

(21) 塑性域におけるロックボルトの効果

京都大学工学部

皇 昭治郎

〇谷 本 親 伯

〃 西 原 晃

〃 刈 谷 敬 三

1. はじめに

トンネル掘削によって生ずる空洞周辺の応力変化とロックボルト、吹付けコンクリート、鋼製アーチなどの支保工の相互作用は、支保工の作用効果を壁面に作用する等価な内圧に置き換えると、塑性域(w_p)、壁面変位(U_w)、壁面近傍の塑性ひずみ(ϵ_p)の相互の関係が明瞭となり、三軸試験あるいは剛性一軸試験などで得られた応力-ひずみ曲線から許容塑性ひずみ量を決定すれば、必要となる支保工の耐力が算定できることを示した^{1), 2)}。同時に、施工管理に必要なコンバージェンスについても地盤内応力や w_p , ϵ_p の変化と容易に関連づける方法を提案している。しかしながら、ロックボルトの作用効果については、十分に解明されたとは言えず、設計方法についても施工経験から判断して処理されることが多い。筆者らは、全面接着式ロックボルトに関して、弾性体・塑性体内部の作用効果を考察し、ひずみ軟化現象の著しい北陸地方の泥岩中のトンネルで得た計測データの考察を行った。その中で、軸方向にひずみゲージを貼付したロックボルトの挙動を解釈する上でいくつかの知見を得たので、これを報告する。

2. 完全弾塑性モデルとひずみ軟化モデルにより得られる結果の相違

7-ロンの降伏条件を採用する場合の完全弾塑性モデル(P-Model)およびひずみ軟化モデル(S-Model)により得られる w_p , U_w , ϵ_p の算出式は前述の文献に報告したが、著しく低い地山強度比を有する場合、P-Model では現場で得た諸現象に対応する適当な結果が得られず、またロックボルトの軸力の最大値を示す位置が弾塑性境界と必ずしも一致していることが判明した。以下、数値解析により説明してみよう。

静水圧の初期応力状態($p_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$)を有する地山に直径10mの円形トンネルを掘削するものとし、地山の物性がそれぞれ $E = 2000 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.3$, 一軸圧縮強度 $q_u = 10 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 20^\circ$, ひずみ軟化状態の急変係数 $\omega = 0.4 E$, 残留(-軸圧縮)強度 $q_u' = 2 \text{ kg/cm}^2$, 残留内部摩擦角 $\phi' = 10^\circ$ の場合(図-1実線)に対する塑性領域は、図-2に示す様

