

小土被りトンネルに適用する長尺鋼管 フォアパイリングの設計手法に関する一考察

磯谷 篤実¹・山東 徹生²・松本 正士³・田村 武⁴

¹ 正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部北陸新幹線第二建設局 技術管理課
(〒930-0856 富山市牛島新町 5-5 インテックビル)

E-mail: a.isogai@jr-tt.go.jp

² 正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部北陸新幹線第二建設局 技術管理課

³ 正会員 株式会社ノム

⁴ フェロー会員 京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻

長尺鋼管フォアパイリング等のいわゆる先受け工法は、NATMトンネルの切羽等の安定確保に加え地盤変形抑制を目的に適用されることがある。しかし、変形抑制を目的とした場合にはそのメカニズムを考慮した設計法はなく、合理的な設計、検討手法が求められている。

そこで、現場計測結果との比較により地盤変形予測手法としての妥当性を検証した三次元の弾塑性FEM解析を用いて、鋼管の長さや設置本数等の設計諸元が変形抑制効果に及ぼす影響を定量的に評価し、この結果を反映して、長尺鋼管フォアパイリングによる変形抑制効果を比較的簡便な二次元FEM解析で表現する設計手法について提案した。

Key Words : small overburden, steel pipe forepiling, FEM, design method, deformation

1. はじめに

山岳トンネル工法の一つである NATM は、経済性に優れている点と合わせ、地山の状況によって支保パターンをフレキシブルに変化させることができ、また同じ施工機械を使いながら補助工法を追加できるなどの利点もあり、広く用いられている。

近年、土砂地山や土被り 1D 以下の小土被り区間等、切羽の不安定や地表面の変状が生じる可能性のある条件下において、NATM の適用が検討されることがある。このような場合、必要に応じて長尺鋼管フォアパイリング等の先受け工法を適切に採用することが重要である。

長尺鋼管フォアパイリングとはトンネルの切羽から掘削前のトンネル外周部に鋼管を挿入し注入材による地山補強を行う工法で、トンネル掘削時の安定化を図ることを目的とする。

長尺鋼管フォアパイリングに関する設計手法としては、鋼管断面を対象とした設計法^{1)~5)}や、過去の施工実績に基づく経験的な手法⁶⁾、さらには数値解析を用いた手法^{7)~8)}等が提案、検討されている。しかしながら、とくに周辺地盤の変形抑制を目的とした長尺鋼管フォアパイリングの場合、変形抑制のメカニズムを考慮した設計

法はなく、合理的な設計、検討手法が求められている。

本論文は今後の補助工法選定の基礎資料となるよう、長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を解析的検討により定量的に評価し、比較的簡便な二次元 FEM 解析で表現する設計手法について提案するものである。

まずはじめに、長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を定量的に評価する方法として三次元の弾塑性 FEM 解析の妥当性を検証する。

次に、鋼管の長さや設置本数、剛性等の設計諸元が変形抑制効果に及ぼす影響を定量的に把握するため、三次元 FEM を用いて検討する。

最後に、上記の長尺鋼管フォアパイリングの変形抑制特性を取り入れた合理的で比較的簡便な設計手法について検討する。

2. 長尺鋼管フォアパイリング等を適用した枕野トンネル

(1) 枕野トンネルの概要

北陸新幹線枕野トンネルは、富山県東部に位置する全長84m、掘削外径約9mのNATMで施工するトンネルで

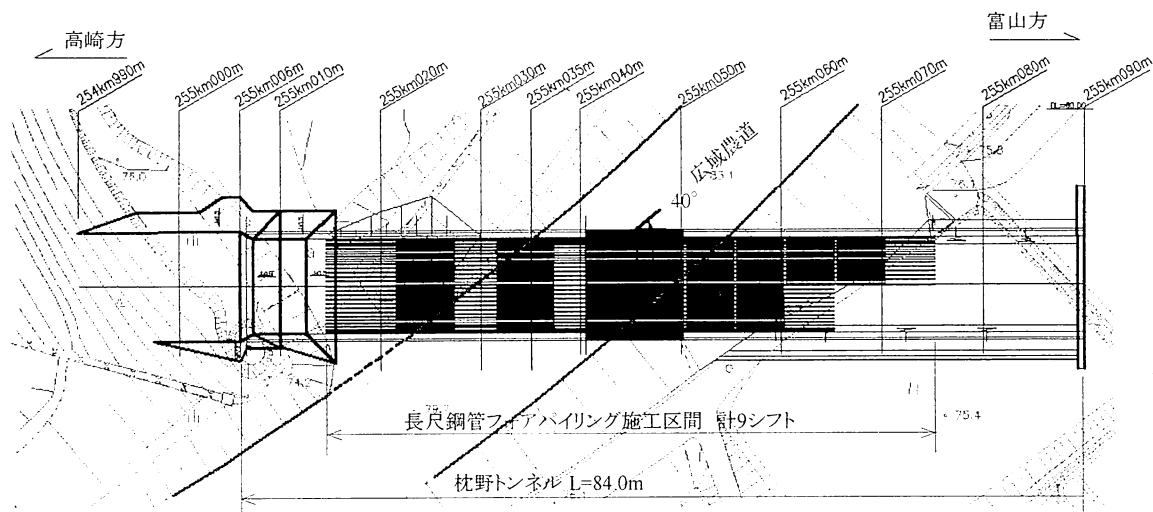


図-1 枕野トンネルの平面図

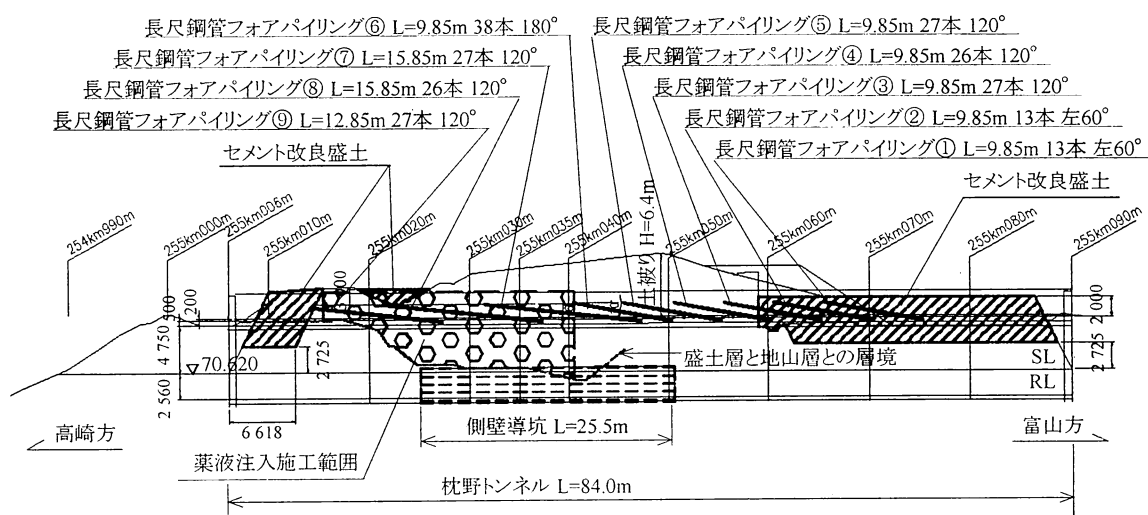


図-2 枕野トンネルの縦断面図

あり、広域農道直下をトンネル直径の約半分の0.4～0.6Dの小土被りで通過する。

図-1に枕野トンネルの平面図を示す。広域農道は大型車両の交通量が多く、トンネルとは約40°で交差する。このため、トンネル施工時に道路面に過大な地盤変状が生じると、広域農道の交通に支障をきたすおそれがあり、地盤変形に十分な注意が必要とされた。

