

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

島田 貴文¹・西野 風雅²・西岡 英俊³

¹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

²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

³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

開削トンネルの設計では、構造物(函体)と周辺地盤との相互を適切に評価する必要があり、特に地震時のせん断挙動については、構造物と周辺地盤の剛性比(G_s/G_g)が主要なパラメータになると考えられる。しかしながら、それらの剛性比に着目した検討は、解析的な検討事例は数多く報告されているが、実験的な検討は、模型の剛性を自由に設定することが難しいことなどもあり、報告されている事例は少ない。本研究では、開削トンネルのせん断変形挙動について、地盤の非線形性を再現できるアルミ棒積層体を用いて、構造物と地盤の剛性比(G_s/G_g)を変化させた小型せん断土槽による模型実験を行った。その結果、剛性比 G_s/G_g の違いによって、地盤と函体のせん断変形の比率に違いが生じることが確認できた。また、弾性 FEM による再現解析を行った結果、剛性比 G_s/G_g によっては地盤の非線形性を等価線形剛性で評価しても実験を再現することができない場合があることが確認できた。

Key Words: cut and cover tunnel, shear deformation behavior, shear soil tank, stiffness ratio

1. はじめに

開削トンネル等の地中構造物は、周囲を地盤で囲まれていることから、その耐震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。一般に耐震設計において考慮すべき地震作用には、主に慣性力に起因するものと周辺地盤のせん断変形に起因するものがある。開削トンネル等の地中構造物の多くは比較的大きな内空を有することから、これらのうち慣性力の影響は小さく、地盤変位の影響が支配的になる。

開削トンネルに限らず基礎構造物等も含めて地中に人工的に建設された部材(以下、地中部材)の周辺地盤にせん断変形が生じると、地中部材近傍の地盤のひずみ・応力の状態が地中部材のない場合に比べて変化するとともに、地中部材と地盤との接触力(地盤反力)の状態が変化し、結果的に地中部材にも変形が生じることとなる。よって、地盤変位の影響が支配的となる開削トンネルの耐震設計においては、このような地盤との相互作用を詳細に把握することが重要となっており、これに着目した研究は、1995年兵庫県南部地震での神戸高速鉄道大開削

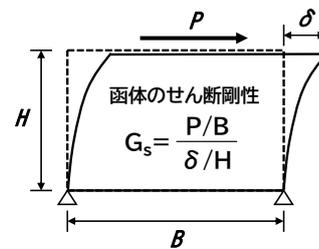


図-1 構造物全体の等価せん断剛性 G_s の算出

での被災などを機に活発に行われ(例えは1)2)3), 現在では地盤変位の影響を応答変位法等で考慮する耐震設計法が整備されている(例えは4)。

ところで、地震時の開削トンネルと地盤の相互作用は、開削トンネルの躯体(以下、函体)の剛性と地盤の剛性の比率に大きく依存すると考えられる。これらの比率に着目した研究としては、例えば、西岡・運上⁵⁾や立石・岡⁶⁾などの研究がある。これらの研究では、函体単独での単純せん断変形量から全体的なせん断弾性係数 G_s (以下、函体剛性、図-1)を求め、地盤のせん断弾性係数 G_g (以下、地盤剛性)との比(以下、せん断剛性比

G_s/G_g)に着目して、解析的な検討を行っている。また、これらの解析的検討では、主に函体の非線形挙動に着目しており、地盤については等価線形剛性を用いた線形材料として扱われている。なお、文献5)ではせん断剛性比を G_s/G_g としているが、本研究では文献6)に倣い G_s/G_g と定義する。

しかしながら、実験的な検討では、模型の剛性を自由に設定することが難しいことなどもあり、このようなせん断剛性比 G_s/G_g に着目した実験的な検討事例は少ないのが現状である。また、耐震設計法としても、このようなせん断剛性比 G_s/G_g は直接的には取り扱われていない。

そこで本研究では、周辺地盤がせん断変形を生じた際の函体のせん断変形挙動について、特に両者のせん断剛性比 G_s/G_g に着目した小型模型実験を実施した。実験において、函体模型については弾性体の材料を用い、地盤については2次元での模型実験の実施が容易で砂地盤に似た非線形挙動を示すアルミ棒積層体を用いた。なお、アルミ棒積層体のせん断挙動に関する既往の実験事例としては、文献7)、8)に示すような事例があり、本研究での実験の実施に際してはこれらを参考とした。また、地盤の非線形挙動が及ぼす影響を比較するための基礎的な検討として、実験と同条件の2次元弾性FEM解析を行った。

なお、実構造物における G_s/G_g の分布については、既設RC構造の線路下ボックスカルバートの設計事例を基に、函体剛性 G_s を図-1と同様の考え方でひび割れ発生前の全断面有効な状態での初期剛性として算出し、地盤剛性 G_g を微小ひずみレベルでの初期せん断剛性として分析したところ、 G_s/G_g の値は概ね0.1~100の範囲内に分布することを確認している⁹⁾。

2. 実験概要

(1) 実験装置

本研究で用いた実験装置を図-2に示す。せん断土槽は、幅200mmで左右の側壁(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200mmまで模型地盤(アルミ棒積層体)を構築した。この模型地盤の上に上蓋を設置して上載圧を作用させ、土槽自体をジャッキで水平方向に載荷して、模型地盤に単純せん断変形を生じさせた。上載圧は深さ133mmに相当する土被り圧(2.89kN/m²)とした。これによって生じる函体周辺の鉛直応力は、函体上面までの土被り深さが函体高さの約5倍の場合の鉛直応力に相当する。なお、土槽の内面および上蓋の下面はアルミフレームとアルミ棒が直接接する状態となっている。

