

二次覆工されたシールドトンネル横断方向の耐震設計法について

屋代勉¹・水野光一朗²・小泉淳³

¹正会員 株式会社大林組 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2)

²正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2)

³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)

本論文は二次覆工された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、二次覆工された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、二次覆工の影響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、二次覆工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, secondary lining, seismic design, transverse direction, shaking table test, beam-spring model, seismic deformation method

1. はじめに

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¹⁾。しかしながら近年では、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。さらに、二次覆工を有するトンネルについては不明な点が多く、いろいろな研究が進められており、近い将来理想的なモデル化が考えられる²⁾、という程度にとどまっている。

筆者らはすでに実物のシールドトンネルに相似則を適用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、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い、一応の知見を得ている³⁾。しかし、二次覆工を考慮した実験の例は今のところなく、二次覆工を有するシールドトンネルの横断方向

に関する耐震設計法に関する研究は未だ十分とはいえない状態にある。

本論文は参考文献3)に続くものであり、二次覆工を有するトンネル模型を用いて振動実験を行い、その結果に考察を加えるとともに、提案する構造モデル⁴⁾の妥当性を検討したものである。解析には、この構造モデルをもとにした応答変位法のほかに、2次元FEMを用いて、二次覆工を有するシールドトンネルの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。

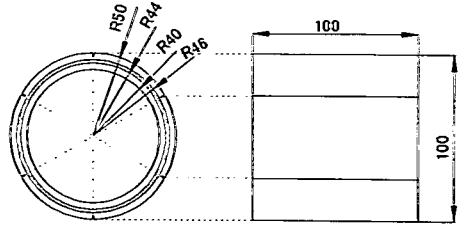
2. 振動実験の概要

(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。想定した地盤の変形係数は、せん断弾性波速度から算出す

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	$\frac{l_m}{l_p} = \lambda$	$\frac{t_m}{t_p} = \tau$	$\frac{\rho_m}{\rho_p} = \gamma$	$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p}$	$\frac{E_m}{E_p} = \frac{\gamma \lambda^2}{\tau^2}$	$\frac{a_m}{a_p} = \frac{\lambda}{\tau^2}$
相似比	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{1.8}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{180}$	$\frac{1}{1}$



(a) いも継ぎ

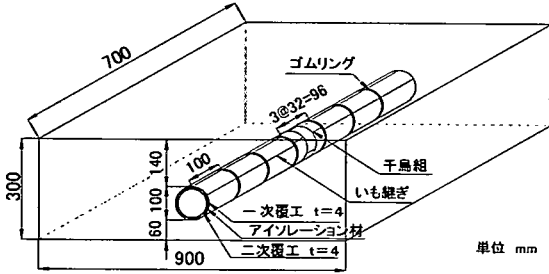
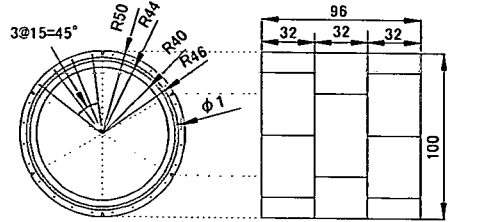


図-1 実験模型の概略図



(b) 千鳥組

単位 mm

図-2 トンネル模型の形状

る方法^{5),6)}に基づいて求めることとした。

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 $D_o=9.8m$ のトンネルを参考に、平板型コンクリートセグメントを用いた外径 $D_o=10.0m$ 、一次覆工厚、二次覆工厚ともに $0.4m$ のものである。また、一次覆工と二次覆工との間には $0.2mm$ の防水シート(アイソレーション材)を想定した。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」¹⁾を参考に決定した。なお、土被りは $14m$ としている。

(2) 対象としたトンネルと地盤のモデル化

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えた。また、模型材料を選択する際の便利さを考慮して、密度 ρ と弾性係数 E とを独立のものと考え、相似比を定めた。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 λ を $1/100$ 、時間の相似比 τ を $1/10$ 、密度の相似比 γ を $1/1.8$ とした。これらの基礎相似比とそれら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ンゴムの密度をもとに定めた。表中、 ρ は密度、 l は長さ、 t は時間、 ϵ はひずみ、 E は弾性係数を表し、添え字 p は原型を、添え字 m は模型を表している。これらの相似則の定め方などは参考文献3)を参照されたい。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。

地盤材料にはシリコンゴムを用いた。トンネルの材料には一次覆工、二次覆工ともに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リングに分割し、各リングの間には剛性の低いゴム製の薄いリングを挟んでいる。

また、二次覆工を考慮したトンネルが対象であるため、両覆工に発生するひずみを計測するために一次覆

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 ²)	7.089×10 ²	3.94×10 ⁴	4.10×10 ⁴	4.21×10 ⁴
	せん断弾性係数 (kN/mm ²)	2.444×10 ²	1.36×10 ⁴	—————	1.57×10 ⁴
	単位体積重量 (kN/m ³)	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 ²)	40	2.2×10 ¹	7.96×10 ¹	7.96×10 ¹
	せん断弾性係数(kN/mm ²)	—————	—————	2.863×10 ¹	2.863×10 ¹
	単位体積重量 (kN/m ³)	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 (m)	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
千鳥組		1000	3.2	32	32
アイソレーション材	弾性係数 (kN/mm ²)	—————	—————	3.57	3.66×10 ³
	せん断弾性係数 (kN/mm ²)	—————	—————	1.23	1.06×10 ²
	単位体積重量 (kN/m ³)	—————	—————	11.8	10.3
	ポアソン比	—————	—————	0.45	0.45
	減衰定数	—————	—————	—————	0.05
	覆工厚 (mm)	2	0.02	2	6

ただし、千鳥組は2リング1サイクルとした。

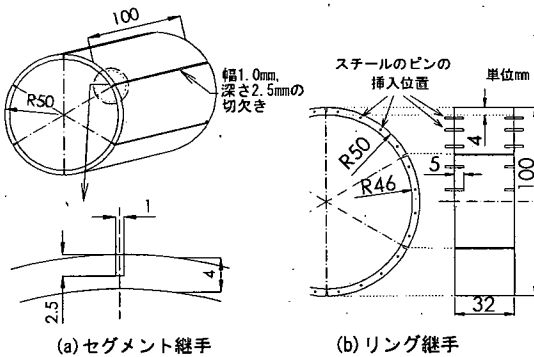


図-3 継手部分の詳細

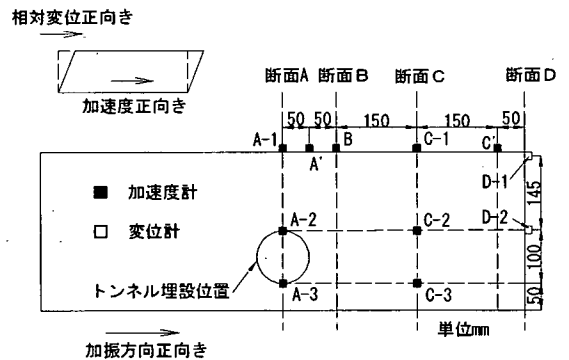


図-4 計測項目

工と二次覆工との間に隙間を作りひずみゲージを貼付し、その後にアイソレーション材であるシリコンゴムを注入した。実物のアイソレーション材の厚さは物理性能、耐水圧および溶着性などの試験より、2.0mm以上とされている^{7), 8)}。これに従い実物の厚さを2.0mmと想定した。しかし、相似則を適用すると厚さが微細になり、ひずみゲージの貼付も困難となることから模型においてもその厚さを2.0mmとしている。

(3) 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。各計器、ひずみゲージの仕様は参考文献3)を参照されたい。図-5にひずみゲージの貼付位置を示す。

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

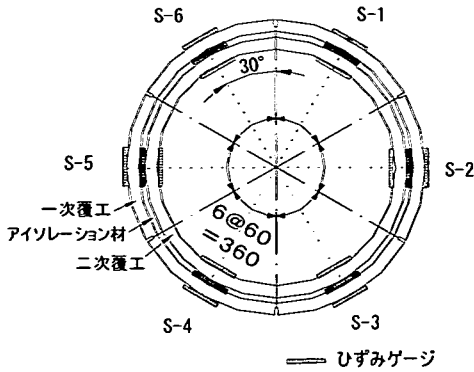


図-5 ひずみゲージの貼付位置

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みの実験も行っている。

正弦波を用いた予備的な実験から、

- 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 トンネルの埋設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³⁾。

