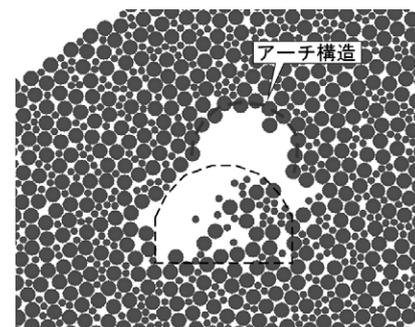


図-6 再現されたトンネル上部の崩落とアーチ構造

とばね剛性は表-1のように求められた。崩積土の粒子間強度は現状で斜面が崩壊していないことと矛盾しない安全側の低限值である。

#### (2) 粒子集合の強度の評価

表-1に示す強度は粒子間強度なので、この値を文献値や調査結果から推定される粘着力および内部摩擦角と比較検討することはできない。そこで、表-1に示す強度を有する粒子集合の室内試験的なシミュレーションを実施

表-1 再現解析から得られた粒子間の強度

	粒子間強度		粒子間のばね剛性	
	$P_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi, \mu$ [度]	パラレルばね [MN/m <sup>2</sup> ]	線形ばね [MN/m]
風化岩	1,000	45	260	520
崩積土	300	45	27	54

して粒子集合の粘着力( $c$ )と内部摩擦角( $\phi$ )を評価した。

ここで室内試験的なシミュレーションとは、三軸圧縮試験や平面ひずみ状態の試験を指す。例えば三軸圧縮試験のシミュレーションとは、図-7に示すような粒子集合に一定の拘束圧を加え一定ひずみ速度で偏差応力を与えるものである。この粒子集合の強度と既往調査から推定した強度を比較し、設定した粒子間強度の妥当性を確認した。ただし、前述のように本モデル（純2次元モデルと呼ぶ）における粒子の動きは縦断面上に制約され、平面ひずみ状態になっていない。そこで、粒子集合の強度を評価する上で次のような考察を踏まえた解析を行った。

トンネル天盤の岩盤崩落はトンネル坑壁周辺の最大・最小主応力に支配されるものとする。その場合、仮に崩落の再現解析を平面ひずみモデルで実施しても極限状態の最大・最小主応力は純2次元のモデルとほぼ同じと考えられ<sup>2)</sup>、崩落を再現する粒子集合の強度( $c, \phi$ )も概ね同じになる。しかし、トンネル天盤の岩盤崩落を再現する粒子間強度は純2次元モデルと平面ひずみモデルで同じになるとは限らない。その一つの理由として、平面ひずみモデルでは奥行き方向にもダイレイタンスの影響が作用することが挙げられる。

以上の考察を踏まえ、仮に平面ひずみで再現解析を行った場合の粒子間強度を推定した。前述のように崩落を再現できる粒子集合の強度( $c, \phi$ )は純2次元モデルの強度( $c, \phi$ )と平面ひずみ状態の強度( $c, \phi$ )で概ね同じになると想定される。そこで、純2次元の圧縮シミュレーション(図-8)を実施した後、平面ひずみの圧縮シミュレーションを実施し、その際、粒子間の内部摩擦角( $\phi$ )を一定としボンド強度を調整して、純2次元の圧縮シミュレーションから得られる粒子集合の強度と一致するようなボンド強度を求めた。次に、この時の平面ひずみモデルに設定した粒子間強度を3次元の三軸圧縮シミュレーションに設定し、 $c, \phi$ を求めれば通常の三軸圧縮試験と同じ条件で得られる強度を得ることができ、本地すべり地区の調査結果と文献<sup>3)</sup>から推定される物性値と比較することができると考えた。

図-8に示す一連のシミュレーションを実施した結果は、表-2および表-3に示す通りである。表-2に示すように純2次元モデルの粒子集合の強度と概ね一致する平面ひずみモデルの粒子間のボンド強度は純2次元モデルの粒子間のボンド強度よりも低い。また三軸圧縮状態で得られた粒子集合体の $\phi$ が平面ひずみ状態の粒子集合体の $\phi$ よりも低い値を示したが $\phi$ は逆の傾向を示した。表-3に示す粒子集合の強度( $c, \phi$ )は本地すべりの調査結果と文献<sup>3)</sup>から推定される物性値の最大と最小の範囲内であることが確認された。また、粒子集合の変形係数は弾性波探査および孔内水平載荷試験から推定した変形係数と概ね一致した。

