

既設シールドトンネルの長期変状予測
に関する研究

Study on Prediction of Long Term Deformation
of an Existing Shield Tunnel

2014年2月

焼田 真司

既設シールドトンネルの長期変状予測
に関する研究

Study on Prediction of Long Term Deformation
of an Existing Shield Tunnel

2014 年 2 月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

焼 田 真 司

Shinji YAKITA

目 次

第1章 序論	1
1. 1 はじめに	1
1. 2 本研究の目的と構成	3
第1章 参考文献	8
第2章 既往の研究	9
2. 1 概要	9
2. 2 シールドトンネル建設後に発生している変状事例	11
2. 3 軟弱な粘性土地盤中のシールドトンネルの変形挙動 を予測する方法	15
2. 4 ひび割れ発生による覆工の非線形挙動	17
2. 5 鉄道シールドトンネルの傾向分析	19
2. 6 まとめ	24
第2章 参考文献	27
第3章 既設シールドトンネルの変状と トンネル周辺環境の調査	31
3. 1 概要	31
3. 2 既設シールドトンネルの変状	31
3. 3 トンネル周辺環境の変化	36
3. 4 本研究の対象シールドトンネルの変状	50
3. 5 まとめ	55
第3章 参考文献	57
第4章 土水連成解析と非線形 FEM を組み合わせた 変状予測手法の検討	59
4. 1 概要	59
4. 2 土水連成解析による長期変形挙動の算定	60

4. 3	非線形 FEM によるひび割れ進展過程の算定	74
4. 4	まとめ	87
第 4 章	参考文献	88
第 5 章	ひび割れの発生と進展による剛性低下モデルの検討	89
5. 1	概要	89
5. 2	コンクリートリングの室内載荷試験	89
5. 3	リング外圧試験	96
5. 4	ひび割れの発生と進展による剛性低下モデルの誘導	109
5. 5	剛性低下モデルと非線形 FEM との比較	111
5. 6	まとめ	115
第 5 章	参考文献	116
第 6 章	剛性低下モデルを用いた土水連成解析	117
6. 1	概要	117
6. 2	解析方法	118
6. 3	解析結果	118
6. 4	まとめ	123
第 7 章	結論	125
第 7 章	参考文献	130
謝辞		131

第 1 章 序論

1. 1 はじめに

わが国でシールド工法が都市部のトンネル工事に用いられるようになってから、既に数十年が経過し、現在では鉄道、道路、上下水道、電力洞道などをはじめとして多くのライフラインの構築にシールド工法は標準的な工法として適用されている。

シールド工法に関しては、これまでに非常に多くの研究や技術開発が行われてきたが、近年では既設のシールドトンネルを長期にわたり供用するためのメンテナンス技術の開発が重要な工学的課題となってきた。

長期間の供用において、シールドトンネルには種々の要因により、多岐にわたる変状が発生していることが報告されている。例えば、軟弱な粘性土地盤中に建設されたトンネルでは、建設から十数年程度が経過して、地盤の圧密沈下によって内空変位やセグメントのひび割れが生じたり、河川下や海岸部に建設されたトンネルでは、漏水や塩害によって材料劣化が著しく生じていることがある。このほか、シールドトンネルには、施工時に既にセグメントのひび割れなどの変状が発生している場合も多くみられる。

シールド工法では、シールドマシンで掘削と周辺地盤の安定を図り、覆工には主に RC のプレキャスト材（以下、セグメント）を組立て構築される¹⁾。そのため、硬質地盤中にトンネルが建設される場合は、近接施工を受ける場合²⁾や海岸部や感潮河川下の場合³⁾などの特殊な条件下にあるトンネルを除き、完成後に変状が発生することは稀である。ただし、その優れた施工性から軟弱な粘性土地盤中にトンネルを建設する場合にも多く適用されるため、周辺地盤の圧密沈下が原因で覆工に変形やひび割れが発生する事例が報告されている^{4)~7)}。とくに、東京都区部低地などは、かつての地下水のくみ上げによって広域的な地盤沈下が発生していたことが報告されている^{8),9)}。これは、昭和 50 年代からの地下水くみ上げ規制の効果によって沈静化しているものの、依然として沈下が継続している地域もみられる。このような軟弱な粘性土地盤中に建設されたシールドトンネルなどには、周辺地盤の圧密沈下によって内空変位や

ひび割れ発生といった変状が比較的顕著に表れるものと予想される。

このような周辺地盤の圧密沈下に起因するシールドトンネルの変状は、長期間にわたるものの、比較的緩慢に進行することから、ただちに措置が必要となるものではない。しかし、ひび割れが発生したトンネルは、覆工のリング剛性が低下するため、変形がより進行しやすい状態に置かれる。とくに、地下水位の変化や近接施工などで圧密が促進された場合には、トンネルの安全性に影響を及ぼし、状況によっては対策を必要とする場合もある。しかし、各種の要因で生じているひび割れから、その発生原因を特定することは困難であり、圧密地盤中でひび割れが生じているトンネルの長期的な変形挙動については現状では未説明の点が多い。

また、地下構造物であるトンネルは取替えが非常に困難で半永久構造物として延命化を図る必要があるため、維持管理を適切に実施しなければならない。さらに、近年、鉄道トンネルでは、維持管理においても性能規定化が進み¹⁰⁾、使用性や耐久性に対する関心が高まってきている。このため、変状が生じているトンネルの補修、補強の意思決定を行うことを目的として、応力の残存余裕を算定するなど、許容応力度法を中心とした研究がこれまで多く実施されている¹¹⁾。しかし、ひび割れによる覆工剛性の非線形性を考慮したトンネルの長期的な変形予測やひび割れの進展などについては、十分な知見は蓄積されていない。

このような周辺地盤の圧密沈下によるシールドトンネルの長期的な変形挙動を予測するには、地盤とトンネルとの相互作用を評価する有限要素法（FEM）による土水連成解析が有効な手法として用いられている。土水連成解析では、地下水位変動の発生範囲などを考慮して広域的な解析モデルが作成でき、地層構成や立坑位置でのトンネルの拘束条件などを表現できるという利点がある。しかし、計算コストなどの制約から、トンネルは地盤のメッシュサイズに合わせ簡素にモデル化した線形弾性体で表現される場合が多い。

一方、ひび割れによる覆工剛性の低下を評価するために、有限要素法で覆工材料の非線形性を表現した手法（以下、非線形 FEM）が適用されている。この非線形 FEM では、セグメント継手の形状やひび割れ軟化挙動を考慮するため、詳細な解析モデルを作成しているが、土水連成解析とは逆に、地盤は線形

ばねで簡素にモデル化される場合が多い。このため、土水連成解析を用いて広域的に地盤をモデル化して変形挙動を求める際に、材料のひび割れによる精緻な非線形挙動を同時に考慮することは膨大な計算時間を要するために経済的負担が増すとともに、予測精度の観点からも手法の工学的な価値の低下を招く。このため、簡便な有限要素法などの数値解析手法を用いて、広域的な地下水位変動とトンネル覆工のひび割れによる剛性低下を同時に考慮したトンネルの長期的な変状を精度よく予測する方法の確立が、維持管理の実務面からも求められている。

1. 2 本研究の目的と構成

このような背景を踏まえ、本研究は、地盤の圧密沈下に起因するシールドトンネルの変形挙動を求める土水連成解析に覆工のひび割れ発生によるリング剛性の低下を簡便に評価する剛性低下モデルを組み込んだ変状予測解析手法を考案し、トンネル覆工のひび割れと内空変位について、既設シールドトンネルにおける実測結果との比較から手法の妥当性を検証するものである。

本論文は、序論から結論までの7つの章から構成されている。以下に各章の概要を述べる。

第1章は序論であり、既設シールドトンネルの長期変状予測に関する研究の必要性、目的および本論文の構成と各章の概要について記述する。

第2章では、軟弱粘性土地盤中に位置するシールドトンネルにおいて、トンネル建設後、長期にわたり変状が発生している事例とシールドトンネルの長期的な変形挙動を予測する方法に関する既往の研究例を整理する。また、コンクリート材料のひび割れ挙動については、有限要素法で材料の非線形性を表現する手法をトンネルに適用している既往の研究例を調査し、ひび割れ発生による覆工の非線形挙動について関連する文献を整理し、問題点を抽出する。

第3章では、軟弱な粘性土地盤に建設された各種の既設シールドトンネルの変状状況調査を実施し、その結果を総括する。

この調査は、軟弱な粘性土地盤中に建設されたシールドトンネルに発生した代表的な変状事例と地下水位変動や地盤沈下といったトンネルが設置されている周辺環境の変化についての文献調査および本研究で解析対象としたトン

ネルの変状発生状況を詳細に取りまとめたものである。その結果、本研究で対象としたトンネルが位置する地盤は、かつての揚水に伴う広域的な地下水位低下を経験している地域に存在し、トンネル建設後に発生したひび割れや内空変位は、主として、これに伴う軟弱粘性土地盤の圧密に起因したものと推測されることを示す。

第4章では、圧密現象に起因する地盤とトンネルの相互作用を評価する土水連成解析と覆工材料のひび割れ発生に伴う非線形性を表現する非線形 FEM モデルを組み合わせた変状シミュレーション手法を第3章で調査対象とした既存のシールドトンネルに適用し、その妥当性を検討する。この手法の概要を図-1.1に示す。

本研究で検討対象としたトンネルで、建設後に発生したひび割れや内空変位の原因は、第3章の調査結果から、周辺地盤の圧密によるものと推定された。そこで、シールドトンネルを含む軟弱粘性土地盤の圧密沈下に伴う変形挙動を求めるために土水連成解析を実施する。解析にあたっては、揚水による地下水位変動に伴う多層地盤の変形挙動については不明の点が多いので、地表面に等分布荷重を載荷することで粘性土層に過剰間隙水圧を発生させ、その消散に伴うトンネル内空変位を求める。次に、ここで得られた内空変位をトンネル覆工解析のための非線形 FEM モデルに入力し、ひび割れの詳細な進展過程を調査する。この非線形 FEM で用いた三次元有限要素法モデルは、解析対象としたシールドトンネルで用いられた中子セグメントのピース形状を忠実に再現し、各ピースのコンクリートと鉄筋を個々にモデル化するとともに、継手ボルトを考慮して1リング分のセグメントを構成したものである。

その結果、土水連成解析で得られた内空変位量を非線形 FEM モデルに入力することで、現場で観測されたひび割れとほぼ同様の発生状況を得ることができた。さらに、現場調査では不明であったひび割れの進展過程の推定が可能であることがわかった。しかし、内空変位の発生状況を実測結果と合致させるためには、当該地域の地層構成や地下水位変動状況から想定できる以上の荷重で圧密沈下を発生させる必要があることがわかった。そして、この原因のひとつとして、古いトンネルでは残存する施工や地盤に関する記録が少なく、解析に反映できる情報が不足しているという問題があるものの、解析手法の観点から、

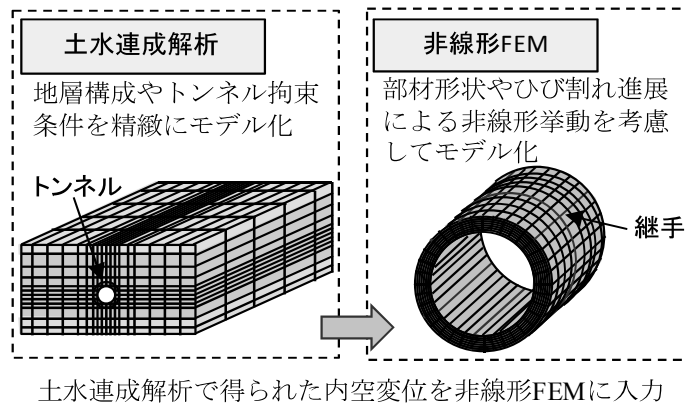


図-1.1 土水連成解析と非線形 FEM を組み合わせたシミュレーション手法の概要

土水連成解析でひび割れ発生後の覆工の剛性低下を考慮できれば、より実測値に近い結果が得られる可能性があるものと考えた。

そこで、第 5 章では、土水連成解析にも適用が可能な覆工の非線形モデルとして、ひび割れの影響をリング様の剛性低下で簡便に表現する手法について実験的に調査する。

この実験では、トンネル覆工に相当するコンクリート円管供試体の一方向載荷試験を実施し、供試体に発生した軸方向ひび割れ数と供試体のリング剛性の関係を整理する。また、コンクリート材料のひび割れ発生を **Drucker-Prager**（ドッカー-プラガー）の破壊基準を用いて判定するとともに、実験結果から推定したトンネル覆工のひび割れ発生密度を用いたリング剛性低下の算定法を利用した簡便な有限要素法によるひび割れ発生に伴う剛性低下モデルを考案する。そして、この剛性低下モデルで得られた結果と非線形 FEM モデルを用いた覆工のひび割れ解析を行い、両手法で得られたひび割れの発生位置や進展状況の比較からこの手法の妥当性を検証する。

第 6 章では、第 5 章で考案した剛性低下モデルを組み込んだ土水連成解析を調査対象としたトンネルに適用し、その妥当性を検討する。

ここでは、土水連成解析モデルの地表面に作用させた等分布荷重は、当該地域の地層構成や地下水位変動から想定が可能な荷重とし、ひび割れ発生密度に応じてリング剛性を低減させて、ひび割れ発生位置や内空変位を算出する。そして、調査対象トンネルでの観測結果との比較から、この剛性低下モデルを組

み込んだ土水連成解析による変状シミュレーション手法の妥当性を検証する。

第7章では、本研究の結論であり、得られた知見を総括し、今後の課題を述べる。

図-1.2 は本論文の構成を示したものである。

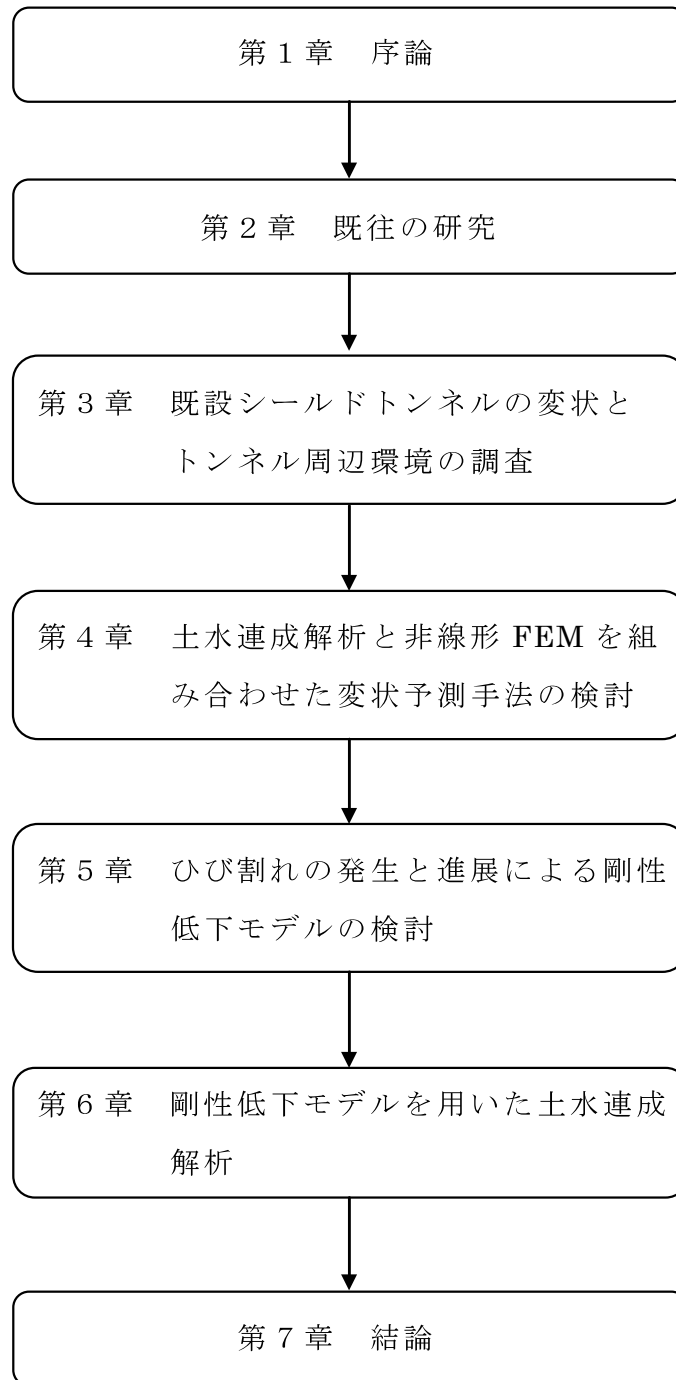


図-1.2 本論文の構成

第 1 章 参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局，財団法人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，丸善，2002.
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所：都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル，2007.
- 3) 山口高嶺，鈴木延彰，藍郷一博：東京トンネルの変状と対策について，第 59 回年土木学会次学術講演会 IV-131，pp.261-262，2004.
- 4) 齊藤正幸，古田勝，山本稔：沖積層地盤に構築したシールドトンネルの変形に関する考察，トンネル工学研究発表会論文・報告集，Vol.4，pp.55-62，1994.
- 5) 古田勝，野邑敏行：地下鉄シールドトンネルの長期間における断面変形に関する考察 地下空間シンポジウム論文・報告集，Vol.12，pp.207-212，2007.
- 6) 津野究，三浦孝智，石川幸宏，山本努，河畑充弘：内空断面測定および変状展開図より把握したシールドトンネルの変形傾向，トンネル工学報告集，Vol.17，pp.257-261，2007.
- 7) 塩治幸男，内藤幸弘，阿南健一，大塚正博，小泉淳：経年劣化したシールドトンネルの補強に関する研究，土木学会論文集 F1，Vol.67，No.2，pp.62-78，2011.
- 8) 東京都土木技術センター：土木技術センター年報，2006.～2007.
- 9) 東京都土木技術研究所：東京都土木技術研究所年報，1972.～2005.
- 10) 国土交通省鉄道局，財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル，丸善，2007.

第2章 既往の研究

2.1 概要

鉄道トンネルでは、2007年に維持管理標準¹⁾が策定され、維持管理においても性能規定化が進行しており、使用性や耐久性に対する関心が高まっている。シールドトンネルや開削トンネルといった都市部トンネルは、設計荷重に対して安全性が確保できるように設計されているため、山岳トンネルのような地圧などの外力による変状や対策の例^{2)、3)}がほとんどなく、構造耐力に影響を及ぼすような変状事例は少ない。

シールドトンネルは、覆工に主にRCセグメントが用いられ、比較的新しいトンネルが多い。そのため、硬質地盤中にトンネルが建設される場合は、近接施工を受ける場合⁴⁾や海岸部や感潮河川下の場合⁵⁾などの特殊な条件下を除き、トンネルの完成後に変状が発生する事例は稀である。ただし、その優れた施工性から軟弱な粘性土地盤中にトンネルを建設する場合にも多く適用されるため、周辺地盤の圧密沈下が原因で覆工に変形やひび割れが発生する事例が報告されている^{6)~9)}。

また、シールドトンネル特有の変状事例として、トンネル施工時に発生したセグメントの目開き、目違い、ひび割れなどに起因して漏水やはく落が発生しているような事例は比較的好く見られ、報告されている¹⁰⁾。また、シールドジャッキ推力やテールシール圧などの施工時荷重の影響を実験から定量的に評価することを試みた研究例も多い。例えば、吉本ら¹¹⁾は限界状態設計法をセグメントの設計に適用するにあたり、シールドジャッキ推力の影響を評価し、ジャッキ推力に起因する変状について、ジャッキ推力の偏心作用や隣接するセグメントに目開きがあることで発生するひび割れについて考察している。また、テールシール圧の影響によるセグメントの損傷状態についても考察している。中村ら¹²⁾はテールブラシ圧の定量的な評価とテールブラシに裏込め材が侵入したときの施工時荷重の影響について考察している。また、セグメントのテールクリアランスが減少することで、競りによって発生するひび割れを再現し、発生したひび割れのパターンや覆工の応力状態を把握し効率的な維持管理に

資することを目的とした実験的研究^{13)~15)}も行われている。

このように既設シールドトンネルに発生している変状のうち、軟弱地盤中の圧密沈下による変状は、長期間にわたるもの比較的緩慢に進行することから、ただちに措置が必要となるものではない。しかし、ひび割れが発生したトンネルは、覆工のリング剛性が低下するため、変形がより進行しやすい状態になる。とくに、東京都区部低地のように、かつての地下水のくみ上げによる大きな地下水位変動や近接施工などで圧密が促進される場合には、トンネルの安全性に影響を及ぼし、状況によっては補修、補強などの対策を必要とする場合もある。しかし、各種の要因で生じているひび割れの発生原因を特定することは難しく、ひび割れが生じているトンネルの長期的な変形挙動についても現状では未解明の点が多い。

一方、地下構造物であるトンネルは更新が非常に困難なため、維持管理を適切に行い、延命化を図る必要がある。このため、変状が生じているトンネルの補修、補強の意思決定を行うことを目的に、応力の残存余裕を算定するなど、許容応力度法を中心とした研究がこれまで多く実施されている。しかし、ひび割れによる覆工剛性の非線形性を考慮した変形予測やひび割れ進展などについては、十分な知見は蓄積されておらず、維持管理の実務面からもトンネルの長期的な変状を精度よく予測する方法の確立が求められている。

本章では、まず、シールドトンネル建設後に発生している変状事例として、鉄道シールドトンネルにおいて、変状の実態などを把握するために実施された実態調査の結果と軟弱粘性土地盤中に位置するシールドトンネルで、建設後、長期にわたり変状が発生している代表的な事例を示す。

そして、軟弱粘性土地盤中のトンネルの長期的な変形挙動を予測する方法に関する既往の研究例を整理する。

一方、コンクリート材料のひび割れ挙動については、有限要素法で材料の非線形性を表現する手法をトンネルに適用している既往の研究例を調査し、ひび割れ発生による覆工の非線形挙動について関連する文献を整理する。

さらに、施工年代に応じた鉄道シールドトンネルのセグメントや二次覆工などに関する事例分析を行い、傾向を把握して問題点を抽出する。

2. 2 シールドトンネル建設後に発生している変状事例

2. 2. 1 鉄道シールドトンネルの実態調査

シールドトンネルには長期間の供用において種々の要因により、多岐にわたる変状が発生していることが報告されている。ここでは、鉄道シールドトンネルにおける変状の実態および補強・補修対策の実施状況等を把握するために実施された実態調査の結果¹⁶⁾を示す。これは、1990年以前に築造された121工区の事例について、鉄道事業者を実施した調査結果を整理したものである。調査対象トンネルの施工年代を図-2.1に、トンネルが位置する地質区分を図-2.2に示す。

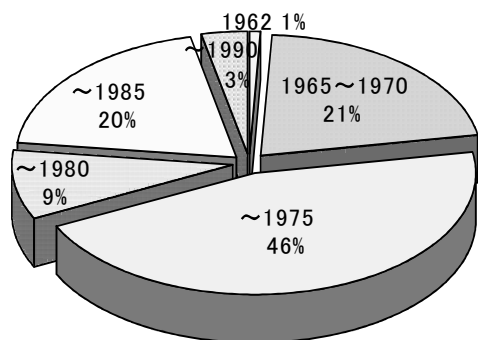


図-2.1 調査対象トンネルの施工年代

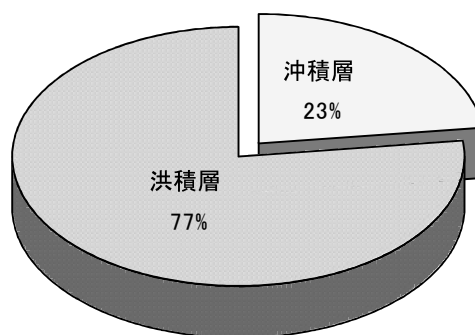


図-2.2 地質区分

この調査では、主な変状として、変形、ひび割れ、漏水、劣化を対象とし、これらについて変状の有無とその状況について、定期検査、構築検査などの結果に基づき整理している。なお、二次覆工が施工されたセグメントのように、日常の保守点検において変状を直接、確認できないトンネルについては不明としている。

(1) 変形

横断方向および縦断方向の変形が認められるトンネルは、調査対象トンネル全体の21%となっている(図-2.3)。変形が認められたトンネルの中には、施工時において既に変形が発生していたと考えられるトンネルも含まれている。また、不明の中には、目視によって変状が認められないため、変形の調査

を実施していないものも含まれている。横断方向の変形は、鉛直方向が縮小し、水平方向が拡大する事例が多い。縦断方向の変形では、変形量が 50mm 以上に達している事例が 4 割程度みられた。

(2) ひび割れ

トンネル内面に発生しているひび割れは、軽微なヘアークラックまで含めると、ほとんどのトンネルで発生している（図-2.4）。ひび割れ幅は、一次覆工で、平均 0.2mm 程度、最大で 1.0mm 程度、二次覆工では、平均で 0.5～1.0mm の事例が多く、最大 3.0mm 程度の事例もあった。

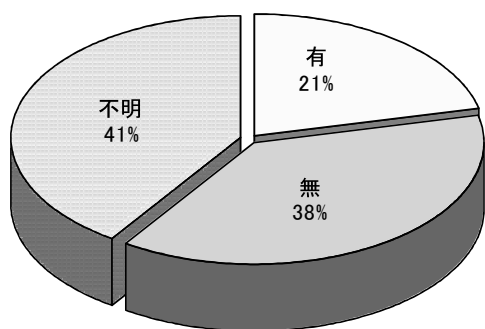


図-2.3 変形の発生状況

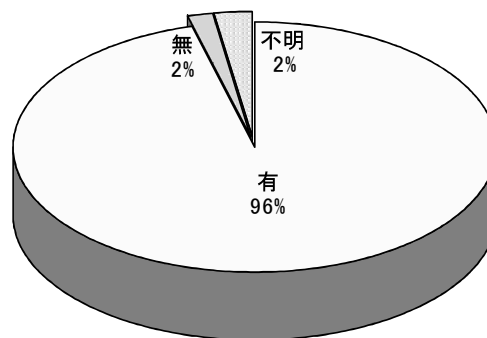


図-2.4 ひび割れの発生状況

(3) 漏水

トンネル内に発生している漏水は、軽微な湿潤状態のものまで含めると、ひび割れと同様にほとんどのトンネルで発生している（図-2.5）。漏水の程度について、一次覆工では、セグメント本体のひび割れ部で漏水なしが 6 割と多く、湿潤状態が 2 割、水滴および流出がそれぞれ 1 割と低いことから、セグメン

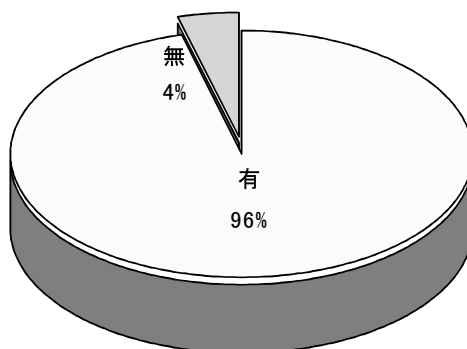


図-2.5 漏水の発生状況

ト本体に発生しているひび割れのうち、覆工背面まで貫通しているものは少ないと考えられる。一方、二次覆工では、本体ひび割れ部での漏水なしは極めて少なく、湿潤状態、水滴および流出が同程度（それぞれ3～4割程度）発生している。これは、二次覆工に発生しているひび割れは二次覆工の背面にまで貫通している可能性を示唆している。

(4) 劣化

劣化としては、覆工コンクリートの材質劣化と継手金物の腐食による劣化がある（図-2.6, 図-2.7）。その他、件数は少ないが、コンクリートの中酸化や鉄バクテリアの発生が認められる事例がある。

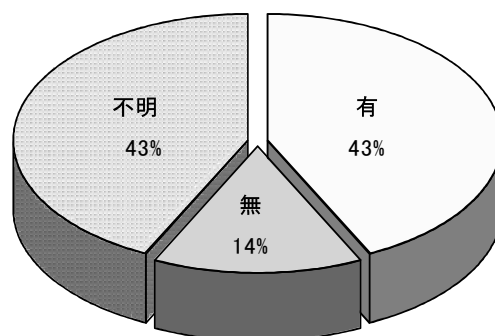
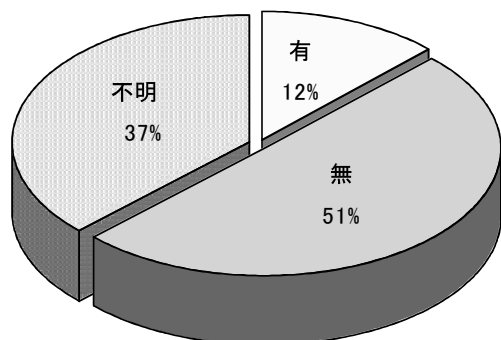


図-2.6 コンクリートの劣化発生状況 図-2.7 継手金物の腐食発生状況

2. 2. 2 軟弱粘性土地盤中のトンネルに発生している変状事例

軟弱な粘性土地盤中に建設されたシールドトンネルでは、建設から十数年程度が経過して、内空変位やひび割れといった変状が発生している事例が報告されている。ここでは、このような変状が発生している代表的な事例を示す。

例えば、都営地下鉄新宿線のシールドトンネルの事例^{17), 18)}では、図-2.8に示すように、洪積層地盤74箇所、沖積層地盤38箇所において、10年程度実施した覆工の内空変位計測結果を分析した結果が示されている。

これによると、洪積層地盤では、ほとんど覆工の変形は発生していないが、沖積粘性土層に位置するトンネルでは、図-2.9に示すように緩慢ながらも長期間にわたって変形が進行している傾向が把握されている。

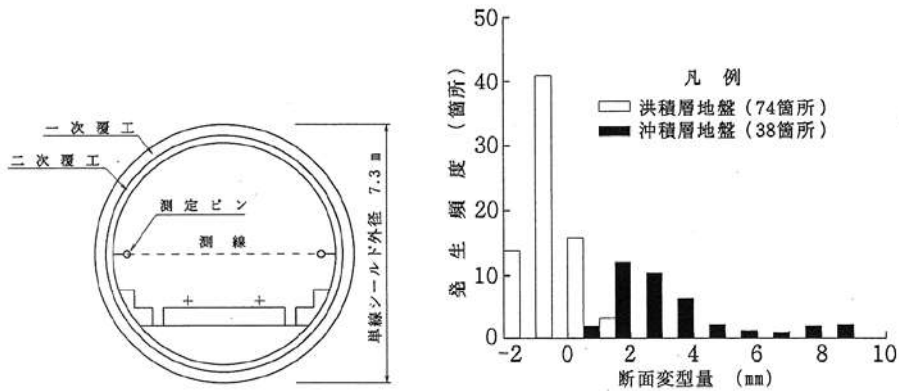


図-2.8 内空変位計測結果の例¹⁸⁾

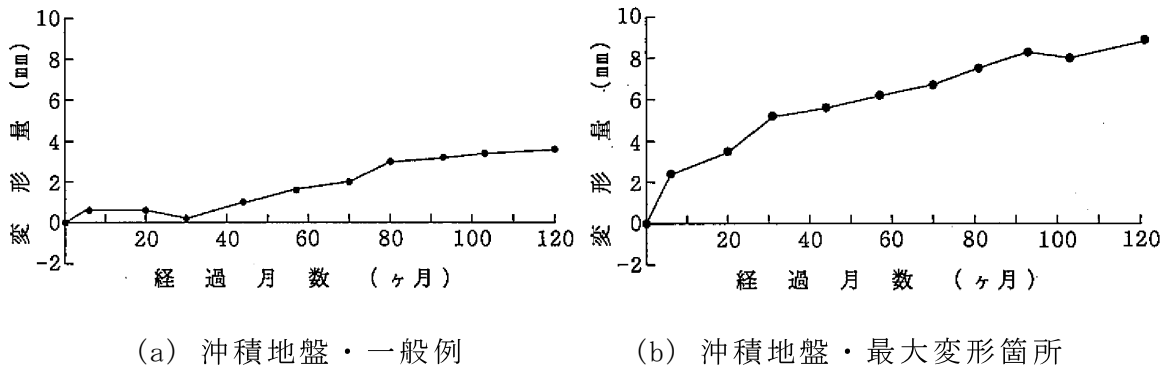


図-2.9 内空変位の経時変化の例¹⁸⁾

また、東京地下鉄の事例¹⁹⁾でも、覆工の内空断面測定の実データより、沖積粘性土地盤の区間において、地盤の圧密に起因すると考えられるシールドトンネルの横つぶれ方向の変形とクラウン部にトンネル軸方向のひび割れが発生していることが確認されている。

さらに、電力洞道においても、軟弱な粘性土地盤中に建設された経年約 20 年のシールドトンネルにおいて、トンネルの変形とそれにもないクラウン部にトンネル軸方向のひび割れが確認され、補強方法について検討されている²⁰⁾。

一方、硬質地盤中に位置するシールドトンネルでは、建設後から長期にわたり計測した事例^{21)~23)}はあるが、前述のような長期的な覆工の変形は確認されていない。

このように、シールドトンネルにおいて建設後に発生している代表的な変状は、軟弱な沖積粘性土地盤中のトンネルでみられる覆工の変形であり、緩慢ながらも長期にわたって進行し、クラウン部にトンネル軸方向のひび割れが発生しているのが特徴である。

2. 3 軟弱な粘性土地盤中のシールドトンネルの変形挙動を予測する方法

軟弱な粘性土地盤中のシールドトンネルの変状については、地盤の圧密で付加される鉛直荷重に関する研究がこれまでも数多く行われてきた。例えば、旧国鉄の技術指針²⁴⁾では、トンネルに作用する荷重の長期的な変動に関して、トンネルと地盤の剛性の違いによる鉛直付加荷重の算定方法について設計上の扱い方が示されている。これは、埋設管周囲の地盤の力の釣合いを解く Marston²⁵⁾や Spangler²⁶⁾の方法に基づき鉛直負荷荷重を定めたものである。齊藤ら¹⁷⁾は、圧密による変状が生じているトンネルの内空変位量から、はりばねモデルで鉛直負荷荷重を逆算する方法を提案し、覆工の定量的な安全性を評価している（図-2.10, 図-2.11）。これらの手法は条件の設定が簡便であるが、部分的な地下水の変化や近接施工による圧密に起因したシールドトンネルの変形を取り扱うことはできない。

地盤の圧密現象に起因するトンネルの長期的な変形挙動を予測するには、地盤とトンネルとの相互作用を評価する有限要素法（FEM）による土水連成解

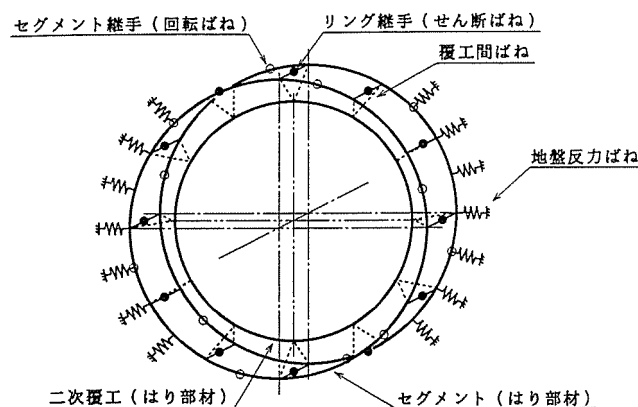


図-2.10 はりばねモデル（二次覆工有）の例¹⁷⁾

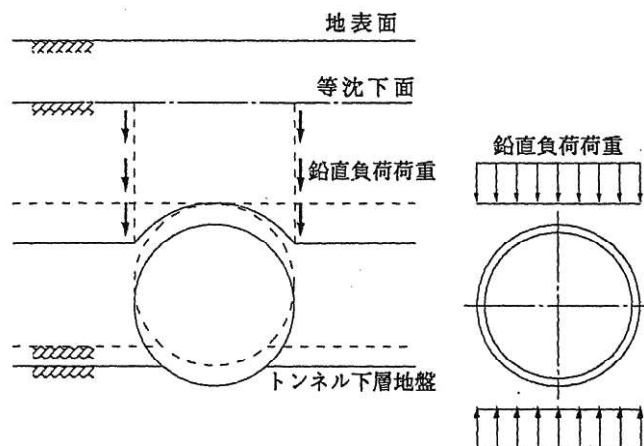


図-2.11 圧密荷重を鉛直付加荷重として表現する例¹⁷⁾

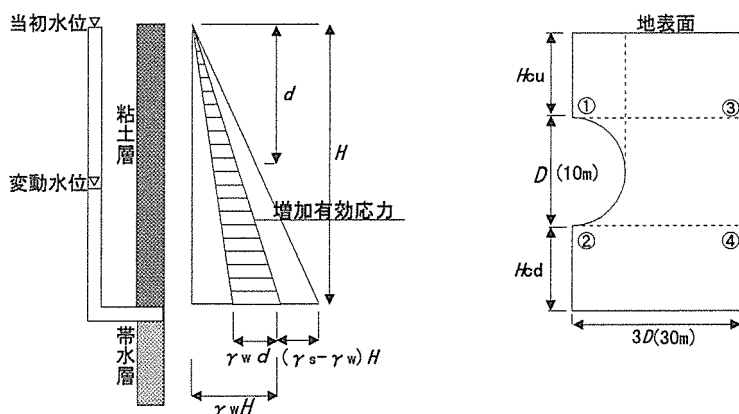


図-2.12 鉛直付加荷重を算定する FEM 解析モデルの例²⁸⁾

析を用いるのが有効とされている。小山ら^{27), 28)}は、有限要素法を用いた土水連成解析で地下水位低下に伴う鉛直付加荷重を算定する方法を提案している(図-2.12)。

また、赤木ら^{29), 30)}は、模型実験や土水連成解析による現場シミュレーションから、トンネル周面の排水条件の違いによるトンネル作用土圧の経時変化を示している。有泉ら³¹⁾は、地下水位の低下のほか、トンネル自体からの排水においても長期的な荷重変動が発生し得ることを遠心模型実験から確認し、トンネルの存在により地盤の変形が抑制され、地盤内応力が再配分されることで長期荷重変化が発生していることを報告している。また、その実験結果について

て土水連成解析によるフィッティングで妥当性を確認し、各種条件に関するパラメータスタディによりトンネルに作用する長期荷重の影響度合いを考察している³²⁾。このほか、既設のシールドトンネルに圧密による荷重増加が生じた場合のトンネル作用土圧の変化量や土圧分布を求めた例^{33), 34)}がある。

これらの土水連成解析では、地下水位変動の発生範囲などを考慮して広域的な解析モデルが作成でき、地層構成や立坑位置での拘束条件などを表現できるという利点がある。しかし、計算コストなどの制約から、トンネルは地盤要素のメッシュサイズに合わせ簡素な梁要素などでモデル化した線形弾性体で表現される場合が多い。

2. 4 ひび割れ発生による覆工の非線形挙動

軟弱な粘性土地盤中のシールドトンネルの変形挙動を予測する土水連成解析では、圧密に伴う地盤の変形に着目して検討が行われており、トンネルを線形弾性体で簡素にモデル化しても大きな問題がなかった。

一方、ひび割れによる覆工剛性の低下を評価するため、有限要素法で覆工材料の非線形性を表現する非線形 FEM は既に確立されており³⁵⁾、トンネルに対しても適用検討されている。松岡ら³⁶⁾、小島ら³⁷⁾、佐野ら³⁸⁾は、山岳トンネルを対象に、フレーム計算でひび割れが発生した位置を回転ばねに置き換える方法や、有限要素法で引張軟化挙動を考慮する方法を提案している。

シールドトンネルに対しても継手の非線形挙動に関する研究が進められており、村上・小泉³⁹⁾、小山ら⁴⁰⁾は継手曲げ試験やシミュレーション解析を行い、設計時にセグメント継手を回転ばねでモデル化する手法を提案している。

また、三次元有限要素法によるシールドトンネルの解析事例としては、継手とそれをはさんだセグメントをモデル化し、継手曲げ試験のシミュレーションを行い、設計時の継手ばねの設定について検討した例⁴¹⁾や、リングをモデル化し、セグメント幅の影響について検討した例⁴²⁾がある。このほか、施工時に作用する荷重による影響について三次元有限要素法によって検討した例^{43) ~45)}もみられる。

これらの非線形 FEM モデルでは、セグメント本体や継手の形状、また、ひ

び割れ軟化挙動などを考慮するため、詳細な解析モデルを作成している。そのため、計算コストや解析の収束性から、土水連成解析とは逆に、覆工と地盤との相互作用は線形ばねで簡素にモデル化される場合が多い。このため、土水連成解析で地盤を広域的にモデル化して変形挙動を求める際に、覆工材料のひび割れ進展による非線形挙動を同時に考慮することは膨大な計算時間を要するために経済的負担が増すとともに、予測精度の観点からも手法の工学的な価値の低下を招く可能性がある。

このような背景から、著者らは、まず、土水連成解析と非線形 FEM の両者の利点が活用できるよう、土水連成解析でトンネルの変形挙動を求め、ここで得られた内空変位を入力値とした非線形 FEM で覆工の詳細なひび割れ発生などの変状を求める再現解析法について検討してきた（図-2.13）。

そして、この再現解析法によって、許容応力度法を軸とした現状の設計計算法では困難であった内空変位量やひび割れの発生、進展過程を再現する方法を提案している⁴⁶⁾。

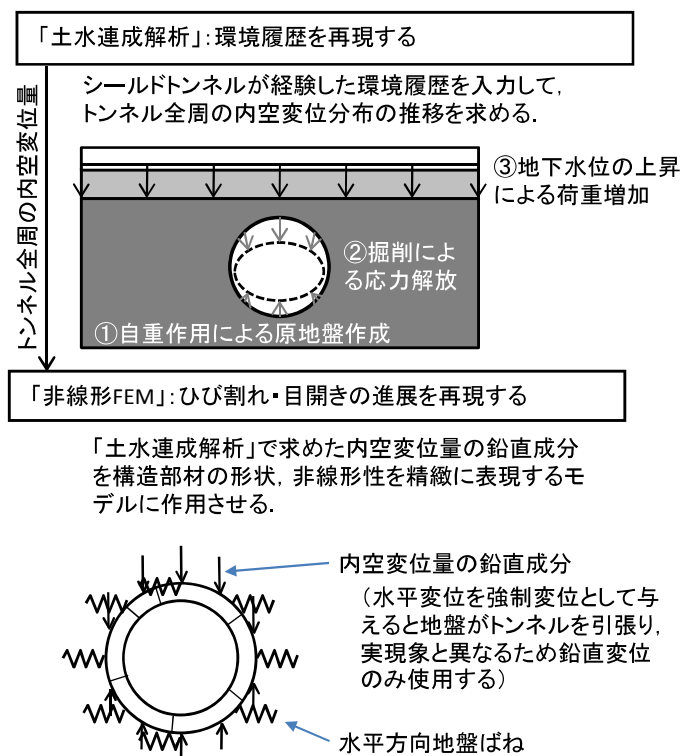


図-2.13 再現解析法の流れ⁴⁵⁾

2. 5 鉄道シールドトンネルの傾向分析

2. 5. 1 概要

これまで、鉄道シールドトンネルにおける変状についての実態調査結果と軟弱粘性土地盤中に位置するトンネルで建設後、長期にわたり変状が発生している代表的な事例、長期的な変形挙動を予測する方法、およびひび割れ発生による覆工の非線形挙動に関連する既往の研究例を示した。