この模型地盤中央に幅・高さ40mmの函体模型を設置

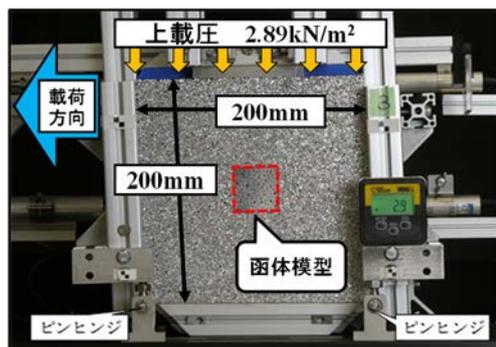


図-2 実験装置の外観(せん断変形後)

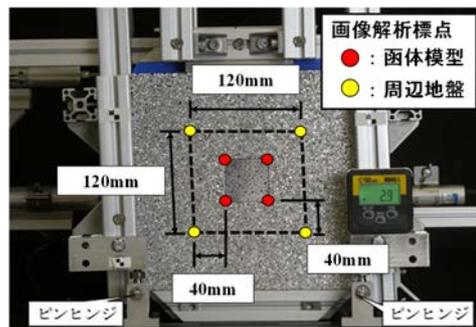


図-3 画像解析の標点位置

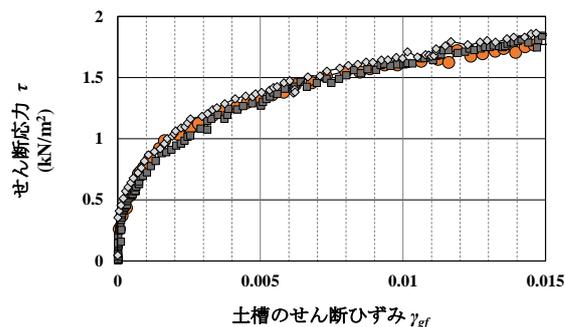


図-4 せん断応力 τ - 土槽のせん断ひずみ γ_{gf} 関係

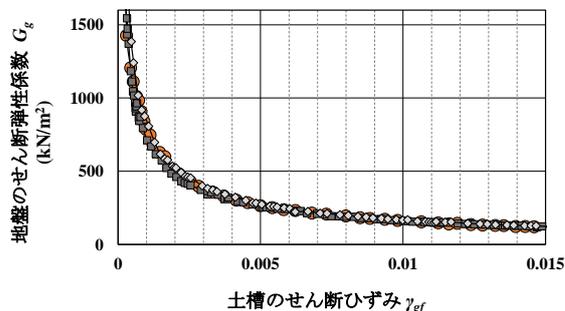


図-5 地盤剛性 G_g - 土槽のせん断ひずみ γ_{gf} 関係

し、模型地盤に単純せん断変形を生じさせることで、函体の地震時挙動を模擬した。実験では、土槽自体を変形させるジャッキの荷重と側壁の変位を直接的に計測したほか、画像解析により函体模型および函体周辺の模型地

盤の四角形領域における頂点の変位を計測した(図-3)。さらに、四角形領域を左下と右上の三角形に2分割し、それぞれを定ひずみ要素と仮定してせん断ひずみ、回転角を算定後、両者を平均して函体模型および模型地盤のせん断ひずみ γ と回転角 w を算出した。

なお、模型地盤寸法に対して函体模型寸法が大きくなると相互作用の評価に壁体の影響が含まれることとなるため、別途弾性FEM解析を実施して函体寸法の変化が結果への影響がない範囲であることを確認している。

(2) 模型地盤

模型地盤(アルミ棒積層体)は、長さ150mm、直径1.5mm、2mm、3mmの3種類のアルミ棒を重量比1:1:1で混合し、単位体積重量21.7kN/m³となるよう、高さ20mmを1層として撒き出した後、締固めを行う工程を繰り返して作製した。なお、この方法で作製した地盤を用いて別途傾斜実験を行った結果、模型地盤の安息角は34.4°であった。

函体模型を埋設しない模型地盤単独での単純せん断実験から求めた模型地盤のせん断応力 τ と土槽のせん断ひずみ γ_g の関係、およびせん断剛性 G_g と土槽のせん断ひずみ γ_g の関係をそれぞれ図-4、図-5に示す。ここで、せん断応力 τ はジャッキ荷重を上蓋の接触面積で除して求め、土槽のせん断ひずみ γ_g は側壁の角度変化量から求めた。また、地盤剛性 G_g は、せん断応力 τ をその時点での土槽のせん断ひずみ γ_g で除した割線剛性として求めた。

図-4、図-5より模型地盤は砂地盤と同様に微小ひずみ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。

ここで画像解析を行う模型地盤の四角形範囲の設定(図-3に示す120mm×120mmの範囲)の妥当性を確認するため、模型地盤単独での実験において四角形範囲を変化させた場合の影響について検討しておく。図-6は模型地盤単独での実験において、地盤中心より40mm×40mm、80mm×80mm、120mm×120mm、160mm×160mmの位置に配置した標点移動量から算出した地盤のせん断ひずみ γ_g と前述した土槽のせん断ひずみ γ_{gf} の関係を示している。

図-6より、地盤のせん断ひずみ γ_g は、概ね土槽のせん断ひずみ γ_{gf} と同等であることがわかる。ただし、詳細に比較すると標点位置が40mm×40mmと80mm×80mm、120mm×120mmでは算定される地盤のせん断ひずみ γ_g が概ね一致するのに対し、160mm×160mmでは γ_g に若干の違いが生じる結果となった。この結果より、函体模型(40mm×40mm)を設置していない条件で、函体周囲と一様なせん断ひずみが生じる最大の範囲が120mm×120mmであり、160mm×160mmでは土槽フレームの影響を受けることが確認できたため、本研究で取り扱う地盤のせん断ひずみ γ_g を算定する模型地盤の標点位置

