

# (72) 新宇出津トンネルにおける計測と逆解析による地表沈下の予測

石川県輪島土木 坂口 皆栄  
 応用地質株式会社 近藤 達敏  
 ○ 同 上 進士 正人

## 1. まえがき

土被りが浅く、脆弱な地盤にトンネルを安全に施工する場合、計測並びに計測結果の設計・施工の迅速なフィードバックは、もっとも重要なことである。新宇出津トンネルは、石川県鳳至郡能都町宇出津地先に施工されている一般国道249号線道路改良のためのトンネルで全延長は680mである。新宇出津トンネルのうちSTA. 25～37の区間において土被りが最小14mと浅く、地表には人家が密集しているためトンネル掘削にともなう地表沈下を極力防ぐ必要が生じた。トンネルの施工は当初H鋼矢板工法で計画されていたが、地表沈下が問題となる区間については別途沈下を極力防ぐための工法に変更した。工法変更を行なった区間は延長240mで、当初上半断面先進のところを導坑先進で上半支保として仮巻きコンクリート、ロックボルト、縫地ボルトを併用して行ない、最終沈下量を8.4mmに抑制し充分に安全なトンネル施工を行なうことができた。

問題区間における施工にあたっては、地表からの地中変位測定を行ない計測結果にもとづく逆解析を現場に設置したパーソナルコンピュータを用いてリアルタイムに行なうことにより、トンネル周辺地山の安定性の評価ならびに地表沈下の予測を行なった。

本論においては、このトンネル工事の概要を述べ、トンネルの安定性を評価するための計測および逆解析手法を、実際のトンネル施工に適用した例について論述する。

## 2. 新宇出津トンネルの地質

新宇出津トンネルは新第三紀中新世の穴水果層、柳田果層、東印内互層などからなり、穴水果層は主として安山岩および凝灰角礫岩からなり堅硬で割れ目も少なく良好であるため、H鋼矢板工法による施工において特に問題はなかった。トンネルの地質縦断面図を図-1に示す。

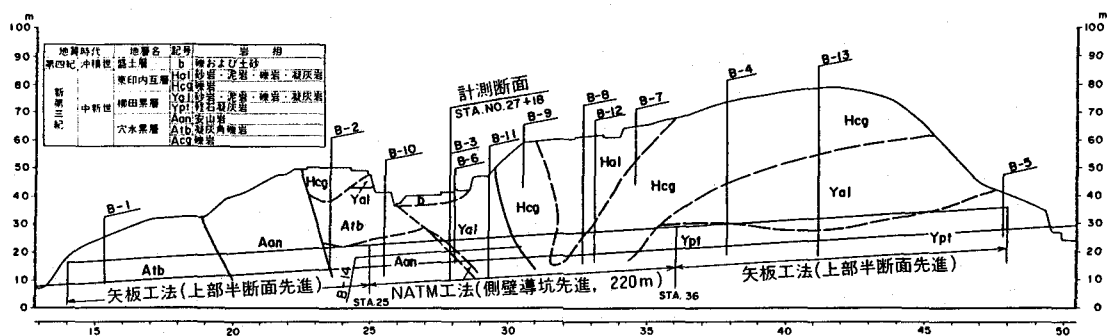


図-1 新宇出津トンネル地質縦断面図

柳田果層は、主として軽石を含む凝灰岩および砂岩などからなり固結の程度が低く軟質である。東印内互層は、主として礫岩、砂岩、泥岩からなり固結の程度が低く軟質である。

柳田果層は、穴水果層を不整合で覆っており、STA. 28 付近においては安山岩の角礫よりなる旧崖堆積層が見られる。さらに東印内互層は柳田果層を不整合に覆っている。

大規模な断層は認められないが、STA. 30 付近に傾斜40°内外の小断層(幅2cm)が見られる他

STA. 28 付近の安山岩および旧崖錐堆積層は部分的に破砕し粘土を含んでいる。STA. 32 付近においてトンネルにはほぼ直交する方向の向斜構造が見られる。

STA. 26 ないし STA. 37 の区間には地表部に人家が密集しており、特に STA. 26～STA. 29 の間は土被りが 14 m 前後と浅いためトンネル掘削に伴う地表沈下あるいは切羽の崩壊に伴う陥没などが懸念された。地下水は特に大規模なものではなく、概ね滴水程度であった。

