

軟弱粘性土地盤における併設シールドトンネルの現場計測とセグメントリングの疑似三次元構造解析モデル

IN-SITU MEASUREMENTS OF PARALLEL SHIELD TUNNELS IN POOR COHESIVE SOIL GROUND AND PSEUDO-THREE DIMENSIONAL ANALYSIS METHOD OF SEGMENT RINGS

堀地紀行*・平嶋政治**・松下芳亮***・石井恒生****

By Noriyuki HORICHI, Masaharu HIRASHIMA, Yoshiaki MATSUSHITA
and Tsuneo ISHII

It is well known that local earth pressure acts on pre-existing shield tunnel for example where parallel shield tunnels are very close to each other especially in poor cohesive soil ground. Accordingly, field measurements and in-situ measurements were performed to investigate the mechanism of ground behavior around pre-existing shield tunnel and its lining in case of later shield tunnelling. This paper aims to make clear the relationship between local earth pressure due to later shield tunnelling and cross-sectional forces especially bending moment of pre-existing shield segment rings, and to verify the authors' proposed pseudo-three dimensional numerical analysis method of segment rings based on the beam theory and the cylindrical shell theory in the longitudinal direction. As the result, we could propose the value distribution of local earth pressure during later tunnelling in use of the earth pressure type shield, and confirm to coincide almost with the measured bending moment and calculated ones of the authors' method.

Keywords : parallel shield tunnels, ground behavior, pseudo-three dimensional analysis of segment rings

1. はじめに

近年大都市圏においては、経済、情報等の活動がめざましく、そのため都市の過密化や地価の高騰が深刻な社会問題として映し出されている。一方、このような問題に対する解決策として、都市臨海部の有効利用に目を向けたウォーターフロント開発構想や、都市部の地下空間の多目的、立体的利用を目的としたジオフロント開発構想が提唱されている。こうした社会情勢の中においてシールド工法は、従来より高密度に集積した都市部の交通、ライフライン等の地下収容施設におけるトンネル工

法として、その施工時における安全性や地盤沈下等の環境保全に対する信頼性を背景に、施工実績を飛躍的に伸ばしているが、それと同時に都市臨海部における軟弱地盤や水底横断といった劣悪な施工・設置条件におけるトンネル工法としても当初の施工実績が河川横断トンネルであったことから、最も一般的な工法として普及している。このようなシールド工法の技術的な裏付けは、掘削機械であるシールド機と覆工体であるプレキャストブロックのセグメントを用いた安定した切羽の管理と早期の地山閉合、および覆工体の耐荷力にあるとされており、施工時における周辺地山の挙動やセグメントリングの横断面の設計法については、すでに多くの研究成果をみている^{1),2)}。しかしながら、今後さらに劣悪な地盤条件や構造物の輻輳した状況下での施工が想定されるため、軟弱地盤における耐震性に関する議論や、トンネルの交差、併設といったトンネル軸方向の挙動を取り扱った問題などが、新たに解決しなければならない課題と考えられている。そこでこうした問題の中から、著者らはすでに文

* 正会員 工修 日本鉄道建設公団計画部計画課補佐
(〒100 千代田区永田町2-14-2)

** 正会員 工博 早稲田大学教授 土木工学科
(〒160 新宿区大久保3-4-1)

*** 正会員 東京都地下鉄建設(株)建設部次長(前・日本鉄道建設公団)(〒112 文京区小石川1-15-17)

**** 正会員 日本シールドエンジニアリング(株)部長
(〒100 千代田区大手町2-6-2)

献3)においてシールドトンネルの軸方向の挙動に着目したトンネルの交差，併設の際に考えられる局所偏荷重作用下のセグメントリングの解析モデルの提示を行った。本論文においては，東京湾岸地域の軟弱粘性土地盤において実施された併設シールドトンネルの現場計測から，後続シールドの掘進による地中応力の変化と先行トンネルの覆工体と与える影響について報告するとともに，この計測結果と著者らの提案した疑似三次元骨組構造モデルによるセグメントリングの曲げモーメントの計算結果との対比を行い，構造モデルの検証を試みた。

2. 併設シールドトンネルの現場計測

(1) 計測の概要

軟弱地盤中 (N 値：0～1) の併設シールドトンネル

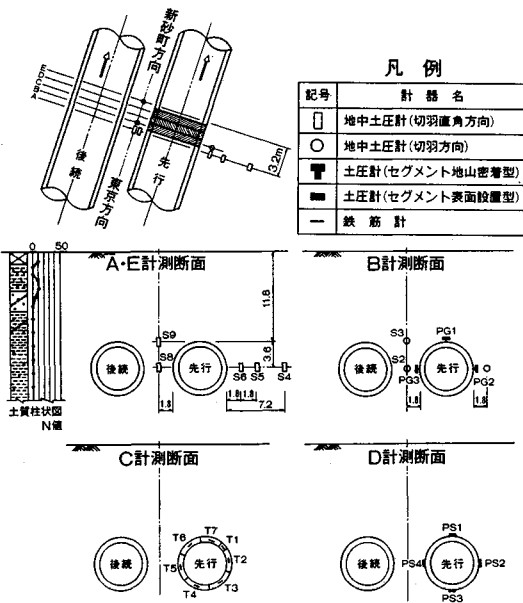


図-1 (a) 現場計測の概要

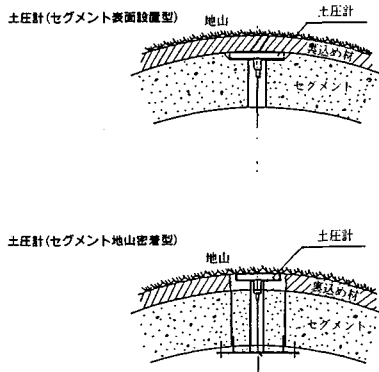


図-1 (b) 土圧計設置状況図 (セグメント)

における後続シールド掘進中の地中応力の挙動，ならびに先行トンネルに作用する増加負荷応力と，それに伴うセグメントリングの曲げモーメントの状況を把握するために現場計測を行った。図-1 および表-1 に概況を示す。

