

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

Evaluation on Influence of Pre-Installed Cable Bolts on Stability of Tunnel and
Support Effect of the Cable Bolts

八木 弘¹・米倉文雄²・浅野 剛³・安井義則⁴
Hiroshi Yagi, Fumio Yonekura, Takeshi Asano and Yoshinori Yasui

¹正会員 日本道路公団 静岡建設局 掛川工事事務所 (〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3)

E-mail: Hiroshi.Yagi@jhnet.go.jp

²日本道路公団 静岡建設局 掛川工事事務所 (〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3)

³正会員 株式会社奥村組 技術研究所 (〒302-0025 茨城県つくば市大字大砂387)

⁴正会員 (株)奥村組・大日本土木(株)・太平工業(株) 共同企業体 (〒428-0008 静岡県榛原郡金谷町竹下163)

In this paper, based on the measuring result on axial force of support members (rock bolts and cable bolts) and displacement of tunnel crown and side wall, evaluation on pre-reinforcement effect and support effect of pre-installed cable bolts during enlargement was carried out.

As a result of the examination, following fact clarified. 1) The stability of the ground around the tunnel was improved by axial force arises in pre-installed cable bolts. 2) There is effect of decreasing of crown settlement and convergence in pre-installed cable bolts. 3) It was possible to use the cable bolting system as a supporting member in the main tunnel.

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

1. まえがき

日本道路公団静岡建設局(以下「JH」という)では、現在静岡県内における第二東名高速道路(以下「第二東名」という)の建設を行っているところである。第二東名で最も延長の長い金谷トンネル(延長:上り線4527m,下り線4667m,掘削断面積191m²)ではTBM導坑先進拡幅掘削工法により施工が進められている。本工法には地質確認効果,水抜き効果等が期待される他,地山不良区間において先進導坑内からケーブルボルトにより拡幅掘削時の安全性を高める為の事前補強を施工できる点がメリットの一つとなっている。さらに,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,残りの部分が切羽後方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,切羽の安定化に加え経済性をも追求できることになる¹⁾。

金谷トンネル東工事(以下「本トンネル」とい

う)においては,地山区分Dクラス以下の軟岩地山を対象に段階的な試験施工を実施し,事前補強の効果やケーブルボルトの支保工としての適用性について検討を行ってきた²⁾。

本論文は,本トンネルにおいて施工されたケーブルボルトの事前補強効果および本坑拡幅掘削時の支保効果の検証を目的に実施した計測結果について報告するものである。

2. 事前補強箇所の選定と補強パターン

(1) 事前補強箇所の選定

本トンネルでは導坑施工時の情報からトンネル全線が地山区分Dに相当する地山であると判定された。その中でも①導坑施工時に変状が発生し導坑支保を補強した区間,②TBM機械データから推定した準岩盤強度³⁾が3N/mm²以下である区間,③頂設導坑であるTBM導坑のゆるみ高さが本坑天端(TBM導坑より1m離れ)よりも深い位置まで達している区

間のいずれかに該当する区間を相対的に岩級が低いと判断し事前補強箇所とした。

本トンネルでは坑口部を除けばほとんどの区間で土被りが75m以上となっており、地山の単位体積重量を 20kN/m^3 とすると準岩盤強度が 3N/mm^2 以下の区間は地山強度比が2以下となり、JH設計要領によると地山区分DⅡ以下に相当する。ゆるみ高さについては、事前に実施された地質調査・試験結果に基づき、導坑内で実施した弾性波探査において $V_p \leq 1.5\text{km/sec}$ である範囲として定義した。

図-1～3に、下り線TBM導坑において実施した弾性波探査結果、下り線導坑施工時に得られた準岩盤強度、切羽評価点⁴⁾および導坑天端沈下の分布を示す。図に併記したとおり、下り線では6区間、559.2mにおいて事前補強を施工した。STA432+00付近では $V_p \leq 1.5\text{km/sec}$ の領域の深さが1m以上となっているが、その区間が短いこと、導坑の変状が見られないことを考慮して事前補強は施工しなかった。

表-1にケーブルボルトによって事前補強が施工された区間（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の平均値をまとめて示す。いずれの指

標も、補強あり区間の地山が相対的に不良であることを示しているが、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STA428+50～STA432+50の間では、相対的に準岩盤強度が小さいにもかかわらず事前補強を施工していないことに起因するものである。この間では、TBM導坑の変状が見られないこと、準岩盤強度自体も事前補強施工の境界値である 3N/mm^2 以上となっていることから事前補強は施工しないこととした。

また上り線においても同様の検討を行い、8区間、484.8mにわたり事前補強を施工した。

(2) 事前補強区間の支保設計

事前補強の設計にあたっては、①拡幅掘削時に6mのパターンボルトの打設範囲をカバーできること、②拡幅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、③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-4に示す位

表-1 地山性状に関する指標の平均値

	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	35.9	20.9	0.47
補強あり区間	28.5	18.7	0.74

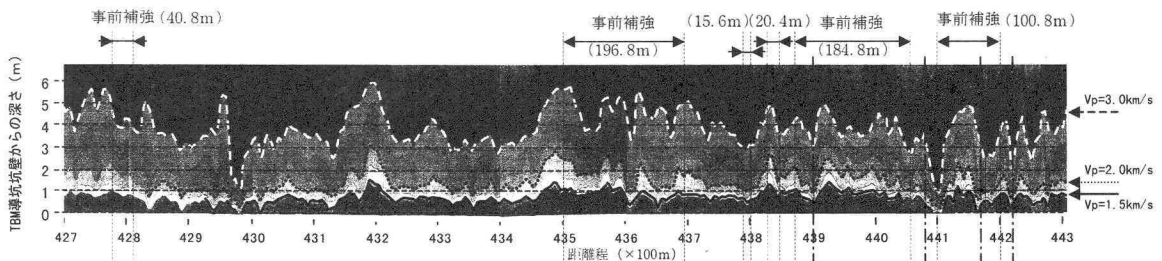


図-1 TBM導坑で実施した弾性波探査結果（下り線）

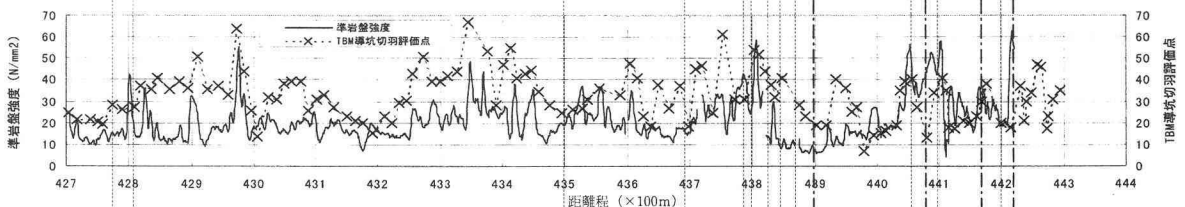


図-2 TBM掘進データに基づく準岩盤強度と切羽評価点（下り線）

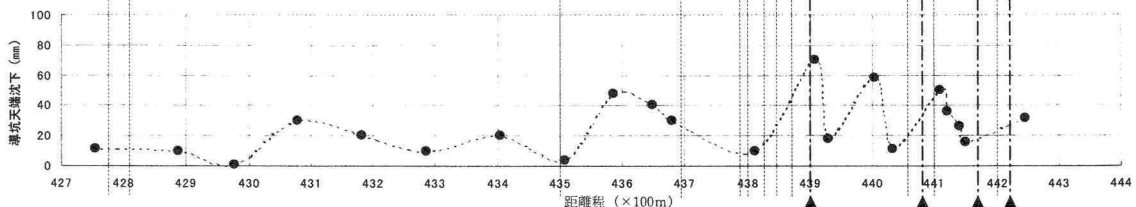


図-3 TBM導坑の天端沈下（下り線）

置にTBM導坑から長さ8mのケーブルボルトを7本施工することとした。なお、事前に実施した試験施工結果に基づき、補強あり区間では天端部のパターンボルトを省略した。また、上半掘削にともなって切断されるケーブルボルトにベアリングプレート进行定着できる治具を開発して使用した²⁾。

