

近接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
鳥井 原誠 古家 義信
(本社土木技術本部)

Centrifuge Model Tests and Numerical Analyses on Two Parallel Tunnels

Shinichi Takahashi Shigehiko Sugie
Makoto Toriihara Yoshinobu Furuya

Abstract

This paper describes centrifuge model tests and their simulation by numerical analyses for two parallel tunnels under construction. The model tests were carried out as follows. Two types of model ground, high-strength and low-strength, were made and two parallel tunnels formed in each. After model preparation, centrifuge gravity was increased up to failure. The main results were as follows. 1) Collapse at the tunnel face appeared in the low-strength model. 2) No collapse appeared in the high-strength model. 3) The high-strength ground between two parallel tunnels did not break, thus clarifying that ground strength is very important for two parallel tunnels.

概要

近年、都市部におけるトンネル工事に対して近接トンネルの建設工事が増加している。近接トンネルは、施工時に両トンネルの相互作用を受けるため、変形挙動が複雑で、都市部ではトンネル周囲に住宅等の構造物が多いため、トンネル掘削工事に伴う沈下量の制限など近接施工として留意する点が多い。トンネル掘削に伴う地盤変形問題は土被り圧の影響が大きく、シミュレーション解析とともに応力の相似則を満足する遠心模型実験の適用が適している。この報告では、近接トンネルを有する模型地盤をソイルセメントで作製し、遠心模型実験によって、自重を増加させる方法で近接トンネルの変形挙動に関して模型実験を行い、合わせてそのシミュレーション解析を行った。その結果、近接トンネル間の中間地山部分の強度や剛性が掘削時のトンネル全体の変形や中間地山やトンネル周辺の土圧分布に大きく影響を与えることがわかった。

1. はじめに

隣接する2本のトンネルが互いに近い位置で施工される近接トンネルは、2本のトンネルの掘削影響がお互いに作用し合い、1本のトンネル掘削施工に比べて複雑な変形挙動を示す。特に2本のトンネルが接する形式は「めがねトンネル」、「超近接トンネル」と呼ばれ、合理的な設計法がまだ確立されていない。しかし一方では、近年市街地でのトンネル工事でも近接トンネルのそのニーズが高まってきており、安定性の地盤安定性や地盤変形の評価の重要性が大きくなっている。

著者らは、これまでにトンネルの変形挙動に関して精度よい評価や対策工の効果検証を目指して、大型遠心模型実験装置を用いたトンネル空洞安定に関する模型実験とそのシミュレーション解析を進めている¹⁾²⁾。

この報告では、同様の遠心模型実験手法を近接トンネルの安定問題に適用し、近接トンネルの安定性の変状メカニズムと変形破壊特性を把握するとともに、トンネル構造形式に対する安定性検討の基礎データや検証のために、模型実験とそのシミュレーションを検討したものである。

2. 実験方法

2.1 トンネル事例とトンネル模型

近接トンネルの掘削断面の例³⁾をFig. 1に示す。トンネル幅10.9mの2本の道路トンネルで、離間は約1mである。

実験では、このトンネルの断面を参考に模型地盤を設定した。Fig. 2にトンネル模型断面の形状を、Fig. 3に近接トンネル模型の配置を示す。トンネル断面はFig. 1で示したトンネル断面のほぼ1/200縮尺である。土被りは1つのトンネルの幅(D)とした

2.2 遠心模型実験方法

前述のトンネル断面を有する模型地盤を作製して、遠心模型実験を行った。遠心模型実験は、模型地盤に遠心加速度を与えることによって、模型地盤の自重を増加させ、現実と同じ応力場を再現することができるもので、土被り圧などの拘束圧に大きく依存する地盤材料の特性を小さな模型実験で精度良く再現して実験することが可能である。Table 1に実験で使用した遠心模型実験装置の主な仕様を示す。回転半径7mの大型遠心模型実験装置⁴⁾

