円形シールドトンネル覆工の応力発生機構と 新しい応力計算方法

矢萩 秀一¹・中村 兵次²・鈴木 久尚³

¹フェロー会員 メトロ開発(株) 代表取締役社長 (〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町11-9)

²フェロー会員 元パシフィックコンサルタンツ(株) 常務取締役 (〒335-0015 埼玉県戸田市川岸3-7-17)

E-mail: momo58@cablenet.ne.jp

³フェロー会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 技術部長 (〒163-6018 東京都新宿区西新宿6-8-1)

E-mail: hisanao.suzuki@tk.pacific.co.jp

シールドトンネル覆工の横断方向の応力計算では、従来から開削工法により築造される地中構造物の応力計算に近い方法が用いられてきた。すなわち、完成した覆工に頂部の鉛直圧力とそれに見合う側圧を作用させて、側部に覆工の変形に対する地盤の抵抗を期待する方法が一般的であった。しかし最近のシールド工事では掘削と覆工の築造をほぼ同時に行うことから、覆工の挙動は従来からの想定とは異なるものになっていると考えられる。こうした観点から、本論文では有限要素法を用いてセグメントリングの応力発生機構を把握するとともに、この応力発生機構に沿った新しい応力計算方法を提案する。なお、本計算方法は、有限要素法を用いて応力発生機構を再現する方法と、この有限要素法を用いる方法に近い値を算出するリングモデルを用いる方法の2方法である。

Key Words : *shield tunnel, design load, calculation method of member forces, shield tunnel lining, finite element method*

1. はじめに

シールドトンネルの設計において、覆工に発生する横断方向の応力は、覆工をはり要素、地盤の抵抗を地盤ばねや三角形分布の荷重として評価する解析モデルを用い、これにセグメントリング頂部の鉛直圧力(以下、土圧と水圧の和を「圧力」という)とそれに見合う側方圧力(「側圧」という)を作用させて算出することが一般的である¹⁾。また現行の設計基準では、側圧の計算に用いる側方土圧係数を、地盤が硬くなるのに伴って小さくなるように規定している²⁾。

このような考え方は開削工法で築造される地中構造物の考え方に似ていて、掘削前には静止状態であった地盤が、施工に伴って主動状態に近くなって側圧が減少し、その圧力がセグメントリングに作用することを想定したものと考えられる。

しかし、近年のシールド工事では、密閉型シールドが採用されていること、裏込め材が早期にしかも着実に注入されること、および裏込め材の剛性と強度の発現が速いことなどにより、地盤の圧力は静止

状態の圧力に近い値に保たれ、その圧力がセグメントリングに作用していると考えられる。

すなわち、現行の設計方法は、近年のシールド施工に伴う覆工の挙動と乖離した結果を与えるのではないかとの懸念がある。また、この計算方法は互層地盤には適用が難しいこと、地盤工学で扱われている一般的な地盤定数を用いていないことなどの改善すべき課題を多く有している。このような疑問への回答と課題の改善のためには、覆工応力の発生機構を詳細に把握することが必要であると考ええる。

そこで本論文では、円形のシールドトンネルに限定して、まずセグメントリングの応力発生機構を把握することとし、覆工をはり要素、地盤を面要素で、それぞれ表現する解析モデルを用い、掘削によりセグメントリング内部の地盤が受け持っていた圧力が除去されることに着目した計算を行い、その結果を分析して応力発生機構を把握する。

次に、この応力発生機構に沿った新しい応力計算方法を提案する。提案する計算方法は「有限要素法を用いる方法」と「リングモデルを用いる方法」の二つの方法で、前者は応力発生機構を検討する際に

用いた二次元有限要素法を用いる方法であり、後者は均質地盤を対象とした地盤ばねを持たないリングモデルの計算結果から導かれる計算式を用いる方法である。

提案する計算方法のうち有限要素法を用いる方法については、現場計測値との比較を行い、その妥当性を検証する。また、提案する二つの方法と、筆者らが文献 2) で提案した施工過程を考慮した逐次計算法との照合を行うとともに、現在用いられている方法とリングモデルを用いる方法との照合も行い、提案した二つの方法の実設計での適用性と適用方法について考察する。

なお、施工中に一時的に作用する荷重(セグメント組立て時の荷重や曲線施工に伴う荷重)、地震の影響、および海底や河底でのトンネルのように浮力の影響が大きい状態は扱わない。また、軟らかく飽和した粘性土地盤の施工に伴う周辺地盤の圧密については扱うが、施工に起因しないトンネル完成後の周辺地盤の圧密は扱わない。

2. セグメントリングの応力発生機構

(1) 検討方法

セグメントリングの応力発生機構の考え方を整理するために、テールボイドがない状態、すなわちテールボイドでの地盤圧力の解放がない状態を考える。また、セグメントリングの自重は無視する。

このような状態でのセグメントリングの挙動は、静止状態にある地盤に厚みのないリングを設置しリング内の土を除去した際の挙動と同様と考えられる。

このような状況を計算で再現するためには、全周に地盤ばねを有するリングモデル(「全周ばねモデル」という)を用いる方法³⁾と、地盤を面要素とし覆工をはり要素とする有限要素法を用いる方法が考えられるが、地盤の挙動を正確に反映させるために後者を用いる(付録 1 参照)。なお、有限要素法解析に使用した解析コードは NONSAC である。

(2) 有限要素法による計算

a) 解析モデルの考え方

解析では、リングを含む鉛直断面を対象とし、地盤は均質で弾性な面要素(平面ひずみ状態)で、リングは弾性のはり要素で、それぞれモデル化する。地盤を弾性として評価したのは、最近のシールド工事の計測結果から施工に伴う地盤内の圧力の変化は小さいことが明らかであり、シールド施工後も地盤は弾性に近い状態であると考えたことによる²⁾。

(a) リング設置後 (b) リング内部土掘削後

図-1 リングに作用する圧力

b) 荷重の考え方

地盤中にリングを設置した直後の状態では、リング外側の圧力と内側の圧力が釣り合っているために、リングに応力は発生していない。リングに応力が発生するのは、土の掘削に伴い内側の圧力が解放され、リング外側からの圧力だけが残ることによる(図-1)。

こうした観点にたつて、有限要素法による計算では、図-1(b)に示すように掘削前の地盤圧力をリング外側から作用させるが、均質地盤を想定すると、その値は以下により求められる。

[任意点の地盤圧力]

$$p_{0v} = \gamma_t h \quad (1a)$$

$$p_{0h} = (\gamma_t h - p_w) K_0 + p_w \quad (1b)$$

ここに、 p_{0v} , p_{0h} : 任意点の掘削前の地盤圧力(鉛直, 水平)

γ_t : 土の湿潤単位体積重量

h : 任意点の深さ

p_w : 任意点の間隙水圧

K_0 : 静止土圧係数

[リングの各節点に作用させる荷重]

リングの n 等分点を節点とし、頂部の節点番号を 1 として時計回りに節点番号を付すと、リング上の任意節点 i に作用させる力は以下ようになる。

$$P_{0vi} = -p_{0vi} \Delta L \cos \theta \quad (2a)$$

$$P_{0hi} = -p_{0hi} \Delta L \sin \theta \quad (2b)$$

ここに、 P_{0vi} , P_{0hi} : 節点 i に作用させる鉛直力と水平力(上向きと右向きが正)

p_{0vi} , p_{0hi} : 式(1)により求められる節点 i の地盤圧力(鉛直, 水平)

ΔL : 節点間のはり要素の長さ

($\simeq 2\pi R/n$)

θ : 頂点を基準とした任意点の中心角

n : リングの分割数(節点の数)

図-2 応力発生機構の検討に用いる解析モデル

図-3 リング内の土の掘削に伴うリングの挙動

c) 計算と結果

計算の条件を表-1 に示した。すなわち、N 値 40 の砂質土地盤に直径 6m のトンネルを土被り 15m で構築することを想定した。

解析モデルを図-2 に示したが、この解析モデルへ、地盤の変形係数とポアソン比、リングの曲げ剛性と軸方向剛性、および式(2)により計算される各節点への集中荷重を入力した。なお、リング下端と下部の境界との離隔距離は、地盤の変位に及ぼす影響は大きい、リングの応力に及ぼす影響は小さいことから、リングの直径とした(付録 2 参照)。

計算結果を図-3 に示す。図-3(b)の曲げモーメン

表-1 応力発生機構に関する計算条件

パラメータ	単位	入力値
リングの直径 (D)	m	6
土被り (H)	m	15
地盤の状況	N値40の砂質土	
地盤の変形係数 (E_s)	kN/m ²	112×10 ³
地盤のポアソン比 (ν)		0.333
土の単位体積重量 (γ_t)	kN/m ³	18
頂部の間隙水圧 (p_{wu})	kN/m ²	50
静止土圧係数 (K_0)		0.5
リングの曲げ剛性 (EI)	kNm ²	100×10 ³
リングの軸方向剛性 (EA)	kN	12×10 ⁶

ト図には、従来から用いられている慣用計算法の結果を比較のために示したが、その際の計算条件は表-1 の値から推定して、側方土圧係数を $\lambda=0.4$ 、地盤反力係数を $k=40 \times 10^3 \text{ kN/m}^3$ とした。

これより以下の事柄がわかる。

- ・地盤圧力の解放に伴ってリングは上方へ変位する。
- ・リングは、鉛直方向に縮み、水平方向に伸びる。
- ・頂部、水平直径点、底部の4点で曲げモーメントは極値となり、それらの絶対値はほぼ等しい。
- ・曲げモーメント分布は、ほぼ同じ条件に基づく慣用計算法による結果と少し異なり、有限要素法による頂部の曲げモーメント(最大曲げモーメント)は、慣用計算法の値より小さい。
- ・軸力は水平直径点が最大、頂部で最小、底部は水平直径点と頂部の中間の値となる。

(3) セグメントリングの応力発生機構の考察

上記のリングに対する計算結果から、セグメントリングの応力発生機構は以下のように考えられる。

- ・セグメントリングの内部を掘削する前は、セグメントリング上の任意点には、式(1)で与えられる圧力が作用しているが、セグメントリングの外側と内側とで等しい圧力がつり合っているために、セグメントリングは変位も変形もしない。すなわち、この時点でセグメントリングに応力は発生していない。
- ・セグメントリングの内部を掘削すると内側の圧力がなくなり、外側の圧力だけが残る。このときセグメントリングが変位も変形もしないとする、外側の圧力は掘削前の地盤圧力のままである。水平方向の圧力はセグメントリングの左右で均衡しているが鉛直方向の圧力は上下で異なり均衡しない。
- ・鉛直方向の圧力の不均衡によりセグメントリングは上方へ変位し、変位に伴って周辺地盤から抵抗圧力を受けて均衡を保つ(上部では鉛直圧力が

