

地震動が軸方向に作用する場合のシールド トンネルの模型振動実験とその応答解析

何 川¹・小泉 淳²

¹学生会員 工修 早稲田大学大学院博士後期課程 理工学研究科建設工学専攻
(〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

²正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

本論文は地震動がシールドトンネルの軸方向に作用する場合を対象に、模型振動実験と広義の応答変位法による解析を行い、トンネルの振動特性、トンネルと地盤との相互作用、トンネルの構造モデルの妥当性、入力変位の算出方法の違いが解析結果に与える影響等を検討したものである。模型振動実験は、不整形地盤中にトンネルが構築された場合を対象にして、実物のシールドトンネルをその縦断方向の構造特性を基に、相似則を用いてモデル化した上で、トンネル全体の剛性の違いによる挙動に着目して行った。解析には、筆者らの提案しているシールドトンネルの縦断方向の構造モデルを用いて、これに地震動が軸方向に作用する場合の広義の応答変位法を適用した。

Key Words: shield tunnel, seismic design, longitudinal behavior, axial seismic force, shaking table test, seismic deformation method

1. はじめに

長大な線状地中構造物であるシールドトンネルの縦断方向の地震時挙動についての検討はシールドトンネルの合理的な耐震設計を行う上での重要な課題となっている^{1),2)}。シールドトンネルの縦断方向の地震時挙動は作用する地震動の方向がトンネル軸方向であるか軸直角方向であるかによって異なるが、筆者らは、これらのうち地震動がトンネルの軸直角方向に作用する場合のシールドトンネルの挙動についてはすでに検討を行い一応の知見を得ている¹⁾。本論文は、これに続くものであり、地震動がトンネル軸方向に作用した場合のシールドトンネルの地震時挙動を検討したものである。模型振動実験には地震動がトンネル軸直角方向に作用する場合の検討と同じ条件の地盤模型、シールドトンネル模型および入力波を用い、また、解析には広義の応答変位法を用いている。模型実験結果と解析結果との比較から、不整形地盤の挙動、トンネルと地盤との相互作用、トンネルの構造解析モデルの妥当性、入力変位の算出方法の違いが解析結果に与える影響等を検討した。

2. 実験概要

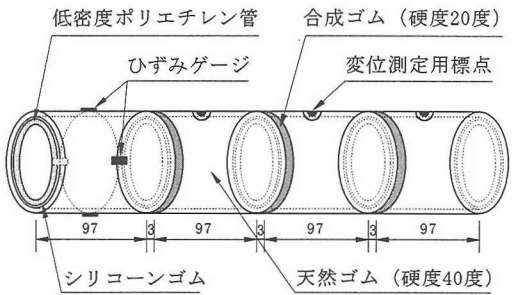
(1) 想定したトンネルと地盤およびそれらのモデル化¹⁾

実験の対象としたシールドトンネルは外径 7.0m、仕上がり内径 5.8m の鉄道単線トンネルで、セグメントは幅 1m のコンクリート平板型セグメントのものを想定している。また、地盤は大都市における実測のボーリング調査結果を参考に沖積層から洪積層にまたがる不整形地盤を想定している。

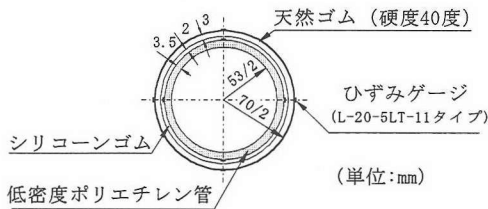
本実験では、地盤模型に生じる慣性力と弾性力とがその支配的な物理量であると考え、また模型材料を選択する際の便利さを考慮して、密度と弾性係数とを独立のものとして仮定し相似比を定めている。模型の長さおよび弾性係数の実物に対する基礎相似比は 100 分の 1 とした。また、実験結果に与える影響が一番大きいのは地盤の振動であるため、密度の基礎相似比は地盤の密度から決定した。本実験に用いた相似則を表-1に示す。表中、 ρ は密度、 l は長さ、 E は弾性係数、 ε はひずみをそれぞれ表わし、添字 m は模型を、添字 p は実物を表わしている。また、

表-1 相似則

	密度 P	長さ L	弾性 係数 e	時間	加速 度	ひずみ
相似則	ρ_m/ρ_p	l_m/l_p	E_m/E_p	$L \cdot \sqrt{\frac{P}{e}}$	$\frac{e}{P \cdot L}$	$\varepsilon_m/\varepsilon_p$
相似比	1.0/1.8 =0.556	0.01	0.01	7.5×10^{-2}	1.8	1.0



(a) 模型の概要

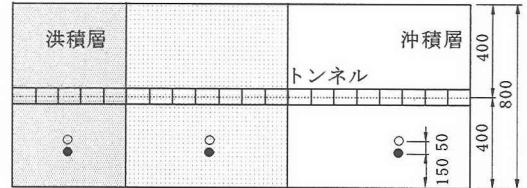
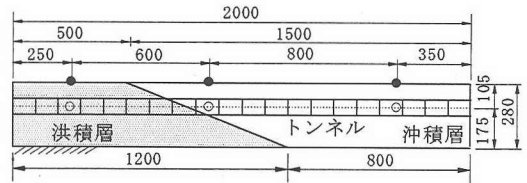


(b) 断面図

図-1 トンネル模型

P, L, e はそれぞれ密度, 長さ, 弾性係数の相似比である. これらの相似則の定め方などは参考文献 1) を参照されたい.

表-1 に示す相似則を用いてシールドトンネルを忠実にモデル化すると, トンネル軸方向には, セグメントリングの模型とリング継手の模型が相当密に配置されることになる. このため本実験では, 模型製作上の精度および測定機器の設置等を考慮し, 10 リング分のセグメントを剛性が一様に低下した 1 つのリングにモデル化することとした. リング継手は幅 3mm で, セグメントリングと同じ断面形状を有する円環状のゴムを貼付して評価した. 図-1 はトンネル模型の概要を示したものである. なお, これと同様なトンネル模型の静力学的挙動に関する実験および考察は文献 8) を参照されたい. 地盤模型は図-2 に示すように, 長さ 200cm, 幅 80cm, 高さ 28cm で長さ方向の中間部で洪積層から沖積層へ変化する地盤を想定した. 地盤材料にはシリコンゴムを用いた.



(模型底面を振動台に固定, 他の境界面は自由面)

●: 地表面軸方向加速度計 (ASW-5A)

○: 地中軸方向加速度計 (ASW-5A)

(単位:mm)

図-2 地盤模型の概要

表-2 弾性係数 (単位:N/mm²)

	沖積層	洪積層	一次覆工	リング継手	二次覆工
対象とした実物の E	10	75	297.6	81.02	2.7×10^4
相似比から求めた E	0.1	0.75	2.976	0.8102	2.7×10^2
実験に用いた材料の E	0.12	0.73	2.8 (7.3)	0.98 (3.97)	3.5×10^2

注) () 内の値は一次覆工模型に水性

ペイントを塗布した場合の弾性係数

表-3 実験の種類

種類	地盤のみ	一次覆工のみ	二次覆工あり
実験名	F	F1	F2

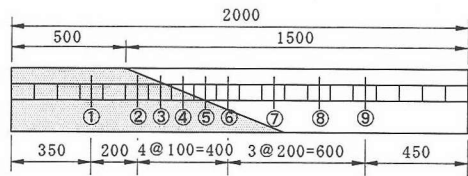
表-2 は対象とした実物トンネルと地盤の弾性係数と, 相似比を考えて模型材料が有すべき弾性係数およびこれらの結果から実際に選定した模型材料の弾性係数を示したものである.

(2) 実験概要

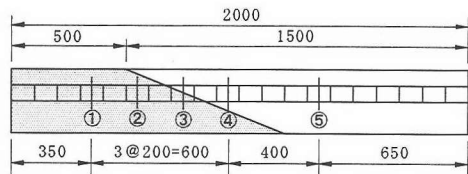
トンネル模型を埋設した振動実験に先立ち, トンネルを埋設しない地盤だけの実験を行っている. 表-3 は実験の種類を示したもので, 以下には地盤の実験のみを実験 F, 一次覆工のみの実験を実験 F1, 二次覆工されたトンネルの実験を実験 F2 と略称する.

a) 正弦波を対象とした振動実験

図-2 に示す地盤模型の底面を振動台に固定し, トンネル軸方向から正弦波 (実験 F および実験 F1 では最大 80gal, 実験 F2 では最大 50gal) を入力して振動実験を行った. 入力正弦波の振動数は各地盤



(a) 一次覆工のみの場合



(b) 二次覆工がある場合 (単位:mm)

図-3 軸ひずみの計測断面

の一次共振点付近では0.1Hzずつ、その他では1Hzずつ2Hzから20Hzまで変化させ、定常振動状態で計測を行っている。なお、いずれの実験とも弾性範囲内の定常応答を対象としている。

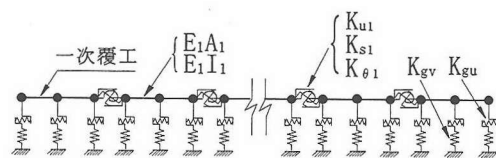
計測項目は、図-2に示す地盤模型の表面およびトンネル埋設深さにおける地盤の軸方向加速度と地盤軸方向変位およびトンネル模型の軸方向変位とその軸方向の軸ひずみである。

地盤変位は、地表面から15cmの深さに埋設した外径2mmのシリコンチューブ製の格子と、格子の交点直上の地表面に貼付した標点のぶれ写真を撮影して求めた¹⁾。また、トンネルの変位は、図-1に示すように、トンネル模型の上端に貼付した標点のぶれ写真から求めている。