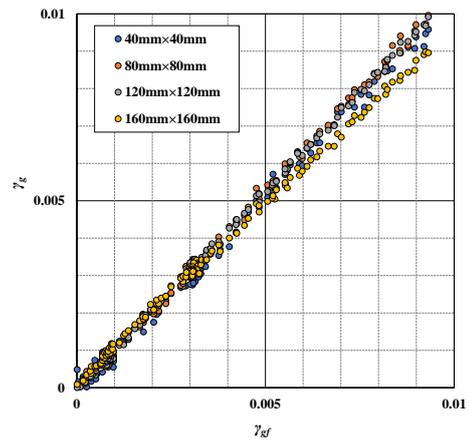


図-6 地盤のせん断ひずみ γ_g —土槽のせん断ひずみ γ_{gf} 関係(土槽のせん断ひずみ $\gamma_{gf}=1.0\%$ 時)

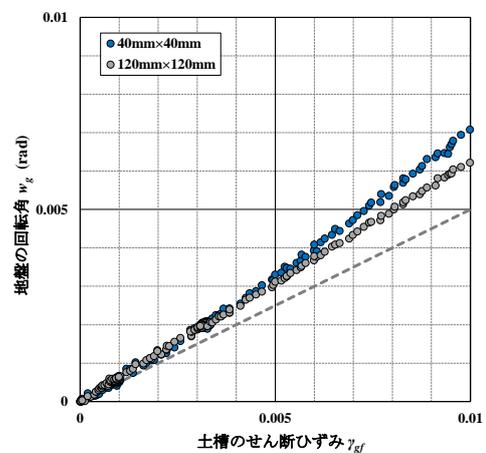


図-7 地盤の回転角 w_g —土槽のせん断ひずみ γ_{gf} 関係

を120mm×120mmとした。

また、模型地盤内の回転の影響について、図-7に40mm×40mm、120mm×120mmの標点移動量から算定した地盤の回転角 w_g と土槽のせん断ひずみ γ_{gf} の関係を示す。図-7中に示している点線は、上蓋の回転を完全に拘束した単純せん断変形状態におけるせん断ひずみと回転角の関係であるが、本実験では上蓋が回転する影響により地盤の回転が単純せん断変形状態よりも若干大きく表れていることがわかる。また、詳細には40mm×40mmの方が120mm×120mmよりも回転角が大きくなっており、回転成分は模型地盤内で必ずしも一様とはなっていないことがわかる。これは、本実験装置は上蓋の鉛直変位の発生を許容する代わりに回転を完全にゼロにすることができない構造となっているため、実験中に上蓋が持ち上がりつつ若干の回転も生じてしまっているためである。ただし、後述するように本実験では回転変形の影響はせん断変形の影響に比べて小さかったため、上蓋に若干の回転が生じていること自体は、本研究の結論には影響しないと判断している。

(3) 函体模型および実験ケース

函体は、幅 40mm、高さ 40mm、奥行き 30mm の直方体（ブロック）を奥行き方向に等間隔で複数並べて模型地盤中に埋設することで模擬した。実験ケースは、函体模型に用いるブロックの材料、個数および加工形状を変化させた表-1に示す3ケースとした。ここでCase1については、せん断剛性比 G_s/G_g が特に小さい条件を模擬する目的で直径 20mm の中空加工を施している。また、表-1 中にはブロックの個数や加工形状も考慮した函体模型全体としての等価せん断剛性 G_g の値も示した。Case1の等価せん断剛性は、別途中空加工を模擬した函体模型単体の弾性 FEM 解析により算定した。

ここで、実験におけるせん断剛性比 G_s/G_g を表-2 に示す。表-2 の値については、地盤剛性 G_g が顕著な非線形性（ひずみレベル依存性）を有しているため、図-5の G_g - γ_g 関係から $\gamma_g=0.001, 0.005, 0.01$ の3つのひずみレベルで G_g を求め、それぞれに対するせん断剛性比 G_s/G_g を示している。

実験における函体模型は、模型周面とアルミ棒が直接接する状態であるため、模型地盤上に函体模型を置いた傾斜実験により函体模型の摩擦角の確認を行った。傾斜実験の結果を模型地盤単独での安息角の測定結果と共に表-3に示す。

開削トンネル設計で用いられる壁面摩擦角 δ の値について、例えば文献 10)では、土の内部摩擦角 ϕ の $2/3$ となっている。本実験結果において、模型地盤のみの傾斜実験で得られた安息角 34.4° を内部摩擦角 ϕ と見做した場合、函体模型の壁面摩擦角は概ね $2/3\phi$ となり、文献の傾向と一致していることを確認した。

3. 実験結果

画像解析により求めた函体のせん断ひずみ γ_s と地盤のせん断ひずみ γ_g の関係を図-8 に、また、函体の回転角 w_s と地盤の回転角 w_g の関係を図-9 示す。

地盤のせん断弾性係数 G_g は図-5 に示すように地盤のひずみ γ_g が 1.0% 以下でも明確な非線形性を有しているが、図-8 の γ_s と γ_g の関係は微小ひずみレベルからせん断ひずみ 1.0% 程度までの広範囲ひずみレベルで強い非線形性は示さず、概ね線形的な関係を示す結果となった。

