

都市部トンネル掘削時の地盤変状予測に関する研究

高橋 真一 杉江 茂彦
桑原 徹 鳥井 原誠

Centrifuge tests on Tunnel Excavation and its Simulation by Numerical Analysis

Shinichi Takahashi Shigehiko Sugie
Toru Kuwahara Makoto Toriihara

Abstract

This paper describes centrifuge model tests and its simulation by numerical analysis for tunnel deformation and stability for low overburden depth and small ground strength. Model tests procedures were followings. Model ground with tunnel(95mm) was made with soil cement of strength $q_u = 250\text{kN/m}^2$. After model preparation, centrifuge gravity was increased until failure. The main results are as follows. (1) Settlement of ground surface increased with rising of centrifuge acceleration. (2) Collapse above of the tunnel spread to upper part of the tunnel.

概要

近年、都市部におけるトンネル工事に対して山岳工法を適用する建設工事が増加している。都市部では一般的に周囲に住宅等の構造物が多く、山岳地帯における山岳工法適用にする場合に比べ、トンネル掘削工事に伴う沈下量の制限、地下水低下の影響など近接施工として留意する点が多い。これまでもトンネル掘削時の地盤挙動についての研究は砂質土層を対象としたものが多いが、都市部トンネルで多い比較的固結度の大きな土砂地山を対象にした検討は少なく、未解明な部分も多い。この報告では、トンネル掘削に伴う変形予測手法の高度化を図り、補助工法も含めたトンネルの設計法、施工法に反映することを目的に、大型の遠心模型実験装置を用いて比較的固結度の大きな土砂地山を想定した遠心模型実験を行うとともに、弾塑性数値解析を行った。その結果、地表面沈下や地盤破壊などの地盤挙動を精度良く確認した。

1. はじめに

近年、都市部におけるトンネル工事に対して山岳工法を適用する建設工事が増加している。都市部ではトンネル直上やその周囲に住宅等の構造物が多いため、山岳地帯における山岳工法適用に比べ、トンネル掘削工事に伴う地表面沈下量の制限、地下水低下による周辺井戸への影響や地盤沈下の影響など近接施工として留意する点が多いことが指摘されている¹⁾。

都市部トンネルでは比較的固結度の大きな土砂地山を対象にする場合が多い。しかしこれまでの研究は、砂質土地盤や粘性土地盤のトンネル掘削時に関する研究^{2),3)}が多く、比較的固結度の大きな土砂地山に関しては未解明な部分も多い。

この報告では、比較的固結度の大きな土砂地山を対象とした都市部トンネル掘削時の地盤変状に関して、地盤変形過程や地盤破壊メカニズムを把握することで、変形予測手法を高度化し、補助工法も含めた都市部トンネルの設計法、施工法の改善や改良に反映することを目的として、大型遠心模型実験装置⁴⁾を用いた模型実験とそのシミュレーション解析を行い、地盤変状に関してその変状範囲や変形過程など地盤変形特性を検討した結果について示す。

