

シールドトンネル横断方向の耐震性について

A Study on the Dynamic Behavior for the Transverse Direction of the Shield Tunnel

何 川*, 町田 能章**, 釜薗 真人***, 胡 仁倩***, 小泉 淳****

Chuan HE, Yoshiyuki MACHIDA, Masato KAMAYACHI, Renqian HU and Atsushi KOIZUMI

*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)

**工修 西松建設株式会社 技術研究所 (〒242-8520 神奈川県大和市下鶴間 2570-4)

***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)

****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)

This paper deals with the dynamic behavior and the seismic design method of the transverse direction of shield tunnel. A series of model shaking tests was carried out and the 2-D FEM dynamic analysis and the static response analyses of shield tunnel were performed. In the static response analyses, FEM model and beam-spring model were used with emphasis on the seismic deformation method. The investigation concerns the response behavior of tunnel and ground, the interaction effects between tunnel and ground under earthquake motion, and the evaluation of the different response analysis methods. Results of the investigation indicate that First, shield tunnel follows the dynamic response of surrounding ground. Secondly, the static FEM analysis and beam-spring model are useful methods for the seismic design of a shield tunnel.

Key words: shield tunnel, earthquake-proof design, transverse behavior, shaking table test, dynamic analysis, seismic deformation method

1. はじめに

従来、シールドトンネルの耐震性の検討はトンネル周辺地盤の安定性の検討とその縦断方向についての検討が中心であった¹⁾。しかし最近ではトンネルの大断面化や断面形状の多様化などによりその横断方向の耐震性の検討も重要な課題になってきている。トンネル横断方向の耐震設計法には応答変位法などいくつかの方法が提案されているが、必ずしも確立されたものはなく、また地盤とトンネルとの動的な相互作用は非常に複雑で不明な点も多いため、これらの適用には十分な検討が必要である。

本研究はシールドトンネル横断方向を対象に、模型振動実験と二次元動的 FEM による解析を行い、トンネルの応答挙動と地盤の応答挙動との関係やトンネルの地震時応力の特徴など基礎的な動的特性の確認をするとともに得られた知見をもとに二次元動的 FEM、二次元静的 FEM ならびにはり-ばねモデルで耐震設計を行う場合の解析モデルや作用荷重についての検討を行ったものである。

2. 模型振動実験

2.1 対象とする地盤とシールドトンネル

対象とする地盤は、N 値が 50 を超えるような非常に硬い基盤上に堆積した N 値が 3 程度の軟弱な粘性土とした。地表面から基盤までの深さは 30(m)とした。

地盤の弾性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算出する方法があるが、地盤の動的解析を行う場合には、せん断弾性波速度から弾性係数を算出する方法が多く用いられていることから本研究もこれによった^{2),3)}。

対象とするシールドトンネルは複線鉄道用のセグメント外径 $D_0 = 9.8$ (m) のトンネルを参考にして平板形コンクリートセグメントを用いた外径 $D_0 = 10$ (m)、覆工厚が 0.4(m) のものとし、弾性係数と単位体積重量は「シールドトンネル標準示方書」⁴⁾ を参考に決定した。また、本研究では一次覆工のみのトンネルを考えている。土被りは 14 (m) とした。

表2.1 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	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{1.8}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{180}$	$\frac{1}{1}$

表2.2 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 (cm)	3000	30	30	—
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 (cm)	1000	10	10	—
	覆工厚 (cm)	40	0.4	0.4	—
	セグメント幅 (cm)	100	1.0	10	—

