

二重支保工の切羽施工で 600mを超える大土被りを克服

土田 優¹・高橋 忠国²・今村 新吾³

¹国土交通省 東北地方整備局 磐城国道事務所 相馬出張所長
(〒976-0042 福島県相馬市中村字塚ノ町65-16)

²国土交通省 東北地方整備局 福島河川国道事務所 建設監督官
(〒960-8584 福島県福島市黒岩字榎平36)

³三井住友建設(株) 東北支店 栗子トンネル作業所 監理技術者
(〒992-1122 山形県米沢市万世町梓山字下原445-2)
E-mail:imashin@smcon.co.jp

東北中央自動車道栗子トンネル山形側工事では、CII～DIと判定されるような砂岩泥岩互層が出現していたが、600mを超える大土被りの影響によりロックボルトの破断、吹付けコンクリートのはく落、鋼製支保工の変形等が発生したため、支保工の増強と変状抑制対策を繰り返し実施し、最終的には二重支保工を採用した。過去の施工事例を参考に、切羽から2m後方で二次支保工を施工するサイクルを採用し、変位を抑制することはできたが、支保工の一部に変状が発生した。さらなる効果を期待して二重支保工の切羽施工に変更したところ、変位、変状の抑制効果とともに、応力的にも良好な状態であることが判明した。

Key Words : large overburden, early closure, double steel supports

1. はじめに

東北中央自動車道は福島県相馬市を起点とし、福島市、米沢市、山形市などを経由して秋田県横手市で秋田自動車道に接続する総延長268kmの高規格幹線道路である。

栗子トンネルは福島県と山形県の県境に位置し、栗子山（標高1,217m）を東西に貫く延長8,972mの2車線道路トンネルである。このうち、栗子トンネル（山形側）工事は、山形側の3,826mを施工するものである。

栗子トンネルには避難坑が併設され、福島側約5,400mはTBM、山形側約3,500mはNATMによって平成20年12月に掘削を完了している。山形側避難坑の大半では砂岩泥岩互層が出現し、坑口から3,000m付近から先ではCII～DIと判定される切羽であったが、600mを超える土被りの影響により大変形が発生して縫返しや支保工の増強を強いられた。また、福島側避難坑では工区境付近のおよそ150mにわたって崩落や坑壁の押出しが発生した記録があり、本坑においても同様な事象の発生が懸念された。

2. 地形・地質概要

栗子山は奥羽脊梁山脈南部に位置し、急峻な山地を形成している。南北に800～1,000mを超える尾根が連なり、東方に福島盆地、西方に米沢盆地が分布する。

地質は、基盤である中生代白亜紀の花崗岩類を新生代第三紀中新世～鮮新世の堆積岩類・火山岩類が覆い、これらに安山岩や流紋岩が貫入する複雑な地質構造を呈している（図-1）。

山形側の地質は新第三紀の砂岩泥岩互層、砂岩礫岩互層を主体とし、所々に海底火山の噴出により形成された火山礫凝灰岩や粗粒凝灰岩等の火砕岩と流紋岩により構成され、トンネルには砂岩泥岩互層や比較的硬質な火山礫凝灰岩、流紋岩が出現すると予測されたが、先述したように、山形側避難坑の大半では砂岩泥岩互層が出現した。

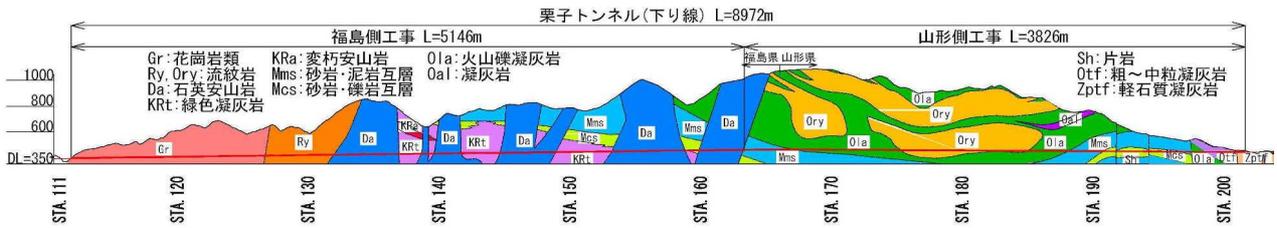


図-1 栗子トンネル地質縦断面図

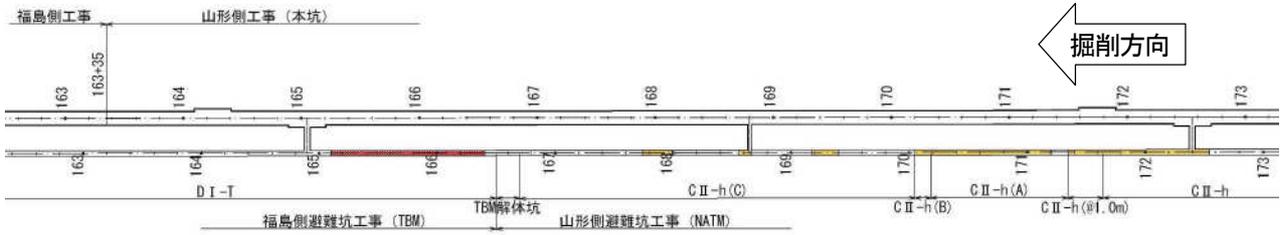


図-2 栗子トンネル平面図 (STA. 163+00~173+00)

3. 避難坑施工状況 (避難坑施工記録より)

(1) 山形側避難坑

NATMで施工された山形側避難坑では坑口から1,500m程度までは凝灰岩、泥岩、火山礫凝灰岩などが出現したが、それ以降は砂岩泥岩互層が継続して出現し、STA.182+36からC II-hにより掘削を行っていた。C II-hによる施工が1,000mほど続いたSTA.172+50付近から内空変位が大きくなるとともに、吹付けコンクリートにクラックが発生するようになり、一掘進長を1.0mに変更したがクラックは収まらずC II-h(A) (支保構造：D I +インバート) へと変更した (図-2)。クラックの発生は一旦収まったが再度クラックが発生するようになり、一掘進長を0.75mに短縮 (C II-h(B)) したが状況は変わらず、断面形状を円形に近づけたC II-h(C) (図-3) へと変更することで変位を抑制することができた。

C II-h~C II-h(B)の変状発生区間およびC II-h(C)の比較的大きな変位が発生した区間には、本坑掘削の影響を考慮して増し吹付けコンクリート (t=10~15cm) を行っている (図-2中の■で示す範囲)。

(2) 福島側避難坑

TBMで施工された福島側避難坑では、STA.159+40付近より砂岩泥岩互層 (砂岩優勢) が出現し、部分的なはく離、崩落が発生していたが地山は安定しており、D I-T (リング支保工(H-100)+吹付けモルタル(t=3cm)) により掘削を行っていた。STA.163+20付近 (本坑工区境) からは泥岩が優勢な地山となり、はく離、崩落が頻発するようになった。また、STA.165+00付近からは30cmを超える崩落が連続するようになるとともに坑壁の押し出しが発生した。TBMが拘束されることはなかったが、リング支保工の設置が困難となり、崩落対策としてリング支保工

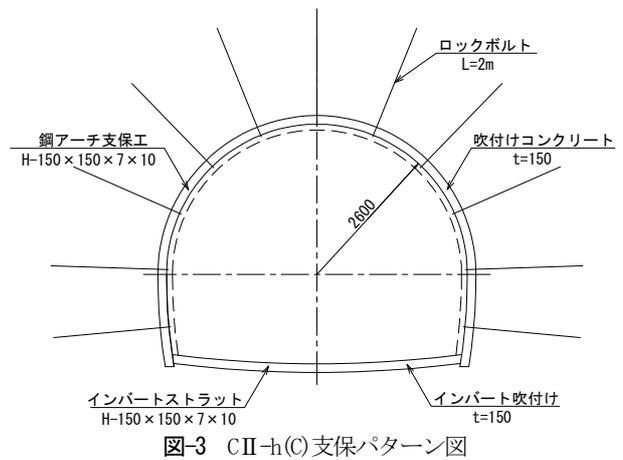


図-3 C II-h(C) 支保パターン図



写真-1 避難坑 STA. 165+40 付近

上に送り矢板を行い、吹付けモルタルを施工している (写真-1)。この崩落は工区境 (STA.166+50) 付近まで150m程度続き、吹付けモルタルのクラックやリング支保工の変形が発生している。(図-2中の■で示す範囲)

