

トンネル掘削による斜面の地すべり挙動の 粒状体解析によるメカニズムの考察

藤本 崇人^{1*}・市原 翔¹・中島 伸一郎¹・清水 則一¹

¹山口大学大学院 理工学研究科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)
*E-mail: t029vf@amaguchi-u.ac.jp

地すべり斜面直下のトンネル施工においては、トンネル掘削の影響によって地すべりが誘発されることが懸念される。また、トンネル坑口部付近の土被りの小さい場所では、地すべり挙動がトンネルの安定性に影響を及ぼすこともあり、トンネルと地すべりの相互の影響について事前に十分な検討が必要である。しかし、これらの挙動のメカニズムについては、いまだ、十分に明らかではないため、地山や斜面の挙動を予測して対策を検討することは困難なことが多い。

本研究では、実際計測されたトンネル掘削による地すべり斜面の変位挙動を対象として、数値解析によってトンネル掘削が地すべり斜面の変位挙動に及ぼす影響について、そのメカニズムを考察する。

Key Words : tunnel excavation, landslide, mechanism, field measurements, numerical analysis

1. はじめに

地すべり斜面直下のトンネル施工においては、トンネル掘削の影響によって地すべりが誘発されることが懸念される。また、トンネル坑口部付近の土被りの小さい場所では、地すべり挙動がトンネルの安定性に影響を及ぼすこともあり、トンネルと地すべりの相互の影響について事前に十分な検討が必要である。しかし、これらの挙動のメカニズムについては、いまだ、十分に明らかでないため、実際には地山や斜面の挙動を予測して対策を検討することは困難なことが多い。

そこで、本研究では、現場での計測結果¹⁾に対して、トンネル掘削による地すべり斜面の変位挙動を対象として、数値解析によってそのメカニズムを考察する。

2. トンネル掘削による変位挙動

本研究では図-1に示すトンネルで得た挙動を対象に考察する。トンネル上部の斜面では地すべり挙動が見られ、斜面の上部(B-1)、中央(B-2)、下部(B-4)の3箇所の孔内傾斜計によって地山の水平変位が計測された¹⁾。いずれの傾斜計も、トンネル掘削により地山の水平変位が増加し、トンネル上部の斜面全体が下方に向かって変位していることがわかる。すなわち、トンネル掘削によって斜面の地すべり変位が誘発されたと考えられる。この時、トンネル掘削位置より斜面下部の地山も、トンネル掘削領域に向かってではなく、斜面下方へ変位していることに留意する必要がある。この挙動が斜面のすべりの特徴であり、3の(2)で言及する。

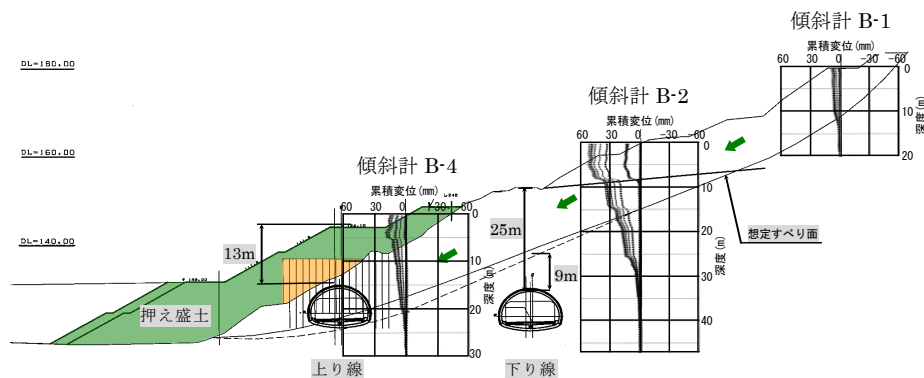


図-1 トンネル掘削に伴う地すべり斜面の変位計測¹⁾

3. 粒状体解析による数値シミュレーション

2で見られた挙動が数値解析によってシミュレートできるように、本研究では粒状体解析コードPFC2D (ver3.10, ITASCA)²⁾を用いる。ただし、粒状体解析では、粒子間の微視的パラメータを入力する必要があり、このことが、粒状体解析を実際の問題に適用する際の課題となる。筆者らは、弾性係数や粘着力などの巨視的な力学パラメータと粒状体の微視的なパラメータとの関係をあらかじめ求めており³⁾、その成果を利用してパラメータを決定する。

