

地山との相互作用を考慮した ロックボルトの支保効果の理論的評価

Theoretical Analysis of Supporting Effect of Rock Bolt in Tunneling Design

江崎哲郎¹・蔡躍²・蔣宇静³

Tetsuro Esaki, Yue Cai and Yujing Jiang

¹正会員 工博 九州大学教授 大学院工学研究院 (〒812- 8581福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail: esaki@ies.kyushu-u.ac.jp

¹正会員 工博 九州大学非常勤研究員 大学院工学研究院 (〒812- 8581福岡市東区箱崎6-10-1)

³正会員 工博 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町1-14)

A theoretical method is presented in this paper to assess the reinforcing effect of grouted rock bolt for rational tunneling design. Based on the Mohr-Coulomb law and strain-softening behavior of rock mass, the rock bolting effect is evaluated quantitatively considering the interaction of rock mass, rock bolt and other supporters such as shotcrete. The reinforcing effects of rock bolt in the standard supporting pattern of Japan High Way Association have been verified. It is found that the reinforcing effect of the rock bolt is not significant when it is installed in a relatively weak or very good ground condition. The shotcrete can improve the rock bolting effect in a weak ground condition.

Key Words : tunnel, NATM, grouted rock bolt, supporting design

1. はじめに

わが国では新幹線、高速道路、バイパスなどの高速交通のニーズが高く、騒音や用地取得難を解決する有利さもあって、道路・鉄道トンネルの需要は依然として高い。その中で、NATM (New Austrian Tunneling Method) は山岳トンネルほとんどに採用されている。最近では、都市トンネルにおいても、シールド工法と比較して安価であるケースも増えてきたこと、地質などの状況変化に対応しやすいことなどの理由で NATM 工法が採用され、軟弱地山においても補助工法 (パイプラーフ、先行ボルトなど) と併用してその適用範囲は広がりつつある。しかしながら、支保工の設計は多くの施工実績に基づいて作成された標準支保パターンの適用が一般的であり、トンネルを構成する地山挙動、構造の安定機構などは、多くの研究成果はあるものの、支保工特にロックボルトの補強効果を定量的に評価するまでは至っていないのが現状である¹⁻²⁾。すなわち、トンネルの掘削に伴う周辺地山挙動の変化を正しく予測し、ロックボルトの作用効果を具体的に解析して、それを

実際の設計に反映させる合理的な評価手法の確立が必要である。ロックボルトの作用効果を解明しようとする研究は、例えば非全面接着式のロックボルトを内圧に換算して評価する方法がある³⁻⁵⁾。その他、トンネルの内空ひずみによってロックボルトの効果と最適な打設密度を定性的に評価する方法も報告されている⁶⁾。しかし、これらの方法にロックボルトと地山の相互作用については十分検討されていない。有限要素法などの数値解析の中でも、ロックボルトの付着面のモデル化が難しく、両節点の間にボルトの軸力が同じであるという問題点がある。全面接着式のロックボルトについて、Indraratna らは摩擦効果に基づいて補強された地山の弾塑性挙動を検討した⁷⁾。蔣らは軟岩のひずみ軟化特性を考慮し、ロックボルトの補強効果を示した⁸⁾。しかし、これらの方法にはロックボルトの補強効果を大きく左右する付着力の分布のニュートラルポイント、すなわち相互作用によるせん断応力の向きが変わる位置を弾性理論で求めており、ボルト付着面の破壊が考慮されていない。覆工、付着破壊状態のロックボルトと塑性破壊状態の地山との相互作用は、定量的に表現さ

れていない状況である。

近年、有限要素法を代表とした数値解析では、ロックボルトが棒要素でモデル化され、棒と周辺地山との間に付着要素が設定できる。しかし、ロックボルト付着要素は、周辺地山の中で、あらかじめ決められた分割によるモデル化であり、塑性領域と付着破壊の広がり解析結果に影響を与える。すなわち、地山と支保の相互作用を精度よく表現できるモデルの構築が望まれる。

