

ほぞ付きセグメントの現場計測結果とその考察

新川 勝弘¹・南川 昭夫²・大屋 顕³・寺澤 正人⁴・北 倫彦⁵・小泉 淳⁶

¹正会員 中部電力株式会社 中央送変電建設所 (〒456-0022 名古屋市熱田区横田 2-3-24)

²正会員 中部電力株式会社 中央送変電建設所 (〒456-0022 名古屋市熱田区横田 2-3-24)

³正会員 工修 中部電力株式会社 土木建築部 (〒460-8680 名古屋市東区東新町一番地)

⁴正会員 飛島建設株式会社 土木事業本部 (〒102-8332 東京都千代田区三番町2番地)

⁵正会員 飛島建設株式会社 土木事業本部 (〒102-8332 東京都千代田区三番町2番地)

⁶正会員 工博 早稲田大学 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

近年、国内のシールドトンネルの工事において、ほぞ付きセグメントを適用する事例が増えつつあるが、これまでのところ、実際に施工されたほぞ付きセグメントの挙動を詳細に把握した事例は少ない。本研究は、実施されたほぞ付きセグメントに対して現場計測を実施して実際の挙動を把握した後、種々の解析を行い、現行の設計計算法の妥当性について評価し、考察を行ったものである。その結果、①セグメント本体に発生する曲げモーメントは「はりばねモデル」により解析可能であるが、セグメント継手の回転ばね定数をゼロとすることにより安全側の結果を得ること。②設計基準に示される各種補強筋に対する設計照査式はほぼ妥当なものであるが、割裂補強筋の照査においては作用荷重の継手面における偏心を考慮する補正係数の導入が必要なことなどが確認された。

Key Words: tenon segment, shield tunnel, segmental lining, site monitoring, structural analysis

1. はじめに

近年、シールドトンネルの施工の合理化および高速化を目的として、従来一般的であったボルト継手を有するセグメントとは異なった種々のタイプのセグメントや継手構造が考案研究され、実構造物の施工に適用されることが多くなってきている。特に最近では建設工事のコストダウンを目的として、この傾向に拍車がかかっているのが現状である。また、都市部の浅い地下空間においては、電気等のエネルギー関連、通信関連、交通関連などの施設が輻輳しており、今後のライフライン関連施設の建設はより深い地下空間において実施されるものと考えられる。筆者らは、比較的大深度における電力洞道新設工事（「中部電力(株) 桑名地区洞道新設工事(第2工区)」）において、急速施工が可能であること、経済性が高いことおよび周辺地盤が良好であれば断面力が小さくなることなどから比較的大深度における適用実績もあるほぞ付きセグメントを採用することとした。ほぞ付きセグメントはリング間は凸凹のほぞのかみ合わせ、セグメント間は片側が凸ほぞ、一方は平面の突き合わせ構造とするボルトレス

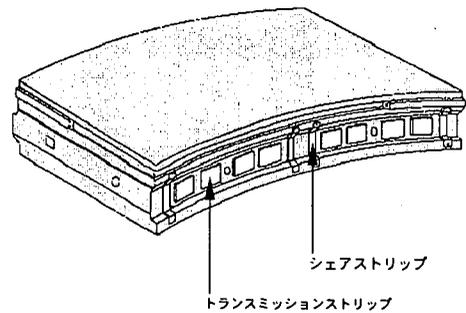


図-1 ほぞ付きセグメントの一般構造

タイプのセグメントであり、図-1に示すようにリング継手の凸凹面にはシールド掘進時のジャッキ推力の伝達および緩衝材としてトランスミッションストリップを、リング間のせん断力の伝達材としてシエアストリップを設置する構造となっている。その特徴としては、

- ・継手金物が少なく構造が単純であり、セグメント費の20~30%を占める継手金物費を低減できる。
- ・セグメントの組立時間の短縮が図れる。
- ・トンネル内面に露出する金物がないため、耐腐食性

表-1 国内におけるほぞ付きセグメントの施工実績

No.	用途	セグメント外径(mm)	セグメント幅(mm)	桁高(mm)
1	ガス	3950	1200	150
2	電力	4800	1200	250
3	鉄道	5300	1000	250
4	電力(本研究対象)	5000	1200	200, 280
5	ガス	2700	1000	150
6	鉄道	7100	1200	300
7	下水道	4450	1000	225
8	共同溝	5950	1200	250

(年代順 平成11年6月現在)

の向上が図れる。

・トンネル内面に現れる組立用ボルトボックスが小さくその数も少ないため内面の平滑化が図れる。

などがあげられ、今後その適用事例が増加するものと考えられる。一方、ほぞ付きセグメントはドイツなどをはじめとするヨーロッパではその施工実績が多いが、我が国においては、平成7年頃から徐々に施工実績が見られはじめているものの、これまでのところの施工実績は表-1に示すとおりで、一般に用いられる平板形RCセグメントに比較して少ないのが現状である。

また、ほぞ付きセグメントの力学挙動を体系的に研究した事例としては、現時点では室内実験レベルでの研究が数例のみが見られる程度であり、実施工されたほぞ付きセグメントの実際の挙動を計測した事例も少ない。さらに、ほぞ付きセグメントの設計は一般に「ほぞ付きセグメント工法技術資料」²⁾に準拠して実施されるが、これはヨーロッパにおける設計手法や室内実験レベルでの知見を基に策定されたものであり、国内の地盤内で実施工されたほぞ付きセグメントの実挙動を計測により把握することには意義があると考えられた。これらの点を考慮し、筆者らはほぞ付きセグメントに各種の計測器を設置して現場における計測を実施し、ほぞ付きセグメントの実挙動を把握した上で、現行の設計法の妥当性を評価するとともに、より安全かつ合理的な設計法および施工法を検討することを目的として本研究を実施した。

2. 研究の対象としたセグメントの概要

(1) 工事概要

研究対象とした「桑名地区洞道新設工事」は中部地区の電力の安定供給を図るため三重県川越町の中部電力川越火力発電所から桑名市北西部に位置する西名古屋変電所までの約14kmのうち、共同溝区間を除く約9.5kmを4つの工区に分けて施工する地中送電線用シールド工事である。このうち本研究の対象となる工区は、希望ヶ丘発進立坑から安永到達立坑までの延長2897mを施工するものである。

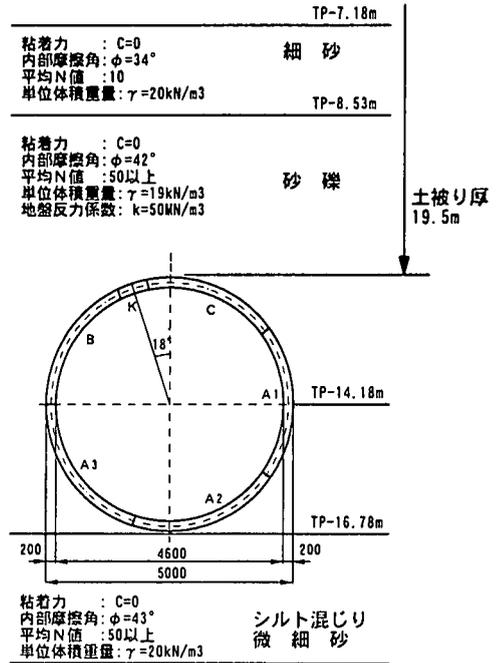


図-2 セグメント標準断面と周辺土質

(2) 地質概要

研究の対象とした工区の地質は、発進立坑から約1kmの区間が桑名市西域に発達する桑名丘陵上に位置し、それより到達立坑までの約2kmは北勢海岸低帯に属している。本研究において計測および解析の対象としたセグメントは、図-2に示すように東海層群上の洪積砂礫層(N値50以上 φ15mm以下の礫主体、マトリクスは粗砂主体)中で用いられ、土被り厚は19.5m、設計理論水圧は155kN/m²、地山の地盤反力係数は50MN/m³である。

(3) セグメントの構造

研究の対象としたセグメントは、外径5000mm、幅1200mm、セグメント厚さ200mmの遠心力成形³⁾した直線施工区間中のほぞ付きセグメントであり、コンクリートの設計基準強度は42N/mm²、鉄筋はSD345を用いている。図-3に一般構造および配筋を示す。

3. 現場計測の概要

(1) 計測項目

ほぞ付きセグメントの実挙動を正確に把握するために、計測点として約350点を設定し計測器を配置した。図-4は計測項目および計測器配置を、図-5は計測器の横断面における配置の一例を示したものである。なお、