福島側、山形側ともに上述の区間で湧水はほとんど発生していない。

4. 本坑大土被り部施工状況

(1) 早期断面閉合の採用

本坑においても避難坑と同様な安定した砂岩泥岩互層が出現していたが、STA.174付近（TD=2,760m 土被り560m）から30～40mmの内空変位が発生するようになり、部分的にインバート吹付けによる全断面早期閉合を併用しながらDⅡパターンにより掘削を行っていた。

山形側避難坑で変位が発生したSTA.172+50付近から次第に変位量が大きくなり、STA.171+10～60（TD=3,000～3,050m 土被り590m）ではインバート吹付けが破壊され、変位が増大したためインバート吹付けを取り壊してインバートストラットを設置するとともに、切羽ではインバートストラットによる全断面早期閉合を採用することとした（DⅡHH154 図-4、表-1）。

(2) 二重支保工の採用

その後も安定した砂岩泥岩互層が出現していたが（写真-2）全断面早期閉合が必要な状況であり、DⅡHH154パターンにより掘削を行っていた。内空変位は30mm程度で安定していたが、STA.167+70（TD=3,390m 土被り620m）付近から内空変位が50mmを超えるようになり、STA.167+00では70mmを超え、吹付けコンクリートのはく落やロックボルトの破断、鋼製支保工の変形が発生するようになった。

変位抑制対策として、支保工の増強（DⅡNH200）と後方では増し吹付けコンクリート（36N/mm² t=10cm）を実施した。一旦変位は落ち着いたが、断面閉合前に（切羽から5m程度）天端付近にクラックが発生し、後方の増し吹付けコンクリートにもクラックが発生した。切羽付近では増し吹付けコンクリートを施工し、増し吹付けコンクリートのはく落した区間は二次対策として増し支保工（H-125+増し吹付けコンクリートt=15cm）を実施した。切羽では再度支保工の増強（DⅡHH200）を行ったが、変位を抑制することはできず、切羽の進行とともに後方で増し吹付けコンクリートと増し支保工による対策を繰り返し実施した。

クラック抑制と吹付けコンクリートのじん性を期待して繊維補強吹付けコンクリート（DⅡHH200F）を採用した。クラックの発生は若干遅くなったが結果は同様であり、増し支保工を実施した。

結果的にSTA.166+07～167+28（TD=3,433～3,554m）の121mにわたり支保工の増強と変位抑制対策を繰り返し実施した。この区間は対策工（増し吹付けコンクリート、増し支保工）により設計覆工厚（t=30cm）を確保できないため縫返しを行うこととした。

一次支保工（支保機能の一部が損なわれているが）+対策工と同程度の支保内圧が得られるようにするには、一重の支保構造では困難であり、二重支保工（E）を採用することとした。

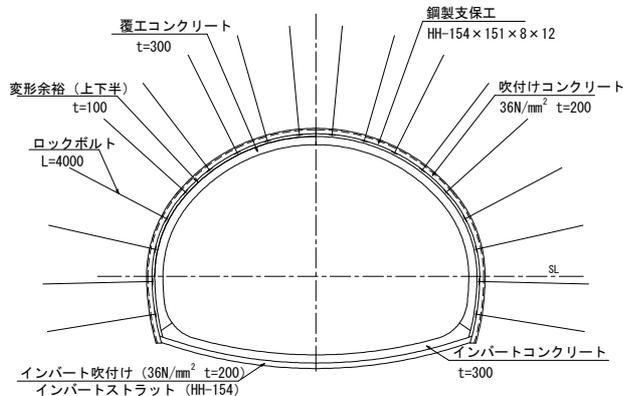


図-4 DⅡHH154 支保パターン図



写真-2 STA.167+09 切羽状況 (DⅡHH154)

表-1 支保構造一覧 (上下半, インバート)

	単位	DⅡHH154	DⅡNH200	DⅡHH200	DⅡHH200F	E (E1,E2)
吹付けコンクリート (36N/mm ²)	mm	200	250	300	300(FRS)	450 (250+200)
ロックボルト (TD24 L=4m)	本	18	19	19	19	19
鋼製支保工 (@1.0m)	—	HH-154	H-200	HH-200	HH-200	H-200(一次) H-150(二次)
変形余裕量 (インバート部:0mm)	mm	100	100	100	100	100
支保内圧	N/mm ²	1.526	1.698	2.142	2.142	2.866

5. 二重支保工施工状況

(1) 二重支保工の選定

二重支保工の構造および施工方法の選定にあたり、既施工区間の結果および施工事例を参考とした。

- ① 前述の121mでの一次支保工と対策工（二次支保）の施工結果より、DⅡNH200+増し支保工（2.639N/mm²）やDⅡHH200+増し吹付けコンクリート（2.696N/mm²）よりも高い支保内圧が得られる構造が必要である。
- ② 二重支保工の施工事例¹⁻³⁾では、一次支保工の施工後に二次支保工を施工するタイミングは切羽から2m～50mと大きな幅があるが、DⅡNH200、DⅡHH200パターンで施工していた際に切羽から5m程度でクラックが発生したことより、一次支保工施工後の極力早い段階に（一次支保工にクラックが発生する前）二次支保工を施工する必要がある。
- ③ STA.166+10（DⅡHH200F）において実施した計測工Bによると、変位は天端部を除きトンネル壁面から3～4mの位置で発生しており、4m（TD24）のロックボルトは十分に機能している。

一次支保工には少なくともDⅡNH200パターン程度の支保工が必要と考え、表-2に示すような支保構造の組合せより、一次支保工〔NH200+25cm(36N/mm²)〕+二次支保工〔NH150+20cm(36N/mm²)〕の組合せを採用し、切羽から2m後方で上半二次支保工を施工することとした。既施工区間の内空変位は100mm未満であったため、一次支保工に変形余裕は設けず、二次支保工のみ100mmの変形余裕量を設けた。

施工方法は、上半一次支保工の2m後方で上半二次支保工を施工し、下半は片側2mずつ一次二次を同時に施工する。このサイクルを2回繰り返した後にインバートストラットを一次二次同時に2m施工する。断面閉合は切羽から7mで行うこととした（図-5）。

