

軟弱変質帯におけるトンネル坑口部の施工

Construction of Rock Tunnel Portal in Soft and Altered Zone

土田淳也¹・前田智之²・浅川敏以³・武内秀木⁴・内田智視⁵
Junya Tsuchida, Tomoyuki Maeda, Toshiyuki Asakawa, Hideki Takeuchi
and Tomomi Uchida

¹正会員 五洋建設 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須郡西那須野町四区町1534-1)

E-mail: Junya.Tsuchida@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 工修 五洋建設 九州支店 竹原工事事務所 (〒800-0253 福岡県八女郡矢部村大字北矢部字八知山)

³正会員 五洋建設 九州支店 竹原工事事務所 (〒800-0253 福岡県八女郡矢部村大字北矢部字八知山)

⁴フェロー 工博 五洋建設 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須郡西那須野町四区町1534-1)

⁵国土交通省 九州地方整備局 福岡国道事務所 (〒813-0043 福岡県福岡市東区名島3-24-10)

The fragile layer, which consists of clayey soil formed by the hydrothermal action, was distributed at the Fukuoka side portal in Takahara tunnel. Because of this, after excavation started, surface and tunnel displacement grew soon, and it was afraid that the large-scale collapse of slope might be induced by the progress of excavation. So, countermeasure that paid attention to early closure of the tunnel section and the reinforcement in forward ground of tunnel face was applied, and we could break through soft and altered zone.

In this paper, we report the design method of countermeasure and its effect that was adopted at the Fukuoka side portal in Takahara tunnel.

Key Words: Rock tunnel, Face bolt, Invert strut, Early closure of the tunnel section, Reinforcement in forward ground of tunnel face

1. はじめに

福岡442号竹原(たかはら)トンネルは、大分県と福岡県の県境に位置する竹原峠道路の改良を目的とした延長1,422mの2車線道路トンネルである。このうち、本工事は福岡側坑口より延長654mを施工するものである。トンネルの位置を図-1に示す。当初、福岡側坑口部の施工においては、断層破碎帯が出現することが想定されていたため、注入式長尺鋼管フォアパイリングおよびウィングリップ付き鋼製支保工を採用し、上半先進ショートベンチカット工法で掘削を開始した。しかし掘削開始後まもなく、トンネル坑内外の変位が大きくなり、このまま切羽を進めると大規模な地すべりまたは斜面崩壊(以降、斜面崩壊と記述)を誘発することが懸念された。そこで、トンネル掘削による斜面崩壊の誘発を防止するために、掘削断面の早期閉合と切羽前方地山の補強改良に着目した対策工を適用し軟弱変質帯を突破した。

本報告では、竹原トンネル福岡側坑口部の軟弱変質帯における対策工検討の考え方および対策工の効果について報告する。

2. 地形・地質概要

竹原トンネル福岡側工区坑口部周辺地山は、既存文献および地形判読による地すべり地形とされているが、トンネル中心線上の地表面勾配は30°と比較的急傾斜な地形となっている(図-2参照)。地質年代は第三紀中新世で、地層は鯛生層の風化変質安山岩である。土質・岩質は熱水変質作用によって部分的に粘性土化しており、このF6断層に沿う変質帯の幅はおよそ17mでトンネル軸線と約10°で交差している(図-3参照)。このような地質条件のため、当初からトンネル掘削により地山の応力バランスを崩

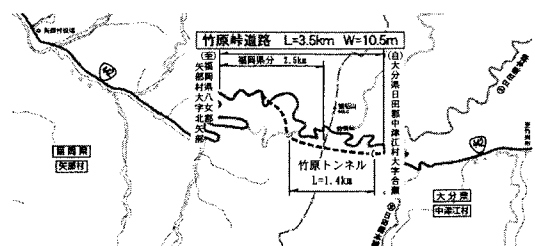


図-1 竹原トンネル位置図

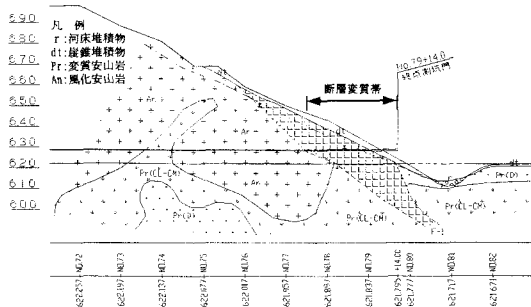


図-2 坑口部地質縦断面図

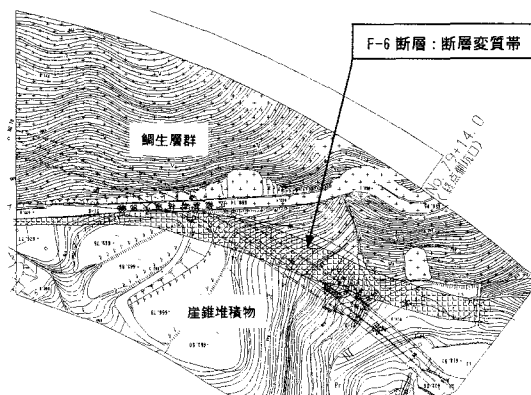


図-3 坑口部地質平面図

表-1 断層変質部 岩石試験結果

単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (Mpa)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
23	4.3	8.7	7.9