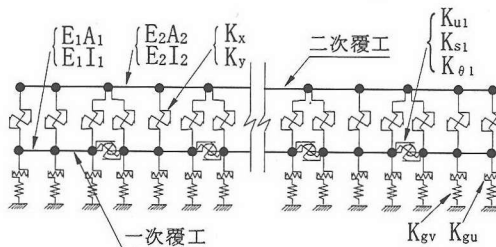
図-3はトンネルの軸ひずみの測定断面を示したものであり、ひずみは一次覆工のみの実験では9断面で、二次覆工されたトンネルの実験では5断面で、それぞれ地盤の層の変わり目を中心に測定した。ひずみゲージは図-1に示すように、各断面とも鉛直および水平の直径点の4箇所貼付している。

b) 実地震波を対象とした振動実験

正弦波を対象とした振動実験に引き続き、実地震波を対象とした振動実験を行った。入力波は、EL CENTRO地震波と十勝沖地震波(八戸)で、それぞれ時間軸を実時間の5分の1($t/5$ と表記)に短縮したものと10分の1($t/10$ と表記)にしたものの4種類の波(それぞれEL CENTRO $t/5$ 波、EL CENTRO $t/10$ 波、八戸 $t/5$ 波、八戸 $t/10$ 波と呼ぶ)を用い、振動台における最大加速度の目標値を約100galとして入力している。計測項目は地盤の軸方向加速度とトンネルの軸方向の軸ひずみである。



(a) 一次覆工のみの場合



(b) 二次覆工がある場合

図-4 トンネルの解析モデル

3. 解析の方法

解析には広義の応答変位法を用いた。すなわち実験の対象とした不整形地盤の条件を考慮し、地盤の一次元および三次元動的解析(時刻歴応答解析法)により得られた地盤変位の時刻歴または地盤模型振動実験によるある時間断面の地盤変位をトンネル—地盤ばねモデルに作用させることとした。

解析に用いた入力地盤変位は、正弦波の場合には、トンネルの挙動はトンネル埋設位置の地盤の動的な挙動に支配されると考え、模型振動実験(実験F)において沖積層の一次共振時に計測されたトンネル埋設位置の地盤の最大軸方向変位を用い、また、実地震波の場合には、模型地盤の自由端付近の影響を考慮して、三次元動的解析によるトンネル埋設位置の地盤の軸方向の時刻歴応答変位および一次元動的解析によるトンネル埋設深さの地盤の軸方向の時刻歴応答変位をそれぞれ用いた。これらの地盤変位は地盤ばねを介してトンネルに入力される。

(1) トンネルの解析モデル

a) 解析モデル^{1), 7), 8)}

図-4は応答変位法に用いたトンネル縦断方向の静的解析モデルである。一次覆工のみ(実験F1)の解析モデルは図-4(a)に示すとおりであり、二次覆工がある場合(実験F2)の解析モデルは図-4(b)に示すとおりである。

解析に用いた地盤ばねのばね定数およびリング継手と両覆工間の相互作用を評価するばね部材のばね定数は以下に示す方法により定めた。なお、本研究は、トンネル軸方向からの地震動に対する検討をそ

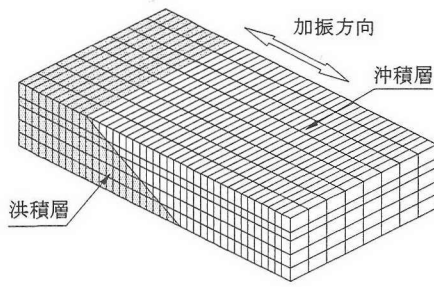


図-5 地盤の3次元FEM解析モデル

の対象としているため、図-4に示す解析モデルのうち、リング継手のせん断ばねのばね定数 K_{s1} と回転ばねのばね定数 $K_{\theta 1}$ 、軸直角方向の覆工間ばねのばね定数 K_y 、および軸直角方向の地盤ばねのばね定数 K_{gu} は用いていない。これらのばねのばね定数の求め方は文献1)を参照されたい。

b) トンネル軸方向の地盤ばねのばね定数 K_{gu}

現状の線状地中構造物の耐震解析では、地盤ばねの評価としていくつかの方法があるが、いずれの方法ともなんらかの制約条件があり、複雑な地盤に対しては必ずしも明瞭に評価できると言いがたい。また、本研究が対象とする周波数領域はかなり小さく、不整形模型地盤はその構成条件などが複雑である。なお、本解析の目的が筆者らが提案しているシールドトンネルの縦断方向構造モデルが応答変位法を用いて実務に適用できるか否かを検証することにあるため、地盤ばねの評価の実情を考えたい。地盤ばね定数の周波数依存性を考慮せずに、そのばね定数を実際に静的な平板載荷試験を行い、定めることにした^{16)~25)}。地盤模型材料であるシリコーンゴムは透明(沖積層)あるいは半透明(洪積層)であり、目視の結果、振動を与えても地盤とトンネル模型との接触面で相互に滑りは生じていなかった。したがって、地盤ばねのばね定数 K_{gu} は線形ばねと仮定し、直径70mmの剛性の高い載荷板を用いた平板載荷試験を行って求めた¹⁾。得られた地盤反力係数 k_g は洪積層で 19.3MN/m^3 、沖積層で 2.8MN/m^3 であった。

地盤反力係数 k_g は荷重の載荷方向(法線方向)の反力を表す係数であることから、これをトンネルの接線方向の反力係数 k_{gu} に変更する必要がある。いま接線方向の地盤反力が地盤のせん断変形に伴って発生するものと仮定し、これをせん断弾性係数 G と弾性係数 E との関係に対比させると、

$$k_{gu} = \frac{1}{2(1+\nu)} k_g \quad (1)$$

と表せる。ここに ν は地盤のポアソン比である。この式を用いてトンネルの軸方向の地盤ばねのばね定

数 K_{gu} は式(2)により算出した。

$$\begin{aligned} K_{gu} &= \frac{1}{2} \cdot k_{gu} \cdot \pi \cdot D_1 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot k_g \cdot \pi \cdot D_1 \cdot B \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 D_1 はトンネル模型の外径を、 B は図-4に示す節点間隔を表す。

c) リング継手の軸ばねのばね定数 K_{u1}

リング継手の軸ばねのばね定数 K_{u1} は、リング継手を評価した合成ゴムリングに軸力が作用した場合の荷重と変形との関係から式(3)により求めることとした。

$$K_{u1} = \frac{E_g \cdot A_g}{l_g} \quad (3)$$

ここに、 E_g は継手ゴムの弾性係数を、 A_g は継手ゴムの断面積を、また、 l_g は継手ゴムの幅を表す。

d) 覆工間ばねのばね定数 K_x

トンネル軸方向の力を伝達する覆工間ばねのばね定数 K_x は式(4)により求めることができる⁸⁾。

$$K_x = \frac{K_{x1} \cdot K_{x2}}{K_{x1} + K_{x2} + \frac{K_{x2} \cdot K_{x1}}{K_{xiso}}} \quad (4)$$

ここに、 K_{x1} 、 K_{x2} 、 K_{xiso} はそれぞれ式(5)~(7)により定めた。

$$K_{x1} = \frac{E_1 \cdot A_x}{2(1+\nu_1)t_1} \quad (5)$$

$$K_{x2} = \frac{E_2 \cdot A_x}{2(1+\nu_2)t_2} \quad (6)$$

$$K_{xiso} = \frac{E_{iso} \cdot A_x}{2(1+\nu_{iso})t_{iso}} \quad (7)$$

また、 E_1 、 E_2 、 E_{iso} は、それぞれ一次覆工、二次覆工、覆工間のシリコーン材の弾性係数で、 t_1 、 t_2 、 t_{iso} はそれらの厚さ、 ν_1 、 ν_2 、 ν_{iso} はそれらのポアソン比であり、 A_x は、図-4(b)に示す解析モデルにおける節点間の二次覆工の周面積の2分の1である。

(2) 地盤の時刻歴地震応答解析

a) 三次元動的FEMによる地盤の応答解析¹⁾

図-5は地盤の三次元動的FEMのモデルを示したものである。沖積層と洪積層とは20節点6面体アイソパラメトリック要素を、地層変化面付近では、20節点6面体要素から縮退した15節点5面体アイソパラメトリック要素を用いている。また時刻歴応答解析には、直接積分法であるニューマークの β 法を用いた。

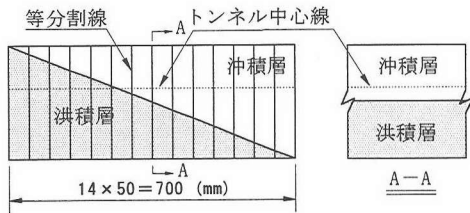


図-6 地層変化点の等分割概要図

表-4 一次共振振動数 (単位:Hz)

	実験 F	実験 F1	実験 F2
沖積層	5.7	6.1	6.8
地層変化点	12.9	13.5	15.0
洪積層	12.9	13.7	15.3

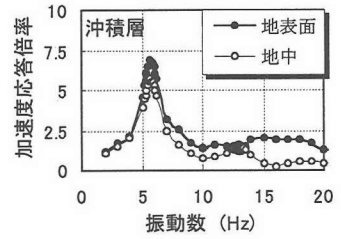
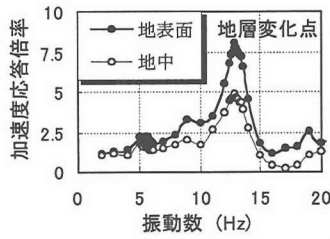
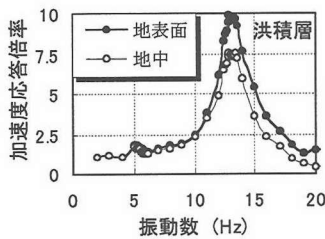


図-7 加速度の共振曲線 (実験 F)

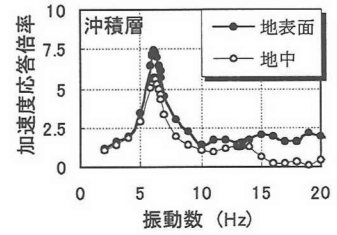
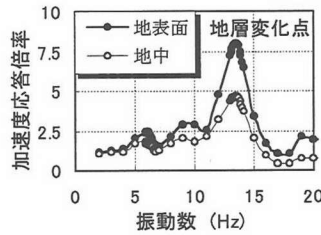
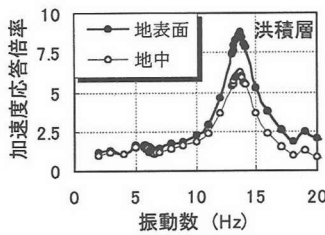


図-8 加速度の共振曲線 (実験 F1)

