

# 三次元有限要素法解析を用いた近接施工における切羽崩壊現象のモデル化

早稲田大学	フェロー会員	赤木 寛一	早稲田大学	学生会員	○重田 恭兵
東京地下鉄(株)	正会員	伊藤 聡	東京地下鉄(株)	正会員	小西 真治
早稲田大学	正会員	Alireza Afshani	東電設計(株)	正会員	阿南 健一
			早稲田大学	非会員	戸高 龍之介

## 1. はじめに

経年 50 年程度で、一層二径間(幅 8.8m,高さ 6.5m)(図 1)の開削工法により施工された地下鉄の既設検討対象トンネルにおいて、トンネル軸方向の二か所(図 1)に局所的な大きな沈下が確認された<sup>1)</sup>。沈下は、該地点を新設シールド通過後に急速に進行し、その後、緩やかに継続しているような状況がみられた。沈下の要因として考えられるのは、沈下発生時期と対象トンネル付近で施工された泥水式シールド工書の時期が一致していることからこれが原因と考えられる。そこで本研究では、有限要素法解析ツール MIDAS を用いて、切羽崩壊のモデル化を行った。

## 2. 解析手法

シールド掘進時に、何らかの障害が生じ、切羽の安定性が崩壊、トンネル内部に土塊が流入し、沈下が発生した例<sup>2)</sup>を参考に表 1 のような施工段階を設けた。

表 1 解析における施工段階

段階	詳細
初期状態	地点 A を含む地盤をモデリング 幅 100m, 長さ 300m, 高さ 60m
検討対象トンネル	検討対象トンネルを施工
新設シールド掘進	シールド掘進・覆工(厚さ 1m)施工 地点 A 付近で切羽崩壊を再現

### (1) 切羽崩壊の概念

図 2 のように切羽前方の地盤に強制変位(PD)を与えることでトンネル切羽崩壊の概念を再現する。強制変位を 10, 20, 40, 80, 120(cm) と変化させることでそれぞれの既設対象トンネル底面沈下量を確認した。

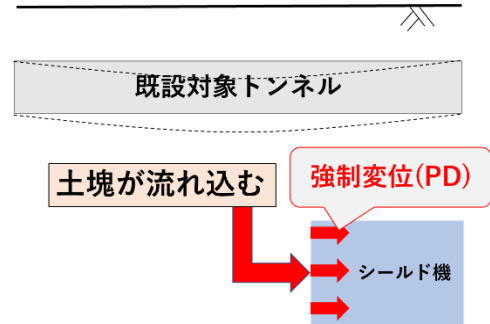


図 2 強制変位による沈下のイメージ

### (2) 地盤剛性の低下について

シールドトンネル周辺、上部には剛性の高い二つの地層が存在しているが、沈下の影響が検討対象トンネルにまで及んでいることから切羽崩壊時に一部その剛性は失われていると考えられる。そこで切羽崩壊時に比較的剛性の高い二つの地層に対して表 2 のように弾性係数を 10kN/m<sup>2</sup> まで低下させた。

表 2 弾性係数の減少値

地層	変更前 E <sub>0</sub>	変更後 E <sub>r</sub>
埋没段丘層(砂礫層)	25900kN/m <sup>2</sup>	10kN/m <sup>2</sup>
江戸川層(砂層)	35000kN/m <sup>2</sup>	10kN/m <sup>2</sup>

### (3) 地盤剛性低下範囲について

地盤剛性を低下させる範囲を検討する。横断方向の範囲に関して、テルツァーギのゆるみ土圧算定式<sup>3)</sup>(式.1)を用いた。これは切羽崩壊時の影響範囲を求める式ではなく、トン

