

# シールドトンネル横断方向の耐震設計法に関する 基礎的研究

水野光一朗<sup>1</sup>・小泉淳<sup>2</sup>

<sup>1</sup>学生会員 早稲田大学大学院修士課程 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)

<sup>2</sup>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)

本論文はシールドトンネルの横断方向を対象に、模型による振動実験を行い、その結果と解析結果とを比較して、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などを検討したものである。模型振動実験は実際のシールドトンネルを基に、セグメント継手およびリング継手を考慮した模型を用い、構造特性の違いによる挙動に着目して行った。一方解析には、はりばねモデルを用いた応答変位法および2次元 FEM による動的な解析法を用い、これらの解析の結果が振動実験の結果を説明できるかどうかを検討し、実際のシールドトンネルの耐震設計を行う上での定量的な評価方法についての考察を行った。

**Key Words:** shield tunnel, seismic design, transverse direction, shaking table test, beam-spring model, seismic deformation method

## 1. はじめに

世界有数の地震国である日本では、地上の構造物はもとより、シールドトンネルなどの地中構造物についても地震の影響に対する検討は不可欠である。シールドトンネルの耐震性の検討は、

- ①トンネルおよびトンネル周辺地盤の安定性の検討、
- ②トンネル横断方向の力学的検討、
- ③トンネル縦断方向の力学的検討、

に分けて行われるのが一般である<sup>1)</sup>。また、シールドトンネルのような線状の地中構造物では、トンネル横断方向よりもその縦断方向の方が地震の影響を受けやすいことが知られている。しかしながら、近年では都市部の過密化によって鉄道、道路、河川などの大型施設が地下に設けられるようになり、シールドトンネルの大口径化、断面形状の複雑化が進み、トンネル横断方向の耐震性の検討も重要な課題となってきた。

これまでに管路や開削トンネルを中心とした地中構造物については、その横断方向の地震時挙動に関する研究は数多く行われてきているが、その多くは数値解析によるものである。シールドトンネルをそ

の対象とした研究も見られるが、これらの研究は応答変位法や FEM を用い、シールドトンネルを等価な剛性を持つはりに置き換えて検討を行っており、今のところはシールドトンネルの横断方向の耐震性に対する定性的な評価を与えるにとどまっている。また、シールドトンネルの横断方向を対象とした模型振動実験についてもいくつかの例が見られる<sup>2),3),4)</sup>が、これらの実験ではシールドトンネルの特徴である数多くの継手の存在を無視し、剛性一様なトンネル模型を用いたものがほとんどで、シールドトンネルの柔構造としての特性が評価されていないのが現状である。

本論文は、実物のシールドトンネルに相似則を適用し、その特性である継手を考慮したトンネル模型を用いて模型振動実験を行い、その結果に対して考察を加え、地盤の挙動、トンネルと地盤との相互作用について検討を行ったものである。筆者らが提案する構造モデル<sup>5)</sup>をもとにした応答変位法による解析および2次元 FEM を用いた動的な解析など耐震設計を行う上で有望と思われる手法を取り上げ、それが現実のシールドトンネルにより近い模型を用いた振動実験の結果を説明できるか否かを検討し、実

際のシールドトンネル横断方向の耐震設計を行う上で、の定量的な評価方法について検討を行っている。

## 2. 振動実験の概要

### (1) 対象とした地盤とシールドトンネル

対象とした地盤は、N 値が 50 を超えるような硬い基盤上に堆積した軟弱な粘性土地盤 (N 値が 3 程度) である。地表面から基盤までの深さは 30m とした。地盤の変形係数は一軸圧縮試験、平板載荷試験、坑内載荷試験などから求める方法<sup>8)</sup>と、せん断弾性波速度から算出する方法とがある。一般に地盤の動的な解析を行う場合には、後者の方法が用いられており<sup>7),8)</sup>、本研究も後者の方法に基づいて想定した地盤の変形係数を求めることとした。

対象としたシールドトンネルは複線鉄道用のセグメント外径  $D_0=9.8\text{m}$  のトンネルを参考に、平板形コンクリートセグメントを用いた外径  $D_0=10.0\text{m}$ 、覆工厚が  $0.4\text{m}$  のものとした。また本研究では、一次覆工のみのトンネルを想定している。セグメントや地盤の弾性係数および単位体積重量などは「トンネル標準示方書 (シールド工法編) 同解説」<sup>9)</sup>を参考に決定した。なお、土被りは  $14\text{m}$  とした。

### (2) 相似則<sup>9)</sup>

模型振動実験を行う場合、相似則を用いて実物をモデル化するが、幾何学的な相似のみならず、物理的な関係も考慮して相似則を定める必要がある。本研究では慣性力と弾性力が支配的な物理量であると考へた。これらの力を密度  $\rho$ 、長さ  $l$ 、時間  $t$ 、ひずみ  $\varepsilon$ 、弾性係数  $E$  を用いて表すと下式のようになる。

$$\text{慣性力: } F_i = \rho \cdot l^4 \cdot t^{-2} \quad (1)$$

$$\text{弾性力: } F_e = \varepsilon \cdot E \cdot l^2 \quad (2)$$

これら 2 つの力の比から、実物と模型との相似関係は次式で示される。

$$\frac{\rho_m l_m^2}{\varepsilon_m E_m t_m^2} = \frac{\rho_p l_p^2}{\varepsilon_p E_p t_p^2} \quad (3)$$

ここで、添字の p は原型を表し、m は模型を表す。

本研究では、長さ、時間、密度を基礎相似比とし、

$$\lambda = \frac{l_m}{l_p}, \quad \tau = \frac{t_m}{t_p}, \quad \gamma = \frac{\rho_m}{\rho_p} \quad (4)$$

とおいた。幾何学的条件が相似であるから、ひずみに関しては、次の式(5)が成り立つ。

表-1 相似則と相似比

物理量 物性値	基礎相似比			誘導相似比		
	長さ	時間	密度	ひずみ	弾性係数	加速度
相似則	$\frac{l_m}{l_p} = \lambda$	$\frac{t_m}{t_p} = \tau$	$\frac{\rho_m}{\rho_p} = \gamma$	$\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p}$	$\frac{E_m}{E_p} = \frac{\gamma \lambda^2}{\tau^2}$	$\frac{a_m}{a_p} = \frac{\lambda}{\tau^2}$
相似比	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{1.8}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{180}$	$\frac{1}{1}$

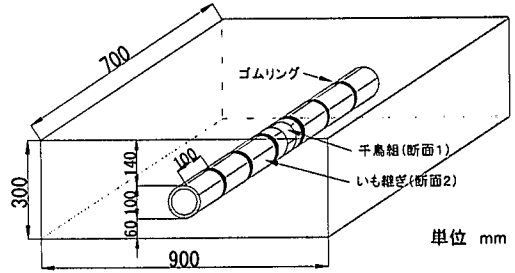


図-1 実験模型の概略図

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (5)$$

したがって、式(3)より弾性係数の相似比 ( $E_m/E_p$ ) と加速度の相似比 ( $a_m/a_p$ ) は、

$$\frac{E_m}{E_p} = \frac{\gamma \lambda^2}{\tau^2}, \quad \frac{a_m}{a_p} = \frac{\lambda}{\tau^2} \quad (6)$$

となる。なお、密度  $\rho$  が土のせん断弾性係数  $G_s$  と与える影響は大きく<sup>10)</sup>、密度  $\rho$  と弾性係数  $E$  とは独立ではないと考へられるが、地震時における両者の関係は今のところ必ずしも明確ではない。また、これらの関係を考へて模型材料を選択することは容易ではないことから、本実験では密度  $\rho$  と弾性係数  $E$  とを独立のものとして考へ、相似比を定めた。

### (3) 実験模型

実験結果に与える影響が最も大きいのは地盤の振動であると考えられる。模型の大きさや材料の選定範囲から、長さの相似比  $\lambda$  を  $1/100$ 、時間の相似比  $\tau$  を  $1/10$ 、密度の相似比  $\gamma$  を  $1/1.8$  とした。これらの基礎相似比と式(5)、(6)から誘導される相似比とを表-1 にあわせて示す。なお、密度の相似比は地盤模型の材料であるシリコーンゴムの密度をもとに定めた。また、表-2 に実際に使用した地盤模型の材料とトンネル模型の材料の諸元を示す。模型に使用した諸元は材料の力学的特性試験より求めた。なお、表-2 中の解析に用いた値というのは、後述する「3. 解析の方法」で用いた値を併記したものである。図-1 に実験模型の概要を示す。

表-2 地盤模型材料とトンネル模型材料の諸元

	実物	模型		解析に用いた値		
		相似則による値	用いた材料の値			
地盤	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	$7.089 \times 10^{-2}$	$3.94 \times 10^{-4}$	$4.10 \times 10^{-4}$	$4.21 \times 10^{-4}$	
	せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	$2.444 \times 10^{-2}$	$1.36 \times 10^{-4}$	—	$1.57 \times 10^{-4}$	
	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	18	10	10	10	
	ポアソン比	0.45	0.45	—	0.34	
	減衰定数	—	—	—	0.049	
	基盤までの深さ (m)	30	0.3	0.3	0.3	
トンネル	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	40	$2.2 \times 10^{-1}$	$7.96 \times 10^{-1}$	$7.96 \times 10^{-1}$	
	せん断弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	—	—	$2.863 \times 10^{-1}$	$2.863 \times 10^{-1}$	
	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	26	14.4	9.55	9.55	
	ポアソン比	—	—	0.39	0.39	
	減衰定数	—	—	—	0.05	
	セグメント外径 (mm)	10	0.1	0.1	0.1	
	覆工厚 (mm)	400	4	4	4	
	セグメント幅 (mm)	いも継ぎ	1000	100	100	100
		千鳥組	1000	3.2	32	32