2. 実験方法

2.1 遠心模型実験装置

Photo 1に実験で使用した遠心模型実験装置の全景を、Table 1に主な性能を示す。なお、実験装置の詳細については、参考文献4)を参照頂きたい。



Photo 1 遠心模型実験装置
Centrifuge Facility

Table 1 遠心装置の性能
Performance of Centrifuge

項目	仕様
最大回転半径	7.01 m
搭載容量	700 tonf・g
搭載重量	7 tonf
搭載面積	2.2×2.2 m

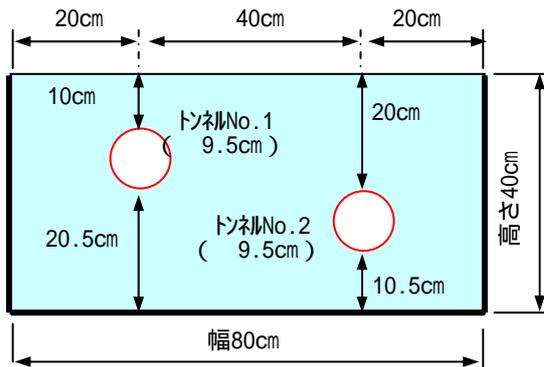


Fig. 1 模型地盤
Model Ground

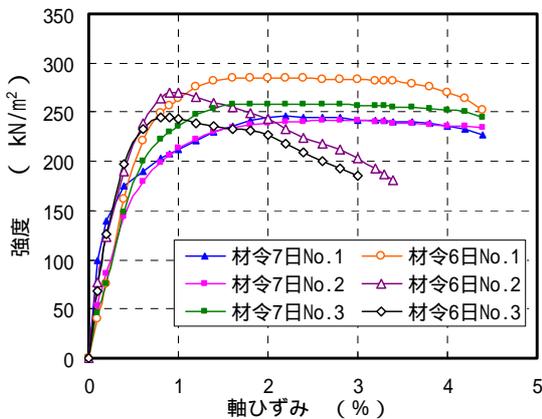


Fig. 2 模型地盤の一軸圧縮試験
Stress-Strain Curves of Model Ground

2.2 実験条件と実験方法

Fig. 1に模型地盤の概要を示す。都市部トンネルで多い比較的固結度の大きな土砂地山のトンネル掘削を模擬するため、あらかじめトンネル空洞に相当する掘削部を設けた模型地盤を作製した後、遠心力を増加させる方法で行った。使用した剛土槽は、幅B80cm×高さH50cm×奥行きD20cm(内寸)、前面はアクリル板を使用し、模型前面から地盤変位の計測が可能である。また、アクリル板を含む土槽と模型地盤の間には摩擦低減のためテフロンシートを貼付した。

模型地盤深さは40cm、トンネル空洞は変形の影響が少ないように40cmの距離を離して下記のNo.1トンネル、およびNo.2トンネルの2ヶ設置した。各トンネルの土被り条件等をTable 2に示す。

No.1：条件H/D 1(土被り厚さが非常に小さい)

No.2：条件H/D 2(土被り厚さが比較的小さい)

模型地盤は、低塑性のカオリン系市販粘土(塑性指数IP=10.1%)にセメント配合140kg/m³相当で普通ポルトランドセメントを混合して作製したソイルセメントを利用した。トンネル部分は、型枠(トンネル径=型枠の外径=95mm)を事前に設置し、ソイルセメント打設後2日程度の養生を待ってから型枠を撤去して、空洞を完成さ

Table 2 トンネル模型の条件

Model Condition		
	トンネル No.1	トンネル No.2
D: トンネル径	9.5cm	同左
H: 土被り	10cm	20cm
H / D	1.05	2.1



Photo 2 模型地盤と土槽
Model Ground in Facility

せた。また、実験中の地盤変形観測のために地盤側面には格子枠模様を作製した。遠心模型実験実施時の模型地盤の材令は、模型下部7日、模型上部6日である。

Fig. 2は、模型地盤と同じ条件で打設、養生した供試体(5cm×H10cm)の一軸試験結果である。一般的な粘性土に比べて小さな軸ひずみ(1~2%)でピーク強度が現れ、その平均一軸圧縮強度は257kN/m²であった。

Photo 2に、遠心装置に搭載した模型土槽の状況を示す。地表面沈下計測用にレーザー変位計3台を土槽上面に搭載し、また地盤側面からトンネル周辺の地盤変形挙動を観察するために土槽前面にCCDカメラ4台と画像センサー2台を設置した。

