

(65) トンネル切羽観察に基く不連続岩盤の強度の推定

京都大学工学部 正会員 谷 本 親 伯

摂南大学工学部 " 道 広 一 利

俣 大 林 組 " 藤 原 紀 夫

" " ○ 吉 岡 尚 也

" " 畑 浩 二

1. はじめに

トンネル工事における地山分類は、地山の性質を等級に分類し、そのおののの地質に対応した合理的な設計・施工を行なうことを目的としている。日本の例では、主に地山のP波速度とRQDから地山評価がなされている。そして、内空断面が標準化されているトンネルでは、地山分類に応じた標準支保パターンが決められている。しかしながら、トンネルは線形構造物であるため、事前調査から得られる地質情報の量と質には限界がある。そのため、事前に得られた情報と施工中の切羽観察から得られる情報との間には、しばしば食い違いが生じ、当初設計が変更されることがある。

近年、大半のトンネルは吹付コンクリートとロックボルトを主たる支保部材とする、いわゆるNATMによって施工されている。しかも、計測が行なわれるようになったため、掘削に伴うトンネルの変形・挙動が把握しやすくなったと言える。しかし、現場計測工法とも言えるNATMにおいて、計測値のもつ意味が具体的に解釈され、次段階の施工に反映されたか、あるいは当初設計がどの程度妥当なものであったかの評価にまで結びついていないように思える。

谷本ら(1987)は、トンネル切羽がコンバージェンスによる計測点から0.3D進行した時点での内空変位の変化率から最終変形量と支保工荷重を推定できることを提案している。ここに提案したトンネル岩盤分類では、最終変形量と支保工荷重との関係に幅をもたせて分類がなされているが、同じ分類内に属する場合でも支保工荷重の最小化が図られる施工がなされるよう工夫すべきである。谷本らの岩盤分類を利用する上での利点は、トンネル現場計測において最も簡便なコンバージェンス測定を実施すればよいことであろう。

ところで、最も簡便なコンバージェンス測定は、通常30mピッチで行なわれるが、トンネルの切羽観察はどの現場でも毎日行なっている。この切羽観察記録からプロジェクトの対象となる原位置岩盤強度が何らかの形で推定でき、しかも最小の支保工荷重で新たな釣り合いが得られる実施設計がなされるならば、トンネル技術者にとって好都合である。

ディスコードルら(1977)は、不連続岩盤内のトンネル変形挙動について、同じキレツ状態であっても、トンネルの寸法によって変形量や岩盤強度が異なることを定性的に説明している。ここでは、トンネルの切羽観察から原位置岩盤強度が求められることを提案する。

2. バートンらのQ値とフックらのm, sとの関係

国内外には、いくつかの岩盤分類があるが、特にバートンらのNGI法に関心が持たれているようである。バートンらはセシルがまとめた約200ヶ所の工事経歴を詳細に解析し、6個のパラメータを用いたトンネルの安定度を示す指数Qを提案した(1974)。それは次式で表わされる。

$$Q = RQD / J_n \cdot J_r / J_a \cdot J_w / SRF \quad (1)$$

ここに、RQD：ディアの提案による岩盤良好度、 J_n ：不連続面系の数を表すパラメータ、 J_r ：不連続面系の粗さを表すパラメータ、 J_a ：充てん物および不連続面壁の岩の性質を表すパラメータ、 J_w ：不連続面の水の状態を表すパラメータ、SRF：不連続面の応力減少状態を表すパラメータである。

我が国では、6個のパラメータに含まれている多くの情報が複雑であるため、パートンらのQ値による分類が実用に供しにくいとの意見もあるようである。しかし、解析の基礎となった工事事例数の質と量を考えれば、Q値の利用価値は高いものと思われる。

谷本は、パートンとともに日本のトンネル現場にQ値を適用したところ、一度試みると非常に簡便で、日本の地質についても妥当な結果を与えたことを確認している。ついでながら、現在硬岩地山に施工中のハイウェイ・トンネル現場において、支保工パターンを考える上でこのQ値を参考に行っていることも記述しておきたい。