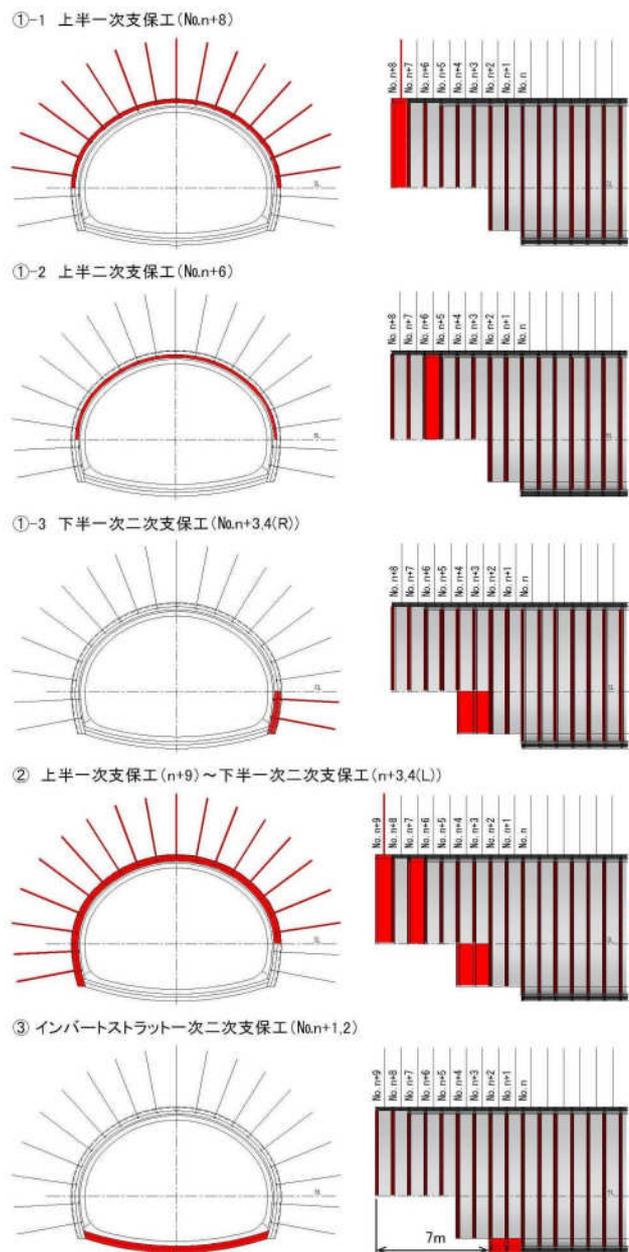


図-5 E1パターン施工順序

表-2 支保内圧一覧

支保部材		DⅡNH200 +増し吹付け	DⅡNH200 +増し支保工	DⅡHH200 +増し吹付け	DⅡHH200 +増し支保工	E		
一次 支保 工	吹付け コンクリート	25cm	25cm	30cm	30cm	25cm		
	鋼製支保工	H-200	H-200	HH-200	HH-200	H-200		
	ロックボルト	4m 1.0×1.2m	4m 1.0×1.2m	4m 1.0×1.2m	4m 1.0×1.2m	4m 1.0×1.2m		
二次 支保 工	吹付け コンクリート	10cm	15cm	10cm	15cm	15cm	20cm	25cm
	鋼製支保工	—	H-125	—	H-125	H-125	H-150	H-200
支保内圧(N/mm ²)		2.251	2.639	2.696	3.083	2.584	2.866	3.193
施工結果 (判定)		×	○	△	○	×	○	◎

(2) E1パターン施工状況

STA.165+86 (TD=3,575m) における内空変位経時変化を図-6に示す。上半水平測線が65mmと最も大きく、断面閉合後も30mmほど変位している。沈下は62mmと天端が最も大きく、こちらも断面閉合後30mmほど沈下している。

内空変位、沈下とも切羽通過後60mほどで収まったが、写真-3に示すように切羽から15mほど後方で天端付近の吹付けコンクリートにクラックが発生し、切羽の進行に追隨して発生した。クラックが拡大することはない、内空変位は収束傾向にあったが「切羽から2mの間に一次支保工の機能が損なわれているのではないかと考え、二重支保工の切羽施工を採用することとした。

(3) 二重支保工切羽施工 (E2パターン) の採用

E1パターンでは吹付けコンクリートにクラックが発生しているが内空変位は収まっており、支保構造の変更は必要ないと判断した。

施工方法は、切羽で上半の一次二次支保工を同時に施工し、下半を左右1mずつ一次二次を同時に施工する。このサイクルを2回繰り返す、インバートストラットを

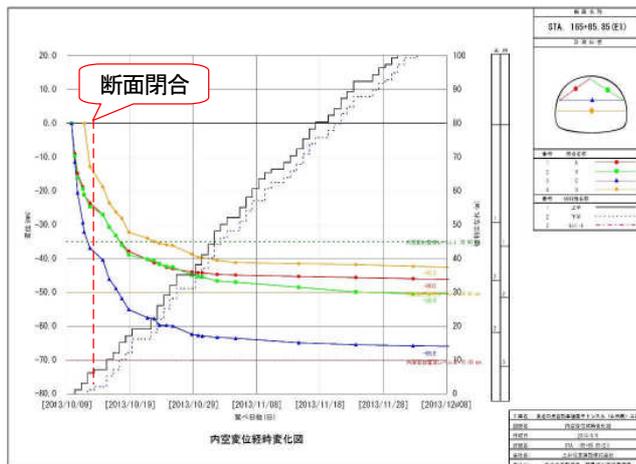


図-6 STA.165+86内空変位経時変化図 (E1)

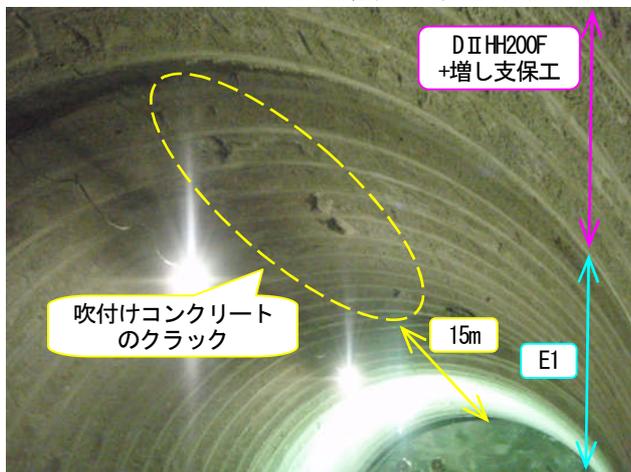
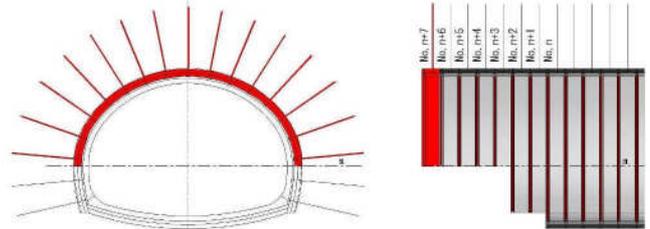


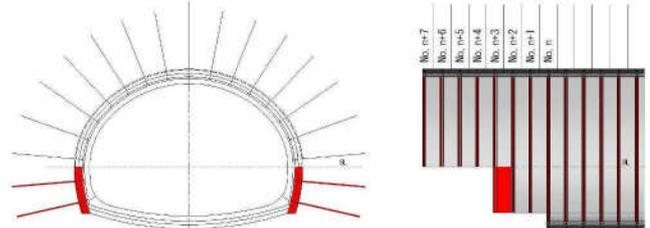
写真-3 E1パターンクラック発生状況

一次二次同時に2m施工するサイクルとした。E1パターンでは上半二次支保工の施工スペースを確保するためにベンチ長を5mとしていたが、E2パターンでは切羽でのみ作業が行われるためベンチ長を4mに短縮し、断面閉合を切羽から6mで行うこととした (図-7)。

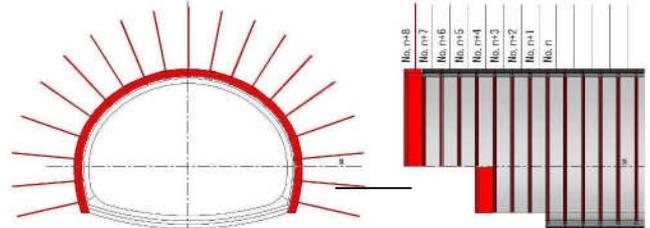
①-1 上半一次、二次支保工 (No.n+7)



①-2 下半一次、二次支保工 (No.n+3)



② 上半一次、二次支保工 (n+8), 下半一次、二次支保工 (n+4)



③ インバートストラット一次、二次支保工 (No.n+1.2)

