

都心部における非開削地下空間施工法の 仮設設計に関する一考察

A STUDY ON DESIGN METHOD OF NON-OPEN CUT CONSTRUCTION IN
TOKYO

辻 雅行¹・村松 泰²・梶山雅生³・岩崎 肇⁴・岩波 基⁵
Masayuki TSUJI・Yasushi MURAMATSU・Masao KAJIYAMA・
Hajime IWASAKI・Motoi IWANAMI

¹正会員 東京地下鉄(株) 建設部 早稲田工事事務所 所長
(〒169-0075 東京都新宿区高田馬場1-1-5)

E-mail:m.tsuji@tokyometro.jp

²正会員 東京地下鉄(株) 建設部 早稲田工事事務所 技術課長

³正会員 (株)熊谷組 首都圏支店 13号線西早稲田作業所 所長

⁴正会員 (株)熊谷組 首都圏支店 13号線西早稲田作業所 工事課長

⁵正会員 博(工) 長岡工業高等専門学校 環境都市工学科 准教授

Tokyo Metro Co., Ltd. is constructing the No.13 subway line 8.9km long between Ikebukuro and Shibuya. This project includes a section 1,245m long between Zoshigaya station and Nishi-Waseda station(tentative station names),where two single-track shield tunnels of 6,600mm in segment outer diameter will be constructed in parallel. Since this section crosses a river ,the longitudinal alignment is V shaped ,requiring construction of a pumping station at a depth of 40m under highly pressurized groundwater.

This paper discusses the result confirmed that a design method was proper and the suggestion of a simple calculation method about the non-open cut method of construction.

Key Words : shield tunnel ,non-open cut construction ,curved steel pipes

1. はじめに

東京メトロでは、現在、地下鉄13号線池袋～渋谷間8.9kmを建設中である。このうち、雑司が谷駅と西早稲田駅間のトンネルは、中間地点付近が最深部となることから、ポンプ室を設置する必要がある。

中間ポンプ室の工法選定に当っては、計画箇所が交通量の激しい都道部交差点直下であること、地下部に大型埋設物が輻輳することなどを勘案し、地表からの開削工事を避け、シールドトンネル内からの先行支保工曲線パイプサポート (PSS-Arch工法) (以後、曲線パイプルーフと称す) による非開削工法を採用することとした。同工法は山岳トンネル工事での実績があり、その技術的優位性が証明されている

が、都市部における地下鉄建設現場での適用は今回が初めてとなる^{1),2),3)}。さらに、都市部大深度の未固結地盤における設計法は、まだ、十分な研究に基づいて確立されたとは言えないのが現状である。また、現在の設計法は、支保材料の仕様からFEMによって定めるものである。そこで、PSS-Arch工法による非開削工法の設計方法が妥当であることを検証するために、計測管理を行い計測値と設計値の比較を行った。本論文は、その結果から本工事に採用された設計方法の妥当性について確認した結果と曲線パイプルーフの仕様設定に用いる簡易計算方法を提案するものである。

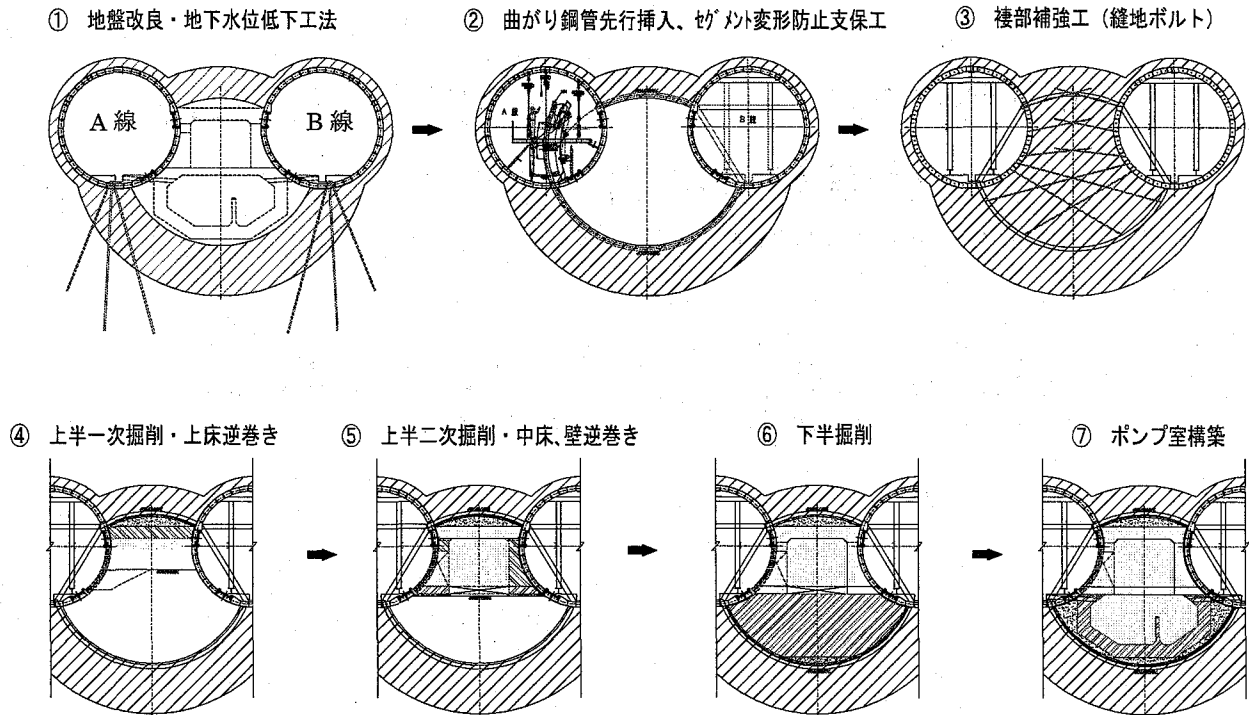


図-1 中間ポンプ室施工順序図（進行方向新宿方面）

2. 工事概要

2.1. 施工方法の概要

東京地下鉄13号線高田工区単線シールドトンネルに設置する中間ポンプ室は、埋設物が輻輳する都道部交差点付近にあり、ポンプ室底面は地下約40mの深度であることから、地上からの開削工法では施工が非常に困難なために、シールドトンネル内よりPSS-Arch工法を用いて非開削にて施工を行った。掘削においては、施工の安全性と設計の合理化を目的として、三分割の逆巻き施工とした。図-1に示した施工手順は以下のとおりである。

