

盛土地盤中の長尺鋼管フォアパイリングによるアンブレラ工法の施工と地山挙動 BEHAVIOR OF EMBANKED GROUND WHICH WAS REINFORCED BY FORPILINNG

山本 和義*・林 秀夫**・坂口 勝利***・石井 利信****

Kazuyoshi Yamamoto, Hideo Hayashi, Katsutoshi Sakaguti, Toshinobu Ishii

Recently the umbrella-methods(example: forepiling near-horizontal jet-grouting) were adapted for the tunnel excavation in the very difficult ground condition. Ground condition of the north portal of Nanngou tunnel was embanked 17years ago.

The problems of the tunnel excavation was stabilization of the crown. Therefore, the umbrella-method using steel pipes with cement grout was adapted.

This paper was reported the results of the several measurements of the behavior of the ground.

KEY WORD: forpiling, umbrella-method, behavior of embankment

1. はじめに

南郷トンネルは、神奈川県の中三浦半島の南北方向の交通渋滞を解消するため、計画されている中三浦半島中央道路の一貫として建設する県道217号(逗子葉山横須賀線)3種2級、総幅員11mの片側歩道2車線の道路トンネルである。本トンネルは全長890mのうち、約90mが開削工法、その後約120m程度約17年ほど前に盛土された地山、残り約680mが通常の山岳トンネル工法で掘削する状況である。

特に盛土部については、切羽・天端の安定性が問題となっており、専用機を用いた長尺注入式鋼管フォアパイリング、いわゆるアンブレラ工法が採用された。

本報告書は、アンブレラ工法区間で実施した土質試験の結果および注入式長尺鋼管フォアパイリングの計測結果について報告するものである。

2. 工事概要

図-1にアンブレラ区間の断面図を示す。アンブレラ区間は12mの鋼管を3mづつラップしたパターンで施工し、合計14スパンの施工を行った。鋼管の径は $\phi 114.3$ 、 $t=11\text{mm}$ を用いた。断面方向の打設ピッチについては、打設範囲を 130° とし、天端 90° の範囲は30cmピッチ、残りの 90° から 30° 区間を40cmピッチとした。注入材料としては早強セメントミルクを1ショット口元注入で施工を行った。当初設計では脚部の補強パイルのみであったが、追加地質調査の結果および比較的

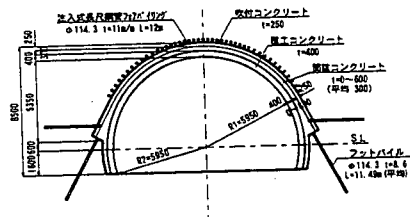


図-1 標準断面図

- * 正会員 清水建設(株) 土木本部 技術第2部
** 神奈川県 横須賀土木事務所
*** 神奈川県 横須賀土木事務所
**** 清水・三菱・馬淵共同企業体 所長

大きな沈下の発生が認められたこと、盛土区間のインバートの掘削高さが約 2.5 m 程度にもなるため、サイドにも 8 m の補強パイルを実施した。なお、脚部補強パイルは下部の泥岩層までとしたため、平均で 11 m 程度の長さで施工を行った。