し、斜面崩壊を誘発することが懸念されていた。また、ボーリング調査結果でも、この断層変質帯地山は表-1 のように非常に脆弱な部分を含むことが予想されていた。

3. 施工状況および計測結果

(1) 施工状況

本工事は、2003 年 12 月 9 日から上半先進ショートベンチカット工法で本格的に掘削を開始した。当初からトンネル掘削に伴う斜面崩壊が懸念されていたので、表-2 に示す動態観測を実施した。図-4 に動態観測工配置図を示す。当初、切羽は強風化変質安山岩が主体で、天端部は崖錐堆積物、切羽に向かって右側脚部は特に脆弱化の激しい軟弱粘性土が占め

表-2 動態観測工一覧表

計測項目	測点	摘要
地表面変位計	No.79+02	トンネル CL : 1 測点
	No.78+17	トンネル CL : 1 測点
	No.78+12	トンネル CL : 1 測点
	No.78+07	トンネル CL : 1 測点
	No.78+02	トンネル CL : 1 測点
	No.77+07	トンネル横断方向 : 5 測点
	No.77+07	トンネル CL : 1 測点
	No.76+17	トンネル CL : 1 測点
	No.76+07	トンネル CL : 1 測点
地中傾斜計	K-A-1	L=46m
	K-A-2	L=34.5m
	K-B-3	L=24m
地表面伸縮計	A 測線	L=134.8m
	B 測線	L=63.3m
	C 測線	L=20.9m
	D 測線	L=23.3m
	E 測線	L=18.7m
	F 測線	L=16.0m
	G 測線	L=14.3m

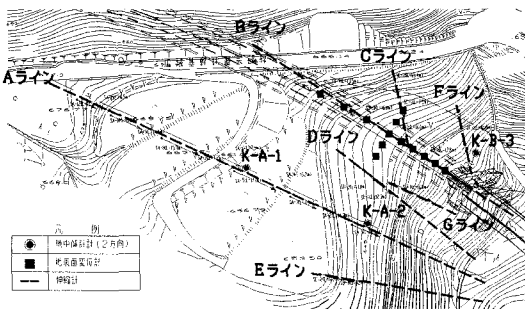


図-4 動態観測工配置図

ていた。切羽の進行に伴って、天端部の崖錐堆積物は上方に移動し切羽からは消えたが、右側脚部の軟弱粘性土は連続的に出現していた。当初設計時点から地耐力不足が懸念されていたので、坑口からウィングリブ付き鋼製支保工を連続的に使い、補助工法も注入式長尺鋼管フォアパイリングを適用した。

(2) 計測結果

本工事で用いた計測管理基準値を表-3 に示す。地表面伸縮計、地表面変位計および地中傾斜計の管理基準値については、高速道路調査会による施工段階の地すべりの管理基準値⁹⁾を準用した。

2003 年 12 月 9 日～15 日にかけて TD6.8～TD14.8m (TD6.8m はトンネル坑口から 6.8m の位置を示す。) の掘削中に、どの計測値も管理レベルⅡに相当する値を示したため、一旦切羽作業を中止し坑内補強を施すとともに 1 週間程度様子を見た。切羽作業を中

表-3 トンネル施工時管理基準

レベル	レベル0	レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ	レベルⅣ
対応区分	通常	点検・異注意 または観測強化	対策工・補強工 の検討 切羽作業の 一時中止	対策工・補強工 の実施 切羽作業の中止	最悪等況 一時退避
地表面伸縮計	5mm以下/10日	5mm以上/10日	15～25mm/5日	25～50mm/5日	50mm/5日 ～100mm/日
地表面変位計	5mm以下/10日	5mm以上/10日	15～25mm/5日	25～50mm/5日	50mm/5日 ～100mm/日
地中傾斜計	すべり面付近 の変位速度	5mm以下/10日	5mm以上/10日	5～25mm/5日	25～50mm/5日 ～100mm/日
計測工	内空変位	トンネル内空 変位速度	5mm以上/10日	10～25mm/5日	25～50mm/5日
天端沈下	5mm以下/10日	5mm以上/10日	10～25mm/5日	25～50mm/5日	50mm/5日 ～100mm/日

断するとどの観測値も収束する傾向が見られたので、2003年12月22日から24日にかけてTD15.8～TD18.8mを掘削したところ、図-6および図-7に見られるように、地表面と右側脚部が急激に大きく沈下し、管理レベルⅡ～Ⅲに相当する変位を示した。