- ①地下水対策工法として、セグメント背面全周にわたる地盤改良を行うと共に、ディープウェル（地上部）とウェルポイント（トンネル内）による地下水位低下工を施工する。地下水低下工法によってポンプ室の下端以下であるGL-40mまで地下水位を下げドライな状況で掘削を行えるようにした。掘削時のはだ落ちを防止するため、セグメントとポンプ室のまわりを約3m厚さで薬液注入工法によって地盤の改良を行った。
- ②PSS-Arch工法による曲線パイプルーフを挿入する。上曲線パイプルーフはその先端まで容易に掘削できるため、上曲線パイプルーフの先端を高田B工区のセグメントに溶接で固定する。しかし、図-1でわかるように下曲線パイプルーフの先端がセグメントのほぼ真下まで達しているため、そこを掘削して完全

に出すことが困難である。したがって、下曲線パイプルーフの先端を高田B工区のセグメントに溶接で固定するような加工ができないため先端部がセグメントに当たった状態のまま次の作業を行う。また、セグメント内の变形防止工として鉛直・水平方向に内部支保工を設置する。

- ③中間ポンプ室縦断方向の棲部を、縫地ボルトで地盤を補強することにより、安定化をはかる。
- ④～⑦三分割による逆巻きで施工する。

表-1 地盤物性値一覧表

項目	単位	上総層粘性土 (Kac1)	上総層砂質土 (Kas1)
N値	—	30～50	50以上
単位体積重量	kN/m ³	17	18
粘着力	kN/m ²	260	0
内部摩擦角	°	0	42
変形係数	kN/m ²	54,400	75,300
透水係数	cm/sec	—	1×10 ⁻³

2.2. 地盤構成

当中間ポンプ室は、交通量が多い明治通り直下の深さGL-32.7mに構築される。地中では、上部にNTTとう道や東電シールドが線路方向に併走している（図-2参照）。そこで、中間ポンプ室は、非開削工法を採用することとした。地層構成は、表土が薄く堆積している下に、第4紀更新世洪積層上総層群粘性土（Kac1）があり、掘削の下半分には上総層砂質

土 (Kas1) となっている。土被りは約 32.7m, 地下水は被圧され掘削底版で約 0.32MPa である。各層の物性値を表-1 に示す。

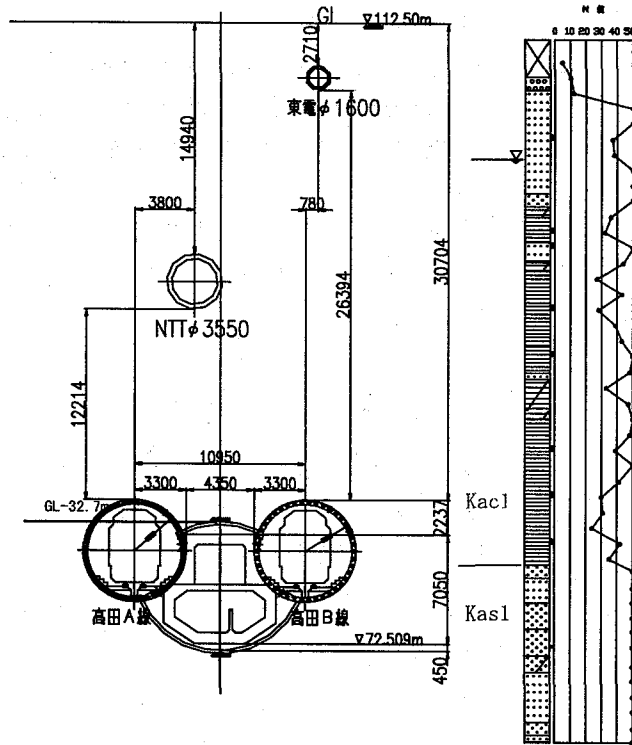


図-2 地盤構成

2.3. 計測

計測は、ポンプ室中心とセグメント開口部付近の施工に伴い断面力が大きく変化する個所に着目し、曲線パイプルーフ、内部支保工、開口補強桁、セグメントにひずみゲージを設置し測定を行った。曲線パイプルーフの鋼管は地中に埋設されるため、予め十分養生を行ったうえで掘削器具の出し入れで剥がれないよう鋼管外面にひずみ計を取り付けた。計器の平面配置を図-3に、横断面配置を図-4に示す。なお、セグメント外径は6.600m、セグメント厚さは270mm、トンネル間の離隔は4.400m、曲線パイプルーフは上下とも半径5.500mの円形で、上曲線パイプルーフの幅は5.00mでライズが0.60m、下曲線パイプルーフの幅は10.12mでライズが3.34mで計画されていた。

3. 設計方法

3.1. 設計フロー

本工事では、図-5に示す設計フローのとおり、掘削挙動を考慮したFEM解析によって曲線パイプルーフの仕様を設定した。

- 1) 曲線パイプルーフの断面およびピッチの検討
シールドセグメントと曲線パイプルーフそして

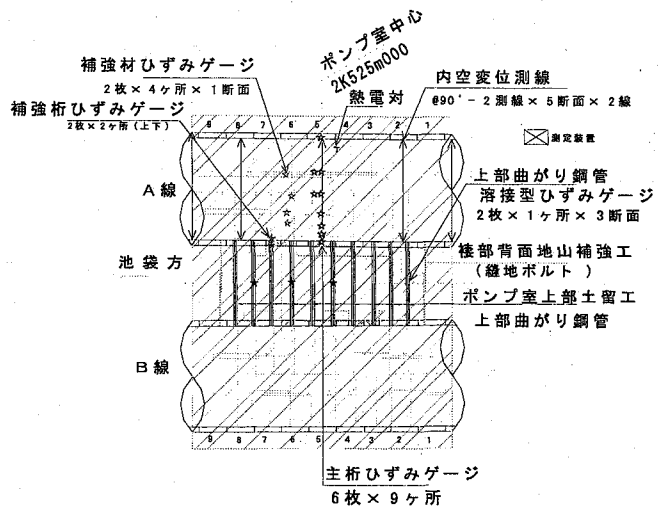


図-3 計測位置平面図

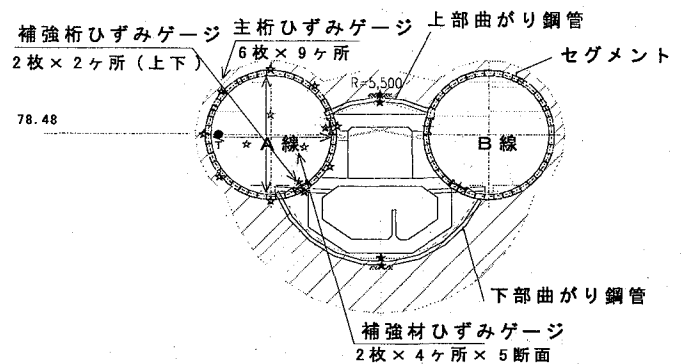


図-4 計測位置横断面図

凡例および計器使用数量

- ★：曲がり鋼管溶接型ひずみゲージ
上部 2枚×1ヶ所×3断面(6点)
下部 2枚×1ヶ所×3断面(6点)
- ☆：主桁防水型ひずみゲージ
A線 6枚×9ヶ所×1断面(54点)
- T：熱電対
A線 1点(1点)
- ↑：内空変位レーザー距離計
A線 2測線×(3+2)断面(10測線)
- ☆：変形防止補強材防水型ひずみゲージ
A線 2枚×4本×1断面(8点)
- ★：開口部補強桁防水型ひずみゲージ
A線 2枚×2本(上下)×1断面(4点)
- W：水圧計 セグメント計測で使用したもの)
A線(2点)

