

核残しを併用したときの 押出し性地山におけるトンネル周辺挙動

林 久資¹・青木 一男²・吉岡 尚也²

¹学生会員 大阪工業大学大学院 工学研究科環境工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)

E-mail: hayashi@civil.oit.ac.jp

²正会員 大阪工業大学教授 工学部環境工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)

押出し性地山におけるトンネル施工時の切羽安定対策として、補助部材を多用することなく切羽の安定性を確保できる核残し(さねのこし)に着目し、トンネル切羽周辺地山の挙動をFLAC3Dによる三次元数値解析結果をもとに検討した。その結果、核残しを併用することで切羽の安定性が向上し、長尺鏡ボルトの打設本数の削減に寄与することもわかった。また、核残しを併用することによってロックボルトの打設時期が遅れた場合でも、トンネルの断面変形率には影響を及ぼさないことがわかった。

Key Words : NATM, squeezing rock, numerical analysis, ring-cut method

1. はじめに

押出し性地山でのトンネル施工においては、押出し現象が顕著になると、切羽が崩壊した事例も報告されている¹⁾。このように、押出し性地山において切羽の自立に問題が生じる場合には、長尺鏡ボルトなどの補助工法を用いて対応するのが一般的である。

大塚ら²⁾は膨圧性地山において長尺鏡ボルトが切羽の押出し変位を抑制することを数値解析的に示すとともに、実施工でも同様の効果があることを確認している。また、吉岡ら³⁾も数値解析により長尺鏡ボルトによる切羽安定効果を示している。これらのことから長尺鏡ボルトは有効な切羽安定対策であると考えられる。

しかしながら、切羽の安定対策として長尺鏡ボルトなどの補助部材を多用すると、資源の大量生産・大量消費をもたらす、環境への負荷が大きいと考えられる。そこで、ここでは、上半切羽面に核残し⁴⁾を設けた施工法に着目した。この施工法は、切羽安定対策のための補助工法の一つであり、新たな補助部材を用いることなく切羽の安定性を向上させることが可能となる。

核残しは、先人の創意工夫によって経験的に用いられてきたものであり、その有効性が明確に示されていなかったが、近年の研究手法の多様化やコンピュータの進歩により、核残しがトンネル掘削に与える影響を研究した事例も見受けられるようになった。西崎⁵⁾らは浅い土か

ぶりでのトンネル施工を想定し、核残しを併用することによる効果を三次元数値解析により解明した。その結果、核残しを併用した場合には切羽の押出し量や天端の変位が抑制されることを示している。Hisatake⁶⁾らは、都市部の低土かぶり地山における掘削過程を考慮した遠心模型実験により、核残しを併用することで切羽直上での累積沈下量およびトンネル軸方向累積変位が約20%抑制されることを示した。また、三次元有限要素解析においても同様の効果を確認している。しかし、これらの研究成果は、押出し性地山ではなく、都市部の低土かぶり地山を想定したものである。また、核残しによる切羽安定メカニズムが明確に示されていない。

そこで、本研究では、上述した問題点をもとに、押出し性地山において、核残しを併用したり、核残しと長尺鏡ボルトを同時に併用することがトンネル切羽の安定性にどのような効果を及ぼすのかについて、限界せん断ひずみや切羽押出し量の観点から検討する。また、核残しを併用することで、支保部材としてのロックボルトの打設遅れがトンネルの内空変位に及ぼす影響などについても考察する。

2. 解析概要

押出し性地山において核残しや長尺鏡ボルトを併用し

表-1 地山の入力定数

地山強度比	1.0	0.75	0.5
単位体積重量(kN/m ³)	20		
変形係数(kN/m ²)	4×10 ⁵	3×10 ⁵	2×10 ⁵
一軸圧縮強さ(kN/m ²)	2×10 ³	1.5×10 ³	1×10 ³
ポアソン比	0.41	0.43	0.45
粘着力(kN/m ²)	100~200		
内部摩擦角(°)	24	22	20

表-2 支保工規模の選定

地山強度比	断面変形率 予測値(%) (無支保)	支保工 ガイド ライン ^{注)}	支保工規模		
			RB長さ (m)	吹付け厚 (cm)	鋼製 支保工
1.0	2.1~4.8	B, C	4.0	15	H-125
0.75	3.3~8.1	C, D	4.0	20	H-150
0.5	5.7~15.9	D, E	6.0	25	H-200

注) 支保工ガイドライン A: 簡素な支保工で支保が可能, B: ロックボルトと吹付けコンクリートで支保, ときには軽い鋼製支保工が必要, C: 重い鋼製支保工が必要, D: 切羽安定対策が必要, E: 大規模な支保工, 切羽安定対策が必要

たときのトンネル挙動を解明するために必要となる地山の入力定数, 支保工規模の選定, 解析領域, 解析手順等について以下に示す。

(1) 地山の入力定数および力学モデル

押出し性地山を想定した入力定数を決定するには, 押出し性の程度を示す指標が不可欠である。仲野⁹⁾は, 地山強度比 C_r が1.0以下, すなわち岩石の一軸圧縮強さが地山の初期応力の2倍より小さい場合には, トンネル周辺地山はせん断破壊を受けるとしている。また, アイダン⁹⁾らは, 押出し性の現象が発生する地山条件は, 地山強度比 C_r が1.6~2.0が境界であり, そのときの壁面ひずみは1~12%の範囲になるとしている。そのため, ここでは仲野⁹⁾が提案した地山強度比を押出し性地山を示す指標とし, 本解析では地山強度比 C_r が0.5~1.0の地山を想定した。このような地山条件では, 谷本ら¹⁰⁾の提案によると, 約0.8%以上の断面変形率が生じることが示されている。

地山の入力定数は, 表-1のように決定した。まず, 土かぶり厚さと単位体積重量および地山強度比から一軸圧縮強さを決めた。ただし, 土かぶり厚さを100mとしているが, この土かぶり厚さについては後述する。つぎに, Deer¹¹⁾は変形係数 D と一軸圧縮強さ σ_c には $D=200\sigma_c\sim500\sigma_c$ の関係があることを指摘しているため, ここでの変形係数は一軸圧縮強さを200倍した値を用いた。表-1に示した変形係数の値は, アイダン⁹⁾が示している一軸圧縮強さと変形係数の関係とも対応している。また, ポア

ソン比と内部摩擦角については, アイダン⁹⁾が示している一軸圧縮強さとポアソン比等の関係より設定した。粘着力 c については, Biniawski¹²⁾が提案しているRMR法のそれぞれの内部摩擦角に対応する粘着力の値を用いた。粘着力に幅を持たせているのは, そのことを考慮したためである。ただし, 本論文では下限値を用いて得られた解析結果を示している。