図-2に枕野トンネルの縦断面図を示す。トンネル両坑口部付近はセメント改良盛土を適用するが、広域農道交差部で最も土被りの大きな255km035m付近はトンネル上半部から一部下半部まで既存の盛土地盤で構成され、掘削対象のほとんどが固結度の低い土砂となる。図-3は広域農道交差部直下の255km035m付近の地盤構成を示す。既存盛土は玉石混じりでマトリクス部分は火山灰質粘性土で構成され、N値も10程度以下が大部分を占めており軟弱である。

このような地盤構成と施工条件のため、地盤の変形

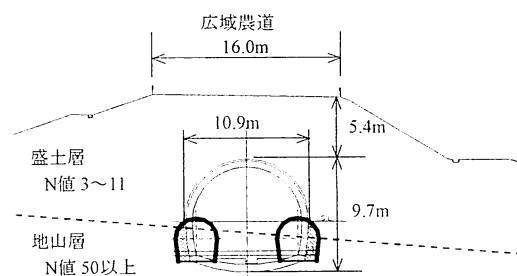


図-3 枕野トンネル農道交差部の地盤構成 (255km035m)

の抑制と切羽の安定を目的に、補助工法について検討した。

現状、地表面沈下を目標の値に抑えるために必要な長尺鋼管フォアパイルの長さや設置本数を合理的に決定する設計手法は確立されているとはいえないため、二次元の弾塑性FEM等による試行検討により仕様を決定し、さらに、動態観測を併用した情報化施工により安全

性に対して細心の注意を払いながらの慎重な施工を行った。その結果、広域農道に悪影響を与えることなく無事施工を完了した。

(2) 長尺鋼管フォアパイリング等の補助工法

広域農道に過大な沈下を生じさせないため、農道交差部を中心とした比較的広い範囲に補助工法を検討した。

はじめに、広域農道の利用状況や現場条件等を勘案して道路表面の沈下管理値を検討し、次にトンネル掘削工事で予測される沈下量がこの値以下に収まる補助工法を検討した。所定のレベルの沈下に抑えるため、当初、長尺鋼管フォアパイリングの対策を適用した(図-4)が、施工直後に農道表面に変状が現れたため施工を中止し設計の見直しを行った。追加の地盤調査を実施し二次元弾塑性FEMによる検討を行った結果、土砂盛土の強度と剛性が想定を下回り、さらに盛土層と地山層との層境が落ち込んで土砂盛土が想定より厚かったことが変状の原因と推定された。このため、道路交通への影響を抑えるため薬液注入工法による地盤強化を追加対策工として検討し、FEMでトンネルから背面側直角方向に厚さ2.5mの範囲を改良範囲に決定した。さらに、土砂盛土が厚く堆積した区間は側壁導坑を適用して脚部補強もあわせて行った(図-5)。

長尺鋼管フォアパイリングの設置範囲は、9シフト、延長約60mである。

(3) 動態観測

実施工では、施工時の安全性確保と今後の設計にフィードバックするため広域農道とトンネルとの交差部地点を中心に動態観測を実施した。主な計測項目は、測量システムによる地表面沈下計測、埋設型水平傾斜計による地中沈下計測、多段式傾斜計による地中水平変位計測、ロードセルによる支保工の脚部反力(軸力)測定である。

本論文では長尺鋼管フォアパイリングによる周辺地盤の変形抑制効果に着目し、現場で計測された地盤の変形挙動は解析結果と比較しながら報告する。現場計測項目および計測位置を図-6に示す。

3. 長尺鋼管フォアパイリングの地盤の変形抑制効果を定量的に評価する手法の検討(三次元弾塑性FEM)

まずはじめに、長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を定量的に評価する方法について検討した。検討手法には三次元の弾塑性FEM解析を用い、枕野トンネルで得られた現場計測結果と比較して検討手法の妥当

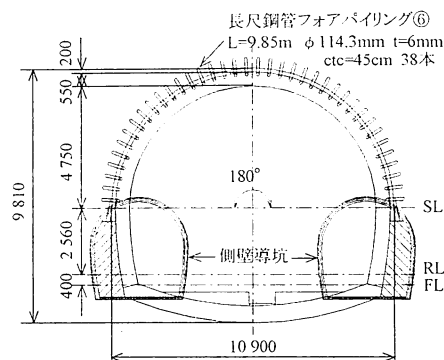


図-4 長尺鋼管フォアパイリングを適用した枕野トンネルの横断面 (255km050m)

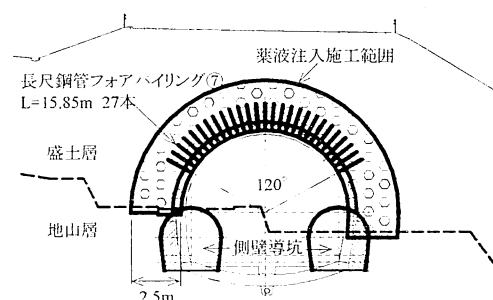


図-5 薬液注入工法と側壁導坑による脚部補強対策 (255km040m)

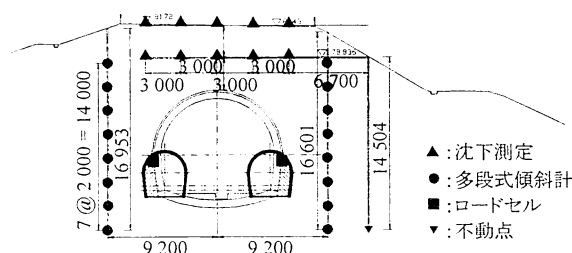


図-6 地盤変位を中心とした動態観測項目 (255km040m)

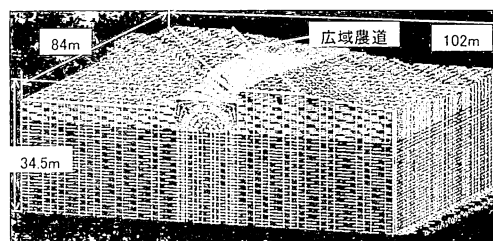


図-7 枕野トンネルの三次元モデル

性を検証する。

(1) 枕野トンネルを対象とした解析モデル

検討に用いた枕野トンネルの解析モデルを図-7に示す。解析範囲は102m×84m×34.5m、トンネル掘削方向と広域農道とは約40°で交差する。広域農道を構成する法面形状もほぼ原地形を忠実に再現する。総要素数225,497、

総節点数237613である。

図-8はトンネル横断方向のモデル断面である。鋼管は立体要素を用い、1シフト38本の鋼管は1本ずつトンネル内空側から外周方向の広がる配置である。今回の変形問題では、鋼管が地盤をすり抜ける挙動は問題としないため、境界の節点は共有している。トンネル坑壁は鋼製支保工と吹付けコンクリートを一体として厚さ20cmでモデル化した。地盤構成は水平積層でモデル化した。

図-9 は立体要素でモデル化した長尺鋼管フォアパイリングを示す。実際の鋼管と曲げ剛性 EI が等価となるように $\phi 115\text{mm}$, $t=6\text{mm}$ の鋼管円筒と外径が同じ 115mm の正四角柱でモデル化した。

図-10はトンネル縦断方向のモデル断面を示す。長尺鋼管フォアパイリングは1シフト5m間隔で設置する。既存盛土層厚は255km035m付近で最も厚く、縦断方向に変化する地盤等について、盛土はモール・クーロンを降伏基準にもち、塑性ポテンシャルにドラガー・プラガーを用いた弾塑性モデル、地山層と支保工と吹付けコンクリートとの組み合わせおよび長尺鋼管フォアパイリングは弾性体でそれぞれモデル化した。

