

# 鉄道総研報告

## ▶ 特集：鉄道トンネルの設計技術 ◀

第36巻 第5号

2022年5月

### 展望解説

- 鉄道トンネルの設計技術の動向と鉄道構造物等設計標準（トンネル）改訂の要旨  
.....野城一栄（1）

### 特集論文

- 粘性土地盤中のシールドトンネルの設計土圧の算定方法  
.....津野究，藤田輝一，船越宏治（9）
- 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（15）
- 山岳トンネル覆工およびインバートの適合みなし仕様の提案  
.....嶋本敬介，川越健，野城一栄，上野光（21）
- 地山劣化法を用いた山岳トンネル覆工およびインバートの性能照査法  
.....嶋本敬介，野城一栄，岡野法之（29）
- 地山形状を考慮した応答変位法による山岳トンネル坑口部の地震時影響の詳細評価法  
.....野城一栄，井澤淳，伊藤直樹（37）

### 調査報告

- 鉄道シールドトンネルのセグメントおよびシールドマシンに関する事例調査  
.....船越宏治，津野究，藤田輝一，木下果穂（43）

### 解説

- 改訂鉄道構造物等設計標準（トンネル）に基づくシールドトンネルの試設計  
.....滝川遼，津野究，木下果穂，牛田貴士（47）
- 改訂鉄道構造物等設計標準（トンネル）に基づく山岳トンネルの試設計  
.....野城一栄，嶋本敬介（51）



特集：鉄道トンネルの設計技術

# 鉄道トンネルの設計技術の動向と 鉄道構造物等設計標準（トンネル）改訂の要旨

野城 一栄\*

Recent Trends of Design Technology of Railway Tunnel  
and Summary of Revision of Design Standards for Railway Tunnels

Kazuhide YASHIRO

More than 20 years have passed since the three design standards for railway tunnels were published. In the meantime, design methods for structures other than tunnels have shifted to performance-verification design methods. Since 2014, a committee consisting of academic experts, railway operators has been set up to study the introduction of performance-based design, and as a result, in April 2022, the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism issued the design standards for railway structures as a notification. This outlook commentary introduces trends in tunnel design technology for railways and an overview of new railway tunnel design standards based on performance-verification design methods.

キーワード：トンネル，設計標準，性能照査型設計法

## 1. はじめに

「鉄道に関する技術上の基準を定める省令（国土交通省令第151号）」が2001年に仕様規定から性能規定に移行したことを受け、解釈基準としての鉄道構造物等設計標準（以下、設計標準）についても性能照査型設計法への移行が進められている。鉄道トンネルに係る設計標準については、2014年以降、学識経験者、鉄道事業者等からなる委員会が設置され、性能照査型設計法の導入について検討が進められ、2021年4月に、国土交通省鉄道局から鉄道事業者に対して通達として示されたところである。本展望解説では、鉄道におけるトンネルの設計技術の動向と、性能照査型設計法が導入された新しい鉄道トンネルの設計標準の概要を紹介する。

## 2. 鉄道におけるトンネルの設計技術の動向

性能照査型設計法は、建設コストの縮減や設計の自由度を向上するものとして注目されている。具体的には、①新技術、個別事情への柔軟な対応が可能である、②性能に関する情報が開示され、構造物の性能が数値的に明示されることにより、一般ユーザーにも理解しやすいものとなる、③建設時だけでなく、その後の性能を評価することにより、ライフサイクルコストの評価への展開が期待できる、などのメリットが一般に知られているが、これら以外にも、構造物に生じている変状に対応する性能項目を、数値的または経験的に直接検討する（例えば、

沈下→安定性、材料劣化→耐久性、内空変位→空間保持など）ことにより、より安全かつ長寿命な構造物の設計に寄与するというメリットもある。

図1に設計標準の性能照査型設計法への移行の状況を示す。橋梁に係る標準については2017年度の複合標準の移行をもって、地盤に係る標準については2012年度の基礎・土留め標準の移行をもって完了している。一方、トンネルに係る標準については、開削トンネルは、鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（以下、開削標準）、シールドトンネルは、同（シールドトンネル）（以下、シールド標準）、山岳トンネルは、都市部の山岳トンネルについて、同（都市部山岳工法トンネル）（以下、都市部山岳標準）が刊行されているが、最も刊行時期が遅い開削標準でも発刊されてから20年以上が経過しており、移行が急務となっていた。

このような背景の下、トンネル3工法のうち、比較的移行しやすいと考えられた開削標準の改訂から着手する

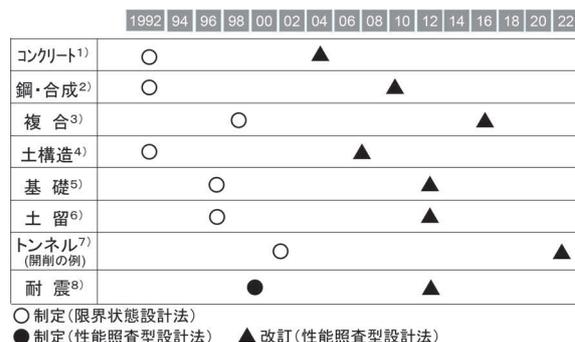


図1 設計標準の性能照査型設計法への移行の状況

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室長

こととし、国土交通省の監修のもと、2014年1月に「鉄道構造物等設計標準（開削トンネル）に関する委員会（委員長：小山幸則 立命館大学 客員教授）」が設立された。その後、2016年1月に「鉄道構造物等設計標準（シールドトンネル）に関する委員会（委員長：赤木寛一 早稲田大学 教授）」と「鉄道構造物等設計標準（山岳トンネル）に関する委員会（委員長：朝倉俊弘 京都大学 名誉教授）」が設立された。これらについて、各委員会3年間の審議を経て、それぞれの最終委員会において改訂原案を得るに至った。

### 3. 新しい設計標準の概要

新たに制定された、鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル）（以下、トンネル標準）が対象とする鉄道トンネルを図2に示す。鉄道トンネルとは「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」で対象としている鉄道構造物のうち、図2(a)に例示した内空を列車が走行する地中構造物をいい、これに該当する駅間のトンネルや地下駅のほか、トンネルと一体の立坑等も含まれる。一方、図2(b)に例示した地上の列車を支持するがその内空には列車が走行しない地中構造物は鉄道トンネルに含まれないとしたが、地上の列車が安全かつ快適に走行する必要があることから、これを設計する際には、トンネル標準を準用してよい。

トンネル標準は図3のように4編構成とし、第I編で、施工法や形状等によらず、すべての鉄道トンネルを包括する調査、構造計画および性能照査の原則を定め、第II編～第IV編で、第I編を満足する具体的な方法のうち標準的な方法を示している。なお、設計標準の冊子としての構成は、ユーザーが使いやすいよう、図3に示すように、代表的な3工法について、第I編と対応する第II編～第IV編のそれぞれとからなる構成とした。

鉄道土木構造物に係る設計標準としては、コンクリート標準、鋼・合成標準、複合標準などがある。図4にトンネル標準と他の設計標準との関連を、コンクリート標準、鋼・合成標準、複合標準を例にとり示す。これらの設計標準は、材料レベル、部材レベル、構造物レベルのすべてのレベルについて記述しているが、トンネル標準では、構造物レベルについて、トンネル固有の事項（照査項目、作用の組み合わせ、応答値の算定等）を記述することとし、材料レベル、部材レベルについては、引用元の標準と同じ事項は原則記述せず、関連標準を参照するものとした。同様に、調査や地盤については基礎標準に、地震の影響や、地震時の照査については耐震標準によるものとした。これは、関連する設計標準が改訂された時に不整合が生じないようにするためである。

鉄道構造物としての要求性能と、これに基づき定める

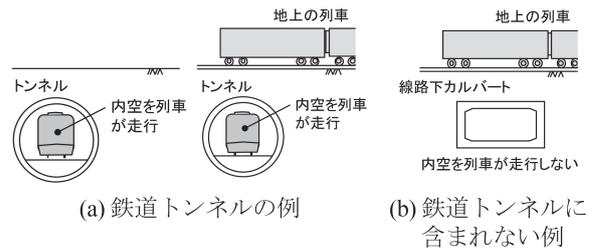


図2 対象とする鉄道トンネル

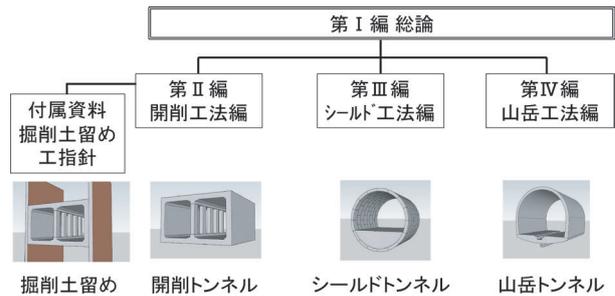


図3 トンネル標準の編構成

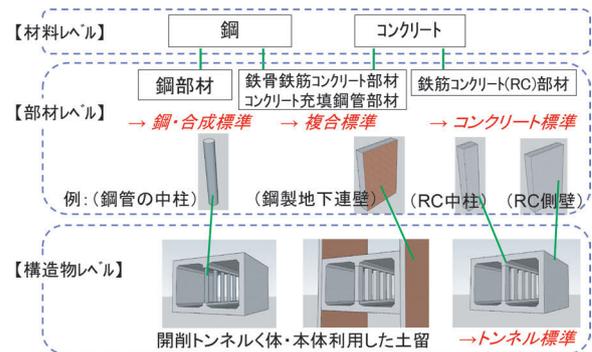


図4 トンネル標準と他設計標準との関連

鉄道トンネルに係る性能項目は、構造物種別はもとより、構造形式や施工法によらず線区ごとに同一とする必要がある。表1に、要求性能と性能項目・照査指標の例を示す。鉄道トンネルでは、内空保持の観点が必要であり、走行安全性において内空の変位・変形等を、また、水密性に関する使用性において漏水等を照査指標として挙げている。

性能照査では、他の設計標準と同様、要求性能および性能項目に対して、これと等価な限界状態を設定し、鉄道トンネルが限界状態に達しないことを照査することとし、一般には、式(1)を満足することを確認することとした。

$$\gamma_i \cdot I_{Rd} / I_{Ld} \leq 1.0 \quad (1)$$

$I_{Rd}$ ：設計応答値、 $I_{Ld}$ ：設計限界値、 $\gamma_i$ ：構造物係数  
 適合みなし仕様による設計を用いることや、前提条件

表1 要求性能と性能項目・照査指標の例

要求性能	性能項目	照査指標の例
安全性	破壊	力, 変位・変形
	疲労破壊	応力度, 力
	安定	力, 変位・変形
	走行安全性	内空の変位・変形, 軌道面の不同変位, 横方向の振動変位
	公衆安全性	中性化深さ, 塩化物イオン濃度, ボルトの種類
使用性	外観	ひび割れ幅, 応力度
	水密性	ひび割れ幅, 応力度, 漏水
	支持性能	力, 変位・変形
	乗り心地	軌道面の不同変位
	騒音・振動	騒音レベル, 振動レベル
復旧性	損傷	部材 変位・変形, 力, 応力度 軌道 不同変位, 横方向の振動変位
	残留変位	力, 変位・変形

が明確になっている場合については、これを確認することをもって性能項目を満足したものとみなすことができるとし、これらの性能項目の具体的な取り扱いについては、第Ⅱ編～第Ⅳ編に示している。表2に各編の目次構成を示す。

#### 4. 開削トンネルの改訂の要旨<sup>9)</sup>

改訂後の開削トンネルの設計標準の冊子体（鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル・開削編））は、図3に示すように第Ⅰ編と第Ⅱ編とから構成される。トンネル標準・開削編には、鉄道構造物の建設等に用いる掘削土留め工設計指針が付属する。

前述したように、開削トンネル本体の設計に性能照査型設計法を導入して、より柔軟な設計を可能とすることを改訂の柱とし、性能項目ごとの具体的な取り扱いのほか、具体的な応答値の算定や限界値の設定について、開削トンネル特有の施工・環境条件を考慮できる方法や、様々な構造・地盤条件に対応できる方法を充実させた。

以下、開削トンネルの改訂の要旨を紹介する。

#### 4.1 維持管理を踏まえた記述の充実

鉄筋コンクリート部材の設計曲げひび割れ幅、設計かぶりなどについて、他の設計標準に準じて設定できるようにするとともに、事例分析を踏まえて具体的な設定方法を例示した。

例えば、開削トンネルに発生する曲げひび割れは、コンクリートの収縮とクリープの影響だけでなく、供用中の土水圧の変動の影響を受ける。これらの影響については前述したように開削トンネルの施工条件や地下環境を考慮して「コンクリート標準」に準じて算定することとし、合わせて曲げひび割れ幅の変動を考慮する係数 $k_4$ で考慮してもよいこととした。また、鉄筋コンクリート部材のかぶりについても、直接土に打ち込む場合を除き、「コンクリート標準」に準じて設定することとした。

鋼材腐食の原因となる塩化物イオンについては、開削トンネルの場合、施工時の初期塩化物イオンの影響を除くと、主として地下水に含まれる塩化物イオンに起因すると考えられる。そこで、ドイツの水質成分濃度の評価基準（DIN：ドイツ工業規格）や水道水の水質基準を参考に、建設地点における地下水の塩化物イオン濃度が200mg/L以下の場合、一般に、その検討を省略してよいこととした。なお、実構造物の調査結果および浸透流解析結果から、地下水の塩化物イオン濃度が200mg/L以上となる箇所として埋立地や感潮河川から100m以内の範囲が想定されることを示した（図5）<sup>10)</sup>。このような箇所においては、必要に応じてエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる等の別途の対策も考慮して検討するのがよいとした。

#### 4.2 大規模地下駅における応答値の算定法の見直し

開削トンネルの設計では、一般に地盤をばねでモデル化するが、地盤反力係数の算出においては、載荷幅の依存性を考慮し、載荷幅が大きくなると係数を低減することになっている。近年、大規模な地下駅が増加しているが、この場合、計算される地盤反力係数が小さくなる。ここで、実際の地盤は、変位レベルが大きくなるに従い

表2 各編の目次構成

第Ⅰ編 トンネル総論	第Ⅱ編 開削工法編	第Ⅲ編 シールド工法編	第Ⅳ編 山岳工法編
第1章 総則 第2章 設計の基本 第3章 調査および構造計画 第4章 要求性能と性能照査	第1章 総則 第2章 設計の基本 第3章 調査および構造計画 第4章 要求性能と性能照査 第5章 作用 第6章 材料および地盤 第7章 開削トンネルの性能照査 第8章 土留め壁を本体利用する開削トンネルの性能照査 第9章 立坑の性能照査 第10章 特殊な設計条件の開削トンネル	第1章 総則 第2章 設計の基本 第3章 調査および構造計画 第4章 要求性能と性能照査 第5章 作用 第6章 材料および地盤 第7章 シールドトンネルの性能照査 第8章 特殊な設計条件のシールドトンネル 第9章 セグメントの構造細目および製作	第1章 総則 第2章 設計の基本 第3章 調査および構造計画 第4章 地山の安定に関する検討 第5章 要求性能と性能照査 第6章 作用 第7章 材料および地盤 第8章 覆工およびインバートの性能照査 第9章 坑門の性能照査 第10章 特殊な設計条件の山岳トンネル

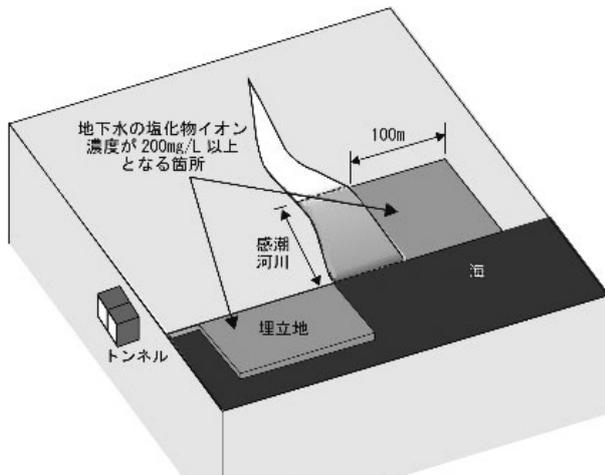


図5 漏水調査において高い塩化物イオン濃度が確認された範囲

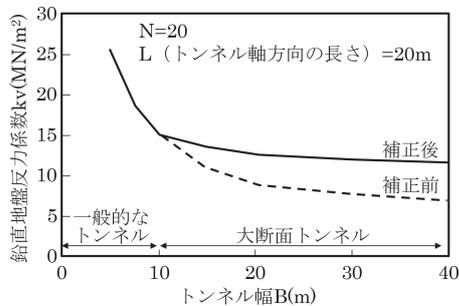


図6 地盤反力係数の補正の例<sup>11)</sup>

地盤反力係数が小さくなる傾向があるが、一般的な開削トンネルではく体の重量は掘削土の重量よりも小さいこと、く体の部材剛性はく体寸法に応じて相応に確保されることを鑑み、変位レベルが小さいときに地盤反力係数が過小評価されないように、一般的な開削トンネルの幅である10mを超える大断面開削トンネルでは、地盤修正係数 $\rho_{gk}$ を導入して地盤反力係数を補正することにした。補正の例を図6に示す。

#### 4.3 地下連続壁を本体利用する場合の性能照査法

地下連続壁を本体利用する開削トンネルの設計では、施工時の設計と本体構造物の設計を個別に行う分離計算法の適用例が多い。しかし、本体利用時は施工時の応力を受けたまま構造物として構築される実態を考慮すると、本計算法は必ずしも実情に即した手法であるとはいえない。一方で、施工時から完成まで一連で解析を行う方法である一体計算法は、施工過程を考慮できるが、計算が煩雑である、施工手順に沿って計算を行う必要があるなどの短所を有していた。そこで、施工時の残留応力を考慮することができ、一体計算法に近い計算結果が得られ、かつ、計算が煩雑になりすぎない擬似一体解析(図7)を適用できるようにした<sup>12)</sup>。あわせて、最近鉄道で

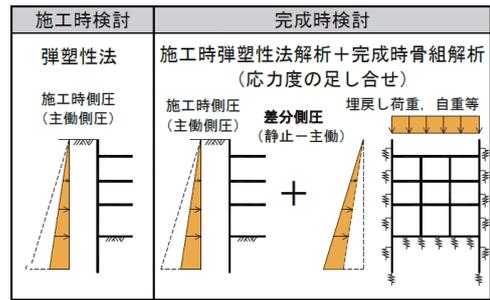


図7 擬似一体解析の概念<sup>12)</sup>

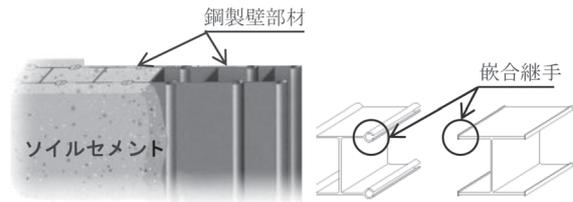


図8 ソイルセメントタイプの鋼製地下連続壁<sup>10)</sup>

も採用事例が見られるようになったソイルセメントタイプの鋼製地下連続壁(図8)に対して、具体的かつ標準的な性能照査の手法を示した。

### 5. シールドトンネルの改訂の要旨

改訂後のシールドトンネルの設計標準の冊子体(鉄道構造物等設計標準・同解説(トンネル・シールド編))は、図3の第I編と第III編とから構成される。

現在、シールドトンネルの本体の設計は、1997年に制定されたシールド標準により行われている。シールド標準では、セグメントをはり、周方向継手を回転ばね、軸方向継手をせん断ばね、地盤を地盤ばねでモデル化する、はりばねモデル(図9)が新たに導入された。ここで、周方向継手の回転ばね特性(継手回転角—モーメント)

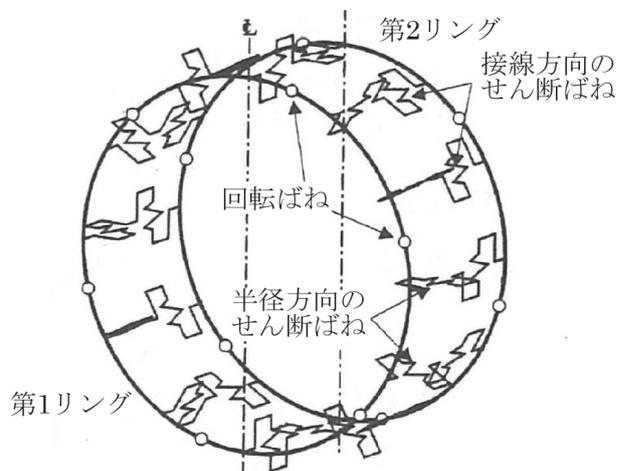


図9 2リングはりばねモデル

ントの関係)について、バイリニアモデルやトリリニアモデル等が提案され、構造モデルや有限要素法、継手曲げ試験により継手ばね定数を算出する方法が示されている。その他、土水圧、地盤反力係数等の作用の算定の考え方も全周ばねモデルに即したものが定められた。

今回、シールドトンネルの設計に性能照査型設計法を導入するにあたり、上記したような構造モデルについてはシールド標準から引き継ぐこととし、性能照査型設計法の導入にあたり必要な追加検討を行った。性能項目ごとの具体的な取り扱いのほか、具体的な応答値の算定や限界値の設定について、シールドトンネル特有の施工・環境条件を考慮したうえで、様々な構造・地盤条件に対応できる方法に関する記述を充実させた。以下、シールドトンネルの改訂の要旨を紹介する。

### 5.1 側方土圧係数の見直し

シールドトンネルの設計においては、鉛直土圧（緩み土圧／全土圧等）や、側方土圧、水圧等の作用を考慮することになっている（図10）。ここで、側方土圧については鉛直土圧に、地盤のN値により定まる側方土圧係数 $\lambda$ を乗じることにより求めるが、側方土圧係数に関して、これまでの設計事例や施工結果をふまえ、一部見直しを行った。さらに、硬質で良好な粘性土においては、これまで側方土圧係数の目安が示されていなかったが、今回新たに目安（表3）を示し、側方土圧が適切に設定できるようにした。これにより、覆工の設計の適正化が図られることが期待される。

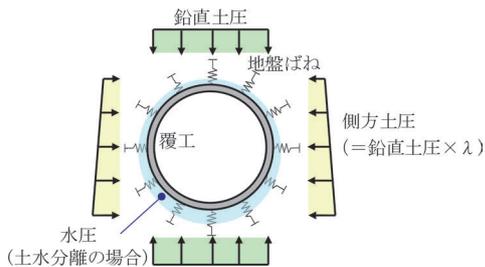


図10 シールドトンネルの設計における一般的な作用

表3 側方土圧係数（ $\lambda$ ）の比較

土質の評価		N 値の 目安	シールド標準		トンネル標準・シールド編	
			側方土圧 係数 $\lambda$	土水の 扱い	側方土圧 係数 $\lambda$	土水の 扱い
砂質土	非常に密な	$30 \leq N$	0.45	分離	0.45	分離
	密な	$15 \leq N < 30$	0.45~0.50		0.45~0.50	
	中位・緩い	$N < 15$	0.50~0.60		0.50~0.60	
粘性土	固結した	$25 \leq N$	—	一体	0.45	一体
	硬い	$8 \leq N < 25$	0.40~0.50		0.45~0.50	
	中位	$4 \leq N < 8$	0.50~0.60		0.50~0.60	
	軟らかい	$2 \leq N < 4$	0.60~0.70		0.60~0.65	
	非常に軟らかい	$N < 2$	0.70~0.80		0.65~0.70	
					0.70	

赤字：変更箇所

### 5.2 大断面トンネルにおける応答値の算定法の見直し

シールドトンネルの設計では、地盤とトンネルとの相互作用を地盤ばねでモデル化する。シールドトンネルにおける半径方向の地盤反力係数は、変形係数の異なる裏込め注入と周辺地盤の2層系の変形特性を考慮して、トンネルの半径に反比例するとする、Muir Woodの理論解式を用いて算出することになっている。近年、大断面のシールドトンネルが増加しているが、この場合、計算される地盤反力係数が小さくなる。一方で、覆工の存在により、大断面シールドトンネル等においても変形が抑制されると考えられることから、変位レベルが小さいときに地盤反力係数が過小評価されないように、一般的なシールドトンネルの幅である10m（半径5m）を超える大断面シールドトンネル等では、地盤修正係数 $\rho_{ek}$ を導入して地盤反力係数を補正できるようにした。補正の例を図11に示す。地盤反力係数の補正により応答値の適正化が図られ、RCセグメントの適用範囲が広がることが期待される。

## 6. 山岳トンネルの改訂の要旨

改訂後の山岳トンネルの設計標準の冊子体（鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル・山岳編））は、図3の第I編と第IV編とから構成される。以下、山岳トンネルの改訂の要旨を紹介する。

### 6.1 設計標準の適用範囲の拡大

現在、山岳トンネルの覆工およびインバートの設計は、都市部に建設されるトンネルについてのみ、2002年3月に制定された都市部山岳標準により行われている。

都市部のトンネルについては、土被りの比較的小さい未固結または低固結度の土砂地山中に建設されることが多いこと、トンネルに近接した工事による影響が考えられることなどを踏まえ、覆工およびインバートは防水型のRC構造として設計することとなっている。

一方、山岳部のトンネルについては、設計標準が整備されておらず、トンネルの覆工およびインバートは、

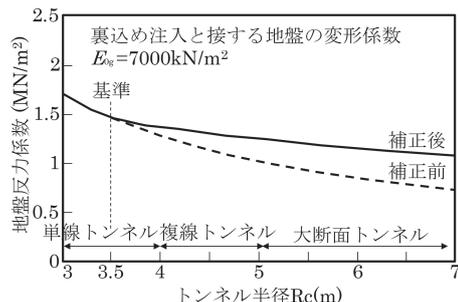


図11 地盤反力係数の補正の例<sup>13)</sup>

RC 構造として設計計算を行う坑口部や、それが適用できない特殊地山の場合等を除き、あらかじめ定められた仕様である標準設計を適用することにより行われている。

鉄道システムは、いろいろな種類の構造物から構成される線状のシステムであり、構造物の性能は定量的に明示されるとともに、性能を評価する基準も同一であるべきと考えられる。今回の改訂にあたり、山岳部のトンネルについても、鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル）第Ⅳ編の適用範囲に含めるものとした。

現在、ほとんどの山岳トンネルは、NATM により施工されている。NATM は、鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトからなる支保工を用い、地山の支保能力を積極的に活用してトンネルを建設することに特色がある。掘削工法、支保工は、トンネルの安定に必要な不可欠なものであるが、一方で、地山を直接照査することは困難であり、地山の安定に寄与する支保工においても性能項目や限界値を設定して照査する方法等はないのが現状である。また、実務では、実績のある仕様を基に掘削工法や支保工を検討し、掘削、支保時の観察・計測により、①変形がほぼ収束していること、②支保工が大きく破壊していないこと等を確認することによって安全性を担保してきたという実績がある。そこで、トンネル標準・山岳編では、地山の安定を覆工およびインバートの照査の前提として扱い、掘削工法や支保工の仕様を施工条件として提示したうえで、観察・計測により、上記①、②等を確認することをもって、覆工およびインバートの照査の前提が満足されるとみなしてよいこととした。これを受け、表 2 に示したように、第Ⅳ編では、第Ⅱ編、第Ⅲ編にない、第 4 章 地山の安定に関する検討が加えられている。

### 6.2 適合みなし仕様の制定<sup>14)</sup>

図 12 に、地山条件別の覆工およびインバートの構造

と設計法を示す。大きく分けて、条件 1：自重以外の常時の外力が想定される場合、条件 2：完成後に地山から変位を受けることが想定される場合、条件 3：上記以外の 3 つに分類できると考えられる。それぞれの具体例として、条件 1：坑口部、小土被り部（含都市部）等、条件 2：膨張性を有する地山 等、条件 3：坑口部から中に入り、風化した表層の影響が小さくなり十分安定した地山 等 が挙げられる。

条件 1 では、RC 構造として緩み土圧、全土圧等を用意させた骨組解析を行って性能照査により設計することが考えられる。条件 2 では、完成後の地盤変位が想定される場合は、例えば、文献 15 で示したような方法により性能照査を行うことが考えられる。条件 3 では、無筋コンクリート構造として、自重に対して問題ないことを確認すれば良いと考えられるが、鉄道山岳トンネルは多くの区間が条件 3 に該当すると考えられるため、「適合みなし仕様」を定め、これを用いて設計を行うことが簡便と考えられる。

