

鉄道シールドトンネルを対象とした 横断方向の耐震検討例

船越 宏治¹・津野 究²・藤田 輝一³・木下 果穂⁴・小島 謙一⁵
川西 智浩⁶・坂田 智基⁷・室谷 耕輔⁸

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38)
E-mail:funakoshi.koji.82@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38)
E-mail:tsuno.kiwamu.00@rtri.or.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38)
E-mail:fujita.kiichi.91@rtri.or.jp

⁴正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38)
E-mail:kinoshita.kaho.96@rtri.or.jp

⁵正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38)
E-mail:kojima.kenichi.03@rtri.or.jp

⁶正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38)
E-mail:kawanishi.tomohiro.35@rtri.or.jp

⁷正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 鉄道系部門 (〒102-0083 東京都千代田区麹町二丁目10-13)
E-mail:sakata_t@cfk.co.jp

⁸正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 鉄道系部門 (〒102-0083 東京都千代田区麹町二丁目10-13)
E-mail:muroya_k@cfk.co.jp

鉄道シールドトンネルは、地震の影響は小さいと考えられているが、地盤条件が局所的に変化する場合や土被りが急変する場合などの条件下においては、地震による影響が大きくなることも想定される。そこで、鉄道シールドトンネルを対象にトンネル横断方向の地震時の検討を行った。一次元地盤応答解析および応答変位法による地震時の検討を行った結果、トンネルが均一な地盤内に位置する条件では、曲げ破壊形態の損傷は損傷レベル1に概ねおさまった。一方、トンネルが基盤層の近傍に位置する条件では、損傷レベル2以内であり、トンネルが基盤に1/2埋没するケースでは損傷レベル3を部分的に超えたが、損傷発生箇所はごく一部であった。せん断破壊形態の損傷は、トンネルが基盤に1/2または1/4埋没するケースにおいて、損傷レベル1を超える結果となった。

Key Words : shield tunnel, seismic design, lateral direction, ground reaction coefficient

1. はじめに

鉄道シールドトンネルは、地山に囲まれたアーチ形状の構造物であり脆弱的な破壊が生じにくいこと、地震時には周辺地盤と同様に挙動することから地震の影響は小さいと考えられている。ただし、地盤条件が局所的に変化する場合や土被りが急変する場合などの条件下においては、地震時による影響が大きくなることも想定される。

そこで、鉄道シールドトンネルを対象に、「トンネルが均一な地盤内にある場合」および「トンネルが基盤層

の近傍にある場合」についてトンネル横断方向の地震時の検討を行ったので報告する。

2. 検討概要

(1) 検討対象

単線シールドトンネル(トンネル内径 $D_i=6.0\text{m}$)あるいは複線シールドトンネル(トンネル内径 $D_i=8.8\text{m}$)を検討対象とした。セグメントの高さ h は単線シールドト

ンネルでは30 cm, 複線シールドトンネルでは常時の設計をもとに40cm (砂質土) と45cm (粘性土) とした. セグメント幅 B については, 単線シールドトンネルでは1.2m, 複線シールドトンネルでは1.6mとした. セグメントの分割を図-1に示す.

シールドトンネルは, 土被りを15mとし, 砂質土 (N値=25, せん断波速度 $V_s=230\text{m/sec}$, 土の単位体積重量 $\gamma=19.0\text{ kN/m}^3$), あるいは粘性土 (N値=3, せん断波速度 $V_s=140\text{m/sec}$, 土の単位体積重量 $\gamma=16.0\text{ kN/m}^3$) に位置するものとした. また, 地下水位はGL-1.5mに位置し, 上載荷重は 10 kN/m^2 を作用させた. なお, 基盤層については, せん断波速度 $V_s=400\text{m/sec}$, 土の単位体積重量 $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ とした. 検討地盤条件を図-2に示す.

