

シールドトンネルにおけるレベル2信頼性設計の導入評価

Evaluation of Level 2 Reliability Design in Shield Tunnels

都市・人間環境学専攻 福島 尚志

Civil Engineering and Environmental Naoshi FUKUSHIMA

1. はじめに

1990年以降、建築・土木分野でそれまでの基準であった仕様規定から性能設計への移行が進んだ。それに伴い、設計における国際標準である ISO2394 : 構造物の信頼性に関する一般原則¹⁾に基づき、2002年に国土交通省より「土木・建築にかかる設計の基本」²⁾が示された。そこでは、信頼性設計の考え方を基本とすることに加え、耐震設計における地震動のレベル分けや作用の扱いについても明示された。これにより、各構造物において設計指針の改定が進んだ。

一方で、トンネルにおいては、2016年に土木学会よりトンネル標準示方書[共通編]・同解説[シールド工法編]・同解説³⁾(以下、トンネル標準示方書)が改定され、部分係数法などを用いてばらつきを考慮したレベル1信頼性設計が導入された。既往研究でも地中送電用トンネルにおける限界状態設計法を用いた部分係数法による信頼性設計が行われている⁴⁾。しかし、地下構造物であるトンネルは地震などに対しても比較的安定性の高いものであり、レベル1までは導入されているが、レベル2やレベル3信頼性設計の導入は進んでいない。

2. 研究目的

前項を踏まえて、本研究は、トンネルにおける信頼性指標 β を用いたレベル2信頼性設計の導入した時の試算を行う。また、変位の導出方法による信頼性指標の違いについても検討する。

本研究では、限界状態設計法を用いて設計を行うため、トンネルの工法の中でもトンネル標準示方書に限界状態設計法の記載があり、信頼性設計が導入されているシールドトンネルを対象とする。

3. 対象とするシールドトンネル概要

本研究では、シールドトンネルで最も多く利用されている下水道トンネルを対象とする。概要を図-1に示す。今回は、鉄筋コンクリートによるセグメントを対象とする。本来、シールドトンネルはセグメントをA, B, Kと配置や用途を考慮して設定を行うが、今回は計算の簡略化のため、全てのセグメントを同一の形式として設定する。

下水道に用いる場合のセグメントの外径は2~4mで施工実績があるため、中央値である3mを採用する。セグ

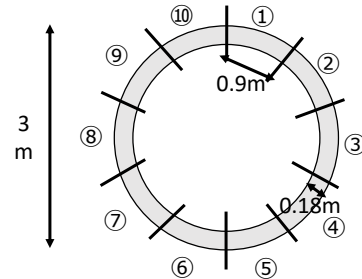


図-1 検討するシールドトンネルの概形

メントの幅、厚さ(高さ)は鉄筋コンクリートセグメントの施工実績より幅と高さの比が3~8、高さとお径の比が3~8%であるため、こちらも中央値に近いそれぞれ5, 5%を採用し、それぞれ高さ0.18m, 幅0.9mとする。また、トンネルの深さは、対象地域の地層の位置を参考に5.5mとした。

4. 耐力側の評価

せん断耐力は、トンネル標準示方書より以下の式(1)、(2)を用いて、コンクリートのせん断耐力分担分 V_{cd} [N]、せん断補強鋼材の耐力分担分 V_{sd} [N]を算出し、合計したものとする。

$$V_{cd} = \frac{\beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d}{\gamma_b} \quad (1)$$

ここで、 β_d は有効高さ、 β_p は面積、幅、有効高さ、 β_n は曲げモーメント、それぞれに応じた係数、 f_{vcd} は補正後の設計圧縮強度[N/mm²]、 b_w は腹部の幅[mm]、 d は有効高さ[mm]、 γ_b は部材係数である。

$$V_{sd} = \frac{1}{\gamma_b} \left(\frac{A_w f_{wyd} z}{S_s} \right) \quad (2)$$

