

600m超の大土被り下におけるトンネル施工

三井住友建設(株) 土木技術部 正会員 ○今村 新吾
三井住友建設(株) 東北支店 非会員 牛田 久雄
三井住友建設(株) 東北支店 非会員 長岡 浩康

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、山形市などを經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し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。

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、それ以降は安定した砂岩泥岩互層が継続して出現し、STA.182+36からCⅡ-hにより掘削を行っていた。CⅡ-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り、吹付けコンクリートにクラックが発生するようになった。一掘進長を1.0mに短縮したが変状は収まらず、CⅡ-h(A)（支保構造：DⅠ+早期断面閉合）へと変更した（図-2）。一旦変状は収まったが再度発生するようになり、一掘進長を0.75mに短縮（CⅡ-h(B)）したが状況は変わらず、断面形状を円形に近づけたCⅡ-h(C)（図-3）を採用して変位を

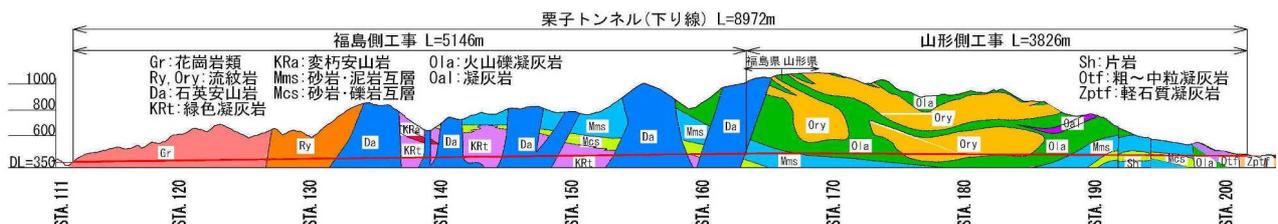


図-1 栗子トンネル地質縦断面図

キーワード：大土被り，二重支保工，早期断面閉合

連絡先：〒104-0051 東京都中央区佃2-1-6 三井住友建設(株)土木本部土木技術部 TEL:03-4582-3060

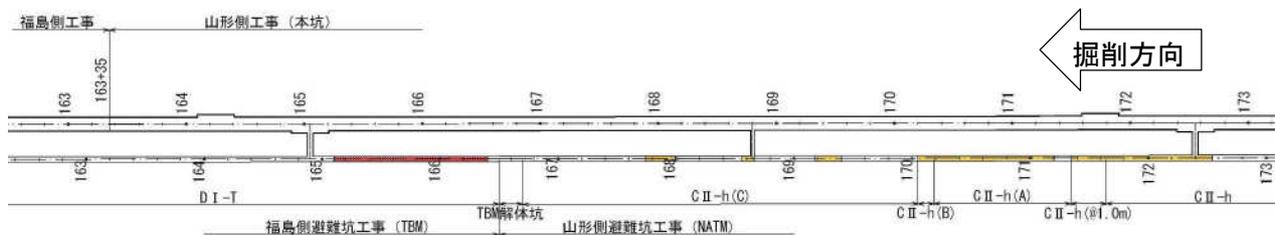


図-2 栗子トンネル平面図 (STA. 163+00~173+00)

抑制しながら工区境まで掘削を行った。

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) が実施されている (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比較的安定しており、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り、支保工上部に送り矢板を行い吹付けモルタルを施工した (写真-1)。この区間では坑壁の押出しも発生し、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った。この崩落と押出しは避難坑工区境 (STA.166+50) まで150m程度続き、吹付けモルタルのクラックや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。