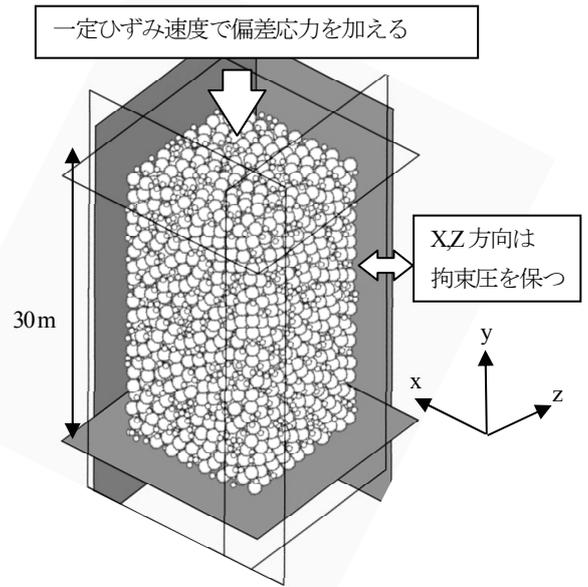


図-7 三軸圧縮試験のDEMモデル

ただし、崩積土については弾性波から間接的に推定した $c, \phi$ の取りうる範囲が、それぞれ $50\text{kN/m}^2 \sim 400\text{kN/m}^2$ 、 $10^\circ \sim 30^\circ$ と大きいため、表-3の設定は安全側にはなっているものの、実際の強度との整合性を十分評価するにはいたっていない。

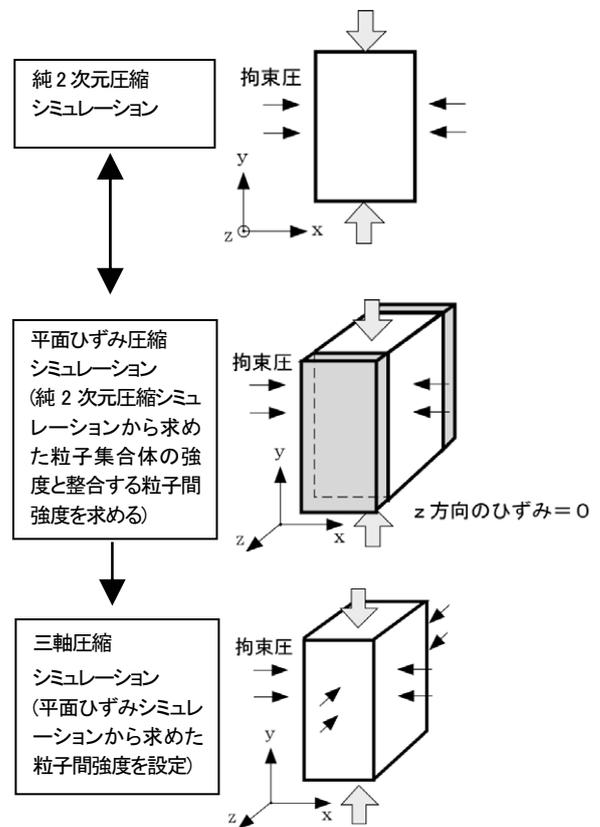


図-8 粒子集合体の強度を求めるための一連の解析

表-2 圧縮試験のシミュレーションより求められた粒子間強度  
(ボンド強度( $P_b$ ), 内部摩擦角( $\phi$ ))

	純2次元モデルの粒子間強度(再現解析から設定)		平面ひずみモデルの粒子間強度	
	$P_b$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi_\mu$ 度	$P_b$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi_\mu$ 度
崩積土	150	45	125	45
風化岩	1,000	45	700	45

表-3 粒子集合の物性値(平面ひずみと三軸圧縮シミュレーション)

	粒子集合体強度(平面ひずみ)		粒子集合体強度と変形係数(三軸圧縮モデル)		
	$c$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	$c$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	$E_{30}$ MPa
崩積土	32.0	29.1	55	17	26
風化岩	231.3	24.3	262	21	250

