

トンネル坑口斜面の三次元的な安定性評価と現場計測結果

3-Dimensional Evaluation of the Slope Stability for the Tunnel Portal and Monitoring on Site

亀谷 英樹* 平野 孝行*
 Hideki Kameya Takayuki Hirano
 崎山 健二郎** 永田 謙一郎**
 Kenjiro Sakiyama Kenichiro Nagata

要 約

山岳トンネルにおける坑口部は、複雑で脆弱な地形・地質が発達している場合が多く、施工に際しては地すべり、地耐力不足、切羽崩壊などがしばしば問題となる。このうち、トンネル掘削により誘発される地すべりは三次元解析により安定性を評価するべきであるが、現状では簡便な二次元解析によって設計が行われることが多い。これは安全側の評価であるが、時として過大設計となる場合もあると考えられる。

本稿は、二次元解析（円弧すべり法）の重ね合わせによる三次元的斜面安定の評価法と、実施工における現場計測結果を報告するものである。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 坑口斜面の安定性評価と地すべり対策工の設計
- § 3. 現場計測結果と考察
- § 4. まとめ

§ 1. はじめに

山岳トンネルの坑口部では、トンネル掘削や坑口付けの切土を誘因とした地すべりがしばしば問題となる。しかし、地すべり地帯をトンネルが通過する場合の影響評価には未だ不明な点も多く、設計において必ずしも適切な評価が行われているとは言えない状況にある。

現在、トンネル坑口部の斜面安定を評価する場合には以下のような問題がある。

トンネル坑口部の縦断方向の地すべりは、三次元的な特性を有する現象であり、立体的な地すべりブロックとして安定性を評価する必要がある。しかし、現状では計算の煩雑さや計算コストなどの問題により、二次元解析で検討される場合が多い。

また、解析モデルに関しては、トンネル掘削が地すべりに与える影響、すなわちゆるみ領域での地山強度の低

下やトンネル掘削による排土効果とすべり面抵抗の消失などの評価法が確立されているとは言えない。

そこで、筆者らは二次元円弧すべり解析の重ね合わせによる三次元的評価法を考案し、実際の施工現場（外山ダム付替県道第三工区建設工事）の到達側坑口部の設計に適用した。本稿は、地すべり対策工の設計法、支持力対策および現場計測結果に関して報告するものである。

§ 2. 坑口斜面の安定性評価と地すべり対策工の設計

2-1 地質条件と地すべり対策工の設計方針

(1) 地質概要と現場状況

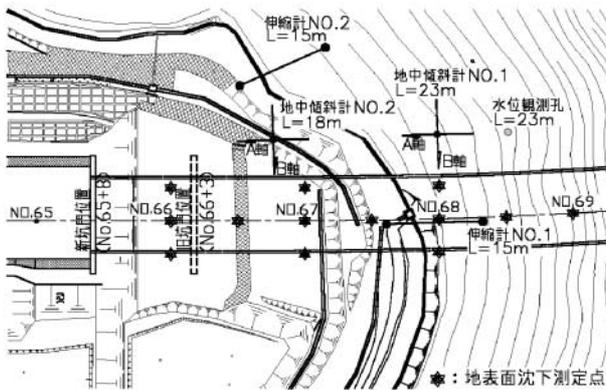
当該トンネルの到達側坑口部は、地すべり崩積土がインバート下端まで堆積しており、掘削型式で坑口付けを行う計画であった（図-1~3参照）。

しかし、坑口付けに伴う切土において、当初設計で予測していなかった軟弱粘土層が出現し、掘削高さEL.249において法面崩壊が発生した。崩壊状況を基に土質定数を見直したところ、当初計画のまま切土を継続するとトンネル縦断方向に大規模な地すべりが発生することが予測された。