さて, 粘着力 c は, モールクーロンの降伏基準を用いる場合には一軸圧縮強さと内部摩擦角の関係より算出するのが一般的であるが, それより算出すると, 本研究のようにBiniawski¹²⁾の提案している粘着力よりも大きな値が算出される。そこで, Salencon¹³⁾の理論解により, トンネルに生じる断面変形率について検討を行った。例えば, 地山強度比0.5なる地山を想定すると, アイダンら⁹⁾が示している一軸圧縮強さと変形係数の関係より, 変形係数は50000~200000kN/m²の幅を有していることがわかる。本研究のようにその上限付近の変形係数の値(200000kN/m²)を設定した場合は, 粘着力をモールクーロンの降伏基準に従って一軸圧縮強さと内部摩擦角の関係より算出された値($c=350\text{kN/m}^2$)では, 約1%程度の断面変形率が生じることがわかった。一方, 本研究のように $c=100\text{kN/m}^2$ の場合では, 3%程度の断面変形率が生じることがわかった。アイダンら⁹⁾によると, 地山強度比が0.5なる地山条件では, 2%を超えるような断面変形率が生じることが示しているため, 本研究では, 粘着力をBiniawski¹²⁾のRMR法の内部摩擦角に対応する粘着力より設定した。

地山の力学モデルは, 弾完全塑性体とし, 降伏判定にはモールクーロンの降伏基準を用いた。

(2) 支保工規模の選定および力学モデル

トンネルの安定性を確保するためには, 地山条件に応じた支保工規模を選定することが重要となる。ここでは地山強度比が0.5の場合について説明する。土かぶり100mのトンネルを無支保で掘削したときの変位予測をSalenconの理論解¹³⁾から求めると, 5.7~15.9%の断面変形率が生じることがわかった。この算出された断面変形率をHoekら¹⁴⁾が提案する支保工規模決定のガイドラインに当てはめると, DまたはEの支保工規模に相当している。ちなみに支保工規模D, Eでは, 大規模な支保工や切羽安定対策を必要としているため, 支保部材としては長さ6mのロックボルト, 吹付け厚さ25cmの吹付けコンクリート, それにH-200の鋼製支保工を採用した。地山強度比1.0~0.75に関しても同様の手法にて支保工規模を決定した。このようにして決定した地山強度比ごとの支保工規模を表-2に示す。ただし, ロックボルトの打設間隔はすべての場合において1断面18本, トンネル縦断方向に

表-3 支保工の入力定数

ロックボルト	異形棒鋼	断面積 (m ²)	5.07 × 10 ⁻⁴		
		ヤング率 (kN/m ²)	2.1 × 10 ⁸		
		引張り強度 (kN)	179.3		
	定着材	せん断剛性 (kN/m ²)	1.1 × 10 ⁴		
		粘着強さ (kN/m)	230		
		摩擦角 (°)	30		
		穿孔径 (m)	1.32 × 10 ⁻¹		
*SC		変形係数 (kN/m ²)	3.4 × 10 ⁶		
		ポアソン比	0.2		
鋼製支保工			H-125	H-150	H-200
		断面積 (m ²)	3.0 × 10 ⁻³	3.97 × 10 ⁻³	6.53 × 10 ⁻³
		断面二次モーメント (m ⁴)	0.84 × 10 ⁻⁵	1.62 × 10 ⁻⁵	4.72 × 10 ⁻⁵
		弾性係数 (kN/m ²)	2.1 × 10 ⁸		
		ポアソン比	0.3		

*SC:Shotcreteの略称で吹付けコンクリートの意味

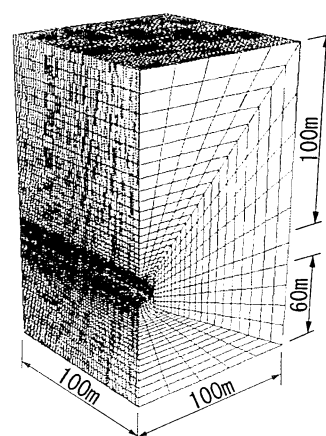


図-2 解析モデル

性質はトンネル標準示方書¹⁵⁾より、吹付けコンクリートは変形係数については土屋¹⁶⁾の提案値を、ポアソン比はコンクリート標準示方書¹⁷⁾より、鋼製支保工の機械的性質はトンネル標準示方書¹⁸⁾より決定した。これらの値を表-3に示す。

(3) 切羽安定対策

切羽安定対策を行ってトンネルを掘削したときに、周辺地山に及ぼす影響を比較するための施工法を図-1に示す。図-1(a)は、トンネル下半に長さ10mのベンチを設け、上半切羽に安定対策を行っていないベンチカット工法である。一方、切羽安定対策を行った施工法としては、図-1(b)に示したような図-1(a)のベンチカット工法の上半部分に長尺鏡ボルトを打設したもの、図-1(c)のように図-1(a)の上半部分に高さ3.6m、奥行3mの核残しを併用したもの¹⁹⁾、図-1(d)のように図-1(c)の上半部分に長尺鏡ボルトを打設したものとした。長尺鏡ボルトはGFRP管によるものとし、GFRP管や定着材の入力定数については大塚らの文献²⁰⁾より引用し、表-4に設定した。打設本数は、文献²¹⁾によると実現場では1断面20本前後で施工された事例が多いことから、ここでは長さ12.5mのものをラップ長3.5mで、1断面18本打設するものとした。ただし、長尺鏡ボルトは切羽の挙動に応じて打設本数を削減した。

また、核残しと併用できる補助工法として、鏡吹付け工法も一般的であるが、本研究では長尺鏡ボルトの併用本数の違いによってトンネル周辺に及ぼす影響を把握するため、鏡吹付け工法は解析対象としていない。

(4) 解析領域および解析手順

押し出し性の現象によって工事が難渋した飯山トンネルでは、土かぶりが100mを超えると内空変位が急増している²²⁾。そのため、解析上の土かぶりは100mとした。また、インバートより下部領域は60m、横断方向の領域は

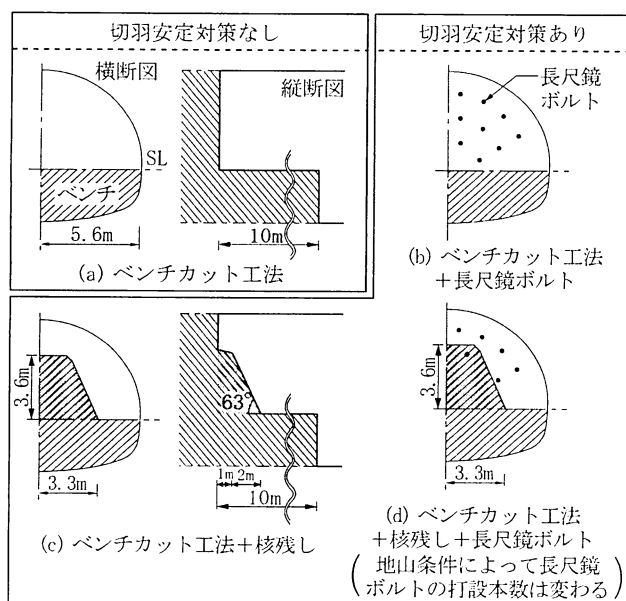


図-1 切羽安定対策

表-4 長尺鏡ボルトの入力定数

GFRP管	弾性係数 (kN/m ²)	3.8 × 10 ⁷
	断面積 (m ²)	1.71 × 10 ⁻³
	破断強度 (kN)	350
定着材	せん断剛性 (kN/m ²)	8.77 × 10 ⁶
	付着強度 (kN/m)	216

