

地下鉄開削トンネルの縦断方向の耐荷性能評価方法に関する
研究

Study on the load-bearing performance evaluation method
in the longitudinal deformation of cut and cover subway
tunnels

2021年10月

伊藤 聡
Satoshi ITO

地下鉄開削トンネルの縦断方向の耐荷性能評価方法に関する研究

Study on the load-bearing performance evaluation method
in the longitudinal deformation of cut and cover subway
tunnels

2021年10月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

伊藤 聡
Satoshi ITO

目 次

| | |
|-----------------------|----|
| 第1章 序 論 | 1 |
| 1.1 研究の背景と目的 | 1 |
| 1.1.1 研究の背景 | 1 |
| 1.1.2 研究の目的 | 2 |
| 1.2 研究の手順 | 2 |
| 1.3 論文の構成と内容 | 3 |
| 第1章 参考文献 | 4 |
| 第2章 既往の研究 | 5 |
| 2.1 開削トンネルの変状 | 5 |
| 2.1.1 開削トンネルの変状の概要 | 5 |
| 2.1.2 地盤沈下・隆起の影響 | 7 |
| 2.1.3 近接施工の影響 | 8 |
| 2.1.4 凍結工法の影響 | 9 |
| 2.2 トンネルの耐荷性能の評価 | 11 |
| 2.3 まとめ | 13 |
| 第2章 参考文献 | 14 |
| 第3章 地下鉄開削トンネルの変状について | 18 |
| 3.1 トンネル縦断方向の変状 | 18 |
| 3.2 近接施工の影響による変状事例 | 18 |
| 3.2.1 対象トンネルの概要 | 18 |
| 3.2.2 トンネルの変状状況に関する調査 | 19 |
| 3.2.3 トンネルの変状要因分析 | 20 |
| 3.3 凍結工法の影響による変状事例 | 21 |
| 3.3.1 対象トンネルの概要 | 21 |
| 3.3.2 トンネルの変状状況に関する調査 | 21 |
| 3.3.3 トンネルの変状要因分析 | 23 |
| 3.4 はり部材モデルによる耐荷性能評価 | 24 |
| 3.4.1 耐荷性能評価の概要 | 24 |

| | | |
|---------|------------------------------|----|
| 3.4.2 | 耐荷性能の照査方法 | 24 |
| 3.4.2.1 | トンネルの性能 | 24 |
| 3.4.2.2 | 耐荷性能照査の基本 | 25 |
| 3.4.2.3 | 照査断面 | 25 |
| 3.4.3 | トンネル縦断方向の耐荷性能の照査 | 25 |
| 3.4.3.1 | 照査項目 | 25 |
| 3.4.3.2 | トンネル縦断方向の構造計算 | 27 |
| 3.4.3.3 | 耐荷性能の照査 | 27 |
| 3.4.4 | トンネル横断方向の耐荷性能の評価 | 28 |
| 3.4.4.1 | 照査項目 | 28 |
| 3.4.4.2 | トンネル横断面方向の構造計算 | 28 |
| 3.5 | まとめ | 30 |
| | 第3章 参考文献 | 31 |
| | 第4章 トンネル縦断方向の変状メカニズムの検討 | 33 |
| 4.1 | 近接施工の影響によるトンネル縦断方向変状メカニズムの検討 | 33 |
| 4.1.1 | 検討の目的 | 33 |
| 4.1.2 | トンネル縦断方向のひずみの調査 | 34 |
| 4.1.2.1 | 調査方法 | 34 |
| 4.1.2.2 | 調査結果 | 36 |
| 4.1.3 | 中立軸位置が変動するメカニズムの検討 | 38 |
| 4.1.4 | 伸び拘束による見かけの軸力の算定 | 39 |
| 4.1.4.1 | トンネルの沈下量の検討 | 39 |
| 4.1.4.2 | 対象範囲の設定 | 40 |
| 4.1.4.3 | 中立軸位置およびひずみ分布の算定 | 40 |
| 4.1.4.4 | 拘束されるひずみ量の算定 | 41 |
| 4.1.4.5 | 伸び拘束による見かけの軸力の算定 | 42 |
| 4.1.5 | 伸び拘束による見かけの軸力の算定結果と調査結果との比較 | 44 |
| 4.2 | 凍結工法の影響によるトンネル縦断方向変状メカニズムの検討 | 44 |
| 4.2.1 | 検討の目的および変状状況の検討方法 | 44 |
| 4.2.2 | トンネル縦断方向のひずみの調査 | 45 |
| 4.2.2.1 | 調査方法 | 45 |

| | | |
|---------|-----------------------------------|----|
| 4.2.2.2 | 調査結果 | 47 |
| 4.2.3 | 中立軸位置が変動するメカニズムの検討 | 48 |
| 4.2.3.1 | トンネルのひずみとひび割れの状況 | 48 |
| 4.2.3.2 | ひび割れを考慮しない場合 | 48 |
| 4.2.3.3 | ひび割れを考慮した場合 | 48 |
| 4.2.3.4 | ひび割れの有無によるトンネル縦断方向の伸縮 | 49 |
| 4.2.3.5 | トンネル縦断方向の拘束の影響 | 49 |
| 4.2.4 | 伸び拘束による見かけの軸力の算定 | 49 |
| 4.2.4.1 | トンネルの沈下量の検討 | 49 |
| 4.2.4.2 | トンネル縦断方向の検討対象範囲の設定 | 50 |
| 4.2.4.3 | 中立軸位置およびひずみ分布の算定 | 50 |
| 4.2.4.4 | ひび割れにより拘束されるひずみの算定 | 51 |
| 4.2.4.5 | 中立軸位置の算定 | 51 |
| 4.2.4.6 | 見かけの軸力の算定 | 51 |
| 4.3 | まとめ | 51 |
| | 第4章 参考文献 | 52 |
| | 第5章 変状したトンネルの縦断方向の合理的な耐荷性能評価法 | 54 |
| 5.1 | 近接施工の影響で変状したトンネルの縦断方向の合理的な耐荷性能評価法 | 54 |
| 5.1.1 | 目的と検討方法 | 54 |
| 5.1.1.1 | 概要 | 54 |
| 5.1.1.2 | 構造計算のためのモデル化 | 54 |
| 5.1.2 | 構造計算による検討 | 57 |
| 5.1.2.1 | トンネルの構造計算モデル | 57 |
| 5.1.2.2 | 材料特性の設定 | 58 |
| 5.1.2.3 | 構造計算の方法 | 58 |
| 5.1.2.4 | 構造計算におけるケーススタディ | 59 |
| 5.1.3 | 構造計算結果による各検証および耐荷性能評価 | 59 |
| 5.1.3.1 | ひび割れ状況による検証 | 59 |
| 5.1.3.2 | 最大主ひずみの計算結果による検証および耐荷性能評価 | 62 |
| 5.1.3.3 | せん断ひずみの計算結果による検証および耐荷性能評価 | 64 |
| 5.1.3.4 | 開口部の補強や形状に関する検証 | 67 |

| | | |
|---------|-------------------------------|-----|
| 5.1.4 | 構造計算による検討結果 | 69 |
| 5.1.5 | 補強構造の検討 | 69 |
| 5.2 | 凍結工法の影響で変状したトンネルの縦断方向の耐荷性能評価 | 74 |
| 5.2.1 | 耐荷性能の評価方法 | 74 |
| 5.2.1.1 | 構造計算のモデル | 74 |
| 5.2.1.2 | 照査項目および限界値 | 77 |
| 5.2.2 | 耐荷性能の検討結果 | 77 |
| 5.2.2.1 | 構造計算の結果 | 77 |
| 5.2.2.2 | 耐荷性能の照査 | 79 |
| 5.2.2.3 | 照査方法の差異の比較 | 79 |
| 5.3 | 地下鉄開削トンネルの縦断方向耐荷性能評価法の提案 | 80 |
| 5.3.1 | 検討概要 | 80 |
| 5.3.2 | トンネル縦断方向の耐荷性能の評価方法および対策工の検討方法 | 81 |
| 5.3.2.1 | 検討フロー | 81 |
| 5.3.2.2 | 各項目の検討内容 | 82 |
| 5.4 | まとめ | 86 |
| | 第5章 参考文献 | 87 |
| | 第6章 結論および今後の展開 | 89 |
| 6.1 | 結論 | 89 |
| 6.2 | 今後の展開 | 90 |
| | 付録 見かけの軸力の算定の例 | 91 |
| | 謝辞 | 102 |
| | 参考文献 | 103 |
| | 研究業績 | 110 |

第1章 序 論

1.1 研究の背景と目的

1.1.1 研究の背景

東京地下鉄株式会社（以下、東京メトロという）は9路線、営業延長195.0kmを運営し、1日755万人（2020年3月時点）のお客様にご利用いただいております。首都東京における交通の大動脈である。路線営業延長の85%、166.7kmがトンネルで、そのうちの60%、117kmが開削トンネル（潜函トンネルを含む）である¹⁾。これらの65%は経年40年を超えており、今後、様々な変状の発生が懸念されるため、適切な維持管理を進める必要がある。このため、現在、点検方法や補修方法について精力的に技術開発を進めている。

東京メトロの開削トンネルは、ほぼすべてが鉄筋コンクリート構造物で、都市部の安定した地盤中に存在することから、山岳トンネルのような、地盤の膨張圧や偏圧と言った外力により大きな変状を起こしている例はほとんどない。多くの変状は、漏水に起因する鉄筋の腐食とそれによる被りコンクリートの剥落である。しかし、例外として、近接施工や地盤沈下の影響を受け大きな変状を起こす場合がある²⁾。

日比谷線入谷駅・三ノ輪駅間の開削トンネルで近接施工の影響と思われる変状があり、トンネルが不同沈下するような状態になっている³⁾。都市部の地下鉄では、作業時間や軌道変位の制限など営業上の制約、作業スペースや資材等の搬入ルートのような地下の空間上の制約から、これら変状について大規模な補修や補強工事を行うのは困難である。入谷駅・三ノ輪駅間のトンネル変状についても、杭支持による補強や、外巻き補強、トンネルの打ち替え等の工事が検討されたが、実現性があり、有効な補強はどのようなものかを検討するためには、現有耐力がどれほどなのか正確に把握する必要があった。

ところで、地下鉄トンネルなどの線状の地中構造物で、一部に不同沈下などの変状が生じた場合、通常、建設時の設計法である「許容応力度設計法」により、耐荷性能や補強などの検討が進められ対策が行われることが多い。この、「許容応力度設計法」は、構造物の種類や状況などにかかわらず、安全性などを材料特性に一定の余裕を考慮した「許容応力度」により評価する方法となっている。また、設計時に予期していない変状が生じることで、許容応力度を超過する事例も報告されている⁴⁾。既設構造物の変状の対策を、許容応力度設計法により実施すると、重厚的な構造となる傾向があり、トンネル内の建築限界の制限や施工時間の制約などから、採用可能な構造や工法が限定されることが多い。一方、構造物の変状状況などによっては、許容応力度を超過しても、構造物の使用性に支障がない場合も考えられる。今後、補修や補強が必要な構造物が増加することが想定されることから、構造物の状況に応じた合理的な耐荷性能の評価や対策が必要となっていた。

1.1.2 研究の目的

東京メトロの箱型トンネルを対象に、トンネル縦断方向の一部に不同沈下による変状が生じている地下鉄トンネルの変状のメカニズムを解明し、耐荷性能の合理的な評価方法を示すことを目的とした。

1.2 本研究のフロー

本研究の進め方を図 1-2-1 に示す。

(1) トンネル縦断方向の変状のメカニズムの解明

トンネルの耐荷性能を合理的に評価するためには、トンネルの変状状況を精度良く再現することが必要となる。そこで、トンネル縦断方向の変状や応力状態に関する調査結果などから、変状のメカニズムの解明を行い、耐荷性能評価や設計への導入方法について検討した。

(2) トンネル縦断方向の耐荷性能の合理的な評価方法の検討

耐荷性能の照査を行うため、トンネル構造の特性を考慮し、トンネルに発生している変状状況を精度よく再現できる構造計算手法やモデルについて検討した。

(3) 合理的な補強方法の検討

また、近年、各種構造物の設計法として「性能照査型設計法」の導入が行われており、維持管理でも性能照査型設計法の考え方により検討されている事例が見られる^{4) 5) 6)}。そこで、耐荷性能を合理的に評価するため、「性能照査型設計法」の考え方による耐荷性能の評価方法について検討した。

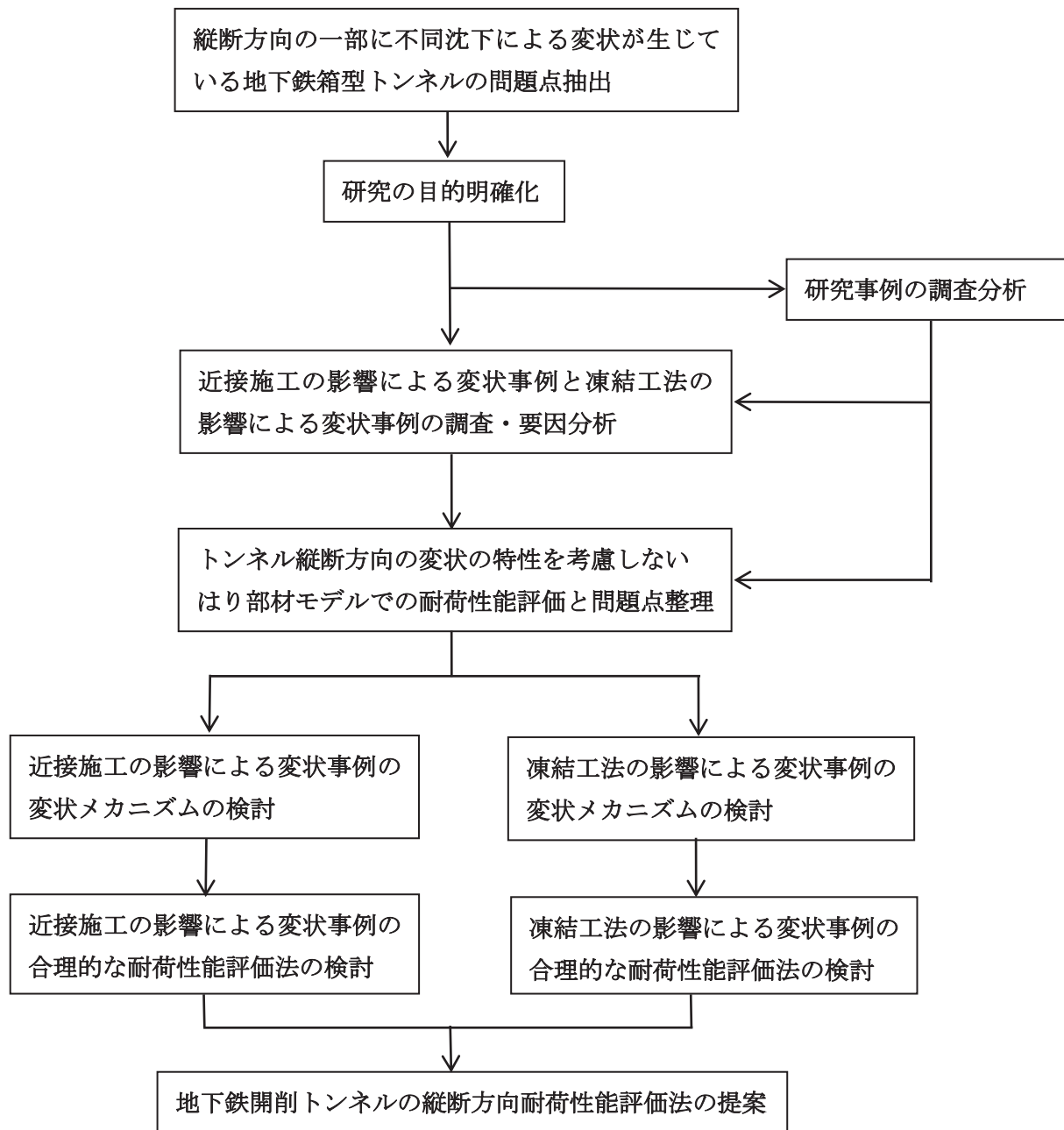


図 1-2-1 研究の進め方

1.3 論文の構成

以下に、本論文の構成を示す。

第 1 章では、トンネル縦断方向の一部に不同沈下による変状が生じている地下鉄トンネルの耐荷性能の合理的な評価方法の開発の必要性と本研究の目的、本論文の構成と各章の概要について述べる。

第 2 章では、既往の研究について、一般的なトンネルの変状についての研究事例から都市トンネルの変状の特徴について述べる。次に、開削トンネルの変状の研究

事例について、地盤沈下の影響、近接施工の影響、凍結工法の影響に分けて述べる。さらに、開削トンネルの耐荷性能の評価方法の研究事例について述べ、維持管理段階（供用開始後）での性能照査型の評価方法の重要性と、まだ研究されていない事項を示す。

第3章では、トンネル縦断方向の変状について、東京メトロのデータをもとに、近接施工の影響による変状事例と凍結工法の影響による変状事例について述べる。次に、近接施工の影響により変状したトンネルを例に、はり部材モデルを用いてトンネル縦断方向の変状の特性を考慮しない方法で耐荷性能評価を行い、その問題点について述べる。

第4章では、トンネル縦断方向の変状メカニズムについて、第3章で示した2事例を用いて、トンネル縦断方向のひずみの調査方法、トンネル高さ方向のひずみ分布の分析から、伸び拘束による見かけの軸力により中立軸位置が変動するメカニズムについて述べる。また、この見かけの軸力の試算方法および試算結果と調査結果について述べる。

第5章では、第3章で示した2事例について、トンネル縦断方向の変状トンネルの耐荷性能評価方法について述べる。具体的には、構造計算モデル、照査項目および限界値、構造計算、構造計算結果の評価方法、トンネルの耐荷性能評価、それに基づく対策の検討例について述べる。また、これら成果をもとに、調査や検討、耐荷性能の評価の流れをフロー図にまとめ、地下鉄開削トンネルの縦断方向耐荷性能の評価方法として提案した。

第6章では、まとめと今後の展開を述べる。

【第1章 参考文献】

- 1) 東京地下鉄株式会社ハンドブック, 2019. 4.
- 2) 国土交通省, 鉄道総研: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) トンネル, 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所, pp. 146-148, 2007. 1.
- 3) 河畑充弘, 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, トンネル工学報告集, 第27巻, III-2, 2017. 11.
- 4) 塩冶幸男, 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 (トンネル工学), Vol. 67, No. 2, pp. 62-78, 2011.
- 5) 塩冶幸男, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, 108-125, 2011.
- 6) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), 72 巻 3号 p. I_108-I_122, 2016.

第2章 既往の研究

2.1 開削トンネルの変状

2.1.1 開削トンネルの変状の概要

鉄道構造物維持管理標準¹⁾や土木学会トンネル・ライブラリー第14号トンネルの維持管理²⁾では、トンネルの変状と原因について開削トンネルやシールドトンネルなどの都市トンネルと山岳トンネルを比較してまとめた記述がある。この中で都市トンネルについては、設計段階で地山の荷重を見込むことや、鉄筋コンクリート構造で施工される場合が多いこと、都市部の地下の比較的安定した地盤環境条件下で建設されることから、大きな変状というより鉄筋腐食とそれに伴う変状が問題の主流であると述べている。トンネルの変状原因は、外力や環境の変化を要因とする「外因」と、材料劣化や設計・施工の不具合を要因とする「内因」に大別され、都市トンネルの外因としては、近接施工、地震、周辺地盤の圧密沈下、荷重の増減、列車振動による外力がひび割れやトンネル内空変形の原因になっていることを示している(表2-1-1)。土木学会トンネル標準示方書 開削工法・同解説^{3) 4)}では、設計編の荷重あるいは作用に関する章に地盤変位の影響として、近接工事による地盤変位、地下水位や地表面上の荷重の変化による圧密沈下が生じると予想される場合には、それによる荷重を考慮しなければならないとしている(図2-1-1)。

このようなことから、都市部の開削トンネルに大きな変状をおこす原因と考えられる地盤沈下・隆起の影響、近接施工の影響や本研究の対象トンネルに関係する凍結融解の影響についての既往の研究を調査した。

表 2-1-1 都市トンネルにおける変状の分類例²⁾

| 外因と内因の別 | 分類 | 変状の要因 | 主な変状 | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|--------------|-------------|----------------|-------------|-----------|------|------|----------|---------------|------|----------|-------|-------|------|---|---|--|---|--|
| | | | かぶりコンクリートの浮き | コンクリートの断面欠損 | 鉄筋露出・鉄筋腐食 | ひび割れ | 遊離石灰 | エフロレッセンス | 漏水 (ジャンク等) | 材料分離 | トンネル内空変形 | ボルト腐食 | 継手目開き | 継手段差 | | | | | |
| 外因 | 外力 | 近接施工 | | | | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| | | 地震 | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| | | 周辺地山圧密沈下 | | | | | | | | | | ○ | | | | | | | |
| | | 荷重の増減 | | | | ○ | | | | | | ○ | | | | | | | |
| | 環境 | 列車振動 | ○ | | | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| | | 地下水位の変動 | | | | | | | | | ○ | | | | | | | | |
| | | 有害な成分を含む地下水 | ○ | | ○ | | | | ○ | ○ | | | | ○ | | | | | |
| | | 坑内温度変化 | | | | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| 内因 | コンクリート全般に関して | 材料 | 坑内湿度変化 | | | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| | | | 骨材中の泥分 | ○ | ○ | ○ | | | | | ○ | ○ | | | | | | | |
| | | | 中性化 | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| | | 設計 | アルカリ骨材反応 | ○ | | ○ | ○ | | ○ | ○ | | | | | | | | | |
| | | | コンクリート硬化時の温度応力 | | | | ○ | | | | | | | | | | | | |
| | | | 乾燥収縮 | | | | ○ | | | | | | | | | | | | |
| | セグメントに関して | 設計・施工 | 部材厚不足 | | | | | | | | ○ | | | | | | | | |
| | | | 開口補強不足 | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | |
| | | | 鉄筋かぶり不足 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | |
| | | 施工 | 防水工不良 | | | | | | | | | ○ | | | | | | | |
| | | | 締固め不足 | | | | | | | | | | ○ | | | | | | |
| | | | 養生不良 | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | |
| | 設計 | 運搬 | 早期脱型 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | コールドジョイント | | | | | | | | | | | | ○ | | | | |
| | | | ストック時欠け | | ○ | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 施工 | 裏込め注入不足 | | | | | | | | | ○ | | | | | | | |
| | | | 裏込め注入による偏圧 | | | | | | | ○ | | | | | | | | | |
| | | | ジャッキ片押し | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | ○ | |
| 設計 | Kセグメントの無理な挿入 | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | ○ | | | |
| | シール材欠損 | | | | | | | | | ○ | | | | | | ○ | | | |
| | 真円度不足 | | | | | | | | | | | | ○ | | | ○ | | | |
| | | 不適切なセグメント分割 | | | | | | | | | | ○ | | | | | | | |
| | | 不適切な防食方法 | | | | | | | | | | | ○ | | | | | | |
| | | 不適切な継手選択 | | | | | | | | | | | | ○ | | | | | |

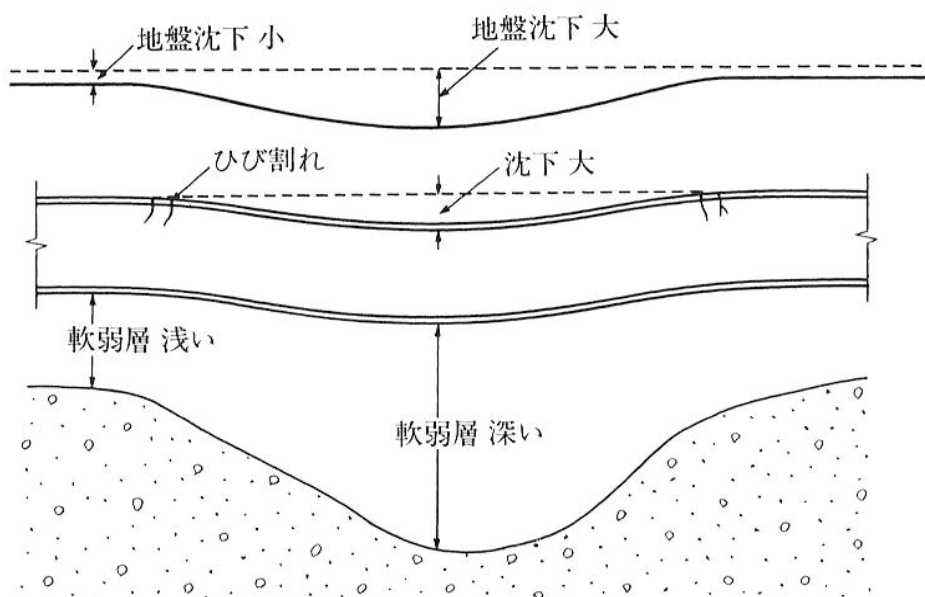


図 2-1-1 地盤沈下によるトンネルの変状³⁾

2.1.2 地盤沈下・隆起の影響

都市部のトンネルが地盤沈下や隆起により変形することに関する研究としては以下のものが挙げられる。

赤木ら^{5) 6)}は、圧密によるシールドトンネル変形の定量的把握を目的に、土槽内のトンネル周辺圧力の圧密沈下に伴う経時変化等を計測し、土水連成解析による現場シミュレーションから、トンネル周辺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た。

有泉ら⁷⁾は、地中送電用シールドトンネルの変状について、トンネル内への漏水に伴い周辺地盤に圧密沈下が発生し、それによる長期荷重変化の影響でシールドトンネルが変形したというメカニズムを、遠心力模型実験と数値解析で確認した。

津野ら⁸⁾は、東京メトロのシールドトンネルについて、内空断面測定データや検査結果から作成した変状展開図を分析し、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潰れの変形があることを確認した。その大きさは8～10年間の累積変位量が最大4mm程度であった。また、現象としては、クラウン部のひび割れが発生している場合があることがわかった。シールドトンネルが鉛直荷重を受けた時のセグメントに発生するひび割れは、図2-1-2に示すように、クラウン部付近にトンネル軸方向のひび割れが分散して複数発生することを確認した。

焼田ら⁹⁾は、周辺地盤の圧密によって変形が長期的に進行するシールドトンネルの変形予測について、土水連成解析が有効であるが、ひび割れによる覆工剛性の非線形性を考慮する必要があることを示した。しかし精緻な非線形挙動を考慮することはコストや時間の制約から現実的ではなく、室内実験と実計測結果との比較からひび割れ発生による影響を簡易なリング様の剛性低下で表現する手法を考案した。

また、地盤隆起に関しては、日下ら¹⁰⁾、小泉ら¹¹⁾は、トンネルの変形が、揚水規制後の地盤の膨潤の影響による可能性があることを示した。

これらは、シールドトンネルに関するものである。開削トンネルでは、「トンネル・ライブラリー第11号トンネルへの限界状態設計法の適用」¹²⁾に砂質土地盤を対象とした変状事例が示されている。しかし、開削トンネルにおける圧密などによる沈下の影響については、一般的な事例と考えられているようで、論文になっているものはあまり見られない。

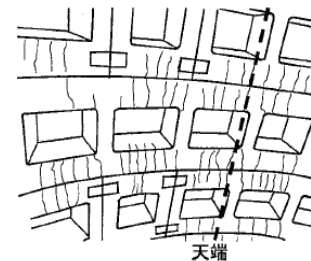


図 2-1-2 沖積地盤におけるセグメントのひび割れ発生状況⁸⁾

2.1.3 近接施工の影響

近接施工に関する文献で、近接施工の影響を受ける側の考え方と対応を示したものととして、鉄道については、近接工事設計施工標準¹³⁾や都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル¹⁴⁾がある。また、近接施工を行う側の考え方や対応を示したものととして、地盤工学会の地盤工学・実務シリーズ 28 近接施工¹⁵⁾や、トンネル技術協会の都市部近接施工ガイドライン¹⁶⁾等がある。

近接施工の影響についての事例報告や研究は非常に多く発表されているため、今回の研究対象事例と同じ、既設トンネルをシールドが下越しする場合の事例について述べる。

地盤工学・実務シリーズ 28 近接施工¹⁵⁾では、シールドトンネル工事の近接施工による開削トンネルの沈下について、都心部の過密地域での電力洞道シールド工事による7本の箱型トンネルを含む18の土木構造物に対する影響結果を報告している。この中で、13の構造物について予測解析での設定応力解放率、予測変位量、計測結果、計測値より求めた適正応力解放率をまとめている。掘進した電力洞道シールドトンネルより上部にある4つの既設地下鉄箱型トンネルでは、0～-1.7mmの沈下量で適正応力解放率は15～16%と影響が小さかったことが報告されている。

石原ら¹⁷⁾は、首都高速中央環状新宿線の掘削外径 $\phi 11.42\text{m}$ の併設泥水シールドが開削トンネルで構築された地下鉄東西線落合駅直下を最小離隔5.365mで下越しした際の計測結果を報告している。地盤はシールド掘削部がN値25の江戸川層粘性土、その上部がN値20～50の東京礫層、東京層礫である。礫層は薬液注入され、先行シールド通過時、地下鉄躯体の沈下が-3.2mmと報告されている。

川田ら¹⁸⁾は、首都高速横浜環状北線の掘削外径 $\phi 12.49\text{m}$ の併設泥水シールドが $\phi 6.7\text{m}$ の横浜市営地下鉄併設シールドトンネルを最小離隔3.8mで下越しした際の計測結果を報告している。地盤は地下鉄と新設道路トンネル間が洪積層（上総層）である。地下鉄トンネルの沈下は-0.9mmと報告されている。

島ら¹⁹⁾は、阪神高速道路大和川線の外径 $\phi 12.54\text{m}$ 併設泥土圧シールドが $\phi 6.8\text{m}$ の大阪メトロ地下鉄御堂筋線併設シールドトンネルを離隔2.2mで下越しした際の計測結果を報告している。地盤は地下鉄と新設道路トンネル間がN値20～50の洪積砂質土と洪積粘性土の互層である。地下鉄トンネルは最大+2.1mm隆起したと報告されている。これらは、いずれも比較的硬質な洪積地盤での結果である。

松田²⁰⁾は、東京都下水道局江東幹線工事の外径 $\phi 6.84\text{m}$ の泥水シールドが $\phi 6.75\text{m}$ の東京メトロ東西線併設シールドトンネルを離隔5.1mで下越しした際の計測結果を報告している。地盤は地下鉄と新設下水トンネル間がN値1の軟弱粘性土である。この工事では、通過前に2か所においてトライアル施工を行い近接構造物への影響を最小限にする管理基準を設定している。この結果、最大沈下量が-3.4mmであったと報告されている。

石田²¹⁾は、東京都で2001年度（平成13年度）から2016年度（平成26年度）までに発注されたシールド工事を調査し、シールド工事に伴う環境変化の一般的な

傾向を把握するため施工数の多い下水道局の事例を分析している。土被り (H) / シールド外径 (D) と地表面沈下量の関係は、ほぼ全体的に沈下量が-3mm 以内であり、地表面と十分な隔離が確保されていたと記述している。しかし、シルト質地盤では $H/D=3.2$ の土被り比付近で沈下が-8mm まで分布している工事があった。これは N 値 0~1 の軟弱地盤が原因であったとしている。また、隆起についてもほぼすべてが+3mm 以内であったが、粘性土と砂質地盤で $H/D=2.8$ の土被り比付近で+4~5mm の箇所があったと報告している。このように、柔らかい地盤においても、近年のシールドトンネル施工による沈下は、-8mm 以下に抑えられていることが示されている。

しかし、発表されているのは、主に沈下量が少なくあまり問題が発生しなかった事例が多く、開削トンネルの変形と耐力評価にまで踏み込んだ研究はほとんどなかった。

2.1.4 凍結工法の影響

凍結工法による影響については、主に凍上についての研究が行われてきた。高志²²⁾は、凍結膨張圧が凍土周辺構造物に与える影響の慣用算定方法として無限円筒の式を予測に用いた。戸部ら²³⁾は、凍上・沈下の予測法として三次元凍上変位計算法を示した。伊豆田ら²⁴⁾は、凍結膨張の方向性を示す方法を提案した。これらは凍結膨張に関する研究である。

村田ら²⁵⁾による地盤凍結工法の解説では、沈下について、解凍による凍土の収縮で起きるとされている。凍結によりアイスレンズができ土粒子間の結合が切断され圧縮強度が低下し、解凍後に上載荷重や土荷重で圧縮されて沈下が発生する。また、凍結時に凍土前方の未凍結土内から吸水が発生し粘性土では脱水圧密が起り、解凍時にこの水が元に戻らないため、大きな沈下に加わる。さらに、凍結時には鉛直方向の凍結膨張と水平方向の凍結膨張が起きるが、解凍時は鉛直の浮上量だけでなく、水平方向へ膨張して地盤の拘束圧を増加させていたものが無くなるため、沈下現象として現れるとしている。また、周辺の粘性土の圧密沈下も発生するため、大きな沈下が発生する。このため沈下対策として、解凍時に地盤へ薬液注入が行われる場合が多いと記述されている。

実際の事例を紹介したものでは、地引ら²⁶⁾は、国鉄根岸線盛土の下に鉄筋コンクリート製 2 連洞道 (高さ 2.5m×幅 1.9m および 1.3m 延長 24.0m, 土被り約 3.0m) を凍結工法で施工した結果を報告している。日本で初めて温水による強制解凍を実施している。地盤は軟弱な沖積シルト層で凍上と解凍沈下の影響が心配された。地表面の最大の凍上量は+120mm, 沈下量は-240mm で、基礎下部へのモルタル注入で沈下が減少したと報告している。

千本ら²⁷⁾は、東京都が地下鉄工事に凍結工法を適用した 5 箇所の事例を紹介し、課題等を整理している。その中で、解凍による沈下量は薬液注入などを併用しなけ

れば、凍結時の浮上量の20～25%程度大きくあらわれるようであると述べている。都営浅草線金杉橋工区では金杉橋が+80mm凍上し、強制解凍と薬液注入を併用し-40mm沈下したと記述している。都営三田線神田橋工区では、三田線部分の凍上が+80～120mmで上部の神田橋の沈下が強制解凍と薬液注入を行い-50～80mmであったと記述している。

今回の研究対象の半蔵門線および都営新宿線日本橋川横断部については、凍土形成後（図2-1-3、図2-1-4）、ロードヘッダーによる掘削、早強コンクリートを用いて構築を打設、その後、凍土の解凍に伴う橋台や構築物の沈下対策のため、電気ヒーターを用いて強制解凍を行い、薬液注入による地盤改良を行ったと記述されている²⁸⁾。このように工事計画や施工手順を記述したものはあるが、計測結果を示したものは、工事記録²⁹⁾くらいしか見当たらない。この工事記録では、左岸橋台の沈下計測結果のグラフが示されており、最大の浮上量が350mm程度、その後減少し100mm程度で計測のプロットが終わっているが、詳細な記述は残されていない。

以上の資料から、解凍時の沈下量は、併用の薬液注入等の施工状態にもよるが、数100mm程度発生する可能性があると考えられる。

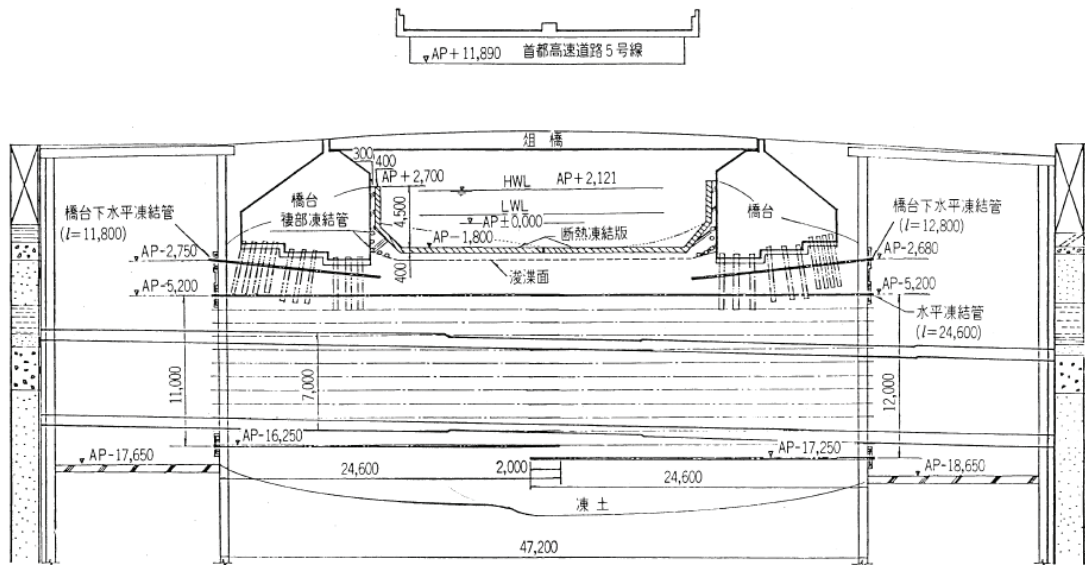


図2-1-3 地下鉄河川下横断工事縦断面図²⁸⁾

問題があって、適用が難しいと考えられていた。このような中、本城ら³⁵⁾が地盤工学における国際コードの調査を行い報告と提言をまとめた。そして、鉄道分野で、構造が開削トンネルと類似しているボックスカルバートを対象に含む「鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物（1997）」³⁶⁾で限界状態設計法が適用された。さらに、2001年に、限界状態設計法による「鉄道構造物等設計標準・開削トンネル」³⁷⁾が刊行された。

このころ土木学会でも限界状態設計法のトンネルへの適用の検討が進められ2001年「トンネルへの限界状態設計法の適用」（トンネル・ライブラリー第11号）¹²⁾としてまとめられた。

シールドトンネルについては、土木学会「トンネル標準示方書 シールド工法・同解説」2006年改訂版³⁸⁾で「第5編 限界状態設計法」が設けられ設計での、許容応力度設計法との両論併記が始まった。2016年改訂版³⁹⁾では、セグメントに関する実績調査による材料の設計値や安全係数の見直しや、耐震設計に関する見直しなどが行われている。一方、開削トンネルは土木学会「トンネル標準示方書 開削工法・同解説」2006年改訂版⁴⁰⁾で、許容応力度設計法から限界状態設計法へ全面改訂が行われた。

2002年には、国際技術標準への対応と国内の各技術標準間及び国際技術標準との整合性の確保を目的に国土交通省から「土木・建築にかかる設計の基本」⁴¹⁾が公表され、構造設計に係わる技術標準の策定・改訂に性能照査型設計法を用いていくという基本的な方向性が示された。この流れから、国の示す技術標準は性能規定化されることになり、鉄道などの各設計標準も性能照査型設計法への移行が進められた⁴²⁾が、地中構造物のトンネルの移行は最後になり、最近ようやく終了することになっている。

性能照査型設計法は、材料や構造、照査手法等を規定せず、一般に安全性、使用性、復旧性に対する要求性能を設定し、設定された要求性能を照査する設計法で、新しい材料、工法、構造解析方法が導入できる。規制緩和やコストダウンが図れる利点がある。実際に施工された構造物が、どのような性能を保有しているか説明しやすく、新設構造物の設計だけでなく必要な性能を評価することにより、要求性能に応じて降伏を許容し、限界値を設定できることから、既設構造物の性能評価を行うことができる。

トンネルについては、東京電力が主体となり2003年に「シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン」⁴³⁾が日本トンネル技術協会から発刊され、トンネルの要求性能の設定や照査方法が提示され、具体的な検討方法は吉本ら⁴⁴⁾⁴⁵⁾によって示された。2002年に東京電力が主体となり日本トンネル技術協会から「電力用立坑の性能照査型設計手引き」⁴⁶⁾が発刊され、適用範囲として開削トンネルを含み、トンネルの要求性能の設定や照査方法などが示されている。また、文献⁴⁷⁾としても報告されている。

2006年には「都市部山岳トンネルの覆工設計—性能照査型設計の試み—」（ト

ンネル・ライブラリー第 15 号)⁴⁸⁾ が発刊され、覆工の設計を構造計算で行うことが多い都市部山岳工法トンネルの覆工設計での例が示された。2007 年に発刊された「シールドトンネルの耐震検討」(トンネル・ライブラリー第 19 号)⁴⁹⁾ では、シールドトンネルの耐震に関する具体的な設計照査法が検討された。