ただし、千鳥組は2リング1サイクルとした。

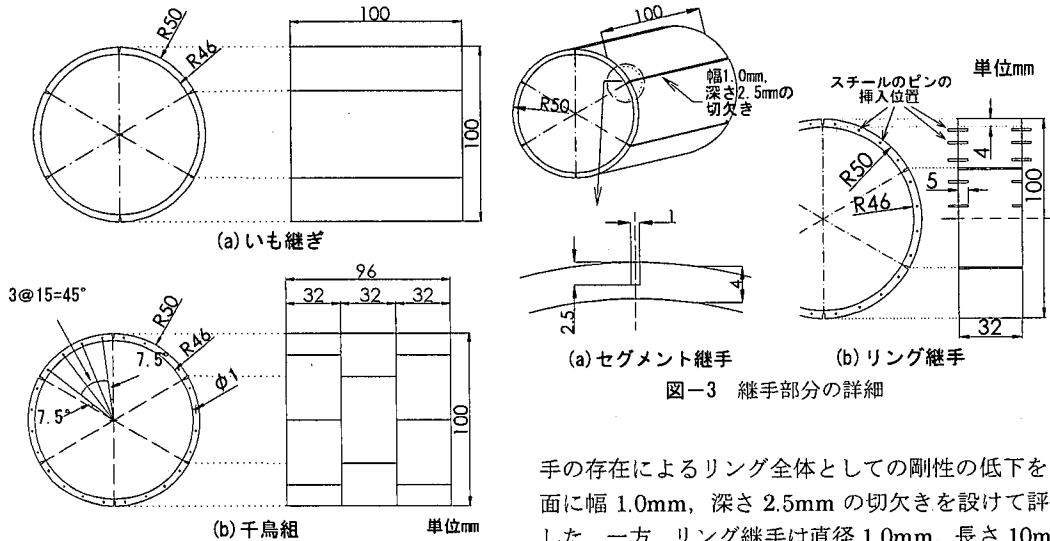


図-2 トンネル模型の形状

図-3 継手部分の詳細

地盤は弾性体と仮定し、地盤材料にはシリコーンゴムを用いた。シリコーンゴムは自立性が高いため、地盤模型の境界面は自由面とした。半無限地盤を表現するために FEM による予備解析を行い、トンネルを埋設する部分に両側面の自由端の影響が出ないように模型地盤の大きさを定めた。トンネルの材料には高密度ポリエチレンを用いた。本研究は実際のシールドトンネルの地震時挙動を把握することを主眼にしているため、トンネルのモデル化にあたりセグメント継手およびリング継手を考慮して、シールドトンネルの特性である多くの継手を有する柔構造を表現した。模型の製作にあたり、セグメント継

手の存在によるリング全体としての剛性の低下を断面に幅 1.0mm、深さ 2.5mm の切欠きを設けて評価した。一方、リング継手は直径 1.0mm、長さ 10mm のスチールのピンをリング間の所定の位置に挿入することで表現し、これらのピンにより、隣接するリング間の相対変位に応じて発生するせん断力の伝達を表現することとした。

一方、セグメント幅にも相似則を適用するとセグメント継手が非常に密に配置されることになるため、模型製作上の精度を考慮して、いも継ぎのモデルではセグメント幅は 10 リング分の長さ 100mm を用いた。千鳥組のモデルはいも継ぎのものを 3 等分し、これをずらし、つなげることで表現した。図-2 にトンネル模型の形状を、図-3 に継手部分の詳細を示す。なお、トンネル長手方向の地盤の自由端が模型の中心付近にあるトンネルに影響を与えないように、トンネルの長手方向にトンネル模型を 7 リング

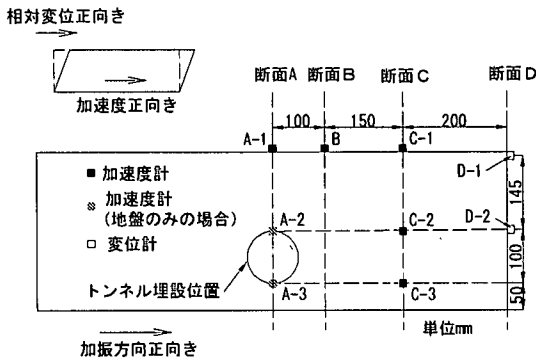


図-4 計測項目(断面1の横断面)

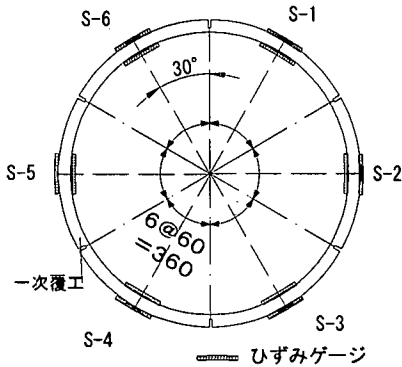


図-5 ひずみゲージの貼付位置

に分割し、各リングの間には剛性の低いゴム製の薄リングを挟んでいる。

#### (4) 振動実験の概要

本研究では、入力地震波として正弦波および実地震波を用いた。実験模型を振動台に固定して、水平方向に加振し、図-4に示す地盤の加速度、変位および図-5に示すトンネルに発生する横断方向のひずみを時刻歴で計測した。図-4中の加速度計のうち、斜線を付したもの(A-2およびA-3)は地盤の実験において埋設したものである。各加速度計の容量は2G、応答周波数はDC~70Hzである。一方、変位計にはレーザー式変位計を用いた。これらの変位計の容量および応答周波数は、±10mm、DC~200Hzである。また、図-5にはひずみゲージの貼付位置を示す。トンネル模型の材料である高密度ポリエチレンは、本実験で使用したひずみゲージに比べて柔らかく、ひずみゲージの剛性がポリエチレンのひずみに与える影響を無視できない。このため、ポリエチレンの一軸圧縮試験を行い、模型の変形量から求めたひずみとひずみゲージにより測定されたひずみとを比較して、両者の較正係数を求めた。

その値は $\alpha=2.08$ であった。なお、ひずみゲージの容量は3%、応答周波数はDC~64kHzである。

正弦波を入力する実験は地盤やトンネルの基本的な動的特性を把握することを目的としている。また、実地震波による実験は正弦波による実験からは得られない、不規則波が入力された場合の動的な特性を把握することを目的としている。なお、トンネルを埋設した模型による振動実験に先立ち、自由地盤を表現する地盤の実験も行っている。

正弦波を用いた予備的な実験から、隣接する断面の計測点(例えば断面1のA-1と断面2のA-1)や、同じ断面内の計測点(例えば断面1のA-1とB、S-1とS-1)において、

- i) 振動数が同じであること、
  - ii) 応答波形が同位相であること、
  - iii) 振幅が同位相であること、
- などの条件が満たされていることが確認され、その結果、

- ① シリコンゴムやポリエチレンで構成される実験模型は、本実験の範囲内では線形弾性体とみなせること、
  - ② トンネルを埋設した位置では半無限に広がる地盤を再現でき、自由端による影響を無視できること、
  - ③ 模型の中心部は平面ひずみ状態にあること、
- などが確認された。

#### a) 正弦波を入力する実験

正弦波による実験は、各測点における共振振動数と応答倍率とを求める「共振曲線を求める実験」と、共振時のトンネルと地盤との挙動を確認するための「共振時の実験」からなる。

##### ① 共振曲線を求める実験

振動数を2~50Hzまで変化させ、振動数ごとに応答倍率を求め、各測点の共振振動数を決定した。共振点付近では0.1Hz刻みで、その他は1~5Hz刻みで振動数を変化させた。入力加速度の最大値は50galとした。

##### ② 共振時の実験

1次共振振動数における地盤とトンネルの挙動を確認する目的の実験であり、入力加速度の最大値は80galとした。

#### b) 実地震波を入力する実験

実地震波による実験には「EL CENTRO 地震波、NS成分」、「十勝沖地震波(八戸)、NS成分」、「兵庫県南部地震波(神戸海洋気象台)、NS成分」の3種類の地震波を用いた。これらはすべて相似則に基づきそれぞれ時間軸を実時間の1/10とした。また振動台における入力加速度の最大値は300galとした。

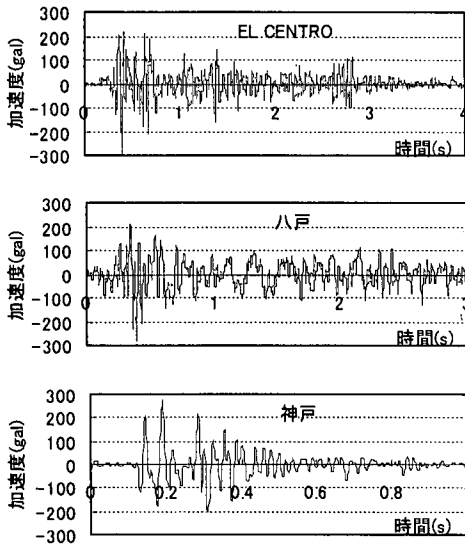


図-6 振動台への入力地震波

なお、便宜上それぞれの実験を以下には「EL CENTRO」「八戸」「神戸」と略称する。図-6には振動台に入力した地震波の波形を示す。

### 3. 解析の方法

シールドトンネル横断方向の耐震解析の手法には動的な解析手法と静的な解析手法とがあり、以下のような方法が提案されている。

- ① はりーばねモデルを用いた応答変位法
- ② 2次元 FEM を用いた応答変位法
- ③ 2次元 FEM による動的な解析法

このうち②の手法については、対象とする地震波に応じて解析モデルの側方境界の位置を適切に定める必要があり、実務設計を行う上で汎用性に欠けることをすでに筆者らが参考文献 11) および 12) において示した。このため、本論文では、①はりーばねモデルを用いた応答変位法および③2次元 FEM による動的な解析法についてのみ検討を行うこととした。