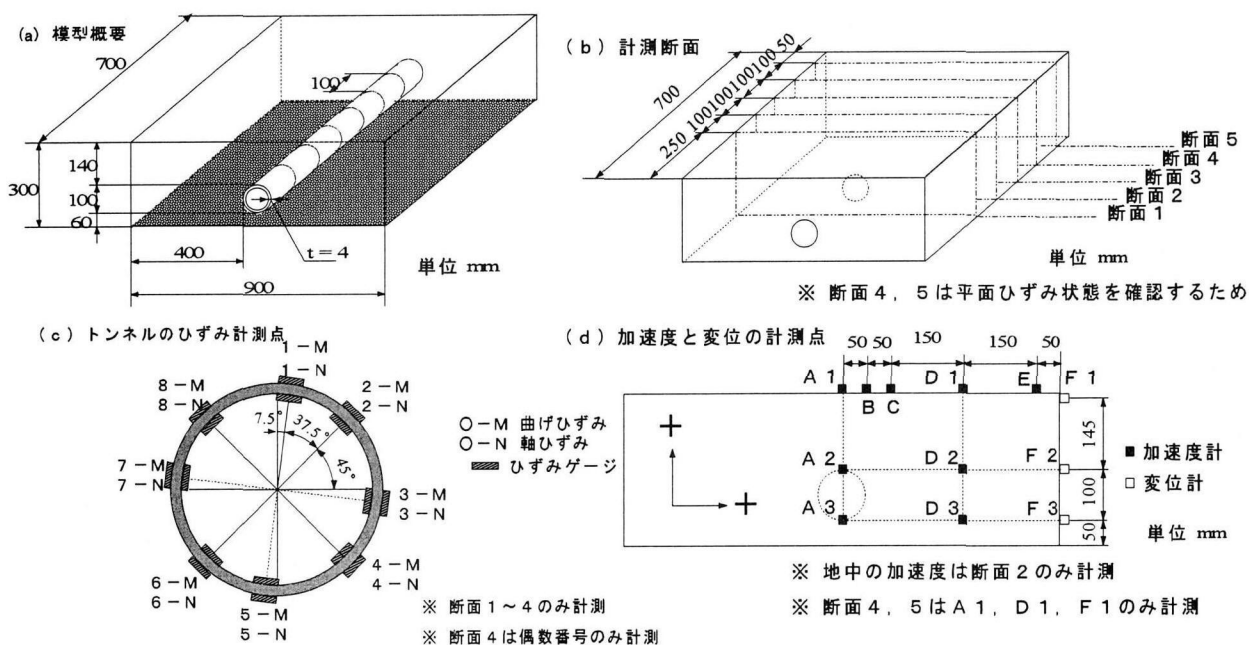


図1 実験模型の寸法と計測点

2.2 実験模型

本実験では慣性力と弾性力が支配的な物理則であると考えた。したがってこれらの2つの力の比から実物と模

型の相似関係を求め⁴⁾、物性値と諸元を定めた。表2.1に相似則と相似比を、表2.2に地盤模型材料とトンネル模型材料の諸元を、図1に実験模型の寸法と計測点の概

要を示す。

地盤は弾性体と仮定し、地盤材料にはシリコンゴムを用いた。また半無限地盤を表現するために有限要素法による予備解析を行い、トンネル埋設部分に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。

本研究はシールドトンネルの基礎的な動的特性の把握を目的としているため継手の存在や二次覆工は考慮していない。トンネル材料には高密度ポリエチレンを用いた。なお、トンネル長手方向の地盤自由端が中心断面のトンネルに影響を与えないように、トンネル長手方向にトンネル模型は7リングに分割し、各リング間には合成ゴム製の薄いリングを挟んでいる。

2.3 振動実験の概要

本研究では正弦波を入力する実験と地震波を入力する実験を行った。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も行っている。実験模型を振動台に固定して、それぞれ水平方向に加振し、地盤の加速度、変位およびトンネルに生じる横断方向のひずみ(図1(c)に示す曲げひずみ成分と軸ひずみ成分)を時刻歴で計測した。正弦波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。地震波を入力する実験では正弦波による実験からは得られない動的特性を把握することを目的としている。

なお、正弦波による予備の実験から実験模型は実験の範囲内では線形弾性体であること、模型の中心部では平面ひずみ状態にあること、トンネル埋設位置では半無限に広がる地盤を再現していることを確認した。

(1) 正弦波を入力する振動実験

正弦波による実験は、各測点における固有振動数と応答倍率を求める「共振曲線実験」、共振時のトンネルと地盤の挙動を確認するための「共振時実験」、実験模型の線形性を確認するための「線形性実験」とからなる。

(a) 共振曲線実験

振動数を2~50(Hz)まで変化させ、各振動数ごとに応答倍率を求め、各測点の1次、2次の固有振動数を決定する。共振点付近では0.1(Hz)刻みで、その他は1~5(Hz)刻みで適時変化させる。入力加速度の最大値は80(gal)とした。

(b) 共振時実験

1次および2次の固有振動数での地盤とトンネルの挙動を確認する。入力加速度の最大値は80(gal)とした。

(c) 線形性実験

実験模型の線形性を確認するために、共振点付近の振動数において入力加速度を50~100(gal)まで変化させ応答倍率が一定であるかを確認する。

(2) 地震波を入力する振動実験

地震波による実験では「十勝沖地震波(八戸), NS成分」, 「EL CENTRO 地震波, 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時間を1/10とした。また振動台における入力加速度の最大値を300(gal)とした。

3. 実験結果と動的FEM解析の結果との比較およびその考察

3.1 二次元動的FEMによる解析の概要

実験模型を対象として二次元動的FEMによる解析を行った。地盤を平面ひずみ要素、トンネルをはり要素でモデル化し、底面境界を剛体基盤、側方境界は自由境界とした。図2に解析モデルを示す。本解析では複素応答解析法を用いて時刻歴応答解析を行っている。解析に用いる諸元は材料の力学的特性試験から得られたものをもとに、地盤材料であるシリコンのせん断弾性係数と減衰定数は地盤模型の水平加振時における1次固有振動数と応答倍率が実験結果と一致するように調整した。これは、弾性係数に関しては、一軸圧縮試験が静的な実験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弾性係数が変わること、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、材料のそれではないこと、などの理由による。ポアソン比は主に鉛直方向の振動に影響するために、鉛直方向の固有振動数と応答倍率が実験結果になるべく近くなるように調整した。トンネル材料に関しては弾性係数とポアソン比は一軸圧縮試験等から求めたものを用いた。感度解析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2.2に解析に用いた諸元を示す。

