

免震層による矩形断面トンネル の横断方向に対する免震効果

嶋村貞夫¹・河西 寛²・春海正和²

¹正会員 工博 (株)鴻池組 土木本部土木設計部 (〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町 3-6-1)

²正会員 (株)鴻池組 土木本部土木設計部 (〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町 3-6-1)

矩形断面トンネルについて、柔らかい免震層をトンネルと地盤との間に設けた場合と地表面からトンネルの両側に鉛直壁状に設置した場合のトンネル横断方向に対する免震効果を、免震層の材料定数と配置箇所および地盤条件をパラメータとした 2 次元 FEM による地盤慣性力に基づく応答変位法解析により検討した。免震層は、周面せん断力の影響を効果的に抑制する働きがあり、トンネル全周に設置した場合ではそのせん断弾性係数を地盤の 1/100~1/1000 程度にすると、地震時増分断面力を 1/2 以下に低減させ得ることが判明した。また、トンネルの側壁から 1.0m の位置に地表面から 20m の深さまで、厚さ 10cm の免震層を設けた場合は 6~7 割に、厚さ 30cm の免震層を設けた場合は 4~5 割に減少することが判明した。

Key Words : seismic isolation, earthquake, tunnel, 2D-FEM analysis, shear modulus, section force

1. はじめに

トンネル等の地下構造物は、液状化現象などによって地盤が破壊しない限り、地震時に生じる地盤変形に追随して動く特性を有している。このため、地盤変形によって生じる地震時増分断面力は構造物断面の剛性が高いほど大きくなる。したがって、耐震計算で構造物の耐力が不足した場合には、構造物断面の厚さや鉄筋量を増やすといった従来の耐震設計思想では必ずしも合理的とは言えない。ところが、地震時の地盤の変形（ひずみ）が構造物に伝達するのを遮断するか、あるいは地盤とトンネル間に働く相互作用力を低下させるといった免震構造であれば、地震時増分断面力の最大値を低減することが可能である^{①, ②, ③}。

このような地下構造物の免震構造に関する研究は新しく、1989 年頃よりトンネルや立坑の縦断方向を対象とした解析や実験による研究が川島・小野ら^{④, ⑤, ⑥, ⑦}、鈴木ら^{⑧, ⑨, ⑩, ⑪, ⑫}により、また円形断面トンネルの横断方向を対象とした実験と解析による研究が竹内・高橋ら^{⑬, ⑭, ⑮}により行われている。これらに比べると、矩形断面トンネル

の横断方向に関する研究は少なく、1995 年に大塚・星隈ら^⑯、鈴木^⑰により免震効果に関する解説的研究が報告されている程度である。

こうした中、1995 年より建設省土木研究所、(財) 土木研究センターと民間会社 17 社が共同で、新設トンネル（円形断面と矩形断面）の地盤条件急変部や立坑との接合部に対する免震構造の適用性を研究するとともに、免震材料の開発、開発材料を用いたシールドトンネルと開削トンネルの設計・施工技術の開発に関する研究を行っている^{⑯, ⑰}。

本研究では、まず、上記共同研究で筆者らが担当した新設矩形断面トンネルの横断方向に関する免震対策（トンネル外側と周辺地盤との間に厚さ 10cm の柔らかい免震層を介在させる方法）に関して、免震層によるトンネル横断方向の地震時増分断面力に対する免震原理を示すとともに、免震層の材料定数と設置箇所がトンネル横断方向の免震効果に及ぼす影響について示す。次に、既設矩形断面トンネルの横断方向に関する免震対策として、地表面からトンネルの両側に柔らかい免震層を鉛直壁状に設置する方法を対象に、免震層の設置深

表-1 構造物の材料諸元

部 位	側壁	中壁(半分)	上床版	下床版
密度 ρ		2.5		
弾性係数 E (MPa)		25.5×10^3		
断面積 A (m^2/m)	0.55	0.15	0.65	0.70
断面2次モーメント I (m^4/m)	6.932×10^{-3}	5.625×10^{-4}	1.144×10^{-2}	1.429×10^{-2}

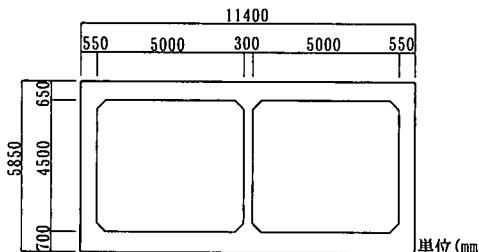


図-1 検討対象構造物の断面図

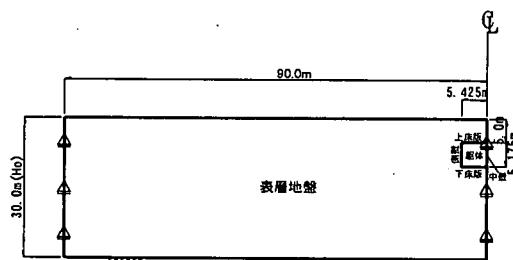


図-2 解析モデル図

度、トンネルからの離隔距離、および免震層の厚さがトンネル横断方向の地震時増分断面力に及ぼす影響について検討する。

解析は、2次元FEMモデルに1次モードの地盤変位に相当する水平方向慣性力を与える「地盤慣性力に基づく応答変位法^{2), 19)}」による線形解析を適用する。

2. 地盤慣性力に基づく応答変位法解析

(1) 計算方法

均一な表層地盤が一次モードで振動する場合、地表面からの深さ z における時刻 t での水平変位分布 $U_h(z, t)$ は、次式で与えられる。

$$U_h(z, t) = U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \cdot \sin\left(\frac{2\pi t}{T_s}\right) \quad (1)$$