遠心実験条件のうち遠心加速度の上昇速度は、回転開始直後を除きほぼ一定速度で行い、所用時間約45分で最大加速度80Gまで到達した。

3. 実験結果

3.1 地表面沈下

Fig. 3は、遠心加速度と沈下の関係である。沈下観測位置は、トンネル直上の地表面およびトンネル天端である。地表面沈下はレーザー変位計の計測結果を、またトンネル天端の沈下は画像センサーの計測結果を示した。地表面沈下は、遠心加速度が15Gを超えた辺りから増加傾向が顕著に現われ、その後遠心加速度の増加と共に沈下量の増加割合も大きくなっている。トンネルNo.2は遠心加速度51Gで、トンネルNo.1は遠心加速度68Gで、それぞれトンネル天端部分が破壊し、トンネル天端沈下の計測も不能になった。地表面の沈下はトンネル天端破壊後も遠心加速度の増加と共に増加し続けている。また、No.

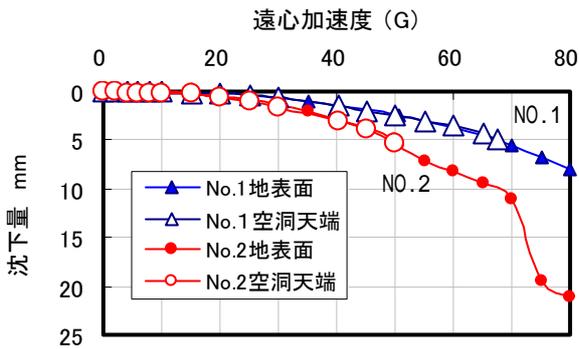


Fig. 3 遠心加速度と沈下 (実験)
Settlement Curves (Experiment)

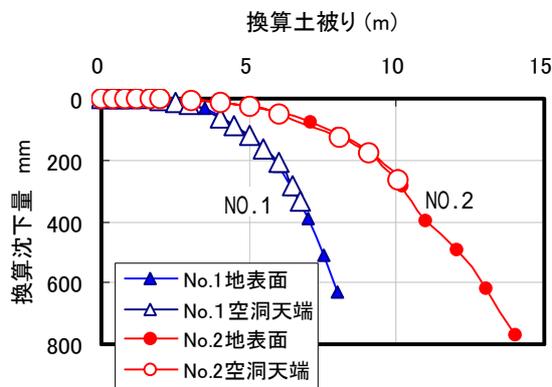


Fig. 4 土被り圧と換算沈下量 (実験)
Conversion Settlement (Experiment)

1,2ともに地表面とトンネル天端はほぼ同じ沈下量を示し、一般的に土砂地山で観察される地表面の沈下量はトンネル天端沈下量の0.8~0.9倍程度を示すことが多いが、実験結果では異なる挙動を示している。これは、比較的固結度が大きくしかも土被りが小さいために、固結度が小さなトンネル挙動に比べてトンネル直上の地盤が一体化して変状したものと考えられる。

Fig. 4には、換算した土被り厚と沈下量の関係を示す。またTable 3にはトンネル掘削断面に破壊が生じた時の換算地盤条件を示す。一般的に土被り厚(H)とトンネル径(D)の比(H/D)で示される相対的な土被り厚が大きいほど沈下量は小さくなるが、今回の実験結果においてもH/Dが大きなトンネルNo.2の方が沈下量は小さく、一般的な傾向と同様の挙動を示している。

Fig. 5には、No.1トンネルの破壊直前(60G)における地表面沈下分布を印で示した。トンネル直上から離れると沈下量も減少する傾向が現れている。計測された沈下量には、遠心加速度を上昇させる実験方法のため、トンネルに起因する変形挙動と共に、模型地盤の自重沈下も含まれているが、自重沈下のみを分離することはできない。そのため、後述する数値解析等を参考にして自重による沈下量を沈下量全体の50%程度と考え、自重沈下を差し引いた沈下分布も図中に印で示した。トンネル

Table 3 トンネル破壊時の換算地盤 (実験)
Ground Depth at Failure (Experiment)

