

早期閉合による超近接トンネル施工の 地表面沈下抑制効果

Ground surface settlement limiting effect of early invert closure in twin tunnels with a
very small spacing in between

森崎泰隆¹・新城喜弘²・川崎正和²・原 守哉³・小田原秀明³

Yasutaka Morisaki, Yoshihiro Shinjo, Masakazu Kawasaki, Moriya Hara
and Hideaki Odawara

¹正会員 工修 株式会社熊谷組 土木事業本部トンネル技術部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)
E-mail: ymorisak@ku.kumagaigumi.co.jp

²正会員 沖縄総合事務局 那覇空港自動車道出張所 (〒901-0234 沖縄県豊見城市字田頭165)

³正会員 株式会社熊谷組 首都圏支店 豊見城トンネル作業所 (〒901-0212 沖縄県豊見城市平良158-27)

The Tomigusuku Tunnel is being excavated by the NATM, 1,074m long located west of the Tomigusuku interchange on the Naha Airport Expressway in Okinawa prefecture. The first sector of this tunneling project is the east side about 330m accommodating inbound and outbound lanes. At the portal, the spacing is very small between the twin tunnels, with crowded residences and a main prefectural road on the surface. This paper discusses the ground surface settlement limiting effect of early invert closure in twin tunnels with a very small spacing in between, referring to the measured data and numerical analysis results.

Key Words : early invert closure, very small spacing, surface settlement, numerical analysis

1. はじめに

近年、山岳トンネル工法の適用範囲は、トンネルの社会的なニーズの多様化によって、一層の広がりが見られ、都市部等の厳しい条件下での施工事例も増加している。さらに、用地の制約等の問題からめがねトンネルに代表されるように近接した状態でトンネルを施工する事例も多い。めがねトンネルの施工位置は、一般に都市部が多く、特に坑口部付近などは、民家等の構造物がある場合もあり、トンネル施工による地表面への影響について評価する必要がある。また、めがねトンネルの施工法については、従来、導坑先進工法により施工されていたが、最近になり導坑を施工しない無導坑方式によるめがねトンネルの施工が報告されている¹⁾³⁾。これらのトンネルは上半先進工法により施工されている。

従来、脆弱な地山の場合、加背を小さくして切羽の自立性を高めて施工されていたが、最近の補助工法の進歩に伴い、土砂地山や軟岩においても切羽を補強することにより早期に断面を閉合する施工システムが確立されつつある⁴⁾⁵⁾。本文は、坑口付近上部に民家が密集し、また、上下線が非常に近接したトンネルに早期閉合による施工システムを採用した場合の地表面沈下の抑制効果と計測結果について報告するものである。

2. 工事概要

那覇空港自動車道は、沖縄自動車道と那覇空港を連絡する延長約20kmの高規格幹線道路である。その内の豊見城ICの西側に位置する豊見城トンネルは、延長1,074mの山岳トンネルである。東側の豊見城ト

ンネル（その１）工事は、坑口部が上り線，下り線の離隔距離がほとんどないトンネル構造となっており，トンネルの終点に向かうにしたがい，離隔距離は徐々に増加している（図-1参照）．また，坑口部より約120m区間は，トンネル上部に民家が密集しており，県道，その他の道路，道路の埋設物も設備されている．本工事の概要を以下に示す．

(1) 工事内容

工事名称：豊見城トンネル（その１）工事

発注者：沖縄総合事務局 南部国道事務所

工事場所：沖縄県豊見城市平良

工期：平成17年3月29日～平成18年9月29日

トンネル延長：上り線 L=331.15m

下り線 L=324.15m

掘削方式：機械掘削方式

地質：新第三紀中新世～鮮新世の島尻層群泥岩

一軸圧縮強度 $q_u=2\text{N/mm}^2$

(2) 地形・地質

豊見城トンネル付近の地形は大局的には，琉球石灰岩の分布する標高100m前後の台地，島尻層群が分布する丘陵地及び河川沿いの低地から構成されている．丘陵地は台地をとりまく形で分布し，斜面傾斜は一般に5～20°で緩やかな凹凸を呈している．河川

