

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

平成11年10月

小 山 幸 則

# 目 次

第1章 序論 .....	1
1.1 シールド工法におけるセグメント覆工の現状 .....	1
1.2 セグメント覆工設計上の問題 .....	3
1.3 本研究の目的と手順 .....	5
参考文献 .....	7
第2章 セグメント覆工と地盤の相互作用モデルに関する検討 .....	8
2.1 概説 .....	8
2.2 シールドトンネルの施工過程とトンネル作用土圧に関する考察 .....	9
2.2.1 シールドトンネルの施工過程と周辺地盤の変位 .....	9
2.2.2 シールドトンネルに生じる土圧現象 .....	11
2.2.3 緩み土圧と側方土圧 .....	13
2.2.4 シールドトンネルの設計土圧 .....	15
2.3 既往の設計モデルの問題点 .....	18
2.3.1 慣用モデルの問題点 .....	18
2.3.2 全周ばねモデルの問題点 .....	20
2.4 地盤ばねに関する検討 .....	21
2.4.1 概説 .....	21
2.4.2 試験土槽における載荷実験 .....	22
2.4.3 実験のシミュレーション解析 .....	28
2.4.4 結論 .....	35
2.5 裏込め注入に関する検討 .....	36
2.5.1 概説 .....	36
2.5.2 シールド工法における裏込め注入の現状 .....	37
2.5.3 裏込め注入材に関する基礎実験 .....	39
2.5.4 試験土槽における裏込め注入実験 .....	47
2.5.5 結論 .....	55
2.6 現地計測結果に基づく検討 .....	56
2.6.1 概説 .....	56
2.6.2 鉄道複線断面シールドにおける現地計測の結果と考察 .....	56
2.6.3 シールドトンネル覆工と地盤との相互作用の解析 .....	73
2.6.4 結論 .....	106
2.7 結論 .....	108
参考文献 .....	112
第3章 セグメント覆工の構造モデルに関する検討 .....	114
3.1 概説 .....	114
3.2 慣用計算法系構造モデルの問題点 .....	116
3.2.1 慣用計算法および修正慣用計算法の概要 .....	116

3.2.2 慣用計算法系モデルの問題点 .....	1 1 8
3.3 梁ばねモデル計算法の現状と問題点 .....	1 2 0
3.3.1 梁ばねモデルの概要 .....	1 2 0
3.3.2 継手ばね定数の設定法の現状と問題点 .....	1 2 2
3.4 セグメントの継手試験結果と考察 .....	1 2 7
3.4.1 概説 .....	1 2 7
3.4.2 継手曲げ試験 .....	1 2 8
3.4.3 継手せん断試験 .....	1 4 3
3.5 継手曲げ試験のシミュレーション解析 .....	1 4 9
3.5.1 3次元FEM解析 .....	1 4 9
3.5.2 フレーム解析 .....	1 5 6
3.6 継手ばね定数算定法の提案 .....	1 6 4
3.6.1 概説 .....	1 6 4
3.6.2 回転ばね定数 .....	1 6 4
3.6.3 せん断ばね定数 .....	1 6 6
3.7 結論 .....	1 6 8
参考文献 .....	1 7 1
第4章 セグメント覆工設計法の提案 .....	1 7 2
4.1 セグメント覆工と地盤の相互作用モデルに関する提案 .....	1 7 2
4.2 セグメント覆工の構造モデルに関する提案 .....	1 7 3
4.3 セグメント設計の合理化に関する提案 .....	1 7 4
第5章 結論 .....	1 7 9
謝辞 .....	1 8 3
資料 .....	1 8 4

## 第1章 序論

### 1.1 シールド工法の現状

日本において、シールド工法が都市トンネル建設の一般的な工法として用いられたのは、昭和30年代前半の名古屋地下鉄覚王山隧道新設工事<sup>1)</sup>である。それまで地下鉄は、主として道路下に開削工法で施工されてきたが、この工区は民家の立ち並ぶ民有地下に最大土被り18mでトンネルを建設する必要があったためにシールド工法が採用されたものである。またシールド機は、開放型手掘り式シールドで圧気工法が併用されていた。セグメントは幅75cmの中子形鉄筋コンクリートセグメントが採用され、その外周に生じるテールボイドに対する裏込め注入は、豆砂利とモルタルにより行われた。裏込め注入は、テールシールが装備されていなかったため、わらの芯にぼろ布を巻いたものを詰めながら行ったが、モルタルのシールド機内への流出を防止できず、豆砂利充填を24時間以内(平均日進量4リング)に行い、モルタルは12から15リング分遅れて注入されている。この工事は途中、地下水対策に難渋した区間があったものの、地上の家屋になんらの被害もなく施工ができたことから、都市トンネル工法として注目されることとなった。

その後、昭和30年代後半から昭和40年代にかけて、トンネルの深度の増大や民有地下の通過等、施工条件の厳しい都市トンネルの施工法として、シールド工法は次第に施工実績を積み重ねていった。また開削工法で施工されていた大阪の地下鉄工事現場のガス爆発事故を契機に、シールド工法を都市トンネル建設に積極的に採用する機運が高まり<sup>2)</sup>、一層、施工実績が増加した。この頃のシールド機は、開放型シールドではあったが、テールシールの開発が進み、ゴムパッキング状のもの等が装備されており、また裏込め注入も急結性のモルタル等の開発があった。しかし、これによっても機内への裏込め注入材の漏出は防止できず、セグメントのグラウトホールから数リング遅れての注入が行われるのが通例であった。

さらに昭和40年代後半に泥水式シールドが、また昭和50年代前半には土圧式シールドが相次いで開発実用されるようになり、従来、補助工法を併用しても切羽保持が困難であった極軟弱な地盤においても、切羽を安定させることができるようになった。また同時に裏込め注入についても、瞬結性で可塑性を一定時間保持する注入材が開発され、テールシールとしてワイヤブラシと粘性の大きな特殊なグリス(パテグリス)を用いたもの(ワイヤブラシ型テールシール)が開発され、裏込め注入材の機内への漏出を完全に防止できるようになった。これにより、裏込め注入はセグメントがシールドテールを脱出後直ちに、セグメントの注入孔から施工することが可能となり、テールボイドにおいて地山が無支持(あるいは泥水圧や泥土圧の一部による支持)状態となる時間を極めて短くすることが可

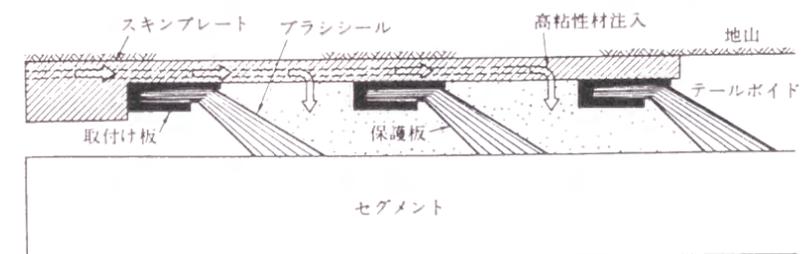


図 1.1.1 ワイヤブラシ型テールシールを用いた同時注入機構<sup>3)</sup>

能になった。このテールシールは、切羽で泥水圧や泥土圧を有効に働かせるためにも重要な意味を持つものであった。さらには、シールドテール部に注入パイプを配置してシールド推進と同時に裏込め注入を行う手法も開発され、テールポイドにおいて地山が無支持状態となることが理論上なくなり、瞬時に変位を生じてしまうような軟弱な地盤を中心に適用されるようになった（図 1.1.1）。これらの技術の実用化の結果、シールド工法は、広範な種別の地盤に対して、単にトンネルの掘削ができるというだけでなく、地盤変位を僅少に制御できるという従来にない特長を得ることになった。

このような発展の経緯を経て、シールド工法は都市トンネル建設のために具備すべき性能をほぼ満足するところまで開発が進んだことにより、一般工法として広く用いられているが、その経済性についての問題が強く指摘されている。すなわち、洪積層地盤等で同一条件下で NATM 工法による施工が可能であると、シールド工法の場合の工事費は NATM 工法の 1.5 倍から 2.0 倍になると言われており、その主たる要因はセグメント製作費が著しく高いことにあると分析されている。

## 1.2 セグメント覆工設計上の問題

シールドトンネルの設計は、先ずリング構造物として横断面について行い、その結果、決定された諸元を持つトンネル構造物に対して、トンネル軸方向について行っている。すなわち、横断面の解析結果により、部材の断面形状と寸法等を定め、トンネル軸方向の解析結果により、安全性の確認あるいは部分的な補強を行っている。

日本におけるセグメントの横断面の設計は一般に慣用計算法と呼ばれる方法により行われている。この方法は、先ず、図 1.2.1 に示すような土圧、水圧、セグメントの自重を载荷する。これによりセグメントリングは変形するが、天端を  $0^\circ$  としてリング中心角の  $\pm 45^\circ$  および  $\pm 135^\circ$  の位置を境界として、トンネル内空側への変形と、地山側へのそれに分かれると仮定している。その結果、トンネルは地山側に変形する場合には、地盤反力を受けて変形が抑制されるが、この時の地盤反力は、その大きさがトンネル水平直径点におけるリングの変形量に比例し、水平直径より  $\pm 45^\circ$  の範囲に三角形分布する水平力であるとする。またリング構造に関しては、セグメントが継手を介して組み立てられているが、これによる部分的な剛性の低下を無視してセグメント本体部の剛性と同一の剛性で一樣なリングであるとしている。

この慣用計算法の成立の経緯は、概ね次のようになる。すなわち、名古屋地下鉄覚王山隧道の設計法は、この方法とほぼ同様であるが、側方の三角形分布する地盤反力は考慮していなかった。これは、シールドトンネルに関する古典的文献である Hewett・Johannesson の著した「Compressed Air and Shield Tunneling」<sup>5)</sup>に示されたセグメント設計のための荷重体系とほぼ同様であり、これも側方の地盤反力は考慮していない（図 3.2.1.1 参照）。その後、下水道等でシールド工法が用いられ、各種地盤で設計を行うようになると次のような矛盾点が指摘されるようになった。すなわち、軟弱地盤では側方土圧が大きく計算されるため、軸力は大きくなるが曲げモーメントが小さくなり、逆に良質な地盤では側方土圧が小さく計算されるため、軸力は小さいが曲げモーメントが大きくなり、結果として軟弱地盤よりも良質地盤の方がセグメントの強度を大きくする必要のあることになる。これはトンネル技術者の常識とは反対の結果であった。この矛盾点を解消するために、当時の設計担当者により側方の地盤反力が導入されたものである。当時は、電算機を用いての数値計算は一般的ではなく、加減乗除のみの手計算で断面力が求められるように、荷重体系も考えられたものと想像される（表 2.2.4.1 参照）。

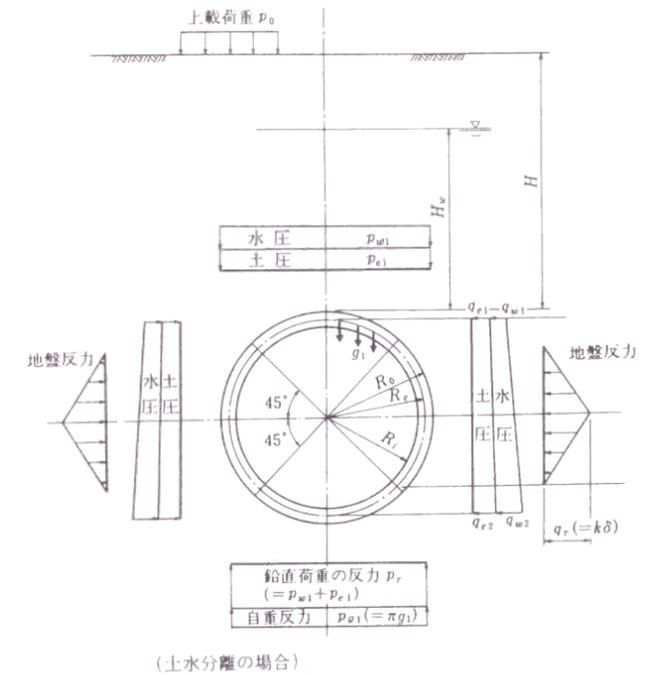


図1.2.1 慣用計算法における荷重系<sup>4)</sup>

当時は、トンネルにおける各種計測についても方法が確立されておらず、この設計法は理論および簡略化された室内の実験結果に基づいて考えられたもの<sup>6)</sup>である。従って、トンネルの掘削過程、セグメントの組立、裏込め注入等の一連の施工状況がトンネルに作用する土圧や地盤反力に及ぼす影響は考慮されていない。それにも拘わらず、この設計法が現在でも用いられているのは、この方法で設計されたシールドトンネルが荷重の見積誤差に起因して変状した実績が皆無であり安全性が確認されていること、計算が簡便であること等の理由による。

しかし、この慣用計算法には、現状のシールド工法の技術レベルで考えると次のような問題点がある。

- ①設計法の安全性の確認が実績の積み重ねによるものであるため、新しい形式のセグメント、従来にない施工条件では、安全性を確保できているか否かを判断できない。
- ②この設計法が適用できるのは荷重が対称である場合に限られ、地形条件が複雑な場合、トンネル完成後の近接工事の影響を推定する場合等には適用できない。
- ③トンネルの施工方法の改善が図られても、その効果をトンネル設計に反映できない。
- ④この設計法によれば安全ではあるが、その安全率が適正であるか否かを判断できない。

本来、トンネルの設計にあたっては、トンネルの施工時から完成後の長期にわたる土圧や水圧といった荷重とトンネルの支持状態を正確に把握して、これをモデル化することが必要である。またトンネルの構造モデルについても、その力学特性を的確にモデル化する必要がある。これらを設計モデルに取り入れることにより、上に挙げた問題点は解消するものと思われる。

このような慣用計算法の欠点を補うために、構造モデルとしては、セグメントを梁部材とし、それらを接続する周方向継手（セグメント間継手）を回転ばねに、軸方向継手（リング間継手）をせん断ばねとする方法が提案され、一部で実用されるようになってきている<sup>7)</sup>。一方、トンネルと地盤の相互作用のモデルとして、ヨーロッパでよく用いられている全周ばねモデルが、特殊断面シールドトンネルの設計に用いられたことがある<sup>8)</sup>。

### 1.3 本研究の目的と手順

本来、シールドトンネル設計の基本となるトンネルの挙動を求めるための力学モデルは、特に施工に依存する所が大きい。前節までに述べたように、シールド工法は施工機械、セグメント等の施工的な面で著しく進歩したにも拘わらず、設計面では十分に合理的な手法が取り入れられず、昭和 40 年頃に当時の施工技術に対応して開発された手法が用いられてきている。本研究は、シールドトンネルのセグメント覆工の設計を合理的に行うために、現在の施工技術を前提にして、その設計モデルについて考察し、設計実務を考慮して最も適当と考えられる手法の提案を行うことを目的とする。

具体的には次の各項を示すことにより、施工時から供用後の長期にわたるシールドトンネルの安全性を定量的に把握できるようにして、セグメントの製作費を低減すること、新形式セグメントの導入を容易にすること等に資することも期待している。

- ①施工時荷重、施工直後から供用後の長期にわたる地盤とトンネルの相互作用について明確にして、合理的な設計モデルを示す。
- ②シールド工事費の大きな部分を占めていながら経験に基づいて決められてきたセグメントの継手について、合理的な力学モデルを提案する。

本論文は、5章からなっており、第1章ではシールドトンネルの発展の経緯と技術の現状を概観し、問題点を明確にしている。また本節では研究の目的と手順を示す。

第2章では、トンネルの施工時から安定時までにはセグメント覆工に作用する土圧、水圧等の荷重の実態を明らかにし、トンネルと地盤の相互作用モデルについて考察する。

第3章では、シールドトンネルを構成するセグメント覆工の継手部の力学特性を明らかにして、セグメント覆工の構造力学モデルについて考察する。

第4章では、第2章、第3章の結論に基づいて、設計実務を考慮した合理的な設計モデルおよびそれを用いたセグメントや継手の選定方法について考察する。

第5章では、全体をまとめて結論を述べる。

以下に各章毎の具体的な研究手順について示す。

第2章では、2.2節においてシールドトンネルの施工過程をシールド技術の現状から解説し、それによりトンネルに作用する土圧がどのような経緯を辿って最終状態に至るか、またどのような大きさになるかを理論的に考察する。さらに現状のシールドトンネルの設計法における土圧の設定法について概観し、シールドトンネルの設計土圧をどのように捉えるべきかを述べる。また、2.3節において既往の設計におけるセグメント覆工と地盤の相互作用モデルについて概観し、評価する。