これ以上切羽を進めると大規模な斜面崩壊を誘発することが懸念されたので、再度切羽を止め、吹付けコンクリートによる上半仮閉合やH型鋼による坑内補強を行い、再掘進のための対策工を検討した。

以下に、対策工施工までの各計測結果を示す。

a) 地表面伸縮計

図-5に見られるように、トンネル切羽進行に伴って伸びから縮みに変化しており、12月9日から14日までの変位速度が35mm/5日と、管理レベルⅡに相当する変位を示した。切羽作業を中断すると地表面の伸縮の変化が止まることから、切羽進行に関係なく経時的に一定方向に滑动する地すべり的な傾向はないと判断した。

b) 地表面変位計

3次元測定システムを用いて地表面変位を計測した。図-6に見られるように、各測点はトンネル掘削の影響範囲に入ると変位が始まる。12月9日から14日までの鉛直成分の変位速度が45mm/5日と大きく、管理レベルⅡに相当する変位を示した。切羽作業を中断すると変位が収束する傾向が見られた。地表面変位は、鉛直成分は常に沈下傾向を示すが、水平成分においては、切羽が計測点直下に近づくまでは坑口方向に変位するが、通過すると坑奥方向に変位する傾向が見られた。これは、トンネル掘削に伴う変位であり、変位量は大きいのが現状では地すべり挙動によるものではないと判断した。

c) 坑内変位計測

図-7に内空変位測定結果を示す。

天端沈下量、内空変位量については、測点No.79+2.3およびNo.78+17.3における設置直後の変位量が20～35mm/5日と大きく、管理レベルⅡに相当するものであった。ただし、切羽作業を中止すると変位は収束する傾向を示した。

No.79+7.3の右側脚部沈下は20～25mm/5日であり、全体でも60mmと比較的大きな値を示した。またNo.

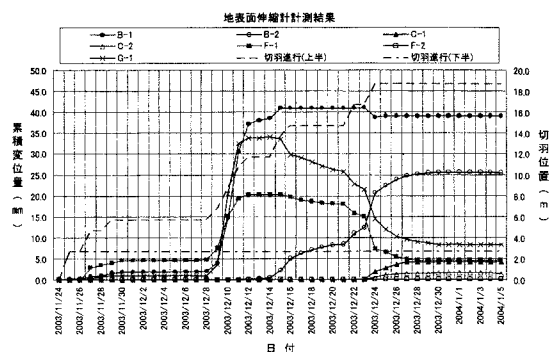


図-5 地表面伸縮計計測結果

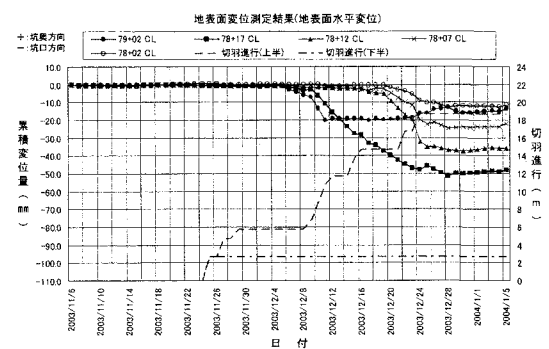
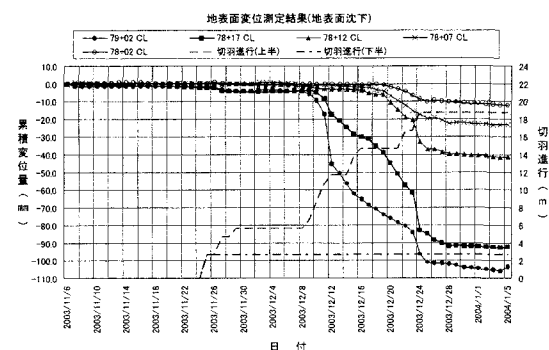


図-6 地表面変位測定結果

79+2.3では40mm/5日と管理レベルⅡに相当する変位を示した。切羽作業を中止すると変位は収束する傾向を示したので、年末休止前に4m掘削した。この時、No.79+2.3とNo.78+17.3で45～65mm/5日と管理レベルⅡ～Ⅲに相当する変位を示した。さらなる変状に備え、年末年始の休止期間中も観察計測を行ったが、変位は収束する傾向を示した。右側脚部は非常に大きな沈下量となったが、切羽を止め坑内補強を施すことにより、変状傾向は収束に向かった。しかしながら、脚部沈下がこれ以上大きくなるとトンネル周辺地山の緩みを助長し斜面崩壊を誘発することが懸念された。

