大断面トンネルにおける事前補強 ケーブルボルトの作用効果に関する検証

八木 弘¹・浅野 剛²・安井 義則³・土門 剛⁴・西村 和夫⁵

¹正会員 中日本高速道路株式会社 (〒460-0003 名古屋市中区錦2-18-19)

E-mail: h.yagi.aa@c-nexco.co.jp

²正会員 株式会社奥村組 技術研究所 (〒300-2612 茨城県つくば市大砂387)

³正会員 株式会社奥村組 名古屋支店 (〒453-8555 名古屋市中村区竹橋29-8)

⁴正会員 首都大学東京大学院 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

⁵正会員 首都大学東京大学院 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

本論文では、事前補強ケーブルボルトの作用効果の概念を提示し、この概念の正当性を現地試験により検証した結果について報告する。現地試験では、亀裂性地山の大断面トンネルにおいて、天端崩落を防止するための事前補強ケーブルボルトを施工し、拡幅掘削後に施工するロックボルトに替わる機能を持たせた。ケーブルボルトはロックボルトに比べて軸剛性や付着力が小さいことから、軸力がケーブルボルト全体に分散しやすく、比較的均等な軸力が発生する。さらに、ケーブルボルトと地山との付着力の違いによって、ケーブルボルトの作用効果のメカニズムが異なり、そのメカニズムは3つのタイプに分類できることを示した。

Key Words : *pre-installed cable bolt, pre-reinforcement, support effect, stability of tunnel*

1. はじめに

静岡県御殿場～引佐間で建設中の第二東名高速道路（以下「新東名」という）のトンネルは、安全で快適な高速走行を確保するために、全路肩付きの片側3車線断面で計画されている。このため、掘削幅が約18m、掘削断面積約190m²の扁平な大断面トンネルとなっている。

新東名トンネルでは、主に長大トンネルを対象として直径5mのTBM (Tunnel Boring Machine)導坑を先進させた後に、拡幅掘削を行うTBM導坑先進拡幅掘削工法を採用している。これは先進するTBM導坑によって、地質確認効果や水抜き効果による安全性の向上や掘削の効率化などを目的としている。

新東名金谷トンネル（延長：上り線4,527m、下り線4,667m、掘削断面積191m²）では、先進したTBM導坑の施工結果より亀裂性地山が存在することが確認された。このため、亀裂性地山における拡幅掘削時の安全性を確保するために、天端部の崩落対策として先進TBM導坑内からケーブルボルトによる事前補強（以下「事前補強」という）を施工することとした。さらに、このケーブルボルトを拡幅掘削時の支保工として活用することによって、安全で経済的な施工を実現した。

金谷トンネルにおける現地の計測結果については過去に報告¹⁾したが、本論文はこの施工実績をもとに、亀裂性地山の大断面トンネルにおける事前補強ケーブルボルトの補強効果や、ケーブルボルトと地山との付着力の違いによる作用効果のメカニズムに関する検証結果について示す。

本研究にあたっては、まずケーブルボルトの作用効果に関する既往研究について概観し、これまでに解明された点および課題として残されている点について整理した。次に、現地での検証試験の概要と計測結果について報告する。この検証試験と計測結果の詳細については過去に報告¹⁾しているので、ここでは作用効果の検証に必要なデータのみを抽出して記述する。計測結果から、ケーブルボルトによる事前補強があれば、事前補強がない通常のパターンボルトを打設する場合に比べて、天端沈下の抑制効果が確認された。

この現象を解明するために、ケーブルボルトの軸力とせん断応力の関係からみた作用効果の概念について提示し、主にロックボルトの作用効果との相違点を明らかにした。そして、ケーブルボルトの作用効果は、ケーブルボルトと地山との付着切れによって左右されることを提案した。

つまり、ケーブルボルトの作用効果を十分に発揮させるためには、ケーブルボルトと地山との付着切れを考慮する必要がある、この概念を導入することによって天端沈下の抑制効果の違いを論理的に説明できることを示した。

2. ケーブルボルトに関する既往研究と課題

(1) 作用効果に関する研究

海外では鉱山などでケーブルボルトの研究が進んでいたが、我が国でケーブルボルトの研究が盛んに行われ始めたのは、地下発電所における施工の効率化や新東名などの大断面トンネルの計画が具体化した 1990 年代からである。さらに、清水ら²⁾によって海外におけるケーブルボルトの設計法や力学解析法が 1997 年に紹介されたこともあり、各種試験や解析による付着特性や作用効果の研究が進んだといえる。以下に、我が国におけるケーブルボルトに関する研究の動きを整理する。

a) ケーブルボルトの室内試験

ケーブルボルトに関する室内試験は、主に引抜き試験とせん断試験が行われている。

引抜き試験はケーブルボルトの付着特性を確認する目的で行われている。異形棒鋼などのロックボルトは異形部分（節など）での力学的結合が支配的である。これに対してケーブルボルトは、ケーブルとグラウト間の摩擦によって、ケーブルからグラウトに付着応力が伝達する機構が主であることが知られている^{3)~5)}。一般的に、ケーブルボルトはロックボルトに比べて付着力が低いとの指摘があり、引抜き試験による付着力の確認が行われてきた。

石塚ら⁶⁾や石塚・安部⁷⁾は、シース付、インデント付などケーブルボルトの表面加工の違いによる付着特性を確認する試験を行っている。この結果、通常の PC 鋼より線のケーブルボルトは、定着長が 1.2m あれば、200kN 以上の荷重レベルにおいてもケーブル材の引抜けはないことが確認されている。しかし、引抜きに伴う変位が大きく発生する課題がある。そこで PC 鋼より線の表面に楕円形の凹形状を付したインデント加工を設ければ、通常のケーブルボルトに比べて引抜きによる変位が 1/3 程度に改善されることを検証している。

このほか、木梨ら⁸⁾は付着特性を荷重と変位との関係に加え、回転角を考慮した試験を行っている。これによると、ケーブルボルトは引抜き開始直後においてはボルトーグラウト間の相対変位がほとんどない状態で荷重が増加する。しかし、引張り箇所の付着切れが進行するにつれてボルトが回転し始め、ボルトーグラウト間の相対変位が徐々に増加する。その結果、ケーブルボルトの引

抜き挙動は回転を伴い、引抜き変位の多くがより線に沿った回転成分に支配されることを明らかにしている。

一方、せん断試験は、ケーブルボルトにどのような作用効果を期待できるのかを検証する目的で行われている。丹生屋ら⁹⁾は室内一面せん断試験による亀裂面の補強効果メカニズムの解明を行っている。その結果、亀裂面に対するケーブルボルトの打設角度を亀裂直角方向に対して 30~60° に打設した場合には、ケーブルボルトによる補強効果が大きく発揮されることが確認されている。

b) 現場での検証試験

ケーブルボルトの作用効果を確認するための現場試験は、地下発電所や実トンネルのポンプ室などで行われている。

柏柳ら¹⁰⁾は奥只見発電所の地下発電所において、ケーブルボルトによる側壁部の事前補強箇所の挙動計測を行い、先行補強効果を検討するための試験を行っている。試験が行われた地山は、電研分類の B~CH 級の新鮮かつ堅硬な変斑レイ岩である。試験は発電所軸とほぼ平行に掘削された小規模な周辺トンネルから、事前にケーブルボルトによる先行補強を行う断面と補強しない断面を設け、岩盤挙動を計測してその差異を調べている。試験の結果、ケーブルボルトはベンチ掘削後に施工するロックボルトに比べ、少なくとも同程度以上の効果があることが確認されているが、先行補強効果を明確に示すまでには至っていない。

柿原ら¹¹⁾や袋井ら¹²⁾は、関西電力の地下発電所の試験横坑を利用して、ケーブルボルトと PS アンカーとの変位抑制効果を比較する検証試験を行っている。これによると、試験横坑の深さ 3m の盤下げ掘削において、ケーブルボルトは PS アンカーに遜色ない不連続面の変形を抑制する効果が期待できることを確認している。試験が行われた地山の状況については明確な記載がないが、地下発電所ということから比較的堅硬な地山と推察される。