ここでは、シールドトンネルのセグメントや二次覆工などに関する事例を分析し傾向を把握する。事例分析の対象としたシールドトンネルは、すべて鉄道トンネルで、事例調査と既往の文献^{47)~49)}をもとに388工区の事例について分析を行った⁵⁰⁾。なお、トンネルの建設時期については、竣工した年を基準として整理している。

2. 5. 2 傾向分析

(1) シールド形式

各年代ごとに採用されたシールド形式を図-2.14に示す。1970年代までは手掘り式が大部分を占め、1970年代には機械掘り式やブラインド式も採用されている。1980年代以降は、泥水式や土圧式といった密閉型が大部分を占めており、1980年代は泥水式の割合が多いことに対して、1990年代以降は土圧式が採用される割合が多くなっている。

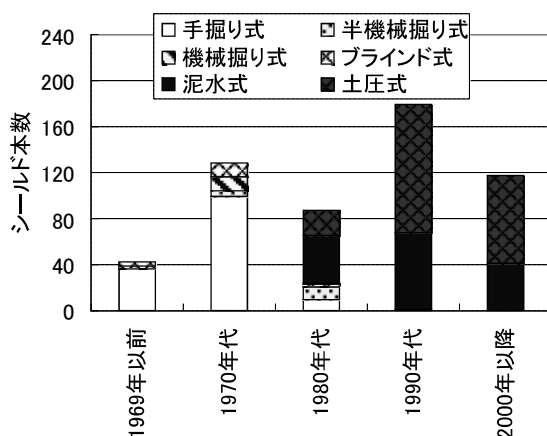


図-2.14 建設時期と採用されたシールド形式

(2) セグメント

使用されているセグメントのうち、RCセグメントについて、幅と高さの関係を年代ごとに整理して図-2.15に示す。1980年代以前は幅が1,000mm以下であったが、1990年代は1,000~1,200mm、2000年代は1,000~1,600mmの幅のセグメントが採用されており、幅広化している傾向が確認できる。

つぎに、外径とセグメントの高さを整理した結果を図-2.16に示すが、セグメント高さは設計時の荷重の設定などにより決定するためばらつきが見られるものの、外径が大きくなるほど大きくなる傾向が見られる。RCセグメントの場合、単線断面（外径5~7.5m程度）ではセグメント高さは250mm以上であるが、複線断面（外径10m程度）では350mm以上である。これをもとに、セグメント高さHに対する幅Bの比B/Hを整理して図-2.17に示す。これより、外径が大きくなるほど、B/Hが小さくなる傾向が見られ、単線断面ではB/Hが5程度の例も見られるが、外径10mクラスのトンネルではB/Hが4以下、外径12m以上のトンネルでは、3以下となっている。図-2.17からRCセグメントの結果を抜き出し、年代別に整理した結果を図-2.18に示す。これより、2000年代に入ってB/Hが大きくなる傾向が見られ、セグメントが幅に対して薄くなっている傾向が把握できる。

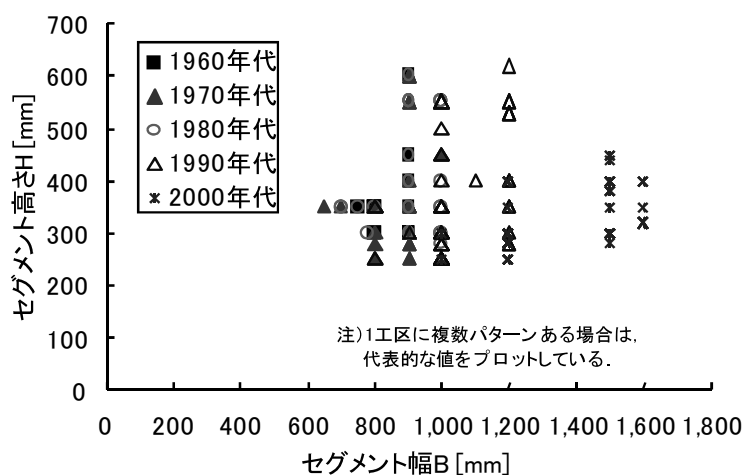


図-2.15 セグメント幅と外径の関係 (RC)

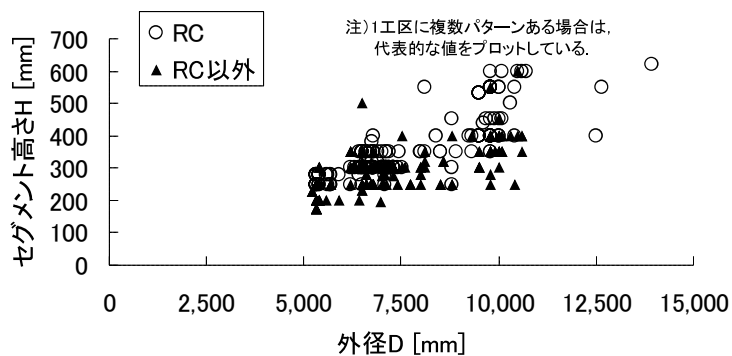


図-2.16 外径とセグメント高さの関係

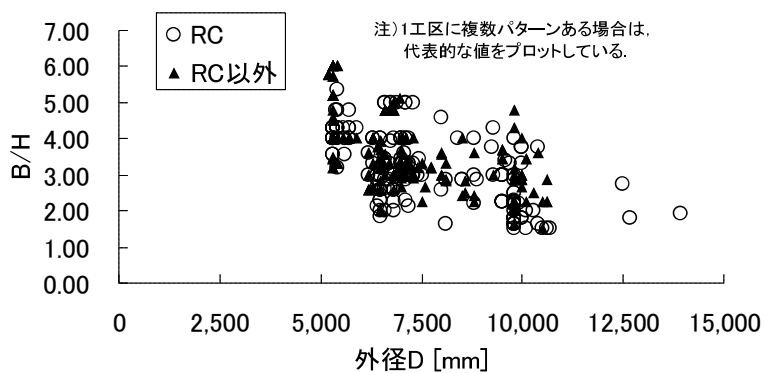


図-2.17 セグメント幅 B と高さ H の比

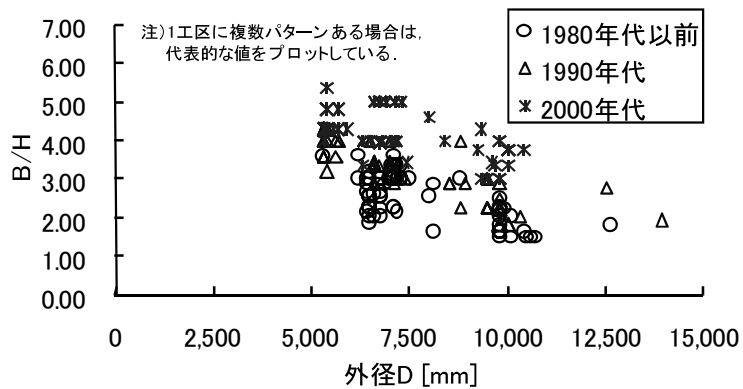


図-2.18 セグメント幅 B と高さ H の比 (RC)

(3) 二次覆工

年代ごとの二次覆工の施工状況を図-2.19 に示す。これより、1980 年代以前は、二次覆工が施工される割合が相対的に多いが、1990 年代では約半数、2000 年代では約 85%で二次覆工が省略され、二次覆工省略が主流となっている。二次覆工が施工された事例を見ると、無筋の場合は 250mm 以上 300mm 未満の厚さのものが多く、RC の場合は 200mm 未満のものから 300mm 以上のものまで幅広く分布している。また、1990 年代以前は無筋と RC の割合が同程度であるが、2000 年代で二次覆工が施工された事例では、RC がほぼ 100%となっている。

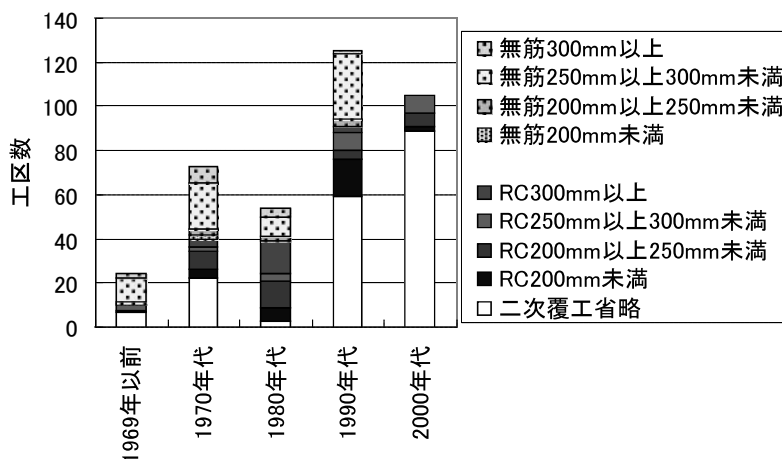


図-2.19 二次覆工の施工状況

(4) 中折れの有無

事例調査と文献⁴⁸⁾の対象工区について、外径と最小曲線半径の関係を中折れの有無で整理した結果を図-2.20 に示す。これより、一部の例を除いて、中折れは最小曲線半径が 300m 以下の場合に使用されている。

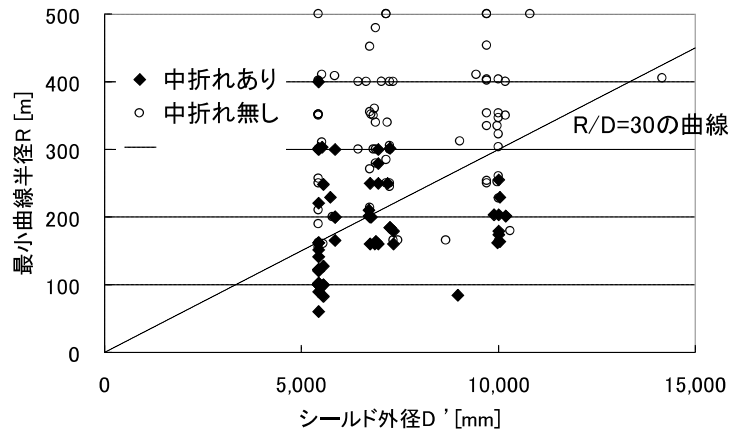


図-2.20 外径と最小曲線半径の関係

(5) 裏込め注入

年代ごとの裏込め注入方法の割合を図-2.21 に示す。1980年代は即時注入の割合が多く同時注入の割合は25%程度であったが、1990年代以降は、同時注入の占める割合が多くなっており、2000年代では8割近くとなっている。

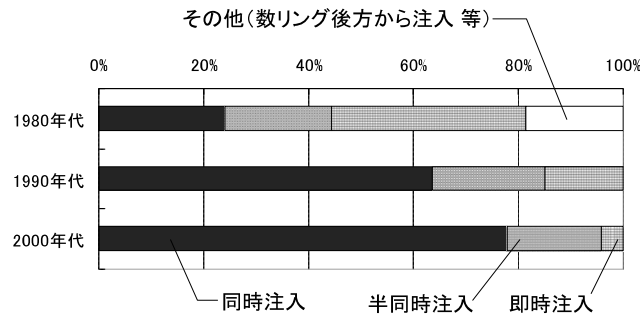


図-2.21 裏込め注入方法

2.5.3 分析結果からの考察

シールド工法で建設された鉄道トンネルの傾向分析により、シールド形式、セグメントの諸元、二次覆工等について、近年のシールドトンネルの傾向を把握することができた。

シールドトンネルの変状と密接な関係があると思われるセグメントについて、RCセグメントの幅については、幅広化している傾向が確認できた。セグメント高さについては、高さHに対する幅Bの比B/Hを整理した結果から、

RCセグメントについては、B/Hが大きくなる傾向が見られ、セグメントが幅に対して薄くなっている傾向が確認できた。一方、セグメントの設計では、セグメント高さはトンネル断面の大きさと土質条件、土被り、地下水位など主として荷重条件から決まるが、施工性も考慮して決定されている。セグメント幅については、設計計算上の構造条件を満足するとともに、施工性、製作性、経済性を考慮して決定されるが、従来の施工実績に基づいて決定されることが多く、セグメント幅の影響の検討は行っていないのが通常である²⁸⁾。セグメントは、完成後はもちろん、施工途中についても安全性と機能とが満たされるように設計されているものの、この分析結果は、セグメントにひび割れが発生しやすい傾向にあることを示唆しているとも推測される。

また、二次覆工の傾向については、1980年代以前は、二次覆工が施工される割合が相対的に多いが、1990年代では約半数、2000年代では約85%で二次覆工が省略され、二次覆工省略が主流となっている傾向が確認できた。二次覆工は、従来、力学的な構造部材としては評価しないことが一般的ではあるものの粘性土地盤中に位置するシールドトンネルにおいても同様の傾向にあることを踏まえると、ひび割れを考慮してトンネルの長期的な変形挙動を予測することが重要であると思われる。

2. 6 まとめ

シールドトンネル建設後に発生している変状事例として、鉄道シールドトンネルを対象に実施された実態調査の結果から、横断方向および縦断方向の変形が認められるトンネルは、全体の21%であることやひび割れは、軽微なヘアークラックまで含めると、ほとんどのトンネルで発生していることが確認できた。また、軟弱粘性土地盤中のシールドトンネルで、建設後、長期にわたりみられる事例を調査した結果、このようなトンネルにおける代表的な変状は、覆工の変形であり、それは緩慢ながらも長期にわたって進行し、クラウン部にトンネル軸方向のひび割れが発生しているのが特徴であることがわかった。

軟弱粘性土地盤中のトンネル変形挙動の予測手法に関して既往の研究例を整理した。その結果、地盤の圧密現象に起因するトンネルの長期的な変形挙動

を予測するには、地盤とトンネルとの相互作用を評価する有限要素法による土水連成解析を用いるのが有効で、地下水位変動の発生範囲などを考慮して広域的な解析モデルが作成でき、地層構成などを表現できるという利点がある。しかし、計算コストなどの制約から、トンネルは地盤要素のメッシュサイズに合わせて簡素な梁要素などでモデル化した線形弾性体で表現される場合が多いことがわかった。

一方、コンクリート材料のひび割れ挙動について、有限要素法で材料の非線形性を表現する手法をトンネルに適用している既往の研究例を整理した。その結果、ひび割れ発生による覆工の非線形挙動を表現する際に用いられる非線形 FEM モデルでは、セグメント本体や継手の形状、また、ひび割れ軟化挙動などを考慮するため、詳細な解析モデルを作成している。そのため、計算コストや解析の収束性から、土水連成解析とは逆に、覆工と地盤との相互作用は線形ばねで簡素にモデル化される場合が多い。このため、土水連成解析で地盤を広域的にモデル化して変形挙動を求める際に、覆工材料のひび割れ進展による非線形挙動を同時に考慮することは膨大な計算時間が必要となり、経済的負担が増すとともに、予測精度の観点からも手法の工学的な価値の低下を招く可能性があることがわかった。

さらに、施工年代に応じた鉄道シールドトンネルのセグメントや二次覆工などに関する事例分析を行い、傾向を把握した。その結果、シールドトンネルの変状と密接な関係があると思われるセグメントについて、RCセグメントが幅広化している傾向やセグメントが幅に対して薄くなっている傾向が確認できた。二次覆工についても省略されるのが主流となっている傾向が確認できた。このような分析結果から、セグメントはひび割れが発生しやすい傾向にあることを示唆しているともものと推測され、ひび割れを考慮してトンネルの長期的な変形挙動を予測することの重要性が再認識された。

また、トンネルの維持管理の実務面からも、簡便な有限要素法などの数値解析手法を用いてトンネルの長期的な変状を精度よく予測する方法の確立が求められている。そのため、地下構造物であることから、更新が非常に困難なシールドトンネルの延命化を図り、維持管理に資する観点からも、トンネルの変形やひび割れの進展などを長期的に評価するために、ひび割れの発生を考慮し

た簡便で合理的な変状予測手法の開発が急務であると考える.

第2章 参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局，財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル，2007.
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，1998.
- 3) 財団法人鉄道総合技術研究所：トンネル補修・補強マニュアル，2007.
- 4) 財団法人鉄道総合技術研究所：都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル，2007.
- 5) 山口高嶺，鈴木延彰，藍郷一博：東京トンネルの変状と対策について，第59回年土木学会次学術講演会 IV-131，pp.261-262，2004.
- 6) 斉藤正幸，古田勝，山本稔：沖積層地盤に構築したシールドトンネルの変形に関する考察，トンネル工学研究発表会論文・報告集，Vol.4，pp.55-62，1994.
- 7) 古田勝，野邑敏行：地下鉄シールドトンネルの長期間における断面変形に関する考察，地下空間シンポジウム論文・報告集，Vol.12，pp.207-212，2007.
- 8) 津野究，三浦孝智，石川幸宏，山本努，河畑充弘：内空断面測定および変状展開図より把握したシールドトンネルの変形傾向，トンネル工学報告集，Vol.17，pp.257-261，2007.
- 9) 塩治幸男，内藤幸弘，阿南健一，大塚正博，小泉淳：経年劣化したシールドトンネルの補強に関する研究，土木学会論文集 F1，Vol.67，No.2，pp.62-78，2011.
- 10) 社団法人土木学会：トンネル・ライブラリー第17号 シールドトンネルの施工時荷重，2006.
- 11) 吉本正浩，阿南健一，大塚正博：シールドトンネルの施工時荷重の照査方法に関する一提案，土木学会論文集 No.756/6-62，pp.131-144，2004.
- 12) 中村益美，沢里能雄，小林豊，李黎明：テールブラシの施工時荷重を考慮した実験的検討，土木学会第59回年次学術講演会，VI-041，pp.81-82，2004.
- 13) 村井稔生，焼田真司，津野究，新井泰，吉川和行：シールドトンネル掘進時の施工時荷重を模擬した覆工模型載荷実験，土木学会第65回年次学術講演会，III-444，pp.887-888，2010.
- 14) 木股浩孝，焼田真司，津野究，吉川和行：シールドトンネル掘進時の施工時荷重を模擬した覆工模型載荷実験その2，土木学会第66回年次学術講演会，III-115，

- pp229-230, 2011.
- 15) 村井稔生, 焼田真司, 津野究, 新井泰, 吉川和行: シールドトンネル掘進時の施工時荷重に関する実験的研究, トンネル工学報告集第 20 巻, pp.293-298, 2010.
 - 16) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道技術講座 トンネル維持管理の基本, 2012.
 - 17) 齊藤正幸, 古田勝, 山本稔: 沖積層地盤に構築したシールドトンネルの変形に関する考察, トンネル工学研究発表会論文・報告集第 4 巻 pp55-62, 1994.
 - 18) 古田勝, 野邑敏行: 地下鉄シールドトンネルの長期間における断面変形に関する考察 地下空間シンポジウム論文・報告集 第 12 巻, pp207-212, 2007.
 - 19) 津野究, 三浦孝智, 石川幸宏, 山本努, 河畑充弘: 内空断面測定および変状展開図より把握したシールドトンネルの変形傾向, トンネル工学報告集第 17 巻 pp257-261, 2007.
 - 20) 塩治幸男, 内藤幸弘, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 経年劣化したシールドトンネルの補強に関する研究, 土木学会論文集 F1, Vol.67, No.2, pp.62-78, 2011.
 - 21) 清水満, 中根理, 新堀敏彦, 加藤教吉: 供用開始後の鉄道用シールドトンネルにおけるセグメント測定(2) 第 32 回地盤工学研究発表会講演集 pp2039-2040, 1997.
 - 22) 小山幸則, 岡野法之, 清水満: シールドトンネルにおける現地計測結果とその考察 鉄道総研報告 Vol.11 No.7, pp37-42, 1997.
 - 23) 加藤精亮, 清水満, 桑原清, 新井孝弘, 団昭博: MF シールドセグメントの長期現場計測 土木学会第 56 回年次学術講演会 第 VI 部, Vol.56, pp230-231, 2001.
 - 24) 財団法人日本鉄道施設協会: シールドトンネルの設計施工指針(案), pp97-99, 1983.
 - 25) Marston,A. and Anderson,A.O. : The theory of loads on pipe in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe,Bulletin 31 Iowa Eng.Experiment Station, 1913.
 - 26) Spangler,M.G. : Underground conduits – An appraisal of modem research, Transactions of ASCE, Paper No.2337, Vol.113, pp316-374, 1948.
 - 27) 小山幸則, 米島賢二, 松本吉雄, 新井泰: 自然地盤沈下に伴うトンネルへの増加荷重の検討, 第 29 回土質工学研究発表会, pp1995-1996, 1994.
 - 28) 国土交通省鉄道局, 財団法人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, 丸善, 2002.
- 29) 赤木寛一, 小宮一仁: 軟弱粘性土地盤の沈下に伴うトンネル周面土圧の変化について, 第 25 回土質工学研究発表会, pp1747-1750, 1990.
- 30) 赤木寛一, 小宮一仁, 尾浦猛人: 粘土地盤の圧密沈下に起因するトンネル土圧の作用機構について, 第 29 回土質工学研究発表会, pp1993-1994, 1994.
- 31) 有泉毅, 五十嵐寛昌, 金子俊輔, 永谷英基, 山崎剛, 日下部治: 周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル作用荷重の変化メカニズム, 土木学会論文集 No.750/3-65, pp115-134, 2003.
- 32) 有泉毅, 金子俊輔, 塩治幸男, 山崎剛, 日下部治: 軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネルの長期荷重に関する解析的研究, 土木学会論文集 No.799/3-72, pp89-108, 2005.
- 33) 焼田真司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 軟弱地盤中のシールドトンネルの挙動に関する解析的検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会, III-448, pp.895-896, 2010.
- 34) 焼田真司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 軟弱粘性土地盤の圧密沈下に伴うシールドトンネルの長期変形挙動と土圧, トンネル工学報告集第 20 巻, pp. 329-335, 2010.
- 35) 社団法人 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2008.
- 36) 松岡茂, 益田彰久, 松尾庄二, 柳博文: ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究, 土木学会論文集, No.554/III-37, pp.147-156, 1996.
- 37) 小島芳之, 津野究, 佐野信夫, 伊藤哲男, 馬場弘二, 松岡茂, 川島義和: 三次元効果を考慮したトンネル覆工のひび割れ進展と力学特性, 土木学会論文集 F Vol.62No.1, pp.53-66, 2006.
- 38) 佐野信夫, 伊藤哲男, 馬場弘二, 小島芳之, 津野究, 川島義和, 松岡茂: ひび割れ進展と剛性変化に基づいたトンネル覆工の健全度評価, 土木学会論文集 F Vol.62No.2, pp.194-202, 2006.
- 39) 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, 土木学会論文集, No.272, pp.103-115, 1978.
- 40) 小山幸則, 西村高明: 梁ばねモデルによるシールドトンネル覆工の設計法, 鉄道総研報告 Vol.11, No.7, pp.13-18, 1997.

- 41) 小山幸則, 岡野法之, 清水満: シールドトンネルにおけるセグメント継手の 3次元 FEM 解析, トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol.5, pp.397-402, 1995.
- 42) 官林星, 藤沼愛, 小泉淳: 鉄筋コンクリート平板形セグメントのセグメント幅に関する研究, 土木学会論文集, Vol.46, No.4, pp.483-497, 2008.
- 43) 田嶋仁志, 岸田政彦, 深井直光, 斉藤正幸: 三次元 FEM モデルを用いたシールドトンネルの施工時荷重に関する検討, トンネル工学報告集, 第 14 巻, 2004.
- 44) 斉藤仁, 黒崎秀, 高橋晃, 竹内友章, 小泉淳: 大深度シールドトンネルにおける施工時荷重に発生するセグメントの損傷の原因, 土木学会論文集 F, Vol.63, No.2, p.200-211, 2007.
- 45) 竹内友章, 江森吉洋, 須田悦弘, 小泉淳: シールドトンネルの施工時のジャッキ推力による覆工への影響について, 土木学会論文集 F, Vol.66, No.4, pp.599-611 2010.
- 46) 焼田真司, 仲山貴司, 小西真治, 赤木寛一: シールドトンネルのひび割れ進展過程に関する一考察, 土木学会論文集 F1(トンネル工学)特集号, Vol.67, No.3, pp.109-116, 2011.
- 47) 社団法人日本鉄道施設協会: シールド工法による鉄道トンネル実施例集, 1974.
- 48) 地下鉄技術協議会: シールド工法による鉄道トンネル実施例集(その 2), 1985.
- 49) 財団法人鉄道総合技術研究所: シールド工法による鉄道トンネル実施例集(その 3), 1994.
- 50) 津野究, 村井稔生, 焼田真司, 新井泰: 鉄道シールドトンネルを対象とした傾向分析, 土木学会第 65 回年次学術講演会, VI-247, pp.493-494, 2010.

第3章 既設シールドトンネルの変状とトンネル周辺環境の調査

3.1 概要

本章では、軟弱な粘性土地盤中に建設された既設のシールドトンネルに発生した代表的な変状事例と地下水位変動や地盤沈下といったトンネルが設置されている周辺環境の変化に関する文献調査を行う。また、本研究で解析対象としているシールドトンネルの変状事例調査結果について述べる。そして、トンネル周辺環境の変化がトンネル変状に与える影響について考察し、建設後、シールドトンネルに発生したひび割れや内空変形の原因を推定する。

3.2 既設シールドトンネルの変状

3.2.1 鉄道シールドトンネルの変状事例

津野ら¹⁾は、東京メトロの千代田線、有楽町線、半蔵門線の53本のシールドトンネルを対象とした739地点の内空断面測定データを分析し、その結果、沖積粘性土地盤の区間では、地盤の圧密に起因すると考えられるシールドトンネルの横つぶれ方向の変形が確認されていることを示している。また、同区間では、クラウン部にトンネル軸方向のひび割れが発生していることも示している。

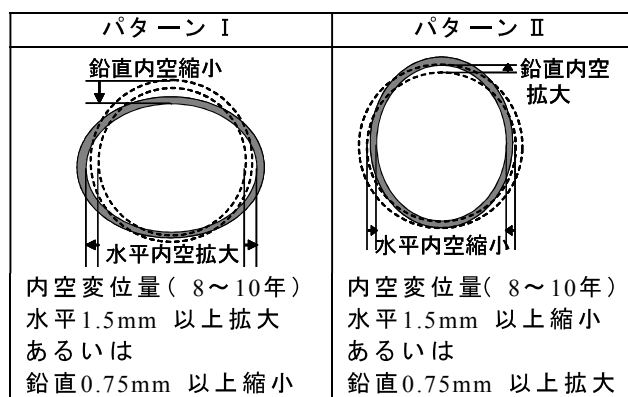


図-3.1 シールドトンネル内空断面の変形パターン¹⁾

この分析では、基準とした第 1 回目の測定結果と比較して、その後 8～10 年間の水平および鉛直方向の内空変位量を求め、水平方向内空変位量が 1.5mm 以上、鉛直方向内空変位量が 0.75mm 以上確認された地点を抽出し、**図-3.1** に示すパターン I（横つぶれ傾向）とパターン II（縦つぶれ傾向）に分類している。

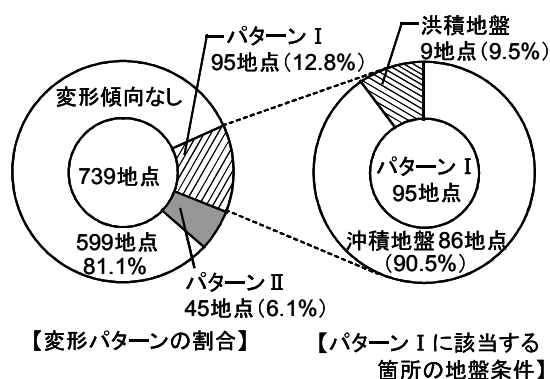


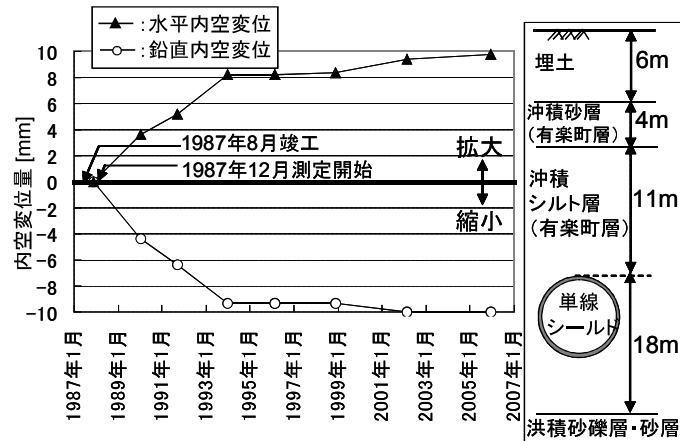
図-3.2 長期的なシールドトンネルの変形例¹⁾

図-3.2 に、この分析におけるパターン I および II に該当する地点の割合を示す。パターン I に該当する地点は全体の 12.8%、パターン II に該当する地点は 6.1% である。パターン I（横つぶれ傾向）に該当する地点は、上半が沖積地盤の場合も含み 9 割以上が沖積粘性土地盤の区間に集中している。なお、内空変位量は、8～10 年間の累積値で最大 4mm 程度である。また、洪積地盤にトンネルが位置する地点については、パターン I や II に該当する地点がほとんどなく、変形傾向は確認されていない。

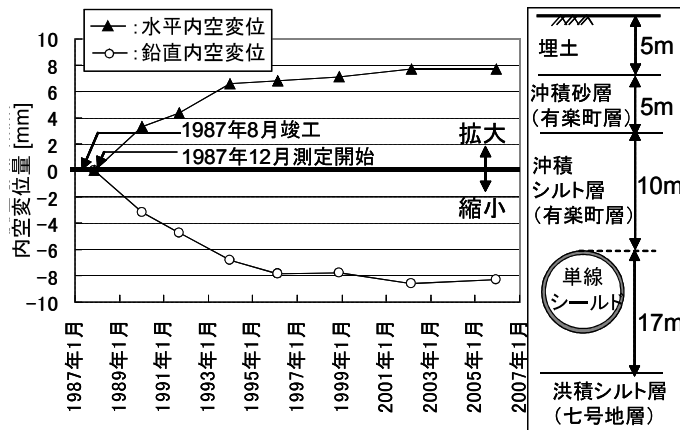
変形傾向が顕著な地点の長期的な挙動をみると、**図-3.3** に示すように、竣工直後から 6 年程度は年間 1mm 程度の内空変位の進行が確認されている。一方、竣工後 6～8 年後以降は、内空変位の進行性が緩慢になっており、概ね収束していることが確認されている。

また、セグメントのひび割れについては、沖積地盤に位置するシールドトンネルにおいて、クラウン部にトンネル軸方向のひび割れが多く発生している傾向が確認されている。ひび割れは、側壁やアーチ部と比較して、クラウン部に

卓越しており，クラウン部にひび割れがみられる区間については，内空断面がパターン I の横つぶれ傾向に変形が確認された箇所と一致している．なお，ひび割れ幅は最大で 0.35mm 程度であったことが確認されている．



(a) A シールドトンネル (地点①)



(b) A シールドトンネル (地点②)

図-3.3 内空変位の経時変化の例¹⁾

3. 2. 2 地中送電用シールドトンネルの変状事例

有泉ら²⁾は、軟弱粘性土地盤中に建設されている地中送電用既設シールドトンネルに、建設から10数年程度が経過した時点でセグメントの内空変形やひび割れといった変状の発生が確認されていることを示している。このトンネルは関東平野の中川低地に位置しており、図-3.4に示すように、沖積の上部砂層と下部砂層に挟まれた粘性土層に建設されている。この沖積粘性土層は、標準貫入試験の際にモンケンが自沈するような極めて軟弱な粘性土層である。

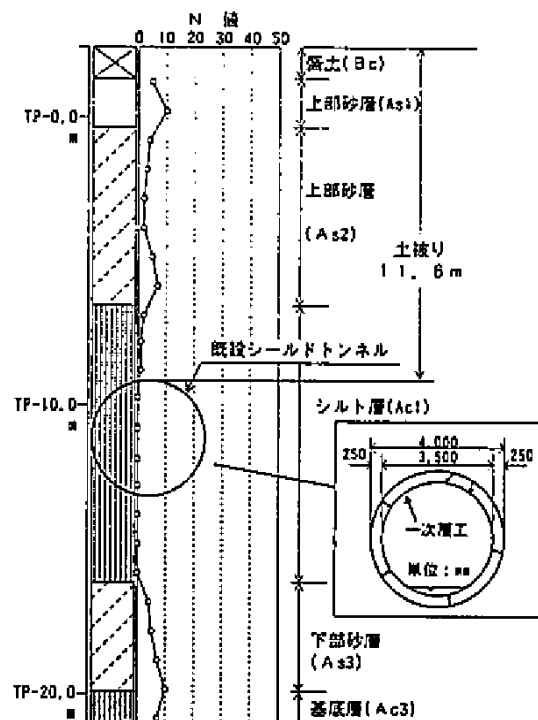


図-3.4 変状トンネルと周辺地盤状況の例²⁾

このトンネルは、建設直後からの正確な変形量は不明であるが、真円に対して20mm程度の横つぶれの変形が発生している。また、クラウンから左右2mの範囲の展開図(図-3.5)に示すように、トンネル内面のクラウン部には多くのひび割れが発生している。一方、側方部にはほとんどひび割れは発生していない。クラウン部に発生しているひび割れは、トンネル軸方向のものが大半を占めており、ひび割れ幅は0.1~0.4mm程度である。

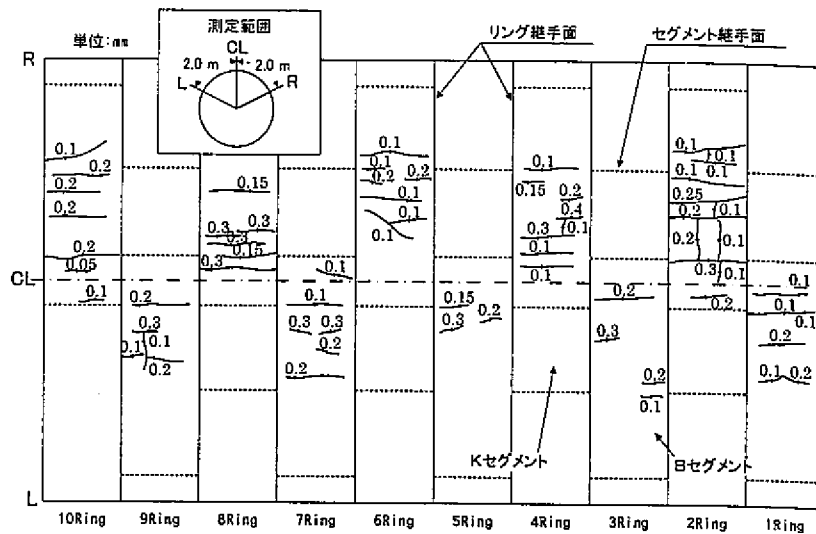


図-3.5 セグメントひび割れ発生状況の例²⁾

また、トンネル周辺地盤は 1.0×10^{-9} (m/sec) 程度の透水係数の粘性土層であるが、縦断勾配で排水されないところで、インバート部に水たまりが確認されている。

このシールドトンネルが建設されている地域は、次節で述べるが、かつての地下水くみ上げによって大きな地盤沈下が発生している地域である。また、トンネル作用荷重を増加させるような大規模な掘削工事は周辺で行われておらず、セグメント自体にも顕著な劣化はみられない。このことから、トンネルに発生している変状は、トンネル建設後の周辺地盤の圧密沈下に伴う鉛直負荷荷重に起因したものと推定している。ただし、この圧密沈下については、地下水位の低下によるほか、現場の状況から継手面などからの漏水も要因と考え、圧密沈下に伴うトンネル作用荷重への影響について、遠心模型実験によって考察している。

その結果、地下水位の低下のほか、トンネル自体からの排水においても長期的な荷重変動が発生し得ることやトンネルの存在により地盤の変形が抑制され地盤内応力が再配分されることで長期荷重変化が発生することを示している。

3. 2. 3 既設シールドトンネルの変状についてのまとめ

軟弱な粘性土地盤中に建設された既設のシールドトンネルに発生した代表的な変状事例について、鉄道と地中送電用シールドトンネルについて既往文献を調査した。その結果、これらのシールドトンネルには、横つぶれ方向の内空断面の変形とクラウン部にトンネル軸方向のひび割れが発生しており、これらの変状が、トンネル建設後の周辺地盤の圧密沈下に起因するものと推測されることを確認した。

3. 3 トンネル周辺環境の変化

東京都区部低地などは、かつての地下水のくみ上げによって広域的な地盤沈下が発生していた。これは、昭和 50 年代からの地下水くみ上げ規制の効果によって沈静化はしているが、地下水位の上昇に伴って地下構造物に大きな浮力が作用したり、地盤沈下の原因となっていた粘性土層がリバウンドし、この影響によると思われる変状も一部のトンネルで発生している³⁾。とくに、軟弱な粘性土地盤中に建設されたシールドトンネルなどにこのような変状が比較的顕著に表れるものと予想される。

そこで、このような地下水位変動や地盤沈下といったトンネル周辺環境の変化がトンネルの変状に与える影響について考察するため、東京都江東区、墨田区、江戸川区、葛飾区の地下水位と地盤の変動量について文献⁴⁾、⁵⁾データをもとに調査、整理する。

3. 3. 1 地下水位変動について

調査箇所的位置を図-3.6 に、調査地点の観測井の仕様を表-3.1 に示す。これらの各調査地点のうち、江東区、墨田区の地下水位については、図-3.7 に示すように、昭和 40 年頃まで低下していた。しかし、昭和 47 年に水溶性天然ガスの採取停止などの諸規制が実施された後、上昇に転じ、昭和 60 年頃までは急激に上昇している。その後の地下水位上昇量は全般的に減少傾向にあり、現在の江東地区の地下水位は、観測を開始した昭和 20 年代後半の地下水位より高くなっている⁴⁾。なお、最も低下していた時期から平成 18 年までの地下

水位の上昇量は、鉄管 No.研 15 では、最大 T.P.-37m 程度から T.P.-5m 程度と約 32m である。研 16 においては、最大 T.P.-58m 程度から T.P.-9m 程度と約 49m にもなっている。

その他の調査地点も含めた昭和 50 年以降の地下水水位変動を図-3.8 に示す。その他の調査地点についても同様に、昭和 60 年頃までは地下水水位が急激に上昇しているが、その後、上昇量が減少傾向にあることがわかる。