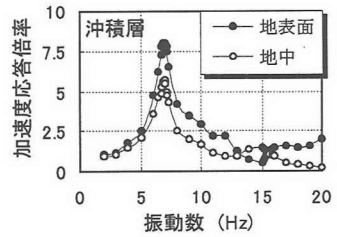
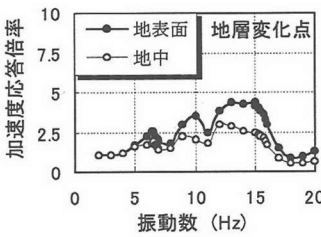
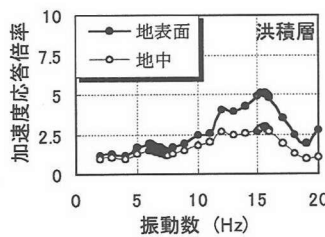


図-9 加速度の共振曲線 (実験 F2)

応答解析には入力地震波である 4 種類の波形うちの八戸 t/5 波を用いた。これは、八戸 t/5 波の卓越振動数が実験に用いた沖積層地盤モデルの固有振動数に近く、トンネル模型に発生するひずみが最大となったことによる。解析用の入力波には、実験から得られた振動台の時刻歴加速度を用いた。

b) 重複反射理論による地盤の一次元応答解析

トンネル軸線に沿って各時間断面ごとに見たときに地盤の軸方向の変位量の差が一番大きく出る可能性が高い地盤変化点に着目して、地盤変化点付近の地盤を等分割し、これらが相互に独立であるものと仮定して、重複反射理論による一次元応答解析を行った。図-6 は地盤変化点の分割状況を示した図で

ある。入力地震波および地盤の物性値と減衰定数は、三次元動的 FEM に用いたものと同じにした。

4. 正弦波を対象とした模型振動実験結果と解析結果およびその考察

(1) 共振曲線の実験結果

図-7~図-9 は各実験における地盤の軸方向加速度の共振曲線を示したものである。それぞれの図は洪積層、トンネル中心位置における地層変化点および沖積層の軸方向加速度の共振曲線である。また、表-4 はこれらの図から求めた一次共振振動数をまとめたものである。

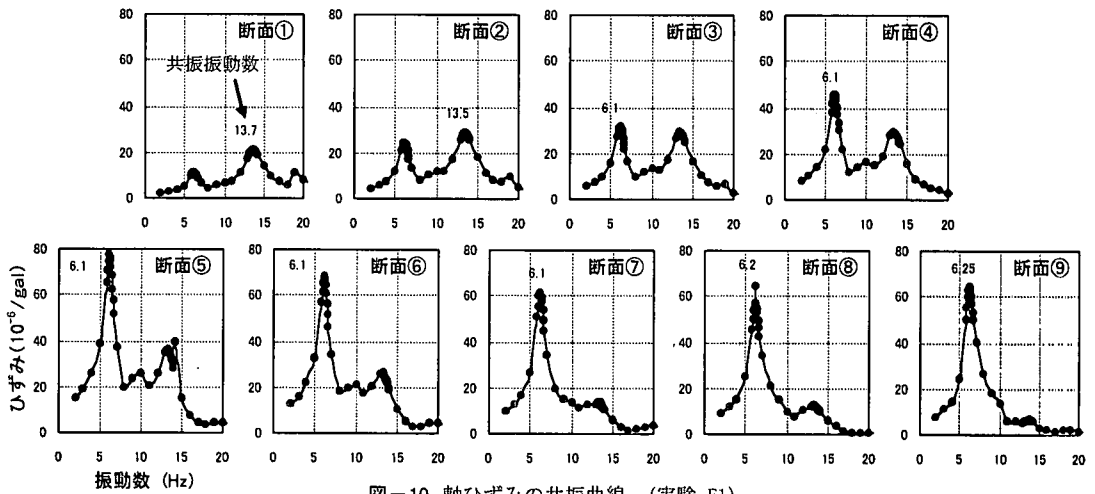


図-10 軸ひずみの共振曲線 (実験 F1)

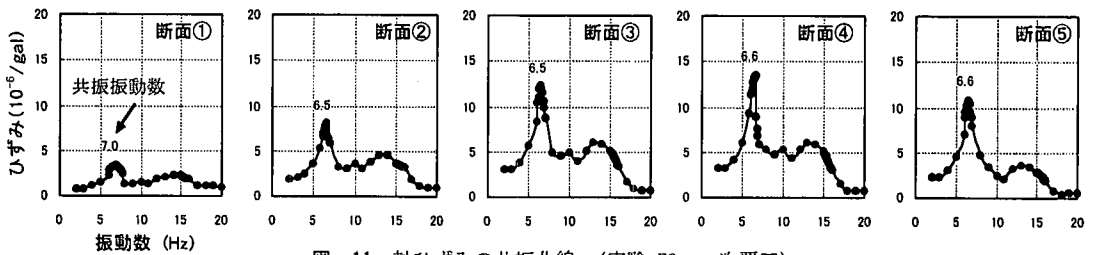


図-11 軸ひずみの共振曲線 (実験 F2, 一次覆工)

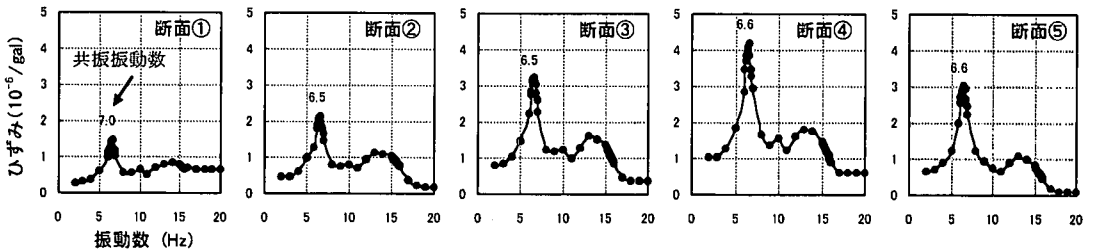


図-12 軸ひずみの共振曲線 (実験 F2, 二次覆工)

これらの図と表から、実験 F と実験 F1 はほぼ同様の挙動を示すが、実験 F2 はそれらと異なる挙動を示していることがわかる。二次覆工されたトンネルの場合にはその軸剛性が地盤の挙動に影響を与えていることが推察される。

図-10 は実験 F1 の一次覆工の軸ひずみの共振曲線であり、図-11 と図-12 は、それぞれ実験 F2 の一次覆工と二次覆工の軸ひずみの共振曲線である。軸ひずみの応答はすべて入力 1gal あたりに換算してある。なお、本実験で用いたひずみゲージは一次覆工の剛性に比べてその剛性が無視できない程度であるため、測定されたひずみは真の値よりも小さくなる。このため、一次覆工のひずみは、あらかじめ一次覆工モデルの軸引張試験と軸圧縮試験および二次覆工されたトンネルモデルの軸引張試験と軸圧縮試験を行い、模型の変形量から計算されるひずみと、ひず

みゲージにより測定されたひずみの値から両者の換算係数を求め、これを用いて補正を行っている¹⁾。また、軸ひずみはトンネル断面の 4 箇所(図-1 参照)で計測した値がほぼ同じで、曲げ成分は無視しうる範囲であったので 4 つの値を平均して求めた。

図-10 から、実験 F1 の一次覆工の軸ひずみについては、

- ① 沖積層、地層変化部および洪積層の一次共振振動数と軸ひずみの最大応答が発生する共振振動数とはほとんどの断面で一致している、
- ② 軸ひずみの最大応答は地層が変化する部分の中心部の断面⑤で発生している。その一次共振振動数は 6.1Hz であり、これは沖積層の一次共振振動数と一致している(表-4 参照)、

などの知見が得られ、また、図-10~図-12 から実験 F2 の軸ひずみについては、

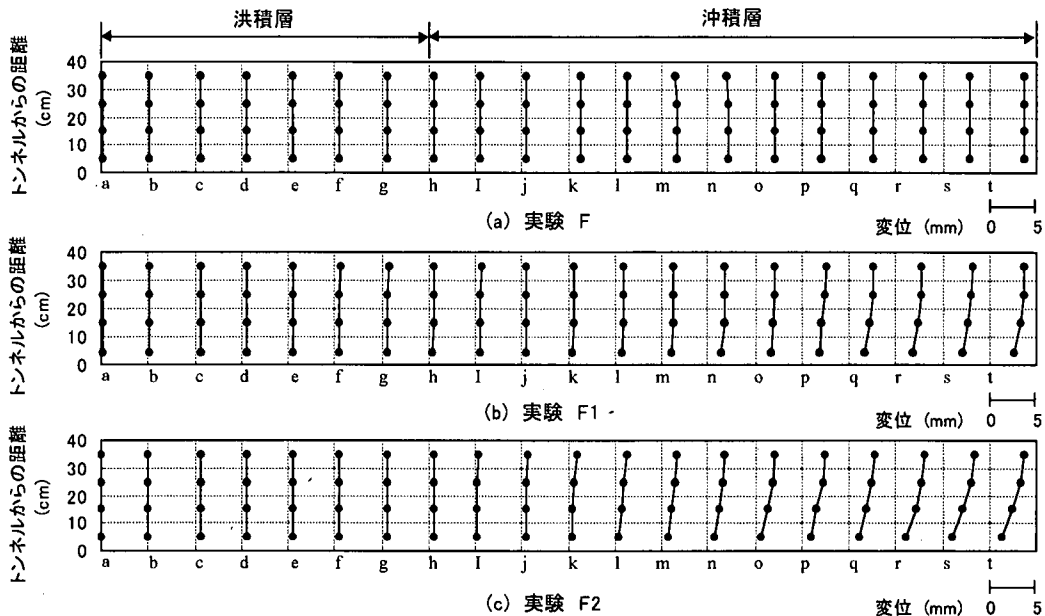


図-13 トンネルの埋設深さにおける地盤の軸方向最大変位分布

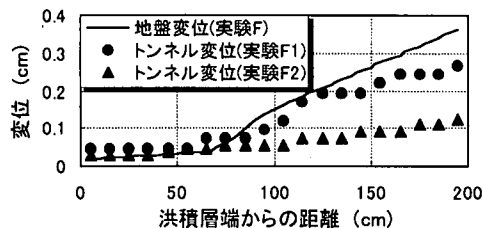


図-14 地盤とトンネルの最大変位分布 (実験値)

