

矩形断面トンネルの免震構造に関する 模型振動実験

粕田金一¹・鈴木猛康²・田中港³

¹正会員 工修 (株)熊谷組技術研究所 土木系研究開発部 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)
²正会員 工博 (株)熊谷組技術研究所 土木系研究開発部 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)
³正会員 (株)熊谷組技術研究所 土木系研究開発部 (〒300-22 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)

矩形断面トンネル横断面方向の免震効果の検証を目的として、1/25アクリル板製模型2体を埋設したせん断土槽を大型振動台上で加振することにより、模型振動実験を実施した。模型の内1体は柔らかな免震層を周面に配置し、もう1体は免震層のない同一の模型を用いた。加振時に2つの模型に発生する断面力、土圧の比較を行った結果、免震層は地震時の曲げモーメント、せん断力およびせん断土圧に関して大きな低減効果があることが示された。また、動的FEM解析を実施し、免震効果に関して実験結果との比較を行った結果、実験結果と解析結果はよい整合性が得られた。

Key Words : seismic isolation, rectangular tunnel, earthquake response, model vibration test, dynamic finite element analysis

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震における開削トンネルの被害に見られたように、矩形断面のトンネルでは、地盤条件と地震荷重の組み合わせによっては、地震時の横断面変形で過大な曲げモーメントやせん断力が隅角部に集中し、横断面方向の耐震性が重要な検討課題となる場合もあることがあらためて明らかとなった。

筆者らは、これまで地中構造物の地震時断面力の低減を図る一つの手法として、地中構造物の外周に柔らかな免震層を形成することによる地中構造物の免震化手法を提案してきた¹⁾²⁾。数値解析の結果によれば³⁾、この免震化手法は免震層による地震時周面せん断力のカットと断面力の平滑化によって、構造物長手方向のみならず横断面方向についても大きな断面力低減効果を示すことが明らかとなった。

そこで本論文では、数値解析によって示された矩形断面トンネル横断面方向の免震効果を、模型振動実験により検証することを試みる。また、動的FEM解析を実施し、免震効果に関して振動実験結果との比較を行う。

2. 実験装置および実験材料

本模型振動実験で使用した装置および材料を以下に示す。なお、実験においては、地盤材料のせん断弾性係数の拘束圧依存性(拘束圧の0.5乗に比例すると仮定)を考慮した相似則⁴⁾⁵⁾にしたがい、実験材料の物性値の設定を行った。

(1)実験装置

本研究ではせん断土槽と大型振動台を用いてトンネル模型の加振を行った。実験に用いたせん断土槽の内法寸法は、長さ180cm×奥行き120cm×高さ70cmであり、土槽長さ180cmの方向に模型地盤のせん断変形を発生させることが可能である。

(2)トンネル模型

検討対象とした構造物は、共同溝に代表される幅10m×高さ5m級の2連の矩形断面の開削トンネルを想定した。トンネル模型はアクリル板製で、縮尺は1/25、アクリル模型の寸法は、幅40cm×高さ20cm×奥行き52cm(側壁厚3cm, 隔壁厚1.5cm)である。これは実構造物では、幅10m×高さ5m(側壁厚75cm, 隔壁厚37.5cm)に相当する。このトンネル模型の見かけのせん断剛性は、模型地盤の初期せん断弾性係数の約0.9倍に相当してい

る。トンネル模型の横断面図を図-1に示し、表-1に相似則に基づいた実験模型材料の物性値を示す。

矩形断面のトンネルを対象とした模型振動実験は過去に当麻らの研究⁶⁾、渡辺らの研究⁷⁾があり、主としてトンネル壁面に作用する地震時土圧の分布形状および構造物の見かけの剛性、周辺地盤の剛性と土圧分布の関係、入力振幅に応じた地盤の非線形性の影響などについて検討が行われている。

本研究では、トンネル模型は形状が同一のものを2体製作し、模型1を免震層なし、模型2を免震層ありとした。この2体の模型を図-2に示すように、せん断土槽内に加振直角方向に縦列に設置し、同時に加振を行うことによって、両者の断面力、土圧を同一の地盤条件、加振条件で相対比較することに重点をおいた実験を実施した。本実験の模型の配置に関しては、模型端面に対する地盤およびせん断土槽壁面の拘束の影響が無視できないことも考えられるが、免震層あり・なしの2体の模型の応答値を比較することにより、免震効果の検証は十分に可能と考えている。

