

無導坑方式・早期閉合による超近接双設トンネルの施工時挙動評価 BEHAVIORAL EVALUATION OF EXTREMELY CLOSE TWIN TUNNELS WITHOUT A PRE-ADVANCED TUNNEL CONSTRUCTED BY EARLY INVERT CLOSURE

稲垣太浩¹，中堀千嘉子²，矢野一郎³，牛田和仁³，高本絢也³，奥野哲夫⁴

1 中日本高速道路株式会社・E-mail : m.inagaki.aa@c-nexco.co.jp

2 中日本高速道路株式会社

3 清水建設株式会社・北陸支店

4 清水建設株式会社・技術研究所

概 要

舞鶴若狭自動車道・鳥浜トンネル（延長 149m）は、先進坑・後進坑の全線で切羽後方 5～10m で吹付けコンクリートと鋼インバート支保工によるインバートの早期閉合を行い、地山の緩みを極力抑制し、中間地山部分（中央壁部）の地山改良等の補強工を実施せずに無導坑方式で超近接双設トンネルを掘削した。本論文では、まず後進坑通過時の先進坑の内空・壁面変位を計測した結果から同トンネルの変形挙動を示すと共にその特性について考察する。次に、掘削と早期閉合の施工過程を適切にモデル化した 3 次元弾塑性逐次掘削解析に基づき、超近接双設トンネルの計測結果と比較検討することでそのメカニズムに考察を加える。特に先進坑・後進坑掘削後の全長にわたる壁面沈下の計測値と 3 次元弾塑性逐次掘削解析による同値を比較検討し、先進坑単独掘削時の壁面沈下と後進坑掘削による先進ならびに後進の両トンネル壁面沈下への影響に一定の特徴が認められることを示す。これらの特徴のメカニズムの解釈も踏まえ、施工法としての早期閉合の有効性を述べる。

キーワード：超近接双設トンネル，早期閉合，無導坑方式，3 次元弾塑性解析

1. はじめに

舞鶴若狭自動車道（小浜～敦賀）のうち、福井県若狭町内の鳥浜トンネル（延長 149m）は、先進坑・後進坑の全線で切羽後方 5～10m で吹付けコンクリートと鋼インバート支保工によりインバート部を構築し、早期にトンネル断面を閉合する（以下、「早期閉合」と称する）ことで、地山の緩みを極力抑制し、中間地山部分（以下、「中央壁」と称する）の地山改良等の補強工を実施せずに無導坑方式で超近接双設トンネルを掘削した。本文では、後進坑通過時の先進坑の内空・壁面変位を計測した結果から、超近接双設トンネルの変形挙動を示すとともに、3 次元弾塑性解析結果も参考に超近接双設トンネルの施工法として早期閉合の有効性を述べる。

2. トンネル概要

軟弱地盤地帯に挟まれた鳥浜トンネルは、両坑口部には超軟弱で圧縮性が高い有機質土が厚く堆積した軟弱地盤上に盛土が構築されている。特に西坑口側は工程上の理由からトンネル掘削を早期に開始する必要があり軟弱地盤

対策として、バーチカルドレーンを深さ 34m 打設した後、真空圧密工法を併用して急速盛土した。建設時の沈下量は、すでに 11m を超えている。このような地質・立地条件からトンネルの上下線の離隔を標準的なトンネル中心間隔 3D（30m）とすると、事業用地と軟弱地盤対策工の範囲が広大となり事業費は膨大となることが計画時から予測された。そこでトンネル離隔を縮小する案が検討され、地山状況を吟味した上で、トンネルの中心間隔を 13m とした（図-1）。中央壁の幅は、表-1 に示すように支保パターンに応じて 1.5m～2.19m となる。

従来、超近接双設トンネルいわゆるめがねトンネルでは、支保脚部の地山の地耐力と切羽の自立性から 3 導坑方式または、中央導坑方式を採用して支保工脚部と中央壁を補強してきた。近年、切羽の安定化技術の進歩によって無導坑方式が採用されつつある。鳥浜トンネルも当初設計では、上半先進工法で中央壁を薬液注入（セメント系 $q_u = 3.5\text{N/mm}^2$ ）により補強する計画であった。無導坑方式では、地山を緩ませないこと、切羽の安定が大前提となる。そこで早期閉合が可能な全断面工法の方がその有効性が高いと判断し¹⁾、鳥浜トンネル施工検討委員会(西村和夫委員長)で再検討した。その結果、先進坑・後進坑の全線で早

期閉合することで地山の緩みを極力抑制し、図-1に示すように先進坑の一次支保構造を後進坑より剛な構造として、後進坑掘削時の増加荷重を先進坑に受け持たせ、中央壁は無補強とする設計へ変更した^{1), 2)}。掘削工法も、上半先進工法から機械掘削による補助ベンチ付き全断面工法とした。

3. 地質概要

図-2に示すように、鳥浜トンネルは標高55~59mのやせ尾根に対して計画高13m付近を掘削幅(D)約11mで通過し、両坑口部の山腹斜面は35~40°前後の急傾斜を呈する。トンネルを構成する基盤岩は中生代・前期~中期ジュラ紀の丹波テレーンに属する混在岩で、砂岩基質中に頁岩をレンズ状に混入し、褶曲に伴って層理面は不規則に変化に富み、部分的に破砕帯を介在する。トンネル中央部の地山等級はD Iに相当する。

図-3に施工した際の切羽評価点と施工時に実施した点載荷試験による一軸圧縮強さの値を示した。上り東坑口付近には破砕帯があり地山は悪く一軸圧縮強さと切羽評価とも低い。

4. 設計

これまでの双設トンネルでは、中央壁をコンクリート構造に置換えや、注入による地盤改良といった補強工が主体の設計であった。さらに荷重条件が厳しい場合には覆工の耐力にも依存した設計によってトンネルの安定を確保してきた。一方早期閉合では、ロックボルト、吹付けコンクリート、鋼アーチ支保工といった従来の支保部材を用いて早期に断面閉合するため地山の緩みを抑制でき、高い剛性の支保構造が可能となる。他の事例からも確実なトンネル安定が実現できることがわかった²⁾。そこで鳥浜トンネルでは早期閉合による双設トンネルの設計方針として、「一次支保構造で余裕をもってトンネル安定を確保する。覆工には、力学的機能は付加しない。」通常山岳トンネルと同じ設計方針とした。