これまで著者は、Shear-Lag 理論に基づいてロックボルト-地山の相互作用構成式を提案し、全面接着ロックボルトの付着破壊モードを考慮した軸力とせん断応力の分布を明らかにした³⁾。本研究はさらに、地山分類に基づいた標準支保におけるロックボルトの支保効果を検証して、ロックボルトの最適設計について検討するものである。

2. ロックボルトと地山の相互作用

(1) 相互作用によるロックボルトの軸力分布

トンネルを掘削することによって、地山応力が解放され、空洞周辺の地山が変形する。地山の变形とともに、ロックボルトに引張り軸力が生じ、岩盤の变形を抑える。これらの相互作用のメカニズムは、Esaki らの論文⁴⁾が詳しく述べた。ロックボルトの補強効果は、ロックボルトと地山との相対変位が引き起こしたせん断応力によって、地山の变形を抑制することと考えられる。従って、ロックボルトと地山との境界面のせん断応力に関する検討が必要になる。一般に、ロックボルトの軸力分布は図-1(c)のようであり、それに伴うせん断応力の分布は図-1(a), (b)に示すようになる。

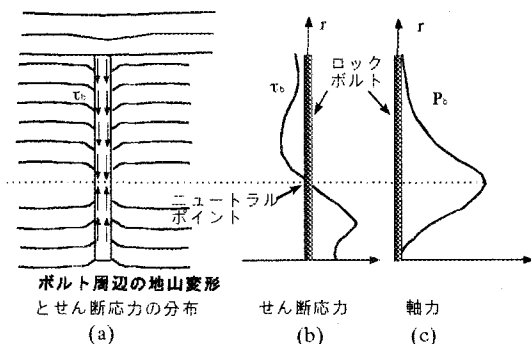


図-1 ロックボルトと地山の相互作用の概念図

ロックボルトの表面に沿うせん断応力の分布は一樣ではなく、また途中で応力の向きが逆となる。こ

の点をニュートラルポイントと呼ぶ。ニュートラルポイントに対するせん断応力はゼロであり、軸力は最大となる。ニュートラルポイントの位置を求める解析は参考文献 8, 9 に述べた。

(2) ロックボルトの支保効果

無限遠方で静水圧 p_0 を受ける半径 r_0 の円形トンネルを考える。地山は破壊後にひずみ軟化特性を示す等質等方性と仮定する。岩盤の自重が無視できるとして、応力の釣合方程式は次式ようになる。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \quad (1)$$

ここで、 σ_r と σ_t は半径方向応力と接線方向応力であり、 r はトンネル中心からの距離である。ロックボルトが打設後に、地山との間に相対変位を生じるためにせん断応力が発生する。図-1(a)が示すように、相互作用によるせん断応力はニュートラルポイントで向きを変えるため、ロックボルトはその全長において地山の变形を抑制する部分とアンカー部分に分けられる。つまり、図-1(b, c)においてニュートラルポイントよりも下の領域、即ちトンネル壁面とニュートラルポイント間の部分は地山の变形を抑制する領域であり、ニュートラルポイントよりも上の部分はロックボルトのアンカー領域である。