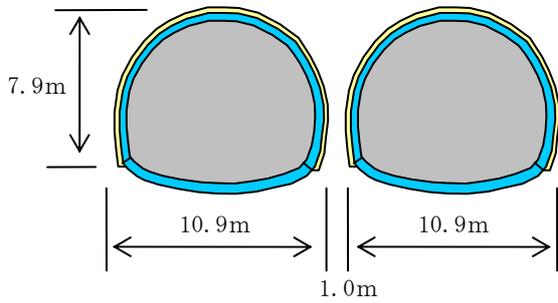


Fig. 1 近接トンネルの断面例⁴⁾

Table 1 遠心模型実験装置の主な仕様⁴⁾

| 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 |

Table 2 実験地盤条件
Model Tests Conditions

| | 地山強度 | 備考 |
|-------|----------------------------|-----------------------------------|
| Case1 | 大 (300 kN/m ²) | 均質地盤 |
| Case2 | 小 (60kN/m ²) | 均質地盤 |
| Case3 | 小 (85kN/m ²) | 中間地山強度改良 (3100kN/m ²) |

で高い実験精度や土槽配置など実験環境で大きな自由度を有す。装置の詳細については文献⁴⁾を参照願いたい。

2.3 実験条件

Table 2に模型地盤条件を示す。模型地盤は地盤強度が均質なCase1, Case2, およびトンネル周辺の地山強度はCase2とほぼ同じで近接トンネル同士で挟まれた部分(中間地山)を注入等の地盤補強改良などで改良した場合を想定し中間地山付近のみの強度を大きく設定したCase3の合計3ケース行った。模型地盤材料は、低塑性のカオリン系市販粘土(塑性指数 IP=10%)に普通ポルトランドセメントを混合したソイルセメントを使用した。

実験土槽は、小型土槽(大きさ:幅B30cm×高さH20cm×奥行きD11cm)を使用した。小型土槽の前面は、アクリル板を使用し地盤変形の計測が可能である。なお、アクリル板表面、土槽内面と模型地盤の間にはテフロンシート(厚さ0.05mm)を貼付して摩擦低減を図った。