2.4節においては、覆工と地盤の相互作用の基本的なモデル化手法について考察するために行ったトンネル模型の土槽内載荷実験について述べる。さらに、その結果により各種モデルを用いてシミュレーション解析し、それらのモデルについて評価する。

一方、2.5節ではシールドトンネルに作用する土圧に大きな影響を及ぼす裏込め注入について考察するため、裏込め注入材の物性試験を行うとともに、シールドテール部における裏込め注入を模擬した土槽内実験を行った結果について述べる。その結果により、トンネルの設計において裏込め注入をどのように取り扱うべきかを考察する。

以上の検討結果から、セグメント覆工と地盤の相互作用モデルについての基本的な考え方が整理されるが、これらは施工に依存する部分が多いので、実際のトンネルにおける計測を通じての考察が重要となる。2.6節では、鉄道トンネルにおける現地計測の結果から、セグメント覆工の設計で考慮すべき土圧・水圧等の荷重について、種類と大きさをトンネルが安定する時期との関係を含めて考察する。さらに既往の現地計測データを収集し、トンネルと地盤の相互作用モデルについて総合的に解析し、評価する。

2.7節では、以上の検討結果から、シールドトンネルの設計に用いられるセグメント覆工と地盤の相互作用モデルについて、総合的に考察する。

第3章では、3.2節および3.3節において現在設計に用いられている構造モデルについて概観し、評価する。3.4節では、これに基づいて、実際のセグメントの力学的挙動を明らかにするためにセグメントの載荷試験を行い、その結果からセグメント覆工の構造モデルとして考慮すべき要素および無視することが可能な要素について考察する。

3.5節では、特に構造モデルを構築する上で重要な周方向継手のモデル化の検討をするために、継手曲げ試験についてシミュレーション解析を行った結果を述べる。

3.6節では、以上の検討結果から、設計実務を考慮した構造モデルとそれに用いるべきパラメータの決定方法について提案する。3.7節では、これらを総合的に整理して考察する。

第4章では、第2章および第3章の結果をまとめて、シールドトンネルのセグメント覆工の設計モデルとして、4.1節でセグメント覆工と地盤の相互作用モデルについて、また4.2節ではセグメント覆工の構造モデルについて提案する。

さらに、4.3節ではこれらのモデルを用いた試算を行い、セグメント覆工を適切に設計するために配慮すべき事項を考察する。

第5章では、全体をまとめた結論を述べる。

[参考文献(第1章)]

- 1)高見敬一,近藤茂,中道拓,渡辺晴朗:名古屋市高速度鉄道のシールド工事について,土木学会第1回トンネル工学シンポジウム,1962.6,pp65-85
- 2)シールド工法技術調査研究会:都市鉄道のトンネル建設工事におけるシールド工法の適応性(運輸省鉄道監督局長答申),1973.3
- 3)土質工学会:シールド工法入門,1992.9,p113
- 4)土木学会:トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説,1997.7,p37
- 5)B.H.M.Hewett, S.Johaneson: Shield and compressed air tunnelling, McGraw-Hill book company, Inc., 1922, pp74-93
- 6)山本稔:セグメントに関する2,3の提言,コンストラクション,第9巻1号,1971.1
- 7)半谷哲夫,河田博之,小山幸則:新しいセグメント設計手法の開発,トンネルと地下,第18巻6号,1987.6,pp17-26
- 8)小山幸則,加藤政喜,清水満:複円形特殊断面シールドの設計-京葉線京橋トンネル-,第41回年次学術講演会講演概要集第3部,土木学会,1986.11,pp801-802

## 第2章 セグメント覆工と地盤の相互作用モデルに関する検討

### 2.1 概説

セグメント覆工の設計は、多くの場合、土圧や水圧を荷重として与えてトンネルの変形・変位に伴って生じる地盤反力（抵抗土圧）を求め、これらの荷重（地盤反力を含む）に耐えるように覆工部材の断面を決定する方法が採られている。この場合、トンネルに作用する土圧はトンネルの形状・寸法、トンネルが位置する地山の力学的特性等だけで決まるものではなく、掘削の方法や順序、覆工の剛性と設置時期、裏込め注入の方法（注入時期、注入位置、圧力、注入量、注入材の特性）、地下水の状態等多くの要素により異なったものとなる。

ここでは、先ずシールドトンネルに生じる土圧現象について、施工過程を追って定性的に考察し、設計計算で考える土圧の意味するところ明らかにする。次いで、土圧の一部ではあるが設計計算上分離して考えている地盤反力に関する土槽実験結果について述べるとともに、設計における地盤反力の取り扱いについて考察する。次に、セグメント覆工に極めて大きな影響を及ぼす裏込め注入について、現在一般的に用いられている注入材の力学特性に関する実験結果を述べるとともに、裏込め注入材の力学特性がトンネルに及ぼす影響について考察し、さらにシールドトンネルにおける裏込め注入を模擬した土槽実験結果について述べ、セグメント覆工の土圧現象に及ぼす影響について考察する。

実際のシールドトンネルにおいては、以上のような土槽実験で考慮した諸条件のほかに、種々の要素が土圧現象に影響を及ぼすと考えられるので、実際のシールドトンネルにおいて、セグメント覆工に作用する土圧、水圧およびセグメントに生じるひずみについて、計測を行った。その結果について整理し、セグメント覆工の設計上大きな比重を占める土圧と水圧について考察する。また、長期的に残留するセグメント覆工のひずみとそのときに作用する土圧・水圧について、既往の計測事例を収集し、セグメント覆工の設計で考慮すべき土圧と水圧について考察し、設計用値の提案を行う。

## 2.2 シールドトンネルの施工過程とトンネル作用土圧に関する考察

### 2.2.1 シールドトンネルの施工過程と周辺地盤の変位<sup>1)</sup>

シールドトンネルが掘削され、セグメント覆工がなされる過程を図 2.2.1.1 に示すように模式的に考えてみる。

第一段階はシールド切羽が到達する以前の段階であり、この時点で既に地盤は変位し始める。開放型シールドでは切羽において地山はトンネル内方に変位することになり、また密閉型シールドでは切羽の流体圧（泥水圧あるいは泥土圧）が切羽土圧よりも大きければ地山がトンネル外方に押し出されるように変位し、逆に小さければ地山はトンネル内方に変位することになる。

第二段階では、シールドのカッタービットあるいは人力等により、その地点の地山が掘削される段階である。この場合も切羽や掘削周面を流体圧で適切に支持することができれば地山の変位は極く僅かであるが、一方、開放型シールドでは多くの場合、圧気工法を併用したとしても土圧が変化するに十分な大きさの変位がトンネル内方に向かって生じることになる。

第三段階はその地点をシールドが通過する段階である。この段階では地山はトンネルの余掘りの分だけ内方に変位してシールド外周面で支持される。この場合、密閉型シールドであっても、地山の変位を生じさせない大きさの流体圧を作用させることはできないと考えられる。また、シールドの姿勢制御が十分に行われなかった場合には、シールドの進行方向と機械の向きに差が生じ、シールドの推進に伴って周辺地盤が押し込まれるような変位を生じることもある。

第四段階はシールドが、その地点を通過し終わった段階で、シールドテール内で組み立てられたセグメント覆工がシールドテールから脱出する。この時、覆工と掘削面の間にテールボイドが生じる。裏込め注入が遅れたり、裏込め注入材の強度発現が遅れると、このテールボイドに向かって地盤が変位してくる。このテールボイドを十分な強度を持つ注入材により同時注入で瞬時に充填することができれば、地盤の変位は生じない。あるいは地

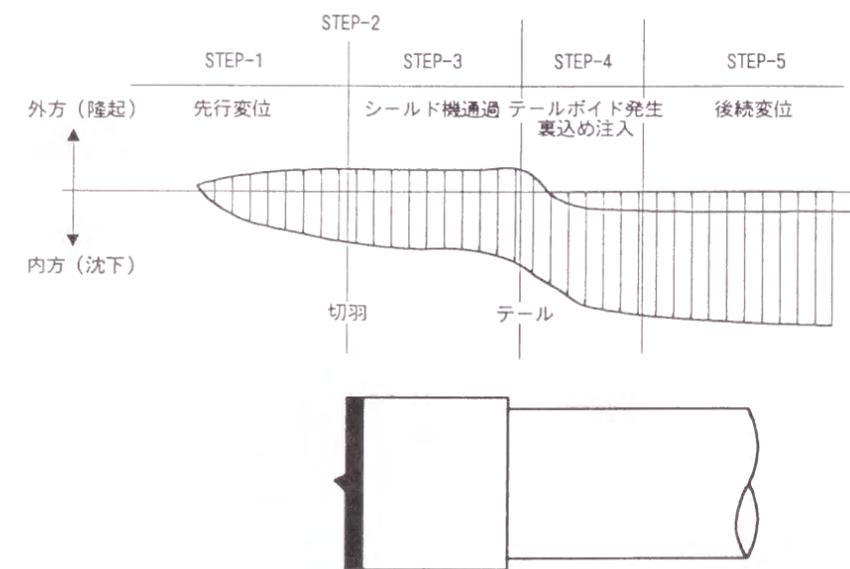


図 2.2.1.1 シールド掘進と地盤変位

盤沈下を抑制するために裏込め注入圧を大きくして地盤を隆起傾向にまで導こうとするこ  
とも行われる。

第五段階は裏込め注入が完了し、シールドが遠ざかるにつれて切羽の3次元的支持効果  
も徐々に無くなり、また地盤と裏込め注入材のクリープ的変形が徐々に生じる段階である。  
この段階では、軟弱粘性土では土粒子構造の骨格が壊れて圧密し、また裏込め注入材も過  
剰水が排水されるのに伴って圧密する。特に過大な注入圧で注入された場合には、この傾  
向は顕著になる。

このように、シールドトンネルの施工過程では、トンネル周辺の地盤は、施工手順に応  
じて複雑な挙動をするばかりでなく、施工方法によっても大きく異なった挙動をすること  
になる。そして、この施工過程における地盤の挙動が、トンネルに長期的に作用する土圧  
に対しても大きな影響を及ぼすことになる。

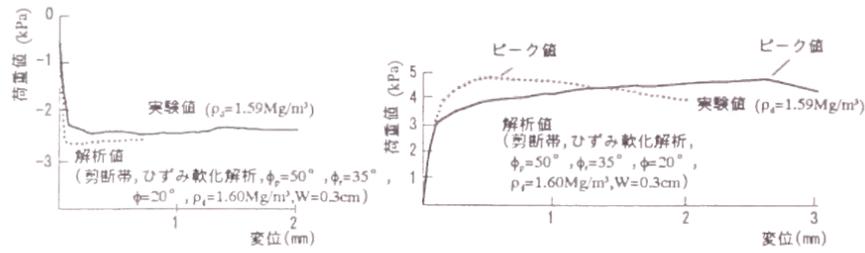
### 2.2.2 シールドトンネルに生じる土圧現象<sup>1)</sup>

以上のような経過を辿って最終的にトンネル周辺地盤の変位が収束する。一般に土圧の  
大きさは地盤の変位に依存する。従って、トンネルに作用する土圧も、変位に依存する傾  
向が極めて強い。このように考えて、シールドトンネルの施工過程を追って、トンネル周  
辺地盤の変位とトンネルに作用する土圧の状況を整理したものが表2.2.2.1である。

トンネルの天端では図2.2.2.1に示すように極く僅かな沈下を生じるだけで緩み土圧状  
態になり、またトンネル側部では図2.2.2.2のようにトンネル内方に向かう変位が極く僅  
か生じたのみで主働土圧状態になる。またトンネル周辺の地盤変位がトンネル上方や外方  
に向かって生じた場合には、変位に比例して土圧が増大して受働土圧状態（地盤反力の発  
生）になるものと考えられる。従って、各段階での変位がどのように生じるかにより最終  
的な作用土圧も大きく異なることになる。さらに地盤がその変位に伴って歪んで塑性領域  
が発生したり、軟弱粘性土ではシールド掘進に伴う地盤の乱れが生じて、強度特性が低下

表2.2.2.1 シールドトンネルに作用する土圧と地盤変位の経時変化

S T E P		地盤の動きと土圧の状況	
I	[シールド切羽到達前] トンネル掘進時の切羽土圧と切羽保 持圧（泥水圧あるいは泥土圧ある いは圧気圧等）のバランス	①地盤はシールド切羽側へ変 位する。	土圧は主働状態になる。
		②地盤は変位しない。	土圧は静止状態になる。
		③地盤はシールド切羽から遠 ざかる方向に変位する。	土圧は受働状態になる。
II	[シールド切羽到達時] トンネルの掘削周面の土圧と掘削面 保持圧（泥水圧あるいは泥土圧ある いは圧気圧等）のバランス	①地盤はトンネル内空側に変 位する。	土圧が主働状態側にシフ トする。
		②地盤は変位しない。	土圧は変化しない。
		③地盤はトンネル内空が拡大 する方向に変位する。	土圧が受働状態側にシフ トする。
III	[シールド機通過時] トンネル掘削周面には切羽保持圧の 一部が伝達する。	一般にはトンネル掘削壁面は 内空側に移動してシールド機 により支持される部分が生じ る。地盤がせん断される部分 も生じる。	土圧が主働側にシフトす る。 変位により地盤強度が低 下する場合も生じる。
IV	[シールド機テール通過から裏込め 注入完了時] シールド機テール通過と同時にセグ メント背面とトンネル掘削面との間 にボイドが発生して、内空側に変位 する傾向になるが、裏込め注入圧に より抑制される。またリングの変形 とそれに伴った地盤反力が発生する。	①地盤はトンネル内空側に変 位する。	土圧が主働状態側にシフ トする。
		②地盤は変位しない。	土圧は変化しない。
		③地盤はトンネル内空が拡大 する方向に変位する。	土圧が受働状態側にシフ トする。
V	[裏込め注入以降] 裏込め注入材が硬化するまでは、注 入圧の解放やその剛性に伴った変形 によりトンネル掘削面が内空側に変 位する傾向にあり、長期的にも裏込 め注入材の圧密やクリープにより助 長される。	地盤は内空側に変位する。	土圧が主働状態側にシフ トする。



(a)降下の場合(主動状態) (b)上昇の場合(受働状態)  
 図 2.2.2.1 落とし戸実験による荷重-変位曲線<sup>2)</sup>

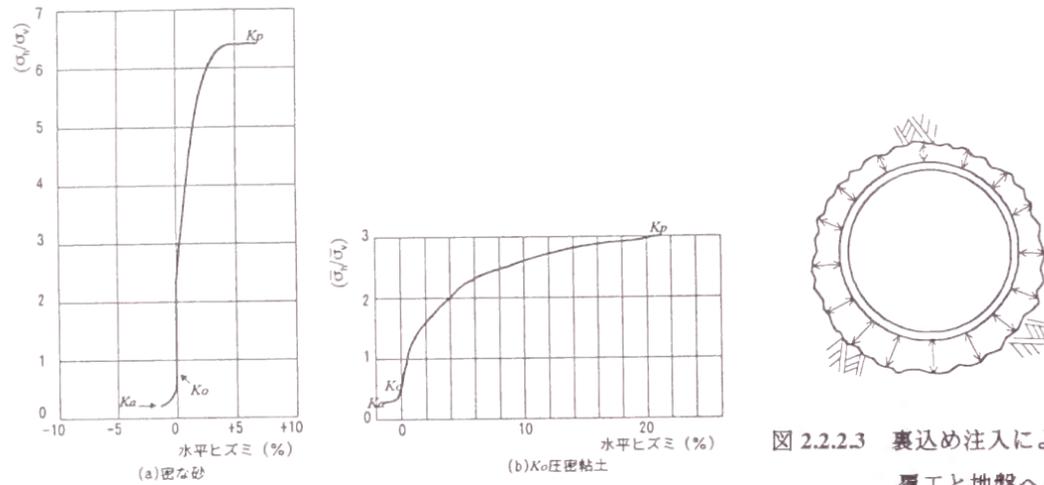


図 2.2.2.3 裏込め注入による覆工と地盤への荷重の導入

図 2.2.2.2 土の水平変位と土圧係数の関係<sup>3)</sup>

する。このことによりトンネルに作用する土圧が増大する。

また第四段階で実施される裏込め注入は、トンネルに作用する土圧を大きく変化させる要因となり、現象を複雑なものとする。すなわち裏込め注入圧の残留が大きければ、注入材が地盤とトンネル覆工の双方にプレストレスを与えることになり(図 2.2.2.3)、結果としてトンネル作用土圧を大きくすることになる。また未だ固まらない注入材は土圧の局所的な変動を平滑化する効果があるし、地盤と覆工の間にその双方とは異なった力学的特性を持つ材料が存在することによる影響も無視できない。