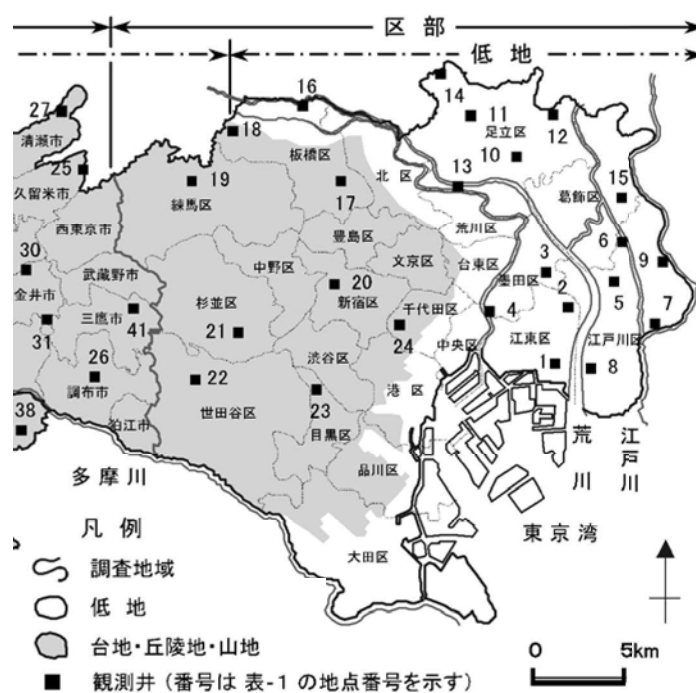


図-3.6 観測井配置図⁴⁾

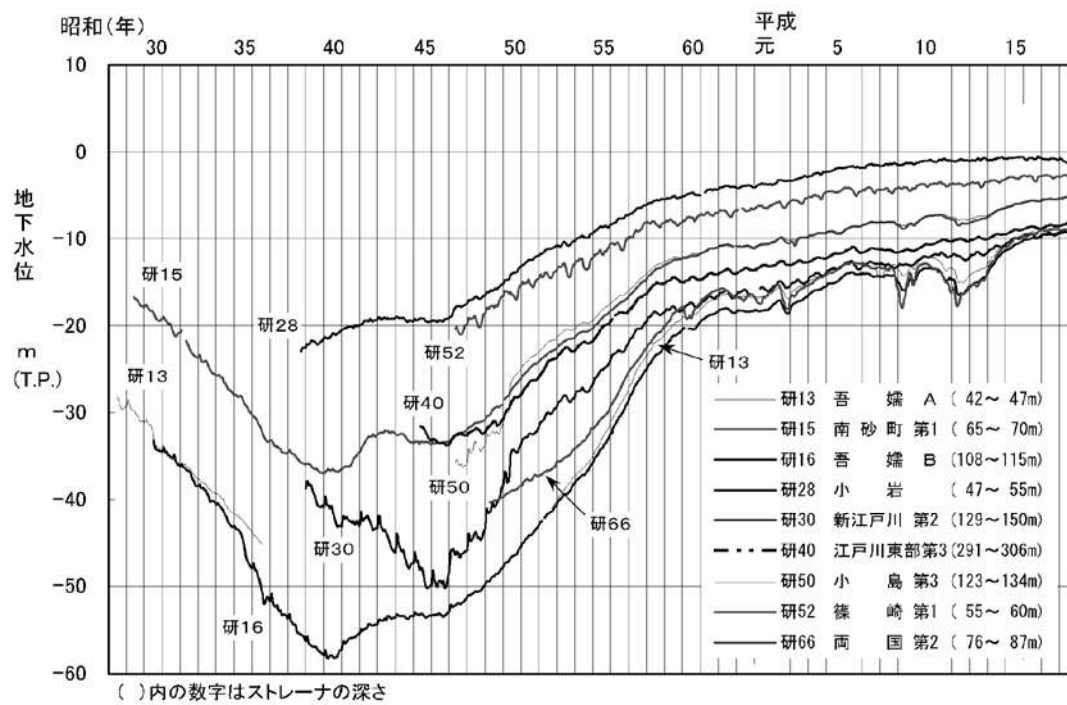


図-3.7 主な観測井の地下水位変動図⁴⁾

表-3.1 観測井一覧表⁴⁾

地域	地点 No.	整理 No.	鉄管 No.	観測井名	所在地	設置 年月	鉄管 の深さ (m)	鉄管 の径 (cm)	ストレナー の深さ (m)
江東区	1	1	研15	南砂町第1	南砂3、南砂少年 野球場東側脇	S29.5	70	20	65~70
		2	研23	南砂町第2		S36.3	130	20	125~130
	2	3	研12	亀戸第1	亀戸9、旧城東清 掃事務所内	S27.6	61	20	56~61
		4	研22	亀戸第2		S35.6	144	20	139~144
墨田区	3	5	研13	吾孺A	立花5、下水道吾 孺ポンプ所内	S28.5	47	20	42~47
		6	研16	吾孺B		S30.6	115	20	108~115
	4	7	研65	両国第1	両国1、隅田川両 国橋下流左岸	S49.3	38	8	35~37
		8	研66	両国第2		S49.3	126	20	76~87
江戸川区	5	9	研29	新江戸川第1	松島2、都立江戸 川高校内南角	S38.12	71	5	2~10
		10	研30	新江戸川第2		S38.12	151	20	129~150
		11	研31	新江戸川第3		S41.12	450	10	313~346
	6	12	研28	小岩	上一色3、五建江 戸川北工区内	S38.8	56	20	47~55
	7	13	研38	江戸川東部第1	江戸川3、八雲神 社向側	S45.3	70	20	62~67
		14	研39	江戸川東部第2		S45.3	161	20	150~160
		15	研40	江戸川東部第3		S45.3	400	15	291~306
	8	16	研48	小島第1	西葛西2、八幡神 社向側	S47.3	40	8	37~40
		17	研49	小島第2		S47.3	80	20	70~77
		18	研50	小島第3		S47.3	150	20	123~134
		19	研51	小島第4		S47.3	270	15	219~229
9	20	研52	篠崎第1	上篠崎1、都立篠 崎公園北東角	S47.3	65	20	55~60	
	21	研53	篠崎第2		S47.3	265	15	250~260	
	22	研54	篠崎第3		S47.3	340	15	300~315	
葛飾区	15	35	研41	高砂	高砂4、高砂北公 園西側	S46.3	124	20	118~123

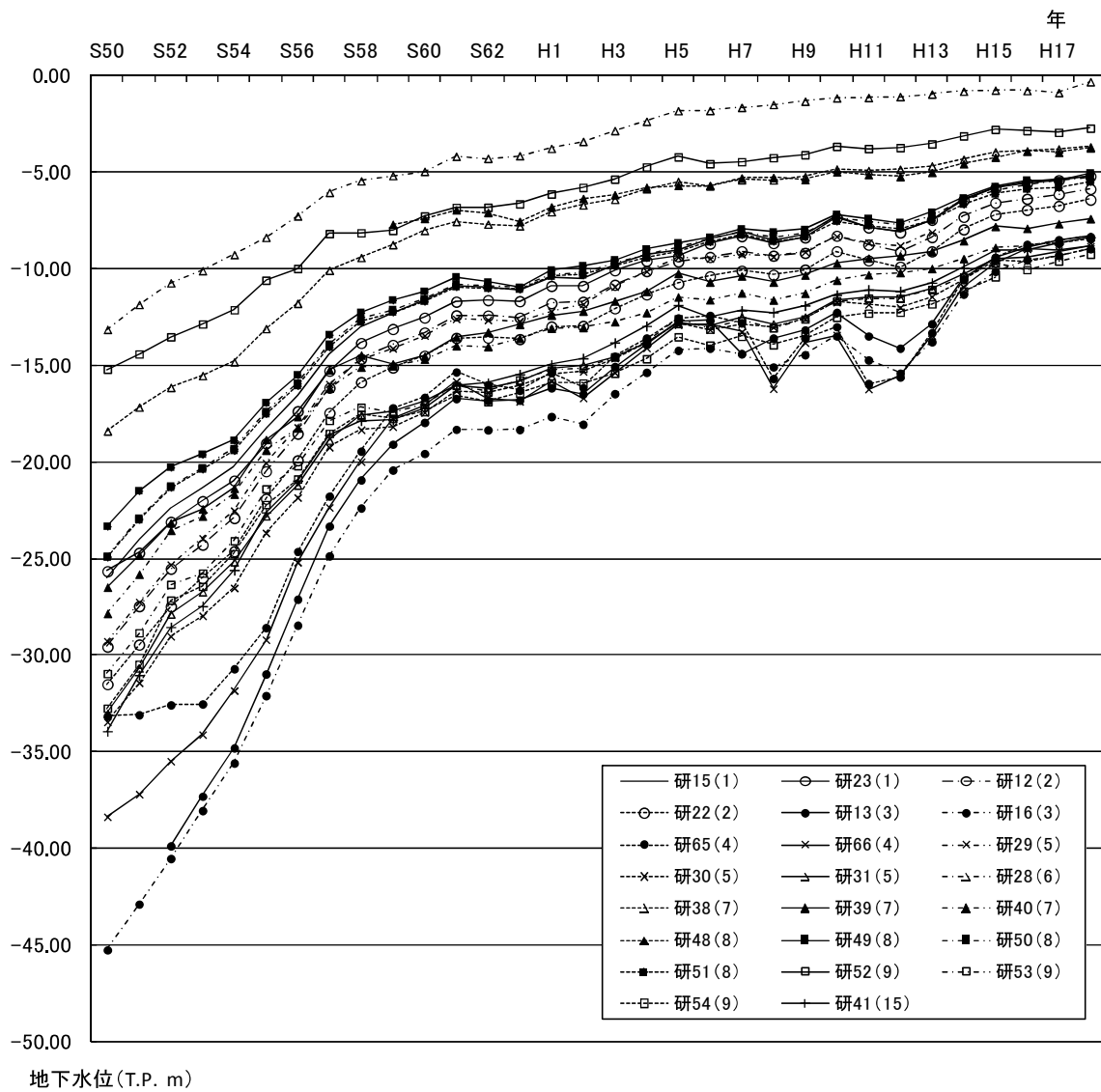


図-3.8 昭和50年以降の地下水位変動（文献^{4),5)}を基に作成）

3. 3. 2 地盤沈下について

東京低地は、有楽町層などの沖積層が、地域によっては地下数 m から 70m 程度まで分布し、その下位に洪積層の東京層や高砂層などの東京層群が分布している。さらにその下位には上総層群が分布している⁵⁾。

東京都内の主な観測地点における地盤沈下状況を図-3.9 に示す。江東区では、大正時代の初期に地盤沈下が発生し、累積沈下量が 4m を超えているとこ

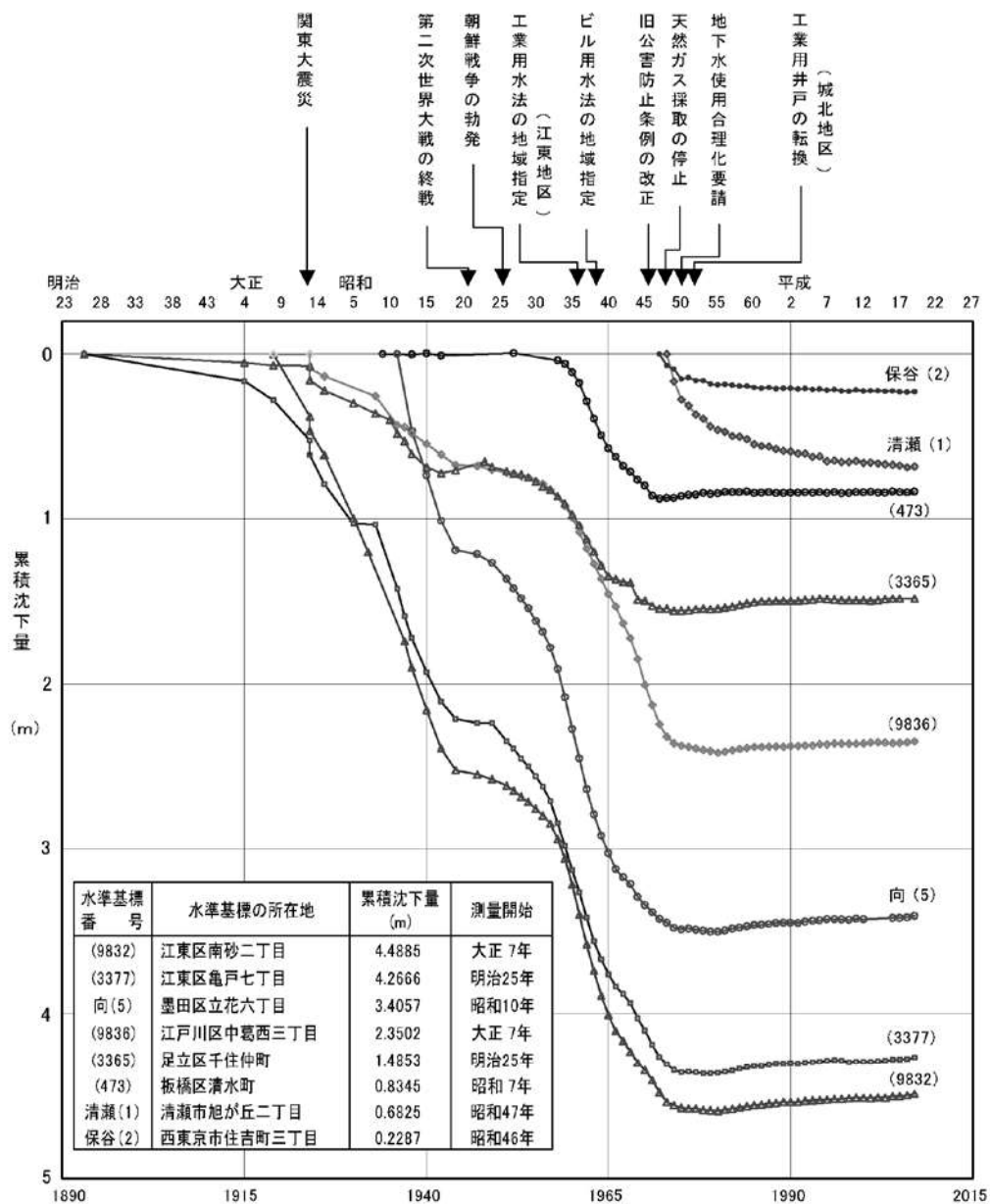


図-3.9 主要水準基標の累積沈下量図⁴⁾

ろもみられる。しかし、昭和 47 年の水溶性天然ガスの採取停止などの諸規制による地下水位の上昇に伴い、地盤沈下は急激に減少するとともに、一部の地域では地表面が隆起していることも確認できる。

なお、平成 9 年から平成 18 年までの 10 年間における地盤の変動量は図-3.10 に示すとおりとなっている。

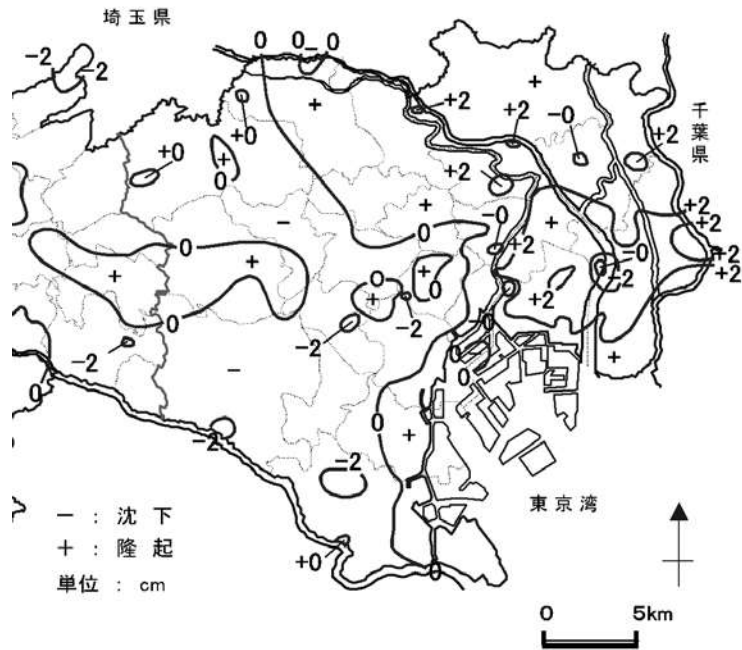


図-3.10 平成 9 年から 18 年までの 10 年間における地盤変動量⁴⁾

図-3.11～図-3.13 は、1976 年（昭和 51 年）を基準とした地層の変動量の経年変化を示したものである。

各図中に示している変動量とは以下のとおりである。

- ・ 地表面から鉄管底までの地層の変動量：

地表面から観測井の底までの間の地層（浅層部）の変動量（以下、浅層部変動量）

- ・ 鉄管底から下位の地層の変動量：

観測井の底から下位の地層（深層部）の変動量（以下、深層部変動量）

- ・ 全変動量：

上記 2 つの変動量の合計でほぼ地表面の変動量に相当するもの（以下、全変動量）

（1）浅層部変動量

浅層部変動量（図-3.11）は、江戸川より東側に位置する 3ヶ所（研 40，研 53，研 54）を除き、収縮傾向にある。特に、昭和 51 年からの収縮量の累計が研 31 は約 25cm，研 51 は約 20cm と大きい。

（2）深層部変動量

深層部変動量（図-3.12）は、江戸川より東側に位置する 3ヶ所（研 40，研 53，研 54）については、昭和 55 年までに 1～2cm 程度の収縮が見られるものの、以降はほぼ収束傾向がみられる。この 3ヶ所以外は膨張しており、特に、研 15，研 23，研 12，研 22，研 49，研 50，研 51 については、昭和 51 年からの膨張量の累計が 15cm を超えている。

（3）全変動量

全変動量（図-3.13）は、研 31 では 20cm 以上収縮している。これは、浅層部の地層が大きく収縮していることによるものである。研 30，研 51 は、昭和 55 年までに 5cm 以上収縮しているが、これ以後はほぼ収束している。研 12，研 22 については、10cm を超える膨張がみられる。これは、深層部の地層が大きく膨張していることによるものである。また、研 53，研 54 はやや膨張傾

向にあるが、これは、深層部の地層がやや収縮しているものの、浅層部の地層にこれを上回る膨張が生じているためである。

これ以外の各地点は、全体的な傾向として、昭和 51 年以降、全変動量には大きな変化はみられない。しかし、これらについても浅層部では地層が収縮しており、その分、深層部の地層は隆起していることがわかる。

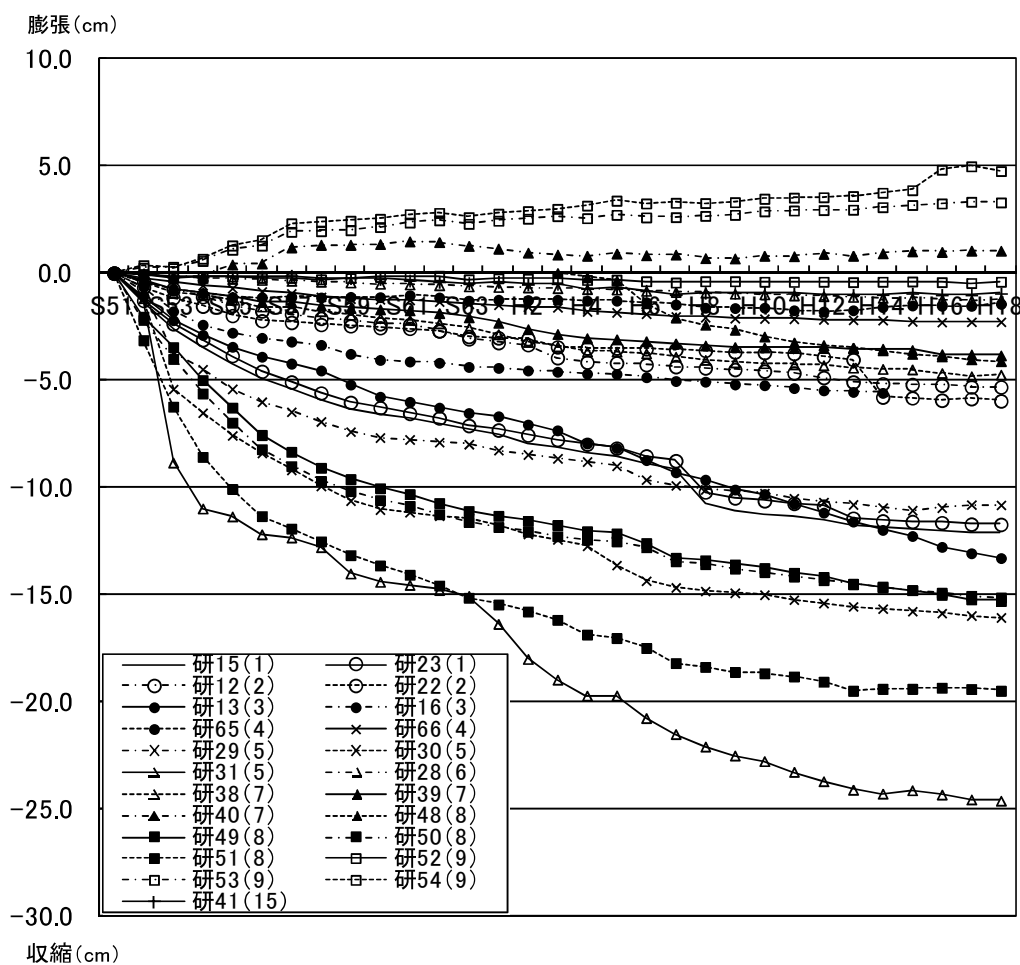


図-3.11 浅層部変動量 (文献^{4),5)}を基に作成)

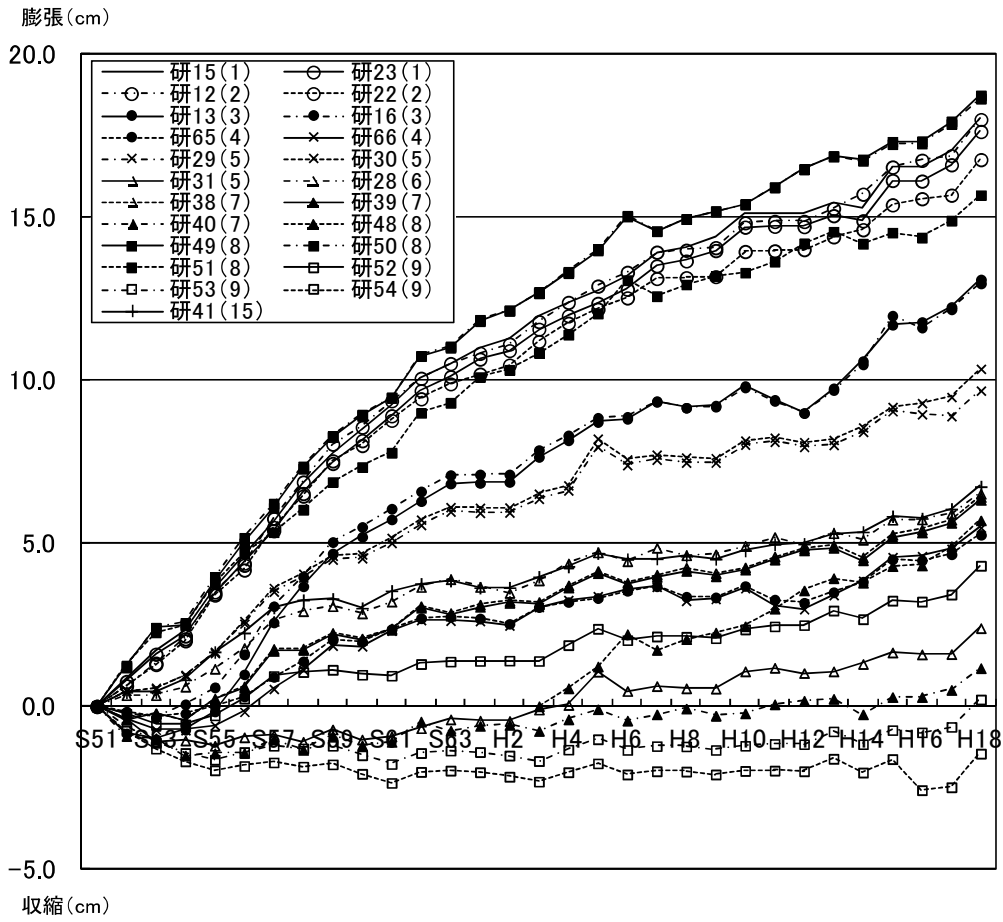


図-3.12 深層部変動量 (文献^{4),5})を基に作成)

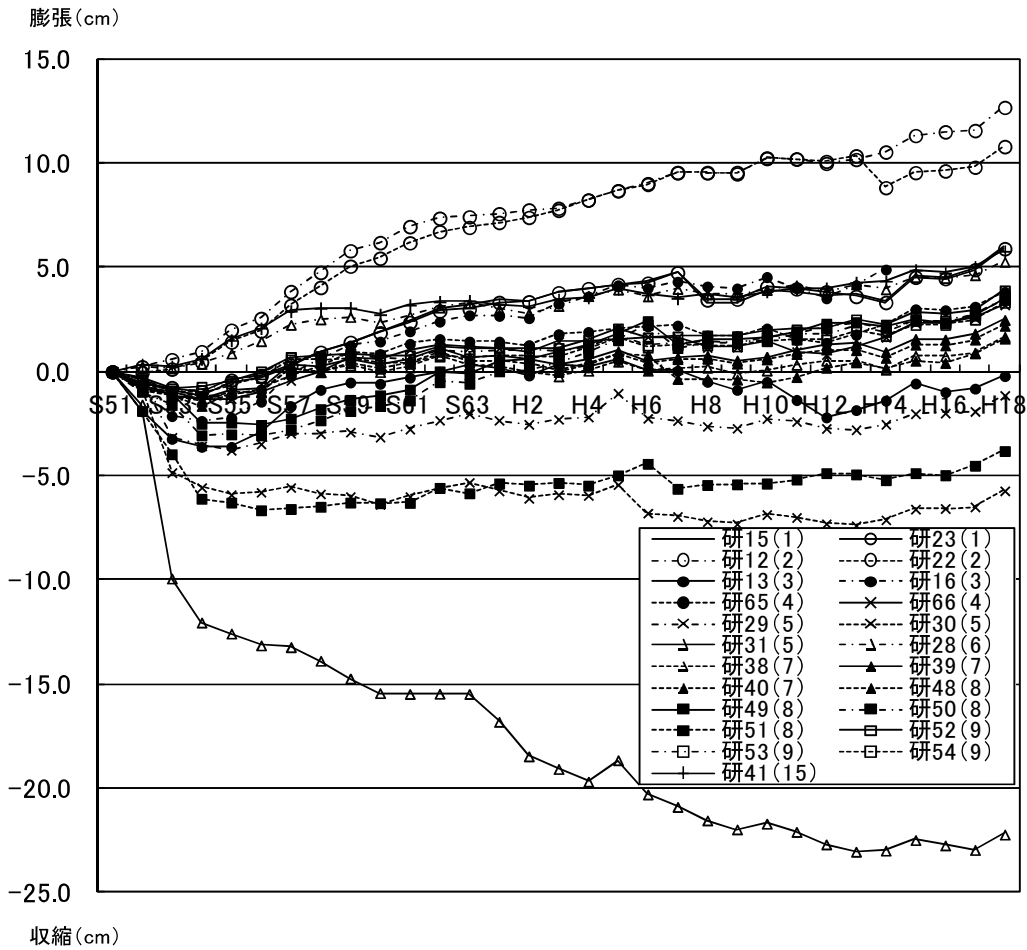


図-3.13 全変動量（文献^{4),5)}を基に作成）

（4）全変動量と水準基標の変動量

浅層部変動量と深層部変動量の合計ではほぼ地表面の変動量に相当する全変動量について、観測地点付近の水準基標の変動量との比較を行う。比較の対象とした観測井と水準基標を表-3.2に示す。

1976年（昭和51年）を基準とした水準基標の変動量と全変動量の経年変化を図-3.14～図-3.17に示す。各図において、全変動量とその付近の水準基標の変動量は、ほぼ同様の変状傾向を示していることがわかる。このことから、浅層部変動量と深層部変動量の和である全変動量は、ほぼ地表面の変動量に相当していることが確認できる。

表-3.2 全変動量と水準基標の比較に
使用した観測井と水準基標⁴⁾

地域	地点 No.	鉄管 No.	観測井名	水準基標
江東区	2	研12	亀戸第1	深(20)
		研22	亀戸第2	
墨田区	4	研65	両国第1	所(18)
		研66	両国第2	
江戸川区	9	研52	篠崎第1	江(41)
		研53	篠崎第2	
		研54	篠崎第3	
葛飾区	15	研41	高砂	葛(25)

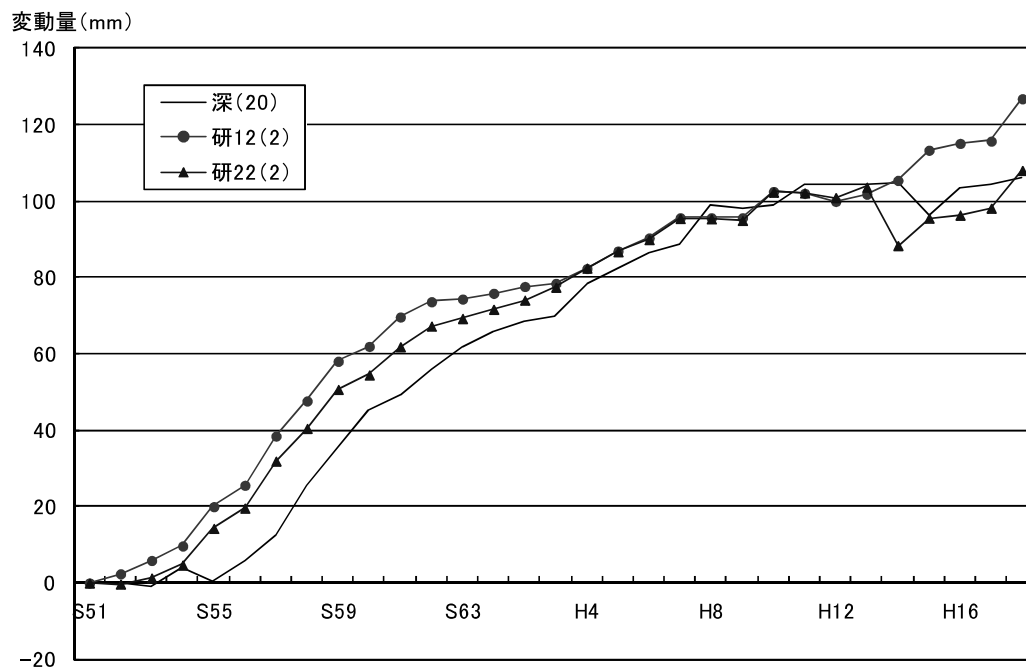


図-3.14 水準基標と全変動量（地点 No. 2）（文献^{4),5)}を基に作成）

変動量(mm)

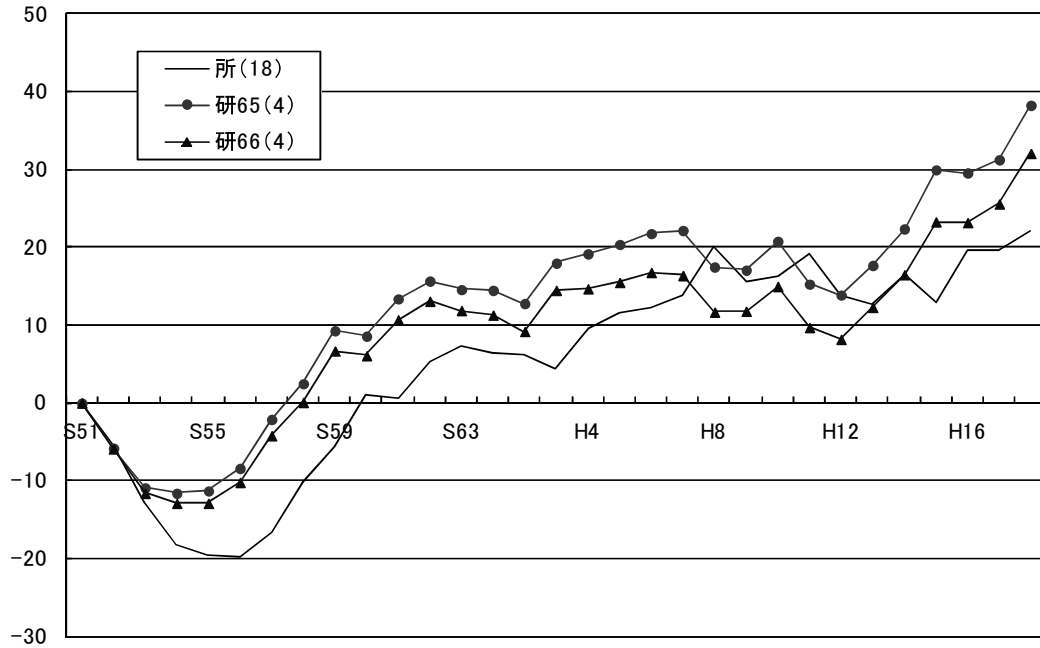


図-3.15 水準基標と全変動量 (地点 No. 4) (文献^{4),5})を基に作成

変動量(mm)

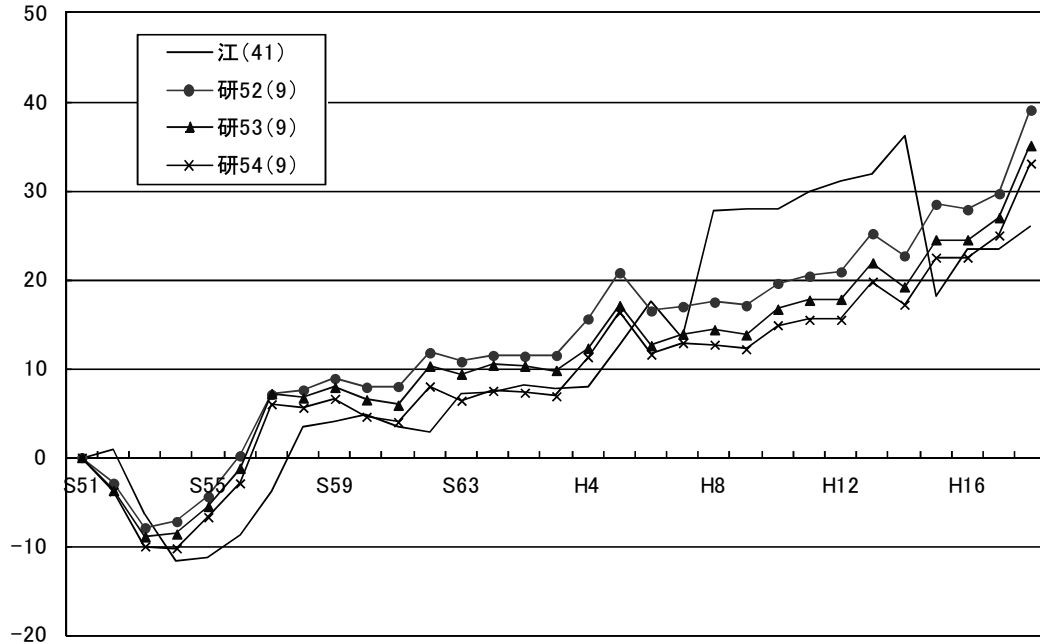


図-3.16 水準基標と全変動量 (地点 No. 9) (文献^{4),5})を基に作成

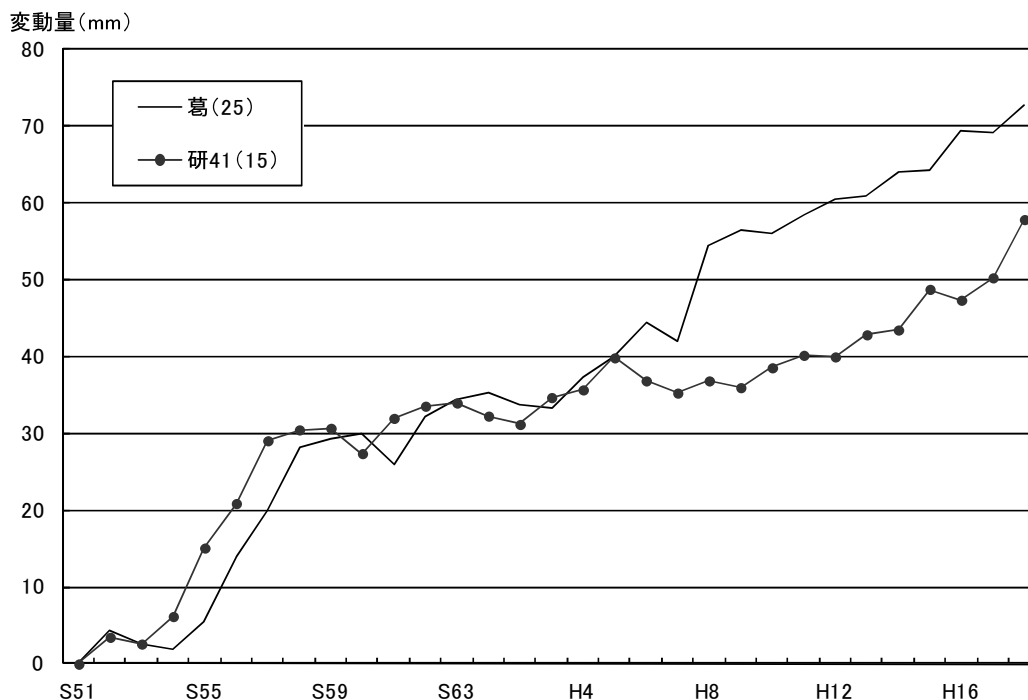


図-3.17 水準基標と全変動量（地点 No. 15）（文献^{4),5)}を基に作成）

3. 3. 3 トンネル周辺環境についてのまとめ

東京都区部低地における地下水位と地盤の変動に関する文献調査を実施した。その結果，昭和 40 年頃まで低下していた地下水位は，昭和 47 年の天然ガスの採取停止などの効果によって上昇に転じ，昭和 60 年頃までは急激に水位回復していることを確認した。一方，地盤については昭和 50 年以降，全体的には，浅層部は収縮，深層部は膨張傾向にあり，これらの和である全変動量については，この浅層部の収縮量と深層部の膨張量の大きさによって異なる挙動を示していることがわかった。また，全変動量は，その付近の水準基標の変動量とほぼ同様の変状傾向を示しており，全変動量が，ほぼ地表面の変位量に相当していることも確認できた。

このようなことから，これらの地域では，深層部地盤は地下水位の上昇に伴う有効応力の減少によって隆起が生じているものと推測される。一方，浅層部は，かつての揚水に伴う広域的な水位低下を経験している地盤である。この水位低下の履歴を受けた軟弱粘性土地盤の間隙水圧と有効応力状態については不明の点も多い。しかし，軟弱粘性土地盤における地下水の移動速度は比較的

緩慢であるため、浅層部では、地盤沈下は完全には収束せず、広域的な圧密沈下が継続しているものと推測される。

このようにこれら地域の地下水および地盤の環境は、深さにより挙動が異なる複雑な状況を示している。

3. 4 本研究の対象シールドトンネルの変状

3. 4. 1 土質およびシールドトンネル

本研究で解析の対象としたシールドトンネルは、1985年に掘進を開始し1987年に竣工した鉄道単線シールドトンネルである。

本トンネルが位置する地盤は、東京都区部の下町低地に属しており、土層構成は図-3.18に示すように、軟弱な粘性土が堆積しており、上部に埋土層(Fs, Fc)と沖積砂質土層(Yu-s)があり、その下に軟弱な沖積粘性土層(YI-c)が20~30mの層厚で堆積している。この沖積粘性土層はN値が1~3程度で、一軸圧縮強度が0.1~0.2MPa、自然含水比が51~63%とほぼ液性限界に等しい。本トンネルは、泥水式シールド工法で施工され、セグメント外径が

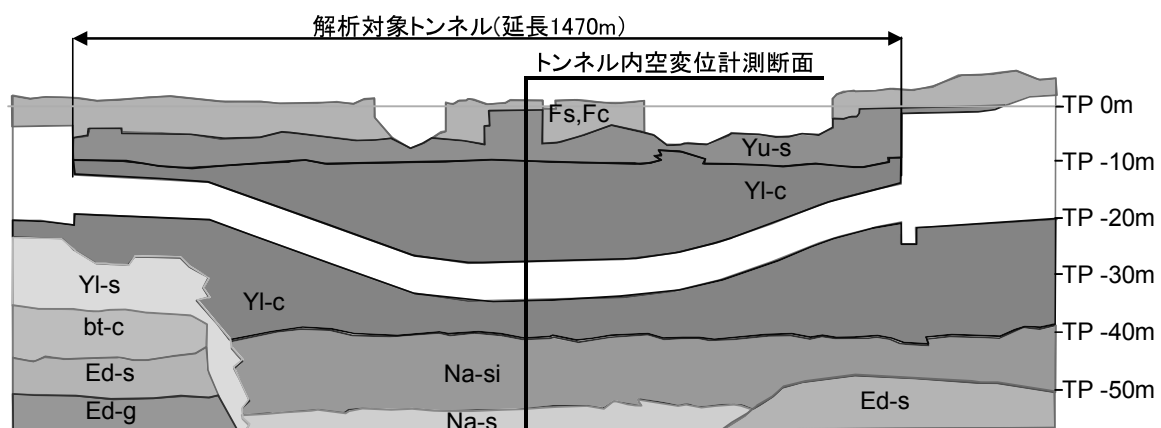


図-3.18 対象トンネル土質縦断面図

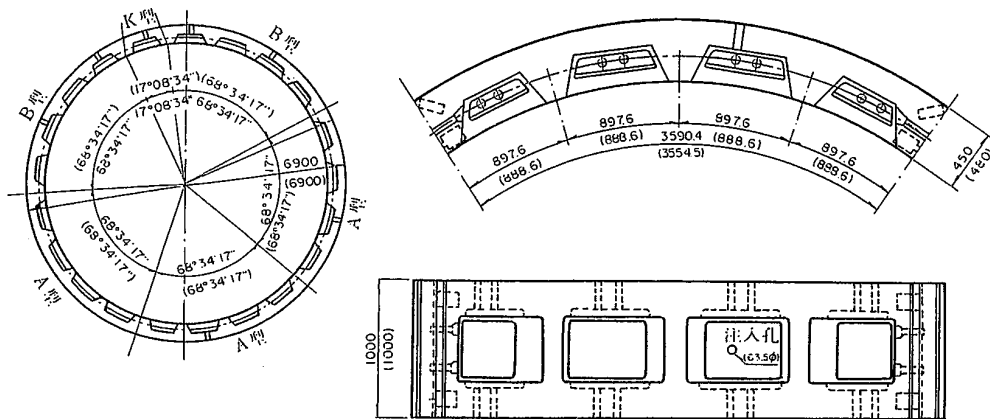


図-3.19 中子A型セグメント⁶⁾

6,900mm, 土被りは13.0～26.5m, シールド掘進の延長は約1.47kmである。セグメントは図-3.19に示すように、軟弱地盤であることから、断面剛性、継手剛性の大きい中子A型セグメントが主に使用されている(高さ480mm, 幅1m)。なお、運河下の部分には平板型セグメントを使用し、漏水防止を目的とした二次覆工が施工されている。

また、現地調査の結果、二次覆工が施工されていない区間のセグメントの天端付近には図-3.20に示すように、クラウン付近の主桁部にトンネル軸方向の微細なひび割れが分散して発生していることが確認された。このひび割れは建

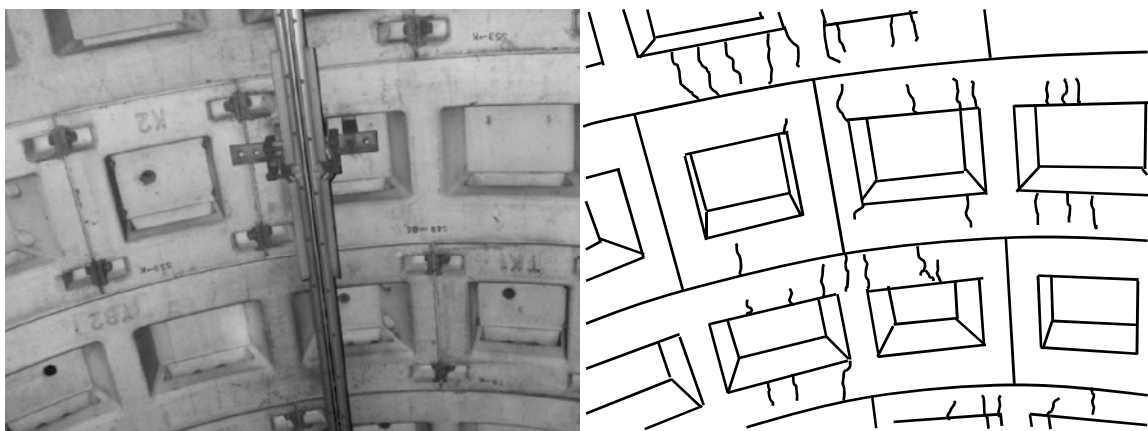


図-3.20 中子セグメントの天端付近に発生しているひび割れ

設時には確認されておらず、発生時期は特定されていない。

3. 4. 2 トンネル内空変位計測

本トンネルでは、供用後から定期的な内空変位量の計測が行われている。その結果、トンネルは図-3.21に示すように鉛直方向に縮小し、水平方向に拡大する横つぶれ傾向にあることがわかった。

このうち、図-3.18中の内空変位計測位置における、クラウン-インバート間の鉛直内空変位とスプリングラインの水平内空変位の計測結果を図-3.22に示す。この計測断面での土被りは26.4mで、ほぼトンネルの最深部であり、トンネルの縦断勾配はほぼ水平である。なお、図-3.22ではトンネルの内空が

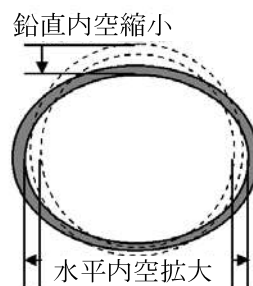


図-3.21 トンネルの変形モード

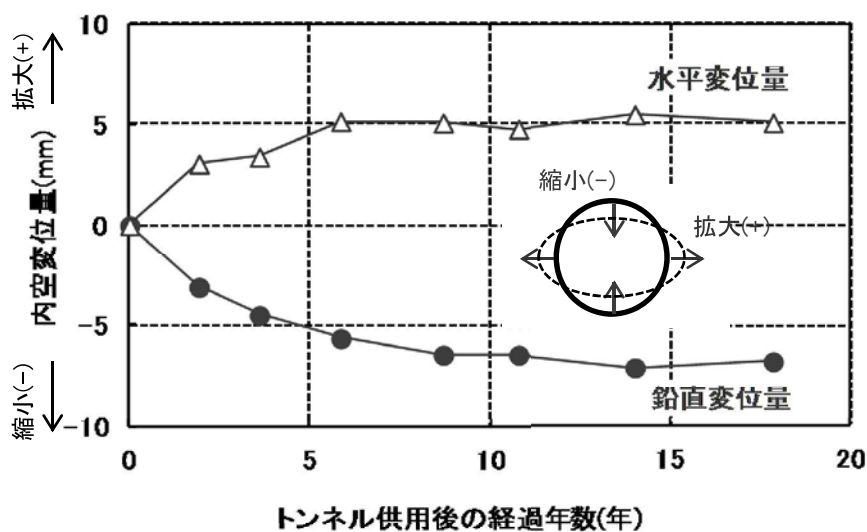


図-3.22 トンネル内空変位の経年変化

拡大する方向への変位を＋，縮小する方向への変位を－で示している。

図-3.22 から，この計測断面では 1987 年の計測開始直後から約 3 年の間に鉛直方向に-3.1mm，水平方向に+3.1mm と 1mm/年程度の内空変位が進行していることがわかる。しかし，時間経過とともに変位の進行は緩やかになり，計測開始から約 7 年目以降はほぼ収束，安定している。最大変位量は鉛直方向で-7.1mm，水平方向で 5.5mm であった。

3. 4. 3 トンネル周辺の地下水位および地盤変位

本トンネルから約 3km 離れた地点に設置されている観測井での地下水位（ストレーナ深さ：65～70m）変動量と地盤変動量および地表面変位量（付近の水準基標の変動量）の測定データ^{4),5)}を図-3.23～図-3.26 に示す。

図-3.23 は，1954 年以降の地下水位の経年変化を示したものである。前節で示した通り，この地域の地下水位は，揚水によって 1965 年頃までは低下し，最も低い時で T.P.-37m 程度であったが，1972 年に実施された水溶性天然ガスの採取停止などの諸規制によって 1985 年頃までに急激に上昇し，その後は緩やかな上昇を続けている。本トンネルが竣工した 1987 年から 18 年間で約 5.5m 上昇しており，最も低下していた時点からは約 32m 上昇している。

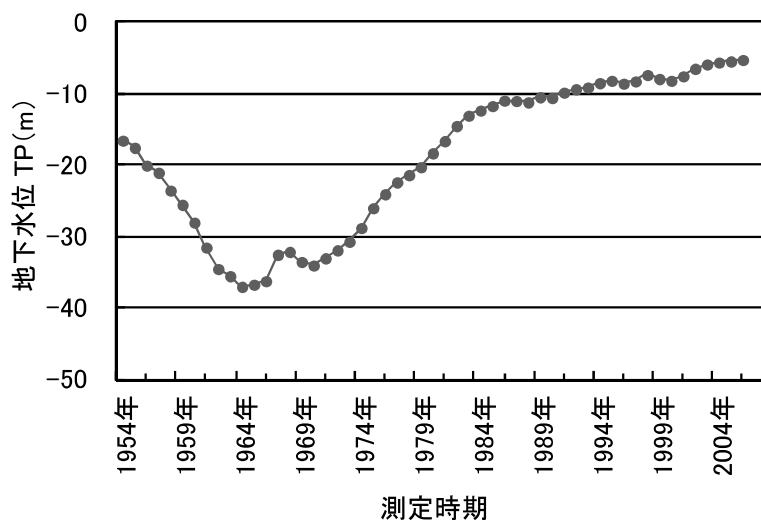


図-3.23 地下水位の経年変化（文献^{4),5)}を基に作成）

図-3.24, 図-3.25 は, 1972 年を基準とした浅層部地盤と深層部地盤の変動量の経年変化を示したものである. 浅層部地盤の変動量は, 地表面から観測井の底までの 70m 間の地層の変動量を示し, 深層部地盤の変動量は, 観測井の底 (GL-70m) から下位の地層の変動量を示している. なお, トンネル竣工後の 1988 年から 2006 年までに, 浅層部地盤は 4.8cm 収縮し, 深層部地盤は 7.6cm 膨張しており, これらの和である全変動量は 2.8 cm の膨張となる. なお, 本トンネルは最大土被りが 27m 程度であり, 浅層部地盤に位置することとなる.

