

シールドトンネル施工時荷重を受ける沖積粘土地盤の  
時間依存性挙動がセグメントに及ぼす影響に関する研究

2022 年

中廣 俊幸

## はじめに

我が国でシールドトンネル工法が本格的に採用され始めて既に40年以上が経過する。その間多岐に渡って種々の研究、開発が試みられ、現在では直径が15mを超える大断面やマルチ断面、長距離施工等、先進的な工法が多く登場している。シールドトンネルの施工はシールドマシンと呼ばれる鋼製外殻の前面に土を切削するためのカッターを装着し、鋼製外殻内に切削土砂を取り込みながら掘進する。カッターがあるマシン前面を切羽と呼び、切羽における土圧のバランス方法の違いで土圧式、泥水式の2つのタイプがある。土圧式は土砂の取り込み量を鋼製外殻内に設置されているスクリーコンベアの回転速度で調整して切羽における作用土圧と抵抗土圧のバランスを確保する。泥水式は切羽に泥水を循環させて泥水と一緒に土砂を圧送搬出し泥水圧で作用土圧とのバランスを確保する構造である。両者の使い分けは種々の調査、検討結果に基づくが、基本的には礫質地山では土圧式、細粒分の多い地山では泥水式が多用されている。理由は大きい礫径の土砂はスクリーコンベアによる搬出が適し、粘土のような塊は泥水で軟らかくして圧送するほうが作業性が良いことにある。近年では直径が1mを超えるような玉石層に対応できるマシンや3000m以上の距離をカッタービットの交換なしで掘進できるマシンなども開発されている。鋼製外殻の後方ではトンネル構造の骨組となる支保工(セグメント)が掘進1~1.5m毎に構築される。セグメントはRC製が主流であるが、鋼製や鋳鉄製などもあり、荷重条件や環境条件を考慮して使い分けている。セグメントおよびセグメント間を繋ぐ継手についてもさまざまな研究開発が進められ、セグメントの部材厚を薄くして柔構造で地山応力に抵抗するようにしたものや、継手構造を工夫して施工速度の向上と継手からの漏水抑制を向上させたものもある。シールド掘進時に地山を变形させる大きな要因は鋼製外殻とセグメント外面間の隙間(テールボイド)の存在である。自立性の乏しい土砂地山を掘削してセグメントを建て込むためにはテールボイドを完全になくすことは構造的に難しい。テールボイドの存在による地山の变形を抑えるために開発された技術が鋼製外殻内からテールボイドにモルタルなどを充填する同時裏込め注入方式である。この方式が開発されるまではセグメントを建て込んだあとにセグメント内から注入する即時裏込め注入方式が使われていた。しかし、この方式ではセグメント建て込みから裏込め材注入までにタイムラグが生じ、その間に地山の变形が大きくなってしまふことが多く見られた。近年では裏込め材の強度発現時間の調整や裏込め材をトンネル全周に均一に注入するための注入方法の工夫などが開発されている。

このように、シールドトンネルの施工段階における技術に関しては40年を超える長い経験の中で種々の工夫がなされ、近年では施工中の地盤沈下などの問題は非常に少なくなっている。しかし、トンネルが通過したあとや供用後時間が経過してから道路が陥没するなどの事故が未だに発生している。加えて、供用後10年前後のトンネルで想定を超えるようなひび割れ等の劣化が生じている。これらの現象について考えたときに、シールドトンネル工法は素晴らしい工法であり、今日までに設計、施工法についてさまざまな研究、開発、改良

が行われてきたが、我々が相手にしているのは未だ未解明の事柄ばかりの「自然地盤」である。シールドトンネルが完成し、掘削に伴う地盤沈下も地盤計測結果から概ね収束したと判断し、トンネルの供用が始まる。この時、我々は掘削で乱されたトンネル周辺の地盤がどのように復元していくかについてあまり考えないし、そのためにお金をかける余裕はない。「考えない」のではなく疑問を持っていないのかもしれない。例えば、「粘性土の特性は標準圧密試験を行うことで把握でき、過圧密粘土であれば圧密降伏応力以下の荷重を与えても沈下は生じない。だから問題ない」というような実務者にありがちな論理思考に陥る。供用後 10 年程度のシールドトンネルの RC セグメント内面にひび割れを発見したとき、その原因としてはコンクリートの材料的劣化またはトンネル内の環境を、構造ひび割れが疑われる時は外的要因(地下水位低下や載荷)を考え、その結論に強引に帰着させているように思われる(それが正しい場合も多々あるが)。この時に「トンネルが敷設されている地盤がトンネル施工時のインパクトを受けたことで長期的にどのように復元するのか？」などに着目することは稀有である。しかし、実務的ではなく学術的な見方を行った時、地盤は新たな何かを吐いてくれるかもしれない。近年のシールドトンネルの施工は機械屋が中心的な役割を担っているが、トンネルは土木屋、さらに言うならば土質、地質屋の得意分野である。本研究はこのような意識から始まっている。

# 目次

はじめに

<b>第1章 序論</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究の目的.....	1
1.2 研究の概要.....	2
1.3 既往の研究.....	4
<b>第2章 研究の背景</b> .....	<b>5</b>
2.1 対象粘性土の地質特性.....	5
2.2 事例に見るシールド施工時荷重による対象粘性土の長期挙動.....	10
2.3 セグメントに関する基本情報の整理.....	17
2.3.1 セグメントの構造および設計の考え方.....	17
2.3.2 セグメントの劣化要因.....	19
2.3.3 粘性土の圧密現象がセグメントに及ぼす影響.....	24
2.4 まとめ.....	25
参考文献.....	26
<b>第3章 基本条件の整理</b> .....	<b>27</b>
3.1 シールド施工時荷重による地盤変形要因.....	27
3.2 事例に見るシールド施工時の地盤変形要因.....	27
3.3 三軸試験におけるシールド施工時荷重再現の考え方.....	31
3.4 シールド施工時の地山の応力解放率.....	32
3.4.1 実測値に基づく応力解放率の推定.....	32
3.4.2 数値解析による応力解放率の推定.....	35
3.4.3 三軸試験に適用する応力解放率.....	37
3.5 裏込め注入圧の大きさと载荷時間.....	38
3.6 まとめ.....	39

参考文献.....	40
<b>第4章 シールド施工時荷重を想定した三軸試験.....</b>	<b>41</b>
4.1 試験方法.....	41
4.2 予備試験.....	44
4.2.1 長期の三軸試験に影響を与える要因の検証.....	44
4.2.2 せん断力載荷速度の検証.....	46
4.3 短期試験.....	47
4.3.1 試験結果 .....	47
4.3.2 試験結果に対する考察.....	47
4.4 長期試験.....	51
4.4.1 試験結果 .....	51
4.4.2 試験結果に対する考察.....	54
4.5 まとめ.....	61
参考文献.....	62
<b>第5章 数値解析による三軸試験結果の検証.....</b>	<b>63</b>
5.1 解析方法.....	63
5.1.1 解析に適用するパラメータ.....	63
5.1.2 解析モデル .....	66
5.1.3 解析ステップ .....	66
5.2 解析結果.....	67
5.3 解析結果に対する考察.....	70
5.4 二次圧密の継続期間とその大きさ.....	73
5.5 まとめ.....	77
参考文献.....	79
<b>第6章 対象粘性土の長期圧密挙動によるセグメントへの作用荷重の推定 .....</b>	<b>80</b>

6.1	トンネル施工過程を考慮した掘削解析.....	80
6.1.1	解析方法 .....	80
6.1.2	解析モデル .....	82
6.1.3	解析ステップおよび解析ケース.....	82
6.1.4	解析に適用する対象粘性土層のパラメータ.....	85
6.1.5	解析期間 .....	85
6.2	トンネル円周上の粘性土の挙動.....	86
6.2.1	解析結果 .....	86
6.2.2	解析結果に対する考察.....	95
6.2.3	トンネル下半が排水層(砂質土層)の場合との比較.....	111
6.3	セグメントに対する作用荷重の推定.....	117
6.3.1	セグメント位置における支点反力.....	117
6.3.2	支点反力に対する考察.....	118
6.4	まとめ.....	128
	参考文献.....	130

## **第7章 セグメントへの影響評価 .....** 131

7.1	検討方法.....	131
7.1.1	円環構造モデルによる骨組解析法.....	131
7.1.2	平面ひずみモデルによる数値解析法.....	133
7.2	検討結果.....	135
7.2.1	骨組解析法による結果.....	135
7.2.2	結果に対する考察 .....	137
7.2.3	数値解析法による結果および考察.....	138
7.3	まとめ.....	149
	参考文献.....	150

第 8 章 結論.....	151
謝辭.....	155

## 第1章 序論

### 1.1 研究の目的

大阪府域に敷設された供用後 30 年以上が経過している鉄道や上下水道等のトンネルで、シールド工法で構築されたトンネルの支保工(セグメント、二次覆工)に原因が特定できない劣化(ひび割れ等)が確認されている。それらに共通する環境条件は大阪平野(上町台地より西または北側)の沖積粘性土層(地質区分では Ma13、一般的に Ac 層と称す)がトンネル断面内か上部に分布することである。Ac 層は海成粘性土層で、古くから軟弱粘性土層と位置付けられ、様々な建設工事において圧密沈下が問題となっている。Ac 層を対象に敷設されたシールドトンネルのセグメント内面に見られるひび割れの特徴は、コンクリートの乾燥収縮などによる経年的な亀甲状のひび割れだけではなくトンネル天端付近にトンネル縦断方向の構造ひび割れ<sup>1)</sup>が確認されることである。

軟弱粘性土層の圧密現象に起因する既設シールドトンネルセグメントの劣化については、現在までに外的、後発的要因に関する様々な研究が行われている。文献 2)はトンネル敷設後の外的要因(地下水位低下)による沖積シルト層の圧密現象によりセグメントの断面変形が生じ、ひびわれの発生に繋がっているとしている。文献 3)、4)は後発的要因(セグメントリング間継手からの地下水漏水)に伴う沖積粘性土層の圧密現象がセグメントに与える影響を遠心模型実験や数値解析により考察し、粘性土層を対象としたトンネルではセグメント継手からの地下水漏水による圧密現象がトンネルの断面変形やセグメントの劣化を引き起こす可能性のあることを示唆している。また、文献 5)では長期的な圧密沈下がセグメント構造にどのような影響を与えるかについて構造解析方法の提案を行っている。

一方、文献 6)ではシールドトンネルの施工に伴う地盤沈下量に着目し、施工時荷重により粘性土層内に生じたせん断ひずみが施工時の地盤沈下量を大きくする要因になることを指摘し、それらを考慮した地盤沈下量の予測が重要であるとしている。

これらの研究の中で文献 2、3、4、5)は、外的、後発的要因による粘性土層の長期の圧密現象によるセグメントの劣化に着目したもので、文献 6)は施工時荷重が粘性土(関東平野の沖積層)に及ぼす影響について考察しているが、長期の地盤挙動がセグメントに及ぼす影響については触れていない。

大阪平野の沖積粘性土層(Ac 層)を対象としたシールドトンネル施工時の地盤沈下量の実測事例(2.2 参照)から、トンネル掘削、セグメント構築後も数か月から 1 年以上に渡って Ac 層のひずみが通常より速く増加することを確認している。シールドトンネルの施工時荷重により軟弱粘性土にせん断ひずみが生じ、新たな圧密沈下を引き起こす可能性があることは森らが指摘しているが、その挙動が長期に渡り、かつ通常の二次圧密現象よりも大きいひずみ速度で進行する理由が説明できない。施工時荷重の影響による Ac 層の二次圧密量が、我々が理解するよりも大きくかつ長期に継続した場合、セグメントへの作用荷重の増加や偏荷重状態への移行がセグメントの劣化要因のひとつになる可能性があり、セグメントの



設計や周辺地盤の変形量予測にも影響を及ぼすこととなる。

本研究では文献 6)の考え方を参考に、外的要因や後発的要因がなく、原因が特定できない劣化要因のひとつとして、対象粘性土が潜在的に持っている特性に着目し、施工時荷重除荷後の粘性土の長期挙動について、Ac 層の粘性土を対象に、シールドトンネル掘削時の施工時荷重を想定した長期の三軸試験を行い、試験結果から得られた粘性土の長期挙動を数値解析(土水連成解析)により再現し、対象粘性土の二次圧密速度が大きくなる原因を究明する。さらに、施工時荷重により生じる対象粘性土の長期のひずみ量を推定し、それがセグメントに与える影響について構造解析による考察を行い、同種同条件下のセグメントの維持管理および設計に対する提案を試みた。

## 1.2 研究の概要

本論は本章を含めて8つの章で構成する。以下の各章の概要を述べる。

「2章」では、本研究で対象としている大阪平野の沖積粘性土層の地形・地質的特性について既往の研究資料に基づいてその土質工学的特性を整理している。また、当該沖積粘性土層を対象に敷設されたシールドトンネル施工時の実測結果について、施工時荷重載荷時および施工時荷重除荷後の当該粘性土の挙動について整理、考察を行っている。特に、施工時荷重除荷後の長期挙動については当該粘性土層のひずみ速度に着目して考察している。さらに、セグメント設計の考え方やセグメントの劣化要因について整理し、粘性土の圧密現象がセグメントに与える影響について既往の研究資料を参考に考察を行っている。

「3章」では、シールドトンネル施工時の地盤変形要因について整理し、2章で示した実測結果を参考にトンネル掘削時の応力解放とテールボイドを充填する裏込め材注入時の圧力に着目し、応力解放力および注入圧を三軸試験におけるせん断力とするための考え方について考察を行っている。また、三軸試験で当該粘性土に与えるせん断力の大きさに影響を与えるパラメータ(応力解放率)について、これまでの研究結果に基づいて整理、考察している。

「4章」では、西大阪で採取した沖積粘性土を用いて、三軸試験によりシールドトンネルの施工時荷重を想定したせん断力の載荷、除荷を行い、除荷後の粘性土の長期挙動について考察を行っている。試験ではトンネル掘削時の応力解放を想定した伸張せん断力と、裏込め注入圧載荷を想定した圧縮せん断力を単独または組み合わせ、実施工の施工間合いを想定したせん断力の保持時間を設けて載荷、除荷を行い、応力解放による影響、裏込め圧による影響、およびその両者の影響を受けた粘性土の長期挙動を二次圧密速度( $\alpha$ )に着目して評価し、対象とする沖積粘性土の挙動特性を確認している。

「5章」では、三軸試験で得られた対象粘性土の挙動(施工時荷重を与えた時および除荷後の長期挙動)を再現し、その時の粘性土の材料パラメータを求めるため、三軸試験で用いた粘性土の供試体をモデル化した軸対称場における弾粘塑性解析(構成式は関口・太田モデルを採用)による再現解析を行っている。解析に用いる初期の材料パラメータ(弾塑性パラメータ、粘性パラメータ)は4章で用いた粘性土と同一層、近い深度から採取した試料を用い

た圧密試験や三軸試験により設定した。整合させるファクターは三軸試験で得られている軸ひずみ、体積ひずみの絶対量および経時的挙動とし、確認のため整合時の有効応力の経路を照査している。解析では三軸試験結果を再現できるまで初期の材料パラメータを適宜見直し、再現できた時の材料パラメータを6章の掘削解析に適用した。

「6章」では、5章で得られた対象粘性土の材料パラメータを用いたトンネル掘削解析を行い、施工時荷重(掘削時の応力解放および裏込め圧の載荷)の影響を受けた粘性土が、長期的にトンネル支保工であるセグメントにどのような影響を与えるかについて考察している。4章、5章で行った三軸試験および供試体要素モデルの数値解析では、トンネル断面上の天端近傍の土要素のみを対象としており、トンネル円周上のその他の位置にある粘性土の挙動は解明できない。そこで、5章で採用した弾粘塑性解析プログラムを用いて、平面ひずみ場において掘削時の応力解放から裏込め圧載荷、除荷、さらに除荷後約20年までの解析を行い、天端を含めたトンネル円周上の全ての土要素について長期の挙動について考察している。そして、粘性土の長期挙動に伴って生じる経時的なセグメントへの付加荷重を算定した。その結果、トンネル天端の粘性土の挙動は三軸試験および要素モデルの数値解析結果と整合していることが確認、セグメント円周上の全ての位置(側壁、インバート等)における粘性土の長期挙動を把握した。さらに、施工時荷重を受けた粘性土の長期挙動によりセグメント面上で粘性土の変位が生じ、経年的にセグメントに作用する付加荷重が増加することが分かった。

「7章」では、6章で得られたセグメントへの付加荷重を用いた構造解析を行い、付加荷重によるセグメント部材への長期的な影響について考察している。構造解析の方法は、現在のセグメントの構造計算に適用されている骨組モデルによる方法と、有限要素解析(応力～ひずみ関係はバイリニア)による方法の2つによるアプローチを行った。その結果、付加荷重を受けてもコンクリート、鉄筋ともに現在の設計応力度を超過することはなく、発生が予測されるコンクリートのひび割れ幅も許容値以内に収まることが確認された。ただし、トンネルが対象粘性土層と堅固な層の境界に位置する場合、付加荷重の影響で偏圧状態になる可能性があることが分かった。

「8章」では、本研究で確認された大阪平野(西、北大阪)に分布する沖積粘性土の圧密特性についてまとめ、その特性がシールドトンネルの支保工(セグメント)の長期的な健全性を与える影響について提案を行う。

### 1.3 既往の研究

シールドトンネル工事で軟弱粘性土が問題となった事例は沢山ある。大阪平野の沖積粘性土を対象とした事例では地下鉄 7 号線の鶴見シールド工事がある。この工事では大阪平野の代表的な鋭敏粘土(鋭敏比: 15)を掘削しており、平田<sup>14)</sup>はこの工事についてシールド掘進中および後続(マシンテール通過後)の地盤沈下要因について研究を行い、それが施工時荷重(切羽土圧のアンバランス、テールボイドの応力解放、裏込め圧載荷)による攪乱に伴う鋭敏粘土の強度低下と、過剰間隙水圧の発生と消散に伴う圧密沈下であるとしている。施工時荷重が粘性土に与える影響を予測する方法について森ら<sup>6)</sup>が関東の鋭敏粘土(鋭敏比: 20)を対象とした実験および現場計測結果から圧密収縮率というパラメータを提案している。圧密収縮率は攪乱後の  $C_c$  と粘性土に生じているせん断ひずみ量から決まるパラメータで、この考え方を適用することで施工時荷重によって攪乱(せん断変形)を受けた粘性土のひずみ量が予測できるとしている。ただし、対象は正規圧密粘土であり、過圧密粘土については今後の課題としている。一方、粘性土地盤に敷設されたシールドトンネルが長期的に外的要因や後発的要素の影響を受けることによって支保工(セグメント等)に生じる問題については、メンテナンスの重要性に対する認識の高まりとともに近年多くの研究がなされている。例えば有泉<sup>3)4)</sup>らは関東の軟弱粘性土内に敷設された供用後 30 年以上が経過するシールドトンネルに生じているセグメント内面のひび割れについて、明確な外的要因(載荷や地下水位低下等)が無い状態でトンネル周辺の粘性土に圧密現象が生じていることに着目し、その要因がセグメント継目からの漏水によると推定、遠心模型実験と数値解析によりその挙動を説明している。斎藤ら<sup>2)</sup>は沖積層内に敷設された供用後 10 年以上のシールドトンネルにおいて、継続的に測定しているトンネル断面の変形量が大きくなっている要因について構造解析によるアプローチを行い、断面変形量から増加荷重を逆算し、結果として周辺地盤の圧密沈下が断面変形の主要因であると考察している。津野ら<sup>15)</sup>は複数の供用中のシールドトンネルについて断面変形状態およびセグメント内面の変状状況を調査し、特に横長に断面変形を生じている箇所では周辺地盤の圧密現象が主因であると考察している。また、焼田ら<sup>5)</sup>は圧密現象に伴うセグメントへの作用荷重の増加により、セグメントの劣化が経年的にどのように進行するかについて土水連成解析および構造実験と構造解析によりアプローチし、特にセグメントの構造解析方法について提案している。

## 第2章 研究の背景

### 2.1 対象粘性土の地質特性

大阪平野は図 2.1 に示すように、周囲を六甲山地、北摂山地、生駒山地、金剛山地および和泉山脈によって囲まれ、南東には大阪湾が広がる盆地状の低地である。形成過程は地殻変動による沈降、淀川や旧大和川等の河川による運搬堆積作用、および海進海退による堆積作用が重なった結果と理解されており、上部の沖積層は最後の間氷期(約 1 万年前)以降に堆積した地層である。大阪平野を内環状道路および中央大通りに沿って東西に切った地質断面図を図 2.3 に示す。沖積層の層厚は上町台地より西側は 30m 前後で西側ほど厚く、上町台地に近づくと急激に薄くなる。東側は 20m 前後で分布するが層厚の変化が激しい。沖積層内に分布する粘性土は海成粘土で、上町台地より東側に分布する沖積粘性土は鋭敏粘土に分類されている。

本研究で対象としている粘性土は沖積粘性土層(Ma13)の内、上町台地より西側および北側の GL-5m~20m 前後に分布するものであり、一般的に(Ac 層)と称され、N 値が 0~3 と非常に軟弱である。文献<sup>7)8)</sup>を参考にすると、一般的に上町台地の北端と千里丘陵の南端を結ぶ南北の線を境に西側を西大阪、東側を東大阪平野と称し、北東から南西に流下する淀川を境に北側を北大阪、南側を南大阪平野と呼んでいる。対象粘性土層(Ac 層)の JR 大阪駅前付近における分布状況を図 2.2 に示す。この図は国道 2 号沿い東西断面で、右側(東側)が上町台地方向、左側(西側)が大阪湾方向であり、0. P-5m~-25m 付近に分布している粘性土層が対象である。

Ac 層(Ma13)の圧密降伏応力( $P_c$ )に着目すると図 2.4(a)に示すように、大阪湾の沿岸部ではほぼ正規圧密状態にあるが、西側および北側では過圧密比(OCR)が 1~3 で正規圧密状態と過圧密状態が混在している。北側は千里丘陵等の張り出しおよび河川の開折作用により層厚の変化が激しく、層の連続性も乏しい。そのため OCR もばらつきが大きいものと考えられる。Ac 層の圧縮指数( $C_c$ )は図 2.4(a)から分かるように全ての地域で大きく、図 2.4(d)に示す塑性図からも高圧縮性(CH)の粘性土であることが分かる。過圧密になった要因は、i) 長期間に渡って地下水の汲み上げを行ったこと、ii) 河川の氾濫、堆積作用、iii) 開発のために搬入土による埋立を行ったこと等が挙げられる。地下水の汲み上げによる地盤沈下は戦後から高度経済成長期の昭和 37 年頃まで続き、JR 大阪駅前付近では最大 25cm/年を記録している。その結果台風時の高潮等が問題となり、大阪市域では地下水採水規制が制定され、地下水位は徐々に回復、昭和 50 年前後に地盤沈下も概ね収束した。この当時、さまざまな研究がなされ、地盤沈下の原因は地下水位低下に伴う粘性土層の圧密が主因であるとの見解がなされている<sup>8)</sup>。図 2.4(b)に対象粘性土の一般的な非排水せん断試験の応力~ひずみ関係を示すが、Ac 層(Ma13)の降伏応力は概ね 200~300kPa 程度と考えられる。

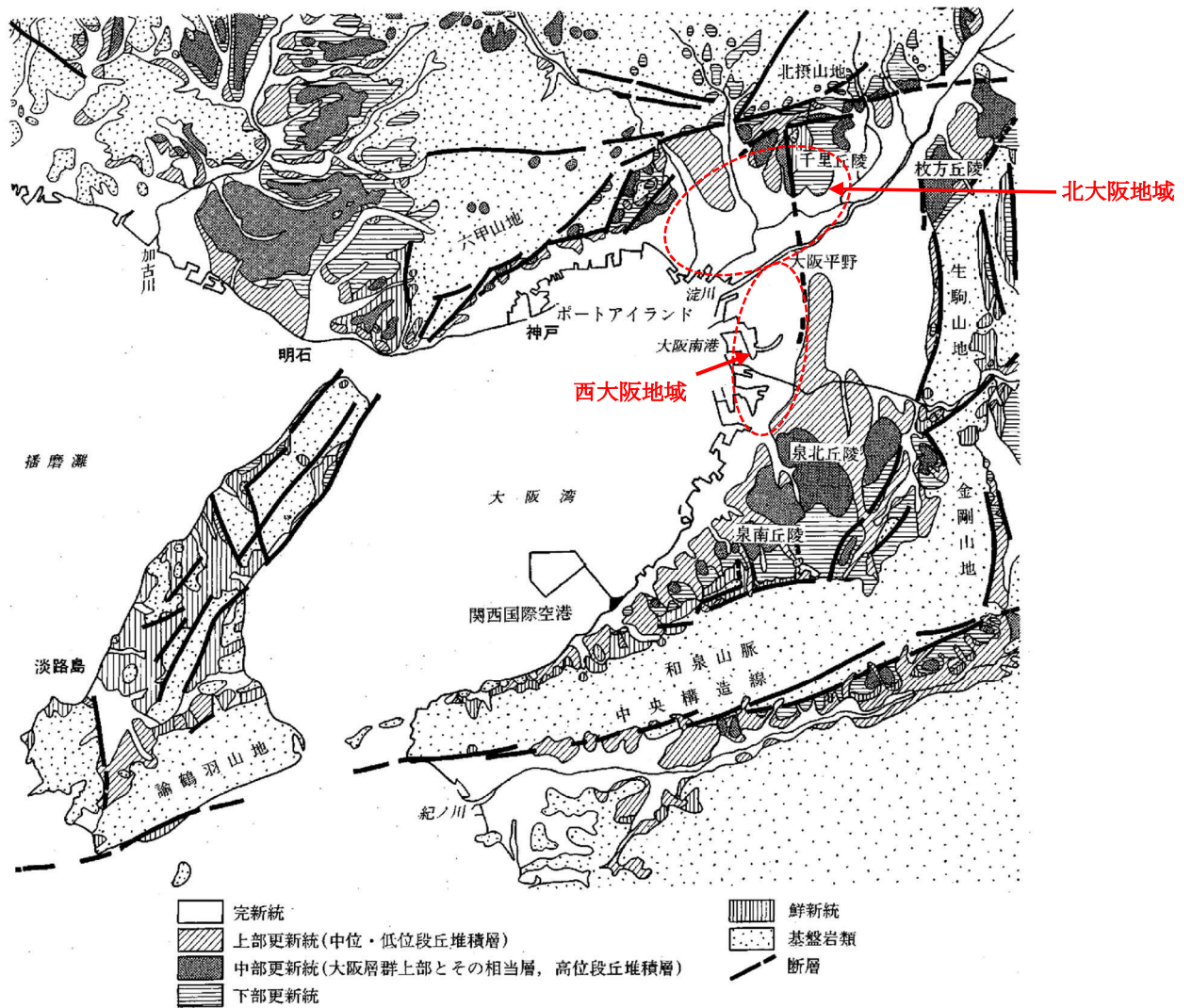


図 2.1 関西圏の地形・地質構成(赤字は加筆)<sup>8)</sup>

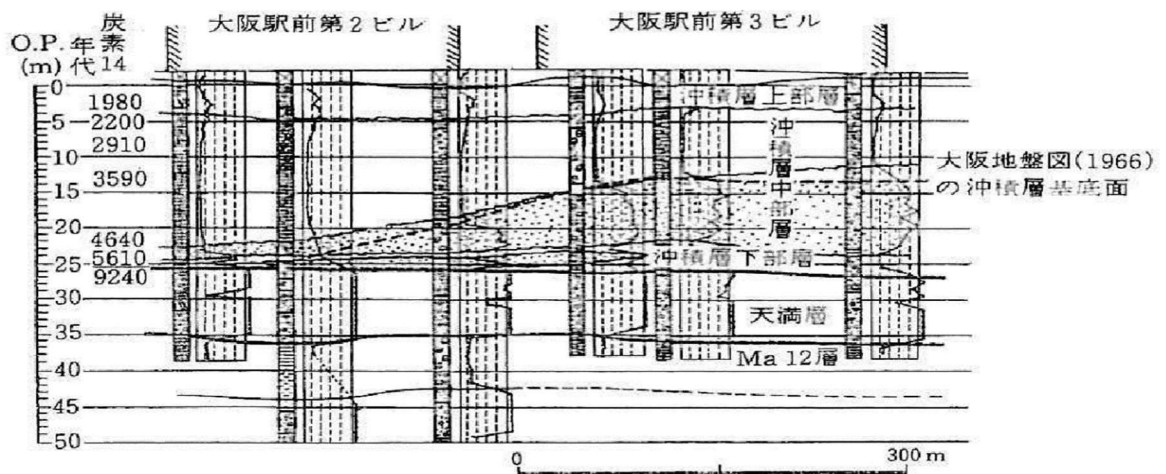
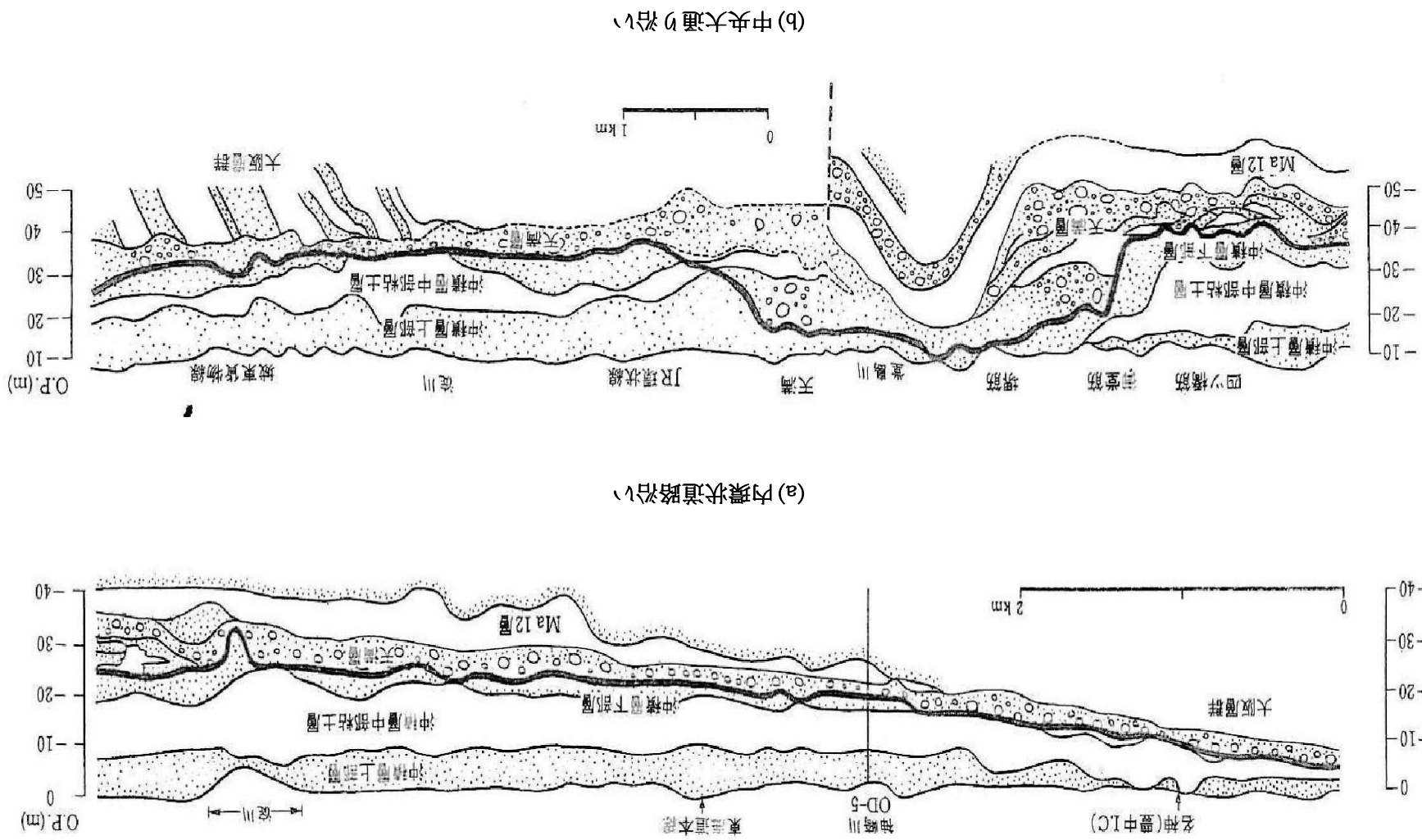


図 2.2 JR 大阪駅前東西方向(国道 2 号沿い)の地層構成<sup>7)</sup>

図 2.3 大阪平野部の東西方向地質断面<sup>2)</sup>



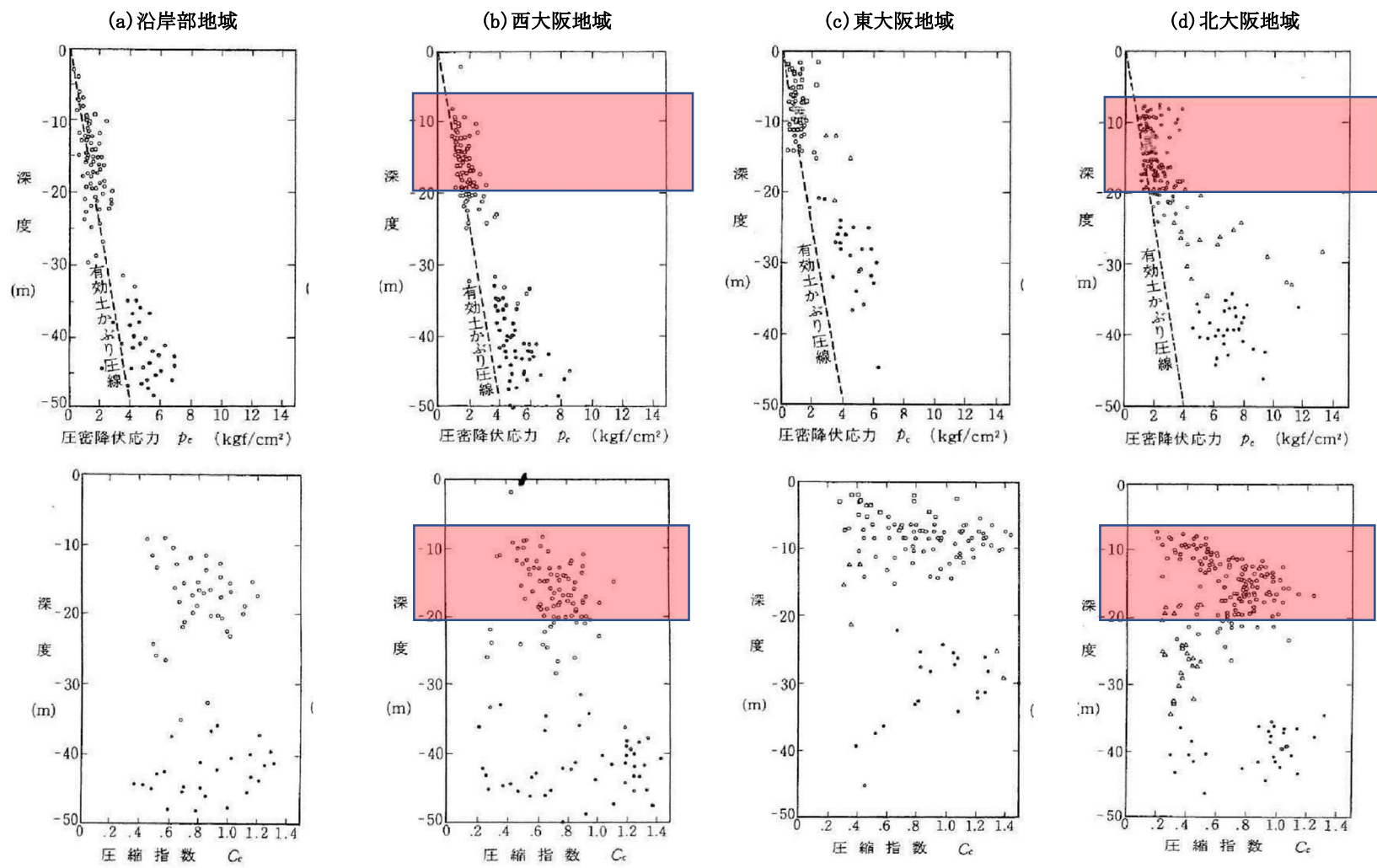


図 2.4(a) 大阪平野部に分布する粘性土層の  $P_c$ 、 $C_c$  深度分布<sup>7)</sup>

図 2.4(b) 大阪平野に分布する海成粘性土の代表的な応力～ひずみ関係<sup>17)</sup>

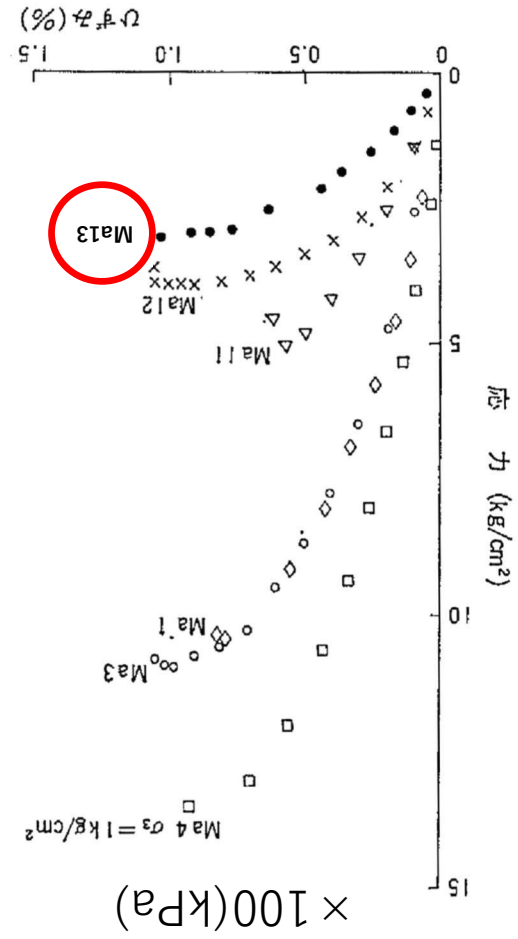


図 2.4(d) 大阪平野に分布する海成粘性土の代表的な塑性図<sup>17)</sup>

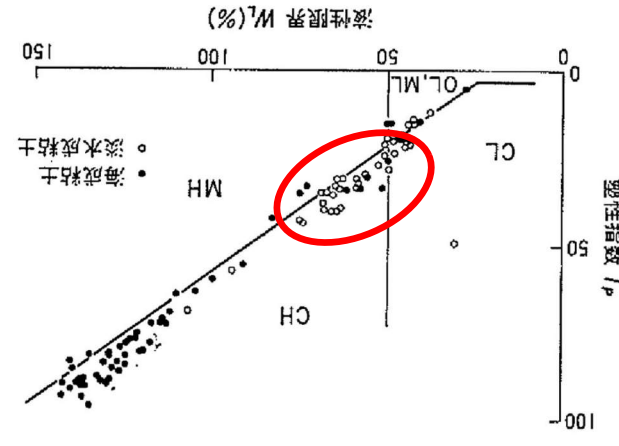
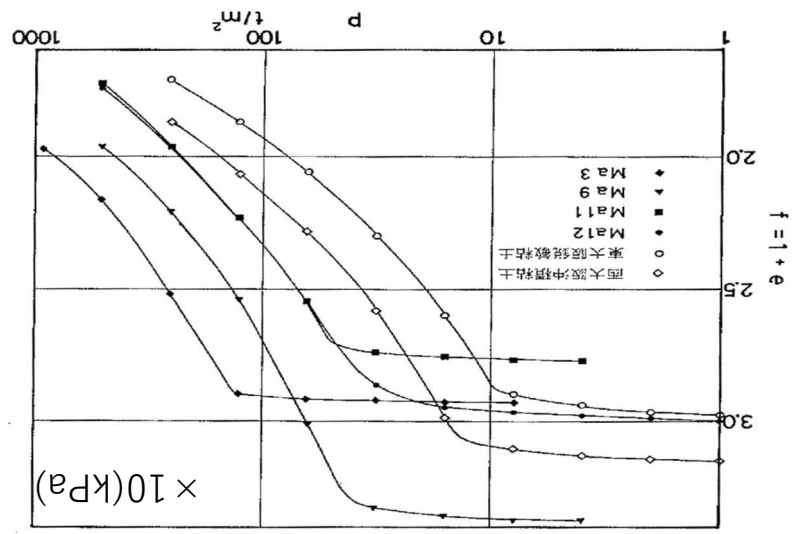


図 2.4(c) 大阪平野に分布する海成粘性土の代表的な  $f \sim \log p$ <sup>17)</sup>





## 2.2 事例に見るシールド施工時荷重による対象粘性土層の長期挙動

大阪平野に堆積分布する沖積粘性土(Ac 層)を対象としたシールドトンネル工事において、トンネル掘削時の地盤沈下を実測した4つの事例について、施工条件を表 2.1、地層構成とトンネルの位置関係を図 2.5 に示す。トンネルの掘削径は 4.5~5.3mで、4事例とも類似している。トンネルの深さは事例 A~C では 15~16mで、事例Dのみ 8mと他と比較して浅い。事例 A ではトンネルは完全に Ac 層内に位置し、事例 B および C はトンネル上部のみ Ac 層内にある。また事例 D ではトンネル断面のほとんどは Ac 層内に位置するが、下半の一部は洪積粘性土層(Dc 層)内にある。

地盤沈下量の計測方法は、計測器として層別沈下計(差動トランス式センサー)を採用し、トンネル天端近傍の沈下量を捉えるため、掘削天端より上方 0.5~1m の位置、Ac 層の上面層境界付近、および地表面に測点を設けている。事例 A はテール通過後約 11 か月、事例 B(シールド上部判断面および上部が沖積粘性土層)、事例 C(シールド上部が沖積粘性土層)、および事例 D(シールド全体が沖積粘性土層内)はテール通過後約 5~7 か月の測定を実施している。

4つの事例について、トンネル掘進に伴うトンネル直上の粘性土層の経時的な鉛直変位の挙動を図 2.6 に示す。また、トンネル直上測点と Ac 層の上部層境界付近の測点間の鉛直ひずみ量を用いて、計測点直下をトンネルテールが通過した後の Ac 層の挙動をひずみ速度( $\alpha = d\varepsilon / d\log t$ )に着目して整理すると表 2.2 に示すとおりである。これより Ac 層の長期挙動について整理すると以下のとおりである。

- ① 全ての事例でテール通過後 6 か月経過した時点においてもトンネル直上地盤の沈下挙動は継続しており、Ac 層のひずみ量も増加傾向を示している。
- ② 全ての事例においてトンネルのテール通過 24 時間後から 7 日程度の間  $\alpha$  は非常に大きく、Cc に近い値を示している。その後時間経過とともに  $\alpha$  は小さくなるが、その値は 1/100 以上で、二次圧密の速度と考えると 1 桁大きな値である。さらにその  $\alpha$  はテール通過 1 か月後以降ほとんど変化せず、6 か月~1 年以上一定の速度でひずみが増加、累積する傾向にある。
- ③ 事例 D については他の事例と比較して経時的な  $C\alpha$  の大きさ、収束傾向が異なるが、この要因は対象の粘性土が鋭敏粘土に分類されること、および土被りが小さいことでトンネル掘削時の地山のアーチ形成効果が弱いため、トンネル上部の地山応力の再安定化に時間を要するためと推定される。

表 2.1 Ac 層を対象としたシールドトンネル工事事例の施工条件及び施工時の地盤挙動

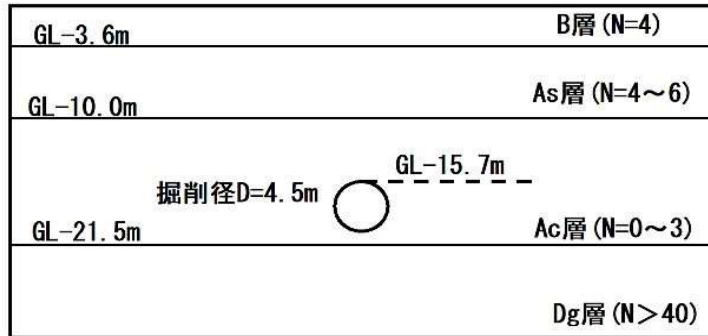
事例No.		A	B	C	D
マシン形式		泥土圧式	泥水式	泥土圧式	泥土圧式
掘削外径 (m)		4.49	5.31	5.2	5.31
土被り厚 (m)		15.7	15.8	16.3	8.0
沖積粘性土層 (Ac層) の地質特性	地域区分	西大阪	北大阪	西大阪	東大阪
	N値 (回)	0~3	1~3	0~1	1~3
	対象層厚 (m)	6.0	4.0	5.0	3.5
	Pc (kPa)	157	195	186	122
	OCR	1.6	2.1	1.9	2.5
	Gc	0.8	0.77	0.75	0.48
地盤変位の観測期間 (月)		11.0	6.6	5.0	6.0
Ac層とトンネルの断面位置関係		断面全体がAc層内	断面上部がAc層内	断面上部がAc層内	断面の大半がAc層内
トンネルの土被り高 (H) と掘削径 (D) の比率 (H/D)		3.6	3.0	3.1	1.5
施工時間 (hr) [計測点に切羽が到達し、テールが通過するまでの時間]		15	20	13	33
トンネル直上地盤の鉛直変位 (mm) [テール通過24hr後]		45.0	11.5	12.8	12.0

表 2.2 シールドトンネル施工に伴う Ac 層の鉛直ひずみ速度 ( $\alpha$ )

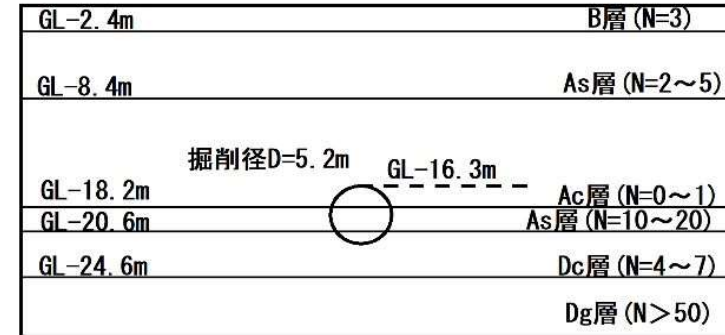
事例No.		A	B	C	D
代表期間のひずみ速度 ( $\alpha = d\varepsilon / d\log t$ )	テール通過後 24hr~7days	0.24	0.72	0.12	0.55
	テール通過後 7days~1か月	0.04	0.2	0.04	0.24
	テール通過後 3~6か月	0.04	0.07	0.04	0.34
	テール通過後 6か月以降	0.03	0.07	0.03	0.09

※  $\alpha$  算出時の対象層厚はトンネル直上の計測点と、トンネル上部の沖積粘性土層境界部近傍の計測点間の距離を取り、沈下量はその 2 点の差分を適用した。

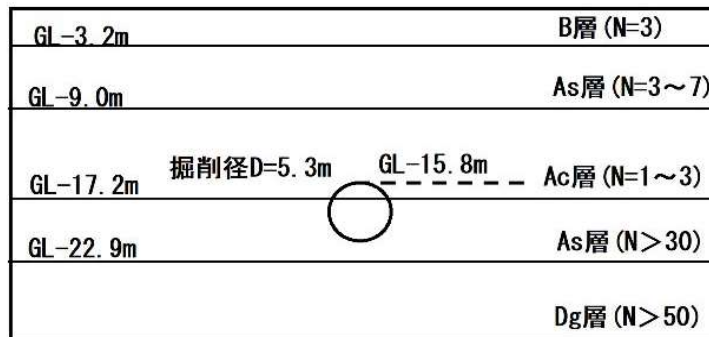
(事例 A)



(事例 C)



(事例 B)



(事例 D)

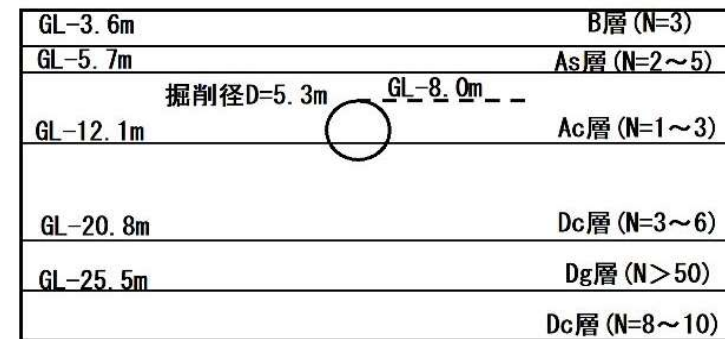


図 2.5 各事例の地層構成とトンネルの位置関係

鉛直ひずみ(直上: GL-15.0m)

事例 A

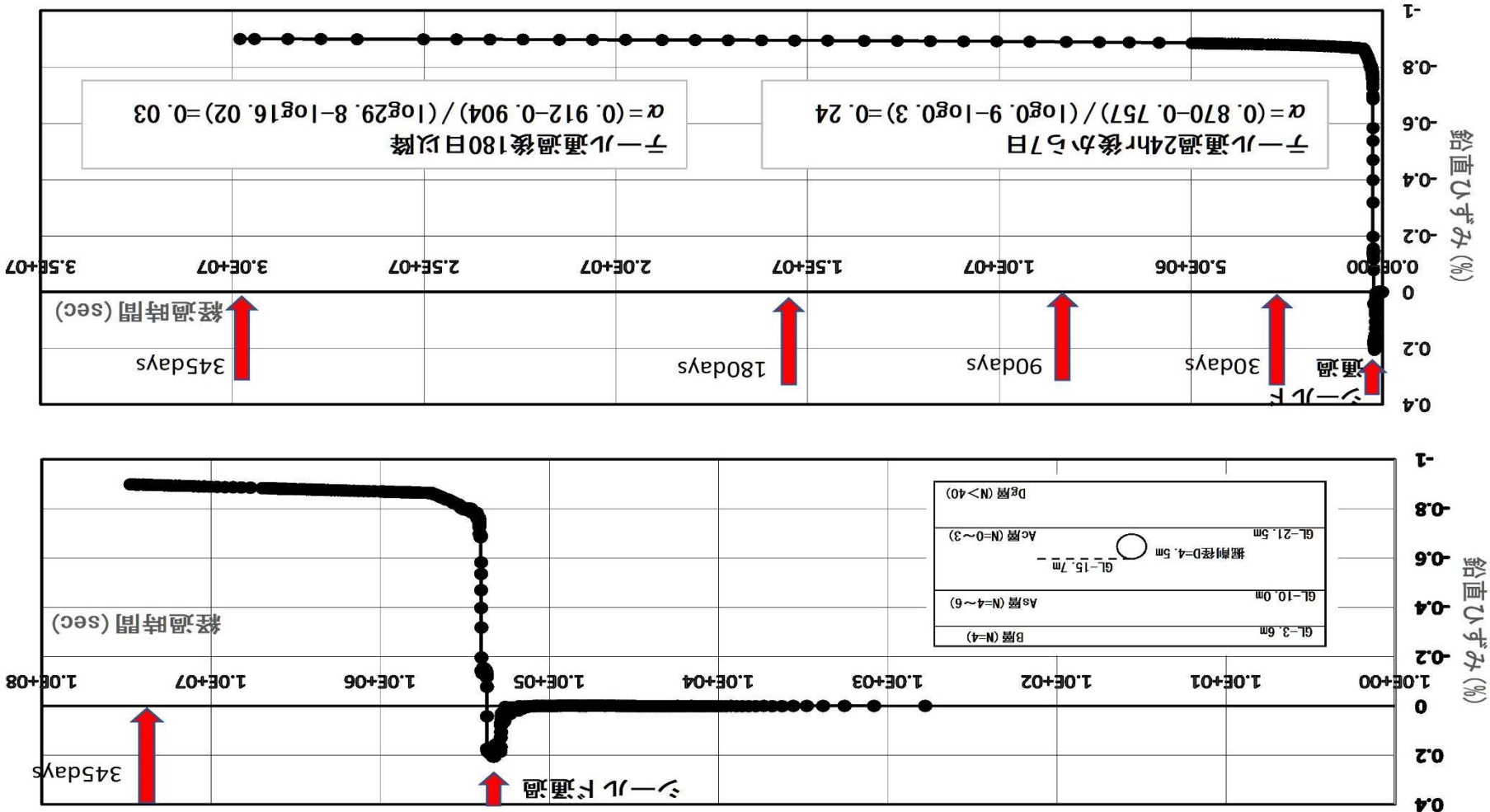


図 2.6(a) トンネル直上地盤の経時的な鉛直ひずみの推移(事例 A)

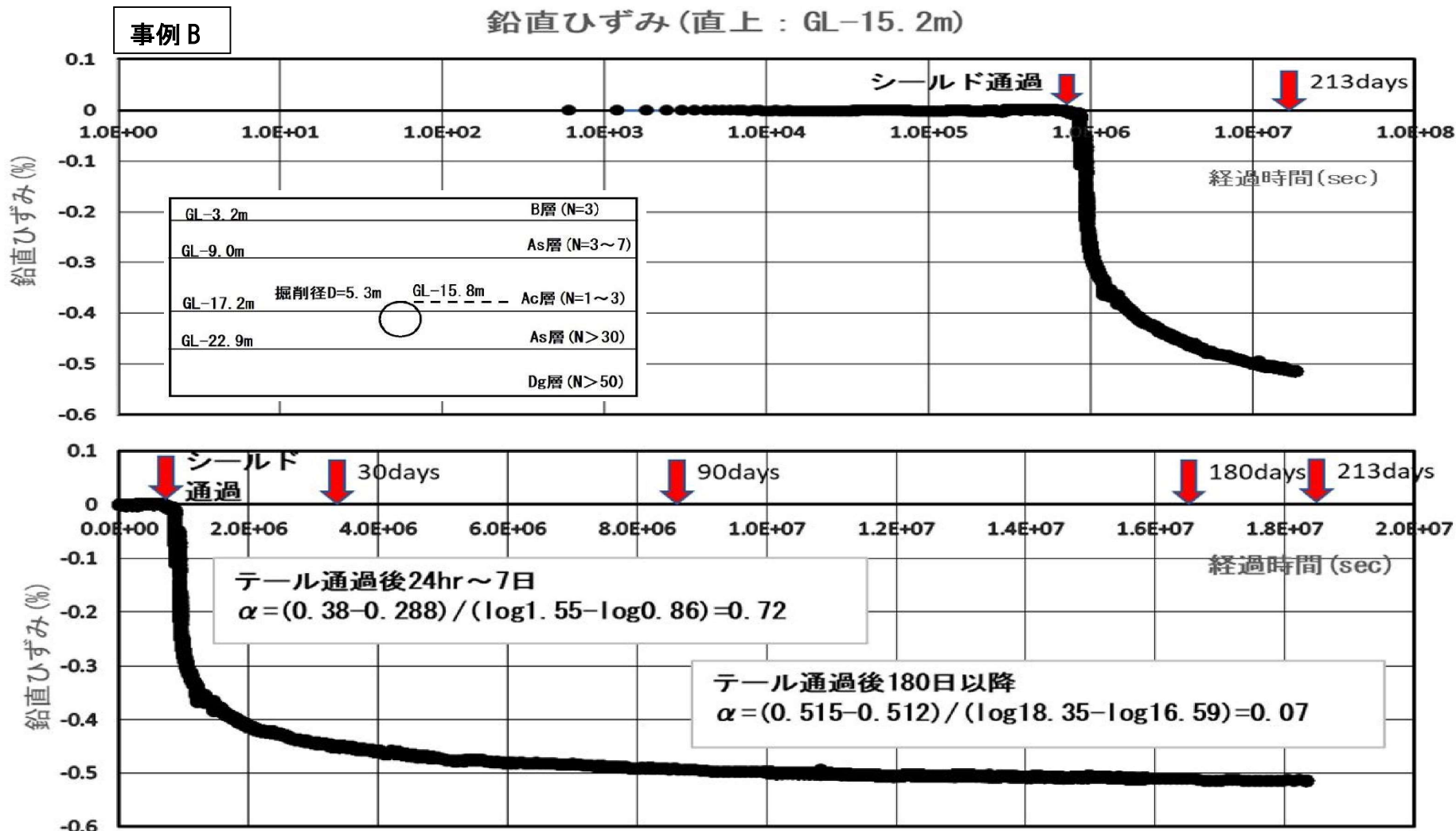
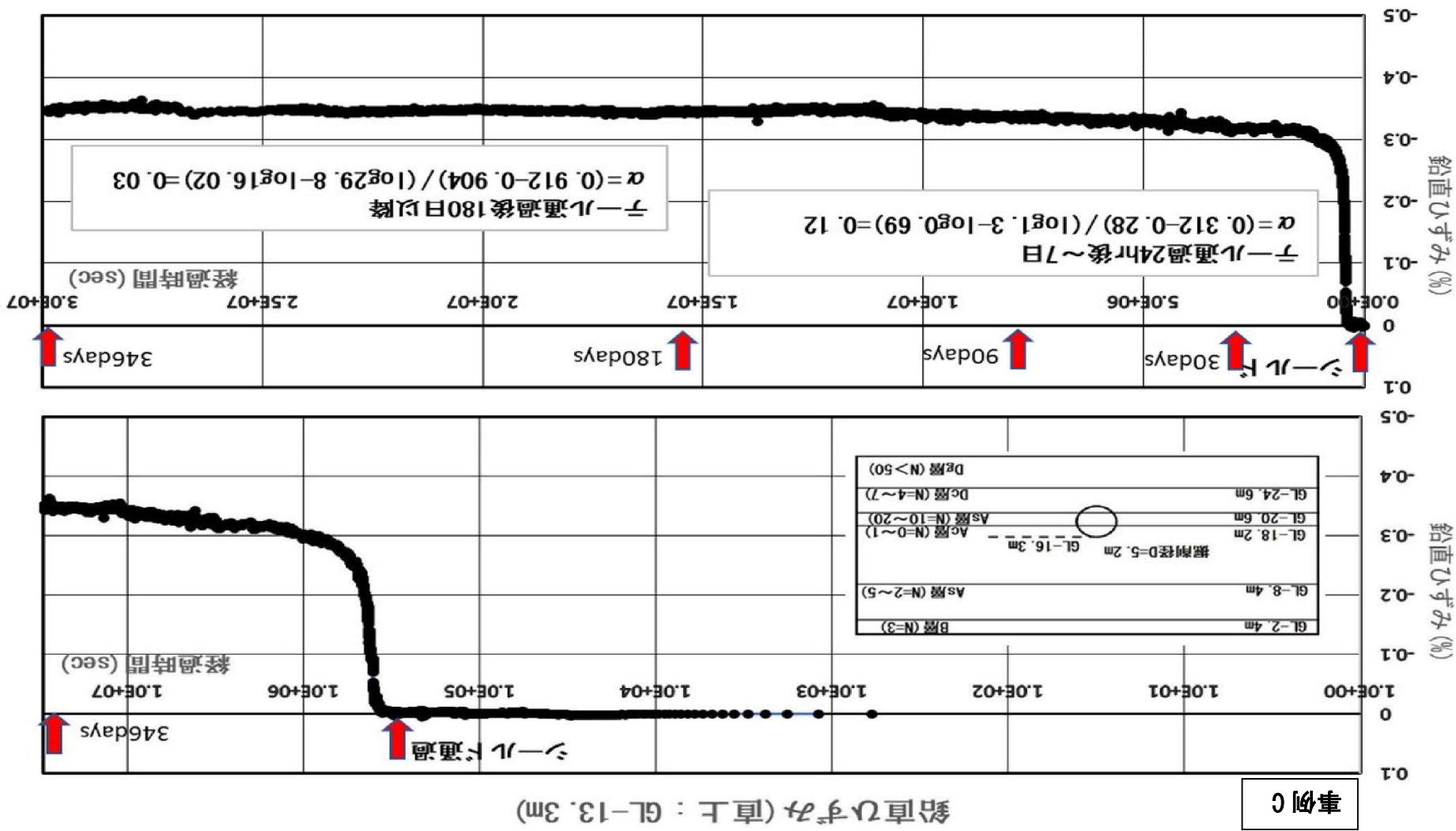


図 2.6(b) トンネル直上地盤の経時的な鉛直ひずみの推移(事例 B)

図 2.6(c) トンネル直上地盤の経時的な鉛直ひずみの推移(事例 C)



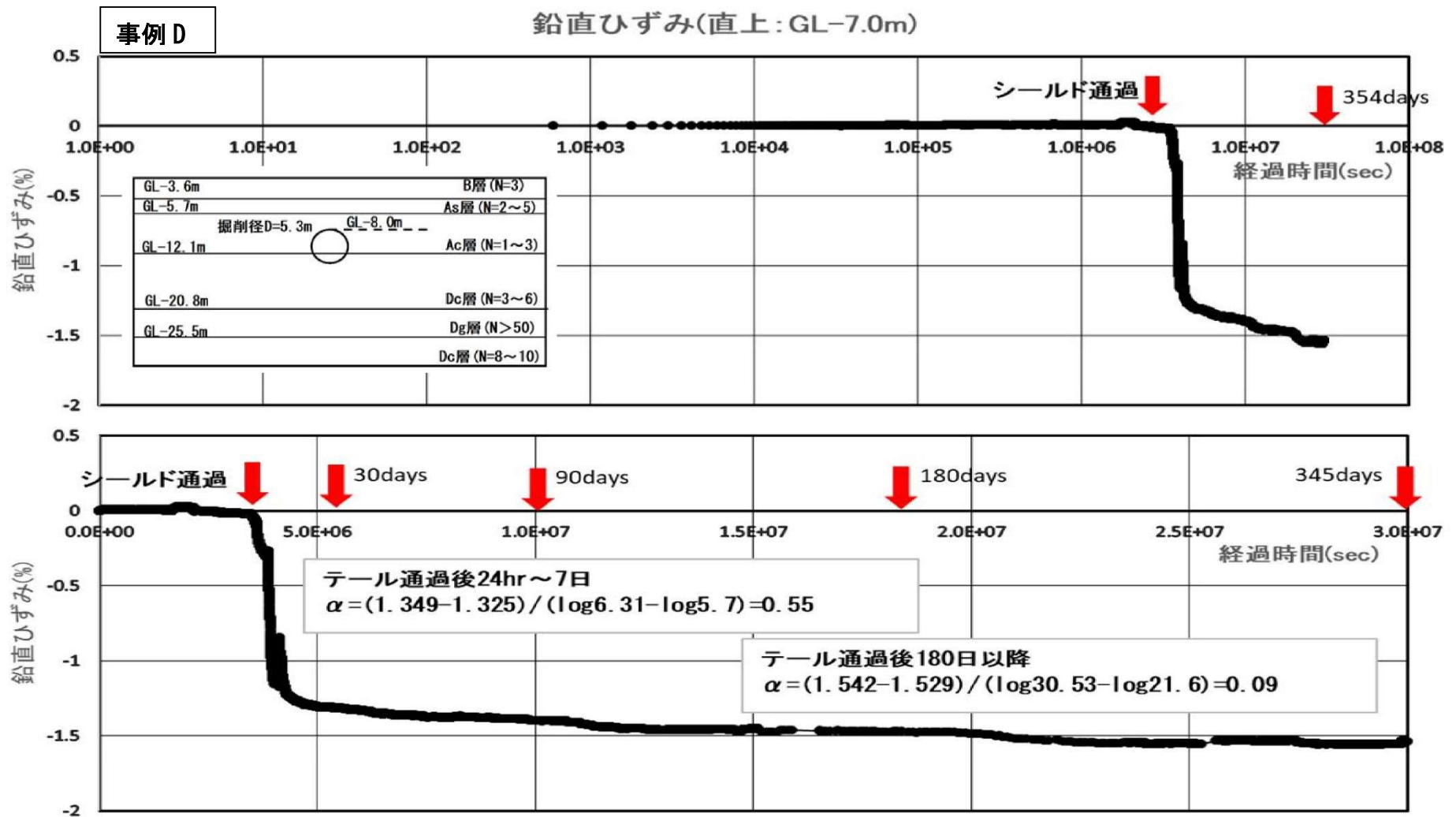


図 2.6(d) トンネル直上地盤の経時的な鉛直ひずみの推移(事例D)

## 2.3 セグメントに関する基本情報の整理

### 2.3.1 セグメントの構造および設計の考え方

シールドトンネルの支保工は「セグメント」と称する一次覆工と、RC または無筋コンクリート構造の二次覆工がある。一次覆工は土水圧等の静的荷重や地震等の動的荷重に耐える構造とし、二次覆工は主に止水、防食、線形確保、化粧等の非構造を目的とするが、必要に応じて一次覆工を補強する構造体として利用される。近年は一次覆工としてのセグメントの剛性や止水性能が向上しており、化粧目的以外で二次覆工を採用するトンネルは少なくなっている。

セグメントはその材質によって、RC セグメント、鋼製セグメント、ダクタイル(鋳鉄)セグメントに分類され、RC セグメントには梁構造を採用した中子型と、板構造を採用した平板型がある。一般的に上下水道のような $\phi 3000\text{mm}$  前後の中小径トンネルでは鋼製セグメントの利用頻度が高く、 $\phi 4000\text{mm}$  以上の大口径トンネルではRC セグメントが主流である。また、上載荷重が大きい場合、近接構造物がある場合、ならびに地盤沈下が懸念される場合には剛性の高いダクタイルセグメントが使用される。

本研究で対象とするセグメントはRC セグメントであり、その一般的な構造を図 2.7 に示す。セグメントの設計は基本的に横断面についてリング構造と仮定して行う。リング構造モデルについては図 2.8 に示すようにセグメントのピース間、リング間継手の扱いによって3つの考え方がある。継手の剛性も含めてリングを一樣な剛性で評価したものが「(a) 剛性一樣リング」、ピース間の継手をヒンジと仮定した方法が「(b) 多ヒンジリング」であるが、近年はピース間継手に回転ばね、リング間継手にせん断ばねを導入することで、セグメントの変形性能を考慮した手法(c)が主流となっている。リング間継手の組み方が剛性に与える影響をどう評価するか(曲げ剛性の有効率)によって慣用法と修正慣用法がある。

設計荷重については、標準的な設計法(慣用計算法、修正慣用計算法)では図 2.9 に示す土水圧、セグメントの自重が用いられる。この荷重の考え方は土圧、水圧、セグメント自重によりセグメントリングが変形するが、その変形形態をリング上の位置によって扱い方を変えている。天端を角度  $0^\circ$  として $\pm 45^\circ$  と $\pm 135^\circ$  の位置を境に変形方向がトンネル内空側か外側かに変化すると仮定している。セグメントが外側(地山側)に変形する場合は地山が変形に抵抗して地盤反力が発生すると考え、設計上 $\pm 45^\circ$  から $\pm 135^\circ$  の範囲に三角形分布の地盤反力を荷重として設定している。大深度の場合や地山が軟弱な場合、および近接構造物への影響が懸念される場合などは数値解析法を用いた構造検討がなされることがある。



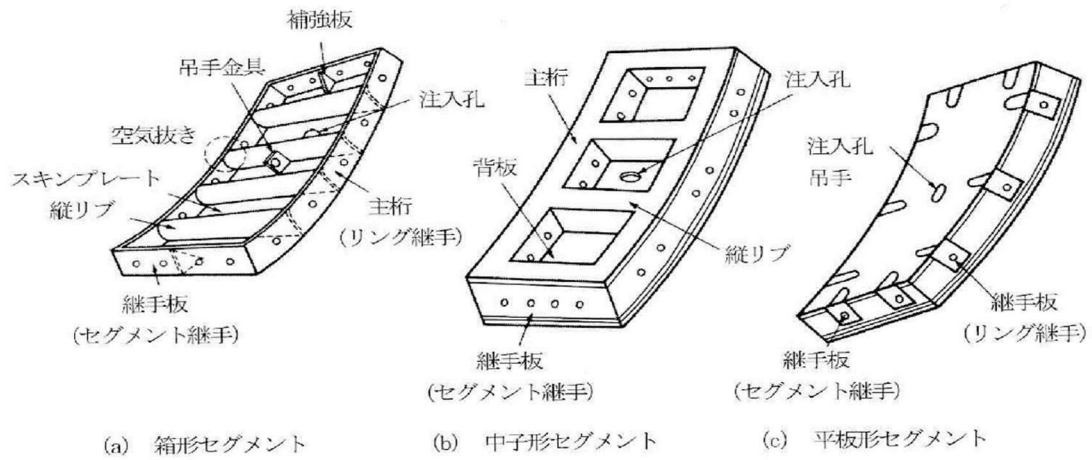


図 2.7 セグメントの標準的な分類<sup>9)</sup>

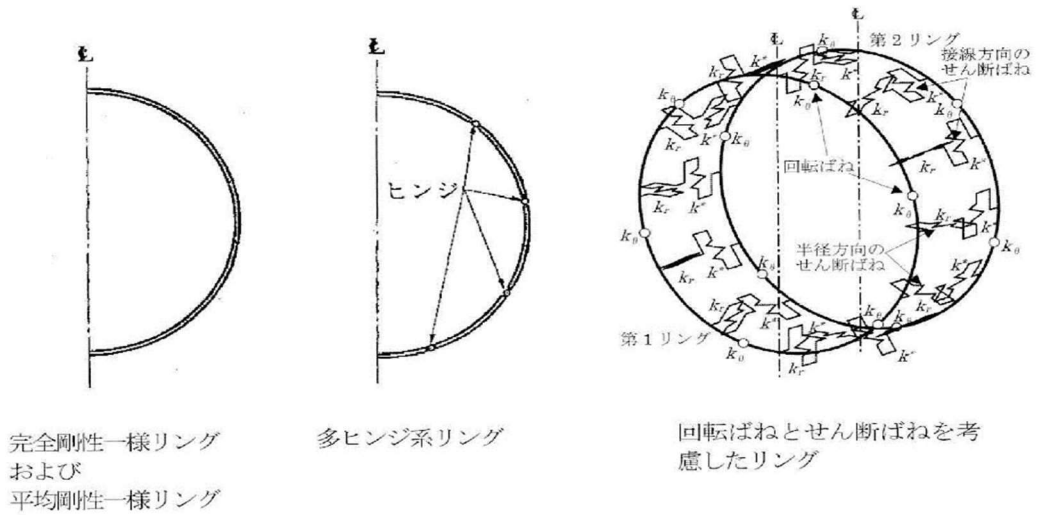


図 2.8 セグメントの構造計算に適用される構造モデルの分類<sup>9)</sup>

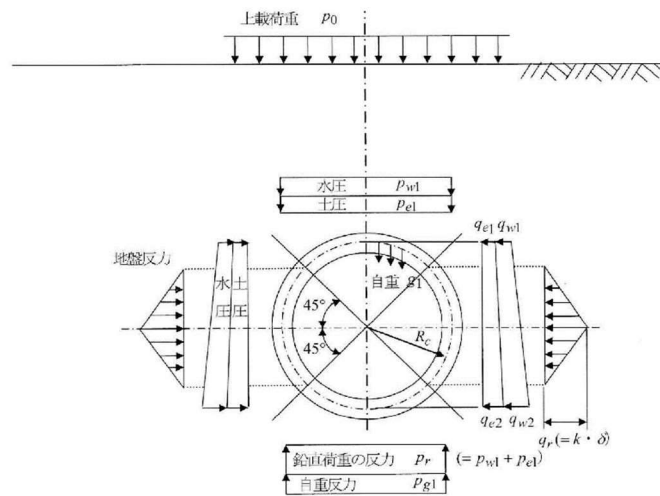


図 2.9 セグメントの構造計算 (慣用計算法および修正慣用計算法)<sup>9)</sup> で用いられる設計荷重の考え方

### 2.3.2 セグメントの劣化要因

セグメントの劣化で多く見られる現象は RC セグメントではコンクリートの劣化(ひび割れ、断面欠損等)、鉄材(鉄筋、ボルト)の腐食、漏水等であり、鋼製セグメントやダクタイルセグメントでは部材の腐食、破断、漏水等である。

劣化を引き起こす要因は様々であるが、主なものを整理すると以下のとおりである。

- ① 内的要因：乾燥収縮、施工時荷重(ジャッキ推力のアンバランス等)、アルカリ骨材反応、漏水、塩化物イオン、硫化水素、硫黄、電蝕、活荷重振動
- ② 外的要因：地下水位低下や圧密による荷重増や偏荷重、近接工事による荷重増や偏荷重、地震(地震力や液状化)

上記要因により出現する劣化現象も多種多様であるが、セグメントの健全性を評価する上で重要かつ検知し易い現象はひび割れ、漏水、錆汁である。これらの相関関係を考えると錆汁は漏水に伴うものがほとんどで、漏水は継ぎ目シールの不備を除くとひび割れに伴って生じるものである。したがって、劣化状況を判断する上ではひび割れの評価が最も重要となる。図 2.11 はシールドトンネル内面に発生しているひび割れを模式的に表したもので、(a)は二次覆工の内面、(b)はセグメントの内面を展開している。二次覆工は巻き立てられたトンネルではセグメント内面を直接見ることはできないため、二次覆工内面の劣化状況からセグメントの健全性を判断することになる。ひび割れを生じさせる要因は前述した内的、外的要因を合わせて多種多様であるが、重要な事はひび割れの形状と発生個所である。図 2.10 にシールドトンネルが完成した段階の代表的な断面形状を模式的に示す。セグメントに土水圧が作用するとセグメントは破線のように横扁平に変形する。この時部材には黒のハッチングした範囲では内側引張、ハッチングの無い範囲では外側引張の曲げモーメントが発生する。さらに内側引張の範囲では曲げに抵抗する反力が期待できないため変形が生じ易い状態にある。また外側引張の曲げモーメントが発生している範囲では内側から変状を確認できないため、変状が確認できた時には部材応力度が相当厳しくなっている恐れがある。写真 2.1～2.3 はセグメント内面の天端付近のひび割れを下から撮影した事例であるが、いずれもトンネル縦断方向にひび割れが連続しているのが分かる。この要因は上述したようにセグメントの内側に曲げモーメントが発生している可能性が高いと思われる。