次に具体的な設計では、双設の影響に対して単一トンネルより大きな土圧が作用するため、先進坑と、後進坑ともに標準支保パターン設計の1ランクアップのトンネル構造(一次支保・覆工)の部材断面で断面閉合することとした。これにより部材断面は表-2に示すように先進坑・後進坑ともに吹付けコンクリート厚さは、D Iパターンで20cm(D IIIパターンで25cm)、また、鋼アーチ支保工はD Iパターン

表-1 中央壁部の幅

支保パターン	中心間距離(m)	中央壁部幅(m)
D IIIa	13.2	1.5
D III	13.16	1.76
D I	13.29	2.19

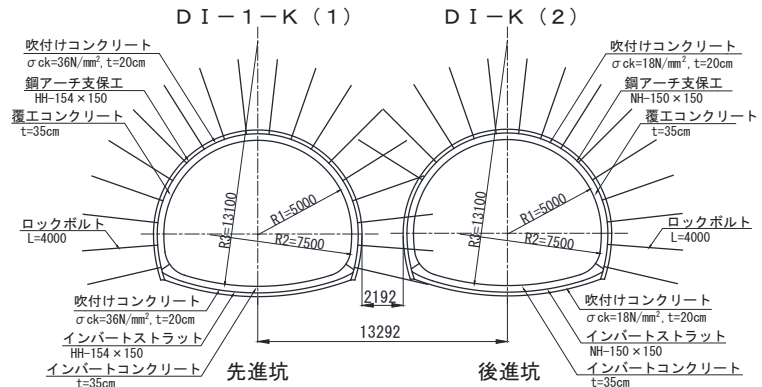


図-1 支保パターン図(D I)

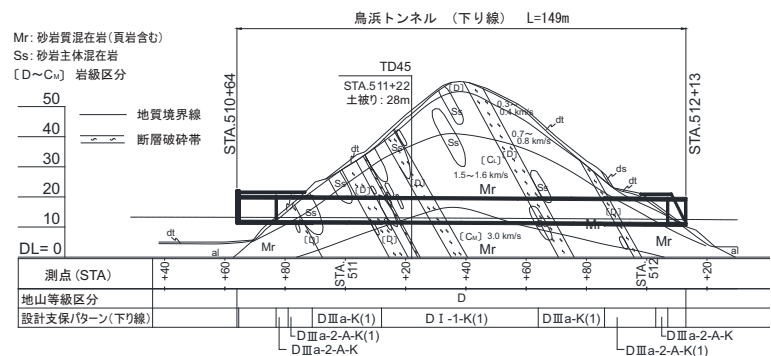
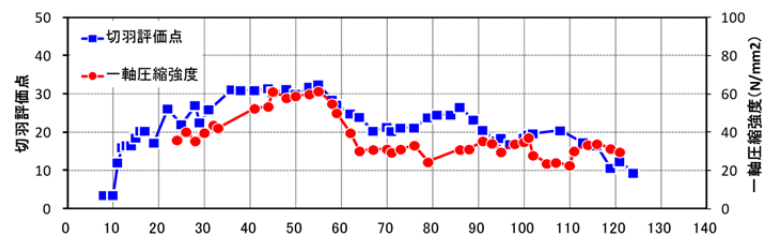
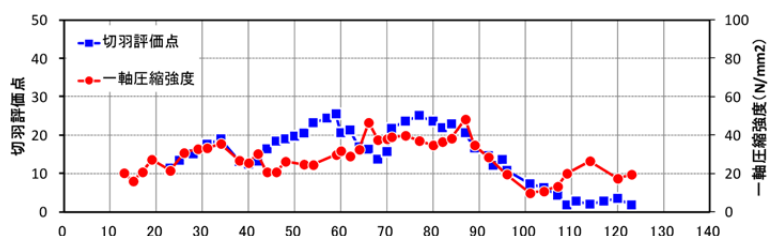


図-2 鳥浜トンネル地質縦断面図



a) 下り線(先進坑)施工結果



b) 上り線(後進坑)施工結果

図-3 施工時の切羽評価点と一軸圧縮強度(点載荷試験)

で15cm(D IIIパターンで20cm)となった。なお、インバート部は、上・下半と同じ支保部材断面とした(図-1)。さらに双設トンネルでは、後進坑掘削の影響により先進坑の中央壁側に応力集中等が発生する。その影響を考慮す

るため、後述の3次元弾塑性解析とは別に、早期閉合の施工ステップを再現した2次元非線形弾性解析を実施した。その解析結果から吹付けコンクリートの強度 σ_{28} に関して後進坑 18N/mm^2 のところ先進坑は 36N/mm^2 へ、鋼アーチ支保工に対しても後進坑NH材(SS400)に対して先進坑はHH材(SS590)とし、先進坑は後進坑に比べ剛な構造となった。

5. 計測位置および掘削方法

主計測断面は、図-2に示すように下り線TD45(STA511+22)で土かぶり28mのD Iパターンの地点である。内空・壁面変位は図-4に示す位置で計測した。主計測断面の掘削は、図-5に示すように先進坑側で上半切羽から7m後方で、後進坑側では上半切羽から5m後方で吹付けコンクリート、鋼インバート支保工によるインバートの早期閉合を実施した。掘削は、下り線の西坑口(起点側)から開始して貫通後、再び西坑口へ移り上り線を施工した。300kW級のロードヘッダにより約50m/月で掘進した。覆工は、後進坑掘削の影響を避けるため、後進坑掘削完了した両トンネル貫通後に施工した。