図-4 解析モデル

増加し、下部では鉛直圧力が減少する)。

- 一般には水平方向の圧力と鉛直方向の圧力は等しくなく、後者のほうが大きいことから、セグメントリングは鉛直方向に縮み、水平方向に伸びる。このため鉛直方向の圧力は減少し、水平方向の圧力は増加する。
- これらの結果、一般の場合のセグメントリング上半部の鉛直圧力は、掘削前の地盤圧力を初期値として、セグメントリングの変位に伴う増加分とセグメントリングの変形に伴う減少分とが加算される。下半部では、掘削前の圧力を初期値として、セグメントリングの変位と変形に伴う減少分が加算される。水平方向の圧力は、掘削前の圧力を初期値として、セグメントリングの変形による増加分が加算される。
- 上記のようなセグメントリングに作用する圧力の変化に伴い、セグメントリングには変位と変形が生じ、結果として応力が発生する。

3. 有限要素法を用いる方法

(1) 提案する計算方法

第2章の検討の結果および筆者らが長年抱いていた現行のセグメントリングの応力計算方法に対する問題点を以下に記す。

- 慣用計算法では上半部の鉛直荷重を既知量として与えるが、本来はセグメントリングの変位と変形の結果として与えられるものである。
- 全周ばねモデル等で用いられる地盤ばねは互いに独立しているので、これを用いて連続体としての地盤の挙動を表現することは適切でない。
- 施工過程が考慮されていない。
- 地盤反力係数をトンネルの大きさに無関係に規定しているが、地盤工学での一般的認識と異なる。これらの問題点を解決するには、地盤を面要素で、セグメントリングをはり要素で、それぞれ表現する

有限要素法を用い、入力する地盤定数は地盤工学で一般的となっているものを用いるのがよいと考えて、筆者らはこれらを考慮した逐次計算法を提案した²⁾。提案した方法はテールボイド部と、テールボイドから後方の地盤と覆工が密着した箇所(以下「地盤密着部」という)を対象とした3段階の有限要素法による逐次解析が必要である。

本論文では、円形シールドの設計に際し、複雑な逐次解析法によらず、地盤密着部の断面のみを対象とした二次元有限要素法により応力を計算することとし、その解析モデルと荷重の設定方法を提案する。
[基本的な考え方]

- 施工過程を考慮する。
 - 計算は逐次解析としない(逐次計算法でのテールボイド部の計算を省略し地盤密着部だけを対象とする)。
 - 地盤密着部の鉛直断面を計算対象とする。
 - 解析モデルの大きさと境界条件は図-4を基本とする。
 - 互層地盤を扱うこと、および地盤ばねを用いないようにすることを考慮し、地盤は面要素(二次元、弾性、平面ひずみ)で表現する。
 - 覆工は弾性のはり要素で表現することとし、各節点で折れる正多角形(一般には正36角形)とする。
 - 荷重は、地盤圧力、およびセグメント自重を考慮することとし、セグメントリングの各節点に集中荷重として作用させる。
 - 地盤圧力は掘削前の地盤圧力、テールボイドでの地盤圧力の解放、および裏込め材の圧力を考慮したものとする。
 - 掘削前の側圧の計算では、粘性土においても土圧と水圧を分離して扱う「土水分離」を採用する。なお、円形シールドであれば逐次解析におけるテールボイド部の計算を省略できると考えたのは、セグメントリングはテールボイドにおいて裏込め材の圧力を受けるが、下記理由により発生する曲げモーメントは小さいと考えられることによる。
 - テールボイドでの圧力が液体圧であること
 - 近年のシールド工事ではテールボイドが短いため、前方のシールド機および後方の地盤密着部の拘束により、テールボイド部においてもセグメントリングは真円に近い状態を保つと考えられること
- また、粘性土における掘削前の静止土圧の計算において、現行規定¹⁾で示されている「土水一体」ではなく「土水分離」を採用したのは、側圧に及ぼす間隙水圧の影響が大きいことによる。詳細は付録3を参照されたい。

表-2 地盤定数の設定方法

土 質	E_s	ν	K_0
砂質土 硬い粘性土	$2800N^{(4)}$	0.333	0.5
中位の粘性土 (圧密を考えない)	$4E_{50}^{(4)}$	0.333	0.5
軟らかい粘性土 (圧密を考える)	式(3)	0.333	0.5

注) E_s : 変形係数(kN/m²), ν : ポアソン比
 K_0 : 静止土圧係数
 N : 標準貫入試験の N 値,
 E_{50} : 一軸圧縮試験の変形係数(kN/m²)

(2) 考慮する情報

計算では、下記の情報を考慮する。

[セグメントリングに関する情報] 直径、曲げ剛性、軸方向剛性、自重

[地盤に関する情報] 土被り、湿潤単位体積重量、変形係数(掘削に伴う圧密を考える場合には体積圧縮係数)、ポアソン比、静止土圧係数、間隙水圧

[施工に関する情報] 裏込め材の圧力、テールボイドでの圧力解放率

なお、本論文での検討では、地盤を表現する面要素とセグメントリングを表現するはり要素との間にはジョイント要素を設けていないが、状況に応じてジョイント要素を設けることも考えられる。

地盤の変形係数、ポアソン比、静止土圧係数は地盤工学で一般的に用いられている方法により定める(ここでは表-2を目安とした)。

裏込め材の圧力は、切羽部の泥土や地下水などがシールド機外周を経てテールボイドへ浸入することを避けるために、切羽圧力より少し高めの値とすることが一般的であるが、施工中に切羽圧力に近くなることも考えられるので、設計では施工の際に設定する切羽圧力を想定し、これを裏込め材の圧力とすることも考えられる。

テールボイドでの圧力解放率は、テールボイドの長さやセグメントリングの直径等の関係として与えられる係数で、一般には0.1~0.4程度と考えられる。

掘削に伴う圧密を考慮する場合には、変形係数を次式⁵⁾で与え、荷重は圧密完了状態(過剰間隙水圧が消散した状態)を想定した値とする。

$$E_s = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \cdot \frac{1}{m_v} \quad (3)$$

ここに、 E_s : 圧密を考慮する場合の地盤の変形係数
 ν : ポアソン比
 m_v : 体積圧縮係数

圧密を考える計算をする際の留意点を以下に示す。

- ・圧密を考える粘性土は、 N 値が 4 以下の軟らかく飽和した地層を想定している。
- ・体積圧縮係数は圧力および施工に伴う周辺地盤の乱れの大きさにより変化するので、正規圧密状態ばかりでなく過圧密状態の場合も、シールド掘進後の圧力状態および周辺地盤の乱れに見合う値を用いる必要がある。
- ・圧密の検討では粘性土でも土水分離として扱うことを前提として、一般には $\nu=0.33$ とする。
- ・セグメントリングの下方地盤の圧力は掘削前の圧力より減少し圧密しないことが考えられる。このことを考慮すると発生応力は小さくなることが予想される。しかしこのような事象に対して確立された計算方法がないことから、現時点では少し安全側となるが、セグメントリングの下方地盤の変形係数も式(3)による値を用いることを推奨する(付録 4 参照)。

(3) 荷 重

a) 地盤圧力

第 2 章で想定した地盤からの圧力は、テールボイドで圧力が解放されない場合を想定したものである。実際のシールド工事ではテールボイドが存在して地盤圧力が解放されるので、これを考える必要がある。

テールボイドで解放される圧力は掘削前に地盤に発生している圧力のすべてではなく、掘削前の圧力から裏込め材の圧力を減じた値に、テールボイドでの圧力解放率を乗じて得られる圧力である⁶⁾。したがって解放される鉛直圧力は次式で表せられる。

$$p_{rv} = (p_{0v} - p_f) \alpha = (\gamma_t h - p_f) \alpha \quad (4)$$

ここに、 p_{rv} : テールボイドの任意点で解放される鉛直圧力

p_{0v} : 任意点の掘削前の鉛直圧力

p_f : 任意点の裏込め材の圧力(設定値)

γ_t : 土の湿潤単位体積重量(地表面から着目点までの平均値。計算の簡単のためにセグメントリング頂部までの平均値とすることも考えられる)

α : テールボイドでの圧力解放率

h : 任意点の深さ

テールボイド部では、掘削前に地盤に作用している圧力のうち式(4)で与えられる圧力が解放されるが、テールボイド部ではセグメントリングと地盤は密着していないので、この圧力は地盤だけで受け持たれる(セグメントリングは負担しない)。残りの地盤圧力は地盤密着部で解放されるが、これを周囲の

表-3 現場の概要および計算条件

項 目	単 位	A現場	B現場	C現場
トンネル周辺の地盤		洪積砂礫土	洪積粘性土	沖積粘性土
土被り (H)	m	12.1	34.5	13.7
中心位置での間隙水圧 (p_{w0})	kN/m ²	113.8	335.0	113.3
頂部の裏込め材圧力 ※ (p_{fu})	kN/m ²	190.0	313.0	243.2
テールボイドでの圧力解放率 (α)		0.2	0.2	0.2
リングの直径 (D)	m	4.525	5.950	8.960
リング幅 (B)	m	1.20	1.30	1.50
セグメントの材質		RC平板型	RC平板型	RC平板型
リングの曲げ剛性 (EI)	kNm ²	44.4×10^3	66.0×10^3	415.4×10^3
リングの軸方向剛性 (EA)	kN	10530×10^3	12675×10^3	25740×10^3

注) ※: 現場実測値 α : 文献2)に基づいて設定した

地盤とセグメントリングで共同して負担する.

このように考えると, 地盤密着部を対象とした有限要素法モデルに作用させる鉛直圧力は次式となる.

$$p_v = p_{0v} - p_v = \gamma_t h(1 - \alpha) + \alpha p_f \quad (5a)$$

ここに, p_v : 地盤密着部の任意点での鉛直圧力

地盤密着部の任意点の水平方向の圧力についても同様に考えることにより次式が得られる.

$$p_h = \{(\gamma_t h - p_w)K_0 + p_w\}(1 - \alpha) + \alpha p_f \quad (5b)$$

ここに, p_h : 地盤密着部の任意点での側圧

p_w : 任意点の間隙水圧

K_0 : 静止土圧係数

式(5)の右边を構成する各変数に, 各節点での値を与えて圧力を計算し, 計算された圧力を式(2)に代入することにより, 各節点に作用させる集中荷重を求めることができる.

なお, 荷重を各節点での集中荷重としたのは, 真円を多角形で表現したことによる計算誤差を小さくするためである.

b) セグメントの自重

文献 1)では, 施工方法によって, セグメント自重による覆工の変位に周辺地盤が抵抗すると考える場合と, 抵抗しないと考える場合があると記されている. 最近のシールド工法では裏込めが早期に施工されるためにテールボイドが短いこと, 裏込め材の剛性と強度の発現時間が短いこと, およびセグメントリング間継手の剛性が大きいことなどから, セグメント自重によるセグメントリングの変形に対して周辺地盤が抵抗すると考え, セグメント自重を有限要素法モデルに載荷させる.

(4) 現場計測値との比較

提案した計算方法の各種の地盤での適用性をみるために, 硬い砂礫地盤⁷⁾, 硬い粘性土地盤⁸⁾, および軟弱な粘性土地盤⁹⁾での計測結果と, 提案した

有限要素法を用いる方法の計算結果とを比較する.

a) 現場の概要

引用させていただいた文献に示された現場の概要を以下に示す.

