

防水シートを施工したシールドトンネルの 軸方向剛性と地震時挙動に関する一考察

和佐勇次郎*・阿部廣二**・吉田幸司***
元山 宏****

これまでのシールドトンネルに関する研究において、一次覆工と二次覆工の間に防水シートを施工した状態を対象としたものは数少ない。

筆者らは、シートの滑りに関する基礎的な実験およびシートを施工したリング状のシールドトンネルの大規模載荷実験を行い、その軸方向剛性や地震時ひずみの一次覆工から二次覆工への伝達について研究を行った。その結果、地震時の地盤の変形状態と実トンネルの覆工状態では、防水シートを施工しても有効な滑り現象は発生せず、二次覆工には一次覆工とほぼ等しいひずみが発生することがわかった。

Keywords : shield tunnel, secondary lining, aseismic design, isolation sheet

1. はじめに

近年、シールドトンネルは、設計・施工技術の急速な進歩により、大断面・急曲線・超軟弱地盤・高水圧等の厳しい条件下でも対応可能となってきた。また、地表面や近接構造物への影響を小さく抑えることができるため、都市トンネルの工法として採用されることが多い。しかしながら、シールド工法が採用されるような地盤は、軟弱で地下水位が高いことが多く、地震や地盤沈下等の影響を受ける可能性が大きいと考えられる。

シールドトンネルは、プレキャストのセグメントをピース間継手・リング継手で接続した構造（一次覆工）であり、可とう性に富んでいるため、周辺地盤の変形によく追従し、地中構造物として力学的に優れた特性を持っているといえる。

一方、将来の増加荷重に対する耐力増強、防水、一次覆工の保護および浮力に対する重量付加等を目的として二次覆工（鉄筋コンクリート）を施工した場合、一次覆工のみの場合と比較してトンネル軸方向の剛性が著しく大きくなり、地震や地盤沈下による変位に伴う断面力も増大するため、それに対する補強が必要となってくる。この二次覆工を施工したシールドトンネルの耐震設計を行うにあたっては、トンネル軸方向剛性の評価法や耐震性能の要求水準に苦慮しているのが現状である。

さらに、最近では一次覆工と二次覆工の間に防水シートを施工するシールドトンネルが増加してきており、シートによる応力伝達によって、覆工に発生するひずみに差が生ずると考えられ、剛性や断面力の評価方法が

益々複雑になると思われる。この点の解明が覆工の合理的な設計に繋がるものであると考えた。

これまで、二次覆工を有するシールドトンネルの標準的な軸方向剛性の評価法^{1)~3)}は、一次覆工についてはセグメントとリング継手をばねに置き換えた上、直列ばねとして評価することで一致しているものの、二次覆工については、鉄筋量とひびわれ発生程度に応じた剛性評価が難しいため、「全断面有効」と「無視」の両極端の剛性評価をしているのが通例である。

東京湾横断道路のシールドトンネル（図-1）では、浮き上がりに対する安定性確保のための重量付加・道路としての防災および内装付帯構造設置等のために、35 cmの厚さの二次覆工を設ける必要がある。覆工の耐震設計を行うにあたり、種々の実験と検討^{4)~6)}を行い、二次覆工を直打ちにより施工し、覆工間の付着力が比較的大きい場合（シートなしの場合）に対する合理的な設計法は既にまとめている⁷⁾。

今回は、走行空間への漏水防止や諸設備の防食を主目的として、一次覆工と二次覆工の間に防水シートを施工することとしており、これをアイソレーションシートとして評価して覆工間の滑りを考慮した軸方向剛性に関する研究を行ったので以下に紹介する。

筆者らはアイソレートの効果を把握するために、防水シート（以下、「シート」）の摩擦に関する基礎的な要素試験を行った上で、シートを施工したシールドトンネル覆工模型（径3.3 m、長さ9.0 m）の載荷試験を実施し、シートがどのように軸方向の剛性⁸⁾やトンネルの地震時挙動に影響をおよぼすのかを研究した^{9)~11)}。

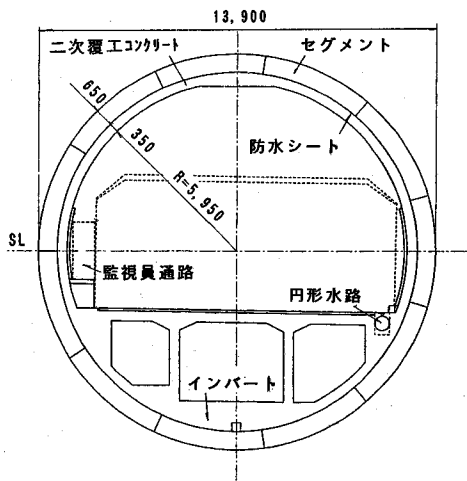
本論文では、試験の結果およびシートを施工したシールドトンネルの剛性と地震時挙動について考察した結果を紹介する。