(1) 入力パラメータの決定方法

図-2に粒状体解析における粒子の結合モデルを示す。 K_n , K_s はそれぞれ垂直方向とせん断方向のばね定数, C_n , C_s は垂直方向とせん断方向に作用する力に抵抗する減衰定数である。粒状体解析においては、粒子間をつなぐバネ剛性や接触強度が入力するパラメータとなるが、これらの与え方は課題の一つである。筆者らは、図-3に示すような長方形の供試体の二軸圧縮試験の解析を多数行い、供試体の巨視的な弾性係数や一軸圧縮強さ、内部摩擦角と粒状体解析の入力パラメータを関連付けることによって、入力パラメータを与える方法を提案している³⁾。

これまでの成果から、弾性係数 $E=150$ MPa、一軸圧縮強さ $\sigma_c=0.03$ MN程度の地山を想定する場合、粒状体の入力パラメータは表-1 (ただし、Contact Bond (CB : 粒子間を点接着で結合する手法) は 0.03 MNを用いる) のように与えればよい。このパラメータを用いて、図-3に示す供試体に対し、側圧を 0.1 MPa, 0.5 MPa, 1.0 MPaの3通りとし、軸方向に等速度変位 (5 nm/cycle) を与え、二軸圧縮試験を行った。解析によって得た軸差応力と軸方向ひずみの関係を図-4に、破壊強度線を図-5に示す。なお、図-4、および、図-5には、地山のContact Bondが 0.03 MNの時の結果を示している。表-1のパラメータを用いて、改めて粒状体の二軸圧縮試験から求めた巨視的物性値を表-2に示す。表-3には弾性体を想定してCBを 10 MNとした場合の物性値を示す。この表から、おおむね想定した地山の物性値が得られていることが分かる。

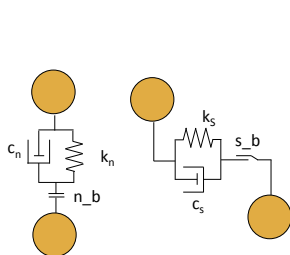


図-2 粒子の結合モデル

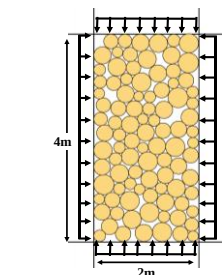


図-3 二軸圧縮試験モデル

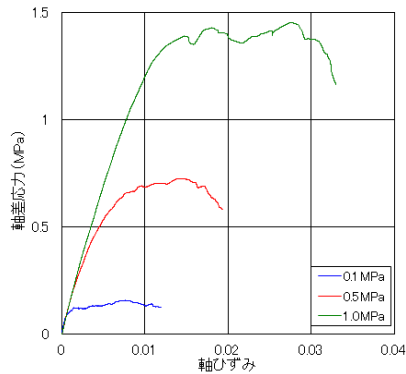


図-4 応力-ひずみ曲線

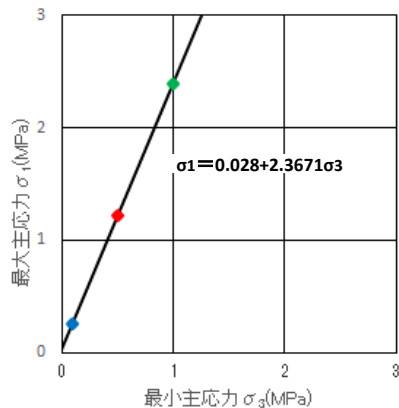


図-5 破壊強度線

表-1 粒状体解析の入力パラメータ

最小粒子半径(m)		0.1	
最大粒子半径(m)		0.2	
間隙率		0.15	
ばね定数 (N/m)	粒子間	垂直方向	5.0×10 ⁸
		せん断方向	2.5×10 ⁸
	壁-粒子間	垂直方向	5.0×10 ⁸
		せん断方向	2.5×10 ⁸
粒子間摩擦係数		0.37	
粒子密度(kg/m ³)		2000	
ContactBond (MN)	垂直方向強度	10 or 0.03 (表2,3参照)	
	せん断方向強度		