[A 現場: 硬い砂礫地盤]⁷⁾

この現場のセグメントは, 鉄筋コンクリート平板型でトンネル外径は4750mmである. また, セグメントの幅および桁高はそれぞれ1200mm, 225mmである. 計測地点の土被りは12.1mであり, 地盤は地表から盛土・表土層, 洪積砂礫層, 洪積粘性土により構成されている. トンネル掘進部は洪積砂礫層(N値は30以上)で, $\phi 20 \sim 50$ mmの礫を主体とし, 所々で $\phi 70 \sim 150$ mm程度の玉石を含んでいる. 地下水位は, トンネル頂部から上方約9mで, 透水性は非常に良い.

施工は, 泥土加圧式シールド工法により行なわれた. 掘進終了後の土圧計の計測値は, $80 \sim 150$ kN/m²と報告されている.

[B 現場: 硬い粘性土地盤]⁸⁾

この現場のセグメントは鉄筋コンクリート平板型で, トンネル外径は6200mmである. セグメントの幅および桁高はそれぞれ1300mm, 250mmである. 計測地点の土被りは34.5mであり, トンネル掘削部の地質は上総層群の泥岩層でN値50以上の安定した地盤である. トンネルに作用している水圧は頂部で304 kN/m²で, 地下水位から求められる静水圧分布とおおむね一致する.

施工は泥水加圧式シールド工法により行なわれた. 計測リングの裏込め注入孔付近の土圧計は最大で500kN/m²を示し, 掘進終了後での土圧計の計測値は120~350 kN/m²となった.

[C 現場: 軟弱な粘性土地盤]⁹⁾

この現場は地下鉄の複線シールドで, トンネル外径は9400mmである. セグメントは鉄筋コンクリート平板型で, セグメントの幅および桁高はそれぞれ1500mm, 440mmである. 計測箇所の土被りは

表-4 A 現場の土質条件

地層	層厚	N値	γ_t	E_s	K_0	ν
Fs	1.80	10	19.6	28	0.5	0.33
Ds	5.20	50	19.8	140	0.5	0.33
D3g	8.00	50	19.8	140	0.5	0.33
Dsc		50	19.8	140	0.5	0.33

表-5 B 現場の土質条件

地層	層厚	N値	γ_t	E_s	K_0	ν
F	2.55	2	16.3	6	0.5	0.33
Kam	6.75	50	19.5	140	0.5	0.33
Km		50	18.9	140	0.5	0.33

表-6 C 現場の土質条件

地層	層厚	N値	γ_t	E_s	K_0	ν
Bs	2.60	3	18.0	7.5	0.5	0.33
Yu-s	2.10	4	18.0	10	0.5	0.33
Yl-c	20.30	2	16.0	2.2 [※]	0.5	0.33
bl	3.00	8	17.0	36	0.8	0.48
btg		50	20.0	140	0.5	0.33

注) E_s : 変形係数($\times 10^3 \text{ kN/m}^2$), γ_t : 土の湿潤単位体積重量(kN/m^3), K_0 : 静止土圧係数, ν : ポアソン比

※: 圧密を考慮して式(3)により計算

図-5 曲げモーメントの計算値と計測値の比較(kNm/リング)

13.7mであり、地表から埋土層、上部有楽町砂質土層が堆積し、トンネル掘削部は沖積層の下部有楽町粘性土層となっている。N値は0~4と軟弱な粘性土である。この粘性土の自然含水比はほとんどの箇所液性限界を超えており、乱した後の強度低下が著しい地盤である。

なお、計測値はシールド工事から8ヶ月後の値であり、施工に伴う圧密がほぼ完了した状態であると考えられる。

b) 計算の条件

報告されている地盤と覆工に関する情報に基づき計算に用いる条件を設定した(表-3, 4, 5, 6)。なお、地盤の変形係数、ポアソン比、静止土圧係数は表-2に示す考え方により設定した。

また、C 現場のシールド周辺地盤(Yl-c 層)の変形係数は、施工に伴う圧密を考慮して、土質試験結

果から得られた体積圧縮係数 $m_v = 3 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ を基に式(3)により求めた。

c) 計算結果と現場計測値の比較

覆工の設計で最も重要な曲げモーメントに注目して、現場計測値と提案した方法の計算結果を比較して図-5に示した。なお、参照した3現場の報告ではセグメント幅に対する曲げモーメントが記載されているので、ここでの計算結果もセグメント幅に対する値とした。また、[A 現場]と[B 現場]は曲げモーメントが小さく、[C 現場]は曲げモーメントが大きいので、[C 現場]のスケールを変えて示した(10倍)。

これより以下の事柄がわかる。

- ・[A 現場]の計測値は、計測開始後3ヶ月時点の鉄筋計から求めた値であるが、相当小さな値を示している。また、提案した方法による計算値の最大

値は内側引張りおよび外側引張りとも約 15kNm と小さな値となった(図-5(a)).

- ・[B 現場]の計測値の最大値は、内側引張りおよび外側引張りで約 50kNm であるのに対し、提案した方法による計算値は、内側引張りで 47.9kNm、外側引張りで 47.2kNm となった (図-5(b)).
- ・[C 現場]の計測値の最大値は、内側引張りで 352.9kNm、外側引張りで 219.6kNm である。これに対して、提案した方法による圧密を考えた計算値は、内側引張りが 345.9kNm、外側引張りが 336.8kNm となった (図-5(c)).
- ・提案した方法による曲げモーメント図の形状は、3 現場とも 現場計測の分布と近似している。
- ・3 現場とも提案した方法による計算値の最大値は、計測値の最大値とほぼ等しい。

以上の結果から、提案した計算方法は硬い地盤にも、また掘削により圧密を生じる軟弱な地盤にも適用できると考える。

4. リングモデルを用いる方法

(1) 基本的な考え方

設計時の計算作業を簡素化するために、円形シールドトンネル覆工の設計に必要な最大曲げモーメントとその点の軸力、および最大せん断力を、有限要素法や骨組み計算を用いることなく、通常の計算式で与えることを考える。この計算式の誘導では、解析モデルとしてリングモデルを用い、荷重は応力発生機構に沿ったものとする。そして計算結果が前章で提案した有限要素法を用いる方法に近似したものとなるような工夫をする。なお、この方法を導くにあたり以下を基本とした。

- ・シールドトンネル周辺は均質な地盤とする。
- ・曲げ剛性一様の真円リングを解析モデルとする。
- ・地盤ばねは設置しないが、地盤反力に相当する荷重を鉛直方向および水平方向に作用させる。
- ・計算に用いるパラメータは、地盤工学で一般的に用いられているものとし、施工に関するものとしてテールボイドでの圧力解放率と裏込め材の圧力を新たに考慮する。
- ・側圧は有限要素法を用いる方法と同様に土水分離の考え方により求める。
- ・覆工の部材断面決定には曲げモーメントの影響が大きいこと、施工上の都合からリング上のすべての点で耐力が等しいことが要求されること、および計算を簡単にするを考えて、リングに発生する正負の最大曲げモーメントとそれら点の軸力、

W_{0vT}	リングが変位も変形もしないと仮定した場合の上半円弧の鉛直方向等分布荷重
W_{0vB}	リングが変位も変形もしないと仮定した場合の下半円弧の鉛直方向等分布荷重
W_h	リングが変位も変形もしないと仮定した場合の水平方向等分布荷重
W_{cv}	リングの変位に伴う鉛直方向荷重
W_g	リング自重に対応する鉛直方向荷重
W_r	リングの変形に伴う荷重

図-6 応力の発生機構から考えられるリングに作用する荷重

および最大せん断力を求めることとする。

- ・最大曲げモーメントは頂部および底部に正が、水平直径点に負がそれぞれ発生し、絶対値は同じとする。

なお、曲げ剛性一様のリングを解析モデルとしているが、リングの曲げ剛性を等価剛性として、ここで提案する方法により荷重を求め、その荷重を回転ばねとせん断ばねを考慮したモデルの計算に用いることも可能と考える。

(2) リングモデルに入力する荷重(その 1: セグメントリングの変形と無関係に定まる荷重)

第 2 章で把握したセグメントリングの応力発生機構に沿って、地盤密着部でセグメントリングに作用する荷重を図-6 のように考える。荷重の分布形状は簡易なものとしたが、これは計算を簡単にするためである。

以下に、各荷重について説明する。

a) セグメントリングが変位も変形もしないと仮定した場合の鉛直圧力

地盤密着部での掘削前の周辺地盤の鉛直圧力は式

(5a)で与えられ、セグメントリングが変位も変形もしないと仮定すると、この圧力がセグメントリングに作用する。

式(5a)の圧力が作用する場合の上半円弧全体で負担する下向きの力、および下半円弧で負担している上向きの力は、式(5a)の圧力をそれぞれの円弧に沿って積分することにより次式で与えられる。

$$F_{0vT} = 2(1-\alpha)\gamma_i R \left(H_0 - \frac{\pi R}{4} \right) + 2\alpha R \left(p_{f0} - \gamma_f \frac{\pi R}{4} \right)$$

$$F_{0vB} = 2(1-\alpha)\gamma_i R \left(H_0 + \frac{\pi R}{4} \right) + 2\alpha R \left(p_{f0} + \gamma_f \frac{\pi R}{4} \right)$$

(6a,b)

ここに、 F_{0vT} 、 F_{0vB} ：セグメントリングが変位も変形もしないと仮定した場合の上半円弧全体で負担する下向きの力と、下半円弧全体で負担する上向きの力

R ：セグメントリングの半径

H_0 ：シールド中心の深さ

p_{f0} ：シールド中心位置の裏込め材の圧力

γ_f ：裏込め材の単位体積重量(本論文での計算では $\gamma_f = 12 \text{ kN/m}^3$ とした)

これより、上半円弧および下半円弧に作用させる等分布荷重は F_{0vT} と F_{0vB} を直径で除して得られる。

$$w_{0vT} = (1-\alpha)\gamma_i \left(H_0 - \frac{\pi R}{4} \right) + \alpha \left(p_{f0} - \gamma_f \frac{\pi R}{4} \right) \quad (7a)$$

$$w_{0vB} = (1-\alpha)\gamma_i \left(H_0 + \frac{\pi R}{4} \right) + \alpha \left(p_{f0} + \gamma_f \frac{\pi R}{4} \right) \quad (7b)$$

ここに、 w_{0vT} 、 w_{0vB} ：セグメントリングが変位も変形もしないと仮定した場合の上半円弧および下半円弧の鉛直方向等分布荷重

b) セグメントリングが変形しないと仮定した場合の側圧

地盤密着部での周辺地盤の側圧は式(5b)で与えられる。この計算式は深さの関数となっている関係で、実際には図-6のような等分布ではないが、これを等分布とみなし、その荷重強度を水平直径点での側圧とする。

$$w_h = \left\{ (\gamma_i H_0 - p_{w0}) K_0 + p_{w0} \right\} (1-\alpha) + \alpha p_{f0} \quad (7c)$$

