

葉山層衣笠泥岩の物性に関する一考察 ～阿部倉トンネル終点側坑口部明かり工事報告と物性の検証～

酒井 照夫*¹ 長谷川 良輔*¹ 安江 泰紀*¹
古沢 剛*¹ 小島 正人*¹

要 旨

葉山層衣笠泥岩が主体である市街地の地すべり地帯に計画された阿部倉トンネルは「めがねトンネル」である。坑口部には大型アーチカルバートの施工に際し、掘削高さ26m、幅30mの大規模法面掘削が設計されていた。葉山層はその生成過程、含有鉱物等から応力の開放に伴う強度劣化が顕著な破碎性泥岩であることが知られており、当該地質地域での地すべり、また法面掘削工事での法面崩壊の報告も多い。当該工事は地山の計測管理により、地すべりの徴候の把握に成功し、追加アースアンカーの施工により無事法面掘削を完了できた。本報では該工事を通じて得られた知見を工事報告と共に報告する。①開削工事においては地山挙動の計測に基づく情報化施工が不可欠である。②初生すべりは地山のバランスによりどの方向にもどの位置にも容易にできる。③比較的新鮮な地山でのすべり面の物性値は $C=15\text{kN/m}^2$ (1.5tf/m^2)、 $\phi 15^\circ$ 程度である。④比較的新鮮な地山でのせん断強度は $\tau=200\text{kN/m}^2$ (20tf/m^2)程度である。⑤掘削による応力の開放により、葉山層の地山物性値は全応力条件で $C=1/2C$ 、有効応力条件で $C'=1/4C'$ 程度に劣化する。

キーワード 土木施工／法面安定／地すべり／葉山層／膨張性／計測／めがねトンネル／3導坑

目 次

- | | |
|----------------------|---------------------|
| 1. はじめに | 4. 葉山層衣笠泥岩の物性に関する考察 |
| 2. 坑口部法面掘削状況 | 5. まとめ |
| 3. 地すべり力の受け替えとトンネル掘削 | |

ROCK STRENGTH VALUE STUDY FOR KINUGASA MUDSTONE IN HAYAMA GROUP CONSTRUCTION REPORT FOR LARGE SLOPE EXCAVATION WORK AT ABEKURA TWIN BORED TUNNEL ENTRANCE

Teruo SAKAI Ryosuke HASEGAWA Yasuki YASUE
Gou FURUSAWA Masato KOJIMA

Synopsis:

Large slope (30m width, 26m height) is planed at the entrance of ABEKURA twin bored tunnel in urban area where consist from kinugasa mudstone in hayama group. This slope excavation work completed with twice of earth anchor slope protection measure which are determined by monitoring system during the excavation work. Hayama group are very famous for settling down of its strength values when release of stress in ground by excavation. It is because when in the design of slope stability, there are no estimate values of settling down on its initial strength values. In this paper try to propose to make sure a settling down values of kinugasa mudstone in hayama group during the excavation work. For instance, strength value from the actual monitoring is to be a quarter comparing with the previous value of natural water content condition. And also report a construction result of recent ABEKURA twin bored tunneling work.

* 1 横浜支店阿部倉作業所

1. はじめに

阿部倉トンネルは三浦半島中央部東方に位置し、葉山層群衣笠泥岩（新第3紀中新世前期）の中に計画された長さ $L=407\text{m}$ （アーチカルバート $L=27\text{m}$ 含む）、全幅 $W=28\text{m}$ 、土かぶり約 20m の上下共2車線の3導坑方式による「めがねトンネル」である。トンネル中央付近の地山には島状に孤立した蛇紋岩が貫入露頭して、周囲は透水係数の低い衣笠泥岩が緩傾斜をなして分布し、阿部倉地すべりをはじめ多数の地すべりが分布する（図-1参照）。トンネル直上にはテニスコートが広範囲を占め同時に民家、アパートが点在している。坑口部は、アーチカルバートの築造に伴い、排土工法として採用された開削工法が計画されており、両側壁はBH杭による連続柱列壁、正面法面は勾配 $1:1.2\sim 1:0.5$ で高さ $H=26\text{m}$ 幅 $W=30\text{m}$ の大規模法面掘削が計画されている。法面は厚さ 5.0cm の吹付け、および長さ 3.0m のロックボルトが 1.5m ピッチで打設されるように設計されている。また法面の安定検討は、ボーリングデータから得られた物性値そのものを使用し、葉山層の特徴である強度劣化を考慮したものではなかった。葉山層はその生成過程、含有鉱物等から膨張性を有し、応力の開放に伴う強度劣化が顕著な破碎性泥岩であることが知られている地質であり、当該法面掘削工事においても法面の崩壊が危惧された。

このような背景から当該法面掘削は計測管理が不可欠と考え、各種計器を設置して法面掘削を開始した。その結果、掘削途中で地すべりの徴候を初期の段階で捕らえることができ、2度にわたるアンカーの施工により周辺地山にほとんど影響をあたえずに掘削を完了することができた。法面掘削完了後、アーチカルバートの施工を完了、ついで3導坑掘削を終え、現在は本坑を掘削中である。本稿は法面掘削時の計測計画および地山の挙動と対策工の考え方、また3導坑掘削時のアンカー切断による地すべり荷重の受け替え方法の考え方、最後にこれらの施工より得られた葉山層衣笠泥岩の物性についての知見について述べるものである。