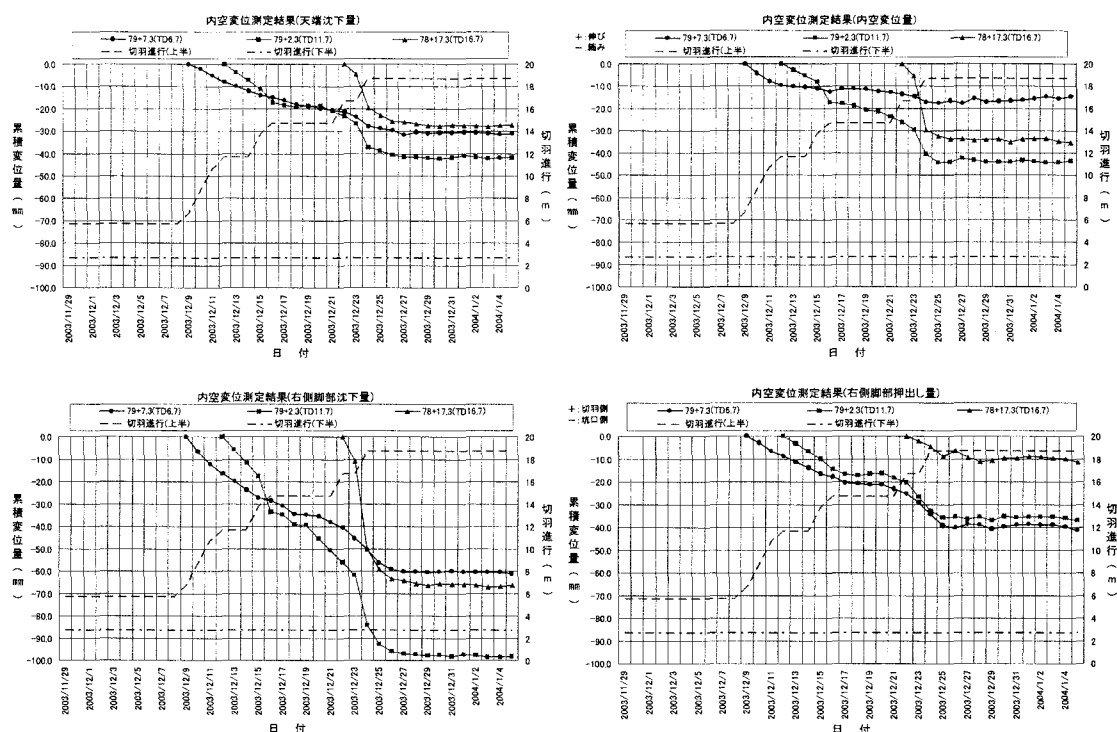


図-7 内空変位測定結果

また、右側脚部の沈下と押出しによる変位角度 α （変位方向と鉛直線のなす角度）を確認した。変位角度 α は、ヨハン・ゴルサー教授（レオン大学）によると、通常、天端の値ではあるが、変位角度 α は大体10～15度であり、この角度が10度から40度、50度と上がるような場合は、前方地山が柔らかい岩、10度から下にかかなり下がるような場合は、前方地山が硬岩であることを暗示する²⁾としている。前方地山からの押出し力と抵抗力を評価するという観点から、右側脚部の測点毎の変位角度を表-4に示した。これによると、坑口に近いほど変位角度が大きくなっている。切羽を進めると沈下とともに押出しも発生すると推察され、トンネルおよび周辺地山の安定性に悪影響を与えることが考えられるので、沈下と押出しを極力抑制する対策工を考える必要がある。すなわち、これ以上の地山の緩みを許さないことが、トンネル構造安定および地すべりや斜面崩壊の誘発防止という面において肝要であると判断した。

表-4 脚部の変位角度（単位：mm, 度）

測点	79+10.3	79+07.3	79+02.3	78+17.3
沈下量	19	60	99	66
押出し量	34	40	36	10
変位角度	61	34	20	9

4. 対策工の検討

(1) 変位の原因と対策工立案の留意点

坑内外の計測値の分析結果から、比較的大きな地表面変位や地中変位およびトンネル坑内の変位の主原因は、変質帯部の地山強度が極端に弱く土被りが小さいために作用荷重が大きいこと、また、脚部の地耐力が極端に小さいことによるものと考えられた。一方、水平ボーリングなどによる地質調査結果から、今後同様の地山が続くことが予想されたので、これ以上の脚部沈下やトンネル押出し量を許容すると、トンネル周辺地山の緩みを助長し斜面崩壊を誘発することが懸念される。したがって、変質帯部での対策工の着目点は、脚部沈下の発生抑制と切羽前方地山を含めた地山の緩み防止である。

(2) 対策工の選定

既掘削部では、地表面沈下や脚部沈下に対して、注式式長尺鋼管フォアパイリングとウィングリブ付き鋼製支保工を採用しても過大な変位を避けることができなかった。検討の結果、このような不良地山に対応するためには、脚部補強パイルや脚部地山改良および側壁導坑などの脚部補強対策工だけでは不十分であることが分かった。

