

地中送電用のシールドトンネルに対する 限界状態設計法の適用実績

加藤 怜¹・増子 雅洋²・阿南 健一³・山本 祐美加⁴・吉本 正浩⁵

¹ 東電設計株式会社 土木本部 社会基盤推進部（〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12）
E-mail: r.katou@tepsco.co.jp

² 正会員 東電設計株式会社 土木本部 社会基盤推進部（〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12）
E-mail: emasu@tepsco.co.jp

³ 正会員 東電設計株式会社 土木本部 技術開発部（〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12）
E-mail: jana@tepsco.co.jp

⁴ 東京電力パワーグリッド株式会社 工務部 送変電建設センター（〒108-0023 東京都港区芝浦 4-19-1 号）
E-mail: yamamoto.yumika@tepcoco.jp

⁵ 正会員 東京電力パワーグリッド株式会社 工務部（〒100-8560 東京都千代田区内幸町 1-1-3）
E-mail: yoshimoto.m@tepcoco.jp

シールドトンネルの覆工設計は，トンネル標準示方書〔シールド工法編〕・同解説に 2006 年版から限界状態設計法が示されている．しかし，シールドトンネルへの限界状態設計法の適用事例は未だ少ない現状にある．限界状態設計法の事例が増えない理由には，従来からの許容応力度設計法と比較して設計が複雑な割には，適用の目的や効果が明確でないことなどが考えられる．一方，東京電力パワーグリッド株式会社では，2004 年に社内基準を作成しシールドトンネルの覆工の設計に限界状態設計法を適用しており，現在までに新設トンネルの設計や既設トンネルの維持管理検討に数十件の事例を保有する．本稿では，これらのうち新設の事例を用いて両設計法の結果を比較し，限界状態設計法を適用した場合の効果について検討を実施した．

Key Words: Shield tunnel for power transmission, Limit state design method, Allowable stress design method, Beam-spring model

1. はじめに

近年，土木構造物において，設計の合理化を目的とし，限界状態設計法への移行が進められてきている．シールドトンネルの覆工設計においても，トンネル標準示方書〔シールド工法編〕・同解説に 2006 年版から限界状態設計法が示されるようになり，許容応力度設計法から移行する方向にある．さらに，2016 年版から大規模な地震を踏まえ，耐震設計の重要性が見直されるとともに，限界状態設計法の適用を進める必要性が高まっている．

シールドトンネルへ限界状態設計法を適用する主な利点は，様々な荷重条件に対して本体や継手といった覆工を構成する部材がどの程度安全であるのかを明確に示すことができることである．これにより設計結果の安全性

および経済性が根拠を持って説明できるので，設計の信頼性向上となる．また，構造物のもつ社会的な重要度と経済性を考慮して，スペック変更などの判断が正確に行えるになり，構造合理化の根拠になると考えられる．しかし，上記の利点が明瞭になっていないことより適用事例が未だに少ない現状にある．

東京電力パワーグリッド株式会社（以後「東京電力 PG」と呼ぶ）では，限界状態設計法の導入が 2000 年ごろから進められており，現在までに新設トンネルの設計や既設トンネルの維持管理検討に数十件の事例を保有する．

本稿では，これらのうち新設の事例を用いて両設計法の結果を比較するとともに，限界状態設計法を適用した場合の効果について検討した．

2. 地中送電用シールドトンネルの設計法について

(1) 地中送電用シールドトンネルの設計体系

東京電力 PG で規定している地中送電用シールドトンネルの限界状態設計法は、常時、異常時、施工時、レベル1地震時、レベル2地震時を対象としており、基本的には「トンネル標準示方書¹⁾」および「シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン²⁾」と同様である。施工時はトンネル標準示方書に記載はないが、既往工事において施工時に損傷が生じたケースが認められたことから設定したものであり、良質地盤などでセグメント厚さが通常より薄くなりすぎて施工時の安全性を損なわれるのを防ぐことに寄与している。

各荷重状態に対する限界状態は以下のように区分している。

a) 常時

常時は、トンネルの供用期間中に恒常的に作用する状態を考慮し、使用性および耐久性について照査を行う使用限界状態に区分している。

b) 異常時

異常時は、供用期間中に作用する確率は低いが発生すれば長期的に作用する荷重状態を考慮し、耐荷性能および変形性能について照査を行う終局限界状態に区分している。

c) 施工時

施工時は、トンネル施工中に短期的に作用する荷重として、ジャッキ推力およびテールシール圧³⁾を対象にしている。これら荷重は施工中に短期的に作用する荷重であるが、トンネル供用期間中へ影響を及ぼさないことを考慮し、耐久性を除く使用限界状態に区分している。

d) レベル1地震時

レベル1地震時は、供用期間中に1～2回程度遭遇すると思われる大きさの地震に対して、機能を保持し、地震後に補修をしないもしくは軽微な補修で継続使用可能な状態とする必要があることを考慮し、耐震性能¹⁾に区分している。

e) レベル2地震時

レベル2地震時は、供用期間中に発生する確率は低い、その地点に起こりうる可能性がある強い地震に対して、地中送電用トンネルの重要度に応じ、地震後も耐力が保持され構造物の機能が短時間で回復できる状態である耐震性能²⁾と、地震後も構造物全体系が崩壊しない状態である耐震性能³⁾とを使い分け区分している。

