

トンネル挙動予測に用いる入力定数の 一提案と実測値との比較

鶴来克俊¹・道廣一利²・吉岡尚也³

¹学生会員 摂南大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻 (〒572-8508 大阪府寝屋川市池田中町 17-8)

email:04m206tk@edu.setsunan.ac.jp

²正会員 摂南大学 工学部 (〒572-8508 大阪府寝屋川市池田中町 17-8)

³正会員 大阪工業大学短期大学部 (〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮 5-16-1)

近年 ISO により岩盤分類の規格化が進められ、「岩盤分類基準化委員会」において「岩盤の工学的分類方法」が策定された。この流れを受け、解析に必要な入力定数を簡便に設定し、FEM 解析などを用いてトンネル挙動を予測することは有意義であると思われる。

本研究では、規格化の流れに基づいて提案した入力定数について述べるとともに提案した入力定数の妥当性を検討した。解析対象にはいろいろな地山内に掘削された道路トンネルの変位計測事例を用いた。それらを 3 次元 FEM 解析することで得られた数値解析結果と変位計測値とを比較し、提案した入力定数の妥当性を検討した。

Key Words : tunnel behaviors, FEM analysis, input data, convergence measurements

1. 序 文

トンネルを施工する前には、調査結果に基づいて地山評価を行い、断面形状や支保工などについて当初設計が行われる。しかしながら、複雑な地盤状況が予測されるトンネルにおいては、当初想定した地山条件での予測と施工中の地山観測結果および計測結果が整合しない場合がある。このような状況下では、FEM 解析などを用いて挙動を予測することは有意義である。しかし、解析を行うには対象となる地山に応じた入力定数を設定することが重要である。このような入力定数の設定は、原位置試験や室内試験を行うことで決定することが可能である。しかしながら、トンネル施工の実体を考慮すると原位置試験を行うことは容易ではない。また、不連続面を有する地山の状態を反映した値を室内試験から得るためには、相当な困難を伴うことが考えられる。このような観点から、解析に必要な入力定数を適切に設定するための指標があると便利である。

本研究は、ダム現場における平板載荷試験から得た変形係数と田中の分類¹⁾との関係により整理されたデータ²⁾を利用し、トンネル挙動を数値解析的に予測するための入力定数の提案を行った。そして、提案した

入力定数の妥当性を検討するため、変位計測結果と数値解析結果の比較を行った。

2. 岩盤の工学的分類方法に基づいた入力定数

(1) 岩盤の工学的分類方法の概要

ヨーロッパを中心に岩盤分類を規格化しようとする流れがあり、わが国においてもこれらの流れを受けて岩盤分類基準化委員会が設置され、「岩盤の工学的分類方法」³⁾が策定された。岩盤の工学的分類方法とは、調査・試験結果に基づき岩盤を大分類・中分類・小分類および細分類する方法である。

大分類は、一軸圧縮強さにより岩盤を硬岩系岩盤および軟岩系岩盤に分けるもので、岩盤の工学的分類方法では、岩盤を硬岩系と軟岩系に分ける一軸圧縮強さは 25MN/m^2 である。風化した岩石の場合には、岩石の新鮮な状態（風化していない状態）に対して想定される一軸圧縮強さで区分される³⁾。しかし風化する前の一軸圧縮強度を推定することは困難であるため、岩石名などから判断する必要がある。

(2) 入力定数の一提案

岩盤の工学的分類方法に基づいた入力定数の提案を行うために、ダム基礎岩盤で行われた平板载荷試験データを利用した。表-1は各地山等級の信頼区間を示したものである⁴⁾。

まず、表-1に示した関係を岩盤の工学的分類方法に対応させるために、岩盤の工学的分類方法において菊池の分類⁵⁾との関係が示されている点³⁾に着目した。ここではその関係に一部修正を加えたものを図-1に示す。このとき硬質岩を実線、中硬質岩を破線、軟質岩を点線で示した。ただし、硬質岩と中硬質岩を硬岩系岩盤、軟質岩を軟岩系岩盤とみなし、岩盤等級はダッシュ表記で差別化した。修正点は縦軸の岩盤の強さ区分と横軸の不連続面の間隔区分を対数で示し、軟岩系岩盤への拡大も意図し、岩盤の強さ区分をGの範囲まで示した。このとき硬岩系岩盤では本来区分Fは 5MN/m^2 以下と示されるところを、区分Fを $1\sim 5\text{MN/m}^2$ と設定し、 1MN/m^2 以下を区分Gとした。