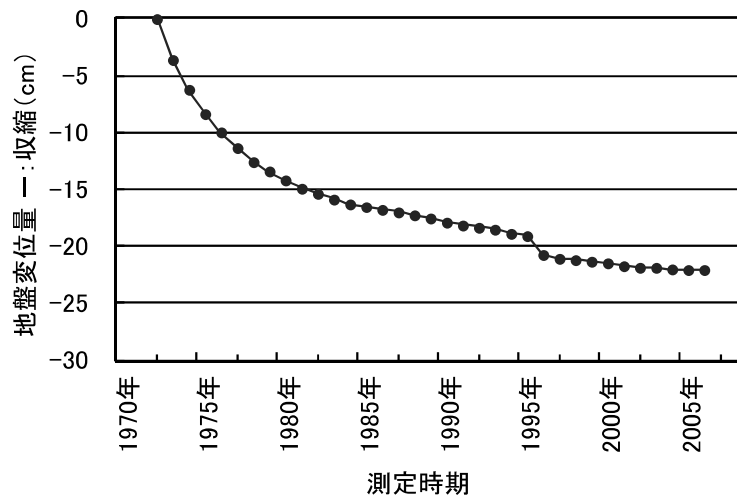


図-3.24 浅層部地盤の変動量 (文献^{4),5})を基に作成)

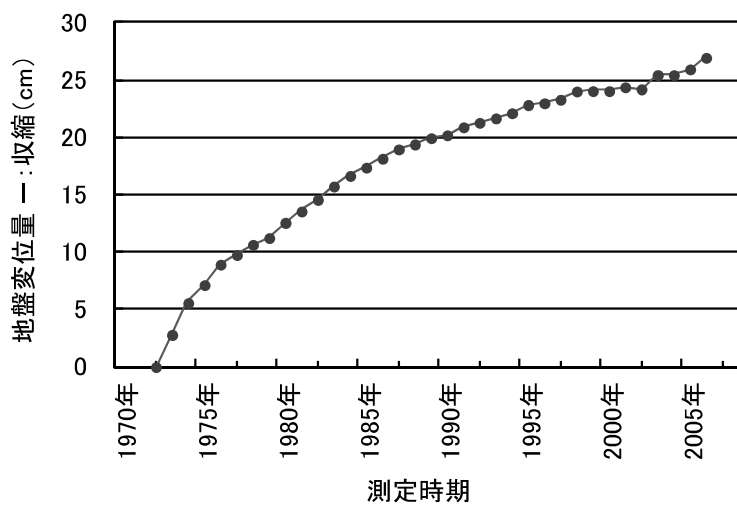


図-3.25 深層部地盤の変動量 (文献^{4),5})を基に作成)

図-3.26 は、トンネル竣工後の 1988 年を基準としたときの、地表面変位量と浅層部、深層部地盤の変動量の和である全変動量の経年変化を示したものである。トンネル竣工後の 1988 年から 2006 年までに、前述したように地盤の全変動量は 2.8 cm 膨張している。これに対し、地表面の変位は 3.4cm の隆起である。全変動量と地表面変位量は、観測年度によっては異なる挙動を示している年もみられるが、全体的にはほぼ同じ傾向を示している。

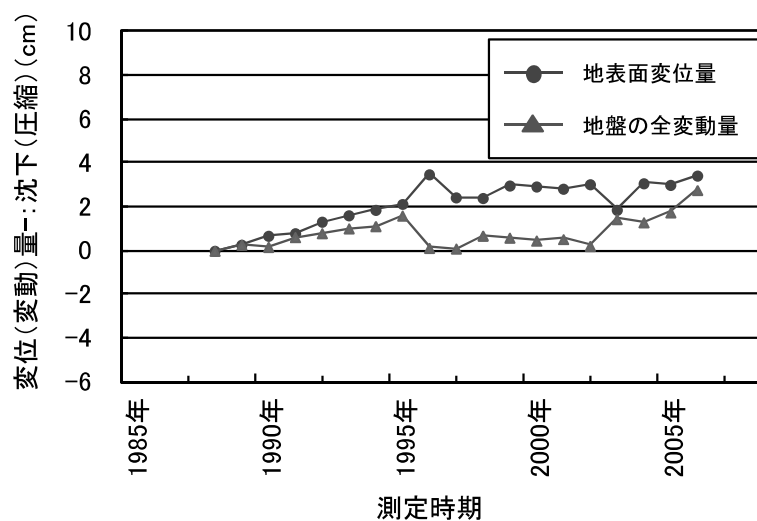


図-3.26 地表面変位量と全変動量（文献^{4),5)}を基に作成）

3. 5 まとめ

軟弱な粘性土地盤中に建設された既設のシールドトンネルに発生した代表的な変状事例を調査した結果、地盤の圧密に起因すると考えられるトンネルの横つずれ方向の変形やクラウン部にトンネル軸方向のひび割れが発生していることがわかった。

また、東京都区部低地における地下水位変動や地盤沈下について文献を調査した。その結果、地下水位は、昭和 40 年頃までは大きく低下していたが、昭和 47 以降は上昇に転じ、昭和 60 年頃までは急激に水位回復していることがわかった。地盤については、昭和 50 年以降、全体的には、浅層部は収縮、深層部は膨張傾向にあり、これらの和である全変動量については、浅層部と深層部の変動量の違いにより異なる挙動を示していること、また、全変動量は、そ

の付近の水準基標の変動量とほぼ同様の変状傾向を示しており、ほぼ地表面の変位量に相当していることも確認できた。

そして、本研究で対象としたシールドトンネルはこのような広域的な地下水位低下を経験している東京都区部低地の軟弱粘性土地盤（Y1-c）中に位置しており、当該地域の地下水位については、本トンネルが竣工した1987年から18年間では約5.5m上昇しているものの、1965年頃には2006年と比較して約32mの水位低下を経験している地盤であることが確認できた。地盤の変動については、1988年から2006年までに、本トンネルが位置する浅層部地盤は4.8cmの収縮、深層部地盤は7.6cmの膨張、また、地表面の変位は3.4cmの隆起を示していることがわかった。

このように本トンネルの周辺地盤は、地表面と浅層部地盤の挙動が異なるなど複雑であるが、トンネルが位置する浅層部地盤が収縮していること、および、**図-3.22**に示すトンネル内空変位の発生状況から、本トンネルは建設後、周辺地盤の圧密収縮に伴う地盤沈下の影響を受けており、これが本トンネルに発生しているひび割れや内空変形の原因であると推測される。

第3章 参考文献

- 1) 津野究，三浦孝智，石川幸宏，山本努，河畑充弘：内空断面測定および変状展開図より把握したシールドトンネルの変形傾向，トンネル工学報告集第17巻 pp257-261，2007.
- 2) 有泉毅，五十嵐寛昌，金子俊輔，永谷英基，山崎剛，日下部治：周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル作用荷重の変化メカニズム，土木学会論文集 No.750/3-65，pp115-134，2003.
- 3) JTA 保守管理委員会：建設・保守管理へのフィードバック(3)，トンネルと地下第29巻7号，pp75-84，1998.
- 4) 東京都土木技術センター：土木技術センター年報，2006.～2007.
- 5) 東京都土木技術研究所：東京都土木技術研究所年報，1972.～2005.
- 6) シールド工法による鉄道トンネル実施例集(その3)：財団法人 鉄道総合技術研究所，1994.

第4章 土水連成解析と非線形 FEM を組み合わせた変状予測手法の検討

4.1 概要

本研究で解析の対象としたシールドトンネルにおける建設後に発生したひび割れや内空変形の原因は、前章の調査結果から、周辺地盤の圧密沈下によるものと推定された。このような圧密沈下によるトンネルの長期的な変形挙動を予測するには、地盤とトンネルとの相互作用を評価する土水連成解析が有効な手法である。

そこで、本章では、まず、Christian と Boehmer が提案した土粒子骨格と間隙水の挙動を連成して解析する方法¹⁾を組み込み、地層構成やトンネルの拘束条件をモデル化した土水連成解析²⁾を実施する。解析にあたっては、揚水による地下水位変動に伴う多層地盤の変形挙動については不明の点も多いため、対象トンネル周辺地盤で観測された地下水位変動に対応する等分布荷重を地表面に載荷することで過剰間隙水圧を発生させ、その消散による圧密沈下とそれに伴うトンネル内空変位を算出する。

次に、ここで得られた内空変位を覆工材料の非線形性を表現する非線形 FEM に入力し、ひび割れの詳細な進展過程を求める。この非線形 FEM で用いる三次元有限要素法モデルは、解析対象としたシールドトンネルで用いられた中子セグメントのピース形状を忠実に再現し、各ピースのコンクリートと鉄筋を個々にモデル化するとともに、継手ボルトを考慮して1リング分のセグメントを構成したものである。

この土水連成解析と非線形 FEM モデルを組み合わせた変状シミュレーション手法の概要を図-4.1 に示す。そして、解析結果と対象トンネルでの実測結果との比較から、本シミュレーション手法の妥当性を検証する。

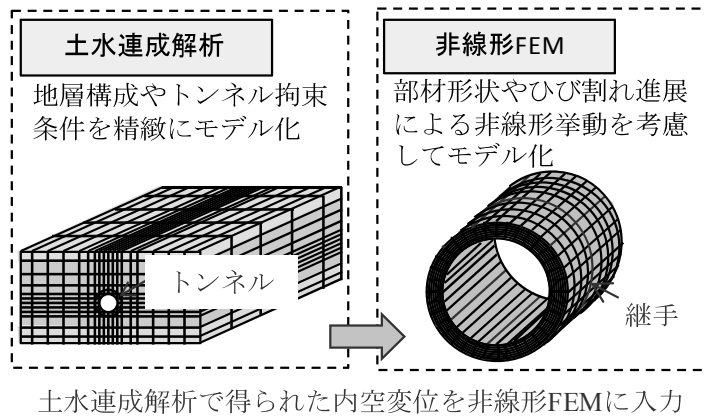


図-4.1 本研究で用いるシミュレーション解析手法の概要

4. 2 土水連成解析による長期変形挙動の算定

4. 2. 1 解析モデルおよび解析条件

土水連成解析に用いた有限要素法解析モデルの概観を図-4.2に示す。地盤、トンネルともに20節点立体要素でモデル化した。

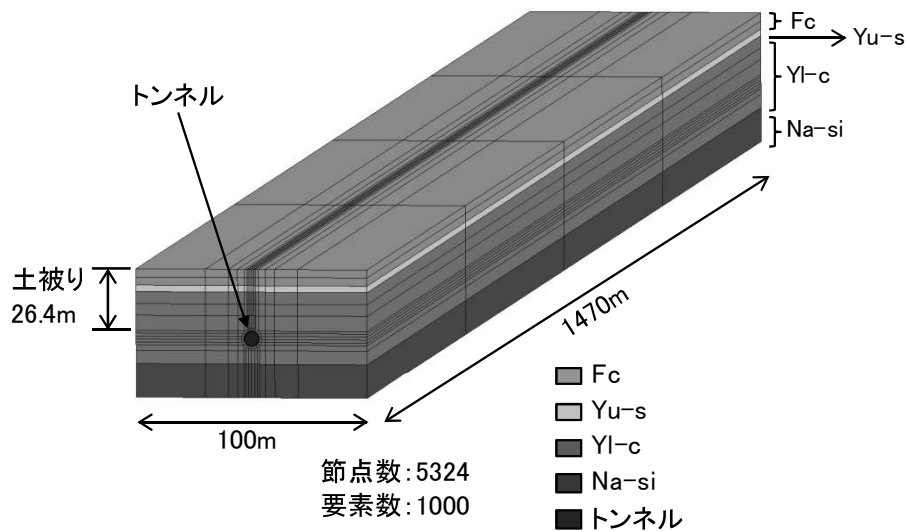


図-4.2 解析モデル

トンネルは剛性一様の線形弾性体としたが、セグメント継手による影響を考慮するため、リング全体の曲げ剛性の有効率 η を用いて評価した。ヤング係数は、表-4.1 に示す値を用いたはり-ばねモデルから、継手の回転ばね定数を考慮した場合と剛性一様リングの場合の変形量が同じとなる値 (36.7kN/mm^2 , $\eta=0.94$) を算出して解析に用いた。

地盤は、図-4.3 の地層構成に基づき定めた。また、解析に用いた地盤は弾性体と仮定し、その物性値は、近傍で行われた土質調査結果をもとに設定した。しかし、ポアソン比については Fc, Yu-s 層は一般的な設計用値を使用し, Yl-c, Na-si 層は Jaky の式から設定した。解析で用いた地盤の物性値を表-4.2 に示す。

表-4.1 トンネルの物性値

ヤング係数(kN/mm ²)	39.0
ポアソン比	0.17
単位体積重量(kN/m ³)	25.0

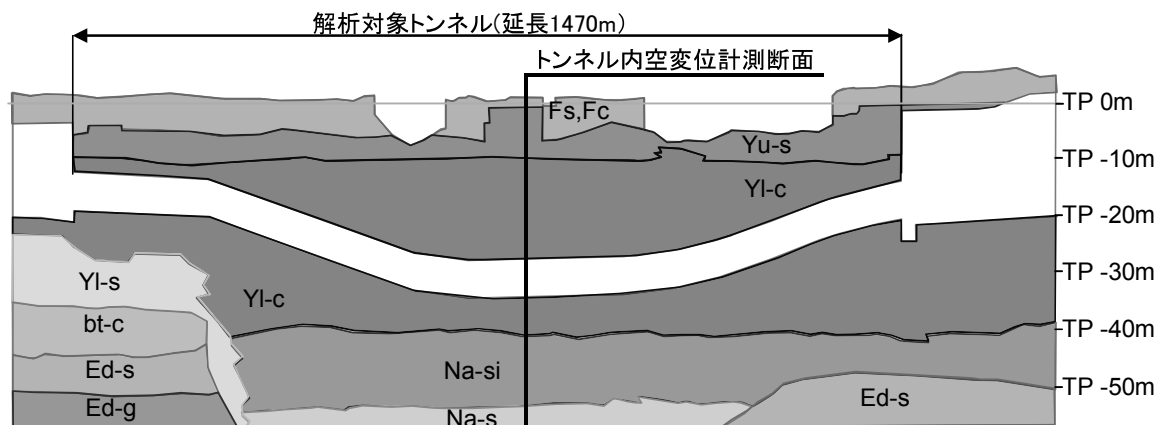


図-4.3 対象トンネル土質縦断面図

表-4.2 地盤の物性値

	Fc	Yu-s	Yl-c	Na-si
層厚(m)	7.0	2.8	31.0	14.6
弾性係数 ^{※1} (kN/m ²)	2500	25250	4498	38300
湿潤密度 ^{※1} (g/cm ³)	1.73	1.84	1.63	1.83
ポアソン比	0.35 ^{※2}	0.35 ^{※2}	0.27 ^{※3}	0.43 ^{※3}
透水係数 ^{※1} (m/s)	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻³	8.0 × 10 ⁻⁷	2.0 × 10 ⁻⁶

※1：近傍で実施された土質試験値

※2：一般的な設計用値

※3：Jakyの式からの算定値 $\nu = K_0 / (1 + K_0) = 0.27$ $K_0 = 1 - \sin \phi$
 $\phi = 38.6^\circ$ (Yl-c), $\phi = 14.2^\circ$ (Na-si)

また、地盤全体の挙動は前述したように地表面と沖積層の挙動が異なるなど複雑であるため、維持管理の実務で必要となるトンネル内空変位量の経時変化を求めることに主眼を置き、トンネルが位置する一様な沖積粘性土層（Yl-c層、Na-si層）のみを経時的な挙動をする圧密層とし、トンネル土被り深さは内空変位計測断面位置における26.4mで一定とした。

トンネル縦断方向の解析範囲はシールド発進および到達立坑間の1470mとし、トンネル横断方向は、側方境界における過剰間隙水圧の変動がトンネルの影響を受けないように十分大きな100mの範囲とした。

解析モデル境界における変位拘束条件は、図-4.4に示すように、地盤は底面の鉛直方向、側面の水平方向を固定とし、トンネルは両端の立坑部で鉛直・水平方向を固定とした。また、解析モデル境界における排水条件は、地表面と底面を排水、側面とトンネル外周面を非排水とした。

対象トンネルの存在する沖積粘性土層は、前述したように地下水位の変動履歴に起因する圧密収縮現象が発生しているが、ここでは図-4.4に示すように地表面に等分布荷重を載荷することで過剰間隙水圧を発生させ、その消散による圧密沈下とそれに伴うトンネルの内空変位を求めた。なお、この等分布荷重の大きさは、図-3.22に示した内空変位の発生状況とフィッティングさせて求めることとした。

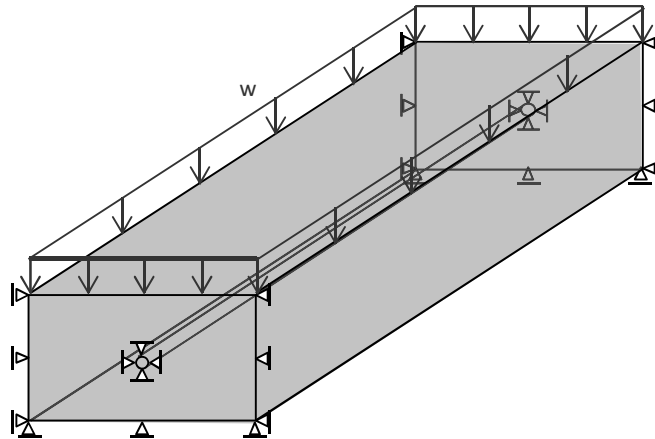


図-4.4 変位境界条件と等分布荷重の載荷方法

4. 2. 2 解析結果

(1) 過剰間隙水圧

図-4.5～図-4.7は、等分布荷重を100kPa、150kPa、200kPa作用させたときの内空変位計測断面における過剰間隙水圧の分布図を示したものである。

載荷直後には、Y1-c層全体に載荷した等分布荷重に相当する過剰間隙水圧が発生し、次第に減少していることが確認できる。

載荷2年目では、トンネル位置付近のY1-c層において過剰間隙水圧がやや残留している。残留している範囲は載荷した等分布荷重が大きいほど広い。

載荷4年目では、100kPa、150kPa作用時には過剰間隙水圧がほぼ消散しているが、200kPa作用時には、トンネル位置のY1-c層にやや残留していることがわかる。

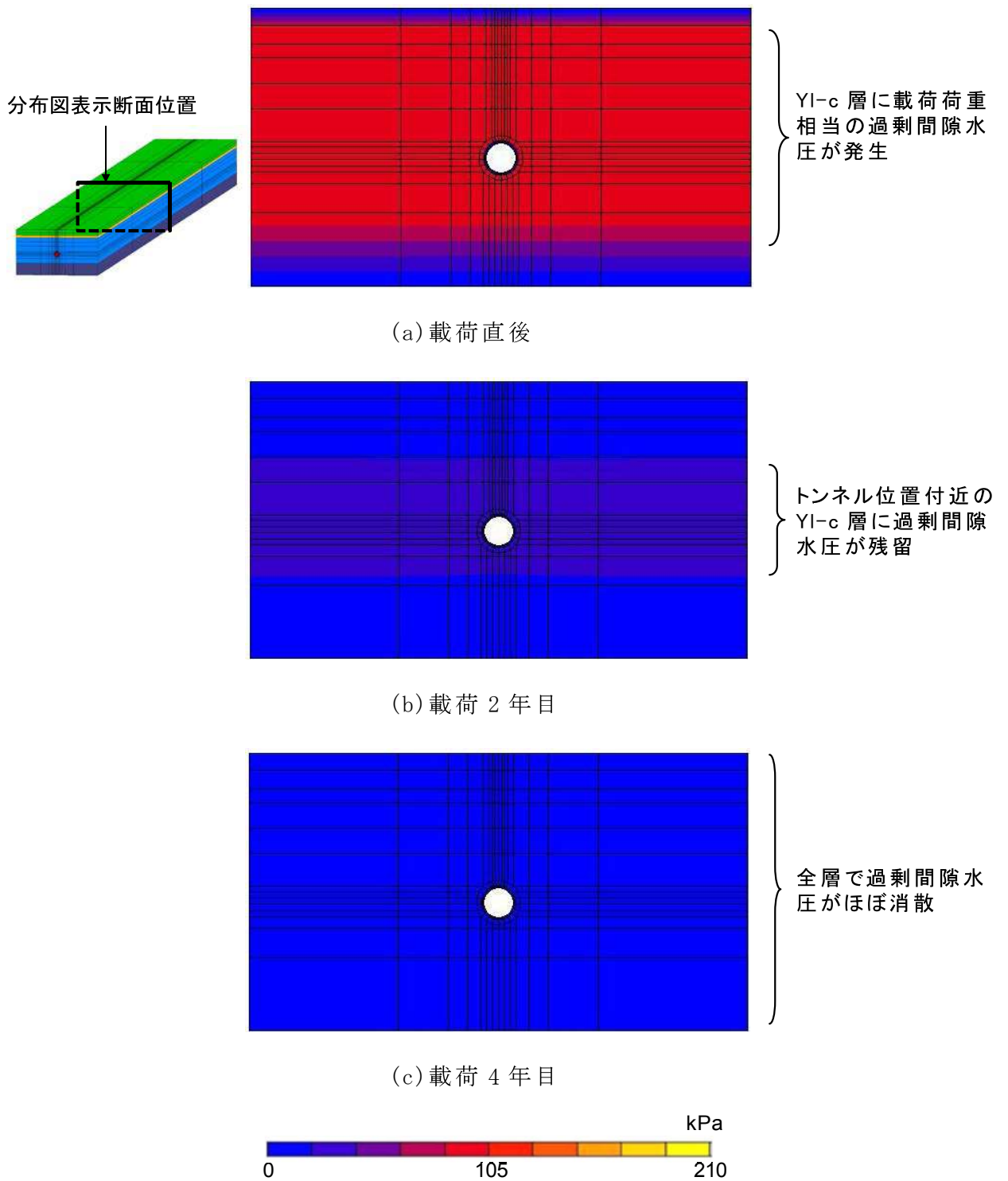


図-4.5 過剰間隙水圧分布図(等分布荷重 100kPa)

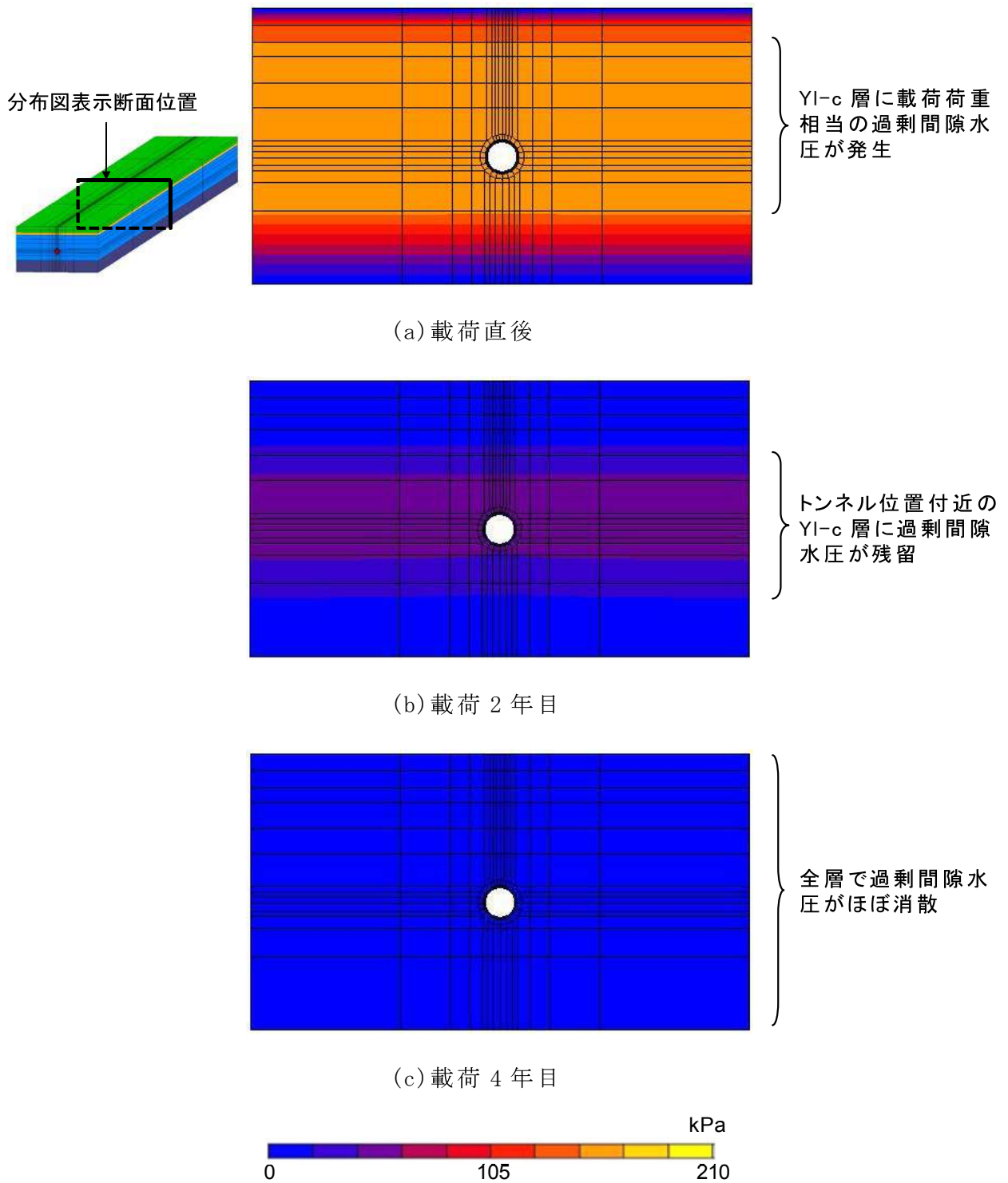


図-4.6 過剰間隙水圧分布図(等分布荷重 150kPa)

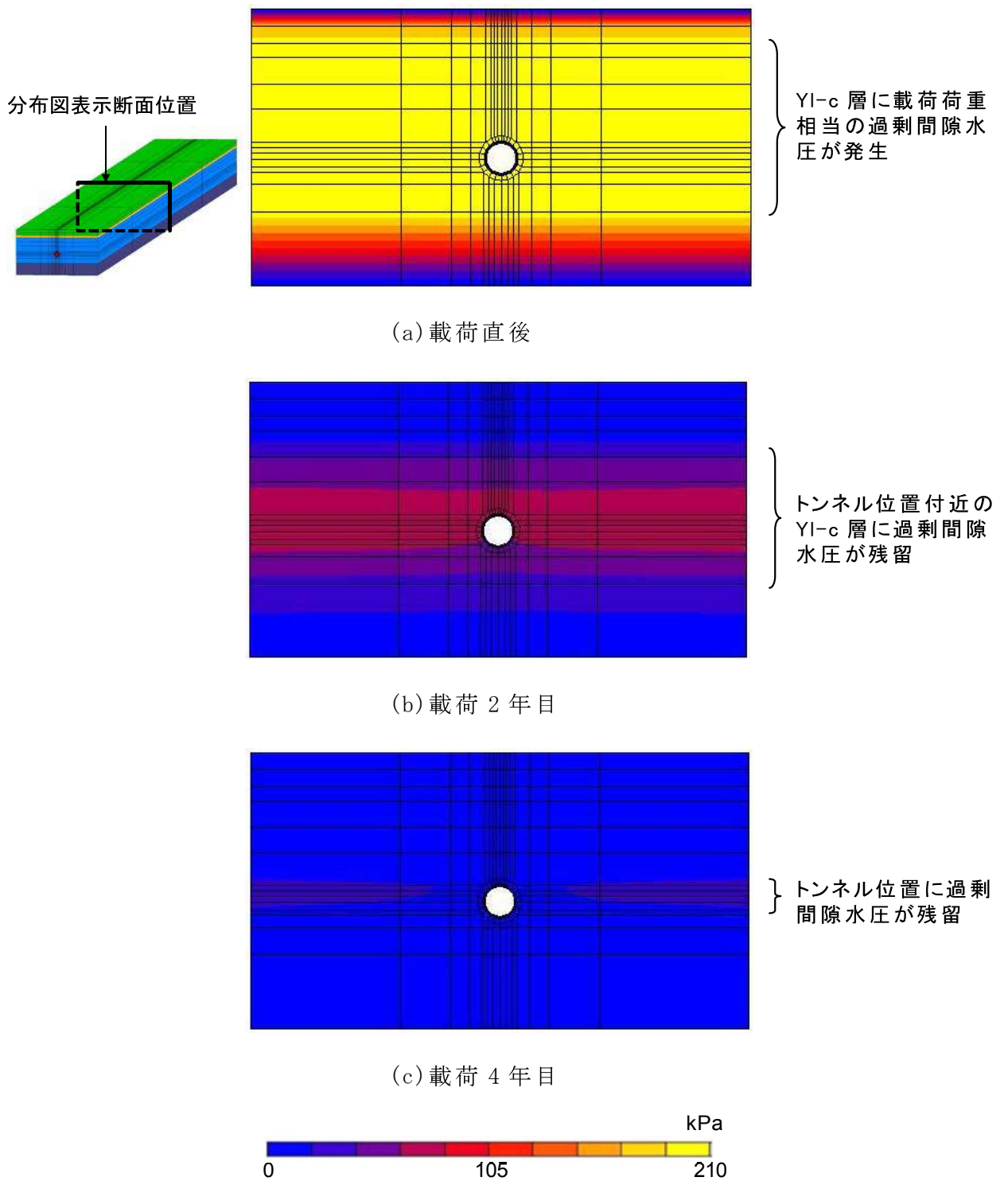


図-4.7 過剰間隙水圧分布図(等分布荷重 200kPa)

(2) 圧密沈下

図-4.8～図-4.10は、等分布荷重を100kPa, 150kPa, 200kPa作用させたときの内空変位計測断面における圧密沈下の分布図を示したものである。

過剰間隙水圧の発生に伴い、圧密沈下が発生し、沖積粘性土層が全体的に大きく収縮していることが確認できる。しかし、いずれの荷重レベルにおいても、過剰間隙水圧の消散に伴い、荷重6年目には、圧密沈下はほぼ安定し、荷重10年目には、収束していることが確認できる。

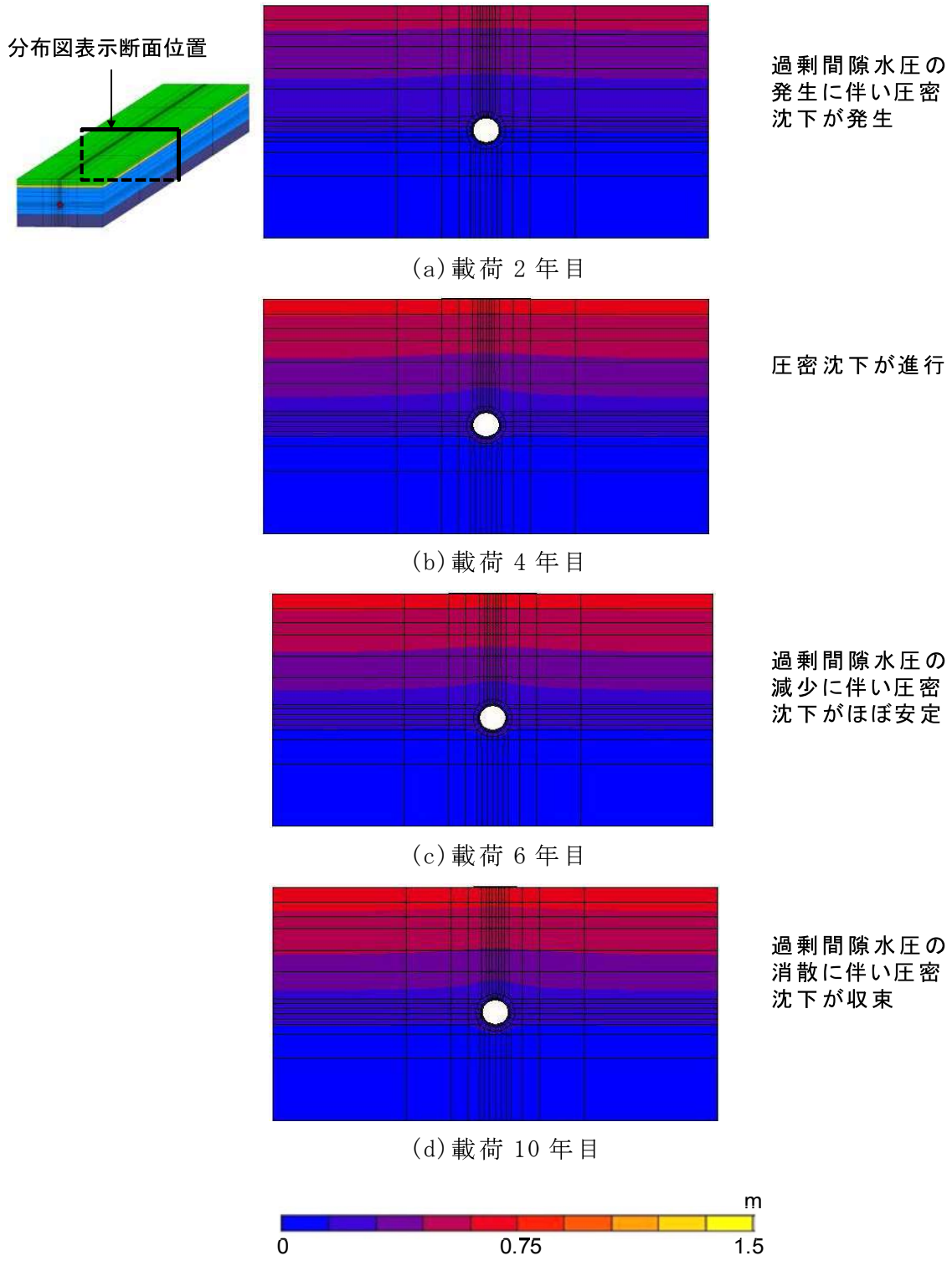


図-4.8 圧密沈下量分布図(等分布荷重 100kPa)

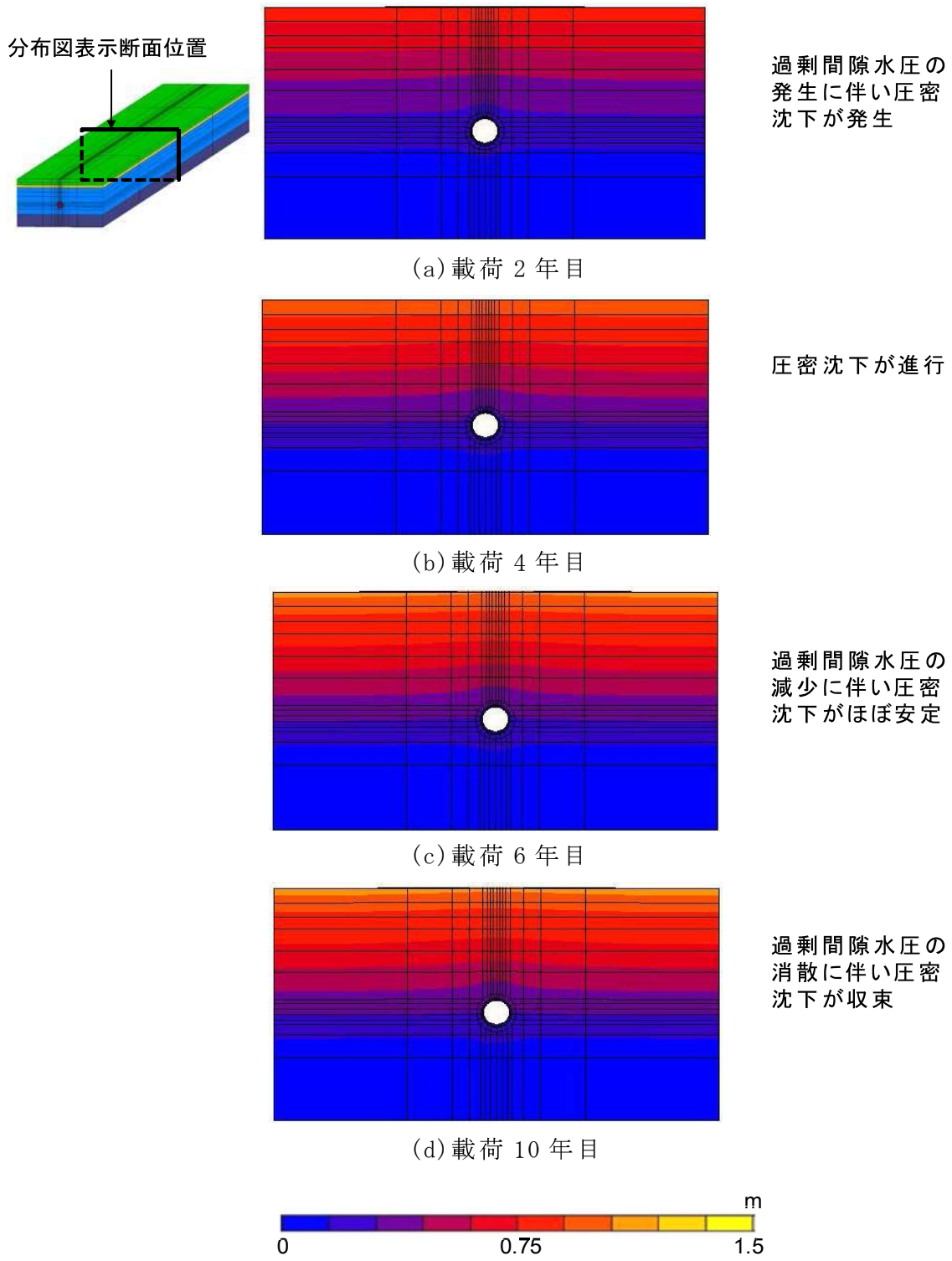


図-4.9 圧密沈下量分布図(等分布荷重 150kPa)