ここに、 w_h ：リングが変形しないと仮定した場合の水平方向等分布荷重

p_{w0} ：トンネル中心位置の間隙水圧

図-7 計算で扱う荷重

c) トンネルの変位に伴う荷重

式(7a)および式(7b)は、セグメントリングの上半部に下向きの荷重 w_{0vT} が、下半部に上向きの荷重 w_{0vB} が、それぞれ作用することを示している。両者を比較すると下半部の上向きの圧力 w_{0vB} のほうが大きいから、セグメントリングは上方に変位し、地盤から抵抗圧力を受ける。この抵抗圧力を上半部と下半部で1/2ずつ、等分布荷重として負担すると考えると次式が得られる。

$$w_{cv} = \frac{w_{0vB} - w_{0vT}}{2} = \left\{ (1-\alpha)\gamma_i + \alpha\gamma_f \right\} \frac{\pi R}{4} \quad (8)$$

ここに、 w_{cv} ：セグメントリングの変位に伴う鉛直方向荷重(上半部も下半部も下向き)

d) 覆工自重の影響を表現する荷重

単純支持された上半円弧に自重が作用した場合のスパン中央の曲げモーメントと、同じ上半円弧に大きさ w_g の等分布荷重が作用した場合のスパン中央の曲げモーメントが等しいと置くことにより次式が得られる。

$$w_g = (\pi - 2)g \quad (9)$$

ここに、 w_g ：覆工自重に対応する鉛直方向荷重

g ：単位長さあたりの覆工重量

e) セグメントリングの変形と無関係に定まる荷重のまとめ

上記では、応力発生機構に沿った説明をする関係で、セグメントリングの変形と無関係な鉛直方向荷重を、上半部および下半部にそれぞれ3個の等分布荷重に分けて記述したが、これらは次式により一つの等分布荷重にまとめることができる。

$$w_v = w_{0vT} + w_{cv} + w_g = w_{0vB} - w_{cv} + w_g \quad (10)$$

ここに w_v ：鉛直方向等分布荷重

表-7 パラメータ D , EI , E_s の値

パラメータ	単 位	最小値	標準値	最大値
直 径 (D)	m	3	6	9
曲げ剛性(EI)	kNm ²	1×10^3	100×10^3	1000×10^3
変形係数(E_s)	kN/m ²	5×10^3	60×10^3	150×10^3

注) 曲げ剛性 EI は単位幅あたりの値

セグメントリングの変形に無関係に定まる荷重は、式(10)により鉛直方向荷重が、また式(7c)により水平方向荷重が得られるので、図-6 は図-7 のように描くことができる。以降の説明では図-7 を用いる。

(3) リングモデルに入力する荷重(その 2: セグメントリングの変形に伴う圧力)

a) 基本的な考え方

セグメントリングに図-7 に示す鉛直方向と水平方向の等分布荷重($w_v > w_h$)が作用すると、セグメントリングは、頂部と底部は内側へ、左右の水平直径点は外側へ、それぞれ等しく最大変位となる変形をする。

こうしたセグメントリングの変形により周辺地盤からセグメントリングに作用する圧力は変化するが、その変化量は鉛直方向等分布荷重と水平方向等分布荷重の差に比例すると考えられる。

この圧力を表現するために、次式で与えられる値を最大値とする三角形分布の荷重を考える。形状は図-7 に示すように二等辺三角形とし底辺の長さは直径と等しくする。

$$w_r = \beta(w_v - w_h) \quad (11)$$

ここに、 w_r : セグメントリングの変形に伴う荷重

β : 変形の影響を考慮するための係数

式(11)右辺の w_v と w_h はセグメントリングの変形と関係なく求められるから、変形の影響を考慮するための係数 β の値がわかればセグメントリングの変形に伴う荷重は式(11)から得られることになる。

b) 係数 β と曲げモーメントとの関係

図-7 に示した荷重による頂部の曲げモーメントは次式により求められるが、これが最大曲げモーメントである。なお、次式右辺の第 1 項は図-7 に示す等分布荷重による値であり、第 2 項は三角形荷重による値である。

$$M = \frac{1}{4}(w_v - w_h)R^2 - \frac{1}{3}w_r R^2 \quad (12)$$

ここに、 M : 最大曲げモーメント

式(12)よりセグメントリングの変形に伴う荷重 w_r は次式で与えられる。

$$w_r = \frac{3}{4}(w_v - w_h) - \frac{3M}{R^2} \quad (13)$$

表-8 D , EI , E_s 以外の 9 個のパラメータの標準値

パラメータ	単 位	標準値
地盤のポアソン比 (ν)		0.333
リングの軸方向剛性 (EA)	kN	12×10^6
覆工自重 (g)	kN/m	7
土被り (H)	m	15
頂部の間隙水圧 (p_{wu})	kN/m ²	50
土の湿潤単位体積重量 (γ_t)	kN/m ³	18
静止土圧係数 (K_0)		0.5
頂部の裏込め材圧力 (p_{fu})	kN/m ²	150
テールボイドでの圧力解放率 (α)		0.3

注) 覆工自重 g は単位幅あたりの値

一方、地盤反力 w_r は式(11)により与えられるから、式(11)と式(13)から β は次式で表すことができる。

$$\beta = \frac{3}{4} - \frac{3M}{R^2(w_v - w_h)} \quad (14)$$

c) 変形の影響を考慮するための係数 β の計算式

式(11)の右辺は、変形を発生させる荷重と地盤との相互作用を含まなければならないが、荷重については($w_v - w_h$)で考慮されているので、係数 β は地盤との相互作用に関するものでなければならない。

第 3 章に記した有限要素法を用いる方法では 12 個のパラメータを用いているが、変形への影響が大きいと考えられる、セグメントリングの直径 D 、セグメントリングの曲げ剛性 EI 、地盤の変形係数 E_s の 3 個の影響を係数 β に持たせることにする。これらの 3 個のパラメータは、同時に変化することを想定する必要がある。

そこで、係数 β を次式で表現することを考えた。すなわち、各パラメータのみを単独で変化させた場合の係数 β の値が、それぞれ、 D , $\log EI$, $\log E_s$ の二次式で与えられると考え、係数 β を $3^3=27$ 個の項の和として与えることとした。ここに、「 3^3 」の底「3」はケースの数、指数「3」は二次式の各係数の数を表す。

$$\beta = C_{2,2,2}D^2I^2S^2 + C_{2,2,1}D^2I^2S^1 + C_{2,2,0}D^2I^2S^0 + C_{2,1,2}D^2I^1S^2 + C_{2,1,1}D^2I^1S^1 + C_{2,1,0}D^2I^1S^0 + \dots + C_{i,j,k}D^iI^jS^k + \dots + C_{0,0,2}D^0I^0S^2 + C_{0,0,1}D^0I^0S^1 + C_{0,0,0}D^0I^0S^0 \quad (15)$$

$$I = \log EI, \quad S = \log E_s$$

ここに、 $C_{i,j,k}$: 係数(27 個)

D : セグメントリングの直径(m)

EI : セグメントリングの曲げ剛性(kNm²)

E_s : 地盤の変形係数(kN/m²)

i, j, k : 添字(おのおの、2, 1, 0 をとる)

式(15)に含まれる 27 個の係数を決定するために、

表-9 27 ケースのパラメータと β の値

ケース 単 位	D m	EI kNm ²	E_s kN/m ²	M kNm	β
111	3	1×10^3	5×10^3	18.36	0.47553329
112			60×10^3	2.46	0.71322505
113			150×10^3	1.01	0.73490134
121		100×10^3	5×10^3	44.94	0.07818442
122			60×10^3	38.7	0.17146723
123			150×10^3	31.54	0.27850326
131		1000×10^3	5×10^3	46.35	0.0571061
132			60×10^3	45.59	0.06846746
133			150×10^3	44.39	0.08640646
211	6	1×10^3	5×10^3	13.42	0.7021011
212			60×10^3	1.34	0.74521725
213			150×10^3	0.59	0.74789416
221		100×10^3	5×10^3	157.39	0.18824081
222			60×10^3	71.64	0.49430124
223			150×10^3	37.87	0.61483372
231		1000×10^3	5×10^3	176.1	0.12146075
232			60×10^3	155.49	0.19502232
233			150×10^3	130.52	0.28414569
311	9	1×10^3	5×10^3	8.29	0.73741537
312			60×10^3	0.77	0.7488311
313			150×10^3	0.32	0.74951422
321		100×10^3	5×10^3	248.78	0.37233975
322			60×10^3	58.11	0.66178617
323			150×10^3	25.97	0.71057626
331		1000×10^3	5×10^3	345.54	0.22545331
332			60×10^3	236.3	0.391285
333			150×10^3	155.35	0.51417107

注) M : 有限要素法計算結果(曲げモーメントの絶対値の最大値)

パラメータ D , EI , E_s の値として, 表-7 に示すように, 一般に考えられる範囲での最大値, 標準値, 最小値の 3 個を設定し, 3 個のパラメータを同時に変化させて $3^3=27$ ケースの有限要素法の計算を実施した. その際, 残りの 9 個のパラメータには, 表-8 に示すように, 各々の標準値を与えた. そして, 式(15)により各ケースの β を求めた(表-9).

このようにして求めた 27 個の β と, そのときの D , EI , E_s の値を式(15)に代入して得られる係数 $C_{i,j,k}$ を未知数とする 27 元連立一次方程式を解くことにより 27 個の係数を求め, 表-10 に示した. なお, 27 元連立一次方程式については, 付録 5 を参照されたい.

(4) 最大曲げモーメントの計算

最大曲げモーメントは頂部と底部は同じ値, 水平直径点は絶対値は頂部と同じの負の値で, 以下の計算手順により求めることができる.

- ・式(15)により変形の影響を考慮するための係数 β を求める. 式(15)の係数 $C_{i,j,k}$ は表-10 に示した値を

表-10 式(15)の係数 $C_{i,j,k}$ の値

$C_{i,j,k}$	値	$C_{i,j,k}$	値	$C_{i,j,k}$	値
$C_{2,2,2}$	-0.0021756	$C_{1,2,2}$	0.0521063	$C_{0,2,2}$	-0.2094344
$C_{2,2,1}$	0.0262610	$C_{1,2,1}$	-0.5485460	$C_{0,2,1}$	2.0225427
$C_{2,2,0}$	-0.0704644	$C_{1,2,0}$	1.3453543	$C_{0,2,0}$	-4.6164338
$C_{2,1,2}$	0.0194088	$C_{1,1,2}$	-0.4682601	$C_{0,1,2}$	1.9295757
$C_{2,1,1}$	-0.2371708	$C_{1,1,1}$	4.9779580	$C_{0,1,1}$	-18.7717625
$C_{2,1,0}$	0.6438471	$C_{1,1,0}$	-12.3260434	$C_{0,1,0}$	43.0325912
$C_{2,0,2}$	-0.0427148	$C_{1,0,2}$	1.0023589	$C_{0,0,2}$	-4.1790325
$C_{2,0,1}$	0.5180425	$C_{1,0,1}$	-10.6965482	$C_{0,0,1}$	40.9969125
$C_{2,0,0}$	-1.4109201	$C_{1,0,0}$	26.7184881	$C_{0,0,0}$	-94.3962713

注) 小数点以下 7 桁までを使用すること

を用いる. その際, 係数 $C_{i,j,k}$ は小数点以下 7 桁までを用いる.