表-2 巨視的物性値 (CB=0.03MN)

密度(kg/m ³)	2000
弾性係数(MPa)	138
ポアソン比	0.37
内部摩擦角(°)	24.0
一軸圧縮強さ(MPa)	0.03

表-3 巨視的物性値 (CB=10MN)

密度(kg/m ³)	2000
弾性係数(MPa)	165
ポアソン比	0.30

(2) 解析モデルの作成

有限要素法や通常の粒状体解析手法では、トンネル掘削による地山は、一般にトンネル掘削領域に向かって変位する挙動となる。その例として、弾性解析例（図-6(a)）、および、一般的な粒状体解析による解析例（図-6(b)）を示す。図-6では、図-1に示すように主に斜面下方へ向かう実際の地すべり挙動が得られていない。これは、実際の挙動をシミュレートするメカニズムが解析モデルの中に含まれていないことによると考えられる。

そこで、本研究では、この実際の挙動がシミュレートできるように、粒状体解析手法を用いて図-7に示す手順でモデルを作成する⁴⁾。最初に、表-3の弾性係数 $E=165$ MPa程度の弾性地山に対する入力パラメータ（表-1参照、 $CB=10$ MN）を与えて、縦50 m×横120 mの水平地山（図-7(a)）を作成し、その後、地山を掘削し傾斜 30° の斜面を有する地山（図-7(b)）を形成する。次に、斜面内の点線で囲んだ部分の CB を10 MN から0.03 MNに低下させ、斜面にすべりが生じる直前の限界状態となるモデル（図-7(c)）を作成する。限界状態となったモデルは、すべりに対する安全率が概ね1.0となった状態と考えることができる。なお、強度低下をさせた領域、および、その他の領域の巨視的な物性値は表-2に示す程度になる。その後、トンネル掘削（図-7(d)）を行う。

(3) トンネル掘削モデル

粒状体解析におけるトンネル掘削のモデル化には、有

限要素解析の場合の等価掘削外力のような定説がない。そこで、本研究では次の3つの方法考えた⁵⁾。(1) トンネル覆工を剛体とし、覆工に強制変位（天端において5cm）を一度に与えるモデル（図-8(a)、剛性覆工モデル（一括掘削））、(2) 変位の与え方は(1)と同様であるが、変位を段階的に（天端において1cmずつ）与えるモデル（図-8(b)、剛性覆工モデル（段階掘削））、(3) トンネル周辺の粒子を Parallel Bond (PB: 粒子間を面接着する手法) で連結し、連続体的に変形できるようにして、トンネル内空の粒子を削除するモデル（図-8(c)、柔性覆工モデル）の3種類を考える。覆工のパラメータを表-4に示す。粒状体解析において、粒子そのものは剛体であり、粒子間の接触力と変位を解析上の力学量として扱うため、何らかの形で応力を定義しなければならない。そこで、ある領域（領域 V ）を設定し、その内部にある粒子に働く粒子間の接触力から次式²⁾で定義される平均応力 $\bar{\sigma}_{ij}$ を用いることとする。

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \int_V \sigma_{ij} dV = \frac{1}{V} \sum_{Np} \bar{\sigma}_{ij}^{(p)} V^{(p)} \quad (1)$$

$$\bar{\sigma}_{ij}^{(p)} = -\frac{1}{V^{(p)}} \sum_{Nc} x_i^{(c)} F_j^{(c)} \quad (2)$$