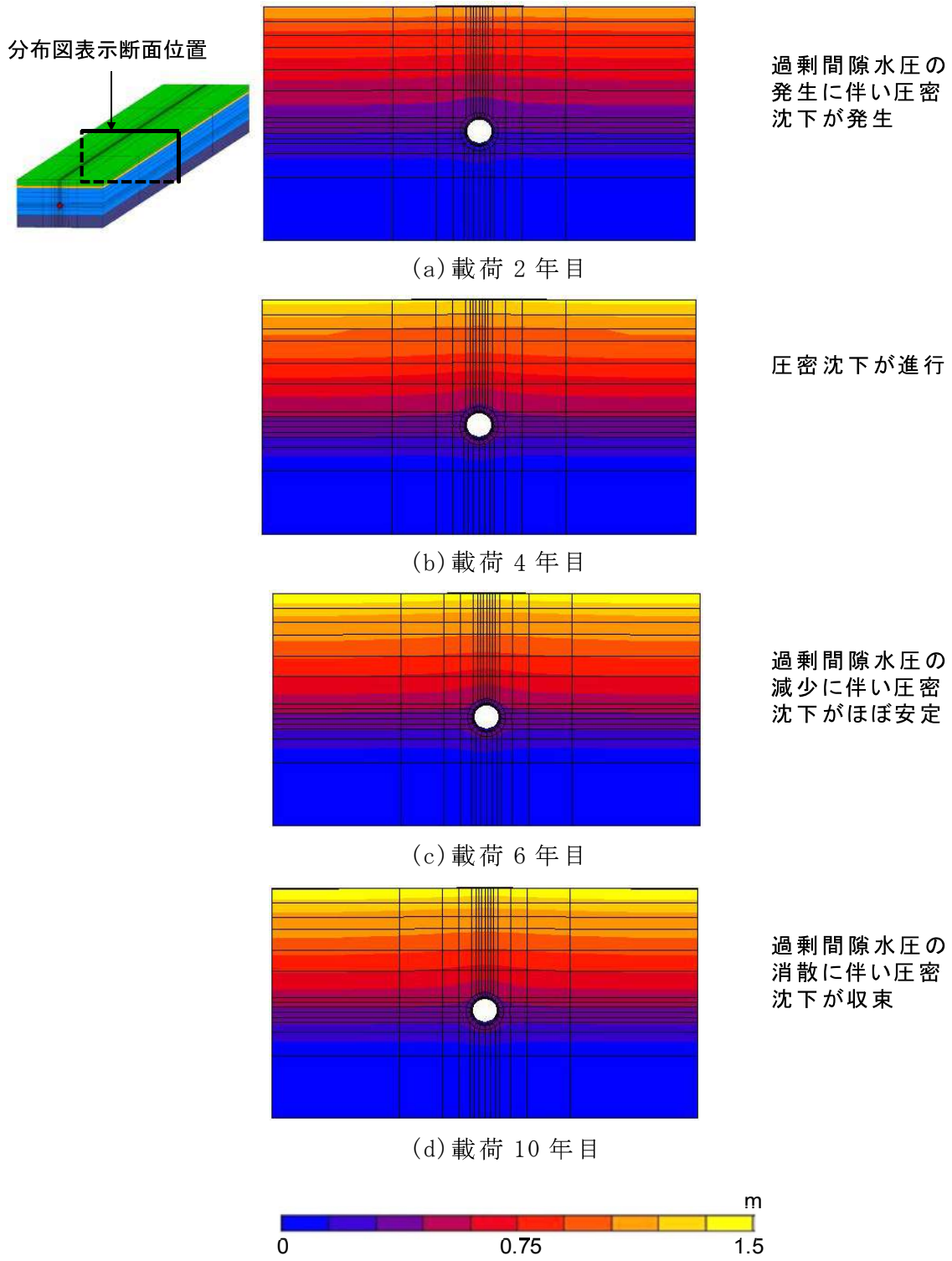


図-4.10 圧密沈下量分布図(等分布荷重 200kPa)

また、図-4.11 は、等分布荷重 150kPa を作用させたときの 10 年経過後におけるトンネル全体の鉛直変位量の分布図を示したものである。トンネルは立坑位置（モデルの両端部）のみで固定された下に凸な変形を生じていることが確認できる。

図-4.12 は、同じ荷重における内空変位計測断面位置でのトンネル横断面の鉛直変位量の分布図を示したものである。トンネル上端と下端における鉛直変位量の差は 7mm であり、トンネルは実測結果と同様に横つぶれ傾向となっていることがわかる。

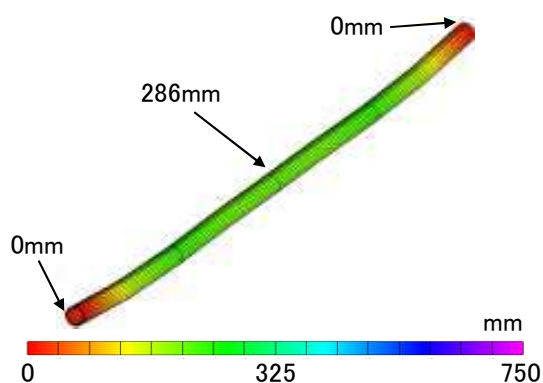


図-4.11 トンネル全体鉛直変位分布図（等分布荷重 150kPa）



図-4.12 内空変位計測断面鉛直変位分布図（等分布荷重 150kPa）

(3) 内空変位量

図-4.13～図-4.15 は、等分布荷重を 100kPa, 150kPa, 200kPa 作用させたときの内空変位量の解析結果と実測値を比較したものである。圧密沈下は鉛直方向の地盤変形であり、地盤の圧密沈下の影響はトンネル内空変位のうち鉛直変位量に顕著に反映されると考えられる。この観点から考えると、図-4.14 に示す等分布荷重を 150kPa としたときの解析で得られた 20 年経過後における鉛直変位量の収束値が約 7mm で実測値に最も適合していることがわかる。

しかし、図-4.3, 表-4.2 に示すように、透水係数が大きく地下水位変動に追従する層は Y1-c 層以浅の 9.8m であることから、地下水位変動に起因して想定できる等分布荷重は、最大でも 100kPa 程度である。すなわち、実測値に適合した鉛直方向のトンネル内空変位量の収束値を得るためには、これを上回る 150kPa の等分布荷重を作用させたこととなる。

以上のことから、セグメント継手における剛性低下を考慮したものの、土水連成解析では、地下水位変動以外の影響による割合が、少なくとも 1/3(50kPa) と大きくなった。一方で、既往の事例では地下水位変動による圧密が主要原因とされているため、この割合については解析精度の向上が課題として残された。

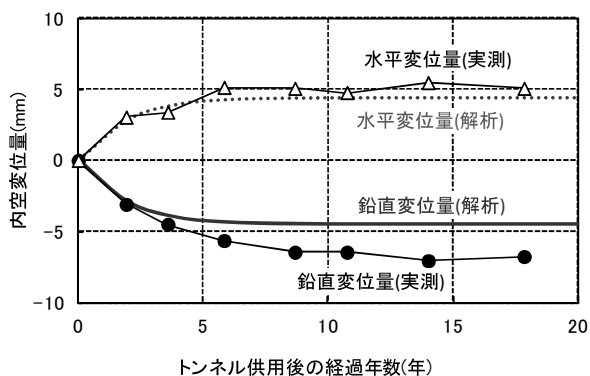


図-4.13 内空変位量の経時変化（等分布荷重 100kPa）

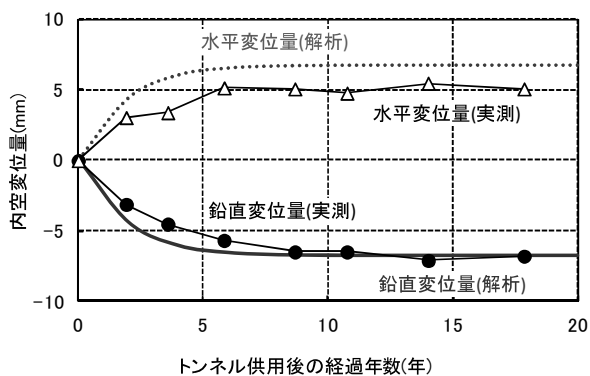


図-4.14 内空変位量の経時変化（等分布荷重 150kPa）

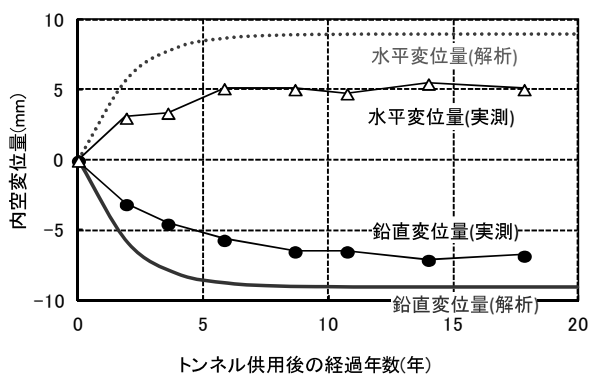


図-4.15 内空変位量の経時変化（等分布荷重 200kPa）

4. 3 非線形 FEM によるひび割れ進展過程の算定

4. 3. 1 解析モデル

4. 2 の土水連成解析で得られたトンネル内空変位量を利用して、セグメント 1 リングに相当する覆工のひび割れ進展過程を非線形 FEM にて求める。非線形 FEM の解析モデルを図-4.17 に示す。コンクリートを 8 節点立体要素、鉄筋を 2 節点棒要素でモデル化し、両者の間に付着を考慮したばね（接線方向および法線方向）を設置することにより、コンクリートと鉄筋の付着を考慮した³⁾。隣接するセグメント同士の接触や継手ボルトもばね要素を用いてモデル化した。

なお、千鳥組の効果など、複合的な影響があるとも考えられるが、本研究における解析の目的は、ひび割れの進展を精緻に把握することであるため、セグメントの形状や鉄筋を詳細に表現することに主眼を置き、1 リングモデルを用いた。

また、図-4.16 に示すように、内空変位量のうち、水平変位についてはトン

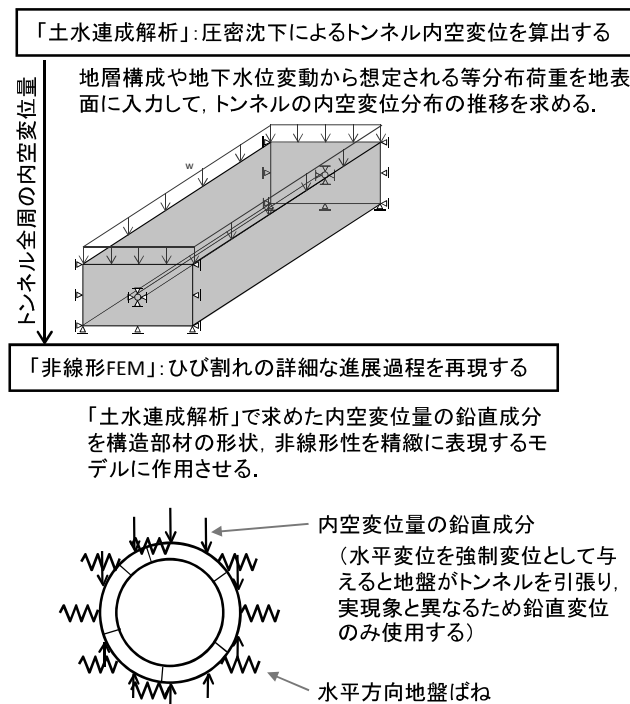
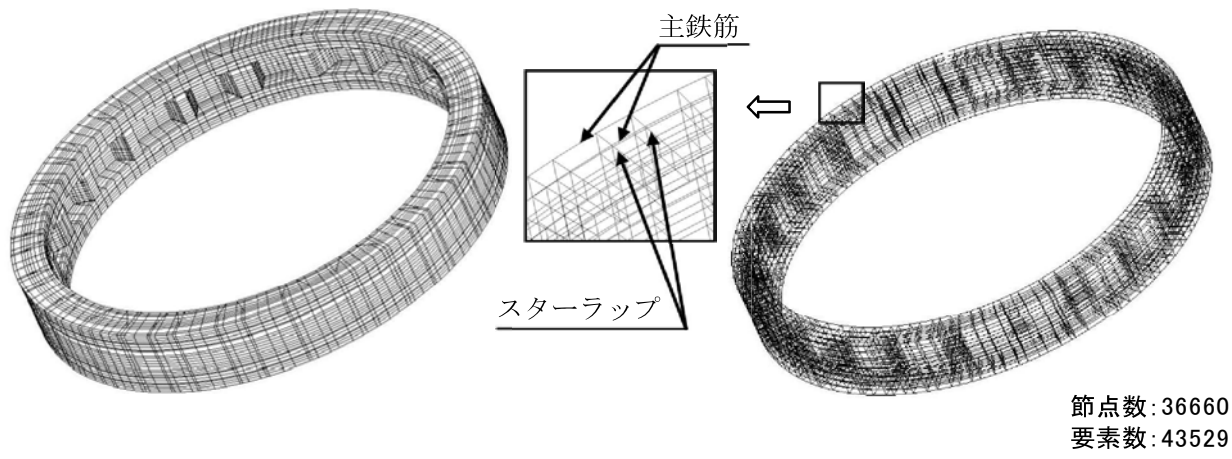
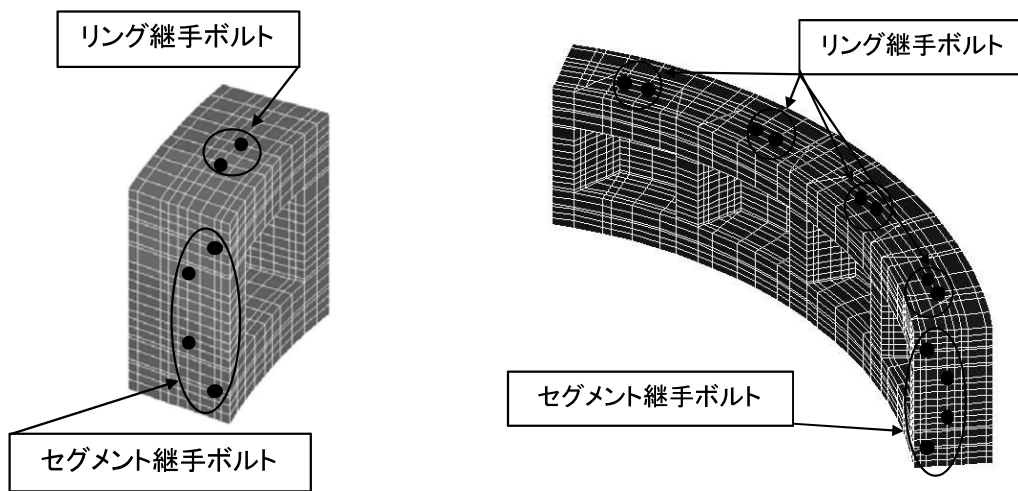


図-4.16 土水連成解析と非線形 FEM の組合せ概要



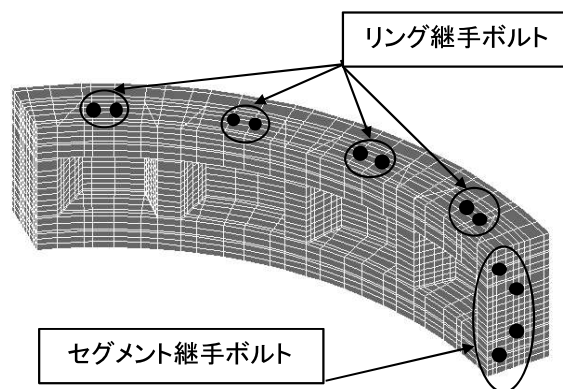
(a) セグメント全体

(b) 鉄筋



(c) Kセグメント

(d) Aセグメント



(e) Bセグメント

図-4.17 非線形 FEM 解析モデル

ネルを引っ張ることとなるため、鉛直変位量のみを非線形 FEM モデルのセグメント外面に直接入力した。水平方向には、セグメント外面に YI-c 層の弾性係数に基づき設定した設計計算用⁴⁾の地盤ばねを配置した。また、土水連成解析にない節点変位は、節点間を中心からの距離に応じて補間して入力した。

4. 3. 2 材料特性

解析に用いたセグメントを構成するコンクリート、鉄筋の物性値を表-4.3 に示す。これらは設計用値をもとに設定した。

コンクリートについて、引張側は図-4.18 に示す引張軟化特性⁵⁾を導入して非線形性を考慮し、圧縮側は降伏基準にモール・クーロン則を用いる完全弾塑性性を考慮した構成式を用いた。ひび割れは、最大主応力が引張強度より大きくなる位置で最大主応力発生方向の直角方向に発生するものとし、図-4.17 の引

表-4.3 セグメントの物性値

コンクリート	ヤング係数(kN/mm ²)	39.0
	ポアソン比	0.17
	圧縮強度(N/mm ²)	48.0
	引張強度(N/mm ²)	3.04
	単位体積重量(kN/m ³)	25.0
鉄筋・継手	ヤング係数(kN/mm ²)	210.0
	ポアソン比	0.30
	単位体積重量(kN/m ³)	78.5

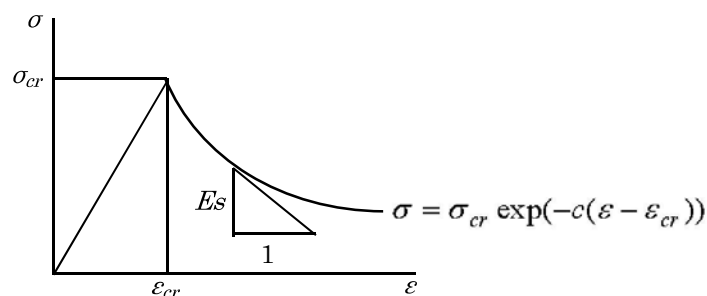


図-4.18 コンクリート引張軟化特性の概念⁵⁾

張軟化特性では，引張強度を超過した後に応力はすぐにゼロとせず，式(1)で定義する指数関数に従うものとした．

$$E_s = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = -c \cdot \sigma_{cr} \exp(-c(\varepsilon - \varepsilon_{cr})) \quad (1)$$

ここに， E_s ：引張軟化係数

c ：残留特性係数

σ_{cr} ：ひび割れ発生応力

ε ：ひずみ

ε_{cr} ：ひび割れ発生ひずみ

また，隣接するセグメント間のコンクリート同士が接触しないように法線方向のばねを設け，ばね定数はコンクリートのヤング係数を考慮したノンテンションばねを，継手ボルトのばね値は線形ばねを設定した．なお，式(1)中の残留特性係数 c ， σ_{cr} ， ε_{cr} ，コンクリートと鉄筋間のばね値は，既往の研究³⁾と表-4.3をもとに設定した．

4. 3. 3 解析手順

土水連成解析で求めた等分布荷重 150kPa 時のトンネル全周の内空変位分布の鉛直成分を入力値として，トンネル供用後の周辺地盤の圧密沈下に起因する覆工のひび割れ進展過程を求めた．

ここで，図-4.19 に示すように，ひび割れ発生後のトンネルの変位量に対する荷重増分が小さい非線形領域Ⅱの荷重－変位領域で安定した解を得るために，土水連成解析で経時的に求めたトンネル内空変位を解析モデルのセグメント外面に直接，強制変位として入力することとした．なお，土水連成解析にない節点変位は，節点間を中心からの距離に応じて補間して入力した．

また，内空変位量のうち，水平変位量を強制変位として与えると地盤がトンネルを引っ張ることとなるので，鉛直変位量のみを非線形 FEM モデルに入力した．水平方向には，セグメント外面に Y1-c 層の弾性係数に基づき設定した設計計算用⁴⁾の地盤ばねを配置した（図-4.20）．

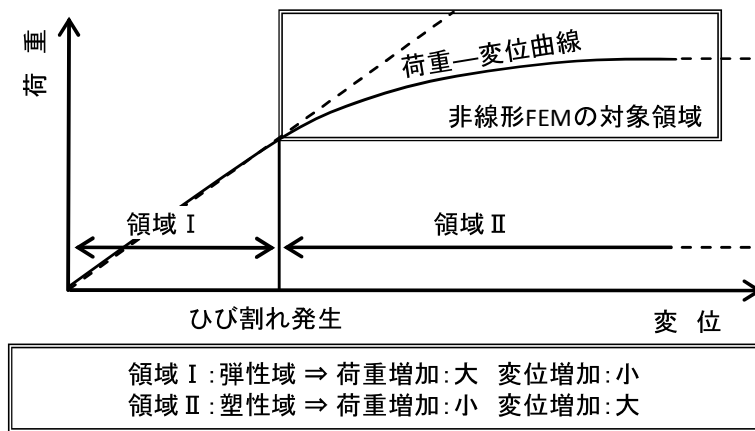


図-4.19 トンネルの荷重-変位曲線の模式図

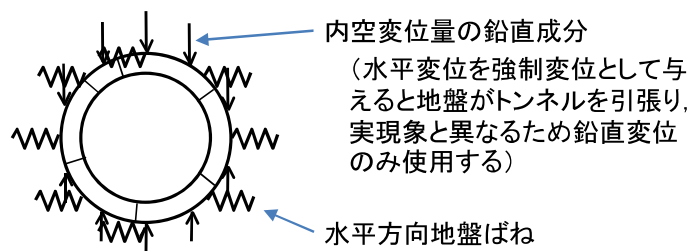


図-4.20 非線形 FEM における地盤ばね

4. 3. 4 ひび割れの進展状況

引張強度と弾性係数から割り戻したひび割れを生じるひずみ量からの増分 (式(1)中の $\varepsilon - \varepsilon_{cr}$) を, ここでは便宜上, クラッキングひずみと定義した. このクラッキングひずみの分布図を, 図-4.21 に示す. このクラッキングひずみが発生している箇所が, 覆工のひび割れ発生箇所に対応している. また, 参考に全ひずみの分布図を 図-4.22 に, 鉛直方向変形図を 図-4.23 に示す. なお, 分布図に示しているひずみは, 式 (2) に示す x, y, z の 3 方向の絶対値である.

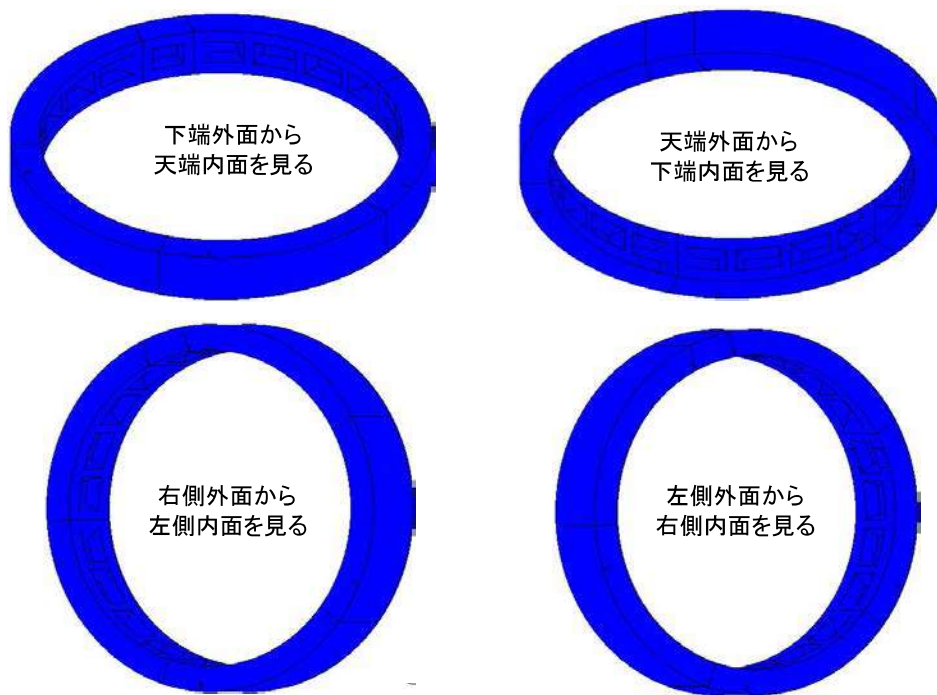
$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2} \quad (2)$$

クラッキングひずみは、建設後 1.5 年目に天端および下端の内面側の主桁と縦リブの接合部の四隅で発生した。2 年目には、同じ位置のひずみ量が増加し、3 年目以降は、同じ位置でのひずみ量が増加するとともに主桁全体に広がっていくことがわかる。また、5 年目には、左側、右側の外面にもクラッキングひずみが発生している。現場との比較が可能な天端内面側の最終的なクラッキングひずみの分布は、図-3.20 に示した本研究で対象としたトンネルで観察された天端付近の主桁に、トンネル軸方向の微細なひび割れが分散して発生している状況とほぼ一致していることがわかる。

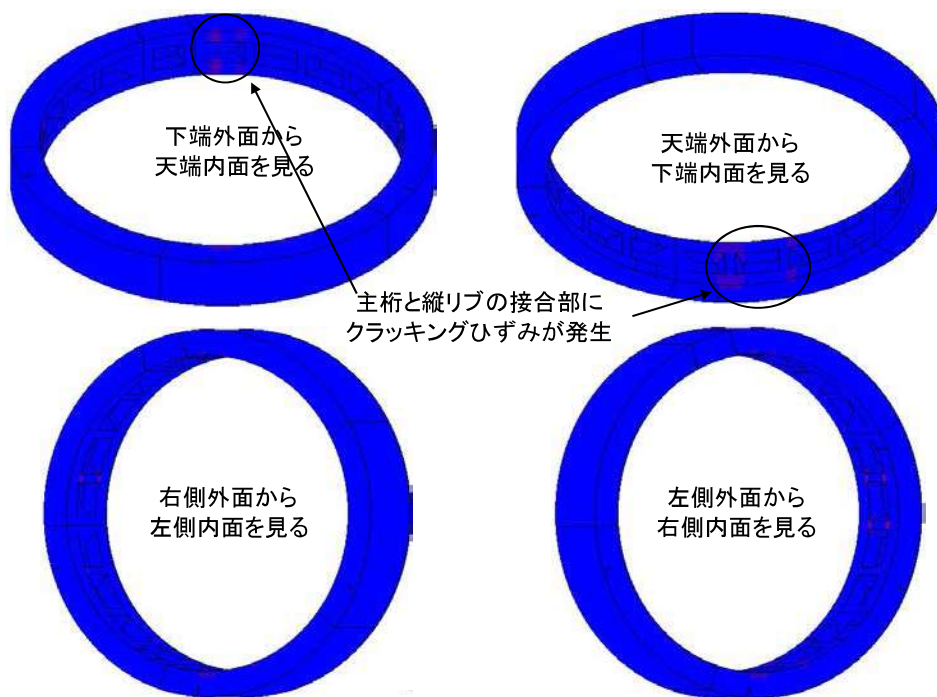
また、鉛直方向変形図からもトンネルは、鉛直方向に縮小する横つぶれに変形していることが確認できる。

なお、前述したように対象トンネルでは、施工時には顕著なひび割れは確認されておらず、また、供用後も収縮傾向が続いている軟弱粘性土層中にトンネルが位置しており、そして、内空変位計測の結果、施工後一定期間、鉛直方向に縮小し、水平方向に拡大していることが確認されている。このようなことから、現場で観察されたひび割れが周辺地盤の圧密沈下によるものであるという推定もできる。

このように、非線形 FEM では、土水連成解析で得られた内空変位量を入力値とすることで、現場で観測されたひび割れの発生状況と概ね一致する結果を得ることができ、さらに、現場調査では不明であったひび割れの進展過程の推定が可能であることがわかった。



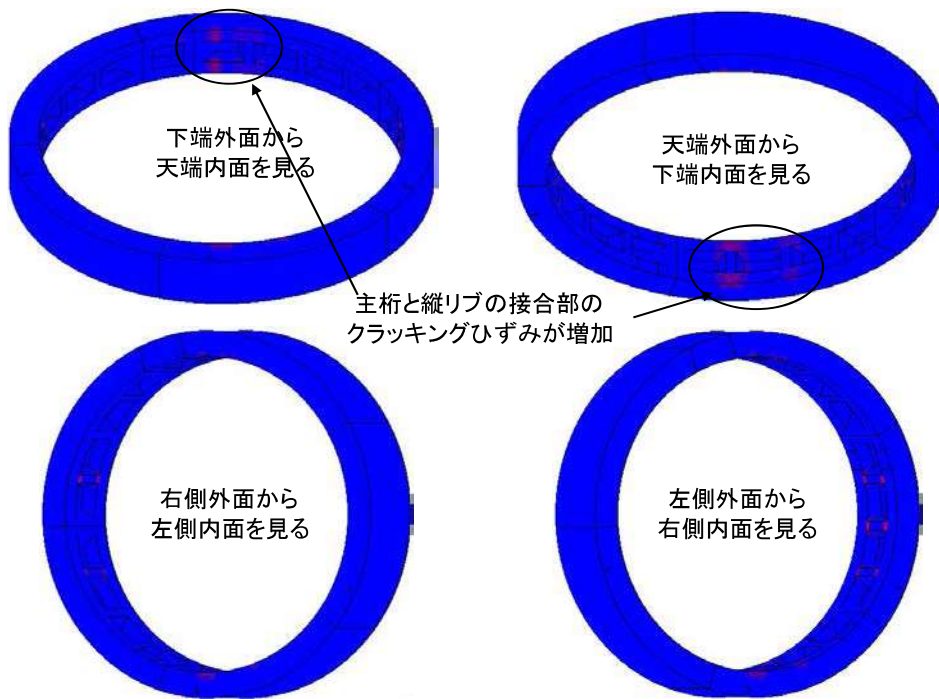
(a) 建設時



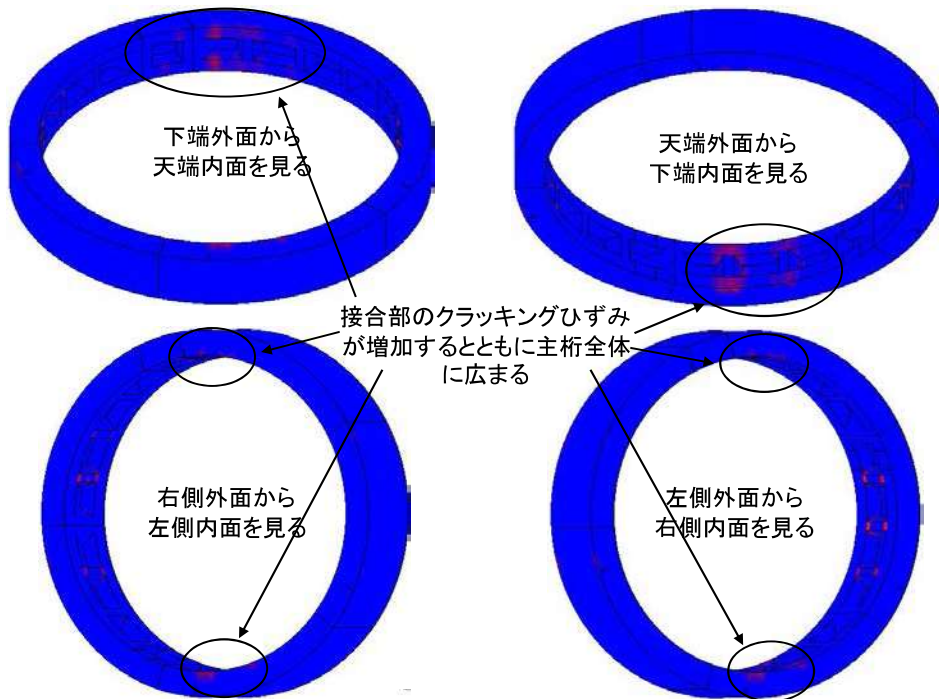
(b) 建設後 1.5 年目



図-4.21 クラッキングひずみ (1)



(c) 建設後 2 年目



(d) 建設後 3 年目



図-4.21 クラッキングひずみ (2)

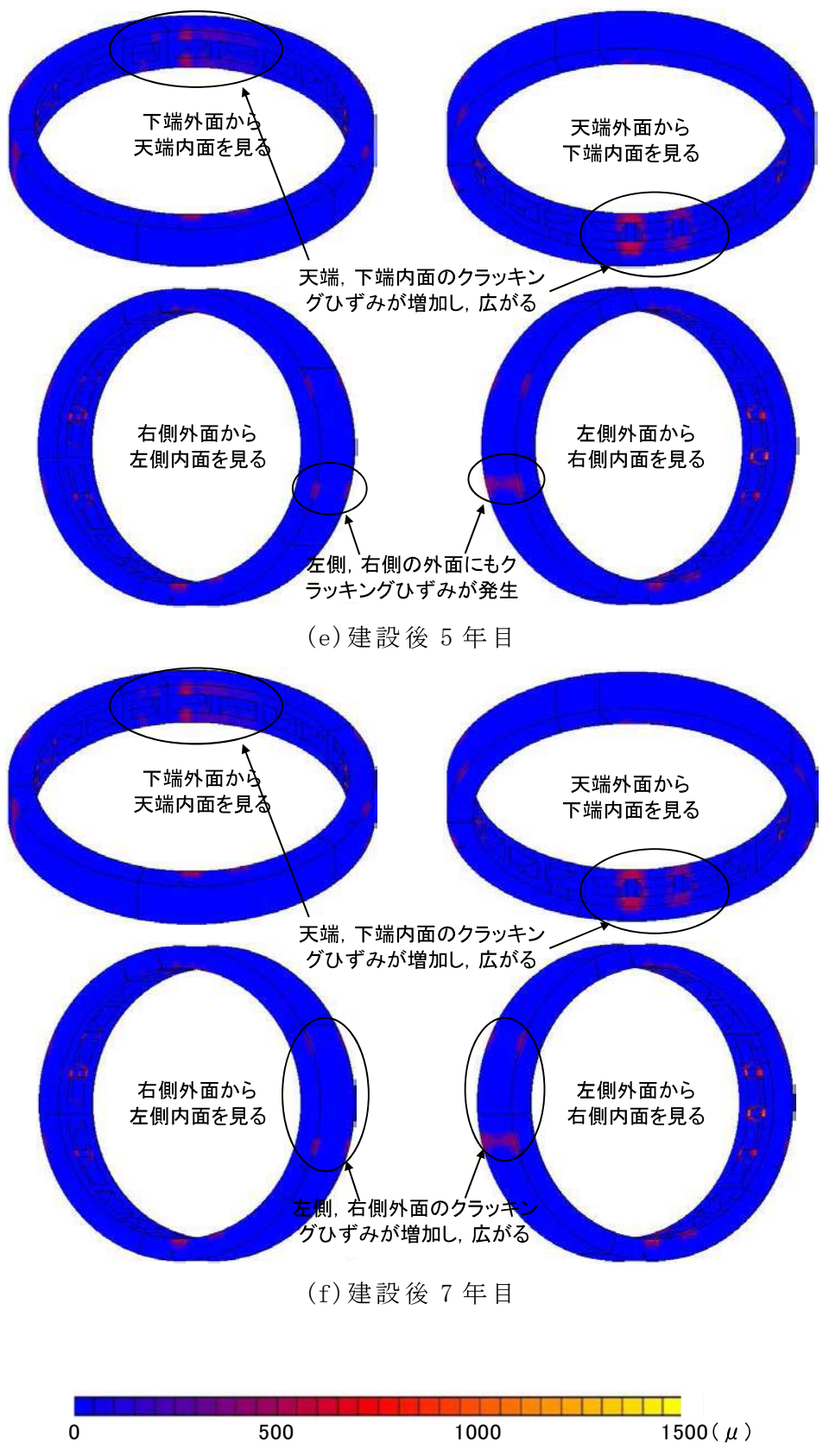
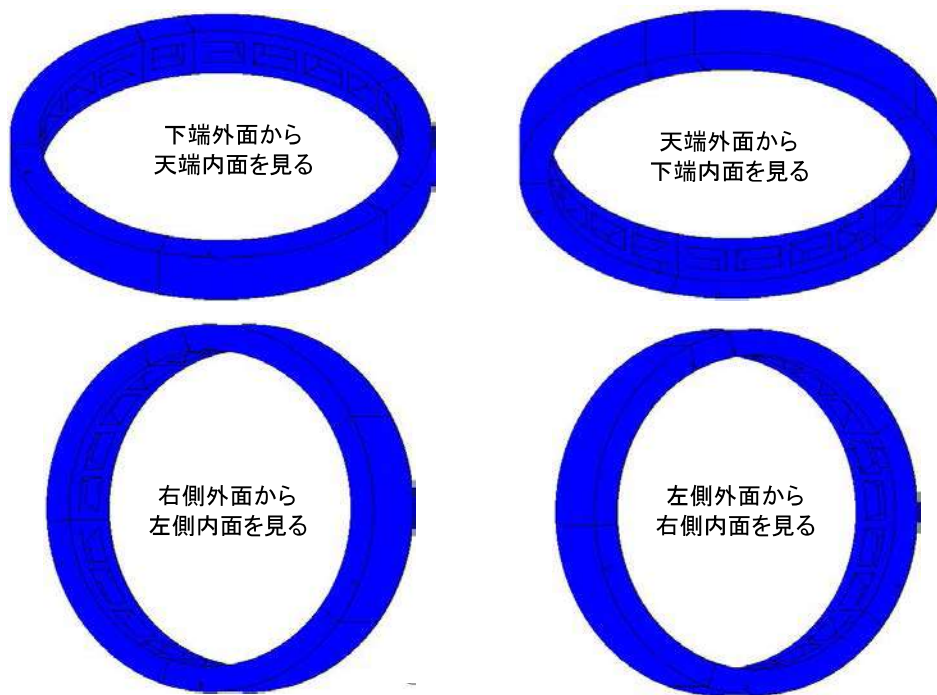
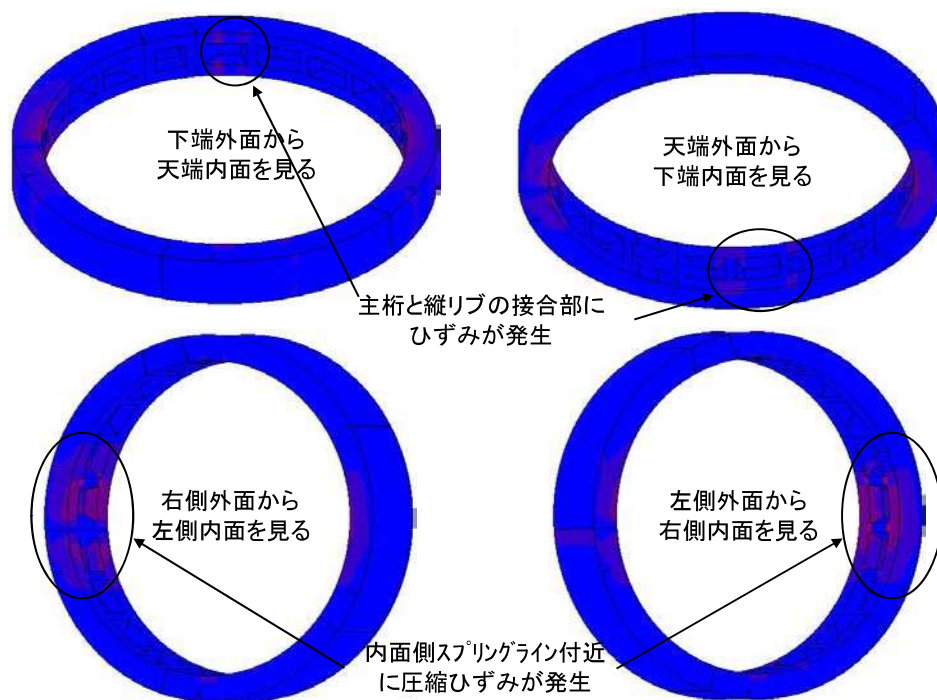


図-4.21 クラッキングひずみ (3)