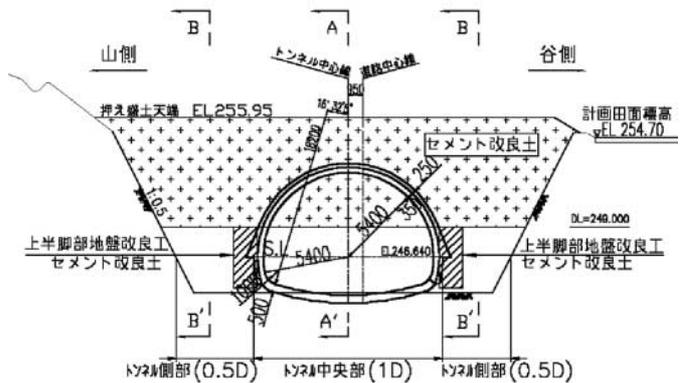
地すべり対策工の検討を行った結果、押え盛土により坑口を移設してトンネルを延長する方法と長尺先受け工法の組合せ案が有利であると判断し、前述した二次元解析の組合せにより対策工の仕様を検討する方針とした。

* 土木設計部設計課

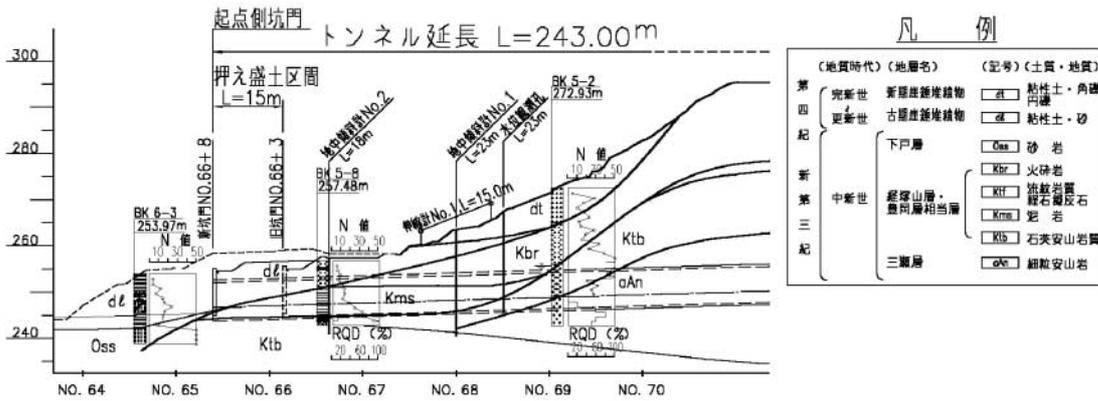
** 関東（支）農政佐渡（出）



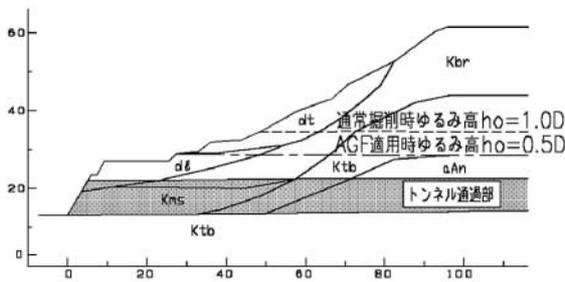
図一 起点側坑口部（トンネル到達側）の平面図



図二 起点側坑口部の正面図



図三 起点側坑口部（トンネル到達側）の地質縦断図



図四 解析モデル図（中央部：A-A'）

(2) 解析モデルと解析条件

図一のトンネル中央部（A-A'）と側部（B-B'）の2断面について円弧すべり法による二次元斜面安定解析を実施する。中央部（A-A'）の解析モデルを図四に示す。中央部の解析モデルでは、表一のようにトンネル掘削後のゆるみ域の地山物性値をモデル化した¹⁾。すなわち、ゆるみ域の粘着力 c_{sl} と内部摩擦角 ϕ_{sl} は掘削前の値（ c, ϕ ）に対しそれぞれ0.3, 0.75倍とし、トンネル通過部は排土効果を考慮して単位体積重量を $\gamma_{sl}=0 \text{ kN/m}^3$ とした。トンネル掘削によるゆるみ高さは補助工法を採用しない通常掘削の場合1.0D、長尺先受け工法（AGF工法）を適用する場合0.5Dと設定した¹⁾。トンネル側部（B-B'）の解析モデルは、中央部（A-A'）のトンネル通過部の物性値をゆるみ域の値に置換えてモデル化した。