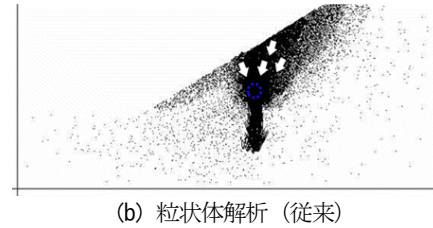
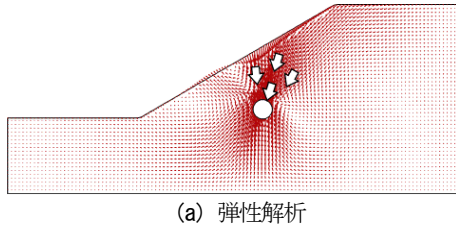


図-6 トンネル掘削による変位

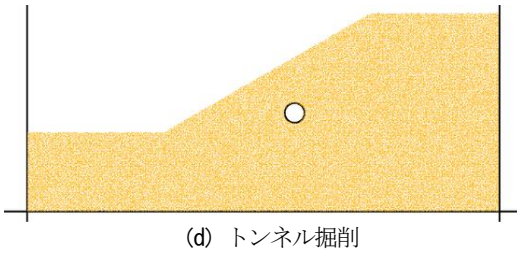
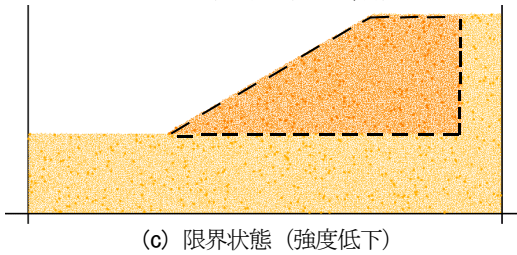
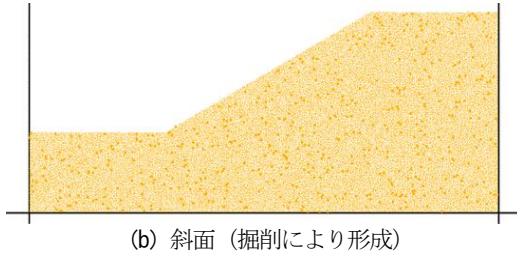
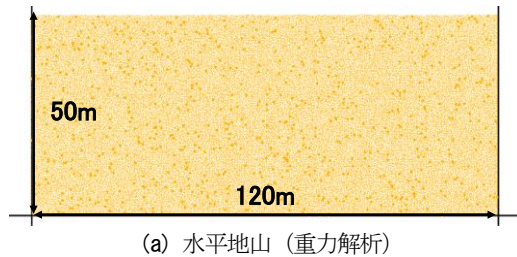


図-7 トンネル掘削手順

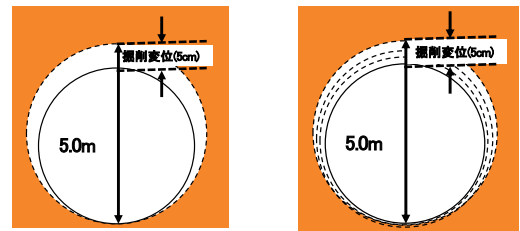
ここで、 x^{θ} は接触点の座標、 F^{θ} は接触点に作用している力、 N^{θ} は粒子 P の接点の数、 N_p は領域内の粒子の数、 V は平均応力を求める領域の体積、 V^p は粒子 p の体積を示している。

4. 解析結果に基づく斜面のすべり挙動のメカニズムの考察

(1) 掘削モデルの違いによる変化

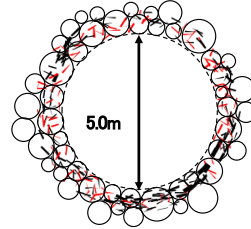
まず、3種の掘削モデルに対する斜面の変位について、図-9 (a) ~ (c) に示す。いずれも、図-1の現場計測の傾斜計で得られた変位計測結果と同様な変位挙動となっている。すなわち、解析上でトンネル掘削によって斜面が下方へ変位する地すべり挙動が生じている。また、変位コンター図の変位量の境界部に着目すると、すべり面と思われる面が確認できる。図-6 に示したように、従来の一般的なトンネル掘削解析においては、トンネル上部地山の変位はトンネル内空に向かっていたため、図-9 に示す挙動が得られたことは、本研究における解析の特徴である。この時、地山内部の応力がどのように変化しているかを調べるために、ここでは図-10 に示すトンネル天端直上の3つの領域1~3において平均応力を求めた。平均応力を求める領域は、トンネル掘削の影響を受けやすい天端直上とし、直径2mの円の範囲とする。数値解析から得られた平均応力を用いて、トンネル掘削時からの応力の推移を表す応力経路を図-11 に示す。

