

# 縦断方向に地盤条件が変化するシールドトンネルの耐震設計法

藤田 輝一\* 船越 宏治\*\* 津野 究\*\*\*

Seismic Design Method for Shield Tunnels in the Condition of Change in Ground Conditions in the Longitudinal Direction

Kiichi FUJITA Koji FUNAKOSHI Kiwamu TSUNO

The authors investigated influence of seismic motion on shield tunnels that are located in areas with varying ground conditions. This research revealed that the bigger inclination angle of boundary between basic layer and soft layer becomes, the bigger sectional force such as axial force, bending moment and shear stress becomes. In addition, the sectional force obtained by the equivalent stiffness beam model was found to be larger than that obtained by the beam-spring model. This research also confirmed that the results by the beam-spring model when the inclination angle is 5.9 degree is satisfied with the verification.

キーワード：シールドトンネル，耐震設計，性能照査型設計法，縦断方向

## 1. はじめに

シールドトンネルが縦断方向に地盤条件が変化する場所に位置する場合、地震時に地盤変位の差が縦断方向に生じ影響を受けることが懸念される。これに対して、トンネル縦断方向の地震時の検討が必要となるが、鉄道シールドトンネルを対象に性能照査型設計法により検討した事例は見当たらない。そこで、本研究では、シールドトンネルの地震の影響の考え方について整理し、鉄道単線シールドトンネルを対象にトンネル縦断方向の地震時の検討を行った。この結果をもとに、地層境界の傾斜角度や構造解析モデルの影響について整理した<sup>1)</sup>。

## 2. シールドトンネルの地震の影響の考え方

### 2.1 地震の影響を受けやすいシールドトンネル

シールドトンネルは、地盤に囲まれたアーチ形状の構造物であり脆性的な破壊を生じにくいことや、周辺地盤と同様に挙動することから慣性力の影響が小さく、地震の影響は大きくないものと考えられる。このため、鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル・シールド編）においては、以下に示すような地震の影響を受けやすいシールドトンネルについて、性能照査を行う必要があるとしている。

- ①トンネル縦断方向に断面や剛性が極端に変化する場合
- ②地盤条件が局所的に変化する場合

- ③土被りが急変する場合
- ④著しい急曲線の場合
- ⑤軟弱地盤中に位置し、地震時に大変位が生じることが想定される場合
- ⑥地震時に液状化する地盤中に位置する場合

このうち、①～④については、トンネル縦断方向の検討が必要となる条件である。

### 2.2 要求性能と性能照査

鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル・シールド編）で示されている地震時の検討における照査の要否を表1に示す。照査項目は、安全性として、破壊、安定、走行安全性が、復旧性として、損傷、残留変位があるが、表1に示したように、安全性のうちの、安定、走行安全性（横方向の振動変位・軌道面の不同変位）、および復旧性の残留変位（浮上がり）については、ほかの性能項

表1 地震の影響を受けやすいシールドトンネルの照査の例

要求性能	性能項目	照 査		
		○	△	
安全性	破壊	○	曲げ破壊形態を有する場合：損傷レベル3 せん断破壊形態を有する場合：損傷レベル1	
	安定（浮上がり）	△	液状化の可能性がある場合に設定する	
	走行安全性	内空の変位・変形	○	L1地震動に対して部材が降伏に至らないことで、満足するものとしてよい
		横方向の振動変位・軌道面の不同変位	△	地震時の走行安全性以外の要求性能の照査を満足することで、満足するものとしてよい
復旧性	損傷（部材）	○	曲げ破壊形態を有する場合：損傷レベル2 せん断破壊形態を有する場合：損傷レベル1	
	残留変位（浮上がり）	△	地震時の安全性（安定）の照査を満足することで、満足するものとしてよい	

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室（現 東海旅客鉄道株式会社）  
 \*\* 構造物技術研究部 トンネル研究室（現 植村技研工業株式会社）  
 \*\*\* 構造物技術研究部 トンネル研究室

目の照査において性能が満足されることが確認された場合は満足するものとしてよい項目となっており、液化化の可能性がない場合は、安全性（破壊）、走行安全性（内空の変位・変形）、復旧性（損傷）の3つの項目を満足することを確認すればよいことになっている。ただし、復旧性を設定しない場合は、安全性（破壊）および走行安全性（内空の変位・変形）の2つとなり、復旧性を設定する場合は、復旧性（損傷）および走行安全性（内空の変位・変形）の2つとなる。