Photo 1, Photo 2に型枠脱型前後の模型地盤を示した。地盤の作製方法は、トンネル断面形状の型枠を一旦土槽

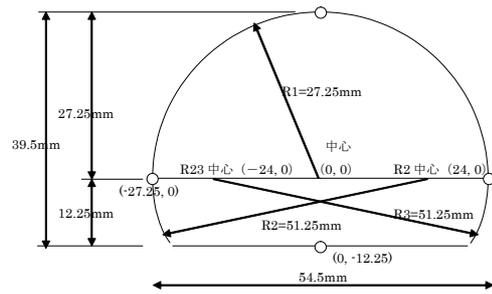


Fig. 2 トンネル模型
Cross Section of Tunnel Model

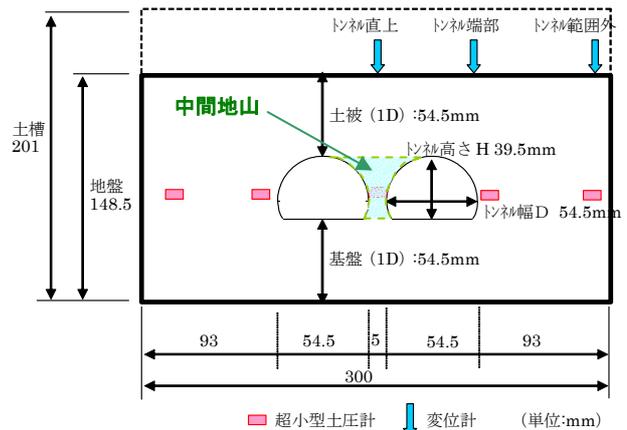


Fig. 3 模型地盤
Cross Section of Model Ground

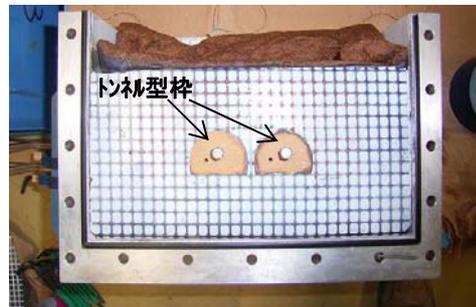


Photo 1 地盤の製作(型枠完成後の模型地盤)
Model Preparation

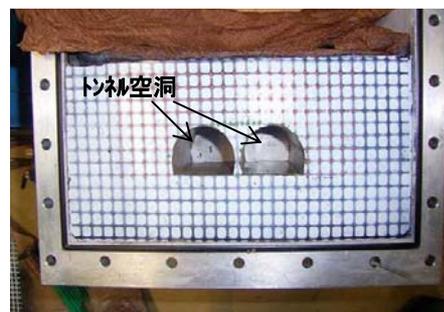


Photo 2 完成後の模型地盤
Completed Model Ground before Testing

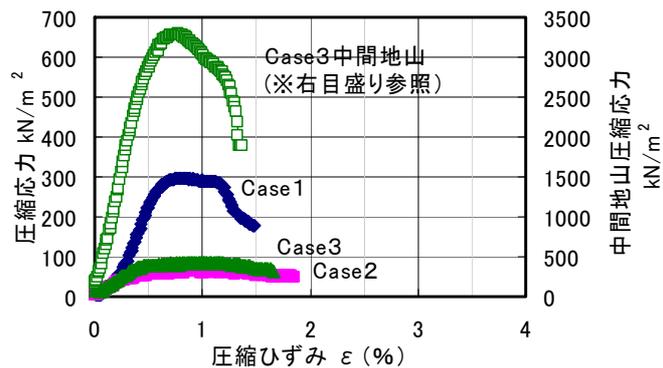


Fig. 4 地盤材料の一軸試験結果例
Stress Strain Curve of Model Ground



Photo 3 模型地盤と土槽(Case1)
Model Grounds on Platform before Test

内の所定位置に設置してセメント改良土を投入して模型地盤を作製した後、実験前に型枠を土槽前面より脱型して、所定のトンネル空洞を有する模型地盤を準備した。

Fig. 4 は、模型地盤と同条件で作製した供試体（寸法 $\phi 5\text{cm} \times \text{H}10\text{cm}$ ）の一軸試験結果例である。一般的な粘性土に比べて小さな軸ひずみ（約1%）でピーク強度が現れ、比較的固結度の大きな土砂地山を模擬している。図に示したCase1の地山材料の例では平均一軸圧縮強度は、 300 kN/m^2 であった。

Photo 3 は、遠心模型実験装置に搭載した模型地盤である。地盤内には前述のFig. 3で図中に付記した位置に小型土圧形を設置、地表面には沈下計測用には変位計を配置、そして土槽前面には地盤変形挙動を観察するためのCCDカメラを設置した。

3. 遠心模型実験結果

3.1 Case1実験結果

Photo 4は、最大遠心加速度100G到達後の地盤状況である。100Gの载荷に対して、大きな変形、クラックの発生や進展など特に顕著な変化は認められない。

Fig. 5は、トンネル直上（隣接トンネルの中間地点）とトンネル範囲外で計測した地表面沈下の計測結果である。70G付近までは両者の計測結果に大差がないが、70G以降では、トンネル直上の沈下の増加割合が増え、最大



Photo 4 実験後の模型地盤 (Case1)
Model Ground after Test (Case1)

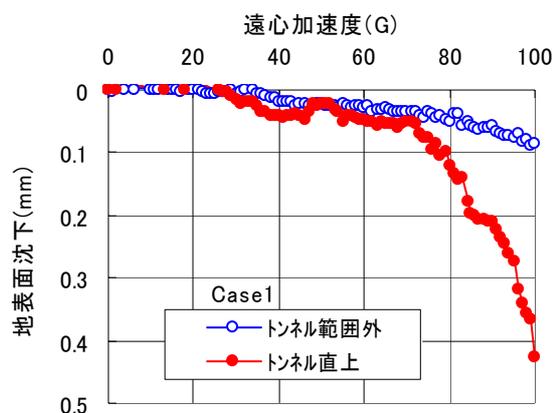


Fig. 5 地表面沈下 (Case1)
Settlement at Ground Surface

遠心加速度100Gに達した時点では、トンネル直上0.4mm、模型地盤側部0.1mmの沈下量を示した。模型地盤側部の沈下は、遠心加速度の増加に伴う地盤の自重圧密沈下量が大きな原因と考えられる。自重圧密沈下量はトンネルの有無に関わらない実験上の計測結果であるので、トンネル直上の計測結果から一般部の沈下量を差し引いたものが、トンネル空洞に伴う沈下量の挙動を表しているものと考えられることから、70G付近での地表面沈下量の増加が顕著に現れるとともに、90G付近でのその増加量が加速しているのが特徴といえる。