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」とからなる。

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としている。

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としている。

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としている。なお、便宜

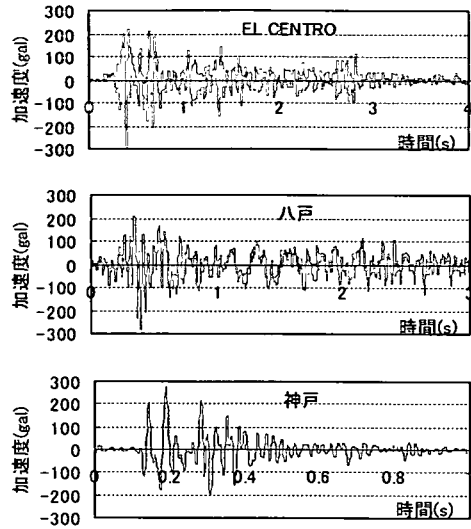


図-6 振動台への入力地震波

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、本論文では、①はりばねモデルを用いた応答変位法および②2次元FEMによる動的な解析法について検討を行った。

はり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、長手方向にセグメント継手の位置が変化し、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

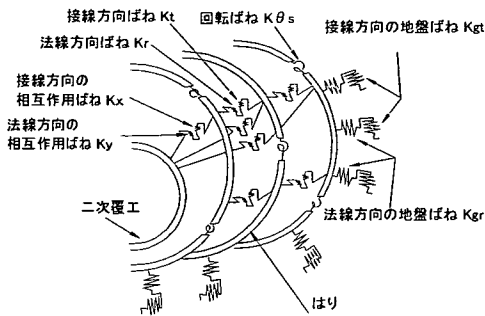


図-7 はりばねモデルによるトンネルの解析モデル

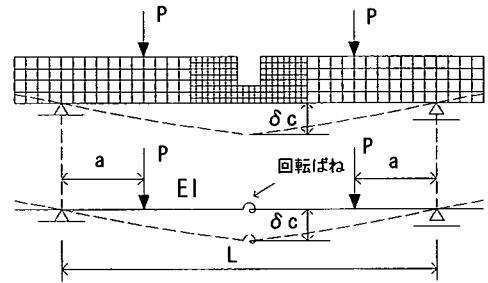


図-8 セグメント継手を評価する回転ばねのばね定数の算定方法

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¹⁾を準用した。

(1) はり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⁴⁾

図-7は応答変位法に用いた静的な解析モデルである。トンネルを曲りはりで、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変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。さらに、一次覆工と二次覆工との相互作用を覆工間のばね定数 K_x および K_y 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、本実験の範囲において地盤ばねは引張にも有効に作用していると判断した。また、地盤ばねおよびトンネル覆工については非線形性を考慮していない。

① 地盤ばねのばね定数³⁾

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次元の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^{2), 9), 10)}。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。

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 $7.44\text{MN}/\text{m}^3$ 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¹¹⁾。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、実務では比較的良好に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³⁾

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、曲りはりの曲率とその高さとの関係に従い¹²⁾、曲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 δc を求め、次に回転ばねを有するはりのたわみが δc となるように式(1)を用いて回転ばねのばね定数 $k_{\theta s}$ を算定した¹³⁾。

$$k_{\theta s} = \frac{6EI \cdot PaL}{24EI \cdot \delta c - Pa(3L^2 - 4a^2)} \quad (1)$$

ここに、 $k_{\theta s}$ は回転ばね定数、 δc は静的なFEMによる中央点のたわみ、 a は載荷点と支点との距離、 EI ははりの曲げ剛性、 L は支間距離である。

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_t 、 K_r はともに無限大とみなした。

③ 覆工間の相互作用を評価するばねのばね定数¹⁴⁾

本研究において対象としたシールドトンネルは一次、二次の覆工間は直打ちではなく、アイソレーション材を覆工間部材として用いている。両覆工間にアイソレーション材のような覆工間部材がある場合には両覆工間の接線方向の相互作用は図-9に示すように、一次覆工および二次覆工のそれぞれのせん断変形を考慮したばねとその中間に覆工間部材のせん断変形を評価するばねを配置し、それらが直列に連結されたものとしてモデル化した。

覆工間部材のせん断変形域はその全厚 t_{iso} が有効であると考えるため、そのばね定数 K_{Xiso} は次式で示される。

$$K_{Xiso} = \frac{E_{iso} A_{Xiso}}{2(1 + \nu_{iso}) t_{iso}} \quad (2)$$

ここに、 E_{iso} は覆工間部材の弾性係数を、 ν_{iso} はそのポアソン比を、 A_{Xiso} は図-9に示す解析モデルにおける節点間の面積を表す。

また、覆工厚さ方向の一次覆工と二次覆工のせん断変形域を両覆工の厚さ t_1 、 t_2 とすると、それぞれのばねのばね定数 K_{X1} 、 K_{X2} は次式で示される。

$$K_{X1} = \frac{E_1 A_{X1}}{2(1 + \nu_1) t_1} \quad (3)$$

$$K_{X2} = \frac{E_2 A_{X2}}{2(1 + \nu_2) t_2} \quad (4)$$

ここに E_1 および E_2 は一次覆工および二次覆工の弾性係数を、 ν_1 および ν_2 はそれぞれのポアソン比を、 A_{X1} 、 A_{X2} は図-9に示す解析モデルにおける節点間の面積を表している。

覆工間部材がある場合の両覆工間のトンネル接線方向の相互作用を評価するばねのばね定数 K_X はこれらのばね定数 (K_{X1} 、 K_{X2} 、 K_{Xiso}) を用いて次式で示される。

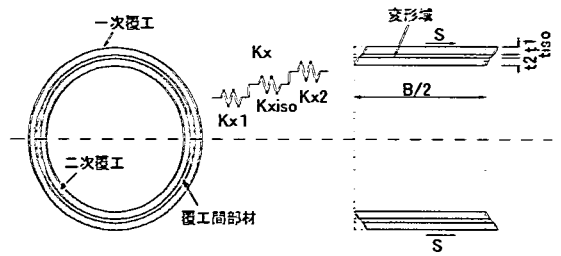


図-9 覆工間ばねのばね定数算出図 (接線方向)

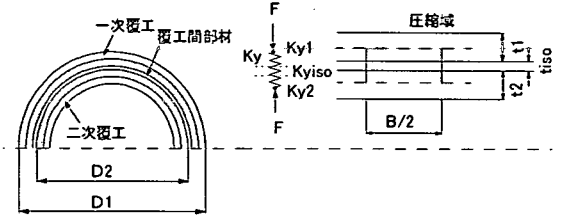


図-10 覆工間ばねのばね定数算出図 (法線方向)

$$K_X = \frac{K_{X1} \cdot K_{Xiso} \cdot K_{X2}}{K_{X1} \cdot K_{Xiso} + K_{Xiso} \cdot K_{X2} + K_{X2} \cdot K_{X1}} \quad (5)$$

式(2)から式(5)により覆工間ばねの接線方向ばね定数は $K_X = 102.47 \text{ KN}/\text{m}$ と求まった。

また両覆工間の法線方向の相互作用は図-10に示すように一次覆工と二次覆工それぞれの軸線間の圧縮変形を考慮したばねとその中間に覆工間部材の圧縮変形を考慮したばねを配置し、それらが直列に連結したものとしてモデル化した。

覆工間部材の圧縮域における法線方向のばね定数 K_{Yiso} は覆工間部材の厚さ t_{iso} が圧縮有効厚さと考えられるために次式で示される。

$$K_{Yiso} = \frac{E_{iso} A_{Yiso}}{t_{iso}} \quad (6)$$

一次覆工および二次覆工の圧縮有効厚さをそれぞれの覆工厚の2分の1とすると図-10より圧縮域の法線方向ばねのばね定数 K_{Y1} 、 K_{Y2} は次式で示される。

$$K_{Y1} = \frac{E_1 A_{Y1}}{2} = \frac{2E_1 A_{Y1}}{t_1} \quad (7)$$

$$K_{Y2} = \frac{E_2 A_{Y2}}{2} = \frac{2E_2 A_{Y2}}{t_2} \quad (8)$$

ここに A_{Yiso} 、 A_{Y1} 、 A_{Y2} は図-10に示す解析モデルにおける節点間の面積である。

覆工間部材がある場合の両覆工間のトンネル法線方向相互作用を評価するばねのばね定数 K_Y はこれらのばね定数 (K_{Y1} 、 K_{Y2} 、 K_{Yiso}) を用いて次式で示される。

$$K_Y = \frac{K_{r1} \cdot K_{r10} \cdot K_{r2}}{K_{r1} \cdot K_{r10} + K_{r10} \cdot K_{r2} + K_{r2} \cdot K_{r1}} \quad (9)$$