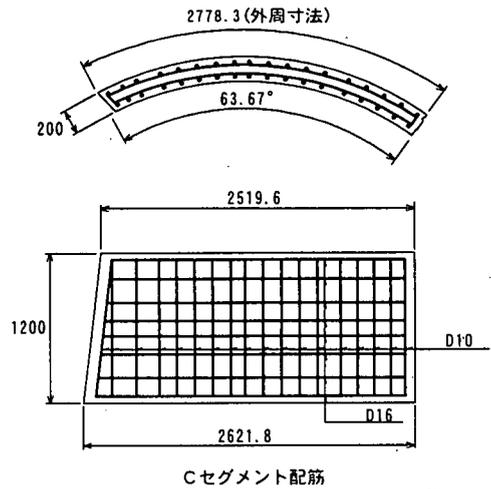
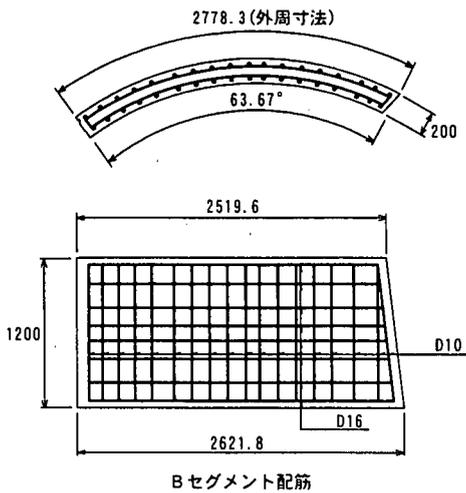
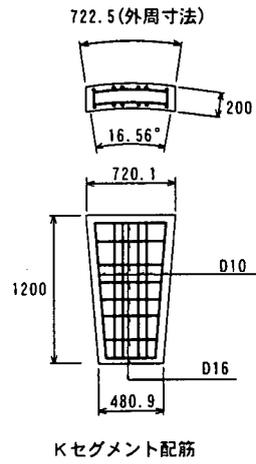
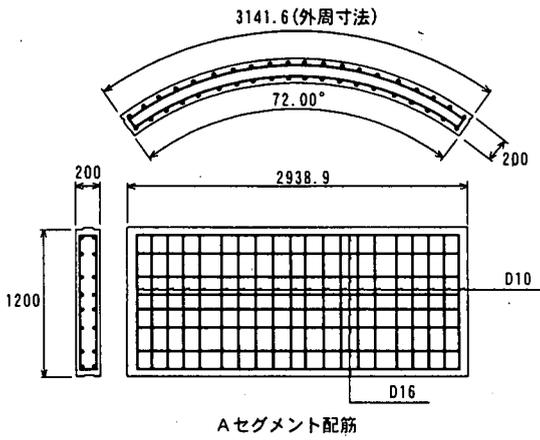
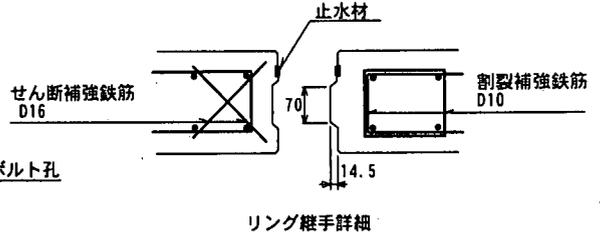
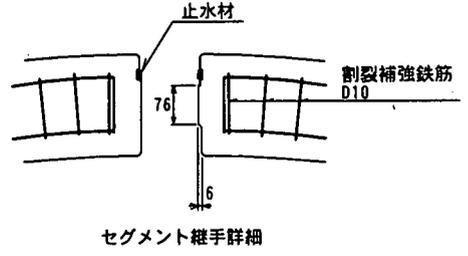
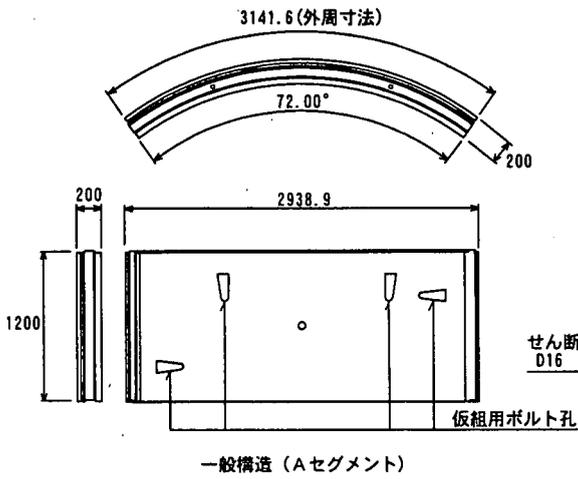


図-3 一般構造および配筋

(単位: mm)

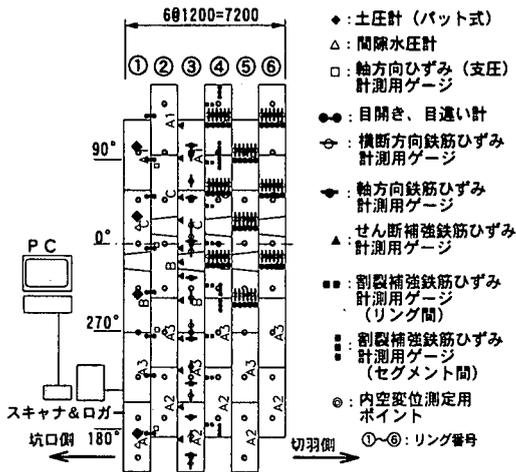


図-4 計測項目および計測器の配置

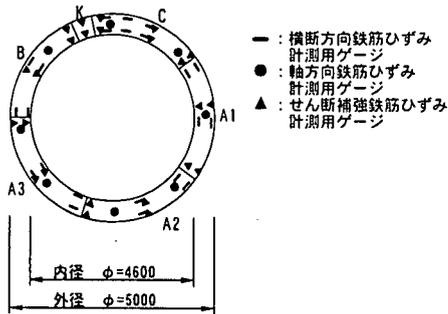


図-5 計測器の横断面における配置例 (計測リング③)

断面力のトンネル軸方向分布を把握するために計測リング④～⑥においては1測線上に6点の鉄筋ひずみ計測点を配置した。また、これら計測の他に内空変位およびテールクリアランス量の計測、ひび割れ発生状況の観察ならびにジャッキ推力の大きさなどの掘進データの収集も同時に行っている。

(2) 計測頻度および計測システム

計測はセグメント組立直後から全ての計測値がほぼ一定値に収束したと判断された3ヶ月経過時まで実施した。セグメント組立後から1ヶ月間は掘進などの影響を詳細に把握するために、計測は組立後から10日間は3分間隔、10日から1ヶ月間は1時間間隔と計測頻度を変え、1ヶ月以降は1日間隔としている。計測作業は平成10年3月から5月にかけて実施し、計測はパーソナルコンピュータを利用して自動計測で行った。

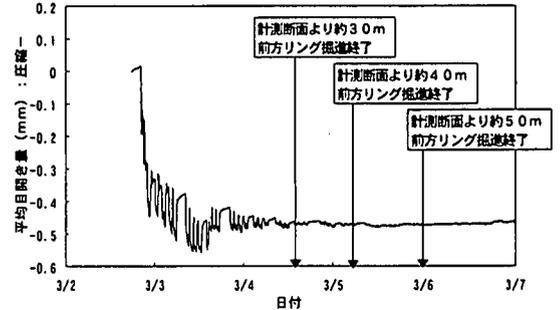


図-6 トンネル軸方向のリング間平均目開き量の経時変化

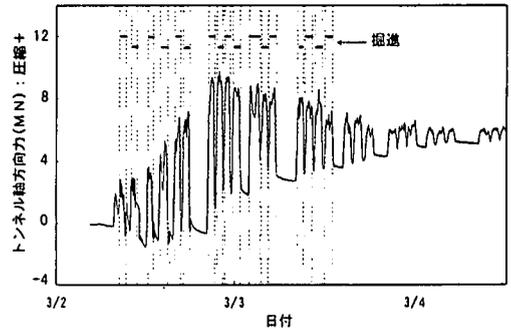


図-7 トンネル軸方向力の経時変化 (計測リング②)

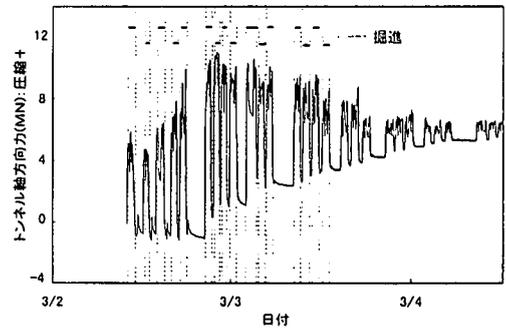


図-8 トンネル軸方向力の経時変化 (計測リング③)