表一 トンネル通過部とゆるみ域における地山物性値¹⁾

| | 単位体積重量 γ_{sl} (kN/m ³) | 粘着力 c_{sl} (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ_{sl} (deg) |
|------|--|--------------------------------------|----------------------------|
| 通過部 | 0.0 | 0.0 | 0.75 ϕ |
| ゆるみ域 | γ | 0.3c | 0.75 ϕ |

(γ, c, ϕ : 掘削前の値)

2-2 解析結果と地すべり対策工の設計

(1) 無対策で施工する場合の安定性

図五および図六は、トンネル掘削後の中央部（A-A'）と側部（B-B'）において、計画安全率 $F_{sp}=1.20$ を下回る円弧すべりを描いたものである。同図から、坑口部のすべりには、「トンネル上部を通過するすべり」と「トンネル断面内を通過するすべり」という2つの形態があることがわかる。本検討では、これら2つのすべり形態を個別に考え対策工を適用する方針とした。

(2) トンネル上部を通過するすべりの対策工

これは、トンネル掘削時のゆるみ域での地山強度の低下に起因する地すべりである。当該すべりに対しては、長尺先受け工法（AGF工法）でゆるみ高さを0.5Dに制御することにより抑止することとした。

長尺先受け工法を用いた場合の解析結果を図七および図八に示す。ゆるみ域の縮小、すなわち地山物性値が低下する領域の拡大を防止することにより斜面上部の安全率を $F_s=1.20$ 以上に保持できたことがわかる。

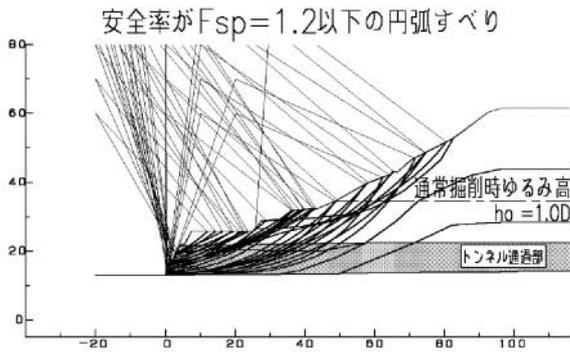


図-5 無対策での解析結果 (中央部：A-A')

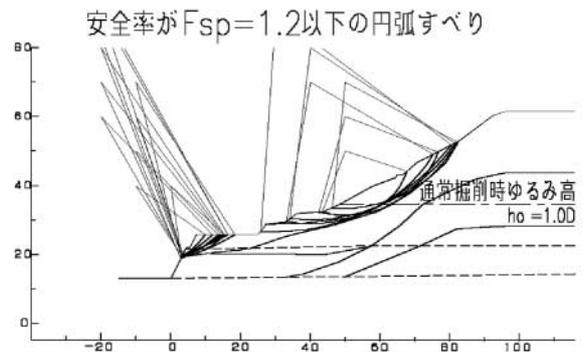


図-6 無対策での解析結果 (中央部：B-B')

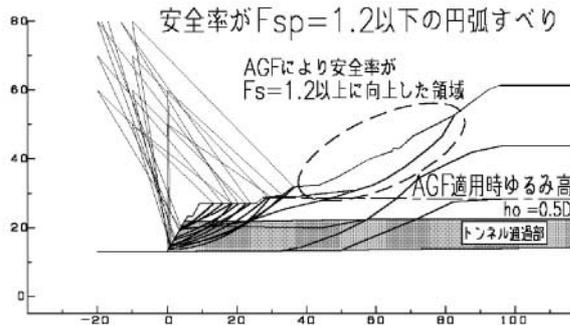


図-7 長尺先受け工法の解析結果 (中央部：A-A')