本トンネルで用いたケーブルボルトは直径15.2mmのインデント加工されたP.C鋼より線で、既往の研究によると、インデントの効果により通常のロックボルトと同等の付着強度を持つことが報告されている^{5),6)}。ケーブルボルトの特性値は表-2に示すとおりである。ケーブルボルトには、①変形のしやすさ(可撓性)、②曲がりに対する追従性の良さ(追従性)といった特徴があるが、ヤング率および断面積

表-2 ケーブルボルトの特性値

	ヤング率 (N/mm ²)	断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)
ロックボルト	210000	506.7	330	469
ケーブルボルト	191000	138.7	222	260

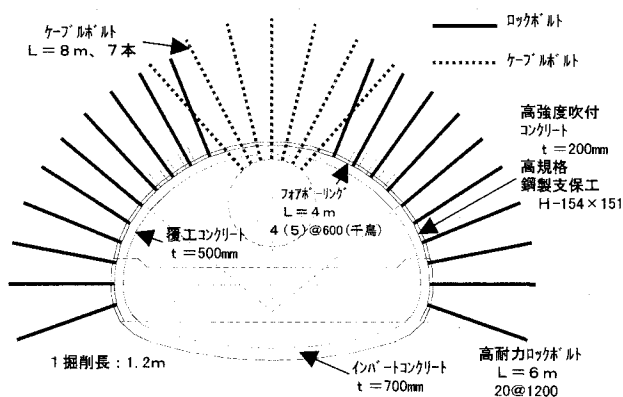
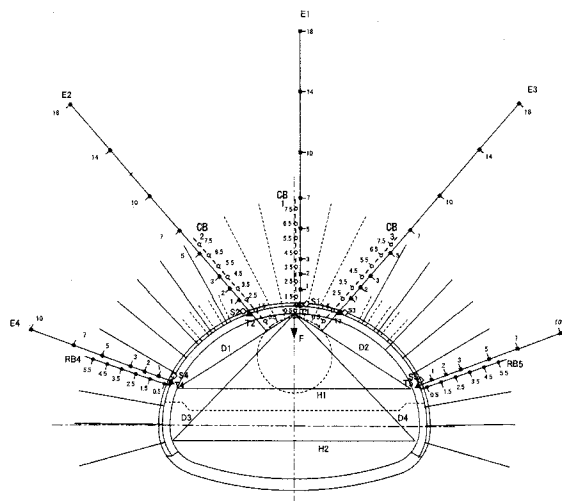


図-4 補強あり区間支保パターン



また、ケーブルボルトの施工にあたっては確実な充填を考慮して後充填方式とし、定着材としては流動性と可塑性を有するプレミックスモルタルを使用した。今回用いた定着材のW/Cは35%、4週強度は42N/mm²である。

3. 検証断面における計測内容

事前補強ボルトの支保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。表-3 に設定した検証断面の地質条件および事前補強の有無を示す。

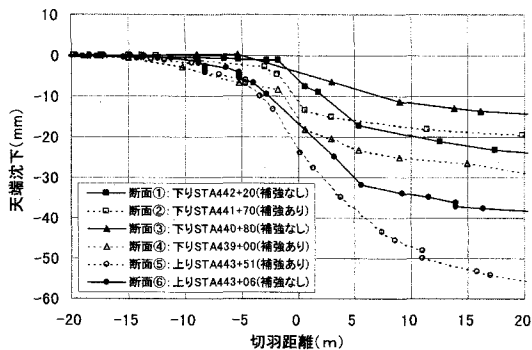


図-7 上半切羽通過前後の天端沈下の推移 (本坑坑壁より深さ1m地点)

各検証断面においては表-4、図-5、6 に示す計測を実施した。地中変位計およびケーブルボルト軸力計 (E1~E3, CB1~CB3) は導坑内から設置し、本坑切羽通過時に盛替えを行い、切羽到達前後の継続的なデータを収録した。

なお、断面⑤、⑥については施工計画見直しにともなう上り線下半掘削の延期により計測を打ち切った結果、上半掘削までのデータのみ得られている。

4. 検証断面における計測結果

(1) 地中変位計による計測結果

a) 天端沈下および内空変位

天端沈下の本坑上半切羽通過前後の推移を図-7 に (本文では、上半切羽距離は-が切羽到達前、+が切羽到達後を表す)、全検証断面における最終値に至るまでの天端沈下の推移を図-8、9 に示す。また、上半切羽到達時、上半収束時、インバート施工後の変位収束時における天端沈下および内空変位を表-5 にまとめて示す。ここで天端沈下については本坑坑壁から深さ1mに設けた計測点の値であり、拡幅前後で同じ地点の値となっている。また、内空変位は左右側壁の変位より算定したもので、拡幅掘削後の値となっている。

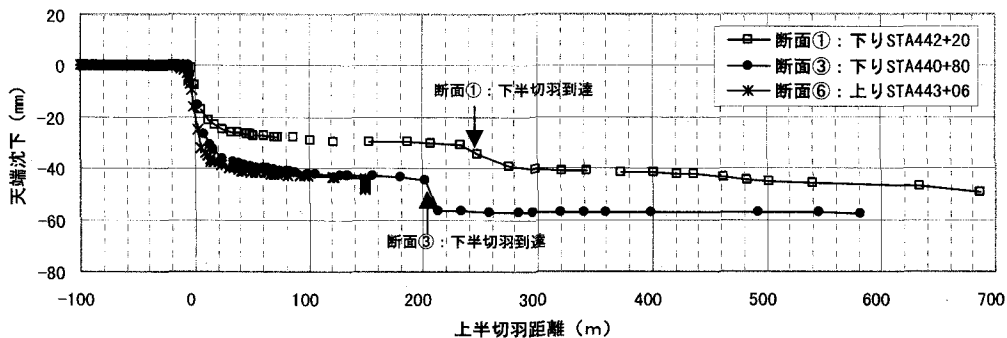


図-8 地中変位計により計測された天端沈下の推移 (補強なし区間、本坑天端から深さ1m地点)