木梨・天野¹³⁾は、阪奈トンネルのポンプ室近傍で、ケーブルボルトの支保効果の確認試験を行っている。さらに、天野ら¹⁴⁾はケーブルボルトの作用効果について連続性岩盤と不連続性岩盤での挙動に分けて、三次元有限差分解析コードによる解析も行っている。このうち不連続岩盤での解析結果を実トンネルのポンプ室を利用して行った計測結果と比較している。その結果、ケーブルボルトには不連続性岩盤の不連続面で大きな軸力が発生しており、定着材を介して岩盤とケーブル材の相対変位に対応して軸力が生じていることが確認されている。試験が行われた地山は、節理が発達した一軸圧縮強さが約 60MPa 程度の閃緑岩と花崗岩が主体となっている。

c) 数値解析による検討

ケーブルボルトに関する試験結果を数値解析する試みも行われている。これらの解析^{6)~8),15),16)}には、グラウト

との付着特性を考慮することのできる個別要素法の UDEC や有限差分法の FLAC が用いられている。亀裂の位置や規模などの状況が明確である室内試験結果の数値解析においては、それぞれ提案した方法の有効性が確認されている。これらの数値解析の多くは硬岩～中硬岩を対象としているが、軟岩を対象とした試みも行われている。

清水・武田¹⁷⁾はケーブルボルトの基本的な作用効果を検証するために、FLAC を用いて一軸圧縮試験の数値解析を行っている。数値解析は、不連続性を有する弾性体の硬岩（不連続性硬岩モデル）と Mohr-Coulomb の降伏規準に基づく完全塑性挙動を示す弾塑性連続体の軟岩（完全塑性軟岩モデル）、ならびに Mohr-Coulomb の降伏規準に基づくひずみ軟化塑性挙動を示す弾塑性連続体の軟岩（ひずみ軟化塑性軟岩モデル）の 3 種類を対象としている。解析結果によると、不連続性硬岩モデルにおけるケーブルボルトは、その軸力の発生によって不連続面の挙動を抑制するという従来の知見を説明するものである。完全塑性軟岩モデルにおいては、ケーブルボルトが降伏あるいはグラウトとの付着が切れると、供試体の硬化傾向は減少し、やがて本来の完全塑性型の応力-ひずみ関係となる。しかし、ケーブルボルトのない場合に比べれば、打設による強度の増加がみられる。さらに、ひずみ軟化塑性軟岩モデルにおいては、ケーブルボルトを打設することによって、ケーブルボルトのない場合にみられる降伏後の急激なひずみ軟化現象が緩和される。この緩和される傾向もケーブルボルトが降伏するにつれて減少するが、残留強度はケーブルボルトを打設しない場合に比べて大きくなる。

このことから、ケーブルボルトは不連続性硬岩のみならず、軟岩においても補強効果が期待できることが明らかになった。その効果は軟岩供試体の降伏後の挙動において最終強度の増加および延性特性の向上が確認され、降伏以前の剛性の改善にはほとんど効果がないというものである。この結果をもとに特性曲線を用いてケーブルボルトによって補強されたトンネルに対する設計法を提案している。この設計法ではケーブルボルトによる事前補強があれば、掘削掘削後の支保量を削減することが可能としている。

また、柴田・青木¹⁸⁾は新東名の大断面トンネルをモデルケースとして、地山等級 DI の基岩部に層厚 1.5m の水平弱層を想定した事前補強ボルトの効果について解析を行っている。解析結果によると、大断面トンネルの天端部に抜け落ちや崩落が懸念される断層等の弱層が存在する場合、掘削に伴うトンネルの変位や塑性領域の増大に対して、ケーブルボルトの先行打設による抑制効果が確認されている。

(2) 実トンネルにおける事前補強の取り組み

大断面トンネルや地下空洞では、アーチ天端部の施工方法や支保構造が安全性や経済性を確保するための重要な課題となる。大断面トンネルでは、亀裂性地山など崩落の危険性の高い不良地山における先受け工については、これまで施工実績のあるフォアポーリングや長尺鋼管先受け工などが一般的に使用されている。そして、トンネルの特性に応じて打設間隔や施工範囲を工夫した対応がなされてきた。しかし、フォアポーリングと長尺鋼管先受け工の使用境界は明確ではなく、現場技術者の経験的な判断に委ねられている。

新東名トンネルは扁平な大断面トンネルとなるため、長尺鋼管先受け工を採用する場合には天端部の施工範囲が広く高コストとなることから、経済的な補助工法の開発が望まれていた。TBM 導坑内からの事前補強は、扁平大断面トンネルで問題となる天端部の不安定性に対し、事前に地山補強することによって全体的に安全で効率的な施工を目的に検討が進められてきた¹⁹⁾。その後、現場施工として清水第三トンネル²⁰⁾や岡部トンネル²¹⁾においては、ケーブルボルトによって事前補強の施工が行われている。

これらの施工を通じて、事前補強による切羽安定や一部変位抑制に関する定性的な効果は確認されている。しかし、天端沈下などのトンネルの変位と事前補強ボルト軸力との関連性からみた作用効果についての定量的な評価は行われていない。また、これらの事前補強ボルトにはベアリングプレートの装着に関する記述はなく、支保工としての検証は行われていない。

その他、大断面地下空洞となる石油地下備蓄^{22)~24)}や地下発電所^{25)~28)}、掘削断面積が 200m²を超える道路トンネル²⁹⁾、その他の特殊な用途の地下空洞³⁰⁾³¹⁾をみても、新東名トンネルのように天端部に事前補強ケーブルボルトを施工した報告はない。

(3) ケーブルボルトに関する課題

前述のように、我が国においてもケーブルボルトの作用効果に関する確認を目的として、これまで多くの室内実験や現地試験、数値解析が行われてきた。しかし、これらのほとんどは硬岩～中硬岩地山を対象としたものとなっている。これらの確認試験の結果では、ケーブルボルトには不連続面の変形を抑制する効果があり、少なくとも掘削後に施工するロックボルトと同等の効果があるとされている。よって、地山の変位やケーブルボルトの軸力発生は、不連続面の状況に大きく左右されることから、地山に存在する不連続面の情報が把握できれば、ケーブルボルトの作用効果に関する数値解析が可能なレベルにあるといえる。

一方、軟岩地山を対象としては数値解析¹⁷⁾¹⁸⁾が行われ

ている。これらの研究結果をみると、ケーブルボルトには供試体の強度増加と降伏後の見かけ上の延性特性の改善効果や、トンネルの変位や塑性領域の増大に対する抑制効果が期待されている。また、前述のように新東名で一部軟岩地山を対象として現地試験が行われている。しかし、軟岩地山におけるケーブルボルトの作用効果に関しては定量的な検証が行われておらず、十分な知見が得られていないのが実情である。ケーブルボルトはロックボルトに比べて軸剛性や付着力が小さい。よって、軟岩地山のように比較的変形量の大きな地山における作用効果については、変位を抑制できない懸念が指摘されていることも、軟岩地山においてケーブルボルトの研究が進んでいない一因と考えられる。

そこで、本研究では亀裂性地山における事前補強ケーブルボルトの検証試験を通じて、軟岩地山におけるケーブルボルトの作用効果のメカニズムについて検証していくこととした。

3. 事前補強の設計と検証試験の概要

(1) 金谷トンネルにおける事前補強の検討経緯

新東名金谷トンネルでは、TBM 導坑を施工した結果、崩落の危険性の高い亀裂性地山が主体となっていることが確認された。このため、TBM 導坑掘削時においては施工時の崩落に対する安全性や確実な掘進を確保するために、写真-1 に示す簡易鋼製ライナーを採用している。

また、拡幅掘削時においても天端部の崩落に対する安全性を確保することを目的として、先進した TBM 導坑内からケーブルボルトによる事前補強を施工することとした。このケーブルボルトは拡幅掘削時に坑壁側の一部が切断除去されるが、残りの部分が掘削後の支保工としても効果を発揮するならば、天端部のパターンボルトを省略することが可能となり、切羽の安定性に加え経済性をも追求できることになる。

(2) ケーブルボルトに期待する支保効果

ケーブルボルトの特徴は、長尺の PC 鋼より線をドラムに巻きつけて運搬することが可能で、限られた空間から長尺施工できることである。ケーブルボルトは降伏時のひずみが鉄筋ボルト鋼材（1%程度）と比べて 4～5 倍程度大きい。また、地山の変形追従性に優れるなどの特徴があり、特に掘削前の岩盤の事前補強に効果があると考えられている。

清水ら²⁾によると、海外ではケーブルボルトはロックボルトと同様に経験則や岩盤分類に基づいて設計されるのが一般的であり、実際にはロックボルトに対するガイドラインを参考にすることが多いようである。硬岩～中

硬岩を対象としたケーブルボルトの支保効果は、主に地山から落下あるいは分離する岩盤ブロックを吊り下げる効果、および不連続面の変形挙動を拘束する縫い付け効果である。事前補強効果は岩盤の変形挙動が不連続面の動きに支配される硬岩ほど大きく、そのために主に硬岩～中硬岩地山に対してケーブルボルトが使用されている。