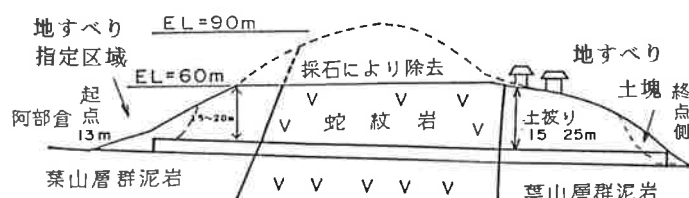


図-1 トンネル縦断地質概要図

2 坑口部法面掘削状況

2.1 山留め計画および計測計画

終点側坑口は両側が地すべり地形である痩せ尾根中央部に位置し、その尾根部のほとんどをアーチカルバート築造のために明かり掘削という様な計画であった。したがって、尾根全体がすべりを起こす可能性が懸念され、計測計画は広範なものとした。山留め形状は正面が法面、両側が柱列式連続壁と計画されていた。山留め計画および計測器の配置に関する平面図、縦断面図、断面図を図-2~4に示す通りである。まず勾配 $I=1:1.2$ 、高さ $H=7.0\text{m}+2.0\text{m}=9.0\text{m}$ の切土を実施して、BH杭の施工ヤードを確保し、その後、正面は勾配 $I=1:0.8\sim 1:0.5$ の計3段、高さ $H=17.0\text{m}$ の法面にて掘削、両側はBH杭による連続柱列壁で計5段の切梁・腹起しを設置する様に計画されていた。

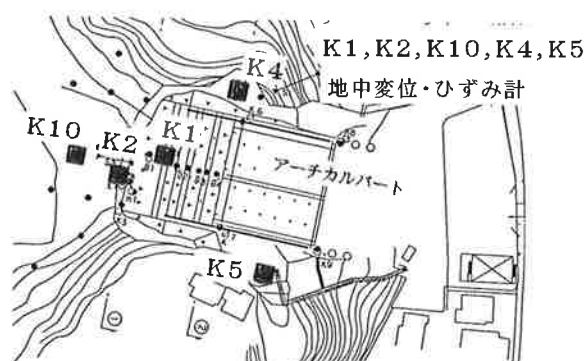


図-2 山留め計画および計測機器配置平面図

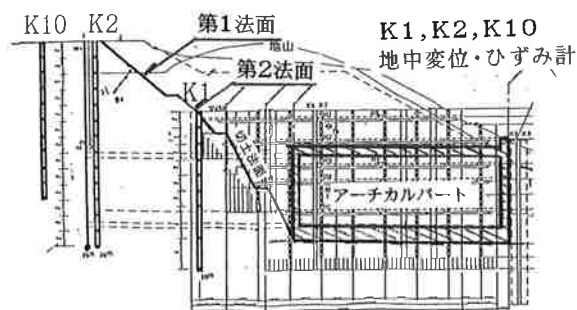


図-3 山留め計画および計測機器配置縦断面図

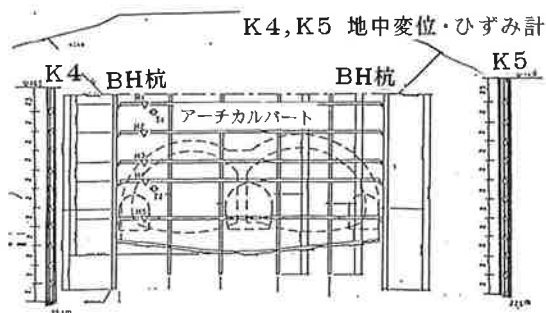


図-4 山留め計画および計測機器配置横断面図

2.2 計測結果と対策

(1) 第1法面と1次対策

BH 杭施工ヤードの掘削（第1法面の掘削）終了間際、地中変位計「K2」のGL-3m 付近の地中変位が現れた（図-5）。「K2」の横方向変位は掘削終了後も落ち着かず（図-6）、吹付けで覆われていた法面表面には、時間の経過と共にクリープ的に変位しついにクラックが発生し始めた。掘削前に実施した法面肩部での追加ボーリングコアによる、葉山層の強度劣化の評価を考慮した新たな物性値による法面安定計算では、すべり形態は違うものの法面の安全率は $F_s=1.0$ 程度と計算されていた。計測と観察による地山の不安定な挙動状況から、現状での地山の安全率はほぼ1程度であることが確認された。

計測状況からこのままでは法肩の変位は収束しないことが予想され、法面が崩壊する危険があると判断された。第1法面の安定のための対策として、長さ $L=5.0\text{m}$ 、直径 $\phi 32\text{mm}$ のファイバーボルトを計148本施工した。この強度劣化を考慮した物性値を使つての以深の法面安定計算（円弧すべり）を行った $F_s=0.6$ 程度となり、このままでは掘削不可能となる可能性が大いだと判断された。

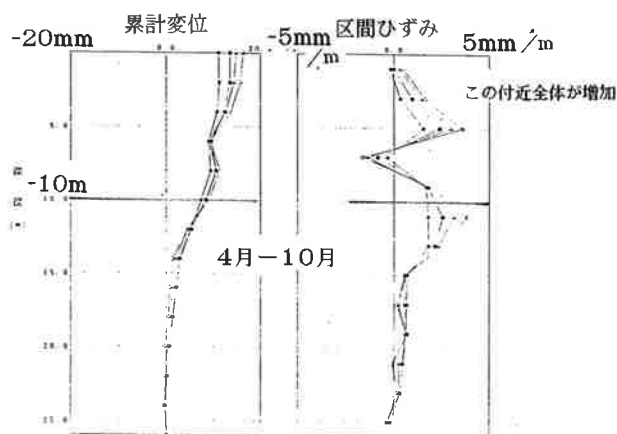


図-5 対策前地中ひずみ分布図 (K2)

