

第三紀泥岩トンネルにおける大変形とその抑止

ARISE AND CONTROL OF LARGE DEFORMATION IN TUNNEL CONSTRUCTED IN TERTIARY MUDSTONE

池谷忠文¹⁾・石田敦志¹⁾・山田文孝²⁾・野村貢²⁾

Tadafumi IKENOYA, Atsushi ISHIDA, Fumitaka YAMADA and Mitsugu NOMURA

FUJINOSATO tunnel, have 242m long and 80m² cross section, was constructed in well fissured tertiary mudstone. While constructing, large deformation was observed on the tunnel wall (up to 400mm) and ground surface above the tunnel (over 500mm settlement). It was turned out from 3-dimensional displacement measurement and various laboratory tests of rock, that strength depressing by slaking besides rapid 'loosening' of rock mass by excavation caused such large deformation. So fast closure of ring and chemical injection to loosening zone had advantage to control deformation.

Key Words: tunnel, mudstone, large deformation, various support system

1. はじめに

我国では第三紀の泥岩地山中にトンネルを掘削する場合、強大な地圧と大変形に遭遇し掘削に難渋するケースが少なからず報告されている¹⁾。原因は泥岩の吸水膨張、著しく小さな地山強度比、応力開放に伴うゆるみの進行等様々である。本報では、第三系大井川層群に属する泥岩中に掘削したトンネルにおいて発生した400mmに達する坑内の変形と500mmを越える地表面沈下の発生メカニズムを、坑内外の三次元変位計測や岩石試験結果等を通じて推定するとともに対策工を含めた工事の実施状況を報告する。