以上のようにトンネルに最終的に作用する土圧の発生機構は極めて複雑で、同一地質条件の同一諸元のトンネルであっても、施工状態により作用土圧の分布や大きさは非常に大きく変化する。しかし実際には、一般に掘削方法や掘進管理は1つのトンネルでは地盤条件が変化しないかぎり、ほぼ一定であると考えられる。従って、実際の変位は、図 2.2.1.1 に示すような一定の範囲内に収まることになる。これらの傾向はトンネル近傍地盤で計測された変位データからも推定できる。さらに、以上のような各段階の現象に地下水の移動を考慮する必要があり、土圧の現象は一層複雑になる。

このように、トンネルに作用する土圧・地盤反力を一律に定めるのは極めて困難であるが、実務上シールドトンネルの設計の多くは理論的考察に基づく土圧を実験や現地計測等により補完しつつ、これを一義的に決定している。これは通常の施工により建設される全てのトンネルが安全になるようにトンネル作用土圧を決めているとも考えることができる。

### 2.2.3 緩み土圧と側方土圧<sup>1)</sup>

従来、トンネル設計に用いられてきている土圧は、鉛直方向と水平方向に分離して考えられている。鉛直方向土圧については、次の2通りの考え方により決められてきている。

①トンネル掘削に伴うトンネル上部の地山の緩み領域の重量が、鉛直土圧として作用する。

②トンネル土被りの全土圧が鉛直方向に作用する。

ただし、この土圧分布には覆工や地山の剛性が考慮されず、またトンネルと地盤の相互作用が考慮されていないため緩み領域とトンネルの変形が十分に関連づけられていない。

トンネル周辺の緩み領域の発達および最終的な形状や大きさについては、種々の研究がなされており、砂質土地山においてはトンネル上部の地山から作用してくる鉛直土圧を降下床にかかる土圧として捉えているものが多い。

砂質土を対象とした降下床にかかる鉛直土圧の実験結果により、村山<sup>4)</sup>は降下床の降下に伴ってその上の砂層には3つの領域が生じることを示している(図 2.2.3.1)。領域Iは降下床とともに沈下する直接領域であり、領域IIは静止している砂の間隙を緩ませながら領域Iの方へ流動する間接領域であり、領域IIIは降下床に係わらず不動の静止領域である。間接領域は降下床の沈下量が増すにつれて上方に広がり、遂には地表に達すると考えられている。このような3つの領域ができるものとして降下床にかかる鉛直土圧を計算している。

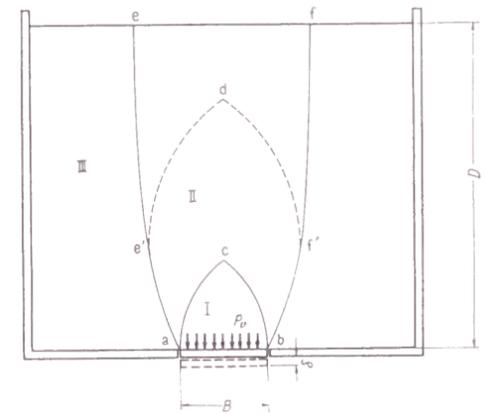
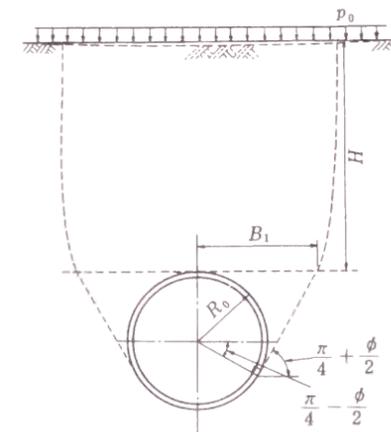


図 2.2.3.1 降下床による砂の移動領域<sup>4)</sup>

シールドトンネル覆工の設計では、この緩み土圧の算定にあつては Terzaghi の提案式<sup>5)</sup>(図 2.2.3.2)によっており、諸外国の設計においても概ね同様である。Terzaghi の提案式は、村山の実験で降下床の沈下量が増大して、間接領域が地表に達した状態に対応するものと考えられ、トンネル上部の地盤の降下が少ない場合には過大な土圧を計算することになると考えられる。



$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1}) + p_0 \cdot e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot \left( \frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

$\sigma_v$ : Terzaghi の緩み土圧  
 $h_0$ : 土の換算緩み高さ ( $=\sigma_v/\gamma$ )  
 $K_0$ : 水平土圧と鉛直土圧の比(通常  $K_0=1$  としてよい)  
 $\phi$ : 土の内部摩擦角  
 $p_0$ : 上載荷重  
 $\gamma$ : 土の単位体積重量  
 $c$ : 土の粘着力  
 ただし、 $p_0/\gamma$  が  $H$  に比し小さい場合は下記の式によってよい。  

$$\sigma'_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1})$$

図 2.2.3.2 緩み土圧の算定式<sup>6)</sup>

一方、側方から作用する土圧については、鉛直土圧に一定の土圧係数（セグメントの慣用設計法においては側方土圧係数と呼ぶ）を乗じた土圧が作用すると考えている。この値については、概ね静止土圧に相当する土圧が作用すると考えて、土質に応じた静止土圧係数を与えている。

以上は、地盤の圧縮ひずみが減少する場合の土圧（以下、主働的に作用する土圧と呼ぶ）であるが、トンネルが変形や変位をして地盤の圧縮ひずみを増大させると、この変形や変位に抵抗する土圧（地盤反力あるいは抵抗土圧）も発生する。この地盤反力については、地盤を Winkler の仮定に従うばねに置換して考えることが多いが、2.3 節に述べるように分布形状の仮定にしても各種の考え方が存在しており、また地盤反力係数の値の決め方にも多くの異なる考え方が存在している。

いずれにしても主働的に作用する土圧と地盤反力は、思考過程では分離することが可能であっても同時に作用するもので、実際に計測してみると分離することができない。日本で広く用いられている慣用計算法では、これらを独立して定めることをせず、双方の組み合わせの結果によって安全な設計となるように定めている。

## 2.2.4 シールドトンネルの設計土圧

前項までに述べたシールドトンネルに作用する土圧の現象を一部は関連を持ちつつ一部は無視して、設計土圧が設定されているのが、シールドトンネル覆工の設計実務の現状である。ここでは、現在、一般に用いられている慣用計算法における設計土圧とそれと不可分の関係にある水圧について述べる<sup>7)</sup>。

一般に慣用計算法では、図 2.2.4.1 に示すような土圧（地盤反力を含む）と水圧を考えている。土圧と水圧は、地盤の種類に応じて、土圧と水圧に区分せずに一体的に土圧として考える場合と、土圧と水圧に区分して考える場合とがある。一般に前者は、粘性土地盤のように透水性が小さい地盤に、また後者は砂質土地盤のように透水性の大きな地盤で適用される。

土圧あるいは水圧と一体として考える土圧については、鉛直方向に等分布する鉛直土圧と、トンネル側方から深さに応じて増加して台形分布する側方土圧に分けて作用させる。

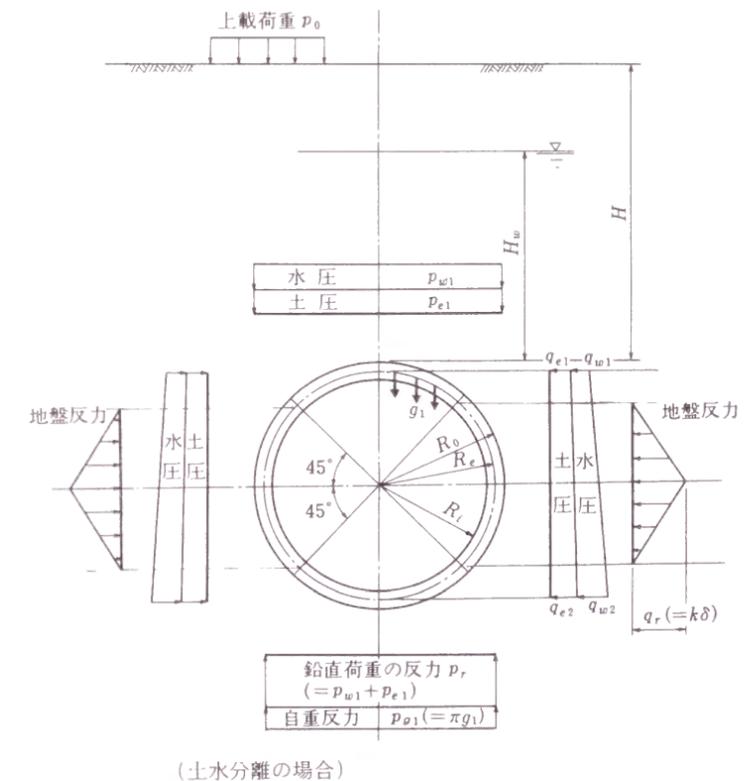


図 2.2.4.1 慣用計算法における土圧と水圧<sup>8)</sup>

### (1) 鉛直方向土圧

鉛直方向の土圧は、等分布するものとして、トンネル上部の全土被り荷重を考える場合と、土のせん断強度に期待して、これを軽減させる場合がある。一般に後者の場合には、Terzaghi の緩み土圧の算定式を用いて計算される。

しかし、トンネルの土被りが小さい場合や、土の強度が小さい場合には、この軽減効果は小さく、また信頼性も小さいので、全土被り荷重を設計に用いることになる。特に固結していない粘性土地盤では、地盤のクリープにより長年月の間に全土被り荷重が作用してくることが考えられるので、荷重の軽減を行っていない。

一方、下部からの鉛直方向土圧は、慣用計算法では上部からの鉛直土圧とトンネルの重量やトンネル内の荷重の合計に釣り合う地盤反力であると考えており、これも等分布するものと仮定している。

## (2)側方土圧

側方土圧は、一般には深さに応じて増加する等変分布荷重としてモデル化されている。すなわち、次式に示すように、上部からの鉛直土圧に土圧係数を乗じた土圧がトンネル頂部の側方に、またこの土圧にトンネル外径分だけ深くなることにより増加すると考えられる土圧（地山の単位体積重量×トンネル外径）に土圧係数を乗じた土圧を加えたものをトンネル底部の側方から作用させ、その間は等変分布する側方土圧を作用させることになる。

$$q_{e1} = \lambda \cdot p_{e1}$$

$$q_{e2} = \lambda (p_{e1} + 2\gamma \cdot R_c)$$

ここで、 $q_{e1}$ ：トンネル頂部の側方土圧  
 $q_{e2}$ ：トンネル底部の側方土圧  
 $p_{e1}$ ：トンネル頂部の鉛直土圧  
 $R_c$ ：トンネルの図心半径  
 $\lambda$ ：側方土圧係数

側方土圧係数には、表 2.2.4.1 の値が用いられている。

表 2.2.4.1 側方土圧係数( $\lambda$ )および地盤反力係数( $k$ )<sup>9)</sup>  
 ( $k$  値:  $\text{kg}/\text{cm}^3$ )

土の種類	$\lambda$	$k$	$N$ 値による目安
非常によく締まった砂質土 固結した粘性土	0.35~0.45	3.0~5.0	$N \geq 30$
			$N \geq 25$
締まった砂質土 硬い粘性土	0.45~0.55	1.0~3.0	$15 \leq N < 30$
中位の粘性土			$8 \leq N < 25$
緩い砂質土	0.50~0.60	0~1.0	$N < 15$
軟らかい粘性土	0.55~0.65	0~0.5	$2 \leq N < 4$
非常に軟らかい粘性土	0.65~0.75	0	$N < 2$

## (3)地盤反力

慣用計算法では上下方向の地盤反力は、トンネルの変位と変形に無関係に、等分布で仮定している。側方の地盤反力については、計算の簡便化を考慮して、図 2.2.4.1 に示すようにトンネルのスプリングラインを中心に  $\pm 45^\circ$  の範囲に三角形分布する水平方向の成分のみが生じるとしている。その大きさは、三角形の頂点の値が、トンネルの水平半径の伸び量に地盤ばね値を乗じた値となるように定めている。このように考えると、トンネルに発生する曲げモーメントと軸力は、表 2.2.4.2 に示すような形で解が求められる。地盤反力係数については表 2.2.4.1 に示すような値が用いられている。

表 2.2.4.2 慣用計算法によるセグメント断面力の計算式<sup>10)</sup>

荷重	曲げモーメント	軸力	せん断力
鉛直荷重 ( $p_{e1}+p_{w1}$ )	$M = \frac{1}{4}(1-2\sin^2\theta)(p_{e1}+p_{w1})R_c^2$	$N = (p_{e1}+p_{w1})R_c \cdot \sin^2\theta$	$Q = -(p_{e1}+p_{w1})R_c \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$
水平荷重 ( $q_{e1}+q_{w1}$ )	$M = \frac{1}{4}(1-2\cos^2\theta)(q_{e1}+q_{w1})R_c^2$	$N = (q_{e1}+q_{w1})R_c \cdot \cos^2\theta$	$Q = (q_{e1}+q_{w1})R_c \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$
水平三角形荷重 ( $q_{e2}+q_{w2}$ $-q_{e1}-q_{w1}$ )	$M = \frac{1}{48}(6-3\cos\theta-12\cos^2\theta$ $+4\cos^3\theta)$ $(q_{e2}+q_{w2}-q_{e1}-q_{w1})R_c^2$	$N = \frac{1}{16}(\cos\theta+8\cos^2\theta-4\cos^3\theta)$ $(q_{e2}+q_{w2}-q_{e1}-q_{w1})R_c$	$Q = \frac{1}{16}(\sin\theta+8\sin\theta \cdot \cos\theta$ $-4\sin\theta \cdot \cos^2\theta)$ $(q_{e2}+q_{w2}-q_{e1}-q_{w1})R_c$
地盤反力 ( $q_r=k \cdot \delta$ )	$0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ の場合 $M = (0.2346-0.3536\cos\theta)$ $k \cdot \delta \cdot R_c^2$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $M = (-0.3487+0.5\sin^2\theta$ $+0.2357\cos^3\theta)k \cdot \delta \cdot R_c^2$	$0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ の場合 $N = 0.3536\cos\theta \cdot k \cdot \delta \cdot R_c$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $N = (-0.7071\cos\theta + \cos^2\theta$ $+0.7071\sin^2\theta \cdot \cos\theta)k \cdot \delta \cdot R_c$	$0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ の場合 $Q = 0.3536\sin\theta \cdot k \cdot \delta \cdot R_c$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $Q = (\sin\theta \cdot \cos\theta - 0.7071\cos^2\theta$ $\sin\theta)k \cdot \delta \cdot R_c$
自重 ( $P_{g1}=\pi \cdot g_1$ )	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $M = \left(\frac{3}{8}\pi - \theta \cdot \sin\theta - \frac{5}{6}\cos\theta\right)g \cdot R_c^2$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ の場合 $M = \left(-\frac{1}{8}\pi + (\pi - \theta)\sin\theta$ $-\frac{5}{6}\cos\theta - \frac{1}{2}\pi \cdot \sin^2\theta\right)g \cdot R_c^2$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $N = \left(\theta \cdot \sin\theta - \frac{1}{6}\cos\theta\right)g \cdot R_c$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ の場合 $N = \left(-\pi \cdot \sin\theta + \theta \cdot \sin\theta + \pi \cdot$ $\sin^2\theta - \frac{1}{6}\cos\theta\right)g \cdot R_c$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $Q = \left(\theta \cdot \cos\theta + \frac{1}{6}\sin\theta\right)g \cdot R_c$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ の場合 $Q = \left((\pi - \theta)\cos\theta - \pi \cdot \sin\theta \cdot$ $\cos\theta - \frac{1}{6}\sin\theta\right)g \cdot R_c$
セグメントリングの水平直径点の水平方向変位( $\delta$ )	覆工自重による地盤反力を考慮しない場合 $\delta = \frac{\{2(p_{e1}+p_{w1})-(q_{e1}+q_{w1})-(q_{e2}+q_{w2})\}R_c^4}{24(\eta \cdot EI+0.0454k \cdot R_c^4)}$ 覆工自重による地盤反力を考慮した場合 $\delta = \frac{\{2(p_{e1}+p_{w1})-(q_{e1}+q_{w1})-(q_{e2}+q_{w2})+\pi g\}R_c^4}{24(\eta \cdot EI+0.0454k \cdot R_c^4)}$ ただし $EI$ は単位幅当たりの曲げ剛性である。		