トンネル断面, 地盤条件, トンネルと基盤層の位置関係を組合わせた計10ケースの試算として検討ケースを表-1に示す. ケース1~4については, トンネルが「均一な地盤内」に位置するケースである. トンネル上端位置を固定として, トンネル断面の単線と複線の違いからトンネル下端と基盤層との離隔は8.4m (ケース1~2), 5.4m (ケース3), 5.3m (ケース4) となる. 一方, ケース5

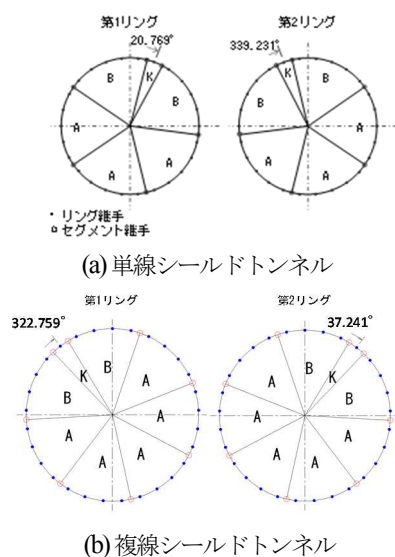


図-1 セグメントの分割

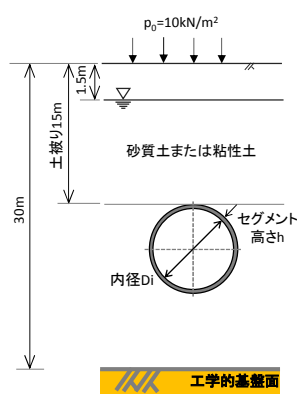


図-2 検討地盤条件

~10は, トンネルが「基盤層の近傍」にあるケースであり, トンネルのスプリングライン面の位置に基盤層が位置する「基盤層に1/2埋没」, トンネルの下端高さから1/4に基盤層が位置する「基盤層に1/4埋没」, トンネルの下端に基盤層が位置する「基盤上」の3つの条件を設定した. トンネルと基盤層の位置関係を図-3に示す.

(2) 検討方法

一次元地盤応答解析において地盤変位, 周面せん断力および慣性力を算出し, これをトンネル横断方向の覆工モデルに入力して地震時の断面力を算定した. その上で, 常時の断面力と地震時の断面力を足し合わせ, 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計¹⁾ (以下「耐震標準」とする) に則って損傷レベルの検討を行った.

a) 常時の断面力の算定

常時の断面力の算定は, 鉄道構造物等設計標準・同解

表-1 検討ケース

ケース	トンネル断面	地盤条件	トンネルと基盤の位置関係	セグメント高さ $h[\text{cm}]$
1	単線	砂質土	均一な地盤内	30
2		粘性土		30
3		砂質土		40
4		粘性土		45
5	複線	砂質土	基盤に1/2埋没	40
6		粘性土		45
7		砂質土	基盤に1/4埋没	40
8		粘性土		45
9		砂質土	基盤上	40
10		粘性土		45

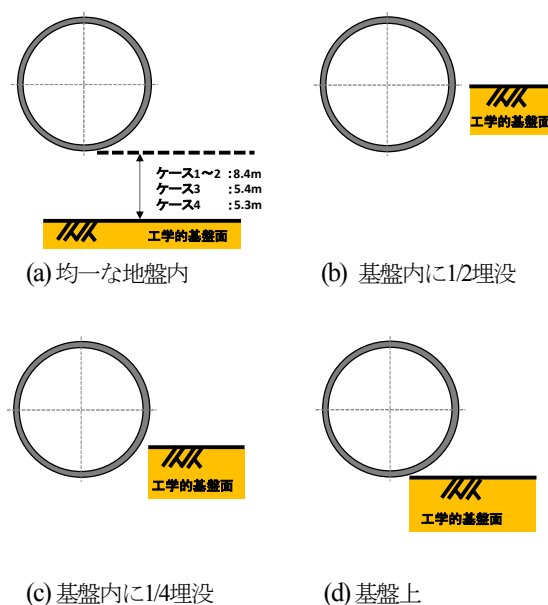


図-3 トンネルと基盤層の位置関係

説 シールドトンネル²⁾に則って算出した。設計作用については、土圧、水圧、自重および上載荷重を考慮した。砂質土 (N値=25) のケースでは土水分離とし、Terzaghiの緩み土圧式を用いて土圧を算定した。粘性土 (N値=3) のケースでは土水一体とし、全土被り圧を作用させた。図4に設計で考慮した荷重分布 (土圧、水圧) を示す。