金谷トンネルでは対象とする地山が崩落の危険性の高い亀裂性地山であることから、硬岩～中硬岩を対象とした支保効果に加えて、地山物性の改良効果や内圧効果、吹付け支持効果³⁾も期待している。

(3) 事前補強ケーブルボルトの設計

事前補強ケーブルボルトの設計にあたっては、ケーブルボルトの材料の選定、事前補強の範囲の決定、ベアリングプレートの定着治具の開発³⁾などを行ったうえで、支保パターンを決定した。

a) ケーブルボルトの材料の選定

ケーブルボルト材料の選定にあたっては、導坑内からの施工性とボルトとしての降伏荷重を考慮する必要があることから、表-1 に示す物性値の材料を採用することとした。金谷トンネルで用いたケーブルボルトは直径 15.2mm の PC 鋼より線となっており、PC 鋼線の表面にインデント加工が施され、付着力の向上が図られている。図-1 に詳細図を示す。

b) 事前補強の範囲の決定

地山等級 DI における標準設計³⁴⁾の支保断面と、ケーブルボルトによる事前補強を行う支保断面を図-2 に示

写真-1 崩落状況と簡易鋼製ライナー

表-1 ケーブルボルトの物性値

	ヤング率 (N/mm ²)	断面積 (mm ²)	降伏 荷重 (kN)	最大 荷重 (kN)	破断 伸び (%)
ロックボルト (高耐力, D25)	210,000	506.7	330	469	13.0
ケーブルボルト	191,000	138.7	222	260	3.5

す。事前補強の範囲の決定にあたっては、拡張掘削時に6mのパターンボルトの打設範囲をカバーできること、拡張掘削によって切断される範囲をできるだけ短くすること、直径5mのTBM導坑内から効率的な施工ができることなどを考慮し、図-2(2)に示す位置に長さ8mのケーブルボルトを7本施工することとした。この事前補強のケーブルボルトが支保部材として十分に機能すれば、施工区間の天端における先受け工としてのフォアポーリング8本とパターンボルト5本を省略できることとなる。

c) ベ어링プレートの定着治具の開発

ケーブルボルト頭部のベ어링プレート定着治具の開発にあたっては、ケーブルボルトの耐力相当の荷重に

図-1 ケーブルボルトの詳細図

図-2 標準断面図と事前補強断面図との比較

図-3 金谷トンネルの地質概要図

耐えられることと、ベ어링プレートの装着にさほど時間を必要としないことをコンセプトとした。ベ어링プレートは、上半掘削後吹付けコンクリートと鋼製支保工を施工した後に、ケーブルボルトの不要部分を切断し、取り付けを行った。

(4) 金谷トンネルの概要

検証を行った金谷トンネルは、静岡県掛川市大字倉真～島田市金谷に位置する、新東名で最も長い双設トンネルである。金谷トンネルの地質は、図-3に示すようにトンネル中央部を境に新第三紀中新世の倉真層群と古第三紀漸新世の瀬戸川層群に分けられる。検証試験を行った東側（島田市側）の瀬戸川層群は砂岩と鏡肌を持つ頁岩の互層となっており、強い褶曲作用により亀裂が発達した剥落の多い不良地山区間となっている。

(5) 事前補強箇所の選定

金谷トンネルでは、TBM導坑施工時の情報からトンネル全線が地山等級Dに相当する地山であると判定された。その中でも導坑施工時の天端沈下が概ね30mm以上発生した区間、TBM機械データから推定した準岩盤強度³⁵⁾が10N/mm²以下またはTBM導坑の切羽評価点³⁶⁾

が概ね 20 点以下である区間、TBM 導坑のゆるみ高さが本坑天端よりも深い位置まで達している区間、TBM 施工時に崩落が比較的多く確認された区間を、地山等級 D の中でも地山状況が悪いと判断し事前補強箇所とした。ゆるみ高さについては、事前に実施した導坑内からの弾性波探査において、TBM 掘削の影響を受けていないと想定される新鮮な地山の弾性波速度の概ね半分程度となる V_p が 1.5km/sec 以下である範囲と定義した。

ケーブルボルトによる事前補強が施工された検証区間（以下「補強あり区間」という）と、ケーブルボルトによる事前補強をせずに、通常どおり支保パターンによるロックボルトを施工する検証区間（以下「補強なし区間」という）における地山性状に関する指標を表-2 に示す。いずれの指標も、補強あり区間の地山は補強なし区間に比べて不良であることを示している。

ただし、準岩盤強度については顕著な差とはなっていない。これは補強なし区間の約400mでは、全般的に準

岩盤強度が小さいにもかかわらず TBM 施工時の切羽が安定した状態であったことから、事前補強を施工していないことに起因するものである。

表-3 検証断面の地山性状¹⁾一部修正

事前補強	距離程	地質	岩級	土被り (m)	TBM 導坑切羽評価点	準岩盤強度 (N/mm ²)
なし	断面 A 下り 442+20	(h)-Ss	CL ～ CH	115	25.2	21.4
	断面 C 下り 440+80	h-Ss	CL ～ CH	94	26.2	41.2
	断面 F 上り 443+06	(h)-Ss	CL ～ CM	102	25.3	19.4
あり	断面 B 下り 441+70	h-Ss	CL ～ CH	116	24.7	22.5
	断面 D 下り 439+00	Ss-Sh ～ h-Ss	CL ～ CH	83	20.3	8.3
	断面 E 上り 443+51	h-Ss	CL ～ CM	103	20.7	16.0
備考	地質はいずれも古第三紀漸新世瀬戸川層群の砂岩・頁岩互層 (h)-Ss: 砂岩優勢砂岩層厚 50cm 以上主体 h-Ss: 砂岩優勢砂岩層厚 5～20cm 以上主体 Ss-Sh: 砂岩・頁岩等量 準岩盤強度は TBM 機械データから算定					

表-2 検証区間の地山状況¹⁾一部修正

	TBM 導坑切羽評価点	準岩盤強度 (N/mm ²)	ゆるみ高さ (m)
補強なし区間 平均値 (範囲)	35.9 (67.0～13.0)	21.0 (47.8～8.4)	0.49 (5.50～0.00)
補強あり区間 平均値 (範囲)	28.4 (54.0～7.0)	18.8 (35.6～7.1)	0.70 (5.00～0.00)

図-4 計測機器配置図（補強あり断面）

以上のことから、検証区間においては一部CH級が存在するものの、亀裂の卓越したCM～CL級の砂岩・頁岩の互層となっており、地山等級Dに相当する軟岩地山である。

(6) 計測計画

事前補強ボルトの作用効果の検証にあたっては、補強あり区間と補強なし区間から検証断面を各々3断面ずつ選定した。なお、検証区間では計測 A を行い、検証断面では計測 B を行っている。検証断面の地質条件および事前補強の有無などの地山性状を表-3 に示す。表-2 に示した地山性状と同様に、補強あり断面は補強なし断面に比べ、全般的に地山状況が悪いことがわかる。

検証断面では通常実施する天端沈下、内空変位測定に加えて、図-4 に示すように地中変位、ケーブルボルト軸力、ロックボルト軸力などを測定することとした。地中変位計およびケーブルボルト軸力計は導坑内から設置し、本坑切羽通過時に盛替えを行い、切羽通過前後の継続的なデータを収録した。計測にあたっては、切羽通過前後の挙動を連続的に測定する必要があることから、バッテリーを内蔵した地中埋め込み式のデータロガーを用いた。

なお、表-2のTBM導坑切羽評価点および準岩盤強度は計測断面の前後20mずつの合計40m区間を平均した値となっている。

4. 計測結果による変形挙動の相違

(1) 使用する用語の定義と目的

補強あり区間と補強なし区間の検証断面における、トンネルの変位量の相違について、以下に考察する。なお、計測結果を整理するにあたって、今回用いた用語および記号とその目的について表-4、図-5 に整理した。また、 Δd_2 は上半切羽到達から上半収束時までの内空変位、 Δd_3

は下半およびインバート掘削時の内空変位をいう。

ここで、天端沈下については地中変位計の本坑坑壁から深さ 1m に設けた計測点の値であり、拡張掘削前後も同じ地点の値となっている。切羽距離は－が切羽到達前、＋が切羽到達後を示す。断面 E および F については、天端沈下、内空変位、地中変位ともに上半掘削までのデータしか得られていない。