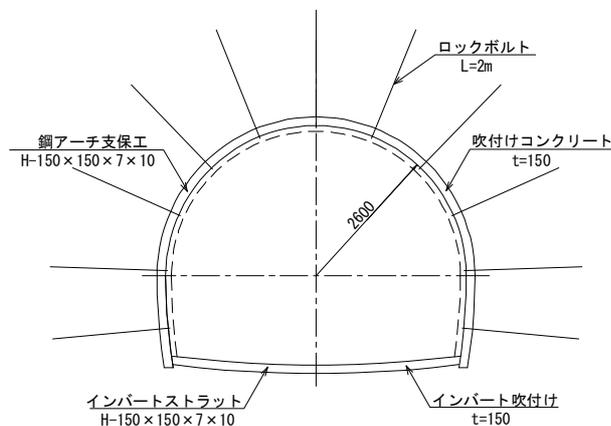


図-3 C II-h(C) 支保パターン図



写真-1 避難坑 STA. 165+40 付近

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に安定した砂岩泥岩互層が出現していたが、避難坑で変状が発生した STA.172+50付近から変位量が大きくなりインバート吹付けによる早期断面閉合を実施した。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て変位が増大し、インバート吹付けを撤去してインバートストラットを設置した。切羽ではインバートストラットを用いた早期断面閉合を採用することとした (D II HH154 図-4, 表-1)。

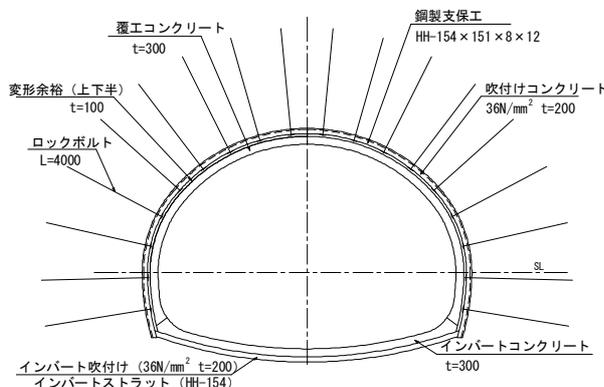


図-4 D II HH154 支保パターン図

表-1 支保構造一覧

	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

(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早期断面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、ロックボルトの破断や吹付けコンクリートのはく落、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、後方では増し吹付けコンクリート (36N/mm² t=10cm) を行い、切羽では支保工の増強 (DⅡNH200) を実施して掘削を再開した。一旦変位は落ち着いたが、断面閉合前 (切羽から5m程度) に天端付近にクラックが発生するようになり、後方の増し吹付けコンクリートにもクラックが発生し、はく落するようになった。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) を施工し、切羽付近では増し吹付けコンクリートを実施した。切羽では再度支保工の増強 (DⅡHH200) を行い掘削を再開したが、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。

吹付けコンクリートのクラック抑制と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) を確保できなくなっており、後に二重支保工により縫返しを行った。

強大な地圧に対抗するためには「一次支保工 (支保機能の一部損失) +対策工」と同程度の支保内圧が得られる支保構造が必要と考えたが、一重の支保構造では困難であり、二重支保工を採用することとした。

5. 二重支保工 (E1パターン) の採用

(1) 二重支保工の選定

二重支保工の構造および施工方法は、既施工区間の結果および施工事例を参考にして選定した。

- ① 前述の121m区間での一次支保工と対策工 (二次支保工) 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。また、一次支保工には少なくともDⅡNH200程度の支保工が必要である。
- ② 二重支保工の施工事例¹⁻³⁾では、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、当工事では切羽から5m程度でクラックが発生していたことより、極力早い段階 (一次支保工にクラックが発生する前) に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、天端部を除いてトンネル壁面から3~4mの位置で変位が発生しており、4m (TD24) のロックボルトは十分に機能している。

以上より、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、二次支保工施工前には変形余裕を設けず、全体で100mmの変形余裕量とした。

施工方法は、切羽から2m後方で上半二次支保工を施工し、下半は片側2mずつ一次と二次支保工を同時に施工する。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二重で2mずつ施工し、切羽から7mまで断面閉合を行うこととした(図-5)。