地山の緩みやそれに伴う斜面崩壊の誘発防止に対しては掘削断面の早期閉合および切羽鏡面の押出し抑制が有効である。さらに全地山沈下量の30~40%を占めるといわれている切羽前方地山での先行沈下を抑制することも、地山の緩み抑制に対して大きな効果を期待できる。これらのことを実現するためには切羽前方地山を改良し、強度および剛度を向上させることが必要であることから、次の具体的な対策工を選定した。

- ①インバートストラットで早期に全断面を閉合し、上半盤での支持時間を短くする。そのために、鏡ボルトを打設し、切羽鏡面の自立を確保する。
- ②鏡ボルトを切羽前方地山の強度と剛度を向上させる補強改良材として併せて活用することで、鏡面の孕み出しを抑制し、地山の緩みを小さくする。
- ③さらに切羽前方地山部の強度と剛度が向上することによって地山荷重がトンネル全幅の補強改良地山で支持され、周辺地山の沈下と緩み抑制が期待できる。

イタリアで最近採用されているトンネル工法³⁾(ADECO-RS)の考え方に倣い、トンネル地山変位を切羽前方地山から掘削部にかけて連続的に制御する方法を採用することとした。

(3) 対策工の設計

インバートの早期閉合に関しては、全断面掘削が最も合理的と考えられるが、軟弱変質帯の坑口部であることから施工の安全性を考えて、2m程度の補助ベンチを残すこととした。インバートストラットには上・下半部で採用している鋼製支保工と同サイズのものを採用し、この部分の吹付けコンクリート厚は250mmとした。

a) 鏡ボルトの設計方針

本対策工における鏡ボルトの設計は、図-8に示す手順で行った。

b) 打設本数

打設本数は、図-9(a)に示す打設密度と効果の関係から設定する。これによると、それ以下の打設密度では効果が急激に低下する限界補強密度として1.08本/m²が読み取れる。この値を基本とし、1シフト目の打設本数を82本とした。

c) 一打設長

一打設長は、図-9(b)に示す補強の一打設長と鏡面の最大押出し量の関係から設定する。これによると、一打設長は長ければ長いほど効果が高いことを示している。本トンネルの場合、鏡面の押出しが先行沈下を発生させる一因となるので、鏡面の押出し量が小さければ小さいほど、先行沈下量も小さくなるこ

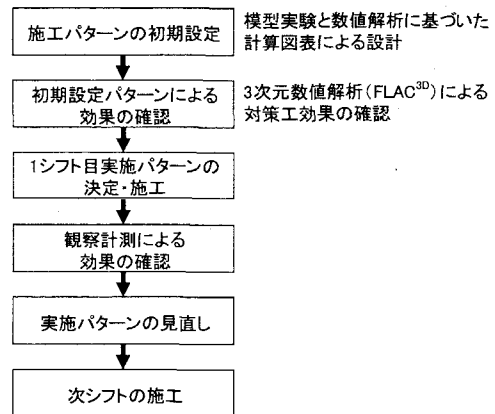


図-8 対策工の設計フロー

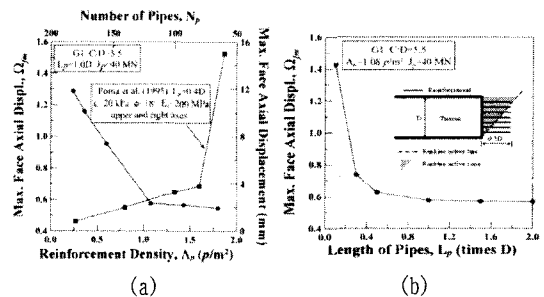


図-9 補強限界パラメーター⁴⁾

とになる。ただし、経済性および施工性を考慮し、一打設長を長尺先受け工と同様の12.5mと設定した。

d) ラップ長

ラップ長は必要最小補強延長と同様と考えられるので、長ければ長いほど効果の低下は少ないと考えられる。ただし、対策工の効果、経済性および施工性などを総合的に加味し、効果の低下をできるだけ少なく抑えられる範囲として、図-9(b)から約0.4D(4m)とした。このラップ長を確保すれば、効果の低下はそれほど見られないと考えられる。

e) 定着・改良材と注入量

定着・改良材は、長尺鏡ボルトの使用目的が切羽前方地山を改良し、強度だけでなく剛度も向上させること、施工後ある程度の強度発現時間が確保できること、湧水も多くないこと、などからセメント系定着・地山改良材を使用することとした。注入量については、地山中に可能な限り注入すれば効果も高くなるが、初期設定ということから過去の実績に基づきボルト穿孔体積の2.5倍とし、209kg/本とした。この値については施工状況によって2シフト目以降は増減させるものとした。