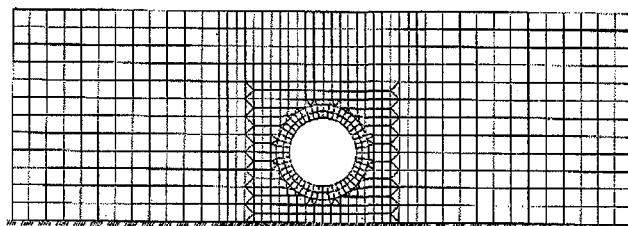


図2 二次元動的FEMのメッシュ図

3.2 トンネルの応答挙動と地盤の応答挙動の関係

図3から図5は実験模型を水平方向に加振した場合(以下水平加振と省略する)に模型中央の断面2で得られた実験結果および解析結果の一例である。

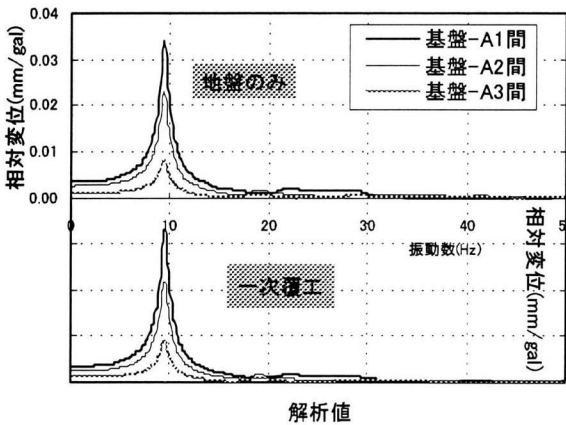
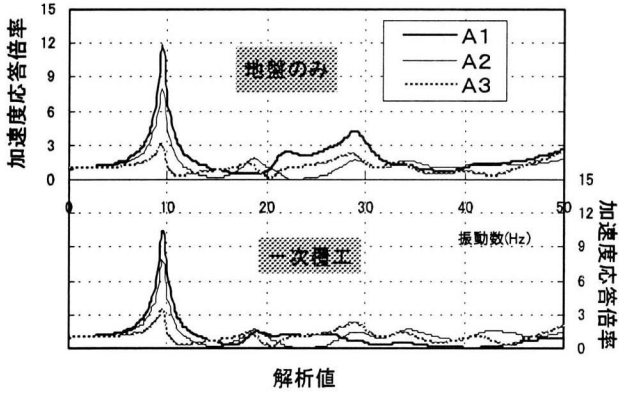
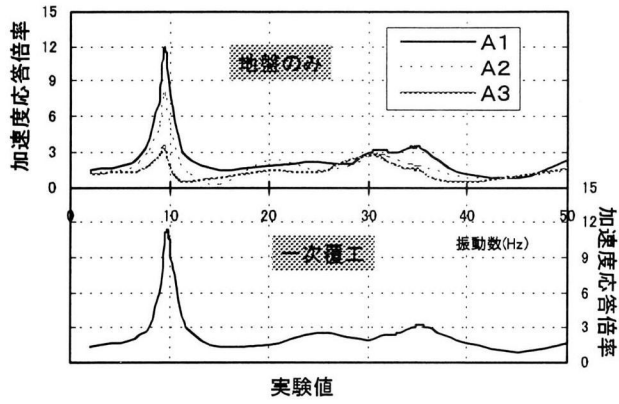