4. トンネルの軸方向挙動

(1) 計測結果

図-6 はトンネル軸方向の全体的な平均挙動を把握するために計測リング①と②の間に設置した合計8台の目開き計にて計測されたトンネル軸方向のリング間目開き (変位) の平均値の変化を示した図である。なお、ここに計測値はリング組立直後の目開き量を初期値としている。図に示すように掘進経過とともにリング間目開きは圧縮側へ変位し計測位置から約50m先

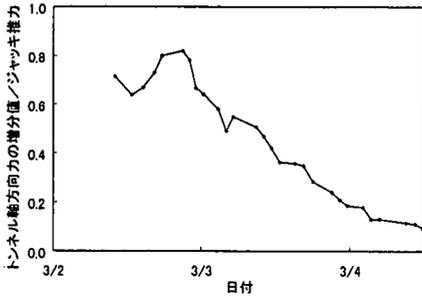


図-9 トンネル軸方向力の増分値のジャッキ推力に対する比の経時変化（計測リング③）

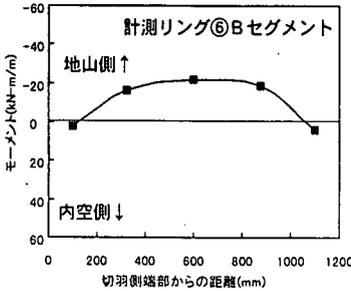


図-10 トンネル軸方向の曲げモーメント分布

の掘進完了時点において、その値が一定値になっている様子がわかる。また図-7は計測リング②で計測された軸方向ひずみから計算したトンネル軸方向力の経時変化を、図-8は計測リング③で計測された鉄筋の軸方向ひずみから求めたトンネル軸方向力の経時変化をそれぞれ示したものである。なおここにトンネル軸方向力はひずみ計測平均値に軸方向鉄筋とコンクリート（施工中に顕著なひび割れは見られず、全断面有効とした）による換算軸剛性EAを乗算してもとめた。両者ともに掘進の開始とともに軸圧縮力が増加し、掘進の完了とともに一部が減少しもとに戻る弾性的な挙動を示すことがわかる。また図-9に計測リング③で計測された軸方向力の前回の掘進の終了時からの増分値のジャッキ推力に対する比の経時変化を示すが、掘削の進捗にともなって軸方向力の増分値のジャッキ推力に対する比は徐々に減少しており推力の影響が小さくなることからわかる。このように掘進の影響を受けながら図-7～図-8に示すようにセグメントには徐々に軸圧縮力が増加し、計測終了時である3ヶ月後にはトンネル軸方向におよそ5MN程度の圧縮力が残留することが確認された。これは、裏込め注入材（2液可塑性注入材によるセグメントからの同時注入）の固結に伴ないセグメントの圧縮解放側への変形の一部が拘束されることにより、セグメント内に軸圧縮力が封じ込め

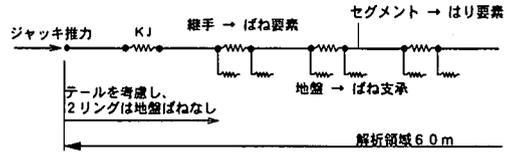


図-11 トンネル軸方向の解析モデル

られたためと考えられる。トンネルに発生する軸方向力もリング間の変位と同様に約50m前方のシールド掘進の影響を受けることが本計測で確認されたが、この残留軸圧縮力は、影響を受ける掘進期間内の最大ジャッキ推力（12.6MN）の約4割程度の値である。ほぞ付きセグメントは、通常のボルト継手方式によるセグメントと異なり、リング間のボルトはリングの組立てに用いられただけで構造部材とは考えていないため、欧州では完成時に取りはずすのが一般的になっている。これに対して日本では地震に対する配慮からリング間のボルトを取付けたままにしている事例が多いが、この残留軸圧縮力は地震時の軸方向の引張剛性の不足を補う要因となるものと判断される。図-10は、同一測線上に複数の鉄筋ひずみ計測用のゲージを配置した計測リング⑥のBセグメントにおいて、地山側および内空側の鉄筋ひずみより計算された、計測開始後1ヶ月時点におけるトンネル軸方向の曲げモーメントの分布図の一例を示したものである。いずれの計測線においてもこの図に示すように地山側を引張とする曲げモーメントが残留していることが確認された。その最大値は単位幅あたり約28kN・mであり、後述の「5. トンネル横断方向の挙動」に示す断面方向の最大曲げモーメントの値のおよそ半分である。この残留曲げモーメントはセグメントの軸芯位置とジャッキの軸芯位置との差より発生する掘進時の曲げモーメントの一部が、裏込め注入材によるトンネル全体系の変位拘束の他に局部的にリング間の継手部の凸凹構造の噛み合わせなどにより拘束されて残留し蓄積したものと考えられる。一般に用いられる平板形RCセグメントやほぞ付きセグメントの場合、トンネル軸方向の曲げが問題になることはまれであるが、厚さの薄いほぞ付きセグメントの使用を計画する際には、上記の点を考慮して設計検討をする必要があるものと考えられる。

(2) はり-ばねモデルによるトンネルの軸方向力の解析
シールドトンネル軸方向の設計に際しては「解析モデル」、「地盤ばねの設定」および「リング継手ばね定数の設定」が課題となる。本研究ではリング継手ばね定数は計測結果より求めることが可能であるのでここでは、図-11に示すような「はり-ばねモデル」を

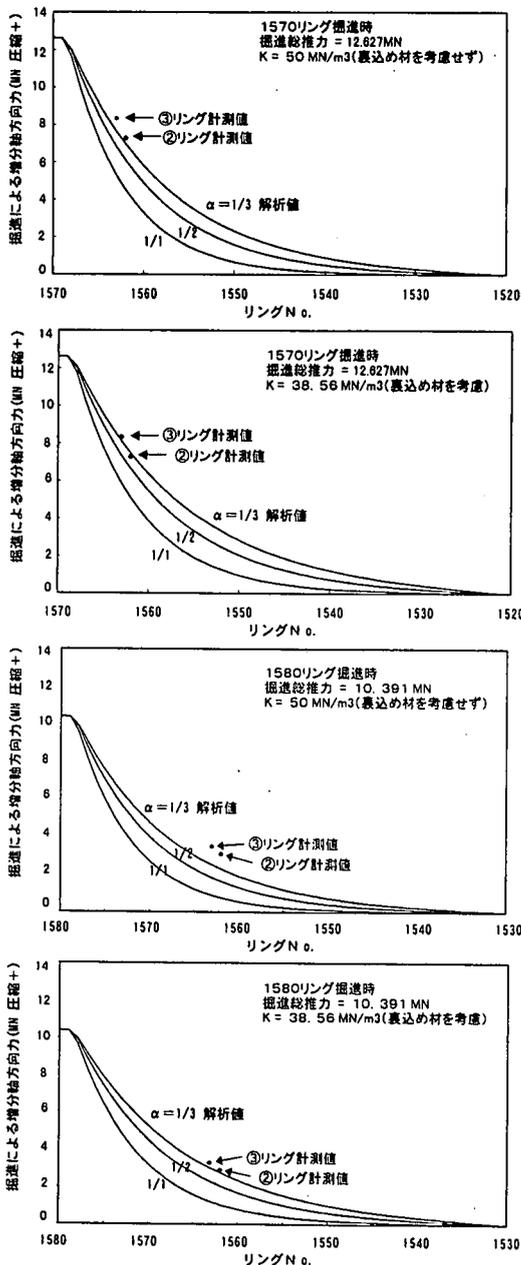


図-12 トンネルの軸方向力の解析値と計測値との比較

用いてトンネル-地盤系をモデル化し、トンネル軸直角方向の地盤反力係数の値を、①地山における孔内水平載荷試験結果等をもとに設定した値(50MN/m³)として裏込め材の影響を考慮しない場合、②Muir Woodらの理論解をもとにした「鉄道構造物等設計標準・同解説(シールドトンネル)」⁴⁾に準拠し裏込め材の影響を考慮した値(38.56MN/m³)の2通り、トンネル軸方向の地盤反力係数の軸直角方向の地盤反力係数に対す