は，北西部～南東方向の断層の方向とほぼ平行に発達したものが多く，河川周辺に低地が分布している．トンネルの土被りとしては，最大50m程度であるが，最小土被りは5m程度と小さく，山岳トンネルの約半分の区間では土被りが2D（D：トンネル掘削幅）以下である．また，図-1の平面図中の丸印に示す位置には「ガー」と呼ばれる共同井泉がトンネルとの離隔約5mで存在している．島尻泥岩は，スレーキングが激しく，浸水による強度低下が著しい地山であるため，トンネル掘削による地山の緩みの影響で島尻泥岩が強度低下することが懸念されていた．

(3) 標準断面

図-2に坑口部における標準断面図を示す．上り線と下り線との離隔距離は，坑口部で非常に小さく，徐々に大きくなっている．坑口部の両トンネルの離隔距離は約0.44mであり，DⅢ区間の終点部では，約2.9mである．またDⅠ区間の終点においては，約15.6mである．坑口より約120mは，DⅢ区間で上部に民家が密集している他，県道も横断している．

3. 坑口部（DⅢ区間）の施工法

坑口部の施工は，地質条件，地表面の構造物の存在等を種々考慮して早期閉合による施工システムを

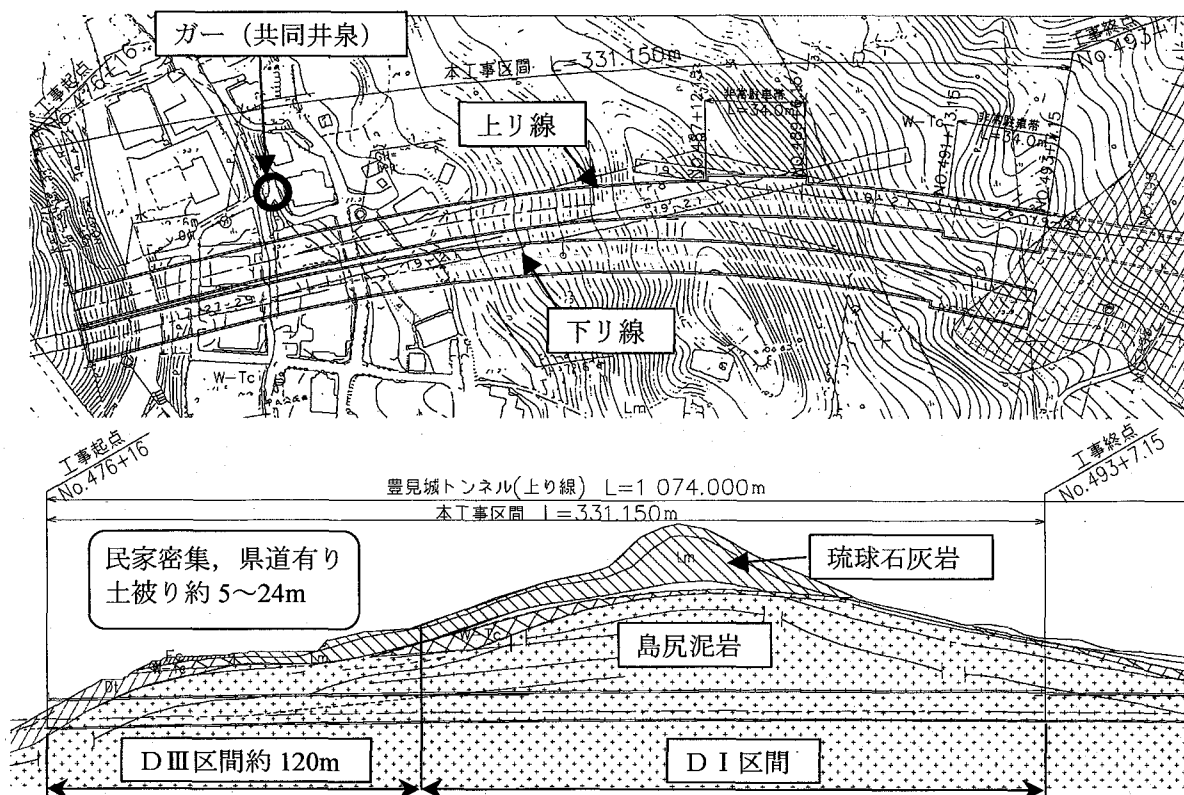
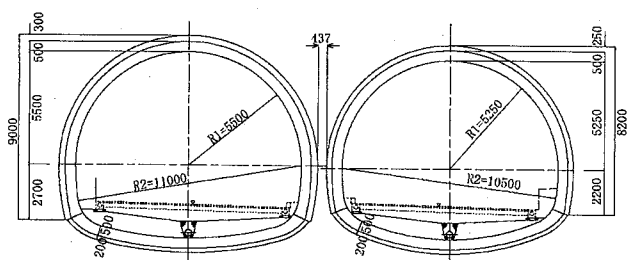