b) 一次元地盤応答解析

地震時の地盤の応答値は、土の応力 τ ～ひずみ γ 関係を非線形性のモデル化として、GHE-Sモデルを用いた逐次解析法により時刻歴応答解析から算出した。基盤層以深のモデル化については、地表面から30mまでモデル化を行い、表層地盤と基盤層の境界条件はダッシュポットとした。減衰の設定に関しては、レーリー減衰を適用し、地盤の主要モード (1, 2次) に対して、 α あるいは β を算出した。なお、プログラムはLIQUEUR-JRを使用した。また、設計地震動は、「耐震標準」に示されたL2地震動スペクトルⅡ (図-5) を用いた。

c) 地震時の断面力の算定

地震時の断面力の算定にあたっては、一次元地盤応答解析結果によりトンネル上下端間の相対変位が最大となる時刻の地盤変位、周面せん断力、慣性力を算出し、それらを同時に載荷させた。

地震時の地盤ばねは、地盤ばねAと地盤ばねBを設定した。地盤ばねAは、「耐震標準」の開削トンネルの応答変位法に用いる地盤ばねの設定方法によるものである。対象断面が円形であるため、分布幅は円芯から左右45度の範囲 ($B_v = \sqrt{2}R$) とした (図-6-a)。

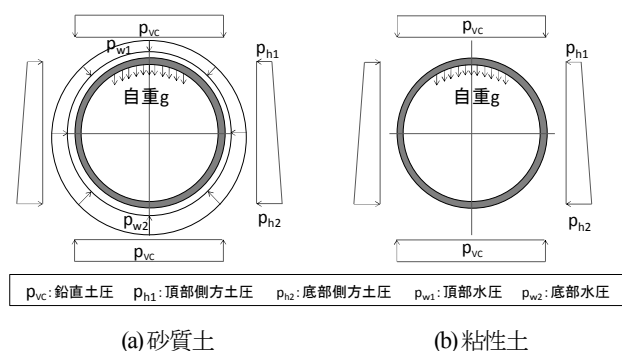


図-4 荷重分布 (土圧および水圧)

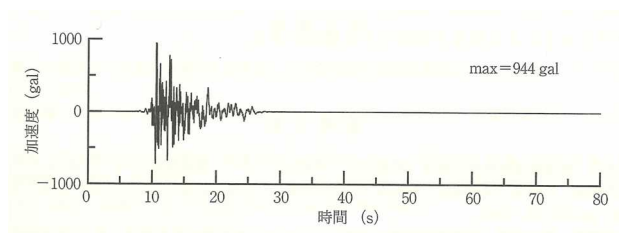


図-5 入力地震動

$$k_v = 1.7\alpha E_0 B_v^{-3/4} \quad (1)$$

k_v : 上床方向および下床方向の鉛直地盤反力係数 (kN/m^3)

α : 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^2)

B_v : 上床方向および下床方向の換算幅 (m)

$$k_{sv} = k_v/3 \quad (2)$$

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^3)

側壁方向の鉛直地盤反力係数およびせん断地盤反力係数についても、同様に算出する。

地盤ばねBは、既往の文献による方法³⁾で設定した。地盤ばねBのばね定数は、トンネルの変形モードに応じて変化するという特徴がある (図-6-b)。

$$k_n = \frac{2G_s}{R} \cdot C_n, \quad k'_n = \frac{2G_s}{R} \cdot C'_n \quad (3)$$

$$C_n = \begin{cases} 1 & (n=0) \\ 2 & (n=1) \\ \frac{2n+1-2v_s(n+1)}{3-4v_s} & (n \geq 2) \end{cases} \quad (4)$$

$$C'_n = \begin{cases} 0 & (n=0,1) \\ \frac{n+2-2v_s(n+1)}{3-4v_s} & (n \geq 2) \end{cases} \quad (5)$$

k_n : 法線方向 (接線方向) の荷重または変位に対して法線方向 (接線方向) に作用する地盤ばねのばね定数 (N/m^3)

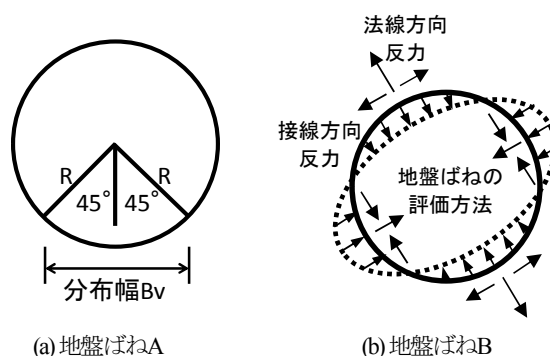
k'_n : 法線方向 (接線方向) の荷重または変位に対して接線方向 (法線方向) に作用する地盤ばねのばね定数 (N/m^3)