(3) 地盤材料

実験に用いる地盤材料は豊浦標準砂とした。模型地盤は乾燥砂の空中落下により作成し、締固めによる密度の調整は行っていない。模型地盤の加振前の物性値は、平均で単位体積重量 1.528tf/m^3 （相対密度 62.9 %）、間隙比 $e = 0.73$ 、乾燥状態の豊浦標準砂に対する実験式(1)⁸⁾から推定したせん断弾性係数 G は 147.1 kgf/cm^2 であり、平均 S 波速度は 97.2 m/sec であった。ただし、 p は平均拘束圧であり、単位は kgf/cm^2 である。

$$G = 700 (2.17 - e)^2 / (1 + e) p^{0.5} \quad (1)$$

これより換算される模型地盤の1次固有振動数は 40.5 Hz である。また、表-1に、相似則に基づいた模型と実構造物の物性値を示す。相似則から実地盤の物性値を換算してみると、単位体積重量は同一、平均 S 波速度は 217 m/sec 、平均せん断弾性係数 735.5 kgf/cm^2 、1次固有振動数は 3.6 Hz となる。

(4) 免震材料

免震材料には模型実験用のシリコンゴムを用いた。事前の解析的な検討結果によれば、免震効果が顕著に発揮されるためには免震層のせん断弾性係数を周辺地盤の $1/100$ 程度に設定することが必要であったため、周辺地盤の物性値から換算して、実験に使用する免震材料のせん断弾性係数は $G = 0.67\text{ kgf/cm}^2$ （ $E = 2\text{ kgf/cm}^2$ ）と決定した。したがっ

て、周辺地盤に対する免震材料の微小ひずみ領域におけるせん断弾性係数の比は、 $1/220$ である。表-1に、相似則に基づいた模型と実構造物における免震材料の物性値を示す。

免震層の厚さは、実物に適用可能と考えられる厚さが $10\text{ cm} \sim$ 数 10 cm であることから、模型作成可能な厚さを考慮した結果、模型において 1 cm （実物において 25 cm ）とし、図-1および写真-1に示すようにトンネル全周にわたり配置した。