(2) 天端沈下

a) 上半掘削時の天端沈下

ケーブルボルトによる補強の有無が天端沈下に及ぼす影響を検証するために、地中変位計による切羽通過前後の天端沈下の推移を図-6 に示した。

先行変位は切羽到達前15m程度から発生し始めており、前述のように補強あり、補強なし区間ともに天端沈下の発生状況に大差はないようにみえる。そこで、上半切羽到達時および上半収束時、最終収束時（インバート完了時）の天端沈下を表-5にまとめた。

ただし、計測断面 E の天端沈下量が極端に大きくなっているが、図-7 に示すように無次元化すると、他の断面と同じ変形モードとなっている。これは、計測断面 E では表-3 に示した地山物性より実際の地山物性が悪かったものと推測される。この図-7 は、上半掘削の影響が無い切羽到達前 25m 地点を天端沈下率 0%、上半掘削

図-5 切羽の位置と天端沈下の関係

表-4 用語の定義と使用目的および算出式

用語	定義	目的	算出式	備考
先行沈下	上半切羽到達時の天端沈下量	ケーブルボルトの補強の有無による切羽到達前の天端沈下の程度を把握する	Δu_1	u は天端沈下量
上半収束時 先行沈下率	上半収束時の天端沈下に対する先行沈下の割合	上半掘削に伴うケーブルボルトによる天端沈下の抑制効果を把握する	$\Delta u_1 / (\Delta u_1 + \Delta u_2)$	
最終収束時 先行沈下率	最終収束時の天端沈下に対する先行沈下の割合	下半およびインバート掘削に伴うケーブルボルトによる天端沈下の抑制効果を把握する	$\Delta u_1 / (\Delta u_1 + \Delta u_2 + \Delta u_3)$	
下半沈下率	最終収束時の天端沈下に対する下半およびインバート掘削時の天端沈下の割合	下半およびインバート掘削に伴うケーブルボルトによる天端沈下の抑制効果を把握する	$\Delta u_3 / (\Delta u_2 + \Delta u_3)$	
下半変位率	最終収束時の内空変位に対する下半およびインバート掘削時の内空変位の割合	下半およびインバート掘削に伴うケーブルボルトによる内空変位の抑制効果を把握する	$\Delta d_3 / (\Delta d_2 + \Delta d_3)$	d は内空変位量

による天端沈下がほぼ収束した切羽到達後 100m 地点を天端沈下率 100%としている。

前述の表-3 に示したように、補強あり断面においては補強なし断面に比べて地山の状況は悪い。この結果、表-5 に示す補強あり断面の上半切羽到達時の天端沈下（以下「先行沈下」という）は、補強なし断面に比べて若干大きくなっている。ケーブルボルト補強の有無による上半収束時の天端沈下をみると、補強なし断面では上半収束時の先行沈下率は平均 0.27 となる。このことは、先行沈下も含めた上半収束時の天端沈下は、先行沈下の 3.7 倍に達していることになる。一方、補強あり断面では上半収束時の先行沈下率は平均 0.44 となり、先行沈下の 2.3 倍の天端沈下に留まっている。

つまり、ケーブルボルトによる事前補強があれば、拡張掘削後にパターンボルトを打設するよりも天端沈下を抑制できることがわかる。このことは、事前補強ケーブルボルトは吊り下げ効果や縫い付け効果によって、拡張掘削時の切羽の応力解放に伴う天端部地山の内空側への動きを拘束するとともに、不連続面の開口を抑制し地山

を一体化することで、トンネルの安定に寄与していると評価できる。

b) 最終収束時の天端沈下

一方、表-5を見ると最終収束時において、補強あり区間は補強なし区間に比べて天端沈下の発生が抑制されている。また、下半およびインバート掘削に伴う下半沈下率を見ても、補強あり区間では補強なし区間より小さくなっている。つまり、事前補強ケーブルボルトによって下半およびインバート掘削時の天端沈下が抑制されているようにみえる。

そこで、表-3に示す検証断面以外の検証区間における計測Aによる最終天端沈下と、下半およびインバート掘削に伴う天端沈下との関係について整理し、図-8に示した。対象となる検証区間は、補強なし区間の49断面と補強あり区間24断面である。下半沈下率の平均は補強なし区間の0.49に対して、補強あり区間では0.47となり、下半およびインバート掘削による天端沈下は補強の有無に関係なくほとんど同様な関係にある。このことは、事前補強区間では上半掘削時の天端沈下が先行沈下に対して

図-6 地中変位計による天端沈下の推移

図-7 切羽到達前後の天端沈下の推移（無次元化）

表-5 地中変位計により計測された天端沈下量

補強の有無	距離程	切羽到達時	切羽到達～上半収束時			上半収束～最終収束時			
		天端沈下 (mm) Δu_1	天端沈下 (mm) (Δu_2)	先行沈下率 $\Delta u_1 / (\Delta u_1 + \Delta u_2)$	先行沈下率 平均	天端沈下 (mm) (Δu_3)	先行沈下率 $\Delta u_1 / (\Delta u_1 + \Delta u_2 + \Delta u_3)$	下半沈下率 $\Delta u_2 / (\Delta u_2 + \Delta u_3)$	下半沈下率 平均
補強なし区間	断面 A : 442+20	6.3	23.5	0.21	0.27	19.4	0.13	0.45	0.42
	断面 C : 440+80	9.7	30.3	0.24		19.0	0.16	0.39	
	断面 F : 443+06	16.7	31.7	0.35		—	—	—	
補強あり区間	断面 B : 441+70	11.3	10.7	0.51	0.44	3.5	0.44	0.25	0.26
	断面 D : 439+00	15.7	15.7	0.50		5.5	0.43	0.26	
	断面 E : 443+51	23.1	48.7	0.32		—	—	—	

表中の—は未計測

抑制されているものの、下半およびインバート掘削時には天端沈下の抑制効果が継続しているとは言えないことを示している。

(3) 内空変位

内空変位については、計測 A の値を用いている。ここでは、最終収束時までのデータを計測できた断面 A～D の 4 断面について、上半収束時と最終収束時の内空変位を表-6 に示す。

前述のように、補強あり断面は補強なし断面に比べて地山性状が悪いことから、内空変位は上半収束時には補強あり区間が若干大きくなっている。しかし、最終収束時には補強あり区間が大幅に変位量は小さくなっている。このことから、ケーブルボルトによる事前補強があれば、事前補強がない場合に比べて天端沈下だけでなく内空変位の抑制効果も期待できる可能性がある。

そこで、上記(2) b)と同様に検証断面以外の検証区間における、計測 A による最終内空変位と下半およびインバート掘削に伴う内空変位との関係について整理し、図-9 に示した。

図-9 から得られた下半変位率は補強なし区間の平均 0.45 に対して、補強あり区間では 0.40 となり、補強の有無に関係なくほとんど同様な関係にある。このことは、表-6 に示した計測断面の結果と異なっている。計測 A による最終天端沈下と最終内空変位は、検証断面の A 断面では 42.9mm と 83.3mm、B 断面では 14.2mm と 52.6mm、C 断面では 49.3mm と 86.0mm、D 断面では 21.5mm と 57.1mm となる。これを図-10 でみると、いずれもグラフの上側端部に位置しており、特殊な断面であることがわかる。よって、事前補強による内空変位抑制効果までを断定することは、現時点ではできない。

図-10 に示すように、当該トンネルでは内空変位と天

端沈下との間には明確な相関関係はみられない。これは地質が砂岩・頁岩の互層となっており、層理・節理の発達や頁岩の介在の状況、地層の走向・傾斜によって、トンネル掘削に伴う変形モードが大きく異なることによるものと考えられる。そこで事前補強の有無のそれぞれの検証区間から、計測 A による最終収束時の天端沈下と

表-6 計測 A による内空変位の比較

	距離程	上半 収束時 (mm) Δd_2	上半収束 ～最終収 束時 (mm) Δd_3	下半 変位率 $\Delta d_3 /$ $(\Delta d_2 + \Delta d_3)$
補強 なし 区間	断面 A : 442+20	26.3	57.0	0.68
	断面 C : 440+80	21.5	64.7	0.75
補強 あり 区間	断面 B : 441+70	32.7	19.9	0.38
	断面 D : 439+00	27.7	29.4	0.51

図-9 内空変位の上半収束値と最終収束値との関係

図-8 下半およびインバート掘削による天端沈下と最終収束値との関係

図-10 内空変位と天端沈下の関係 (最終)