G_s : 地盤のせん断弾性係数 (N/m^2)

R : トンネル覆工の図心までの半径 (m)

v_s : 表層地盤の動的ポアソン比

n : トンネルの変形モードのフーリエ次数



(a) 地盤ばねA

(b) 地盤ばねB

図-6 地盤ばねの評価方法

覆工のモデル化として、セグメント本体は軸力変動を考慮したテトラリニアモデル、セグメント継手は軸力を考慮し継手部の力のつり合いと適合条件を基にした回転ばね特性であるバイリニアモデル、リング継手は常時平均軸力により算出した線形ばねモデルを用いた。セグメント本体の部材モデルの概念図を図-7、セグメント継手およびリング継手の部材モデルの概念図を図-8に示す。

d) 照査方法

照査方法は、「耐震標準」に則って行った。本報では、曲げ破壊形態を有する部材の損傷レベルを整理して示す。曲げ破壊形態を有する部材の損傷レベルは、図-9のように損傷レベル1では曲率 ϕ_y 相当、損傷レベル2では曲率 ϕ_m 相当、損傷レベル3では曲率 ϕ_n 相当を設計限界値となる。一方で、せん断破壊形態を有する部材の損傷レベルは、損傷レベル1では曲率 ϕ_y 相当を設計限界値となる。

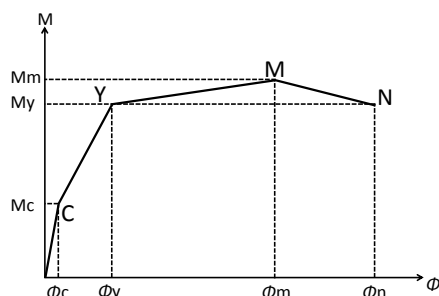
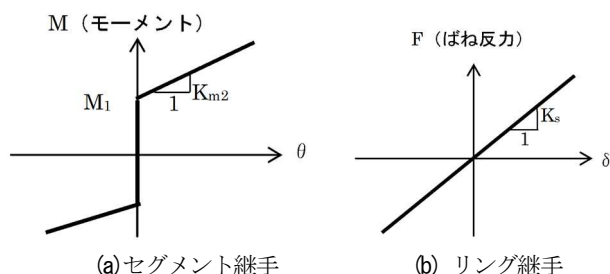


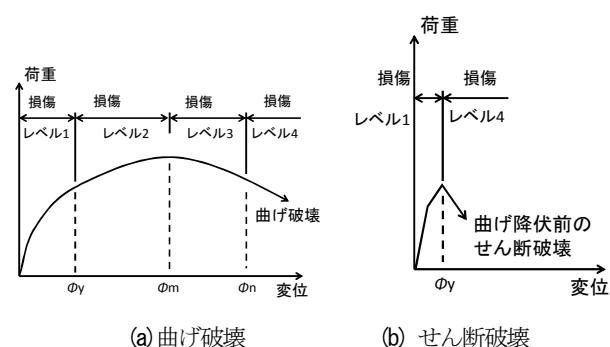
図-7 部材モデルの概念図 (セグメント本体)



(a)セグメント継手

(b) リング継手

図-8 部材モデルの概念図 (継手)



(a) 曲げ破壊

(b) せん断破壊

図-9 部材の荷重～変位関係包絡線と損傷レベルの関係

3. 検討結果

(1) 一次元地盤応答解析の結果

図-10に砂質土で均一な地盤内のケース3、図-11に粘性土で基盤に1/4埋没のケース6の一次元地盤応答解析の結果を示す。ここでは、最大相対変位が表れた時刻の絶対加速度、相対速度、相対変位、せん断応力、せん断ひずみおよびせん断波速度を示している。