上記の事項を踏まえて図 2.11 を見てみると、(a)ではトンネル天端付近に縦断方向に生じているひび割れは構造的に問題のあるもので、トンネルに作用する鉛直方向の荷重増加か、トンネル側部の水平荷重の減少による可能性がある。またトンネル横断方向のひび割れで連続性のあるものは、トンネル縦断方向で荷重のアンバランスが生じ、セグメントのリング間継手に目開きが生じている可能性がある。(b)は平板型 RC セグメントの劣化を直接確認した図であり、天端付近の縦断方向ひび割れは前述した鉛直荷重の増加、側方荷重の減少等の要因による構造ひび割れの可能性が高い。リング間継手付近に見られるひび割れは施

工時の過大なジャッキ推力や継手に引張応力が作用した可能性がある。

完成したシールドトンネルのセグメントに発生していると考えられる断面力(曲げモーメント)を、地山が砂質土と粘性土の場合およびセグメントリングの剛性モデルとして一様剛性と継手ヒンジを入れた場合で比較したものが図 2.12 である。剛性モデルによって断面力の分布曲線に若干の差異はあるが、この図から前述したように天端あるいはインバートから $\pm 45^\circ$  の範囲ではトンネル内面側が引張となり、 $\pm 45^\circ \sim \pm 135^\circ$  の範囲では地山側が引張となっている。さらに粘性土地山では天端付近のモーメントが非常に大きくなり、供用開始時点から応力的に余り余裕のない状況に置かれていることが分かる。図 2.13 は軟弱粘性土層内に敷設されたトンネルで、裏込め注入完了後約 3 か月経過した時点の曲げモーメントの実測値である。なお、曲げモーメントはセグメントの鉄筋に設置した鉄筋計により測定したひずみ量から計算した値である。実測曲げモーメントは図 2.12 (b) に示した粘性土地盤を対象とした設計値と分布形状が類似しており、トンネル天端付近では内側引張、側方では外側引張が生じていることが分かる。なお、小山はこの実測曲げモーメントの絶対値は設計値よりも 20~30%小さいことを指摘しており、その要因は施工時荷重を考慮した設計計算が行われていないことにあると推定している。

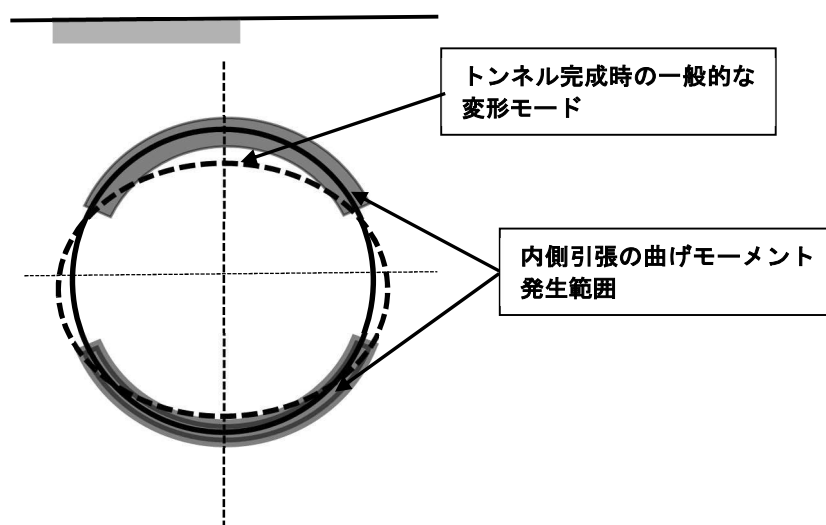
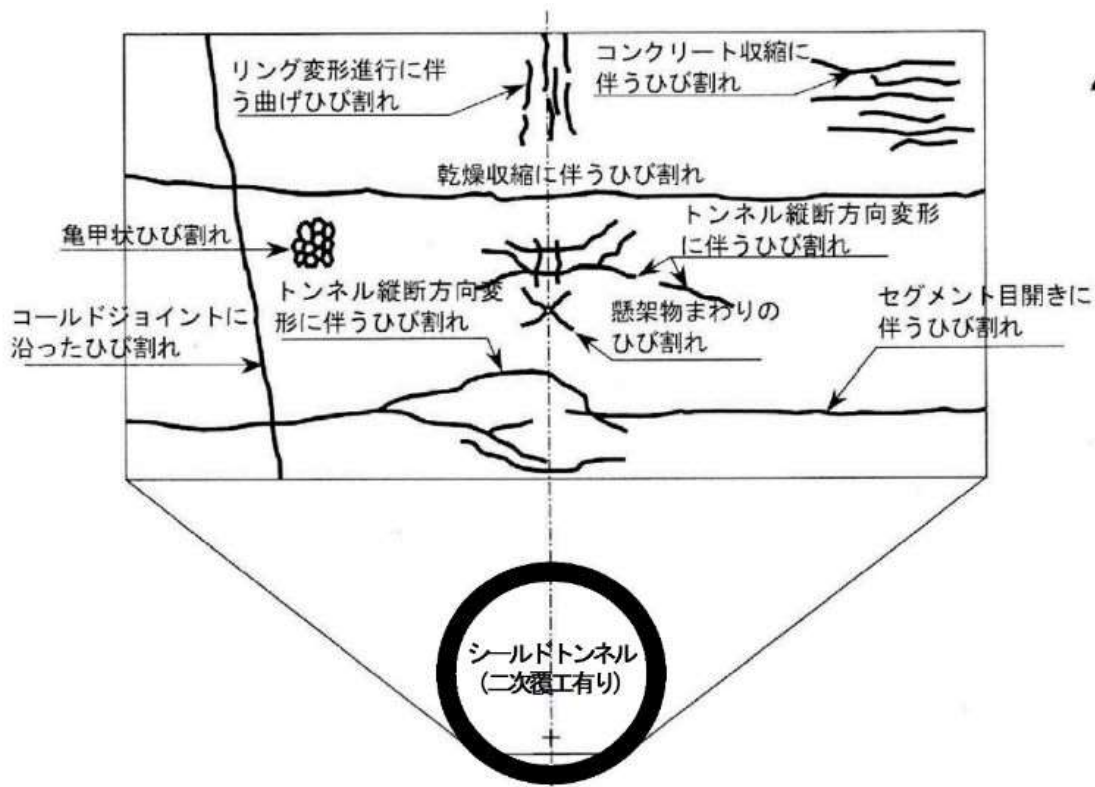
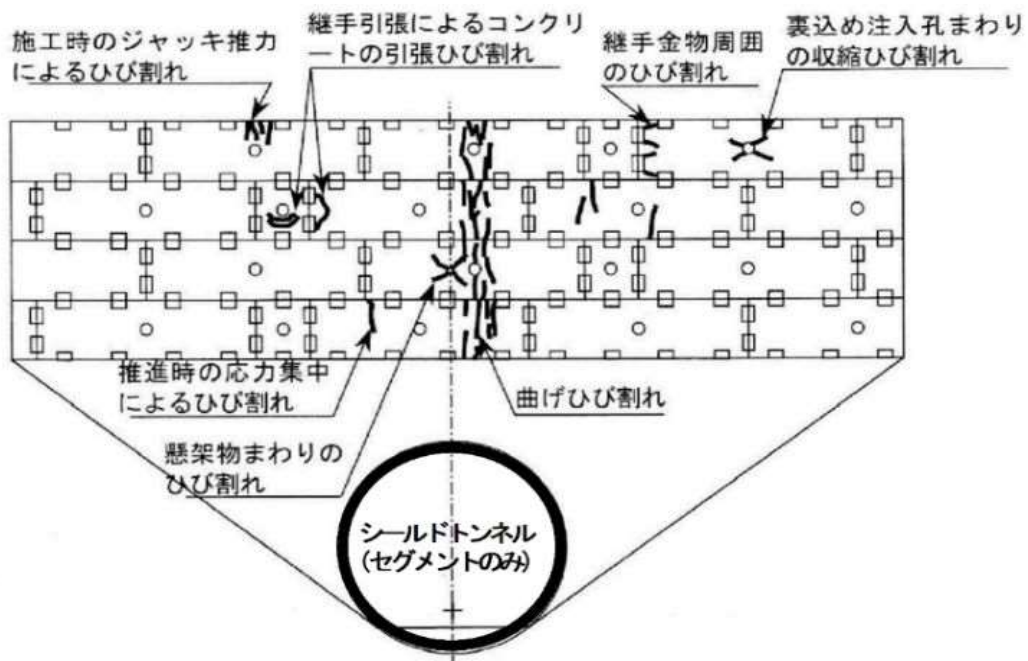


図 2.10 セグメント断面の変形形状と部材断面力の関係



(a) 二次覆工内面



(b) セグメント内面

図 2.11 シールドトンネル内面の典型的な劣化模式図<sup>1)</sup>

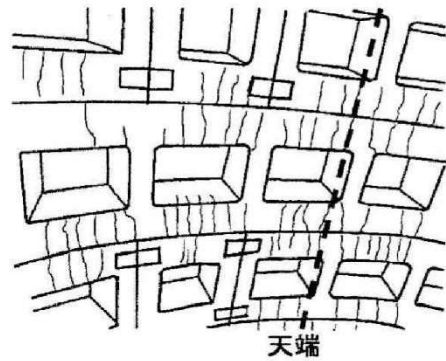
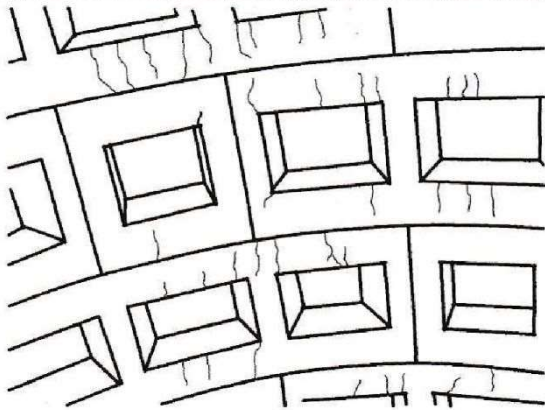
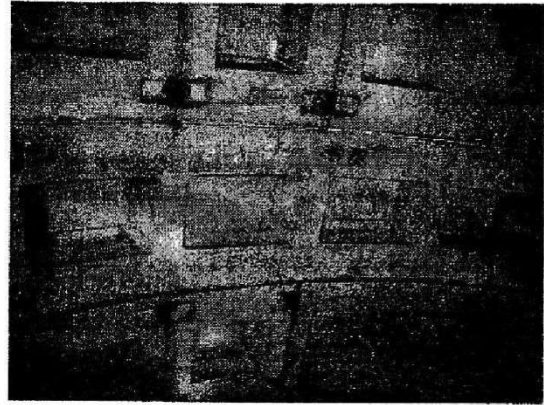
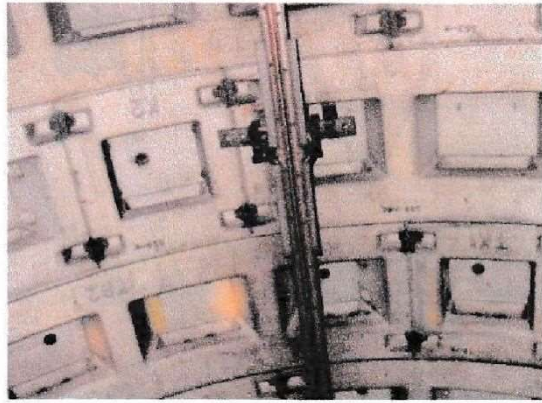
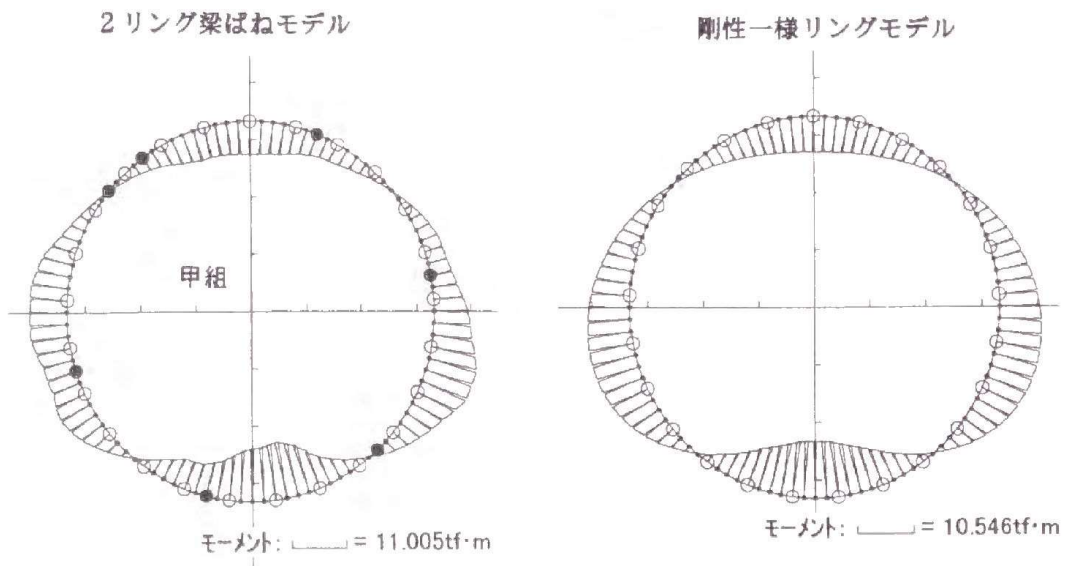


写真 2.1 セグメント内面の変状事例(1)<sup>6)</sup>

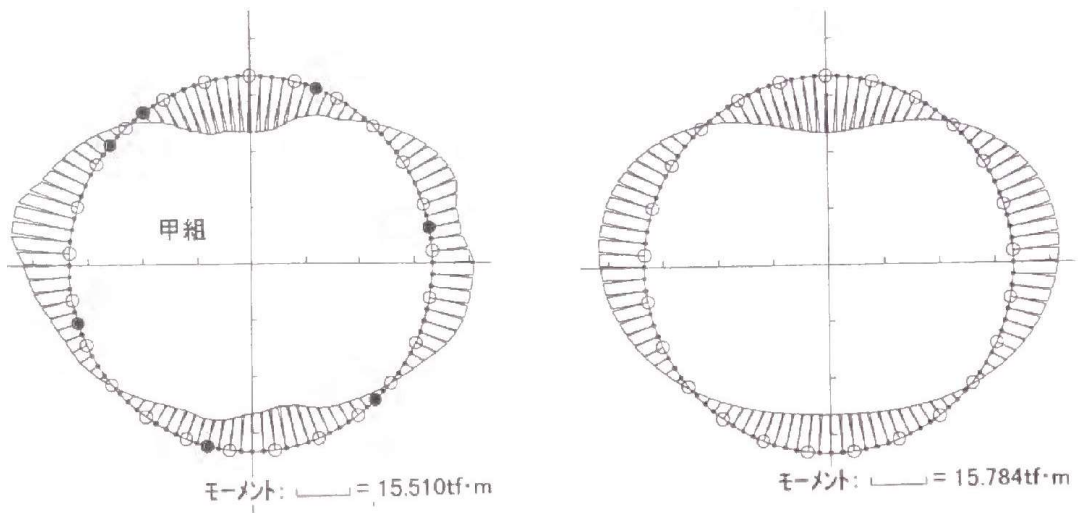
写真 2.2 セグメント内面の変状事例(2)<sup>15)</sup>



写真 2.3 セグメント内面の変状事例(3)<sup>16)</sup>



(a) 砂質土層を対象とした場合



(b) 粘性土層を対象とした場合

図 2.12 土質および剛性モデルの差異による設計曲げモーメントの分布形状<sup>10)</sup>

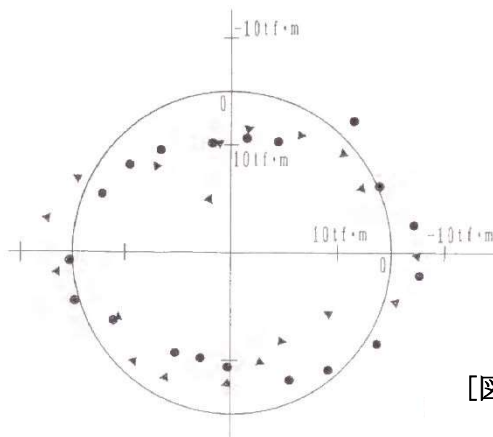


図 2.13 実測の曲げモーメント分布<sup>11)</sup>  
[図 2.12 (b) の設計モーメントに対する実測値]

### 2.3.3 粘性土層の圧密現象がセグメントに及ぼす影響

都市部においてシールド工法で建設されたトンネルの多くは敷設後 20～40 年が経過し、維持修繕の時期を迎えている。大阪市域でも維持管理のためトンネル内空を目視または画像により調査すると図 2.11 に示したような劣化が確認され、構造的なひび割れについてはその原因の究明を行い、補強対策の検討、実施を進めている。原因の多くは近接施工に伴う地下水位低下、掘削や载荷による偏圧の作用等の外的なものであるが、一部原因が特定できないものや外的要因だけでは説明できない劣化が確認されている。

地下水位低下や近接施工の影響等で粘性土層の圧密現象がセグメントにどのような影響を及ぼすかについては、i) 圧密により発生した過剰間隙水圧の消散に伴う有効応力の増加、ii) 粘性土のせん断変形に伴う増加荷重、iii) 地盤変形量の差異による偏荷重、が考えられる。有泉らはセグメント継手からの漏水による圧密現象に対して遠心模型実験を行い、供用後 12 年が経過したセグメント天端の鉛直土圧は最大 1.25 倍にまで増加するとし、その要因は圧密に伴う地盤変位と地盤変位に伴う粘土のせん断抵抗によるトンネルへの圧力伝達であると結論付けている。

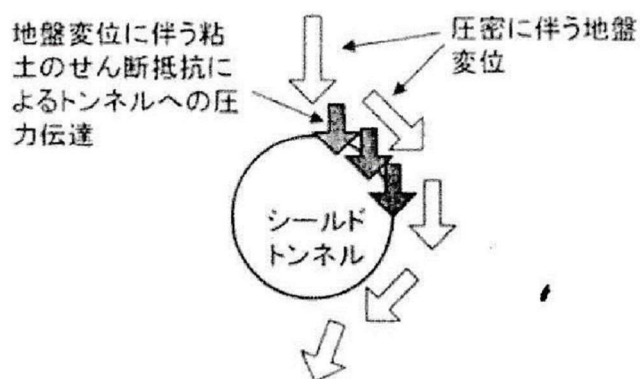


図 2.14 シールドトンネル掘削に伴うトンネル周面の粘性土層の挙動(推定)<sup>4)</sup>

## 2.4 まとめ

- a) 2.1 で整理したような地質特性を有する沖積粘性土(Ac 層)については、これまでに多くの研究がなされているが、実施工の段階では「軟弱粘性土だから変形に注意しよう」程度の認識しか持たれていない。その一因となっているのが標準圧密試験から得られる OCR と考える。シールドトンネル施工を含めて多くの現場では設計段階または施工時に Ac 層の圧密試験を行い、得られた  $P_c$  と推定した現在の有効土被り荷重から OCR が 1 より大きく過圧密粘土であると評価している。対象の粘性土が過圧密で、工事により粘性土に与えるインパクトが  $P_c$  以下であるという情報から、当該工事による Ac 層の新たな圧密現象は生じないと結論付けることとなる。しかし、図 2.4 に見られたように対象とする西大阪や北大阪地域で、GL-10~20m 付近の Ac 層の OCR は相当のばらつきがあり、標準圧密試験から得られた  $P_c$  と推定値の有効土被り荷重から過圧密粘土であると断定することには問題があると考えられる。
- b) 2.2 で示した事例に見られるシールド掘削後の粘性土層を含めた地盤沈下挙動は、テール通過後 24 時間~7 日のひずみ速度が  $C_c$  に近く、掘削時のインパクトが Ac 層の新たな一次圧密を招いている可能性がある。また、それに伴う二次圧密が潜在している二次圧密挙動に加算され、その速度が大きくなり、挙動が 1 年以上継続している可能性がある。その場合、トンネル支保工であるセグメントへの長期的な影響が懸念される。
- c) 揚水に伴う地下水位低下やトンネル上部の載荷重による粘性土層の圧密現象がセグメントの変形に繋がったと判断された事例は 1 章でも述べたように幾つかある。特に、粘性土層内にトンネルが敷設されている場合や、トンネル上部に粘性土層が分布する場合にその現象が多く見られる。
- d) 二次圧密挙動がセグメントに与える影響を設計上評価する方法としては、小山らが提案している地山の自重成分に圧密層の過剰間隙水圧の消散に伴う有効応力増分を加算し、それを図 2.9 に示した設計荷重に合算する考え方がある。しかし、二次圧密が過剰間隙水圧の消散を伴う現象ではなく、粘土の構造に関わるダイレタンシーである場合、この方法は適用できない。土水連成解析により二次圧密を考慮した解析を行い、長期に発生した粘性土のひずみ量から増加荷重を逆算して設計荷重に加える方法が考えられる。



## 参考文献

- 1) 土木学会：トンネルの維持管理, トンネル・ライブラリー第14号, p. 32, 2005.
- 2) 斎藤正幸, 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.
- 3) 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.
- 4) 有泉毅, 金子俊輔, 塩治幸男, 山崎剛, 日下部治：軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネルの長期荷重に関する解析的研究, 土木学会論文集 No. 799/III-72, pp. 89-108, 2005.
- 5) 焼田真司, 仲山貴司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一：地盤沈下に起因するシールドトンネルの長期変形挙動に関する解析的検討, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 69, No. 4, pp. 457-468, 2013.
- 6) 森麟, 赤木寛一：シールド工事に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下, トンネルと地下, 第11巻8号, pp. 563-567, 1980.
- 7) 関西地質調査業協会：新編 大阪地盤図, コロナ社, pp. 21-25, 1987.
- 8) 赤井 浩一：大阪湾海底地盤の土質工学的諸問題, 土木学会論文集 No. 463/III-22, pp1-14, 1993. 3
- 9) 土木学会：トンネル標準示方書, シールド工法・同解説, pp35-81, 2006
- 10) 小山 幸則：シールド工法におけるセグメント設計法の合理化に関する研究, 京都大学学位論文, pp86-110, 2000. 1
- 11) 小山 幸則, 米島 賢二, 松本 吉雄, 新井 泰：自然地盤沈下に伴うトンネルへの増加荷重の検討, 第29回土質工学研究発表会, pp1995-1996, 1994. 6
- 12) 土木学会：シールドトンネルの施工時荷重, トンネル・ライブラリー第17号, p116, 2006. 10
- 13) 山本幸司他：大阪湾海底の地盤情報データベース, 大阪湾海底地盤, 土質工学会関西支部委員会, pp12-14, 1990.
- 14) 平田 武弘：密閉式シールド掘削に伴う軟弱粘性土地盤の挙動に関する研究, 京都大学学位論文, pp151-223, 1989.
- 15) 津野究, 三浦孝智, 石川幸宏, 山本努, 河畑充弘：内空断面測定および変状展開図より把握したシールドトンネルの変状傾向, トンネル工学報告集, 第17巻, pp257-261, 2007.
- 16) 立命館大学建山和由先生提供写真.
- 17) 藤田和夫, 前田保夫：大阪南西部地域の地質, 地域地質調査報告, 地質調査所, 1985.

### 第3章 基本条件の整理

三軸試験および数値解析による対象粘性土の長期挙動を究明するにあたり、シールド施工時の荷重と三軸試験で与えるせん断力の関係、せん断力の大きさ、載荷速度等について以下に基本条件の整理を行う。

#### 3.1 シールド施工時荷重による地盤変形要因

シールド施工時荷重による地盤変形要因はこれまでのさまざまな研究により以下の4つが考えられている。それらを図示すると図3.1のようになる。なお、文中のギリシャ数字は図中のそれと一致している。

- (I) 切羽前方土圧のアンバランス  
切羽面における地山の作用側圧(土圧、水圧)と抵抗圧(泥水圧、泥土圧)のアンバランスにより、地山にせん断変形を生じさせる。
- (II) スキンプレートと地山の摩擦  
シールドマシンが地山内を進む過程で、マシンの外殻(スキンプレート)と地山の間に摩擦が生じ、地山を押し上げたり、引き込んだりするせん断変形を与える。
- (III) テールボイド発生による応力解放  
マシン外径とセグメント外径との間には数 cm の差があり、空隙(テールボイド)が地山の応力を解放して地山の変形を生じさせる一因になる。
- (IV) テールボイドへの裏込め注入圧  
テールボイドにはマシン内から裏込め材(モルタル等)を圧力注入(同時注入)するため、その圧力や過大な注入量により地山を押し広げる。

上記の3つの要因は、砂質土に対してはダイレタンスーの変化による即時的な変形発生に繋がるだけであるが、粘性土に対しては即時的な変形に加えて、過剰間隙水圧の発生や強度低下による長期変形(再圧密現象)を引き起こす恐れがある。

#### 3.2 事例に見るシールド施工時の地盤変形要因

2章で示した4つの事例についてシールドトンネル施工時の地盤挙動を抽出すると図3.2に示すとおりである。これより3.1で述べたシールド掘削時の各要因による挙動を整理すると以下のとおりである。

- a) (I)の切羽部の応力解放による地盤沈下、あるいは切羽圧力(泥水圧、泥土圧)による地盤隆起現象は事例B、Cではほとんど生じていない。事例Aでは若干隆起現象が発生し、事例Dでは比較的大きな沈下現象が現れている。事例Aの隆起現象は対象のAc層が非常に軟弱で、切羽での粘性土の流動化を抑制するため切羽土圧を高めに作用させたことが要因と推定される。事例Dの沈下現象は土被りが $1.5d$ ( $d$ :掘削径)と非常に小さく、

応力解放時の地山のアーチ効果があまり期待できないことから土被り全体の沈下量が大きくなったものと推定される。

- b) マシン通過中の地盤変形に着目すると、事例 A ではマシン通過中に隆起現象を生じている。この要因は対象の粘性土が非常に軟弱であるため、地盤沈下量を抑制する観点で切羽土圧および裏込め注入圧を高めに設定したことによると推定される。事例 B および C ではマシン通過時に地盤沈下量が徐々に大きくなる傾向を示している。これは掘削進行により地山にボイドは発生し、地山応力が解放されたことが要因と考えられる。事例 D では前述した切羽の応力解放による沈下にボイドによる応力解放に伴う沈下が累積された傾向を示している。
- c) テール通過による地盤変形に着目すると、いずれの事例でもテール通過により地盤沈下量は急激に大きくなる傾向を示し、全事例でセグメントからの裏込め注入時に一時的に沈下が抑制されるか、隆起挙動を示している。しかし、その後再び沈下傾向は大きくなっていく。
- d) 4つの事例から、軟弱粘性土を対象としたシールド掘削では切羽部の応力解放の影響は小さく、マシン通過中を含めた掘削時のボイド発生による応力解放が地盤変形に与える影響が大きいと考えられ、さらにセグメントからの裏込め注入完了後に沈下量が急激に増加する要因として、注入圧が粘性土に悪影響を与えている可能性が考えられる。

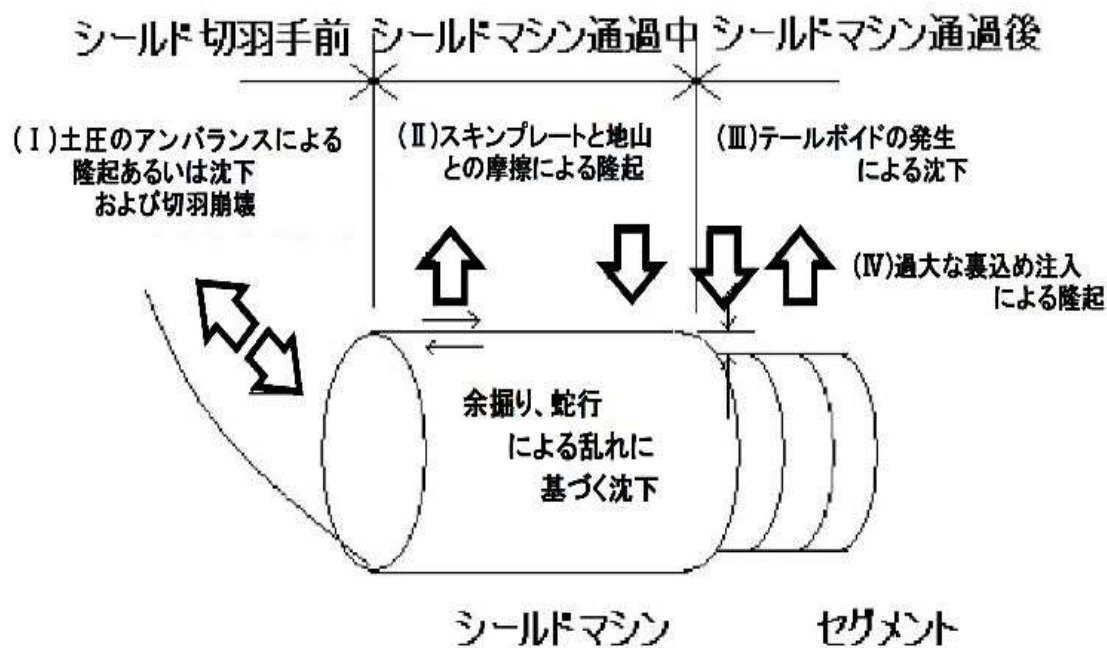
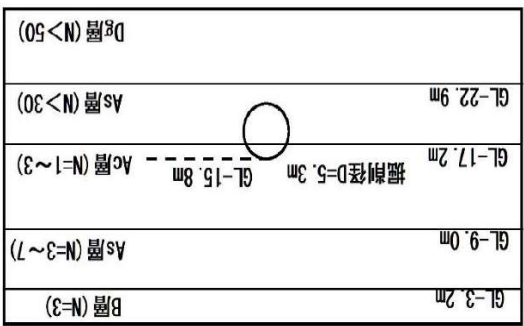


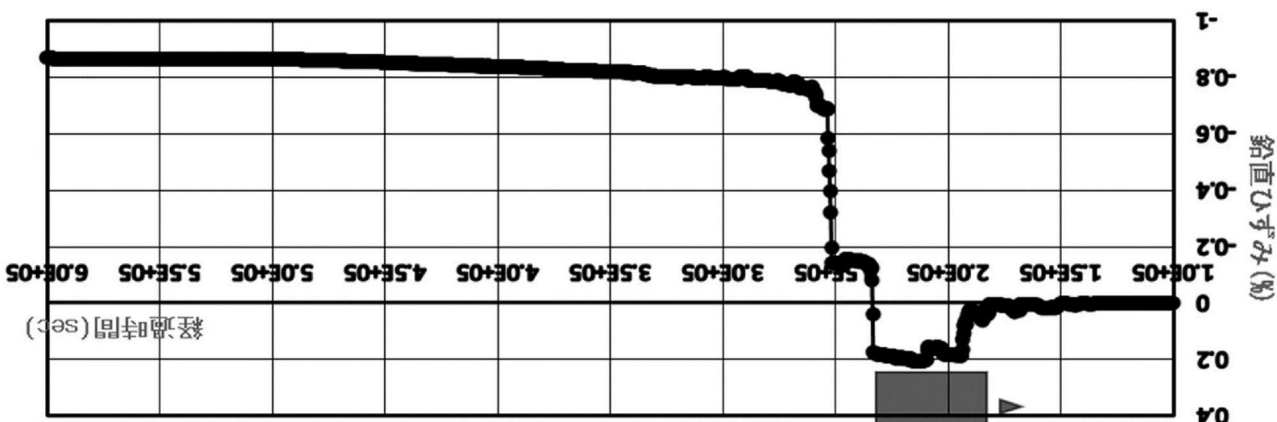
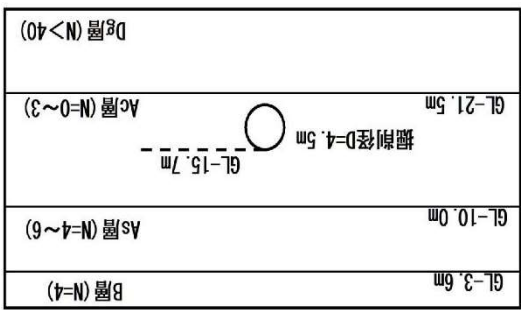
図 3.1 シールド掘進時の施工時荷重と地盤変形要因

図 3.2(a) 事例に見るシールドトンネル施工時の経時的地盤挙動[事例 A、B]



事例 B

鉛直ひずみ(シールド通過時)

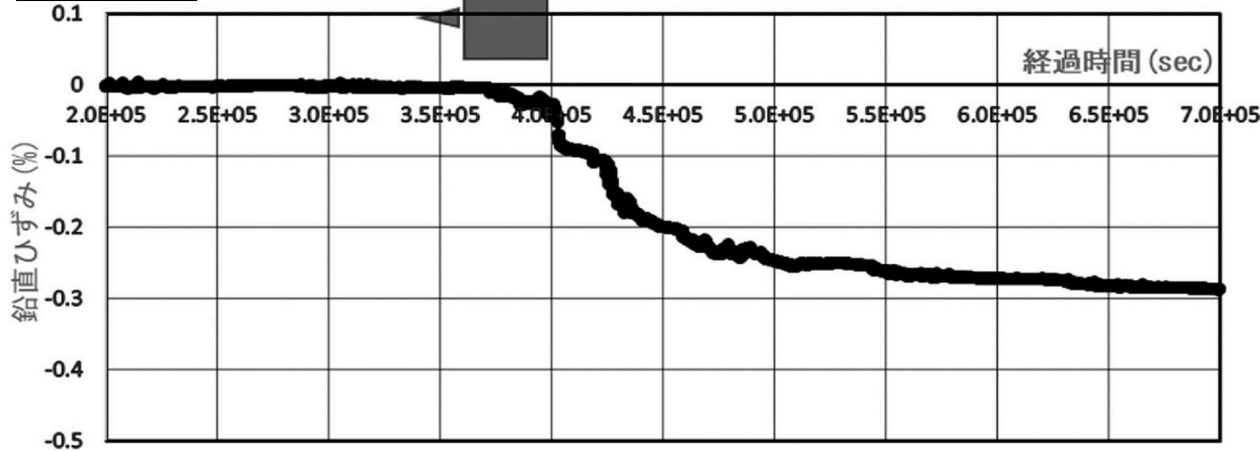


事例 A

鉛直ひずみ(シールド通過時)

事例 C

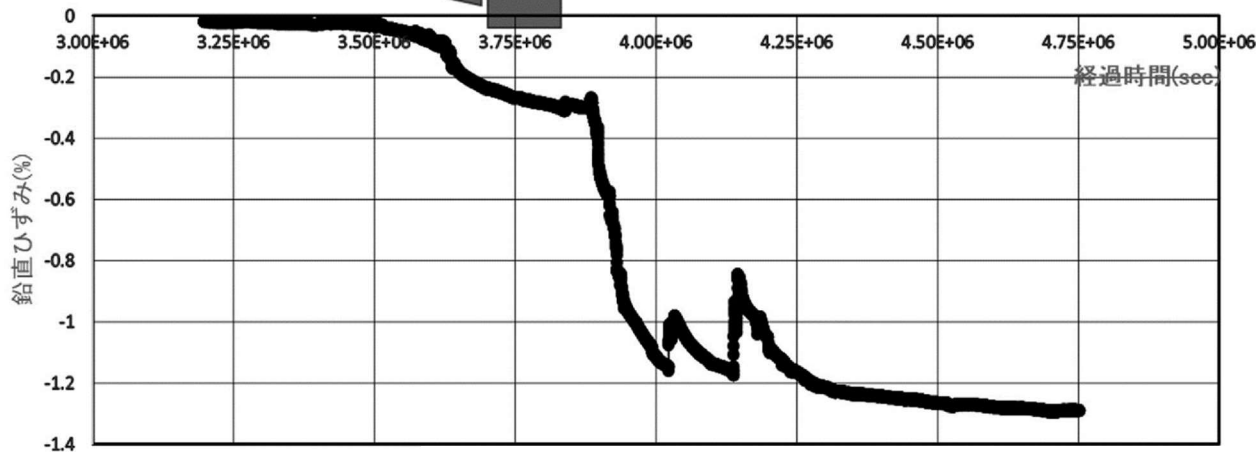
鉛直ひずみ(シールド通過時)



GL-2.4m	B層(N=3)
GL-8.4m	As層(N=2~5)
掘削径D=5.2m	
GL-18.2m	Ac層(N=0~1)
GL-20.6m	As層(N=10~20)
GL-24.6m	Dc層(N=4~7)
	Dg層(N>50)

事例 D

鉛直ひずみ(シールド通過時)



GL-3.6m	B層(N=3)
GL-5.7m	As層(N=2~5)
掘削径D=5.3m	
GL-12.1m	Ac層(N=1~3)
GL-20.8m	Dc層(N=3~6)
GL-25.5m	Dg層(N>50)
	Dc層(N=8~10)

図 3.2(b) 事例に見るシールドトンネル施工時の経時的地盤挙動[事例 C、D]

### 3.3 三軸試験におけるシールド施工時荷重再現の考え方

3.2 で示したように、軟弱粘性土を対象とした場合、シールド掘削時の地盤変形の要因はマシン通過中およびテール到達時にマシンのスキンプレートと地山、あるいはセグメント表面と地山の間で発生するボイドによる応力解放(図 3.1 のⅢ)と、ボイドへの裏込め材注入時の圧力(図 3.1 のⅣ)の影響が大きいことが推察できた。そこでそれらの要因による軟弱粘性土の挙動を三軸試験により再現することとした。

シールド天端付近の土要素のみに着目すると、ボイドによる応力解放ならびに裏込め材注入圧荷時の土要素の応力状態は図 3.3(a)に示すように考えられる。ボイドによる応力解放時は鉛直応力の減少( $\sigma_v - \Delta\sigma_v$ )、水平応力の増加( $\sigma_h + \Delta\sigma_h$ )という応力変化を受けて、鉛直方向に伸張側のひずみ( $\varepsilon_a$ )が、水平方向に圧縮側のひずみ( $-\varepsilon_h$ )が発生すると考えられる。また、裏込め材注入圧荷時は鉛直応力の増加( $\sigma_v + \Delta\sigma_v$ )、水平応力の減少( $\sigma_h - \Delta\sigma_h$ )という応力変化を受けて、鉛直方向に圧縮側のひずみ( $-\varepsilon_a$ )、水平方向に伸張側のひずみ( $\varepsilon_h$ )が発生すると考えられる。ただし、この挙動は前述したようにトンネル天端の土要素単体を考えた場合であり、地山全体で考えると土要素のトンネル断面における位置関係や隣接する土要素の動きによってひずみの発生形態も応力状態も大きく変化する。三軸試験において上記の応力状態を完全に再現することは試験機の特性上(軸圧調整によるせん断力荷荷が基本で、側圧の微調整は難しいこと)、および天端のみに着目すると水平方向の応力変化は小さいと考えられること、ならびに本試験の目的が要因Ⅲ、Ⅳを想定した $P_c$ 以下の微小なせん断力を受けた粘性土が長期的にどのような挙動を示すかを把握することであり、図 3.3(b)に示すような側圧( $\sigma_v$ )一定の荷荷条件でもトンネル天端の土要素単体の挙動を再現できると判断した。なお、掘削面上全周の土要素の挙動を把握するためには数値解析による考察が必要と考える。

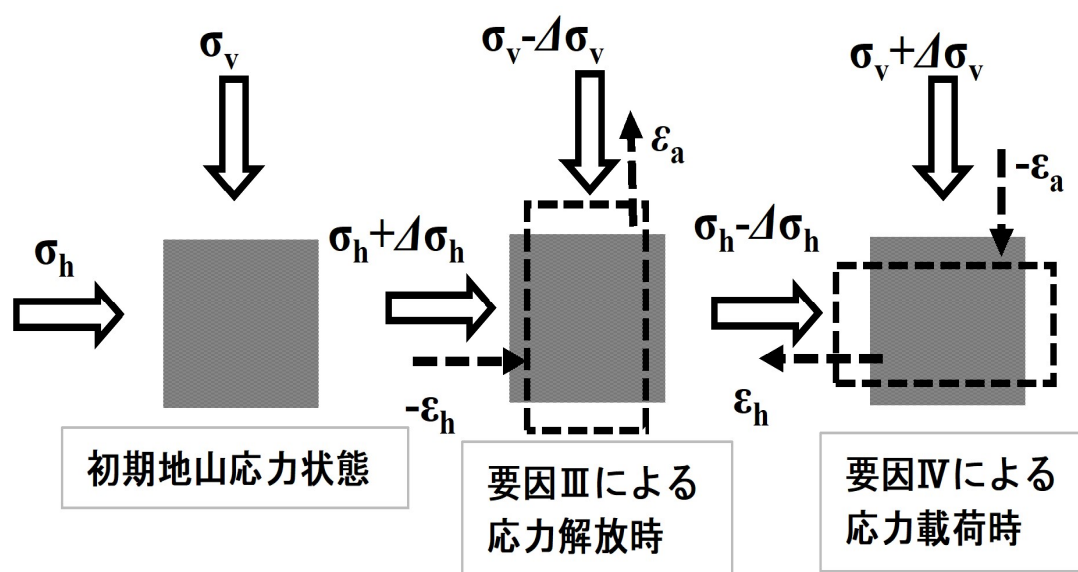


図 3.3(a) 要因Ⅲ、Ⅳによるトンネル天端の土要素の応力状態

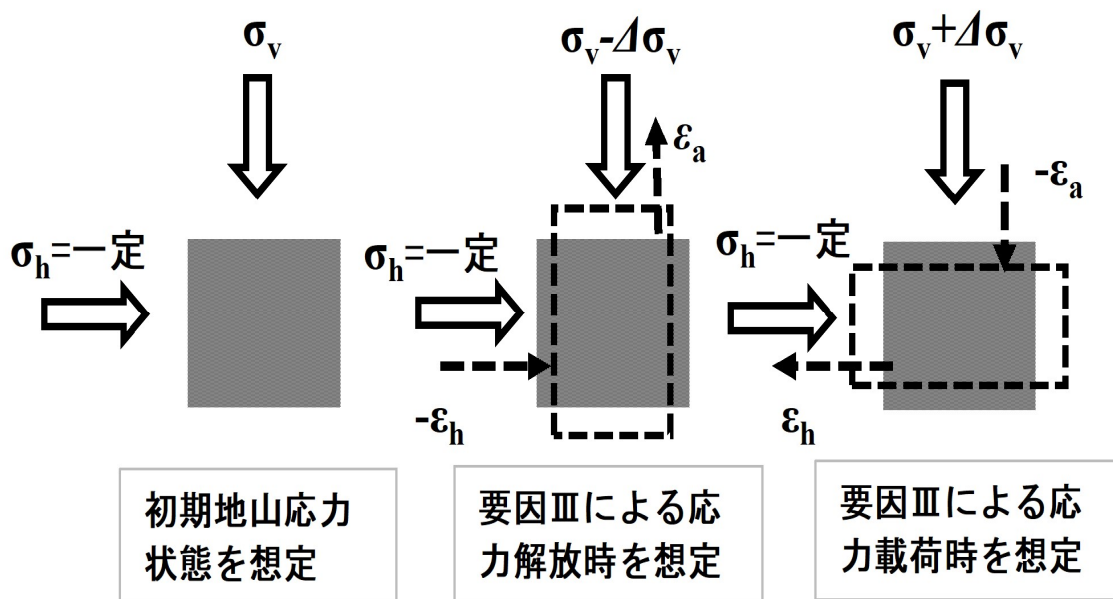


図 3.3(b) 三軸試験で想定する土要素の応力状態

### 3.4 シールド施工時の地山の応力解放率

シールド掘削によって地山の応力がどの程度解放されるかについては、実測の地盤沈下量に基づく方法<sup>3)4)</sup>や、セグメントに取り付けた荷重計(土圧計)から求めた鉛直応力に基づく方法<sup>5)6)</sup>について研究を重ねてきた。その概要を以下に示す。

#### 3.4.1 実測値に基づく応力解放率の推定

##### (A) 実測土圧に基づく推定

地盤の変形量が微小で、塑性変形が生じていないと仮定すると、シールド掘削時の地盤の応力解放率は式 3.1 で表される。

$$S_{\alpha} = \frac{(\sigma^i - \sigma^t)}{\sigma^i} \times 100(\%) \quad (3.1)$$

ここに、 $\sigma^i$  : 初期地山鉛直応力(全土被り圧 :  $\gamma Z$ )  
 $\sigma^t$  : セグメント天端部に作用する鉛直応力(覆工反力)

$\sigma^t$  は図 3.4 および写真 3.1、3.2 に示すセグメント外周面に設置したパッド式土圧計(油圧式荷重計)によるセグメント外周面に作用する土水圧(鉛直応力)である。

粘性土層が卓越する地盤を対象にして、シールド掘削時にセグメントに作用する鉛直応力をパッド式土圧計により測定した 6 つの事例について、式 3.1 により応力解放率( $S_{\alpha}$ )を算定したものが表 3.1 である。この結果から、沖積粘性土を対象とする場合の  $S_{\alpha}$  は 10~25%

程度、洪積粘性土を対象とする場合の  $S_{\alpha}$  は 30~40%程度と推定される。洪積粘性土の方は大きくなっている要因は、硬質な地山であるほど、微小な変形量で初期応力が大きく解放されるためと考えられる。

表 3.1 事例にみる施工条件、地盤条件と応力解放率( $S_{\alpha}$ )の相関

事例No.		a	b	c	d	e	f
切羽のバランス形式		土圧式	泥水式	泥水式	土圧式	泥水式	土圧式
トンネル直上の土質特性	分類	洪積粘性土	洪積粘性土	洪積粘性土	沖積粘性土	沖積粘性土	沖積粘性土
	N値(回)	9	5	5	4	3	3
掘削径D(m)		5.44	8.15	8.15	5.44	7.15	3.55
土被り高さH(m)		28.2	22.5	22.5	14.1	14.95	8.4
H/D		5.2	2.8	2.8	2.6	2.1	2.4
トンネル天端の鉛直応力(全応力) $\sigma_i$ (kPa)		520	406	406	236	254	134
天端セグメントに作用する鉛直応力(全応力) $\sigma_t$ (kPa)		300	266	280	178	212	120
応力解放率 $S_{\alpha}$		0.42	0.34	0.31	0.25	0.17	0.1

注) テール通過 1D 後方の測定値を採用している。

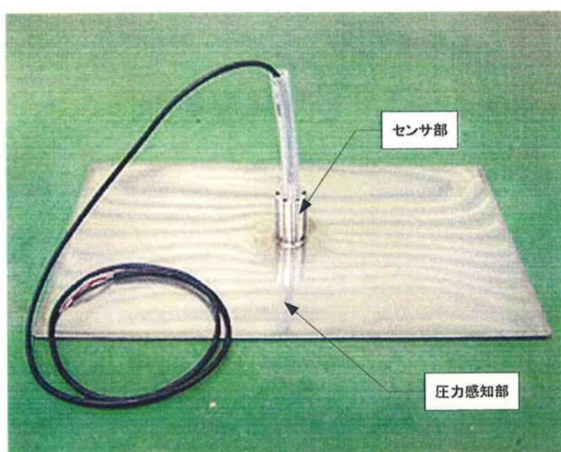


写真 1 外観写真 (全体)

写真 3.1 パッド式土圧計外観<sup>7)</sup>

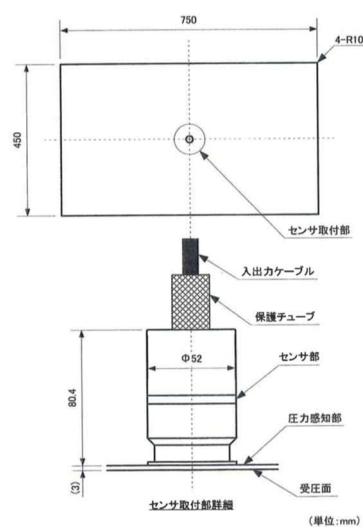


図 1 外観図

図 3.4 パッド式土圧計構造図<sup>7)</sup>



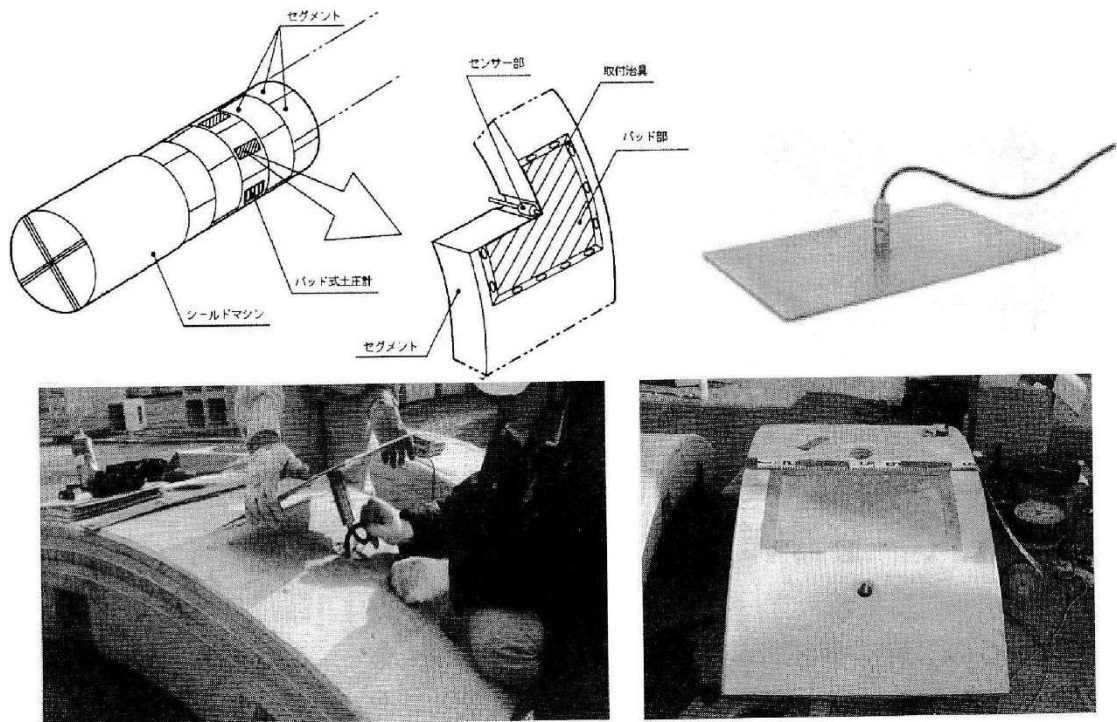


写真 3.2 パッド式土圧計設置状況<sup>8)</sup>

### (B) 実測沈下量に基づく推定

地盤を線形弾性体と仮定すると、応力とひずみ(変位)はフックの法則に従う。よって、応力解放率( $S\alpha$ )は変位量( $\delta$ )によって式 3.2 に示すように定義される。

$$S\alpha = \frac{\delta}{\delta_{max}} \times 100(\%) \quad (3.2)$$

ここに、 $\delta_{max}$  : シールド掘削によるマシン直上計測点における最大沈下量  
(テール通過後 1D 後方)

$\delta$  : シールド掘削時のマシン直上計測点における沈下量

上記の考え方に従って、表 3.1 に示した事例 e についてシールド掘進過程毎の応力解放率( $S\alpha$ )を算出した結果が図 3.5 である。この事例を見ると、切羽解放による地盤沈下量は 7%程度と非常に小さく、マシン通過中とマシンテール到達時に発生するボイドによる応力解放が地盤沈下量の大きさに非常に影響を与えていることが分かる。

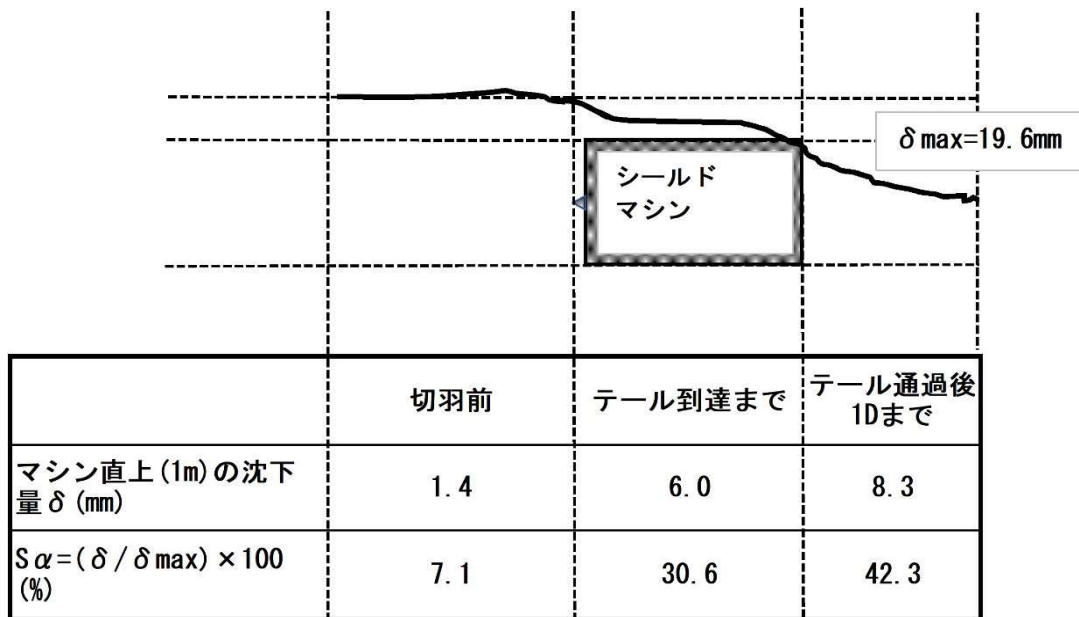


図 3.5 実測地盤沈下量に基づくイベント毎の応力解放率( $S\alpha$ ) [事例 e]

### 3.4.2 数値解析による応力解放率の推定

シールド掘削時のボイド(マシンと地山の間およびセグメント表面と地山間の空隙)の長さ(L)と掘削径(D)の比率を変化させた軸対称場の逐次掘削解析(図 3.6)を行い、式 3.2 の考え方をを用いて、ボイド(L)部分の弾性変位(対称軸直角方向の変位)  $\delta t$  と、(L)を大きくとって弾性変位が一定になった時の  $\delta t$  を  $\delta_{max}$  とした。ただし、 $\delta_{max}$  は土被り高さ(H)と掘削径(D)の比率に影響を受けるため、予め図 3.7 に示す(H)と  $\delta_{max}$  の関係を算出し、 $\delta_{max}/D$  の変化が小さくなる  $H/D=3.0$  の場合の値を採用した。軸対称解析では自重解析ができないため、土被り高(H)に相当する周圧をモデル表面に载荷した。地山は  $E=30000\text{kPa}$ 、 $\nu=0.33$ 、 $\gamma t=18\text{kN/m}^3$  の均質体とした。

上記の条件でボイド長(L)を種々変化させ、(L)に対する  $S\alpha = \delta t / \delta_{max}$  を算出し、ボイド長(L)と掘削径(D)の比(L/D)との相関を求めたものが図 3.8 である。なお、 $S\alpha$  が(L/D)という無次元のパラメータと相関関係があるかについては式 3.3 により確認している。

$$\text{切羽面積} : A_f = \pi D^2/4, \text{テールボイド面積} : A_v = \pi DL \quad (3.3)$$

$$A_v/A_f = (\pi DL)/(\pi D^2/4) = 1/4 \times L/D$$

図 3.8 の結果から、掘削径(D)が 5~6m で、ボイド長をセグメント長の 1.0~1.2m とすると、応力解放率( $S\alpha$ )は 20%前後となる。ただし、ここで算出した( $S\alpha$ )には以下のような課題がある。

- a) 地山を一種類の土質からなる均質体と仮定している。
- b) 自重の代わりに周圧を作用させているため、応力解放時の地山のアーチ効果が評価できない。
- c) シールド掘削時に実施工で行う裏込め注入の効果を考慮していない。(a)については地層構成や土の強度により発生変位量は大きくも、小さくもなり得るが、(b)および(c)については発生変位量を小さくする要因であり、今回算出した応力解放率は大きめの数値になっている可能性がある。

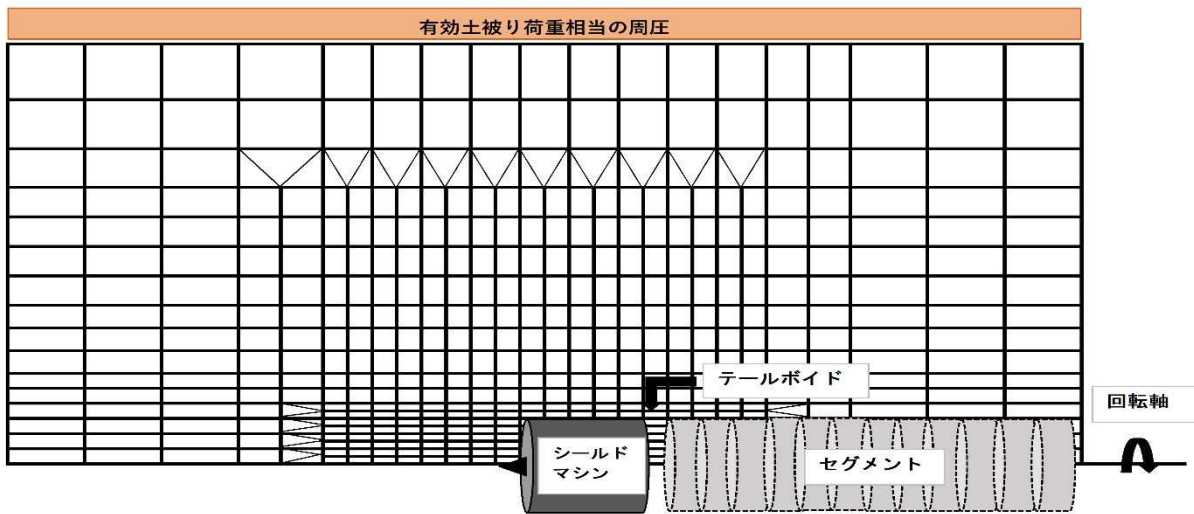


図 3.6 軸対称場における逐次掘削解析モデル

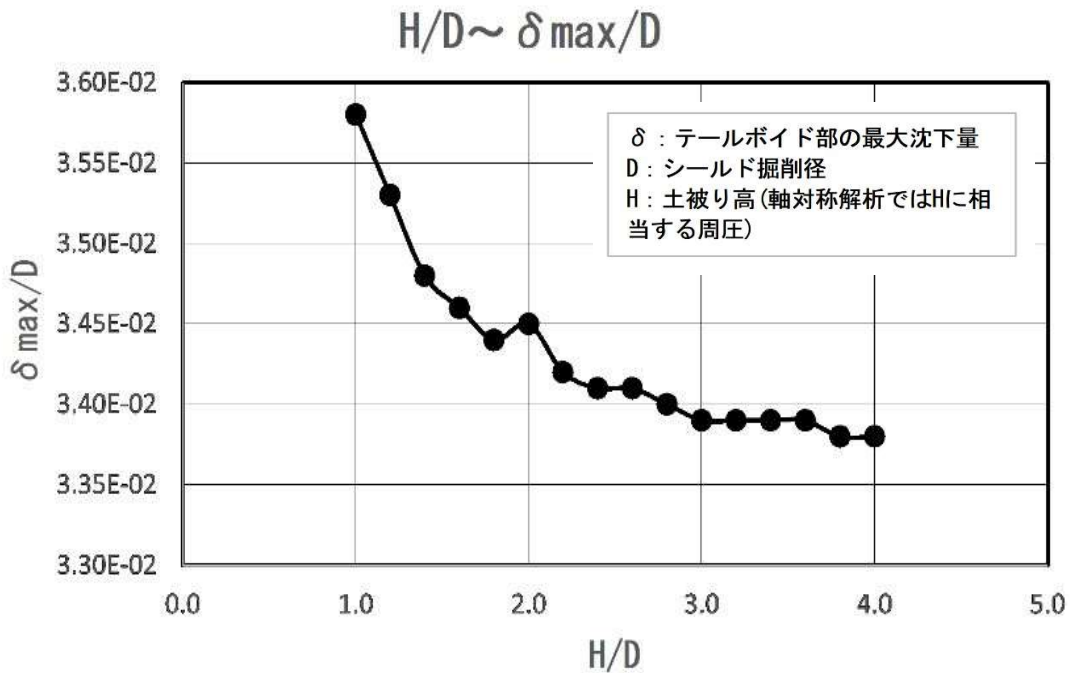


図 3.7 H/D ~  $\delta_{max}/D$  関係図

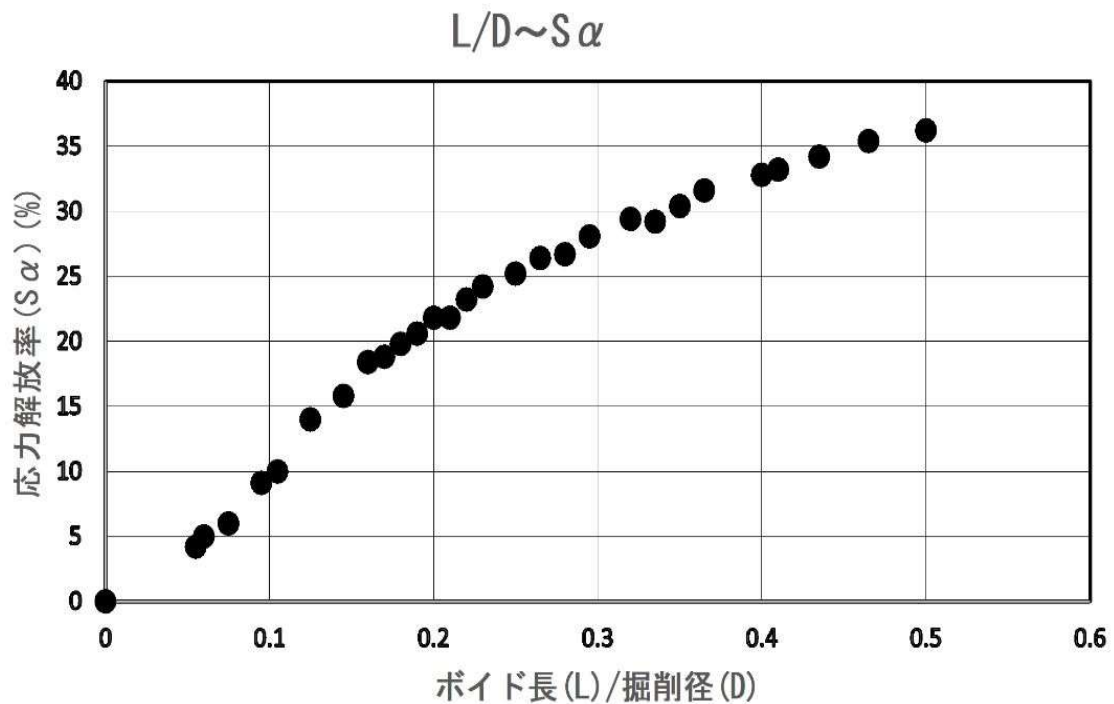


図 3.8 解析に基づく  $L/D \sim S\alpha$  関係図

### 3.4.3 三軸試験に適用する応力解放率

トンネル掘削時の地山の応力解放率は 3.4.1 で示したように、実測例(全応力)から見ると沖積粘性土層を対象としたシールド掘削時の地山の応力解放率は 10~20%程度と推定される。また 3.4.2 で示した軸対称解析結果(有効応力)からの目安としては 20%前後である。

今回の三軸試験で使用する軟弱粘性土(Ac 層)の採取深度(GL-10~15m)、および対象のシールドトンネルの敷設深度(GL-15m 前後)であることを考慮して、応力解放率は全応力に対して 10%、有効応力に対して 20%とする。なお、実測例では全応力に対する比率であるが、切羽が密閉型のシールドマシンによるシールド掘削では基本的に地下水圧を低下させることがないため、三軸試験で与えるせん断力(有効応力)は有効応力の 20%とする。

### 3.5 裏込め注入圧の大きさと载荷時間

地山とシールドマシンのスキンプレートの間には発生するテールボイド(テールクリアランス)には裏込め注入材を圧入する。注入材としては水ガラス系、セメント系、石灰系を用い、所定範囲への注入、地下水による材料分離抑制、硬化時間の調整等を目的としてゲルタイムや発現強度の調整を行う。注入方式には図 3.10 に示すようにセグメントに設置された注入孔から行う「即時裏込め方式」とマシンテール内の注入孔から行う「同時裏込め方式」の2種類があるが、近年は地盤沈下抑制の観点から「同時裏込め方式」が多く採用されている。

裏込め注入圧の大きさは土被り圧の大きさを考慮して設定する場合が一般的であるが(図 3.9)、軟弱な粘性土を対象とする場合は高めの圧力を採用することが多い<sup>9)</sup>。図 3.8 は裏込め注入を行った時の地山内の圧力変化を測定した結果であるが、粘性土を対象とする場合は注入時の圧力は全応力(土被り荷重)の 1.2~1.4 倍程度となっている。

注入圧は裏込め注入完了とともに消散するが、地山条件によっては 24~48 時間程度残存するとも言われている。

以上の事から、本研究では注入圧を想定して载荷するせん断力の大きさを有効土被り荷重の 1.2 倍とする。また裏込め注入圧の作用時間は、掘削、セグメント建込み、裏込め注入の 1 サイクル時間(約 2 時間)から上記掘削時間(60min)を引いた 60min 程度とする。

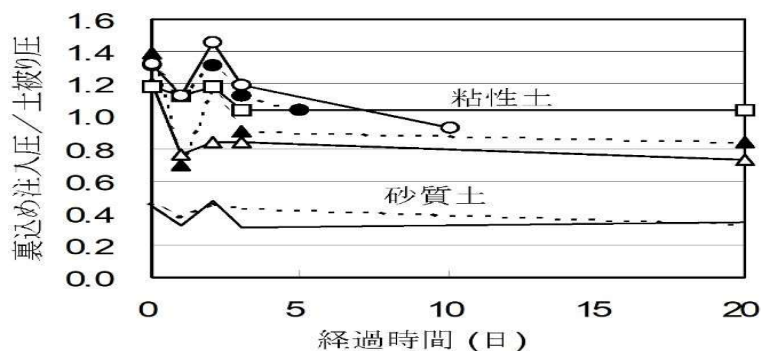


図 3.8 裏込め注入圧の経時変化図<sup>9)</sup>

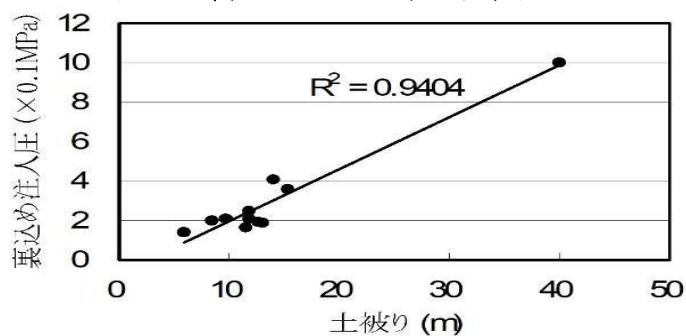
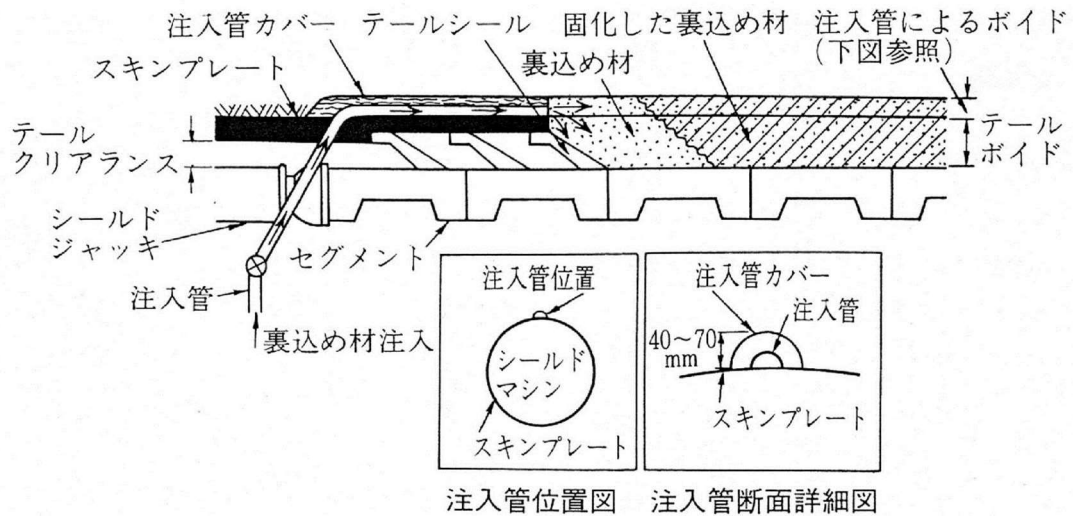
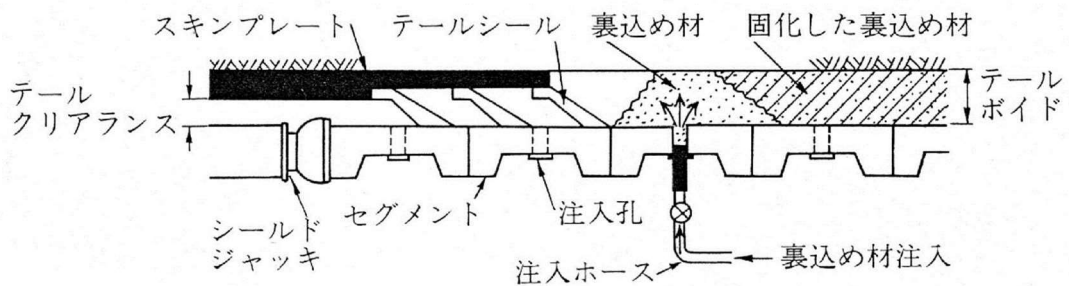


図 3.9 裏込め注入圧と土被り圧の関係図(粘性土)<sup>9)</sup>



(a) 同時注入(シールドテールから注入)



(b) 即時注入(セグメントから注入)

図 3.10 裏込め注入方式の模式図<sup>10)</sup>

### 3.6 まとめ

- 1) 粘性土層を対象としたシールドトンネル掘削ではマシン通過およびテールボイドによる応力解放とテールボイドへの裏込め材注入時の注入圧が代表的な施工時荷重と考えられ、三軸試験ではトンネル天端の粘性土要素のみに着目し、応力解放については伸張側のせん断力を載荷、裏込め圧については圧縮側のせん断力を載荷、それらを連続した三軸試験を行うことでトンネル施工時による対象粘性土の長期挙動を捉えることとする。与えるせん断力の大きさについては有効応力の 20%(全応力の 10%)とする。
- 2) 裏込め注入については注入材の種類、強度や充填状況の良否は考慮しない。また裏込め注入の圧力は長期に渡って残存する場合があるという報告<sup>37)</sup>があるが、本研究においては裏込め材の充填が完了した時点で注入圧は消散するものとする。

## 参考文献

- 1) 土木学会：トンネルの維持管理, トンネル・ライブラリー第 14 号, p. 32, 2005.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書, シールド工法・同解説, pp35-81, 2006
- 3) 中廣俊幸, 三村衛：シールドトンネル掘削による軟弱粘性土の長期挙動に関する実験的考察, 土木学会第 75 回年次学術講演会, VI-69, pp. 240-241, 2020.
- 4) 橋本正, 高見邦幸, 中廣俊幸, 八谷誠：切羽およびテールボイドの影響を考慮したシールドトンネルの地盤変形解析について, 第 23 回地盤工学研究発表会, pp. 781-782, 1988.
- 5) 新田耕司, 中廣俊幸, 橋本正, 小谷丈二：シールド施工における切羽およびテールボイドの応力解放率に関する研究, 土木学会第 49 回年次学術講演会, III-691, pp. 1372-1373, 1994.
- 6) 橋本正, 菅田孝宏, 西沢勝巳, 塩谷智弘, 中廣俊幸, 新田耕司：粘性土地盤における実測値に基づくシールド掘削時の応力解放率について, 第 31 回地盤工学研究発表会, pp. 744-745, 1996.
- 7) 東京測器研究所：計測器カタログ, 2010
- 8) 土木学会：シールドトンネルの施工時荷重, トンネル・ライブラリー第 17 号, p116, 2006. 10
- 9) 野口利雄, 垂水尚志：シールド掘進時の地盤挙動解析における裏込め注入圧に関する考察, 土木学会第 56 回年次学術講演会, VI-047, p. 657, 2002.
- 10) 土質工学会：シールド工法入門, pp113, 1992

## 第4章 シールド施工時荷重を想定した三軸試験

### 4.1 試験方法

#### (1) 対象試料

実験に使用した粘性土は西大阪地域の沖積粘性土(Ac1層)で、JR大阪駅の北側で実施した機械式ボーリング( $\phi$ 86mm)により採取した。採取サンプラーは内径75mmのシンウォールサンプラーを使用している。採取深度は地表面から10.0~16.0mである。採取試料はN値が1~2で、シルト質粘土(CH)または砂混じり粘土(CH)に分類される。その代表的な特性は表4.1に示すとおりであり、2章の図2.4に示した対象粘性土の標準的な特性値の範囲にある。なお、事前の標準圧密試験結果から対象の粘性土はOCR=1.7~1.9で過圧密状態あることを確認した。

#### (2) 試験供試体の諸元

試験に使用する粘性土供試体の寸法は直径と高さの比を1:2として、直径50mm、高さ100mmを基本とした。ただし成型上の問題で直径は $\pm$ 0.5mm前後、高さは1~2mm前後のバラツキが生じている。試験に使用した供試体は全部で64本、全て本研究で対象とする西大阪地域に分布する沖積粘性土(Ac層)であるが、採取深度が10.0~16.0mと異なるため、事前にサンプラー毎に物理試験および標準圧密試験を実施、表1に示すような特性値のバラツキがあることを把握、それらのバラツキが2章の図2.4に示した対象粘性土の標準的な範囲であることを確認している。

表 4.1 対象試料の物理、力学特性値一覧表

地層区分	採取深度 (GL-m)	N値 (回)	分類	物理特性					力学特性					
				$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_n$ (%)	Sr (%)	$w_L$ (%)	Pc (kN/m <sup>2</sup> )	Cc	Cs	$e_0$	OCR	P <sub>0</sub> (推定) (kN/m <sup>2</sup> )
沖積粘性土層 (Ac)	10.0 ~ 16.0	1~2	シルト質粘土 (CH)、砂混じり粘土 (CH)	2.63~2.66	1.61~1.70	48~58	97~99	53~65	138~184	0.53~0.81	0.006~0.045	1.28~1.59	1.7~1.9	72.8~107.7