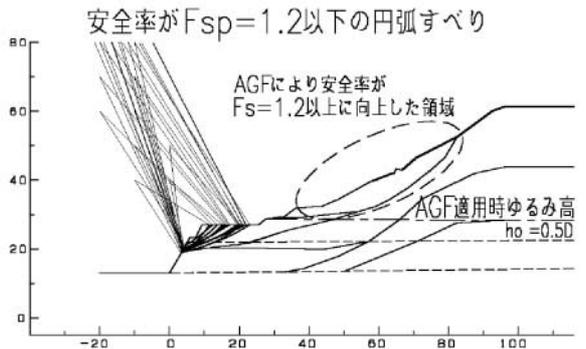


図-8 長尺先受け工法の解析結果 (中央部：B-B')

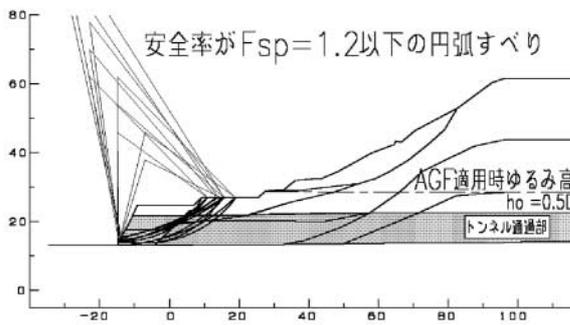


図-9 押え盛土と長尺先受け工法の解析結果 (中央部：A-A')

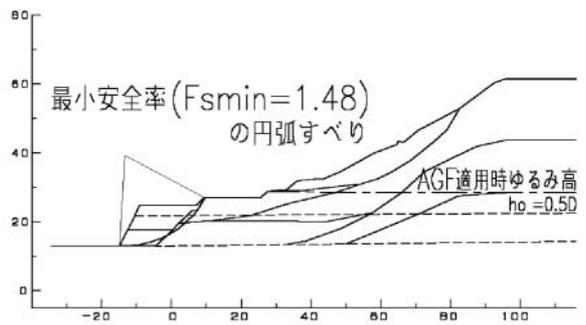


図-10 押え盛土と長尺先受け工法の解析結果 (中央部：B-B')

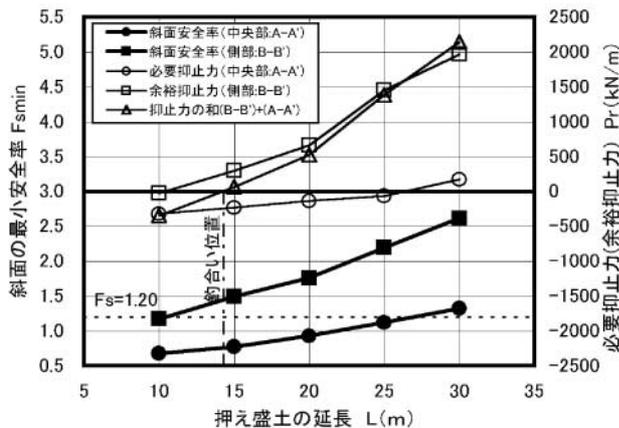


図-11 押え盛土の延長と安全率・必要抑止力との関係

断面内のすべり面抵抗の消失と抵抗領域の排土効果に起因する地すべりである。当該すべりは押え盛土工法により抑止することとした。

押え盛土の必要最小延長を求めるために、押え盛土の延長をパラメータ (L=10, 15, 20, 25, 30m) として、中央部 (A-A') と側部 (B-B') について、必要抑止力と斜面安全率を計算した。押え盛土 L=15m の場合の解析結果を図-9 および図-10 に示す。また、押え盛土の延長と必要抑止力および斜面安全率との関係を図-11 に示す。

解析結果より、側部 (B-B') では押え盛土の延長が約 L=11m で計画安全率 $F_{sp}=1.20$ を満足するのに対し、中央部 (A-A') では約 L=27m の延長が必要であることがわかった。実際の現象としては、押え盛土の延長は L=11m と L=27m の中間的な長さが妥当である。したがって、両断面の必要抑止力と余裕抑止力に重みを付けて足し合わせることで、地すべりブロックの三次元

- (3) トンネル断面内を通過するすべりの対策工
これは、ゆるみ域での地山強度の低下およびトンネル

的な安定性を評価することとした。

当該坑口部は、掘削掘削した幅がトンネル直径の約2倍であった(図-2参照)。そこで、この2D範囲の押え盛土を補強して中央部と側部を一体的に抑止することとして、両断面の重みを等しいと設定した。これにより、図-11から両断面の足し合せにより計画安全率 $F_{sp} = 1.20$ を満足する必要延長は約 $L = 15m$ と決定した。