る比 α を① $\alpha=1/1$ 、② $\alpha=1/2$ 、③ $\alpha=1/3$ (一般値)の3通りにして、パラメータ解析を行い、トンネル軸方向に発生する力に着目して、解析値と計測値との比較を試みた。作用荷重には、計測されたジャッキ推力を用い、解析領域の長さは掘進の影響が及ぶのは後方約50mまでであるという計測結果を参考にして60m(50リング分)とした。なお、解析に用いるリング継手ばねのトンネル軸方向の圧縮ばね定数 KJ は、計測リング①②間の変位の増分とリング②で計測された軸圧縮力の掘進時の増分値を用いて、 $6.8 \times 10^4 \text{ MN/m}$ とした。なお、この値を用いて計算される等価軸圧縮剛性はセグメント本体の軸圧縮剛性の43.1%となる。なお、セグメントの弾性係数は室内試験により求めた 33.7 kN/mm^2 を用いた。図-12は解析結果の一例を示したものであるが、①トンネル軸直角方向の地盤反力係数に裏込め材の影響を考慮する、②トンネル軸方向の地盤反力係数を軸直角方向の地盤反力係数の $1/3$ とする場合、解析値は実挙動をより良く表現できることが確認された。なお、この組み合わせは、「鉄道構造物等設計標準・同解説(シールドトンネル)」等に表示されるものであり、ほぞ付きセグメントも、他のタイプのセグメントと同様に「はりばねモデル」あるいは「等価剛性梁モデル」によってトンネル軸方向の解析が可能なが確認された。但し、ほぞ付きセグメント固有のリング継手構造や継手材よりリング間継手ばね定数を如何に精度良く予測するかが今後の課題であると言える。

5. トンネルの横断方向の挙動

(1) 計測結果

a) 土水圧

図-13は水圧の経時変化を、図-14は土水圧(=土圧+水圧+地盤反力)の経時変化を示したものである。水圧は計測期間を通じてほぼ一定値であり、トンネル天端の水圧は設計理論水圧 155 kN/m^2 とほぼ同値であることがわかる。また土水圧はテール脱出前後に掘進の影響等により若干変動するものの長期的にはほぼ一定値であることが確認された。なお、土中においてセグメントが安定したと考えられる計測開始後1ヶ月の土水圧の計測値より求められるトンネル天端の鉛直方向の土圧は 31 kN/m^2 、緩み高さに換算すると 3.1 m となったが、これは当該地盤の土の水中単位体積重量 $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 42^\circ$ および粘着力 $C = 0$ を用いてTerzaghiの式から算出した理論緩み高さ 4.24 m に近い値である。一般に電力洞道用セグメントの設計に際しては緩み高さはトンネル外径の2倍程度

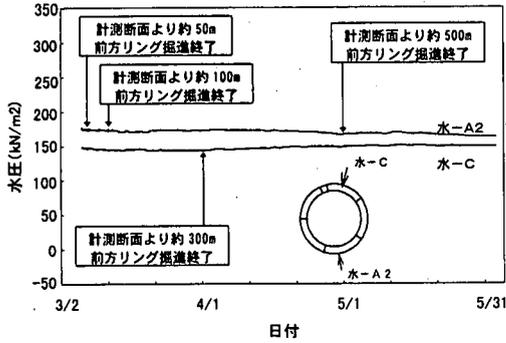


図-13 水圧の経時変化

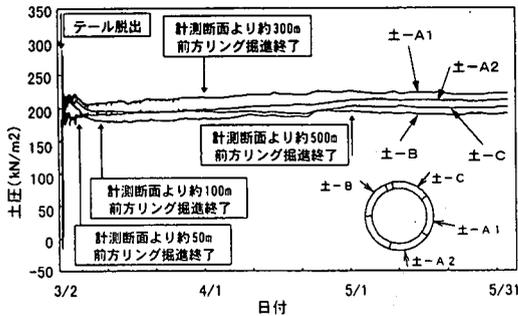


図-14 土水圧の経時変化

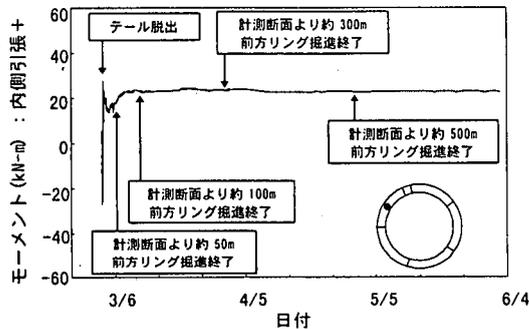
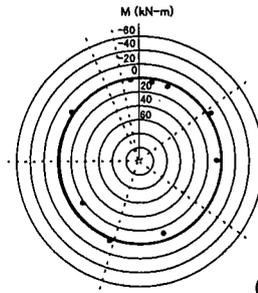


図-15 曲げモーメントの経時変化
(計測リング③Bセグメント)

が取られることが多いが、今後は実際の現象を加味したより合理的な土圧算定法の確立に向けて計測等データの蓄積を図る必要があるものと考えられる。

b) 横断方向の曲げモーメント

図-15 はセグメント横断方向の鉄筋ひずみの計測値より得られた曲げモーメントの経時変化の一例を示したものである。どの測点においてもこの図に示されたものと同様の傾向であり、テール脱出直後においてはシールドの掘進および裏込め注入の影響を受けて曲げモーメントが変動を示すものの、長期的にはほぼ一定



(計測リング③)

図-16 リング組立直後の曲げモーメント分布

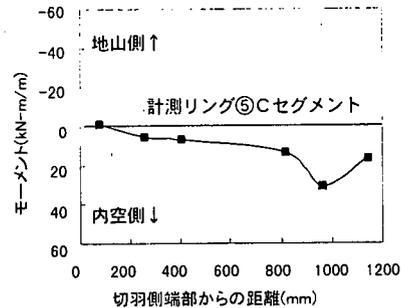
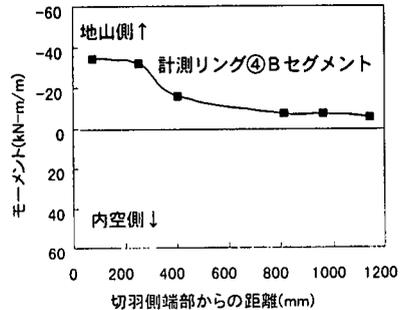


図-17 曲げモーメントのセグメント断面内における分布

値に収束する傾向が確認された。図-16 は、計測リング③のリング組立直後の曲げモーメント分布を示したものである。発生する曲げモーメントはほとんどの断面でほぼゼロとなっている。この傾向は林らのほぞ付きセグメントに対する室内実験でも確認されているが、これは施工に際して真円度が適切に確保されたことやシールドジャッキによる拘束度が高く自重による変形が小さいことによるものと考えられる。一般に設計時には土中における完成系の自重による断面力は、リング組立時にセグメント自重による変形が完了してしまうものとして、外部支持体としての地盤反力を期待せずに計算されるが、セグメントの組立てに際して適切な施工管理が行われるならば、自重による断面力に対して、より合理的な設計が可能になることが考えられる。図-17 は、同一測線上に複数の横断方向の鉄

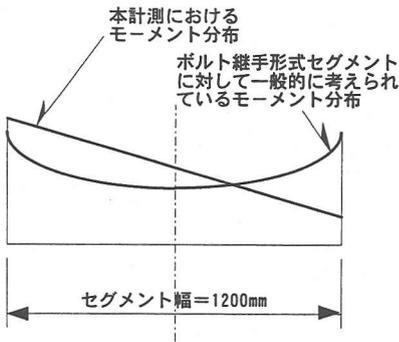
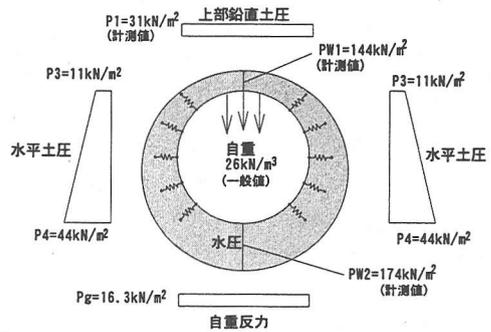


図-18 曲げモーメント分布の模式図



- ・水平土圧は $\lambda=0.35$ として設定
- ・現行の設計モデルでは図-19のように水圧は水平成分、鉛直成分に分解して載荷。

図-20 解析に使用した荷重

表-2 解析に用いた各種定数

項目	解析定数
セグメント継手の回転ばね定数 (自重載荷時)	0.46 MN-m/rad
セグメント継手の回転ばね定数 (土水圧載荷時)	Leonhardtの理論式による第一領域の値 : 1.7MN-m/rad
リング継手のせん断ばね定数	シェアストリップのせん断試験より求めた値 : 24MN/m
コンクリートの弾性係数	管理供試体の圧縮試験より求めた値 : 33.7kN/mm ²

