

地山強度とトンネル支保工との関係

吉岡尚也 藤原紀夫
畑浩二

Relationship between Rock Mass Strength and Support Load in Tunnelling

Hisaya Yoshioka Toshio Fujiwara
Koji Hata

Abstract

The most popular and practical method of measuring deformation in tunnelling is the convergence measurement. It is a simple measurement which can be made during construction and yields information on displacement of tunnel walls and changes in radial stresses corresponding to the displacements. The authors analyzed in detail the results of measurements which have been carried out in several tunnel projects, and proposed a relationship between rock mass strength and support load in tunnelling.

概要

コンバージェンスはトンネルにおいて最も簡便で実用的な計測手法である。それは施工中に簡単に実施でき、しかもトンネル壁面の变形や半径方向の応力変化に関する情報を与えてくれる。著者らは、幾つかのトンネルプロジェクトで得られた計測結果を詳細に解析し、地山の強度と支保工荷重の関係を提案した。

1. はじめに

パートンラ¹⁾は、セシル²⁾がまとめた約200箇所の地下工事経歴を詳細に解析して、トンネルの安定度を示すQ値の概念を提案した。そして、トンネルの用途に応じた支保工規模を、等価掘削寸法とQ値との関係で分類した。工事事例数の豊富さを考慮すると、不連続岩盤の地山分類としては優れたものであると思われる。

日本のトンネル工事における地山分類は、地山の弾性波速度と岩種に基づいて標準的な支保工規模が決められている。しかし、トンネルを実際に掘削してみると、事前に予測した地質と異なることが多い。テルツアギー³⁾は、トンネル工事に現場観測工法の利用を提案しており、この意味でコンバージェンスと切羽観察とから支保工荷重の最小化が図られるトンネル施工を行なうべきであると著者らは考えている。

吹付けコンクリートとロックボルトを主体とした支保

工が主流になった現在、トンネル周辺地山の強度を十分に発揮させる施工がなされるべきである。しかし、この目的を達成させるためには、トンネル掘削後に生じる変形量をコントロールしなければならないことを谷本ら^{4),5)}が提案している。谷本らの提案によると、コンバージェンス計測で観測される許容の変形量は、トンネル両側壁間の変形量と掘削径との比(すなわち $\Delta D/D$)が2%を超えてはならないとされている。

この論文では、これまでに施工されたトンネルでの観測事例を詳細に解析し、トンネル周辺の岩盤強度と支保工規模との間にどのような関係が見られるかということについて言及するものである。

2. コンバージェンスに基づく岩盤分類

トンネルにおけるコンバージェンス計測と切羽観察は、最も簡便で実用的なモニタリング手法と言える。これらのモニタリング手法を有効に利用することによって、支

Class	Support Load	Initial Deformation Rate (mm/0.3D)	Observed Deformation $\Delta D/D$ (%)	Estimated Support Pressure P_i (MPa)	cf. Terzaghi's Rock Class & Load γH (MPa)
I	Slight	less than 0.3	less than 0.05	less than 0.1	1-3 ; 0-0.1
II	Medium	0.3 - 2	0.05 - 0.3	0.1 - 0.3	4-5 ; 0.1-0.3
III	Heavy	2 - 7	0.3 - 1	0.3 - 0.6	6-7 ; 0.3-0.7
IV	Very Heavy	7 - 15	1 - 2	0.6 - 1	8-9 ; 0.7-1.0
V	Extremely Heavy	over 15	over 2	over 1	10 ; 1.0-2.2

表-1 コンバージェンスに基づいた支保工荷重の分類

保工荷重の最小化が図られるトンネル施工を行なうことが、テルツァギー³⁾の提案した現場観測工法の目的とも合致する。

朝倉⁴⁾は、日本のトンネルで観測された内空変位を分析して、トンネル掘削に伴う最終変形量を初期変形速度から予測する試みを行なった。しかし、現実面におけるトンネルの一掘進長は必ずしも一定していないため、この方法で最終変形量を予測するには多少困難を伴うように思われる。そこで、著者らはコンバージェンス測定の結果を変形とトンネル切羽位置との関係で整理している。なぜなら、トンネル掘削によって生じる変形は、著しい押し出し性の変形を伴う場合でも、地山の時間依存性よりはトンネルの切羽位置により依存しているからである⁷⁾。