(2) セグメントの構造計算の方法

許容応力度設計法では、慣用計算法⁴⁾により断面力を算出するのが一般的であった。慣用計算法は、セグメントリングを曲げ剛性一様リングと考えて理論解により簡便に

断面力を算出できるが、セグメント継手部の曲げ剛性の低下や添接効果を定量的に評価することは困難である。

限界状態設計法では、セグメント主断面、セグメント継手およびリング継手等、各部材の照査を行う必要があるため、セグメントの継手構造を精度良く再現できるはりーばねモデル計算法が適している。はりーばねモデル計算法では、セグメント主断面をはり、セグメント継手を回転ばね、リング継手をせん断ばねとして、実際のセグメントの分割や継手の配置などを2リングの千鳥組構造としてモデル化している。

3. 検討方法

(1) 検討方法について

本稿の検討にあたり、限界状態設計法の適用した場合の効果を確認するため、従来の設計手法である許容応力度設計法との比較を行った。

限界状態設計法が適用された地中送電用シールドトンネルの設計結果を整理するとともに、許容応力度設計法によるトレース計算を行った。次に、両設計法で応答値を限界値で除した値（以後「照査値」と呼ぶ）を指標とし比較をした。

算出した照査値は、棒グラフにより整理した。図-1に照査結果の整理の例を示す。縦軸は、照査値を示しており1.0以下で構造物が安全な状態であることを意味する。また、横軸は荷重条件および各部材を示すことにしている。整理するにあたり、荷重条件および部材ごとにそれぞれ多数ある照査結果の中から照査値が最も大きいものを代表値として示している。

また、傾向の違いが認められるような事例については、照査項目ごとに照査値を明示した。

(2) 比較の前提条件

限界状態設計法と許容応力度設計法との比較は以下に示すとおり前提条件の下を行った。

- 鉄筋コンクリート製セグメント（RCセグメントと呼ぶ）の一次覆工のみ対象とし、二次覆工省略型とする。

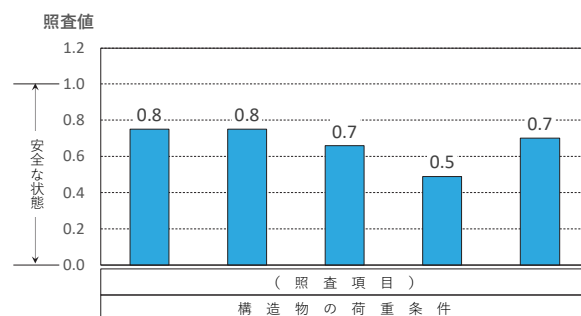


図-1 照査結果の整理の例

- ・ 構造計算手法は、許容応力度設計法は慣用計算法、限界状態設計法ははりーばねモデル計算法で構造計算を行う。

(3) 対象構造物

対象とする構造物は、東京電力 PG の地中送電用シールドトンネルのうち、限界状態設計法を適用した 13 トンネル（うち設計断面数：35 箇所）とした。

対象構造物の覆工種類や形状寸法は、以下のとおりである。

- ・ 覆工種類 : RC セグメント（二次覆工省略型）
- ・ セグメント外径 : $\phi 2450 \sim 4450 \text{mm}$
- ・ セグメント厚さ : $150 \sim 250 \text{mm}$
- ・ セグメント幅 : $1000 \sim 1350 \text{mm}$

上記に示す 13 トンネルの形状を土木学会で行われた実績の調査結果と比較した（図-2、図-3）。これらから、今回の東京電力 PG の設計事例は、中小口径のシールドトンネルの事例であり、セグメント厚さおよびセグメント幅は標準的なサイズである。

(4) 地盤条件

各設計事例における検討断面の概要を表-1 に示す。また、セグメント外径と側方土圧係数、地盤反力係数および土被りの関係をそれぞれ図-4～図-6 に示す。

(5) 構造計算の方法

はりーばねモデル計算法および慣用計算法の詳細は以下

のとおり設定した。

a) はりーばねモデルによる計算方法

はりーばねモデルの各部材の特性は以下のように設定した。

(i) セグメント本体の部材特性

使用限界状態および耐震性能 1 のセグメント主断面の部材特性は、降伏までを対象としているため、全断面有効とした曲げ剛性としてモデル化し、剛性低下を考慮しない線形計算を行った。

終局限界状態および耐震性能 2 のセグメント主断面の部材特性は、剛性低下を考慮した非線形モデルとした。なお、剛性低下は発生軸力に応じた曲げモーメントと曲率の関係よりトリリニアモデルとして設定している。トリリニアモデルは、コンクリートのひび割れ発生時、降伏耐力（引張鉄筋の降伏時）、終局時（コンクリート終局ひずみ発生時）の状態により設定した（図-7）。