ここで、 H は表層地盤の層厚、 T_s は表層地盤の固有周期である。また、 U_h は表層地盤の地表面変位で、共同溝設計指針²⁰⁾等では表層地盤の固有周期 T_s と設計応答速度 S_v から、次式により算定される。

表-2 表層地盤の諸定数

層厚 H_0 (m)	30
地盤時せん断波速度 V_s (m/sec)	115
固有周期 T_s (sec)	1.043
設計応答速度 S_v (m/sec)	0.24
密度 ρ	1.6
せん断弾性係数 G_s (MPa)	21.2
ポアソン比 ν_s	0.49

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \quad (2)$$

ここで、式(1)を t で 2 回微分し、式(2)を代入して求めた最大変位時の加速度の深さ方向分布 $\alpha(z)$ は、以下のようにになる。

$$\alpha(z) = -\frac{8 \cdot S_v}{T_s} \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (3)$$

本研究では、地盤、トンネル構造部材および免震層の全要素それぞれに対し、上式(3)で求めた要素中心深さにおける水平方向加速度に対応した水平方向慣性力を要素の物体力として作用させることにより、トンネル構造部材に生じる横断方向の地震時増分断面力を算定する。以後、この方法による解析を地盤慣性力に基づく応答変位法解析と呼ぶこととする。

(2) 適用性の検証

均一な表層地盤中のトンネルを例とした2次元FEMによる地震応答解析と地盤慣性力に基づく応答変位法解析を実施することにより適用性について検証する。検討の対象としたトンネルは鉄筋コンクリート造の2連ボックスカルバートであり、その断面を図-1に、材料諸元を表-1に示す。各部材の断面2次モーメントはひびわれの発生を考慮し、コンクリート全断面有効の1/2に設定する。表層地盤は層厚30mmとし、表-2に示す条件に設定する。地震応答解析はモード重ね合わせ法により平成2年版道路橋示方書V耐震設計編の参考資料に示されるI種地盤用標準波形を図-2に示す解析モデルの底面に入力した時刻歴応答解析を行う。一方、地盤慣性力に基づく応答変位法解析は、図-2の解析モデルに表層地盤の固有周期 T_s を設計

表-3 地盤時増分最大断面力の低減率

		地震応答解析	地盤慣性力に基づく応答変位法解析
側壁	M/M_0	0.65	0.64
	Q/Q_0	0.35	0.46
	N/N_0	0.38	0.39
中壁	M/M_0	0.83	0.84
	Q/Q_0	0.85	0.86

 M/M_0 : 曲げモーメント低減率 Q/Q_0 : せん断力低減率 N/N_0 : 軸力低減率

表-4 表層地盤の諸定数

	軟質地盤	硬質地盤
層厚 H_0 (m)	30	30
地震時せん断波速度 V_s (m/sec)	115	174
固有周期 T_s (sec)	1.043	0.690
設計応答速度 S_v (m/sec)	0.24	0.24
密度 ρ	1.6	1.8
せん断弾性係数 G_s (MPa)	21.2	54.5
ポアソン比 ν_s	0.49	0.45

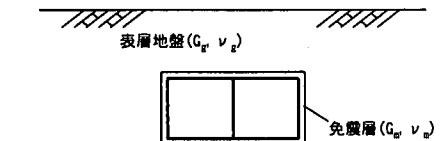
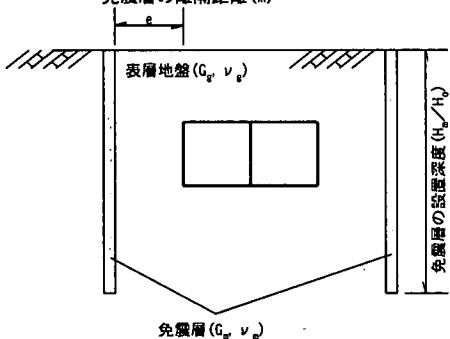
図-3 新設地下構造物の免震対策
免震層の離隔距離(m)

図-4 既設地下構造物の免震対策

応答速度 S_v を用いて式(3)により求めた水平方向慣性力を与える静的解析を行う。

表-3は、地震応答解析により得られた免震層がない場合に対する免震層がある場合の最大断面力の比率(以降、断面力の低減率と呼ぶ)と、地盤慣性力に基づく応答変位法解析で得られた断面力の低減率を比較して示したものである。免震層は厚さ10cm、免震層のせん断弾性係数は地盤のせん断弾性係数の1/100、密度は1.0、ポアソン比は $\nu_a=0.49$ であり、これをトンネルの外周全面に設置した条件である。

この結果より、地盤慣性力に基づく応答変位法解析の結果は、表-3に示すように地震応答解析による結果を精度良く表していることが分かる。したがって、表層地盤の地震時変位に及ぼす高次モードの影響が少ない場合には、地盤慣性力に基づく応答変位法解析は有効な手法であると考えられる。