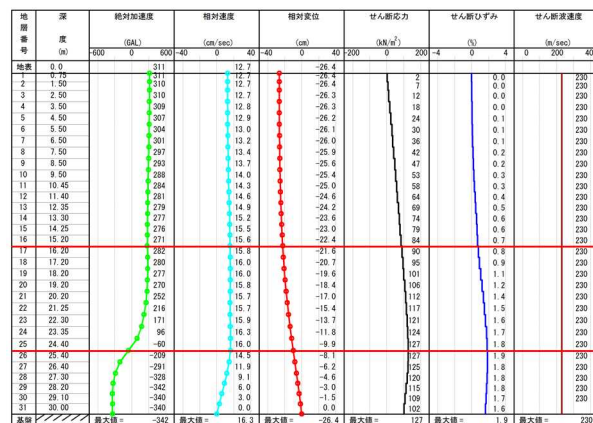


図-10 地盤応答解析結果 (ケース3)

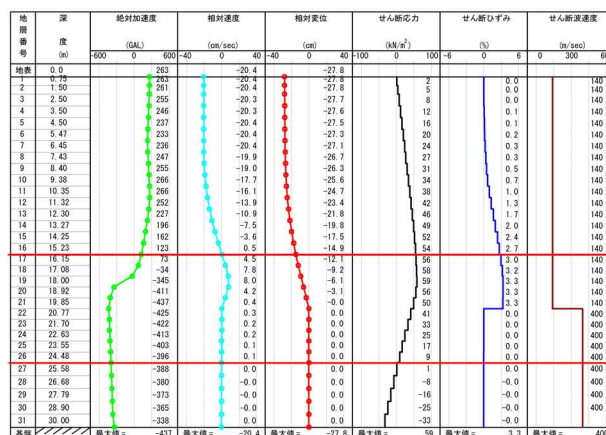


図-11 地盤応答解析結果 (ケース6)

表-2 各ケースの最大相対変位、相対変形角、せん断ひずみ

ケース	トンネル断面	地盤条件	トンネルと基盤の位置関係	最大相対変位 (cm)	相対変形角	せん断ひずみ (%)
1	単線	砂質土	均一な地盤内	5.6	1/111	0.6~1.2
2		粘性土		8.7	1/73	1.0~1.6
3		砂質土		12.4	1/74	0.7~1.8
4		粘性土		14.4	1/64	0.9~1.6
5	複線	砂質土	基盤に1/2埋没	10.1	1/91	0.0~2.3
6		粘性土	1/2埋没	14.9	1/62	0.0~3.3
7		砂質土	基盤に1/4埋没	14.1	1/65	0.0~2.2
8		粘性土	1/4埋没	18.8	1/49	0.0~2.8
9		砂質土	基盤上	17.2	1/53	1.3~2.2
10		粘性土	基盤上	20.1	1/46	1.7~2.3

各ケースの最大相対変位，相対変形角，せん断ひずみを整理した結果を表-2に示す。

相対変形角は，ケース1以外の全てのケースにおいて，1/100を超える結果となった。また，砂質土のケースの方が粘性土より小さくなった。

(2) 地震時の断面力

粘性土に位置する複線シールドトンネルで，トンネル下端より基盤層が深く均一な地盤内に位置するケース4およびトンネルが基盤に1/2埋没しているケース6の断面力図を図-12に示す。

常時とケース4の最大断面力を比較すると，曲げモーメントおよびせん断力は2倍程度，軸力は0.8～1.3倍となった。また，常時とケース6の最大断面力を比較すると，曲げモーメント2.5倍，軸力は0.6～1.4倍，せん断力については，基盤面との境界部に4.6倍の大きな値を示した。

(3) 損傷レベル

単線シールドトンネルおよび複線シールドトンネルとも，トンネル下端より基盤層が深く均一な地盤内にトンネルが位置するケース1～4では，損傷レベル2以内であり，概ね損傷レベル1におさまっていた。

トンネルが基盤層の近傍に位置するケース5～10では，基盤層と面する位置の地盤剛性が大きく変化するため，損傷レベル1を超える箇所が複数あったが概ね損傷レベル2以内であった。ただし，トンネルが基盤層に1/2埋没しているケース6（地盤ばねB）では損傷レベル2および損傷レベル3を超える損傷箇所があったが，発生箇所は

一部であった。ケース5およびケース6の曲げ破壊形態を有する部材の損傷レベル結果を図-13に示す。

各ケースにおける曲げ破壊およびせん断破壊形態を有する部材の照査値結果として，地盤ばねAのケースを表-3，地盤ばねBのケースを表-4に整理した。

曲げ破壊について，トンネルが均一な地盤に位置するケース1～4については，ケース3を除いて損傷レベル1であった。また，ケース3についても損傷レベル2の結果となった。