- ・式(7a)により w_{0vT} , 式(7c)により w_h , 式(8)により w_{cv} , 式(9)により w_g , 式(10)により w_v , 式(11)により w_r を, それぞれ計算する.
- ・上記の値を式(12)に代入して最大曲げモーメント M が得られる.

(5) 頂部および水平直径点の軸力の計算

頂部および水平直径点の軸力は, 次式により求める. なお, 底部の軸力は, 頂部と水平直径点の軸力の中間の値となるので, 計算する必要はない.

$$N_T = \mu \left(w_h + \frac{w_r}{2} \right) R \quad (16a)$$

$$N_S = \left(w_v - \frac{w_r}{2} \right) R \quad (16b)$$

ここに, N_T , N_S : 頂部と水平直径点の軸力

μ : 頂部軸力に関する補正係数

$$(\mu=0.82)$$

式(16a)では頂部の軸力に関する補正係数 μ を考慮することにしたが, 詳細は付録 6 を参照されたい.

(6) 最大せん断力の計算

図-7 に示した荷重を受けて発生する任意点のせん断力は次式で与えられる.

$$\left. \begin{aligned} S_\theta &= S_1 + S_2 \\ S_1 &= -(w_v - w_h) \sin \theta \cos \theta \\ S_2 &= N_0 \sin \theta + F_v \cos \theta - F_h \sin \theta \\ &= \frac{1}{2} w_r R (4 - \sin \theta - \cos \theta) \sin \theta \cos \theta \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

表-11 比較検討する計算ケース

ケース	D	EI	E_s	ν	EA	g	H	P_{wu}	γ_t	K_0	P_{fu}	α
単 位	m	kNm ²	kN/m ²		kN	kN/m	m	kN/m ²	kN/m ³		kN/m ²	
説 明	直 径	曲げ 剛性	変形 係数	ポアソ ン比	軸方向 剛性	自 重	土被り	頂部間 隙水圧	湿潤単 位体積 重量	静止土 圧係数	頂部裏込 め材圧力	テールボイ ドでの圧力 解放率
N	6	100×10 ³	60×10 ³	0.333	12×10 ⁶	7	15	50	18	0.5	150	0.3
D-1	3											
D-2	9											
EI-1		1×10 ³										
EI-2		1000×10 ³										
E _s -1			5×10 ³									
E _s -2			150×10 ³									
v-1				0.231								
v-2				0.412								
EA-1					1700							
EA-2					20000							
g-1						0.6						
g-2						13						
H-1							5					
H-2							40					
p _w -1								0(全域地下水なし)				
p _w -2								150				
γ _t -1									16			
γ _t -2									20			
K ₀ -1										0.3		
K ₀ -2										0.7		
p _r -1											100	
p _r -2											250	
α-1												0.15
α-2												0.4

ここに、 S_θ ：任意点のせん断力

S_1 ：等分布荷重によるせん断力

S_2 ：三角形荷重によるせん断力

θ ：頂部と任意点のなす中心角

N_0 ：三角形荷重による頂部の軸力

$$[-\frac{1}{2}w_r R]$$

F_v ：頂部と任意点までに作用する w_r による鉛直力

$$[-\frac{1}{2}w_r R(2-\sin\theta)\sin\theta]$$

F_h ：頂部と任意点までに作用する w_r による水平力

$$[-\frac{1}{2}w_r R(1-\cos\theta)^2]$$

式(17)からせん断力の絶対値が最大となる中心角は $\theta=45^\circ$ となり、最大せん断力は次式で与えられる。

$$S = (0.5 - 0.6464\beta)(w_v - w_h)R \quad (18)$$

(7) セグメントの継手を考慮する解析モデルを用いる場合の計算

セグメントの継手に回転ばねやせん断ばねを考

える解析モデルを用いる場合には、以下の手順によりセグメントリングに作用させる荷重を求め、この荷重を、地盤ばねを持たない解析モデルに作用させることによりセグメントリングの応力を求めることができる。

- ・セグメントリングの等価剛性を求める。
- ・セグメントリングの等価剛性と直径、および地盤の変形係数を式(15)に代入して変形の影響を考慮するための係数 β を求める。
- ・式(7a), (7c), (8), (9), (10), (11)により、セグメントリングに作用する荷重を計算する。

なお、等価剛性は剛性一様リングの曲げ剛性を変数とする収束計算により求めるのが合理的と考える。すなわち、セグメント継手に回転ばねとせん断ばねを設けた解析モデルに上半部と下半部に等分布鉛直荷重を、リングを圧縮する方向に载荷した際の水平直径点の水平変位と、剛性を仮定した剛性一様リングに同様な载荷をした際の水平直径点の水平変位が等しくなった際の剛性一様リングの曲げ剛性とする。この考え方は2リングモデルにも適用できると考える。

表-12 計算結果の比較(その1: 曲げモーメントとせん断力)

(力の単位: kN, 長さの単位: m)

ケース	厳密計算法				有限要素法を用いる方法						リングモデルを用いる方法			
	M_T	M_S	M_B	$S_{\max}$	M_T	M_S	M_B	比1	$S_{\max}$	比2	$M_{\max}$	比3	$S_{\max}$	比4
N	65.0	-65.6	65.4	43.5	68.8	-70.8	71.6	1.09	47.6	1.09	71.6	1.09	50.6	1.16
D-1	36.4	-36.7	36.8	48.9	37.8	-38.2	38.7	1.05	51.3	1.05	38.7	1.05	52.1	1.06
D-2	56.6	-58.4	57.5	25.6	57.1	-58.1	56.0	1.00	25.2	0.98	58.1	1.00	31.7	1.24
EI-1	1.1	-1.1	1.0	0.9	1.1	-1.3	1.1	1.22	1.1	1.17	1.3	1.22	5.1	5.69
EI-2	142.7	-145.5	147.7	97.8	147.3	-151.9	155.5	1.05	102.7	1.05	155.5	1.05	104.8	1.07
E _s -1	146.4	-148.3	149.6	99.5	152.2	-155.3	157.4	1.05	104.7	1.05	157.4	1.05	106.0	1.07
E _s -2	34.2	-34.4	33.9	22.6	36.2	-37.5	37.9	1.10	25.1	1.11	37.9	1.10	28.7	1.27
v-1	66.5	-67.3	67.4	45.8	71.9	-74.0	75.2	1.11	50.0	1.09	71.6	1.06	50.6	1.10
v-2	63.0	-63.5	63.0	40.2	64.2	-65.9	66.3	1.04	44.0	1.09	71.6	1.13	50.6	1.26
EA-1	64.0	-65.1	65.3	43.3	67.7	-70.4	72.2	1.11	47.6	1.10	71.6	1.10	50.6	1.17
EA-2	65.0	-65.7	65.4	43.6	68.9	-70.8	71.6	1.09	47.6	1.09	71.6	1.09	50.6	1.16
g-1	61.6	-62.3	62.0	41.2	66.1	-68.0	68.7	1.10	45.7	1.11	66.0	1.06	46.6	1.13
g-2	68.1	-68.7	68.6	45.8	71.4	-73.4	74.4	1.08	49.5	1.08	76.9	1.12	54.3	1.19
H-1	5.8	-7.6	9.0	6.1	7.2	-9.9	11.8	1.31	8.0	1.31	23.3	2.59	16.5	2.70
H-2	202.0	-201.2	198.1	134.1	211.3	-212.7	212.0	1.05	140.8	1.05	192.5	0.95	135.8	1.01
p _w -1	86.8	-89.6	91.7	61.1	91.8	-96.4	99.9	1.09	66.4	1.09	93.1	1.02	65.7	1.08
p _w -2	33.8	-35.0	35.4	23.7	36.6	-38.7	40.0	1.13	26.6	1.12	44.8	1.27	31.6	1.33
γ _t -1	55.4	-55.7	55.3	36.8	58.7	-60.1	60.6	1.09	40.3	1.09	62.0	1.11	43.7	1.19
γ _t -2	74.5	-75.5	75.5	50.3	79.0	-81.4	82.7	1.09	54.9	1.09	81.3	1.08	57.4	1.14
K ₀ -1	94.4	-95.5	95.6	63.6	99.4	-102.0	103.5	1.08	68.7	1.08	97.8	1.02	69.1	1.09
K ₀ -2	35.5	-35.7	35.2	23.6	38.3	-39.5	39.8	1.11	26.5	1.12	45.4	1.27	32.1	1.36
p _r -1	64.9	-65.6	65.4	43.5	68.9	-70.8	71.7	1.09	47.6	1.09	71.6	1.09	50.6	1.16
p _r -2	65.1	-65.5	65.5	43.5	68.8	-70.8	71.6	1.09	47.6	1.09	71.6	1.09	50.6	1.16
α-1	80.1	-80.9	80.7	53.7	91.4	-95.3	95.8	1.18	63.7	1.19	85.7	1.06	60.5	1.13
α-2	54.9	-55.5	55.2	36.7	58.3	-60.0	60.7	1.09	40.3	1.10	62.3	1.12	44.0	1.20

注) M_T , M_S , M_B : 曲げモーメント(頂部, 水平直径点, 底部)

比1: 有限要素法を用いる方法の最大曲げモーメント(絶対値)の逐次計算法の最大曲げモーメントに対する比

比2: 有限要素法を用いる方法の最大せん断力の逐次計算法の最大せん断力に対する比

比3: リングモデルを用いる方法の最大曲げモーメントの逐次計算法の最大曲げモーメントに対する比

比4: リングモデルを用いる方法の最大せん断力の逐次計算法の最大せん断力に対する比

5. 既往の応力計算方法との比較および実設計での適用方法

(1) 逐次計算法との比較

第3章と第4章では, 有限要素法を用いる方法とリングモデルを用いる方法を提案した. ここでは, 提案した方法による計算結果と, 掘削過程を考慮した逐次計算法による結果とを比較する.

入力条件を表-11に示したが, 12個の各パラメータを標準的な値とした[ケース N]を基準とし, 各パラメータの変動による影響をみるために, パラメータの1個ずつを, そのパラメータで一般に考えられる最大値および最小値としたケースを設定した. 計算結果を表-12, 13に示す. また, この表には有限要素法を用いる計算方法とリングモデルを用いる計算方法の計算結果の, 逐次計算法の結果に対する比の値も示した. これより以下の事柄がわかる.
[最大曲げモーメントについて]

・逐次計算法と有限要素法を用いる方法の計算結果

は, 計算値が小さい[ケース EI-1]および[ケース H-1]を除くケースにおいて, 頂部, 水平直径点(絶対値), および底部の3点の曲げモーメントは, ほぼ等しい.