3. 地震時増分断面力のパラメトリックスタディ

(1) 検討対象構造物と地盤条件

検討の対象としたトンネルは、図-1に示す鉄筋コンクリート造の2連ボックスカルバートであり、その材料諸元は表-1に示すとおりである。

地盤は層厚30mの均一な表層地盤とし、地盤剛性の小さい軟質地盤と大きい硬質地盤の2種類を設定する。表-4に表層地盤の諸定数を示す。

(2) 解析モデル

本解析では、図-2に示すようにトンネル中心から表層地盤厚の3倍(90m)の範囲を解析領域とし、対称性を考慮して左半分のモデルを作成する。地盤および免震層はアイソパラメトリック平面ひずみ要素でモデル化し、トンネル構造部材は平面骨組み要素でモデル化する。骨組み要素の軸線はハンチの影響を無視した部材断面の同心軸線と一致させ、剛域は設けていない。解析モデル境界面の拘束条件は、底面が完全固定、左側面および右側面(対称面)が鉛直方向の変位を固定する。

(3) パラメータおよび解析ケース

本研究では、図-3に示すように新設矩形断面トンネルの横断方向に対する免震対策として免震層を構造物の外周面に設置する方法と、図-4に示すように既設矩形断面トンネルに対する免震対策として免震層を鉛直壁状に設置する方法の2種類を考える。

新設地下構造物を対象とした場合には、表層地盤が軟質地盤の場合と硬質地盤の場合それぞれについて、表-5に示す免震層の材料定数(せん断弾性係数 G_a 、ポアソン比 ν_a)と免震層の設置箇所をパラメータとして解析する。表中のせん断弾性係数比 G_a/G_s は、地盤のせん断弾性係数 G_s に対する免震層のせん断弾性係数 G_a の比率を表す。また、免震材の設置箇所は、「側面」が側壁部分の2面に設置した場合、「上側面」が側壁と上床版部分の3面に設置した場合、「全面」が側壁、

表-5 新設地下構造物に関する解析ケース一覧

解析ケース	免震層のせん断弾性係数 (G_s/G_n)				免震層のボアソン比 (ν_s)			免震層の設置箇所			備考
	1.0	0.1	0.01	0.001	0.1	0.3	0.49	側面	上側面	全面	
CASE0	○									○	免震層なしの場合
CASE1		○				○				○	
CASE2			○			○				○	せん断弾性係数比の影響
CASE3				○		○				○	
CASE4			○		○					○	
CASE5			○		○					○	ボアソン比の影響
CASE6			○			○				○	
CASE7			○		○		○		○		
CASE8			○		○		○		○		
CASE9			○		○		○			○	設置箇所の影響

表-6 既設地下構造物の免震対策に関する解析ケース一覧

解析ケース	設置深度/表層地盤の深さ (30m) (H_s/H_0)						トンネルからの離隔距離 e (m)					備考	
	0.17	0.34	0.51	0.67	0.83	1.00	0.0	1.0	2.0	3.0	5.0	10.0	
CASE0													免震層なし
CASE10	○							○					
CASE11		○						○					
CASE12			○					○					設置深度の影響
CASE13				○				○					
CASE14					○			○					
CASE15						○		○					
CASE16				○			○						
CASE17			○				○						
CASE18				○				○					離隔距離の影響
CASE19				○					○				
CASE20				○						○			
CASE21				○							○		

上床版および下床版部分の 4 面に設置した場合をそれぞれ表す。

既設地下構造物を対象とした場合には、表-6 に示すように免震層の離隔距離と設置深度をパラメータとし、免震層の厚さが 10cm と 30cm の場合それぞれについて解析する。ただし、地盤は軟質地盤とし、免震層のせん断弾性係数比 G_s/G_n は 0.01、ボアソン比 ν_s は 0.49 に固定する。

なお、表-5、表-6 の CASE0 はともに免震層がない場合に相当するため、免震層のボアソン比および密度は表層地盤と同一とする。

4. 新設地下構造物の免震対策とその効果

(1) 地震時挙動と免震効果

ここでは CASE0 と CASE6 の解析結果を例にとり、地震時挙動と免震効果について分析する。

図-5 の左側は、免震層を設置した場合の地震時増分断面力分布を免震層がない場合と比較して示した一例である。実線は免震層がない CASE0 の場合、破線は免震層を設置した CASE6 の場合である。図中の数値と●は側壁の最大断面力とその発生位置をそれぞれ表す。

免震層がない場合の断面力分布をみると、側壁、上床版および下床版に生じる曲げモーメント、せ

ん断力および軸力は、いずれもトンネル横断面の偶角部（側壁と上床版の結合部、側壁と下床版の結合部）に近づくにつれて絶対値が大きくなる分布性状を示す。側壁では、上床版との結合部よりも下床版との結合部の方が発生断面力が若干大きい。中壁では、曲げモーメントは側壁と同様であるが、せん断力は下端側に近づくに連れて大きくなる分布性状を示す。なお、今回の条件では中壁に軸力は発生しない。

免震層を設置した場合の断面力分布は、せん断力の分布に顕在化してみられるように、免震層がない場合の分布が均一化し、最大値が低下する。特に、側壁、上床版および下床版では、トンネル横断面の偶角部付近において断面力の減少が顕著に現れる。これに比べると、中壁の断面力には目立った減少が認められない。

一方、トンネル横断方向の地震時増分断面力は、梁ばねモデルによる耐震計算時に用いられる 3 種類の地震荷重に起因した成分に分解可能である²¹⁾ことより、以下に示す方法により各成分の断面力を分解し、免震層による免震効果について考察する。