条件③に該当するトンネルのために、現状の整備新幹線の山岳トンネルでは大部分の区間において覆工およびインバートの標準設計が用いられていることと過去の設計との整合も考慮し、標準設計を適合みなし仕様として定めた。覆工の適合みなし仕様は、前記した条件③の場合に用いることができる。なお、地山の変形が収束してから覆工を施工することが適用にあたっての前提である。インバートの適合みなし仕様は、上記に加えて、軌道面の隆起のおそれがない場合、かつ軌道面の沈下の恐れがない場合に適用することができる。適合みなし仕様の詳細については、文献 14 に示す。

### 6.3 その他

一般に山岳トンネルでは地震の影響は少ないとされているが、坑口部等で地震の影響が完成後のトンネルに影

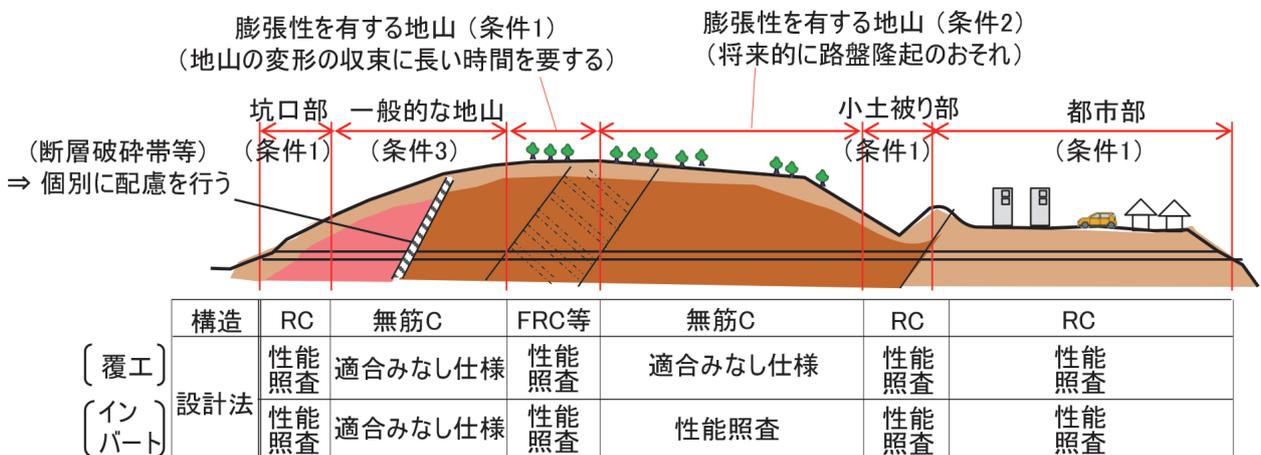


図 12 覆工およびインバートの設計法の分類

響する場合はこれを考慮するものとし、地震の影響を受けやすい条件を示すとともに、10章 特殊な設計条件の山岳トンネルにおいて、耐震設計の方法を記載した。なお、地表断層変位や断層破碎帯等については、構造計画において別途配慮するものとしている。

## 7. おわりに

本展望解説では、鉄道におけるトンネルの設計技術の動向と、新しい鉄道トンネルの設計標準の概要を紹介した。新しい設計標準により、新技術の導入が促進されるとともに、耐久性を有し、かつ維持管理のしやすいトンネルが建設されることを期待したい。

最後に3トンネルの「鉄道構造物等設計標準に関する委員会」において審議を重ねていただいた、委員の方々に深甚なる謝意を表する次第である。なお、これら一連の検討は国土交通省委託による鉄道の技術基準整備のための調査研究の一環として実施されたものである。

## 文 献

- 1) 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 コンクリート構造物, 丸善出版, 2004
- 2) 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 鋼・合成構造物, 丸善出版, 2009
- 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 鋼とコンクリートの複合構造物, 丸善出版, 2016
- 4) 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 土構造物, 丸善出版, 2007
- 5) 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 土留め構造物, 丸善出版, 2012
- 6) 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 基礎構造物, 丸善出版, 2012
- 7) 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 トンネル・開削編, 丸善出版, 2021
- 8) 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, 2012.
- 9) 岡野法之, 神田政幸: 鉄道における開削トンネルの設計技術に関する動向, 鉄道総研報告, Vol.33, No.4, pp.1-4, 2019
- 10) 牛田貴士, 仁平達也, 仲山貴司: 開削トンネルの維持管理データに基づく耐久性に関する設計法, 鉄道総研報告, Vol.33, No.4, pp.5-10, 2019
- 11) 仲山貴司, 西山和宣, 小林克哉, 西岡英俊: 特殊な設計条件における開削トンネルの構造解析手法, 鉄道総研報告, Vol.33, No.4, pp.23-28, 2019
- 12) 中島卓哉, 小林克哉, 戸田和秀, 小島謙一: 地下連続壁を本体利用する開削トンネルの擬似一体解析手法, 鉄道総研報告, Vol.33, No.4, pp.17-22, 2019
- 13) 津野究, 仲山貴司, 藤田輝一, 船越宏治, 木下果穂: 大断面シールドトンネルにおける地盤反力係数の検討, 土木学会第73回年次学術講演会, III-569, 2018
- 14) 嶋本敬介, 川越健, 野城一栄, 上野光: 山岳トンネル覆工およびインパートの適合みなし仕様の提案, 鉄道総研報告, Vol.36, No.5, pp.21-27, 2022
- 15) 嶋本敬介, 野城一栄, 岡野法之: 地山劣化法を用いた山岳トンネル覆工およびインパートの性能照査法, 鉄道総研報告, Vol.36, No.5, pp.29-35, 2022



# 粘性土地盤中のシールドトンネルの設計土圧の算定方法

津野 究\* 藤田 輝一\*\* 船越 宏治\*\*\*

## Calculation Method of Design Earth Pressure of Shield Tunnel in Clayey Ground

Kiwamu TSUNO Kiichi FUJITA Koji FUNAKOSHI

This paper describes a method of calculating earth pressure in the beam-spring model which was introduced in the design standard for railway shield tunnels in 1997. A parameter study was carried out to grasp the influence of the coefficient of lateral earth pressure on verification results and it was revealed that the coefficient of lateral earth pressure has a significant influence and is one of reasons for irrational design in case of medium cohesive clay. The authors of this paper modified the coefficient of lateral earth pressure and showed the relationship between vertical earth pressure and verification results using modified values.

キーワード：シールドトンネル，性能照査型設計法，側方土圧係数，地盤反力係数

### 1. はじめに

鉄道のシールドトンネルは、1997年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル）」<sup>1)</sup>（以下、「シールド標準」とする）に準拠して設計がなされてきた。ここでは、図1に示すようなはりばねモデルを用いた応答値の算定方法が新たに示され、地盤との相互作用が地盤ばねでモデル化されるとともに、 $N$ 値に応じた側方土圧係数や地盤反力係数が示された（表1）。しかし、シールド標準策定以前に設計された比較的安定した中位の粘性土（ $N$ 値の目安： $4 \leq N < 8$ ）に位置するシールドトンネルについて、不具合が確認されていない

表1 側方土圧係数および地盤反力係数  
（シールド標準，粘性土）

土の種類 (粘性土)	側方土圧 係数 $\lambda$	地盤反力係数 $\times$ 半径 $k_r R_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	$N$ 値の目安
中位	0.50~0.60	7.0~13.0	$4 \leq N < 8$
軟らかい	0.60~0.70	3.5~7.0	$2 \leq N < 4$
非常に軟らかい	0.70~0.80	~3.5	$N < 2$

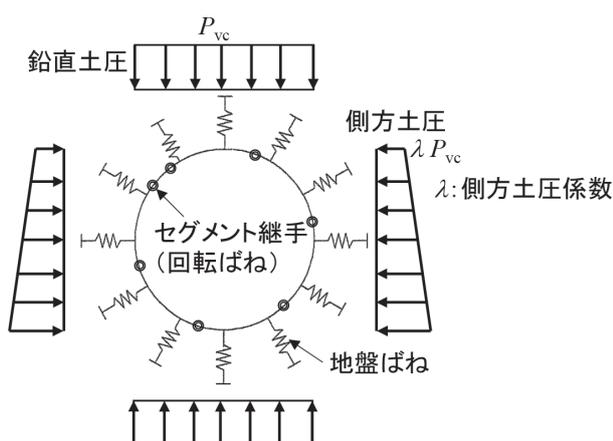


図1 はりばねモデルの概要

ものの、シールド標準を用いると設計曲げモーメントが大きくなり照査を満足しないという課題が生じた。なお、 $N$ 値8以上の粘性土では、土水分離の適用や、緩み土圧の適用により設計曲げモーメントが小さくなることから、このような課題が生じた例は多く見られない。

そこで、本論文では、 $N$ 値8未満の粘性土に位置するシールドトンネルを対象に、設計で用いられた応答値の算定手法や、側方土圧係数および地盤反力係数の値について整理した。そのうえで、粘性土地盤中の単線および複線シールドトンネルを対象に、構造モデルや側方土圧係数および地盤反力係数を変えたパラメトリックスタディを行い、これらが設計曲げモーメントや照査結果に及ぼす影響を把握した。これをもとに、側方土圧係数を見直した。

### 2. 既往の設計に関する整理

#### 2.1 構造モデル

シールドトンネルの設計においては、覆工の剛性を一様としたときの解析解を用いた慣用計算法と呼ばれる簡便な手法や、継手の存在を係数で考慮できるように改良した修正慣用計算法と呼ばれる手法が用いられてきた<sup>2)</sup>。一方、はりばねモデルについては1960年代後

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室  
 \*\* 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）

半にモデルの概念は提案されていたが、1980年代に電算機の普及や継手の回転ばね特性の設定方法が提案されたことにより、実設計に用いられるようになった<sup>2)</sup>。

1980年代、1990年代および2000年代に施工された鉄道シールドトンネルについて、慣用計算法（修正慣用計算法を含む）とはりばねモデルが適用された割合を図2に示す。これより、はりばねモデルが適用された割合が2000年代以降に増えており、設計と施工の時期の差はあるものの、シールド標準の制定によりはりばねモデルの適用が一般的になったものと考えられる。

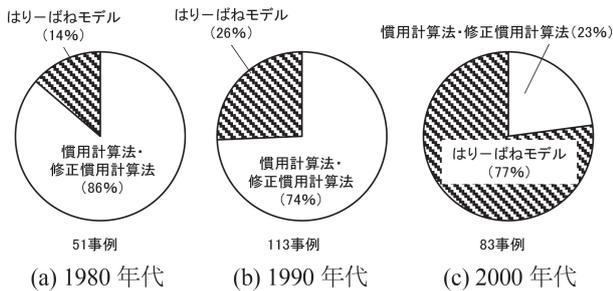


図2 設計に用いた構造モデルの割合

## 2.2 地盤反力係数および側方土圧係数

図3は、表1の地盤反力係数と側方土圧係数の関係を整理したものである。ここで、側方土圧係数や地盤反力係数は範囲を持たせて示されているが、本論文では、図中の青丸で示した値を、 $N$ 値0、2、4および8の時の側方土圧係数、地盤反力係数として検討を行った。

側方土圧係数と地盤反力係数の値については、1977年に国鉄の構造物設計事務所が監修して出された「シールドトンネルの設計施工指針（案）」<sup>3)</sup>に示され、その後、土木学会トンネル標準示方書（1986年）<sup>4)</sup>などでもこれらの値が踏襲された。

砂質土については、Jakyの式をもとに側方土圧係数の値が設定されており、シールド標準や土木学会標準示方書（2016年）<sup>5)</sup>等でも同じ側方土圧係数の値が用いられている。一方、粘性土については、設計実績をもとに設定されたものであり、シールド標準制定時にも値が見直されている。土木学会標準示方書においても、設計実績をもとに1996年および2006年の改訂時に見直しが行われている。

図4は、 $N$ 値0、2、4および8の粘性土について、これまで用いられてきた地盤反力係数と側方土圧係数の関係を整理したものである。ここで、 $N$ 値が大きくなるほど、地盤反力係数は大きく、また側方土圧係数は小さく設定されている。また、側方土圧係数が小さいほど設計曲げモーメントが大きくなり、地盤反力係数が小さいほど設計曲げモーメントが大きくなることから、図の左下にいくほど照査値が大きくなる。

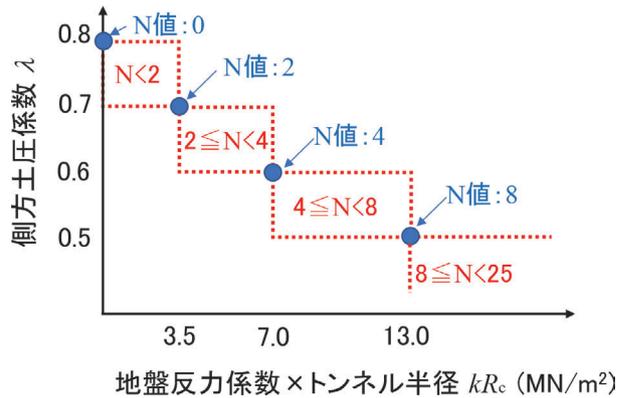


図3 シールド標準における地盤反力係数と側方土圧係数の関係

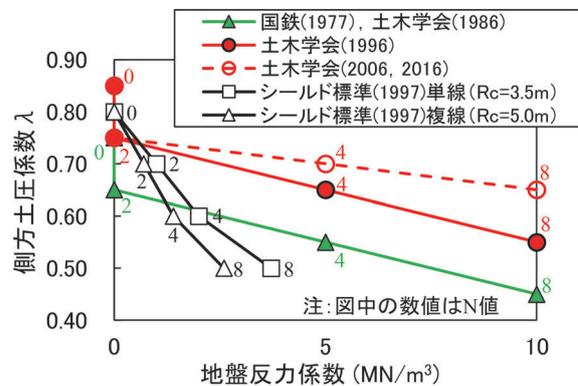


図4 これまで用いられてきた地盤反力係数と側方土圧係数の関係

ここで、シールドトンネルの設計施工指針（案）（1977年）<sup>3)</sup>では、設計実績をもとに地盤反力係数の値が示され、シールド標準制定以前は鉄道シールドトンネルにおいてもこの値が用いられていた。一方、シールド標準制定時に、Muir Wood, A. M.の理論解を基本とした地盤反力係数の設定方法<sup>1)</sup>が導入され、地盤や裏込め注入材の変形係数と対応した値が用いられるようになったことから、シールド標準制定以前と比べて地盤反力係数の値に差異が生じている。図4より、シールド標準を用いた場合、 $N$ 値4～8において側方土圧係数が小さい値を設定することになっており、設計曲げモーメントが大きくなることの一因となっている可能性が考えられる。

## 3. 地盤反力係数および側方土圧係数に関するパラメトリックスタディ

2章に示したように、シールド標準の制定により、応答値の算定方法について新たな手法が導入され、側方土圧係数および地盤反力係数の値が見直された。ここでは改めて、これらが設計応答値や照査結果に及ぼす影響を

把握するためにパラメトリックスタディを行った。

### 3.1 検討概要

#### 3.1.1 検討条件

図5に示す粘性土地盤に位置する土被り15.0mの単線および複線シールドトンネルを対象とした。ここで、セグメントについては、2000年代以降主流となっているRC平板形セグメントとし、設計基準強度 $f_{ck}=48\text{N/mm}^2$ とした。また、セグメント高さは、文献6をもとに再整理した1964年～2013年に施工された鉄道シールドトンネルのセグメント高さの実績(図6)をもとに、単線については0.3m、複線については0.45mとした。セグメント継手は、ボルト継手とした。セグメント本体およびセグメント継手の諸元を表2に示す。

#### 3.1.2 検討ケース

検討ケースを表3に示す。まず、応答値の算定における構造モデルの違いが及ぼす影響を把握するために、シールド標準で示された $N$ 値2, 4および8に対する側方土圧係数と地盤反力係数の組合せ(表3中の■のケース)について、はり-ばねモデルおよび慣用計算法を用いて応答値を算定し、最大曲げモーメントを比較した。また、はり-ばねモデルについては、継手を剛結として剛性一様の条件とした場合と、継手の諸元をもとに回転ばねでモデル化した場合について検討した。

つぎに、側方土圧係数と地盤反力係数を変えた16ケース(表3中の■および○)について、はり-ばねモデルによる構造解析を行って応答値を算定し、性能照査型設計法による照査を行った。ここで、地盤反力係数については、シールド標準で示されている $N$ 値0, 2, 4および8に相当する4ケースを設定した。一方、側方土圧係数については、0.50～0.80の範囲で7ケースを設定した。なお、継手については剛結とし、剛性一様の条件で検討した。

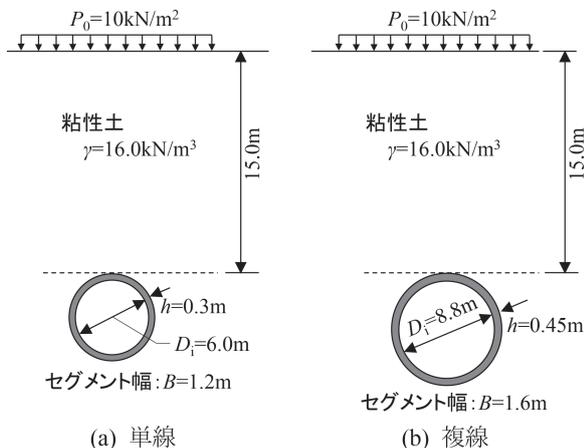


図5 検討条件

#### 3.1.3 作用

作用については、土圧、水圧および自重を考慮した。土圧については全土被り土圧を採用し、鉛直土圧 $P_{vc}$ は $250\text{kN/m}^2$ であった。

#### 3.1.4 性能照査

シールドトンネルについては、直接照査が必要となる性能項目として、安全性(破壊)、安全性(安定)および

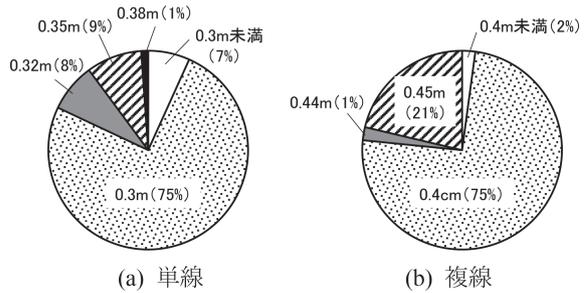


図6 セグメント高さの実績(RC平板形セグメント)

表2 セグメントの諸元

		単線	複線
寸法諸元	セグメント高さ $h$ [m]	0.3	0.45
	セグメント幅 $B$ [m]	1.2	1.6
セグメント本体	コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	48
		ヤング係数 $E_c$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	32.6
	鉄筋	引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	345
		ヤング係数 $E_s$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	200
配筋	D22×10本	D22×13本	
セグメント継手	継手ボルト	ボルト径	M30
		強度区分	8.8
		引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	640
	継手板	種別	SS400
		板厚 [mm]	27
		引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235
継手部の引張ばね定数 $k_f$ [kN/m]	正曲げ	1269044	426736
	負曲げ	3780504	601050

表3 検討ケース

$N$ 値		0	2	4	8
地盤反力係数×トンネル半径 $k_r R_c$ (MN/m <sup>2</sup> )		(注1)	3.5	7.0	13.0
側方土圧係数 $\lambda$	0.80	○	—	—	—
	0.75	○	○	—	—
	0.70	○	■	○	—
	0.65	○	○	○	○
	0.60	—	○	■	○
	0.55	—	—	○	○
	0.50	—	—	—	■

■：構造モデルの影響に関する検討ケース  
 ■, ○：側方土圧係数および地盤反力係数に関するパラメトリックスタディの検討ケース  
 (注1): 地盤反力係数 $k_r$ が $100\text{kN/m}^3$ となるように設定した。

び復旧性（損傷）がある。また、耐久性の検討および照査の前提を満足することが前提となるが、このうち、構造計算を伴う事項かつ決定ケースとなりうる事項として、ひび割れに関する事項、最大・最小鉄筋量および応力度の制限がある<sup>7)</sup>。ここで、安全性（安定）は、地盤反力係数や側方土圧係数の影響を受けないことから省略し、安全性（破壊）および復旧性（損傷）について結果を整理した。あわせて、試設計例<sup>8)</sup>で決定ケースとなっている照査の前提（応力度の制限）についても整理した。

安全性（破壊）については、側方土圧を低減させ、作用のバランスを崩して設計曲げモーメントが大きくなるように作用を設定した。ここでは、鉛直土圧、水圧および自重の作用係数を1.0とし、側方土圧の作用係数を0.9とした。復旧性（損傷）については、作用係数を1.0とした。

### 3.2 応答値の算定における構造モデルの影響

シールド標準で示されたN値2、4および8に対する側方土圧係数と地盤反力係数の組合せを用い、表4に示すように、はり-ばねモデル（剛性一様および継手考慮）、慣用計算法および修正慣用計算法（ $\eta = 0.8$ ,  $\zeta = 0.1$ ）の4つの方法を用いて算定した。

軸力および曲げモーメント分布の例を図7に示す。これより、全てのケースについて、軸力は全周に亘って概ね一定であり、曲げモーメントについては、全てのケースについて、天端部あるいは下端部で正の曲げモーメントが、側壁のスプリングライン付近で負の曲げモーメントが大きくなるモーメント分布となっている。

つぎに、最大曲げモーメントを図8に示す。慣用計算法とはり-ばねモデル（継手考慮）を比較すると、両者の差は3%以下であり、大きな差異がないことを確認した。また、修正慣用計算法を用いると、はり-ばねモデル（継手考慮）と比べて6~9%最大曲げモーメントが大きくなる結果となっている。なお、はり-ばねモデルについて、剛性一様とした場合と継手を考慮してモデル化した場合を比較すると、継手をモデル化することにより最大曲げモーメントが若干増加しており、増加の割合は5~8%であった。

以上より、シールド標準制定時に導入したはり-ばねモデルを用いた場合、慣用計算法や修正慣用計算法と比べて設計曲げモーメントが同様あるいは若干小さくなっており、応答値の算定方法の違いは中位の粘性土で設計曲げモーメントが大きくなることの要因となっていないものと考えられる。

### 3.3 側方土圧係数および地盤反力係数の影響

#### 3.3.1 設計曲げモーメント

側方土圧係数を0.65とし、N値に応じて地盤反力係

表4 検討ケース（応答値の算定方法）

	解析モデル	覆工のモデル化
方法①	はり-ばねモデル	剛性一様
方法②		継手考慮（シールド標準の方法を用いてモデル化）
方法③	慣用計算法	剛性一様
方法④	修正慣用計算法	曲げモーメントの有効率 $\eta$ と曲げモーメントの割増し率 $\zeta$ を用いて継手を考慮

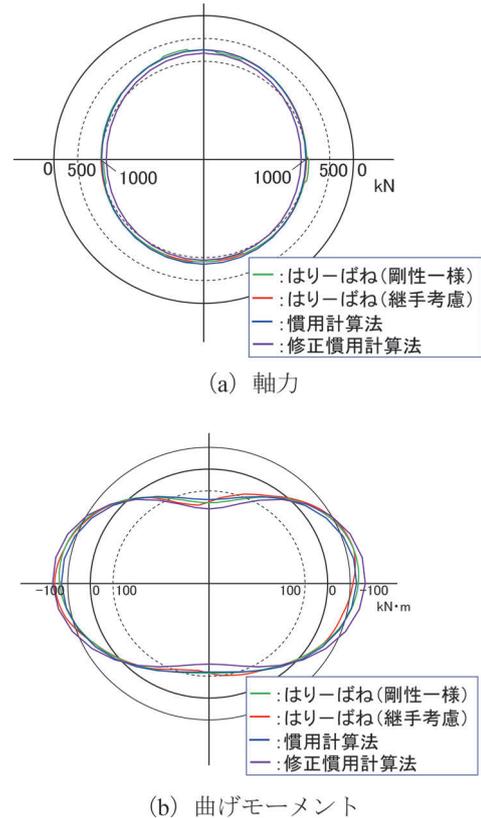


図7 断面力の分布（N値=2）

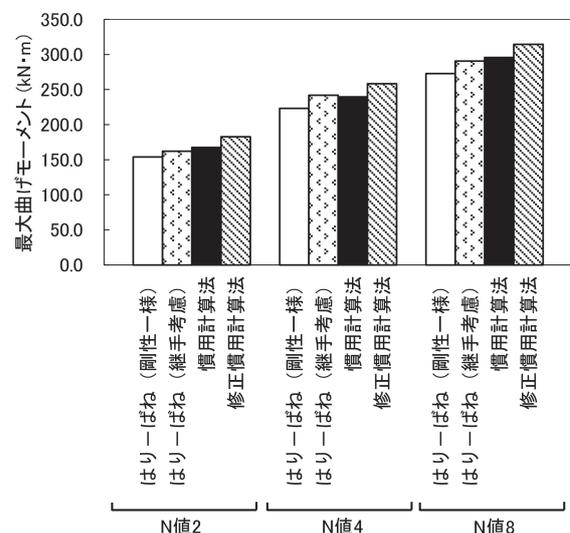


図8 最大曲げモーメント（構造モデルの比較）

数を変えた場合の曲げモーメントとの関係を図9に示す。これより、 $N$ 値が大きくなり地盤反力係数が大きくなるほど、最大曲げモーメントが小さくなる傾向となっている。ここで、 $N$ 値8に相当する地盤反力係数を用いた場合の最大曲げモーメントは、 $N$ 値0の場合に対して83%であった。

次に、地盤反力係数×トンネル半径の値を3.5および7.0MN/m<sup>2</sup>に固定し、側方土圧係数を変えた場合の側方土圧係数と最大曲げモーメントの関係を図10に示す。これより、側方土圧係数が大きくなるほど最大曲げモーメントが小さくなる傾向が見られる。また、側方土圧係数が0.7の場合は、側方土圧係数0.6の場合と比べて最大曲げモーメントが65~75%となっており、地盤反力係数と比べて側方土圧係数の感度が大きい結果となっている。

以上を踏まえると、側方土圧係数の設定が中位の粘性土において設計曲げモーメントが大きくなることの要因となっている可能性が考えられる。

### 3.3.2 照査結果

表5に照査結果を示す。これをもとに、シールド標準で示されている地盤反力係数と側方土圧係数の組合せを用いた場合の照査結果を図11に示す。照査値は $N$ 値が大きくなるほど大きくなっており、中位の粘性土に相当する $N$ 値4~8において照査が厳しくなっている。とくに、

複線シールドトンネルでは、既往の実績と比べても十分セグメント高さが確保されている（セグメント高さ：0.45m）にもかかわらず、 $N$ 値4および8において照査を満足しない結果となっており、実績と合わない不合理な設計となっていると考えられる。

表5 照査結果

(a) 単線

側方土圧係数	$N$ 値				
	地盤反力係数 (kN/m <sup>2</sup> )	0	2	4	8
$\lambda = 0.80$	安全性 (破壊)	0.46	—	—	—
	復旧性 (損傷)	0.22	—	—	—
	照査の前提	0.32	—	—	—
$\lambda = 0.75$	安全性 (破壊)	0.60	0.57	—	—
	復旧性 (損傷)	0.36	0.35	—	—
	照査の前提	0.50	0.49	—	—
$\lambda = 0.70$	安全性 (破壊)	0.73	0.70	0.67	—
	復旧性 (損傷)	0.50	0.48	0.46	—
	照査の前提	0.68	0.66	0.64	—
$\lambda = 0.65$	安全性 (破壊)	0.87	0.84	0.79	0.72
	復旧性 (損傷)	0.65	0.62	0.59	0.54
	照査の前提	0.86	0.83	0.79	0.73
$\lambda = 0.60$	安全性 (破壊)	—	0.97	0.91	0.83
	復旧性 (損傷)	—	0.76	0.72	0.66
	照査の前提	—	1.00	0.95	0.87
$\lambda = 0.55$	安全性 (破壊)	—	—	1.04	0.95
	復旧性 (損傷)	—	—	0.85	0.78
	照査の前提	—	—	1.10	1.01
$\lambda = 0.50$	安全性 (破壊)	—	—	—	1.06
	復旧性 (損傷)	—	—	—	0.90
	照査の前提	—	—	—	1.15