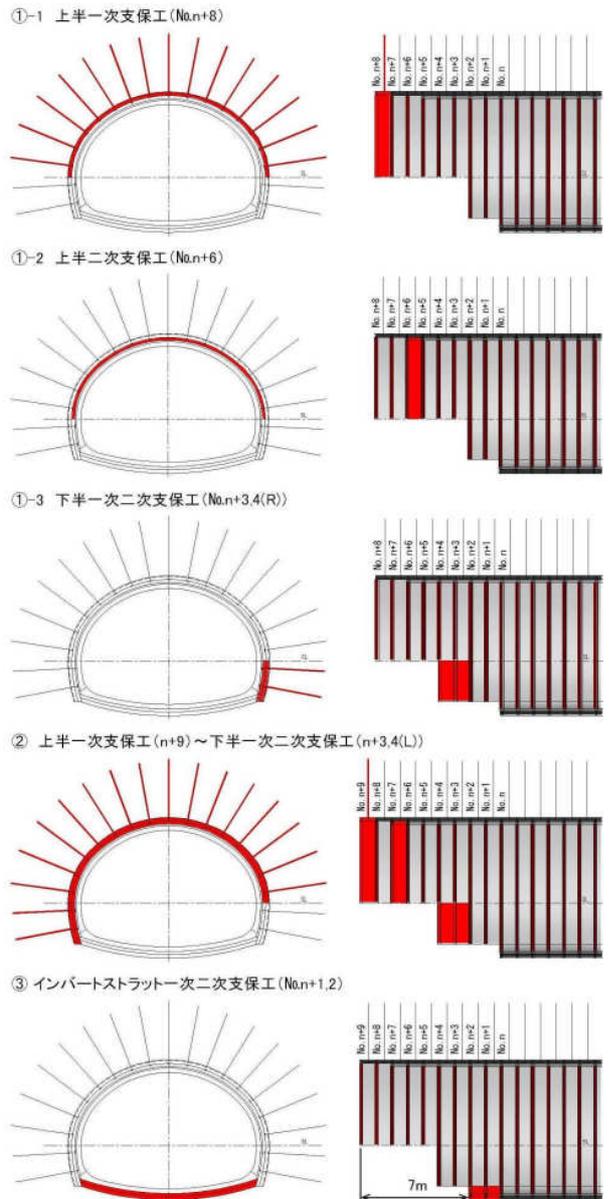


図-5 E1パターン施工順序

(2) E1パターン施工状況

二重支保工の施工開始後も切羽には安定した砂岩泥岩互層が継続して出現し、STA.165+86 (TD=3,575m)における内空変位は上半水平測線が65mm(断面閉合後の変位が約30mm)と最も大きく(図-6)、沈下についても同様な値であった。

内空変位、沈下とも切羽通過後60mほどで収束したが、切羽から15mほど後方の天端付近にクラックが発生し、切羽の進行に追隨して発生した(写真-2)。

(3) 計測結果

・地中相対変位(図-7)

天端ではトンネル壁面より6~8m、側壁部は2~3mから変位が発生しており、これより内側が緩み領域と推定される。下半の変位量は5mm以下と小さい。

・ロックボルト軸力(図-8)

天端は緩み領域内に含まれると推定されるが、先端部には110kNの軸力が作用しており、4mのボルトで十分に機能していると思われる。上半左側では80kN、右側では200kNを超える軸力が発生しており、上半右側壁部の初期変位が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。

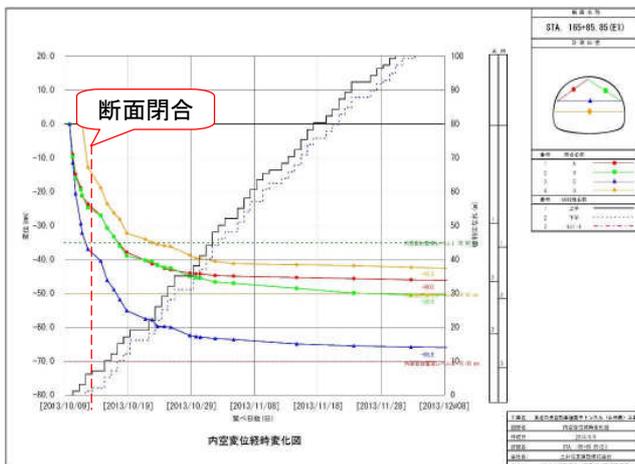


図-6 STA. 165+86 内空変位経時変化図 (E1)



写真-2 E1パターンクラック発生状況

・吹付けコンクリート応力 (図-9~11)

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、その他の測点は比較的小さな値となっている。断面閉合後、天端では一次支保工の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た。合成軸力（一次と二次支保工の軸力の合計）は5,000~9,000kN（耐荷軸力の30~55%）となっている。

・鋼製支保工応力 (図-12)