はりーばねモデルを用いた応答変位法は、地震時の地盤の変形挙動を適切に把握し、それを構造モデルのばね先変位として与えることにより、地震時のトンネルの挙動を明らかにする手法である。この手法では、トンネルをいも継ぎにした場合と千鳥組にした場合の両者を直接評価することができ、地震時にトンネルに発生する断面力の分布形状など詳細な検討を行うことが可能である。

2次元 FEM による動的な解析法（以下、2次元動的 FEM と略称する）はシールドトンネルをはじ

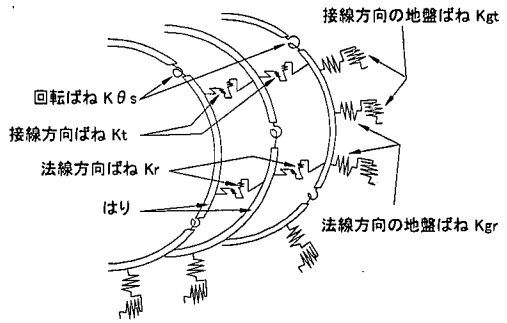


図-7 はりーばねモデルによるトンネルの解析モデル

め他の地中構造物に対して広く使われている。この手法はトンネルをいも継ぎにした場合など、トンネル長手方向に一樣な断面が連続する構造物については直接評価をすることができ、非常に有用である。しかし、シールドトンネルを千鳥組にした場合などは、長手方向にトンネルの断面が変化し、各リング間の変形の拘束に伴う3次元効果が生じるため、2次元の解析モデルでは直接的な評価ができない。このため、2次元の解析モデルで3次元効果を評価し、トンネルに発生する断面力などの検討を行うためには、何らかの工夫が必要となる。本論文では千鳥組したトンネルに発生する断面力を2次元動的 FEM で算出する場合に、修正慣用計算法の考え方を準用した。すなわち、セグメント継手の存在による局所的な曲げ剛性の低下をリング全体の曲げ剛性の低下として評価し、セグメントリングを  $\eta EI$  ( $\eta$ : 曲げ剛性の有効率) なる曲げ剛性をもつ、一樣なリングと考え、さらに千鳥組による添接効果を曲げモーメントの割増率  $\zeta$  で評価するものである（以下、修正慣用計算法に準拠した方法と呼ぶ）。なお、 $\eta$  および  $\zeta$  の算出方法についての詳細は後述する。

#### (1) はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析

##### a) 解析モデル<sup>5)</sup>

図-7 は応答変位法に用いた静的な解析モデルである。トンネルを曲がりばりで、セグメント継手およびリング継手をそれぞればね部材で評価した。すなわち、セグメント継手の存在による局所的な曲げ剛性の低下を回転ばね  $K_{\theta s}$  で評価し、リング継手による隣接するリング間の変形の拘束を法線方向と接線方向のせん断ばね  $K_r$ ,  $K_t$  で表すものである。また、トンネルと地盤との動的な相互作用をトンネル法線方向の地盤ばね  $K_{gr}$  および接線方向の地盤ばね  $K_{gt}$

で評価した。なお、予備的な実験における目視の結果、トンネル模型に振動を与えてもトンネル模型は、その周辺の地盤との間で滑りや剥離を起こすことなく地盤と密着していた。このため、本実験の範囲では地盤ばねは線形と見なしてよいと判断した。また、トンネル覆工についても非線形性は考慮せず、トンネル覆工に作用する慣性力は無視した。

### ① 地盤ばねのばね定数

はり-ばねモデルを用いた応答変位法による解析では地盤ばねのばね定数が解析の精度に大きな影響を与えるため、これを適切に評価する必要がある。しかし、その適切な評価を行うためには3次元的な広がりを持つ地盤の物性を把握する必要があり、かなり複雑な作業と高度な工学的判断を伴う。このため、ばね定数の評価方法は各種の地中構造物を対象とした設計指針や基準類によって異なる方法が示されている。現状の地中構造物の横断方向の耐震解析では、地盤ばねの評価方法として、①静的FEMを用いて地中構造物の境界面に荷重を作用させて求める方法<sup>7),13),16)</sup>、②弾性論に基づく方法<sup>15)</sup>、③地盤のせん断弾性係数から求める方法<sup>16),17),18)</sup>などが用いられている。これらの方法は、いずれも制約条件があり、必ずしも確立したものではない。

本研究における解析の目的は筆者らの提案する応答変位法による解析法やFEMによる動的解析法がトンネル横断方向の耐震設計の実務に適用できるか否かを検証することにあるため、地盤ばねの評価方法の実情を考えた上で、実験模型に対して静的な平板載荷試験を行い、そのばね定数を定めることにした。

平板載荷試験には載荷板として直径100mmの亚克力円盤を用いた。直径100mmとしたのは、トンネルの模型が外径100mmであることによる。また円盤を用いたのは載荷板の周縁部のせん断の影響をできるだけ小さくするためである。この試験で得られた荷重と地盤模型の変形量との関係から地盤反力係数 $K_g$ を求めた。その値は $7.44\text{MN/m}^3$ であった。法線方向の地盤ばねのばね定数 $K_{gr}$ は、得られた地盤反力係数にトンネル形状の影響を考慮して算出した<sup>19)</sup>。接線方向の地盤ばね $K_{gt}$ のばね定数は、法線方向の値を3で除したものをを用いた。これは地盤のポアソン比を0.5とみなした場合のせん断弾性係数と弾性係数との関係を適用したものであり、実務では比較的好く使われている概念である。

### ② セグメント継手およびリング継手を評価するばねのばね定数

実験模型では図-3に示すようにセグメント継手を切欠きで表現している。はり-ばねモデルで用い

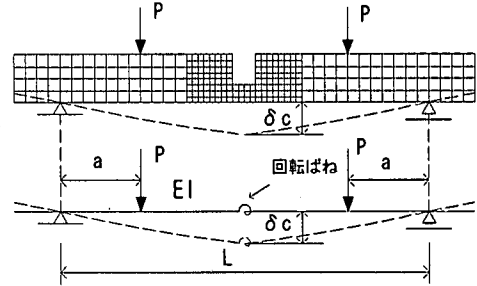


図-8 セグメント継手を評価する回転ばねのばね定数の算定方法

る回転ばねのばね定数を算出するにあたり、実験模型を対象とした継手曲げ試験を行うことが望ましいが、模型の強度や寸法が小さいことから精度の高い値を求めるのは困難である。そこで静的なFEMを利用して算出する方法を採用した。その概要を図-8に示す。静的なFEMでは、曲がりはりの曲率とその高さとの関係に従い<sup>20)</sup>、曲がりはりを直線はりに評価して計算を行った。まず、線形弾性の範囲で図-8におけるFEMの部分解析モデルのたわみ $\delta_c$ を求め、次に回転ばねを有するはりのたわみが $\delta_c$ となるように、式(7)を用いて回転ばねのばね定数 $k_{\theta s}$ を算定した<sup>21)</sup>。

$$k_{\theta s} = \frac{6EI \cdot PaL}{24EI \cdot \delta_c - Pa(3L^2 - 4a^2)} \quad (7)$$

ここに、 $k_{\theta s}$  : 回転ばね定数

$\delta_c$  : 静的なFEMによる中央点のたわみ

$a$  : 載荷点と支点との距離

$EI$  : はりの曲げ剛性

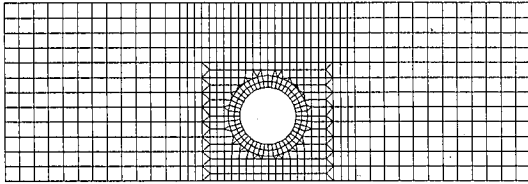
$L$  : 支間距離

である。

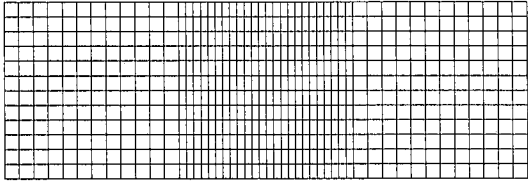
結果として、セグメント継手の正曲げに対する回転ばね定数は $k_{\theta s(+)}=10.78\text{N}\cdot\text{m}/\text{rad}$ となった。また、負曲げについても同様な解析を行い、その結果、負曲げに対するセグメント継手の回転ばねのばね定数は $k_{\theta s(-)}=10.78\text{N}\cdot\text{m}/\text{rad}$ となった。一方、リング継手は実験模型ではトンネル模型の材料である高密度ポリエチレンより剛性の大きいスチールのピンを埋め込むことで表現している。このことから、リング継手を表現するばね部材のせん断ばね定数 $K_r$ 、 $K_t$ はともに無限大とみなした。

### b) 地震力の検討

シールドトンネルの地震時の挙動をはり-ばねモデルを用いた応答変位法で評価する場合、地震力の作用のさせ方について2種類の方法が提案されている<sup>17),22)</sup>。すなわち、トンネルの内空部分を自由境界