3. 実験条件

(1) 模型設置レベル

本実験では、模型設置レベルの異なる2つのシリーズの実験を行ったが、免震効果、すなわち免震

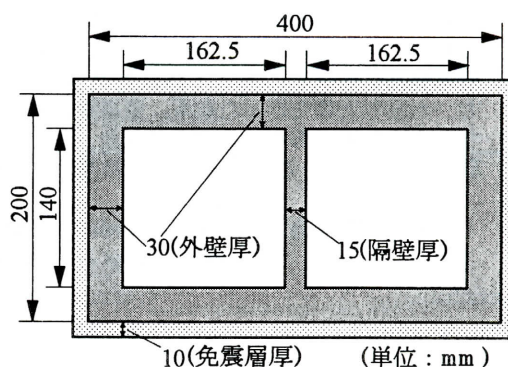


図-1 トンネル模型横断面図

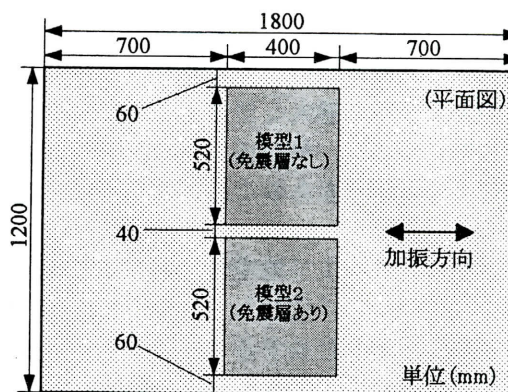


図-2 トンネル模型設置平面図

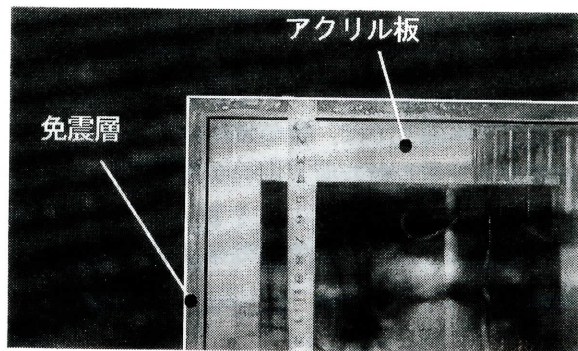


写真-1 模型2 コーナ部の免震層の形成状況

表-1 相似則に基づいた実験模型材料と実物の諸元

		相似則 $\lambda = 25, \quad \eta = 1$	模 型		実構造物
			実験値	相似則からの推定値	
トンネル	幅	$1/\lambda = 0.04$	40.0 cm	40.0 cm	10.0 m
	高さ	$1/\lambda = 0.04$	20.0 cm	20.0 cm	5.0 m
	側壁厚	$1/\lambda = 0.04$	3.0 cm	3.0 cm	0.75 m
	隔壁厚	$1/\lambda = 0.04$	1.5 cm	1.5 cm	0.375 m
	密度	$1/\eta = 1.0$	1.19 tf/m ³	2.5 tf/m ³	2.5 tf/m ³
	ヤング率	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	3×10^4 kgf/cm ²	5×10^4 kgf/cm ²	2.5×10^5 kgf/cm ²
	見かけのせん断剛性 ポアソン比	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$ 1.0	129 kgf/cm ² 0.3	215 kgf/cm ² 0.2	1075 kgf/cm ² 0.2
地盤	層厚	$1/\lambda = 0.04$	60.0 cm	60.0 cm	15.0 m
	密度	$1/\eta = 1.0$	1.53 tf/m ³	1.53 tf/m ³	1.53 tf/m ³
	せん断弾性係数	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	147 kgf/cm ² 注1)	147 kgf/cm ²	735 kgf/cm ²
	S波速度	$(\eta/\lambda)^{0.25} = 0.447$	97 m/sec	97 m/sec	217 m/sec
	ポアソン比	1.0	0.36 注2)	0.49	0.49
免震層	層厚	$1/\lambda = 0.04$	1.0 cm	1.0 cm	0.25 m
	密度	$1/\eta = 1.0$	1.2 tf/m ³	1.2 tf/m ³	1.2 tf/m ³
	せん断弾性係数	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	0.67 kgf/cm ²	0.67 kgf/cm ²	3.35 kgf/cm ²
	S波速度	$(\eta/\lambda)^{0.25} = 0.447$	7.4 m/sec	7.4 m/sec	17 m/sec
	ポアソン比	1.0	0.49	0.49	0.49
加速度		1.0			
変位		$\lambda^{-1.5} \eta^{-0.5} = 0.008$			
振動数		$\lambda^{-0.75} \eta^{-0.25} = 11.18$			
応力		$(\lambda \eta)^{-1} = 0.04$			
ひずみ		$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$			
曲げモーメント		$\lambda^{-3} \eta^{-1} = 6.4 \times 10^{-5}$			

注1) 文献8の豊浦標準砂に対する実験式より推定

注2) 文献9の乾燥砂に対する実験式より推定

層のあり、なしによる断面力・土圧の応答値の相対的な差に関していえば、模型設置レベルに関わらず同様な結果¹⁰⁾が得られた。したがって、本報告では模型設置レベルとして図-3に示すように、表層地盤の中央の深度にトンネルが設置されるケースについての結果のみ示す。なお、表層地盤の厚さは模型で60cmであり、実物では15mを想定している。

(2)加振条件

模型振動実験の加振波は、正弦波と実地震波について実施した。正弦波の加振振動数は、地盤のみの予備加振の結果および模型地盤の単位体積重量と間隙比から推定した共振振動数を考慮して35Hzとし、波数は50波とした。入力動の振幅は150gal, 200galの2種類を実施したが¹⁰⁾、本報文では、最大加速度200galの結果についてのみ示す。

実地震波は、原波形において3~4 Hz 付近（実地盤の1次固有振動数に相当）の短周期成分が比較的卓越する記録である釧路沖地震（1993.1.15, M7.8）の際に釧路地方気象台において観測された水平EW成分（最大加速度922gal）を用い、最大加速度が200 gal になるように振幅調整した。また、時間軸を相似則にしたがい0.0894倍に縮めた。入力に用いた波形とフーリエスペクトルを図-4、図-5に示す。

(3)計測項目

計測は、加速度、直土圧、せん断土圧、断面力に

ついて行った。以下に各計測項目について述べる。

a) 加速度

振動台上1点、模型地盤内3点、2体のトンネル模型各2点の合計8ヶ所で、水平、鉛直の2方向の

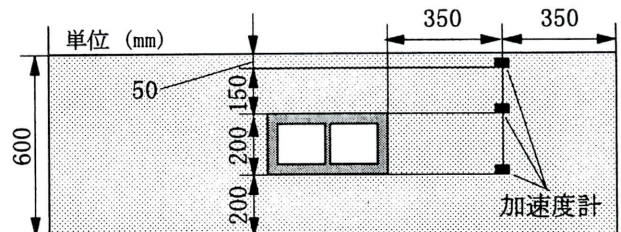


図-3 模型と地盤内加速度計設置位置図

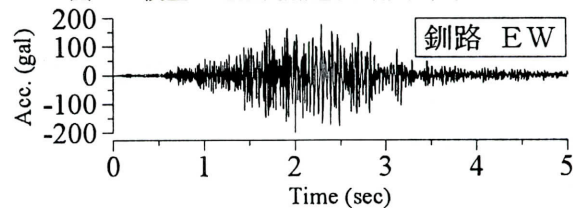


図-4 加振に用いた釧路波の時刻歴波形

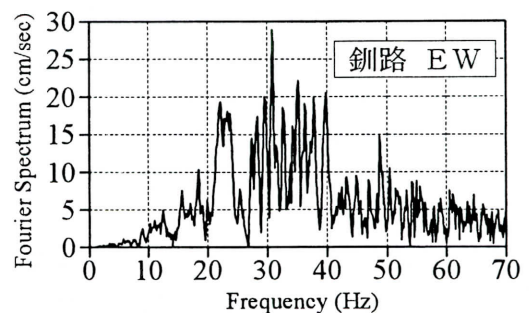


図-5 加振に用いた釧路波のフーリエスペクトル

加速度を計測した。模型地盤内の設置レベルは、GL-5cmの地点と模型の頂版および底版の3ヶ所とし、模型内の設置レベルは、頂版と底版の2ヶ所とした。図-3に地盤内の、図-6(a)に模型における加速度計の配置を示す。

b) 直土圧

トンネル模型1体につき、頂版と底版はそれぞれ両端の2ヶ所、側壁は中央と両端の3ヶ所、合計7ヶ所に直土圧計を設置した。図-6(b)に直土圧計の配置を示す。

c) セン断土圧

トンネル模型1体につき、頂版、底版、側壁の中央に1ヶ所ずつ、合計3ヶ所にセン断土圧計を設置した。図-6(c)にセン断土圧計の配置を示す。

d) 断面力(歪みゲージ)