天端では一次、二次支保工とも測定開始後24時間以内に降伏点（235N/mm²）を超え、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（実際はひずみだけが增大）。値の大小はあるが、その他の測点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る。合成軸力は天端とインバート左側が耐荷軸力（2,420kN）を超え、12,500kNの軸力に相当するひずみが発生している。

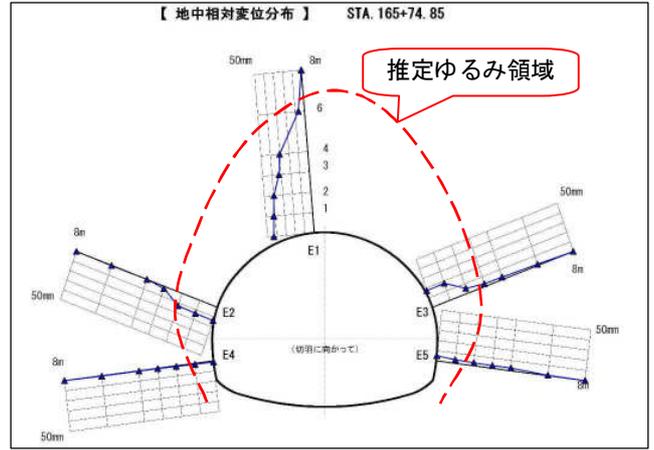


図-7 地中相対変位分布 (E1)

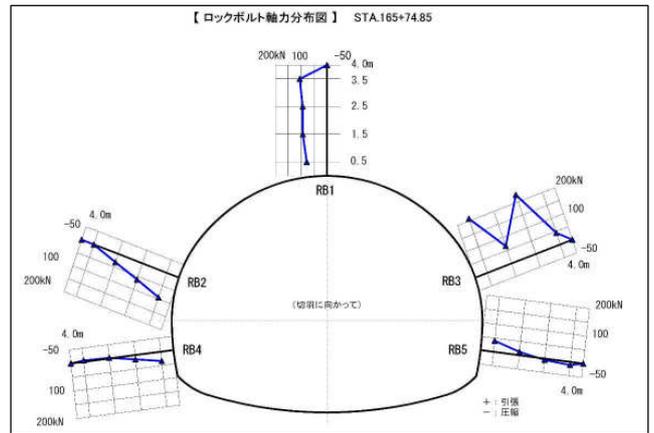


図-8 ロックボルト軸力分布 (E1)

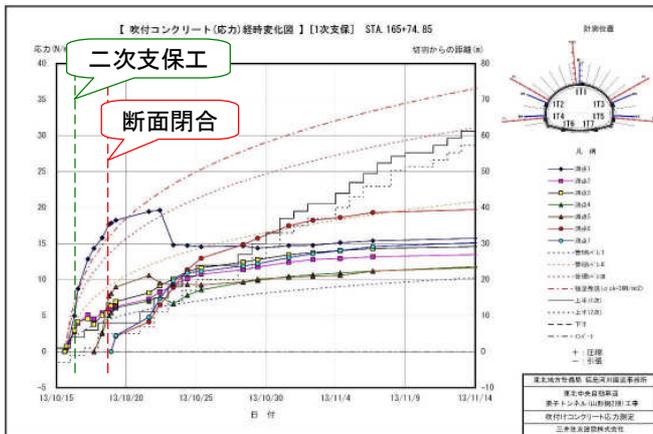


図-9 吹付けコンクリート応力 (一次) 経時変化 (E1)

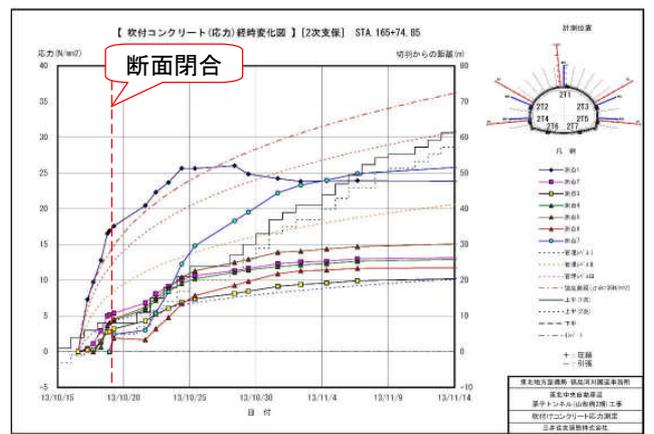


図-10 吹付けコンクリート応力 (二次) 経時変化 (E1)