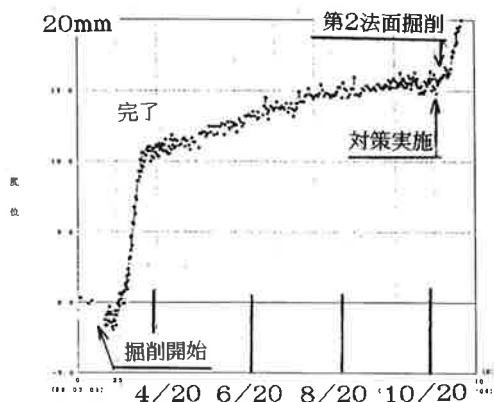


図-6 第1法面肩部横方向変位経時変化図

(2) 第2法面以深掘削と2次対策

BH 杭による連続柱列壁完了後、1段目山留め完了、2段目山留めの掘削（2次掘削）を実施中、約5m 掘削した時点で K1 の GL-3m 付近の地中横方向ひずみが増大（図-7）管理値を越えた。この時点で掘削を中止、有識者を交えた現地踏査、既設および追加ボーリングコアの再評価を実施した。現地踏査では掘削エリア中に、典型的なすべり面が観察された。その連続性は確かではなかったがボーリングコア、地中変位計の計測結果等を総合的に判断し、すべり面の位置形状を概略的に推定した。対策工としては、地山のゆるみを極力抑えるためアンカーによる抑止工が最適と判断され、試験施工完了後、直ちにアンカー（設計耐力 36t/本のアンカーを3段、42本）を施工した。設計アンカー力は、便宜的に現在法面付近に残された地山重量による抑止力と同等な力とした。すべり面の物性値は既存調査を参考に $C=10\text{kN/m}^2$ (1.0t/m^2)、 $\phi=10^\circ$ 、安全率は $F_s=2.0$ とし、アンカーに80%の荷重を作用させ定着するものとした。アンカーは地山の性状を考え、水を使わずに急速削孔ができるロータリーパーカッション方式のエア削孔とした。

しかし施工の初期段階で地山の動きが急加速し、10mm/日程度となった（図-8）。そこでパーカッション削孔をやめ、ロータリーのみ削孔に切り替え施工を継続したところ地山の挙動が落ち着いた。この間、計測の頻度を上げると共に、押え盛土の準備をした。地山の動きが急加速した理由は不安定な地山の深部に振動を与えたことが主な原因であると判断された。また法面の動きが急加速してもアンカー施工を中断しなかったため、施工中のアンカーが地山縫い地ボルト的な存在になり、やがて動きを抑える働きをしたものと考えている。