図中，A，E 断面には，後続シールド掘進による地中応力 (トンネル軸直角方向) の挙動の把握を目的として土圧計を設置した。B 断面においては，先行トンネルが受ける後続シールド掘進の影響を把握するため，先行トンネルに地山密着型の土圧計 (土圧計のテールシールドの損傷や裏込注入圧による影響等を極力抑えることを目的にトンネル坑内からジャッキを介して地山へ押し出したタイプ) を設置し，さらに後続シールド切羽山留圧の観測のためトンネル掘進方向にも土圧計を設置した。C 断面には，あらかじめ鉄筋計が埋め込まれたセグメントリングを建込むことによって，先行トンネルの曲げモーメントの挙動を計測した。D 断面には，セグメント表面設置型の土圧計をセットすることによって，B 断面の補助計測断面とした。図-2 には，後続トンネルの掘削に使用した土圧系シールド機の概況を示す。なお，先行トンネルに用いたシールド機もこれと同系列のタイプであ

表-1 施工状況

土 被り 厚 ざ	11.80m	qu値(掘削前)	0.90kgf/cm ²
D : シールド機外径	7.35m	qu値(掘削後離隔位置)	0.20kgf/cm ²
D : セグメント外径	7.20m	d : トンネル離隔距離	3.60m
N値(トンネル位置)	0~1		

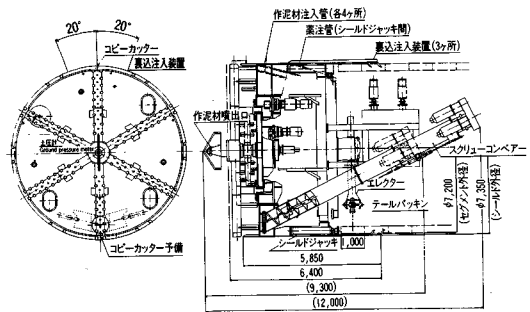


図-2 シールド機の概況図 (土圧系シールド)

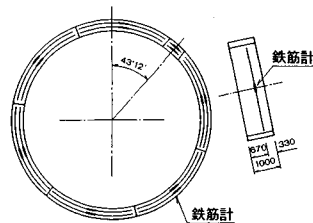


図-3 鉄筋計配置図

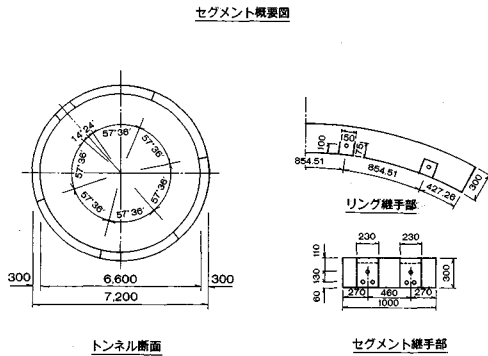


図-4 セグメントリングとセグメントの形状寸法

る。図-3は、C断面に設置した計測リングの鉄筋計配置図であり、図-4には、先行、後続両シールドトンネルの断面寸法とセグメントの概要図を示した。

(2) 後続シールド掘進に伴う地中応力の変化と先行トンネルに作用する負荷応力

a) 後続シールド掘進に伴う地中応力の変化

図-5に後続シールド掘進に伴う地中応力の変化の状況を示す。図中、S9の土圧計のみがE断面に設置されており、他はすべてA断面に設置されている。データの処理は、すべて経時的に計測された値の施工サイクルごとの平均値を用いて、後続シールド切羽との位置で整理されている。図-5の両トンネルの離隔中央に設置されたS8(■)の土圧計の挙動は、後続シールドの切羽が10m程度手前の位置からその影響を受感し、切羽到達から1m程度通過した位置で、後続シールド接近によるピーク負荷応力0.8 kgf/cm²程度を示している。このときシールド機のチャンバー内の土圧計は、2.5 kgf/cm²を示していた。側圧係数 $\lambda=0.7$ を用いたこの位置での初期地山応力の水平方向成分($=\lambda \cdot \gamma \cdot z$)は、 $\gamma=1.6 \text{ kgf/cm}^3$ 、

$z=1540 \text{ cm}$ とすると、 1.72 kgf/cm^2 となり、土圧式シールド機によるこうした地山条件でのピーク負荷応力の値は、切羽山留圧から初期地山応力の水平方向成分を差し引いた値とおおむね一致する。

さらに、後続シールドが進行し、5m程度計測断面を通過した位置から、S8(■)の計測データからの初期応力と考えられる 2.0 kgf/cm^2 を 0.1 kgf/cm^2 程度下回る領域が存在する。S8の土圧計の位置より3.6m上に設けられたS9(▲)の土圧計の動きをみると、その傾向がより顕著に現われている。これは、図-2に示したシールド機の長さ6.4mを考慮すると、テールボイドの応力解放領域と考えられる。さらにS9(▲)の値を追跡すると、切羽通過7mの位置から再度応力の増加が認められる。この領域は、後続シールドのテールが計測断面を通過し、後続シールドからの同時裏込注入による注入圧を受感したものと考えられる。この裏込注入による増加応力は、S9(▲)の計測データからの初期値を 2.1 kgf/cm^2 とした場合、 0.1 kgf/cm^2 程度の増加を示している。また、先行トンネルの地山側に設置した土圧計、S4(○)、S5(●)、S(□)の挙動は、S4(○)の初期応力が他と比較して若干小さめなことを除けば、後続シールド掘進中、ほぼ一定の値を保ち、応力としてほとんどその影響を受けないことを示している。なお、図-5におけるS9(▲)の土圧計の-12mの位置での地中応力の値が、S8(■)の値と比較して逆に大きくなっている理由は、土圧計設置後、軟弱地盤であるため、後続シールド到達前に地表面沈下を抑制する目的で先行トンネルの頂部から左30°の角度に向けて実施された坑内2次ロッド注入の影響と思われる。このようにして計測された後続シールド掘進による地中応力の変化については、土圧計設置の際の方向性、ならびに設置後に受ける坑内二次注入や、掘削による地山の变形などから若干の誤差は伴うものの、後続シールド

