

大深度地下トンネルの構造設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 16～平 19

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）

研究担当者：真下英人、石村利明、森本智

【要旨】

本研究は、大深度地下に建設されるトンネルの建設コスト削減を図るために、シールド工法によりトンネルを構築する場合における大深度地下の地盤特性を考慮した経済的なトンネル構造の設計法および NATM により地中掘削により建設される大断面トンネルの合理的な支保構造の設計法について検討するものである。トンネル構造の設計法については、洪積粘性土（土丹）等におけるシールドトンネルの現場計測結果等の分析を行い、大深度地下トンネルにおける設計荷重の評価を行うとともに、大深度地下の地盤特性を考慮したセグメント設計法の提案を行った。また、地中掘削等の段階施工により構築されるトンネルを対象とした数値解析を行い、非開削による大深度地下トンネル掘削部の設計法について検討を行った。

キーワード：大深度地下、シールドトンネル、作用荷重、施工時荷重、地盤反力係数

1. はじめに

都市交通の効率化、渋滞緩和対策の一つとして、今後、大都市圏における大深度地下での道路トンネル建設が見込まれる。シールド工法による大深度地下トンネルの建設については、これまで下水道などの小断面トンネルでは比較的地山特性が似た地盤における施工実績はあるものの、道路トンネルのような大断面トンネルの大深度での実績はなく、大深度地下トンネルの覆工設計にあたっては、トンネルへの設計荷重などの設定方法に関して確立されたものがないのが現状である。さらに、大深度地下道路トンネルでは地上部とのアクセスのための分岐合流部が必要になるが、従来、浅深度で適用されてきた開削工法は、高コストとなるばかりでなく、工事期間中における車線規制に伴う交通渋滞の原因となるなどから適用が困難な状況である。

本研究は、大深度地下に建設されるトンネルの建設コスト削減を図るために、シールド工法によりトンネルを構築する場合における大深度地下の地盤特性を考慮した経済的なトンネル構造の設計法および NATM により地中掘削により建設される大断面トンネルの合理的な支保構造の設計法について検討するものである。

2. 大深度地下トンネルの設計荷重

2.1 検討方法

洪積粘性土（土丹）等を通るシールドトンネルの覆工に設置した土圧計、水圧計および鉄筋応力計から得

られる現場計測結果について、覆工組立時から覆工に作用する荷重が一定となる時期に至るまでを時系列に整理し、シールドトンネル覆工に作用する荷重を検討した。分析を実施したシールドトンネルの諸元を表-1に示す。

現場計測は、土圧、水圧、鉄筋応力度を主な計測対象とし、計測リング組立途中を含めて計測データが安定するまで測定した。

表-1 現場計測シールドトンネルの諸元

| トンネル名 | A | B | C | D |
|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|
| シールド外径(m) | 6.36 | 13.05 | 13.0 | 12.14 |
| シールド形式 | 泥水加圧式 | 泥水加圧式 | 泥水加圧式 | 泥水加圧式 |
| 土被りH(m) | 34.4 | 33.0 | 21.8 | 51.1 |
| 土被り比H/D | 5.4 | 2.5 | 1.7 | 4.3 |
| 地下水位(管頂より)(m) | 30.3 | 25.74 | 9.4 | 37.1 |
| 掘削部の主な地質 | 洪積粘性土層 | 洪積粘性土層 | 洪積砂礫土層 | 洪積砂質土層 洪積粘性土層 |
| セグメントの種類 | 平板型 RCセグメント | 平板型 RCセグメント | 平板型 RCセグメント | 平板型 RCセグメント |
| セグメント外径D(m) | 6.20 | 12.83 | 11.9 | 11.90 |
| セグメント内径(m) | 5.70 | 11.83 | 10.8 | 10.60 |
| セグメント厚さ(m) | 0.25 | 0.50 | 0.55 | 0.65 |
| セグメント幅(m) | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| セグメント分割数 | 6 | 9 | 10 | 9 |
| セグメントの組み方 | 2リツク千鳥 | 2リツク千鳥 | 2リツク千鳥 | 2リツク千鳥 |
| 継手形式(セグメント継手) | 突き合わせ継手 | ボルト・金物結合 | ボルト結合 | ボルト結合 |
| 継手形式(リツク継手) | ピン継手 | ピン継手 | ボルト結合 | ピン・ボルト結合 |
| 計測開始時期 | セグメント組立 開始から | セグメント組立 開始から | セグメント組立 開始から | セグメント組立 完了から |
| 計測初期値 | セグメント組立前 | セグメント組立前 | セグメント組立前 | セグメント組立前 |

2.2 現場計測結果

覆工には、表-2に示すように各施工段階において i) 自重、ii) テール内荷重、裏込め注入等の施工時荷重、iii) 水圧等の荷重が作用している。計測結果の挙動については、主にAトンネルの計測結果をもとに考察する。

2.2.1 Aトンネルの現場計測状況

Aトンネルは図-1に示す洪積粘性土層（N値>50）を通過する土被り約35m（約5.5D、D：覆工外径）の位置に構築される。計測は、計測リングⅠ（以下、325Rと表記）および計測リングⅡ（以下、326Rと表記）の2リングで実施した。325Rで土圧、水圧、鉄筋応力度を、326R

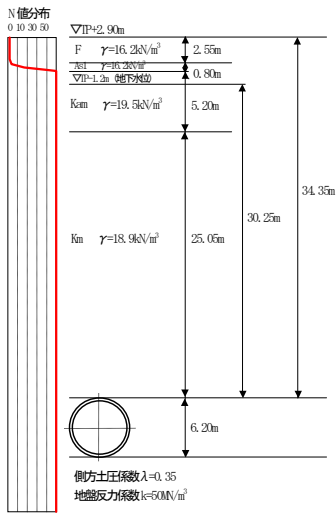


図-1 現場計測トンネルの位置と地盤条件

で鉄筋応力度を計測した。

なお、計測リングの位置とシールドマシンの位置関係は図-2に示すとおりであり、シールドマシン内には2リング分のセグメントリングが留まる。325Rから1リング先のセグメント（326R）掘進時にテールシール反力、テールシールグリス圧（以下、テール内荷重と表記）、ジャッキ推力等が作用する。また、裏込め注入はセグメント注入孔からの即時注入方式を採用しており、325Rから2リング先のセグメント（327R）掘進時に裏込め注入圧が作用する。