押え盛土はセメント混合処理により補強した。セメント配合強度は、円弧すべりによる破壊の防止と中央部と側部の間でのせん断破壊を防ぐ必要強度を算出して設定した。また、ひび割れ防止策として、盛土内部に金網を敷設して補強した。

(4) トンネルの切羽安定対策と支持力対策

事前ボーリング調査より、No. 65+8~No. 67+8区間での上半部の地質は $N < 10$ の地すべり崩積土または風化泥岩であることが確認された。このため、切羽の不安定化や上半脚部の沈下が懸念された。当該区間は、地すべり土塊の抵抗領域に位置するため、切羽の不安定化や過大な地表面沈下が地すべりを誘発する可能性が高いと考えた。

そこで、天端および鏡安定対策として長尺先受け工法を採用した。また、上半脚部沈下対策としては脚部拡幅工法(拡幅幅 $w = 50cm$)とフットパイル($L = 3m, 5m$)をトンネル延長方向に50cm間隔で打設することとした(図-12参照)。フットパイルはインバート以深の安山岩($C_L \sim C_M$)に岩着させて、先端支持力を期待した。

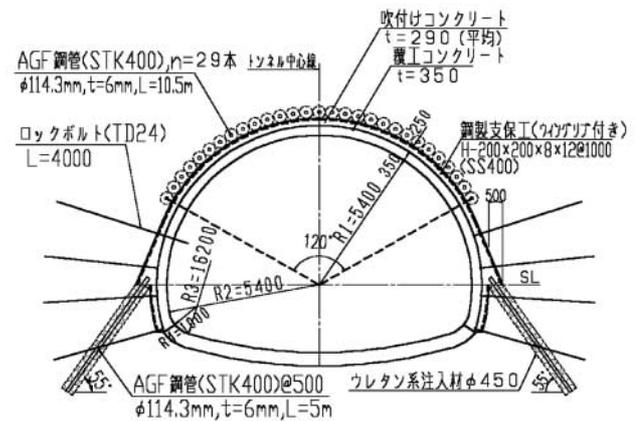


図-12 上半脚部補強工(フットパイル+脚部拡幅)

押え盛土区間では、法面崩壊時(押え盛土施工前)に上半脚部をつば掘りし、セメント安定処理により事前補強した(図-2参照)。

§ 3. 現場計測結果と考察

3-1 計測項目

計測工は設計時に想定した「トンネル上部を通過するすべり」と「トンネル断面内を通過するすべり」の2つの地すべり挙動を監視することを目的とした。計測項目は傾斜計(2箇所)、伸縮計(2箇所)、地下水位計(1箇所)、地表面沈下計測、トンネルA計測、上半掘削時の脚部沈下計測を選定し、図-1および図-2のように