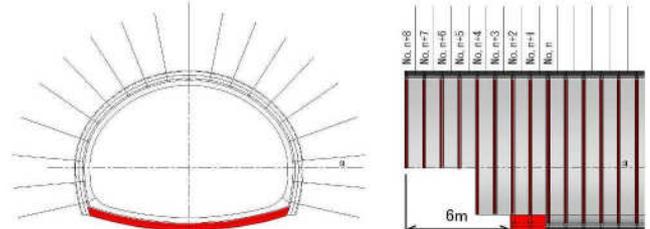


図-7 E2パターン施工順序

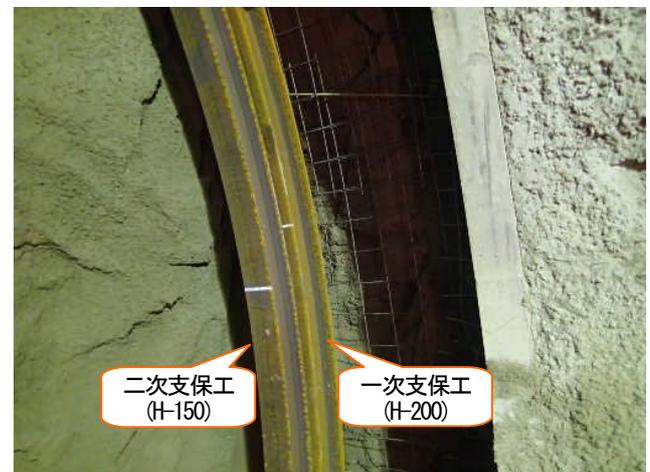


写真-4 E2パターン施工状況

(4) E2パターン施工状況

STA.165+60 (TD=3.601m) における内空変位経時変化を図-8に示す。最も大きい上半水平測線でも50mm未満となっている。断面閉合前までの変位量は30~35mmとE1パターンと大差はないが、断面閉合後の変位量が15mm程度と小さくなっている。また、断面閉合前までの沈下量に変化は見られないが、閉合後の沈下は5mm程度で収まり、40mmまで抑制された。

E1パターンで切羽に追従して発生していた天端付近のクラックはE2パターンに変更した時点で発生しなくなった(写真-5)。

E2パターンでは、地山からの圧力のほとんどを受け止めてしまうことと、断面閉合までの距離(閉合距離7m→6m)および時間(施工サイクルの向上)が短縮され、支保部材に発生する応力が増大して支保が破壊されるのではないかと懸念したが、変状は発生していない。

当工事では、これ以降E2パターンを二重支保工の標準施工サイクルとして採用した。

6. 二重支保工区間における計測結果

(1) A計測

E1パターン施工開始当初のSTA.165+86では60mmを超えていた内空変位が11m進んだSTA.165+75では45mmと小さくなった。対策(増し吹付けコンクリート、増し支保工)を実施した後方からの影響が少なくなったのか、初期変位が小さくなっているが、この2断面の経距変化図(図-9,10)を見ると、変位速度に変曲点(図中○)が見られ、この変曲点は切羽でE1からE2に変更した時点(STA.165+67)と合致する。E1パターンでの施工を継続していた場合には、まだ変位が続いた可能性がある。

同じ支保構造であるが施工方法の違いにより、E1パターンでは切羽からわずか2mの間に支保機能の一部が損傷を受け、前方からの影響の累積が変位として現れたものと思われる。一方、E2パターンでは損傷を受けることなく支保工が機能して地山からの圧力を受け止められるようになり、後方への影響が軽減されたためと推察される。

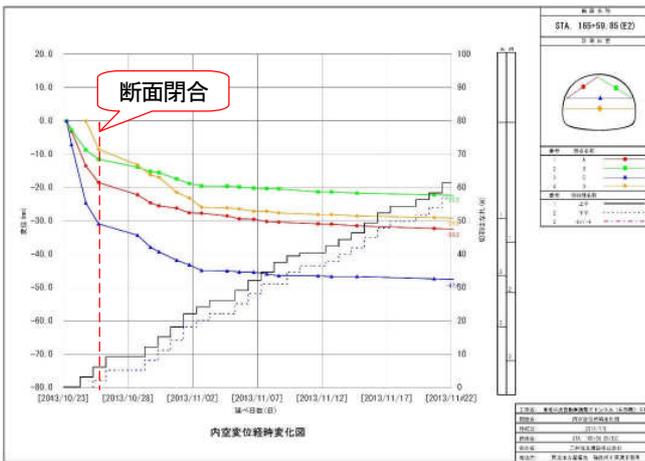


図-8 STA.165+60 (E2) 内空変位経時変化図

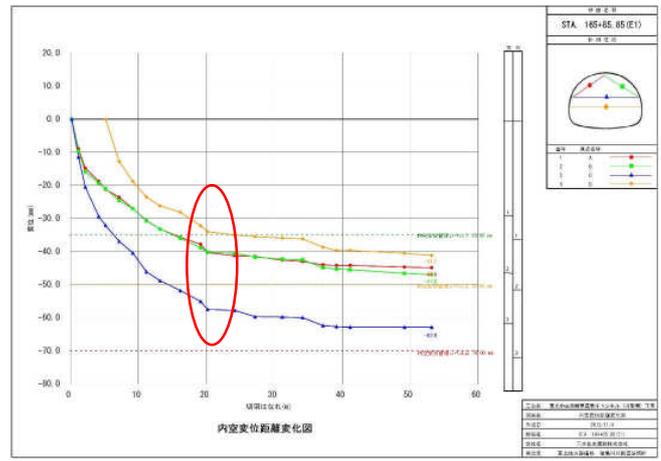


図-9 STA.165+86 (E1) 内空変位経距変化図

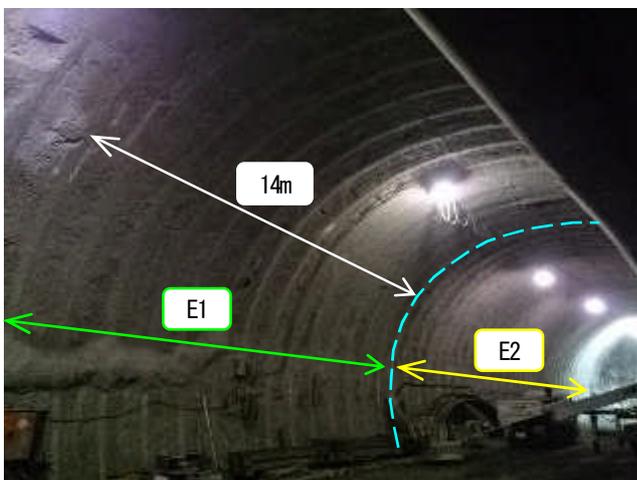


写真-5 E1~E2パターン変化点付近

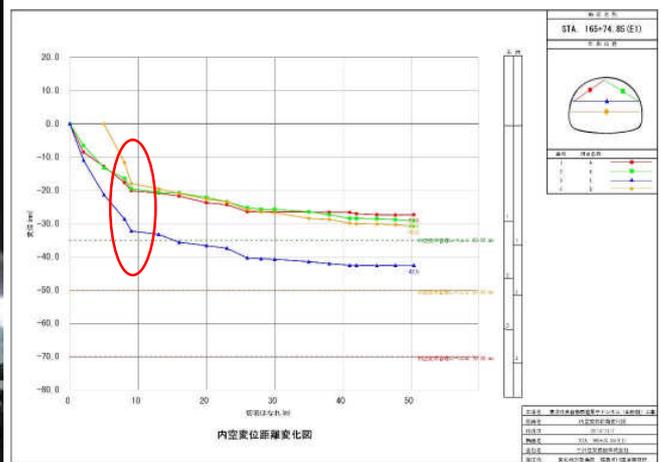


図-10 STA.165+75 (E1) 内空変位経距変化図

(2) B計測

a) E1 (STA.165+75)

・地中変位 (図-11)

天端ではトンネル壁面より6~8m, 側壁部は2~3mから変位が増加しており, これより内側が緩み領域と推定される. 下半右側は4~6mから変位が発生しているが, 変位量は5mmと小さく, 左側はほとんど変位していない.

・ロックボルト軸力 (図-12)

天端は緩み領域内に含まれていると想定されるが, 先端部分に110kNの引張が作用しており, 十分に機能していると思われる. 上半では左側が80kN, 右側では200kNを超える軸力が発生している. 上半右側壁部の初期変位が上半左側壁部よりも大きかったことにより差が生じたものと思われる.

・吹付けコンクリート応力 (図-13~15)

初期段階では天端部の応力が最も大きく, 吹付けコンクリートの強度発現曲線に沿うように増加している. その他の測点では比較的小さな応力となっている. 断面閉合後, 一次支保工の天端では応力が減少して二次支保工では増加するなど, 一次と二次, 右と左で挙動に差が見られるが, 合成軸力は5,000~9,000kN (圧縮) に比較的まとまっており, 一次支保工と二次支保工が補完して機能している様子が見える.