谷本⁵⁾は、砕屑性堆積岩・炭酸塩岩・珪質堆積岩・火砕性堆積岩内に掘削されたトンネルにおけるコンバージェンス計測値を詳細に解析した。その結果として、トンネル切羽が0.3D進行した時点でのコンバージェンスの変形率から最終変形量と支保工に作用する地圧の大きさが予測できることを提案した(表-1参照)。表-1のコンバージェンス計測による変形率を0.3Dで整理したのは、①トンネル切羽面の有する半ドーム効果が薄れること⁷⁾、②支保工の内圧不足が予想された場合、補強対策のタイミングを逸さないことなどの理由によっている。

コンバージェンスによる初期変形率が2~7mm/0.3Dになると、最終変形量 $\Delta D/D$ は0.3~1%になり、支保工に作用する地圧の大きさは0.3~0.6MPaになるということである。従って、半径5mのトンネルが掘られたとすると、3~10cmの変形量が見込まれることになり、0.3~0.6MPaの内圧効果を発揮する支保工が建込まれていなければならないことになる。一方、変形率が15mm/0.3Dを超えた場合には、最終変形量 $\Delta D/D$ が2%以上となり、著者らの知る限りにおいては縫い返しを余儀なくされている例が多い。ところで、支保工に作用する地圧の大きさは、バートン¹⁾のQ値からも推定でき

ることを付け加えておきたい。

トンネル掘削後に建込まれた支保工が発揮する内圧効果の考え方については、すでにフック⁸⁾や谷本⁴⁾によって説明がなされている。

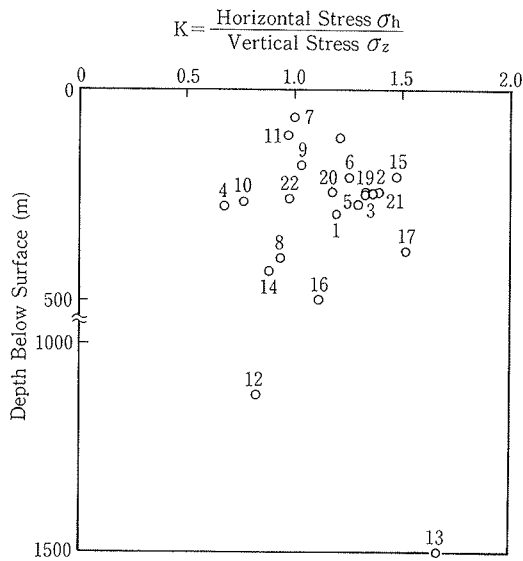
3. トンネル周辺の非弾性領域の拡がり

日本の地下空洞の建設に際して、これまでに測定された初期応力を縦軸に地表面からの深さ、横軸に水平応力と鉛直応力との比をとって整理したものが図-1である。プロットされた22の事例におけるプロジェクトとしては、地下発電所、鉱山、鉄道トンネル、道路トンネルのものである。図-1に示された事例における横軸のK値は、だいたい0.8~1.3の範囲内にあるように思われる。ここで、このような初期応力状態下の地山にハイウェイ・トンネルのような断面形状を有するトンネルが掘られたとき、その周辺地山にどのような非弾性域が形成されるかを解析的に求めてみる。