- ①一次覆工の軸ひずみの共振曲線は、実験 F1 と実験 F2 とを比べると洪積層の端部の断面①を除いて同じ断面 (図-10 断面①②④⑥⑧と図-11 断面①②③④⑤とはそれぞれ同じ断面に対応) で同じ形状になっている、
- ②二次覆工されたトンネルの一次覆工の軸ひずみの最大応答 (図-11 断面④) は、一次覆工のみの場合の最大応答 (図-10 断面⑤) の 1/6 程度になっている、
- ③一次覆工および二次覆工に発生する軸ひずみの応答は、地層変化部の中心部の断面で (図-10 断面の⑤⑥および図-11 と図-12 の断面③④) 大きくなっている、
などの知見が得られた。

(2) 地盤とトンネルの変位

地盤の変形はトンネル埋設深さにおける変形に着目し、入力加速度の最大値 50gal あたりに換算して実験結果を整理した。なお、地盤変位は地表面(標点)

の最大変位を最大振幅とする正弦波状に近似し、トンネル埋設深さにおける地盤変位は、地表面の変位計測結果をもとにして求めることとした。

図-13 はトンネル埋設深さにおけるトンネル軸方向の地盤変位分布を示したものである。横軸はトンネル軸方向の位置を表し、縦軸はトンネル埋設位置を零としたときの地盤の自由端方向(幅方向)への距離を示したものである。トンネル位置を軸として対象な2点では平均した値を示している。

この図を見ると、実験 F では、それぞれの断面で地盤は均等に変形しているのに対して、トンネルを埋設すると沖積層側のトンネル近傍の地盤の変形は小さくなり、二次覆工されたトンネルの場合にはこれが特に顕著となる。このことからトンネルの軸剛性が周辺地盤の変形を拘束する影響があることがわかる。また、トンネルを埋設しても地盤の自由端付近では地盤変位が地盤のみの場合とほとんど同じになっていることから、この変形拘束の影響はトンネルの周辺のみには発生しているものと推定される。

以上の結果から、軸方向に加振した場合に、本実験で用いた模型地盤は自由端の影響がほとんどなく、トンネルから離れた位置では無限に広がる自由地盤とほぼ同じ挙動をしていることがわかる。

図-14 は沖積層地盤の一次共振時において、地盤のみの場合(実験 F)のトンネル埋設中心位置における地盤の最大軸方向変位と一次覆工のみの場合(実験 F1)、二次覆工がある場合(実験 F2)のトンネル中心の最大軸方向変位を示したものである。この図

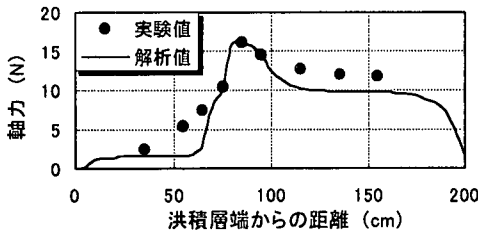


図-15 一次覆工の軸力 (実験 F1)

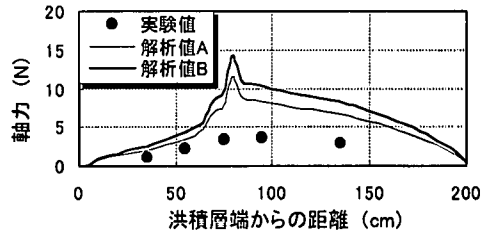


図-16 一次覆工の軸力 (実験 F2)

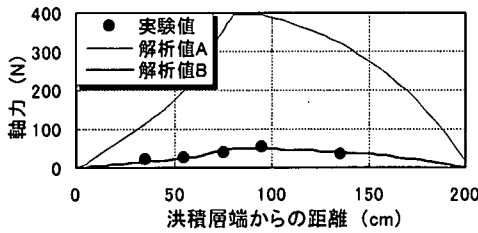


図-17 二次覆工の軸力 (実験 F2)

から地盤変位は地盤の急変部において大きく変化しており、またトンネルの変位分布は、実験 F1 における沖積層区間の変位が地盤のみの場合の変位に比べて若干小さくなっている程度であるのに対して、実験 F2 における沖積層区間の変位がかなり小さくなっていることがわかる。したがって、二次覆工がある場合のトンネルの変位は地盤の変形には完全には追従せずに、トンネルは地盤の比較的長い区間の平均的変位に対応して変形しているものと推察される。

(3) トンネルの断面力

図-15～図-17 は、実験 F1 と実験 F2 の沖積層の一次共振時において一次覆工と二次覆工とに発生する最大軸力の実験結果と解析結果とを比較したものである。実験結果は沖積層の地表面の加速度が最大となる時刻における断面力を示している。図-16、図-17 中の解析値 A は本論文に示した方法により解析を行った結果である。解析に用いた入力変位は沖積層の一次共振時における実験 F のトンネル埋設中心位置の最大地盤変位の計測値をもとにこれを最小 2 乗法を用いて平滑化した変位である。これらの図から実験 F1 の一次覆工 (図-15) では、実験結果と解析結果とはよく一致しているものの、実験 F2 ではよい一致は見られない (図-16、図-17 中の解析値 A) ことがわかる。二次覆工されたトンネル模型を作製するときに、一次覆工と二次覆工との間にシリコン材を打設したが、シリコン材が硬化する際には若干の収縮が発生する。このため一次覆工と二次覆工との間の力の伝達は式(4)に示したようなばねで

100%行われず、両覆工間にすべりが生じていたことが十分に考えられる。とくにひずみゲージを貼付した位置ではその影響が大きいものと推定される。しかし、それがどの程度であったかは調べようがないため、両覆工間のせん断ばねのばね定数を低減し、実験結果を説明できるように“あてはめ”を行った。その結果が図-16 と図-17 に示す解析値 B である。解析値 B は両覆工間の接線ばねのばね定数のみを解析値 A の約 75 分の 1 に低減した場合の結果である。以降の解析にはこのばね定数 ($K_{s'} = 0.013K_s$) を用いた。なお、実際のトンネルでも打設される二次覆工のコンクリートは硬化に伴い収縮すると考えられるが、その収縮量は小さく無視できる程度と思われることから式(7) に示す $K_{s,iso}$ を無限大とすれば、式(4) は実用できるものと考えている。一方、トンネルの軸直角方向から地震動が作用する場合¹⁾には、トンネルは曲げを受けるわけであるからシリコン材の硬化収縮の影響が少ないものと推定され、とくにこのような両覆工間のすべりを考慮しなくても解析結果は実験結果を説明していたものと考えられる。

5. 実地震波を対象とした模型振動実験結果と解析結果およびその考察

(1) 加速度応答

a) 振動実験による加速度応答

図-18、図-19 は、EL CENTRO t/5 波と八戸 t/5 波を入力した実験 F における地盤の軸方向加速度の時刻歴応答波形を示したものである。これらの図を見ると、洪積層と沖積層の加速度応答は、それぞれ地表面と地中とでほぼ相似形となっており、加速度振幅は地表面の方が若干大きめであることがわかる。このことから、これらの層では地盤模型は一次振動モードのせん断振動が卓越していることが推測される。一方、地層変化点における加速度応答波形は、洪積層や沖積層におけるそれらと比べると地表面と地中とではやや位相差が生じており、一次モードのせん断振動ではなく、より複雑な高次のモード

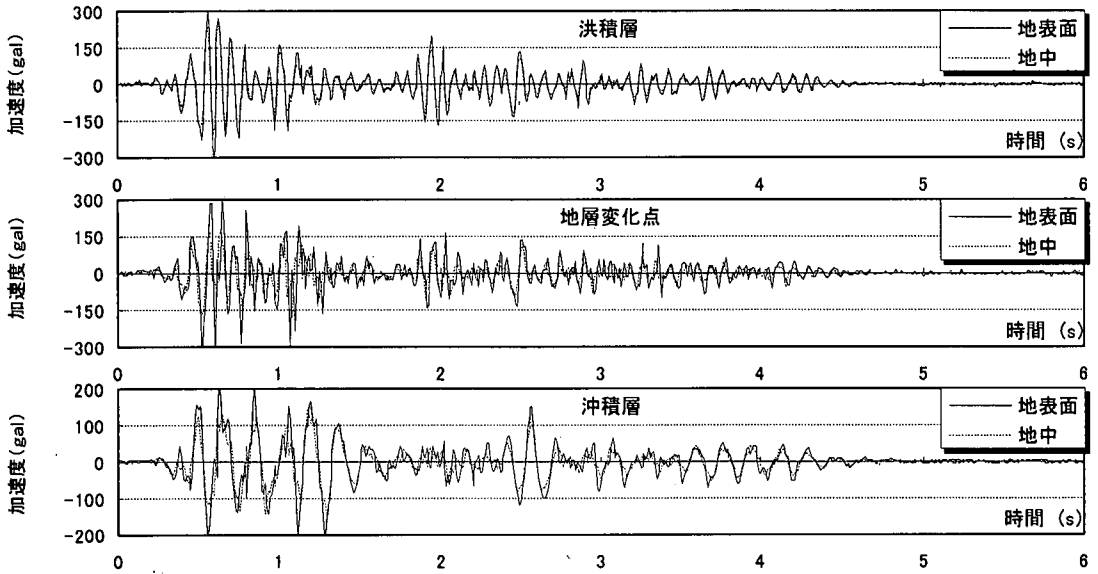


図-18 実験による地盤の加速度時刻歴応答 (EL CENTRO t/5波, 実験 F)