(4) 対策工の評価

前述の対策工の初期設定に基づいて、数値解析でその効果を確認した。

a) 解析モデル

解析には三次元有限差分解析ソフト（FLAC^{3D}）を用いた。解析領域を図-10に、地山の入力物性値を表-5に示す。断層変質帯の出現状況は明確ではないが、事前地質調査結果等からNo.79+02～No.78+01の切羽全面に出現するものと考えた。解析は施工ステップを考慮した弾塑性逐次解析とした。

b) 解析結果

解析の結果、断層変質帯突破時点（切羽位置：No. 78+01）では、現設計のままで上半断面を進めた場合よりも、対策工で掘削した方が沈下量は小さくなった。ただし対策工でも、地表面で 10 cm 程度、直下のトンネル天端部と脚部で 15 cm 程度の沈下が生じる結果となった。また、掘削段階毎の塑性領域の進展状況は、長尺錨ボルトによる補強改良部分はほとんど塑性化しないが、掘削が進むにつれて補強部分の前方、すなわち未補強地山が塑性化する結果となった。これが大きな沈下を生み出す原因と考えられる。これを解決するためには、断層変質帯全域を一度に改良補強することが必要となるが、現場状況を考慮すると非現実的な対策工となる。

(5) 対策工施工パターンの初期設定

解析では、大きな沈下を生み出す要因となる塑性領域を発生させないためには、完全ラップ（ラップ長 12m 以上）の鏡ボルトによる対策工が必要との結果を得た。しかしながら、本トンネルの場合は、解析モデルや地山物性値などに不確定要素を含んでいるので、実施工で必ずしも解析結果通りの変位が発生するとは限らない。逆に解析結果より大きな変位が生じるということも考えられる。そこで、解析結果を過度に評価することなく、まずは当初設定した対策工を施工し、切羽を進め、計測の強化と慎重な施工管理によって、地山状況を確認しながら対策工を増減する方法が現実的と考えた。対策工の初期設定の施工パターンを図-11 に示す。

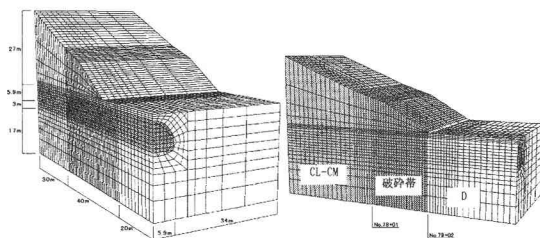


図-10 解析領域図

表-5 地山入力物性値

地山 区分	単位体 積重量 (kN/m ³)	弾性 係数 (MPa)	ポアソ ン比	粘着力 (kN/m ²)	内部 摩擦角 (度)
D	19	13.3	0.4	18	22
破碎帯	23	4.3	0.4	30	10
CL-CM	22	48,200	0.3	500	35

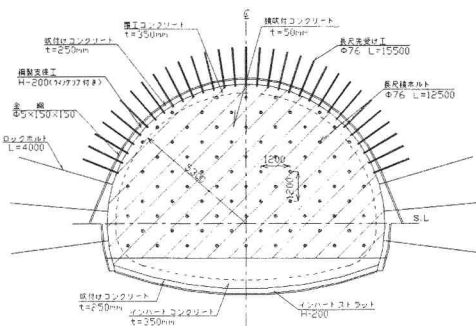


図-11 対策工の初期設定施工パターン

5. 対策工の施工と効果

(1) 施工状況

再掘進は次の順序で行った。長尺鏡ボルトの1シフト目は、①既掘削部のインパート閉合、②長尺鏡ボルトの施工、③補助ベンチ付き全断面掘削で行い、2シフト目からは①地山確認および計測結果の分析、②長尺鏡ボルトの設計・施工、③補助ベンチ付き全断面掘削の順序で行った。この間、坑口上方斜面とトンネル構造の安定および対策工の効果に着目し、計測管理を強化した。長尺鏡ボルトの1シフト目は、測点Nq78+15.2の切羽から82本打設したが、2シフト目以降については、諸計測結果および軟弱層の出現が予想される範囲を探り削孔等により予測し、打設範囲を再設定した。結果的には、2シフト目で66本、3シフト目で17本打設した。

(2) 対策工の効果

a) 綜合的效果

図-12 (a) に地表面沈下計測結果(経時変化)を示す。計測値の傾向は対策工前では 30~45 mm/5 日の変位速度が見られていたが、対策工後では 8 mm/5 日以下になった。図-12 (b) に地表面沈下計測結果(経距変化)を示す。先行沈下量は、切羽前方地山未補強区間(以降、未対策区間と記述)の地表面(測点No.79+02, No.78+17)で平均 56 mmであった。一方、対策工区間の測点No.78+12 およびNo.78+07 の先行沈