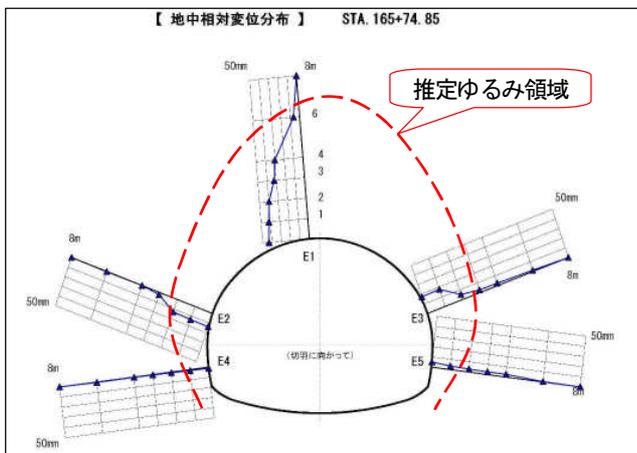


図-11 地中変位分布 (E1)

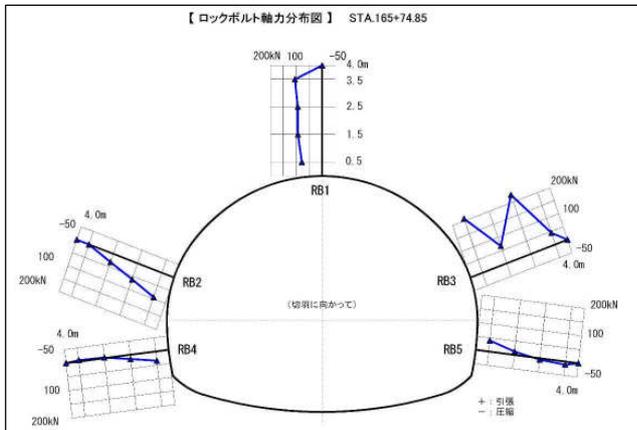


図-12 ロックボルト軸力分布 (E1)

・鋼製支保工応力 (図-16~18)

天端では一次, 二次とも設置後24時間以内に降伏点 (235N/mm²) を超え, 断面閉合により増加速度は幾分か緩やかになったが, 切羽が50mほど離れるまで応力は増加し続けて1,000N/mm²を超えている (実際はひずみだけ増大). その他の測点では, 値の大小はあるが一次支保工と二次支保工の応力増加は同じような挙動を示している.

合成軸力を算出すると, 天端とインバート左側が耐荷軸力 (2,420kN) を超えており, 天端では12,500kNに相当するひずみが発生している. 下半では耐荷軸力の半分程度となっている.

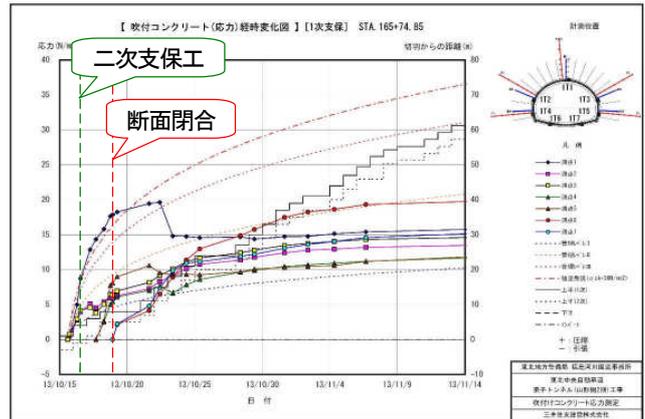


図-13 吹付けコンクリート応力 (一次) 経時変化(E1)

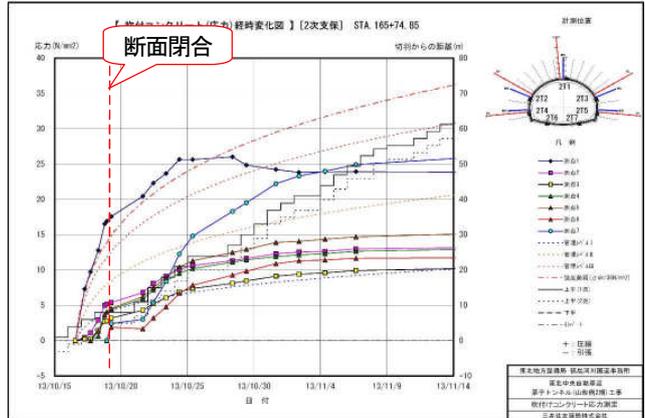


図-14 吹付けコンクリート応力 (二次) 経時変化(E1)

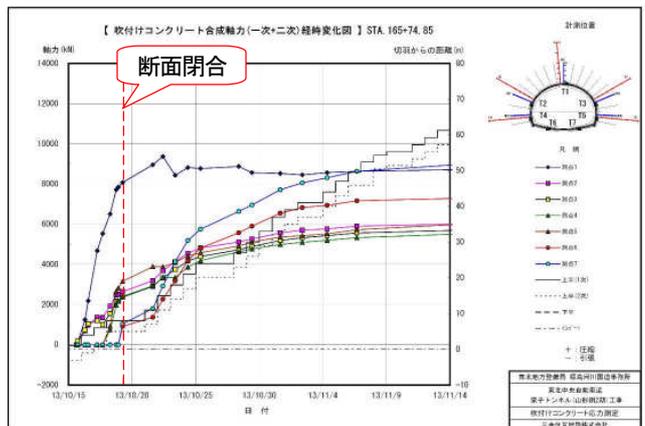


図-15 吹付けコンクリート合成軸力経時変化(E1)

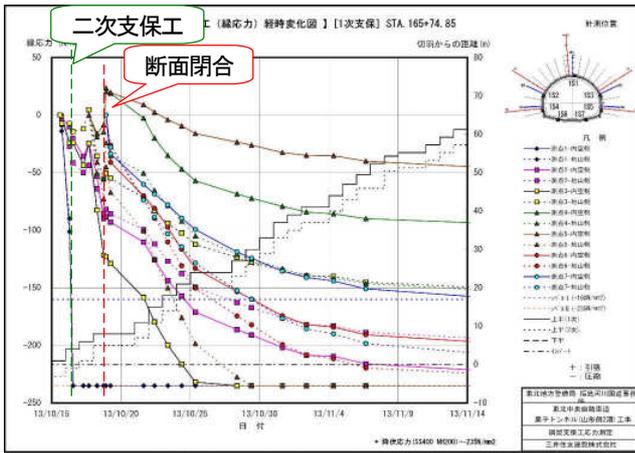


図-16 鋼製支保工縁応力（一次）経時変化(E1)

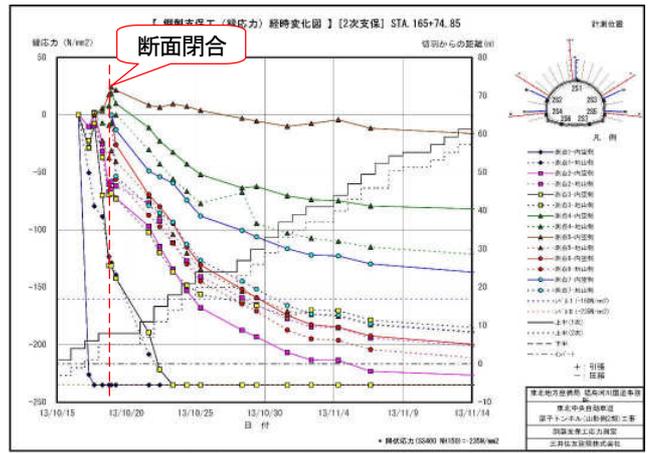


図-17 鋼製支保工縁応力（二次）経時変化(E1)