① 自然地盤の変形による成分

自然地盤の変形による成分は、地盤慣性力に基づく応答変位法による解析値から、②で算出する

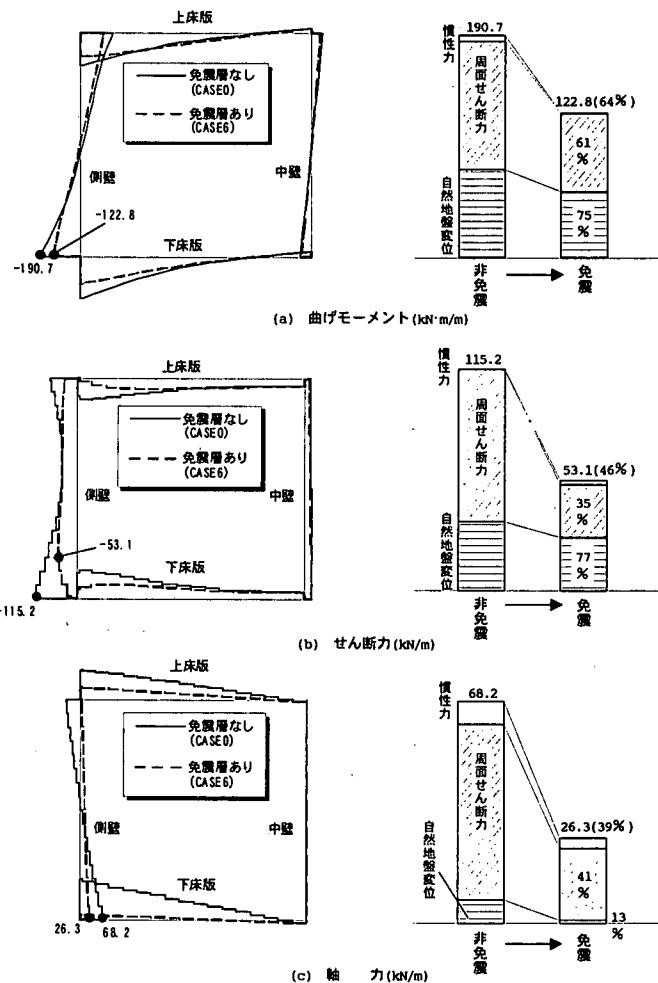


図-5 免震層が地震時増分断面力に与える影響(CASE0, CASE6)

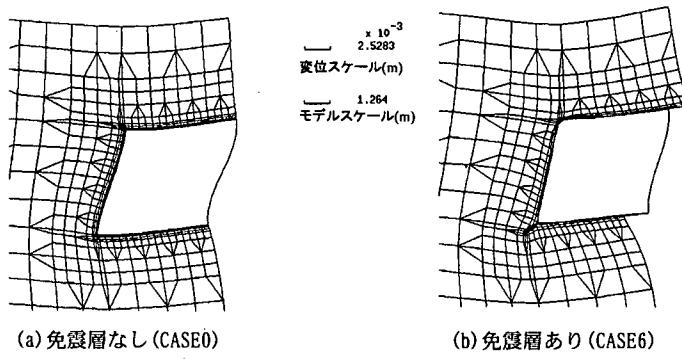


図-6 周面せん断力によるトンネル周辺の変形

周面せん断力による成分と③で算出する軀体の慣性力による成分を減算することにより求める。

②周面せん断力による成分

周面せん断力による成分は、地盤慣性力に基づく応答変位法解析のモデルを用いて、トンネルと地盤とのすべての接触面に自然地盤のせん断応力

を作用させて求める。ここで、自然地盤のせん断応力は式(1)の変位分布を z で微分し、式(2)を代入して求めた最大変位時の応力分布であり、駐車場設計・施工指針²²⁾と同様に次式により与えられる。

$$\tau(z) = \frac{G_s}{\pi H} \cdot S_\nu \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (4)$$

ここに、 $\tau(z)$ は深さ z における自然地盤のせん断応力、 G_s は地盤のせん断弾性係数である。

(3) 車体の慣性力による成分

車体の慣性力による成分は、②と同様に地盤慣性力に基づく応答変位法解析のモデルを用いて、トンネル構造部材にのみ式(3)で求めた水平方向慣性力を与えて算出する。

図-5 の右側は、側壁の最大断面力に占める各成分の割合と免震層を設置したことによる低減効果を模式的に示したものである。柱状図中の百分率は、最大断面力に占める自然地盤変位による成分と周面せん断力による成分の低減率を表し、()内の値は最大断面力の低減率を表している。このため、せん断力の低減率に関しては異なる位置による結果となっている。最大断面力に占める各成分の寄与率は、免震層がない場合では、周面せん断力が最も大きく 60~80%程度を占め、次に自然地盤変位が大きく、車体の慣性力の比率は小さく 10%以下であることが分かる。免震層は、寄与率の最も大きい周面せん断力による成分を 40~60%に低減するとともに、自然地盤変位による成分も 75%程度に低減させる働きがある。この結果、最大断面力は 40~60%程度に低減している。

図-6 は、寄与率の最も大きい周面せん断力のみを作用させた場合の解析結果より、トンネル周辺の変形図を示したものである。トンネル上床版と下床版間に生じる水平方向相対変位は、免震層のない場合が約 2.8mm、免震層のある場合が約 2.0mm であり、免震層を設けることにより 70%程度に減少している。これに対して、トンネル周辺の地盤の変形は免震層を設けることにより増大している。すなわち、剛性の小さい免震層が大きく変形することにより、トンネルと地盤間に働く相互作用力を低減し、トンネルに伝わるせん断変形が小さくなることを示している。