つぎに、表-1に示す変形係数を図-1と対応させるには、基準となる変形係数を設定すると都合が良い。そこで岩盤の大分類は、岩石の一軸圧縮強さに基づいているため、縦軸の岩石の強さ区分に着目した。このように岩石の強さ区分のみに着目すると、区分B～区分Eは上下限ともに範囲が明確であり、この範囲内で対応が取れている岩盤等級は C_M となる。これを基準として変形係数の範囲を設定した。また、基準となる変形係数は、縦軸の岩盤の強さ区分と横軸の不連続面

地山等級	変形係数の範囲(kN/m^2)
B	$5.80 \times 10^5 \sim 1.32 \times 10^7$
C_I	$2.13 \times 10^6 \sim 3.88 \times 10^6$
C_{II}	$8.82 \times 10^5 \sim 1.28 \times 10^6$
D_I	$3.97 \times 10^5 \sim 5.53 \times 10^5$
D_{II}	$8.67 \times 10^4 \sim 2.34 \times 10^5$

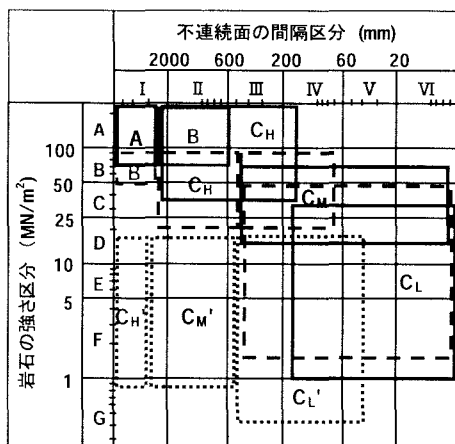


図-1 工学的分類方法と菊池の分類の関係

の間隔区分に同等の重みをもたせると、変形係数は45度の傾斜線を主軸とみなすことができる。このとき主軸の変形係数は、縦・横軸と対数オーダーを合わせるため、ルート2倍幅とした。ここで、等級 C_M の範囲に45度の傾斜線に直交する上限・下限のラインを設定し、そこから平均値を示す中央線を引いた。これを基準となる変形係数と定めれば、ダム基礎データの等級 C_M の平均値である $1.1 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ がそれに相当する。これにより工学的分類方法と変形係数の関係を図-2のように示すことができる。したがって、表-1に示す各地山等級の信頼区間と岩盤の工学的分類方法との関係は図-3のように示される。このとき岩盤として存在し得る範囲を図-1より仮定し、黒枠で示している。例えば、一軸圧縮強度が 10MN/m^2 、不連続面の間隔区分が200mmの岩盤であれば、図-3より岩盤等級は C_{II} に相当することがわかる。

以上より、岩盤の工学的分類方法に対応させた数値解析のための入力定数は表-2のようになる。粘着力C

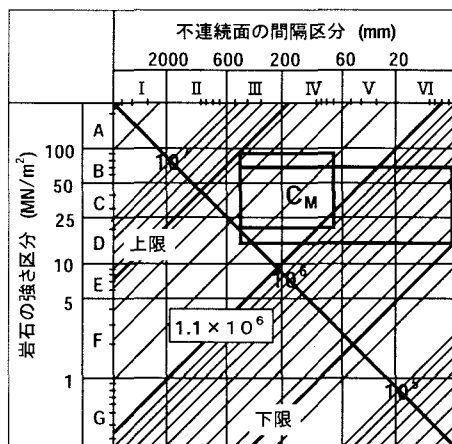


図-2 工学的分類方法と変形係数の関係

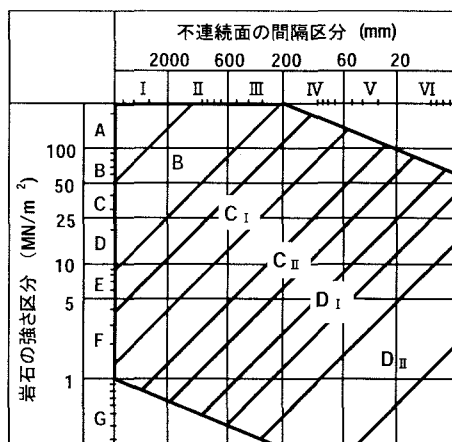


図-3 工学的分類方法と提案する入力定数の関係

および内部まっさつ角 ϕ は Bieniawski の提案値⁶⁾と対応付けを行い⁷⁾参照している。

3. 実測値と解析値の比較

(1) 解析概要

提案した入力定数を実用化するためには、解析値が実施工の変位をよく反映したものであることを確認しておく必要がある。そこで、実施工で得られた変位計測結果と数値解析結果との比較を行った。このとき実測値に対し、解析値が10%以内に収まれば、実測値と解析値が一致したものとする。トンネルの変位計測事例は、様々な地山内に掘削された道路トンネルを対象とし、実施工の文献に記述されている当初設計と実施設計などから地山等級を再検討し、それに見合う変形係数を用いた3次元FEM解析を行った。