(2) 地盤等のモデル化と入力パラメータ

入力パラメータの設定にあたっては、盛土層の変形、強度特性が地盤変形挙動に大きな影響を与えるため、盛土層を対象に複数の調査、試験を実施した。PS 検層、弾性波トモグラフィー、乱さない試料を用いた中型三軸試験、再構成試料による小型三軸試験から求めた地盤の変形係数と深度の関係を図-11 に示す。これらの試験データから掘削で想定されるひずみレベルや土被り圧の影響、さらに広域農道で観測された沈下データの逆解析値等を勘案し、変形係数等の地盤パラメータを設定した。

なお、対策工で適用した薬液注入工法により現地の V_s 速度が増加し剛性の向上が認められたが、三軸試験の結果からは改良前後で強度、剛性ともにほとんど差が見られなかったため、解析上は薬液注入による地盤改良効果を見込まず、また、長尺鋼管フォアパイリング施工時に行う注入による地盤改良効果は定量的な評価が難し

表-1 解析に用いた入力パラメータ

	γ (kN/m ³)	E (MN/m ²)	ν	α (kN/m ²)	ϕ (°)
盛土	16	5 ²⁾	0.333	60 ³⁾	30 ³⁾
地山 ¹⁾	16	135	0.333	—	—
鋼製支保工 + 吹付けコンクリート ¹⁾	—	20 000	0.2	—	—
長尺鋼管フォアパイリング ¹⁾	—	48 800	0.3	—	—

1) 弾性体、2) 中型三軸試験結果に土被り圧を考慮
3) 中型三軸試験結果より

いことと安全側の判断となるためこれを無視した。鋼製支保工と吹付けコンクリートの組み合わせ部分はコンクリートの剛性で代表し、長尺鋼管フォアパイリングは形状

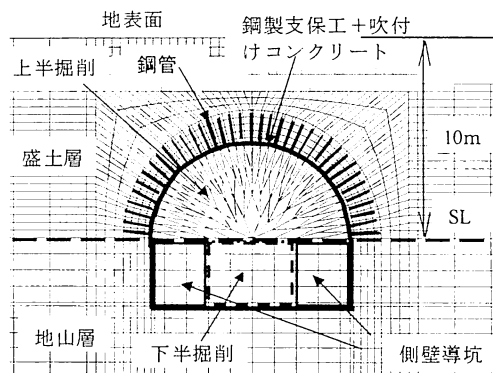


図-8 トンネル横断方向のFEMモデルと長尺鋼管フォアパイリング (255km050m)

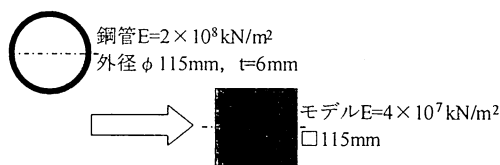


図-9 長尺鋼管フォアパイリングの立体要素モデル

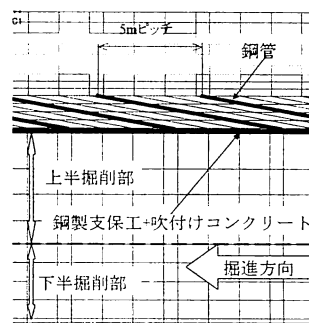


図-10 トンネル縦断方向のFEMモデルと鋼管の配置

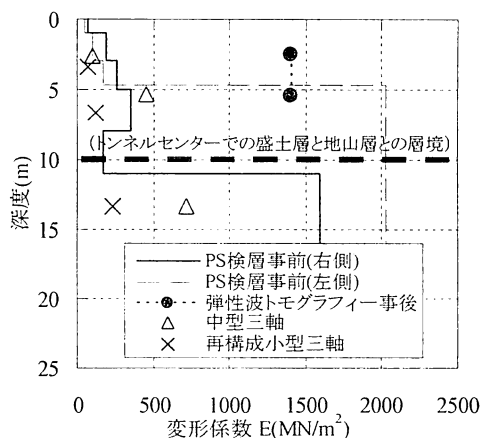


図-11 各種試験から求めた土砂盛土の変形係数

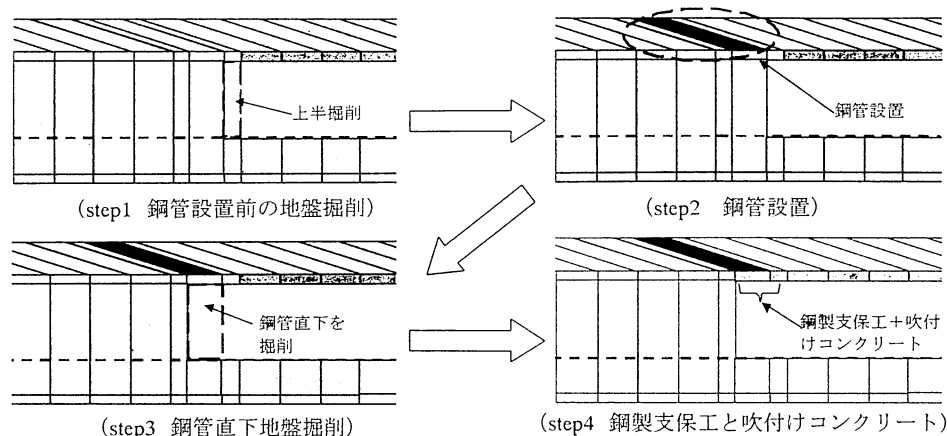


図-12 解析手順

がほぼ等しく断面性能EIが等価となるように変形係数を設定した(表-1)。現場は施工条件によって鋼製支保工設置間隔が0.8～1mと変化するため、換算剛性は場所により変化すること、また鋼製支保工の引張剛性EAはコンクリートのそれと比較して10%以下と小さいことを勘案し、解析はコンクリートの剛性で代表させた。

(3) 解析手順

解析手順は図-12に示すように、約1.5mごとに上半掘削し、鋼製支保工および吹付けコンクリートに相当する要素を材料変更する掘削過程を繰り返し、所定の断面に切羽が到達したのち、長尺鋼管フォアパイリングを設置する。現場の上半掘削は1mごとを標準とし、広域農道直下の区間では0.8mとするなど施工状況に合わせて臨機応変に対応したが、解析では計算時間等の制約から1.5mごとの掘削長でモデル化した。鋼管を設置した後、その直下を0.5mの掘削長で掘削し、さらにその後、一掘削長1.5mを3ステップ繰り返して1シフト5mの掘削が完了する。その後、鋼管直下の地盤を掘削して、同じ工程を繰り返す。下半掘削は上半掘削が30m進んだ段階でスタートし同様の手順を繰り返し、最終的にインバートを打設する。実施工は広域農道直下の掘削に先立って側壁導坑を掘削して脚部補強を行っているため、解析でも側壁導坑の掘削および脚部補強をできる限り忠実にモデル化した。

(4) 解析結果

図-13は盛土層が最も厚くなる255km035m断面の広域農道表面より深度約2.5mにおける道路横断方向の地中沈下の計測値と解析値である。沈下量の最大値は45mmと両者ともによく一致する。ただし、沈下が発生する時期は異なり、解析は切羽到達後はほとんど沈下量が増加しないのに対し、計測では上半掘削の切羽が到達した後の下半掘削でも沈下が生じている。これは、解析と異なり、実施工は掘削直後、トンネル鏡部や切羽周辺地盤の地中