2009 年には、「性能規定に基づくトンネルの設計とマネジメント」(トンネル・ライブラリー第 21 号)⁵⁰⁾ が発刊された。ここでは、国際標準となる構造物設計法の動向の整理とトンネル構造物の性能規定化とその適用に向けたデザインとマネジメントの基本的な考え方が記述されている。

そして、土木学会「トンネル標準示方書 開削工法・同解説」2016 年改訂版⁵¹⁾ では、性能照査型の設計体系へ再編成されている。

現在、開削トンネルは、性能照査型設計が行われるようになって来ている。シールドトンネルは、東京電力パワーグリッド(株)は性能照査型設計法に移行しており、その他の企業者についても耐震設計として性能照査型設計を導入されるなど、性能照査型設計が実施されるようになっている。

性能照査型設計は、材料や部材、作用、構造計算手法などに対してばらつきなどを考慮しトンネル全体系に対する要求性能を満足しているか照査を行う。

このため、性能照査型設計法は、新設構造の設計のみならず、既設構造物の耐荷性能の評価に対しても適用することが可能と考えられる。既設構造物の場合、設計時には想定できなかった変状に対する目標性能、現在の供用状況による要求性能、供用後に開発された新技術などを考慮することで合理的な評価を行うことが期待できる。例えば、供用後にトンネルに変状が生じ、一部の部材が降伏を超過しても、変状状況によってはトンネル構造全体の変状は進行せず、終局状態に至らない場合は、トンネル全体が安定した状態で使用性や安全性を満足すると評価することが考えられる。さらに、最新の解析技術などを適用することで、耐荷性能を合理的に評価することで、トンネルの性能を適切に判断することも可能となる。

既設の開削トンネルの耐荷性能に関する評価については、平成 7 年の兵庫県南部地震の大開駅の損傷により、レベル 2 地震動に対して要求性能や目標性能が検討されている^{52) 53) 54)}。一方、地震時以外について、性能照査型設計による耐荷性能評価は、東京電力のシールドトンネルを対象とした文献^{55) 56) 57)}の報告があるが、開削トンネルに関する報告は見られなかった。

2.3 まとめ

トンネルの変状に関する研究では山岳トンネルやシールドトンネルでは研究や事例報告が多く存在しているのに対し、開削トンネルについては、地盤沈下の影響や近接施工の影響について調査しても、発表されている数は少なく、変形と耐力評価にまで踏み込んだものはなかった。また、凍結工法の影響については、古い時代の施工で凍解時に大きな沈下が発生する事例が見られ、沈下量が-数 100mm 発生

し得ることがわかった。

耐荷性能の評価については、トンネルについては、近年ようやく性能照査型設計が用いられるようになってきたが、既設の開削トンネルの耐荷性能評価に用いられた例はほとんどなかった。

このような、ことから大きな変状を受けた地下鉄開削トンネルの変状メカニズムの解明と耐荷性能評価法の研究を進めることにした。

【第2章 参考文献】

- 1) 国土交通省，鉄道総研：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル，国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所，丸善（株），pp. 146-148，2007. 1.
- 2) 土木学会：トンネルの維持管理，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，トンネル・ライブラリー第14号，pp. 31-35，2005. 7.
- 3) 土木学会：2006 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），p. 36，2006. 8.
- 4) 土木学会：2016 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），p. 41，2016. 8.
- 5) 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，pp. 1747-1750，1990.
- 6) 赤木寛一，小宮一仁，尾浦猛人：年度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，pp. 1993-1994，1994.
- 7) 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/Ⅲ-65，pp. 115-134，2003. 12.
- 8) 津野究，三浦孝智，石川幸宏，山本務，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，pp. 257-261，2007. 11.
- 9) 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（地盤工学），Vol. 69，No. 4，pp. 457-468，2013.
- 10) 日下拓也，スレン ソッキアン，小山雄大，杉山仁實，田中弘，蘭康則，小西真治：広域地盤隆起による地下鉄トンネル変状に関する遠心力模型実験と数値解析，Proceeding of the 9th Japan-China Conference on Shield-driven Tunneling in 2017/SAPPORO, Japan, Sanwa Co., Ltd. ISBN 978-4-9909712-1-2，pp. 251-257，2017.
- 11) 地盤工学会関東支部：地下水位の回復にともなう広域地盤隆起の問題とその地中施設への影響に関する研究報告書，2014. 6
- 12) 土木学会：トンネルへの限界状態設計法の適用，土木学会トンネル工学委員

- 会，土木学会，トンネル・ライブラリー第 11 号，pp. 44-47，2001. 8.
- 13) 東日本旅客鉄道株式会社：近接工事設計施工標準，東日本旅客鉄道株式会社，1999. 9.
 - 14) 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，鉄道総合技術研究所，2007. 1.
 - 15) 地盤工学会：近接施工，地盤工学・実務シリーズ 28，丸善，pp. 117-122，2011. 1.
 - 16) 日本トンネル技術協会：都市部近接施工ガイドライン，2016. 1
 - 17) 石原陽介，角田浩，小西由人：泥水圧式シールド通過に伴う地下鉄躯体への影響，土木学会第 59 回年次学術講演会，VI-049，pp. 97-98，2004.
 - 18) 川田成彦，松原健太，新井直人，林成卓：併設大断面泥土圧シールドと地下鉄トンネルとの近接施工，土木学会第 66 回年次学術講演会，VI-015，pp. 29-30，2011.
 - 19) 島拓造，南川真介，西木大道，西森文子，三宅翔太：地下鉄構造物を最小離隔 2.2m で下越しする大断面シールドトンネルの掘進管理，土木学会第 70 回年次学術講演会，III-054，pp. 107-108，2015.
 - 20) 松田明：江東幹線工事のける近接構造物への影響検討と対策について，東京都下水道局 技術調査年報，Vol. 40，pp. 37-43，2016.
 - 21) 石田教雄：シールド工事に伴う周辺環境調査に関する検討，都土木技術支援・人材教育センター年報，pp. 199-206，2017.
 - 22) 高志勤：凍結膨張による未凍結領域内の土圧と変位の経時変化，土木学会論文集報告集，No. 200，pp. 49-62，1972.
 - 23) 戸部暢，秋元攻：凍上変位計算法（三次元），第 34 回土木学会年次学術講演会概要集Ⅲ，pp. 243-249，1979.
 - 24) 伊豆田久雄，野木明，上曾山優，加藤哲治：地盤凍結工法における凍上量及び凍結膨張圧の設計手法と事例，土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム，地盤工学会，pp. 99-106，2001.
 - 25) 村田浩，加藤哲治：地盤凍結工法入門（4）連載講座，トンネルと地下，土木工学社，Vol. 12，No. 4，pp. 65-71，1981. 4.
 - 26) 地引凡夫，松尾俊治：凍結工法の強制解凍 -南横浜火力線国鉄横断部-，トンネルと地下，土木工学社，Vol. 1，No. 2，pp. 30-38，1970.
 - 27) 千本弥三郎，伊藤良行：地下鉄工事における凍結工法について，土と基礎，地盤工学会，Vol. 23，No. 4，pp. 43-48，1975. 4.
 - 28) 村田浩，加藤哲治：地盤凍結工法入門（最終回）連載講座，トンネルと地下，土木工学社，Vol. 12，No. 6，pp. 58-64，1981. 6.
 - 29) 東京都交通局，鉄建建設株式会社：地下鉄 10 号線九段下第二工区建設工事工事記録，東京都交通局，1980.
 - 30) 土木学会：トンネル標準示方書，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，1964. 8.

- 31) 土木学会：シールド工法指針，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，1969. 11.
- 32) 土木学会：昭和 52 年版トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，1977. 1.
- 33) 土木学会：昭和 52 年版トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，1977. 1.
- 34) 土木学会：コンクリート標準示方書，土木学会コンクリート委員会，（社）土木学会，1986. 10.
- 35) 本城勇介，日下部治：限界状態設計法による基礎構造物モデル設計コードの提案（海外調査報告書），pp. 1-42, 1999. 3.
- 36) 国土交通省，鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物，国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所，1997. 4.
- 37) 国土交通省，鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル，国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所，丸善（株），2001. 3.
- 38) 土木学会：2006 制定トンネル標準示方書 シールド工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），pp. 247-294, 2006. 7.
- 39) 土木学会：2016 制定トンネル標準示方書 シールド工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），pp. 279-342, 2016. 8.
- 40) 土木学会：2006 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），pp. 21-119, 2006. 7.
- 41) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002. 10.
- 42) 小西真治，山崎輝，内山靖彦，浦部正男，松原広，柿島秀史，鈴木哲也，阿保史彦，高橋博明，松本康宏，進藤良則：鉄道技術推進センターの各分野の歩みと今後の展開，特集 鉄道技術推進センター10 周年，鉄道総研，RRR, Vol. 63, No. 7, PP. 27-37, 2006. 7.
- 43) 日本トンネル技術協会：シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン，pp. 1-16, 2003. 6.
- 44) 吉本正浩，阿南健一，大塚正博，小泉淳：地中送電線用シールドトンネルの性能規定と限界状態設計法による照査，土木学会論文集，No. 764, III-67, 2004. 6.
- 45) 吉本正浩，信岡卓，笠井靖浩，大塚正博：地中送電線用シールドトンネルの耐久性設計に関する提案，土木学会論文集，No. 763, VI-63, 2004. 6.
- 46) 日本トンネル技術協会：電力用立坑の性能照査型設計手引き，2002. 1.
- 47) 吉本正浩：地中送電用の立坑ならびに開削トンネルの性能照査型設計法，電力土木，303 号，pp. 12-21, 2003. 3.
- 48) 土木学会：都市部山岳トンネルの覆工設計—性能照査型設計の試み—，土木学会トンネル工学委員会，土木学会，トンネル・ライブラリー第 15 号, 2006. 1.

- 49) 土木学会：シールドトンネルの耐震検討，土木学会トンネル工学委員会，土木学会，トンネル・ライブラリー第 19 号，2007. 12.
- 50) 土木学会：性能規定に基づくトンネルの設計とマネジメント，土木学会トンネル工学委員会，土木学会，トンネル・ライブラリー第 21 号，2009. 10.
- 51) 土木学会：2016 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），pp. 25-132，2016. 7.
- 52) 土木学会地震工学委員会トンネル耐震性研究小委員会：トンネル耐震設計のためのガイドライン（案），1997. 10.
- 53) 土木学会地震工学委員会トンネル耐震性研究小委員会：トンネル耐震設計の方向と基本課題，1998. 3.
- 54) 土木学会：開削トンネルの耐震設計，トンネル工学委員会，土木学会，トンネル・ライブラリー9，1998. 10.
- 55) 塩冶幸男，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(トンネル工学)，Vol. 67，No. 2，62-78，2011.
- 56) 塩冶幸男，阿南健一，大塚正博，小泉淳：地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究，土木学会論文集 F1(トンネル工学)，Vol. 67，No. 2，108-125，2011.
- 57) 岡滋晃，阿南健一，実広拓史，吉本正浩：シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究，土木学会論文集 F1(トンネル工学)，72 巻 3 号 p. I_108-I_122，2016.

表 3-2-1 トンネル横断面の部材寸法および鉄筋量

| | 部材の配筋の概要 | | | |
|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | 上床版 | 側壁 | 中壁 | 下床版 |
| 部材の幅 mm | 8750 | 5600 | 5600 | 8750 |
| 部材の厚さ mm | 360 | 450 | 450 | 440 |
| 配筋 ^{※1} | φ 16 × 65 | φ 19 × 90 | φ 19 × 30 | φ 16 × 65 |
| 鉄筋量 mm ² | 13065 | 25560 | 8520 | 13065 |
| 鉄筋比 ^{※2} % | 0.41 | 1.01 | 0.34 | 0.34 |

※1:トンネル横断面の配筋

※2:鉄筋比=鉄筋量÷部材の断面積×100%

検討対象トンネルは、横断面方向の構造をはり部材とし、鉛直方向を全土被り荷重、水平方向を土水一体とする側方荷重として算定した断面力に対し許容応力度設計法により、鉄筋量などが設計されている。本研究で対象とするトンネル縦断方向断面に対して、設計計算の記録は確認できなかったが、建設当時の記録から、軟弱地盤の不等沈下を考慮しトンネル内径を 20~35cm 増加し、中央の柱構造を中壁構造に変更し、配力筋の径ならびに本数を多少増加した⁵⁾、との記載が確認された。検討対象トンネルの設計時に参照されていた土木学会発行の鉄筋コンクリート標準示方書の一方向版における配力鉄筋は 1m あたりの引張り鉄筋量の 1/5 以上としなければならないとされていた⁶⁾。検討対象トンネルの配筋状況は、側壁内面側の中央付近の主鉄筋となる鉛直方向鉄筋が φ 19@250mm、配力筋となるトンネル縦断方向の鉄筋が φ 16@200mm であった。同様に中壁では鉛直方向鉄筋が φ 16@150mm、トンネル縦断方向鉄筋が φ 16@400mm であった。これに対して、主鉄筋量の 1/5 程度の配力筋量を試算すると、側壁が φ 13@250mm、中壁が φ 9@300mm となる。これより、検討対象構造の配力筋は、主鉄筋量の 1/5 程度の鉄筋量に対して、鉄筋径を大きく、鉄筋本数を多く設定したと考えられる。なお、コンクリート強度については、現地調査を実施しており、下床版からコアを採取し圧縮強度試験を実施した結果、35.3~48.9N/mm²を示し、設計基準強度 21N/mm²を上回ることを確認している。

3.2.2 トンネルの変状状況に関する調査

検討対象としたトンネルでは、図 3-2-1 に示すように地点 A (キロ程 1k625) と地点 B (キロ程 2k125) の 2 箇所で大きな不同沈下が発生していた。計測された沈下量の最大は、地点 B で 177mm となっていた³⁾。さらに、沈下が大きい箇所のトンネル内面には図 3-2-2 に示すように、多数のひび割れが確認されている。側壁は、沈下が大きい箇所を中心とした横断方向のひび割れが多くみられた。中壁は、側壁とは異なり沈下が大きい箇所付近を中心として左右が対称のような斜め方向のひび割れがみられた⁴⁾。

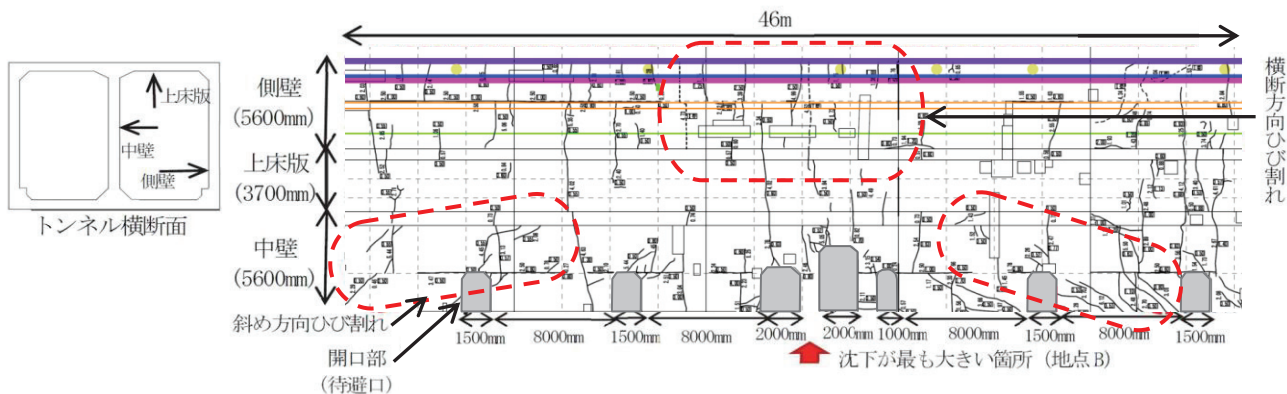


図 3-2-2 地点 B 付近のトンネル内のひび割れ状況

3.2.3 トンネルの変状要因分析

これらの変状に対して、トンネルの沈下量の継続的な計測など、様々な調査、監視を行い、軌道の厳格な管理や対策を実施し、電車の走行安全性などを十分確保していた。また、調査や計測を実施し、以下の結果が得られている³⁾。

これらのひび割れ状況と沈下の分布の関係と、図 3-2-3⁶⁾ の鉄筋コンクリートはりの載荷試験のひび割れ状況から、側壁の横断方向ひび割れは曲げによるひび割れ、中壁の斜め方向のひび割れはせん断によるひび割れとみられる。一方、側壁と中壁は上床版と下床版で一体化していることから、沈下や沈下変形に伴うひずみが同程度となり、ひび割れ状況も類似すると考えられるが、側壁に斜め方向ひび割れがみられないなど、側壁と中壁のひび割れ状況が異なっていた。この要因として、中壁の開口部の位置や形状などの影響が考えられた。

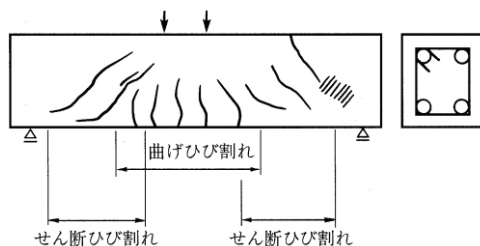


図 3-2-3 コンクリートのひび割れ発生の概念⁶⁾

このトンネルの下方では、1990 年頃にシールドトンネルの工事が行われている(図 3-2-1)。トンネルの沈下計測結果を図 3-2-4 に示す。沈下は、トンネルの変状要因と考えられるトンネル下方のシールド工事の施工時に多く発生しているが、施工後も沈下が 10 年以上継続して発生している。これは、トンネル下方の軟弱粘性土地盤でシールド工事による沈下が生じることでせん断変形による過剰間隙水圧の発生と消散が起こり、これによる後続沈下が発生したためと考えられる。このため、トンネルの変状は進行の程度は大きくないが、今後も継続することが想定されている。

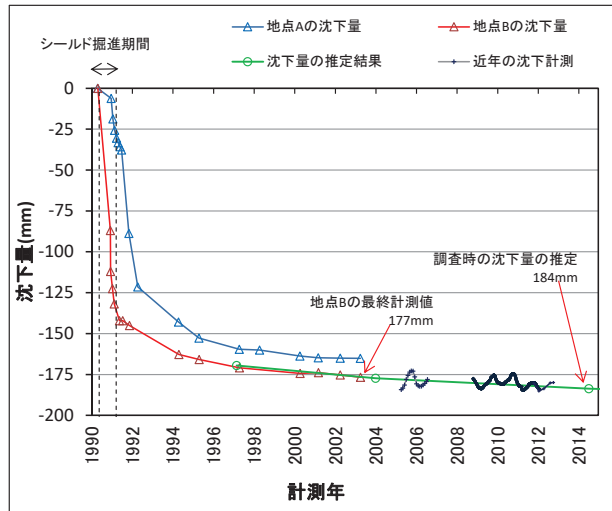


図 3-2-4 検討対象トンネルの沈下量の計測結果および調査時の沈下量の推定結果

3.3 凍結工法の影響による変状事例

3.3.1 対象トンネルの概要

検討対象としたトンネルの概要を図 3-3-1 に示す。トンネルは経年 38 年程度で、不同沈下が見られる河川横断部を対象とした。対象としたトンネルは、地下鉄の 1 層 2 径間に 2 層 1 径間のトンネルが併設する鉄筋コンクリート構造となっている⁷⁾⁸⁾。トンネルの構造寸法は、併設トンネルを含めた全体の幅が 13150mm、高さが 6700mm となっている。地下鉄部には中壁があり、待避口が一定間隔で設置されている。検討対象としたトンネル延長は約 50m、図 3-3-1 に示すようにトンネルは土かぶり約 14m でトンネル周辺の地盤は砂礫やシルト混り砂層が主体で、トンネルの上部や下方に粘性土が一部見られる⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾。対象トンネルの部材寸法および鉄筋量は図 3-3-1 に示すとおりである。なお、コンクリート強度については、現地調査を実施しており、下床版からコアを採取し圧縮強度試験を実施した結果、37.3~50.2N/mm²を示し、設計基準強度 21N/mm²を上回ることを確認している。

3.3.2 トンネルの変状状況に関する調査

検討対象のトンネルでは、竣工の 8 年後から定期的に水準測量が行われており、初回の計測を基準とすると竣工 20 年後（初回計測から 12 年度）に図 3-3-2 に示すように河川横断箇所を中心とした不同沈下が確認された。沈下は、図 3-3-2 に示すように数年継続する傾向が見られたが、近年は沈下が収束する傾向となっている。

竣工時から 33 年後に調査されたトンネル内のひび割れ状況を図 3-3-3 に示す。これより、河川部を中心に沈下が発生しているのに対して、河川部両岸付近にせん断と見られる斜め方向ひび割れが発生し、河川部にトンネル横断面方向のひび割れ

が多く見られる。トンネル横断面方向のひび割れのうち、トンネル下端付近から発生しているひび割れ幅が大きくなる傾向が見られることから、前節の「3.2 近接施工の影響による変状事例」と同様にトンネル構造に不同沈下に伴う曲げが作用していることが想定されていた。

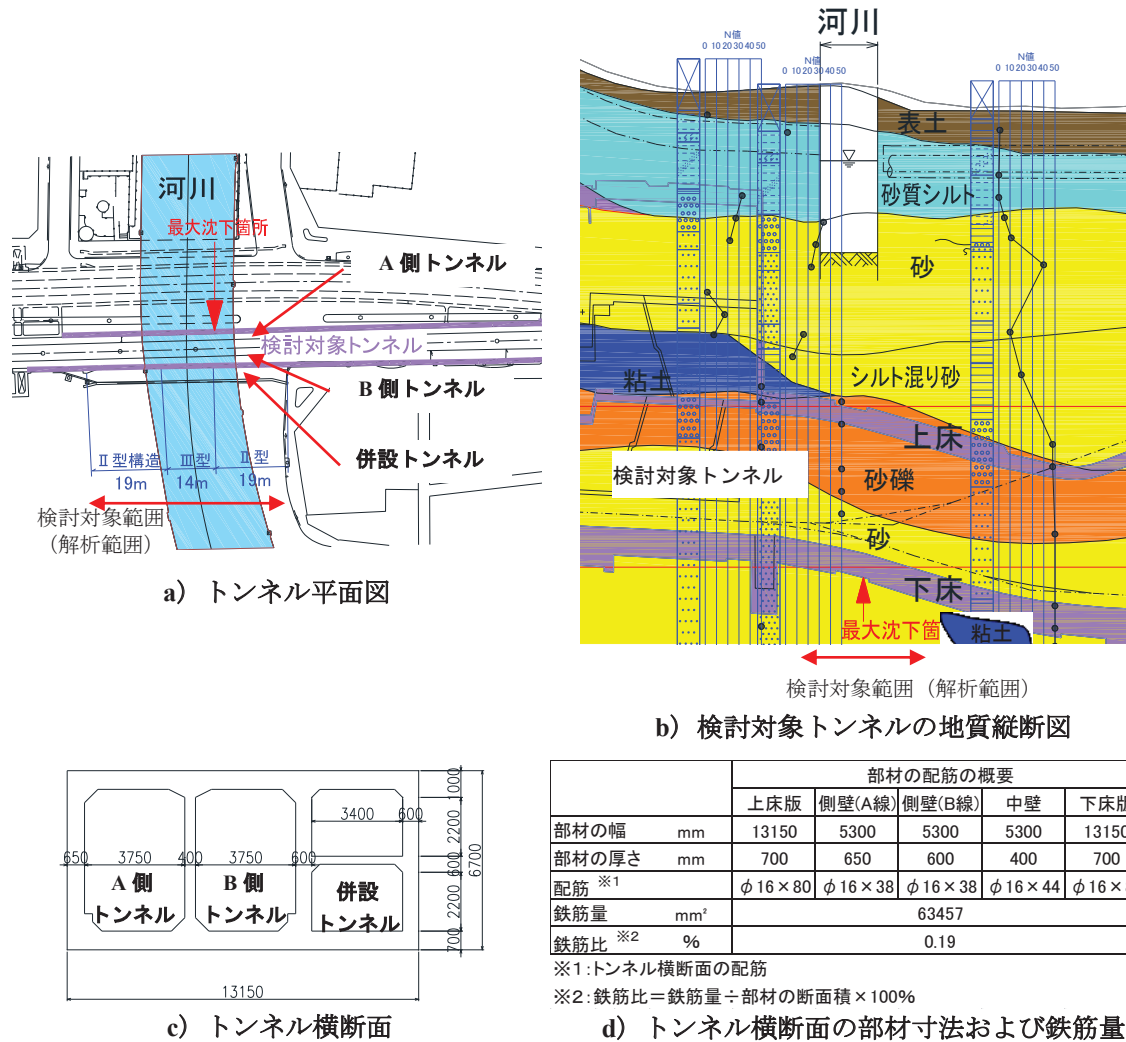


図 3-3-1 検討対象トンネルの概要

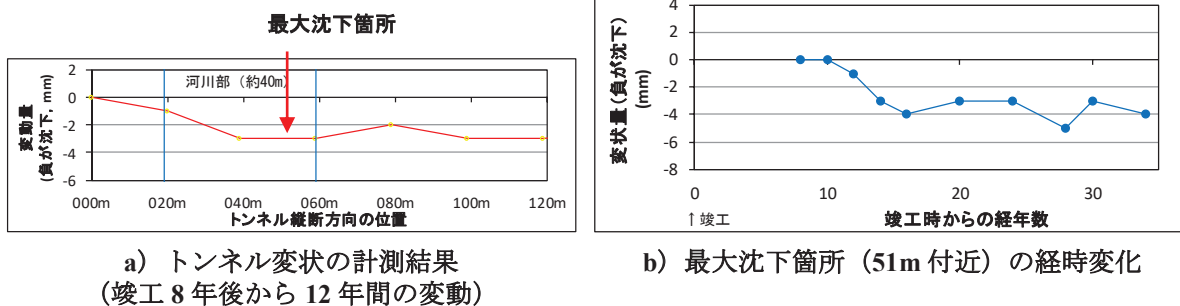


図 3-3-2 検討対象トンネルの沈下概要

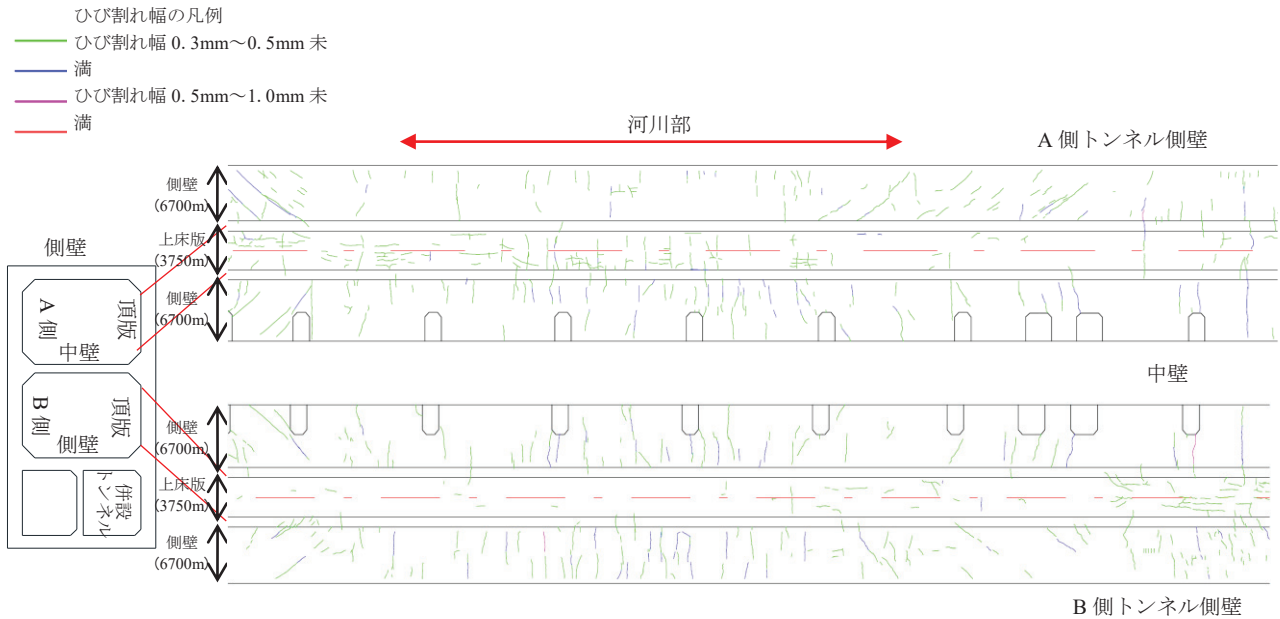


図-3-3-3 トンネル内面のひび割れ状況（調査時期：竣工時から経年 33 年）

3.3.3 トンネルの変状要因分析

検討対象トンネルは、河川横断箇所を施工するため、補助工法として、大規模な凍結工法を用いている^{8) 9) 10) 11)}。凍結工法は、凍結時に土中の水分が体積膨張することで隆起し、解凍時は体積収縮して沈下する傾向が見られる¹²⁾。凍結融解に伴う隆起や沈下は、粘性土地盤で大きく、砂質土地盤で小さくなる傾向にある。

施工時の計測では、粘性土層の上部（図 3-3-1 の砂質シルト層より上部）に位置する既設の橋台上部で、凍結開始から終了時までの隆起が 228～352mm と大きな量が計測されていた¹³⁾。しかし、解凍時の計測結果は見つかっていない。

一方で、検討対象トンネルは主に砂地盤に建設されているが、凍結範囲の一部には粘性土が若干含まれていた。また、地盤が凍結した状態で構築されていることから、先の橋台での計測値より小さいと考えられるが、沈下対策として、薬液注入を行っているものの、相応の解凍に伴う沈下が発生したと想定される。

また、細粒分を含み適度に透水性が悪い地盤では、凍結面近隣の未凍結地盤内で凍結面への吸水により間隙水圧の低下が起こり、脱水圧密が発生する。粘性土地盤の圧密は、影響が長期にわたる傾向にある。

これらのことから、検討対象トンネルは、以下のようなメカニズムで沈下が生じたと考えられる。

- 1) 凍結工法により地盤が隆起した状態で、トンネル構造が構築される。
- 2) 凍結箇所の解凍により、トンネル構造に沈下が発生。
- 3) 細粒分を含む地層において脱水圧密が発生。沈下が長期にわたり継続。
- 4) 近年は圧密が収束し、沈下はほとんど見られない。

3.4 はり部材モデルによる耐荷性能評価

3.4.1 耐荷性能評価の概要

3.2 および 3.3 節では、トンネルの縦断方向に多くのひび割れが集中する変状が発生している 2 事例について、近接施工と凍結工法による数 100mm 以上の大きな沈下が原因と推定した。しかし、変状によるトンネルの耐荷性能を評価するためには、構造モデルを用いた数値シミュレーションを行い、実際の変状が再現できるかどうかを確認し、再現できる場合にはこの手法を使って耐荷性能評価を行うことになる。そこで、3.2 節で述べた近接施工の影響を受けたトンネルを例に、縦断方向の一部の大きな沈下によるトンネルの変状をはり部材モデルを用いた数値シミュレーションにより再現することにした。

ここで、耐荷性能評価の方法について検討する。

鉄道の軌道内の作業は、鉄道の運行が休止している夜間の最長 3 時間程度に限られる。このため、維持管理作業の軽減や補強構造を軽構造とすることが課題となっている。

トンネルの設計や維持管理では、「2.2 トンネルの耐荷性能の評価」で述べたように、従来、許容応力度設計法により実施されてきた^{14) 15) 16)}。許容応力度設計法は、設計対象の構造の安全性を主に許容応力度で考慮している。トンネルには、鉄道や道路、下水道など様々な用途があり、必要とされる安全性の程度も異なる。許容応力度法では、安全性を許容応力度のみで考慮するため、これらの状況を考慮することが困難となる。

また、新設時の構造設計は、トンネルの横断面方向について実施され、主鉄筋はトンネル横断方向に配置され、トンネル縦断方向は配力筋となり、通常、トンネル縦断方向の構造計算や耐荷性能照査は実施されない。

一方、近年、新設構造物だけでなく、既設の様々な構造物に対して、性能照査型設計法の適用が多くなっている。トンネルの維持管理においても、性能照査型設計法の考え方を導入している事例も見られる^{17) 18) 19)}。

そこで、トンネル変状のはり部材モデルを用いた数値シミュレーションによる再現では、合理的な耐荷性能評価を行うために、性能照査型設計の考え方をを用いることにした。

3.4.2 耐荷性能の照査方法

3.4.2.1 トンネルの性能

トンネルの要求性能と性能項目の例を表 3-4-1 に示す²⁰⁾。本研究では、この中の安全性（トンネル構造の安定性、はく落に対する安全性）に着目して検討した。この他の性能項目については、トンネルの構造寸法や変状状況から要求性能を満足

すると判断した。

地下鉄トンネルは、お客様など第三者により使用されており、トンネル内および地上部の人身および設備の安全性を確保しなければならない。このため、トンネルは、これに対応した耐荷性能を保有する必要がある。

そこで、トンネルの変状要因などから、トンネルの照査の状況により、照査する耐荷性能を設定した。

表 3-4-1 トンネルの要求性能と性能項目の例²⁰⁾

| 要求性能 | 性能項目 | 具体的な内容 |
|------|----------------|---|
| 安全性 | ① トンネル構造の安定性 | トンネルが崩壊しないこと |
| | ② 建築限界と覆工との離隔 | 建築限界を支障しないこと |
| | ③ 路盤部の安定性 | 列車の安全な運行に支障するような路盤の隆起・沈下・移動が生じないこと |
| | ④ はく落に対する安全性 | 列車の安全な運行に支障するようなコンクリート片、補修材等のはく落が生じないこと |
| | ⑤ 漏水・凍結に対する安全性 | 列車の安全な運行に支障するような漏水、凍結が生じないこと |
| 使用性 | ⑥ 漏水・凍結に対する使用性 | 漏水・凍結が坑内設備の機能に影響を及ぼさないこと |
| | ⑦ 表面の汚れ | 検査に著しく支障するような汚れがないこと |
| | ⑧ 周辺環境に与える影響 | 周辺環境に有害な影響を与えないこと |
| 復旧性 | ⑨ 災害時等の復旧性 | 復旧対策が必要となるような災害時の偶発的な作用を受けた場合でもトンネルが崩壊せず性能回復が容易に行えること |

3.4.2.2 耐荷性能照査の基本

耐荷性能の照査は、以下のように、応答値と限界値の比とし、これを照査値と呼び、照査値が 1.0 以下の場合に耐荷性能を満足するとして評価される。

$$\text{照査値} = \text{応答値 } S_d / \text{限界値 } R_d \quad (3.4.1)$$

3.4.2.3 照査断面

検討対象事例は、トンネルが縦断方向で大きく沈下している箇所がある。このため、トンネル縦断方向の耐荷性能の照査を行う。

一方、検討対象のトンネルは軟弱地盤に位置している。軟弱地盤に建設されたトンネルでは、圧密沈下に伴う変状が報告されている^{21) 22)}。検討対象のトンネルでは、沈下が大きい箇所の近傍の上床版に曲げによると考えられるトンネル縦断方向のひび割れも確認されている。そこで、トンネル横断面方向の耐荷性能についても照査することにした。

3.4.3 トンネル縦断方向の耐荷性能の照査

3.4.3.1 照査項目

対象トンネルの近年の変状は二次圧密により生じている。貫通コア削孔による調査では、トンネルの一部の下床版の下には空洞も見られたが、すでに充填工事が行われ、その後の調査で空洞が拡大するような状況も見られていない。このため、トンネルの縦断方向は、地盤により支持されている状態である。降伏応力度以下とすれば、コンクリートや鉄筋に明らかな損傷は生じないが、終局耐力に近い状態となると、コンクリートのはく落となる。

そこで、以下の項目について照査を行うこととした。

(1) 曲げ耐力

トンネル縦断方向に対しては、降伏応力度以下で照査する方針とした。ただし、降伏応力度を超過しても、はく落となるような著しい変形が生じないことを確認できれば、耐荷性能を満足するとして評価することとした。

トンネル縦断方向の曲げ耐力は、図 3-4-1 に示すようにトンネル横断面を鉄筋コンクリート構造として算定した。また、安全性の照査として、終局曲げ耐力となる部材曲率に対して安全性の評価も行った。

(2) せん断耐力

せん断破壊は脆性的な破壊となることから、せん断耐力の照査を行った。なお、せん断耐力を満足する場合でも、発生せん断力が多い場合はせん断ひび割れが発生し、はく落に至ることがある。このため、せん断耐力を満足する場合でも、せん断力の程度を確認する。

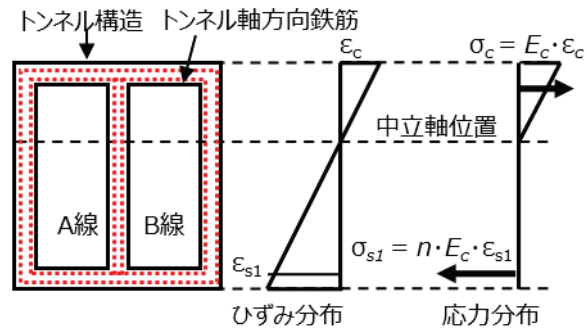
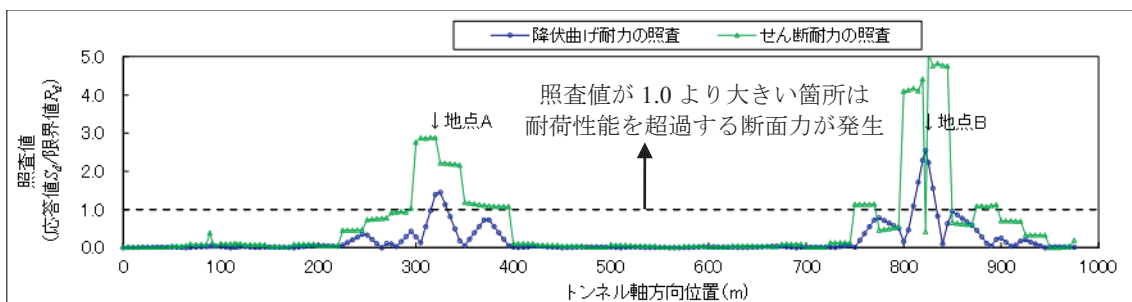


図 3-4-1 トンネル縦断方向の曲げ耐力照査のイメージ

トンネル縦断方向のせん断耐力は、図 3-4-1 の断面に対して、コンクリート標準示方書の箱形断面の計算に準じて行った²⁾³⁾。



約 35 年後の沈下量の推定値 (地点 B の沈下量 196mm)

図 3-4-2 トンネル縦断方向の構造計算の結果

3.4.3.2 トンネル縦断方向の構造計算

トンネル縦断方向の構造計算は、トンネルを縦断方向のはり部材にモデル化し、計測された沈下量を強制変位として与えた。部材の剛性はトンネル横断面の構造寸法から設定した断面積、断面二次モーメント、コンクリートのヤング係数から設定した弾性部材とした。トンネルに与える強制変位は、トンネル縦断方向で最後に計測した結果（2003年計測、地点Bの最大沈下量177mm）をスプライン関数で補間した。将来の変位量は、地点Bの沈下量の推定値（約35年後196mm）に対し、2003年の沈下量の分布を地点Bの現在の沈下量と将来の沈下量の比で補正して設定した。

3.4.3.3 耐荷性能の照査

構造計算の結果により照査した結果を、トンネル縦断方向位置と照査値（=応答値/限界値）の関係として整理したのが図3-4-2である。照査値が1.0となる補助線より大きい箇所が耐荷性能を満足しない箇所となる。

この結果、地点Aおよび地点Bの沈下の中心付近で曲げ耐力が限界値を超過している状態であった。そこで局部的に鉄筋が降伏していても終局曲げに対して余裕があるかを確認するため、最も照査値の大きい地点Bのトンネル縦断方向の曲げモーメントと曲率の関係に構造計算で得られた曲率を記載したのが図3-4-3である。これより、構造計算の結果は、鉄筋降伏時の曲率を超過しているが、コンクリートの圧縮破壊となる終局曲げ耐力となる曲率に比べると、終局曲げ耐力時の曲率は計算結果の曲率の約70倍となり、曲率の余裕が十分にあることが確認できた。トンネル縦断方向は地盤によって支持されており、鉄筋が降伏応力度を超過しても、急激に変形が進行することはない。また、終局曲げ耐力に対して十分な余裕があり、沈下によりコンクリートのはく落などが生じることもないと判断される。このため、トンネル縦断方向の曲げは、耐荷性能を満足していると評価した。