周辺地盤をモデル化した掘削逐次二次元FEM解析から得られる部材断面力より、曲線パイプルーフの断面および埋設ピッチといった仕様を設定する。

2) 曲線パイプルーフチェック

- 1) で算定した部材を単独モデル(後述、図-15参照)で計算し、断面のチェックを行い、仕様を決定する。

3) 曲線パイプルーフによる荷重算出

FEM解析から得られる曲線パイプルーフの端部

断面力より、セグメントに作用する荷重を算出する。

4) セグメントのチェックと内部支保工の検討

3) でFEM解析により算出した曲線パイプルーフの端部の発生する断面力を、多リングのはり・ばねモデルに作用させてセグメントのチェックと内部支保工の設計を行う。

5) 構築各部のチェック

逆巻き施工の過程において、施工時荷重によって構築に発生する断面力を、1) のFEM解析により算出し、RC断面のチェックを行う。他にも、逆巻き施工において中床部に大きな作業用開口が必要となるため、かまち梁の検討も併せて行う。

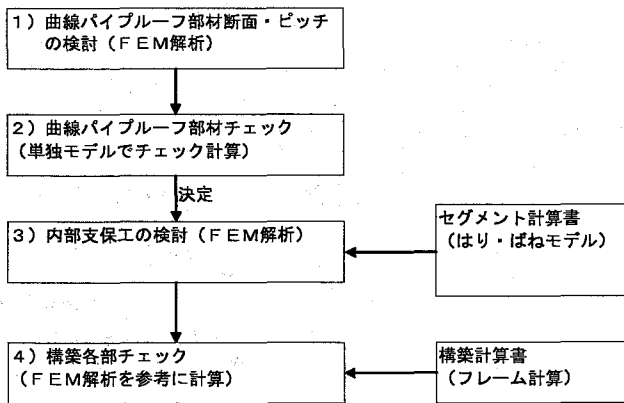


図-5 設計フロー

3.2. 構造解析

前項で述べたように、曲線パイプルーフの設計とセグメントに作用する荷重評価をFEM解析によって、本体鋼製セグメントとシールドトンネル内部の支保工の設計は多リング連続はりばねモデルによる解析によって行った。以下に解析条件と解析モデル、解析ステップについて述べる。

(1) 解析条件

a) 地山の物性値

地質調査結果より設定した地山の物性値を、下表に示す。なお、地盤改良は薬液注入工によって行ったため変形係数等の物性値に違いがないものと判断して地盤改良部の物性値には未改良箇所と同じ値を採用した。

表-2 地山の物性値

岩種	単位体積質量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν
上総層粘性土 (Kac1)	17	54,400	0.35
上総層砂質土 (Kas1)	18	75,300	0.35

なお、初期の側方の土圧係数はポアソン比より $\nu / (1-\nu)$ としている。

b) 部材の物性値

セグメントの物性値は、セグメントの設計に用いた値を使用する。また、1リング当りの物性値を1mあたりに換算した値を使用する。図-6にセグメントの割付けを、表-3にセグメントの物性値を示す。なお、「セグメント継手回転ばね」や「リング継手せん断ばね」などは、はりばねモデルのみで用い、FEM解析のモデル化では考慮していない。

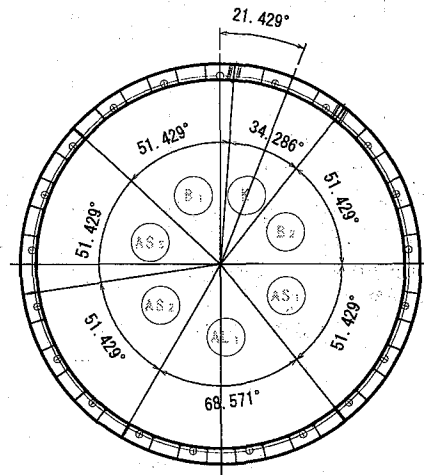


図-6 セグメントの割付け

表-3 セグメントの物性値

	1リングあたり	1mあたり
セグメント外径(m)	6.600	—
セグメント幅(m)	1.600	—
セグメント高さ(mm)	270	—
変形係数(kN/m ²)	2.1 × 10 ⁸	
ポアソン比 ν	0.2	
断面積A(m ²)	2.5326 × 10 ⁻²	1.583 × 10 ⁻²
断面係数Zo(m ³)	1.98251 × 10 ⁻⁴	1.239 × 10 ⁻⁴
断面係数Zi(m ³)	2.0587 × 10 ⁻³	1.287 × 10 ⁻³
断面二次モーメントI(m ⁴)	1.1413 × 10 ⁻³	7.133 × 10 ⁻⁴
地盤ばね(MN/m ³)半径方向	—	70.0
地盤ばね(MN/m ³)半径方向	—	0.1
セグメント継手 回転ばね(kN·m/rad)正曲げ	5016	—
セグメント継手 回転ばね(kN·m/rad)負曲げ	5590	—
ばね支点(kN/m)接線方向	87000	—
リング継手 せん断ばね(kN/m)半径方向	42000	—
リング継手 せん断ばね(kN/m)接線方向	396000	—

吹付コンクリート、ポンプ室駆体の物性値は一般的な値を用いるものとして、部材の物性値を表-4のとおりを設定する。

H形鋼の物性値は、縦断方向の建込ピッチを考慮し、1本当りの物性値を1mあたりに換算した値を使用する。

表-4 部材の物性値

項目	設計基準強度 (N/mm ²)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン 比
吹付コンクリート	24	3.4×10^6	0.2
ポンプ室躯体	18	2.5×10^7	0.2
ポンプ室躯体 (中床版開口部) 開口比:8.0/9.4	24	2.1×10^8	0.2

表-5 H形鋼の物性値(H-250, 建込ピッチ1.2m)