- ・計算値が小さい[ケース EI-1]および[ケース H-1]を除くと, 最大曲げモーメントは有限要素法を用いる方法で逐次計算法の1.00~1.18倍, リングモデルを用いる方法で逐次計算法の0.95~1.27倍となった.
- ・計算値が小さい[ケース EI-1]および[ケース H-1]では, 有限要素法を用いる方法で逐次計算法の1.22倍([ケース EI-1])と1.31倍([ケース H-1]), リングモデルを用いる方法で逐次計算法の1.22倍([ケース EI-1])と2.59倍([ケース H-1])となった.
[せん断力について]
- ・計算値が小さい[ケース EI-1]および[ケース H-1]を除くと, 最大せん断力は有限要素法を用いる方法で逐次計算法の0.98~1.19倍, リングモデルを用いる方法で逐次計算法の1.01~1.36倍と

表-13 計算結果の比較 (その2: 軸力)
(力の単位: kN, 長さの単位: m)

ケース	厳密計算法		有限要素法を用いる方法				リングモデルを用いる方法			
	N_T	N_S	N_T	比5	N_S	比6	N_T	比7	N_S	比8
N	539	797	544	1.01	798	1.00	542	1.01	803	1.01
D-1	248	381	252	1.02	381	1.00	227	0.92	388	1.02
D-2	863	1256	867	1.01	1237	0.99	921	1.07	1272	1.01
EI-1	550	786	558	1.02	784	1.00	571	1.04	767	0.98
EI-2	526	811	528	1.00	814	1.00	508	0.96	844	1.04
E _s -1	527	824	533	1.01	822	1.00	507	0.96	845	1.03
E _s -2	538	775	541	1.01	779	1.00	556	1.03	786	1.01
v-1	531	805	536	1.01	806	1.00	542	1.02	803	1.00
v-2	547	787	552	1.01	789	1.00	542	0.99	803	1.02
EA-1	522	765	506	0.97	750	0.98	542	1.04	803	1.05
EA-2	540	798	547	1.01	801	1.00	542	1.00	803	1.01
g-1	538	788	543	1.01	789	1.00	537	1.00	786	1.00
g-2	540	805	545	1.01	806	1.00	546	1.01	818	1.02
H-1	332	425	334	1.01	432	1.02	349	1.05	471	1.11
H-2	1051	1700	1059	1.01	1684	0.99	1025	0.98	1631	0.96
p _w -1	472	786	480	1.02	790	1.01	490	1.04	782	0.99
p _w -2	640	809	638	1.00	807	1.00	607	0.95	828	1.02
γ _t -1	503	727	507	1.01	729	1.00	503	1.00	736	1.01
γ _t -2	576	866	581	1.01	867	1.00	581	1.01	869	1.00
K ₀ -1	448	789	456	1.02	788	1.00	479	1.07	777	0.99
K ₀ -2	630	805	632	1.00	807	1.00	605	0.96	828	1.03
p _r -1	497	754	500	1.01	753	1.00	505	1.02	758	1.00
p _r -2	624	881	633	1.02	887	1.01	616	0.99	893	1.01
α-1	550	854	557	1.01	877	1.03	559	1.02	851	1.00
α-2	532	758	537	1.01	761	1.00	531	1.00	770	1.02

注) N_T , N_S : 軸力(頂部, 水平直径点)
 比 5: 有限要素法を用いる方法の軸力の逐次計算法の軸力に対する比(頂部)
 比 6: 有限要素法を用いる方法の軸力の逐次計算法の軸力に対する比(水平直径点)
 比 7: リングモデルを用いる方法の軸力の逐次計算法の軸力に対する比(頂部)
 比 8: リングモデルを用いる方法の軸力の逐次計算法の軸力に対する比(水平直径点)

なった。リングモデルで逐次計算法および有限要素法を用いる方法の結果より大きな値となったが、これは逐次計算法と有限要素法を用いる計算方法では、中心角が 10 度となるように節点を設けたために、最大値となる 45 度のせん断力を計算していないのに対して、リングモデルを用いる方法は解析解であるために、最大値が得られたことによると考える。

- ・計算値が小さい[ケース EI-1]および[ケース H-1]では、有限要素法を用いる方法で逐次計算法の 1.17 倍([ケース EI-1])と 1.31 倍([ケース H-1])、リングモデルを用いる方法で逐次計算法の 5.69 倍([ケース EI-1])と 2.70 倍([ケース H-1])となった。
[軸力について]
- ・頂部の軸力は、有限要素法を用いる方法で逐次計算法の 0.97~1.02 倍、リングモデルを用いる方

法で逐次計算法の 0.92~1.07 倍となった。

- ・水平直径点の軸力は、有限要素法を用いる方法で逐次計算法の 0.98~1.03 倍、リングモデルを用いる方法で逐次計算法の 0.96~1.11 倍となった。
上記の分析結果から、計算される最大曲げモーメントおよびせん断力の計算値が小さい[ケース EI-1]および[ケース H-1]を除けば、有限要素法を用いる方法もリングモデルを用いる方法も、逐次計算法にほぼ近似した値を与えることがわかった。

なお、最大曲げモーメントおよびせん断力の値が小さい[ケース EI-1]および[ケース H-1]で、提案した 2 方法の計算結果の逐次計算法の計算結果に対する比の値は 1.0 より相当大きくなったが、最大曲げモーメントおよびせん断力の値そのものが小さいこと、逐次計算法より大きな値となっていることを考えると、実用上は大きな問題ではないと考える。

また、提案した 2 方法の最大軸力の計算値は、すべてのパラメータに対して厳密計算法の計算値に近似した値となった。

(2) 現在用いられている方法との比較

ここでは現在用いられている入力条件に基づく慣用計算法の計算結果と、提案したリングモデルを用いる方法の計算結果とを比較する。

計算条件を表-14, 15, 16 に示した。変形係数は表-2 に示した考え方と異なるが、すべての地盤で $E_s=2800N$ (N は標準貫入試験の N 値)とした。 $N=2$ の粘性土(C-2-9, C-2-6, C-2-3)では施工に伴って圧密することが考えられるので、計算に用いる変形係数は相当小さくなることが想像されるが、後述するように、リングモデルを用いる方法の適用範囲外となるので、この比較検討では圧密を考えない。

計算結果を表-17, 18 に示したが、これより以下の事柄がわかる。

- ・リングモデルを用いる方法の最大曲げモーメントの、現在用いられている方法の最大曲げモーメントに対する比の値は 0.40~0.98(平均 0.68)で、提案したリングモデルを用いる方法は現在用いられている方法より小さな値を与える。
- ・地盤が軟らかい、あるいは直径が小さいと、上記の比の値は大きくなる。すなわち、リングモデルを用いる方法は、現在用いられている方法より小さな値を与えるものの、地盤が軟らかい、あるいは直径が小さい場合には、現在用いられている方法に近い値を与えると見える。なお、施工に伴って周辺地盤が圧密する場合では曲げモーメントはさらに大きくなり、場合によっては現在用いられている方法より大きな値となることも考えられる。

表-14 計算条件(その1:土質条件と側圧の考え方)

土質	N	E_s	γ_t	λ	k	K_0	慣用計算法の側圧計算
砂質土	40	2800N	19	0.40	40000	0.5	土水分離
	20		18	0.53	17000		
	10		17	0.53	7000		
粘性土	8		15	0.65	10000		土水一体
	2		14	0.75	0		

注) N : 標準貫入試験の N 値, E_s : 変形係数(kN/m²)

γ_t : 土の湿潤単位体積重量, λ : 側方土圧係数

k : 地盤反力係数(kN/m³), K_0 : 静止土圧係数

表-15 計算条件(その2:構造条件)

リング直径(D)	構造	厚さ	ヤング係数	継手構造
9m	RC平板型	0.4m	39000kN/m ²	剛結合
6m		0.3m		
3m		0.2m		

- ・リングモデルを用いる方法では、地盤の N 値が小さくなると最大曲げモーメントは大きくなるのに対して、現在用いられている方法では明確な関係は認められない。現在用いられている方法のこの結果は、解析モデルか荷重、あるいはその両方の考え方に何らかの問題があることを想起させる。なお、ここではリングモデルを用いる方法により検討したが、前節(1)に示したように、この方法は有限要素法を用いる方法に近似した値を与えることから、ここで明らかとなった事柄については有限要素法を用いる方法にも適用できると考える。

(3) 実設計での適用性と適用方法

a) 実設計での適用性

提案した方法は、有限要素法を用いた検討の結果として把握された応力発生機構に基づいて構築されていること、有限要素法を用いる方法では提案した方法の計算結果が現場計測値と近似していること、リングモデルを用いる方法の計算値は有限要素法を用いる方法の計算値と近似していることから、本論文で提案した応力計算方法は、二つの方法とも実設計で用いることができると考える。

b) 軟らかい地盤での留意点

筆者らはシールドトンネルに関する長い経験から、現在、設計で用いられている方法は「硬い地盤では応力上の余裕は大きい、軟らかい地盤での余裕は小さい」との感想を持っている。これに対して、提案した方法を採用するとともに以下の点に留意することにより、軟らかい地盤でも合理的な設計ができると考える。

表-16 計算条件(その3:その他)

項目	値
土被り	$H=3D$
地下水位(砂質土)	$H_w=1.5D$ (リング頂部から)
水の単位体積重量	$\gamma_w=10\text{kN/m}^3$
裏込め材の圧力	$p_{fu}=1.5\gamma_t D$ (リング頂部で)
裏込め材の単位体積重量	$\gamma_f=12\text{kN/m}^3$
テールボイドでの圧力解放率	$\alpha=0.2$

- なお、これらの留意点は、有限要素法を用いる方法とリングモデルを用いる方法の両方に共通である。
- ・掘削前の側圧は土水分離の考え方により計算する(現在用いられている方法¹⁾では、軟らかい粘性土および非常に柔らかい粘性土に対して、側圧を土水一体として計算することになっている)。
 - ・軟らかい粘性土では掘削に伴う圧密の影響を考える(現在用いられている方法では掘削に伴う圧密は考えられていない(表-2 参照))。

c) 適用範囲

有限要素法を用いる方法の計算結果が、硬い砂礫地盤、硬い粘性土地盤、および軟弱な粘性土地盤での計測結果にほぼ等しいこと、および施工過程を厳密に表現した逐次計算法の計算結果とほぼ等しいことから、有限要素法を用いる方法はほとんどの条件に対して適用できると考える。ただし、本論文では地盤を弾性体と仮定して有効性を検証したことから、計算後に地盤が弾性体とみなし得ることを確認することが好ましい。なお、この考え方は地盤や覆工が非線形な挙動をする場合にも適用可能と推測されるが、その検証は今後の課題とする。

リングモデルを用いる方法は、シールドトンネルが均質地盤に築造される場合で、すべてのパラメータが表-11 に示した最小値と最大値の範囲内にある場合に適用可能と考える。

6. まとめ

シールドトンネル施工に伴って覆工に発生する応力の発生機構と、その応力発生機構に沿った応力計算方法に関する研究を行った。

以下に結論を示す。

- (1) 圧力を有する地盤中にセグメントリングが設置され、その後にセグメントリング内の土砂が掘削除去される状況を、有限要素法を用いて計算したところ、セグメントリングは上方へ変位するとともに、鉛直方向に縮み水平方向に伸びを示した。また、頂部と底部に発生する正の曲げ