トンネルが基盤層の近傍に位置するケース5～10では，損傷レベル1を超えているが，ケース6を除いて損傷レベル2であった。トンネルが基盤層に1/2埋没しているケース6（地盤ばねB）では，損傷レベル3を超過している結果となった。

せん断破壊について，トンネルが基盤層に1/2または1/4埋没しているケース6と8では，損傷レベル1を超過する結果となった。

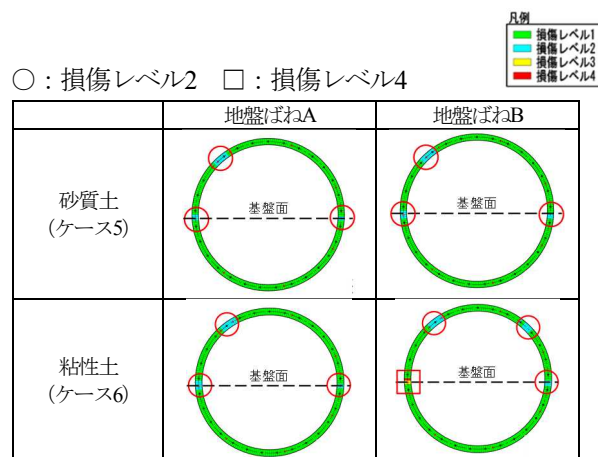


図-13 損傷レベル図（ケース5～6）

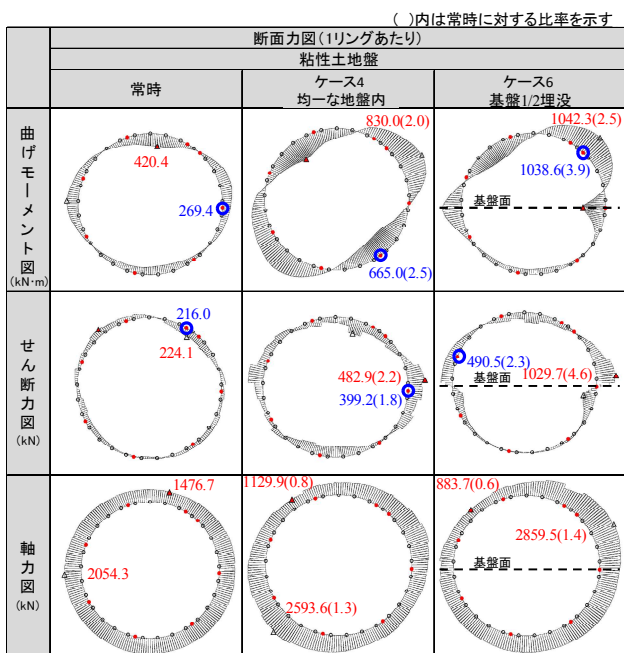


図-12 断面力図（ケース4およびケース6）

表-3 照査結果 地盤ばねA

ケース	トンネル断面	地盤条件	トンネルと基盤の位置関係	曲げ破壊			せん断破壊
				損傷レベル1相当	損傷レベル2相当	損傷レベル3相当	損傷レベル1相当
1	単線	砂質土	均一な地盤内	0.64	0.12	0.09	0.29
2		粘性土		0.74	0.21	0.15	0.56
3	複線	砂質土		0.95	0.20	0.14	0.68
4		粘性土		0.79	0.17	0.13	0.73
5		砂質土	基盤に1/2埋没	4.44	0.97	0.71	0.80
6		粘性土		4.51	0.97	0.74	1.14
7		砂質土	基盤に1/4埋没	1.91	0.40	0.29	0.89
8		粘性土		4.38	0.92	0.70	1.01
9		砂質土	基盤上	1.60	0.33	0.24	0.70
10		粘性土		1.37	0.28	0.21	0.82