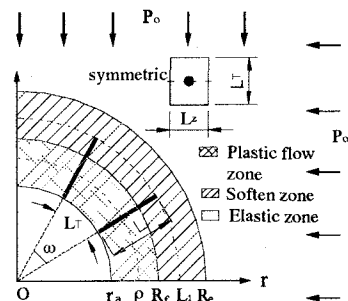


図-2 塑性領域、ロックボルトの長さとのニュートラルポイント半径との関係

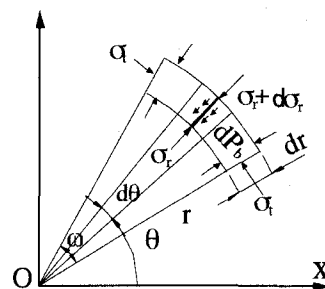


図-3 ロックボルトを含む地山要素の釣合

打設されたロックボルトと緩み領域のある地山との相互関係を図-2 に示している。\$r_s\$ はトンネルの半径、\$\rho\$ はニュートラルポイントの位置、\$R_f\$ と \$R_s\$ はトンネル周辺の塑性領域と軟化領域を示す半径である。図-3 に示すように、一本のロックボルト（長さ \$L\$）が受け持つ半径方向 \$dr\$、円周方向 \$L_t\$、厚さ \$L_t\$ の扇形要素を考える。\$dr\$ 範囲において接線方向の応力 \$\sigma_t\$ が均一に、ロックボルトと地山の境界面に働かせん断応力が同様に分布するとする。ロックボルトは軸対称に、軸方向及び円周方向に等間隔に打設されたとする。円周に沿って隣接するロックボルト間の角度は \$\omega\$ として、壁面において円周方向のロックボルトの間隔は \$L_t = r_s \omega\$ になる。扇形要素の内面においてロックボルトによる内圧 \$dP_b\$ は下記の式によって表される。

$$dP_b = 2\pi r_b \tau_b dr \quad (2a)$$

ここで \$r_b\$ はボルトの半径、\$\tau_b\$ はボルト表面の相互作用によるせん断応力である。\$\tau_b\$ は接線方向応力 \$\sigma_t\$ の拘束作用による摩擦力とすれば、上式は式(2b)になる。

$$dP_b = 2\pi r_b \lambda \sigma_t dr \quad (2b)$$

ここで、\$\lambda\$ はボルトと地山との間の摩擦係数である。従って微小要素 (\$dr, r d\theta\$) の釣合から、次式が得られる。

$$(\sigma_r + d\sigma_r)(r + dr)d\theta - r\sigma_r d\theta - 2\sin(d\theta/2)\sigma_t dr + \frac{dP_b}{r\omega L_t} r d\theta = 0 \quad (3a)$$

$$\omega = L_t / r_s \quad (3b)$$

上式を整理すれば、応力の釣合方程式は次のようになる。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - (1-\beta)\sigma_t}{r} = 0 \quad (4a)$$

$$\beta = \begin{cases} +2\pi r_b \lambda r_a / L_t L_t & r_a < r < \rho \\ -2\pi r_b \lambda r_a / L_t L_t & \rho < r < L + r_a \end{cases} \quad (4b)$$

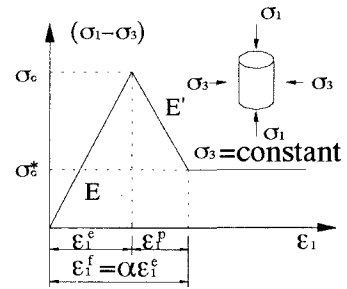
ただし、パラメータ \$\beta\$ は、ロックボルト1本あたりの支保面積に反比例する無次元の係数であり、打設密度係数と名付けることにする¹⁾。ニュートラルポイント（中心からの距離 \$\rho\$）より奥側では、\$\beta\$ の符号が逆になる。つまり、ロックボルトはその全長にわたって地山の変形を抑制するのではなく、ニュートラルポイントを境にして、それよりトンネル壁面