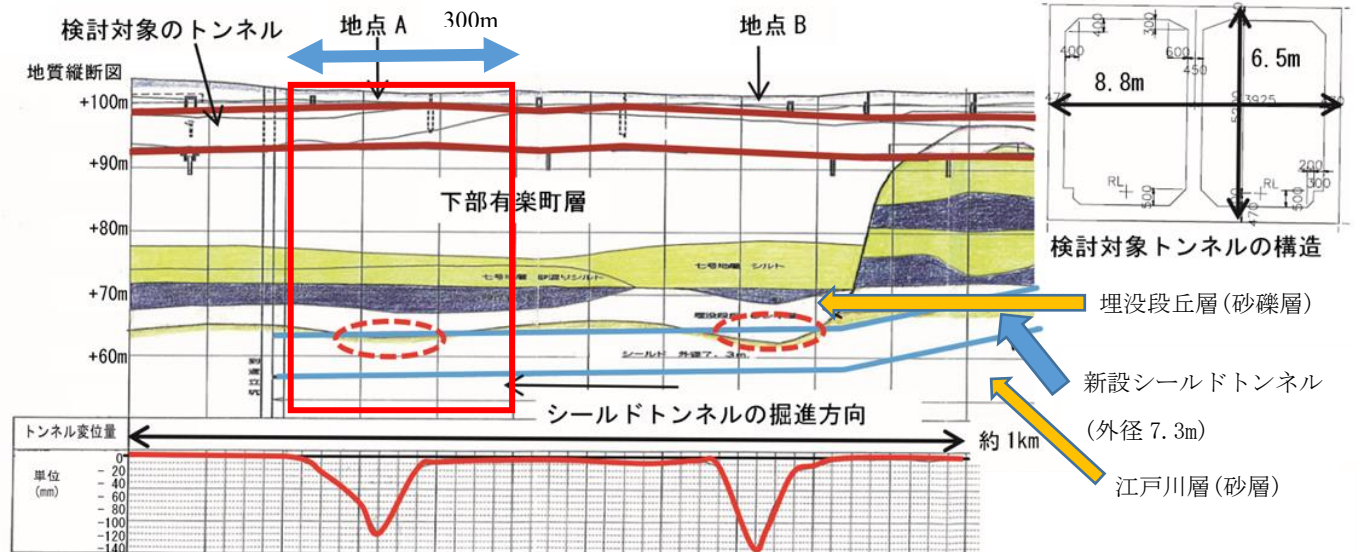


図 1 検討対象トンネルの概要

ネルの掘進時に発生する緩み土圧の及ぶ範囲を求める式であるが、切羽崩壊に関しても土塊が移動する範囲は同程度と仮定し(式.1)を適用した。

$$2B_1 = 2R_o \times \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) \dots (1)$$

$2B_1$ : 横断面におけるゆるみ幅(m)

$\phi$ : 土の内部摩擦角(°)  $R_o$ : トンネル半径(m)

(式.1)より、今回の剛性低下範囲の幅は10mとした。

剛性低下前面の高さに関しては新設シールド底面から埋没段丘層上面までの距離(14.2m)とした。

トンネル縦断方向の剛性低下にはいくつかの参考文献<sup>24)</sup>をもとに算出したところ、3~6mの範囲が考えられた。そこで今回は切羽面から縦断方向に一番大きい6mの範囲まで切羽崩壊の影響が及んだと仮定し、図3のような地盤剛性低下範囲を仮定して解析を行うことにした。

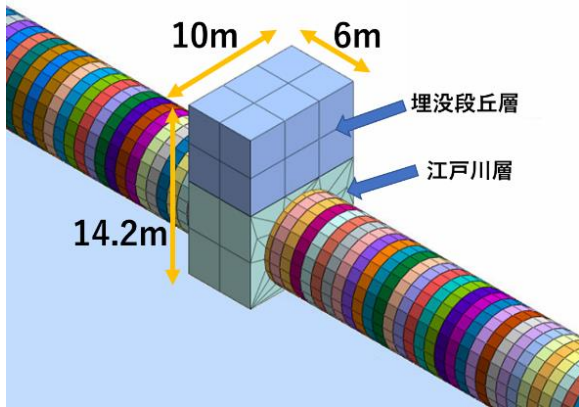


図3 切羽崩壊による地盤剛性低下範囲

### 3. 解析結果

上記の解析モデルにより得られた地盤沈下に関する解析結果として、各切羽面の強制変位と既設トンネル底面の沈下分布の関係を図4、各強制変位における対象トンネル底面の沈下量の最大値を図5に示す。