(b) 複線

側方土圧係数	$N$ 値				
	地盤反力係数 (kN/m <sup>2</sup> )	0	2	4	8
$\lambda = 0.80$	安全性 (破壊)	0.47	—	—	—
	復旧性 (損傷)	0.15	—	—	—
	照査の前提	0.23	—	—	—
$\lambda = 0.75$	安全性 (破壊)	0.65	0.63	—	—
	復旧性 (損傷)	0.34	0.33	—	—
	照査の前提	0.39	0.38	—	—
$\lambda = 0.70$	安全性 (破壊)	0.84	0.81	0.78	—
	復旧性 (損傷)	0.53	0.52	0.50	—
	照査の前提	0.62	0.61	0.59	—
$\lambda = 0.65$	安全性 (破壊)	1.03	1.00	0.95	0.88
	復旧性 (損傷)	0.73	0.71	0.68	0.64
	照査の前提	0.85	0.83	0.80	0.75
$\lambda = 0.60$	安全性 (破壊)	—	1.19	1.13	1.00
	復旧性 (損傷)	—	0.91	0.87	0.81
	照査の前提	—	1.05	1.00	0.93
$\lambda = 0.55$	安全性 (破壊)	—	—	1.32	1.21
	復旧性 (損傷)	—	—	1.06	0.98
	照査の前提	—	—	1.20	1.11
$\lambda = 0.50$	安全性 (破壊)	—	—	—	1.38
	復旧性 (損傷)	—	—	—	1.15
	照査の前提	—	—	—	1.29

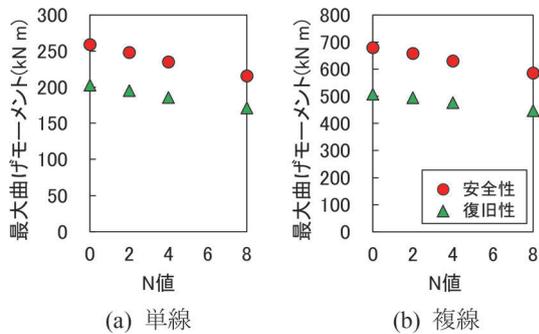


図9  $N$  値と曲げモーメントの関係 ( $\lambda = 0.65$ )

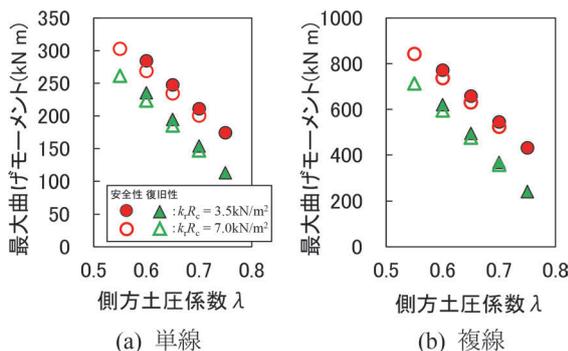


図10 側方土圧係数 $\lambda$ と曲げモーメントの関係

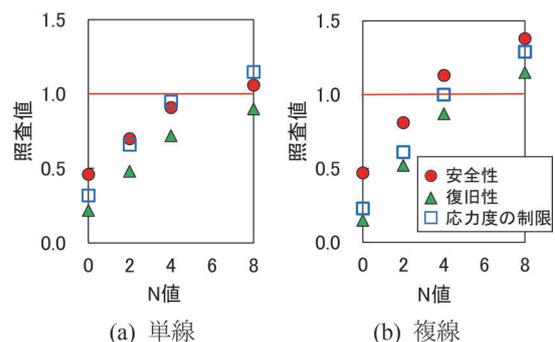


図11  $N$  値と照査結果の関係 (シールド標準)

### 3.4 側方土圧係数の見直し

3.3.2 項に示すように、中位の粘性土において既往の実績と比べて十分セグメント高さが確保されている場合でも照査を満足しない結果となった。ここで、地盤反力係数についてはシールド標準制定時に地盤や裏込め注入材の変形係数と対応できるようにしたことから、地盤反力係数はこれを踏襲し、図 12 に示すように、地盤反力係数と側方土圧係数の組合せがこれまでの実績に対応するように側方土圧係数の値を見直した。

見直した結果を表 6 に示す。また、これを用いて照査を行った結果を図 13 に示す。これより、 $N$  値 4 および 8 においても照査を満足する結果となっており、実績と整合が取れるような照査結果が得られることを確認した。

## 4. まとめ

本報告では、粘性土地盤中の鉄道シールドトンネルを

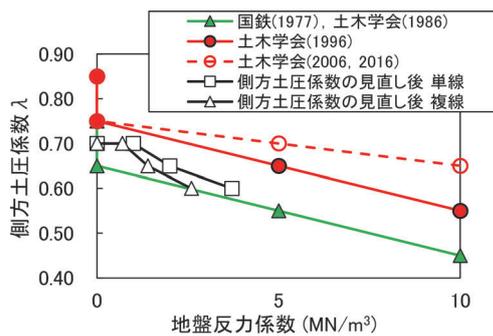


図 12 地盤反力係数と側方土圧係数の関係 (側方土圧係数の見直し後)

表 6 側方土圧係数 (見直し後)

土の種類 (粘性土)	側方土圧係数 $\lambda$	$N$ 値の目安
中位	0.60~0.65	$4 \leq N < 8$
軟らかい	0.65~0.70	$2 \leq N < 4$
非常に軟らかい	0.70	$N < 2$

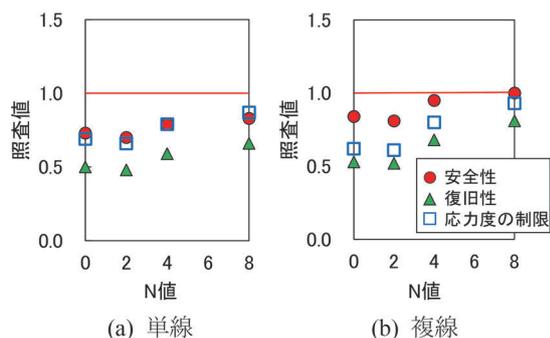


図 13  $N$  値と照査結果の関係 (見直し後)

対象に、構造モデルや側方土圧係数および地盤反力係数を変えたパラメトリックスタディを行い、設計土圧の算定における側方土圧係数について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・応答値の算定における構造モデルについて、はり-ばねモデルと慣用計算法を用いた場合の算定される曲げモーメントの差は小さく、構造モデルが設計結果に及ぼす影響が小さいことを把握した。
- ・側方土圧係数および地盤反力係数を変えた検討により、曲げモーメントに対する側方土圧係数の感度が大きく、側方土圧係数が設計結果に及ぼす影響が大きいことを把握した。
- ・中位の粘性土に相当する  $N$  値 4~8 において照査が厳しくなり、実績と合わない不合理な設計となっていることを把握した。これを踏まえて、側方土圧係数の見直しを行い、実績と整合が取れるような照査結果が得られることを確認した。

## 謝 辞

本検討を実施するにあたり、「鉄道構造物等設計標準 (シールドトンネル) に関する委員会」において委員・幹事の方々に審議を重ねて頂いた。末筆ながら、感謝の意を表する次第である。

## 文 献

- 1) 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，丸善出版，1997
- 2) 小山幸則：日本のシールドトンネル覆工設計法の変遷と課題，トンネル工学論文集，第 14 巻，pp.1-8，2004
- 3) 日本鉄道施設協会：シールドトンネルの設計施工指針 (案)，1977
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書 (シールド編)・同解説，土木学会，1986
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書 (シールド工法編)・同解説，土木学会，2016
- 6) 津野究，船越宏治，藤田輝一，木下果穂：鉄道シールドトンネルで用いられるセグメントを対象とした傾向分析，第 53 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1605-1606，2018
- 7) 滝川遼，津野究，木下果穂，牛田貴士：改訂鉄道構造物等設計標準 (トンネル) に基づくシールドトンネルの試設計，鉄道総研報告，Vol.36，No.5，pp.47-50，2022
- 8) 津野究，滝川遼，木下果穂，牛田貴士：複線シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法による試設計例，第 56 回地盤工学研究発表会発表講演集，12-7-2-04，2020

# 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、液状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、液状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。

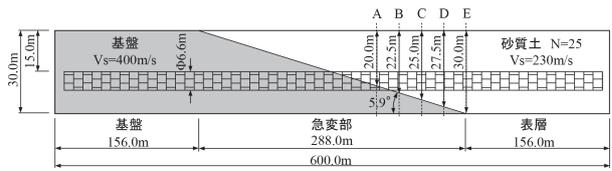
この場合、曲げ破壊形態を有する場合は損傷レベル2以内、せん断破壊形態を有する場合は損傷レベル1以内

表2 安全係数

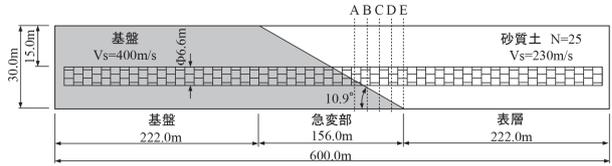
作用係数 $\gamma_f$	構造解析係数 $\gamma_a$	材料係数 $\gamma_m$		部材係数 $\gamma_b$			構造物係数 $\gamma_i$
		セグメント $\gamma_c$	鉄筋 $\gamma_e$	曲げ	せん断		
					セグメント	鉄筋	
1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.3	1.1	1.0

表3 シールドトンネルの諸元

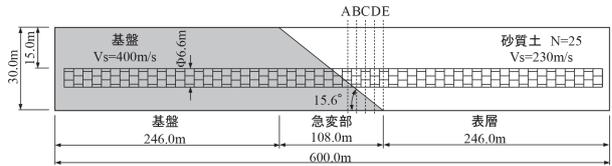
トンネル外径 $D_o$ [m]	6.6
セグメント高さ（厚さ） $h$ [mm]	300
セグメント幅 $B$ [m]	1.2
設計基準強度 $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	48
リング継手ボルト	M30(8.8) 26本
配筋	D10@166



(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、

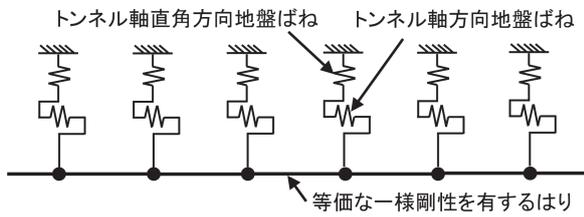


図2 等価剛性置換梁モデル

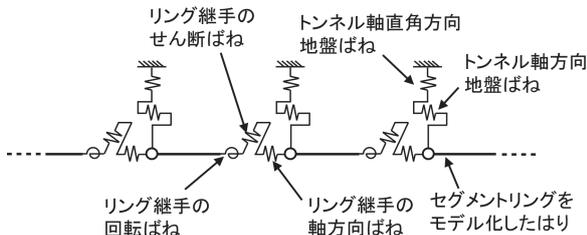


図3 縦断方向はりばねモデル

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セグメントの配筋筋を主鉄筋とした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:セグメントの配筋筋を主鉄筋とした仮想RC円環断面

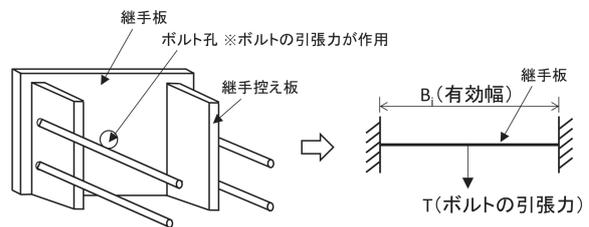


図4 リング継手のモデル化

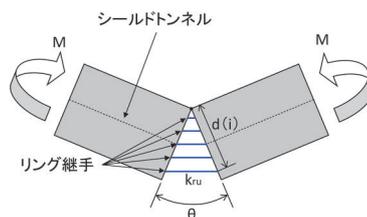


図5 曲げ剛性（回転ばね）設定の考え方

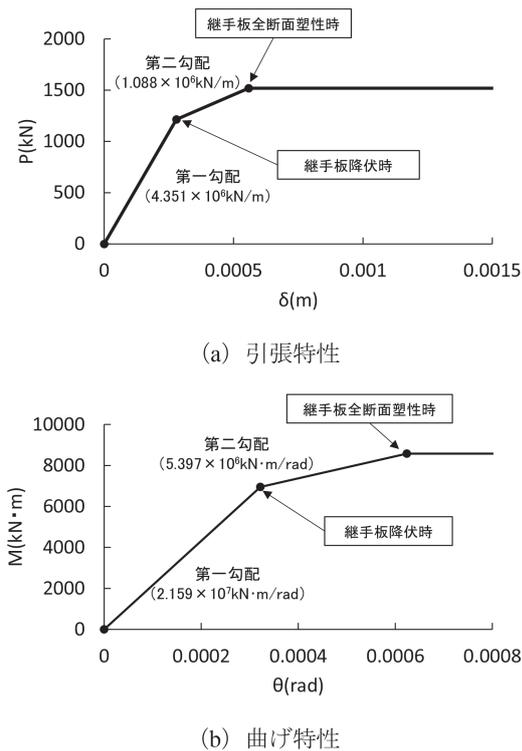


図6 設定したリング継手のばね特性

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

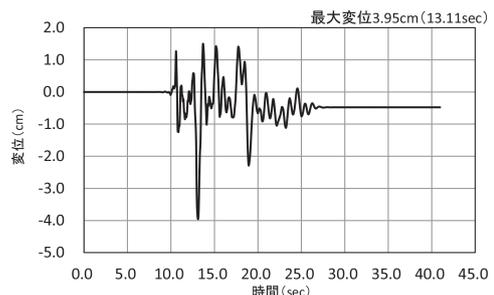


図7 地盤応答解析結果の例（断面A）

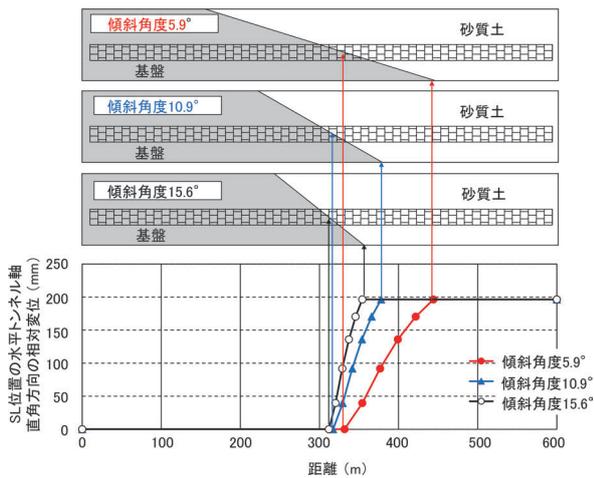


図8 入力する地盤変位（時刻：14.2s）

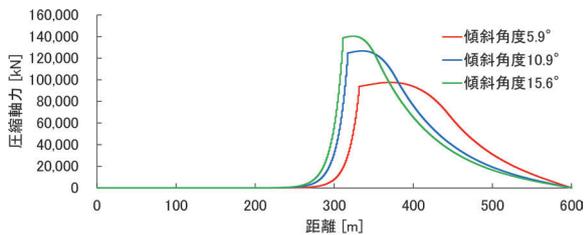
い、延長600mの解析モデルを作成した。なお、断面A～Eの各断面の間の地盤変位については、断面A～Eの結果を線形補間して入力した。

### 3.4.3 応答値の算定結果

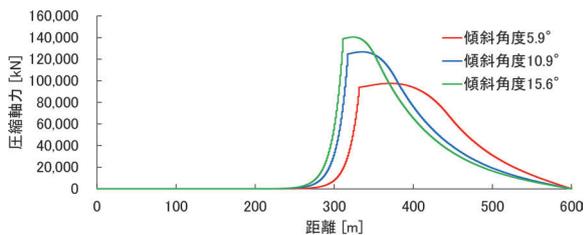
構造解析より得られたトンネル軸方向の圧縮軸力を図9に示す。圧縮軸力は、傾斜角度が大きいほど、圧縮軸力の最大値が大きく、凸形状が鋭くなる傾向となった。

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



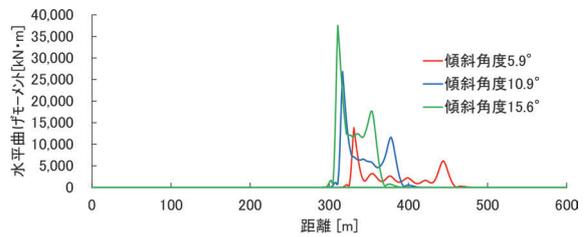
(b) 縦断方向はりばねモデル

図9 圧縮軸力

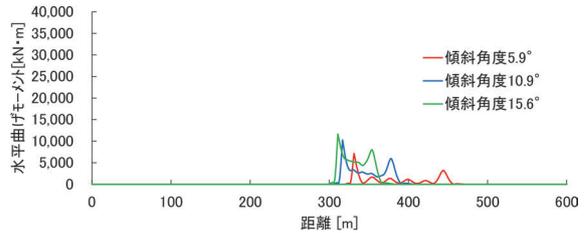
等価剛性置換梁モデルで得られた水平曲げモーメントの最大値は、縦断方向はりばねモデルの1.9～3.2倍の値となった。

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。

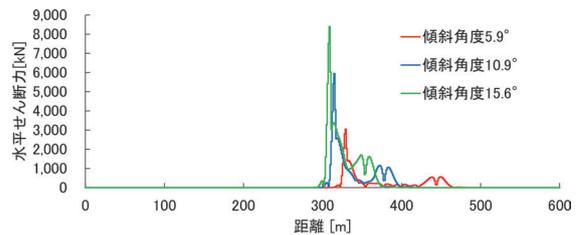


(a) 等価剛性置換梁モデル

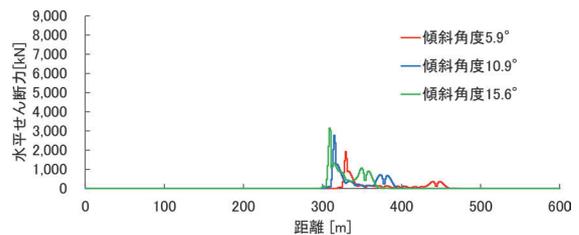


(b) 縦断方向はりばねモデル

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

# 山岳トンネル覆工およびインバートの 適合みなし仕様の提案

嶋本 敬介\* 川越 健\*\* 野城 一栄\* 上野 光#

## Proposal of Pre-verified Specification for Mountain Tunnel Lining and Invert

Keisuke SHIMAMOTO Takeshi KAWAGOE Kazuhide YASHIRO Hikaru UENO

Construction results analysis, laboratory tests and numerical analysis were carried out to propose pre-verified specifications for the standard design of linings and inverts for mountain tunnels. An analysis of recently constructed Shinkansen tunnels focusing on defects in the linings, showed that the number of cracks requiring repairs was small and the usability was sufficiently satisfied. The applicable conditions of pre-verified specifications were shown from the case analysis of tunnels where floor swelling was observed after the start of operation and laboratory tests of rock samples. In addition, in the case of a tunnel in soft ground, an analytical design of linings and inverts was conducted using beam-spring analysis, and it was confirmed that the safety is satisfied. From the above, the validity of the standard design as pre-verified specifications was confirmed.

キーワード：山岳トンネル，覆工，インバート，適合みなし仕様

## 1. はじめに

鉄道山岳トンネルの覆工およびインバートの設計法の枠組みはこれまで明確に定められたものはなかったが、山岳部も含めて性能照査型設計法に移行する<sup>1)</sup>にあたり、設計の考え方を整理した。図1に覆工およびインバートの設計法の分類を示す。設計は構造計画段階と性能照査段階で実施することとし、構造計画段階においては、地山条件や環境条件に応じて、無筋コンクリート、鉄筋コンクリート（RC）等の、基本的な諸元としてどのような構造・材料を用いるかを検討する。例えば、断層破碎帯等にある場合は、繊維補強コンクリートを用いる、鉄筋コンクリート構造等にすると等の配慮を行う、また、自重以外の外力の作用が想定される場合は、鉄筋コンクリート構造を採用するなどである。性能照査段階では、具体的な性能項目を設定して照査を行うことになる。

断層破碎帯等にある場合を除けば、覆工およびインバートは、

条件1：自重以外の常時の外力が想定される場合

条件2：完成後に地山から変位を受けることが想定される場合

条件3：上記以外

の3つの条件に応じて構造や設計法を選択すればよい。それぞれの具体例として、

条件1：坑口部、小土被り部等

条件2：膨張性を有する地山等

条件3：坑口部から中に入り、風化した表層の影響が小さくなり十分安定した地山等

が挙げられる。構造、設計法は、条件1の場合は、RC構造として緩み土圧、全土圧、あるいは地震時の地盤変位を作用させた骨組解析を行って設計すれば良い。条件2の場合は、完成後の地盤変位が想定される場合は、例えば、文献2で示したような方法により設計すれば良い。条件3では、無筋コンクリート構造として、自重に対して問題ないことを確認することによれば良い。

ここで、鉄道山岳トンネルは多くの区間が条件3に該当すると考えられるため、「適合みなし仕様」を定め、適用条件を満足する地山においてはこれを用いて設計を行うことが簡便と考えられる。

以下、トンネルの覆工およびインバートの標準設計の適合みなし仕様の策定にあたり実施した、施工実績の分析、室内試験、数値解析による検証の結果について示す。

## 2. 提案した適合みなし仕様

現在、山岳トンネルでは大部分の区間において覆工およびインバートの標準設計<sup>3)</sup>が用いられている。整備新幹線の場合、標準設計は、アーチ部の巻厚は30cm、インバートの巻厚は45cmとされ、無筋コンクリート構造となっている。このため、過去の設計との整合も考慮し、標準設計を適合みなし仕様（図2）として定めることとした。なお、適合みなし仕様は、その仕様を用いること

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室

\*\* 防災技術研究部 地質研究室

# 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構

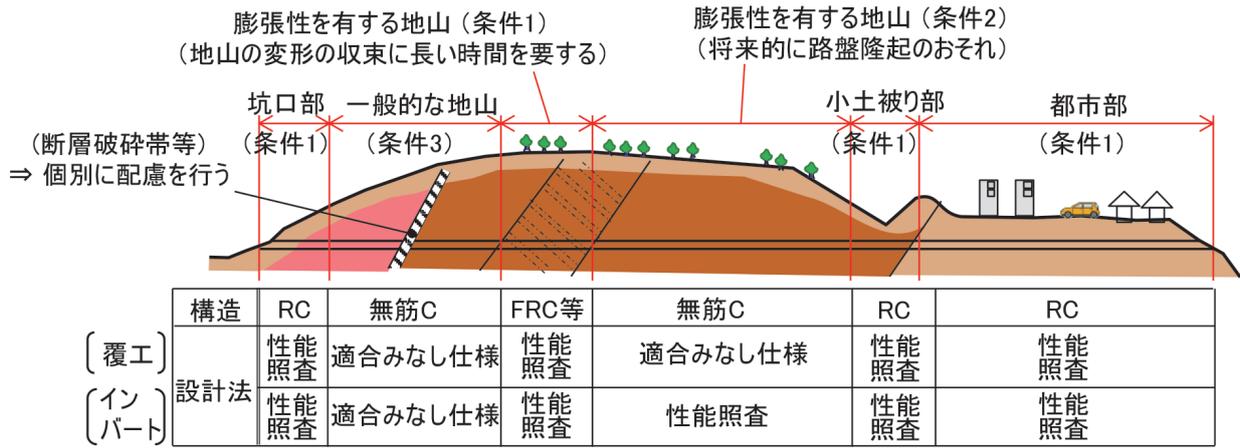


図1 鉄道山岳トンネルの覆工およびインバートの設計法の分類

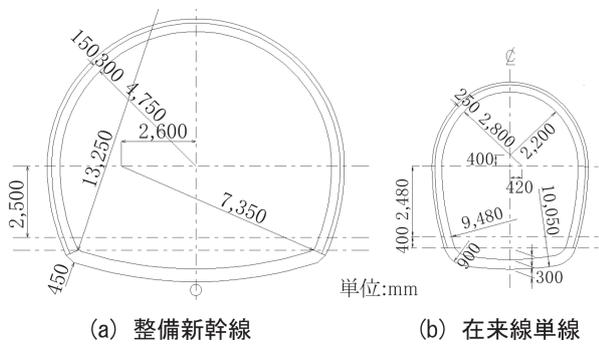


図2 適合みなし仕様の例

で、性能照査がなされたものとみなしてよいとされているが、「要求性能水準を満足することが事前に検証されている具体的な構築方法、材料、形状等の仕様」と定義されているように、トンネルの要求性能と性能項目の事前の検証が必要である。以下、表1に示したようなトンネルの要求性能と性能項目のうち、安全性（破壊）（公衆安全性）、使用性（水密性）に着目して検証を行った。

表1 トンネルの要求性能と性能項目

要求性能	性能項目	
安全性	破壊	
	疲労破壊	
	安定	内空の変位・変形 軌道面の不同変位
	走行安全性	
使用性	公衆安全性	
	外観	
	水密性	
	支持性能	
	乗り心地	
復旧性	騒音・振動	
	損傷	軌道面 部材
	残留変位	

### 3. 施工実績の分析による検証

トンネルが構造物としての要求性能を満足しているか否かの確認方法としては、適切な供試体による確認実験や経験的かつ理論的検証のある解析、現場計測による方法等が挙げられている<sup>1)</sup>。本章では、整備新幹線トンネルの覆工およびインバートの標準設計について、要求性能を満足するかどうかを施工実績の分析により検証した。

最近建設された整備新幹線の2トンネルを対象とし、覆工およびインバートの標準設計が適用された区間の施工実績から、覆工完成時点での覆工の展開図に記載されたひび割れの分析を行った。表2に、調査対象トンネルの概要と調査結果の概要を示す。

覆工にみられた不具合は、施工後のコンクリートの収縮によるものとみられるひび割れのみで、漏水も確認されなかった。ひび割れ幅は、最大でもそれぞれ、幅0.65mm、0.80mmで、ごく軽微なもので、閉合ひび割れ等の、安全を脅かすはく落等が生じるおそれがあるひび割れ等はなかった。図3に覆工1ブロック当たり平均のひび割れ数を示すが、掘削時の内空変位との関係性

表2 調査対象トンネルの概要と調査結果の概要

項目	Aトンネル	Bトンネル
地質	新第三紀層	古第三紀 泥岩・凝灰岩
地山等級	主に I <sub>N-1</sub> または I <sub>N-2</sub> (一部 I <sub>S</sub> , II <sub>N</sub> が存在)	I <sub>N-1</sub> または I <sub>N-2</sub>
1ブロックの長さ	10.5m	10.5m
建設時の状況	過大な内空変形が発生したとの記録はない	一部区間で大きな内空変位が発生して難工(覆工は変位収束後に施工)
調査延長	3360m(320ブロック)	3360m(320ブロック)
最大ひび割れ幅	0.65mm	0.80mm
漏水	確認されていない	確認されていない

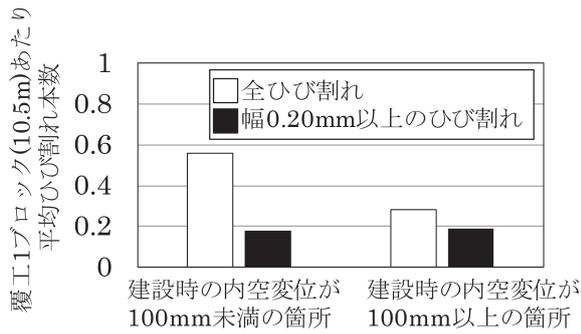


図3 覆工1ブロック当たりの平均ひび割れ本数

が見られないことから外力作用を受けたひび割れではないことが確認できる。

以上のことから、覆工の適合みなし仕様は安全性（公衆安全性）や、使用性（水密性）を十分満足するものと考えられる。

#### 4. 事例分析と室内試験に基づく適用みなし仕様の適用条件の検討

##### 4.1 概要

適合みなし仕様は適用条件を満足することが必要となる。たとえば、基準<sup>3)</sup>においても、標準設計が適用できるのは一般地山（地山分類基準で、地山等級 $I_{N-1} \sim V_N$ と判定される地山）とされている。ただし、i) 土砂地山等で土被りが小さい場合、ii) 大きな水圧が作用する場合、iii) 付加荷重が作用する場合、iv) 偏圧が作用する場合、v) 地山の変形の収束前に覆工を施工する場合、vi) 支保工耐力の限界に近いことが予想される場合に該当する場合は、別途検討を行うこととされており、これが除外条件となっている。vi) は地山の安定が満足されていない状態と考えられるのでこれを除くと、i) ~v) は覆工およびインバートの完成後に外力や変位等の作用を受けることに相当し、標準設計が適用できる条件は、1章で示した条件3と同じことを意味している。

以上をふまえ、山岳トンネルの覆工およびインバートの適合みなし仕様の適用条件として表3を定めた。トン

表3 山岳トンネルの覆工およびインバートの適用条件

覆工	インバート
下記条件に該当しない [1] 自重以外の常時の外力の作用が想定される場合 (a) 坑口部・小土被り部 (b) 都市部 (c) 防水型トンネル [2] 完成後に地山～変位を受けることが想定される場合 ※ 地山の变形が収束してから覆工を施工すること前提	左記に加えて以下を満たす [1] 軌道面の隆起の恐れがない [2] 軌道面の沈下の恐れがない