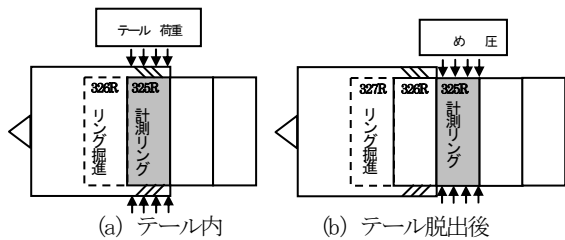


図-2 施工時荷重作用時の計測リングの位置

2.2.2 組立完了時およびテール脱出前後に作用する荷重

(1) 土圧の変化

Aトンネルにおける325R組立後12時間経過までの土圧計測結果を図-3に示す。図より以下のことが分かる。325Rがテール内に存在するときはテール内荷重が、計測リングがテールから脱出した後は裏込め注入圧が作用し

表-2 施工における荷重

| 各施工段階 | 計測リングに作用する想定荷重 |
|----------|--|
| ①組立完了時 | 自重 |
| ②テール脱出前 | 自重、施工時荷重（テール内荷重、ジャッキ推力等） |
| ③テール脱出直後 | 自重、施工時荷重（裏込め注入圧等）、施工時荷重の残留分（テール内荷重、ジャッキ推力等）、水圧 |
| ④長期安定時 | 自重、施工時荷重の残留分（テール内荷重、ジャッキ推力、裏込め注入圧等）、水圧、土圧 |

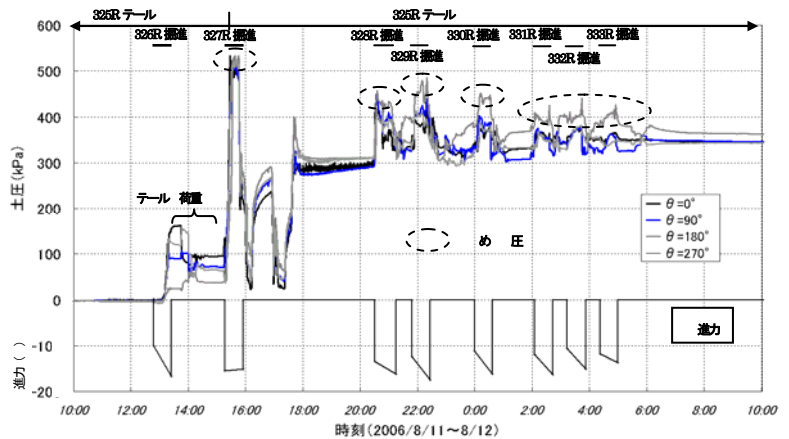


図-3 2 組立後12時の土圧の変化

ている。裏込め注入圧は、裏込め注入が行われるトンネル掘進中に上昇し、掘進停止後に掘進前の状態に戻る。裏込め注入圧の影響は、テール脱出直後が最も大きく、徐々にその影響が小さくなり、土圧の変動がわずかとなる。その後、土圧計の値は、徐々に低下し、一定値に収束する。

(2) 組立完了時およびテール脱出前後に作用する荷重の評価

ここでは、鉄筋応力計測値から求められる断面力と表-2に示す各施工段階において想定される荷重を載荷させたときに求められる断面力との比較を行い、それぞれの段階で作用する荷重を検討する。

断面力の算定にあたっては、図-4に示すような継手の剛性を評価できる2リングはりばねモデルによる骨組み構造解析によった。設計定数は、トンネル設計計算書を

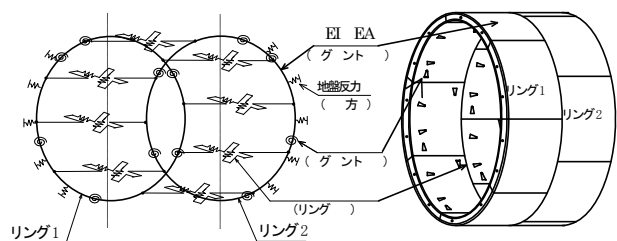


図-4 組構造

参考にし、せん断ばね定数は実大供試体を用いたリング間せん断試験結果により得られた値を用い、回転ばね定数は突合せ構造を持つ継ぎ手の解析に一般に用いられているLeonhardtの提唱したBetongelenkeの理論値¹⁾を用いた。側方土圧係数は「トンネル標準示方書(シールド工法・同解説)」における値(固結した粘性土の値)²⁾を用い、地盤反力係数は $k=25\text{MN/m}^3$ を用いた。

組立完了時は自重を、テール脱出前後においては土圧計により計測されたテール内荷重、裏込め注入圧を載荷させたときの骨組み構造解析により算出した断面力(解析値)と鉄筋応力計測値から算出した断面力(計測値)の比較を図5に示す。組立完了時、テール脱出前における解析による断面力は、計測値から求めた断面力に概ね近い分布となった。また、テール脱出直後では裏込め注入圧のみを載荷させた施工時荷重の残留分を考慮しない場合に比べて、施工時荷重の残留分としてテール内荷重も考慮したほうが計測値から求めた断面力の分布により近くなった。

これより、組立完了時は自重が、テール脱出前後には施工時荷重としてテール内荷重が作用しているものと考えられる。

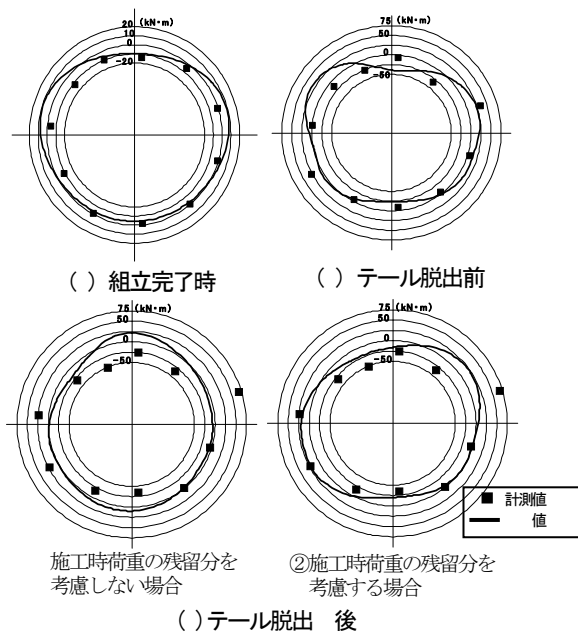


図5 組立完了時 テール脱出前後の力の
2.2.3 時に作用する荷重

(1) 土圧および水圧

計測リング組立から約1年経過時(以下、長期安定時と表記)までの土圧計と水圧計の計測結果の推移を図6に示す。 $\theta=90^\circ, 135^\circ, 180^\circ$ の覆工側部・下方での土圧は、比較的早くに一定値に収束しており、水圧とほぼ同