であり、P-とS-Modelとはかなり異なることが分る。また、P-Modelによる解析では、 ϕ の選定により大きな相違が生ず

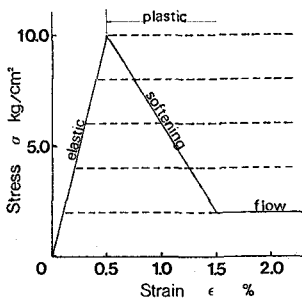


図-1 応力-ひずみ曲線

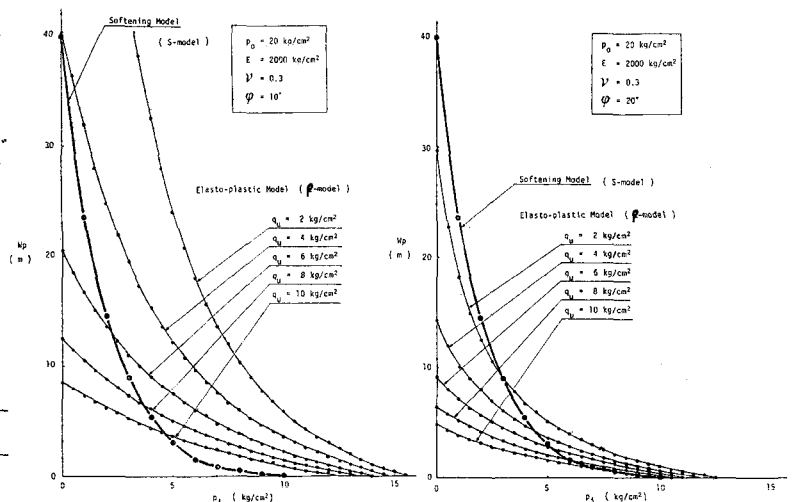


図-2 弾塑性モデルおよび軟化モデルによる塑性域の相違

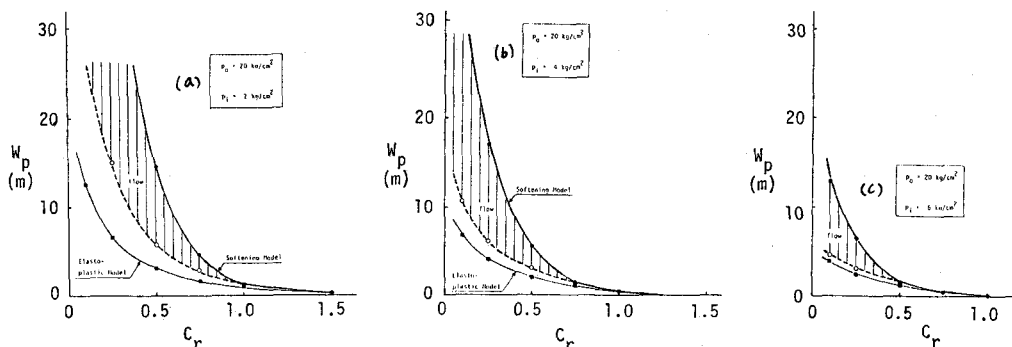


図-3 p_i の違いによる W_p と地山強度比の関係

ることとも分るのである。地山強度比 $C_f (= \sigma_u/p_0)$ をバウメーターとして、支保工効果 (p_i) をいくつか変化させ、 W_p の違いを検討すると、図-3 のようになる。必ずみ軟化現象を示す地山材料に対しては S-Model を使用した方が良く、 C_f 、 p_i のわずかな変化が W_p に大きく影響することが分るのである。同条件下に於いて詳しく解析を進めたところ、流動域の発生条件について図-4 のような結果を得た。つまり、トンネルの安定性に大いに影響する流動域の発生を抑制するために必要な支保工の耐荷力 (p_i) と初期応力 (p_0) および地山強度 (σ_u) との関係がある。たとえば、 $C_f = 1.0$ の場合は、 $p_i \geq 0.2 p_0$ で流動域は発生しない。また、 $C_f = 0.5$ では、所要 $p_i \geq 0.6 p_0$ となり、切羽による半ドーム作用の変化を考えると、掘削後たんに、出来た切り切羽に近く支保工を施さねば不安定になることを示している。膨張性泥岩と称せられる地山の挙動を観察すると Swelling よりも Squeezing が主たる原因と考えられるが、地山強度比の変化から施工時の膨張挙動を考察してみると、うまく説明がつかうようである。(例えば、北越北線竊立山トンネルの場合) したがって、類似の条件下で図-4 の白い部分 (Flow Zone) に該当する場合は、必ずみ軟化モデルを使用して解析を行う必要がある。

3. 塑性域におけるロウボルトの挙動

切羽の進行に伴う半ドーム作用の変化は、図-5 に示すように切羽面に近い程著しく、これに対応して支保工を行うことがトンネル掘進の要である。切羽より 1m 後方では、半ドーム作用による p_i は 6 kg/cm^2 で、2m 後方では 4 kg/cm^2 に減少する。この 2 kg/cm^2 の p_i の変化により、塑性域は 1.6m から 6m に増加する。わが国の現場では、2~3m 長のロウボルトが多用され、5m 以上の長いものは少なく、打設時は弾性域に定着させていたボルトも切羽の進行や他の支保工の作用の程度により、全長が塑性域に含まれることも考えられる。そこで、切羽面より 1m 以内に、つまり周囲の岩盤には必ずみ軟化域は発生しているか流動域は生じていない状態で打設されたシステムボルトと、切羽面より 1~2m の範囲で、つまりすでに流動域が発生している状態で打設されたシステムボルトに作用する軸力およびせん断力の分布状態をロウボルトの長さを種々変化させて検討した。計算方法は、文献(1)、(2) で述べた計算式を用いて得られた応力増分を岩盤とロウボルトと同時に扱った FEM モデルに入力したものである。ここに述べた解析結果は、接着剤は地山と同じ物性を有し、完全に密着しているボルトと地山間にはすべりがないものとして求めたものである。