なお、地盤内に設置した土圧計は、実験後に掘り出して確認したところ、設置位置はほぼ設置予定場所にあったが、セメント改良土投入時の影響で、その方向が水平面から大きく傾いていたことが確認できたため、データを割愛した。

3.2 Case2実験結果

遠心加速度増加に伴うCase2の変形状況を、Photo 5～Photo 7に示す。坑内用の照明として青色の小型電球を設置したため、写真の中でトンネル坑内が青くなっている。Photo 5は、遠心加速度遠心加速度43Gの地盤状況である。トンネル右端部から上方にクラックの発生が確認



Photo 5 変形結果(43G) (Case2)
Ground Deformation at 43G



Photo 6 変形結果(44G) (Case2)
Ground Deformation at 44G



Photo 7 変形結果(50G) (Case2)
Ground Deformation at 50G

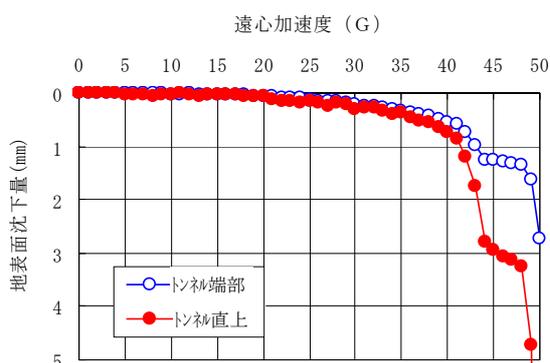


Fig. 6 地表面沈下 (Case2)
Settlement of Ground Surface

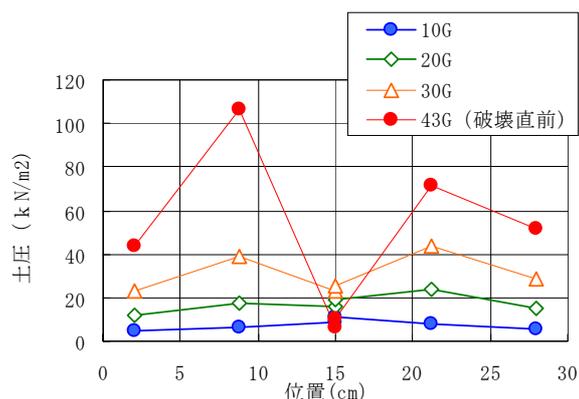


Fig. 7 土圧分布 (Case2)
Earth Pressure

できる。その他の部分については大きな変形は認められない。Photo 6は、その直後44Gにおける地盤状況である。2つのトンネルを掘削幅としたアーチ状につながる形でクラックが進展し、その後中間地山部分の破壊と上部地盤の一部が同時に崩壊している。破壊の範囲は、地上部まで至らず地中でアーチ状を示した。その後の遠心加速度の増大に伴い、Photo 7に示すような地表面部分の残置部分も破壊に至った。

Fig. 6は、地表面沈下の変化である。41G付近から急激に沈下量が増加し、トンネル付近で地盤崩壊が発生した44Gでは、沈下がトンネル直上で2.9mmまで達した後、表面まで崩壊が進展した49Gで新たに大きな沈下が発生している。地表面沈下の増加が顕著になるのは40G以降であった。先に示した Case1と比べ沈下量は大きい。また地表面沈下が増加し始める遠心加速度を比べると、地盤強度が20%程度であるのに対して、沈下量の増加が顕著になる荷重条件(遠心加速度)は57%程度であり、この結果と比べるとほぼ1/2の荷重条件で変形が大きく生じ始めたことになる。地盤強度付近であった