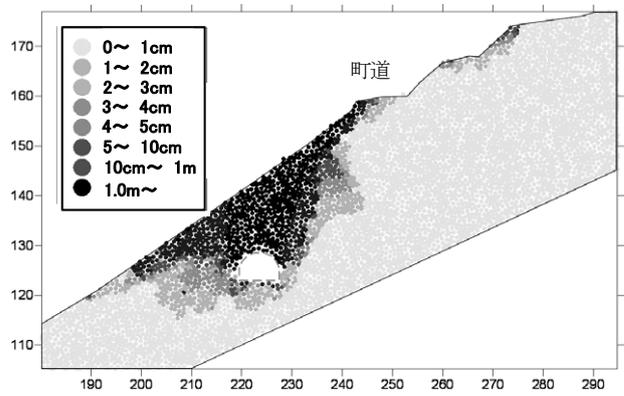
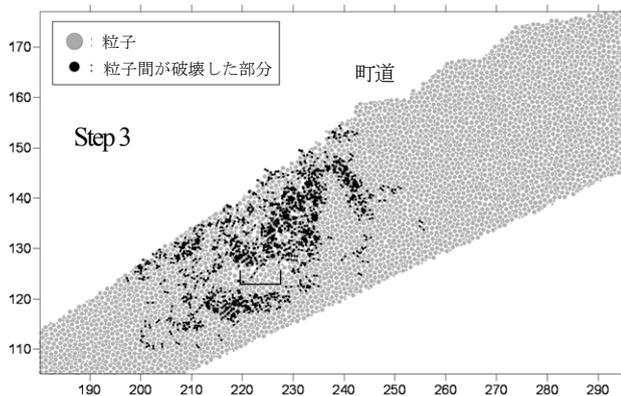
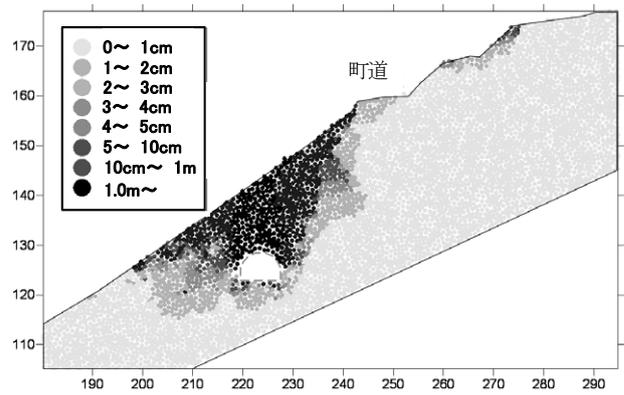
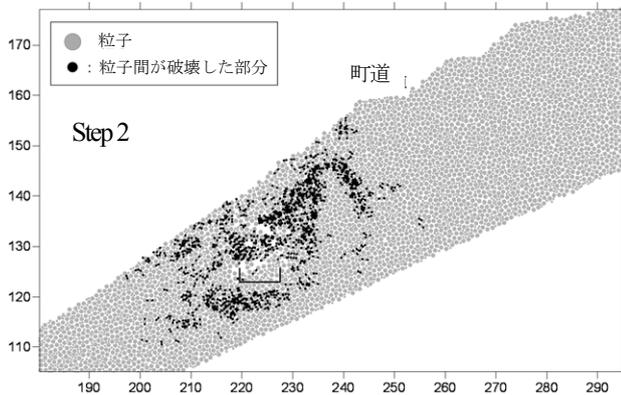
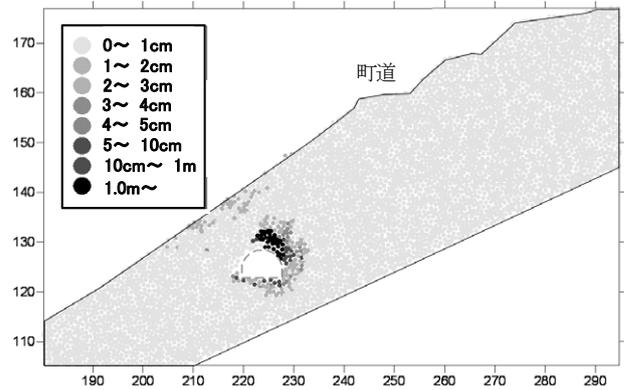
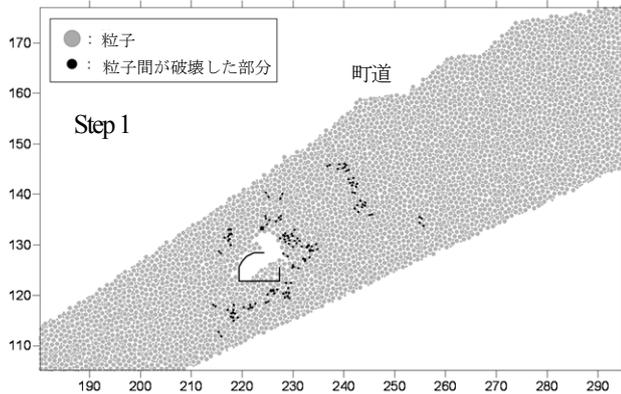