ここで、 A_w はせん断補強鋼材の総断面積[mm²]、 f_{wyd} は設計降伏強度[N/mm²]、 S_s は補強鋼材の配置間隔[mm]、 z は圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離[mm]である。

曲げ耐力は、以下の式(3)を用いて計算する。

$$M_u = M_{cd} + M_{sd} + M'_{sd} \quad (3)$$

ここで、 M_{cu} 、 M_{su} 、 M'_{su} はそれぞれコンクリート、引張鉄筋、圧縮鉄筋の曲げ耐力である。それぞれの曲げ耐力は以下の式(4)、(5)、(6)を用いて算出する。

$$M_{cd} = \beta_c f_c A_c k x_0 \left(\frac{D}{2} - \frac{k x_0}{2} \right) \quad (4)$$

$$M_{sd} = f_s A_s \left(d - \frac{D}{2} \right) \quad (5)$$

$$M'_{sd} = f_s A'_s \left(\frac{D}{2} - d' \right) \quad (6)$$

ここで、 β_c は強度係数、 $f_{c(s)}$ はコンクリート、鉄筋の圧縮強度[N/mm²]、 $A_{c(s)}$ (A'_s)はコンクリート、鉄筋の断面積[mm²]、 k は剛性、 x_0 は中立軸位置[mm]、 D は鉄筋半径[mm]、 d は有効高さ[mm]である。

5. 作用側の評価

本研究で扱う作用は、常時作用である鉛直・水平土圧に加えて、変動作用である地震力の3つである。

鉛直・水平土圧は一般的な計算方法で算出する。地震力は、地下構造物の耐震設計によく用いられる応答変位法であるはり-ばねモデルを用いて考慮する。はり-ばねモデルとは、構造物の周辺地盤をばねでモデル化を行い、地震力による地盤の応答変位に地盤ばね定数を乗ずることで水平方向荷重として構造物に作用させる手法である。変位を求める方法は、単一層のみで利用されている農林水産省の土地改良事業計画設計指針「耐震設計」⁹⁾ (以下、農水省基準)と複数層についての計算が可能である次元変位地盤応答解析 SHAKE[®]の二つで行う。

(1) 農水省基準に基づく変位

まず、農水省基準による応答変位を求める計算式は以下の式(7)に示す通りである。

$$u_h(z) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (7)$$

ここで、 $u_h(z)$ は深度 z における水平方向変位[m]、 S_v は応答速度[m/s]、 T_G は表層地盤の固有周期[s]、 H は表層地盤の層厚[m]である。また、応答速度 S_v は、Kik-net から対象地域における過去 18 年間の基盤地震記録を利用し、導出する。表層地盤の固有周期 T_G は、以下の式(8)で算出する。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (8)$$

ここで、 H_i は対象層の厚さ[m]、 V_{si} は平均せん断波速度[m/s]である。

(2) SHAKEに基づく変位

次に、SHAKE による第 m 層における応答変位 u_m [m]は式(9)に示す通りである。

$$u_m(z_m, t) = E_m \cdot e^{i(k_m z + \omega t)} + F_m \cdot e^{i(k_m z - \omega t)} \quad (9)$$

ここで、 k_m は複素せん断剛性 G_m^* [kN/m²]、密度 ρ_m [kN/m³]、振動数 ω [s⁻¹]を用いて式(10)のように表される。

$$k_m^2 = \frac{\rho_m \omega^2}{G_m^*} \quad (10)$$



図-2 観測地点 (Google マップより)

また、 E_m, F_m は複素インピーダンス比 $\alpha_m = k_m G_m^* / k_{m+1} G_{m+1}^*$ を用いて、それぞれ式(11)、(12)により算出する。

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m H_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m H_m} \quad (11)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m) e^{ik_m H_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m) e^{-ik_m H_m} \quad (12)$$

式(11)、(12)を第1層から順次適用することで、各層間の影響を考慮した E_m, F_m を算出することが可能である。また、これを式(9)に用いることで、層内の深さに応じた応答変位を算出できる。 E_1 については、基盤入力加速度 $I(\omega)$ を用いて、以下の式(13)で表される。

$$E_1 = \frac{1}{E_n + F_n} \left(-\frac{1}{\omega^2} \right) I(\omega) \quad (13)$$