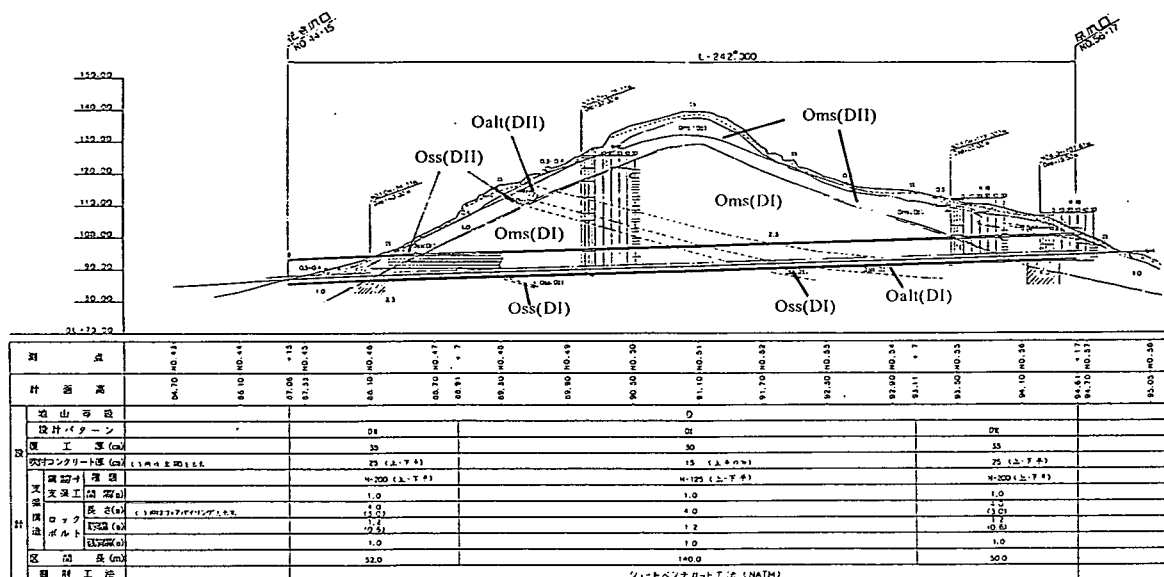
2. 工事概要

静岡県藤枝市に位置する藤の里トンネルは長さ242m、掘削断面積約80m²の二車線、片側歩道の道路トンネルである。図-1の平面図に示すように、トンネルは標高約150mの尾根筋を横切る形で鞍部に計画された。土被りは3m~40mで、起点側坑口西側斜面には休止中の地すべりブロックが確認された。地質は第三系大井川層群に属し、泥岩層が主体をなす砂岩泥岩互層である。本層はオリストストローム（海底地すべり堆積物）であるとされ、下位の瀬戸川層群起源の各種岩塊を含む乱堆積層である²⁾。事前調査では図-1の地質縦断図に示す地質構造が推測されたが、乱堆積層が不規則に分布し地層の横方向の連続性が悪く鍵層となる層もないため構造的には不明な点が多かった。実際に切羽に現れる地質は鏡肌を有する微細な亀裂が多数発達した破碎質の泥岩が主流であった。坑内で測定した地層の走向がトンネル軸とほぼ平行していたこともあり、この地質状況は全線を通じて変わらなかった。

掘削は機械掘削による全線インバート付き上半先進ショートベンチカット工法で計画された。当初の支保パターンは、両坑口部それぞれ約50m間を鋼製支保工H-200、金網、吹付けコンクリートt=250mm、ロックボ

1) 静岡県志太榛原農林事務所 水利課

2) 正会員 三井建設株式会社土木本部 土木技術部 技術第2課



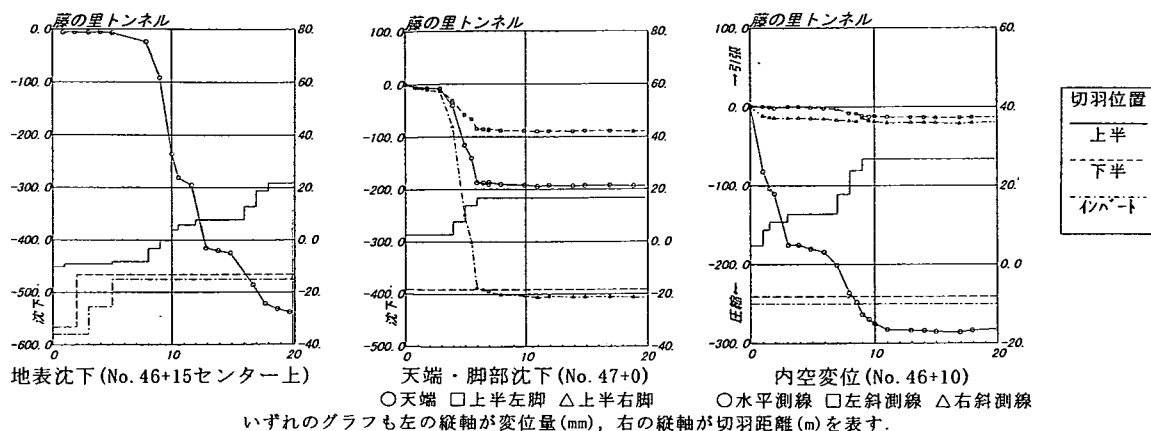


図-2 坑内・地表変位経時変化

この時点で、このまま掘削を継続すれば地表面の安定、特にトンネル北西側斜面上にある農道の安全が脅かされる可能性が生じたことから、吹付けによる上半仮閉合、切羽防護のための鏡吹付け並びに鏡ボルトを施した後にNo. 47+16.7にて一時切羽を休止し、農道の防護工と地すべり抑止工を施工した上で支保パターンの全面的な見直しを行うこととした。

次章で詳しく論じるが、それまでの施工状況や計測結果等から変形を抑止するためには、切

羽前方のゆるみを抑制する、支保工の沈下を抑制する、切羽解放後のゆるみを抑制することが重要であることが判明した。この知見をもとに、表-1に示すように注入による地山改良と断面の早期閉合を中心とした支保パターンを採用し、掘削を再開し、無事貫通を迎えるに至った。