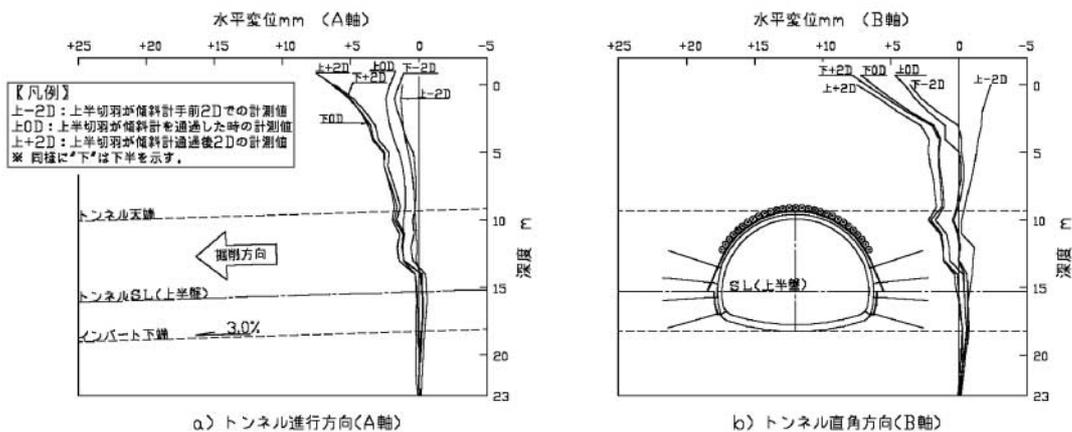


図-13 傾斜計 No. 1 の計測結果

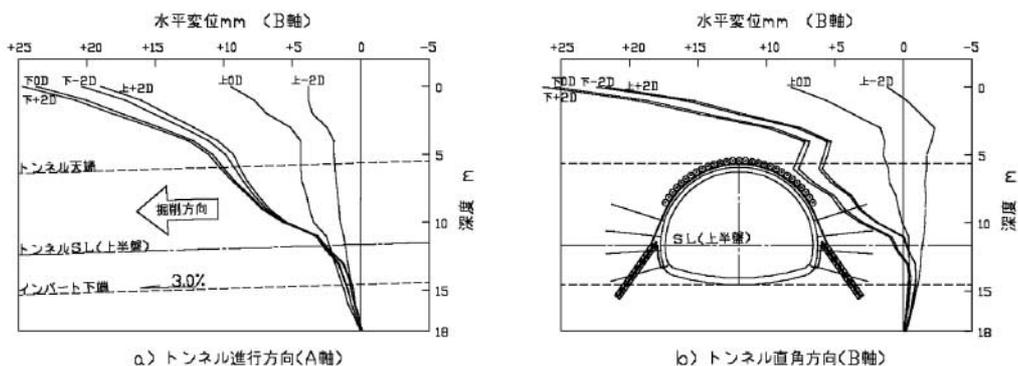


図-14 傾斜計 No. 2 の計測結果

※凡例は図-13と同じである。

計測機器を配置した。

3-2 計測結果と考察

(1) 傾斜計の計測結果

傾斜計 No. 1, 2 の計測結果を図-13 および図-14 に示す。同図の a) および b) はトンネル進行方向 (A 軸) および断面方向 (B 軸) の水平変位を表している。

傾斜計 No. 2 (A 軸) の水平変位は傾斜計 No. 1 (A 軸) よりもかなり大きく、上半盤以浅に変形が集中している。また、傾斜計 No. 1, 2 共に、水平変位の分布には地表面から 3~4m 付近に折れ点が存在している。これは当該深度が崩積土と風化岩との境界であり、トンネル掘削時に変形が集中したためと考えられる。

これらの傾向は、円弧すべり解析で安全率の小さいすべり面が集中した領域の分布に概ね一致している (図-5~10 参照)。すなわち、地すべり対策工の効果により、地すべり発生には至らなかったものの、事前解析で予測したすべり形態は実現象を表していたと判断できる。

また、両傾斜計ともに変位の進行は上半通過後 2D で概ね収束しており、下半掘削時の影響は小さい。

傾斜計 No. 2 では B 軸の水平変位が特に大きかった

が、これは当該区間でのトンネルの沈下が大きかったことに起因していると考えられる。

(2) トンネル A 計測と地表面沈下の計測結果

図-15 にトンネル縦断方向の A 計測結果と地表面沈下計測結果を示す。同図において、上半脚部沈下は左右脚部の平均値を表している。

図-15 より土被りが 1D 以下になると、内空変位、天端沈下、地表面沈下が増加する傾向にあり、特に地表面沈下の増加割合が大きいことがわかる。また、天端沈下と脚部沈下は各掘削段階ではほぼ等しく、地表面沈下の増加傾向とも概ね一致しており、いわゆる共下がり現象が発生していると考えられる。

上半掘削時の天端沈下および脚部沈下は地盤改良区間で概ね 10mm 以下であったが、フットパイルを適用した区間ではその 4 倍の約 40mm との結果になった。

一方、下半掘削時の天端沈下および脚部沈下の増加量は土被りが小さくなる程に大きくなる傾向にあり、土被り 1D 以上では下半掘削時の影響を殆ど受けていない。これは当該箇所地山が比較的良好であったこともあるが、グラウンドアーチによる効果が大きいと考えられる。