1m間隔で打設することとした。

支保工の力学モデルは、ロックボルトと長尺鏡ボルトがケーブル要素とし、吹付けコンクリートがシェル要素、鋼製支保工がビーム要素とした。入力定数については、ロックボルトは異型棒鋼を用いることとし、その機械的

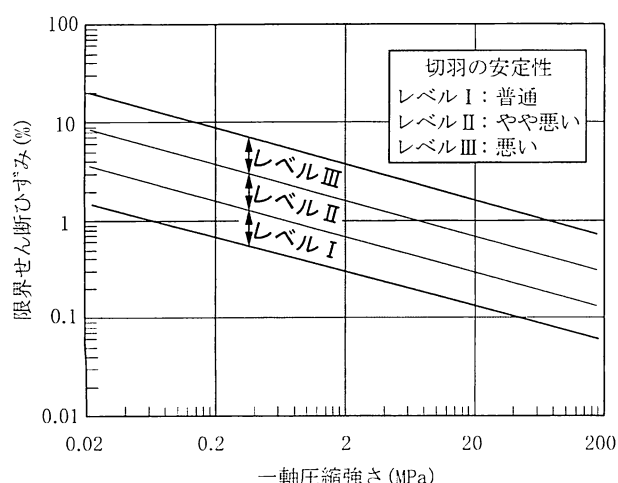
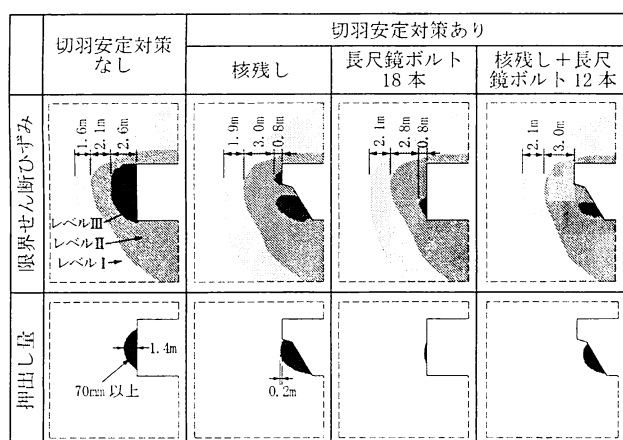


図-3 せん断ひずみと一軸圧縮強さの関係



注：限界せん断ひずみレベル I=0.3～0.7%, II=0.7～1.5%, III=1.5～

図-4 地山強度比1.0のときの切羽の挙動

100m, 奥行方向の領域は100mとした(図-2参照)。

境界条件は、トンネル掘削方向の地山側面についてはトンネル横断方向を、トンネル坑口と奥行き端部の地表面は縦断方向を、底面は上下方向を拘束し、地表面は自由境界とした。

解析の手順としては、まず地山の自重解析を行った。鉛直方向の初期応力は地山の単位体積重量と土かぶり厚さより、水平方向の初期応力は鉛直方向の初期応力と側圧係数 K_0 の関係より求めた。ただし、土かぶり厚さと側圧係数の関係²³⁾によれば、土かぶり厚さが70mを超えると側圧係数 K_0 の中央値が1.0になることから、ここでの側圧係数 K_0 は1.0とした。つぎに、上半部分を10mまで1mづつ掘削した。支保部材としての吹付けコンクリートと鋼製支保工は、切羽面より1m手前まで施工されるものとした。ロックボルトは、核残しを併用しない場合は切羽面より1m手前まで、核残しを併用する場合は切羽面より2m手前まで施工されるものとした。上半部分が10m先進すると、その後は下半部分と併進させた。下

半部分は、核残しの併用の有無によらず支保工は切羽面より1m手前まで施工されるものとした。

3. 解析結果

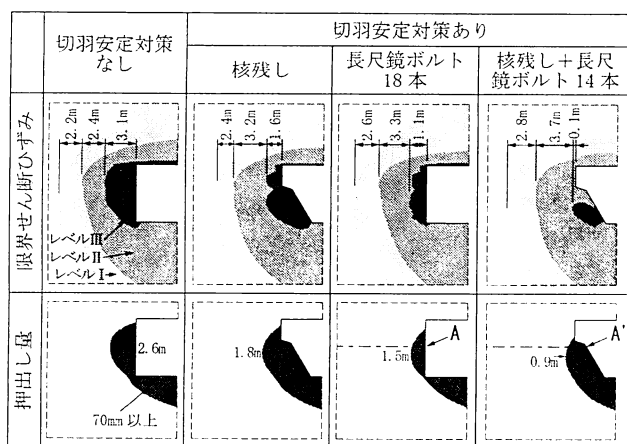
解析概要に沿って行った解析結果を示す。まず、ベンチカット工法の上半部分に切羽安定対策である長尺鏡ボルトを併用した場合や、核残しを併用したときの切羽の安定性については、限界せん断ひずみと切羽押し出し量によって検討する。併せて、長尺鏡ボルトに作用する軸力や切羽前方地山の応力再配分についても検討する。

(1) 切羽の安定性

切羽の安定性を検討するためには、切羽の安定性を示す指標が必要である。櫻井ら²⁴⁾は、トンネル周辺地山の安定性を最大せん断ひずみによって評価できるように、限界せん断ひずみと一軸圧縮強さの関係を示している。しかしながら、それぞれの一軸圧縮強さに対する限界ひずみの幅が大きいため、ここでは、図-3に示したように便宜的に一軸圧縮強さに対するせん断ひずみの限界値をレベルI～レベルIIIに分類し、切羽の安定性を判断する指標とした。レベルIの領域は、下限側の限界せん断ひずみを超えているが、この領域では直ちに切羽が崩壊する危険性は小さい段階であると考えられる。レベルIIの領域は、切羽の安定性がやや悪くなり切羽を長時間にわたって放置する場合には注意が必要になる段階であると考えられる。レベルIIIの領域は、上限側の限界せん断ひずみに近づくため、切羽の安定性を確保するための補助工法の併用が必要になる段階であると考えられる。

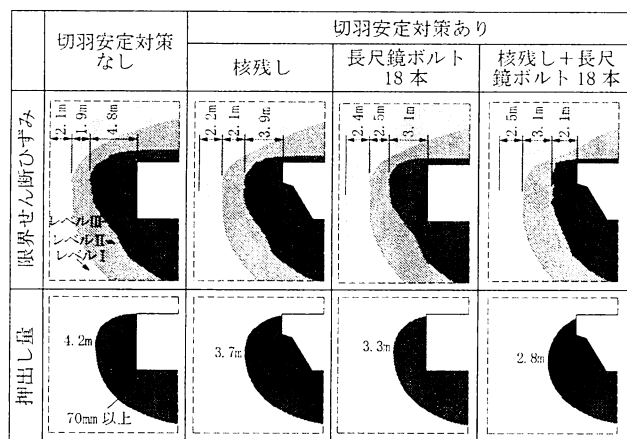
地山強度比が1.0のときの切羽近傍の縦断方向からみた限界せん断ひずみと押し出し量を図-4に示す。ただし、長尺鏡ボルトのみを打設した場合はトンネル上半切羽が45mまで進行したときの状態を、核残しと長尺鏡ボルトの両方を併用した場合はトンネル上半切羽が47mまで進行したときの状態を表している。これは長尺鏡ボルトの残長が4.5mのときに相当する。まず、図-4の限界せん断ひずみに着目すると、切羽安定対策を行っていない場合には、限界せん断ひずみがレベルIの領域は切羽前方6.3mまで、レベルIIの領域は切羽前方4.7m、レベルIIIの領域は切羽前方2.6mまで拡大している。このように最も切羽崩壊のリスクが高いレベルIIIの領域が切羽前方2.6mまで広がっている。また、このレベルIIIの領域の一部はレベルIIIの中間値を超えるような限界せん断ひずみに達しており、このままでは切羽崩壊の可能性が高いため、切羽安定対策のための補助工法の併用が必要であると考えられる。