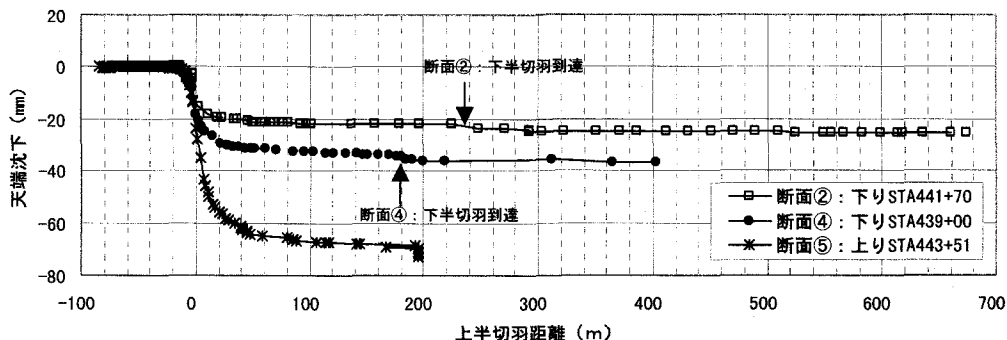


図-9 地中変位計により計測された天端沈下の推移 (補強あり区間、本坑天端から深さ1m地点)

図-7 より、天端沈下は各断面でばらつきは見られるが、補強あり区間では先行沈下の発生時期が早く、先行沈下量も大きくなっており、相対的な地質の悪さが伺える。ただし、表-5 からわかるように上半収束変位に対する先行変位率は平均すると補強あり区間では47%，補強なし区間では22%となっており、補強あり区間において拡幅掘削後の天端沈下が抑制されている傾向が見られる。また、下半・インバート掘削にともなう天端沈下および内空変位の増分は、補強あり区間が補強なし区間に比べ著しく小さくなっている。この結果、最終変位に対する先行変位率は補強あり区間では47%，補強なし区間では10%となっている。

b) 地中変位の分布

下り線の断面①、②における地中変位分布を図-10、11に、上り線の断面⑤、⑥における分布を図-12、13に示す。断面③、④については、各々、断面①、②と同様な分布傾向となっている。

地山の状況によって変位量は異なるが、補強なしの断面①では先行変位は小さいものの、拡幅掘削にともなうゆるみ範囲が天端では深さ12m程度まで広がっている様子が伺える。一方、補強ありの断面②では先行変位は断面①より大きいものの、拡幅掘削にともなうゆるみ範囲の広がりが最小限に抑制されていることがわかる。このことからケーブルボルトは切羽到達前の先行変位を大きくは抑制しないもの

表-5 地中変位計により計測された変位の総括表

	距離程	先行変位	上半収束時			最終値		
		天端沈下 (mm)	天端沈下 (mm)	内空変位 (mm)	天端沈下 先行変位率	天端沈下 (mm)	内空変位 (mm)	天端沈下 先行変位率
補強なし 区間	断面①：下り442+20	6.3	29.8	26.3	0.21	49.2 (19.4)	83.3 (57.0)	0.13
	断面③：下り440+80	4.2	40.0	21.5	0.11	59.0 (19.0)	86.2 (64.7)	0.07
	断面⑥：上り443+06	16.7	48.4	83.5	0.35	-	-	-
補強あり 区間	断面②：下り441+70	11.9	22.0	32.7	0.54	25.5 (3.5)	52.6 (19.9)	0.47
	断面④：下り439+00	17.0	31.4	27.7	0.54	36.9 (5.5)	57.1 (29.4)	0.46
	断面⑤：上り443+51	23.1	71.8	135.3	0.32	-	-	-

()内は上半収束時から増分

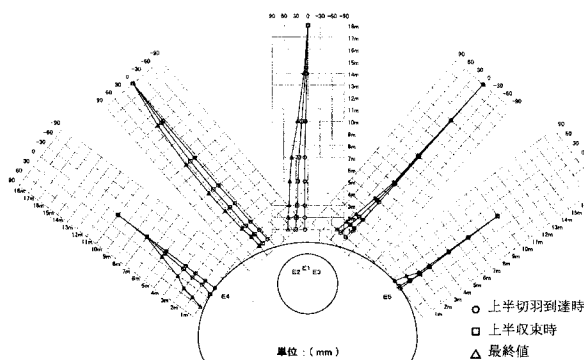


図-10 地中変位分布 (断面①：補強なし)

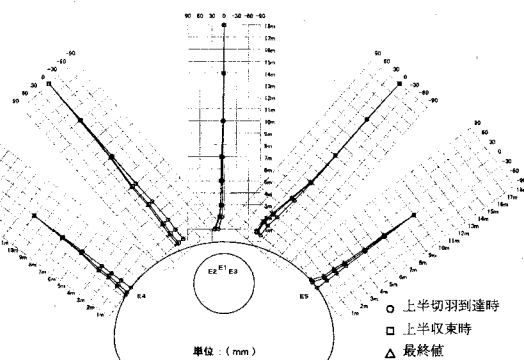


図-11 地中変位分布 (断面②：補強あり)

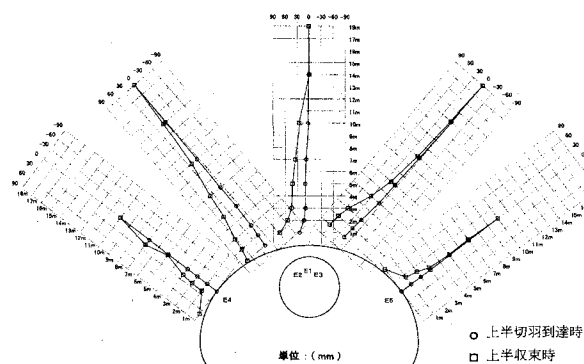


図-12 地中変位分布 (断面⑤：補強あり)

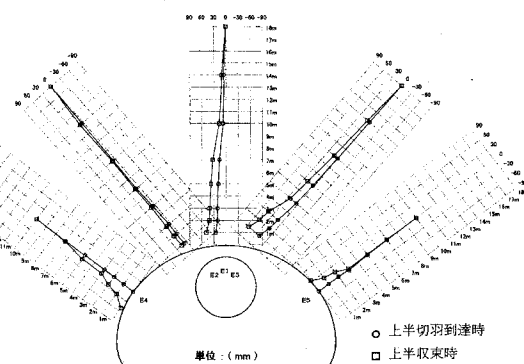


図-13 地中変位分布 (断面⑥：補強なし)

の、事前補強による地山の一体化によって、拡幅掘削前後の変位が拡大するのを抑制する効果があることがわかる。

断面⑤と⑥を比較すると、断面⑤の方が天端におけるゆるみ域の広がり若干大きくなっており、これにともない天端沈下も断面⑤の方が大きくなっている。ただし、内空変位に対する天端沈下の比率は、断面⑤では53%、断面⑥では58%となっている。内空変位は天端で施工されたケーブルボルトの影響が相対的に小さく、地山本来の変形しやすさの指標になると考えると、断面⑤を断面⑥と比較した場合、断面⑤において地質の差以上に大きな天端沈下が発生している様子は見られない。図-14に全ての検証断面における内空変位と地中変位計により計測された全天端沈下の関係を示す。他の断面においても、補強あり区間ではケーブルボルト打設範囲のパターンボルトを省略しているにもかかわらず地質の差以上に大きな変位が発生している様子はなく、ケーブルボルトがパターンボルトの代替機能を果たしている様子が伺える。