* 元東京湾横断道路（株）技術第一課課長
（〒102 東京都千代田区一番町 15-5）

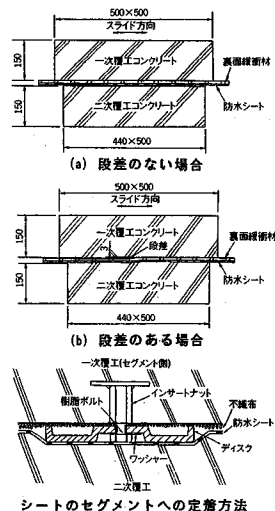
** 東京湾横断道路（株）技術第一課課長代理

*** 元東京湾横断道路（株）技術第一課係長

**** 元東京湾横断道路（株）設計第一課課長



図一 東京湾横断道路のトンネル基本構造図



図二 シートの基礎実験供試体形状図

表一 シートの基礎実験の内容とその結果

ケースNo	シートの種類	裏面材	シート取付金具	接面圧力	段差	最大値(垂直力/水平力)	滑り面	
1	EVA (1.0mm)	不織布(5mm)	なし	1.5tf/m ²	平面	0.442	裏面材とシートの間	
2	EVA (1.0mm)	不織布(5mm)	なし	1.5tf/m ²	平面	0.417		
3	EVA (1.0mm)	不織布(5mm)	なし	3.0tf/m ²	平面	0.364		
4	EVA (1.0mm)	不織布(5mm)	なし	4.5tf/m ²	平面	0.346		
5	EVA (1.5mm)	不織布(5mm)	なし	1.5tf/m ²	平面	0.438		
6	EVA (1.5mm)	不織布(5mm)	なし	3.0tf/m ²	平面	0.362		
7	EVA (1.5mm)	不織布(5mm)	なし	4.5tf/m ²	平面	0.384		
8	EVA (2.0mm)	不織布(5mm)	なし	1.5tf/m ²	平面	0.412		
9	EVA (2.0mm)	不織布(5mm)	なし	3.0tf/m ²	平面	0.438		
10	EVA (2.0mm)	不織布(5mm)	なし	4.5tf/m ²	平面	0.399		
11	EVA (1.5mm)	織布(5mm)	なし	3.0tf/m ²	平面	0.490		
12	ECB (2.0mm)	不織布(5mm)	なし	3.0tf/m ²	平面	0.611		
13	EVA (1.0mm凹凸付)	なし	なし	3.0tf/m ²	平面	0.564	一次と二次の間	
14	EVA (1.0mmコルゲート)	なし	なし	3.0tf/m ²	平面	0.612	一次と二次の間	
15	EVA (1.0mm突起付)	なし	なし	3.0tf/m ²	平面	0.626	一次と二次の間	
16	EVA (2.0mm)	不織布(5mm)	カーボディスク	3.0tf/m ²	平面	0.468	裏面材とシートの間	
17	ECB (2.0mm)	不織布(5mm)	カーボディスク	3.0tf/m ²	平面	0.601		
18	EVA (1.5mm)	不織布(5mm)	なし	1.5tf/m ²	段差3mm	0.461		
19	EVA (1.5mm)	不織布(5mm)	なし	3.0tf/m ²	段差3mm	0.473		
20	EVA (1.5mm)	不織布(5mm)	なし	4.5tf/m ²	段差3mm	0.468		
21	EVA (1.0mm凹凸付)	なし	なし	3.0tf/m ²	段差3mm	0.769		一次と二次の間
22	EVA (1.0mmコルゲート)	なし	なし	3.0tf/m ²	段差3mm	0.934		一次と二次の間
23	EVA (1.0mm突起付)	なし	なし	3.0tf/m ²	段差3mm	0.842		一次と二次の間
24	直接打設	なし	なし	3.0tf/m ²	平面	0.716		
25	直接打設	なし	なし	4.5tf/m ²	平面	2.893		
26	直接打設	なし	なし	3.0tf/m ²	段差3mm	5.002		
27	直接打設	なし	なし	4.5tf/m ²	段差3mm	測定不能		

注) EVA: エチレンビフェニールアセテート、ECB: エチレンポリマービフェニールアセテート

2. シートの基礎実験

シートの摩擦係数等の基本性状を把握するため、図一2に示した供試体を用いて基礎実験を行った。

試験は一定の鉛直荷重の載荷の下で、二次覆工ブロックを固定し、セグメントブロックに正負交番の水平荷重を与えて、接合部の繰り返しせん断試験を行った。

実験ケースは表一に示したように、直打ちの他にシート7種類、シートのセグメントへの定着方法の有無、セグメントの組立目遣いを想定した段差の有無、鉛直応力3種類を組合せ、計27ケースを行った。

同表に実験結果を示したが、不織布がある場合は、不織布が1mm程度せん断変形をした後に不織布とシート

の間で滑りが生じ、段差や定着方法の影響はほとんど認められなかった。一方、不織布の無い場合には、シートの種類によって、シート面の一次覆工側で滑るケースと二次覆工側で滑るケースの両方が発生した。また、段差がある場合にはシートに損傷が生じた。

これらの結果より、シートにアイソレーション効果を期待し、覆工間がずれてもシートを損傷させないためには不織布のあるタイプが有利と考えられ、この場合の摩擦係数は $\mu=0.37$ 程度であることが判明した。

3. シールドトンネルの模型載荷実験

(1) 実験概要

供試体の一次覆工は、厚さ20cm、幅90cm、外径

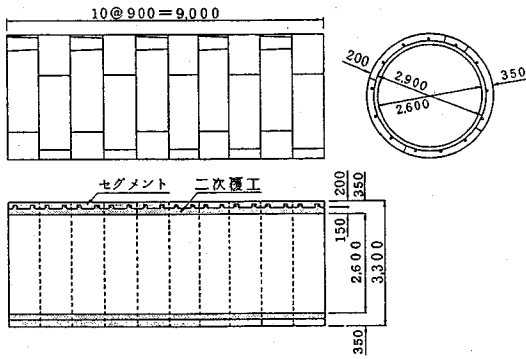


図-3 載荷実験供試体形状図

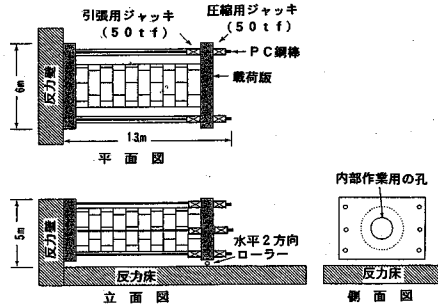
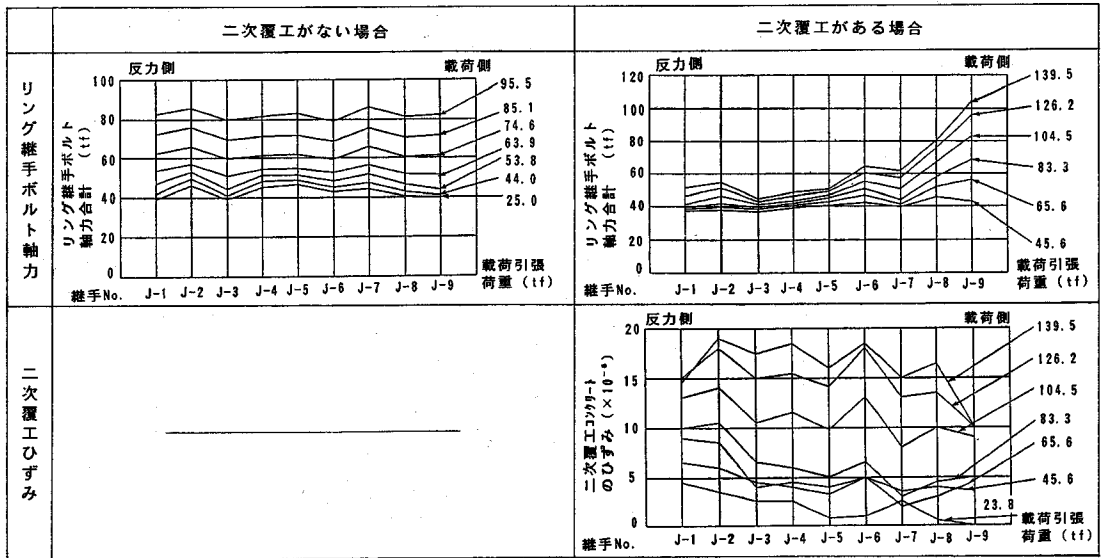