(a) トンネルの内空部分を自由境界としたモデル



(b) 地盤のみのモデル

図-9 地盤変位を算出する2次元FEMモデル

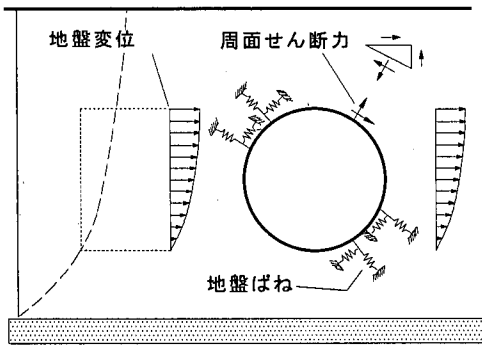


図-10 はりばねモデルを用いた応答変位法概念

とした2次元 FEM モデル (図-9(a)) を用いて地盤変位を求める方法とトンネル覆工の存在を無視した2次元 FEM モデル (図-9(b)) を用いて地盤変位を求める方法とである。本論文は耐震設計を行う上での定量的な評価方法についての検討を行うものであり、実務を考慮すると後者の方法の方がより簡便で合理的と思われる。このため、本論文では自由地盤から求める地盤変位を地盤ばねを介して作用させ、同時に周面せん断力を直接トンネルに作用させる方法を用いることとした。なお、周面せん断力は自由地盤の応答解析により求まる地盤のせん断応力をモールの円により接線方向と法線方向に分解し、これにトンネルモデルの節点間の面積を乗じることで求めた。解析手法の概念を図-10に示す。

## (2) 地盤の地震応答解析

本実験では、装置の都合上トンネルを埋設した位置における各種の計測は困難である。このため、まず地盤のみの実験模型を対象として2次元 FEM による応答解析を行い、その結果が実験結果を十分に説明できるかどうかの検討を行った。

地盤を平面ひずみ要素としてモデル化し、底面の

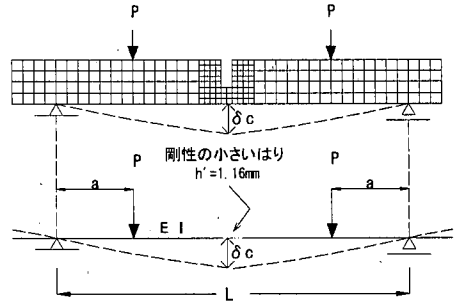


図-11 セグメント継手を評価する剛性の低いはり要素の算定方法

境界は剛体基盤とした。これは地盤材料であるシリコーンゴムと比較して実験模型の底板として用いた鉄板が十分な剛性を有しており、剛体としてモデル化しても差し支えないものと判断したことによる。一方、側方境界は自由境界とした。解析に用いた諸元を表-2にあわせて示した。これらの値は材料の力学的特性を求める試験から得られたものである。このうち、地盤の材料であるシリコーンゴムのせん断弾性係数と減衰定数については地盤模型の1次共振振動数と応答倍率とが実験結果と一致するように調整した。これは、せん断弾性係数に関しては、1軸圧縮試験により求まるものが静的なものであり、必ずしも動的なそれと一致しないこと、供試体の形状によってもその値が変わること、また、減衰定数に関しては、実験から得られる値が実験模型全体のものであり、材料のそれでないこと、などの理由による。一方、解析用の入力波には実験から得られた振動台の加速度を用いた。

## (3) 2次元 FEM による動的な解析

### a) トンネルをいも継ぎにした場合

#### ① 解析モデル

図-9(a)に示される地盤を評価する平面要素にはり要素でモデル化したトンネルを接合し、いも継ぎの実験模型を対象として2次元動的 FEM 解析を行った。トンネル材料の弾性係数とポアソン比は1軸圧縮試験などから求めたものを用いた。予備的な感度解析の結果からトンネル材料の減衰定数の値は解析結果にほとんど影響を与えないことがわかった。表-2には解析に用いた諸元を示してある。

#### ② セグメント継手の評価

実験模型では、切欠きを設けることでセグメント継手による局所的な剛性の低下を表現した。2次元動的 FEM の解析モデルにおいては、セグメント継手は所定の位置に曲げ剛性の小さい短いはり設けることで評価をした。図-11は予備的な感度解析の

方法を示した図である。円弧であるトンネル模型を直線部材とみなして、切欠きを含む部材をはりに置き換える際に生じる中立軸のずれを、高さを変えたはりはその部分に挿入することで評価した。その結果、切欠き部のはりの高さ  $h'$  を切欠き部以外の  $h=4\text{mm}$  から  $h'=1.16\text{mm}$  に低減させた場合に、図-11 に示す両者の変形挙動が同じになることがわかった。

b) トンネルを千鳥組にした場合<sup>1), 23)</sup>

修正慣用計算法に準拠した方法により断面力の算定を行うため、はりの剛性を一様に低下させた等価剛性のモデルを用いた。

曲げ剛性の有効率  $\eta$  は、想定した地盤条件中で常時の荷重を受ける  $\eta EI$  なる等価剛性を有するシールドトンネルを対象として、その変形量を基に算出される。本研究では想定した地盤が、 $N$  値が3程度の軟弱な地盤であるため、土圧および水圧は一体として算定した。鉛直荷重は、全土被り圧を等分布荷重として作用させ、水平荷重は、覆工の側部に横断面の図心直径にわたって作用する等変分布荷重として、鉛直荷重に側方土圧係数  $\lambda$  を乗じて算出した。一般に、 $N$  値が3程度である粘性土の場合には、側方土圧係数  $\lambda$  は  $0.65 \sim 0.75$  とされている。本研究においてもこれに従い、側方土圧係数  $\lambda$  は  $\lambda=0.70$  とした。

曲げ剛性の有効率  $\eta$  をパラメーターとして  $0.1$  から  $1$  まで  $0.1$  刻みで変化させ、トンネルを千鳥組にした場合の水平方向の変形量  $\delta_h$  と、 $\eta EI$  の曲げ剛性を持つリングの変形量  $\delta_h'$  が同値をとる  $\eta_h$  を求めた。鉛直方向についても同様にして  $\eta_v$  を求め、水平方向および鉛直方向それぞれの有効率  $\eta_h$  と  $\eta_v$  の平均を取り、これを曲げ剛性の有効率  $\eta$  とすることにした。図-12 に曲げ剛性の有効率  $\eta$  と等価剛性を有するトンネルの変形量  $\delta_h'$ 、 $\delta_v'$  との関係を示す。この図より曲げ剛性の有効率は  $\eta=0.636$  となった。一方、トンネルを千鳥組にした場合、曲げモーメントはすべてがセグメント継手を通じて伝達されず、その一部はリング継手のせん断抵抗により千鳥組された隣接セグメントに伝達される。曲げモーメントの割増率  $\zeta_M$  は、想定した地盤条件下で常時の荷重を受ける場合に、千鳥組されたトンネルに発生する曲げモーメント  $M$  と  $\eta EI$  なる等価剛性を持つリングにおいて発生する曲げモーメント  $M'$  との関係から式(8)より求める<sup>1)</sup>。

$$M = (1 + \zeta_M) M' \quad (8)$$

このようにして算出した曲げモーメントの割増率は  $\zeta_M=0.416$  となった。

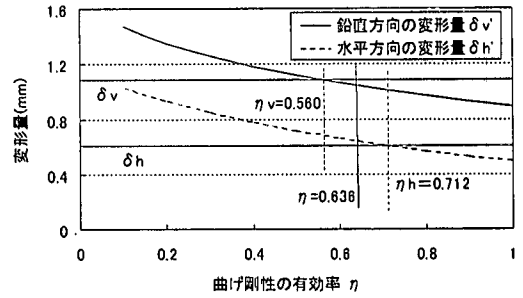


図-12 曲げ剛性の有効率  $\eta$  の算出方法

表-3 1次共振振動数(単位: Hz)

地盤のみ		いも継ぎ		千鳥組	
実験値	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値
9.4	9.4	9.6	9.4	9.6	—

また、軸力に関しても千鳥組による添接効果が現れると考えられることから、その最大値に関する検討を行うためには曲げモーメントと同様に割増率を定義しなければならない。軸力の割増率  $\zeta_N$  についても、曲げモーメントと同様の検討を行い、式(9)より割増率を求めた。

$$N = (1 + \zeta_N) N' \quad (9)$$

その結果、軸力の割増率は  $\zeta_N=3.00 \times 10^{-3}$  となった。

4. 正弦波を対象とした場合の実験結果と解析結果との比較およびその考察

(1) 共振曲線について

a) 加速度応答の実験結果

図-13は実験模型を正弦波で加振した場合の地盤のみの場合、いも継ぎの場合、および千鳥組の場合のそれぞれで得られた共振曲線の一例である。図中、A-1は図-4に示される地表面における加速度であり、A-2はトンネルの天端位置での加速度である。また、表-3はそれぞれの計測断面における1次共振振動数を示したものである。共振振動数は計測点によって異なるが、各断面の中心(例えば、図-4のA-1)における共振振動数を参考に決定した。

図-13および表-3を見ると、いずれの場合も、地表における加速度の共振曲線はその形状、応答倍率の最大値、一次共振振動数がほぼ同じであることがわかる。これは、トンネルが埋設されたことによる地盤への影響が小さいことを示している。