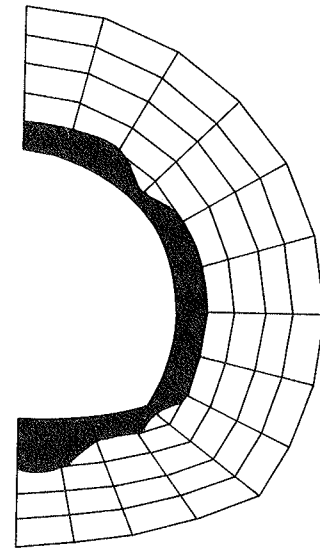
解析および入力条件は以下のとおりである。

- (1) 二次元平面ひずみ問題として、上半・下半の順に掘削されるものとする。
- (2) 地山強度比Cfを σ_c/P_0 で定義し、ヤング率Eは $E=100\sigma_c$ から算出する。また、ポアソン比 ν は0.35とする。
- (3) 降伏条件式としてドラッカー・プラガー式を用いる。
- (4) 内部まさつ角 ϕ を 15° として、粘着力Cは $C=\sigma_c/(2 \cdot (\tan(45^\circ + \phi/2)))$ より算出する。
- (5) 所定の内圧 P_i は、吹付けコンクリートで置き換えられるものとする。

図-2は地山強度比Cf=1.0、初期応力 $P_0=2.0$ MPa、ヤング率 $E=100$ N/m²、側圧比K=1.0、地山・支保圧力比 $P_i/P_0=0.1$ の条件下でトンネル周辺に生じる非弾性域を示したものである。図で黒く塗りつぶした部分が非弾性域であり、この非弾性域はほぼ等価な円形断面に置き換えられる。言い換えると、内圧が不足してトンネル



図一1 日本における初期地圧の測定事例



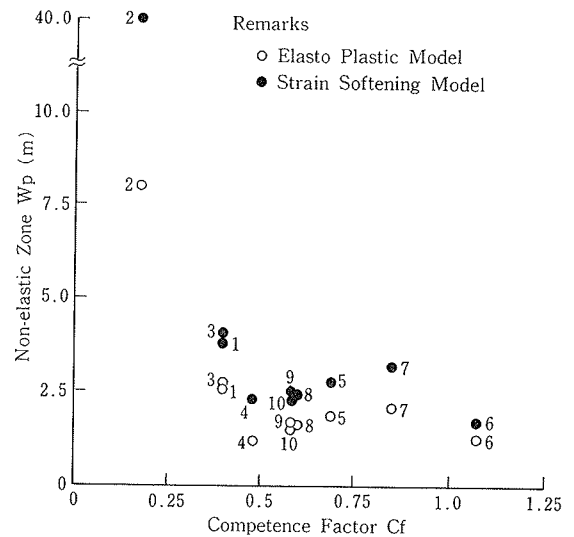
図一2 FE解析による非弾性領域

周辺に非弾性域が生じる場合には、等価な円形断面のトンネルを掘っていると言うふうに考えることもできる。側圧比 K が 0.8 あるいは 1.3 の場合にも、トンネル周辺に生じる非弾性域はほぼ等価な円形断面に置き換えられる。このことより、事例を円形トンネルに置き換えて非弾性域の推定を試みてもよいことが推察される。

図一3には、カスナー⁹⁾の弾塑性モデルと谷本ら⁷⁾のひずみ軟化モデルを用いて、幾つかのトンネルプロジェクトにおける非弾性域の拡がりを推定したものが示されている。この事例に見られるように地山強度比が低い場合には、解析モデルの違いはもちろんのこと、内圧効果のわずかな違いによっても非弾性域の拡がり方が大きく異なるので、支保工の設置の上手下手がポイントになるものと思われる。

4. 地山・支保圧力比 P_i/P_o と地山強度比 C_f

トンネルの切羽観察によって得られる情報から、支保工規模の適否や空洞の安定性がより速やかに評価できることが、現場技術者に関心が持たれているところであると思われる。空洞の安定性を考える上での一つの手法として、谷本ら¹⁰⁾は地山・支保圧力比 P_i/P_o と地山強度比 C_f との関係を示す新たな概念を提案した。この概念を示す図を作成するためには、ひずみ軟化モデルを用いて流動域、軟化域および弾性域の境界を解析的に求めなければならない。図一4は、地山の内部まさつ角を 20° とみなし、流動域・軟化域・弾性域の区分を縦軸に地山支保圧力比 P_i/P_o 、横軸に地山強度比 C_f をとって示したものである。