図3 トンネル埋設による加速度、相対変位の共振曲線の変化

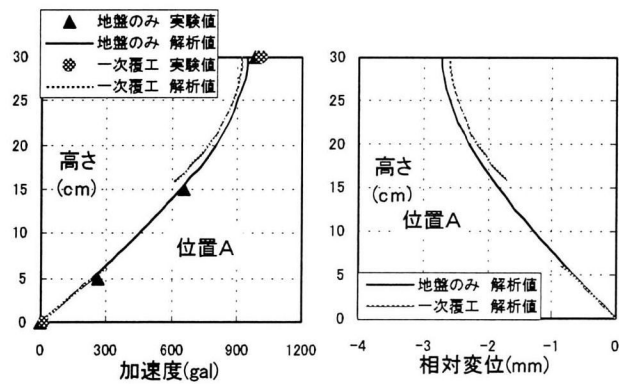


図4 トンネル埋設による振動モードの変化

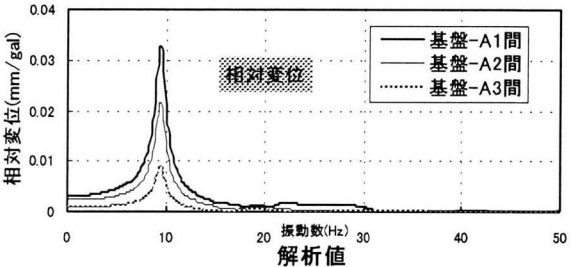
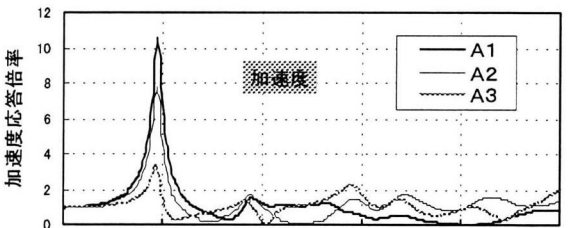
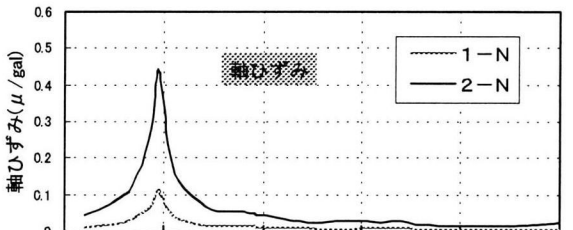
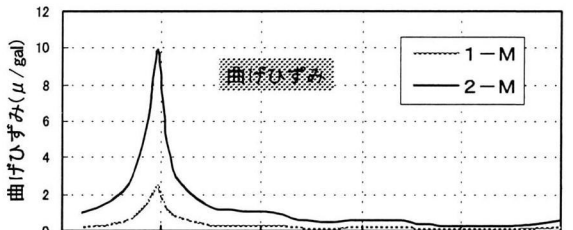
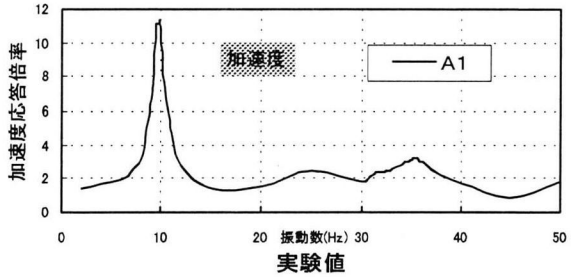
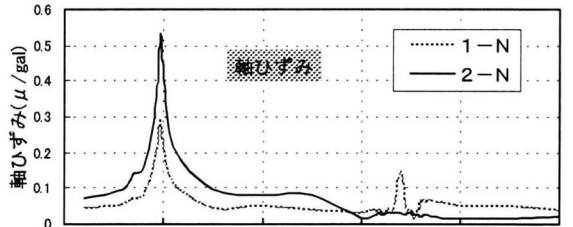
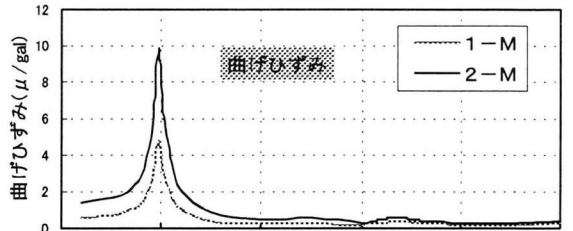