	1本あたり	1mあたり
変形係数 E (kN/m ²)	2.1×10^8	
ポアソン比 ν	0.3	
断面積 A (m ²)	9.143×10^{-3}	7.619×10^{-3}
断面係数 Z (m ³)	8.60×10^{-4}	8.917×10^{-5}
断面二次モーメント I (m ⁴)	1.07×10^{-4}	7.167×10^{-4}

鋼管については、鋼管に対して中詰材の剛性が無視できないことを実験において確認したため、鋼管の中詰材の影響も考慮し、鋼管と中詰材の合成梁とした。縦断方向の建込ピッチを考慮し、1本当りの物性値を1mあたりに換算した値を使用する。表-6に鋼管の物性値を示す。

表-6 鋼管の物性値(建込ピッチ1.2m)

			1mあたり	
合成物性値	変形係数E	(kN/m ²)	4.551×10^7	
	断面積A	(m ²)	5.191×10^{-2}	
	断面二次モーメントI	(m ⁴)	3.089×10^{-4}	
照査用物性値	Nの分配率	鋼管	0.623	
		中詰	0.377	
	鋼管	断面積A _s	(m ²)	7.056×10^{-3}
		断面係数Z _s	(m ⁴)	5.392×10^{-4}
中詰	断面積A _c	(m ²)	4.485×10^{-2}	

(2) FEM解析

FEM解析は、図-7, 8, 9と表-7に示したように周辺地盤とポンプ室本体コンクリートを平面ひずみ要素で評価し、セグメントと曲線パイプルフ、内部支保工をはり要素でモデル化した掘削逐次解析を実施した。また、解析ステップは図-10に示したような13ステップで解析を実施した。なお、設計時のFEM解析モデルの領域は、図-7のように上方境界につ

いては、Terzaghiの緩み高さにより算定した値9.9mとポンプ室の下方方向にトンネル外径の約2倍、水平方向がトンネル外径の約4倍とした。今回の検討時には図-8に示したように、全土被りを考慮し、水平方向に掘削幅の約5倍、ポンプ室の下方方向にトンネル外径の約2倍の解析領域でモデルを作成した。境界条件は、モデル下端がX方向、Y方向とも固定で、モデル右、左端がX方向固定、Y方向自由とした。

掘削解放率は、設計時に文献調査を行い、同様の解析や測定等の研究で設定されることが多い値を採用した。

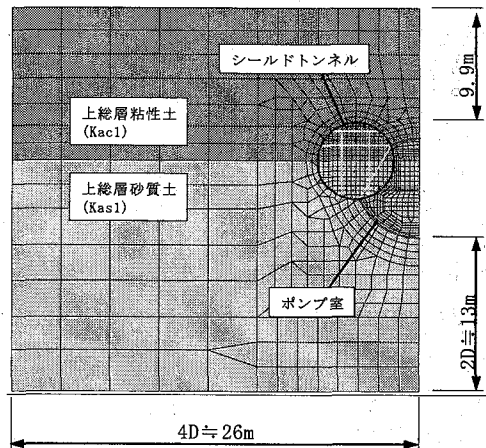


図-7 設計時のFEM解析モデル(全体)

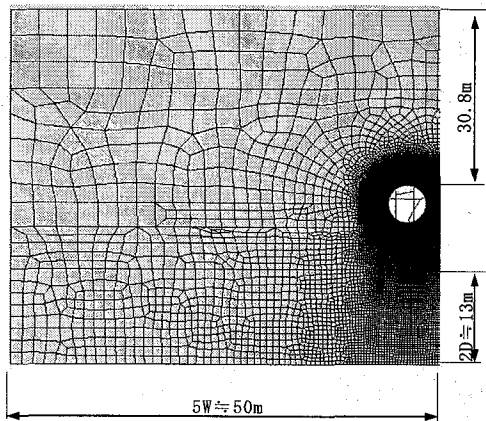


図-8 今回のFEM解析モデル(全体)