トンネル模型1体につき、頂版、底版、側壁の中央と両端のそれぞれ3ヶ所、隔壁の両端の2ヶ所、合計11ヶ所の表裏に歪みゲージを貼り付けた。図-6(d)に歪みゲージの配置を示す。表裏一組の歪みゲージから得られた歪み値より、式(2)からアクリル板の曲げモーメントMを、式(3)からアクリル板の軸力Nを算定した。ただし、 ε_1 、 ε_2 はアクリル板表裏の歪み値、Eはアクリル板のヤング率、Zは断面係数、Aは断面積である。また、せん断力については、隣接する2点の曲げモーメント値の変化率として算出した。

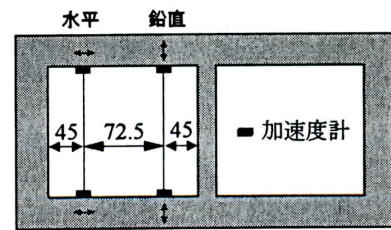
$$M = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) / 2 \times 10^{-6} \times E \times Z \quad (2)$$

$$N = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \times 10^{-6} \times E \times A \quad (3)$$

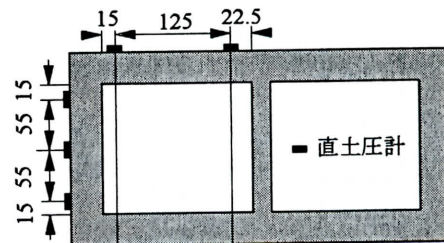
4. 動的FEM解析

実験結果を評価するために複素応答法による2次元動的FEM解析を行った。解析は、地盤と免震層を2次元平面ひずみ要素で、トンネルを梁要素でモデル化した。本解析は条件の単純化を優先して線形解析とし、物性値は表-1に示す値を用いた。なお、地盤、免震層¹¹⁾およびトンネルの減衰はそれぞれ10%、5%、5%と仮定した。入力波は実験と同様に釧路波EW成分を最大振幅200galに調整して用いた。境界条件は、側面はエネルギー伝達境界、底面は固定境界とした。本解析では、模型振動実験の物性値、境界条件等を厳密に模擬しているとはいえないので、応答値を実験結果と直接比較するのではなく、免震層の有無による応答値の比の比較を主たる検討対象とした。

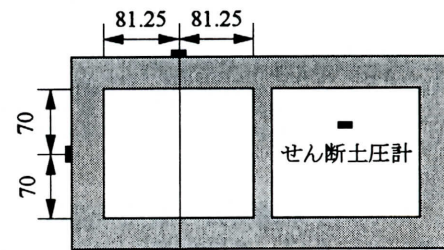
実施した解析ケースは、トンネルの免震層あり・免震層なしの計2ケースである。図-7に解析モデル図を示す。



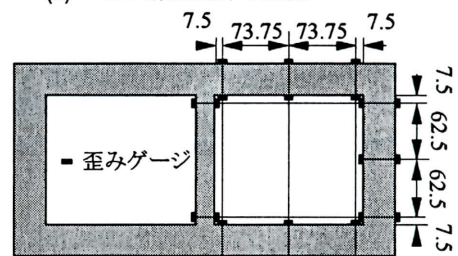
(a) 模型の加速度計の配置



(b) 直土圧計の配置



(c) セン断土圧計の配置



(d) 歪みゲージの配置

図-6 各計測器の配置 (単位: mm)

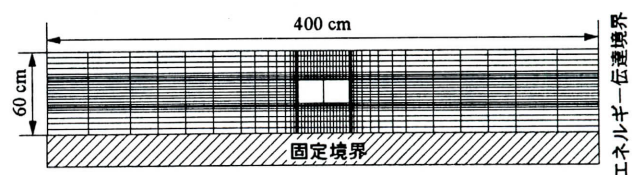


図-7 解析モデル図

5. 実験結果および考察

正弦波加振、釧路波加振の各々について加速度、土圧、断面力の実験結果を示す。各結果は免震層ありとなしの模型の両者の値を比較することにより整理した。なお、全ての計測データは、ノイズを除去する目的で、50Hz以上の高振動数成分をフィルター処理によりカットしたものを用いた。