内空変位との比率（以下「縦横率」という）の大きい方、および小さい方から5断面ずつを抽出して、トンネル横断方向となる切羽観察図に描かれる層理面の角度を調べ、表-7に整理した。ここで縦横率および層理面の角度は、それぞれの5断面の平均した値を記載している。また、層理面の角度は備考欄に示すように、鉛直を0°とし、水平を90°としている。

表-7から、縦横率は補強の有無にかかわらず、層理面の傾斜角度が大きく影響していると思われる。つまり、天端沈下と内空変位とは明確な相関関係が見られないこ

表-7 層理面の角度と縦横率との関係

補強の有無	変位率の区分	縦横率	層理面の角度	備考
なし	小さい5断面	0.84	32	0°
	大きい5断面	5.02	88	
あり	小さい5断面	1.23	28	90° 90°
	大きい5断面	7.90	79	

※ 縦横率＝最終収束時天端沈下／最終収束時内空変位

図-11 地中変位分布（断面B：補強あり）

図-14 地中変位分布（断面A：補強なし）

図-12 地中変位分布（断面D：補強あり）

図-15 地中変位分布（断面C：補強なし）

図-13 地中変位分布（断面E：補強あり）

図-16 地中変位分布（断面F：補強なし）

とが、事前補強によって天端沈下を抑制できても、内空変位の抑制効果につながっていない原因と推測される。

(4) 地中変位

検証断面 A～F における地中変位の分布を図-11～16 に示す。地山の状況によって変位量は異なるが、図-11, 12 の補強ありの断面 B, D では拡幅掘削にともなうゆるみ範囲の広がり、補強なし断面に比べ抑制されている。一方、図-14～16 の補強なし断面 A, C, F では先行変位は小さいものの、天端から肩部にかけて拡幅掘削にともなうゆるみ範囲が、深さ 12m～1D (18m)程度まで広がっている様子がうかがえる。

ケーブルボルトは構造的な特徴から付着力や軸剛性が小さく、より線や定着治具のしまり代のために初期荷重に対する伸びが大きくなる特徴³⁾がある。よって、後述する軸力の発生状況も考慮すると、事前補強ケーブルボルトはその効果を発揮するには多少の変形が必要となり、切羽到達前の先行変位を大きくは抑制しないものの、事前補強による地山の一体化によって、拡幅掘削後の天端のゆるみが拡大するのを抑制する効果が期待できる。これは(2) a)および b)で前述したように、事前補強があれば拡幅掘削後の天端沈下が抑制されていることと整合する。つまり、拡幅掘削に先立って打設されるケーブルボルトは、集中的な軸力が発生しにくく、平滑的で穏やかに補強効果を発揮できる特徴があるといえる。

また、断面B, Dに比べ比較的地山が悪い図-13の断面Eは、事前補強があるにもかかわらず上半収束時の天端沈下が71.8mmと大きくなっている。しかし、ゆるみ範囲は深さ12m程度までで、補強なし断面に比べてゆるみ範囲は狭い。断面Eにおいては断面B, Dに比べて先行沈下率が小さく、事前補強の効果が十分発揮されていないように見受けられるが、この考察は5.(3)「作用効果の検証」で述べる。

5. ケーブルボルトの作用効果の検証

本章では、ケーブルボルトの補強の有無による変形挙動の相違の要因を推察した上で、この現象を解明するための作用効果の概念について提示する。さらに、計測結果と比較することで作用効果の概念の正当性を検証し、ケーブルボルトの作用効果のメカニズムについて明らかにする。

(1) 補強の有無による変形挙動の相違の要因

補強の有無による変形挙動の相違の要因を検討する目的で、検証断面 B, E におけるケーブルボルト軸力と、断面 A, C におけるロックボルト軸力を図-17～20 に整

図-17 ケーブルボルト軸力分布 (断面B: 補強あり)

図-18 ケーブルボルト軸力分布 (断面E: 補強あり)

図-19 ロックボルト軸力分布 (断面A: 補強なし)

図-20 ロックボルト軸力分布 (断面C: 補強なし)

理した。ここで、ケーブルボルト軸力分布については上半切羽到達時、上半収束時および最終的な変位収束時の分布を示している。ロックボルト軸力分布については上半収束時および最終的な変位収束時の分布を示している。ボルト軸力の計測値が降伏値を大きく超えた地点は×印で表し、軸力自体は降伏値として分布図を作成した。しかし、断面 E については、拡幅掘削着手の遅れによるバッテリー切れにより、上半収束時までのデータとなっている。

なお、ケーブルボルトの軸力測定は、図-1に示す7本のPC鋼線のうち、中心の鋼線を挟んだ相対する位置にある2本の鋼線に貼り付けたひずみゲージの平均値により算定した。この測定法はあらかじめ行った引張り試験によって、ほぼ正確な軸力を算定できることを確認している。

補強あり断面のケーブルボルトの場合、上半切羽到達時にはさほど大きな軸力は発生していないが、拡幅掘削にともなって軸力が増加し、変位収束時には比較的均等な軸力が発生している。このことは4. (2) および(4)で前述したように上半切羽到達時に、既にケーブルボルトが施工されていることから、比較的均質な変形抑止力の発生によって天端沈下に対する地山の一体化が、補強なし断面よりも図られているものと考えられる。

補強なし断面のロックボルトの場合、一部区間で高い

軸力が集中的に発生し、この傾向はさらに下半掘削でも拡大し、ボルトの局所的な降伏につながっている。このことは地中変位からもわかるように、拡幅掘削時に置いてゆみが比較的地山の深い部分まで広がっていることを示している。補強なし断面における軸剛性や付着力が大きいロックボルトには軸力が集中して発生しており、軸力が分散しているケーブルボルトとの大きな相違といえる。

(2) 作用効果の概念

ケーブルボルトとロックボルトの作用効果の概念を以下に説明する。ただし、地山は等質、等方の弾性体として考え、重力による岩塊の落下などは考慮せず、打設されるボルトの長さは、地山のひずみの発生領域よりも小さいと仮定する。

切羽の位置と天端沈下とは、一般的に前述した図-5に示すような関係にある。拡幅掘削前の先行変位も含めた全天端沈下は Δu となるが、拡幅掘削後に施工されるロックボルト頭部の地山変位は、先行沈下を除いた $\Delta u_2 + \Delta u_3$ となる。ロックボルトのベアリングプレートが支保内圧に与える効果については、土門ら³⁹⁾の研究によって明らかになっている。今回のように地山に打設されたロックボルトおよびケーブルボルト周囲に発生するせん断応力とボルト軸力との関係は、図-21のようになる。こ

図-21 ロックボルトとケーブルボルトにおけるせん断応力とボルト軸力の関係 ³⁹⁾一部加筆修正

こで,

$\Delta u_R, \Delta u'_R$: ロックボルト打設後の地山の変位

$\Delta u_{Ra}, \Delta u'_{Ra}$: ロックボルト自身の伸び

$\Delta u_{Rb}, \Delta u'_{Rb}$: ロックボルトと地山との相対変位

$\Delta u''_c$: ケーブルボルト打設後の地山の変位

$\Delta u''_{ca}$: ケーブルボルト自身の伸び

$\Delta u''_{cb}$: ケーブルボルトと地山との相対変位

である。

図-21(1)および図-21(2)の解説については、土門ら³⁹⁾の研究を参照されたい。ボルトに発生する軸力は、ボルト打設後の地山変位に影響されることから、ここではボルト打設後の地山変位に着目して整理する。なお、図-21(1)~(3)の上段図に示す破線は、ロックボルト打設後の地山の変位を表わす。今回の事前補強ケーブルボルトについて考えると、ケーブルボルト自体は拡幅掘削前から打設されていることから、ケーブルボルトの先端部における地山の変位は本坑の先行沈下も含めた値となる。しかし、ベアリングプレートの装着は拡幅掘削時であることから、ケーブルボルトと地山との関係は図-21(1)と図-21(2)の中間的な状態になると考えられる。

ここで、TBM 導坑掘削後におけるケーブルボルト打設後の天端沈下 $\Delta u''_c$ は、本坑の先行変位も含めたトンネル壁面の変位となる。さらに地山の変位 $\Delta u''_c$ とケーブルボルト自身の伸び $\Delta u''_{ca}$ との変位差が、ケーブルボルトと地山との相対変位 $\Delta u''_{cb}$ となる。ロックボルトと同様に、ケーブルボルトのせん断応力と軸力は、図-21(3)のように表わされる。