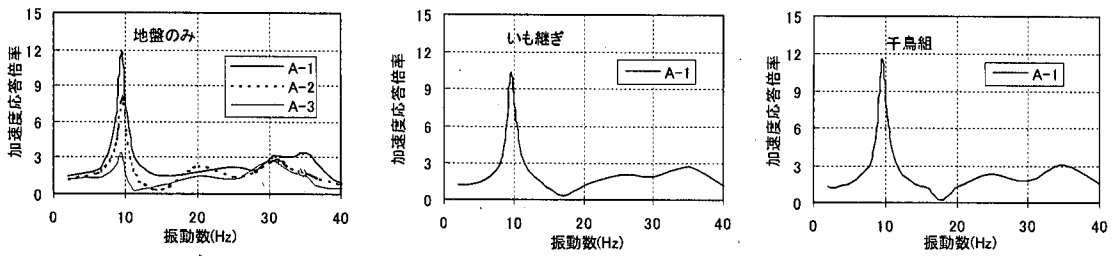
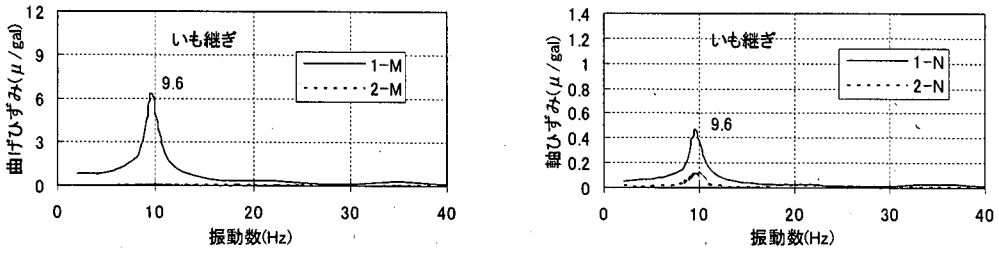
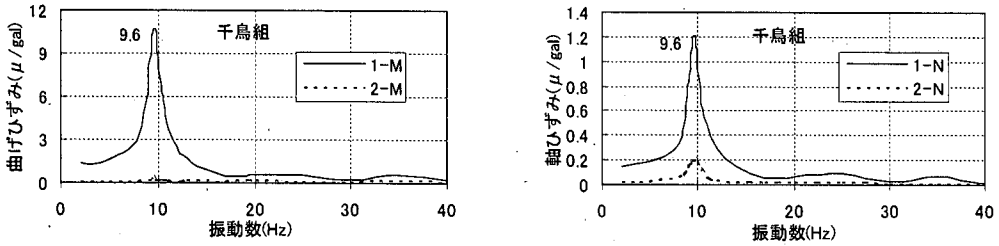


図-13 加速度の共振曲線 (実験値)



(a) いも継ぎ



(b) 千鳥組

図-14 ひずみの共振曲線 (実験値)

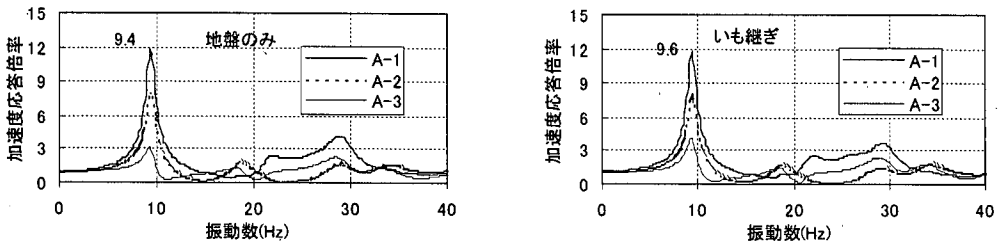


図-15 加速度の共振曲線 (解析値)

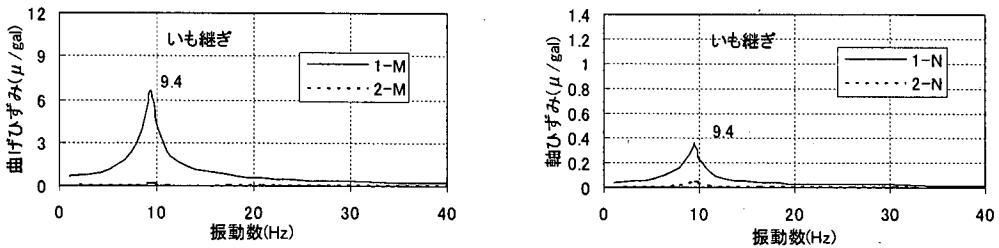
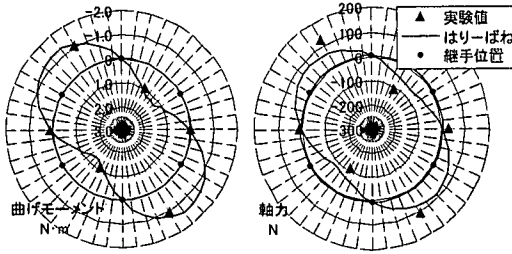
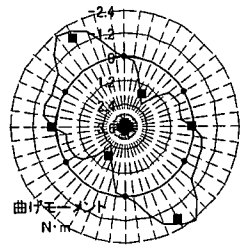
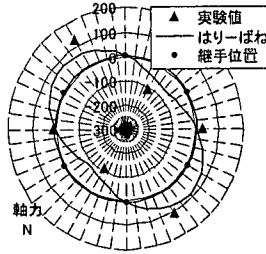


図-16 ひずみの共振曲線 (解析値)



(a)いも継ぎ



(b)千鳥組

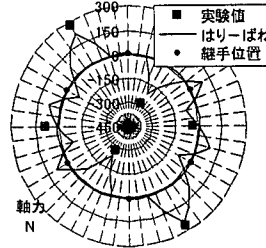
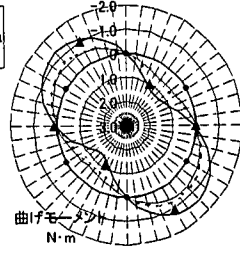
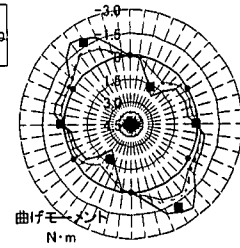
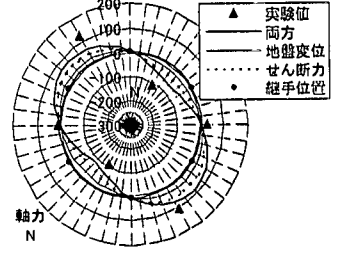


図-17 トンネルに発生する断面力



(a)いも継ぎ



(b)千鳥組

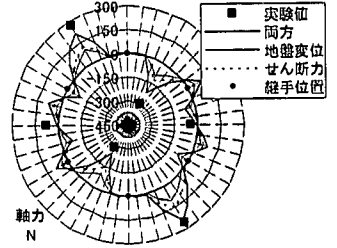


図-18 地震力が解析結果に与える影響

### b) ひずみ応答の実験結果

図-14 はトンネルに発生する曲げひずみと軸ひずみの共振曲線である。これらのひずみ応答はすべて入力  $1\text{gal}$  あたりに換算してある。なお、曲げひずみと軸ひずみとは、トンネル模型に貼付したひずみゲージに発生するひずみを曲げの成分と軸圧縮および軸引張りの成分とに分離したものである。曲げひずみについては、トンネルが内空方向に変形する場合を正、軸ひずみについては圧縮を正とした。さらに図中、1-M および 1-N は図-5 に示されるトンネルの天端から  $30^\circ$  傾いたところ（計測点 S-1）に発生する曲げひずみと軸ひずみである。図-14 を見ると、トンネルに発生したひずみの共振曲線はその形状、最大応答が発生する共振振動数とともに地盤の加速度のそれらとほぼ一致する。このことは、トンネルの応答挙動が周辺地盤の挙動に追従していることを示している。

千鳥組の場合にはいも継ぎの場合と比べて2倍程度のひずみが生じている。これは千鳥組による添接効果によるものと考えられ、本実験で用いている実験模型が実際のトンネルにかなり近い状態でモデル化できていることを示している。

### c) 実験結果と解析結果との比較

図-15 および図-16 は2次元動的FEMによる解析結果を示したものである。トンネルを埋設したものはいも継ぎの場合についてのみ示した。解析によって得られた1次共振振動数を表-3 にあわせて示

す。図-13 および図-15 から、加速度の共振曲線について実験結果と解析結果との比較を行うと、応答倍率が卓越した1次共振振動数付近では両者がよい一致を示していることがわかる。一方、1次モードよりも高い振動数領域では、両者に多少の差が生じていることもわかる。また、図-14 および図-16 からひずみの共振曲線については、その形状、応答倍率の最大値、最大応答の発生する振動数など、実験結果と解析結果とはほぼ一致していることがわかる。以上のことから、2次元動的FEMによる解析法は、加速度応答については1次モードよりも高い振動数領域では実験結果と解析結果とに差が見られるものの、それらがトンネルの応答の結果に与える影響は小さく、トンネルの応答が卓越する1次モードに関しては、その共振曲線を求める実験の結果を十分に説明できることがわかる。

### (2) トンネルに発生する断面力

#### a) はりばねモデルを用いた応答変位法による解析との比較

図-17 は1次共振時にトンネルに発生した断面力の解析結果と実験結果とを比較したものである。同図はトンネル上下面の相対変位が最大となる時刻を対象としたものである。解析モデルには、2次元動的FEMによる地盤の応答解析から求めた地盤変位と周面せん断力とを入力させた。図-17 を見ると、トンネルをいも継ぎにした場合、千鳥組にした場合

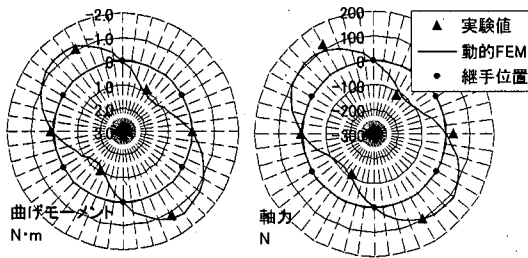


図-19 解析結果と実験結果との比較 (いも継ぎ)

表-4 千鳥組に発生する断面力の比較

	動的FEM 最大値	はりばね 最大値	はりばね との比
曲げモーメント (N·m)	1.92	2.37	0.812
軸力 (N)	$1.21 \times 10^2$	$2.44 \times 10^2$	0.495