図5 トンネルのひずみと地盤の加速度、相対変位の共振曲線

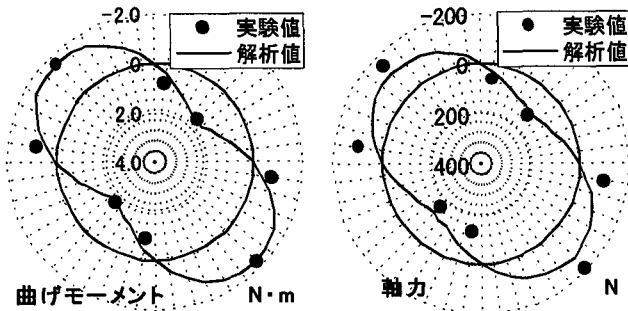


図6 トンネルに発生する断面力

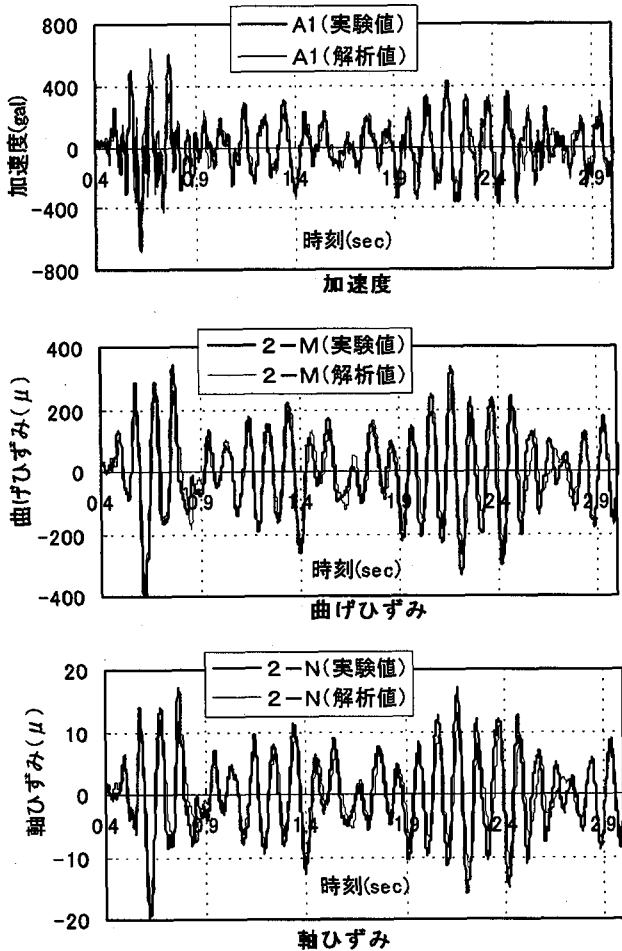


図7 実験値と解析値の比較(八戸)

水平加振の場合、トンネルを埋設しても周辺地盤の加速度共振曲線と相対変位共振曲線ならびに振動モードにはほとんど変化は見られない。またトンネルに生じるひずみが最大になる振動数と地盤の加速度、相対変位の共振振動数が一致していることが実験および解析の結果からわかる。また、今回の実験模型に関しては20(Hz)以上ではトンネルのひずみがほとんど生じておらず、高周波成分はトンネルの応答にほとんど影響を与えないことがわかる。図6は共振時におけるトンネルに発生する断面力の一例を示したものである。実験結果と解析結果とはよい一致を示している。図7は実地震波による同様な実験結果と解析の結果とを比較したものである。両者はよ

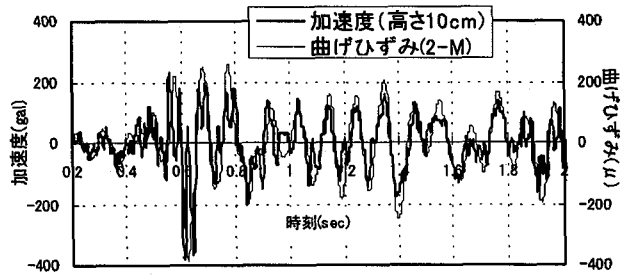


図8 加速度と曲げひずみの比較(八戸)

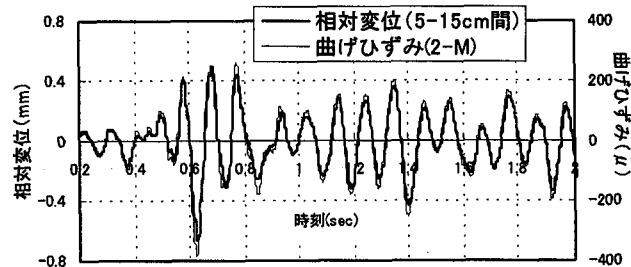


図9 相対変位と曲げひずみの比較(八戸)

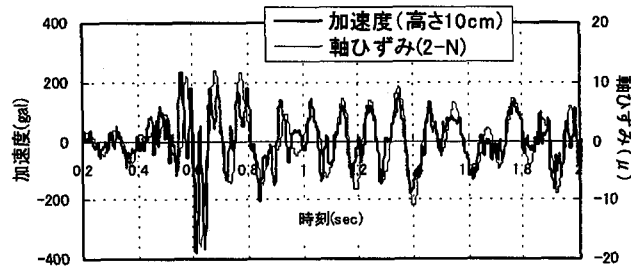


図10 加速度と軸ひずみの比較(八戸)

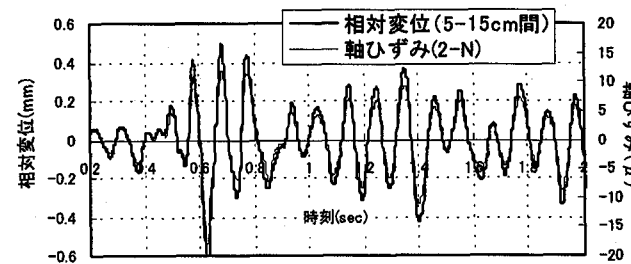


図11 相対変位と軸ひずみの比較(八戸)