側では地山の変形を抑える働きをするが、それより奥側では、逆に地山の変形を促進させることになる。

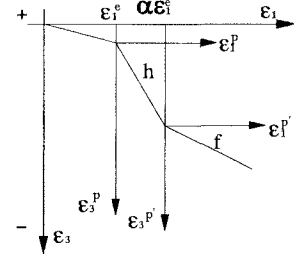
3. 岩盤の力学的挙動モデルとロックボルトの補強効果構成式

(1) ひずみ軟化特性

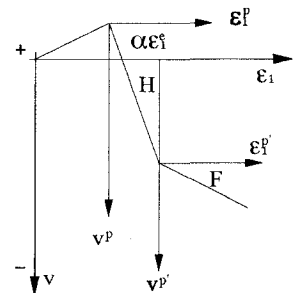
一般に岩石は低拘束圧の条件で、特に拘束圧が一軸圧縮強度より低い場合ではひずみ軟化及びダイレーション挙動を示す。軟岩地山トンネルの変形挙動および安定性はそれを構成する周辺地山の力学的特性、特にピーク強度以降の応力-ひずみ関係に大きく支配される。



(a) 応力-ひずみ曲線



(b) \$\epsilon_1\$-\$\epsilon_3\$ 曲線



(c) \$\epsilon_1\$-\$V\$ 曲線

図-4 応力-ひずみ関係とダイレーション

ここでは、ひずみ軟化および塑性流動段階を図-4のように直線でモデル化する。 σ_c は一軸圧縮強度、 σ_c^* は岩盤の残留強度である。 α はぜい性率を、 h と f はそれぞれひずみ軟化及び塑性流動状態の塑性ポアソン比で、最大と最小主ひずみの塑性成分の比によって表される。また、 H と F はひずみ軟化状態及び塑性流動状態での体積ひずみの塑性成分と最大主ひずみの塑性成分との比である²⁾。

(2) 破壊規準

地山の破壊は Mohr-Coulomb の破壊規準に従うとする。初期地山の応力が静水圧で、地山の自重を無視できる場合には、図-4 に示した座標系において、接線方向の応力 σ_t と半径方向の応力 σ_r がそれぞれ最大と最小主応力になる。Mohr-Coulomb の破壊規準は、次式で表れる。

$$\sigma_t = \sigma_c + K_p \sigma_r \quad (5a)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5b)$$

ここで、 K_p は強度定数、 ϕ は内部摩擦角である。ひずみ軟化および塑性流動状態では内部摩擦角 ϕ が一定で、粘着力が低下するとする。塑性流動状態では、圧縮強度が σ_c^* になるため、式(5)は次のようになる。

$$\sigma_t = \sigma_c^* + K_p \sigma_r \quad (6)$$

一方、ひずみ軟化段階では、圧縮強度が軸ひずみとともに線形的に低下していくため、式(5)は次のように書ける。

$$\sigma_t = \sigma_c' + K_p \sigma_r \quad (7a)$$

ただし、 σ_c' は図-4(a)のようにひずみ軟化過程の負の勾配 E' と最大ひずみ ε_t によって定められ、下記の式になる。

$$\sigma_c' = \sigma_c - E'(\varepsilon_t - \varepsilon_t^e) \quad (7b)$$

破壊規準の式(5)を式(4a)に代入すると、ロックボルトと地山岩盤を一体化した場合の釣合の微分方程式は下記のように得られる。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r(1 + K_p\beta - K_p)}{r} = \frac{(1 - \beta)\sigma_c}{r} \quad (8)$$

一方、軸対称平面ひずみ状態および微小変形の場合においては、変位とひずみとの関係は次の式になる。

$$\varepsilon_t = -u/r \quad (9a)$$

$$\varepsilon_r = -\frac{du}{dr} \quad (9b)$$

ε_r と ε_t はそれぞれ接線方向と半径方向のひずみ成分を表し、最大と最小主ひずみでもある。また、 u は半径方向の変位成分であり、空洞内向きを負とする。

4. ロックボルト・吹付けコンクリートと地山との相互作用

支保工の剛性は、トンネルの内壁を支える圧力を支配し、地山と支保工の相互作用の重要なパラメータである。吹付けコンクリートの厚さ t_c がトンネルの半径と比べて十分小さくて無視できる場合には、薄肉理論により吹付けコンクリートの剛性は次のように表すことができる。

$$k_c = \frac{E_c t_c}{(1 + \mu_c^2)r_a - (1 + \mu_c)t_c} \quad (10)$$

ここで、 E_c は吹付けコンクリートの弾性係数、 μ_c は吹付けコンクリートのポアソン比、 t_c は吹付けコンクリートの厚さである。また、吹付けコンクリートとH鋼で同時に支保する場合には、それらの剛性を合わせて表現する。