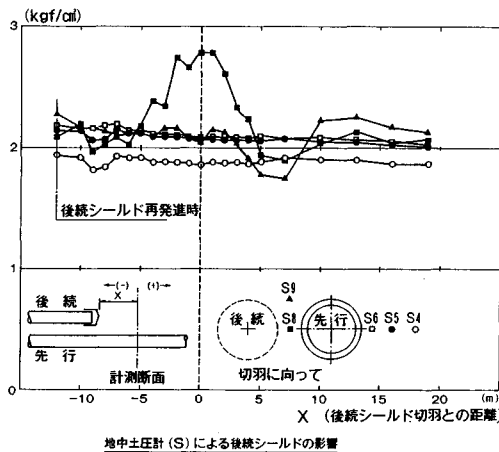


図-5 後続シールド掘進に伴う地中応力の変化

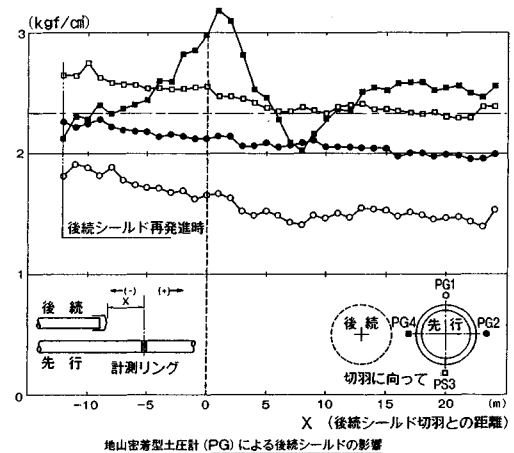


図-6 先行トンネルに作用する負荷応力(地山密着型)

掘進による地中応力の挙動を、切羽山留圧の影響やテールボイドの応力解放としての確に感受していると考えられる。

b) 先行トンネルに作用する負荷応力

図一六には、B断面において計測されたセグメント地山密着型土圧計による後続シールドの影響を示している。図中底部の土圧計 PS3(□)は、補助計測断面のD断面に設置されたセグメント表面設置型土圧計による値を距離の補正を行ってプロットした。後続シールド側に設置した土圧計 PG4(■)は、後続シールドが約10m程度手前の位置から切羽山留圧の影響を受け、シールド機の接近とともに負荷応力が増加する。ピークは切羽通過後1mの位置に現われ、図中の補助線(---)を計測データの初期応力として2.3 kgf/cm²と評価すれば、負荷応力のピーク値は0.8 kgf/cm²程度となり、地中応力の計測結果と良好な対応を示す。さらに、PG4(■)の値を追うと、切羽通過6mの位置でテールボイドによる応力解放域に入り、通過後10mの位置からは、後続シールドからの裏込注入による応力増加域に入る。テールボイドの解放応力の大きさは、先行トンネルの時計回り270°の位置で、0.25 kgf/cm²程度、裏込注入による増加応力は、0.3 kgf/cm²程度と認められる。先行トンネル天端の土圧計 PG1(○)、山側の土圧計 PG2(●)、底部の土圧計 PS3(□)は、後続シールド切羽の山留圧の影響をほとんど受けていないと考えられる。しかしながら、後続シールド機の接近から通過にかけては、なだらかな応力解放を示している。この理由の1つは、先行トンネル自身の掘削の際に考えられる現象、すなわち、トンネル周辺地山の初期地山応力を上回る切羽山留圧の導入や、裏込注入圧の作用により^{4),5)}、トンネル周辺地山に発生した余剰応力がゆるやかに解放されていると考えられる。このことを、土の粘性を考慮してVoigt型のレオロジーモデルで説明を加えると、地山要素に作用する応力を $\bar{\sigma}$ 、ひずみを ϵ とした場合、応力とひずみの関係は、式(1)で与えられる⁶⁾。

$$\bar{\sigma} = E\epsilon + \eta \dot{\epsilon} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、E：地山のヤング率 (kgf/cm²)

η ：地山の粘性係数 (kgf/cm²・s)

$\dot{\epsilon}$ ： $d\epsilon/dt$

式(1)は、 $\bar{\sigma}$ が一定であれば、積分して式(2)を得る。

$$\epsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-E}{\eta} t\right) \right\} \dots\dots\dots (2)$$

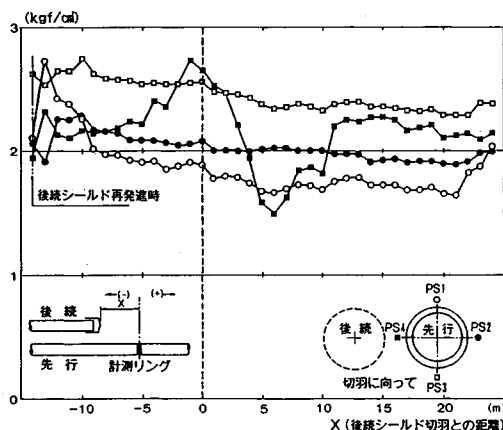
$\bar{\sigma}$ を ϵ で表わすと、式(3)となる。

$$\bar{\sigma} = \frac{E\epsilon}{\left\{ 1 - \exp\left(\frac{-E}{\eta} t\right) \right\}} \dots\dots\dots (3)$$

先行トンネル掘削の際、トンネル周辺地山に対して、

切羽の山留圧やシールド機の推力、さらには裏込注入圧などが作用して、式(3)におけるひずみ ϵ を与えることになる。このひずみを一定に保持する形で、セグメントリングによる覆工が行われ、この時点から土圧の計測が開始されているので、土圧計が感受する応力は式(3)に示されるとおり、時間の経過とともに低減することになる。図一六の土圧計 PG1(○)、PG2(●)、PS3(□)の計測の結果から読み取れる応力の減衰現象は、周辺地山に対する掘削時の余剰応力の導入とその解放として、こうしたレオロジーモデルを用いてある程度の説明がつけられる。