図-4 載荷方法

表-2 軸方向載荷実験結果



3.3 mのセグメントリングを長ボルト (L=30 cm) で10リング連結し (初期締付け力は合計 39 tf)、シートを施工した後に二次覆工として厚さ 15 cmの鉄筋コンクリートを施工した。実験供試体形状を図-3に示した。シートは基礎実験をもとに選定したもので、1 mm厚のEVAシートを5 mm厚の不織布とともに取り付けた。なお、実験は、二次覆工の有無の2種類行い、一次覆工のボルトボックスには発泡スチロールを埋込み、一次覆工内面の平滑化を図った。

供試体への載荷は、図-4の供試体の反力壁側は一次覆工と二次覆工を載荷板に固定し、ジャッキ載荷側は一次覆工のみを載荷板に連結して行い、一次覆工から二次覆工への応力伝達・変位等を計測した。載荷方法は長手方向の軸力載荷の他に、曲げモーメント、軸力と曲げモーメントの同時載荷の3種類とし、正負交番で載荷した。なお、載荷荷重は耐震設計の設計ひずみが発生する程度までとした。

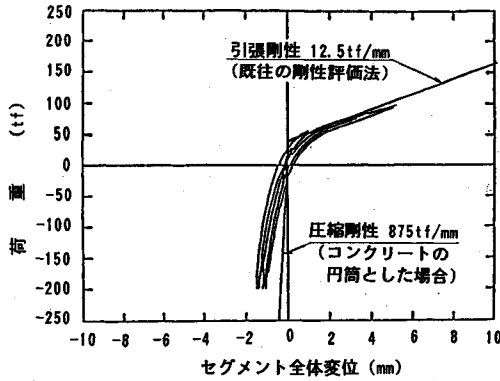
(2) 実験結果

a) 軸方向載荷実験

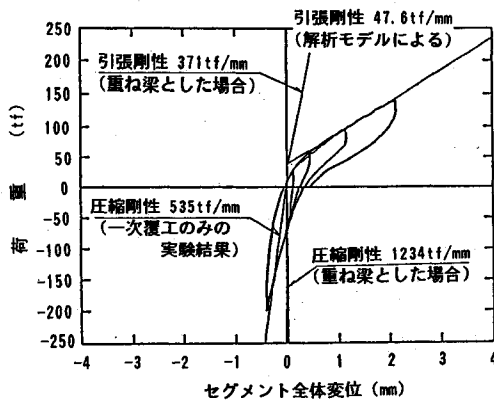
表-2にリング間継手のボルト軸力および二次覆工の軸方向ひずみの分布を示した。一次覆工のみの場合には他への応力伝達がないため、これらの分布が軸方向に一樣であるのに対し、二次覆工がある場合には、載荷側の右端から急に減少していることがわかる。このことより、覆工間にシートを施した場合でも、一次・二次覆工間には有為な力の伝達があると推定される。

図-5に載荷軸力と一次覆工の伸縮量の関係を示した。これより、次のようなことが判明した。

①一次覆工のみの場合の引張剛性は、これまでの研究で提唱されている剛性評価方法^{12), 13)}で近い値が得られることがわかった。なお、このときの引張剛性は、図-6に示した継手部においてボルト軸力の支圧によるコンクリートの圧縮変形を考慮したモデルを用い、以下に示す式で算定した。



(a) 二次覆工がない場合



(b) 二次覆工がある場合

図-5 載荷軸力と伸縮量

$$K_T = 1 / (1/k_b' + 1/k_s')$$

$$k_b' = k_b \cdot k_{pu} / (2k_b + k_{pu})$$

$$k_s' = E_c \cdot A_c / L_1$$

$$k_b = E_b \cdot A_b / L_b$$

$$k_{pu} = E_c \cdot A_u / (t_{w1}' \cdot t / 2)$$

ここに、

K_T : 引張剛性

k_b' : コンクリートの支圧変形を考慮した継手部の剛性

k_s' : セグメントの軸剛性

E_c, E_b : セグメントコンクリート, ボルトのヤング率

A_c, A_b : セグメント, ボルトの断面積

L_1 : セグメントのピース長さ

k_b : ボルトの軸剛性

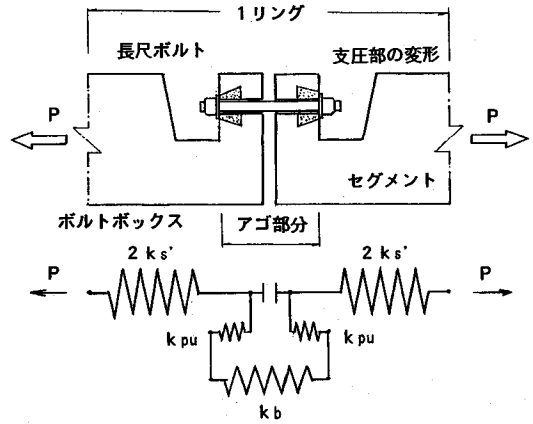
L_b : ボルトの長さ

k_{pu} : ワッシャーおよび支圧部分のコンクリートのバネ定数 (村上・小泉の方法による)

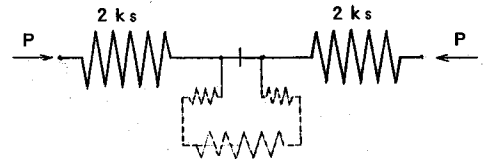
A_u : 圧縮有効域の面積

t_{w1}' : ワッシャーの換算厚さ

t : ボルトボックスのあご部の長さ



(a) 引張時 (k_s' : アゴ部分の剛性を除く)



(b) 圧縮時 (k_s : セグメント全長有効)

図-6 軸剛性の評価方法

②一次覆工のみの場合の圧縮剛性は、セグメントコンクリートの全断面が有効な円筒として求めた剛性 ($K_c = E_c \cdot A_c / L_1$) より、継手が存在することにより小さい値を示すことがわかった。