2.3 安全係数

本研究で用いた地震時の安全係数を、表2に示す。

3. 地盤急変部における地震時の検討

以下、2.1節で示した6つの条件のうち、②に該当する場合を想定して、トンネル縦断方向の地震時の検討を行った。

3.1 検討対象

地盤急変部に位置する単線シールドトンネル（トンネル外径：6.6m、セグメント高さ：300mm）を検討の対象とした。対象シールドトンネルの諸元を表3に示す。このトンネルは、図1に示すように、基盤層（せん断波速度  $V_s=400\text{m/s}$ ）から砂質土層（ $V_s=230\text{m/s}$ ）に地盤条件が急激に変化する地盤急変部に位置し、地層境界の傾斜角度が  $5.9^\circ(1:10.0)$ 、 $10.9^\circ(1:5.2)$  および  $15.6^\circ(1:3.6)$  の3ケースを設定した。土被りは15mとした。要求性能として安全性の他に復旧性を設定した。なお、シールドトンネルは、液化化しない地盤条件に位置するものとし、また、L1地震動に対して部材が降伏に至らないことが確認されているものとした。このため、以降の性能照査は、復旧性（損傷）についてのみ実施するものとした。

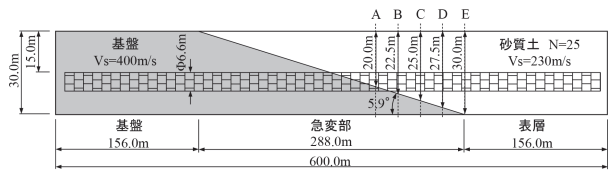
この場合、曲げ破壊形態を有する場合は損傷レベル2以内、せん断破壊形態を有する場合は損傷レベル1以内

表2 安全係数

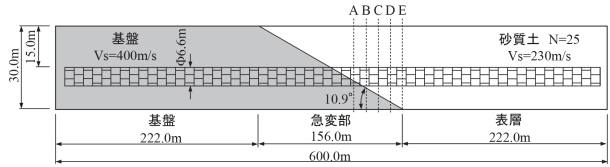
作用係数 $\gamma_f$	構造解析係数 $\gamma_a$	材料係数 $\gamma_m$		部材係数 $\gamma_b$			構造物係数 $\gamma_i$
		セグメント $\gamma_c$	鉄筋 $\gamma_e$	曲げ	せん断 セグメント	鉄筋	
1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.3	1.1	1.0

表3 シールドトンネルの諸元

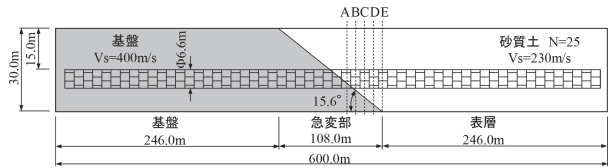
トンネル外径 $D_o$ [m]	6.6
セグメント高さ（厚さ） $h$ [mm]	300
セグメント幅 $B$ [m]	1.2
設計基準強度 $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	48
リング継手ボルト	M30(8.8) 26本
配筋	D10@166



(a) 傾斜角度  $5.9^\circ$



(b) 傾斜角度  $10.9^\circ$



(c) 傾斜角度  $15.6^\circ$

図1 検討ケース

表4 損傷レベルに対する補修イメージ

(a) 曲げ破壊

損傷レベル	部材の状態	補修・復旧方法の例
損傷レベル1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復，継手の補修
損傷レベル3	補修が必要な損傷	鋼板巻立て等による内面補強，二次覆工追加
損傷レベル4	補修が必要な損傷で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷	鋼板巻立て等による内面補強，二次覆工追加，トンネルの変形が著しい場合は部材の取替え

(b) せん断破壊

損傷レベル	部材の状態	補修・復旧方法の例
損傷レベル1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル4	補修が必要な損傷で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復，鋼板巻立て等による内面補強，二次覆工追加，トンネルの変形が著しい場合は部材の取替え