(2) 軸力計測結果

a) ケーブルボルト軸力の推移

切羽通過前後のケーブルボルト軸力の推移を図-15～23に示す。なお、ケーブルボルト軸力の計測にあたっては、切羽通過前後の挙動を連続的に計測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が、上半拡幅時期が予定よりも遅れたために、断面④については上半切羽が1.2D通過した時点までのデータのみが得られている。

これらの図より、ケーブルボルトの軸力は断面②では上半切羽距離約-15mから、断面④、⑤では約-30mから次第に増加し始めており、天端沈下の先

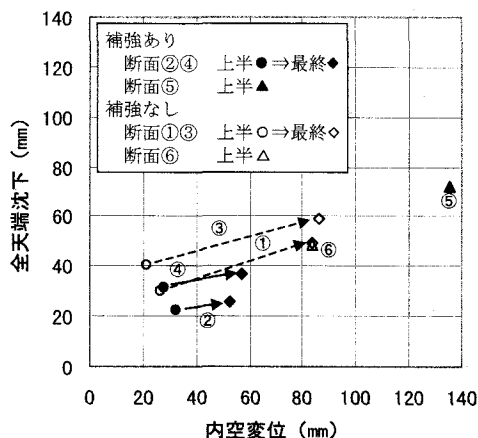


図-14 内空変位と天端沈下の関係

行変位発生時期にほぼ対応していることがわかる。さらに拡幅掘削後においても軸力が確実に増加していることから、ケーブルボルトが切羽の安定に寄与している様子が伺える。また、補強あり区間で天端沈下の先行変位が最も大きかった断面⑤では、切羽到達時には最大150kNの軸力が発生しているものの、拡幅掘削後においてもその値は最大200kN程度にとどまり、表-2に示した降伏荷重以下に収まっている。

一方、断面⑤の天端、深さ3.5m地点では上半切羽距離が-80m時点から圧縮軸力が発生している。この地点における上半切羽距離-80mから切羽到達までのケーブルボルト軸力と対応する深さの地中区

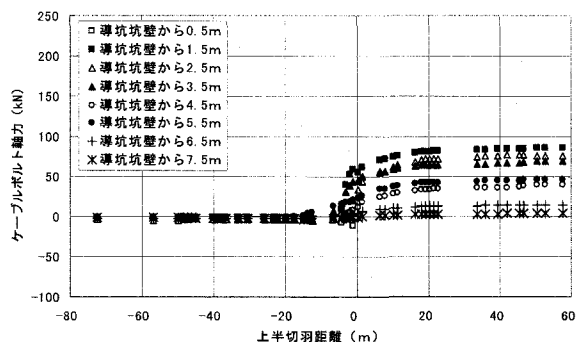


図-15 ケーブルボルト軸力の推移 (断面②：天端)

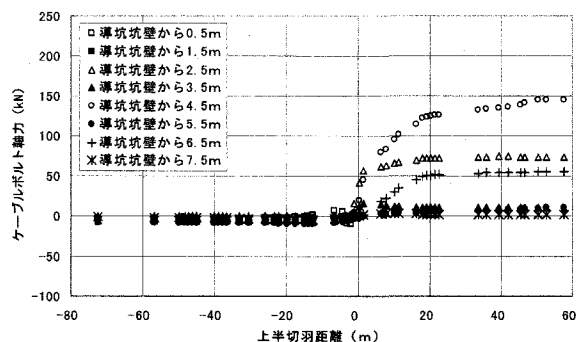


図-16 ケーブルボルト軸力の推移 (断面②：左)

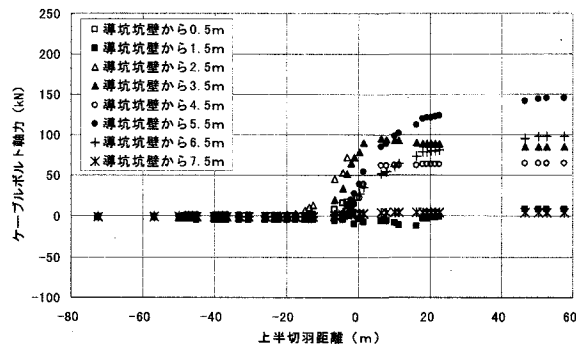


図-17 ケーブルボルト軸力の推移 (断面②：右)

間ひずみの推移を図-24に示す。地中区間ひずみは地中変位計により計測される各深度の計測点の変位から各計測点間の区間変位を求め、区間変位を計測点間距離で除して算出した。

図-24より、この測点付近では計測開始時から区間ひずみが圧縮方向に推移し、それにとまってボルト軸力も圧縮に推移していることがわかる。ただし、断面⑤における先行沈下あるいは他のケーブルボルトの軸力の推移から判断して、上半掘削の影響は、この測点の軸力増分が引張側に反転する上半切羽距離-25m程度から発生していると判断するのが妥当と言える。したがって、ケーブルボルトに圧縮軸力が発生した原因の一つとして、ケーブルボルト

埋設のための削孔時の地山の乱れに起因する埋設後の局所的な再圧密挙動の発生が考えられる。表-5に示した坑壁変位より断面⑤では断面②、④よりも地山の状態が不良であったこと、ボーリング調査ではこの測点付近の岩盤はCⅡ級であり不規則に粘土シームをともなっていることが確認されていること、坑壁付近（深さが浅い部分）では若干岩質が良くなっていることなどから、再圧密的な挙動の発生の可能性は十分に考えられる。なお、ケーブルボルト埋設後20日後に上半切羽距離は-80mとなっている。

断面④の天端、深さ1.5m地点においても、上半切羽距離が-20m時点から圧縮軸力が発生しており、断面⑤と同様に圧縮方向の地中区間ひずみの発生が

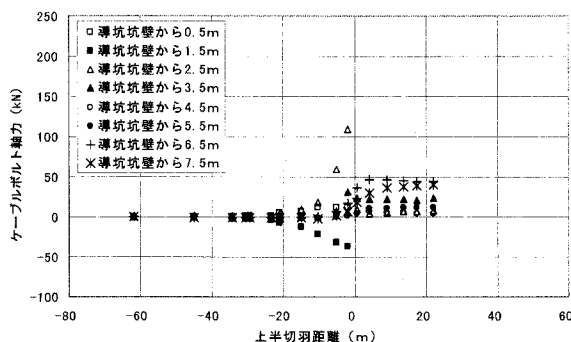


図-18 ケーブルボルト軸力の推移 (断面④：天端)

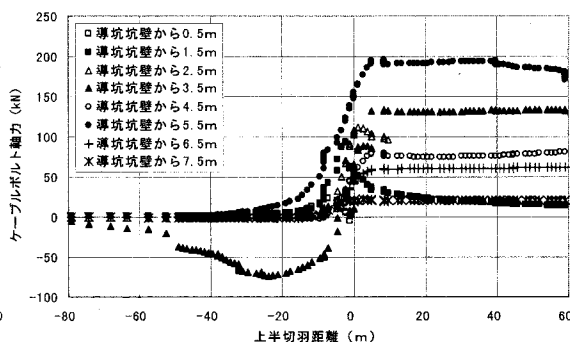


図-21 ケーブルボルト軸力の推移 (断面⑤：天端)