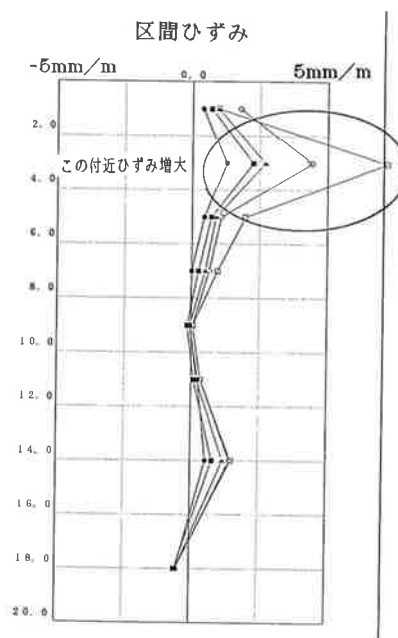


図-7 K1のひずみ増加状況

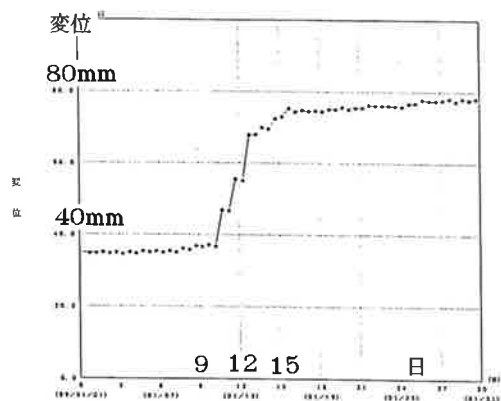


図-8 アンカー施工初期の地山挙動

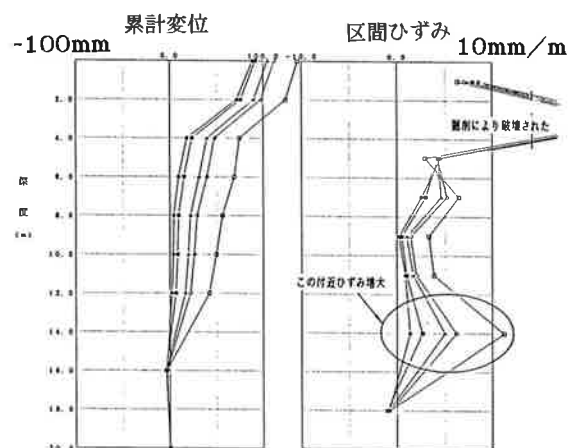


図-9 K1のひずみ増加状況

(3) 第2法面以深掘削と3次対策

アンカー施工完了後、掘削を開始した。GL-13m付近を掘削中、K1のGL-14m付近の地中横方向ひずみが増大(図-9)、さらに第1法面第2法面肩部の沈下、第2法面尻部の隆起が観測された。直ちに既設アンカー引張荷重を100%まで増し締めし、法面法尻付近に追加ボーリングを実施、傾斜計の追加とコアの再観察を行った。追加ボーリング時の状況、ロッドの引き上げ不能等の事象等、総合的な検討の結果、すべり面の転移と判断、新たに下部の大きなすべり面を特定した。対策工は前回同様に法面の今後のゆるみ防止の観点から、アンカーの追加施工と決定した。設計荷重の考え方は前回と同様の考え方とした。ただし、すべり面が深くなったことおよび簡易な逆解析から、物性値は $C=15\text{kN/m}^2$ (1.5t/m^2)、 $\phi=18^\circ$ とした。試験施工実施後、設計アンカー力 540kN (54tf)、計73本のアンカーを5段に分けて施工、80%の荷重で定着するものとした(図-10、図-11)。計算ではすべり力と抑止力のバランスから、アンカーの施工は地山の掘削に合わせたものとし、アンカー1段定着完了後、次の1段分の掘削(2m)を行うことを原則とした。しかし再掘削初期の段階で、1段分のアンカー定着完了前に次段の地山掘削を開始したことがあった。ところが掘削開始後すぐに計測・観察から地すべり挙動が観測され、押え盛土を緊急に実施して事なきを得たという失敗があった。しかしながらこの失敗から地山の挙動をシミュレーションするモデルとすべり面の物性がより明確に分かるようになり、地山の安定を精度良く評価することに確信を持つことが出来る様になった。そして、最終床付け部での法面全体の安全率は $F_s=1.2$ 程度である事が想定できた。事実、最終床付け時には予想通り抑止工等を追加することなく掘削を完了することが出来た(次章にて詳細説明あり)。法面安定検討のモデルは図-12に示す通りである。このモデルは次ステップの、導坑掘削時に生じるアンカー切断時の法面安定検討にも使用した。

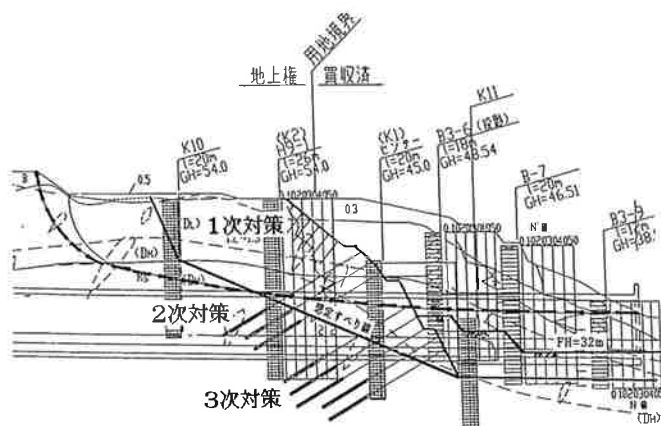


図-10 仮設アンカー配置図

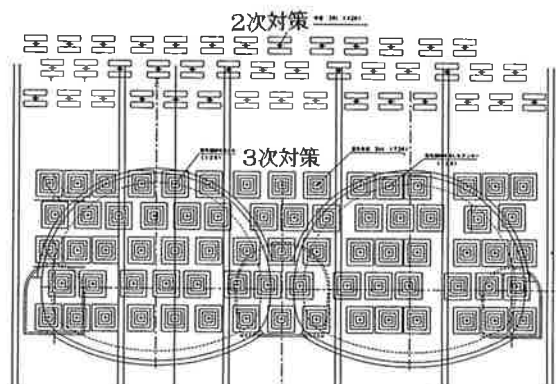


図-11 仮設アンカー配置正面図

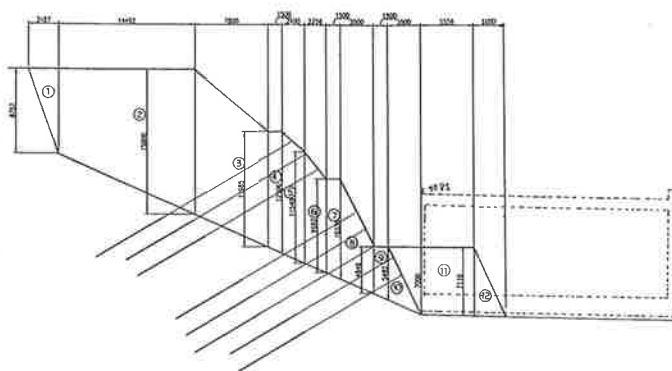


図-12 法面安定検討モデル

2.3 坑口部大規模法面掘削の施工実績からの考察

計測施工により長大法面掘削を無事完了できた。計測結果、および施工経緯から葉山層での初生すべりには次の2パターンであると思われる。すなわち第1法面で起こったような、掘削除荷による地山の劣化と共にクリープ的変形が発生し、ついには法面崩壊に変化して行くもの。もう一つは、第2法面以深で観測された様に、掘削により生じた地中のアンバランス力により不連続面等の弱部がつながりすべり面が形成され、ついには崩壊に達するもの。いずれの場合も施工前での精度の高いすべり面の確定や法面安全率の予測は困難である。したがってこの様な崩壊の可能性を秘めた地山での法面掘削工事では計測による情報化施工が不可欠である。また葉山層でのアンカー施工は地山の付着強度の低さから効果が懸念されているが、確実な試験施工の実施を基に仮設的に使用することは有効であると思われる。この場合アンカー力の設計は、すべり面から決定するのではなく、掘削状況に応じ、現在法尻に残された地山形状から決定する様な、便宜的な方法で十分合理的であると判断される。

