

# 開削トンネルと地盤の剛性比に着目した地震時の函体変形特性に関する実験的研究

伊野 将矢<sup>1</sup>・西野 風雅<sup>2</sup>・西岡 英俊<sup>3</sup>・島田 貴文<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 中央大学 理工学部都市環境学科 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

E-mail: a18.b4e6@g.chuo-u.ac.jp

<sup>2</sup> 学生会員 中央大学 理工学部都市環境学科 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

E-mail: a17.dxsm@g.chuo-u.ac.jp

<sup>3</sup> 正会員 中央大学教授 理工学部都市環境学科 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

E-mail: nishioka@civil.chuo-u.ac.jp

<sup>4</sup> 正会員 (株)HRC 研究所 東京事務所 (〒101-0054 東京都千代田区神田錦町 2-5-4 第二亀谷ビル)

E-mail: t-shimada@hrc-ri.co.jp

開削トンネル等の地中構造物は耐震設計において構造物と地盤の関係性を適切に考慮する必要があるが、これまでの既往の研究の多くは解析的手法であり、特に地盤の非線形性に着目した実験的研究は少ないのが現状である。そこで本研究では、アルミ棒積層体を用いたせん断土槽実験を行った。実験の結果、地盤の非線形性を模擬できるアルミ棒積層体を用いた本実験では、同じ剛性比であれば既往の知見よりも実際に生じる函体のせん断ひずみは小さくなることがわかった。そして、この違いは主に底面回転角の挙動の違いによって生じていることがわかった。また、地震時の函体の変形特性を精度よく評価するためには、地盤自体の非線形性の影響や函体底版の回転に伴う鉛直方向の押込み・浮き上がり挙動の影響も考慮する必要があることが確認された。

**Key Words:** cut and cover tunnel, aluminum rods mass, bottom rotation, shear stiffness ratio

## 1. はじめに

周囲を地盤で囲まれている開削トンネル等の地中構造物の耐震設計においては、地震作用として主に地盤のせん断変形によって生じる地盤変位を考慮する必要がある。地震時の地盤変位が開削トンネル函体の変形特性に及ぼす影響は、函体自体の剛性と周辺地盤の剛性の比に大きく依存するが、この影響に関する既往の研究の多くは解析的手法であり、特に地盤の非線形性に着目した実験的研究は少ないのが現状である。

著者らの研究グループでは、このような地震時の地盤変位作用に対する開削トンネルの挙動に着目した実験的研究として、中密な砂の2次元モデルと見なすことができるアルミ棒積層体を用いた小型せん断土槽実験<sup>1)</sup>を行っているが、この実験では、地盤の局所的なひずみの変化を模擬する上では、函体幅に対してアルミ棒の径が相対的に大きい(最大粒径3mm:函体幅40mm=1:13.3)という課題があった。そこで新たに約5倍の大きさの大

型せん断土槽とせん断剛性を任意に設定可能な函体模型を用いて実験を行った(最大粒径:函体幅=1:66.7)。本報告では、剛性比の異なる6種類の函体模型を模型地盤に埋設し、せん断変形を生じさせて、函体と周辺地盤の相互作用について検討した。

## 2. 実験概要

### (1) 模型地盤および実験装置

本実験に用いた実験装置の外観を図-1に示す。せん断土槽は、内面間距離1000mmの左右の側壁(アルミフレーム製)の上端・下端にピンヒンジを有し、単純せん断変形が可能となっている。この土槽に高さ800mmまで模型地盤を構築した。模型地盤は、長さが150mmで、直径が1.5mm, 2mm, 3mmの3種類のアルミ棒を重量比1:1:1で混合して積み上げたものである。本実験では、混合したアルミ棒約10kg分を1層として撒き出し、突き