表-17 慣用計算法とリングモデルを用いる方法の計算結果の比較

ケース		入力条件													最大曲げモーメント			B/Aの土質ごとの平均
		N	γ_t	H	H_w	D	t	g	EI	λ	k	E_s	K_0	P_{fu}	A慣用計算法	Bリングモデル	B/A	
砂質土	S-40-9	40	19	27	13.5	9	0.4	10	208000	0.4	40000	112000	0.5	256.5	333.6	132.2	0.40	0.48
	S-40-6	40	19	18	9.0	6	0.3	7.8	87750	0.4	40000	112000	0.5	171.0	136.9	58.0	0.42	
	S-40-3	40	19	9	4.5	3	0.2	5.2	26000	0.4	40000	112000	0.5	85.5	28.9	18.0	0.63	
	S-20-9	20	18	27	13.5	9	0.4	10	208000	0.53	17000	56000	0.5	243.0	324.5	184.1	0.57	0.72
	S-20-6	20	18	18	9.0	6	0.3	7.8	87750	0.53	17000	56000	0.5	162.0	126.5	84.5	0.67	
	S-20-3	20	18	9	4.5	3	0.2	5.2	26000	0.53	17000	56000	0.5	81.0	22.3	20.4	0.92	
	S-10-9	10	17	27	13.5	9	0.4	10	208000	0.53	7000	28000	0.5	229.5	401.1	236.6	0.59	0.77
	S-10-6	10	17	18	9.0	6	0.3	7.8	87750	0.53	7000	28000	0.5	153.0	143.1	105.8	0.74	
	S-10-3	10	17	9	4.5	3	0.2	5.2	26000	0.53	7000	28000	0.5	76.5	21.8	21.5	0.98	
粘性土	C-8-9	8	15	27	13.5	9	0.4	10	208000	0.65	10000	22400	0.5	202.5	428.8	217.5	0.51	0.60
	C-8-6	8	15	18	9.0	6	0.3	7.8	87750	0.65	10000	22400	0.5	135.0	162.2	96.1	0.59	
	C-8-3	8	15	9	4.5	3	0.2	5.2	26000	0.65	10000	22400	0.5	67.5	26.5	18.6	0.70	
	C-2-9	2	14	27	13.5	9	0.4	10	208000	0.75	0	5600	0.5	189.0	494.1	323.4	0.65	0.81
	C-2-6	2	14	18	9.0	6	0.3	7.8	87750	0.75	0	5600	0.5	126.0	149.1	127.3	0.85	
	C-2-3	2	14	9	4.5	3	0.2	5.2	26000	0.75	0	5600	0.5	63.0	19.9	18.5	0.93	
注) 力の単位：kN，長さの単位：m																平均	0.68	

表-18 N値と最大曲げモーメントの関係

土質	N値	慣用計算法			リングモデル		
		D=9m	D=6m	D=3m	D=9m	D=6m	D=3m
砂質土	40	333.6	136.9	28.9	132.2	58.0	18.0
	20	324.5	126.5	22.3	184.1	84.5	20.4
	10	401.1	143.1	21.8	236.6	105.8	21.5
粘性土	8	428.8	162.2	26.5	217.5	96.1	18.6
	2	494.1	149.1	19.9	323.4	127.3	18.5

モーメントおよび水平直径点に発生する負の曲げモーメントの大きさはほぼ等しくなった。

- (2) 上記の事柄から、セグメントリングに作用する地盤からの圧力は以下のようにになると考えられる。
- セグメントリングの上半部の鉛直圧力は、掘削前の地盤圧力を初期値としてセグメントリングの変位に伴う増加分と、セグメントリングの変形に伴う減少分とが加算される。
 - 下半部の鉛直圧力は、掘削前の圧力を初期値としてセグメントリングの変位と変形に伴う減少分が加算される。
 - 側圧は掘削前の圧力を初期値として、セグメントリングの変形による増加分が加算される。
- (3) 現在広く用いられている方法では扱うことができなかった互層地盤に対しても応力計算を可能とするために、以下の事柄を要旨とする「有限要素法を用いる計算方法」を新たに提案した。
- 解析モデルの考え方は応力発生機構の検討に用いたものと同じものを用いる。すなわち、セグメントリングを含む鉛直断面を対象とし、

地盤は弾性な面要素(平面ひずみ状態)で、セグメントリングは弾性のはり要素で、それぞれモデル化する。

- 荷重は、地盤圧力、セグメント自重を考える。地盤圧力の計算では掘削前の地盤圧力、テールボイドでの地盤圧力の解放、および裏込め材の圧力を考慮する。
 - 円形であることを考慮して逐次計算を採用しない(既往の提案²⁾では施工手順を考慮して逐次計算を採用している)。
- (4) 現場計測値と提案した有限要素法を用いる計算方法による計算結果を比較したところ、提案した方法により得られた曲げモーメントの分布形状は、現場計測のそれと近似しており、提案した方法による計算値の最大値は、計測値の最大値とほぼ等しくなった。ただし、軟らかい地盤の計算値は、施工に伴う圧密を考慮したものである。
- (5) 均質な地盤を対象とし、下記を要旨とする最大曲げモーメントとその位置での軸力、および最大せん断力の計算方法(「リングモデルを用いる方法」)を提案した。
- 計算式の誘導での解析モデルは、曲げ剛性一様で、地盤ばねを持たないリングモデルを用いた。
 - 荷重は応力の発生機構に沿ったものとした。
 - この方法により計算される最大曲げモーメントとその位置での軸力、および最大せん断力の値が、有限要素法を用いる方法の計算結果

に近似するようした。

- (6) 文献 2)で提案した逐次計算法, 本論文で新たに提案した有限要素法を用いる方法とリングモデルを用いる方法の計算結果を比較したところ, 土被りが小さい場合およびセグメントリングの曲げ剛性が極端に小さい場合を除いて, 3 方法の計算結果とほぼ一致した。

なお, 土被りが小さい場合およびセグメントリングの曲げ剛性が極端に小さい場合では, 計算値が小さいために近似した計算結果とならなかったが, 最大曲げモーメントおよびせん断力の値そのものが小さいこと, 逐次計算法より大きな値となっていることを考えると, 実用上は大きな問題ではないと考える。

- (7) 現在広く用いられている計算方法と比較するために, 同じ条件を設定して, 現在用いられている慣用計算法と, 本論文で提案したリングモデルを用いる方法の計算結果を比較したところ, 提案したリングモデルを用いる方法は, 硬い地盤では慣用計算法より小さな値を与え, 軟らかい地盤あるいは直径が小さい場合では慣用計算法に近い値を与えることがわかった。またリングモデルを用いる方法では, N 値が小さくなると最大曲げモーメントは大きくなるのに対して, 現在用いられている方法では明確な関係は認められないこともわかった。
- (8) 提案した有限要素法を用いる方法とリングモデルを用いる方法の二つの方法は, 詳細な検討の結果として把握された応力発生機構に基づいて構築されていること, 提案した方法の計算結果が計測値と近似していることから, 本論文で提案した応力計算方法は, 実設計で用いることができると思われる。

付録1 全周地盤ばねモデルと有限要素法モデルの相違

図-1(b)のような計算をする際に, 全周ばねモデルと有限要素法モデルのどちらを用いるべきかについて考える。まず, 有限要素法モデルの計算を行うこととし, 第2章で実施した計算条件の一部を以下のように修正することにする。

- ・リングを除去する(地盤だけとする)。
- ・荷重は頂部と底部に鉛直方向の集中荷重(頂部で下向き, 底部で上向き: 100kN/m)を作用させる。

このような条件に基づいた計算の結果を付図-1に示したが, これより掘削面に設けた節点は下記の

付図-1 変位の解析結果(点線)

ように変位することがわかった。

- ・ほとんどの節点は何らかの変位をする。
- ・頂部付近は下方へ, 底部付近は上方へ動く(付図-1の場合, 頂部は下方へ 2.48mm , 底部は上方へ 1.93mm)。
- ・水平直径点付近の節点は外側へ動く(付図-1の場合, 外側へ 0.17mm)。

一方, セグメントリングを除いた全周ばねモデル(すなわち地盤ばねだけのモデル)に有限要素法モデルと同じ荷重を載荷すると, 頂部は鉛直下方へ, 底部は鉛直上方へ動くが, この2節点以外の節点は, 水平にも鉛直にも動かない。

このような結果から, 両者は異なる結果を与えるといえる。そしてその原因は, 地盤を, 有限要素法モデルでは連続体として扱っているのに対して, 全周ばねモデルは独立して互いに干渉しないばねとして扱っていることにあるといえる。

現実の地盤は連続体に近い挙動をするとして一般に考えられているので, 地盤を表現するためには有限要素法モデルを用いるのが良いと考える。

付録2 有限要素法モデルの下方境界とセグメントリング底部の離隔距離

有限要素法モデルにより, セグメントリングに発生する応力を求める際の, 有限要素法モデルの下方境界とセグメントリング底部の離隔距離の設定方法について検討する。

この分野の既往の研究によると, 開口部の変位は離隔距離の影響を強く受けるものの, 開口部周辺の地盤応力に対する離隔距離の影響は小さいとされている¹⁰⁾。本論文ではセグメントリングの応力を対象としているので, 離隔距離の影響は小さいと考えられるが, 実際に, 離隔距離を決める必要があることから, 離隔距離を変化させた計算を行った。

計算では第2章で行った計算条件を用いて, 当該距離を $1D$, $2D$, $3D$ と変化させて得られた最大曲げ

付表-1 下方の離隔距離に関する計算結果

離隔距離	曲げモーメント(kNm)			鉛直変位(mm)		
	頂部	水平直径点	底部	頂部	底部	中心
1D	64.1	-66.1	66.8	-0.44	3.84	1.70
2D	65.2	-67.9	68.6	-0.12	4.26	2.07
3D	65.9	-68.9	69.5	0.15	4.59	2.37

モーメントの値を付表-1 に示した。

これより、最大曲げモーメントの値は底部の離隔距離が1D, 2D, 3Dと変化してもほとんど変化しないことがわかる(最大で4%の差)。なお、付表-1には底部の離隔が変化した際の開口部中心の鉛直変位の値(頂部と底部の平均値)も示したが、この値は最大で39%の差となった。

付録3 粘性土における側圧の計算方法

現行の設計基準では、軟らかい粘性土の側圧の計算は、「土水一体」で計算することに規定している¹⁾。これは粘性土では間隙水圧を推定することが難しいことによると考えられるが、間隙水圧の側圧に及ぼす影響を考えると、土水分離として扱うことにより、正確な側圧を計算すべきであるとも考えられる。

そこで、間隙水圧の側圧に及ぼす影響をみることで、付表-2 に示す条件を設定し、慣用計算法により発生曲げモーメントを計算した。すなわち、N 値 2 以下の非常に柔らかい粘性土($\lambda=0.8$, $k=0$)に、直径 $D=6\text{m}$ 、厚さ $t=0.3\text{m}$ のトンネルを土被り $H=18\text{m}$ で築造することを考える。ケース A は現行の設計基準に準拠して「土水一体」としたケース、ケース B は地下水位が地表面と一致した場合に対して側圧を「土水分離」としたケース、ケース C は地下水位が地表面から 5m 下方に存在する場合に対して側圧を「土水分離」としたケースである。