自重は、トンネルの施工後長期にわたる状態に対する検討にも用いる。自重による変形に対しては、変形が生じる時点では未だ十分に地盤反力が期待できないとして、側方の地盤反力を考慮しない。

## (4)水圧

水圧はトンネルの中心に向かう半径方向の圧力で、地下水面からの深さに応じて大きくなる。設計上、この水圧についても、上下方向には等分布し、側方については深さに応じて等変分布するように仮定されている。トンネルの上半分に作用する水圧は、トンネル下半分に作用する水圧よりも小さいので、トンネルの自重や内部の荷重が小さい場合には、トンネルは上方に浮き上がろうとする。このとき、トンネル上部にトンネルの浮き上がりを押さえるような地盤反力が発生する。この地盤反力についても、底部の地盤反力と同様に等分布すると仮定している。

## 2.3 既往の設計モデルの問題点

### 2.3.1 慣用モデルの問題点

慣用モデルは、前述したように Hewett・Johanneson の提案モデルを経験的に修正して用いられてきたものである。開放型シールドで施工されたトンネルの現地計測結果を見ると、一般に、トンネルに作用する荷重には著しい偏りがあり、それによる断面力の分布もトンネルの左右で大きく異なり、また局部的に大きな値を示すことが多い（図 2.3.1.1）。これは、シールドによる地山の支持が十分でなく、また裏込め注入も遅れて施工されること等から、トンネルに作用する土荷重は崩落してくる土によるものが主体であり、かつ周辺地盤によるトンネルの支持状態も局部的なものとならざるを得ないため、慣用モデルで考慮されているようなバランスのよい荷重状態にならないこと、同時に地山を大きく緩めてしまうため作用する土荷重も大きくなること等が原因と考えられる。

しかし、近年のシールド工事が密閉型シールドで施工され、かつ瞬結性の注入材により同時注入または即時注入により裏込め注入がなされることを考慮すると、現状のシールド工法においては、このような現象が実際のトンネルで生じている可能性は小さく、その施工過程から見て開放型シールドの場合と大いに異なるものと考えられる。従って、開放型シールドについて考えられた慣用モデルは、特に次に述べるような点について、問題があるものと考えられる。

鉛直方向土圧の下向きの成分については、土のせん断強度に期待して土圧を軽減し緩み土圧を考える地盤条件の範囲が狭く、過大な設計荷重になっている。また、鉛直土圧を計算の容易さを考えて等分布としているが、実際には地盤の変位に依存して変化していることが考えられる。さらに、トンネル中心が移動しないような考えが基本になっているため、上下の荷重のバランスが著しく異なる場合には鉛直方向の地盤反力が正當に評価されないことになる。

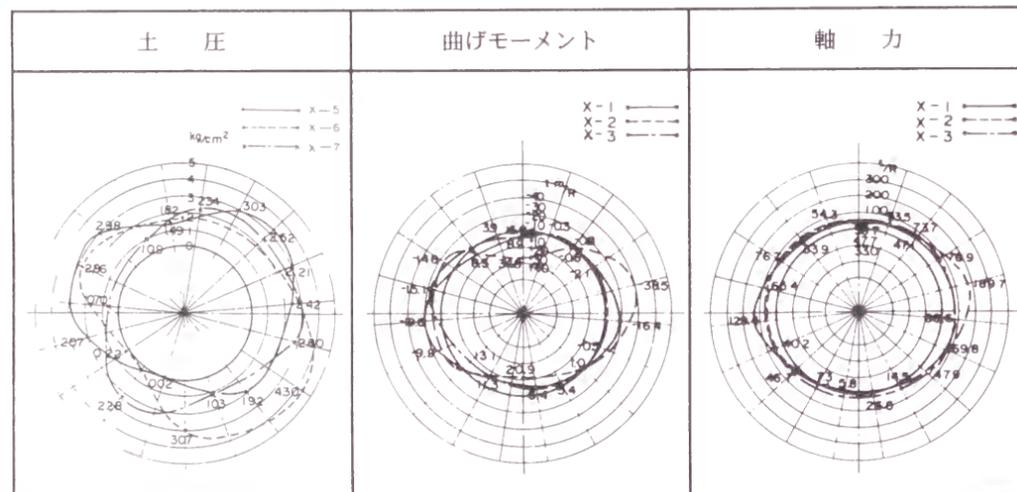
一方、側方土圧について見ると、それを算出する場合の側方土圧係数  $\lambda$  に乗ずる鉛直土圧は、トンネル頂部の位置では緩み土圧であり、それよりも下部では一律に深度の増加量

に単位体積重量を乗じて求めた値を加算した土圧となっている。そのため、実際には地盤変位により軽減される鉛直土圧が過大に評価されており、特にトンネルの下半部では実際よりも大きな土圧となっている。また、側方の地盤反力は水平直径から  $\pm 45^\circ$  の範囲にのみ作用すると考えているため、トンネルが上下方向に伸張するような変位をする場合には適切な評価ができていない。

さらに水圧については、トンネル壁面に垂直に作用しないことになり、また鉛直方向の水圧については下半部では過大に、上半部では過小な評価となっている。

このような矛盾を含む慣用モデルは、さらに次のような適用範囲についても問題を有している。すなわち、左右の荷重が対称でない場合には適用できず、この場合には、別のモデル例えば FEM 解析を行って影響度を予測して、慣用モデルによる計算値を割り増すようなことが行われている。また同様に、トンネル完成後の近接工事の影響も、このモデルでは予測できず、当初設計と近接工事の影響評価が、異なる手法で行われることになっている。

このような問題点を持つ慣用モデルではあるが、これによる計算値は、開放型シールドで施工されたトンネルにおける現地計測値を総て包含するような大きなものとなっており、この点から見ると、開放型シールドで施工されるトンネルの設計モデルとしては妥当性のあるものとも考えられる。



- ①開放型シールドにおける実測値
- ②計測時期：組立2カ月後
- ③X-1～3, X-5～6は計測セグメントリングの番号

図 2.3.1.1 開放型シールドにおける土圧と断面力の計測事例<sup>11)</sup>

### 2.3.2 全周ばねモデルの問題点

全周ばねモデルは、トンネルと地盤の相互作用のうち、トンネルの変形・変位に伴う力のやりとりに関して、トンネル周囲の地盤を Winkler の地盤ばねでモデル化するもので、従来、特殊なトンネルの設計等に用いられてきている。この手法は、最近になって採用されるようになったもので、適用事例も少なく、その適用細目が明確でない（図 2.3.2.1）。

一般には、主動的に作用する土圧および水圧については、慣用モデルと同一の設定を行うことが多いが、設計定数の妥当性の検証は行われていない。特に下方から鉛直上向きには土圧を作用させず、地盤ばねで支える考え方が多く用いられているが、等分布荷重を考えている場合もあり、それらの妥当性についても明確ではない。

また、地盤ばねについては、トンネル壁面に垂直な方向とそれに直角な方向を考える場合と、垂直な方向のみを考える場合があり、いずれの考え方が妥当であるか検証されていない。また、地盤ばねが伸張する場合に、これを有効とするか否かについても十分に検討されてきていない。さらにトンネル頂部の±45°の範囲には地盤ばねを付けない考え方もあるが、頂部の地盤ばねを考慮する場合には、その有効抵抗土圧の上限値についても検討が必要である。地盤ばね定数の算定に用いる地盤反力係数についても、慣用モデルの値を準用していることが多いが、その妥当性については全く検討されてきていないのが実状である。

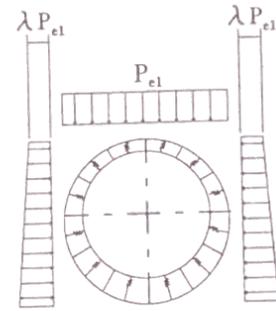


図 2.3.2.1 ばね支持モデルにおける地盤反力の仮定

## 2.4 地盤ばねに関する検討<sup>12)</sup>

### 2.4.1 概説

セグメント覆工の設計において地盤との相互作用をモデル化する方法には、一般に慣用モデルと全周ばねモデルが用いられていることは前述したとおりである。これらのモデルにおいては、トンネルを掘削し覆工を設置することによる一次的に作用する荷重と、一次的荷重の作用に伴う覆工の変形や変位により生じる二次的な荷重に分離して考えている。一般に、前者の一次的荷重は土圧・水圧と呼ばれ、後者の二次的荷重は地盤反力と呼ばれている。トンネルに作用する荷重の現地計測が行われるが、これらの一次のおよび二次的な荷重を分離して計測することはできない。従って、地盤ばねを用いて地盤と覆工の相互作用をモデル化する場合には、一次的な荷重のモデル化も不可分のものとして考える必要がある。

トンネルに荷重が作用した場合に、トンネルがどのように変形・変位し、それに伴ってどのように地盤反力が発生するかを解明するために、試験土槽内にトンネル模型を埋設し地表面から載荷して、その時のトンネルに作用する荷重、トンネルの変形、トンネルに発生するひずみ等を計測した。また、載荷試験を慣用モデル、全周ばねモデルおよび連続体支持モデル（FEM解析）によりシミュレーションし、その結果を試験結果と比較し、それぞれのモデルの評価を行った。

## 2.4.2 試験土槽における载荷実験

### 2.4.2.1 実験の目的

シールドトンネルに作用する土圧の発生現象は、トンネル掘削過程、掘削面の支持状態、裏込め注入等の影響を大きく受けるため非常に複雑である。ここではシールドトンネルに作用する土圧の発生現象を明らかにして設計モデルの適用性を評価するための第一歩として、トンネル上方の土圧を増加させた場合のトンネルと地盤の相互作用に関する実験を行い、これにより生じるトンネル作用土圧と覆工応力を測定した。トンネルの土圧現象を単純化したモデル実験であるため、地盤の掘削からセグメント覆工による支持までに生じる現象についての評価は別途行う必要がある。

### 2.4.2.2 実験方法

実験は、砂地盤中に構築されたシールドトンネルを想定し、上方からの载荷が可能な土槽中に鋼製のトンネル模型を設置し、上方の地盤表面からの载荷に伴ってトンネルに作用する土圧およびトンネルに生じるひずみと変形、変位等を計測した(図 2.4.2.1)。土槽壁面の影響を受けない 2 次元の平面ひずみ状態が得られるように、土槽の奥行きをトンネル外径の 3 倍としてその中央付近で計測するとともに、土槽とトンネル模型との接触部の構造を土槽壁面がトンネル模型管を拘束しないようにした。また、上方からの载荷により土槽壁面が変形しないように土槽の剛性を十分に大きくしたほか、土槽壁面の摩擦の影響を排除するために、壁面と土の間にはポリエチレンシートとテフロンシートを二重に挟み、シート相互およびシートと壁面の間には潤滑油を塗布する処理を行った。

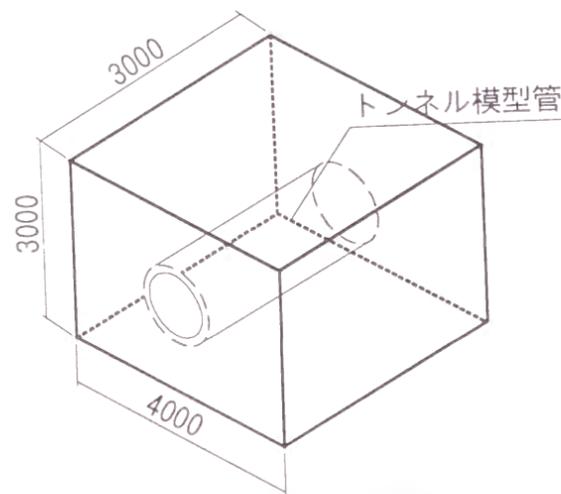


図 2.4.2.1 実験土槽の概要

#### (1) 実験土槽

実験土槽は、内空幅 4.0m、高さ 3.0m、奥行き 3.0m の鋼製であり、土槽の正面と裏面の壁には、トンネル模型管に合わせた計測用円形開口部を設けた。

载荷は、土槽上面で等分布となるように、土槽の天蓋に反力をとって耐圧水袋の水圧を 2.5kgf/cm<sup>2</sup>(土被り圧 1.5D に相当)まで増加させた。この载荷方法における耐圧水袋の水圧の制御は、図 2.4.2.2 に示すようなシステムで行った。

#### (2) トンネル模型

トンネル模型は、直径 10m のセグメントリングの 1/10 の縮小模型であり、製作上の精度を確保するために鋼板を製罐機械加工して製作した。1つの鋼管は直径 1.0m(外径)、長さ 1.0m、管厚 10mm であり( $E=2.1 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>,  $I=0.0833$ cm<sup>4</sup>/cm), これを 3つ連続させて埋設したが、計測機器は前述したように中央部の管に取り付けた。このトンネル模型の剛

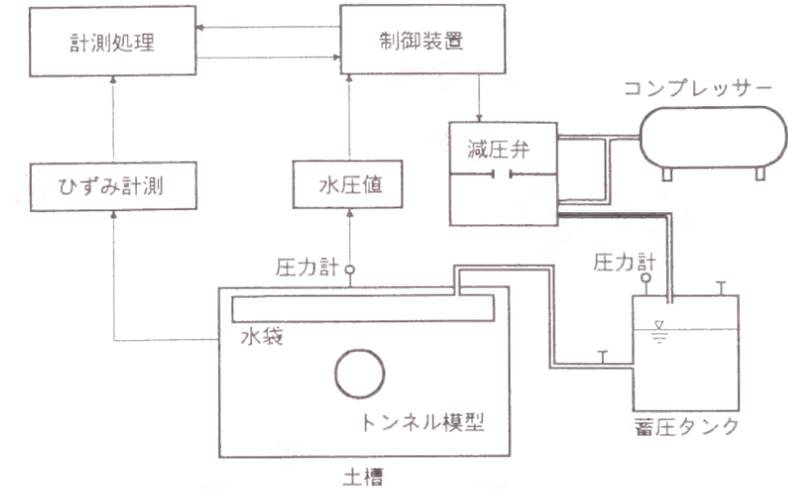


図 2.4.2.2 実験土槽と計測システム

性は、模型地盤との相対剛性が実トンネルに近くなるように定めた。表 2.4.2.1 に模型地盤に対応するトンネル模型の相対剛性(撓み性指数:  $\kappa$ )<sup>13)</sup>を示す。

$$\kappa = E_g / (S_r / R^3)$$

$$S_r = E \cdot t^3 / \{12 (1 - \nu^2)\}$$

ここで、 $E_g$ : 地盤の変形係数

$E$ : 鋼管の弾性係数

$R$ : 鋼管の外半径

$t$ : 管厚

$\nu$ : 鋼管のポアソン比

表 2.4.2.1 トンネル模型の相対剛性

模型地盤種別	相対剛性=1/ $\kappa$ ( $\kappa$ :撓み性指数)
緩地盤	1/40
密地盤	1/200

トンネル中央の計測部には、トンネル円周に 32 点の 2 方向土圧計(半径方向、接線方向)とひずみゲージ(外面、内面)、内空変位計を設置した(図 2.4.2.3)。なお、この 2 方向土圧計はトンネル模型管の壁面に設置し、受圧部を 2本の脚で支え、この部分に生じるひずみの差からモーメントを算出し、トンネル模型管に作用する土圧の接線方向成分を求められるようにしたものである。

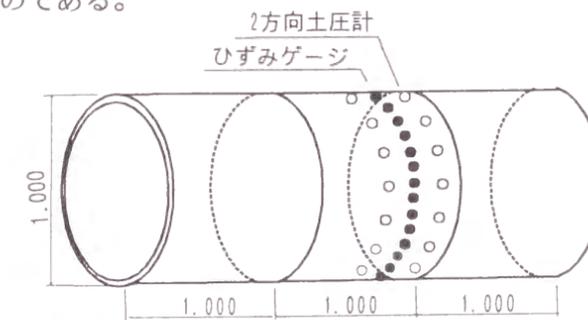


図 2.4.2.3 トンネル模型と計器配置

#### (3) トンネル模型に作用する土圧

2 方向土圧計により模型管壁面に作用する土圧の半径方向成分(半径方向土圧)と接線方向成分(接線方向土圧)を計測した。土圧計の配置はひずみゲージを設置した中央断面の両脇にそれぞれ 16 分割点に設置し、併せて 32 分割点を計測できるようにした。