表-1 検討断面の概要

対象トンネル	計算断面	外径 (mm)	土被り (m)	鉛直土圧の算定方法	土の種類	土水の扱い	側方土圧係数	地盤反力係数 (MN/m ³)
CC	断面1	3,800	29.6	全土被り土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
G4	断面1	2,450	26.6	全土被り土圧	軟らかい粘性土	土水一体	0.75	0
	断面2	2,450	29.7	全土被り土圧	中位の粘性土	土水分離	0.50	8
G8	断面1	2,600	12.1	全土被り土圧	軟らかい粘性土	土水一体	0.75	0
	断面2	2,600	23.2	全土被り土圧	軟らかい粘性土	土水一体	0.75	0
	断面3	2,600	29.3	全土被り土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
ST	断面1	4,000	30.0	全土被り土圧	非常に軟らかい粘性土	土水一体	0.8	0
	断面2	4,000	28.7	全土被り土圧	緩い砂質土	土水分離	0.57	3
	断面3	4,000	29.9	全土被り土圧	硬い粘性土	土水分離	0.49	21
	断面4	4,000	21.3	緩み土圧	硬い粘性土	土水分離	0.49	21
IS	断面1	2,950	20.0	緩み土圧	硬い粘性土	土水分離	0.50	20
	断面2	2,950	13.0	全土被り土圧	締まった砂質土	土水分離	0.50	20
MI	断面1	3,400	17.6	全土被り土圧	硬い粘性土	土水分離	0.53	15
OA	断面1	4,040	49.5	緩み土圧	固結した粘性土	土水分離	0.35	50
ID	断面1	2,500	9.6	緩み土圧	締まった砂質土	土水分離	0.45	30
	断面2	2,500	10.1	全土被り土圧	締まった砂質土	土水分離	0.45	30
	断面3	2,500	10.1	全土被り土圧	硬い粘性土	土水分離	0.55	10
	断面4	2,500	11.6	全土被り土圧	締まった砂質土	土水分離	0.45	30
KS	断面1	3,400	46.1	全土被り土圧	硬い粘性土	土水分離	0.53	13.5
	断面2	3,400	43.4	全土被り土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面3	3,400	53.0	緩み土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面4	3,400	29.4	全土被り土圧	硬い粘性土	土水分離	0.5	19.4
KE	断面1	3,400	10.3	全土被り土圧	硬い粘性土	土水分離	0.54	11.9
	断面2	3,400	10.5	全土被り土圧	硬い粘性土	土水分離	0.54	11.9
TJ	断面1	2,750	10.4	全土被り土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面2	2,750	10.4	緩み土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
KT	断面1	2,900	15.8	全土被り土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面2	2,900	15.8	緩み土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面3	2,900	25.3	緩み土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面4	2,900	23.2	緩み土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面5	2,900	23.2	全土被り土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面6	2,900	15.6	緩み土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
CI	断面1	4,450	27.0	緩み土圧	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面2	4,450	27.2	全土被り荷重	非常によく締まった砂質土	土水分離	0.35	50
	断面3	4,450	20.3	全土被り荷重	締まった砂質土	土水分離	0.45	30

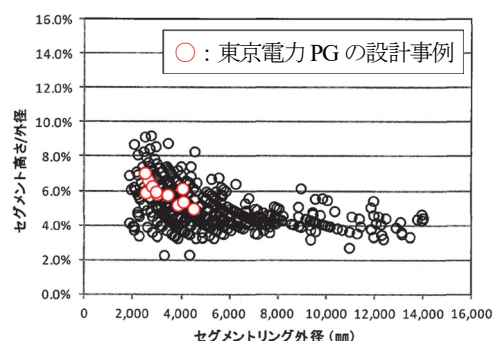


図-2 RC セグメント厚さの実績 4)に加筆

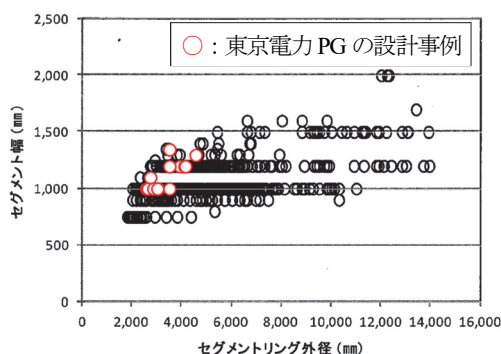


図-3 RC セグメント幅の実績 4)に加筆

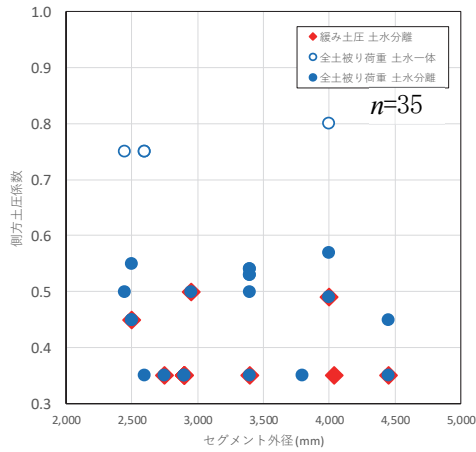


図4 セグメント外径と側方土圧係数の分布

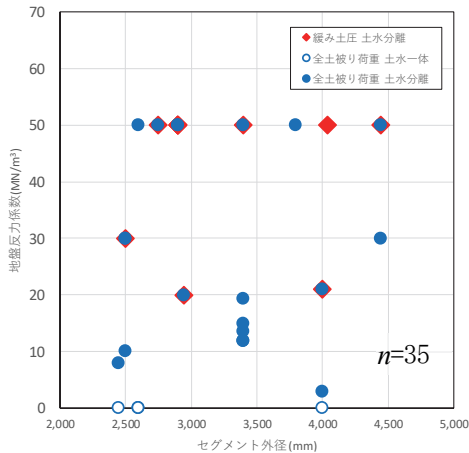


図5 セグメント外径と地盤反力係数の分布

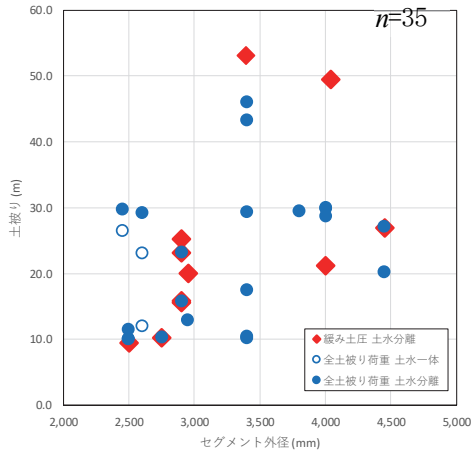


図6 セグメント外径と土被りの分布

(ii) セグメント継手部の部材特性

セグメント継手部の部材特性は、曲げモーメントと継手の回転角関係として設定する(図-8)。ただし、回転ばね定数の算定は、採用された継手構造に応じた算定方法を用いて算出している。実績の多くはボルト継手構造とくさび継手構造であり、ボルト継手構造の場合は村上・小泉により提案されている式⁹⁾、くさび継手構造の場合は継