図-9 トンネル崩壊にともなう粒子移動(左の図)と変位量(右の図)

#### 4. トンネル崩壊時の予測解析

前節の方法で設定した粒子間強度を用いて、トンネルが仮に崩壊した場合の予測解析を行い、トンネル上部の地表面や道路への影響を検討した。

##### (1) 解析手順

初期応力状態を設定した後、トンネル部分の粒子を削除するとともにトンネルの支保と覆工を表す剛体の面要素を設定し、覆工に作用する荷重を均衡させた。次に覆工を表す要素を削除してトンネルの崩壊をシミュレートした。

##### (2) 解析結果

トンネル崩壊時の影響として、図-9 にトンネル崩壊にともなう粒子の移動、および変位量の分布を示す。トンネル崩壊に伴い、岩塊や土砂はトンネルを埋没させ、その影響は表層にまで伝達する。トンネルが埋没した段階 (Step2) において真上の変位量は 1m を超えるものと推定された。また、トンネルが埋没した段階での変位量分布を見ると、トンネルの崩壊は地表面の沈下をもたらすだけでなく、崩積土層を中心とした円弧型の斜面崩壊の傾向が示された。

#### 5. まとめ

本解析では、風化岩盤や崩積土を剛体粒子の集合として表現し、トンネルが崩壊して岩塊や土砂がトンネル内部に崩落した場合の地表面への影響を推定した。地山の力学特性を球形要素の集合体で定量的にモデル化することは容易でないが、過去の施工中のトンネル上部の崩壊

を再現することで風化岩の強度を設定した。再現解析の結果を見ると崩落領域の上部にアーチ的な構造の形成が認められ、本手法は緩み域やアーチ構造のメカニズム検討にあたっては適用性があると考えられる。

今回は、再現解析から推定した粒子間強度から粒子集合の強度を求めた。今後は調査・試験から得られる強度定数および変形係数から粒径、粒度分布、粒子間強度などを設定するデータベースの構築や効率的な推定方法が望まれる。近年のトンネル施工にあたっては、A・B 計測が実施されているので、観測結果を再現することで粒子間強度を推定する方法とデータの蓄積が考えられ、様々な地山条件について解析事例を増やしていくことで粒子を用いたモデル化技術の向上が期待できる。

#### 参考文献

- 1) ITASCA: *PFC 3D Theory and background*, p.2-8, Itasca consulting group, Inc., 2005.
- 2) Goodman, R.E. : *Introduction to Rock Mechanics*, p.215, John Wiley & Sons, 1980.
- 3) 吉中龍之進・桜井春輔・菊池宏吉: 岩盤分類とその適用, pp. 50-51, 土木工学社, 1995.
- 4) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会: 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, p. 89, 土木学会, 2006.
- 5) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会: 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, p. 151, 土木学会, 2006.

## SIMULATION OF EFFECTS OF TUNNEL FAILURE ON THE SLOPE SURFACE BY THE DISTINCT ELEMENT METHOD

Senro KURAOKA, Takahisa MAKINO, Nobuyuki SHIBASAKI and Kouji FUJITA

Effect of failure of a tunnel, which was built near landslides, on the slope surface was assessed. Hypothetical simulations were performed with the distinct element method, using spherical elements to simulate detachment and falling behaviors of rock debris into the tunnel opening. Strength parameters for the contacts between the particles were determined through simulations of localized rock failure that was recorded during the construction of the tunnel. Strengths of the assemblage of the particles were evaluated by simulation of laboratory tests such as the triaxial and plane strain tests. Simulated tunnel failure indicated not only settlement of slope surface, but also possibility of a slope failure.