6. 計測結果^{3), 4), 5)}

6.1 トンネル壁面変位

図-6に先進坑・後進坑の各掘削後の天端沈下を示した。解析結果は後述することとし、ここでは計測結果について述べる。後進坑は先進坑の影響をうけ応力再配分された地山部分を掘削するため、先進坑を単一で掘削した時より大きな変位が生じている。後進掘削後の先進坑は後進坑の掘削時の影響を受けて後進坑よりさらに大きな変位が生じている。全線にわたってほぼ同様な変位をしている。なお、最も変位が大きい先進坑のTD85付近は、後進坑の天端で小崩壊がありその影響が先進坑に生じたものである。

図-7は、先進坑と後進坑の壁面変位ベクトル分布図である。先進坑掘削時、先進坑の水平変位は内空側に5mm以下、沈下は最大10mm程度であった。後進坑掘削時の先進坑の水平変位では天端～中央壁側壁で、6～9mm程度の後進坑側に引張られる挙動が認められた。一方、沈下は、中央壁側の測点3, 5が -22.8mm , 22.4mm と大きく、天端の測点1(-16.9mm)より大きな値を示した。また、後進坑でも、中央壁側壁面で約 -8mm 沈下した。

図-8は後進坑上半切羽(以下「後進切羽」と称する)通過時の先進坑内空変位である。後進坑掘削影響は、後進切羽が先進坑の計測位置に到達した時(後進切羽距離0m)から挙動が始まり、後進切羽距離5mの位置で後進坑をインバート閉合すると収束傾向を示した。最終の内空変位量は $\pm 10\text{mm}$ 以内の値で安定した。

図-9は後進切羽通過時の先進坑壁面鉛直変位(壁面沈下)である。天端と後進坑側の3点(測点1, 3, 5)沈下は、後進切羽が約1D手前(後進切羽距離-10m)から始ま

表-2 支保部材一覧表

支保部材		先進坑	後進坑
吹付け コンクリート	D I	$\sigma_c=36\text{N/mm}^2$ t=200mm	$\sigma_c=18\text{N/mm}^2$ t=200mm
	D III	$\sigma_c=36\text{N/mm}^2$ t=250mm	$\sigma_c=18\text{N/mm}^2$ t=250mm
鋼アーチ 支保工	D I	HH154×151	NH150×150
	D III	HH201×200	NH200×200

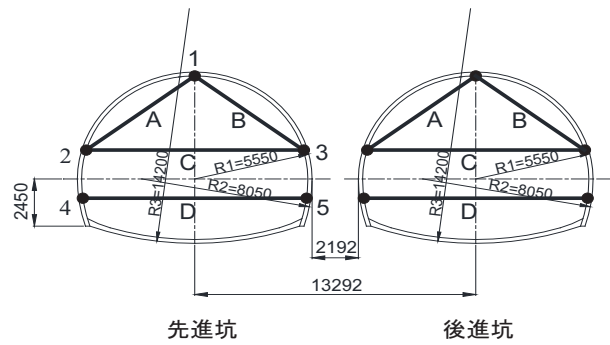


図-4 内空変位計測断面の計測位置

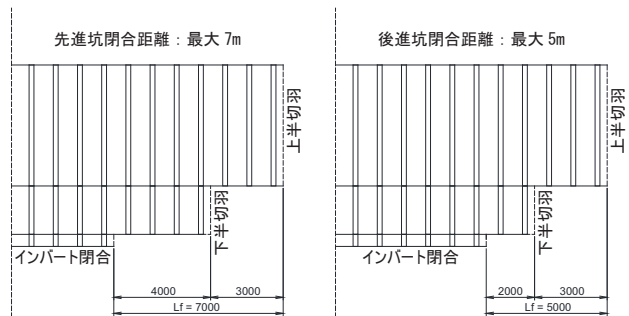


図-5 インバート早期閉合概念図

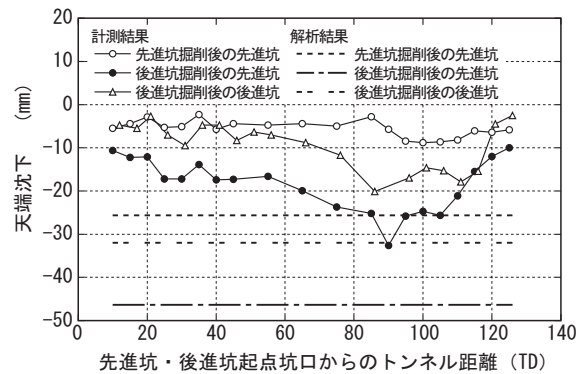


図-6 先進坑・後進坑の各掘削後の天端沈下

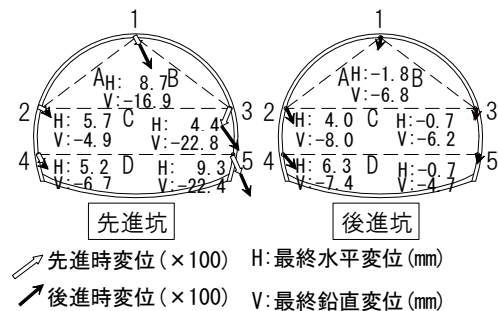


図-7 トンネル変位ベクトル分布図

り、後進坑インバート閉合をしても継続し後進切羽が30~40m程度離れると緩やかに収束に向かっている。一方、反対側壁面の測点2, 4では後進坑掘削による変位増分はほとんど認められない。これらのことから、特に先進坑の中央壁側は、後進坑掘削施工過程の影響を

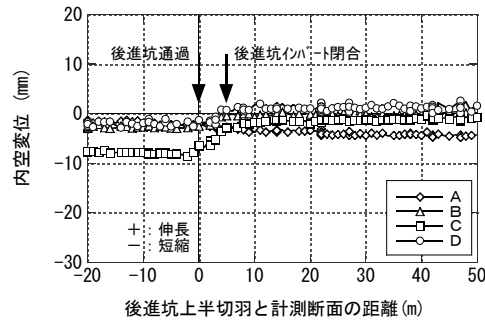


図-8 後進坑通過時の先進坑内空変位

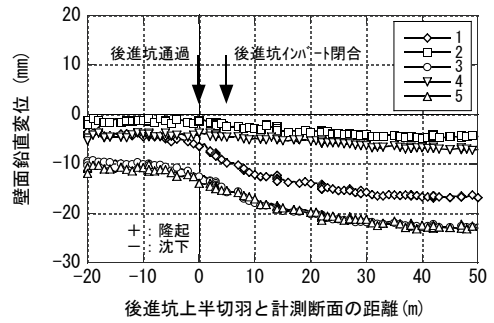


図-9 後進坑通過時の先進坑壁面鉛直変位

3次元的に受けて沈下するものと考えられる。すなわち、後進坑掘削による双設の影響により中央壁部の荷重が高まることで先進坑側の壁面沈下が生じ、それに続く後進坑の早期閉合によって剛な支保構造が早期に形成されるとトンネル自体の変形は抑えられ安定する。一方、荷重は剛な支保構造を介して基礎地盤に伝わり、初期応力を超えた地盤に沈下が発生してトンネル全体が中央壁部に傾くように変形したものと考えられる。