(2) 免震層の材料定数による影響

図-7 は、免震層のポアソン比 ν を 0.3 に固定し、免震層のせん断弾性係数比 G_s/G_a が側壁および中壁の断面力低減率に及ぼす影響をみたもの

である (CASE1~CASE3)。実線が軟質地盤の場合、破線が硬質地盤の場合を表し、縦軸の M/M_0 、 Q/Q_0 および N/N_0 はそれぞれ、最大曲げモーメント、最大せん断力および最大軸力の低減率を表す。側壁の曲げモーメント、せん断力および軸力の低減率は、せん断弾性係数比が 0.01 の場合、それぞれ 0.5, 0.3, 0.25 程度、0.001 の場合に 0.15, 0.1 および 0.05 程度になっている。これに対し、中壁の曲げモーメントとせん断力の低減率は、せん断弾性係数比が 0.01 で 0.95~0.75 程度、0.001 で 0.4~0.2 程度になっている。このように、免震層のせん断弾性係数比が最大断面力に及ぼす影響は大きく、免震層のせん断弾性係数比が小さいほど最大断面力は減少する。また、この影響は中壁よりも側壁に現れやすい。

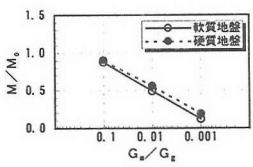
軟質地盤と硬質地盤の断面力低減率を比較すると、軟質地盤の中壁の断面力低減率がせん断弾性係数比が 0.01 の場合において、硬質地盤のそれよりも 2 割程度小さくなる傾向を示しているが、これ以外の場合には地盤条件が異なっても断面力低減率はほとんど変わらない。このことから、免震層のせん断弾性係数比が同一であれば、地盤のせん断弾性係数の違いが断面力低減率に及ぼす影響は小さい。

同様に、図-8 は、免震層のせん断弾性係数比を 0.01 に固定し、免震層のポアソン比の違いが側壁および中壁の断面力低減率に及ぼす影響をみたものである (CASE4~CASE6)。免震層のポアソン比が 0.5 に近づくに連れ、断面力低減率が 1~2 割程度増大する場合が認められるが、全般的にはポアソン比の違いによる影響は小さい。

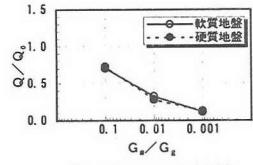
(3) 免震層の設置箇所による影響

図-9 は、免震層のせん断弾性係数比を 0.01 に固定し、免震層の設置箇所が側壁および中壁の断面力低減率に及ぼす影響をみたものである (CASE7~CASE9)。白抜きが軟質地盤の場合、陰影付きが硬質地盤の場合を表す。横軸は免震層の設置箇所で、側面は側壁部分の 2 面に設置した場合、上側面は側壁と上床版部分の 3 面に設置した場合、全面は側壁、上床版および下床版部分の 4 面に設置した場合を表す。

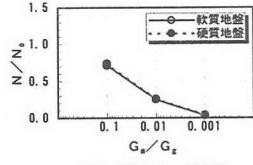
側壁の曲げモーメントおよびせん断力の低減率は、免震層の設置箇所が増えるほど低下し、全面に設置した場合は側面に設置した場合の 1/2 程度に低下している。一方、中壁の曲げモーメントとせん断力の低減率は、全面に設置した場合以外ではほとんど低減していないため、中壁の曲げモー



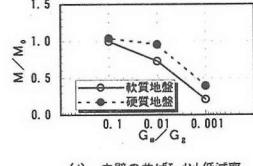
(a) 側壁の曲げモーメント低減率



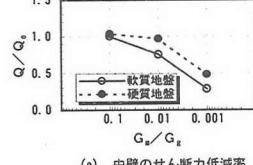
(b) 側壁のせん断力低減率



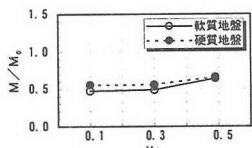
(c) 側壁の軸力低減率



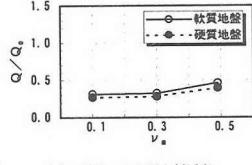
(d) 中壁の曲げモーメント低減率



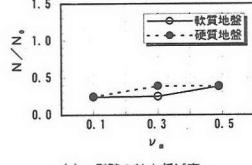
(e) 中壁のせん断力低減率

図-7 免震層のせん断弾性係数比が
断面力低減率に及ぼす影響
($\nu_a = 0.3$)

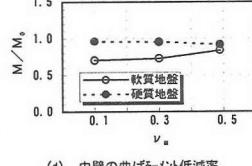
(a) 側壁の曲げモーメント低減率



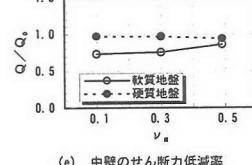
(b) 側壁のせん断力低減率



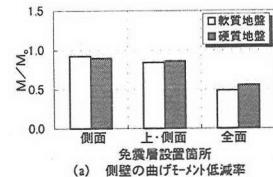
(c) 側壁の軸力低減率



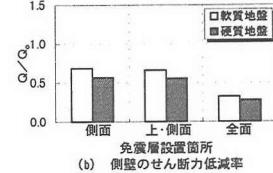
(d) 中壁の曲げモーメント低減率



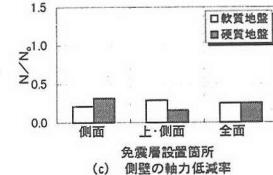
(e) 中壁のせん断力低減率

図-8 免震層のボアンソン比が
断面力低減率に及ぼす影響
($G₀/G₀ = 0.01$)

