

大断面偏平トンネルの周辺地山の力学的挙動について

九州大学工学部 正 員 江崎哲郎 蔣 宇静

学生員○山下由紀 阿部浩二 末松史朗

1. はじめに

道路トンネルの断面は、昨今の社会情勢へ対応した土木技術の進歩の結果、着実に大型化してきた。社会情勢の変化により、第二東名・名神高速道路におけるトンネルをはじめ、3車線断面の道路トンネルが計画される例も多くなり、その結果、大断面トンネルの技術的、経済的対応が強く迫られている。

大断面偏平トンネルは偏平な形状のため、円形断面や従来の2車線トンネルの場合に比べて掘削後の応力がトンネルの周りに大きく集中するので、周辺岩盤の塑性化に伴う圧力や大変形がトンネルに生じる可能性が高い。

本研究は、大断面偏平トンネルの周辺地山の力学的挙動を、円形断面および2車線標準断面の場合と比較検討しながら解明し、トンネル安定性における支保の補強効果と合理的な設計について検討を行う。

2. 解析方法の概要

解析法は大変形差分解析法¹⁾(FLACコード)を用いて、円形トンネル(直径10.6m)、2車線トンネル(日本道路公団の設計要領²⁾で2級A・Bの標準断面)および大断面偏平トンネル³⁾(Fig.1に示す)について弾性解析を行い、断面形状の偏平率と周辺応力の集中との関係を調べる。

次に、大断面偏平トンネルについて、周辺の岩盤の塑性化と変形挙動を検討する。岩盤は、Mohr-Coulombの破壊規準に従い、ピーク後はひずみ軟化挙動を呈するとする。応力ピーク時のひずみ0.56%を限界ひずみとし、ひずみ軟化が終了して塑性流動状態に入る時の塑性せん断ひずみを5.0%、残留強度をピーク強度の50%とした。地山の物性値はTable 1に示す。引張強度は、一軸圧縮強度の1/10とする。支保工として、Table 2に示す物性値のロックボルト、吹き付けコンクリートを用いる。ロックボルトの長さは6m、ライニング厚さは二次覆工も考慮して40cmとする。支保部材の打設時期は、切羽の進行に伴う先行変位の発生と切羽面から打設までの時間的遅れを初期状態から30%の応力開放により考慮する。トンネルの深さは、地表からスプリングラインまで50m、100m、150mで解析を行う。

3. 解析結果と考察

(1) 断面形状の偏平率と応力集中との関係

Fig.2はトンネル壁面における最大主応力比(掘削時における最大主応力 σ_1 /初期地山応力 P_0)の分布を示す。

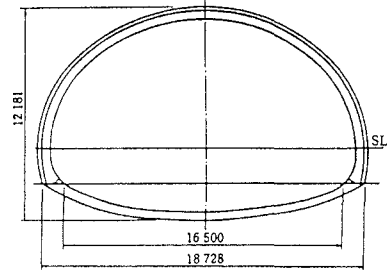


Fig.1 The cross section planned to SHIMIZU-DAISAN tunnel³⁾.

Table 1 Mechanical properties of rock mass.

Elastic Young's modulus (MPa)	500
Poisson's ratio (—)	0.35
Mass density (kN/m ³)	24
Cohesion (MPa)	0.9
Angle of internal friction (°)	25
Dilation angle (°)	20

Table 2a Mechanical properties of concrete.

Cross-sectional area (m ²)	0.4
Young's modulus (MPa)	2.571×10^4
Second moment of area (m ⁴)	5.33×10^{-3}
Maximum of plastic moment (Nm)	7.8×10^5

Table 2b Mechanical properties of rockbolt (SD30-D29).

Cross-sectional area (m ²)	642.4×10^{-6}
Young's modulus (MPa)	2.1×10^5
Tensile yield strength (MN)	0.193
Bond strength of grout (MPa/m)	0.256
Bond stiffness of grout (MPa)	1.7×10^4

最大主応力比は円形断面に比べて標準断面および大断面の場合では脚部(標準断面では $\theta = -19.31^\circ$ 、大断面では $\theta = -7.61^\circ$ 、ここに θ はスプリングラインから反時計回りを+、時計回りを-とする。)付近にピークが見られ、特に大断面の場合、初期応力の3倍以上の応力集中が発生した。また、壁面に鋭いピークが現れることから、応力が局部に集中していることが分かる。

(2) 周辺岩盤の弾塑性的挙動

深さ150mにおける大断面偏平トンネルの壁面付近の塑性領域をFig.3 (No support)に示す。解析を続けていくと天端は破壊していき連続体を維持できなくなるため、塑性領域の発生が落ちついた状態になるまで解析を行った。天端、脚部、側壁でわずかに引張破壊が生じ、塑性領域