3. 土質試験結果

盛土の力学・変形特性を把握するため、室内の土質試験と原位置での平板載荷試験を実施した。

①物理試験結果

現場密度試験を実施した試料で物理試験を実施した。結果を表－1 に示す。

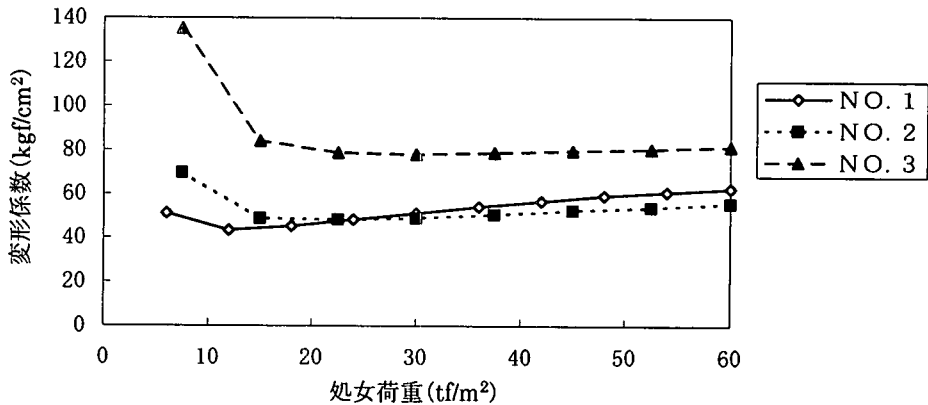
項 目		NO. 1		NO. 2		NO. 3	
現場湿潤密度 ρ t (g/cm³)		1.685		1.791		1.748	
自然含水比 w n (%)		43.7		32.5		40.3	
粒 度 特 性	礫分 (%)	43	48	51	55	50	53
	砂分 (%)	19	17	21	19	17	16
	シルト分 (%)	27	35	22	26	23	31
	粘土分 (%)	35		6		10	
	均等係数 U c		1666		666		1431

(注) 粒度特性は、左が 63mm 以下のもの、右が全試料を用いた結果である。

礫を構成する材料は未風化の泥岩であり、粒度特性の特徴として、砂分が比較的少なく、礫分が約 50% 程度であり、かつ細粒分も比較的多いことが上げられる。いずれにしても分類記号は G F に相当する礫質土として評価される。

②平板載荷試験

盛土の変形係数を把握するため平板載荷試験を実施した。図－2 は平板載荷試験結果の処女荷重と変形係数の関係を示したものである。その結果からいずれも初期状態の変形係数が大きい結果となっている。これは載荷荷重が小さい範囲では沈下量が小さいことを示している。また、荷重変位曲線では荷重が大きくなるにつれて変形係数が大きくなるという現象も認められ、さらに、いずれの載荷試験結果でも明瞭な降伏が認められず、むしろ、載荷荷重に伴って地盤が締まるような盛土特有と考えられる挙動を示した。NO. 3 のみが比較的大きな変形係数を示しているが、これは他の 2 つの試験結果から明瞭な降伏が認められない結果、プレロード荷重を大きくしたことによるものと想定される。これらの試験結果から有効土被り荷重と想定される約 40 tf/cm² での変形係数約 60 kgf/cm² 程度を代表する変形係数と判断した。



図－2 荷重と変形係数の関係

③現場密度試験

平板載荷試験によって、荷重変位曲線が明瞭な降伏が認められなかったことから、盛土の締め固め度を判定するため、水置換法による現場密度試験と締め固め試験を実施した。現場密度試験結果は湿潤密度は $1.7 \sim 1.8 \text{ tf/cm}^3$ 、含水比は約 40% であり、乾燥密度は $1.2 \sim 1.3 \text{ tf/cm}^3$ 程度であった。一方、締め固め試験結果の最大乾燥密度は 1.35、最適含水比は 42% が得られ、この結果から判定すると、締め固め度はいずれも 90% 以上となり、盛土自体の締め固めは良好であったと判断できる。

④大型三軸圧縮強度試験

三軸圧縮強度試験では、盛土岩塊の影響を考慮し、 $\phi 300 \times 600$ の大型試験装置で実施した。ただし、最大粒径を 60mm 以下の試料を密度調整したもので実施した。試験条件は圧密排水 (CD) とし、現場条件から不飽和で側圧を $\sigma_3 = 1, 3, 5, 7 \text{ kgf/cm}^2$ として実施した。試験結果は、 $C_d = 1.05$ 、 $\phi_d = 26.1^\circ$ の値が得られ、比較的粘着成分の卓越した結果が得られた。また、礫質土と評価されたにもかかわらず、比較的内部摩擦角が小さいことが上げられる。