ロックボルトはケーブルボルトに比べて軸剛性が大きいことから、地山の変位に対するロックボルト自身の伸びは、ケーブルボルトの場合に比べて小さい。地山の強度が十分であれば、地山とロックボルトとは大きな付着力が得られることから、ロックボルトと地山との相対変位は大きくなり、ロックボルトにも大きな軸力が発生す

ることになる。一方、ケーブルボルトは軸剛性がロックボルトに比べて小さく、ケーブルボルト自身の伸びも大きいことから、ケーブルボルトと地山との相対変位はロ

図-23 ケーブルボルト軸力と地質図 (断面 B)

図-24 ケーブルボルト軸力と地質図 (断面 D)

図-22 ボルト軸力と地質図の表示例

図-25 ケーブルボルト軸力と地質図 (断面 E)

ックボルトの場合に比べ小さくなる。この結果、ケーブルボルトには天端沈下量の大きさに比べると、さほど大きな軸力は発生しないことになる。

せん断応力の最大値は、ケーブルボルトと地山との付着力によって左右される。地山の強度が不足する場合には、ケーブルボルトと地山との付着力は小さくなることから、地山の強度が十分な場合に比べて、地山との相対変位が小さくても付着切れが発生しやすくなる。つまり、ケーブルボルトと地山との相対変位はケーブルボルトに軸力が発生する要因でもあるが、相対変位が大きくなると付着切れの指標でもあるといえる。

(3) 作用効果の検証

a) 地山状況とケーブルボルト軸力

ケーブルボルトに発生する軸力と地山との関連を検証するために、補強あり断面B, D, Eにおける地中変位計のボーリングデータからみた地山性状と、ケーブルボルト軸力との関係を図-23～25に示す。ボルトの位置および地質表示例については図-22を参照されたい。ただし、地中変位計とケーブルボルト軸力計との計測位置はトンネル縦断方向に50cm程度のずれが避けられないことから、全くの同位置とはなっていない。

図から、各ケーブルボルトには砂岩・頁岩互層、あるいは砂岩優勢層と砂岩・頁岩互層との境界付近の地山に比較的大きな軸力が発生している。一方、砂岩優勢層のCH～CM級地山においてはケーブルボルトの軸力は比較的小さい。このことは拡張掘削に伴って弾性係数の低い砂岩・頁岩互層の地山に他の区間より大きなひずみが発生することで、この箇所のケーブルボルトに軸力が生じていることになる。

唯一、断面Dの天端部においては砂岩優勢層のCM級地山（ボルト2.5m付近）で最大の軸力が発生している。この地点のボーリングデータをみると、ほぼ同一地点に亀裂の多い脆弱なCL級地山が10cm介在している。よって、ケーブルボルトは軸力が発生することで、ケーブルボルトがない場合に比べて地山のひずみの拡大を抑制していると考えることができる。

b) ケーブルボルト軸力と地山ひずみとの関係

断面B, DおよびEにおいて、最も大きな軸力が発生した箇所のケーブルボルトの軸力と地山ひずみとの関係を図-26～28に示す。しかし、断面Dについては上半拡張掘削時期が予定よりも遅れたために、1.2Dまでのデータしか得られなかった。

断面B, Dにおいては、ひずみとケーブルボルトの軸力の増加がほぼ正の相関にあり、ケーブルボルトが地山の一体化に関して一定の効果を発揮していることがわかる。また、断面Bの天端部のケーブルボルトのように降伏軸力に達する前にひずみだけが増加し、軸力が伸びな

い現象が見られる。このような現象は大きな変位が発生した断面Eや、図-29に示すようにロックボルトにも見られる現象である。

このような現象を示したボルトの地山状況を図-23～25から見ると、断面Bに打設した天端部のケーブルボルトを除いてすべてCL級地山となっている。また、断

図-26 ケーブルボルト軸力と地中區間ひずみの関係（断面B）

図-27 ケーブルボルト軸力と地中區間ひずみの関係（断面D）

図-28 ケーブルボルト軸力と地中區間ひずみの関係（断面E）

面 B の天端部のケーブルボルト軸力の計測位置は坑壁から 1.5m の地点となっており、発破掘削により CL 級地山と同程度に損傷していると推定される。

c) 作用効果のタイプ別分類

等質、等方の地山にあっては、拡張掘削に伴う地山の変位は掘削壁面を最大として、鉛直、水平の初期地圧比に応じてなだらかに広がっていくと考えられる。今回対象とする地山は亀裂性地山であるが、亀裂間隔が小さく連続体と考えられる場合には、この概念に近い考え方ができる。しかし、金谷トンネルのような亀裂の発達した CH~CL 級の混在した地山となっている堆積岩では、地山の変位は層理や節理などに大きく左右されることが考えられる。

今回の検証結果から、ケーブルボルトには地層の境界部あるいは弾性係数の低い砂岩・頁岩互層の地山で大きな軸力が発生し、拡張掘削に伴う不連続面の変位を抑制する効果が確認された。このことから、前述したようにケーブルボルトは拡張掘削に伴う地山の亀裂の開口やそれに伴うせん断方向のずれを抑制するような働きが期待できることが裏付けられる。

図-29 ロックボルト軸力と地山区間ひずみの関係 (断面 A, C, F)

特に、大きな変位が発生した断面 E においては、降伏耐力に達する前に軸力が低下している。このように軸力が低下する現象は付着力の高いロックボルトには見られないことから、比較的定着力の低い地山に打設されたケーブルボルトの特徴といえる。この現象を図-26~28 から得られたケーブルボルトと地山区間ひずみの関係をもとに分類すると、図-30 のようになる。

d) 付着切れのメカニズム

清水ら²⁾によると、硬岩地山においてはケーブルボルトとモルタルとの付着切れが懸念されるのに対して、軟岩地山においてはモルタルと地山との付着切れが起こる可能性が指摘されている。2.(1)では、研究のほとんどが硬岩~中硬岩地山を対象としていることから、ケーブルボルトとグラウトとの付着力を課題として扱っている。しかし、今回対象としている地山は亀裂性の軟岩地山であり、地山内あるいは地山とグラウトとの付着も問題となる可能性がある。よって、ここではこれらの付着切れを総合して、ケーブルボルトと地山との付着切れとして定義付けする。

青木ら¹⁵⁾はケーブルボルトの付着切れに伴う挙動について、引抜き試験を行っている。試験結果によると、軸力の増加につれて引抜きの口元から次第に深部に付着切れが進行していくことを確認している。これは口元付近では大きな付着力が分担されて、より深部では付着力の

図-30 ボルト軸力と地山ひずみとのタイプ別分類

図-31 ケーブルボルトの付着切れのイメージ図

分担が少なくなっていると解釈できる。つまり、地山とケーブルボルトの相対変位のより大きい部分が、付着力を分担することによるとしている。

金谷トンネルのように、先進した TBM 導坑内から事前補強が施工されている場合には、拡幅掘削によって掘削面に変位が発生する。これに伴って地山内ではまず層理面や亀裂の部分で、周辺の地山より大きなひずみが発生し、図-31(1)に示すようにケーブルボルトには局所的に大きな軸力が発生する。さらに、変位の進行に伴って周辺の地山にもひずみが拡大し、図-31(2)に示すように地山内には亀裂が発生して軸力は分散していく。この時の地山のひずみの大きさによっては、ケーブルボルトの軸力は地山との付着力の限界値まで近づいていく。しかし、地山の弾性係数が小さく、地山に十分な強度が期待できない場合には、図-31(3)に示すように地山とグラウトとの付着切れが発生することで、ケーブルボルトの軸力は低下していくことになる。この時、ケーブルボルトの軸力は $T_2 > T_1$, T_3 , 地山の区間ひずみは $\varepsilon_1 < \varepsilon_2 < \varepsilon_3$ の関係になる。ケーブルボルトが打設されていないければ、地山は降伏に至る可能性が高くなるが、ケーブルボルトの存在によって地山は降伏後も塑性的な挙動を示すことが期待できる。

金谷トンネルの検証断面のうち最も大きな変位が発生した断面 E の天端部における、上半切羽到達時と上半収束時のケーブルボルト軸力の推移を図-32 に示す。図から、上半切羽到達時には一部の区間に集中的な軸力が発生しているものの、上半収束時には次第に他の区間にも軸力が発生し、なだらかな分布となっている。断面 E の地山は図-25 に示すようにほとんど CL 級で、他の断面に比べても地山状況としては悪い。

この時、ケーブルボルトと地山との間には図-31(3)のように付着切れが発生し、これに伴って図-32 のように軸力が分散しているものと推察される。4.(4)で比較した断面 E の先行沈下率が断面 B, D に比べて小さく、事前補強の効果が十分確認されなかった要因はここにあると考えることができる。