解析に用いたモデルの一例を図-4に示す。モデルの解析領域はトンネル上方および下方、切羽断面前方および後方、トンネル側壁部より側方をそれぞれ50mとした。境界条件はモデル上面を自由境界とし、他の面をローラー境界とした。トンネル断面については文献の記述内容を参考にした。土かぶり圧は、解析モデル上面に載荷重をかけることで再現した。地山はソリッド要素、支保工は吹付けコンクリートのみとし、これをシェル要素として扱った。なお、吹付けコンクリートの入力定数については土屋の値⁸⁾を用いた。

(2) 実施工データについて

解析に用いた実施工例には、近畿自動車道紀勢線島田トンネル⁹⁾および上信越自動車道堀越第二トンネル¹⁰⁾を対象とした。これらの工区はいずれも NATM により施工された道路トンネルである。

島田トンネルの地質構造は、古第三紀四万十累帯音無川層群で、主に砂岩・頁岩の互層で形成されている。数値解析は3測点を対象とした。測点の地山等級は C_{II} (2 測点) および D_I (1 測点) であった。内空変位は最小 8mm, 最大 18mm であり、土かぶりはいずれの測点も約 65m であった。

堀越第二トンネルの地質構造は、新第三紀の堆積岩である飯山累層大川層で大部分が固結度の低い砂岩・泥岩で形成される。解析は10測点を対象とした。各測点の地山等級はいずれも D_{II} であった。内空変位は最小 40mm, 最大 110mm であり、土かぶりは 74~99m であった。

(3) 解析結果・考察

実測値との比較の一例として、島田トンネルの測点

表-2 解析に用いる主な入力定数

地山等級	変形係数の範囲(kN/m ²)	C(kN/m ²)	$\phi(^{\circ})$
B	$5.80 \times 10^6 \sim 1.32 \times 10^7$	300~400	35~45
C_I	$2.13 \times 10^6 \sim 3.88 \times 10^6$	200~300	25~35
C_{II}	$8.82 \times 10^5 \sim 1.28 \times 10^6$	150~200	20~25
D_I	$3.97 \times 10^5 \sim 5.53 \times 10^5$	100~150	15~20
D_{II}	$8.67 \times 10^4 \sim 2.34 \times 10^5$	75~100	12.5~15

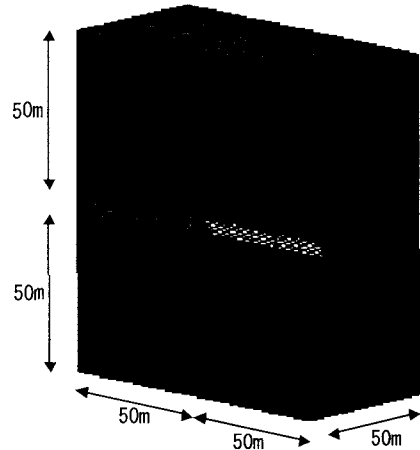


図-4 解析モデル図

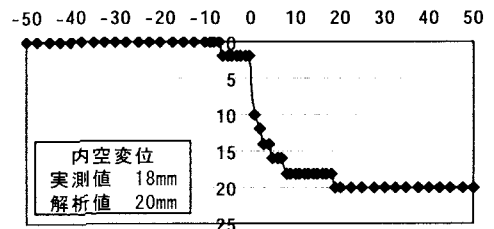


図-5 島田トンネル 測点141+67 解析結果

141+67 の結果を示す。測点 141+67 は、当初支保パターンを C_I で設計され、施工時には C_{II} に変更された地山で、そのときの最大内空変位は 18mm であった⁹⁾。測点の支保パターンは C_{II} であったため、解析はまず地山等級 C_{II} の中間値を用いて行った。そして解析による内空変位が実測値の10%内に収まるように変形係数および C , ϕ を設定した。その結果、表-2 に示す C_{II} の変形係数を $1.18 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, C を 187.5 kN/m^2 , ϕ を 24° としたとき実測値とほぼ一致した。解析結果を横軸に切羽距離、縦軸に内空変位をとって描くと図-5 のようになる。このとき横軸の 0 の点を切羽断面とし、一侧を切羽前方、+側を切羽後方とした。内空変位は、切羽前方 6m 地点から発生し、切羽後方 20m 地点で収束した。このとき最大内空変位は 20mm となった。このことにより、表-2 に示す C_{II} の入力定数は、実施工