さらに、複素せん断剛性 G_m^* 、密度 ρ_m については、対象地域のボーリングデータを参照し、振動数 ω は、農水省基準と同様に対象地域における基盤地震記録を利用する。以上の手順を踏み、SHAKE による応答変位の導出を行う。

(3) 地震の水平方向荷重

農水省基準、SHAKE のそれぞれで応答変位を導出する。それを用いて、式(13)から地震時の水平荷重を算出する。

$$P(z) = K_H \{u_h(z) - u_h(z_B)\} \quad (13)$$

ここで、 $u_h(z_B)$ は基盤面の水平方向変位、 K_H は地盤ばね定数[kN/m³]であり、後述する対象地域のボーリングデータのN値を用いて算出する。

6. 対象地域

前項を踏まえて、地震力を考慮するためには地盤条件を設定する必要がある。そこで、対象地域を設定し、そこにシールドトンネルを作成すると仮定し、計算を行う。よって、対象地域は、過去の地震記録と地盤データの二つを入手できる場所であることが必要となる。そのため、Kik-netの観測地点一覧を参照し、その付近の地盤データが自治体より入手できる神奈川県を対象とした。Kik-netの観測地点を図-2の赤のマークに示す。また、ボーリングの観測地点は図-2における神奈川県立四季の森公園である。ボーリングデータの一部を図-3に示す。ボーリングデータには、層厚、土質区分、N値

が明示されているが、SHAKE に必要となる密度が与えられていない。そこで、密度については、表-1 に示すように道路橋示方書⁷⁾の土質区分ごとの単位体積重量を参考に値を設定した。また、農水省基準とSHAKE に利用する平均せん断波速度 V_s 、初期せん断剛性 G_0 はN値から算出しており、それぞれ表-1 に示す。ただし、表-1 はばらつきを考慮する前の参考値である。

7. 信頼性指標の導出

耐力、作用それぞれでモンテカルロシミュレーション(以下、MCS)を用いて、作用が耐力を超える確率、つまり限界状態超過確率を算出し、信頼性指標を導出する。その際、耐力、作用におけるばらつきを考慮するために、耐力側(コンクリート)は正規分布、作用側(地震力)は応答速度 S_v 、振動数 ω が対数正規分布に従うと仮定し、MCSを10000回試行する。また、N値についても、計測誤差を考慮するため、信頼性設計に基づく土木構造物の性能照査ガイドライン⁸⁾を用いて変動係数を設定している。

以上より算出された限界状態超過確率を用いて、信頼性指標 β を算出する。ここで、信頼性指標 β は以下の式(14)で算出される。

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \quad (14)$$

ここで、 P_f は限界状態超過確率である。これを用いて、 β の値によるそれぞれの安全性のバランスを比較する。

8. 計算結果

概要の通り、セグメントを統一して計算を行う。本来、図-1 に示す10セグメントで計算を行うが、左右対称であるため、1から5番までのセグメントのみ計算している。

せん断、曲げのそれぞれについて鉄筋の本数と信頼性指標の関係を算出した。農水省基準による変位を用いた曲げとせん断の結果を図-4、図-5、SHAKEによる変位を用いた曲げの結果を図-6 に示す。

(1) 農水省基準による信頼性指標

農水省基準における曲げの信頼性指標は、図-4 に示すようにセグメント2番、3番、4番、5番が低く、一方で、1番が高い指標となっている。これは、1番は他よりも分担深さが小さい、かつ層上部に近いので、相対変位が小さくなり、曲げも小さくなっていると考えられる。また、2番、3番、4番、5番の中でも、2番、5番は比較的信頼性指標が高い。これは、深さ方向の変位の変化が他よりも小さいことが影響していると考えられる。一方で、せん断における信頼性指標については、図-5 に示すようにセグメント2番と5番、3番と4番のそれぞれが同じような信頼性指標となり、セグメント1番の