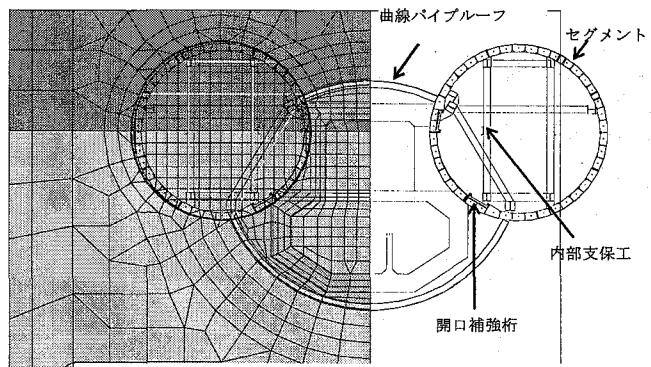


図-9 トンネル周辺解析モデル拡大図

表-7 使用要素

構成要素	要素モデル
地 山	平面ひずみ
吹付コンクリート	平面ひずみ
ポンプ室躯体	平面ひずみ
セグメント	梁要素
鋼管	梁要素
H形鋼	梁要素

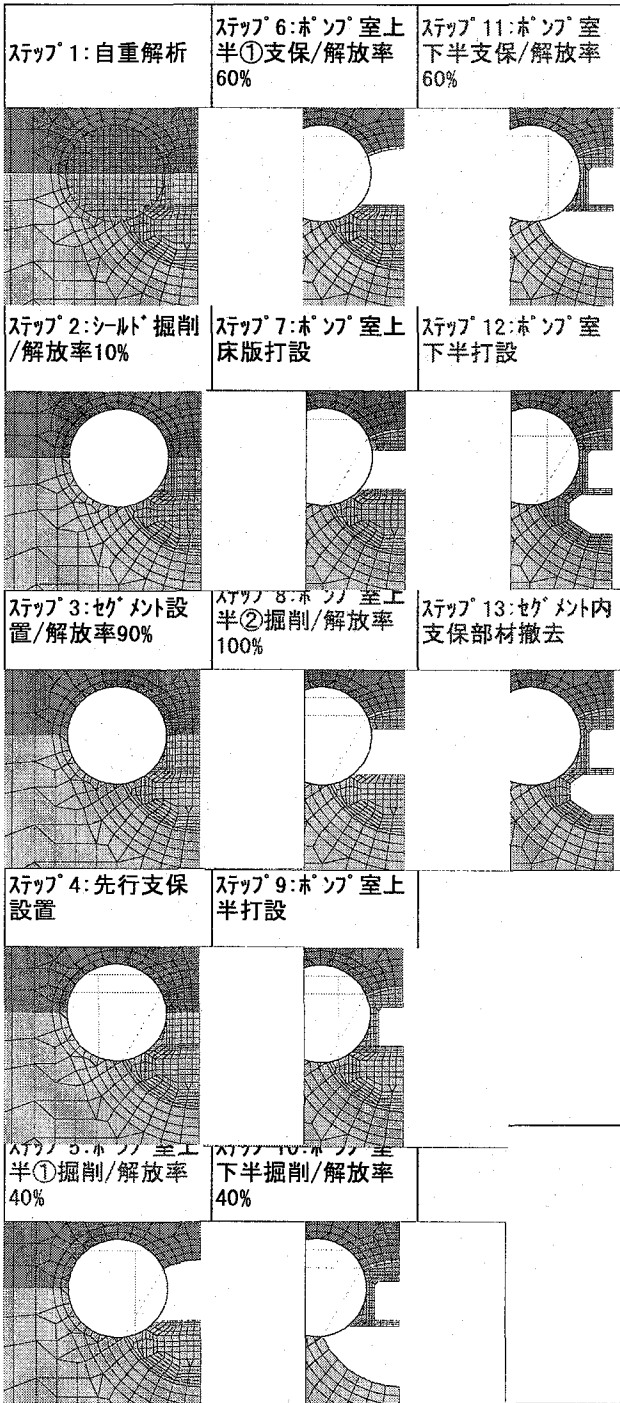
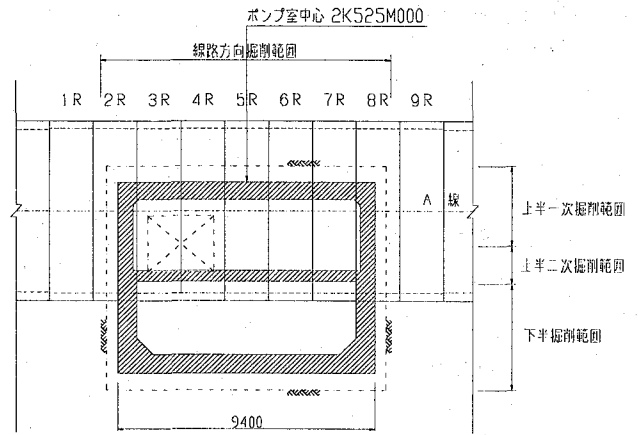


図-10 FEM解析ステップ

(3) はり・ばねモデル解析

図-11に示すようにトンネル方向の7リングにわたってポンプ室が構築され、そのうち2リングに開口部を設けた。そのため、シールドセグメントと内部支保工の断面力算定においては、はり・ばねモデル解析法を用いた。解析コードには、多リング系シ



ールドトンネル断面力計算プログラムを用いた。

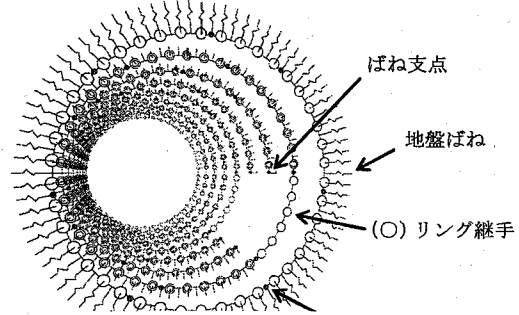


図-12 9リングはり・ばねモデル

図-11 トンネルとポンプ室の平面位置図

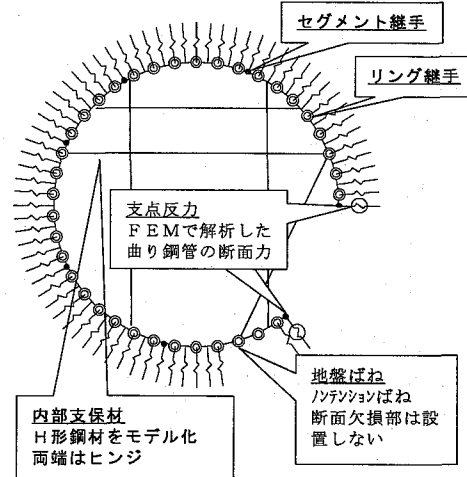


図-13 はり・ばねモデル概要

3次元FEM解析によって設計を行うことも検討されたが、計算にかかる労力が膨大であることと、一般部のセグメント設計に用いられている荷重およ

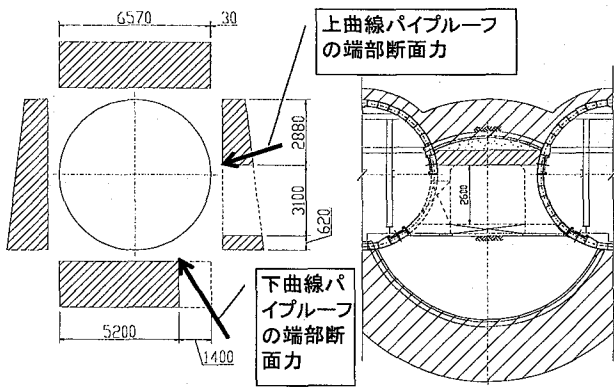


図-14 作用荷重の概念

び解析モデルとの整合性がとれないことからはり・ばねモデルによる解析を採用した。

ポンプ室部のセグメントを図-12のように開口部を考慮した9リングはり・ばねモデルとして評価した。また、内部支保工も図-13のようにモデル化した。

解析ステップは、図-10に示したFEM解析のステップのうち、(1)上半一次掘削時(ステップ5)、(2)上半二次掘削時(ステップ8)、(3)下半掘削時(ステップ11)そして(4)完成時(曲線パイプと内部支保工についてはステップ12、セグメントについてはステップ13)とした。

荷重は図-14に示したように、土圧とFEM解析によって算出した曲線パイプの端部における断面力とした。鉛直土圧はトンネル外径の1.5倍をゆるみ高さとして算出し、側方地盤反力係数は0.35とした。なお、完成時は水圧を考慮し、施工時は地下水低下地下水低下工法のため水圧は0とした。

(4) 単独モデルによる部材チェック解析

図-15に示すような骨組解析によって上曲線パイプ鋼管の耐力チェックを行った。上曲線パイプをヒンジアーチとし、セグメントの解析に用いたゆるみ鉛直土圧を載荷して構造計算を行った。上曲線パイプを骨組みモデルで評価し、その曲がりを図-15の水平線からの値で示した。

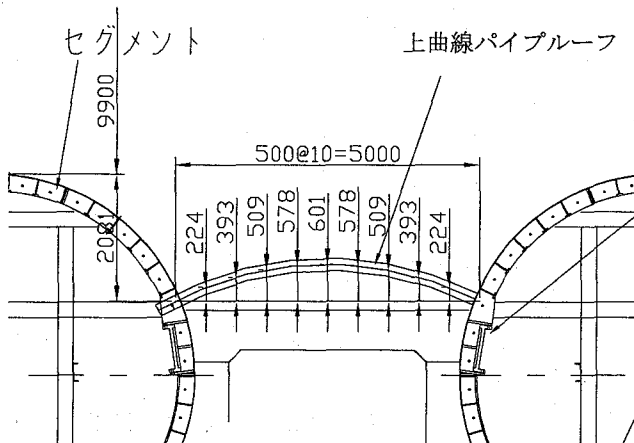


図-15 部材チェック単独モデル (単位: mm)