(1) 免震層の有無による応答波形の特徴

免震層の有無による応答波形の特徴を比較し、地中構造物の免震に関する基本的な性質について考察を行う。ここでは、曲げモーメントを例にとり、考察する。

初めに、正弦波加振のときの時刻歴波形の位相を詳しく考察するために、側壁の上・中・下の3つの計測点における曲げモーメントの時刻歴波形の代表部分を図-8に示す。免震層なしのケースでは、側壁の上部と下部で大きな曲げモーメントが発生している。側壁の上部と下部で位相は180度ずれており、トンネル模型がせん断変形していることがわかる。また、免震層ありでは、免震層なしの場合と比較して、位相は同じであるが、振幅は側壁の上部、下部で約半分に低減されていることが確認できる。

図-9、図-10に、釧路波加振時の側壁の上部における曲げモーメントの時刻歴波形およびフーリエスペクトルを示す。図-9から免震層は振幅を低減させるが、波形の包絡形状を変化させないことがわかる。また、図-10から免震層の存在が特定の振動数成分に対して応答上問題となるような増幅をもたらしていないことがわかる。

ここでは、側壁の曲げモーメントの時刻歴波形を例にとったが、他の加速度、土圧、軸力、せん断力の応答波形についても全く同様の現象が実験の結果から得られている。建築構造物の免震においては、一般に構造物の固有周期の長周期化が図られる。これに対して、著者らが提案する地中構造物の免震工法においては、応答波形の包絡形状や位相の変化は特に生じず、固有周期の長周期化による免震手法とは基本的にメカニズムが異なるものと考えられる。このメカニズムに関しては今後解析的検討等において明らかにしていく必要がある。

またこのことから、各計測データの最大値を用いて、免震層の効果を議論してもよいことの妥当性が示された。したがって、次節では各計測データの最大値とその分布をもとに、加速度の増幅、土圧、断面力の低減効果等について考察する。

(2) 各応答値の最大値分布の比較

各応答値の最大値の分布状況について、免震層の有無による影響を考察する。

a) 加速度の最大値分布

正弦波入力時および釧路波入力時の地盤内と模型の最大加速度分布を図-11に示す。

正弦波加振、釧路波加振の場合ともに、入力（振動台上の加速度）に対する模型地盤のGL-5cmの位置の加速度の増幅率は両方のケースともに約1.5倍

となった。一方、模型の加速度については、対応する地盤部分の加速度に比べて半分程度に応答が抑えられており、また、模型底板位置よりも頂版位置の応答の方が低減している。これは、模型端面の拘束の影響と考えられる。このことは、動的FEM解析で得られた地盤部の加速度と対応する深度での模型の加速度の違いがそれほど大きくないことから示唆される。したがって、実験結果の加速度応答に関する考察はこの程度に止める。