③二次覆工がある場合の引張剛性は、一次覆工のみの引張剛性と両覆工を重ね梁とした引張剛性の中間にあり、(3)節のa)でシミュレートした解析モデルでよく表現できることがわかる。

重ね梁とした剛性は以下の式で計算した。

(引張剛性)

$$K_1 = K_T + K_L \cdot A_L / L_2$$

ここに K_1 : 重ね梁の引張剛性

E_L : 二次覆工のヤング率

A_L : 二次覆工の断面積

L_2 : 二次覆工の長さ

(圧縮剛性)

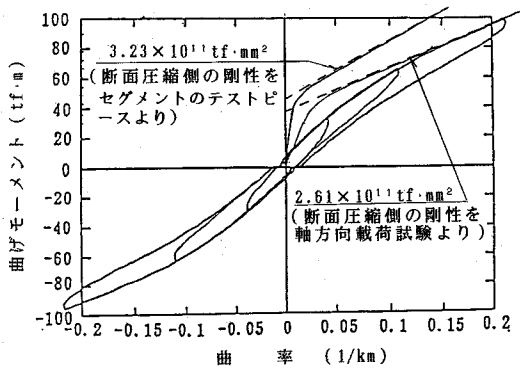
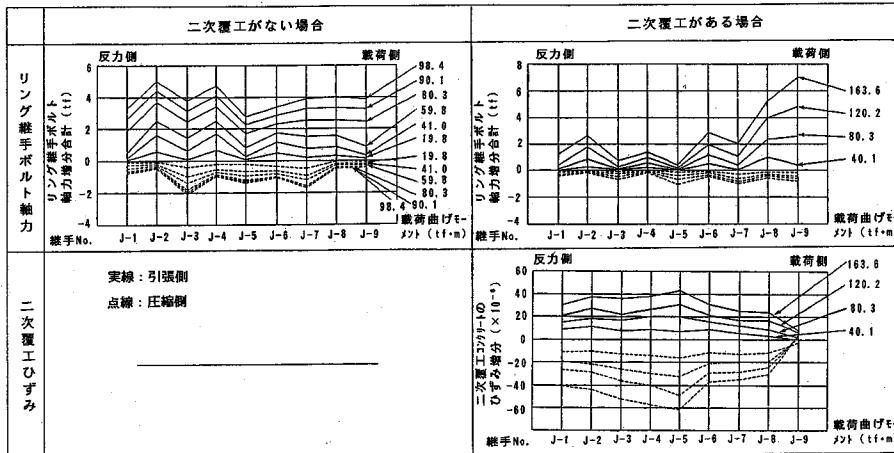
$$K_1 = K_T + E_L \cdot A_L / L_2$$

b) 曲げ載荷実験

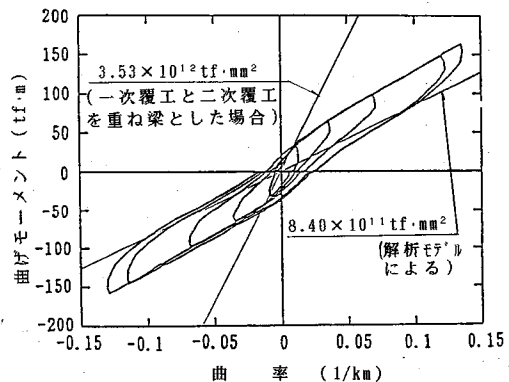
表-3にリング間継手のボルト軸力増分および二次覆工の軸方向ひずみ増分の分布を示した。この表を見ると、軸方向載荷実験と同様に、二次覆工のある場合には、載荷側の右端から急に減少しており、曲げ載荷でも軸方向載荷と同様に、両者の間には有為な力の伝達があると推定される。

図-7に載荷モーメントとこれによる曲率の関係を示

表-3 曲げ載荷実験結果



(a) 二次覆工が無い場合



(b) 二次覆工がある場合

図-7 載荷曲げモーメントと曲率(曲げ載荷)

した。これより、次のようなことが判明した。

- ①一次覆工のみの場合の曲げ剛性は、断面圧縮側のコンクリートの剛性をテストピースから求めたセグメントのヤング率を用いて計算¹²⁾した値より小さかった。

$$EI = \cos^3 \phi \cdot E_c \cdot I_c / \{ \cos \phi + (\pi/2 + \phi) \sin \phi \}$$

$$\phi + \cot \phi = \pi(1/2 + K_J / (E_c \cdot A_c / L_1))$$

$$x = r \cdot \sin \phi$$

ここに、

E_c :セグメントのヤング率 ($3.64 \times 10^6 \text{tf/m}^2$)

A_c :セグメントの断面積 (1.984m^2)

I_c :セグメントの断面二次モーメント (2.350m^4)

L_1 :セグメントリングの長さ (0.9m)

r :セグメント断面の図心半径 (1.55m)

K_J :リング継手のバネ定数 ($111 \times 10^3 \text{tf/m}$)

$$EI = 3.23 \times 10^5 \text{tf} \cdot \text{m}^2$$

また、断面圧縮側の剛性を軸方向載荷実験の圧縮剛性 ($E_c = 0.73 \times 10^6 \text{tf/m}^2$) を用いて求めた場合には、実験値と計算値はかなり近似することが判明した。

$$EI = 2.61 \times 10^5 \text{tf} \cdot \text{m}^2$$

- ②二次覆工がある場合の曲げ剛性は、一次覆工と二次覆工を重ね梁として求めた剛性の30%程度であったが、(3)節のb)でシミュレートした解析モデルである程度表現できることがわかった。