せん断耐力については、地点Aおよび地点B付近で現状を再現した結果についても、限界値を大きく超過する結果となった。しかし、トンネル内にせん断によると見られる

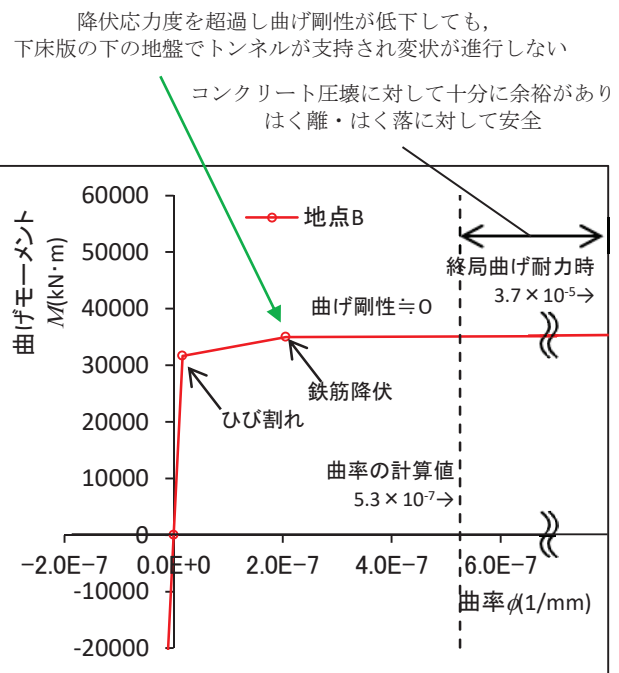


図 3-4-3 地点 B の曲げ剛性と計算結果の比較

ひび割れは、中壁には見られるが側壁にはほとんど確認できていない。このため、せん断耐力の評価は、実際の現象を再現できていないと考えられる。せん断破壊は脆性的な破壊となり、トンネルの安全性の評価に非常に重要となる。このため、せん断耐力の評価については、さらに詳細な検討を行うことにした。

3.4.4 トンネル横断方向の耐荷性能の照査

3.4.4.1 照査項目

トンネル横断面方向は、トンネルの外側から土水圧などの荷重が作用している状態となる。このため、トンネル縦断方向の場合とは異なり、部材の一部が降伏応力度など弾性範囲を超えると、部材の剛性が大きく低下し、トンネルの安全性が低下する。

そこで、トンネル横断面方向は、次の照査を行うこととした。

(1) 曲げ耐力

コンクリートおよび鉄筋が弾性範囲内となる応力制限値を限界値とする。コンクリートの応力制限値は、設計基準強度の40%、鉄筋の応力制限値は鉄筋の降伏応力度の特性値とした。

(2) せん断耐力

せん断破壊は脆性的な破壊となるため、せん断耐力に対する照査を行った。

3.4.4.2 トンネル横断面方向の構造計算

トンネル横断面方向の構造計算は、トンネル横断面の各部材をはり部材としてモデル化した。部材の隅角部には剛域を設定し、ハンチなども考慮し、曲げおよびせん断の照査位置を設定した（図3-4-4）。

トンネル横断面方向の曲げにより発生したと見られるトンネル縦断方向ひび割れの本数をトンネル横断面方向位置で整理すると図3-4-5となった。上床版、側壁ともに中央付近にひび割れが多く発生していることが確認できる。一方、トンネル横断面方向に作用している荷重は、圧密などの影響により設計時から変動していることが考えられる。そこで、設計荷重に対して、鉛直荷重を0.7~1.3倍、側方荷重を0.2~1.4倍の範囲で変えた構造計算を行い、トンネル内で見られるひび割れ状況に近くなる結果に対して耐荷性能を評価することとした。構造計算のひび割れは、トンネル内が引張りとなる曲げ（正曲げ）

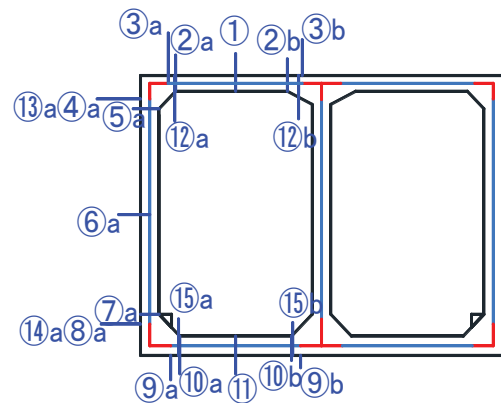


図 3-4-4 トンネル横断面方向の構造計算モデルおよび照査

となる要素のトンネル内面側のひずみに要素の長さを乗じた値を合計して算定した。この時、トンネル内面のひずみには、乾燥収縮の影響として 500μ と 1000μ を考慮した。

調査結果のひび割れは、構造計算の結果と整合させるため、上床版または側壁の各部材について、全ての縦断方向ひび割れのひび割れ幅を合計した（例：上床版に 0.3mm と 0.5mm の2本のひび割れが生じている場合は、 0.8mm となる）。

トンネル内のひび割れ状況の調査結果から、合計のひび割れ幅は上床版は最大 3mm 程度となっていた。一方、上床版が 3mm 程度の箇所、側壁は最大 3mm 程度となっている箇所と 1mm 程度の箇所が見られた。

構造計算で同様のひび割れ幅となるのは、鉛直荷重が $1.0\sim 1.2$ 、側方荷重が $0.4\sim 0.8$ 程度の範囲となった。これより、トンネルに作用している荷重は、設計に対して変動していると見られる。

この構造計算結果から、部材の曲げやせん断の照査値をグラフで整理したのが図 3-4-6 である。全ての照査箇所耐荷性能を満足する結果が得られた。また、せん断耐力の照査値は、最大でも 0.6 程度であり、せん断ひび割れによりはく落なども生じない状態と見られる。

これより、トンネル横断面方向は、設計時から荷重の変動が生じている状況が見られるが、耐荷性能は満足した状態と評価した。

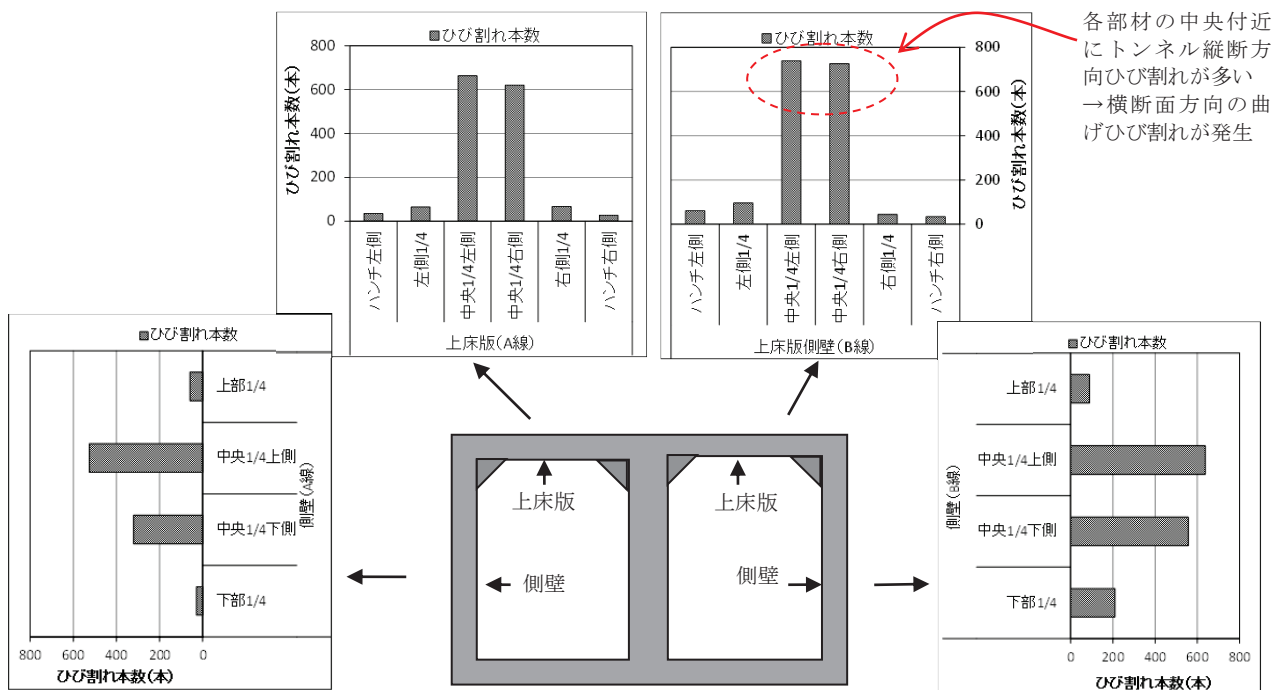


図 3-4-5 トンネル横断面方向位置によるトンネル縦断方向ひび割れの本数

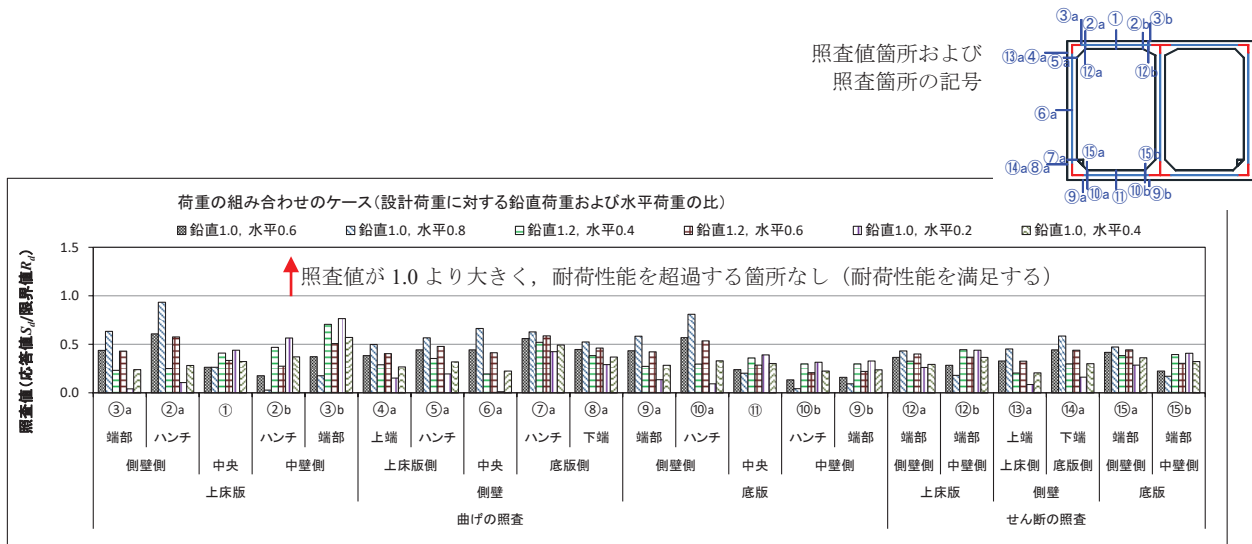


図 3-4-6 トンネル横断面方向位置の照査結果

3.5 まとめ

検討により、得られた結果をまとめると以下となる。

トンネルの縦断方向に多くのひび割れが集中する変状のある 2 事例について、それぞれ、近接施工と凍結工法による沈下の影響が原因と推定した。地盤条件や、施工方法等の分析や一部残されている沈下計測結果から、数 100mm 以上の大きな沈下が発生したと考えられ、これが原因でトンネル縦断方向に曲げが発生したことによりひび割れが発生したと考えられた。しかし、これらは、変状の原因を半定性的に示している状態である。これから変状によるトンネルの耐荷性能等の状態を評価するためには、構造モデルを用いた数値シミュレーションを行い、実際の変状が再現できるかどうかを確認する必要がある。このため、縦断方向の一部の大きな沈下によるトンネルの変状をはり部材モデルを用いた数値シミュレーションにより再現することにした。

トンネル縦断方向の耐荷性能を通常のパフォーマンス型の手法で照査した結果、曲げは降伏応力度を超過しており許容応力度設計法では対策の検討が困難となった。しかし、パフォーマンス型設計の考え方をを用いると、終局曲げとなる曲率に対して十分に小さい状態にあることを確認した。トンネルは地盤で支持されており降伏応力度を超過しても安全性には問題ないと評価した。一方、せん断は、せん断耐力を大きく超過していたが、トンネル内のひび割れ状況と一致していない。このため、せん断耐力の評価方法に課題があり、対象事象発生メカニズムを考慮した新しい評価方法が必要であると考えられる。

トンネル横断面方向は、圧密沈下等の影響により、設計値に対して荷重が変動していると見られる。しかし、変動した荷重に対して照査した結果、耐荷性能を満足する結果が得られた。

【第3章 参考文献】

- 1) 土木学会：2006 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），p. 36，2006. 8.
- 2) 土木学会：2016 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，丸善（株），p. 41，2016. 8.
- 3) 小西真治，江原文武，亀井啓太，阿南健一：地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価（その1）～変状要因の分析～，第72回年次学術講演会講演概要集VI，6-609，2017. 9
- 4) 河畑充弘，小西真治，江原文武，亀井啓太，阿南健一：地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価，トンネル工学報告集，第27巻，III-2，2017. 11.
- 5) 帝都高速度交通営団：東京地下鉄道日比谷線建設史，pp. 336-343，1969. 1.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 昭和31年制定 昭和33(1958)年版，p. 100，1958.
- 7) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'07 [応用編]，p. 19，2007.
- 8) 村田浩，加藤哲治：地盤凍結工法入門（最終回） 連載講座，トンネルと地下，土木工学社，Vol. 12, No. 6，pp. 58-64，1981. 6.
- 9) 帝都高速度交通営団：東京地下鉄道半蔵門線建設史（渋谷～水天宮），pp. 485-492，1999. 3.
- 10) 金安進，後藤康之，青木稔：日本橋川下の大断面凍結工法-地下鉄新宿線・半蔵門線-，日本トンネル技術協会，土木工学社，トンネルと地下，Vol. 9，No. 8，pp. 23-30，1978. 8.
- 11) 橋本勝行，神田志義：温水による強制解凍-日本橋川河底の凍結工法-，日本トンネル技術協会，土木工学社，トンネルと地下，Vol. 10, No. 10，pp. 50-55，1979. 10.
- 12) 村田浩，加藤哲治：地盤凍結工法入門（4） 連載講座，トンネルと地下，土木工学社，Vol. 12, No. 4，pp. 65-71，1981. 4.
- 13) 東京都交通局，鉄建建設株式会社：地下鉄10号線九段下第二工区建設工事工事記録，東京都交通局，1980.
- 14) 土木学会：昭和52年版トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，1977. 1.
- 15) 土木学会：昭和52年版トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説，土木学会トンネル工学委員会，（社）土木学会，1977. 1.
- 16) 土木学会：性能規定に基づくトンネルの設計とマネジメント，土木学会トンネル工学委員会，土木学会，トンネル・ライブラリー第21号，2009. 10.
- 17) 塩冶幸男，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(トンネル工学)，Vol. 67，No. 2，62-78，2011.

- 18) 塩冶幸男, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, 108-125, 2011.
- 19) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), 72 巻 3 号 p. I_108-I_122, 2016.
- 20) 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, p. 11, 2007. 1.
- 21) 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, 第 4 巻, pp. 55-62, 1994. 11.
- 22) 山崎剛, 有泉毅, 五十嵐寛昌: シールド掘進に伴う地盤変状入門(14)シールド新時代に向けて(その2) -維持管理における新たな技術的課題-, トンネルと地下, 第 35 巻 1 号, pp. 65-71, 2004. 1.
- 23) 土木学会: 2012 年制定 コンクリート標準示方書 設計編, p. 181. 2012.

第4章 トンネル縦断方向の変状メカニズムの検討

4.1 近接施工の影響によるトンネル縦断方向変状メカニズムの検討

4.1.1 検討の目的

検討対象のトンネル（日比谷線）は、2箇所で沈下が生じ、多くのひび割れが発生していた^{1) 2)}（写真4-1-1, 4-1-2）。トンネル縦断方向の沈下の形状から、沈下の中心付近のトンネルには、曲げによる大きな応力やひずみが発生していると考えられた。

トンネル縦断方向の耐荷性能を第3章に示した性能照査型の手法で照査した結果、曲げは降伏応力度を超過しているが、終局曲げとなる曲率に対して十分に小さい状態にあることを確認した。一方、せん断は、せん断耐力を超過していたが、実際のトンネル内のひび割れ状況が再現出来ていなかった。このため、せん断耐力の評価方法に課題があり、対象事象発生メカニズムを考慮した新しい評価方法が必要であると考えられた。

そこで、トンネル縦断方向の鉄筋ひずみの調査を行い、トンネルの沈下状況から算定される曲率やひずみの状況と対比し、トンネル縦断方向の変状メカニズムについて検討した。

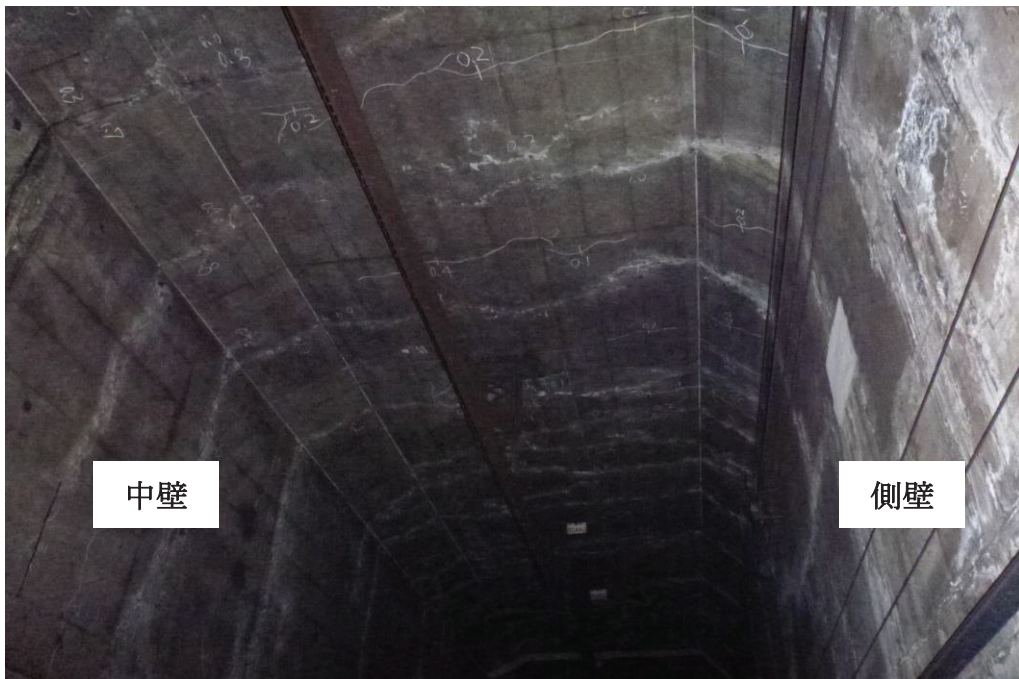


写真4-1-1 近接施工の影響によるトンネルの変状（日比谷線 上床・側壁のひび割れ）



写真 4-1-2 近接施工の影響によるトンネルの変状（日比谷線 中壁のひび割れ）

4.1.2 トンネル縦断方向のひずみの調査

4.1.2.1 調査方法

トンネル縦断方向の沈下に伴い既設構造には沈下分布に応じた曲げが発生する。この曲げ半径や曲率とトンネル高さ方向のひずみ分布の関係のイメージが図 4-1-1 である。これより、沈下分布から算定される曲率の妥当性を確認するため、曲げ曲率の調査を行った。

曲げ曲率の調査は、トンネル縦断方向の曲率が最大となる沈下が最大の地点 B（キロ程 2k125）付近で実施した。曲率は、地点 B 付近の調査地点において、トンネルの高さ方向の数ヶ所で鉄筋のひずみ調査を行い、トンネル高さ方向のひずみ分布として整理した結果から評価した。

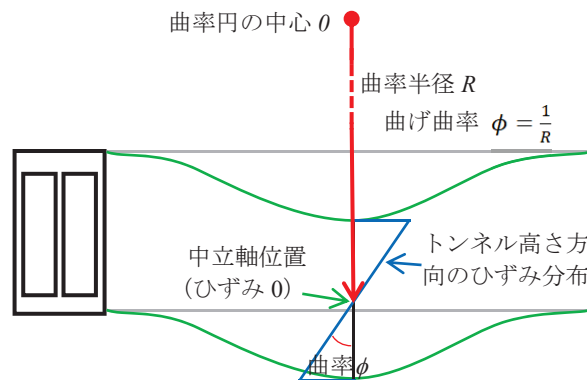


図 4-1-1 トンネル縦断方向の曲げによる曲率とトンネル高さ方向のひずみ分布のイメージ

鉄筋ひずみの調査は、調査対象の鉄筋をはつり出し、ひずみゲージを貼り付け、鉄筋の両端を切断し変動するひずみ量を計測する「応力解放法」により実施した(写真4-1-3, 4-1-4)。計測されたひずみの変動量が、調査箇所に発生していたひずみとして評価した。

応力解放法は、鉄筋切断により作用していた引張力が弾性変形により変動する量を計測している。このため、降伏応力度を超過し塑性化した鉄筋は、切断してもひずみが残留し、ひずみ量を精度良く評価できない。また、側壁下部のように大きなひび割れが発生している箇所では、ひずみの集中により、トンネル高さ方向の平面保持が期待できない場合がある。このため、トンネル高さ方向の調査位置は、圧縮縁側で鉄筋が弾性範囲内と想定される上部付近とし、上床版のトンネル内面側鉄筋、側壁の上部付近でケーブル等が調査の支障とならない箇所として設定した。



写真4-1-3 応力解放法（日比谷線，切断状況）



写真4-1-4 応力解放法（日比谷線，切断後の計測状況）

4.1.2.2 調査結果

鉄筋ひずみの調査結果をトンネル高さ方向の調査位置との関係として整理したのが図4-1-2である。

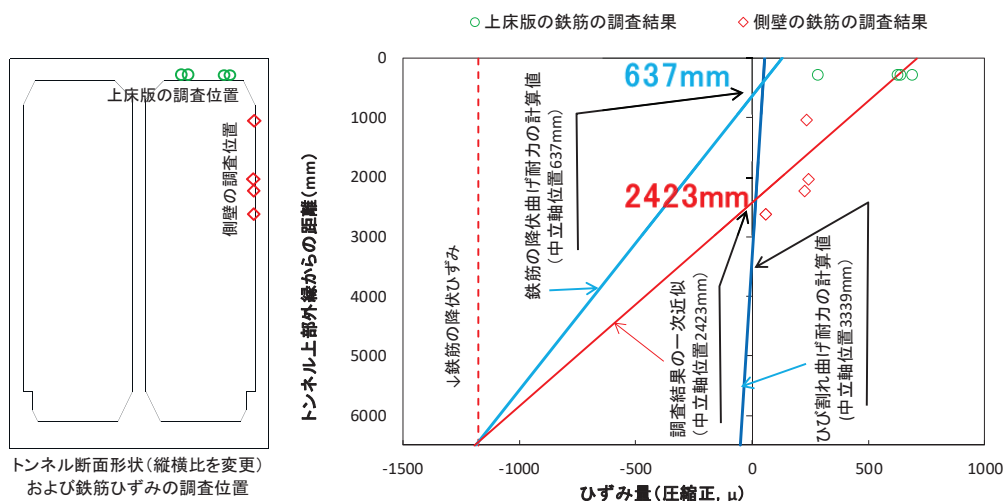


図4-1-2 トンネル縦断方向の鉄筋ひずみの調査結果

トンネル上部の側壁の調査箇所は，調査前に横断面を鉄筋コンクリート構造とした断面計算（図4-1-3）により，引張ひずみを想定していたが，全て圧縮ひずみと

の結果が得られた。ひずみの分布から、トンネル上部が圧縮、下部が引張りとなる曲げが発生している状態となっていると考えられた。また、調査結果のひずみを一次近似すると、中立軸位置（ひずみが0となるトンネル高さ方向の位置）はトンネル上端から2423mmであり、トンネル下部付近は鉄筋の設計降伏ひずみ程度で、コンクリートのひび割れ発生ひずみ（ 50μ ）を大きく超過し、トンネル下部にひび割れが発生している状態となる結果が得られた。

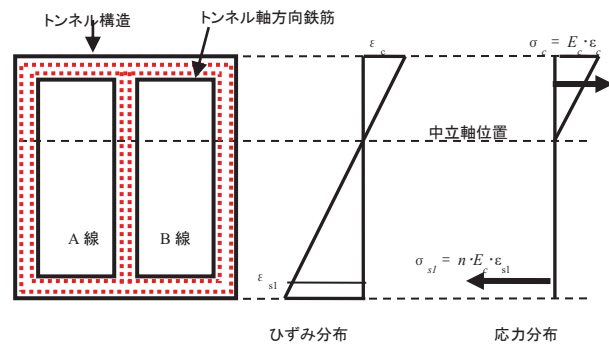


図 4-1-3 トンネル縦断方向に対する鉄筋降伏曲げ耐力算定のイメージ

トンネル縦断方向の曲げに対して、構造計算によるひずみ分布と調査によるひずみ分布を比較するため、トンネル横断を主断面とし、ひび割れ曲げ耐力および鉄筋の降伏曲げ耐力を算定し、それぞれのひずみ分布を図 4-1-2 に追記した。これらの、曲げ耐力はトンネル縦断方向の軸力を0として算定している。また、ひび割れ曲げ耐力についてはコンクリートの引張りを考慮した全断面を有効とした断面、鉄筋の降伏曲げ耐力については図 4-1-3 に示すようにコンクリートの引張りを無視しトンネル縦断方向の鉄筋を主鉄筋とした鉄筋コンクリート断面として算定している。ひび割れが発生し、鉄筋が降伏応力度程度となっていた鉄筋ひずみの調査結果と鉄筋の降伏曲げ耐力の計算結果とを比較すると、図 4-1-2 に示したように、ひずみの分布や中立軸位置（ひずみが0となるトンネル高さ方向位置）が大きく異なる事がわかる。

ひずみの勾配はトンネル縦断方向の曲げ曲率となる（図 4-1-1）ことから、トンネル沈下量の分布から算定したトンネル縦断方向の曲率とトンネル縦断方向位置の関係に、トンネル高さ方向の鉄筋のひずみ調査結果を一次近似した勾配から算定した曲率を記載したのが図 4-1-4 である。この結果、調査結果による曲率 $2.9 \times 10^{-7} (1/mm)$ は、調査結果のばらつきも考慮すると、沈下量分布から算定した調査箇所付近の結果 ($2.1 \times 10^{-7} \sim 4.9 \times 10^{-7} (1/mm)$) に近い値となっている。

これより、先に示した調査と計算の鉄筋ひずみ分布が異なる要因として、ひずみが0となる中立軸位置が異なることが考えられた。

調査結果の中立軸位置（2423mm）は、トンネル縦断方向の軸力を0とした計算による中立軸位置（637mm）に対して下方に位置している（図 4-1-2）。この中立軸位置が計算値に対して下方となる要因は、トンネル縦断方向に対して圧縮力（軸力）が作用していることが考えられる。しかし、対象トンネル近傍では、圧縮力を作用させるような近接施工などは確認することができなかった。

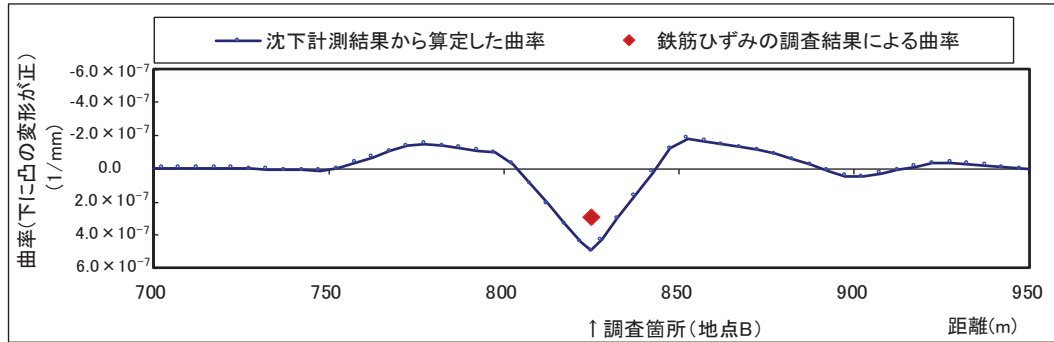


図 4-1-4 トンネル軸方向の沈下による曲げ曲率と鉄筋ひずみの調査結果を近似した曲率の比較

4.1.3 中立軸位置が変動するメカニズムの検討

中立軸位置の変動は、外的要因の可能性が低いと考えられる。そこで、沈下に伴い発生する内的要因として中立軸位置が変動するメカニズムについて検討した。

沈下により中立軸位置が変化する要因として、ひび割れの有無によるトンネル縦断方向変形の変化が挙げられる。

ひび割れを考慮しない断面計算はコンクリートの引張力を考慮し全断面が有効断面であるとして算定する。この場合の軸力を 0 とした中立軸位置は、トンネル高さ 6400mm に対して、トンネル高さの半分程度のトンネル上端から 3339mm となる (図 4-1-2)。

ひび割れが発生した状態は、コンクリートの引張りを無視し、引張りはトンネル縦断方向の鉄筋を主鉄筋とした鉄筋コンクリート断面として算定する³⁾。この場合の軸力を 0 とした中立軸位置は、トンネル上端から 637mm となる (図 4-1-2)。

トンネル高さ方向のひずみの分布は、ひずみの勾配と中立軸位置で決定する。ひずみの勾配となる曲率は、図 4-1-1 に示したようにトンネル縦断方向の沈下分布に対応して発生する。一方、中立軸位置は、曲げが発生することで、トンネル高さ方向のコンクリートや鉄筋の力の釣り合いにより決定する。このため、ひび割れが発生していない状態でコンクリートの引張りを考慮した場合と、ひび割れを考慮しコンクリートの引張りを無視して鉄筋で引張りを分担させる場合とで中立軸が異なる。トンネル縦断方向の鉄筋は配力筋として配置されるため、鉄筋比が小さく、図 4-1-3 に示す力の釣り合いを計算すると、中立軸位置は上端付近となる傾向となる。

以上のことから、トンネル縦断方向の沈下分布に対して、ひび割れ考慮の有無によるトンネル高さ方向のひずみ分布の差異のイメージを示したのが図 4-1-5 である。ひび割れを考慮しない場合は、中立軸位置がトンネル高さ方向のほぼ中央となり、トンネル上端と下端のひずみが同程度となることにより、トンネル高さ方向の中央位置でのトンネル縦断方向の長さは、沈下による変化が生じないことになる。一方、ひび割れを考慮した場合は、考慮しない場合と曲率は同じだが、中立軸位置はトンネルの上端付近となり、ひずみ分布が大きく異なり、ひずみがトンネル高さ

方向全体で伸びる方向に変動することとなる。これより、ひび割れが発生するとトンネルは縦断方向に伸びる挙動を示すこととなる。

しかし、トンネルは縦断方向に連続した構造であり、また、周囲に地盤が存在することから、変状区間の両端の変状が起こっていない部分によりトンネル縦断方向に拘束され、伸びが拘束される構造となっている。この拘束される伸びが、見かけ上圧縮力（軸力）が作用しているような状態になっていることが考えられる。さらに、トンネル縦断方向に対して軸力が作用したような状態となることで、中立軸位置は、軸力を0とした状態に対して下方の位置になっていると考えられる。

上記の中立軸位置を下方に変動させる軸力は、トンネル沈下により発生するものであり、外的要因の作用ではない。このため、本研究では、これを「伸び拘束による見かけの軸力」と呼ぶこととした。

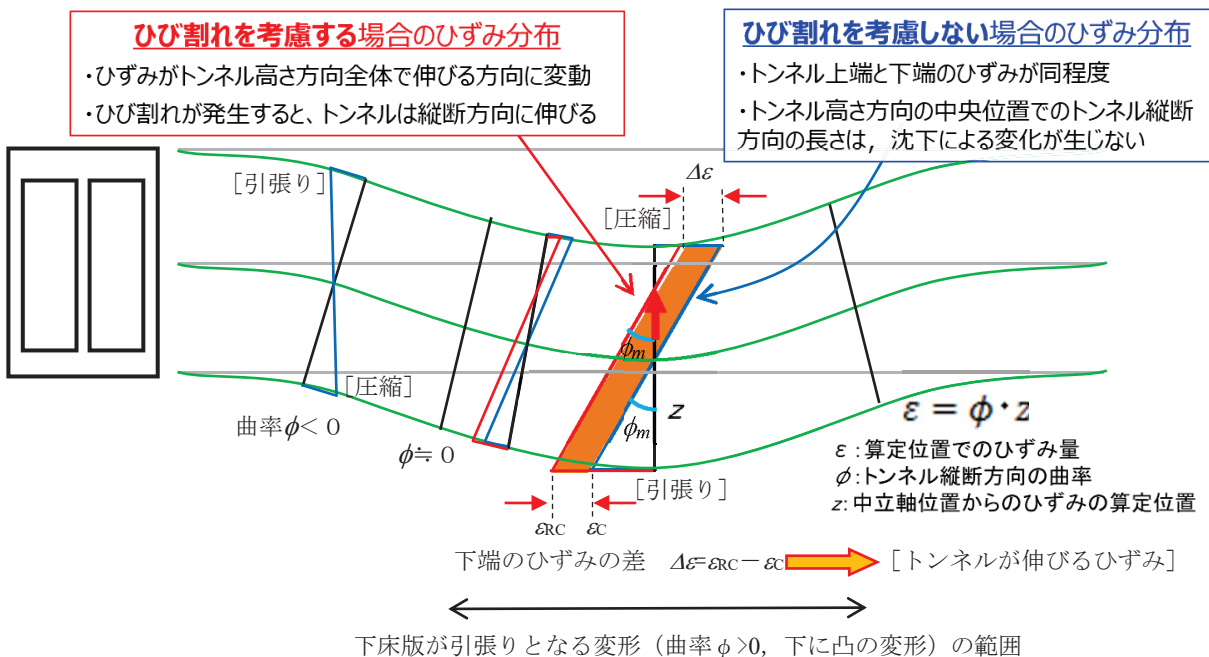


図 4-1-5 沈下によるひび割れが発生した場合のトンネル高さ方向のひずみ分布のイメージ

4.1.4 伸び拘束による見かけの軸力の算定

4.1.4.1 トンネルの沈下量の検討

沈下に伴う変状を精度良く再現するためには、「伸び拘束による見かけの軸力」を構造計算に導入する必要がある。そこで、前節「4.1.3 中立軸位置が変動するメカニズムの検討」で示した「伸び拘束による見かけの軸力」の発生メカニズムをもとに算定方法を検討した。

また、本研究の検討事例の地点 B を対象としたトンネル縦断方向の沈下の分布による見かけの軸力を算定した。ここで、計測されているトンネル縦断方向の沈下量（177mm）は、鉄筋ひずみ調査時より約 10 年前の調査結果であり、その後軌道の

調整工事などが行われたため沈下に関する継続的な調査が行われていなかった。しかし、検討対象トンネルは、現在もシールド工事の影響による後続沈下が継続していると考えられている。

後続沈下は、軟弱地盤の圧密によるもので、近年は二次圧密の状況と考えられる。このため、1996年から2003年の計測値を $e\text{-log}P$ の関係により近似し、沈下量の推定を行った結果を図 3-2-4 に追記した。沈下の勾配の傾向を比較するため、近年実施されていた水盛り式沈下計による計測記録を調整して図に併記したところ、推定した沈下と同様の傾向が得られた。これより、計測終了から 10 年後の鉄筋ひずみの調査時の沈下量を 184mm とし、この時点の状態を対象として検討を実施した²⁾。

4.1.4.2 対象範囲の設定

伸び拘束による見かけの軸力の発生は、ひび割れの発生が要因と考えられる。

そこで、見かけの軸力は、沈下によりトンネルに曲げひび割れが発生する範囲を対象として検討する。ひび割れ発生範囲は、トンネル縦断方向をはり要素でモデル化し、沈下を強制変位で与えた場合の曲げモーメントがひび割れ発生モーメントを超過する範囲として設定した。トンネル縦断方向の曲げ剛性やひび割れ発生モーメントは、コンクリートの引張りを考慮した全断面を有効として算定した。

本研究の検討事例では、地点 B 付近 (図 3-2-1) を中心とし、トンネル下端が引張りとなる曲率 ($\phi > 0$) と同等となるトンネル縦断方向の長さが 40m となった。

4.1.4.3 中立軸位置およびひずみ分布の算定

トンネル高さ方向のひずみの分布は、中立軸位置からの距離とトンネル縦断方向の曲率を用いて次式により算定することができる。

$$\varepsilon = \phi \cdot z \quad (4.1.1)$$

ここで、 ε : 算定位置でのひずみ量

ϕ : トンネル縦断方向の曲率

z : 中立軸位置からのひずみの算定位置

算定は、先の検討対象範囲に対して、ひび割れない断面 (トンネル縦断方向に対して伸びがない状態) とひび割れを考慮した断面 (トンネル縦断方向に伸びる状態) の 2 ケースについて行った。ひび割れを考慮しない場合の中立軸位置は、コンクリートの引張りを考慮した全断面を有効とした断面として算定する。ひび割れを考慮した場合の中立軸位置は、図 4-1-3 に示したように、引張りが作用する範囲がトンネル縦断方向の鉄筋が分担しコンクリートは無視した鉄筋コンクリート断面として計算した。

中立軸位置からトンネル下端までの距離とトンネル沈下から算定されるトンネル縦断方向の曲率を式(4.1.1)に代入し、トンネル下端のひずみを算定する。

検討事例における計算では、ひび割れを考慮しない場合の中立軸位置が 3339mm となり、トンネル下端のひずみが $-58\mu \sim -1506\mu$ (負は引張り)となった。ひび割れを考慮した場合は中立軸位置が 637mm, トンネル下端のひずみが $-517\mu \sim -2836\mu$ となった。

上記の結果をトンネル縦断方向位置とトンネル下端位置のひずみの関係として整理したのが図 4-1-6 である。

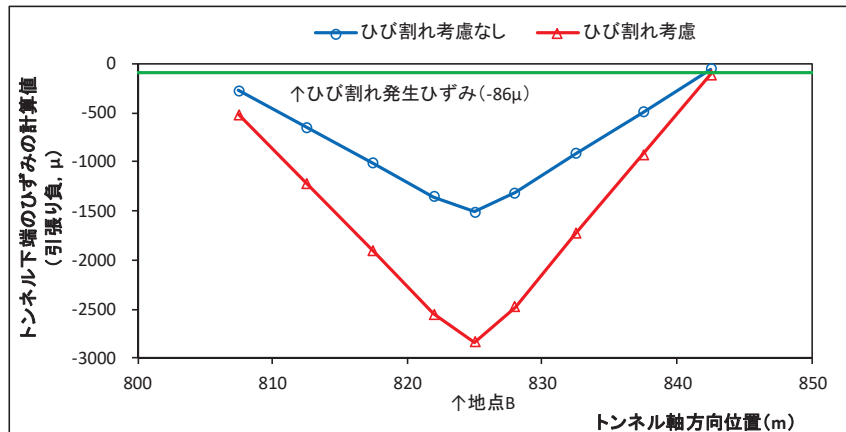


図 4-1-6 ひび割れ考慮の有無によるトンネル下端のひずみの算定結果

4.1.4.4 拘束されるひずみ量の算定

図 4-1-5 に示したように、ひび割れ考慮の有無を比較すると、曲げ曲率 (ひずみの勾配) は同じで、中立軸位置が異なるため、ひずみ分布がトンネル高さ方向に対して平行移動するように変動する。これより、ひび割れの有無によりトンネル下端位置で算定したひずみの差が、ひび割れが発生することでトンネル縦断方向に拘束されるひずみと考えることができる。