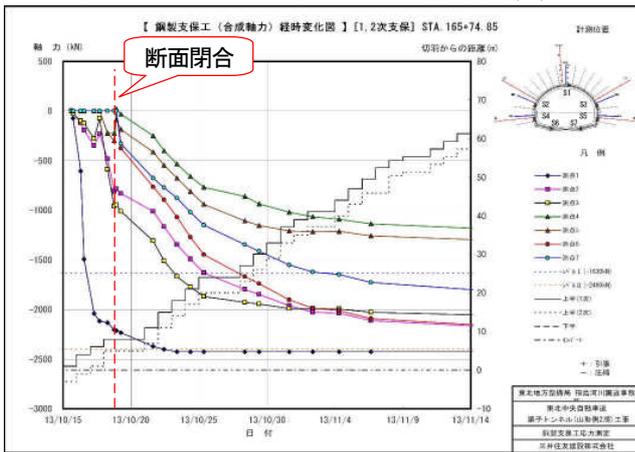


図-18 鋼製支保工合成軸力経時変化(E1)

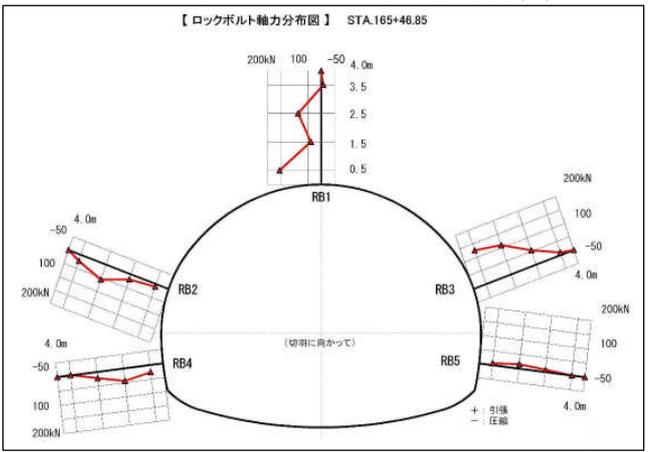


図-19 ロックボルト軸力分布(E2)

b) E2 (STA.165+47)

・ロックボルト軸力 (図-19)

天端と上半右側ではE1パターンにおける軸力分布と異なり、先端部分では引張力が小さく、トンネル壁面近くで大きく (120~160kN) になっている。

二重支保工を切羽で施工することによりトンネル壁面の変位を抑制できており、地中変位測定を実施していないが、天端部のゆるみ範囲が小さく改善されていると推測される。下半はE1と同様に小さな値となっている。

・吹付けコンクリート応力 (図-20~23)

断面閉合 (36時間後) までは天端が最も大きく、一次支保工で15N/mm²、二次支保工で19N/mm²の応力が発生している。その他の測点の断面閉合後の応力増加がE1よりも早く、軸力がうまく伝達されていると推察される。

1箇月後 (切羽離れ約60m) の応力が一次支保工では14.5~29.1N/mm² (平均22.6N/mm²) であるのに対し、二次支保工は5.1~17.6N/mm² (13.9N/mm²) となっており、一次支保工に発生している応力は二次支保工の約1.5倍となっている (E1では一次支保工11.2~19.3 N/mm² (14.2N/mm²) 二次支保工9.9~24.9 N/mm² (15.8N/mm²) とほぼ同じ応力)。合成軸力は7,000~10,000kN (圧縮) となっており、平均値 (8,400kN) はE1 (6,700kN) よりも25%増加している。

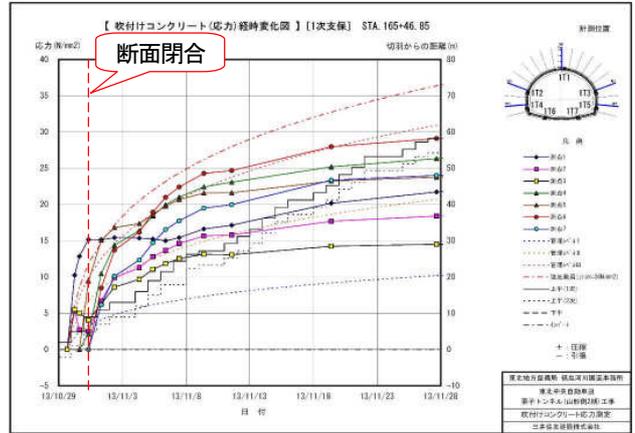


図-20 吹付けコンクリート応力（一次）経時変化(E2)

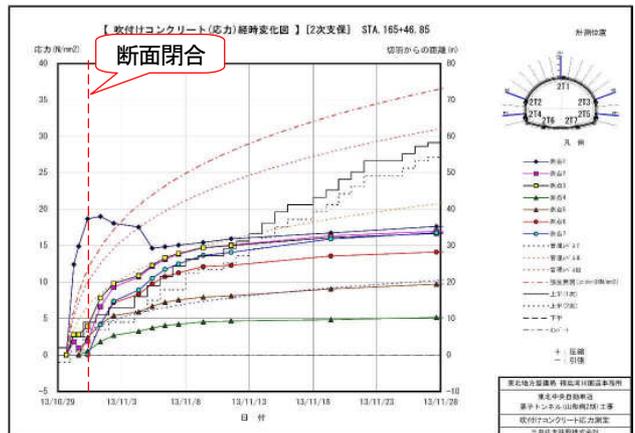


図-21 吹付けコンクリート応力（二次）経時変化(E2)

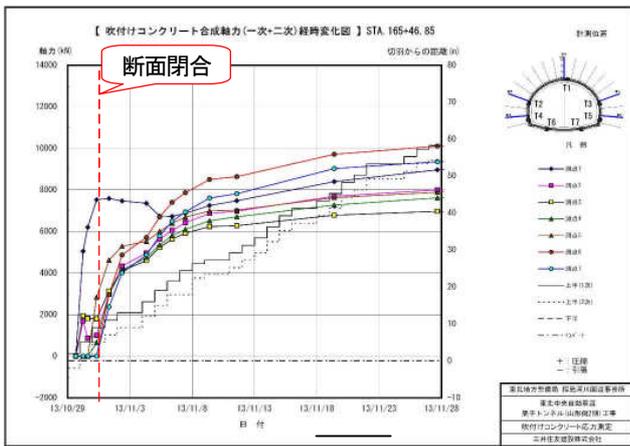


図-22 吹付けコンクリート合成軸力経時変化(E2)

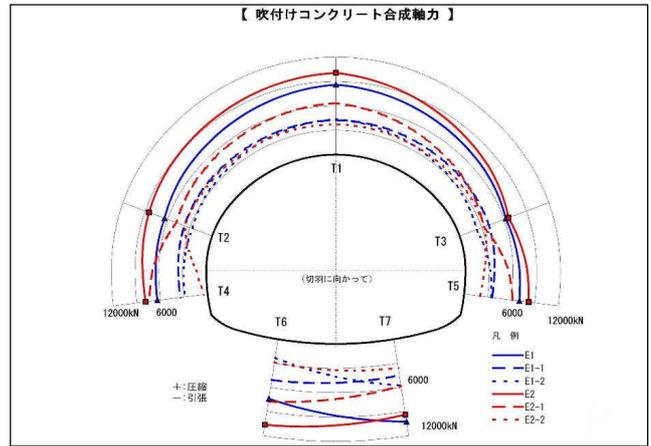


図-23 吹付けコンクリート合成軸力分布(E1→E2→)

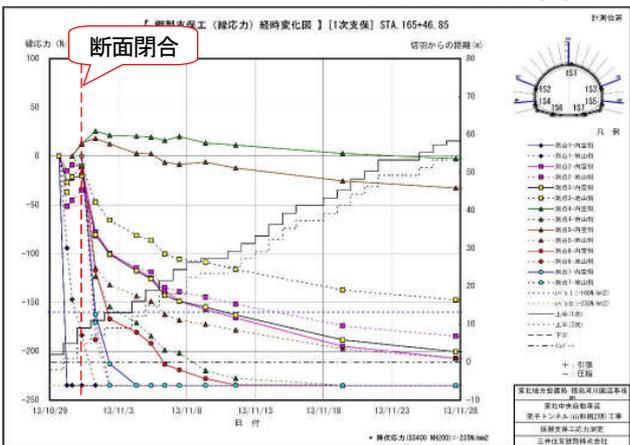


図-24 鋼製支保工応力 (一次) 経時変化(E2)