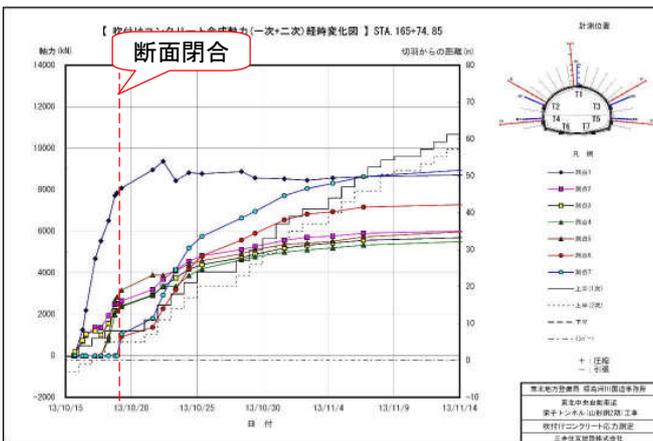


図-11 吹付けコンクリート合成軸力経時変化 (E1)

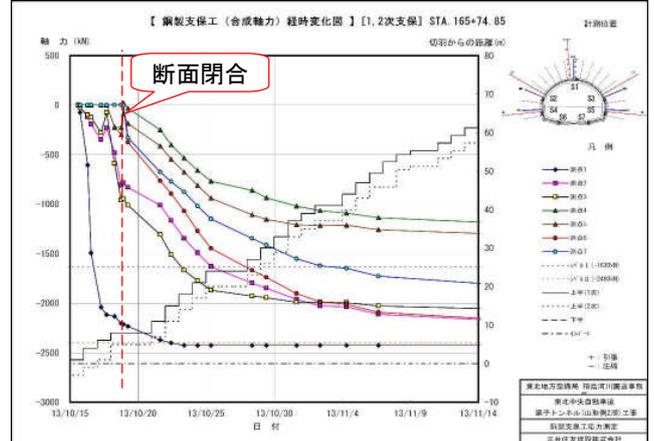


図-12 鋼製支保工合成軸力経時変化 (E1)

6. 二重支保工切羽施工（E2パターン）の採用

(1) 支保構造および施工方法

E1パターンの天端に発生したクラックは、写真-2以上に拡大することはないが、「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（E2）を採用することとした。内空変位は収束しており、支保構造の変更は必要ないと判断した。

施工方法は、切羽で上半一次・二次支保工を同時に施工し、下半を左右1mずつ一次と二次支保工を同時に施工する。このサイクルを2回繰り返す、インバートストラットを二重で2mずつ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パターンでは作業が切羽でのみ行われるためベンチ長を4mに短縮し、切羽から6mまで断面閉合を行うこととした（図-13）。

(2) E2パターン施工状況

E2パターンに変更後のSTA.165+60（TD=3,601m）における内空変位は、最も大きい上半水平測線でも50mm未満となっている（図-14）。断面閉合まではE1パターンと同様な変位であるが、閉合後の変位量が抑制されており、沈下についても同様な結果となっている。

また、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がE2パターンに変更した時点で発生しなくなった（写真-3）。

E2パターンでは、地圧のほとんどを受け止めてしまうこと、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工が破壊されるのではないかと懸念したが、変状は発生しなかった。