に収める必要がある。損傷レベルに対する補修イメージを表4に示す。

3.2 構造解析モデル

トンネル縦断方向の地震時の検討においては、等価剛性置換梁モデル（図2）や縦断方向はり-ばねモデル（図3）が用いられている。

等価剛性置換梁モデル（図2）は、リング継手による曲げ剛性の低下を考慮して、縦断方向のシールドトンネルと等価な一様剛性を有するはりに置換したモデルである。また、軸剛性および曲げ剛性は、式(1)~(3)により設定する<sup>2)</sup>。

〔等価軸剛性〕

$$\text{圧縮：} (EA)_{\text{eq}}^c = EA \quad (1)$$

$$\text{引張：} (EA)_{\text{eq}}^t = \frac{k_u}{k_u + EA/b} \times EA \quad (2)$$

〔等価曲げ剛性〕

$$(EI)_{\text{eq}} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \sin \phi} \times EI \quad (3)$$

ここに、 $\phi$ ： $\frac{\cot \phi + \phi}{\pi} = \frac{1}{2} + \frac{k_u b}{EA}$  を満足する値

$$A : A = \frac{\pi(D_0^2 - D_1^2)}{4}$$

$$I : I = \frac{\pi(D_0^4 - D_1^4)}{64}$$

- $b$  : セグメント幅
- $D_0$  : セグメント外径
- $D_1$  : セグメント内径
- $E$  : セグメントのヤング係数
- $k_u$  : リング継手面のばね定数 ( $k_u = k_{ru} \times n_r$ )
- $k_{ru}$  : リング継手のばね定数,  $n_r$  : 1リング当りのリング継手の個数

一方、縦断方向はりばねモデルは、図3に示すように、セグメントリングをはり、リング継手を軸方向ばね、

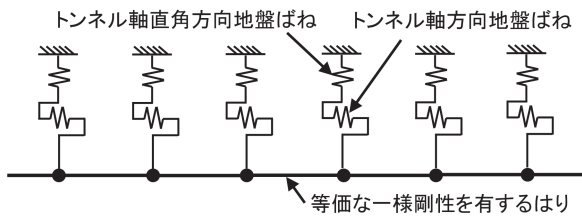


図2 等価剛性置換梁モデル

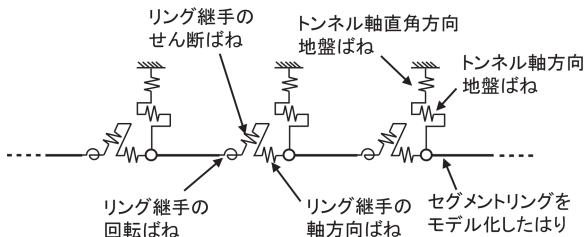


図3 縦断方向はりばねモデル

回転ばねおよびせん断ばねでモデル化するものであり、リング継手部による縦断方向の剛性の低下を考慮できるとともに、その断面力や目開きを直接的に求めることが可能である。本研究では、表5に示すように縦断方向のシールドトンネルをモデル化する方法を提案した<sup>1)</sup>。ここで、セグメントリングについては、RCセグメントの配力筋を主鉄筋としたRC円環断面とすることにより、曲げ剛性の非線形特性を設定した。

また、リング継手は、軸方向剛性（圧縮、引張）と、曲げ剛性（回転剛性）、せん断剛性を有するものとした。軸方向剛性（圧縮）は、圧縮力がコンクリート間で伝達されるものとして、剛性を無限大とした。軸方向剛性（引張）と、曲げ剛性（回転剛性）は、以下のようにモデル化した。すなわち、リング継手を、図4に示すような継手ボルトと継手板からなる構造として、継手単体の変位～荷重の関係を算出し、これを継手の数だけ重ね合わせることでモデル化した。ここで、軸方向剛性（引張）については、継手単体の荷重～引張関係を継手数だけ乗じることで算出した。また、曲げ剛性（回転剛性）については、図5に示すように、セグメント間の目開きはセ

表5 縦断方向のシールドトンネルのモデル化  
(縦断方向はりばねモデル)

部材	剛性	縦断方向はりばねモデル	
セグメントリング	軸方向剛性	圧縮	$EA$
		引張	$EA$
	曲げ剛性	非線形特性 ( $M-\phi$ ) <sup>※1</sup>	
リング継手	軸方向剛性	圧縮	剛結( $\infty$ )
		引張	継手ボルトと継手板から設定
	曲げ剛性 (回転ばね)	継手ボルトと継手板から設定	
	せん断剛性	剛結( $\infty$ )	