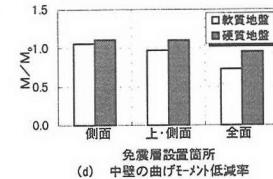
(a) 側壁の曲げモーメント低減率



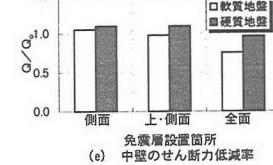
(b) 側壁のせん断力低減率



(c) 側壁の軸力低減率



(d) 中壁の曲げモーメント低減率



(e) 中壁のせん断力低減率

図-9 免震層の設置箇所が
断面力低減率に及ぼす影響
($G₀/G₀ = 0.01, \nu_a = 0.3$)

メントとせん断力の低減を図る場合には免震層を全面に設置する必要があると考えられる。側壁の軸力の低減率は、曲げモーメントやせん断力の低減率と比較すると、免震層の設置箇所の違いによる影響が小さく、免震層を側面に設置することによって全面に配置した場合と同程度の免震効果を発揮している。換言すると、地震時増分軸力を低減を図る場合には、低減したい部材に沿って免震層を設置するのが効果的であることが分かる。

5. 既設地下構造物の免震対策とその効果

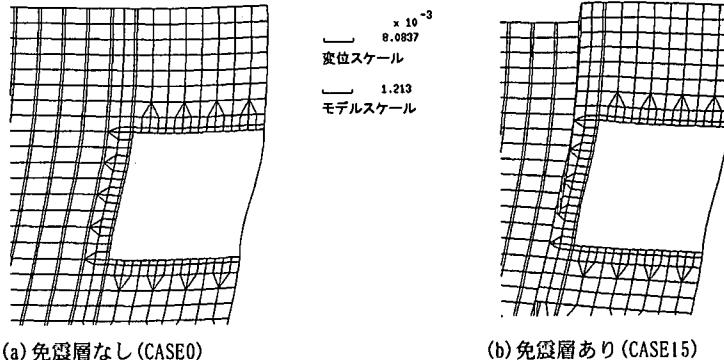
(1) 地震時挙動と免震効果

ここでは、CASE0 と CASE15 の解析結果を例により、地震時挙動と免震効果について分析する。

図-10 は、厚さ 10cm の免震層を設置した場合

(CASE15) の地震時増分軸力を免震層のない場合 (CASE0) と比較して示したものである。実線が免震層のない場合、破線が免震層のある場合であり、図中の数値と●は側壁の最大断面力とその発生位置を示している。また、図-11 はこのときのトンネル周辺の変形図を示したものである。

免震層を設置した場合の曲げモーメントとせん断力は、概ね図-5 と同様に免震層のない場合の分布が均一化して、最大値が低下している。ところが、免震層を設置した場合の軸力は、側壁部が免震層のない場合よりも増大しており、また上床版と下床版部でも低減が僅かになっている。これは、図-11 の変形図をみると明らかのように、地盤中に鉛直壁状の免震層を設けた場合、免震層を挟む地盤間に働く相互作用力が低下し、免震層で挟まれた内部の地盤変形に鉛直成分が生じることによ



(a) 免震層なし (CASE0)

(b) 免震層あり (CASE15)

図-11 トンネル周辺の変形

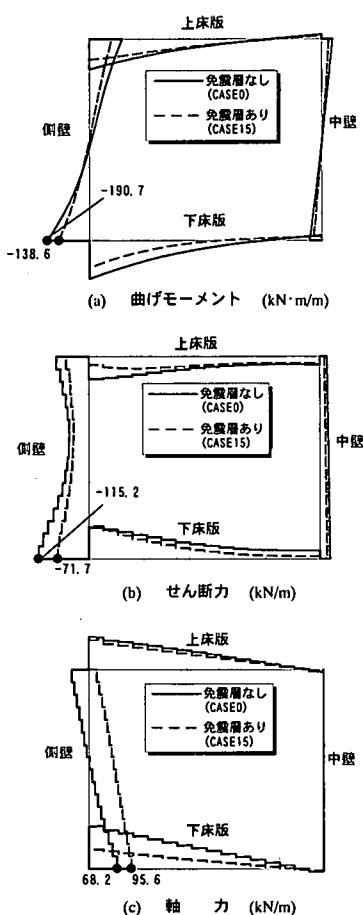


図-10 鉛直壁状に設置した免震層が地震時増分断面力に与える影響 (CASE0, CASE15)

り、トンネルのロッキングが助長されるためと推察される。

(2) 免震層の設置深度による影響

図-12 は、表-6 の CASE10～15 の結果より地表

面からの免震層の設置深度がトンネル側壁の地震時増分最大断面力に及ぼす影響を示したものである。実線が免震層の厚さが 10cm の場合、破線が 30cm の場合であり、免震層とトンネル側壁との離隔距離は 1.0m である。図の縦軸は、表層地盤厚 30m に対する免震層の設置深度の比率 (H_m/H_0) であり、横軸は免震層による最大断面力の低減率である。