ところで、トンネルの力学的安定性は、インタクト・ロックから非常にキレツの多い岩盤に至るまでの異なった系の挙動を考慮しなければならない。インタクト・ロックの供試体は採取が容易であり、いろいろな条件の下での試験を行なえるが、供試体に不連続面を含む場合には試験そのものが難しくなる。フックらは、多数の岩石や岩盤について行なった実験結果と経験に基いて不連続岩盤の破壊式を

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3' + s \cdot \sigma_c^2\}^{1/2} \quad (2)$$

で提案した(1980)。ここに、 σ_1' および σ_3' は破壊時の最大および最小主応力で、 σ_c はインタクト・ロックの一軸圧縮強度である。また、 m および s は岩盤から定まる定数である。

材料定数 m および s と Q 値との間にはそれぞれ図-1、図-2 に示される関係を見出すことができる。したがって、 m および s はトンネルの切羽観察から Q 値が求まれば、図-1 と図-2 に示した関係式から算出できる。図-1 において、① はドロマイト、石灰岩、大理石のような炭酸岩塩、② は泥岩、シルト岩、頁岩、粘板岩のような泥質岩、③ は砂岩、珪岩のような砂質岩、④ は安山岩、粗粒玄武岩、輝緑岩、流紋岩のような細粒で多数の鉱物からなる結晶質火成岩、⑤ は角閃岩、斑レイ岩、片麻岩、花崗岩、石英閃緑岩のような粗粒で多数の鉱物からなる火成岩ならびに結晶質変成岩である。

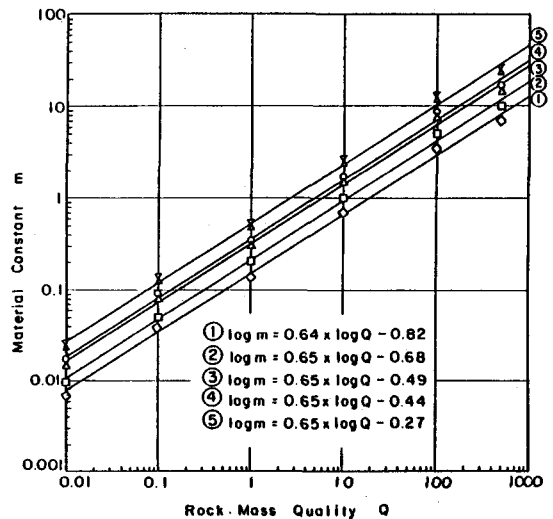


図-1 材料定数 m と Q 値との関係

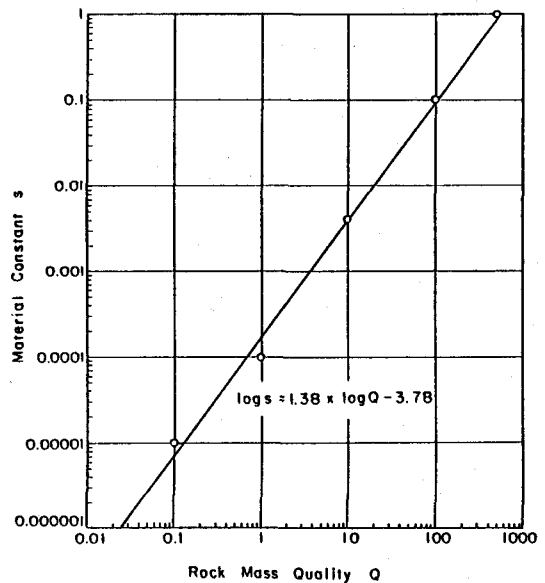


図-2 材料定数 s と Q 値との関係

3. 原位置岩盤強度の推定例

(2)式において、 σ_3' はトンネル掘削後に建込まれた支保工が発揮する内圧 P_i に等しいと見なすことができる。支保工が発揮する内圧 P_i の考え方については、谷本ら(1986)により示されているので、実施設計における支保工規模を内圧 P_i に換算するのは簡単である。それゆえ、トンネル壁面近傍の岩盤強度 σ_1' は、(2)式の σ_3' を P_i に置き換えることによって求められる。(2)式で σ_3' を 0 とおけば、 σ_1' は一軸応力状態での岩盤強度になる。