図一3 幾つかのトンネルにおける非弾性領域

現実のトンネルプロジェクトにおいて、図一4にプロットするためには次のようにすればよい。まず、トンネル掘削後に建込まれた支保工規模を内圧 P_i に換算する。次に、地山の一軸圧縮強度を推定しなければならない。トンネル切羽面の観察から、トンネルの安定度を示す指数 Q を推定することができる。この Q 値がわかれば、フックら⁸⁾が提案した岩盤に対する破壊式、すなわち、

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

を用いて、地山の一軸圧縮強度を推定することができる⁹⁾。なお、式中の m と s は経験に基づく定数、 σ_c は岩石の一軸圧縮強度である。また、初期応力 P_o としては土被り圧を考えている。

以上により、トンネル切羽の観察記録から地山・支保

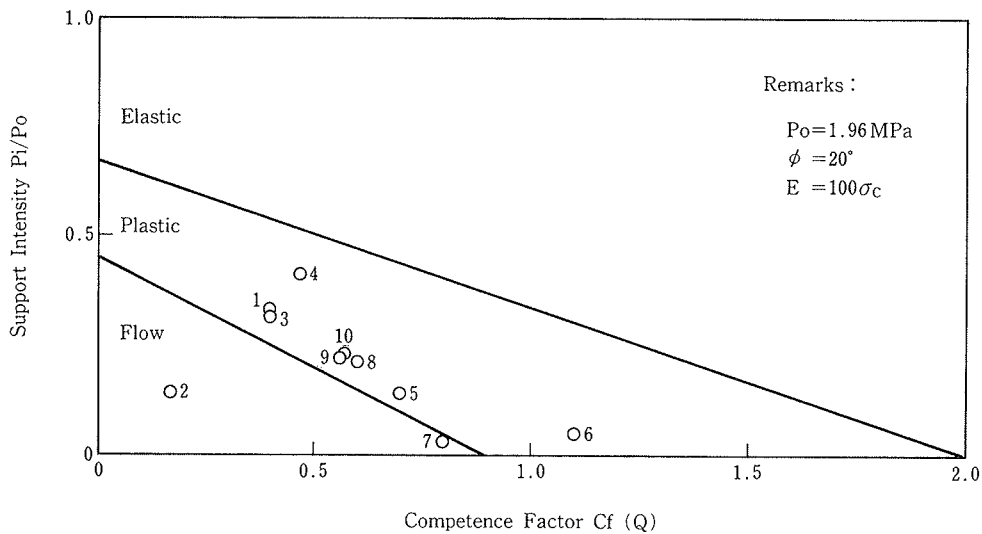


図-4 地山・支保圧力比 p_i/p_o と地山強度比 C_f

圧力比 P_i/P_o と地山強度比 C_f がわかるので、図-4へのプロットが可能になる。図-4は、膨張性が大きかった折爪トンネルでの例を中心にプロットしたものである。プロットされた1~10の事例に関する地質条件などの詳細は次節で述べることにしたい。

図-4から、地山強度比が小さくなるほど塑性化が著しくなるので、より高い地山・支保圧力比 P_i/P_o が要求されることがわかる。事例2の場合は、流動域に含まれており、トンネル内空断面が大きく侵されて縫い返しを余儀なくさせられたところである。図-3に示された非弾性域の拡がり方からもこの事実が理解される。事例2を除く他の例では、トンネル周辺地山に数mの非弾性域(図-3参照)が形成されながらも力学的な平衡状態の得られる様子がうかがえる。しかしながら、地山強度比 C_f が1より小さい地山では、内圧 P_i のわずかな違いによって軟化域から流動域に移ってしまう。従って、建込まれた支保工の剛性がフルに発揮されるように断面を閉合することを念頭に置いておかなければならない。

5. 事例に基づく非弾性領域の拡がり と地山強度

パートン¹⁾は、支保工に作用する地圧の大きさを推定するために、ジョイントの粗さ J_r と Q インデックスを用いて、

$$P = (2.0/J_r) \cdot Q^{-1/3}$$

なる経験式を提案した。従って、トンネル切羽の観察から J_r と Q 値がわかれば、これらの値を図-5にプロットすれば、支保工に作用する地圧の大きさが簡単にわかる。