吹付けコンクリートによる内圧効果は内空変位と吹付けコンクリートの剛性の積により求められ、式(8)の境界条件とする。本研究では、ロックボルト・吹付けコンクリートと地山との相互作用に基づいてロックボルトの軸力の分布を算出し、ニュートラルポイントの位置を求める。そして求めたニュートラルポイントに従って、ロックボルトの補強効果を評価する。全ての解析は開発したプログラムを用いて行った⁹⁾。

5. 標準支保パターンにおけるロックボルトの補強効果

(1) 標準支保パターンについて

現状では、トンネルの設計・施工は標準支保パタ

ーンによって行われるのが一般的である。その中でロックボルトや覆工の支保効果については明確に説明されていないのが現状である。ロックボルトと地山の相互作用の挙動を実際の設計に反映して合理的な評価手法を確立するために、標準支保パターンにおける支保効果を本手法により検証する。標準支保パターンは地山分類に基づいたもので、異なる地山分類に対して支保パターンも異なる。本研究では、日本道路公団の標準支保パターン（1995）^[1]を対象とした検証を行う。日本道路公団の地山分類は、岩種、岩盤の弾性波、地山強度比および RQD に基づき、A～E まで5つの等級に分類している。C および D 等級においてさらに C_{II} 、 C_{III} および D_{II} 、 D_{III} に分けられる。一方、ロックボルトと地山の相互作用のメカニズムにより、ロックボルトの変位抑制効果に影響をするのは、岩盤の変形係数と地山の強度である。道路公団の地山分類による弾性波速度に基づき、推測したそれぞれの岩盤の変形係数を図-5 に示す。支保工を必要とする地山の変形係数は、ほとんど 1.2GPa 以下である^[1]。

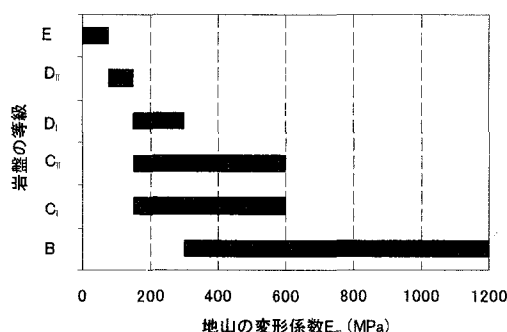


図-5 岩盤分類と変形係数

(2) ロックボルトの打設パターンおよび打設密度

標準支保のパターンおよび支保工の配置は分類された岩盤の等級に従う。日本道路公団の標準支保におけるロックボルトの配置はトンネルの円周方向の間隔 L_r 、軸方向の間隔 L_a および打設長さで定められており、合わせて 5 つの支保パターンがある^[1]。地山岩盤等級とロックボルトの打設パターンとの関連を表-1に示す。ロックボルトの打設密度は、式(4b)によって算出した。なお、トンネルの半径は 5.1 m とする。ロックボルトと地山との境界面の摩擦係数 $\mu = \tan \phi$ によって算出することにした。吹付けコンクリートにおいて H 鋼支保工が打設される場合について、トンネル軸方向に対して一つ H 鋼の支保領域を分け、薄肉理論によって H 鋼の剛性を