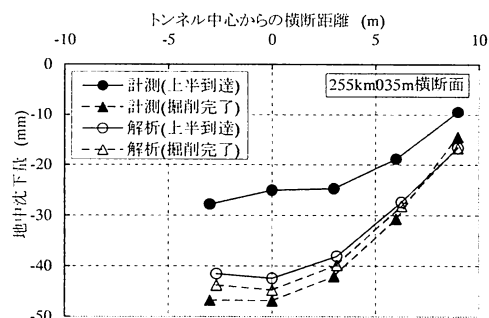


図-13 地中沈下の計測値と解析結果の比較

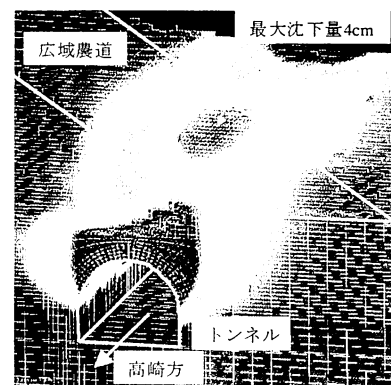


図-14 地表面沈下分布図(解析値)

応力がある程度保持されるため上半掘削が到達した段階の変位がやや小さめとなるが、下半が到達するまでには応力が解放され変位が増加したため、挙動に差が現れたと考えられる。

解析で求めた地表面沈下分布を図-14に示す。沈下の最大値は広域農道と交差するトンネル直上部付近の約4cmである。計測の最大沈下量は約5cmであり、解析値と計測値はほぼ一致することが確認された。

図-15はトンネル側壁から水平方向に約3.5m離れた地点における地中水平変位である。水平変位はSLから-6mの硬質層に設置した傾斜がほぼゼロの最下点を不動点として求めた。水平変位の最大値は実測と解析でほぼ同じ

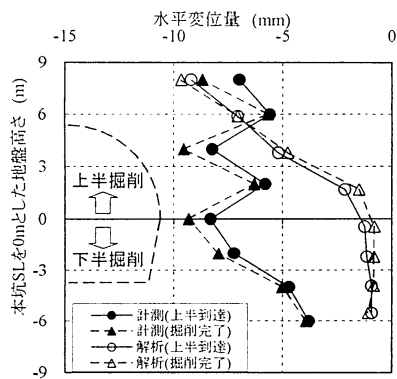


図-15 地中水平変位の計測値と解析結果の比較（本線左側）

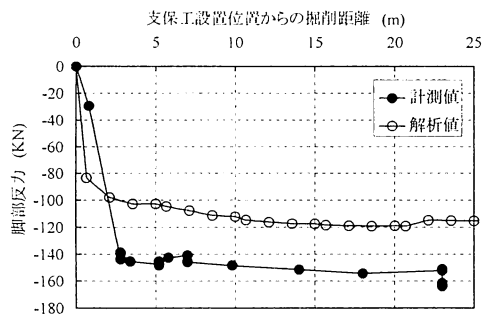


図-16 鋼製支保工脚部反力の計測値と解析値との比較

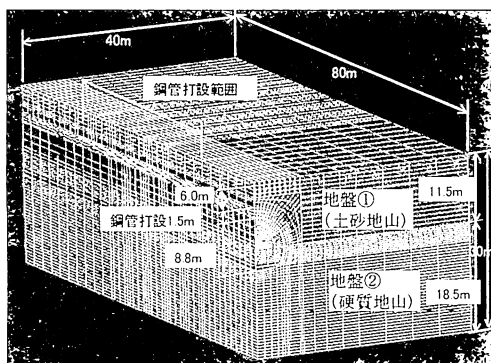


図-17 長尺鋼管フォアパイリングの効果を解析的に求める三次元モデル

レベルであった。ただし、最大値を与える深度はやや異なり、計測値は本坑のSL付近が最も大きく、解析値はトンネル天端より上部で変位が最大となるなど分布はやや異なる。これは、SLより深い位置まで土砂盛土で構成される地盤を解析ではSLを境に下を硬い地山層に単純化したため変位が小さくなったと考えられる。

これまで地盤の変形挙動について述べてきたが、参考として鋼製支保工に作用する荷重について検証した。図-16 は支保工の脚部反力の解析と計測値の比較を示す。実測結果と同じように掘削の進行に伴い脚部反力が増加する様子が解析でも表れるが、解析値は計測値と比較し

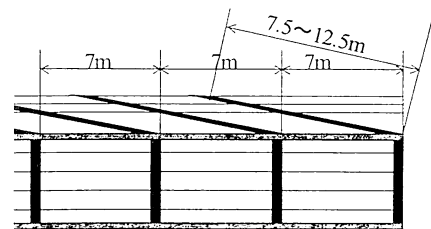


図-18 鋼管の縦断方向設置モデル(L=7.5~12.5m)

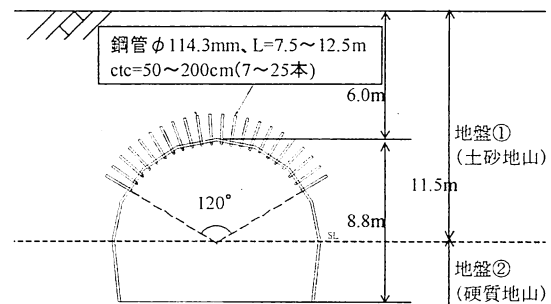


図-19 鋼管の横断方向設置(7~25本)

て約60%程度と小さい。これは、解析では鋼製支保工と吹付けコンクリートを一体でモデル化しているのに対し、実際の施工では鋼製支保工部分に応力集中が生じるためやや大きな値となったと考えられる。

以上の検討の結果、今回用いた三次元の弾塑性解析モデルおよび解析手法はとくに地盤変形については実測データをよく表現でき、長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を検討する手法として有効であることが確認された。

4. 長尺鋼管フォアパイリングの設計諸元が地盤変形抑制効果に与える影響検討(三次元弾塑性FEM)

三次元の弾塑性 FEM 解析は長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を定量的に評価するのに有効であることが確認された。そこで、この手法を用いて、長さや設置間隔、剛性等の設計諸元が長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果に及ぼす影響を定量的に把握するため、これら設計諸元をパラメータとした解析的検討を実施した。

(1) 解析モデルと検討ケース

検討に用いた三次元モデルは、シンプルな水平積層地盤である(図-17)。40m×80m×30mの解析領域に外径約9mのトンネルを土被り6mで掘削する。地盤構成は枕野トンネルと類似の条件を想定して土砂地山と硬質地山の二層構成とし、解析に用いた入力パラメータは枕野

表-2 長尺鋼管フォアパイリングの効果のモデル(鋼管の長さ
と本数の影響)

土砂盛土の $E_{soil}=5\text{MN/m}^2$, 鋼管の $EI_{PI}=600\text{kN/m}^2\cdot\text{m}^4$			
長さ 本数	12.5m	9.5m	7.5m
25 本	Case1	Case4	Case7
13 本	Case2	Case5	Case8
7 本	Case3	Case6	Case9
0 本	Case10		

表-3 長尺鋼管フォアパイリングの効果のモデル(鋼管と地盤
の剛性の影響)

鋼管の長さ 9.5m, 本数 25 本一定		
E_{PI}	E_{soil} 5 MN/m^2 (基本)	2.5 MN/m^2 (50%)
600 $\text{kN/m}^2\cdot\text{m}^4$ (基本)	Case2	Case12
1,200 $\text{kN/m}^2\cdot\text{m}^4$ (2 倍)	Case11	—

表-4 長尺鋼管フォアパイリング対策時の地表面沈下量

長さ 本数	12.5m	9.5m	7.5m
25 本	2.6cm (66%)	2.9cm (75%)	3.1cm (79%)
13 本	2.9cm (75%)	3.2cm (82%)	3.3cm (86%)
7 本	3.2cm (83%)	3.5cm (89%)	3.6cm (92%)
0 本	3.9cm(鋼管無し)		