図一七は、補助計測断面として測定されたD断面におけるセグメント表面設置型土圧系による後続シールドの影響である。後続シールドの接近に伴う負荷応力の発生を、地山密着型の土圧計と比較して小さく測定されている。これは、応力が裏込注入材の固化体を介して土圧計に読み取られたためと考えられるが、各土圧計が示す全体的な計測の結果は、その傾向において、図一六に示した地山密着型土圧計による計測結果と良好な対応関係を示していると考えられる。ここで、PS1(○)の-16mの位置での地中応力の上昇も、先行トンネルの頂部から左30°に向けて施行された地表面沈下抑止のための坑内二次注入の影響と思われる。また、これに連動する形で、PS4(■)は上昇し、一方対照的に、PS2(●)と、PS3(□)の示す地中応力は下降した。こうした関係から、二次注入による影響は、先行トンネルの左上部付近については、注入圧による応力の増加を示し、右下部付近は、注入圧によるセグメントリングの断面変形と、それに起因する地山との接触圧の減少による応力の低下ととらえることができる。PS1(○)の値を除けば、二次注入の影響は早期に解消され、計測の目的には支障のないものと考えられる。



図一七 先行トンネルに作用する負荷応力 (表面設置型)

(3) 先行トンネルに作用する負荷応力とセグメントリングの曲げモーメント

前節(2)では、後続シールド掘進に伴う地中応力の変化と先行トンネルに作用する負荷応力について、計測の結果を示すとともに若干の考察を加えたが、ここではC断面において、あらかじめ鉄筋計の埋め込まれたセグメントリングを建込むことによって得られた曲げモーメントの挙動について、計測の結果を示すとともに、先行トンネルに作用する負荷応力との関係から考察を加えた。

a) 先行トンネル曲げモーメントの挙動(短期計測)

セグメントリングの鉄筋計の配置については、2. (1)の図-2に示すとおりで、7測点でリングの曲げモーメントの分布状況を与えている。計測の結果を図-8に示す。

後続シールドの切羽が13m手前の初期状態(---)では、まだ負荷応力の作用していない状態で、先行トンネルの後続シールド側の曲げモーメントは、 $-7 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度を示し、頂部では $4 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、底部では $6 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度を示していた。一方、後続シールドの切羽が計測断面に到達した後続シールド切羽通過時(—)では、 $0.8 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ の負荷応力が先行トンネルの後続シールド側に作用していると考えられ、このときの曲げモーメントの値は、後続シールド側で $3 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度、頂部で $-2 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、底部で $3 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度を示し、比較的小きな動きにとどまった山側の曲げモーメント以外は、大きな変化を示し、とりわけ後続シールド側の頂部の曲げモーメントは正負の反転を生じた。さらに、後続シールド切羽通過後7m(---)の状態では、先行トンネルは、後続シールドのテールボイドの応力解放の影響(初期に対して $-0.25 \text{ kgf}/$

cm^2 程度)を受けている。この状態では、底部の曲げモーメントの増加を除いて、おおむね初期状態(---)に復元したと考えられる。以上のことから後続シールドの接近に伴い、切羽の山留圧や推進力の影響を受けて、リングの変形モードが、いわゆる横長の変形から縦長の変形に移行し、再び横長の変形に復元したことが、先行トンネルの曲げモーメントの状況から容易に推測できる。また、山側の曲げモーメントの変化が少なく、後続シールド側の変化が大きかったことから、先行トンネルの時計回り 270° 付近での断面変形が顕著であることが理解できる。このことは、著者がすでに文献3)の中で導いた断面変形を考慮した局所偏荷重を受けるセグメントリングの疑似三次元骨組構造モデルを示唆しているものと考えられる。

b) 先行トンネル曲げモーメントの挙動(中期計測)

後続シールドの掘進の影響を受けた先行トンネルの断面力の中期的な経時変化を把握するため、初期状態は、図-8と同一の後続シールドの切羽が13m手前の値であるが、凡例としては、あえて先行トンネルの計測リングの設置後の時間スケールで表記した。図-9の凡例中の先行トンネル施工後19日とは、先行トンネルに鉄筋計がセットされた計測リングが設置されて19日経過しているという意味である。

図-9には、後続シールドの切羽が13m手前の初期状態(---)と後続シールド切羽通過時(—)、さらに後続シールド切羽通過後約3か月経過した土圧安定期(---)を示す。初期状態(---)の曲げモーメントは最大でも $-7 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度であるが、一方土圧安定期(---)の値は、後続シールド側で $-22 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度まで増大する。

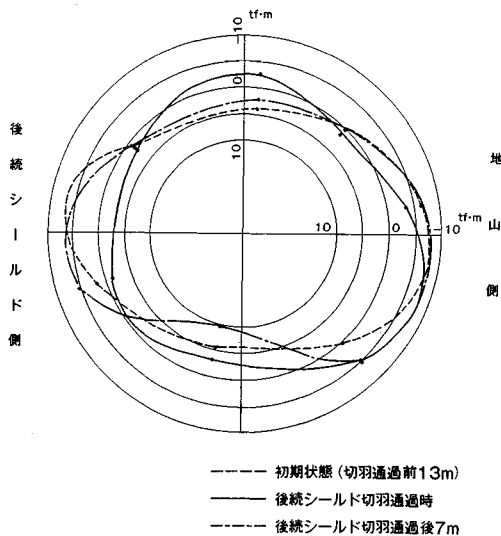


図-8 先行トンネルの発生曲げモーメント(短期計測)

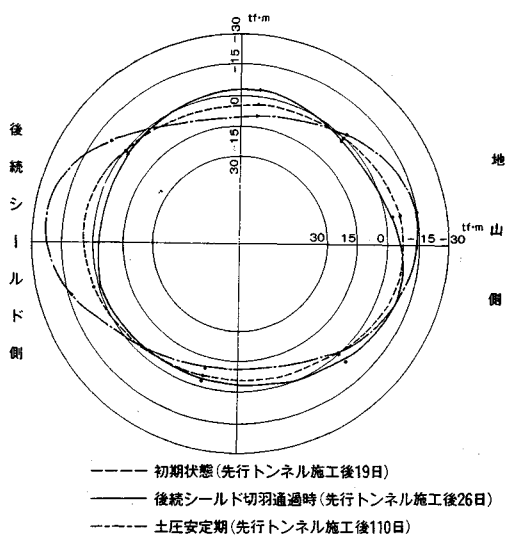


図-9 先行トンネルの発生曲げモーメント(中期計測)