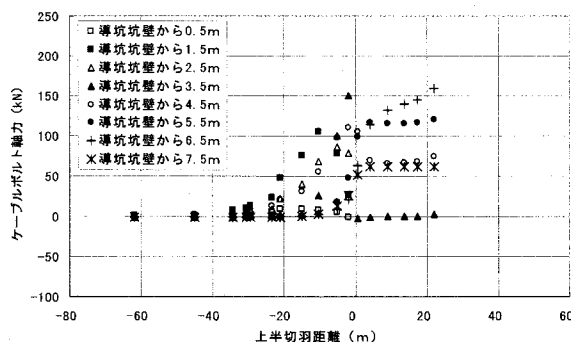


図-19 ケーブルボルト軸力の推移 (断面④：左)

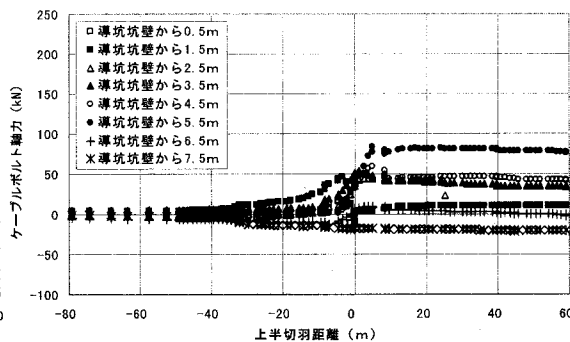


図-22 ケーブルボルト軸力の推移 (断面⑤：左)

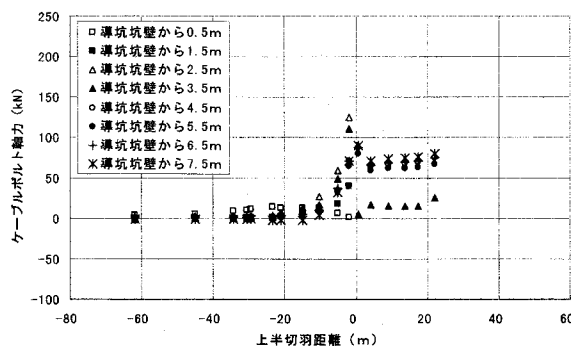


図-20 ケーブルボルト軸力の推移 (断面④：右)

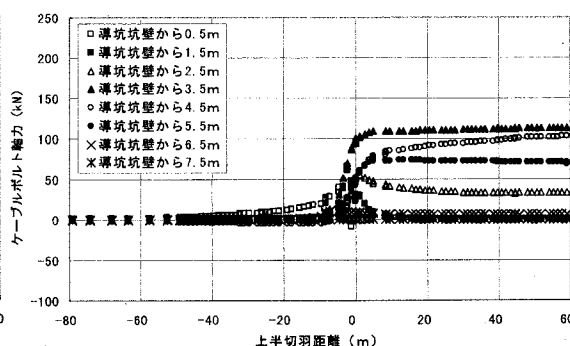


図-23 ケーブルボルト軸力の推移 (断面⑤：右)

確認されている。ただし、切羽距離から判断してこの地点の圧縮ひずみは上半掘削に起因するものと考えられる。

図-25～27 には、計測対象とした各ケーブルボルト（断面②，④，⑤の各3本）に関して、各々の最大軸力とそれに対応する深さの地中区間変位から算定した地中区間ひずみとの関係を示す。断面②，④ではケーブルボルト軸力と地中区間ひずみとの間に線形関係が認められるのに対し、断面⑤については、軸力変化が頭打ちあるいは最大値となった後、低下している状況が見られる。断面⑤は、前述のように坑壁変位が大きく地質が最も悪い地点であったことから、地山と定着材との間の付着切れ、定着材とケーブルボルトとの間の付着切れまたは周辺地山の変形係数が低いことに起因する定着力の低下等の原因が考えられるものの^{7),8),9)}、要因を特定できる状況にない。

b) ケーブルボルト軸力の分布

断面①～⑥におけるケーブルボルトおよびロックボルトの軸力分布を図-28～33 に示す。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、ロックボルト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。ただし、下り線の断面④のケーブルボルト軸力については最終計測値（上半切羽距離1.2D），上り線の断面⑤，⑥については上半終了までの値となっている。ボルト軸力の計測値が降伏値を超えた地点は×印で表し、軸力自体は降伏値として分布図を作成した。また、図-34 には断面⑤におけるケーブルボルト軸力の各深度ごとの増分を上半切羽通過前後に分けて示す。

ケーブルボルトの場合、上半切羽到達時には比較的坑壁に近い部分で高い軸力が発生しているが、拡幅掘削にともなって坑壁から深い部分でも軸力が増加しており、ケーブルボルト全体に比較的均等な軸

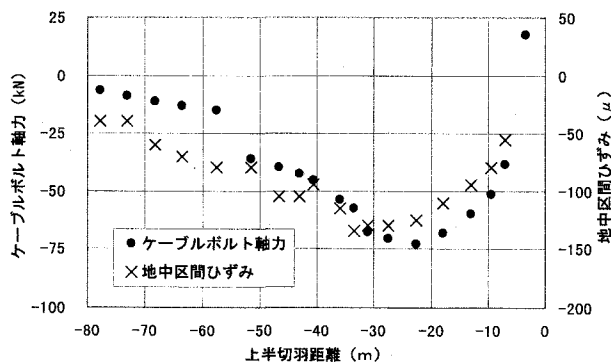


図-24 圧縮軸力発生地点の地中区間ひずみとケーブルボルト軸力の推移

力が発生しているといえる。ロックボルトでは一部区間で軸力が集中し、降伏荷重を超えるような大きなひずみが発生しているのに対し、砂岩頁岩互層という地質条件に起因する計測地点によるバラツキはあるものの¹⁰⁾、ケーブルボルトには降伏荷重を超える軸力は発生していない。補強あり区間では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