く一致している。次に解析結果を用いてトンネルのひずみ波形とトンネル近傍の地盤加速度と相対変位の波形を比較した。その結果図8から図11に示すように、トンネルのひずみ波形は加速度の波形よりも相対変位の波形とよりよい一致を示していることがわかる。これらのことから、地震時にトンネルが周辺地盤に与える影響は少なく、トンネルの挙動は周辺地盤の相対変位と密接な関係があることが推察される。

3.3 二次元動的 FEM 解析に関する考察

実験結果との比較から、この解析法の有用性は確認されたが、この解析法は入出力のデータが膨大で解析時間も長いため、これを設計に用いるには何らかの工夫が必要である。

そこで地震波の高周波成分がトンネルの応答にほとん

ど影響を与えないという知見から、解析する振動数の上限を下げ、解析時間の短縮を図ることとした。図 12 はその結果を示したものである。トンネルに生じるひずみ波形は、解析する振動数の上限を 20(Hz)にまで下げて解析を行った場合も解析する振動数の上限を 100(Hz)までとした場合もほとんど変わらず、トンネルに生じる応力や変形の検討を目的とする場合には解析する振動数に上限を設ける方法は有効であることが確認された。なお、このケースでは解析時間は約 1/4 に短縮された。

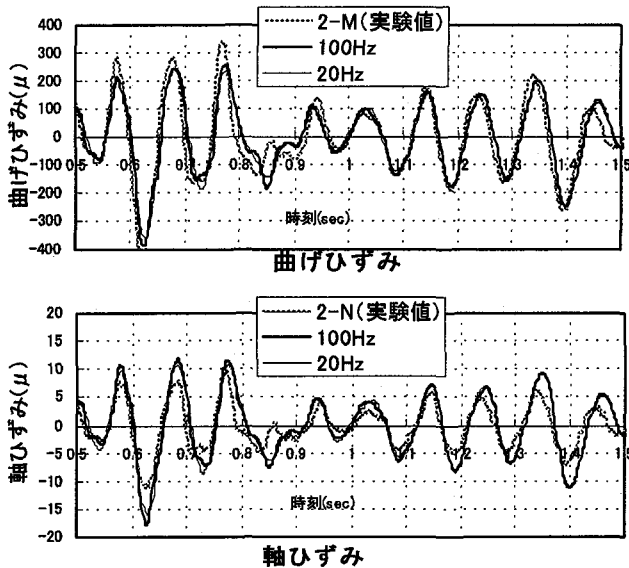


図 12 解析に使用する振動数の上限と発生するひずみとの関係

4. 各種解析手法の耐震設計法への適用について

4.1 二次元静的 FEM による解析

本解析法を用いる場合は境界条件の設定と作用させる荷重についての検討が重要である。本研究では側方境界に水平ローラーを設置し、境界の節点に地盤変位を強制変位として静的に作用させる方法を採用した。与える地盤変位は地盤のみモデルを用いて動的 FEM 解析を行って求めたものを用いた。図 13 に解析モデルの概略を示す。この解析条件では側方境界がトンネルから離れると、トンネル付近において意図した地盤の応力が再現できず、トンネルに発生する応力も動的 FEM の結果に比べて小さくなる。図 14 に側方境界の位置を変えた場合の結果を示す。側方境界の位置がトンネルの側方 2D (D はトンネル直径) の場合に地盤の応力やトンネルに発生する応力が動的 FEM による解析の結果と比べ明らかに小さいことがわかる。実験模型を対象とした場合には側方境界の位置がトンネルの側方 1D 以下であれば動的 FEM と比較してよく一致している。しかしトンネル付近の変位はトンネルの剛性の影響から地盤のみの変位とは異なるた