式(6)から式(9)により法線方向のばね定数は $K_Y=35.05\text{KN/m}$ と求まった。

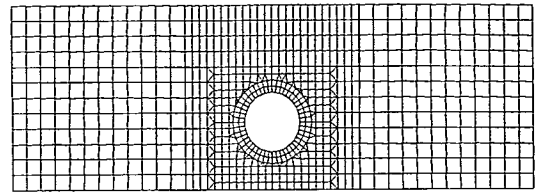
b) 地震力の検討

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^{15),16)}。すなわち、トンネルの内空部分を自由境界とした2次元FEMモデル(図-11(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-11(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ま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により求めた。また、二次覆工を施した場合、トンネルの自重が大きくなることが考えられるため慣性力の影響が無視できなくなる可能性がある。そこで、慣性力を地盤の応答解析により得られた加速度に節点間の自重を乗じることで求め節点荷重として作用させた。しかし、慣性力は解析値全体の0.3%~0.6%程度の割合しか占めていないことが確認されたので、作用させる地震力として考慮しなかった。

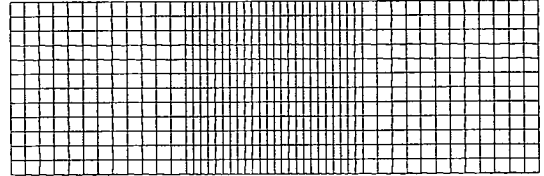
(2) 地盤の地震応答解析

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、底面の境界は剛体基盤とした。これは地盤材料であるシリコ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、本研究では地盤の材料であるシリコンゴムのせん断弾性係数と減衰定数については、それぞ



(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-11 地盤変位を算出する2次元FEMモデル

れが独立したものとして扱い地盤模型の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、一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-11(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一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-12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、高さを変えたはりをその部分に挿入することで評価した。その結果、切欠き部

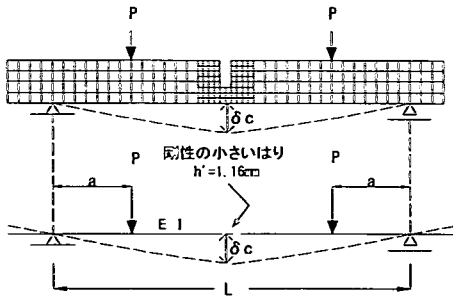


図-12 セグメント継手を評価する剛性の小さいはり要素の算定方法

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-12に示す両者の変形挙動が同じになることがわかった。

③ 覆工間の相互作用の評価

モデル化にあたり、実験模型では厚さのある一次覆工と二次覆工を中立軸の位置ではり要素に置き換えたため、平面要素にモデル化したアイソレーション材との間に不連続面が生じてしまう。そこで図-13に示すようにアイソレーション材の層厚を、はり要素に置き換えたセグメントの位置と二次覆工の位置まで広げて結合する方法を用いた。この方法では、セグメントと二次覆工のせん断変形や圧縮変形が考慮されてなく、密度の換算もされていない。そのため、これらを考慮した換算せん断弾性係数 G' 、換算弾性係数 E' および換算単位体積重量 γ' を算出した。換算せん断弾性係数 G' については、トンネルとアイソレーション材とで構成される3層の要素とせん断弾性係数を換算した1層の要素とのせん断変形が同じになるように換算を行った。そのため、セグメント、アイソレーション材および二次覆工をそれぞれせん断変形を考慮したばねに置き換え、それらが直列に連結されたものとして換算を行った。この考え方によれば、覆工間の相互作用の扱いはばねモデルのそれと同じとなる。したがって、式(5)より直列に連結されたばねのばね定数 K_x を求め、式(10)を用いて換算せん断弾性係数 G' を算出した。

$$K_x = \frac{EA}{2(1+\nu)l} = \frac{G'A}{l} \quad (10)$$

ここに A は図-13における節点間の面積であり、 l は平面要素にモデル化したアイソレーション材の厚さである。また、圧縮変形についてもせん断変形と同様にセグメント、二次覆工、アイソレーション材をそれぞればねに置き換え、それらが直列に配列されたものとして扱うことで換算弾性係数 E' を求めた。これによ

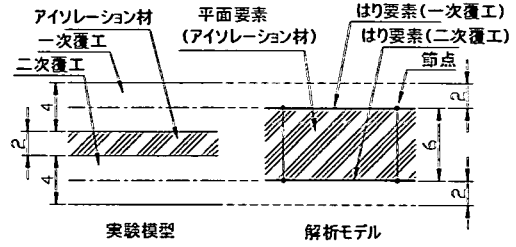


図-13 アイソレーション材のモデル化

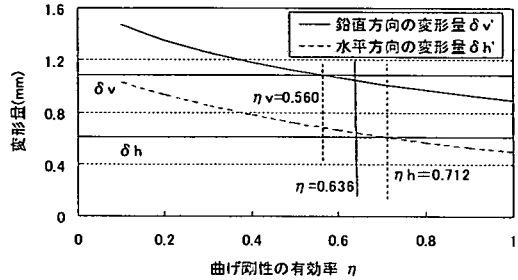


図-14 曲げ剛性の有効率 η の算出方法

り、式(9)により連結されたばねのばね定数 K_Y を算出し、式(11)を用いて換算弾性係数 E' を算出した。

$$K_Y = \frac{E'A}{l} \quad (11)$$

なお、本研究で2次元動的FEMに用いた解析プログラムではせん断弾性係数とポアソン比を入力するため、換算弾性係数 E' と換算せん断弾性係数 G' との間から換算ポアソン比 ν' も求めた。結果として得られたこれらの緒を表-2に示す。

b) トンネルを千鳥組にした場合^{(1), (17), (18)}

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。なお、二次覆工ははりでモデル化した。

曲げ剛性の有効率 η は、想定した地盤条件中で常時の荷重を受ける ηEI 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 λ 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 λ は0.65~0.75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 λ は $\lambda=0.70$ とした。

曲げ剛性の有効率 η は外荷重に対するセグメントの

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	10.0	9.6	10.0	—

変形特性を表す値である。したがって、トンネルに二次覆工を考慮した場合でもその値はセグメントのみのときの値と同じであるため、セグメントのみのトンネルを対象として曲げ剛性の有効率 η を算出した。また、曲げモーメントの割増率 ζ_M も隣接するセグメント間で伝達される曲げモーメントに対する特性値であることから、トンネルに二次覆工を考慮した場合でもこの値は変化しない。

軸力の割増率 ζ_N についても ζ_M と同様のことがいえる。曲げ剛性の有効率 η 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 δ_h と、 ηEI の曲げ剛性を持つリングの変形量 δ_h' が同値をとる η_h を求めた。鉛直方向についても同様にして η_v を求め、水平方向および鉛直方向それぞれの有効率 η_h と η_v の平均を取り、これを曲げ剛性の有効率 η とすることにした。図-14に曲げ剛性の有効率 η と等価剛性を有するトンネルの変形量 δ_h' 、 δ_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 ζ_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 ηEI 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(12)より求まる¹⁾。

$$M = (1 + \zeta_M) M' \quad (12)$$

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。

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 ζ_N についても、曲げモーメントと同様の検討を行い、式(13)より割増率を求めた。

$$N = (1 + \zeta_N) N' \quad (13)$$

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の比較およびその考察

(1) 共振曲線について³⁾

a) 加速度応答の実験結果

図-15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に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-15および表-3を見ると、トンネルに二次覆工を考慮した場合は、地盤のみおよび参考文献3)のセグメントのみの実験結果と比較して一次共振振動数が若干大きくなっていることがわかる。さらに千鳥組の場合には最大値の応答倍率も地盤のみの結果よりも大きくなっていることがわかる。このことは、トンネルに二次覆工を考慮した場合にはトンネル全体での剛性が大きくなり、トンネルが埋設されたことによる地盤への影響が出てくることを示している。

b) ひずみ応答の実験結果

図-16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 $1g$ 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、1-1-Mおよび1-1-Nは図-5に示される一次覆工の天端から 30° 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り、同様に2-1-Mおよび2-1-Nは二次覆工に発生する曲げひずみと軸ひずみである。図-15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1.25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。また、いも継ぎの場合の一次覆工と二次覆工に発生するひずみを比較すると、二次覆工に発生するひずみ