3. 地すべり力の受け替えと導坑掘削

3.1 法面の4次抑止対策の必要性

前述の様に、阿部倉トンネルは坑口部法面は計115本のアンカーにて地山の動きを抑えることで、掘削を完了した。しかしながらアーチカルバート施工完了後の導坑掘削開始に伴い、アンカーの切断が必要となる。このため地すべり力はアーチカルバートにて受け替えらねばならない。ここで法面の安定は、アーチカルバートの安定問題へと転化した。すなわち当初設計時点の荷重に、地すべり力が追加されることによるアーチカルバートの安定確保が不可欠となった。これが法面の4次抑止対策である。しかしながら地耐力が当初より低減している当該地山では、以下の項目について十分な追加検討の必要が生じた。

- ① アーチカルバートの地耐力は十分か
- ② アーチカルバートの水平方向の滑動抵抗は十分か
- ③ アーチカルバートの縦断方向の転倒抵抗は十分か

当章では抑止構造物となるアーチカルバートによる地すべり力の受け替え方、さらに地すべり法面でのトンネル掘削の考え方および施工事例を報告する。

3.2 アーチカルバート床付けの考え方

法面掘削前に試行した劣化を考慮した葉山層の物性値試験と法面掘削時の経験から、葉山層は強度劣化が著しく掘削後時間の経過とともに強度はCが1/2程度まで低下することが予想されていたため、最終床付け掘削にあたっては①地山を極力ゆるめないこと②表面からの雨水の浸透を遮断すること、が重要と考えた。したがってアーチカルバートの床付けにおいては、底盤を6ブロックに

分割し、掘削、吹付け、が1日の工程で完了できるような計画とした。吹付け厚は $t=5\text{cm}$ とし、床付け完了後直ちに吹付け、均しコンクリートは出来るだけ早くまとめて打設するものとした。厚さ $t=25\text{cm}$ とした。

3.3 地すべり力の受け替えの考え方

前述のモデルを用い、導坑掘削順序、アンカー切断本数、埋戻し形状等を変化させて、法面安定のトライアル計算を実施した。その結果、地すべり力はすべり面上に埋戻し荷重が加わると、増大することが試算された。アンカー切断に伴う地すべり力の受け替えの基本的な考え方を整理すると以下の通りとなる。

- ① 地すべり力を受けるアーチカルバートを安定させることが、法面の安定につながる。
- ② 導坑掘削時の地すべり力は、すべり面上の埋戻し材料が軽い方が小さい。
- ③ アーチカルバートは、滑動、回転、沈下について安定であることが、法面の安定につながる。
- ④ アーチカルバートの埋戻しは重い材料の方が良いが地耐力が懸念される。
- ⑤ 後に地山が変形したときにアンカーとして働くように除荷後定着耐具(クサビ)は再設置する。

実施された対策は以下のとおりである。

(1) 地すべり力の低減対策

地すべり力の低減のため法面側(すべり面上)の埋戻し材はエアミルク($\gamma=6.5\text{kN/m}^3$ (0.65t/m^3))の軽い材料を用いトンネル上部5mまで埋戻すこととした。

(2) アーチカルバートの滑動対策

アーチカルバート直上部は、滑動の安全率を確保するため、埋戻ししコンクリート($\gamma=23\text{kN/m}^3$ (2.3t/m^3))を打設した。導坑3本同時掘削したときのアーチカルバートの滑動安全率は $F_s=1.1$ 以上を確保した。このとき導坑掘削による水平荷重の増加は、道路公団設計要領第1集の法面の安定計算¹⁾を利用した。

(3) アーチカルバートの地耐力検討

平板載荷試験を実施し地山物性の把握に努め、強度劣化を考慮した2層地盤での支持力の検討、さらには円弧すべりによる支持力の検討等を実施した。全体を一体構造とし底盤を長くすることで、地すべり力で生じる地盤反力を小さくするように検討した。

(4) 転倒の検討

アーチカルバート直上の埋戻で生じる地盤反力は、地すべり力で生じる地盤反力分布とは相殺するように働くため地すべり力は安全側の荷重となる。導坑掘削時、 $e < B/3$ 、最終形状で $e < B/6$ を満足するものとした。

(5) アーチカルバート構造の見直し

山留め壁の変形や平板載荷試験から、地盤バネを見直し、鉄筋量および底盤を厚くし曲率をつけた。

(6) 水平力（地すべり力）の考え方

アンカーによる抑止力（PR1）は

$$Pr = (\sin \beta \cdot \tan \phi + \cos \beta) \cdot Td$$

β : すべり面となす角度 ($\theta + \alpha$)