ネルが安定している地山中に位置し、想定される荷重が自重のみという条件である。

ここで、これまでに、新生代（古第三紀以降）の泥岩等の細粒碎屑岩類、同時代の凝灰岩や凝灰角礫岩等からなる地山等に位置する整備新幹線のトンネルにおいて不具合が生じたことが報告<sup>例えは4)</sup>されている。ここで、これらの不具合事例は、ほとんどがインバートに関する不具合（盤膨れ）であり、覆工に関する不具合（水平内空の縮小）も数例報告されているが、これらのすべてで盤膨れも同時に生じていることがわかっている。

以上から、適合みなし仕様の適用条件の検討に当たり、整備新幹線のトンネルの覆工およびインバートの不具合の事例分析と岩石試料の室内試験により、表3インバート欄 [1] の判断目安を定めることとした。

##### 4.2 地山の膨張性を示す指標と盤膨れ

地山の膨張性を示す指標はいろいろなものが提案されている。表4に、地山の膨張性を示す指標の例を示すが、粘土鉱物の吸水膨張特性の観点と地山の強度の観点からの指標となっている。盤膨れは地山の膨張性が顕在化した現象の一つと考えられ、表4を参考にすることができると考えられるが、一般に、ここでいう地山の膨張性は、例えば、建設時の100mmを超えるトンネルの変形といった急激かつ大きな変形を想定したもので、変形抑制のための掘削工法、標準支保パターンの検討、切羽安定・沈下対策のための補助工法の検討といった、建設時の各種検討のための指標と考えられる。そのため、適合みなし仕様の適用条件としてそのまま適用することは必ずしも適切でないと考えられる。

そこで、本章では、供用後の盤膨れを生じたトンネルの事例分析と室内試験により適合みなし仕様の適用条件の検討を行った結果を示す。

##### 4.3 浸水崩壊度と地山強度比と盤膨れの関係

事例分析は盤膨れに着目して行うこととした。具体的には、完成後に盤膨れが確認された整備新幹線トンネルの事例のうち、標準設計が適用され、地山強度比と浸水崩壊度のデータを有する事例<sup>6)</sup>を用いて考察した。

図4に、地山強度比  $G_n$ 、浸水崩壊度（縦軸の（）は

表4 地山の膨張性を示す指標の例

日本鉄道建設公団(1977)	吉川ほか(1988) <sup>5)</sup>
【膨圧発生の可能性あり】 [1] 岩石中の主要粘土鉱物がモンモリロナイト [2] $2 \mu m$ 以下粒子含有率 $\geq 15\%$ [3] 塑性指数 $\geq 25$ [4] 陽イオン交換容量 $\geq 20 meq/100g$	【膨張性を呈する地山】 [1] ボーリング時 ・コア採取率が低い ・コアディスクングが顕著 [2] $1.5 \leq G_n \leq 2.0$ [3] モンモリロナイト含有量 $\geq 20\%$ 、または、自然含水比 $\geq 20\%$

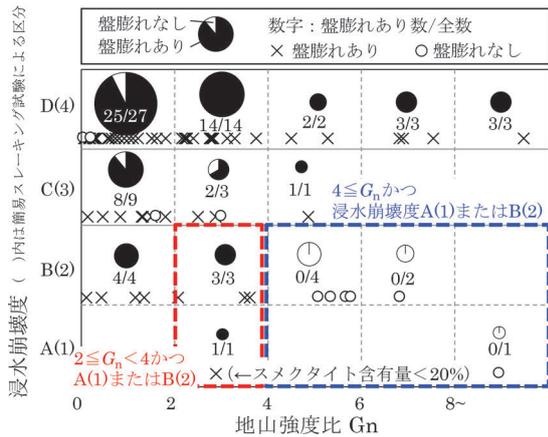


図4 浸水崩壊度、地山強度比と盤膨れの関係<sup>6)</sup>より作成

簡易スレーキング試験による区分)と盤膨れとの関係を示す。地山強度比  $G_n$  について、 $4 \leq G_n$  かつ 浸水崩壊度 A(1) または B(2) の範囲では盤膨れは発生していない。 $2 \leq G_n < 4$  かつ 浸水崩壊度 A(1) または B(2) の範囲では、全ての事例 (4/4) が盤膨れしている結果であったが、スメクタイト (膨潤性粘土鉱物) 含有量 20% 以上のものがこれらのうち 3 事例あった。スメクタイト含有量 20% 以下の 1 事例について、建設時の切羽観察結果、切羽写真、その後に行われたボーリング調査の結果等をもとに盤膨れ箇所およびその付近の地質状況を確認したが、盤膨れ箇所およびその付近は全体に亀裂が多いこと、また、一軸圧縮強さから算出した地山強度比は深度により 0.1 以下となる箇所もあることが確認された。

以上から、浸水崩壊度 A(1) または B(2) の範囲では、 $4 \leq G_n$  の場合は盤膨れの可能性は小さいものと考えられるが、 $2 \leq G_n < 4$  の場合は割れ目やスメクタイトの存在に留意する必要があると考えられる。

#### 4.4 吸水膨張特性と盤膨れとの関係

一般に、同様の岩石が分布している場合、弱層 (割れ目帯) は相対的に強度が小さく、変状の原因となりやすいとされている。3 節で示した事例分析結果も踏まえ、泥質岩から作成した試料に対し、岩石中の割れ目に着目して吸水膨張試験を実施した。

試験には古第三紀および新第三紀の泥質岩を対象に原位置で採取したブロックから作成した試料を用いた。図 5 に吸水膨張応力試験から得られた、最大吸水膨張応力<sup>7)</sup>を示す。図においては、盤膨れ量と比較できるように、新第三紀泥質岩に建設された整備新幹線トンネルの盤膨れ箇所のボーリングコアに対して実施した同試験の結果も示す。図より、古第三紀、新第三紀ともに、割れ目を多く含む部分の試料は塊状の部分の試料よりも最大吸水膨張応力が大きいことがわかる。なお、図 5 には、崩壊形状から判定した Na 型/Ca 型の違いも併せて示したが、

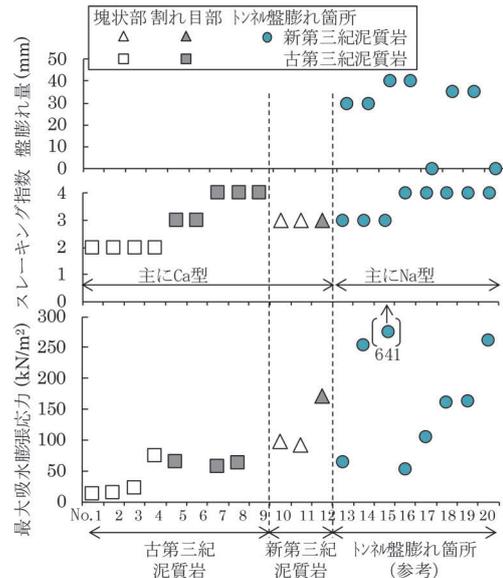


図5 試料別の吸水膨張試験の結果<sup>7)</sup>に加筆

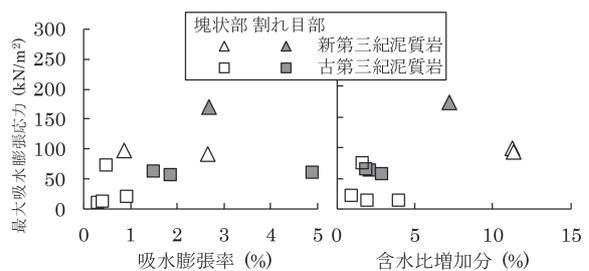


図6 吸水膨張率と最大吸水膨張応力<sup>7)</sup>に加筆

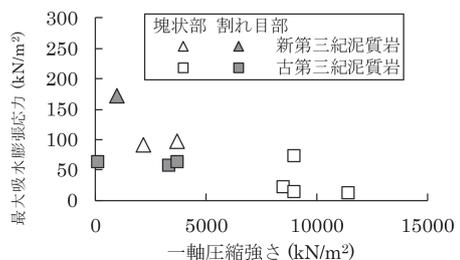


図7 一軸圧縮強さと最大吸水膨張応力<sup>7)</sup>に加筆

一般に言われているように、Na 型の場合は、Ca 型と比べて吸水膨張応力が大きいという結果となっている。

図 6 に吸水膨張率と最大吸水膨張応力の関係を示す。図より、両者は正の相関があり、吸水にともない膨張応力が発生していることがわかる。また、古第三紀、新第三紀ともに、割れ目部は塊状部と比べて吸水膨張率、最大吸水膨張応力が大きいこと、新第三紀の割れ目部では数%の含水比の変化で比較的大きな膨張応力が発生していることがわかる。

図 7 に一軸圧縮強さと最大吸水膨張応力との関係を示す。図より、両者は負の相関があり、割れ目部は塊状部と比べて、一軸圧縮強さが小さく最大吸水膨張応力が

大きいことがわかる。吸水による膨張応力の観点からは地山強度比  $G_n$  ではなくその場所での岩石の一軸圧縮強さも十分に考慮する必要があることが示唆される。

#### 4.5 スメクタイト含有量と盤膨れとの関係

一般に、スメクタイトを含有することで盤膨れが生じやすくなるものと考えられ、吉川ら<sup>5)</sup>により、膨圧発生の可能性判定のための目安として、スメクタイト含有量20%が提案されている。図8に、スメクタイト含有量と最大吸水膨張応力、盤膨れ量との関係を示す。塊状部ではスメクタイト含有量20%以下では最大吸水膨張応力は小さい傾向が見て取れ、文献5の記載内容と合致する。ただし、塊状部/割れ目部を区別しない場合、スメクタイト含有量と最大吸水膨張応力の相関は必ずしも高くない。

図8には、トンネルの盤膨れ箇所のボーリングコアに対して実施した同試験の結果も併せて示すが、ボーリングコアではスメクタイト含有率10%程度でも大きな盤膨れが生じている。これより、スメクタイト含有量に重きを置いて盤膨れの可能性を判断すると盤膨れを過小評価するおそれがあり注意が必要であることが示唆される。

#### 4.6 インバートの適合みなし仕様の適用条件

表3インバート欄[1]の判断目安については、5節までの成果を踏まえ、判断の考え方を表5のように整理した。なお、表5においては、適用条件を裏返して、条件3に対応した地山の選定法として示している。

まず、盤膨れを生じうる地山を、新生代（古第三紀以降）の泥岩等の細粒碎屑岩類、同時代の凝灰岩や凝灰角礫岩等の火山碎屑岩類、風化や熱水変質および破碎の進行した岩石、蛇紋岩類等よりなる地山とし、このような地山で以下の条件に合致する場合は適合みなし仕様は適

表5 条件3に対応した地山の選定法

条件
・「注意が必要な地山」※1であり、下記条件のいずれかに該当すること※2
－「地山強度比 $G_n < 2$ 」
－「浸水崩壊度 C(3) または D(4)」
－「地山強度比 $2 \leq G_n < 4$ 」かつ「スメクタイト含有量※3 または割れ目が多い」
※1：「注意が必要な地山」とは以下の地山である
[1]新生代（古第三紀以降）の泥岩等の細粒碎屑岩類、同時代の凝灰岩や凝灰角礫岩等の火山碎屑岩類
[2]風化や熱水変質および破碎の進行した岩石
[3]蛇紋岩類等よりなる地山
ただし、蛇紋岩については、塊状の場合は比較的安定である一方、粘土状、葉片状の場合に強大な土圧を発生することから、地山強度比や浸水崩壊度だけでなく、切羽における塊状蛇紋岩の割合（塊状率）についても評価する必要がある。
※2：インバート部の地山とする。
※3：スメクタイト含有量は20%未満を目安に少ないと判断としてよい。

用できないこととした。

$G_n < 2$ の地山や、浸水崩壊度 C(3) または D(4) の地山では盤膨れが発生した事例が見られることから、適合みなし仕様は適用できないこととした。一方、 $2 \leq G_n < 4$ かつ浸水崩壊度 A(1) または B(2) の地山では、スメクタイトが多い、あるいは、割れ目が多い場合に盤膨れした事例が見られることから、適合みなし仕様の適用にあたりスメクタイト含有量や割れ目を評価することとした。ここで、スメクタイト含有量は、過去の研究結果と今回の試験結果に鑑み20%を目安とした。割れ目の多寡は定量的な評価が難しいが、事前のボーリングや切羽観察からある程度判定することできるものと考えられる。施工においては、切羽観察、ボーリング調査の結果から、割れ目が多い層の線路縦断方向の分布範囲を整理し、詳細な縦断図を作成することが重要である。また、スレーキング試験などの岩石試験を行う際には、安全側の判断ができるよう、割れ目を多く含む箇所から試料を採取することも重要と考えられる。

### 5. 数値解析による検証

山岳トンネルの覆工およびインバートは、使用性については、3章で示したように、これまでの実績により、適切な施工が行われれば使用上の不具合が生じていないこと、性能が実績等により確認された防水工・排水工が用いられる場合は使用性が満足されると考えられることから、ここでは安全性（破壊）を取り上げることにした。

図2で示した整備新幹線トンネルおよび在来線単線トンネルの標準的な断面を有する、覆工およびインバートを検証対象とした。地山条件は、鉄筋コンクリート区間に隣接した比較的軟らかい地山の場合として、 $N$ 値

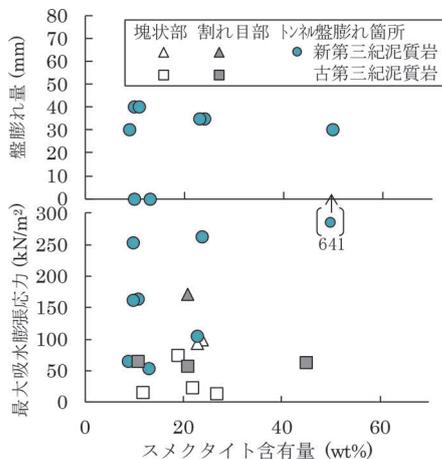


図8 スメクタイト含有量と吸水膨張応力、盤膨れ量の関係<sup>7)</sup>に加筆

20程度の地山を想定した。また、覆工完成時の自重を作用として設定して照査を行うものとした。解析条件を表6に示す。

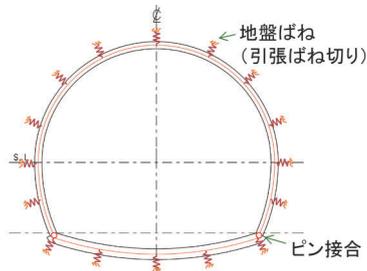
構造計算にあたっては、図9に示すように、覆工およびインバートを梁、地盤とトンネルの相互作用を地盤ばねでモデル化した、骨組構造解析モデルを用いた。

要求性能として安全性（破壊）を設定した。なお、安全性（破壊）の照査は覆工およびインバートが破壊しないことの確認を基本原則とするが、実際の無筋コンクリートにおける覆工およびインバートの破壊は複雑な挙動を示し、現状では破壊の評価手法は確立されていない。そのため、ここでは、安全側の評価として覆工に引張りひび割れが一つでも発生しない（引張応力を設計引張強度で除した照査値が1を下回る）ことを確認することとした。設計にあたり用いる安全係数を表7に示す。なお、安全係数についても、現時点では不明点が多く確立されたものが提示されていない。上記を踏まえてすべて1.0とすることも考えられるが、ここでは、安全側の検討となるよう、RC構造として性能照査を行う場合の各安全係数を準用することとした。

応答値（断面力図）を図10、11に示す。また、部材に発生する引張応力について、照査値を図12、13に示す。図より、照査値は1を下回り、安全性（破壊）を満足するという結果となった。

表6 解析条件

項目	項目	(単位)	数値
覆工 および インバート	設計基準強度 $f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	18
	ヤング係数 $E$	N/mm <sup>2</sup>	$2.2 \times 10^4$
	単位体積重量 $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	23
	設計引張強度 $f_{td}$	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_c \cdot 0.23 f_{ck}^{2/3}$
地山	$N$ 値	—	20
	トンネル図心幅 $D_c$	m	9.8
	地盤反力係数	kN/m <sup>3</sup>	15,400



※ 実際は対称性を考慮して左半分モデルで解析を実施

図9 骨組解析モデル

表7 検討に用いた安全係数

要求性能	作用係数 $\gamma_f$	構造解析係数 $\gamma_s$	材料係数 $\gamma_m$		構造物係数 $\gamma_i$
			$\gamma_c$	$\gamma_b$	
安全性	1.1	1.0	1.3	1.1	1.2

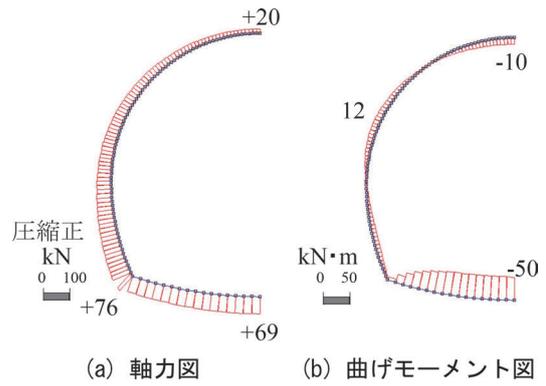


図10 応答値（整備新幹線）（断面力図）

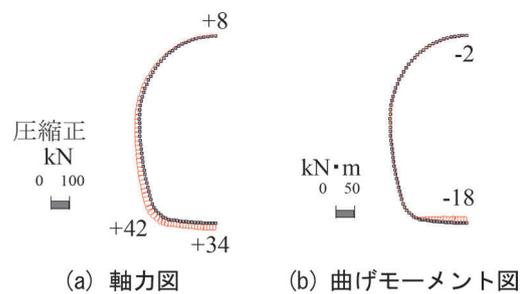


図11 応答値（在来線単線）（断面力図）

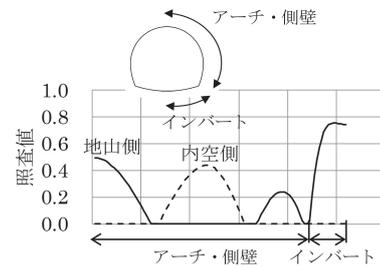


図12 照査値（整備新幹線）（引張応力）

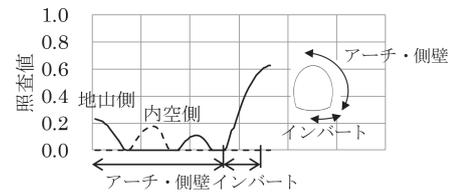


図13 照査値（在来線単線）（引張応力）

## 6. 結論

本論文では、トンネルの覆工およびインバートの標準設計の適合みなし仕様の策定にあたり実施した、施工実績の分析、室内試験、数値解析による検証の結果について示した。以下に結論をまとめる。

- (1) 最近施工された整備新幹線のトンネルを対象とし、覆工の展開図に記載された変状の分析を行った。補修の対象となるひび割れは少なく、安全性（公

衆安全性)や使用性(水密性)を十分満足することを確認した。

- (2) 供用後に盤膨れを生じたトンネルの事例分析結果と泥質岩試料の室内試験結果に基づき、適合みなし仕様の適用条件を示した。
- (3) 鉄筋コンクリート区間に隣接した区間を想定し、骨組解析を用いて自重を作用させて解析的検討を行ったところ、安全性(破壊)を満足することを確認した。

## 文献

- 1) 野城一栄：鉄道トンネルの設計技術の動向と鉄道構造物等設計標準(トンネル)改訂の要旨, 鉄道総研報告, Vol.36, No.5, pp.1-7, 2022
- 2) 嶋本敬介, 野城一栄, 岡野法之：地山劣化法を用いた山岳トンネル覆工およびインバートの性能照査法, 鉄道総研報告, Vol.36, No.5, pp.29-35, 2022
- 3) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説, p.272, 2008
- 4) 久保原猛, 若林秀明, 鈴木延彰, 齋藤貴：供用中のトンネルで未収束の路盤隆起に挑む, トンネルと地下, Vol.45, No.9, pp.45-53, 2014
- 5) 吉川恵也, 朝倉俊弘, 小島芳之：NATMのための膨張性泥質岩の地山分類, 応用地質学会63年度研究発表会, 1988
- 6) 小林寛明, 井浦智実, 上野光, 渡辺和之, 嶋本敬介, 伊藤直樹：山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究, 土木学会論文集F1(トンネル工学), Vol.71, No.3(特集号), I\_80-I\_93, 2015
- 7) 川越健, 太田岳洋, 赤澤正彦, 上野光, 石田良二：泥質岩を掘削対象としたトンネルの変状と岩石の吸水膨張特性, 土木学会第70回年次学術講演会, III-106, 2015



特集：鉄道トンネルの設計技術

# 地山劣化法を用いた 山岳トンネル覆工およびインバートの性能照査法

嶋本 敬介\* 野城 一栄\* 岡野 法之\*\*

Performance Verification Design Method of Plain Concrete Lining and Invert  
Assuming Ground Displacement after Completion

Keisuke SHIMAMOTO Kazuhide YASHIRO Noriyuki OKANO

There are various structures in railway systems. It is required that structures have the same level of performance and that their performance should be verified quantitatively. Therefore, we proposed a method for verifying the performance of plain concrete lining and invert, and made a trial design assuming a mountain tunnel receiving ground deformation after completion. In the trial design, we estimated residual displacement from displacement speed, and imposed the corresponding displacement to the lining and invert using an analysis method of reducing the strength of the ground. As a result, it was found that the performance can be verified by the proposed method and that the required performance can be satisfied by adopting strong invert structures against heaving, even when large residual displacement exists to some extent.

キーワード：山岳トンネル，覆工，インバート，性能照査型設計法

## 1. はじめに

鉄道山岳トンネルの覆工およびインバートは、図1に示すように、

- 条件1：自重以外の常時の外力が想定される場合
- 条件2：完成後に地山から変位を受けることが想定される場合
- 条件3：上記以外

の3つの条件に応じて、構造や設計法を選択すればよい。構造、設計法は、条件1の場合は、鉄筋コンクリート(RC)構造として緩み土圧、全土圧、あるいは地震時の地盤変位を作用させた骨組解析を行って設計すれば良い。条件3の場合は、無筋コンクリート構造として、自重に対して問題ないことを確認することによれば良い。条件2の場合も、実務では、掘削時に十分な支保量の支保により地山の変形を確実に収束させた後に施工することとして条件3として取扱い、覆工およびインバートは無筋コンクリート構造とすることが多いと考えられる。

ただし、ここで、条件によっては、地山の変形の確実な収束を確認する前に、覆工およびインバートを打設する必要がある場合も考えられる。また、掘削時に、十分な支保量の支保とし、変形が確実に収束したことを確認した後に施工することとした場合でも、地質がかなり悪

いなどの特別な理由により、供用後の万一の変状の顕在化に備えることが求められる可能性も考えられる。さらには、このような場合を想定して、盤膨れに対応したインバート構造を新たに適合みなし仕様として設定する目的で、数値的な性能照査を行うことも考えられる。以下、条件2の場合で数値的な照査が求められる場合を想定し、完成後の地山変位を推定、考慮して、無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法の検討を行った。

## 2. 地山劣化法を用いた性能照査

### 2.1 概要

ここでは、覆工およびインバートが完成後に地山変位を受ける場合として、掘削時の地山変形の収束に長い時間を要し、僅かな変位速度が残っている状態で覆工およびインバートを打設する場合を仮定して照査を行うこととした。具体的には、地山劣化法により完成後の地山変位を推定し、これを作用地圧として無筋コンクリートの覆工およびインバートの照査を行う。

地山劣化法は、地山と、覆工およびインバートを一体としてモデル化し、掘削ステージと強度低下ステージを一貫して表現し<sup>3)</sup>、覆工およびインバートが完成後に地山から受ける作用を、掘削ステージにおける地山の緩みを考慮したうえで逐次表現する点が特徴である。

今回実施した、地山劣化法を用いた性能照査の流れを図2に、地山劣化法の解析モデルを図3に示す。まず、掘削ステージの解析を行い、その後、強度低下ステージ

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室

\*\* 構造物技術研究部 トンネル研究室 (現 JR 東日本コンサルタンツ)

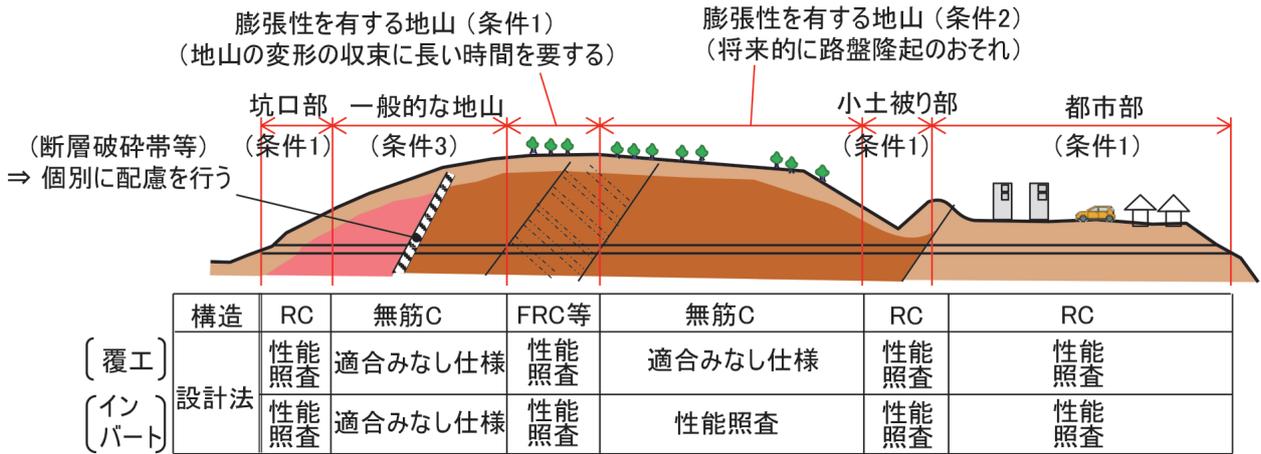


図1 鉄道山岳トンネルの覆工およびインバートの設計法の分類<sup>1)</sup>

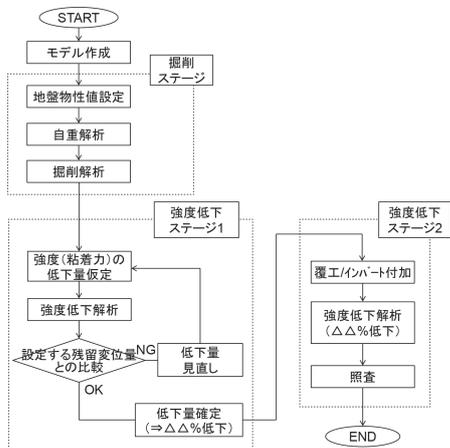


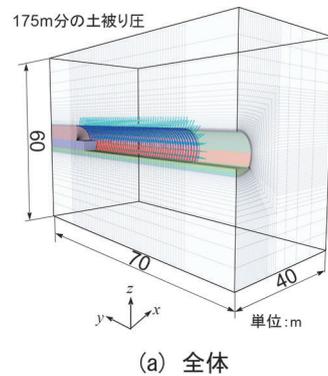
図2 地山劣化法を用いた性能照査の流れ<sup>2)</sup>

の解析を行う。強度低下ステージでは、ステージ1として、覆工やインバートを設置しない状態で、地山の強度を低下させることにより強度低下解析を行う。このとき、地山の強度は、後述する所定のトンネルの変位（残留変位）が得られるまで低下させる。次に、ステージ2として、覆工やインバートを設置した状態で、改めて、上記と同様の低下量だけ地山の強度を低下させて、覆工およびインバートに変形を生じさせる。その後、発生応力の照査を行うというものである。

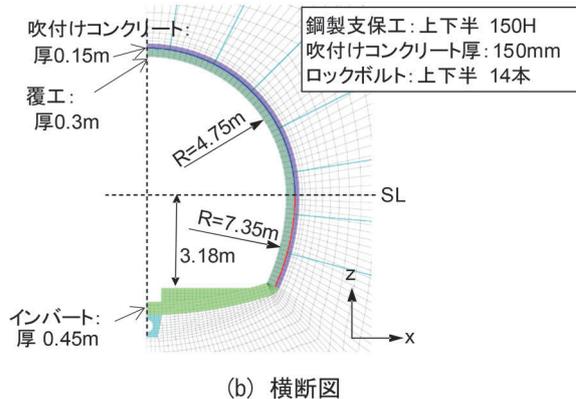
## 2.2 照査の条件

表1に解析に用いた物性値を示す。膨張性地山を表現するために、地山は強度の小さい軟岩とし、山岳トンネル設計施工標準・同解説<sup>4)</sup>を参考として、掘削時の内空変位として100mm程度の水平内空変位が出るように、各種物性値を設定することとした。