※1:セグメントの配力筋を主鉄筋とした仮想RC円環断面

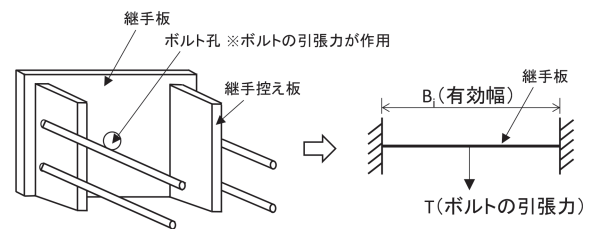


図4 リング継手のモデル化

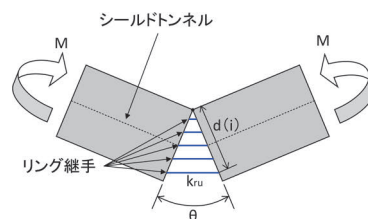
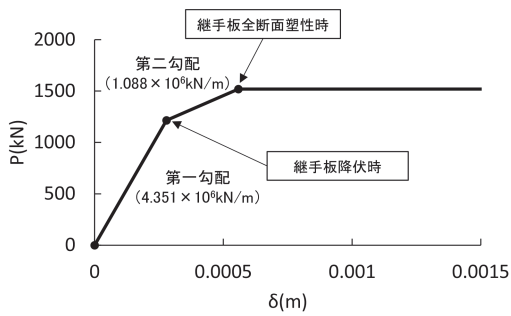
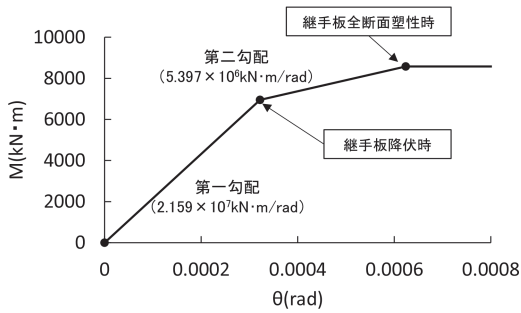


図5 曲げ剛性（回転ばね）設定の考え方



(a) 引張特性



(b) 曲げ特性

図6 設定したリング継手のばね特性

グメントの端部を中心に生じるものとし、継手の位置に応じて変位量が異なることを考慮して足し合わせることで算出した。また、この際、継手は、継手板の降伏開始時と、全断面降伏時を考慮することにより非線形性を考慮しており、曲げ剛性（リング継手の回転ばねの回転角～曲げモーメント関係）を、図6(a)(b)のように第一勾配と第二勾配を有するバイリニアモデルとしている。せん断剛性については、リング間のコンクリートの摩擦により伝達されるものとして無限大とした。

### 3.3 地盤との相互作用

地盤とトンネルとの相互作用については、等価剛性置換ばねモデル、縦断方向はりばねモデルの両モデルとも、地盤ばねで模擬した。地盤反力係数については、横断方向の設計における地盤反力係数の算定の考え方を採用し、式(4)(5)に基づき算定した。

$$k_v = 1.7\alpha E_0 B_v^{-3/4} \quad (4)$$

$k_v$  : 上床方向および下床方向の鉛直地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\alpha$  :  $E_0$  の算定方法および荷重条件に対する補正係数  
 $E_0$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $B_v$  : 上床方向および下床方向の換算幅 (m)

$$k_{sv} = k_v/3 \quad (5)$$

$k_{sv}$  : 上床方向および下床方向のせん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

換算幅  $B_v$  については、シールドトンネルが円形であることを考慮し、地盤反力の分布幅はシールドの中心から 90° の範囲で発生するものとして、 $\sqrt{2}R$  ( $R$ : トンネル外半径) として扱った。

地盤の変形係数  $E_0$  については、後述する一次元地盤応答解析の結果より算出することとし、地盤応答が最大となるときのせん断剛性  $G$  より換算することで算出し、トンネルの縦断方向の位置ごとに変化させた。

### 3.4 応答値の算定

応答値の算定にあたっては、地盤とシールドトンネルを一体化したモデルを用いて動的解析を行う方法が考えられる。しかし、シールドトンネルは多数の継手を有することや、縦断方向の地震時の検討においてはトンネル延長方向にモデルが長くなることから、このような動的解析を行うことは容易でない。そこで、本研究では、一次元地盤応答解析により得られた地盤変位を地盤ばねを介して構造解析モデルに入力する応答変位法を用いた。