(4)トンネル模型に発生するひずみと断面力

ひずみゲージはトンネル模型中央の断面に設置し、32 分割点の周方向断面力を計測できるようにした。

(5)トンネル模型の内空変位

トンネル模型中央部に設置した変位計により、相対する 4 方向の内空変位を計測した(図 2.4.2.4)。

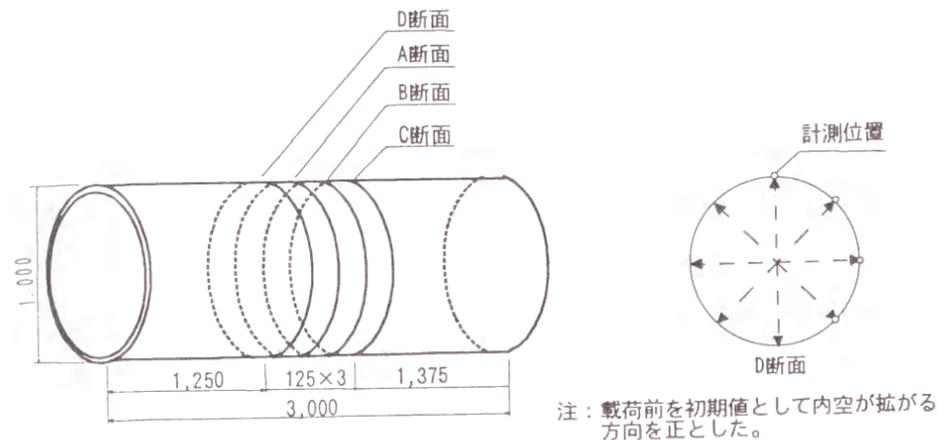


図 2.4.2.4 内空変位計測位置

2.4.2.3 地盤の作成

(1)地盤材料

実験地盤の材料は粘着力のないことを条件に、地盤作成や再現性確保の容易さ等の理由から珪砂 5 号を使用した。実験に使用した珪砂 5 号の物性を表 2.4.2.2 に示す。

表 2.4.2.2 地盤材料の物性

粒 径	最大粒径 $D_{max}$	0.85 mm
	60%粒径 $D_{60}$	0.36 mm
	50%粒径 $D_{50}$	0.34 mm
	30%粒径 $D_{30}$	0.32 mm
	10%粒径 $D_{10}$	0.26 mm
	均等係数 $U_c$	1.38
	曲率係数 $U_c'$	1.09
土粒子の密度 $\rho$	2.648 g/cm <sup>3</sup>	
締固め特性	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$	1.660 g/cm <sup>3</sup>
	最適含水比 $w_{opt}$	15.0 %

(2)実験地盤の種類

実験地盤の種類は緩地盤と密地盤の 2 種類とした。

(3)実験地盤の作成方法

緩地盤の作成は、地盤作成用シュートを用いて砂を投入し 1 層 50cm で敷き均し、所定高さで模型管を設置し、土槽上部まで投入が終わった時点で土槽内に注水して満水後排水する方法によった。

これに対し密地盤の作成は、敷き均し厚さを 1 層 25cm とし、ランマーを用いた締め固めを行い、模型管のスプリングライン付近までの地盤を作成し終わった時点で、これを模型管の曲率に合わせて切削し、模型管と地盤の密着性を高めて模型管を設置し、さらに、砂の投入、敷きならし、締め固めを順次行った後、土槽内の注水と排水を行う方法によった。

2.4.2.4 実験ケース

本実験に先立ち、地盤作成状況の確認および載荷装置と計測装置の操作方法の確認等のための予備実験を行った。

本実験では、緩地盤と密地盤の 2 種類について、それぞれ載荷を行った。

2.4.2.5 実験結果

実験結果は、最大載荷荷重時 (2.5kgf/cm<sup>2</sup>) について示す。

(1)実験地盤の作成結果

実験地盤の作成結果は、乾燥密度が緩地盤では 1.40g/cm<sup>3</sup>、密地盤が 1.58g/cm<sup>3</sup>、締固め度 (最大乾燥密度に対する実験地盤の乾燥密度の割合) は緩地盤で 83.7%、密地盤で 94.9% であった。緩地盤と密地盤の差は、乾燥密度で 0.16g/cm<sup>3</sup>、締固め度で約 10% であった。

(2)トンネル模型に加わる半径方向土圧 ( $p_r$ )

図 2.4.2.5 に示すように、半径方向土圧はトンネル模型上部 (スプリングラインよりクラウン部にかけて) で緩地盤の方が大きく、逆にインバート部分では密地盤の方が大きい。緩地盤の半径方向土圧の分布形状は、トンネル模型下部 (インバート部からスプリングラインにかけて) に比べてトンネル模型上部の大きさが目立つが、密地盤では比較的均一な分布形状となっており、またスプリングライン付近の大きさが顕著である。

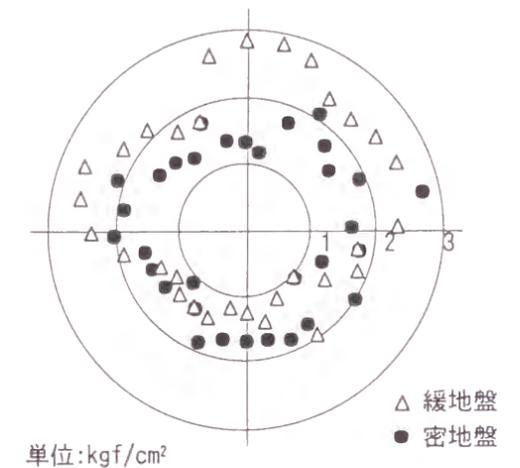


図 2.4.2.5 トンネル模型に作用する半径方向土圧

(3)トンネル模型に加わる接線方向土圧 ( $p_t$ )

図 2.4.2.6 に示すように、接線方向土圧の分布形状は、緩地盤ではトンネル模型上半部 (下向き方向) が下半部 (上向き方向) に比べ大きく、密地盤では逆にトンネル下半部が上半部より大きくなっているが、半径方向土圧ほど地盤の違いによる明瞭な差は現れなかった。

これは模型地盤が上部荷重により、比較的等方圧縮に近い状態となり、模型管に接する部分の地盤のせん断ひずみに大きな差がでなかったためと考えられる。

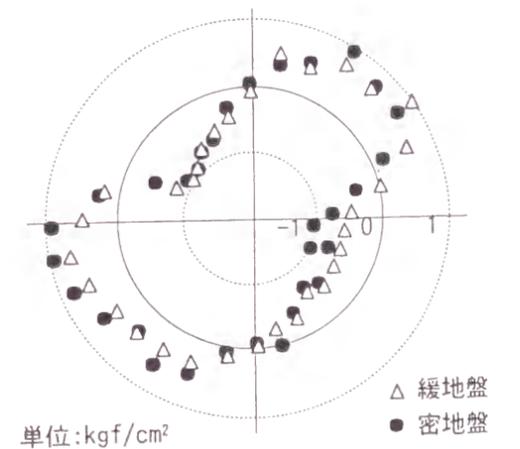


図 2.4.2.6 トンネル模型に作用する接線方向土圧

(4)トンネル模型に発生する曲げモーメント

図 2.4.2.7 に示すように、曲げモーメントの分布形状は緩地盤、密地盤とも、クラウン部およびインバート部付近で正曲げが発生し、スプリングライン部付近で負曲げが発生し

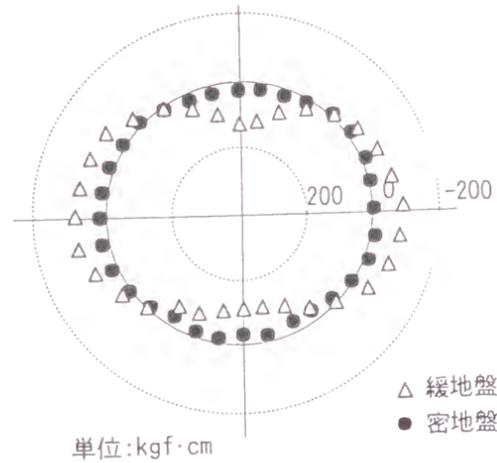


図 2.4.2.7 トンネル模型に発生する曲げモーメント

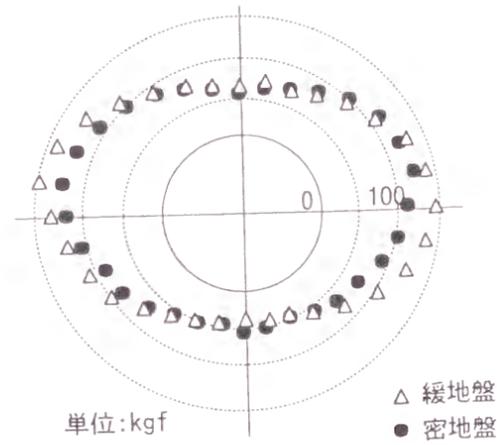


図 2.4.2.8 トンネル模型に発生する軸力

ている。

発生曲げモーメントの大きさは緩地盤の方が大きく、正曲げでは密地盤の5倍程度、負曲げでは4倍程度の大きさとなっている。

(5)トンネル模型に発生する軸力

図 2.4.2.8 に示すように、軸力の分布形状は緩地盤、密地盤で類似の傾向があり、クラウン部、インバート部よりスプリング部の方が2倍程度大きい値を示す。また、軸力の強度は、緩地盤も密地盤もクラウン部、インバート部では同程度の大きさであるが、スプリング部においては緩地盤の方が密地盤に比べ2割程度大きな値を示している。

(6)トンネル模型の内空変位

図 2.4.2.8 に示すように、トンネル模型の上下方向では内空が縮小する方向で、また水平方向では内空が拡大する方向に変位を生じた。また斜め 45° 方向では内空の変位はほとんど生じなかった。変位の大きさは、緩地盤では上下方向で -15mm、水平方向で +15mm となっており、密地盤では上下方向で -3mm、水平方向で +3mm となった。

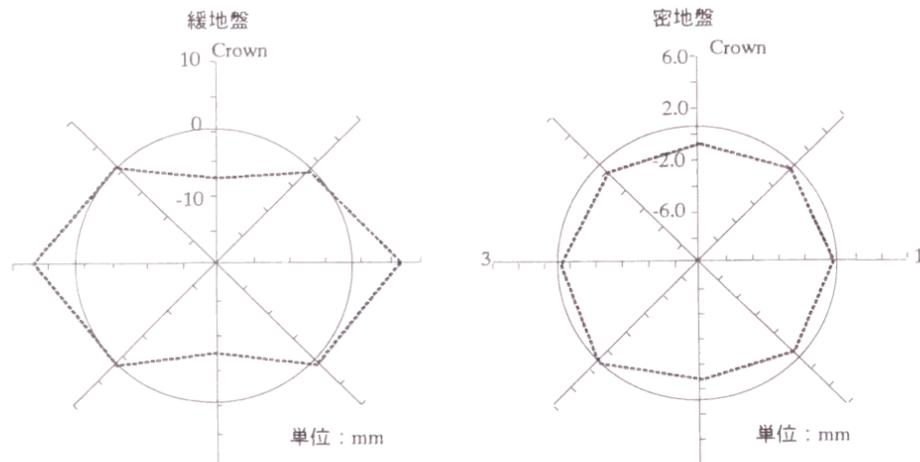


図 2.4.2.9 トンネル模型の内空変位

2.4.2.6 実験結果の考察

実験より得られた、トンネル模型に加わる半径方向土圧と接線方向土圧より算出した鉛直土圧と水平土圧の分布を、図 2.4.2.10、図 2.4.2.11 に示す。現在、シールドトンネルの設計に用いる鉛直土圧は、等分布を仮定しているが、実験より得られた鉛直土圧の形状は、緩地盤、密地盤のいずれの場合でも上部および下部とも中央部がくびれた形状であり、また水平土圧は、スプリングラインのやや上方を頂点とした三角形に近い形状となった。

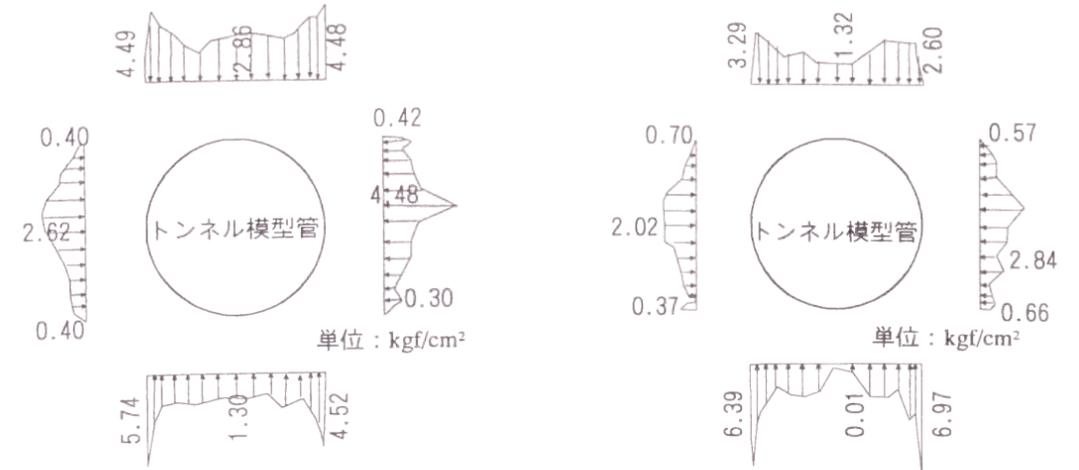


図 2.4.2.10 トンネル模型作用土圧の分布(緩地盤) 図 2.4.2.11 トンネル模型作用土圧の分布(密地盤)

上方からの鉛直土圧分布が中央部のくびれた形状をしているのは、クラウン部のトンネル内方への変形によりこの部分の土圧が軽減され、その減少分がクラウン部の両側に配分されたものと考えられる。土圧の増減はトンネルの相対剛性が小さい場合(密地盤の場合)ほど顕著に現れており、トンネルの相対剛性が小さく上部の荷重がトンネルに集中せず、かつ周辺地盤のせん断強度が大きい場合に、このような現象が顕著に生ずるものと考えられる。これに対して相対剛性が大きく周辺地盤の強度が小さい場合(緩地盤)には、上部からの荷重によるトンネルの撓みが密地盤に比べて大きいにもかかわらず、相対的なトンネル剛性の増大に伴って、上部荷重がトンネルに集中し、さらにせん断強度が小さい緩詰め地盤であるため、トンネル周辺の地盤が容易に塑性化して、トンネル上下部の荷重を十分に負担できず、トンネルに作用するこの部分の土圧の軽減が小さく現れたと考えられる。このような推論は、図 2.4.2.9 に示した内空変位の計測結果からも裏付けられる。

下方からの鉛直土圧分布の形状も上方の鉛直土圧と同様な形状であるが、上方に比べ端部の値が極端に大きい凹形となっていることが特徴的である。これは、インバート部からスプリング部にかけての接線方向土圧が大きかったためである。水平土圧には上乗荷重の増加に伴う側方土圧の増加分と、トンネル変形に伴う土圧の増加分が含まれているが、スプリングライン付近を頂点とした三角形の土圧分布形状は、トンネル模型の変形による受動的土圧が有効に作用した結果と考えることができる。

### 2.4.3 実験のシミュレーション解析

設計計算手法の違いによる解析値の差を確認をすることを目的として、前項で示した実験結果について、数値解析によるシミュレーションを行った。解析手法としてここで用いたのは、①慣用モデル、②全周ばねモデル、③FEM解析による連続体支持モデルの3種類である。なお、模型実験では2次元の平面ひずみ状態が保たれたものとみなし、ここではこれらの解析モデルをいずれも2次元問題として取り扱った。以下に各解析モデル、入力パラメータ、解析結果について述べる。

#### 2.4.3.1 解析モデル

##### (1) 慣用モデル

慣用モデルでは、曲げ剛性の有効率  $\eta = 100\%$ 、曲げモーメントの割増率  $\xi = 0\%$  とし、地盤反力係数  $k$  は次に述べる全周ばねモデルでの計算と同じく、実験値より逆算した値を用いた。また、全周ばねモデルと同様、側方土圧係数  $\lambda$  を密地盤、緩地盤とも 0.5 として解析を行った。

##### (2) 全周ばねモデル

全周ばねモデルによる解析ではトンネル模型の剛性を一様とし、トンネル模型全周に半径方向ばね、接線方向ばねを付けた1リングの全周ばねモデルとして解析を行った。なお、解析の着目点として、主に次の2点に解析の焦点を絞って各地盤4ケースずつの解析ケースを設定した。

- ① 上部鉛直荷重により生じる下方から作用する土圧の影響を地盤ばねでどの程度表現できるか。
- ② 上部からの荷重により、地盤ばねに引張力が働いた場合、このばねの作用は発生断面力にどのように影響を及ぼすのか、また、実験値との整合が示せるか。