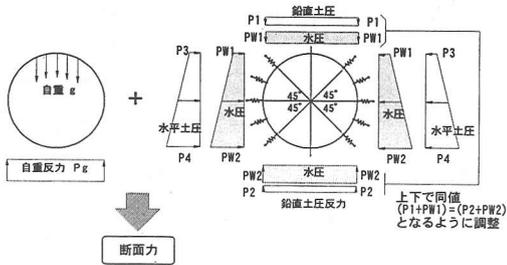


図-19 現行の設計モデルにおける荷重系と境界条件

筋ゲージを配置した計測リングにおいてそれらのひずみから曲げモーメントを求め、そのトンネル軸方向の分布の一例を示したものである。トンネル横断方向の曲げモーメントは、多くの計測線においてこの図に示されたものと同様な分布形状を示し、断面内の荷重伝達に偏りがあることが考えられた。この傾向は、図-18に示すように「リング継手ボルトの添接効果によって応力が集中し、リング継手周辺において曲げが大きくなる」と一般的に考えられているボルト継手形式のセグメントの傾向とは異なるものである。なお、すべての計測点において得られた応力度は許容値以内であり、施工されたセグメントの安全性が確認された。また、目視による観察においては曲げひび割れの発生は認められなかった。

(2) はりばねモデルによるトンネル横断方向の解析

a) 現行の設計法 (モデル) の検証

一般にほぞ付きセグメントの設計は「ほぞ付きセグメント工法技術資料」に従って実施され、トンネル横断方向の断面力の算定には図-19に示すような「慣用計算法」に準じた荷重系および境界条件と「2リングはりばねモデル」が用いられる。自重に対してはセグメント継手部に組立ボルトの剛性を考えたばねを考

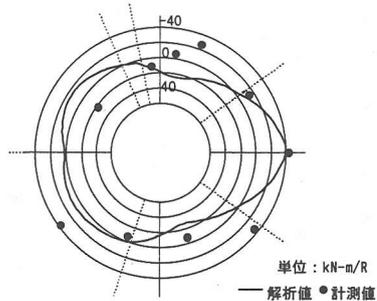


図-21 現行の設計モデルによる曲げモーメントの分布と計測された曲げモーメントの分布との比較

え、土水圧に対して Leonhardt らの Betongelenke⁵⁾に基づく荷重の偏心率を考慮した回転ばねを配置するとともに、リング継手部にはシェアストリップの剛性による半径方向のせん断ばねを配置する。また、設計断面力は自重に対する断面力と土水圧に対する断面力とを個別に求め、これらを最終的に重ね合わせて求める。検討の第1段階として、この設計法から得られる設計断面力と計測された断面力(計測リング③)とを比較し、現行の設計法の検証を行った。検討に用いた荷重系は、計測開始から1ヶ月後の計測土水圧をもとに図-20に示すように整理したものをを用いた。表-2に解析に用いた各種定数を示す。図-21は曲げモーメン

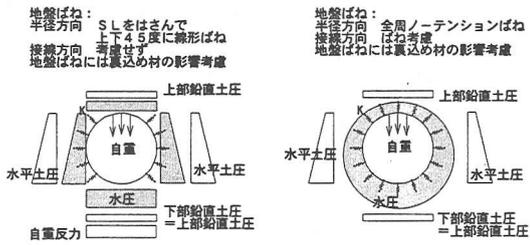


図-22 解析モデル CASE-1 図-23 解析モデル CASE-2

トの解析値と計測値との比較を示した図である。この図をみると曲げモーメントの解析値の分布形と計測値の分布形には差があるものの、解析値は計測値の最大値をほぼとらえていることがわかり、現時点における設計実務上の観点からみると、現行の設計モデルを採用しても特に大きな問題はないものと判断される。

b) パラメーター解析

前述のとおり、現行の設計モデルによる曲げモーメントの解析値と計測値とではその分布に差異が見られた。この原因は、組立時には真円度が保たれてほとんど曲げモーメントが発生しておらず、リングが土中に押し出された段階では自重による変形に対して地盤反力がある程度期待できると考えられるのに対して、現行の設計モデルでは自重に対しては外部からの拘束がないものとして解析を行っていること、荷重の大きさや分布形状などの設定が実際の荷重系とは異なることなどによるものと考えられる。これに対して、現実に発生する曲げモーメント分布をより正確に再現することが可能なモデルを検討するために、荷重系および境界条件をパラメーターとする解析を実施した。図-24 はこの解析結果の一例として以下のケースについての結果を示したものである。

- CASE-1：現行設計モデルにおける自重および土水圧を同時に載荷し、半径方向に Muir Wood らの理論解に基づく「鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル）」に示される裏込め材の影響を考慮した地盤ばねを配置したモデル（図-22）
- CASE-2：「鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル）」に示される全周ばねモデル（図-23）
- CASE-3：CASE-1 にさらに接線方向に半径方向の地盤反力係数の 1/3 のばね定数をもつ地盤ばねを配置したモデル

図-24 をみると、CASE-1 による曲げモーメントの解

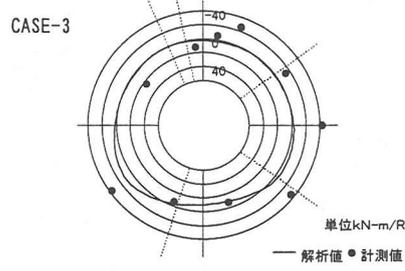
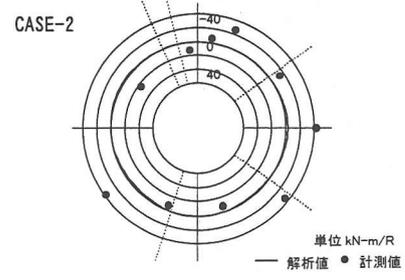
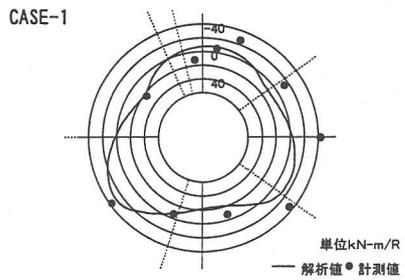


図-24 曲げモーメント分布の解析値と計測値との比較（計測リング③）

析値の分布形が最も良く計測値のそれと一致しており、またその最大値もほぼ一致し、実挙動をうまく表現できるモデルであることがわかる。このモデルの有用性は本研究における一計測事例からのみ裏付けされるものであり、今後の設計に採用するにあたっては多くの計測事例による検証が必要と考えられる。

(3) 3次元シェル-ばねモデルによる横断方向の解析

図-17 に示したセグメント横断方向の断面力分布をより詳細に検討する場合や、シールド工事のコストダウンを図る方法としてセグメント幅を現状よりも拡大した場合の断面力分布を検討する場合には3次元解析が必要となる。本研究では、3次元解析モデルとしてセグメントをシェル要素、継手および地盤をばね要素とする「3次元シェル-ばねモデル」を用いた。解析

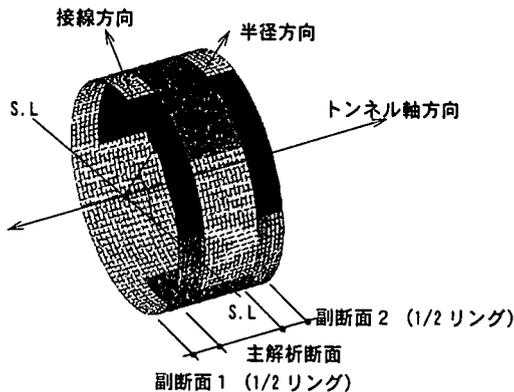


図-25 3次元のシェルばねモデル

には図-25 に示すように中央のリングの両側に半リングづつを考えたモデルを用いた。荷重系および境界条件は、はりばねモデルによるパラメータ解析の結果、最も実際の現象を表現していたCASE-1に準拠した。なお、地盤反力係数はトンネル軸方向の解析結果を基に半径方向には裏込め材の影響を考慮した値 $k=38.56\text{MN/m}^3$ を、またトンネル軸方向の地盤反力係数は半径方向の地盤反力係数の $1/3$ とした。なお、接線方向の地盤ばねは考慮しないものとした。

a) セグメント継手の回転ばね定数をパラメータとした解析

セグメント内の断面力の値と分布とをより正確に表現することが可能なモデルを検討する目的で、セグメント継手の回転ばね定数の値 K_θ を変化させたパラメータ解析を実施した。ここではその一例として以下のケースについての解析結果を示す。

CASE-1: K_θ として Leonhardt らの Betongelenke による値 $K_\theta=17\text{MN-m/rad}$ を用いた場合

CASE-2: K_θ として文献⁶⁾ に示される軸力依存ばねの値 ($K_\theta=5.3 \times N \times b / 1.3$) の $1/4$ である $K_\theta=0.55\text{MN-m/rad}$ を用いた場合
(N:軸力 b:セグメント幅)