地山はMohr-Coulombの破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化した。鉄道山岳トンネルにおける地山等級I<sub>s</sub><sup>4)</sup>を想定し、単位体積重量200kN/m<sup>3</sup>、土被り200mとし



(a) 全体



(b) 横断面

図3 地山劣化法における解析モデル<sup>2)</sup>

た場合に、解析上の地山強度比が0.5となるよう、地山の一軸圧縮強さを2.0MPaとしている。その他の物性値についてはアイダシラ<sup>7)</sup>、赤木ら<sup>8)</sup>、蔣ら<sup>9)</sup>が示した軟岩の一軸圧縮強さと各種物性値との相関関係より設定している。なお、過去の解析事例<sup>5)6)</sup>より、上記の値を用いると、掘削時に100mm程度の水平内空変位が生じることが確認されている。

解析対象としたトンネルは、最近の鉄道トンネルで建設される数量が多く、代表的な構造であると考えられる、新幹線標準断面（図4）とした。覆工は無筋コンクリート製の巻厚 $t=30\text{cm}$ 、インバートは無筋コンクリート製

表1 解析に用いた物性値<sup>2)</sup>

	物性		単位	物性値
	地山	土被り	$h$	m
想定一軸圧縮強さ		$q_u$	MPa	2.0
地山強度比		$C_f$	—	0.5
単位体積重量		$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	20
弾性係数		$E$	MPa	206 <sup>*</sup>
ポアソン比		$\nu$	-	0.36
粘着力		$c$	kPa	580 <sup>*</sup>
内部摩擦角		$\phi$	°	31
ダイラタンシー角		$\lambda$	°	10
側圧係数		$K_0$	—	1.0
覆工 インバート	掘削時の内空変位		mm	100程度
	弾性係数	$E$	MPa	22,000
	ポアソン比	$\nu$	-	0.20
	単位体積重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	23.5

※ アイダマン・蒋関係式<sup>7) 8) 9)</sup>より算定

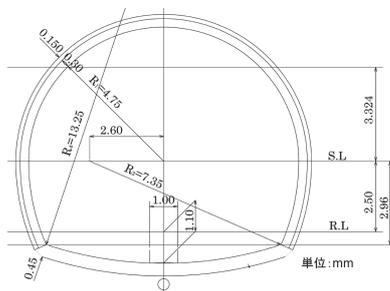


図4 解析に用いた断面<sup>2)</sup>

の巻厚  $t=45\text{cm}$  ( $I_N$  インバート<sup>4)</sup> と称される) である。

支保 (吹付けコンクリート, ロックボルト, 鋼製支保工) は地山等級  $I_S$  における標準的な支保パターン<sup>4)</sup> とし, これから算出される各種物性値を用いている。

支保のコンクリートは Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化し, 引張破壊による軟化についても表現することとした。覆工コンクリート, インバートコンクリートは弾性体としてモデル化した。

### 2.3 要求性能

山岳トンネルの覆工およびインバートは, 使用性については, 文献1で示したように, これまでの実績により, 適切な施工が行われれば使用上の不具合が生じていないこと, 性能が実績等により確認された防水工・排水工が用いられる場合は使用性が満足されると考えられることから, ここでは安全性 (破壊) を取り上げることにした。なお, 安全性 (破壊) の照査は覆工およびインバートが破壊しないことの確認を基本原則とするが, 実際の無筋コンクリートにおける覆工およびインバートの破壊は複雑な挙動を示し, 現状では破壊の評価手法は確立されていない。そのため, 安全側の評価として覆工に引張りひび割れが一つでも発生しない (引張応力を設計引張強度で除した照査値が1を下回る) ことを確認することとした。設計にあたり用いる安全係数を表2に示す。なお, 安全係数についても, 現時点では不明点が多く確立され

表2 検討に用いた安全係数<sup>2)</sup>

要求性能	作用係数	構造解析係数	材料係数	部材係数	構造物係数
	$\gamma_f$	$\gamma_s$	$\gamma_m$	$\gamma_b$	$\gamma_i$
安全性	1.1	1.0	1.3	1.1	1.2

たものが提示されていない。上記を踏まえてすべて1.0とすることも考えられるが, ここでは, 安全側の検討となるよう, RC 構造として性能照査を行う場合の各安全係数を準用することとした。

### 2.4 掘削解析

図3に示した解析モデルにおいて, 要素の除去により掘削を, また, 要素の付加により支保 (鋼製支保工, 吹付けコンクリート, ロックボルト) の設置を表現する。掘削, 支保は, 切羽の進行に合わせて実施し, 段階的なトンネルの掘削を精緻に表現することとした。図5に掘削ステージの解析結果を示す。これらより掘削時に水平内空変位が100mm程度発生していることがわかる。ここで, 水平内空変位は上半切羽が通過してすぐに計測開始する場所として, SL+1.5m 高さでの値としている。これより, 表1で示した地山の解析入力値は, 地山等級  $I_S$  程度の地山を表現するものとして妥当と判断した。

### 2.5 作用

今回の性能の照査においては僅かな変位速度が残っている状態で覆工およびインバートを打設したことに起因する覆工への地圧の作用に対して, 限界状態に達しないことを確認する。想定する僅かな変位速度として, 覆工打設可否判断の目安である1mm/月の変位速度が残っている状態でインバート, 覆工が施工される状況を想定する。なお, 今回の検討においては変位はいずれ収束するものとし, 基準<sup>4)</sup>における参考資料-8.3.2「応力解放率によるFEM解析の概要」に示されるトンネル内空変位の近似関数を参考とし, 内空変位が式(1)のVoigtモデルに従い発生するものとした。

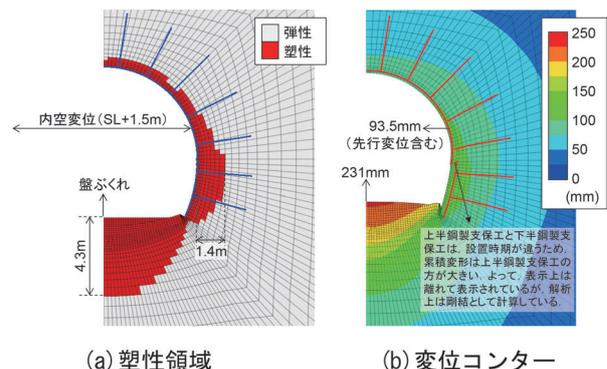


図5 トンネル掘削解析結果<sup>2)</sup>

$$u = u_0(1 - \exp(-at)) \quad (1)$$

ここに、

- $u$  : 水平内空変位量 (mm)
  - $u_0$  : 最終内空変位量 (mm)
  - $a$  : 収束係数 (1/日)
  - $t$  : 計測開始からの経過日数 (日)
- 内空変位速度は式 (2) で示される。

$$\frac{du}{dt} = u_0 \cdot a \cdot \exp(-at) \quad (2)$$

内空変位速度が 1mm/月 (= 1/30mm/日) 以下となる時の経過日数  $t_1$  は、式 (3) より式 (4) となる。

$$u_0 \cdot a \cdot \exp(-at_1) \leq \frac{1}{30} \quad (3)$$

$$t_1 \geq \frac{1}{a} \ln(30 \cdot a \cdot u_0) \quad (4)$$

経過日数  $t_1$  以降に発生する変位 (残留変位)  $u_{res}$  は、式 (5) により表される。

$$u_{res} = u_0 - u_1 = \frac{1}{30a} \quad (5)$$

ここに、 $u_1$  : 経過日数  $t_1$  時点の内空変位  
 ここで、収束係数  $a$  は過去の事例から設定することとした。図 6 に、過去に、完成後に盤ぶくれを生じた箇所掘削時に計測された内空変位の実測データを示す。これを式 (1) の  $a$  をパラメータとして最小二乗法でフィッティングしたところ、この例では、 $u_0 = 117.7$ 、 $a = 0.065$  が得られ、この時の残留変位  $u_{res}$  は 0.51mm となる。なお、表 2 に示すように、作用係数を  $\gamma_f = 1.1$  としているので、解析上で

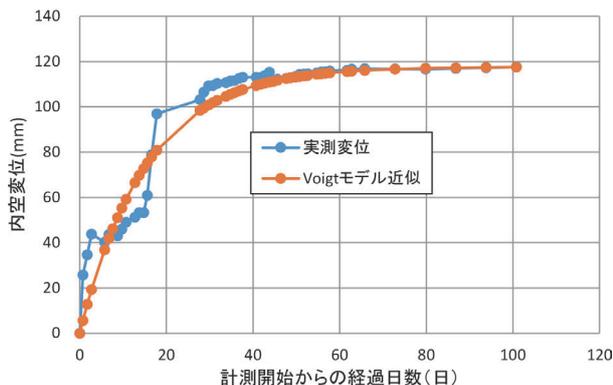


図 6 実測内空変位の Voigt モデル近似の一例<sup>2)</sup>

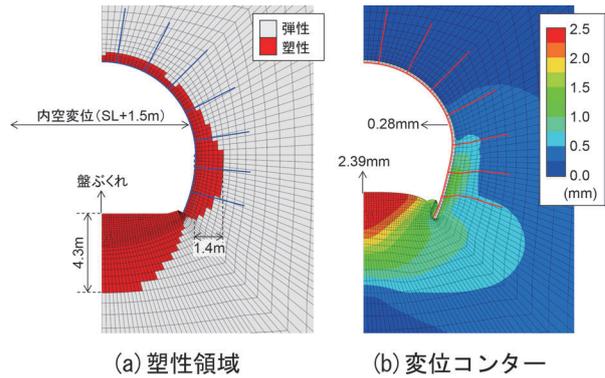


図 7 塑性領域および変位コンター<sup>2)</sup>  
 (強度低下ステージ 1・掘削完了時の変位=0 で表示)

目標とする残留変位は  $0.51 \times 1.1 = 0.56\text{mm}$  とした。

上記の考えに基づき、強度低下ステージ 1 として、上下半掘削後、インバート未掘削の状態地山のせん断強さを低下させた。ここで、地山の粘着力  $c$  を初期値から 0.61% 低下させたとき、内空変位 (縮小) が 0.56mm に到達した。図 7 に強度低下ステージ 1 の結果として地山の粘着力を 0.61% 低下させたときの塑性領域と変位コンターを示す。

最後に、強度低下ステージ 2 の解析を行った。すなわち、インバート部を掘削し覆工やインバートを打設した後に、前述したように地山のせん断強さの低下率である 0.61% だけ地山の粘着力を低下させることにより、覆工やインバートに発生する応力を算出した。

## 2.6 性能照査

以下、応力に対し、照査を行う。照査ケースを表 3 に示す。インバートのみの Case1 と、覆工とインバートの両方がある Case2 の 2 ケースについて応答値の算出と照査を実施した。なお、通常はインバートが施工されてからある程度期間が空いて覆工が施工されるが、ここでは覆工がインバートと同時に打設されるとした。

覆工およびインバートの要素毎に、照査値 (応答値と限界値との比) を整理した。ここでは、前述したように、引張応力について確認した。図 8 に照査値 (引張応力) を示す。図 8 より、照査値 (引張応力) は 1 を下回り、ひび割れが発生せず、要求性能が満足されるという結果であった。

参考として、地山の粘着力が 0.61% 低下したときの変位量を図 9 に示す。Case1, 2 いずれも、変位はほとんど生じなかった。

表 3 照査ケース<sup>2)</sup>

	インバート	覆工	備考
Case0	(未掘削)	なし	強度低下ステージ 1
Case1	あり	なし	強度低下ステージ 2
Case2	あり	あり	

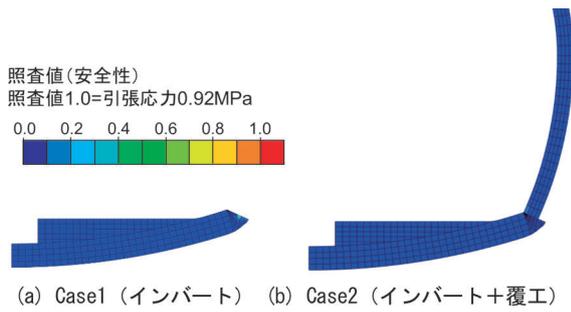


図8 照査値(引張応力)<sup>2)</sup>

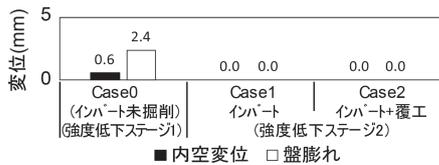


図9 発生変位量<sup>2)</sup>

### 3. 地山条件の差異の影響

#### 3.1 照査の条件

2章で示した照査結果の例は、図6に示したように、地山の変形が比較的小さい場合のものであり、覆工やインバートにひび割れ等は発生しないという結果となった。一方で、地山強度比がこれよりも小さい等、地山の条件がさらに悪い場合、残留変位がこれよりも大きくなることも考えられる。

本章では、ある程度大きな残留変位が作用する場合について、同様の手法で照査を試みることにする。ここでは、残留変位を0.56mmより増加させ、3mmと仮定して性能の照査を行った。ここで、残留変位3mmは地山の粘着力の低下率3%に相当する。

なお、発生する応力が大きくなると考えられるため、盤膨れに対応したインバート構造<sup>3)5)</sup>として、 $I_N$ インバートのほか、 $I_{NAIP}$ インバート、 $I_{SIP}$ インバート(図10)についても比較のために設定した。照査ケースを表4に示す。

2章と同様に、照査に当たり設定した要求性能は、安全性である。また、安全係数、数値解析モデル、解析入力値、解析の流れ、掘削解析についても同様である。作用の算出についても2章と同様に実施するが、地山の粘着力の低下率が0.61%から3.0%に、残留変位が0.56mmから3mmに増加している点が異なる。

図11に強度低下ステージ1の結果として地山の粘着力が3.0%低下したときの塑性領域と変位コンターを示す。

#### 3.2 照査結果

2章と同様に、覆工およびインバートの要素ごとに、引張応力について照査値(応答値と限界値との比)を整理した。インバートのみのCase11~13について図12

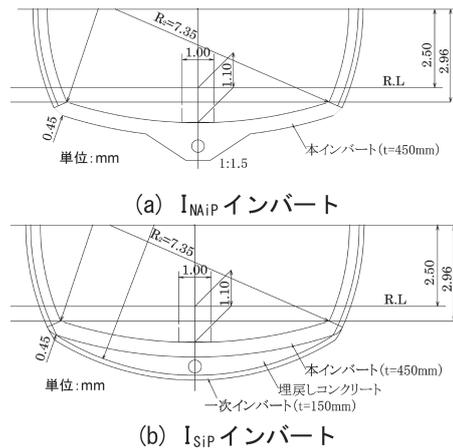


図10 盤膨れに対応したインバート構造<sup>2)</sup>

表4 照査ケース<sup>2)</sup>

	インバート	覆工	備考
Case10	なし	なし	強度低下ステージ1
Case11	$I_N$ インバート	なし	強度低下ステージ2
Case12	$I_{NAIP}$ インバート	なし	
Case13	$I_{SIP}$ インバート	なし	
Case14	$I_N$ インバート	あり	
Case15	$I_{NAIP}$ インバート	あり	
Case16	$I_{SIP}$ インバート	あり	

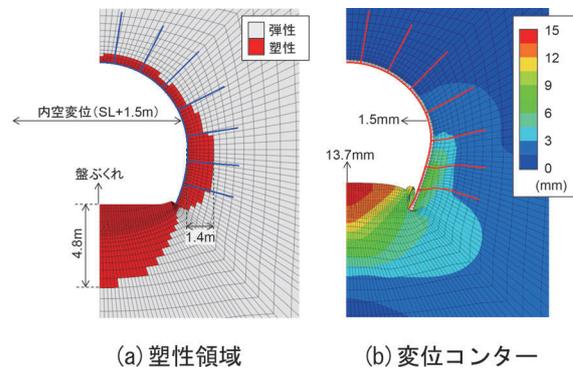


図11 塑性領域および変位コンター(残留変位3mm時)<sup>2)</sup>

(強度低下ステージ1・掘削完了時の変位=0で表示)

に照査値(引張応力)を示す。図12より以下のことがわかる。

- ・Case11 ( $I_N$  インバート) の場合、中央通路に照査値が1を超える領域(引張ひび割れが発生する領域)が発生した。なお、吹付けコンクリートとインバートの接合部にも照査値が1を超える領域が発生している。これは、上記接合部においては、接合部分の面積が小さく、局所的に応力集中が発生することによるものと推察される。
- ・Case12 ( $I_{NAIP}$  インバート) の場合、中央通路の照査値が1を超える領域が見られなくなるが、吹付けコンクリートとの接続部においては、Case11と同様の理

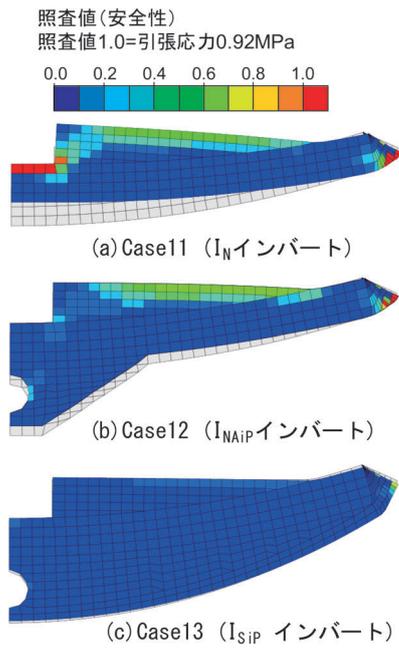


図 12 照査値 (引張応力) (Case11~13)<sup>2)</sup>  
(変形倍率 200 倍表示)

由により、照査値が1を超える領域が発生している。  
・Case13 ( $I_{SiP}$  インバート) の場合、中央通路、接続部、いずれも照査を満足している。

インバート+覆工のCase14~16について、図13に照査値(引張応力)を示す。インバートに加えて覆工を施工する場合、照査値はCase11~13と比較して全体的に小さくなるが、Case14では、覆工および吹付けコン

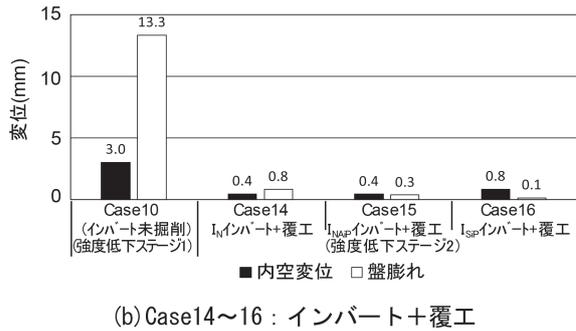
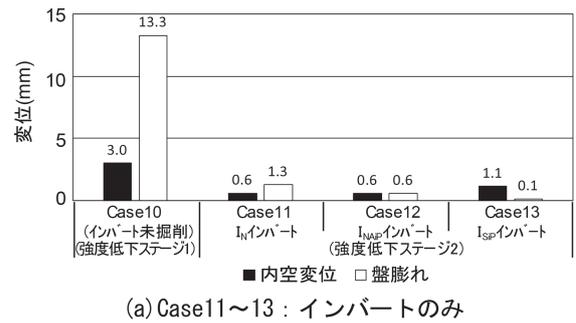


図 14 発生変位量<sup>2)</sup>

クリートとインバートの接合部において照査値が1を超える領域が発生している。一方、Case15, 16では、照査値が1を超える領域は発生せず、盤膨れに対応したインバート構造の効果が見取れる。

参考として、地山の粘着力が3.0%低下したときの変位量を図14に示す。図14より、地山の粘着力が3.0%低下した場合、インバートを施工することで、特に盤ぶ

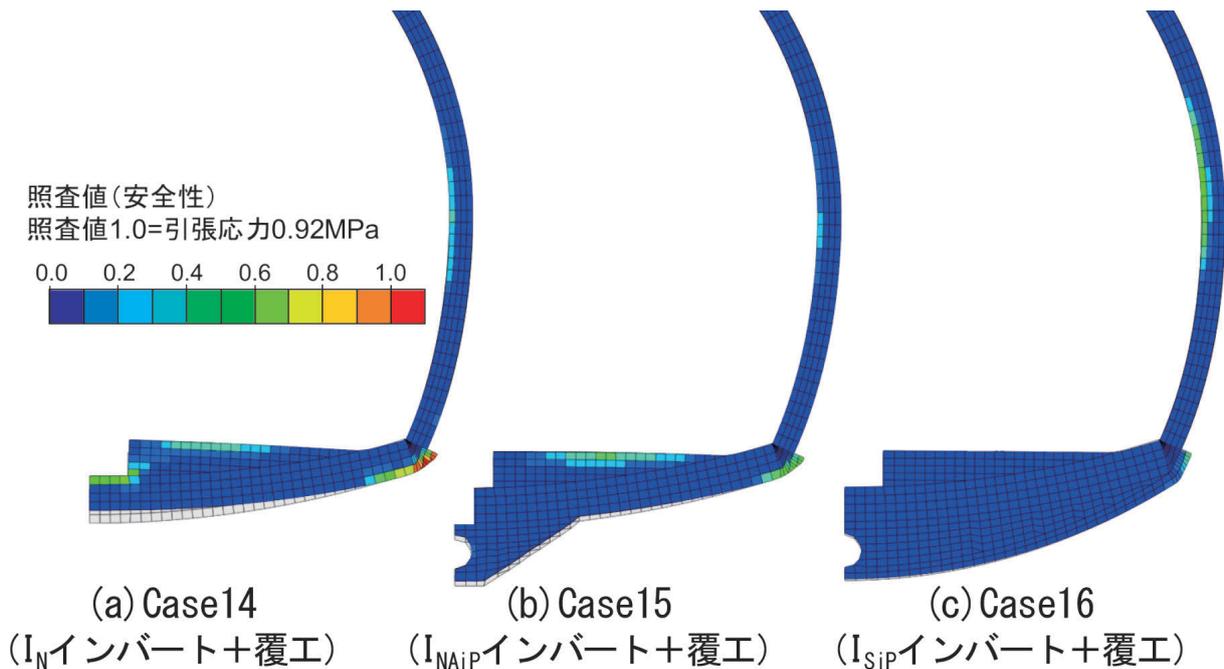


図 13 照査値 (引張応力) (Case14~16)<sup>2)</sup>  
(変形倍率 200 倍表示) インバート+覆工

くれを大きく抑制できていることが確認できる。Case12 ( $I_{NAIP}$  インバート), Case13 ( $I_{SIP}$  インバート) を採用することでより盤ぶくれを抑制できることがわかる。ただし, Case13 ( $I_{SIP}$  インバート) は, Case11~12 に比べ, 掘削時に路盤部を大きく掘削することになるので, 側壁背面地山の緩みが発生し, 内空変位については, Case12 ( $I_N$  インバート), Case13 ( $I_{NAIP}$  インバート) よりも大きくなった。また, Case14~16 より, インバートに加え, 覆工を施工した場合においても, インバートのみ施工した場合と同様の傾向が確認できる。

#### 4. まとめ

山岳トンネルの性能照査型設計法への移行の検討の一環として, 完成後に地山から変位を受けることが想定される山岳トンネルを設定し, 無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法を提案するとともに, その試行を行った。以下に得られた結果をまとめる。

- 1) 変位速度から残留変位量を推定し, これに相当する変位を, 地山の強度を低下させる数値解析手法により表現して覆工やインバートに与える手法により, 応答値の算出や照査が可能であることがわかった。
- 2) 1mm/月の内空変位速度時に相当する残留変位 0.56mm を設定した場合は, 標準的なインバート ( $I_N$  インバート) でも性能を満足することを確認した。
- 3) ある程度大きな残留変位として 3.0mm を設定した場合は, 盤膨れに対応したインバート構造 ( $I_{NAIP}$  インバートや  $I_{SIP}$  インバート) を採用することで要求性能を満足することを確認した。

#### 文 献

- 1) 嶋本敬介, 川越健, 野城一栄, 上野光: 山岳トンネル覆工

およびインバートの適合みなし仕様の提案, 鉄道総研報告, Vol.36, No.5, pp.21-27, 2022

- 2) 野城一栄, 嶋本敬介, 岡野法之: 完成後の地山変位を想定した無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法, トンネル工学報告集, Vol.29, 2019
- 3) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 建設時の影響を考慮した山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.69, No.2, pp.105-120, 2013
- 4) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, 2008
- 5) 小林寛明, 下津達也, 上野光, 渡辺和之, 嶋本敬介, 朝倉俊弘: 長期的な盤ぶくれに対するインバート構造の抑制効果に関する基礎的研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.72, No.3 (特集号), pp.I\_96-I\_107, 2016
- 6) 小林寛明, 井浦智実, 上野光, 渡辺和之, 嶋本敬介, 伊藤直樹: 山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.71, No.3 (特集号), pp.I\_80-I\_93, 2015
- 7) アイダノオメール, 赤木知之, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測手法について, 土木学会論文集, No.448/III-19, pp.73-82, 1992
- 8) 赤木知之, アイダノオメール, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.719-724, 1994
- 9) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行, 禿秀和: 地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1994



# 地山形状を考慮した応答変位法による 山岳トンネル坑口部の地震時影響の詳細評価法

野城 一栄\* 井澤 淳\*\* 伊藤 直樹\*

Detailed Evaluation Method of Seismic Impact on Mountain Tunnel Entrance  
Using Response Displacement Method Considering Shepe of Ground

Kazuhide YASHIRO Jun IZAWA Naoki ITO

A detailed method for evaluating seismic impacts on mountain tunnel entrances was proposed, using response displacement method and static FEM structural analysis. The validity of the proposed method was confirmed by comparing the ground strain around a tunnel with the result of the ground response analysis. For the mountain tunnel entrance, the ground response analysis was performed by changing the gradient of the slope above the tunnel and the ground conditions to evaluate the influence of the slope, and restorability was checked using the proposed method. As a result, it was found that as the slope angle increases, the bending moment increases at the corners of some structures, and that changes in thickness and main steel bar of members might be necessary.