図-6 (a), (b) は、この結果で $\phi 25$, 1~8m 長のロウボルトを使用し、それぞれの条件は次のとおり。
(a) $W_p = 1.58 \text{ m}$ (流動域なし) に對し、1 bolt/m² で設置。応力増分は、 $p_i = 6 \text{ kg/cm}^2$ から 5 kg/cm^2 の間。
(b) $W_p = 3.13 \text{ m}$ (流動域 0.74 m) に對し、1 bolt/m²

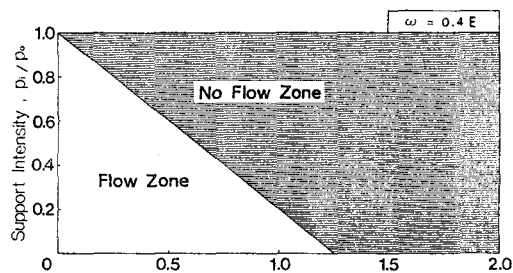


図-4 流動域発生条件 ($\omega = 0.4 E$ の場合)

で設置。応力増分は、 $p_i = 5 \text{ kg/cm}^2$ から 4 kg/cm^2 の間。

全面接着されたボルトと岩盤の相互作用を考察してみると、壁面に近い岩盤の変位は大きいから、岩盤はボルトを引き抜くように作用し、ボルトの奥の部分は、元の周囲の岩盤を壁面に向かって引き出そうとする。すなわち、ボルトにはボルトのあの断面を境界にして互いに向きが反対のせん断力が働く。そこで、これをボルトの作用区間 (pick up length) と定着区間 (anchor length) とに区別する。ロウボルトに作用するせん断力は、軸力を微分した形で与えられ、³⁾ 軸力の最大値を示す断面は、作用区間と定着区間の境界を示すことになる。図-6(a)によれば、軟化域のみに設置されたボルトは、作用区間と定着区間がほぼ等しくボルト中央部で軸力がピークを示し、その値は長さにはほぼ比例している。軟化域を過ぎ、弾性域まで達するボルトは塑性域幅 (1.58 m) の2倍以上の長さを持つ場合、ピーク値は変化せず、定着区間が長くなるだけピークを示す断面位置と弾性・塑性域境界が一致する。したがって、軸力分布のモードとしては、ボルトの中央部にピークを有する型(A型)と定着区間が作用区間より長くなる比較的単純な山型(B型)の2種が認められる。一方、図-6(b)では、岩盤には、流動域・軟化域および弾性域の3相が存在しており、流動域幅より短いボルトは、ほぼボルトの中央部で軸力のピークが現われ、その値は、弾性域まで達するボルトの $1/10$ 以下である。流動域および軟化域にわたるボルトの軸力分布は、流動域・軟化域の境界を変曲点を示し、ピーク的位置がかなり奥になり、定着区間が作用区間に比べてかなり短くなる。定着区間が作用区間より長くなるのは、塑性域幅の2倍以上の長さを持つ場合であり、軸力のピークを示す断面位置は変化する軟化域・弾性域の境界と一致している。軸力分布のモードとしては、流動域のみに設置され、中央部にピークが現われる型(C型)、変曲点を持ち定着区間が作用区間より短い型(D型)および定着区間が長くなる型(E型)に分類できよう。

次に、切羽の進行により生ずる応力増分に対する岩盤変位に着目すると、図-7のようである。計算条件は後述の(a)に対応している。条件(a)は切羽より1 m後方の断面に関するもので、ロウボルトを設置した後、切羽が0.5 m進行した場合に生ずる変位とロウボルト長さとの関係を示すものである。切羽の進行は、わずか0.5 mであるが、この断面に対して切羽の及ぼす半ドーム作用は、 6 kg/cm^2 から 5 kg/cm^2 に変化する。 $(p_i = 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ の変化})$ ロウボルトの設置により壁面近傍の変位は減少し、弾性域に達せず長さ1 mのロウボルトであつても、