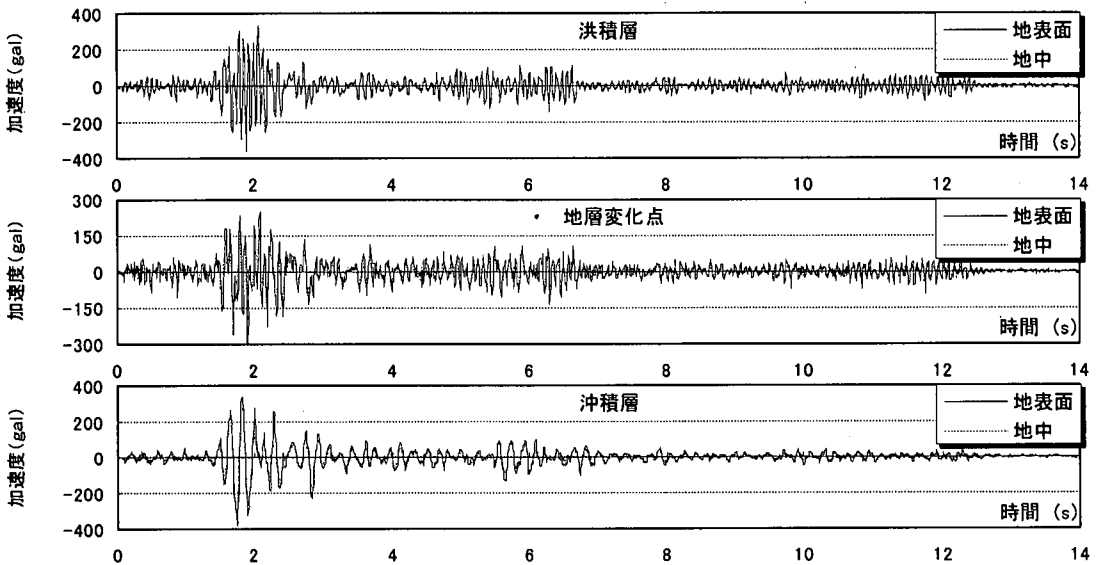


図-19 実験による地盤の加速度時刻歴応答 (八戸 t/5波, 実験 F)

表-5 加速度応答の卓越振動数 (単位: Hz)

入力波	地層	実験 F
EL CENTRO t/5	洪積層	12.21(12.89)
	地層変化点	12.21
	沖積層	5.66
八戸 t/5	洪積層	13.77
	地層変化点	13.67
	沖積層	5.62(6.25)

で振動しているものと考えられる。周期特性は洪積層のそれと類似している。

図-20 と図-21 は、図-18 と図-19 に示した軸方向加速度応答のフーリエスペクトルを表したものである。また、表-5 は、図-20、図-21 より求めた加速度応答の卓越振動数をまとめたものであり、フーリエ振幅が最大となるときの振動数を表している。表中のカッコ内の値は卓越振動数における最大振幅とほぼ等しい振幅が発生している振動数を表している。

図-20、図-21 と表-5 から、各層における地盤の加速度の卓越振動数は、正弦波を対象とした振動

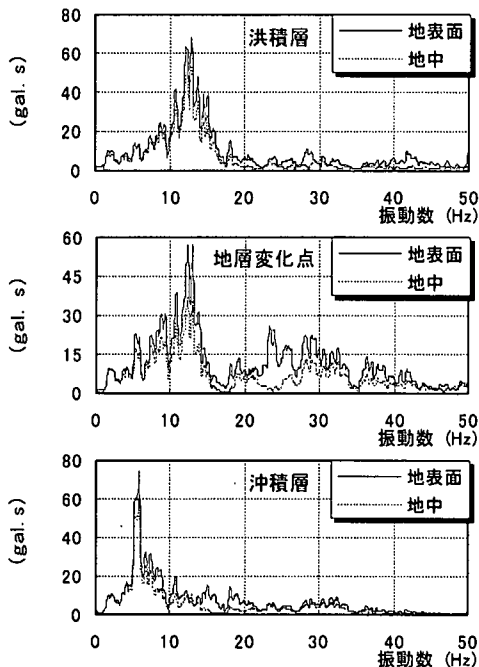


図-20 地盤加速度のフーリエスペクトル (EL CENTRO t/5波, 実験 F)

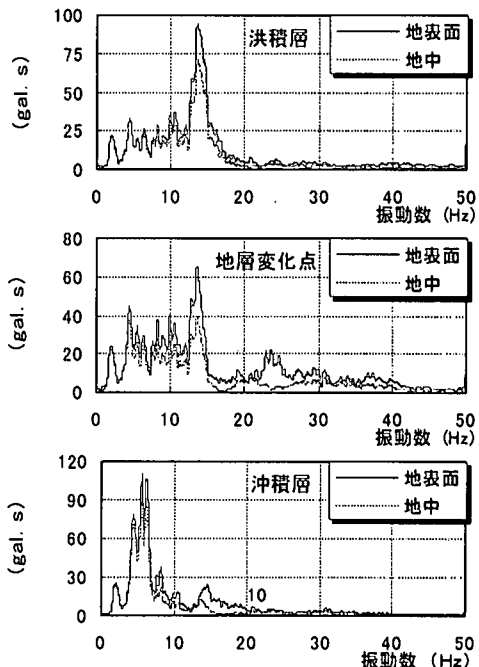


図-21 地盤加速度のフーリエスペクトル (八戸 t/5波, 実験 F)

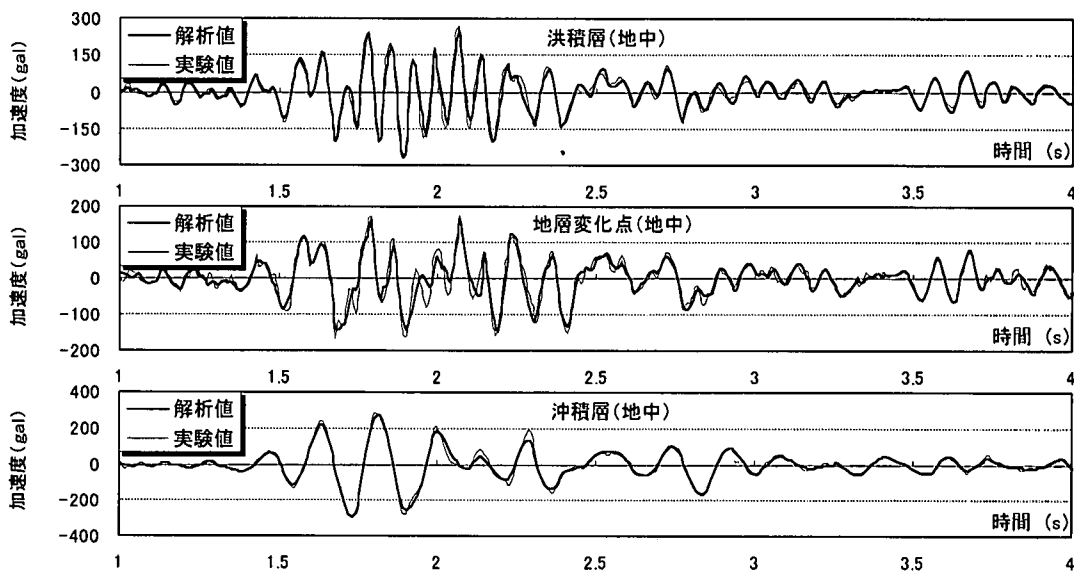


図-22 三次元FEMによる地盤の加速度時刻歴応答の解析結果と実験結果との比較(八戸 t/5波, 実験 F)

実験における一次共振振動数に近い値を示していることがわかる。スペクトルの形状を見ると、洪積層および沖積層のスペクトルは卓越した振動数を有するのに対して、地層変化点では、それが広域にわたって分散している。このことから、洪積層および沖積層では、地盤モデルは一次せん断振動をしており、地層変化点ではより複雑な挙動をしていることが確認できる。

b) 三次元 FEM による加速度時刻歴応答

図-22は八戸 t/5波を入力した実験 F を対象に、三次元 FEM 地盤応答解析を行い、トンネル埋設位置における軸方向の加速度時刻歴応答を求め、これと実験結果とを比較した図(全体の 14 秒間のうち応答の大きかった 1~4 秒間を示している)である。この図から加速度時刻歴応答の実験値と解析値とは最大値、位相ともによく一致していることがわかる。

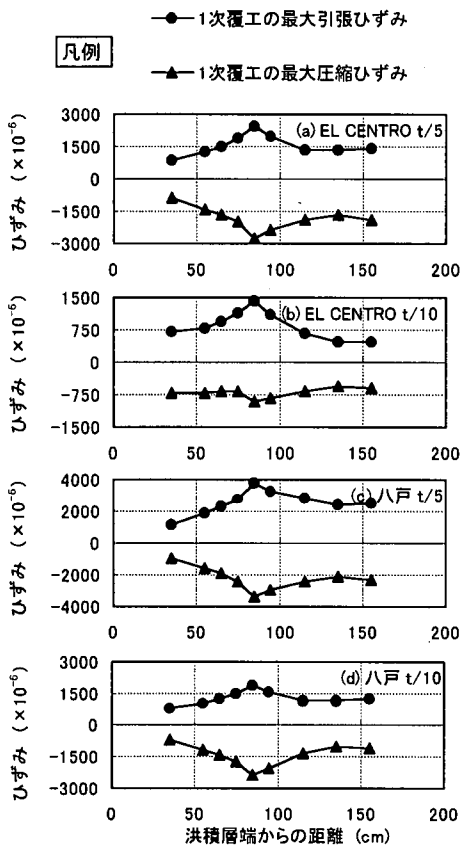


図-23 最大軸ひずみ分布 (実地震波入力, 実験 F1)

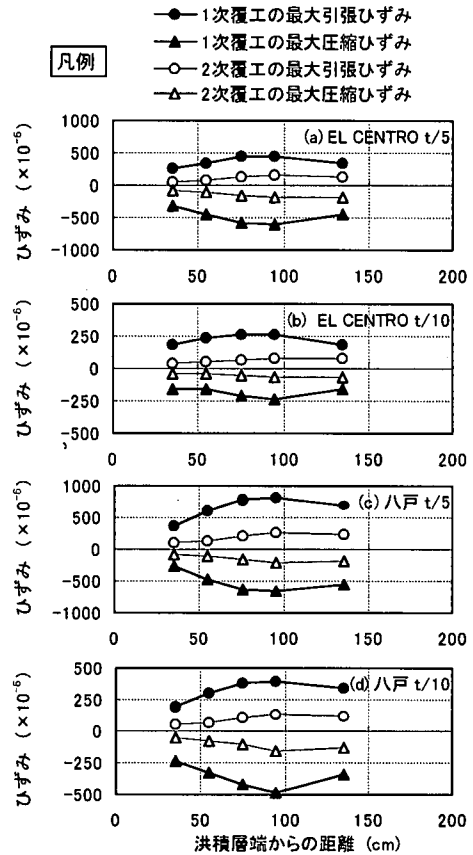


図-24 最大軸ひずみ分布 (実地震波入力, 実験 F2)

