

せん断変形を生じる地盤とトンネルの相互作用に及ぼす寸法効果に関する FEM 解析

中央大学 学生会員 ○松田 敏輝 中央大学 学生会員 西野 風雅
(株)HRC 研究所 正会員 島田 貴文 中央大学 国際会員 西岡 英俊

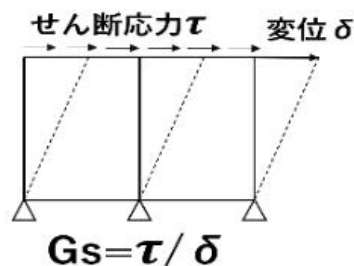
1. はじめに

開削トンネルは、周囲を地盤で囲まれていることから、設計において構造物と地盤の関係性を適切に評価する必要がある。開削トンネルの地震における相互作用・地震時挙動に関する研究では、これまで種々の解析手法が提案され、トンネル自体に働く応力や変形、地盤内における地震時作用が検討されている。

しかし、地中構造物と周辺地盤の剛性比の違いによって地震時地盤の挙動の変化を実験・解析で着目した事例は少ない。また、地震時における周辺地盤と地中構造物の大きさの影響範囲について十分に検討されていない。

以上の背景より、地震時における構造物-地盤の相互作用について、構造物と地盤の剛性比による影響を検討する。

なお、本研究で用いる「剛性比」は、立石、岡の研究¹⁾において、図-1に示した荷重および境界条件のもとで函体の全体的なせん断弾性係数(以下、函体剛性 G_s と省略)を求め、地盤のせん断弾性係数(以下、地盤剛性 G_g と省略)との比 G_s/G_g に着目した検討がなされていることを踏まえ、これと同様の考え方をを用いた。この考え方で、既設の線路下カルバートの設計事例²⁾を分析したところ、 G_s/G_g の値は 0.1~100 の範囲内に収まることを確認している。ただし、現段階では後述するように函体部を一様な矩形の弾性体としてモデル化しており、これ以降の函体剛性 G_s は弾性体のせん断弾性係数をそのまま用いている。

図-1 G_s の算定法

2. 検討条件

本研究では、函体と地盤の剛性比 G_s/G_g を 0, 1, 10, 100 の 4 ケースの FEM 解析を行い、地震時における函体周辺の地盤挙動の確認を行う。本報では、周辺地盤と函体の大きさの影響範囲に関する基礎的な検討について報告する。

解析の対象は、図-2に示すモデルとする。地盤の寸法は $1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$ で固定し、函体の寸法を、表に示す大きさでそれぞれ設定し、地盤側面の両側に強制変位を与えて単純せん断変形を生じさせた。荷重条件、境界条件、強制変位の詳細を表-1に示す。

地盤および函体の条件は、表-2に示すように、地盤剛性 $G_g=50000\text{kN/mm}^2$ の一様地盤とし、函体剛性 G_s を変化させた。

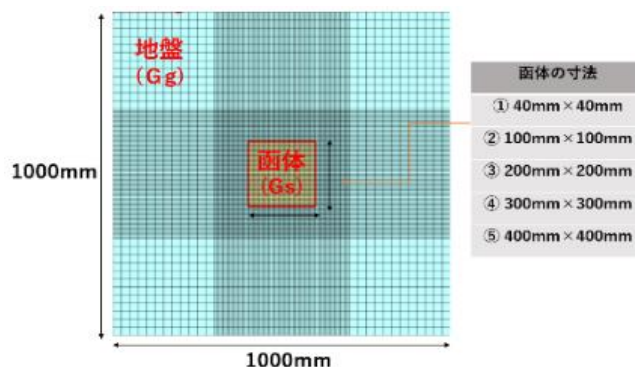


図-2 解析モデル

表-1 解析条件

荷重条件	上載荷重を初期Stepで 10kN/m^2 を与え、次Step以降でも継続的に作用させる。
境界条件	初期Step: 底面固定・側面水平固定 次Step: 底面固定・側面鉛直固定
強制変位	地盤側面両側に $1\sim 10\text{mm}$ を与える。(ひずみ $0.1\%\sim 1.0\%$)

表-2 地盤および函体の条件

	地盤	函体
せん断弾性係数(G)	$G_g=50000 [\text{kN/mm}^2]$	$G_s=G_g \times (0.1, 1, 10) [\text{kN/mm}^2]$
ポアソン比(ν)	$\nu=0.35$	$\nu=0.2$
単位体積重量(γ)	$\gamma=21 [\text{kN/m}^3]$	$\gamma=21 [\text{kN/m}^3]$

キーワード 開削トンネル, せん断剛性比, FEM 解析, 地震時挙動

連絡先 〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27 中央大学理工学部都市環境学科 基礎・地下構造研究室 TEL: 03-3817-1804

3. 解析結果および考察

解析結果の一例として、せん断剛性比 $G_s/G_g=10$ で 函体幅/地盤幅=200/1000 のケースにおける地盤のせん断ひずみ 0.5%時の変位のコンター図および変形図を図-3 に示す。周辺地盤の単純せん断変形に伴って、函体部もせん断変形を生じていることがわかる。この時の函体部の平均せん断ひずみ γ_s を図-4 に示す方法で算出すると、 $\gamma_s=0.29\%$ が得られた。地盤よりも剛性が 10 倍大きい函体であっても、地盤のせん断ひずみの概ね 1/2 程度のひずみが生じていることがわかる。