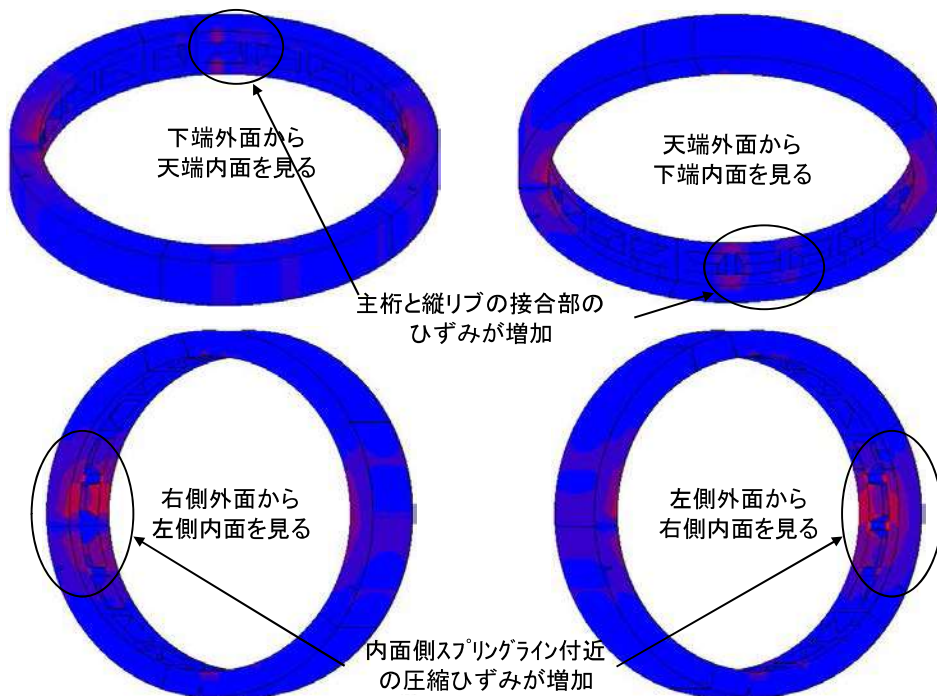
(a) 建設時



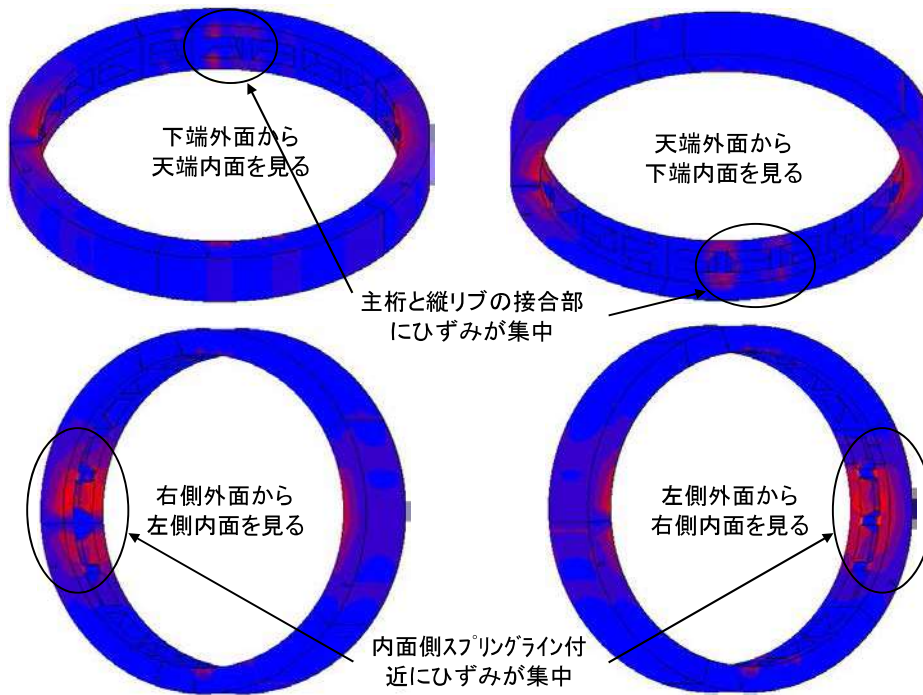
(b) 建設後 1.5 年目



図-4.22 全ひずみ (1)



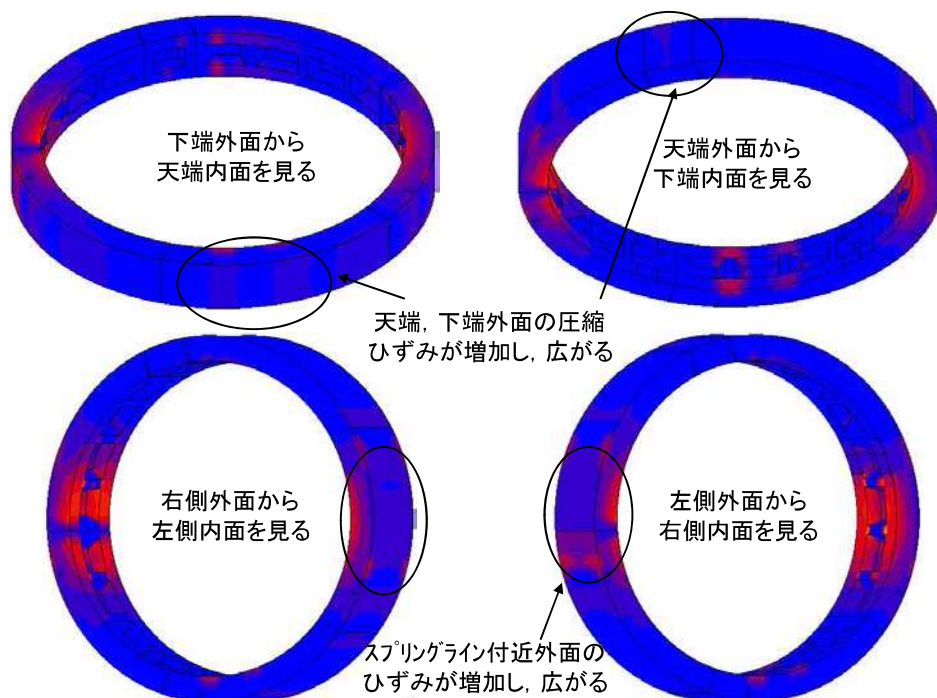
(c) 建設後 2 年目



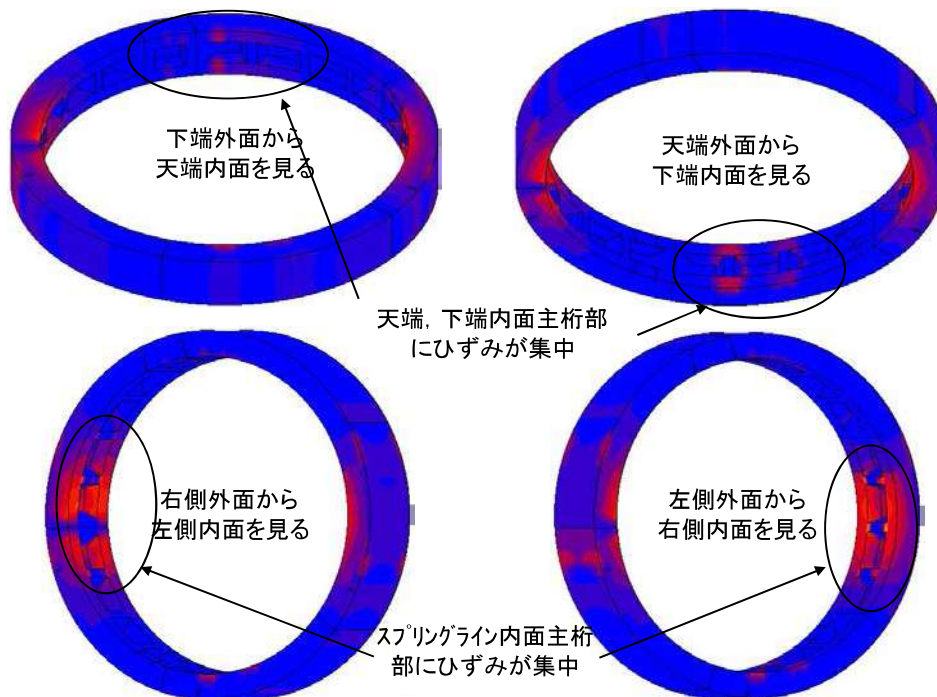
(d) 建設後 3 年目



図-4.22 全ひずみ (2)



(e) 建設後 5 年目



(f) 建設後 7 年目

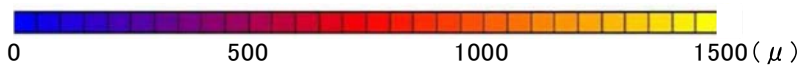
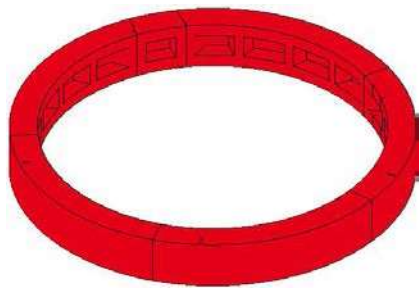
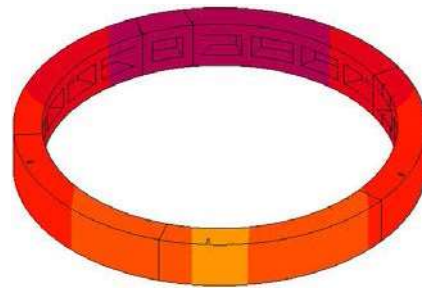


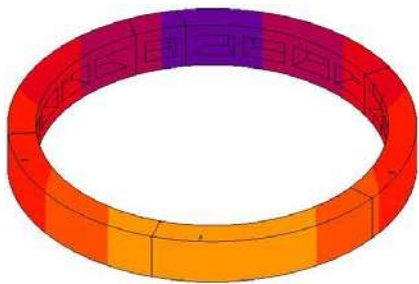
図-4.22 全ひずみ (3)



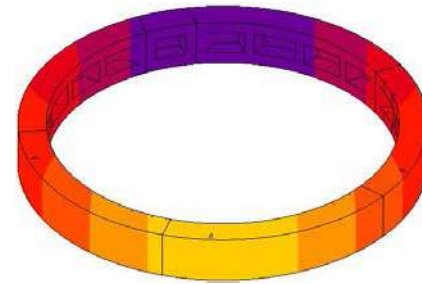
(a) 建設時



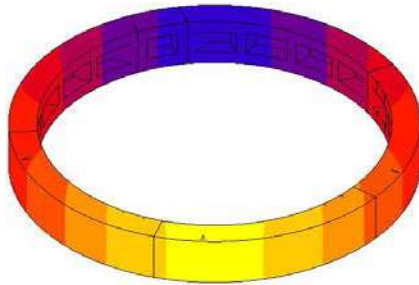
(b) 建設後 1.5 年目



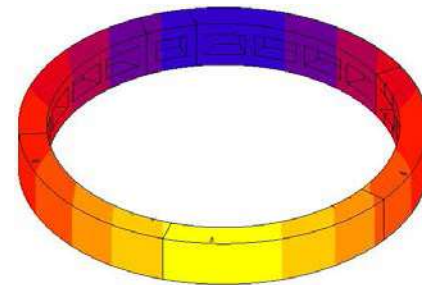
(c) 建設後 2 年目



(d) 建設後 3 年目



(e) 建設後 5 年目



(f) 建設後 7 年目



図-4.23 鉛直方向変形図

4. 4 まとめ

本章では、圧密現象に起因する地盤と従来のセグメント継手の影響による剛性低下のみを考慮したトンネルの相互作用を評価する土水連成解析と覆工材料のひび割れ発生に伴う非線形性を表現する非線形 FEM モデルを組み合わせた変状シミュレーション手法を第 3 章で調査対象とした既存のシールドトンネルに適用した。

その結果、非線形 FEM については、土水連成解析で得られた内空変位量をセグメントの全周に地盤ばねを配置した非線形 FEM モデルに入力することで、現場で観測されたひび割れとほぼ同様の発生状況を得ることができた。さらに、現場調査では不明であったひび割れの進展過程の推定が可能であることがわかった。

しかし、土水連成解析では、内空変位の発生状況を実測結果と合致させるためには、当該地域の地層構成や地下水位変動状況から想定できる以上の荷重で圧密沈下を発生させる必要があるという課題も明らかになった。

そして、この原因のひとつとして、古いトンネルでは残存する施工や地盤に関する記録が少なく、トンネルや地盤の初期応力等の解析に反映できる情報が不足しているという問題がある。しかし一方で、解析手法の観点からすれば、非線形 FEM で得られた覆工のクラッキングひずみが供用後間もない 1.5 年目から生じていることから、経時的なトンネル内空変位に及ぼすひび割れによる覆工の剛性低下の影響も大きい可能性があり、ひび割れ発生後の剛性低下を土水連成解析で考慮できれば、より実測値に近い解析結果が得られる可能性があるものと考えられる。

第 4 章 参考文献

- 1) Christian,J.T. and Boehmer,J.W. : Plane strain consolidation by finite elements,Proc.ASCE,Vol94,SM4, pp.1435~1457, 1970.
- 2) 小宮一仁 : シールド工事に伴う軟弱粘性土地盤の力学挙動に関する解析的研究, 早稲田大学博士論文, 第 2 章, 1994.
- 3) 新井泰, 杜世開, 山本努, 渡辺忠朋 : 非線形挙動を考慮した開削トンネルのひび割れ調査結果シミュレーション, トンネル工学論文集, Vol.15, pp.173-181, 2005.
- 4) 国土交通省鉄道局, 財団法人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, 丸善, 2002.
- 5) 吉川弘道, 西藤厚, 金刀督純 : 引張強度の空間的変動を考慮したコンクリートの FEM 破壊シミュレーション, コンクリート工学論文集, Vol.7, pp.103-117, 1996.

第5章 ひび割れの発生と進展による剛性低下モデルの検討

5.1 概要

前章の土水連成解析は、地下水位変動の発生範囲などを考慮して地盤の広域的なモデル化を行っている。したがって、解析の精度を高めるため、ひび割れ発生後の剛性低下を考慮するべく、覆工の局所的なモデル化を必要とする非線形 FEM の材料非線形の理論¹⁾をそのままこの土水連成解析に適用すると、トンネルを精緻にモデル化することとなり、膨大な計算時間を要することから経済的負担が増すとともに、予測精度の観点からも手法の工学的な価値の低下を招く可能性がある。

そこで、本章では、セグメント継手における剛性低下をリング全体の曲げ剛性の低下で表現する修正慣用計算法にならって、覆工のひび割れの発生と進展による影響をリング一様の剛性低下で簡便に評価することを目的として、コンクリート円管を用いたリング外圧試験を行い、実験的に検討する。なお、リング外圧試験は、継手のないリング供試体を使用した簡便な試験であるが、リング一様に剛性を低下させる修正慣用計算法があるため、ここでは、リングのひび割れのみに着目して実験を行う。

そして、この簡便な剛性低下モデルと非線形 FEM モデルを用いた覆工のひび割れ解析を行い、両解析方法で得られたひび割れの発生位置や進展状況の比較から本手法の妥当性を検討する。

5.2 コンクリートリングの室内載荷試験

5.2.1 実験概要

リング外圧試験では、シールドトンネルの施工プロセスを考慮したコンクリートリングの室内載荷試験によってひび割れを発生させた供試体を使用する。この室内載荷試験は、曲線施工などでテールクリアランスが減少し、セグメントとマシンテールが競った状態をモデル化したものである。

実験に使用した載荷装置の概要を図-5.1に、実験状況を図-5.2に示す。本

装置は、①反力フレーム、②覆工模型、③シールドジャッキを模擬した鉛直方向のジャッキ4本、④マシンテールとセグメントとの競り力を模擬した水平方向のジャッキ1本、および⑤模擬地盤からなる。模擬地盤はモルタルで作成し、

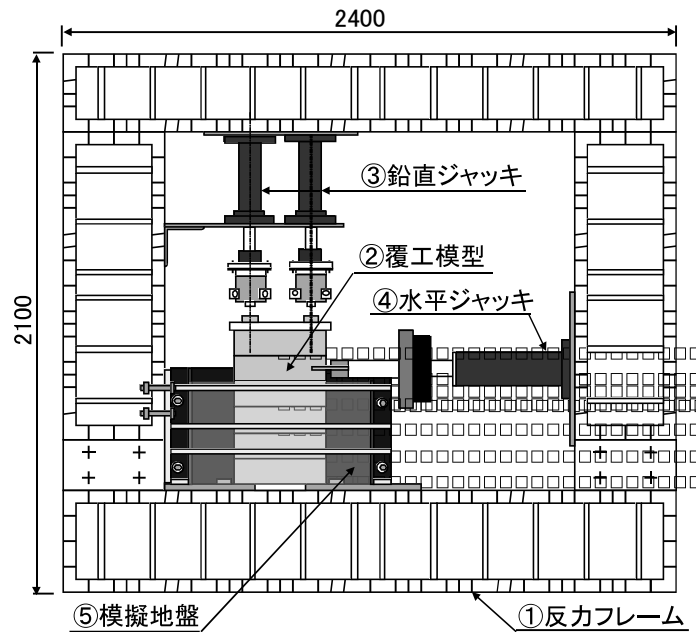
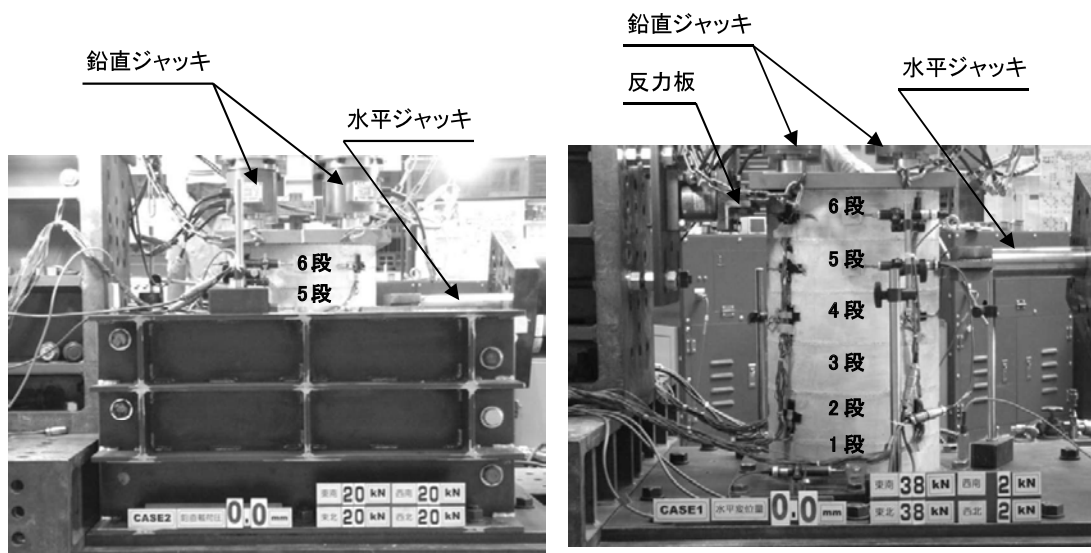


図-5.1 模型実験装置の概略（模擬地盤あり，寸法単位 mm）



(a) 模擬地盤あり

(b) 模擬地盤なし

図-5.2 コンクリートリングの室内載荷試験状況

目標強度が 0.8MPa 程度になる配合とした。

セグメントリングを模擬している覆工模型は、単線鉄道シールドトンネルの外径の 1/20 程度である外径 360mm、肉厚 30mm の下水道用鉄筋コンクリート管である。試験ケース毎に、1 本のコンクリート管から幅 100mm 程度のリング状の供試体を 9 体切り出した（図-5.3）。载荷試験では、このうちの 6 体を使用し、図-5.1～図-5.2 に示すように 6 段に積み重ねて試験を行った。なお、各リング供試体の切断面は、無収縮モルタルにて成型し、積み重ねた際の不陸の影響を低減した。

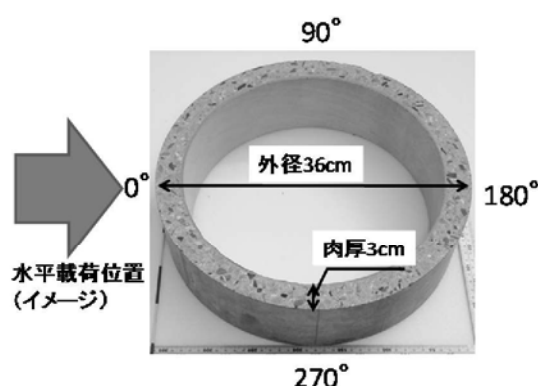


図-5.3 リング供試体

この管の圧縮強度は 48 N/mm^2 で、中立軸には、らせん鉄筋 $2.6\text{mm}@44\text{mm}$ と配力鉄筋 $2.9\text{mm}@106\text{mm}$ が配置されている。また、圧縮試験の結果、供試体の弾性係数は $36,860\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比は 0.19 であった^{2)~4)}。なお、セグメント継手やリング継手は簡素化のためモデル化していない。

このリング供試体の曲げ剛性は、実際のセグメントリングと比較すると 4 オーダー程度小さいものとなるが、コンクリートの弾性係数と定性的なひび割れ発生との関係を把握することに主眼をおいており、弾性係数の相似比を 1 : 1 とすることで対応した。

この実験装置を用い、鉛直方向からシールドジャッキ推力を、水平方向からマシンテールの競りによる荷重を下から 5 段目のリングに载荷し（以後、リング供試体の位置は下からの段数で表す）、覆工模型にひび割れを発生させた。試験ケースは、シールドジャッキ推力の作用パターンと模擬地盤の有無を組合せて、表-5.1 に示す 3 ケースとした。

表-5.1 コンクリートリングの室内載荷試験の実験ケース一覧

ケース	模擬地盤	シールドジャッキパターン	ジャッキ荷重	
			載荷側	反載荷側
CASE1	あり	均等	20kN	20kN
CASE2	あり	偏心	2kN	38kN
CASE3	なし	偏心	2kN	38kN

5. 2. 2 リング供試体のひび割れ発生状況

各ケースの4～6段目の供試体について、試験終了後に観察された内外面のひび割れ発生位置展開図を図-5.4、図-5.6、図-5.8に、ひび割れ発生後の供試体外観を図-5.5、図-5.7、図-5.9に示す。

(1) CASE1

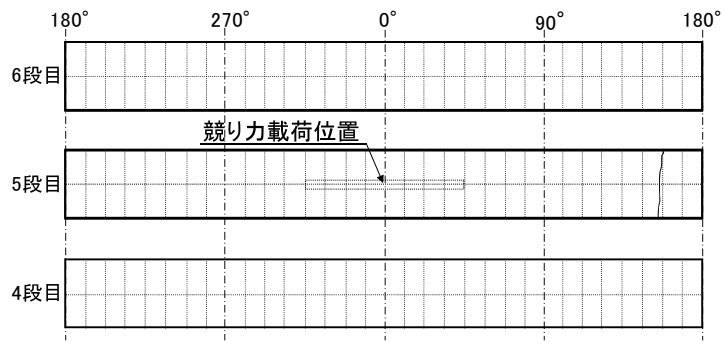
CASE1では、図-5.4に示すように、内面側は5段目の180°付近にリング軸方向にリング幅全長にわたるひび割れが1本、外面側は、5段目の270°付近と6段目の90°付近にリング軸方向に長いひび割れが各1本ずつ発生した。

(2) CASE2

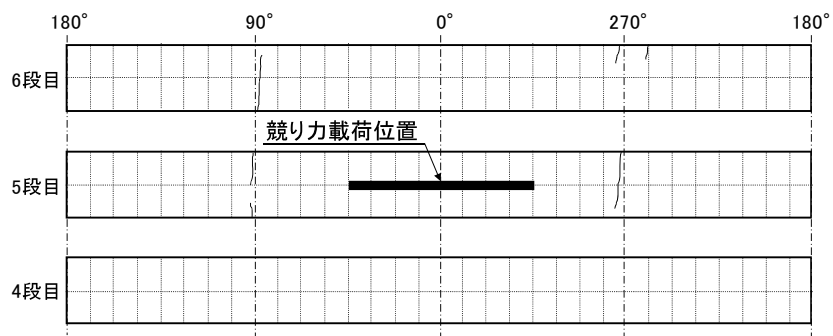
CASE2では、図-5.6に示すように、内面側は5段目の0°付近に縦方向にリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが2本、外面側は、5段目の90°付近と270°付近に縦方向にリング軸方向にリング幅全長にわたるひび割れが各1本ずつ発生した。

(3) CASE3

CASE3では、図-5.8に示すように、内面側は5段目の0°付近にリング軸方向にリング幅全長にわたるひび割れが1本、外面側は、4段目、5段目、6段目の90°付近にリング軸方向にリング幅全長にわたるひび割れが各1本ずつ発生した。



(a) 内面側



(b) 外面側

図-5.4 ひび割れ発生位置 (CASE1)

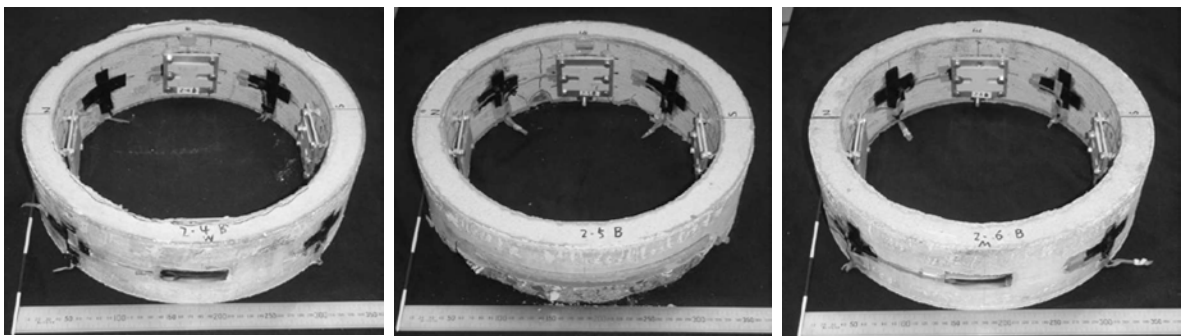
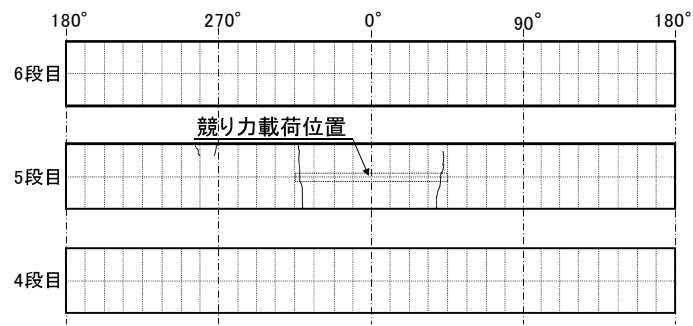
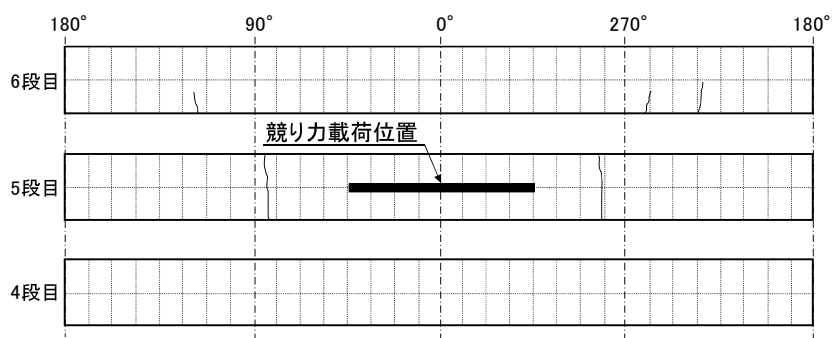


図-5.5 ひび割れ発生後の供試体外観 (CASE1)



(a) 内面側



(b) 外面側

図-5.6 ひび割れ発生位置 (CASE2)

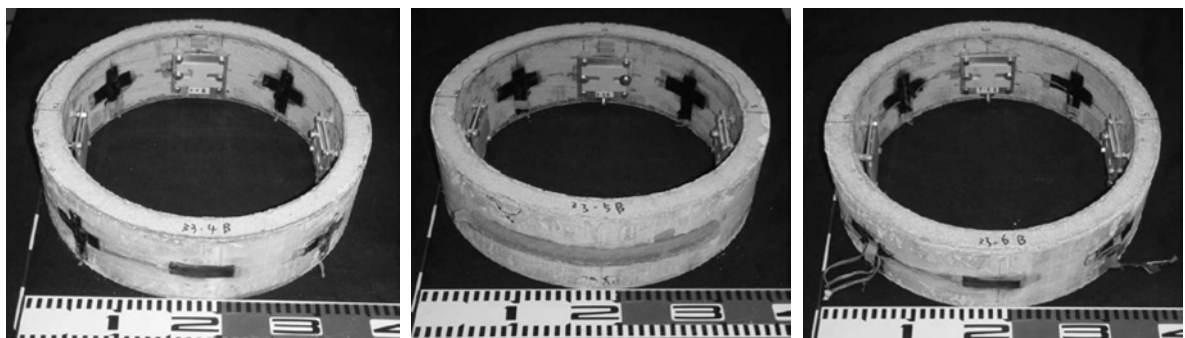


図-5.7 ひび割れ発生後の供試体外観 (CASE2)

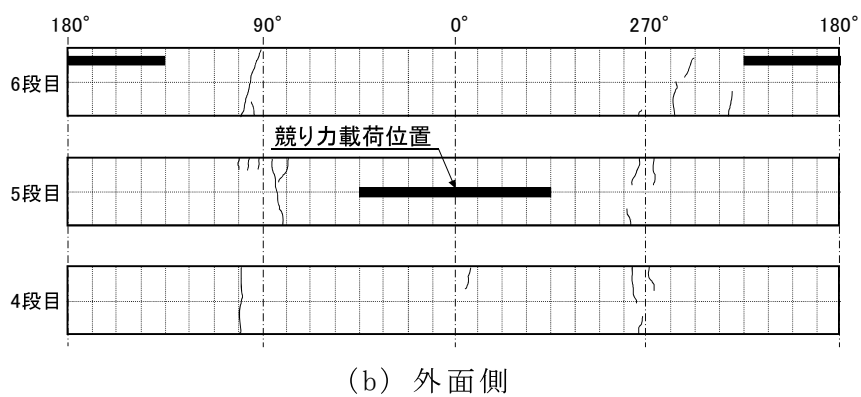
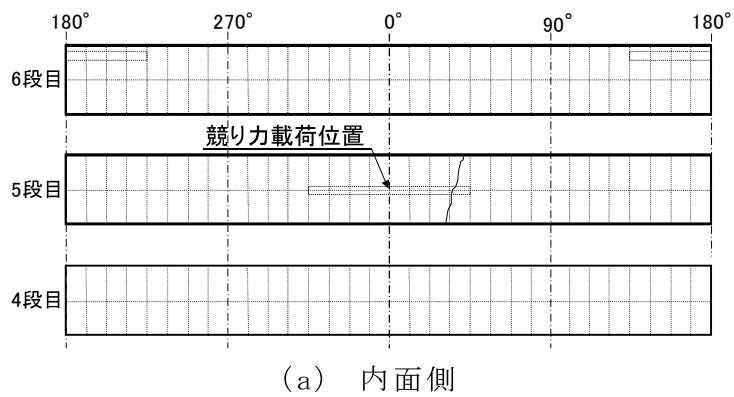


図-5.8 ひび割れ発生位置 (CASE3)

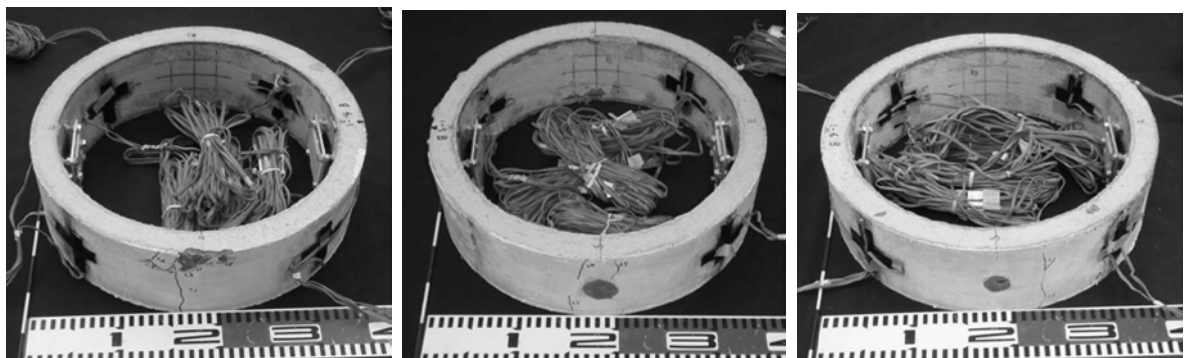


図-5.9 ひび割れ発生後の供試体外観 (CASE3)

5.3 リング外圧試験

5.3.1 実験概要

5.2のコンクリートリングの室内載荷試験の終了後、リング外圧試験を実施した。リング外圧試験は、**図-5.10**に示すように、リング供試体の天端部外周側に鉛直集中荷重を載荷し、荷重と載荷点と支持点間の内空変位（鉛直変位量）の関係を測定した。なお、試験細目は「JIS A 5372 プレキャスト鉄筋コンクリート製品」に記載される曲げ強度試験方法に従った。

リング外圧試験は、**表-5.2**に示すように、コンクリートリングの室内載荷試験各ケースの4～6段目の3体の供試体（以下、載荷供試体と呼ぶ）と、同じコンクリート管から切り出した残りの3体の供試体（以下、未載荷供試体と呼ぶ）について実施した。なお、ひび割れの発生位置によるリング剛性の違いを把握するため、CASE1, 2については、同一の載荷供試体を用いて**図-5.11**のように4種類の載荷方向について試験を行った。

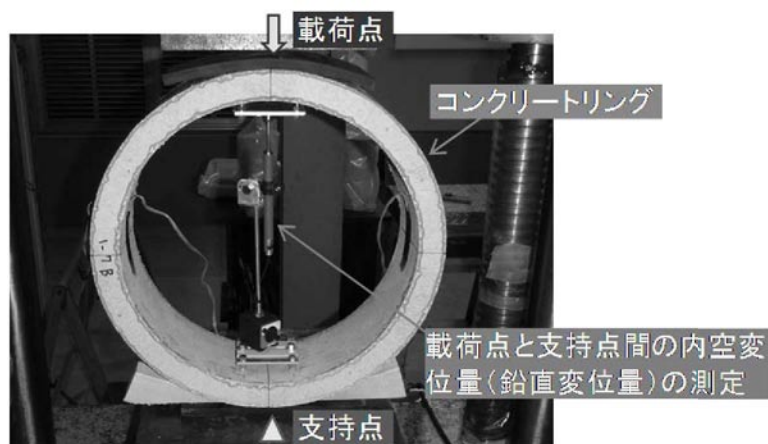


図-5.10 リング外圧試験状況

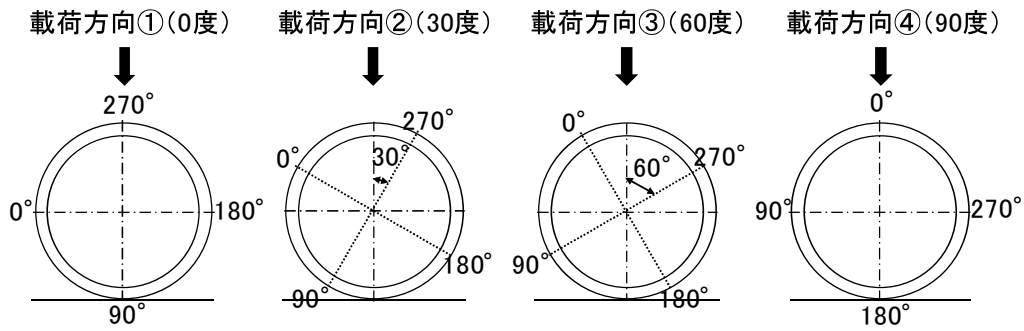


図-5.11 リング外圧試験載荷方向 (CASE1, 2)

表-5.2 リング外圧試験ケース一覧

供試体種類		供試体番号		
		CASE1	CASE2	CASE3
未載荷供試体	1	case01-7	case02-7	case03-7
	2	case01-8	case02-8	case03-8
	3	case01-9	case02-9	case03-9
載荷供試体	4 段目	case01-4 (4 方向載荷)	case02-4 (4 方向載荷)	case03-4
	5 段目	case01-5 (4 方向載荷)	case02-5 (4 方向載荷)	case03-5
	6 段目	case01-6 (4 方向載荷)	case02-6 (4 方向載荷)	case03-6

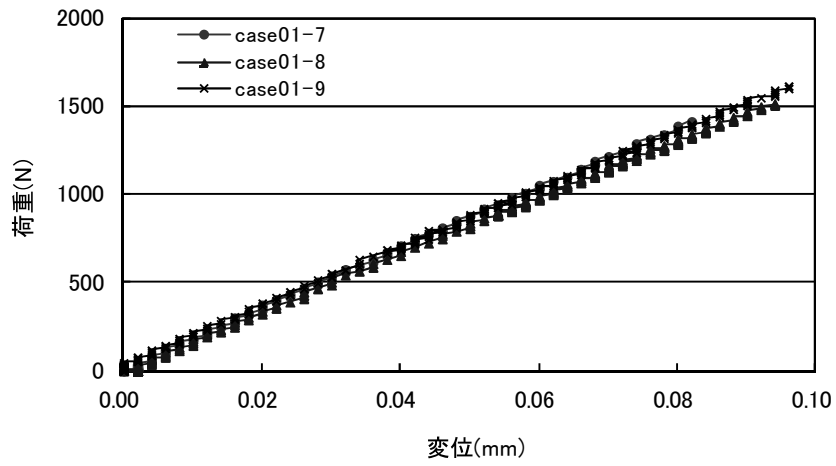
5. 3. 2 実験結果および考察

(1) 未載荷供試体

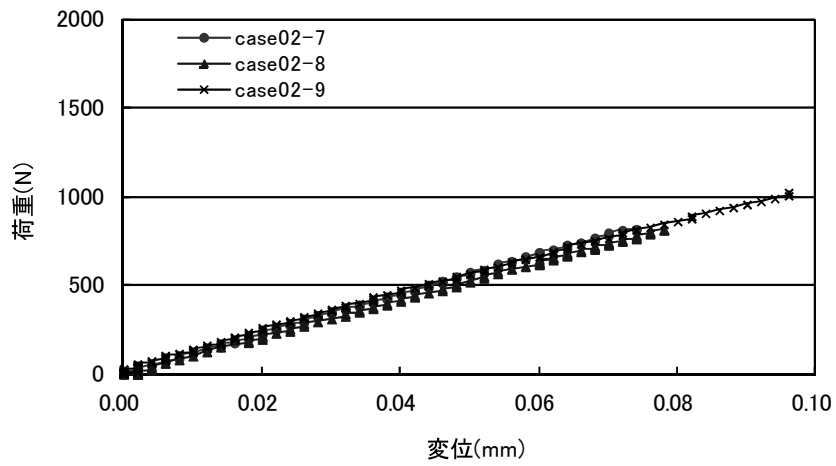
未載荷供試体のリング外圧試験から得られたリング剛性および荷重－変位（鉛直方向内空変位量）関係を表-5.3 および図-5.12 に示す。なお、表-5.3 に示している荷重と変位は、各ケースについて荷重－変位関係がほぼ直線と見なしうる範囲の上限であるピーク荷重の 1/3 相当の荷重強度と対応する変位であり、リング剛性はこの荷重を変位で除した値である。ケース毎に異なるコンクリート管から供試体を切り出しているため、試験結果はケース間で数値に若干の違いはみられるものの、同じコンクリート管から切り出しているケース内でのバラツキは最大でも 15%程度であった。

表-5.3 未載荷供試体のリング剛性一覧

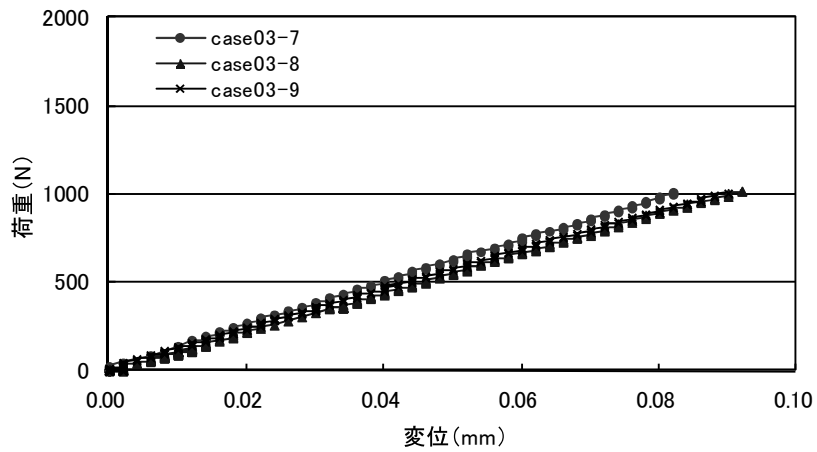
ケース	供試体番号	荷重 (N)	変位 (mm)	リング剛性 (N/mm)
CASE1	case01-7	1239.8	0.072	17200
	case01-8	1068.9	0.066	16200
	case01-9	1167.7	0.062	18800
CASE2	case02-7	780.8	0.070	11200
	case02-8	642.1	0.062	10400
	case02-9	677.8	0.062	10900
CASE3	case03-7	836.5	0.068	12300
	case03-8	783.6	0.070	11200
	case03-9	829.2	0.072	11500