c) 軸力・曲げ同時載荷実験

本載荷実験は、まず所定の軸力(圧縮・引張)を作用させ、次に曲げを作用させる手順で行った。

軸力載荷時および曲げ載荷時の計測結果は、それぞれの実験を単独で行った場合のa), b)の結果と同様であった。

図-8は、軸力載荷後の曲げモーメントとこれによって生じた曲率の関係を示したものである。これらより、次のようなことが判明した。

- ①一次覆工のみの場合の曲げ剛性は、初期に作用させる軸力によって以下のように変化した。

・引張軸力40tf載荷時

この引張軸力は、継手ボルトの締付け力による継手面の圧縮が消散する軸力に対応している。このため、

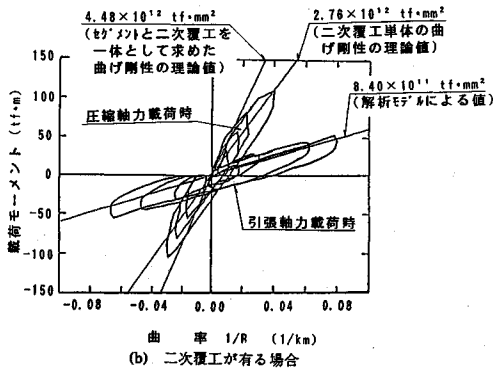
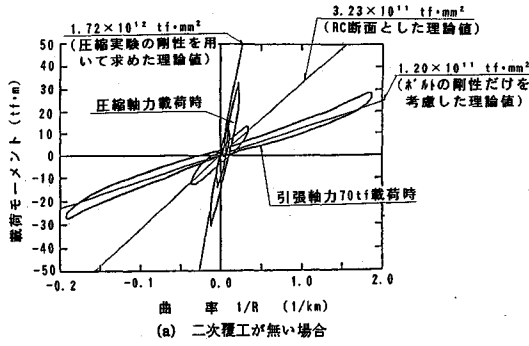


図-8 載荷曲げモーメントと曲率(軸力・曲げ載荷)

応力挙動は、継手ボルトが引張を、コンクリートが圧縮を分担するRC断面として評価した値とよく一致していることがわかる。

・引張軸力 70 tf 載荷時

この引張軸力は、この力によって継手面に生じた目開きが、曲げ作用後も圧縮側に残っている状態の軸力に相当している。このため、応力挙動は継手部をボルトのみの断面として評価した値とよく一致していることがわかる。

・圧縮軸力載荷時

曲げにより継手に目開きが生じないレベルでは、曲げ剛性は圧縮載荷実験で得られた圧縮剛性を用いて円筒として評価した値とよく一致していることがわかる。

②二次覆工がある場合の曲げ剛性は、初期に作用させる軸力によって以下のように変化した。

・引張軸力載荷時

一次覆工のみの場合のように、引張軸力の大きさによって曲げ剛性が大きく変化することはなかった。また、(3)節のb)で示す解析モデルで求めた曲げ剛性と比較的一致していることがわかる。

・圧縮軸力載荷時

シールドトンネルの曲げ剛性は、二次覆工単体で考えた場合の値と一次覆工と二次覆工が一体と考えた場

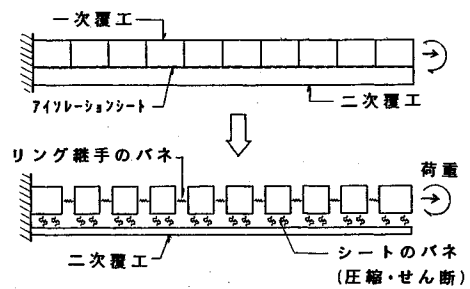


図-9 解析モデル

合の値(一次覆工の剛性は圧縮載荷実験で得られた圧縮剛性を用いて円筒として計算)の間程度の値となっている。

(3) 実験結果のシミュレーション

本節では、実験結果に対して解析モデルを作成し載荷実験のシミュレーションを実施した。

解析モデルは、図-9に示すように一次覆工および二次覆工は等価な軸方向剛性(曲げ剛性)をもつパネおよび棒部材で表現し、シートを覆工間を結ぶせん断パネ(圧縮パネ)として表現した。

a) 軸方向載荷実験

一次覆工の剛性は、一次覆工のみの載荷実験で得られた非線形な荷重～変位関係(図-5(a))を用い、二次覆工の剛性は、供試体から抜いたコアの弾性係数と断面積より

$EA = 2.2 \times 10^6 \text{tf/m}^2 \times 1.2959 \text{m}^2 = 2.85 \times 10^6 \text{tf}$ と定めた。シートのせん断パネ定数は次式により求めた。

$$K_s = f_i / \delta = (F_i - F_{i-1}) / \delta$$

ここに、 K_s : シートのせん断パネ定数

f_i : セグメント両端のリングボルトの軸力差

δ : 一次覆工と二次覆工の相対変位

F_i : i 番目継手のリングボルトの軸力

最大引張載荷荷重時について求めると

$$K_s = 1.95 \text{kgf/cm/cm}^2 \text{ (90 cm 当りでは 16 tf/mm)}$$

となる。

一方、シートの基礎的実験で得られた摩擦係数より、二次覆工の滑動抵抗力(=摩擦係数×二次覆工重量)は

$$S = 0.37 \times 3.2 \text{tf/m} = 1.2 \text{tf/m}$$

となり、覆工間のせん断力がこれを上回ると二次覆工が滑り出すと仮定した。

解析は、シートのせん断パネ定数を上記で求められた $K_s = 16 \text{tf/mm}$ およびその1/2の $K_s = 8 \text{tf/mm}$ とした場合および滑りを考慮する場合の3ケースを行った。

解析結果は図-10に示した通りであり、セグメントの変位、継手の目開き量に関しては、接合面パネに滑りによる上限を考慮しない方が実験結果を再現し得ること

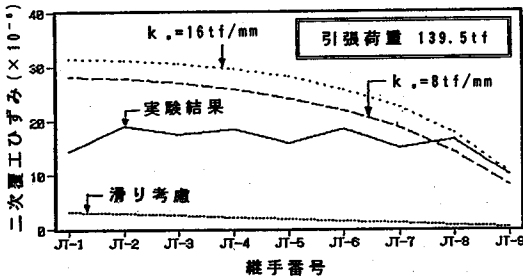
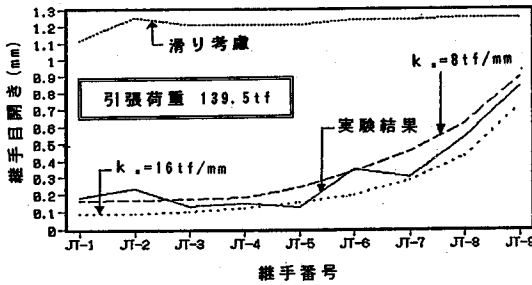
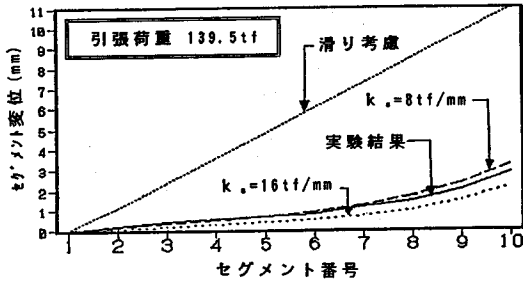


