

大規模地震を想定したシールドトンネル横断方向断面力の試算方法

鹿島建設(株) 正会員 ○永谷 英基
 鹿島建設(株) 正会員 山田 岳峰
 鹿島建設(株) 正会員 五十嵐寛昌
 東京工業大学 正会員 高橋 章浩

1. まえがき

トンネルの大断面・特殊断面化や大規模地震動の考慮により、トンネル横断方向の耐震検討が重要視されている。しかしながら、そのような条件下でのトンネル挙動が解明されていないことから、検討結果の妥当性が問題になることが多い。そこで、著者らは、様々な形状のトンネルについて、地盤が大変位の繰返しせん断を受けたときの応答特性を実験的に確認¹⁾するとともに、既往設計法の適用性について検証を行っている。今回、各種基準²⁾に盛り込まれている「曲がりばり理論」を応用した円形トンネル横断方向の地震時断面力計算法の妥当性について検証を行ったので報告する。

2. 円形トンネル横断方向の耐震計算法の概要

基準類に盛り込まれている「曲がりばり理論」を応用した円形トンネル横断方向のトンネル断面力算定式は、通常、1次モードの地震時地盤変位を考慮しており、詳しくは関連基準²⁾を参照されたい。ここでは、同様な過程で導出される単純せん断時の断面力算定式を以下に示す³⁾。(1)式に示すように、断面力の算定には、トンネルの弾性係数、断面寸法その他、トンネル上・下端位置での地盤の水平相対変位U、地盤のせん断弾性係数G、ポアソン比が必要となる。従って、大規模地震を想定するときには、トンネル諸量はもちろんのこと、U、G、を適切に設定することが必要である。しかしながら、これらについて定められた方法はなく、通常、UについてはSHAKE等の地震応答解析結果、Gについては地盤の動弾性係数G_dあるいは変形係数G_v、については土質ごとの既往採用値が用いられるが、この場合、断面力が過大評価されるとの指摘もある。

$$\begin{aligned}
 M &= -\frac{3}{2} U \cdot E \cdot A \cdot \kappa \cdot C \cdot \sin(2\theta) \\
 Q &= -\frac{3U \cdot E \cdot A \cdot \kappa}{R} \cdot C \cdot \cos(2\theta) \\
 N &= -\frac{3U \cdot E \cdot A \cdot \kappa}{R} \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{(1-3\kappa) \cdot (\beta_2 + \beta_2')}{6 + \kappa \cdot (\beta_2 + \beta_2')} \right\} \cdot C \cdot \sin(2\theta)
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

M: 曲げモーメント Q: せん断力 N: 軸力
 U: トンネル位置での地盤の水平相対変位
 E, A, R, κ: トンネルの弾性係数, 断面積, 半径, 断面形状係数
 θ: トンネル中心と天端部を結んだ基線から右回りを正とした角度
 C, β₂, β₂': 地盤のせん断弾性係数Gに依存する係数

3. 実験結果

アルミ製の円形トンネルを配する密な豊浦砂乾燥地盤を、図-1に示すように50Gの遠心加速度場で単純せん断モードで繰返しせん断した時に、トンネルに発生する曲げモーメントおよび軸力の分布を図-2に示す¹⁾。ここで、曲げモーメントおよび軸力は、トンネル躯体表面に貼付したひずみ計測値から計算で求めており、1G場での値に換算している。実験地盤の繰返し単純せん断状態のせん断弾性係数G～せん断ひずみの関係は、図-3に示すように清田らの研究⁴⁾で確認されている。