(2) ひずみ応答

a) 実験による軸ひずみの応答特性

表-6 は実験 F1 の①⑤⑧断面と実験 F2 の①④⑤断面 (図-3 参照) における軸ひずみ応答のフーリエスペクトルから求めた卓越振動数を示したものである。実験 F1 の軸ひずみの卓越振動数は断面①が洪積層の卓越振動数に近い値を示しており、断面⑤および断面⑧が沖積層の卓越振動数に近い値を示している。一方、実験 F2 の軸ひずみの卓越振動数は、どの断面も沖積層の卓越振動数に近い値を示している。このことから、一次覆工のみ(実験 F1)の場合には洪積層および沖積層中のトンネル模型は地盤とともに振動し、地盤変化点付近のトンネルの挙動は沖積層地盤の振動の影響を大きく受けて、沖積層地盤の振動特性に支配されており、一方、二次覆工がある(実験 F2)場合はトンネルの挙動はどの地盤中においても沖積層の振動特性に支配されていることがわかる。このことは大きな地盤振動を生じる沖積地盤が、高いトンネルの剛性によって洪積地盤や地盤変化位置の地盤を押したり引いたりしていることを示している。

表-6 軸ひずみ応答の卓越振動数 (単位:Hz)

入力波	実験 F1		実験 F2	
EL CENTRO t/5	断面①	15.04	断面①	5.76
	断面⑤	5.76	断面④	5.76
	断面⑧	5.76	断面⑤	5.76
八戸 t/5	断面①	14.50	断面①	6.35
	断面⑤	6.30	断面④	6.35
	断面⑧	6.30	断面⑤	6.35

b) 実験による最大軸ひずみの分布

図-23, 図-24 は実地震波を対象とした実験 F1 および実験 F2 において各計測断面に発生する最大軸ひずみの分布 (同時刻における分布ではない) を示したものである。これらの図より、以下の知見が得られる。

- ①二次覆工されたトンネルの一次覆工に発生する軸ひずみは、一次覆工のみのトンネルの 1/5~1/6 程度となっている。
- ②図-23 および図-24 に示す最大軸ひずみの入力 1gal あたりの換算値 (1/100 の値) は、図-10 および図-11 に示す正弦波を対象とした実験の場合の最大応答軸ひずみの 1/2 程度となつ

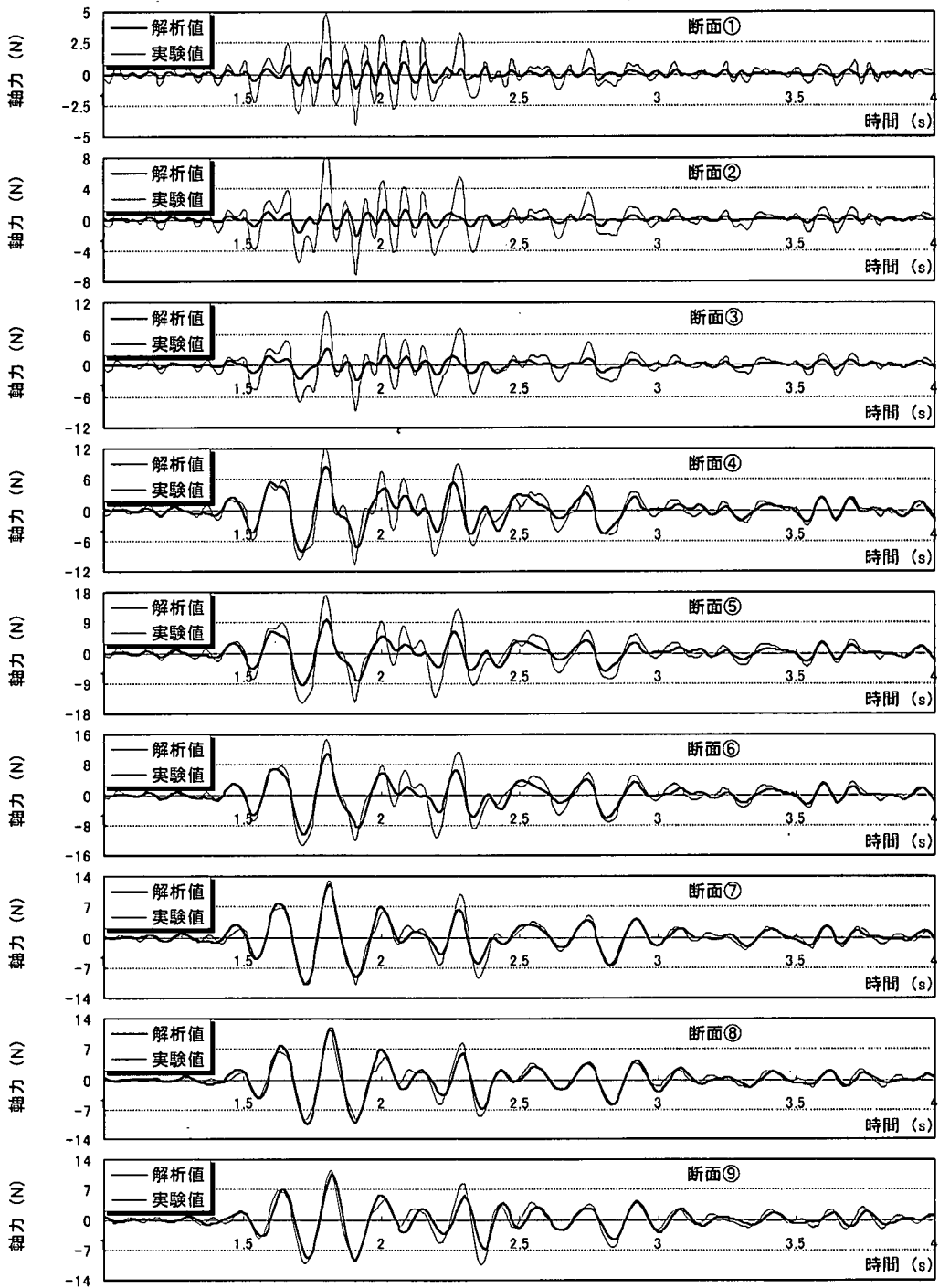


図-25 三次元FEMをもとにした軸力の時刻歴解析結果と実験結果との比較(八戸 $t/5$ 波, 実験 F1)

ている。

- ③八戸 $t/5$ 波を入力した場合に最大軸ひずみが発生している。
- ④最大軸ひずみが発生する位置は地層変化部の中心部である。

(3) 断面力

- a) 三次元 FEM をもとにした軸力の時刻歴応答解析結果と実験結果との比較

図-25～図-27 は三次元 FEM による地盤の時刻歴応答変位を用いて、八戸 $t/5$ 波を対象に算出した

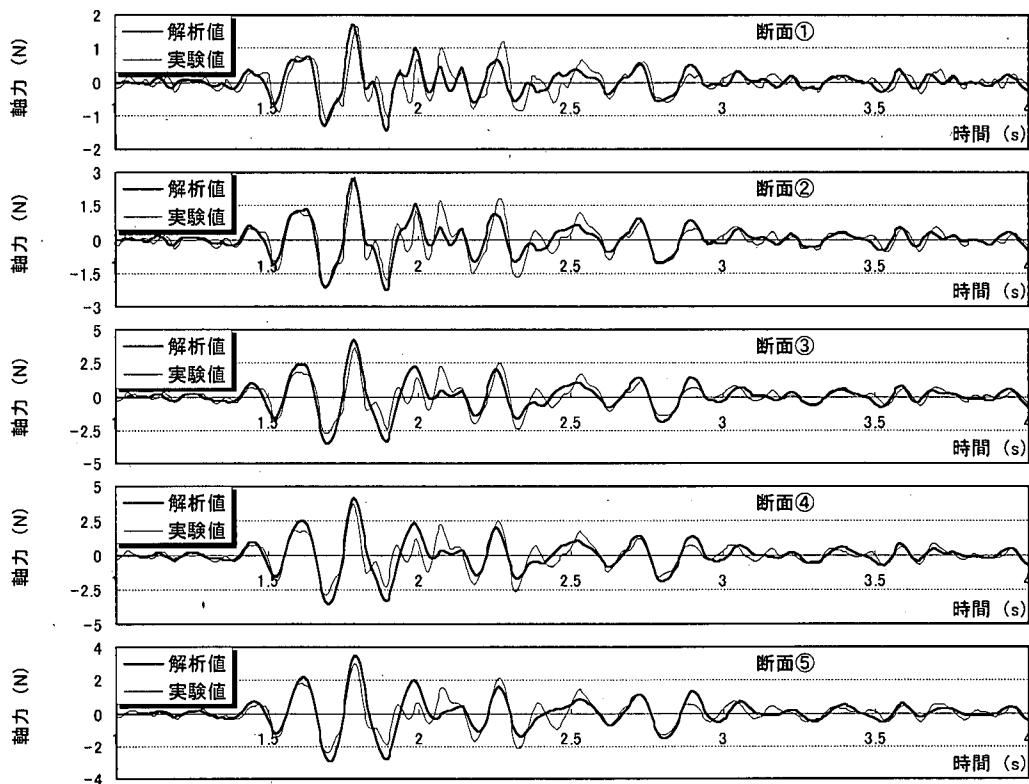


図-26 三次元FEMをもとにした軸力の時刻歴解析結果と実験結果との比較(八戸 $t/5$ 波, 実験 F2, 一次覆工)