の内空変位を反映したものである。

島田トンネルの他の2測点では、 C_1 下限に近い変形係数を用いると実測値と対応がとれた。ところで該当測点付近の弾性波速度は4.0~4.2km/sであり、等級はおおむね C_1 に該当¹¹⁾する。また、当初支保パターンは C_1 であった。つまりこの2測点は、地山等級が C_1 であるが下限に近いので、支保パターン C_{II} を用いて施工されたものと推察される。また、実施工では吹付けコンクリートの他、ロックボルト、鋼アーチ支保工が用いられているが、解析では吹付けコンクリートのみ考慮したため解析変位がやや大きくなったものと推察される。

堀越第二トンネルでは、実施パターンが D_{II} で施工されているにもかかわらず、 D_1 下限で実測値と対応がとれた測点や、 D_1 上限まで上げたとき実測値と対応がとれた測点があった。そこで堀越第二トンネルの地山分類を見直した。解析対象区間の一軸圧縮強度は3.0~6.8MN/m²で、地質は低固結の泥岩が占めている。したがって、地質の状態から不連続面の間隔を推定し、図-3から地山等級を予測すると D_1 に相当している。しかし、切羽面での一部の湧水や天端の一部抜け落ちがあったため、実施支保パターンは D_{II} に変更¹⁰⁾して施工されたものと考えられる。また、解析ではロックボルトおよび鋼アーチ支保工を考慮していないため、 D_{II} の入力定数を用いると、実測値と比較して解析値が大きくなったことも考えられる。

堀越第二トンネルの例では、実測値と比較して解析値は1ランク上の地山等級で適合する例が多かった。

4. まとめ

岩盤の工学的分類に基づきトンネル挙動予測に用いる入力定数の一提案と実測値との比較を行った。その中で岩盤の工学的分類に基づいたトンネル挙動解析に用いる入力定数を提案できた。

一方、実測値との対応がうまく取れない例があったため各地山等級の信頼区間の見直しを行う必要がある。

参考文献

- 1) 田中治雄：土木技術者のための地質学入門，山海堂，pp.34~36,1964。
- 2) 國井仁彦：物理調査法を用いた岩盤不連続面の分布特性に関する研究，学位論文，2000。
- 3) 岩盤分類基準化委員会：新規制定地盤工学会基準・同解説岩盤の工学分類方法（JGS3811-2004），2004。
- 4) 鶴来克俊，道廣一利，吉岡尚也：岩盤の工学的分類方法に対応した入力定数の提案，第40回地盤工学研究発表会，2005。
- 5) 菊池宏吉，斉藤和雄，楠建一郎：ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について，pp.20-31，1982。
- 6) Hoek, E. Kaiser, P.K. and Bawden W.F. : Support of Underground Excavations in Hard Rock, A.A.Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1995。
- 7) 吉岡尚也，畑浩二，道廣一利：トンネル支保とRMRに関する一考察，トンネルと地下，第30巻5号，pp.43-48，1999。
- 8) 土屋敦：トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究，土木工学会論文集，No.364/III-4，pp.31-40，1985。
- 9) 城戸正行，青木重人，二階堂邦彦，吉村寛：四万十帯の砂岩・頁岩互層地山における変形対策近畿自動車道紀伊線島田トンネル，トンネルと地下，第33号9号，2002。
- 10) 小林和正，緒方健治，安藤正司，野村雅明：脆弱な凝灰岩礫岩・泥岩地山を克服上信越自動車道堀越第二トンネル，トンネルと地下，第28巻2号1997。
- 11) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル，pp.69~77，1997。

PROVISION OF INPUT DATA FOR TUNNEL DESIGN AND ITS RELIABILITY

Katsutoshi TSURUKI, Kazutoshi MITIHIRO and Hisaya YOSHIOKA

With the development of sophisticated computer techniques, numerical analysis is extensively used for predicting behavior of the tunnel. However provision of reliable input data for design of structures in rock is one of the most difficult tasks facing design engineers.

In the paper, input data to predict behavior of rock mass around the tunnel have been proposed based on Method for Engineering Classification of Rock Masses. And comparison between the observed deformation and the calculated value has been carried out to examine the reliability of input data.