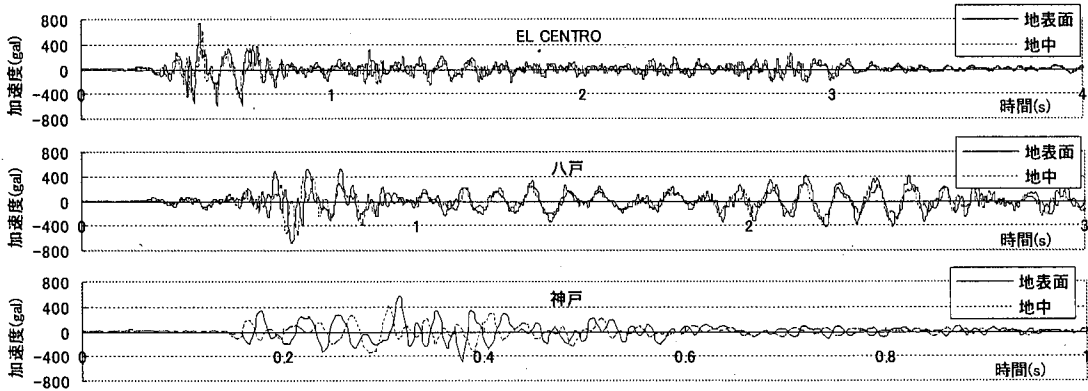


図-20 地盤のみの場合の地盤の加速度応答 (実験値)

のいずれにおいても、実験結果と解析結果とは、発生する断面力の分布形状、その最大値ともにより一致を示している。このことは、地盤の地震時挙動（地盤の変位および周面せん断力）を精度よく推定できればトンネルに発生する断面力を十分に算出できることを示している。

図-18は、作用させた地盤変位と周面せん断力が解析結果に与える影響について検討を加えたものである。この図を見ると、地盤変位のみを作用させた場合（図中の地盤変位）および周面せん断力のみを作用させた場合（図中のせん断力）では、どちらも解析値は実験値に比べて明らかに小さな値となっており、地震時にトンネルに発生する応力状態を十分に表現できていないことがわかる。また、地盤変位と周面せん断力が解析結果に与える影響は、曲げモーメントについては、それらの比率が5対5とほぼ同程度であり、軸力については4対6程度であることがわかる。

#### b) 2次元動的FEMによる解析との比較

図-19は一次共振時にトンネルに発生する断面力について検討を行った結果である。この図を見ると、トンネルをいも継ぎにした場合は、2次元動的FEMによる解析結果と実験結果とがトンネルの全断面に

わたってよい一致を示していることがわかる。

千鳥組の場合については、すでに述べたようにトンネルを修正慣用計算法の考え方に基ついて平面のはり要素に置換し、トンネルに発生する断面力を求めた。表-4はその結果得られた曲げモーメントの最大値と軸力の最大値とを示したものである。正弦波を対象とした場合に、はりばねモデルを用いた応答変位法は実験結果を十分に説明できることはすでに示した。そこで表-4には、2次元動的FEMによる解析結果とはりばねモデルを用いた応答変位法による結果との比較もあわせて示した。表-4を見ると、2次元動的FEMによる結果は、はりばねモデルを用いた応答変位法による結果と比較して、曲げモーメントについては8割程度、軸力については5割程度しか表現できていないことがわかる。このことから2次元動的FEMはトンネルをいも継ぎにした場合には、正弦波を対象とした実験結果をよく説明できる一方で、トンネルを千鳥組とした場合には、ここで述べた方法では実験結果をあまりよく説明できないことがわかった。これは、千鳥組の場合に、発生する断面力の算出に用いた $\eta$ と $\xi$ が常時荷重を受ける条件下で算出したものであり、地震時とは荷重条件が異なることが原因と思われる。

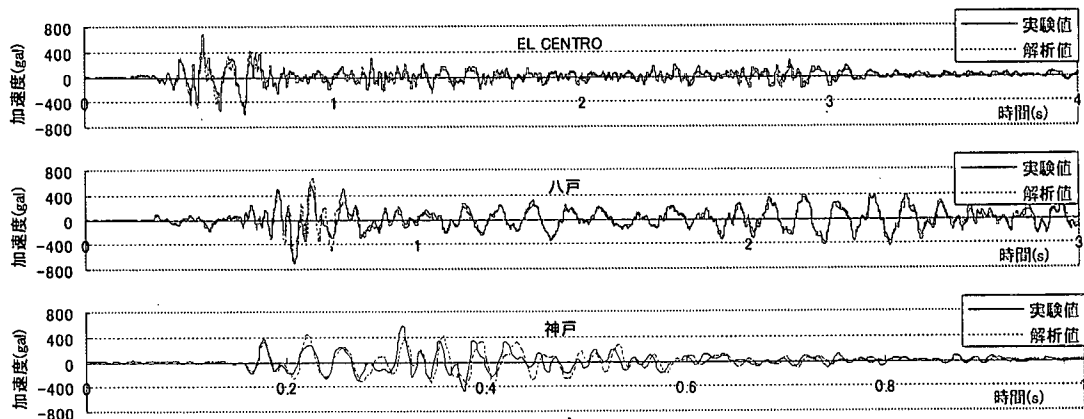


図-21 地盤の加速度応答の解析結果と実験結果

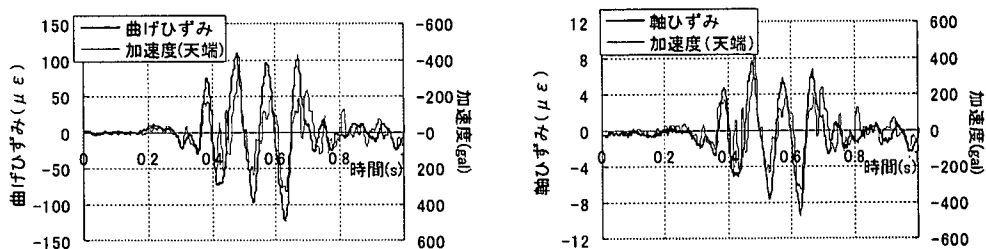


図-22 加速度とひずみの波形 (いも継ぎ)

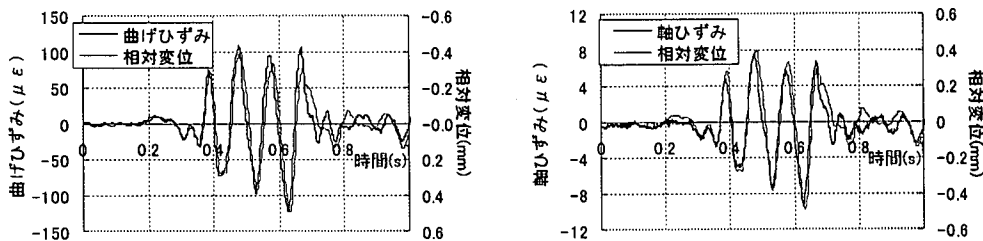


図-23 相対変位とひずみの波形 (いも継ぎ)

## 5. 地震波を対象とした場合の実験結果と解析結果との比較およびその考察

### (1) 加速度応答

図-20は、実地震波を入力させた際の地盤のみの場合の加速度応答を示したものである。これらの図を見ると、EL CENTRO波と八戸波については、地盤は一次モードに近いせん断振動をしていることがわかる。一方、神戸波については地表面と地中とは位相差が生じており、一次モードのせん断振動ではなく、より複雑な挙動をしており、このことから、神戸波の卓越周期は1次共振振動数付近ではなく、より高い振動数領域にあることが推測される。図-21は2次元動的FEMによる解析結果と実験結果とを比較したものである。これを見ると、EL

CENTRO波と八戸波については、解析値と実験値は位相、最大値ともによく一致していることがわかる。一方、神戸波については実験値と解析値とに差がある。これは、神戸波を入力させた場合にその高周波成分により地盤が複雑な挙動を示すこと、さらに2次元動的FEMが加速度応答については、高周波領域においては実験結果を十分に説明できないことから両者に差が生じたものと考えられる。

### (2) トンネルと地盤との応答挙動

図-22は実地震波を入力した際にトンネルに発生するひずみの波形と地盤の加速度の波形とを比較したものであり、図-23はひずみの波形と相対変位の波形とを比較したものである。これらはトンネルをいも継ぎにした場合のものである。図中の加速度は

トンネルの側方5cmでトンネルの天端の高さにおける加速度の解析値である。また相対変位はトンネルの側方5cmにおけるトンネルの上下面に生じる地盤の相対変位の解析値であり、本来は実験から得られた地盤の応答波形とトンネルに発生するひずみの波形とを直接比較することが望ましいが、すでに述べたように加速度、相対変位の計測位置がトンネルの埋設位置から離れているため、直接これらを比較することは困難である。そこで、正弦波を対象とした実験から得られた知見をもとに、2次元動的FEMによる解析値と曲げひずみおよび軸ひずみの実験値とを比較することとした。図-22および図-23から、いも継ぎの場合にトンネルに発生するひずみの波形は、地盤の加速度の波形よりも相対変位の波形とよく一致していることがわかる。千鳥組の場合には正弦波を入力した際の考察から、トンネルに発生する断面力の分布形状やその最大値がいも継ぎの場合とは異なるが、振動特性としては大きな違いが生じないことがわかっている。したがって、トンネルを千鳥組にした場合にも、トンネルの応答は地盤の相対変位と密接な関係にあるものと思われる。以上のことから、シールドトンネルの横断方向の地震時挙動は周辺地盤の挙動に追従しており、とくに地盤の相対変位と密接な関係にあることがわかる。