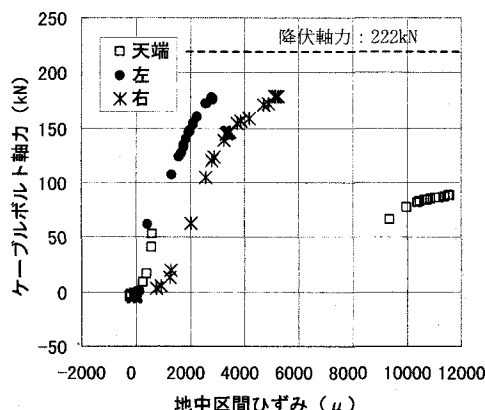


図-25 ケーブルボルト軸力と地中区間ひずみの関係（断面②）

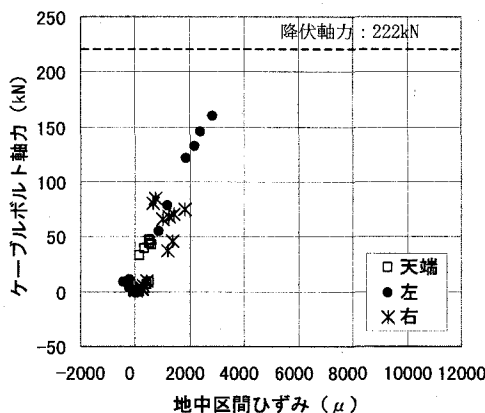


図-26 ケーブルボルト軸力と地中区間ひずみの関係（断面④）

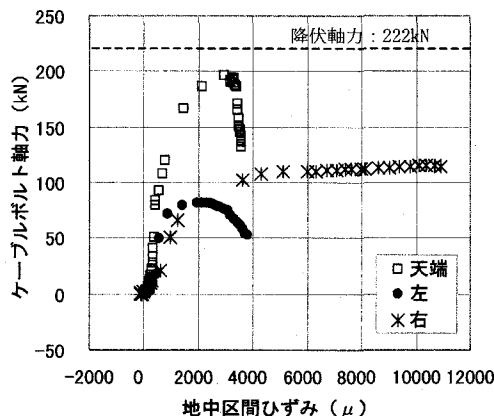


図-27 ケーブルボルト軸力と地中区間ひずみの関係（断面⑤）

と、パッカー式の後充填方式により孔内だけではなく地山内のある程度大きな開口亀裂にも定着材が充填されていること、本坑拡張時には定着材の強度発現が進んでいることなどから、補強なし区間よりも天端付近の地山の一体化が相対的に促進されているものと考えられる。このため、本坑拡張による亀裂の開口およびそれにとまうせん断方向のズレが抑

制され、それがこのような計測結果が得られた一因となっている可能性が考えられる。

c) ロックボルト軸力

ロックボルト軸力は、ある一部区間で極端に大きくなる傾向が見られることがわかる。この傾向は下半掘削でもさらに拡大し、ボルトの局所的な降伏につながっており、軸力が分散しているケーブルボルト

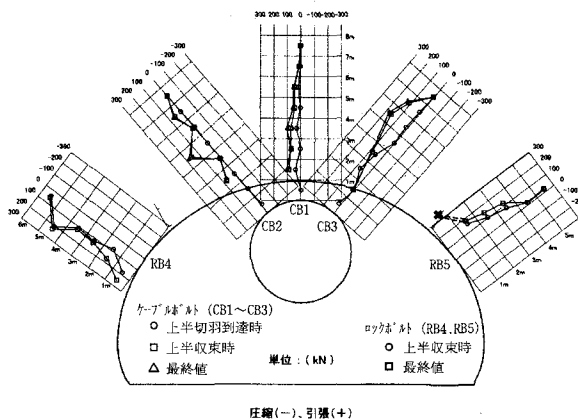


図-28 ボルト軸力分布 (断面②: 補強あり)

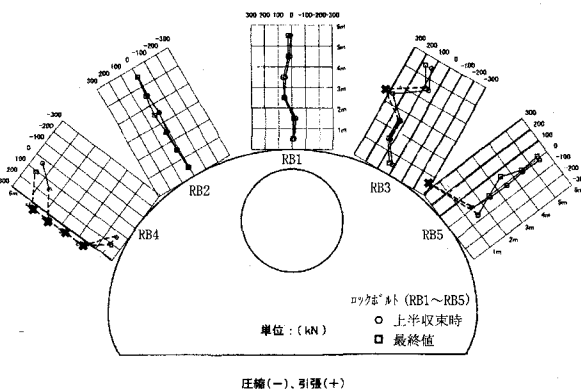


図-31 ボルト軸力分布 (断面①: 補強なし)

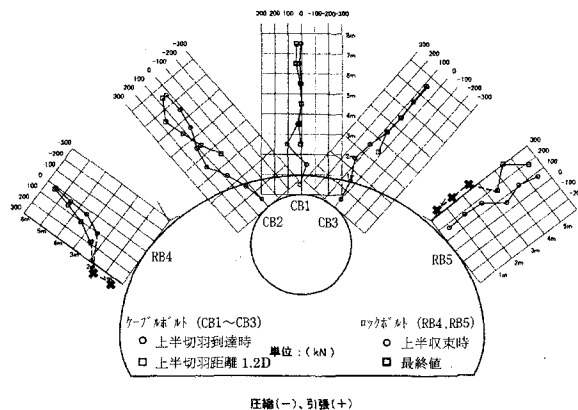


図-29 ボルト軸力分布 (断面④: 補強あり)

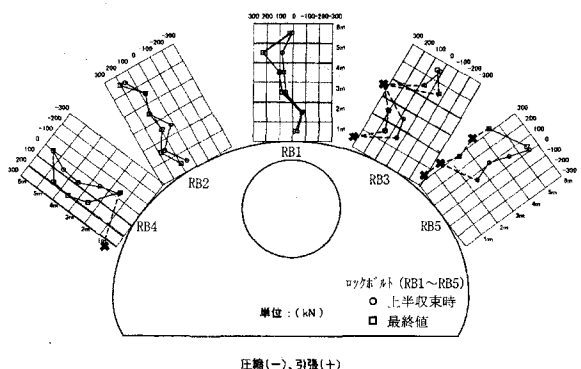


図-32 ボルト軸力分布 (断面③: 補強なし)

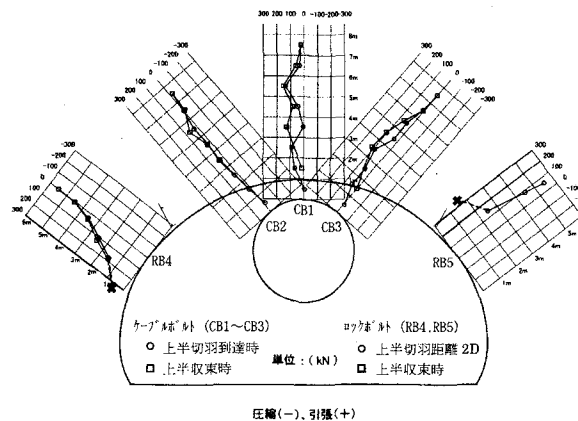


図-30 ボルト軸力分布 (断面⑤: 補強あり)

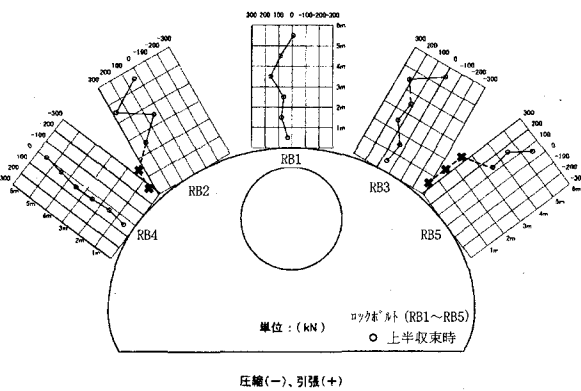


図-33 ボルト軸力分布 (断面⑥: 補強なし)