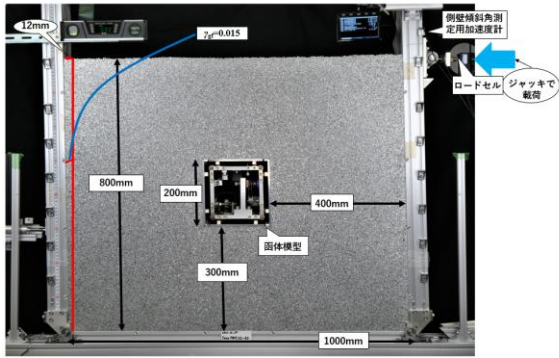


図-1 実験装置の外観（土槽のせん断ひずみ  $\gamma_g=0.015$  時）

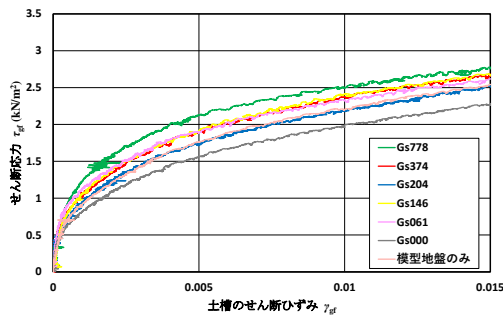


図-2 せん断応力  $\tau_{gf}$  と土槽のせん断ひずみ  $\gamma_{gf}$  の関係

固め板を用いてアルミ棒の並びを整えながら、模型地盤全体での単位体積重量が  $21.7\text{kN/m}^3$  となるよう構築した。

この模型地盤の上面を解放した状態で、土槽側壁の模型地盤地表面高さに設置したジャッキで水平方向に載荷し、模型地盤にせん断変形を生じさせた。なお、土槽の側壁内面はアルミフレームとアルミ棒間に生じる摩擦を低減させるため、摩擦低減シートを貼り付けている。

本実験で実施した函体模型を埋設した全6ケース（ケースの詳細は後述）と函体模型を埋設しない模型地盤単独ケースについて、せん断土槽に作用させたせん断応力  $\tau_{gf}$ （ジャッキ荷重を土槽上面積で除して算出）と土槽のせん断ひずみ  $\gamma_{gf}$ （側壁の傾斜角から算出）の関係を図-2に示す。図-2より模型地盤は微小レベルから明確な非線形性（ひずみレベル依存性）を示していることが確認できる。なお、6回の実験ケースで若干の差異が見られるのは、模型地盤の単位体積重量の空間的なばらつきの影響のほか、函体模型を埋設した影響を受けているためと考えられる。

## (2) 函体模型および実験ケース

今回の試験に用いた函体模型を図-3に示す。函体寸法は、一辺の長さが  $H=200\text{mm}$  の正方形断面で、奥行きは  $D=150\text{mm}$  である。上下床版と左右側壁がそれぞれヒンジで連結され、せん断変形を生じさせることができる構造となっており、函体内に設置したせん断変形を拘束す

るコイル型バネを付け替えることにより函体のせん断剛性  $G_s$  を任意に設定することができる。また、函体の4つの面には、それぞれ2組の2方向ロードセルを剛な受圧板を介して配置しており、各面に作用する表面力として、せん断力  $S$  と垂直力  $N$ 、および垂直力  $N$  の偏心量  $e$ （函体中心から垂直力作用位置までの距離）を計測することが出来る構造となっている。

この函体模型の周辺地盤から外力として函体各面に表面力が作用し、これによって函体模型の回転およびせん断変形を生じることとなるが、このうちせん断変形を生じさせる外力の総和は、式(1)に示す函体模型中心回りのモーメント  $M_c$  として表すことができる。

$$M_c = \sum_{i=1}^4 P_i e_i + \sum_{i=1}^4 S_i \frac{H}{2} \quad (1)$$

ここで  $S_i$ ,  $P_i$ ,  $e_i$  は、それぞれに図-4に示すように函体模型にそれぞれ正のせん断変形を生じさせる方向を正とする表面力（せん断力、垂直力およびその偏心量）である。

この函体模型の上下床版に一樣なせん断応力  $\tau_s$  のみを作用させて、側壁が角度  $\gamma_s$  だけ傾いて一樣なせん断ひずみ  $\gamma_s$  を生じさせる単純せん断の状態を考える。この状態での函体模型中心回りのモーメント  $M_c$  は、函体模型体積  $V=HD$  を用いて、以下の式(2)で表すことができる。