下量はそれぞれ 56 mm と 51 mm であったが、これは、対策工施工前のトンネル掘削の影響を受けたものと推察される。また、対策工施工前のトンネル掘削の影響が比較的小さいと考えられる測点 No.77+17 での先行沈下量は 31 mm であり、未対策の場合の当該測点での先行沈下量予測値 37 mm と比較すると、20% 程度の先行沈下抑制効果が得られたと考えられる。さらに、未対策区間（測点 No.79+02, No.78+17）では、切羽通過後、平均 63 mm の増分沈下量が生じ最終沈下量が平均 119 mm に達したが、対策工区間（測点 No.77+17）での増分沈下量は 16 mm、最終沈下量は 47 mm となり、未対策の場合の当該測点での最終沈下量予測値 79 mm と比較すると、40% 程度の沈下抑制効果が得られたと考えられる。図-12 (c) に地表面水平変位の計測結果を示す。切羽通過後は、坑奥方向（切羽進行方向）への変位を示した。このことは、地表面変位が坑口方向（斜面下方）に向かう地すべりの挙動ではなく、トンネル掘削に伴う変位であることを示しているものと考えられる。これらの計測結果から、トンネル掘削による斜面崩壊の誘発は、対策工の効果によって防止できたものと判断される。

図-13 (a) に右側脚部沈下の計測結果を示す。対策工前は 45～65 mm/5 日の変位速度を示していたが、対策工後では 7 mm/5 日以下になった。特に対策工後に設置した 2 測点では最大で 20 mm 程度の沈下量にとどまった。内空変位（図-13 (b) 参照）についても、対策工前の変位速度は 20～35 mm/5 日であったが、対策工後では 6 mm/5 日以下となり、変位もほとんど発生しなかった。

以上のように、本トンネル坑口部においては、対策工の効果が顕著に現れた結果となった。

b) 対策工別の効果

長尺鏡ボルト施工後は、図-14 (a) に見られるように右側脚部の押出しがほとんど発生しなかった。各計測点には、同様の軟弱層が分布していたにも拘わらず、このような結果が得られたことにより、切羽鏡面の押出し抑制に対して、長尺鏡ボルトによる切羽前方地山の補強改良が有効であることが確認された。また、近接する測点 No.78+17.3（未対策区間）と測点 No.78+12.3（対策工区間）において、各測点から上半切羽が 0.2D 進行した位置での右側脚部沈下量と内空変位量を比較した（図-14 (b) 参照）。その結果、右側脚部沈下において、測点 No.78+17.3 での沈下量 50 mm に対して測点 No.78+12.3 での沈下量は 12 mm であった。さらに、内空変位においては、測点 No.78+17.3 での変位量 30 mm に対して測点 No.78+12.3 での変位量は 3 mm であった。これら、右側脚部沈下や内空変位に対する変位抑制効果は、切羽

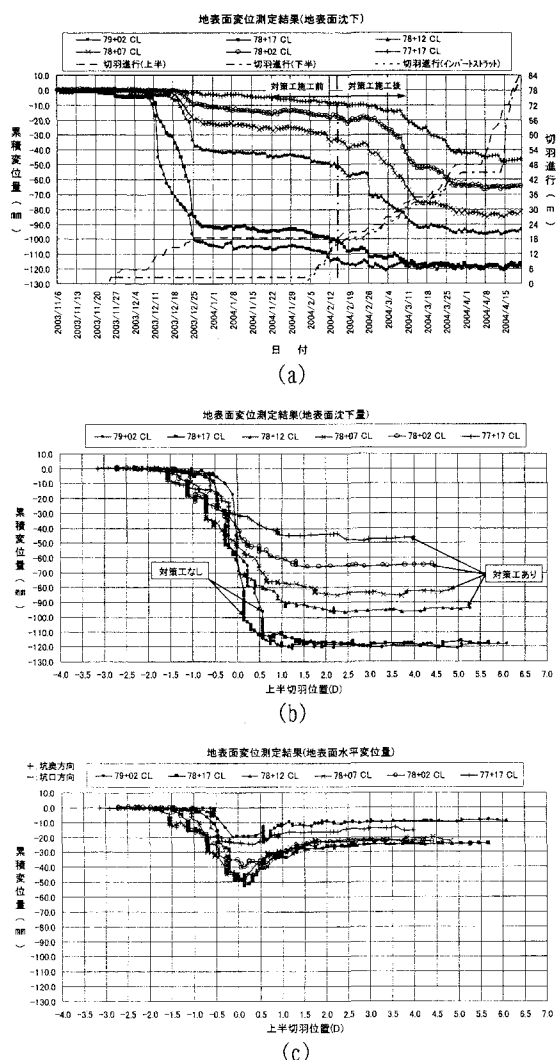


図-12 地表面変位測定結果

前方地山補強改良により支保工に作用する緩み荷重が小さくなったことと、地山荷重が支保工だけでなく切羽前方地山の補強改良域によっても支持されたことにより得られたものと考えられる。