(a) CASE1



(b) CASE2



(c) CASE3

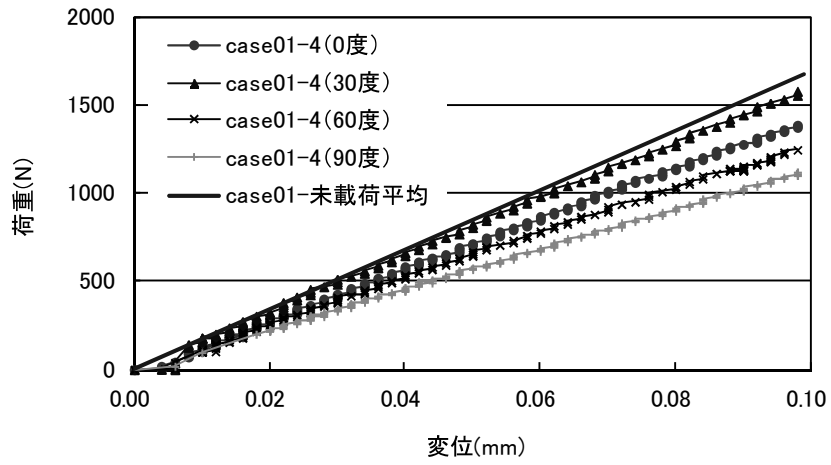
図-5.12 荷重－変位関係（未載荷供試体）

(2) 載荷供試体

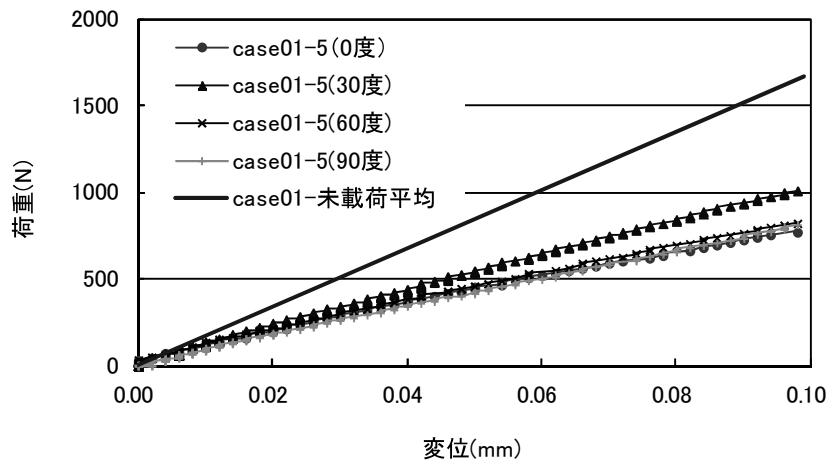
載荷供試体の外圧試験から得られたリング剛性および荷重-変位関係を表-5.4 および図-5.13~図-5.15 に示す。なお，比較のために各ケースとも，未載荷供試体の3本のリング剛性の平均値と対応する荷重-変位関係も合わせて示している。

表-5.4 載荷供試体のリング剛性一覧

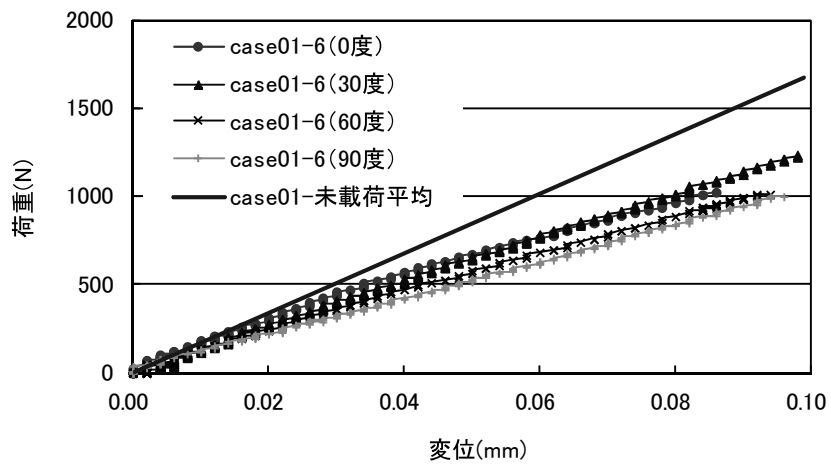
ケース		供試体 番号	リング剛性(N/mm)				
			未載荷 供試体	① 0°	② 30°	③ 60°	④ 90°
CASE1	4 段目	case01-4	17400	14400	16700	13100	11500
	5 段目	case01-5		8100	10700	8700	8300
	6 段目	case01-6		12600	13000	11200	10600
CASE2	4 段目	case02-4	10800	10900	9800	10600	10400
	5 段目	case02-5		2900	5300	3500	4900
	6 段目	case02-6		9800	9900	10300	10100
CASE3	4 段目	case03-4	11700	8800	—	—	—
	5 段目	case03-5		6800	—	—	—
	6 段目	case03-6		7400	—	—	—



(a) 4 段目

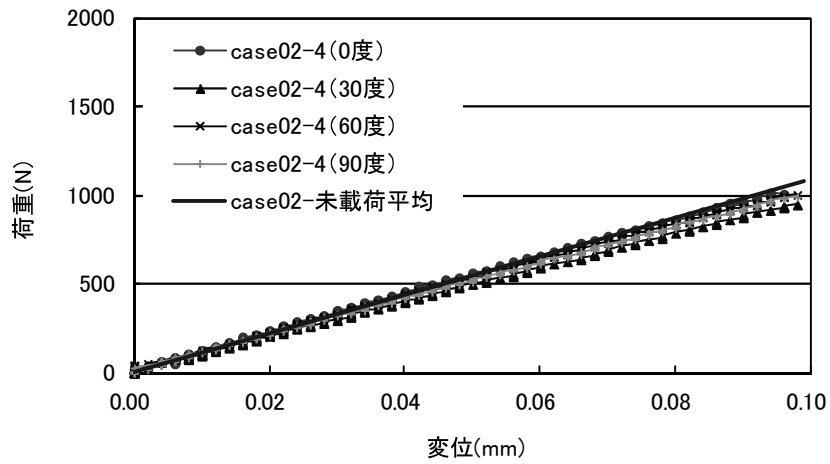


(b) 5 段目

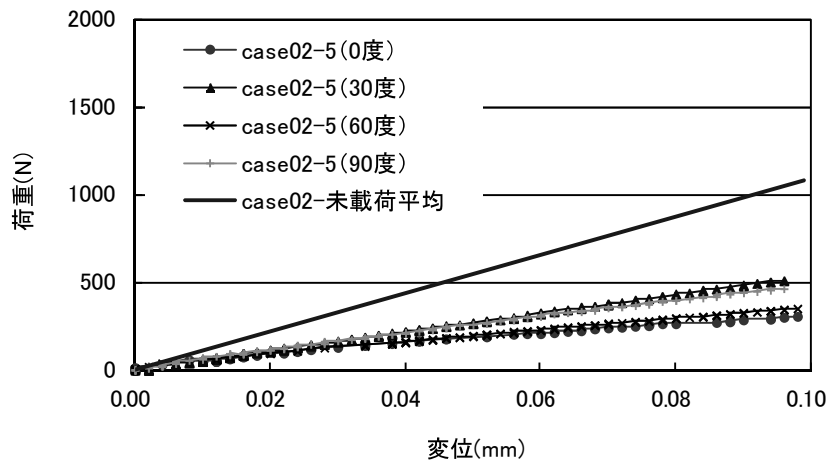


(c) 6 段目

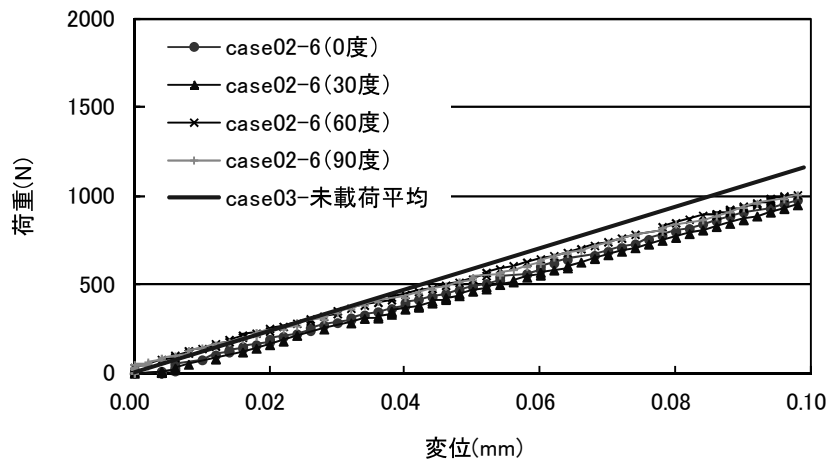
図-5.13 荷重-変位関係 (CASE1)



(a) 4 段目



(b) 5 段目



(c) 6 段目

図-5.14 荷重－変位関係 (CASE2)

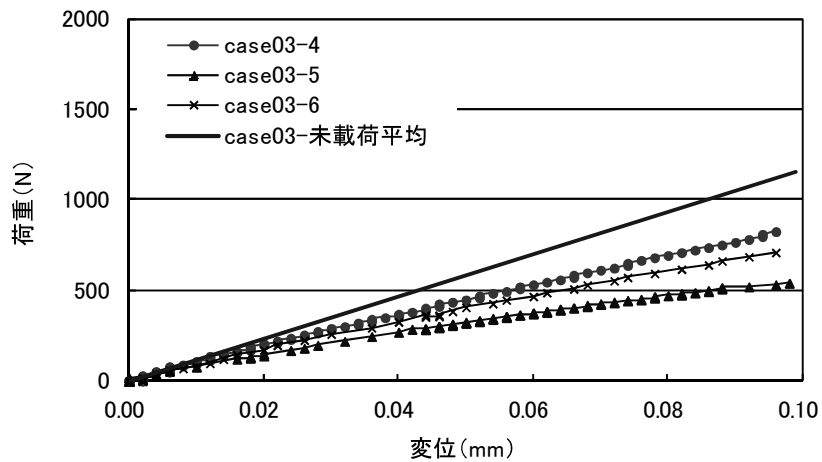


図-5.15 荷重－変位関係（CASE3）

ひび割れ発生がほとんど認められなかった CASE1-4 段目 (case01-4, 図-5.13(a)), CASE2-4 段目 (case02-4, 図-5.14(a)), CASE2-6 段目 (case02-6, 図-5.14(c)) を比較すると, case01-4 では未載荷供試体と比較して剛性が低下しており, 載荷方向により違いが見られる. しかし, case02-4 と case02-6 では未載荷供試体とほぼ同等の剛性であり, 載荷方向による違いもなかった.

case01-4 の供試体には, コンクリートリングの室内載荷試験時に図-5.16 に示すように継手面付近に欠けが発生しており, この欠けによってリング剛性が低下したものと考えられる.

case02-4 は, ひび割れのない供試体であり, case02-6 は外面側に数本の短いひび割れがある供試体であるが, case02-4 と同様に, 未載荷供試体との差や載荷方向による差がほとんどなかった.

このことから, リング軸方向にリング幅全長にわたっていないような短いひび割れは, リング剛性の低下に対して与える影響が少ないものと考えられる.

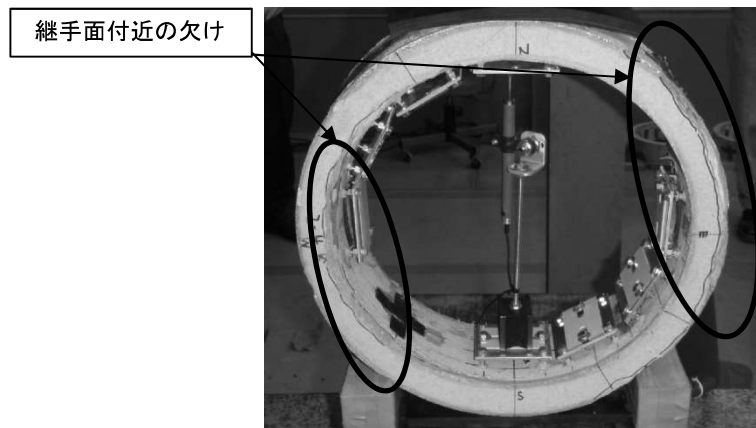


図-5.16 継手面付近に生じた欠け (case01-4)

その他, ひび割れ発生が認められた供試体についてのリング外圧試験結果は以下のように要約できる.

1) 内面側の 180° 付近と外面側の 270° 付近にリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが各 1 本発生している case01-5 (図-5.13(b)) では, 未載荷供試体の 47~62%までリング剛性が低下している. 外面側の 90° 付近にリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが 1 本, 270° 付近にリング軸方向に短いひび割れが発生している case01-6 (図-5.13(c)) では, 健全な供試体の 61~75%までリング剛性が低下している.

2) 内面側の 0° 付近にリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが 2 本, 外面側の 90° 付近と 270° 付近にリング軸方向にリング幅全長にわたるひび割れが 1 本ずつ発生している case02-5 (図-5.14(b)) では, 未載荷供試体の 27~49%と, 他の供試体と比べてリング剛性が大きく低下している.

3) リング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが発生している供試体では, 載荷方向が 0 度の場合に剛性低下が大きく, 30 度の場合に剛性低下が小さくなる傾向が認められた. しかし, この載荷方向の違いによる差異はひび割れ発生に伴う未載荷供試体のリング剛性からの低下量に比べると小さい.

4) 図-5.15 に示す外面側の 90°付近にリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが 1 本, 0°付近と 270°付近にリング軸方向に短いひび割れが発生している case03-4 では, 未載荷供試体の 75%までリング剛性が低下している. 内面側の 0°付近と外面側の 90°付近にリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが各 1 本, 外面側の 90°付近と 270°付近にリング軸方向に短いひび割れが発生している case03-5 では, 健全な供試体の平均値に対して 58%までリング剛性が低下している. また, 外面側の 90°付近にリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが 1 本, 90°付近と 270°付近にリング軸方向に短いひび割れが発生している case03-6 では, 未載荷供試体の 63%までリング剛性が低下している.

以上のことから, リング軸方向の短いひび割れはリング剛性の低下に与える影響が少ないものと判断され, 供試体内外面のリング軸方向にほぼリング幅全長にわたるひび割れが, リング剛性の低下に主要な役割を果たしているものと考えられる. そこで, 図-5.17 に示すように, リング軸方向にリング幅の 80%以上の長さのひび割れ (以下, 軸方向ひび割れ) に着目し, 軸方向ひび割れの発生数とリング剛性の関係を整理することとした. 軸方向ひび割れの発生位置を図-5.18~図-5.20 中に網掛け箇所として示す.

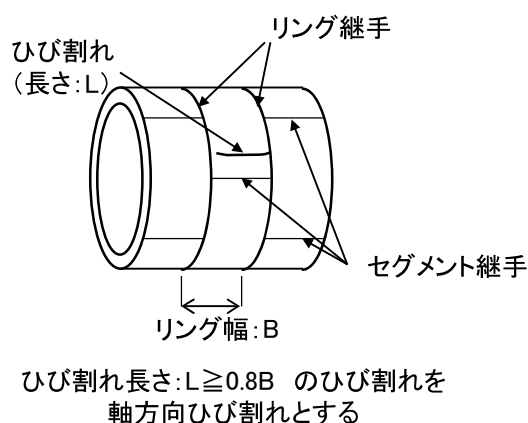
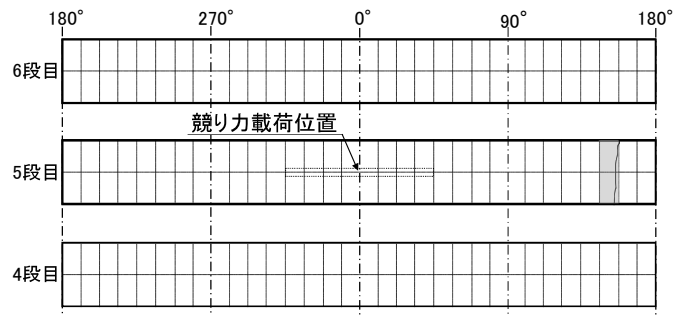
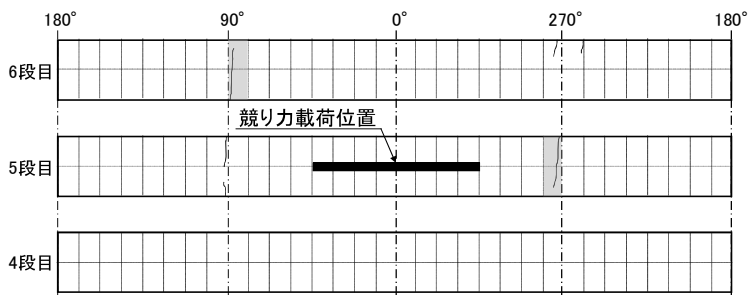


図-5.17 軸方向ひび割れ

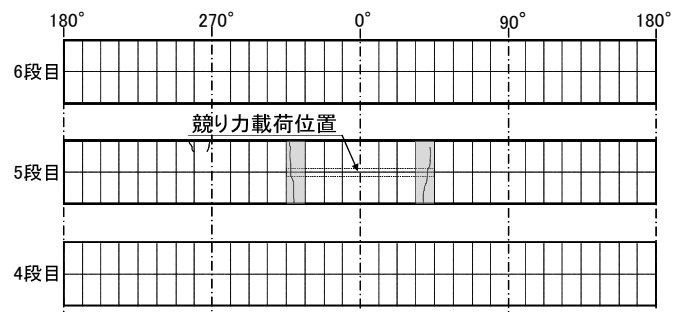


(a) 内面側

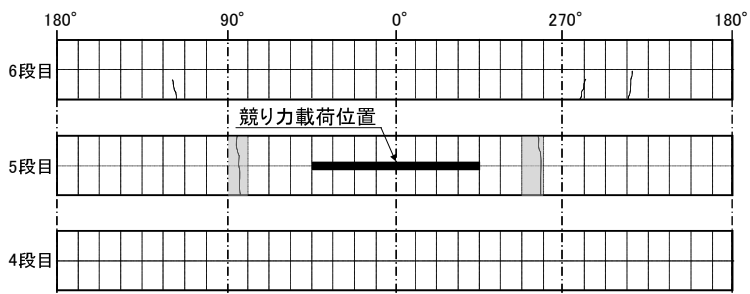


(b) 外面側 ※網掛けは軸方向ひび割れを示す

図-5.18 ひび割れ発生位置 (CASE1)

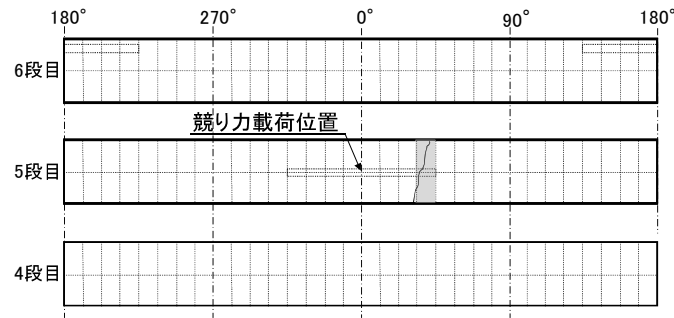


(a) 内面側

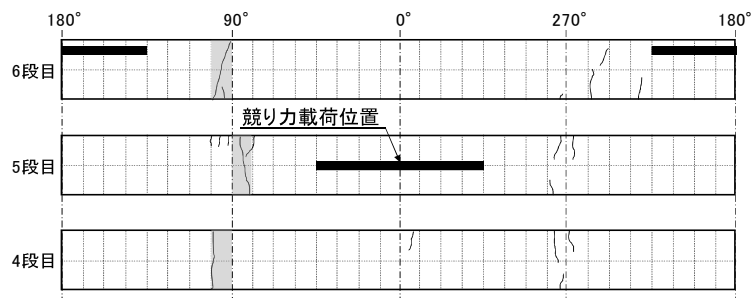


(b) 外面側 ※網掛けは軸方向ひび割れを示す

図-5.19 ひび割れ発生位置 (CASE2)



(b) 内面側



(b) 外面側 ※網掛けは軸方向ひび割れを示す

図-5.20 ひび割れ発生位置 (CASE3)

ここで、軸方向ひび割れの発生数とリング剛性の関係を評価するうえで、未
 载荷供試体のリング剛性の平均値に対する各ケースの载荷供試体のリング剛
 性の比率をリング剛性低下率 α として表すこととした。各ケースにおけるリン
 グ剛性低下率 α と軸方向ひび割れ数 t の関係を表-5.5 に示す。なお、CASE1
 と CASE2 では4方向で载荷しているが、前述のように载荷方向の違いによる
 剛性の差異は大きくないので、ここでは载荷方向と無関係にこれらの平均値で
 整理することとした。

表-5.5 から、载荷供試体のうち、軸方向ひび割れに分類されるひび割れが
 ない供試体の剛性低下率 α は最小で 0.80 であるのに対し、軸方向ひび割れが
 4 本発生している供試体では 0.38 であった。この試験結果より得られた軸方
 向ひび割れ数と剛性低下率の関係を整理して図-5.21 に示す。この図から、軸
 方向ひび割れの数の増加にともなってリング剛性は単調に低下することが確
 認できる。

表-5.5 リング剛性低下率と軸方向ひび割れの数

ケース		供試体 番号	リング剛性(N/mm)		リング剛性 低下率 α	軸方向ひび 割れ数 t
			健全	載荷履歴		
CASE1	4 段目	case01-4	17400	13900	0.80	0
	5 段目	case01-5		8900	0.51	2
	6 段目	case01-6		11900	0.68	1
CASE2	4 段目	case02-4	10800	10400	0.96	0
	5 段目	case02-5		4100	0.38	4
	6 段目	case02-6		10000	0.93	0
CASE3	4 段目	case03-4	11700	8800	0.75	1
	5 段目	case03-5		6800	0.58	2
	6 段目	case03-6		7400	0.63	1

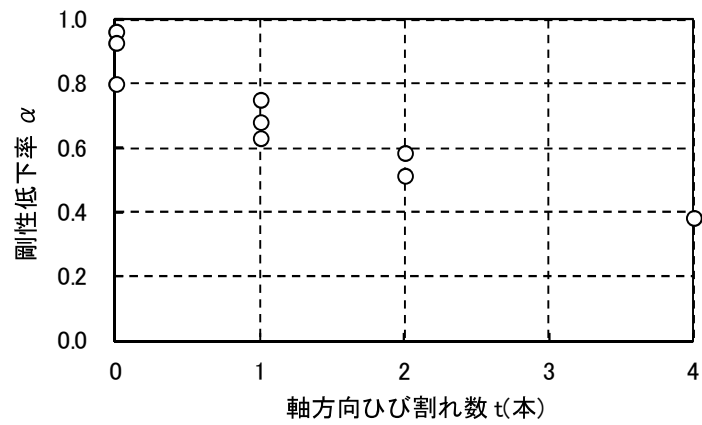


図-5.21 軸方向ひび割れ数 t と剛性低下率 α の関係

5. 4 ひび割れの発生と進展による剛性低下モデルの誘導

5. 3のリング外圧試験の結果から、ひび割れの発生と進展の影響をリング一様の剛性低下で表現できる可能性が確認された。そこで、図-5.22に示すように、既往のシールドトンネルで見られる変形モードを考慮して、载荷方向に対してリング外面側および内面側における応力の引張、圧縮の分布が異なる4つの領域を設定した。さらに、1リングあたりのリング内外面に軸方向ひび割れが発生している領域の数をひび割れ発生密度 n ($0 \leq n \leq 4$) とし、ひび割れ発生密度 n とリングの剛性低下率の関係を整理した。その結果を表-5.6および図-5.23に示す。ここで、回帰式は、式(3)に示すようにひび割れ発生密度 n の指数関数で定めることとし、ひび割れ発生密度 $n=0$ のとき、剛性低下率 1.0 を通るように最小二乗法で定数 a を決定した。

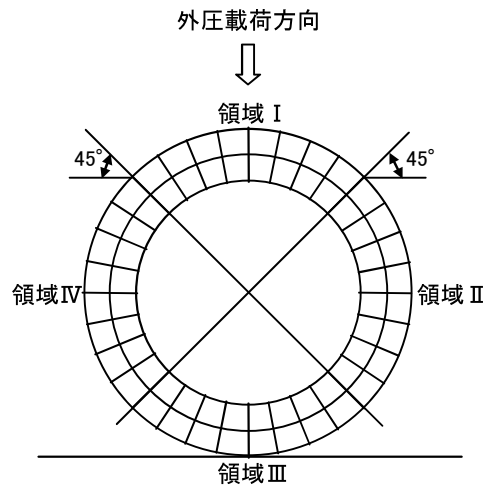


図-5.22 ひび割れ発生密度評価のための領域区分

$$\alpha = e^{an} \quad (3)$$

ここに、 α : 剛性低下率

n : ひび割れ発生密度

a : 定数=-0.3 (相関係数 0.979)

また、式(3)を用い土水連成解析においてひび割れが発生したリングの応力-ひずみ関係を式(4)で表すこととし、ひび割れ発生と進展による剛性低下モデルとした。

$$\sigma = \alpha E_0 \varepsilon \quad (4)$$

ここに、 σ ：応力

α ：剛性低下率

E_0 ：弾性係数

ε ：ひずみ

なお、ひび割れの発生はコンクリートや地盤材料のような粘着力と内部摩擦角を有する材料の破壊現象でモデル化するものとし、Drucker-Pragerの破壊基準⁵⁾を用いて判定するものとした。

表-5.6 軸方向ひび割れ数，ひび割れ発生密度と剛性低下率

供試体番号	軸方向ひび割れ数 t	ひび割れ発生密度 n	剛性低下率 α
case01-4	0	0	0.80
case01-5	2	2	0.51
case01-6	1	1	0.68
case02-4	0	0	0.96
case02-5	4	3	0.38
case02-6	0	0	0.93
case03-4	1	1	0.75
case03-5	2	2	0.58
case03-6	1	1	0.63

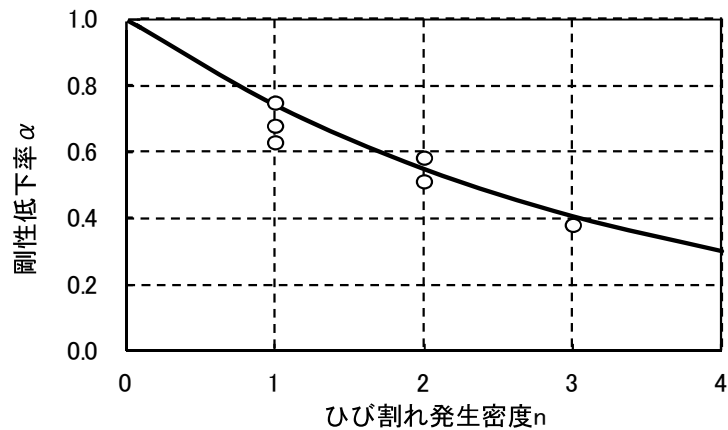


図-5.23 ひび割れ発生密度 n —剛性低下率 α

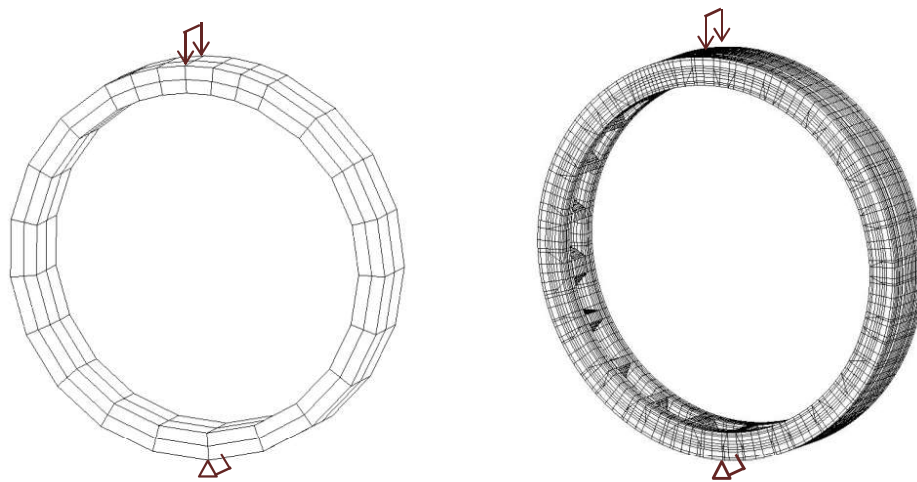
5. 5 剛性低下モデルと非線形 FEM との比較

5. 5. 1 解析モデルおよび解析方法

本研究で検証の対象としたシールドトンネル（外径 6900mm）に対して，5.4 で考案した剛性低下モデルと非線形 FEM のトンネルモデルを利用して，覆工に鉛直集中荷重を載荷したひび割れ解析を行い，両解析方法で得られたひび割れの発生，進展状況および鉛直方向の内空変位量を比較した。

解析モデルを図-5.24 に示す。剛性低下モデルでは，セグメント継手による影響を曲げ剛性の有効率を用いて考慮したうえで，式(4)に基づきひび割れ発生密度に応じて弾性係数を一様に低下させた。

なお，ここでは粘性土中のトンネルであり，施工時の記録がないことから，安全側の結果が得られるよう軸力卓越にならないよう水圧による初期応力は考慮しないこととした。



(a) 剛性低下モデル

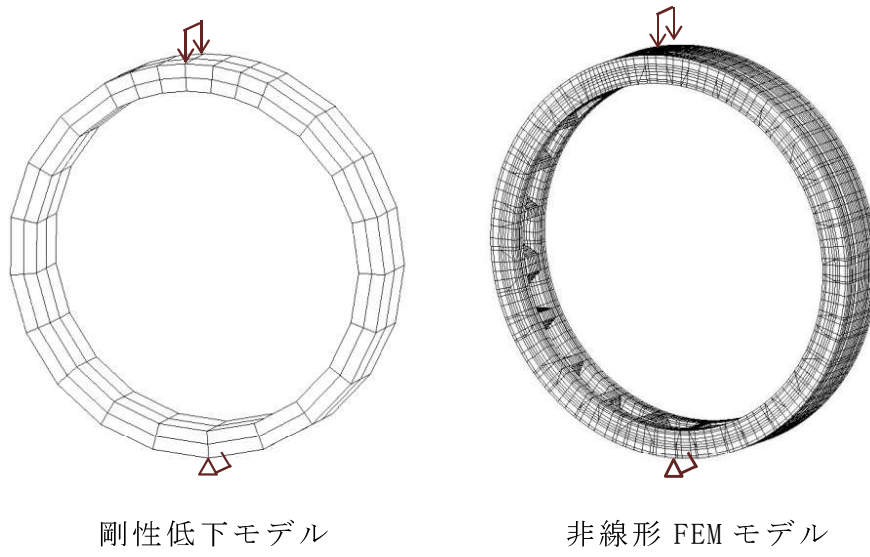
(b) 非線形 FEM モデル

図-5.24 解析モデル

5. 5. 2 解析結果

両解析より得られたひび割れ発生と進展状況を図-5.25 に示す。剛性低下モデルでは、内空変形量 3mm の時点で天端内面と下端内面にひび割れ発生と判定される要素が発生し（ひび割れ発生密度 $n=2$ ），変形量が 6mm になると、左側と右側の外面にもひび割れ要素が発生して、ひび割れ発生密度が $n=4$ となる。変形量が 20mm になると、ひび割れ発生と判定される要素が拡大していることがわかる。一方、非線形 FEM についても同様の傾向を示していることが確認できる。このように剛性低下モデルと非線形 FEM と比較すると、定性的であるものの、ひび割れ発生密度は同様の結果を示し、進展傾向についても概ね同様の結果が得られていることがわかる。

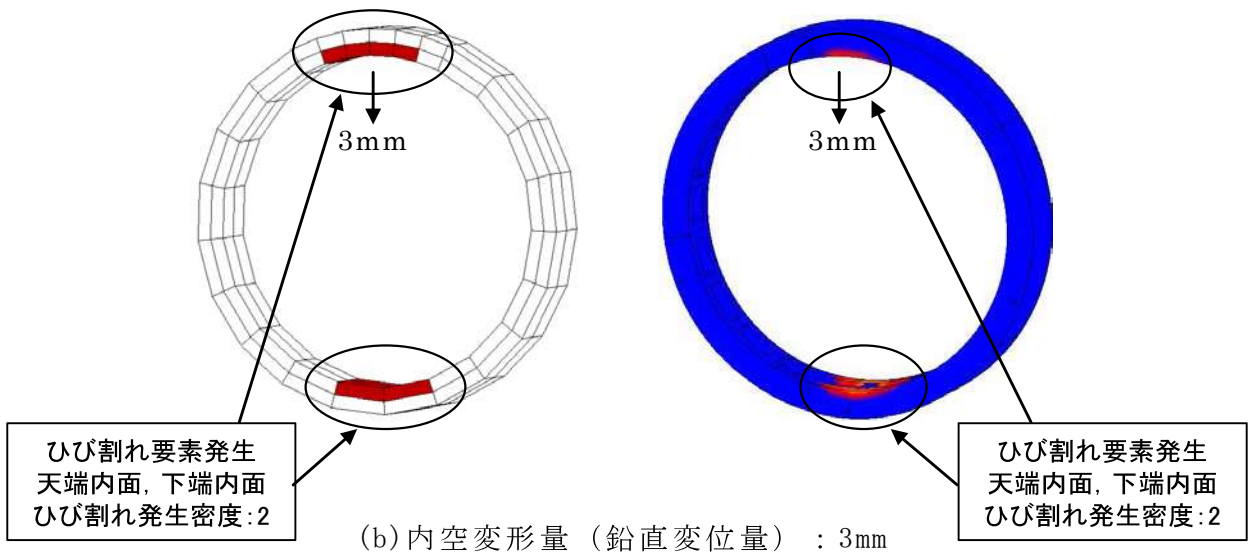
また、剛性低下モデルと非線形 FEM で得られた荷重－鉛直変位量の関係を図-5.26 に示す。同図には、ひび割れによる剛性低下を考慮せず、継手の影響のみを曲げ剛性の有効率を用いて考慮したモデル（以下、線形モデル）も併せて図示している。この結果、ひび割れを考慮しない線形モデルの場合には、非線形 FEM の結果と乖離しているが、継手の存在とひび割れの発生と進展を考慮した剛性低下モデルを用いた場合には、非線形 FEM とほぼ同等の値が得られていることが確認できる。



剛性低下モデル

非線形 FEM モデル

(a) 解析モデル



ひび割れ要素発生
天端内面, 下端内面
ひび割れ発生密度:2

(b) 内空変形量 (鉛直変位量) : 3mm

ひび割れ要素発生
天端内面, 下端内面
ひび割れ発生密度:2

■ ひび割れ有り
□ ひび割れ無し

■ ひび割れ有り(赤から黄色)
■ ひび割れ無し(青)

図-5.25 剛性低下モデルにおけるひび割れ発生要素と
非線形 FEM におけるクラッキングひずみ (1)

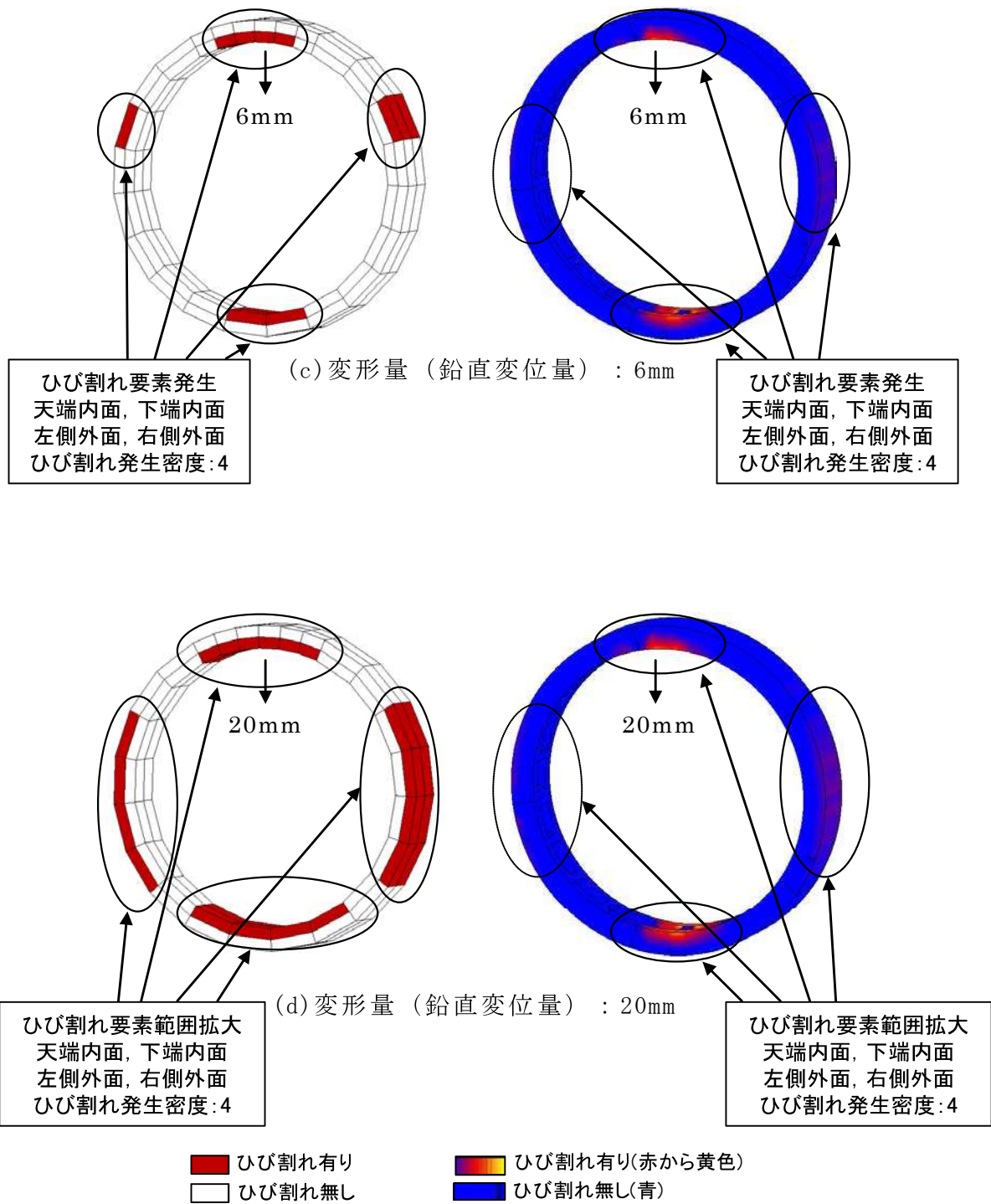


図-5.25 剛性低下モデルにおけるひび割れ発生要素と
非線形 FEM におけるクラッキングひずみ (2)

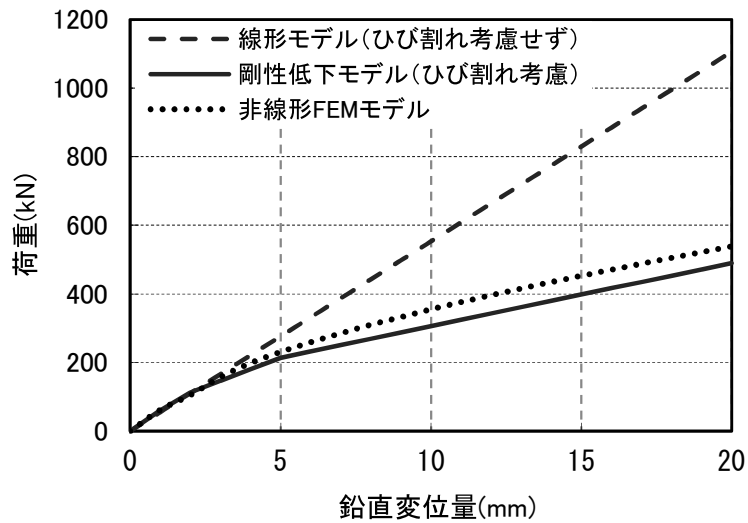


図-5.26 解析結果（荷重－鉛直変位量）

5.6 まとめ

本章では，土水連成解析に利用可能な覆工の非線形モデルとして，ひび割れの影響をリング様の剛性低下で簡便に表現する手法を実験的に調査した．そして，実験結果から推定したトンネル覆工のひび割れ発生密度を用いたリング剛性低下の算定法を利用した簡便な有限要素法によるひび割れ発生による剛性低下モデルを考案した．この剛性低下モデルで得られた結果と非線形 FEM モデルを用いた覆工のひび割れ解析結果と比較し，両手法で得られたひび割れの発生位置や進展状況が整合することを確認した．

以上のように，ここで考案した剛性低下モデルによる解析手法は，ひび割れの発生と進展については概略的な把握となるものの，荷重と内空変位量の関係から決まる覆工のリング剛性は非線形 FEM とほぼ同等の値が得られることを確認できた．

第 5 章 参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局，財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.
- 2) 村井稔生，焼田真司，津野究，新井泰，吉川和行：シールドトンネル掘進時の施工時荷重を模擬した覆工模型載荷実験，土木学会第 65 回年次学術講演会，Ⅲ-444，pp.887-888，2010.
- 3) 木股浩孝，焼田真司，津野究，吉川和行：シールドトンネル掘進時の施工時荷重を模擬した覆工模型載荷実験その 2，土木学会第 66 回年次学術講演会，Ⅲ-115，pp229-230，2011.
- 4) 村井稔生，焼田真司，津野究，新井泰，吉川和行：シールドトンネル掘進時の施工時荷重に関する実験的研究，トンネル工学報告集第 20 巻，pp.293-298，2010.
- 5) Drucker, D. C. and Prager, W.: Solid mechanics and plastic analysis for limit design, Quarterly of Applied Mathematics, Vol.10, No.2, pp.157-165, 1952.