表-1 変更支保パターン

支保パターン変更					
目 的	変 更 項 目	農道影響 区間	非農道影 響区間	終点側 坑口	摘 要
切羽前方 のゆるみ を抑制	岩盤注入	シリレジン 上半180°	—	スラグ系 超微粒子	終点側坑口は坑外から の注入
	鏡吹付コンクリート	t=50mm			
	鏡ボルト	適宜			
支保工の 沈下を抑 制	吹付コンクリート脚部拡幅	60cm			
	注入式脚部補強ボルト	シリレジン	—	—	L=2.5m, @0.5m
	上半仮閉合	t=200mm			
切羽解放 後のゆる みを抑制	鋼製支保工	H-200		H-200	変形余裕量100mm
	吹付コンクリート	t=250mm		t=250mm	
	ロックボルト	L=4m×17	L=4m×25	L=4m×8	
	インバート仮閉合	t=200mm			下半・インバート一括施工
施工上の変更					
早期断面閉合		ベンチ長短縮			3～9m
インバート早期打設		下半・インバートが1スパン進行後 すぐに			

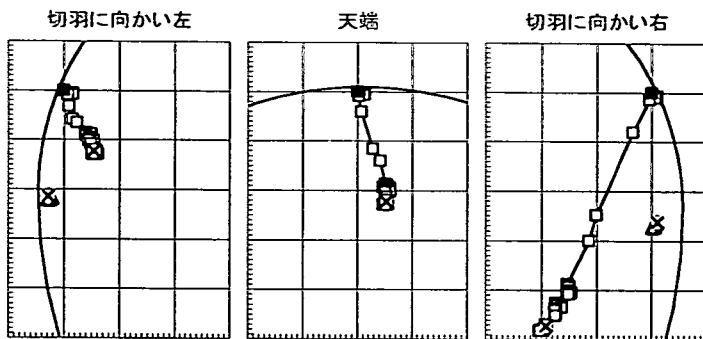
注) 太字は変更項目

4. 変形メカニズムの推定

(1) 変位計測

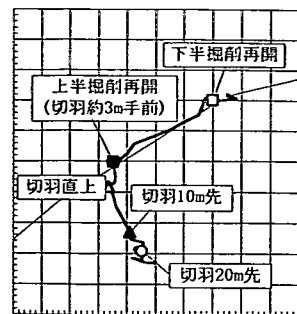
変位計測では坑内・地表ともに特殊光波測量器を使用した三次元絶対変位計測を実施した。図-3に変形量の大きかったNo. 47+0断面における各計測点のトンネル横断面内変位ベクトル図を示す。また図-4に切羽再開後のNo. 47+10トンネルセンター直上における縦断面内地表変位ベクトル図を示す。

図-3からは、No. 47+0断面（土被り7m）ではトンネル全体が時計回りに回転するように大きく沈下するとともに、水平方向に圧縮されるように断面が縮小する変形モードであることがわかる。側壁の押し出しは右側が大きく天端は右下方に沈下する。図-2に示した経時変化からは切羽通過前後の変位速度が非常に速く切羽の進行とともに変位量が漸増することがわかる。図-3に示したNo. 47+0断面では下半掘削後直ちに本インバートを打設したため、下半切羽通過後の変位増分は小さくすぐに収束に向かった。変位量の違いは



いずれも1マスが100mmの変位を表す。グラフ内の円弧はトンネル壁面を表しスケールは1マス1mである。□が毎日の測定点位置を表すから二つの□の間が一日の変位量を示す。■は上半切羽到達時の初期位置、×は下半切羽到達時の位置をそれぞれ表す。

図-3 計測点のトンネル横断面内変位ベクトル図(No. 47+0)



1マスが20mmの変位を表す。細線は概略の地形形を示す。この図は切羽停止後の変位を表すため実際の変位量はこれよりも大きい。図中に測定点位置と切羽位置の関係を記す。

図-4 地表変位ベクトル図

(No. 47+0縦断)