また、土圧安定期の地山側の曲げモーメントは、後続シールド側と比較して明らかに小さな値である $-15 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度を示した。初期状態について言及すれば、曲げモーメントの分布モードが、同心円状の比較的絶対値の小さな状況を示していることから、リングに作用している側圧が、上下圧に対してバランスした状態になっていることが推測できる。これについては、2.(2)においても若干説明を加えたが、ブラインド型シールド機の切羽の山留圧は、掘削土を取り込む際の切羽前方地山の崩落を防ぐため、トンネル側方地山の初期応力に対しては、上下方向と比較してかなり高めに設定されている⁵⁾。このため、トンネル側方地山は、山留圧の余剰圧や覆工後の裏込注入圧を受けてひずみを生じ、このひずみは拘束されることになる。この結果、初期状態の計測結果にみられるような、上下圧に対して比較的側圧の高い状態となり、セグメントリングの全周において比較的値の小さな曲げモーメントの分布状況になると考えられる。

一方、土圧安定期にみられるような、側部に大きな曲げモーメントが発生する状況は、式(3)で示したように、拘束されたひずみの条件で、セグメントリングの側部に導入されている余剰応力が、粘性土特有のクリーブ現象によって減衰し、上下圧に対して側圧の小さな土圧分布に移行することで側部に大きな曲げモーメントが発生すると考えられる。しかしながら、土圧安定期の曲げモーメントの分布状況においては、さらにもう1つの記述すべき特徴が認められる。それは、後続シールド側の側部(時計回り 270° の位置)の曲げモーメントが、地山側の側部(時計回り 90° の位置)の曲げモーメント $-15 \text{ tf}\cdot\text{m}$ と比較して50%程度上回る $-22 \text{ tf}\cdot\text{m}$ を示していることである。その理由の1つとして、併設トンネルの弾性解析の結果などが示す^{7),8)}先行トンネルの後続トンネル側ピラー部(時計回り 315° 付近)への応力集中が考えられるが、さらに他の理由として、両トンネル間の地山が、施工時の山留圧や裏込注入圧による応力履歴を受け、その結果地山が練り返された状態となり^{9),10)}、式(3)の粘性係数 η が先行トンネルの地山側と比較して小さな値へと変化すると考えられる。これによって、先行トンネルの後続シールド側の地山の余剰応力は、時計回り 90° 付近の地山側と比較して、より早期の応力解放を受け、後続シールド側の側圧が低下した状態となり、より大きな曲げモーメントが発生したと考えられる。両トンネル間の地山が、他の部分と比較してより多くの練り返しを受けていることは、文献11)の中の併設シールドトンネルの掘削による一軸圧縮強度の変化の状況などからも容易に理解できる。以上、2つの理由からも、軟弱粘性土地盤の併設シールドトンネルでは、土圧安定期における先行トンネルの後続シールド側の曲げモーメントが、地山

側の曲げモーメントと比較して大きな値となり得ることが推測できる。

(4) 先行トンネル作用負荷土圧のモデル化

軟弱地盤中に施工された併設シールドトンネル(トンネル外径: $D_0=7.2\text{m}$ 、離隔: $d=3.6\text{m}$)で実施した後続シールド掘進に伴う地中応力と先行トンネルに作用する負荷応力の現場計測の結果から、先行トンネルに作用する負荷土圧の荷重モデルを図-10に示す。適用の範囲としては、今回の現場計測の状況に類似した軟弱地盤中の離隔 $0.5D_0$ 程度の土圧または泥水圧等の切羽山留圧を作用させるブラインド型シールド機による併設トンネル等の施工が対象と考えられる。負荷土圧の分布形状は併設トンネルの諸定数を用いて、後続シールド切羽の前方は、 $\bar{D}+d$ (\bar{D} :シールド機外径、 d :離隔)程度まで及ぶとし、切羽の後方は、シールド機長 L 程度とした。また、トンネル軸直角方向、すなわち先行トンネルの断面に作用する土圧の形状は、地中応力の現場計測の結果から三角形分布荷重とした。この荷重モデルは、文献12)

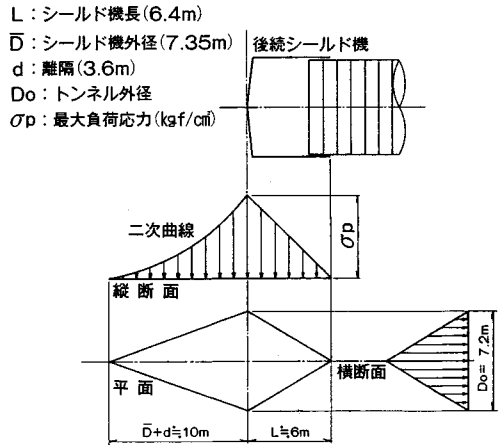


図-10 先行トンネル作用負荷土圧モデル

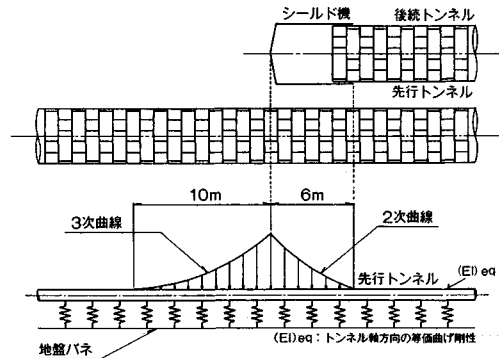


図-11 先行トンネル弾性床はりモデル

の上下隣接シールドにおいて適用される橋本の荷重モデルと結果としておおむね同様の形となった。図-11には、先行トンネルの軸方向の変形挙動等を検討する際に用いられる弾性床土上モデルに載荷する荷重の形状を示したもので、先行トンネルに作用する負荷土圧の形状を受けて、三次曲線分布の荷重として与えられる。