次に、インバートストラットについて、測点 No.78+12.3 における閉合前後 0.3D の範囲で右側脚部沈下量を比較した（図-14 (c) 参照）。その結果、閉合前（切羽前方地山の補強改良のみの場合）では 16 mm の沈下が生じたが、閉合後の増分沈下量は 3 mm であった。通常、インバートストラットがない場合、切羽前後の短区間では増分沈下量が対称になる傾向にあることを考えると、閉合によって沈下抑制効果が得られたものと考えられる。また、内空変位（図-14 (c) 参照）は、インバートストラットで閉合することにより、内空側への変位が直ちに収まった。

これは、閉合したことで支保構造が剛な状態になったためと考えられる。

6. おわりに

熱水変質作用を受け、トンネル掘削による斜面崩壊の誘発が懸念された坑口部を、大変位の原因となる不良地山を積極的に補強改良することによって、突破することができた。本トンネル坑口部に適用した対策工の施工結果から、長尺鏡ボルトによる切羽前方地山の補強改良とインバートストラット、および両者の併用には、以下のような効果があると考えられる。

- ①長尺鏡ボルトによる切羽前方地山補強改良により、切羽鏡面の押出し、脚部沈下および内空変位に対して変位抑制効果を得ることができる。
- ②インバートストラットにより、内空変位抑制効果と脚部沈下抑制効果を得ることができる。
- ③両者の併用により、地表面の先行沈下、切羽通過後の地表面沈下および坑内変位に対して変位抑制効果が得られる。

本対策工（切羽前方地山補強工）は、切羽前方地山から掘削部にかけて連続的に地山変形をコントロールするトンネル安定化工法の考え方に倣ったものである。本工事での取り組みを契機に、今後、切羽前方地山補強工の効果の定量的評価や設計法の確立に取り組んでいきたいと考えている。

参考文献

- 1) 高速道路調査会:地滑り危険地における動態観測施工に関する研究(その3), 1988.
- 2) ジェオフロンテ研究会:海外トンネル事情 付・第二回NAMIST調査団報告書 (2001年版), p. 302. 2001.12.
- 3) Pietro Lunardi : The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils, Tunnels & Tunnelling International, pp.3-30, May 2000.
- 4) Chungsik Yoo, Hyun-Kang Shin : Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.18 No.4, pp. 303-319, August 2003.

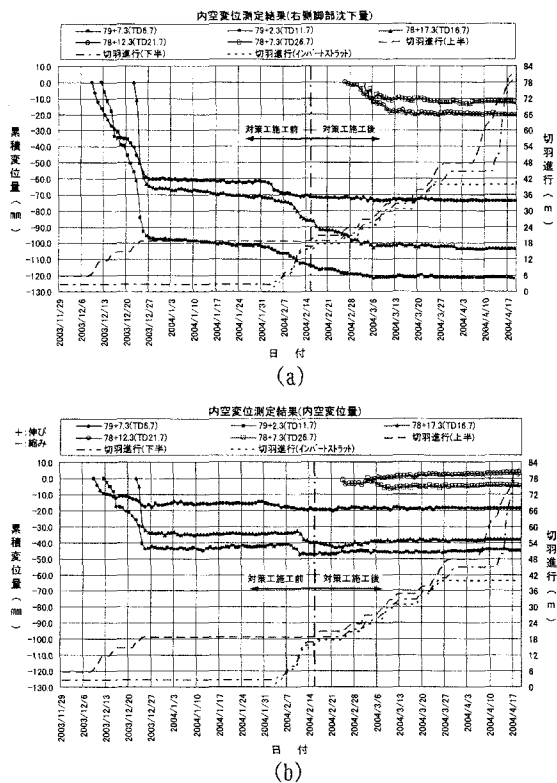


図-13 内空変位測定結果(経時変化)

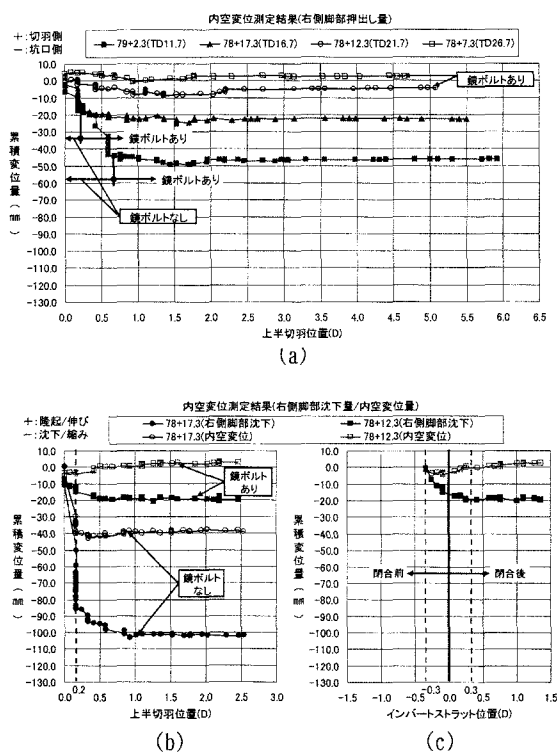


図-14 内空変位測定結果(経距変化)