ここで、具体的な例をあげて原位置岩盤強度を評価してみる。図-3は、粘板岩地山に施工されたトンネル切羽面の写真からキレツをディジタイザーにより判読し、これを再現したものである。ところで、Q値を算出するには、 J_n を知る必要があるが、この J_n は個人的判断に影響される場合がある。そこで、人為的誤差を取り除くためには、キレツ再現図から卓越するキレツの方向をマイコンによって処理すればよい。この作業に要する時間はごくわずかである。図-3の例における J_n は、3節理系にランダムなものを伴っているので、12となる。

つぎに、 J_r については不連続面が滑らかで平坦であったため1.0とした。 J_a については、不連続面壁がわずかに変質していたことから2.0とした。また、 J_w については切羽面からの湧水が認められなかったので1.0、SRFについては σ_c/σ_1 が約60であったため1.0とした。最後に、岩盤の良好度を表すRQDは、概算式を用いて算出すると70であった。

以上より、Q値は2.9となる。したがって、(2)式における m と s は、図-1と図-2からそれぞれ0.73, 0.00072となる。一方、インタクト・ロックの σ_c は59.3MPaであった。それゆえ、一軸応力状態での岩盤強度は1.59MPaとなる。実際には、SR: H150, SC: 10cm, RB: 18本($\ell=4m$)の規模の支保が建込まれたので、これらを内圧 P_i に換算すると0.23MPaとなる。この内圧効果を考慮した岩盤強度は3.14MPaとなる。この例における岩盤強度が内圧 P_i の違いによってどのように変化するかを示したのが、図-4の②である。なお、同図には、内圧 P_i の違いが原位置岩盤にどのような影響を与えるかを他の岩種についても示している。図中のマルで囲った数字は、表-1のサイト欄の数字に対応している。

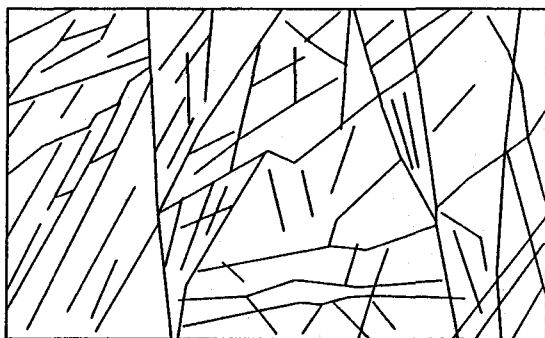


図-3 切羽面のキレツ再現図

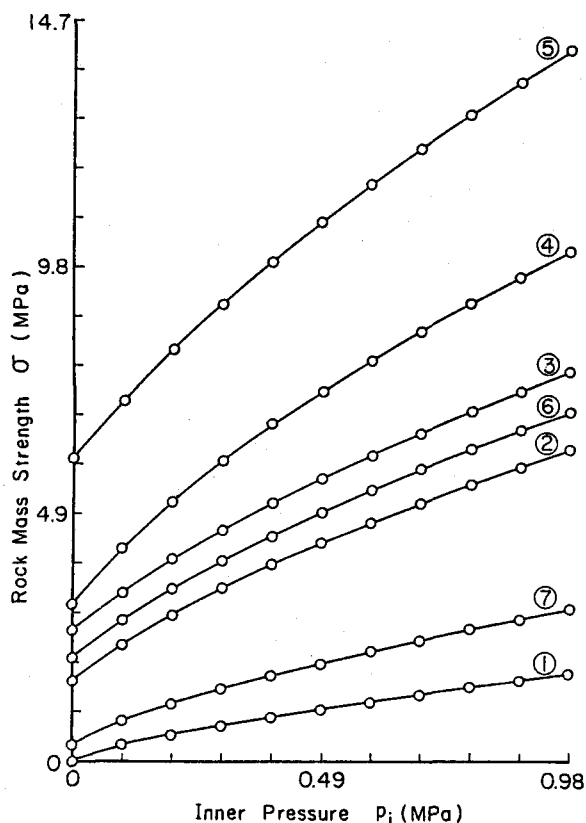


図-4 岩盤強度と内圧効果との関係

4. おわりに

トンネルに限らず土木工学で取り扱う岩盤は、非均質で不連続性を有していることは周知の事実である。インタクト・ロックの挙動に関するデータは膨大な量があるが、大規模な岩盤の挙動に関する試験データはそれほど多くはない。それゆえ、プロジェクトの対象となる原位置の岩盤強度をどのように評価するかは、多数の技術者にとって関心の深い課題である。幸い、フックら(1980)が不連続性岩盤の強度評価式として(2)式を提案しているので、トンネルの切羽観察からQ値を求めれば原位置岩盤強度が推定できることを提案した。いろいろな地山でのトンネル切羽面の観察から推定した岩盤強度を表-1に示す。インタクト・ロックの強度が大きくても、岩盤としての強度は数10分の1程度に減少している場合が認められる。