トとの大きな相違と言える。軸力の最大値は、天端部から肩部では地山の深い部分で発生し、側壁部では坑壁に近い部分で発生することが多い。特に、側壁部のロックボルトについては、補強の有無にかかわらず上半収束時に12本中9本が降伏荷重を上回っている状況にある。また、計測データとしては軸力が最大荷重を上回っている箇所も見られたが、対応する地点における地中変位の推移には特に異常が見られず、地山内でボルトが実際に破断に至っているかどうかについては確認できていない。

図-35 に断面①、③、⑥において計測対象とした天端部のボルト（各断面3本、合計9本）に関して、各々の最大軸力とそれに対応する深さの地中区間ひ

ずみとの関係を示す。ロックボルトの場合にはケーブルボルトに比べて軸力と地中区間ひずみとの関係におけるばらつきが大きくなっていることがわかる。

大きな軸力が発生しているということは支保効果が十分に発揮されていることを意味しており必ずしも悪い状況とは言えない。ただし、本トンネルのように地山全体が砂岩頁岩互層であり、軟化した頁岩層の開口あるいは硬質な砂岩ブロックのズレなどの要因により、局所的に大きなひずみが発生する可能性が高い場合には、変形能が小さいと耐力を超える部材力が発生し、降伏荷重に達する可能性が高くなる。

5. トンネル全線における挙動

ここではトンネル全線におけるA計測データに基づく検討を行った。

下り線における本坑拡幅時の天端沈下、内空変位および切羽観察から想定される岩石の強度と切羽評価点の推移を図-36～38 に示す。天端沈下、内空変位については上半掘削時の増分、下半・インバート掘削時の増分、最終値に分けて示している。

切羽評価点は全線で25～40となっており、地山等級としてはD I 以下に対応している。また、拡幅掘削時の切羽評価点は図-2 に示したTBM導坑施工時の切羽評価点との間に相関があり、TBM導坑における地質確認が効果的であることがわかる。

STA432+00付近では前述のようにゆるみ領域が若干深くなっていたが、TBM導坑の変状が見られなかったこと、ゆるみ領域が広がっている区間が局所的であったことから事前補強は行わなかった。しかし、結果的には大きな天端沈下が発生している。

STA430+00付近においては、内空変位が拡大傾向を示している断面があり、この区間を含むSTA428+00～STA431+00の最終的な天端沈下と内空変位との関係は、図-39 に示すように弱い負の相関傾向が見られる。この区間の地山は圧縮強度が $20\text{N}/\text{mm}^2$ 程度で推移しているにもかかわらず、亀裂に関する評価が相対的に高いことから切羽評価点が高くなっている。したがって、他の区間よりも地山が連続体的な挙動を示す度合いが高くなり、トンネル形状が扁平であることから「天端沈下が内空側への側壁変位を抑制する効果」が発揮された可能性が考えられる。

次に、上記以外の区間における上半収束時、最終的な収束時における天端沈下と内空変位の関係を図-40、41 に示す。図-14 に示した検断断面にお

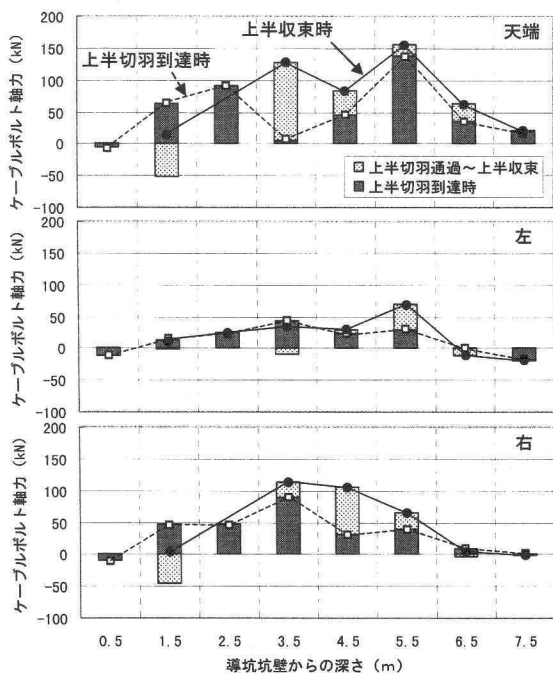


図-34 ケーブルボルト軸力の推移（断面⑤）

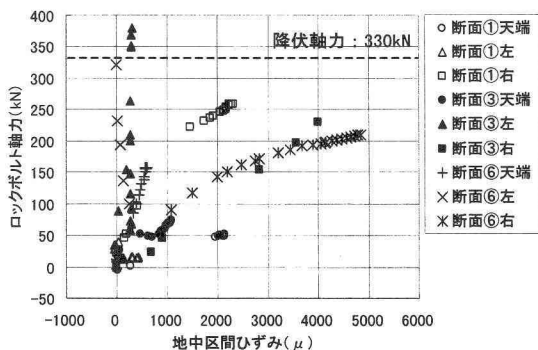


図-35 ロックボルト軸力と地中区間ひずみの関係

ける計測結果と同様に、天端沈下と内空変位との間には正の相関傾向が見られる。また、事前補強の有無が両者の相関関係に影響をおよぼすような状況は見られない。しかし、前述のように事前補強がある区間においては、無い区間に比べて掘削後の天端沈下と内空変位を抑制する効果があることが確認されている。このことは、ケーブルボルトによる事前補強によって、トンネルの変形の収束に向けた天端沈下と内空変位の関係を損なうことなく、掘削にともなう変位が抑制されトンネルの安定性を高めることができることになる。

6. まとめ

本論文では、大断面トンネルの拡幅掘削にあたってケーブルボルトによるTBM導坑からの事前補強がある場合とない場合において、ボルトに発生する軸力の分布やトンネルの変位などについて計測を行

い、検証を行った。本計測によって得られた知見を要約すると以下のとおりになる。

- ①ケーブルボルトによる事前補強がある場合の天端沈下は、事前補強がない場合に比べて、掘削にともなう全沈下量に対する切羽到達以後の沈下量の比率が小さく、天端部の補強によるトンネルの安定性が高まっている。また、本トンネルでは天端沈下の抑制に加えて内空変位の抑制効果も確認された。
- ②このことから、ケーブルボルトは高耐力ロックボルトに比べ可撓性や追随性に優れていることで、トンネル掘削にともなう地山の変形に対して、柔軟な支保材料として地山の拘束効果を発揮しつつ、切羽の安定性の向上に寄与する効果があると考えられる。
- ③ケーブルボルトは、その柔軟性により導坑のような狭い空間から長尺ボルトを施工する場合に、ロールしての持込などのハンドリングや拡幅掘削に