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。

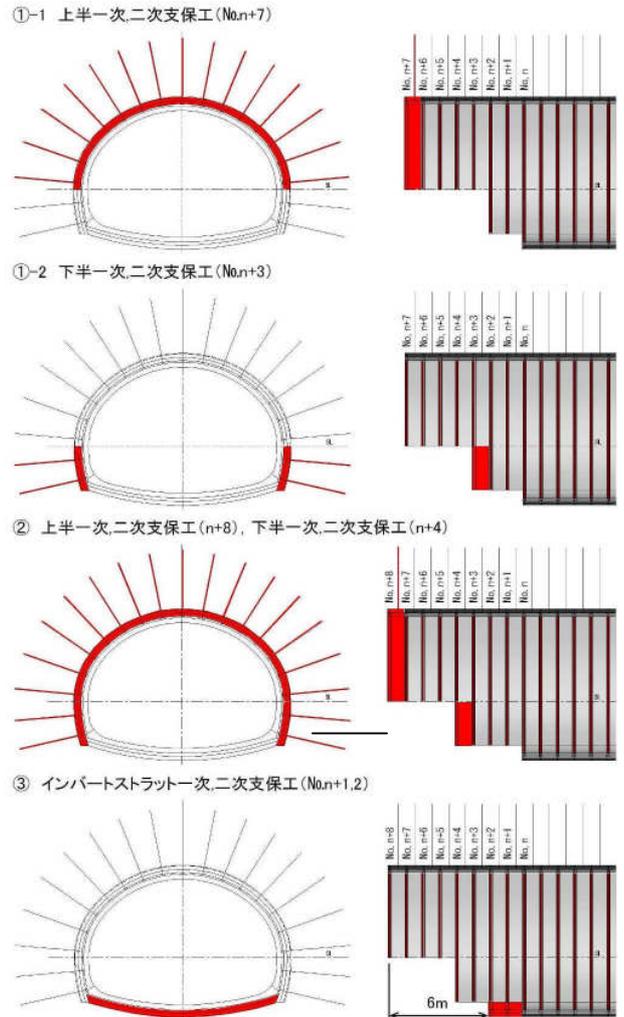


図-13 E2パターン施工順序

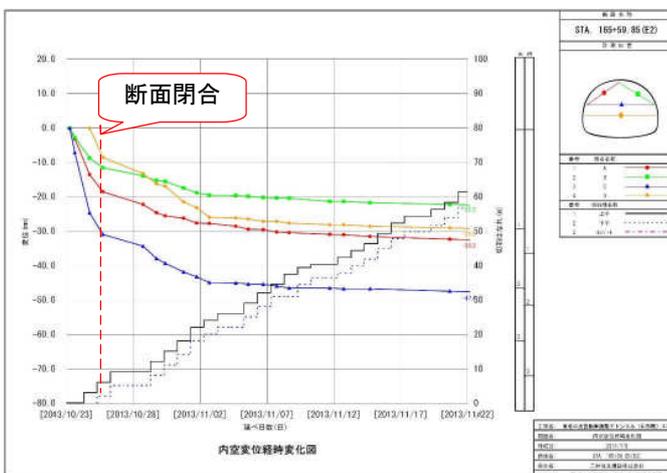


図-14 STA.165+60 (E2) 内空変位経時変化図

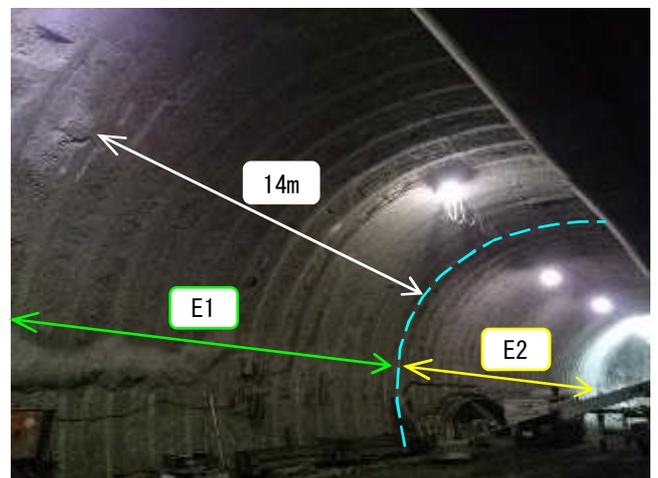


写真-3 E1～E2パターン変化点付近

(3) 計測結果

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離れたSTA.165+75 (E1) では45mmと小さくなった。後方（増し吹付けコンクリート，増し支保工施工区間）からの影響が減少したためか，初期変位が幾分小さくなっているが，この2断面の経距変化図（図-15, 16）を見ると，変位速度に変曲点（図-15, 16中の○）が見られる。この変曲点は切羽でE1からE2に変更した時点（STA.165+67）と合致し，E1パターン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。