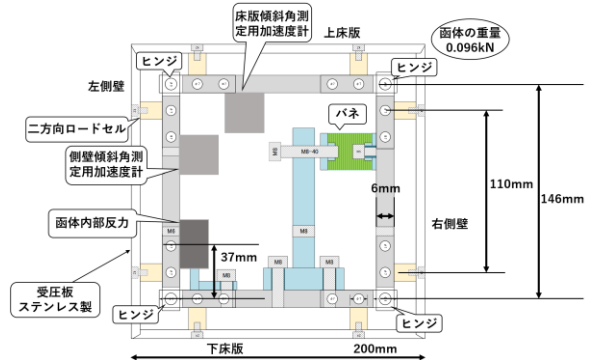


図-3 函体模型の構造

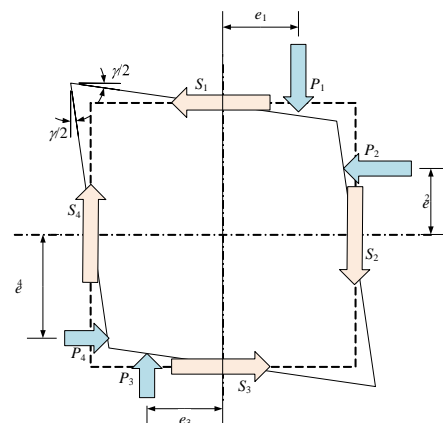


図-4 函体模型表面に作用する表面力

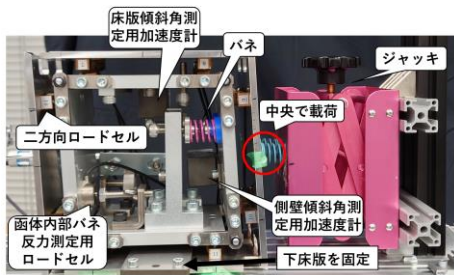


図-5 函体単独せん断試験の様子

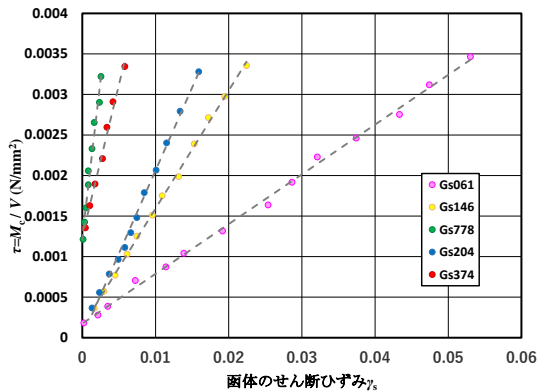


図-6 函体単独せん断試験結果（せん断応力  $\tau_s$ —函体のせん断ひずみ  $\gamma_s$  関係）

表-1 実験ケースと函体模型のせん断剛性  $G_s$

ケース名	Gs000	Gs061	Gs146	Gs204	Gs374	Gs778
ばね定数 (N/mm)	0	16.34	47.1	68.6	128	255
$G_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	61	146	204	374	778

$$M_c = \tau_s \cdot H \cdot D \times \frac{H}{2} \times 2 = \tau_s \cdot V \quad (2)$$

よって、函体模型のせん断剛性  $G_s$  と函体にせん断変形を生じさせる函体模型中心回りのモーメント  $M_c$  との関係は、単純せん断状態でのせん断応力  $\tau_s$  とせん断ひずみ  $\gamma_s$  とせん断剛性  $G_s$  との関係から以下の式(3)で表すことができる。

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{M_c / V}{\gamma} \quad (3)$$

本実験の実験ケースは、剛性の異なるバネ 5 ケースにバネなし（すなわち  $G_s$  がゼロ）を加えた計 6 ケースとした。なお、コイル型バネのばね定数に応じた具体的な函体模型の  $G_s$  の値を式(3)により算出するため、あらかじめ図-5 のように函体下床版をねじで固定した上で側壁中央（函体下床版から高さ 100mm の位置）をジャッキで水平に載荷する気中での単純せん断試験を行った。

2 方向ロードセルで計測した各面の表面力から式(1)で函体中心でのモーメント  $M_c$  を求め、これを函体体積  $V$  で除して求めたせん断応力  $\tau_s$  と、函体のせん断ひずみ  $\gamma_s$ （＝加速度計で計測した函体側壁の傾斜角）との関係を

図-6 に示す。これらの各バネに対する線形近似直線の傾きから  $G_s$  を算出した結果を表-1 に示す。

なお、図-6 の線形近似直線は必ずしも原点を通過していないが、これはバネを設置する際に負方向のせん断変形を防止するストッパーとの間に初期拘束力分の影響である。すなわち、バネ本来の変形が生じ始める前に、この初期拘束力を解放するだけの外力 ( $M_c$ ) が作用するまでは、非常に高い剛性を示しており、その後にバネ本来の変形が生じているということである。そのため、模型地盤中に函体模型を設置する時にはバネ反力を随時測定し、初期拘束力が一定の値を超えないように管理した。