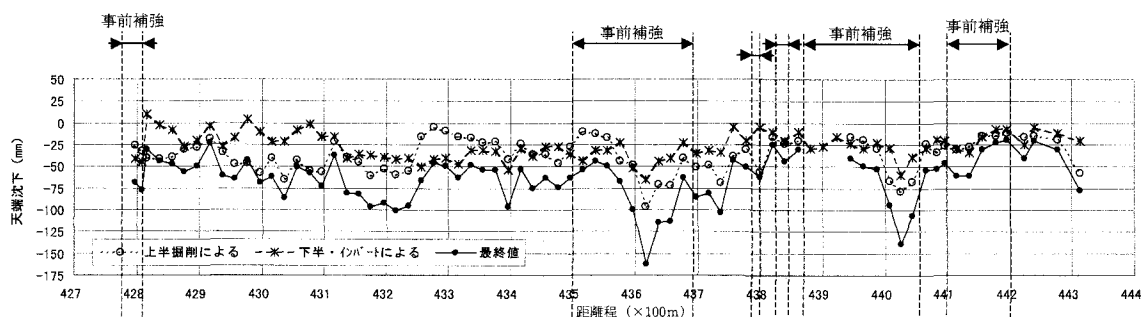


図-36 本坑拡幅時の天端沈下の推移（下り線）

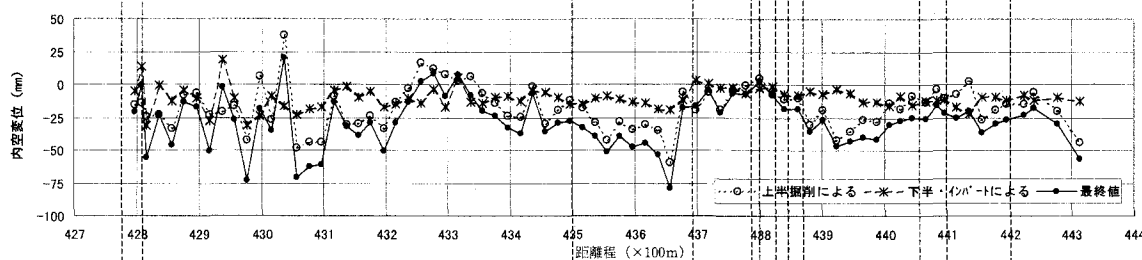


図-37 本坑拡幅時の内空変位の推移（下り線）

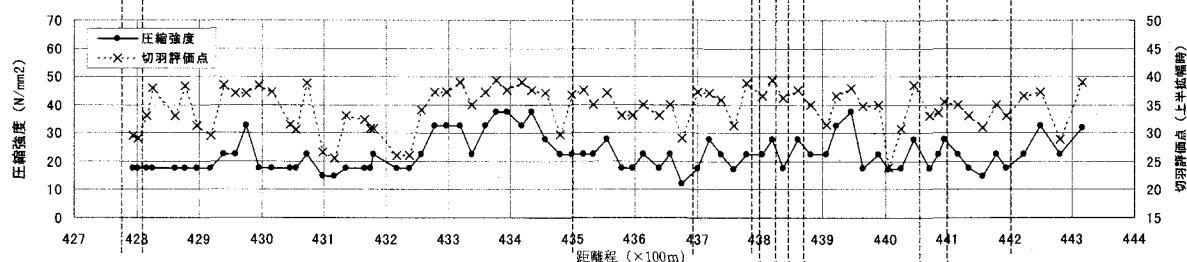


図-38 本坑拡幅時の切羽観察による圧縮強度と切羽評価点（下り線）

ともなう切断などが容易である。さらに、変形量や軸力を考慮した上で、今回開発したベアリングプレートの固定金具を使用することによって、掘削後の支保材としても有効に活用することでコス

ト削減が可能となる。

- ④ 今回の計測では、変形係数が低い地山において地山のひずみの増加に対してケーブルボルトの軸力が伸びない計測点が確認された。ケーブルボルトの定着性については、周辺地山の変形係数やより線としての構造、グラウト材の強度などの影響を受けることが知られており、軟岩地山での適用にあたっては、これらの特性を考慮した適用限界について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 清水則一：ケーブルボルト工法による地下空洞岩盤の先行補強，電力土木，No.275，pp.3-9，1998.5.
- 2) 八木弘他：事前補強ボルトの支保効果に関する検証，土木学会トンネル工学研究発表論文・報告集第13巻，pp.291-296，2003.11.
- 3) 小松製作所編：TBMの諸元と性能予想，1991.
- 4) 「日本道路公団試験研究所報告」，vol.36，1999.11.
- 5) 石塚与志雄他：インデントを付けたP C鋼より線の付着抵抗に関する研究，第33回地盤工学研究発表会講演論文集，pp.1977-1978，1998.
- 6) 石塚与志雄他：原位置試験によるケーブルボルトの解析定数の決定と適用，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，III-B50，pp.100-101，1999.
- 7) 石塚与志雄他：地盤剛性がケーブルボルトの付着抵抗特性に与える影響，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，III-B104，pp.208-209，1998.
- 8) 尾原祐三他：ケーブルボルトの室内引抜試験，第11回岩の力学シンポジウム講演論文集，F11，1999.
- 9) 中原史晴他：ケーブルボルトの付着特性パラメータに関する考察，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集，III-B78，2000.
- 10) 土原久哉他：トンネル新技術 ケーブルボルトの山岳トンネルおよび地下空洞の支保部材としての適用，土と基礎，Vol.45，No.5，pp.17-19，1997.

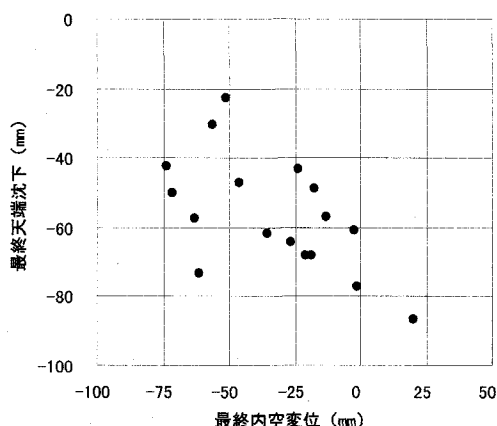


図-39 最終的な天端沈下と内空変位の関係
(下り線：STA428+00～STA431+00)

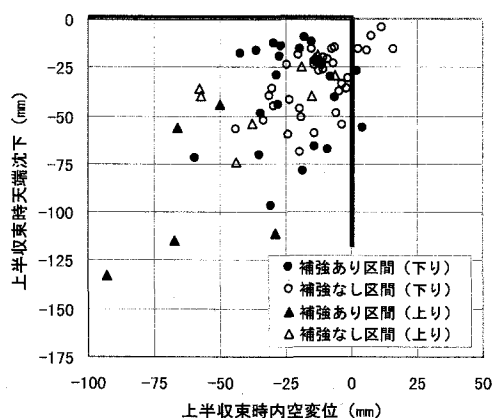


図-40 内空変位と天端沈下の関係（上半収束時）

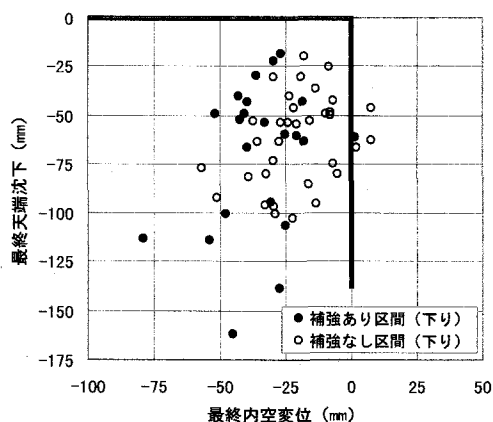


図-41 内空変位と天端沈下の関係（最終値）