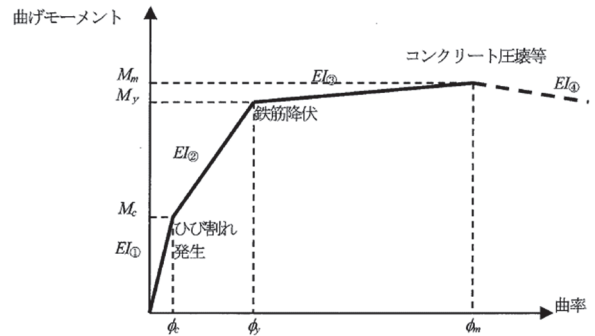
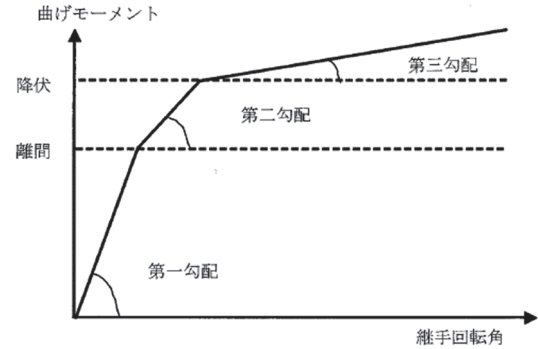


図-7 曲げモーメントと曲率の関係の例¹⁾



(a) 引張力の伝達機能がある継手

図-8 曲げモーメントと回転角の関係の例¹⁾

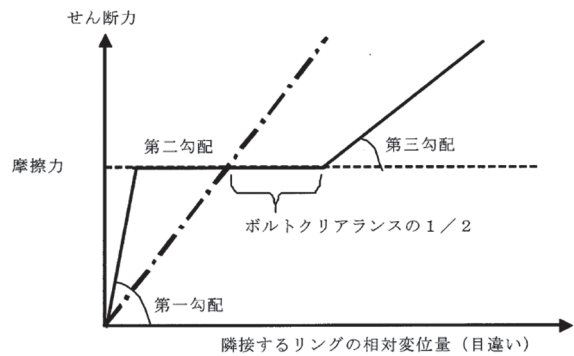


図-9 セン断力とリングの相対変位量の関係の例¹⁾

手部の力のつり合いから導かれた算定式を用いた場合が多い。

(iii) リング継手部の部材特性

リング継手部の部材特性は、継手のせん断力とリング間の相互変量(目違い)との関係として設定する(図-9)。セグメント継手と同様に継手構造に応じた設定方法を用いて算出している。

ボルト継手構造の場合はトリリニアモデル⁹⁾、ピン挿入型継手構造の場合は試験値等を用いた場合が多い。

(iv) 地盤ばね要素の部材特性

地盤ばねは、半径方向に作用する要素と接線方向に作用する要素をモデル化した。半径方向の地盤ばね要素は、セグメントの地山側への変位に対して作用し、内空側への変位に対しては作用しない要素とする。なお、半径方向の地盤反力係数は、トンネル標準示方書⁴⁾に準拠した値を

適用している。また、接線方向の地盤ばね要素は、半径方向の地盤ばね要素の 1/3 倍の地盤反力係数とする。

b) 慣用計算法

セグメント継手の剛性低下を考慮せず、セグメント主断面の曲げ剛性をもつ剛性一様のリングとしてモデル化した。本検討では、常時荷重を対象にトレース計算を行った。

(6) 照査の方法

限界状態設計法および許容応力度設計法の照査方法は以下のとおりとした。

a) 限界状態設計法の照査方法

東京電力 PG の社内設計基準の概要は参考文献⁹⁾に既報であり、基本的にトンネル標準示方書およびシールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドラインと同様の考え方である。

このうち、とくに特徴的な施工時の限界状態について以下に説明する。施工時荷重が作用した後に常時の性能を満足する必要があることを勘案し、使用限界状態相当と設定した。また、施工時荷重は短期的であるため、コンクリートのクリープ変形等を考慮する必要がないことより、コンクリートの応力度制限値を設計基準強度の 85% として設定した。

また、両基準以外の照査項目として、リング継手部におけるコンクリートのせん断破壊がある。通常、リング継手部に生じるせん断力（半径方向と接線方向の合力）に対し、ボルト本体のせん断耐力による照査を行うこととなっているが、継手せん断試験等の結果を鑑み、半径方向のせん断力に対しコンクリートのせん断耐力を限界値とした照査を行うこととしている。なお、限界値の算定式⁹⁾は次式により行う。

$$Q_{uc} = \sigma_{tk} \cdot A_c \quad (1)$$

ここで、 Q_{uc} ：継手部のコンクリートのせん断耐力、 σ_{tk} ：コンクリートの引張強度、 A_c ：1 継手あたりの破壊投影面積（算定方法は図-10 による）