4. 計測値と設計値との比較

図-16に示した4ヶ所において計測値と設計値とを比較する。図-17~20に、上曲線パイプ、下曲線パイプ、内部支保工のうち斜材、セグメントの240°部における断面力の計測値と設計値とを比較したグラフを示す。

4.1. 上曲線パイプ

図-17からわかるように解析でも実際も上側の曲線パイプには軸力が卓越した。掘削初期段階では、計測値と設計値はほぼ近似している。しかし、下半掘削以降は、計測値が設計値より小さい値となった。

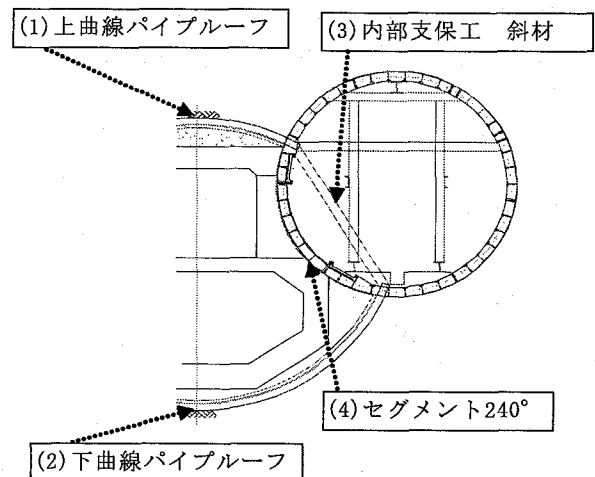


図-16 計測値と設計値とを比較する位置

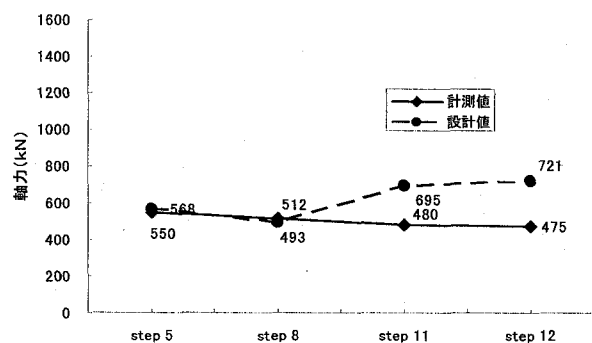


図-17 計測値と設計値との比較
(上曲線パイプ)

4.2. 下曲線パイプ

図-18に下曲線パイプ中央における軸力の計測値と設計値とを比較して記載する。下側の曲線パイプでは、下半部の掘削にともなう軸圧縮力の増加は極端に小さく、上側の1/10の50kN程度しか生じなかった結果となった。この計測値は設計値と比較しても1割程度の値である。

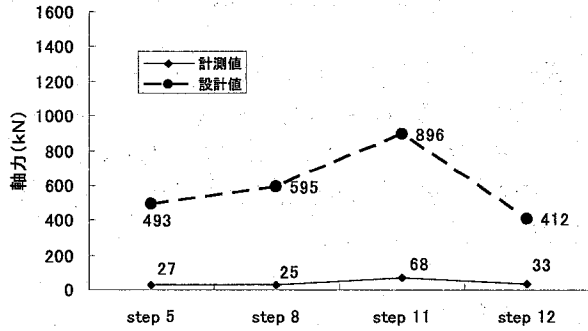


図-18 計測値と設計値との比較
(下曲線パイプルーフ)

4.3. 内部支保工 斜材

斜材の軸力は、全掘削施工段階を通して計測値が設計値の30~40%となった。特に、上半二次掘削以降の軸力増加量は、計測値が設計値の1/4程度となった。

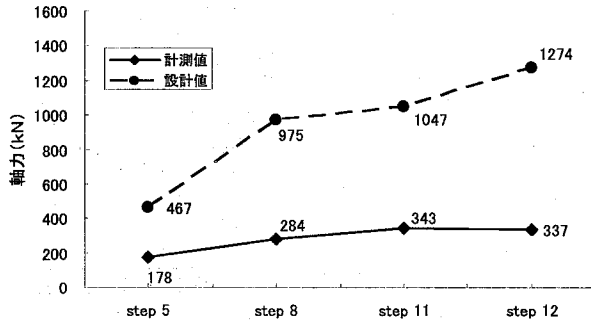


図-19 計測値と設計値との比較
(内部支保工 斜材)

4.4. セグメント (240°)

ポンプ室の施工による影響を直接受ける位置のセグメントに着目すると、計測値の曲げモーメントはポンプ室上半一次掘削時に負曲げが生じたが、設計値は正曲げを想定していた。その後の両者はほぼ同じ変動傾向となった。

軸力については、計測では上半掘削時に圧縮を生じた後、ほぼ軸力が無くなっているが、設計ではポンプ室内掘削時に、引張軸力が生じたのち内部支保工を撤去して力の再分配により圧縮の軸力が生じることを想定していた。

5. 計測結果の考察と本工法の設計における課題の抽出

5.1. 計測結果の考察

前項でまとめた計測値と設計値との比較に考察を加えた、曲線パイプルーフについて以下に述べる。

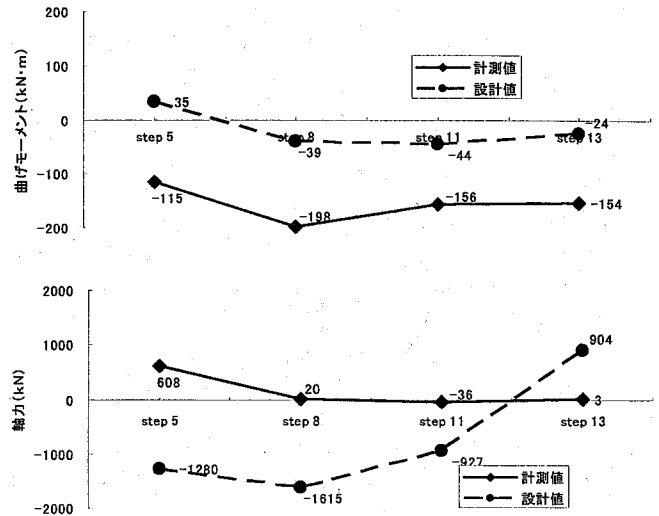


図-20 計測値と設計値との比較
(セグメント240°)