図-10 実験値と解析値の比較 (軸方向載荷)

が分かる。これは、シートの単体試験とは異なり、覆工供試体の中では滑りが生じなかったのではないかと推測できる。

実験終了後、供試体を解体し、覆工間の滑りやシートの損傷状況を観察した。その結果、覆工間には滑った形跡は見られず、シートの損傷もなかった。二次覆工には、コンクリート打設時の圧力で写真-1のようなボルトボックスへのコンクリート孕みだしが生じており、これがキーのような効果を果たしたと考えられる。また、セグメント組立時の目違いによる段差もあり、図-11に示したように、段差を乗り越えて接合面に滑りを生じさせようとしても、セグメントリングによる拘束で抵抗力が増大するため、滑りが生じなかったものと考えられる。

このように、覆工間では有意なせん断力の伝達が行われていると考えられ、図-9に示した解析モデルにより、実験結果をある程度表現できていることがわかった。

b) 曲げ載荷実験

一次覆工の剛性は、一次覆工のみの載荷実験で得られた非線形な荷重～曲率関係 (図-7 (a)) から各部分の曲率に合わせて設定し、二次覆工の剛性は、供試体から



写真-1 継手ボックス部の二次覆工コンクリート

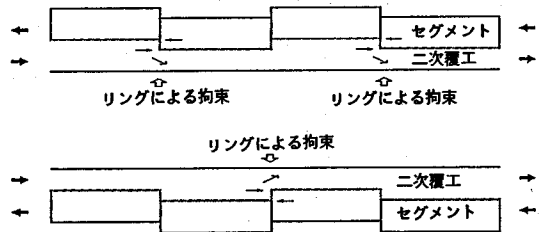


図-11 リングとしての拘束の概念

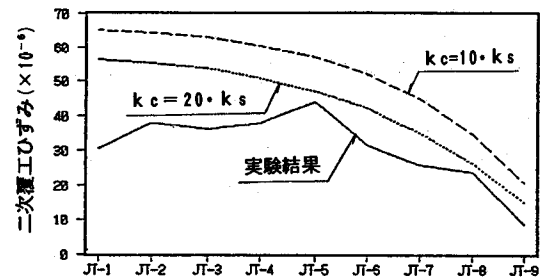
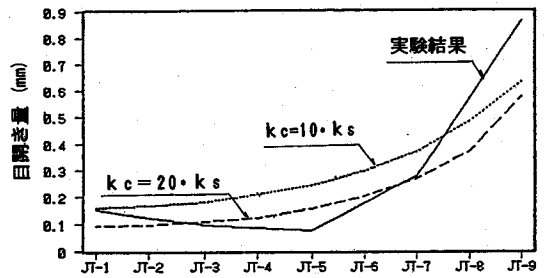


図-12 実験値と解析値の比較 (曲げ載荷)

抜いたコアの弾性係数と断面より

$$EI = 2.2 \times 10^6 \times 1.2287 = 2.70 \times 10^6 \text{tf} \cdot \text{m}^2$$

とした。覆工間のシートの圧縮バネ定数 (K_c) は実験結果からは求められないため、軸方向載荷試験で用いたせん断バネ定数 ($k_s = 1.95 \text{kgf/cm/cm}^2$) に対して 10 および 20 倍程度と仮定することにより計算した。

これらの条件で解析した結果を図-12に示した。解

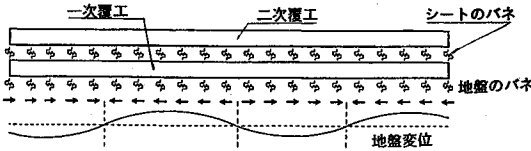


図-13 トンネルの解析モデル

表-4 検討に用いた地盤変位

検討方向	入射波の方向	地盤のひずみ
軸引張	45°入射、4波合成	$\epsilon = 3.5 \times 10^{-4}$
曲げ	0°入射、1波	$\phi = 5.8 \times 10^{-6}$

表-5 解析に用いたトンネルの剛性

	トンネル剛性	備考
一次覆工	$E A = 4.13 \times 10^6 \text{ tf}$	$\epsilon = 3.5 \times 10^{-4}$ 時
	$E I = 6.96 \times 10^8 \text{ tfm}^2$	$\phi = 5.8 \times 10^{-6}$ 時
二次覆工	$E A = 3.83 \times 10^7 \text{ tf}$	全断面有効
	$E I = 7.14 \times 10^8 \text{ tfm}^2$	全断面有効

表-6 解析ケース(軸引張)

	シートの有無	覆工間パネ
CASE-1	あり	線形パネ $k_s = 1.95 \text{ kgf/cm/cm}$
CASE-2	あり	滑動考慮 $k_s = 1.95 \text{ kgf/cm/cm}$ $\mu = 0.37$
CASE-3	なし	剛結合

析結果の全体的な傾向は、実験結果と比較的よく一致していると考えられるが、載荷側(JT-9)のリング間目開き量が実験値を大きく下回る結果となった。これは、実験供試体の載荷端部分の影響あるいは載荷装置の影響を受けているためと推察される。

いずれにしても、ここで設定した解析モデルにより、ある程度実験結果を表現できていることがわかった。

4. 東京湾横断道路シールドトンネルの地震時挙動の検討

前節で説明した解析モデルにより、東京湾横断道路シールドトンネル(図-1)の地震時挙動の検討を行った。

検討は、本トンネルの通過地盤における耐震設計時の地盤変位($\delta=2.6 \text{ cm}$, $L=420 \text{ m}$)を、表-4の条件で図-13の解析モデルに入力してトンネルに発生する断面力を算定することにより行った。トンネルの剛性は表-5に示すように、一次覆工はボルトの初期締め付け力を考慮した非線形性を考慮し、二次覆工の剛性は全断面有効のコンクリートとして評価した。また、地盤パネは別途検討したFEM解析結果より、