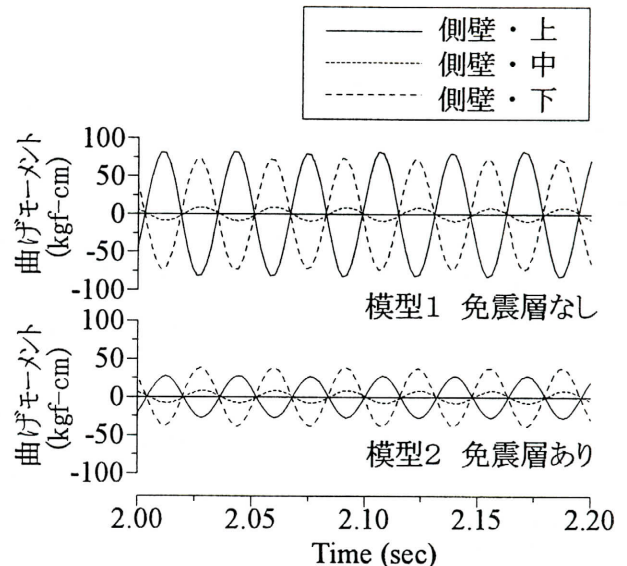


図-8 曲げモーメントの時刻歴波形の一部

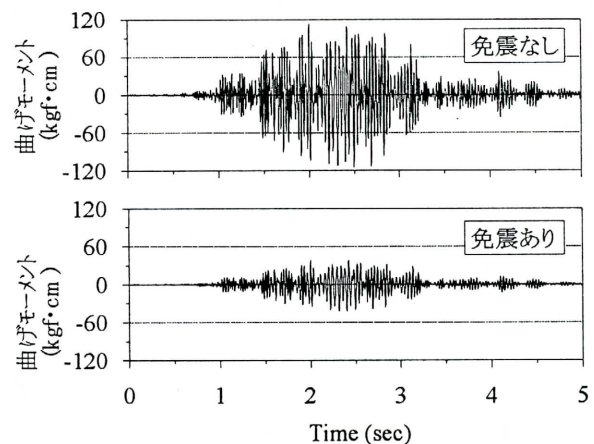


図-9 側壁上部の曲げモーメントの時刻歴波形

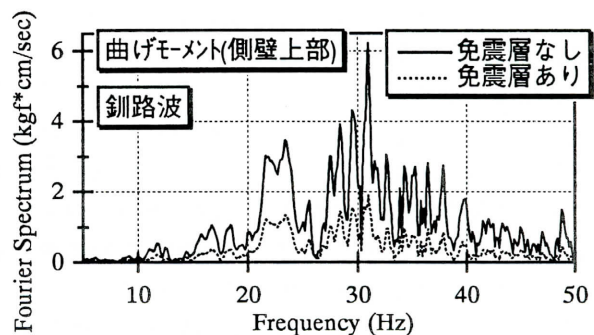


図-10 側壁上部の曲げモーメントのフーリエスペクトル

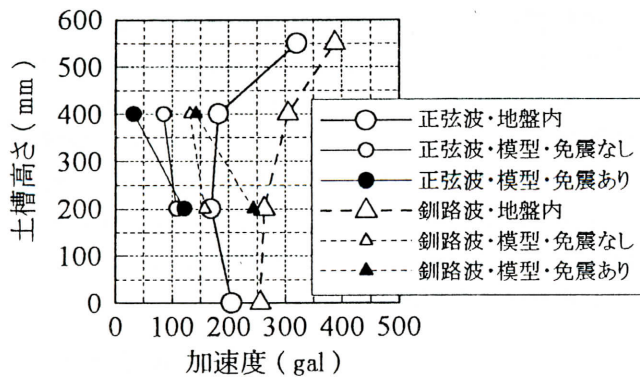


図-11 最大加速度応答値の分布

b)直土圧の最大値分布

釧路波加振時の各計測点における直土圧の最大値分布を免震層ありとなしの模型について比較したものを図-12(a)に示す。さらに、表-2に両加振ケースの免震層なしに対する免震層ありの直土圧の比の一覧を示す。同表には、対応する位置における動的FEM解析の結果から得られた応答値の比も併せて示している。なお、免震層ありの模型の側壁中央の直土圧計は免震層設置後に測定不能となったため、両加振ケースについて欠測となっている。

直土圧は、図-12(a)、表-2より正弦波加振時、釧路波加振時ともに、本実験結果では側壁と頂版の外側の位置において、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも数倍大きな値を示しており、底版の外側では逆に免震層なしの応答値が免震層なしの場合よりも2倍程度大きな値を示している。また、解析結果は、応答値自体が小さい頂版内側と底版内側を除き、実験結果とよく整合した結果が得られた。

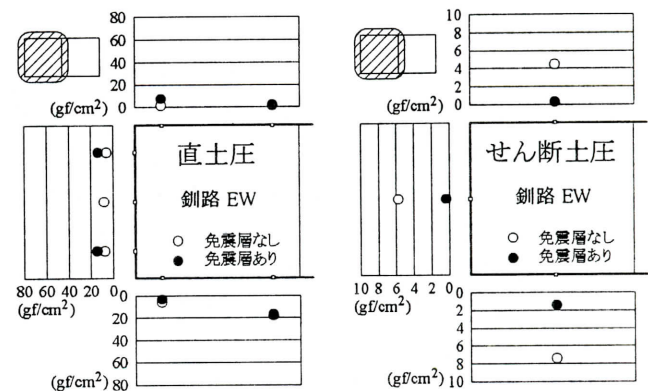
せん断土圧、曲げモーメント、せん断力の場合には、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも全般的に低減する結果が得られているが、それと異なり直土圧は、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも必ずしも低減するわけではないことを本実験結果は示している。ただし、このような免震層による直土圧の挙動に関しては、解析的な検討によりさらに明らかにしていく必要がある。

c)せん断土圧の最大値分布

釧路波加振時の各計測点におけるせん断土圧の最大値分布を免震層ありとなしの模型について比較したものを図-12(b)に示す。さらに、表-3に両加振ケースの免震層なしに対する免震層ありのせん断土圧の比および対応する位置での動的FEM解析の結果から得られた応答値の比を併せて示す。

図-12(b)、表-3より、正弦波加振時、釧路波加振時ともにせん断土圧は、免震層なしに比べて免震層

ありの応答値が10%前後にまで低減されている。この結果同様な傾向は、解析結果においても得られた。このことは、免震層を設置することで、地盤から受ける周面せん断力が大きく低減されるという解析結果2),3)を裏付けるものである。



(a)直土圧 (b)せん断土圧

図-12 土圧の最大値分布（釧路波）

表-2 直土圧の最大値の比

		模型2/模型1		
		正弦波	釧路波	
		実験結果	実験結果	解析結果
直土圧	頂版・外	4.93	6.25	3.54
	頂版・内	0.59	0.62	2.56
	側壁・上	5.93	2.27	3.31
	側壁・下	2.90	1.92	7.05
	底版・外	0.71	0.55	0.56
	底版・内	0.85	1.09	2.28