#### (3) 使用試験機

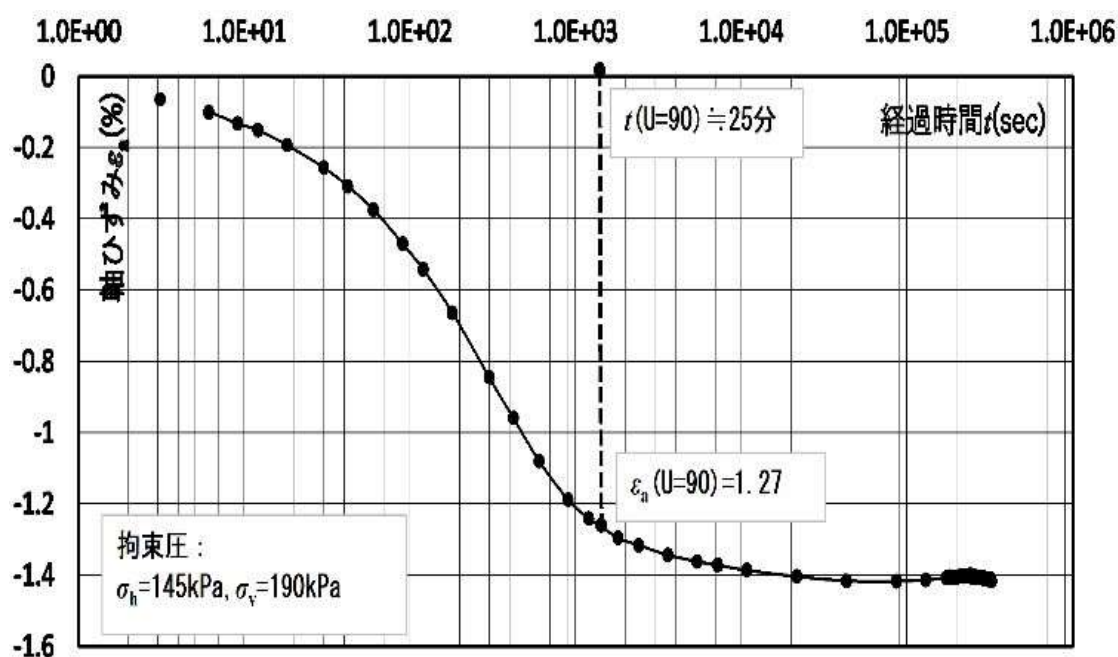
本実験で使用した試験機はマルイ製で、油圧、空圧併用およびひずみ制御、応力制御の両方が可能である。なお予備試験(4.2.1)において試験機の常時挙動が試験結果に影響を与えない範囲であることを確認した。また長期試験時に空圧による体積変化の影響を抑えるた



め、予備試験(4.2.1)でメンブレンの経時的な透気性を確認、厚手(0.5mm)のゴムスリーブを使用することとした。

#### (4) 事前圧密

事前圧密は試料を原位置の状態に戻すことを目的として原位置の有効土被り荷重( $K_0=0.5$ )を圧密圧力とした。圧密時間は二次圧密挙動を確認するため4日~5日とした。代表的な軸ひずみ~経過時間の曲線を図4.1に示す。この図より、一次圧密については $\sqrt{t}$ 法により25分程度で圧密度90%以上に達することを確認している。なお、短期試験では圧密時間は24時間としている。なお、異方圧密( $K_0=0.5$ )が今回の試験結果にどのような影響を



及ぼすかについては等方圧密を行った場合との比較を行い、4.4.2で考察している。

図 4.1 事前圧密過程の軸ひずみ~経過時間曲線

#### (5) 試験ステップ

三軸試験の段階は、図4.2に示す5段階とした。最初にテールボイド発生を想定した伸張せん断力を载荷、除荷し、その後裏込め注入圧力の载荷を想定した圧縮せん断力を载荷、除荷する。各せん断力は施工が順調に行われた場合と時間を要した場合を想定して1分または30分保持する。圧縮せん断力除荷後(事前圧密時の拘束圧状態)7日間の挙動を確認する。

なお、短期試験ではステップ②とステップ④を個別の試験とし、ステップ⑤の保持時間は24時間とした。

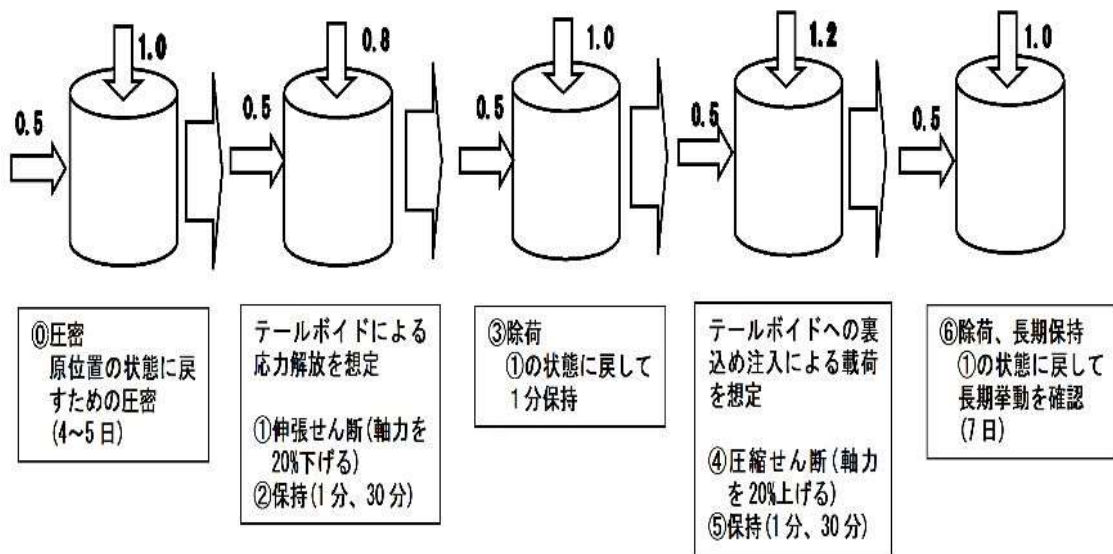


図 4.2 三軸試験ステップ図

#### (6) 荷重せん断力の大きさ

3章で述べたトンネル掘削時の地山応力解放率(有効応力の20%)および文献に示されている裏込め注入圧の大きさ(有効土被り荷重の約1.2倍)を考慮して、荷重せん断力は軸方向の拘束圧(現有効土被り荷重 $P_0$ )に対して、伸張側は0.8倍、圧縮側は1.2倍とする。対象粘性土のOCRは表4.1に示したように1.7~1.9であり、与えるせん断力は過圧密領域内の小さな値である。

#### (7) 荷重の制御方法および速度

せん断力の荷重制御は応力(荷重)制御方式を採用している。この理由は i) 実施工では地山に与える荷重(切羽土圧、裏込め注入圧等)で施工管理していること、ii) 伸張側のせん断力荷重時の供試体と荷重軸の分離を制御するためである。

荷重速度は、シールドトンネルの施工速度から判断すると、沖積粘性土のような軟らかい地山を対象とする場合、セグメント1リング長(120cm)を60分程度で掘削できると想定すると、掘進速度は $120\text{cm}/60\text{min}=2.0\text{cm}/\text{min}$ となる。トンネルの掘削方向と三軸試験の荷重方向は異なるため便宜的な考え方ではあるが、これを高さ10cmの供試体に当てはめて、荷重速度は $10.0\text{cm}/2.0\text{cm}=5\text{min}$ とする。また裏込め注入圧の作用時間は、掘削、セグメント建込み、裏込め注入の1サイクル時間(約2時間)から上記掘削時間を引いた60min程度であり、上記と同様の考え方を適用する。

## 4.2 予備試験

### 4.2.1 長期の三軸試験に影響を与える要因の検証

本試験に先立ち、三軸試験機で長期に荷重状態を保持する時に、必要なデータを得る上で影響を及ぼすと考えられる要因について検証を行った。

#### (a) メンブレンの透気性

使用する三軸試験機はセル圧を空圧で荷重するため、長時間荷重状態を保持するとメンブレンを透して空気が供試体とメンブレンの間に侵入し、見かけ上の体積変化が生じる可能性がある。メンブレンの透気性を確認するためゴム厚の異なる2種類(白:0.2mm、黒:0.5mm)のメンブレンについて透気試験を行った。試験ではダミー(硬質ゴム)の供試体を使い、セル圧(100kPa)を保持して排水量の経時変化を確認した。結果を図4.3に示す。これより白メンブレンではセル圧荷重30時間経過した頃から排水量が徐々に増加する傾向を示し、その量は時間経過とともに大きくなっている。一方、黒メンブレンでは7日間経過しても排水量の有意な変化は見られない。この結果より、今回の試験ではゴム厚が0.5mmの黒メンブレンを使用する。

ゴム厚が大きくなると拘束性が高まり粘性土の強さを捉える上では問題と考えるが、今回の試験では強さを把握することを目的としていないため、その点については問題ないと判断した。

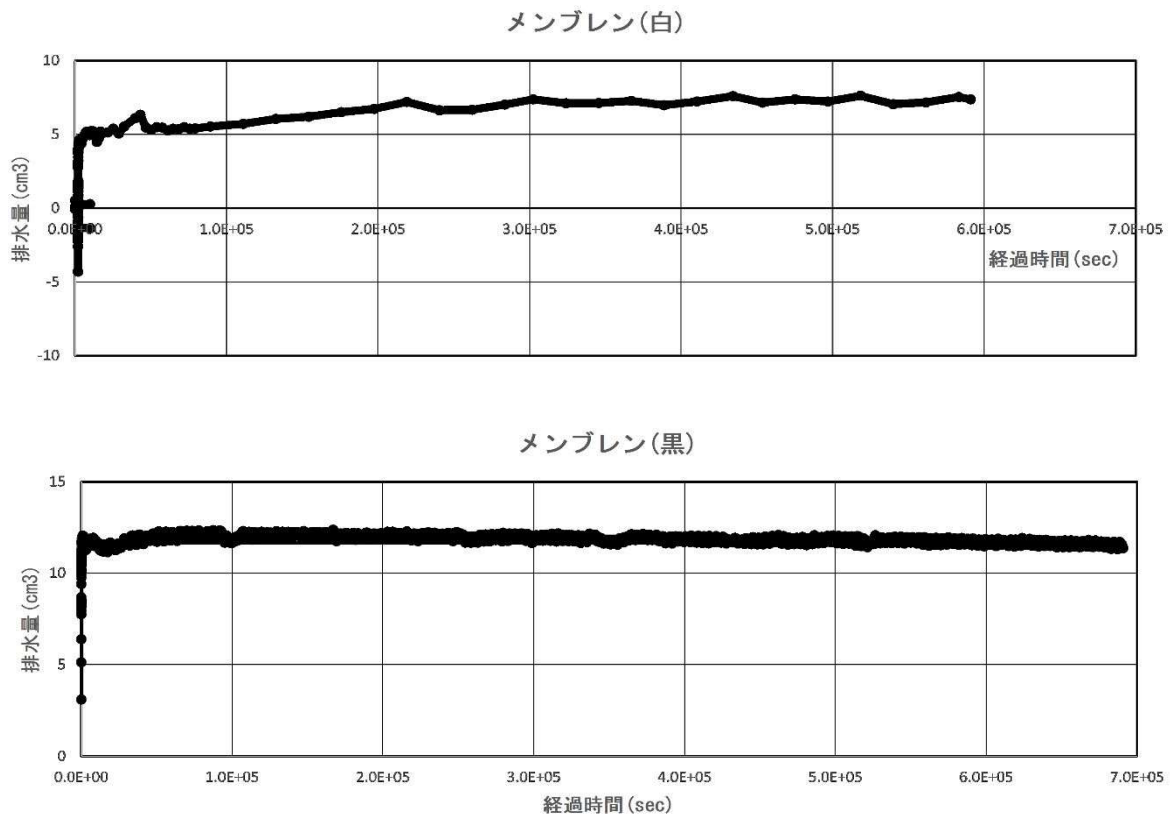


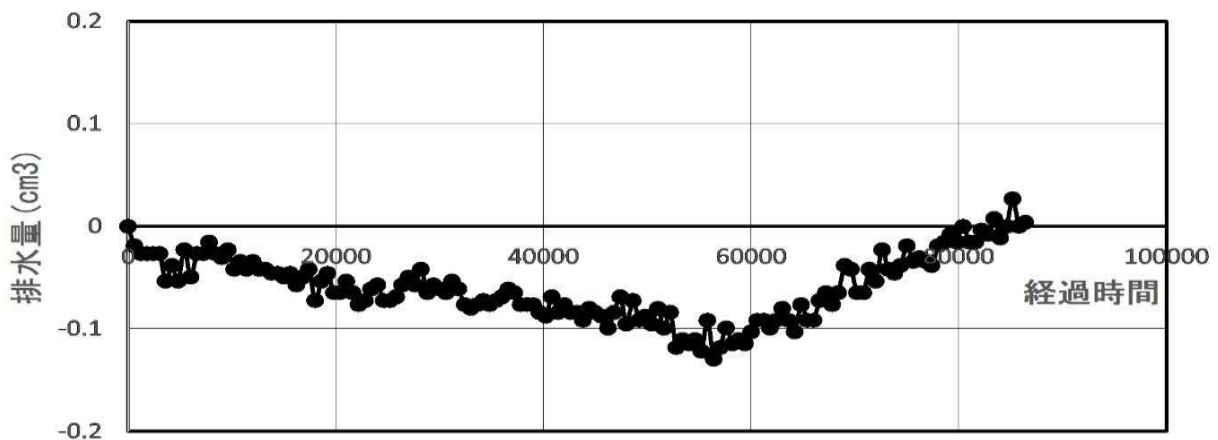
図 4.3 メンブレンの透気試験

### (b) 試験機の常時動

使用する三軸試験機が常設されている試験室は恒温恒湿管理されているが、水や鉄材は常時膨張、収縮を繰り返している。この常時挙動が試験結果に影響する値でないことを確認するため、軸変位量と排水量について 24 時間の常時動を測定した。結果を図 4.4 に示す。

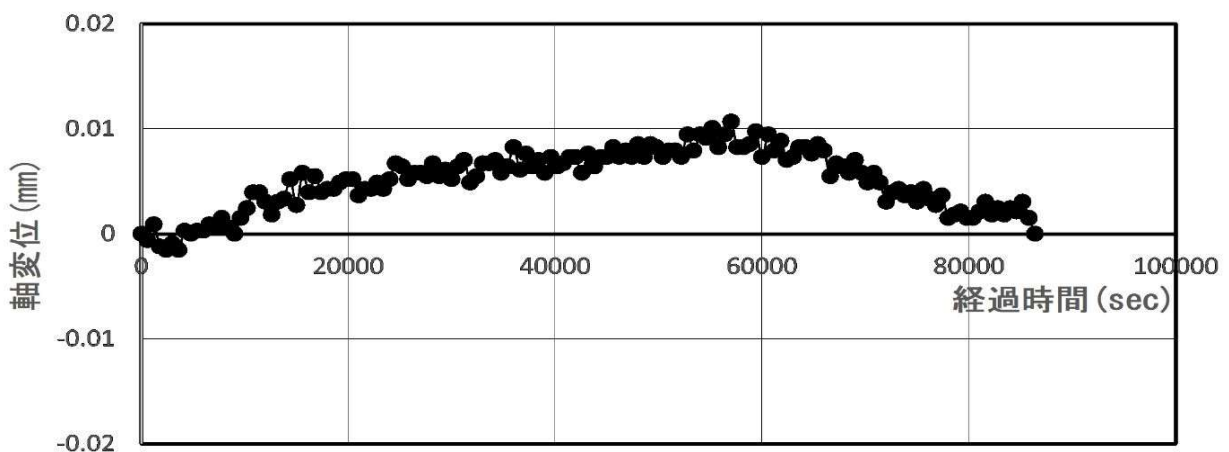
この結果より、軸変位量は最大で 0.01mm、排水量は最大で 0.1cm<sup>3</sup>の変動を示すが、24 時間で復元しており、変動量の絶対値が非常に小さく、24 時間のサイクルで復元していることから、本研究で行う試験結果に影響を与えるものではないと判断した。

### 排水量の常時動 (24hr)



(a)排水量(VC メータ)

### 軸変位の常時動 (24hr)



(b)軸変位計

図 4.4 三軸試験機の常時動確認試験

#### 4.2.2 せん断力載荷速度の検証

せん断力の載荷速度は一般的に粘性土の強度判定に影響を及ぼすとされている。今回の試験では与えるせん断力が微小で、強度の判定を行うことを目的としないこと、およびシールドトンネルの施工速度が決定要因になることから、4.1で述べた伸張、圧縮せん断とも載荷、除荷を5分で行うこととする。ただ、微小なせん断力の時に載荷速度が本研究の目的に対してどのような影響を及ぼすかについては確認しておく必要がある。

そこで、載荷、除荷時間を2分、5分の2種類について、せん断力保持時間を1分、3分の2種類を組み合わせ経時的な軸ひずみを比較した結果が図4.5である。発生しているひずみ量からひずみ速度を逆算すると、2分載荷の場合で0.05%/min、5分載荷の場合で0.02%/min程度と推定される。

この結果から判断すると、保持時間が1分の場合に最大ひずみや偏差ひずみに差異か時間による若干の差異はあるが、その量は非常に小さく、30分保持の場合には有意な差異はない。また目的とする除荷後の挙動についても載荷時間の違いによる差異は確認できない。したがって、今回の試験における伸張、圧縮せん断力の載荷速度は、4.1で述べた施工速度から決まる値(5分)を採用する。

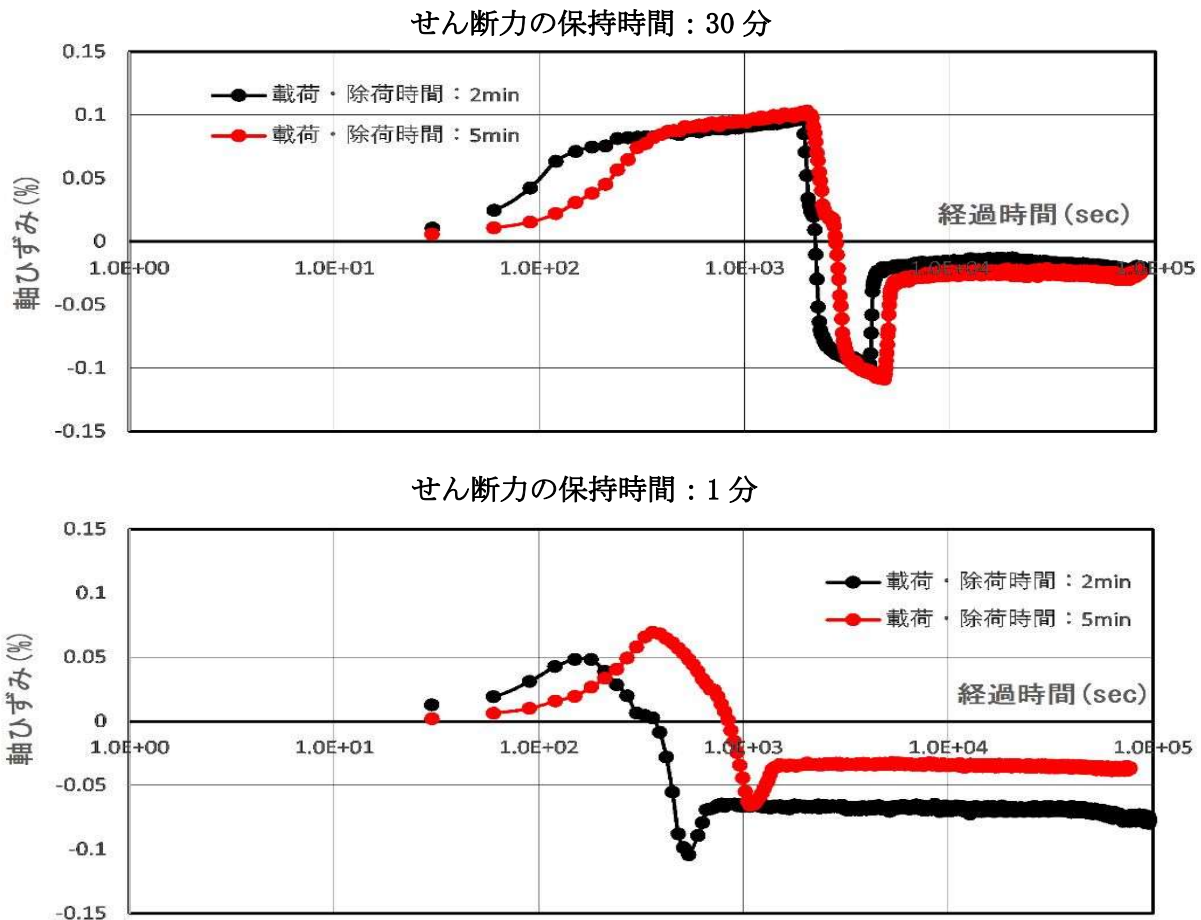


図 4.5 せん断力載荷速度の差異による軸ひずみ挙動の比較

### 4.3 短期試験

対象の粘性土が3章で述べたシールド掘削時に想定される伸張せん断力、圧縮せん断力を受けてどのような挙動を示すのかを確認するため、長期試験に先立って、4.1で設定した載荷せん断力を最大値として数種の大きさのせん断力(伸張側:0.8~0.9、圧縮側:1.05~1.2)について、シールドトンネル掘削時の応力解放を想定した伸張せん断力の載荷保持~除荷と、裏込め注入圧載荷を想定した圧縮せん断力の載荷~保持~除荷試験を行った。せん断力の保持時間は1分、30分、試験時間はせん断力除荷後24時間とした。

なお、試験供試体は採取深度(GL-13m~15m付近)に差異があるため、有効土被り圧(事前圧密時の拘束圧)には若干のバラツキがある。

#### 4.3.1 試験結果

試験結果を図4.6、4.7に示す。粘性土の挙動を整理すると以下のとおりである。

- ① シールド掘削時の応力解放を想定した伸張せん断力を与えることで粘性土は軸方向に伸び、それに伴って体積も膨張挙動を示している。せん断力の除荷により軸方向の伸び、体積膨張とも復元している。せん断力を保持する時間による差異は保持中の軸ひずみ、体積ひずみの増加量に現われている。保持時間を長くするほどクリープ変形が大きくなるものと考えられる。与えるせん断力の大きさと伸張量の関係を見ると、せん断力(軸圧の減少量)が大きいほど載荷時の伸張量は大きくなり、除荷後の残留ひずみも大きく、回復に時間を要している。
- ② シールド掘削時のテールボイドへの裏込め注入圧力を想定した圧縮せん断力を与えた場合、粘性土は軸方向に縮み、それに伴って体積も収縮している。せん断力の除荷により軸方向の縮み、体積収縮と復元するが、せん断力(軸圧の増加量)が大きいほど載荷時の圧縮量は大きくなり、除荷後の残留ひずみも大きくなっている。せん断力を保持する時間による影響は①と同様に、保持時間が長いほど保持中の軸ひずみ、体積ひずみの増加量が大きくなっている。
- ③ せん断力除荷後の挙動は、伸張せん断力を与えた場合、圧縮せん断力を与えた場合とも除荷後数時間経過した頃から圧縮ひずみが増加、体積は収縮挙動を示している。与えた伸張せん断力が大きい場合(軸圧=0.8)、残留の伸張ひずみが戻る傾向と並行して体積収縮が急速に進行している。

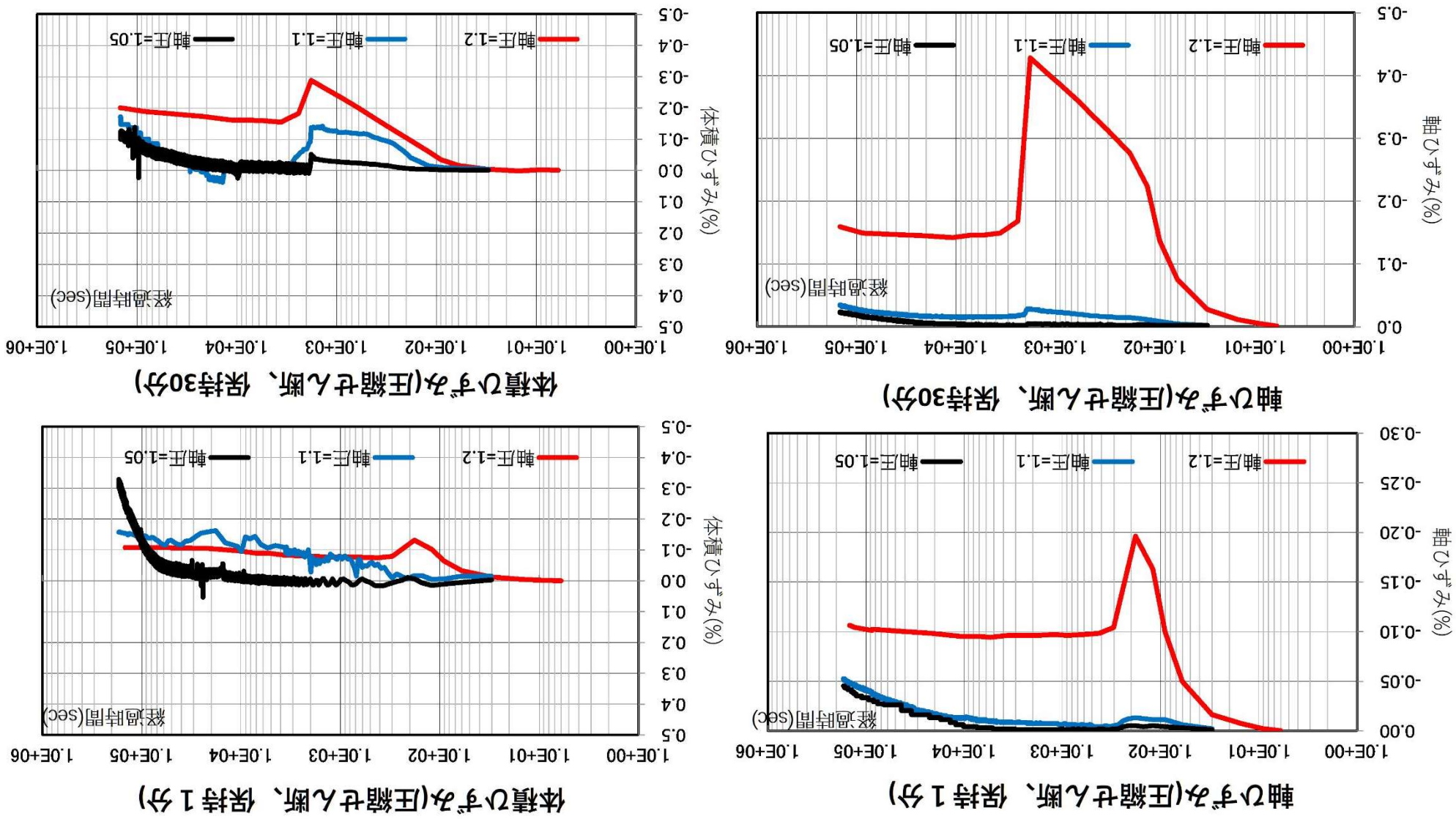
#### 4.3.2 試験結果に対する考察

- 1) 対象の粘性土は標準圧密試験結果では過圧密粘土に分類される。したがって、圧密降伏応力 $P_c$ 以下のせん断力では新たな圧密は生じないと考えられる。しかし、試験結果からは伸張せん断力除荷後、軸ひずみは一度零に復元したのち圧縮ひずみが増加しており、そのひずみ速度 $\alpha (=d\varepsilon/d\log t)$ は除荷後3時間以降で0.03~0.05(伸張せん断、軸圧=0.85の場合)と、一般的な二次圧密速度より相当大きな値を呈している。圧縮せ

ん断の場合も同様の傾向を示すが、ひずみ速度は伸張せん断の場合より小さくなっている。

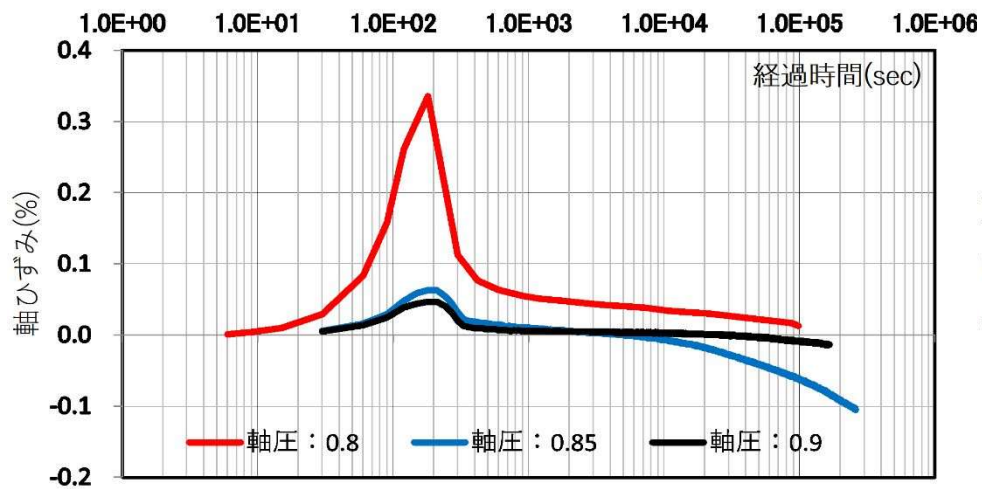
- 2) 載荷軸圧が最大(伸張：0.8、圧縮：1.2)の場合、伸張、圧縮の両者ともせん断力除荷後に残留ひずみが発生している。これはせん断力載荷による偏差ひずみと考えられ、新たな圧密が生じた可能性がある。ただし、伸張側の偏差ひずみは重力の効果で復元し、その後の圧縮ひずみの増加に繋がっていると考えられる。
- 3) 載荷せん断力の大きさによる差異に着目すると、伸張側は拘束圧の10%程度でもせん断力載荷時のひずみ、および除荷時の残留ひずみとも大きな値を示しており、除荷後の圧縮挙動も急激に進行している。圧縮側についてはせん断力の保持によるクリープひずみは大きくなるが、拘束圧の10~15%のせん断力では伸張側ほど載荷時のひずみ、残留ひずみは大きくない。20%になると伸張側と同様の挙動を示している。この結果から、シールド掘削時の地山の応力解放率は3.4で述べたように20%程度であるので、伸張側、圧縮側とも対象の粘性土には相当の影響を与える可能性があることが分かる。

図 4.6 短期の載荷試験結果(圧縮せん断、せん断力保持時間:1分、30分)

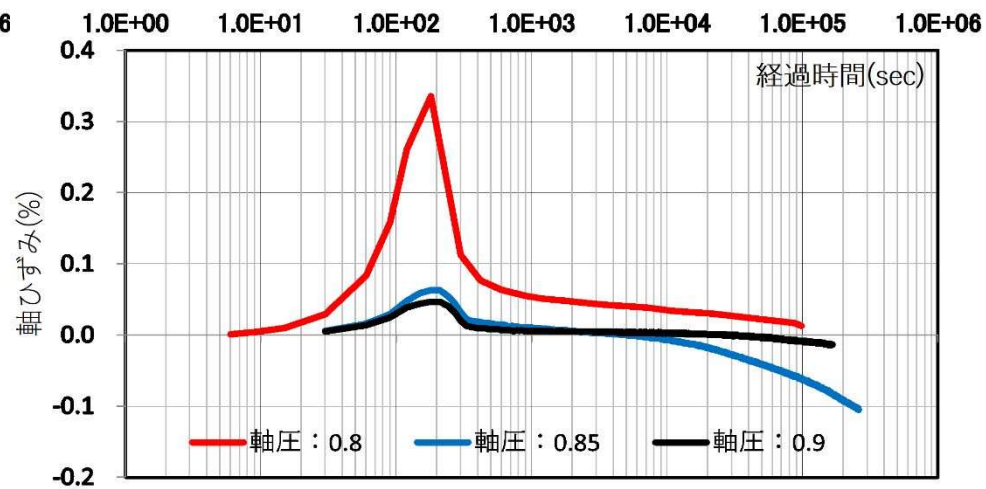




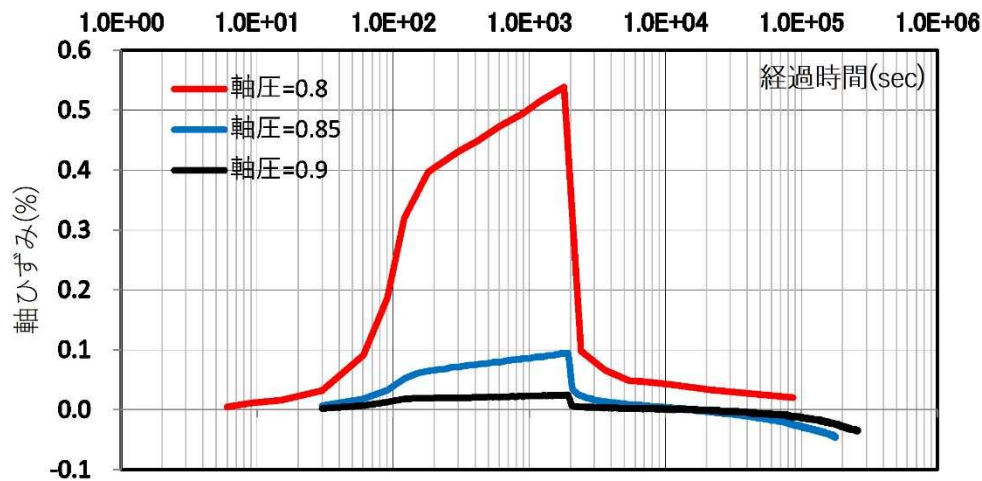
軸ひずみ(伸張せん断、保持1分)



軸ひずみ(伸張せん断、保持1分)



軸ひずみ(伸張せん断、保持30分)



体積ひずみ(伸張せん断、保持30分)

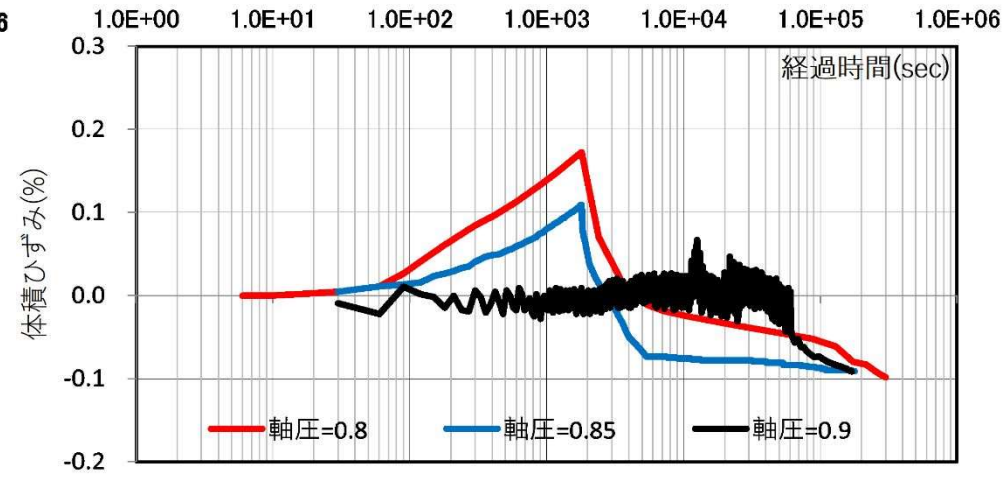


図 4.7 短期の載荷試験結果(伸張せん断、せん断力保持時間:1分、30分)

#### 4.4 長期試験

短期試験の結果から、シールド掘削時の応力解放による伸張せん断力、裏込め注入圧による圧縮せん断力の載荷は、対象の粘性土にとって何等かのダメージを与え、長期の圧縮ひずみの増加を引き起こす可能性が推定された。特に応力解放に相当する伸張せん断力の影響は圧縮せん断力のそれを上回る恐れがある。実施工では掘削による応力解放と裏込め注入圧による載荷が連続して行われるため、伸張せん断力の載荷～保持～除荷、圧縮せん断力の載荷～保持～除荷による影響を連続して受けることとなり、それに伴って対象の粘性土がどのようなダメージを受け、長期的にどのような挙動を示すのかを確認するとともに、その原因について究明するため、実施工の過程を想定した伸張せん断～圧縮せん断～現在の土被り荷重状態で長期保持を一連とした長期試験を実施した。

##### 4.4.1 試験結果

図 4.8 に経過時間と載荷ステップ、図 4.9 に軸ひずみ、図 4.10 に体積ひずみの経時的挙動、及び図 4.11 に軸ひずみと体積ひずみの関係を示す。各図中にはせん断力の載荷保持時間 1 分と 30 分のグラフを重ねて示す。結果を整理すると以下のとおりである。

- 1) 図 4.9 に示す伸張、圧縮せん断力載荷、除荷による挙動は、伸張せん断力載荷(①、①)により伸張側の軸ひずみ( $\epsilon_a$ )が生じ、除荷(③、③)によりそれは概ね回復、その後圧縮せん断力(④、④)を与えることで圧縮側の軸ひずみ( $-\epsilon_a$ )が生じ、除荷(⑥、⑥)により多少の偏差ひずみが残留するが、ほぼ回復する。図 4.10 に示す体積ひずみ( $\epsilon_v$ )については、伸張せん断力載荷(①、①)により膨張( $\epsilon_v$ )、除荷により回復(③、③)、その後の圧縮せん断力載荷(④、④)で収縮( $-\epsilon_v$ )し、除荷(⑥、⑥)により概ね回復する傾向を示す。しかし、除荷(圧密時の拘束圧載荷状態に戻した)後 24 時間経過した頃から軸ひずみ、体積ひずみとも急激な増加傾向を示している。図 4.10 の軸ひずみと体積ひずみの関係を見ると、除荷後(⑥、⑥)、時間経過とともに軸圧縮、体積収縮が進行、特に体積収縮量が急激に大きくなっている。
- 2) せん断力の保持時間(1 分、30 分)による差異に着目すると、30 分保持した場合伸張せん断力によるクリープひずみが大きくなり、伸張せん断力除荷による回復が遅れ、その後の圧縮せん断力による軸ひずみの発生量は小さくなり、結果として除荷直後の塑性ひずみが小さくなっている。しかし、長期挙動を見ると 30 分保持した場合、軸圧縮の進行速度が速くなっているように見える。体積ひずみに着目すると、せん断力の載荷、除荷時の体積ひずみの変化量には差があるが、全体とし保持時間による長期挙動の有意な差異は確認できない。
- 3) せん断力の保持時間(1 分、30 分)による差異に着目すると、30 分保持した場合、伸張せん断力によるクリープひずみが大きくなり(②)、伸張せん断力除荷による回復が遅れ、その後の圧縮せん断力による軸ひずみの発生量は小さくなり(④、④)、結果として除荷直後の偏差ひずみが小さくなっている(⑤、⑤)。しかし、長期挙動を見ると 30 分保持し

た場合、軸圧縮の進行速度が速くなっているように見える。体積ひずみに着目すると、せん断力の载荷, 除荷時の体積ひずみの変化量には差があるが、全体とし保持時間による長期挙動の有意な差異は確認できない。

- 4) 本試験ではここに記載する以外に数本の対象粘性土について結果を得ているが、その長期挙動は概ね 1)、2) で述べたと同様の傾向を示している。ただし、せん断力载荷時の軸ひずみ(0.15~-0.15%)や体積ひずみ(0.1~-0.1%)の大きさおよびせん断力除荷後の偏差ひずみの大きさ(図 4.16 参照)にはバラツキが確認されている。

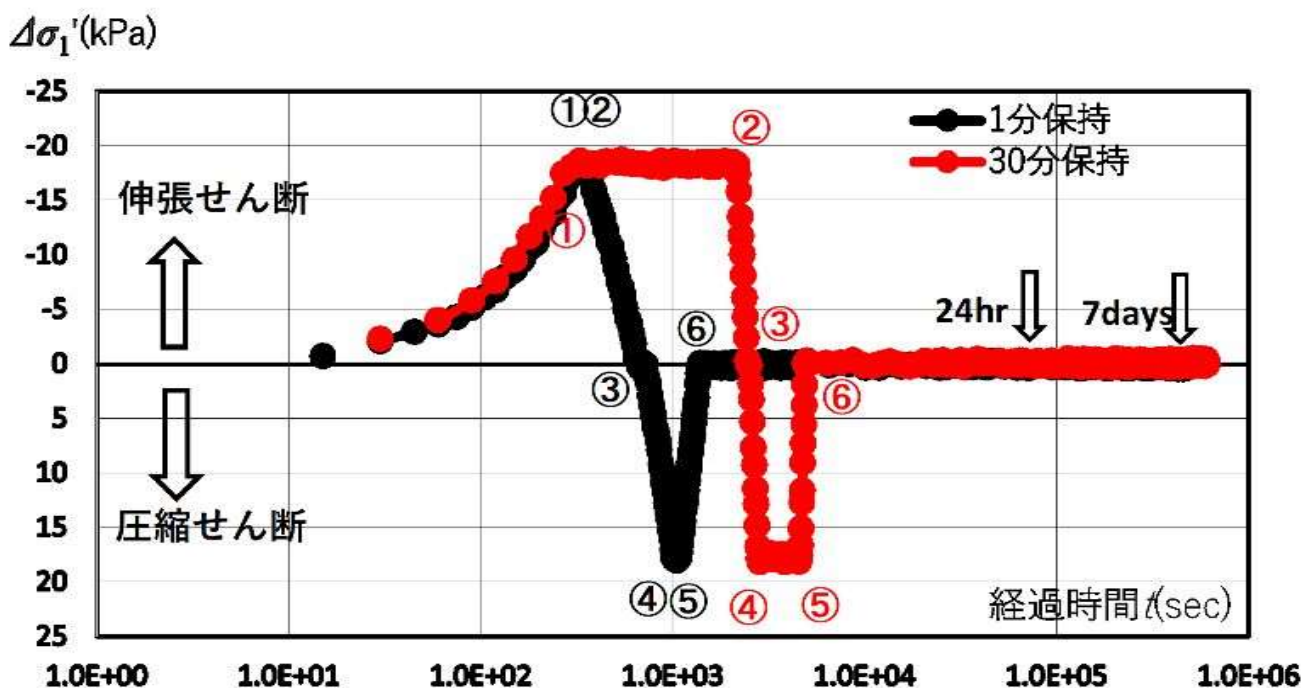


図 4.8 せん断過程の载荷ステップ図

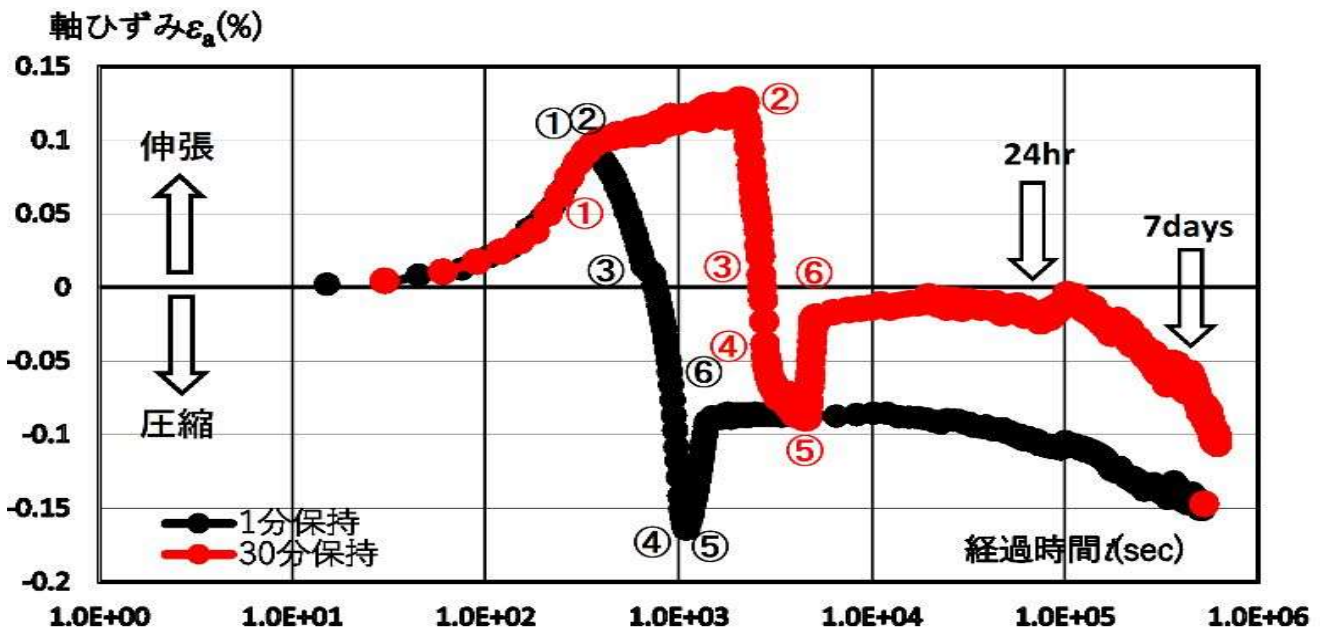


図 4.9 せん断過程の軸ひずみ( $\epsilon_a$ )～経過時間( $t$ )

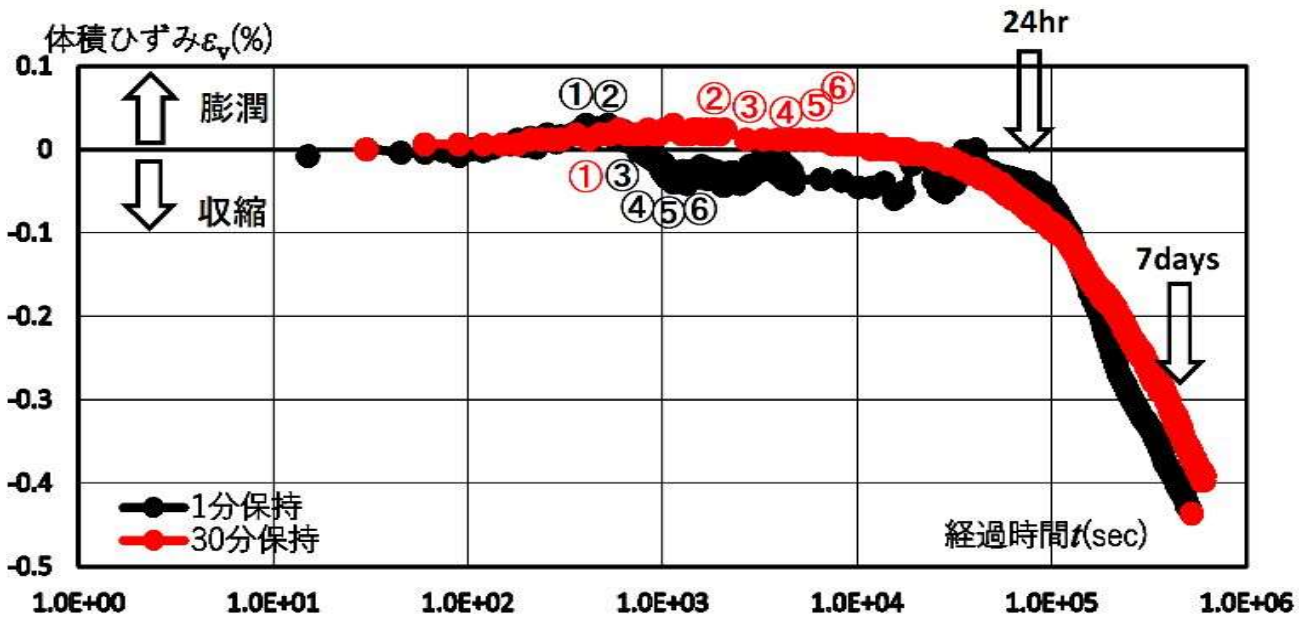


図 4.10 せん断過程の体積ひずみ( $\epsilon_v$ )～経過時間( $t$ )

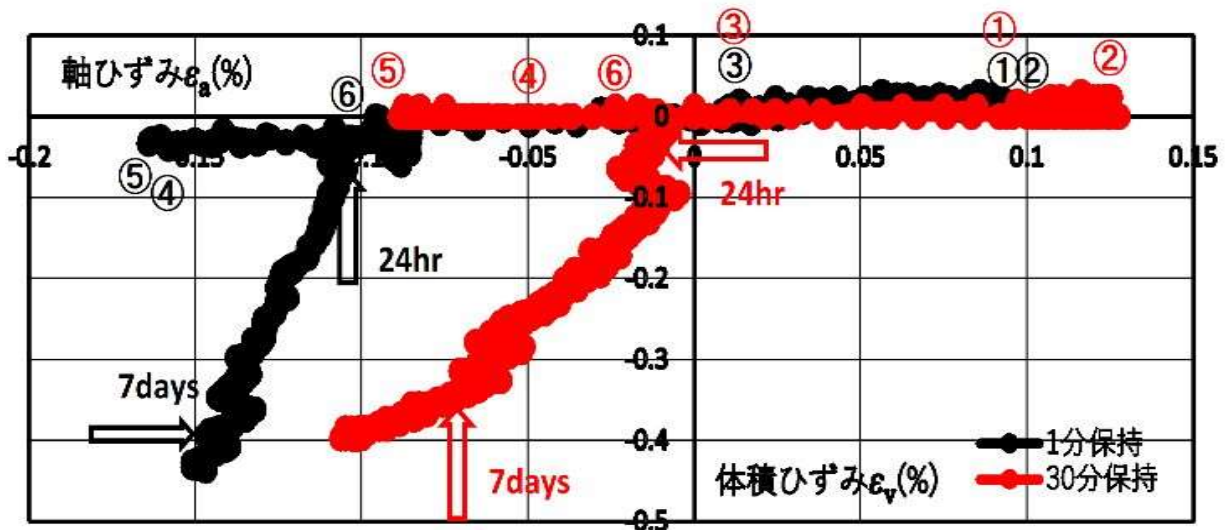


図 4.11 せん断過程の軸ひずみ( $\epsilon_a$ )～体積ひずみ( $\epsilon_v$ )

#### 4.4.2 試験結果に対する考察

4.4.1 で整理した試験結果について、以下のような考察がなされる。

- 1) 対象の粘性土は表 1.1 に示したように OCR が 2 に近い過圧密粘土であり、今回の実験で与えているせん断力は伸張側、圧縮側とも  $P_c$  以下で、現有効土被り荷重( $P_0$ )の約 20% と小さく、一般論では新規の圧密挙動を引き起こすことはないと考えられる。しかし、標準圧密試験により推定した  $P_c$  は圧縮に対するものであり、今回のような伸張側の  $P_c$  はまったく異なるものと考えられ、微小な伸張せん断力でも粘性土の長期圧密挙動を助長させている可能性がある。
- 2) 標準圧密試験から得られた  $P_c$  の妥当性を検証するため、同じ供試体の粘性土に対して定ひずみ速度による圧密試験を実施して  $P_c$  を再確認した。定ひずみ速度試験と標準圧密試験から得られた  $e \sim \log P$  を図 4.12 に示す。なお、 $P_c$  の決め方はキャサグランデ法を採用している。この結果から、定ひずみ法でひずみ速度を 0.01%/min とした場合、標準圧密試験の  $P_c$  を比較すると大きな差はなく、どちらの方法からも対象の粘性土の OCR は 2 前後で過圧密という評価になる。ただ、両者の  $e \sim \log P$  曲線の曲率に着目すると、定ひずみ法の場合曲率が小さい曲線となっている。文献 1) では大阪湾沿岸の洪積粘性土を対象として数種類のひずみ速度で試験を行い、ひずみ速度を遅くするほど変曲点が不明瞭になり、そのような粘性土は擬似過圧密が疑われるとしている。
- 3) 事前圧密の目的は粘性土試料の状態を原位置の状態に戻すこととして、 $K_0=0.5$  で 24 時間以上の圧密を行っている。しかし、対象の粘性土の  $K_0$  については真値を確認できず、拘束圧の条件がせん断力載荷時および除荷後の長期挙動にどのような変化を及ぼすかを確認しておく必要がある。そこで  $K_0$  が 0.5 と 1.0 の 2 種類の試験を行い、除荷後 7 日間の軸ひずみと体積ひずみの挙動を比較した。その結果を図 4.13 に示す。これより、拘束圧が等方( $K_0=1.0$ )と異方( $K_0=0.5$ )で除荷後の体積ひずみが圧縮方向に進行する時期に若干の差異は見られるが、全体的にはせん断力載荷、除荷時および長期の挙動は類似した傾向を示しており、 $K_0$  の差異がここで議論している結論に影響を及ぼすことはないと考えられる。
- 4) せん断力保持時間中のクリープひずみの長期挙動への影響については、事前に行った対象粘性土の段階載荷によるクリープ試験の結果(図 4.14)より、伸張側、圧縮側とも与えているせん断力および発生しているひずみが粘弾性限界値以内であることから、粘性土の強度低下を引き起こす可能性は小さいと考えられ、保持時間による有意な差が現れないものと推定される。
- 5) 長期挙動については圧密に伴う間隙比( $e$ )の減少速度で評価する方法と、圧密時のひずみ速度で評価する方法がある。本試験では後者の考え方を採用し、図 4.9 に示す除荷後(⑥以降)の軸ひずみ( $\epsilon_a$ )～経過時間( $\log t$ )曲線の勾配(ひずみ速度)に着目、それを二次圧密速度( $\alpha$ )として式(1)により算出している。除荷後 3 日～6 日の  $\alpha$  はせん断力の保持時間が 30 分の場合 0.06、1 分の場合 0.11 で、図 4.15 に示す三軸試験機による長

期圧密試験(三軸試験の圧密過程と同値の拘束圧による)結果から推定される  $\alpha=0.0014$  より 1~2 桁大きくなっている。 $\alpha$  を式(2)により二次圧密係数( $C_{\alpha\varepsilon}$ )に換算すると 0.14 ~0.25 で圧縮指数( $C_c$ )に近い値となり、正規圧密領域の挙動を示すこととなる。これは  $P_c$  以下の小さなせん断力でも伸張側の載荷を行うことで二次圧密が助長されていることを示すと考えられる。なお、図 9 は長期の傾向が分かりやすいように経過時間を普通目盛で表す。

$$\alpha = \frac{d\varepsilon_a}{d\log t}$$

$$= \frac{\varepsilon_a(t_2) - \varepsilon_a(t_1)}{\log(t_2) - \log(t_1)} \quad (4.1)$$

$\alpha$  : 二次圧密速度

$\varepsilon_a(t_1)$  : 時間  $t_1$  の軸ひずみ (%)

$\varepsilon_a(t_2)$  : 時間  $t_2$  の軸ひずみ (%)

$$C_{\alpha\varepsilon} = 2.3 \alpha \quad (4.2)$$

- 6) 同一深度から採取した粘性土について同様の長期試験を数ケース実施した。その結果から、除荷直後の残留ひずみ(塑性ひずみ)と  $\alpha$  の関係を整理すると図 4.16 に示すとおりである。この図より、残留ひずみが大きくなるほど  $\alpha$  も大きくなる傾向にあり、残留するひずみは微小ではあるが、それが粘性土の二次圧密挙動に影響を与えている可能性がある。
- 7) 図 4.17 は  $P_c$  以下の圧密荷重 3 種類による長期(90 日)の標準圧密試験より求めた二次圧密速度( $\alpha$ )と圧密荷重の相関である。縦軸は各荷重時の  $\alpha$  を  $P_c$  以上の荷重時(正規圧密領域)の値( $\alpha_{NC}$ )で無次元化した数値を示し、横軸は  $P_c$  と  $P_0$ (現有効土被り荷重)により  $P$ (圧密荷重)を無次元化した数値を示す。なお  $\alpha_{NC}$  は 4.3 式により算定している<sup>1)</sup>。この相関から当該粘性土は  $P_c$  以下の荷重対して  $\alpha$  が比例的に変化することを示している。これは過圧密領域の荷重でもその大きさによって二次圧密量が変化することを意味し、当該粘性土は擬似過圧密粘土に分類される。擬似過圧密粘土の場合、微小なせん断力載荷により正規圧密に類似した挙動を示す可能性がある。

$$\alpha_{NC} = \frac{0.434 C_{\alpha 0}}{1 + e_0} \quad (4.3)$$

$C_{\alpha 0}$  : Ladd らの提案式(=0.05 $C_c$ )<sup>2)3)</sup>による

- 8) 伸張せん断のみ、圧縮せん断のみを載荷、除荷した試験結果(図 4.18)から、前者の  $\alpha$  は

後者より1桁大きくなっている。これは微小でも伸張せん断力が粘性土に与える影響が大きいことを示している。また、圧縮せん断のみの場合の $\alpha$ は図4.15に示した長期圧密のそれより1桁大きくなっており、微小な圧縮せん断力でも二次圧密が助長されることを示し、対象の粘性土が擬似過圧密粘土であることを表しているものと考えられる。体積変化量については伸張のみ、圧縮のみでその絶対量に大きな差はないが、伸張による膨張後の収縮速度は圧縮のみによるそれを上回る傾向を示している。

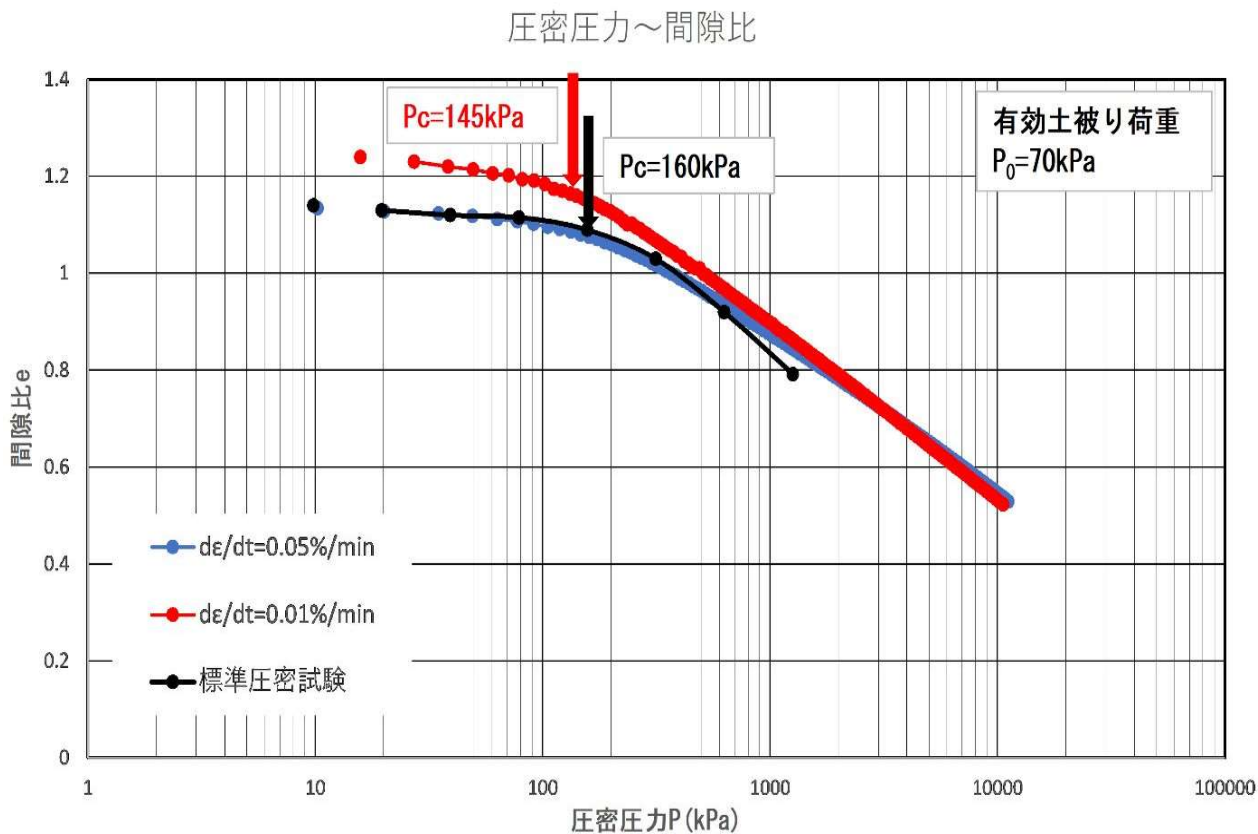
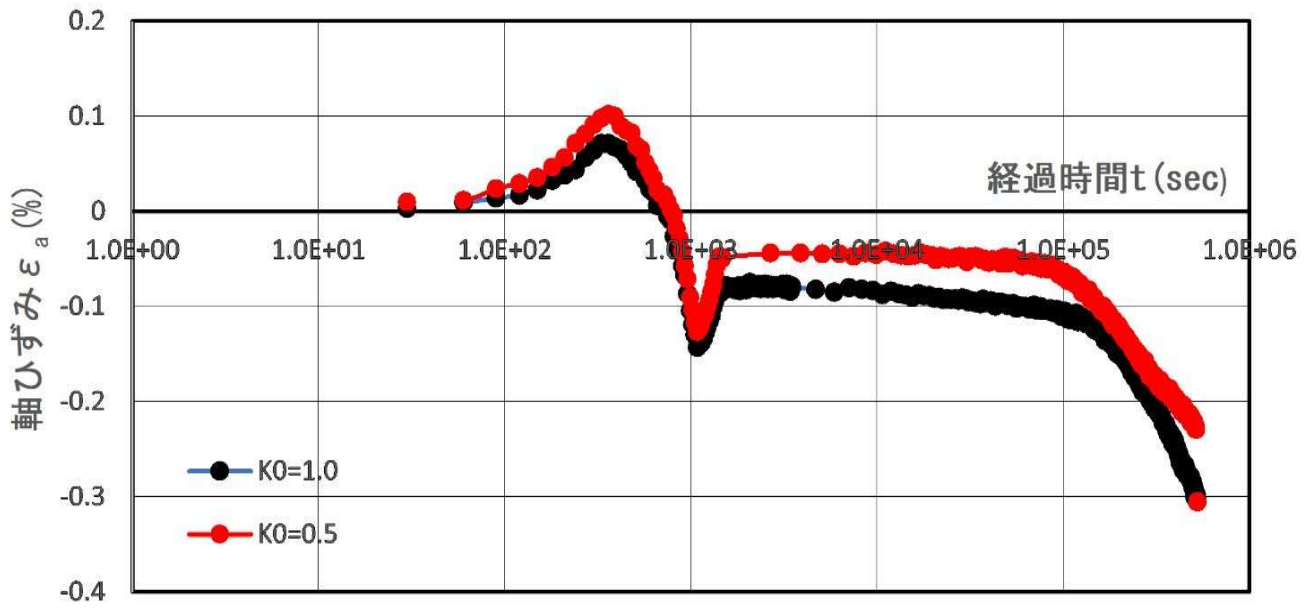
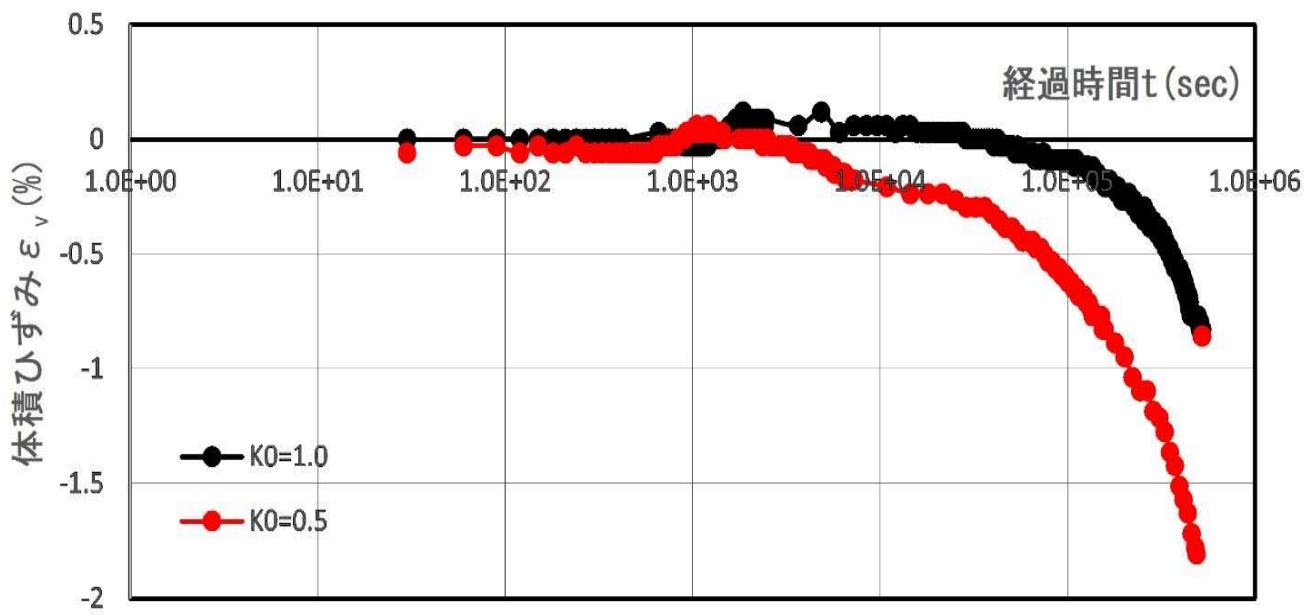


図 4.12 定ひずみ圧密試験の圧密圧力(P)～間隙比(e)曲線



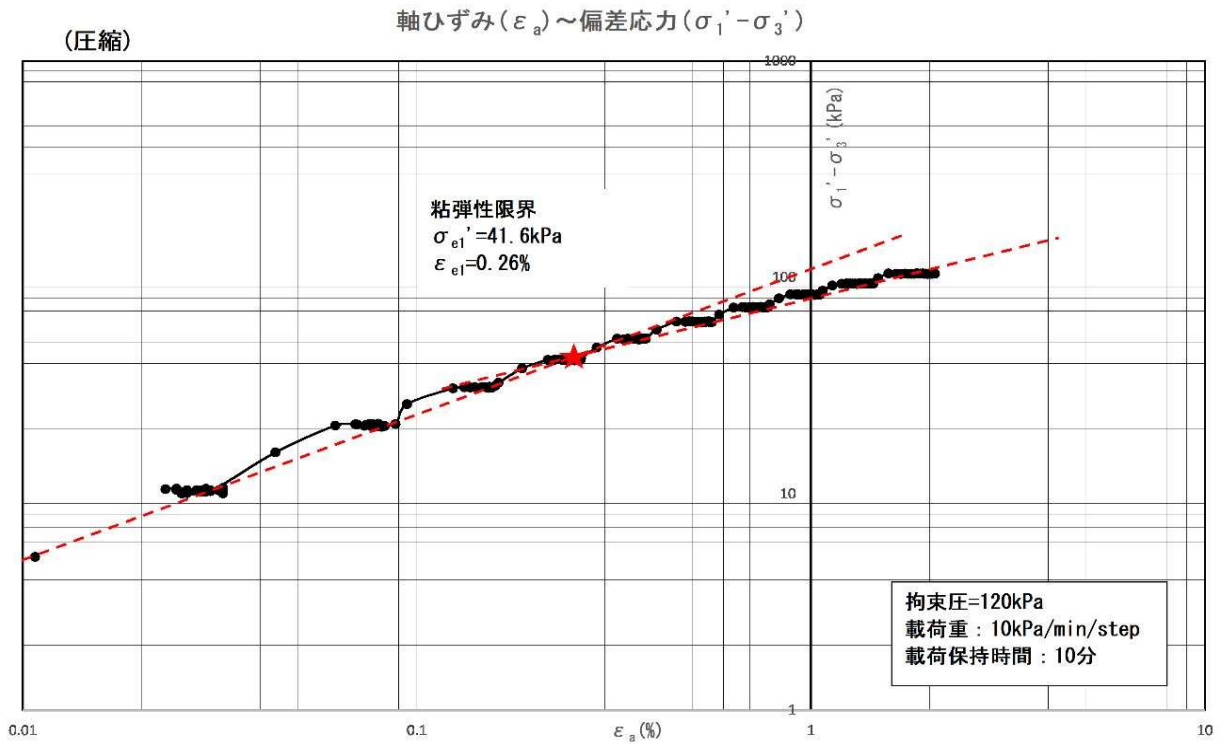
(a) 軸ひずみ  $\varepsilon_a$



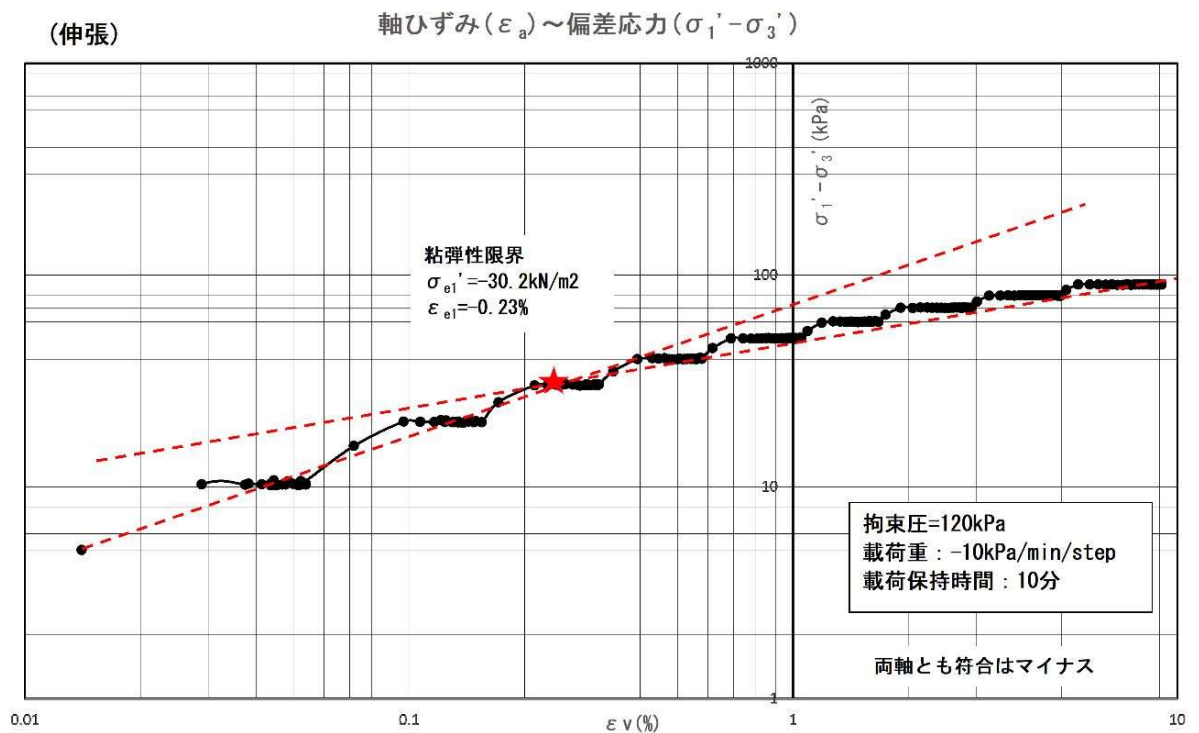
(b) 体積ひずみ  $\varepsilon_v$

図 4.13 事前圧密条件(等方、異方)の差異による比較





(a) 圧縮せん断



(a) 伸張せん断

図 4.14 クリープ試験による軸ひずみ( $\varepsilon_a$ ) ~ 偏差応力( $\sigma_1' - \sigma_3'$ ) 関係

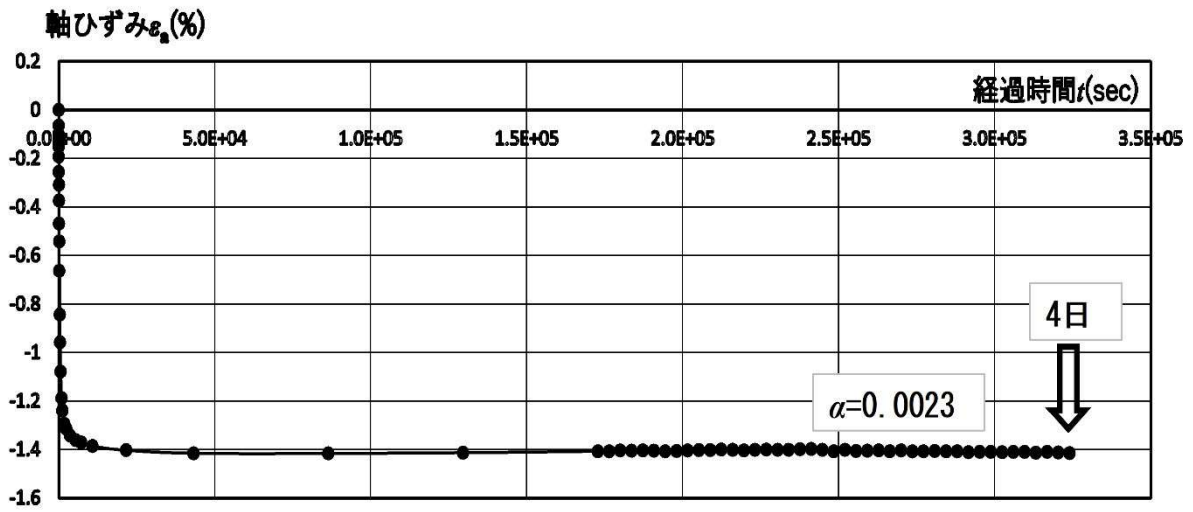


図 4.15 三軸試験機による長期圧密試験の軸ひずみ ( $\epsilon_a$ ) ~ 経過時間 ( $t$ )

二次圧密速度 ( $\alpha$ )