そこで、トンネル下端のひずみとひずみを算定したトンネル縦断方向長さ (はり部材による構造計算の場合は 1 要素の長さ) から、トンネルの伸び量を次式で計算する。

$$dl = \sum \varepsilon_i \cdot l_i \quad (4.1.2)$$

ここで、 dl : トンネル下端の伸び量,

ε_i : トンネル下端のひずみ量の計算値,

l_i : ひずみ量を算定したトンネル縦断方向の長さ (はり部材による構造計算の場合は 1 要素の長さとなる)

これをひび割れ考慮の有無でそれぞれ計算した差がひび割れ発生によりトンネ

ル縦断方向に拘束される伸び量となる。トンネル縦断方向に拘束されるひずみは、次式により算定される。

$$\varepsilon_F = \frac{dl_1 - dl_2}{L} \quad (4.1.3)$$

ここで、 ε_F ：トンネル縦断方向に拘束されるひずみ、 dl_1 ：ひび割れを考慮した場合のトンネル下端の変動量、 dl_2 ：ひび割れを考慮しない場合のトンネル下端の変動量、 L ：トンネル下端にひび割れが発生する検討対象延長

検討事例について試算すると、検討対象範囲延長が40m、ひび割れを考慮したトンネル下端の伸び量が57.8mm、ひび割れを考慮しないトンネル下端の伸び量が30.7mmとなり、検討対象範囲でトンネル縦断方向に拘束されるひずみは、677 μ となった。

4.1.4.5 伸び拘束による見かけの軸力の算定

トンネル高さ方向のひずみ分布は前述のとおり、ひび割れの有無により全体的に変動する。

そこで、以下の手順により見かけの軸力を算定した。

はじめに沈下大きい箇所のトンネル縦断方向の曲率 ϕ と軸力を0とした図4-1-3の鉄筋コンクリート断面で算定される中立軸位置から式(4.1.1)によりトンネル下端のひずみ量を計算した。次に、計算したトンネル下端位置のひずみに対して、拘束ひずみ分を低減させた。低減させたトンネル下端位置のひずみと、トンネル縦断方向の曲率を式(4.1.1)に代入して解くと、トンネル縦断方向の拘束を考慮した場合の中立軸位置が算定される。算定したトンネル縦断方向の拘束を考慮した中立軸位置とトンネル縦断方向の曲率を与条件とし、図4-1-3の鉄筋コンクリート断面の計算を行うと、軸力が計算される。なお、算定時には鉄筋やコンクリートのひずみの状況に応じた材料特性を用いる必要がある。

検討事例では、ひび割れを考慮し軸力を0とした場合の中立軸位置は637mmとなった。また、沈下の最大箇所付近の、曲率は $4.3 \sim 4.9 \times 10^{-7}$ (1/mm)、トンネル下端(位置6400mm)のひずみは $-2478 \sim -2836 \mu$ (引張りが負)となった。トンネル下端のひずみに対して、先のトンネル縦断方向の拘束ひずみ+677 μ を低減させると、 $-1801 \sim -2159 \mu$ となった。これより、拘束を受けた場合のトンネル下端のひずみを -2100μ 、曲げ曲率を 4.5×10^{-7} (1/mm)として中立軸位置を計算すると1733mmとなった。これらの算定結果をグラフで整理したのが図4-1-7である。このうち、鉄筋は降伏ひずみの絶対値(1175 μ)を超過する状態となっている。これより、伸び拘束による見かけの軸力は、終局曲げ耐力⁴⁾ ⁵⁾ 算定時のコンクリート材料特性(図4-1-8⁶⁾)、鉄筋の材料特性(図4-1-9⁷⁾)を用い、図4-1-10⁴⁾ ⁵⁾のモデルにより断面力である軸力を次式により算定した。

$$N = \int \sigma_c B dx + \sum \sigma_{si} \cdot A_{si} \quad (4.1.4)$$

ここで、 N ：軸力、

$\int \sigma_c B dx$ ：コンクリート断面の圧縮軸力で中立軸位置から圧縮縁までの応力を積分（引張りは無視）、

σ_c ：図 4-1-8 の関係より式(4.1.1)で算定したひずみに対する応力、

B ：応力の算定位置におけるコンクリート断面の幅、

dx ：応力の算定位置の微小高さ、

$\sum \sigma_{si} \cdot A_{si}$ ：鉄筋の軸力 ($i=1 \sim n$, n ：鉄筋数)、

σ_{si} ： i 番目鉄筋について図 4-1-9 の関係より式(4.1.1)で算定した鉄筋位置のひずみに対する応力、

A_{si} ： i 番目鉄筋の断面積

これより、トンネル縦断方向の曲げ曲率や材料特性を用いて算定した結果、伸び

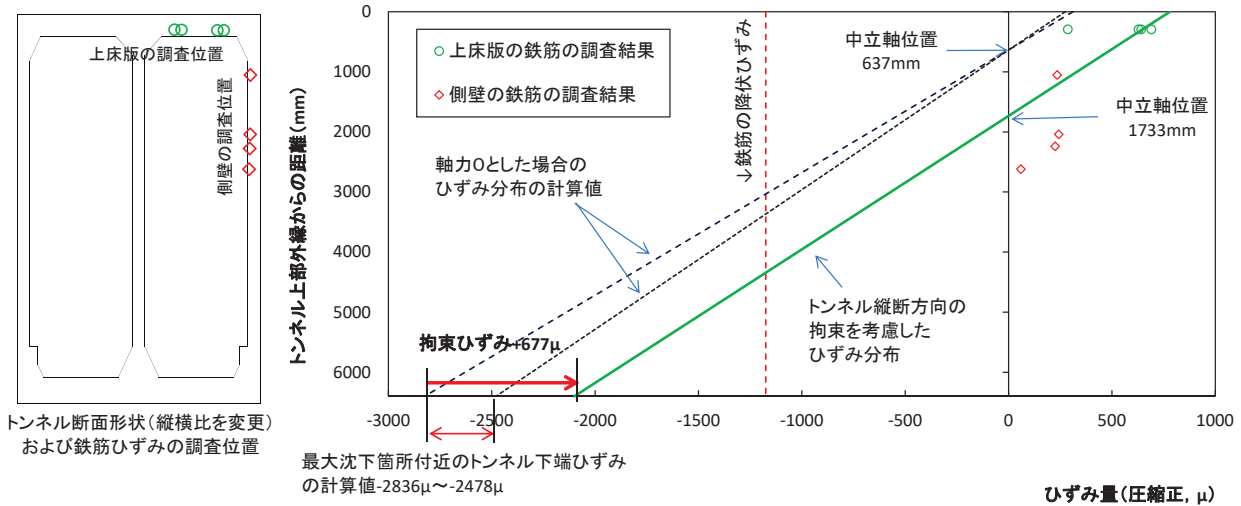


図 4-1-7 見かけの軸力の有無によるトンネル高さ方向のひずみ分布および鉄筋ひずみ調査結果との比較

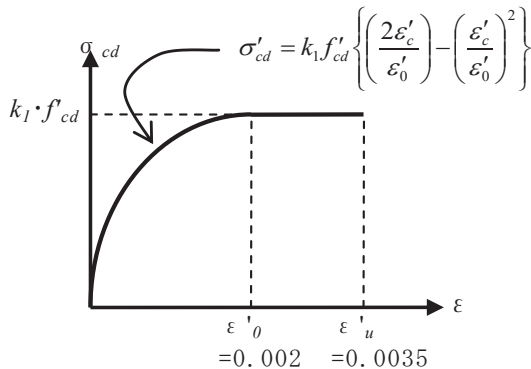


図 4-1-8 終局曲げ耐力算定時のコンクリートの応力とひずみの関係⁶⁾

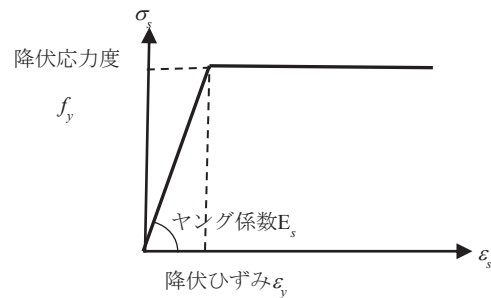


図 4-1-9 終局曲げ耐力算定時の鉄筋の応力とひずみの関係⁷⁾

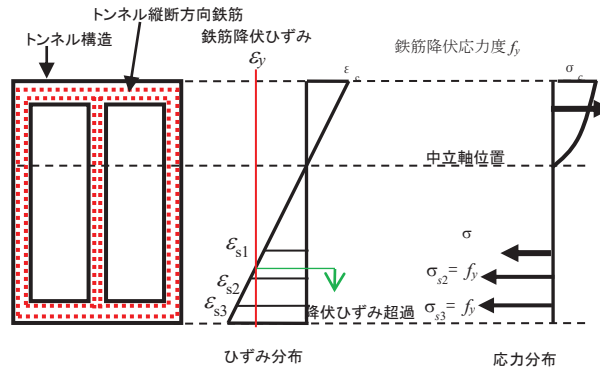


図 4-1-10 トンネル縦断方向に対する見かけの軸力の算定モデル^{4) 5)}

拘束による見かけの軸力は 39MN となった。

4.1.5 伸び拘束による見かけの軸力の算定結果と調査結果との比較

算出された伸び拘束による見かけの軸力を考慮したトンネル高さ方向のひずみ分布と鉄筋ひずみの調査結果を比較するため、図 4-1-7 に調査結果を追記した。

見かけの軸力を考慮しない場合は、計算結果と調査結果が整合しない。一方、見かけの軸力を考慮した場合のひずみ分布は、計測値に近くなった。これより、本研究で想定したメカニズムによりひずみの中立軸位置が変動することが検証できたと考えられ、メカニズムの妥当性を示すことができた。

4.2 凍結工法の影響によるトンネル縦断方向変状メカニズムの検討

4.2.1 検討の目的および変状状況の検討方法

検討対象のトンネル（半蔵門線）の変状は、施工時の凍結工法による沈下が要因と考えられる。前節「4.1 近接施工の影響によるトンネル縦断方向変状メカニズムの検討」で述べた変状メカニズムが、凍結工法による沈下の影響で変状が発生した場合にも当てはまるのか検証した。

トンネルの沈下の計測は、軌道管理が主目的であり、地下鉄の供用後に計測が開始される。このため、初回の計測が竣工後から数年後となる場合もあり、構造物の完成時から供用後まで継続した計測が行われることが少なく、凍結箇所への解凍による沈下など、トンネル構造構築時からの変状量が不明であった^{8) 9)}。

トンネル構造の変状に伴う応力状態などを精度よく評価するためには、トンネル構築時からのトンネル縦断方向の沈下量を精度よく推定することが重要となる。

トンネルの沈下量が大きくなると、トンネル縦断方向の曲げ曲率も増加することになる。このため、沈下が大きい箇所ではトンネル高さ方向のひずみ分布を調査し、先のトンネル縦断方向の変状時のメカニズムを考慮し、トンネル構造の構築時からの沈下量を設定する方法を検討した。

トンネル縦断方向の沈下の分布は、竣工の8年後から26年間の計測結果を用い、沈下分布全体を同じ比率で増減させ、トンネル高さ方向のひずみ分布から得られるトンネル縦断方向の曲率と整合する沈下量として推定することにした。ここで、水準測量の沈下分布を用いたのは、沈下分布の範囲が凍結範囲の河川箇所と整合していること、沈下は解凍が終了した後の数年間にわたり継続する傾向にあり解凍に伴う脱水圧密¹⁰⁾の影響と考えられること、脱水圧密による沈下量は解凍に伴う沈下と相関があると考えられることからである。なお、沈下分布が不明な場合でも、次項で述べるひずみの調査断面を多く設定すれば、正確な分布が得られると考えられる。

この沈下量を正確に推定したのち前節4.1で示したのと同じ手順で、中立軸の位置や見かけの軸力を算定した。

4.2.2 トンネル縦断方向のひずみの調査

4.2.2.1 調査方法

トンネル高さ方向のひずみ分布を調査する方法として、トンネル縦断方向のコンクリートや鉄筋のひずみを計測することが考えられる。

このうち、本検討では、乾燥収縮などにより計測値のばらつきなどが生じると想定されるコンクリートは対象とせず、鉄筋のひずみの計測を行うこととした。

既設構造の鉄筋ひずみの計測方法としては、鉄筋にひずみゲージを貼り付けて切断し、応力を解放させた時のひずみの変動量を計測する「応力解放法」があげられる。しかし、鉄筋を切断することから、切断箇所の修復が必要などの課題が多く、費用や時間も必要となる。一方、ひずみ分布を得るためには、データ数が多いことが望ましい。

そこで、本検討では、鋼材の残留応力計測手法である、X線回折法のうち、 $\cos \alpha$ 法を適用し、計測装置の小型化と計測時間の短縮を可能とした計測装置(μ -X360:パルステック工業(株)製)を用いて鉄筋の応力度計測を行った¹¹⁾。

応力度計測は揺動法を適用し、以下の手順で実施した。なお、この手法を地下鉄トンネルに適用したのは初めてである。

(1) 調査箇所の選定

トンネル縦断方向に対しては、沈下の分布から、最大の沈下箇所で曲率も大きくなる箇所、最大沈下箇所から少し離れた箇所で曲率が多少小さくなると想定される2カ所を選定した。

トンネル高さ方向に対しては、図4-2-1に示すように鉄筋のひずみ分布が得られるように、おおむね等間隔となるようにそれぞれの調査箇所で4本の鉄筋を対象として選定した。なお、X線回折法は、降伏応力度を超過し塑性化した鉄筋についても、発生応力度を計測することができる。しかし、降伏応力度を超過し塑性化した

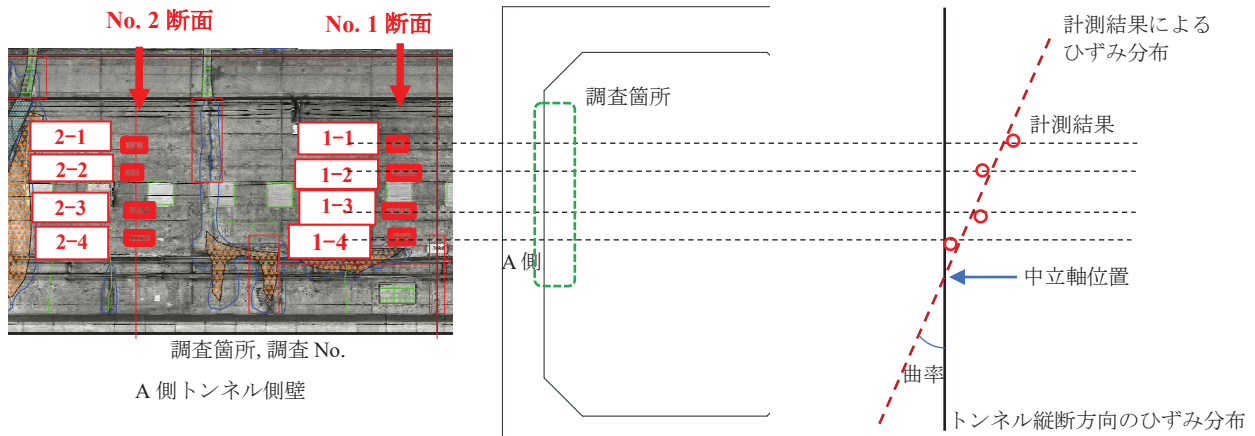


図 4-2-1 X線回折法による鉄筋応力度の計測箇所とひずみ分布のイメージ

場合の計測値は降伏応力度程度^{12) 13)}であり、塑性化により増加したひずみ量を精度良く計測することはできない。本検討では、トンネル高さ方向のひずみ分布から、曲げ曲率や中立軸位置を評価する必要がある。これより、応力度からひずみに換算するため、降伏応力度以下になると想定される鉄筋を調査対象として選定した。

(2) 調査箇所のはつりだし

鉄筋の応力度を計測するため、かぶりコンクリートをはつりだし鉄筋を露出させた。

はつり範囲は、X線回折法の計測機器を設置するため、高さ 200mm×幅 380mm 程度の範囲とした。はつり深さは、鉄筋とコンクリートの付着の影響を最小限とするため、計測可能な程度に鉄筋表面が露出するまでとした。

(3) 計測箇所の研磨

X線回折法による計測を行うため計測箇所を平滑に研磨し、研磨による加工付加応力を除去するため電解研磨を行った。電解研磨とは鉄筋に微弱な電流を通电し電解研磨液により鉄筋表面を溶かして研磨する方法である。

(4) X線回折法による計測（写真 4-2-1 参照）

X線回折法の計測装置を計測箇所に固定し、計測を行った。計測に用いる X線強度は強くないため、計測時（数分程度）に X線作業主任者が設定した管理区域（計測箇所から 2m）外に関係者が退避することで計測が

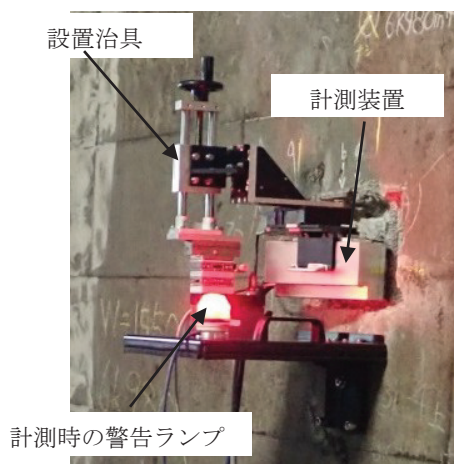


写真 4-2-1 X線回折法による計測状況

可能となっている。

(5) 調査箇所の復旧

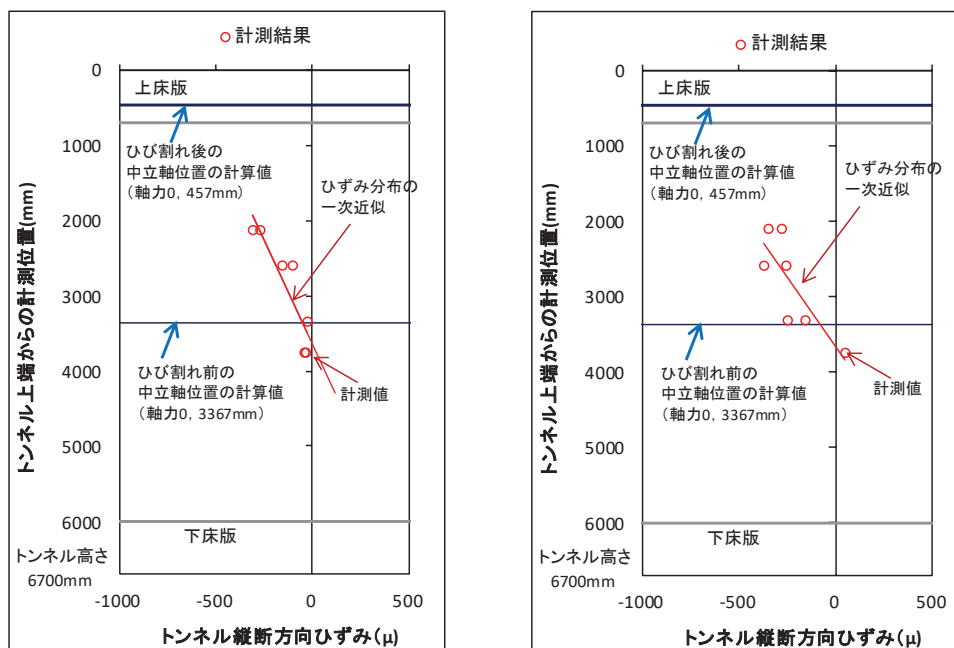
調査箇所を復旧し調査を終了した。これらの調査は、20日間程度を要した。このうち、約10数日がコンクリートのはつりと調査箇所の復旧であり、計測箇所の研磨が3~4日、X線回折法による計測が3~4日であった。1日の調査時間が3時間以下と制約される地下鉄トンネルにおいても、十分に適用することが可能であることも確認できた。

4.2.2.2 調査結果

X線回折法による計測結果は、応力で出力される。このため、応力度を鉄筋のヤング係数(200kN/mm²)で除してひずみに換算し、トンネル高さ方向位置との関係で整理したのが図4-2-2である。

計測結果にはばらつきが見られる。これは、X線回折法の計測精度が鋼材の結晶の大きさなどに影響を受けるためと考えられる。計測値を近似した一次式の勾配の逆数が計測箇所の部材の曲率となる。また、近似した一次式の切片(ひずみが0となる高さ)が中立軸位置となる。

調査箇所はトンネルの沈下によるとみられる曲げひび割れが多くみられている。このため、トンネル横断面をコンクリートの引張り力を無視する鉄筋コンクリート断面として中立軸位置を算定するとトンネル上端付近の457mmとなり、計測結果と大きな相違がみられる結果となった。



a) 計測断面 No. 2 ひずみ量(圧縮正) b) 計測断面 No. 1 (最大沈下箇所) ひずみ量(圧縮正)

図4-2-2 X線回折法による計測値(応力度をひずみに換算)とトンネル高さ方向位置との関係

4.2.3 中立軸位置が変動するメカニズムの検討

4.2.3.1 トンネルのひずみとひび割れの状況

トンネル高さ方向のひずみ分布の調査結果から、トンネル縦断方向の曲げによる中立軸位置が、従来のトンネル縦断方向の軸力の影響を考慮しない場合より下方になる結果となった。ひずみの勾配から推測するトンネル下端付近のひずみは、コンクリートのひび割れひずみ 70μ を大きく超過し、さらに既設構造の下端付近にも大きなひび割れが確認されている。

この結果から、中立軸が下方になるトンネル縦断方向の沈下に伴うトンネル挙動は、前節 4.1 と同様に、以下に示すメカニズムによると考えられる (図 4-2-3)。

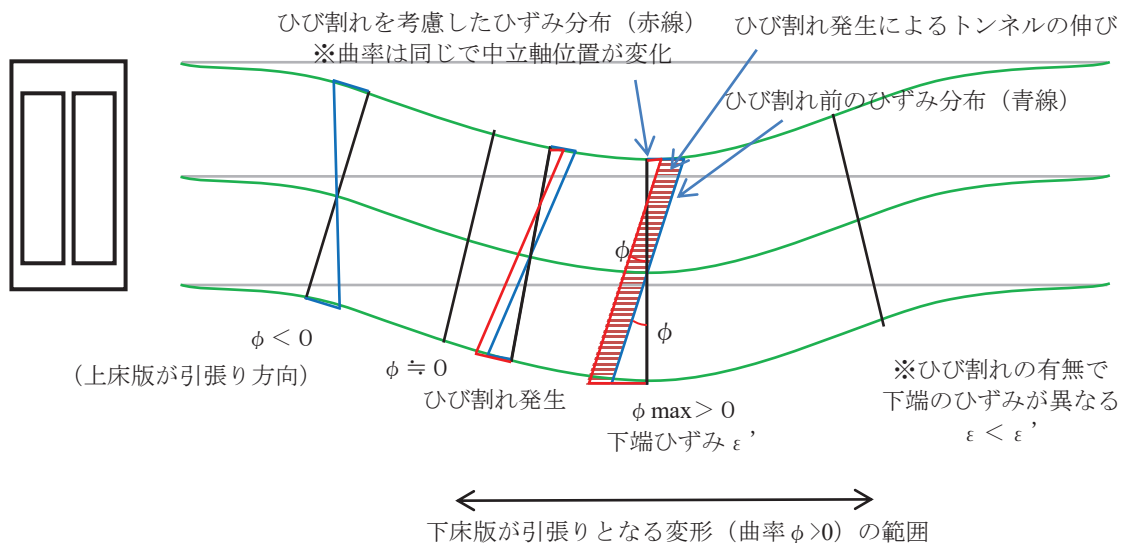


図 4-2-3 沈下によるひび割れが発生した場合のトンネル高さ方向のひずみ分布のイメージ

4.2.3.2 ひび割れを考慮しない場合

トンネル縦断方向の一部に沈下が発生すると、トンネル縦断方向に曲げが発生する。トンネルのひび割れを考慮しない場合は、コンクリートの圧縮と引張りが同じ弾性係数の全断面有効の曲げ剛性となる。この場合、トンネル高さ方向のひずみ分布は図 4-2-3 の青線のような状態となる。

4.2.3.3 ひび割れを考慮した場合

トンネル縦断方向の沈下量が大きくなると、トンネル縦断方向の曲げも大きくなり、トンネル下部付近がコンクリートの引張強度を超過し、曲げひび割れが発生する。曲げひび割れが発生した箇所のコンクリートは引張り力を分担せず、トンネル縦断方向に配置された鉄筋が引張り力を分担する状態となる。コンクリートの引張りを無視した鉄筋コンクリート構造として応力度計算を行うと、トンネル高さ方向のひずみ分布は図 4-2-3 の赤線となり、中立軸位置がひび割れを考慮しない場合に

比べ、トンネル上方位置となる。

4.2.3.4 ひび割れの有無によるトンネル縦断方向の伸縮

ひび割れを考慮しない場合、曲げに伴う中立軸位置はトンネル高さ方向の中央付近となり、トンネル上部と下部のひずみ量も等価となり、トンネル縦断方向に対してトンネルの伸縮は生じない。

一方、ひび割れを考慮しない状態（図 4-2-3 の青線）に対して、ひび割れを考慮した状態（図 4-2-3 の赤線）は、ひび割れを考慮しない状態に対して、ひずみがトンネル高さ方向全体で引張り側に伸びることとなる（図 4-2-3 の赤の網掛け箇所）。

4.2.3.5 トンネル縦断方向の拘束の影響

トンネル縦断方向の曲げに対して、ひび割れを考慮すると、トンネル軸方向に伸びる挙動を示す。しかし、トンネルは縦断方向に連続した構造となり、さらに周囲には地盤があるため、トンネルは縦断方向の伸縮が拘束された構造となっている。このため、沈下箇所の両側のトンネルにひび割れ発生によるトンネル縦断方向の伸びが拘束されることとなる。

伸びが拘束されることから、凍結工法の影響を受けたトンネルにおいても、前節 4.1 で述べた近接施工の影響によるトンネル縦断方向の変状メカニズムと同様に、トンネルは縦断方向に圧縮軸力が作用しているような、「見かけの軸力」が発生したような状態となる。このため、トンネル高さ方向のひずみ分布が、全体的に圧縮側となり、中立軸位置もトンネル高さ方向の中央付近に近づく。

4.2.4 伸び拘束による見かけの軸力の算定

4.2.4.1 トンネルの沈下量の検討

トンネル縦断方向の拘束の影響を定量的に検討し、沈下量の推定方法を検討した。トンネルの沈下量は、計測されている沈下分布を基本とし、沈下分布全体を比例倍させた沈下量による部材曲率分布と調査結果の曲率が整合する量として設定した。

検討事例では、沈下傾向が収束したと見られる経年 20 年で計測された沈下量の分布をスプライン関数で近似し、最大沈下量を 49mm, 97mm, 146mm, 196mm とし、全体の沈下量の分布を算定した。次に算定した沈下量の分布から、曲げ曲率を算定し、トンネル縦断方向位置と曲げ曲率の関係として整理した。この結果に鉄筋ひずみの調査結果から得られた部材曲率をトンネル縦断方向位置に追記した結果が図 4-2-4 である。ここで、最大沈下量のうち 49mm は、地盤凍結完了時に計測された地表面の隆起量からトンネル位置に相当する凍上量を試算した結果に相当する値である。

この結果、最大沈下量が 97mm の場合に、部材曲率と調査結果が整合する傾向となった。

これより、検討事例における、トンネル構築時からの最大沈下量は、97mm と推

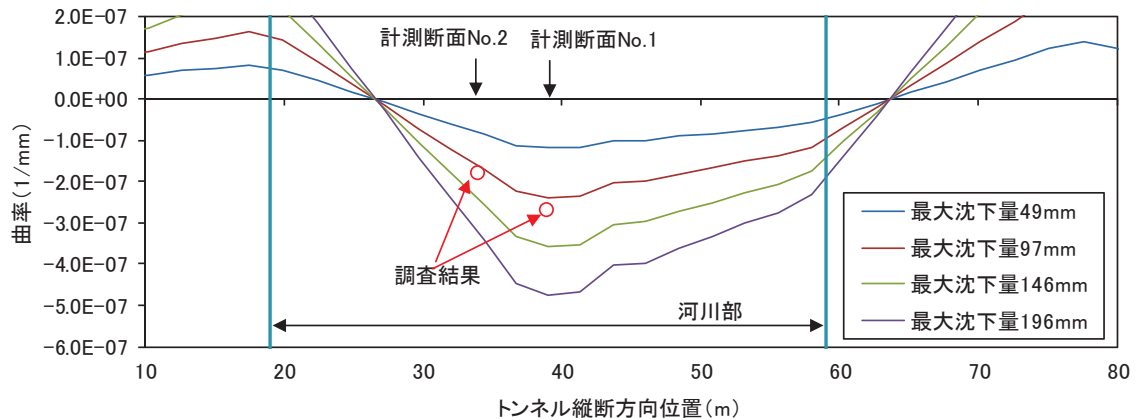


図 4-2-4 トンネル沈下分布を沈下量に応じて比率で変えたトンネルの曲率と調査結果による部材曲率の関係
定した。

推定した沈下量は凍上量から推定される沈下量の 2 倍程度となっている。粘性土分を含む地盤は、凍結地盤の融解時に脱水圧密が生じることから、凍上量より解凍による沈下量が大きくなる傾向にある。このため、推定した沈下量は、凍上量の計測値からも妥当な値と考えられる。

4.2.4.2 トンネル縦断方向の検討対象範囲の設定

設定した沈下量および沈下分布を用い、先に示したトンネル縦断方向の見かけの軸力を以下のように算定した。

トンネル縦断方向の沈下で曲げひび割れが発生し、トンネル縦断方向に拘束されている範囲を、沈下が大きくなる第 3 章 3.3.1 の図 3-3-1 に示したトンネル構造(Ⅲ型)の 14.0m とする。対象範囲を骨組みモデルで解析すると、対象構造はすべてひび割れ曲げ耐力を超過し、曲げひび割れが発生する条件となっている。

4.2.4.3 中立軸位置およびひずみ分布の算定

ひび割れの有無によるトンネル高さ方向の中立軸位置とひずみ分布を算定する。ひび割れがない場合は引張り力を受けるコンクリートも考慮したトンネル横断面方向の全断面を有効とした断面、ひび割れがある場合は引張りを受けるコンクリートを無視しトンネル縦断方向の鉄筋を主鉄筋としたトンネル横断面方向の鉄筋コンクリート断面として行う。

中立軸位置は、ひび割れがない場合は 3367mm、ひび割れがある場合は 457mm と大きく異なる。

ひずみ分布は、これらの中立軸位置と、図 4-2-4 の曲率から次式で算定される。

$$\varepsilon_x = \phi(y_i - x) \quad (4.2.1)$$

ここで、 ε_x : トンネル高さ x の位置のひずみ、 ϕ : 部材曲率、 y_i : 中立軸位置、 x : ひずみを算定するトンネル高さ方向位置

4.2.4.4 伸び拘束により拘束されるひずみの算定

拘束されるひずみは、ひび割れの有無によりトンネル縦断方向の伸び量の差異から算定した。

トンネル縦断方向の伸びは、先のトンネル高さ方向のひずみ分布から、トンネル下端のひずみを算定し、トンネル縦断方向の長さを乗じることで算定した。

検討事例では、ひび割れを考慮しない場合が 10.3mm、ひび割れを考慮した場合が 19.2mm となった。この伸び量の差を検討対象範囲の長さで除すると 637.5 μ となる。これが、沈下によりひび割れが発生することで、トンネル縦断方向に拘束される量となる。

4.2.4.5 中立軸位置の算定

トンネル縦断方向に伸びが拘束されると、トンネル高さ方向のひずみ分布は全体的に小さくなる。そこで、前節 4.1 と同様に、中立軸位置は、トンネル下端のひずみが拘束無しに対して、拘束されることで小さくなるとして算定した。

検討事例では、拘束を考慮して算定したトンネル下端のひずみ (1008.5 μ) と調査結果から得られている部材の曲率 (2.6×10^{-7} (1/mm)) から算定した結果、中立軸位置がトンネル上端から 2883.1mm の位置となった。

この結果は、見かけの軸力を考慮しない場合 (ひび割れがある場合の計算値 457mm) と大きく異なり、計測結果のひずみが 0 となる位置に近い。これより、5.2.4.1 で述べた沈下量の推定や見かけの軸力の発生メカニズムの妥当性が検証されたと考えられる。

4.2.4.6 見かけの軸力の算定

算定した中立軸位置と部材曲率を用いて、トンネル横断面の鉄筋コンクリート断面に対して軸力を算定すると 195MN となった。

4.3 まとめ

近接施工の影響や凍結工法の影響による地盤沈下に起因して既設の地下鉄の開削トンネルに発生していた変状状況を精度良く再現し合理的な対策を検討するために、トンネル縦断方向の変状メカニズムについて、詳細な現地調査や構造計算モデルの検討などを行い、以下のような結果が得られた。

- (1) トンネル縦断方向に分布する沈下などの変状によりひび割れが発生するとトンネルは縦断方向に伸びる挙動が拘束され、伸び拘束による見かけの軸力が

- 発生するメカニズムを示した。
- (2) 検討した 2 事例のトンネルのひずみ調査により，中立軸が変動することを確認した。
 - (3) 伸び拘束による見かけの軸力をモデル化した構造計算結果と調査結果との比較を行い，見かけの軸力を考慮することで中立軸が変動することを再現できることから，上記メカニズムが妥当であることを検証した。
 - (4) 耐荷性能評価に必要な見かけの軸力の算定方法を考案し示した。
 - (5) 既設の地下鉄トンネル調査に初めて，近年製品化された X 線回折法の計測装置による計測を適用した。X 線回折法による計測は，鉄筋の切断を伴う応力解放法に比べ，計測が容易で，既設構造を損傷せずにトンネル高さ方向のひずみ分布を得ることが出来た。
 - (6) 経年 8 年以降から計測されたトンネルの沈下データとトンネル高さ方向のひずみ分布データから凍結融解時の沈下量を推定した。これにより，施工時直後のデータが不明となっている場合のトンネル縦断方向の変状量の推定方法を示すことが出来た。

以上，本研究で示した沈下量の設定手法と見かけの軸力をモデル化することで，トンネルの挙動を精度良く再現することができることが分かった。このため，本研究結果は，耐荷性能を合理的に評価する方法として適用できると考えられることから，検討している 2 事例について耐荷性能評価を行うことにした。

【第 4 章 参考文献】

- 1) 小西真治，江原文武，亀井啓太，阿南健一：地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価（その 1）～変状要因の分析～，第 72 回年次学術講演会講演概要集 VI，6-609，2017. 9
- 2) 河畑充弘，小西真治，江原文武，亀井啓太，阿南健一：地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価，トンネル工学報告集，第 27 巻，III-2，2017. 11.
- 3) 例えば，土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 シールド工法編，p. 318，2016.
- 4) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編，p. 55，2016.
- 5) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 シールド工法編，p. 310，2016.
- 6) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編，p. 45，2016.
- 7) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編，p. 47，2016.
- 8) 橋本勝行，神田志義：温水による強制解凍-日本橋川河底の凍結工法-，日本トンネル技術協会，土木工学社，トンネルと地下，Vol. 10，No. 10，pp. 50-55，1979. 10.
- 9) 東京都交通局，鉄建建設株式会社：地下鉄 10 号線九段下第二工区建設工事 工事記録，東京都交通局，1980.

- 10) 村田浩，加藤哲治：地盤凍結工法入門（4） 連載講座，トンネルと地下，土木工学社，Vol. 12, No. 4, pp. 65-71, 1981. 4.
- 11) 尾崎潤，野末秀和，阿南健一，小椋明仁，吉本正浩：RC セグメントの鉄筋応力計測への X 線回折法の適用に関する要素試験，トンネル工学報告集，第 27 巻，II-8，2017. 11.
- 12) 吉本正浩，小椋明仁，尾崎潤，阿南健一，野末秀和：X 線を使用したセグメントの鉄筋応力測定に関する要素試験（その 1）～セグメントの鉄筋の応力測定～，土木学会第 72 回年次学術講演会，VI-921，2017.
- 13) 尾崎潤，野末秀和，阿南健一，小椋明仁，吉本正浩：RC セグメントの鉄筋応力計測への X 線回折法の適用に関する要素試験，土木学会 トンネル工学報告集，第 27 巻，II-8，2017. 11.