キーワード：山岳トンネル，覆工，坑口部，耐震設計法

## 1. はじめに

山岳トンネルの小土被り部，坑口部は土圧などの作用を想定して覆工およびインバートは鉄筋コンクリート（RC）構造が採用される。ここで，山岳トンネルは，地山に囲まれたアーチ形状の構造物であり，ぜい性的な破壊を生じにくい。よって，小土被り部，坑口部や都市部に施工される場合でも，更新世や新第三紀鮮新世の地山であっても固結が進んだ地山では，地震時の変形が小さく，地震の影響は大きくないものと考えられる。ただし，偏圧斜面中に位置する場合においては，左右が不均等となる地形条件に起因して，地震時に大きなせん断変形が生じる可能性があり，地山条件や構造条件によっては，地震の影響を適切に設定して設計応答値を算定し，性能照査を行う必要がある。

本論文は，坑口部のRC山岳トンネル覆工の横断方向の耐震設計法として，地盤応答解析と静的FEM構造解析を組み合わせた分離型モデルによる方法を示すとともに，その妥当性を検証した結果や，本手法により山岳トンネル坑口部覆工の地震時の影響を評価した結果の例について述べる。

## 2. 提案した手法の概要

アーチ形状の地中構造物である山岳トンネルにおいて

耐震設計を行う場合は，静的解析法により応答値を算定して行うことが多い。横断方向の解析法としては，図1で示したような，覆工およびインバートをはりで，地盤との相互作用を地盤ばねで表現した分離型モデルを用いた応答変位法が用いられる。図2(a)で示したような整形地盤に位置するトンネルの場合は，一次元の地盤応答解析を行い，地盤変位，周面せん断力，慣性力を求めることが考えられる。ここで，アーチ状の構造物の場合は，上記作用の設定は一般に煩雑となり，例えば，変位についてはトンネル接線方向，法線方向の成分ごとに分離したうえで作用させる等の方法が用いられている<sup>1)</sup>。加えて，図2(b)で示したような不整形地盤（斜面）に位置するトンネルの場合は，トンネルの左右の地盤の応答変位が異なることから，整形地盤の場合と比べて地震による影響が大きくなると考えられるが，前述したような方法では，設計実務において地盤変位，周面せん断力，慣性力の設定方法が困難となることも考えられる。この問題に対応するため，筆者らは，二次元地盤応答解析と二次元FEM構造解析を組み合わせた，分離型モデルによる手法を提案した。

本手法の概念図を図3に示す。斜面中のトンネル坑口部に対し，斜面を想定して比較的広い範囲をモデル化した二次元地盤応答解析によりトンネル周囲の地盤の応答変位を求め，せん断変形最大時の変位をトンネル周辺を詳細にモデル化した構造解析モデルに境界変位として入力してトンネルの応答値を算出するというものである。

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室

\*\* 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室

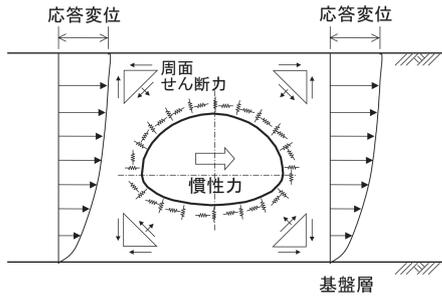
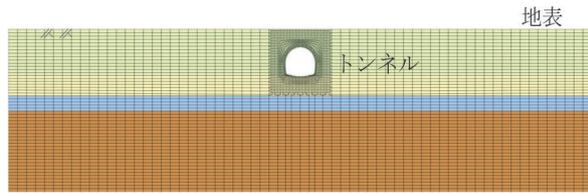
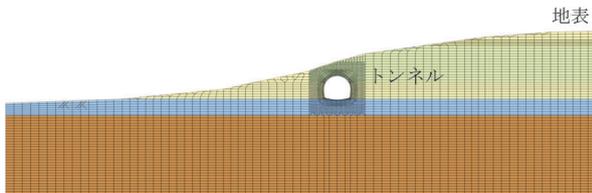


図1 はりばねモデルによる応答変位法の概念図



(a) 整形地盤



(b) 不整形地盤 (斜面)

図2 トンネルの坑口部の模式図

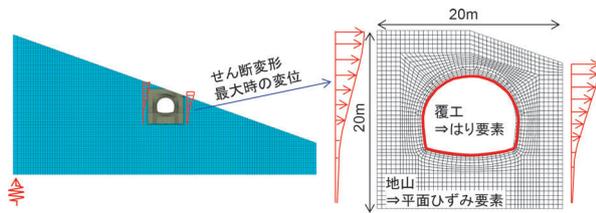


図3 地盤応答解析と静的FEM構造解析による方法<sup>2)</sup>

表1 検証条件

条件	項目	入力値
地盤	土被り	0.5D (D: トンネル幅)
	斜面角	3 通り (0°, 10°, 20°)
	N値	30
	単位体積重量	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$
	せん断弾性波速度 $V_s$	$V_s=248.6 \text{ m/s}$
	内部摩擦角 $\phi$	36.2°
	粘着力 $c$	10 kPa
	ポアソン比 $\nu$	0.25
構造	コンクリートの設計基準強度 $f_{ck}$	24 MPa
	巻厚	アーチ 45 cm インバート 70 cm

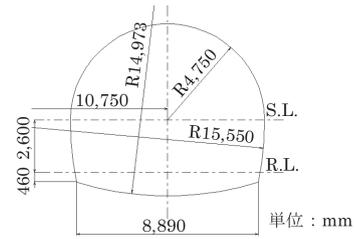


図4 解析に用いた断面

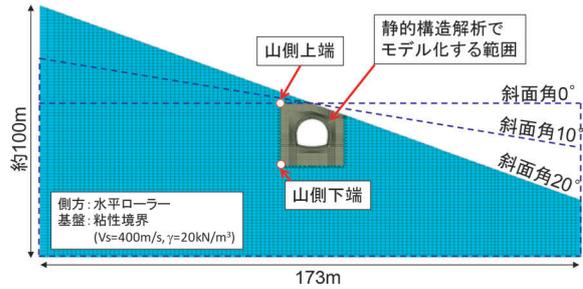


図5 解析モデル (斜面角 20° の例)<sup>2)</sup>

### 3. 提案手法の検証<sup>2) 3)</sup>

#### 3.1 検証の概要

提案手法は、地盤応答解析と静的FEM構造解析を分離しているため、静的構造解析においては、地盤応答解析におけるトンネル周辺地盤のひずみ状態を正しく反映できている必要がある。本章では、上記の検証を行った。

表1に検証条件を示す。トンネル坑口部を想定し、小土被り未固結地山とし、地表面には傾斜がある条件とした。図4に解析に用いた断面、図5に解析モデルの例を示す。トンネル位置の土被りは0.5Dとし、基底からトンネル下面までの距離は各斜面角で同一とした。

#### 3.2 地盤応答解析

まず、二次元地盤応答解析を実施した。覆工は隅角部のRC部材の  $M\sim\phi$  関係における原点と最大耐力点を結んだ等価曲げ剛性程度 ( $EI=3000\text{kNm}^2$ ) を有する弾性梁要素でモデル化した。ここで、地盤のモデルには、地盤の非線形性に GHE-S モデル<sup>4)</sup> を用いるとともに斜面下でも適切に解析を実施できるように多重せん断ばねモデル<sup>5)</sup> を適用した。GHE-S モデルの非線形パラメータには標準パラメータを用いている。このモデルを用いて地盤応答解析を行った。ここで、地盤の非線形性のパラメータは次の Step により設定した。

- Step1: トンネルをモデル化しない状態の自重解析より、拘束圧依存を考慮した初期せん断剛性を求める。
- Step2: トンネルをモデル化した状態で初期応力解析を再度実施し周辺地盤および覆工の初期応力状態を求める。
- Step3: Step2で求めた応力状態のみを各要素に与え、耐震標準<sup>6)</sup> に示すスペクトル II (G1 地盤) を粘性境

界 ( $V_s=400\text{m/s}$ ) を介して入力する。ここで、地震波の向きは、解析モデルが斜面を有する非対称モデルのため、応答値が大きくなる向きとする。

周辺地盤の山側上端、下端に着目し、上下端の相対変位が最大になる時点（以下、最大変形角時）の周辺地盤およびトンネルの変位分布を図6に示す。周辺地盤およびトンネルはせん断変形しながら斜面下方に変位している。また、斜面角が大きいくほどせん断変形も大きくなり、斜面の影響が現れていることがわかる。

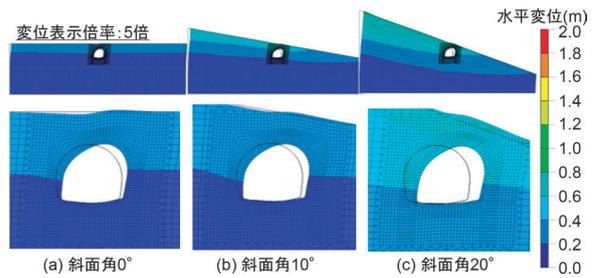
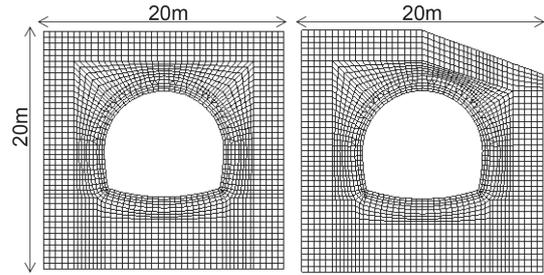


図6 周辺地盤およびトンネルの変位分布<sup>2)</sup>

### 3.3 静的FEM構造解析

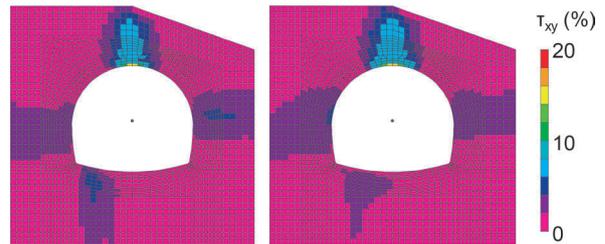
次に、図7に示すようにトンネルを含む20m×20mの範囲をモデル化して静的FEM構造解析を行った。地盤の弾性係数は、地盤応答解析における最大変形角時に生じているせん断ひずみに対応するせん断剛性とポアソン比から換算して各要素に与えた。覆工は非線形パイリニアモデルによりモデル化し、骨組解析により行った地震時以外の設計で求まる断面力を初期値として与えた。このモデルに対し、地盤応答解析により得られた地盤変位を境界に作用させた。



(a) 斜面角0° (b) 斜面角20°

図7 静的FEM構造解析のモデル<sup>2)</sup>

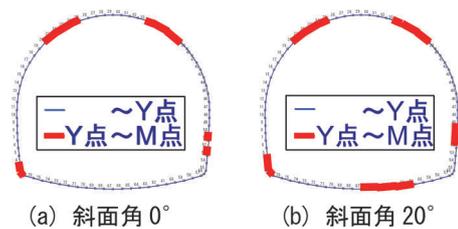
トンネルの周りの地盤のせん断ひずみ分布を図8に示す。図より、地盤のひずみはトンネル上部、側部と左下隅角部付近で卓越しており、地盤応答解析と静的FEM構造解析とで良く一致した。これより、提案手法により、トンネルの覆工およびインバートの変形を、正しく再現できることを確認した。



(a) 地盤応答解析 (b) 静的FEM構造解析

図8 せん断ひずみ分布比較（斜面角20°の例）<sup>3)</sup>

最大変形角時におけるトンネルの曲げ損傷の発生状況を図9に示す。曲げが大きくなる左下隅角部、アーチ左右肩部、インバートでY点に達し鉄筋の降伏が生じたが、M点に到達する要素はなく、地震時も巻厚や主鉄筋の変更は必要がない結果であった。以上から、本手法により小土被り部・坑口部の耐震照査が可能であることを確認した。



(a) 斜面角0° (b) 斜面角20°

図9 覆工およびインバートの曲げ損傷の発生状況<sup>3)</sup>

## 4. 斜面中のトンネル坑口部の耐震設計<sup>7)</sup>

本章では、実トンネルに近い条件に対し、提案した地盤応答解析と静的FEM構造解析を組み合わせる手法により、斜面角と地盤条件を変化させてトンネル坑口部の耐震設計を行い、それらの影響について検討した。

### 4.1 検討の概要

表2に解析ケースを示す。トンネル坑口部を想定して小土被り未固結地山とし、地表面には傾斜がある条件とした。トンネルの断面を図10に示す。(a)は図4と同様である。(b)は側壁～インバート間の隅角部に擦り付け曲線を持つ構造で、都市部の山岳工法トンネルなどで見られる構造である。なお、この断面は、結果的に良好

な耐震性能が確認されたため、解析ケースはこれらのうちの一部のケースとした。トンネル位置の土被りは0.5Dとし、地形は、小土被り未固結地山トンネルにおける施工実績を基に設定した。図11に、工事誌より調べた小土被り未固結地山のトンネルの坑口部の地盤のN値（トンネル位置の代表的な値）、斜面角の事例を示す。斜面角は20°以下の事例が多く、20°を超える事例は数例のみとなっている。地盤条件はボーリング調査結果を参考に設定した。設定した地形条件、地盤条件、 $V_s$ 分布の一例を図12に示す。地盤の解析入力値は $V_s$ より基

表2 解析ケース

ケース	構造	斜面角	N値	隅角部巻厚 (耐震設計後)	隅角部配筋 (耐震設計後)
ケース1	1	整形	20	50cm	D25@125
ケース2	1		70	50cm	D25@125
ケース3	1	10°	30	50cm	D25@125
ケース4	1	20°	40	50cm	D29@125
ケース5	1	30°	70	60cm	D32@125
ケース6	2	整形	20	50cm	D16@125
ケース7	2		10°	30	50cm
ケース8	2	20°	40	50cm	D16@125
ケース9	2	30°	70	50cm	D16@125

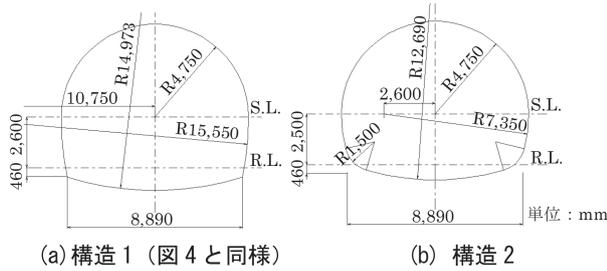


図10 解析に用いた断面

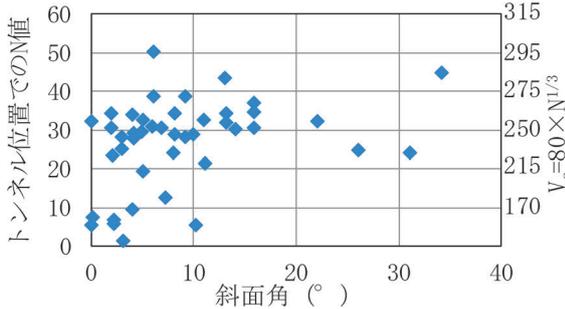


図11 小土被り土砂地山トンネルの斜面角とN値（代表値）の調査結果

礎標準に準拠して算定した。

#### 4.2 地盤応答解析

まず、二次元地盤応答解析を行った。解析の方法は3.2節と同様である。覆工は隅角部のRC部材のM~φ関係における原点と最大耐力点を結んだ等価剛性程度 (EI=3000kNm<sup>2</sup>) を有する弾性梁要素でモデル化した。地盤のモデルにはGHE-Sモデルおよび多重せん断ばねモデルを用いた。地盤の非線形性のパラメータも3.2節のStepと同様の方法で設定した。また、復旧性に関する性能照査を行うため、耐震標準に示すスペクトルII地震動を入力地震動とした。

最大変形角時の周辺地盤およびトンネルの変形を図13に、トンネルせん断変形率δ/hを図14に示す。周辺地山とともに、トンネルはせん断変形しながら斜面下方に変位した。網羅的に解析できているわけではないものの、トンネルのせん断変形率δ/hは、整形の場合は、N

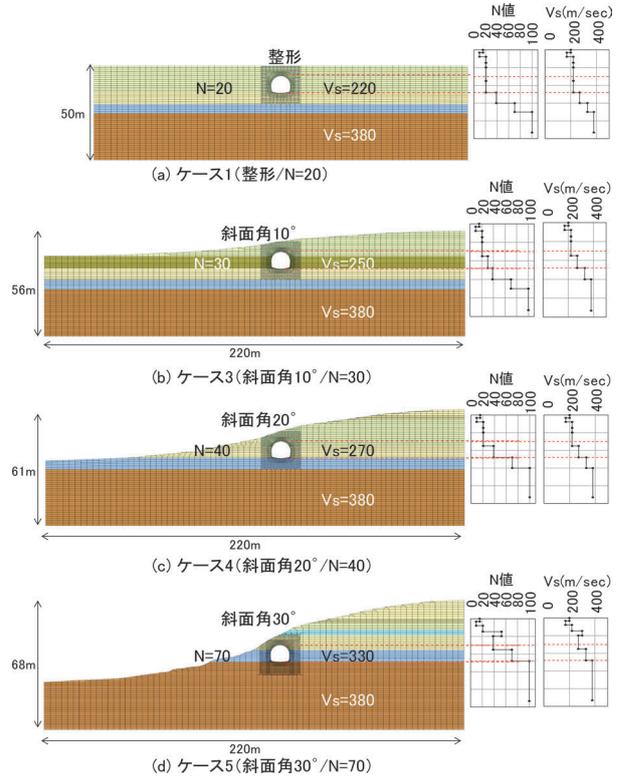


図12 地形・地盤条件 (N値, Vs) の例

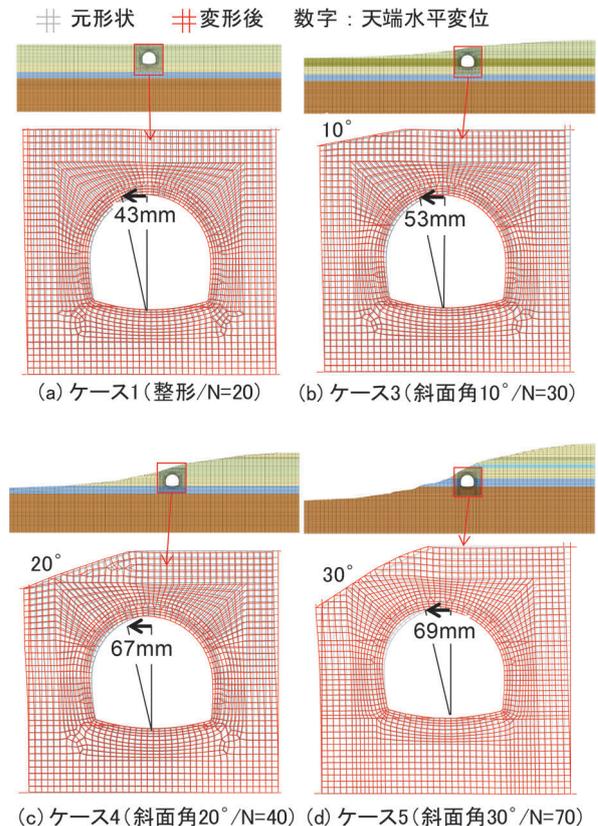


図13 周辺地盤およびトンネルの変形の一例

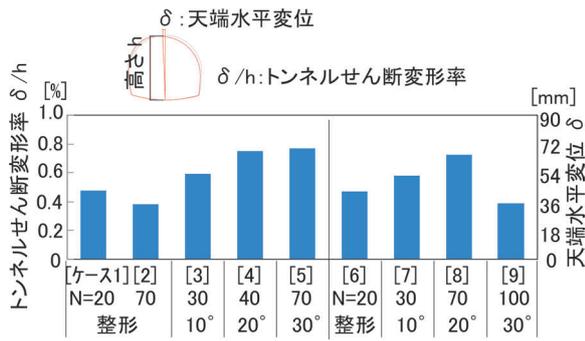


図 14 地盤応答解析の結果（せん断変形率）

値が大きくなるに従い小さくなる傾向であったのに対し、不整形の場合は、 $N$  値が大きくなるに伴い変形が小さくなる傾向よりも、斜面角が大きくなるに伴い変形が大きくなる傾向のほうが強く表れる傾向となっている。

### 4.3 静的 FEM 構造解析

次に、トンネルを含む  $20\text{m} \times 20\text{m}$  の範囲をモデル化して静的 FEM 構造解析を行った。解析の方法は 3.3 節と同様である。地盤の弾性係数は、地盤応答解析における最大変形角時に生じているせん断ひずみに対応するせん断剛性とポアソン比から換算して各要素に与えた。覆工は非線形バイリニアモデルによりモデル化し、骨組解析により行った地震時以外の設計で求まる断面力を初期値として与えた。このモデルに対し、地盤応答解析により得られた地盤変位を境界に作用させた。

地震時断面力分布として、覆工およびインバートの曲げモーメント図の一例を図 15、図 16 に示す。図より、曲げモーメントはアーチ左右肩部と右下隅角部で大きくなる傾向となっている。特に隅角部は、構造 1（側壁～インバート間の隅角部に擦り付け曲線を有さない構造）ではかなり大きなピークが生じている。一方で、構造 2（隅角部に擦り付け曲線を有する構造）は構造 1 と比べて曲げモーメントが大幅に低減されていることがわかる。

曲げモーメントが卓越して大きい隅角部に着目して、応答値（部材の  $M \sim \phi$  関係）について復旧性（損傷）について、RC 部材としての照査を行った。照査は表 3 に示す、山岳トンネルの要求性能と部材の損傷レベルの例に基づいて行なった。

図 17 に照査結果のまとめを示す。整形で、 $N$  値が大きなケースでは、条件によっては鉄筋の降伏まで至らず、地震の影響が小さいことがわかる。不整形の場合は、 $N$  値よりも斜面角のほうが感度が高い傾向があり、構造 1 の場合、斜面角  $20^\circ$  より大きい場合と、 $N$  値が 20 より小さい場合は、巻厚や主筋の変更が必要という結果となった。また、構造 2 の場合は、斜面角や  $N$  値にかかわらず、地震時以外の設計で決定した巻厚・主筋の変更

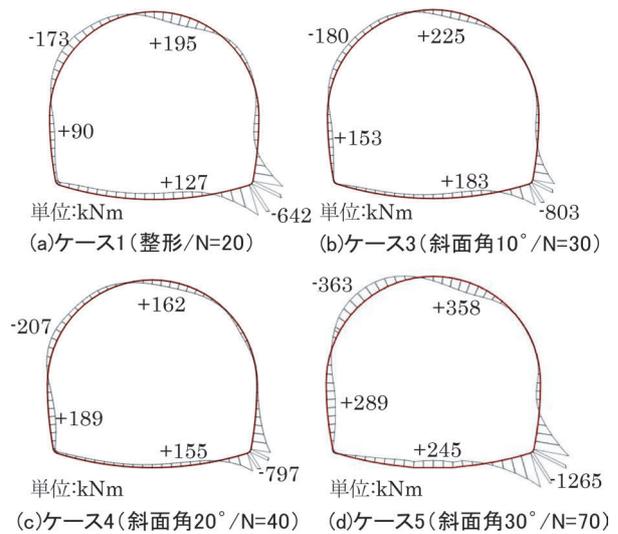


図 15 地震時断面力分布の比較（構造 1）

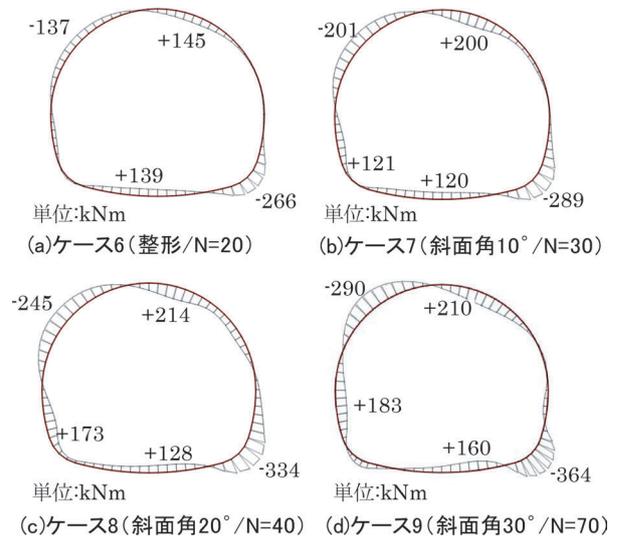


図 16 地震時断面力分布の比較（構造 2）

表 3 山岳トンネルの要求性能と部材の損傷レベルの例

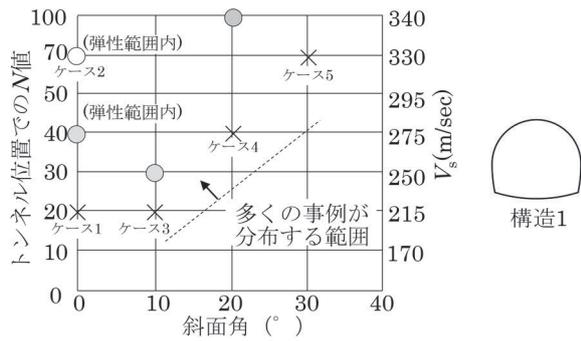
構造物の要求性能		復旧性
部材の損傷レベル	曲げ破壊形態	2（場合によっては補修が必要な損傷）
	せん断破壊形態	1（無損傷）

は必要ないという結果で、良好な耐震性が確認された。

### 4.4 一体モデルを用いた逐次解析との比較

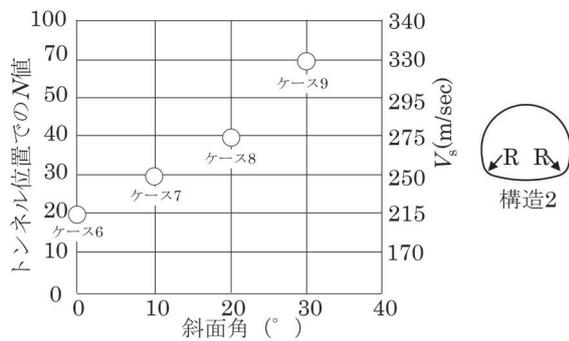
提案手法は、実務において解析の安定性を備えつつ部材の非線形性を考慮できる手法として有効と考えられるが、地震時の影響を詳細に評価する手法としては、本手法以外に、一体型モデルを用い、地盤の非線形性とトンネルの部材の非線形性曲げ特性の両方を逐次評価しつつ動的解析を行う手法が考えられる。

提案手法の検証のため、整形地盤のケース 1 につい



耐震検討による主筋の変更 ○○：不要 ×：必要  
※○は別途逐次解析により検討した結果（参考）

(a) 構造 1



耐震検討による主筋の変更 ○：不要 ×：必要

(b) 構造 2

図 17 照査結果のまとめ

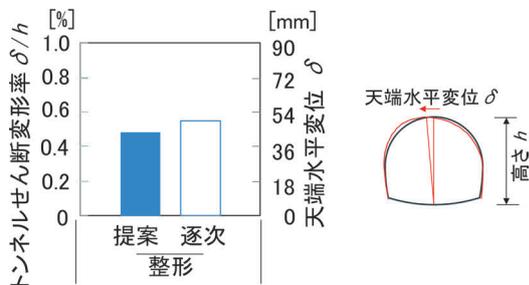


図 18 トンネルせん断変形率（ケース 1 の例）

て、一体モデルを用いた逐次解析を実施し、両者を比較した。図 18 に、トンネルのせん断変形率を比較する。図より両者には大きな差はみられないことがわかる。なお、逐次解析において、斜面角、 $N$  値の別の組み合わせについても追加して実施した。その結果も参考として記載した。

検証用として最後に実施した逐次動的解析は一貫性があり手法の妥当性の面からは理想であると考えられるが、斜面角が大きい場合など、地盤の非線形性が強い場合において、解析を収束させるのに時間を要するケースも見られた。実務においては、これらを理解したうえで適用する必要がある。

## 5. まとめ

本論文の結論を以下にまとめる

- (1) 山岳トンネル坑口部の横断方向の地震時影響の詳細な検討法として、地盤応答解析と静的 FEM 構造解析を組み合わせた分離型モデルによる方法を提案した。
- (2) トンネル周囲の地盤とトンネルをモデル化し、二次元地盤応答解析から得られた地盤剛性を要素に与え、また、地盤変位を境界に与えることにより、FEM 静的構造解析を行った。解析により得られた地盤のひずみを地盤応答解析の結果と比較したところ、両者は良い一致を示し、提案した解析手法の妥当性を確認した。
- (3) トンネル上部の斜面の勾配と地盤条件を変化させて地盤応答解析を行い斜面の影響を評価した。この結果、トンネル位置の  $N$  値が小さくなるに従い、また、斜面角が大きくなるに従い、トンネルのせん断変形は大きくなる傾向があることがわかった。
- (4) 提案した解析手法を用いて、復旧性（損傷）について性能照査を行なった。この結果、斜面角が大きくなると、地震時以外の設計で決定した巻厚や主筋の変更が必要という結果となった。また、隅角部に  $R$  を有する構造の場合は、斜面角にかかわらず、巻厚・主筋の変更は必要なく、良好な耐震性が確認された。本手法は、斜面化における山岳トンネル坑口部の耐震照査法として適用が可能なものと考えている。

## 文献

- 1) 土木学会 トンネル工学委員会 技術小委員会 シールドトンネルの耐震設計法検討部会編：トンネルライブラリー第 19 号 シールドトンネルの耐震検討，土木学会，2007
- 2) 井澤淳，佐名川太亮，仲秋秀祐，野城一栄，赤澤正彦，芳賀康司，森野達也：トンネル坑口部を有する未固結斜面の地盤応答解析，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，2013
- 3) 赤澤正彦，芳賀康司，陶山雄介，瀧山清美，野城一栄：斜面中の RC 山岳トンネル覆工の耐震性能に関する基礎的検討，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，2013
- 4) 野上雄太，室野剛隆：S 字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定，第 30 回土木学会地震工学研究発表会論文集，2009
- 5) 和田章，広瀬景一：2 方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，第 399 巻，pp.37-47，1989
- 6) 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，2012
- 7) 野城一栄，井澤淳，平田亮，陶山雄介，高野裕輔：斜面中のトンネル坑口部の地震時挙動に与える地層構成の影響に関する検討，土木学会第 69 回年次学術講演会概要集，2014

# 鉄道シールドトンネルのセグメントおよびシールドマシンに関する事例調査

船越 宏治\* 津野 究\*\* 藤田 輝一\*\*\* 木下 果穂\*\*

## Trend Analysis of Segments and Tunnel Boring Machine for Railway Shield Tunnels

Koji FUNAKOSHI Kiwamu TSUNO Kiichi FUJITA Kaho KINOSHITA

Trends of railway tunnels constructed by the shield method were analyzed based on the database, which covers 388 construction cases since 1964 to 2013. This research investigated thickness and width of segments, numbers of divided segments and intervals of ring joints. The tendency of items regarding a shield machine was also described such as types of TBM, tail clearances between shield skin plates and segments, thickness of shield skin plates and backfill grouting.