計算結果を付表-3 に示したが、最大曲げモーメントに着目すると、ケース C ではケース A の約 1.6 倍の値となった。

軟弱な沖積地盤で地下水位が地表面より 5m 以上下方に存在することは珍しいことではないから、本来はケース C の状態で設計すべきであるが、現行の設計基準ではケース A となっていることから、やや危険側の計算をしていると思われる。

付表-2 側圧検討の入力条件

	ケースA	ケースB	ケースC
側圧計算方法	土水一体	土水分離	土水分離
湿潤重量 (γ_t)	16	16	16
土被り (H)	18	18	18
地下水頭 (H_w)	—	18	13
直径 (D)	6	6	6
セグメント厚 (t)	0.3	0.3	0.3
自重 (g)	7.8	7.8	7.8
曲げ剛性 (EI)	87750	87750	87750
側方土圧係数 (λ)	0.8	—	—
地盤反力係数 (k)	0	0	0
静止土圧係数 (K_0)	—	0.5	0.5

付表-3 計算結果(曲げモーメント(kNm))

	ケースA	ケースB	ケースC
最大値	81.8	72.6	128.8
最小値	-71.8	-61.3	-117.6

付録4 圧密を想定する場合で圧力が減少する部分の対処方法

第 3 章で示した有限要素法を用いる方法による計算を実施すると、要素によっては最小主圧力が負の値(「負の値」は掘削前の圧力からの減少を意味しており、施工前に地盤に発生していた圧力との和は負の値とはならない)となるが、このような要素は圧密しないと考えられ、このような要素に対して、圧密を想定した変形係数をそのまま用いることは不適切であると考えられる。そこで、このような現象を再現すべく、以下の試算を行った。

- (1) 解析モデル：図-2のモデルを基本とし、地盤の変形係数を、圧密を想定して、 $E_s=2.0 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ に変更した。
- (2) 荷重：図-2を作成した際の荷重とした。
- (3) 有限要素法の計算：(1) (2)を入力して有限要素法の計算を行った([ケース1]とする)。
- (4) 変形係数の変更：[ケース1]の計算の結果で、最小主圧力が負の値となった要素は圧密しないと考えて、変形係数を(1)で設定した値の10倍(圧密試験結果から推定)とした。
- (5) 有限要素法の再計算：(1)(2)(4)を入力して有限要素法の計算を行った([ケース2]とする)。計算結果のうち、変形係数を変更した部分を付図-2に、[ケース1]と[ケース2]の曲げモーメントの比較を付表-4に示したが、これより以下の事柄がわかった。

- ・[ケース1]で負の最小主圧力が計算されたのは、セグメントリングの下方地盤に限定される。
- ・[ケース2]の曲げモーメントは[ケース1]より小

付図-2 変形係数の変更箇所（太枠内着色部分）

付表-4 曲げモーメントの計算値(kNm)

	頂 部	水平直径点	底 部
ケース1	230.7	-235.0	238.2
ケース2	191.4	-185.4	171.2

さな値となるがその違いは20%程度である。

ここで示した試算はこのような事象を計算するための研究の第一歩であり、この計算方法の妥当性は確かめられていない。また、筆者らはシールドトンネルに関する長い経験から、現在、設計で用いられている方法は軟らかい地盤での余裕は小さいとの感想を持っている。これらの事柄を考慮して、現時点では[ケース1]の計算方法を採用したい。

付録5 式(15)の係数 $C_{ij,k}$ を求める際の27元連立一次方程式

実際の設計でリングモデルを用いる方法を使用する場合には、セグメントの最大曲げモーメントは第4章(4)に示した手順により求めるため、式(15)の係数 $C_{ij,k}$ を求めることは必要としないが、考え方の理解のために、係数 $C_{ij,k}$ を求める際の27元連立一次方程式を式(付1)に示す。式中の D 、 I 、 S の値を求める際の D 、 EI 、 E_s の値は表-7に示した値とした(式(付1)の β に付した添え字は、表-9のケース名を意味する)。なお、 D 、 EI 、 E_s のいずれかが適用範囲外となる場合には、係数 $C_{ij,k}$ は表-10の値を用いることはできないので、 D 、 EI 、 E_s を設定し直して、ここに示す計算式により27元連立一次方程式を作成し、これを解くことにより係数 $C_{ij,k}$ を求め直さなければならない。

$$\begin{bmatrix} D_1^2 I_1^2 S_1^2 & D_1^2 I_1^2 S_1^1 & \cdots & D_1^0 I_1^0 S_1^0 \\ D_1^2 I_1^2 S_2^2 & D_1^2 I_1^2 S_2^1 & \cdots & D_1^0 I_1^0 S_2^0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ D_3^2 I_3^2 S_3^2 & D_3^2 I_3^2 S_3^1 & \cdots & D_3^0 I_3^0 S_3^0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{2,2,2} \\ C_{2,2,1} \\ \vdots \\ C_{0,0,0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta_{1,1,1} \\ \beta_{1,1,2} \\ \vdots \\ \beta_{3,3,3} \end{bmatrix} \quad (\text{付 1})$$

付表-5 式(付2)と有限要素法により得られる値の比較

ケース	A 式(付2)		B有限要素法		B/A	
	N_{T0}	N_{S0}	N_T	N_S	N_T	N_S
N	661	803	544	798	0.82	0.99
D-1	277	388	252	381	0.91	0.98
D-2	1123	1272	867	1237	0.77	0.97
EI-1	696	767	558	784	0.80	1.02
EI-2	619	844	528	814	0.85	0.96
E _s -1	618	845	533	822	0.86	0.97
E _s -2	678	786	541	779	0.80	0.99
v-1	661	803	536	806	0.81	1.00
v-2	661	803	552	789	0.84	0.98
EA-1	661	803	506	750	0.77	0.93
EA-2	661	803	547	801	0.83	1.00
g-1	655	786	543	789	0.83	1.00
g-2	666	818	545	806	0.82	0.99
H-1	425	471	334	432	0.79	0.92
H-2	1250	1631	1059	1684	0.85	1.03
p _w -1	598	782	480	790	0.80	1.01
p _w -2	740	828	638	807	0.86	0.97
γ_t -1	614	736	507	729	0.83	0.99
γ_t -2	708	869	581	867	0.82	1.00
K ₀ -1	584	777	456	788	0.78	1.01
K ₀ -2	738	828	632	807	0.86	0.97
p _d -1	616	758	500	753	0.81	0.99
p _d -2	751	893	633	887	0.84	0.99
α -1	682	851	557	877	0.82	1.03
α -2	647	770	537	761	0.83	0.99
平 均					0.82	0.99
最 大					0.91	1.03
最 小					0.77	0.92

付録6 リングモデルを用いる方法での軸力の算定方法

リングモデルを用いる方法では、図-7に示した荷重を用いて、最大曲げモーメントを求めることにした。軸力の計算にも、この図-7を用いることができれば都合がよいことから、まず、図-7の荷重による頂部と水平直径点の2点の軸力を次式により求めて、付表-5に示した。

$$N_{T0} = \left(w_h + \frac{1}{2} w_r \right) R \quad (\text{付 2a})$$

$$N_{S0} = \left(w_v - \frac{1}{2} w_r \right) R \quad (\text{付 2b})$$

ここに、 N_{T0} 、 N_{S0} ：図-7に示した荷重から求められる頂部と水平直径点の軸力

付表-5には表-12に示した有限要素法を用いた計算結果を併せて示したが、これより以下の事柄がわかる。

- ・軸力が最小値となる頂部で、式(付2a)の計算結果

に補正係数を乗じて得られる軸力が、有限要素法の計算結果に等しくなるための補正係数を求めたところ、補正係数は、平均で 0.82、最大で 0.91、最小で 0.77 となった。

- 同様に、軸力が最大値となる水平直径点で、式(付 2b)の計算結果に補正係数を乗じて得られる軸力が、有限要素法の計算結果に等しくなるための補正係数は、平均で 0.99、最大で 1.03、最小で 0.92 となった。

以上の分析結果から、頂部と水平直径点での軸力は、次式で与えることにする(水平直径点での軸力は式(付 2b)を修正する必要がない)。

$$N_T = \mu \left(w_h + \frac{1}{2} w_r \right) R \quad (\text{付 3a})$$

$$N_S = \left(w_v - \frac{1}{2} w_r \right) R \quad (\text{付 3b})$$

ここに、 N_T 、 N_S ：頂部および水平直径点の軸力

μ ：補正係数($\mu=0.82$)

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法・同解説），pp.75-81, 2006.7.

- 2) 矢萩秀一，大門信之，入江健二，中村兵次，鈴木久尚：施工過程を考慮したシールドトンネル覆工の応力計算方法，土木学会論文集F, Vol.65, No.2, pp.128-147, 2009.4.
- 3) 木村定雄，小泉 淳：地盤と覆工の相互作用を考慮したシールドトンネルの設計方法について，土木学会論文集，No.624/III-47, pp.123-134, 1999.6.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，p.256, 2002.
- 5) 土質工学会：土質工学ハンドブック，p.161, 1982.
- 6) 中山隆，中村信義，中島信：泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について，土木学会論文集，第397/VI-9, pp.133-141, 1988.9.
- 7) 藤井邦男，真下英人，石村利明：砂礫地盤中のシールドトンネルの作用荷重，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，第10巻，pp.257-262, 2000.11.
- 8) 真下英人，左近嘉正，石村利明：洪積粘性土地盤中のシールドトンネルに作用する荷重に関する一考察土木学会トンネル工学報告集，第17巻，pp.321-328, 2007.11.
- 9) 矢萩秀一，藤木育雄，村松 泰，鈴木久尚：軟弱地盤におけるRCセグメントの計測結果と考察，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，第12巻，pp.513-518, 2002.11.
- 10) 和田直樹，田村武：二次元有限要素解析の領域設定に関する基礎的研究，土木学会第57回年次学術講演会，2002.9.

(2012. 6. 19 受付)

STRESS GENERATION MECHANISM AND MEMBER FORCE CALCULATION METHOD PROPOSED FOR CIRCULAR SHIELD TUNNEL LINING

Shuichi YAHAGI, Hyoji NAKAMURA and Hisanao SUZUKI

The method used to calculate the member forces in the Transverse direction in shield tunnel linings has generally been the same as that used to calculate the stress of underground structures built according to the cut-and-cover method. Namely, the general practice has been to allow the vertical pressure at the tunnel crown and corresponding lateral pressure to act on the completed lining while expecting the resistance of the ground to act against deformation of the lining.

However, recently in shield tunneling, the excavation and lining work are executed almost simultaneously. Consequently, the lining behavior is now considered to be different from that assumed conventionally. In this context, this paper intends to grasp the stress generation mechanism of segment rings by using the finite element method and proposes a new calculation method based on this stress generation mechanism. Two methods are proposed: One is to faithfully represent the stress generation mechanism by using the finite element method and the other is to use a ring model to calculate a value nearly the same as that obtained with the finite element method.