### (3) 模型地盤内のひずみ分布

模型地盤内のひずみ分布を確認するため、函体模型を埋設しない模型地盤単独ケースで DIC 法による画像解析（10mm 角メッシュ）を行って求めたせん断ひずみ分布の一例を図-7 に示す。図-7 より模型地盤内でのせん断ひずみは一様ではないことがわかる。本実験では、函体近傍の地盤のせん断ひずみと函体のせん断ひずみとの関係を考察することを目的とすることから、土槽のせん断ひずみ  $\gamma_{gr}$  から函体設置範囲（中央の 200mm×200mm の四角形領域）の地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  の関係を検討した。DIC 法による画像解析から求めた函体設置範囲の全要素のせん断ひずみの平均値  $\gamma_{gave}$  と土槽のせん断ひずみ  $\gamma_{gr}$  との関係を図-8 に示す。図-8 より函体設置範囲の  $\gamma_{gave}$  は  $\gamma_{gr}$  に対してひずみレベルによらず約 8 割程度の値となっていることから、本実験では、地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  を、図-8 よりの線形近似直線の勾配から求めた以下の式(4)を用いて土槽のせん断ひずみ  $\gamma_{gr}$  から推定することとした。

$$\gamma_g = 0.8244 \gamma_{gr} \quad (4)$$

なお、比較のために、函体設置範囲の全要素のせん断ひずみの最大値  $\gamma_{gmax}$ 、および函体設置範囲の四角形を左下と右上の 2 つの定ひずみ三角形要素と仮定して頂点 4 点の変位から求めたせん断ひずみ  $\gamma_{gconst}$ （2 要素の平均値）も図-8 に併記した。 $\gamma_{gmax}$  は  $\gamma_{gr}$  よりも 2 割程度大きく、 $\gamma_{gconst}$  は  $\gamma_{gr}$  と同程度となっている。完全に一様ではない地盤のひずみの状態を代表する値として、これら（あるいはこれ以外）のどの値を用いるのが適切なかは今後の検討課題である。

## 3. 実験結果

函体剛性が最大と最小となる 2 ケースと中間の  $G_s=146\text{kN/m}^2$  のケース、および「模型地盤のみ（すなわち函体模型無し）」の全 4 ケースについて、画像解析により  $\gamma_g=0.015$  時の函体の各頂点の変位ベクトルを求め、

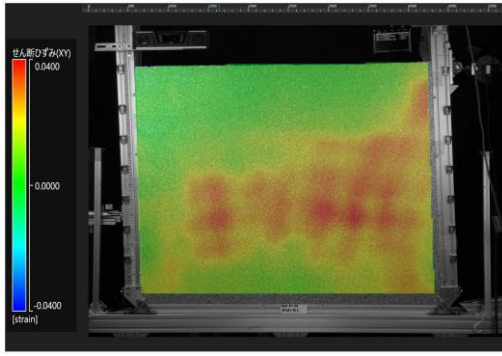


図-7 模型地盤単独でのせん断ひずみ分布 ( $\gamma_g=0.01$  時)

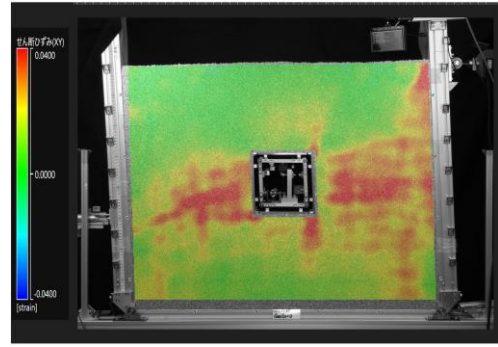


図-10 函体模型（函体剛性  $G_s$  はゼロ）埋設時の模型地盤のせん断ひずみ分布 ( $\gamma_g=0.01$  時)

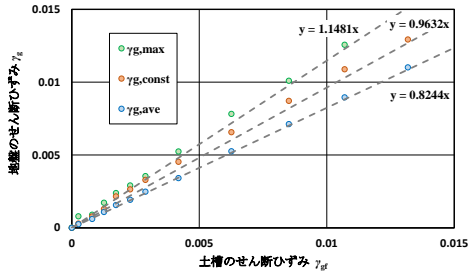


図-8 地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$ —土槽のせん断ひずみ  $\gamma_g$  関係