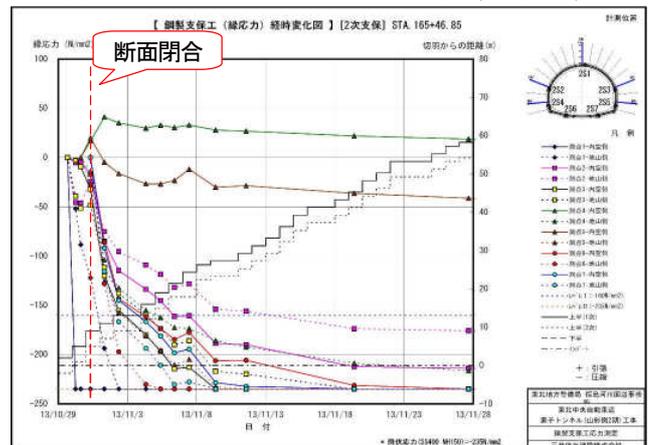


図-25 鋼製支保工応力 (二次) 経時変化(E2)

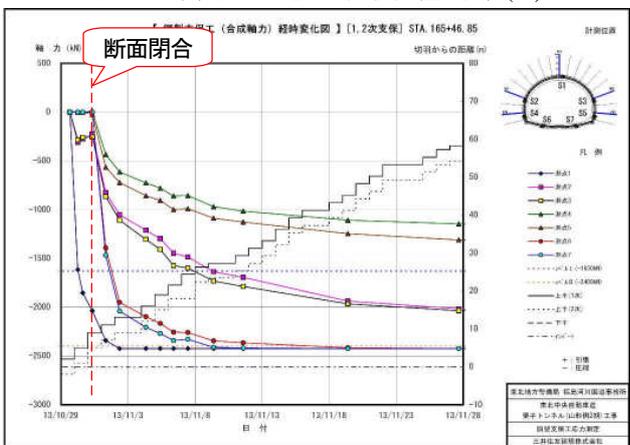


図-26 鋼製支保工合成軸力経時変化(E2)

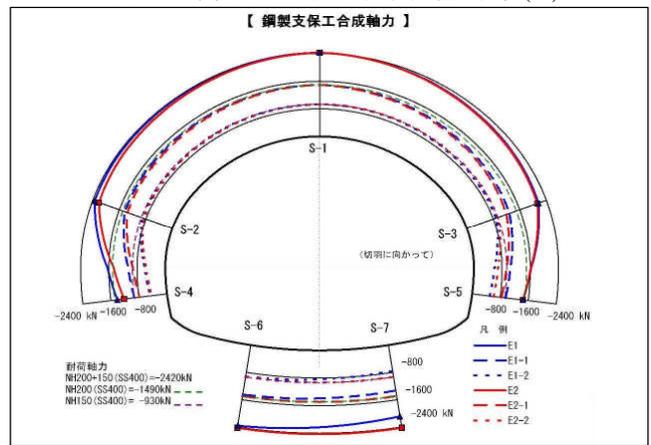


図-27 鋼製支保工合成軸力分布(E1→E2→)

・鋼製支保工応力 (図-24~27)

天端内空側の応力は一次、二次とも12時間後には降伏点を超えている。断面閉合後の応力の増加はE1よりも早く、吹付けコンクリートと同様に軸力がスムーズに伝達されていると推察される。E1では一次支保工と二次支保工の応力増加は同じような挙動を示していたが、E2では二次支保工の方が若干大きな値となっている。

合成軸力は天端とインバート (左右) で耐力軸力を超えているが、天端のひずみはE1の70%程度に収まっている。その他の測点の軸力分布はE1とE2に大きな差は見られないが、E2では左右がほぼ同じ値となっている。

切羽通過後100m以上経過した段階における各支保部材応力より算出した作用荷重は、E2がE1よりも12%ほど大きくなっている (最大値では4%) が、支保工の損傷等はなく、健全な状態である。

表-3 作用荷重 (平均応力 [最大応力])

		吹付け応力 (N/mm ²)	支保工応力 (N/mm ²)	作用荷重 (N/mm ²)
E1	一次	16.3 [20.3]	199 [235]	1.529 [2.076]
	二次	17.0 [28.7]	194 [235]	
E2	一次	23.8 [31.1]	195 [235]	1.709 [2.161]
	二次	14.1 [18.6]	203 [235]	

7. 縫返し工

(1) 縫返し支保構造, 施工方法の選定

二重支保工を開始するまでのSTA.166+07~167+28の間は, 対策工(増し吹付けコンクリート, 増し支保工)により変位は収束しているが, 設計覆工厚(30cm)が確保できないため縫返しを実施した。

E1, E2パターンにおける計測結果では, インバート部にもアーチ部と同様に大きな応力が発生していたため, 縫返し時の支保構造はインバート部を含めて二重支保工が必要であると判断し, E1, E2と同じ支保構造(En)とした。ただし, 掘削時のように切羽の進行による影響は少なく, 大きな変位は発生しないと予測し, 変形余裕は設けないこととした。

施工方法は, 早期に断面閉合できるように上下半を同時に縫返すこととし, 既設の対策工(増し吹付けコンクリート, 増し支保工)と支保工を1mずつ撤去した後, 一次, 二次支保工(上下半)を同時に施工する。上下半の縫返しを2m行った後, インバートストラットの縫返しを2m同時に行うサイクルとした(図-28)。

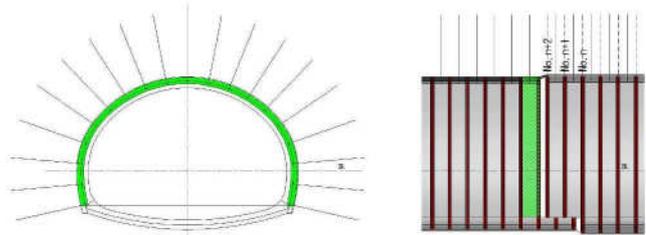
(2) 縫返し施工状況

図-29に縫返し区間のA計測結果を示す(縫返し区間外のSTA.165+98(E1)と167+35(D II HH154)は縫返しの影響による変位量)。最大でも16.9mm(166+60)と比較的小さな変位で収まり, 縫返し箇所が20mほど離れると変位は収束した。

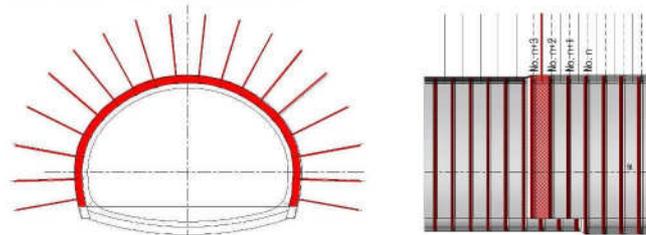
STA.166+11にB計測(吹付けコンクリート応力計, 鋼製支保工応力計)を設置した(図-30, 31)。24時間で降伏点を超えるほどではないが, 初期段階で大きな応力が発生する状況はE1, E2と同様であり, 鋼製支保工にはまだ余裕があるが, 吹付けコンクリートには30cmでは支保できない軸力が発生している。

地圧が小さいため変位量が小さいのではなく, 剛性の高い支保構造で全断面早期閉合を行うことにより, 大きな変位の発生を制御できたためと思われる。

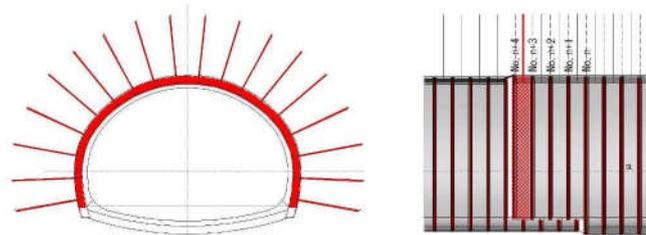
①-1 既設対策工, 既設支保工(上下半)撤去



①-2 上下半一次,二次支保工(Na,n+3)