今回の土質試験結果から、盛土材は未風化の泥岩が主体であり、締め固め度は 90% 以上と良好であるにもかかわらず、平板載荷試験では、明瞭な降伏が認められず、むしろ上向きの荷重変位曲線を示し、地盤は更に締め固められる様な挙動を示した。これは礫径の大きな泥岩の噛み合わせによるものと想定され、締め固めは十分であっても、変形係数が 60 kgf/cm^2 と変形しやすい地盤条件であると言える。また、強度特性については、礫質土と評価されるにもかかわらず比較的粘着力が大きくまた内部摩擦角が小さな結果となり、細粒分が強度に与える影響が大きく、泥岩が破碎された場合には粒度にかかわらず岩石を構成する粘土の影響であると考えられる。

3. 計測結果

3.1 内空変位および天端沈下

図-3 に各スパンにおける変位計測の収束値と図-4 には主計測断面での変位の経距変化を示す。全体的な傾向として、天端沈下が卓越し、内空変位は小さくかつ縮小と拡大が不規則に発生し一定していない。天端沈下量は、7 スパン以降現象する傾向が認められている。この要因として脚部補強パイルの施工時期を早めたこと、トンネル下面の盛土厚さが小さくなってきたためと想定できる。先述の地質試験結果からも判断できるように、当盛土は非常に変形しやすいものであること、強い圧力ではさらに締め固まることから、天端沈下の絶対値も最大 90mm と大きな値となったと想定できる。

図-4 の変位の経距変化では掘削直後に大きな変位を示し、全体的な収束は約 3 D 以降と比較的収束が遅い傾向が認められる。また、2 D、3 D で認められる切羽停止時の変位挙動は、6 スパン以降の長尺鋼管フオアパイリングの施工によるものである。

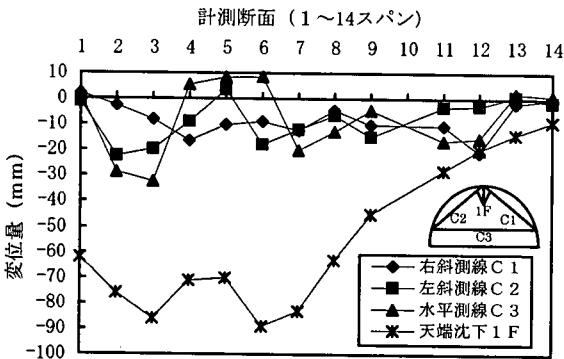


図-3 変位計測縦断方向分布図

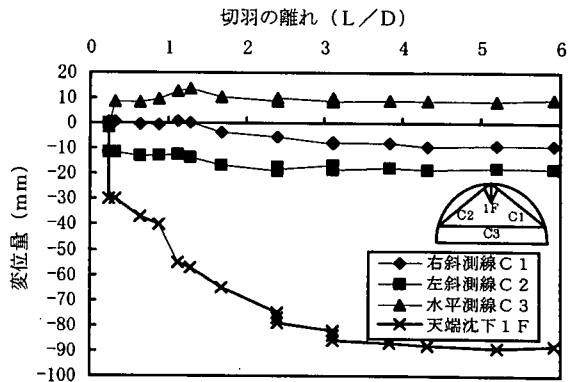


図-4 変位計測経距変化図

イリングが施工された段階では、トンネル掘削による変形の抑止効果は十分発揮されていると考えられる。

現在までアンブレラ工法では、フォアパイリング施工時のフォアパイリングの施工による地盤の変形については報告されていなく、注目されていなかった。しかしながら、今回の計測結果から変形性に富む（変形係数が60kgf/cm²）地山ではフォアパイリングの施工に伴うスライムの排出量や削孔によるわずかな地盤の乱れによれば変形が発生することが認められ、フォアパイリングの施工に関してもさらなる検討が必要であることが明確になったと考えられる。

3.3 長尺鋼管フォアパイリングの挙動

長尺鋼管フォアパイリングに傾斜計を設置し掘削にともなうフォアパイリング自体の沈下量を計測した。図-7には5スパンにおけるフォアパイリングの形状の変化を示したものである。