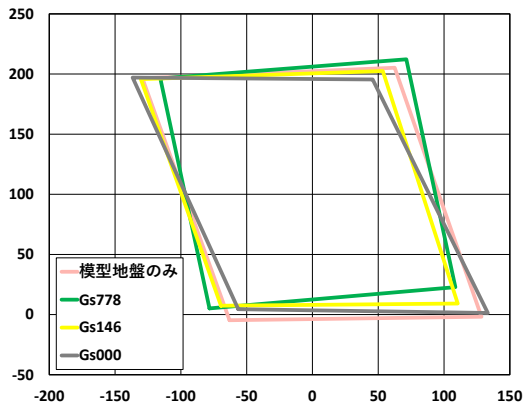


図-9 画像解析により求めた変形図 ( $\gamma_g=0.015$  時, 変位は 20 倍拡大表示)

その変位ベクトルを 20 倍に拡大して求めた函体の変形状況を図-9 に示す。函体剛性が大きいケースでは、地盤に押されても剛体的な回転変位が生じており、逆に函体剛性が小さいケースでは函体がひしゃげるような変形を生じていることがわかる。

函体が模型地盤に与える影響を確認するために、函体剛性  $G_s$  がゼロのケースで DIC 法による画像解析 (10mm 角メッシュ) を行って求めたせん断ひずみ分布を図-10 に示す。

図-7 と図-10 は、いずれも式(4)で推定した地盤のせん断ひずみが同一 ( $\gamma_g=0.01$  時) の状態である。両者を比較すると、全体的なせん断ひずみの分布の傾向は同様であることが確認できる。ただし、函体を埋設している時のほうが、函体周辺にひずみが集中している傾向を確認する

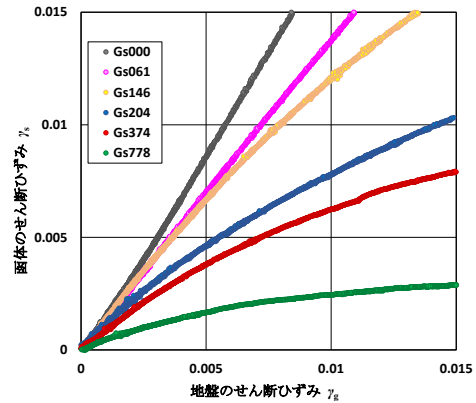


図-11 函体のせん断ひずみ  $\gamma_g$ —地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  関係

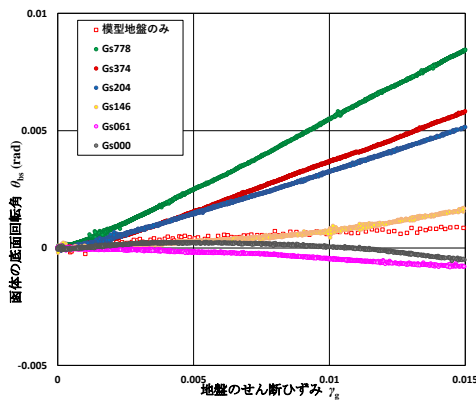


図-12 函体の底面回転角  $\theta_b$ —地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  関係

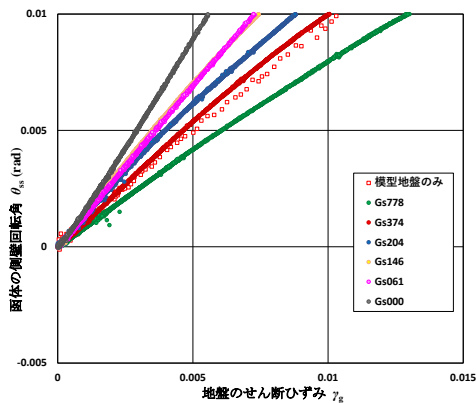


図-13 函体の側壁回転角  $\theta_s$ —地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  関係

ことができた。

各実験ケースの函体のせん断ひずみ  $\gamma_s$  と地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  の関係を図-11 に示す。なお、地盤中では図-9 に示すように函体の下床版も回転するため、函体側壁回転角  $\theta_s$  から底面回転角  $\theta_b$  を差し引いて函体のせん断ひずみを求めた。

図-11 より、 $\gamma_s$  と  $\gamma_g$  の関係は、函体剛性の順に違いが生じ、函体剛性が小さい3ケース ( $G_s=0\text{kN/m}^2$ ,  $G_s=61\text{kN/m}^2$ ,  $G_s=142\text{kN/m}^2$ ) が  $\gamma_s/\gamma_g > 1$  となり、函体剛性が大きい3ケース ( $G_s=778\text{kN/m}^2$ ,  $G_s=374\text{kN/m}^2$ ,  $G_s=204\text{kN/m}^2$ ) が  $\gamma_s/\gamma_g < 1$  となっていることがわかる。また、函体剛性が小さいほど概ね線形的な関係を示し、函体剛性が大きくなるほど地盤のひずみレベルの増加に伴って  $\gamma_s-\gamma_g$  関係の勾配が徐々に低下して非線形性が強くなっていることがわかる。