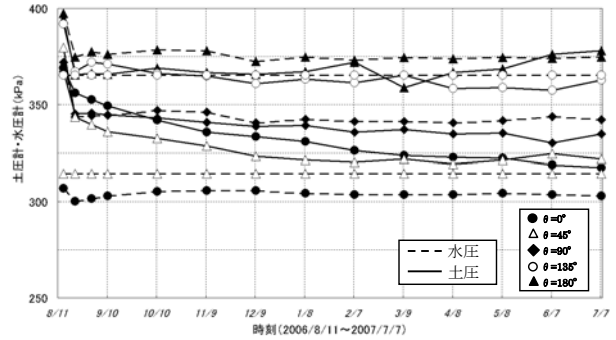


図6 土圧計測値と水圧計測値の

じ値となっている。一方、 $\theta=0^\circ, 45^\circ$ の覆工上方では土圧が一定値に収束するまでに時間がかかっているが、水圧に近づく方向に推移している。長期安定時においても土圧は水圧よりも大きな値を示しており、地盤反力がトンネル上方に作用しているためであると考えられる。

一方、水圧計の値は、計測開始直後は裏込め注入圧の影響を受けて大きな値を示したが、その後は概ね一定値を示し、回帰分析を用いて深度方向の水圧分布を推定すると計測値が地下水位から求められる静水圧分布と概ね一致した。

また、長期安定時に覆工に直接作用している荷重が覆工自重および水圧であるとする $\text{自重}-\text{浮力} < 0$ となり、トンネル上方に地盤反力が生じると考えられる。そこで、図7のような自重と水圧を作用させた荷重モデルを考え、骨組み構造解析によりトンネル上方に作用する地盤反力を検討した。骨組み構造解析は図4の2リングはりばねモデルを用い、地盤反力係数は後述する3.1で提案する二次元FEM解析により求めた $k=123\text{MN/m}^3$ を用いた。

天端での圧力を表3に示す。天端での変位量と地盤反力係数から天端に作用する圧力を求めると、土圧計の値

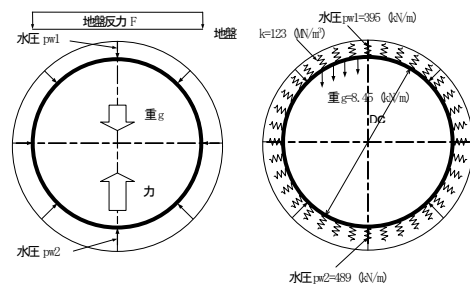


図7 トンネルの荷重状 および計 算

表-3 結果

| | 解析値 | 計測値 |
|------------------------------|------|------|
| k (MN/m^3) | 123 | — |
| 変位量 δ (mm) | 0.23 | — |
| 天端圧力 p (kN/m^2) | 28.4 | 13.5 |

天端圧力 p ;

解析値 $p = k$ (MN/m^3) $\times \delta$ (mm) / 1000

計測値 $p =$ (土圧計の値) - (水圧計の値)

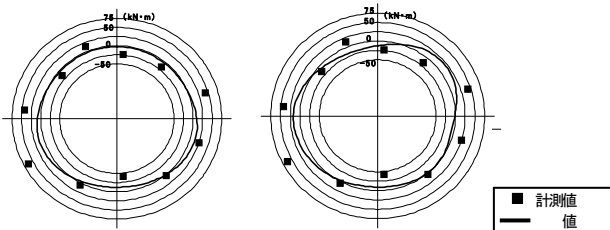
から水圧計の値を差し引いた値に近い値となっており、地盤反力がトンネル上方に作用していることが確認できる。以上の検討より、長期安定時ではトンネルに直接作用している荷重は自重および水圧であり、土圧は作用していないものと考えられる。

(2) 土圧 水圧 の作用荷重 (施工時荷重の 分)

長期安定時における作用荷重について、組立完了時およびテール脱出前後に作用する荷重の検討と同様な方法により、表-2に示した想定される荷重を載荷させたときに求められる断面力との比較を行い、作用荷重を評価する。長期安定時においては前述したように覆工に直接作用しているのは自重と水圧であり、土圧は直接作用していない。しかし、施工時荷重の影響が残留分として覆工に作用し、断面力が発生することが考えられることから、施工時荷重の残留分を考慮したときの断面力を求めた。なお、断面力の算定時の地盤反力係数は $k=123\text{MN}/\text{m}^3$ を用いた。

長期安定時に作用すると想定される荷重を載荷させて、骨組み構造解析により算出した断面力 (解析値) と鉄筋応力計測値から算出した断面力 (計測値) の比較を図-8に示す。施工時荷重 (テール内荷重、裏込め注入圧) の残留分を考慮したほうが、施工時荷重の残留分を考慮せずに静水圧のみを作用させた場合に比べて計測値から求めた断面力の分布により近くなった。計測値が解析値よりも大きくなっている箇所があるが、これは解析時に荷重として考慮しなかったジャッキ推力による影響であると考えられる。これより長期安定時においても、施工時荷重の残留分による影響を考慮して断面力を評価する必要があると考えられる。

施工時荷重の残留分については、現時点では定量的な評価が難しいため、施工時荷重の残留分を土圧荷重に置き換えて断面力を評価した。施工時荷重の残留分に相当する鉛直荷重として、湿潤単位体積重量 ($\gamma=18.9\text{kN}/\text{m}^3$) 換算で、1D ($117.2\text{kN}/\text{m}^2$) に相当する土圧を考慮した。荷重モデル図を図-9に示す。図-10に示す検討結果では、解析値が計測値と近くなり、1D相当程度の鉛直荷重を考