そこで、核残しを併用したものに着目すると、レベル



注：限界せん断ひずみレベルⅠ=0.3～0.7%，Ⅱ=0.7～2.0，Ⅲ=2.0%～

図-5 地山強度比0.75のときの切羽の挙動



注：限界せん断ひずみレベルⅠ=0.3～0.7%，Ⅱ=0.7～2.0，Ⅲ=2.0%～

図-6 地山強度比0.5のときの切羽の挙動

Ⅲの領域が核部分の一部および切羽前方0.8m程度生じているが、切羽前方のレベルⅢの領域が抑制されていることがわかる。これは、核部分の土塊による切羽面への抵抗力が増大したためであると考えられる。また、長尺鏡ボルトを切羽面に18本打設した場合には、レベルⅢの領域が核残しを併用したものと同程度の切羽前方0.8m程度まで抑制されている。これらの工法で施工を行ってもレベルⅢの領域が生じているが、生じた限界せん断ひずみはレベルⅢの中でもほぼ下限値に近いため、切羽が直ちに崩壊するとは考えにくい。

次に、核残しと長尺鏡ボルトを両方併用した場合に着目すると、長尺鏡ボルトは12本しか打設していないにもかかわらず、レベルⅢの領域は核のごくわずかな部分に限定される。ただし、ここでのレベルⅢは、レベルⅡを少し超えた領域に限定されているため、切羽の安定性が直ちに損なわれるとは考えにくい。これは、核残しと長尺鏡ボルトによる作用効果が有効に発揮された結果であると考えられる。このように長尺鏡ボルトだけで切羽の安定性を確保しようとすれば、18本程度打設する必要がある。

ある。しかし、核残しと長尺鏡ボルトの両方を併用した場合には、長尺鏡ボルト12本で切羽の安定性を確保することができ、補助部材の削減が可能であることが示唆された。

ここまでは、限界せん断ひずみの概念を取り入れて切羽の安定性評価を行ったが、田中ら²⁵⁾によると、切羽の押し出し量が70mmを超えると切羽崩壊の可能性があることを指摘している。そこで、図-4に示した限界せん断ひずみのコンターと70mm以上の切羽押し出し量の領域を比較すると、図-4のすべての場合において、70mm以上の押し出し量が生じている領域は、せん断ひずみのレベルⅢの領域とほぼ対応している。このように、切羽押し出し量を限界せん断ひずみと対応させて切羽安定性評価を試みた。その結果、切羽押し出し量が70mmを超える領域が切羽前方地山に拡大すると、切羽の安定性に影響することが判明した。また、図-3で定義したレベルⅠ～Ⅲの指標は、切羽の安定性評価に有益であることも判明した。

次に、図-5に示した地山強度比が0.75のときの切羽安定性について考察する。限界せん断ひずみに着目すると、切羽安定対策を行っていない場合には、限界せん断ひずみがレベルⅢの領域が切羽前方3.1mまで拡大し、切羽の一部にはレベルⅢの上限値近くの限界せん断ひずみも生じていた。したがって、地山強度比がわずかに0.25低下するだけでも押し出し性の現象が顕著になる。そこで、核残しを併用した場合に着目すると、限界せん断ひずみレベルⅢの領域は切羽前方1.6mまでに制限される。また、長尺鏡ボルトのみを18本併用したときには、限界せん断ひずみレベルⅢの領域はさらに制限されて切羽前方1.1mまでとなる。しかしながら、核残しや長尺鏡ボルトを併用してもレベルⅢの領域の中間値付近の限界せん断ひずみが生じており、切羽の崩壊の可能性が示唆されている。

そこで、切羽安定対策として核残しと合わせて長尺鏡ボルトを14本併用した場合に着目すると、レベルⅢの領域は核のみに限定されている。このレベルⅢの領域に生じる限界せん断ひずみは、大部分がレベルⅢの下限値程度であるが、わずかな領域においてレベルⅢの中間値付近まで至っていることから、核の一部が崩壊する恐れがある。また、限界せん断ひずみと70mm以上の押し出し量が生じている領域を比較すると、ここでも限界せん断ひずみがレベルⅢの領域と70mm以上の押し出し量が生じている領域がほぼ対応している。

押し出し性の現象が極めて顕著に現れることが予想される地山強度比が0.5のときの結果を図-6に示す。ここでの限界せん断ひずみのランクⅢの領域は、切羽の安定対策を行っていない場合は切羽前方4.8mまで、核残しを併用した場合には切羽前方3.9mまで、長尺鏡ボルトを18本併用した場合でも切羽前方3.1mまで生じている。また、

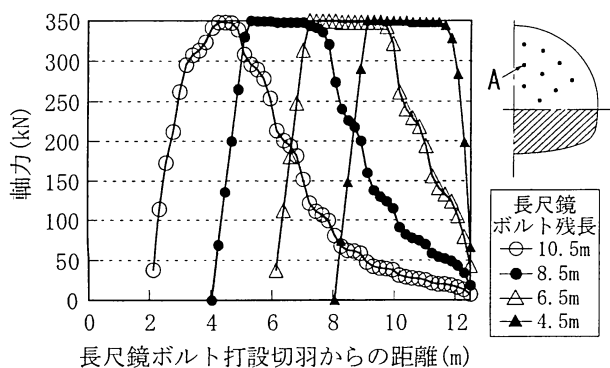


図-7 長尺鏡ボルトを併用時の軸力分布

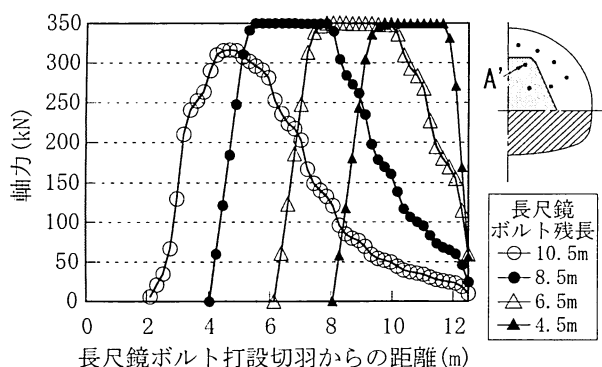


図-8 核残しと長尺鏡ボルト併用時の軸力分布

レベルⅢの領域の多くが、レベルⅢの中間値から上限値の限界せん断ひずみを生じており、切羽崩壊の可能性が高いと考えられる。一方、核残しと長尺鏡ボルトの両方を併用した場合でも、切羽前方2.1m程度まで限界せん断ひずみランクⅢの領域が広がっている。また、すべての工法において70mm以上の押出し量が発生している領域も、限界せん断ひずみのランクⅢが生じている領域と同程度にまで拡大している。換言すれば、図-6のように地山強度比が0.5まで低下した地山においては押出し性の現象が極めて顕著になり、この程度の補助工法を併用しただけでは切羽の安定性を確保することは難しいと考えられる。