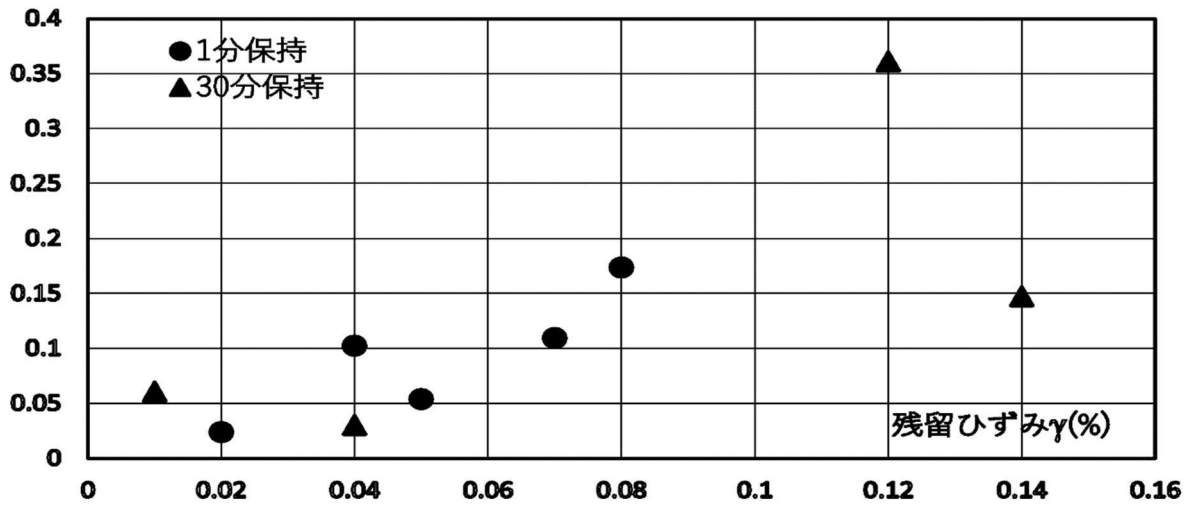


図 4.16 除荷直後の残留ひずみ ( $\gamma$ ) と ( $\alpha$ ) の相関

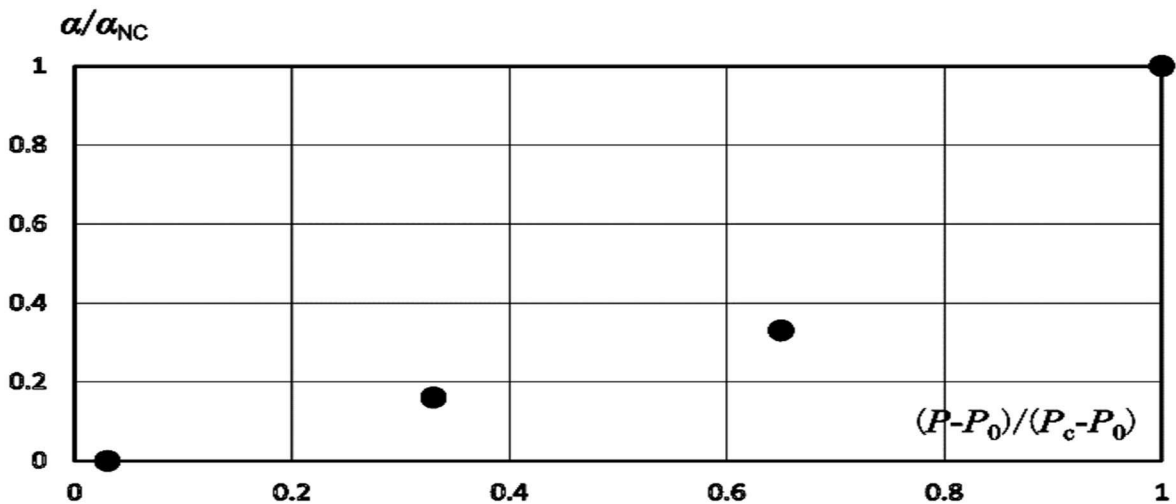
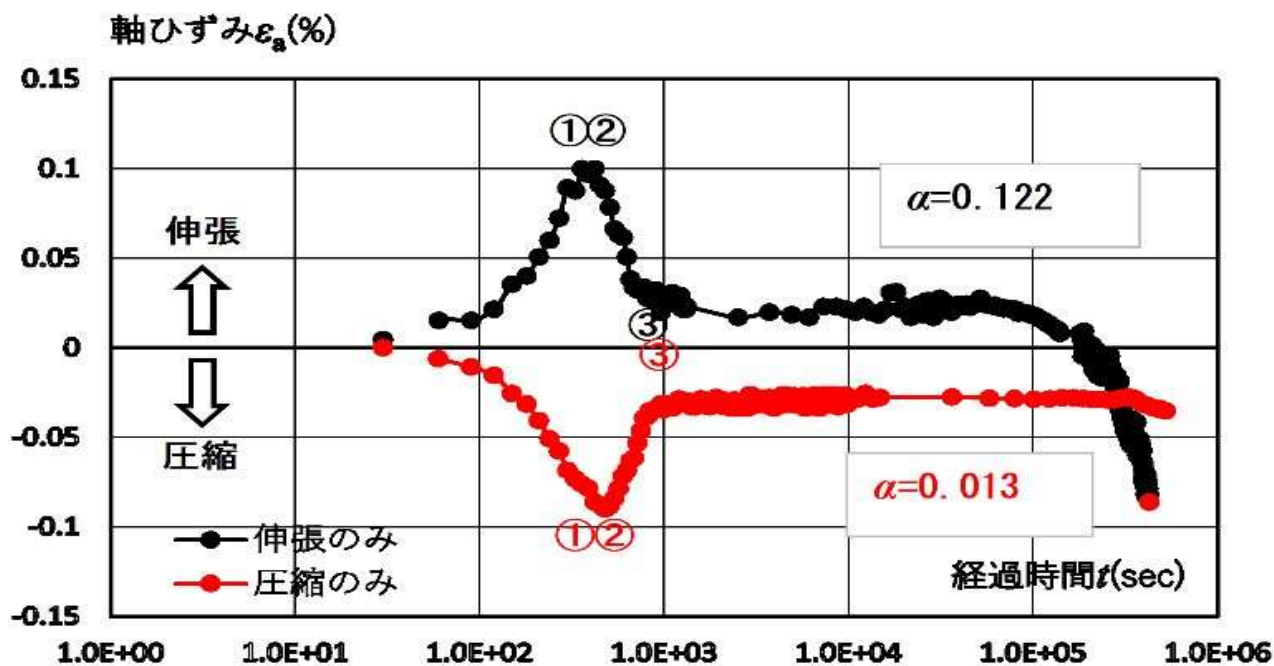
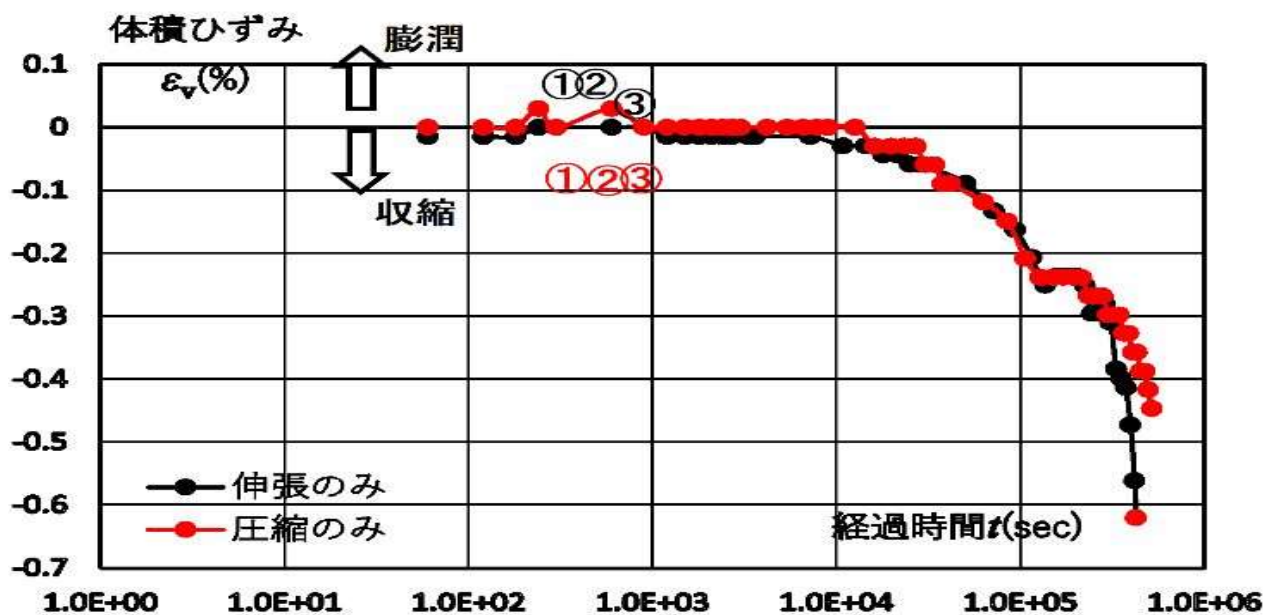


図 4.17 長期の標準圧密試験による ( $\alpha$ ) と圧密荷重 ( $P$ ) の相関



(a) 軸ひずみ ( $\varepsilon_a$ ) ~ 経過時間 ( $t$ )



(b) 体積ひずみ ( $\varepsilon_v$ ) ~ 経過時間 ( $t$ )

図 4.18 伸張, 圧縮せん断単独試験

#### 4.5 まとめ

微小な伸張せん断力、圧縮せん断力の載荷、除荷ののち、時間経過とともに再圧縮現象が生じる要因について以下のような推察がなされる。

- 1) 伸張せん断のみ、圧縮せん断のみの試験結果に着目すると、二次圧密係数( $\alpha$ )が伸張せん断力載荷の場合、圧縮せん断力載荷と比較して1桁大きくなっており、伸張せん断力が二次圧密を大きく助長していることが分かる。また圧縮せん断の影響についても、( $\alpha$ )が三軸状態の長期圧密試験結果より1桁大きくなっていること、および当該粘性土が擬似過圧密粘土である可能性が高いことから、二次圧密を助長する要因になっていると推察できる。
- 2) 対象の粘性土(西大阪の沖積粘性土)については、標準圧密試験結果および既存の研究結果(大阪地盤図等)では過圧密粘性土( $OCR=1.5\sim 3.0$ )と評価されている。しかし、今回のような伸張、圧縮せん断力を連続で載荷した場合、長期の挙動は我々が一般的に理解している過圧密粘土の挙動ではなく、正規圧密粘土と同様の挙動を呈し、擬似過圧密粘土に該当すると考える。そのため、 $P_c$ 以下の微小なせん断力載荷、除荷でも長期的な二次圧密挙動が助長されるものと考ええる。また、そのひずみ速度( $\alpha$ )は除荷後の偏差ひずみの大きさに比例して大きくなると考えられる。村山<sup>5)</sup>は、粘性土の二次圧密は一次圧密中に圧密を完了できなかった粘土粒子群のせん断変形によるクリープひずみ( $\epsilon_{s2}$ )と、それに伴って発生するダイランシーによる体積収縮クリープひずみ( $\epsilon_{d2}$ )の和として4.4式で表されると提案している。

$$(\epsilon_2)_{t=\infty} = \epsilon_{s2} + \epsilon_{d2} \quad (4.4)$$

$(\epsilon_2)_{t=\infty}$  : 無限時間経過時の二次圧密ひずみ量

$\epsilon_{s2}$  : 一次圧密中に圧密を完了できなかったせん断変形によるクリープひずみ量

$\epsilon_{d2}$  : ダイランシーによる体積収縮クリープひずみ量

この考え方に従うならば今回のような微小な伸張、圧縮せん断力を与えることで新たな一次圧密ひずみ( $\Delta \epsilon_1$ )が生じ、それによって式2.2に示した各ひずみ成分の増分( $\Delta \epsilon_{s2}$ 、 $\Delta \epsilon_{d2}$ )が発生し、二次圧密量が助長されることとなる。また村山は( $\Delta \epsilon_1$ )の大きさと( $\Delta \epsilon_{s2}$ 、 $\Delta \epsilon_{d2}$ )は比例すると提案しており、図4.16に示した除荷直後の偏差ひずみと $\alpha$ の相関関係がその提案を裏付けている。

- 3) 体積変化に着目すると、伸張せん断力を与えると正のダイランシーが生じ、土要素は縦長の構造となって間隙が大きくなる。その後除荷および圧縮せん断を受けると図3.3(a)に示したように側方に拡がろうとするが、三軸試験では水平応力( $\sigma_h$ )が一定値のため(図3.3(b))、側方の変位を押し戻すことができず、結果として体積収縮が一層

進むものと考えられる。この挙動をトンネル掘削時の地山挙動に当てはめて考えると、土要素の水平応力( $\sigma_h$ )は隣り合う要素との相互作用によって変化するが、トンネル天端の微小要素に着目すると隣接要素同士がほぼ同様の応力状態にあり、受けるせん断力の大きさが同じであれば、水平応力は釣り合った状態が保たれると考えられ、本試験の水平応力( $\sigma_h$ )=一定の条件は対象を天端の土要素に限定する範囲で問題ないと考えられる。したがって、本試験で得られた長期的な体積収縮挙動は天端の土要素の挙動としては正しいと判断される。

### 参考文献

- 1) Mimura, M. and Jang, W. Y.: Description of time-dependent behavior of quasi-overconsolidated Osaka Pleistocene clays using elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp. 41-52, 2004.
- 2) Mesri, G.: Coefficient of secondary compression, Proc.ASCE, 99, SM1, pp. 123-137, 1973.
- 3) Mesri, G. and Godlewski, P.M.: Time and stress compressibility interrelationship, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT5), pp. 417-430, 1977.
- 4) Mesri, G.: Primary compression and secondary compression, soil behavior and soft ground construction, Geotechnical Special Publication, ASCE, 119, pp. 122-166, 2001.
- 5) 村山朔郎：土の力学挙動の理論, 技報堂出版, pp. 501-564, 1990.

## 第5章 数値解析による三軸試験結果の検証

前項までに示した粘性土の長期挙動について、挙動の妥当性および推定した要因を数値解析により検証する。

### 5.1 解析方法

解析方法は時間依存性を考慮した弾粘塑性解析(FEM)とし、評価モデルは粘性土の排水による体積変化(圧密)および土粒子の骨格構造のクリープ変形が表現可能な「関口-太田モデル」<sup>1)</sup>を採用した。解析場は三軸試験の供試体を模式化した軸対称場とした。

解析に使用した粘性土のパラメータ、解析のモデル、および解析のステップは以下に述べるとおりである。

#### 5.1.1 解析に適用するパラメータ

解析に用いた粘性土の材料および応力パラメータ(初期値)は、標準圧密試験、圧密非排水三軸試験、圧密非排水三軸クリープ試験等により求めた。パラメータの一覧を表 5.1 に示す。また、限界応力比(M)を決めるための試験結果および変形係数( $E_0$ )を求めるための試験結果を、それぞれ図 5.1~図 5.3 に示す。なお、パラメータは解析により実験結果を再現するため適宜見直しを行っており、最終的には「採用値」の欄に記載した値を使用している。

表 5.1 解析用パラメータ一覧表

弾塑性パラメータ					粘性パラメータ				
	初期値(注1)	採用値(注2)	単位	初期値の取得方法		初期値(注1)	採用値(注2)	単位	初期値の取得方法
単位重量( $\rho_t$ )	16	16	kN/m <sup>3</sup>	推定値	二次圧密指数( $\alpha$ )	0.05~0.18	0.1		実験値(d)
ポアソン比( $\nu$ )	0.3~0.4	0.3		推定値	初期体積ひずみ速度( $V_0$ )	$1.6 \times 10^{-7}$	$4.2 \times 10^{-7}$	1/min	$V_0=C\alpha/Tc$ 注3)
圧縮指数( $\lambda$ )	0.23~0.32	0.23		実験値(a) $\lambda=0.434C_c$	粘塑性パラメータ(C)	$1.5 \sim 2.0 \times 10^{-7}$	$2.0 \times 10^{-7}$	1/min	$C=V_0/M$
膨潤指数( $\kappa$ )	0.011~0.033	0.006		実験値(a) $\kappa=0.434C_s$	OCR	1.7~1.9	1		実験値(a)
限界応力比(M)	0.8	0.8		実験値(b) (伸張側)	ダイレタンシー係数(D)		自動計算		$D=(\lambda-\kappa)/M(1+e_0)$
	1.07	1.07		実験値(b) (圧縮側)	透水係数	$2.0 \times 10^{-9}$	$2.0 \times 10^{-9}$	m/s	実験値(a)
非可逆比( $\Lambda$ )	0.952~0.974	0.952		$\Lambda=1-\kappa/\lambda$	初期間隙比( $e_0$ )	1.112~1.158	1.158		実験値(a) 圧密完了時
変形係数( $E_0$ )	$2.7 \times 10^4$	$2.7 \times 10^4$	kN/m <sup>2</sup>	実験値(c)					

注 1)初期値は実験値または推定値である。

注 2)採用値は実験結果を再現するために見直した値である。

注 3)  $T_c$ (特性時間)は三軸状態での長期圧密試験結果から  $C_\alpha$  を求めた時間( $t=90\text{hr}$ )と排水距離(2.5cm)から算定。

(a)標準圧密試験による。

(b)初期平均有効応力 3 種類に対する非排水三軸圧縮、伸張試験による。

(c)試料採取地山の拘束圧を考慮した非排水三軸圧縮、伸張試験による。

(d)4 章で示した実験結果に基づく。

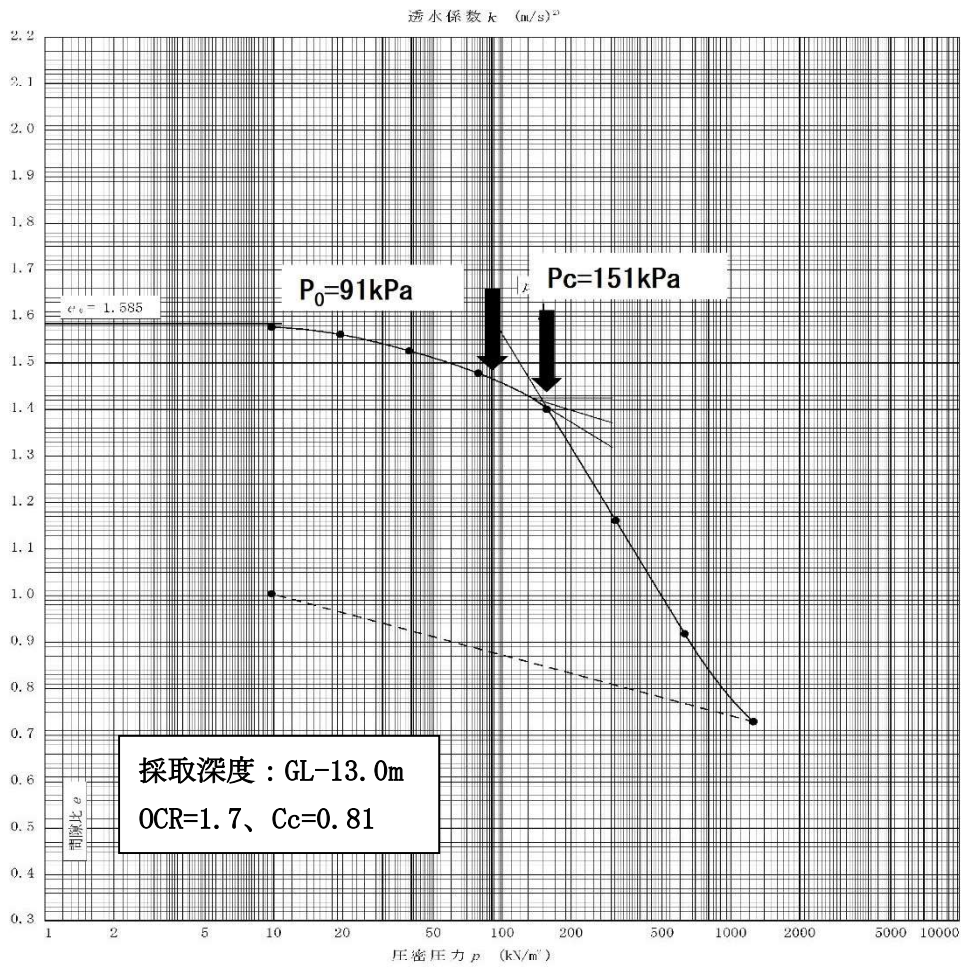


図 5.1 標準圧密試験で得られた  $e \sim \log$  曲線

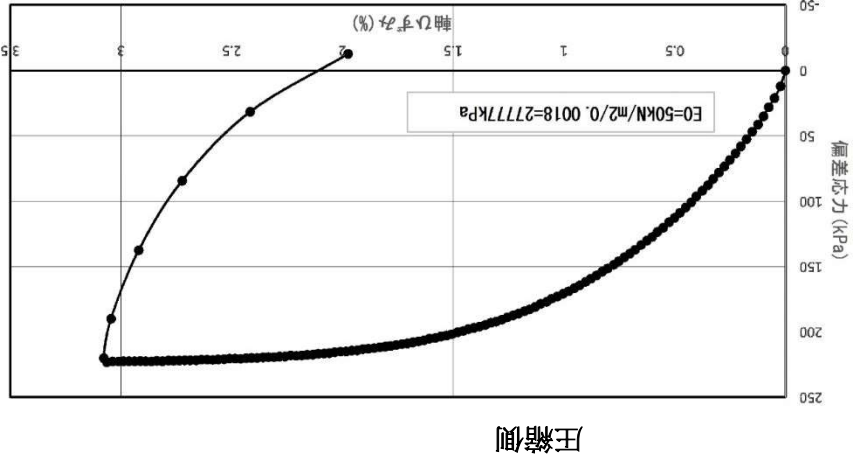
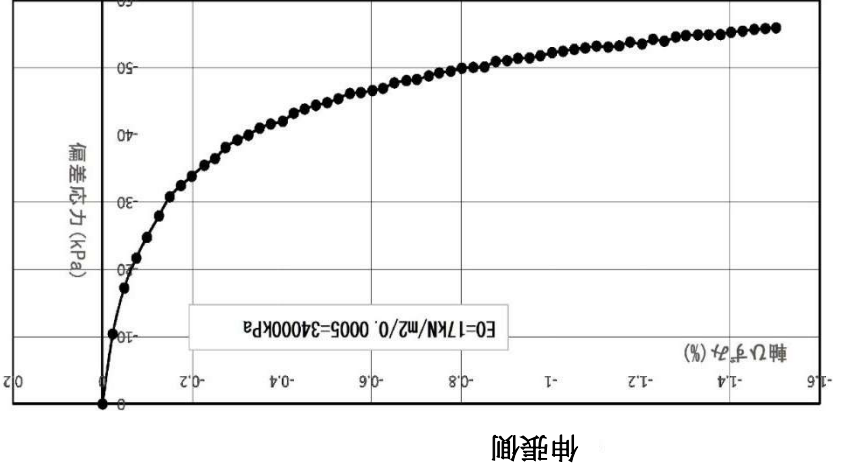


図 5.2 圧密非排水三軸試験

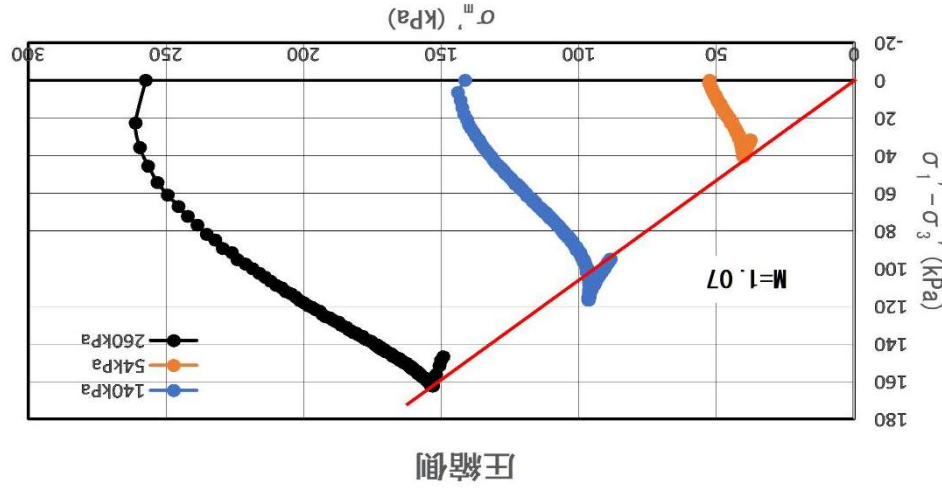
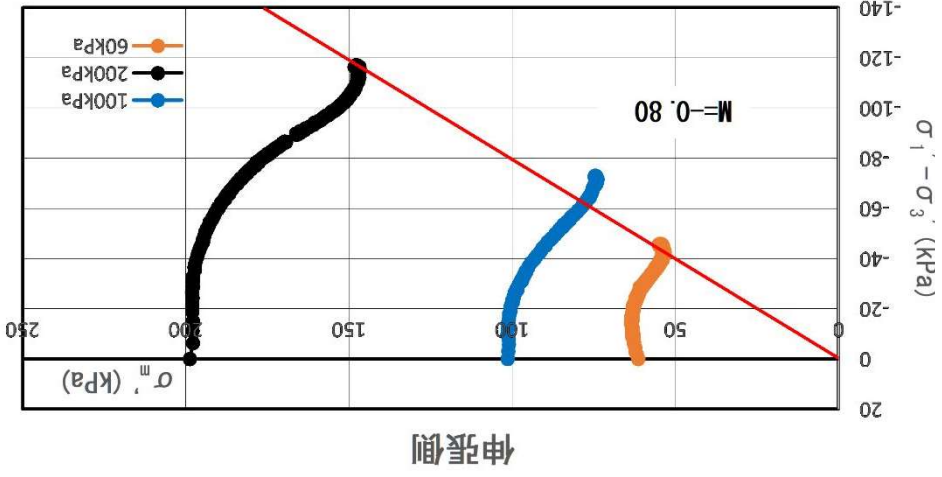


図 5.3 限界応力比 (M) 試験



### 5.1.2 解析モデル

解析モデルは三軸試験を再現するため、直径 5cm、高さ 10cm の軸対称モデル(図 5.1)とした。境界条件は対称軸部を水平方向拘束、下端を鉛直方向拘束、モデル周面は圧密圧力(初期拘束圧)による応力境界とした。また上下端は排水境界である。

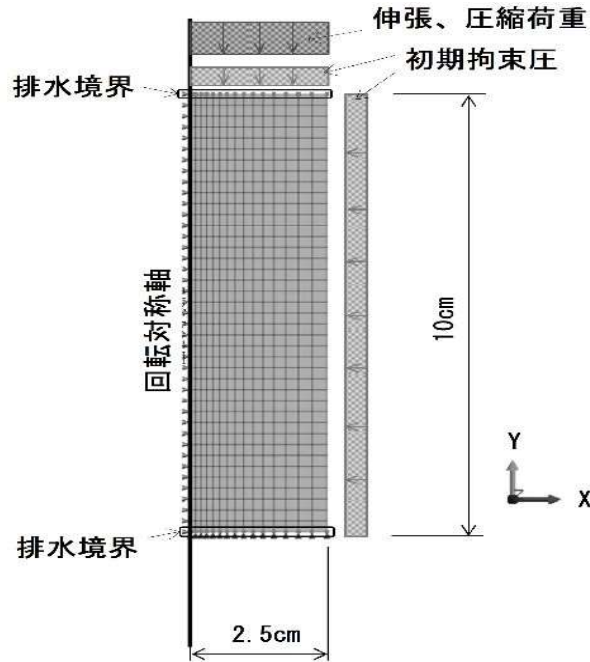


図 5.4 軸対称解析モデル図

### 5.1.3 解析ステップ

解析ステップ(図 5.5)は実験と同様とし、载荷、除荷速度、せん断力の保持時間も実験と同様の条件とした。ただし、圧密過程は考慮せず、圧密完了時からのスタートとし、初期間隙比は標準圧密試験で得られた圧密完了時の値を採用した。

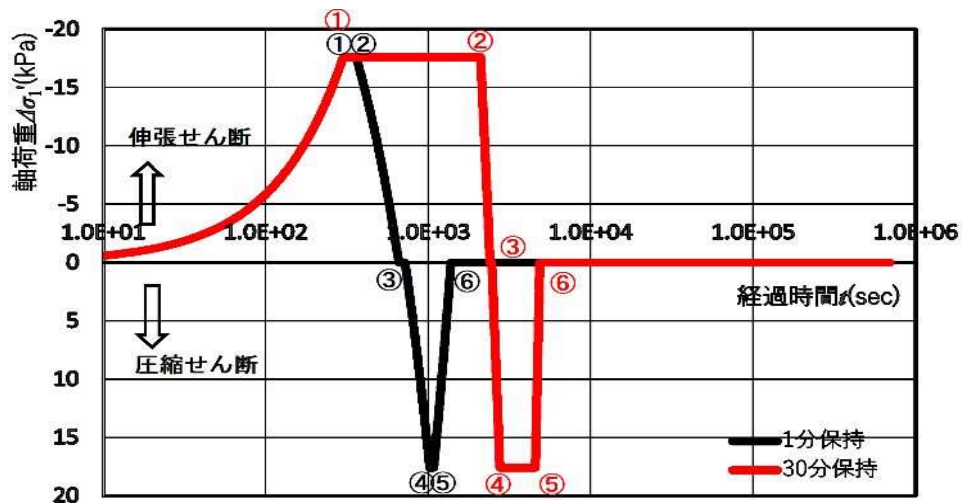


図 5.5 解析上のせん断力载荷, 保持, 除荷ステップ図

## 5.2 解析結果

解析により求めた経過時間 ( $\log t$ ) と軸ひずみ ( $\varepsilon_a$ )、体積ひずみ ( $\varepsilon_v$ ) の関係を図 5.6～図 5.8 に示す。なお、図 5.7、5.8 には実験結果を重ねて示す。図中の番号①～⑥は 2.3 の「実験結果」と同様に図 5.5 に示すステップ番号に相当する。結果を整理すると以下のとおりである。

- 1) 図 5.6 は対象の粘性土を過圧密粘土 ( $OCR > 1$ ) と仮定した結果である。せん断力載荷、保持、除荷時の軸ひずみ、体積ひずみの挙動は実験結果を概ね再現しており、除荷後に残留ひずみ (塑性ひずみ) も発生しているが、実験で確認されたような長期の再圧縮現象は生じていない。
- 2) 図 5.7 は対象の粘性土を正規圧密粘土 ( $OCR = 1$ ) と仮定し、せん断力の保持時間を 1 分とした結果である。せん断力載荷、保持、除荷時の挙動および除荷後の再圧縮現象の始まる時間、長期の挙動について概ね実験結果を再現している。ただし、せん断力載荷時の最大ひずみや残留ひずみの絶対値については多少の差異がある。これは自然粘土を使った実験と一様特性の解析モデルによる差異と考える。
- 3) 図 17 は対象の粘性土を正規圧密粘土 ( $OCR = 1$ ) と仮定し、せん断力の保持時間を 30 分とした場合である。せん断力を保持している間のクリープひずみの量は差があるが、軸ひずみ、体積ひずみの全体的な挙動は概ね実験結果を再現している。

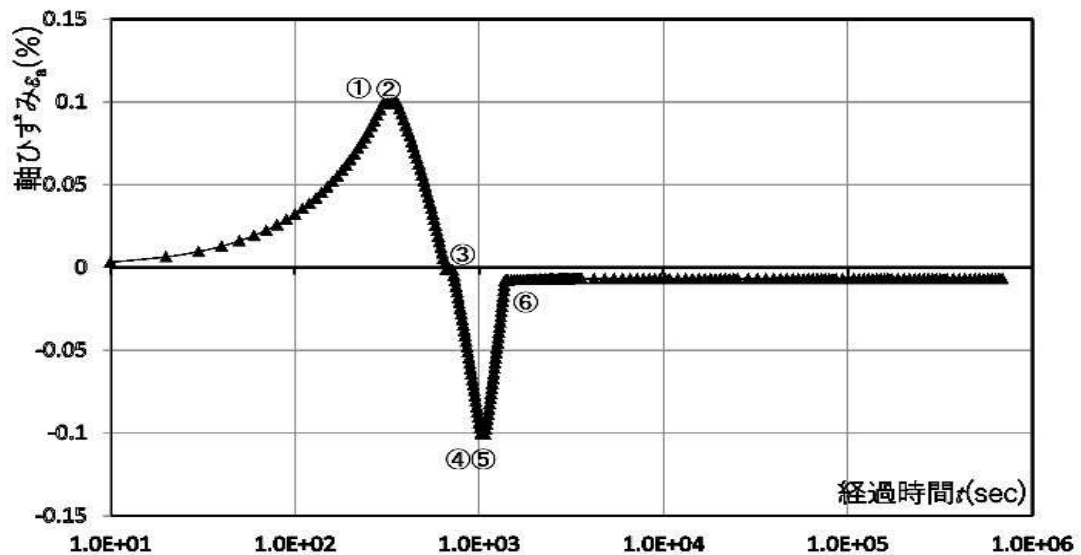


図 5.6(a) 解析値: 軸ひずみ ( $\varepsilon_a$ ) ~ 経過時間 ( $t$ )  
[ $OCR > 1$ , 1 分保持]

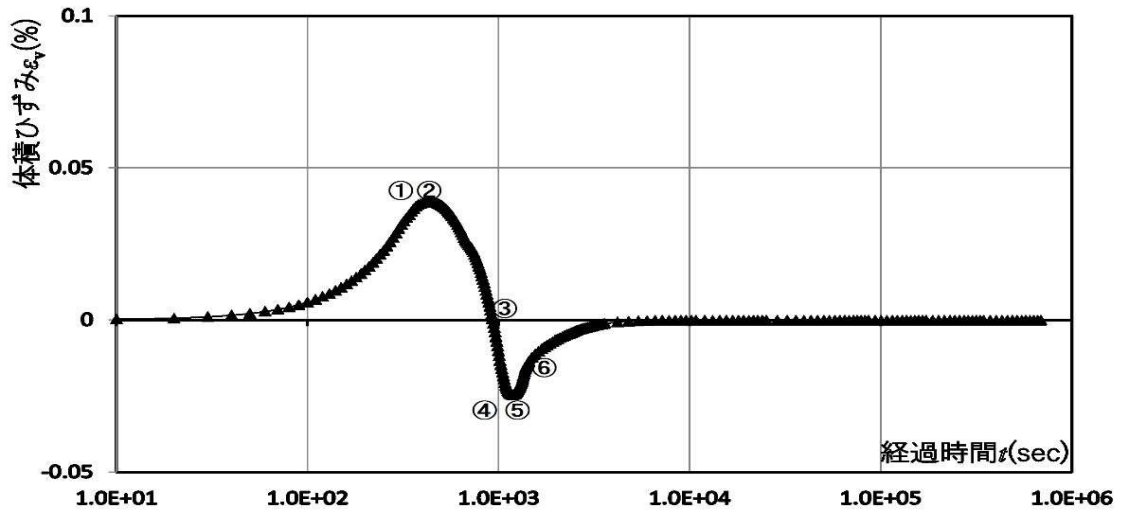


図 5.6(b) 解析値:体積ひずみ( $\epsilon_v$ )~経過時間( $t$ )  
[OCR>1、1分保持]

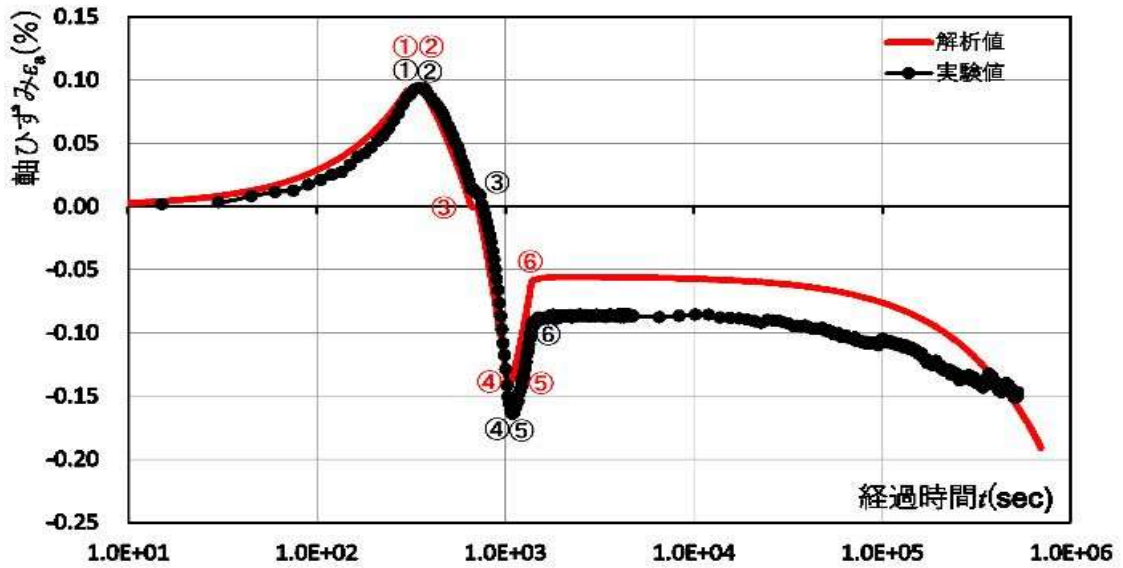


図 5.7(a) 実験値と解析値の比較:軸ひずみ( $\epsilon_a$ )~経過時間( $t$ )  
[OCR=1、1分保持]

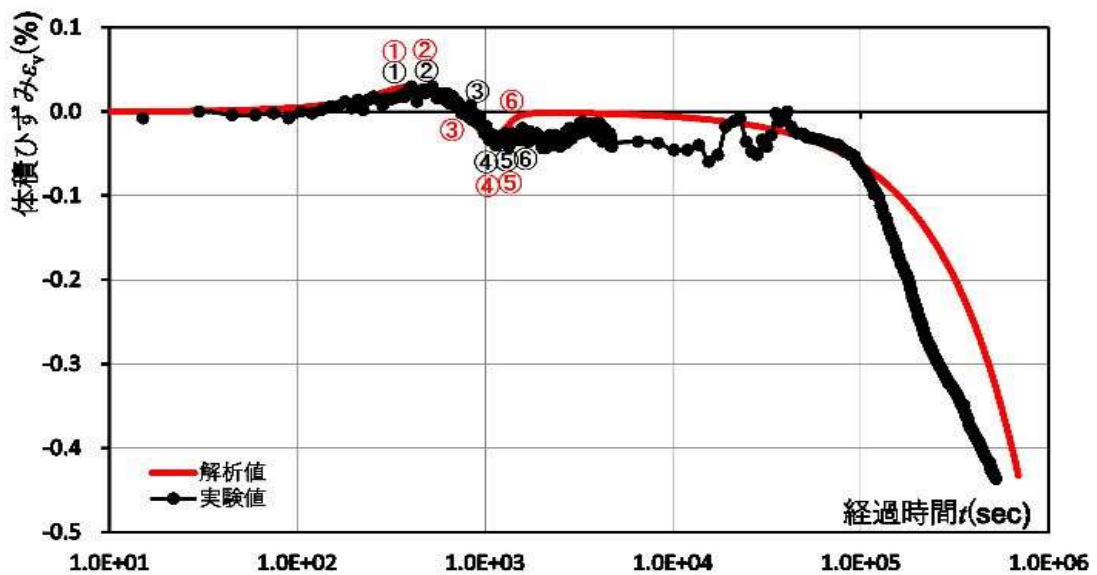


図 5.7(b) 実験値と解析値の比較:体積ひずみ( $\epsilon_v$ )~経過時間( $t$ )  
[OCR=1、1分保持]

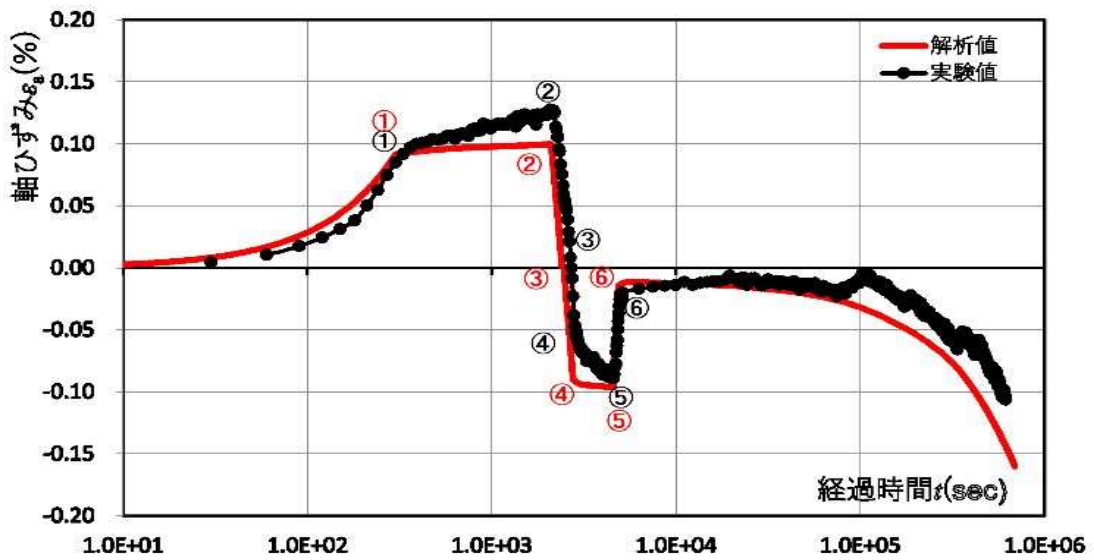


図 5.8(a) 実験値と解析値の比較:軸ひずみ( $\epsilon_a$ )~経過時間( $t$ )  
[OCR=1、30分保持]

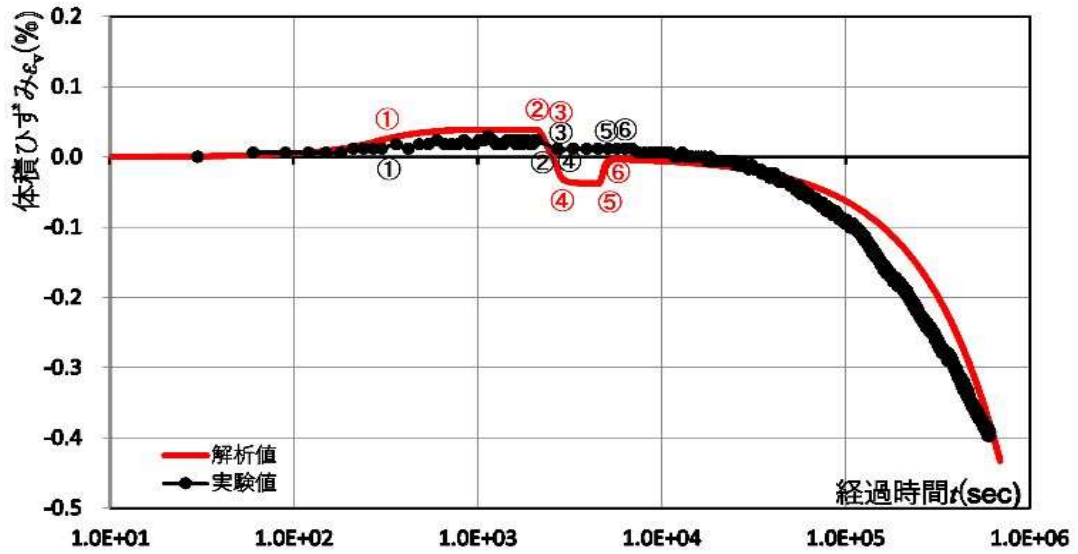


図 5.8(b) 実験値と解析値の比較:体積ひずみ( $\epsilon_v$ )~経過時間( $t$ )  
[OCR=1、30分保持]

### 5.3 解析結果に対する考察

実験結果から得られた対象粘性土の長期挙動について数値解析による検証を試みた。その結果から以下のような考察がなされる。

- 1) 対象粘性土を正規圧密粘土( $OCR=1$ )と仮定した解析結果は実験結果を良く再現している。この結果から実験結果に基づく推定は正しく、対象粘性土は擬似過圧密粘土であり、微小なせん断力载荷でも正規圧密粘土に類似した長期挙動を示す。伸張、圧縮せん断力を連続で载荷、除荷することで二次圧密が助長されるものと考えられる。
- 2) 図 5.9 は伸張せん断力のみを与えた場合の解析値と実験値比較である。これより、実験結果から求めた  $\alpha$  ( $=0.1$ ) を与えることで軸ひずみ、体積ひずみとも実験結果の挙動を良く再現しており、伸張せん断が長期挙動に与える影響が大きいことを示している。また、図 5.10 に示す圧縮せん断のみの場合についても、実験結果から求めた  $\alpha$  ( $=0.01$ ) を与えることで実験結果の挙動を再現できた。これは対象の粘性土が擬似過圧密粘土であることを示している。
- 3) 間隙水圧の挙動について、図 5.11 に実験結果と解析結果を重ねて示す。なお、本実験は全期間を通して排水条件で行っており、測定されている間隙水圧は排水経路の水圧計で測定した値であり、間隙水の流出水圧の影響を受けていると推察される。そのため、かなりのバラツキがあるが、伸張せん断力载荷時の負圧の発生、圧縮せん断力载荷時の過剰間隙水圧の発生傾向は確認できる。この傾向および水圧の大きさは解析値と概ね一致しており、伸張、圧縮せん断力载荷、除荷時の実験結果は過剰間隙水圧の挙動を表しているものと推定される。なお、実験値に見られるせん断力除荷後の長期における過剰間隙水圧の増加挙動については今後追加の考察が必要と考えている。
- 4) 実験値と解析値の有効応力の経路を図 5.12 に示す。実験値では、伸張せん断力载荷によって平均有効応力 ( $\sigma_m'$ ) は減少、除荷で初期値に復元し、圧縮せん断力载荷で増加、除荷によって復元、その後長期の過剰間隙水圧の増加に伴って  $\sigma_m'$  は徐々に減少している。この傾向は解析値でも同様の挙動を示すが、解析では前述したようにせん断力の载荷、除荷時に過剰間隙水圧の顕著な変動があり、その影響が载荷、除荷時の  $\sigma_m'$  の変動幅に現われている。なお、原点から上下方向に延びる直線は応力の限界状態線を示し、 $\sigma_m'$  は実験値、解析値ともこの線の下側で挙動しており、応力降伏による塑性化には至っていないと言える。

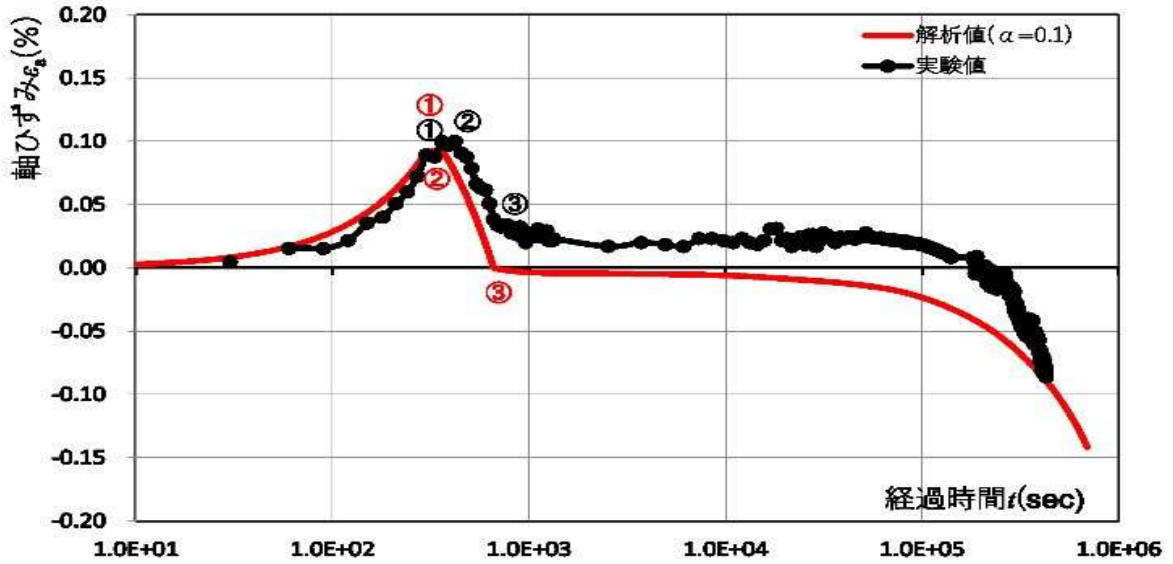


図 5.9(a) 実験値と解析値の比較:軸ひずみ(  $\epsilon_a$  ) ~経過時間( $t$ )  
[伸張せん断のみ]

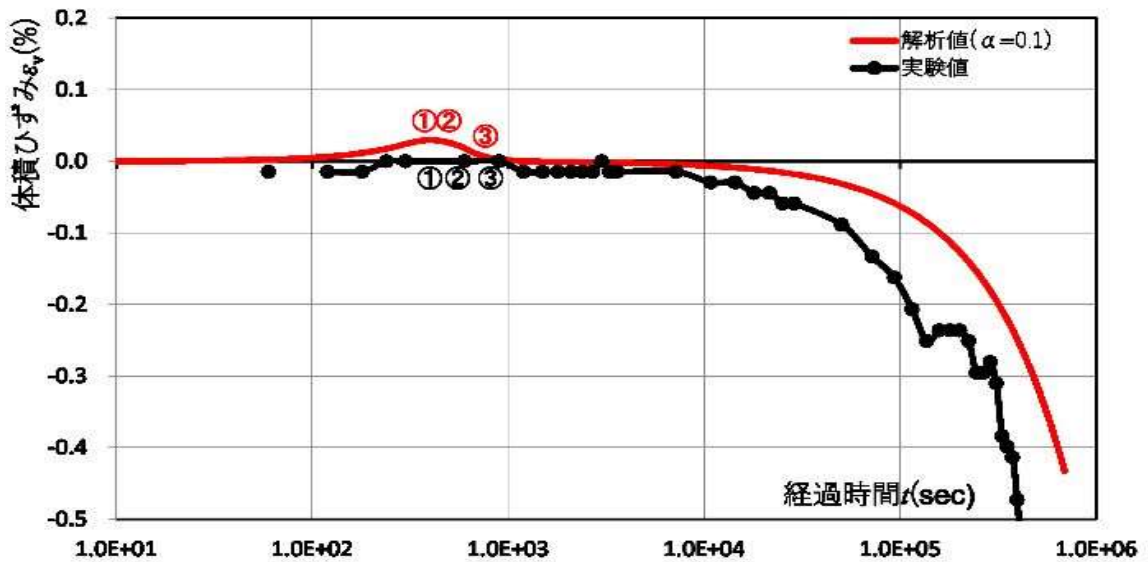


図 5.9(b) 実験値と解析値の比較:体積ひずみ(  $\epsilon_v$  ) ~経過時間( $t$ )  
[伸張せん断のみ]

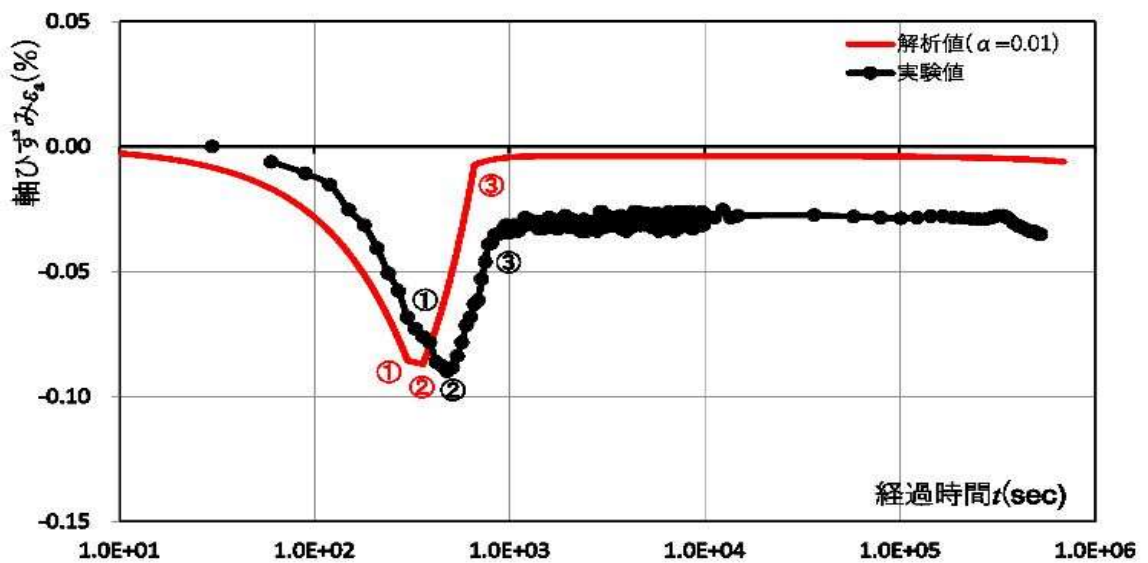


図 5.10(a) 実験値と解析値の比較:軸ひずみ(  $\epsilon_a$  ) ~経過時間( $t$ )  
[圧縮せん断のみ]

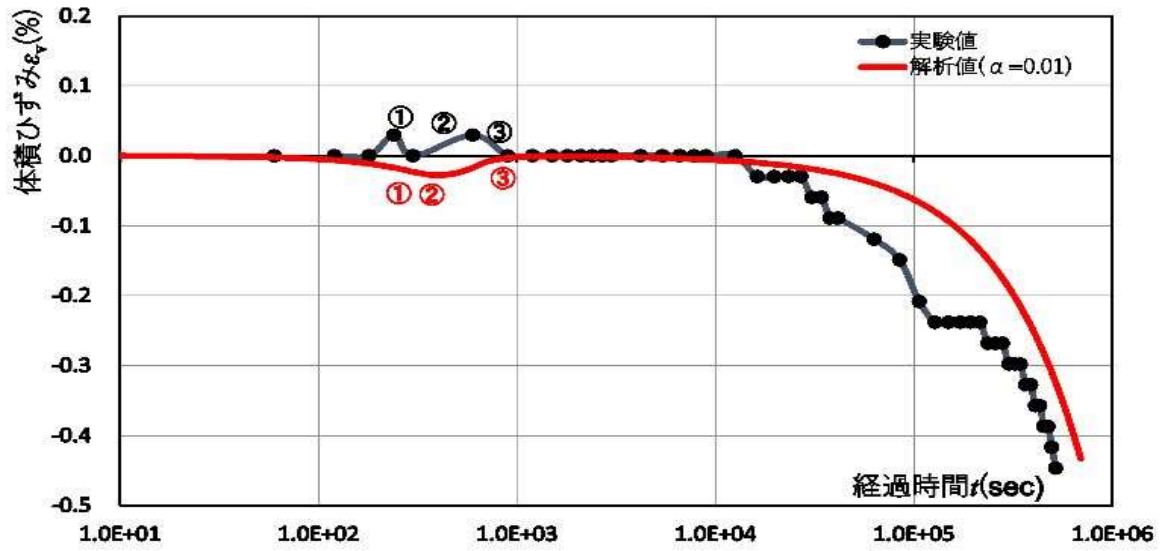


図 5.10(b) 実験値と解析値の比較:体積ひずみ( $\epsilon_v$ ) ~経過時間( $t$ )  
[圧縮せん断のみ]

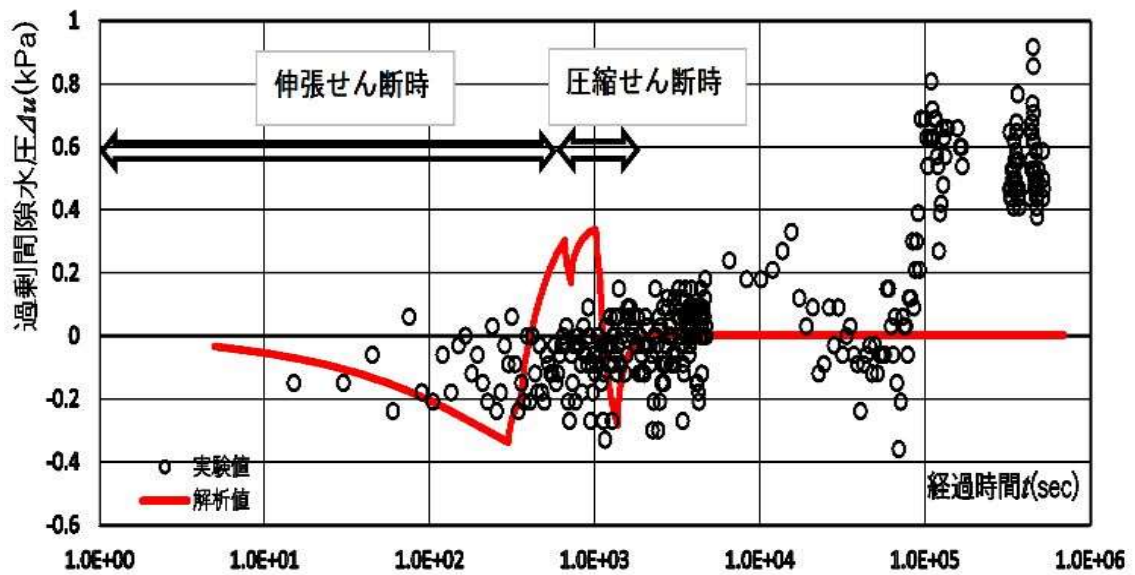


図 5.11 過剰間隙水圧( $\Delta u$ ) ~経過時間( $t$ ) [供試体下端]

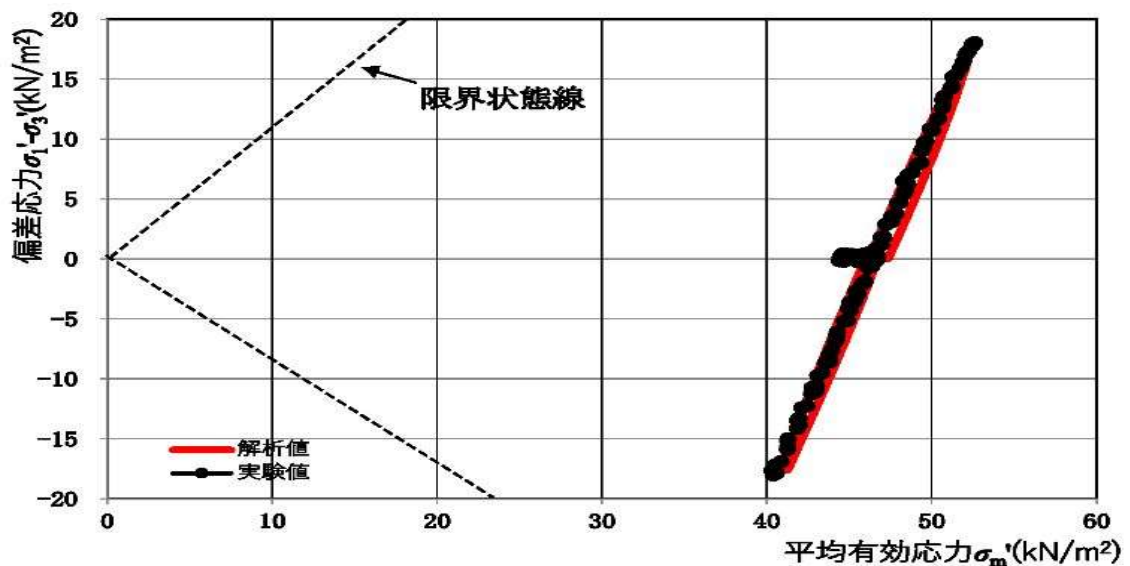


図 5.12 せん断過程における平均有効応力( $\sigma'_m$ )の推移

#### 5.4 二次圧密の継続期間とその大きさ

実験および解析で確認された二次圧密が継続する期間、最終的なひずみ量について、実験による除荷後 18 日間の挙動確認、現場実測例および文献等の見解について以下に整理、考察する。

##### (1)せん断力除荷後 18 日間の挙動

伸張～圧縮せん断を載荷、除荷した後、4 章で示したより長い期間(18 日間)の挙動を観測した。その経時グラフを図 5.13 に示す。なお、この試験ではせん断力の保持時間は 1 分のみを行っている。この結果より、当該粘性土では圧縮せん断力除荷により圧縮ひずみは回復傾向を示すが、除荷後 24 時間頃から再び圧縮ひずみが増加し始め、6 日間程度は直線的に増加している。この時の二次圧密指数( $\alpha$ )は 0.2 前後を示し、これまでの実験で得られた値と一致する。その後、5 日程度は $\alpha$ が小さくなるが、10 日を過ぎた頃から再び大きくなり、0.2～0.3 を示しており、二次圧密の収束を見通すことはできない。この挙動から二次圧密は $\alpha$ が大きくなったり、小さくなったりを繰り返しながら収束に向かうように推察される。

なお、空圧式の三軸試験ではゴムスリーブの劣化に伴う空気の侵入の恐れがあったが、体積変化の状況から判断するに限り今回観測した期間(18 日間)では明確な影響はなかったと考える。

##### (2)実測例の挙動

2 章で示した 4 つの実測例(表 5.2)から、せん断力除荷後 1 か月程度の $\alpha$ は 0.1～0.7 という大きなひずみ速度を示し、6 か月目以降でも 0.03～0.09 で、一般的な値よりも 1 桁大きな値を示しており、1 年前後でも収束を見通すことはできない。1 か月後と 6 か月後で $\alpha$ は変化しており、二次圧密の速度は時間経過とともに変化すると考えられる。

表 5.2(再掲) シールドトンネル施工に伴う Ac 層の鉛直ひずみ速度( $\alpha$ )

事例No.		A	B	C	D
代表期間のひずみ速度 ( $\alpha = d\varepsilon / d\log t$ )	テール通過後 24hr～7days	0.24	0.72	0.12	0.55
	テール通過後 7days～1か月	0.04	0.2	0.04	0.24
	テール通過後 3～6か月	0.04	0.07	0.04	0.34
	テール通過後 6か月以降	0.03	0.07	0.03	0.09



(3) 文献等の見解

i) 村山<sup>7)</sup>は「層厚一定の粘性土の二次圧密ひずみ( $\varepsilon_2$ )の時間に対する速度( $\alpha = d\varepsilon_2/d\log t$ )は、拘束圧( $\sigma_m$ )が一定であれば一定になる」として式 5.1 を提案している。

$$\alpha = \frac{d\varepsilon_2}{d\log t} = \frac{\sigma_m}{B_2 \times E_2^*} \quad (5.1)$$

$E_2^*$  : 一次圧密によって決定される二次圧密時の変形係数。正規圧密粘土では粘土試料と一次圧密の期間が一定であれば一定値となる。

$B_2$  : レオロジー定数(粘土資料は同じであれば一定、大阪の沖積粘性土=4.6)

今回の対象粘性土について式 5.1 により二次圧密速度を求めてみると、 $E_2^*$ は図 5.2 に示した事前圧密(一次圧密完了)後の  $E_0=2.7 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$  を、 $\sigma_m$  はせん断力除荷後の値( $47 \text{ kN/m}^2$ )をそれぞれ適用すると以下ようになる。

$$\alpha = \frac{d\varepsilon_2}{d\log t} = \frac{47}{4.6 \times 2.7 \times 10^4} = 0.0004$$

この結果は今回の実験や解析で得られた  $\alpha$  より 2 桁以上小さくなっており、対象の粘性土が一般的な大阪の沖積粘性土とは異なる挙動を示す可能性があること、ならびに二次圧密の収束までに相当の時間を要することが推察できる。

ii) Mesri<sup>4)5)6)</sup>は、二次圧密係数に影響を及ぼす要因として①時間、②圧密圧力、③ $P_c$ 、④持続荷重 ⑤リモールディング、⑥せん断力、⑦載荷速度、⑧試料厚さ、⑨温度、⑩粘土の鉱物組成と物理化学的環境、を挙げている。

iii) 網干ら<sup>8)</sup>は粘土の層厚と一次圧密完了から二次圧密に移行する圧密量～時間曲線の形状について実験的考察を行っている(図 5.14)。これによると二次圧密～時間曲線は一義的に決まるのではなく、層厚によって異なる曲線を描くとしている。

iv) 対象の粘性土(西大阪、北大阪)とは少し性状が異なると言われているが、阪神高速道路の湾岸線工事の時に実施された長期(約 38 日)の標準圧密試験結果(図 5.15)では、 $e \sim \log p$  曲線の勾配が一度小さくなってから時間経過とともに再び大きくなる傾向を示している。一次圧密完了がどの時間かは定かではないが、一般的には 24 時間以内に完了すると推定されることから、これは二次圧密の挙動で、そのひずみ速度が時間経過とともに変化することを示唆している。

v)有泉らの研究<sup>2)3)</sup>では、セグメント継手からの漏水による圧密現象に対して遠心模型実験を行った結果、供用後12年が経過したセグメント天端の鉛直土圧は最大1.25倍にまで増加するとしている。

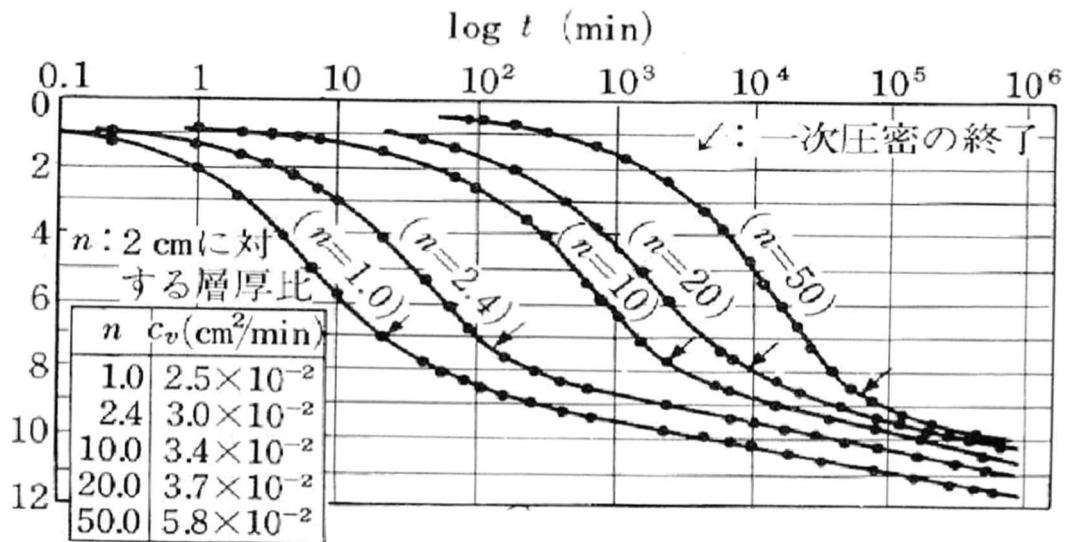


図 5.14 圧密曲線に及ぼす層厚の影響<sup>8)</sup>

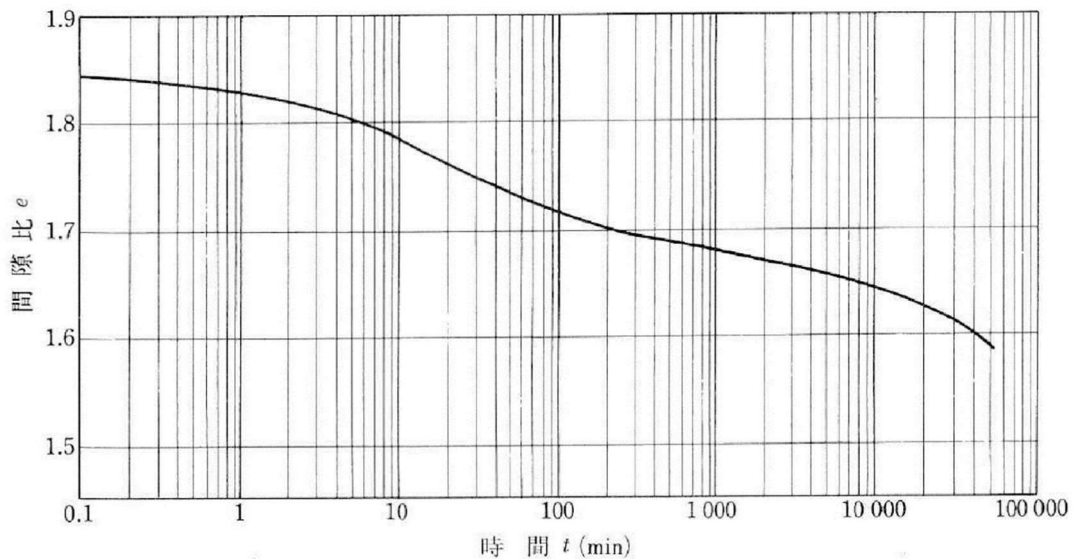


図 5.15 阪神高速道路(株), 1988, 湾岸線甲子園地区長尺ボーリング調査資料<sup>9)</sup>  
 [沖積粘性土(Ac)層(GL-15.5m)、圧密圧力: 200kPa、標準圧密試験、約 55000min]

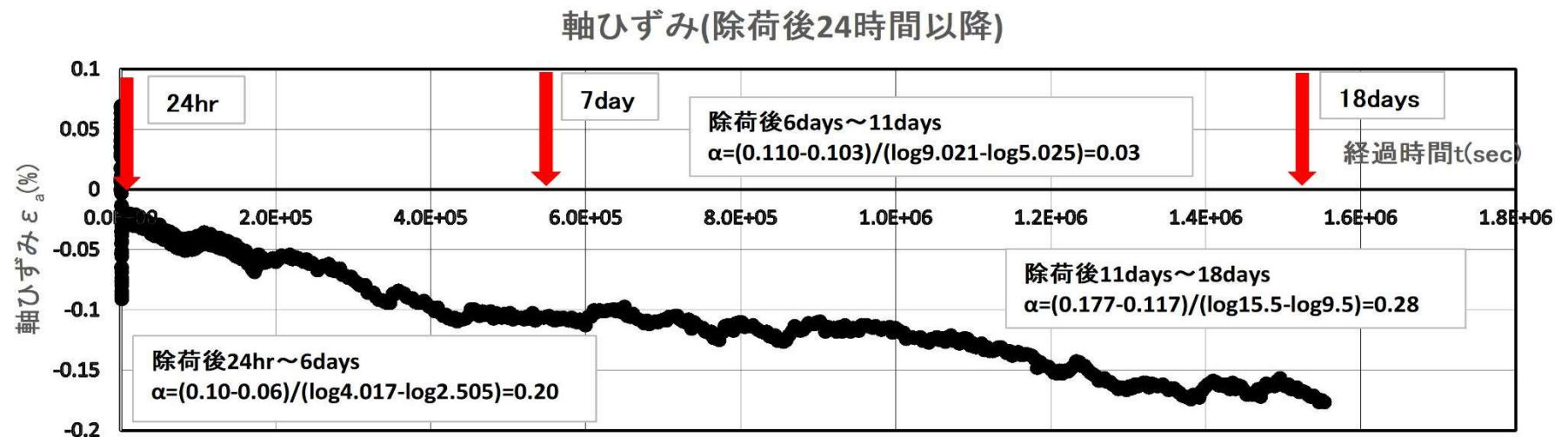
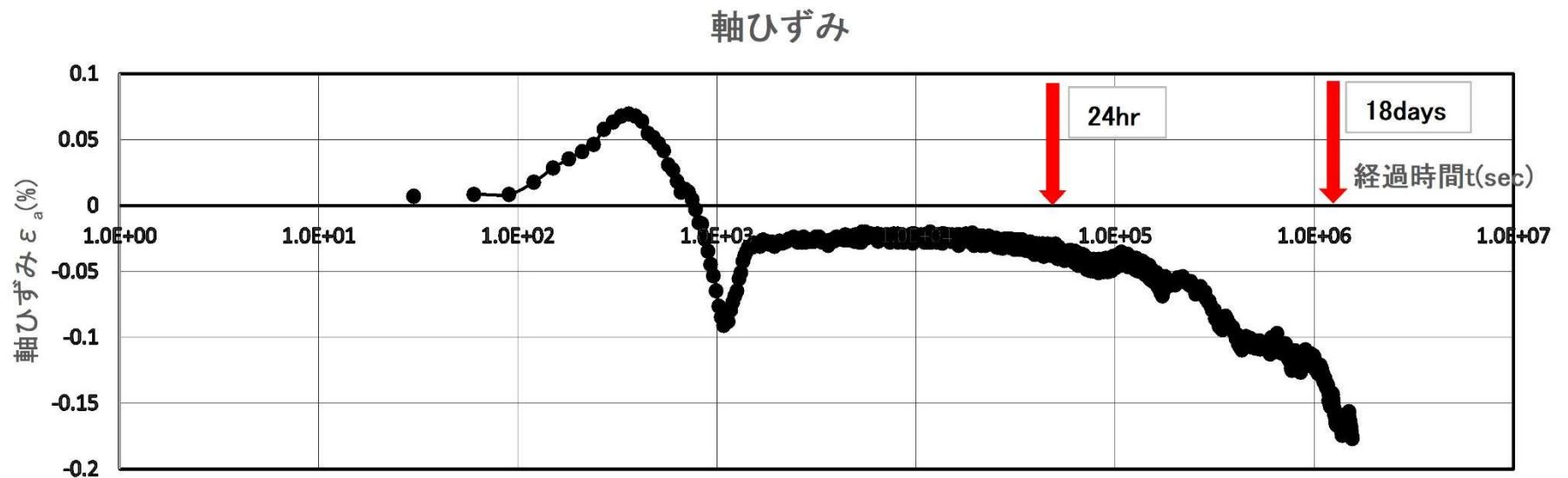