### (3) トンネルに発生する断面力

#### a) はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析との比較

図-24 および図-25 はトンネルに発生する断面力の実験結果と解析結果とを示したものである。これらはいずれもトンネルを埋設した位置における地盤の相対変位が最大となる時刻を対象としている。表-5 はその時刻を示したものである。時刻がそれぞれで若干異なっているのは、実験装置の都合上、何回かに分けて実験を行ったためである。なお、解析に用いた地盤変位および周面せん断力は正弦波を対象とした場合と同様に、2次元動的FEMによる解析法を用いて求めている。図-24 および図-25を見ると、曲げモーメントはいずれの実地震波を対象とした場合においても分布形状およびその最大値などが解析結果と実験結果とでよい一致を示していることがわかる。一方、軸力に関しては、分布形状はよい一致を示しているが、その最大値は解析値の方が多少小さめの傾向にある。これは、実地震波を入力した場合にトンネル模型に発生する軸ひずみが $10\mu$ 程度と小さく、測定精度が曲げひずみほど高くないためと考えられる。以上の結果から、はりーばねモデルを用いた応答変位法を用いれば、実地震波を

表-5 実地震波を対象とした場合に  
着目した時刻(単位:sec)

	対象	曲げモーメント について	軸力について
EL CENTRO	いも継ぎ	0.626	0.630
	千鳥組	0.626	0.630
八戸	いも継ぎ	0.414	0.416
	千鳥組	0.416	0.416
神戸	いも継ぎ	0.276	0.274
	千鳥組	0.276	0.274

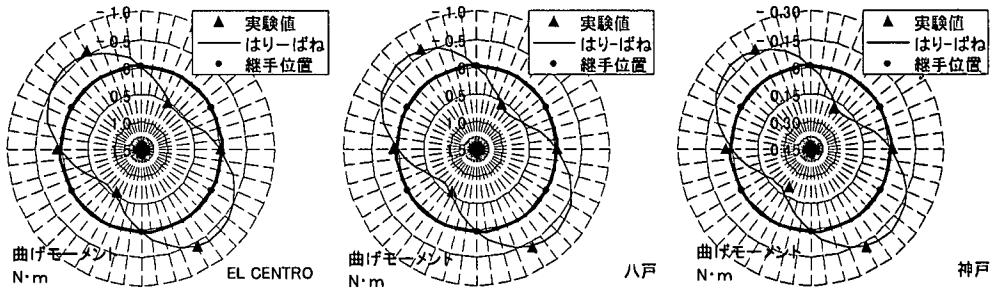
表-6 実地震波を入力した場合に千鳥組に  
発生する断面力の比較

	入力波	動的FEM 最大値	はりーばね 最大値	はりーばね との比
曲げモー メント (N・m)	EL CENTRO	0.809	0.998	0.811
	八戸	0.872	1.07	0.819
	神戸	0.251	0.320	0.786
軸力 (N)	EL CENTRO	$5.18 \times 10$	$1.02 \times 10^2$	0.508
	八戸	$5.30 \times 10$	$1.08 \times 10^2$	0.493
	神戸	$1.83 \times 10$	$3.20 \times 10$	0.574

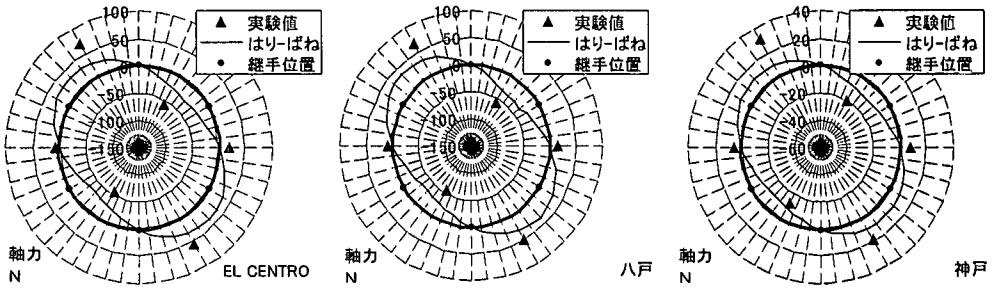
対象とした場合についても実験結果をほぼ説明できることがわかる。

#### b) 2次元動的FEMによる解析との比較

トンネルをいも継ぎにした場合の解析結果と実験結果との比較の一例を図-26 および図-27 に示す。図-26 は曲げモーメントと軸力との時刻歴応答を示したものであり、図-27 は表-5 に示す時刻におけるそれらの分布を示したものである。図-26 から、曲げモーメントはいずれの実地震波を対象とした場合にも、位相、最大値ともにより一致を示していることがわかる。また、図-27を見ると、曲げモーメントについて両者はリング全体にわたってよい一致を示していることがわかる。一方、軸力については、位相はよく一致をしているが、最大値は若干小さな値となっている。しかし、軸力の実験値はすでに述べたように計測精度が落ちることから、全体としては概ね一致していると評価される。表-6 はトンネルを千鳥組にした場合の検討結果を示したものである。千鳥組の取扱い方は、正弦波の場合と同じである。この表を見ると、いずれの地震波を対象とした場合でも曲げモーメントははりーばねモデルの結果の8割程度、軸力は5割程度しか表現できていないことがわかる。トンネルの実際の変形に則した $\eta$ 、

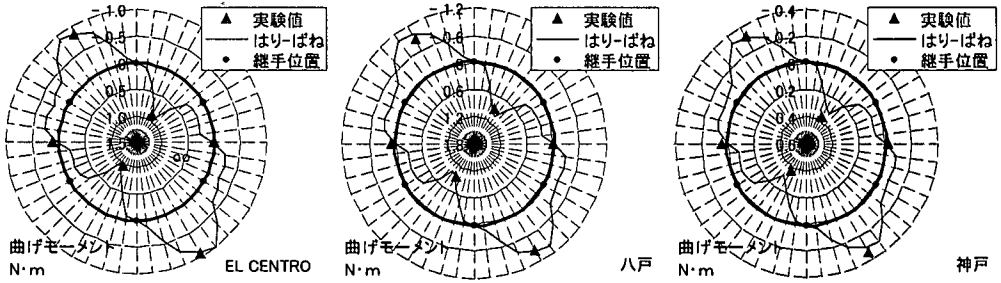


(a)曲げモーメント

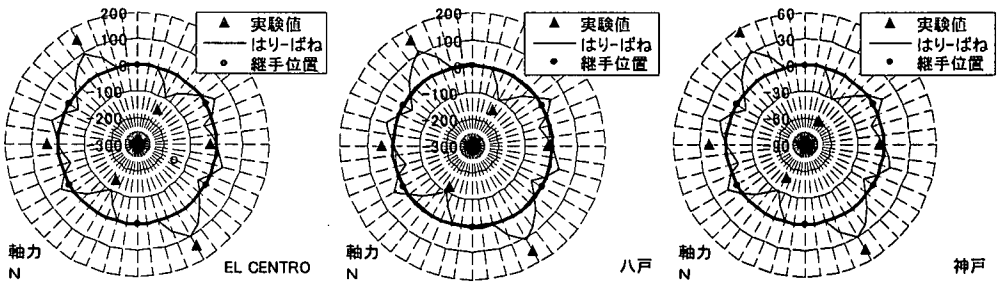


(b)軸力

図-24 実地震波を入力した場合の解析結果と実験結果 (いも継ぎ)



(a)曲げモーメント



(b)軸力

図-25 実地震波を入力した場合の解析結果と実験結果 (千鳥組)

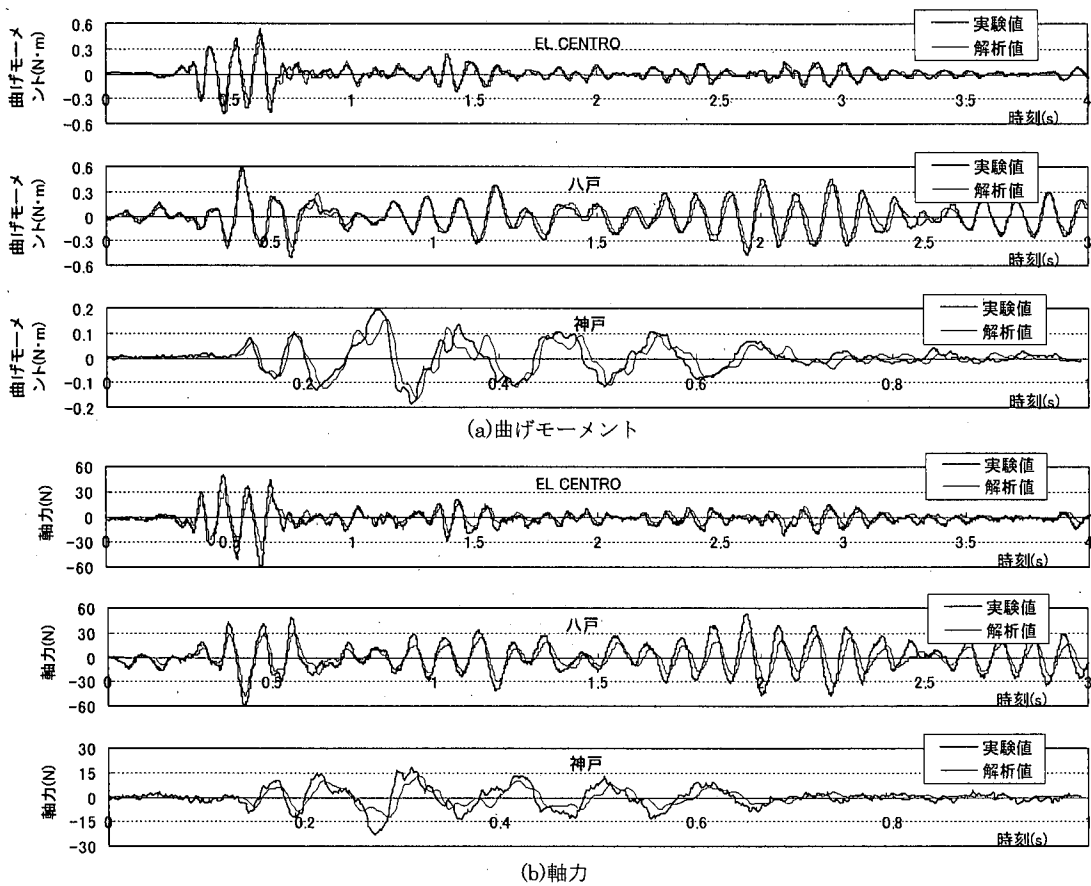


図-26 トンネルに発生する断面力の時刻歴応答 (いも継ぎ)