θ : すべり面の角度

α : アンカー打設角度

Td : アンカー力

ここで、アンカーによる抑止力に見合った水平力は、

$$\alpha = 0^\circ, \theta = 23^\circ, \phi = 14^\circ \text{ としたとき}$$

の $Td1$ である。

$$Td1 = Pr / (\sin \theta \cdot \tan \phi + \cos \theta)$$

$$= Pr / 1.018$$

となり水平力はアンカーによる抑止力とほぼ等しい荷重となる。

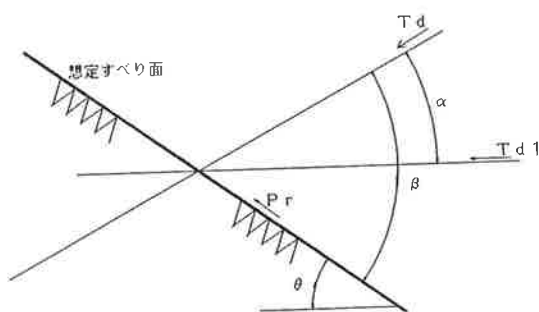


図-13 アンカー力の分解説明図

阿部倉トンネル終点側坑口部埋め戻し最終計画は図-14に示すとおりとなった。またアーチカルバート背面のエアモル埋め戻しに伴い、最終的に図-15に示す様にアンカーの荷重の除去を実施した。

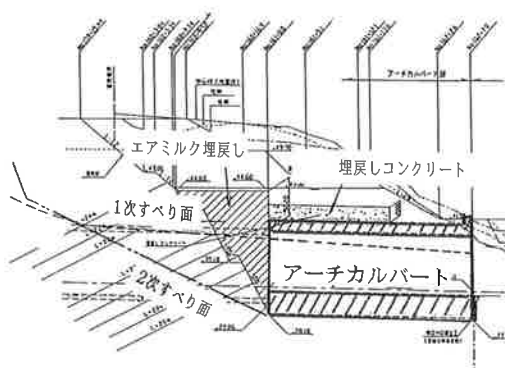


図-14 アーチカルバート埋戻し計画図

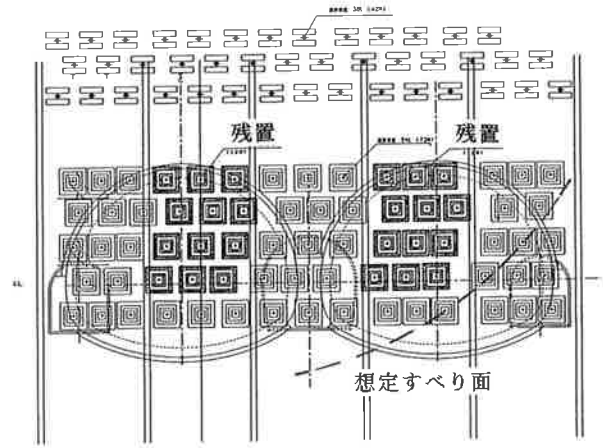


図-15 導坑掘削に伴うアンカー除荷位置

3.4 導坑掘削の考え方

導坑掘削は地すべりを再発しない目的で想定地すべり面を横断しないように以下のとおりに考えた。

- ① 右側壁導坑より掘削開始する。
- ② 想定地すべり面を超えたところで分岐し中央導坑を掘削する。
- ③ 中央部砂岩優勢区間に達した付近でさらに分岐し左側導坑を掘削する。
- ④ つぎに、左側壁導坑を坑口方向に向かい逆方向に掘削する。

導坑坑口を1つとしたことで、導坑掘削時に除荷するアンカーの本数を低減できたこと、地すべり地帯を地山の奥から施工することで施工時の法面安定性が向上させることができること、また導坑掘削途中で本坑上半掘削を開始できることで、全体工期の短縮にも寄与できるものと考えた。

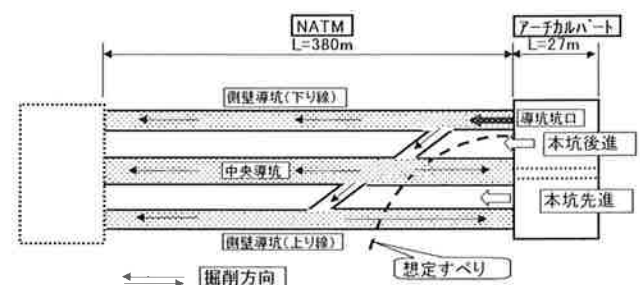


図-16 導坑掘削平面図

4. 葉山層衣笠泥岩の物性に関する考察

4.1 葉山層衣笠泥岩の概要

葉山層は房総半島から連続する嶺岡（葉山）一嶺岡隆起帯と呼ばれる隆起の著しい断層と褶曲構造が認められる地層であり、特に破碎質で掘削に伴う強度劣化が著しいことが知られ、法面掘削に伴う地すべり・法面崩壊が

多数報告されている²⁾地層である。また葉山層は付加体と呼ばれるプレートの沈み込みにより、海底の堆積物が陸側のプレートに押しつけられて固まった岩石であり、同層はプレートの深部のトラフのような深いところの付加体であるため、プレートの沈み込みに伴う強い応力を受け、断層が発達するとともに、岩自体も強くもまれ変形されていることが知られている³⁾。同層の岩種は泥岩・砂岩を主体として、その中に蛇紋岩類、安山岩、玄武岩、石灰石、チャートがブロック状に点在し、地質コンプレックスと呼ばれる複雑な分布・地質構造であることが知られている³⁾。