6.2 吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工応力計

吹付けコンクリート応力分布図を図-10に示す。先進坑では後進坑掘削後に、天端~中央壁反対側(T1, T2, T4)で2~3 N/mm²の増加が認められるが、中央壁側の肩部(T3)とSL部(T5)では圧縮応力の増加は顕著ではない。インバート部でも基本的に圧縮応力が発生している。後進坑上半部の吹付けコンクリート応力は、1~6 N/mm²で後進坑掘削後の先進坑と同程度の圧縮応力が発生している。

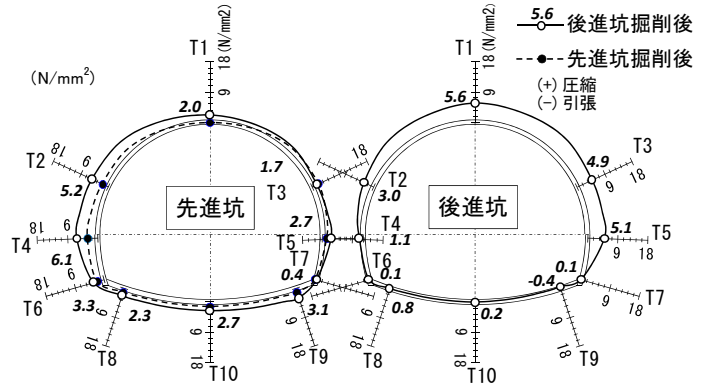


図-10 吹付けコンクリート応力分布

次に、鋼アーチ支保工応力計により計測された軸力および曲げモーメント分布図を図-11, 図-12に示す。また、図-13に後進切羽通過過程の先進坑中央壁側脚部測点5(図-4, 7参照)の壁面沈下と、同中央壁側の脚部S7, インバート部S9(図-12参照)の鋼アーチ支保工曲げモーメントを後進坑上半切羽との距離の関係で示す。図-11から後進坑掘削後に、先進坑の天端~SL部(S1~S5)までの上半アーチ部で圧縮応力が均等に増加している。また後進坑の上半部でも先進坑と同程度の軸力が発生している。インバート部では大きな軸力は発生していないが、図-12より先進坑の隅角部周辺、特に中央壁側のインバート部S9で内空側へ大きな曲げモーメントが発生している。これは、図-13に示すように中央壁側脚部測点5の壁面沈下の増加に伴い、インバート部S9の曲げモーメントも増加する関係があることから、後進坑掘削時の中央壁部の卓越した沈下の影響と考えられる。また、インバート中央壁側脚部の吹付けコンクリートに応力の発生やク

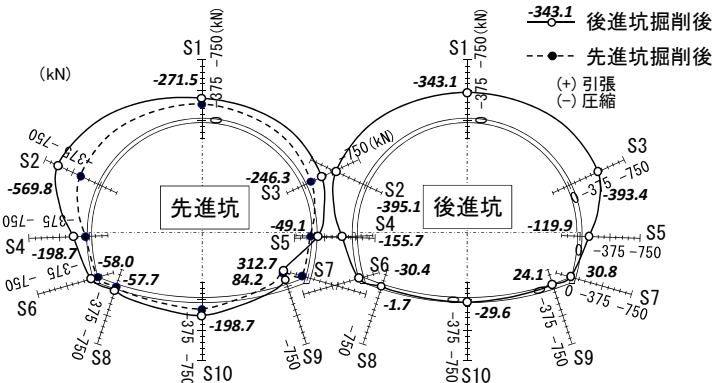


図-11 鋼アーチ支保工軸力分布図

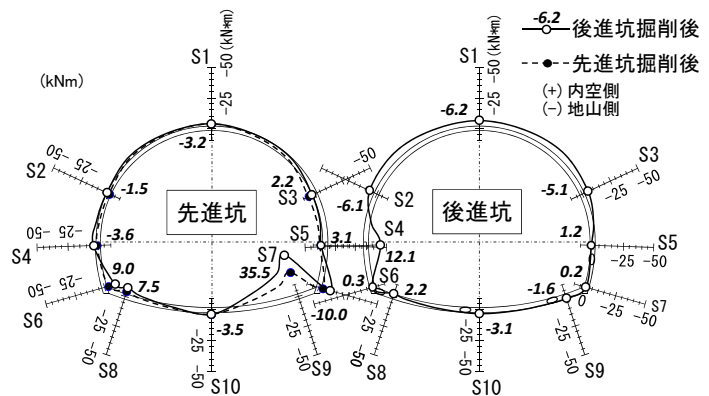


図-12 鋼アーチ支保工曲げモーメント分布図

ラック等も見られなかったことから、閉合部材として、曲げ耐力を持つ鋼インバート支保工が有効であったと言える。ただし、鋼インバート支保工の曲げモーメントの発生を軽減すべく隅角部の形状を見直す余地はあると考える。

また先進坑中央壁側 SL 部では、後進坑掘削時に吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の圧縮性軸力が卓越することなく、先進坑・後進坑の上半アーチ部で均等に圧縮応力が増加した（図-11、図-12）。これは後進坑掘削時に中央壁部側のみに荷重が集中することなく、上半アーチ部で均等に荷重分担していることを示している。つまり、双設トンネルを包含する形でグラウンドアーチが形成され、中央壁部に応力集中が生じなかったと考えられる。これは先進坑と後進坑との早期閉合の効果により地山の緩み域が抑えられたことにより、グラウンドアーチの形成に必要な地山強度と土かぶりを確保することができたと考えられる。