図 5.13 セン断力除荷後 18 日間の軸ひずみ～経過時間関係

## 5.5 まとめ

- 1) 西大阪地域の沖積粘性土を対象としたシールドトンネルを想定して、掘削時にトンネル直上の土要素に与えるインパクトを掘削による応力解放=伸張せん断、テールボイドへの裏込め注入圧载荷=圧縮せん断と考え、その両インパクトを連続载荷、保持、除荷した後の長期挙動について、実験および数値解析により考察を行った。その結果、当該粘性土については実験で確認された長期挙動が生じる可能性があることが解析により裏付けられ、その主因は i) 伸張せん断力が粘性土の構造に与えるダメージが非常に大きいこと、 ii) 対象粘性土が擬似過圧密粘土であることの2点で、伸張、圧縮せん断力を連続で受けることで二次圧密が単純せん断力を受ける時以上に助長され、長期の圧縮変形を引き起こすものと推定された。
- 2) 今回の実験および解析で確認された対象粘性土の挙動を模式化すると図 5.16 に示すようになる。この中で  $\Delta \varepsilon_{s1}$  はトンネル掘削を想定したせん断力(伸張、圧縮)による新たな一次圧密量であり、対象の粘性土が擬似過圧密粘土であるために生じたと推定される。 $\Delta \varepsilon_{s1}$  の発生により、二次圧密は潜在していた  $\varepsilon_{s2}$  と  $\varepsilon_{d2}$  に新たな成分  $\Delta \varepsilon_{s2}$  (せん断ひずみ) と  $\Delta \varepsilon_{d2}$  (ダイレタンシーによる体積ひずみ) が加わり、二次圧密量は式 5.2 で表すように増幅されていると考えられる。

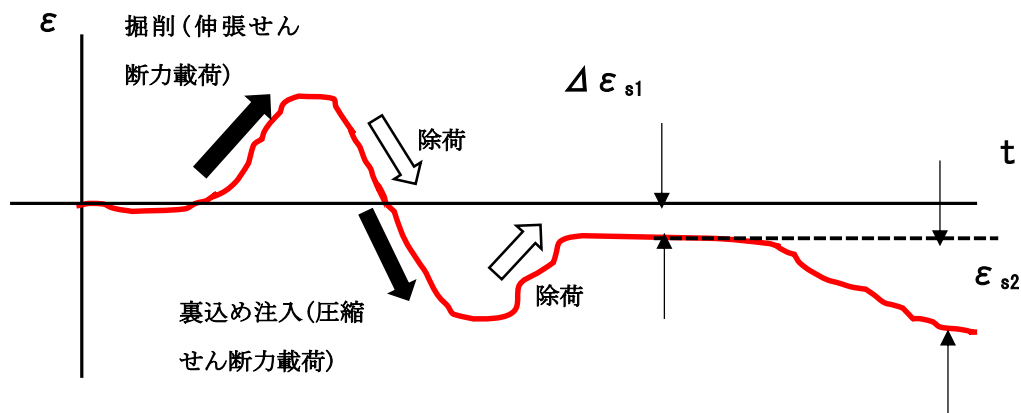


図 5.16 今回の実験、解析で得られたトンネル掘削時の  
トンネル天端土要素の経時的ひずみ挙動模式図

$$\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{s2} + \Delta \varepsilon_{s2}) + (\varepsilon_{d2} + \Delta \varepsilon_{d2}) \quad (5.2)$$

$\varepsilon_{s2}$ 、 $\varepsilon_{d2}$  : 潜在していた二次圧密のせん断ひずみ、体積ひずみ

$\Delta \varepsilon_{s1}$  : 伸張～圧縮せん断による新たな一次圧密ひずみ(残留ひずみ)

$\Delta \varepsilon_{s2}$  : 新たな一次圧密による二次圧密のせん断ひずみ成分

$\Delta \varepsilon_{d2}$  : 新たな一次圧密による二次圧密の体積ひずみ成分

- 3) 二次圧密の収束時期および最終的なひずみ量に関しては 5.4 で述べたようにさまざまな見解がある。今回行った(1)の18日間の試験結果、ならびに(2)のシールド施工時の実測例の、(3)のivに示した阪神高速道路湾岸線の事例<sup>9)</sup>を見る限り、二次圧密は載荷せん断力が取り除かれたあとその速度( $\alpha$ )が大きくなったり、小さくなったりを繰り返しながら収束に向かうものと考えられる。また村山<sup>7)</sup>が提案している二次圧密速度( $\alpha$ )の推定方法については、二次圧密時の変形係数( $E_2^*$ )の評価が問題と考える。前述したような( $\alpha$ )が大きくなったり、小さくなったりする要因のひとつは、圧密の進行に伴う粘性土の強度増加や負のダイレタンシーによる構造変化が推察され、今後の研究課題であろう。本研究においては対象粘性土の二次圧密がトンネル施工時のインパクトにより助長され、それに伴い粘性土に長期間継続してひずみが蓄積され、それがセグメントへの増加荷重となり得るとの前提で、セグメントへの影響評価を行うこととし、その収束時期については今後の課題とする。
- 4) 標準圧密試験で得られた  $P_c$  を伸張側に適用することは無理があり、伸張せん断力を受ける場合の長期変形量の予測では、三軸試験等による伸張せん断試験を行ってパラメータを決定すべきと考える。また、圧縮側についても、今回の対象粘性土のように標準圧密試験結果からは過圧密粘土と評価されても、現実には擬似過圧密粘土に分類される場合があり、特に長期の圧密沈下量の予測を行う場合は注意が必要である。
- 5) 三軸試験および要素モデルの解析ではトンネル直上の土要素のみに着目しているが、トンネル周面の土要素の多くがトンネル掘削時の複雑なインパクトによって圧縮せん断力のみではなく伸張せん断力を受けている可能性は高く、トンネル掘削による長期の地盤変形量の予測や支保工(セグメント)の部材耐力評価、劣化要因の究明を行う場合は、それらを考慮した検討、設計が必要と考える。

## 参考文献

- 1) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp. 229-238, 1977.
- 2) 有泉毅, 五十嵐寛昌, 金子俊輔, 永谷英基, 山崎剛, 日下部 治 : 周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル作用荷重の変化メカニズム, 土木学会論文集 No. 750/Ⅲ-65, pp. 115-134, 2003.
- 3) 有泉毅, 金子俊輔, 塩治幸男, 山崎剛, 日下部治 : 軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネルの長期荷重に関する解析的研究, 土木学会論文集 No. 799/Ⅲ-72, pp. 89-108, 2005.
- 4) Mesri, G. : Coefficient of secondary compression, Proc. ASCE, 99, SM1, pp. 123-137, 1973.
- 5) Mesri, G. and Godlewski, P.M. : Time and stress compressibility interrelationship, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT5), pp. 417-430, 1977.
- 6) Mesri, G. : Primary compression and secondary compression, soil behavior and soft ground construction, Geotechnical Special Publication, ASCE, 119, pp. 122-166, 2001.
- 7) 村山朔郎 : 土の力学挙動の理論, 技報堂出版, pp. 501-564, 1990.
- 8) 網干 寿夫, 松田 博 (1981) : 粘土の二次圧密と沈下解析, 土と基礎, Vol. 29, No. 3, pp19~24
- 9) 阪神高速道路(株), 1988, 湾岸線甲子園地区長尺ボーリング調査資料

## 第6章 対象粘性土の長期圧密挙動によるセグメントへの作用荷重の推定

前章までに行った三軸試験および要素モデルによる数値解析の結果、シールドトンネルの天端付近の対象粘性土がトンネル施工時の荷重(応力解放、裏込め注入圧力)の影響を受けて、長期に渡る圧縮ひずみを生じることが確認できた。この結果に基づき、実験結果の再現により同定した対象粘性土のパラメータを用いて、断面二次元モデルによる弾粘塑性解析を行い、トンネル施工時荷重によるトンネル円周上の粘性土の挙動を推定し、粘性土の長期挙動がセグメントに与える影響について考察する。

### 6.1 トンネル施工過程を考慮した掘削解析

#### 6.1.1 解析方法

トンネル掘削に伴う地盤変形によるセグメント部材の応力度照査方法としては以下の2つの方法が考えられる。

- (A) 掘削解析において地盤とセグメント部材を一体でモデル化し、地盤挙動に伴いセグメント部材に発生する断面力を直接求める方法。
- (B) 掘削解析ではセグメント部材はモデル化せず、地盤挙動に伴ってセグメント設置位置に発生する節点力のみを算出し、セグメント部材の断面力は節点力を外力として、現設計で採用されているリング構造の骨組解析により求める方法。

上記の各方法について利点および問題点を表 6.1 に整理する。これより、今回の解析では以下の条件を仮定する。

- 1) 解析方法は i) 実施工において理解し易いこと、ii) 安全側の評価を行うこと、の2点を考慮してB法を採用する。掘削解析ではセグメント設置位置における節点力のみを算定し、セグメントの応力照査はその節点力を作用荷重として骨組解析(7章)により行う。
- 2) セグメント位置における作用荷重を求めるため、裏込め注入圧を想定した内圧を除荷すると同時に掘削面と同じ座標に拘束面を設け、拘束面上の支点到に生じる反力をセグメントに作用する荷重とした。なお、掘削面と拘束面の間にはジョイント要素を入れ、土が拘束面沿って移動できるようにする。ただし、セグメントの変形に伴う作用荷重の変化は考慮しない。また、拘束面は内圧除荷後の掘削面に沿って設けるため完全な円形ではないが、掘削面の凹凸は最大でも2/1000mm程度と非常に微小であり、実施工における裏込め材と地山の接合面の凹凸のほうが大きく、拘束面上の土の挙動に大きな影響を与えないと判断した。ジョイント要素の剛性は圧縮が無限大、引張は無抵抗、せん断は地山の变形係数(E)およびポアソン比( $\nu$ )を用いて $G=E/2(1+\nu)$ により算定する。

- 3) 解析上におけるトンネル掘削行為の扱いは、掘削面における不釣り合い力(掘削面の土の初期全応力)を掘削相当外力として掘削面上の節点に作用させる手法を採用し、掘削時の地山の応力解放率は地山の全土被り荷重(全応力)の10%とする。
- 4) 裏込め注入圧を想定した内圧は4.1の三軸試験時に適用した全応力の10%とする。なお、実施工ではトンネル断面の深さ位置で異なる全応力に対して、深さ毎に裏込め注入圧を変えることはできないため、トンネル上限中央(スプリングライン)付近の値を採用していることが多いことから、本解析においてもスプリングライン深さの全応力の10%を全周に載荷する。裏込め材の存在は考慮しない。
- 5) 解析プログラムは5章で述べた要素モデルによる解析と同様のプログラムを使用し、時間依存性を考慮した弾粘塑性解析(FEM)で、構成式は粘性土の排水による体積変化(圧密)および土粒子の骨格構造のクリープ変形が表現可能な「関口-太田モデル」<sup>4)</sup>を採用する。

表 6.1 解析方法の比較表

	利点	問題点
A	<ul style="list-style-type: none"> <li>・掘削解析の中で地盤挙動とセグメントへの影響を一連の過程で評価できる。</li> <li>・セグメントに作用する荷重を抽出するという作業を必要としない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現設計の考え方(全土被り荷重を載荷する)と合わせるためには、掘削による応力解放のあとに全土被り荷重の差分をセグメントに作用させる必要がある。</li> <li>・現在のシールドトンネルの設計、施工では施工時の地盤変形量を数値解析で予測し、セグメントの部材決定は全土被り荷重を想定した慣用土圧法を採用している。</li> </ul>
B	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現設計法(慣用土圧法)で算出されるセグメントの断面力を初期値として、掘削解析で求められた節点荷重を増加荷重として与えるという考え方は、慣用土圧が作用している状態から地盤の長期挙動による増加荷重が加わるという過程で理解し易い。</li> <li>・トンネル完成後にセグメントに作用する長期土圧については種々の研究が行われているが、現時点でその大きさや土圧が変化する期間に対する明確な答えは得られていない。この点から全土被り荷重が作用している状態を初期値とすることは最大荷重を考えると、安全側の評価になる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・数値解析においてセグメントに作用する荷重をどのように算定するかが課題となる。</li> <li>・セグメントの断面変形に伴う地山の挙動を考慮できない。</li> </ul>



### 6.1.2 解析モデル

解析のモデルを図 6.1 に示す。モデルの各種条件は以下のとおりである。

- 1) 地層構成はトンネル全体が対象の粘性土層内に敷設された場合を想定した全層粘性土のケース(A)と、トンネルの半断面が対象粘性土層内に位置する場合を想定したトンネル上下中央線(スプリングライン)より下層が砂質土層(排水層)のケース(B)の2パターンとする。
- 2) トンネル径(D)および土被り深さ(H)は対象地域(西および北大阪平野部)で実績の多いD=5000mm、H=13mを採用する。この点については、DおよびHはトンネル掘削に伴う地盤変形量との関連性はあるが、今回考察するトンネル施工時荷重による対象粘性土の長期圧密現象がセグメント部材に与える影響を評価する上では有意な因子ではないと考えた。また、地下水面は簡便のため地表面と同一とする。
- 3) 境界条件はモデル下面が全方向拘束、左右は鉛直方向拘束とする。また排水境界条件は上下面が排水、左右および掘削面は非排水とする。掘削面についてはシールドトンネル工法では地下水位を下げないことを前提としていることから非排水境界とする。ただし、文献1)2)ではセグメント継手からの漏水が問題となった事例もあるが、ここでは問題を複雑化しないためセグメント継手からの漏水を考慮しないこととする。

### 6.1.3 解析ステップおよび解析ケース

解析のステップは表 6.2 および図 6.2 に示す7ステップとする。第1ステップでは地山の自重を用いた初期応力計算を行う。第2ステップはトンネル掘削(全断面)、第3ステップは掘削後に裏込め注入を行うまでの施工のタイムラグを60分考慮(掘削時の応力解放力はゼロ)、第4ステップは裏込め注入圧載荷を想定した内圧載荷、第5ステップは裏込め注入の施工時間を想定した内圧載荷継続時間(60分)、第6ステップは内圧除荷、そして第7ステップは施工時荷重(掘削時の応力解放、裏込め注入時の圧力載荷)除荷後の長期挙動を確認する過程である。

また、解析のケースは6.1.2で述べたようにトンネルと対象粘性土層の位置関係を変えた下記の2ケースとし、ケースAを主ケースと位置づけ、ケースBについてはケースAと比較して、どのような挙動の違いがあるかについてのみ考察する。

ケースA：トンネル全体が対象粘性土層内に敷設された場合

ケースB：トンネルの上半断面が対象粘性土層内に位置する場合

図 6.1 断面二次元解析モデル

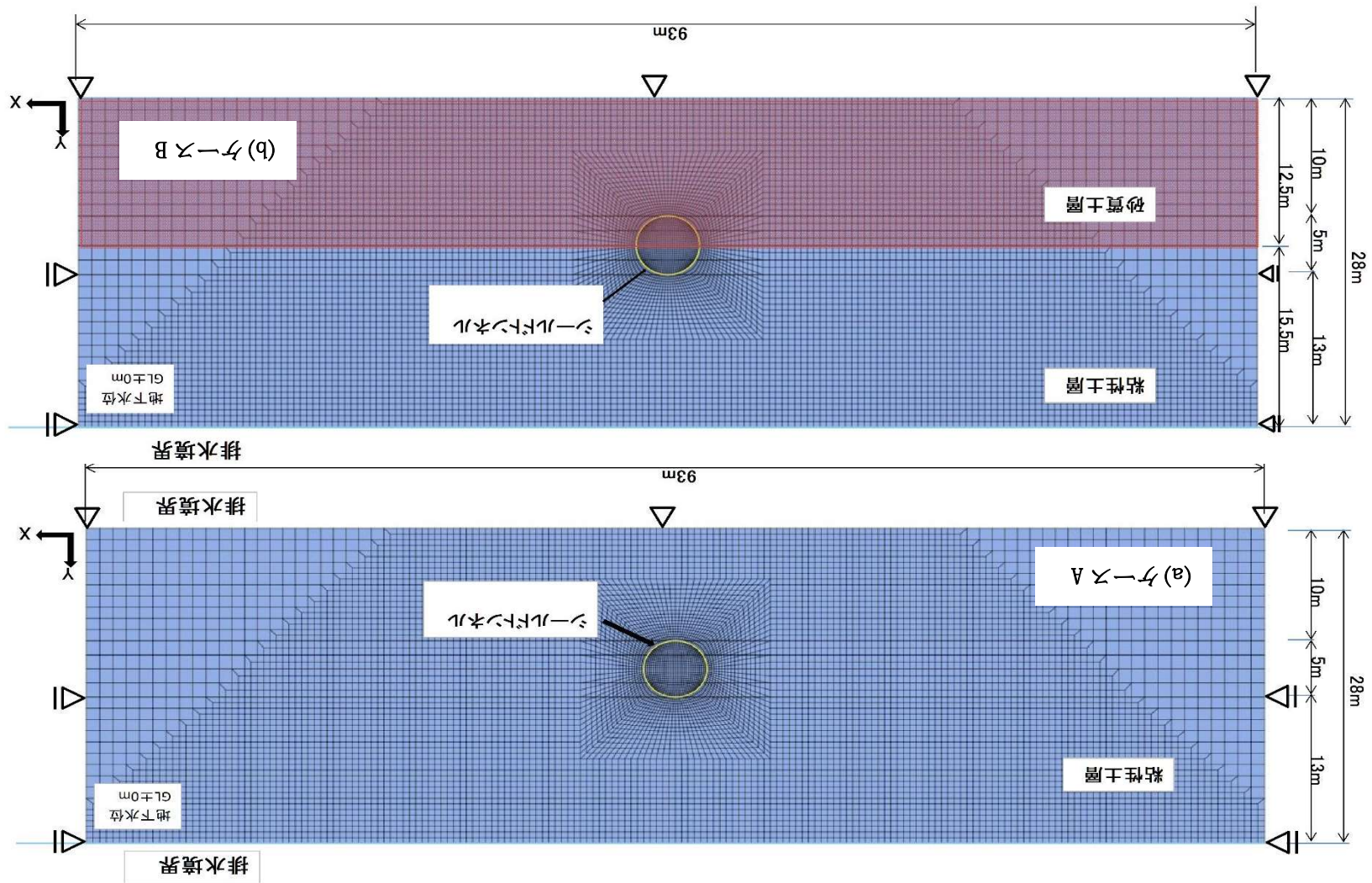


表 6.2 トンネル掘削過程と解析ステップ

ステップ No.	イベント	インパクト	排水条件	継続時間	備考
1	初期応力計算	自重 ( $\gamma Z$ )	非排水	即時	・自重 ( $\gamma Z$ ) を仮想荷重として地山応力 ( $\sigma_i$ ) を算定。 ・変位はキャンセル
2	掘削(全断面)	応力解放力	排水	即時	応力解放力=全応力 $\times 0.1$
3	保持	応力解放力	排水	60min	応力解放力=全応力 $\times 0.1$
4	内圧载荷	裏込め注入圧	排水	即時	裏込め注入圧=全応力 $\times 0.1$
5	保持	裏込め注入圧	排水	60min	裏込め注入圧=全応力 $\times 0.1$
6	内圧の除荷		排水	即時	・内圧をゼロにすると同時に、セグメント位置へ支点設置。 ・セグメント位置と地山の間に不連続性(ジョイント要素)を導入。
7	長期挙動の把握		排水	1week 1month	・掘削面上の土要素の応力、ひずみ、過剰間隙水圧の経時変化を捉える。 ・セグメント位置に設置した支点の反力を捉える。

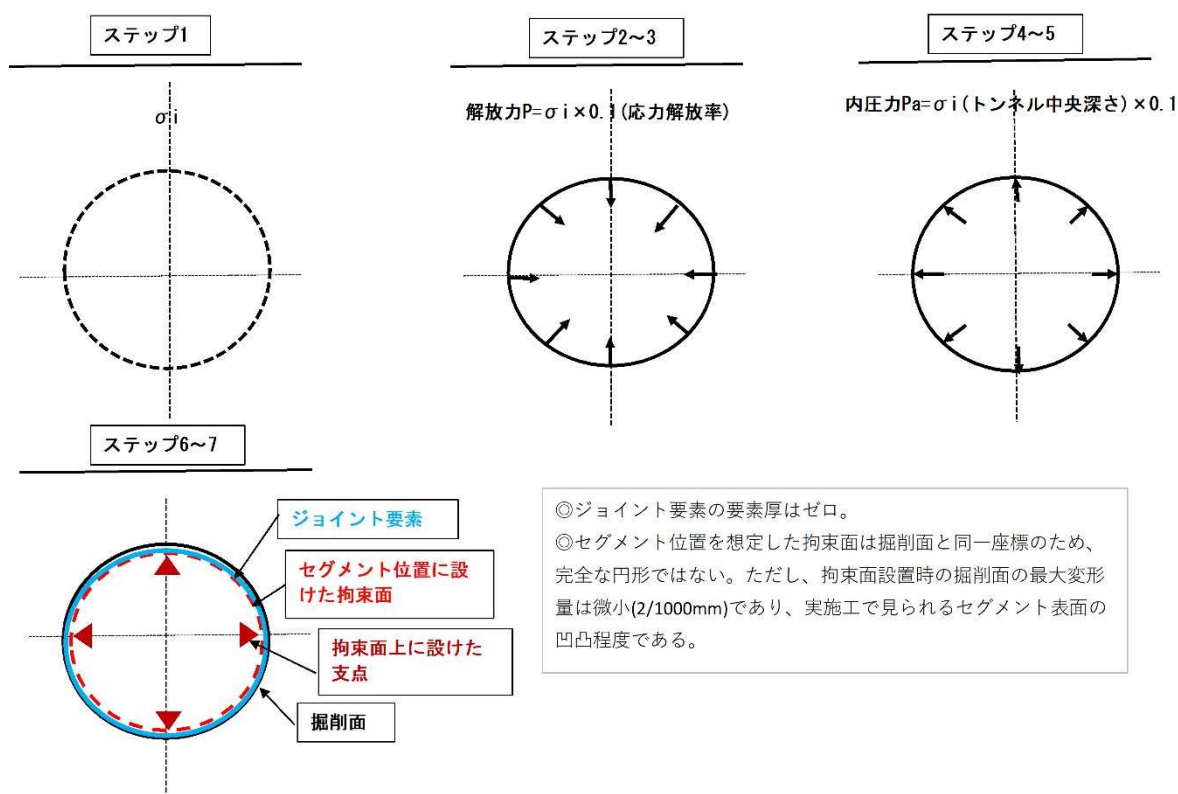


図 6.2 解析ステップ図

#### 6.1.4 解析に適用する対象粘性土層のパラメータ

解析で適用した粘性土層のパラメータは表 6.2(a)に示すとおりであり、5 章で述べた要素モデルの解析結果において 4 章で示した実験結果を再現できた時のパラメータを採用する。また、砂質土層のパラメータは表 6.2(b)に示すとおりである。

表 6.2(a) 解析用パラメータ(粘性土層)

弾塑性パラメータ			粘性パラメータ		
パラメータ		単位	パラメータ		単位
単位重量( $\rho_t$ )	16	kN/m <sup>3</sup>	二次圧密指数( $\alpha$ )	0.1	
ポアソン比( $\nu$ )	0.3		初期体積ひずみ速度( $V_0$ )	$4.2 \times 10^{-7}$	1/min
圧縮指数( $\lambda$ )	0.23		粘塑性パラメータ(C)	$2.0 \times 10^{-7}$	1/min
膨潤指数( $\kappa$ )	0.006		OCR	1	
限界応力比(M)	0.8		ダイレタンシー係数(D)	自動計算	
	1.07		透水係数(k)	$2.0 \times 10^{-9}$	m/sec
非可逆比( $\Lambda$ )	0.952		初期間隙比( $e_0$ )	1.158	
変形係数( $E_0$ )	$2.7 \times 10^4$	kN/m <sup>2</sup>			

表 6.2(b) 解析用パラメータ(砂質土層)

パラメータ		単位
単位重量( $\rho_t$ )	19	kN/m <sup>3</sup>
ポアソン比( $\nu$ )	0.3	
透水係数(k)	$1.0 \times 10^{-4}$	m/sec
変形係数( $E_0$ )	$5.0 \times 10^4$	kN/m <sup>2</sup>

#### 6.1.5 解析期間

裏込め注入圧除荷後の長期挙動を確認するため、解析の期間は除荷後 20 年とする。

## 6.2 トンネル円周上の粘性土の挙動

ケース A の解析により得られたトンネル掘削面上の粘性土の挙動について、以下に整理、考察する。

### 6.2.1 解析結果

#### (1) ひずみ、間隙水圧の挙動

図 6.3～6.6 に掘削面上の粘性土の鉛直ひずみ、水平ひずみ、体積ひずみ、過剰間隙水圧の経時変化を示す。各図の (b) にはトンネル掘削を想定した応力解放時から裏込め圧を想定した内圧除荷時までを拡大したグラフを示す。また、本解析のモデルはトンネルの中央縦軸について対称であるため、各図にはトンネルの右側半断面の着目点(天端、側壁、インバート、および天端を角度  $0^\circ$  として右  $45^\circ$  付近、右  $135^\circ$  付近)の挙動を示す。なお、各グラフの曲線の色は各図右上の着目点を示す色と一致している。

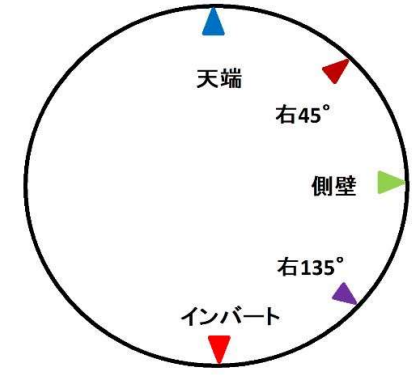
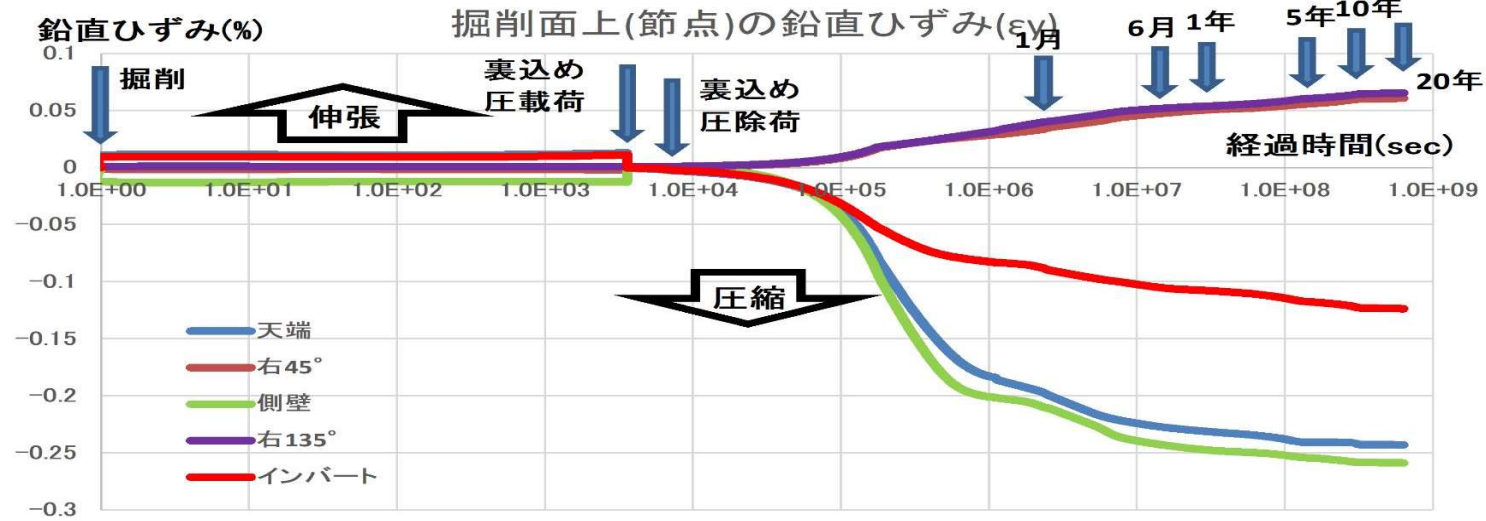
- a) 図 6.3、6.4 に示す鉛直ひずみ、水平ひずみの全体的な挙動は、掘削による応力解放によってひずみが発生し、応力解放状態(無支保状態)を保持する間に若干のひずみの変動はあるが、裏込め圧载荷(内圧载荷)によりそのひずみはほとんどゼロに回復している。そして、内圧保持の間に再び若干のひずみ発生が見られ、内圧除荷後は天端、側壁、インバートとも時間とともに鉛直ひずみは圧縮側に増加し、水平ひずみは膨張側に増加する傾向を示し、時間経過とともにひずみが大きくなる傾向を示している。
- b) トンネル掘削時から裏込め圧载荷、除荷時までの挙動を見ると(各図の(b))、掘削を想定した応力解放により天端では鉛直方向に伸張し、水平方向に収縮、側壁では鉛直方向に収縮し、水平方向に伸張、インバートでは鉛直方向に伸張、水平方向に収縮している。また右  $45^\circ$  では鉛直方向に収縮、水平方向に伸張、右  $135^\circ$  では鉛直方向に伸張、水平方向に収縮しているが、その絶対量は天端、側壁、インバート部と比較して小さい。掘削後の保持(無支保)期間は天端、インバートで鉛直、水平ひずみとも増加する傾向を示すが、その他の点は有意な動きは見られない。その後、裏込め圧载荷を想定した内圧载荷により、掘削時に生じていた各点の鉛直、水平ひずみは若干の残留ひずみは見られるが概ね復元している。内圧の保持期間は天端とインバートで鉛直、水平ひずみとも増加傾向が見られるが、その他の点では有意な動きはない。
- c) 体積ひずみの挙動は図 6.5 に示すように、除荷後 1 か月程度まで膨張、収縮を繰り返すが、それ以降はインバートを除いて各点とも収縮傾向を示し、6 ヶ月を過ぎた頃から一定値または若干膨張している。インバートについては膨張傾向を示している。掘削時から裏込め圧除荷時までの挙動を見ると、掘削時と裏込め圧载荷、除荷時を除いておきな変化はない。右  $135^\circ$  付近のみ掘削後の保持期間に収縮傾向が顕著であるが、絶対量は非常に小さい。
- d) 過剰間隙水圧の挙動は図 6.6 に示すように、裏込め圧除荷後 1 か月程度まで急激な増加傾向を示し、その 6 ヶ月程度まで緩やかに増加するが、6 ヶ月以降は徐々に消散す

る傾向を示している。掘削時から裏込め圧除荷時までをみると、天端、右 135° およびインバートでは掘削時に負圧が生じ、側壁と右 45° では正圧が生じている。天端、右 135° およびインバートで生じた負圧は掘削後の保持期間に概ね正圧に復元し、裏込め圧載荷によって天端、側壁、および右 45° では過剰間隙水圧は減少し、インバートと右 135° では増加している。裏込め圧の保持期間においては各点とも過剰間隙水圧は消散する傾向を示しており、天端、インバートでは裏込め圧除荷時に負圧が生じている。

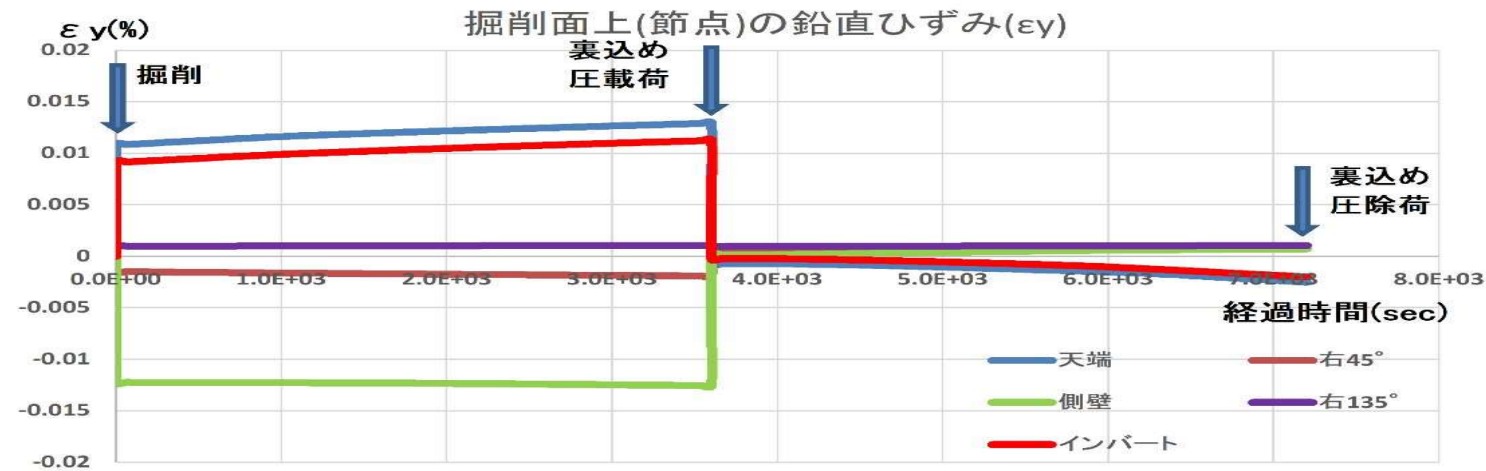
## (2) 応力の挙動

図 6.7～図 6.9 に掘削面上の粘性土の全応力、有効応力の経時グラフを示す。

- a) 掘削による応力解放時から裏込め圧除荷時までの有効応力の挙動(図 6.7(b)、図 6.8(b))をみると、天端では掘削時に鉛直応力が減少し水平応力が増加、保持期間(無支保状態時)はほとんど変化がなく、裏込め圧載荷によって鉛直、水平とも復元し、除荷までに若干の応力増加がみられる。側壁では掘削時に水平応力が減少し鉛直応力が増加、保持期間(無支保状態時)以降は天端と同様に挙動を示している。インバートは掘削時から天端と同様の挙動を示すが、裏込め圧の保持期間に水平応力が減少している。右 45° は側壁と類似した挙動を示すが、掘削時から裏込め圧除荷時まで応力の変化量は小さい。右 135° では掘削時から裏込め圧除荷時まで応力はほとんど変化していない。
- b) 裏込め圧除荷後の長期的な有効応力は、全ての着目点において除荷後 1 か月程度まで減少傾向が継続し、その後増加(復元)傾向を示している。除荷 3 日後辺りで鉛直、水平とも応力の減少勾配が変化している。また、天端、側壁では除荷後一時的に有効応力が増加している。
- c) 図 6.9 に鉛直、水平両方向の全応力の経時変化を示す。全応力の挙動は上述した有効応力の変化と連動しているが、水平応力が除荷後 1 か月程度まで増加傾向を示しており、その後一定または減少に転じている。増加時の最大値は各点とも初期地山応力の 1.2～1.3 倍になっている。



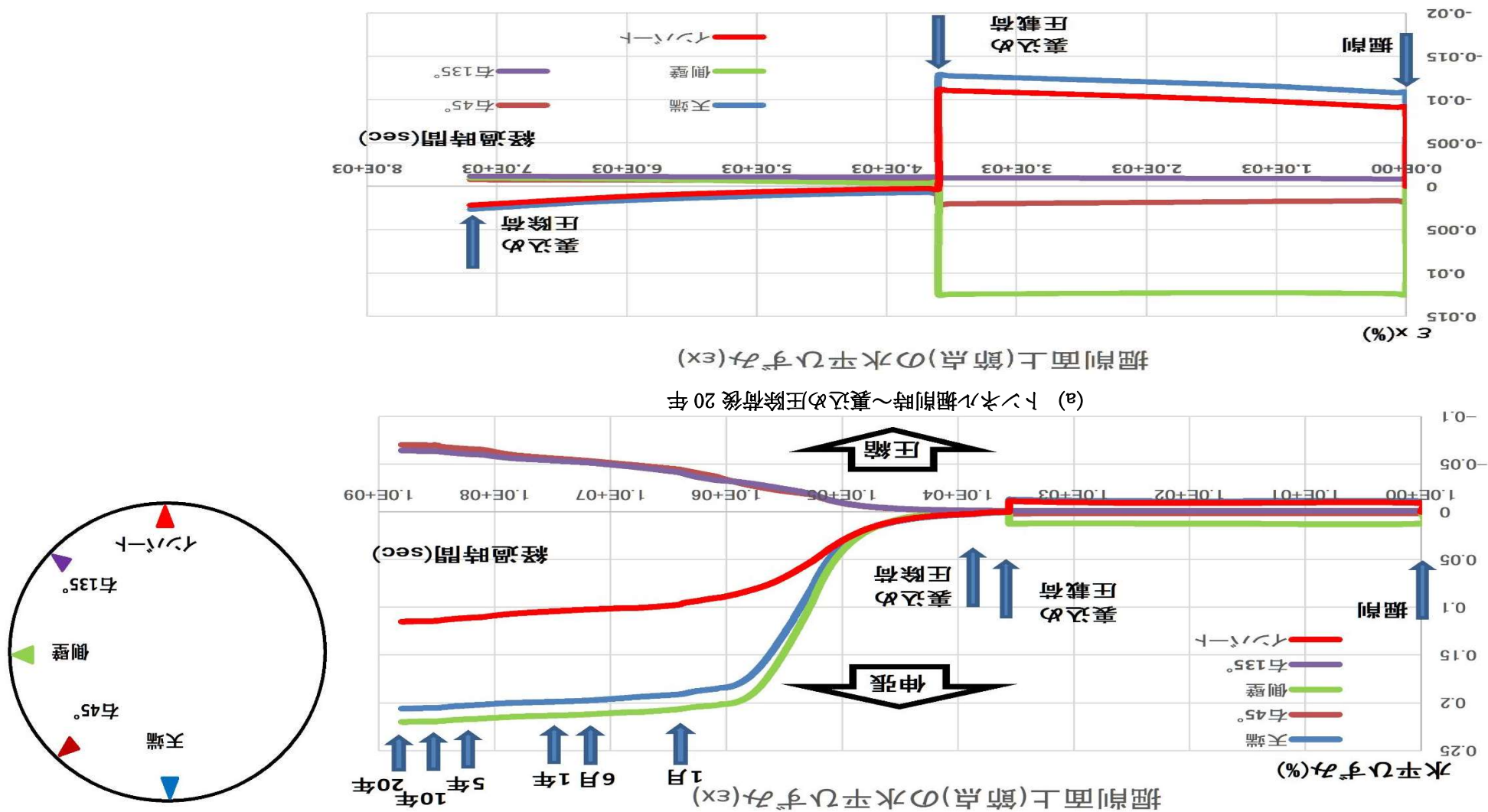
(a) トンネル掘削時～裏込め圧除荷後 20 年



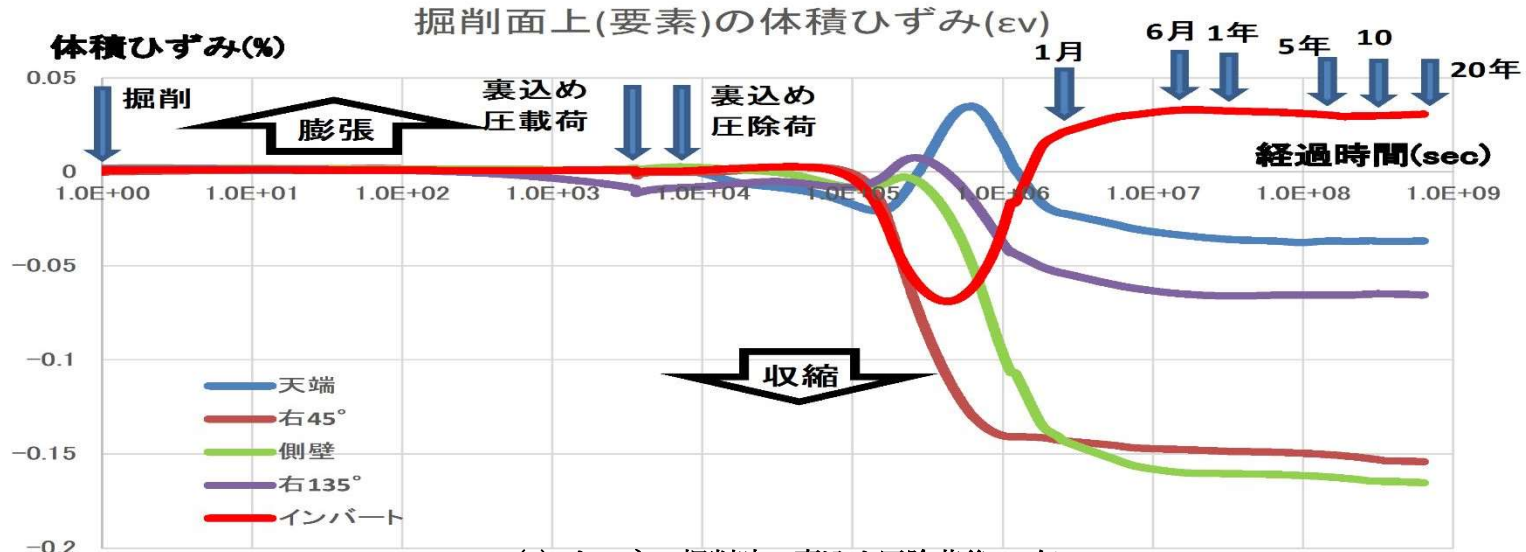
(b) トンネル掘削時～裏込め圧除荷時

図 6.3 掘削面上の土の鉛直ひずみ( $\epsilon_y$ )の経時変化

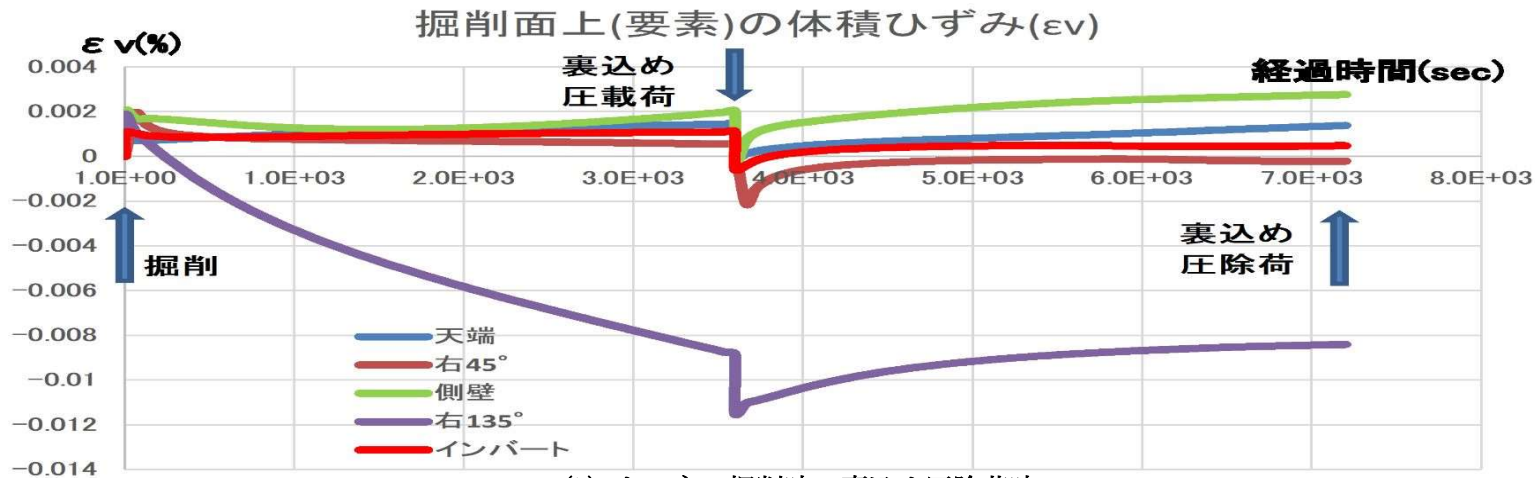
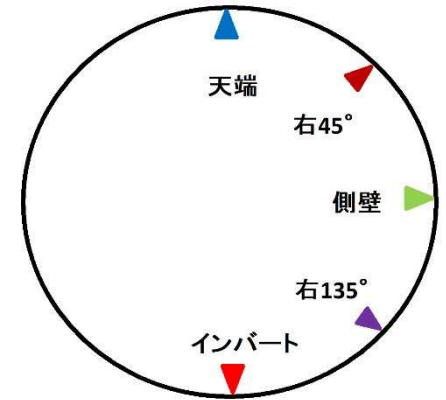
図 6.4 掘削面上の土の水平ひずみ(ε<sub>x</sub>)の経時変化







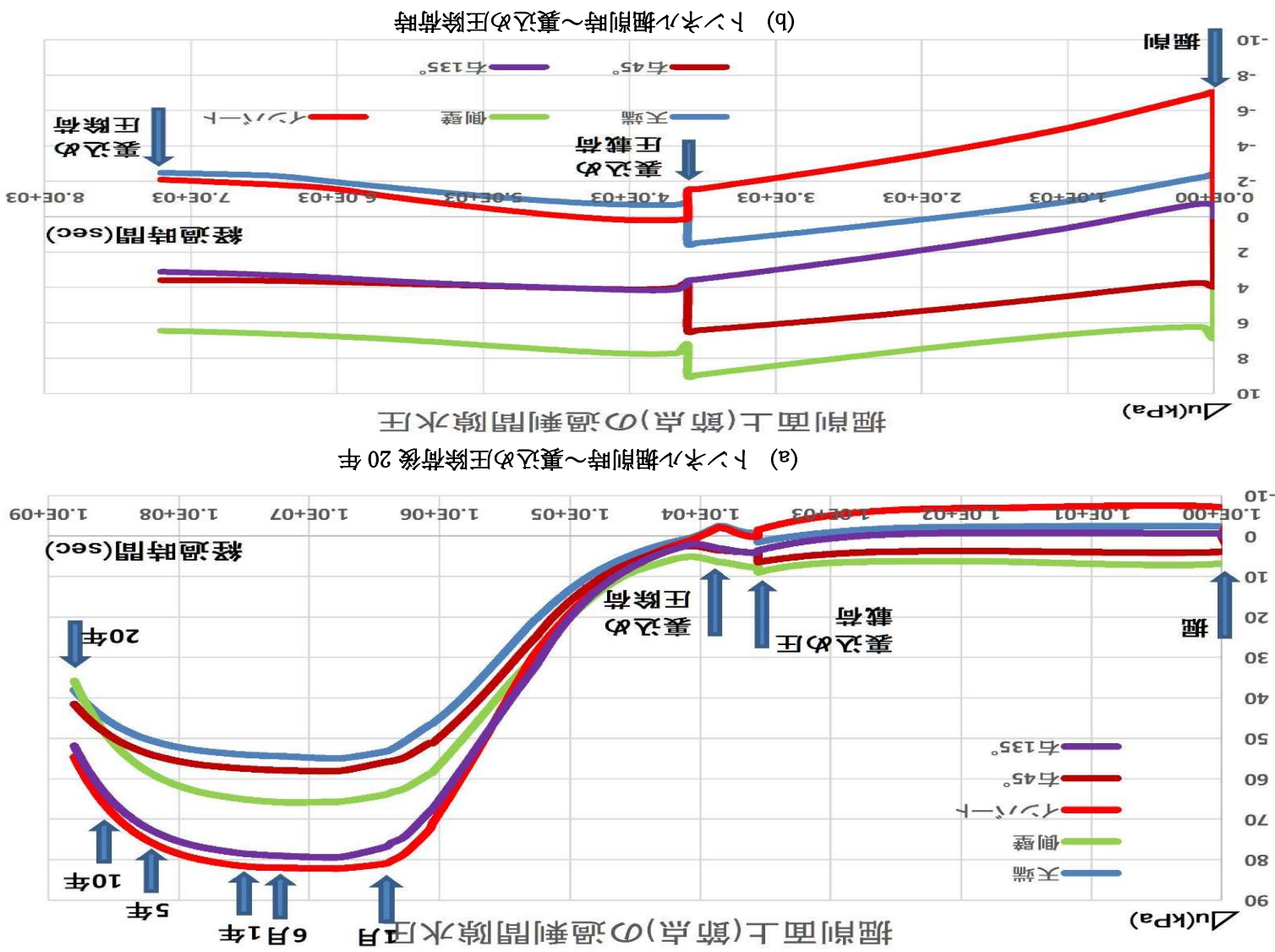
(a) トンネル掘削時～裏込め圧除荷後 20年

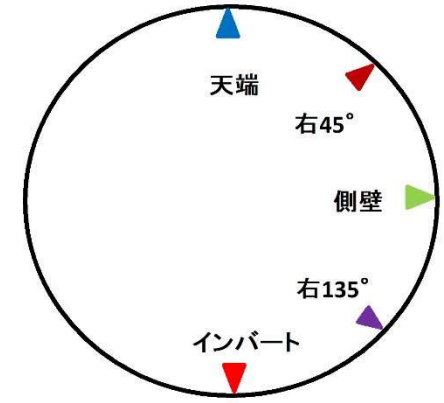
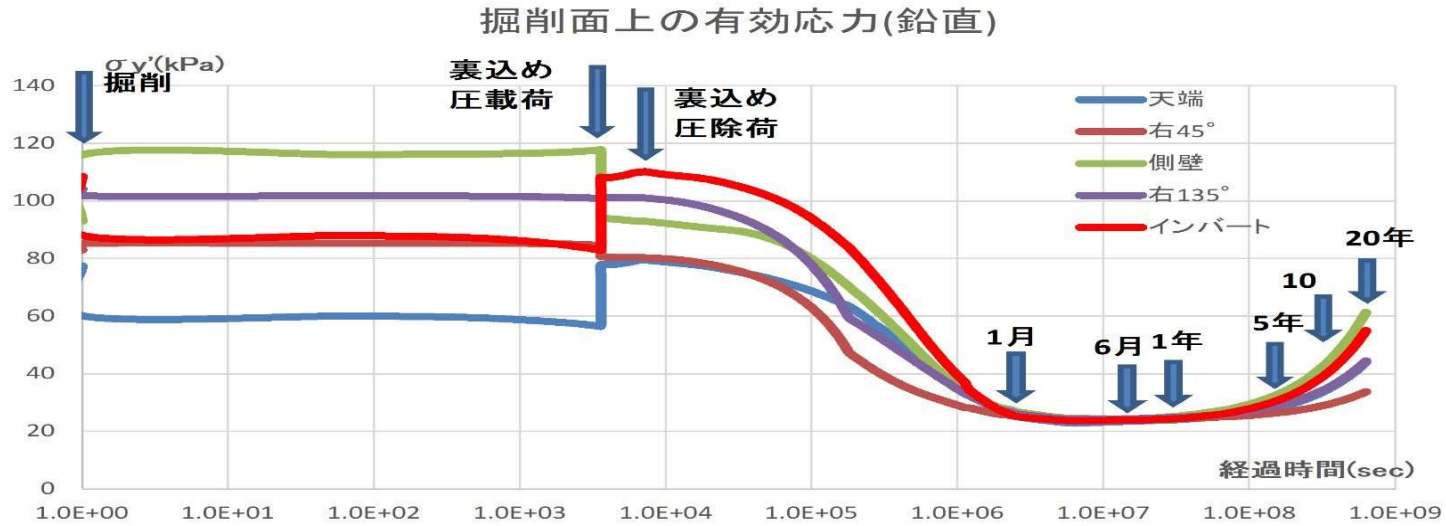


(b) トンネル掘削時～裏込め圧除荷時

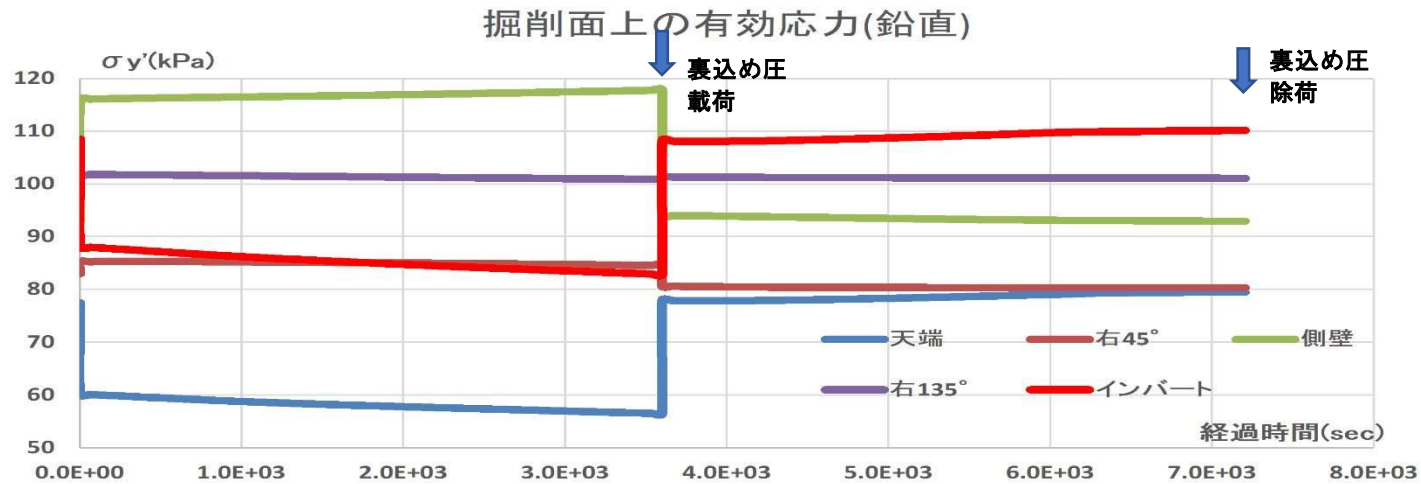
図 6.5 掘削面上の土の体積ひずみ( $\epsilon_v$ )の経時変化

図 6.6 掘削面上の土の過剰間隙水圧( $\Delta u$ )の経時変化





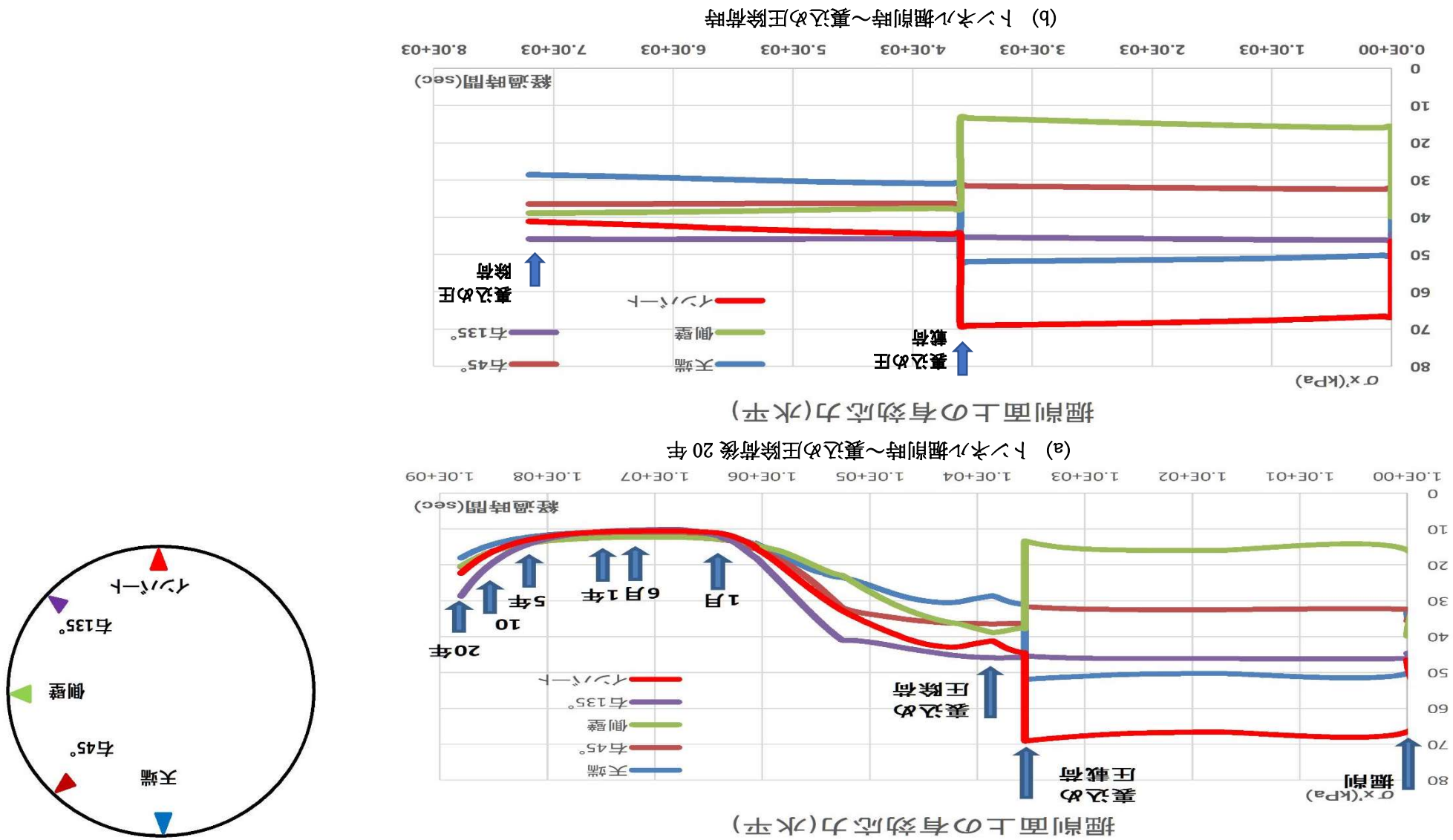
(a) トンネル掘削時～裏込め圧除荷後20年



(b) トンネル掘削時～裏込め圧除荷時

図 6.7 掘削面上の土の鉛直有効応力( $\sigma_y'$ )の経時変化

図 6.8 掘削面上の土の水平有効応力( $\sigma_x'$ )の経時変化



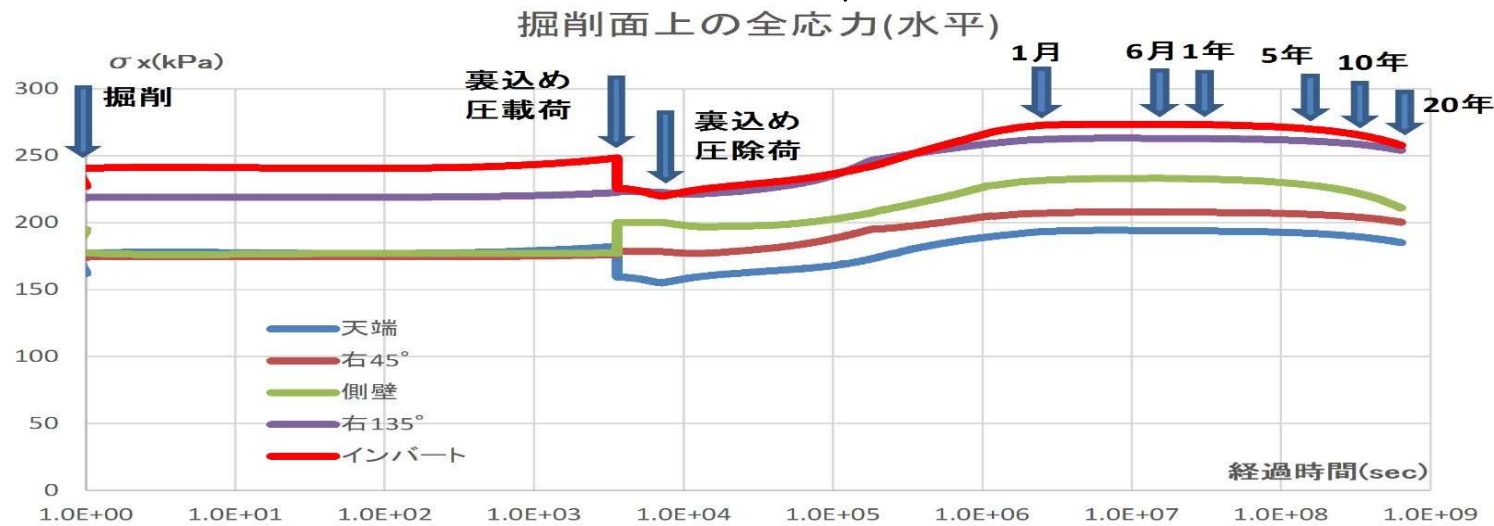
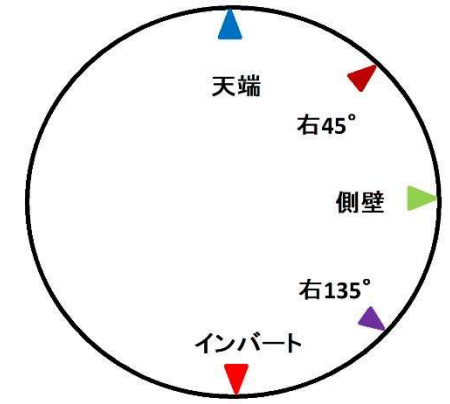
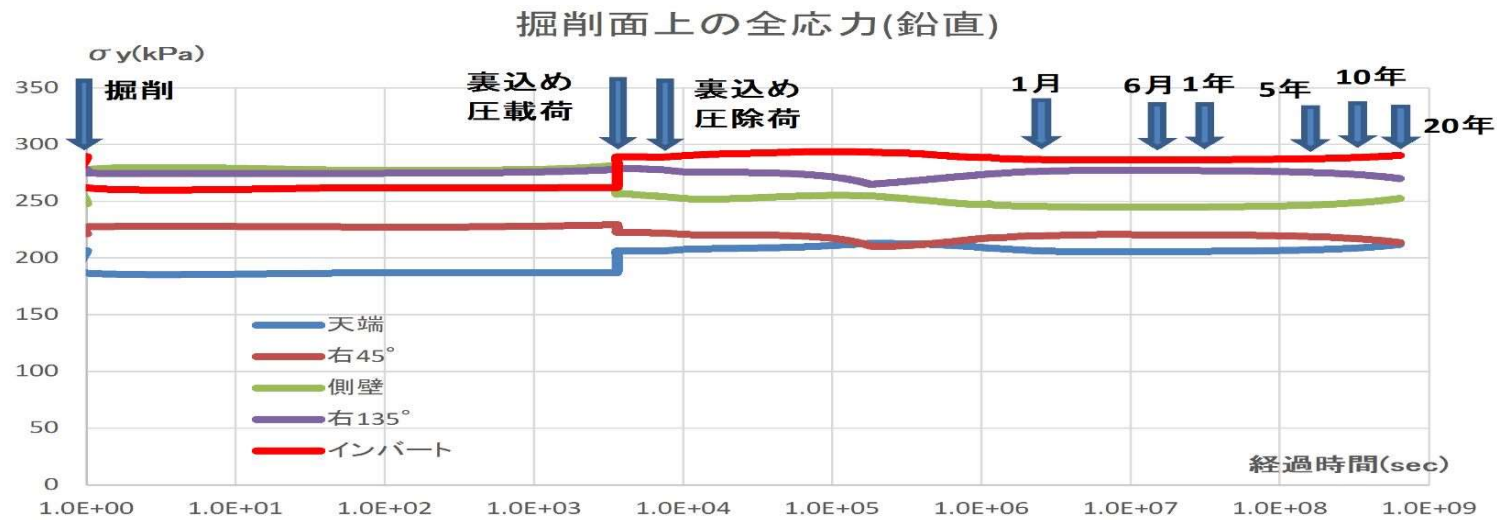


図 6.9 掘削面上の土の全応力( $\sigma$ )の経時変化

## 6.2.2 解析結果に対する考察

### A) ひずみ、間隙水圧の挙動について

- 1) 図 6.10 にトンネル掘削時、裏込め圧載荷時、および裏込め圧除荷後の各点の土のひずみ挙動を模式的に示す。また図 6.14～図 6.17 に図 6.3～図 6.6 で示した掘削面上の鉛直、水平、体積ひずみおよび過剰間隙水圧の経時グラフを着目点毎に分解して示す。これより、4章で述べた三軸試験および5章の要素モデルによる解析で着目した天端の土の挙動を見ると、掘削時の応力解放により鉛直方向に伸張、水平方向が収縮しており、裏込め圧載荷によって鉛直方向に圧縮し、水平方向に膨張している。この傾向は三軸試験結果、および要素モデルの解析結果と一致しており、掘削による応力解放を伸張せん断、裏込め圧載荷を圧縮せん断と仮定した考え方に大きな誤りがないことを示している。さらに、裏込め圧除荷後の長期挙動についても、天端では時間経過とともに鉛直方向の圧縮、水平方向の膨張が大きくなる傾向は実験および要素モデル解析で得られた結果と一致している。
- 2) 天端以外の各点に着目すると、側壁では掘削時に鉛直方向へ圧縮し、水平方向に膨張し、インバートでは鉛直方向に伸張して水平方向に収縮している。側壁については掘削時の応力解放により水平方向の応力が減少し、地山全体が鉛直方向に圧縮するため、掘削面近傍の土は鉛直が圧縮、水平が膨張すると考える。インバートについては天端と同様に鉛直応力が減少することで鉛直方向に伸張し、水平方向が収縮すると考える。裏込め圧載荷時は側壁、インバートとも天端と同様にひずみが復元しており、右 135° で鉛直方向に伸張、水平方向に収縮する傾向が出ている。右 135° の挙動はインバート下方地盤のリバウンド現象によるものと推定される。除荷後の長期挙動は、各点とも支保工(セグメント)による拘束の影響を受ける。そのため、天端では地山全体の鉛直下方への動きとセグメントによる拘束で鉛直方向に圧縮、水平方向への膨張が進行する。インバートでは地山全体の鉛直下方への動きよりインバート下方地盤のリバウンドによる隆起力が卓越して、セグメントによる拘束と隆起力に挟まれた土は鉛直方向に圧縮し、水平方向への膨張が進行する。側壁では地山全体の鉛直下方への動きとインバート下方地山のリバウンドによる隆起力の影響を受けて、鉛直方向への圧縮、水平方向への膨張が進行することとなる。また、掘削時から裏込め圧除荷まで有意な挙動が見られなかった右 45°、右 135° に着目すると、両点とも鉛直方向に伸張し、水平方向に収縮する挙動を示している。この挙動が生じるためには地山全体の鉛直下方に向かう動きに抵抗して、図 6.10 に示す赤いベクトルのような力が作用する必要がある。右 135° における力の要因はリバウンドによる隆起力と推定される。地山全体が鉛直下方に動こうとする力より隆起力が卓越し、それがインバートを頂点に山なりに拡がることで右 135° 付近では土を持ち上げる力と水平方向に押す力が作用すると考える。一方、右 45° における力の要因はセグメントに沿った土の移動力と考える。地山が鉛直下方に動こうとするとセグメントという拘束面があるため、

結果として土はセグメント表面に沿って移動し、トンネルの接線方向の力が生じることとなり、それによって右 45° 付近では土が斜め下方に押されて水平方向の収縮が卓越し、鉛直方向に膨張するような傾向を示すと考える。

- 3) 図 6. 10 に示した模式図の土の挙動を裏付ける解析結果が図 6. 12 に示す掘削面上の土の経時的変位ならびに図 6. 11 に示す掘削時、裏込め圧載荷時、裏込め圧除荷と同時にセグメントを建て込んだ時の変位ベクトル図である。これをみると、掘削時から裏込め圧除荷時までは着目点の土は鉛直方向にも水平方向にもほとんど移動していないが、裏込め圧除荷と同時にセグメントを建て込んだ後、各着目点の土が移動を始めている。特に、右 45° 辺りは沈下しながら右に移動し、右 135° 辺りは隆起しながら右に移動しており、この挙動を図 6. 11 の変位ベクトル図上に赤い矢印で示ようになり、この土の移動形態は図 6. 13 に示すようなイメージになり、図 6. 10 に示した模式図のひずみ挙動と一致しており、2) で述べたように天端から側壁間の土はセグメント表面に沿って側壁方向に移動し、インバートと側壁間の土はセグメント表面に沿って側壁方向に持ち上げられるように移動している。そして、その要因はトンネル掘削および裏込め圧載荷によって地山全体が重力方向に圧縮する挙動を示し、それに伴って粘性土に過剰間隙水圧が発生し、ひずみが増幅することで粘性土を移動させる力が働き、結果として天端と側壁間ではセグメントという拘束面に沿って鉛直下方に変位すると考える。インバートと側壁間でも同様の現象が生じるが、掘削による応力解放で発生したインバート下方地盤のリバウンドの影響が大きく、結果的に鉛直下方への力よりセグメント表面に沿った鉛直上方への力が卓越したと考える。図 6. 12 に示した経時的な変位の増加、収束の傾向は図 6. 6 に示した過剰間隙水圧の挙動と一致している。
- 4) 体積ひずみについては、各点と掘削時に膨張し裏込め圧載荷時に収縮しているが、これは天端およびインバートでは応力解放による鉛直ひずみが、側壁では水平ひずみがそれぞれ卓越するためと考える。裏込め圧除荷 1 か月程度の間、特に天端およびインバートで膨張、収縮を繰り返しているが、この要因はインバートではリバウンドの影響、天端ではセグメント表面に沿った土の移動の影響と考える。長期的にはインバートを除いて体積収縮の傾向を示しているが、この要因は体積ひずみの長期挙動と、図 6. 6 に示す過剰間隙水圧の挙動が一致していることから、二次圧密の進行に伴うものとする。インバートでは体積は膨張しており、過剰間隙水圧の増加傾向と整合しない。この要因は解析上体積ひずみが鉛直ひずみと水平ひずみより計算しており、三軸試験のような排水量から推定しているものではない。一方、間隙水圧は作用する力と排水速度によって決まるため、体積変化量の小さい場合、両者は必ずしも整合が取れた挙動を示さない可能性があり、その傾向は除荷後 1 か月辺りまで天端や側壁の過剰間隙水圧の上昇傾向と体積の膨張、収縮を繰り返す挙動にも現れている。

- 5) 過剰間隙水圧について、掘削時に天端およびインバートで負圧が生じている要因は4)で述べた体積の収縮によるものと考ええる。一方で、側壁および右45°では体積は収縮しているが正圧が発生している。この要因は掘削時の急激な応力解放力荷によるものと推定され、急激な体積変化を生じたときの間隙水圧の挙動は特異な動きを示す可能性が考えられる。裏込め圧除荷後の長期挙動をみると、除荷24時間後辺りから3日後まで急激な間隙水圧の上昇がみられ、その後時間経過とともに速度は小さくなるが上昇傾向は除荷後6ヶ月程度まで続いたあと消散が始まっている。この挙動は鉛直、水平ひずみの増加傾向とも一致しており、体積の変化傾向とも合っており、除荷後の経時的なひずみの増加は二次圧密による過剰間隙水圧の増加によるものと考ええる。図5.11に示した三軸試験結果および要素モデルの解析結果と比較すると、三軸試験では排水条件であること、ならびに供試体内部の間隙水圧を測定できないことから、明確な過剰間隙水圧の挙動は確認できないが、要素モデルの解析結果では掘削時(伸張せん断力荷時)に負圧が発生し、裏込め圧荷時(圧縮せん断力荷時)に過剰間隙水圧が大きくなり、除荷とともに消散しており、この挙動は今回の解析結果と一致している。ただし、今回の解析では除荷後に過剰間隙水圧が消散し始める時間が非常に長くなっている。この要因は全層を粘性土層と仮定しているためと考ええる。
- 6) 裏込め圧除荷後の長期的な二次圧密速度( $\alpha$ )を表6.3に整理する。 $\alpha$ は除荷後14日までは天端で0.27と非常に大きくなっており、この値は三軸試験の結果と概ね一致している。側壁も0.15と他の着目点と比較して大きな速度になっている。この要因は天端と側壁では図6.10に示す土要素のひずみ形状および図6.3～図6.5に示す鉛直、水平、体積ひずみの経時的挙動が似ていることから、類似した力の受け方により同様の大きい速度でひずみが増加していると推定される。その他の着目点(インバート、右45°、右135°)では除荷後14日までの $\alpha$ は天端、側壁と比較して1桁小さくなっている。この状況は図6.10のひずみ形状および図6.5の体積ひずみの経時的挙動にも現れている。各点とも6ヶ月以降は時間経過とともに $\alpha$ は小さくなっているが、インバート、右45°、右135°では小さくなったり、大きくなったりしており、天端および側壁の漸減傾向とは異なる。ただ、5.4で述べた実測例や文献<sup>6)</sup>に示された対象粘性土の $\alpha$ は小さくなったり、大きくなったりを繰り返しながら収束していくと考えられており、インバート等の挙動は対象粘性土に起こり得る挙動と考えられる。



表 6.3 軸ひずみ～経過時間曲線から推定した除荷後の二次圧密速度( $\alpha$ )

掘削面上 の位置	除荷後の経過期間				
	3日～14日	1か月～ 6ヶ月	6ヶ月～1 年	5年～10 年	10年～20 年
天端	0.27	0.15	0.012	0.007	0.002
右45°	0.04	0.02	0.01	0.013	0.002
側壁	0.15	0.09	0.014	0.01	0.001
右135°	0.04	0.02	0.007	0.013	0.003
インバート	0.045	0.03	0.007	0.017	0.003