まず、剛性覆工モデルの一括掘削モデル（図-8(a)）では図-11 (a) から、トンネル掘削を行うことで、応力が破壊規準線に沿って大きく減少していることがわかる。これは、トンネル掘削の進行によりすべり変位が一旦大きくなり、その後、変位が収束する傾向と一



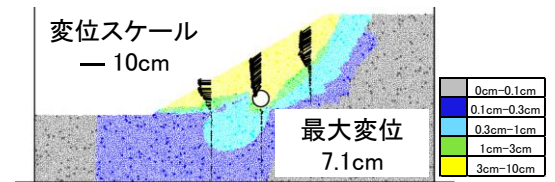
(a) 剛性覆工モデル
(一括掘削)

(b) 剛性覆工モデル
(段階掘削)

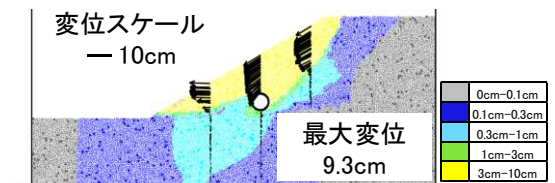


(c) 柔性覆工モデル

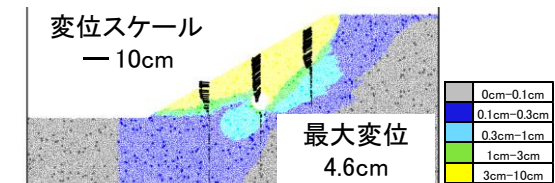
図-8 トンネル掘削モデル



(a) 剛性覆工モデル（一括掘削）



(b) 剛性覆工モデル（段階掘削）



(c) 柔性覆工モデル

図-9 変位コンター図

表-4 覆工パラメータ

(a) 剛性覆工

ばね定数(N/m)	壁-粒子間	垂直方向	5.0×10^9
		せん断方向	2.5×10^9
粒子間摩擦係数			0.84

(b) 柔性覆工

Parallel Bond	接着剛性(Pa/m)	垂直方向	$P_{b,kn}$	50×10^6
		せん断方向	$P_{b,ks}$	25×10^6
	接着力(Pa)	垂直方向	$P_{b,n}$	1.085×10^6
		せん断方向	$P_{b,s}$	1.085×10^6

表-5 垂直縫地のパラメータ

Parallel Bond	接着剛性(Pa/m)	垂直方向	$P_{b,kn}$	7.0×10^{11}
		せん断方向	$P_{b,ks}$	8.4×10^9
	接着力(Pa)	垂直方向	$P_{b,n}$	7.0×10^{12}
		せん断方向	$P_{b,s}$	8.4×10^{10}