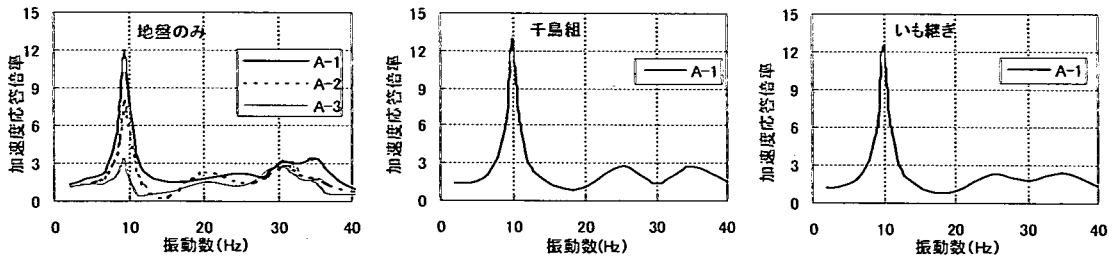
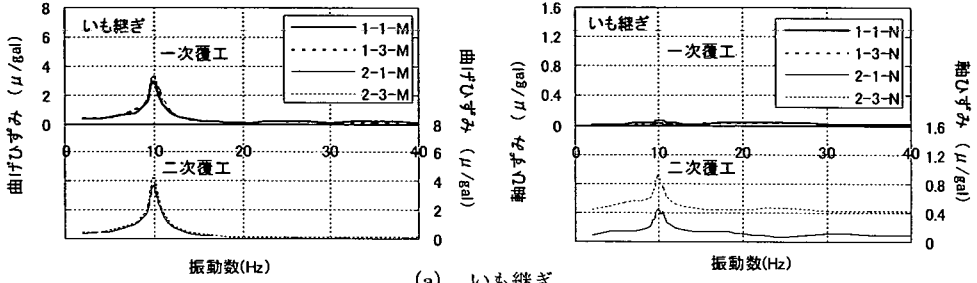
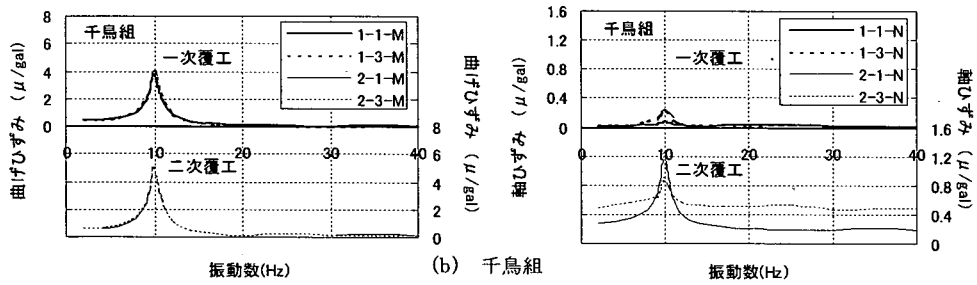


図-15 加速度の共振曲線 (実験値)



(a) いも糞ぎ



(b) 千鳥組

図-16 ひずみの共振曲線 (実験値)

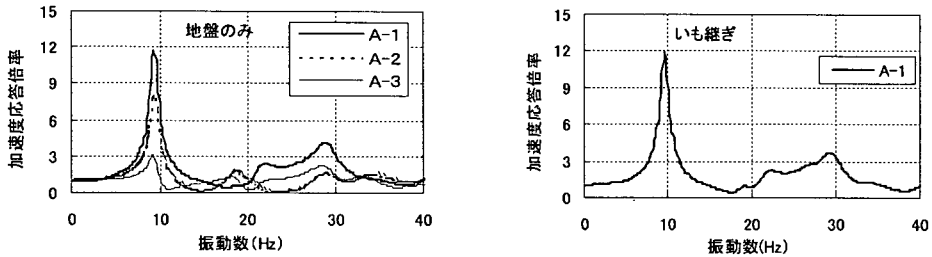


図-17 加速度の共振曲線 (解析値)

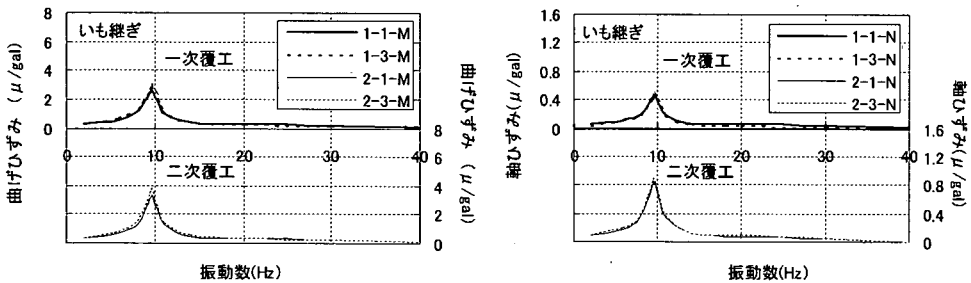


図-18 ひずみの共振曲線 (解析値)

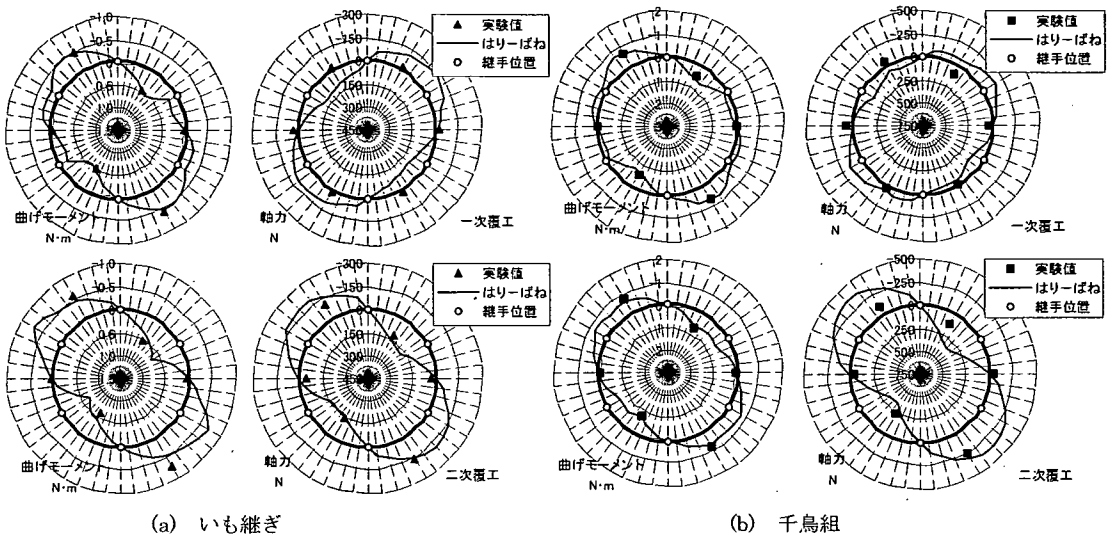


図-19 トンネルに発生する断面力

のほうが大きいことがわかる。これは、実験模型においては両覆工に同じ材質を用いて、同程度の強度を付与しているが、一次覆工にはセグメント継手が考慮されており、リング全体としての剛性が小さくなっているためと考えられる。千鳥組の場合についても二次覆工に発生するひずみの方が大きな値となっており、同様のことがいえる。

c) 実験結果と解析結果との比較

図-17および図-18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-15および図-17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-16および図-18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ため、いも継ぎの場合を対象とした共振曲線を求める実験の結果を全体としては十分に説明することができると思われる。

(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-19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。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ている。図-19を見るとトンネルをいも継ぎにした場合、曲げモーメントに関しては一次覆工と二次覆工のいずれについても解析結果と実験結果とは発生する断面力の分布形状、最大値ともにより一致を示している。また、トンネルを千鳥組にした場合にも、トンネルに発生する曲げモーメントは一次覆工、二次覆工ともに全断面にわたり、よい一致を示している。軸力に関しては一次覆工ではトンネル模型に発生する軸ひずみが小さく、信頼性に欠けるため、解析結果と実験結果との比較を行うことはできない。一方、二次覆工についてはトンネルをいも継ぎにした場合、千鳥組にした場合のいずれにおいても実験結果と解析結果とは分布形状、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、すなわち地盤の相対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-20は、作用させた地盤変位と周面せん断力と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