また、その比率（以下、せん断ひずみ比 γ_s/γ_g ）に着目すると、せん断剛性比 G_s/G_g が大きい Case3 は $\gamma_s/\gamma_g \approx 0.5 < 1.0$ となっているのに対して、 G_s/G_g が小さい Case1 は $\gamma_s/\gamma_g \approx 1.7 > 1.0$ となっており、 G_s の大小関係と逆の定性的な傾向が確認できる。また、せん断剛性比 G_s/G_g が中間の Case2 では、実験値全体に対して一次関数近似を行うと $\gamma_s/\gamma_g \approx 1.25$ となっており、地盤の変形に対して函体の変形がほぼ追従する挙動を示している。ただし、詳細には、微小ひず

表-1 実験ケースと函体模型のせん断剛性 G_g

ケース名	Case1	Case2	Case3
材料	エステル系ウレタン樹脂 (硬度ショア A30°)		エステル系ウレタン樹脂 (硬度ショア A90°)
模型奥行き配置	30mm×3個	30mm×5個	30mm×3個
加工	穴あけ加工	無	無
G_g (kN/m ²)	90	332	453

表-2 地盤のせん断ひずみ γ_g とせん断剛性比 G_s/G_g

		$\gamma_g=0.001$	$\gamma_g=0.005$	$\gamma_g=0.01$
G_g	(kN/m ²)	807	267	166
剛性比 G_s/G_g	Case1	0.11	0.34	0.54
	Case2	0.41	1.24	2.00
	Case3	0.56	1.70	2.74

表-3 傾斜実験結果

		傾斜角度 (°)	δ/ϕ	備考
模型無し		34.4	—	安息角
Case1	エステル系ウレタン樹脂	23.4	0.680	壁面摩擦角
Case2	エステル系ウレタン樹脂	21.1	0.613	

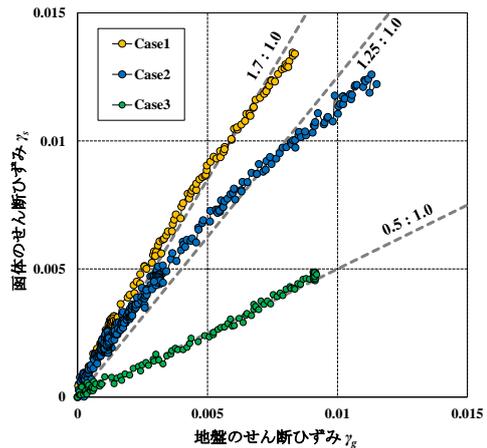


図-8 函体のせん断ひずみ γ_s - 地盤のせん断ひずみ γ_g 関係

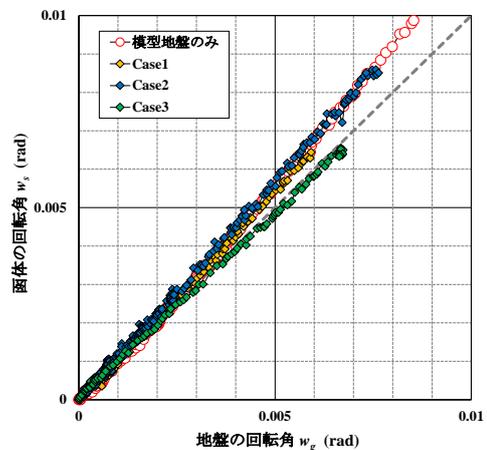


図-9 函体の回転角 w_s - 地盤の回転角 w_g 関係

みレベルではせん断ひずみ比 $\gamma/\gamma_g=1.5$ 程度と比較的大きく、地盤のせん断ひずみ γ_g の増加に伴ってせん断ひずみ比 γ/γ_g が低下する傾向を示しており、他の 2 ケースに比べると相対的に地盤の非線形性の影響が大きく表れていることがわかる。

一方、函体の回転角については、図-9 より各ケースのせん断剛性比 G_s/G_g によらず、地盤とほぼ同一の回転角を生じていることが分かる。これにより、せん断剛性比 G_s/G_g の違いは、せん断ひずみ比 γ/γ_g の差異に比べて回転角の差異は小さいことから、相対的に回転角への影響は小さく、せん断ひずみ比 γ/γ_g への影響が支配的であると考えられる。

4. 弾性 FEM 解析

(1) 解析概要

せん断剛性比 G_s/G_g とせん断ひずみ比 γ/γ_g の関係について、実験では地盤が非線形、函体が弾性という条件となっているが、図-8 に示す通り函体と地盤のせん断ひずみの関係については顕著な非線形は確認されなかった。そこで、地盤の非線形性が及ぼす影響を比較するための基礎的な検討として、実験と同条件の二次元弾性 FEM 解析を実施した。