① 施工時荷重の残留分を考慮しない場合 ② 施工時荷重の残留分を考慮する場合

図-8 時の 力の

慮することで、施工時荷重の残留分の影響による断面力を評価することができると考えられる。

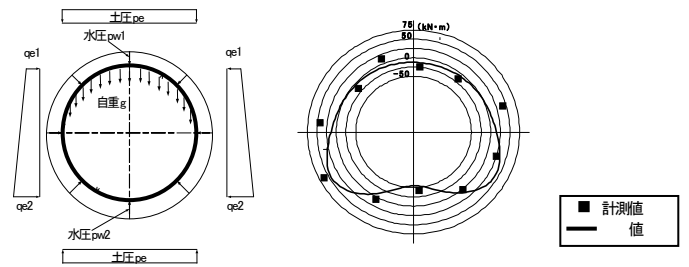
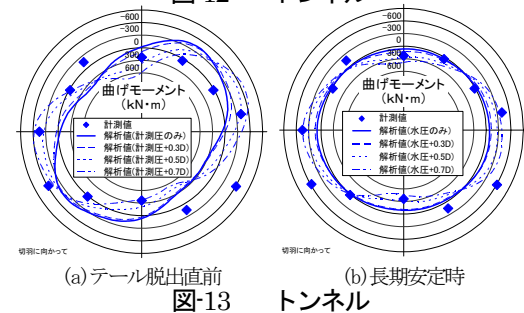
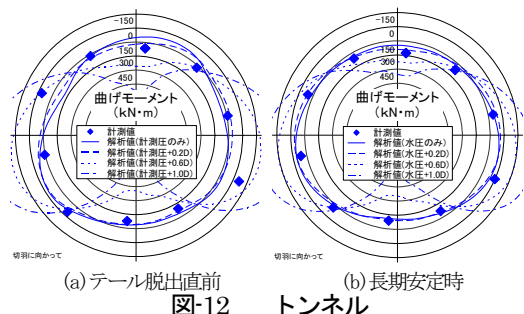
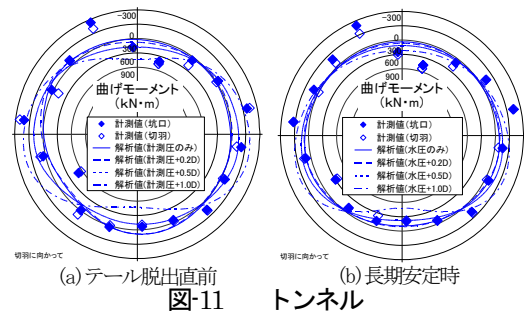


図-9 荷重 ル図 図-10 組 結果と 力の

2. 3 大深度地下トンネルの設計荷重

上記に示したように洪積粘性土層中のAトンネルの作用土圧は、静水圧のほか、施工時の残留分の影響として1D相当程度の鉛直荷重を考慮するのが妥当と考えられた。ここでは、表-1に示した洪積土層中におけるB,C,Dトンネルの現場計測結果を用いて前述した方法と同様に分析した。水圧については、既往の複数の現場計測報告でも静水圧が作用していたことから、静水圧が作用するものとして検討した。図-11~図-13にテール脱出直前の断面力および長期安定時における断面力を示す。本図は鉄筋計の計測値を用いて算出した断面力と各トンネルに



対して実施した骨組み構造解析によって得られた断面力を比較した。なお、解析はテール内においては施工時荷重としてテール脱出直前における土圧計の平均的な値を作用させた場合、長期安定時においては静水圧を作用させた場合と、それぞれの状態において施工時の鉛直荷重として湿潤単位体積重量で土被りに換算して0.2D~1D相当の荷重をそれぞれ加算させた場合の断面力を算出した。図より、各計測結果ともに、セグメント組立後からテール脱出前までに施工時荷重として受けるテール内荷重により比較的大きな断面力が発生している。長期安定時における断面力も、テール脱出後に実施される裏込め注入材等によりトンネルが拘束されるため、テール内荷重により発生した断面力に近い断面力となっており、テール内での断面力がそのまま残留する傾向が見られる。それぞれのトンネルにおいて異なるが、長期安定時の計測断面力に近似する解析条件は、静水圧に0.2D~0.7D程度の施工時荷重の残留分に相当する鉛直荷重を作用させた場合であることが分かる。

以上より、大深度地下における硬質な地盤中におけるシールドトンネルの作用荷重は、静水圧と施工時荷重を考慮する必要があることが分かった。

3. 大深度地下シールドトンネルの設計法

3.1 地盤反力係数の評価方法

弾性体の挙動を示す良好な地盤に掘削されたトンネル覆工の挙動を骨組み構造解析により求める際に必要となる地盤反力係数の評価手法を検討した。

3.1.1 地盤反力係数の方法

弾性体の挙動を示す地盤に掘削されたトンネル覆工の挙動について、図-14のように(a)掘削前、(b)掘削・覆工建込み後の状態を考える。掘削前の地盤には鉛直応力 p_{0y} 、水平応力 p_{0x} で表される初期応力が発生し、掘削・覆工建込み後の覆工には法線方向変位量 δ_r および接線方向変位量 δ_θ が発生し、法線方向荷重 p_{1r} および接線方向荷重 $p_{1\theta}$ が作用する。一方、弾性体の挙動を示す地盤に掘削さ

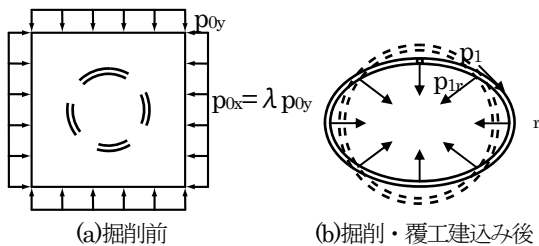


図-14 の ず地盤に掘 トンネル 工の

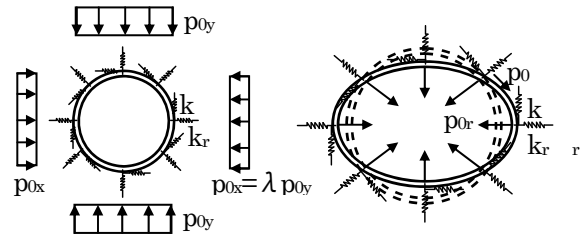


図-15 組 構造 ルにおる トンネル 工の荷重状

れたトンネル覆工の挙動を骨組み構造解析により求める場合のモデルは図-15 のようである。図-16 に示すように図-14 と図-15 の荷重状態が等価であると、天端から角度 θ での覆工節点における荷重と変形量の関係式から、法線方向の地盤反力係数および接線方向の地盤反力係数は式(1)、(2)により求めることができる。