Fig. 7は、土圧計の計測結果である。土圧計の設置方法については、前述のCase1の実験結果を受けて、小型土圧計(φ6mm)が土圧計設置後地盤の投入で傾かないようにφ10mm程度の樹脂ネットに一旦取り付けた後地盤内に設置した。10G、20Gでの土圧の計測結果は、計測位置にかかわらず、ほぼ同程度の土圧分布を示しているのに対して、30Gでは、トンネル両脇の土圧の増加が大きくなり

始め、崩壊直前の43Gでは土被り荷重の2倍程度とその傾向が顕著になっている。これに対して中央部分の土圧は急減し、地盤が支持力を失い土圧がトンネルの両側に流れ、支えられている状態が確認できる。

3.3 Case3実験結果

遠心加速度増加に伴うCase3の変形状況を、Photo 8～Photo 10に示す。Case2の破壊した荷重条件(遠心加速度44G)以降も特に急激な変形は発生せず、Photo 8に示すように90G付近までは特に目立った変形はなかった。その後、最初に左側のトンネル天端が94Gで、また右側トンネルの天端もその直後95Gで、ともにほぼ同程度の遠心加速度条件において天端付近が崩壊した。またこの破壊した範囲は、どちらの崩壊部分もトンネル天端の強度増加していない部分に偏っていることも共通している。この天端付近が破壊する挙動は、通常の1つのトンネルの場合の実験結果¹⁾で得られたものと同様の位置での崩壊であり、崩壊の特徴として、Case2で得られた中間地山部分の破壊が引き金になる近接トンネルの影響による破壊ではなく、それぞれのトンネル空洞のモードが異なっていることに起因すると考えられる。

Fig. 8に地表面沈下を示した。図中には前述のCase1、Case2の結果も付記した。Case1とCase2の中間的な沈下挙動を示している。また、地表面沈下の増加は破壊が生じたCase2に比べ、遠心加速度の増加に伴う沈下量の増加が比較的緩やかである。