※ () 鋼管を打設しないケースとの比率

表-5 長尺鋼管フォアパイリングの剛性と土砂地山の変形係数
を変えた場合の地表面沈下量

E_{PI}	E_{soil} 5 MN/m^2 (基本)	2.5 MN/m^2 (50%)
600 $\text{kN/m}^2\cdot\text{m}^4$ (基本)	2.9cm(100%)	4.18cm(144%)
1,200 $\text{kN/m}^2\cdot\text{m}^4$ (2 倍)	2.75cm(95%)	—

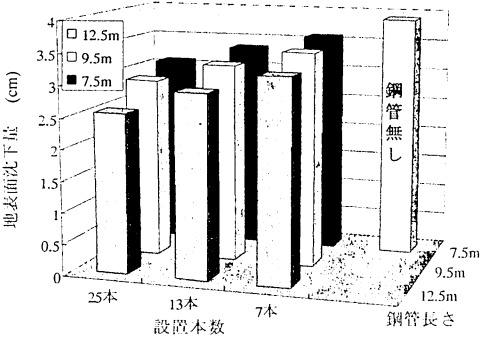


図-20 地表面の最大沈下量と鋼管の長さ
と設置本数

トンネルの入力パラメータをそのまま用いた。長尺鋼管
フォアパイリングを打設するシフト長は 7m 一定として
鋼管の長さは 7.5~12.5m の 3 段階とし(図-18), また,
図-19 に示すようにトンネル中心線から±60° の範囲に
打設する。鋼管の本数は 7~25 本(etc=50~200cm)の 3 段

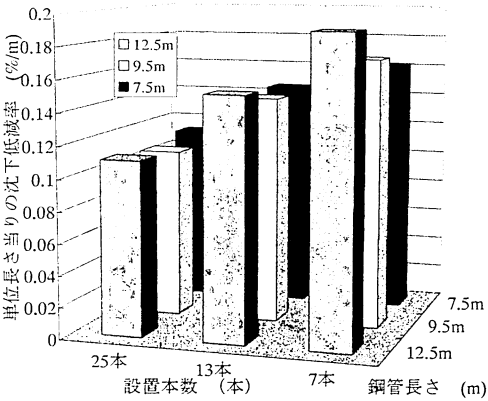


図-21 単位長さ当たりの沈下低減率と鋼管の長さ
と設置本数

階とした(表-2)。長尺鋼管フォアパイリングは掘削方向
中央部に 5 シフト設置する。また、鋼管の曲げ剛性を 2
倍としたケースと鋼管を設置しない無対策のケース、さら
に、土砂地山の変形係数 5 MN/m^2 の半分としたケース
についても検討した(表-3)。

解析手順は、掘削後に長尺鋼管フォアパイリングと
支保工設置を繰り返してトンネル掘削を進める枕野トン
ネルと同じ方法である。

(2) 解析結果

a) 長尺鋼管フォアパイリングの長さ、打設間隔、剛性
の影響

長尺鋼管フォアパイリングの長さ
と設置本数と、地表面の最大沈下量との関係を図-20に示す。同図には参
考として鋼管を設置しないケースの沈下量も示すが、全
体として、鋼管が長く、また、設置本数が多いほど沈下
は小さめになる。表-4には各ケースの沈下量と鋼管を設
置しない無対策に対する沈下割合を示した。最も重厚な
長さ12.5m、本数25本を設置したケースでも沈下量は30%
程度しか減少しておらず、長尺鋼管フォアパイリングに
よる沈下抑制効果は必ずしも大きくなく、地盤変形問題
を対象とした場合、長尺鋼管フォアパイリング単独で過
大な抑制効果を期待することは危険であることが解析的
に示された。

長尺鋼管フォアパイリングを適用する上での留意点
を把握するため、長尺鋼管フォアパイリングの単位長さ
あたりの沈下抑制効果で整理した。長尺鋼管フォアパイ
リングの対策後の沈下量と無対策の沈下量との差を、1
シフト間に施工する鋼管の総延長で除したものを沈下低
減率と定義し、鋼管の長さおよび設置本数との関係を
図-21に示す。極端に設置間隔が広がらない範囲で長さ
を重視したほうが効率がよく、総延長が同じであれば長
さを重視したほうが変形抑制効果が高い。

長尺鋼管フォアパイリングの曲げ剛性を2倍とした検

討(Case11)では、地表面沈下量はほとんど変わらずその影響は小さく、また、土砂地山の変形係数を50%に低減した検討(Case12)では地表面沈下量が約40%増加し沈下挙動に大きく影響することが確認された(表-5)。これは、土砂地山と鋼管との剛性の差が大きく変形抑制効果が高いことを示すが、一方絶対沈下量が大きくなるため適用の際には注意が必要となる。

b) 長尺鋼管フォアパイリングの変形モード

長尺鋼管フォアパイリングの変形モードを検討するため、抑制効果が大きな12.5m、25本配置(Case1)を対象に、鋼管の設置時点の位置と掘削完了時点の位置を比較した(図-22)。鋼管は掘削完了時には鉛直下向きに移動し、主に鉛直方向の地盤変位に対して抵抗すると推定された。なお、鉛直方向の変位が卓越する地盤挙動は鋼管がない場合も同様であり、鋼管の設置により沈下量そのものが抑制される。

以上の検討の結果、掘削で鉛直方向に変形するトンネル周辺地盤が、鋼管の設置により沈下量が小さく抑えられる変形モードが明らかになった。また、今回鋼管を最も密に配置したケースでも30%程度しか沈下は減少せず、長尺鋼管フォアパイリングは必ずしも変形抑制効果が高くないことや、適用するうえでは鋼管の配置が極端に広がらない範囲で設置間隔を密にするより長さを延長するほうが効率的かつ効果が高いことが確認された。

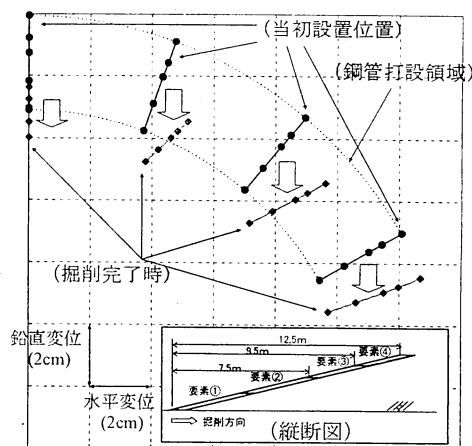


図-22 鋼管の当初設置と掘削完了時の位置の比較

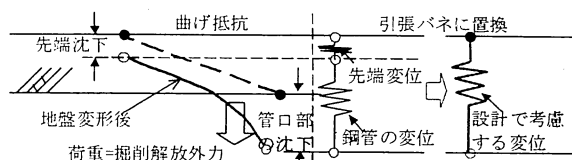


図-23 長尺鋼管フォアパイリングの二次元モデル(引張バネへの置換え)

5. 二次元弾塑性FEMを用いた長尺鋼管フォアパイリングの設計手法の提案

ここでは、今後、長尺鋼管フォアパイリング等の補助工法の選定を効率よく合理的に行うための基礎的資料とするため、これまでの検討で明らかになった長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を、比較的簡便な二次元FEM解析で表現する設計手法について検討する。

(1) 二次元FEMのモデル化検討

これまで、二次元FEMを用いて長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を評価するには、鋼管を打設することによりその範囲の地盤剛性が向上すると考え、鋼管と地盤の剛性をそれぞれの面積比や体積比で重み付け平均をして均質な変形係数を与える、複合地盤でモデル化されることが多い⁷⁾⁸⁾。

しかし、これまでの検討で明らかになったように、長尺鋼管フォアパイリングの変形抑制効果は打設長さに依存し、このことは曲げ抵抗による成分が無視できないことを示している。このため、設計手法はこのような変形抑制機構を取り込んだモデルとすることが望ましい。