第6章 剛性低下モデルを用いた土水連成解析

6.1 概要

第4章では、圧密現象に起因する地盤と従来のセグメント継手の影響による剛性低下のみを考慮したトンネルの相互作用を評価する土水連成解析と覆工材料のひび割れ発生に伴う非線形性を表現する非線形 FEM モデルを組み合わせた変状シミュレーション手法を調査対象の既存のシールドトンネルに適用した。

その結果、非線形 FEM については、土水連成解析で得られた内空変位量をセグメントの全周に地盤ばねを配置した非線形 FEM モデルに入力することで、現場で観測されたひび割れとほぼ同様の発生状況を得ることができた。さらに、現場調査では不明であったひび割れの進展過程の推定が可能であることがわかった。

しかし、土水連成解析では、内空変位の発生状況を実測結果と合致させるためには、当該地域の地層構成や地下水位変動状況から想定できる以上の荷重で圧密沈下を発生させる必要があるという課題も明らかになった。

このため、第5章では、セグメント継手における剛性低下をリング全体の曲げ剛性の低下で表現する修正慣用計算法にならって、覆工のひび割れの発生と進展による影響をリング様の剛性低下で簡便に評価することを目的としたリング外圧試験を行った。

そして、この簡便な剛性低下モデルと非線形 FEM モデルを用いた覆工のひび割れ解析を行い、両解析方法で得られたひび割れの発生位置や進展状況の比較を行った。その結果、この簡便な剛性低下モデルによる解析手法は、ひび割れの発生と進展については概略的な把握となるものの、荷重と内空変位量の関係から決まる覆工のリング剛性は非線形 FEM とほぼ同等の値が得られることが確認できた。

そこで、本章では、この剛性低下モデルを組み込んだ土水連成解析を調査対象の既設シールドトンネルに適用し、ひび割れ発生状況とトンネル内空変位について、実計測結果との比較を行い、本シミュレーション手法の妥当性を検証

する。

6. 2 解析方法

第5章で考案した剛性低下モデルを第4章の土水連成解析(図-6.1)に組み込み,等分布荷重を地表面に載荷することで発生する過剰間隙水圧,圧密沈下,ひび割れ発生状況,およびトンネル内空変位量を求めた。ここでは,ひび割れ発生密度に応じてリング剛性を一様に低減している。なお,土水連成解析モデルの地表面に作用させた等分布荷重は,当該地域の地層構成や地下水位変動から想定される値 100kPa のみとした。

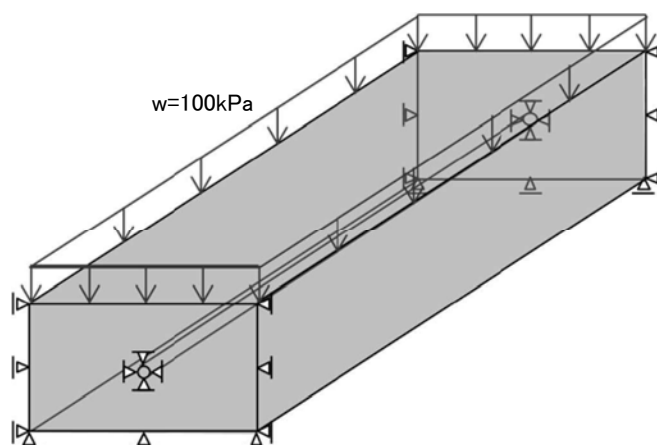


図-6.1 土水連成解析における変位境界条件と等分布荷重の載荷方法

6. 3 解析結果

(1) 過剰間隙水圧

図-6.2 は,内空変位計測断面における過剰間隙水圧の分布図を示したものである。第4章で示したひび割れを考慮していない場合(図-4.5)と同様に,載荷直後には,Y1-c層全体に載荷した等分布荷重に相当する過剰間隙水圧が発生し,次第に減少しており,同様の分布を示していることが確認できる。

(2) 圧密沈下

図-6.3 は,内空変位計測断面における圧密沈下の分布図を示したものであ

る。第4章で示したひび割れを考慮していない場合（図-4.8）と同様に，過剰間隙水圧の発生に伴い，圧密沈下が発生し，沖積粘性土層が全体的に大きく収縮しており，同様の分布を示していることが確認できる。

（3）ひび割れ発生状況

図-6.4 は，対象トンネルのひび割れ発生位置を示したものである。それぞれの段階でのひび割れ発生密度を同図に示している。

まず，供用開始後2年目にトンネル縦断方向中央部で天端，下端にひび割れが生じ，ひび割れ発生密度が2となった。その後，4年目には縦断方向中央部でひび割れ発生密度が4，端部では2となった。さらに，6年目にはひび割れが進展してひび割れ発生密度が全て4となり，トンネル内面の天端，下端とトンネル外面のスプリングライン付近にひび割れが発生し，観察が可能な内面側については，概略的な把握であるものの，現場で確認されたひび割れ発生位置と一致していることが確認できる。

（4）内空変位量

図-6.5 は，内空変位の実測結果と解析値とを比較したものである。ひび割れによるリング剛性低下を考慮する場合と考慮しない場合を示している。ひび割れの発生と進展によるリング剛性低下を考慮することにより，とくに，圧密の影響が顕著に表れる鉛直方向変位については，収束値のみならず，ひび割れ進展に相当する経時的な内空変位量の変化についても解析値と実測結果が概ね合致していることがわかる。

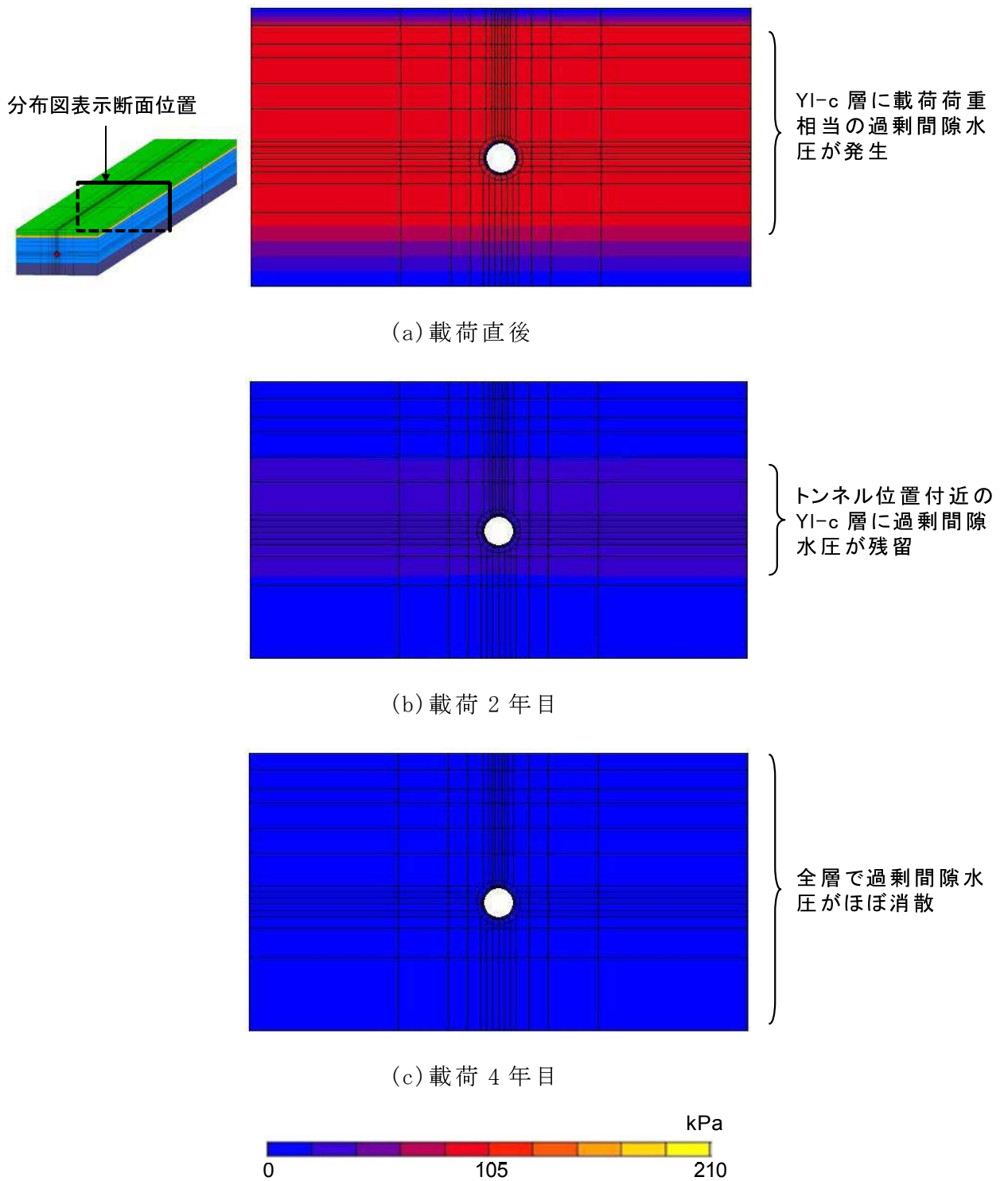
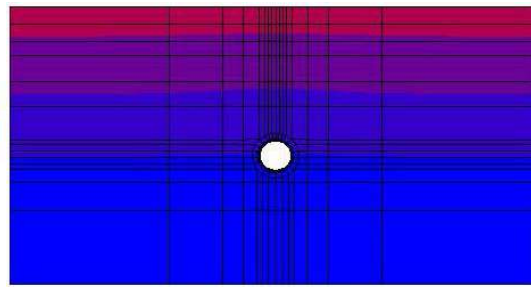
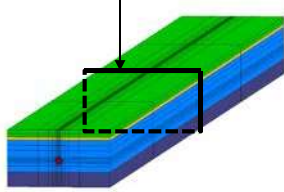


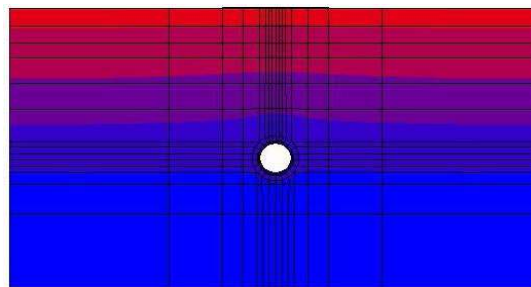
図-6.2 過剰間隙水圧分布図
(ひび割れ考慮 等分布荷重 100kPa)

分布図表示断面位置



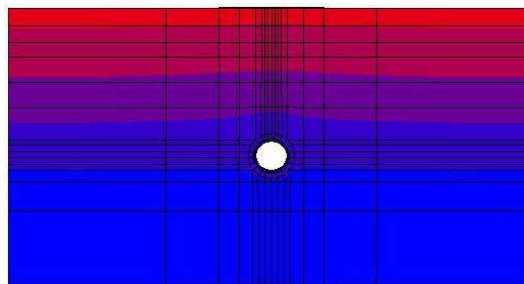
過剰間隙水圧の発生に伴い圧密沈下が発生

(a) 載荷 2 年目



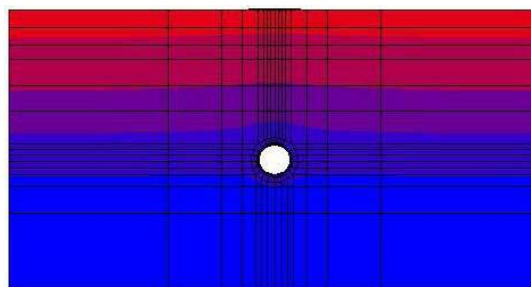
圧密沈下が進行

(b) 載荷 4 年目



過剰間隙水圧の減少に伴い圧密沈下がほぼ安定

(c) 載荷 6 年目



過剰間隙水圧の消散に伴い圧密沈下が収束

(d) 載荷 10 年目

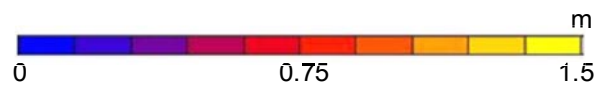


図-6.3 圧密沈下量分布図
(ひび割れ考慮 分布荷重 100kPa)

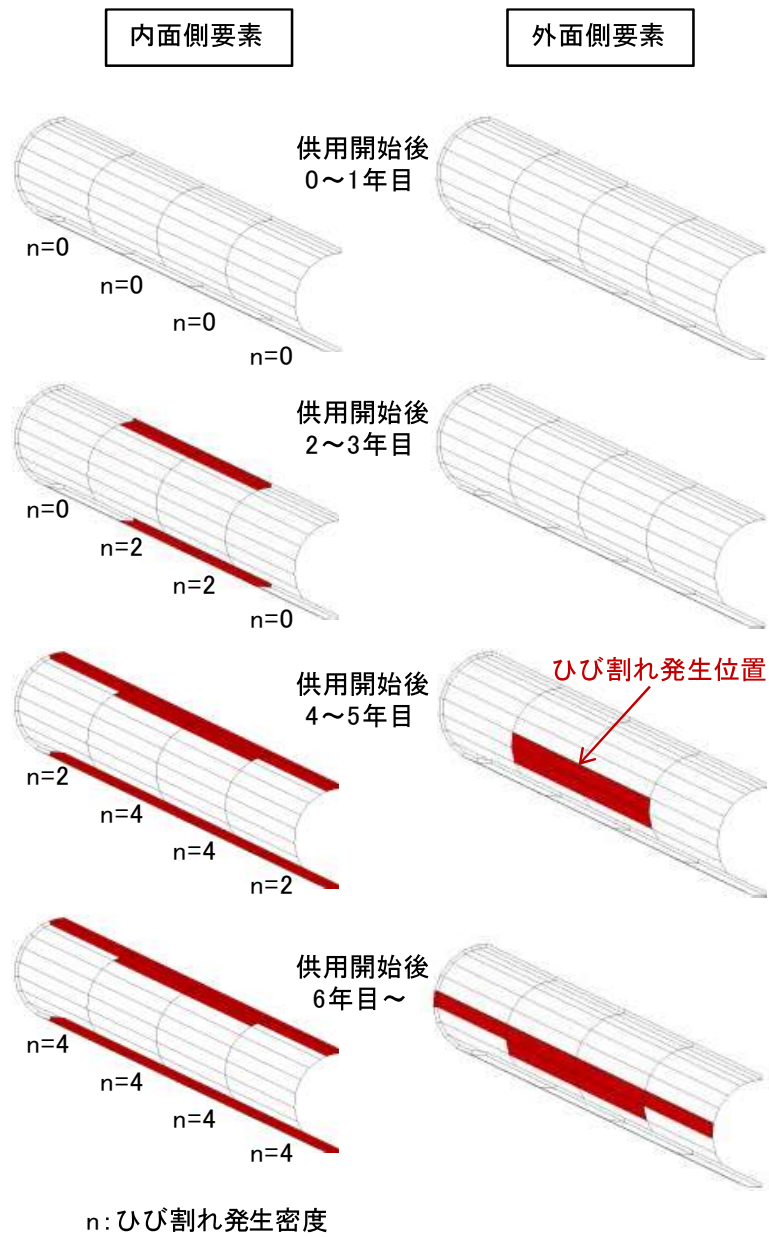
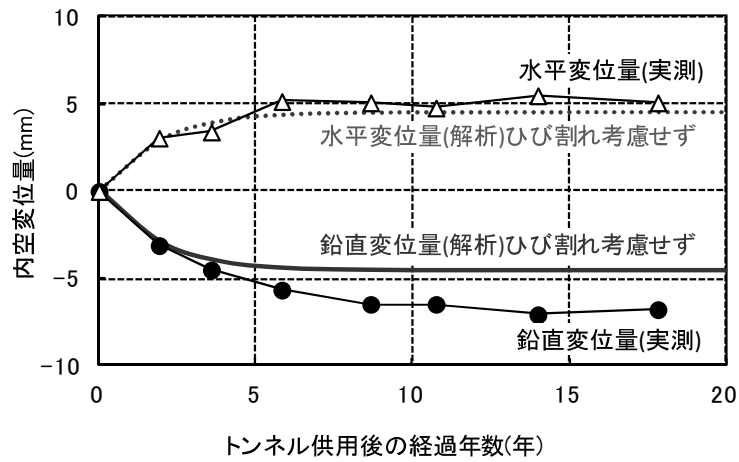
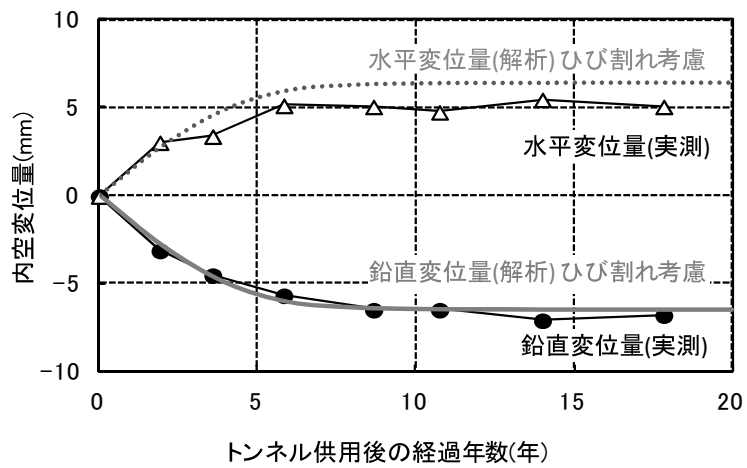


図-6.4 ひび割れ発生位置およびひび割れ発生密度



(a) ひび割れ考慮せず



(b) ひび割れ考慮

図-6.5 内空変位経時変化の計測値と解析値の比較

6.4 まとめ

剛性低下モデルを組み込んだ土水連成解析によるシミュレーションを調査対象の既設シールドトンネルに適用し、過剰間隙水圧、圧密沈下、ひび割れ発生状況、およびトンネル内空変位量を求めた。

その結果、過剰間隙水圧と圧密沈下については、ひび割れを考慮しない場合と同様の分布を示しており、地盤に与える影響については、ひび割れを考慮しても変わらないことがわかった。

一方、ひび割れ発生状況とトンネル内空変位については、覆工のひび割れ発生、進展に伴う剛性低下を考慮することで、当該地域の地層構成や地下水位変動から想定が可能な 100kPa の等分布荷重の载荷により、供用開始後 2 年目にトンネル縦断方向中央部で天端、下端にひび割れが生じ、ひび割れ発生密度 n が 2 となった。その後、ひび割れが進展して、建設後 6 年目には、トンネル内面の天端、下端とトンネル外面のスプリングライン付近にひび割れが発生し、観察が可能な内面側については現場で確認されたひび割れ発生位置と一致していることを確認した。

また、内空変位についても、とくに、圧密の影響が顕著に表れる鉛直方向変位は、収束値のみならず、ひび割れ進展に相当する経時的な変化についても解析値と実測結果が一致することが確認でき、本研究で考案した剛性低下モデルを組み込んだ土水連成解析による変状シミュレーション手法の妥当性を検証することができた。

第7章 結論

本研究では、既設シールドトンネルの長期的な変状を予測する解析手法について、長期にわたる内空変位の計測が行われた軟弱粘性土地盤中に建設されたシールドトンネルを対象として検討を行った。

はじめに、軟弱な粘性土地盤中に建設されたシールドトンネルに発生した代表的な変状事例や地下水位変動や地盤沈下といったトンネルが設置されている周辺環境の変化について、文献調査および本研究の解析対象トンネルの変状発生状況について詳細に調査した。その結果、対象トンネルが位置する地盤は、かつての揚水に伴う広域的な地下水位低下を経験している地域に存在し、トンネル建設後に発生したひび割れや内空変位は、主として、これに伴う軟弱粘性土地盤の圧密沈下に起因したものと推測されることを示した。

解析手法については、まず、地盤の圧密現象に起因する地盤とトンネルの相互作用を評価する土水連成解析と覆工材料のひび割れ発生に伴う非線形性を表現する非線形 FEM モデルを組み合わせた変状シミュレーション手法を対象トンネルに適用し、その妥当性を検討した。

対象トンネルで建設後に発生したひび割れや内空変位の原因は、周辺地盤の圧密によるものと推定されたため、シールドトンネルを含む軟弱粘性土地盤の圧密沈下に伴う変形挙動を求めるために土水連成解析を実施した。解析にあたっては、揚水による地下水位変動に伴う多層地盤の変形挙動については不明の点が多いので、地表面に等分布荷重を載荷することで粘性土層に過剰間隙水圧を発生させ、その消散に伴うトンネル内空変位を求めた。次に、ここで得られた内空変位をトンネル覆工解析のための非線形 FEM モデルに入力し、ひび割れの詳細な進展過程を調査した。

その結果、土水連成解析で得られた内空変位量を非線形 FEM モデルに入力することで、現場で観測されたひび割れと同様に、クラウン付近の主桁部軸方向にひび割れが発生しうることを立証し、さらに現場調査では不明であったひび割れの進展過程の推定が可能であることを確認した。しかし、内空変位の発生状況を実測結果と合致させるためには、当該地域の地層構成や地下水位変動状況から想定される 100kPa を上回る 150kPa の等分布荷重で圧密を発生させ

る必要があることが判明し、この原因が、土水連成解析において、ひび割れ発生後の覆工の剛性低下を考慮していないためであることを指摘した。

そこで、土水連成解析に利用可能な覆工の非線形モデルとして、ひび割れの影響をリング様の剛性低下で簡便に表現する手法を実験的に調査した。

この実験では、トンネル覆工に相当するコンクリート円管供試体の一方向載荷試験を実施し、供試体に発生した軸方向ひび割れ数の増加に伴い、供試体のリング剛性は単調に低下することを確認した。また、コンクリート材料のひび割れ発生を **Drucker-Prager** (ドラッカー-プラガー) の破壊基準を用いて判定するとともに、実験結果から推定したトンネル覆工のひび割れ発生密度を用いたリング剛性低下の算定法を利用した簡便な有限要素法によるひび割れ発生による剛性低下モデルを考案した。そして、この剛性低下モデルで得られた結果と非線形 **FEM** モデルを用いた覆工のひび割れ解析結果と比較し、両手法で得られたひび割れの発生位置や進展状況が整合することを確認した。

さらに、この剛性低下モデルを組み込んだ土水連成解析を対象トンネルに適用し、その妥当性を検証した。

ここでは、土水連成解析モデルの地表面に作用させた等分布荷重は、当該地域の地層構成や地下水位変動から想定が可能な **100kPa** とし、ひび割れ発生密度に応じてリング剛性を低減させて、ひび割れ発生位置や内空変位を算出した。

その結果、過剰間隙水圧と圧密沈下については、ひび割れを考慮しない場合と同様の結果となり、地盤に与える影響については、ひび割れを考慮しても変わらないことがわかった。

一方、ひび割れ発生状況については、覆工のひび割れ発生、進展に伴う剛性低下を考慮することで、建設後 6 年目には、トンネル内面の天端、下端とトンネル外面のスプリングライン付近にひび割れが発生し、観察が可能な内面側については現場で確認されたひび割れ発生位置と一致していることを確認できた。さらに、内空変位についても、圧密の影響が顕著に表れる鉛直方向変位は、収束値のみならず、ひび割れ進展に相当する経時的な変化についても解析値と実測結果が一致することを確認することができた。このようなことから、本研究で考案した剛性低下モデルを組み込んだ土水連成解析による変状シミュレーション手法の妥当性を検証することができた。

以下に、本研究で得られた結論を示す。

- 1) 従来の継手による剛性低下のみを考慮したトンネルの変形挙動を求める土水連成解析と覆工に関する非線形 FEM を組み合わせた解析を試行した結果、対象トンネルの詳細なひび割れデータはないが、現場で観察されたひび割れと同様に、クラウン付近の主桁部軸方向に、ひび割れが発生する結果を得ることができ、さらに、不明であったひび割れ進展過程を推定できることがわかった。
- 2) 土水連成解析では、当該地域の地層構成や地下水位変動から想定される以上の等分布荷重を作用させる必要があるという課題も明らかになった。解析手法の立場からすれば、ひび割れ発生による覆工の剛性低下の影響も大きい可能性があり、ひび割れ発生後の剛性低下を土水連成解析でも考慮できれば、より現場に近い内空変位を求めることが可能であることが推定された。
- 3) コンクリート円管のリング外圧試験を行い、ひび割れの発生と進展に伴うリング剛性の低下について実験的に調査し、これをもとにひび割れ発生密度を用いたリング剛性低下のモデル化手法を考案した。そして、この剛性低下モデルと非線形 FEM モデルを用いてトンネル覆工に鉛直集中荷重を載荷したひび割れ解析を行った結果、ほぼ同様のひび割れの発生と進展がみられ、かつ、荷重と内空変位量の関係から決まる覆工のリング剛性についても剛性低下モデルは非線形 FEM モデルとほぼ同等の値が得られることを確認した。
- 4) 剛性低下モデルを組み込んだ土水連成解析によるシミュレーションにより、当該地域の地層構成や地下水位変動から想定が可能な等分布荷重の載荷により、ひび割れの発生状況については、概略的には実測値と対応する結果が得られた。また、内空変位についても、とくに、圧密の影響が顕著に表れる鉛直方向変位は、収束値のみならず、ひび割れ進展に相当する経時的な変化についても解析値と実測結果が一致することを確認した。

以上の知見から、本研究で提案した変状シミュレーション手法は、地盤沈下に起因する既設シールドトンネルの長期変形挙動の解明や維持管理の実務で変状の進行予測を行うツールとして活用できるものと考えられる。しかし、圧密における実際の作用は地下水位の変動であるが、当該地域の地盤全体の挙動が地表面と沖積層の挙動が異なるなど複雑であることから、本論文では、記録があるトンネル内空変位量の経時変化に着目した。

本手法を維持管理のツールとして実務で使用する際の手順図を以下に示す。

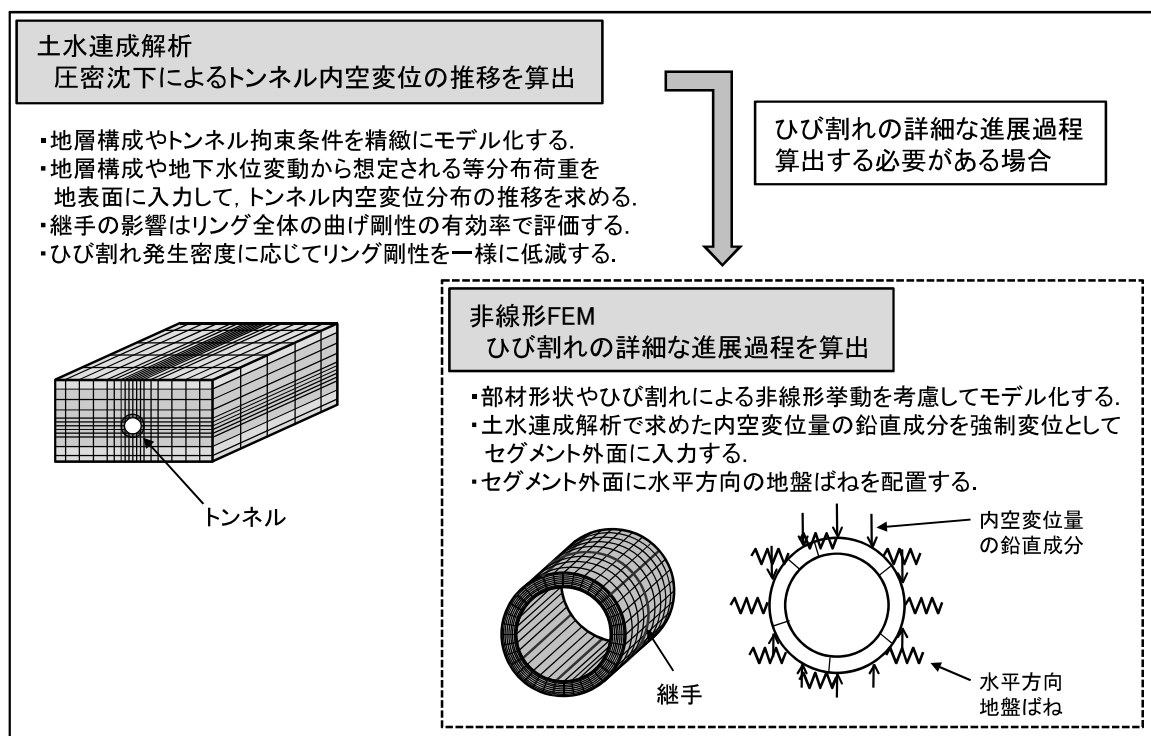


図-7.1 本手法を維持管理に用いる場合の手順図

なお、剛性低下モデルを導入するために実施したリング外圧試験は、継手のないリング供試体を使用している。本研究では、リング一様に剛性を低下させる修正慣用計算法があるため、リングのひび割れのみに着目した実験とした。継手とひび割れの相互効果による複合的な影響があるとも考えられるが、それを分析できるデータが本研究では得ることができなかつた。今後、種々のデータを収集して本手法を検証し、精度を上げていく必要があると考える。

また，本研究でひび割れの精緻な進展過程を求めるために用いた非線形 FEM は，セグメントの形状や鉄筋を詳細に表現することに主眼を置いたため，1リングモデルを用いた．解析上の制約条件もあるが，千鳥組の効果など，複合的な影響については不明な点もあり，多リングモデルを使用して，今後，検証していくことが課題であると考ええる．

さらに，既往の測定結果¹⁾と地盤の変形量も一致させるため，広域的な地下水流動解析で地下水位変動を精緻に求めるとともに，浸透力を考慮した解析により地盤の変形量についても予測精度を高めていく必要があるものと考ええる．

第7章 参考文献

- 1) 東京都環境局：東京都の地盤沈下と地下水の再検証について，2011.

謝辞

筆者は、株式会社熊谷組に勤務し、約 20 年間にわたり、主に都内でシールドトンネルの建設に携わってまいりました。その後、平成 19 年 10 月に財団法人鉄道総合技術研究所に転籍いたしました。その頃は、トンネルの分野においても、供用後の維持管理やメンテナンス技術の開発に対する関心が高まりだした時期でもあり、主に都市トンネルの維持管理や補修、補強に関する研究に従事してまいりました。本論文は、その中で実施した軟弱粘性土地盤中のシールドトンネルの長期変形挙動予測に関する研究の成果を取りまとめたものです。その間、非常に多くの方々からご指導、ご支援をいただきました。ここに、感謝の言葉を述べさせていただきます。

本研究を進めるにあたっては、早稲田大学理工学術院赤木寛一教授のご指導をいただきました。鉄道総研に入って間もない、まだ、研究の基礎が十分にできていない頃から、終始、丁寧なご指導をいただきました。本論文をまとめ上げることができたのは、先生の懇切丁寧、かつ的確なご指導があったからにほかなりません。心から感謝とお礼を申し上げます。

千葉工業大学学長小宮一仁教授、鉄道総研前事業推進室長小西真治博士（現東京地下鉄株式会社）には、論文全体に関して様々の貴重なご意見、アドバイスをいただきました。ここに深く、心より感謝の意を申し上げます。

鉄道総研、元監事の河田博之博士、前理事長の垂水尚志博士、構造物技術研究部長の舘山勝博士、トンネル研究室長の小島芳之博士には、博士号を目指して研究を進めるにあたり、終始、激励の言葉をいただきました。心より感謝とお礼を申し上げます。

施工データの収集にあたっては、河畑充弘氏（東京地下鉄株式会社）をはじめ関係する方々のご協力をいただきました。ありがとうございました。

非線形 FEM 解析の実施にあたっては、同済大学の杜世開教授に多大なるご指導をいただきました。土水連成解析では高橋博樹博士（現株式会社エスデー防災研究所）、リング外圧試験では吉川和行氏（株式会社フジタ）に大変お世話になりました。また、解析や実験結果の整理にあたっては、村井稔生氏（現東海旅客鉄道株式会社）、木股浩孝氏（現東海旅客鉄道株式会社）に多大なご

協力をいただきました。ここに、厚く感謝の意を申し上げます。

鉄道総研トンネル研究室の皆様にはいろいろとご協力をいただきありがとうございました。とくに、新井泰博士（現東京地下鉄株式会社）、津野究博士、仲山貴司氏には、共同研究者として、研究の全体計画や数値解析の実施について多くのご協力をいただきました。牛田貴士氏、蒲地秀矢氏（株式会社ジェイアール総研情報システム）には、データ整理や図面作成などで、また東郷晴子さん（株式会社テス）には、PC操作などご協力をいただきました。他にもトンネル研究室の皆様には様々な形でご理解とご協力をいただきました。ありがとうございます。

以上の方々をはじめ、ご協力をいただいた多くの皆様に感謝を申し上げます。ありがとうございました。

2014年2月

焼田 真司

研究業績

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
1. 論文	
○論文	焼田真司, 仲山貴司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 地盤沈下に起因するシールドトンネルの長期変形挙動に関する解析的検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.69, No.4, pp.457-468, 2013年11月
○論文	焼田真司, 仲山貴司, 小西真治, 赤木寛一: シールドトンネルのひび割れ進展過程に関する一考察, 土木学会論文集 F1(トンネル工学)特集号, Vol.67 No.3, pp.109-116, 2011年11月
○論文	仲山貴司, 牛田貴士, 焼田真司, 岡野法之: 近年の注入工事例と改良体の強度特性, トンネル工学報告集第21巻, pp.429-434, 2011年11月
○論文	焼田真司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 軟弱粘性土地盤の圧密沈下に伴うシールドトンネルの長期変形挙動と土圧, トンネル工学報告集第20巻, pp. 329-335, 2010年11月
○論文	村井稔生, 焼田真司, 津野究, 新井泰, 吉川和行: シールドトンネル掘進時の施工時荷重に関する実験的研究, トンネル工学報告集第20巻, pp.293-298, 2010年11月
○論文	Shinji YAKITA : STATE OF AFFAIRS IN JAPANESE RAILWAY SHIELD TUNNEL, Seminar on "Tunnelling Technologies in Japan and Hong Kong", Geotechnical Division The Hong Kong Institution of Engineers ,pp.25-34, Hong Kong ,2010.9
2. 講演	
○講演	木股浩孝, 仲山貴司, 津野究, 焼田真司: 圧密地盤におけるシールド掘削解析の感度分析, 土木学会第67回年次学術講演会, III-116, pp.231-232, 2012年9月
○講演	木股浩孝, 焼田真司, 津野究, 吉川和行: シールドトンネル掘進時の施工時荷重を模擬した覆工模型載荷実験その2, 土木学会第66回年次学術講演会, III-115, pp.229-230, 2011年9月
○講演	焼田真司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 軟弱地盤中のシールドトンネルの挙動に関する解析的検討, 土木学会第65回年次学術講演会, III-448, pp.895-896, 2010年9月
○講演	村井稔生, 焼田真司, 津野究, 新井泰, 吉川和行: シールドトンネル掘進時の施工時荷重を模擬した覆工模型載荷実験, 土木学会第65回年次学術講演会, III-444, pp.887-888, 2010年9月
講演	小松治朗, 柳川一心, 仲山貴司, 焼田真司: 立坑の浮上り設計法に対する一考察, トンネル工学報告集第23巻, pp.349-355, 2013年11月
講演	牛田貴士, 仲山貴司, 津野究, 焼田真司: 開削トンネルを対象とした側壁開口部のモデル化に関する一検討, トンネル工学報告集第23巻, pp.377-382, 2013年11月

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
講演	柳川一心, 牛田貴士, 仲山貴司, 津野究, <u>焼田真司</u> : いびつ形状の開削トンネルにおける地盤ばねの設定方法の検討, 第10回地盤工学会関東支部発表会, 2013年10月
講演	小松治朗, 柳川一心, 仲山貴司, <u>焼田真司</u> : 大深度立坑に作用する土圧評価法の一考察, 第10回地盤工学会関東支部発表会, 2013年10月
講演	粕谷悠紀, 稲川雄宣, 山本彰, 牛田貴士, <u>焼田真司</u> : シールド掘削工事を対象とした長尺先受け工法における設計法の提案, 土木学会第68回年次学術講演会, III-277, pp.553-554, 2013年9月
講演	牛田貴士, 仲山貴司, 津野究, <u>焼田真司</u> : 鉄道開削トンネルの材料劣化に関する事例調査, 土木学会第68回年次学術講演会, III-283, pp.565-566, 2013年9月
講演	牛田貴士, 仲山貴司, 津野究, <u>焼田真司</u> : 開削トンネルの拡幅工事に伴う側壁開口部のモデル化に関する検討, 土木学会第68回年次学術講演会, III-285, pp.569-570, 2013年9月
講演	野口守, 田中淳寛, 宮寄俊彦, <u>焼田真司</u> , 坂根英之: シールドを用いた場所打ち支保システムにおける一次覆工コンクリートの打設を模擬した大型実験, トンネル工学報告集第22巻, pp.75-80, 2012年11月
講演	粕谷悠紀, 稲川雄宣, 三井仁哉, 牛田貴士, <u>焼田真司</u> : 小土被り非開削掘削工事を対象とした長尺先受け工法の補強耐力について, トンネル工学報告集第22巻, pp.317-324, 2012年11月
講演	小松治朗, 津野究, 仲山貴司, <u>焼田真司</u> : シールドトンネルセグメント設計における傾向分析, 第9回地盤工学会関東支部発表会, 2012年10月
講演	坂田智基, 室谷耕輔, 松下恵梨, 仲山貴司, 牛田貴士, <u>焼田真司</u> : 3次元シェル要素解析による開削トンネル側壁開口時の挙動に関する一考察(その2) -側壁開口部上床版の二方向スラブ近似解法との比較-, 土木学会第67回年次学術講演会, III-088, pp.175-176, 2012年9月
講演	岡野法之, <u>焼田真司</u> , 澤田亮, 仲山貴司, 橋直毅: 鉄道における注入工法の適用事例について, 土木学会第67回年次学術講演会, III-270, pp.539-540, 2012年9月
講演	牛田貴士, 仲山貴司, 津野究, <u>焼田真司</u> , 福留和人, 粥川幸司: 地下拡幅工事における躯体接続部に関する実験的検討(その1), 土木学会第67回年次学術講演会, VI-100, pp.199-200, 2012年9月
講演	福留和人, 牛田貴士, 仲山貴司, 津野究, <u>焼田真司</u> , 粥川幸司: 地下拡幅工事における躯体接続部に関する実験的検討(その2), 土木学会第67回年次学術講演会, VI-101, pp.201-202, 2012年9月
講演	小川淳, 野口守, 三上美輝雄, 神田大, 津野究, <u>焼田真司</u> , 粥川幸司: SENS で用いる一次覆工コンクリートの付着試験, 土木学会第67回年次学術講演会, VI-178, pp.355-356, 2012年9月

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
講演	田中淳寛, 三上美輝雄, 神田大, 玉井達毅, 津野究, <u>焼田真司</u> , 水原勝由: SENS におけるライニング挙動, 土木学会第 67 回年次学術講演会, VI-179, pp.357-358, 2012 年 9 月
講演	三上美輝雄, 田中淳寛, 神田大, 玉井達毅, 津野究, <u>焼田真司</u> , 水原勝由: SENS における地山変位挙動, 土木学会第 67 回年次学術講演会, VI-180, pp.359-360, 2012 年 9 月
講演	粕谷悠紀, 山本彰, 稲川雄宣, 牛田貴士, <u>焼田真司</u> : 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の開発ー補強耐力の三次元解析検証ー, 土木学会第 67 回年次学術講演会, VI-336, pp.671-672, 2012 年 9 月
講演	牛田貴士, 仲山貴司, 岡野法之, <u>焼田真司</u> , 吉川和行: 水ガラス系注入材の強度特性, 土木学会第 66 回年次学術講演会, III-020, pp.39-40, 2011 年 9 月
講演	津野究, 村井稔生, <u>焼田真司</u> , 新井泰: 鉄道シールドトンネルを対象とした傾向分析, 土木学会第 65 回年次学術講演会, VI-247, pp.493-494, 2010 年 9 月
講演	千代啓三, 藤崎満, 平峯正六, 棚本英史, <u>焼田真司</u> : コンパクトシールド工法による急曲線掘進実績について, 土木学会第 58 回年次学術講演会, VI-085, pp.169-170, 2003 年 9 月
講演	石徳博行, <u>焼田真司</u> : シールド掘進と設備工事の同時施工および JR 武蔵野線との超近接施工, 日本プロジェクトリサーチ第 45 回シールドトンネル工法施工技術, pp.35-47, 2000 年 11 月
講演	石徳博行, 古谷聡, <u>焼田真司</u> , 山上亨, 増澤伸司: 中間立坑の NOMST 到達ー埼玉高速鉄道線における施工報告ー, 土木学会第 55 回年次学術講演会, VI-6, 2000 年 9 月
講演	石徳博行, 高田秀幸, 阿部茂木, 杉山裕一, <u>焼田真司</u> : シールドトンネル掘進と並行した導水管敷設の機械化施工, 土木学会第 54 回年次学術講演会, VI-5, pp.10-11, 1999 年 9 月
講演	直塚一博, 木戸義和, 甲田信, 河村良之, <u>焼田真司</u> : 支障物撤去シールド工法の開発, トンネル工学研究論文・報告集第 8 巻, pp.325-330, 1998 年 11 月
3. その他	仲山貴司, <u>焼田真司</u> , 岡野法之, 井浦智実: 注入の設計施工マニュアルの要点, 日本鉄道施設協会誌, pp.43-45, 2011 年 12 月
その他	<u>焼田真司</u> , 小島芳之: 都市部近接施工とその対策 シールドトンネルにおける近接施工対策, 基礎工, pp.31-34, 2009 年 2 月
その他	<u>焼田真司</u> : 現場拝見レポート コンパクトシールド工法の施工, DOBOKU 技士会東京, pp.16-18, 2004 年 11 月
その他	豊田正美, 北野良典, <u>焼田真司</u> : コンパクトシールド第 1 号工事が完了 東京都下水道三筋 鳥越付近再構築工事, トンネルと地下, pp.33-40, 2003 年 10 月

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
その他	八尾徳雄，前田美治，清水宏， <u>焼田真司</u> ：JR 武蔵野線橋脚部に超近接するシールド 埼玉高速鉄道線 戸塚トンネル工区，トンネルと地下，pp.27-34，2000 年 4 月
その他	直塚一博，甲田信， <u>焼田真司</u> ，河村良之：支障物撤去シールド工法の開発，熊谷組技術研究報告第 57 号，pp.91-99，1998 年 10 月
特許	村井稔生， <u>焼田真司</u> ，吉川和行，シールドトンネル覆工方法，特許公開 2012-57399，2012 年 3 月
特許	<u>焼田真司</u> ，村井稔生，津野究，コンクリート打設時の内部圧力計測方法及びその装置，特許公開 2010-37844，2010 年 2 月
特許	<u>焼田真司</u> ，内管材の布設方法，特許公開 2007-263310，2007 年 2 月
特許	小松原修義， <u>焼田真司</u> ，田中浩和，守屋洋一，金崎伸夫，田中秀樹，勝沼清，シールド掘進機の発進方法，特許公開 2003-64982，2003 年 3 月
特許	細田一樹，富山泰滋，勝沼清，菊池幸雄，服部公一， <u>焼田真司</u> ，守屋洋一，上田尚輝，金崎伸夫，田中秀樹，横田正和，シールド掘進機のセグメント間隙調整装置，特許公開 2002-295197，2002 年 10 月
特許	阿部茂木，杉山裕一， <u>焼田真司</u> ，山上享，工事用車両昇降装置及びその使用方法，特許公開 2000-314300，2000 年 11 月
特許	甲田信，木戸義和，三村友男， <u>焼田真司</u> ，直塚一博，密閉型シールド掘進機のカッターヘッド，特許公開平 11-173074，1999 年 6 月
特許	甲田信，木戸義和，三村友男， <u>焼田真司</u> ，直塚一博，密閉型シールド掘進機，特許公開平 11-173073，1999 年 6 月
特許	甲田信，木戸義和，三村友男， <u>焼田真司</u> ，直塚一博，泥水式シールド掘進機における支障物撤去方法，特許公開平 11-159286，1999 年 6 月