キーワード：シールドトンネル，セグメント，シールドマシン，事例調査

### 1. はじめに

鉄道シールドトンネルの設計にあたっては、図1に示す余裕、セグメント高さ、テールクリアランス、シールドマシンのスキンプレート厚などの内空断面に関する諸元が必要となり、これらは構造計画の段階で検討されることが一般的である。また、セグメント幅、セグメント分割、リング継手間隔など、覆工に関する諸元や、シールド形式や裏込め注入など施工の基本となる項目も決定しておく必要がある。これらは、経験や実績に基づいて判断する部分も多く、セグメントおよびシールドマシンに関する実績を整理しておくことが重要となっている。

そこで、セグメントおよびシールドマシンに関して、とくに構造計画や構造設計に関係する項目について事例調査を行い、傾向を把握した<sup>1)2)3)</sup>。ここでは、1964～2013年に施工された鉄道シールドトンネル（388工区）を対象としており、1960年代が6%、1970年代が20%、1980年代が15%、1990年代が32%、2000年代以降が26%である。なお、項目によっては多円形および矩形断面の22件について除外している。

### 2. セグメントに関する傾向

#### 2.1 セグメント高さ

セグメント高さは、構造耐力に影響する重要な諸元で

ある。大きいほど構造耐力が大きくなるが、コスト、重量、掘削土量等も増加することから、適切に設定することが重要である。RC平板形セグメントについて、外径とセグメント高さを整理した結果を図2に示す。ここでは、外径 $D$ に対するセグメント高さ $H$ の比( $H/D$ )が3.5%、4%、4.5%および5%の線を併せて図示している。これより、セグメント高さは250～550mmの範囲に分布しており、設計荷重等の影響を受けてばらつきが見られるが、外径が大きくなるほど大きくなる傾向が見られる。

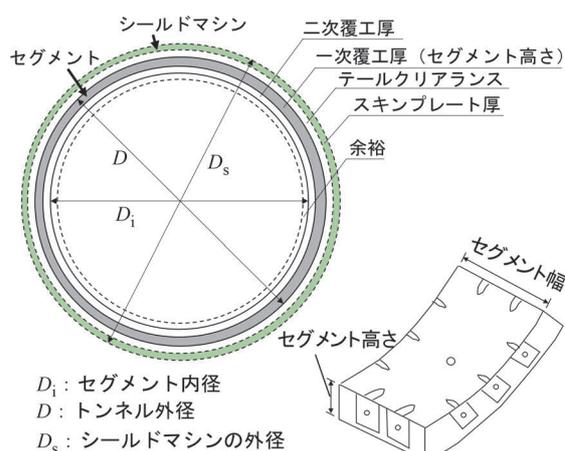


図1 トンネル断面の構成

また、外径と $H/D$ の関係を図3に示すが、 $H/D$ は二次覆工一体型の1事例を除き3.4～5.6%の範囲に分布している。外径7.5m以下では5%を超えるものもあるが、外径10m以上では4.5%以下となっている。

\* 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  
 \*\*\* 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）

## 2.2 セグメント幅

セグメント幅は、大きくするほどリング継手を減らすことによるコスト低減が図れるとともに施工速度が向上する。一方、セグメント重量が大きくなることや、急曲線区間でシールドとセグメントが接触しやすくなるといったデメリットもあることから、適切に設定することが重要である。

外径とセグメント幅の関係を図4に示す。セグメント幅は、RC平板形セグメントでは780~1600mm、RC中子形セグメントでは650~1200mm、ダクタイルセグメントでは600~1300mm、合成セグメントでは800~1200mmの範囲に分布している。RCセグメントについて、外径とセグメント高さ $H$ に対するセグメント幅 $B$ の比( $B/H$ )の関係を年代別に整理した結果を図5に示す。これより、2000年代に入って $B/H$ が大きくなる傾向が見られ、セグメントが幅に対して薄くなっている傾向が把握できる。

## 2.3 セグメント分割数

外径とセグメント分割数の関係を図6に示す。これより、セグメント分割数は5~13分割の範囲に分布しており、RCセグメントは6~13分割、RC以外のセグメントは5~12分割の範囲に分布している。また、外径が大きくなるほど、セグメント分割数も大きくなる傾向

が見られる。

## 2.4 リング継手間隔

外径とリング継手間隔の関係を図7に示す。RCセグメントのリング継手間隔は、400~1400mmの範囲に分布し、800~1000mmに集中している。また、平板形と中子形で傾向に差異がみられず、外径との明確な相関性は確認できない。一方、RC以外のセグメントでは、200~1200mmの範囲に分布し、300~500mmに約8割が集中している。

## 2.5 二次覆工

年代ごとの二次覆工の施工状況を図8に示す。これよ

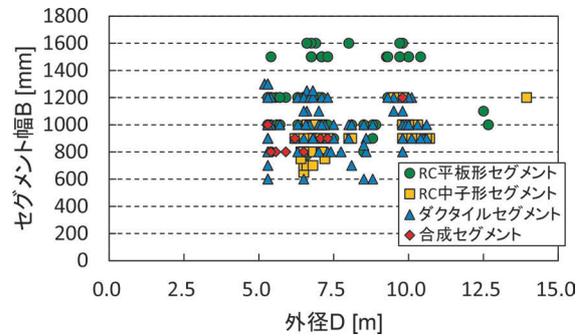


図4 外径とセグメント幅の関係<sup>1)</sup>

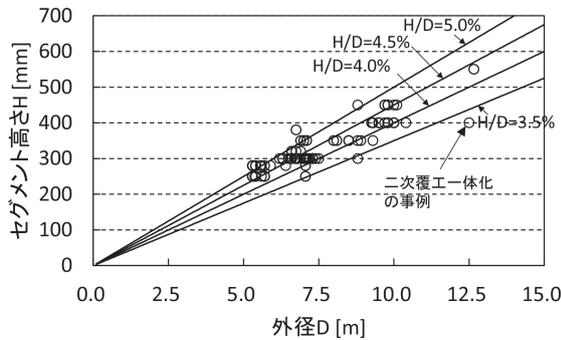


図2 外径とセグメント高さの関係 (RC平板形)<sup>1)</sup>

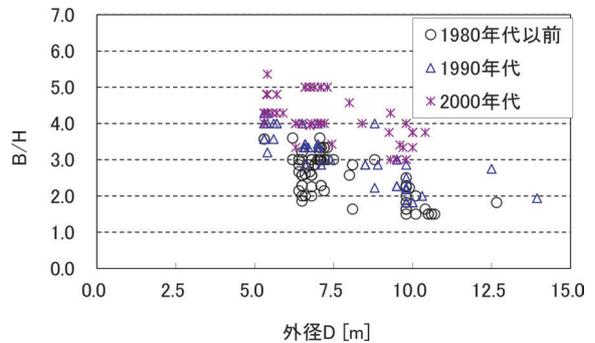


図5 外径とセグメント高さに対するセグメント幅の比 (RCセグメント)<sup>1)</sup>

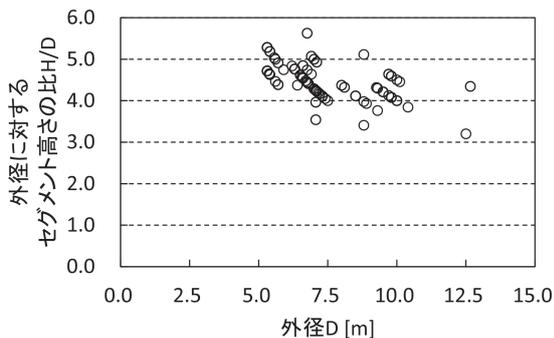


図3 外径と外径に対するセグメント高さの比 (RC平板形)<sup>1)</sup>

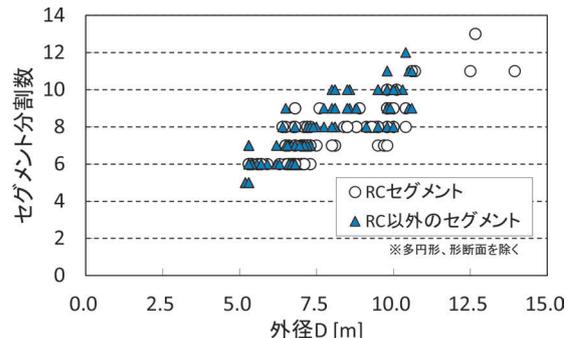


図6 外径とセグメント分割数の関係<sup>2)</sup>

り、1980年代以前は、二次覆工が施工される割合が相対的に多いが、1990年代では約半数、2000年代では約85%で二次覆工が省略され、二次覆工省略が主流となっている。二次覆工が施工された事例を見ると、無筋の場合は250mm以上300mm未満の厚さのものが多いが、RCの場合は200mm未満のものから300mm以上のものまで幅広く分布している。また、1990年代以前は無筋とRCの割合が同程度であるが、2000年代で二次覆工が施工された事例では、RCがほぼ100%となっている。

### 3. シールドマシンに関する傾向

#### 3.1 シールドマシンの形式

鉄道シールドトンネルで採用されたシールド形式について、年代ごとに整理した結果を図9に示す。1970年代までは手掘り式が大部分を占め、1970年代には機械掘り式やブラインド式も採用されている。1980年代以降は、泥水式や土圧式といった密閉型が大部分を占めており、1980年代は泥水式の割合が多いことに対して、1990年代以降は土圧式が採用される割合が多くなっている。

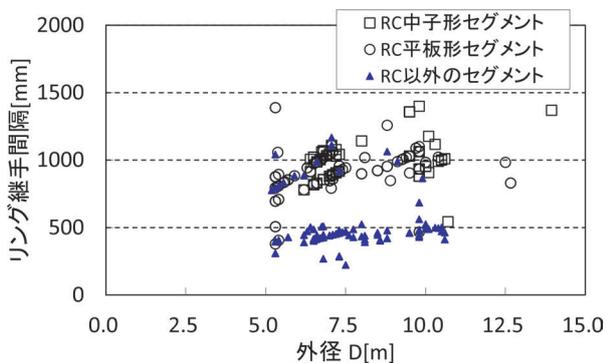


図7 外径とリング継手間隔の関係<sup>2)</sup>

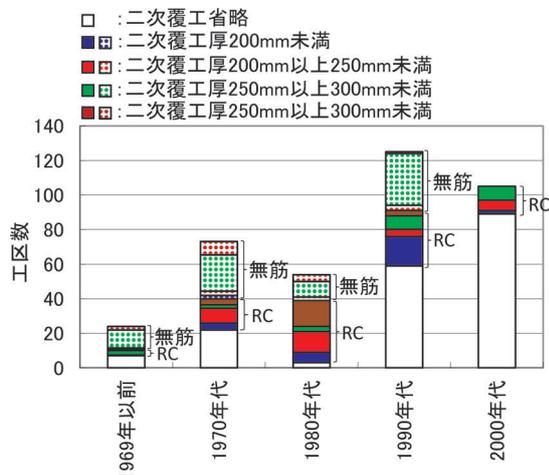


図8 二次覆工の実績<sup>3)</sup>

#### 3.2 テールクリアランス

テールクリアランスは、図10に示すセグメントの外側とシールドマシンとの間隔であり、構造計画時に設定する必要がある項目である。外径とテールクリアランスの関係を図11に示す。テールクリアランスとシールドマシンの外径との明確な相関は見られず、96%が25~40mmの範囲に分布している。

#### 3.3 スキンプレート厚

シールドマシンのスキンプレート厚は、掘削断面に影響することから、構造計画時に設定する必要がある項目である。シールド外径 $D_s$ とスキンプレート厚さの関係を図12に示す。これより、スキンプレート厚さは、25~80mmに分布しており、シールド外径 $D_s$ が大きくなるほど大きくなる傾向が見られる。

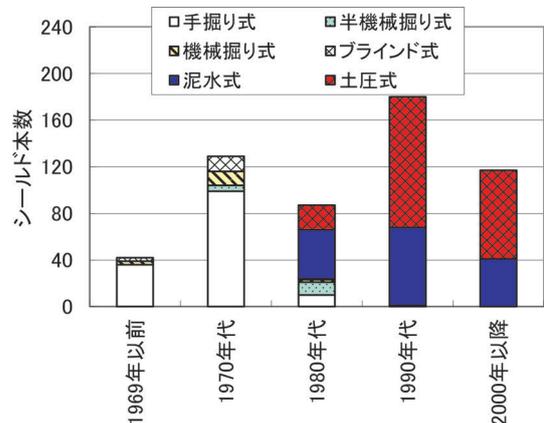


図9 年代ごとに採用されたシールド形式の実績<sup>3)</sup>

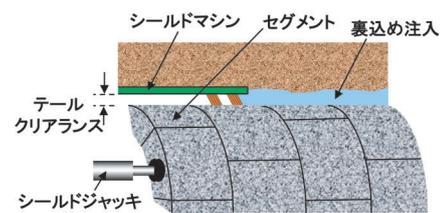


図10 テールクリアランス

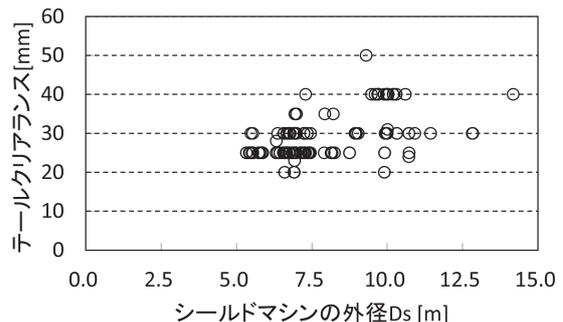


図11 テールクリアランスの実績<sup>2)</sup>

### 3.4 裏込め注入

裏込め注入は、セグメントと地山の間のテールボイドと呼ばれる空隙を裏込め注入材により充填するものである。裏込め注入工法には、同時注入、半同時注入および即時注入があるが、年代ごとに採用された割合を図13に示す。これより、1980年代は即時注入の割合が37%を占め最も多く、同時注入および半同時注入は約20%でほぼ同割合である。一方、1990年代以降では、速やかに裏込め注入ができる同時注入の割合が最も大きく、1990年代では64%、2000年代では78%を占めている。つぎに、裏込め注入材料について1液性懸濁液型、2

液性懸濁液型（エアー系）、2液性懸濁液型（非エアー系）およびその他に分類し、年代ごとの割合を図14に示す。1970年代以前ではセメント主体である1液性懸濁液が全体の95%を占めているが、1990年代以降はほとんど用いられなくなっている。一方、1980年代以降になると、これまでになかった2液性懸濁液型（エアー系）と2液性懸濁液型（非エアー系）の割合が多くなる。とくに、2液性可塑状型（非エアー系）は、1980年代には28%であったのが、1990年代では67%、2000年代では70%を占めている。

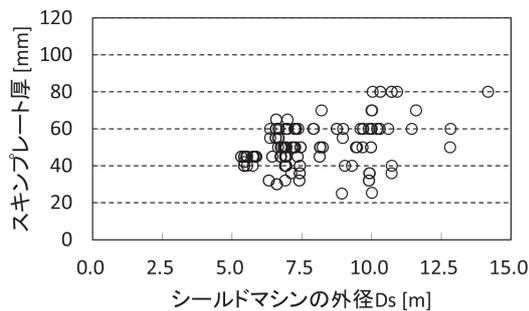


図12 スキンプレート厚の実績<sup>2)</sup>

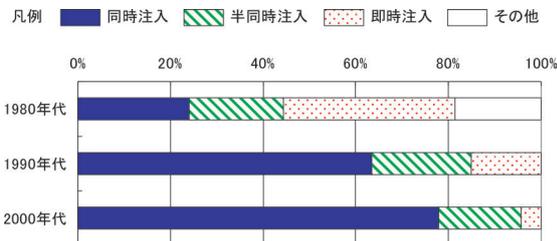


図13 年代ごとに採用された裏込め注入方式の実績<sup>3)</sup>

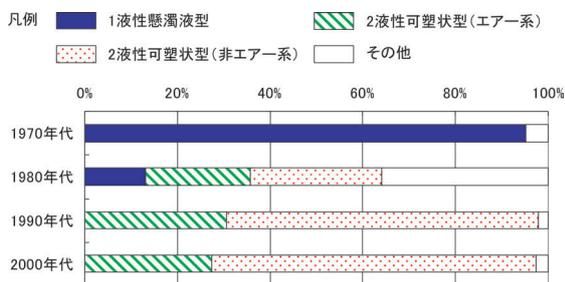


図14 年代ごとに用いられた裏込め注入材料の実績<sup>2)</sup>

### 4. まとめ

鉄道シールドトンネルを対象に、セグメントおよびシールドマシンに関して事例調査を行い、傾向を把握した。得られた知見は、以下の通りである。

- ・セグメント高さは外径とともに大きくなり、外径との比(H/D)が3.4~5.6%の範囲に分布するなど、セグメント諸元に関する傾向を把握した。
- ・セグメント分割数は5~13分割の範囲に分布していることや、リング継手間隔は800~1000mmに集中しているなど、継手配置に関する傾向を把握した。
- ・シールド形式について1990年代以降は土圧式が採用される割合が多くなっていることや、テールクリアランスは25~40mmの範囲に分布しているなど、シールドマシンに関する傾向を把握した。
- ・1990年代以降では同時注入の割合が多くなっていることや、2液性懸濁液型の注入材の採用割合が多くなっているなど、裏込め注入に関する傾向を把握した。

### 文献

- 1) 津野究, 船越宏治, 藤田輝一, 木下果穂: 鉄道シールドトンネルで用いられるセグメントを対象とした傾向分析, 第53回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1605-1606, 2018
- 2) 船越宏治, 鎌田和孝, 津野究: 鉄道シールドトンネルを対象とした傾向分析(その2), 地下空間シンポジウム論文・報告集, 第22巻, pp.17-20, 2017
- 3) 津野究, 村井稔生, 焼田真司, 新井泰: 鉄道シールドトンネルを対象とした傾向分析, 土木学会第65回年次学術講演会講演概要集, VI-247, pp.493-494, 2010

特集：鉄道トンネルの設計技術

# 改訂鉄道構造物等設計標準（トンネル）に基づく シールドトンネルの試設計

滝川 遼\* 津野 究\*\*  
木下 果穂\*\* 牛田 貴士\*\*\*

Trial Design of Shield Tunnels Based on Revised Design Standards for Railway Structures (tunnel)

Ryo TAKIGAWA Kiwamu TSUNO  
Kaho KINOSHITA Takashi USHIDA

The design standards for railway shield tunnels have been revised for the purpose of introducing the performance-based design method to railway tunnels. This paper describes the method of performance verification for shield tunnels including performance items and verification indices. A trial design based on the performance-based design method against railway shield tunnels located in the sandy ground was carried out and performance items used for determining structural specifications were identified. The results were also compared with those obtained by the conventional allowance stress design method and it was found that both results were in general agreement with each other.

キーワード：シールドトンネル，性能照査型設計法，要求性能，性能項目，試設計

## 1. はじめに

鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル）は、今回の改訂により許容応力度設計法から性能照査型設計体系に移行し、鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル）（以下、トンネル標準）に包含されることになった。この改訂に伴い、設計されたトンネルの性能を理解かつ比較しやすいものとするため、要求性能および性能項目はトンネルの施工法によらず共通化したほか、柔軟な条件設定が可能となるよう新たな知見を反映している。

本報告は、今回の改訂により導入される性能照査型設計の手順および効果を例示するものである。まず、要求性能に応じたトンネル共通の性能項目に対して、一般的な設計条件下におけるシールドトンネルの具体的な照査方法について示す。その上で、鉄道シールドトンネルを対象に実施した性能照査型設計法による試設計の結果、および許容応力度設計法との比較結果を示す。

## 2. シールドトンネルの性能照査の方法

トンネル標準では、要求性能および性能項目は「第Ⅰ編 総論」において、表1のように例示されている。設

計においては、これらすべての性能項目に対して限界状態に達しないことを照査することが原則となる。ただし、一部の性能項目については一定の前提条件を満足する場合（施工方法や構造諸元等が一定の前提条件を満たした上で他の性能項目を満足することが確認できた場合等）に限定すれば、その照査を満足することが明らかであり、構造解析を行わなくても、照査を満足するとみなせるものもある。そのため、まず、それぞれの性能項目に対して照査方法を整理することが効率的な設計作業を行う上で重要であり、シールドトンネルについては「第Ⅲ編 シールド工法編」にその具体的な方法を示している。

シールドトンネルについて、直接照査の可否をそれぞれ

表1 要求性能と性能項目・照査指標の例<sup>1)</sup>

要求性能	性能項目	照査指標の例
安全性	破壊	力，変位・変形
	疲労破壊	応力度，力
	安定	力，変位・変形
	走行安全性	内空の変位・変形，軌道面の不同変位 <sup>*1</sup> ，横方向の振動変位 <sup>*1</sup>
	公衆安全性	中性化深さ，塩化物イオン濃度，ボルトの種類
使用性	外観	ひび割れ幅，応力度
	水密性	ひび割れ幅，応力度，漏水
	支持性能	力，変位・変形
	乗り心地	軌道面の不同変位 <sup>*1</sup>
	騒音・振動	騒音レベル，振動レベル
復旧性	損傷	部材の変位・変形，力，応力度，軌道面の不同変位 <sup>*1</sup> ，横方向の振動変位 <sup>*1</sup>
	残留変位	力，変位・変形

※1 地上の列車も支持する場合には、地上の列車に対しても設定する。

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室（現 西日本旅客鉄道株式会社）  
\*\* 構造物技術研究部 トンネル研究室  
\*\*\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

れの性能項目に対して整理すると表2となる。また、設計においては耐久性の検討および照査の前提を満足することが前提となる。これらのうち、構造計算を伴う事項かつ決定ケースとなりうる事項として、ひび割れに関する事項、最大・最小鉄筋量および応力度の制限がある。

### 3. 性能照査型設計法による試設計

#### 3.1 試設計の概要

図1に示す砂質土地盤に位置する鉄道シールドトンネルを対象に、前述した性能照査の方法を用いて、性能照査型設計法による試設計を行った<sup>2) 3)</sup>。ケース1は、トンネル内径6.4m、土被り20.5mの単線シールドトンネル、ケース2はトンネル内径9.2m、土被り29.8mの複線シールドトンネルを対象としている。セグメント種別はRCセグメントであり、ボルト継手を採用している。材料物性値を表3に示す。

作用については、土圧、水圧および自重を考慮した。砂質地盤であることから、土水分離を適用し、Terzaghiの緩み土圧の基本式を用いて鉛直荷重を算定した。設計作用を図2に示す。なお、側方土圧係数は0.45とした。

本稿では、表2に示す性能項目のうち、直接照査が必要となる安全性（破壊）、安全性（安定）および復旧性（損傷）の照査結果を示すとともに、決定ケースとなり得る耐久性の検討（曲げひび割れの検討）および照査の前提（最大・最小鉄筋量、応力度の制限）について検

討結果を示す。なお、地震時の照査は省略できる場合とした。

安全性（破壊）については、側方土圧（図2の $P_{h1}$ 、 $P_{h2}$ ）を低減させ、作用のバランスを崩して設計曲げモーメントが大きくなるように作用を設定した。ここでは、

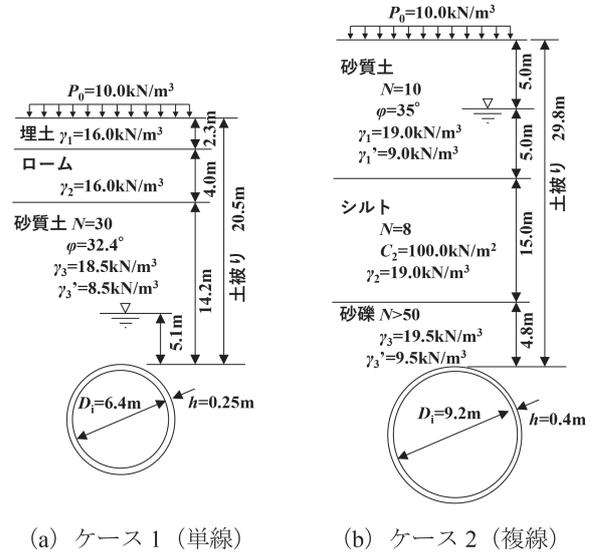


図1 試設計の条件

表3 材料物性値

		ケース1	ケース2
本体	コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	48
		ヤング係数 $E_c$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	32.6**
	鉄筋	引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	345
		ヤング係数 $E_s$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	200
セグメント継手	継手ボルト	ボルト径	M24 / M27
		強度区分	6.8 / 6.8
		引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	480 / 480
	継手板	種別	SS400
	板厚 [mm]	19 / 22	
	引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235	
	継手部の引張ばね定数 $k_j$ [kN/m]	正曲げ 976400 / 負曲げ 1477000	224700 / 335800

\*\*：許容応力度設計法において、構造解析では39.0kN/mm<sup>2</sup>を用い、照査ではヤング係数比  $n=15$  とした。

表2 一般的な設計条件の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	○		
	疲労破壊	—	地盤で支持される場合においては、これを満足するものとしてよい	
	安定	○		
	走行安全性	内空の変位・変形	△	復旧性（部材の損傷）の照査を満足することで、満足するものとしてよい
	軌道面の不同変位	△	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	
	公衆安全性	△	耐久性の検討を満足することで、満足するものとしてよい	
使用性	外観	△	駅部等、外観に対する配慮が必要な場合に設定する	
	水密性	△	要求水準を満足することが確認された継手面の止水を施すこと	
	支持性能	△	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	
	乗り心地	△	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	
	騒音・振動	△	構造計画で検討する	
	復旧性	損傷	軌道面	△
		部材	○	
残留変位		△	復旧性（損傷）および安全性（安定）の照査を満足することで、満足するものとしてよい	

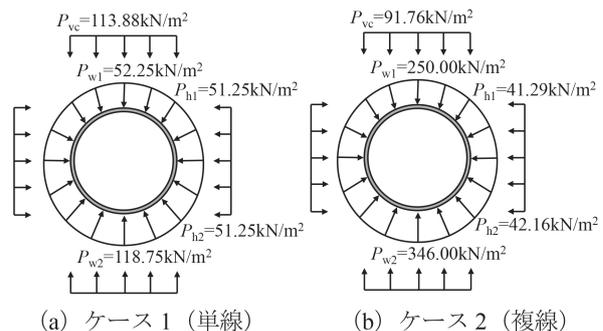


図2 設計作用

鉛直土圧、水圧および自重の作用係数を 1.0 とし、側方土圧の作用係数を 0.9 とした。その他のケースについては、作用係数を 1.0 とした。

応答値の算定にあたっては、2リングはりばねモデルを用い、セグメント本体をはり、セグメント継手を回転ばね、リング継手をせん断ばねでモデル化した。覆工と地盤の相互作用については、トンネル半径方向の地盤ばねで考慮した。地盤反力係数は、Muir Wood の理論解を基本式とし、裏込め注入と周辺地盤の 2 層系の变形特性を考慮して算出した。ケース 1 では  $9620\text{kN/m}^3$ 、ケース 2 では  $10320\text{kN/m}^3$  とした。

セグメント継手については、文献 4 をもとに、図 3 に示すような回転ばね特性を設定した。

3.2 照査結果

構造解析により得られた断面力の例を表 4 に示す。曲

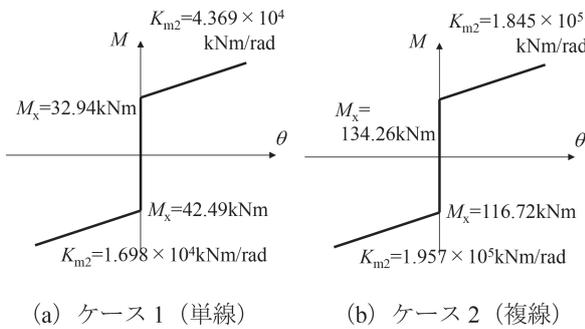


図 3 セグメント継手の回転ばね特性

表 4 設計断面力 (ケース 1)

	安全性 (破壊)	復旧性 (損傷)
曲げモーメント	 正曲げ：113.46 kNm 負曲げ：98.97 kNm	 正曲げ：106.45 kNm 負曲げ：92.41 kNm
せん断力	 最大：85.01 kN	 最大：80.02 kN
軸力	 最大：785.58 kN	 最大：776.87 kN

げモーメントについては、正曲げの最大値は下部に、負曲げの最大値はスプリングライン付近に発現している。また、せん断力の最大値は、側壁下部に発現している。一方、軸力については、概ね均等に分布している。