限界状態設計法による照査は、次式により行う。

$$\gamma \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (2)$$

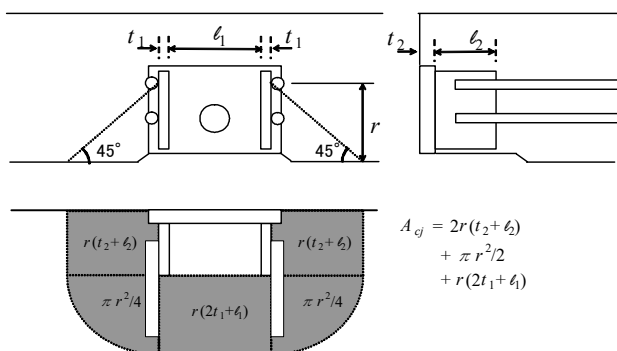


図-10 1 継手あたりの破壊投影面積 A_c の算定方法⁹⁾

ここで、 γ ：構造物係数、 S_d ：応答値（構造計算の結果から算定した値）、 R_d ：限界値（応力度の制限値、断面耐力など）

b) 許容応力度設計法の照査方法

トンネル標準示方書に準じ照査を行った。許容応力度設計法では、常時の作用を使用し、最大の発生断面力を用いたセグメント主断面の曲げ応力度とせん断応力度による照査を行うこととし、継手部の照査は省略した。

限界状態設計法と比較を行うため、次式により照査値を算出し整理した。

$$S_d / R_d \leq 1.0 \quad (3)$$

ここで、 S_d ：セグメントの発生応力度（応答値）、 R_d ：許容応力度（限界値）

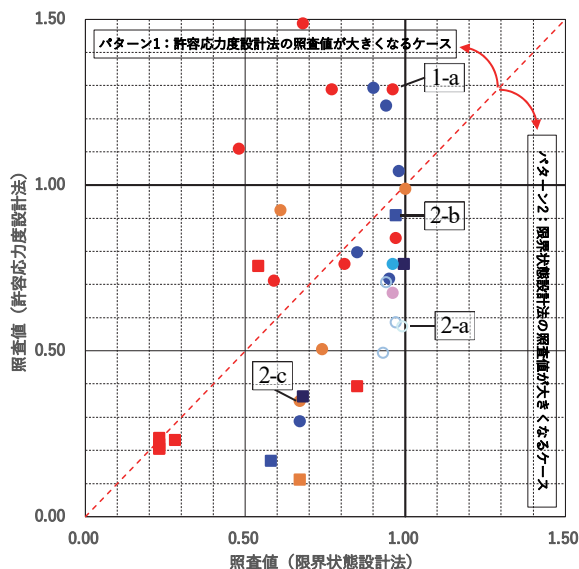
4. 検討結果

(1) 全体の傾向

限界状態設計法および許容応力度設計法で得られた照査値を用いて全体傾向を整理した。図-11 は、各設計事例について、限界状態設計法と許容応力度設計法のそれぞれの照査値の最大値を抽出し、横軸に限界状態設計法の照査値、縦軸に許容応力度設計法の照査値の関係として整理したグラフである。図は、縦軸と横軸が 1.0 となる点を基準とすると、左下が限界状態設計法と許容応力度設計法の両方で照査を満足する領域、左上が限界状態設計法の照査は満足するが許容応力度設計法の照査は満足しない領域となる。右上と右下は限界状態設計法の照査を満足しない箇所となるが、本検討は限界状態設計法で設計されたトンネルであるため、該当する事例はない。また、図には縦軸と横軸が 1:1 となる赤の破線を示した。これより、赤破線の上方は限界状態設計法より許容応力度設計法の照査値が大きくなる事例でパターン 1、赤破線の下方が許容応力度設計法より限界状態設計法の照査値が大きくなる事例でパターン 2 として区分した。また、地盤条件はトンネル標準示方書⁴⁾と同様に表-2 のとおり区分けた。本稿では「非常によく締まった砂質土」、「締ま

表-2 地盤条件の分類⁴⁾

土水の扱い	土の種類	側方土圧係数	地盤反力係数 (MN/m ³)	N値による目安
土水分離	非常によく締まった砂質土	0.35~0.45	30~50	30 ≤ N
	締まった砂質土	0.45~0.55	10~30	15 ≤ N < 30
	緩い砂質土	0.50~0.60	0~10	N < 15
	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	25 ≤ N
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	8 ≤ N < 25
土水一体	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	4 ≤ N < 8
	中位の粘性土	0.65~0.75	5~10	4 ≤ N < 8
	軟らかい粘性土	0.65~0.75	0~5	2 ≤ N < 4
	非常に軟らかい粘性土	0.75~0.85	0	N < 2



<凡例>

- 非常によく締まった砂質土-全土被り荷重-土水分離
- 非常によく締まった砂質土-緩み土圧-土水分離
- 締まった砂質土-全土被り荷重-土水分離
- 締まった砂質土-緩み土圧-土水分離
- 緩い砂質土-全土被り荷重-土水分離
- 固結した粘性土-緩み土圧-土水分離
- 硬い粘性土-全土被り荷重-土水分離
- 硬い粘性土-緩み土圧-土水分離
- 中位の粘性土-全土被り荷重-土水分離
- 軟らかい粘性土-全土被り荷重-土水一体
- 非常に軟らかい粘性土-全土被り荷重-土水一体