3. 疑似三次元骨組構造モデルとセグメントリングの曲げモーメント

(1) 断面変形を考慮したセグメントリングの疑似三次元骨組構造モデル

既設のシールドトンネルにおける近傍開削時や、併設シールドトンネルなどにみられる局所偏荷重状態に対するセグメントリングの解析モデルとして、著者らは文献3)において、断面変形を考慮した疑似三次元骨組構造モデルを提案した。このモデルは、シールドトンネルの構造的特性である直交異方向性に着目することによって、トンネル軸方向の曲げ剛性と、荷重、境界条件を力学的に評価し、その結果求められた等価な線形ばね $K(\eta)$ を、既往の骨組構造モデルに、偏荷重方向に作用する分布ばねの形で取り込むことによって与えられる。 $K(\eta)$ は、式(4)のはりの基礎微分方程式から、式(5)の形で示される。

$$(EI)_{eq} \cdot V^{IV}(\eta) = P(\eta) \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 $(EI)_{eq}$: トンネル軸方向の等価曲げ剛性
 $V(\eta)$: 軸直角方向のたわみ
 $P(\eta)$: 軸直角方向の分布荷重強度
 η : 部材軸方向の座標軸

$$(\quad)^{IV} = \frac{d^4(\quad)}{d\eta^4}$$

式(4)は、線形の微分方程式であり、式(5)が得られる。

$$V(\eta) = K^{-1}(\eta) \cdot P(\eta) \dots \dots \dots (5)$$

このように、 $K(\eta)$ は、シールドトンネルを弾性床土の上はりと評価し、断面剛の仮定に基づく初等はり理論によって導かれている。一方、実際のシールドトンネルは、現場計測の結果が示すように、局所偏荷重の影響を受け

て断面変形を生じている。こうした問題に対処するために、シールドトンネルの局所偏荷重作用区間を均一な円筒シェルと仮定することによって導かれる断面変形を考慮した等価弾性ばね定数 $K_{se}(\eta)$ を与えた。図-12にはこうして求められたシールドトンネルの疑似三次元骨組構造モデルを示す。

(2) 現場計測におけるセグメントリングの曲げモーメントと疑似三次元骨組構造モデル

先行トンネルの計測結果から与えられたセグメントリングの曲げモーメントと、同じく計測で得られた負荷荷重を入力することによって算出される疑似三次元骨組構造モデルによる曲げモーメントとを対比することによって、構造モデルの検証を行う。検証に際して考えられる具体的な吟味、検討の内容は次のような事項である。

① 今回の現場計測結果や、一般的な併設トンネルの地山の弾性解析等の結果が示す先行トンネルピラー部(時計回り 315°付近)への応力集中による影響を、負荷荷重のセグメントリングへの載荷方向で考慮すること。

② 疑似三次元骨組構造モデルが一方向の局所偏荷重に対して導かれている前提から、構造モデルの荷重入力条件として、後続シールドの接近による負荷荷重のみを入力した、曲げモーメントの増分(変化分)を算出する構造モデルと考えるべきか、負荷荷重を平衡した側圧に含めて偏土圧とし、上下左右4方向の荷重を同時に入力し、全荷重による曲げモーメントを算出する構造モデルであると考えるべきかという確認である。

a) 先行トンネル初期状態の曲げモーメントに対する解析結果

図-13に初期状態の先行トンネルセグメントリングの曲げモーメントの計測結果(\diamond)と、軟弱地盤における慣用設計法の荷重を既往の骨組構造モデルに作用させ、側圧係数 λ をパラメーターとして計算した結果を示す。ここで用いた諸定数は、表-2に示すとおりである。先行トンネル初期状態の曲げモーメントは、 $\lambda=0.6$ (—)とした場合の計算結果と良好な対応を示す。今回のよう

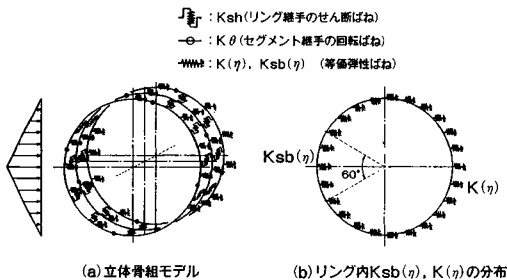


図-12 疑似三次元骨組構造モデル (3リングモデル)

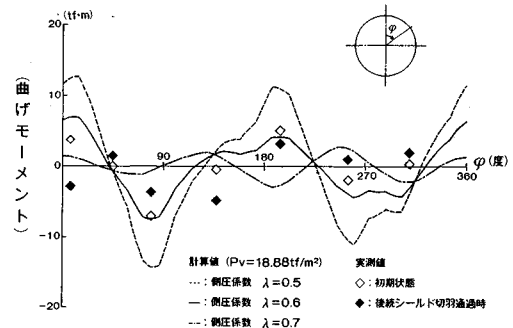


図-13 初期状態の先行トンネルの曲げモーメントと計算値

に比較的土かぶりの浅い(12 m 程度)、軟弱地盤中に施工された先行トンネル(単線状態)の施工当初のセグメントリングの曲げモーメントが、掘削時の余剰応力が周辺地山、とりわけ側部に導入されているにもかかわらず、 $\lambda=0.6$ 程度に対応した値となっていることから、前段の図一9で示した併設状態の土圧安定期における先行トンネルの曲げモーメントに対応した λ の値は、曲げモーメントの分布状況から、さらに低下した値となっていることが推測できる。以上のことから、単線状態のセグメントリングの曲げモーメントは、既往の骨組構造モデルを用いて計算された値と良好な対応を示す。また、比較的土かぶりの浅い軟弱地盤中のシールドリングの曲げモーメントに対応する λ 値は、通常的设计で用いられる λ 値よりかなり小さな値といえる。

b) 後続シールド切羽通過時の先行トンネルの曲げモーメントに対する解析結果

図一13に示した(◆)は、後続シールド切羽通過時における先行トンネルの曲げモーメントの計測結果を表わしている。そこで、(◆)の値から初期状態の曲げモーメントの値(◇)を差し引いた値が、図一14の後続シールド切羽通過時の負荷荷重によって生じた曲げモーメントの増分(Δ)となる。ここでは、疑似三次元骨組構造モデルに負荷荷重を与えることによって求められる計算結果と、現場計測から求められた曲げモーメントの増分(Δ)とを対比することとする。そこで、図一15には疑似三次元骨組構造モデルに用いる等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ 算出のための弾性床土はりモデルを示す。負荷荷重は、現場計測から得られた値を用い、地盤のばね定数は現地山の q_u 値から換算して求めるとともに、先行トンネル計測断面の前方で実施された建物防御のための二次注入による地山の改良効果も考慮した^{13),14)}。この結果、シールドトンネル軸方向の等価曲げ剛性率を $0.2^{15)}$ として求めたはりの最大たわみ量は 5.65 mm となり、1リング当たりの負荷荷重のピーク荷重強度 28.8 tf (ピーク応力度 0.8 kgf/cm^2) から $K(\eta)=5097 \text{ tf/m}$ が与えられる。一方、シェル理論より求められる最大断面変形量は、全負荷荷重が