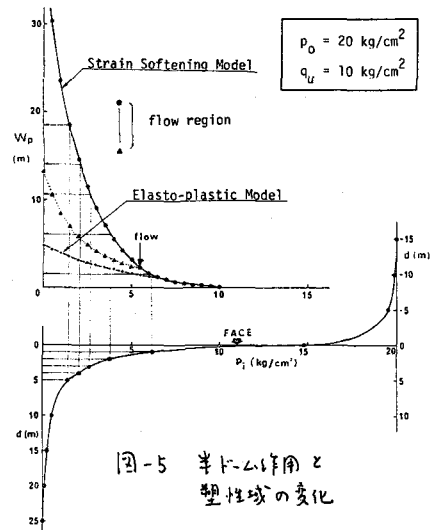


図-5 半ドーム作用と塑性域の変化

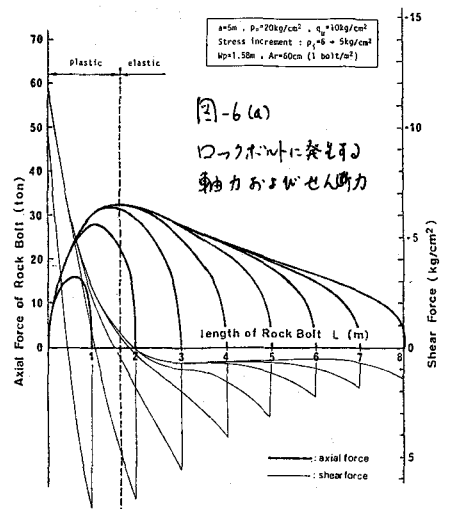


図-6(a)
ロウボルトに及ぼす
軸力およびせん断力

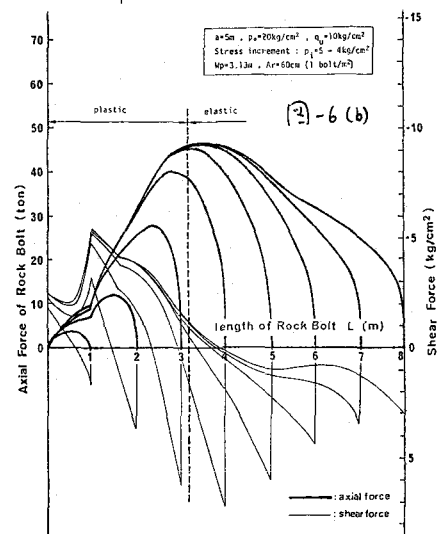


図-6(b)

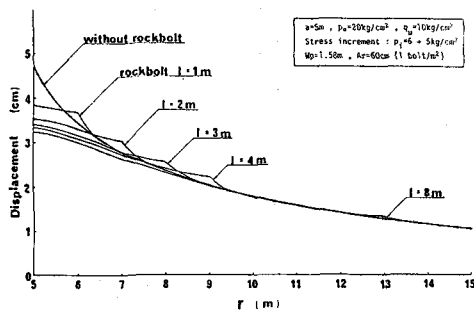


図-7 ロックボルトによる変位の減少状態

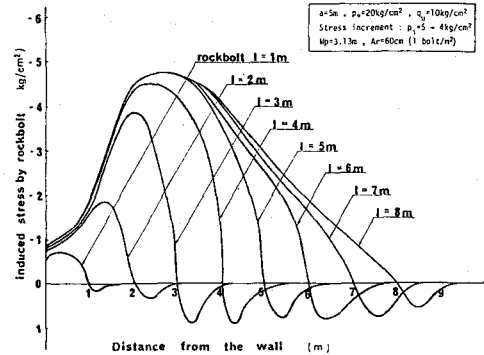


図-8 ロックボルトにより岩盤内に誘起される応力

20～30%の変位を減少させている。ロックボルト長が2Wpを越えたと、変位の減少量は変わらない。また、種々の長さのロックボルトにより、岩盤内に誘起される圧縮応力は、図-8に示すようであり、軸力のピーク値や変位と同様、ロックボルト長が2Wp以上の場合は、ほとんど一定となる。