当現場付近の葉山層笠泥岩は加えて、泥岩の中に蛇紋岩が貫入し、その時の熱水作用により形成されたと思われる膨潤性を示すモンモリロナイトや緑泥石を含み、スレーキング指数も4と非常に劣化しやすい岩であり、膨張性を示す指標である陽イオン交換容量試験（CEC試験）でも30~60(meq/100g)程度の値が確認され、膨張率は30~40%、膨張圧は300kN/m²（30tf/m²）程度との試験結果が報告されている⁴⁾。

本章では、このような地山に計画された大規模法面掘削の施工にあたりその安定性、を評価するために実施した各種地質試験と施工実績から求まる物性値を基に、葉山層笠泥岩の物性について、施工を通じて分かってきた知見を述べる。

4.2 各種試験結果と施工時の逆解析からの物性値

(1) 飽和させての三軸試験

当現場では大規模法面掘削に先立ち、管渠敷設のため小段を設けた約5mの法面掘削を行った。ところが最初は自立していた法面が徐々に変形3日後には小段にひび割れが入り、ついには崩壊にいたった。横須賀市内の葉山層でのこの種の事例は多く報告されているが、事前の調査結果で得られた物性を用いた安定検討では、法面が安定であるとされている場合が多い。これは掘削による地中応力の解放に伴った強度劣化の評価が考慮されていないために生じる問題であると考えられる。

そこで、法面掘削工事の開始前に、強度劣化後の物性値の指標を求めるため、本工事の追加事前調査として、ボーリングコアを自然含水比状態で三軸試験を行うのではなく、一度吸水させて飽和に近い状態にしたコアを用いて三軸試験（CU）試験を行う事を試みた。

試験は1つの供試体について、吸水量が安定するまでに約30日を要し、セル内で圧密が完了するまで1週間の日数を要した。試験により得られた物性は以下の通りである。粘着力 $C' = 10 \text{ kN/m}^2$ （1.0tf/m²）程度、せん断抵抗角 $\phi = 20^\circ$ 程度となった。この値を用い本工事第1法面の安定を円弧すべりで検討したところ、 $F_s = 1.06$ となり、前述の通りやや不安定な動きを示す計測結果と良く合致した。この法面は当初十分に安定であると評価されていたものである。

既設調査での三軸試験結果と今回の試験値を比較する

表-1 安定計算結果の当初設計との比較

	有効応力条件		全応力条件	
	既存調査	追加調査	既存調査	追加調査
粘着力 C (kN/m ²)	40	10	40	20
せん断抵抗角 ϕ°	21.49	20.5	14.8	15.8
安全率 F_s	2.26	1.06	—	—

とおおよそ以下の事が言える。

① ϕ および ϕ' の値は 20° 程度とさほど変わらない

② 全応力条件での c の値は $1/2$ 程度に落ちる。

有効応力条件での c' の値は $1/4$ 程度に落ちる。

(2) 地山のせん断強度

アンカーの施工に先立ち試験施工を実施した。試験アンカーの仕様は、掘削径 $\phi = 135 \text{ mm}$ 、定着長 $L = 8 \text{ m}$ 、設計アンカー力は既設調査資料の付着強度を参考に約850kN（85tf）とした。定着体の中心から地表面までの深さをそのアンカーの地山深度とすると、地山深度と付着力は表-2に示した。法面防護ロックボルト引き抜き試験結果も同表に示した。ここで、粘性土の付着力は粘着力にほぼ一致すると見なせることから、施工前に行った事前調査でのボーリングコアから深度別に採取した2試料の自然含水比状態での1軸圧縮試験結果から求めた粘着力も表-2に載せた。これらは図-17に示す通り高い相関を示す。以上より乱さない地山の強度は、GL-20m付近では地山の深度に依存する事が分かる。

法面表面で行われたロックボルトの引き抜き試験結果では、付着強度は半減している。

ここでは地山のせん断強度として、それぞれ違った試験、または施工条件のものを一緒にまとめているが、ほぼ相関が見られることから実際の現場での施工検討時の指標として参考に出来るものと考えられる。

(3) 掘削時の逆解析から求めた物性

工事途中で法面の動きが現れた時にアンカーの増し締めを行い、地中ひずみ変位速度が収束に向かった。想定すべり面を決定し、このときの安全率を $F_s = 1.0$ として逆解析した物性値は $C = 15 \text{ kN/m}^2$ （1.5tf/m²）、 $\phi = 14^\circ$ であった。以下これと同じ物性値で計算した法面の安全率は、掘削時の計測状況と良く一致していた。例えばアンカーの定着をせずに次段を掘削した失敗例の安全率は $F_s = 0.98$ となり、これは実際に地山が動いたことで証明された。この物性値は、前述の飽和状態での三軸試験結果に極めて近い値である。このことから法面の安定検討に用いる地山物性は自然岩水比状態での試験値の $1/4$ 程度にすべきであると判断される。

(4) 床付け付近で実施した平板載荷試験

床付け付近の地耐力不足が懸念されたため平板載荷試験を実施した。これは新鮮な地山で掘削直後とやや劣化状態（浸水させ2日後）、またやや破砕された地山で掘削直後の試験と合わせて3回行った。この結果極限支持力 (q_u) は以下のとおりとなった。

表-2 深度と試験別付着力試験結果一覧表

深度 GL-(m)	付着力 (kN/m ²)		
	アンカー試験	ロック試験	室内試験
7.0		50	
9.0		80	
18.0			100
21.5			200
20.0	192		
20.0	173		
23.0	250		