CASE-3: 継手をヒンジとみなし $K_\theta=0$ とした場合

図-26 は1リング内にて最大曲げモーメントの値を示す計測線における各ケースの曲げモーメントの解析値と計測値とのトンネル軸方向の分布を比較したものである。この図からCASE-2では計測値の平均値を表現することができ、 $K_\theta=0$ とするCASE-3では実測曲げモーメントの最大値をほぼ説明できることが確認できる。

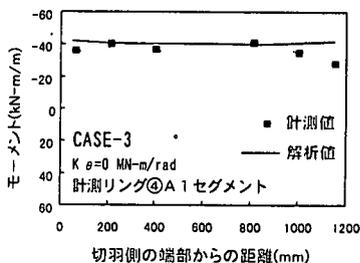
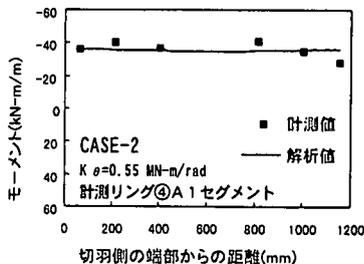
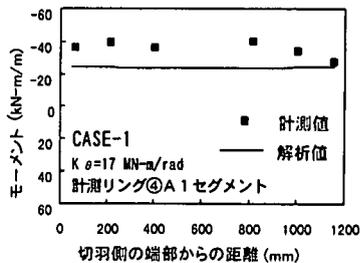


図-26 曲げモーメントの解析値と計測値との分布

b) セグメント継手の面接触位置および接触率をパラメータとするフィッティング解析

前述の解析結果が示すようにセグメント継手の回転ばね定数を適切に定めることにより、計測値の平均値あるいは最大値を求めることは可能であることがわかったが、図-17 に示したような曲げモーメントの分布が断面内で傾斜すると言う現象を表現できない。そこで次に曲げモーメントのセグメント断面内での分布形状はセグメントの継手面が完全に接触していないことによるものと想定し継手面の接触位置および接触面積をパラメータとして解析を実施した。なお、面接触の効果は解析上、図-27 に示すように継手面が接触していると想定する領域の節点にのみばね要素を配置することで考慮した。また、セグメント継手全面が接触した場合のセグメント継手の回転ばね定数は軸力依存ばね $K_\theta=5.3 \times N \times b / 1.3$ から算出した値 $K_\theta=2.2\text{MN-m/rad}$ を用いた。図-28 は解析ケースのうち最も適合性が良好であったケースの曲げモーメントの解析値と計測値の分布を比較したものである。また、図-29 は解析時に想定した面接触の位置および面接触率を示したものである。図-28 をみると解析値は計測値の断面内の分

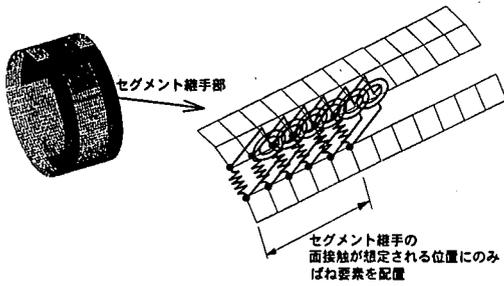


図-27 解析モデルにおける継手面の接触低減の評価法

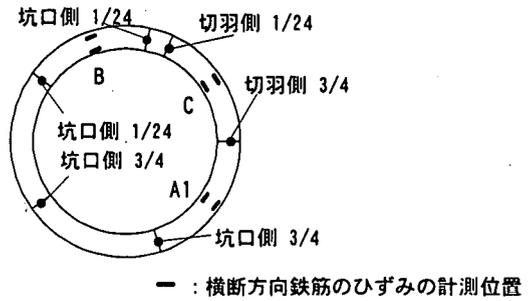


図-29 想定した継手面の接触位置および接触率

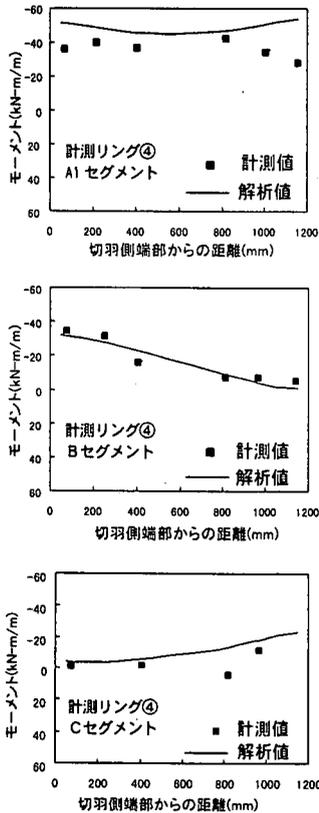


図-28 曲げモーメントの解析値と計測値との断面内の分布

布形状をうまく表現していることがわかる。これに加えほぞ付きセグメントの継手はボルトを有しない比較的柔な構造であり、図-30 に示すようないくつかの要因によりセグメント継手面が完全に全面接触しないことが十分に考えられることから、セグメント継手面の接触率の低下が、曲げモーメントの断面内での不均一な分布の一原因であると判断できそうである。

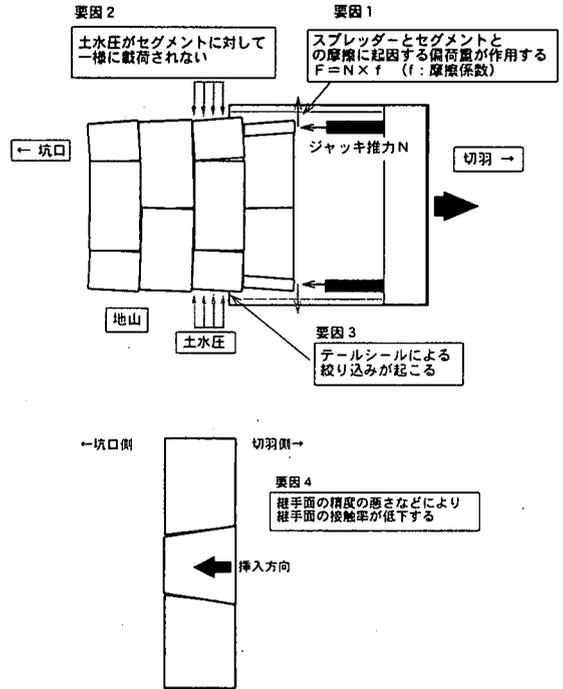


図-30 セグメント継手面の接触率を低下させる要因

セグメント継手面の接触面積の低下を防止する方法としては、シールド機の改良も含めた施工法の改良や継手構造の改良も考えられるが、当面の対処法としては、ほぞ付きセグメントの設計に際して、この継手面の接触低減効果を加味するのが妥当と判断される。しかしながら、面接触の位置や接触率を設定するのは現実的には不可能であることから、設計の実務においては、「5. (3). a)」で得られた知見からセグメント継手の回転ばね定数をゼロにしてセグメント本体の断面力を算定する方法が現時点では最も妥当な方法であると考えられる。

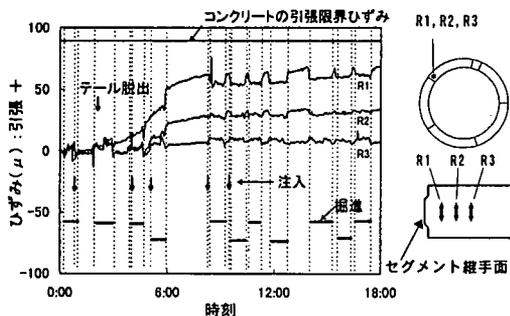


図-31 セグメント継手の割裂ひずみの経時変化
(計測リング④Bセグメント)



図-32 解析モデル

6. 各種補強鉄筋の挙動

(1) セグメント継手の割裂補強鉄筋の挙動

a) 計測結果

図-31 はセグメント継手部において計測された割裂ひずみの経時変化の一例を示したものである。割裂ひずみは、各測点とも継手面側に近いほど大きな引張ひずみとなる傾向を示していたが、室内試験で確認されたコンクリートの引張限界ひずみを越えるものではないことが確認された。またひずみはテール脱出後、シールドの掘進時あるいは裏込め注入の開始時に増加し、これらの終了時には一部が減少しもとに戻る弾性的な傾向を示し、断面の横断方向の軸力の変動と連動しているものと考えられる。

b) 有限要素法による解析

セグメント継手部の割裂応力の挙動を検証する目的でセグメント継手部を図-32 に示すような2次元平面ひずみ要素を用いてモデル化し解析を行った。解析では室内試験より得られたコンクリートの弾性係数 $E=33.7\text{kN/mm}^2$ およびポアソン比 $\nu=0.193$ を使用した。解析の対象は計測開始1ヶ月後とし、計測された横断方向の軸力 $N=1.06\text{MN}$ を突き合わせ継手面に作