ここでは、限界せん断ひずみや、切羽押出し変位より切羽安定対策のための補助工法である核残しや長尺鏡ボルトの切羽安定性について検討した。切羽の安定性を判断するために用いた限界せん断ひずみを3つのレベルにわけること、レベルⅢの限界せん断ひずみが生じている領域と田中ら²⁹⁾が指摘する切羽崩壊の危険性がある70mm以上の押出し量が生じている領域とがほぼ調和していることがわかった。したがって、ここに示した限界せん断ひずみは、切羽の安定性を判断する指標として有益であると考えられる。また、長尺鏡ボルトだけを併用

して切羽の安定性を確保するよりも、核残しと長尺鏡ボルトを同時に併用することによって、長尺鏡ボルトの打設本数を少なくできることもわかった。

(2) 長尺鏡ボルトの軸力

前節において、長尺鏡ボルトの打設本数を削減できることがわかった。以下では、切羽の安定性を確保するために長尺鏡ボルトのみを併用した場合と核残しと長尺鏡ボルトを同時に併用した場合の長尺鏡ボルトに作用する軸力分布について考察する。

切羽安定対策として長尺鏡ボルトのみを18本併用した場合の長尺鏡ボルトに作用する軸力を図-7に示す。ここでは、押出し性の現象が顕著に表れる地山強度比が0.75なる地山に坑口より上半切羽が37mまで進行したときに打設した長尺鏡ボルトのうち、70mmを超える押出し量が最も拡大している付近、すなわちA点の軸力に着目する(図-5参照)。図-7で長尺鏡ボルト残長が10.5mの場合には、切羽から2m付近で耐力である350kNに達していることがわかる。つぎに、切羽が2m進行し長尺鏡ボルトの残長が8.5mになったときの軸力に着目すると、長尺鏡ボルトの中央付近において約3mにわたって破断強度である350kNに達している。さらに切羽が進行し、長尺鏡ボルトの残長が6.5m、4.5mの場合に着目すると、いずれもボルトの中央付近で約3mにわたり長尺鏡ボルトの破断強度である350kNに達している。このように押出し量が70mmを超える領域が顕著に表れている部分に打設した長尺鏡ボルトは、破断の恐れがある。

一方、核残しと長尺鏡ボルト14本で切羽安定対策をしたときの長尺鏡ボルト軸力を図-8に示す。ここでも地山強度比が0.75のときに着目し、上半切羽が坑口より39mまで進行したときに打設した長尺鏡ボルトのうち70mm以上の押出し量が最も拡大している付近のA'における軸力を示した。まず、長尺鏡ボルトの残長が10.5mの場合、切羽から2m程度で軸力がピーク値となり約320kNを示した。ここでのピーク値は長尺鏡ボルトの破断強度までは至らないものの、図-7のボルト残長10.5mの時の結果と同様の傾向を示している。つぎに、長尺鏡ボルトの残長が8.5m、6.5m、4.5mのときの軸力に着目すると、長尺鏡ボルトの中央部分において約3mにわたってボルトの破断強度である350kNの軸力に達している。これは、図-7のボルト残長8.5m、6.5m、4.5mのときの軸力と同様の傾向がみられ、ここでも70mmを超えるような押出し量が顕著に発生している領域に打設された長尺鏡ボルトは、破断の可能性のあることが示唆された。

ここまでで、切羽の安定対策のために、長尺鏡ボルトを用いた場合と、核残しと長尺鏡ボルトを用いた場合の長尺鏡ボルト軸力を比較した。その結果、核残しと長尺

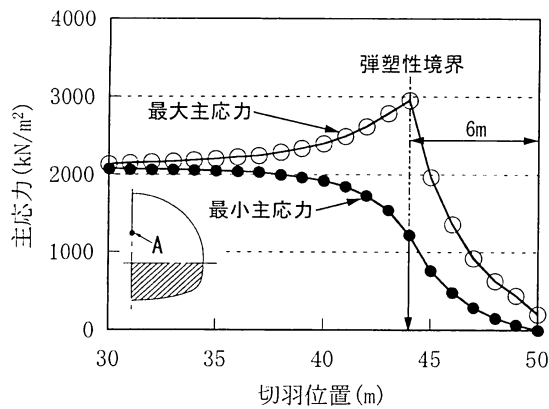


図-9 応力再配分 (切羽安定対策)

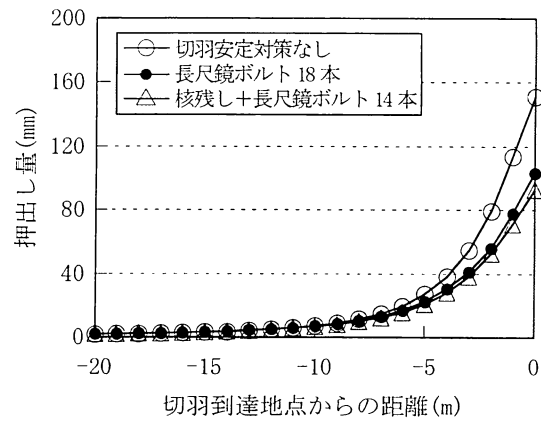


図-12 切羽前方の押し出し変形量

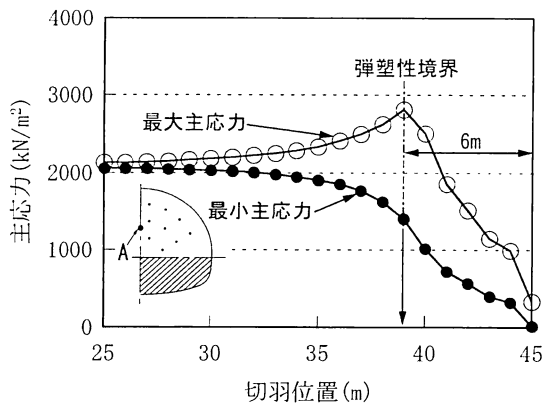


図-10 応力再配分 (長尺鏡ボルト18本打設)

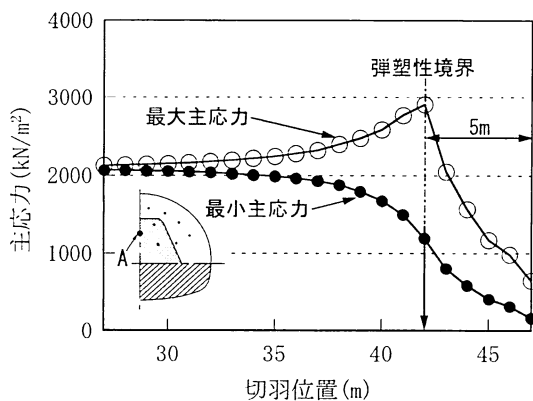


図-11 応力再配分 (核残しと長尺鏡ボルト14本打設)