まず、それぞれの実験地盤において、

①の影響を評価するために、下方から作用する土圧の有無を解析パラメータにした。また、②の影響を評価するため、解析では地盤ばねに引張力が作用するとばねを切断する「ノーテンション機能」の使用の有無を解析パラメータにした。表 2.4.2.3 に設定した全周ばねモデルの解析ケースの一覧を示す。

表 2.4.2.3 全周ばねモデルの解析ケース

解析ケース	地盤	ノーテンション機能	底部からの地盤反力
CASE L1	緩地盤	使用する	作用させない
CASE L2			作用させる
CASE L3		使用しない	作用させない
CASE L4			作用させる
CASE D1	密地盤	使用する	作用させない
CASE D2			作用させる
CASE D3		使用しない	作用させない
CASE D4			作用させる

##### (3) FEM解析モデル

実験土槽とトンネル模型を剛性一様な梁要素でモデル化し、実験地盤は四角形および三角形の平面ひずみ要素で表現した(図 2.4.2.12)。解析には、三軸圧縮試験より得られる非線形な主応力差~ひずみ関係の曲線群を精度よく近似できる、シリカ質砂の基本的な解析

で、三軸圧縮試験との整合性が確認されている、等の理由から、Duncan-Chang モデル<sup>14)</sup>を用いて、非線形弾性解析を行った。実験時の荷重は鉛直方向の等分布荷重としてモデル化した。

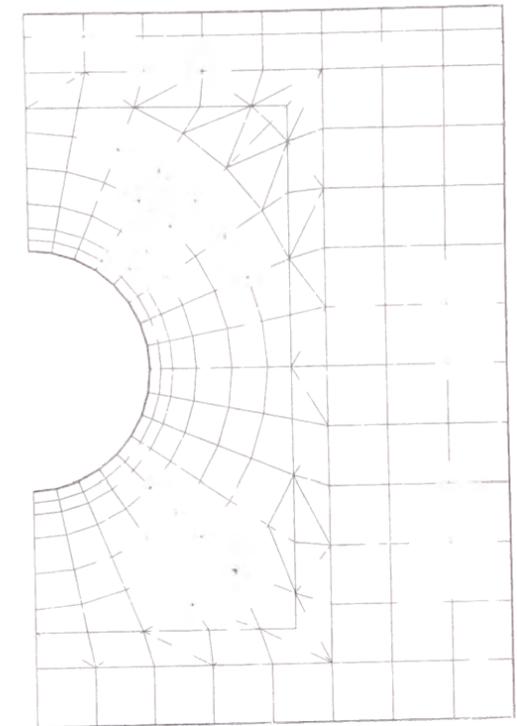


図 2.4.2.12 FEM要素分割図

#### 2.4.3.2 入力パラメータ

全周ばねモデルの解析に用いた入力パラメータを表 2.4.2.4 に示す。

模型地盤のばね定数は、次式により算出した。

$$k = k_0 (B_H / 30)^{-3/4}$$

$$B_H = \sqrt{A}$$

$$k_0 = \alpha E_0 / 30$$

ここで、 $k$  : 地盤のばね定数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$A$  : 荷重面積 (トンネル模型の外径×長さ; cm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤の変形係数を求める試験方法による換算係数

(三軸圧縮試験の場合は  $\alpha = 4$ )

$E_0$  : 地盤の変形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

模型地盤の変形係数は、三軸圧縮試験の値より、今回の実験の平均的拘束圧における平均的荷重レベルの軸ひずみを求めて推定した。なお、平均的な拘束圧および平均的荷重はいずれも実験における最大上載荷重の1/2の1.25kgf/cm<sup>2</sup>とした。

乾燥密度を変化させた三軸圧縮試験結果から推定した変形係数と、それによる地盤のばね定数は表 2.4.2.5 に示すとおりである。これから、解析対象とした実験ケースの地盤のばね定数は、表 2.4.2.4 のとおりとなった。

また、側方土圧係数については、三軸圧縮試験から求められた模型地盤のせん断抵抗角を、砂の静止土圧係数の算定に用いられている次式 (Jaky の式)により求めることを基本とし、緩地盤、密地盤のいずれも、0.5とした。

表 2.4.2.4 全周ばねモデル解析の入力パラメータ

項目	種別	物性値, 条件	備考	
模型地盤の物性値	半径方向ばね kgf/cm/cm <sup>2</sup>	密地盤	9.66	
		緩地盤	2.00	
荷重条件	接線方向ばね kgf/cm/cm <sup>2</sup>	密地盤	3.22	半径方向ばねの 1/3
		緩地盤	0.67	
荷重条件	分布荷重 kgf/cm <sup>2</sup>	上部鉛直	2.50	
		下部鉛直		
		側方水平	1.25	$\lambda = 0.5$

$$\lambda = 1 - \sin \phi_d$$

ここで、 $\lambda$  : 側方土圧係数  
 $\phi_d$  : 土のせん断抵抗角

また、FEM解析に用いた入力パラメータを表 2.4.2.6 に示す。

表 2.4.2.5 地盤の変形係数とばね定数

乾燥密度 $\gamma_d$	変形係数 $E$	地盤ばね定数 $k$
1.342 g/cm <sup>3</sup>	50.9 kgf/cm <sup>2</sup>	1.82 kgf/cm <sup>3</sup>
1.447	84.4	3.02
1.572	269.9	9.66

表 2.4.2.6 FEM解析の入力パラメータ

解析 ケース	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	Duncan-Chang パラメータ				
		$R_f$	$K$	$n$	$c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
緩地盤	1.503	0.93	172	0.858	0.1	29.8
密地盤	1.773	0.99	1066	0.591	0.1	32.2

Duncan・Chang モデル<sup>13)</sup>では、地盤材料の変形特性は次式で表される。

$$E_t = \frac{1}{\frac{1}{E_i} + R_f \frac{\epsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}}$$

$$E_i = K \cdot P_a (\sigma_3 / P_a)^n$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

ここで、 $E_t$  : 接線変形係数  
 $E_i$  : 初期変形係数  
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  : 破壊時の主応力差  
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  : 応力-ひずみ曲線の近似式の極限值  
 $K$  : 初期変形係数に関わる係数  
 $P_a$  : 基準となる圧力 (大気圧)  
 $n$  : 初期変形係数に関わる係数  
 $c, \phi$  : 三軸圧縮試験から得られる強度定数  
 $R_f$  :  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  と  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  を関係付ける係数

地盤材料の乾燥密度を変化させた三軸圧縮試験結果より求めた拘束圧と初期変形係数の関係は図 2.4.2.13 に示すとおりである。また乾燥密度と初期変形係数およびせん断抵抗角の関係は図 2.4.2.14 に示すとおりである。解析では、各実験時の乾燥密度に応じて、各パラメータをこれらの図から推定して用いた (表 2.4.2.6)。ポアソン比については、三軸圧縮試験の結果から拘束圧依存性が小さいことが確認されたため、一律に 0.33 とした。

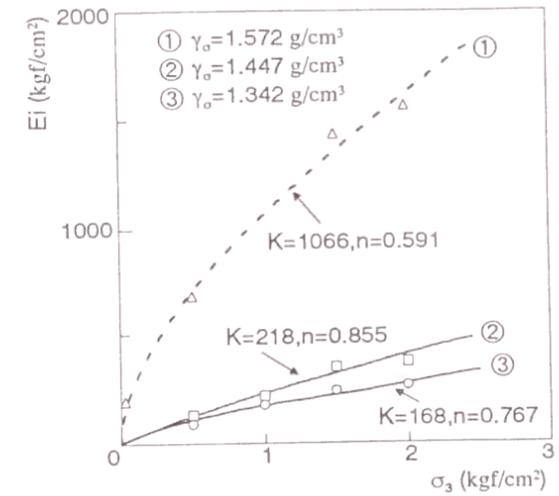
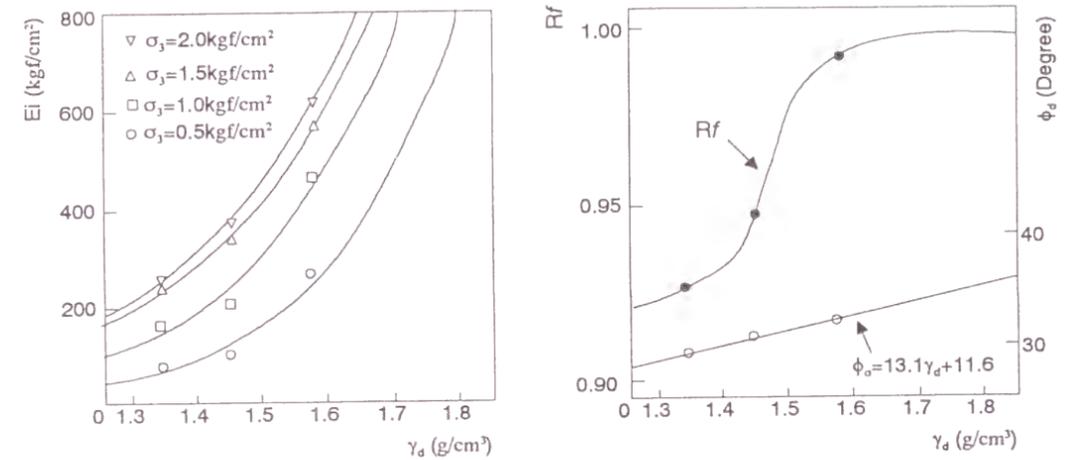


図 2.4.2.13 拘束圧  $\sigma_3$  と初期変形係数  $E_i$  の関係



(a) 乾燥密度  $\gamma_d$  と  $E_i$  の関係  
(b)  $\gamma_d$  と  $R_f, \phi_d$  の関係  
図 2.4.2.14 乾燥密度  $\gamma_d$  と初期弾性係数  $E_i$ , 係数  $R_f$  およびせん断抵抗角  $\phi_d$  の関係

### 2.4.3.3 解析結果

#### (1) 緩地盤

緩地盤の曲げモーメントの実験値と解析値の比較を図 2.4.2.15, 図 2.4.2.16 に、軸力の

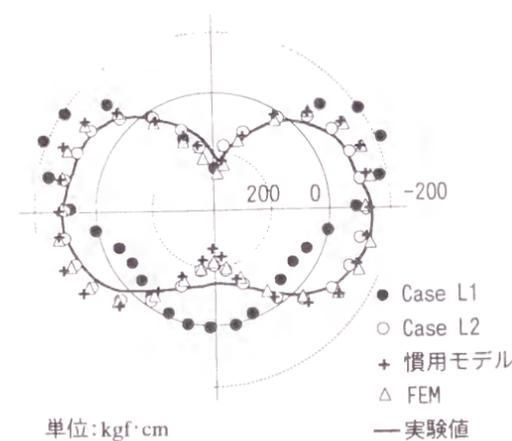


図 2.4.2.15 曲げモーメントの比較 (緩地盤 1)

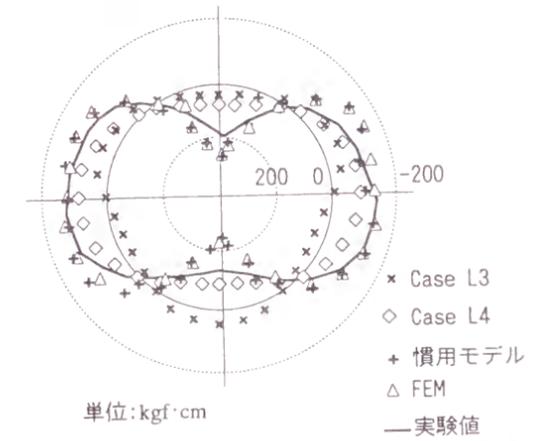


図 2.4.2.16 曲げモーメントの比較 (緩地盤 2)

比較を図 2.4.2.17 に示す。図 2.4.2.15 および図 2.4.2.16 より、全周ばねモデルで、下方より荷重を設定しなかった CaseL1, L3 では、インバート部の曲げモーメントが極端に小さく、実験値をシミュレートできないことが分かる。また、ばねに引張力が作用したときに、これを切断するノーテンション解析の結果である CaseL2 が全体のモーメントの分布形状やクラウン部での値が実験値に近く、最もよい一致を見せた。なお、FEM解析の結果は、作用土圧、発生断面力等、全般的に実験値に近い値を示すことができた。なお、軸力についても、CaseL2 が実測値に近い値を示した。

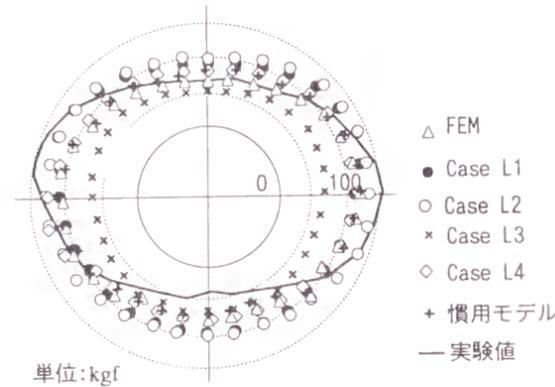


図 2.4.2.17 軸力の比較(緩地盤)

(2)密地盤

密地盤の解析結果も緩地盤の結果と同様に、図 2.4.2.18 ~図 2.4.2.20 に示す。密な地盤でも緩地盤と同様に、下部からの荷重を与えなかった全周ばねモデルの解析ケース CaseD1, D3 では上部からの荷重を全周のばねで全体的に受けてしまうため、インバートの曲げモーメントを小さく見積もってしまい、実験値に合わない結果となった。また、慣用モデルでは、特に密地盤で、トンネルクラウン部の曲げモーメントをかなり大きく算出してしまふ傾向が認められた。なお、この密地盤では、ノーテンション機能を働かせず、クラウンとインバートに生じる引張りばねを残した解析 CaseD4 が実験値に最も近い値を示した。このように、よく締まった砂質地盤では、作用させた上部荷重が、トンネルを含む土柱よりもトン

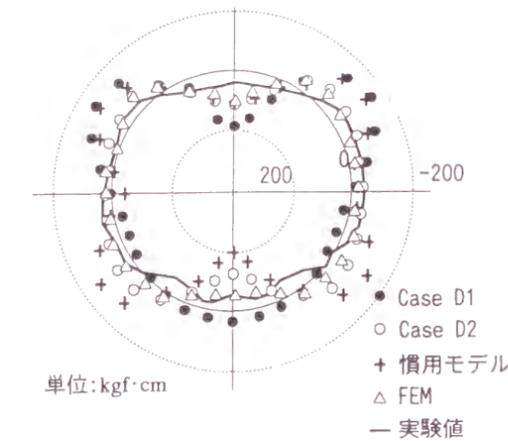


図 2.4.2.18 曲げモーメントの比較(密地盤 1)

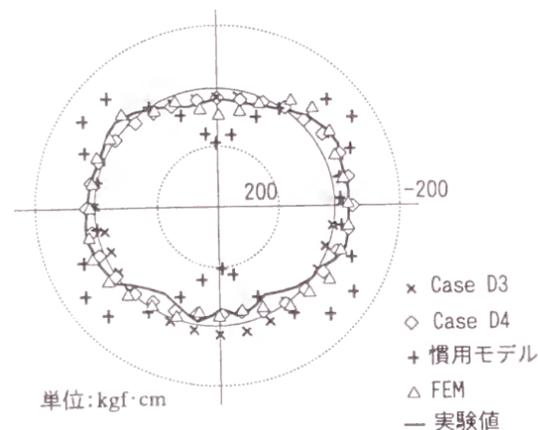


図 2.4.2.19 曲げモーメントの比較(密地盤 2)

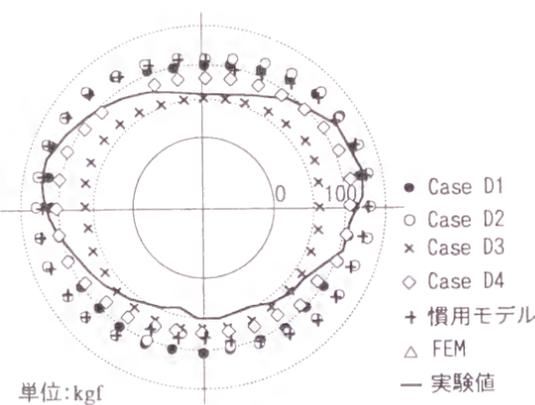


図 2.4.2.20 軸力の比較(密地盤)