(2) 解析条件

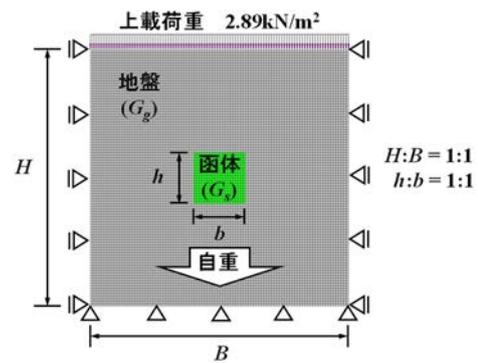
FEM 解析で用いた解析モデルを図-10、函体と地盤の条件を表-4 に示す。

FEM 解析での函体と地盤のモデル化については、両者ともに正方形の平面ひずみ要素とし、地盤の中心に函体が位置するモデルとした。

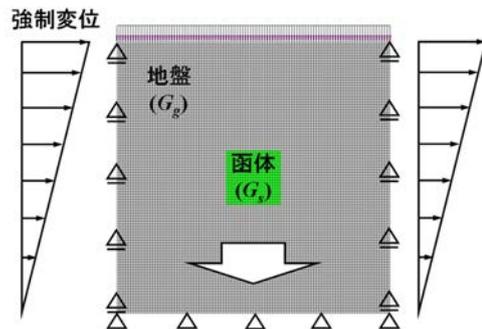
解析における荷重条件は、自重と上載荷重を初期ステップで載荷後に、地盤に単純せん断変形が生じるよう、地盤モデル側面両側に直線傾斜を模擬した右方向への強制変位を与えた。なお、強制変位によって生じる地盤モデル側面の傾斜角については、実験におけるフレームの傾斜角と同じ意味を持つため、地盤モデル側面の傾斜角により算定されるせん断ひずみについては、実験と同じく「土槽のせん断ひずみ γ_g 」と呼ぶ。

境界条件については、初期ステップで底面固定・側面水平固定とし、強制変位載荷時には底面固定・側面鉛直固定となるよう設定した。

FEM 解析での地盤剛性 G_g および函体剛性 G_s の設定は、実験 Case2 で用いた函体模型の $G_s=332\text{kN/m}^2$ を基準として、せん断剛性比 G_s/G_g が 0.1, 0.3, 0.6, 1, 3 になるよう地盤剛性 G_g をパラメトリックに変化させた条件とした。また、ポアソン比 ν については、地盤を $\nu=0.35$ 、函体は実験で用いた模型材料が密実なゴム状であり非圧縮性材料と



(a) 初期ステップ



(b) 強制変位ステップ

図-10 FEM 解析モデル

表-4 FEM 解析で用いた函体と地盤の条件

	函体	地盤
せん断剛性 G (kN/m^2)	$G_s=332$	$G_g=G_s/(0.1, 0.3, 0.6, 1, 3)$
ポアソン比 ν	0.499	0.35
単位体積重量 γ (kN/m^3)	12	21.7

考えられることから $\nu=0.499$ とした。単位体積重量は、函体は実験で用いた材料の比重から設定し、地盤は模型地盤の単位体積重量より設定した。

(3) 解析結果

a) せん断ひずみ分布

せん断剛性比 $G_s/G_g=0.3, 1, 3$ におけるせん断ひずみコンター図を図-11 に示す。なお、せん断ひずみコンターについては、実験で観測されるせん断ひずみと対応するよう「土槽のせん断ひずみ $\gamma_g=1.0\%$ 時のせん断ひずみ」から「自重・上載荷重作用時のせん断ひずみ」を差し引いた増分値のコンターを示している。

図-11 より、せん断剛性比 $G_s/G_g=1$ のケースでは、函体周辺にひずみの局所的な増減は生じていないため、函体が地盤に追従してせん断変形していることが確認できる。