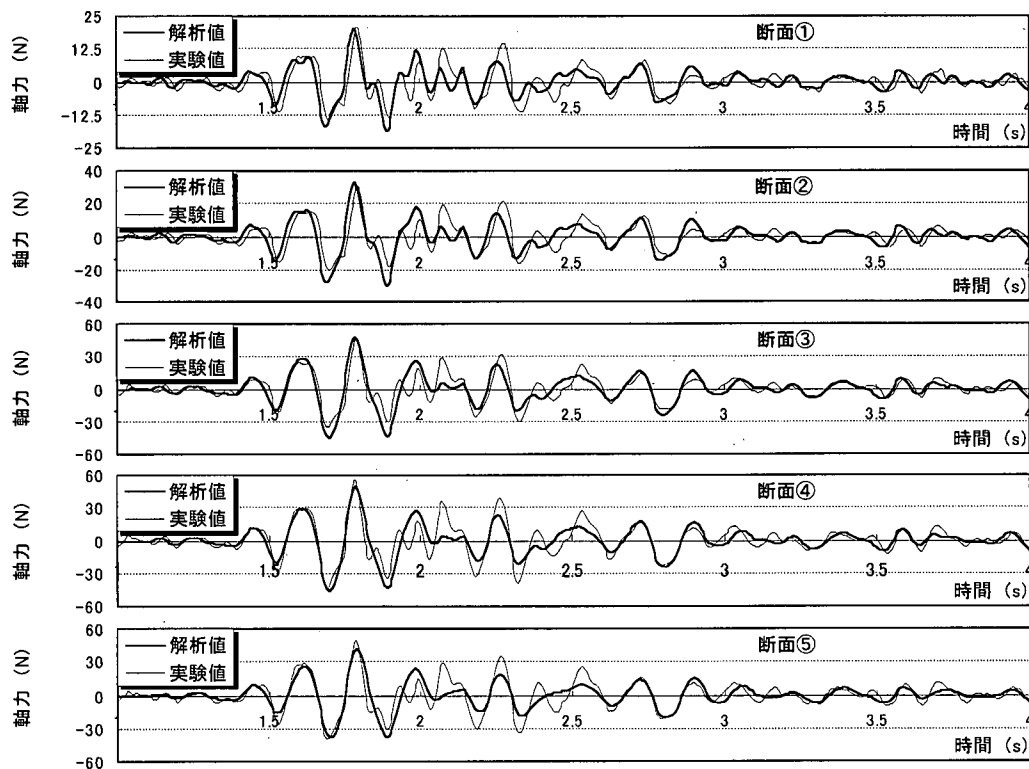


図-27 三次元FEMをもとにした軸力の時刻歴解析結果と実験結果との比較(八戸 $t/5$ 波, 実験 F2, 二次覆工)

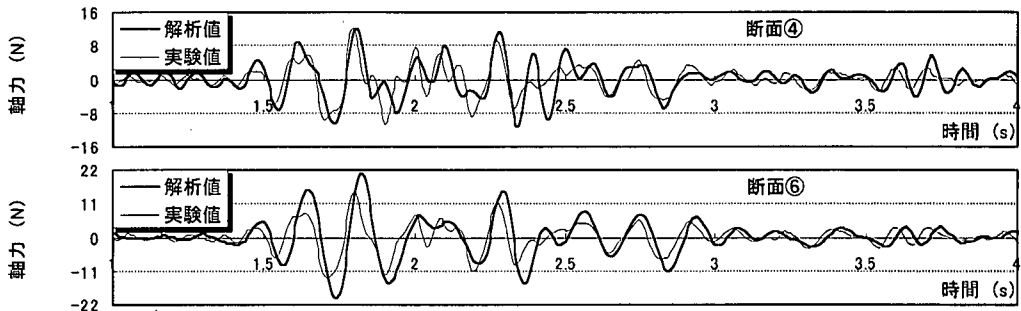


図-28 一次元重複反射理論をもとにした軸力の時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 $t/5$ 波, 実験 F1)

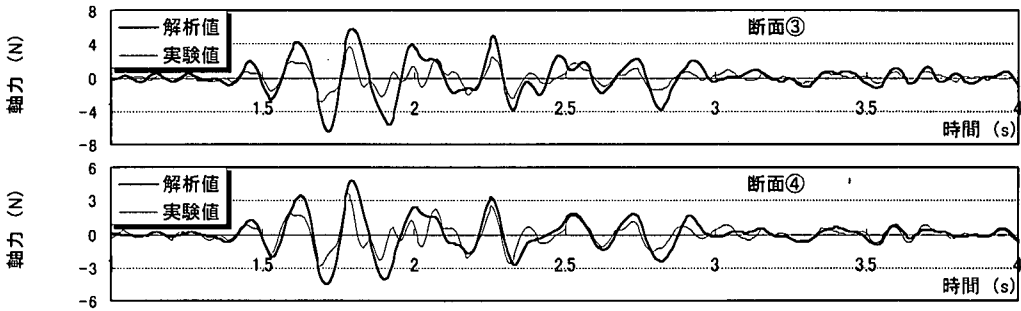


図-29 一次元重複反射理論をもとにした軸力の時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 $t/5$ 波, 実験 F2, 一次覆工)

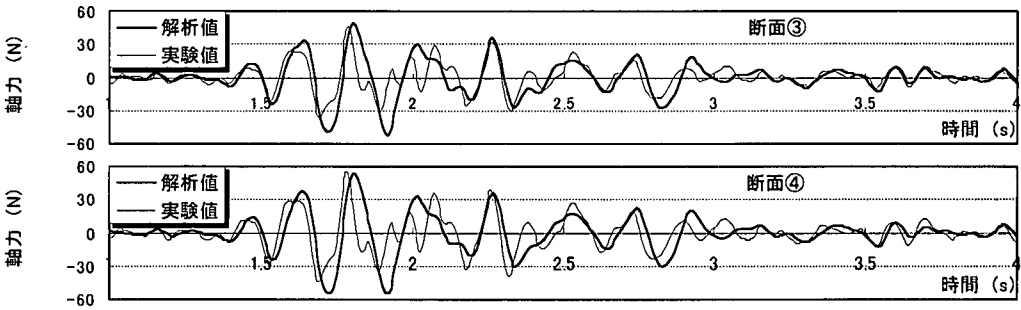


図-30 一次元重複反射理論をもとにした軸力の時刻歴解析結果と実験結果との比較
(八戸 $t/5$ 波, 実験 F2, 二次覆工)

実験 F1 の一次覆工および実験 F2 の一次覆工と二次覆工の各断面の軸力の時刻歴解析結果と実験結果とを比較したものである。これらの図は全体の 14 秒間のうち応答の大きかった 1~4 秒間について示している。図-25 を見ると、実験 F1 の一次覆工の軸力の最大値は、沖積層側の断面では解析値と実験値とがよく一致しており、しかも、各断面ともにその位相も両者はよく一致している。しかし洪積層側では位相は一致しているものの、軸力は解析値の方が実験値より小さい。これは洪積層で発生する軸力が沖積層のそれと比べて小さいこと、八戸 $t/5$ 波の卓越振動数が沖積層のそれに近く、洪積層における軸ひずみの応答が沖積層のそれに比べて小さいため、実

験では洪積層側の軸ひずみが理想的な状態で計測できなかったことによると考えられる。また図-26、図-27 を見ると、実験 F2 の一次覆工と二次覆工はともに各断面で軸力の最大値、および位相が解析値と実験値とでほぼ一致している。以上の結果から、三次元 FEM を用いて地盤のみの変位応答を求め、これを図-4 に示したトンネルの構造モデルに入力した解析結果は実験結果をほぼ説明できることがわかる。

b) 一次元重複反射理論をもとにした軸力の時刻歴応答解析結果と実験結果との比較

図-28~図-30 は一次元重複反射理論による地盤の時刻歴応答変位を用いて、八戸 $t/5$ 波を対象に計

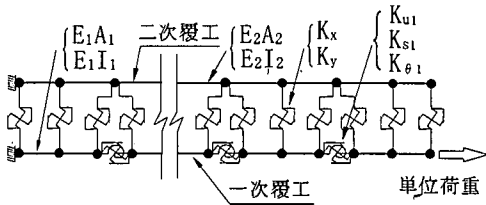


図-31 トンネルの等価軸剛性の算出モデル

算した実験 F1 の一次覆工および実験 F2 の一次覆工と二次覆工の地層変化点付近の 2 断面の軸力の時刻歴解析結果と実験結果とを示したものである。これらの図は全体の 14 秒間のうち応答の大きかった 1~4 秒間について示している。これらの図を見ると、全般的に解析値と実験値とは概ね一致しているものの、位相は解析値と実験値とがずれており、また各実験ケースともに軸力の最大値は解析値の方が実験値よりやや大きいことがわかる。この結果から、一次元重複反射理論により近似的に算出したトンネル軸線に沿う軸方向変位分布の時刻歴を用いた場合、トンネルに発生する軸力を近似的に算出することはできるものの、算出された軸力の精度はあまりよくないことがわかる。

(4) 地盤とトンネルとの変位

この模型振動実験では、その構成上の理由から、正弦波を対象とした場合には地盤の変位の最大値が計測できるが、実地震波を対象とした場合には変位の最大値も時刻歴も計測できない。そこで、図-5 に示した解析モデル中のトンネルの中心位置にトンネルの等価軸剛性を評価したはり要素を挿入し、三次元 FEM による動的解析を行った。トンネルが一次覆工のみの場合には、20 リング分の等価軸剛性を考えて一本のはりにした¹⁵⁾。また二次覆工を有するトンネルの場合にはこれを一様な軸剛性を持つはりに置換する目的で、図-31 に示すような解析モデルの一次覆工の端部に単位荷重を軸方向に載荷し、そのときの変位量からはり要素の等価軸剛性を求めた。

図-32 はこのような解析モデルを用いて八戸 t/5 波を対象とした三次元 FEM による動的解析を行い、実験 F のトンネル埋設中心位置における正負の変位の最大値が発生した 1.74 秒と 1.82 秒時の地盤の軸方向変位および実験 F1 と実験 F2 のトンネルの軸方向変位の同時刻における分布を示したものである。この変位分布は正弦波を対象とした実験と同じ傾向を示しており、実地震波の場合も二次覆工がある場合のトンネルの軸方向変位は地盤の変形には追従せず、比較的長い区間の地盤の平均的変位に対応して変形していることがわかる。