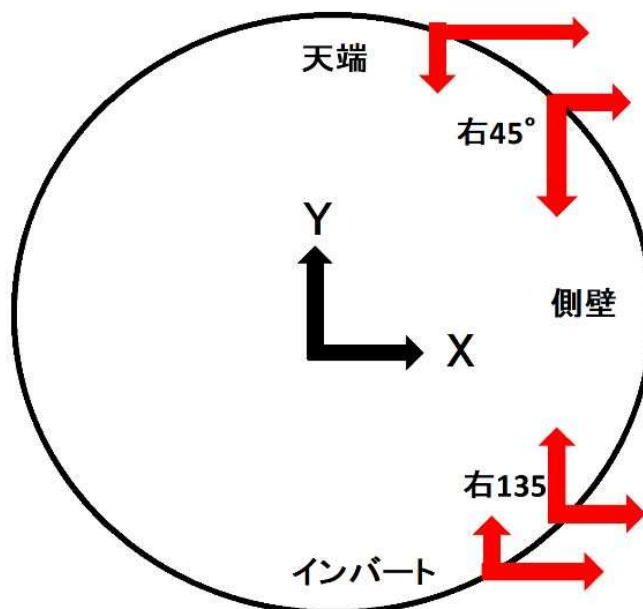


図 6.13 掘削面上の土の移動イメージ図

図 6.11 掘削面上の土の変位ベクトル図

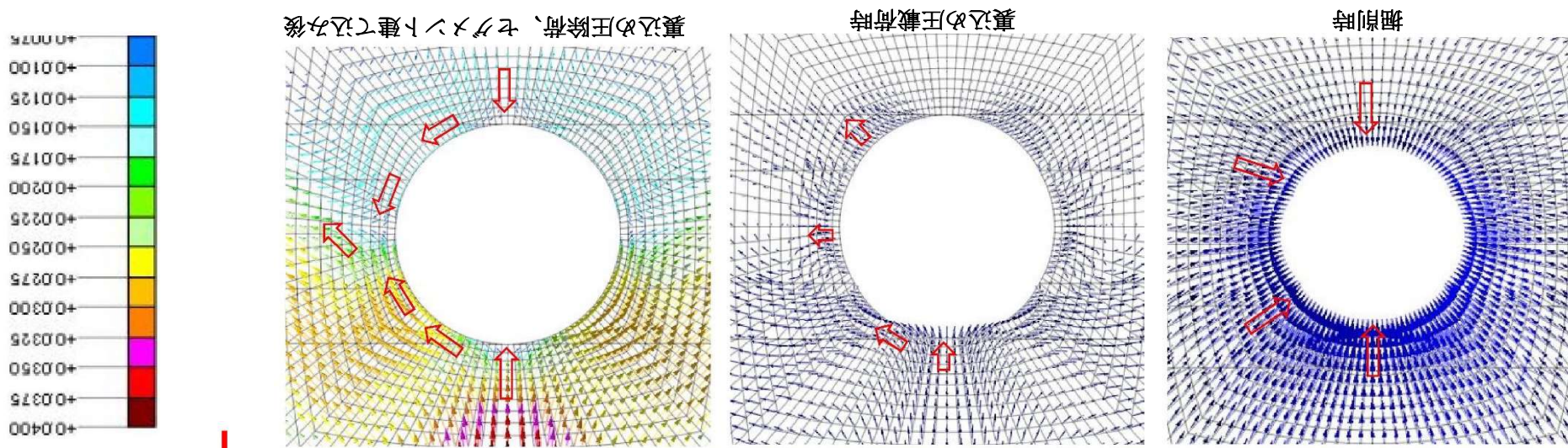
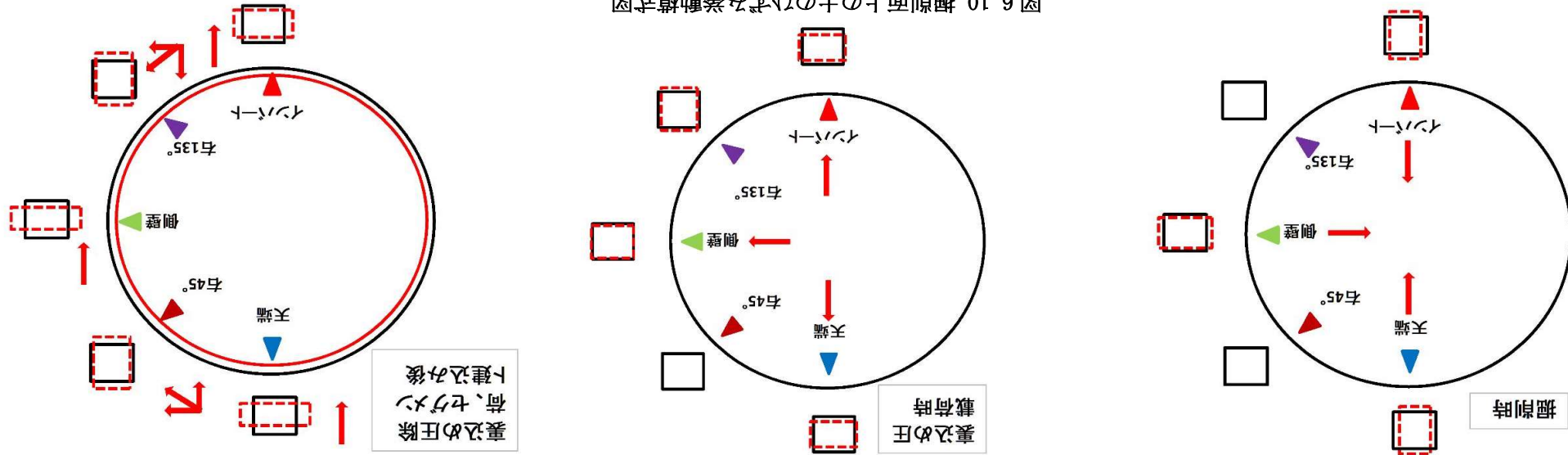


図 6.10 掘削面上の土のひずみ挙動模式図



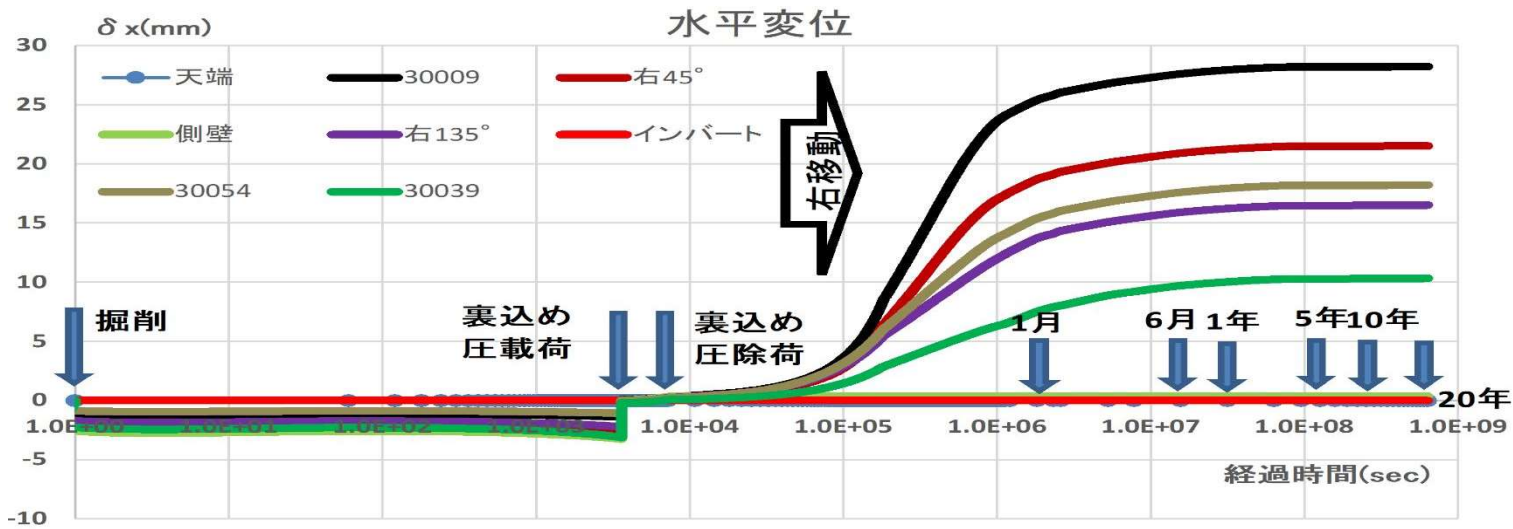
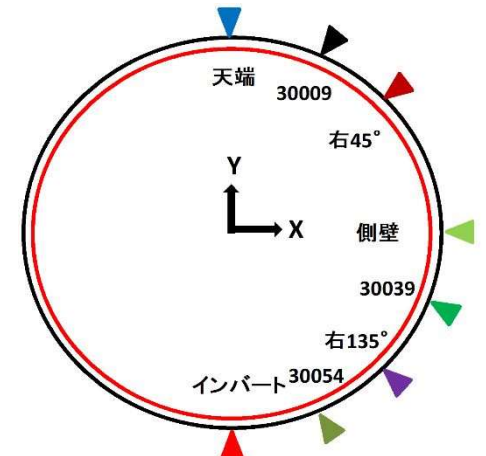
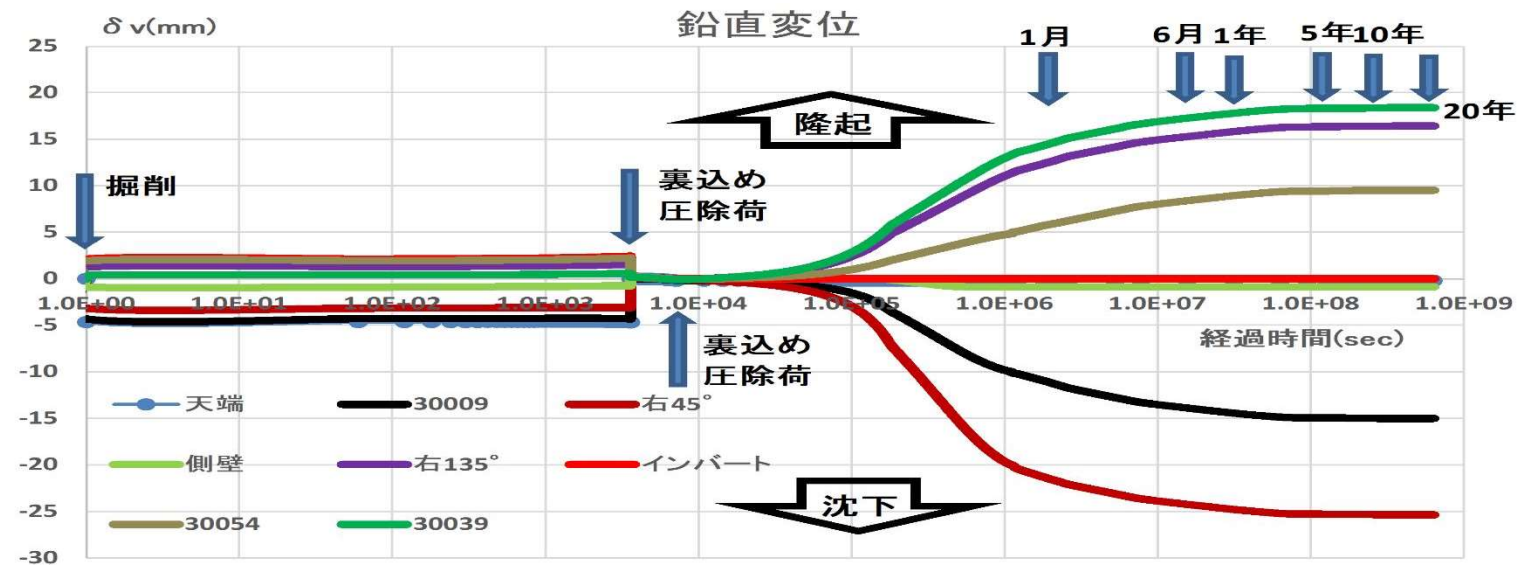


図 6.12 掘削面上の土の経時的変位量

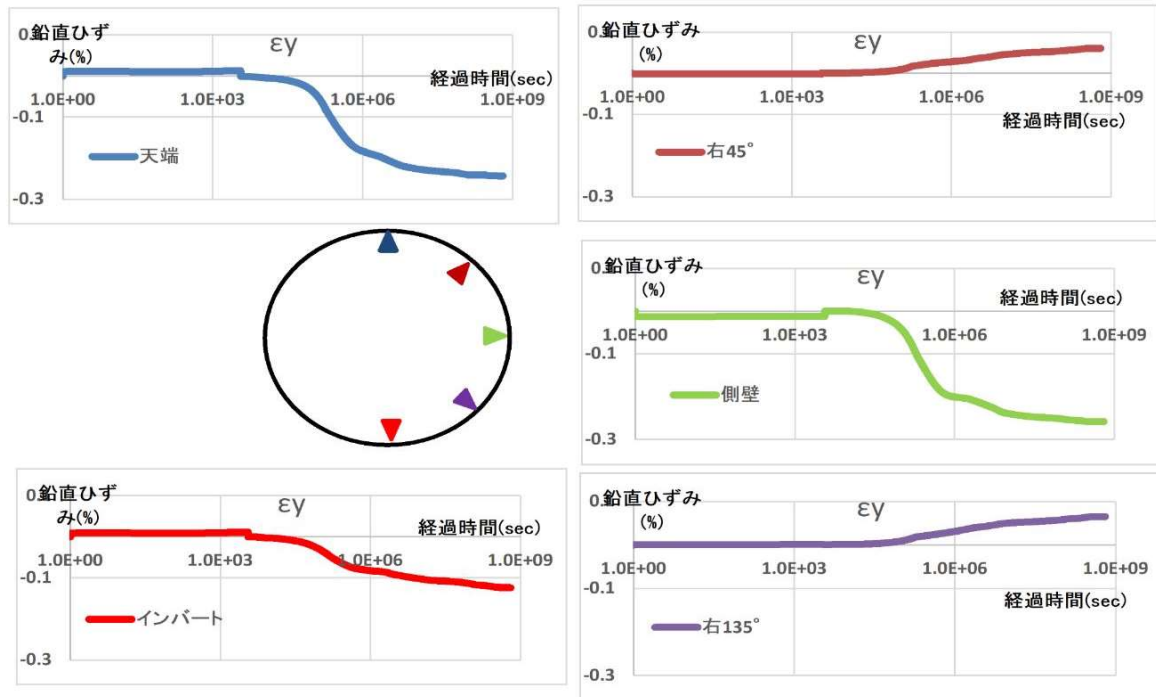


図 6.14 着目点毎の鉛直ひずみの経時的挙動

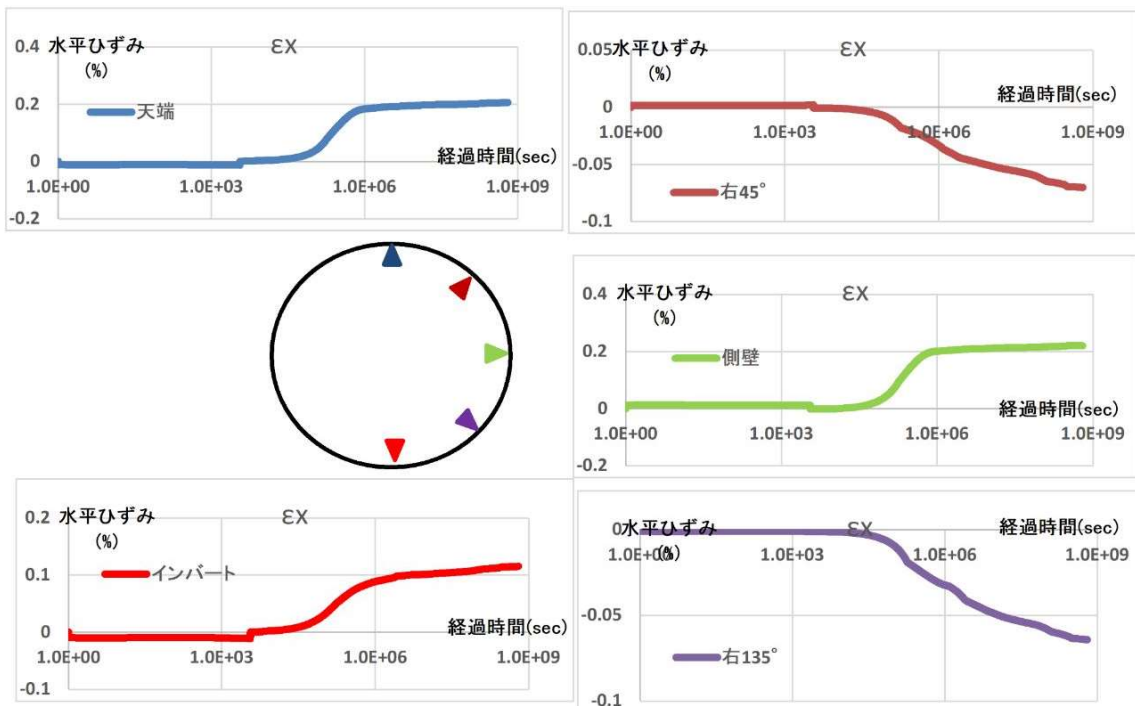


図 6.15 着目点毎の水平ひずみの経時的挙動

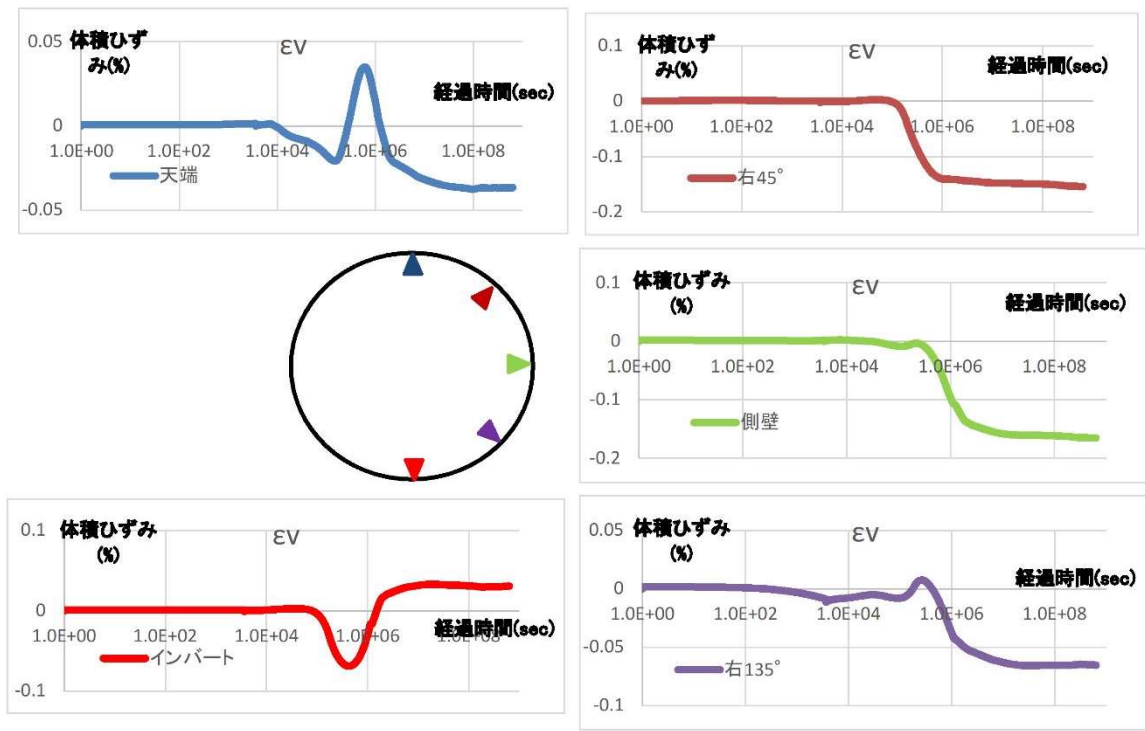


図 6.16 着目点毎の体積ひずみの経時的挙動

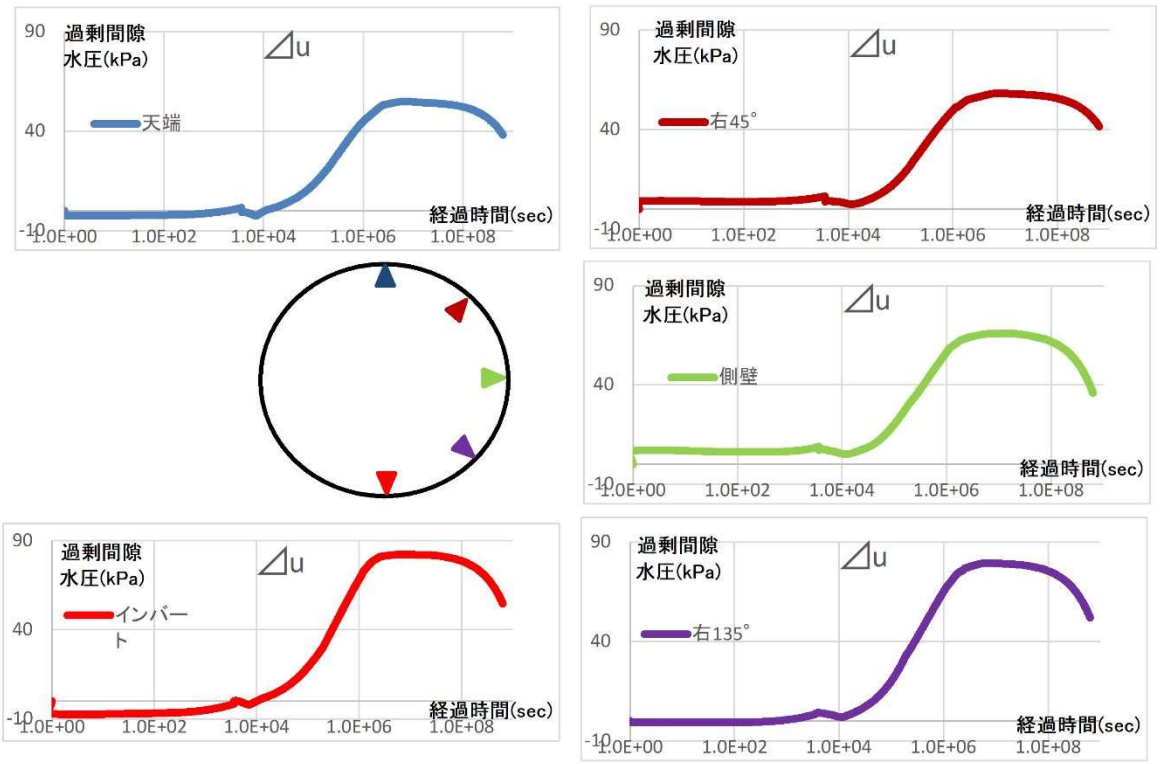


図 6.17 着目点毎の過剰間隙水圧の経時的挙動

## B) 応力の挙動について

- 掘削時から裏込め圧除荷時までの有効応力の経時的な挙動について、天端で掘削時に鉛直応力が減少する挙動は三軸試験で掘削による応力解放を伸張せん断力の載荷と仮定したことの妥当性を裏付けている。水平応力の増加挙動については、三軸試験では側圧一定条件のため単純比較はできないが、円形トンネルの掘削を行った場合、トンネル壁面近傍の土の最大主応力は壁面の接線方向に卓越し、アーチ効果により地山を安定させようとすることから、天端で鉛直応力が減少した時に水平応力が増加する挙動は理解できる。また、図 6. 18、図 6. 19 に示す解析で得られた主応力ベクトル図、主応力コンター図をみると、天端では掘削に伴って  $\sigma_1$  が減少し、 $\sigma_3$  が増加し、側壁では掘削時に  $\sigma_1$  が増加、 $\sigma_3$  が減少している。これらの応力状態の変化は図 6. 20 の模式図に示すように、掘削による応力の解放に対して地山が掘削面の接線方向応力を大きくしてアーチ効果で安定しようとする挙動である。インバートでは天端と同様の挙動を示しているが、天端と比較して  $\sigma_1$  の減少量が小さく、 $\sigma_3$  の増加量が大きくなっている。この要因はインバート下部地山のリバウンド現象によるものと考えられる。また右  $45^\circ$  および右  $135^\circ$  では有効応力の変化量が鉛直、水平とも小さい。この要因は右  $45^\circ$  では天端と側壁の土の動きに挟まれること、右  $135^\circ$  ではインバートと側壁の土の動きに挟まれることでこの付近の土の応力が大きく増減しないと考えられ、掘削による応力解放で主応力の方向だけが変化するものと考えられ、その傾向は図 6. 19 のコンターに現われている。裏込め圧載荷時は  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  とも概ね初期応力状態に復元している。この挙動は図 6. 3、図 6. 4 に示したひずみが載荷によって回復している挙動と整合している。裏込め圧除荷後は図 6. 6 に示した過剰間隙水圧の上昇や図 6. 7 に示した有効応力の減少挙動と整合して、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  とも小さくなっている。
- 裏込め圧除荷後の長期的な応力の挙動は、図 6. 6 に示す過剰間隙水圧の経時的な挙動と一致しており、過剰間隙水圧の増加に伴って鉛直、水平有効応力とも減少し、過剰間隙水圧が消散に転じた時点から有効応力も増加に転じている。ただし、過剰間隙水圧の消散および有効応力の復元は除荷後 20 年経過しても完了していない。この要因は A) の 4 でも述べたように、全層を粘性土と仮定し、掘削面は非排水境界(シールドトンネルは理論上防水構造)としていることで、排水距離が非常に長くなっているためと考える。
- 図 6. 21 に有効応力の経路を、図 6. 22 に掘削面上の土の応力比を示す。天端の有効応力経路のみを取り出して図 6. 21 (b) に示す。これをみると、掘削時に偏差応力 ( $\sigma_1' - \sigma_3'$ ) は減少し、平均有効応力 ( $\sigma_m'$ ) は増加している。これは 1) で述べたように、応力解放により鉛直応力が減少、水平応力の増加が大きいことによる。裏込め圧載荷によって応力は元の地山応力に近い状態に復元、裏込め圧除荷後は過剰間隙水圧の上昇に伴って偏差応力、平均有効応力とも減少し、除荷後 6 ヶ月辺りから過剰間隙水圧の消散が始まり、有効応力は減少時と同じ経路で復元している。また、全期間を通し

て図 6. 21 (b) に示す限界応力線 (M) を超えていない。このことから、掘削および裏込め圧載荷、除荷後の粘性土の応力状態は弾性状態を保持しており、応力の変化は過剰間隙水圧の変化にのみ関係していると考え。しかし、図 6. 21 (a) をみると側壁および右 45° では掘削時に一時的に限界応力を超え、裏込め圧載荷によって復元し、除荷後の長期では弾性域に収まっている。掘削面上のどの範囲で限界応力を超えているかを確認するため、天端からインバートまでの右回りの展開図上に応力比の分布を整理したものが図 6. 22 である。これをみると側壁を中心に上部は右 45° 辺りまで、下部は右 135° 辺りまで限界応力を超えている。この挙動については、まず解析上の仮定条件が影響していると考え。本解析では材料モデルは関口-太田の粘弾塑性モデルを採用し、応力～ひずみ関係は図 6. 23 に示すバイリニアを適用し、降伏後の粘性土の変形係数 ( $K_1$ ) は初期 ( $K_0$ ) の 1/1000 に設定している。そして、今回の解析過程が掘削時の応力の解放を行い、続いて裏込め圧の載荷、除荷を行っており、応力～ひずみの過程は図 6. 23 に示す a 点から e 点に至る経路を辿っている。そのため、掘削による応力解放時は  $K_0$  の勾配で a 点に行き、保持期間 (無支保状態) は  $K_1$  の勾配でひずみが増加、b 点から裏込め圧の載荷が行われ、残留ひずみが生じた状態で勾配  $E_0$  により c 点に進み、保持期間も勾配  $K_0$  のままで d 点に至り、その後除荷によって e 点に戻り、残留ひずみが生じた状態で長期の挙動に移行することとなる。このような解析上の仮定が適切か否かは分からないが、Kasiner<sup>7)</sup> は円形トンネルを地山 (側圧係数 : 0.5) に掘削した場合の塑性領域 (ここでは、地山を弾完全塑性体と仮定してモール・クーロンの破壊規準を適用) の拡がりは、地山一軸圧縮強度と土被り荷重の比率に関係して図 6. 24 に示すようになると提案している。この図を参考にすると、トンネル壁面に沿って、トンネルの側壁から上下 45° 付近に塑性域が拡がっており、その傾向は図 6. 22 に示した側壁を中心として右 45° から右 135° の範囲で平均有効応力が限界応力比を超えている挙動と一致する。さらに Kasiner<sup>7)</sup> は「トンネル掘削面近傍に発生する塑性域は一次塑性域と称し、地山の応力解放で必然的に生じるため、支保工を建て込むことで安定化を図ることが必要である」としており、本解析においても裏込め圧除荷と同時に支保工 (セグメント) を建て込んでいる。以上のことから、解析上応力～ひずみ関係をどのように仮定するかは種々の議論があるが、トンネル掘削面近傍に一次塑性域が発生することは一般的であり、今回掘削時に側壁および右 45° で生じた降伏応力は裏込め圧載荷で復元し、除荷と同時にセグメントを建て込んで応力が弾性域で推移していることから、求めようとする粘性土の長期挙動について、上記のような仮定条件下での一つの結果として捉える。

- 4) 図 6. 9 に示す全応力の経時的挙動について、裏込め圧除荷後に水平方向の全応力が増加傾向を示し、そのピークは初期の地山応力値を超えている。全応力が増加傾向を示している期間は過剰間隙水圧が増加し、有効応力が減少している期間と一致し、理論的に考えれば有効応力の減少分が間隙水圧に置き換わるだけで全応力は変化しないと

考えられる。このような現象が生じる要因としては、まず裏込め圧载荷による応力増加であるが、図 6.9 をみる限り载荷時に応力は増加するが、除荷によって復元している。次に水平方向の土圧のみが増加していることに着目すると、関連するパラメータは側圧係数( $K_0$ )である。二次圧密挙動と  $K_0$  の関連性については赤井ら<sup>9)</sup>が図 6.25 に示すような実験結果を提案している。この実験では  $K_0$  を行い、 $\sigma_v$ (軸圧)=300kPa を 50 日間载荷することで、図に示す  $K_0$  ( $=\sigma_h/\sigma_v$ ,  $\sigma_h$ :側圧,  $\sigma_v$ :軸圧)の経時変化を求めている。これを参考にすると、 $K_0$  は圧密の経過時間とともに大きくなっており、一次圧密完了時( $t_{100}=200\text{min}$ )に 0.5 程度であったものが 50 日後には 0.77 まで大きくなっている。さらに  $K_0$  の変化挙動はその速度から 2 つの領域(状態 I、状態 II)に分けられるとし、状態 I における二次圧密係数( $C_a$ )は状態 II のそれより 1 桁大きい、 $K_0$  が大きくなる速度は状態 II のほうが 1 桁大きいとしている。この実験結果を参考に本解析において同様の現象が生じるかどうかについて考えると、解析で初期地山応力の計算時に与えている  $K_0$  は 0.5 であり、今回行っている数値解析は変位解析で、与えた荷重に対する変位(ひずみ)を算出して、そこから間隙水圧、応力を求めている。したがって、初期の  $K_0$  が掘削、裏込め圧载荷および二次圧密に伴うひずみ発生によって変化すると考えられる。以上のことから、裏込め圧除荷後の水平方向の全応力が初期地山応力を超過する要因は、二次圧密の進行に伴い  $K_0$  が大きくなるためと推定される。

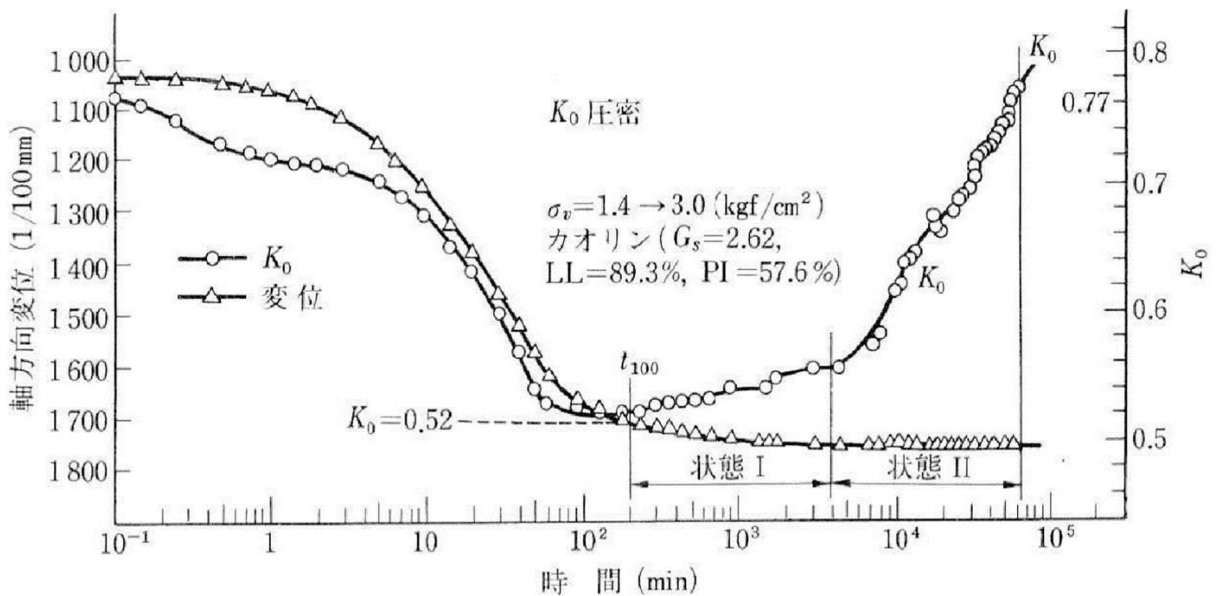
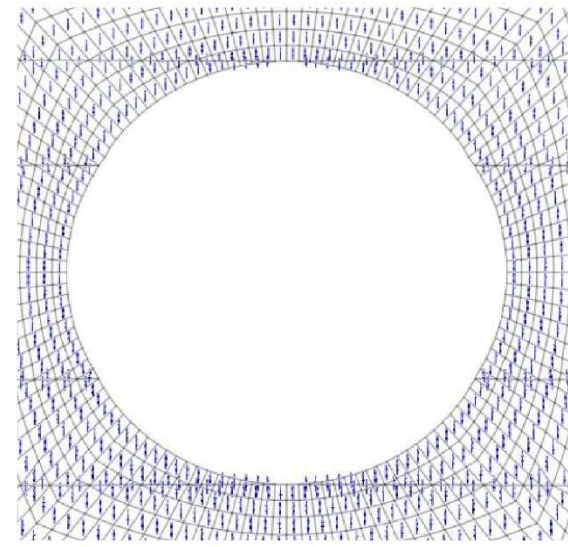
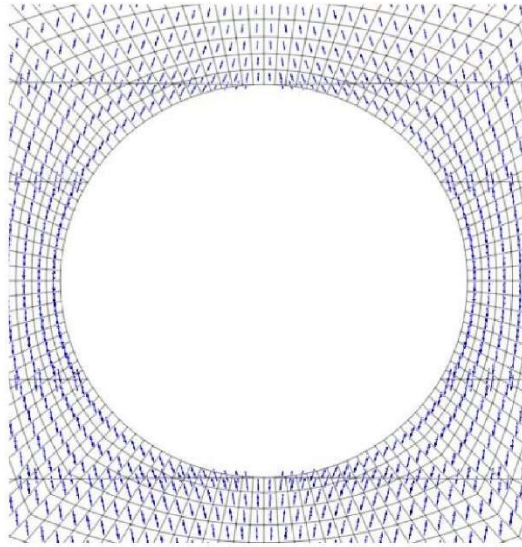
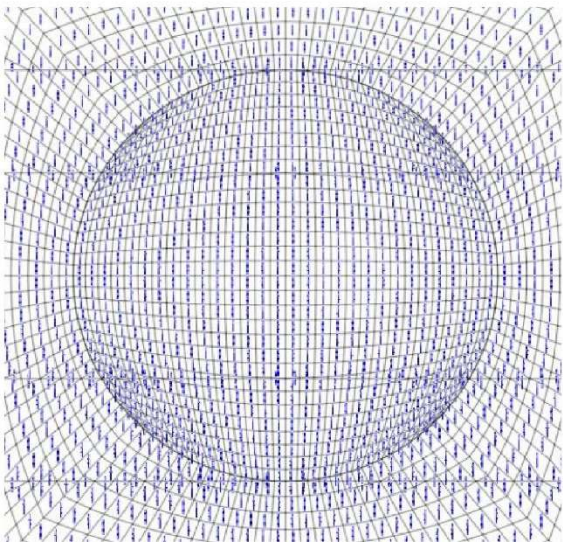


図 6.25 一次元圧密における軸方向変位と側方土圧係数の経時変化<sup>9)</sup>



$\sigma_1$



初期応力状態

掘削時

裏込め圧载荷時

$\sigma_3$

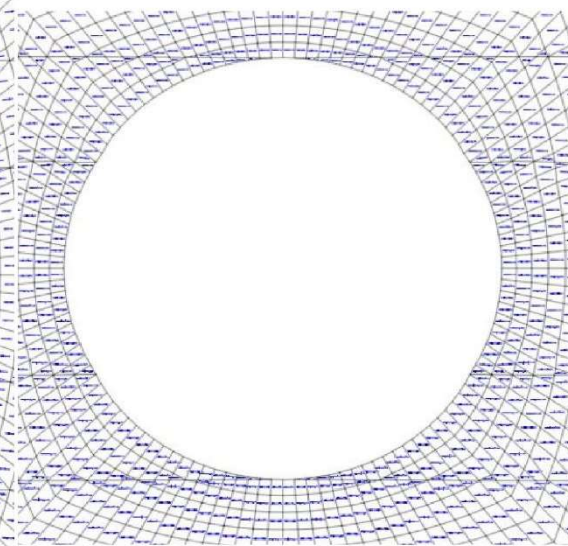
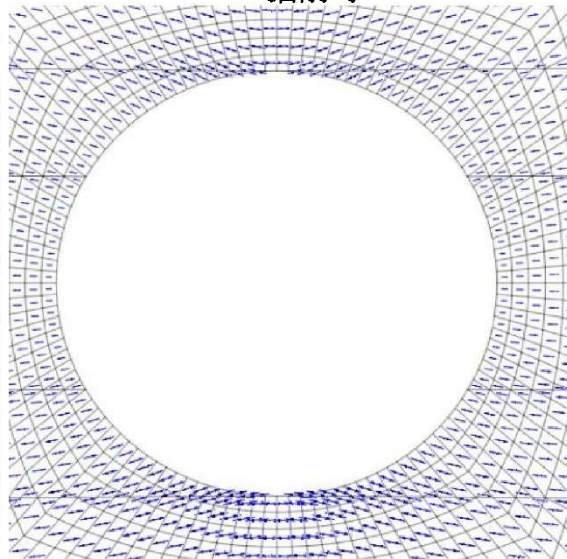
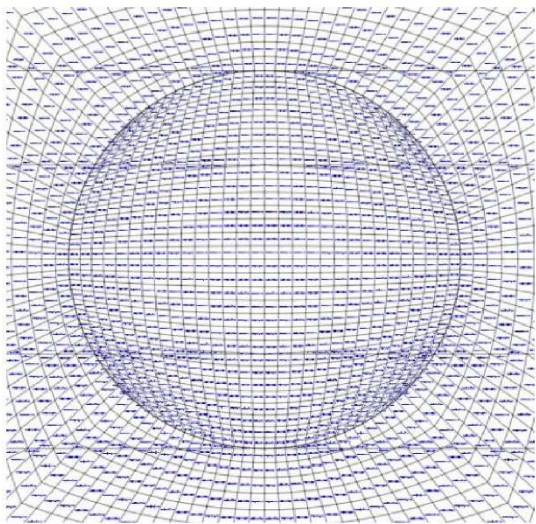
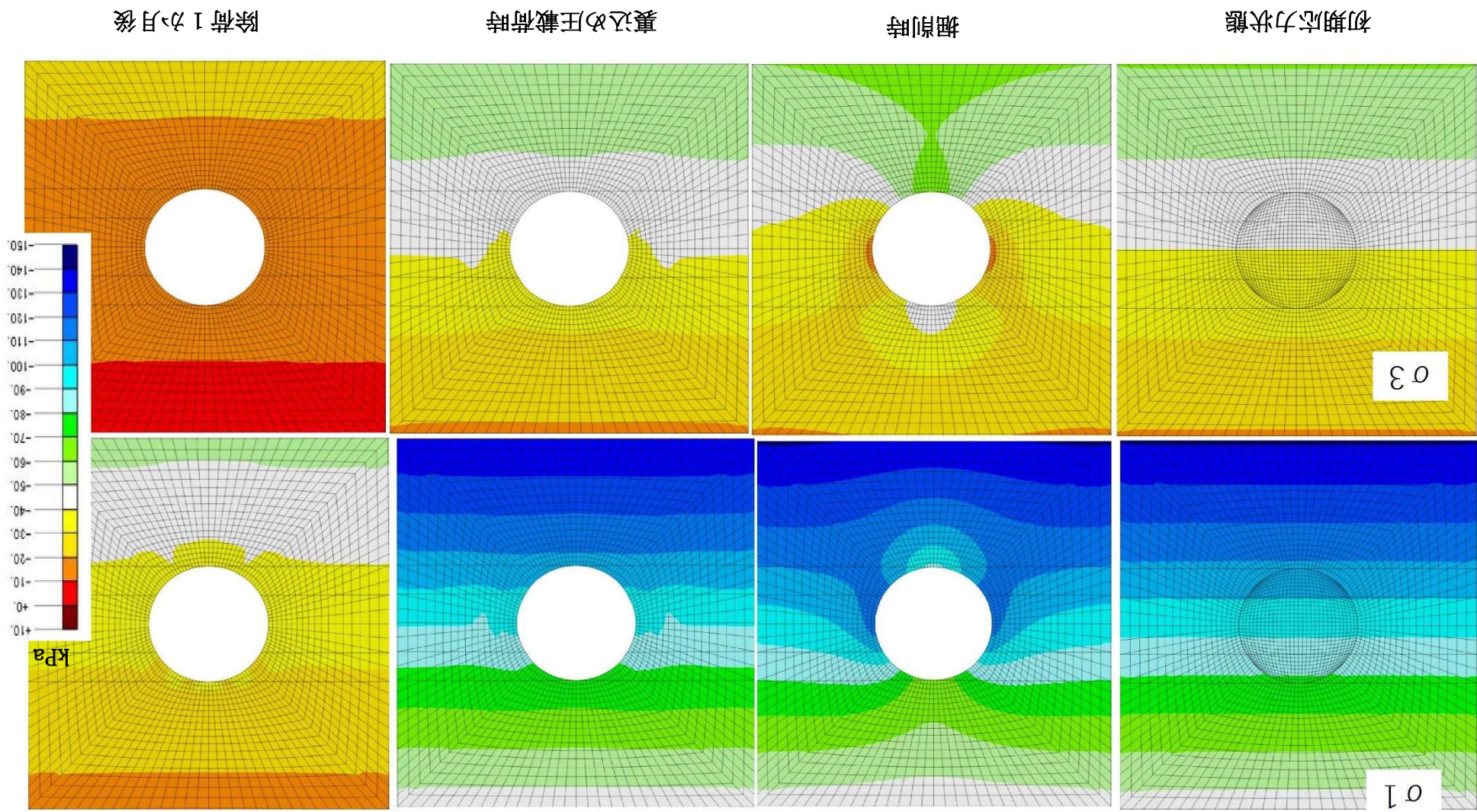


図 6.18 主応力ベクトル図

図 6.19 主応力コンター図



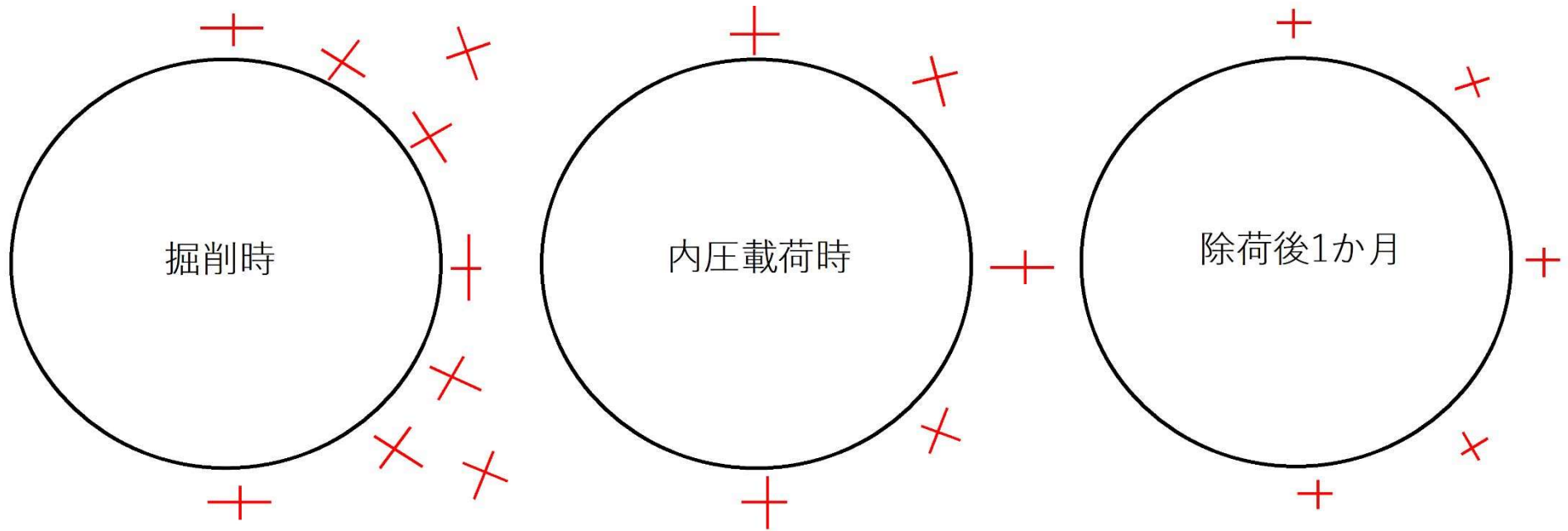
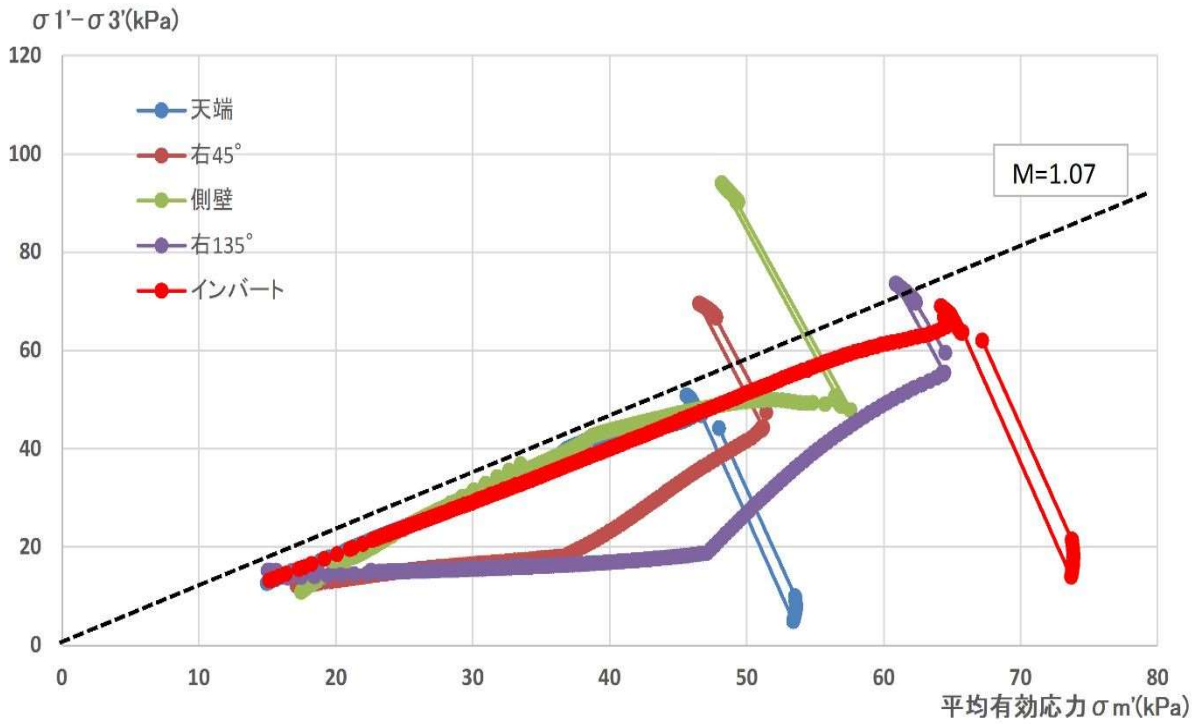


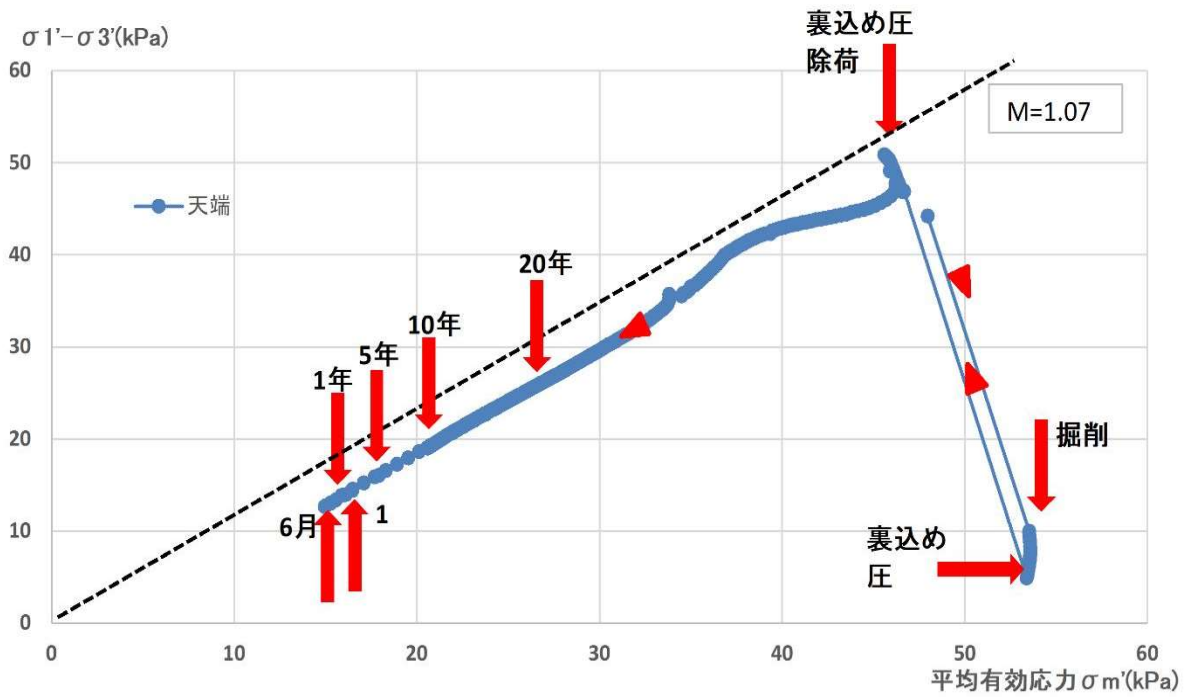
図 6.20 主応力状態の変遷模式図

## 有効応力経路



(a) 全着目点の有効応力経路

## 有効応力経路(天端)



(b) 天端の有効応力経路

図 6.21 掘削面上の着目点における粘性土の有効応力経路

### 掘削面上の土の応力比

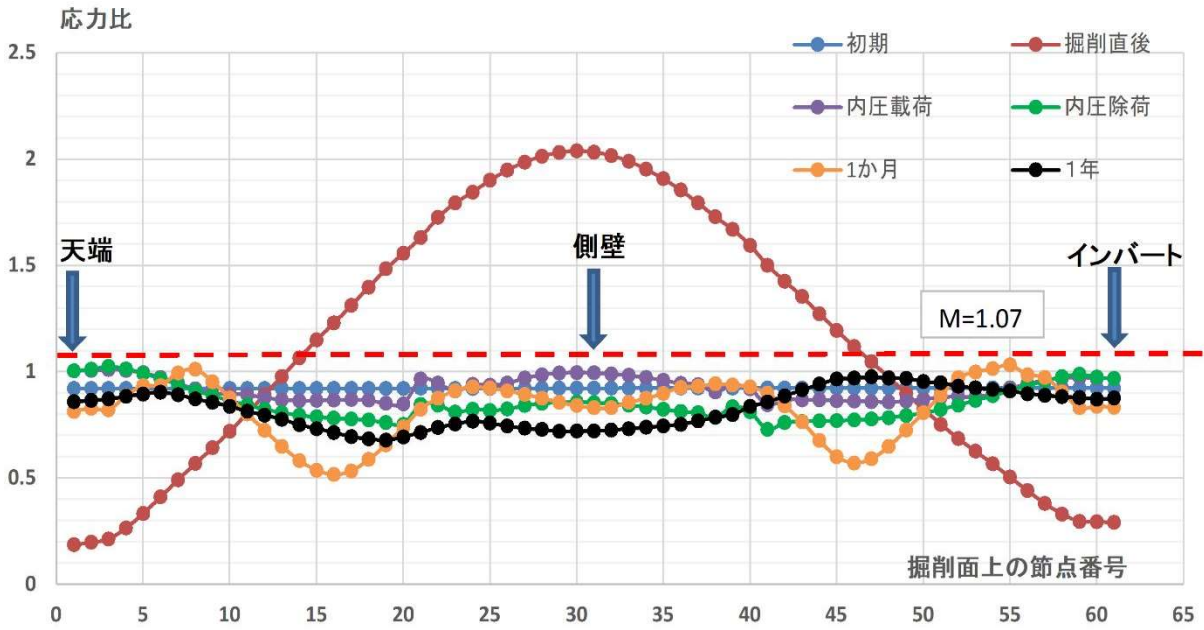


図 6.22 掘削面上の着目点における粘性土の有効応力経路

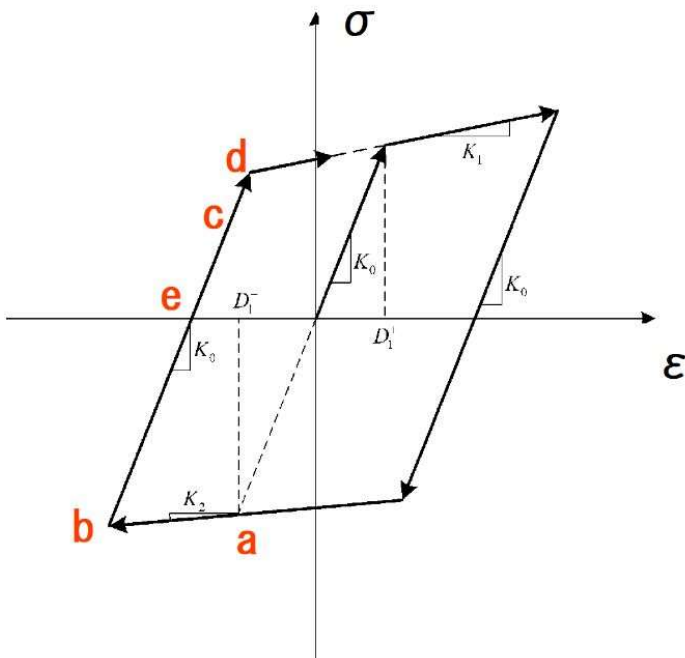


図 6.23 解析で適用した応力～ひずみ関係(パイリニア)  
[文献 8 に加筆]

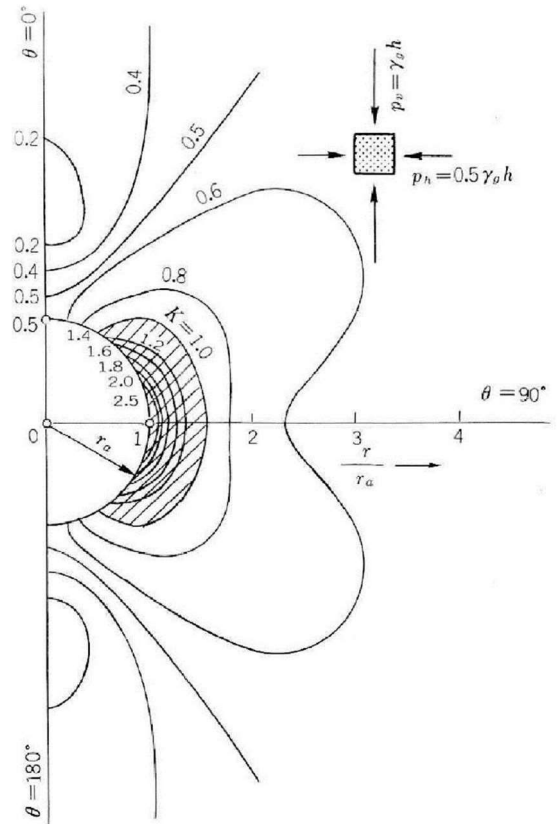


図 6.24 円形トンネル掘削時の塑性域の拡がり(側圧係数 0.5 の地山)<sup>9)</sup>

### 6.2.3 トンネル下半が排水層(砂質土層)の場合との比較

ケース B ではトンネルのスプリングラインより下半が砂質土層(排水層)の場合、すなわちトンネルの上半分が対象の粘性土層内に位置する場合について、ケース A(トンネル断面全体が対象粘性土層内に位置する場合)との比較結果を図 6.26～図 6.30 に示す。

- 1) ひずみの挙動を比較すると、図 2.26、図 6.27 に示す鉛直、水平ひずみとも概ね類似した経時挙動を示しているが、二次圧密速度( $\alpha$ )に着目すると裏込め圧除荷後 14 日以降は下半砂質土層のほうが小さくなっており、ひずみの収束が早いことが分かる。特に、側壁ではその傾向が顕著であり、この要因は砂質土層への排水が可能になって排水距離が小さくなったためと考える。図 6.28 に示す体積ひずみも同様の傾向を示している。
- 2) 図 6.29 に示す過剰間隙水圧の経時変化は、天端では両者はほぼ同様の挙動を示し、右 45° では下半砂質土層のほうが最大値はやや小さくなり、側壁では最大値に 2 倍以上の差異が生じている。さらに側壁をみると過剰間隙水圧の消散のスピードも速くなっており、この傾向は 1) で述べたひずみ挙動と一致し、砂質土層に近いほど過剰間隙水圧の消散が速く進んでいると考える。
- 3) 図 6.30 に示す有効応力の挙動をみると、応力の変化傾向も両者概ね一致しており、側壁および右 45° では掘削時に一時的に限界応力を超過しているが、裏込め圧載荷以降は弾性域での挙動を示している。側壁では発生する過剰間隙水圧が全層粘性土の場合と比較して小さく、消散も速いため、有効応力の減少幅が小さくなっている。

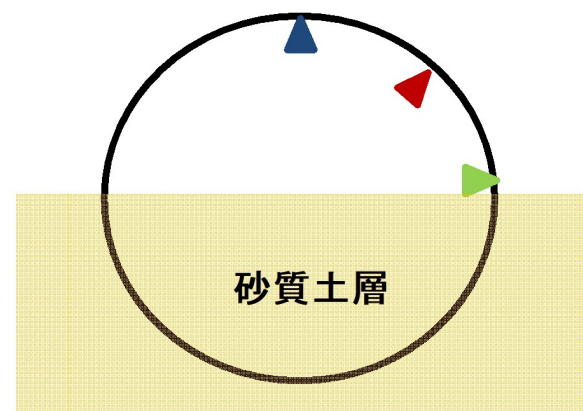
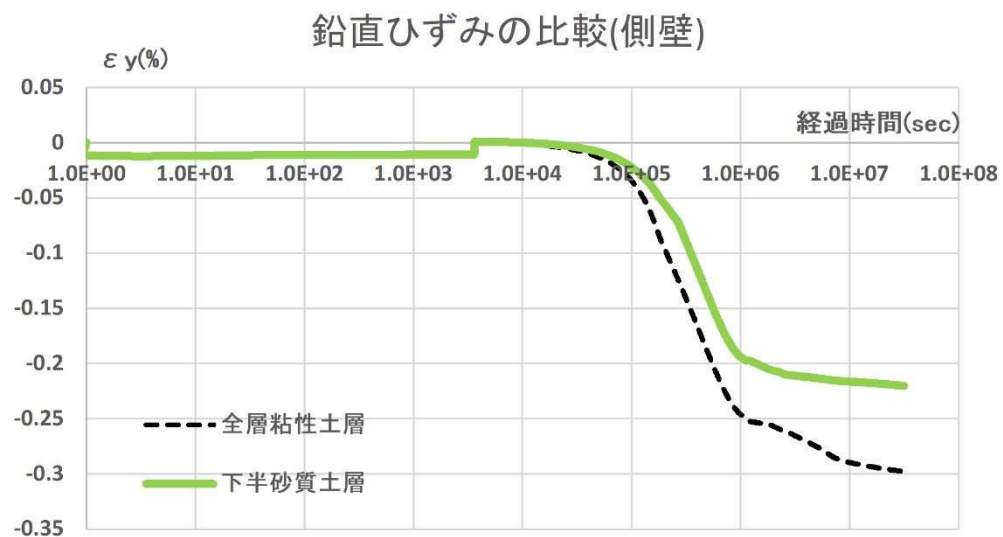
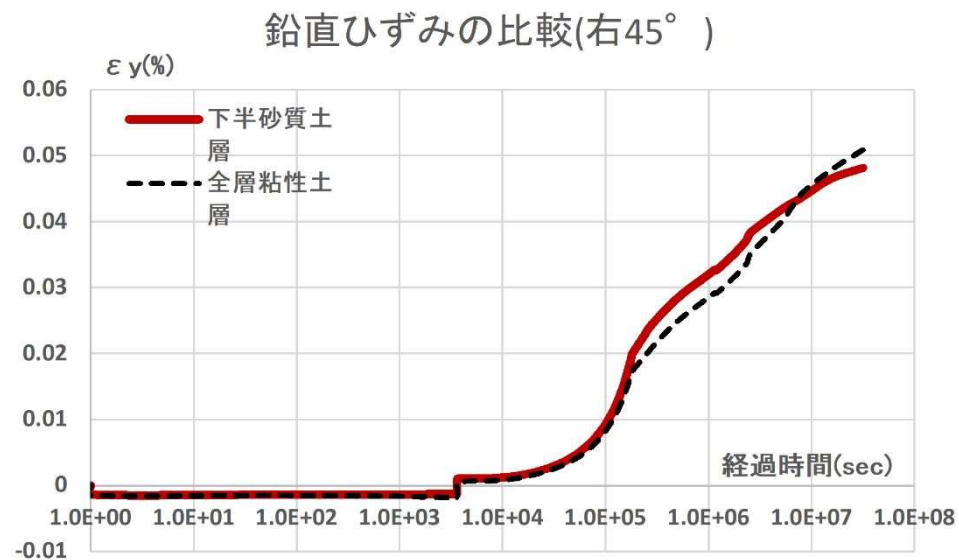
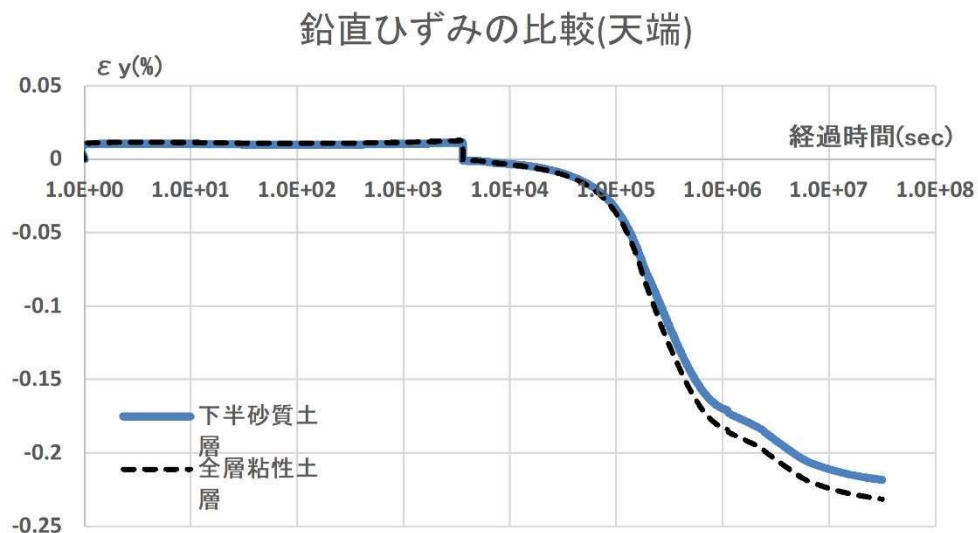
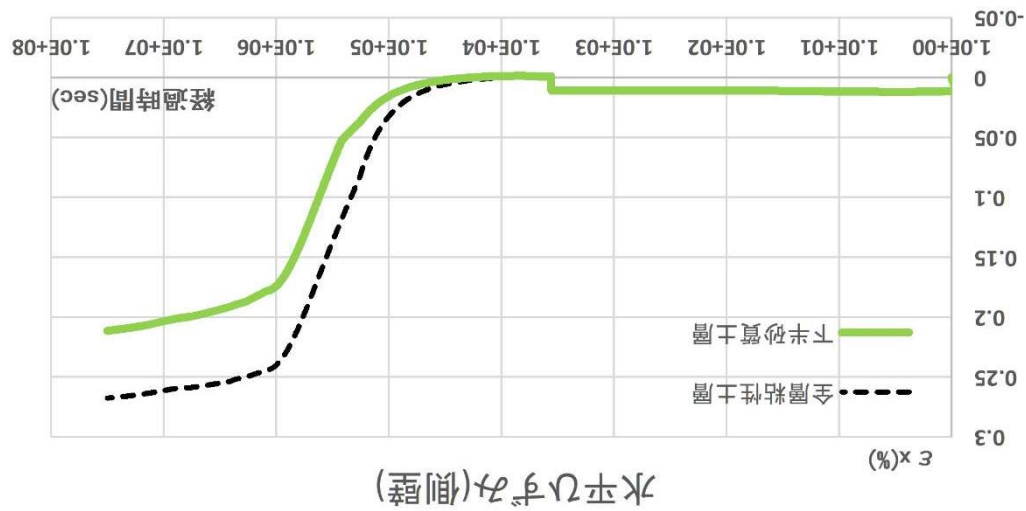
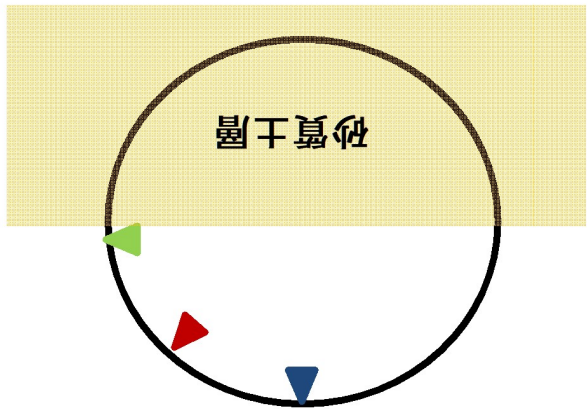
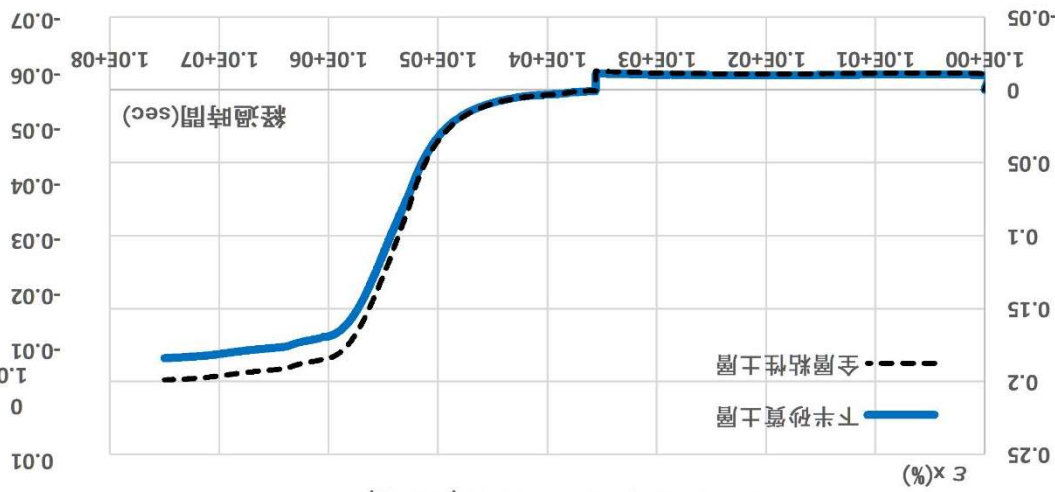


図 6.26 ケース A(全層粘性土層)とケース B(下半砂質土層)の比較(鉛直ひずみ  $\epsilon_y$ )

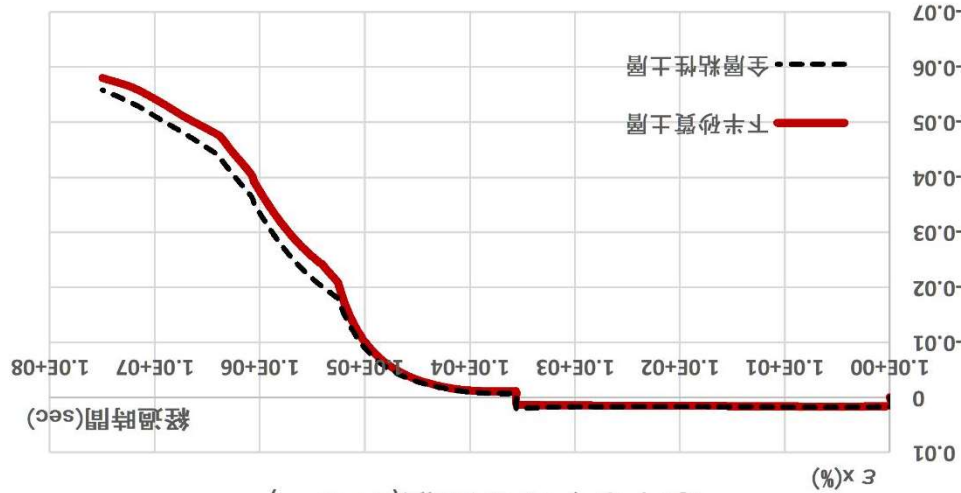
図 6.27 クーラスA(全層粘性土層)とクーラスB(下半砂質土層)の比較(水平ひずみ  $\epsilon_x$ )



水平ひずみの比較(天端)



水平ひずみの比較(右45°)