### 3. 地表沈下を極力防止するための掘削工法

STA. 28～STA. 32 における柳田累層の砂岩および STA. 32～STA. 33 付近における東印内互層は表-1 に示すように弾性係数が小さく、切羽の自立性、掘削に伴うトンネル周辺地山の塑性化、地表沈下などが問題となった。

表-1 物性値一覧表

|                                  | 密度<br>$\rho_n$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 弾性係数<br>$E$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | ポアソン比<br>$\nu$ | 粘着力<br>$C$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>$\phi$ (°) |
|----------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|----------------|-----------------------------------|---------------------|
| 大木累層<br>安山岩 (Aan)<br>凝灰角礫岩 (Alt) | 2.0                                 | 9000                               | 0.3            | 1.00                              | 45                  |
| 柳田累層<br>砂岩 (Yal)                 | 1.9                                 | 1300                               | 0.45           | 1.0                               | 30                  |
| 東印内互層<br>礫岩 (Hlg)                | 2.0                                 | 2000                               | 0.4            | 1.5                               | 40                  |
| 東印内互層<br>砂岩・泥岩・凝灰岩<br>互層 (Hal)   | 1.8                                 | 800                                | 0.45           | 3.0                               | 25                  |
| 柳田累層<br>砂岩・泥岩・凝灰岩<br>互層 (Yal)    | 1.8                                 | 2700                               | 0.4            | 3.5                               | 40                  |
| 柳田累層<br>凝灰凝灰岩 (Ypt)              | 1.5                                 | 2000                               | 0.4            | 1.0                               | 30                  |

トンネル周辺を極力傷めず沈下を少なくするための工法の検討を行なった結果、図-2 に示すように側壁導坑先進、側壁コンクリートの仮巻を行なった後上半部の掘削を行なってキーストンプレートによる仮巻きコンクリートの打設を行ない、大背、インバート部の掘削を行なうという工法を採用することとした。工法選定上の要点は、①上半部掘削時における上半支保の足元を固めておくこと、②上半掘削に伴う地山の塑性化を防ぐため地用と密着して打設できる仮巻きコンクリートによる拘束を行なう、③経済的かつ NATM 工に慣れていない施工業者でも可能な工法であること、などである。切羽自立性の改善は主として縫地ボルトによることとした。

FEM 解析による STA. 29 における地表沈下量の予測を図-3 に示した。図-3 には上半部

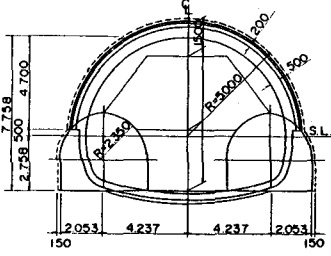


図-2 加背剖面



図-3 地表面沈下の予測

仮巻きコンクリートのない場合の例もあわせて示した。これによりトンネル掘削に伴う地表沈下量は 10mm 以下とすることを目標とした。

### 4. 地山の変位計測

計測の主断面を STA. 27+18 に設定し、この断面近傍の掘削に伴う地山の変位挙動を計測して、その結果にもとづく逆解析から地山の劣化の状況ならびに沈下の予測などを行なった。計測は図-4 に示すように、トンネルの横断面内においてトンネルの外側に地表からスライディングマイクロメーター ISETH、孔内傾斜計の設置を側壁導坑掘削に先だって実施して行なった。スライディングマイクロメーターの測点間隔は鉛直方向 1 m 間隔、孔内傾斜は同様に 0.5 m 間隔である。