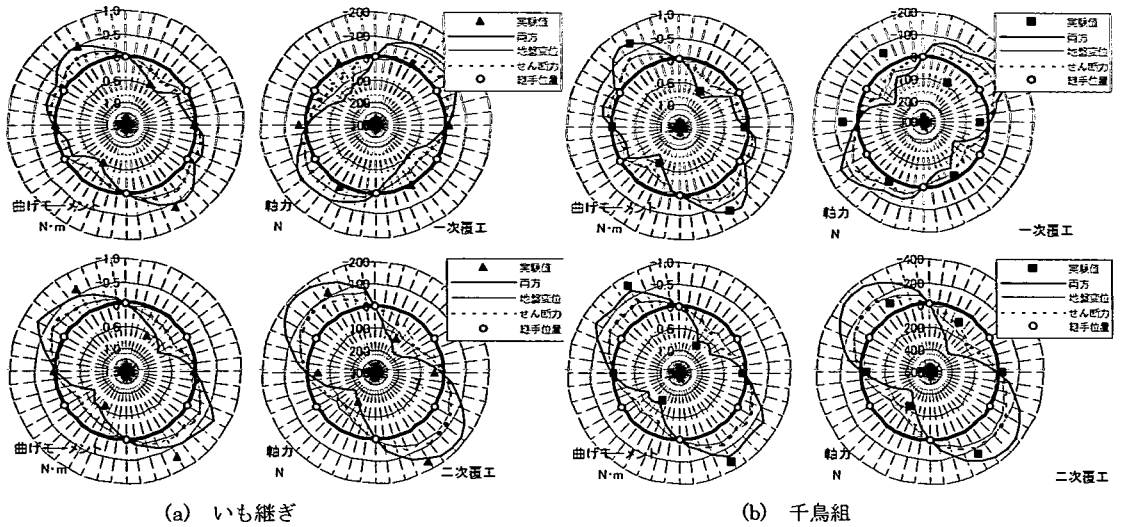


図-20 地震力が解析結果に与える影響

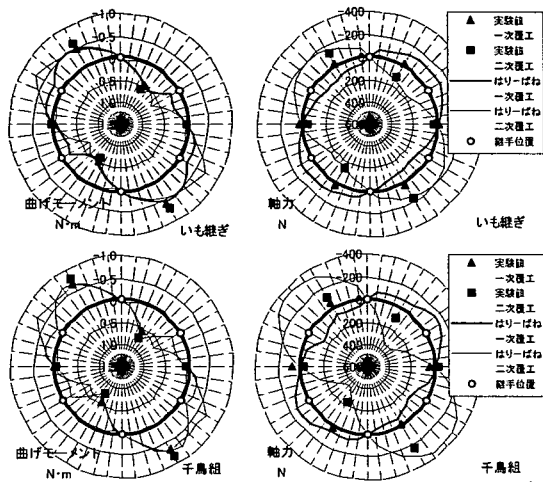


図-21 一次覆工と二次覆工に発生する断面力の比較

り、いずれも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と考えられる。この結果と、参考文献3)において地盤変位と周面せん断力の両方を考慮した場合に実験結果を十分に説明できたことを考えると、二次覆工を考慮したトンネルを対象とした場合においても、両方を考慮する方法が合理的であると結論される。

また図-21において一次覆工と二次覆工とに発生する断面力の比較を行った。この図から曲げモーメントについてはいも継ぎ、千鳥組のいずれの場合においても、セグメント継手の位置で二次覆工がセグメントに発生する曲げモーメントを受け持っていると思われる。このことは、トンネルに二次覆工を施すことによって、セグメント継手に

発生する曲げモーメントを低減させることができると考えられる。一方、軸力については、曲げモーメントと異なり、セグメント継手の位置で二次覆工がセグメントの軸力を受け持たないと思われる。また、いも継ぎ、千鳥組のいずれの場合においても二次覆工に大きな軸力が発生していることがわかる。

図-22は地盤が一次共振をする9.4Hzの場合の解析結果と二次覆工を有するトンネルを埋設した場合に地盤が一次共振をする10Hzの場合の解析結果を示したものである。これらの図を見ると、いも継ぎ、千鳥組のいずれの場合においても、9.4Hzの解析結果は10Hzの結果よりも大きくなっていることがわかる。地盤の一次共振振動数は各種指針^{2), 6), 9), 10)}により比較的容易に算出ができるが、その一方で、トンネルを埋設した場合の共振振動数を求めることは、複雑な作業や高度な工学的判断を伴うため、地盤のみのそれを求める場合と比較して、はるかに困難である。したがって、耐震設計を行う上での実務を考慮すると、地盤の地震応答解析により地盤が一次共振をする際の地盤変位と周面せん断力を求め、それを用いて地震時にトンネルに発生する断面力を求めれば、安全側の設計となり、合理的であると考えられる。

b) 2次元動的FEMによる解析との比較

図-23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。

トンネルを千鳥組にした場合については、すでに述べたようにトンネルを修正慣用計算法の考え

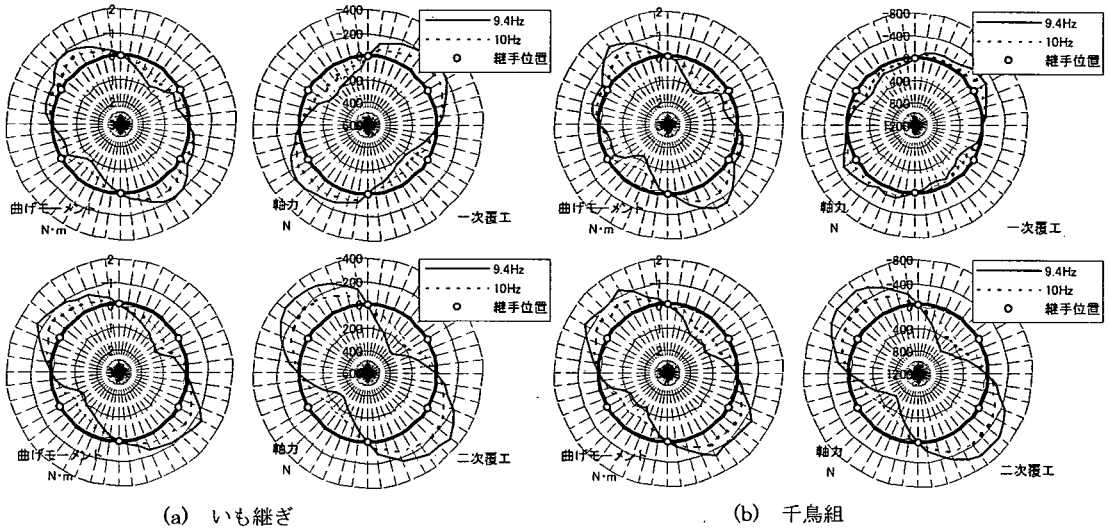


図-22 想定した共振振動数による解析結果の比較

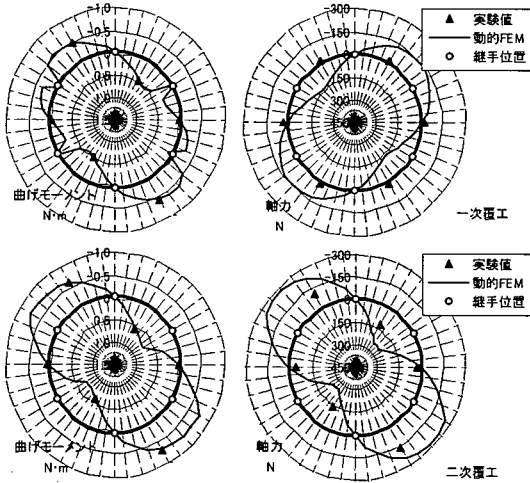


図-23 解析結果と実験結果との比較 (いも継ぎ)

方に基づいて平面はり要素に置換し、トンネルに発生する断面力を求めることとした。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も、軸力についても十分な精度を持つ解析結果とはいえないことがわかる。このことから2次元動的FEMはトンネルをいも継ぎ

表-4 千鳥組の場合に発生する断面力の比較

	覆工	動的FEM 最大値	はりばね	はりばね
			最大値	との比
曲げモーメント (N·m)	一次	0.416	0.734	0.566
	二次	0.592	0.704	0.841
軸力 (N)	一次	1.18×10^2	1.45×10^2	0.815
	二次	2.09×10^2	3.57×10^2	0.585

にした場合には、正弦波を対象とした実験結果を概ね説明できる一方で、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を算出する際に用いた曲げ剛性の有効率 η と割増率 ζ が常時荷重を受けるトンネルから算出されたものであり、地震時とは荷重条件が異なることが原因と思われる。

5. 実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-24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。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

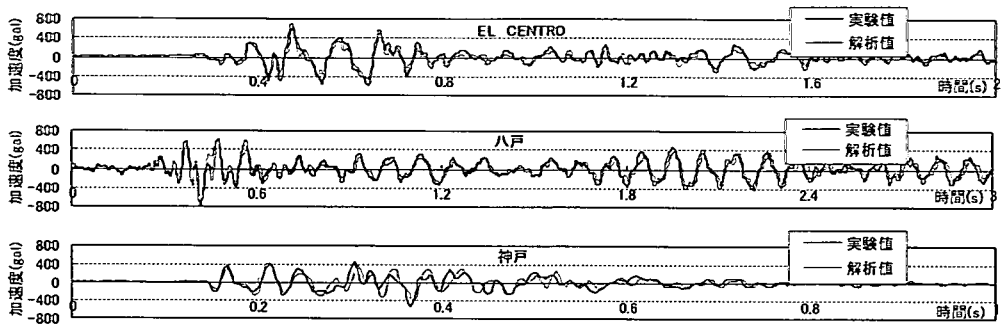


図-24 地盤の加速度応答の解析結果と実験結果

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	覆工	曲げモーメント について	軸力について
EL CENTRO	いも継ぎ	一次	0.628	0.618
		二次	0.628	0.628
	千鳥組	一次	0.628	0.628
		二次	0.628	0.630
八戸	いも継ぎ	一次	0.414	0.428
		二次	0.414	0.414
	千鳥組	一次	0.416	0.426
		二次	0.416	0.416
神戸	いも継ぎ	一次	0.276	0.272
		二次	0.278	0.276
	千鳥組	一次	0.274	0.270
		二次	0.274	0.284