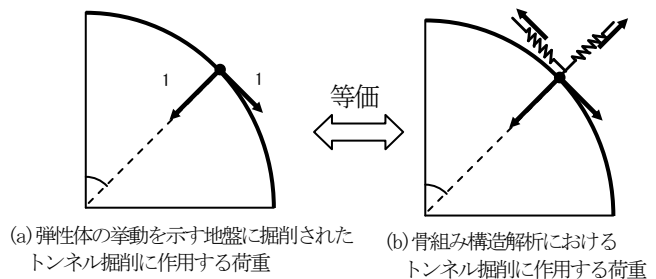


図-16 トンネル 工に作用する荷重

$$\begin{cases} p_{1r} = p_{0r} - k_r \delta_r \\ p_{1\theta} = p_{0\theta} - k_\theta \delta_\theta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} k_r = \frac{p_{0r} - p_{1r}}{\delta_r} \\ k_\theta = \frac{p_{0\theta} - p_{1\theta}}{\delta_\theta} \end{cases} \quad (1) \quad (2)$$

一般には、 p_{0r} 、 p_{1r} 、 δ_r はそれぞれ二次元弾性FEM解析で覆工に接する地盤要素の法線方向の初期地盤応力、掘削・覆工建込み後の地盤応力、変形量として、 $p_{0\theta}$ 、 $p_{1\theta}$ 、 δ_θ も接線方向の同様の応力、変位として求められる。

また、地盤が均質等方な場合には無限弾性地盤を対象としたEinsteinらにより導かれた理論³⁾により(1)(2)式の右項はそれぞれ下記で求められる。

$$\begin{cases} p_{1r} = \frac{1}{2} p_{0y} (\lambda + 1) (1 - a_0^*) - \frac{1}{2} p_{0y} (\lambda - 1) (1 - 6a_2^* + 4b_2^*) \cos 2\theta \\ p_{1\theta} = -\frac{1}{2} p_{0y} (\lambda - 1) (1 + 6a_2^* - 2b_2^*) \sin 2\theta \end{cases}$$

また、覆工の法線方向の変位量 δ_θ 、および接線方向の変位量 δ_r は次式で表される。

$$\frac{\delta_r E}{p_{0y} a (1 + \nu)} = \frac{1}{2} (\lambda + 1) a_0^* + \frac{1}{2} (\lambda - 1) \{ 4(1 - \nu) b_2^* - 2a_2^* \} \cos 2\theta$$

$$\frac{\delta_{\theta} E}{p_{0y} a(1+\nu)} = (\lambda - 1) \{ a_2^* + (1 - 2\nu) b_2^* \} \sin 2\theta$$

ここに、aは覆工半径、λは側方土圧係数、E、νはそれぞれ地盤の変形係数、ポアソン比であり、式中の無次元量として、

$$C^* = \frac{E_d(1-\nu_c^2)}{E_c A_c(1-\nu^2)}, F^* = \frac{E_d a^3(1-\nu_c^2)}{E_c I_c(1-\nu^2)}, \beta = \frac{(6+F^*)C^*(1-\nu) + 2F^*\nu}{3F^* + 3C^* + 2C^*F^*(1-\nu)}$$

$$a_0^* = \frac{C^*F^*(1-\nu)}{C^* + F^* + C^*F^*(1-\nu)}, b_2^* = \frac{C^*(1-\nu)}{2[C^*(1-\nu) + 4\nu - 6\beta - 3\beta C^*(1-\nu)]}, a_2^* = \beta b_2^*$$

であり、Ec、νc、Ac、Icはそれぞれ覆工の弾性係数、ポアソン比、単位長さあたりの断面積、単位長さあたりの断面二次モーメントである。

また、掘削前の初期応力度は次式で表される。

$$\begin{cases} p_{0r} = \frac{P_{0y}}{2} [(1+\lambda) + (1-\lambda)\cos 2\theta] \\ p_{0\theta} = \frac{P_{0y}}{2} (1-\lambda)\sin 2\theta \end{cases}$$

以上より、掘削前の初期応力度、掘削・覆工建込み後の応力度および変形量が求められ、地盤反力係数を求めることができる。

3.1.2 地盤反力係数の検

前記(1)で示した地盤反力係数の妥当性を検証するため、表-4に示す条件下で地盤反力係数を二次元弾性FEM解析により算出し、骨組み構造解析に適用し、変形量および断面力を求め、二次元弾性FEM解析結果との比較を行った。骨組み構造解析は図-17に示すように覆工が地山側に変形したときの押し込み側の地盤反力と覆工が内空側に変形したときの引き込み側の地盤反力を考慮できるモデルとした。解析に用いた地盤反力係数は二次元弾性FEM解析結果を用いて式(1)、(2)により算出した表-5の値を用いた。

表-4 地盤および工条件

| 項目 | | 物性値 |
|--|---------------------------------|-----------------------|
| 地盤 | 変形係数 E_G (MN/m^2) | 200 |
| | ポアソン比 ν | 0.3 |
| | 側方土圧係数 λ | 0.5 |
| 覆工 | 弾性係数 E_c (kN/mm^2) | 40 |
| | 外径 D (m) | 10 |
| | 覆工厚 t (m) | 0.4 |
| | 断面積 A (m^2) | 0.4 |
| | 断面二次モーメント I (m^4) | 5.33×10^{-3} |
| 土盛り H (m) | 50 | |
| 鉛直方向の初期応力 p_{0y} (MN/m^2) | 1.0 | |

表-5 地盤反力係数 k (MN/m^3)

| | | |
|------|-----|-------|
| 法線方向 | 主働側 | 36.2 |
| | 受働側 | 38.5 |
| 接線方向 | | -17.6 |