図-1 豊見城トンネル（その１）工事平面図・縦断図



採用することとした。早期閉合を達成するため、鏡面に長尺鏡補強工を施工して補助ベンチ付き全断面工法で掘削を行った。以下に採用した支保パターン、施工方法について示す。

(1) 支保パターン

坑口部のDⅢ区間の代表的な支保パターンを図-3に示す。DⅢ区間の支保は、長尺先受け工の種類により3パターンに分けられる。長尺先受け工は、坑口より約59m間がパイプルーフ区間(φ406)、次の27m間が長尺鋼管フォアパイリング区間、次の36m間がFRPによる長尺先受け工区間である。FRPによる長尺先受け工の区間は、側壁部のみでなく天端部にもロックボルト(L=4m)を配置した。また、いずれのパターンにおいても長尺鏡補強工を施工した。また、吹付けコンクリートの仕様は、先進坑が $\sigma_{28}=36\text{N/mm}^2$ で、後進坑は $\sigma_{28}=18\text{N/mm}^2$ とした。

また、D I 区間の支保パターンは、鋼製支保工が H-150@1m であり、吹付けコンクリートは ($t=200$, $\sigma_{28}=18\text{N/mm}^2$)、ロックボルトは $L=4\text{m}$ を @1.2m で先進坑が 19 本、後進坑が 18 本施工した。この区間では、インバート部の仮閉合は行っていない。

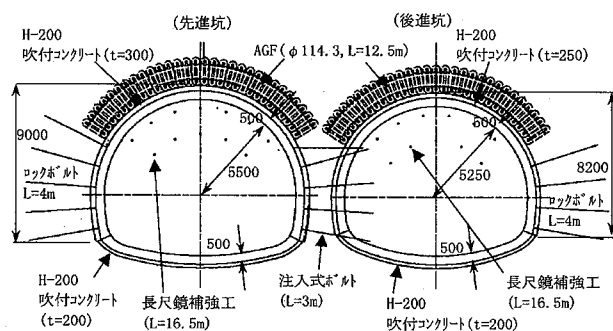


図-3 支保パターン図
(長尺鋼管フォアパイリング区間)

(2) 施工手順

坑口部（DⅢ区間）の施工手順を図-4に示す。ここで、先進坑、後進坑とも補助ベンチ長は3mとし、インバート部の鋼製支保工と吹付けコンクリートによる仮閉合は上半切羽から5mの位置で施工を行っ

た。また、両トンネル間の注入ボルトは下半支保工と同時に施工した。施工手順を図-4に示す。なお、後進坑は、先進坑のインバート部の仮閉合が完了した状態で内空変位、地表面沈下、B計測結果を評価した上で掘削を行った。また、インバート、覆工コンクリートは、両トンネルの一次支保が完了した後に施工を行った。

またDⅠ区間は、鏡吹付け工（ $t=100$ ）を施工して補助ベンチ付き全断面工法で施工した。この区間は、地表面に民家等の構造物がないため、インバート部の仮閉合は施工していない。