このように簡単な調査と観察から原位置岩盤強度が推定できれば、谷本ら(1986)によって示された地山支保圧力比 P_i/P_o と地山強度比 C_i との関係を利用することによって、トンネルの安定性を考える上で参考になりうることも指摘しておきたい。

今後は、Q値と m 、 s との関係から推定される岩盤強度が、現実にはどのようにになっているかを定量的に把握していきたい。

参考文献

- 1) Tanimoto, et al. (1987), Relationship between deformation and support pressure in tunnelling through overstressed rocks, ISRM, Montreal.
- 2) Discoudres, et al. (1977), Monitoring system for large underground openings - Experiences from the Grimsel-Oberaar Scheme, Int. Sympo. on Field Measurements in Rock Mech., Zurich, pp. 535-549
- 3) Barton, et al. (1974), Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, pp. 189-236
- 4) Hoek, et al. (1980), Underground Excavations in Rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London.

表-1 トンネル切羽面の観察から推定した岩盤強度

Site	Geologic Condition	Type of Support	Intact Rock σ (MPa)	In-situ Stress P_o (MPa)	Q index	Material Constant		Inner Pressure P_i (MPa)	Rock Mass σ (MPa)
						m	s		
①	Mudstone	SR. H-150 SC. 15cm RB. 4m-18 bolts	1.9	1.06	1.0	0.32	0.00017	0.23	0.60
②	Slate	"	59.3	0.83	2.9	0.42	0.00072	0.23	3.14
③	Slate	SR. H-125 SC. 10cm RB. 3m-15 bolts	59.3	1.40	5.9	6.66	0.0019	0.14	3.53
④	Sandstone	"	115.8	1.18	2.9	0.65	0.00072	0.15	4.80
⑤	Sandstone	"	115.8	1.52	7.5	1.20	0.0027	0.15	7.60
⑥	Slate/Chert Alt. Layer	"	59.3	2.94	4.2	0.53	0.0012	0.14	3.09
⑦	Limestone	SR. H-150 SC. 15cm RB. 4m-19 bolts	58.6	2.28	0.3	0.07	0.00032	0.32	1.54

(65) Estimate of Rock Mass Strength Based on Case Records in Tunnelling

By C. TANIMOTO* , K. MICHIIRO* *

T. FUJIWARA* * * , H. YOSHIOKA* * * and K. HATA* * *

* Dept. of Civil Eng., Kyoto University, Kyoto 606

* * Dept. of Civil Eng., Setsunan University, Osaka

* * * Research Institute, Ohbayashi Corporation, Tokyo

SUMMARY

Although there are plentiful data on the behaviors of intact rock specimens, not so much test data are available on the behavior of rock mass. Consequently, how to evaluate in-situ rock mass strength which would have to be considered in a construction project is of utmost interest to engineers concerned.

Hoek et al.(1980) proposed the following equation regarding failure strength of a discontinuous rock mass:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \{ m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3' + s \cdot \sigma_c^2 \}^{1/2}$$

where, m and s are material constants that can be computed if the Q -value is obtained from observation of the tunnel face. As for σ_3' , since it corresponds to the internal pressure P_i , the rock mass strength σ_1' can readily be estimated.

Table 1 gives rock mass strengths estimated from observations of tunnel faces in various rocks. Even though the strength of an intact rock specimen may be high, it can be seen that the strength as rock mass is reduced to a small fraction, about one in several tens. And then, the stability of a tunnel can be evaluated if the diagram expressing the relation of support intensity P_i/P_o and competence factor C_f proposed by Tanimoto et al.(1986) is employed.

The aim in further studies will be to grasp what kind of values actually will be obtained for in-situ rock mass strengths in contrast with those estimated from Q -values.