このことは図-31に示したように、地山の区間ひずみの増大とともにケーブルボルト全体に軸力が分散しているものと思われる。軟岩地山に打設されたケーブルボ

ルトには、数値解析により得られた従来の知見¹⁷⁾¹⁸⁾ により不連続面の変位を抑制する効果に加えて、付着切れが発生した一部区間の軸力が分散することで地山全体の一体化を図り、延性特性の向上に寄与することが期待できると考えられる。

e) タイプ別の地質データ

図-30に示したボルト軸力とひずみのタイプ別分類ごとに、各ケーブルボルトの地質データを表-8に整理した。ここで、表中にある角度とは、切羽観察図から得られた層理面とケーブルボルトとの交差角度を示している。

Type-Aはボルト軸力とひずみがほぼ正の相関にあり、十分な補強効果が発揮されているといえる。表-8から、これらの地質はいずれも砂岩・頁岩互層で、地山はCM級以上であり、ケーブルボルトと地山とは良好な付着強度が得られているといえる。Type-Bはボルト軸力が耐力に達する前に、ひずみの増加に対してボルト軸力は緩やかに増加する関係にあり、Type-Aに比べケーブルボルトによる補強効果が低い。これらの地質は砂岩・頁岩互層

図-32 ケーブルボルトの軸力推移 (断面 E)

表-8 ボルト軸力と地山ひずみとの関係からみたタイプ別分類と地質データとの関係

	Type-A				Type-B				Type-C			
	計測位置	地山等級	岩種	角度	計測位置	地山等級	岩種	角度	計測位置	地山等級	岩種	角度
ケーブルボルト	B断面-左	CM	砂岩・頁岩互層	30	B断面-天端	CM	砂岩・頁岩互層	60	E断面-天端	CL	砂岩・頁岩互層	45
	B断面-右	CM~CH	砂岩・頁岩互層	75	E断面-右	CL~CM	砂岩・頁岩互層と砂岩優勢層との境界	75	E断面-左	CL	砂岩・頁岩互層	10
	D断面-左	CM	砂岩・頁岩互層	60								
ロックボルト	C断面-左	CM	砂岩・頁岩互層	45	A断面-右	CM	砂岩優勢層	45	対象なし			
	F断面-左	CM	砂岩優勢層	45	C断面-右	CL	砂岩・頁岩互層	45				
					F断面-右	CL~CM	砂岩・頁岩互層	45				

のCM級、または砂岩・頁岩互層と砂岩優勢層との境界部でCM～CL級となっており、地山の弾性係数がやや低いことから地山のひずみが広がりやすく、ケーブルボルトと地山との付着強度もやや不十分と考えられる。同様にType-Cのケーブルボルトは、ボルト軸力があるポイントから低下しており、この区間では付着切れが発生していると考えられる。この地質は砂岩・頁岩互層のCL級であり、ケーブルボルトと地山との付着強度が不十分と考えられる。このように、Type-Cのケーブルボルトは、Type-Bのケーブルボルトに比べて、結果的に補強の効果が低くなることを考慮しておく必要がある。

特に、図-28に示す断面Eの左のケーブルボルトは軸力が100kNに達する前に低下し始めている。このケーブルボルトは層理面との交差角度が10°程度しかなく、ケーブルボルトと地山との定着力が十分に確保しにくい状況にあったことが原因と考えられる。同様に、断面Eの天端のケーブルボルトは層理面との交差角度が45°程度である。これは、前述した丹生屋ら⁹⁾が行った試験によると、ケーブルボルトによる補強効果が発揮しやすい角度である。

(4) 作用効果のメカニズム

これまでに得られた検証結果をもとに、地山との付着強度からみたケーブルボルトの作用効果のメカニズムについて、以下に整理する。

地山のせん断強度が十分な場合には、ケーブルボルトと地山との相対変位に対応した十分な付着力が得られることから、ケーブルボルトには地山ひずみの増加に応じた高い軸力が発生する。地山のせん断強度が不十分な場合、ケーブルボルトと地山との付着力は小さくなることから、ケーブルボルトと地山との相対変位に相応した十分な付着力が得られず、ケーブルボルトに高い軸力が発生しない状態で地山のひずみだけが增加していくことになる。さらに、地山のせん断強度が不足する場合には、地山との相対変位に対応した付着力が得られず、ケーブルボルトと地山との間に付着切れが発生し、ケーブルボルトの軸力は低下していく。

このように比較的定着力が確保しにくい地山においては、ある程度の軸力以上になるとケーブルボルトの付着切れが生じる可能性がある。ケーブルボルトは軸剛性が低いことから、付着切れを起こしながら地山の變形に追従し、軸力が分散していくことが考えられる。これは一定の箇所において集中的に軸力が発生し、降伏に至るロックボルトと大きく相違する点である。

しかしながら、ケーブルボルトが何らかの付着切れを起こしながらも、ゆるみの拡大防止や天端沈下の抑制に効果を発揮していることは前述の通りである。これは土門ら³⁹⁾による研究からもわかるように、ベアリングプレ

ート定着治具の装着によってケーブルボルトに内圧効果や吹付け支持効果が発揮されるとともに、軸力の発生により地山の改良効果が図られていることも一因と考えられる。

以上のことから、金谷トンネルのように天端部の崩落が懸念される亀裂性地山においては、事前補強ケーブルボルトの施工によって、拡幅掘削に伴う地山のゆるみと天端沈下を抑制することが可能である。これは掘削断面が大きくなる大断面トンネルほど先進導坑の必要性が高まり、ケーブルボルトによる事前補強が有効に機能する。さらに、付着切れが起きるほどの大きな変位が発生して、ケーブルボルトの効果が低下すると予測される場合には、上半掘削時点で通常のパターンボルトより耐力や本数を低減したボルトを打設することで、トンネルの安定が図れるものと思われる。

6. まとめ

ケーブルボルトは、これまで地下発電所や新東名の具体化に伴って、主に硬岩～中硬岩地山を対象に研究が進められてきた。しかし、これらの事業が一段落したことや、軟岩地山においては実際の現場を活用した研究が十分に行われなかったことから、軟岩地山における作用効果については、十分に解明されていなかった。

本研究では、大断面トンネルにおける先進TBM導坑内からの事前補強ケーブルボルトの作用効果のメカニズムについて、金谷トンネルでの検証試験によって得られたデータを基に検証を行った。その結果、亀裂性地山への適用も可能であることが確認されるとともに、ケーブルボルトの作用効果のメカニズムが解明できた。今回の検証結果が、今後のトンネル工事における安全性や経済性、施工性の確保に向けた一つの選択肢になるとともに、これまで整備された既設トンネルの改築・拡幅に応用可能な新たな技術開発につながることを期待したい。

今回の検証試験によって得られた知見を以下に要約する。

- (1) 事前補強ケーブルボルトは、より線という構造的な特徴から上半切羽到達前の先行変位を大きく抑制することなく、拡幅掘削後の天端沈下の拡大を抑制する効果がある。
- (2) 軸剛性や付着力が大きいロックボルトは、拡幅掘削に伴って局所的に高い軸力が発生するのに対して、軸剛性や付着力の小さいケーブルボルトは軸力が分散し、ケーブルボルト全体に比較的均等な軸力が発生する。
- (3) 掘削断面が大きくなる大断面トンネルでは、拡幅掘削に伴う天端部の崩落防止と天端沈下抑制を目的と

して、先進導坑内からの事前補強ケーブルボルトが有効に機能する。

- (4) 亀裂性地山におけるケーブルボルトの作用効果のメカニズムには、地山との付着強度により 3 つのタイプの付着モデルに分類できる。
- (5) ケーブルボルトとの付着強度が不十分な地山においては、地山のひずみの増加によって付着切れが発生する可能性があることから、留意する必要がある。
- (6) ケーブルボルトはこれまで硬岩～中硬岩地山で多く使用されてきていたが、今回の検証によって亀裂の多い軟岩地山においても十分な事前補強効果が期待できることがわかった。
- (7) ケーブルボルトの一部は付着切れを起こしながらも、ベアリングプレートの定着治具の装着によって、内圧効果や吹付け支持などの支保機能を期待できる。さらに、発生したケーブルボルトの軸力に余裕があれば、掘削後の支保部材としても有効に活用できる。