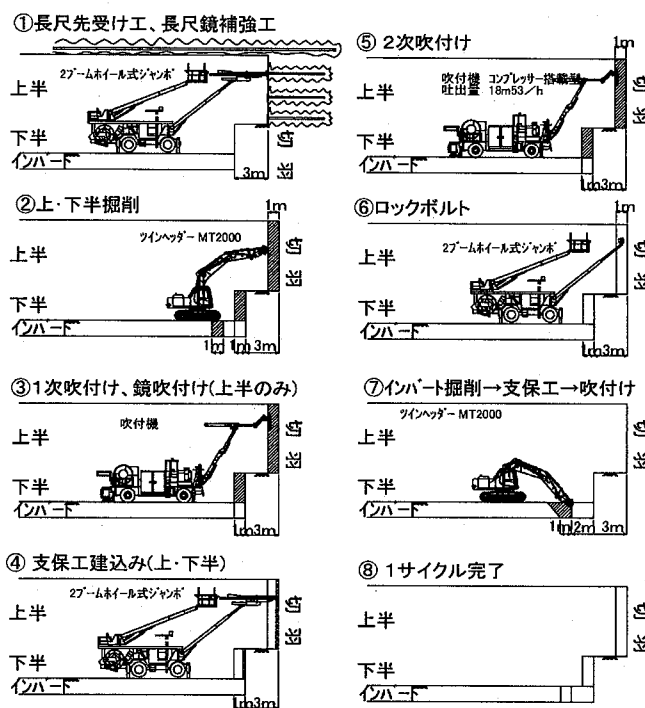


圖-4 施工手順圖

4. 施工結果

(1) トンネル内空変位

図-5にトンネル内空変位の代表的な例としてNo.480+10における計測結果を示す。(a)は先進坑、(b)は後進坑の計測結果を示す。No.480+10断面の支保パターンは、図-3の通りであり、土被りは14.4m(=1.17D, D:上下線トンネルの平均径)、上下線トンネルの離隔距離は約1.04mである。

図-5(a)より先進坑においては上半切羽より5mの位置でインバート部の仮閉合を行った結果、内空変位、沈下ともに仮閉合後に上半切羽が5m進捗した時点（上半切羽から10m経過時点）でほぼ収束していることがわかる。これは、一般的に言われる切羽後方2D程度で変位が収束する⁶⁾ことと比較して早期に収束している。これは、他の断面でも同様の傾向であった。

図-5(b)の後進坑における内空変位計測結果においては、内空変位および右側壁部沈下が、先進坑の計測結果と同様にインバート部仮閉合後、上半切羽が5m進捗した時点（上半切羽から10m経過時点）でほぼ収束しているのに対し、天端沈下と左側壁部沈下は、インバート部仮閉合後、上半切羽が15m進捗した時点（上半切羽から20m経過時点）で収束している。また、内空変位の値は、内空変位、右側壁部沈下と比較して天端沈下、左側壁部沈下の方が大きな値となっており、天端沈下と左側壁部沈下の値は、ほぼ同様な値である。つまり、トンネルは先進坑側の沈下が大きく、それに伴い、天端も同様に沈下していると言える。この傾向は、ほとんどの断面で同様の傾向であった。

後進坑施工による先進坑への影響については、図-5(a)に示すように、後進坑の切羽が近づくとともに、先進坑に沈下が発生する。この時の沈下量は、後進坑側の右側壁部沈下の方が大きくなっており、後進坑の切羽が通過後10~20mの間に収束している。先進坑の内空変位は、後進坑の影響により若干広がる傾向となり、後進坑通過後10mで収束している。これは、後進坑施工による緩みの増加により先進坑への上部からの荷重が増加したことにより発生したと考えられる。

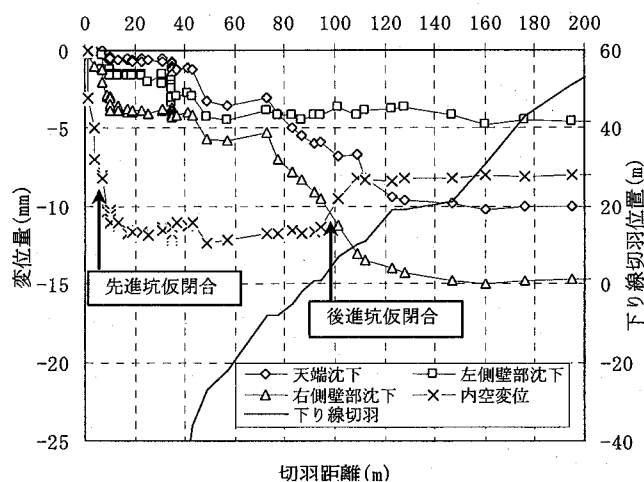
トンネル内空変位については、軟岩地山における非常に近接した状態の施工条件であったが、先進坑、後進坑とも早期に断面を閉合する施工法を適用することにより全体としては比較的小さなトンネル変位量で施工することができ、周辺地山の緩みを抑制することが出来たのではないかと考えられる。