求める。そして H 鋼の剛性と吹付けコンクリートの剛性を合わせて合計し、同じ剛性を持つ吹付けコンクリートの厚さに換算した。

表-1 日本道路公団における標準支保パターンとロックボルトの打設密度（1995）

岩盤分類	支保パターン	L_t (m)	L_z (m)	ロックボルトの打設密度 β	吹付けコンクリートの厚さ(m)
B	JH-Pt1	1.5	2	0.095	0.05
C_I	JH-Pt2	1.5	1.5	0.128	0.10
C_{II}	JH-Pt3	1.5	1.2	0.160	0.15
D_I	JH-Pt4	1.2	1	0.242	0.21
D_{II}	JH-Pt5	1.2	1.0 以下	0.242 以上	0.30

(3) ロックボルトの打設効果

ロックボルトの打設効果を検証するには、ロックボルト、吹付けコンクリートおよび地山の相互作用を考慮しなければならない。つまり、ロックボルトの各打設パターンと吹付けコンクリートを組み合わせて解析しなければならない。全ケースの解析では、初期地山応力を $p_0=5.0$ MPa とし、地山強度比を $Srp=0.1\sim 1.2$ と変化させた。なお、岩盤の強度と変形係数の関係は下記の式に従うと仮定した。

$$E_m = 200\sigma_c \quad (11)$$

ひずみ軟化モデルにおける他の入力パラメータ (σ_c' , α , h , f , ϕ)については、著者らが求めた一軸圧縮強度との関係式を用いている^[2]。ロックボルトの支保効果は、地山の状況と吹付けコンクリートの厚さに関わるため、各支保パターン毎に述べる。打設パターン JH-Pt1～JH-Pt5 におけるロックボルトの支保効果を図-6～10 に示す。横軸に打設密度 β を、縦軸にトンネルの内空変位 U_0 と半径 r_0 との比率、すなわちトンネル壁の円周方向のひずみをとっている。ここで点線で示した打設密度 β は標準支保パターンに基づく値である。図-6～10 において、地山強度比 Srp が大きいほどトンネル壁の変位が小さくなるが、ある地山状況において打設密度 β を増加しても、変位抑制効果がありえない時がある。すなわち打設密度による効果は Srp の変化ほど大きくはなく、増加による効果はあまり見られない。また、打設密度は特定な地山条件において、補強効果のある最適な区域が存在する。例えば、図-6 に $Srp=0.3$ と $Srp=0.4$ のケースでは、打設密度 β の増加に伴い、トンネル壁のひずみが急激に下がり、ロックボルトの補強効果が顕著に見られる。ロックボルトの補強

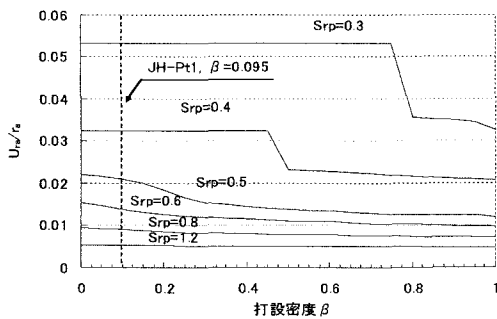


図-6 トンネルの内空ひずみとロックボルトの打設密度の関係 ($t_c=0.05$ m, $Srp=0.1\sim 1.2$, $L=3.0$ m)

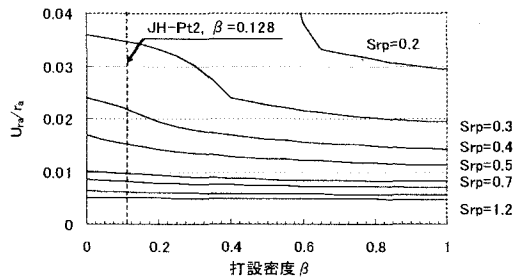


図-7 トンネルの内空ひずみとロックボルトの打設密度の関係 ($t_c=0.1$ m, $Srp=0.1\sim 1.2$, $L=3.0$ m)