一方、せん断剛性比 $G_s/G_g=0.3$ および $G_s/G_g=3$ のケースでは、函体と土槽全体とでせん断ひずみに差異が生じる

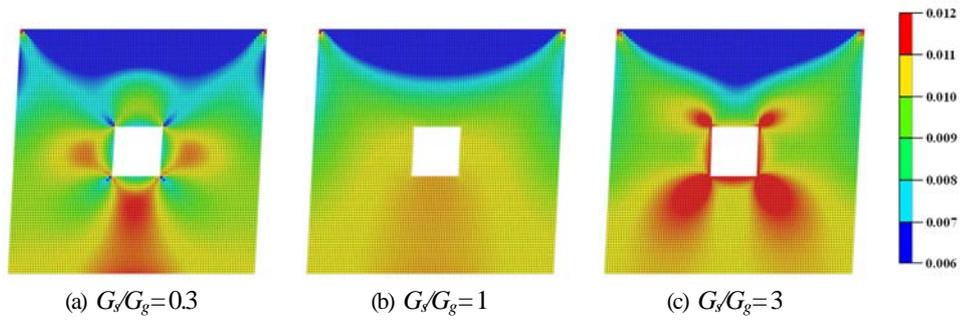


図-11 せん断ひずみ (増分値) コンター図

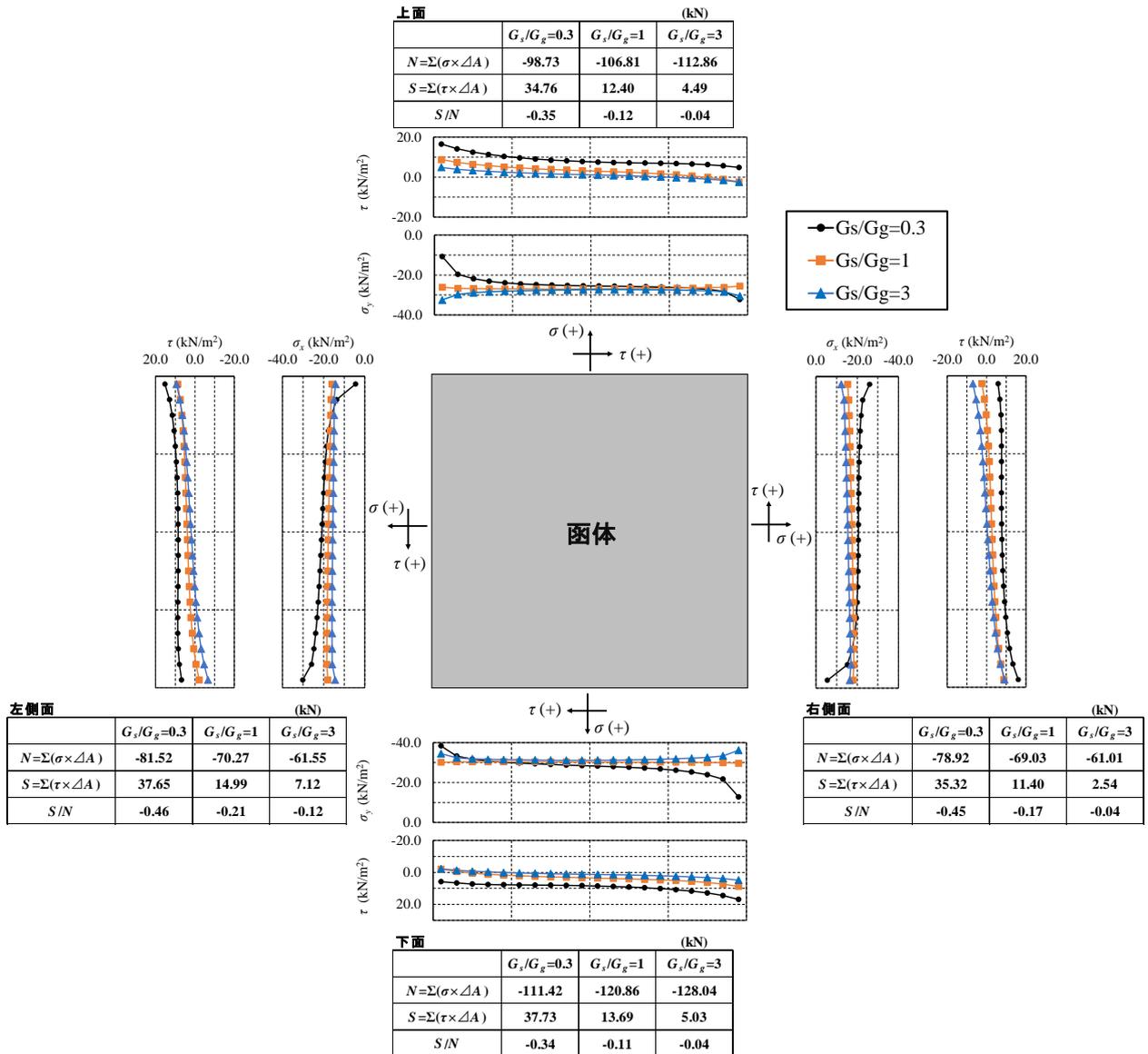


図-12 函体周囲における直応力とせん断応力の関係

ため、その差異を吸収するために函体周辺部の地盤のひずみ分布に局所的な増減が生じていることがわかる。

b) 函体周囲の直応力とせん断応力の関係

ここでは、函体近傍での局所的な変形に伴う応力状態

の変化の傾向を把握するため、FEM 解析で得られた各せん断剛性比 G_s/G_g での函体周囲の直応力 σ とせん断応力 τ で整理して、考察を行う。

函体周囲の直応力 σ の分布を函体に隣接する地盤要素

の函体外周面垂直外向き方向の応力成分で求め、せん断応力 τ の分布を函体に隣接する地盤要素の函体外周面に沿う方向の応力成分で求めた結果を図-12 に示す。また、図-12 中には、各面の応力成分を積分した合力として、直応力 σ による垂直合力 N と、せん断応力 τ によるせん断合力 S 、およびその比率 S/N もあわせて示す。

図-12 より、函体周面の直応力 σ は、せん断剛性比 $G_s/G_g=1$ と $G_s/G_g=3$ がほぼ同程度であり、その大きさもほぼ一定である。一方、 $G_s/G_g=0.3$ では、函体の右上隅と左下隅で応力の絶対値が増加（すなわち圧縮応力が増加）し、左上隅と右下隅では応力の絶対値が減少する傾向を示している。

この $G_s/G_g=0.3$ での直応力 σ の変動 ($G_s/G_g=1$ からの差異) は、地盤剛性よりも函体剛性が小さいことから函体のせん断変形量が大きく、函体が地盤を押し方向となる右上隅と左下隅では応力値が大きくなり、地盤から離れる方向となる左上隅と右下隅では応力値が減少したと言える。

一方、せん断応力 τ の傾向については、各面で積分したせん断合力 S で比較すると、せん断剛性比が小さいほどせん断合力 S が大きくなる傾向が確認でき、またその作用方向は、函体の変形モードに合致する正の向きである。すなわち、せん断剛性比が小さい場合に函体にせん断変形を生じさせる主たるメカニズムは、函体周面に作用するせん断力であることがわかる。

なお、この合力の比 S/N の絶対値が、表-3 の傾斜実験で求めた壁面摩擦角 $\delta=23.4$ 度 (Case1) から求めた摩擦係数 $\mu=\tan\delta=0.43$ を上回ると、摩擦力の上限値に達し、弾性解析結果と実挙動との差異が生じる。 $G_s/G_g=1$ および $G_s/G_g=3$ の場合は弾性 FEM 解析で得られた S/N の値は、十分に小さく、摩擦力の上限には達していないことがわかる。一方、 $G_s/G_g=0.3$ の場合は、両側面での S/N が僅かに摩擦係数を超過しており、局所的にすべりが生じることがわかる。ただし、その範囲は局所的であり、解析結果全体に及ぼす影響が小さいことを別途ジョイント要素を設けた解析で確認している。