129.6 tf であることから、式(6)を用いて 2.51 mm と求められ、はりのたわみ 5.65 mm との和である 8.16 mm から、断面変形を考慮した等価弾性ばね定数 $K_{so}(\eta)$ が 3529 tf/m と求められる³⁾。

$$W_{\max} = \frac{P}{Er} \left[0.48 \left(\frac{l}{r} \right)^{0.5} \cdot \left(\frac{r}{l} \right)^{2.27} \right] \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 W_{\max} : シェル母線上の最大たわみ量

P : 全負荷荷重

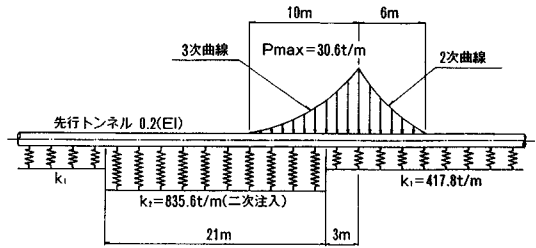
r : リングの板厚中心半径 (3.45 m)

l : 負荷荷重作用区間長 (16.0 m)

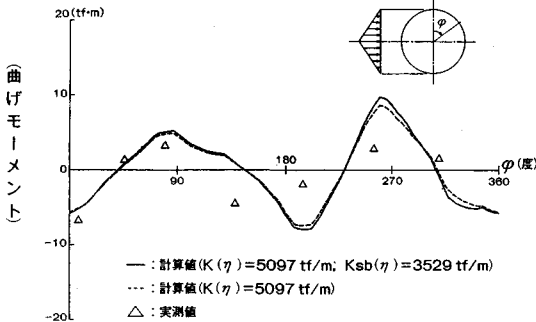
t : セグメントの厚さ (0.3 m)

E : セグメントのヤング率 ($350\,000 \text{ kgf/cm}^2$)

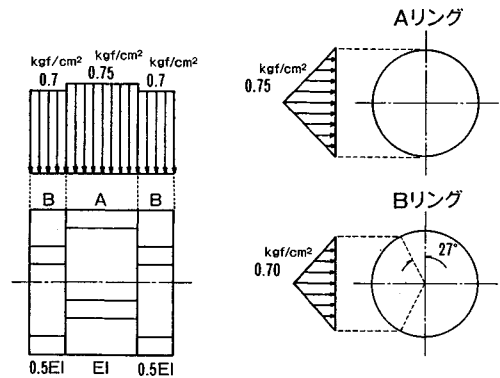
骨組構造モデルに入力する負荷荷重は、トンネル軸方向における分布形状と、セグメントリングの幅を考慮して図一16の形とした。このようにして計算された負荷荷重による曲げモーメントの増分は、図一14に示されている。ここで、曲げモーメントの増分と疑似三次元骨組構造モデルによる計算結果とを比較すると、はり理論による $K(\eta)$ のみを作用させたケース(---)および、シェル理論による断面変形を考慮したケース(—)の両者とも、現場計測による曲げモーメントの増分傾向とおおむね対応していると考えられる。さらに、(---)と(—)



図一15 計算に用いた先行トンネルの弾性床土はりモデル



図一14 先行トンネルの曲げモーメントの増分と計算値



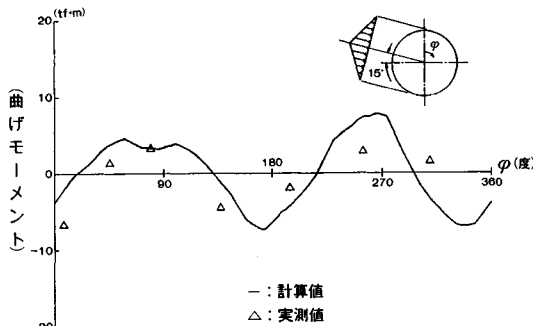
図一16 疑似三次元構造モデルへの荷重入力図

との比較では、270°付近の曲げモーメントにおいて、 $K_{sb}(\eta)$ を挿入した(—)のケースが、値として若干大きく計算されている。しかしながら曲げモーメントの増分と、計算結果とでは、135°付近から270°付近の値に位相差が見受けられ、地中応力の計測結果や、セグメントリングの曲げモーメントの変化などから、負荷荷重の載荷方向を検討した結果、図一17に示すように水平方向に対して15°程度の交角をもたせて載荷させることにより比較的良好な対応をみた。以上は、併設トンネルで考えられるピラー部への応力集中等を評価したものである。後続シールド通過時にみられた270°付近、および天端付近の先行トンネル曲げモーメントの正負の反転、および180°付近での曲げモーメントの変化が少なかったことも、現象として、こうした載荷方向を裏付けていると考えられる。

以上から、併設トンネルの後続シールド切羽通過時等にみられる局所偏荷重状態の曲げモーメントは、左右側圧のバランスした状態に対して計算された曲げモーメントに、断面変形を考慮した疑似三次元骨組構造モデルによって計算される局所偏荷重による曲げモーメントの増分を付加することによって、工学上十分満足でき得る値として求められることが明らかとなった。

4. ま と め

本論文は、軟弱粘性土地盤中で離隔が0.5 D_0 (D_0 : トンネル外径)程度と、比較的接近した状態で施工される併設シールドトンネルの後続シールド掘進時の地中応力の変化と、先行トンネルのセグメントリングの曲げモー