#### 3.4.1 一次元地盤応答解析

図1中の断面A～Eの5断面において、一次元地盤応答解析（逐次解析法による時刻歴応答解析）を行い、トンネル位置のトンネル軸直角方向地盤変位を算出した。ここでは、土の応力  $\tau$ ～ひずみ  $\gamma$  関係の非線形性について、GHE-S モデルを用いている。表層地盤と基盤層の境界条件はダッシュポットとした。設計地震動については、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）<sup>3)</sup> のL2地震動スペクトルII（G1地盤）を用いた。

図7に示すような一次元地盤応答解析結果よりSL位置のトンネル軸直角方向の変位の最大値を算出し、これをもとに図8のように入力する地盤変位の分布を算出した。

#### 3.4.2 縦断方向の構造解析

一次元地盤応答解析より得られた地盤変位を縦断方向の構造解析モデルに入力し、地震時の設計応答値を算出した。構造解析モデルについては、3.2節に示す等価剛性置換梁モデルおよび縦断方向はりばねモデルを用

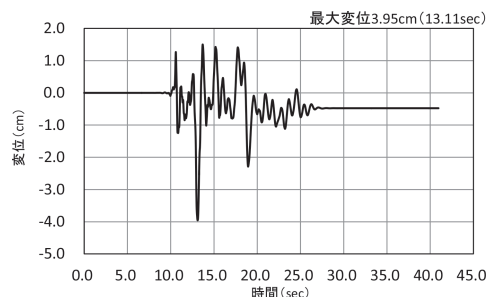


図7 地盤応答解析結果の例（断面A）

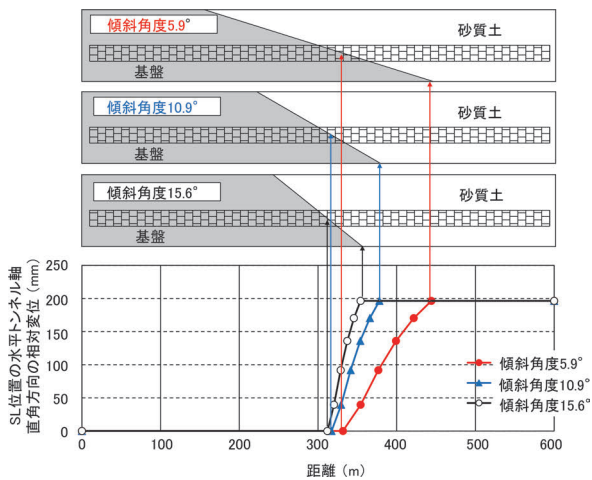


図8 入力する地盤変位（時刻：14.2s）

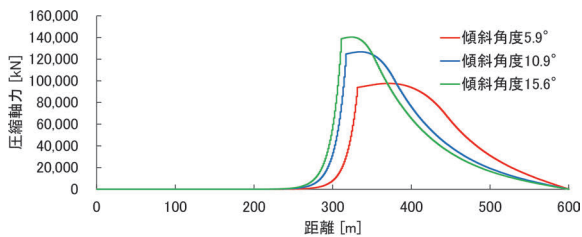
い、延長600mの解析モデルを作成した。なお、断面A～Eの各断面の間の地盤変位については、断面A～Eの結果を線形補間して入力した。

### 3.4.3 応答値の算定結果

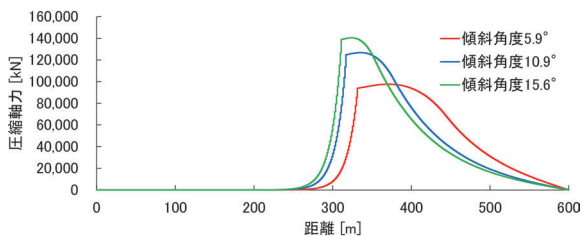
構造解析より得られたトンネル軸方向の圧縮軸力を図9に示す。圧縮軸力は、傾斜角度が大きいほど、圧縮軸力の最大値が大きく、凸形状が鋭くなる傾向となった。