図-11 各設計法による照査値の分布図

った砂質土」、「固結した粘性土」、「硬い粘性土」を良質地盤、「緩い砂質土」、「中位の粘性土」、「軟らかい粘性土」、「非常に軟らかい粘性土」を軟弱地盤として整理することとする。

これらを区分すると、良質地盤である全29件のうち11件がパターン1、18件がパターン2となった。また、軟弱地盤である全6件は全てパターン2となった。

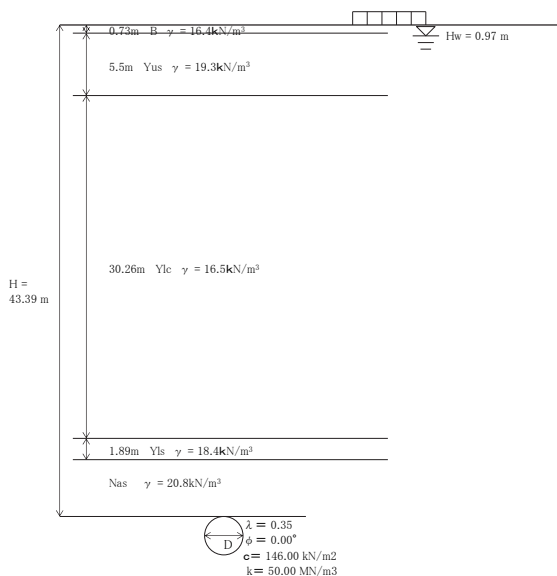
各パターンの代表的な事例としてパターン1-a、パターン2-aを取り上げ、傾向を考察する。設計断面図を図-12、照査値を図-13および図-14に示す。

パターン1-aは、許容応力度設計法および限界状態設計法ともに使用限界状態（常時）における主断面の圧縮応力度が仕様決定の要因であった。終局限界状態（異常時）の照査値は小さく、施工時は常時と同程度の照査値となっている。これらの傾向は、パターン1全体でも同様のものが多かった。なお、パターン1-aのように良質地盤に建設される場合は地震時の照査を省略しているため照査値がない。

一方、パターン2-aでは、仕様決定の要因が許容応力度設計法では主断面の圧縮応力度に対して、限界状態設計法では終局限界状態（異常時）の曲げ耐力が決定要因となっている。使用限界状態（常時）の照査値も許容応力度設計法による照査値を上回っている。施工時の照査値は小さい。なお、パターン2-aの傾向は、パターン2全体に共通するものではなく、他の限界状態や照査項目が仕様決定の要因となっているものも多かった。

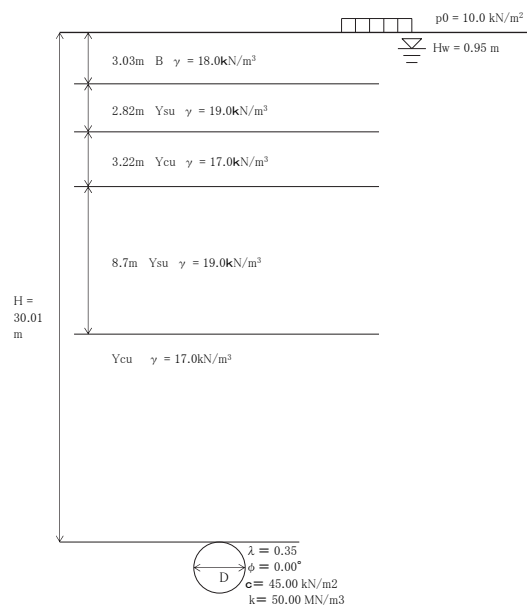
さらにパターン1-aと2-aにおける荷重条件および部材ごとの照査値を図-15と図-16にそれぞれ示す。照査項目