5. せん断剛性比とせん断ひずみ比の関係に関する考察

図-8の実験結果 (γ_s と γ_g の線形的な関係) は、地盤のひずみレベル依存性を考慮した耐震設計を行いたい場合でも、函体が弾性的な範囲であればせん断ひずみ比 γ_s/γ_g の大きさはあるひずみレベルにおけるせん断剛性比 G_s/G_g により概算可能であることを示唆している。なお、実際の耐震設計においては、地震時に生じる地盤のせん断ひずみの大きさは主に地震動と地盤条件によって決定され、一

般には函体の有無には依存しないことから、せん断ひずみ比 γ_s/γ_g が求まれば、これに地盤の最大せん断ひずみを乗じることで、函体の地震時の最大せん断ひずみも概算することが可能である。

そこで、前章で実施した2次元弾性FEMにより得られたせん断ひずみ比 γ_s/γ_g とせん断剛性比 G_s/G_g の関係から、表-2 に示す実験で用いたせん断剛性比 G_s/G_g (すなわち、地盤の等価線形剛性を反映したせん断剛性比) を用いて、せん断ひずみ比 γ_s/γ_g の理論値を算出し、図-8に示す実験で得られた函体のせん断ひずみ γ_s と地盤のせん断ひずみ γ_g の関係と比較を行った。

2次元弾性FEMにより得られたせん断ひずみ比 γ_s/γ_g とせん断剛性比 G_s/G_g の関係を図-13に示す。図-13より、FEM結果から $G_s/G_g=0.6$ を境界として γ_s/γ_g が変化する傾向が見られたため、便宜的に以下に示す2つ曲線で近似することとした。

$$\begin{cases} \frac{\gamma_s}{\gamma_g} = -1.10 \cdot \frac{G_s}{G_g} + 1.94 & (0.1 \leq G_s/G_g < 0.6) \\ \frac{\gamma_s}{\gamma_g} = -0.49 \cdot \ln\left(\frac{G_s}{G_g}\right) + 1.03 & (0.6 \leq G_s/G_g \leq 3) \end{cases}$$

上式に表-4に示すせん断剛性比 G_s/G_g を代入し、地盤のせん断ひずみ γ_g が0.1%, 0.5%, 1.0%時における函体のせん断ひずみ γ_s を算出した。これ以降、FEM結果より算定したせん断ひずみ関係については、地盤を等価線形剛性として扱っていることと等しいため、「等価線形剛性モデル」と呼ぶ。

図-14 に、函体のせん断ひずみ γ_s - 地盤のせん断ひずみ γ_g 関係における実験結果と等価線形剛性モデルとの比較結果を示す。

図-14 より、いずれも等価線形剛性モデルよりも実験

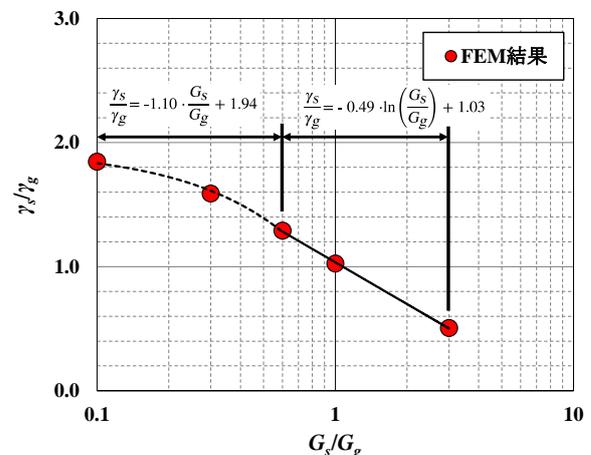


図-13 FEM 解析におけるせん断ひずみ比 γ_s/γ_g と剛性比 G_s/G_g 関係

結果は直線的な傾向を示している。また、Case1 では比較的实验結果と等価線形剛性モデルの乖離が小さいが、Case2およびCase3ではその乖離が大きい結果となっている。特にCase2では、等価線形剛性モデルは、函体のせん断ひずみ γ_s を実験よりも過小評価する結果となった。逆にCase3は函体のせん断ひずみを過大評価する結果となった。

以上の結果より、せん断剛性比 G_s/G_g によっては地盤の非線形性を等価線形剛性で評価しても実験を再現することができない場合があることが確認できた。すなわち、地盤の非線形性の影響を評価するには、地盤のひずみレベルの局所的な差異を考慮する必要があると考えられる。

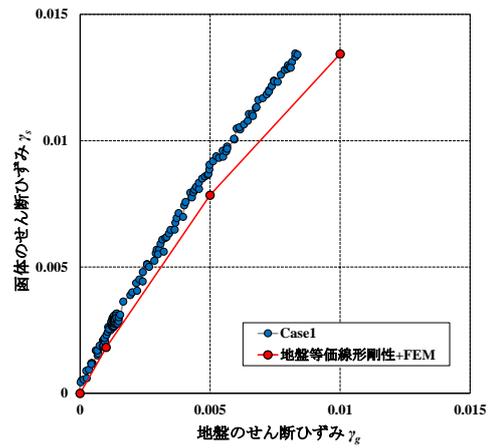
5. まとめ

本研究では、函体と周辺地盤の剛性比 G_s/G_g に着目した模型実験を行い、せん断剛性比 G_s/G_g とせん断ひずみ比 γ_s/γ_g の関係について整理を行った。また、実験と同条件の2次元弾性FEM解析を実施した。