しかしながら、地盤改良区間とフットパイル区間の土

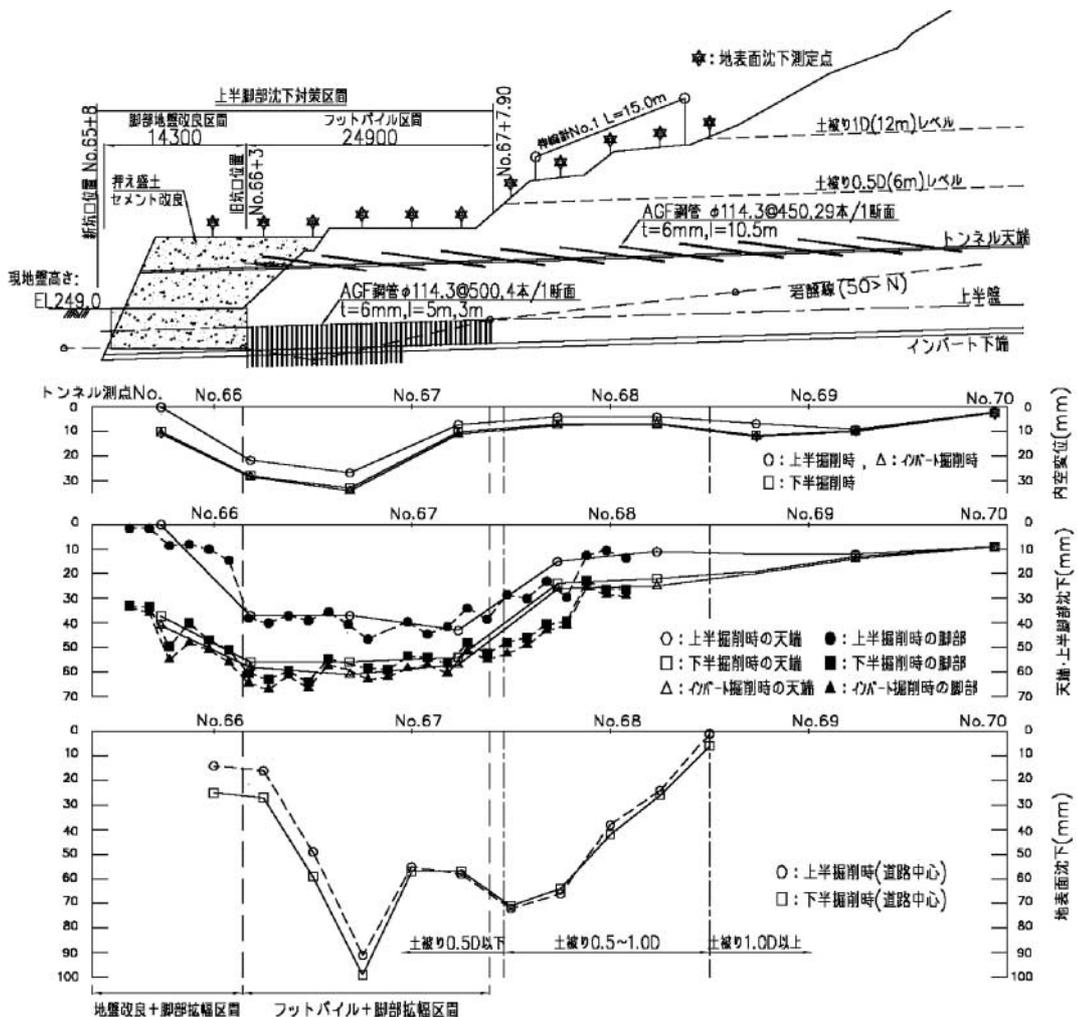


図-15 トンネル縦断方向の変異分布

被りは概ね等しいにも関わらず、下半掘削時の沈下増分はフットパイル区間で15~20mm、地盤改良区間で30~40mmであった。この大小関係は、上半掘削時の関係と逆転している。よって、脚部補強工はトンネルの各掘削段階でその効果が異なることがわかる。