函体の底面回転角  $\theta_b$  と地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  の関係を図-12 に、函体の側壁回転角  $\theta_s$  と地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  の関係を図-13 に示す。なお、図-12、図-13 における「模型地盤のみ」の結果については、模型地盤単独での実験における、函体模型範囲の頂点変位から算出した回転角（左右または上下の平均）を示している。また、ここでの回転角は反時計回りを正としている。

函体の底面回転角  $\theta_b$  (図-12) については、 $\gamma_s/\gamma_g < 1$  となる函体剛性が大きい方の3ケースでは地盤のせん断ひずみの増加に伴い、反時計回りに回転角が増加する挙動となっている。図-9 の変形図を見ると、この底面回転角の増加は、主に浮き上がり方向の変位によって生じており、左端でも沈下方向への変位は生じていないことがわかる。一方、 $G_s=142\text{kN/m}^2$  よりも函体剛性が小さく  $\gamma_s/\gamma_g > 1$  となる3ケースでは、ほとんど底面回転角は生じておらず、「模型地盤のみ」とほぼ同様の傾向となっている。

函体の側壁回転角  $\theta_s$  (図-13) については、「模型地盤のみ」とほぼ同一の回転角となるのは、 $G_s=374\text{kN/m}^2$  のケースであり、これよりも函体剛性が小さくなる4ケースについては、「模型地盤のみ」よりも側壁回転角が大きくなる傾向が確認できる。逆に「模型地盤のみ」よりも側壁回転角が小さくなるのは、函体剛性が最も高いケース ( $G_s=778\text{kN/m}^2$ ) のみである。

#### 4. 考察

ここまでの結果から土槽と函体の傾斜角により求めた  $\gamma_s$  と  $\gamma_g$  について  $\gamma_g=0.01$  時および  $\gamma_g=0.001$  時の  $\gamma_s/\gamma_g$  の値 ( $\gamma_s-\gamma_g$  関係の割線勾配) と、函体剛性  $G_s$  と地盤のせん断剛性  $G_g$  の比 (以下、剛性比  $G_s/G_g$ ) の関係を図-14 および図-15 に示す。

ここで剛性比  $G_s/G_g$  を求める際の地盤のせん断剛性  $G_g$  は、明確な非線形性 (ひずみレベル依存性) を示すため、

図-2 に示す各ケースの  $\tau_{gf}-\gamma_{gf}$  関係から実験における割線剛性から  $G_g=\tau_{gf}/\gamma_{gf}$  として求めた。 $\gamma_g=0.01$  時および  $\gamma_g=0.001$  時の各ケースの  $G_g=\tau_{gf}/\gamma_{gf}$  と剛性比  $G_s/G_g$  の値を表-2 および表-3 に示す。

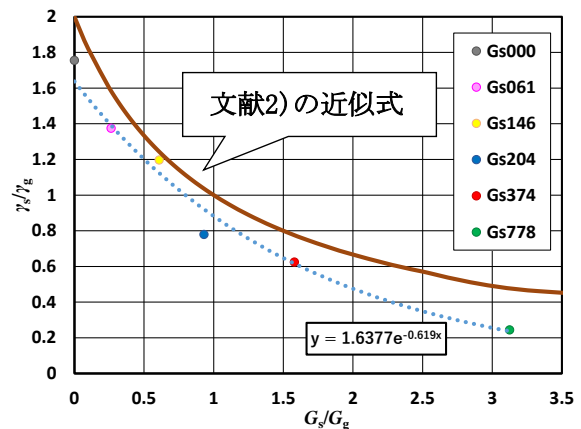


図-14 せん断ひずみ比  $\gamma_s/\gamma_g$ —剛性比  $G_s/G_g$  関係 ( $\gamma_g=0.01$  時)