	トンネルNo.1	トンネルNo.2
遠心加速度 (G)	68	51
換算土被り厚 (m)	6.8	10.2

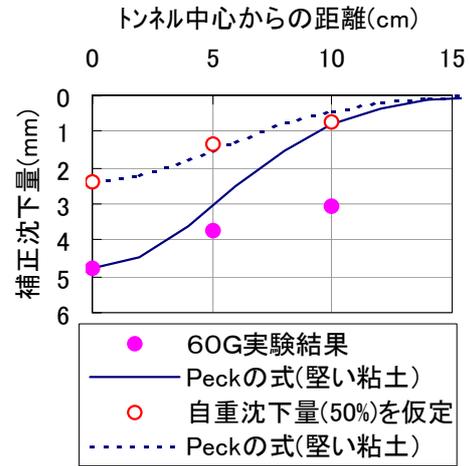


Fig. 5 土被り圧と換算沈下量 (実験)
Settlement Distribution at Surface (Experiment)

中心直上から15cm(60G場換算9m)離れた地点で沈下量がほぼゼロに収束するような分布形状となる。これに対して図中にはPeckの式による地表面沈下分布形状も付記した。地表面沈下の分布形状は自重沈下量を補正した実験結果と比較的良好一致し、Peckの式は沈下分布形状を良く表しているといえる。

3.2 トンネルの破壊過程

Fig. 6には、土被り厚が小さなトンネルNo.1の遠心加速度増加に伴う変形、破壊の進行状況を破壊が進展した段階ごとに示した。最初の天端破壊は、Table 2にも示したように遠心加速度 68gで発生したが、初期破壊発生以降では遠心加速度の上昇に伴う破壊範囲は若干広がる程度で、実験を行った80Gまでの範囲では崩壊部分の鉛直方向への大きな進展は見られなかった。この破壊範囲の拡大が少なかったことが、地表面沈下の急激な増加につながらなかったものと考えられる。

一方、Fig. 7は土被り厚が比較的大きなトンネルNo.2の遠心加速度の増加に伴う変形破壊状況を破壊が進展した段階ごとに示したものである。最初の崩壊範囲は、天端付近で生じ、その範囲はNo.1とほぼ同様な範囲となっている。しかし、遠心加速度の上昇にともなって崩壊範囲は鉛直方向に進展し、崩壊位置も天端部分からトンネル側面まで広がり遠心加速度72Gにおいて破壊範囲が地表面に至り大きく崩壊した。

鉄道トンネルおよび道路トンネルにおける地山分類で

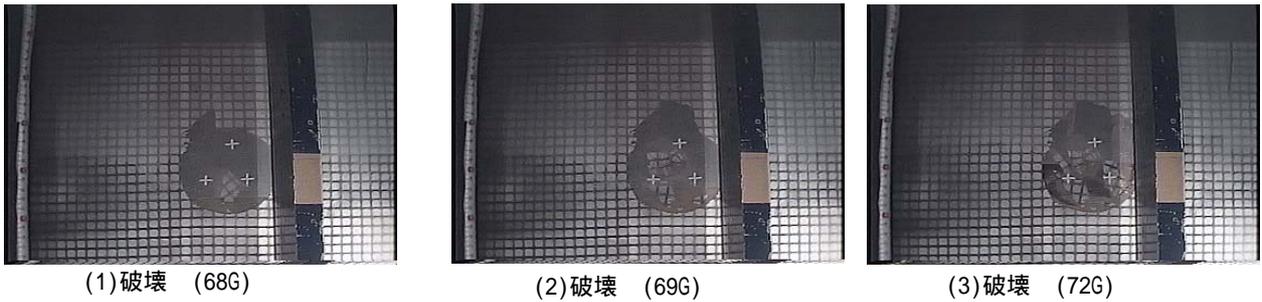


Fig. 6 トンネルNo.1天端破壊状況 (実験)