鏡ボルトを併用したものでは、長尺鏡ボルトだけで切羽の安定対策を施したもののより長尺鏡ボルトの打設本数が1断面で4本少ないにも関わらず、ほぼ同様の軸力分布を示している。このように長尺鏡ボルトの負荷が同じにも関わらず切羽の安定性が向上しているのは、核部分の土塊による抵抗力が付加されるためであると考えられる。そのため、核残しと長尺鏡ボルトの両方を併用することで長尺鏡ボルトの削減が図られたものと考えられる。

(3) 切羽前方の応力再配分

前節において、切羽の安定性は長尺鏡ボルトや核残しを併用することで向上することがわかった。そこで、ここではトンネル掘削に伴って生じる切羽前方地山の応力再配分過程の観点から長尺鏡ボルトや核残しの作用効果を考察する。ちなみに地山強度比は、押し出し性の現象が顕著に表れた0.75とした。

まず、上半切羽に安定対策を行っていないベンチカット工法に着目し、切羽前方地山の応力再配分の結果を図-9に示す。これは、坑口より50m地点のA点における切羽進行に伴う応力再配分過程を縦軸に主応力、横軸に切羽位置を取って示したものである。トンネル上半切羽が30～35m地点まで進行すると、つまりA点の15～20m手前より主応力が拡大し始める。その後、切羽位置が44m地点に達すると、最大主応力と最小主応力の主応力差が最大になる。これより、坑口から50m地点のA点においては、切羽到達6m手前より塑性領域が生じることがわかる。

つぎに、長尺鏡ボルトのみを18本併用したときの応力再配分の結果を図-10に示す。ここでは、切羽到達時に長尺鏡ボルトの残長が4.5mとなるように、切羽位置が45mのA点における切羽進行に伴う応力再配分過程を示した。トンネル切羽が進行すると、切羽位置39m地点において主応力差が最大となった。つまり、長尺鏡ボルトのみを18本併用したときのA点においては、切羽が6m手前に到達した時点で地山の塑性化が始まっており、その時期は図-9に示した切羽安定対策を施していないものと同様であった。

つぎに、図-5の中で最も限界せん断ひずみレベルⅢの領域が小さかった核残しと長尺鏡ボルト14本の両方を併用したときの応力再配分過程を図-11に示す。ここでも、切羽到達時に長尺鏡ボルトの残長が4.5mになるように、坑口より47m地点におけるA点に着目した。トンネル上半切羽が42m地点まで進行すると弾塑性境界が生じてお

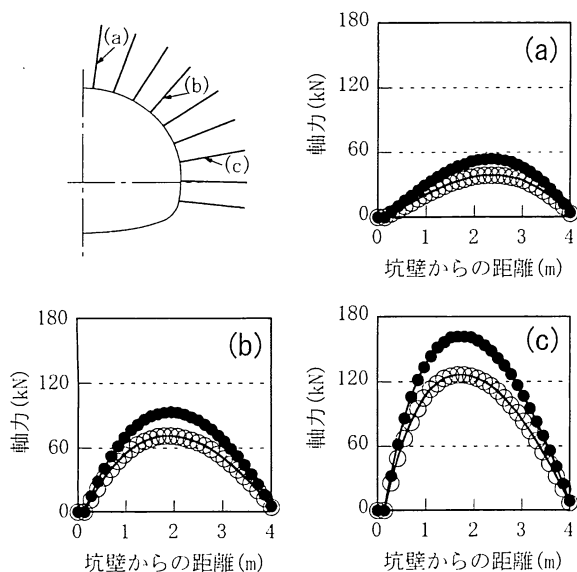


図-13 ロックボルトの軸力
(●:長尺鏡ボルト18本
○:核残し+長尺鏡ボルト14本)

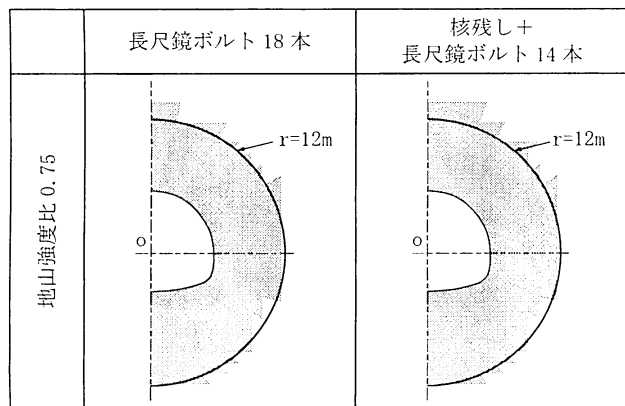


図-14 トンネル周辺の塑性領域

り、A点へ切羽が到達する5m手前から塑性域が形成される。したがって、切羽の安定対策を長尺鏡ボルト18本だけで行うよりも、核残しと長尺鏡ボルトを14本併用することで切羽前方に生じる塑性領域が1m程度抑制されることによって切羽の安定性が向上することになる。そのため、限界ひずみレベルⅢの領域や70mm以上の押出し量が生じている領域が図-5のように抑制されたものと考えられる。

図-12に切羽進行に伴う押出し量を示す。ここでも地山強度比0.75に着目し、縦軸に切羽前方の押出し量を、横軸に切羽到達地点からの距離を取って図示した。その結果、切羽安定対策を行っていない場合には、切羽到達時の押出し量が約150mm生じている。一方、長尺鏡ボルトを18本併用した場合は、切羽到達時の押出し量は約100mmとなり、約50mm抑制されている。すなわち、長尺鏡ボルト18本を併用して切羽の安定対策を施した場合

には、図-7と図-8に示したように長尺鏡ボルトに作用する軸力が抵抗力となり、切羽前方の塑性領域での押出し量を抑制しているものと考えられる。さらに核残しと長尺鏡ボルト14本を併用した場合には、押出し量が約90mmとなる。このように長尺鏡ボルトの打設本数が少なくなっているにもかかわらず、核残し部分の土塊が切羽面への抵抗力として働き、長尺鏡ボルトを18本併用したときよりも、さらに切羽前方の押出し変形を抑制したのと考えられる。

(4) ロックボルト打設時期の違いがトンネル周辺に及ぼす影響

核残しを採用した場合には、切羽近傍での作業スペースの関係上、ロックボルトの打設が遅れることが懸念される。そのため、核残しを併用したときのロックボルトの打設遅れがトンネルの断面変形率に及ぼす影響について考察する。