図-5における事例1から10は、トンネルの切羽観察に基づいてプロットされたものである。事例1から4に

ついては、高い内圧 P_i が要求されていることがわかる。フック²⁾が提案した式からも内圧 P_i を算出してみたが、同程度の内圧が要求された。しかし、実施面の内圧効果は小さかったため、 $\Delta D/D$ に換算した場合、1.7%以上の変形が生じており、施工面ではかなり難渋したところである。事例5から10については、図-5から要求される内圧 P_i とほぼ同程度の支保工が建込まれていたためスムーズな施工がなされたところでもある。

谷本³⁾は、支保工荷重の大きさを表-1のように分類したものを提案した。ここで、この表-1の支保工荷重と図-5に示された Q 値との関連付けを試みてみたい。すなわち、クラスVについては $Q \leq 0.05$ 、IVについては $0.05 < Q \leq 0.1$ 、IIIについては $0.1 < Q \leq 1$ 、IIについては $1 < Q \leq 4$ 、Iについては $Q > 4$ に相当するのではないと思われる。

図-6は、図-4に示した地山・支保圧力比 P_i/P_o と地山強度比 C_f との関係を縦軸のスケールをかえて書き直したものである。事例は少ないが、地山強度比の低いトンネルでの支保工規模を考える上で参考になるのではないと思われる。

表-2は、この論文で用いた10の事例に関する地質条件、非弾性域の拡がり、地山の軸圧縮強度および支保工規模などをまとめたものである。サイトNo.1から10における観察概況は次のようである。サイトNo.1は火山レキ凝灰岩で、破碎帯になっていた。サイトNo.2は凝灰岩で、しかも粘土化しやすい上に切羽から水が滲み出ていた。打設した大半のロックボルトは破断し、インバート施工後に縫い返しを余儀なくされた。サイトNo.3は凝灰角レキ岩で、粘土をかんで崩れやすかったため、掘削は人力で行なった。打設したロックボルトの一部が破断した。サイトNo.4は輝緑凝灰岩で、縫地ボルトと