7. 数値解析

7.1 解析方法

解析検討では早期閉合により施工された超近接双設トンネル掘削時の基本的な変形特性を把握する目的から、先進坑、中央壁部、後進坑の各物性の違いや早期閉合の施工過程を適切に考慮した3次元弾塑性解析を用いることで、構造物—地盤の相互作用による変形挙動の評価を目指した。特に、応力解放率を用いた2次元解析では、早期閉合による3次元挙動を適切に評価することは困難と考えて3次元解析とした。その解析モデルを図-14に示す。解析領域は高さ80m×横100m×奥行き（トンネル軸方向）100mで、土かぶりはトンネルSLから50mで一定とし、岩盤物性は表-3のCL級の均一な弾塑性材料（Mohr-Coulomb破壊規準に従う弾完全塑性材料）とした。なお、表-3は現場ボーリング孔の孔内水平載荷試験から評価された値である。掘削は全線100mにわたり、掘進長1mで先進坑・後進坑とも上半切羽3m後方で下半を掘削し、上半切羽7m後方で早期閉合を繰り返す掘削過程でモデル化した。実施工に合わせて掘削直後に吹付けコンクリート（設計強度：先進坑36MPa後進坑18MPa、厚さ：20cm）、鋼アーチ支保工（先進坑HH-154、後進坑NH-150）の施工をモデル化し、吹付けコンクリートは弾塑性材料（弾完全塑性）、鋼アーチ支保工は弾性係数、断面諸量を実際の値に一致させた棒要素（弾性材料）でモデル化した。

7.2 解析結果

施工過程を再現した解析を実施し、図-14のトンネル軸方向50m位置（中央断面位置）に図-4と同じ計測断面を設け、切羽進行に伴う各種変位を算出した。後進坑が先進坑の計測断面横を通過する時点の後進切羽周辺の掘削形状と変位分布を図-15に示す。

図-16～17に後進坑掘削時の先進坑の計測断面位置での各測点（1～5）・測線（A～D）の変位量を、計測値と解析値を比較して示す。先進坑掘削後の後進坑掘削の影響を調べる目的から、全て後進坑の上半切羽到達前-20m位置での各変位を初期値とし、その後の変位増分を示している。なお、計測値は早期閉合を上半切羽から5m後方で実施した（後進坑のみ）計測断面TD45（図-2参照）であり、

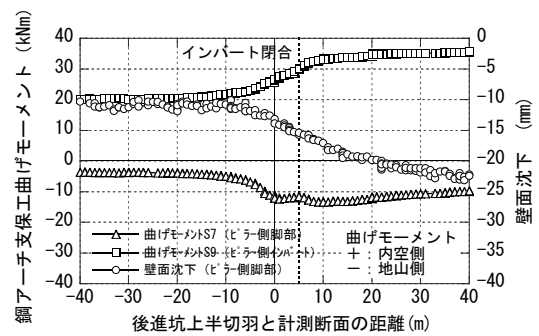


図-13 鋼アーチ支保工曲げモーメントと壁面沈下の関係

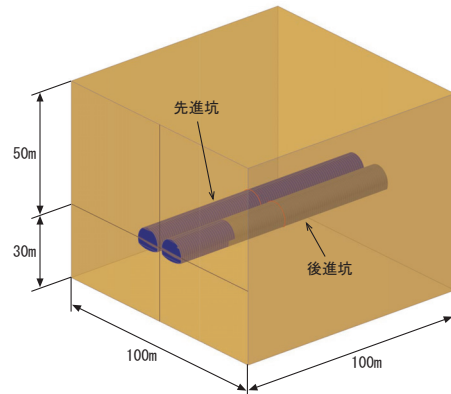


図-14 3次元解析モデル図

表-3 岩盤物性

岩盤	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)
CL級	22.0	101,000	0.35	200	34

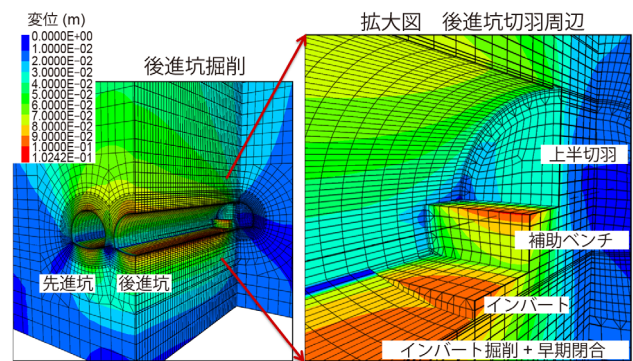


図-15 後進坑掘削時の切羽周辺状況（解析モデル）

解析で設定した7m後方とわずかながら異なる。

両者の比較により、全般的に解析結果は計測結果と類似した挙動を示す。壁面鉛直変位（図-16）では、測点1, 3, 5は解析値と計測値は共に切羽通過時（後進坑上半切羽と計測断面の距離0）以前から沈下が増加し始め、切羽が40m程度離れた時点で12～15mm程度の沈下となり良好一致を示す。内空変位（図-17）は、測線B, C, Dが後進切羽通過時付近で伸長方向に動き、数mm～7mm程度

伸びる。一方、測線 A は数 mm 程度短縮方向に変化するが、いずれも切羽が 7~10m 程度離れると収束傾向を示す。

図-18には、比較のため早期閉合を行わない場合の先進坑壁面鉛直変位と内空変位を3次元弾塑性解析から求めて示す。

この図も上半切羽到達前-20m位置での各変位を初期値としてその後の変位増分を示している。早期閉合を行わない場合は、先進坑貫通後にインバート掘削、鋼製インバート支保工およびインバート部の吹付けコンクリート施工をトンネル軸方向10mピッチで繰り返し実施し、それに続く後進坑掘削も同様の施工手順で行うものとした。この早期閉合を行った結果図-16、17と比較すると、各変位量は早期閉合を行わない場合に増加しており、壁面鉛直変位では天端測点1では後進切羽から40m程度離れた時点で