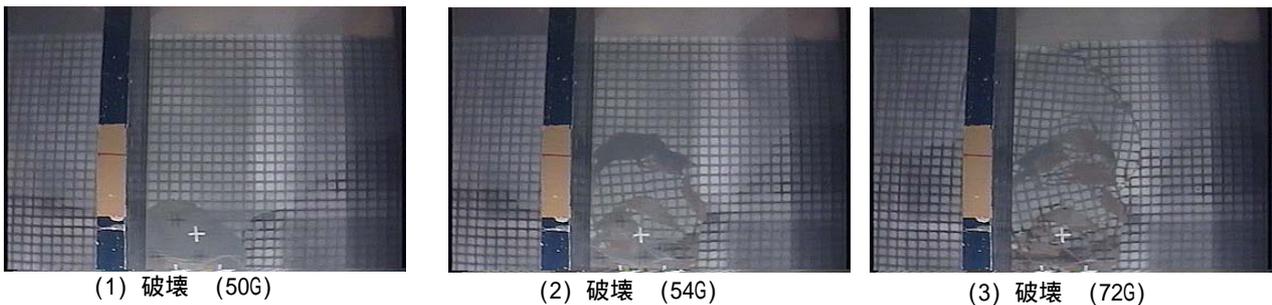


Fig. 7 トンネルNo.2天端破壊状況 (実験)
Deformation (No.2) (Experiment)

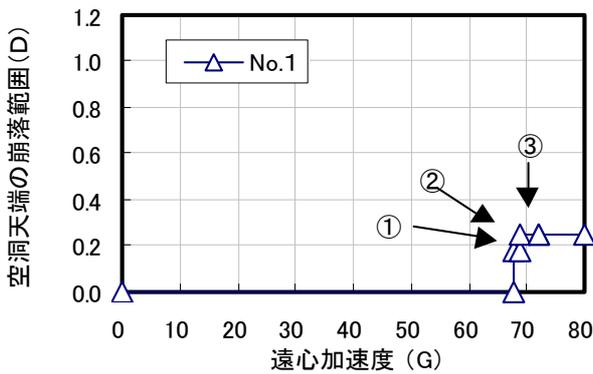


Fig. 8 トンネルNo.1 破壊範囲の変化 (実験)
Height of Failure Zone (No.1) (Experiment)

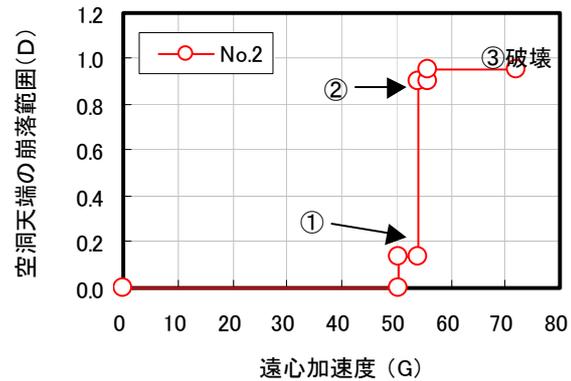


Fig. 9 トンネルNo.2 破壊範囲の変化 (実験)
Height of Failure Zone (No.2) (Experiment)

は、 $C_f (=qu/Po$ 、ここに qu ：一軸圧縮強度、 Po ：土被り圧)として定義される地山強度比が分類指標として用いられている。No.2トンネルが崩壊した時の各々のトンネルにおける地山強度比は、トンネルNo.1： $C_f =2.14$ 、トンネルNo.2： $C_f =1.45$ で地山分類上もトンネルNo.1の方が C_f は小さくなり、不安定な領域に入る。この結果、No.2トンネルがNo.1トンネルより先に崩壊するとともに、大きな土被り圧によって破壊範囲も地表面まで及ぶような大きな変形破壊に進行し、変形状況の差違となったと考えられる。

遠心加速度の増加に伴って破壊範囲が広がる過程を把握するため、Fig. 8, 9には、遠心加速度と天端の破壊崩落高さの関係を示した。トンネル天端で破壊崩壊が及んだ範囲は、No.1では最大0.25 D (ここにDはトンネル直