曲げモーメントとせん断力は、概ね設置深度が深くなるほど小さくなる傾向を示し、免震層の設置深度がトンネル下面深さの 2 倍 ($H_m/H_0=0.67$) 以上であれば、より大きな免震効果を得られることが分かる。この現象は免震層が厚いほど顕在化する傾向を示すが免震層の深度がトンネル下面深さ ($H_m/H_0=0.34$) までの比較的浅い場合には、免震層が厚くても免震効果は現れ難い。

これに対し、軸力は免震層の設置深度が表層地盤厚の半分 ($H_m/H_0=0.50$) のときに最も小さくなり、それ以上になると大きくなる傾向を示している。

(3) 免震層の離隔距離による影響

図-13 は、表-6 の CASE16～21 の結果より免震層とトンネル側壁との離隔距離が側壁の地震時増分最大断面力に及ぼす影響を示したものである。実線は免震層の厚さが 10cm の場合、破線は 30cm の場合であり、免震層の設置深度は地表面から 20m ($H_m/H_0=0.67$) である。図-13 では、縦軸が最大断面力の低減率を表す。

曲げモーメントとせん断力は、免震層をできるだけトンネルに近づけて設置するほど小さくなる傾向を示すが、トンネル高さ程度（約 5m）離して設置した場合には、殆ど免震効果が認められない。また、5m 程度以内の離隔距離であれば、離隔距離が近く、かつ免震層が厚いほど免震効果は大きくなっていることが分かる。

一方、軸力は免震層の離隔距離が 3～5m 程度の

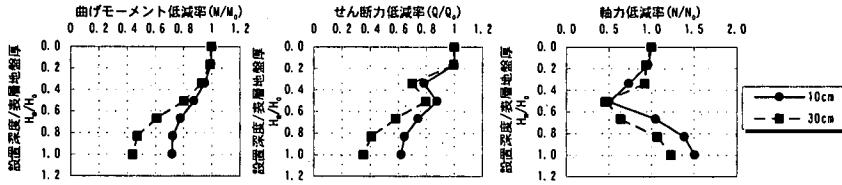


図-12 免震層の設置深度がトンネル側壁の最大断面力に及ぼす影響

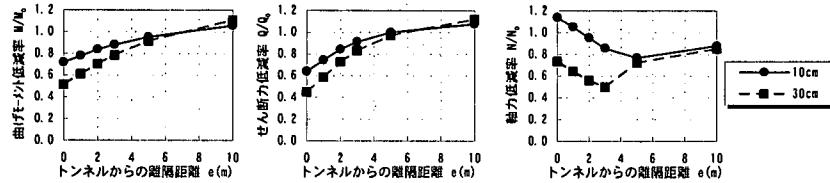


図-13 免震層の離隔距離がトンネル側壁の最大断面力に及ぼす影響

ときに最小になり、それ以内ではトンネルに近づくほど大きくなる傾向を示している。

6. まとめと今後の課題

本研究では、矩形断面トンネルの横断方向の地震時増分断面力を指標とし、柔らかい免震層をトンネルの外周面に設置した場合、あるいは地表面からトンネルの両側に鉛直壁状に設定した場合の免震効果について、地盤慣性力に基づく応答変位法解析により検討した。これらの結果より得られた知見は、以下のようにまとめられる。

(1)免震層は、地盤の変形（ひずみ）をそのままトンネルに伝えない緩衝材であり、トンネルに発生する地震時増分断面力の分布を均一化し、その最大値を低下させている。地震時増分最大断面力を自然地盤変位による成分、周面せん断力による成分、軸体の慣性力による成分に分解して分析したところ、今回の条件では免震層は自然地盤変位による成分も低減するが、寄与率の最も高い周面せん断力による成分を最もよく低減している。

(2)断面力低減率は、免震層のせん断弾性係数比が小さいほど低下するが、ポアソン比の違いによる影響は小さい。今回の条件では、トンネル外周全面に設ける免震層のせん断弾性係数比を0.01にすると、側壁の断面力低減率は概ね1/2以下になる。これに対し、中壁は側壁よりも免震効果が現れ難いため、断面力は3/4程度に止まる。

(3)免震層を設けて矩形断面トンネルの地震時増分最大断面力の低減を図る場合、トンネル外周的一部分に免震層を設置するよりも外周全面に設置する方が、より大きな免震効果が現れる。ただし、軸力の低減を図る場合には、低減したい部材に沿って免震層を設置することによって免震効果が現

れる。

(4)トンネルの両側に鉛直壁状に免震層を設置した場合、地震時増分曲げモーメントとせん断力に對しては、免震層をトンネル下面深さの2倍以上の深さまで設置し、できるだけトンネルに近づけて設置するのが効果的である。また、免震層をトンネル下面深さまでの浅い範囲に設置した場合やトンネル側壁からトンネル高さ程度（約5m）離して設置した場合には、殆ど免震効果が現れない。

今回の条件では、トンネル側壁から1.0mの間隔をあけて地表面から20mの深さまで厚さ10cmの免震層を設置した場合には、地震時増分曲げモーメントとせん断力は6~7割に減少し、同様に厚さ30cmの免震層の場合には4~5割に減少することが判明した。