第 5 章 変状したトンネルの縦断方向の合理的な耐荷性能評価法

5.1 近接施工の影響で変状したトンネルの縦断方向の合理的な耐荷性能評価法

5.1.1 構造計算モデル

5.1.1.1 見かけの軸力発生メカニズムの妥当性検討方法

本研究で検討した伸び拘束による見かけの軸力の発生メカニズムについて、検討事例のトンネルに対する構造計算を行い、ひずみの調査結果やひび割れ状況の調査結果と比較し、その妥当性について検証した。

構造計算方法には第 3 章、第 4 章で示したようなトンネル縦断方向を簡易なはり部材によりモデル化することも考えられる¹⁾。しかし、はり部材によるモデル化では、中壁と側壁で発生したひび割れの形状が異なった調査結果と詳細に比較することは困難である。

そこで、トンネルの変状を精度良く再現できる構造計算モデルを用いることにした。

対象トンネルの構造やひび割れ状況などから、構造計算を三次元でモデル化することも考えられる。しかし、近年、三次元計算の適用事例は増えているものの、二次元に比べ、取り扱いが煩雑で、膨大な費用や時間が必要になる。また、耐荷性能を満足しない結果が得られた場合は、補強の設計を行うことになるが、この時、耐荷性能評価と同様の手法で設計できることが望ましい。

これらを考慮し、本研究では、二次元の鉄筋コンクリート構造計算コードの WCOMD^{2) 3) 4)}を用いた疑似三次元モデルを採用し、妥当性の検証評価を行うことにした。なお、側壁および中壁をそれぞれ二次元でモデル化した単独モデルでも計算を行い、疑似三次元モデルの必要性を示した。

5.1.1.2 構造計算のためのモデル化

構造計算は、伸び拘束による見かけの軸力の検証に加え、側壁と中壁でひび割れ状況が異なる要因の検討も行うため、以下のようにモデル化した (図 5-1-1)。

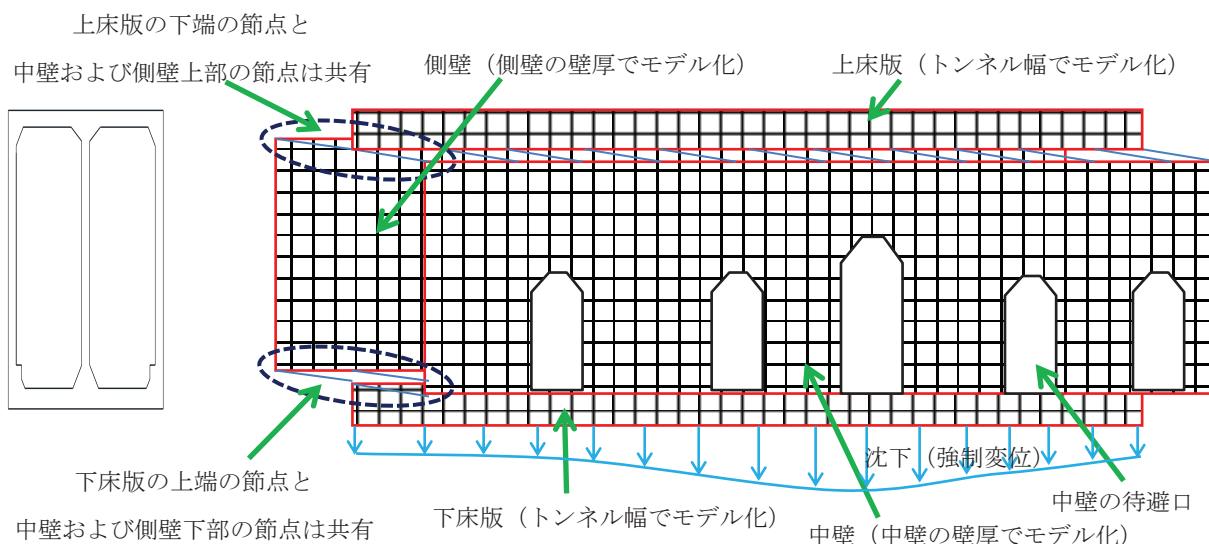


図 5-1-1 疑似三次元によるトンネル縦断方向のモデル化のイメージ

(1) 鉄筋コンクリート構造のモデル化

鉄筋コンクリート構造は、非線形領域まで精度良く再現できる **WCOMD** の分散ひび割れモデルによる構成則²⁾を用いた。

(2) トンネル構造のモデル化

トンネル構造は、トンネル縦断方向を横からみた状態に対して平面要素によりモデル化した。ここで、側壁と中壁は、上床版と下床版で連結されているが、配筋や開口部の有無および配置が異なるため、沈下が生じた場合の挙動が異なることが考えられた。そこで、上床版と下床版はトンネル幅を部材厚さとする要素、側壁と中壁は同一平面上に各部材厚さを有する要素をそれぞれ配置し、上床版の下端と側壁および中壁の上端の節点を共有させ、同様に下床版の上端と側壁および中壁下端の節点を共有させるオーバーラッピング要素⁵⁾を用い、トンネル全体が一体構造となるようにモデル化した。これより、トンネル縦断方向の沈下に対して、上床版、下床版、側壁、中壁が、それぞれの剛性や形状に応じた変状や相互作用を考慮した結果が得られることが期待できる。また、側壁と中壁をそれぞれ単独のモデルとした計算を行い、側壁と中壁の相互作用の考慮の有無の影響について検討した。

WCOMD の要素は、鉛直と水平方向の 2 方向の鉄筋比を設定し、鉄筋コンクリートのコンクリートと鉄筋のそれぞれの挙動から、変形やひずみ、応力などが算定される。このため、検討対象トンネルの配筋図から、計算モデルの水平方向および鉛直方向の配筋状況に応じて表 5-1-1 に示す鉄筋比を設定した。

表 5-1-1 構造計算モデルの鉄筋比の設定

| | 部材の 厚さ mm | 鉄筋比 ^{※1} | | |
|-----|-----------------|-------------------|-----------|-----------|
| | | 水平方向 % | 鉛直方向 % | |
| 上床版 | 360 | 0.37~0.44 | 0.14~0.16 | |
| 側壁 | 450 | 0.46 | 0.62~0.67 | |
| 中壁 | 開口部以外 | 450 | 0.24 | 0.60 |
| | 開口部付近 | | 0.16~4.0% | 0.15~0.47 |
| 下床版 | 440 | 0.31~0.36 | 0.14~0.17 | |

※1: 鉄筋比 = 鉄筋量 ÷ 断面積 × 100%

ここで、構造モデルはトンネル縦断方向を横から見た状態をモデル化している。このため、鉄筋比の設定において、側壁の場合は、鉛直方向が横断面方向に対する主鉄筋、水平方向が配筋筋に相当する。上床版や下床版の場合では、鉛直方向が側壁の主鉄筋や上床版や下床版の厚さ方向に配置されたせん断補強筋または組立筋となり、トンネル縦断方向が配筋筋に相当することになる。鉄筋比は、このような各部材の配筋状況に応じて、鉛直または水平方向の幅 B 、部材厚さ h の範囲に配置されている鉄筋量 A_s から、 $A_s / (B \times h)$ として設定した。中壁の開口部付近の配筋については、設計時の資料に関連する記述が見られなかったが、図 5-1-2 に示すように、開口部上部の鉛直方向鉄筋が開口部がない箇所より本数が多く、開口部の上部に水平方向鉄筋が配置され、隅角部には斜め方向鉄筋が配置されるなど、開口部の補強と見られる配筋が行われていた。鉄筋量によりひび割れ状況などが変化することも想定されたことから、要素の極端な細分化など計算精度の低下などに留意し、これらの配筋状況を極力再現した。また、開口部の斜め方向の鉄筋については、鉄筋量を鉛直方向と水平方向に配分して設定し、開口部付近の鉄筋の定着は鉄筋端部に曲げ加工がされていたため引き抜けを考慮しないこととした。これらの事項を考慮し、開口部周辺の配筋状況に対する要素鉄筋比を設定した例を、図 5-1-2 に併記した。

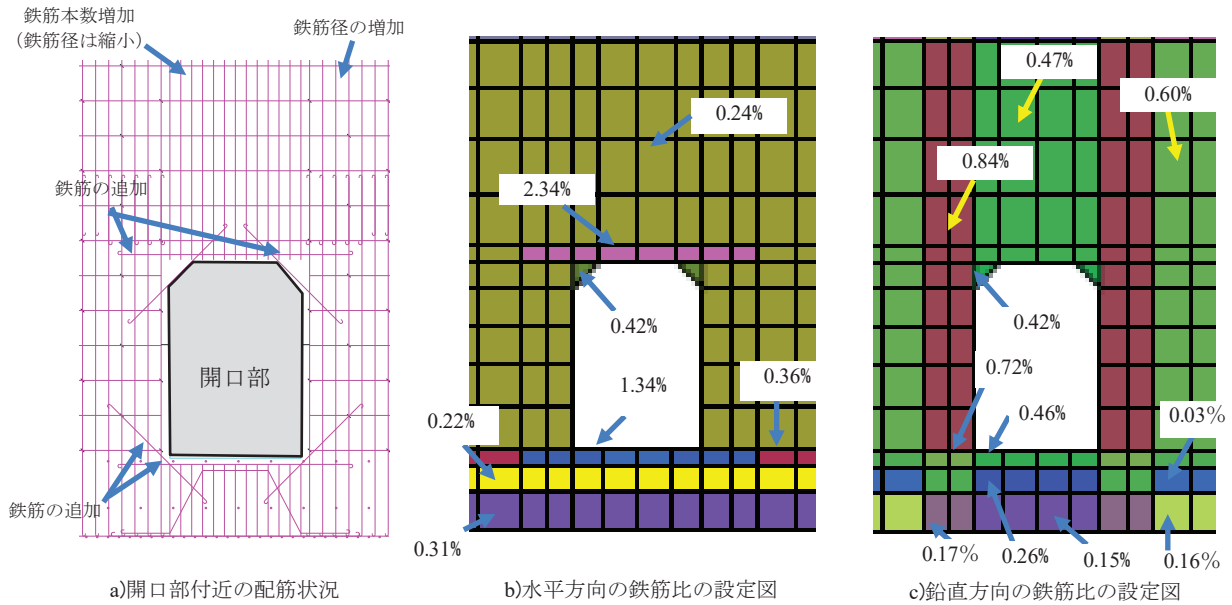


図5-1-2 中壁の開口部付近の配筋状況および構造計算の鉛直方向と水平方向の鉄筋比の設定状況

5.1.2 構造計算による検討

5.1.2.1 トンネルの構造計算モデル

トンネル縦断方向のモデルは、前項5.1.1で述べた方法により図5-1-3に示すように作成した。モデル化の範囲は、沈下の分布形状などから、最も沈下している地点Bを中心とし、前後約100mの合計200mの範囲とした。

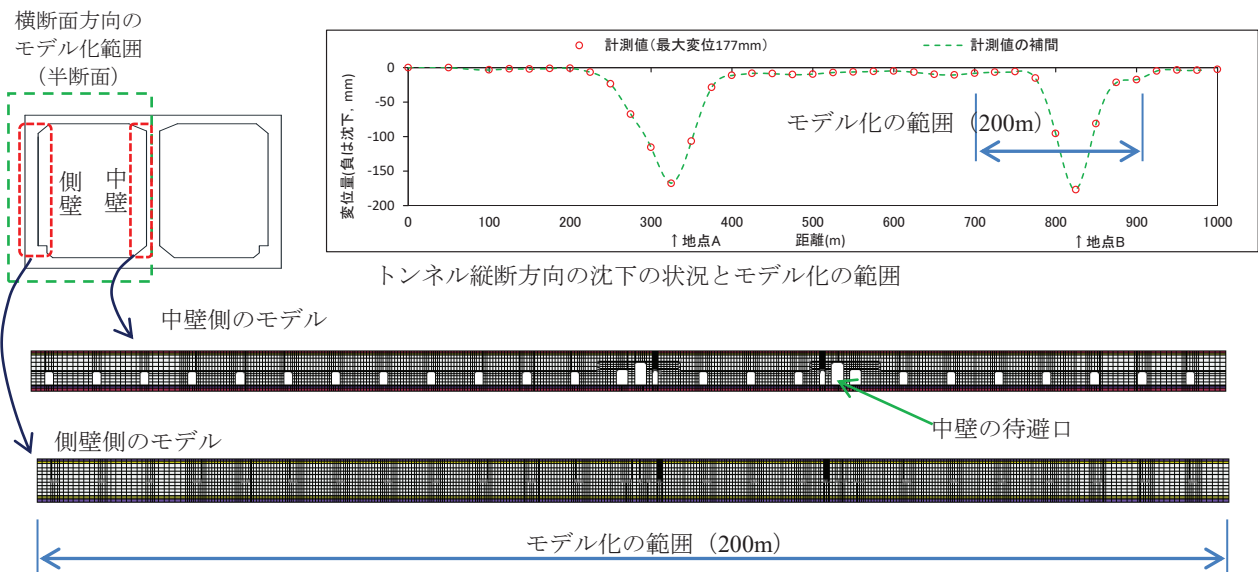


図5-1-3 疑似三次元によるトンネル縦断方向の構造計算モデル

上床版および下床版は奥行き方向に1層、中壁と側壁は奥行き方向に2層とし、それぞれの上端や下端で節点を共有させ、中壁には待避口などの開口部の形状をトンネル縦断方向の各位置に再現した。トンネル幅方向は、トンネル幅方向の中心に対して左右対称であるため、半断面に相当する厚さでモデル化した。

トンネルの縦断方向の沈下のモデル化には、地盤ばねを介する応答変位法と強制変位が考えられる。本検討では、トンネルの沈下量が計測されており、この結果によるトンネル形状を正確に表現する必要がある。応答変位法を用いて計算されたトンネルの変状形状は、計測されたトンネル形状と正確には一致しないと考えられる。そこで、本検討では強制変位をモデル下端の各節点に与えた。

伸び拘束による見かけの軸力は、前章で述べたようにトンネル縦断方向の伸びの拘束により、軸力が作用した状態のようにトンネル高さ方向のひずみ分布が変動するためと考えられる。これに対して、構造計算モデルはオーバーラッピング要素によりモデル化しており、上床版や下床版、側壁、中壁で剛性が異なるため、見かけの軸力を等分布荷重などとして与えると、各部材のトンネル縦断方向のひずみの影響が異なり見かけの軸力の発生メカニズムと異なる状況になる。そこで、見かけの軸力は、図 5-1-4 a) の計算ステップ 1 に示すようにモデルの左側を固定し、右側からモデル左方向に見かけの軸力に等価な強制変位として与え、各部材のひずみが同等となるようにモデル化した。構造モデルの境界条件は、トンネル構造下端を鉛直固定、水平自由とした。土かぶり荷重の影響は小さいとして、計算では考慮していない。

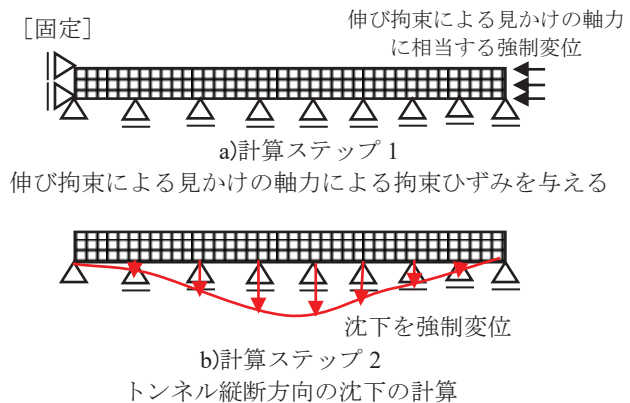


図 5-1-4 伸び拘束による見かけの軸力の構造計算へのモデル化の方法および計算ステップ

5.1.2.2 材料特性の設定

構造計算に用いた材料特性は、このトンネルの設計書などを参考に表 5-1-2 として設定した。このうち、引張り軟化係数は、異形鉄筋の場合は一般的に 0.4 であるが、付着のない丸鋼のため 2.0 と設定した⁶⁾。

表 5-1-2 構造計算に用いた材料特性

| 材料種類 | 項目 | 物性値 |
|--------|----------------------|------------------------|
| コンクリート | 圧縮強度 | 21N/mm ² |
| | 引張強度 | 1.75N/mm ² |
| | ポアソン比 | 0.2 |
| | ヤング係数 | 21.0kN/mm ² |
| 鉄筋 | 鉄筋の種類 | SR235 (丸鋼) |
| | 降伏強度 | 235N/mm ² |
| | ヤング係数 | 200kN/mm ² |
| | 引張り軟化係数 [※] | 2.0 |

※異形鉄筋の場合は一般的に 0.4 であるが、付着のない丸鋼のため 2.0 と設定⁶⁾

5.1.2.3 構造計算の方法

構造計算は、2 ステップで実施した (図 5-1-4)。ステップ 1 では、モデル両端が

ら伸び拘束による見かけの軸力に相当する拘束を強制変位で与え、モデル全体に軸力を発生させる。ステップ2では、トンネル沈下を強制変位として与えた。強制変位は、50 分割として、計算を実施した。

トンネルの沈下量は、図 3-2-4 に示した既往の計測結果から後続沈下による変状が継続しているとして、計算結果と比較を行うひび割れ状況の調査時に相当する変位量（最大沈下量 184mm）を入力した¹⁾。また、構造モデルの各節点位置の変位量は、計測位置の沈下量をスプライン関数で補間して与えた。

5.1.2.4 構造計算におけるケーススタディ

構造計算は、伸び拘束による見かけの軸力の検証、側壁と中壁のひび割れ状況の差異の分析を目的として、トンネル形状の影響、側壁と中壁の相互作用の影響を検証するため次の2ケースを設定した。

ケース1：疑似三次元モデル

側壁と中壁を同時にモデル化した計算

ケース2：部材単独モデル

側壁と中壁を個別に二次元でモデル化し計算

伸び拘束による見かけの軸力による影響の程度を把握するため、伸び拘束による見かけの軸力は以下の3ケースを設定した。カッコ内は見かけの軸力に相当するとして与えた強制変位量である。

ケース1：0MN (0mm)

ケース2：40MN (25.0mm)

ケース3：63MN (39.4mm)

ここで、ケース1の軸力0MNは、一般にトンネル縦断方向の変状の検討においてトンネル縦断方向の軸力は考慮されないことから、見かけの軸力を考慮しない一般的な検討方法との比較として設定した。ケース2の軸力40MNは、検討事例のトンネル縦断方向の変状状況から、「5.1.4 伸び拘束による見かけの軸力の算定」で求めた見かけの軸力の試算結果39MNを丸めた値として設定した。ケース3の軸力63MNは、ケース2に対して見かけの軸力を多少大きな値として見かけの軸力の影響の程度を評価することを目的とし、中立軸位置を鉄筋ひずみの調査結果を一次近似した時の2400mm、曲率を沈下の分布から得られた $4.5 \times 10^{-7} (1/\text{mm})$ とし、図4-1-10に示したコンクリートや鉄筋の応力より算定した軸力を採用した。

5.1.3 構造計算結果による各検証

5.1.3.1 ひび割れ状況による検証

計算結果から作成されるひび割れ図（軸力0MN、軸力40MNのケース）とトンネル内で確認されているひび割れのスケッチ図を併記したのが図5-1-5である。ま

た、ここで、計算結果から作成したひび割れ図は、各要素の主ひずみのうち、引張りひずみがコンクリートのひび割れ発生時のひずみ量を超過した要素について、引張りひずみの方向に直交する方向に、引張りひずみの大きさを線の長さで描画したものである。このため、ひび割れ線が多く、長く描画されている箇所にひび割れが発生していると見ることができる。中壁のひび割れ状況は、軸力 0MN の場合は、中壁の部材単独モデルでわずかに見られるが、実構造に比べると斜め方向ひび割れがほとんど見られない。軸力を 40MN とした場合、中壁の部材単独モデルは斜め方向ひび割れが多く見られるが、実構造に比べトンネル縦断方向に対して広範囲となり、ひび割れの程度が大きいなどの相違が見られる。一方、疑似三次元モデルの場合は、ひび割れの範囲や程度が実構造に類似した傾向を示している。

側壁は、軸力が 0MN の場合は、トンネル上端付近までひび割れが達する結果となっている。図 4-1-7 に示した軸力を 0 MN とした場合の鉄筋コンクリート断面の中立軸位置程度となっている。一方、軸力を 40MN とした場合は、ひび割れがトンネル下端からトンネル高さ方向の中央位置付近までとなり、鉄筋ひずみの調査結果による中立軸位置に相当する結果となっている。実構造の調査結果の側壁のひび割れは、トンネル下部付近のものが多いが、トンネル上部付近にまで達しているものも見られる。これらは、コンクリートの乾燥収縮などによる影響と考えると、側壁についても、伸び拘束による見かけの軸力を考慮することで、計算は実構造のひび割れ状況を再現していると考えられる。

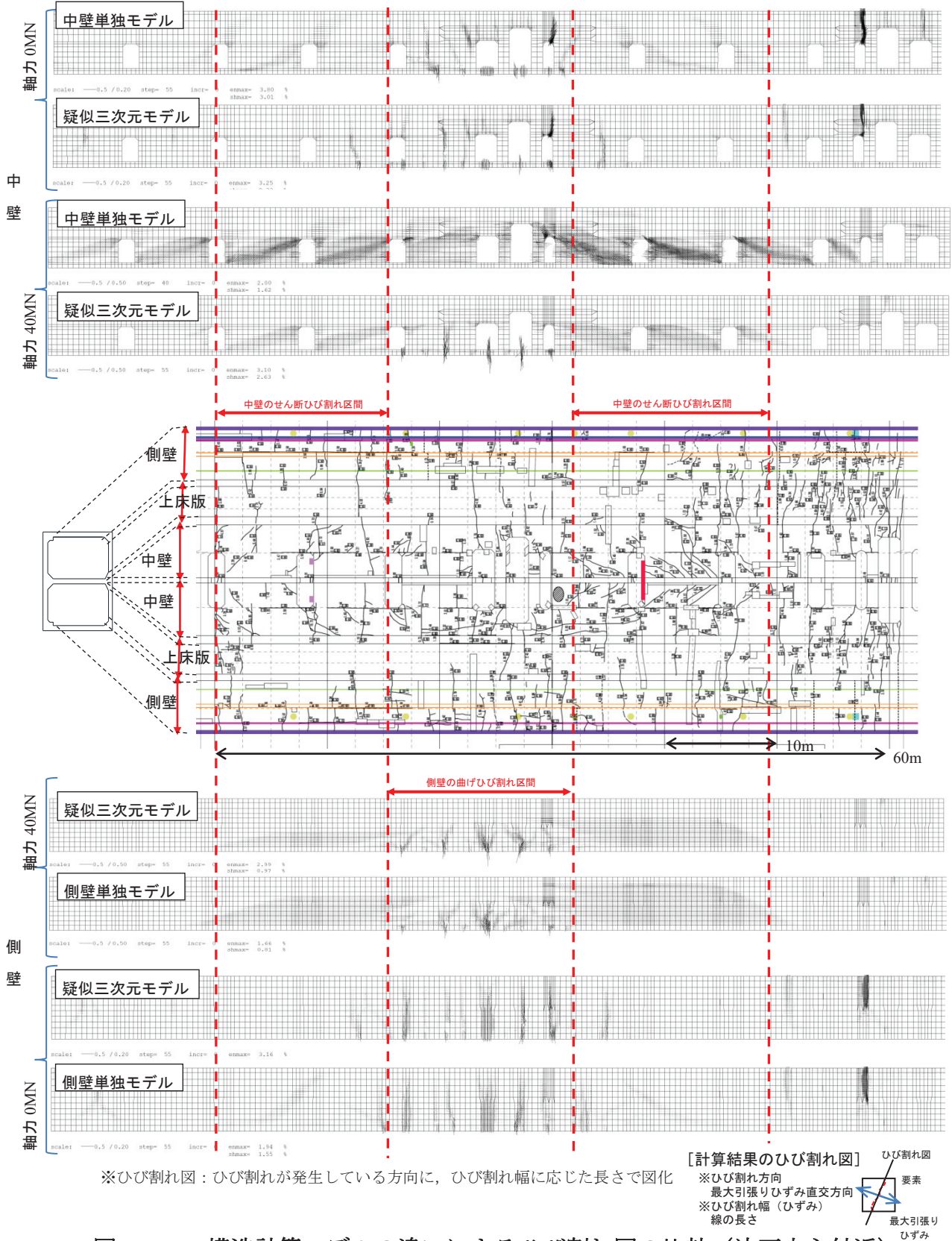


図 5-1-5 構造計算モデルの違いによるひび割れ図の比較 (沈下中心付近)

5.1.3.2 最大主ひずみの計算結果による検証および耐荷性能評価

計算結果から、沈下が大きい中心付近の最大主ひずみのコンター図を各ケースで比較したのが図 5-1-6 である。

最大主ひずみは、引張りとなる箇所が多いことがわかる。コンクリートの引張り強度とヤング係数から算定されるひび割れ発生ひずみの絶対値は 83μ となるため、黄や赤で示されている箇所は、ひび割れ発生箇所やひび割れの程度として評価でき、図 5-1-5 のひび割れ図と同様の傾向を示している。これより、軸力を 0MN と 40MN とした場合は、先のひび割れ状況の比較と同様の傾向および結果となる。軸力が 63MN の場合、疑似三次元モデルおよび部材単独モデルの側壁には、下端から上部にかけて発生する曲げのようなひび割れが発生せず、中立軸位置がトンネル下端付近にあると見られ、調査結果とも異なる傾向にある。このうち、疑似三次元モデルの結果から、沈下が最大を示す位置付近のトンネル縦断方向の 3 要素に着目して、トンネル縦断方向ひずみと鉄筋ひずみの調査結果をトンネル高さ方向位置との関係として比較し整理したのが図 5-1-7 である。ここで、トンネル縦断方向の 3 要素に着目したのは、各要素がひび割れ発生の有無で、ひずみの再配分が発生することを考慮したためである。この結果、計算の中立軸位置は、見かけの軸力が 0MN の場合が上部付近となり調査結果と傾向が大きく異なる。見かけの軸力を大きく与えた 63MN の中立軸位置は調査結果に対して計算結果が下方となる傾向にあることがわかる。見かけの軸力を 40MN とした場合が調査結果の中立軸位置と整合した。

発生ひずみの程度で比較すると、いずれのケースも圧縮ひずみはほとんど発生していない。コンクリートに剥落などが生じる圧縮ひずみは、終局曲げ耐力算定時のコンクリートの応力とひずみの関係の図 4-1-8⁷⁾ を参考に 2000μ 程度と考えると、十分な余裕がある状態となっている。一方、引張りひずみの絶対値は、多くのケースで鉄筋の降伏ひずみ 1475μ を超過している。見かけの軸力を 0MN としたケースでは下端付近で 2000μ に達しているため、下部では非常に大きなひずみの計算結果になることがわかる。これより、見かけの軸力のモデル化の有無や程度によって、耐荷性能の評価が大きく異なる結果になることがわかった。

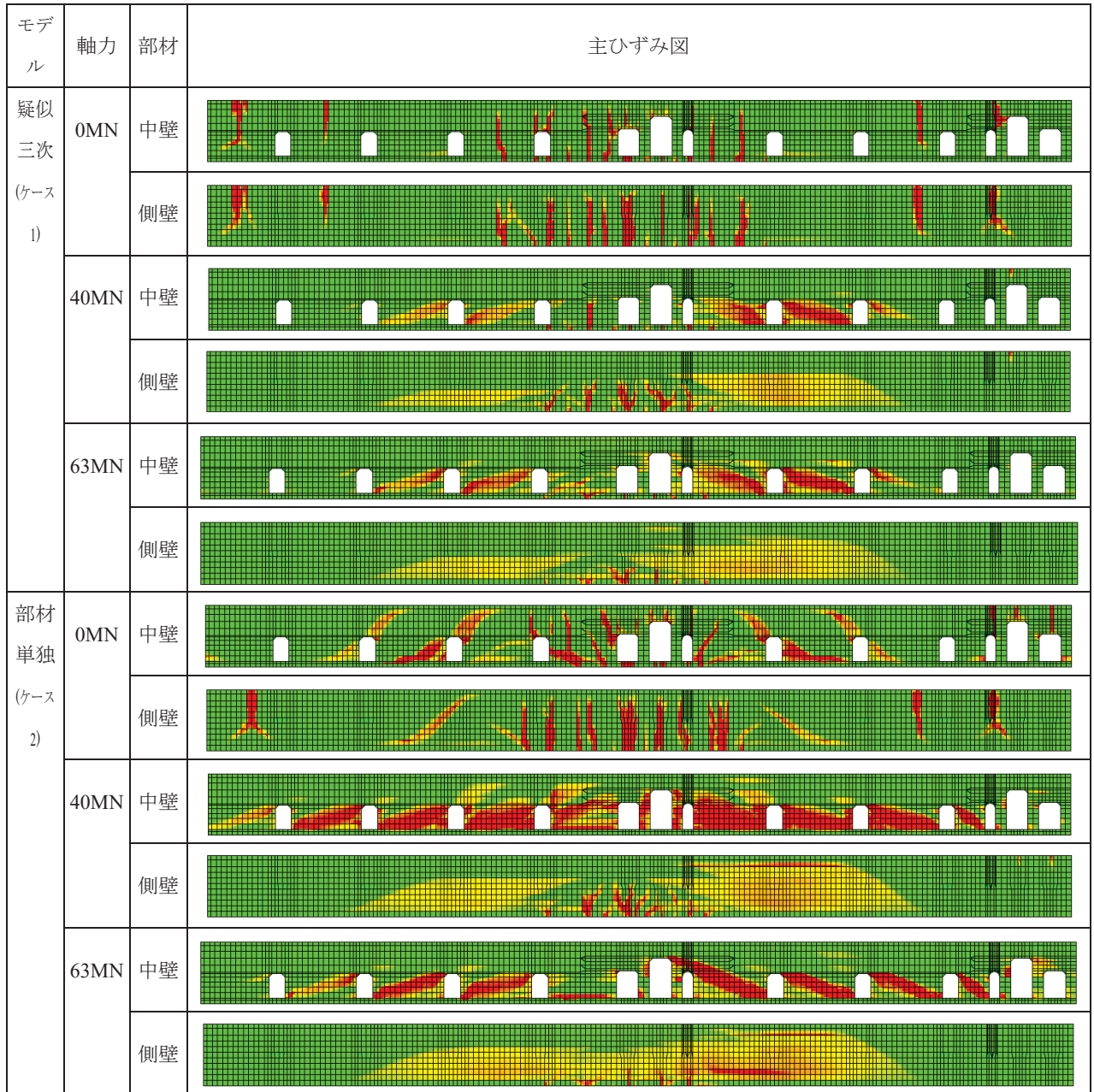
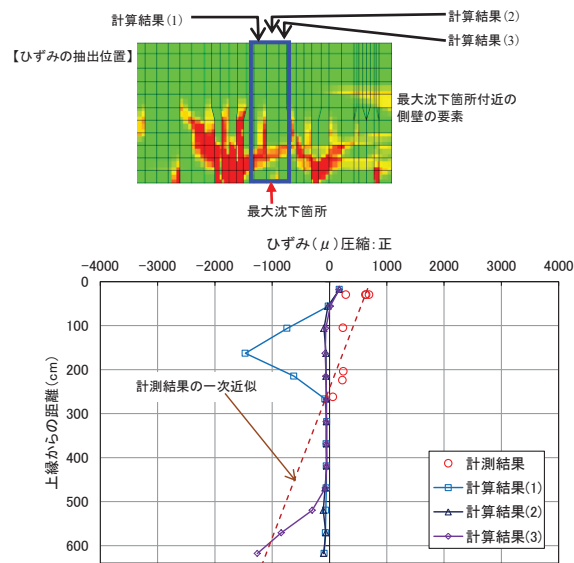
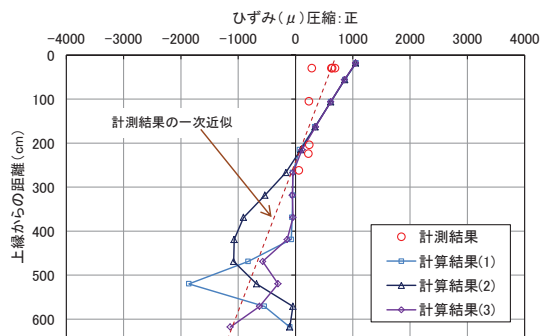


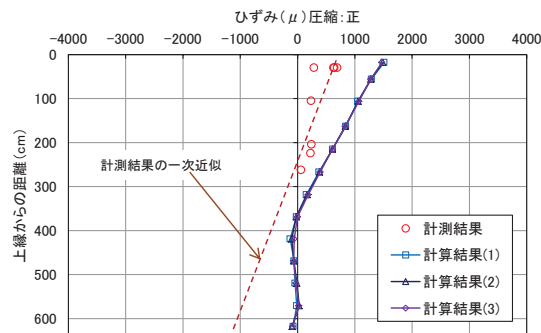
図 5-1-6 最大主ひずみのコンター図



a)見かけの軸力 0MN



b)見かけの軸力 40MN



c)見かけの軸力 63MN

図 5-1-7 トンネル高さ方向の側壁のひずみ分布の比較
疑似三次元モデルによる結果

5.1.3.3 せん断ひずみの計算結果による検証および耐荷性能評価

計算結果から、沈下大きい中央付近のせん断ひずみのコンター図を各ケースで比較したのが図 5-1-8 である。

せん断ひずみは構造計算結果として正負が示されるが、せん断破壊などの状態は絶対値で評価される。また、せん断ひずみの状態は、既往の文献^{3) 4)}から、5000

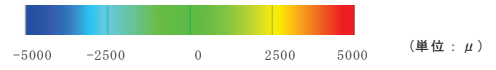
μ を超過する要素が、せん断面に沿って連続した時にせん断破壊した状態にあると見られる。また、せん断ひずみが 5000μ に近づいている箇所は、せん断ひび割れの発生が考えられる。

これより、見かけの軸力を $0MN$ とした場合のうち、部材単独モデルでは、中壁、側壁ともにせん断ひび割れとなる状態が見られる。また、疑似三次元モデルでは、せん断ひび割れのような状態が見られない。これらは、実構造のせん断によると見られる斜め方向の状況を再現していない。

見かけの軸力を $63MN$ とした場合、部材単独モデルでは、中壁に 5000μ を超過する連続した箇所が見られせん断破壊をした状態となるが実構造物にせん断破壊までの損傷は見られない。また、疑似三次元モデルの場合は、中壁に実構造と同様の斜め方向にひずみが大きくなる傾向が見られ開口部付近にせん断破壊に相当する大きなひずみが発生しているが、先の最大主ひずみの結果と併せて考えると、実構造の状況を再現できていないと考えられる。

見かけの軸力を $40MN$ とした場合、部材単独モデルでは、中壁がせん断破壊するような状況となり実構造を再現できていない。しかし、疑似三次元モデルとすることで、中壁にせん断ひずみが 3000μ 程度になる箇所が見られる。

ここで、せん断ひずみは、せん断破壊の目安となる 5000μ に達していないが、せん断破壊は、ぜい性的であり、わずかな沈下で進行することもある。そこで、検討対象トンネル構造を最も再現していると考えられる、疑似三次元モデルで見かけの軸力を $40MN$ としたケースについて、沈下量を現状より大きな値 ($196mm$: 現在から 100 年後予想) まで与え、中壁のせん断ひずみが大きくなる箇所のトンネル高さ方向の各位置の最大ひずみと沈下量との関係を整理したのが図 5-1-9 である。この結果、沈下量が現状 ($184mm$) より多少進行してもせん断破壊となるような状況ではない判断できる。ただし、現状で既にせん断ひび割れが発生し、最も下方の 5 段目のひずみが増大しているため、今後の沈下の進行によりせん断ひび割れが進展する可能性があると考えられる。このように、側壁と中壁の形状を考慮した疑似三次元でモデル化することで、地盤沈下に起因するトンネル構造の一部の変状過程を詳細に評価することができ、合理的な対策を検討することが可能になると考えられる。



| モデル | 軸力 | 部材 | せん断ひずみ図 |
|---------------------|------|----|---------|
| 疑似 三次元 (ケース1) | 0MN | 中壁 | |
| | | 側壁 | |
| | 40MN | 中壁 | |
| | | 側壁 | |
| | 63MN | 中壁 | |
| | | 側壁 | |
| 部材 単独 (ケース2) | 0MN | 中壁 | |
| | | 側壁 | |
| | 40MN | 中壁 | |
| | | 側壁 | |
| | 63MN | 中壁 | |
| | | 側壁 | |

図 5-1-8 せん断ひずみのコンター図

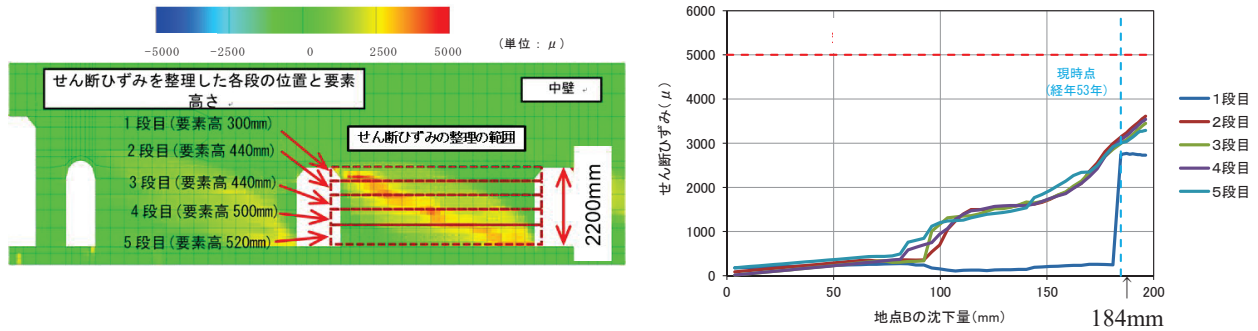


図 5-1-9 沈下量とせん断ひずみの関係（疑似三次元モデル，伸び拘束による見かけの軸力 40MN の結果）

5.1.3.4 開口部の補強や形状に関する検証

見かけの軸力とトンネル構造の 3 次元性をモデル化した構造計算により，トンネル沈下に対するひび割れ状況などを精度よく再現することができた．一方，沈下が最も大きい箇所付近に比較的大きな開口部が位置している．また，開口部付近の補強鉄筋は要素形状などから多少簡略化している．実務検討において，これらのモデル化の影響を把握することは重要である．

そこで，検討対象トンネルのひび割れなどの変状を精度良く再現した疑似三次元モデル（ケース 1）の見かけの軸力を 40MN とした計算を基本ケースとして，中壁の形状の影響，開口部付近の補強鉄筋の影響について検討した．中壁の形状の影響については，図 5-1-10 に示すように，沈下分布を基本ケースの最も沈下している箇所（地点 B）からモデルの左側に 25m 移動させ，最も沈下している箇所の開口部の形状が異なるように設定した．開口部付近の補強鉄筋の影響については，図 5-1-2 に示した開口部付近の鉄筋補強を考慮した中壁の鉄筋比を開口部のない箇所と同じ鉛直方向 0.60%，水平方向 0.24%の均一の条件として補強がない状態を設定

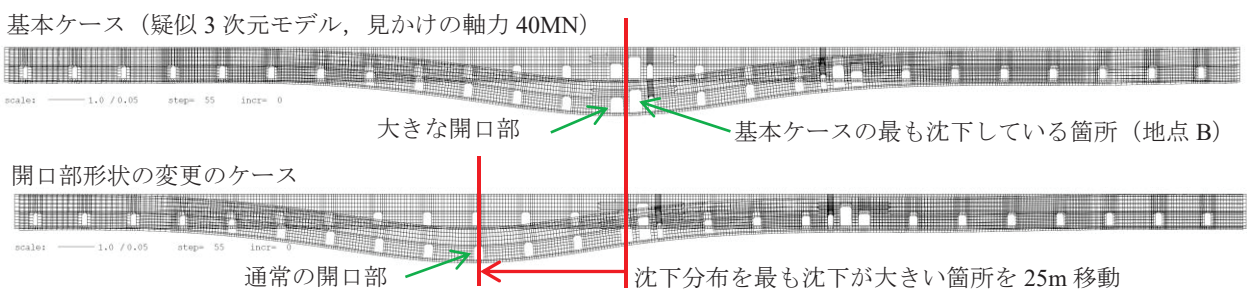


図 5-1-10 開口部の影響の検討ケースにおける沈下分布

した．

中壁の計算結果について，基本ケースとひび割れ状況を比較したのが図 5-1-11，主ひずみを比較したのが図 5-1-12，せん断ひずみを比較したのが図 5-1-13 である．

開口部形状を変更した場合，開口部付近の補強鉄筋を無視した場合のいずれも，全体的な傾向は大きく変わらなかった．部分的には，開口部形状を変更した場合に

沈下が最も大きい箇所付近の開口部の上部に主ひずみが局所的に大きくなる傾向が見られ、せん断ひずみは基本ケースと多少異なる位置に大きなひずみが発生しているなどの差異が見られる。

しかし、先に示した中壁を単独でモデル化した場合や見かけの軸力を変更したケースに比べると差異は少ない。このため、トンネル縦断方向の沈下の挙動を精度良く再現するためには、開口部の補強や形状の影響を詳細に検討することよりも、3次元性や伸び拘束による見かけの軸力を考慮する効果の方が重要であることがわ

【計算結果のひび割れ】 ひび割れ区
 ※ひび割れ方向
 ※最大引張りひずみ直交方向
 ※ひび割れ幅（ひずみ）
 線の長さ
 ひび割れ区
 要素
 最大引張りひずみ

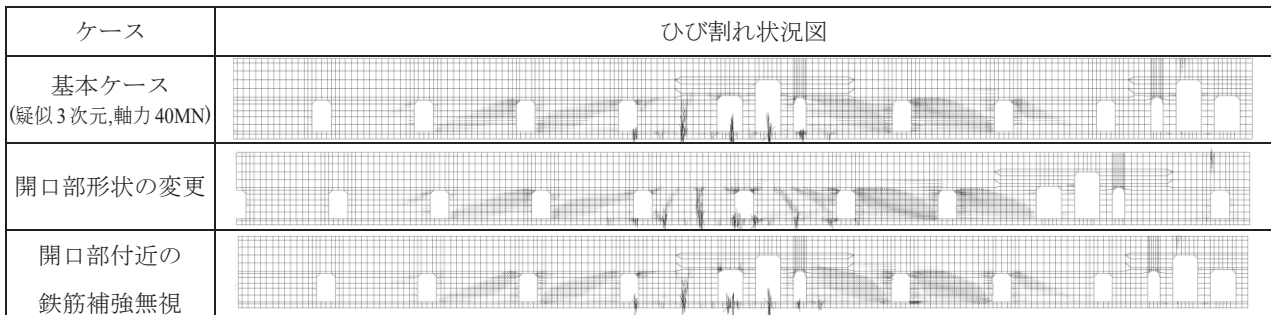


図 5-1-11 ひび割れ図による開口部の形状および補強鉄筋の影響の比較

圧縮 -2000 -1000 0 1000 2000 引張 (単位: μ)

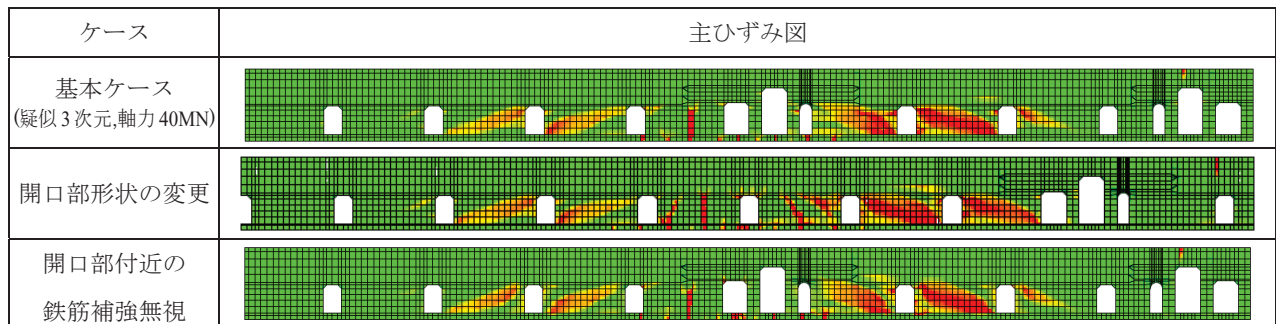


図 5-1-12 最大主ひずみのコンター図による開口部の形状および補強鉄筋の影響の比較

-5000 -2500 0 2500 5000 (単位: μ)