径)程度となっている。これに対して、No.2では天端付近で1 D近くまで天端破壊は生じた後も破壊は進行し、地表面までいたる大きな崩壊となり、トンネルNo.1と破壊範囲に大きな差が生じている。天端が破壊進展した後も残る土被り厚に対して安定性が確保できず、大きな崩壊に至った経過が見られる。

Fig. 10, 11は、画像センサーによって計測したトンネル周囲の沈下の変化である。No.1ではすべての点が沈下しているが、No.2ではトンネル下端がほとんど沈下していない。今回の実験方法は遠心力場を増加させる実験方法を用いたため、自重による圧縮沈下も含まれている。その結果、トンネル下部の層厚さが小さなトンネルNo.2ではトンネル下部の自重沈下が小さく、トンネル下部の回り込みの挙動が観察されたと考えられる。

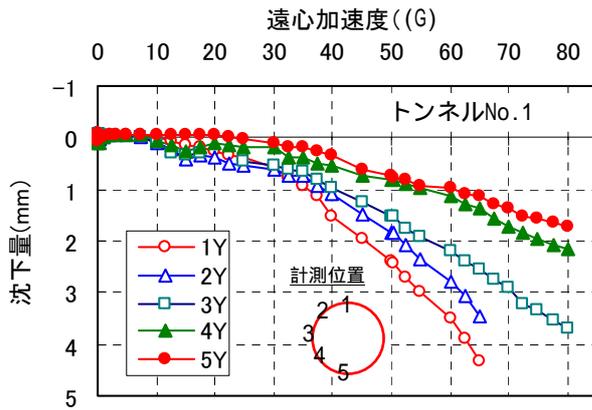


Fig. 10 トンネルNo.1周囲の沈下 (実験)
Settlement around Tunnel No.1 (Experiment)

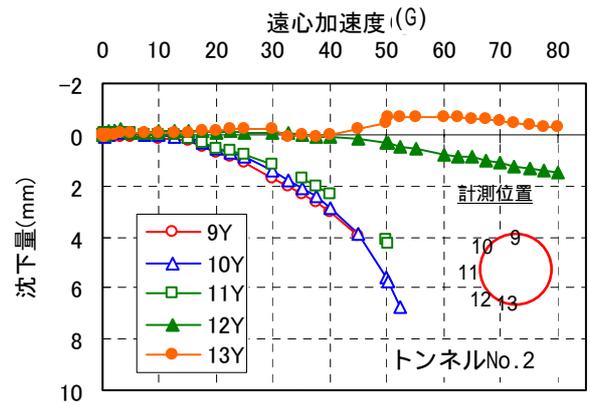


Fig. 11 トンネルNo.2周囲の沈下 (実験)
Settlement around Tunnel No.2 (Experiment)

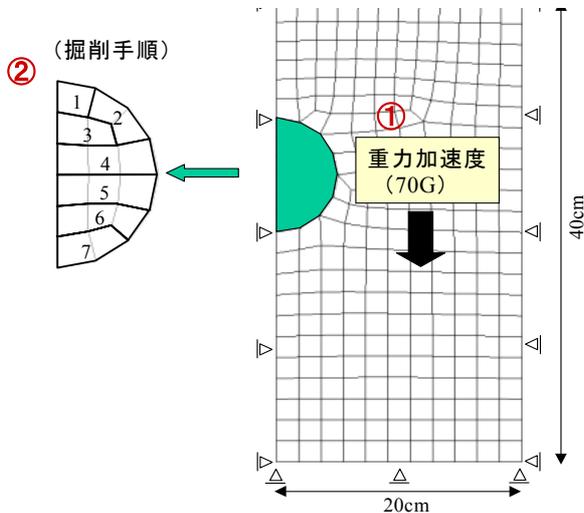


Fig. 12 掘削過程 (解析)
Analysis Condition at Excavation (Prediction)