20mmを超える。また、内空変位では同時点で測線Cが10mmを超える変位量を示す。このことから早期閉合の有効性が理解できる。

図-19は、早期閉合を行った場合のトンネル軸方向50m位置(中央断面位置)での先進坑掘削後と後進坑掘削後の塑性域を示している。後進坑掘削後には中央壁側のインバート基礎部に塑性化した要素が集中している。この塑性域が沈下の主要因と考えられる。今後の設計において、どの程度の沈下を許容できるか、また、中央壁側脚部の地耐力とインバートの発生応力との関係から地山基礎部の補強の要否の判断等が課題と考えられる。

7.3 メカニズムの考察と地山挙動の評価

以上の解析結果を基に、先進坑および後進坑の各掘削完了後の天端沈下を示したものが前述の図-6である。計測結果は、各起点坑口からのトンネル距離毎に計測した値を示しているが、解析結果は土被り一定の均質モデルで解析を行っていることから坑口からのトンネル距離に大きな意味はないため、トンネル軸方向距離50m位置の各掘削後の同値を一律示している。また、計測結果と解析結果と

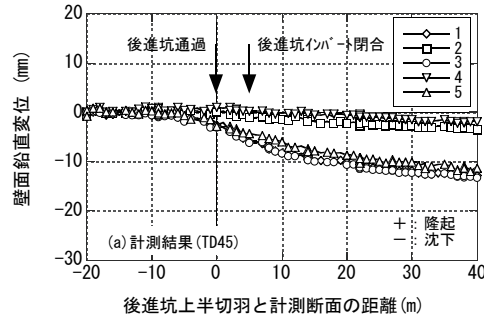
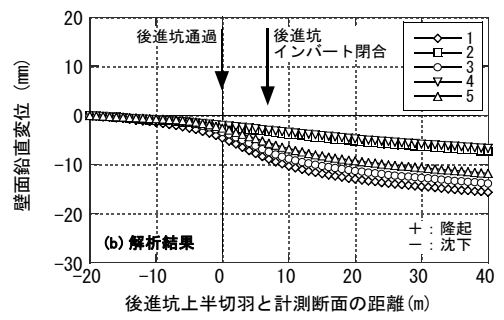


図-16 先進坑鉛直変位の比較



(計測結果と解析結果)

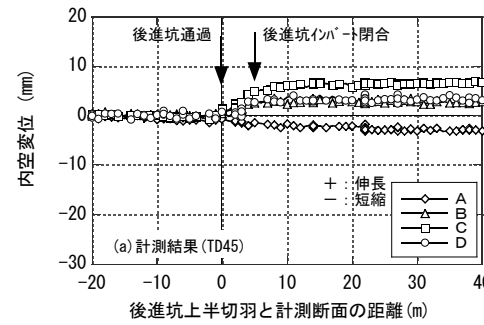
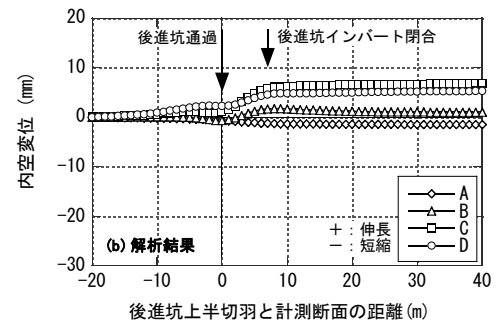


図-17 先進坑内空変位の比較



(計測結果と解析結果)

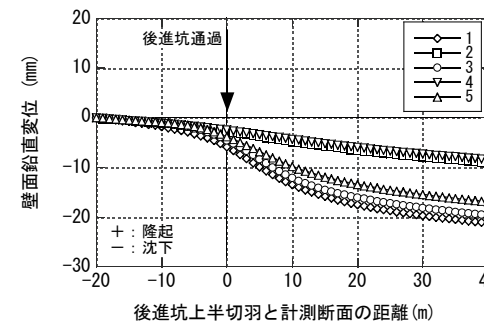
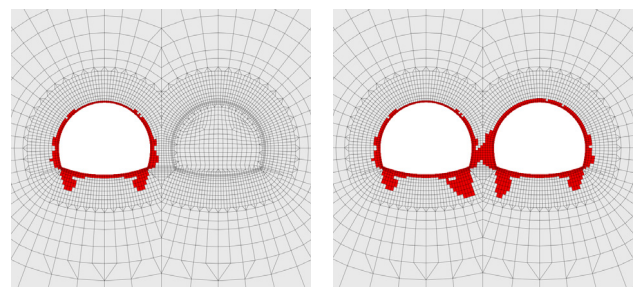
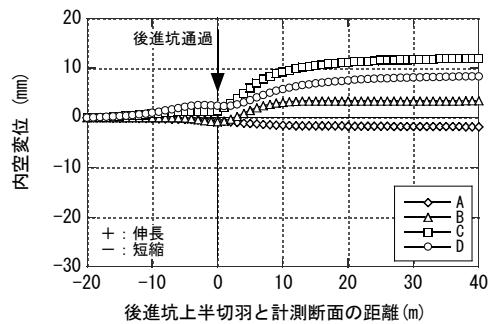


図-18 早期閉合を行わない場合の先進坑鉛直変位と内空変位 (解析結果)



(a) 先進坑掘削後の塑性域 (b) 後進坑掘削後の塑性域

図-19 先進坑掘削後および後進坑掘削後の塑性域 (解析結果)

も掘削直後に計測器を設置してからの天端沈下の増分を示している。

この結果から、計測値と解析値の天端沈下の値は異なるが、両者とも、①先進坑掘削後の先進坑、②後進坑掘削後の後進坑、③後進坑掘削後の先進坑、の順に各沈下量が徐々に大きくなっていく傾向が認められる。この挙動の原因を考察する。初期応力状態において先進坑掘削により先進坑周辺の緩み域が発生するが、これは単独坑による緩み域に押さえられる。先進坑掘削による後進坑掘削位置の初期応力は応力再配分により当初の初期応力より増加し、同