あるものの坑内の変形モードは全線にわたってこの断面と同様であった。

また図-4を見ると、地表面は切羽通過前はほぼ斜面に沿った方向へ変位し、切羽通過後は切羽方向へ落ち込む動きに変わることがわかる。起点側坑口では土被りが約19m(トンネル径のほぼ二倍)のNo. 48+0付近までは共下がり起きており沈下量も非常に大きかった。

傾斜計や伸縮計のデータも考慮すると、地表面は変位量こそ大きいものの全て掘削に連動した動きで、掘削終了後は全て収束に向かった。

(2)地質状況

第2章で述べたように、本トンネルの地質は全線にわたって鏡肌を有する微細な亀裂の多数発達した泥岩であった。当初、前項で示したような異常な断面縮小と沈下の原因を泥岩の吸水膨張に求めた。しかしながらこれを確認するために切羽から採取した泥岩について物理試験を実施した結果は、図-5に示すように強い吸水膨張を否定するものであった。ただし同時に実施したスレーキング試験では、表-2に示すように三種類の手法いずれも極めてスレーキングしやすいという結果を得た。

一方、同泥岩の力学特性を把握するための室内試験を実施した。事前のボーリング調査では室内の力学試験に供し得るコアが得られなかったためあらためて切羽で採取した岩石ブロックから供試体を整形することとしたが、潜在的亀裂のために整形に難渋し、比較的亀裂の少ない部分から5cm×5cm×10cm程度の角柱状供試体2本を手で削り出すのが精一杯であった。この供試体に関して多段階三軸圧縮試験⁴⁾を実施して泥岩の強度特性を調べたところ、ピーク強度と破壊後の残留強度がほぼ等しいという興味深い結果を得た。すなわち、この泥岩は切羽に現れた時点で比較的性状の良さそうに見える部分でも既に内部まで破壊が進んでいることを意味している。

なお切羽観察によると、全線にわたって右側が左側に比べてより性状の悪い状態が続いた。

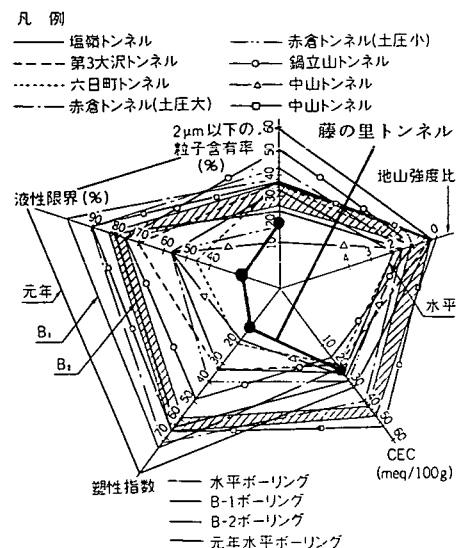


図-5 膨張性判定指標図³⁾に加工

表-2 スレーキング試験結果一覧

試験指針	結果
土木学会指針	1時間～4時間で“3”～“4” (細片化～泥状化)、以降変化なし
道路公団指針	1回の乾湿繰返しで完全に土砂化
ISRM指針	極めて低い耐久性

(3) メカニズムの推定

以上の試験・計測結果に基づいて、大変形が生じた原因とメカニズムを以下のように推定した。

切羽が近づくと、切羽前方の地山は鏡肌をともなう潜在的な亀裂に沿って容易にすべり破壊を起こしゆるみ領域が広がった。このゆるみにともなう地山の变形で地表は切羽方向に沈下するとともに斜面方向に引きずられるように変位した。起点側ではこの両成分がほぼ同方向であったために変位は極めて大きなものとなった。地山は切羽にあらわれた時点で既に内部まで破壊された状態にあったうえ、ゆるみで開いた亀裂に水が浸入しスレーキングによる急速な強度低下がそこに加わった。この状態で支保工を建て込むのであるから、根足部の地耐力が不足しトンネル全体が急速に沈下することになる。特に右脚部はもともと岩の性状が悪いために沈下量、内空への変位量ともに大きなものとなった。