表-4 照査結果 地盤ばねB

ケース	トンネル断面	地盤条件	トンネルと基盤の位置関係	曲げ破壊			せん断破壊
				損傷レベル1相当	損傷レベル2相当	損傷レベル3相当	
1	単線	砂質土	均一な地盤内	0.67	0.14	0.10	0.31
2		粘性土		0.78	0.22	0.16	0.57
3	複線	砂質土	均一な地盤内	1.29	0.27	0.19	0.69
4		粘性土		0.86	0.18	0.14	0.76
5		砂質土	基盤に1/2埋没	4.44	0.96	0.71	0.82
6		粘性土		6.63	1.38	1.05	1.19
7		砂質土	基盤に1/4埋没	1.96	0.46	0.34	0.89
8		粘性土		4.25	0.89	0.67	1.02
9		砂質土	基盤上	2.20	0.45	0.33	0.69
10		粘性土		1.43	0.30	0.22	0.85

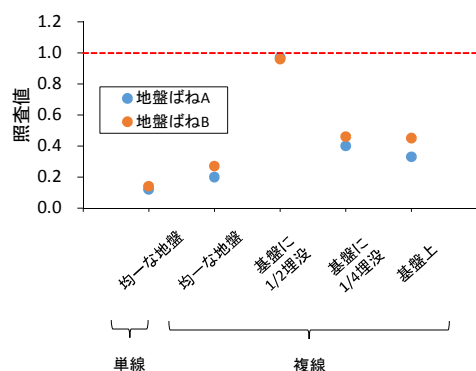


図-14 曲げ破壊の損傷レベル2 (砂質土)

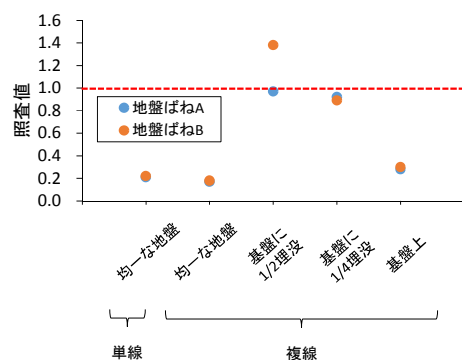


図-15 曲げ破壊の損傷レベル2 (粘性土)

図-14および図-15に曲げ破壊の損傷レベル2に対する照査値を砂質土と粘性土で整理した。これより、地盤ばねAと地盤ばねBは概ね有意な差はみられなかった。ただし、曲げモーメントがM点を超えると応答値が大きくなる傾向があり、粘性土に位置するトンネルが基盤に1/2埋没しているケースのように差がみられる場合もあった。

4. まとめ

本報告では、鉄道シールドトンネルにおける横断方向を対象に一次元地盤応答解析および応答変位法による地震時の検討を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- ・単線トンネルと複線トンネルを比較すると、複線トンネルの方が照査値が大きく表れた。
- ・トンネルが均一な地盤内にあり、トンネル下端から離れた位置に基盤層がある条件下では、概ね損傷レベル1におさまっていることがわかった。
- ・トンネルが基盤層の近傍に位置する条件下での曲げ破壊については、損傷レベル1を超え、トンネルが基盤に1/2埋没のケースでは損傷レベル3を部分的に超えた。ただし、発生箇所は一部であり、構造的な破壊までには至らないものと考えられる。せん断破壊では、損傷レベル1を超える場合もあった。
- ・地盤ばねAと地盤ばねBの2種類の地盤ばねで比較をすると、概ね有意な差はみられなかったが、曲げモーメントがM点を超えると応答値が大きくなる傾向があり、差がみられる場合もあった。

参考文献

- 1) 国土交通省監修 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），2012。
- 2) 国土交通省監修 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），1997。
- 3) 川島一彦：地下構造物の設計，pp.113-116，鹿島出版，1994

(2018. 8. 10 受付)

SEISMIC DESIGN EXAMPLE OF RAILWAY TUNNEL IN LATERAL DIRECTION

Koji FUNAKOSHI, Kiwamu TSUNO, Kiichi FUJITA, Kaho KINOSHITA, Kenichi KOJIMA, Tomohiro KAWANISHI, Tomoki SAKATA and Kosuke MUROYA

Railway shield tunnels may be affected by seismic action when they are located in the section where ground condition or cover depth changes locally although shield tunnels are generally strong against the earthquake. The seismic design in the lateral direction is investigated based on one-dimensional ground response analysis and response displacement analysis. The results show that the damage falls within “Damage level 1” when the shield tunnels are located in uniform ground. On the other hand, it ranges up to “Damage level 3” when the boundary between base ground and soft ground is located close to or just at the shield tunnels.