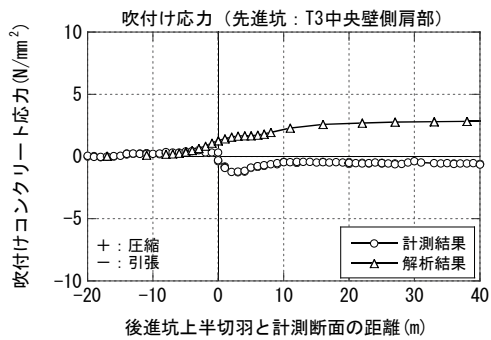


図-20 吹付けコンクリート応力の計測結果との解析結果の比較

一物性値においても高まった応力範囲を後進坑が掘削されることにより、後進坑周辺の緩み域が当初の先進坑周辺よりも大きくなる可能性がある。また同時に、後進坑掘削に伴い、その応力再配分により既に掘削されている先進坑周辺の応力も高め、緩み域がさらに拡大することで沈下が増加する可能性がある。このような相互作用により各掘削後の沈下量の発生の違いが生じているものと考えられる。以上の結果は、図-19の解析結果にも示したように、塑性域の広がりや緩み域と評価すれば、①先進坑の掘削による先進坑の緩み域範囲、②後進坑掘削後の後進坑周辺の緩み域の範囲、③後進坑掘削後の先進坑の緩み域の範囲が、この順番で徐々に大きくなっていることとも対応する。

次に図-20に、支保工のうち図-10の先進坑 T3 位置の吹付けコンクリートの応力変化を後進坑の上半切羽と計測断面までの距離の関係で示す。計測結果と解析結果は必ずしも一致した結果となっていないが、両者の先進坑の吹付けコンクリート応力は、後進坑が通過する際に圧縮応力の増加が一旦抑えられる傾向が生じる。計測値と解析値が異なる理由は、解析では吹付けコンクリートの施工後の強度発現などの物性変化等を考慮していない点が挙げられるが、ここでは先進坑の吹付けコンクリートの圧縮応力が後進坑の通過の際に増加傾向が一時的に抑えられる挙動について考察する。

図-21には、(a)後進坑到達前、(b)後進坑到達時、(c)後進坑通過後、の早期閉合区間の支保機構(支保メカニズム)を3次元的な挙動を考慮して模式的に示しており、(a)~(c)の各図は、先進坑掘削後の後進坑掘進過程を平面図、断面図(横断面 1-1')、側面図(縦断面 2-2')の3つで表示している。図-21は周辺岩盤が健全(弾性)で、掘削によって緩み域(塑性域)が生じない場合を示している。(a)後進坑到達前では、先進坑の肩部計測点 M (吹付けコンクリート応力計測点)は後進坑の掘削の影響を受け始めているものの先進坑は概ね横断面 1-1' を主とする2次元断面内の応力分布で特徴付けられ、先進坑の肩部計測点 M では単独坑と同様に地山の荷重を支持している。一方、後進坑では、早期閉合区間(後進坑切羽と早期閉合を行うまでの区間)に対応する A 領域は、上載荷重を左右・前後で3次元的に支持している点が特徴と言える。すなわち、まず左右に緩み域がなく中央壁部分も健全であり(先進坑の

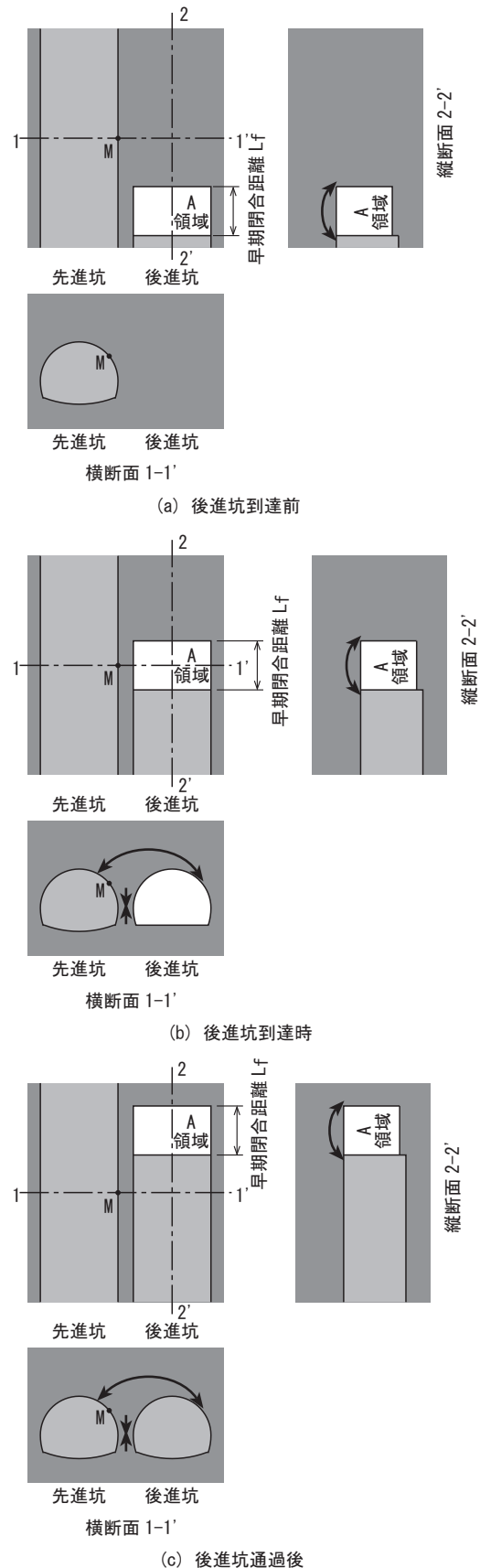


図-21 早期閉合区間の支保機構(塑性域なし)