核残しの有無がロックボルトの軸力に及ぼす影響を調べるため、長尺鏡ボルトを18本併用した場合と核残しに長尺鏡ボルト14本を併用した場合のロックボルト軸力を比較した。ここでは地山強度比が0.75のときの坑口から20.5m地点のロックボルトに着目し、トンネルを50mまで掘削したときの軸力を図-13に示す。まず、トンネル天端部に打設したロックボルト軸力に着目する。図-13(a)に示したように、長尺鏡ボルトを18本併用した場合と核残しに長尺鏡ボルトを14本併用した場合を比較すると、どちらもロックボルトの中央付近において軸力のピークが表れている。そのときの最大軸力は、長尺鏡ボルトを18本併用した場合は約55kN、核残しと長尺鏡ボルトを14本併用した場合は約40kNであった。つぎに、図-13(b)(c)に示したトンネル肩部や側壁部に打設したロックボルトに着目すると、軸力のピークはトンネル天端部と同じようにロックボルトの中央付近で生じている。長尺鏡ボルトを18本併用した場合はトンネル肩部で約90kN、トンネル側壁部で約160kNを示している。一方、核残しと長尺鏡ボルトを14本併用した場合は、トンネル肩部で約70kN、トンネル側壁部で約125kNの軸力が生じている。

これらの結果より、核残しがない場合は1間遅れでロックボルトを打設しているため、ロックボルトに軸力が有効に伝達されている。一方、核残しを設けた場合は切羽面より2間遅れでロックボルトを打設しているため、ロックボルトに作用する最大軸力が少し低下したのと考えられる。

以上のように、核残しを設けることによってロックボルトの打設時期が遅れると、ロックボルトに生じる最大軸力がやや低下することがわかった。そのため、ロック

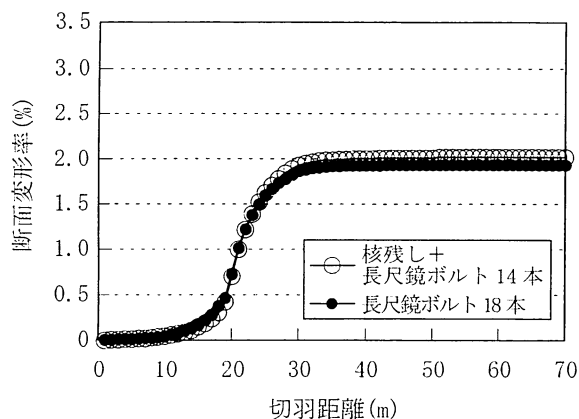


図-15 地山強度比が0.75のときの切羽進行に伴う断面変形率

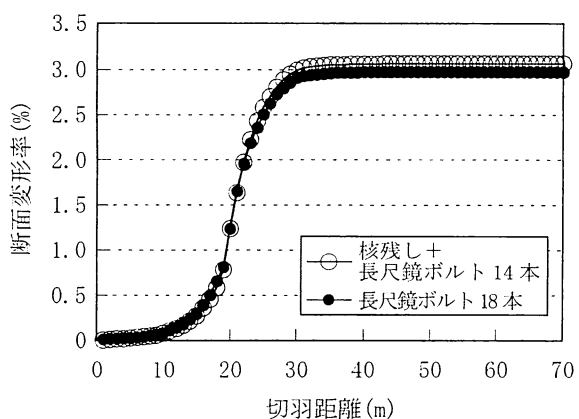


図-16 地山強度比が0.5のときの切羽進行に伴う断面変形率

ボルト打設時期の遅れがトンネル周辺地山に広がる塑性領域の形成に及ぼす影響について検討する。

図-14は、地山強度比が0.75のときの坑口から50mまでトンネルを掘削したときの20m地点におけるトンネル横断方向の塑性領域を灰色で塗りつぶして示したものである。長尺鏡ボルト18本だけを併用した場合と、核残しに長尺鏡ボルトを14本併用した場合に着目すると、どちらの場合もスプリングラインとセンターラインの交点(点o)を中心に半円状に広がっている。また、塑性領域の外側境界までの広がりは、どちらの場合も半径12m程度である。つまり、核残しと長尺鏡ボルトを14本併用した場合のように、核残しを設けたことでロックボルトの打設が遅れた場合でも、トンネル周辺に形成される塑性領域の広がり方には影響しないことがわかる。

谷本ら²⁰⁾は、トンネル掘削に伴いトンネル周辺に広がる非弾性領域の大きさと、現場計測により計測されたコンバージェンスによる描かれたコンバージェンス曲線が一定値に収束した時の距離には関連性があることを示している。また、トンネル周辺に非弾性領域が生じている場合、トンネル中心軸からの非弾性領域の広がりを r とすると、 $4r$ つまりトンネル横断方向の非弾性領域の直径

D を2倍した距離($2D$)で収束に至るとしている。ちなみに、図-14のトンネル周辺の塑性領域では、核の有無にかかわらず、塑性域の広がりは、o点を中心に半径12mの広がりを示している。これを谷本ら²⁰⁾の提案に従い、断面変形率が一定値に収束する地点を予測すると、 $r=12m$ 、すなわち $2D=48m$ となり、核残しの有無にかかわらず切羽通過後48m前後で断面変形率が収束に至ることが考えられる。

図-15に核残しの有無による切羽進行に伴う断面変形率を示す。ここでも、地山強度比0.75のときの長尺鏡ボルト18本を併用した場合と、核残しと長尺鏡ボルト14本を併用した場合に着目し、坑口より20m地点の断面変形率と坑口からの切羽位置の関係を示した。断面変形率は、内空変位をトンネル径で除したものを百分率で示したものである。まず、坑口から切羽が進行すると、両工法とも断面変形率が増加し、切羽距離が20m、つまり切羽が通過した地点での断面変形率は、どちらの場合も約0.7%であった。その後、さらに切羽が進行すると急激に断面変形率が増加するが、切羽の進行が40mを超えると断面変形率の増加の割合が徐々に減少し、一定値に漸近している。そのときの断面変形率は、長尺鏡ボルトを18本併用した場合では約1.9%、核残しと長尺鏡ボルトを14本併用した場合では約2.0%となった。これらより、核残しの有無にかかわらず、収束位置での断面変形率はほぼ同様であることがわかった。また、断面変形率の収束位置に着目すると、切羽距離50~70m程度、つまり、切羽通過後40~50m程度で断面変形率が収束に至っているため、トンネル周辺に広がる塑性領域から予測した収束位置ともほぼ一致している。

次に、押出し性の現象が顕著に表れた地山強度比0.5の場合の切羽進行に伴う断面変形率を図-16に示す。ここでも、図-15と同様に長尺鏡ボルトを18本併用した場合と、核残しと長尺鏡ボルト14本を併用した場合に着目した。その結果、切羽通過前、通過後ともに核の有無にかかわらず、ほぼ同様の断面変形率を示していることがわかる。また、断面変形率が一定値に収束したとき、長尺鏡ボルトを18本併用した場合は約3.0%、核残しと長尺鏡ボルトを14本併用した場合は約3.1%であった。これより、地山強度比が0.25低下して押出し性の現象がさらに顕著になった場合でも核残しの有無にかかわらず収束位置での断面変形率はほぼ同様である。しかしながら、谷本ら¹⁰⁾は断面変形率が2.0%を超えると施工面で難渋し、縫い返しを余儀なくされた事例が見受けられたとしている。そのため、ここまで押出し性の現象が顕著な地山では、断面の閉合時期を早期化するなどの対策が必要になるものと考えられる。