ネルを含まない部分の土柱を通じて多く伝達され、かなり軽減されてトンネルに作用したため、この影響を考慮した解析が実験値に近い値を示したと考えられる。なお、FEM解析の結果は緩地盤の解析結果と同様、全体的に実験の結果をうまくシミュレートしていた。なお、軸力についても、CaseD4 が実験値に最も近い値を示したが、傾向としてはトンネル頂部と底部で実験値よりも大きめになり、トンネル側部ではほぼ同程度になった。これは側方土圧係数をやや大きめに見積もったためと考えられる。

2.4.3.4 考察

本解析では、トンネル模型周辺の地盤反力発生機構や作用荷重の解明を目的として、トンネル模型の大型土槽実験のシミュレーションを行った。この解析により、実験の境界条件を解析モデルに取り込みやすいFEMによる連続体解析では、トンネル模型の沈下量やトンネル模型に発生する断面力等の値の大きさと、その分布傾向において実験結果を概ね表現できた。また、全周ばねモデルによる解析では、地盤の締固めの度合いを考慮した地盤ばねの設定が実験値に近い値を算定するために必要であることを示した。すなわち、比較的密でよく締まった砂質土の場合には、地盤とトンネルの間に発生する引張力(初期土圧からの減少分)を残したまま、全周ばねモデルによる解析を行うことにより、トンネルクラウン部やインバート部での変位発生に伴う鉛直土圧の軽減効果を表現できる可能性を示した。このことをさらに確認するため、図 2.4.2.21 に示すように、トンネル模型で計測された土圧と解析値を設計荷重の形状に換算した。これらより、実験で計測された上下方向の中央部(クラウンやインバート)に生ずる荷重が端部より小さく、凹型の荷重形状となることが読みとれると同時に、慣用モデルのようにこの形状を矩形としてしまうと実際に作用した荷重よりかなり大きな荷重を設定してしまうこともわかる。このことは上下荷重の地盤反力として生じる側方土圧にも当然反映されて、結果的に水平方向の荷重もかな

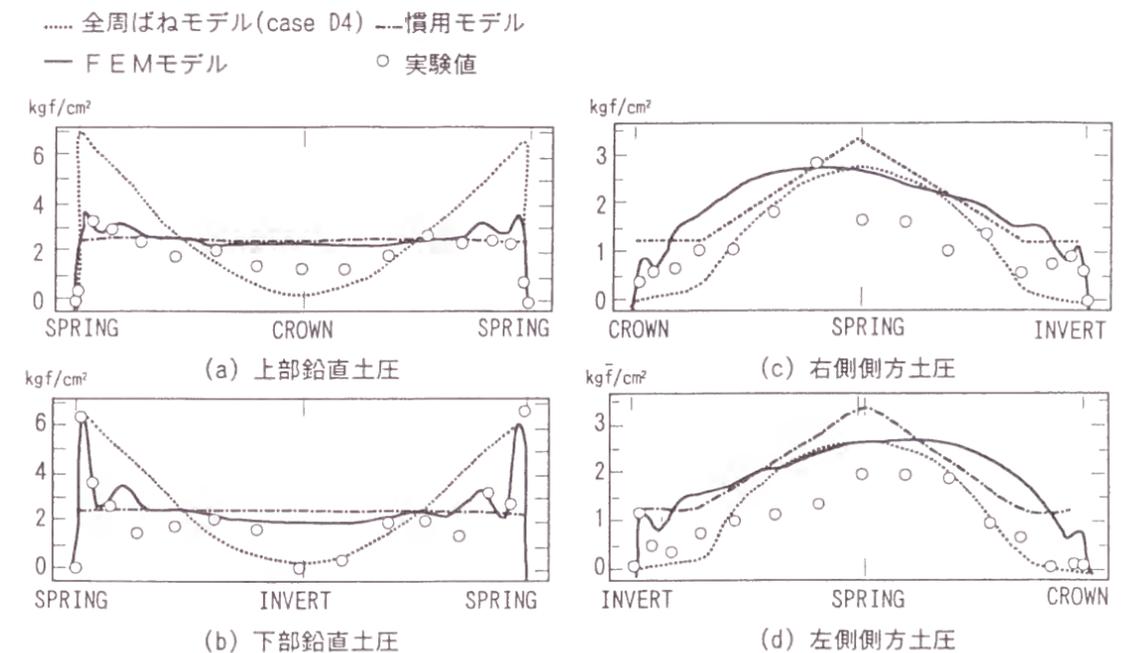


図 2.4.2.21 トンネル模型作用土圧の鉛直方向成分および水平方向成分の比較

り大きく作用させてしまう結果となってしまう。以上、この実験のシミュレーション解析から得られた知見ををまとめると次のようになる。

- ①全周ばねモデルによる解析を行う際には、引張方向のばねを作用させるか否かは、地盤の特性を十分考慮した上で設定する必要がある。特に密に締め固められた地盤では、上方荷重によって生じる地盤ばねの引張力を残した解析を行うことによって、トンネルに作用する土圧の変位依存性を表現することになり、実験値に近い値を示すことができた。
- ②全周ばねモデルでは、上載荷重の地盤反力として生じる下部からの荷重を与えず、地盤のばね反力のみとすると、実験値をうまく表現できないことがわかった。

#### 2.4.4 結論

ここでは、土槽内に埋め込んだトンネル（鋼管）に対して、土槽地盤表面から荷重を加えるという比較的単純な載荷実験を行った。従って、実際のシールドトンネルに生じている現象を模擬したものにはなっていないが、トンネルと地盤の相互作用を把握する基礎となりうると考えられる。この実験およびそれをシミュレーションした解析結果から得られた結論は、次のようになる。

- ①実験結果と全周ばねモデルによる解析結果から、慣用モデルのようにトンネル下部には水圧と等分布地盤反力のみが作用すると考えるよりも、下部にもトンネルを押し上げるような土圧（主働的に作用する土圧）も作用すると考える方が、トンネルの地盤内挙動を説明できる。
- ②実験結果と連続体支持モデルおよび全周ばねモデルによる解析結果から、通常、側方の圧縮変位についてのみ考慮されている土圧の変位依存性だけでなく、上下方向からの土圧についても圧縮側および引張側とも変位依存性を考慮するのが適当である。ただし、引張側については有効土圧が負にならない範囲で考える必要がある。また、その大きさは地盤とトンネルの相対剛性により異なる。

さらに、これらに基づいて3つの設計モデルの適用性を評価すると次のようになる。

- ①慣用モデル：セグメントの断面設計に最も大きな影響を及ぼす曲げモーメントについて、その発生モードは実験結果と合っているが、大きさは過大に計算される傾向にある。安全性は確保できるものの、経済性を追求する場合には不十分なモデルとなる可能性がある。
- ②全周ばねモデル：地盤ばねの設定に対する自由度が慣用モデルに比べて大きいので、実験結果の曲げモーメントに合致する計算値を得ることが可能である。しかし、計算に用いる側方土圧係数と地盤反力係数の設定により結果が大きく異なるので、実際に設計に用いる場合には、その設定法を十分に検討する必要がある。
- ③連続体支持モデル（FEM解析）：実験結果をうまくシミュレーションできるが、設計への適用にあたっては、全周ばねモデルよりも計算に用いるパラメータがさらに多く、また結果に大きな影響を及ぼすものが多い。また、トンネルと地盤の境界条件も計算結果に大きな影響があり、さらに設計においては地表面からの荷重のように土圧を取扱えない。従って、実際の設計にこのモデルを適用するには、これらの複雑に関連する影響を適切に評価して、その設定法を示す必要があるが、極めて難しい。

このように、3つのモデルでは、慣用モデルはやや安全側に過ぎる結果となり、また連続体支持モデルは主働的な荷重の設定が難しい。全周ばねモデルは、慣用モデルの欠点を補うことができ、また荷重の与え方も連続体支持モデル程には困難さがないと考えられ、設計実務を考慮すると適切な設計モデルとなりうるものと思われる。

## 2.5 裏込め注入に関する検討

### 2.5.1 概説

シールド工法においてセグメントを用いて覆工を行う場合には、シールドテール内におけるセグメントの組立余裕、シールドのテールプレートの厚み、地山の余掘り等により、一般に掘削された地山壁面とセグメント背面の間に空隙（テールボイド）を生じ、この空隙を注入材で充填することになる。このテールボイドは、速やかに裏込め注入されないと、地山の内空側への変位や崩落が生じて周辺地盤の変位を惹起することになる。またセグメント覆工は土圧や水圧等の荷重を支持することになるが、同時に地山に支持されていることにもなり、裏込め注入が速やかに行われないと、セグメント覆工への土圧等の荷重や支持の状態が不均一となって覆工の過大な変形や応力の発生等の悪影響を及ぼすことになる。さらに、セグメントはシールドの掘進時にシールドジャッキからの推進反力を受けているが、裏込め注入材が十分に充填されていない場合には、この推進反力を地山に滑らかに伝達できずシールドの推進制御が困難になり、かつジャッキ推力によるセグメント覆工の変形や応力が過大なものとなる。

このようにシールド工法で極めて重要な役割を担っている裏込め注入については、地盤変位の抑制等、施工上の課題として、従来、研究開発が行われてきているが、注入状況や注入効果の確認を視覚的に行うことが困難であるため、未知の部分が多い。特に、セグメント覆工に対する影響を含めての研究はほとんど行われてきていないのが現状である。

本節では、シールド工法における裏込め注入の現状を整理するとともに、裏込め注入がセグメント覆工に及ぼす影響を明らかにする目的で、現在、一般的に用いられている注入材の基礎的な材料特性を把握するために行った基礎実験について述べる。さらに試験土槽を用いて、シールドテール部におけるシールド推進と裏込め注入を模擬した実験を行い、裏込め注入方法が周辺地盤とセグメント覆工へ及ぼす影響を把握した結果を述べる。さらに、これらの結果からセグメント覆工の設計において、裏込め注入の影響をどのように評価すべきかを考察する。

## 2.5.2 シールド工法における裏込め注入の現状

### 2.5.2.1 裏込め注入材の種類と特徴

日本において都市内でシールド工法が用いられた初期には、裏込め注入材は、豆砂利をテールボイドに吹き込み、その後、残った空隙にモルタルを注入する方法で行われていた。また、豆砂利を骨材とした豆砂利コンクリートを注入する方法も行われるようになった。しかし、いずれの方法も、施工性に問題があり、また空洞を十分に充填することもできなかった。その後、モルタルを注入する方法が行われるようになった。

昭和 61 年発行の土木学会「トンネル標準示方書（シールド編）・同解説」<sup>15)</sup>では、使用されている裏込め注入材として、次の 6 種類を挙げて特質を解説している。

- モルタル：砂、セメントを主材とするもの
- エアモルタル：砂の代わりに発泡材を入れた陶土とセメントよりなるもの
- 急結モルタル：モルタルまたはエアモルタルに凝固剤（珪酸ソーダ等）を混合したものの
- 豆砂利コンクリート：豆砂利、セメントを主材とするもの
- 繊維混入モルタル：モルタルにパルプ繊維等を混入したもの
- 可塑性注入材：セメントの代わりにスラグ-石灰系材料を用いたもの

昭和 60 年前後からは、瞬結性注入材の開発が進み、平成 8 年発行の土木学会「トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説」<sup>15)</sup>では、一般に用いられている注入材を図 2.5.2.1 のように分類している。これらの中でも、可塑性注入材や瞬結固結型注入材等の瞬結性注入材が主流となってきている。可塑性注入材は、ゲル化時間が瞬結性のもので、静止した状態では個体的な性質を有するが、加圧すると容易に流動化し、ある程度の時間を経過すると完全に固結する。一方、瞬結固結型注入材は、ゲル化時間が瞬結性で、ゲル化後、早期に強度が発現する。この注入材の特徴として、

- ①所定の範囲への注入ができる
  - ②材料分離が少なく地下水の影響を受けにくい
  - ③硬化時間を調整することができる
  - ④必要により早期に所要強度を与えることができる
- こと等を挙げている。

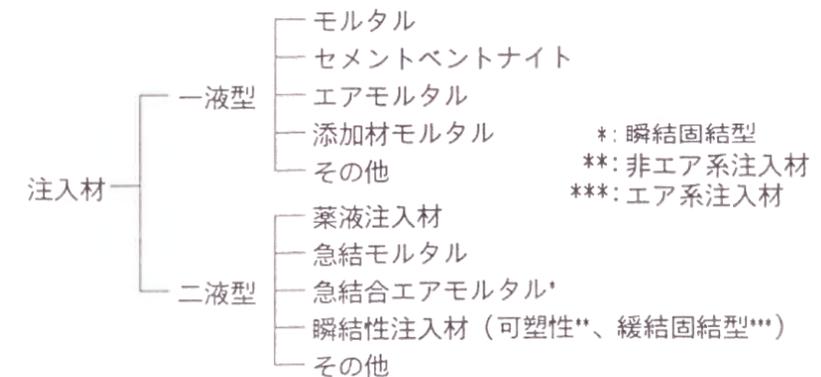


図 2.5.2.1 裏込め注入材の分類<sup>16)</sup>

### 2.5.2.2 裏込め注入方式の種類と特徴

裏込め注入は、初期には注入材の坑内への漏出を防ぐためのテールシールが十分な性能を有していなかったため、シールドテールから数リング以上離れた位置で、セグメントに設けられた注入孔から行われていた。そのため、テールボイドは崩落する地山により埋められ、かつ注入材も流動性のあまりないものであったため、本来の裏込め注入の役割を果たしていなかったものと考えられる。

その後、密閉型シールドの技術開発が進み、テールシールもワイヤブラシとパテグリースを併用するものが開発され、また裏込め注入材も瞬結性のものが開発されたことにより、裏込め注入材の漏出を防ぐことができるようになり、シールドの推進により生じた1リング分のテールボイドを、推進後直ちにセグメントの注入孔から注入する即時注入方式が一般的に採用されるようになってきた。そのため、1リング分のテールボイドが生じても地山の崩壊が生じなくなり、裏込め注入の効果が格段に向上した。

しかし、軟弱な粘性土層や緩い砂質土層では、1リング分のテールボイドであっても空洞が維持できず、大きな地盤沈下を生じてしまうことから、シールドテールに注入管を設置しておき、シールドの推進により生じるテールボイドを、推進と同時に注入する同時注入方式が開発された。この方式は、軟弱地盤以外においても、地盤沈下を小さく抑えることが可能であるので、現在では多くのシールド工事で採用されるようになってきている。

また、礫地盤のシールドや小口径シールドでは、この同時注入管をシールドに設置することが困難であったり、同時注入管を装備しても注入管が閉塞してしまった場合には、即時注入によらざるをえないため、セグメントの注入孔がシールドテールから脱出すると同時に注入を開始する方式も行われている。この方式は半同時注入方式と呼ばれることもある。

### 2.5.3 裏込め注入材に関する基礎試験<sup>17) 18)</sup>

シールド工法で用いられることの多い裏込め注入材を選び、物理特性、力学特性を明らかにするための試験を行った。

#### 2.5.3.1 実験に用いた裏込め注入材料

基礎実験に用いた裏込め注入材は、表 2.5.3.1 に配合表を示す4種類とした。

表 2.5.3.1 使用材料の配合

[TAC] (1m <sup>3</sup> 当たり)					
A 液					B 液
セメント	粗骨材	起泡剤	安定剤	水	空気量
TAC-MENT	TAC-β	TAC-2	TAC-RX	清 水	———
270 kg	130 kg	0.5 kg	2.2 kg	630 ℓ	13.6 %
					凝結促進剤
					TAC-3S
					100 ℓ

[BS] (1.08m <sup>3</sup> 当たり)				
A 液				B 液
BS ハック	BS サト*	安定剤	水	急結剤-28
260 kg	35 kg	4.8 ℓ	897 ℓ	80 ℓ

[TGS] (1.08m <sup>3</sup> 当たり)				
A 液				B 液
加メソト	助 剤	安定剤	水	TG 剤
260 kg	35 kg	4.8 ℓ	897 ℓ	80 ℓ

[LW] (1m <sup>3</sup> 当たり)			
A 液		B 液	
セメント	水	水ガラス	水
400 kg	373 ℓ	250 ℓ	250 ℓ

#### 2.5.3.2 物理特性試験

裏込め注入材の物理特性として、コンシステンシー、ゲルタイム、空気量の測定を行った。

##### (1)コンシステンシー

裏込め注入材のモルタル（A液）は、表 2.5.3.1 に示す配合から分かるように、水で十分に膨張させたベントナイト（助材）溶液に、主材（セメント、カルメント）を加えることにより、ベントナイトとセメント（BS、TAC等）、石灰（TGS）の間で電気化学的作用（荷電置換）によるゲル化反応を起こし、急激に粘度を増し、流動性を失う。これに、モルタルの材料分離や凝結の遅延を目的に安定剤を加えている。モルタル（A液）の流動性・圧送性・粘性等の把握を目的に、コンシステンシーの測定を円筒フローコーンおよびPロートにより行った。