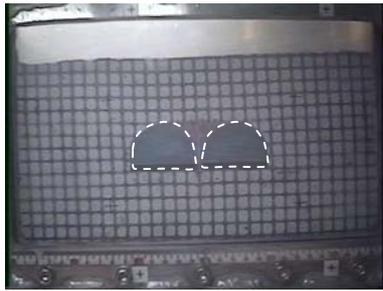


Photo 8 変形結果(90G) (Case3)
Ground Deformation at 90G

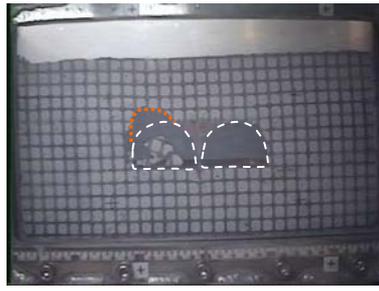


Photo 9 変形結果(94G) (Case3)
Ground Deformation at 94G

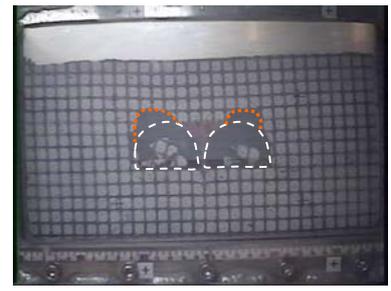


Photo 10 変形結果(95G) (Case3)
Ground Deformation at 95G

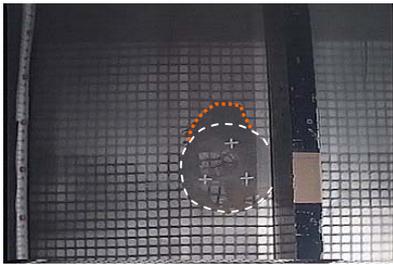


Photo 11 円形トンネルの破壊例¹⁾
Failure in another Tunnel Model

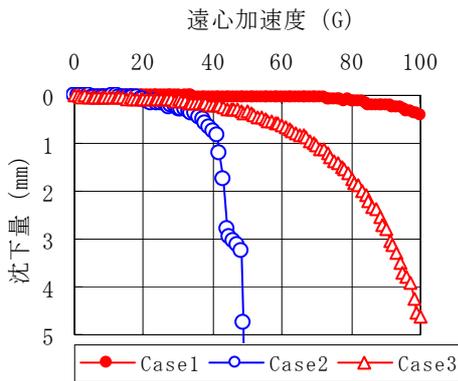


Fig. 8 地表面沈下 (Case3)
Settlement Curve

3.4 数値シミュレーション

実験結果で得られた変形メカニズムの考察のために模型実験結果のシミュレーション解析を行った。解析対象は、特徴的な破壊が生じたCase2に対してFEMシミュレーション解析を行った。解析は汎用コード「2D-σ」を用いた。Table 3に解析に用いた材料定数を示す。地盤のモデル化は、文献5)を参考に非線形解析を行った。解析ケースは中間地山(センターピラー部)のモデル化を変えた2種類である。センターピラー部の強度を小さく設定した条件は、マニュアル的ではあるが、センターピラー部の破壊後の強度低下を模擬したものである。

Fig. 9は、地表面沈下の比較である。図中に示した実験での破壊直前43G付近までの沈下は比較的その沈下挙動を表している。しかし、トンネル天端の破壊に伴って

Table 3 解析条件

| | | センターピラー | Case A 非線形 | Case B 軟 |
|---------|----------------------|-------------------|---------------|-------------|
| 地山モデル | | | 非線形弾性 | |
| 地山 | 初期変形係数 | MPa | 15 | |
| | 初期ポアソン比 | | 0.30 | |
| | 最終変形係数 | MPa | 1.5 | |
| | 最終ポアソン比 | | 0.48 | |
| | 単位体積質量 | MN/m ³ | 0.748 | |
| | 弾性限界パラメータ(k) | | 2 | |
| | | | 非線形指数(a) | |
| センターピラー | 初期変形係数 | MPa | 15 | 0.15 |
| | 初期ポアソン比 | | 0.30 | 0.30 |
| | 最終変形係数 | MPa | 1.5 | 0.15 |
| | 最終ポアソン比 | | 0.48 | 0.30 |
| | 単位体積重量 ¹⁾ | MN/m ³ | 0.731 | 0.731 |
| | 弾性限界パラメータ(k) | | 2 | 6 |
| | | | 非線形指数(a) | |
| | | | 1 | 4 |