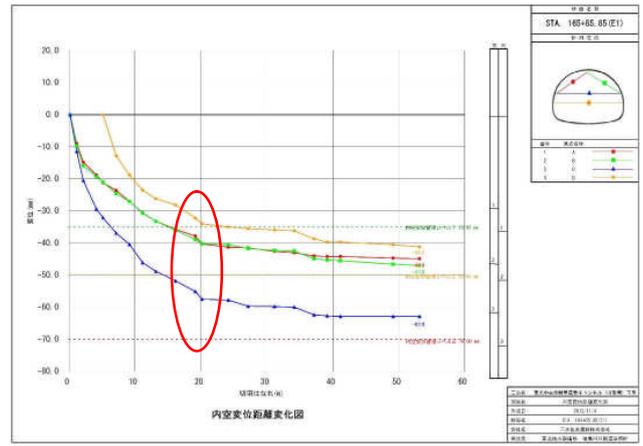


図-15 STA. 165+86 (E1) 内空変位経距変化図

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。一方でE2パターンは損傷を受けることなく支保工が良好に機能して地圧を受け止め，後方への影響が軽減されたものと推察される。

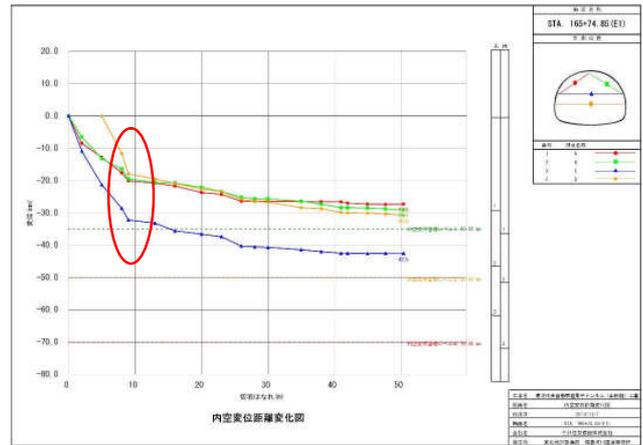


図-16 STA. 165+75 (E1) 内空変位経距変化図

・ロックボルト軸力（図-17）

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）なっている。

地中変位測定を実施していないが，二重支保工の切羽施工によりゆるみ範囲が小さくなっているものと推測される。

・吹付けコンクリート応力（図-18～20）

天端では，断面閉合まではE1よりも大きな応力が発生している。閉合後は，その他の測点の応力増加がE1よりも早く，軸力の伝達がスムーズに行われている。

切羽通過後約60mの時点における応力が一次支保工では14.5～29.1N/mm²（平均22.6N/mm²）であるのに対して，二次支保工では5.1～17.6N/mm²（平均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）。合成軸力は7,000～10,000kN（耐荷軸力の43～62%）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。

・鋼製支保工応力（図-21）

天端内空側では一次，二次支保工ともE1と同様に早い段階で降伏点を超えているが，吹付けコンクリートと同様にその他の測点では閉合後スムーズに軸力が伝達されている。一次と二次支保工の応力増加がE1で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で耐荷軸力を超えているが，天端のひずみはE1の70%程度に収まっており，E2では上半，下半，インバートにおける左右の軸力がほぼ同じ値となっている。

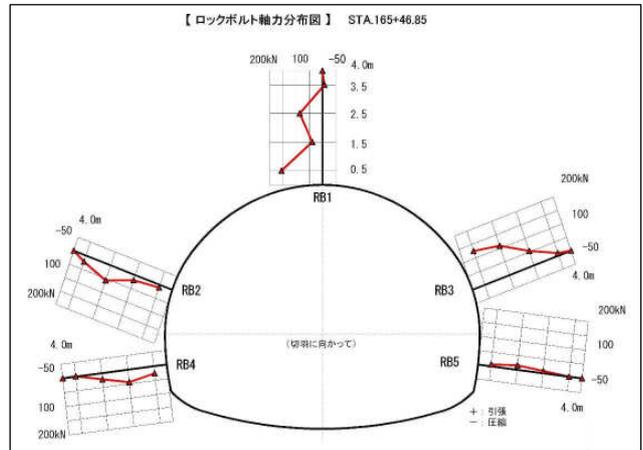


図-17 ロックボルト軸力分布 (E2)