トンネルが大きく沈下・変形したことにより周辺地山も大きく変形する。土被りが小さい場合には地表面に及ぼす影響も大きく、地表の変形はさらに大きくなった。またトンネル周辺のゆるみ領域もより広がった。当然ここでも開いた亀裂に水が浸入することでスレーキングによる強度低下が生じゆるみの進展が助長された。トンネルにはそのゆるみ荷重が加わり沈下と内空側への変位がさらに大きくなった。坑口部付近で共下がりが見られた区間では非常に大きなゆるみ荷重が加わっていたものと推察される。

しかしトンネルが閉合されると変形は収束に向かった。地表の変形は主にトンネルの変形に影響されたものであったため、トンネルの変形が収束すると地表の変形もほぼ収束した。

以上の推定をもとに第3章で述べたような支保パターンの変更を行なったのである。

本トンネル付近の大井川層群は、図-6の周辺地域の地質図に示すように複雑な褶曲地帯に属しており、トンネル軸は北西側に隣接した大規模な向斜軸とほぼ平行する。このような地質状況が本泥岩の性状と深く関連しているものと考えられる。

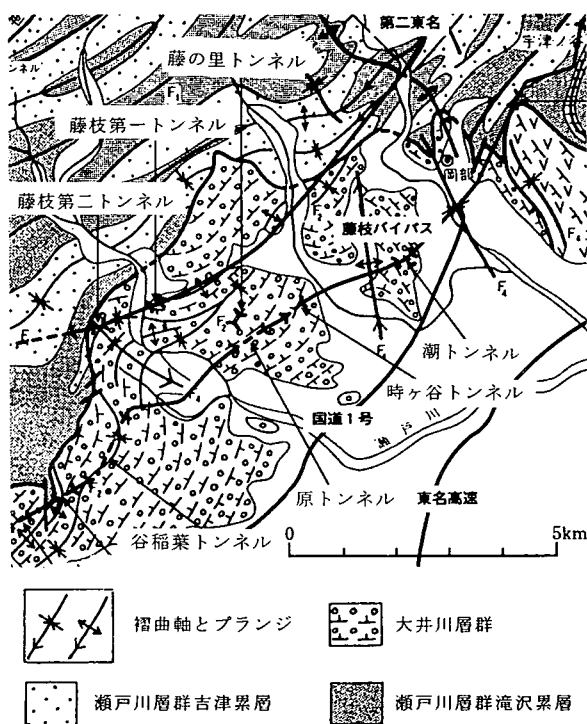


図-6 藤の里トンネル付近の地質概略⁵⁾に加筆

5. 計測管理

支保パターン変更後の坑内計測管理は、断面の確保を主たる目的として沈下・内空変位ともに変形余裕量の100mmを目安に行なった。実際には、切羽通過前後の変位速度は速いが本インバート打設による全断面閉合で変形は収束するとの知見より、変位量と切羽距離の関係から最終変位量を予測した。もし予測変位量が100mmを越えるようであればインバートコンクリート打設を前倒しして実施し、より剛なリングで全断面を閉合することで変位の抑制を図った。

変更パターンでは上半切羽と下半・インバート切羽を近接させた施工を行ったため、最終変位量の予測は両切羽の影響を考慮する必要がある。よって両切羽の進行とその影響率を考慮した(1)式を用い、主に変位量の大きな上半右脚部沈下と上半水平内空変位に関して近似を行い最終変位を予測した。

$$X = A \cdot e^{-B[(1-\alpha)d_1 + \alpha d_2]} + C \quad (1)$$

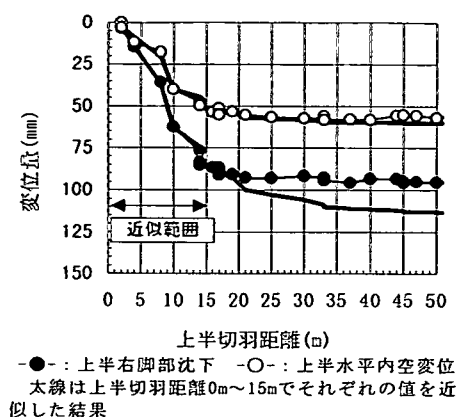


図-7 最終変位量予測 (No. 49+15)