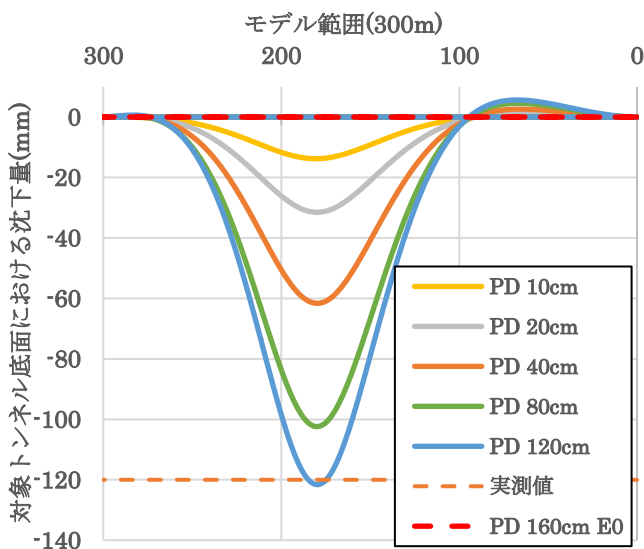


図4 各強制変位と既設トンネル底面の沈下分布の関係

上図より、赤い点線は地盤剛性を低下させなかった場合

に、強制変位 160cm を作用させた解析結果であり、既設トンネル底面の最大沈下量は 0.3 mm であった。一方、切羽崩壊を考慮して地盤剛性を低下させることで、切羽面での 120cm 程度の強制変位により、既設トンネル底面での実測と対応する 120 mm の沈下を得ることができた。

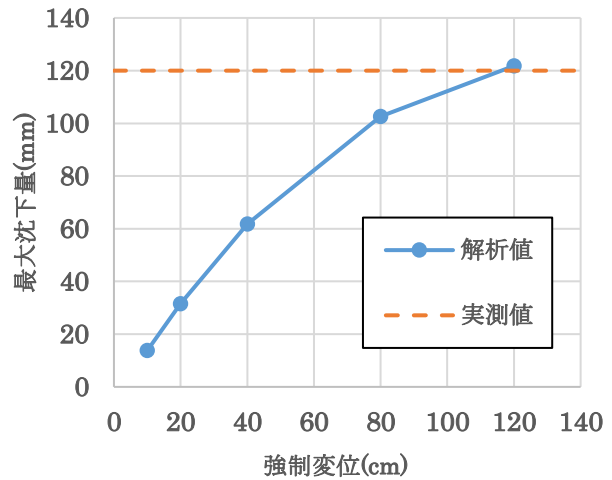


図5 各強制変位における対象トンネル底面の最大沈下量

図4、図5より、切羽面で強制変位を 120cm と与えたところ、実測された既設トンネル底面における最大沈下量(120 mm)と同程度の沈下量を再現することができた。これを実際の現場で考えると一回のシールド掘進で、幅 1m の覆工を施工する為に掘削した土量を 100% とすれば、切羽崩壊時の崩壊土量は 220% に相当すると考えられる。

### 4. まとめ

1)切羽崩壊による地盤剛性低下範囲(図3)、弾性係数の低下などいくつかの条件を仮定し、切羽崩壊現象のモデル化を行った。その解析結果として切羽面に対して強制変位を 120cm に設定したとき、検討対象トンネルにおける最大沈下量の実測値とほぼ合致することが分かった。これは新設シールドが砂層の通過時に、応力バランスを崩し、広い範囲で地盤が崩壊した可能性が高いと、今回の解析結果から推定することができる。また、切羽面における強制変位量に対応する崩壊土量 220% に相当する。

2)この解析結果をもとに切羽崩壊が既設開削トンネルに及ぼす影響についても評価を行う予定である。

### 参考文献

- 1)小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, 土木学会第 72 回 年次学術講演会 pp.1217-1220 2017,9.
- 2)大谷 順, 永谷 英基, 高野 大樹: X 線 CT を用いたトンネル切羽崩壊機構の評価, 土木学会論文集 C Vol62 No.4 814-824, 2006.12.
- 3)トンネル標準示方書(シールド工法), p.43, 2006.7
- 4) 小西真治: 砂と粘性土の互層地盤の切羽安定評価に関する研究, 京都大学博士論文, 2000.
- 5) Pavlos Vardoulakis, Maria Stavropoulou, George Exadaktylos“Sandbox modeling of the shallow tunnel face collapse” RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA 2009,1.