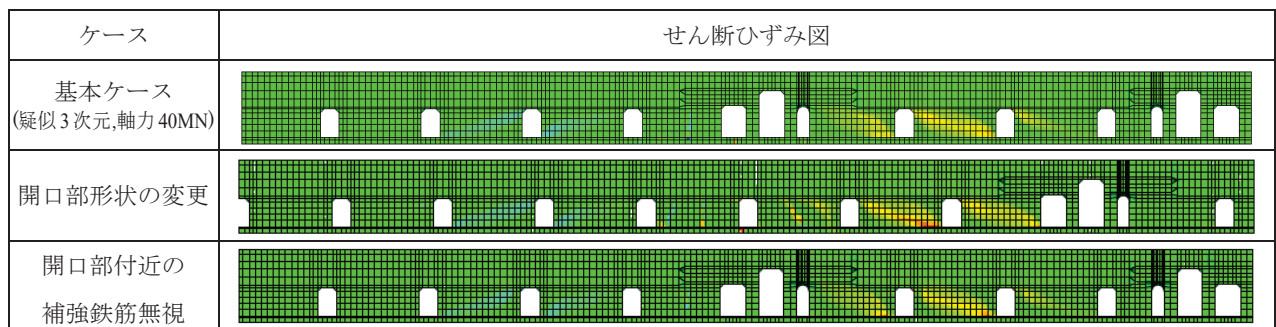


図 5-1-13 せん断ひずみのコンター図による開口部の形状および補強鉄筋の影響の比較

かった。

5.1.4 構造計算による検討結果

検討対象トンネル（日比谷線）の構造特性は、疑似三次元を考慮したモデル化を行うことで、側壁と中壁のひび割れ状況が異なる状況を良好に再現することができた。

伸び拘束による見かけの軸力については、従来の検討のように伸び拘束による見かけの軸力を考慮しない場合は曲げのひび割れが主体で中立軸位置が調査結果と大きく異なる結果となり検討対象トンネル構造の変状が再現でなかった。しかし、伸び拘束による見かけの軸力を 4.1.4 項で算定した値（39MN）よりも大きく与えて（63MN）も、実際の変状が再現できず、本研究で示した方法で算定した値による結果が最も良好に再現できていた。

この結果から、本研究で検討したトンネル変状のメカニズムによる「伸び拘束による見かけの軸力を与える評価方法」は妥当であると考えられる。

また、側壁と中壁の構造が異なり、ひび割れ状況も異なるような構造は、それぞれの構造形状を再現し相互作用を考慮したモデル化（三次元モデルや疑似三次元モデル）が必要であることも明らかとなった。

5.1.5 補強構造の検討

(1) 補強構造の検討

変状状況に対する耐荷性能を評価した結果、曲げやせん断の耐力を満足し構造の安全性は満足していた。しかし、変状が進行した場合、せん断ひび割れの発生と進展により、コンクリートが剥落することも考えられることから、補強構造に関する検討を実施した。

(2) 補強構造の設計

補強構造の対策としては、ひび割れによる剥落防止を目的とし、鉄道の軌道内での作業性などから、導電性のないアラミド繊維シートによる構造を採用した。

補強は、沈下が大きくせん断ひずみ大きい中壁を対象とした。補強の範囲は、沈下が最も大きい箇所を中心とする約 60m の範囲として設定した。アラミド繊維シートは、剥落防止として、2方向のシート（AW10/10、目付量 180g/m²）の1層を基本とする構造として設計した。

(3) 補強構造の耐荷性能の検討

補強は、コンクリートの剥落防止を目的として実施する。一方、検討対象のトンネルは微少ではあるが沈下が継続する傾向にある。

そこで、耐荷性能の評価に用いた構造計算モデルにアラミド繊維シートによる補強要素を追加し、将来想定される沈下量に対する安全性を確認した。

構造計算モデルは、図 5-1-14 に示すようにアラミド繊維シートの要素を中壁の施工範囲となる要素にオーバーラッピング要素としてモデル化した。アラミド繊維

シートは弾性要素とし、ポアソン比 0.3，ヤング係数 118kN/mm^2 ，繊維厚み 0.062mm （1層）とした。構造計算は，補強の施工時までの沈下に対してはアラミド繊維シートをモデル化せず，補強の施工後の沈下に対してのみアラミド繊維シートをモデル化する。

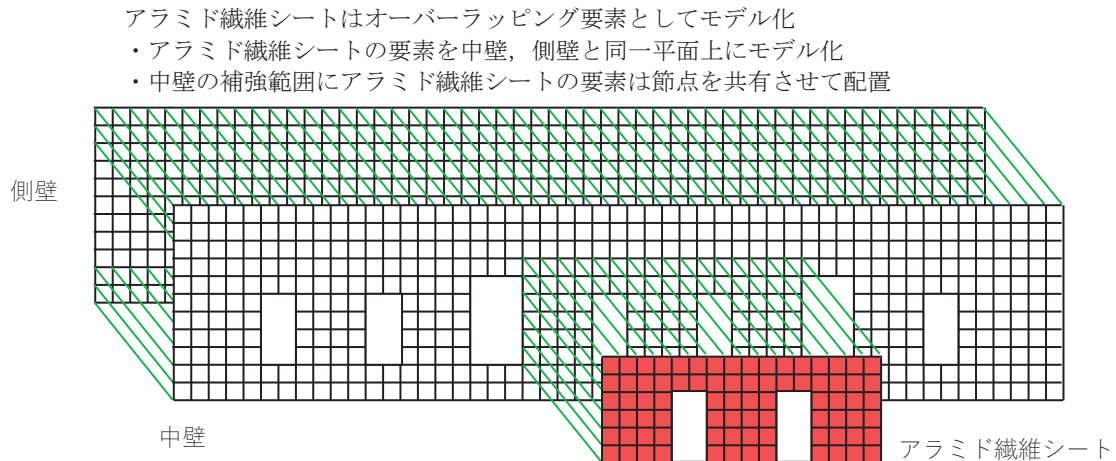


図 5-1-14 アラミド繊維シートによる補強の構造計算モデルのイメージ

沈下量は，施工時が現状の 184mm とし，経年 100 年相当の沈下量の想定 196mm ⁸⁾ ⁹⁾ までの増分量とした。また，現地の観測の結果，沈下は地下水位との相関が認められた⁹⁾ ことから，地下水位が最も変動した場合の沈下量の変動量として 15mm を考慮した沈下量 211mm までの計算を行った。

構造計算結果から，アラミド繊維シートの要素の主応力のコンター図が図 5-1-15，せん断応力のコンター図が図 5-1-16 である。既設の中壁に発生していたせん断ひずみなどと類似の分布となり，アラミド繊維シートの要素が既設構造の補強に寄与していることがわかる。また，中壁のせん断ひずみが大きくなる箇所（図 5-1-9）の要素について沈下量と既設構造のせん断ひずみの関係について，補強を行わない計算ケースで整理したのが図 5-1-17，補強を考慮したケースを整理したのが図 5-1-18 である。これより，補強を行わない場合，将来の沈下に対してせん断ひずみが大きくなり，地下水位の変動を考慮するとせん断破壊の目安の 5000μ を超過する。一方，補強を行うことで，せん断ひずみが小さくなる傾向が見られ，将来の沈下と地下水位の変動の影響を考慮しても，せん断破壊の目安の 5000μ に到達せず補強効果が得られていることが確認できる。

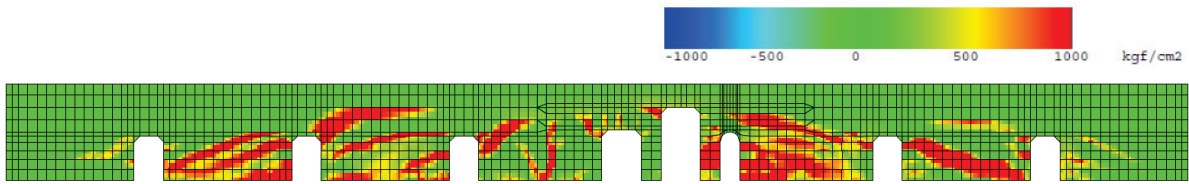


図 5-1-15 経年 100 年相当と地下水位変動を考慮した沈下量の時のアラミド繊維シート要素の最大主応力のコンター図

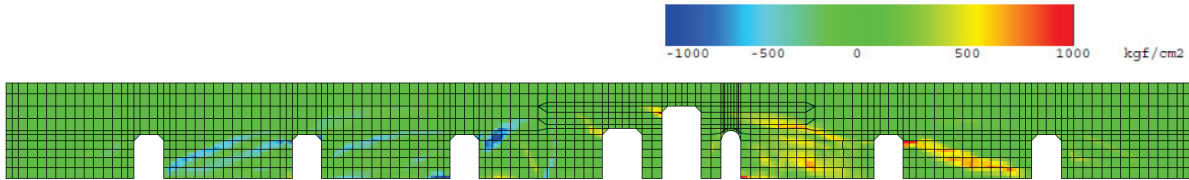


図 5-1-16 経年 100 年相当と地下水位変動を考慮した沈下量の時のアラミド繊維シート要素のせん断応力のコンター図

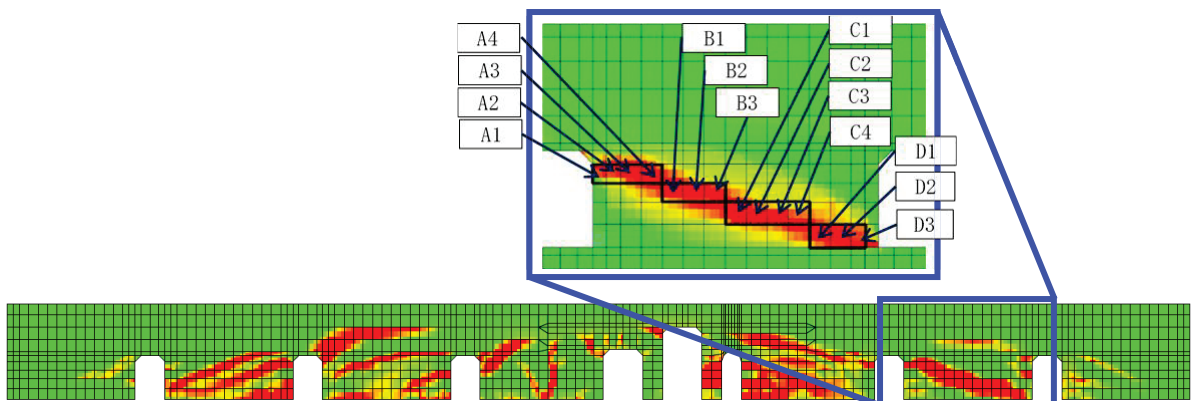
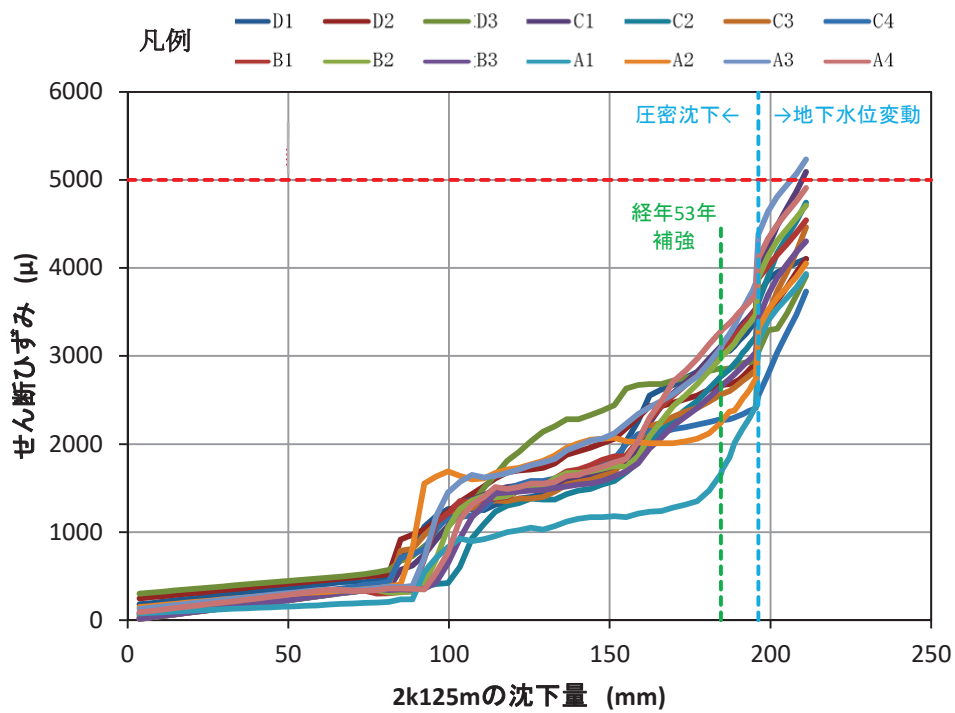


図 5-1-17 沈下量と既設構造のせん断ひずみの関係
補強しない場合

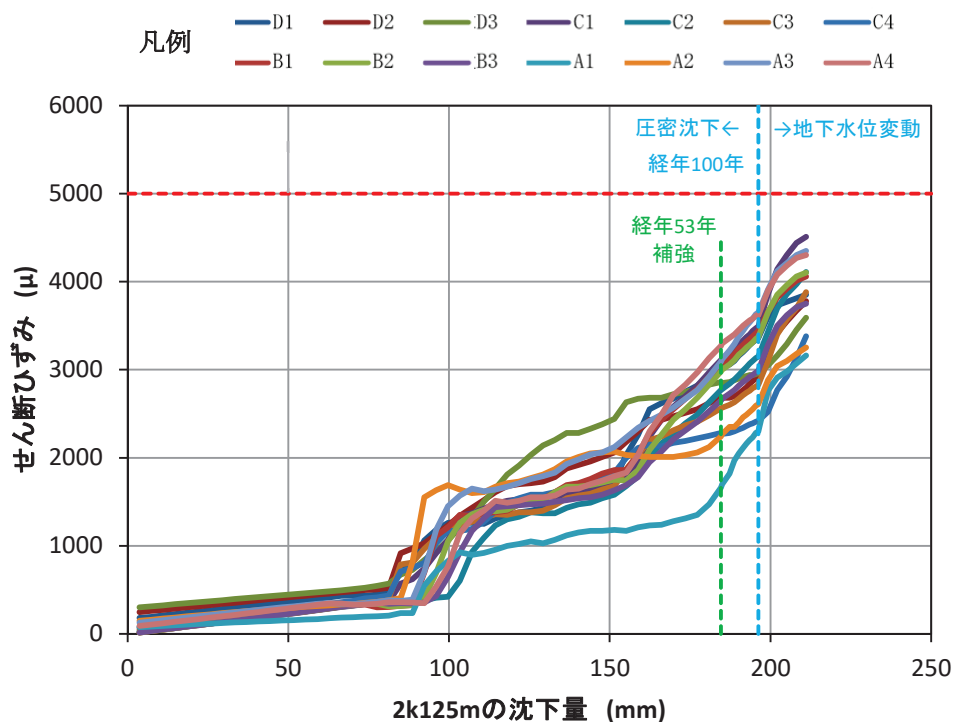


図 5-1-18 沈下量と既設構造のせん断ひずみの関係
アラミド繊維シートによる補強を考慮した場合

次に、アラミド繊維シートの要素について、沈下量と最大主応力で整理したのが図 5-1-19、沈下量とせん断応力の関係で整理したのが図 5-1-20 である。これより、将来の沈下量および地下水位変動に伴う沈下を考慮した場合でも、アラミド繊維シートの最大主応力が 220N/mm^2 、せん断応力の最大が 70N/mm^2 となった。これは、アラミド繊維シートの引張り強度 (2060N/mm^2) や剥離破壊を生じない応力度 (1380N/mm^2) に対して十分余裕がある結果が得られた。これより、剥離補強を目的として設計したアラミド繊維シートは、将来の変状に対して剥離が発生せず、補強対策として有効であることが確認された。

さらに、本研究で適用した **WCOMD** による構造計算モデルは、既設構造の耐荷性能の評価から、補強対策まで適用可能な合理的な手法であると考えられる。

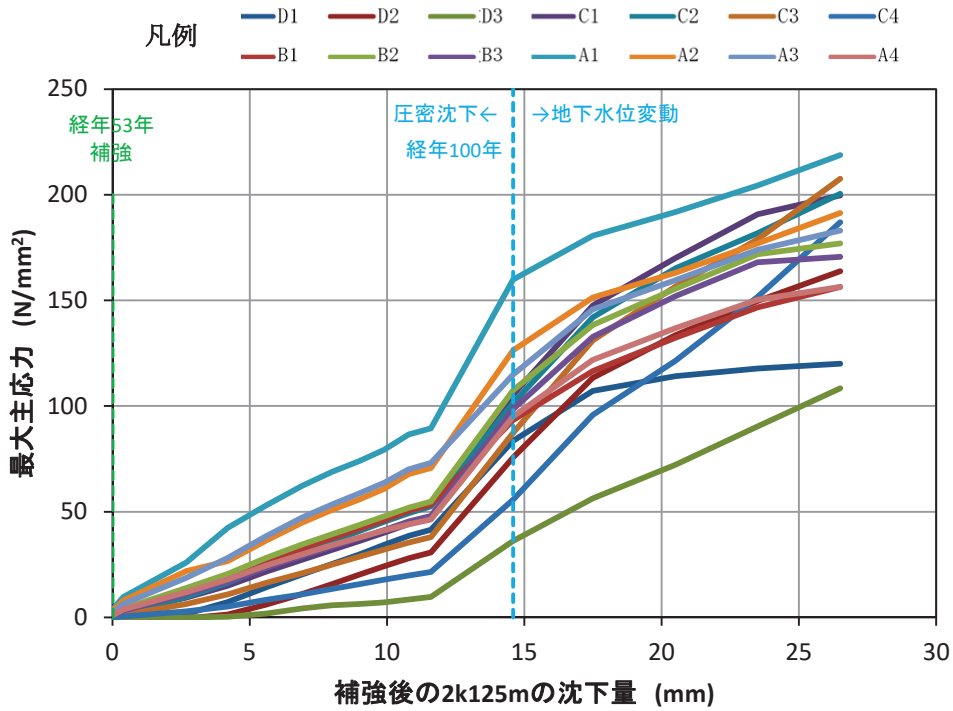


図 5-1-19 沈下量とアラミド繊維シートの最大主応力の関係

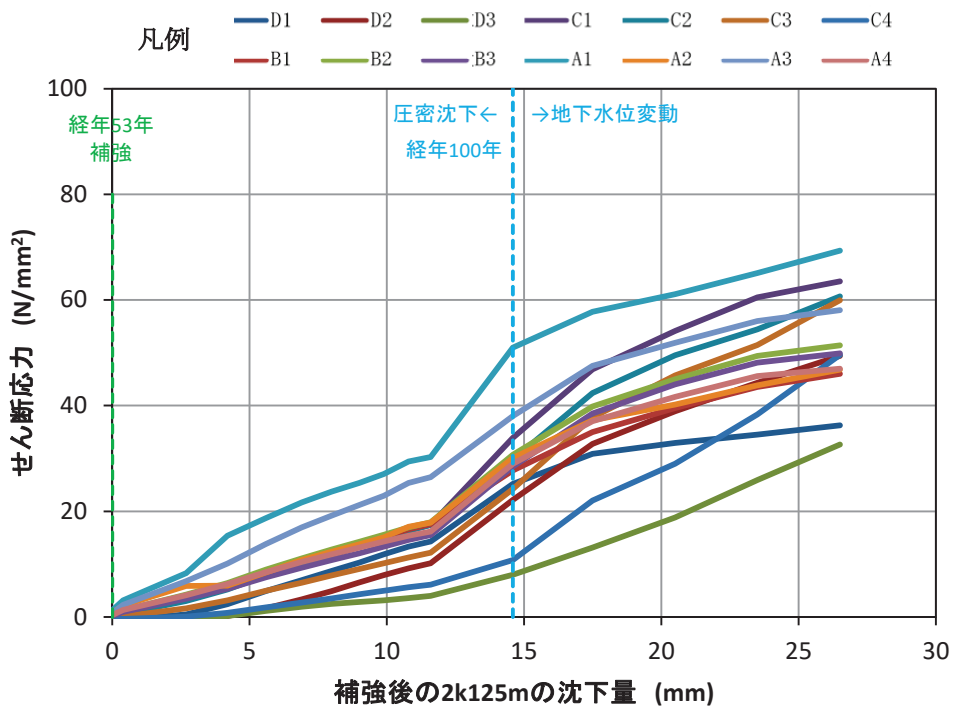


図 5-1-20 沈下量とアラミド繊維シートのせん断応力の関係

これらの検討結果から、検討対象構造の地点 A および地点 B 付近において、アラミド繊維シートによる補強工事を実施している（写真 5-1-1）。アラミド繊維シートによる補強工事は、地下鉄トンネルにおいて、施工可能となっている。



写真5-1-1 アラミド繊維シートによる補強工事後

5.2 凍結工法の影響で変状したトンネルの縦断方向の耐荷性能評価

5.2.1 耐荷性能の評価方法

5.2.1.1 構造計算のモデル

耐荷性能の評価は、前節5.1と同様にトンネル構造や変状をモデル化した構造計算を行い、トンネルの要求性能から限界値を設定し、それを満足するかどうかの照査を行った。

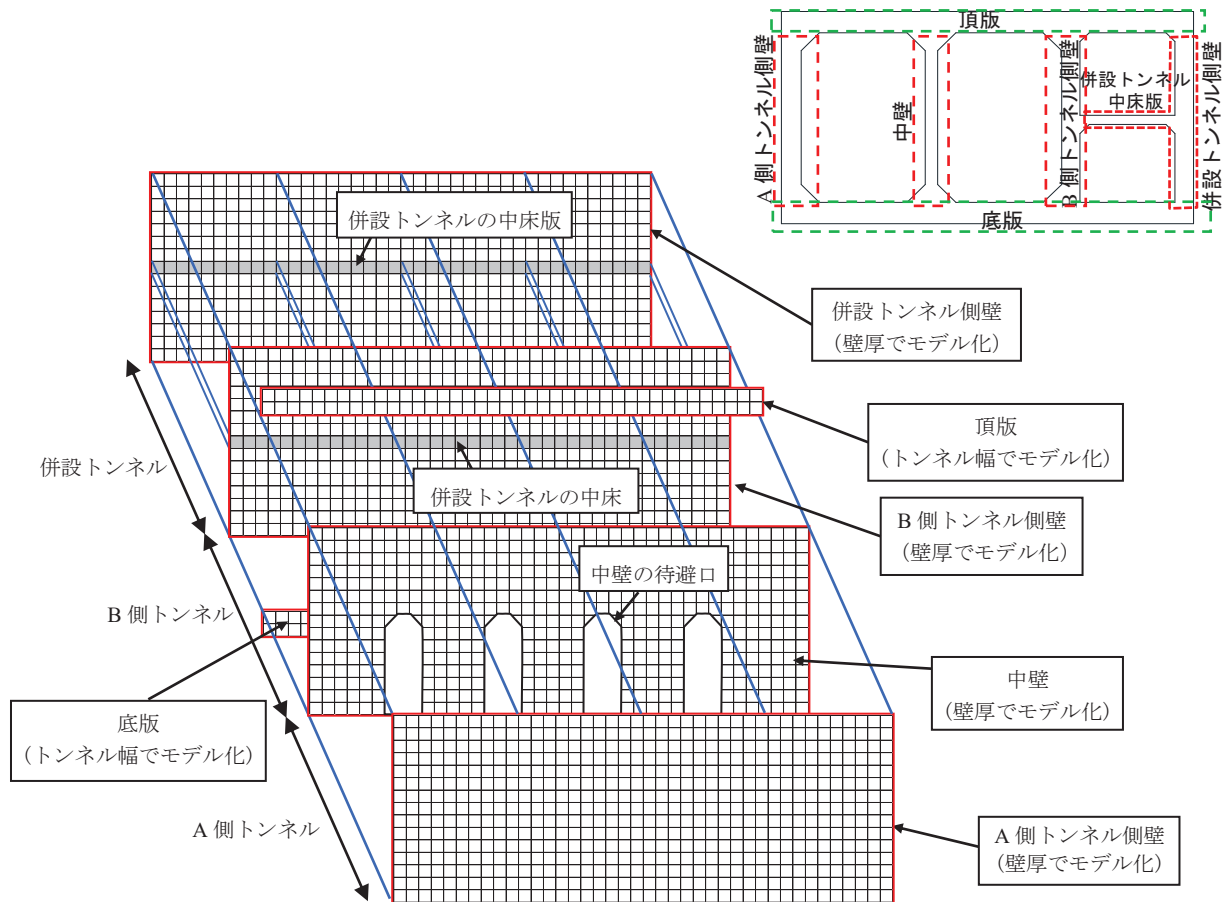
照査にあたっては、トンネル構造の挙動を精度よく再現するため、前節5.1と同様に非線形領域まで再現出来る2次元の鉄筋コンクリート構造計算コードであるWCOMD^{2) 3) 4)}を用いた。3次元モデルによる検討も考えられるが計算量が膨大になることなどから、疑似3次元モデルを採用した。

構造計算は、以下のように実施した。

- (1) トンネル構造は、図5-2-1に示すように、トンネル構造を頂版、底版、側壁、中壁などの要素を同一平面上に配置し、一部の節点を共有させるなどのオーバーラッピング要素⁵⁾としてモデルした。なお、トンネル縦断方向の評価として止水板等の目地処理などの影響も考えられるが、比較的古い検討対象としたトンネルではそのような措置は行われていなかった。
- (2) 見かけの軸力の影響を比較するため、見かけの軸力の考慮の有無の2ケースを実施した。
- (3) トンネル構造の形状は構造図などから待避口を含めて再現した。
- (4) 鉄筋コンクリート構造は、WCOMDの分散ひび割れモデルによる構成則²⁾を適用した。
- (5) 構造計算は、2ステップにより実施した。ステップ1で土被り荷重、トンネ

ル構造自重，見かけの軸力を与える．ステップ 2 で設定した沈下量をトンネル下端に強制変位として与えた．

- (6) 見かけの軸力は，トンネル縦断方向の剛性が異なる頂版や底版，側壁などに対して，ひび割れに伴う拘束ひずみを均一に作用させるため，トンネル左右から見かけの軸力に相当する強制変位として与えた．構造計算に用いた材料特性を表 5-2-1 に示す．



※頂版下部の節点と側壁, 中壁, 併設トンネル側壁の節点を共有.

※底版上部の節点と側壁, 中壁, 併設トンネル側壁の節点を共有.

※併設トンネルの中床版は, B側トンネル側壁と併設トンネル側壁の節点を共有し, 中床版の幅を含めた厚さでモデル化.

図 5-2-1 疑似 3 次元によるトンネル縦断方向のモデル化のイメージ

表 5-2-1 構造計算に用いた材料特性

| 材料種類 | 項目 | 物性値 |
|--------|-------|-----------------------|
| コンクリート | 圧縮強度 | 21N/mm ² |
| | 引張強度 | 1.75N/mm ² |
| | ポアソン比 | 0.2 |
| | ヤング係数 | 25.kN/mm ² |
| 鉄筋 | 降伏強度 | 295N/mm ² |
| | ヤング係数 | 200kN/mm ² |

5.2.1.2 照査項目および限界値

トンネルの要求性能としては、安全性、使用性、復旧性が挙げられる¹⁰⁾。照査は、これらの要求性能を満足する照査項目に対して行うことが必要となる。本研究では、安全性を確保するための耐荷性能に着目し、最も沈下大きい箇所の曲げに対する応力度やひずみを精度良く再現し、照査する方法について検討を行った。検討対象のトンネルは、トンネル縦断方向の一部が沈下する変状となっている。トンネルは地盤に支持されていることから、鉄筋が降伏応力度を超過しても急激に沈下等の変状が進行することはない。しかし、終局曲げ耐力に近づくと、コンクリートの圧縮ひずみが増大し、コンクリートのはく落などが生じ地下鉄の運行の障害となることが考えられる。

これより、曲げの照査の限界値は、コンクリートの圧縮ひずみに対して設定した。

終局曲げ耐力の算定時のコンクリートの材料特性は図 5-2-2¹¹⁾ のように、圧縮ひずみが 2000μ を超えると急増する。このため、近接施工の場合と同様に、圧縮ひずみの限界値は 2000μ とした。

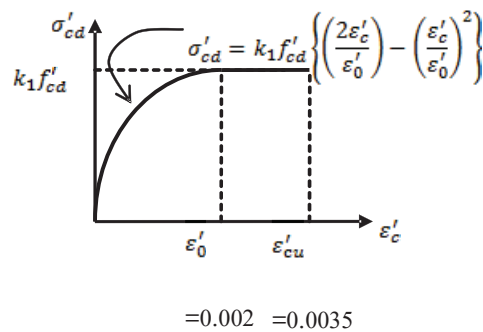


図 5-2-2 終局曲げ耐力算定時のコンクリートの応力とひずみの関係¹¹⁾

5.2.2 耐荷性能の検討結果

5.2.2.1 構造計算の結果

トンネル高さ方向のひずみ分布の調査箇所について、鉄筋ひずみの調査結果と構造計算のひずみ分布を比較したのが図 5-2-3 である。これより、見かけの軸力を考慮しない場合は、調査結果と計算結果の傾向が大きく異なる。一方、見かけの軸力を考慮すると、ひずみの分布やひずみが 0 となる中立軸位置の傾向が一致する。

ひび割れ状況について、調査結果と計算結果を比較したのが図 5-2-4 である。これより、実構造に発生している比較的大きなひび割れ（図の青のひび割れ、 0.5mm 以上）の状況を構造計算で再現していると見られる。構造計算では比較的小さいひび割れ（図の緑のひび割れ、幅 0.3mm 以上、 0.5mm 未満）は十分に再現できていない。これらは、ひび割れの状況などから、トンネルの変状に対応しない乾燥収縮などにより発生したと考えられる。

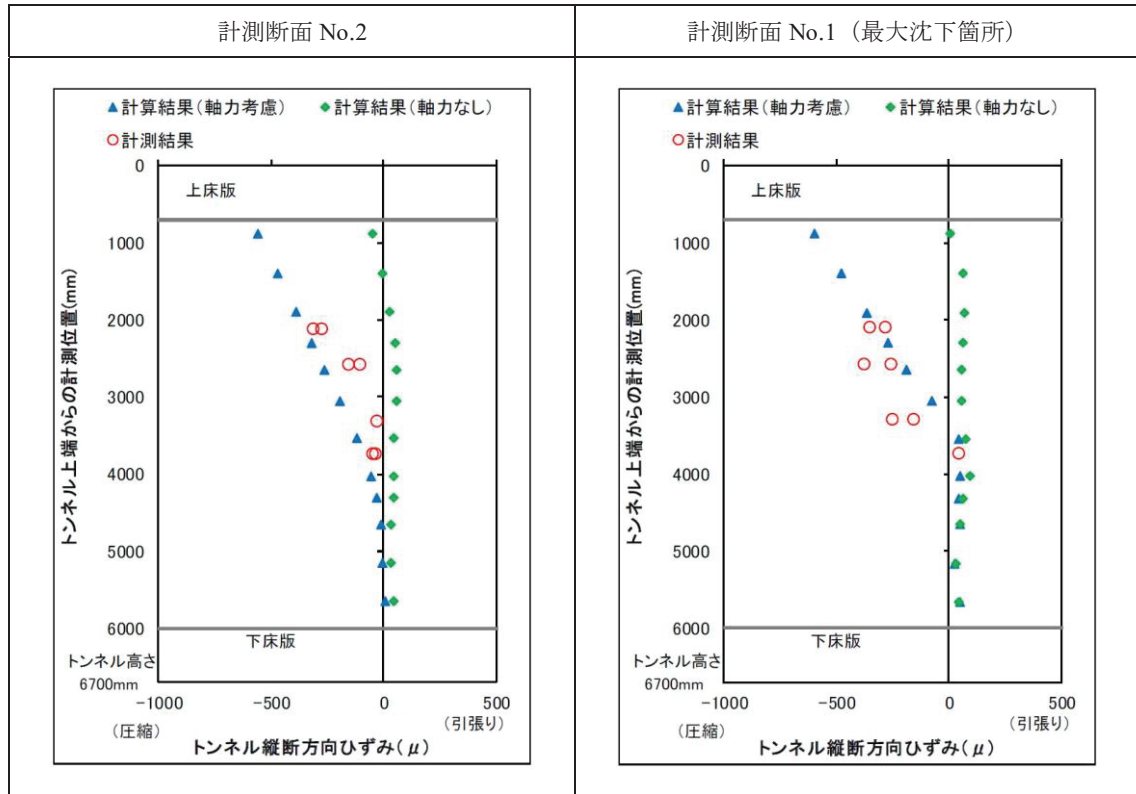


図 5-2-3 鉄筋ひずみの調査結果と構造計算結果の比較

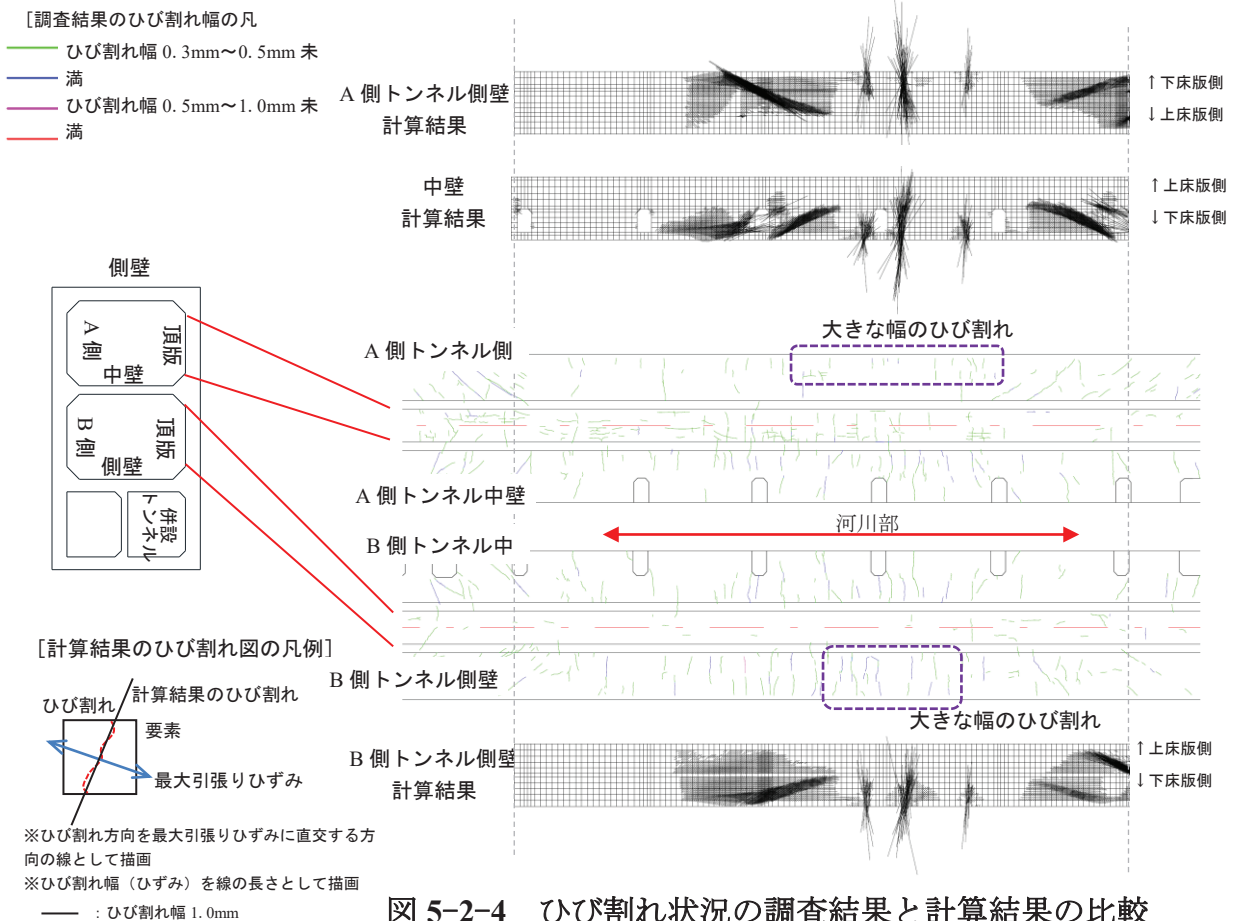
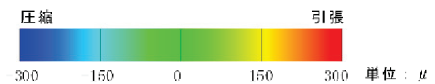


図 5-2-4 ひび割れ状況の調査結果と計算結果の比較

5.2.2.2 耐荷性能の照査

構造計算の最大主ひずみのコンター図が図 5-2-5 である。これより、引張りは、 300μ を超える大きなひずみが発生し、ひび割れが発生している状況が確認できる。圧縮ひずみは、限界値とした 2000μ に対して十分な余裕があり、曲げ耐力を満足する結果となった。

この結果、検討対象トンネルには沈下や沈下に伴うひび割れが見られるものの、変状の進展は収束し、トンネル構造に必要な耐荷性能も満足した状態と評価した。



| 見かけの軸力 | | 部材 | 主ひずみ図 |
|--------|-------|-----------|-------|
| 考慮 | 195MN | A 側トンネル側壁 | |
| | | 中壁 | |
| | | B 側トンネル側壁 | |
| | | 併設トンネル側壁 | |
| なし | 0MN | A 側トンネル側壁 | |
| | | 中壁 | |
| | | B 側トンネル側壁 | |
| | | 併設トンネル側壁 | |

図 5-2-5 構造計算の結果：最大主ひずみのコンター図

5.2.2.3 照査方法の差異の比較

図 5-2-5 から見かけの軸力を考慮しない場合はトンネル下端から上端付近にかけて大きな最大主ひずみが発生するなど、見かけの軸力を考慮した場合と傾向が大きく異なっている。

鉄筋の引張りひずみとして、トンネル下端付近のトンネル縦断方向の引張りひず

みの最大値を比較すると、見かけの軸力を考慮した場合が 5410μ 、見かけの軸力を考慮しない場合が 14050μ となっていた。これに対して、鉄筋の許容応力度 ($180\text{N}/\text{mm}^2$) に相当するひずみは 900μ 、降伏応力度 ($295\text{N}/\text{mm}^2$) に相当するひずみは 1475μ となっている。

これより、見かけの軸力を考慮しない場合は、過大な値となり、地盤に支持されているトンネルにおいても沈下などによる変状の度合いによっては、ひび割れが発生することによる漏水などが危惧され、大規模な対策が必要になる。

見かけの軸力を考慮した場合では、トンネルの状況に応じ、限界状態まで考慮した照査を行うことで、合理的な評価や対策の検討が可能になると考えられる。

ただし、限界値が、従来に比べ大きく異なることから、変形性能や耐荷性能にも十分な留意が必要となる。本研究の検討事例においては、構造計算結果から、軌道や建築限界などの変形に対する制限値に対して十分に余裕があることを確認している。この事例では、点検結果から、耐久性に支障があるひび割れに対しては、防錆などの対策を実施することにした。

5.3 地下鉄開削トンネルの縦断方向耐荷性能の評価法の提案

5.3.1 検討概要

トンネル縦断方向の一部に沈下が生じている 2 事例を対象に、調査や検討を実施したところ、次のような結果が得られた。

- (1) トンネル縦断方向の一部が変形すると、トンネル縦断方向に見かけの軸力が発生する。
- (2) 変状による見かけの軸力を考慮することで、既設構造の状況を良好に再現し、耐荷性能を合理的に評価することが可能となる。
- (3) トンネルの機能や要求性能により耐荷性能を評価することで、合理的な評価になる（許容応力度法では重構造な補強が必要）。
- (4) トンネル構造を鉄筋コンクリート構造の特性を再現した疑似 3 次元モデルで評価することで、耐荷性能を精度よく評価することができる。また、補強構造もモデル化することで、合理的な補強構造を設計することができる。