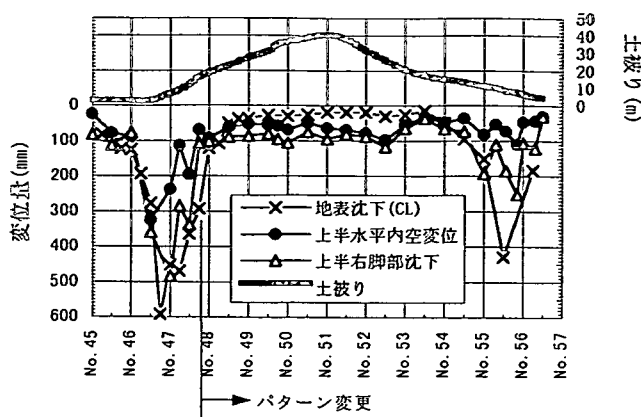


図-8 坑内・地表変位の縦断分布

ここに X は予測変位量、 d_1 、 d_2 はそれぞれ上半切羽距離と下半・インバート切羽距離、 α は下半切羽の影響率、 A 、 B 、 C は定数である。このうち定数 A 、 B 、 C 及び α を最小二乗法近似によって求める。求められた定数 C の値が最終予測変位量である。

図-7にその一例を示す。この断面では上半切羽距離が約14m先まで進んだ時点で最終的に上半右脚部沈下量が100mmを越えると予想された(図中の太線)。このため本インバートの打設を前倒した結果、沈下量は95mm程度で収束した。

図-8に坑内・地表の最終変位量縦断分布を示すが、このような管理手法を用いることで両坑口付近を除き天端・脚部沈下量、内空変位量ともにほぼ100mm以内に収めることができた。なお終点側坑口部は地山性状が最も劣悪であり坑外からの注入を実施したにもかかわらず大きな変位が生じたが、地表面の変位測定で地すべり的な変位挙動が観察されず局所的な沈下であったことや周辺の土地利用状況等も鑑み、施工時における支保工の上げ越、拡げ越で対処するに止めた。

6. おわりに

藤の里トンネルは非常に大きな変形に悩まされながらも、ゆるみの抑制と早期全断面閉合を主眼とした施工によって無事貫通を迎えることができた。大変形は、鏡肌を有する亀裂の発達した泥岩が掘削による応力開放で広範囲にしかも急速にゆるんだうえ、さらにスレーキングによる強度低下が加わったことが原因であると推定された。このような泥岩の性状は、複雑な褶曲構造を示す周辺地質との関連が類推される。

本報告が同種の地質条件におけるトンネル施工の一助になれば幸いである。

謝辞

本工事および本報告のとりまとめにあたり、様々な助言を頂いた(社)日本建設機械化協会 建設機械化研究所 研究第一部 田辺英夫課長ならびに伊藤浩一主任研究員に、深甚な謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：軟岩評価—調査・設計・施工への適用—, p171-p180, 1992. 等
- 2) 杉山雄一：静岡県中部に分布する第三系大井川層群の海底地すべり堆積物と異地性角礫岩塊, 地質学雑誌, 第86巻, 第10号, 673-685, 1980. 10.
- 3) 中村良明他：超膨張性泥岩を克服(上信越自動車道日暮山トンネル), トンネルと地下, vol. 24, No. 6, p13, 1993. 1.
- 4) 木山保他：自動化された多段階三軸圧縮試験による数種の岩石の強度特性, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集, III-625, p. 1304-1305, 1993. 9.
- 5) 地質調査所：静岡地域の地質, 1982.