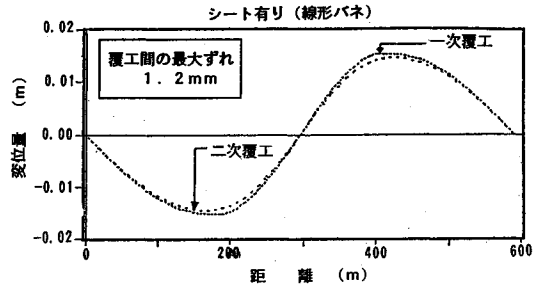
軸方向 : $K_L=8200 \text{ tf/m/m}$

水平直角方向 : $K_T=16000 \text{ tf/m/m}$

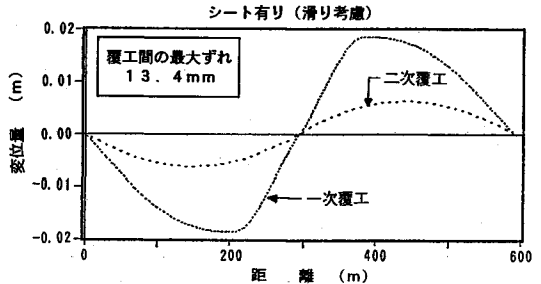
とした。

a) 軸引張作用時

シールドトンネルに軸引張力が作用する場合について、表-6に示した3ケースを解析した。その結果を図-14, 15に示した。



(a)シート有り/線形パネ



(b)シート有り/滑動考慮

図-14 トンネルの変位

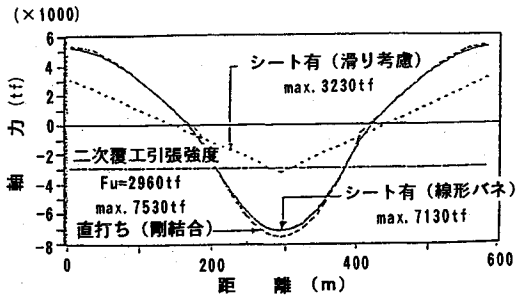


図-15 二次覆工の軸力分布

これらの結果より、以下のようなことが判明した。

- ①覆工間をせん断パネで連結した場合、二次覆工と一次覆工のズレは1.2 mmで変形はほぼ等しくなり、二次覆工に発生する軸力は二次覆工のひびわれ荷重を大きく上回る7130 tfであった。この値は、シートがなく、両覆工を一体とした場合の軸力7530 tfより若干小さく、一次覆工から二次覆工へのひずみの伝達率は95%程度になっていると考えられる。
- ②シートにより覆工間が滑ると仮定した場合、一次覆工の変位は滑らない場合に較べ若干増加し、二次覆工の変位は逆に減少してズレは13.4 mmとなった。この結果、二次覆工に発生する軸力は1/2程度に低減され3230 tfとなったが、この場合でも二次覆工コンクリートの引張強度($F_u=2960 \text{ tf}$)を上回る軸引張力となり、二次覆工にはひびわれが発生すると推定される。

表-7 解析ケース (曲げ)

	シートの有無	覆工間パネ
CASE-1	あり	線形パネ せん断パネの10倍 $k_s = 19.5 \text{ kgf/cm/cm}$
CASE-2	あり	滑動考慮 せん断パネの20倍 $k_s = 39.0 \text{ kgf/cm/cm}$
CASE-3	なし	剛結合

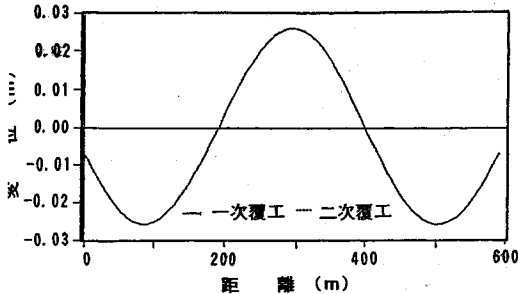


図-16 トンネルの変位

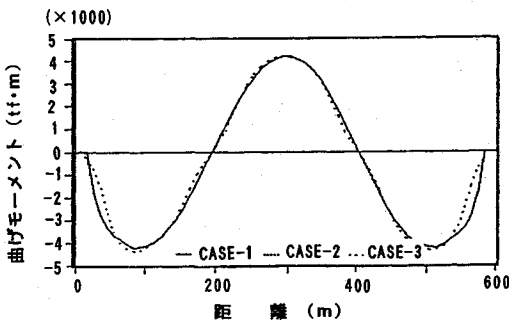


図-17 二次覆工の曲げモーメント分布

b) 曲げ作用時

シールドトンネルに曲げが作用する場合について、表-7に示した3ケースを解析した。その結果を図-16, 17に示した。

これらの結果より、以下のようなことが判明した。

①いずれのケースでも、一次覆工と二次覆工の変形にはほとんど差が見られなかった。

覆工間に変形があるとしても最大でシートの厚みまでであり、前述のようにEVAシート(1mm厚)+不織布(5mm厚:二次覆工コンクリートの打設で1~2mmに圧縮されている)では、曲げを緩和させることは期待できないと考えられる。

②二次覆工に発生する曲げモーメントの最大値は、いずれの場合も4200 tfm程度でほぼ同じであり、曲げひびわれが発生する曲げモーメント $M_u = 7750 \text{ tfm}$ にはいたらなかった。これは、本トンネルでは曲げが軸力に比べて卓越していないことによると考えられる。

c) 二次覆工へのひずみ伝達とアイソレーション材の厚さ

一般に応答変位法におけるひずみの伝達率は、地盤変

位に対するトンネル変位の比で表されるが、ここでは、一次覆工の変位に対する二次覆工の変位の比として考える。

覆工間のひずみの伝達率は、軸方向の場合、シートのパネ定数 (k)、二次覆工の剛性 (EA) および地盤変位の波長 (L) より次式で表される。

$$\alpha_1 = 1 / [1 + (2\pi / (\lambda_1 \cdot \sqrt{2L}))^2]$$

$$\lambda_1 = \sqrt{k / (EA)}$$

ここで、

$$k = 7.72 \times 10^4 \text{ tf/m/m} (1950 \text{ tf/m/m}^2 \times 12.6 \text{ m} \times \pi)$$

$$EA = 3.83 \times 10^7 \text{ tf} (2.5 \times 10^6 \text{ tf/m}^2 \times 15.33 \text{ m}^2)$$

$$L = 420 \text{ m}$$

を代入すると $\alpha_1 = 0.95$ となり、本トンネルの場合、ほとんどのひずみが二次覆工に伝達されることがわかる。

覆工間のひずみの伝達率が変化すると、シールドトンネル全体の剛性も変化するため一次覆工の変位量が変わってくるが、今、(一次覆工の変位) = (地盤変位) と仮定して、二次覆工にひびわれを生じさせないようにするための覆工間のひずみの伝達率を求めると、本トンネルの場合 $\alpha_1 = 0.22$ となる。