が1.0にまで達した。この塑性領域を抑えるために支保を用いた解析を行った。

支保パターンは、ロックボルトの打設位置を変えた2ケースを考える。Case 1は、第二東名・名神高速道路トンネルの地山等級CIIの標準支保パターン（案）³⁾を用い、ロックボルトの打設間隔が周方向1.2m、延長方向1.2mである。また、Case 2は、脚部付近にロックボルト1本、天端部に4本、壁面下部に4本を追加し、脚部、天端部、壁面下部付近のロックボルトの支保面積をCase 1の場合の78.5%、50%、50%とする。無支保、Case 1およびCase 2の塑性領域図、変位ベクトル図をFig. 3, Fig. 4に示す。また、トンネル断面对称軸上の天端と下部の間に生じる最大壁面ひずみとトンネルの深さの関係をFig. 5に示す。Case 1の場合、最大壁面ひずみは岩盤の限界ひずみをやや越えるが、支保効果により無支保の場合の8%から1.3%に低下させ、側壁部の塑性領域も減少した。しかし、このCase 1では脚部付近にロックボルト長の約75%にあたる塑性領域がまだ残る。さらに、塑性領域の発生と天端部・下部の変位量を抑えるために、Case 2の支保パターンを用いた。しかし、トンネル壁面ひずみ、塑性領域に対してCase 1以上の効果が見られなかった。これは、ロックボルトと岩盤の間に発生したせん断力がグラウトの付着強度を上回り、ロックボルトの付着が破壊し、それ以上の支保効果が期待できないためと考えられる。

4. おわりに

本研究では、大断面偏平トンネルの周辺地山の力学的挙動を数値解析により調べた。大断面偏平トンネルは、脚部では初期地山応力の3倍以上の最大主応力が作用するため、脚部の支持力がトンネルの安定性において重要であることが分かった。無支保の場合、側壁と脚部では大きな塑性領域が生じ、壁面がトンネル内に押し出してくるのに対して、Case 1の支保パターンでは、脚部の塑性領域を十分に抑制することは出来ないものの、側壁の塑性領域と天端部、下部の変位量の抑制に有効であった。

また、それ以上にロックボルトを増やしても期待する程の支保効果は上がらなかった。今後は、大断面偏平トンネルにおいて掘削過程（中壁分割工法、上半先進工法）を考慮した解析を行い、トンネルの安定性を評価していく予定である。

参考文献

- 1) 中川光雄・蔣宇静・江崎哲郎・阿部浩二：軟岩トンネルにおける大変形解析法の適用について、第26回岩盤力学シンポジウム論文集，pp. 515～519，1995。
- 2) 日本道路公団：設計要領，第三集，第9編トンネル，pp. 16，1985。
- 3) 三浦 克：大断面道路トンネルと山岳トンネル工法の現状と課題，土木学会論文集，No. 516/VI-27，pp. 1～13，1995。

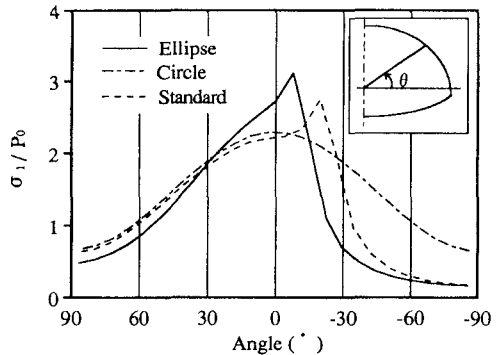


Fig. 2 Distribution of the ratio of maximum principal stress to in-situ stress on tunnel wall.

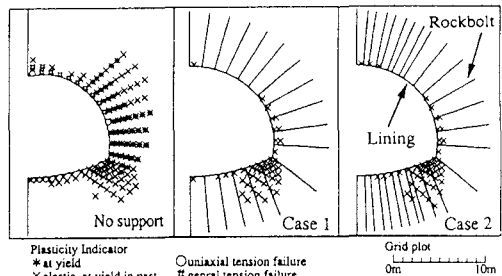


Fig. 3 Plastic zone obtained by FLAC analysis.

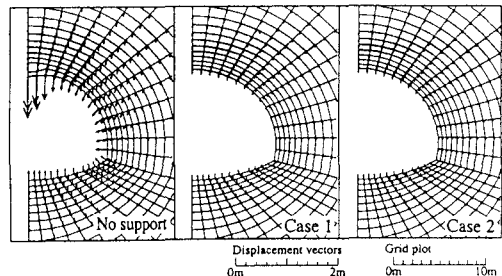


Fig. 4 Deformation vectors in three cases of analysis.

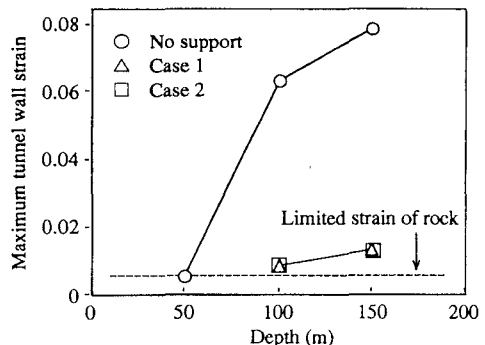


Fig. 5 Effect of depth on maximum tunnel wall strain according to bolting patterns.