(2) 地表面沈下

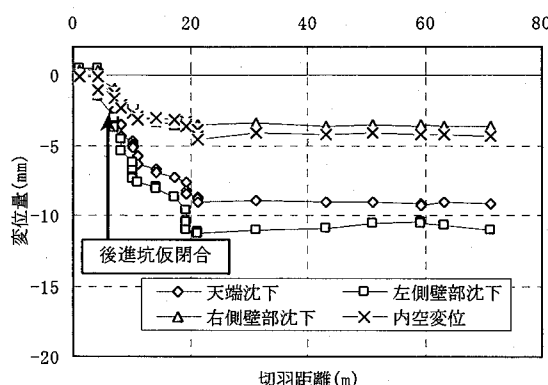
表-1にNo.480+10における地表面沈下の計測結果を示す。ここで、表中のu1は先進坑直上、u2は後進坑直上、u3は両トンネル間の中心における地表面沈下量を示している（図-6(b)参照）。地表面沈下の最大値は、先進坑完了時に先進坑直上(u1)で発生しているのに対し、後進坑完了時には両トンネルの中心部直上(u3)で地表面沈下が最大となっている。

図-6にトンネル沈下と地表面沈下の関係を示す。先進坑の施工時については、先進坑通過後10mで、沈下、地表面沈下とも収束している。その後の後進坑の施工時では、後進坑の通過後10mで先進坑、後進坑の両トンネルとも全体に沈下し、それと共に地表面も沈下している。後進坑通過後10~20m間は先進坑、後進坑とも両トンネルの中心側と天端は沈下しているが、その反対側は収束している。全体として

地表面沈下量はトンネルの沈下量と同様な挙動をしていると考えられる。



(a) No. 480+10 (先進坑)



(b) No. 480+10 (後進坑)

図-5 内空変位計測結果 (No. 480+10)

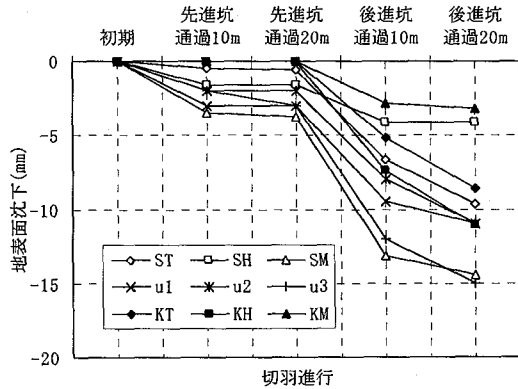
(3) 早期閉合区間の内空変位の特徴

図-7に先進坑施工時におけるDⅢ区間(早期閉合)とDⅠ区間(早期閉合なし)の天端沈下と内空変位の比較を示す。DⅢ区間では、土被りが約5~24m、DⅠ区間では、土被りが約22~50mと差異が見られることや、長尺先受け工の有無という差はあるが、特徴としてDⅠ区間がDⅢ区間と比較してトンネル天端沈下が内空変位に対して卓越していることがわかる。また、これらの変位が収束するまでの切羽からの距離を表すと図-8のようになる。DⅢ区間については、内空変位、天端沈下ともに切羽通過後1D以内で収束しているのが殆どであるのに対し、DⅠ区間については、内空変位で1~2D、天端沈下で2~4D間に収束しているものが多い。次に、地表面沈下との関連性が高い天端沈下量と土被りの関係を図-9に示す。DⅠ区間では、天端沈下量にばらつきが見られるが、DⅢ区間では、土被りとの相関は薄く、3mm以内の値がほとんどであり、早期閉合による効果が見られて

いると考えられる。後進坑D I 区間については現在
 施工中であり，完了後に後進坑の早期閉合による効
 果について検討を行う予定である。

表-1 地表面沈下計測値 (No. 480+10)

地表面 沈下量(mm)	先進坑 上部u1	中央 u3	後進坑 上部u2
先進坑完了時	-5	-3	-2
後進坑完了時	-11	-15	-11



(a) トンネルの沈下と地表面沈下比較
 (No.480+10)