さらに検討せねばならないことは、ボルトに発生する軸力の値である。この解析に使用したボルトの耐力は20セであり、また地山とボルトとは完全に密着していると仮定しているため、たとえば図-6(a)における軸力のピーク値は、1m長の場合を除き、この耐力を越えボルトは破断することになる。地山の変形量が多い場合はロックボルト長を塑性域内にとどめ、発生する軸力を耐力以下に抑える考え方も有効となる。図-6のせん断力の分布から推定できるように、その最大ピークの絶対値は壁面に生ずるので、ロックボルトと地山とのボンドが切断され、ボルトの頭部付近ではベアリングアレートを介して部分的に締付け式ボルトの作用状態となり、軸力のピーク値は減少して壁面からフラットな分布状態を呈することもある。測定値にもこの様な傾向が認められる。しかしながら、塑性域幅より短いロックボルトの効果は、その長さの程度により大きく変化し、不安定と考えられ、また定着能力も減少するので、一定の効果を発揮させるためには弾性域まで達している必要がある。1.5Wp以上の長さが適当と考えらる。

4. 結 論

- (1) 地山強度比が1以下となるような地山の挙動については、ピーク強度後の強度劣化（ひずみ軟化）現象を考慮しないと、塑性域等について適切な値を得ることが困難である。
- (2) ロックボルトに発生する軸力分布のピークは、ロックボルトの作用区間と定着区間の境界を示しているがこれが弾塑性境界を示すのは、定着区間・作用区間より長い場合である。したがって、弾塑性境界を確認する計測用ボルトは十分に長くなければならない。
- (3) 弾性域まで達しないボルトであっても効果があるが、一定の作用効果を期待するためには塑性域の1.5倍以上の長さが必要である。また、全面接着式ボルトでは、塑性域幅の2倍以上の長さのものは、効果が変わらないと不適当である。したがって、システムロックボルトの最適長は塑性域の1.5～2.0倍の範囲にあると考えられる。ただし、岩盤の変形量の程度を十分に判断して決定する必要がある。

文 献

- 1) 島・谷本・木村：トンネル切羽周辺の岩盤の変形とロックボルトの作用効果，12回岩盤力学シンポジウム（1979），
- 2) 島・谷本・西原・木村：北陸地方の流石中のトンネルにおけるロックボルトと吹付コンクリートの設計，13回道路学会技術発表論文（1979），
- 3) I. Farmer: Stress Distribution along a Resin Grouted Rock Anchor, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Vol.12, pp.347-351 (1975)

THE BEHAVIOR OF ROCKBOLTS FULLY BONDED THROUGH THE PLASTIC ZONE

by Shojiro HATA, Chikaosa TANIMOTO,
Akira NISHIHARA and Keizo KARIYA

Dept. of Civil Engineering, Kyoto University

SUMMARY

Recently the application of rockbolts has been developed as the prime support, and it is very important to know the interaction between rock and rockbolt through plastic zone. In practical tunnelling through soft rock whose competence factor becomes quite low such as below 1.0, so called expansive behavior happens and gives difficulty in supporting, and it is considered that this expansion of the ground is caused mainly by squeezing. So, analytical model for the calculation of plastic zone should be considered of strain softening behavior of the rock around the opening.

The correlation among the width of plastic zone, the displacement of the wall and plastic strain near the wall can be expressed plainly by substituting equivalent inner force, acting onto the wall, for bearing force which steel ribs, systematic rockbolts and/or shotcrete lining give in the vicinity of mining face. Also, the decrease of the half dome action, being associated with the advance of the face, can be expressed by the introduction of dragging force acting on the wall.

Being based on these relationships, axial force and shearing force acting on the fully bonded bolt can be calculated by giving the stress increment, obtained by strain softening model, which causes between setting time of rockbolts and steady state far from the face, to FEM-model.

Consequently, the following results are obtained.

- (1) In designing rockbolt system, the competence factor of the ground and the bearing capacity of the support are main parameters. It is confirmed by the numerical analysis that the width of plastic zone, having tight relationship with the stability of an opening, shows big difference in the case of low competence factor such as below 1.0 even if bearing capacity varies a little.
- (2) When the distribution of axial force along the rockbolt is measured, the cross section showing peak value does not always agree with the elastic-plastic boundary, but it does only when the anchoring length of a rockbolt is longer than the pickup length. And these lengths can be measured by applying a long rockbolt reaching beyond the double distance of plastic zone to be presumed.
- (3) Though even the rockbolt whose end does not reach to elastic zone shows some effect, the optimum size of systematic rockbolts is considered to be 1.5 - 2.0 times longer than the width of plastic zone in order to obtain steady effect as the permanent support.