表-3 せん断土圧の最大値の比

		模型2/模型1		
		正弦波	釧路波	
		実験結果	実験結果	解析結果
せん断土圧	頂版	0.06	0.06	0.13
	側壁	0.05	0.06	0.06
	底版	0.16	0.19	0.11

d)断面力の最大値分布

釧路波加振時の各計測点での曲げモーメント、せん断力、軸力の最大値分布を図-14(a)、(b)、(c)にそれぞれ示す。さらに、表-4に両加振ケースの免震層なしに対する免震層ありの各断面力の比および対応する位置における動的FEM解析の結果から得られた応答値の比を併せて示す。

各断面力について、土圧と同様に加振波の種類によらない傾向が認められた。

正弦波加振時、釧路波加振時ともに曲げモーメントは、図-14(a)、表-4において免震層なしの場合に

はトンネルの隅角部に近い側壁上部、側壁下部、頂版外側、底版外側で大きな値が発生している。これに対して、免震層を設けた模型では、曲げモーメントの値が免震層なしの値の約30～70%まで低減されている。一方、解析結果は、応答値自体が小さい頂版内側と底版内側を除き、大きな断面力が発生する外側コーナー部付近では50%前後の低減効果がみられ、実験結果とよく整合している。

せん断力についても、図-14(b)、表-4において免震層を設置することにより全般的に半減していることがわかる。また、解析結果においても実験結果と同様の結果が得られた。

軸力については、図-14(c)、表-4では側壁下部など免震層ありの方が大きい箇所もいくつか見られ、低減効果の程度も様々であるが、総じてみると軸力は免震層により低減される傾向がみられる。このような傾向は、解析の結果とも一致している。直土圧と同様、軸力に関する免震層の効果については、今後より詳しい検討が必要と考えられる。

(3)地盤の非線形性に関する考察

2章で述べたように、今回の実験の微小ひずみレベルにおける免震層と地盤のせん断弾性係数比は1/220と推定された。ここで、200gal加振時における免震層と地盤のせん断弾性係数比を推定してみることにする。200gal加振時の共振振動数を予備加振の結果10)より20Hzと仮定すると、地盤材料のせん断弾性係数は平均的に36.0kgf/cm²となる。したがって、概算ではあるが200gal加振時におけるせん断弾性係数比は1/54と推定される。事前の検討結果では免震効果が発揮されるための目安となるせん断弾性係数比は1/100であった。本実験では、200gal加振時

には地盤の剛性低下によって1/100に達しない程度のせん断弾性係数比になっていたと推測されるが、その場合でも大きな断面力低減効果があることがわかった。ただし、地盤の剛性低下の状況は、構造物周辺では複雑であるため、今後解析による詳細な検討が必要と考えられる。

表-4 断面力の最大値の比

		模型2/模型1		
		正弦波	釧路波	
		実験結果	実験結果	解析結果
曲げモーメント	側壁・上	0.33	0.36	0.47
	側壁・下	0.51	0.59	0.58
	底版・外	0.47	0.53	0.44
	底版・内	0.69	0.86	0.76
	隔壁・下	0.58	0.61	0.52
	隔壁・上	0.52	0.54	0.55
	頂版・内	0.46	0.69	0.06
	頂版・外	0.33	0.38	0.56
せん断力	側壁・上	0.38	0.43	0.26
	側壁・下	0.46	0.52	0.12
	底版・外	0.39	0.46	0.48
	底版・内	0.68	0.78	0.45
	隔壁・下	0.59	0.61	0.58
	隔壁・上	0.52	0.54	0.49
	頂版・内	0.47	0.55	0.28
	頂版・外	0.27	0.36	0.31
軸力	側壁・上	0.68	0.70	0.50
	側壁・下	2.67	2.30	0.78
	底版・外	0.49	0.63	0.18
	底版・内	0.17	0.27	2.05
	隔壁・下	0.34	0.85	1.00
	隔壁・上	0.79	1.08	1.00
	頂版・内	1.10	1.34	0.81
	頂版・外	0.75	0.87	0.09