また、等価剛性置換梁モデルと縦断方向はりばねモデルを比較すると、概ね同じ値となっている。これについては、圧縮はセグメント本体で受け持つこと、セグメント本体の軸圧縮剛性の設定が両モデルで同じであることによるものと考えられる。

つぎに、水平曲げモーメントを図10に示す。これより、地盤急変部付近で大きくなる傾向となっており、傾斜角度が大きいほど最大値が大きくなっている。また、



(a) 等価剛性置換梁モデル



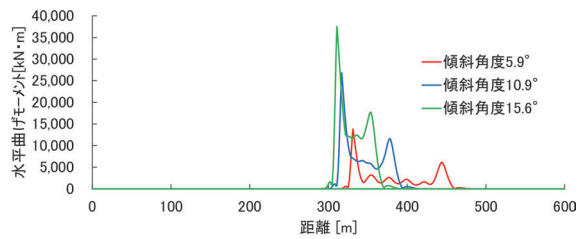
(b) 縦断方向はりばねモデル

図9 圧縮軸力

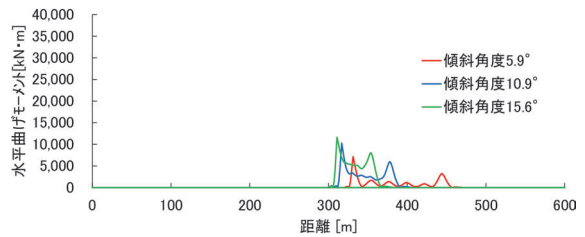
等価剛性置換梁モデルで得られた水平曲げモーメントの最大値は、縦断方向はりばねモデルの1.9～3.2倍の値となった。

水平せん断力を図11に示す。水平せん断力についても、水平曲げモーメントと同様に、傾斜角度が大きいほど最大値が大きくなった。また、等価剛性置換梁モデルで得られた水平せん断力の最大値は縦断方向はりばねモデルより大きく、1.6～2.7倍の値となった。

以上のように、等価剛性置換梁モデルを用いて得られる水平曲げモーメントおよび水平せん断力は、縦断方向はりばねモデルを用いた場合と比べて大きくなる傾向があることを把握した。

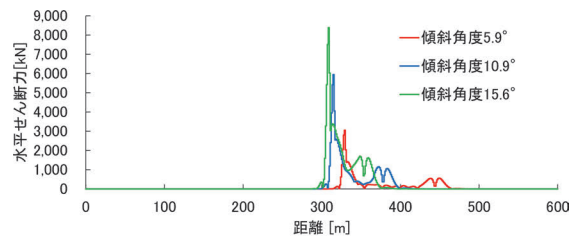


(a) 等価剛性置換梁モデル

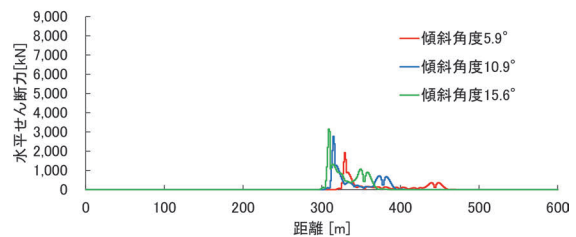


(b) 縦断方向はりばねモデル

図10 水平曲げモーメント



(a) 等価剛性置換梁モデル



(b) 縦断方向はりばねモデル

図11 水平せん断力

### 3.5 照査結果

復旧性（損傷）に関する照査結果について、等価剛性置換梁モデルを用いて応答値を算出した場合の結果を表6、縦断方向はりばねモデルを用いた場合の結果を表7に示す。本研究では、検討ケースや照査項目ごとに照査値を比較するために同じ継手諸元を用いるものとし、ここでは傾斜角度が5.9°についてはりばねモデルを用いて照査を満足するようリング継手の諸元を設定している。そのため、これ以外のケースでは照査を満足していない結果となっている。これより、等価剛性置換梁モデルを用いた場合、傾斜角度が5.9°の場合でもリング継手について照査を満足しない結果であった。一方、縦断方向はりばねモデルを用いた場合は、傾斜角度が5.9°において照査を満足し、傾斜角度が大きい10.9°あるいは15.6°の場合は、リング継手について照査を満足しない結果となった。これより、斜面の傾斜角度が急な場合は地盤変位の影響が大きくなること、縦断方向はりばねモデルを用いることにより、合理的な検討ができる可