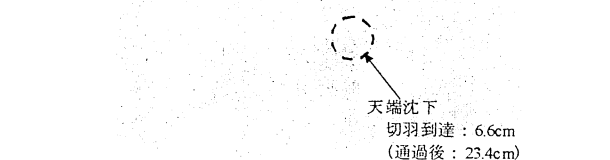


図-24 応力解放率検討モデル(切羽が到達した段階の変形図)

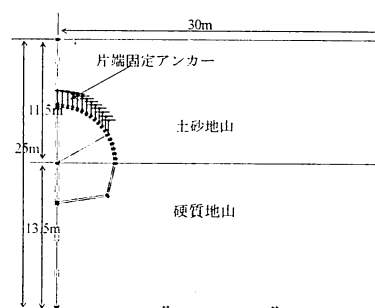


図-25 二次元FEMモデル

そこで、鋼管の曲げ抵抗を引張バネに置き換える二次元モデルを考案し、これについて検討を行った。

二次元モデルによる検討では、鋼管のモデル化に加え、トンネル掘削に伴う地盤変形を二次元平面ひずみ問題で解析する際に重要な設計諸元である応力解放率を適切に設定する必要がある、これについて検討を行う。

a) 長尺鋼管フォアパイリングのモデル化の考え方

今回提案するのは、長尺鋼管フォアパイリングの曲げ

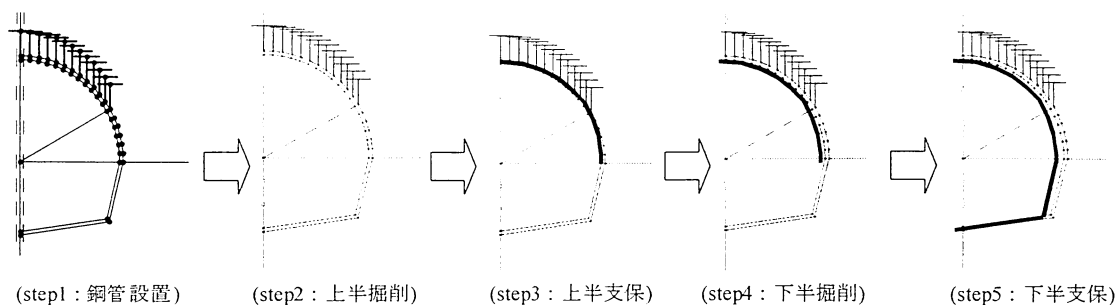


図-26 二次元FEMの解析手順

抵抗を図-23 に示す引張バネでモデル化する方法である。鋼管の沈下は、先端部と鋼管のたわみの2つの重ね合わせと考え、これら2つの変位をコントロールするように引張バネをモデル化する。

b) 応力解放率の設定

トンネル掘削問題の荷重条件である応力解放率は、初期地圧に対する掘削解放外力の割合を表し、30%の場合無支保段階で初期地圧の30%、支保工建て込み後に残りの70%を载荷する計算手法である。地盤変位結果に大きく影響するため適切に設定する必要がある。

トンネル掘削では鏡面が支保機能の役割を果たし天端沈下を抑える効果を発揮し、支保工が建て込まれた後、掘削が進行すれば鏡の地山の押さえ効果がなくなり応力がすべて解放される。このように考えると、応力解放率は無支保段階で考慮すべき設計荷重であり、鏡の地山による押さえ効果で決定され则认为られる。そこで、弾性体でモデル化した三次元の FEM 解析を用いて、無支保で掘削するモデルを対象に、切羽到達時の段階と最終的な天端沈下量との比率を求め、変位比率は荷重割合と等価とて応力解放率を算定した。解析結果は解放率28%であった(図-24)ため、今回の検討では設計に通常用いられる30%に設定した。

c) 引張バネモデルと地表面沈下の関係の把握

二次元モデルの構築にあたって、まず、引張バネ値と地表面沈下の関係を求めた。検討に用いた二次元モデルを図-25 に示す。トンネル中心の1/2対称形モデルで、地盤構成および入力パラメータはこれまでと同様である。

鋼製支保工と吹付けコンクリートは厚さ20cmのコンクリートの物性で代表してモデル化した。長尺鋼管フォアパイリングは片端固定アンカーとし、設置方向は鉛直下向き変位が卓越した三次元解析結果を参考に、鉛直方向に吊り下げる方向に設置した。目標とする沈下量は2~5cmであるため、二次元 FEM 解析で地表面沈下がこのレベルになるように鋼管の引張剛性 EA_{pile} を150~600kN/m²・m⁴で11段階に変化させ、あらかじめ引張剛性と沈下量の関係を求めた。

図-26 に解析手順を示す。長尺鋼管フォアパイリングを含まない状態で掘削すると上半掘削時に沈下がほとん

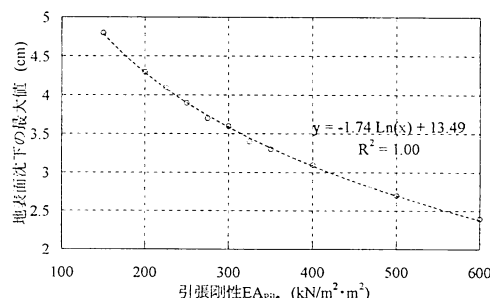


図-27 地表面沈下の最大値と引張バネのEA

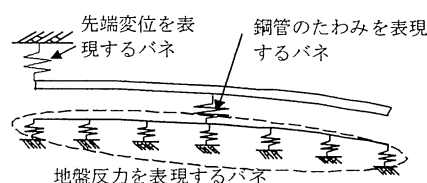


図-28 長尺鋼管フォアパイリング適用後の地盤沈下コントロールするバネ

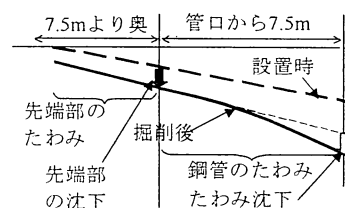


図-29 鋼管先端部付近とたわみによる沈下

ど終了し、長尺鋼管フォアパイリングの変形抑制効果を考慮できない不都合がある。実施工でも鋼管は切羽が1シフト手前に位置する時点で打設され、切羽到達前には鋼管はすでに設置されている。この過程を加味し、トンネル掘削前段階で鋼管を設置することとした。その後、段階的に掘削を行う。応力解放率は、全断面掘削で求めた応力解放率30%を上半、下半掘削にそれぞれ適用した。

図-27 は長尺鋼管フォアパイリングの引張剛性と地表面沈下の関係である。目標とする地表面変位を得るのに必要な引張剛性をこの図から逆算し、これを合理的に説明するモデルを検討する。

d) 長尺鋼管フォアパイリングの引張バネの設定方法

これまでの三次元解析の結果から、今回の引張バネ

の設定では長尺鋼管フォアパイリングの設計諸元の長さや断面剛性を考慮できるモデルが望ましい。そこで、それぞれの効果を図-28 に示す独立したバネの組み合わせとしてモデル化した。先端変位を表現するバネとは、今回の検討で最も短い 7.5m の鋼管の先端位置より深い範囲の鋼管の曲げ剛性で発揮されるものと定義し、鋼管のたわみによるバネとは 7.5m の位置より浅い範囲の鋼管のたわみ効果を指す。

これらのバネ値を設定するため、先に目標値として求めた三次元 FEM の沈下量は、鋼管先端部付近の沈下量と、鋼管のたわみによる沈下量の2つの重ね合わせと考え三次元の沈下解析データを再整理した。なお、ここで鋼管の先端部付近とは、長さが最小の 7.5m を基準として、管口から 7.5m 奥に設定した(図-29)。