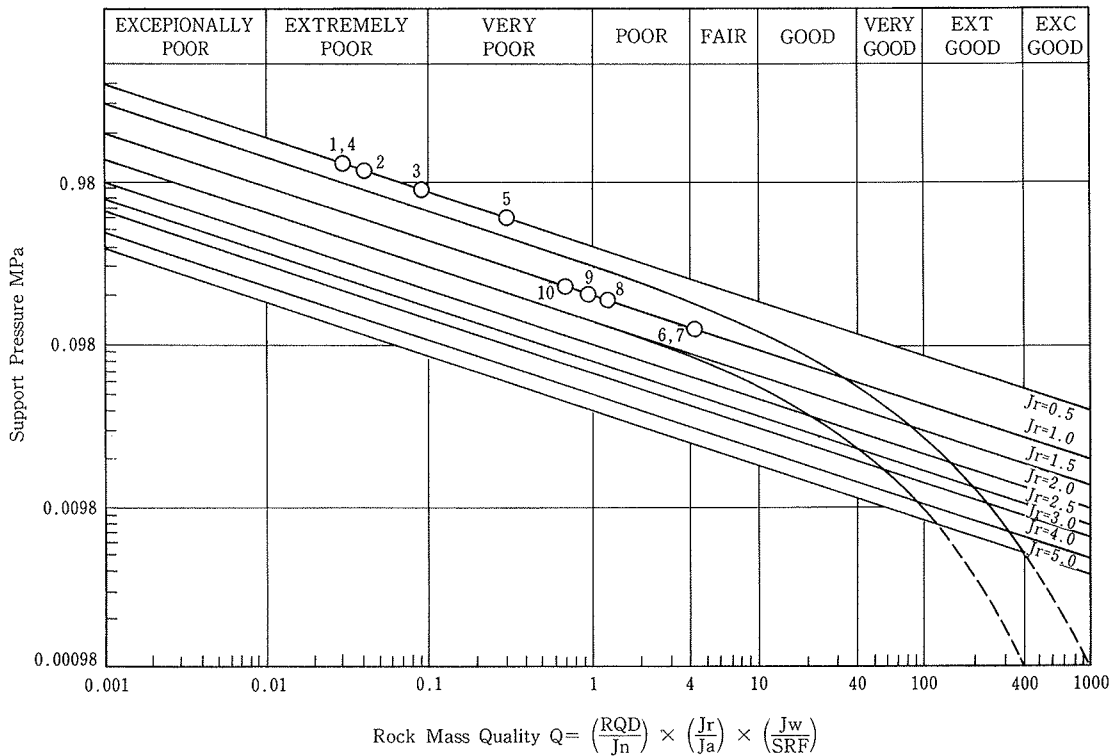


図-5 パートンらによる支保工荷重と Q 値との関係へのプロット

仮インバートを併用した。ロックボルトの一部が破断した。サイト No.5 は石灰岩で、天端付近は粘土化していた。サイト No.6 と7 は粘板岩とチャートの互層である。インバートは施工されていない。サイト No.8, 9, 10 は全体としては泥岩であるが、砂層をかんだところから滴水があり、肌落ちがやや多かった。

さて、表-2 にまとめられた非弾性域の拮がりについてももう少し詳しく述べてみる。弾塑性 (E-P) モデルとひずみ軟化 (S-S) モデルによる W_p は、図-3 の値そのものである。一方、コンバージェンスによる W_p は、変位とトンネル切羽位置との関係で整理されたコンバージェンスの収束状態から求めたものである。すなわち、谷本ら¹⁰⁾が述べているように、非弾性域をも含めた新たなトンネル径を D' とすると、必ずコンバージェンスは $2D'$ で収束するため、逆に W_p が求められるという考え方である。サイト No.2 を除く1から5の例では、S-S モデルによる W_p がコンバージェンスによる W_p より近い値となっている。このことは、地山強度比 C_f が1より小さな条件下におけるトンネル周辺の非弾性を推定するためには、ひずみ軟化モデルを適用しないとうまく現象が説明できないことを暗示している。サイト No.6 から10については、地山の軸圧縮強度が少し小さく評価されたために、計算値による W_p がコンバージェンスによる W_p より大きくなったものと考えられる。

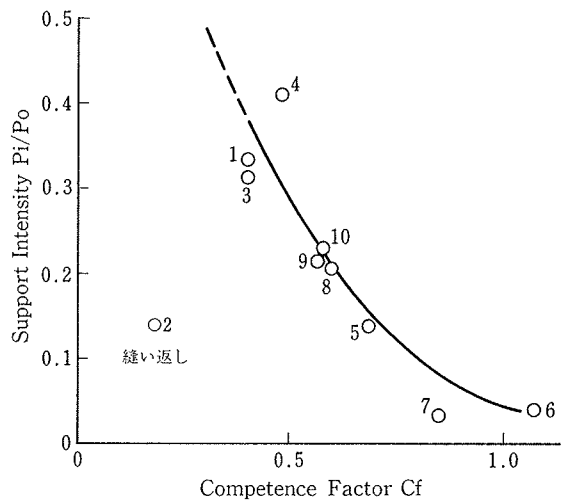


図-6 原位置岩盤強度と支保工規模

6. おわりに

地山強度比 C_f が2以下となるような地山に掘削されたトンネルの観測事例に基づいて、以上のような考察を行なった。まとめると以下ようになる。

(1) 地山強度比と支保工規模の間には、図-6 に示された関係があると思われる。従って、地山強度比が0.5前後となるような地山での支保工規模を考える上で参考になるものと思われる。