両者の最終沈下量としては、地盤改良区間が約50mmであるのに対してフットパイル区間は約60mmであり、前者の方が2割程沈下抑制効果が高い結果となった。ただし、通常の施工ではトンネル掘削前に上半脚部を地盤改良することは困難であり、経済性や施工性なども考慮すると必ずしも有利な工法とはならないと考える。

地表面沈下は上半掘削時に概ね収束しており、下半掘削時に発生する地表面沈下の増分は5~10mm程度であった。これは天端沈下の増分の1/2~1/4である。

地表面沈下の各測点での計測値と切羽距離との関係を図-16に示す。同図より、切羽停止中に地表面沈下の増加が確認できる。この間隔は全測点で6m間隔になっており、長尺先受け工法の1進行長に一致している。すなわち、長尺先受け鋼管の打設時の影響が切羽前方および後方への地表面沈下として現れていると考えられる。鋼管打設時の地表面沈下は30~40mmで、全沈下量の40~50%を占めており、決して軽視できない要因であることがわかった。この施工時の影響はパイプルーフ工法においても問題となっている²⁾。

§ 4. まとめ

本工事では、トンネル中央部と側部の二次元解析を重ね合わせて三次元的に坑口斜面の安定性を評価した。その結果、一般的な中央部のみの二次元解析よりも押え盛土の延長をL=12m短縮(46%減)することができた。また、設計段階においても、三次元解析に比較してかなりの省力化、時間短縮を計ることができた。

実施工では、現場計測結果から設計段階で予測した2つのすべり形態に類似した分布で、水平変位の集中域を確認することができた。しかしながら、地すべりの発生までには至らず、押え盛土工法および長尺先受け工法による地すべり対策工が有効に機能したと判断できる。

また、当該トンネルは地すべりブロックの舌端部を掘削したものである。このため、地すべりの発生を防止す

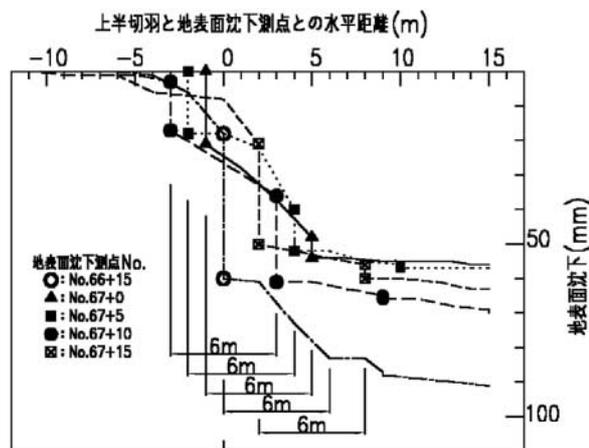


図-16 上半切羽進行と地表面沈下との関係

るために上記の地すべり対策工とは別に、周辺地山の変形を極力抑制する必要もあった。

これは地すべりブロックの抵抗域である舌端部の過大な変形は、想定したすべり形態とは異なったモードのすべりを誘発する可能性があるためである。例えば、現在想定している円弧すべりが複合すべりに変化すること等が考えられる。

当該工事の場合では、地山変形の大部分が上半掘削時の共下がり現象であり、上半脚部沈下を如何に抑制するかが地すべり抑止のもうひとつのポイントであったと考える。この点に関しても、現場計測結果からフットパイル工法と地盤改良工法の効果が有効に発揮されたと考えられる。

ただし、長尺先受け工法での鋼管打設時の地山変形(地表面沈下)が大きかったことは予測外であった。近年、長尺先受け工法は近接施工での補助工法として採用される事例が増加しているが、鋼管打設時の影響評価について今後の課題になると考えられる。

参考文献

- 1) 高速道路技術センター：トンネル掘削を誘因とする地すべり対策に関する基本検討報告書，1996。
- 2) 大谷達彦，佐々木良作，前田昌彦，櫻井春輔：地山変位計測結果の逆解析に基づくパイプルーフ工法施工時の情報化施工，土木学会論文集，No. 714，pp. 239-244，2002。