二次元弾性FEM解析との解析結果の比較を図-18に示す。変形量および断面力ともに値がほぼ等しくなる結果となった。

以上より、二次元弾性FEM解析により得られた地盤反力係数を骨組み構造解析に用いることで弾性体の挙動を示す地盤に掘削されたトンネルの挙動を表すことが可能であることが明らかとなった。

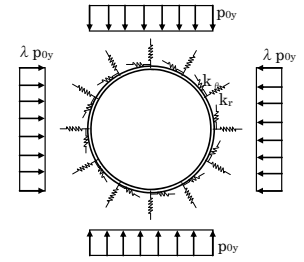


図-17 骨組み構造

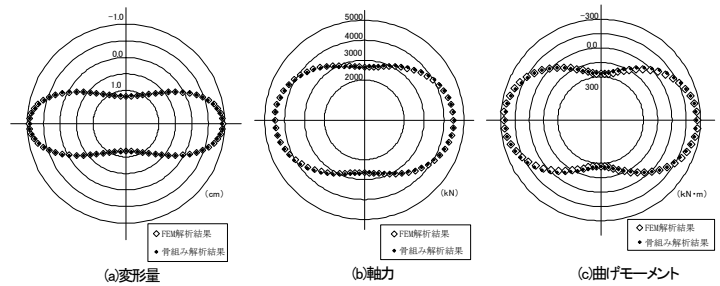


図-18 結果の

3.1.3 地盤反力係数に

表-4の条件を基本として側方土圧係数λ、地盤変形係数 E_G 、覆工外径 D が地盤変形係数に及ぼす影響を検討した。 E_G 、λを変化させたときの地盤反力係数の分布を図-19に、 D 、λを変化させたときの地盤反力係数の分布を図-20に示す。

側方土圧係数が地盤反力係数に及ぼす影響はさほど大きくないが、地盤変形係数が大きい領域では側方土圧係

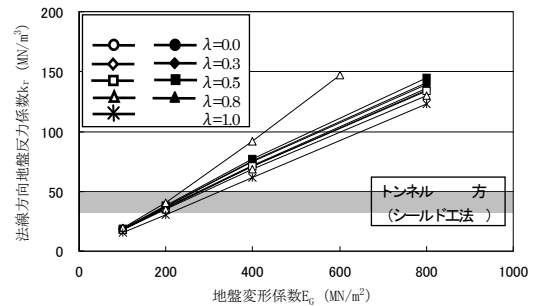


図-19 地盤変形係数 E_G 変化 との地盤反力係数

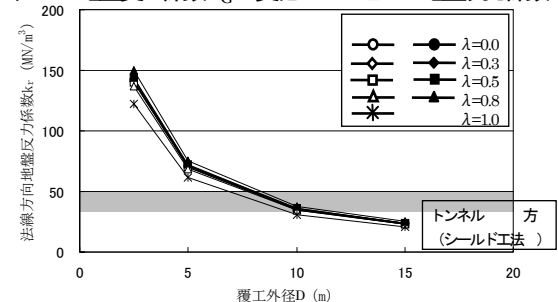


図-20 工 変化 との地盤反力係数

数が大きくなると受動領域の地盤反力係数は大きくなる傾向にある。また、地盤変形係数が大きくなると地盤反力係数が大きくなる傾向にあり、覆工径が大きくなると地盤反力係数は小さくなる傾向にあることが分かる。

3. 2 大深度地下トンネルの設計方法の

2 および 3.1 までの検討結果をもとに、大深度地下トンネルの覆工設計の考え方および各施工段階における荷重の種類と組合せは表-6 のように考えられる。

計算モデルは、セグメントの継手の剛性を評価できるはりばねモデルによる骨組み構造解析を用いる。設計荷重としては、水圧は地下水位等から得られる静水圧を作

表-6 工設計の方

| | |
|--|--|
| 計算モデル | はりばねモデル |
| 地盤反力係数 | 二次元弾性FEM解析あるいは理論解析値により算出 |
| 自重 | 覆工の自重を鉛直方向に作用 |
| | 自重による変形に対する地盤ばねは、仮想の地盤反力係数として設定する。 |
| 水圧 | 静水圧を作用 |
| 土圧 | 洪積粘性土（土丹）等の地盤においては、土圧は作用しないものとする。 |
| 施工時荷重 ※土圧が作用する場合は、土圧を含んだ施工時荷重として評価する。 | ・テール内荷重：テール内において受けるテールブラシ圧、テールグリス圧等を作用 |
| | ・裏込め注入圧：テール脱出後に受ける裏込め注入による圧力を作用 |
| | ・施工時荷重の残留分：テール内荷重、裏込め注入による施工時荷重の残留分を作用 |

表-7 施工における荷重の

| | 重 | 水圧 | 施工時荷重 |
|--------|---|----|-------|
| 組立完了時 | | | |
| テール脱出前 | | | |
| テール脱出後 | | | |
| 時 | | | |

1:施工時荷重（テール 荷重 進力）
2:施工時荷重（め 圧）

用させ、土圧は洪積粘性土（土丹）等の地盤条件ではトンネルに作用する可能性は小さいと考えられるが、表-7 に示すように各施工段階において受ける想定される施工時荷重やその残留分を考慮した荷重を従来の土圧分布と同じ形状で作用させることが考えられる。また、地盤反力係数は二次元弾性 FEM 解析あるいは理論解析により算出した値を用いるのが良いと考えられる。なお、長期安定時の施工時荷重の残留分は、今回検討を行ったトンネルでは湿潤単位体積重量で土被りに換算して 0.2D~1D 程度であることが分かった。

4. による大深度地下トンネル の設計法

4. 1 検討

大深度地下道路トンネルでは地上部とのアクセスのための分岐合流部が必要になる。ここでは、分岐合流部を NATM により非開削で地中拡幅して構築する大断面トンネルを対象とした解析を行い、施工方法の違いによる支保構造の設計法について検討を行った。

4. 2 分 の 構造に関する 検討

4.2.1 2 元 FEM による 力 に 検討

図-21 に示すように 2 車線の本線部（トンネル A）および 1 車線のランプ部（トンネル B）で構成される拡幅部を非開削により構築するトンネルを想定し、2 次元弾性 FEM 解析による検討を実施した。施工方法は拡幅部トンネルを山岳トンネル工法（NATM）で一括掘削する