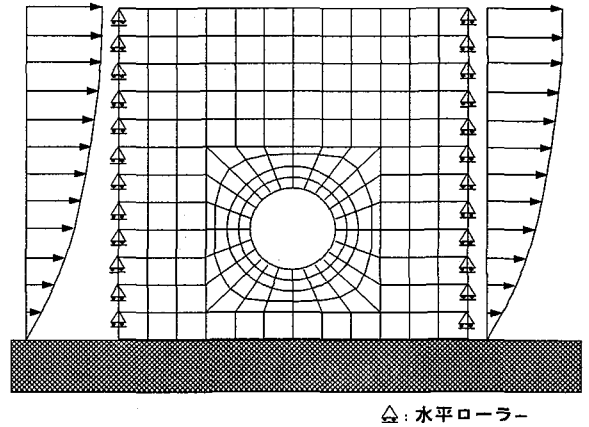


図 13 静的 FEM による解析の概略図

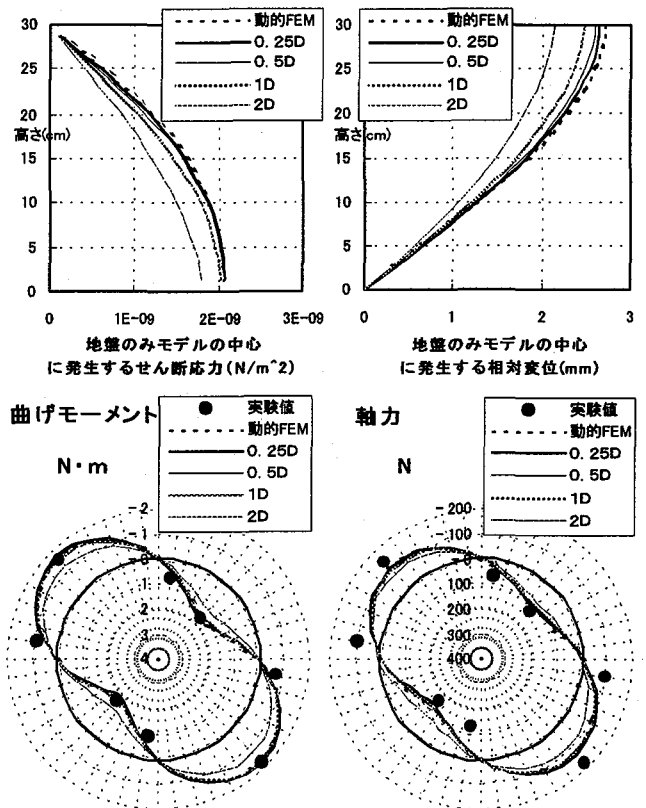


図 14 静的 FEM による解析の結果

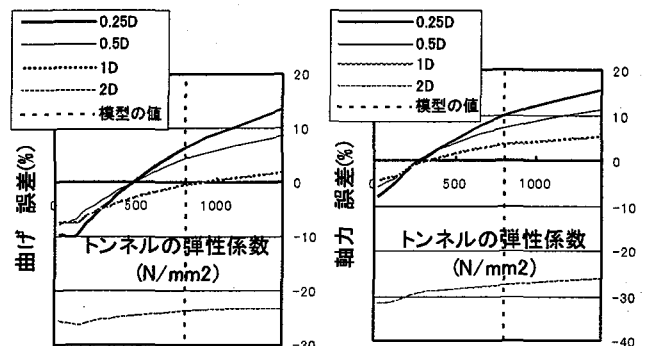


図 15 弾性係数と境界の位置を変化させたときの曲げモーメント、軸力の差異

め、境界をトンネルに近づけると3. で述べた動的 FEM による結果と比較して誤差が大きくなることが予想される。そこで側方境界の位置を $0.25D \sim 2D$ まで変化させ、さらにトンネルの弾性係数を $27.8 \sim 1390(N/mm^2)$ まで変化させ解析を行い検討を行った。図 15 に側方境界の位置とトンネルの弾性係数を変化させた場合の動的 FEM との誤差を示す。側方境界がトンネルの側方 $2D$ の位置にある場合は断面力が動的 FEM と比較して $20 \sim 30\%$ 程度小さく算出され、適切でないことがわかる。また、側方境界が $0.25D$ の位置にある場合はトンネル剛性が高い場合に動的 FEM と比較して過大な断面力が算出され、安全側ではあるがあまり適切ではないと思われる。側方境界の位置が $1D$ の場合はトンネル剛性の違いによらず、断面力が動的 FEM の結果と比較して 5% 程度以内の誤差で推定できる。また、側方境界の位置が $0.5D$ の場合でもトンネル剛性が大きい場合に、動的 FEM と比較して 10% を超える誤差を生じるが、全体的にはこれ以内の誤差で推定できる。したがって、側方境界はトンネルの側方 $0.5 \sim 1D$ 程度が適当であると思われる。また断面力の分布形状も実験結果や動的解析の結果と非常によく似ていることがわかった。この解析法は地盤ばねを算出する必要がないこと、周辺地盤の地震時の安定性も FEM 要素の応力から照査できることなどを考えると、有用な手法であると思われる。