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-25および図-26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-25および図-26を見ると、曲げモーメントはいも継ぎ、千鳥組のどちらの場合にも一次覆工、二次覆工ともに用いたいずれの実地震波に対し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。また、一次覆工と二次覆工の解析結果と実験結果との一致度を比較すると、二次覆工の方が一致度が高いことがわかる。一方、軸力に関しては、いも継ぎの場合の二次覆工は分布形状および最大値ともにより一致を示しているが、千鳥組の場合には分布形状はよい一致を示している一方で、その最大値については多少の差が見られる。しかし、一次覆工に関しては、いも継ぎ、千鳥組の場合ともに正弦波による実験の場合と同様、トンネル模型に発生する軸ひずみが小さく、信頼性に欠けるため、解析結果と実験結果との比較を行うことができない。以上の結果から、軸力に関しては多少の差があるものの、全体としては解析結果と実験結果とは用いたいずれの地震波を対象とした場合にもよい一致を示していることがわかった。したがって、はりばねモデルを用いた応答変位法を用いれば、実地震波を対象とした場合についても実験結果をほぼ説明できると結論される。

b) 2次元動的FEMによる解析との比較

図-27と図-28を見ると、トンネルに発生する曲げモーメントについては、一次覆工および二次覆工のいずれにおいても、「EL CENTRO」および「八戸」では実験結果と解析結果の位相、最大値が一致していることがわかる。「神戸」に関しては、位相は実験結果と解析結果が一致していると思われるが、その最大値についてはやや差が見られる。しかし、その差は小さい。したがって、曲げモーメントについては用いたいずれの地震波に対しても、実験結果と解析結果とは概ね一致していると結論される。一方、軸力については、一次覆工の実験結果が信頼性に欠けるため解析結果との比較をすることはできないが、二次覆工に関しては「EL CENTRO」および「八戸」では、実験結果と解析結果の位相、その最大値が一致している。また、「神戸」についても多少の位相のずれが見られるが、ほ

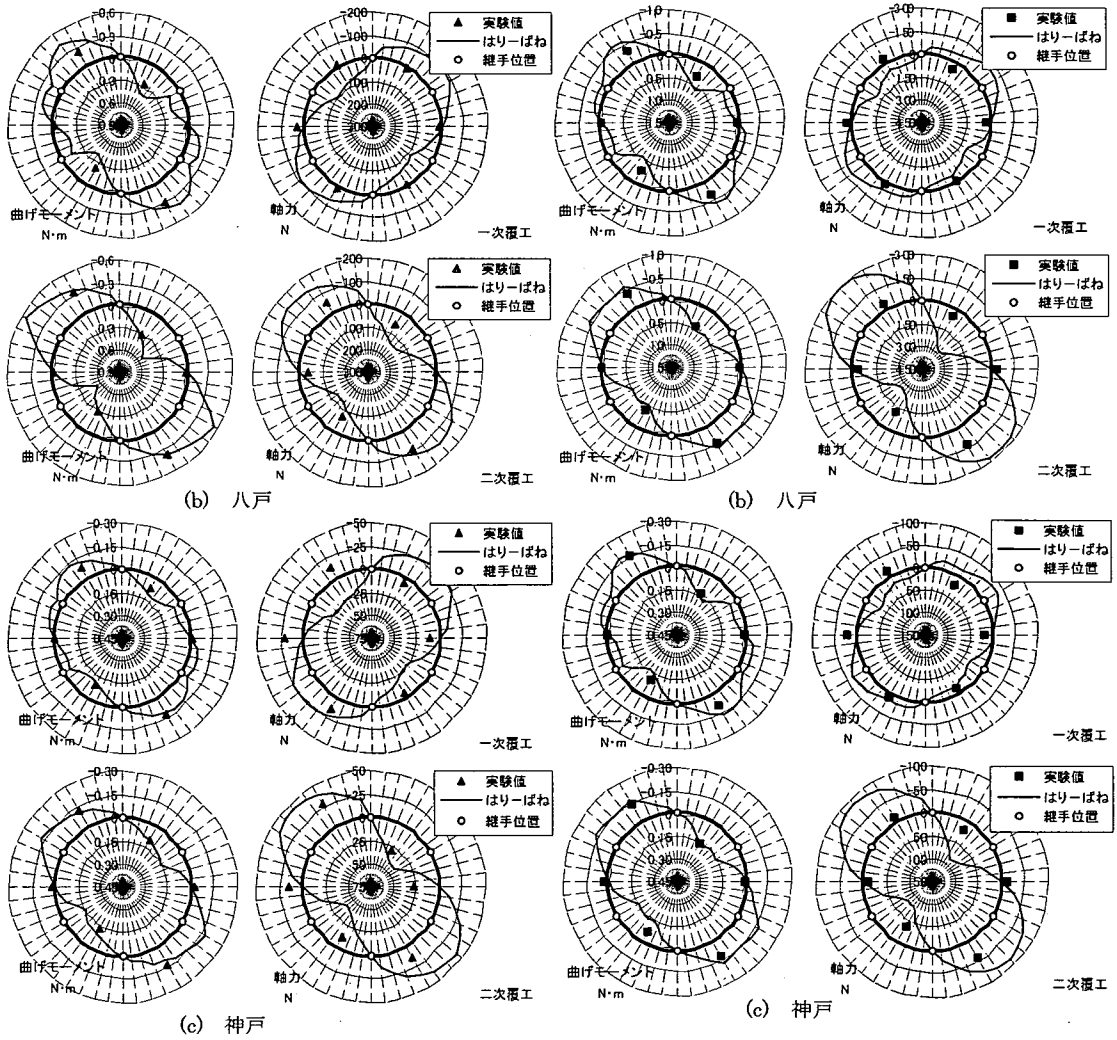
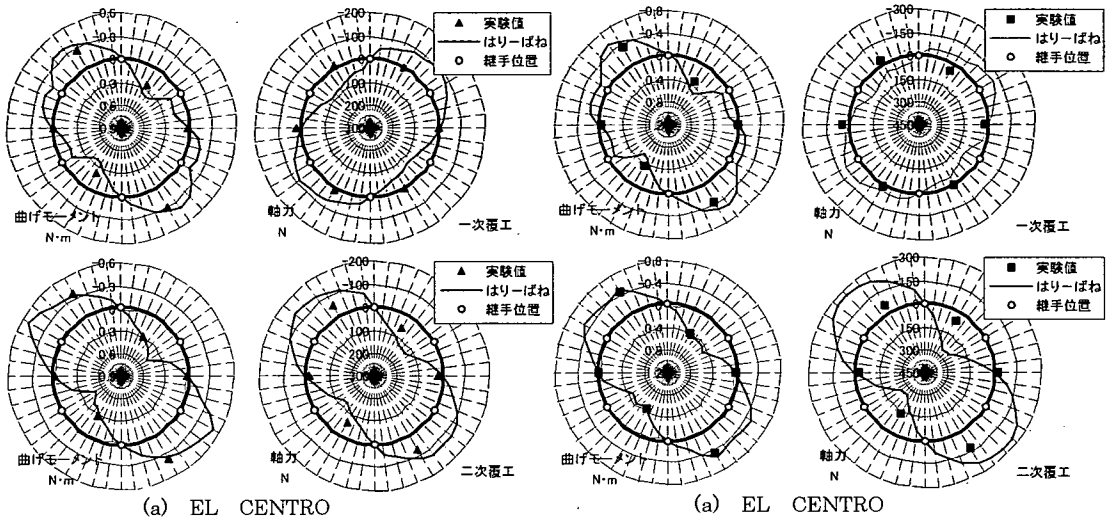


図-25 実地震波を入力した場合の解析結果と実験結果
(いも継ぎ)

図-26 実地震波を入力した場合の解析結果と実験結果
(千鳥組)