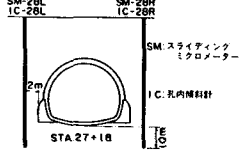


図-4 地中変位測定配置図

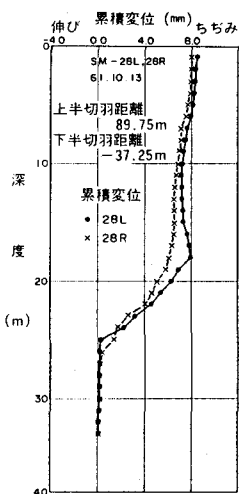


図-5 スライディング  
マイクロメータによる  
地中変位測定

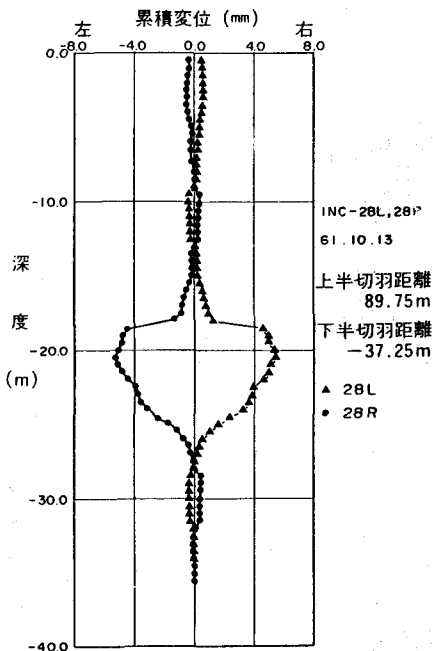


図-6 孔内傾斜計による地中変位測定

図-5は上半部の切羽距離が89.75mの時の変位挙動を示して、地表付近の沈下量は8mm程度となっている。図-6は孔内傾斜計の計測結果で上半部の切羽距離は89.75mである。いずれの計測においても変位挙動はトンネル周辺部に限られて出現し、地表からトンネル直上付近の間は一体となって挙動していることと、トンネルをはさむ左右の地山がほぼ同じような動きを示していることがわかる。

#### 5. 計測結果にもとづく逆解析と沈下の予測

これらの計測結果を用いて逆解析を行なった。逆解析は、直接逆解析プログラム<sup>1)</sup> "DBAP-M"によりPC-9801-VM2を用いて行なった。図-7には逆解析に用いた要素図の一部を示す。図-8は、

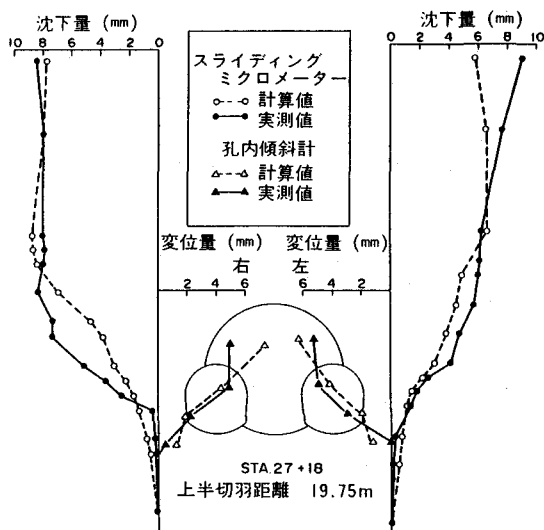


図-8 逆解析結果図

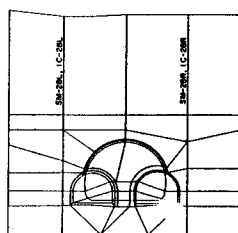


図-7 逆解析のための  
要素図(一部)

$$\sigma_x/E = -0.4845 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_y/E = -0.2612 \times 10^{-2}$$