図の上方の数値は12mのフォアパイリングの延長を示したものであり、下方の5-1、5-2等は掘削の進行を示している。掘削直後には明らかに片持ち梁的に挙動し、掘削が進行するにつれて変位が増大している。一スパンの掘削完了直前ではフォアパイリング中央部で大きく変曲していることが認められる。これはあたかも梁の中央部が座屈したような形状を示し、フォアパイリングがトンネル縦断方向の梁として挙動していることを示すものである。6-1、6-2などは引き続くスパンでの掘削の影響を示すものである。地盤内に鋼管が残っている場合では3mであっても地盤で拘束されていたものが、後続する掘削によりこの支点が取り除かれ先端のみが大きく変形して、全体的には変形していたものが、より直線的な形状に変化していることが認められる。またその絶対量は約40mm程度であり支保工と鋼管パイプの密着性に影響を受けているものと想定される。一方、主計測断面では座屈的な挙動もなく比較的規則性がある挙動を示している。この6スパンでは、鋼管と鋼製支保工間を袋詰め急行性モルタルで充填したものである。したがって、鋼製支保工と先受け鋼管は掘削直後から荷重の伝達が行われているものと判断できる。この場合には掘削に伴う天端沈下量と相当する変位がフォアパイリングにも発生していると考えられ、長尺鋼管フォアパイリングの施工の際には、支保工と先受けパイプの一体化が重要であることを示唆するものである。

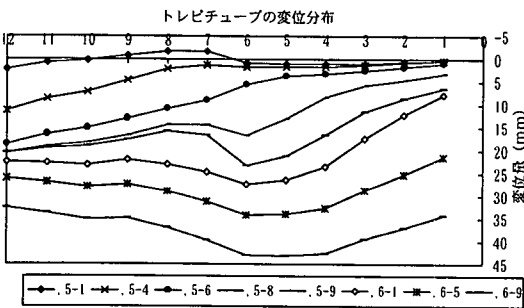


図-7 鋼管フォアパイリングの変位（5スパン）

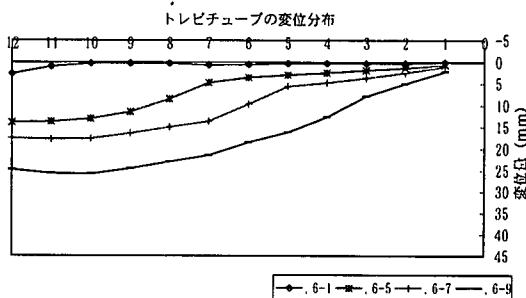


図-8 鋼管フォアパイリングの変位（6スパン）

3.4 地中内区間ひずみ

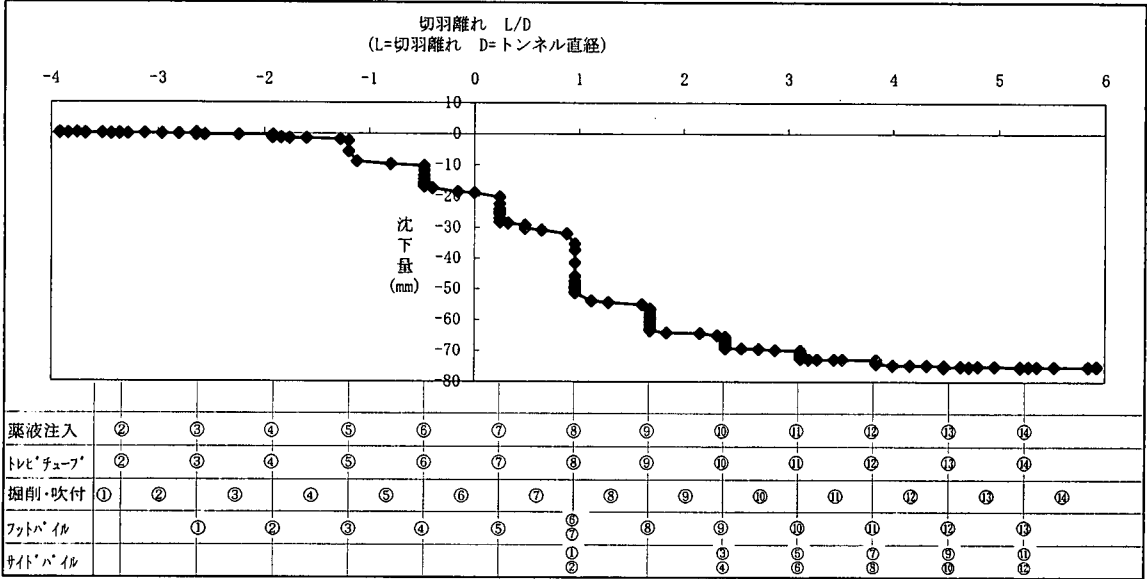
図-9は、主計測断面における区間ひずみの分布を示したものである。トンネル直上のE-2では区間ひずみは全区間にわたり微小であり、トンネル天端と地表面が一体となって挙動していることが明確である。左右の測線では両肩部で区間ひずみが引張りひずみから圧縮ひずみと逆転していることが認められる。