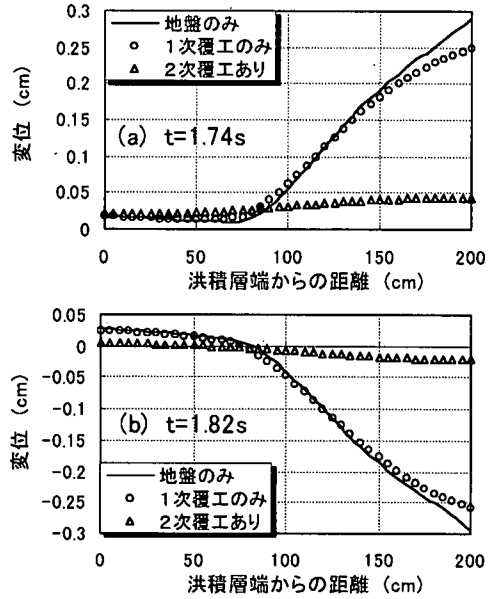


図-32 地盤とトンネルの変位分布モード（解析値）

6. 結論

地震動がトンネル軸方向に作用する場合を対象にしたシールドトンネルの縦断方向の地震時挙動に関する模型振動実験とその解析結果から、以下の結論が得られた。

- ①一次覆工のみのトンネルの場合には、沖積層および洪積層中のトンネル模型は地盤とともに振動し、地盤変化点付近のトンネル模型は沖積層地盤の影響を大きく受け、沖積層地盤とともに振動した。二次覆工がある場合には、どの地盤中においても沖積層地盤の振動特性に従って振動した。
- ②正弦波を対象としても、実地震波を対象としても、トンネルを軸方向に加振した場合には、トンネルの軸剛性は地盤の挙動に影響を与え、軸剛性が高い場合には、トンネルは周辺地盤にあまり追従せず、トンネルの変形はトンネルが埋設されていない自由地盤の変形より小さくなることがわかった。したがって、二次覆工がある場合には一次覆工および継手部に発生する軸力は減少し、結果として二次覆工には一次覆工を補強する機能があることがわかる。
- ③4 種類の入力地震波のうち八戸 t/5 波の卓越振動数は、本実験に用いた沖積地盤模型の固有振動数に近い、このため、トンネル模型に発生する軸ひずみは最大となった。実地震波による実験から得られた軸ひずみの最大応答（入力加速

度 1gal あたり) は、正弦波による実験 (沖積層の一次共振時) の 1/2 程度であった。

- ④地震動が軸方向に作用する場合、覆工の剛性と地盤の剛性との関係によっては、二次覆工を施工することにより、それがトンネル周辺地盤の変形を拘束し、一次覆工の地震時ひずみが小さくなる。いいかえれば、シールドトンネルが二次覆工を有すると一次覆工に発生する軸力は低減される。
- ⑤トンネルの軸線に沿った軸方向の地盤変位分布を的確に算定できれば、本研究に用いたモデルによる解析結果と実験結果とは一致しており、本研究に用いたシールドトンネルの縦断方向モデルは、地震動がトンネルの軸方向に作用する場合の解析に有効であることが確認された。
- ⑥地震動がトンネル軸方向に作用する場合、三次元 FEM により忠実に算出された地盤変位を用いるとシールドトンネルの地震時挙動をよく説明できることがわかった。一方、一次元重複反射理論により近似的に算出した変位分布を用いた場合には、トンネルの挙動をある程度説明できるものの、発生する軸力などの定量的な評価は困難であることが明らかになった。

7. おわりに

本論文はシールドトンネルの軸方向に地震動が作用する場合のトンネル縦断方向の挙動を模型実験とその解析から検討したものであるが、模型実験には相似比が考慮され、また解析モデルにはシールドトンネルが有する構造的な特徴が考慮されていることから、ここで述べた解析方法や得られた知見は実際のシールドトンネルにも十分適用できる程度の精度を有しているものと考えている。

シールドトンネルの耐震設計上の観点から見るとやや複雑な面もあり、簡易な設計法の確認が望まれるが、静的に求める地盤変位をトンネルの構造モデルに静的に入力するいわゆる狭義の応答変位法では、現在のところまだ必要な精度でもって設計を行うには到っていないように思われる。しかし、今後シールドトンネルにおいても耐震設計を要求されるケースが増加すると予想されることから、ここに述べたような解析手法を用いて多くの数値実験を行い、その結果から簡易な設計法を提示するか、または数値実験から実験式を作って耐震設計の簡単な照査ができるようにするなどの検討が必要になるものと考えている。

謝辞：本論文をまとめるにあたって、実験や解析などで多大なご助力をいただいた東急建設(株)高松伸行博士、東洋大学の修士課程修了者である深井直光氏(現日本シビックコンサルタント(株))、早稲田大学の修士課程修了者である大井純氏(現大成建設(株))、高橋裕輔氏(現建設省)、町田能章氏(現西松建設(株))、ならびに現在早稲田大学修士課程に在学する胡仁倚さん、釜沼真人君ほか、本研究に関係された各位に感謝する次第である。また、本実験には、東洋大学工学部土木工学科の多目的大型振動装置 (DLS-3000-15) を用いているが、その使用に際して同大学工学部、新延泰生教授にいろいろと便宜を図っていただいたことを付記し、深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 何川, 小泉淳: 地震動が軸直角方向に作用する場合のシールドトンネルの模型振動実験とその応答解析, 土木学会論文集, No.624/III-47, 1999年6月。
- 2) 土木学会: トンネル標準示方書(シールド工法編) 同解説, 1996年。
- 3) 田村重四郎, 山口良雄, 河田博之, 久保田直樹: シールドトンネルの振動モデル実験(1), 構造物設計資料, No.49, pp.10~14, 1977年3月。
- 4) 土井博己, 久保田直樹, 斉藤明夫: シールドトンネルの振動モデル実験および設計方法についての考察, 構造物設計資料, No.61, pp.6~13, 1980年3月。
- 5) 田村重四郎, 木戸義和, 湯山和利: シールドトンネルの地震時変形の実験的研究, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, I-246, pp.491~492, 1981年10月。
- 6) 例えば, 鈴木猛康: シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験, 第20回地震工学研究発表会講演概要, pp.565~568, 1989年7月。
- 7) 小泉淳, 村上博智, 西野健三: シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について, 土木学会論文集, 第394号, III-9, pp.79~88, 1988年6月。
- 8) 高松伸行, 小泉淳, 村上博智: 二次覆工されたシールドトンネルの軸方向挙動に関する覆工間相互作用について, 第3回トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 3, pp.55~62, 1993年11月。
- 9) 村上博智, 小泉淳: シールド工事用セグメントのセグメント継手の挙動について, 土木学会論文報告集, 第296号, pp.73~86, 1980年4月。
- 10) 吉川恵也: 大深度地下鉄道の技術と課題, トンネルと地下, 第21巻1号, pp.37~48, 1990年1月。
- 11) 江守一郎: 模型実験の理論と応用, 技報堂出版, 1985年。
- 12) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則,

- 土木学会論文報告集, 第 275 号, pp.69~77, 1978 年 7 月.
- 13) 丹羽正徳, 八幡夏恵子, 越井太郎: 振動実験用地盤模型材料としてのシリコンゴムの動特性, 第 23 回土質工学研究発表会講演集, No.380, pp.1001~1002, 1988 年 6 月.
 - 14) 土木学会: 動的解析と耐震設計 [第 1 卷] 地震動・動的物性, 技報堂出版, pp.91~103, 1989 年.
 - 15) Takamatsu, N., Murakami, H. and Koizumi, A.: A study on the bending behavior in the longitudinal direction of shield tunnels with secondary linings, *Proc. of ITA Congress Towards New Worlds In Tunnelling*, pp. 277~285, Acapulco, 1992.
 - 16) 鵜飼恵三, 山口柏樹: 埋設管の動的地盤ばね定数に関する理論的考察, 土質工学会論文報告集, Vol.19, No. 4, pp.93~102, 1979.
 - 17) 土木学会: トンネル耐震設計の方向と基本課題, 1998 年 3 月.
 - 18) 建設省: 新耐震設計法 (案), 1977.
 - 19) 日本道路協会: 共同溝設計指針, 1986.
 - 20) 石油パイプライン技術基準, 1973.
 - 21) 土木研究所資料: 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン (案), 1992 年 3 月.
 - 22) 松原勝己, 星谷勝: 線状地中構造物の耐震設計に用いる地盤ばね定数について, 土木学会論文集, No.570/I-40, pp.249~258, 1997 年 7 月.
 - 23) 土山茂希, 中村晋: 実験に基づいた洞道~地盤間の地盤ばね定数に関する研究, 土木学会論文集, No.471/I-24, pp.105~114, 1993 年 7 月.
 - 24) 日本建築学会: 入門・建物と地盤の動的相互作用, 丸善, 1996 年.
 - 25) 土方勝一郎: 埋込み基礎及び杭基礎の動的挙動に関する研究, 東京大学博士学位論文, 1990 年.
 - 26) 土木学会: 動的解析と耐震設計 [第 2 卷] 動的解析の方法, 技報堂出版, pp.47~57, 1989 年.
 - 27) 西野健三, 藍田正和, 小泉淳: シールドトンネルの地震時における安全性, トンネルと地下, 第 17 巻 7 号, pp.35~42, 1986 年 7 月.
 - 28) 深井直光, 高松伸行, 栗山雄三, 小泉淳, 村上博智: シールドトンネルの模型振動実験に用いた地盤の挙動について, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集, III-27, pp.96~97, 1992 年 9 月.
 - 29) 栗山雄三, 高松伸行, 深井直光, 小泉淳, 村上博智: シールドトンネルの模型振動実験について, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集, III-28, pp.98~99, 1992 年 9 月.
 - 30) 小泉淳, 高松伸行, 深井直光, 大井純, 村上博智: シールドトンネルの模型振動実験について (その 3), 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, III-52, pp.158~159, 1993 年 9 月.
 - 31) 大井純, 高松伸行, 深井直光, 小泉淳, 村上博智: シールドトンネルの模型振動実験について (その 4), 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, III-53, pp.160~161, 1993 年 9 月.
 - 32) 深井直光, 高松伸行, 小泉淳, 大井純, 村上博智: シールドトンネルの模型振動実験について (その 5), 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, III-54, pp.162~163, 1993 年 9 月.

(1998. 6. 12 受付)

SHAKING TESTS AND DYNAMIC BEHAVIOR ANALYSES IN LONGITUDINAL DIRECTION OF SHIELD TUNNEL UNDER AXIAL SEISMIC FORCE

Chuan HE and Atsushi KOIZUMI

In order to investigate the dynamic behavior in the longitudinal direction of shield tunnel under the axial seismic force, a series of model shaking tests was carried out and the response analyses of shield tunnel were performed with emphasis on the seismic deformation method of time history. The investigation concerns the vibration characteristics of tunnel, the interaction effects between tunnel and ground, the suitability of the analytical model of tunnel under the axial seismic force, the effects on results of the response analyses of tunnel for using different calculation methods of the response displacements of free ground. In the model tests, the irregular ground and different tunnel rigidities were focused, the ground and tunnel materials were chosen according to the law of similarity. An analytical model in the longitudinal direction of shield tunnel under axial seismic force was proposed and validity of the model was verified by the model shaking tests.