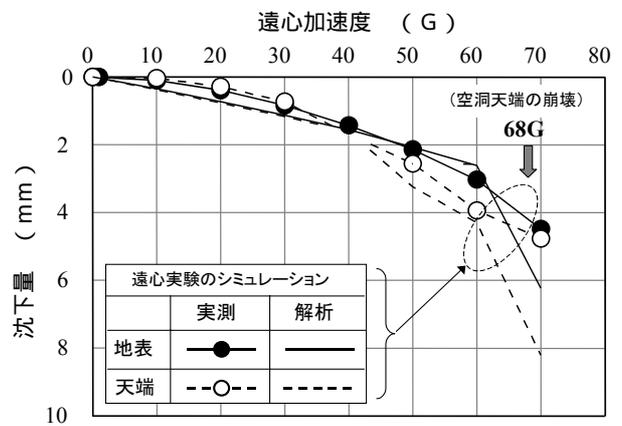


Fig. 13 遠心加速度と沈下量 (解析, 実験)
Settlement (Prediction and Experiment)

4. 数値解析

4.1 数値解析条件

トンネルNo.1の実験結果をFEM (GRASP3D)^{5),6)}でシミュレートするとともに、掘削過程を考慮した解析も行い結果を比較した。

解析定数は、遠心実験に用いたソイルセメントの一軸圧縮試験の結果を用いて、変形係数 $E=33\text{MPa}$ 、粘着力 $c=0.13\text{MPa}$ 、湿潤密度 $\rho_s=1.74\text{g/cm}^3$ を設定した。またポアソン比は、 $\nu=0.25$ とした。地盤のせん断破壊の判定には、Mohr - Coulombの破壊規準を用いた。引張破壊の判定には最小主応力を用い0値を閾値とし、破壊と判定された要素は変形係数を1/100に低減させた。

解析モデルは、変形の対称性を利用してトンネルおよびその周辺地盤の半分をモデル化した。遠心実験と同様に、FEMメッシュに円形のトンネルを設けておき、加速度が増す過程(最大70Gまで順次増加)を7段階に分けて自重を増加させた。

一方、掘削過程を考慮した解析では地盤に加速度70G場を想定した初期応力を与えた。ここで70Gと言う値は遠心実験においてトンネルが崩壊した時点の加速度(68G)から設定した。掘削の手順はFig. 12に示すとおりである。7段階に分けて上方から順に掘削した。

4.2 数値解析結果

Fig. 13に、トンネル天端沈下とトンネル直上の地表面沈下を示す。トンネル天端と地表面の沈下は60Gまで解析値と実測値がよく整合している。実験ではトンネル天端崩壊直後に相当する70G場では解析と実測の沈下に大きな差異が生じている。この時期には解析においてもトンネル上部の引張領域が地表に到達し、また空洞側部に剪断破壊が発生した。このように崩壊時期はこの解析で表現できているが、崩壊以後の地盤挙動をFEMでシミュレートするのは難しい。