水圧の計算方法 土水分離
上載荷重の計算方法 全土被り荷重



(a) パターン1-aの代表事例

水圧の計算方法 土水一体
上載荷重の計算方法 全土被り荷重



(b) パターン2-aの代表事例

図-12 各代表事例の設計断面

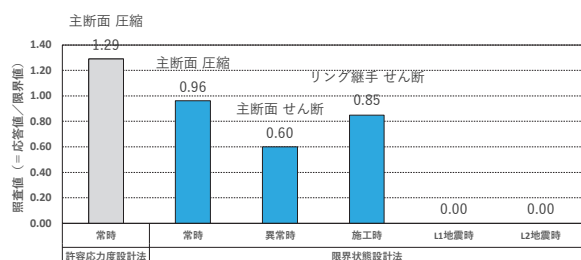


図-13 パターン 1-a の照査値例

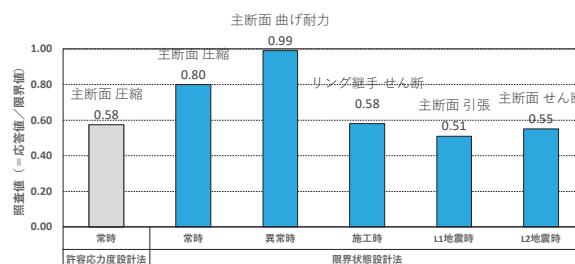


図-14 パターン 2-a の照査値例

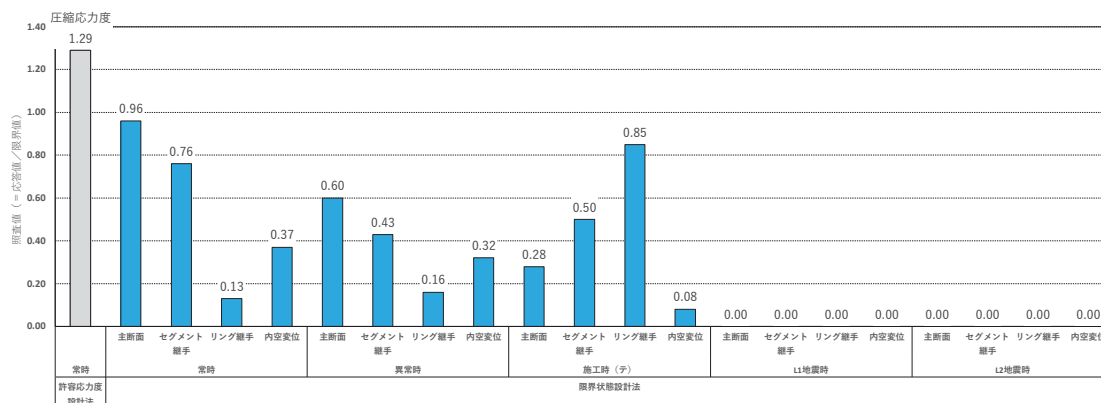


図-15 パターン 1-a 荷重条件および部材ごとの照査値

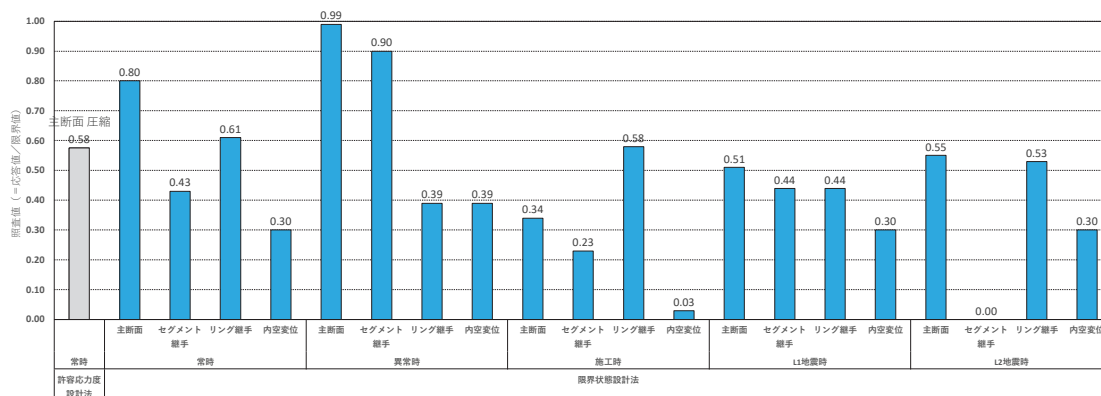


図-16 パターン 2-a 荷重条件および部材ごとの照査値

に着目すると以下のような傾向があることがわかる。

パターン 1-a の地盤条件である良質地盤は、地盤ばねによる拘束が大きく、鉛直方向・水平方向の荷重が比較的均等なので、軸力卓越となり変形が問題とならず主断面の圧縮力が支配的となっていることがわかる。一般的にはこのような場合は限界状態設計法と許容応力度設計法との照査値の差が生じないと想定されていた。しかし、パターン 1-a では両者の照査値は 3 割程度の差異があり、限界状態設計法を用いたほうがセグメントの構造を簡素化できた事例である。この簡素化の安全性は施工時の照査を行うことで担保できている。このような差異は、図-11 のパターン 1 の全体でも大小の違いはあるが共通してみられる傾向である。この差異が生じる要因には構造計算など様々なことが考えられるため、今後さらに分析する予定である。

パターン 2-a の地盤条件である軟弱地盤は、鉛直方向・水平方向の荷重バランスが悪く、地盤ばねによる拘束も小さいので、曲げモーメントが卓越する傾向にある。この場合、変形が大きくなるため、許容応力度設計法の照査結果と比較すると種々の照査値が大きくなることがわかる。これは図-11 のパターン 2 のうち軟弱地盤に相当する照査例の多くに共通してみられる傾向である。限界状態設計法を適用し、許容応力度設計法では実施しない多くの照査を行うことにより、軟弱地盤における様々な不確定要因に対する安全性を担保し、セグメントの構造を設計した事例である。

なお、図-11では良質地盤であってもパターン2に分類されるケースが多数みられた。これも先に述べた良質地盤における一般的な想定とは異なるものである。これらのうち要因が明らかものを(2)に考察することとする。

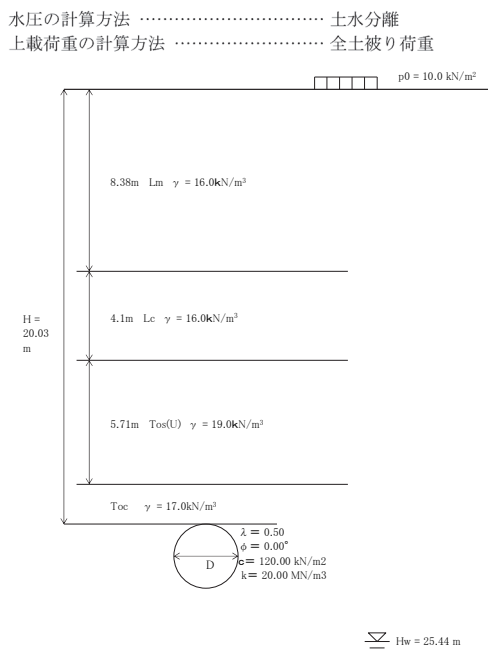


図-17 低地下水事例の設計断面図

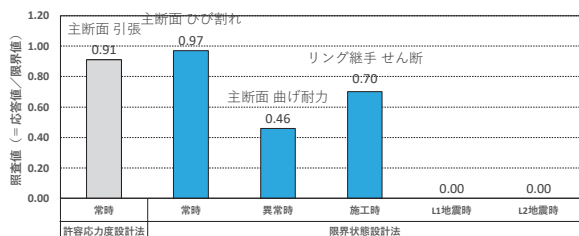


図-18 低地下水位事例の照査値(パターン 2-b)