(1) 上曲線パイプルーフに作用する鉛直荷重

図-17よりポンプ室上半の掘削によって上曲線パイプルーフに生じた実測の軸力とFEM設計値とはほぼ一致した。この施工ステップにおける掘削高さは掘削幅に対して小さいため、側圧の影響が小さく、セグメントおよび内部支保工の剛性が相対的に大きいため、上曲線パイプルーフに作用する掘削による鉛直土圧だけが卓越しているものと考えられる。したがって、FEM解析で推測される鉛直土圧がほぼ実際に作用する値であるものと判断した。さらに、単独モデルからも同様の結果となっている。この値は、 135kN/m^2 であり上曲線パイプルーフの幅を掘削径とするゆるみ土圧と一致する。なお、シールドトンネル径から求めたゆるみ土圧は 216kN/m^2 で過大な評価となった。

(2) 下曲線パイプルーフに作用する荷重

下曲線パイプルーフに作用する荷重は、上曲線パイプルーフに作用する鉛直土圧とポンプ室内の土の重量との合計を除去したときに生じるリバウンド量によって発生すると考えられる。したがって、約 300kN/m^2 程度の荷重が作用すると考えられるが、計測値の軸力から推測すると十数 kN/m^2 程度しか作用していない結果となっている。

この原因としては、リバウンド量をFEM解析によって推測する場合には対象地盤の剛性を地盤の特性と3次元効果から6倍程度にすると実測に合う現象⁴⁾も考えられる。しかし、図-21に示したように地盤の変形係数を地盤調査の値の6倍にしても、土被り厚さを 9.9m にした設計値と同じく 700kN 以上の軸

力が発生する計算結果となっている。したがって、工法の性質上、曲線パイプルーフの先端とセグメントとの間に残土が挟まり、完全に一体化した剛性を得ることは困難であるため、軸力の計測値が小さくなったと考えられる。このことは、内部支保工斜材の軸力が上半二次掘削以降に増加しなかったことから推測される。

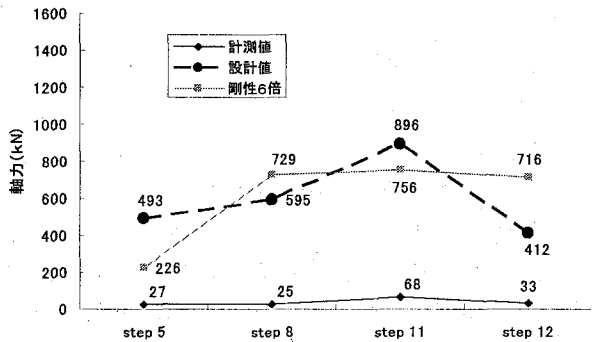


図-21 計測値と設計値との比較
(下曲線パイプルーフ)

(3) 設計方法の評価について

今回の設計では上曲線パイプルーフに作用する鉛直土圧や下曲線パイプルーフの荷重が確定できなかったため、FEM解析を10ケース以上行い、曲線パイプルーフの仕様とはり・ばね多リングモデル解析への作用荷重を算出した。掘削深度や形状が違う場合には図-5の設計フローに準じて設計すべきであると考えられる。

今回の部材に発生した断面力の計測値は設計値より小さい傾向があった。しかし、これは未固結地山をゆるませず、地山の耐力を十分に利用した結果であると考えられる。設計計算上考慮していない地下水位工法や薬液注入による地盤改良工も地山補強に効果があったものと考えられるが、深度40mでは600kN/m²以上の鉛直応力が解放されることから、曲線パイプルーフによる地山補強効果が、それらの補強効果より大きかったと推測している。したがって、今回の曲線パイプルーフでは、強度よりもその剛性のほうが地山を補強する効果が大きいものと考えられ、設計で定めた本曲線パイプルーフの仕様は安全側のものであると考えられる。

下曲線パイプルーフと内部支保工斜材に生じた断面力は設計値より特に小さかった。しかし、設計段階でそれぞれの仕様の組合せを9ケース計算した結果から推測すると、この断面力に合わせて部材仕様を細くした場合には、セグメントの240°位置に生じる曲げモーメントは今よりも大きくなると考え

られる。このことから、形状保持に必要な剛性を有する内部支保材斜材を採用したことは安全側の設計であったと考えられる。

5.2. 設計の課題と提案

(1) FEM解析の物性値

考察の項で述べたように、立坑掘削工事におけるリバウンド量をFEM解析で推測する場合には、床付け深度以下の地盤剛性を土質試験で求めた地盤の変形係数の3倍以上にして算定すると計測値とほぼ一致するという報告⁵⁾もある。特に、東京都心部で掘削深度40m以上の掘削工事では、リバウンド対象層が第4紀更新世洪積層上総層群砂質土(Kas1)となることが多く、その経験から一軸や三軸の圧縮試験から算出した地盤の変形係数を6倍にし、解析領域を適切に設定すると周辺地盤の挙動が再現できることが多い。今回のようにリバウンドの影響で地中構造物に生じる断面力を推定する場合には、大きめの解析領域をとることで地中構造物同士の相対変形が境界条件の影響を受けなくなり計算結果が一定の値に安定するが、大深度の掘削によるリバウンド変位量を正しく推定するには課題が多いと考える。Kas1層の変形係数を6倍にした場合の上曲線パイプルーフ軸力を図-22に示す。

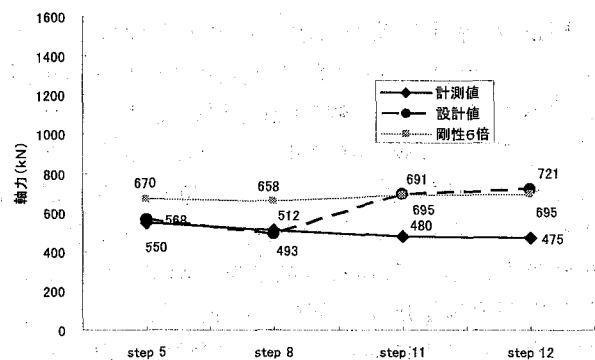


図-22 計測値と設計値との比較
(上曲線パイプルーフ)

この結果から、上半掘削時には設計値の方が計測値と一致しているが、FEM解析においてTerzaghiの緩み高さにより土被り厚を変更する合理的な根拠が見だし難い。地盤の変形係数を6倍にした解析結果でも計測値をかなり説明できていると思われる。また、上曲線パイプルーフも下パイプルーフも設計に用いる最大値は設計値より変形係数を6倍した解析値の方が小さくなり、計測値にやや近くなる。