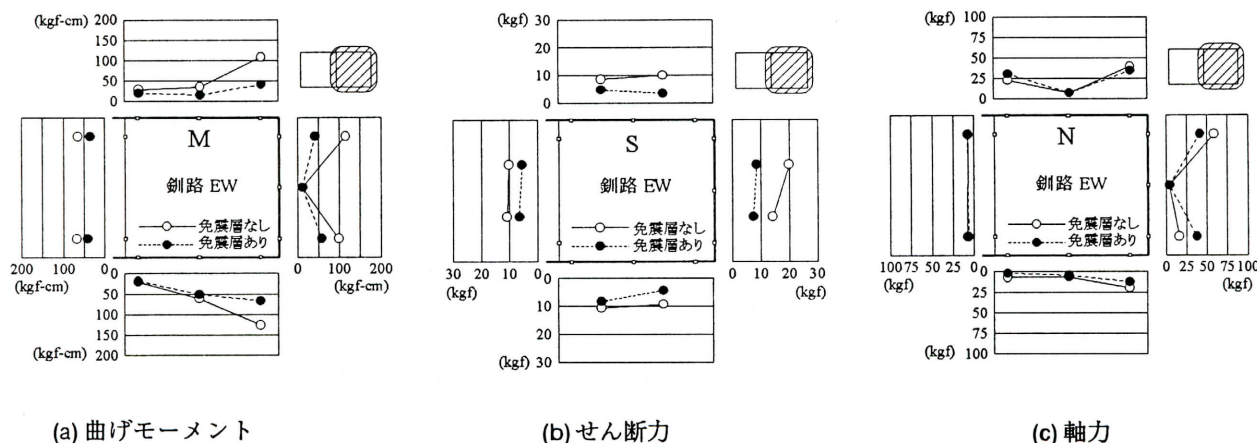


図-14 断面力の最大値分布（釧路波）

6. 結論

開削トンネルの横断面方向に関する、免震層形成による免震効果の検証を目的として、模型振動実験を実施した結果、以下のようなことが示された。

- (1) 免震層あり、免震層なしの加速度、土圧、断面力の応答波形は相似形であり、免震層は応答波形の位相、包絡形状は変えず、振幅のみをほぼ一様に低減させることが実験的に示された。この結果より、応答振幅の最大値を用いて免震効果を論じることの妥当性が示された。
- (2) セン断土圧は90%程度という大きな低減効果が確認され、周面せん断力の低減に有効であることが明らかになった。
- (3) 正弦波、実地震波いずれも曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ約50%の低減効果があることが確認された。
- (4) 軸力および直土圧は、構造物の部位により免震層の効果が様々であり、曲げモーメント、せん断力のように必ずしも隅角部において大きな低減効果がみられるわけではない。
- (5) 2次元動的FEM解析を用いて、土圧、断面力に対する免震層あり/免震層なしの比に関して免震効果の評価を行った結果、実験結果をうまく説明することができた。

以上の結果から、地震時にトンネルに作用する周面せん断力を免震層で吸収・再配分することで、曲げモーメント、せん断力を低減するというトンネル免震効果が、実験により確認できたと考えられる。

本研究で実施した解析においては、土圧、断面力の応答値の比に関する考察を主体に行った。今後、免震効果のメカニズムに関する詳細な議論を行うためには、構造物周辺の変形状態、応力状態に関して非線形性も考慮した詳細な解析的検討を実施することが必要と考えられる。

謝辞：本研究は、建設省土木研究所、(財)土木研究センターと民間17社による官民共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」の一環として行われたものである。本報文をまとめるにあたり、共同研究参加メンバーからは貴重な議論、助言を多数得たのでここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 鈴木、田村：シールドトンネルの免震構造とその免震効果の評価手法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.275-285，1995。
- 2) 鈴木：トンネル免震構造の開削トンネルへの適用，土木学会第23回地震工学研究発表会 pp.413-416，1995。
- 3) T, Suzuki: Damages of Tunnels due to the Southern Hyogo Earthquake of January 17, 1995 and the Evaluation of Seismic Isolation Effect, Proc. of 11WCEE, Mexico, 1996。
- 4) 香川：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，No.275，pp.69-77，1978。
- 5) 国生、岩楯：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，No.285，pp.57-67，1979。
- 6) 当麻、国生、岩楯：非岩着地中構造物の耐震設計に関する研究(その1)，電力中央研究所報告，No.383023，1984。
- 7) 渡辺、末広：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討，土木学会論文集，No.432，pp.155-163，1991。
- 8) 「新体系土木工学 18 土の力学 (Ⅲ) — 圧密・せん断・動的解析 —」，技報堂出版，pp.214，1981。
- 9) 「わかりやすい土質力学原論」，社団法人土質工学会，pp.324，1992。
- 10) 建設省土木研究所ほか：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書(その1)第4章，1996。
- 11) 鈴木ほか：都市トンネルの免震構造のためのシリコン系免震材料に関する実験的検討，土木学会論文集，No.534/VI-30，pp.69-76，1996。

(1996. 9. 14 受付)

MODEL VIBRATION TESTS TO VERIFY THE SEISMIC ISOLATION EFFECT FOR RECTANGULAR TUNNEL

Kin-ichi KASUDA, Takeyasu SUZUKI and Minato TANAKA

To verify the seismic isolation effect for rectangular tunnel in the transversal direction, model vibration tests were conducted. Two 1/25 tunnel models made of acrylic plates were embedded in the sand layer constructed in the shear stack box on a shaking table. One model was surrounded by a soft isolation layer, the other one was of the same size but no isolation layer. As a result of comparing section forces and earth pressures acting on the two models, it was shown that the isolation layer formed around the tunnel model reduced the bending moment, shear force and earth pressure in the tangential direction remarkably. Dynamic finite element analysis was conducted to compare with the test results. Test and analytical results showed good agreement on the seismic isolation effect.