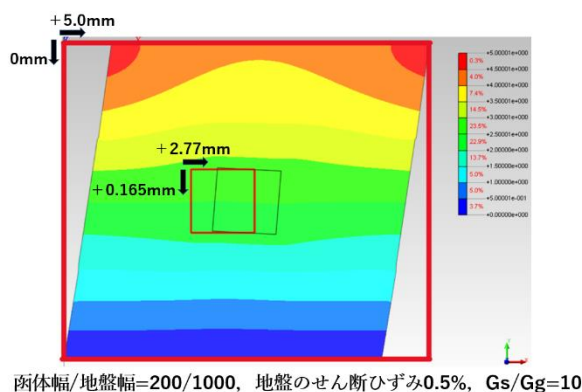


図-3 変位のコンター図および変形図

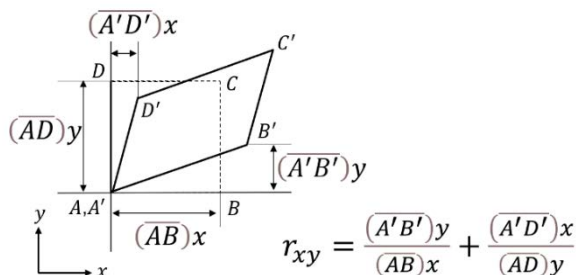


図-4 平均せん断ひずみの算定式

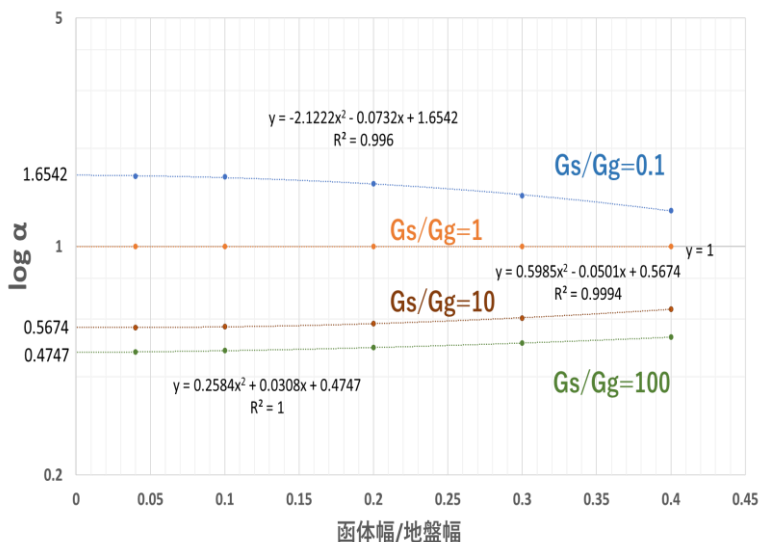


図-5 函体の寸法変化における影響範囲

この函体部の平均せん断ひずみ γ_s と地盤のせん断ひずみ γ_g との比（以下、ひずみ比 α と省略）を各ケースで求め、函体幅/地盤幅との関係を整理した結果を図-5 に示す。函体の剛性が大きいほど、平均せん断ひずみは減少傾向にあるが、 G_s/G_g の比率を大きくしすぎても、さほどの変化は見られない。また、函体幅/地盤幅がゼロに近づくほど（すなわち地盤幅が無限大に近づくほど）ひずみ比 α は一定の値に収束する傾向が確認できる。この関係を「2 次曲線で近似して求めた函体幅/地盤幅=0 での値がひずみ比 α の真値」とであると解釈し、各ケースの真値からの誤差を求めた結果を表-3 にまとめて示す。

表-3 より、函体幅/地盤幅=200/1000 以下にすれば G_s/G_g の各比率におけるひずみ比 α の誤差を 10%以下に収めることができるとわかる。

4. おわりに

今後は地盤が非線形である時の検討を行っていく。また、別途実施している大型せん断土槽による実験結果と地盤内挙動の比較をしていく。

参考文献

- 立石章, 岡二三生: 地中構造物横断方向のレベル 2 地震動に対する静的耐震設計法の適用性, 土木学会論文集, No.752/I-66, pp170-192, 2004.
- (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道技術推進センター: 技術基準関連テーマ 線路下カルバートの設計計算例の作成 報告書, 2019.

表-3 影響誤差の比較

$G_s/G_g=0.1$			$G_s/G_g=1$		
函体幅/地盤幅	α (傾き)	影響誤差(%)	函体幅/地盤幅	α (傾き)	影響誤差(%)
0.04	1.64	-0.9	0.04	1	—
0.1	1.6369	-1.0	0.1	1	—
0.2	1.5578	-5.8	0.2	1	—
0.3	1.4296	-13.6	0.3	1	—
0.4	1.2905	-22.0	0.4	1	—
$G_s/G_g=10$			$G_s/G_g=100$		
函体幅/地盤幅	α (傾き)	影響誤差(%)	函体幅/地盤幅	α (傾き)	影響誤差(%)
0.04	0.5657	-0.3	0.04	0.4762	0.3
0.1	0.5692	0.3	0.1	0.4805	1.2
0.2	0.5816	2.5	0.2	0.4912	3.5
0.3	0.6052	6.7	0.3	0.507	6.8
0.4	0.6435	13.4	0.4	0.5284	11.3