図一17 先行トンネルの曲げモーメントの増分と載荷方向を考慮した計算値

表一2 数値計算に使用した諸定数

$K\theta$: 回転バネ定数	15000 tf·m/rad
Ksh : せん断バネ定数	18000 tf/m
E : ヤング率	350000 kgf/cm ²
t : セグメント厚	30 cm

メントの挙動について現場計測の結果を示すとともに、あわせて先行トンネルにおいてみられる局所偏荷重状態の断面力解析モデルである疑似三次元骨組構造モデルの検証を行ったものである。得られた結論を以下に示す。

(1) 併設シールドトンネルにおいて、先行トンネルの軸方向挙動の検討に用いる荷重モデルは、軟弱粘性土の場合、図一10に示すようにトンネルの諸定数を用いて、ピーク荷重強度に対し前方 $\bar{D}+d$ (\bar{D} : シールド機外径, d : 離隔), 後方 L (シールド機長)程度とした曲線分布荷重と考えられる。

(2) (1)の負荷荷重の先行トンネル断面方向の分布形状は、計測結果からトンネル外径を底辺とした三角形分布荷重と考えられる。

(3) 軟弱粘性土地盤における地中土圧計、先行トンネル土圧計によって測定された後続シールド掘進時のテールボイドの解放応力は、土かぶりが15.4 mのスプリングラインの位置で0.25 kgf/cm²程度であり、地山の初期応力を計測結果から2.0 kgf/cm²程度とみなせば、応力解放率は12%程度となる。また、時計回り45°の位置では、さらに大きな解放応力を示している。

(4) 今回のように比較的土かぶりの浅い軟弱粘性土地盤中の離隔の接近した、両トンネルの掘進タイムラグの短い併設トンネルでは、後続シールド掘進時の負荷荷重の影響により、先行トンネル周方向の曲げモーメントは、後続シールド切羽の通過時に、その通過の前後と相反した分布モードを示す(図一8参照)。

(5) 先行トンネル周方向曲げモーメントの中期計測の結果から、施工後19日目の初期曲げモーメントが、最大でも-7 tf·m程度であったにもかかわらず、3か月経過した状態での値は、3倍を上回る-25 tf·mを示した。このことは先行トンネル施工時にトンネル側方地山に導入された先行シールド機による余剰山留応力の導入と、粘性土地山特有のクリープによる応力の解放として説明が付けられる。さらに、先行トンネルの後続シールド側の曲げモーメントの値が、山側(時計回り45°の位置)と比較して大きな値へと推移したことについては、後続シールド側の離隔部分の地山が両トンネルの掘削によって、たび重なる応力履歴を受け、練り返しの状態へと移行することにより、地山の粘性が山側と比較して低下し、結果として早期の応力解放が行われたことに起因するものとして理解できる。

(6) 計測結果から求められた荷重条件に、先行トンネルピラー部(時計回り315°付近)への応力集中を、荷重載荷方向で評価することによって算出された断面変形を考慮した疑似三次元骨組構造モデルによる計算結果は後続シールドの負荷荷重の影響による先行トンネル周方向の曲げモーメントの増分と良好な対応を示した。この

ことから、併設シールドトンネル等で考えられる局所偏荷重状態でのセグメントリングの断面力は、左右側圧のバランスした状態での当初の断面力に、偏荷重による断面力の増分を著者らの提案した構造モデルで算出し、付加することによって求められる。

謝 辞：本論文のとりまとめにあたり、貴重なご意見を頂いた早稲田大学理工学部教授 依田照彦博士に深甚の謝意を表します。また、論文における計測データは、京葉都心線越中島工区において実施した現場計測の値を用いている。論文投稿に際し、ご協力とご理解を賜わった日本鉄道建設公団東京支社の関係各位に衷心より感謝の意を表します。最後に、計測データ等のとりまとめに際し、終始変わらぬご協力を頂いた斉藤正幸氏（日本シールドエンジニアリング(株)）に、記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) たとえば、小林健郎・西松裕一：シールド掘進に伴う地盤変位に関する研究，土木学会論文報告集，No. 328，1982.12.
- 2) たとえば、村上博智・小泉 淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について，土木学会論文報告集，No. 272，1978.4.
- 3) 堀地紀行・平嶋政治・松下芳亮・石井恒生：トンネル軸方向の剛性を考慮したシールドトンネルの断面力解析法，土木学会論文集，No. 406，1989.6.
- 4) 平田武弘：土圧系シールド掘削に伴う軟弱粘性土地盤の挙動と施工管理，土木学会論文集，No. 355，1985.3.
- 5) 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，No. 397，1988.9.
- 6) たとえば、山口柏樹：土質力学，技報堂出版，pp. 130～131，1984.2.
- 7) 齋藤 徹・田島利男・今田 徹：トンネル工学概論，土木工学社，pp. 29～32，1984.1.
- 8) 杉本光隆・松本嘉司・西岡 隆：エネルギー論に基づく双設トンネルの安定解析，土木学会論文集，No. 406，1989.6.
- 9) 安原一哉・平尾和年：繰返し荷重をうけた飽和粘土の非排水せん断特性，土木学会論文集，No. 364，1985.12.
- 10) 森 麟・赤木寛一：非排水せん断変形で生じた乱れに基づく正規圧密粘土の圧密現象，土木学会論文報告集，No. 335，1983.7.
- 11) 森 麟・竹内雄三，ほか：軟弱粘土層での坑内二次注入を実施した近接並列シールド掘進時の地盤計測（その2），第23回土質工学研究発表会，No. 732，昭和63年6月.
- 12) 橋本定男：軟弱地盤における上下隣接シールド施工の実施と計測結果について，土木学会論文集，No. 352，1984.12.
- 13) 赤木寛一・小宮一仁：シールド工事における二次薬液注入に伴う粘性土地盤の変形挙動について，第23回土質工学研究発表会，No. 733，昭和63年6月.
- 14) 森 麟・田村昌仁・原口賢一：ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の砂質地盤における注入固結形態とその支配条件，土木学会論文集，No. 406，1989.6.
- 15) 西野健三・吉田和夫・小泉 淳：シールドトンネル縦断方向の現場載荷試験とその考察，土木学会論文集，No. 376，1986.12.

(1989.11.7・受付)