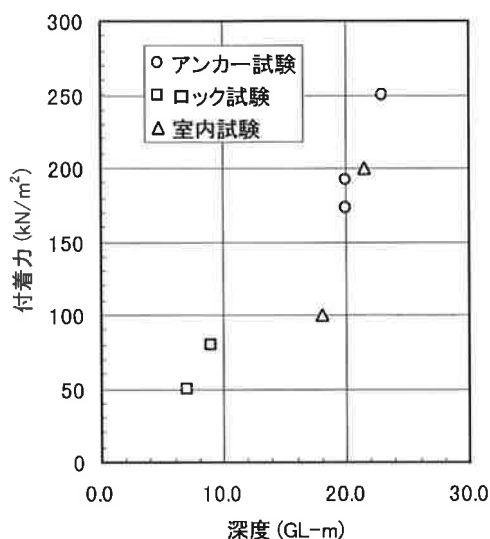


図-17 深度と付着力の相関図

- ①新鮮岩： $q_u=905\text{kN/m}^2(90.5\text{tf/m}^2)$.
 浸水2日後 $q_u=750\text{kN/m}^2(75\text{tf/m}^2)$.
 2日で17%の劣化を示した。

- ②やや破碎された岩（一般部）
 $q_u=630\text{kN/m}^2(63\text{tf/m}^2)$. 浸水試験出来ず。

この一般部の値を用いてC, ϕ の値を逆算した。やや破碎された岩の場合, $\phi=15^\circ$ とすると $C=48\text{kN/m}^2(4.8\text{tf/m}^2)$ となりこの値は、既設調査時点での三軸試験結果とほぼ一致した。ここで、新鮮岩箇所でも2日で83%に劣化したこと、また今回の飽和三軸試験結果と総合的に考慮して、地耐力の算定に用いる劣化後の強度は安全側にとり、半分程度としてよいものと思われる。

4.3 設計時点での物性値の考え方の整理

葉山層のやや深い位置でのすべり面の物性値は、 $c=15\text{kN/m}^2(1.5\text{tf/m}^2)$ $\phi=15^\circ$ 程度、アンカーに用いる付着力は相関図-17から新鮮で $c=20(\text{t/m}^2)$ 程度。斜面の長期安定検討には有効応力条件での粘着力 C' を1/4に低下させた値を用い、地耐力の検討には全応力条件での粘着力 C を1/2程度に低下させた値を用いるべきであると考えられる。もちろん地山の劣化は法面形状、施工方法等により変わるものであるため、一概に劣化の指標を提案

する事は危険である。しかし、現場での検討の指標とはなりうるものと判断される。劣化の深さは周辺の地すべり状況から、長期問題を考える場合においても掘削面から10m程度以内とすれば十分であると考えられる。

5. まとめ

葉山層衣笠泥岩地帯での長大法面掘削工事を通して、今までに得られた知見を以下にまとめる。

- ①葉山層のすべり面は、地山のバランスによって潜在すべり面がつながって、何処でもどの方向でも形成される。またクリープ的変形から崩壊に達する場合もある。
- ②すべり面の特定が難しいため、掘削工事においては、周辺地山の計測による情報化施工は不可欠である。
- ③すべり面の物性値は $C=15\text{kN/m}^2(1.5\text{tf/m}^2)$, $\phi=15^\circ$ 程度である。
- ④アンカーは設計荷重を抑え、現場基本試験を踏まえれば抑止工として有効な手段である。
- ⑤抑止力の算定は、地すべり線が明確でなくても、残り掘削形状(土塊量)から、求めても十分安全である。
- ⑥アンカー設計時の付着力は $C=200\text{kN/m}^2(20\text{t/m}^2)$ 程度である。
- ⑦粘着力は、掘削に伴い、全応力条件で $C=1/2C$ 、有効応力条件で $C=1/4C$ 程度に低下する。

以上のことは、本現場のみで確認されたことであり、必ずしも一般的化できるものではない。また、物性値そのものおよび劣化の指標についても同様で、本現場のような状況のみにあてはまるものかもしれない。しかしこの工事を通して行った物性値および地すべり抑止対策の考え方は、参考にしていただけるものと考えられる。

現在当現場は、本坑の掘削を進めており、坑口の地すべりが懸念された区域はやや地表面の沈下が大きいものの、民家、アパートにも重大な被害を与えることなく無事突破した。先進坑は現在、到達付近の地すべり指定区域内での掘削を目前にしている。無事掘削が完了することを願いつつ日々施工管理を行っているところである。

謝辞：実施工にあたり、IST 渡先生、同藤田先生、防衛大学名誉教授中村先生には、貴重なご意見を多大に頂きましたことを厚く御礼申し上げます。また横須賀土木事務所の方々には本報への掲載を快く了承頂き、深く感謝いたします。

参考文献

- 1)日本道路公団：設計要領第一集，（財）道路厚生会，P265，平成9年
- 2)中村三郎，望月巧一：斜面災害，大明堂，p.138，平成7年
- 3)今永勇，蟹江康光：海から生まれた神奈川－伊豆・小笠原弧の形成と活断層－，神奈川県立生命の星・地球博物館 横須賀市自然・人文博物館，平成11年
- 4)阿部倉JV：阿部倉トンネル終点側地質調査報告書，応用地質（株），平成10年10月，同起点側地質調査報告書，応用地質（株），平成11年12月，