このようにひずみが引張りと圧縮に変化することは、盛土地山では地盤の引張り強度はほとんど期待できないことを考慮すると、このあたりに潜在的なすべり面が発生したものと想定できる。すべり面の下方の区間ひずみでは、脚部に圧縮ひずみの集中が認められる。すなわち両部で地盤が圧縮力を受けていることを示

3.2 地中内変位の特性曲線

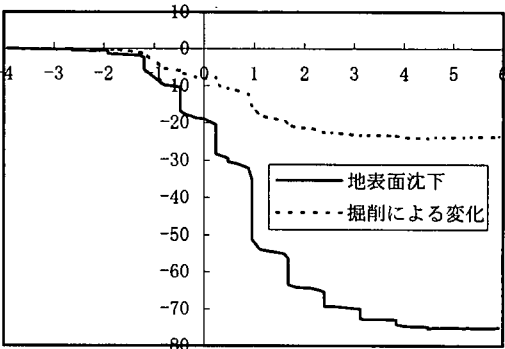
地中内変位測定（6スパン）のトンネル左の地表面での変位の特性曲線を図－5に示す。この図では特徴的なものは沈下の発生が階段上に発生しているのが特徴的である。図の下部にはその変位が発生した時のトンネルの作業とその作業位置を示したものである。－1Dでの沈下は1スパン前（5スパン）の長尺鋼管フォアパイリングと3スパンでの脚部補強パイルの施工である。また、その後の切羽停止時の沈下もフォアパイリングの施工に伴う影響と判断できる。これらのフォアパイリングの施工による沈下は切羽通過後4Dまで及んでいることが分かる。

フォアパイリング施工時の概ねの沈下は、切羽通過前－1Dから通過後2D程度まで約10mm程度であり、それ以降はやや減少している。切羽通過後1D付近の沈下は他のものと比較し、約2倍の20mmを示しているが、ここでは主計測断面（6スパン）での脚部補強と8スパンでのフォアパイリングが実施されている。ここから判断できることは、フォアパイル施工による沈下の影響は比較的広範囲に達しているが、脚部補強の影響は当該スパンで発生することを示している。また、脚部補強での沈下は約10mm程度であると想定できる。トンネルの天端沈下の経距変化図での計測直後の大きな天端沈下も7スパンでのフォアパイルの影響と考えられる。



図－5 地中内変位（沈下）の特性曲線

図－6は、フォアパイリングを含む全変位量と純粹に掘削による変位量を分離して示したものである。フォアパイリングの施工や脚部補強の施工の影響を含めた全変位量が約75mmにあるのに対して掘削による変位量は約22mmとほぼ1/3の変位量しか発生していない。すなわち全変位量のかなりの部分がフォアパイリングその他の施工によるものと想定できる。さらに掘削時の変位に関しても、－1D、と1Dで不連続的な挙動が認められ、その近辺でフォアパイリングの施工が行われていることから、その影響も受けた結果と判断すると掘削による変位はもっと小さいことが予想される。従って一旦フォアパ