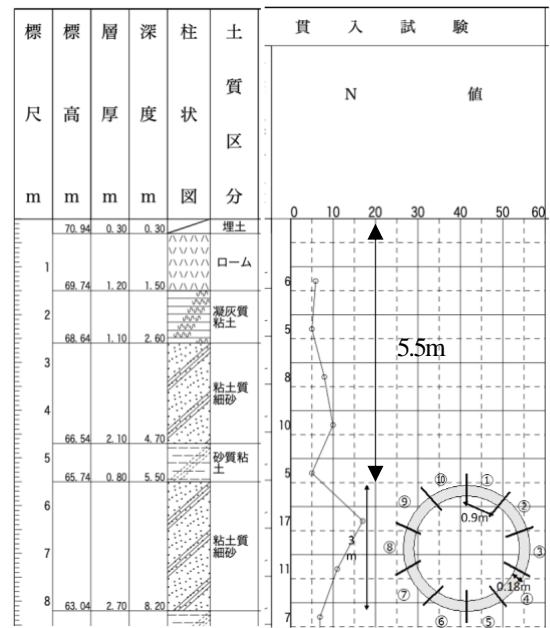


図-3 地盤柱状図の一部

表-1 土質分類ごとの単位体積重量 γ_t 、 V_s 、 G_0

層	土質分類	γ_t [kN/m ³]	V_s [m/s]	G_0 [kN/m ²]
1	関東ローム	1.35	138	25803
2	粘性土	1.5	168	42556
3	細砂	1.95	126	31152
4	シルト	1.7	174	51658
5	細砂	1.95	136	35905
6	シルト	1.7	170	49026
7	粘性土	1.5	192	55550
8	粘性土	1.5	194	56336

み、信頼性指標が大きくなる。これは、セグメント2番、3番、4番は、分担深さが大きく、相対変位も大きくなる。そのため、信頼性指標が小さいと考えられる。また、セグメント3番、4番は深さに対して変位の変化が大きく、相対変位が大きくなり、信頼性指標が小さくなっていると考えられる。よって、以上の二つの要因が重なる3番、4番が突出して指標が小さくなったと考える。

(2) SHAKEによる信頼性指標

SHAKEにおける曲げの信頼性指標は、図-6 に示すようにセグメント3番の信頼性指標が最も低い値で、セグメント4番、2番、5番と低い順で続いている。セグメント1番は破壊確率がほぼ0になった。これは、セグメント3番が分担する深さが最も大きいことによるものであると考える。一方で、セグメント2番、4番については分担深さが同じであるため、深さによる変位の大きさの違いによるものだと考える。一方で、せん断における信頼性指標については、どのセグメントでも破壊確

率が0となる結果になった。これは、農水省基準よりも全体的に相対変位が小さいことが原因であると考えられる。

(3) 変位の導出方法による比較

農水省基準とSHAKEにおける曲げ、せん断の信頼性指標を比較する。曲げ、せん断共に、SHAKEの方が信頼性指標が非常に高い。これは、地盤構造物の安定性が高いことを表している一方で、農水省基準が極端に安全側に設計を行っていることも示している。ここに設計指針における緩和を行うことができると考える。

また、セグメント1番の曲げの信頼性指標のように、農水省基準では、基盤面における変位を0とし、地表面に向かってcosカーブを描くと仮定しているため、地表面付近では深さによる変位の変化が小さく、基盤面に近づくほど変位の変化が大きくなることで、過小評価や過大評価をしてしまう可能性がある。

一方で、共通点としてどちらの手法でもセグメント3番、4番での信頼性指標が低いため、シールドトンネル中心部で被害の確率が非常に高いことがわかる。よって、安定性を高めるためには中心部の耐力を高めることが重要である。