これらの結果から、トンネル縦断方向の変状について、本研究の成果を適用することで、合理的な検討や評価、対策が可能と考えられる。また、本研究はトンネル縦断方向の沈下を対象としたが、変状のメカニズムから、近接施工などによる水平方向の変状に対しても適用可能と考えられる。

そこで、本検討の検討成果から、トンネル縦断方向の変状に対する耐荷性能評価などの検討手順を分かりやすく整理し提案する。

5.3.2 トンネル縦断方向の耐荷性能の評価方法および対策工の検討方法

5.3.2.1 検討フロー

トンネル縦断方向の変状に対する検討手順を図 6-1-1 に示す。

図は、変状が想定されるトンネルに対する調査や検討、耐荷性能の評価の流れや内容について、本研究の検討成果をもとに整理した。

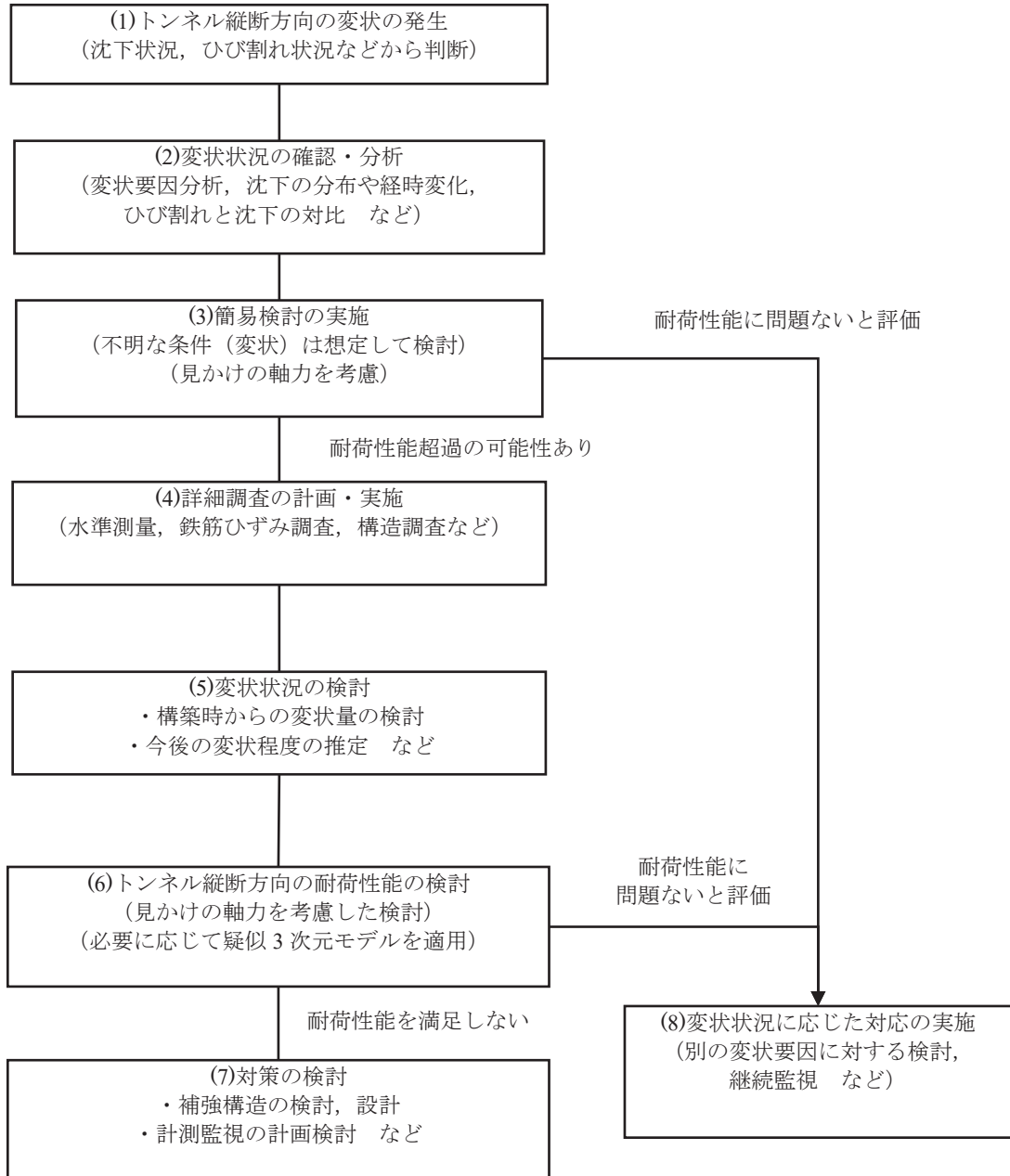


図 5-3-1 トンネル縦断方向変状対策検討フロー

5.3.2.2 各項目の検討内容

検討フローに従って各項目の検討内容を簡単に説明する。

(1) トンネル縦断方向の変状の発生

検討対象は、トンネル縦断方向に対して変状が発生している、または今後の近接施工などにより変状の発生が想定される矩形の現場打ちコンクリートによるトンネルとする。対象の変状は、トンネル縦断方向に対して、一部が沈下し、トンネル

縦断方向に曲げやせん断が発生し、鉄筋降伏やせん断破壊などの損傷に至る可能性が想定される変状を対象とする。

(2) 変状状況の確認・分析

水準測量結果、ひび割れ調査結果、対象トンネルの構造諸元、地質縦断図、地下水位および地盤沈下の記録、施工記録、近接施工記録等。変状状況に関する資料の収集および整理をする。

次に、変位（沈下）の経時変化、トンネル縦断方向の変位（沈下）分布、ひび割れの状況、変位（沈下）とひび割れの相関、変状要因等を分析し状態を把握する。

さらに、変状の経時変化や要因から、今後の変状の継続や進展の有無や程度を想定する。

(3) 簡易検討の実施

トンネル縦断方向を「はり部材」によりモデル化し、変位量（沈下量）を強制変位で与え、断面力を算定する。また、必要に応じて、変状により発生する「みかけの軸力」を算定し、耐荷性能の照査時に考慮する。トンネル縦断方向の見かけの軸力は、次のように算定する。

① トンネル縦断方向の検討対象範囲の設定

トンネル縦断方向の沈下で曲げひび割れが発生し、トンネル縦断方向に拘束されている範囲を設定する。

② 中立軸位置およびひずみ分布の算定

ひび割れの有無による中立軸位置とトンネル高さ方向のひずみ分布を算定する。算定は、ひび割れがない場合はトンネル横断面方向の全断面を有効とした断面に対して行う。ひび割れがある場合はトンネル横断面方向を鉄筋コンクリート断面として行う。

③ ひび割れの有無により拘束されるひずみの算定

ひび割れの有無で算定した中立軸位置とひずみ分布から、トンネル下端のひずみを算定する。これに、拘束範囲の長さを乗じるとトンネル縦断方向の伸び量となる。この差を拘束範囲の長さで除すると対象範囲の拘束ひずみとなる。

④ 中立軸位置の算定

次の条件となるひずみ分布と中立軸を算定する。

- ・トンネル高さ方向の曲率（ひずみの勾配）は沈下状況から設定する。
- ・トンネル下端のひずみは、ひび割れを考慮した場合に算定した値から、先に算定した拘束ひずみを低減した値とする。

⑤ 見かけの軸力の算定

トンネル横断面方向の鉄筋コンクリート断面に対して、先のひずみ分布および中立軸位置を与え、トンネル縦断方向の軸力を算定する。

次に、構造計算で算定した断面力に対して、曲げ耐力やせん断耐力の照査を行う。

沈下に対する照査は、トンネルに必要な性能などから、次のように行う。

① 限界値の設定

トンネル縦断方向は、トンネル構造が地盤に支持された構造である。このため、鉄筋の降伏応力度を超過した場合でも、直ちにトンネルに大きな変位やひび割れなどが発生することはない。

しかし、コンクリートの圧縮ひずみやせん断ひずみが進展すると、ひび割れが進展し、コンクリートの剥落が発生する恐れがある。

そこで、限界値は、次のように設定する。

曲げに対する限界値：コンクリートの降伏ひずみ (0.002) , 鉄筋の降伏は許容

せん断に対する限界値：コンクリートのせん断ひび割れ耐力

②断面耐力の算定

断面耐力は設定した限界値に対応する方法により行う。

曲げ耐力は、鉄筋の降伏を許容しコンクリートの降伏ひずみを 0.002 とする場合、トンネル標準示方書などに示されている終局曲げ耐力の算定と同様の方法で、コンクリート圧縮ひずみの限界値を 0.002 とし
て行う。

せん断耐力は、トンネル標準示方書などに示されている棒部材のせん断耐力として算定する。

断面耐力算定時には、前述の見かけの軸力を必要に応じて考慮する。ただし、見かけの軸力は、過剰に考慮すると危険側の評価となるため、十分に注意する。

③耐荷性能の照査

耐荷性能の照査は、構造計算による発生断面力が、限界値となる断面耐力を超過しないこととして照査する。

最後に、耐荷性能の照査の結果から、検討対象のトンネルの耐荷性能を評価する。耐荷性能を超過している結果が得られた場合は、詳細調査や検討などを実施する。

(1) 詳細調査の計画・実施

トンネル構造の変状状況を詳細に分析し、耐荷性能を評価するために必要な調査を計画および実施する。調査項目は、変位の調査（水準測量、変位計などの計測システム等）、トンネル縦断方向のひずみの調査（X線回折法による鉄筋応力度の計測、応力解放法による鉄筋ひずみの計測等）、構造諸元に関する調査（構造寸法、配筋状況）である。

(2) 変状状況の検討

詳細調査の結果から、検討対象トンネルの変状状況について検討する。変状状況は、変位（沈下）から計算される曲率やひび割れ状況がひずみ調査結果から設定される曲率、ひび割れ状況調査との比較などにより検討する。変位から想定される曲率やひび割れ状況が調査結果と整合する場合は、計測された変位量により耐荷性能を評価する。整合しない場合は、変位量や必要に応じて変位分布も変え、整合する変位状況について検討し、検討結果の変位により耐荷性能の評価を行う。

(3) トンネル縦断方向の耐荷性能の検討

トンネル縦断方向の耐荷性能評価の手順を示す。

まず、耐荷性能の照査を行うための構造計算方法やモデル、照査方法について検討する。構造計算方法およびモデルについては、はり部材によるモデル化と疑似3次元によるモデル化があげられる。検討対象トンネルの状況などに応じて選定する。また、見かけの軸力についても、詳細調査結果により必要に応じて見直し、構造計算や耐荷性能照査に考慮する。

次に、構造計算、耐荷性能照査に必要な条件を整理し、選定した構造計算方法に対応する計算モデルを作成し、構造計算を実施する。

構造計算結果は、各種調査結果と整合することを確認する。また、変状の進展が想定される場合は、想定した変位量に対する構造計算および耐荷性能の照査を行う。

耐荷性能の照査は、設定された限界値に対する照査を行う。はり部材として構造計算を行った場合は、曲げ耐力、せん断耐力に対する照査を行う。疑似3次元によりモデル化した場合は、曲げに対してはコンクリートの圧縮ひずみ、せん断に対してはコンクリートのせん断ひずみに対する照査を行う。

次に、耐荷性能の照査結果から、検討対象トンネルの耐荷性能を評価する。限界値を超過している場合は耐荷性能を満足しないと評価する。さらに、トンネル構造の状況などから、耐荷性能に近接している場合、今後の変状による耐荷性能の超過や近接する条件でも耐荷性能を満足しないと評価することも考えられる。

(4) 対策の検討

耐荷性能を満足しないと評価された場合に対策の検討を行う。対策には、状態監視と補強補修の実施がある。補強補修の実施は、補強補修構造の検討のうち補強構造の設計をおこなう。

(5) 変状状況に応じた対応の実施

① 補強構造の検討

変状状況に対する耐荷性能を評価した結果、曲げやせん断の耐力を満足し構造の安全性は満足していた。しかし、せん断ひずみが大きくなる傾向にあり、検討対象構造の中壁にせん断ひび割れが確認されていた。

補強構造の対策としては、ひび割れによる剥落防止を目的とし、鉄道の軌道内での作業性などから、導電性のないアラミド繊維シートによる構造とした。

② 補強の設計

補強は、沈下が大きくせん断ひずみが大きい中壁を対象とした。補強の範囲は、沈下が最も大きい箇所を中心とする約 60m の範囲として設定した。アラミド繊維シートは、剥落防止として、2方向のシート (AW10/10) の1層として設計した。

③ 補強構造の耐荷性能の確認

補強は、コンクリートの剥落防止を目的として実施する。

そこで、耐荷性能の評価に用いた構造計算モデルにアラミド繊維シートによる補強要素を追加し、将来想定される沈下量に対する安全性を確認した。

構造計算モデルは、第5章に示すようにアラミド繊維シートの要素を中壁の施工範囲となる要素にオーバーラッピング要素としてモデル化した。アラミド繊維シートは弾性要素とし、ポアソン比 0.3、ヤング係数 118kN/mm²、繊維厚み 0.062mm (1層) とした。構造計算は、補強の施工時までの沈下に対してはアラミド繊維シートをモデル化せず、補強の施工後の沈下に対してのみアラミド繊維シートをモデル化する。沈下量は施工時を現状の 184.6mm とし、将来の沈下は経年 100 年相当の 196.2mm とし、補強後の沈下量の増分として 14.9mm を与えた。

構造計算の結果、アラミド繊維シートの最大主応力が 220N/mm²、せん断応力の最大が 70N/mm² となった。これは、アラミド繊維シートの引張り強度 (2060N/mm²) や剥離破壊を生じない応力度 (1380N/mm²) に対して十分余裕がある結果が得られた。

これより、剥離補強を目的として設計したアラミド繊維シートは、将来の変状に対して剥離が発生せず、補強対策として有効であることを確認した。

また、本研究の構造計算モデルは、既設構造の耐荷性能の評価から、補強対策まで適用可能な合理的な手法であると考えられる。

この結果から、検討対象構造では、アラミド繊維シートによる補強工事が実施されている。

5.4 まとめ

本研究で検討している近接施工および凍結工法による沈下の影響で変状した 2

事例のトンネルについて提案している手法で構造計算を行い、ひずみの調査結果やひび割れ状況の調査結果と比較し、想定した変状発生メカニズムの妥当性について検証した。さらに、トンネルの要求性能から照査項目や照査項目に対する限界値を設定し、耐荷性能の照査を行った。この結果、使用性に問題があると評価した事例については、提案している構造計算モデルを補強構造の検討にも適用した。

その結果、以下の成果があった。

- (1) 側壁と中壁で発生したひび割れの形状の変状が異なる本研究の事例の場合、構造の差異を考慮した疑似三次元モデルを適用することで、側壁と中壁のひび割れ状況の差異を良好に再現できることがわかった。また、この方法により中壁の一部のせん断ひずみの進展挙動のように、各部材の詳細な挙動を把握することが可能となり、合理的な耐荷性能の評価が可能になることがわかった。
- (2) トンネル変状の検討においては、トンネルの構造寸法や配筋状況、鉄筋コンクリート構造の挙動、トンネルの沈下分布などを再現することが必要となる。とくに地盤沈下によるトンネル縦断方向の力学的挙動の検討において耐荷性能を精度よく詳細に再現するためには、伸び拘束による見かけの軸力の考慮と側壁と中壁などの3次元的な構造をモデル化することが、最も重要であることが明らかとなった。
- (3) 提案している耐荷性能の評価方法を用いることで、現実に対応可能で合理的な補強対策を検討することができる。
- (4) 上記の検討結果から、トンネル縦断方向の変状に対する合理的な耐荷性能評価などの検討手順を示すフローを作成し提案した。

以上、沈下により縦断方向に曲げが発生し大きな変状が生じた2事例と同様の変状に対しては、本研究の成果を適用することで、既設トンネルの合理的な耐荷性能評価および補強構造の設計が可能と考えられる。なお、既設トンネルにおいて、ひび割れ等の変状が発生した場合には、検査、点検を行い、ひび割れ等の状況を確認した上で、使用していく。変状が大きい場合は、上記の様な検討で耐荷性能を確認し、トンネルを使用していく。

【第5章 参考文献】

- 1) 河畑充弘, 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, トンネル工学報告集, 第27巻, III-2, 2017. 11.
- 2) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリート構造の非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991. 5.
- 3) 土木学会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例 (2018年版), 2018. 10.
- 4) 市川卓也, 大津仁史, 本田国保, 酒井俊郎: ひずみに着目したボックスカルバートの耐震性評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2,

- pp. 973-978, 2005.
- 5) (株)フォーラムエイト:UC-win/WCOMD Ver. 2 操作ガイダンス, p. 44, 2015.
 - 6) 松尾豊史, 松村卓郎, 遠藤達巳, 橘泰久:強制的に腐食させた RC ボックスカルバートの載荷実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 1297~1302, 2002.
 - 7) 土木学会:2016年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編, p. 47, 2016.
 - 8) 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一:地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価(その1)~変状要因の分析~, 土木学会第72回年次学術講演会, VI-609, 2017.
 - 9) 河畑光弘, 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一:地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, 土木学会 トンネル工学研究報告集, 第27巻, III-2, 2017. 11
 - 10) 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, p. 11, 2007. 1.
 - 11) 土木学会:2016年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編, p. 45, 2016.

第6章 結論および今後の課題

6.1 結論

本研究により、得られた結果をまとめると以下となる。

- (1) トンネル縦断方向の一部に沈下による変状が生じている地下鉄トンネルの耐荷性能の合理的な評価方法の開発の必要性について述べた。
- (2) 既往の研究の調査から、都市トンネルが大きく変状する原因は、地盤の沈下や近接施工の影響がほとんどである。
- (3) 沈下による開削トンネルの変状についての研究事例が少ない。
- (4) 変状した地下鉄トンネルの耐荷性能を評価した事例がほとんど無い。
- (5) トンネルの縦断方向に多くのひび割れが集中する変状のある2事例について、それぞれ、近接施工と凍結工法による沈下の影響が原因と推定した。地盤条件や、施工方法等の分析や一部残されている沈下計測結果から、数10mm～数100mmの大きな沈下が発生したことが原因であることを明らかにした。
- (6) 伸び拘束による見かけの軸力を考慮しない従来の耐荷性能評価手法では、実現象のひび割れ状態が再現できなく、せん断耐力の評価に問題があることを示した。
- (7) トンネル縦断方向に分布する沈下などの変状によりひび割れが発生するとトンネルは縦断方向に伸びる挙動が拘束され、伸び拘束による見かけの軸力が発生するメカニズムを示した。
- (8) 検討した2事例のトンネルのひずみ調査により、中立軸が変動することを確認した。
- (9) 伸び拘束による見かけの軸力をモデル化した構造計算結果と調査結果との比較を行い、見かけの軸力を考慮することで中立軸が変動することを再現できることから、上記メカニズムが妥当であることを検証した。
- (10) 耐荷性能評価に必要な見かけの軸力の算定方法を考案し示した。
- (11) 既設の地下鉄トンネル調査に初めて、近年製品化されたX線回折法の計測装置による計測を適用した。X線回折法による計測は、鉄筋の切断を伴う応力解放法に比べ、計測が容易で、既設構造を損傷せずにトンネル高さ方向のひずみ分布を得ることが出来た。
- (12) 経年8年以降から計測されたトンネルの沈下データとトンネル高さ方向のひずみ分布データから凍結融解時の沈下量を推定した。これにより、施工時直後のデータが不明となっている場合のトンネル縦断方向の変状量の推定方法を示すことが出来た。

- (13) 側壁と中壁で発生したひび割れの形状の変状が異なる本研究の事例について、構造の差異を考慮した疑似三次元モデルを適用することで、側壁と中壁のひび割れ状況の差異を良好に再現できることがわかった。また、この方法により中壁の一部のせん断ひずみの進展挙動のように、各部材の詳細な挙動を把握することが可能となり、合理的な耐荷性能の評価が可能になることがわかった。
- (14) トンネル変状の検討においては、トンネルの構造寸法や配筋状況、鉄筋コンクリート構造の挙動、トンネルの沈下分布などを再現することが必要となる。とくに地盤沈下によるトンネル縦断方向の力学的挙動の検討において耐荷性能を精度よく詳細に再現するためには、伸び拘束による見かけの軸力の考慮と側壁と中壁などの3次元的な構造をモデル化することが、最も重要であることが明らかとなった。
- (15) 提案している耐荷性能評価方法により検討することにより、現実に対応可能な対策方法が検討できた。
- (16) 上記の成果から、トンネル縦断方向の変状に対する耐荷性能評価などの検討手順を示すフローを作成し提案した。

6.2 今後の展開

本研究では、竣工時からの変状を推定するため鉄筋のひずみ調査から検討した部材曲率と整合する沈下量を設定した。しかし、斜め方向ひび割れが調査結果と計算結果で整合しないため、変位分布を変えた試算により検討した。このように、通常は竣工時からの変位分布に相当する計測結果が得られない場合がほとんどである。そこで、変位分布の推定方法として、本研究では、X線回折法による応力度計測方法を適用し、鉄筋ひずみによる部材曲率の調査をトンネル縦断方向に対して数カ所行い、変位量と変位分布を推定する方法を実施した。

変状が大きいトンネルの他事例、例えば、近接施工の影響による開削トンネルの横方向変状やシールドトンネルにおいても、このような推定方法を行うことにより、本研究の適用範囲が拡大していくと考えられる。

付 録

見かけの軸力の算定の例

1. トンネル縦断方向の変位量の設定

トンネルの沈下計測の結果，沈下の進行状況などから，トンネル縦断方向の沈下量を設定する．

沈下量はスプライン関数による補間を行い設定した（図 1，図 2 参照）．

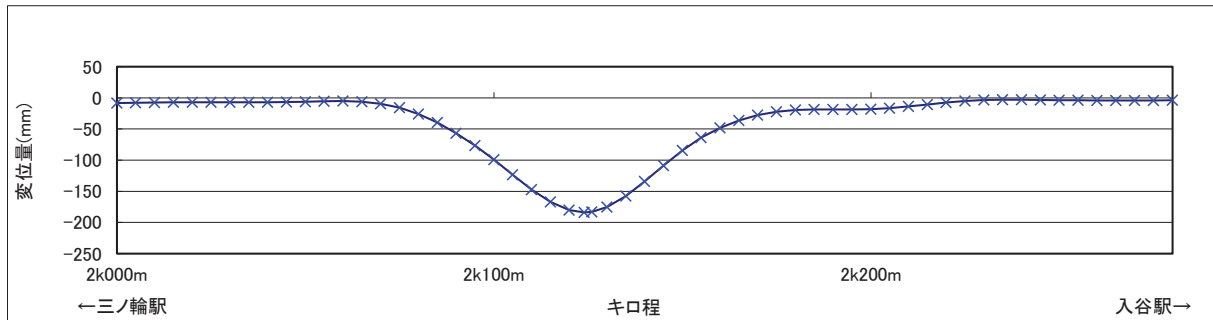


図 1 沈下分布：日比谷線の例

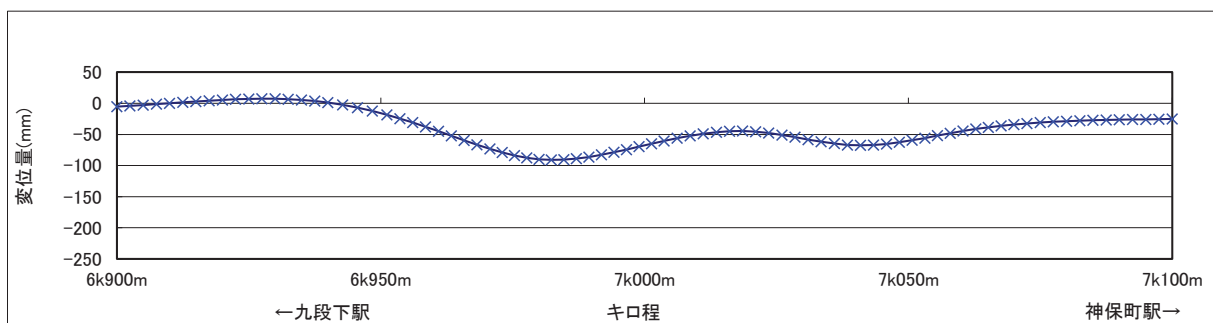


図 2 沈下分布：半蔵門線の例

2. 部材の曲率の算定

(1) トンネル縦断方向の曲率分布の算定

トンネル縦断方向の変位量から、トンネル縦断方向の曲げによる曲率を算定する。

検討では、次のように実施した。

① トンネル縦断方向のモデル化

トンネル縦断方向をはり部材でモデル化する。はり部材の剛性は、トンネル横断面の形状から算定した断面二次モーメント (I) および断面積 (A), コンクリートのヤング係数 (E) とする。

② トンネル縦断方向の構造計算

トンネル縦断方向のモデルに対して、先の沈下分布を強制変位として与える。

③ 部材曲率の整理

構造計算結果から、各要素の部材曲率をトンネル縦断方向位置との関係として整理する (図 3, 図 4 参照)。

なお、半蔵門線の検討では、竣工時からの沈下量が不明であったことから、沈下分布を 2 倍や 3 倍とした構造計算を行い曲率の算定を行っている。

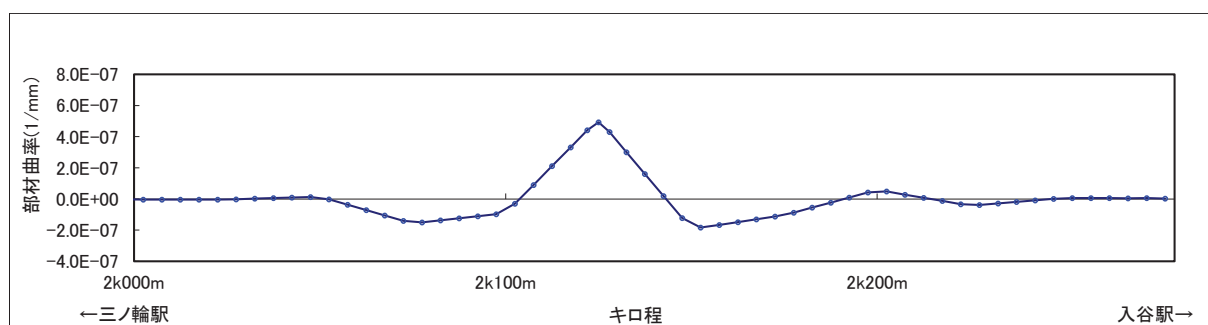


図 3 部材曲率：日比谷線の例

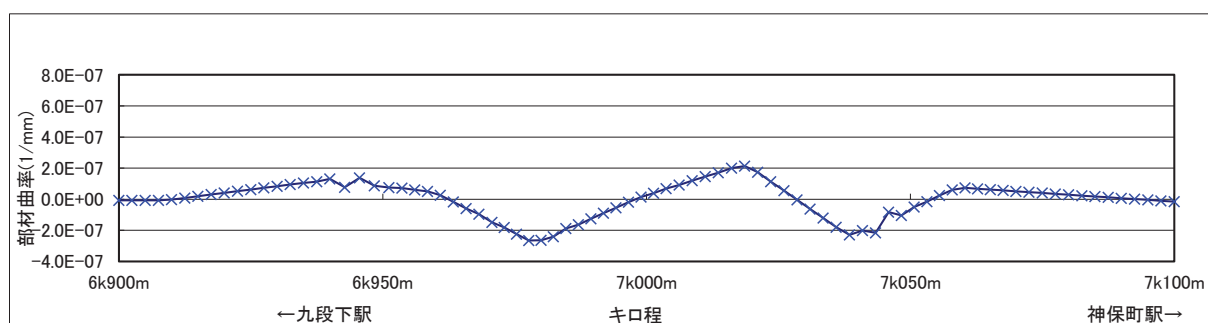


図 4 部材曲率：半蔵門線の例

(2) 部材の曲率の設定

トンネル縦断方向の部材曲率の分布のうち、沈下により下側が引張りとなる区間（本研究の場合、曲率が正となる区間）を設定する（表 1, 表 2）。

このうち、半蔵門線は下側が引張りとなる区間に、断面形状が大きく異なる構造により構成されていた。断面形状のそれぞれの断面積は、Ⅱ型が 37.7m²（トンネル高さ 7000mm）、Ⅲ型が 32.7m²（トンネル高さ 6700mm）となっており、沈下が大きい箇所のⅢ型はⅡ型に対して軸方向剛性が 15%程度小さい。このため、見かけの軸力はⅢ型の構造の範囲を対象とした。

表 1 部材の曲率の設定：日比谷線の例

| キロ程 | 曲率計算値 φ (1/mm) |
|----------|----------------------|
| 2k097.5m | -9.794E-08 |
| 2k102.5m | -3.096E-08 |
| 2k107.5m | 8.974E-08 |
| 2k112.5m | 2.106E-07 |
| 2k117.5m | 3.307E-07 |
| 2k122.0m | 4.422E-07 |
| 2k125.0m | 4.922E-07 |
| 2k128.0m | 4.301E-07 |
| 2k132.5m | 3.003E-07 |
| 2k137.5m | 1.601E-07 |
| 2k142.5m | 1.892E-08 |
| 2k147.5m | -1.220E-07 |
| 2k152.5m | -1.837E-07 |

※ ■ の区間を設定

表 2 部材の曲率の設定：半蔵門線の例

| キロ程 | 曲率計算値 φ (1/mm) | 断面形状 種類 |
|----------|----------------------|------------|
| 6k959.7m | 5.124E-08 | Ⅱ型 |
| 6k962.2m | 2.548E-08 | |
| 6k964.6m | -1.616E-08 | |
| 6k967.0m | -6.018E-08 | |
| 6k969.5m | -9.625E-08 | |
| 6k971.9m | -1.476E-07 | Ⅲ型 |
| 6k974.2m | -1.817E-07 | |
| 6k976.5m | -2.237E-07 | |
| 6k978.9m | -2.642E-07 | |
| 6k981.2m | -2.637E-07 | |
| 6k983.5m | -2.397E-07 | |
| 6k985.9m | -1.873E-07 | Ⅱ型 |
| 6k988.3m | -1.628E-07 | |
| 6k990.6m | -1.245E-07 | |
| 6k993.0m | -8.989E-08 | |
| 6k995.4m | -5.436E-08 | |
| 6k997.8m | -1.891E-08 | |
| 7k000.1m | 1.507E-08 | |
| 7k002.5m | 3.844E-08 | |

※ ■ の区間を設定

3. ひび割れの有無によるトンネル伸縮量の算定

(1) 中立軸位置の算定

検討対象トンネルの沈下が生じた場合の横断面の中立軸位置 (x) を次の 2 ケースに対して行う。なお、軸力は考慮しない (軸力 = 0)。

① ひび割れが生じない場合を想定した、コンクリート断面の引張りを有効とした横断面に対する中立軸位置 (図 6, 図 8 の断面形状)。

- ・ 日比谷線の例 3339mm (トンネル高さ 6400mm)
- ・ 半蔵門線の例 3366mm (トンネル高さ 6700mm)

② ひび割れの発生を想定し、コンクリートの引張りは無視した鉄筋コンクリート断面 (圧縮をコンクリート, 引張りを鉄筋で分担) に対する中立軸位置 (図 7 図 9 の鉄筋コンクリート断面)。

- ・ 日比谷線の例 637mm (トンネル高さ 6400mm)
- ・ 半蔵門線の例 457mm (トンネル高さ 6700mm)

(2) トンネル下端部のひずみの算定

先のトンネル軸方向の部材曲率 (ϕ), ひび割れの有無により算定した中立軸位置 (x) から, 次式によりトンネル下端の引張りひずみを算定する (図 5, 表 3, 表 4 参照)。

$$\text{下端部のひずみ } \varepsilon = \phi \cdot z = \phi \cdot (h-x)$$

ここで, ϕ : トンネル軸方向の部材曲率

z : 中立軸位置からひずみを算定する位置までの距離

h : トンネル高さ

x : トンネル上端からの中立軸位置

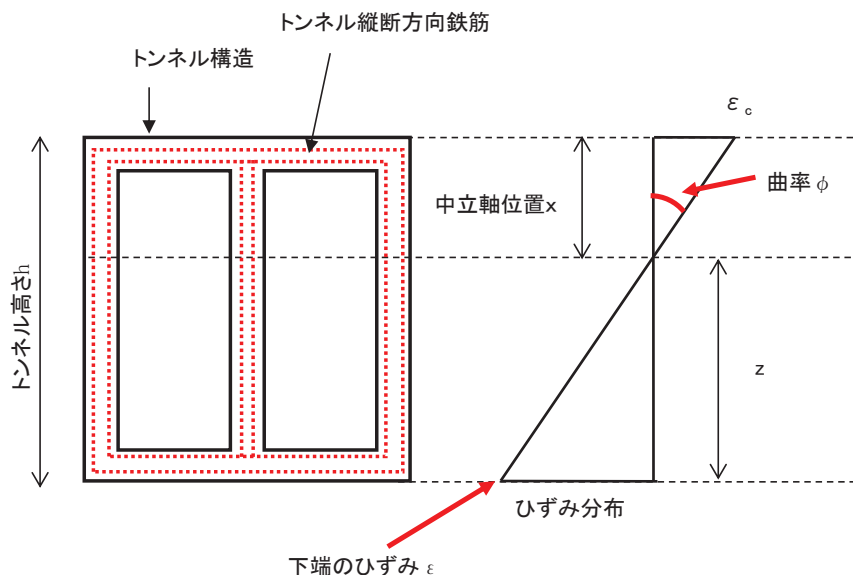


図 5 トンネル下端部のひずみの算定に関するイメージ

(3) トンネル下端部の伸び量の算定

トンネル下端部のひずみ、ひずみを算定した対象の区間（要素）の長さから、次式により対象区間の伸び量を算定する（表 3，表 4 の合計が対象区間のトンネル下端位置の伸び量）。

$$\text{対象区間の伸び量 } \delta = \sum \Delta L_i \cdot \varepsilon_i$$

- ここで、
 ΔL_i : i 番目のトンネル軸方向箇所（要素）の区間長さ
 ε_i : i 番目のトンネル軸方向箇所（要素）の下端部のひずみ
 i : トンネル縦断方向箇所（要素）の番号 ($i=1 \sim n$)
 n : トンネル縦断方向の算定対象区間数

(4) ひび割れ考慮の有無によるトンネル下端部の伸縮差によるひずみの算定

次式により、ひび割れの有無によるトンネル下端の伸縮差となるひずみ量を算定する。

$$\text{伸縮差によるひずみ } \Delta \varepsilon = (\delta b - \delta a) \div L$$

- ここで、
 δa : ひび割れを考慮しない場合のトンネル下端の伸び量
 δb : ひび割れを考慮した場合のトンネル下端の伸び量
 L : 対象区間のトンネル縦断方向長さ

研究事例のひずみ量は次のように算定されている。

- ・日比谷線の例

$$\Delta \varepsilon = (57.7 - 30.7) \div 40\text{m} = 677 \mu$$

- ・半蔵門線の例

$$\Delta \varepsilon = (19.235 - 10.270) \div 14\text{m} = 640 \mu$$

※論文は $(19.2 - 10.3) \div 14\text{m} = 635.7 \mu$ （論文の 637.5μ は誤植）の結果。

(5) トンネル縦断方向の拘束の影響を考慮した中立軸位置および部材曲率の設定

a) 下端のひずみ量の設定

沈下中央付近はひび割れが発生しているため、見かけの軸力が作用していない場合のトンネル下端のひずみは、表 3，表 4 の中央付近のひずみ量（表中の赤字箇所）となる。

これが、先に算出したひび割れの有無により拘束されるひずみ量が低減されるため、下端部のひずみ量は次式で算定される。

$$\begin{aligned} & \text{ひび割れ有無の影響を考慮した下端部のひずみ } \varepsilon' \\ & = \text{ひび割れを考慮した場合の下端部のひずみ} - \text{伸縮差によるひずみ} \end{aligned}$$

- ・日比谷線の例

$$2836 \mu - 677 \mu = 2159 \mu \quad \approx 2100 \mu \text{ として設定}$$

- ・半蔵門線の例

$$1649 \mu - 640 \mu = 1009 \mu$$

b) 部材曲率の設定

中央付近の曲率は、トンネル軸方向の沈下を強制変位として与えた構造計算結果のうち、中央付近の値として設定。

- ・日比谷線の例

中央付近の 3 要素の平均 $4.5 \times 10^{-7} (1/\text{mm})$ として設定。

- ・半蔵門線の例

中央付近の同程度の曲率となっている2要素の平均として $2.64 \times 10^{-7} (1/\text{mm})$ と設定

c) 中立軸位置の設定

下端部のひずみを算定した式を変形した次式により中立軸位置を算定する。

$$x = h - \varepsilon \div \phi$$

ここで、 ϕ : トンネル軸方向の部材曲率

ε : 拘束の影響を考慮したトンネル下端のひずみ

h : トンネル高さ

x : トンネル上端からの中立軸位置

- ・日比谷線の例

$$x = 6400\text{mm} - 2100 \mu \div 4.5 \times 10^{-7} = 1733\text{mm}$$

- ・半蔵門線の例

$$x = 6700\text{mm} - 1009 \mu \div 2.64 \times 10^{-7} = 2881\text{mm}$$

表3 トンネル下端部の伸び量の算定：日比谷線の例

| キロ程 (部材中心) | 区間距離 ΔL m | 曲率 ϕ 1/mm | トンネル 高さ mm | ひび割れを考慮しない場合 | | | ひび割れを考慮した場合 | | |
|---------------|-------------------------|----------------------|------------------|--------------|--------------|-----------|-------------|--------------|-----------|
| | | | | 中立軸 mm | 下端部 | | 中立軸 mm | 下端部 | |
| | | | | | ひずみ μ | 伸び量 mm | | ひずみ μ | 伸び量 mm |
| 2k107.5m | 5.0 | 8.974E-08 | 6400.0 | 3339.2 | -275 | -1.373 | 637.1 | -517 | -2.586 |
| 2k112.5m | 5.0 | 2.106E-07 | 6400.0 | 3339.2 | -645 | -3.224 | 637.1 | -1214 | -6.069 |
| 2k117.5m | 5.0 | 3.307E-07 | 6400.0 | 3339.2 | -1012 | -5.061 | 637.1 | -1906 | -9.529 |
| 2k122.0m | 4.0 | 4.422E-07 | 6400.0 | 3339.2 | -1353 | -5.414 | 637.1 | -2548 | -10.193 |
| 2k125.0m | 2.0 | 4.922E-07 | 6400.0 | 3339.2 | -1506 | -3.013 | 637.1 | -2836 | -5.673 |
| 2k128.0m | 4.0 | 4.301E-07 | 6400.0 | 3339.2 | -1316 | -5.265 | 637.1 | -2478 | -9.913 |
| 2k132.5m | 5.0 | 3.003E-07 | 6400.0 | 3339.2 | -919 | -4.596 | 637.1 | -1731 | -8.654 |
| 2k137.5m | 5.0 | 1.601E-07 | 6400.0 | 3339.2 | -490 | -2.450 | 637.1 | -923 | -4.613 |
| 2k142.5m | 5.0 | 1.892E-08 | 6400.0 | 3339.2 | -58 | -0.290 | 637.1 | -109 | -0.545 |
| | | | | 合計 | | -30.686 | | 合計 | -57.775 |

※ひずみ、伸びは圧縮を正としている

表4 トンネル下端部の伸び量の算定：半蔵門線の例

| キロ程 (部材中心) | 区間距離 ΔL m | 曲率 ϕ 1/mm | トンネル 種別 | トンネル 高さ mm | ひび割れを考慮しない場合 | | | ひび割れを考慮した場合 | | |
|---------------|-------------------------|----------------------|------------|------------------|--------------|--------------|-----------|-------------|--------------|-----------|
| | | | | | 中立軸 mm | 下端部 | | 中立軸 mm | 下端部 | |
| | | | | | | ひずみ μ | 伸び量 mm | | ひずみ μ | 伸び量 mm |
| 6k971.9m | 2.3 | 1.5E-07 | Ⅲ型 | 6700 | 3366.8 | -492 | -1.148 | 457.2 | -921 | -2.149 |
| 6k974.2m | 2.3 | 1.8E-07 | Ⅲ型 | 6700 | 3366.8 | -606 | -1.413 | 457.2 | -1134 | -2.647 |
| 6k976.5m | 2.3 | 2.2E-07 | Ⅲ型 | 6700 | 3366.8 | -746 | -1.740 | 457.2 | -1397 | -3.259 |
| 6k978.9m | 2.3 | 2.6E-07 | Ⅲ型 | 6700 | 3366.8 | -881 | -2.055 | 457.2 | -1649 | -3.849 |
| 6k981.2m | 2.3 | 2.6E-07 | Ⅲ型 | 6700 | 3366.8 | -879 | -2.051 | 457.2 | -1646 | -3.840 |
| 6k983.5m | 2.3 | 2.4E-07 | Ⅲ型 | 6700 | 3366.8 | -799 | -1.864 | 457.2 | -1496 | -3.491 |
| | | | | 合計 | | -10.270 | | 合計 | -19.235 | |