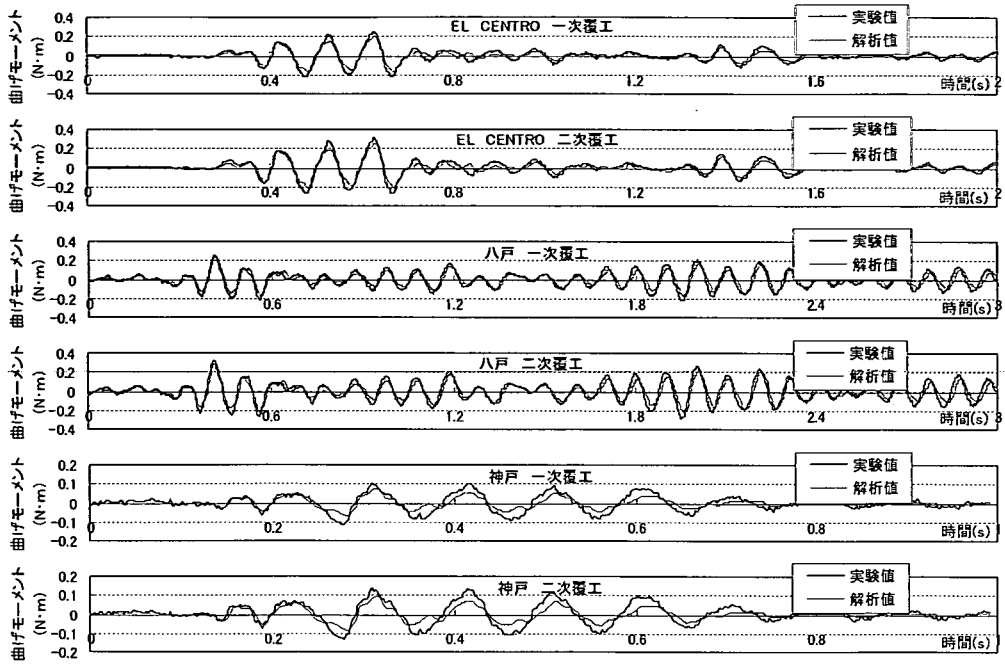


図-27 トンネルに発生する断面力の時刻歴応答 (曲げモーメント)

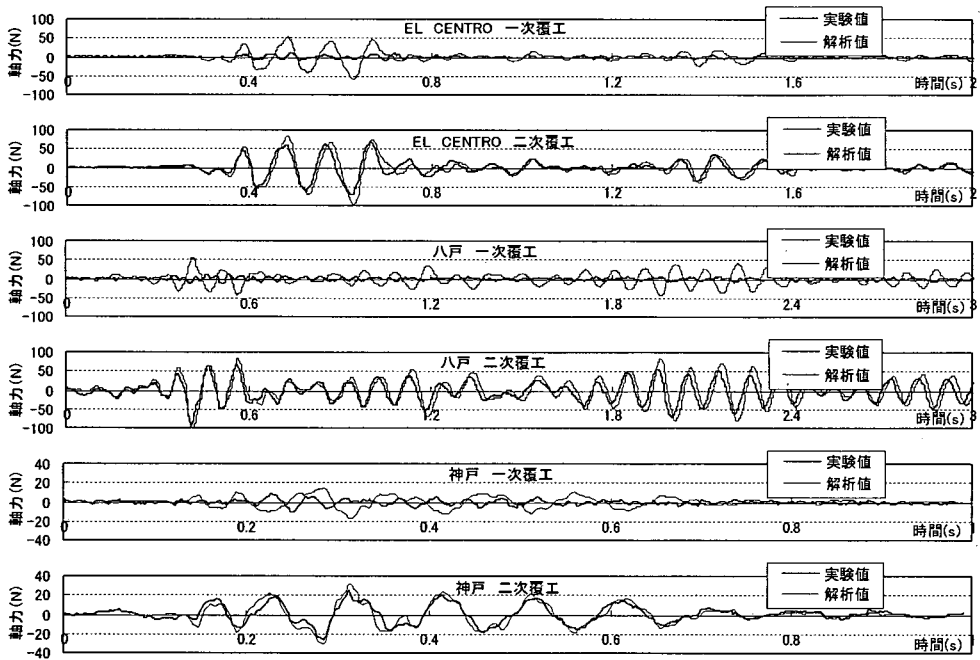


図-28 トンネルに発生する断面力の時刻歴応答 (軸力)

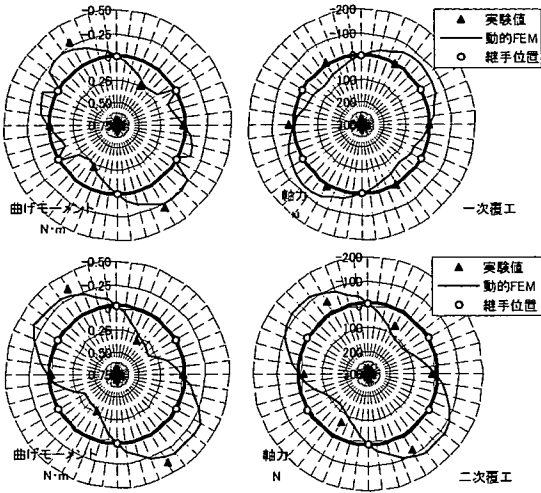
ば両者は一致している。神戸波を対象とした場合の解析結果と実験結果との一致度が低いのが、これは、神戸波を入力した場合にトンネル模型に発生するひずみが、曲げひずみでは他の地震波の2分の1程度、軸ひずみでは3分の1程度と低く、他の地震波ほど精度のよい実験結果が得られていないためと推測される。した

がって、これらのことを考えると、実験結果と解析結果は全体として見れば概ね一致しているものと考えられる。

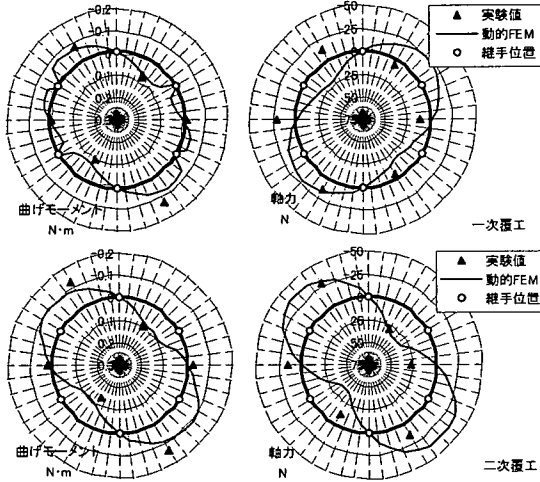
図-29は、ある時刻について着目した場合にトンネルに発生する断面力についての実験結果と解析結果との比較を行ったものである。着目した時

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

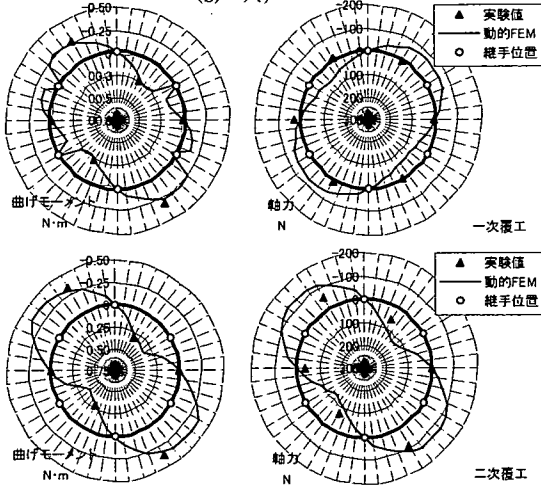
	入力波	覆工	動的FEM 最大値	はりばね 最大値	はりばね との比
曲げ モーメン ト (N・m)	EL CENTRO	一次	0.241	0.539	0.446
		二次	0.343	0.516	0.664
	八戸	一次	0.265	0.582	0.455
		二次	0.377	0.555	0.679
	神戸	一次	0.077	0.175	0.438
		二次	0.096	0.166	0.580
軸力 (N)	EL CENTRO	一次	6.17×10^1	1.07×10^2	0.577
		二次	1.21×10^2	2.64×10^2	0.459
	八戸	一次	5.77×10^1	1.15×10^2	0.502
		二次	1.32×10^2	2.89×10^2	0.456
	神戸	一次	2.26×10^1	3.45×10^1	0.656
		二次	3.76×10^1	8.66×10^1	0.434



(a) EL CENTRO



(b) 八戸



(c) 神戸

図-29 2次元動的 FEM による解析結果と
実験結果 (いも継ぎ)