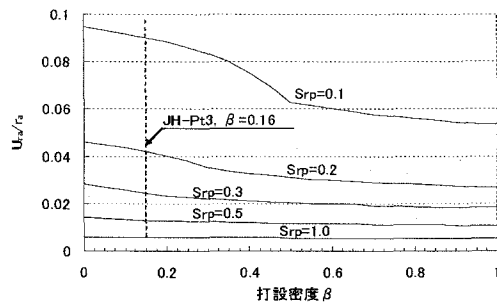


図-8 トンネルの内空ひずみとロックボルトの打設密度の関係 ($t_c=0.15$ m, $Srp=0.3\sim 1.2$, $L=3.0$ m)

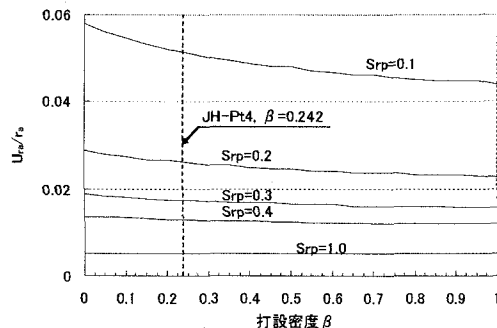


図-9 トンネルの内空ひずみとロックボルトの打設密度の関係 ($t_c=0.21$ m, $Srp=0.1\sim 1.0$, $L=4.0$ m)

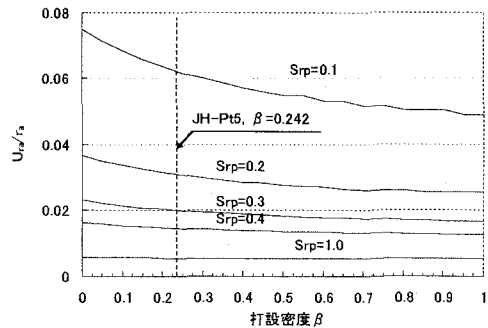


図-10 トンネルの内空ひずみとロックボルトの打設密度の関係 ($t_c=0.3$ m, $Srp=0.1\sim 1.0$, $L=4.0$ m)

効果は Srp が小さい時により現れ、その傾向は岩盤が強く変位が大きい場合、すなわち土かぶりが大きく相対的に地山強度が小さい場合に著しい。

JH-Pt1 におけるロックボルトの打設密度 β は 0.095 であり、 $Srp \leq 0.4$ あるいは $Srp \geq 0.8$ であれば、JH-Pt1 を用いた場合のトンネル壁のひずみはロックボルトなしの場合とほとんど変わらないので、ロックボルトが地山の変形を抑制する効果はあまり見られないことがわかる。

JH-Pt2 パターンにおけるロックボルトの打設密度は 0.128 であり、図-7 に示すようにロックボルトの変形抑制効果がある地山条件は $0.3 \leq Srp \leq 0.7$ 程度である。また、地山強度比 $Srp=0.3\sim 0.7$ 程度の時に、ロックボルトの打設密度 β を増やせば、トンネル壁のひずみが有効に減らされ、ロックボルトの変形抑制効果を期待できる。図-6～10 により、吹付けコンクリートは空洞に拘束圧を与え、ロックボルトと同時に働くことが分かる。吹付けコンクリートの厚さ $t_c=0.05$ m の場合と $t_c=0.15$ m の場合には、ロックボルトの変形抑制効果を発揮できる地山条件は $0.3 \leq Srp \leq 0.5$ から、 $0.1 \leq Srp \leq 0.3$ に変わった。図-8、図-9、図-10 のように、支保パターン JH-Pt3、JH-Pt4 と JH-Pt5 の場合は、地山強度比が $0.1 \leq Srp \leq 0.3$ 程度であれば、打設密度の増加に伴い、円周方向のひずみが次第に低下していくと思われる。また、地山強度比 Srp が低いときに（図-9、図-10）、同じなロックボルトを打設しても、より厚い覆工では、ボルトの補強効果がより発揮できる。すなわち、低い Srp の場合、ロックボルトと覆工の併用することが有利である。一般的な支保パターンでは、打設密度 β はほとんどのケースで 0.05～0.20 が採用されている。特殊な地山においても 0.4 を越えるケースが少ない⁷⁾。このような支保パターンは地山条件が悪いほど効果が大きく、妥当な設計が行われていると考えられる。