また、アイダンら⁹⁾はトンネル実施工での計測結果を

整理した結果によると、地山強度比0.5の場合、トンネルに生じる壁面ひずみ(断面変形率)は2%以上と示している。さらに、木山ら²⁷⁾は、地山強度比が0.5なる地山にトンネルを掘削すると、トンネルの鉛直方向の空洞ひずみは2%前後であることを二次元弾塑性解析により示している。谷本ら³⁾は、実施工例を分析した結果地山強度比が0.5以下の地山条件では、トンネルに生じる断面変形率は1.5%以上生じるとしている。つまり、地山強度比0.5の地山にトンネルを掘削した場合には、大変形を生じることが示されており、断面変形率が3%程度生じるとしている本研究での解析結果は、実施工や他の文献とも整合性が得られていると考えられる。

核残しの有無によるロックボルトの打設遅れが、トンネル周辺に及ぼす影響について検討した。その結果、ロックボルトに作用する軸力は、核残しを行うことによってロックボルトの打設時期が遅れると、ロックボルトに生じる最大軸力がやや低下することがわかった。しかし、ロックボルトに生じるこの程度の軸力差は、トンネル周辺に広がる塑性領域や、切羽進行に伴う断面変形率の収束時期、収束時の断面変形率には大きな影響を及ぼさないことも判明した。ただし、吹付けコンクリートや、ロックボルトなどの支保工は極力切羽近傍にまで打設することがNATMの基本であるため、切羽近傍にまで支保工を打設できる核形状にすることが重要であると考えられる。

4 まとめ

本研究では、押出し性地山下において、核残しを併用してトンネルを掘削したときの切羽およびトンネル断面に及ぼす影響をFLAC3Dを用いた三次元数値解析により検討した。その結果、以下のようなことがわかった。

- 1) レベルⅠ～Ⅲの限界せん断ひずみは、切羽の安定性を判断する指標として有益である。
- 2) 長尺鏡ボルトだけで切羽の安定性を確保するよりも、核残しと長尺鏡ボルトを同時に併用することで長尺鏡ボルトの打設本数を少なくできる。
- 3) 上記のように長尺鏡ボルトの打設本数を減らした場合でも、長尺鏡ボルトの作用効果は同程度現れる。
- 4) 核残しの施工に伴ってロックボルトの打設時期が遅れても、このことが断面変形率には影響を及ぼさない。

参考文献

- 1) 二唐時雄，佐藤秀行，芹沢尚一，高須賀俊行：流紋岩質凝灰岩熱水変質部の膨張性地山を掘る 山形自動車道盃山トン

- ネル，トンネルと地下，第22巻，2号，pp.25-31，1991.
- 2) 大塚勇，青木智幸，谷卓也，竹津英二，小杉勝之：膨張性地山における長尺鏡ボルトの切羽補強効果の検討，トンネル工学報告集14巻，pp.23-30，2004.
- 3) 吉岡尚也，木梨秀雄，道廣一利，谷本親伯：鏡止めボルトによるトンネル切羽面の補強効果，土木学会論文集No.638/Ⅲ-49，pp.389-394，1992.
- 4) 高山昭：NATMの理論と実際，pp.176-185，土木工学社，1983.
- 5) 土木学会：山岳トンネルの補助工法－2009年度版－，pp.57-58，2009.
- 6) 西崎晶士，羽場徹，岡部正：3次元数値解析による切羽安定対策工の効果に関する考察，トンネル工学研究論文報告集第11巻，pp.111-116，2001.
- 7) M. Hisatake, S. Ohno, T. Katayama, Y. Ohmae and S. Sano : Effects of the ring-cut excavation method on the restraint of displacements ahead of a tunnel face, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.24, Issue5, pp.547-554, 2009.
- 8) 仲野良紀：膨張性地山の実態，トンネルと地下，第6巻，10号，pp.15-25，1975.
- 9) アイダンオメール，赤木知之，伊東孝，川本眺万：スクィーミング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について，土木学会論文集，No.448/Ⅲ-19，pp.73-82，1992.
- 10) 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.424-429，1992.
- 11) Deer, D.V : Geological considerations, Rock Mechanics in Engineering Practice, 1968.
- 12) Biniawski, Z.T. : Rock mechanics design in mining and tunneling, BALKEMA, pp.97-136, 1984.
- 13) Salencon, J. "Contraction Quasi-Statique D'une Cavite a Symetrie Spherique Ou Cylindrique Dans Un Milieu Elastoplastique," Annales Des Ponts Et Chaussees, 4, 231-236, 1969.
- 14) Evert, H.. and Paul, M.. : Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Tunnels and Tunneling International, pp. 1-21, 2000.
- 15) 土木学会：2006年度制定トンネル標準示方書[山岳工法]・同解説，pp.79-86，2006.
- 16) 土屋敬：トンネル設計のための支保と地山物性に関する研究，土木学会論文集，No.364/Ⅲ-4，pp.31-40，1984.
- 17) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[設計編]，pp.17-40，1997.
- 18) 土木学会：2006年度制定トンネル標準示方書[山岳工法]・同解説，pp.87-93，2006.
- 19) 林久資，青木一男，吉岡尚也，長谷川昌弘，菅浩亮：押出し性地山での核形状の違いがトンネル挙動に及ぼす影響，土木学会第64回年次学術講演会，Ⅲ-375，pp.749-750，2009.
- 20) 大塚勇，青木智之，大町達夫，伊藤洋：地山とボルトの付

着特性に着目した長尺鏡止めボルトによる地山補強効果の評価, 土木学会論文集C, Vol.62 No.1, pp.110-126, 2006.

- 21) ジェオフロンテ研究会：長尺鏡ボルトの施工実態調査とその分析その2, pp.177-185, 2000.
- 22) 光木香, 小幡芳文：北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告, トンネルと地下, Vol.31, No.7, pp.53-61, 2000.
- 23) 日本道路公団試験所：日本道路公団試験所技術資料第350号, トンネルの標準設計に関する研究報告書, p.18, 1986.
- 24) 櫻井春輔, 川嶋幾夫, 大谷達彦, 松村真一郎：トンネル安定性評価のための限界せん断ひずみ, 土木学会論文集

No.493/III-27, pp.185-188, 1994.

- 25) 田中一雄, 川上純, 池田宏, 恰土一美：切羽変位計測による切羽崩壊予測の一試み, トンネルと地下, Vol.27, No.6, pp.55-60, 1996.
- 26) 谷本親伯, 吉岡尚也：山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義, 材料, Vol.40, No.452, pp.630-636, 1991.
- 27) 木山英郎, 西村強, 畑浩二, 中岡健一：トンネル用ソフトで通常的设计解析と同時に描く地山特性曲線と内空変位曲線, 第37回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.119-124, 2008.

THE BEHAVIOUR OF THE TUNNEL EXCAVATED BY THE RING CUT METHOD IN SQUEEZING ROCKS

Hisashi HAYASHI, Kazuo AOKI and Hisaya Yoshioka

To clarify the stability of tunnel excavated by ring cut method in squeezing rocks, the three dimension numerical analysis was conducted. As the result, tunnel face stability can be improved by using ring cut method. And ring cut method can reduce installation number of face bolts. Also, the tunnel convergence will not be affected by the delayed installtion of the rock bolts by using a ring cut method.