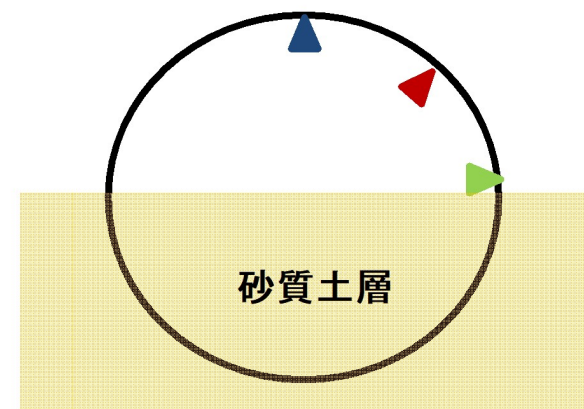
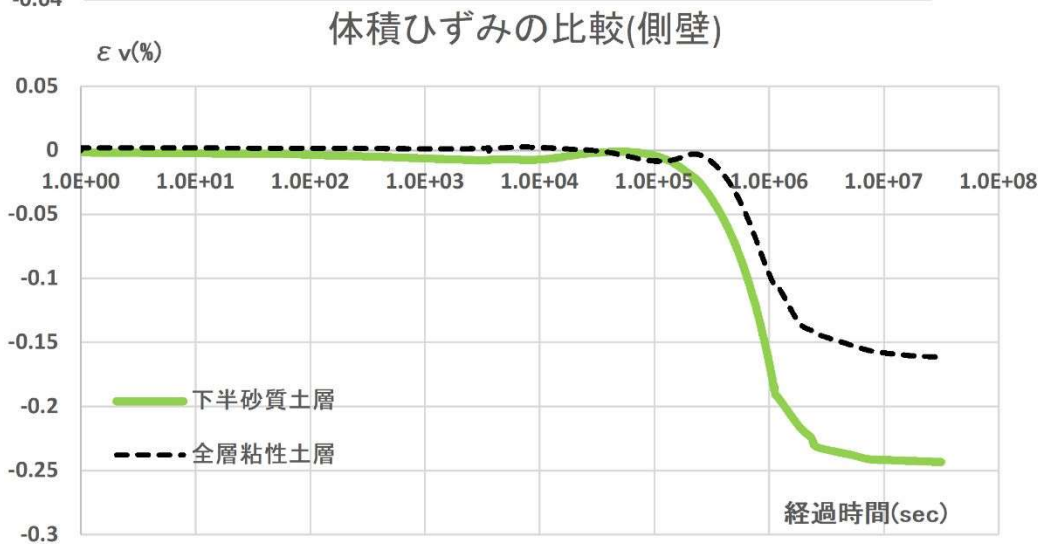
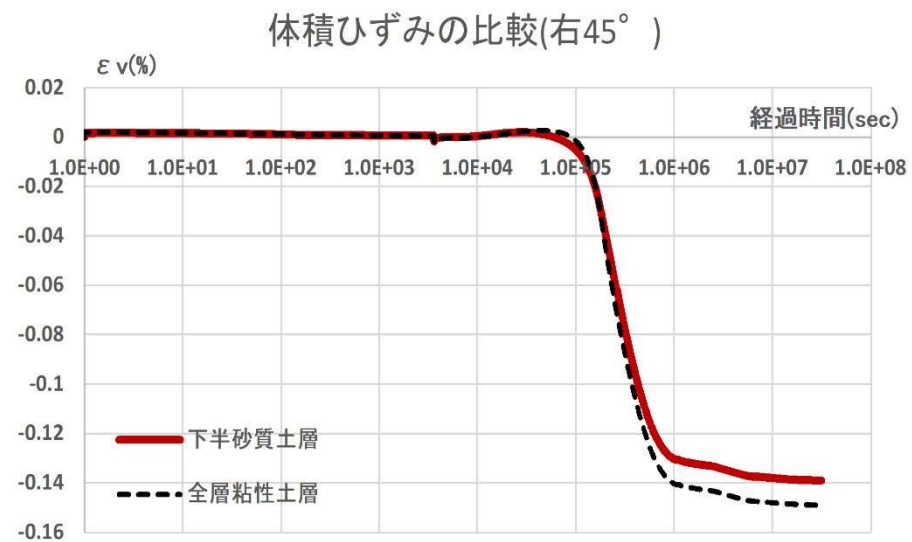
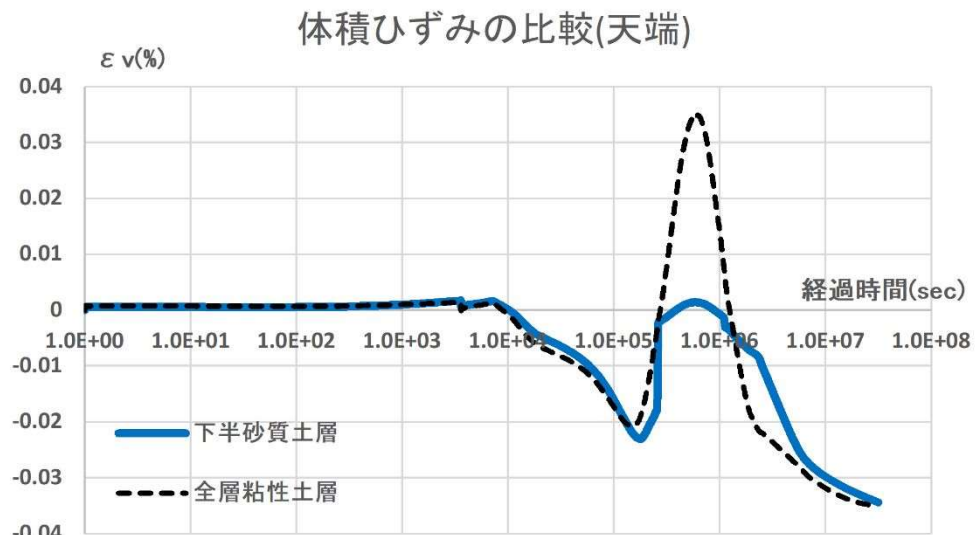
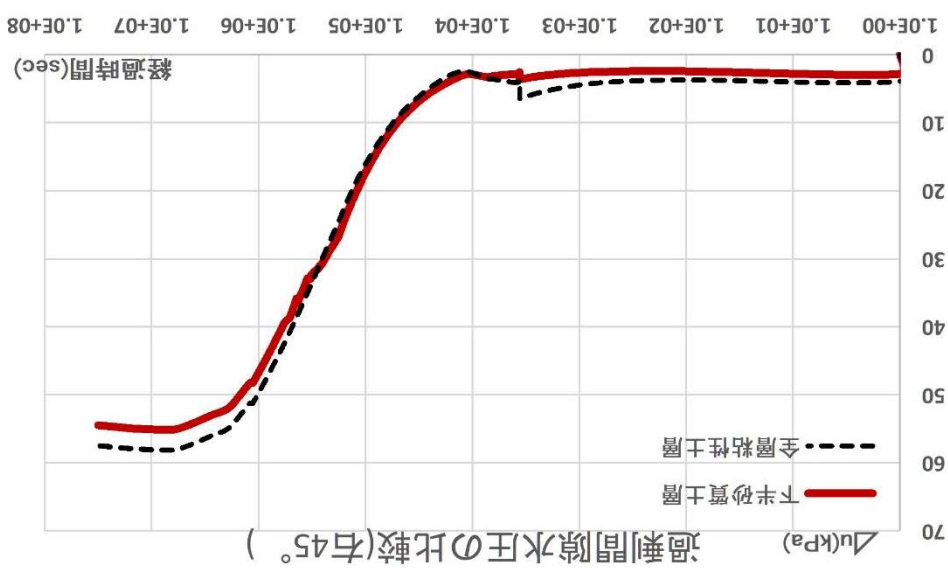
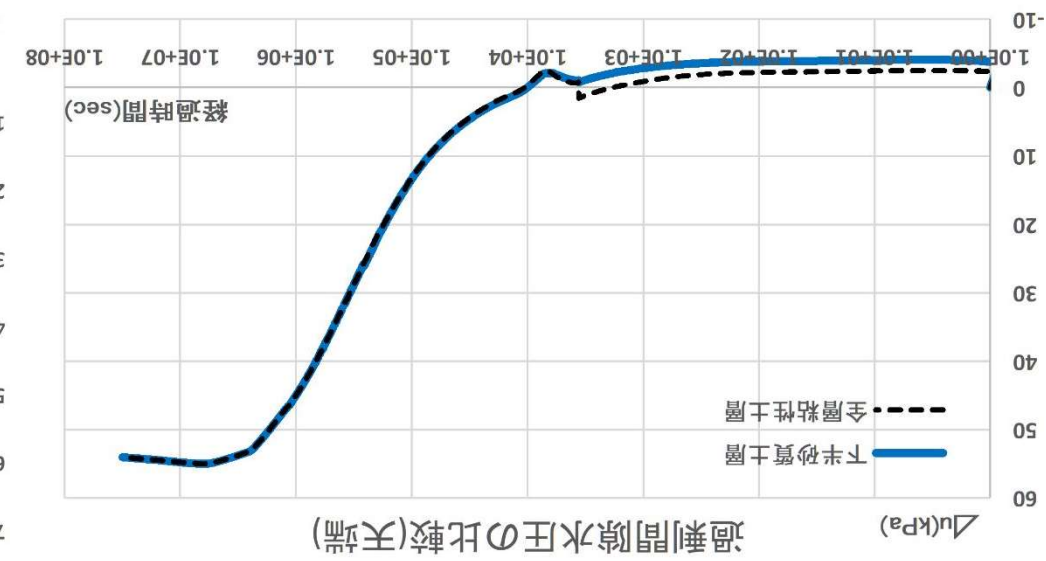
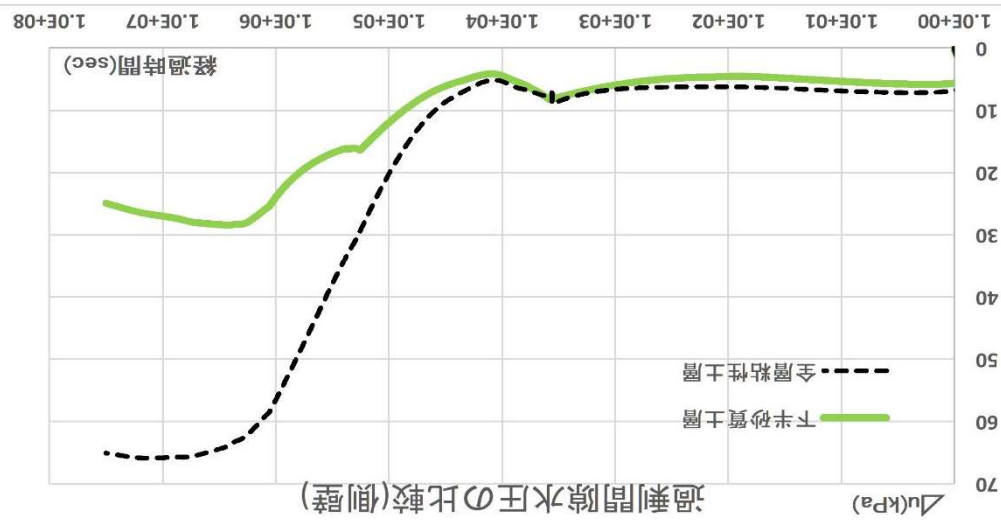
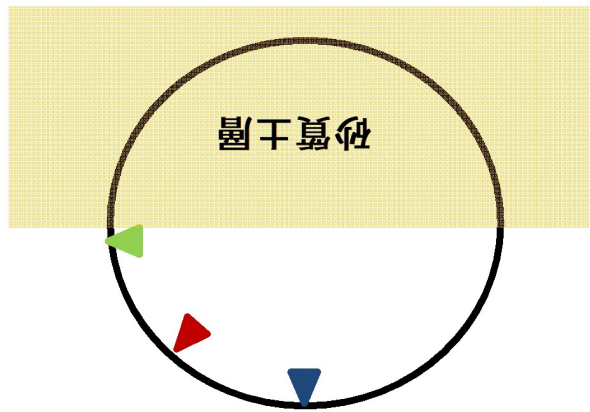
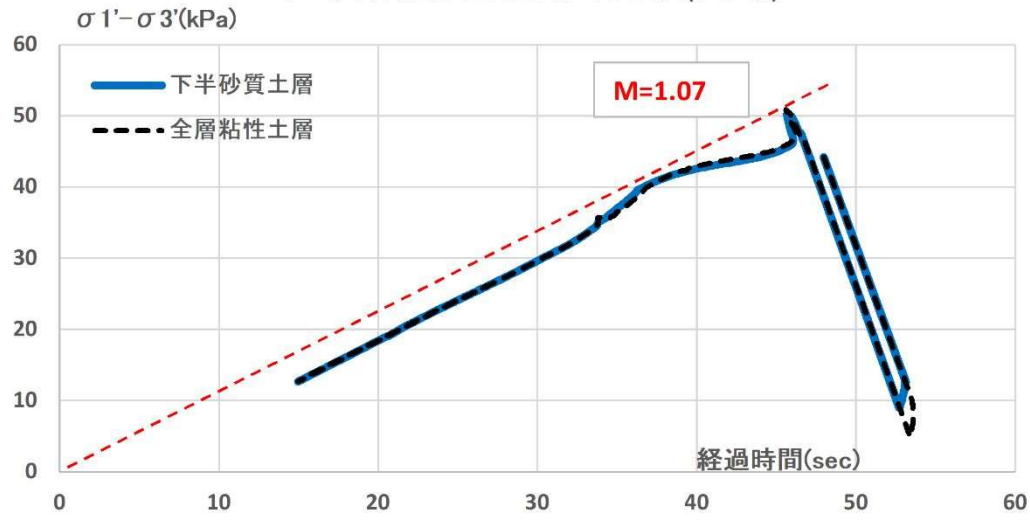


図 6.28 ケース A(全層粘性土層)とケース B(下半砂質土層)の比較(体積ひずみ  $\epsilon_v$ )

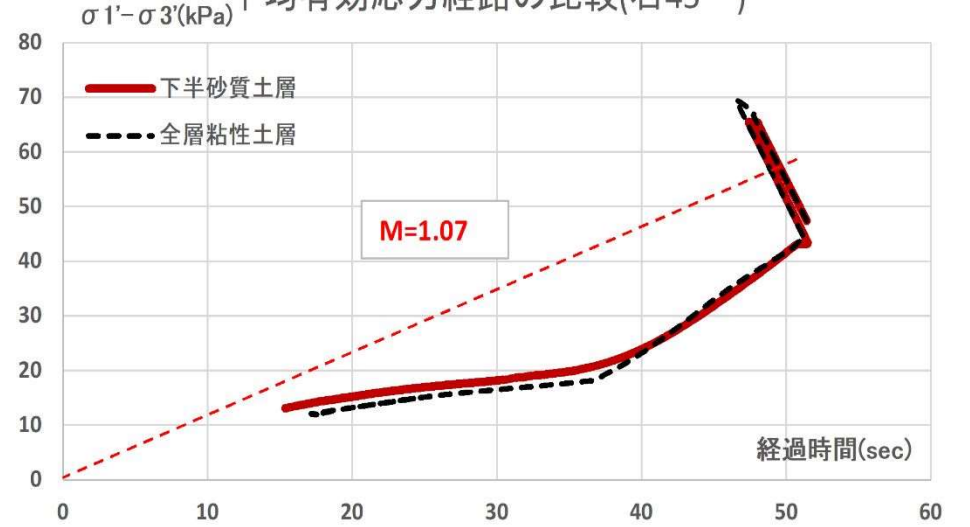
図 6.29 ケース A(全層粘性土層)とケース B(下半砂質土層)の比較(過剰間隙水圧 $\Delta u$ )



平均有効応力経路の比較(天端)



平均有効応力経路の比較(右45°)



平均有効応力経路(側壁)

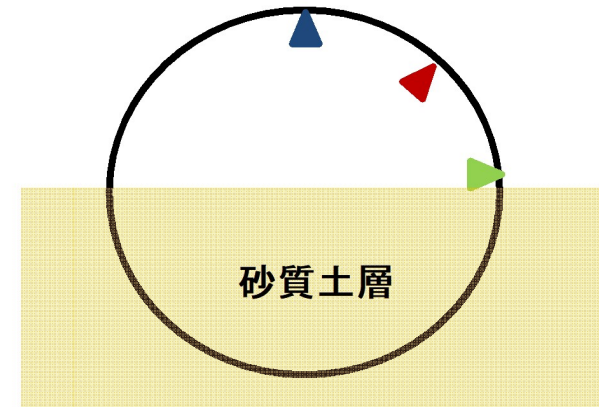
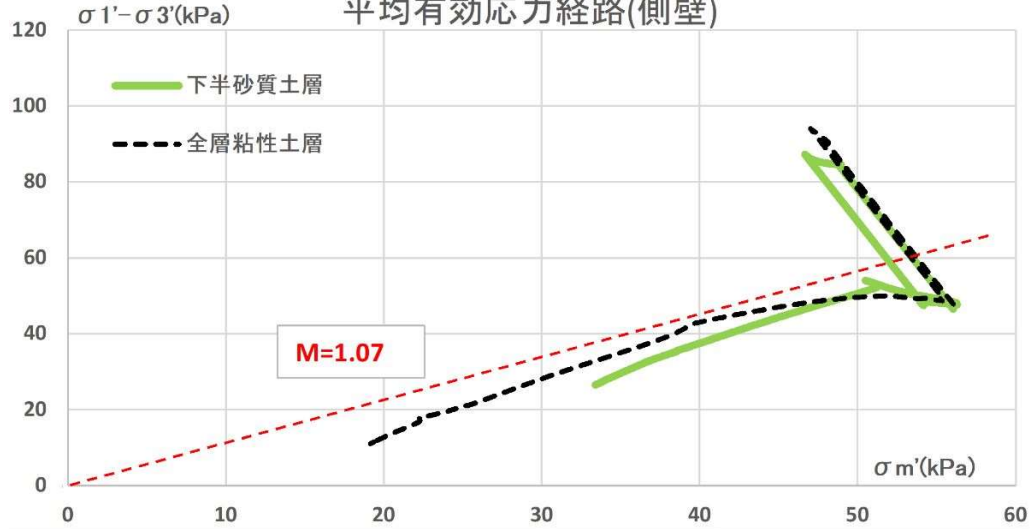


図 6.30 ケース A(全層粘性土層)とケース B(下半砂質土層)の比較(有効応力経路)

### 6.3 セグメントに対する作用荷重の推定

前項までに述べたシールドトンネルの掘削解析により得られたセグメント位置における支点反力が、トンネル施工時荷重による対象粘性土の長期圧密挙動を考慮したセグメントへの作用荷重となる。求められた支点反力について以下に整理、考察する。

#### 6.3.1 セグメント位置における支点反力

6.1.2 で述べたように、掘削解析において裏込め圧除荷と同時にセグメントの建て込み位置に支点を設けることで除荷後の地山挙動により生じる支点反力を求め、それをセグメントへの作用荷重と考えた。求めた支点反力の経時変化を図 6.31、図 6.32 に、トンネル右側断面の展開線上に反力を分布させた結果を図 6.33、図 6.34 に示す。図 6.34 は全層粘性土層の場合と下半砂質土層の場合の比較を示す。なお、支点反力の符号は鉛直方向では上向きがプラス、水平方向では右向きがプラスである。結果を以下に整理する。

- 1) 図 6.31 (a) に示す鉛直方向の反力について、各着目点とも時間経過とともに反力が増える傾向を示し、特に右 45°、右 135° では除荷後 1 か月辺りから急激に大きくなっている。側壁では当然ながら鉛直方向の反力は摩擦力(せん断剛性率  $G$ )に伴う程度で、ほとんど生じていない。図 6.31 (b) に示す水平方向の反力も同様の傾向を示すが、特に側壁の水平反力の経時的な増加が顕著であり、その傾向は他の着目点と異なり早期(除荷の 24 時間後辺り)から発生している。天端では水平反力はほとんど生じていない。
- 2) 図 6.33 に示す展開図上の分布をみると、鉛直方向の反力分布については裏込め圧除荷後 1 か月辺りまでは天端およびインバートで大きくなっているが、時間経過とともに右 45° 付近および 135° 付近で徐々に増加しており、特に右 45° 付近では 10 年後には天端を超える鉛直反力が生じている。水平方向の反力分布は除荷後から側壁付近が最大となり、時間経過とともに全体的に大きくなっているが、特に右 45° ~ 側壁 ~ 右 135° の範囲の増加傾向が顕著である。
- 3) 図 6.32 にはトンネルの下半が砂質土層のケース B の経時変化を示す。これを図 6.31 の全層粘性土層(ケース A)と比較すると、鉛直反力の経時的挙動は両者と大きな差異はないが、水平反力については側壁および右 45°、135° では除荷後の記念的な反力の増加は見られない。図 6.34 に掘削面上の反力分布を全層粘性土層の場合と下半砂質土層の場合を比較して見ると、(a)の下半砂質土層の場合は側壁を中心として右 45° (節点 18) から右 135° (節点 46) の範囲では明らかに水平反力が小さくなっている。

### 6.3.2 支点反力に対する考察

掘削解析により求められた支点反力について以下の考察がなされる。

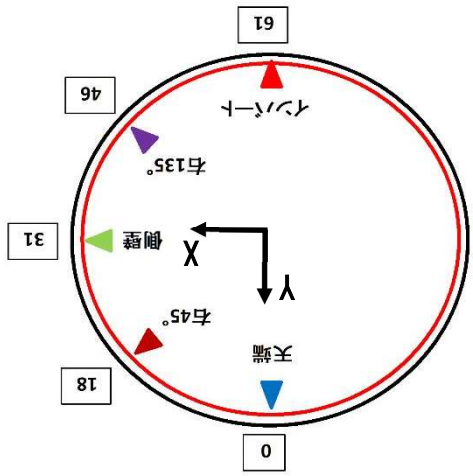
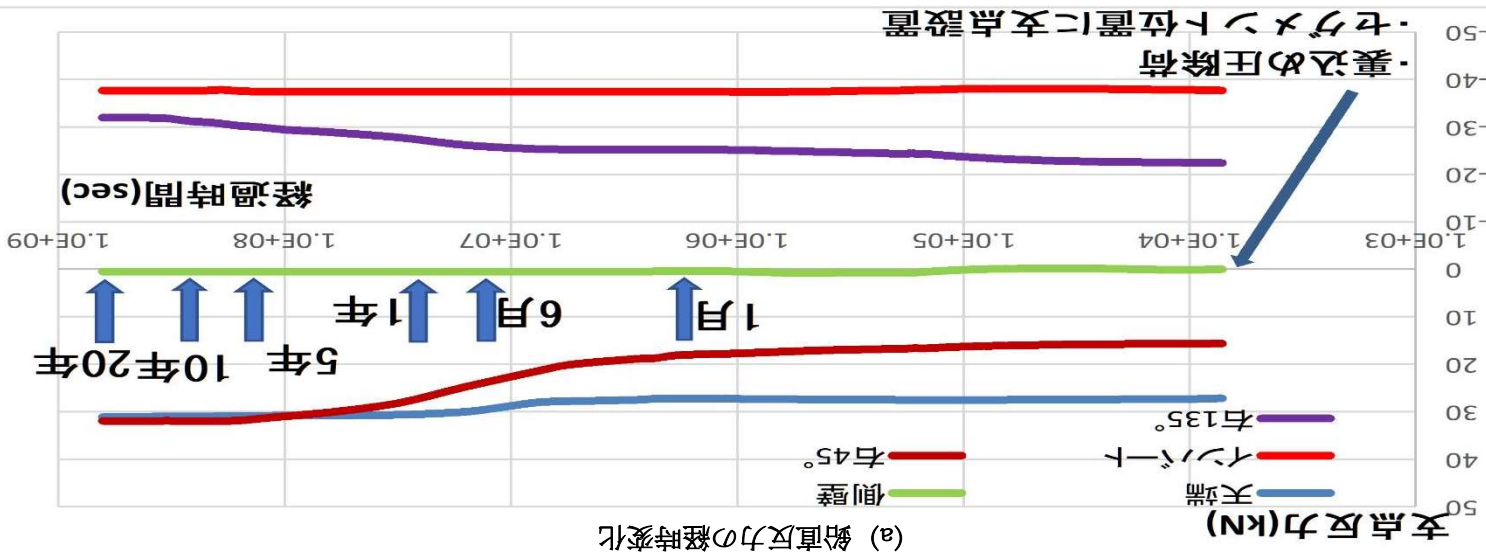
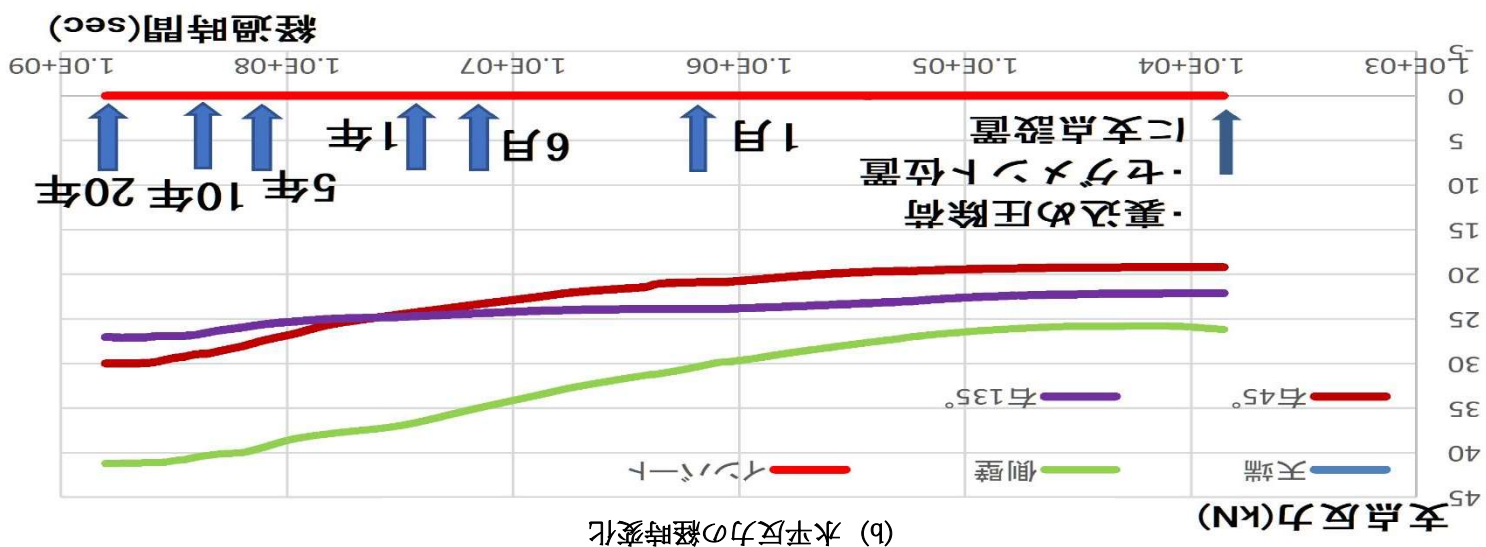
- 1) 支点反力の経時的な挙動については、裏込め圧除荷後から徐々に増加する傾向は図 6.6 に示した過剰間隙水圧の増加傾向と一致する。しかし、右 45°、右 135° では除荷後 1 か月辺りから増加の速度が大きくなっており、この時期に収束傾向を示す過剰間隙水圧の挙動と相反している。ただ、図 6.3、図 6.4 に示す鉛直、水平ひずみの経時挙動をみると、右 45° 右 135° では除荷後 1 か月以降も漸増する傾向を示しており、さらに図 6.12 の粘性土の変位量の経時挙動についても各着目点とも除荷後 1 か月以降も漸増している。このことから、時間経過とともに過剰間隙水圧は消散するが、今回のように粘性土層が非常に厚い場合消散に時間を要し、有効応力がなかなか回復しないため、その間にひずみが増加し、変位が大きくなることでセグメントに作用する荷重が増加するものと考えられる。特に右 45°、右 135° では図 6.35 に示した変位の展開図をみても、鉛直変位、水平変位とも支点の 7 番から 25 番および 35 番から 55 番辺りで大きくなっており、前者の範囲で最大値を示している。さらに時間経過とともに同じ範囲における変位の増加量が大きくなっている。この挙動について除荷後 20 年時点の鉛直、水平変位を重ねて示したものが図 6.36 である。これを見ると天端と側壁間では天端に近い位置で水平変位が鉛直変位より大きく、側壁に近づくに従って鉛直変位のほうが大きくなっている。さらにインバートと側壁間ではインバート下方地盤のリバウンドの影響を受けて鉛直変位と水平変位はほぼ同じ大きさになっている。これを模式的に示すと図 6.37 のような挙動になり、これは掘削面上の粘性土がセグメント表面に沿って接線方向に移動していることを示している。したがって、前述したように有効応力の回復の遅れによって粘性土のひずみが継続的に増加し、それに伴って掘削面上の粘性土がセグメント表面に沿って移動し、右 45° 辺りで土圧が大きくなる可能性が推察される。
- 2) 掘削面上に展開した鉛直反力の分布状態で右 45° 付近および右 135° 付近が大きい要因は 1) で述べたように有効応力の回復遅れによるひずみの増大とそれに伴う粘性土の変位(セグメント表面に沿った移動)によるものと考えられる。特に、右 45° 付近が大きくなる要因は図 6.12 の粘性土の変位が鉛直、水平方向ともに右 135° より大きくなっているためと考える。水平反力は側壁付近で最大となり、側壁～インバート間よりも側壁～天端間のほうが大きくなっている。この要因も鉛直反力のそれと同じと考える。
- 3) 支点反力の大きさは支点の集中荷重のため(kN)であるが、これを分布荷重に換算すると、トンネルの掘削径が 5.0m で円周長は約 15.71m、支点が 120 点あるので支点間長は  $15.71/119=0.13\text{m}$  となり、平面ひずみ場では奥行きは単位幅 1.0m なので 1 支点の分担面積は  $0.13 \times 1.0=0.13\text{m}^2$  となる。この分担面積で天端の 10 年後の鉛直支点反力値 32kN を割ると 246kPa となり、初期の全土被り荷重 208kPa より 18%ほど増加していることになる。セグメント継手からの漏水による圧密現象に対して遠心模型実験を

行った研究<sup>1)2)</sup>では、供用後12年が経過したセグメント天端の鉛直土圧は最大1.25倍にまで増加するとしており、今回の結果と概ね一致している。

- 4) 図6.31および図6.32の経時変化図で、右45°と右135°だけ鉛直、水平反力とも裏込め圧を除荷すると同時にセグメント位置に支点を入れた直後に大きな反力値を示している。この要因は解析ステップでセグメント位置への支点を設ける方法上の問題と考える。支点の設置は裏込め圧除荷と同時に行うが、その時掘削面の変位は掘削による応力解放で生じた変位を保持期間(無支保の状態)を挟んだのち、裏込め圧の荷重で押し戻すような経過を辿っているため、掘削面上の変位は場所によってはセグメント位置より内面に張り出している可能性があり、支点設置時にその変位を強引に押し戻すことになる。そのため、右45°、右135°において支点設置直後の反力が過大になっているものと考えられる。図6.38に支点設置直後からの掘削面の支点反力分布を示すが、内圧(裏込め圧)除荷直後に鉛直方向は節点15前後、および節点50前後で、水平方向は節点20前後および節点43前後で突出して大きくなっているが、3日後には概ね収束している。これはセグメント表面に沿った粘性土の移動が生じて、応力の再配分が行われたことによると推定される。そして、その後時間経過とともに図6.33に示した反力の増加傾向へ移行していくものと考えられる。
- 5) 解析上支点を設けたセグメント位置と地山の間には不連続要素(ジョイント要素)を入れている。この理由は地山の挙動が支点に拘束されることを防ぐためである。ただ、1)で述べたセグメント表面に沿った粘性土の移動量はこの要素の剛性により影響を受けることとなる。ジョイント要素の設定剛性は圧縮を無限大、引張は無抵抗、せん断はせん断剛性率( $G_0 = E_0 / 2(1 + \nu)$ )を採用している。図6.39にGと除荷後1か月の右45°における掘削面上粘性土の変位量の相関を示す。横軸は与えたGとG<sub>0</sub>の比を取っている。掘削面上の位置によって粘性土を移動させようとする力の方向が異なるため、せん断剛性の差異による影響も異なるが、図6.39を見る限り、G/G<sub>0</sub>をいま仮定している1.0より小さくすると鉛直、水平変位と2倍以上に急増し、1.0より大きくすると変位量は漸減することが分かる。一般的にセグメント表面と地山の間には裏込め材としてモルタル等を充填するため、地山とモルタル間やモルタルとセグメント間の摩擦が複雑に絡み合い、せん断剛性を適切に評価することは難しく、個別のシールドトンネルによってセグメント表面の地山挙動は変化するものと考えられる。本研究ではシールドトンネルの施工時荷重による二次圧密に伴って、セグメント表面の粘性土が移動することによりセグメントに与える増加荷重を求め、セグメントへの評価するものであり、今回仮定しているG/G<sub>0</sub>=1.0も生じ得るひとつのケースと考える。
- 6) 全層粘性土層の場合(ケースA)と下半砂質土層の場合(ケースB)の比較において、下半砂質土層の場合に側壁を中心として右45°から右135°の範囲の水平反力が経年的な増加が小さく、除荷後1年の値も側壁では10kN以上小さくなっている。この要因はトンネルスプリングラインより下方が強度の高い砂質土層で、トンネル掘削に伴う

リバウンド現象は生じるが全層粘性土層の場合と異なりセグメント表面に沿った斜め上方への土の移動が小さいことが挙げられる。土の斜め上方への移動が小さくなると全層粘性土層の場合に生じていた側壁付近での応力の集中がなくなり、結果として水平方向の作用土圧が小さくなると考えられる。

図 6.31 セグメント位置における支点反力の経時変化(全層粘性土層)





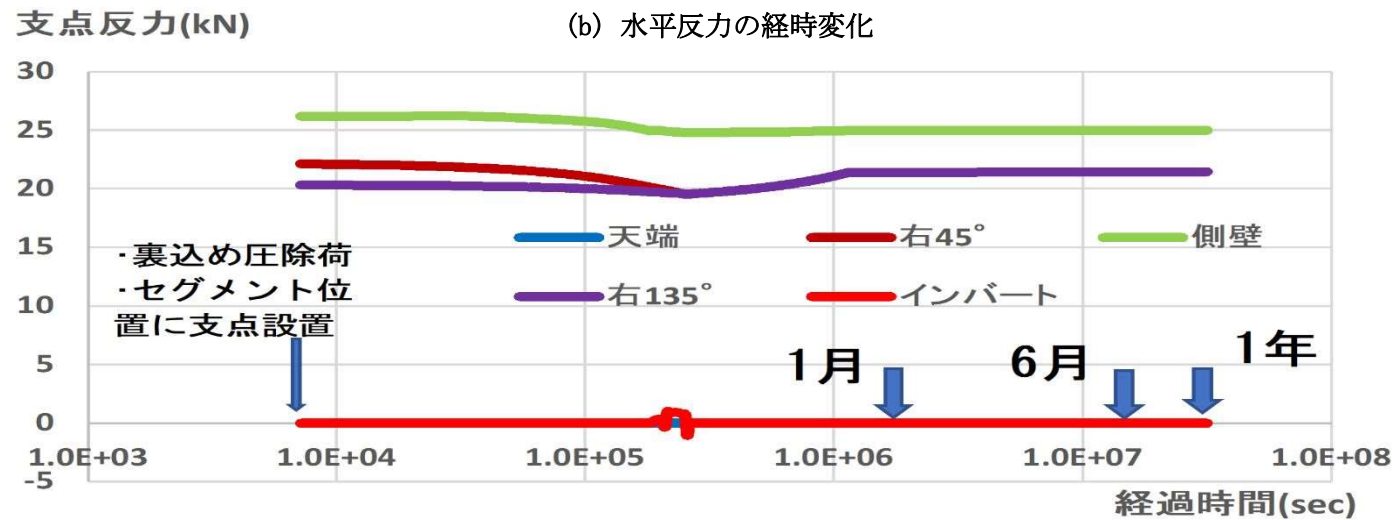
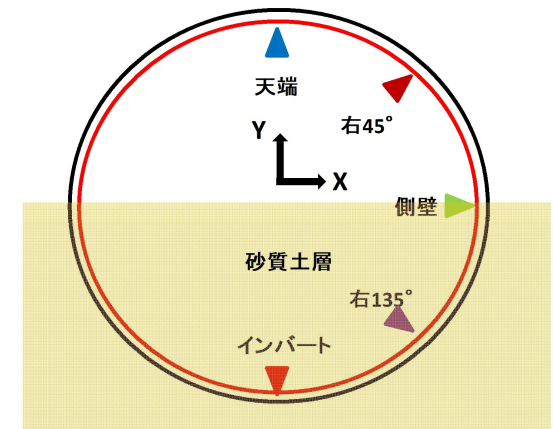
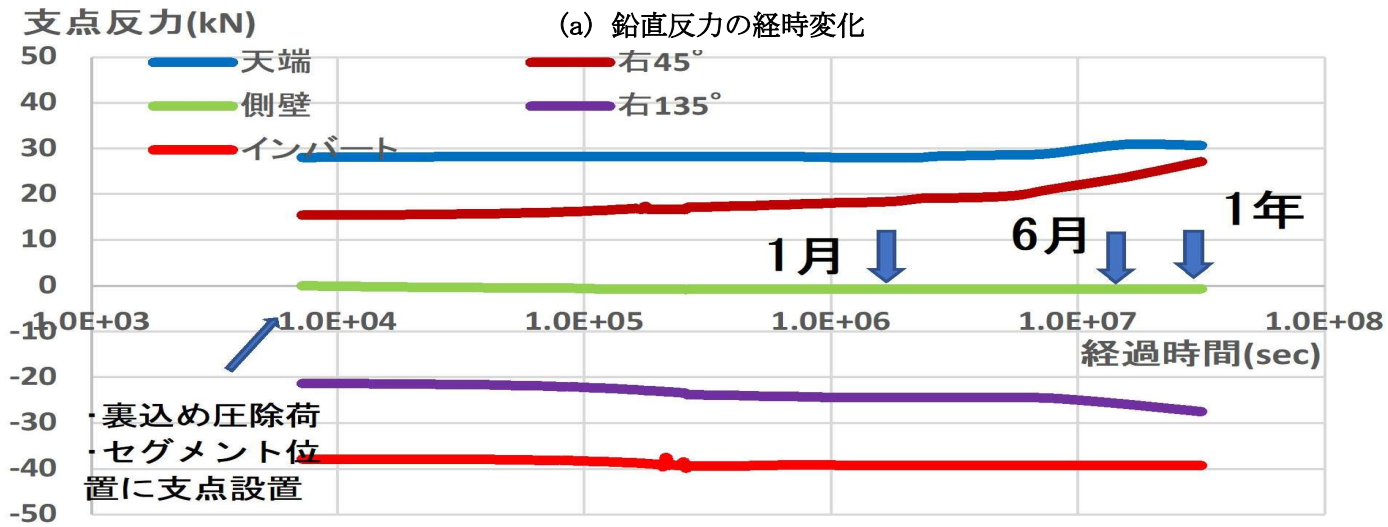
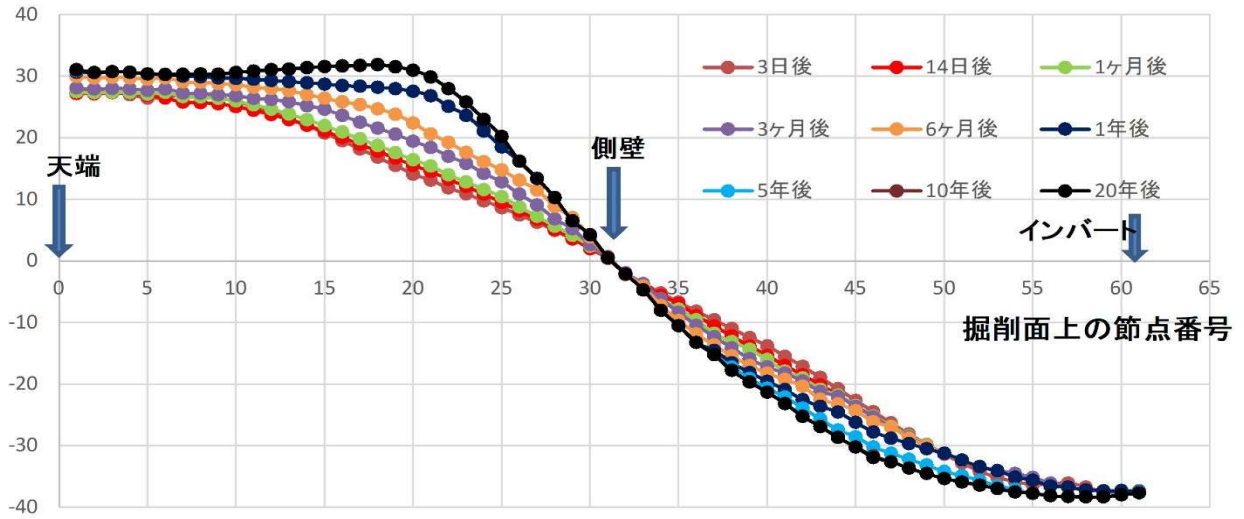


図 6.32 セグメント位置における支点反力の経時変化(下半砂質土層)

### 支点反力(鉛直)

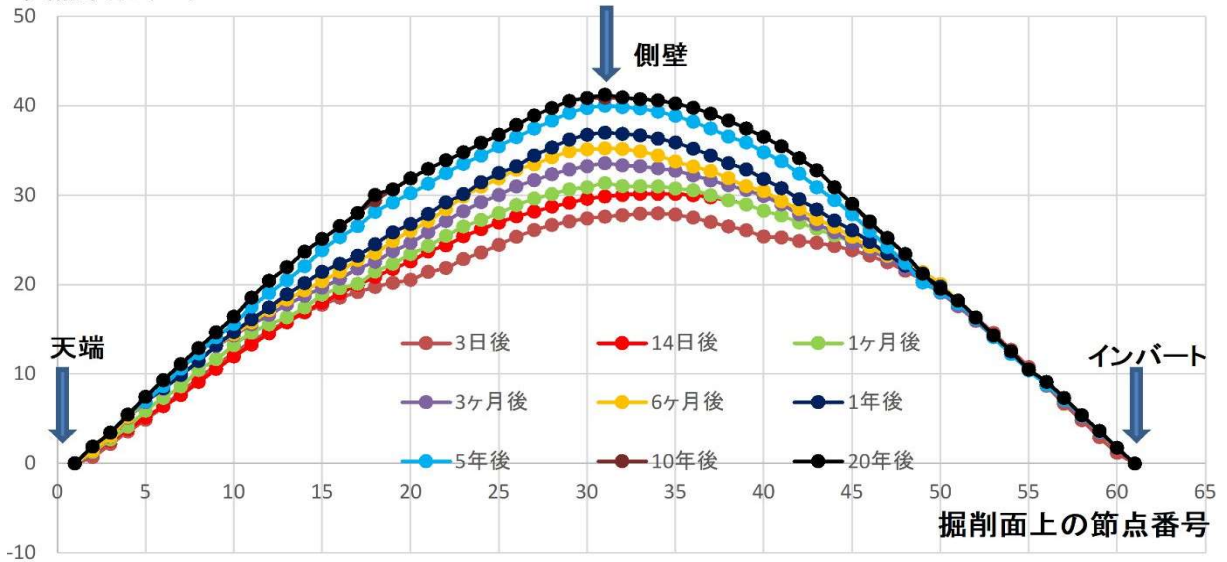
支点反力(kN)



(a) 鉛直反力

### 支点反力(水平)

支点反力(kN)



(b) 水平反力

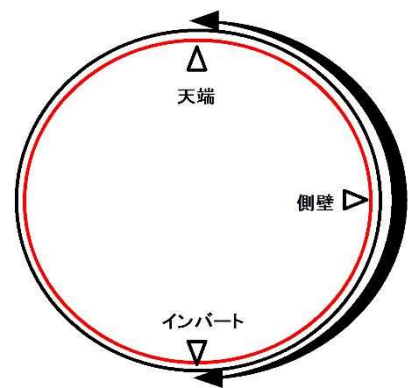
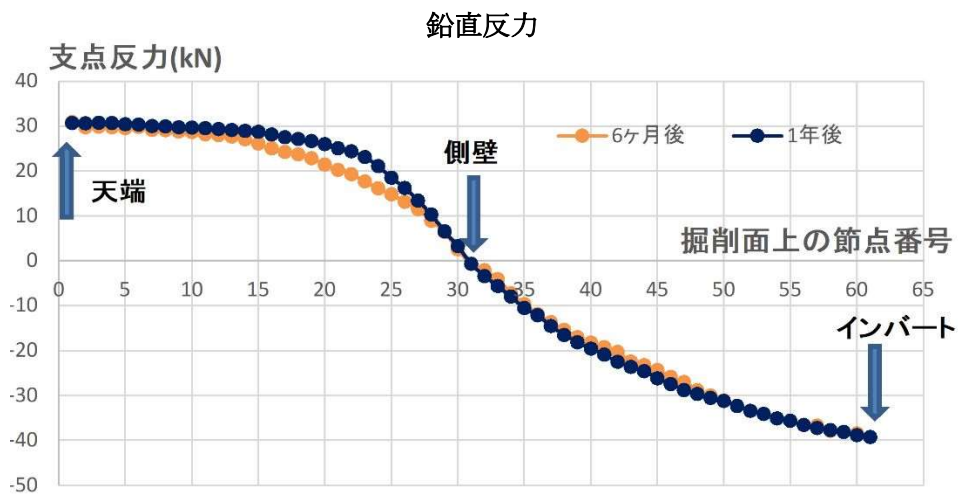
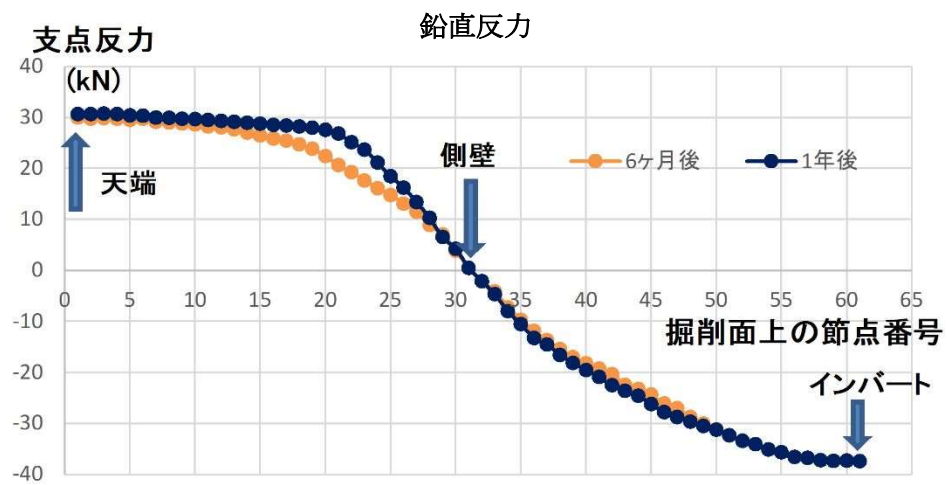


図 6.33 掘削面展開図(右側半断面)上の支点反力分布(全層粘性土層)



(a) 下半砂質土層



(b) 全層粘性土層

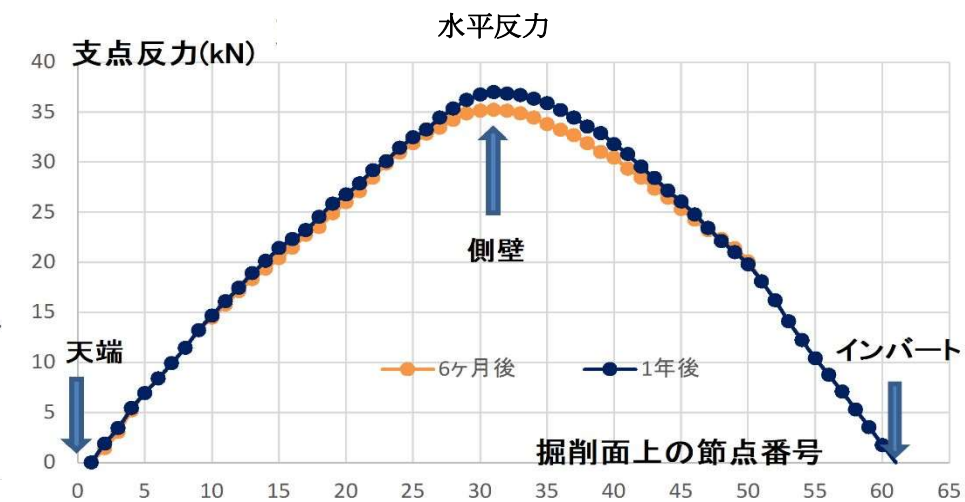
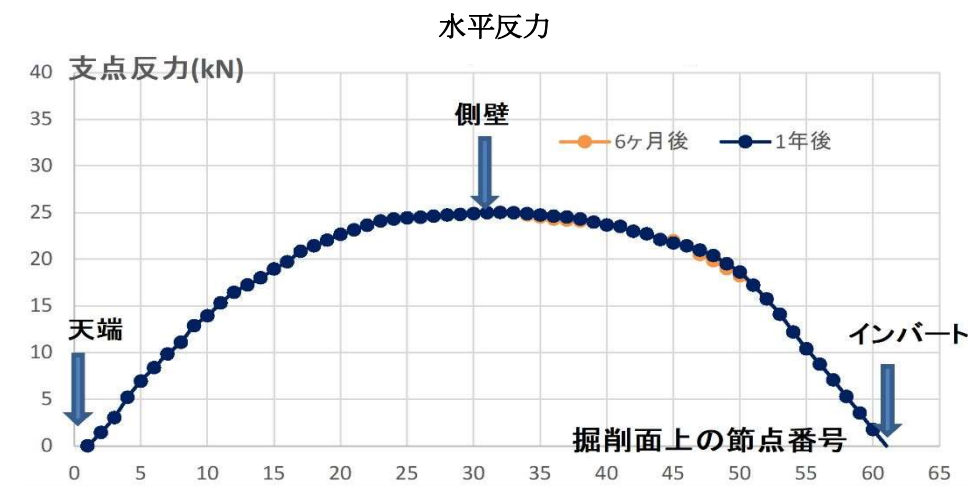
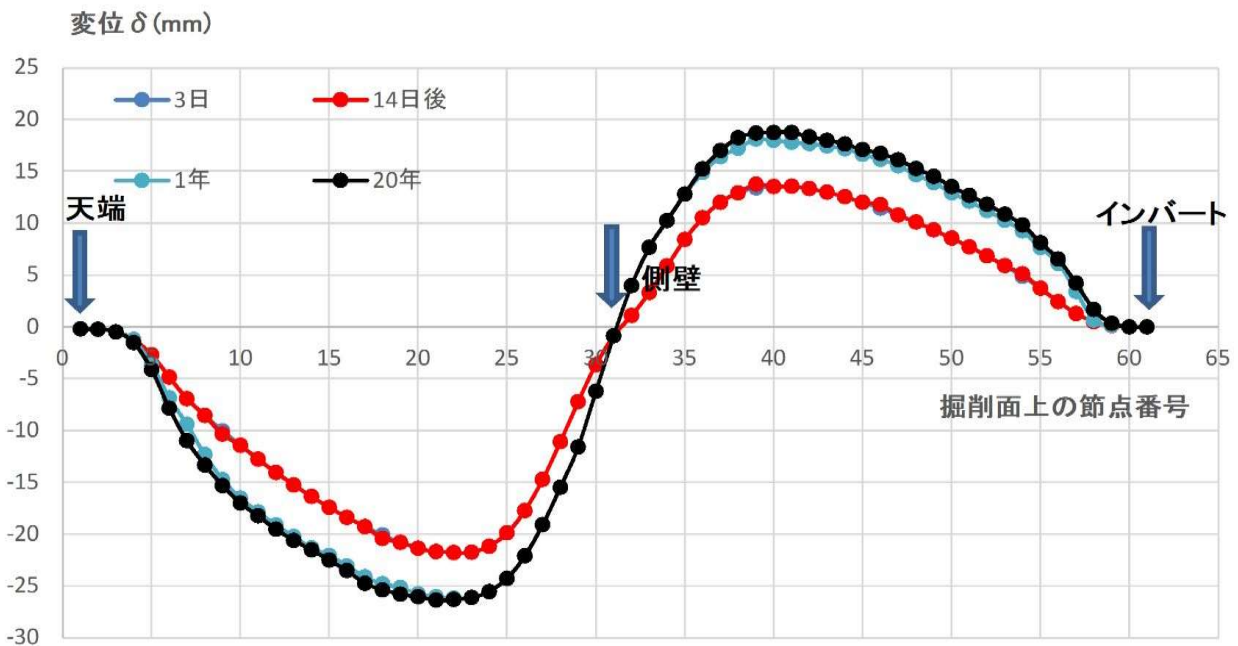
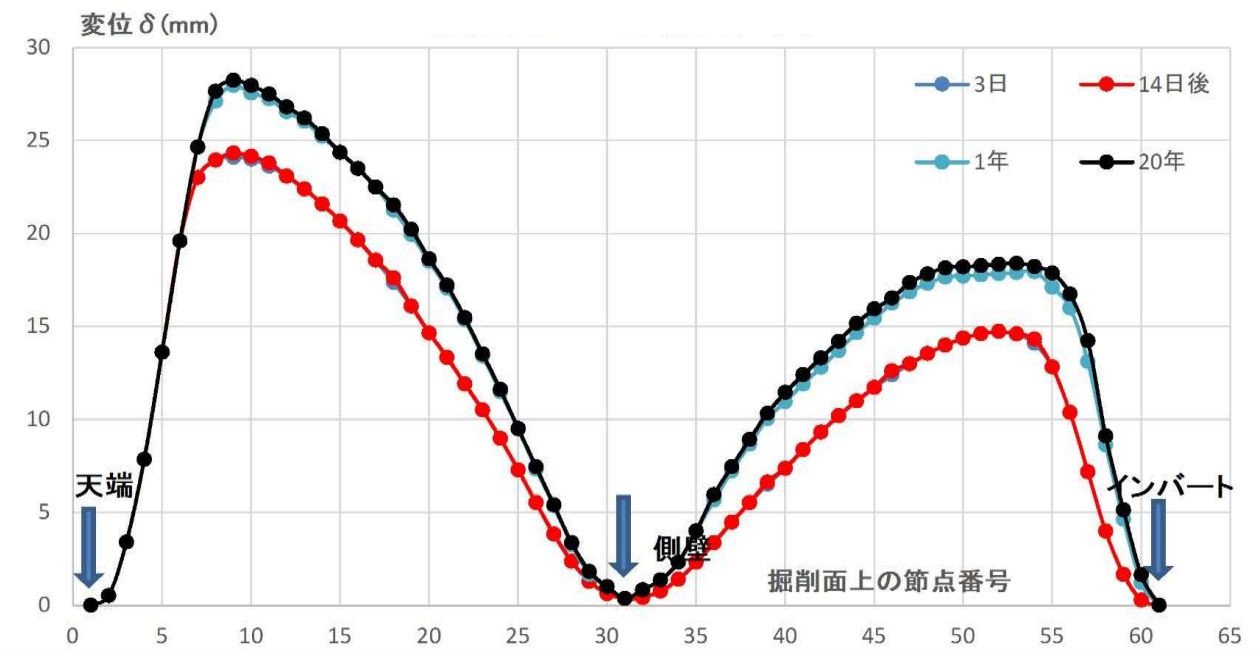


図 6.34 掘削面展開図(右側半断面)上の支点反力分布の比較



(a) 鉛直変位



(b) 水平変位

図 6.35 掘削面展開図(右側半断面)上の粘性土の変位分布(全層粘性土層)

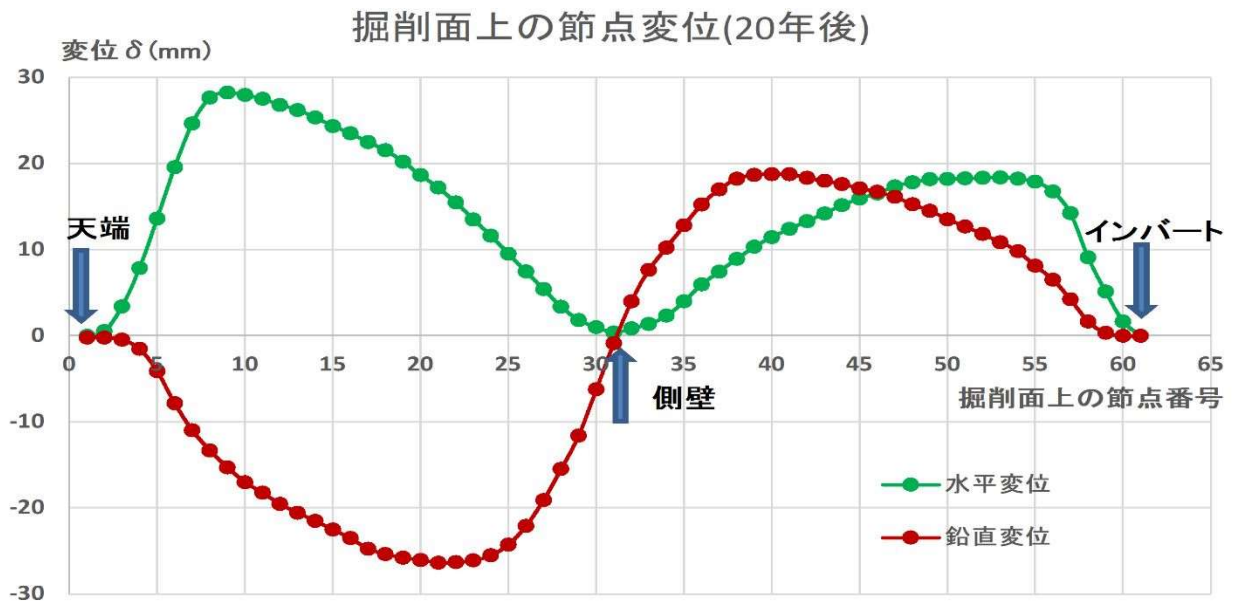


図 6.36 掘削面展開図(右側半断面)上の粘性土の変位分布(全層粘性土層)  
[裏込め圧除荷後 20 年、鉛直、水平変位を重ねて表示]

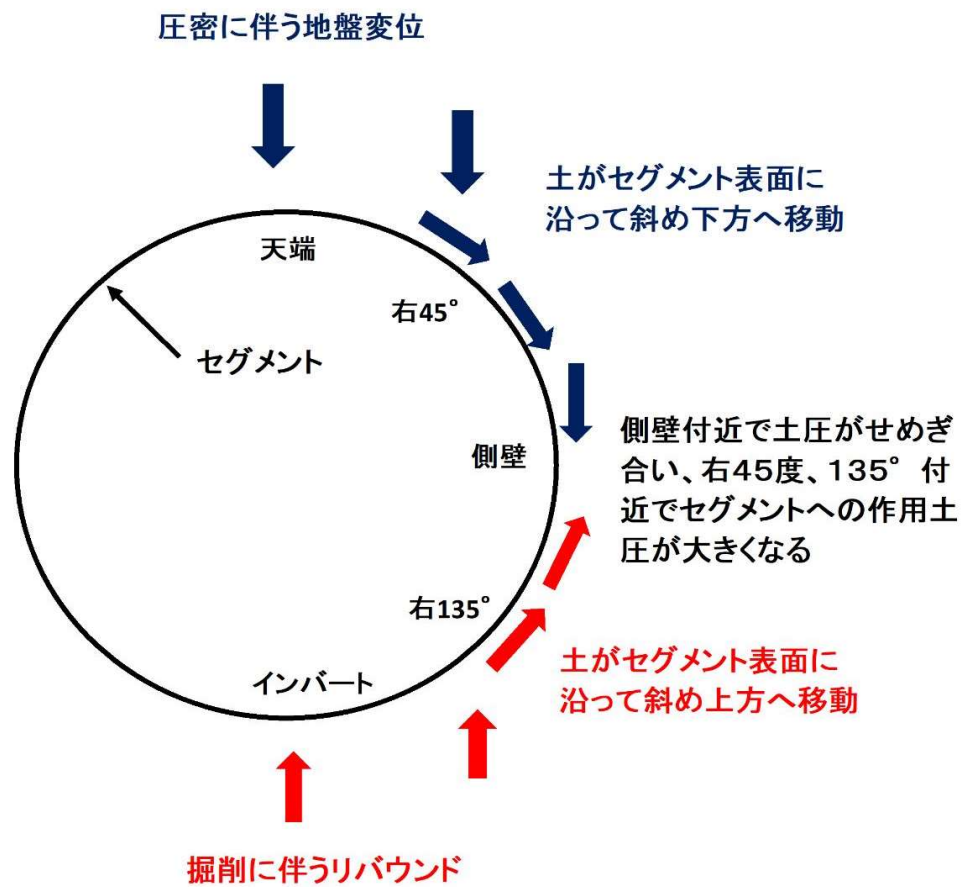


図 6.37 掘削面上の土の移動イメージ図

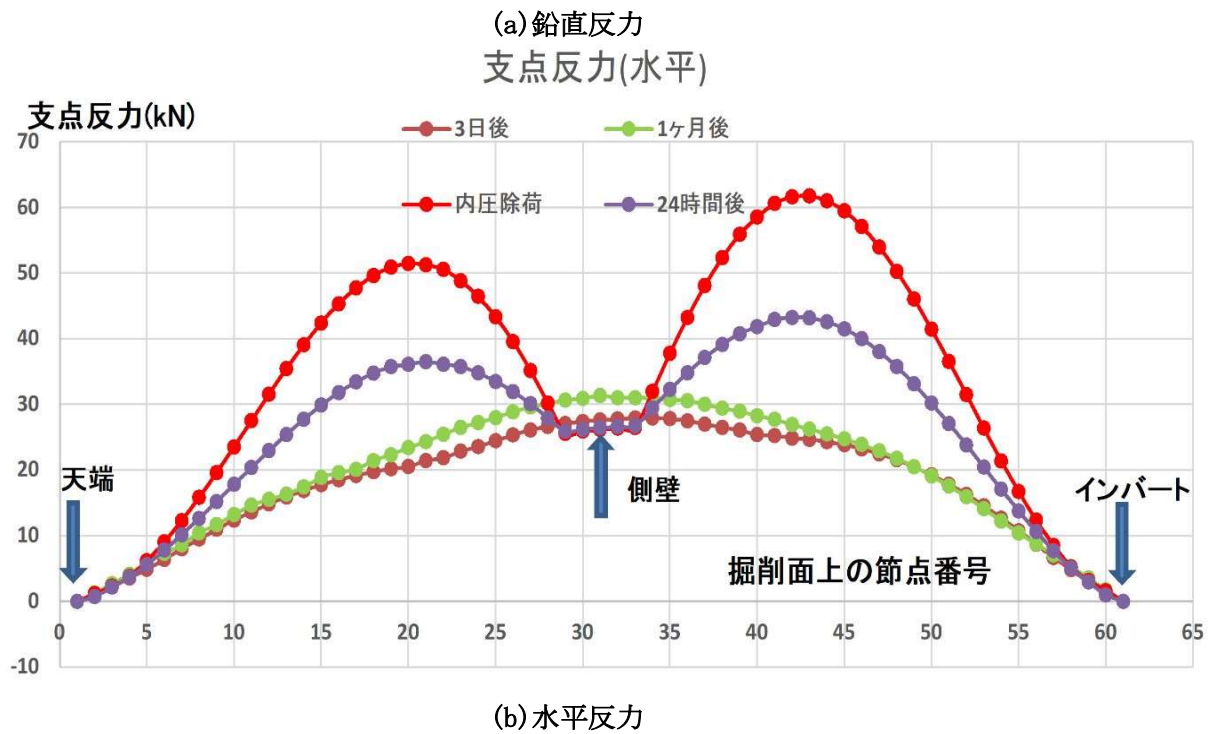
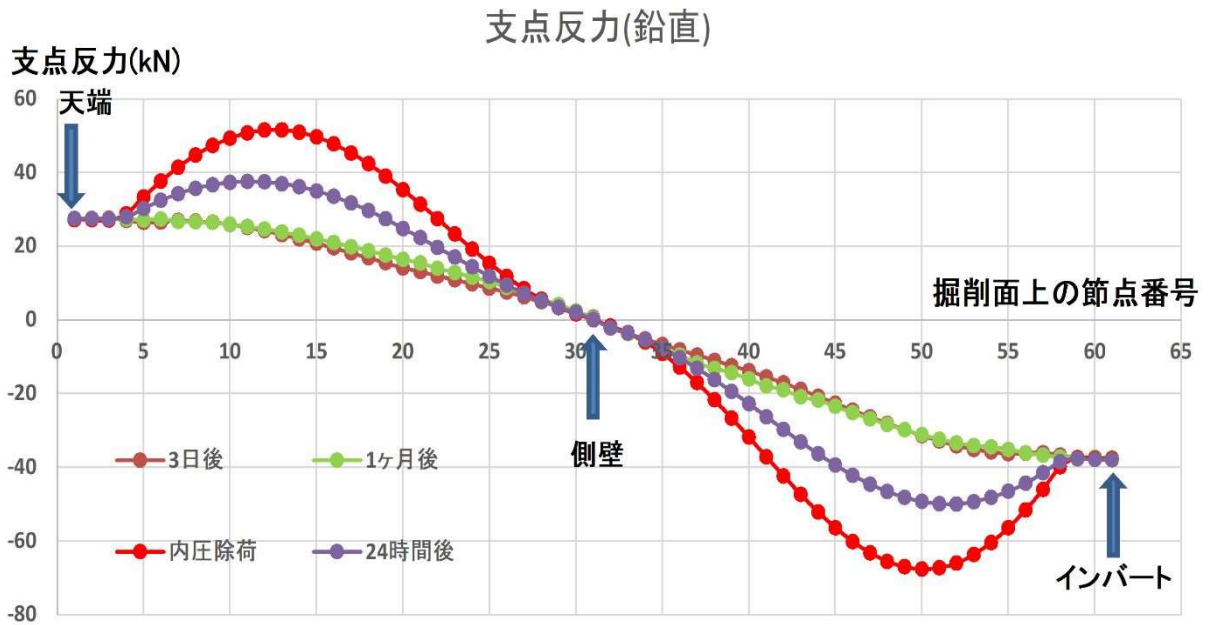


図 6.38 掘削面展開図(右側半断面)上の支点反力分布(除荷直後~1 か月)

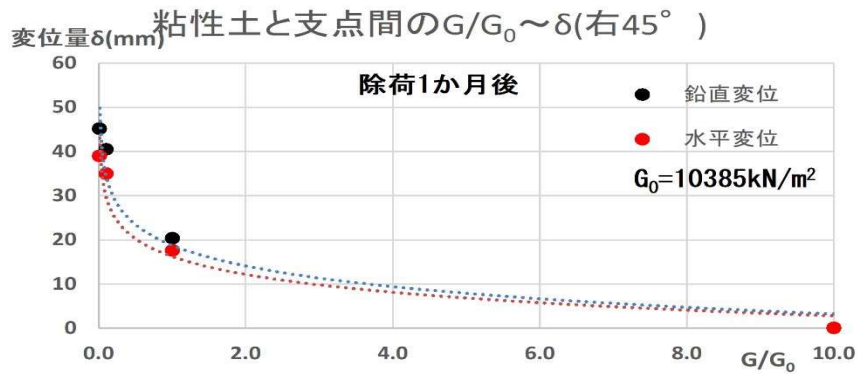


図 6.39 地山と支点間に適用しているジョイント要素のせん断剛性(G)と地山変位量の関係

## 6.4 まとめ

三軸試験および供試体要素モデル解析の結果から得られた対象粘性土のパラメータを用いたトンネルの掘削解析により、以下の事項が確認された。

1. 掘削解析で確認されたトンネル掘削時から裏込め圧除荷時までのトンネル天端付近の粘性土の挙動は、掘削時の応力解放により天端の粘性土は鉛直方向に伸張し、水平方向に収縮、裏込め圧を載荷するまでの期間(無支保状態)に伸張、収縮が進行、裏込め圧載荷によって伸張、収縮ひずみは概ね回復するが、一部塑性ひずみ化し、除荷後長期に渡って鉛直方向の圧縮、水平方向の膨張現象が継続している。この挙動は4章、5章で述べた三軸試験結果および要素モデルの解析結果と一致しており、3章で仮定したトンネル施工時荷重の考え方(掘削時の応力解放を伸張側のせん断力載荷、裏込め圧作用時を圧縮側のせん断力載荷と仮定)が適切であったことを裏付けている。
2. 裏込め圧除荷後の天端付近の長期挙動については、トンネル全断面が対象の粘性土層内に位置する場合、鉛直方向圧縮、水平方向膨張、体積収縮の挙動は除荷後6ヶ月～1年程度継続することが確認された。三軸試験では除荷後21日程度の期間しか確認できていないが、除荷後の傾向は概ね一致しており、二次圧密速度( $\alpha$ )も比較可能な除荷後14日までは一致している。このことから掘削解析の結果が妥当なものと仮定すると、除荷後の粘性土の二次圧密挙動が収束に向かうのは6ヶ月から1年後以降となり、20年後でも過剰間隙水圧が完全に消散しないという結果になっている。この要因はトンネル下半以深を砂質土層と考えたケースBとの比較から分かるように、粘性土の層厚が非常に大きく、排水距離が長いことによるものと考えられる。
3. 1および2で述べた天端付近の解析結果が三軸試験結果と一致していることから、掘削面上の天端以外の着目点の挙動も信頼できるものと考えられる。確認できた特徴的な挙動は、掘削時から裏込め圧除荷時までは、側壁付近では天端付近とは逆に鉛直方向に圧縮し、水平方向に膨張すること、インバートでは天端と類似した挙動を示すが掘削による下部地盤のリバウンドの影響を大きく受けて、ひずみ量は天端と比較して小さく、体積の変化はほとんど生じていない。除荷後の長期挙動は、側壁およびインバートでは天端と同様の挙動を示すが、右45°付近および135°付近では鉛直方向に膨張し、水平方向に収縮している。この現象を起こしている要因は右45°付近では二次圧密の進行に伴いセグメント表面に沿って粘性土が右下方に移動していること、右135°付近ではリバウンドの影響が大きく粘性土がセグメント表面に沿って右上方に移動しているためと推定される。
4. 図6.33に示したセグメント位置の支点反力分布で右45°付近および右135°付近が大きくなる要因は、3でも述べたように長期的な圧密進行に伴ってセグメント表面に沿った土の移動が生じていることによると考える。図6.38にそのイメージを示す。除荷後の過剰間隙水圧の増加によって粘性土の強度は低下し鉛直方向の圧縮変形が大

きくなる。その挙動に対してセグメントが障害物となって粘性土はセグメント表面に沿って斜め下方に移動する。一方でトンネル下方地盤では応力解放に伴うリバウンド現象が生じ、トンネル下方の粘性土は持ち上がろうとするが、ここでもセグメントが障害物となって粘性土は水平方向へ拡がりながらセグメント表面に沿って斜め上方へ移動する。そして両者が側壁付近でせめぎ合うこととなり側壁付近の水平土圧が大きくなり、それに伴って側壁を挟んで右 45° 付近から右 135° 付近までの支点反力が増大すると考える。図 6.32 に示した下半砂質土層のケースで側壁を中心に右 45° から 135° の範囲で除荷後の水平反力の増加量が全層粘性土層のケースと比較して小さいことは、前述した土の挙動を裏付けていると考える。

5. トンネル施工時荷重(掘削時の応力解放、裏込め圧载荷)除荷後の粘性土は過剰間隙水圧の上昇による有効応力の低下に伴ってひずみが大きくなり、図 6.38 に示す平均有効応力( $\sigma_m$ )と体積ひずみ( $\epsilon_v$ )の関係をみると、天端、側壁、インバートとも有効応力の回復過程(図中の円囲い点)ではひずみの変化は非常に小さくなっている。また、図 6.31 に示した支点反力の経時変化でも有効応力の回復期(除荷後 6 ヶ月~1 年以降)ではほとんど増加していない。これらのことから、過剰間隙水圧の上昇によって有効応力が低下し、粘性土のひずみが増加、その影響でセグメント表面の粘性土が移動することで支点反力が大きくなるが、過剰間隙水圧の消散、有効応力の回復により支点反力が大きくなることはないと考えられる。

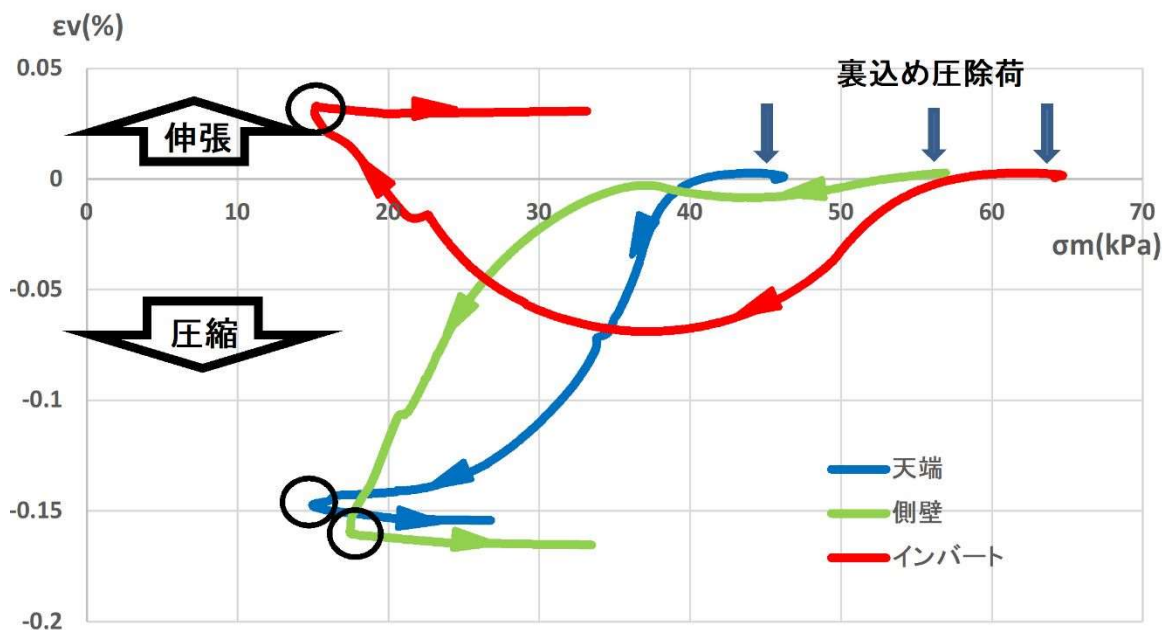


図 6.38 体積ひずみ( $\epsilon_v$ )と平均有効応力( $\sigma_m$ )の関係(裏込め圧除荷後)



## 参考文献

- 1) 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.
- 2) 有泉毅, 金子俊輔, 塩治幸男, 山崎剛, 日下部治: 軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネルの長期荷重に関する解析的研究, 土木学会論文集 No. 799/Ⅲ-72, pp. 89-108, 2005.
- 3) 村山朔郎: 土の力学挙動の理論, 技報堂出版, pp. 501-600, 1990.
- 4) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Specialty Session 9, 9<sup>th</sup> ICSMFE, pp. 229-238, 1977.
- 5) 網干 寿夫, 松田 博(1981): 粘土の二次圧密と沈下解析, 土と基礎, Vol. 29, No. 3, pp19~24
- 6) 阪神高速道路(株), 1988, 湾岸線甲子園地区長尺ボーリング調査資料
- 7) Hermann Kastner, 金原弘(訳): トンネルの力学:, pp. 37-64, 1974
- 8) 株MIDASITGTS: GTS NX ANALYSIS MANUAL, p263, 1999
- 9) 赤井浩一, 佐野郁雄: 二次圧密における粘性土の状態変化, 土木学会論文集, No. 364/Ⅲ-4, pp123-131, 1985.
- 10) Tanaka. H: Consolidation behavior of natural soils around pc value, soils and Foundation, Vol. 45, No. 3, pp83-95, 2005

## 第7章 セグメントへの影響評価

6章で推定したシールドトンネルの掘削解析により得られたセグメントへの作用荷重に基づき、対象粘性土内に敷設されたシールドトンネルセグメントが二次圧密の影響を長期的に受けたときに構造的にどのような挙動を示すのかについて、構造解析により検討する。

### 7.1 検討方法

セグメントに対する影響度の検討方法は下記の2方法を適用する。

- (A) 円環構造による骨組解析法
- (B) 平面ひずみモデルによる数値解析法

#### 7.1.1 円環構造モデルによる骨組解析法

##### 1) 検討モデル

セグメント設計の考え方は図7.1(再掲)に示す円環構造モデルを用いた骨組解析が基本となっている。円環構造モデルには(a)に示すような剛性を一様としたモデルと、セグメントのピース間継手をヒンジ接合と仮定したモデル(b)、ならびにセグメントのピース間およびリング間の継手をバネ構造としたモデル(c)がある。継手の変形性能に期待してセグメントリングの許容変形量を大きくすることでセグメント部材への応力の負担を小さくする点においてはモデル(c)が有効であり、地震時の設計など大きな荷重や偏荷重が想定される場合はモデル(c)を採用することが多い。今回の解析では対象粘性土層内に敷設されたシールドトンネルのセグメントが、トンネル施工時荷重による粘性土層の二次圧密に伴う増加荷重を受けることで、どのような影響があるのかを捉えることを目的としており、セグメント部材に発生する応力が厳しくなる条件で行う必要がある。そのため、モデル(a)の剛性一様のリング構造を採用する。