一方、曲げの場合のひずみの伝達率は次式で表される。

$$\alpha_2 = 1 / (1 + (2\pi / \lambda_2 \cdot L)^4)$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{k / (EI)}$$

ここで、

$$k = 7.72 \times 10^5 \text{ tf/m/m}$$

$$(10 \times 1950 \text{ tf/m/m}^2 \times 12.6 \text{ m} \times \pi)$$

$$EI = 7.14 \times 10^7 \text{ tf}$$

$$L = 420 \text{ m}$$

を代入すると、 $\alpha_2 = 1.00$ となり、本トンネルの場合ほとんどのひずみが二次覆工に伝達されることがわかる。

本トンネルの場合、曲げが特に卓越していないため、二次覆工に曲げひびわれが発生するほどの曲げモーメントは生じないが、曲げが卓越するようなトンネルでひずみの伝達を低減するためには、アイソレーション材としては、やはりある程度の厚みを持ちパネ値の小さいものを採用する必要があると思われる。

5. おわりに

本研究では、防水シートを施工したシールドトンネルの地震時挙動について、シートの滑りに関する基礎的な実験およびシートを施工したリング状のシールドトンネル模型の載荷実験を行い、その軸方向剛性や地震時ひずみの一次覆工から二次覆工への伝達について研究を行った。

その結果、今回計画した厚みのシートであれば、純粹な軸応力載荷状態でも、一次覆工がリング状に組まれた

場合には、セグメントに存在する凹凸や組立時に生じた段差を乗り越えて接合面でせん断ズレが生ずることはかなり困難であると考えられる。また、曲げに対してはシートの厚みが小さく圧縮剛性が大きいため、曲げ剛性の低減も無く、アイソレート効果は期待できないことが分かった。

したがって、一次覆工の変形に対しては二次覆工も抵抗することとなるため、東京湾横断道路のシールドトンネルでは、二次覆工にも耐震補強を行うこととし、二次覆工コンクリートの引張強度以上の鉄筋量⁷⁾を軸方向に連続して配筋することとした。

なお、覆工間のアイソレートを確実にやり二次覆工へのひずみの伝達を軽減するためには、もっと積極的に厚くて剛性の小さいアイソレーション材を採用する必要があると考えられ、その材料や厚みに関しては今後の研究に期待される。ただし、そのような場合には、一次覆工のみで十分に地震に耐えられる構造とする必要があると考える。

最後に、シールドの載荷実験を共同研究として行って頂くとともに、貴重なご指導を頂いた建設省土木研究所の川島一彦室長をはじめ「東京湾横断道路シールドトンネル検討会」の今田徹委員長（東京都立大学教授）、小泉淳委員（早稲田大学教授）、ならびに、シートの基本実験や施工方法に関してご助力頂いた方々に、心より感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針解説，pp. 246～255，1979.
- 2) 日本鉄道建設公団：京葉都心線のシールドトンネルの耐震検討について（未公表），1987.11.
- 3) 藍田正和・西野健三：シールドトンネルのセグメント継手部剛性を考慮した耐震解析，中部電力研究資料，No. 73，pp. 1～21，1984. 9.

- 4) 元山宏・林光俊・杉田秀樹・志波由紀夫：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型載荷実験，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集Ⅰ，pp. 1098～1099，1989. 10.
- 5) 下村真弘・川島一彦・内田隆：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型載荷実験（その2）—二次覆工のない場合—，土木学会第45回年次学術講演概要集Ⅰ，pp. 1200～1201，1990. 9.
- 6) 和佐勇次郎・杉田秀樹・岡本晋：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型載荷実験（その2）—二次覆工のある場合—，土木学会第45回年次学術講演概要集Ⅰ，pp. 1202～1203，1990. 9.
- 7) 和佐勇次郎・三木克彦・林光俊：二次覆工を有するシールドトンネルの地震時挙動，土木学会論文集第436/Ⅲ-16，pp. 47～56，1991. 9.
- 8) 佐久間・石田・上原・小泉：一次覆工・二次覆工間のせん断特性を考慮したシールドトンネルの軸剛性評価，土木学会論文集，第424号/Ⅲ-14，pp. 251～259，1990. 12.
- 9) 内田隆・亀岡弘之・川島一彦・和佐勇次郎：アイソレーションシートを施工したシールドトンネルの軸力載荷実験，土木学会第46回年次学術講演概要集Ⅰ，pp. 1220～1221，1991. 9.
- 10) 岡本晋・杉田秀樹・吉田幸司：アイソレーションシートを施工したシールドトンネルの曲げ載荷実験，土木学会第46回年次学術講演概要集Ⅰ，pp. 1222～1223，1991. 9.
- 11) 内田恵之助・和佐勇次郎・吉田幸司・田中努：アイソレーションシートを施工したシールドトンネルの軸方向剛性と地震時ひずみの二次覆工への伝達，第21回地震工学研究発表会，pp. 401～404，1991. 7.
- 12) 川島一彦・大日向尚巳・志波由紀夫・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究—（その1）シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用—，土木研究所資料 No. 2262，1985. 10.
- 13) 小泉淳・村上博智・西野健三：シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について，土木学会論文集 No. 394/Ⅲ-9，pp. 79～88，1988. 6.

(1992. 6. 15 受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SHIELD TUNNEL LONDTUDINAL RIGIDITY AND ITS BEHAVIOUR DURING EARTHQUAKE WITH WATERTIGHT MEMBRANE INSTALLED BETWEEN PRIMARY AND SECONDARY LINING

Yujiro WASA, Hiroji ABE, Koji YOSHIDA and Hiroshi MOTOYAMA

There never have been studied on seismic behaviour of shield tunnel with watertight membrane between primary and secondary lining in the field of shield tunnel and tunneling.

Authors have studied shield tunnel londitudinal rigidity, and transfer of seismic strain from primary lining to secondary lining by model and fundamental experiments on isolation effects of membrane, and by loading experiments on prototype shield tunnel with watertight membranc in between primary and secondary lining. Authors have found that watertight membrane in between linings have not enough isolation effect considering seismic earth behaviour and actual lining conditions, and that secondary lining suffers almost equal seismic strain as primary lining even with membrane in between.