今回、周辺地盤の1/100~1/1000程度のせん断弾性係数を有する免震層を用いる方法は、矩形断面トンネルの横断方向の地震時増分断面力を1/2程度に低減させ得る有効な方法であることを明らかにした。しかし、免震層を用いて構造物断面を設計した場合と、従来の耐震設計思想に基づいて構造物断面を設計した場合の部材断面寸法や掘削土量の違いによるコスト差と、免震層の設置に伴うコストがバランスするかといったコスト面に関する課題が残されている。

今後は、免震層の施工方法等に関する検討も実施し、免震層を用いた地下構造物の免震対策の実現に向けて努力したい。

最後に、本研究では、建設省土木研究所、(財)土木研究センターおよび民間17社による共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」の平成7年度の研究成果の一部を用いているものであることをここに記し、関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば, Ono,K., Shimamura,S. and Kasai,H. : Seismic Isolation For Underground Structures, *Proceedings of the 4th U.S.-Japan Workshop On Earthquake Disaster Prevention For Lifeline Systems*, pp. 245-259, 1991.
- 2) 例えば, 建設省土木研究所, (財)土木研究センター, 他民間 17 社 : 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(その 1), 1996.
- 3) 例えば, 河西寛, 鳴村貞夫, 笹川基史, 春海正和 : 免震層によるトンネル横断方向の免震効果, 土木学会第 1 回免震・制震コロキウム講演論文集, pp. 101-108, 1996.
- 4) 建設省土木研究所, 他民間 4 社 : 地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 共同研究報告書整理番号第 29 号, pp. 208-235, 1989.
- 5) 建設省土木研究所, (財)先端建設技術センター, 他民間 8 社 : 地下構造物の耐震設計技術に関する研究, 平成元年度共同研究報告書, pp. 282-324, 1990.
- 6) 建設省土木研究所, (財)先端建設技術センター, 他民間 8 社 : 地下構造物の耐震設計技術に関する研究, 平成 2 年度共同研究報告書整理番号第 63 号, pp. 290-330, 1991.
- 7) 建設省土木研究所, (財)先端建設技術センター, 他民間 8 社 : 地下構造物の耐震設計技術に関する研究, 平成 3 年度共同研究報告書, pp. 255-283, 1992.
- 8) 鈴木猛康 : シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験, 第 20 回地震工学研究発表会, pp. 565-568, 1989.
- 9) 鈴木猛康 : シールドトンネルの耐震性評価と免震化手法に関する研究, 東京大学学位論文, 1990.
- 10) 鈴木猛康 : シールドトンネル軸方向の耐震性評価に関する考察, 土木学会論文集, No. 441/I-18, pp. 137-146, 1992.
- 11) 宇波邦宣, 鈴木猛康 : シールドトンネルの免震構造に関する研究(その 1), 土木学会第 45 回年次学術講演会概要集, pp. 1204-1205, 1990.
- 12) 鈴木猛康, 宇波邦宣 : シールドトンネルの免震構造に関する研究(その 2), 土木学会第 45 回年次学術講演会概要集, pp. 1206-1207, 1990.
- 13) 高橋忠, 竹内幹雄, 井戸田芳昭, 小出昌克 : アクアファルトを用いた円形トンネルの横断面の減震効果に関する基礎的検討, 第 3 回土木技術セミナー, pp. 31-40, 1990.
- 14) 竹内幹雄, 井戸田芳昭, 高橋忠, 三澤孝史 : シールドトンネル断面内地震時応力低減効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 483/I-26, pp. 107-116, 1994.
- 15) 竹内幹雄, 三澤孝史 : 裏込材を利用したシールドトンネルの免震構造に関する基礎的研究, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, pp. 1837-1842, 1994.
- 16) Otsuka,H., Hoshikuma,J. and Nagaya, K.: A Fundamental Study On Innovative Menshin System For Underground Structures, *Proceedings of the 6th U.S.-Japan Workshop On Earthquake Disaster Prevention For Lifeline Systems*, pp. 427-436, 1995.
- 17) 鈴木猛康 : 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講演概要集, pp. 413-416, 1995.
- 18) 建設省土木研究所, (財)土木研究センター, 他民間 17 社 : 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(その 2), 1997.
- 19) 大塚久哲, 星隈順一, 村井和彦, 田中努, 橋義規 : 地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計法, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集 I-(B), pp. 906-907, 1997.
- 20) (社)日本道路協会 : 共同溝設計指針, 1986.
- 21) 川島一彦 : 地下構造物の耐震設計, 広島出版会, pp. 45-55, 1994.
- 22) (社)日本道路協会 : 駐車場設計・施工指針同解説, pp. 173-176, 1992.

(1997. 12. 1 受付)

SEISMIC ISOLATION EFFECT FOR TUNNEL WITH SOFT ISOLATION LAYERS

Sadao SHIMAMURA, Hiroshi KASAI and Masakazu HARUJUMI

This paper describes seismic isolation effects of soft layers installed directly around a rectangular shape tunnel and placed beside the tunnel as vertical walls. 2D-FEM analyses with different properties and arrangements of the soft layers and the ground were conducted. The results show that the soft layers can restrict propagation of shear forces effectively; the layer directly around the tunnel with shear modulus of 1/100-1/1,000 of the ground can decrease the section forces due to earthquakes to half of the case without the layer. In cases with the 10cm and 30cm thick soft layers installed besides the tunnel as vertical walls, the section forces due to earthquakes can be reduced to 60-70% and 40-50%, respectively, of the case without the layers.