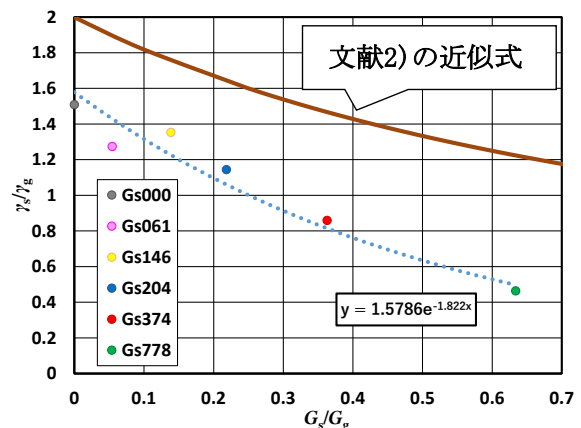


図-15 せん断ひずみ比  $\gamma_s/\gamma_g$ —剛性比  $G_s/G_g$  関係 ( $\gamma_g=0.001$  時)

表-2  $\gamma_g=0.01$  時の  $G_g$  と  $G_s/G_g$

ケース名	$\gamma_g=0.01$ 時					
	Gs000	Gs061	Gs146	Gs204	Gs374	Gs778
$G_g(\text{kN/m}^2)$	196	232	240	219	237	249
$G_s/G_g$	0	0.26	0.61	0.93	1.58	3.13

表-3  $\gamma_g=0.001$  時の  $G_g$  と  $G_s/G_g$

ケース名	$\gamma_g=0.001$ 時					
	Gs000	Gs061	Gs146	Gs204	Gs374	Gs778
$G_g(\text{kN/m}^2)$	815	1120	1053	933	1030	1227
$G_s/G_g$	0	0.05	0.14	0.22	0.36	0.63

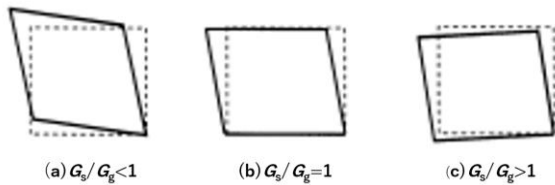


図-16 構造物のせん断変形、回転変位と地盤と構造物の剛性比  $G_s/G_g$  の関係<sup>2)</sup>に<sup>加筆</sup>

また、これらの函体の変形特性を既往の知見と比較するため、文献 2) に示される剛性比  $G_s/G_g$  とせん断ひずみ比  $\gamma_s/\gamma_g$  の関係の近似式 (式(5)) を図-14、図-15 中に示す。

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_g} = \frac{2(G_s/G_g)}{(G_s/G_g)+1} = \frac{2}{1+(G_s/G_g)} \quad (5)$$

なお、文献 2) ではこの近似式をせん断応力のつり合いのみから導出した上で、地盤を弾性体と仮定した解析的検討によって近似式の妥当性を検証するとともに、剛性比  $G_s/G_g$  の大小に応じて函体のせん断変形と回転変位の関係が図-16 のようになることを示している。よって、本実験とこれらの既往知見との差異が生じるとすれば、それは主に地盤の非線形性のモデル化の影響に起因するものと考えられる。

図-14 の剛性比  $G_s/G_g=1.0$  の時点に着目すると、函体・地盤ともに完全に均質な弾性体であれば両者は同一の変形を生じるため、せん断ひずみ比は  $\gamma_s/\gamma_g=1.0$  になるはずであり、せん断応力のつり合いのみから導出された文献 2) の近似式も  $\gamma_s/\gamma_g=1.0$  となっている。しかしながら、今回の実験では剛性比  $G_s/G_g$  が 1.0 に近いケースでのせん断ひずみ比  $\gamma_s/\gamma_g$  は 1.0 を下回る約 8 割の値 (せん断ひずみ比  $\gamma_s/\gamma_g=1.0$  となる剛性比  $G_s/G_g$  で比べても約 8 割の値) となっている。また、全体的にも文献 2) の近似式よりも、実験結果の  $\gamma_s/\gamma_g$  の値は小さく、あるいは同じ  $\gamma_s/\gamma_g$  の値となる剛性比  $G_s/G_g$  が小さくなっており、特に剛性比  $G_s/G_g$  が大きい条件ほど乖離が大きくなるのがわかる。

図-15 に着目すると、図-14 と同様に全体的に文献 2) の近似式よりも、実験結果の  $\gamma_s/\gamma_g$  の値が小さく、あるいは同じ  $\gamma_s/\gamma_g$  の値となる剛性比  $G_s/G_g$  が小さくなっており、特に剛性比  $G_s/G_g$  が大きい条件ほど乖離が大きくなるのがわかる。さらに、図-14、図-15 を比較すると、 $\gamma_g=0.01$  時に比べ、 $\gamma_g=0.001$  時では実験結果と文献 2) の近似式の乖離が大きくなっていることがわかる。