参考文献

- 1) 八木弘, 米倉文雄, 浅野剛, 安井義則: 事前補強ケーブルボルトによるトンネル安定性と支保効果に関する検証, 土木学会トンネル工学論文集, 第 14 巻, pp.95-106, 2004.
- 2) 清水則一, Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Hutchinson, D. J.: 海外におけるケーブルボルトの設計法, トンネルと地下, 28 巻 4 号, pp.43-52, 1997.
- 3) Benmokrane, B., Chenouf, A. and Ballivy, G.: Study of bond strength behaviour of steel cables and bars anchored with different cement grouts, Rock Support in Mining and Underground Construction, *Proceedings of the International Symposium on Rock Support*, pp. 293-301, 1992.
- 4) Yazici, S. and Kaiser, P. K.: Bond strength of grouted cable bolts, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 29, No. 3, pp. 279-292, 1992.
- 5) Kaiser, P. K., Yazici, S. and Nose, J.: Effect of stress change on the bond strength of fully grouted cables, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 29, No. 3, pp. 273-306, 1992.
- 6) 石塚与志雄, 安部透, 今津雅紀: ケーブルボルトの定着長と解析定数の決定方法, トンネル工学研究論文・報告集, 第 8 巻, pp.101-106, 1998.
- 7) 石塚与志雄, 安部透: ケーブルボルトの付着抵抗特性と解析モデルに関する研究, トンネル工学研究論文・報告集, 第 7 巻, pp.7-14, 1997.
- 8) 木梨秀雄, 大内一, 大西有三: 付着応力分布に基づくケーブルボルトの引抜き定着特性に関する研究, トンネル工学研究論文・報告集, 第 9 巻, pp.31-38, 1999.
- 9) 丹生屋純夫, 木梨秀雄, 鈴木健一郎: ケーブルボルトによる岩盤き裂面せん断補強効果に関する要素試験, トンネル工学研究論文・報告集, 第 10 巻, pp. 167-172, 2000.
- 10) 柏柳正之, 伊藤文雄, 星野貴史, 清水則一: ケーブルボルトによる地下空洞の先行補強に関する現場実験とその評価, 土木学会論文集, No. 784/VI-66, pp. 31-44, 2005.
- 11) 柿原満, 中村真, 袋井肇, 波多野真司, 西内元弘: 岩盤不連続面の变形抑制に関するケーブルボルトの支保効果の研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部(A), 56 巻, pp. 542-543, 2001.
- 12) 袋井肇, 波多野真司, 西内元弘, 中村真, 柿原満: 地下空洞の变形抑制に関するケーブルボルトの支保効果の研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部(B), 56 巻, pp. 236-237, 2001.
- 13) 木梨秀雄, 天野悟: ケーブルボルトの作用機構と支保効果に関する考察, トンネル工学研究論文・報告集, 第 7 巻, pp. 15-22, 1997.
- 14) 天野悟, 木梨秀雄, 土原久哉, 渡辺和憲, 二宮康郎: 切羽安定のためのケーブルボルトの支保効果について, トンネル工学研究論文・報告集, 第 6 巻, pp. 151-156, 1996.
- 15) 青木智幸, 柴田勝実, 中原史晴, 伊藤文雄: 長尺ケーブルボルト引抜き試験とシミュレーション, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部(B), 56 巻, pp. 234-235, 2001.
- 16) 中原史晴, 伊藤文雄, 清水則一: ケーブルボルトの付着特性パラメータに関する考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部(B), 55 巻, pp. 156-157, 2000.
- 17) 清水則一, 武田智治: 軟岩に対するケーブルボルトの適用性について, トンネル工学研究論文・報告集, 第 7 巻, pp. 111-116, 1997.
- 18) 柴田勝実, 青木智幸: ケーブルボルトによる大断面トンネルの先行補強効果に関する一考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, 57 巻, pp. 507-508, 2002.
- 19) 三浦克: 大断面道路トンネルと山岳トンネル工法の現状と課題, 土木学会論文集, No. 516/VI-27, pp. 1-13, 1995.
- 20) 田中一, 青山繁夫: 第二東名高速道路における超大断面トンネルの試験工事 清水第三トンネル(総括その 1), トンネルと地下, Vol. 31, No. 8, pp. 15-23, 2000.
- 21) 大井明, 和田宣文, 錠富美夫: ケーブルボルトによる事前補強効果, 第 25 回日本道路会議論文, その 2 報告書, 論文 No.08023, 2003.
- 22) 谷利一, 古賀雄三: 大規模機械化による日 4,000 m³ の地下掘削 串木野地下石油備蓄基地, トンネルと地下, Vol. 21, No. 11, pp. 7-14, 1990.
- 23) 西田米治, 牟田潤, 日比谷啓介: 三陸海岸に築く大規模地下空洞群 久慈地下石油備蓄基地, トンネルと地下, Vol. 22, No. 7, pp. 7-14, 1991.
- 24) 岡本淳, 山本和彦, 西嶋國昭: 領家帯花崗岩に急速施工で大断面連設空洞を築く 菊間地下石油備蓄基地, トンネルと地下, Vol. 23, No. 2, pp. 7-13, 1992.
- 25) 片山武, 矢田篤, 木屋路豊, 福岡孝: 弾頭形大規模地下空洞の建設 関西電力大河内水力発電所, トンネルと地下, Vol. 22, No. 10, pp. 7-14, 1991.
- 26) 小山俊博, 南部茂義, 小松崎勇一: 地下 500m の大規模空洞 東京電力葛野川地下発電所, トンネルと地下, Vol. 28, No. 1, pp. 37-45, 1997.
- 27) 前島俊雄, 森岡宏之, 伊東敏彦: ゆるみ領域に着目した大規模地下空洞の情報化設計施工 東京電力神流川地下発電所, トンネルと地下, Vol. 32, No. 5, pp. 29-38, 2001.

- 28) 柏木雄二, 高森重治, 江口聡一郎, 小林康夫: 情報化施工を用いた 16 万 m³ 地下空洞掘削工事 九州電力小丸川地下発電所, トンネルと地下, Vol. 37, No. 4, pp. 31-37, 2006.
- 29) 藤村三喜男, 山野賢治, 原田浩史, 須藤敏明: 国内初の 2 層道路トンネル, トンネルと地下, Vol. 29, No. 9, pp. 15-25, 1998.
- 30) 日村博, 行田立大, 山崎武則, 五嶋博己: 254m² の超大面都市 NATM 鶴見川恩廻公園調節池, トンネルと地下, Vol. 31, No. 10, pp. 37-48, 2000.
- 31) 富田敦紀, 蛭名孝仁, 福田勝美, 戸井田克: 地下深部約 100m の堆積軟岩中に大規模試験空洞を掘削, トンネルと地下, Vol. 37, No. 11, pp. 39-47, 2006.
- 32) 土木学会: トンネル標準示方書 山岳工法・同解説, pp. 79-86, 2006.
- 33) ケーブルボルトの定着装置: 特許第 3898557 号, 2007.
- 34) 日本道路公団: 設計要領第三集トンネル(1)トンネル本体工(第二東名・名神高速道路), 1998.
- 35) 福井勝則, 大久保誠介: TBM 掘削を利用した岩盤強度の推定に関する Q&A, トンネルと地下, 第 32 巻 12 号, pp. 43-51, 2001.
- 36) 赤木渉, 三谷浩二, 城間博通: 新しい切羽評価点法の適用に関する研究, 日本道路公団試験研究所報告, Vol. 36, pp. 86-103, 1999.
- 37) 日本規格協会: JIS G 3586 PC 鋼線及び PC 鋼より線解説, pp. 11, 2008.
- 38) 土門剛, 今田徹, 西村和夫: ロックボルトによる支保内圧効果を考慮した低強度地山トンネルの簡便モデル, 土木学会論文集, No. 722/III-61, pp. 149-167, 2002.

(2011.8.26 受付)

EVALUATION ON SUPPORT EFFECT OF PRE-INSTALLED CABLE BOLTS FOR LARGE CROSS SECTIONAL TUNNEL

Hiroshi YAGI, Takeshi ASANO, Yoshinori YASUI, Tsuyoshi DOMON
and Kazuo NISHIMURA

This paper shows the concept of the support effect about the pre-installed cable bolt and reports the justice based on the local examination. On the large sectional tunnel of the cracking rock mass, we take the pre-installed cable bolt instead of rock bolt. Because the axial stiffness and the bond strength of the pre-installed cable bolt are smaller than them of the rock bolt, the axial force of the pre-installed cable bolt spreads and becomes relatively equality. Moreover, by analyzing the bond strength of the cable bolt on the mass, we show that the occurrence mechanism of support effect is different and classified into three types.