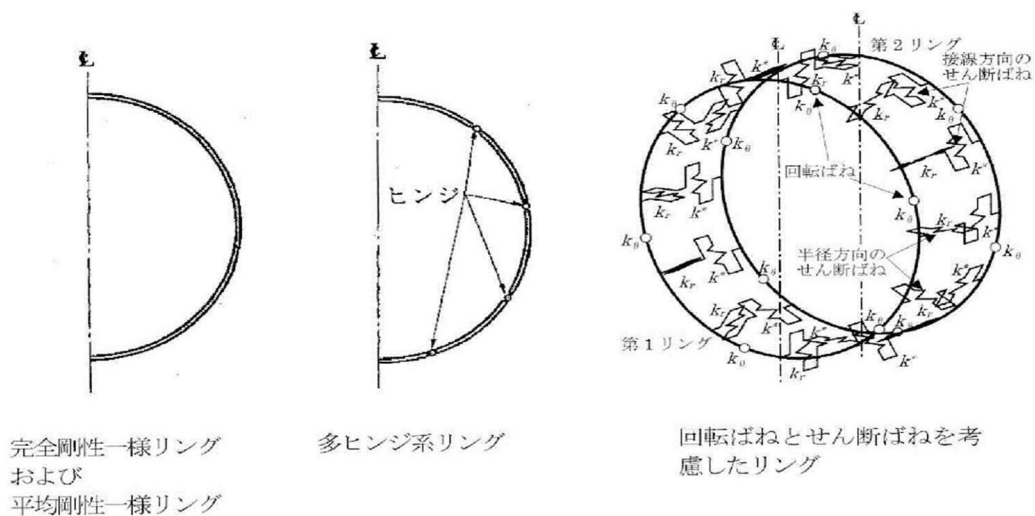


図7.1(再掲) セグメントの構造計算に適用される構造モデルの分類<sup>8)</sup>

## 2) 荷重の考え方

セグメントの構造計算に適用される荷重は図 7.2(再掲)に示す慣用または修正慣用土圧である。慣用計算、修正慣用計算(以下、慣用法と略す)では1)で示した円環モデルに鉛直、水平の土圧、水圧および底面からの鉛直、側方からの水平反力を分布荷重として載荷する。一方、二次圧密を考慮した荷重は6章の掘削解析で推定したセグメント位置における支点反力(図 7.5)を、セグメント円周上に掘削解析時と同様の座標を設けて各節点に集中荷重として載荷するが、節点間の長さが短いため分布荷重と同様の考え方となる。セグメントの右半断面の展開図に慣用土圧に基づく分布荷重と掘削解析で求めた分布荷重を重ねて図 7.6に示す。この図の赤色の線が慣用土圧による分布荷重であり、この線を超過した部分(黄色のハッチング)が粘性土の二次圧密によって増加した荷重(付加荷重)である。なお、慣用法による荷重と掘削解析で推定した荷重は、前者は地山の変形を考慮しない全土圧またはゆるみ土圧から算定され、後者は地山の変形量に基づいて算定されているため、本来は同じ土俵で取り扱うことができない。しかし、今回の研究の目的であるセグメントへの影響を考察する上では現在の設計思想を前提としたほうが理解しやすい。そこで、慣用法で算定されるセグメントの断面力を初期値として、慣用法で与えた荷重(図 7.6の赤色線)と掘削解析で推定した荷重の差分を付加荷重(図 7.6の黄色のハッチング)として、付加荷重による断面力を初期値に加えた合算の断面力による部材応力度の照査、ひび割れに対する安全性の照査を行う。

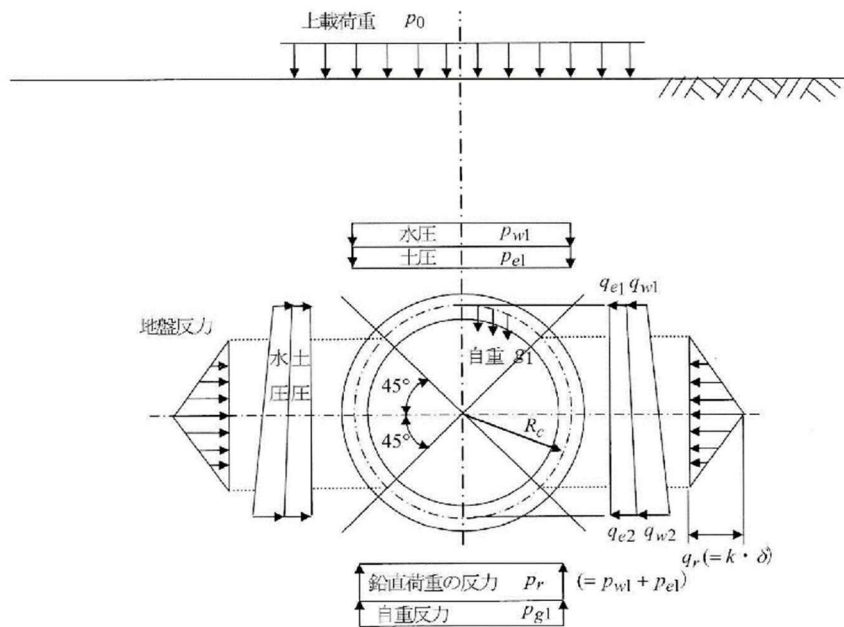


図 7.2(再掲) セグメントの構造計算で用いられる設計荷重の考え方<sup>8)</sup>  
(慣用計算法および修正慣用計算法)

### 3) セグメントの構造諸元

セグメントの円環モデルの構造諸元は表 7.1 に示すとおりである。対象のセグメントは図 7.3(再掲)に示す(c)の平板型の RC セグメントとする。

表 7.1 適用するセグメントの構造諸元

セグメント外径 (mm)	5000	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート ( $\sigma_{ca}$ )	15
セグメント内径 (mm)	4500		鉄筋 ( $\sigma_{sa}$ )	196
セグメント厚 (mm)	250	かぶり厚 (mm)		40
使用鉄筋 (内外) (mm)	D $\phi$ 29 @200	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )		24.5

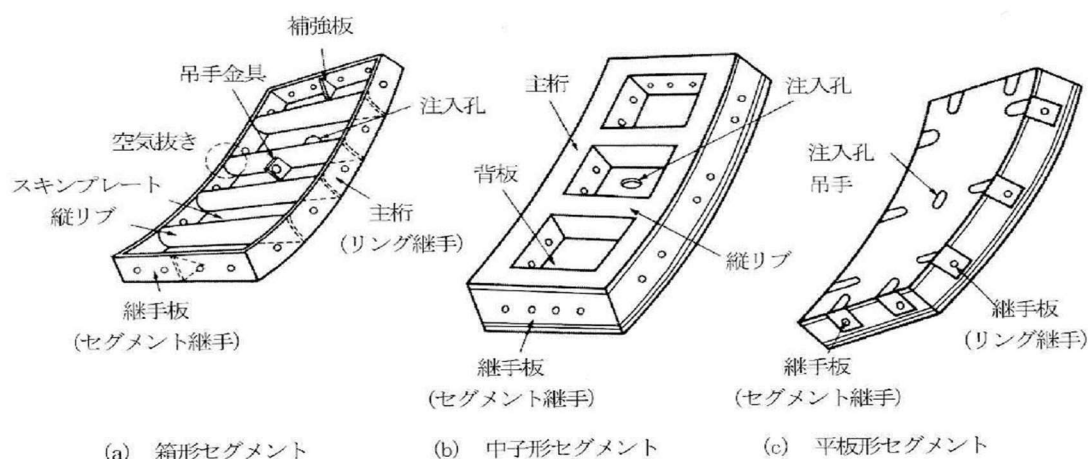


図 7.3(再掲) セグメントの標準的な分類<sup>8)</sup>

### 4) 検討ケース

検討のケースは 6 章の図 6.1 に示したケース A(全層粘性土層)とケース B(下半砂質土層)の 2 ケースとし、各ケースにおける荷重を図 7.6 に示す。また、セグメントへの影響度を評価する時間は除荷後 1 年と 10 年を対象とする。ただし、ケース B については除荷後 1 年のみとする。

#### 7.1.2 平面ひずみモデルによる数値解析法

数値解析によるセグメント部材の応力照査は、理論的に与えた荷重により生じたひずみ量から応力を求めており、7.1.1 で述べたように現在の設計の考え方とは異なる。しかし、実挙動として現在の設計で仮定している慣用土圧の妥当性は明確ではなく、掘削解析で推定された支点反力を作用荷重と考えることが現実に近い可能性もある。したがって、7.1.1 の結果との比較検証を行うために支点反力を作用荷重とした数値解析を行い、セグメント

に生じる断面力を推定する。

#### 1) 解析手法および解析モデル

解析は弾塑性(バイリニア)の有限要素法を採用し、降伏規準は Drucker-Prager を適用、解析場は平面ひずみ場とする。セグメントのコンクリートは平面ひずみ要素とし、鉄筋は考慮せず、コンクリートに発生する断面力のみを捉える。解析モデルは図 7.4 に示す二次元の円環モデルを採用する。

#### 2) 荷重

与える荷重は図 7.5 に示す掘削解析で推定したセグメント周面上の各節点の支点反力を用いる。

#### 3) セグメント要素の構造諸元

セグメント要素の構造諸元は表 7.1 に示すセグメントの構造諸元と同じである。ただし、平面ひずみ要素のため表 7.2 に示すパラメータが追加となる。

表 7.2 セグメント要素の構造諸元

コンクリートの弾性係数 $E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$3.3 \times 10^7$
ポアソン比	0.2

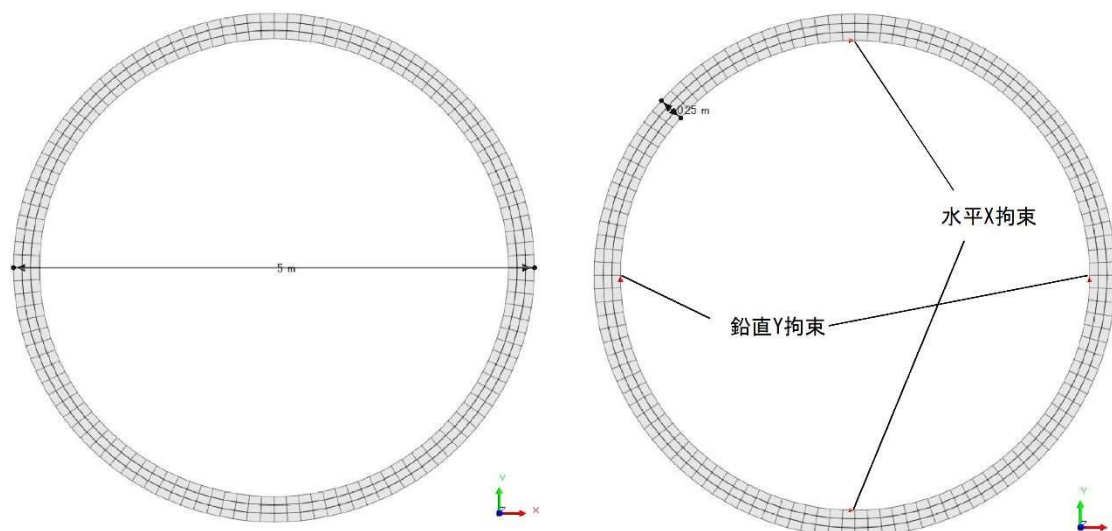


図 7.4 数値解析用のセグメントの二次元円環モデル

#### 4) 拘束点について

セグメント要素の外周に掘削解析で推定した荷重を節点力として載荷してセグメント要素の応力を求めるためには拘束点が必要になる。ただ拘束点が支点となると反力が発生し、要素の応力が正しく求められない。そこで、拘束点に生じる反力を打ち消す仮定の荷重を拘束点に与えることとする。

## 5) 検討ケース

検討ケースはケース A(全層粘性土層)のみとする。

## 6) 解析上の課題

二次元の平面ひずみ場ではセグメントの内面、外面に設置されている鉄筋のモデル化ができない(奥行き無限長の板になる)。鉄筋とコンクリートを複合した剛性を適用する考えはあるが、いずれにしても鉄筋に発生する断面力を求めることができないため、引張や曲げ応力の照査は難しい。文献 1) では三次元の円環モデルを用いて鉄筋をビーム要素でモデル化しているが、鉄筋とコンクリートの付着をどのように設定するかで発生する断面力の大きさも変化する。そこで、本研究ではこれらの課題に対する議論は避け、掘削解析で推定したセグメントへの作用荷重によりセグメントのコンクリートにどのような影響を与えるのかについてのみ考察する。。また、7.1.1 で述べた慣用土圧との組み合わせの場合との比較を併せて行う。

## 7.2 検討結果

### 7.2.1 骨組解析法による結果

図 7.7 に慣用土圧のみ載荷した場合を示す。ここで仮定している鉛直の慣用土圧はセグメント天端までの深さ 13.0mにおける全土被り荷重に相当する土水一体の鉛直土圧である。側圧については側圧係数を 0.5 としている。また、インバート部における反力は天端における鉛直土圧にセグメントの自重を加えた値を採用している。図 7.8 および図 7.10 は付加荷重(図 7.6 の黄色のハンチング)のみを載荷した場合を示し、図 7.9 ならびに図 7.11 は慣用土圧と付加荷重を合算した荷重をセグメントに載荷した時の結果である。以下の各ケースについて結果を整理する。

#### (a) ケース A(全層粘性土層)

- 1) 慣用土圧のみを載荷した場合、図 7.6 に示すように、セグメントの鉛直変形量は天端付近で最大(4.02mm)、水平変形量は側壁付近で最大(3.67mm)となり、一般的に知られている横長の卵型変形形状を示している。断面力についても、曲げモーメントは天端で内側(セグメント内面)引張の最大、側壁付近で外側(セグメント外面)引張の最大値を示しており、軸力はセグメントの全周において圧縮となっている。
- 2) 図 7.7 に示す付加荷重(慣用土圧による荷重とトンネル施工時荷重による粘性土層の長期挙動に伴うセグメントへの作用荷重の差分)のみの場合を見ると、セグメントの変形形状は慣用土圧のみの場合と比較して、除荷後 1 年時点から天端から左右 45° 付近で曲率が大きくなっており、形状は三角形に近く、その傾向は除荷後 10 年でも大きな変化は見られない。断面力についても、曲げモーメントの分布形状は天端から左右 45° 付近で内側引張が生じており、セグメントの変形形状と整合している。ただし、曲げモーメントに最大値は内側曲げがインバート付近で、外側曲げが側壁の下付近で発生しているが、その絶対量は小さい。軸力はセグメント全周において圧縮状態で、その値は

慣用土圧のみの時より大きくなっている。

- 3) 慣用土圧と付加荷重の両方を載荷した結果を図 7.8 に示す。なお、図には慣用土圧のみを載荷した時の結果を「初期値」として併せて記載している。この結果を見ると、変形量については除荷後 10 年時点でも慣用土圧のみの場合と大きな変化は見られない。ただ、鉛直変形の最大値が生じている箇所がインバート付近になっている。変形形状は付加荷重のみの場合に見られた三角形ではなく、慣用土圧載荷時の卵型になっている。断面力については、曲げモーメントは除荷後の時間経過とともに増加しており、10 年後では慣用土圧のみの場合と比較して 20~30%増加している。また、内側曲げの最大値の発生箇所が慣用土圧のみの時の天端付近からインバート付近に変わっている。さらに、軸力を見ると全圧縮状態は変わらないが、値は慣用土圧のみと比較して除荷後 10 年で 2 倍になっている。

(b) ケース B(下半砂質土層)

- 1) 慣用土圧のみを載荷した場合、図 7.9 に示すように、セグメントの鉛直変形量は天端付近で最大(2.87mm)、水平変形量は側壁付近で最大(2.22mm)となり、ケース A と比較して小さく、インバート付近の鉛直変形量が小さい。そのため、変形形状も扁平な卵型となっている。断面力についても、ケース A と比較して軸力の大きさは類似しているが、曲げモーメントは 10%程度小さく、特にインバート付近におけるモーメントが内側曲げから外側曲げに変化している。
- 2) 図 7.9 に示す付加荷重(慣用土圧による荷重とトンネル施工時荷重による粘性土層、砂質土層の長期挙動に伴うセグメントへの作用荷重の差分)のみの場合を見ると、セグメントの変形量、形状ともケース A と類似しており、断面力についても曲げモーメントはケース A と概ね近い値ならびに発生形状を示しており、軸力も近い値となっている。
- 3) 慣用土圧と付加荷重の両方を載荷した結果を図 7.10 に示す。なお、図には慣用土圧のみを載荷した時の結果を「初期値」として併せて記載している。この結果を見ると、変形量については除荷後 1 年時点でも慣用土圧のみの場合と大きな変化は見られないが、鉛直の最大変形を示している箇所が慣用土圧載荷時と同様に天端付近に現われており、ケース A と対照的になっている。曲げモーメントの絶対量は内側曲げ、外側曲げともケース A と類似しているが、発生形状を見るとインバート付近ではケース A とは逆の外側曲げとなっている。軸力は全体的にケース A と比較して小さくなっている。

## 7.2.2 結果に対する考察

骨組解析によって得られたセグメント部材の断面力に基づき、コンクリートおよび鉄筋の応力度を計算した結果を表 7.3、表 7.4 に示す。

- 1) 付加荷重による曲げモーメントの分布形状を見ると、天端から左右 45° 付近で内側引張のモーメントが大きくなっている。この要因は図 7.4 に示す荷重分布で右 45° 付近が大きくなっていることによると考える。軸力が全圧縮で大きくなっている要因は、付加荷重のベクトルが全体的にセグメントの法線方向にむかっていることで、セグメントが締め付けられるような変形を生じているためと考える。
- 2) 付加荷重載荷時および慣用土圧と付加荷重の合成力を載荷した時に鉛直方向の変形量がインバート付近で最大となっている要因は、地盤のリバウンド量が小さいケース B(下半砂質土層)では合成力載荷時は天端の変形量が最大となっていることから、インバート下方地盤のリバウンドが影響していると考えられる。
- 3) ケース A(全層粘性土層)について合成力載荷時に最大モーメント(正：内側引張、負：外側引張)が発生している箇所についてコンクリートおよび鉄筋の応力度を算定した結果を表 7.3 に示す。ケース A(全層粘性土層)の場合(表 7.3)を見ると、コンクリートの圧縮応力( $\sigma_c$ )は初期値(慣用土圧載荷時)と比較して経年的に増加傾向を示しているが、鉄筋の応力( $\sigma_s$ )は顕著な増加はみられない。しかし、除荷後 1 年と 10 年を比較すると( $\sigma_c$ )、( $\sigma_s$ )ともに増加傾向を示しており、慣用土圧載荷時を初期値と仮定する考え方の妥当性を考慮した場合、除荷後の経年でセグメント部材の応力が徐々に増加する可能性を考えておく必要がある。ただ、軸力も慣用土圧載荷時と比較して 2 倍以上に増加し、その方向はセグメントの円周方向に全圧縮となっており、曲げモーメントの増加率以上に軸力が増加していることから、鉄筋に発生する曲げ応力には有利に働くと考える。また、経年的な付加荷重の増加傾向を見ると(図 6.33 参照)、除荷後 10 年以降はセグメント面全体について付加荷重の増加は非常に小さく、( $\sigma_c$ )、( $\sigma_s$ )についても大きな変化は生じない可能性が高い。
- 4) ケース B(下半砂質土層)についてケース A と同様にコンクリートおよび鉄筋の応力度を算定した結果を表 7.4 に示す。ケース B については除荷後 1 年の結果しか得られていないが、除荷後 1 年の( $\sigma_c$ )、( $\sigma_s$ )は慣用土圧載荷時より大きくなっている。この要因は 3) で述べた軸力の増加率がケース A に比べて小さく、曲げ応力度の増加が大きくなっていると考えられる。そして、軸力の増加率が小さい要因は水平方向の付加荷重が小さいことによると考える(図 6.33 参照)。
- 5) 表 7.3、表 7.4 に示したセグメント部材の応力度に基づき、式 7.1 によりセグメントに生じると推定されるひび割れ幅( $w$ )を算定した結果を表 7.5、表 7.6 に示す。式 7.1 は開削トンネルの鉄筋コンクリート部材に対して提案されたものであるが、シールドトンネルのセグメントに対しても同じ式が提案されている<sup>8)9)</sup>。推定されるひび割れ幅は、ケース A(全層粘性土層)では慣用土圧載荷時が最大となっているが、3) で述べたように



( $\sigma_s$ )が経年的に増加する影響で除荷後1年より除荷後10年経過時のほうがひび割れ幅は大きくなっている。ケースB(下半砂質土層)では除荷後1年で慣用土圧載荷時より大きなひび割れ発生が推定されており、この傾向は4)で述べた( $\sigma_s$ )の挙動と一致している。推定されるひび割れ幅を表7.7に示す許容ひび割れ幅と対比すると、今回の場合、軸力は全圧縮のため軸引張によるひび割れは対象外となり、曲げモーメントによる曲げ引張ひび割れに着目すると、除荷後のいずれの推定ひび割れ幅も一般的な水密性を確保する場合の許容値(0.2mm)以内に収まっている。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \left\{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \right\} \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (7.1)$$

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7, \quad k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

ここに、 $k_1$  : 鋼材の表面形状がひびわれ幅に及ぼす影響を表す係数で、一般に異形鉄筋の場合に1.0、普通丸鋼の場合に1.3としてよい。

$k_2$  : コンクリートの品質がひびわれ幅に及ぼす影響を表す係数で、次式による。

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)。一般に、設計圧縮強度 $f'_{cd}$ を用いてよい。

$k_3$  : 引張鋼材の段数の影響を表す係数で、次式による。

$n$  : 引張鋼材の段数

$c$  : かぶり

$c_s$  : 鋼材の中心間隔

$\phi$  : 鋼材径

$\varepsilon'_{csd}$  : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひびわれ幅の増加を考慮するための数値

$\sigma_{se}$  : 鋼材位置のコンクリートの応力度がゼロの状態からの鉄筋応力度の増加量

### 7.2.3 数値解析法による結果および考察

図7.12に数値解析法による検討結果を示す。以下に結果の整理および考察を行う。

- 1) セグメントの変形量は除荷後経時的に増加しており、10年後の最大値は天端の鉛直変形量で2.17mmとなっている。この値は骨組解析法の半分以下である。断面力はコンクリートしか評価できないが、引張応力は生じておらず全圧縮となっており、この挙動は骨組解析法の結果と一致している。圧縮応力度( $\sigma_c$ )の最大値は4738kN/m<sup>2</sup>で許容応力度(15000 kN/m<sup>2</sup>)内に収まっているが、経時的には応力が増加する傾向を示している。この挙動も骨組解析法の結果と一致している。
- 2) セグメントを平面ひずみ要素によってモデル化した数値解析法では、図7.4に示す節点荷重のみを作用荷重としており、骨組解析法で適用した慣用土圧による荷重は考慮していない。したがって、セグメントへの作用力としては骨組解析法の場合より小さい。慣用土圧を基本にした考え方は現在のセグメント設計法に準拠したものであり、7.1.2で述べたように現実のセグメントへの作用荷重については全土被り荷重やゆるみ荷重、あるいは土圧計による実測値に基づいた荷重など種々の試みがあり、未だ研究

途上である。したがって、ここで示すトンネルの掘削過程を考慮した数値解析で得られた作用荷重もひとつの考え方であり、結果を見るとセグメント構造への影響(除荷後の時間経過とともに変形量、応力度とも増加する)は骨組解析法の結果と類似しており、両者の結果に基づいてセグメントへの影響を評価できると考える。

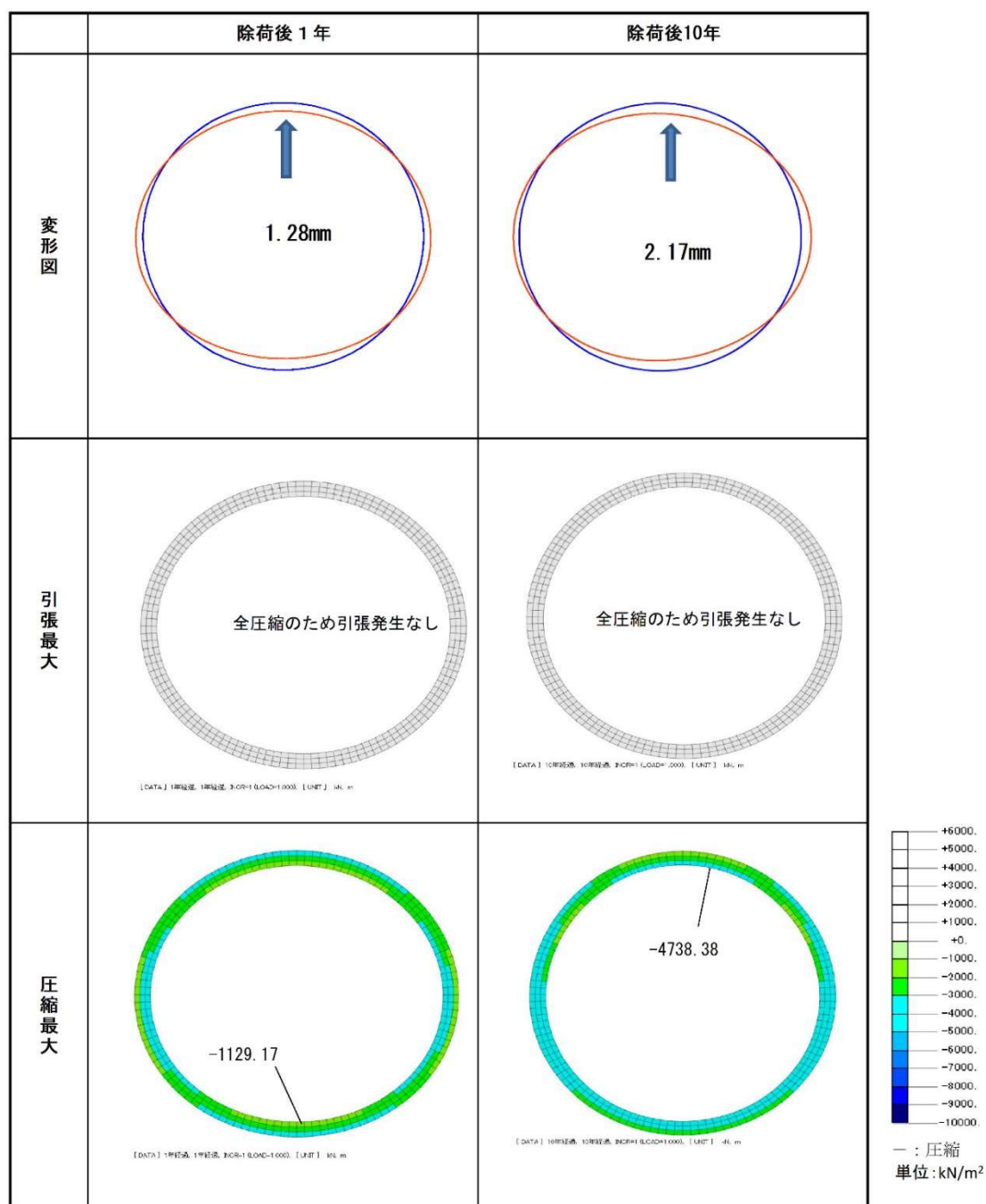
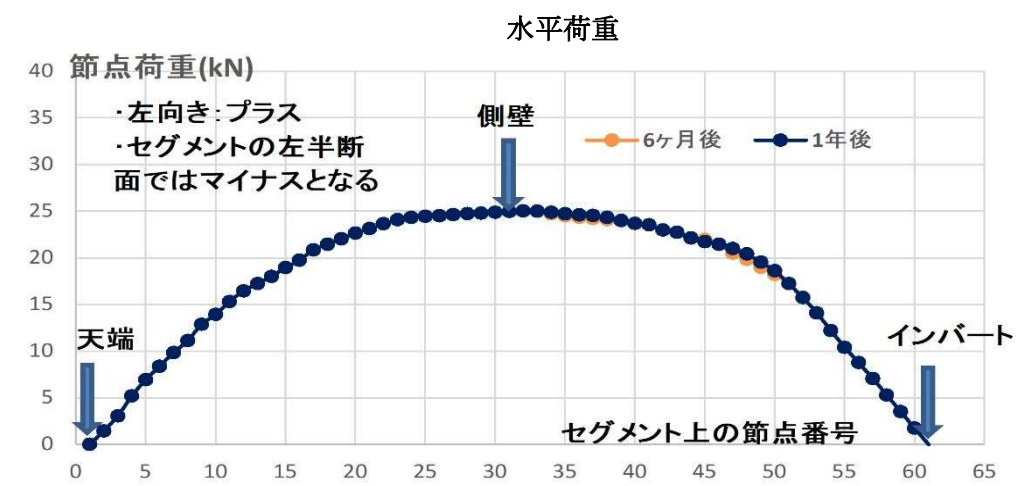
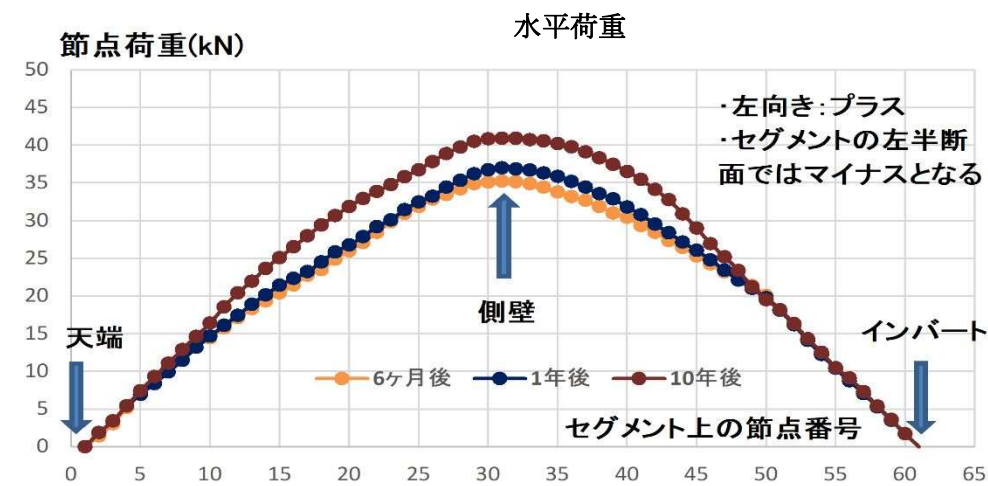
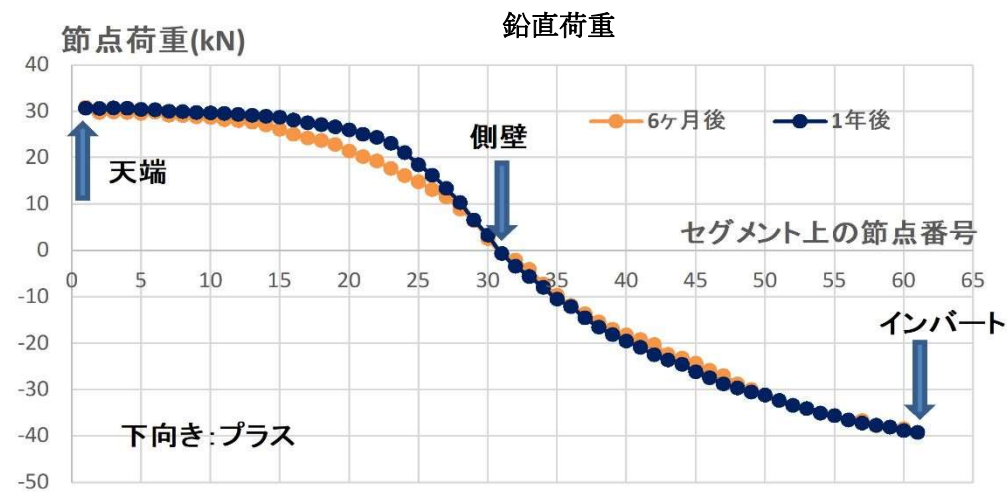
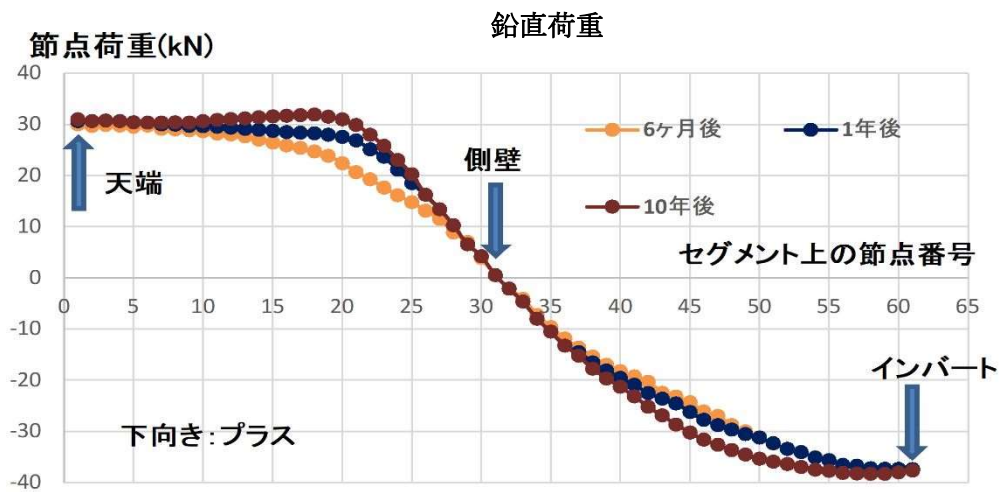


図 7.12 数値解析法による検討結果

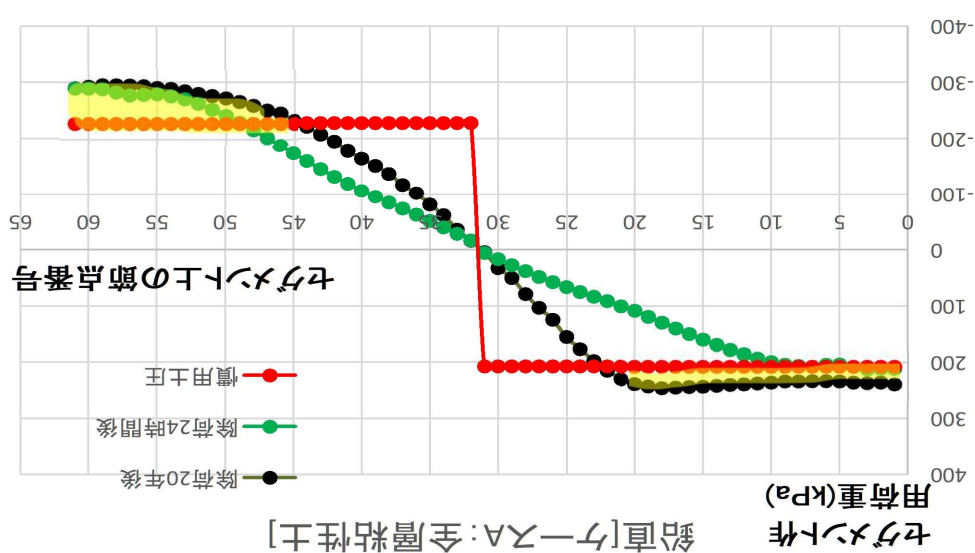
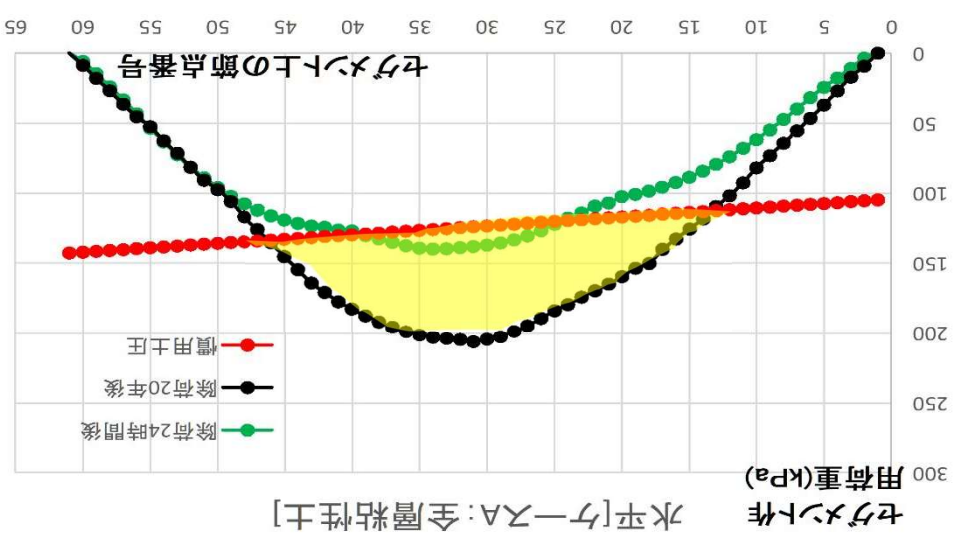
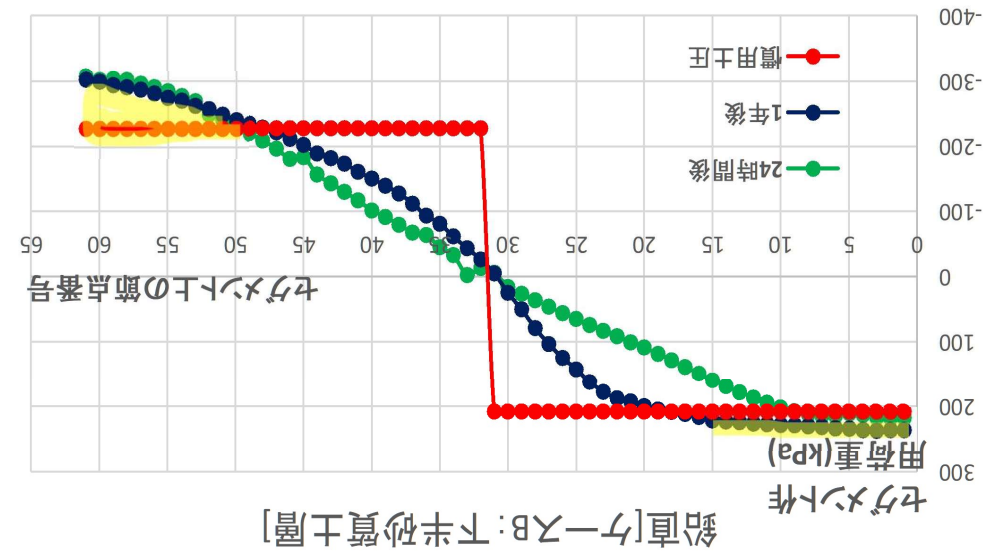
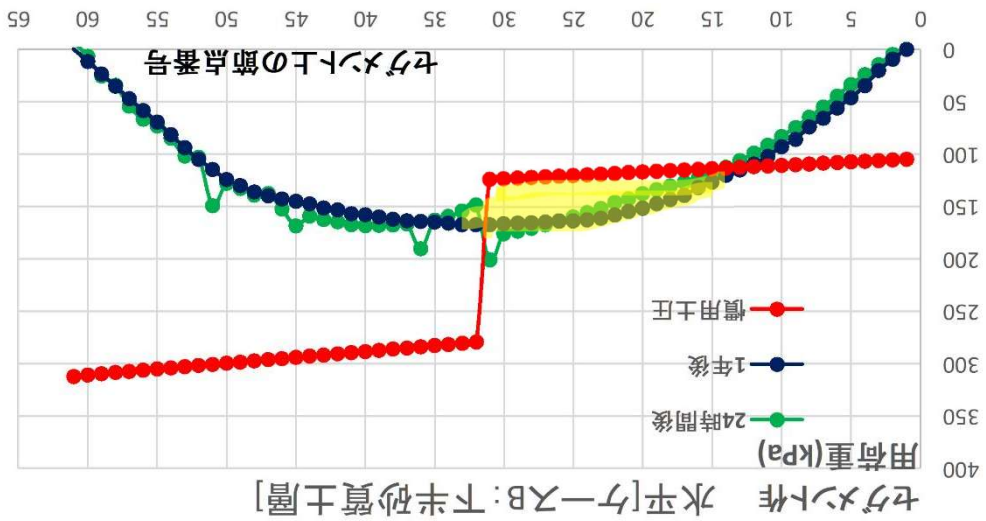


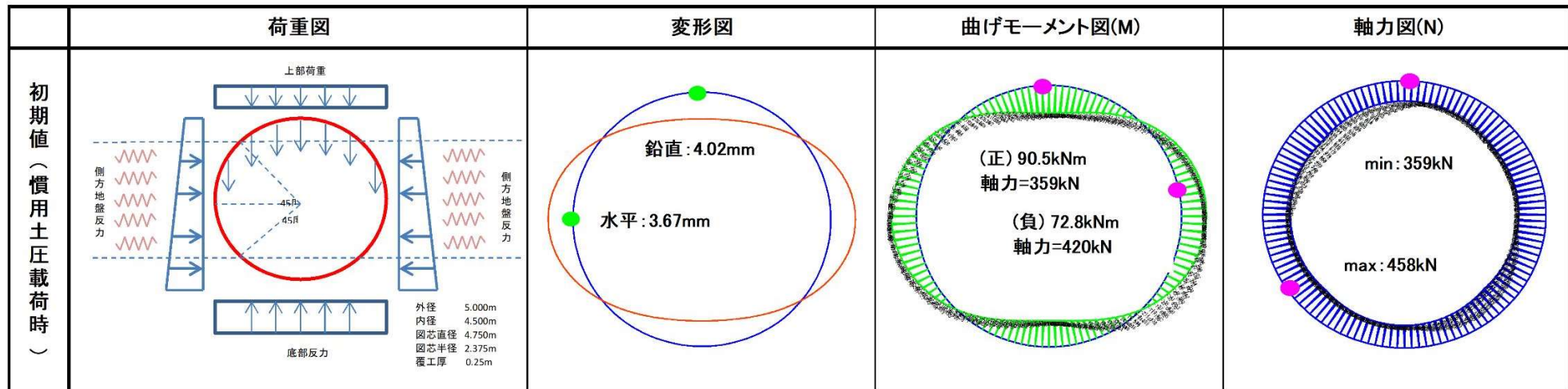
(a) ケース A : 全層粘性土層

(b) ケース B : 下半砂質土層

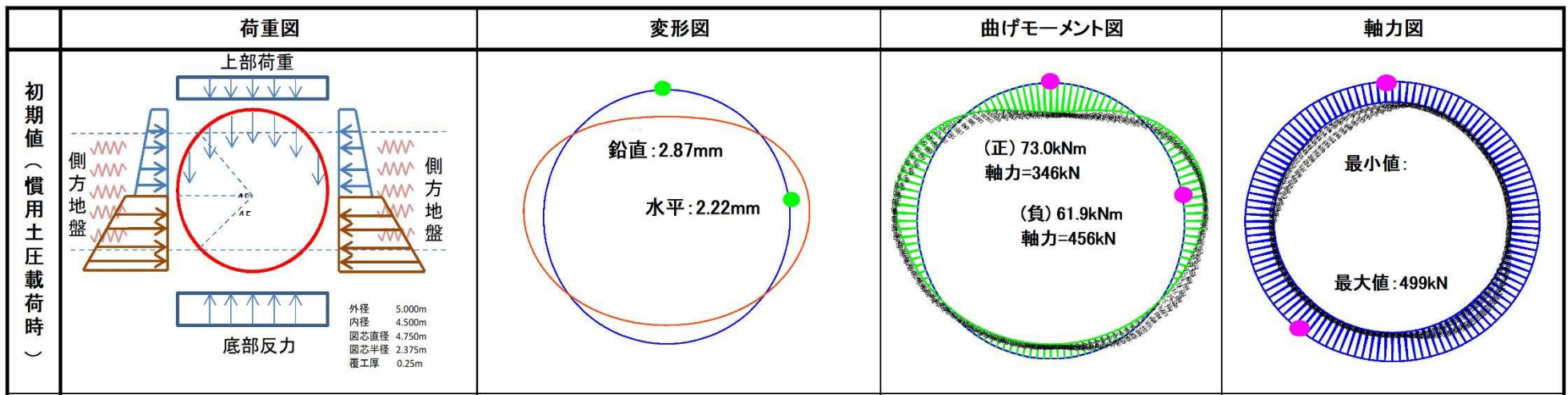
図 7.5 掘削解析で求めたセグメントの作用荷重(セグメントの右半分のみで左右対称)

図 7.6 セグメントに載荷する分布荷重(セグメントの右半分のみで左右対称)





ケース A: 全層粘性土層



ケース B: 下半が砂質土層

図 7.7 慣用土圧載荷時(初期値)のセグメント変形量および断面力

	年1後 貯留	年01後 貯留
荷重図		
変形図		
曲げモーメント図		
軸力図		

図 7.8 付加荷重のみ載荷時のセグメント変形量および断面力[ケースA: 全層粘性土層]

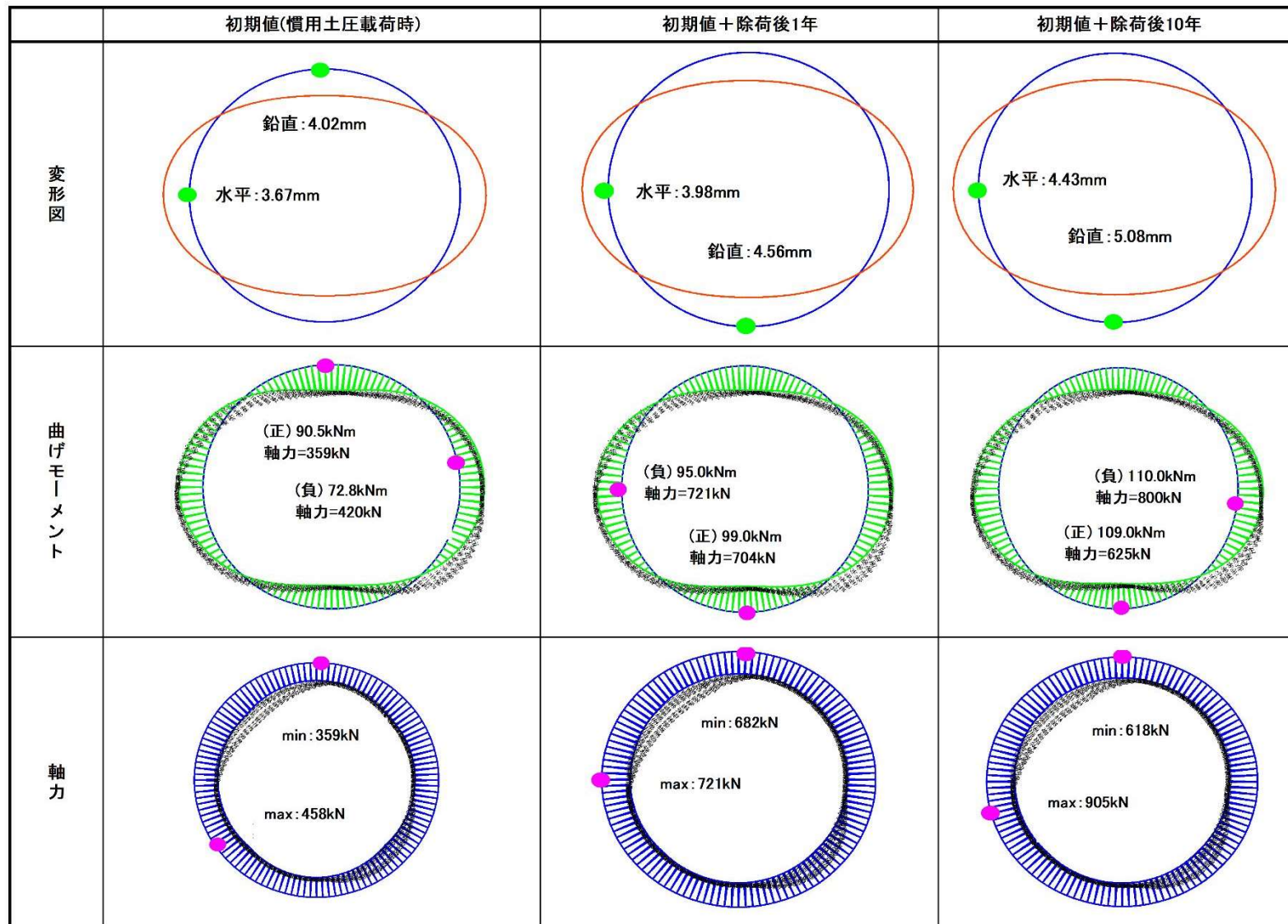


図 7.9 初期値(慣用土圧載荷時)と付加荷重載荷時の合算によるセグメント変形量および断面力[ケース A : 全層粘性土層]

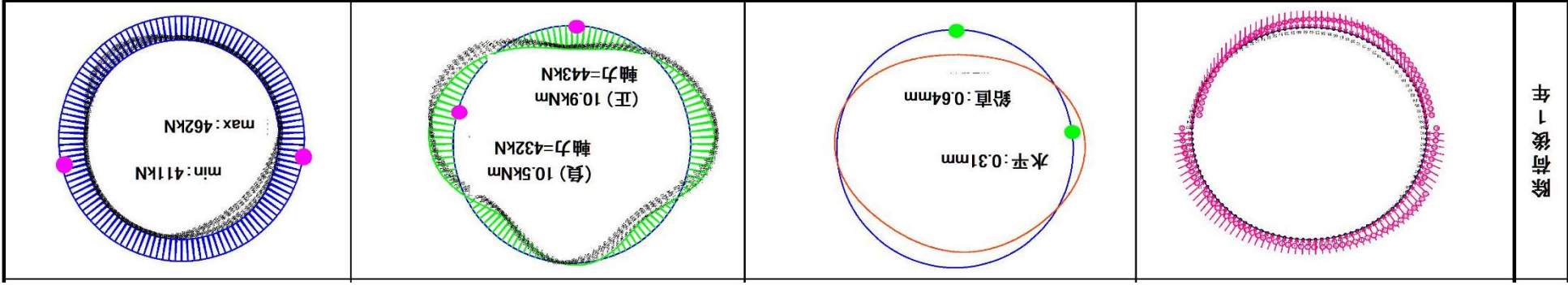


図 7.10 付加荷重のみ載荷時のセグメント変形量および断面力[ケースB: 下半砂質土層]



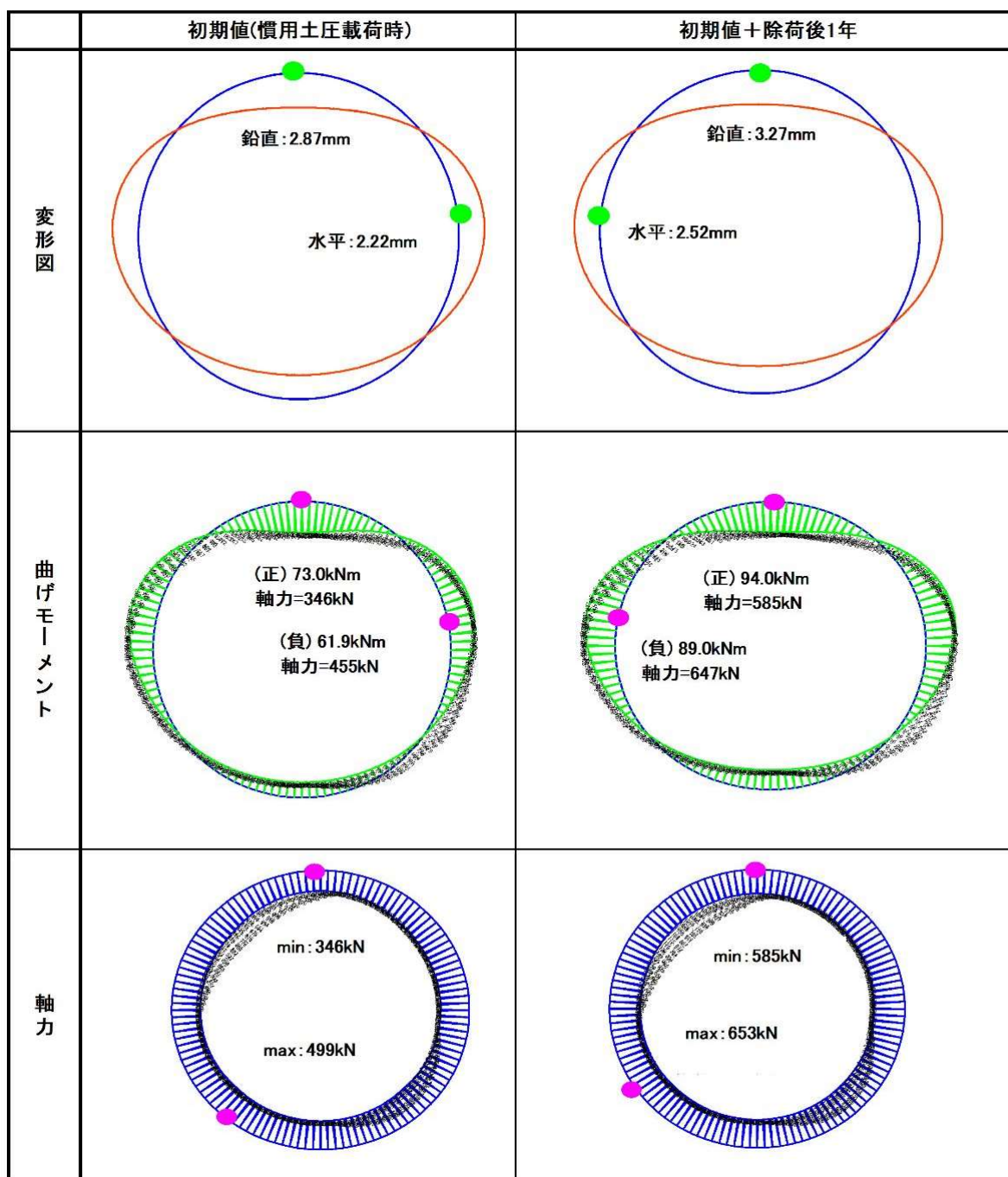


図 7.11 初期値(慣用土圧載荷時)と付加荷重載荷時の合算によるセグメント変形量および断面力  
[ケース B: 下半砂質土層]

表 7.5 発生断面力に基づくセグメントに生じる推定ひび割れ幅[ケース A : 全層粘性土層]

ケース	曲げ方向	$k_1$	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$n$	$c$	$c_s$	$\phi$	$\epsilon'_{csd}$	$\sigma_{se}$	$E_s$	$k_2$	$k_3$	$w$ (mm) (推定ひび割れ幅)
初期値	正	1.0	42	1	40	200	29	0.00015	107.5	210000	0.941935	1	0.1918
	負	1.0	42	1	40	200	29	0.00015	69.2	210000	0.941935	1	0.1390
1年後	正	1.0	42	1	40	200	29	0.00015	77.7	210000	0.941935	1	0.1507
	負	1.0	42	1	40	200	29	0.00015	69.2	210000	0.941935	1	0.1390
10年後	正	1.0	42	1	40	200	29	0.00015	104.1	210000	0.941935	1	0.1871
	負	1.0	42	1	40	200	29	0.00015	84.2	210000	0.941935	1	0.1597

表 7.6 発生断面力に基づくセグメントに生じる推定ひび割れ幅[ケース B : 下半砂質土]

ケース	曲げ方向	$k_1$	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$n$	$c$	$c_s$	$\phi$	$\epsilon'_{csd}$	$\sigma_{se}$	$E_s$	$k_2$	$k_3$	$w$ (mm) (推定ひび割れ幅)
初期値	正	1.0	42	1	40	200	29	0.0002	79.1	210000	0.9419	1	0.1526
	負	1.0	42	1	40	200	29	0.0002	47	210000	0.9419	1	0.1083
1年後	正	1.0	42	1	40	200	29	0.0002	83.9	210000	0.9419	1	0.1593
	負	1.0	42	1	40	200	29	0.0002	68.1	210000	0.9419	1	0.1375

表 7.7 水密性に対する許容ひび割れ幅の例<sup>9)</sup>

要求される水密性の程度		高い水密性を確保する場合	一般の水密性を確保する場合
卓越する作用断面力	軸引張力	—	0.1
	曲げモーメント	0.1	0.2

表 7.3 セグメント部材の応力度照査結果一覧表

[ケース A : 全層粘性土層]

ケース		初期値		除荷後1年		除荷後10年	
曲げ方向		正	負	正	負	正	負
M	kN・m	90.5	-72.8	99.0	-95.0	109	-110
N	kN	359	420	704	721	625	800
b	mm	1000	1000	1000	1000	1000	1000
h	mm	250	250	250	250	250	250
d	mm	210	210	210	210	210	210
d'	mm	40	40	40	40	40	40
d''	mm	40	40	40	40	40	40
引張鉄筋	種別、本数	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
	As (mm)	3212	3212	3212	3212	3212	3212
	p=As/bd	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153
圧縮鉄筋	種別、本数	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
	As' (mm)	3212	3212	3212	3212	3212	3212
	p'=As'/bd	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153
Mrc	kN・m	173.9	172.4	166.2	165.9	167.9	164.3
Mrs	kN・m	141.3	146.3	168.9	170.2	162.6	176.4
σc	N/mm <sup>2</sup>	8.12	6.75	9.38	9.07	10.1	10.45
σs	N/mm <sup>2</sup>	107.5	69.2	77.7	69.2	104.1	84.2
σca	N/mm <sup>2</sup>	15	15	15	15	15	15
σsa	N/mm <sup>2</sup>	196	196	196	196	196	196
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 7.4 セグメント部材の応力度照査結果一覧表

[ケース B : 下半砂質土層]

ケース		初期値		除荷後1年	
曲げ方向		正	負	正	負
M	kN・m	73	-62	94	-89
N	kN	346	455	585	647
b	mm	1000	1000	1000	1000
h	mm	250	250	250	250
d	mm	210	210	210	210
d'	mm	40	40	40	40
d''	mm	40	40	40	40
引張鉄筋	種別、本数	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
	As (mm)	3212	3212	3212	3212
	p=As/bd	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153
圧縮鉄筋	種別、本数	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
	As' (mm)	3212	3212	3212	3212
	p=As'/bd	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153
Mrc	kN・m	174.2	171.6	168.7	167.4
Mrs	kN・m	140.3	149.1	159.5	164.4
σc	N/mm <sup>2</sup>	6.65	5.9	8.78	8.46
σs	N/mm <sup>2</sup>	79.1	47	83.9	68.1
σca	N/mm <sup>2</sup>	15	15	15	15
σsa	N/mm <sup>2</sup>	196	196	196	196
判定		OK	OK	OK	OK

### 7.3 まとめ

- 1) シールドトンネルの施工時荷重を考慮した掘削解析により推定したセグメントへの作用荷重を用いてセグメント部材に対する影響を検討した結果、シールドトンネルの全断面が対象の粘性土層内に位置する場合、骨組解析法では施工時荷重除荷後 10 年経過した時点においても、コンクリートおよび鉄筋の応力度は現設計で適用されている慣用土圧によるそれを超過することはない。しかし、除荷後 1 年と 10 年を比較すると時間経過とともにコンクリートの応力度も鉄筋の応力度も増加傾向を示しており、この傾向はシールドトンネル完成後も対象粘性土の二次圧密に伴うひずみおよびセグメント表面に沿った粘性土の変位による作用土圧の増加がセグメント構造に影響を与える可能性を示していると考えられる。ただ、除荷後 10 年以降のセグメントへの作用荷重の増加は非常に小さく、除荷後 10 年以降に応力度が大きく変化することは考えにくい。
- 2) トンネル断面の上半が対象粘性土層内に位置する場合、砂質土層のリバウンド量が小さく土がセグメント表面に沿って持ち上がる変位量が小さいため、セグメントに作用する水平荷重が全周に渡って小さくなっている。一方で、粘性土層の二次圧密による鉛直方向の増加荷重は全層粘性土層の場合と大きく変化していないため、結果的全層粘性土層の場合よりも偏圧状態となっており、その影響により除荷後 1 年時点で慣用土圧による応力度を上回る応力度が発生しているものとする。ただ、その値は許容応力度に対しては十分な余裕がある。下半が砂質土層のケースの解析は除荷後 1 年までしか行っていないためそれ以降の予測は難しいが、今回の検討結果を見る限り、二次圧密挙動を生じる粘性土層と圧密に無関係の砂質土層の両層境界にトンネルが位置する場合、セグメントに作用する長期の荷重が偏圧状態になることが考えられ、それが長期的にセグメントに影響を与える可能性がある。
- 3) 現設計法で適用されている慣用土圧を初期値として、それに粘性土の二次圧密挙動に伴う経時的な作用荷重の差分(付加荷重)を足し合わせた荷重をセグメントに与える方法は、慣用土圧に全土被り荷重を採用している時点で安全側あるいは過大であるように思われる。しかし、二次圧密挙動に伴う経時的な作用荷重のみを与えて検討した数値解析の結果と比較すると、セグメントの変形形状やコンクリートが円周方向に全圧縮になる挙動は一致しており、現設計法と同じテーブル上の議論ができることを踏まえると、慣用土圧を初期値とした考え方に大きな誤りはないと思われる。ただ、セグメントの変形量は慣用土圧を初期値とした場合の方が大きく、この点については前述したように過大評価をしていることは否めないが、これはセグメント設計に慣用土圧を使うことの適否の問題に遡るため、ここでの議論は差し控える。

## 参考文献

- 1) 焼田真司, 仲山貴司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 地盤沈下に起因するシールドトンネルの長期変形挙動に関する解析的検討, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 69, No. 4, pp. 457-468, 2013.
- 2) 土木学会: トンネル標準示方書, シールド工法・同解説, pp35-81, 2006
- 3) 小山 幸則: シールド工法におけるセグメント設計法の合理化に関する研究, 京都大学学位論文, pp86-110, 2000. 1
- 4) 小山 幸則, 米島 賢二, 松本 吉雄, 新井 泰: 自然地盤沈下に伴うトンネルへの増加荷重の検討, 第29回土質工学研究発表会, pp1995-1996, 1994. 6
- 5) 土木学会: シールドトンネルの施工時荷重, トンネル・ライブラリー第17号, p116, 2006. 10
- 6) 村山朔郎: 土の力学挙動の理論, 技報堂出版, pp. 501-600, 1990.
- 7) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Specialty Session 9, 9<sup>th</sup> ICSMFE, pp. 229-238, 1977.
- 8) 土木学会: トンネル標準示方書, シールド工法・同解説, pp287-289, 2006
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書・同解説, 開削工法編, pp60-61, 2006

## 第8章 結 論

本研究では大阪平野の西部および北部に厚く堆積する沖積粘性土層(Ma13)内に敷設されたシールドトンネルセグメントの劣化要因のひとつとして、トンネル施工時の荷重を受けた沖積粘性土の二次圧密挙動に着目して、三軸試験ならびに土水連成の数値解析によるアプローチを行った。その研究過程と得られた知見について以下に整理する。

1. 対象の沖積粘性土についてはこれまでに多くの研究がなされ、標準圧密試験結果に基づいて「過圧密粘土」と評価されている。そのため、多くのシールドトンネル工事では施工により沖積粘性土に与えるインパクトが $P_c$ 以下であるという前提に立ち、当該工事による沖積粘性土層の新たな圧密現象は生じないと結論付けることとなる。しかし、西大阪や北大阪地域ではGL-10~20m付近の沖積粘性土のOCRは相当のばらつきがあり、標準圧密試験から得られた $P_c$ と現在の有効土被り荷重から過圧密粘土に相当するが、シールドトンネルの施工時荷重による新たな圧密現象が生じる可能性はないのかという疑問を抱いた。
2. 2章で示した沖積粘性土層を対象としたシールドトンネルの施工事例からは、トンネル掘削後の沖積粘性土層を含めた地盤沈下挙動は、テール通過後24時間~7日のひずみ速度が $C_c$ に近く、さらにテール通過後6ヶ月以上に渡るひずみ速度(0.01前後)が文献等で提案されている二次圧密速度より1~2桁大きくなっていることが確認された。この事実より、トンネル施工時荷重が沖積粘性土層の新たな一次圧密を招き、それに伴う二次圧密が潜在していた二次圧密と合わさることで、施工時荷重除荷後の長期の二次圧密挙動に繋がっていることが推定された。
3. 3章では三軸試験による対象粘性土の長期圧密試験を行うための各種条件について実測値、既往の研究および文献に対する考察を行って決定した。粘性土層を対象としたシールドトンネル掘削ではマシン通過およびテールボイドによる応力解放とテールボイドへの裏込め材注入時の注入圧が代表的な施工時荷重と考えられ、三軸試験ではトンネル天端の粘性土要素のみに着目し、応力解放については伸張側のせん断力を載荷、裏込め圧については圧縮側のせん断力を載荷、それらを連続した三軸試験を行うことでトンネル施工時による対象粘性土の長期挙動を捉えることとした。与えるせん断力の大きさについては既往の研究結果ならびに文献から有効応力の20%(全応力の10%)とした。
4. 4章では3章で決めた各種条件に基づき、三軸試験(圧密排水条件)を行った。与えるせん断力は応力解放を想定した伸張せん断力と、テールボイドへの裏込め注入圧載荷を想定した圧縮せん断力の2種類とし、それぞれを単独載荷した場合と、トンネルの掘削過程を想定して伸張せん断力と圧縮せん断力を連続で載荷した場合の2ケース行った。その結果、応力解放を指定した伸張せん断力を与えることで対象粘性土は伸張側ひず

みが生じ、体積が膨張、裏込め圧載荷を想定した圧縮せん断力を与えることで圧縮ひずみが生じ、体積が収縮した。せん断力を除荷したあと(事前圧密時の拘束圧のみ載荷している)の挙動は単独載荷、連続載荷の両ケースとも圧縮ひずみおよび体積収縮が経時的に進行し、三軸試験で確認できた範囲で3週間以上継続することが確認された。そしてそのひずみ速度(二次圧密速度)は連続載荷の場合除荷後7日までは0.1前後を示し、これは三軸試験機で行った拘束圧による長期の圧密試験結果より1~2桁大きな値である。また、単独載荷の場合、伸張せん断力のみの方が除荷後のひずみ速度は大きくなり、連続載荷のほうが単独載荷よりそれは大きくなった。これらの挙動は我々が持つ過圧密粘土に対する知識とは異なること、および $P_c$ 以下のせん断力でも伸張せん断力載荷は圧縮せん断力載荷より粘性土に与える影響が大きいことが推察された。そこで、 $P_c$ 以下の数種類の圧密荷重に対して長期(約90日)の標準圧密試験を行い、二次圧密速度と圧密荷重の関係を求めたところ、対象の粘性土では圧密荷重の大きさによって二次圧密速度が変化することが確認できた。この結果から、対象粘性土は明らかな過圧密粘土に分類できない擬似過圧密粘土の可能性があると分かった。

5. 5章では4章の三軸試験で得られた知見を確認するため、三軸試験の供試体を想定した要素モデルを用いて軸対称の粘弾塑性解析を行い、三軸試験結果の再現を試みた。解析は $OCR=1$ と $OCR>1$ の2ケース行った。その結果、 $OCR>1$ の条件ではせん断力除荷後の挙動を再現できず、 $OCR=1$ で二次圧密速度を0.1と仮定することでせん断力載荷時および除荷後の長期挙動の両方を再現できた。また、伸張せん断力、圧縮せん断力を単体で載荷、除荷する解析を行い、伸張せん断力に対しては二次圧密速度を圧縮せん断力の時より1桁大きく過程することで試験結果を再現できた。この結果から三軸試験結果から推定した、対象粘性土が擬似過圧密粘土である可能性が高いこと、および $P_c$ 以下のせん断力でも伸張側のせん断力は粘性土に与える影響がおおきいことが裏付けられた。さらに、本解析により試験結果が再現できたことから、解析で仮定した粘性土のパラメータ(弾塑性パラメータ、粘性パラメータ)が妥当であることが確認できた。
6. 6章では5章で妥当性が確認された対象粘性土のパラメータを用いて、平面ひずみ場におけるトンネル掘削解析(粘弾塑性解析)を行った。三軸試験および要素モデルの解析ではトンネル天端の粘性土要素の挙動しか捉えることができなかったが、本解析ではトンネル円周上の全ての粘性土の挙動を確認することができた。トンネル天端付近の粘性土の挙動は、掘削時の応力解放により天端の粘性土は鉛直方向に伸張し、水平方向に収縮、裏込め圧載荷によって伸張、収縮ひずみは概ね回復するが、一部塑性ひずみ化し、除荷後長期に渡って鉛直方向の圧縮、水平方向の膨張現象が継続している。この挙動は三軸試験および要素モデルの解析結果と一致しており、3章で仮定したトンネル施工時荷重の考え方(掘削時の応力解放を伸張側のせん断力載荷、裏込め圧作用時を圧縮側のせん断力載荷と仮定)が適切であったことを裏付けている。掘削面上の天端以外の位置における粘性土の挙動は、掘削時から裏込め圧除荷時までは、側壁付近では天端付

近とは逆に鉛直方向に圧縮し、水平方向に膨張、インバートでは天端と類似した挙動を示すが掘削による下部地盤のリバウンドの影響を大きく受けて、ひずみ量は天端と比較して小さく、体積の変化はほとんど生じていない。除荷後の長期挙動は、側壁およびインバートでは天端と同様の挙動を示すが、天端と側壁間および側壁とインバート間では鉛直方向に膨張し、水平方向に収縮している。この現象を起こしている要因は天端と側壁間では二次圧密の進行に伴いセグメント表面に沿って粘性土が右下方に移動していること、側壁とインバート間ではリバウンドの影響が大きく粘性土がセグメント表面に沿って右上方に移動しているためと推定された。また、除荷後の粘性土の長期挙動は天端を含めた掘削面上の全ての箇所において三軸試験と同様の傾向を示し、除荷後 6 ヶ月までは過剰間隙水圧の上昇に伴ってひずみ量が急激に増加し、それ以降は過剰間隙水圧の上昇速度が小さくなる傾向に連動してひずみの増加速度も小さくなり、過剰間隙水圧の消散が始まると有効応力の回復に合わせてひずみの増加は収まっている。掘削面上の粘性土の長期挙動に伴ってセグメントに作用する荷重をセグメント位置における支点反力として求めた結果(本解析ではセグメント部材はモデル化せず、セグメント設置位置に支点を設けて反力のみを算定している)、天端と側壁間および側壁とインバート間で除荷後の顕著な反力の増加傾向が確認され、セグメント全周において経時的に反力は増加し、その傾向は除荷後 10 年以上続くことが分かった。そして、反力が長期的に増加する要因は対象粘性土の長期的な圧密進行とインバート以深の地盤のリバウンド現象に伴ってセグメント表面に沿った土の移動が生じていることによると推定された。

7. 7 章では 6 章で求めたセグメント位置における反力をセグメントへの作用荷重として、セグメント部材に対する影響を検討した。検討の方法は現設計法で適用されている慣用土圧による計算値を初期値とした骨組解析法を採用した。検討のケースはトンネルの全断面が対象の粘性土層内に位置する場合と、断面の下半が砂質土層内に位置する場合の 2 ケースとした。その結果、全断面が粘性土層内に位置する場合施工時荷重除荷後 10 年経過した時点においてもコンクリートおよび鉄筋の応力度は現設計で適用されている慣用土圧によるそれを超過することはなかった。しかし、除荷後 1 年と 10 年を比較すると時間経過とともにコンクリートの応力度も鉄筋の応力度も増加傾向を示しており、これはシールドトンネル完成後も対象粘性土の二次圧密に伴うひずみおよびセグメント表面に沿った粘性土の変位による作用土圧の増加がセグメント構造に影響を与えている可能性はあることを示していると考えられる。ただ、除荷後 10 年以降のセグメントへの作用荷重の増加は非常に小さく、除荷後 10 年以降に応力度が大きく変化することは考えにくいと判断した。トンネル断面の上半が対象粘性土層内に位置する場合、砂質土層のリバウンド量が小さく土がセグメント表面に沿って持ち上がる変位量が小さいため、セグメントに作用する水平荷重が全周に渡って小さくなることが分かった。一方で、粘性土層の二次圧密による鉛直方向の増加荷重は全層粘性土層の場合と



大きく変化していないため、結果的全層粘性土層内に位置する場合よりも偏圧状態となり、その影響により除荷後 1 年時点で慣用土圧による応力度を上回る応力度が発生することが判明した。ただ、その値は許容応力度に対しては十分な余裕がある。下半が砂質土層のケースの解析は除荷後 1 年までしか行っていないためそれ以降の予測は難しいが、今回の検討結果を見る限り、二次圧密挙動を生じる粘性土層と圧密に無関係の砂質土層の両層境界にトンネルが位置する場合、セグメントに作用する長期の荷重が偏圧状態になることが考えられ、それが長期的にセグメントに影響を与える可能性があると考えられた。

本研究により得られた知見を要約すると以下のとおりである。

- A) 対象の粘性土(西大阪、北大阪地域に分布する GL-5m~GL-20m 付近に堆積する沖積粘性土層[Ma13])は擬似過圧密粘土の挙動を示す可能性がある。
- B) 対象の粘性土に伸張側のせん断力を与える可能性がある場合、圧縮せん断力を与える場合より粘性土に与えるダメージは大きく、長期の二次圧密挙動を助長する可能性がある。
- C) 対象の粘性土層内に敷設されたシールドトンネルでは、粘性土の擬似過圧密特性と施工時に伸張側のせん断力を載荷した影響により、長期の二次圧密による粘性土のひずみの進行に伴いセグメント外面に沿った粘性土の変位が生じる可能性があり、結果としてセグメントに作用する荷重が増加する可能性がある。
- D) セグメントに作用する荷重の増加に伴いセグメント部材(コンクリートおよび鉄筋)の応力度が経年的に増加し、0.1~0.2mm 幅のひび割れを生じさせる可能性がある。ただし、現在採用されている慣用土圧(全土被り荷重)による設計を行う限り、セグメントが構造的に問題を生じることは考えにくい。
- E) 対象粘性土層と砂質土層等の非圧密層の境界にトンネルが位置する場合、セグメントに作用する長期の荷重が偏圧状態になることが考えられ、それが長期的にセグメントに影響を与える可能性がある。

## 謝 辞

本論文を取りまとめるにあたり、京都大学大学院工学研究科教授の三村衛先生には、本研究を始めるにあたり筆者の意思に寄り添って終始多大なるご指導、ご鞭撻を賜りました。衷心より謝意を表します。

京都大学大学院工学研究科教授の岸田潔先生、肥後陽介先生にはご専門の立場から貴重なご意見、ご助言を賜りました。深く感謝の意を表します。

立命館大学理工学部教授の建山和由先生には研究の初期の段階から非常に貴重なアドバイスを頂くとともに、シールドトンネルの施工ならびに維持管理に関するさまざまな資料をご提供頂きました。深く感謝の意を表します。

実験に際しては、京都大学大学院工学研究科助教授の澤田茉伊先生からは種々のアドバイスを頂きました。改めて感謝の意を表します。株式会社ソイルシステムの寺西一哲社長には実験に使用する西大阪、北大阪の粘性土試料を提供頂きました。改めて感謝の意を表します。

株式会社地域地盤環境研究所の長屋淳一社長にはシールドトンネルに関するさまざまな技術資料を提供頂きました。改めて感謝の意を表します。

協同組合関西地盤環境研究センターの中山義久専務理事には実験に必要な三軸試験機を長期に渡って借用させて頂くとともに、実験結果についてさまざまなアドバイスを頂きました。改めて感謝の意を表します。また同センターの鈴木剛リーダー、梅本学リーダーならびに三好功季さんには三軸試験および圧密試験において多大なるお手伝いを頂きました。改めて感謝の意を表します。