② 既設対策工,支保工撤去~上下半一次,二次支保工(Na,n+4)



③ 既設インバートストラット撤去~インバートストラット一次,二次(Na,n+1,2)

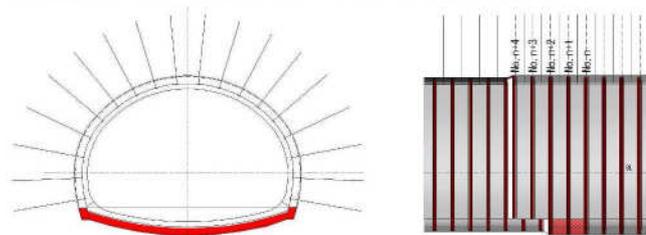


図-28 縫返し施工順序

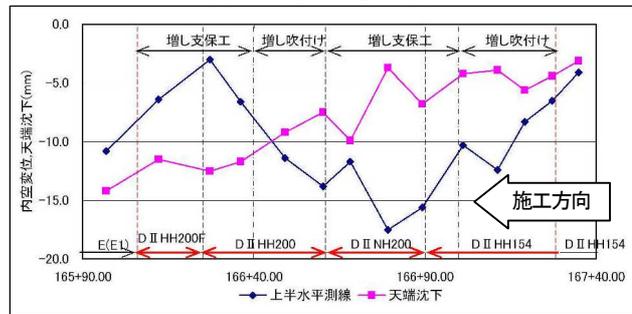


図-29 縫返し区間 A 計測結果

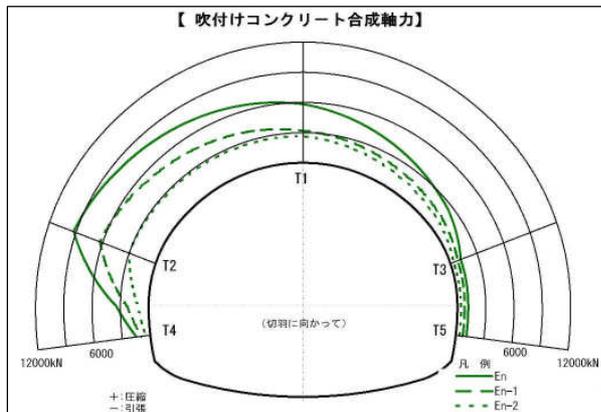


図-30 吹付けコンクリート合成軸力分布(En)

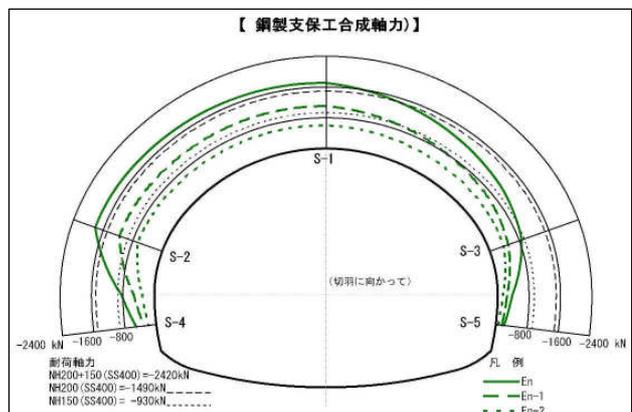


図-31 鋼製支保工合成軸力分布(En)

8. おわりに

二重支保工の施工事例では、一次支保工で地圧をある程度“いなし”，一次支保工が破壊される前に二次支保工を施工していたが、当工事では切羽解放時の変位の進行が早く、切羽から2mの間に一次支保工の機能が損なわれ、変位が大きくなったものと思われる。

岩片強度は30～40N/mm²（地山強度比2.5～3.0）であり、切羽評価点ではCII～DIと判定されるような切羽であったが、100mmに満たない変位で支保工が破壊される非常にまれなケースであった（図-32）。逆に言えば、自立性が良く、補助工法を必要としない切羽であったため二重支保工の切羽施工を採用することができた。支保工に作用する荷重は1割ほど増加したが、健全な支保工が

増加した荷重を確実に受け止められたため変位を抑制することができたと思われる。

参考文献

- 1) 生方也寸志，関茂和，三浦文明，荻雅雄：蛇紋岩脆弱地山を早期閉合と二重支保工で掘る，トンネルと地下，Vol.42，No.10，pp.7-18，2011.10
- 2) 高橋俊長，向井隆，井上孝俊，垣見康介：高耐力支保による早期閉合で押し出し性地山に挑む，トンネルと地下，Vol.41，No.1，pp.15-25，2010.1.
- 3) 高橋俊長，大村修一，高田篤，山田浩幸：蛇紋岩地山を早期閉合と二重支保で変位制御，トンネルと地下，Vol.41，No.5，pp.331-342，2010.5.

(2014.9.15受付)

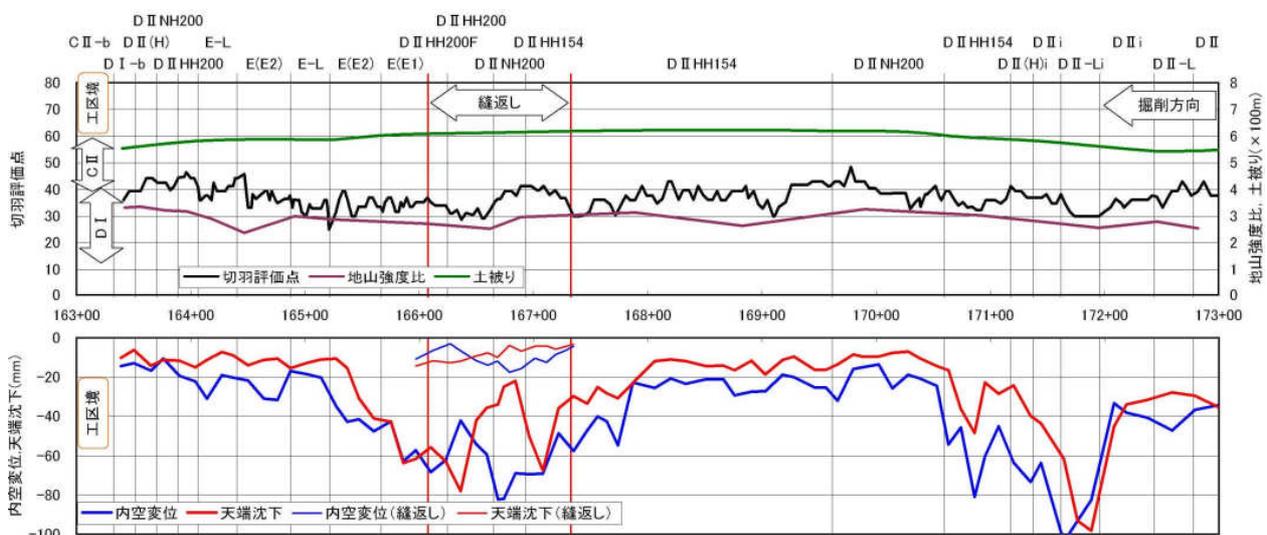


図-32 大土被り部施工実績 (STA.163+35～173+00)

OVERCOME THE LARGE OVERBURDEN MORE THAN 600m THROUGH THE FACE CONSTRUCTION OF THE DOUBLE STEEL SUPPORTS

Masaru TSUCHIDA, Tadakuni TAKAHASHI and Shingo IMAMURA

In the Kuriko tunnel on the construction side of Yamagata, sandstone and mudstone had appeared. Warping occurred in timbering under the influence of large overburden. This section was repeatedly reinforced with countermeasure to prevent warping, finally double steel supports were adopted. In reference to past tunnel constructions, repeated method of a secondary support 2m rearward from the face was adopted, this restrained the displacement. However, warping still occurred. In the face construction, after switching to double steel supports further negative effects were no longer expected. It became clear from this that the system was good under stress as evident from the restrained displacement.