性能照査型設計法による照査の一例を表 5 および表 6 に示す。また、セグメント本体の照査値を整理した結果を図 4 に示す。セグメント本体については、ケース 1 では、安全性 (破壊)、耐久性 (曲げひび割れ) および照査の前提 (応力度の制限) が大きい結果となっており、照査の前提 (応力度の制限) が決定ケースとなっている。

表 5 照査結果の一例 (ケース 1, 単線)<sup>2)</sup>

		正曲げ	負曲げ		
部材諸元	幅	B mm	1000	1000	
	高さ	H mm	250	250	
	引張鉄筋	鉄筋量	D19-8 本	D16-8 本	
		D <sub>st</sub>	40.0	40.0	
圧縮鉄筋	鉄筋量	D16-8 本	D19-8 本		
	D <sub>sc</sub>	40.0	40.0		
安全性	破壊	本体	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.73	0.72
		継手 <sup>*</sup>	$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.66	0.61
	安定			0.16	
復旧性	損傷	本体	$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.66	0.65
		継手	$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.74	0.72
耐久性	曲げひび割れ	$\gamma_i \sigma_c / \sigma_{bi}$	1.58	1.19	
		$\gamma_i \sigma_s / \sigma_{s1}$	-	-	
		w <sub>d</sub> /w <sub>lim</sub>	0.83	0.44	
		最小鉄筋量 (脆弱破壊)	M <sub>crd</sub> /M <sub>yd</sub>	0.29	0.38
照査の前提	最大鉄筋量		P <sub>t</sub> ≤ 0.75p <sub>b</sub>	P <sub>t</sub> ≤ 0.75p <sub>b</sub>	
	コンクリート応力度制限	本体	$\sigma'_c / (0.4f'_{cd})$	0.91	0.87
		継手	$\sigma'_c / (0.4f'_{cd})$	0.78	0.74

<sup>\*</sup>: 安全性 (破壊) の作用の組合せで設計応答値を算定し、M<sub>yd</sub> を設計限界値とした。ここで、構造物係数  $\gamma_i$  を 1.0 とした。

表 6 照査結果の一例 (ケース 2, 複線)<sup>3)</sup>

		正曲げ	負曲げ		
部材諸元	幅	B mm	1000	1000	
	高さ	H mm	400	400	
	引張鉄筋	鉄筋量	D19-4 本 D22-4 本	D19-8 本	
		D <sub>st</sub> mm	60.0	60.0	
圧縮鉄筋	鉄筋量	D19-8 本	D19-4 本 D22-4 本		
	D <sub>sc</sub> mm	60.0	60.0		
安全性	破壊	本体	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.50	0.42
		継手 <sup>*</sup>	$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.42	0.37
	安定			0.15	
復旧性	損傷	本体	$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.46	0.38
		継手	$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.48	0.43
耐久性	曲げひび割れ	$\gamma_i \sigma_c / \sigma_{bi}$	0.80	0.00	
		$\gamma_i \sigma_s / \sigma_{s1}$	0.15	0.04	
		w <sub>d</sub> /w <sub>lim</sub>	検討省略	検討省略	
		最小鉄筋量 (脆弱破壊)	M <sub>crd</sub> /M <sub>yd</sub>	0.34	0.35
照査の前提	最大鉄筋量		P <sub>t</sub> ≤ 0.75p <sub>b</sub>	P <sub>t</sub> ≤ 0.75p <sub>b</sub>	
	コンクリート応力度制限	本体	$\sigma'_c / (0.4f'_{cd})$	0.69	0.68
		継手	$\sigma'_c / (0.4f'_{cd})$	0.58	0.90

<sup>\*</sup>: 安全性 (破壊) の作用の組合せで設計応答値を算定し、M<sub>yd</sub> を設計限界値とした。ここで、構造物係数  $\gamma_i$  を 1.0 とした。

また、ケース2についても、照査の前提（応力度の制限）が決定ケースとなっている。継手については、ケース1および、ケース2とも、照査の前提（応力度の制限）が決定ケースとなっている。

### 3.3 許容応力度設計法との比較

3.1節に示す設計条件について、許容応力度設計法による試設計を行った。ここで、コンクリートのヤング係数として、改訂前の設計標準をもとに、構造解析では $39.0\text{kN/mm}^2$ を用い、照査ではヤング係数比 $n=15$ を用いた。また、鋼材のヤング係数は、 $210\text{kN/mm}^2$ を用いた。

性能照査型設計法と許容応力度設計法で設計した場合の照査値を比較した結果を図5に示す。ここで、性能照

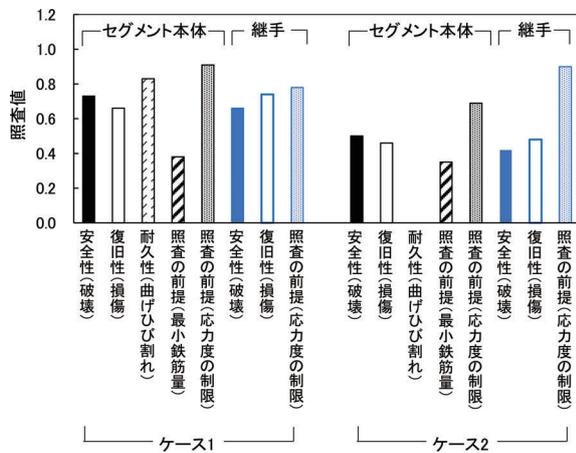


図4 照査結果の比較

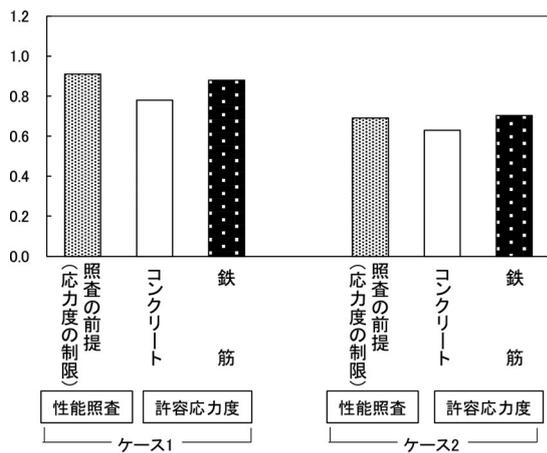


図5 性能照査型設計法と許容応力度設計法の照査値の比較（セグメント本体）

査型設計法については決定ケースとなる性能項目について照査値を示し、許容応力度設計法については「応力度／許容応力度」を示している。これより、改訂による照査結果は概ね同等であることが確認できた。

## 4. まとめ

鉄道シールドトンネルを対象に、性能照査型設計法による試設計を行った。得られた知見は、以下の通りである。  
 ・砂質土地盤に位置する単線および複線シールドトンネルを対象に、性能照査型設計法による試設計を行った。セグメント本体については、安全性（破壊）、耐久性（曲げひび割れ）および照査の前提（応力度の制限）の照査値が比較的大きくなり、照査の前提（応力度の制限）が決定ケースとなる結果となった。また、継手については、照査の前提（応力度の制限）が決定ケースになる結果となった。

・性能照査型設計法による試設計の照査値は、許容応力度設計法と概ね同等であることを確認した。

## 謝辞

本検討を実施するにあたり、「鉄道構造物等設計標準（シールドトンネル）に関する委員会」において委員・幹事の方々に審議を重ねて頂いた。また、試設計の実施等にあたり、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、上野紗季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。

## 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 トンネル・開削編，丸善出版，2021
- 2) 津野究，滝川遼，木下果穂，坂田智基：性能照査型設計法によるシールドトンネルの試設計例，地下空間シンポジウム論文・報告集，第26巻，pp.70-73，2021
- 3) 津野究，滝川遼，木下果穂，牛田貴士：複線シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法による試設計例，第56回地盤工学研究発表会発表講演集，12-7-2-04，2020
- 4) 鉄道総合技術研究所：シールドトンネルの設計標準に関する手引き，2001

# 改訂鉄道構造物等設計標準（トンネル）に基づく 山岳トンネルの試設計

野城 一栄\* 嶋本 敬介\*

Trial Design of Mountain Tunnels Based on Revised Design Standards for Railway Structures (tunnel)

Kazuhide YASHIRO Keisuke SHIMAMOTO

Design standards for railway mountain tunnels have been revised to introduce a performance-verification design method to railway tunnels. This report outlines the performance-based design method introduced in this revision and outlines the procedures for design using this method. First, specific inspection methods for mountain tunnels under general design conditions are shown. Then, the results of trial design using the performance verification design method carried out for the railway mountain tunnel with reinforced concrete are shown, focusing on structural conditions and ground conditions.

キーワード：山岳トンネル，性能照査型設計法，要求性能，性能項目，試設計

## 1. はじめに

鉄道構造物等設計標準・同解説（都市部山岳工法トンネル）は、今回の改訂において限界状態設計法から性能照査型設計体系に移行し、鉄道構造物等設計標準・同解説（トンネル）（以下、トンネル標準）に包含されることになった。また、あわせて、山岳部のトンネルについても、トンネル標準の第Ⅳ編の適用範囲に包含されることとなった。この改訂に際し、設計されたトンネルの性能を理解かつ比較しやすいものとするため、要求性能および性能項目はトンネルの施工法によらず共通化されたほか、柔軟な条件設定が可能となるよう新たな知見が反映された。

本報告は、今回の改訂により導入された性能照査型設計による設計の手順を例示するものである。まず、要求性能に応じたトンネル共通の性能項目に対して、一般的な設計条件下における山岳トンネルの具体的な照査方法について示す。そして、構造条件や地山条件に着目して鉄筋コンクリート構造の鉄道山岳トンネルを対象に実施した性能照査型設計法による試設計の結果を示す。なお、無筋コンクリート構造の性能照査型設計法による設計については文献1、文献2を参照されたい。

## 2. 山岳トンネルの性能照査の方法

トンネル標準では、要求性能および性能項目は「第Ⅰ編 総論」において、表1のように例示されている。設計においては、これらすべての性能項目に対して限界状

態に達しないことを照査することが原則となる。ここで、一部の性能項目については一定の前提条件を満足する場合（施工方法や構造諸元等が一定の前提条件を満たした上で他の性能項目を満足することが確認できた場合等）に限定すれば、その照査を満足することが明らかであり、構造解析を行わなくても、照査を満足するとみなせるものもある。それぞれの性能項目に対して照査方法を整理することが効率的な設計作業を行う上で重要であり、山岳トンネルについては「第Ⅳ編 山岳工法編」にその具体的な方法を示している。山岳トンネルについて、直接照査の要否をそれぞれの性能項目に対して整理したものを表2に示す。例えば、走行安全性の照査指標の一つである内空の変位・変形の地震時以外の照査では、設計限

表1 要求性能と性能項目・照査指標の例<sup>3)</sup>

要求性能	性能項目	照査指標の例
安全性	破壊	力，変位・変形
	疲労破壊	応力度，力
	安定	力，変位・変形
	走行安全性	内空の変位・変形，軌道面の不同変位 <sup>※1</sup> ，横方向の振動変位 <sup>※1</sup>
公衆安全性	中性化深さ，塩化物イオン濃度，ボルトの種類	
使用性	外観	ひび割れ幅，応力度
	水密性	ひび割れ幅，応力度，漏水
	支持性能	力，変位・変形
	乗り心地	軌道面の不同変位 <sup>※1</sup>
復旧性	騒音・振動	騒音レベル，振動レベル
	損傷	部材の変位・変形，力，応力度，軌道面の不同変位 <sup>※1</sup> ，横方向の振動変位 <sup>※1</sup>
	残留変位	力，変位・変形

※1 地上の列車も支持する場合には、地上の列車に対しても設定する。

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室

界値を建築限界外余裕とし、内空の変位・変形が設計限界値を超えないことを確認することが基本原則であるが、「第Ⅳ編 山岳工法編」では、部材の損傷に関する復旧性の照査を満足する場合には、これを満足するものとみなすことができるとしている。これは、部材の損傷に関する復旧性の照査として、

- (a) 曲げ破壊形態を有する場合は、部材の断面力を部材の降伏時の設計断面力以下とする
- (b) せん断破壊形態を有する場合は、部材のせん断力を設計せん断耐力以下とする

ことが満足されれば、内空の変位・変形を十分に小さく抑制できる<sup>3)</sup>ことが理由である。

設計応答値の算定については、鉄道構造物等設計標準・同解説（都市部山岳工法トンネル）の方法を踏襲したほか、加筆・修正を行った。以下に代表的なものを示す。

(1) 土圧

土圧については、完成後に付加的な土圧が作用することが想定される場合に考慮するものとし、全土被り荷重

と緩み土圧の算定方法を新たに掲載した。

(2) 地盤の特性値と設計用値

地盤の特性値と設計用値については、基礎標準<sup>4)</sup>で用いられている数値を新たに掲載した。

(3) 地盤のモデル化

従来の旧基礎標準<sup>5)</sup>に準じていた地盤反力係数の算定方法を、基礎標準<sup>4)</sup>のものに修正した。

その他、直接照査を行う項目については、設計限界値の設定は従来通り部材に応じて関連する設計標準によることを基本としている他、耐久性の検討および照査の前提を満足することが求められる。

### 3. 性能照査型設計法による試設計

#### 3.1 設計条件

鉄筋コンクリート構造の鉄道山岳トンネルを想定し、前述した性能照査の方法を用いて、性能照査型設計法による試設計を行った。図1に縦断図を示す。設計位置を①小土被り部と②台地部の2通りとし、トンネルの構造を2通りとして、設計ケースは表3に示す計3ケースとした。

①小土被り部は、土被りを約8mとし、ケース1は、都市部を想定し覆工～インバート間の隅角部に擦り付け半径を有する都市部山岳工法トンネルの断面1（図2(a)）としたケース、ケース2は、都市部でなく山岳部にある山岳トンネルの坑口部を想定し、隅角部に擦り付け曲線を有さない代わりに、覆工の側壁部から覆工～インバート間の隅角部にかけて、巻厚を50cmから70cmまで徐々に増加させた断面2（図2(b)）を用いたケースである。

②台地部は、土被りを約26mとし、ケース1と同様

表2 一般的な設計条件の山岳トンネルの照査の例

要求性能	性能項目	照 査		
		○：直接照査が必要となる性能項目	△：前提条件等を満足することで照査を満足するものとしてよい性能項目	
安全性	破壊	○	—	
	疲労破壊	△	地盤で直接支持されない場合等は実施	
	安定	△	地山が安定していない場合等は実施	
	走行安全性	内空の変位・変形	△	復旧性（部材の損傷）の照査を満足することで、満足するものとしてよい
		軌道面の不同変位	△	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
公衆安全性	△	耐久性の検討を満足することで、満足するものとしてよい		
使用性	外観		駅部等外観に対する配慮が必要な場合に設定する	
	水密性	△	要求水準を満足することが確認された防水工および排水工を施すことで、満足するものとしてよい	
	支持性能	△	自重と内部荷重が掘削土量よりも重い場合等は実施	
	乗り心地	△	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	
	騒音・振動		構造計画で検討する	
復旧性	損傷（部材）	○	—	
	残留変位	△	復旧性（損傷）および安全性（安定）の照査を満足することで、満足するものとしてよい	

表3 設計ケース

ケース	設計位置	トンネルの構造	防水/排水の別
ケース1	①小土被り部	断面1 図2(a)	防水トンネル
ケース2	①小土被り部	断面2 図2(b)	排水トンネル
ケース3	②台地部	断面1 図2(a)	防水トンネル

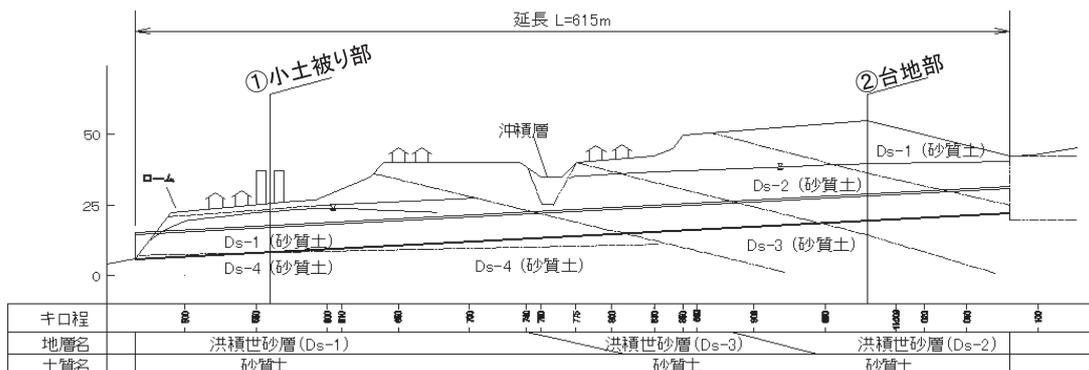


図1 縦断図

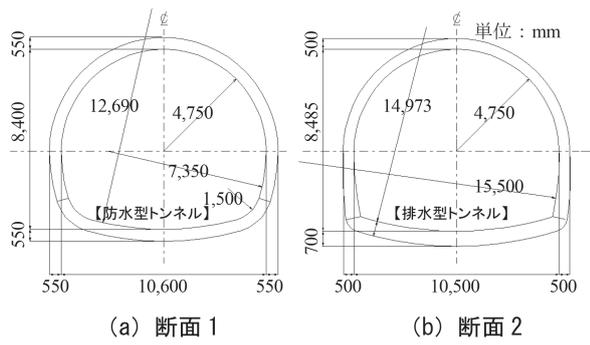


図2 設計対象断面

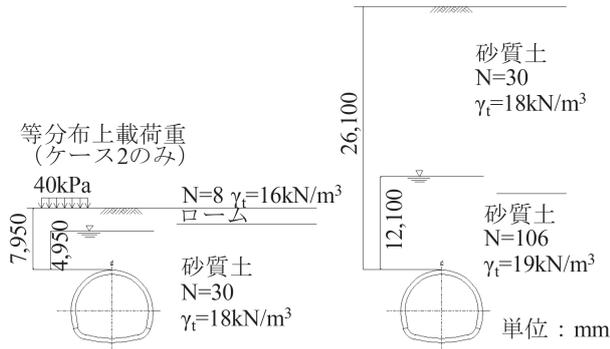


図3 地盤条件

表4 材料物性値

材料	項目	数値
コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	24
	ヤング係数 $E_c$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	25
鉄筋	引張降伏強度 $f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	345
	ヤング係数 $E_s$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	200

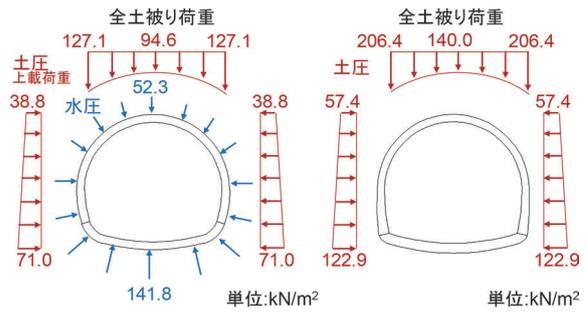
の都市部山岳工法トンネルの断面1とした。

ここで、ケース1, 3についてもケース2と同様に徐々に巻厚を増加させる手法が考えられるが、一般に都市部の山岳工法トンネルにおける事例では多くの事例で巻厚を全周で一様としていること、将来的な周辺地域の開発等に対する構造計画上の配慮から、巻厚は全周で一様とした。

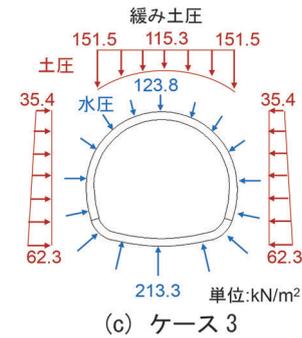
地盤条件を図3に示す。①②とも砂質土地盤とし、トンネル建設前の地下水位は、トンネル天端よりも上方である。

材料物性値を表4に示す。3ケースとも、覆工およびインバートは鉄筋コンクリート構造とした。

図4に設計作用を示す。作用については、土圧、水圧および自重のほか、ケース2については等分布上載荷重を考慮した。砂質土であることから土水分離とし、ケース1, 2においては、土被りが1D (D:トンネルの掘削幅) 以下の小土被り条件であることから、全土被り荷重を作用させた。ケース3においては、土被りが2Dと大



(a) ケース1 (b) ケース2



(c) ケース3

図4 設計作用 (作用係数=1の例)

きい条件であることから、Terzaghiの緩み土圧の基本式を用いて緩み土圧を算定し、作用させた。また、ケース2は排水トンネルとして建設され水位が下がるため、水圧は考慮しないものとした。

### 3.2 照査

以下、表2に示す性能項目のうち、直接照査が必要となる安全性(破壊)、復旧性(損傷)、耐久性の検討(曲げひび割れの検討)および照査の前提(応力度の制限)について検討結果を示す。

設計作用を図4に示す。応答値の算定にあたっては、はり-ばねモデルを用い、覆工およびインバートをはり、覆工と地盤の相互作用については、トンネル半径方向の地盤ばねで考慮した。地盤反力係数は、基礎標準<sup>4)</sup>に準拠し、地盤のN値から定めた。ケース1では22,590kN/m<sup>3</sup>、ケース3では79,820kN/m<sup>3</sup>である。

作用係数を表5に、構造解析により得られた設計断面力の例を表6に示す。曲げモーメントの最大値はアーチ下部~インバート間の隅角部付近に発現している。また、軸力については、概ね均等に分布している。

性能照査型設計法による照査の一例として、天端と、曲げモーメントが最も大きくなる隅角部を例にとり、照査結果を表7に、配筋諸元を図5に示す。主鉄筋の決定ケースは、多くが照査の前提(圧縮応力度の制限)で、一部、耐久性の検討(曲げひび割れの検討)であった。

表7 照査結果

ケース No.			ケース 1			ケース 2			ケース 3			
位置			天端	隅角部	インバート	天端	隅角部	インバート	天端	隅角部	インバート	
部材 諸元	幅	B mm	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	
	巻厚	H mm	550	550	550	500	700	700	550	550	550	
	引張 鉄筋	鉄筋量	D22-8 本	D29-8 本	D22-8 本	D29-8 本	D29-8 本	D22-8 本	D16-8 本	D29-8 本	D22-8 本	
		$D_{st}$	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	
	圧縮 鉄筋	鉄筋量	D19-8 本	D29-8 本	D22-8 本	D16-8 本	D22-8 本	D16-8 本	D16-8 本	D29-8 本	D22-8 本	
$D_{sc}$		100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0		
安全性	破壊	$\gamma \cdot M_d / M_{yd}$	0.54	0.47	0.55	0.49	0.58	0.80	0.32	0.42	0.48	
復旧性	損傷	$\gamma \cdot M_d / M_{yd}$	0.53	0.43	0.51	0.44	0.51	0.76	0.29	0.41	0.50	
耐久性	曲げ ひび割れ	$\gamma \cdot \sigma_{ct} / \sigma_{bt}$	0.66	0.75	0.93	0.61	0.59	0.93	0.02	0.82	0.98	
		$\gamma \cdot \sigma_s / \sigma_{st}$	0.23	-	-	-	-	-	-	0.04	-	0.17
		$w_d / w_{lim}$	-	0.27	0.59	0.82	0.49	0.96	-	0.23	-	
照査の 前提	最小鉄筋量	$M_{ed} / M_{yd}$	0.59	0.33	0.43	0.26	0.33	0.66	0.58	0.34	0.44	
	最大鉄筋量	$P_t / 0.75 p_b$	0.21	0.57	0.41	0.69	0.46	0.14	0.23	0.60	0.44	
	応力度制限	$\sigma_e / (0.4 f_{cd})$	0.63	0.99	0.94	0.98	0.98	0.89	0.41	0.99	0.94	

下線：決定ケース

表5 設計作用の組み合わせと作用係数

要求性能	作用の組み合わせ
安全性 (破壊)	$1.1E_{DV} + 1.1E_{DH} + W_{Pl} + D_1$
復旧性 (損傷)	$E_{DV} + E_{DH} + W_{Pl} + D_1$

$E_{DV}$ :鉛直土圧,  $E_{DH}$ :側方土圧,  $W_{Pl}$ :水圧,  $D_1$ :自重, 上載荷重

表6 設計断面力 (作用係数=1 の例)

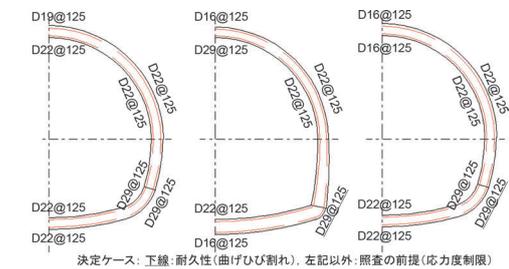
	曲げモーメント(kNm)	軸力(kN)
ケース1		
ケース2		
ケース3		

#### 4. まとめ

砂質土地盤に位置する山岳トンネルを対象に、性能照査型設計法による試設計を行った。得られた知見は、以下の通りである。

- ・曲げモーメントは、アーチ下部～インバート間の隅角部で相対的に大きな値となる。
- ・主鉄筋の決定ケースは、多くが照査の前提 (圧縮応力度の制限) で、一部、耐久性の検討 (曲げひび割れの検討) であった。

なお、本報告で示した試設計のより具体的な計算過程



(a) ケース 1 (b) ケース 2 (c) ケース 3

図5 配筋諸元

について、設計計算例を取りまとめる予定である。設計実務においてご活用いただければ幸いです。

#### 謝辞

本検討を実施するにあたり、「鉄道構造物等設計標準 (山岳トンネル) に関する委員会」において委員・幹事の方々に審議を重ねていただいた。末筆ながら、感謝の意を表する次第である。

#### 文献

- 1) 嶋本敬介, 川越健, 野城一栄, 上野光: 山岳トンネル覆工およびインバートの適みなし仕様の提案, 鉄道総研報告, Vol.36, No.5, pp.21-27, 2022
- 2) 嶋本敬介, 野城一栄, 岡野法之: 地山劣化法を用いた山岳トンネル覆工およびインバートの性能照査法, 鉄道総研報告, Vol.36, No.5, pp.29-35, 2022
- 3) 仲山貴司, 牛田貴士, 滝川遼: 性能照査型設計法による開削トンネルの試設計, 鉄道総研報告, Vol.33, No.4, pp.41-44, 2019
- 4) 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 基礎構造物, 丸善出版, 2012
- 5) 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 基礎構造物・抗土圧構造物, 丸善, 1997

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

谷村幸裕 神田政幸

■企画・監修

鈴木浩明	川崎邦弘	長倉 清	日比野有
伊積康彦	石毛 真	重枝秀紀	桃谷尚嗣
布川 修	新井英樹	福田光芳	上田 洋
上半文昭	斉藤実俊	水上直樹	富田 優
小島謙一			

鉄道総研報告 第36巻 第5号

2022年5月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2022 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先  
総務部広報 電話 042-573-7219

# RTRI REPORT

## ▶ Special Features: Design Technology for Railway Tunnel ◀

Vol. 36 No. 5

May 2022

### PERSPECTIVE

- Recent Trends of Design Technology of Railway Tunnel and Summary of Revision of Design Standards for Railway Tunnels ..... K.YASHIRO (1)

### PAPERS

- Calculation Method of Design Earth Pressure of Shield Tunnel in Clayey Ground ..... K.TSUNO, K.FUJITA, K.FUNAKOSHI (9)
- Seismic Design Method for Shield Tunnels in the Condition of Change in Ground Conditions in the Longitudinal Direction ..... K.FUJITA, K.FUNAKOSHI, K.TSUNO (15)
- Proposal of Pre-verified Specification for Mountain Tunnel Lining and Invert ..... K.SHIMAMOTO, T.KAWAGOE, K.YASHIRO, H.UENO (21)
- Performance Verification Design Method of Plain Concrete Lining and Invert Assuming Ground Displacement after Completion ..... K.SHIMAMOTO, K.YASHIRO, N.OKANO (29)
- Detailed Evaluation Method of Seismic Impact on Mountain Tunnel Entrance Using Response Displacement Method Considering Shepe of Ground ..... K.YASHIRO, J.IZAWA, N.ITO (37)

### RESEARCH REPORT

- Trend Analysis of Segments and Tunnel Boring Machine for Railway Shield Tunnels ..... K.FUNAKOSHI, K.TSUNO, K.FUJITA, K.KINOSHITA (43)

### REVIEWS

- Trial Design of Shield Tunnels Based on Revised Design Standards for Railway Structures (tunnel) ..... R.TAKIGAWA, K.TSUNO, K.KINOSHITA, T.USHIDA (47)
- Trial Design of Mountain Tunnels Based on Revised Design Standards for Railway Structures (tunnel) ..... K.YASHIRO, K.SHIMAMOTO (51)