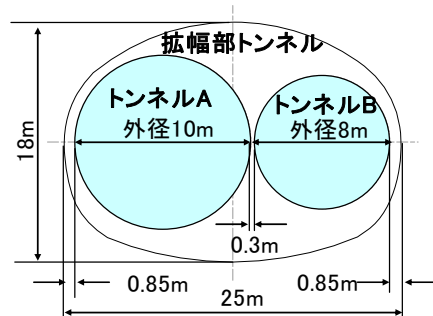


図-21

場合と、前もってトンネル A とトンネル B をシールドトンネル工法により施工した後に拡幅部トンネルを段階的に掘削する場合の 2 方法とした。なお、NATM で拡幅部トンネルを掘削する際は上半部、下半部の 2 分割とした。

① 拡幅部を一括掘削施工する場合：拡幅部の断面を NATM により掘削して支保を建て込む方法

②拡幅部を段階掘削施工する場合：

Step1：始めに2車線の本線部をシールド工法で構築
 Step2：次に、1車線のランプ部をシールド工法で構築
 Step3：最後に、2車線本線部と1車線本線部を包含する拡幅部をNATMにより掘削して支保工を建て込む方法

解析は、土被りを2D (D:トンネル幅) 相当の50mとして、地山条件は表-10に示す土丹・洪積砂質土の2条件、支保部材は表-11に示す諸元を想定し、表-12に示す応力開放率を組合せて実施した。

図-22に拡幅部トンネルの施工段階の変化を含めた鋼アーチ支保工・吹付けコンクリートの応力の最大値を示す。

一括施工の場合は、鋼アーチ支保工・吹付けコンクリートともに土丹に比べて洪積砂層が高い値を示す。これは地山の变形係数の違いによるものと考えられる。また、応力解放率が小さいほど鋼アーチ支保工・吹付けコンクリートともに応力の最大値が高く、支保で負担する応力が大きい。吹付けコンクリートの応力はいずれの場合も許容応力以下となったが、鋼アーチ支保工の応力は、土丹・洪積砂層ともに応力開放率が60%の場合は許容応力を、応力開放率が40%、20%の場合は降伏応力をそれぞれ上回る結果となった。

段階施工の場合におけるシールドトンネル掘削時の応力解放率の違いによる鋼アーチ支保工・吹付けコンクリートの応力は、応力解放率が小さいほど高い応力となる。また、その影響の程度は一括施工時の応力解放率に比べて小さいが、段階施工時の応力解放率も支保の応力に影響

表-10 用 地盤 数

| | 単位体積重量 γt (kN/m ³) | 変形係数 E (kPa) | ポアソン比 ν | 粘着力 c (kPa) | 内部摩擦角 ϕ (deg) |
|------|---|-----------------|----------------|----------------|-----------------------|
| 土丹 | 18.5 | 180,000 | 0.3 | 2200 | 6 |
| 洪積砂層 | 19.5 | 110,000 | 0.3 | 60 | 42 |

表-11 の諸元

| | 材質・設計基準強度 | 寸法 | 弾性係数E (N/mm ²) | 断面積 A (cm ²) | 断面二次モーメント I (cm ⁴) |
|-----------|---------------------|----------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| 鋼アーチ支保工 | SS400 | H-250×250×9×14 | 210000 | 91.43 | 10700 |
| 吹付けコンクリート | 18N/mm ² | 300mm | 4000 | 3000 | 225000 |
| 覆工 | 18N/mm ² | 800mm | 22000 | 8000 | 4270000 |
| セグメント | 48N/mm ² | 500mm | 39000 | 5000 | 1042000 |

表-12 掘 時 の 力

| | 一括掘削 | 段階施工 |
|-------|-------------|-------------|
| NATM部 | 20, 40, 60% | 40% |
| シールド部 | | 20, 50, 80% |

響を与えることが分かった。吹付けコンクリートの応力はいずれの場合も許容応力以下となったが、鋼アーチ支保工の応力は、土丹の場合と洪積砂層の応力開放率が50%、80%の場合は許容応力を、洪積砂層の応力開放率が20%のある施工段階（上半支保工設置および下半支保工設置時）は降伏応力をそれぞれ上回る結果となった。

また、一括施工の応力解放率40%時と段階施工時の違いでみれば、段階施工が一括施工に比べて応力の最大値が小さい。これは、応力解放率を変化させた一連の応力の比較で分かるように、段階的に地山の応力を解放することによって、最終的な支保で負担する応力が小さくなるためと考えられる。

以上より、NATMによる掘削時の応力解放率も含めて段階施工時における応力解放率が支保の応力に影響を与えるので、支保の設計においては各施工法に応じた適切な応力解放率の設定が重要である。

4.2.2 分法による地 化に 検討

拡幅部トンネル完成後に地山が劣化した場合の支保構造への影響を把握するため、大変形・非線形性の高い現象の再現および地山強度低下を考慮できる有限差分法解析コードFLACを用いた解析を実施し、(1)で示した土被り、拡幅部トンネル断面、地山条件、支保構造は同条件を想定したときの支保および覆工に発生する応力の最大値を求めた。地山の劣化は、表-13に示すとおりとした。なお、本解析においては一括施工時の上半掘削・下半掘削は考慮していない。