能性があることが分かった。

また、縦断方向はりばねモデルについて照査値を比較すると、リング継手の水平曲げモーメントに関して照査値が大きくなる結果となった。

## 4. まとめ

本報告では、地盤条件が変化する箇所位置する鉄道単線シールドトンネルを対象に、縦断方向の地震時の検討方法について整理し、性能照査型設計法によるトンネル縦断方向の地震時の検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・地盤急変部については、基盤層と表層地盤の傾斜角度が大きいほど、圧縮軸力、水平曲げモーメント、水平せん断力のいずれも最大値が大きくなる結果となった。
- ・縦断方向はりばねモデルを用いた場合と比較して、等価剛性置換梁モデルを用いた場合の方が水平曲げモーメントやせん断力が大きくなる傾向となり、水平曲げモーメントで1.9～3.2倍、水平せん断力で1.6～2.7倍の最大値を示した。したがって、縦断方向はりばねモデルを用いることにより、合理的な検討ができる可能性があることが分かった。

表6 照査結果（等価剛性置換梁モデル）

	照査項目		傾斜角度	傾斜角度	傾斜角度
			5.9°	10.9°	15.6°
セグメント 本体	軸圧縮力 N <sub>cmax</sub>	(kN)	97,636	126,781	140,428
	軸圧縮耐力 N <sub>cu</sub>	(kN)	201,878	201,878	201,878
	$\gamma_i \cdot N_{cmax} / N_{cu}$	—	0.48	0.63	0.7
リング継手	軸引張力 N <sub>tmax</sub>	(kN)	9,699	16,086	20,886
	引張耐力 N <sub>tu</sub>	(kN)	7,501	7,501	7,501
	$\gamma_i \cdot N_{tmax} / N_{tu}$	—	1.29	2.14	2.78
	水平曲げモーメント M <sub>hmax</sub>	(kN・m)	13,830	26,849	37,556
	曲げ耐力 M <sub>ud</sub>	(kN・m)	8,579	8,579	8,579
	$\gamma_i \cdot M_{hmax} / M_{ud}$	—	1.61	3.13	4.38
	水平せん断力 S <sub>hmax</sub>	(kN)	3,051	5,943	8,388
	せん断耐力 S <sub>u</sub>	(kN)	4,812	4,812	4,812
	$\gamma_i \cdot S_{hmax} / S_u$	—	0.63	1.24	1.74

## 謝 辞

本検討を実施するにあたり、中央復建コンサルタンツ株式会社の室谷耕輔氏、坂田智基氏、張洋氏、中里大樹氏には多大なるご協力を頂いた。末筆ながら、感謝の意を表する次第である。

表7 照査結果（縦断方向はりばねモデル）

	照査項目		傾斜角度	傾斜角度	傾斜角度
			5.9°	10.9°	15.6°
セグメント 本体	軸圧縮力 N <sub>cmax</sub>	(kN)	97,636	126,781	140,428
	軸圧縮耐力 N <sub>cu</sub>	(kN)	201,878	201,878	201,878
	$\gamma_i \cdot N_{cmax} / N_{cu}$	—	0.48	0.63	0.7
リング継手	軸引張力 N <sub>tmax</sub>	(kN)	3,844	5,972	7,754
	引張耐力 N <sub>tu</sub>	(kN)	7,501	7,501	7,501
	$\gamma_i \cdot N_{tmax} / N_{tu}$	—	0.51	0.80	1.03
	水平曲げモーメント M <sub>hmax</sub>	(kN・m)	7,138	10,256	11,630
	曲げ耐力 M <sub>ud</sub>	(kN・m)	8,579	8,579	8,579
	$\gamma_i \cdot M_{hmax} / M_{ud}$	—	0.83	1.20	1.36
	水平せん断力 S <sub>hmax</sub>	(kN)	1,926	2,772	3,154
	せん断耐力 S <sub>u</sub>	(kN)	4,812	4,812	4,812
	$\gamma_i \cdot S_{hmax} / S_u$	—	0.40	0.58	0.66

## 文 献

- 1) 船越宏治、藤田輝一、津野究、木下果穂、室谷耕輔、坂田智基：地盤急変部に位置するシールドトンネルの縦断方向耐震検討、第54回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1429-1430、2019
- 2) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル、丸善、pp.157-158、1997
- 3) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善出版、p.47、2012