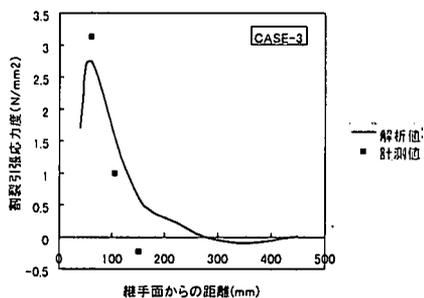
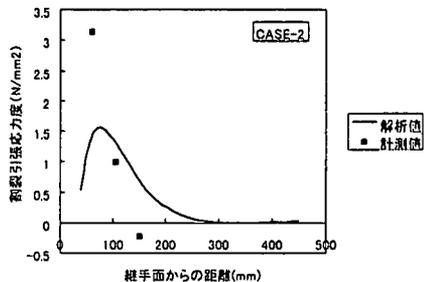
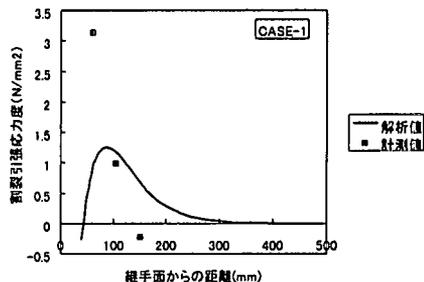


図-33 割裂応力度の解析値と計測値との比較

用させるものとしたが、継手面には実際には曲げモーメントも作用するために荷重が偏心することを考慮し、以下に示す各ケースを考えて解析を実施した。

CASE-1：荷重の偏心を考慮せず軸力のみを継手面に等分布に作用させるケース

CASE-2：荷重の偏心を考慮し軸力を継手面に三角形分布で作用させるケース

CASE-3：荷重の偏心を考慮し軸力を継手面の端部に集中して作用させるケース

なお、ここに CASE-1 は「ほぞ付きセグメント工法技術資料」における割裂補強鉄筋の設計時における荷重の作用方法である。

図-33 は割裂応力度の解析結果と計測結果との比較を示したものである。この図をみると、荷重の偏心を

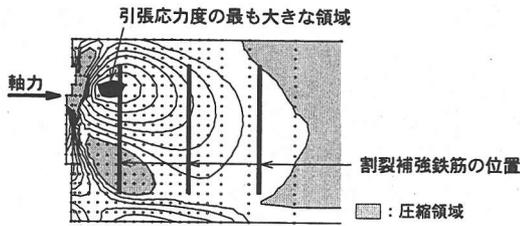


図-34 セグメント継手部内部の応力度のコンター

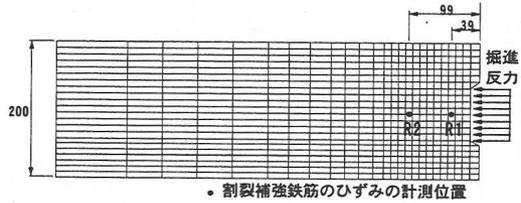


図-36 解析モデル

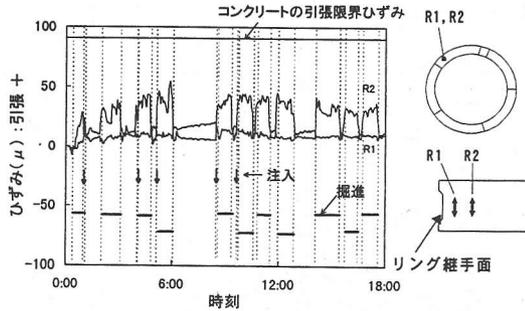


図-35 リング継手部内部の割裂ひずみ経時変化 (計測リング④Bセグメント)

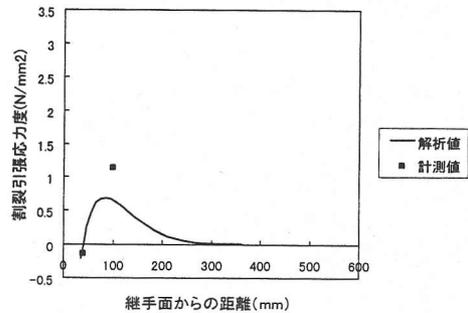


図-37 割裂応力度の解析値と計測値との比較

考慮して横断面方向の軸力を継手面の端部に集中して作用させた場合(CASE-3)が解析値は計測値に最も近く、継手に発生する割裂応力度の算定には、継手面に作用する曲げモーメントによる荷重偏心を考慮するのが良いと判断される。通常、必要な割裂補強鉄筋量の計算は、荷重の偏心を考慮しない Leonhardt らの理論式による総割裂引張力をすべて割裂補強鉄筋で受け持つものとして式(1)が使用されている。一般に荷重の偏心を考慮しない弾性理論解と有限要素法による解析結果(本解析における CASE-1)は良い一致を示すとされるが、本研究の解析結果と計測値には差があり、割裂補強鉄筋の設計に式(1)を使用するならば、荷重の偏心を考慮した補正係数をこれに乗ずる必要があると判断される。本解析(CASE-1)の結果とおよび計測結果との比較からこの補正係数は2.5程度と考えられる。

$$A_s = \{0.25 \times N \times (1 - a/d)\} / \sigma_{sa} \quad (1)$$

A_s : 必要な割裂補強鉄筋量

N : セグメント継手面に作用する軸力

a : ほぞの幅 d : セグメント厚さ

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度

図-34はCASE-3の解析の結果得られた継手部の内部における応力度のコンターに、実際のセグメントに配置された割裂補強鉄筋の位置を重ねて示したものである。これを見ると概ね引張応力度の大きな領域に割裂

補強鉄筋が配置されているが、必ずしも最適な配置とはいえないことがわかる。今後の設計では荷重の偏心を考慮した有限要素法による解析を行い、最適な補強鉄筋の配置位置を設定する必要があるものと思われる。

(2) リング継手の割裂補強鉄筋の挙動

a) 計測結果

図-35はリング継手において計測された割裂ひずみの経時変化の一例を示したものである。各測点とも割裂ひずみは、シールドの掘進開始とともに増加し、掘進完了後にもとに戻る傾向を示している。しかし、その値は完全にはもとに戻らず応力が残留する。また、引張ひずみはセグメント継手と同様にコンクリートの引張限界ひずみを越えるものではないことが確認された。

b) 有限要素法による解析

セグメント継手と同様に、リング継手の割裂応力度を検証する目的で、リング継手を図-36に示す2次元平面ひずみ要素を用いてモデル化し解析を行った。解析の対象は計測リング④のBセグメントとし、荷重は当該リングの掘進時の掘進反力として単位幅あたり676kNを作用させた。図-37は掘進反力を継手面に等分布荷重として作用させた場合の解析結果と計測結果との比較を示したものである。解析結果と計測結果には差が生じているが、これはジャッキの軸芯とセ

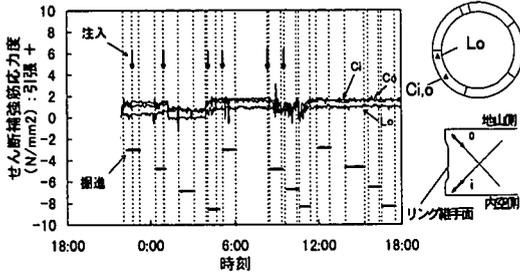


図-38 リング継手部のせん断補強鉄筋の応力度の経時変化 (計測リング③A 3セグメント)

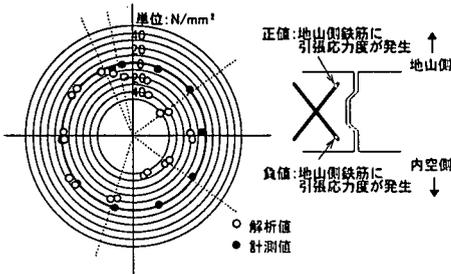


図-39 3次元シェルばねモデルを用いた解析によるせん断補強鉄筋の応力度と計測されたせん断補強鉄筋の応力度との比較

グメントの軸芯の偏心により生じる曲げに起因する荷重の偏心の影響であると考えられる。リング継手部の割裂補強鉄筋の設計にも前述の式(1)が用いられるが、セグメント継手と同様に荷重の偏心を考慮した補正係数が必要であると判断される。本解析結果と計測結果とを比較して、この補正係数は1.9程度と考えられる。