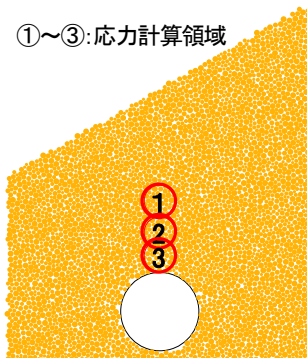
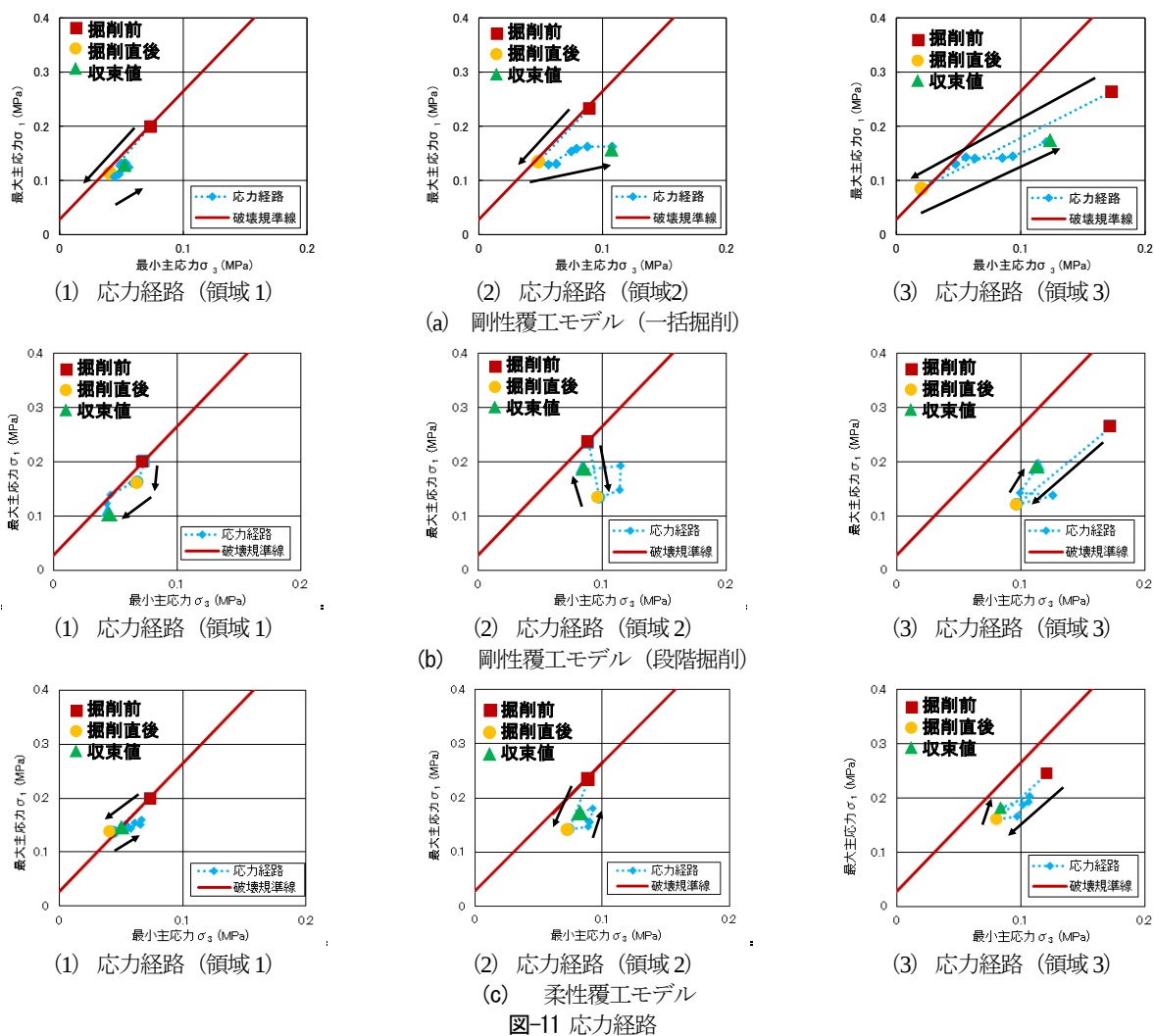


図-10 平均応力の計算領域



致している。すなわち、トンネル内空に移動した粒子が覆工に接し、それに伴い、粒子が再配置され粒子同士がかみ合うことで、最小主応力が増加したと考えられる。一方、剛性覆工モデルの段階掘削モデル（図-8(b)）では図-11 (b) に示すように、一括掘削モデルと比べると、掘削変位が小幅に進行するため、応力の低下幅も小さくなり、また、トンネル周辺領域では破壊規準線への接近が抑制されていることが分かる。この傾向は領域 1~3 のいずれの位置においても同様である。一括掘削モデルは、一気に変位を覆工に与えるため、覆工背面に空隙が生じ、そこに粒子が移動するために、地山が不安定になりやすい。段階掘削モデルは、小幅に変位を与えるために、粒子が覆工の変位にあわせて追従し、しかも覆工が剛性であるため、応力再配置の観点からは安定しやすいと考えられる。図-9 の結果は上記の考察と対応したものとなっている。