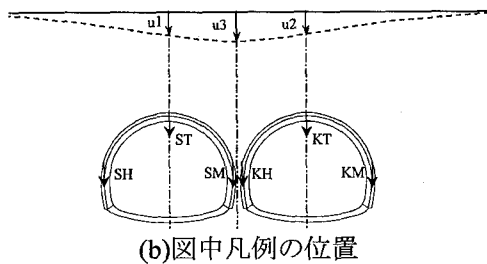


図-6 トンネルの沈下と地表面沈下

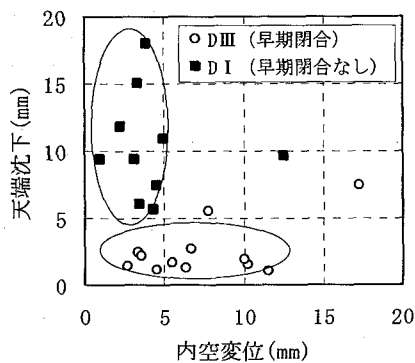


図-7 D I 区間とD III区間の内空変位

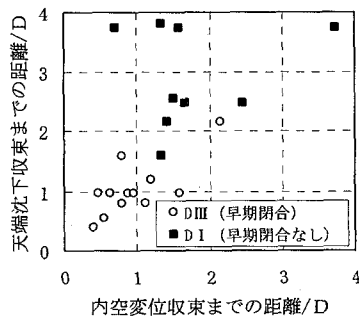


図-8 天端沈下と内空変位収束時期

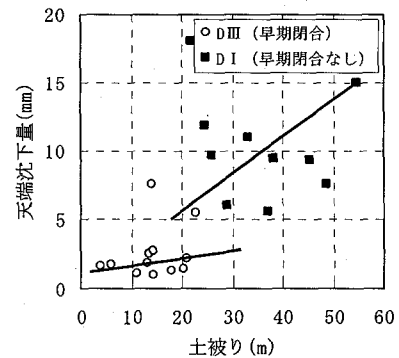


図-9 土被りと天端沈下量

5. 数値解析

(1) 解析モデル

図-10に解析モデル(トンネル周辺)を示す。土被り
 約14m，トンネル間の離隔距離は約0.85mである。解
 析領域は，トンネル側方領域を5D，下部領域を1Dと
 した。境界条件は，下部解析領域がX,Y軸方向固定，
 側部解析領域がX方向固定，Y方向ローラーとした。
 表-2に地山の物性値を示す。地山の物性値は，地山
 試料試験の結果を参考に決定し，非線形弾性解析と
 した。表-3に支保部材と補助工法の入力値を示す。
 長尺鋼管先受工は，施工箇所の地山の变形係数を増
 加させることでモデル化した。また，応力開放率は
 長尺鋼管先受工、長尺鏡補強工を施工することを加
 味して20-80%とした。

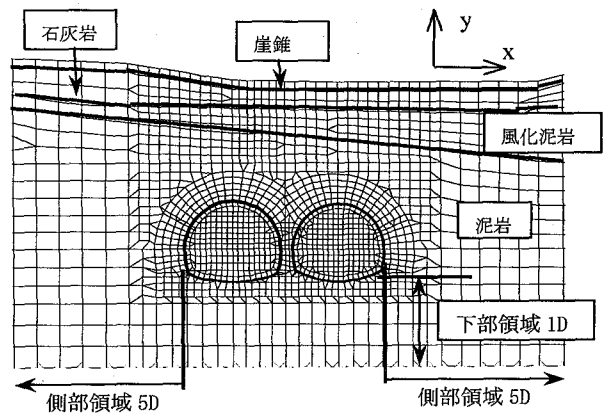


図-10 解析モデル図 (トンネル周辺)

表-2 地山物性値

岩種	変形係数 (MPa)	一軸 圧縮 強度 (MPa)	ポアソン 比	単位 体積 重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部 摩擦角 (°)	弾性 限界 パラ メータ	非線形 指数
泥岩	200	2	0.38	20	190	22	3	2
風化泥岩	50	—	0.4	20	260	0	2	1
石灰岩	25	—	0.4	14	0.5	20	2	1
崖錐	10	—	0.35	20	0	35	2	1

表-3 補助工法と支保部材の物性値

項目	変形係数 (kN/m ²)	ポアソン 比	断面積 (m ²)	断面係数 (m ²)	断面二次 モーメント(m ⁴)	要素
吹付コンクリート 硬化前 $\sigma=36\text{MPa}$	5.0×10^6	0.17	—	—	—	面要素
吹付コンクリート 硬化後 $\sigma=36\text{MPa}$	2.2×10^7	0.17	—	—	—	面要素
吹付コンクリート $\sigma=18\text{MPa}$	4.0×10^6	0.17	—	—	—	面要素
鋼製支保工 H200	2.1×10^8	0.2	6.353×10^{-3}	4.72×10^{-4}	4.72×10^{-5}	はり要素
ロックボルト	2.1×10^8	—	4.46×10^{-4}	—	—	棒要素
改良体	1.0×10^6	0.38	—	—	—	面要素
長尺鋼管 $\phi 178 \times 10$	1.0×10^6	0.38	—	—	—	面要素