6. 結論

本研究では、ロックボルトと地山との相互作用を忠実に表現するために、地山のひずみ軟化、ダイレーション挙動、また、ロックボルトの表面に沿った付着破壊を含めた応力分布を求めた上で、ロックボルトの補強効果を評価する新たな理論方法を示した。

岩盤の変形係数、地山強度比 ($Srp=0.1\sim1.2$) およびロックボルトの打設密度をパラメータとした解析により、標準支保工におけるロックボルトの支保効果は特定の地山条件の範囲に限られることがわかった。言い換えれば、支保工を増加させて内空変位を抑制する効果は、特定の地山強度比の範囲で大きいことが示された。打設密度 β は Srp の変化ほど大きくはなく、特定の地山強度において増加による効果はあまり見られない。打設密度は特定な地山条件において、補強効果のある最適な区域が存在する。そこで β の増加に伴い、トンネル壁のひずみが急激に下がり、ロックボルトの補強効果が顕著に見られる。本研究の条件では、JH-Pt1~JH-Pt5 におけるロックボルトの支保効果は各々 $0.3\leq Srp\leq 0.7$, $0.3\leq Srp\leq 0.7$, $0.1\leq Srp\leq 0.3$, $0.1\leq Srp\leq 0.3$, $0.1\leq Srp\leq 0.3$ の付近で効果的に発揮されることが明らかになった。日本道路公団の道路トンネルにおける標準支保パターンは比較的弱い地山に対して効果的な設計であることが確認された。現在、地山等級が D~E の場合、地山強度比にかかわらず、支保パターンが決定されている。従って、支保工の設計において地山強度比を考えて支保の効果を検討すれば、支保工の数量の増加が効果的かどうかの判断が可能と考えられる。

参考文献

- 1) 山本 稔：ロックボルトの地山支持機構を考える，トンネルと地下，Vol. 20, No.2, pp. 7-19, 1989.
- 2) 蔣 宇静，江崎哲郎，横田康行，軟岩地山トンネルの安定におけるロックボルトの力学的作用効果，土木学会論文集，No.561/III-38, 19-31, 1997.3
- 3) Hoek, E. & Brown, E.T., Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- 4) 岡 行俊：NATMにおける支保理論，施工技术，Vol. 10, No.11, pp.6-12, 1977.
- 5) 谷本親伯，吉岡尚也：変形に基づくトンネル地山分類の提案，材料，Vol.41, No.463, pp.424-429, 1991.
- 6) 桜井春輔，山地宏志：最適ロックボルト支保量の評価について，第9回岩の力学国内シンポジウム講演文集，pp.575-580, 1994.
- 7) Indraratna, B. & Kaiser, P.K., Analytical model for the design of grouted rock bolts, Int. J. for Numerical Methods in Geomechanics, Vol.14, pp. 227-251, 1990.
- 8) Esaki, T., Jiang, Y., and Cai, Y., Analytical model for grouted rock bolt in tunnel design, トンネル工学研究論文・報告集，土木学会，Vol.13, pp.1-6, 2003.
- 9) Cai Y., Esaki, T., Jiang Y., Developing a new interaction model based on improved shear-lag theory and a quantitative approach for rock bolting design in tunneling, 九州大学大学院工学研究院附属環境システム科学研究センター，IES Report, No.39, 2004.
- 10) 吉中龍之進，桜井春輔，菊地宏吉，岩盤分類とその適用，土木工学社，1988.
- 11) トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，土木学会，1996.