刻は表-5に示してある。これらの図を見ると、トンネルをいも継ぎにした場合、曲げモーメントについては用いたいずれの地震波においても、解析結果と実験結果とがトンネルの全断面にわたりよい一致をしていることがわかる。軸力に関しては、一次覆工では実験結果が信頼性に欠けるため解析結果との比較をすることはできないが、二次覆工については、「EL CENTRO」および「八戸」では両者はほとんど一致している。また、「神戸」では解析結果と実験結果との差がやや大きくなっているが、神戸波を入力した際にトンネルに生じる軸ひずみは小さく、その測定精度がそれほど高くないことを考えると概ね一致していると評価できる。トンネルを千鳥組にした場合については、正弦波の場合と同様に、実地震波を入力した場合においても修正慣用計算法に準拠した方法によりトンネルに発生する断面力を求めることとした。表-6はその結果求めた断面力の最大値を示したものである。また、実地震波を対象とした場合にも、はりばねモデルを用いた応答変位法による解析結果は実験結果を説明できることから、この解析結果も併せて示した。表-6から、曲げモーメントに関しては、用いたいずれの地震波に対してもはりばねモデルを用いた応答変位法による解析結果との比が、一次覆工で5割程度、二次覆工では6割程度であることがわかる。また、軸力に関しては、一次覆工で6割程度、二次覆工では5割程度であった。

以上の結果から、2次元動的FEMを用いた解析はトンネルをいも継ぎにした場合には、実地震波を用いた実験結果をほぼ説明できるが、千鳥組にした場合には、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、トンネルの実際の変形に則した η , ζ を用いる修正慣用計算

法が土水圧、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。

6. 二次覆工を有する場合と有しない場合との比較

図-30はセグメントのみの場合と二次覆工を有する場合との構造特性の違いに着目し、トンネルに発生する断面力の比較を行ったものである。この図を見ると、曲げモーメントに関してはいも継ぎ、千鳥組ともに、二次覆工がある方がセグメントに発生する曲げモーメントが小さくなっていることがわかる。その比率はいも継ぎで半分程度、千鳥組で3分の1程度になっており、特に継手部分での曲げモーメントを低減させることができることがわかった。また、千鳥組の場合に発生する曲げモーメントを見ると、二次覆工がある場合のセグメントに発生する曲げモーメントの分布が、セグメントのみの場合の分布と比較して、均一になっていることがわかる。このことから、二次覆工を行うことで千鳥組による添接効果の影響を小さくすることができ、その結果として発生する曲げモーメントの最大値を小さくすることができると思われる。これは、二次覆工がセグメントに発生する曲げモーメントの一部を受け持っていると考えられる。

一方、軸力に関しては、いも継ぎの場合にはセグメントのみの場合と二次覆工がある場合とで、セグメントに発生する軸力の最大値が変化しないことがわかった。千鳥組の場合には、セグメントのみの場合と二次覆工がある場合とでその最大値が後者の方が小さくなっていることがわかる。これは、曲げモーメントの場合と同様に、二次覆工を施したことで千鳥組による添接効果が小さくなったことを示している。しかし、いも継ぎ、千鳥組のいずれの場合においても継手部分での軸力は逆に大きくなるため注意が必要である。また、二次覆工を施すことでセグメントの軸力のモードが変化することがわかる。これに伴い、セグメントにとって最も危険である曲げ引張りとなる位置がセグメントのみの場合と変わること、およびセグメントと二次覆工とで曲げ引張りが発生する位置が異なることにも注意が必要である。

以上の比較により、トンネルに二次覆工を行うことで、トンネル全体に発生する曲げモーメントを低減させることが可能であると考えられ、その結果としてト

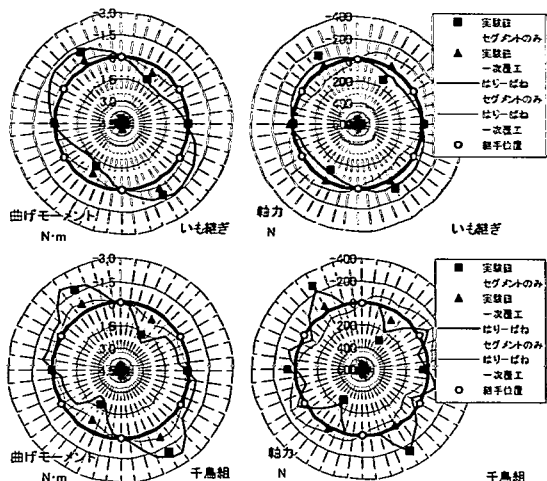


図-30 セグメントのみと二次覆工ありとに発生する断面力の比較

ンネルの耐震性を向上させることができると結論される。

7. 結論

本研究は、二次覆工を有するシールドトンネルの横断方向の耐震設計を行う上での、構造モデルに関する妥当性の検討を行ったものである。実験にはシールドトンネルの特徴である数多くの継手およびその存在によって生じる添接効果、一次覆工と二次覆工との相互作用などを表現できるモデルを用いた。また実験は弾性の範囲内で行ったものである。解析では、実験から得られた諸元をもとにして、はりばねモデルを用いた応答変位法および2次元FEMによる解析を行い、実験結果を説明できるか否かの検討を行った。本研究によって得られた知見は以下のとおりである。

- ① 2次元FEMによる動的な解析法は、トンネルをいも継ぎにした場合には、二次覆工を有する実験模型が一次共振をする際の共振曲線の実験結果を説明できる。
- ② 2次元FEMによる動的な解析法は、トンネルをいも継ぎにした場合の実験結果をほぼ説明できる。しかし、トンネルを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。
- ③ はりばねモデルを用いた応答変位法による解析では、作用させる地震力として地盤変位と周面せん断力とを用いる方法が合理的である。また、トンネルに発生する慣性力が解析結果に与える影響は小さい。

- ④ トンネルに二次覆工を行うことにより、セグメント継手に発生する曲げモーメントを低減することができる。
- ⑤ トンネルに二次覆工を行うことにより、セグメントに発生する軸力のモードが変化するため、曲げ引張りとなる箇所の検討には注意が必要である。
- ⑥ はりばねモデルを用いた応答変位法は、地盤の地震時挙動を精度よく把握できれば、トンネルをいも継ぎにした場合および千鳥組にした場合のいずれにおいても、本研究で行った実験結果を説明できる。

我が国ではシールドトンネルのほとんどすべてが千鳥組されており、下水道を中心とした大部分のシールドトンネルは二次覆工を有している。本研究で用いたトンネルのモデルは、千鳥組による添接効果や一次覆工と二次覆工との相互作用を表現していると思われる。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、本研究において提案した構造モデルを用いることにより、セグメント本体の断面力のみならず、継手部分の断面力も算出できる。これらのことから、はりばねモデルを用いた応答変位法は、実際のシールドトンネルの耐震設計に際して定量的な評価を与える有用な方法の一つであると思われる。

地盤ばねのばね定数は、それが断面力や変位の計算結果に与える影響が大きいことから、はりばねモデルを用いた応答変位法をシールドトンネル横断方向の耐震設計の実務に適用するためには、特にそのばね定数の適切な評価方法を確立する必要がある。また、本研究が取扱った内容は弾性範囲内であることから、大規模な地震を対象とする場合には、地盤とトンネルとの間の変位の伝達率や地盤および構造の非線形性などを考慮した解析が必要となる。これらは今後の課題と考えている。

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

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)、ならびに現在修士課程に在学する藤山晃君ほか、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環境建設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) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説, 1997年。
- 3) 水野光一郎, 小泉淳：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, 土木学会論文集, No. 687/III-56, pp. 107~123, 2001年9月。
- 4) 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。
- 5) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説, 1992年。
- 6) 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。
- 7) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ3 シールド工法の調査・設計から施工まで, 1997年。
- 8) 日本トンネル技術協会：駅部等の地下構造物における防水工設計施工手引, 1995年3月。
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 1996年12月。
- 10) 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。
- 11) 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。
- 12) Timoshenko, S.: Strength of Materials Part II Advanced Theory and Problems, D. VAN NOSTRAND COMPANY, Inc., pp. 70~71, June 1930.
- 13) 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。
- 14) 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作用について, トンネル工学研究発表会 論文・報告集, 第3巻, pp. 55~62, 1993年11月。
- 15) 土木学会：トンネル耐震設計の方向と基本課題, 1998年3月。
- 16) 川島一彦：地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1996年。
- 17) 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。
- 18) 村上博智, 小泉淳：二次覆工で補強されたシールドセグメントリングの挙動について, 土木学会論文集, 第388号/III-8, pp. 85~94, 1987年12月。

(2001. 7. 30 受付)

A BASIC STUDY ON THE EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN METHOD OF SHIELD TUNNEL WITH SECONDARY LINING IN TRANSVERSE DIRECTION

Tsutomu YASHIRO , Koichiro MIZUNO and Atsushi KOIZUMI

To investigate the seismic behavior and the earthquake resistant design methods of shield tunnel with secondary lining 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 with secondary lining and ground, the interaction effects between ground and tunnel, the effect of secondary lining and the validity of analytical model of tunnel. In tests, the different structural characteristics of tunnel from the effects of transverse and circumferential joints and secondary lining were focused. In analyses, the seismic deformation method based on beam-spring model and the 2-D FEM dynamic analysis are adopted.