9. おわりに

本研究では曲げ、せん断それぞれの信頼性指標を明示した。それにより、曲げについては変位の導出手法の違いを確認し、考察を行うことができた。せん断については、破壊確率が曲げと比較して小さく、他のコンクリート構造物の設計指針である曲げよりもせん断を安全側に設計することに沿った結果となった。しかし、それにより、せん断の評価に過大な安全性を持たせている可能性がある。さらに、実現象として継手部分などで被害が生じることが多いが、本研究ではそうした計算まで至っていない。以上を踏まえて、今後は継手部分の曲げ、せん断の伝達にも着目し、せん断における適切な安全性を考慮した信頼性設計を行うことが必要だと考える。

また、レベル2信頼性設計の導入がなされていない開削工法、山岳工法などでも検討し、工法による違いや信頼性設計を用いることの妥当性を検証する。

参考文献

- 1) International Organization for Standardization : ISO2394 : 2015- General principles on reliability for structures, 2015年
- 2) 国土交通省 : 土木・建築にかかる設計の基本, 2002年
- 3) 土木学会 : トンネル標準示方書[共通編]・同解説[シールド工法編]・同解説, 2016年
- 4) 吉本正浩, 阿南健一ら : 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, 255-274, 2004年6月

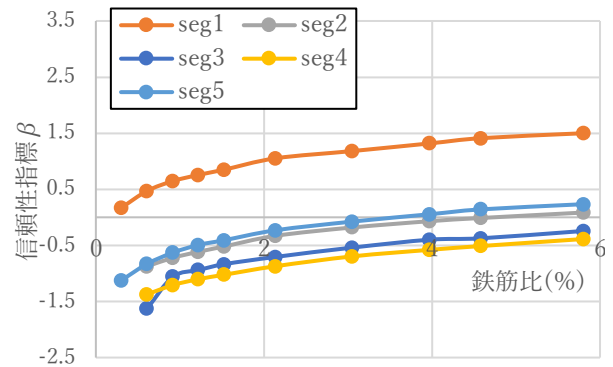


図-4 曲げにおける信頼性指標 (農水省基準)

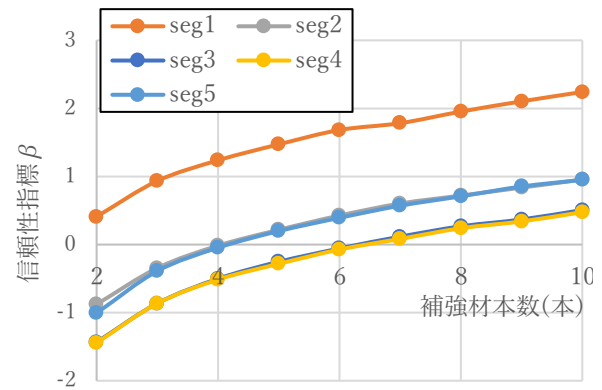


図-5 せん断における信頼性指標 (農水省基準)

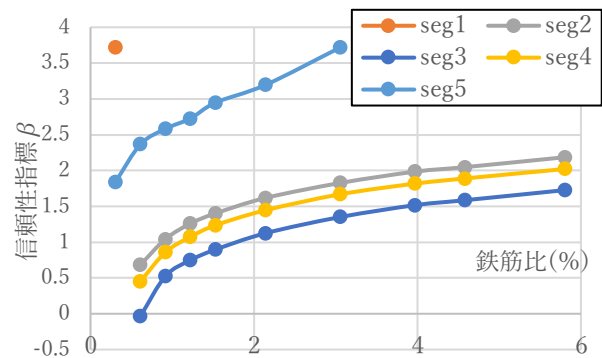


図-6 曲げにおける信頼性指標 (SHAKE)

- 5) 農林水産省 : 土地改良事業計画設計指針「耐震設計」, 2015年2月
- 6) P.B.Schnabel, John Lysmer, H.Bolton Seed : SHAKE - Acomputer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, University of California, Report No.EERC 71-12, 1972年12月
- 7) 日本道路協会 : 道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説, 1990年
- 8) 土木学会 : 信頼性設計法に基づく土木構造物の性能照査ガイドライン, 2018年10月