図-30 は鋼管の長さ 7.5～12.5m、設置本数 7～25 本の結果を示すが、全体沈下量のうち鋼管は管口 7.5m 奥の沈下が多く割合を占め、たわみで生じる沈下は小さい。管口 7.5m 奥の沈下量は、鋼管の長さや打設本数が増加するほど小さく、一方、たわみによる沈下は長さや本数によらずほぼ一定となることが確認された。

図-31 は鋼管の引張剛性を 2 倍にしたケースと地盤剛性を 50%にしたケースの沈下量を示す。鋼管の引張剛性を 2 倍にしても沈下量はほとんど変わらないが、地盤剛性が半分では管口 7.5m 奥とたわみによる沈下量が増加し、沈下量に大きく影響をしていることが分かる。

以上の結果から、図-28 に示した沈下を表現する独立した 3 つのバネから長尺鋼管フォアパイリングによる沈下抑制効果を表す 1 つの引張バネを決定する(式(1a))。

$$EA = f_1(L) + f_2(EI_{pile}) + f_3(E_{soil}) \tag{1a}$$

ここで、 EA ：鋼管全体の引張剛性(kN/m²・m²)
 $f_1(L)$ ：先端変位を表現するバネ
 $f_2(EI_{pile})$ ：鋼管たわみ沈下のバネ
 $f_3(E_{soil})$ ：地盤反力を表現するバネ
 L ：鋼管の長さ(m)
 EI_{pile} ：鋼管の曲げ剛性(kN/m²・m⁴)
 E_{soil} ：地盤の変形係数(kN/m²)

鋼管の先端変位は長さに依存すると考え先端変位を表現するバネは長さ L の関数、鋼管のたわみ沈下は長さによらずほぼ一定であるため鋼管の曲げ剛性で表される関数、さらに、地盤の剛性は先端変位やたわみ沈下の両方に大きな影響を与えているため地盤反力で表される関数の組み合わせとした。

今回は検討の最初のステップとして、関数 $f_1(L)$ 、 $f_2(EI_{pile})$ 、 $f_3(E_{soil})$ をそれぞれ α 、 β 、 γ と定数に簡略化して、解析に用いる引張剛性を簡便に決定した。なお

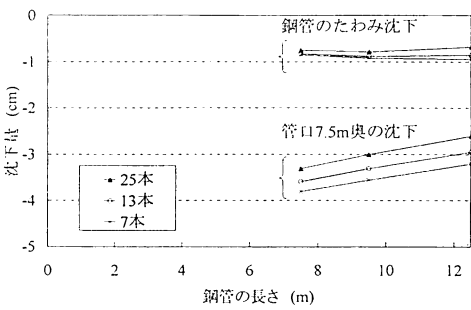


図-30 管口 7.5m 奥とたわみ沈下(長さ和本数の影響)

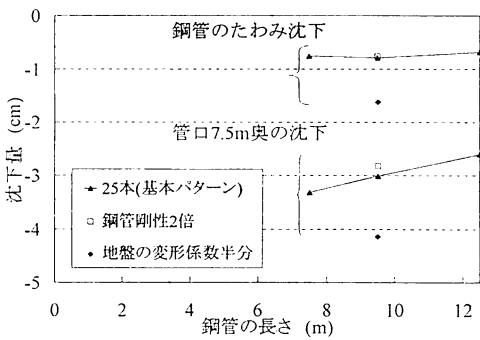


図-31 管口 7.5m 奥とたわみ沈下(鋼管と地盤の剛性の影響)

表-6 二次元 FEM モデルで目標とする沈下量の設定

鋼管長さ	三次元解析の 沈下量(cm)	30%割増した 沈下量(cm)	30%増変位の引張 剛性(kN/m ² ・m ²)
12.5m	2.6	3.3	350 ^{b)}
9.5m	2.9	3.8	260 ^{b)}
7.5m	3.2	4.2	210 ^{b)}
長さ 9.5m の 25 本配置で、 EI_{pile} と E_{soil} を変化させたケース			
EI_{pile} を 2 倍	2.8	3.6	300 ^{b)}
E_{soil} を 1/2	4.2	5.5	210 ^{b)}

- 1) 図-27 の地表面沈下と EA の関係より
- 2) 変形係数 1/2 で別途計算

現段階では、定数 α は m²/kN・l/m、定数 β は 1/m⁴ の単位を持つ。

$$EA = \alpha \cdot L + \beta \cdot EI_{pile} + \gamma \cdot E_{soil} \tag{1b}$$

ここで、 α 、 β 、 γ ：バネ値を決定する係数

二次元モデルの構築は上記の α 、 β 、 γ のパラメータが設定できればよく、鋼管の設計諸元を変えた三次元 FEM の結果を目標値として検討した。なお、目標沈下量は安全を考慮して余裕しろを 30%見込んだ値とした。

検討対象は表-6 の 25 本配置、長さは 7.5～12.5m の 3 段階とし、あわせて鋼管の引張剛性を 2 倍にしたケースと、地盤の変形係数を 50%にしたケースも対象とした。連立方程式を解いた結果、それぞれの係数は $\alpha=12.6$ 、 $\beta=0.067$ 、 $\gamma=0.02$ と求められた。

(2) 提案手法の計算値と目標値の比較

今回提案する設計手法で求めた計算結果と、目標値との比較を図-32 に示す。25 本設置の場合には目標値と概ね一致するが、設置間隔が広がるほど計算沈下量は大きめとなり安全側すぎる判断となることがわかった。これは、比較的鋼管を密な配置とするとあたかも群杭効果のように鋼管の相互緩衝で見掛けの引張剛性は小さくなっており、狭い間隔で求めた小さめの引張剛性を、間隔が広がったケースにそのまま適用したため、剛性を過小評価し結果として大きな沈下量が計算された可能性が考えられた。設置本数 25 本の場合設置間隔は 50cm、本数が 13 本では 1m、7 本では 2m と間隔が 2 倍に広がる。そこで、間隔 50cm を基準に、設置間隔が 2 倍に広がると引張剛性が 1.5 倍になると仮定し、次式で設計引張剛性を補正した(式(1c))。

$$(EA)_p = (EA)_{50cm} \times \left(\frac{p}{50} \right)^{0.585} \quad (1c)$$

ここで、 $(EA)_p$: 設置間隔 p cm の引張剛性

(kN/m²・m²)

$(EA)_{50cm}$: 設置間隔 50cm の引張剛性(kN/m²・m²)

p : 設置間隔(cm)

図-33 に補正後の計算値と目標値との比較を示すが、全体的にほぼ等しいレベルにおさまっており、設置間隔による補正を取り込むことによって算定精度が向上したことが確認された。

(3) 提案手法のまとめと適用の前提条件

今回提案する二次元 FEM を用いた長尺鋼管フォアパイリングの設計手法のフローを図-34 に示す。主な検討の流れは、複数の調査結果を利用し地盤のひずみレベルを勘案して地盤パラメータを設定し、応力解放率は 30% とする。鋼管の長さや剛性、地盤の変形係数から係数 α 、 β 、 γ を求めて鋼管の引張バネを設定し、設置本数に合わせてモデルを構築する。なお、設置間隔が 50cm より広い場合には全体の引張バネを補正する。解析結果から必要に応じて長尺鋼管フォアパイリングの諸元等の見直

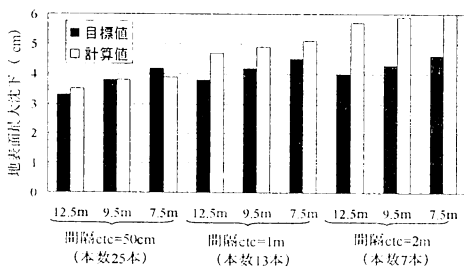


図-32 提案手法の計算値と目標値との比較

し、対策工を決定する。

なお、今回提案する手法は枕野トンネルを対象とした検討に基づくため、今後、今回検討対象とした以外の地盤構成や土被り条件等にも適用を試み、この設計手法が有望な適用条件や手法の妥当性の検証等、検討を継続していきたい。