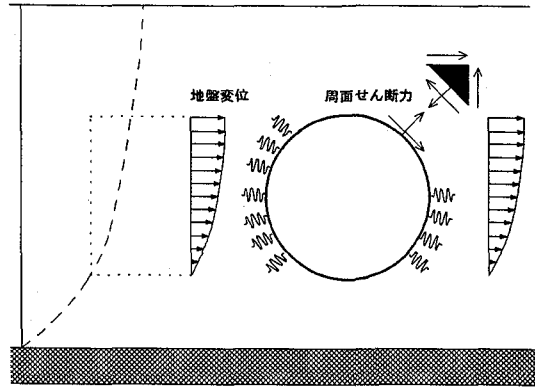


図16 はりばねモデルによる解析の概略図

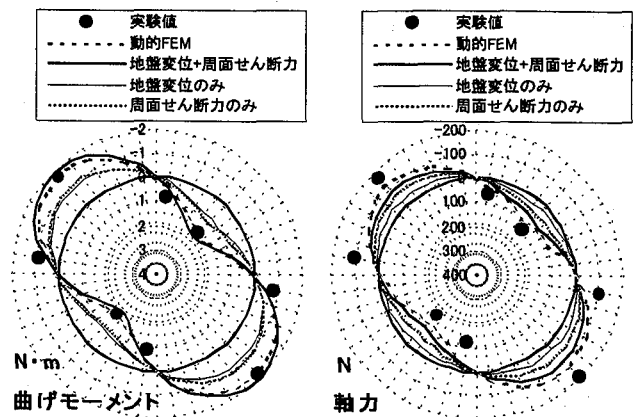


図17 はりばねモデルによる解析の結果

4.2 はりばねモデルによる静的解析

この解析法は図 16 に示すようにトンネルをはりばねで、周辺の地盤をばねで評価した構造モデルに、地盤のみモデルを用いて動的 FEM 解析を行い求めた地盤変位を地盤ばねのばね先に、周面せん断力を直接はりに静的に作用させるものである。ここで用いる地盤変位は地盤のみモデルから求めた空洞部分の応力開放のない状況における変位であるので、この影響を補正するために周面せん断力を考慮する必要がある^{5),6),7)}。なお、地盤ばねのばね定数は実験模型を対象に行った平板載荷試験で得られた地盤反力係数から算出した。載荷板には直径 10cm の円盤を用いた。これはトンネル横断面において、周辺地盤がトンネルに与える影響の幅がトンネル直径の 10cm であること、載荷した際に載荷板と地盤との間の周上に働くせん断力の影響が最小である形状が円であること、などにより決定した。これより法線方向の地盤反力係数 k は 7.44MN/m^3 となった。接線方向の地盤反力係数は法線方向の値を $1/3$ としたものをを用いた。解析の結果を図 17 に示す。地盤変位と周面せん断力を同時に入力した場合、動的解析による結果と比較して曲げモーメントは高い精度で一致し、軸力は多少小さめだがほぼ一致した。曲げモーメントに関しては地盤変位によるものと周面せん断力によるものが半分ずつであり、軸力に関しては周面せん断力によるものの方が多少大きいことがわかる。はりばねモデルによる解析は FEM 解析よりも手間がかからず、なおかつ十分な精度で結果が求められるため、非常に有効な手法であると思われる。

5. まとめ

模型による振動実験と動的 FEM 解析の結果から得られた知見をもとに、シールドトンネルの耐震設計法についての考察を行った。その結果、動的 FEM 解析の有用性は確認されたが、入出力のデータが膨大で解析時間も長いため、設計に用いるには解析振動数に上限を設けるなど何らかの工夫が必要であると思われる。静的 FEM による解析でも境界の位置や入力変位を適切に評価すれば実験結果や動的解析の結果と比較して十分な解析精度を有しており、耐震設計法としても有用であることがわかった。はりばねモデルによる解析は構造モデルが簡便であり、FEM 解析と比較しても十分な解析精度を有していることがわかった。また実際のシールドトンネルのように千鳥組による添接効果を考慮に入れる必要があるよ

うな場合には、三次元の複雑なメッシュを切らなくてはならない FEM 解析と比較して非常に簡単にモデル化ができることなどを考えると、さらに有用性は増すと予想される。この点に関しては今後検討していく予定である。

6. おわりに

本報告では、シールドトンネルの地震時の基礎的挙動を把握することが主目的であったことから、シールドトンネルのモデル化にあたってはセグメント継手、リング継手の存在は無視し、また二次覆工も考慮していない。今後は実際のシールドトンネルの地震時挙動を把握する目的でセグメント継手、リング継手を考慮し、また二次覆工を考慮したモデルによる振動実験を行い、その結果を対象とした解析を行っていく予定である。

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
- 2) 胡 仁倩, 町田 能章, 何 川, 釜泡 真人, 小泉 淳：シールドトンネル横断方向の耐震性について(1), 第 25 回関東支部技術研究発表会, 1998.3 月
- 3) 釜泡 真人, 町田 能章, 何 川, 胡 仁倩, 小泉 淳：シールドトンネル横断方向の耐震性について(2), 第 25 回関東支部技術研究発表会, 1998.3 月
- 4) 江守一郎著：模型実験の理論と応用, 技報堂出版
- 5) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会
- 6) 志波 由紀夫, 岡本 晋：シールドトンネル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
- 7) 志波 由紀夫, 川島一彦, 大日方 尚巳, 加納 尚史：応答変位法によるシールドトンネルの地震時断面力の算定法, 土木学会論文集 No.404/I-11, pp.385-394
(1998 年 9 月 18 日受付)