(3) リング継手部のせん断補強鉄筋の挙動

a) 計測結果

図-38 はリング継手部のせん断補強鉄筋の応力度の経時変化の一例を示したものである。また図-39 は計測開始後1ヶ月後におけるせん断補強鉄筋の応力度と図-25 に示した3次元シェルばねモデルを用いて求められたリング間のせん断力をすべてせん断補強鉄筋で負担すると考え、「ほぞ付きセグメント工法技術資料」に示される以下の式(2)および式(3)に代入して計算したせん断補強鉄筋の応力度を示したものである。

$$T = S / \cos 45^\circ \quad (2)$$

$$\sigma = T / A_s \quad (3)$$

T: 補強鉄筋の配筋方向の引張力 S: リング間のせん断力
 σ : せん断補強鉄筋の応力度 A_s : せん断補強鉄筋の断面積

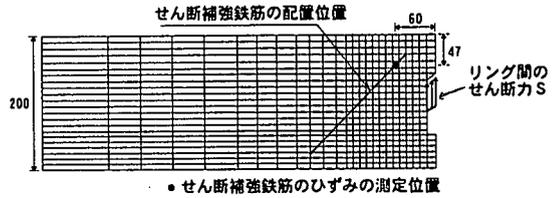


図-40 解析モデル

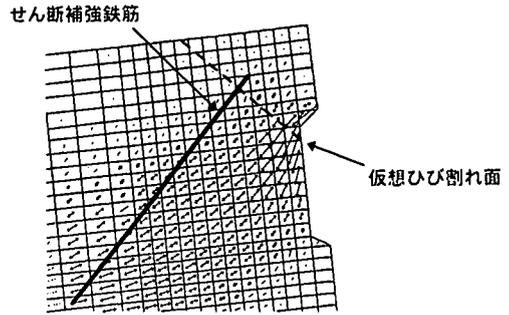


図-41 引張主応力度図

せん断補強鉄筋の応力度はシールドの掘進および戻込め注入の過程に応じた外力の影響により変動するが、計測点の大半のせん断補強鉄筋の応力度が引張を示し、シェアトリップの配置個所に設置された地山側、内空側のいずれかのせん断補強鉄筋には必ず引張応力度が発生していることから、せん断補強鉄筋は継手部のせん断力に対して有効に機能していることがわかった。また、解析より得られたせん断補強鉄筋の応力度に比較して計測された応力度は小さな値となったが、これは実際にはリング継手部のせん断力をコンクリートとせん断補強鉄筋との両者が負担していることによるものと思われる。

b) 有限要素法による解析

せん断補強鉄筋の設計に使用する前述の式(2)の妥当性を評価する目的で、図-40 に示す解析モデルを用いて解析を実施した。解析の対象は計測開始1ヶ月後とし、荷重は、3次元シェルばねモデルを用いて求められたリング間のせん断力 $S=29\text{kN}$ をリング継手のおご部に作用させた。解析に用いた諸定数は割裂補強鉄筋の解析に用いたものと同様とした。図-41 は解析の結果得られた引張の主応力度図である。引張の主応力度の方向はせん断補強鉄筋の配筋方向とほぼ一致している。また図中の仮想ひび割れ面が通る要素の引張応力度を加算して得られる引張力 T は 36kN となった。一方、式(2)にリング間のせん断力 S を代入して得ら

れる引張力 T は 40kN となり、両者はほぼ同じと考えられた。このことと解析から得られたリング間のせん断力を式(2)および式(3)に代入して求められるせん断補強鉄筋の応力度に比較して計測応力度は小さな値となっていること、およびせん断破壊は脆性的な破壊であり十分な耐力を確保しておく必要があること、などを考慮すると、設計実務において式(2)および式(3)を使用することは現時点では妥当な方法であると判断される。

7. まとめ

本研究は、実施工されたほぞ付きセグメントに各種計測器を設置して現場計測を行い、その結果を解析的に検証するとともにそれらに考察を加えたものである。本研究で得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- ①計測結果によれば、セグメントリングの組立直後には、セグメントにほとんど横断方向の曲げモーメントが発生しないこと、完成時にはジャッキの軸芯とセグメントの軸芯との偏心に起因すると考えられる横断方向の曲げモーメントの約半分の大きさの地山側を引張とするトンネル軸方向の曲げモーメントが残留することを確認した。またシールドの推力は後方約 50m まで影響し、完成時のトンネルには最大推力の約 4 割の大きさの軸圧縮力が残留していることを確認した。
- ②ほぞ付きセグメントの掘進時におけるトンネル軸方向の挙動は一般のセグメントと同様に「はりばねモデル」(または「等価剛性梁モデル」)により解析可能であることを確認した。
- ③計測結果およびトンネルの軸方向ならびに横断方向のパラメータ解析の結果などから、地盤反力係数の値は、裏込め材の影響を考慮して定める方が良いことを確認した。またトンネル軸方向の地盤反力係数はトンネル軸直角方向の地盤反力係数の $1/3$ 程度が妥当であることを確認した。
- ④一般にほぞ付きセグメントの設計は、「慣用計算法」で用いられる荷重系および境界条件に準拠した「はりばねモデル」により実施されるが、この方法では、実セグメントに発生する最大曲げモーメントは計算できて設計の実務上は問題ないと判断されるが、実際にセグメントに発生する曲げモーメントの分布形状を正確に表現できない。この原因はセグメントの自重に対する取扱い方法や土圧などの荷重の設定法によるものと考えられる。本研究ではより現実を忠実に表現することが可能な解析モデルを示したが、

これは一計測事例より得られたものであり、今後も現場計測とその解析的な検証を継続して行う必要があると思われる。

- ⑤セグメントに発生する横断方向の曲げモーメントは、その断面内で不均一な分布となる傾向を確認した。「3次元シェル-ばねモデル」を用いた解析の結果、この傾向の原因は柔構造であるほぞ付きセグメントでは、セグメント継手面が全面接触せず、切羽側または坑口側の一部だけが接触しているためと判断された。設計において、この効果を加味するのが良いと考えられるが、現実的には接触面の位置および接触率を設定するのが困難である。これに対してセグメント継手の回転ばね定数をゼロとして解析すれば、実際に発生する本体の横断方向の曲げモーメントの最大値が予測可能であることが確認された。この結果、現時点においてはセグメント継手の回転ばね定数をゼロとして設計する方法が妥当な方法であると考えられる。
- ⑥継手部を2次元要素モデルでモデル化して解析し計測値と比較した結果、2次元有限要素法による解析によって継手部に発生する局部応力が表現可能であることを確認した。また「ほぞ付きセグメント工法技術資料」に示される割裂補強鉄筋の照査式およびリング継手部のせん断補強鉄筋の照査式はほぼ妥当なものであるが、割裂補強鉄筋の検討においては曲げによる荷重の偏心を考慮した補正の必要があることが確認された。本研究の計測および解析を通じて、照査式に乗じる補正係数として、セグメント継手部の割裂補強鉄筋の検討に対しては 2.5 程度、リング継手部の割裂補強鉄筋の検討に対しては 1.9 程度が得られた。
今後は、より合理的かつ経済的なほぞ付きセグメントの実現に向け、研究を継続して行っていく必要があると考えている。また継手面の接触率を向上させるためにセグメントの製作方法の改善やセグメントの組立などの施工法の改善に対する努力も必要と考えている。

謝辞：最後に、本研究を実施するにあたり御協力や御助言を頂いた中部電力株式会社中山元氏、窪塚直亮氏、飛鳥建設株式会社望月崇氏、計測作業に御協力頂いた(株)東横エルメス炭谷稔氏ならびに関係の皆様へ感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 林光俊, 斉藤正幸, 小泉淳: ガス導管シールドトンネル用セグメントの力学実験と解析について, 土木学会論文集, No. 535/III-34, 1996.3.

- 2) ほぞ付きセグメント工法研究会：ほぞ付きセグメント工法技術資料，1995.4.
- 3) 林光俊，山田悟，齊藤正幸，小泉淳：遠心力締固めによるセグメント製造方法の開発，土木学会論文集，No. 534/VI-30，1996.3.
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル，1997.7.
- 5) Leonhardt, F. und Reimann, H. : Betongelenke, Der Bauingenieur, 1966.2.
- 6) 松井伴和，中山元，山田浩司，大屋頭：高速施工用セグメントの実規模リング載荷試験，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，VI -54，1998.10.

(2000.2.28 受付)

A STUDY ON THE BEHAVIOR OF TENONED SEGMENTAL TUNNEL LINING BASED ON THE SITE MONITORING AND ITS ANALYSES

Katsuhiko SHINKAWA , Akio MINAMIKAWA , Akira OOYA ,
Masato TERAZAWA , Tomohiko KITA and Atsushi KOIZUMI

In the recent Japanese domestic shield works, the application of tennon segments are surely increased. However, we have very few data to recognize the actual behavior of tennon segments in the pragmatic shield works executions.

Our research hereby shows that we, through field site monitoring in a certain shield works and various kinds of structural analyses, will verify the evaluation for the given design-analysis methods.