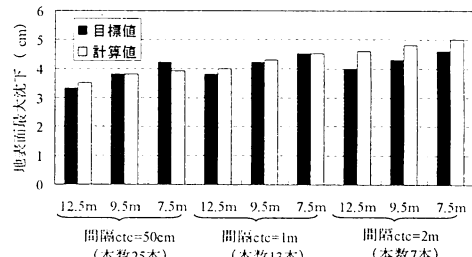


図-33 設置間隔で補正した計算値と目標値との比較

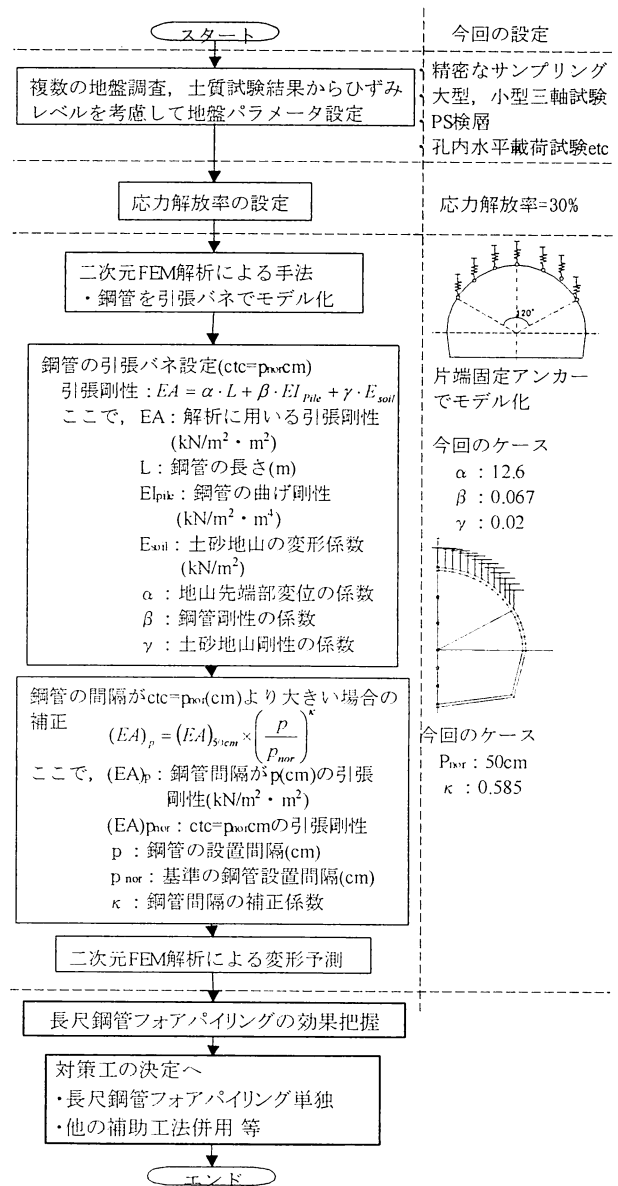


図-34 二次元弾塑性FEM解析を用いた設計手法のフロー

6. まとめ

本論文は今後の補助工法選定の基礎資料となるよう、長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を解析的検討により定量的に評価し、比較的簡便な二次元 FEM 解析で表現する設計手法について提案したものである

(1) まずはじめに、長尺鋼管フォアパイリングの地盤変形抑制効果を定量的に評価する方法について検討した。検討手法には三次元の弾塑性 FEM 解析を用い、解析結果と現場計測結果との比較を行った。両者の対策後の地盤変形挙動はよく一致することを確認し、手法の妥当性を検証した。

(2) 次に、鋼管の長さや設置本数、剛性等の設計諸元が変形抑制効果に及ぼす影響を定量的に把握するため、三次元 FEM を用いて解析的に検討した。その結果、最も密に配置したケースでも 30% 程度の沈下抑制効果しかなく必ずしも変形抑制効果は高くない。

(3) また、鋼管の配置が極端に広がらない範囲では、設置間隔を密にするより長さを延長するほうが効率的かつ効果が高い。

(4) 最後に、上記の長尺鋼管フォアパイリングの変形抑制特性を取り入れた合理的で比較的簡便な設計手法について検討した。鋼管を 1 本ごとに引張バネとしてモデル化した二次元の弾塑性 FEM を用いれば、ある程度長尺鋼管フォアパイリング対策後の地盤変位をよく再現でき、この設計手法の有効性が確認された。

今回提案する手法は枕野トンネルを対象とした検討に基づくため、掘削直径は $\phi 9\text{m}$ 程度の NATM トンネル、 $0.4 \sim 0.6D$ の小土被りトンネル、SL より下方は硬質基盤、上方はルーズな土砂地山の二層構成等の前提条件で求められたものである。

今後、今回検討対象とした以外の地盤構成や土被り

条件等にも適用を試み、この設計手法が有望な適用条件や手法の妥当性の検証など、検討を継続していきたい。

謝辞：本論文は、「北陸新幹線小土被りトンネル研究特別委員会(委員長、京都大学大学院工学研究科田村武教授)」の成果の一部をまとめたものである。ここに、数多くのご指導、ご助言を賜った本委員会の委員の方々はじめ関係各位に深い感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 斉藤重治：トンネルにおけるパイプルーフ工法・地盤，p56，理工図書，1982。
- 2) 松重宗徳，中川浩二，武内秀木，河上清和：鋼管長尺先受工法の鋼管断面の簡易設計法に関する研究，土木学会第 50 回年次学術講演会 VI，pp.188-189, 1995。
- 3) 西間木 朗，御手洗良夫：AGF 工法の効果に関する研究～簡易設計法の提案～，土木学会第 50 回年次学術講演会 VI，pp.190-191, 1995。
- 4) 小原勝巳，川端康夫，筒井雅行，石黒真一，萩生田雅弘：改良型注入式鋼管先受工法における鋼管の曲げ挙動について，土木学会トンネル工学研究論文・報告集代 6 巻，pp.123-128, 1996。
- 5) 武内秀木，御手洗良夫，鈴木雅行，松重宗徳，中川浩二：長尺鋼管フォアパイリング(AGF 工法)の設計法の提案，土木学会論文集，No.623/VI-43，pp.191-202, 1999。
- 6) ジオフロンテ研究会：注入式長尺先受工法(AGF 工法)実態調査に基づく設計パターン（案），1997。
- 7) 土木工学トンネル工学委員会：トンネル・ライブラリー第 16 号 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務，pp.169-172, 2006。
- 8) 荒木裕行，三谷浩二，保田圭二，高下正剛，吉田秀典，長谷川修一：現場計測および有限要素解析に基づく補助工法の変位抑制効果の検討，土木学会論文集 C，Vol.64 No.3，pp.473-484, 2008。

STUDY OF DESIGN METHODS BASED ON FEM ANALYSIS FOR GROUND DEFORMATION CONTROLLED BY STEEL PIPE FOREPILING METHOD APPLIED TO A TUNNEL WITH SMALL SIZE OF OVERBURDEN

Atsumi ISOGAI, Tetsuo SANTOH, Masashi MATSUMOTO and Takeshi TAMURA

In order to study the design methods for ground deformation controlled by steel pipe fore-piling method applied to a tunnel with small size of overburden, the authors tried to simulate the ground deformation obtained during construction due to excavate tunnel by using 2D and/or 3D FEM analysis methods. As results of many case of FEM calculations, the authors proposed the design methods of steel pipe fore-piling method for control of ground deformation based on FEM analysis. The efficiency of these design methods could be confirmed by comparison between calculation results by design methods and ground displacement measured at field.