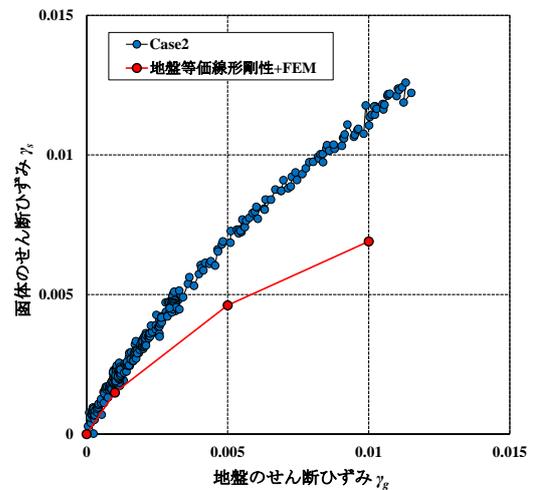
本研究で得られた知見について、以下にまとめる。

- 1) 地盤のせん断弾性係数 G_g が明確な非線形性（ひずみレベル依存性）を有しているにも関わらず、函体のせん断ひずみ γ_s と地盤のせん断ひずみ γ_g の比率は、強い非線形性を示さず、せん断ひずみ1.0%程度までの広範なひずみレベルで概ね線形的な関係を示し、その比率が函体と地盤の剛性比に応じて異なることが実験的に確認された。
- 2) せん断剛性比 G_s/G_g の違いによる函体回転角への影響については、せん断ひずみ比 γ_s/γ_g の差異に比べて回転角への影響は小さく、せん断ひずみ比 γ_s/γ_g への影響が支配的であると考えられる。
- 3) 函体のせん断ひずみ γ_s —地盤のせん断ひずみ γ_g 関係における実験結果と等価線形剛性モデルとの比較を行った結果、せん断剛性比 G_s/G_g によっては地盤の非線形性を等価線形剛性で評価しても実験を再現することができない場合があることが確認できた。すなわち、地盤の非線形性の影響を評価するには、地盤のひずみレベルの局所的な差異を考慮する必要があると考えられる。

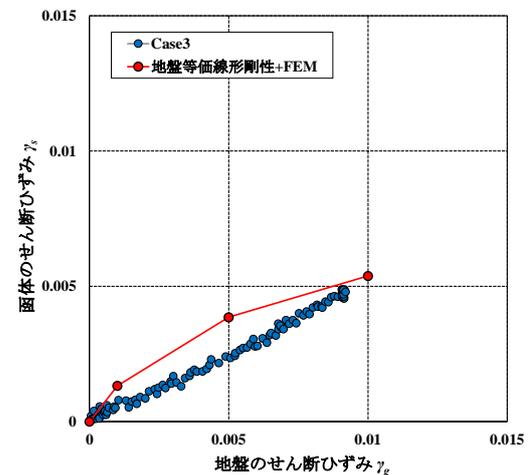
今後は、大型化したせん断土槽実験のほか、地盤の非線形化および函体と地盤との境界でのすべりを考慮したFEM解析を行っていきたいと考えている。



(a) Case1 ($G_s=90\text{kN/m}^2$)



(b) Case2 ($G_s=332\text{kN/m}^2$)



(c) Case3 ($G_s=453\text{kN/m}^2$)

図-14 函体のせん断ひずみ γ_s —地盤のせん断ひずみ γ_g 関係における実験結果と等価線形剛性モデルとの比較

謝辞：本研究の実験及び解析の実施には、松田敏輝氏、伊野将矢氏、古川喬大氏の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 渡辺和明, 志波由紀夫: 箱型地中構造物の応答変位法による耐震計算に用いる地盤ばねの検討, 土木学会第51回年次学術講演会 1-B, pp.834-835, 1996.
- 2) 太田擴, 西田允俊, 北嶋武彦, 佐藤忠信: 応答変位法を用いた地下構造物の耐震検討について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.437-476, 1997.
- 3) 福嶋研一, 志波由紀夫, 渡辺和明, 立石章: レベル2地震時における地盤-地中構造物の相互作用力に関する検討, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.737-740, 1997.
- 4) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 2012.
- 5) 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, 2007.
- 6) 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, N0.752/I-66, pp.179-192, 2004.
- 7) 松田拓也, 香月大輔, 中田幸男, 兵動正幸, 吉本憲正, 村田秀一: 固結力を有したアルミ棒積層体の微視的構造の観察, 第38回地盤工学研究発表会, pp.775-776, 2003.
- 8) 河端俊典, 岩崎善之, 毛利栄征, 百々宏昌: 地盤のせん断変形を受ける補強洪水吐の挙動メカニズムの検討, ジオシンセティックス論文集 第25巻, pp.127-132, 2010.12.
- 9) 島田貴文, 西岡英俊, 西野風雅, 松田敏輝, 牛田貴士, 仲山貴司, 井澤淳: 函体と地盤の剛性比に着目した線路下ボックスカルバートの設計事例分析, 第56回地盤工学研究発表会講演概要, pp.12-7-2-01~12-7-2-02, 2021.
- 10) 土木学会: 2016年制定 トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説, pp.64-65, 2016.

STUDY ON THE INTERACTION ON SEISMIC SHEAR DEFORMATION OF CUT AND COVER TUNNEL WITH SURROUNDING GROUND

Takafumi SHIMADA, Fuga NISHINO and Hidetoshi NISHIOKA

The design of cut and cover tunnels requires an accurate assessment of the relationship between the structure and the ground. In this study, the shear deformation behavior of cut and cover tunnels was tested using a small shear soil tank focusing on the stiffness ratio (G_s/G_g) between the structure and the ground. As a result of the small shear tank test, it was confirmed that the behavior of the open-cut tunnel changed depending on the stiffness ratio (G_s/G_g). In addition, the relationship between the stiffness ratio (G_s/G_g) and the shear strain ratio (γ_s/γ_g) showed a discrepancy between the model test and the elastic FEM analysis.