一方、柔性覆工モデル（図-8(c)）は、トンネル内側の粒子を削除し、トンネルの変形は覆工の弾性的な剛性に従って生じるため、剛性覆工モデルに比べ実際のトンネル掘削に近いモデルと考えられる。なお、この

解析では、天端沈下は 5.2cm であり、剛性覆工モデルとほぼ同じ天端沈下となっている。柔性覆工モデルにおける応力経路は図-11 (c) から、剛性覆工一括掘削モデルと剛性覆工段階掘削モデルの中間的な結果となっている。しかしながら、すべり変位は 3 種類のモデルの中で最も小さい結果（図-9 参照）となった。剛性覆工では掘削途中に覆工背面の空隙に粒子が落ち込み、いわゆる、緩みを生じやすくなるが、柔性覆工では連続体的に変位することによって、トンネル上部への影響が小さくなり、すべり変位が抑制されたのではないかとと思われるが、今後の検討の余地が必要である。

5. まとめ

本研究では、トンネル掘削によって地すべり変位が生じる実際の地山の挙動を対象に、粒状体解析手法を用いて、まず、地山のモデルを作成した。さらに、トンネル掘削に対して 3 つの掘削モデルを設定し、それぞれについて解析を行い、各モデルによる変位と応力経路

を求め、トンネル掘削による地すべり挙動が発生するメカニズムを考察し概ね合理的な説明ができた。

今後、詳細な検討を加える必要はあるが、本研究の方法を用いることで、垂直縫地などの事前補強工法、あるいは、トンネル断面の早期併合などによる地すべり変位の抑制効果とメカニズムについても、応力経路の観点から考察することが可能と考える。

参考文献

- 1) 田山聡, 竹國一也, 神澤幸司, 平野宏幸: 小土被りの大規模地すべり地帯を情報化施工で突破—第二東名高速道路 引佐トンネル—, トンネルと地下, 第36号巻3号, pp.207-218, 2005
- 2) PFC2D Theory and Background, ver.3.1, ITASCA, pp.3-8, 2005
- 3) T. Funatsu, T. Hoshino, H. Sawae, N. Shimizu: Numerical Analysis to Better Understand the Mechanism of the Effects of Ground Supports and Reinforcements on the Stability of Tunnels Using the Distinct Element Method, Tunneling and Underground Space Technology, 23, pp. 561-573, 2008
- 4) 今富公太, 清水則一, 平野宏幸: トンネル掘削による地すべり斜面の変位挙動のメカニズムの考察, 土木学会第64 回年次学術講演会講演概要集, III-383, pp.765-766, 2009.9.
- 5) 藤本崇人, 市原翔, 中島伸一郎, 清水則一: トンネル掘削による地すべり斜面の変位挙動とそのメカニズムの考察, 第35回西日本岩盤工学シンポジウム論文集, pp.57-64, 2014.8

DISCUSSION ON THE MECHANISM OF THE DISPLACEMENT BEHAVIOR OF A LANDSLIDE SLOPE DUE TO TUNNEL EXCAVATIONS BY USING THE PARTICLE FLOW CODE

Takato FUJIMOTO, Sho ICHIHARA ,
Shinichiro NAKASHIMA and Norikazu SHIMIZU

When a tunnel is constructed in a landslide area, the excavations may induce the instability of the ground. In order to establish the design and construction method for tunnels under such conditions, it is important to understand the mechanism of the ground behavior. The results of field measurement show that large horizontal displacements occurred in the landslide block above the slip surface due to the tunnel excavations. Numerical analysis has been carried out in order to understand the mechanism of the displacement behavior of a landslide slope due to tunnel excavations.