補足説明1) 遠心加速度43Gにおける単位体積重量

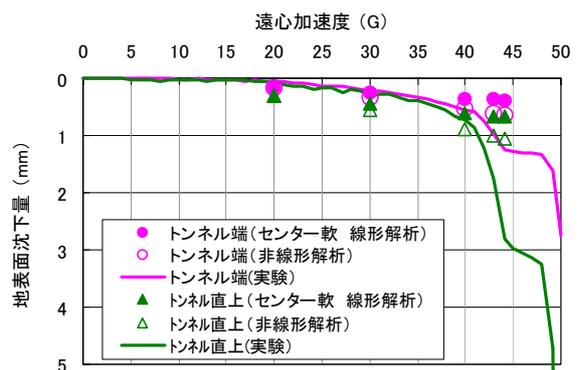


Fig. 9 地表面沈下 (Case3)
Settlement Curve

急激に生じる地表面沈下の挙動は数値解析による再現が難しい。

Fig. 10, 11は、鉛直変位コンターを示した。地盤条件の違いによって沈下の分布が異なり、センターピラー部の強度を小さく設定した解析結果の方が地表面沈下の分

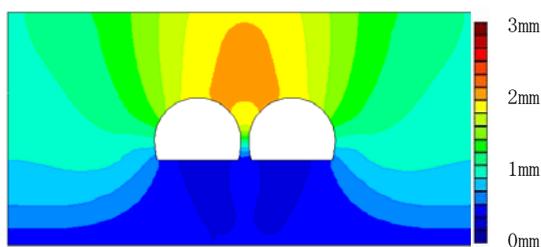


Fig. 10 CaseA沈下分布
Settlement Distribution

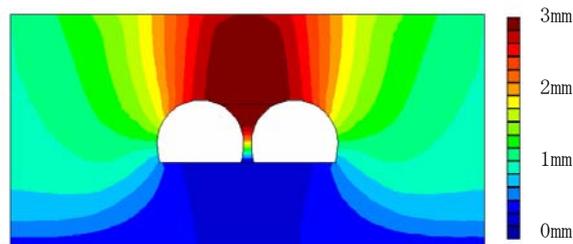


Fig. 11 CaseB沈下分布
Settlement Distribution

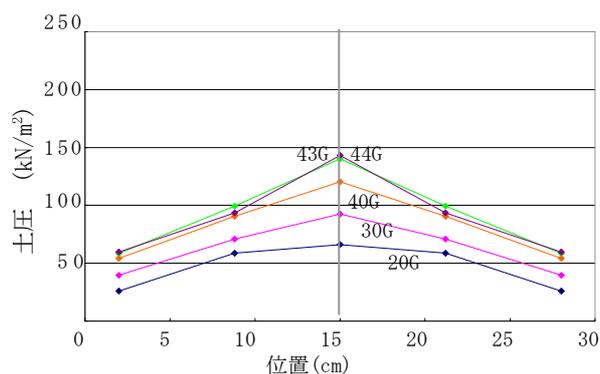


Fig. 12 CaseA 土圧分布
Earth Pressure

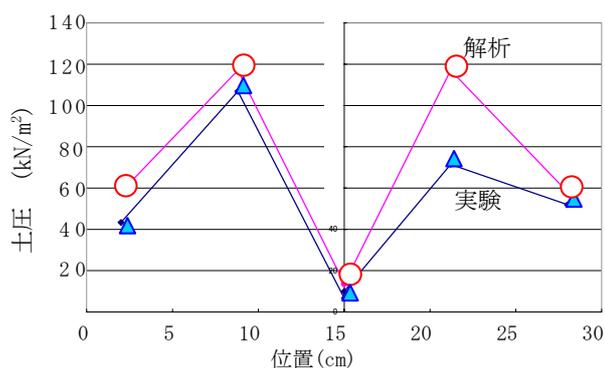


Fig. 13 CaseB 土圧分布 (44G)
Earth Pressure

布がより集中的になり、実験結果の挙動を表していると考えられる。

Fig. 12, Fig. 13は、土圧分布である。センターピラーの剛性によって大きく異なり、センターピラー部の剛性が小さなセンターピラー軟モデルの解析ケースが実験結果をよく表す結果となっている。センターピラー部の剛性が小さいと同じ変位に対して分担できる土被り荷重が小さくなり、その結果トンネル周辺地盤の土圧が大きくなったものと考えられる。

4. まとめ

近接トンネルの変形や土圧分布を把握し、数値解析手法の妥当性を検証する目的で、遠心模型実験とそのシミュレーション解析を行った。主な結果を以下に示す。

- 1) 遠心模型実験の結果から、中間地山の強度の大きさがトンネル周辺の地盤変形や破壊形態に大きな影響を与えることが確認できた。破壊形体は、均質地盤モデルでは近接する2つのトンネルを掘削幅とするアーチ上の大断面空洞として、また中間地山部の強度が十分大きい場合には、各トンネル天端が崩壊し単独のトンネルでの破壊形態と同様であった。
- 2) 数値解析では、崩壊の急激な進行時には実験結果との差は大きくなるものの、地表面沈下は破壊直前までは比較的精度よく表すことができる。

実際のトンネル掘削時の挙動は、地盤条件、掘削順序などの施工過程が複雑に影響しあい複雑と考えられるが、ここで得られた比較的単純化した模型地盤での知見は、複雑な実地盤の挙動予測にも広く応用できるものである。今後も実験や解析を通して、変形特性の把握やトンネル構造の改善に資したいと考えている。

参考文献

- 1) 高橋真一，他：都市部トンネル掘削時の地盤変状予測に関する研究，大林組技術研究所報，No. 68，(2004)
- 2) 高橋真一，他：都市部トンネル掘削時の地盤変状予測に関する研究(その2)，大林組技術研究所報，No. 68，(2005)
- 3) 上村正人，他：センターピラーを構築しないめがねトンネル工法の実用化と検証．土木学会論文集，第756巻，6-62号，75～87，(2004)
- 4) 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)
- 5) 日本道路公団：トンネル数値解析マニュアル，試験研究所技術資料第359号，(2002)