$$\tau_{xy}/E = 0.6041 \times 10^{-4}$$

ここで $\sigma_y$ を土被り荷重に等しいと仮定すると、以下ようになる。

$$\sigma_x = 8.53 \text{ ㏪}$$

$$\sigma_y = 4.60 \text{ ㏪ (仮定)}$$

$$\tau_{xy} = 0.106 \text{ ㏪}$$

$$E = 1760 \text{ ㏪}$$

STA. 27+18における上半部の切羽距離が19.75mの時の逆解析の結果を示したものである。逆解析の結果は下記のとおりである。

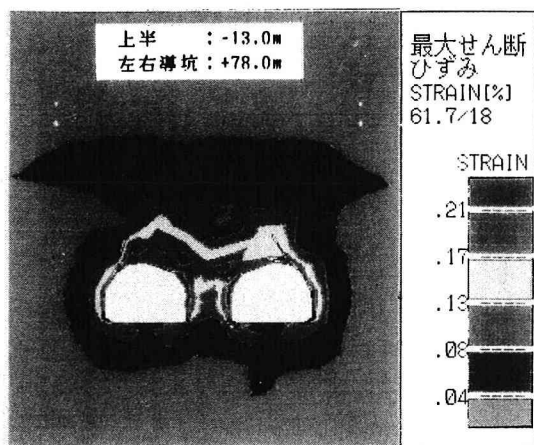


図-9 逆解析による歪分布

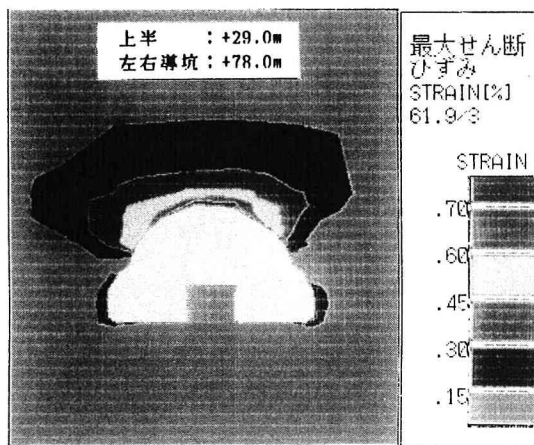


図-10 逆解析による歪分布

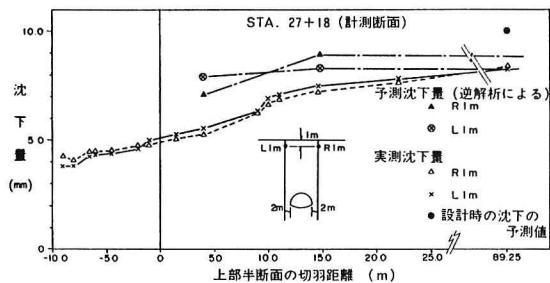


図-11 地表沈下の予測値と実測値

#### 〈参考文献〉

##### 1) 桜井春輔, 進士正人

マイクロコンピュータによる地下空洞掘削時の安定性の評価、土木学会論文集、第358号、Ⅲ-3、pp. 37~46, 1985, 5

図-9は上半断面が13m後方にあるときの側壁導坑周辺における地山の最大剪断歪の分布を見たものである。図-10は上半切羽距離が29mのときの地山の最大剪断歪の分布を見たものである。これによりトンネル地山の限界歪を1%とすると充分安定した状態にあることがわかる。

図-11は上半断面の切羽距離に対応する地表付近の沈下量を示したものである。上半切羽が計測断面の後方にある時地表付近の沈下量は4mm前後であるが上半の切羽が進行するに従い沈下量も増大し、最終的には8.3mm程度の沈下量に収束している。上半切羽距離が4mおよび15mにあるときの逆解析結果を利用した最終沈下量の予測値もあわせて示した。その結果では逆解析にもとづく沈下の予測値と実測値とはきわめて良い一致をみている。また、掘削前に行なった事前の予測結果の10mmに対して施工による沈下が8.3mmで終了し、工事は安全に終了した。

#### 6. あとがき

このような計測並びに安定性の評価により、施工上もつとも問題の多い土被りの浅い部分の施工を無事完了し、地表沈下も許容範囲に収めることができた。

最後に、金沢大学工学部土木工学科太田秀樹教授には種々有益な御助言をいただいたことを深く感謝する。

また、北都組新宇出津トンネル作業所長織田信三郎氏には種々お世話になった。ここに記して感謝の意を表する。

(72) On the Forecasting of the Subsidence of Ground Surface to Field  
Measurements and Back Analysis during Excavation of Shin-Ushizu Tunnel

Ishikawa Prefecture, Kaiei Sakaguchi  
OYO Corporation, Tatsutoshi Kondoh  
OYO Corporation, Masato Shinji

It is very important to utilize the actual results of field measurements in time for any countermeasure execution as well the design alteration, all the more when tunnel should be excavated in shallow and soft ground.

Some harmful subsidences of ground surface was concerned at one of the part of Shin-Ushizu tunnel to be constructed where the overburden height was about 14m and many residential buildings were crowded. Therefore, the design alteration was carried out from the conventional way to temporary lining and rockbolting method in order to prevent the settlement of ground to the utmost. The settlement was predicted about 10mm in maximum on the ground surface by FEM calculation.

Back analysis to evaluate the stability of ground surrounding tunnel and to forecast settlements of ground surface was carried out by means of direct back analysis program (DBAP/M) based on the actual results of field measurements consisted of SLIDING MICROMETER-ISETH and INCLINOMETER in the boreholes set up at the both outside of tunnel from the ground surface.

As a result of executions of back analysis, the tunnel execution was completed in the successful way, while the settlement was appeared 8.3mm less than the predicted value calculated prior to the excavation.