図－6 全沈下量と掘削による沈下量

すものである。

以上の挙動から推定できることは当地山ではアーチ効果が作用せず、トンネル上方では潜在的なすべり面が発生し、単に荷重として作用しこの荷重がフォアパイリングと支保部材により脚部に伝達されることを示している。今回は詳細な報告ができなかったが、脚部補強パイルは1 m間の3本施工され、その字句力は1本あたり約 65tf/本に達した。これを6本あたりに換算すると1 mあたり 400tf の荷重が作用していることになり、ほぼすべり面を想定した地山の重量に相当する荷重となっている。このような軟弱な地山における長尺鋼管フォアパイリングでは、地山のアーチが期待できず地山は荷重として作用することが認められる。

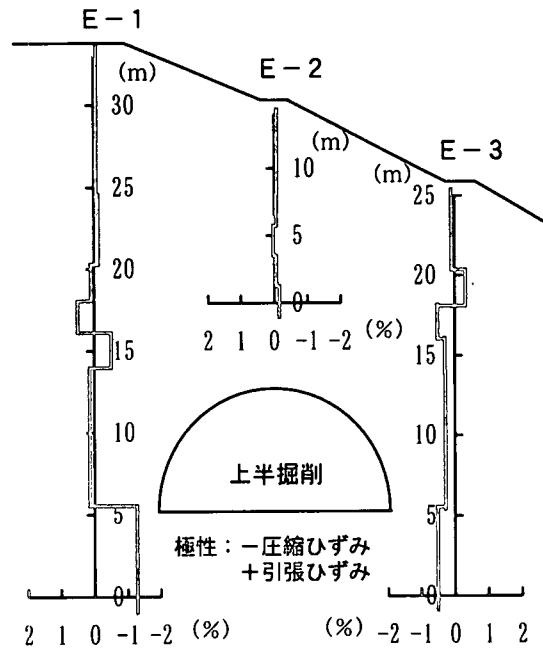


図-9 区間ひずみの鉛直方向分布

4. まとめ

盛土の地山特性では、十分に締め固めていることが確認できても、変形特性は改善されていないことが明確になった。すなわち土被り相当の荷重では変形が問題にならないが、トンネル掘削等で応力が集中するような場合には、変形は非常に発生しやすいものと想定できる。今回の試験では通常山岳トンネルが施工可能とされている、変形係数 100 kgf/cm^2 を大きく下回る、変形係数 60 kgf/cm^2 でも安全に施工できたことは、長尺鋼管フォアパイリングの効果であるといえる。

施工に伴う地盤沈下では、トンネル掘削に伴う変形量は長尺フォアパイリングの施工時に全変位量の 70% 発生し、純粹の掘削による変形は約 30% にしかすぎない計測結果が得られた。したがって、盛土のように変形しやすい地盤では、わずかな地盤の乱れでも鋭敏に反応するため、フォアパイリングの施工そのものにも、より慎重な対応が必要である。

鋼管フォアパイリングの挙動では、地山に挿入した梁的な挙動をしめしている、また、この梁効果を有効にするためには、先受け鋼管と支保工の間を袋詰めモルタルで充填することが有効であると想定できる。

地盤の区間ひずみからは、地山のアーチは期待できず、周辺地山はトンネル掘削時には荷重として作用することが認められた。

変形に対して敏感な地盤では、フォアパイリング施工時の挙動にも留意が必要であること、周辺地山はアーチ効果が期待できず荷重として作用するため、支保工脚部の補強と先受け鋼管と支保工の一体化が変形抑止には重要であることが判明した。また、地山ではアーチ作用が期待できるかどうかが重要な問題であり、沈下抑制なども地山特性に応じた対応が必要であると考えられる。