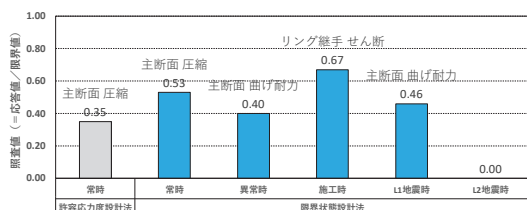


図-19 セグメント厚さが通常より薄い事例の照査値(パターン 2-c)

(2) 良質地盤でパターン 2 となるケースの考察

前節より、軟弱地盤は全てパターン 2 の傾向が認められたが、良質地盤ではパターン 1 およびパターン 2 の結果が混在する傾向であった。本節では、良質地盤に分類されるがパターン 2 となったケースについて考察する。

a) 低地下水位の場合 (パターン 2-b)

このケースは、比較的良質な地盤条件であるが、地下水位が低く水圧が作用しないケースである(図-17)。照査結果は図-18 に示すとおりであり、このケースでは、地下水位が低いことで鉛直・水平方向の荷重バランスが悪くなり、結果的に、軟弱地盤と同様の曲げ卓越の傾向となったため、仕様決定の要因は使用限界状態(常時作用)の照査におけるコンクリートの曲げひび割れとなっている。こ

のように良質地盤において地下水位が低く水圧が作用しないケースでは、限界状態設計法の適用により安全性が担保される場合があることがわかった。

b) セグメント厚さが通常より薄い場合 (パターン 2-c)

このケースは、セグメント厚さ 150mm の事例であり、今回の対象とした事例の中でも最も薄い寸法のセグメントである。照査結果は図-19 に示すとおりであり、本ケースは使用限界状態(施工時作用)における照査値が最も大きくなっている。一方で使用限界状態(施工時作用)を除く全ての限界状態において全断面圧縮となっている。

このように、全断面圧縮となるようなケースで限界状態設計法を適用することは、構造の合理化(スペックダウン)の根拠となると共に、施工時の照査を実施することで過度な薄肉化を防ぐことができる。

5. まとめ

本稿では、限界状態設計法による複数の設計事例の結果を用いて許容応力度設計法との比較を実施し、差異の傾向を大きく 2 パターンに整理した。また、その中で差異の理由にわかりやすい特徴がある地点を選出し個別に考察を述べた。今回のデータ整理により、両設計法の差異は単純に地盤条件の良否だけではなく、地下水位やセグメントの基本的な構造諸元など様々なものに影響を受けることがわかった。今後は、地盤条件や計算モデル等の違いなどを加えて、多面的な観点で分析する予定である。なお、今回はおもに良質地盤における事例を示した。これとは別に軟弱地盤における分析の一例を参考文献 7) に掲載している。

参考文献

- 1) (公社)土木学会:2016 年制定 トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説, 第 5 編 限界状態設計法, pp.279-342, 2016.8
- 2) (公社)日本トンネル技術協会:シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン, pp.1-52, 2003.6
- 3) 吉本正浩, 阿南健一, 大塚正博:シールドトンネルの施工時荷重の照査方法に関する一提案, 土木学会論文集, No.756, IV-62, pp.131-144, 2004.3
- 4) (公社)土木学会:2016 年制定 トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説, 第 2 編 覆工, pp.39-141, 2016.8
- 5) 村上博智, 小泉淳:シールド工用セグメントのセグメント継手の挙動について, 土木学会論文報告集, 第 296 号 pp.73-86, 1980.4
- 6) 吉本正浩, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳:地中送電用シールドトンネルの性能規定と限界状態設計法による照査, 土木学会論文集, No.764, III-67, pp.255-274, 2004.6
- 7) シールドトンネルに対する限界状態設計法の適用の効果に関する一考察, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学) Vol.68 (2020), 阿南健一, 吉本正浩 (投稿中)

(2020.8.7 受付)

APPLCATION RESULTS OF LIMIT STATE DESIGN METHOD FOR SHIELD TUNNEL FOR UNDERGROUND POWER TRANSMISSION

Rei KATO , Masahiro MASUKO, Kenichi ANAN , Yumika YAMAMOTO
and Masahiro YOSHIMOTO

Standard Specification for Tunnels [Shield Method] • Since 2006, this explanation has started to show the limit state design method for the lining of shield tunnels. However, there are still few cases of lining design to which the limit state design method is applied. One of the reasons why the number of application cases does not increase is that the design is more complicated than the conventional allowable stress design method, and the purpose and effect of application are not clear. On the other hand, TEPCO Power Grid Co., Ltd. created an internal standard in 2004 and applied the limit state design method to the lining design of shield tunnels. Holds dozens of cases. In this paper, we compared the results of both design methods using the newly established case, and examined the effect of applying the limit state design method.