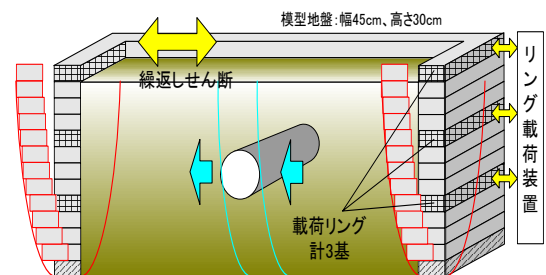


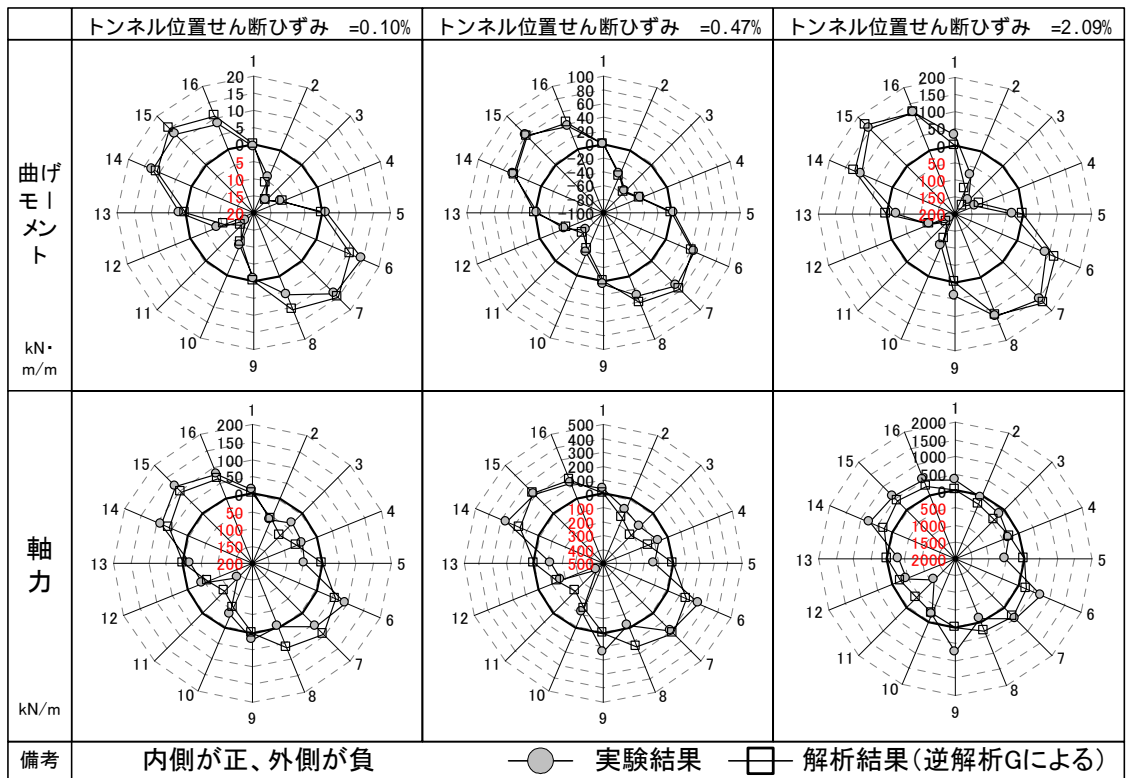
図-1 静的せん断土槽実験概要

キーワード：シールドトンネル、耐震設計、応答変位法、大規模地震

連絡先：鹿島技術研究所 〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1 Tel(0424)89-7067 FAX(0424)89-7034

4. 計算結果

本検討では、(1)式を用いて、各載荷ステップごとに実験から得られた平均最大曲げモーメントと合致するようにGを逆解析し、その断面力分布を実験結果と比較した。また、繰返し単純せん断状態の豊浦砂のG～関係と逆算したGおよびトンネル



周辺地盤のせん断ひずみ ($\gamma = U_t/h$, U_t : トンネル上・下端間相対水平変位、 h : トンネル高さ) の関係を比較した。なお、計算に用いた諸定数は次の通りである。トンネルに関する諸定数は、実験に用いたトンネル寸法その他、 E はアルミの弾性係数を用いた。 U は U_t とし、別途実施した矩形トンネルの当該変位計測値から推定した。 ν は 0.23 ($K_0=1-\sin \nu' = \nu'/(1-\nu')$ で $\nu'=45^\circ$ を考慮) とした。

解析結果を図-2、図-3に示す。図-2から、曲げモーメント、軸力ともに、実験結果と計算結果は値およびその分布とも良好に一致することが分かる。また、逆解析で求めたGは、トンネル中心位置の鉛直有効上載圧 ν' で整理したG～関係と概ね一致することが分かる。

以上から、「曲がりばり理論」を応用した円形トンネル横断方向の地震時断面力計算法について、本稿に示す比較的単純な実験条件では、計算法の妥当性が確認できる。また、大規模地震時のように地盤が強非線形となる場合においても、 U をトンネル上・下端間相対水平変位とし、地盤のせん断弾性係数Gを、トンネル中心深度相当の上載圧を考慮したG～関係からひずみレベルに応じた設定を行えば、「曲がりばり」理論を応用した(1)式等の断面力算定式により、トンネル断面力を適切に評価できると考えられる。

【参考文献】

- 1) T. Yamada, H. Nagatani, H. Igarashi, A. Takahashi : Centrifuge model tests on circular and rectangular tunnels in large earthquake-induced Ground deformation, 4th International Symposium on Geotechnical Aspects of Under Ground Construction in Soft Ground (IS Toulouse 2002)に投稿中
- 2) 例えば「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」、「下水道施設の耐震対策指針と解説 - 1997年版 -」など
- 3) 建設省土木研究所地震防災部耐震設計課他：「地下空間の建設技術の開発に関する研究 - 地下構造物の耐震設計技術の開発に関する平成2年度共同研究報告書」, 1991年
- 4) 清田芳治、田村英雄：繰返しせん断力を受ける砂の動的変形特性に関する研究, Vol. 39, pp. 207~214, 鹿島技術研究所年報, 1991.

図-2 断面力分布図

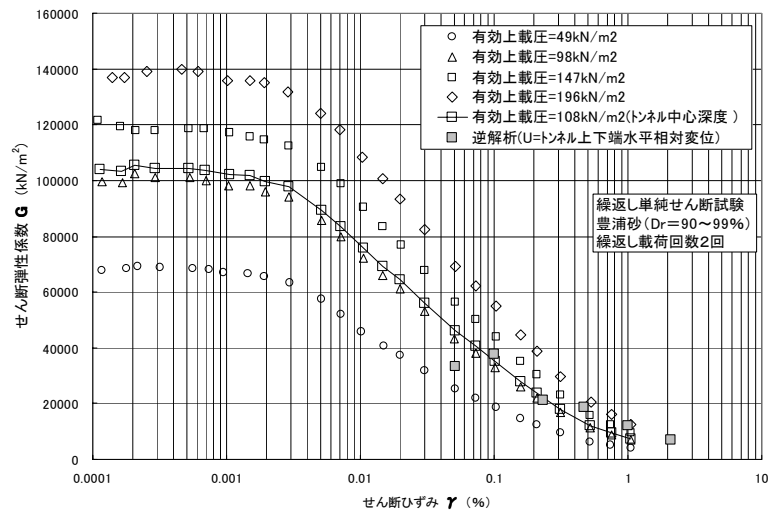


図-3 地盤のせん断弾性係数G～せん断ひずみ