したがって、本工法の掘削時の挙動をFEM解析

によって再現することを試みる場合、掘削下端より下の地盤剛性を十分検討する必要がある。さらに筆者らは、対象地盤が東京都深部の40m以深の洪積砂層である場合には、リバウンドを生じる地盤の変形係数を6倍程度の値にして設計をすること可能ではないかと考えている。

(2) 支保部材の簡易構造計算

今回の設計では上下曲線パイプルーフ仕様をFEM解析によって定めた。そのために膨大な時間が必要であり、また、設計作業は大変煩雑であった。そこで、曲線パイプルーフ仕様を設定するための簡易構造計算方法を提案する。これを用いることで図-23の設計フローで本工法の仮設計を行うことが可能になる。

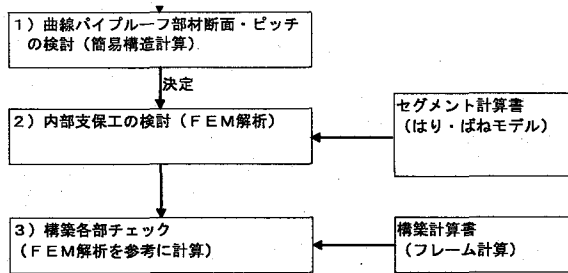


図-23 簡易計算を用いた設計フロー

a) 上曲線パイプルーフ

FEMの解析結果から求めた軸力と曲げモーメントは、Terzaghiの緩み高さを算出するトンネル幅に上曲線パイプルーフ幅5.0mを用いてゆるみ高さを推定して、上曲線パイプルーフをヒンジアーチとして骨組み構造解析によって求めた断面力とほぼ一致する。したがって、今回の設計ではシールドトンネル外径の6.6mからゆるみ高さを求めて、ヒンジアーチの骨組み構造解析で部材の照査を行っているが、ゆるみ高さは上曲線パイプルーフ幅から求めても良いと考える。表-8に、今回の設計値とゆるみ高さを上曲線パイプルーフ幅から求める方法による断面力を比較して示す。なお、換算軸力は鋼管と中詰めモルタルとの剛性と断面積、断面係数から曲げモーメントの最大応力度を軸力に換算したものである。

表-8 設計値と提案計算結果

b) 下曲線パイプルーフ

	設計値		提案方法
	FEM	単独モデル解析	単独モデル解析
ゆるみ高さ	—	12.0m	7.5m
鉛直土圧	—	216.0kN/m ²	135.0kN/m ²
軸力(1mあたり)	721kN	1273kN	796kN
曲げモーメント(1mあたり)	30kN・m	45kN・m	28kN・m
換算軸力(1mあたり)	1203kN	1981kN	1246kN
許容軸力(1mあたり)	1992kN		

下曲線パイプルーフには上曲線に作用するゆるみ土圧とポンプ室内部の土重量が作用するように推定される。しかし、下曲線パイプルーフはほぼ半円形をしているため、FEM解析結果からポンプ室内部の掘削によって解放される鉛直土圧は、地盤のアーチ効果によって減少すると思われる。

そこで、地盤のアーチ効果を考慮できるエガーの式を用いて下曲線パイプルーフの軸力を推定することを考えた。

開放される下曲線パイプルーフの設置面変位を式(1)のエガーの式⁹⁾によって算出し、下曲線パイプルーフ構造の変位をリングとして式(2)で求めて、両者が等しくなる開放面の法線方向圧力を定める。この荷重で生じる軸力で下曲線パイプルーフの断面仕様を設定する。表-9に、今回の設計値と提案した方法による断面力を比較して示す。今回、下曲線パイプルーフでは計測値と設計値と大きな差が生じたためこの提案方法の正否は判断できないが、設計の初期段階で部材仕様を設定する際には用いることでFEMでの計算回数を低減させることができ、提案方法は有効と思われる。

$$U_e = \frac{1-\nu}{E} \left[\left\{ (1-2\nu) \cdot r + \frac{R_0^2}{r} \right\} \cdot P_0 - \frac{R_0^2}{r} \cdot \sigma_{y0} \right] \quad (1)$$

U_e : 壁面変位

E_s : 地盤弾性係数

ν : 地盤ポアソン比

R_0 : 掘削半径

σ_{r0} : R_0 に作用する内圧

P_0 : 周辺地盤内応力

$$U_L = \frac{R_0^2 \cdot \sigma_{r0}}{E_L A_L} \quad (2)$$

U_L : 曲線パイプルーフ変位

E_L : 曲線パイプルーフ等価弾性係数

A_L : 曲線パイプルーフ等価断面積

表-9 設計値と提案計算結果

	設計値	FEM解析	提案方法
	FEM	変形係数6倍	エガー式
鉛直土圧	—	—	330kN/m ²
軸力(1mあたり)	896kN	756kN	1166kN
曲げモーメント(1mあたり)	30kN・m	5kN・m	0kN・m
換算軸力(1mあたり)	1378kN	836kN	1166kN
許容軸力(1mあたり)	1992kN		

6. まとめ

今回の検討から以下の知見を得た。

- ・今回の設計手法と設計結果は、計測値から地山の耐力を利用し、かつ、安全なものであったと思われる。
- ・東京都心部で掘削深度40m以深に本工法を用いる場合、掘削下端より下の地盤が第4紀更新世洪積層上総層群砂質土（Kas1）であれば、土質試験で求めた変形係数よりも数倍大きな値を用いた方が実際の挙動に近くなる可能性がある。
- ・上曲線パイプルーフ幅をトンネル径として求めたゆるみ高さから鉛直土圧を算出し、上曲線パイプルーフをヒンジアーチとした骨組み構造解析によって設計の煩雑さを減らせる可能性がある。
- ・下曲線パイプルーフの仕様はエガーの式を用いることで設計の煩雑さを減らせる可能性がある。

今度、全体挙動についてさらに詳細な検討を加え、

設計方法の確立を目指していく予定である。

参考文献

- 1) 伊藤ら：高田A線工区中間ポンプ室（その1）（PSS- Arch工法の施工について）第62回土木年次学術講演会（投稿中）
- 2) 荻野ら：高田A線工区中間ポンプ室（その2）（PSS- Arch工法の計測結果のまとめ）第62回土木年次学術講演会（投稿中）
- 3) 辻ら：「地下40mの高被圧地下水下において非開削工法によるポンプ室築造工事」（2006.1第11回地下空間シンポジウム）
- 4) 川田ら：地下鉄直上での大規模開削工事におけるリバウンド対策，第57回土木年次学術講演会，2002.9
- 5) 新アンダーピニング工法等研究会：アンダーピニング工法設計・施工マニュアル，pp.37，2007.5
- 6) 岡：薄肉理論とその応用，トンネルと地下，7巻4・5号，1976.4,5