支保も健全である)、切羽前方の岩盤も健全であるため、左右と前方の支保機能は確保される。また、後方に関しては、早期閉合を行うと掘削後のトンネル支保剛性が高まる

ことから支保機能が発揮される。以上より左右・前後の支保機能が確保される。この状況を縦断面 2-2' の A 領域の上方にアーチ状の矢印（小さなグランドアーチ）で模式的に示しており、A 領域は左右・前後方向から 3 次元的に支持される。

この状態から後進坑が先進坑の計測位置に近づくと、M 点では後進坑側の荷重分担だけ断面力が増加するため、後進坑切羽の接近により断面力の増加傾向を示す。しかし、(b)後進坑到達時になると A 領域は左右・前後でドーム状に荷重を支持していることから、2 次元状態で必要な荷重支持力よりも少ない支持力で A 領域の荷重を支持でき、M 点で増加傾向であった断面力は A 領域が通過する過程で増加傾向の支持力が一旦抑えられる。

その後、(c)後進坑通過後になると、A 領域が先進坑の計測点 M から遠退くことで、横断面 1-1' の 2 次元断面内で先進坑と後進坑の両断面の上方の荷重を 2 次元的に支持する状態に移り、計測点 M での断面力は(b)より高まった状態で収束するものと考えられる。図-20 の吹付けコンクリートの挙動は基本的にこのような現象に追従したものと考える。なお、(b) 後進坑到達時や(c)後進坑通過後では、中央壁部分が健全であれば、中央壁が直接荷重を支持する機構と、先進坑ならびに後進坑の両支保工（吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工）が支持する機構が共に機能するものと考えられる。この状況を(b) 後進坑到達時と(c)後進坑通過後の横断面 1-1' に矢印で模式的に示す。

これに対して、図-22 は中央壁で緩み域が生じる場合の後進坑到達時の状況を示している。この場合は先の図-21 に比べ中央壁部分の上載荷重の分担率が低下すると共に、地山支保機能としてグランドアーチの形成の大きさに応じてトンネル支保部材の荷重分担率が変化する。そのため、後進坑到達時および後進坑通過後の M 点の断面力は塑性域の発生領域に依存して変化すると考えられる。

以上のように後進坑通過過程では、周辺地山の塑性域拡大に応じて地山の支保機能とトンネル支保部材の組合せによる 3 次元的な支保機能が形成され、それに伴って支保部材の断面力は変化するものと考えられる。

8. おわりに

鳥浜トンネルでは、インバートの早期閉合により、中央壁部の地山改良等の補強工を実施せずに無導坑方式で D 級地山のめがねトンネルを掘削した。その計測結果から以下の知見が得られた。

めがねトンネルの中央壁部（中間地山）に地山改良等の補助工法を採用することなく施工できたことは、早期閉合の効果として評価できる。

めがねトンネルでは中央壁側で沈下が卓越するためにインバート閉合部材として曲げ耐力を持つ鋼製ストラット支保工が有効である。

早期閉合の実施によりトンネル自体の変形は微小な値に抑制されたが、双設の影響によりトンネル全体が中央壁

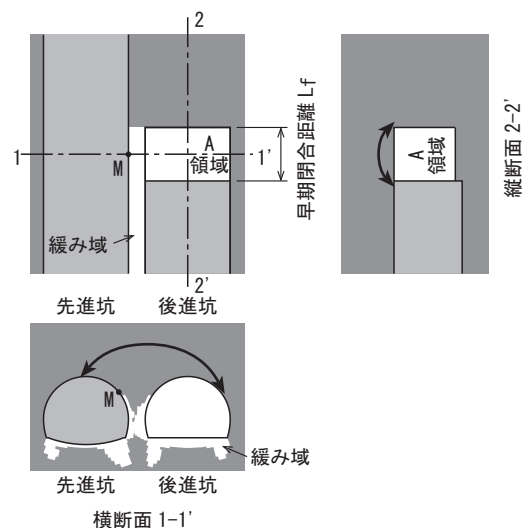


図-22 早期閉合区間の支保機構（塑性域あり）
（後進坑到達時）

側に傾くような沈下が卓越する。

ある程度の土かぶりを有するトンネルでは、双設トンネルを包含する形状でグランドアーチが形成されることにより、先進坑・後進坑の上半アーチ部で均等に荷重を分担することができる。また、塑性域の発生に応じて地山の支保機能（グランドアーチ）とトンネル支保部材の組合せによる 3 次元的な支保機能が形成される。

鳥浜トンネルは、めがねトンネルと早期閉合の採用により事業費・事業用地の削減と補助工法を使用せず安全に、通常のトンネル工法と変わらない効率的な施工ができた。その意味で同様の採用例が増える可能性があるため、早期閉合によるめがねトンネルの設計・施工システムの確立を期待したい。また、同設計では、めがねトンネルに特化した理論⁶⁾を駆使するより、すでに地盤力学で一般化した弾塑性構成モデル等に基づき構造物-地盤の相互作用を考慮した解析をもとに実務設計へ展開する方がよいと考える。最後に、これまで早期閉合によるめがねトンネルの設計・施工に挑戦されてきた諸先輩に敬意を表し感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 今田徹：山岳トンネル設計の考え方，pp150-151，2000。
- 2) 試験研究所技術資料第 350 号：トンネルの標準設計に関する研究報告書，日本道路公団試験所，1986。
- 3) 稲垣太浩・川北真嗣・津野康則・矢野一郎・牛田和仁・奥野哲夫・淡路動太：早期閉合で施工された超近接双設トンネルの変形挙動，第 47 回地盤工学研究発表会，No.640，pp.1273～1274，2012。
- 4) 高本絢也・矢野一郎・淡路動太・中堀千嘉子・稲垣太浩・津野康則：早期閉合で施工した超近接双設トンネルの一般部 D I 区間での双設影響（その 1），土木学会第 67 回年次学術講演会，VI-040，2012。
- 5) 川北真嗣・津野康則・矢野一郎・奥野哲夫・淡路動太：早期閉合で施工した無導坑式超近接双設トンネルの挙動特性，トンネル工学報告集，Vol.22，2012。（投稿中）
- 6) Chin-Bing Ling, "On the Stress Analysis in a Plate Containing Two Circular Holes", Journal of Applied Physics, Vol.19, Jan.,1948.