図-23に鋼アーチ支保工・吹付けコ

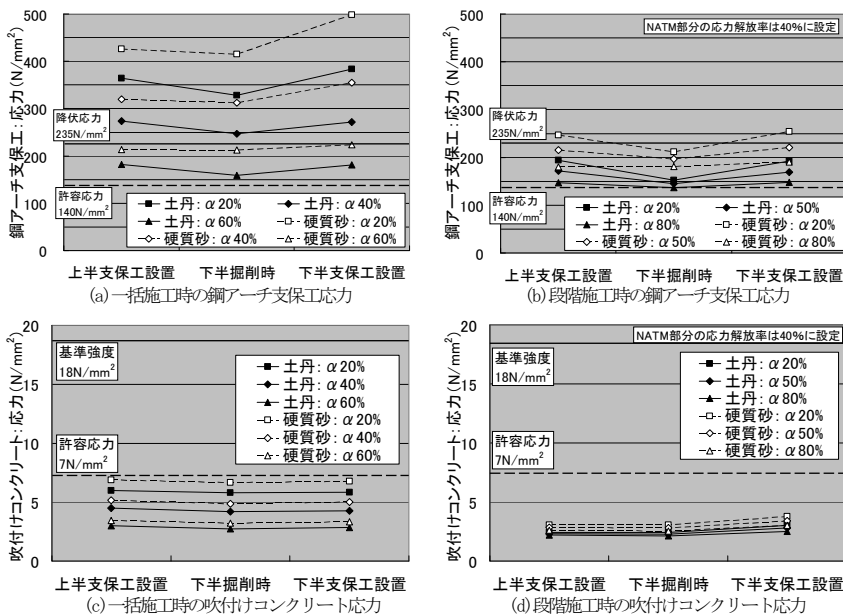


図-22 一括施工時の鋼アーチ支保工・吹付けコンクリートの力

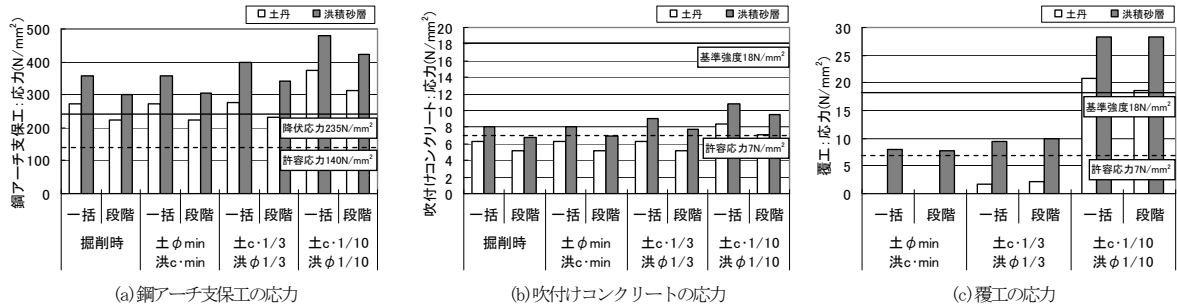


図-23 (一工シールド工)の力

表-13 地 数 の 方 法

| | 地山定数の低減方法 | | |
|------|----------------|-----------------|---------------------|
| | 土丹 | 粘着力Cを 1/3 | 粘着力Cを 1/10 |
| 洪積砂層 | 内部摩擦角φを 1/3 | 内部摩擦角φを 1/10 | 解析上実施可能な 最小の粘着力C |

ンクリート、覆工の断面に発生する応力の最大値を示す。図より、洪積砂層と土丹ともに、地山が劣化した場合の最大応力は掘削時に比べていずれの条件でも大きくなった。地山条件で比較すると、洪積砂層では内部摩擦角が、土丹の場合は粘着力が低下することで応力に大きく影響を与えることが分かった。通常、トンネルの覆工は支保建込み後トンネルの変形が収束してから打設するため荷重が作用しないが、トンネル完成後に何らかの原因で地山が劣化した場合には、覆工にも荷重が作用することが分かる。

したがって、トンネル覆工を建て込んだ後に地山が劣化する場合は、劣化状況の程度によって異なるが覆工にも荷重が作用する場合があるので、覆工の設計にあたっては将来の地山劣化によって受ける荷重に対する配慮が重要である。

5. とめ

(1)大深度地下トンネルにおける設計荷重

大深度の洪積地盤中に建設されるトンネルにおける現場計測結果に基づいた分析により以下のことが明らかとなった。

- 1)水圧は静水圧が作用する。
- 2)長期安定時にトンネルに作用する荷重は、自重および水圧である。
- 3)覆工設計においては、施工時荷重（テール内荷重、裏込め注入圧、ジャッキ推力等）による影響を考慮して断面力を評価する必要がある。

(2)大深度地下シールドトンネルの設計法

1)地盤が弾性挙動を示す場合のトンネル掘削時における地盤反力係数は二次元 FEM 解析から評価することが可能であり、骨組み構造解析結果による変位量および断面力は二次元 FEM 解析結果と概ね一致する。

2)大深度地下トンネルの設計の考え方および各施工段階における荷重の種類と組合せの提案を行った。

(3)非開削による大深度地下トンネル拡幅部の設計法

地中拡幅等の段階施工により構築されるトンネルを対象とした数値解析により以下のことが分かった。

- 1)段階施工時における応力解放率が支保の応力に影響を与えるので、支保の設計においては各施工法に応じた適切な応力解放率の設定が重要である。
- 2)トンネル覆工を建て込んだ後に地山が劣化する場合は、劣化状況の程度によって異なるが、覆工にも荷重が作用する場合がある。

今後は、現在のセグメント設計では考慮できていないシールド掘進・組立てに伴う施工時荷重の定量的な評価と施工法に応じたトンネル掘削時の応力解放率の適切な設定方法および地山劣化に対する予測手法を検討することが課題となる。

1)Fritz Leonhardt Horst Reimann Betongelenke DER BAUINGENIEUR Vol.41 pp49-56 1966.2
 2)土木学会:トンネル標準示方書 シールド工法編・同解説, p44, 2006.7
 3)Einstein, H. H., Schwartz, C. W.: Simplified Analysis for Tunnel Supports, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, No. 4, pp. 499-518, 1979.

A STUDY ON RATIONAL DESIGN METHOD OF TUNNEL IN DEEPER UNDERGROUND

Abstract In order to reduce the cost for tunnel constructed in deeper underground, the rational design method of tunnel structure considering ground characteristics in the deeper underground with shield tunneling method and the rational design method of support structure of the large section tunnel by enlarging section with NATM have are studied. Concerning design method of tunnel structure, analyses of field measurement results of the shield tunnels, which are constructed in the diluvial clay, are carried out. Design load on tunnel in the deeper underground is estimated, and design method of shield tunnel segment considering the ground characteristics in the deeper underground is proposed. Numerical analyses of the tunnel with large width constructed by excavating divided section at several operations are carried out, and the design of widening the tunnel space in deeper underground with non-open cut method is studied.

Key words Deeper underground, Shield tunnel, Earth pressure, Execution load, Coefficient of ground reaction,