Site No.	Geologic Condition	Intact Rock σ (MPa)	In-situ Stress P_o (MPa)	Support Intensity P_i/P_o	Convergence W_p (m)	E-P model W_p (m)	S-S model W_p (m)	Qindex	Rock Mass σ_c (MPa)	Remarks
①	Lapillituff	0.34	0.50	0.33	4.1	2.6	3.8	0.03	0.20	SR, Mu-29 SC, 20cm RB, 21bolts($\ell=6m$)
②	Tuff	0.56	1.55	0.14	unknown	8.1	42.0	0.04	0.28	Fracturing in the roof and sidewalls } Mu-29, 20cm, 50bolts
③	Tuff-breccia	0.74	1.36	0.31	3.0	2.7	4.0	0.09	0.55	SR, H-200 SC, 20cm RB, 65bolts($\ell=3-9m$)
④	Schalstein	0.71	1.55	0.41	3.6	1.2	2.3	0.03	0.75	#
⑤	Limestone	58.0	2.28	0.14	2.3	1.9	2.8	0.3	1.57	SR, H-150 SC, 15cm RB, 19bolts($\ell=4m$)
⑥	Slate/Chert alt. Layer	6.45	2.94	0.047	2.1	1.2	1.7	4.2	3.15	SR, 125 SC, 10cm RB, 15bolts($\ell=3m$)
⑦	"	46.45	3.41	0.029	0.85	2.1	3.32	4.2	2.90	SC, 10cm RB, 15bolts($\ell=3m$)
⑧	Mudstone	1.86	1.15	0.21	0.7	1.6	2.4	1.3	0.69	SR, H-150 SC, 15cm RB, 18bolts($\ell=4m$)
⑨	"	1.86	1.06	0.22	0.5	1.7	2.5	1.0	0.61	#
⑩	"	1.86	1.1	0.23	1.0	1.5	2.3	0.7	0.59	#

表一 観測事例に基づく原位置岩盤強度と非弾性領域および支保工荷重

(2) しかし、地山強度比の小さな地山においては、わずかな内圧のちがいで流動域に入りやすいので、施工面では支保工の耐力がフルに発揮されるタイミングを逸さないようにしなければならない。

(3) 軟化域と流動域との境界は、ひずみ軟化の程度に応じて異なってくるため、完全応力・ひずみ曲線がわかっていれば、トンネル断面を閉合する時期などがよりわかりやすくなるものと思われる。

(4) 表一に示した支保工荷重区分 (I~V) とパートンらの Q 値との間には、V ; $Q \leq 0.05$, IV ; $0.05 < Q \leq 0.1$, III ; $0.1 < Q \leq 1$, II ; $1 < Q \leq 4$, I ; $Q > 4$ なる関係があると思われる。

(5) 地山強度比が小さい場合には、ひずみ軟化モデルを用いて非弾性域を推定しないと過少に評価されるかも知れない。

なお、この研究を進めるにあたり、京都大学 工学部 谷本親伯助教授に負うところが多かった。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) Barton, et al.: Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, (1974), pp. 189~236
 2) Cecil, O. S.: Correlations of rock boltshotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels, Ph. D. Thesis, Urbana, University

of Illinois, (1970)
 3) Terzaghi, K. V.: Rock Defects and Loads on Tunnel Supports, Publ. in "Rock Tunnels with Steel Supports" by Proctor and White, Commercial Shearing, Inc., (1946)
 4) Tanimoto, et al.: Allowable Limit of Convergence in Tunnelling, 24th U. S. Sympo. on Rock Mech., (1983), pp. 251~263
 5) Tanimoto, et al.: Relationship Between Deformation and Support Pressure in Tunnelling Through Overstressed Rocks, 6th ISRM, Montreal, Canada, (1987)
 6) 朝倉, 他: NATM 計測実績の統計分析, 第15回岩盤力学に関するシンポジウム, (1983), pp. 220~224
 7) 谷本, 他: 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文報告集, 第325号, (1982), pp. 93~106
 8) Hoek, et al.: Underground Excavations in Rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London, Ch. 8, (1980)
 9) Kastner, H.: Static des Tunnel and Stellenbaues, Springer-Verlag, (1971), (金原弘訳「トンネルの力学」森北出版, 1974)
 10) 谷本, 他: トンネル岩盤分類と許容変形量との関係, 第18回岩盤力学に関するシンポジウム, (1986), pp. 431~434