トンネル掘削完了時の地盤変形・破壊要素をFig. 14に示す。沈下量は遠心実験の場合に比べて小さい。せん

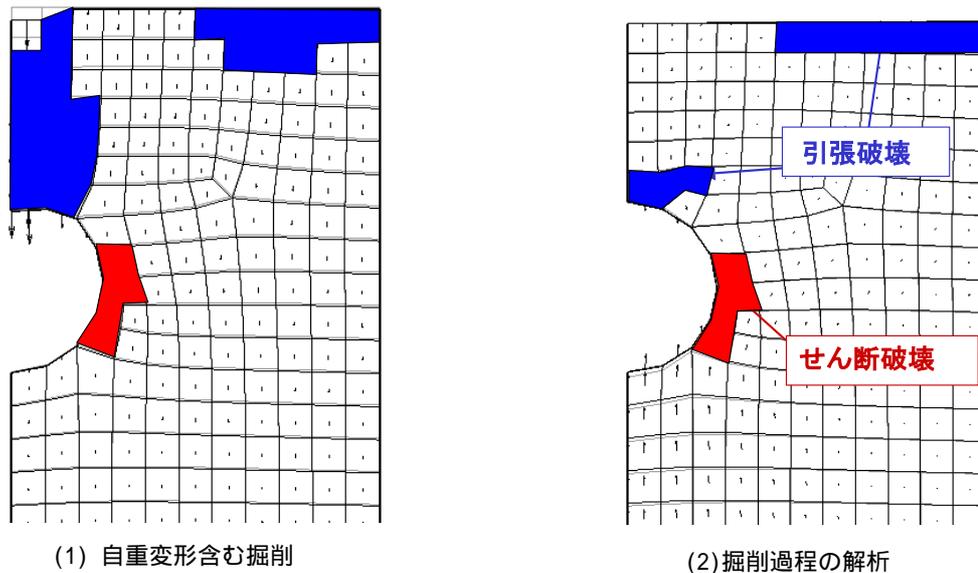


Fig. 14 ひずみ分布 (解析)
Distribution of Strain (Prediction)

断破壊域の発生位置は遠心実験と同じである。トンネル直上の引張域は共に生じるが、広がりが遠心実験の場合と大きく違っている。各掘削過程における未掘削部分が掘削施工時および掘削完了時のトンネル空洞周辺地盤の安定に寄与した結果である。このような破壊域の広がりの差がFig. 14での沈下量の差を生む結果となった。

5. おわりに

未固結地山におけるトンネル掘削工事で生じる周辺地盤の沈下・変形挙動を調べるため、遠心模型実験を行い、トンネル掘削時の変形挙動を把握することができた。主な結果を以下に示す。

- 1) 固結度の大きな土砂地山のトンネル掘削時の変形挙動を調べるため、遠心模型実験を行った結果、変形挙動や破壊の進展過程を精度良く再現することができた。
- 2) 遠心加速度の上昇とともに模型地盤地表面ではトンネル直上を中心に沈下量が大きくなり、その地表面沈下の分布形状は従来提案されているPeck式で表現できる。
- 3) 地山強度比 C_f が小さくなると不安定となる。破壊の進行過程は、まず天端が崩落した後、破壊範囲が増加し地表面まで至るような大きな破壊が生じる。
- 4) トンネル掘削を模擬した遠心実験をFEMでシミュレートし、地盤挙動をうまく再現することができた。
- 5) 地盤の変形と破壊の問題に施工手順の重要性が指摘

されている⁷⁾が、本検討においても空洞周辺地盤の安定性を予測する上で掘削過程を考慮することが重要であることがわかった。

参考文献

- 1) たとえば、(財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，平成14年5月
- 2) 本多ら：砂質土中の浅いトンネルの遠心模型実験地盤内の変形メカニズム，第35回地盤工学研究発表会，2000年
- 3) Kimura, T. and Mair, R.J. : Centrifugal testing of model tunnels in soft clay, Proc. of 10th ICSMFE, 1981
- 4) 大林組遠心模型実験グループ：遠心模型実験装置の活用事例，大林組技術研究所報，No.66，pp.121～124，2003年
- 5) Ohta, H., Iizuka, A., Omote, Y. and Sugie, S. : 3-D analysis of soil/water coupling problems using elasto-viscoplastic constitutive relationships, Proc. 7th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol.2, pp.1191-1196, 1991
- 6) 杉江・飯塚・太田：三次元土/水連成FEM解析における種々の離散化と計算精度・効率，構造工学シンポジウム論文集，第18巻，pp.33-38，1993年
- 7) 施工過程を考慮した地盤の変形と破壊に関する研究委員会（地盤工学会），同委員会シンポジウム論文集，2002