※ひずみ、伸びは圧縮を正としている

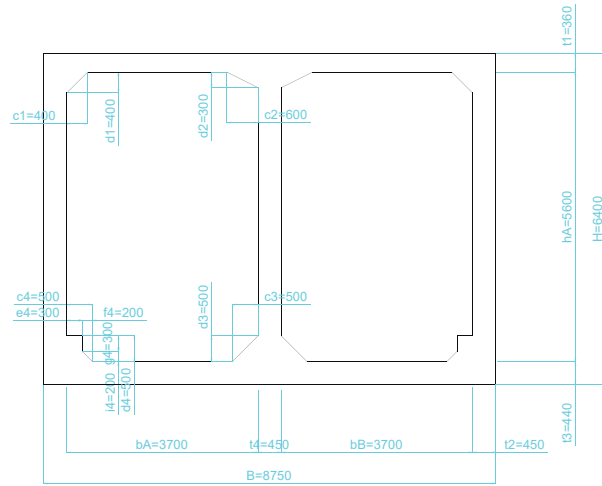


図 6 トンネル横断面の形状寸法：日比谷線の例

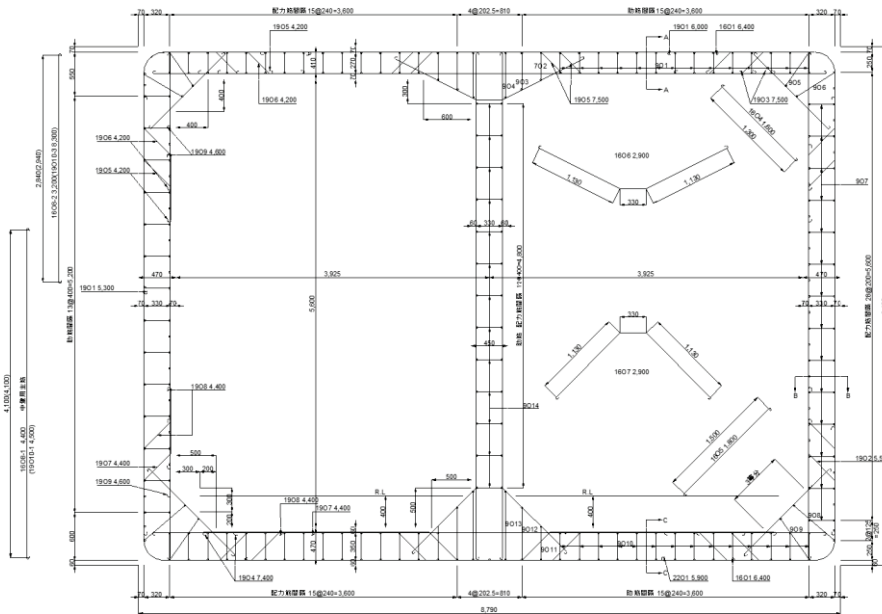


図 7 トンネル横断面の配筋図：日比谷線の例

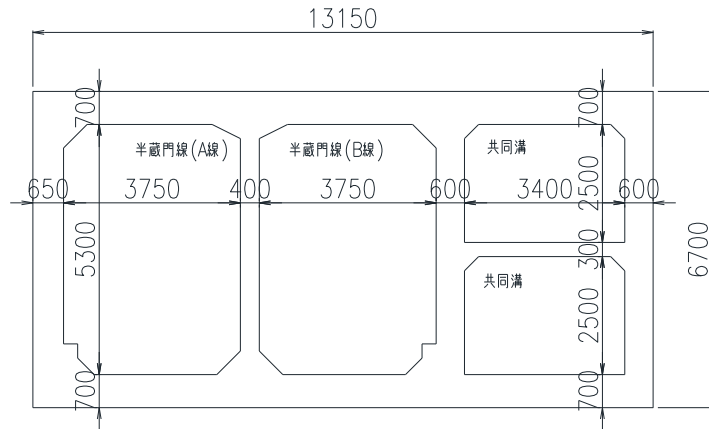


図 8 トンネル横断面の形状寸法：半蔵門線の例

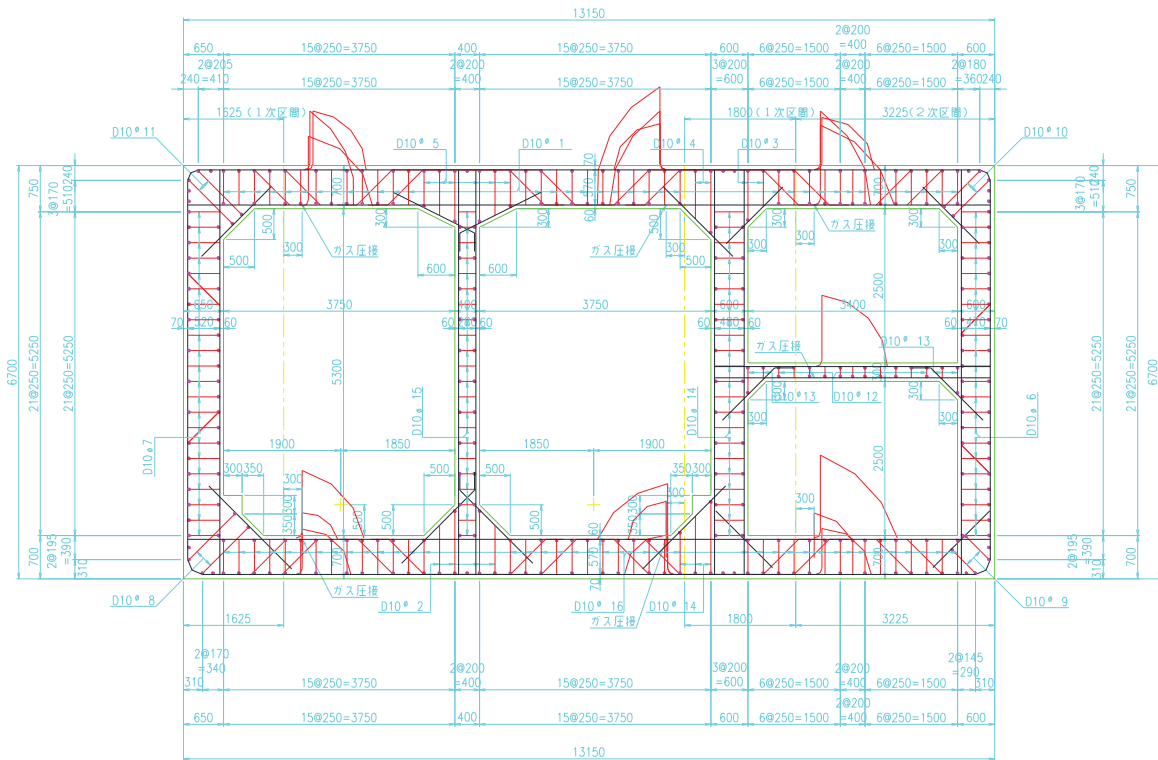


図 9 トンネル横断面の配筋図：半蔵門線の例

4. 見かけの軸力の算定

(1) コンクリートおよび鉄筋の応力の算定

沈下中心付近のトンネル横断面を鉄筋コンクリート断面(コンクリートの引張りは無視)とし、先に設定した部材の曲率、ひび割れの有無による伸縮の影響を考慮した中立軸位置から、圧縮側のコンクリートおよび鉄筋の応力、引張り側の鉄筋応力を次式で算定する(図10参照)。

a) トンネル高さ方向位置のひずみ

$$\varepsilon_z = \phi \cdot (z-x)$$

ここで、 ε_z : 算定位置 z でのひずみ

ϕ : 部材の曲率

z : トンネル上端から算定位置までの長さ

x : トンネル上端からの中立軸位置

b) コンクリートの応力

圧縮ひずみの箇所のみ次式で応力を算定する。引張りひずみの箇所は無視する。

- ・ ひずみが小さく線形関係とする場合

$$\sigma = E_c \cdot \varepsilon_z$$

- ・ ひずみが大きく非線形を考慮する場合

$0 \leq \varepsilon_z \leq 0.002$ の場合

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma'_c = k_1 f'_{cd} \times \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_y} \times \left(2 - \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_y} \right) \\ &= k_1 f'_{cd} \cdot \left(\frac{2 \cdot \varepsilon'_c}{\varepsilon'_y} - \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_y} \right)^2 \right) \end{aligned}$$

$0.002 < \varepsilon_z \leq 0.0035$ の場合

$$\sigma = \sigma'_c = k_1 f'_{cd}$$

ここで、 f'_{cd} : コンクリートの設計基準強度

ε'_c : コンクリートのひずみ (= ε_z)

ε'_y : コンクリートの降伏ひずみ (= 0.002)

k_1 : =0.85

E_c : コンクリートのヤング係数

c) 鉄筋の応力

圧縮および引張りともに次式で応力を算定する。

- ・ 降伏ひずみ以下の場合

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon_z$$

- ・ 降伏ひずみ以上の場合

$$\sigma = f_y$$

ここで、 E_s : 鉄筋のヤング係数

f_y : 鉄筋の降伏応力度

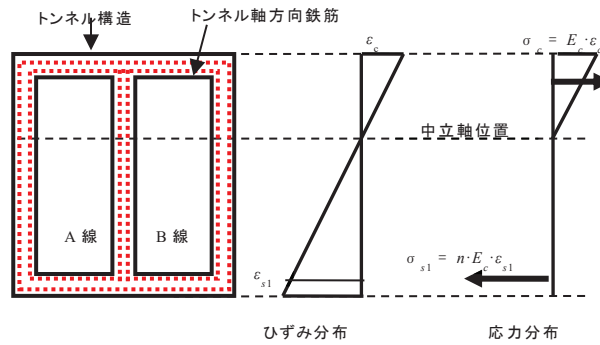


図 10 トンネル断面に対するひずみ分布，コンクリートと鉄筋の応力のイメージ
(コンクリート，鉄筋は線形関係の場合)

(2) 鉄筋コンクリート断面とした場合の軸力の算定

a) 見かけの軸力の算定式

沈下中心付近のトンネル横断面に対して，先のコンクリートおよび鉄筋の応力から，次式によりトンネル縦断方向の軸力を算定する．

$$N = \int \sigma_c B dx + \sum \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

ここで， N : 軸力

$\int \sigma_c B dx$: コンクリート断面の軸力
中立軸位置から圧縮縁までの応力を積分（引張りは無視）

σ_c : コンクリートの応力

B : 応力の算定位置におけるコンクリート断面の幅

dx : 応力の算定位置の微小高さ

$\sum \sigma_{si} \cdot A_{si}$: 鉄筋の軸力 ($i=1 \sim n$, n : 鉄筋段数)

σ_{si} : i 番目の鉄筋の応力

A_{si} : i 番目の鉄筋の断面積

・ 日比谷線の例

コンクリート断面の軸力 $44.5\text{MN} +$ 鉄筋の軸力 $-5.1\text{MN} = 39.4\text{MN} \approx 40\text{MN}$ として設定

・ 半蔵門線の例

コンクリート断面の軸力 $196.3\text{MN} +$ 鉄筋の軸力 $-1.4\text{MN} = 194.9\text{MN} \approx 195\text{MN}$ として設定

b) コンクリート断面の軸力の算定式について

コンクリート部材は，トンネル横断面を部材（上床版，側壁，底版，中壁，ハンチなど）ごとに分け，次式により応力度を算定し，すべての部材の軸力の算定結果を合計する．

$$N_{ci} = \int_{z1}^{z2} \sigma_{c(z)} dA$$

ここで， N_{ci} : コンクリート部材の軸力 (i はコンクリート部材番号)

$\sigma_{c(z)}$: トンネル上端から z の位置のコンクリートの応力

dA : トンネル上端から z の位置の微小面積

(矩形の場合, 幅 B の場合に Bdz となる)

z_1, z_2 : コンクリート部材の下端および上端位置

- 日比谷線の例

コンクリートを非線形関係として算定した合計は 44.5MN となる.

- 半蔵門線の例

コンクリートを線形関係として算定した合計は 196.3MN となる.

c) 鉄筋の軸力の算定式について

鉄筋の応力は, トンネル高さ方向の位置ごとに次式により算定する.

$$N_{si} = \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

ここで, N_{si} : 鉄筋の軸力 (i は鉄筋の高さ方向位置に対する番号)

σ_{si} : 鉄筋 i の応力

A_{si} : 鉄筋 i の断面積 (水平方向に複数配置されている場合は合計)

- 日比谷線の例

トンネル高さ方向の鉄筋位置 (58 段) ごと算定した合計は-5.1MN となる.

- 半蔵門線の例

トンネル高さ方向の鉄筋位置 (59 段) ごと算定した合計は-1.4MN となる.

謝 辞

本論文を取りまとめるにあたり、早稲田大学理工学術院教授 赤木寛一博士には、研究遂行でのご懇篤なるご指導と暖かい励ましを賜りました。さらに、取りまとめが完成するまでの長い期間ご助言を賜りここまでに至りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

また、本論文の審査にあたり、早稲田大学理工学術院教授 岩波基博士、同教授 秋山充良博士には、研究の細部に至るまで貴重かつ有意義なご意見・ご指導を賜り、論文を上梓することができました。ここに、深謝申し上げます。

私は、東京地下鉄株式会社において、地下鉄トンネルの維持管理に関する業務を担当しました。このことから、本論文は、地下鉄開削トンネル構造物の変状に伴う耐荷性能評価に関する資料や現場調査結果のデータ、補修・補強方法をもとに研究を取りまとめたものであります。

このような機会を与えてくださった、東京地下鉄株式会社 常務取締役 野焼計史様、改良建設部長 大石敬司様、工務部長 荻野竹敏様、河畑充弘様には、貴重なご意見を頂くとともに、多大なるご協力とご支援を賜り心より御礼申し上げます。

本論文の取りまとめにあたっては、東京地下鉄株式会社 工務部 土木担当部長 小西真治様には、データ作成から文章構成、全般にわたりご助言・ご協力さらには心強い励ましのお言葉をいただき何とか論文を取りまとめることができました。心から感謝申し上げます。

また、株式会社メトロレールファシリティーズ 顧問 矢萩秀一様、代表取締役社長 入江健二様、常務取締役 武藤義彦様、渡辺貞之様、篠原秀明様には調査等多大なご支援・ご協力をいただきましたことをここに記し、改めて謝意を表します。

東電設計株式会社 阿南健一様、岡田仁様、中川貴之様、本田中様には、現場計測結果のとりまとめやシミュレーション解析等々で多大なるご協力を頂きました。心より御礼申し上げます。

東京地下鉄株式会社 工務部 新田裕樹様、麻生勇人様、近藤諒一様、改良建設部 村上哲哉様、岡ノ谷圭亮様、川東早季様、大崎友輝様には、データのとりまとめや資料作成など多大なご協力を賜りました。厚く感謝申し上げます。

清水建設株式会社 技術顧問 西村高明様には、貴重なご意見を頂くとともに多大なるご協力を賜り最後まで暖かく見守って下さいましたことに心より御礼申し上げます。

以上の方々をはじめ、データ提供など本研究のフィールドを与えて下さいました東京地下鉄株式会社の皆様やご協力・ご助言をいただきました関係者の皆様に深甚なる謝意を申し上げます。

本研究で得られた成果が地下鉄トンネル構造物の維持管理や耐荷性能評価に微力ながら役立てられれば、これに勝る喜びはありません。

最後に、本論文の上梓まで、健康と心を支え何も言わず見守ってくれた家族に対し、感謝いたします。

2021年 10月 伊藤 聡

参考文献

【第1章】

- 1) 東京地下鉄株式会社ハンドブック, 2019. 4.
- 2) 国土交通省, 鉄道総研: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) トンネル, 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所, pp. 146-148, 2007. 1.
- 3) 河畑充弘, 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, トンネル工学報告集, 第27巻, III-2, 2017. 11.
- 4) 塩冶幸男, 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(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, pp. 62-78, 2011.
- 5) 塩冶幸男, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, 108-125, 2011.
- 6) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), 72 巻 3号 p. I_108-I_122, 2016.

【第2章】

- 1) 国土交通省, 鉄道総研: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) トンネル, 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所, 丸善(株), pp. 146-148, 2007. 1.
- 2) 土木学会: トンネルの維持管理, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, トンネル・ライブラリー第14号, pp. 31-35, 2005. 7.
- 3) 土木学会: 2006 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善(株), p. 36, 2006. 8.
- 4) 土木学会: 2016 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善(株), p. 41, 2016. 8.
- 5) 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, pp. 1747-1750, 1990.
- 6) 赤木寛一, 小宮一仁, 尾浦猛人: 年度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, pp. 1993-1994, 1994.
- 7) 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/III-65, pp. 115-134, 2003. 12.
- 8) 津野究, 三浦孝智, 石川幸宏, 山本務, 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, pp. 257-261, 2007. 11.

- 9) 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 (地盤工学), Vol. 69, No. 4, pp. 457-468, 2013.
- 10) 日下拓也, スレン ソッキアン, 小山雄大, 杉山仁實, 田中弘, 蘭康則, 小西真治: 広域地盤隆起による地下鉄トンネル変状に関する遠心力模型実験と数値解析, Proceeding of the 9th Japan-China Conference on Shield-driven Tunneling in 2017/SAPPORO, Japan, Sanwa Co., Ltd. ISBN 978-4-9909712-1-2, pp. 251-257, 2017.
- 11) 地盤工学会関東支部: 地下水位の回復にともなう広域地盤隆起の問題とその地中施設への影響に関する研究報告書, 2014. 6
- 12) 土木学会: トンネルへの限界状態設計法の適用, 土木学会トンネル工学委員会, 土木学会, トンネル・ライブラリー第 11 号, pp. 44-47, 2001. 8.
- 13) 東日本旅客鉄道株式会社: 近接工事設計施工標準, 東日本旅客鉄道株式会社, 1999. 9.
- 14) 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, 鉄道総合技術研究所, 2007. 1.
- 15) 地盤工学会: 近接施工, 地盤工学・実務シリーズ 28, 丸善, pp. 117-122, 2011. 1.
- 16) 日本トンネル技術協会: 都市部近接施工ガイドライン, 2016. 1
- 17) 石原陽介, 角田浩, 小西由人: 泥水圧式シールド通過に伴う地下鉄躯体への影響, 土木学会第 59 回年次学術講演会, VI-049, pp. 97-98, 2004.
- 18) 川田成彦, 松原健太, 新井直人, 林成卓: 併設大断面泥土圧シールドと地下鉄トンネルとの近接施工, 土木学会第 66 回年次学術講演会, VI-015, pp. 29-30, 2011.
- 19) 島拓造, 南川真介, 西木大道, 西森文子, 三宅翔太: 地下鉄構造物を最小離隔 2.2m で下越しする大断面シールドトンネルの掘進管理, 土木学会第 70 回年次学術講演会, III-054, pp. 107-108, 2015.
- 20) 松田明: 江東幹線工事のける近接構造物への影響検討と対策について, 東京都下水道局 技術調査年報, Vol. 40, pp. 37-43, 2016.
- 21) 石田教雄: シールド工事に伴う周辺環境調査に関する検討, 都土木技術支援・人材教育センター年報, pp. 199-206, 2017.
- 22) 高志勤: 凍結膨張による未凍結領域内の土圧と変位の経時変化, 土木学会論文集報告集, No. 200, pp. 49-62, 1972.
- 23) 戸部暢, 秋元攻: 凍上変位計算法 (三次元), 第 34 回土木学会年次学術講演会概要集 III, pp. 243-249, 1979.
- 24) 伊豆田久雄, 野木明, 上曾山優, 加藤哲治: 地盤凍結工法における凍上量及び凍結膨張圧の設計手法と事例, 土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp. 99-106, 2001.
- 25) 村田浩, 加藤哲治: 地盤凍結工法入門 (4) 連載講座, トンネルと地下, 土

- 木工学社, Vol. 12, No. 4, pp. 65-71, 1981. 4.
- 26) 地引凡夫, 松尾俊治: 凍結工法の強制解凍 -南横浜火力線国鉄横断部-, トンネルと地下, 土木工学社, Vol. 1, No. 2, pp. 30-38, 1970.
 - 27) 千本弥三郎, 伊藤良行: 地下鉄工事における凍結工法について, 土と基礎, 地盤工学会, Vol. 23, No. 4, pp. 43-48, 1975. 4.
 - 28) 村田浩, 加藤哲治: 地盤凍結工法入門 (最終回) 連載講座, トンネルと地下, 土木工学社, Vol. 12, No. 6, pp. 58-64, 1981. 6.
 - 29) 東京都交通局, 鉄建建設株式会社: 地下鉄 10 号線九段下第二工区建設工事工事記録, 東京都交通局, 1980.
 - 30) 土木学会: トンネル標準示方書, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 1964. 8.
 - 31) 土木学会: シールド工法指針, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 1969. 11.
 - 32) 土木学会: 昭和 52 年版トンネル標準示方書 (シールド工法編)・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 1977. 1.
 - 33) 土木学会: 昭和 52 年版トンネル標準示方書 (開削工法編)・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 1977. 1.
 - 34) 土木学会: コンクリート標準示方書, 土木学会コンクリート委員会, (社) 土木学会, 1986. 10.
 - 35) 本城勇介, 日下部治: 限界状態設計法による基礎構造物モデル設計コードの提案 (海外調査報告書), pp. 1-42, 1999. 3.
 - 36) 国土交通省, 鉄道総研: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所, 1997. 4.
 - 37) 国土交通省, 鉄道総研: 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル, 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所, 丸善 (株), 2001. 3.
 - 38) 土木学会: 2006 制定トンネル標準示方書 シールド工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善 (株), pp. 247-294, 2006. 7.
 - 39) 土木学会: 2016 制定トンネル標準示方書 シールド工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善 (株), pp. 279-342, 2016. 8.
 - 40) 土木学会: 2006 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善 (株), pp. 21-119, 2006. 7.
 - 41) 国土交通省: 土木・建築にかかる設計の基本, 2002. 10.
 - 42) 小西真治, 山崎輝, 内山靖彦, 浦部正男, 松原広, 柿島秀史, 鈴木哲也, 阿保史彦, 高橋博明, 松本康宏, 進藤良則: 鉄道技術推進センターの各分野の歩みと今後の展開, 特集 鉄道技術推進センター10 周年, 鉄道総研, RRR, Vol. 63, No. 7, PP. 27-37, 2006. 7.
 - 43) 日本トンネル技術協会: シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン, pp. 1-16, 2003. 6.

- 44) 吉本正浩, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 地中送電線用シールドトンネルの性能規定と限界状態設計法による照査, 土木学会論文集, No. 764, III-67, 2004. 6.
- 45) 吉本正浩, 信岡卓, 笠井靖浩, 大塚正博: 地中送電線用シールドトンネルの耐久性設計に関する提案, 土木学会論文集, No. 763, VI-63, 2004. 6.
- 46) 日本トンネル技術協会: 電力用立坑の性能照査型設計手引き, 2002. 1.
- 47) 吉本正浩: 地中送電用の立坑ならびに開削トンネルの性能照査型設計法, 電力土木, 303号, pp. 12-21, 2003. 3.
- 48) 土木学会: 都市部山岳トンネルの覆工設計—性能照査型設計の試み—, 土木学会トンネル工学委員会, 土木学会, トンネル・ライブラリー第15号, 2006. 1.
- 49) 土木学会: シールドトンネルの耐震検討, 土木学会トンネル工学委員会, 土木学会, トンネル・ライブラリー第19号, 2007. 12.
- 50) 土木学会: 性能規定に基づくトンネルの設計とマネジメント, 土木学会トンネル工学委員会, 土木学会, トンネル・ライブラリー第21号, 2009. 10.
- 51) 土木学会: 2016 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善(株), pp. 25-132, 2016. 7.
- 52) 土木学会地震工学委員会トンネル耐震性研究小委員会: トンネル耐震設計のためのガイドライン(案), 1997. 10.
- 53) 土木学会地震工学委員会トンネル耐震性研究小委員会: トンネル耐震設計の方向と基本課題, 1998. 3.
- 54) 土木学会: 開削トンネルの耐震設計, トンネル工学委員会, 土木学会, トンネル・ライブラリー9, 1998. 10.
- 55) 塩冶幸男, 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(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, 62-78, 2011.
- 56) 塩冶幸男, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, 108-125, 2011.
- 57) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), 72 巻 3号 p. I_108-I_122, 2016.

【第3章】

- 1) 土木学会: 2006 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善(株), p. 36, 2006. 8.
- 2) 土木学会: 2016 制定トンネル標準示方書 開削工法・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社) 土木学会, 丸善(株), p. 41, 2016. 8.

- 3) 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価(その1)～変状要因の分析～, 第72回年次学術講演会講演概要集VI, 6-609, 2017. 9
- 4) 河畑充弘, 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, トンネル工学報告集, 第27巻, III-2, 2017. 11.
- 5) 帝都高速度交通営団: 東京地下鉄道日比谷線建設史, pp. 336-343, 1969. 1.
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書 昭和31年制定 昭和33(1958)年版, p. 100, 1958.
- 7) 日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術'07 [応用編], p. 19, 2007.
- 8) 村田浩, 加藤哲治: 地盤凍結工法入門(最終回) 連載講座, トンネルと地下, 土木工学社, Vol. 12, No. 6, pp. 58-64, 1981. 6.
- 9) 帝都高速度交通営団: 東京地下鉄道半蔵門線建設史(渋谷～水天宮), pp. 485-492, 1999. 3.
- 10) 金安進, 後藤康之, 青木稔: 日本橋川下の大断面凍結工法-地下鉄新宿線・半蔵門線一, 日本トンネル技術協会, 土木工学社, トンネルと地下, Vol. 9, No. 8, pp. 23-30, 1978. 8.
- 11) 橋本勝行, 神田志義: 温水による強制解凍-日本橋川河底の凍結工法-, 日本トンネル技術協会, 土木工学社, トンネルと地下, Vol. 10, No. 10, pp. 50-55, 1979. 10.
- 12) 村田浩, 加藤哲治: 地盤凍結工法入門(4) 連載講座, トンネルと地下, 土木工学社, Vol. 12, No. 4, pp. 65-71, 1981. 4.
- 13) 東京都交通局, 鉄建建設株式会社: 地下鉄10号線九段下第二工区建設工事工事記録, 東京都交通局, 1980.
- 14) 土木学会: 昭和52年版トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社)土木学会, 1977. 1.
- 15) 土木学会: 昭和52年版トンネル標準示方書(開削工法編)・同解説, 土木学会トンネル工学委員会, (社)土木学会, 1977. 1.
- 16) 土木学会: 性能規定に基づくトンネルの設計とマネジメント, 土木学会トンネル工学委員会, 土木学会, トンネル・ライブラリー第21号, 2009. 10.
- 17) 塩冶幸男, 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(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, 62-78, 2011.
- 18) 塩冶幸男, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol. 67, No. 2, 108-125, 2011.
- 19) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), 72巻3号 p. I_108-I_122, 2016.

- 20) 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， p. 11， 2007. 1.
- 21) 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，第 4 巻， pp. 55-62， 1994. 11.
- 22) 山崎剛，有泉毅，五十嵐寛昌：シールド掘進に伴う地盤変状入門(14)シールド新時代に向けて（その 2）－維持管理における新たな技術的課題－，トンネルと地下，第 35 巻 1 号， pp. 65-71， 2004. 1.
- 23) 土木学会：2012 年制定 コンクリート標準示方書 設計編， p. 181. 2012.

【第 4 章】

- 1) 小西真治，江原文武，亀井啓太，阿南健一：地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価（その 1）～変状要因の分析～，第 72 回年次学術講演会講演概要集VI， 6-609， 2017. 9
- 2) 河畑充弘，小西真治，江原文武，亀井啓太，阿南健一：地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価，トンネル工学報告集，第 27 巻， III-2， 2017. 11.
- 3) 例えば，土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 シールド工法編， p. 318， 2016.
- 4) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編， p. 55， 2016.
- 5) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 シールド工法編， p. 310， 2016.
- 6) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編， p. 45， 2016.
- 7) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編， p. 47， 2016.
- 8) 橋本勝行，神田志義：温水による強制解凍-日本橋川河底の凍結工法-，日本トンネル技術協会，土木工学社，トンネルと地下， Vol. 10， No. 10， pp. 50-55， 1979. 10.
- 9) 東京都交通局，鉄建建設株式会社：地下鉄 10 号線九段下第二工区建設工事 工事記録，東京都交通局， 1980.
- 10) 村田浩，加藤哲治：地盤凍結工法入門（4） 連載講座，トンネルと地下，土木工学社， Vol. 12， No. 4， pp. 65-71， 1981. 4.
- 11) 尾崎潤，野末秀和，阿南健一，小椋明仁，吉本正浩：RC セグメントの鉄筋応力計測への X 線回折法の適用に関する要素試験，トンネル工学報告集，第 27 巻， II-8， 2017. 11.
- 12) 吉本正浩，小椋明仁，尾崎潤，阿南健一，野末秀和：X 線を使用したセグメントの鉄筋応力測定に関する要素試験（その 1）～セグメントの鉄筋の応力測定～，土木学会第 72 回年次学術講演会， VI-921， 2017.
- 13) 尾崎潤，野末秀和，阿南健一，小椋明仁，吉本正浩：RC セグメントの鉄筋応力計測への X 線回折法の適用に関する要素試験，土木学会 トンネル工学報告集，第 27 巻， II-8， 2017. 11.

【第5章】

- 1) 河畑充弘, 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, トンネル工学報告集, 第27巻, III-2, 2017. 11.
- 2) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリート構造の非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991. 5.
- 3) 土木学会: 原子力発電所屋外重要土木建造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例 (2018年版), 2018. 10.
- 4) 市川卓也, 大津仁史, 本田国保, 酒井俊郎: ひずみに着目したボックスカルバートの耐震性評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 973-978, 2005.
- 5) (株)フォーラムエイト: UC-win/WCOMD Ver. 2 操作ガイダンス, p. 44, 2015.
- 6) 松尾豊史, 松村卓郎, 遠藤達巳, 橘泰久: 強制的に腐食させた RC ボックスカルバートの載荷実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 1297~1302, 2002.
- 7) 土木学会: 2016年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編, p. 47, 2016.
- 8) 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価 (その1) ~変状要因の分析~, 土木学会第72回年次学術講演会, VI-609, 2017.
- 9) 河畑光弘, 小西真治, 江原文武, 亀井啓太, 阿南健一: 地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の評価, 土木学会 トンネル工学研究報告集, 第27巻, III-2, 2017. 11
- 10) 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, p. 11, 2007. 1.
- 11) 土木学会: 2016年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編, p. 45, 2016.

研究業績 (1/3)

| 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 | 伊藤聡, 小西真治, 阿南健一, 赤木寛一 地下鉄開削トンネルの凍結融解沈下による縦断方向の変状量の推定方法に関する研究, 地下空間シンポジウム論文・報告集, 第25巻, p.34-45, 土木学会, 2021. |
| 論文 | <u>S. Ito</u> and, S. Konishi, N. Imaizumi, Y. Enokidani, J. Nagaya, Y. Machijima, T. Masumoto and S. Akutagawa Monitoring and Characterization of Water Leakage Behavior for Aged Concrete Lining of Urban Metro Lines by Using Plastic Optic Fiber Sensor, ITA-AITES World Tunnel Congress, p.579-583, WTC2020 and 46th General Assembly Kuala Lumpur, Malaysia 11-17 September 2020. |
| ○論文 | 伊藤聡, 小西真治, 村上哲哉, 新田裕樹, 阿南健一, 中川貴之, 本田中, 赤木寛一 地盤沈下に起因する地下鉄開削トンネルの縦断方向の変状メカニズムについて, 土木学会論文集 F2 (地下空間研究), Vol.76, No.1, p.14-31, 2020. |
| 報告 | 伊藤聡, 小西真治, 今泉直也, 榎谷祐輝, 田中大介, 水原勝由, 町島祐一, 芥川真一, 増本智紀 POF センサーを用いた地下鉄構造物のモニタリングに関する研究, トンネル工学報告集, 第30巻, III-1, p.1-10, 土木学会, 2020.11. |
| 報告 | 伊藤聡, 小西真治, 今泉直也, 榎谷祐輝, 田中大介, 水原勝由, 町島祐一, 芥川真一, 増本智紀 プラスチックファイバーセンサーを利用した地下鉄トンネルの漏水検知事例, トンネル工学報告集, 第29巻, III-3, p.1-7, 土木学会, 2019.11. |
| 論文 | S. Nemoto, S. Konishi, <u>S. Ito</u> , N. Imaizumi, T. Miura, Y. Enokidani & D. Ogawa K. Fukunaka Maintenance of subway tunnel by using maintenance indicator, WTC2019, p.2785-2793, Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani & Celestino (Eds) © 2019 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-38865-9 |
| 論文 | S. KONISHI, M. HORI, <u>S. ITO</u> and Y. AOKI ANTIINDUCE MEASUREES OF UNDERGROUND SUBWAY STATION, Proceedings of 17th International Symposium on New Technologies for Urban Safty of Mega Cities in Asia (USMCA2018) in Hyderabad India, Paper No.6, 2018. |
| 論文 | 大塚努, 小西真治, 伊藤聡, 榎谷祐輝, 小松正典, 篠原秀明 建設年代が異なるシールドトンネルの現状, The Current Condition of the Shield Tunnels Constructed in a Different Period, p.199-204, Proceedings of the 9th Japan-China Conference on Shield-driven Tunneling in 2017/ SAPPORO. |
| 報告 | 伊藤聡, 中村守男, 塚越力也, 岩橋公男, 斎藤達也 有楽町線小竹向原～千川間改良工事における中床版の受け替え施工に関する報告, トンネル工学報告集, 第23巻, III-4, p.371-376, 土木学会, 2013.11. |

研究業績 (2/3)

| 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) |
|-------|--|
| 論文 | Shinji KONISHI, <u>Satoshi ITO</u> , Takashi HIRANO, Kazufumi NOYAKI History and recent trend of Tokyo Metro's tunnel construction technology, Proceedings of 12th International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia(USMCA2013) in Hanoi Vietnam, Paper No.007, 2013. |
| 報告 | <u>伊藤聡</u> , 嶋田司, 佐藤隆弘 有楽町線小竹向原・千川間連絡線設置土木工事に伴う既設構築物撤去法について, 地下空間シンポジウム論文・報告集, 第 18 巻, p.111-114, 土木学会, 2013. |
| 2.講演 | |
| 講演 | 増本智紀, 芥川真一, <u>伊藤聡</u> , 小西真治, 今泉直也, 榎谷祐輝, 田中大介, 水原勝由, 町島祐一 POF センサーを用いた地下鉄構造物のモニタリングに関する研究, 土木学会第 75 回年次学術講演会, CS9-29, 2020 年 9 月. |
| 講演 | 篠原秀明, 小川力也, 塙麻美子, 村田利文, 小西真治, <u>伊藤聡</u> はく落要注意箇所自動抽出システムの機能改良, 土木学会第 74 回年次学術講演会, VI-147, 2019 年 9 月. |
| 講演 | 三浦丈典, 小西真治, <u>伊藤聡</u> , 田口真澄, 新田裕樹, 上田洋, 飯島亨, 津野究, 岸利治 開削トンネルの断面修復工に対する性能照査試験の検討, 土木学会第 74 回年次学術講演会, V-231, 2019 年 9 月. |
| 講演 | 渡辺貞之, 篠原秀明, 米丸陸海, 安部正道, 久保英里奈, 今永侑希, 小西真治, <u>伊藤聡</u> Deep Learning 及び AI による変状自動抽出, 土木学会第 74 回年次学術講演会, VI-779, 2019 年 9 月. |
| 講演 | 新田裕樹, <u>伊藤聡</u> , 田口真澄, 小椋紀彦, 小西雄治, 岸利治 開削トンネルにおける止水工法選定の検討, 土木学会第 74 回年次学術講演会, V-580, 2019 年 9 月. |
| 講演 | <u>伊藤聡</u> , 小西真治, 今泉直也, 榎谷祐輝, 田中大介, 水原勝由, 村越堅, 芥川真一 プラスチック光ファイバーセンサを利用した地下鉄トンネルの漏水計測, 土木学会第 74 回年次学術講演会, CS9-17, 2019 年 9 月. |
| 講演 | <u>伊藤聡</u> , 今泉直也, 諸橋由治, 榎谷祐輝, 笹原道治, 青山朋康, 尾形正則 AR (拡張現実) 技術を活用した土木構造物の維持管理教育用アプリケーションの導入, 土木学会第 73 回年次学術講演会, VI-491, 平成 30 年 8 月. |
| 講演 | <u>伊藤聡</u> , 橋口弘明, 山中耕太郎, 森暢典 都市部における CSM (カッターソイルミキシング) 工法の適用と施工実績 その 1—東西線木場駅改良工事—, 土木学会第 72 回年次学術講演会, III-428, 平成 29 年 9 月. |
| 講演 | <u>伊藤聡</u> , 小賀坂秀樹, 内藤貴裕, 小倉拓也, 酒井暢彦, 原田真剛 銀座線日本橋駅と日本橋二丁目地区市街地再開発ビルとの接続工事における特殊路面覆工について, 土木学会第 71 回年次学術講演会, VI-200, 平成 28 年 9 月. |

研究業績 (3/3)

| 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 | <u>伊藤聡</u> , 上田直人, 西川祐 東京メトロ銀座線渋谷駅東口広場をシンボライズする橋脚の施工について, 土木学会第68回年次学術講演会, VI-005, 平成25年9月. |
| 講演 | <u>伊藤聡</u> , 平野隆, 佐藤隆弘, 嶋田司 有楽町線小竹向原・千川間連絡線設置工事における既設構築物の撤去方法(その1), 土木学会第68回年次学術講演会, VI-223, 平成25年9月. |
| 講演 | <u>伊藤聡</u> , 新井泰, 小澤允志, 嶋田司 有楽町線小竹向原・千川間連絡線設置工事における既設構築物の撤去方法(その2), 土木学会第68回年次学術講演会, VI-007, 平成25年9月. |
| 講演 | 長谷篤, <u>伊藤聡</u> , 嶋田司 有楽町線小竹向原・千川間連絡線設置工事における施工時荷重を考慮したセグメント設計, 土木学会第68回年次学術講演会, III-280, 平成25年9月. |
| 講演 | 長谷篤, <u>伊藤聡</u> , 嶋田司 有楽町小竹向原～千川間改良工事における長尺鉄筋の挿入工法について, 土木学会第67回年次学術講演会, VI-363, 平成24年9月. |
| 講演 | <u>伊藤聡</u> , 黒田好孝, 橋元直也, 梶山雅生 地下鉄13号線(副都心線)中間ポンプ室(その1)(PSS-Arch工法の施工について), 土木学会第62回年次学術講演会, VI-011, 平成19年9月. |
| 講演 | その他, 講演1件 |
| 3.その他 | |
| 報文 | <u>伊藤聡</u> , 今泉直也, 榎谷祐輝 東京メトロにおける地下鉄トンネルの維持管理, 土木施工, Vol.58, 7月号, p.122-125, 2017. |
| 報文 | <u>伊藤聡</u> , 田端二三夫, 北山由奈, 三宅英晴 住宅密集地における営業線直下を横断するEV通路の築造, トンネルと地下, Vol.44, no.11, p.27-32, 2013. |
| 報文 | <u>伊藤聡</u> , 嶋田司, 山上享, 根岸秀男 有楽町・副都心線並行区間の線路交差を2本の単線連絡トンネルで解消(その3), トンネルと地下, Vol.44, no.5, p.27-34, 2013. |
| 報文 | <u>伊藤聡</u> , 嶋田司, 岩橋公男, 西本浩二 有楽町・副都心線並行区間の線路交差を2本の単線連絡トンネルで解消(その2), トンネルと地下, Vol.44, no.2, p.25-32, 2013. |
| 報文 | その他, 報文2件 |