この乖離要因について考察するため、図-16 の変形形状のうち特に底面回転角  $\theta_b$  の違いに着目する。函体剛性が小さい条件 ( $G_s/G_g < 1$ ) においては、既往知見 (図-16) では浮き上がりながら時計回りの方向 (図-12 では負の方向) に変形すると考えられているのに対して、実験では底面回転角はほとんど生じていないという差異が

生じている。一方、函体剛性が大きい条件 ( $G_s/G_g > 1$ ) においては、半時計回り方向の回転を生じるという傾向は同様であるものの、その際に既往知見 (図-16) では沈下しながら回転しているのに対して、実験では浮き上がりながら回転しているという差異が生じている。すなわち、非線形性を有するアルミ棒積層体を用いた本実験においては、底版直下地盤が押込み側では高い支持力を有し、応力が解放される浮き上がり側の方が変形しやすいという線形弾性体の解析では模擬できない実現象に近い状態を再現できたことによって、このような乖離が生じたものと考えられる。

なお、文献 2) の近似式と実験結果の乖離を生じる要因が主に模型地盤の非線形性によるものであれば、ひずみレベルが大きくなるほど、模型地盤の非線形性が顕著となって乖離が大きくなると想定される。しかしながら、本実験では、ひずみレベルが小さい  $\gamma_g=0.001$  時の図-15 の方が、地盤の非線形化が進んだ  $\gamma_g=0.01$  時の図-14 よりも、乖離が大きくなっており、想定とは逆の傾向となった。この点について現時点で考えられる実験上の要因としては、函体模型内部のバネを設置する際に負方向のせん断変形を防止するストッパーとの間に初期拘束力が少なからず発生していたため、この初期拘束力を解放するだけの外力が作用するまでの微小な変形の範囲では見かけ上の函体剛性  $G_s$  が非常に高くなっていたことが考えられ、今後更なる検証および試験装置の改良を行っていきたいと考えている。

## 5. おわりに

本研究では、周辺地盤と函体のせん断変形挙動について、両者の剛性比  $G_s/G_g$  に着目した大型模型実験を実施した。

地盤の非線形性を再現できるアルミ棒積層体を用いた本実験では、同じ剛性比であれば文献 2) に示される既往の知見よりも実際に生じる函体のせん断ひずみは小さくなるのがわかった。そして、この違いは主に底面回転角の挙動の違いによって生じていることがわかった。既往の知見は地盤を線形弾性体と仮定した解析的検討により妥当性が検証されている基づくものであることから、地震時の函体の変形特性を精度よく評価するためには、地盤自体の非線形性の影響や函体底版の回転に伴う鉛直方向の押込み・浮き上がり挙動の影響も考慮する必要があることが確認された。

今後は、模型地盤の再現度や函体の浮き上がる現象について解析を進め、他の函体モデルケースにも着手し、剛性比とせん断ひずみの関係から周辺地盤と構造物の相互作用の関係を明らかにしていくことを目指す。

## 参考文献

- 1) 島田貴文, 西野風雅, 西岡英俊: 開削トンネルの地震時せん断変形挙動に及ぼす周辺地盤との相互作用に関する基礎的検討, 第 41 回地震工学研究発表会講演論文集, B15-2359, 2021.
- 2) 西岡勉, 運上茂樹: ひずみ伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量の推定, 土木学会論文集 No.710, I60, 273-282, 2002.7

(2022. 8. 26 受付)

## EXPERIMENTAL STUDY ON DEFORMATION CHARACTERISTICS OF CUT AND COVER TUNNEL DURING EARTHQUAKES FOCUSING ON THE RATIO OF STIFFNESS BETWEEN BOX AND GROUND

Masaya INO, Fuga NISHINO, Hidetoshi NISHIOKA and Takafumi SHIMADA

It is necessary to appropriately consider the relationship between the structure and the ground in the seismic design of underground structures such as cut and cover tunnels. However, most of the previous studies have been based on analytical methods, and few experimental studies focus on ground nonlinearity. Therefore, in this study, a shear soil tank using aluminum rod laminates, which can reproduce the nonlinearity of the ground, was conducted. The experimental results showed that the shear strain of the box was smaller than the previous findings for the same stiffness ratio. This difference was mainly caused by the difference in the behavior of the bottom rotation angle. In addition, it was confirmed that the effects of nonlinearities in the ground itself and the vertical push-in and lift-up behaviors associated with the rotation of the bottom plate of the box need to be taken into account to evaluate the deformation characteristics of the box during earthquakes accurately.