(2) 解析ステップ

図-11に解析ステップ図を示す。後進坑の掘削は、先進坑が一次支保の状態で行った。

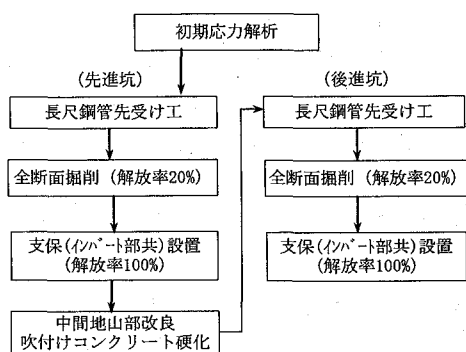


図-8 解析ステップ図

(3) 解析結果

表-4に先進坑完了時および後進坑完了時におけるトンネル沈下の解析値と実測値の比較を、また表-5に地表面沈下の解析値と実測値の比較を示す。先進坑完了時については、トンネル沈下、地表面沈下ともトンネルの天端沈下に差異が見られるものの概ね今回行った数値解析により沈下挙動の説明が出来ていると考えられる。後進坑完了時については、概ね沈下挙動の説明は可能と考えられるが、トンネル沈下のSMとKHの値、すなわち両トンネルの中心側の沈下について実測値と解析値に差異が見られる。また、地表面沈下についても、u3すなわち両トンネルの中心部の地表面沈下に同様の差異が見られる。同様工種において数値解析による地表面予測の精度を向上させるために両トンネル中心部下部の地山の評価、支保の閉合距離による影響等について検討が必要と考えられる。

表-4 実測値と解析値との比較（トンネル沈下）

	ST	SH	SM	KT	KH	KM
先進坑完了時	-0.6 (-6.6)	-1.6 (-2.0)	-3.8 (-1.6)	—	—	—
後進坑完了時	-9.7 (-9.6)	-4.1 (-3.2)	-14.5 (-5.4)	-8.6 (-7.4)	-11.1 (-2.4)	-3.2 (-1.5)

※上段：実測値 下段：解析値 (mm)

表-4 実測値と解析値との比較（地表面沈下）

	u1	u2	u3
先進坑完了時	-3.0 (-6.4)	-2.0 (-3.2)	-3.0 (-5.2)
後進坑完了時	-11.0 (-10.0)	-11.0 (-9.7)	-15.0 (-10.8)

※上段：実測値 下段：解析値 (mm)

6. おわりに

本工事は、平成18年2月より掘削を開始し平成18年9月末現在、後進坑の掘削と覆工の施工を残している。本文に記述の通り、坑口付近の民家の密集した軟岩地山における超近接トンネルの施工について、早期閉合による施工を行うことにより地表面に大きな影響を及ぼすことなく突破することができた。これは、今田徹(東京都立大学名誉教授)委員長をはじめとする豊見城トンネル技術検討委員会の委員の方々より御指導を頂いた結果であり、この場をお借りして心より御礼申し上げます。

今後は、後進坑の掘削と覆工の施工においても無事故で、高品質なトンネルを作るべく努力するとともに、超近接トンネルの地表面への影響についてさらに詳細の検討を行う他、支保の計測結果を踏まえた設計についても検討を行いたいと考えている。

参考文献

- 1) 石川靖治, 上村正人, 米田裕樹, 中川浩二: 斬新な設計・施工のめがねトンネルで市街地に挑む, トンネルと地下, 第34巻5号, pp.35-44, 2003.
- 2) 古川幸則, 黒田二郎, 前原弘光, 鈴木雅行: 無導坑めがねトンネルの設計と施工, 第52回施工体験発表会(山岳), pp.49-56, 2003.
- 3) 高橋明生, 木村文憲, 本藤 敦, 櫻井孝臣: 導坑も先進坑覆工もなしでめがねトンネルを施工, トンネルと地下, 第36巻2号, pp.17-26, 2005.
- 4) 武友憲重, 久保田英雄, 西村誠一, 安田 亨: 未固結地山における超大断面トンネルの施工, トンネルと地下, 第36巻5号, pp.7-15, 2005.
- 5) 河村洋治, 吉光康夫, 尾畑 洋, 中川浩二: 脆弱化地盤の地下水を制して変電所直下を突破, トンネルと地下, 第37巻9号, pp.7-15, 2006.
- 6) 日本鉄道建設公団: NATM設計施工指針, 1996.