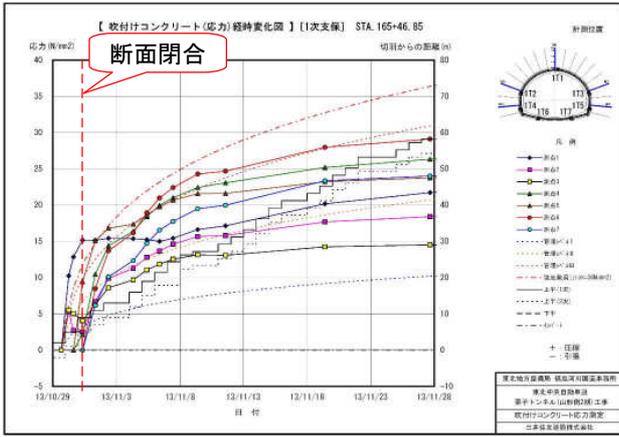


図-18 吹付けコンクリート応力(一次)経時変化(E2)

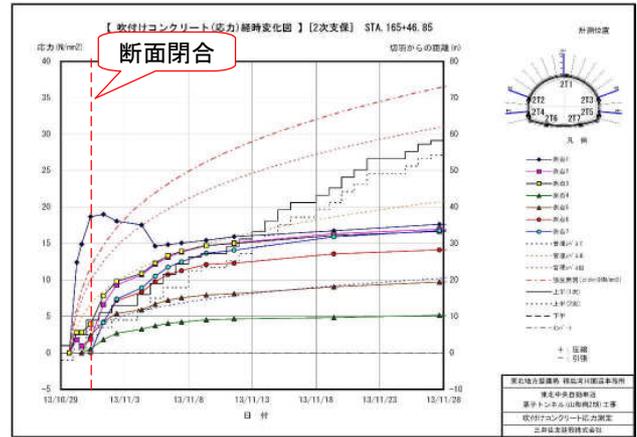


図-19 吹付けコンクリート応力(二次)経時変化(E2)

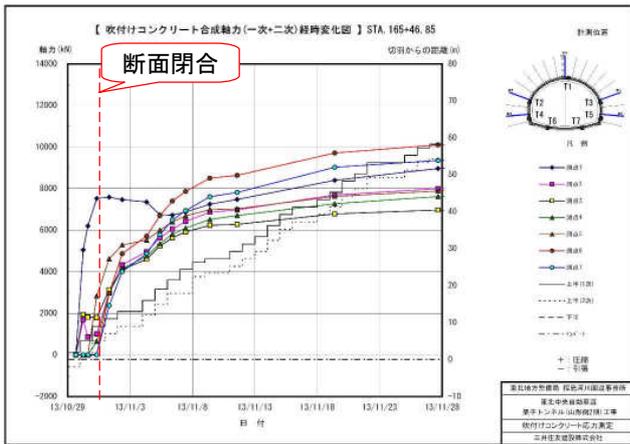


図-20 吹付けコンクリート合成軸力経時変化(E2)

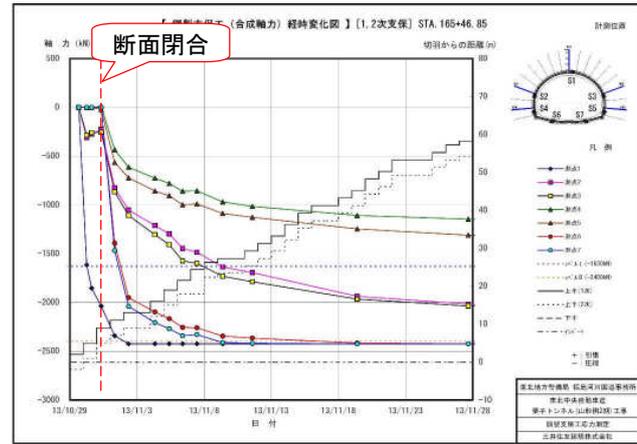


図-21 鋼製支保工合成軸力経時変化(E2)

7. 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て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）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。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.