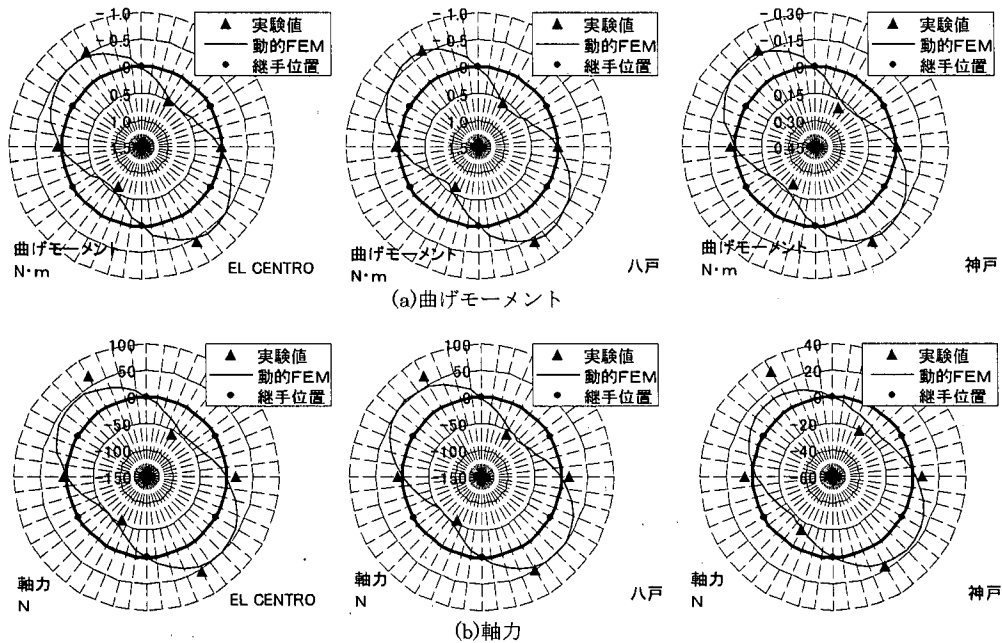


図-27 2次元動的FEMによる解析結果と実験結果 (いも継ぎ)

とを用いる修正慣用計算法は土水圧、自重、地盤反力などを受ける常時の荷重系を対象として考えられたものであり、本研究が対象としているようにシールドトンネルが地震を受ける場合に対してはあまり有効でないことを示している。以上の結果から2次元動的 FEM による解析法は、トンネルをいも継ぎにした場合には実験結果をよく説明できるが、トンネルを千鳥組にした場合には、ここで述べた方法ではトンネルに発生する断面力の最大値を定量的に評価することは困難であることがわかった。

## 6. 結論

シールドトンネル横断方向の地震時挙動に関する模型振動実験とその応答解析の結果から、以下の知見が得られた。

- ① トンネルを埋設することによる地盤への影響は小さく、シールドトンネル横断方向の地震時挙動は地盤の挙動に追従し、とくに周辺地盤の相対変位と密接な関係にある。
- ② 本実験で用いた千鳥組されたトンネルの模型に発生するひずみは、いも継ぎのその2倍程度になる。これは千鳥組による添接効果によるものである。
- ③ シールドトンネル横断方向の地震応答解析の手法として、はりばねモデルによる応答変位法を用いた場合には、トンネルをいも継ぎにした場合も千鳥組にした場合もシールドトンネルの地震時挙動をよく説明できる。
- ④ 2次元動的 FEM による解析法は、トンネルをいも継ぎにした場合をよく説明できるが、千鳥組にした場合には発生する断面力の定量的な評価が困難である。
- ⑤ はりばねモデルを用いた応答変位法において、作用させる地盤変位と周面せん断力が解析結果に与える影響は、曲げモーメントについてはその比率が5対5の同程度、軸力については4対6程度である。

振動実験に用いた模型はできる限りの精度で実際のシールドトンネルを模擬しており、これより得られた実験結果は実際のトンネルが地震を受けた場合の挙動を概ね表現しているものと思われる。また、解析に用いた各種の定数は実際のトンネルの場合にもその構造諸元や地盤の条件から求めることができるものであるため、実際のシールドトンネルの耐震設計に際して十分な有用性を有するものであると考えている。はりばねモデルを用いた応答変位法に

よる解析がいも継ぎの場合にも千鳥組の場合にも実験結果をよく説明できること、実際の多くのシールドトンネルが千鳥組であることを考えると、シールドトンネル横断方向の耐震設計には、はりばねモデルを用いた応答変位法を利用することが望ましいと結論される。

なお、解析には榊構造計画研究所の Super FLUSH/2D ならびに榊富士総合研究所の MOLEMAN II Ver1.2 を用いたことを付記する。

また、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頂いた早稲田大学の博士後期課程修了者である何川博士（現中国西南交通大学教授）、修士課程修了者である町田能章氏（現西松建設 ㈱）、釜范真人氏（現鹿島）、胡仁倩氏（現スタナム）ならびに現在修士課程に在学する屋代勉君ほか、本研究に関係された各位に感謝いたします。さらに、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。記して、深く感謝する次第である。

## 参考文献

- 1) 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。
- 2) 田村重四郎，牧野達謙，星秀朋，小長井一男，三神厚，片桐俊彦：2連型円形シールドトンネルの地震時挙動に関する実験的研究，土木学会第53回年次学術講演会概要集，I-B378，pp.756～757，1998年10月。
- 3) 田村重四郎，星秀朋，菊地数馬，中城彰秀，小長井一男，三神厚，片桐俊彦：3連型円形断面シールドトンネルの地震時挙動に関する実験的研究，土木学会第54回年次学術講演会概要集，I-B447，pp.890～891，1999年9月。
- 4) 室谷耕輔，羽矢洋，西村昭彦，横溝文行，大保直人：単円・複円形シールドトンネルの模型振動実験概要および実験結果，トンネル工学研究論文・報告集第8巻(54)，pp.395～400，1998年11月。
- 5) 村上博智，小泉淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について，土木学会論文報告集，第272号，pp.103～115，1978年4月。
- 6) 辻光：地盤調査と原位置試験法，理工図叢，pp.99～129，1985年。
- 7) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説，1992年。
- 8) 土木学会：トンネル・ライブラリー第9号 開削トンネルの耐震設計，1998年。
- 9) 江守一郎：模型実験の理論と応用，技報堂出版，1985



年.

- 10) 土木学会：動的解析と耐震設計〔第1巻〕地震動・動的物性，技報堂出版，pp.91～103，1989年.
- 11) 水野光一朗，何川，釜菴真人，小泉淳：シールドトンネル横断方向の模型振動実験とその応答解析，土木学会第54回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B112，pp.224～225，1999年9月.
- 12) 小泉淳，水野光一朗，何川，釜菴真人：シールドトンネル横断方向の模型振動実験とその応答解析，土木学会第54回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B113，pp.226～227，1999年9月.
- 13) 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，e-21，pp.437～444，1997年1月.
- 14) 室谷耕輔，西山誠治，西村昭彦：多層開削トンネルの耐震設計における応答変位法の適用性および地盤ばねの検討，トンネル工学研究論文・報告集第9巻，報告48，pp.343～348，1999年11月.
- 15) 志波由紀夫，岡本晋：シールドトンネルの横断面方向の地震時断面力の計算法，土木学会論文集，No.437/I-17，pp.193～202，1991年9月.
- 16) 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，1999年10月.
- 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) 土木学会：動的解析と耐震設計〔第4巻〕地震動・動的物性，技報堂出版，1989年.
- 19) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説シールドトンネル，1997年7月.
- 20) Timoshenko, S. : Strength of Materials Part II Advanced Theory and Problems, D.VAN NOSTRAND COMPANY, Inc., pp.70～71, June 1930.
- 21) 高松伸行，村上博智，小泉淳：覆工間にアイソレーション材を用いたシールドトンネルの軸方向挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.38A/Ⅲ-13-6，pp.1937～1407，1992年3月.
- 22) 川島一彦：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1996年.
- 23) 土木学会：トンネル・ライブラリー第6号 セグメントの設計，1994年6月.

(2000. 8. 1 受付)

## A BASIC STUDY ON THE EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN METHOD OF SHIELD TUNNEL IN TRANSVERSE DIRECTION

Koichiro MIZUNO and Atsushi KOIZUMI

To investigate the seismic behavior and the earthquake resistant design methods of shield tunnel in transverse direction, a series of model shaking table tests and two kinds of analyses on the tests are carried out. The investigation concerns with the vibration characteristics of tunnel and ground, the interaction effects between ground and tunnel, and the validity of analytical model of tunnel. In tests, the ground and tunnel materials were chosen according to the law of similarity, and the different structural characteristics of tunnel from the effects of transverse and circumferential joints were focused. In analyses, the seismic deformation method based on beam-spring model and the 2-D FEM dynamic analysis are adopted. As a result, it was verified that the former method could explain the results of the model shaking table tests better.