円筒フローコーンによる測定は、内径 80cm、高さ 80cm の円筒を平滑なアクリル板上に置き、モルタルを満たした後、円筒を静かに引き上げ十字に2カ所（縦・横）を測定した。Pロートによる測定は 1725cc のモルタルを入れ、その流下時間を測定した。

表 2.5.3.2 に、その結果を示す。いずれの裏込め注入材も、同程度のコンシステンシーを有することがわかった。

表 3.5.3.2 物理特性試験結果

物理特性 試験法	ゲルタイム (sec)	コンシステンシー		空気量 (%)
		(cm)	(cm)	
注入材	カップ倒立法	P ロート	円筒フローコン	アルコール法
T A C	10 ~ 15	9	35 ~ 40	10 ~ 15
B S	8 ~ 10	8 ~ 9	35 ~ 45	—
T G S	6 ~ 8	8 ~ 9	30 ~ 40	—
L W	30 ~ 60	8	50 ~ 60	—

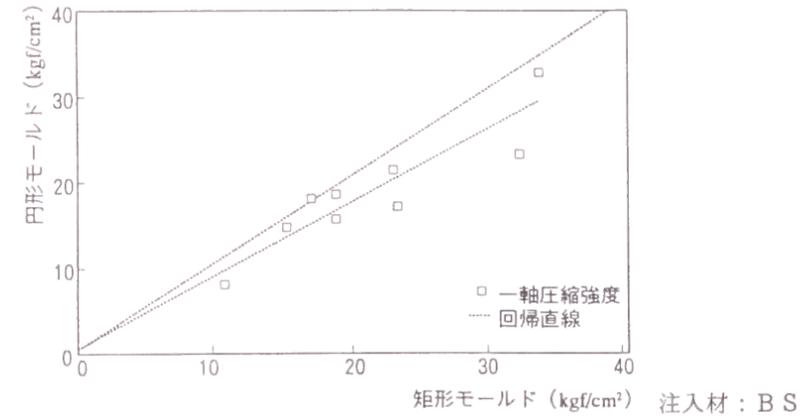


図 2.5.3.1 一軸圧縮強度の比較(円形/矩形)

(2)ゲル化時間

ゲル化時間は、カップ倒立法により測定した。A液（モルタル）、B液（珪酸）をそれぞれ別のビーカーに計量し、A液をB液に投入し、直ちにA、B混合液をA液のビーカーに入れる。これを速やかに繰り返して流動しなくなる時点をゲル化時間とした。

その結果を、表 2.5.3.2 に示す。可塑性注入材は 10 秒前後のゲル化時間であるのに対して、LW は 30 秒から 1 分程度でゲル化時間がやや長いことがわかった。

2.5.3.3 強度発現試験

裏込め注入材の経時毎の強度発現性および弾性係数を把握することを目的に、一軸圧縮試験を行った。

一軸圧縮強度の測定は JISA1216「土の一軸圧縮試験方法」に準じて行った。ひずみ速度は 1%/min の圧縮ひずみが生じる割合を標準として供試体を圧縮し、3 本の測定値を平均して結果を整理した。

養生方法は、水中養生を基本とした。養生温度は、地中温度を想定して 15℃とした。供試体の作成方法は、以下の 2 通りで行った。

①角型モールドによる方法（矩形供試体）

角型モールド（4cm × 4cm × 22cm）を使用し、2～3 回攪拌後、一度にA液とB液を流し込み、脱型後（10 分後）ナイフで一辺 4cm に整形して矩形供試体とした。

② SUMMIT 管による方法（円形供試体）

SUMMIT 管（φ 5cm × 10cm）を使用し、必要本数の SUMMIT 管を設置し、2～3 回攪拌後、A液とB液を流し込み、脱型後（10 分後）に供試体として整形した。

供試体作成方法としては、角型モールドによる方法が一度に多数の供試体を作成でき、かつ供試体のばらつきを抑えることができるので、この方法を主とした。ただし、一般的に行われている円形供試体の一軸圧縮強度との関係を明らかにするために、BSの養生時間を変えて比較試験を行い、図 2.5.3.1 の関係を得た。これらから回帰式は次に示すようになり、円形供試体の一軸圧縮強度は矩形供試体の約 8 割の値となった。

$$Y = 0.82 X + 0.36$$

ここで、Y：円形供試体を用いた場合の一軸圧縮強度（kgf/cm<sup>2</sup>）

X：矩形供試体を用いた場合の一軸圧縮強度（kgf/cm<sup>2</sup>）

また、図 2.5.3.2 に各裏込め注入材の強度発現状況の比較を示す。これは矩形供試体による試験結果をまとめたものであり、一軸圧縮強度は円形供試体にもものに換算して補正した値である。

これらより各裏込め注入材の強度発現の比較を行うと、次のようになる。

- ①エア系（T A C）は表 2.5.3.1 の配合から分かるように、非エア系に比べ裏込め注入材中に含まれる水量が少ないため、早期強度の発現性に優れているが、長期強度の発現性には劣る。
- ②セメント系（B S）はスラグ系（T G S）に比べ、早期強度の発現性が大きい。また長期強度（28 日強度）は、同程度となっている。
- ③固結型の L W は、水セメント比が小さく著しく高い強度の発現を示す。

以上のように、セメント系（T A C、B S、L W）の注入材の強度発現は、裏込め注入材中のセメント量の影響および水セメント比（W/C）の影響によるところが大きい。また、セメント系（B S）とスラグ系（T G S）の水セメント比は同程度であるが、主材がセメント系であるので B S の方が早期強度が高くなるものと考えられる。

各裏込め注入材の圧縮応力と圧縮ひずみの関係を図 2.5.3.3 に示す。

弾性係数  $E_{50}$  は、図 2.5.3.3 の圧縮応力～圧縮ひずみ曲線より破壊時（圧縮応力のピーク時）の応力度  $\sigma_{max}$  の 50% 応力度時の圧縮応力（ $1/2 \sigma_{max}$ ）と圧縮ひずみ（ $\epsilon$ ）の比として次式で求める。

$$E_{50} = \frac{1/2 \sigma_{max}}{\epsilon} \times 100$$

これにより求めた弾性係数  $E_{50}$ （kgf/cm<sup>2</sup>）を表 2.5.3.3 および図 2.5.3.4 に示す。

各裏込め注入材の圧縮応力と圧縮ひずみの関係および弾性係数より次のことがわかった。

- ①早期（30 分後）における破壊時の圧縮ひずみは 3～9% である。早期強度の発現が

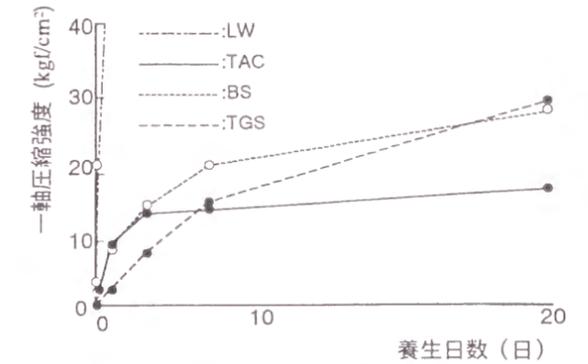


図 2.5.3.2 裏込め注入材の強度発現状況

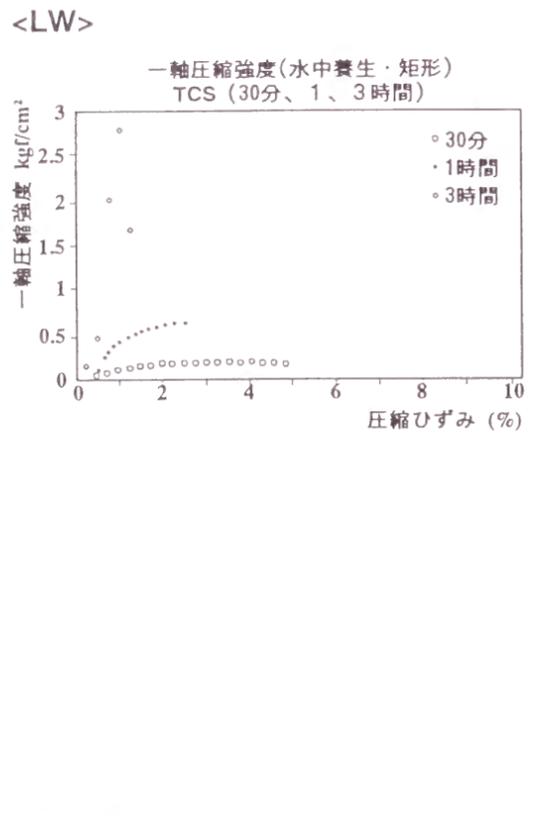
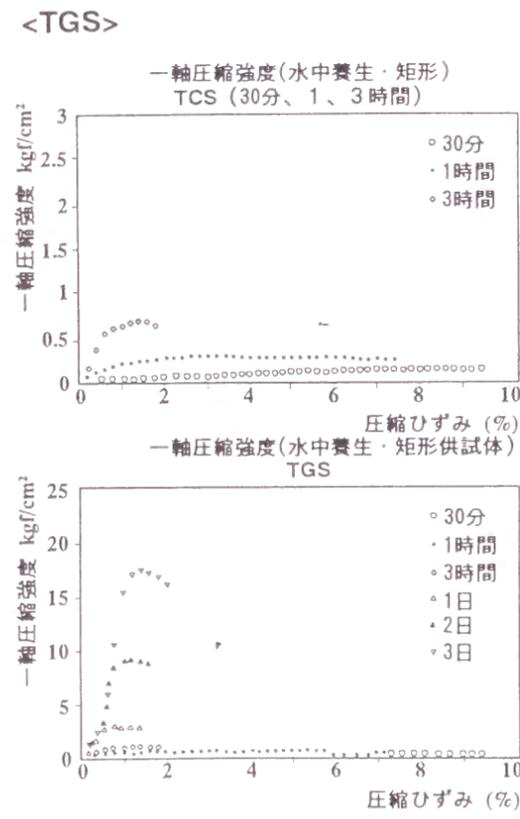
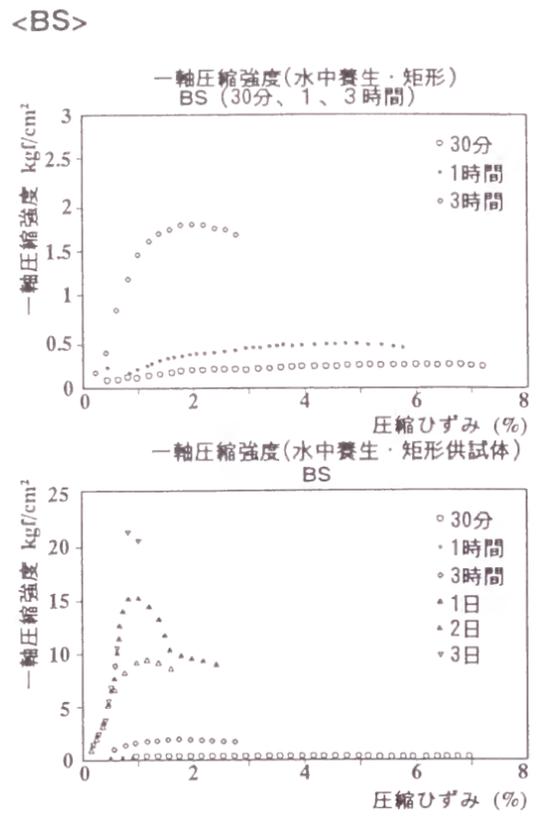
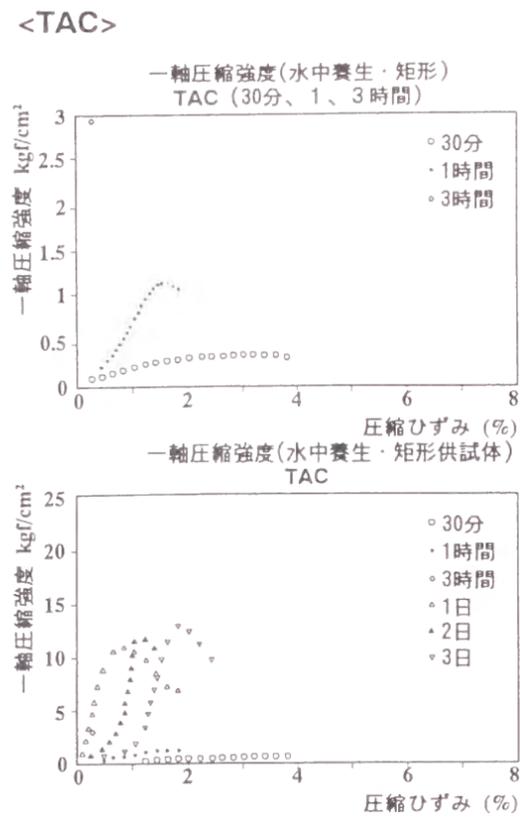


図 2.5.3.3 裏込め注入材の圧縮応力度-圧縮ひずみ曲線

表 3.5.3.3 弾性係数  $E_{50}$  ( $\text{kgf/cm}^2$ ) [TGS]

養生時間	$\sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$1/2 \sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\epsilon$ (%)	$E_{50}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
30分	0.36	0.18	0.9	20
1時間	1.12	0.56	0.8	70
3時間	3.00	1.5	0.15	1000
1日	11.0	5.5	0.25	2200
3日	12.0	6.0	0.9	667
7日	13.0	6.5	1.3	500

養生時間	$\sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$1/2 \sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\epsilon$ (%)	$E_{50}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
30分	0.2	0.1	3.0	2
1時間	0.35	0.175	0.7	25
3時間	0.7	0.35	0.35	100
1日	2.5	1.25	0.3	420
3日	8.5	4.25	0.5	850
7日	17.0	8.5	0.7	1215

養生時間	$\sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$1/2 \sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\epsilon$ (%)	$E_{50}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
30分	0.25	0.125	1.5	8
1時間	0.5	0.25	1.3	20
3時間	1.8	0.9	0.6	150
1日	9.5	4.75	0.5	950
3日	15.0	7.5	0.7	1070
7日	21.0	10.5	0.6	1750

養生時間	$\sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$1/2 \sigma_{max}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\epsilon$ (%)	$E_{50}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
30分	1.3	0.65	0.8	81
1時間	4.6	2.3	0.6	383
3時間	20.8	10.4	0.5	2080

高い裏込め注入材 (TAC, LW) は、圧縮ひずみが 3~4% と小さい。

②早期(30分後)における弾性係数  $E_{50}$  は、可塑性注入材では 2~20  $\text{kgf/cm}^2$  である。エア系では 20  $\text{kgf/cm}^2$  であり、非エア系のセメント系で 5~8  $\text{kgf/cm}^2$ 、スラグ系は 2  $\text{kgf/cm}^2$  と小さい。

③7日強度では圧縮ひずみは 1~2% となり、弾性係数  $E_{50}$  は  $1.5 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2$  程度の値を示す。

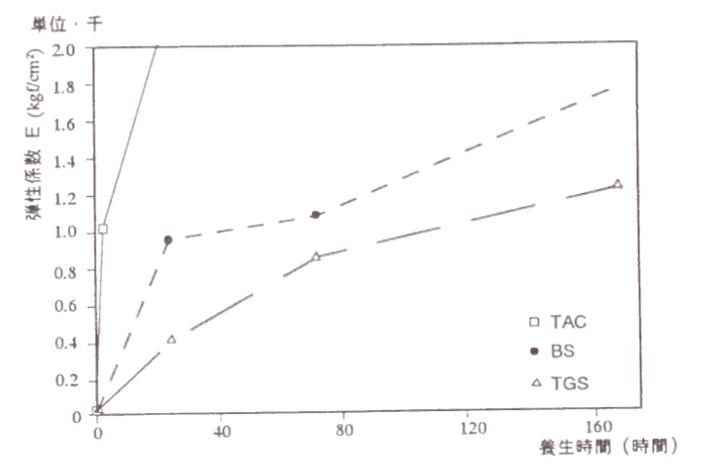


図 2.5.3.4 裏込め注入材の弾性係数の推移

2.5.3.4 体積変化率試験

裏込め注入材は、流動性固結⇒可塑性固結⇒固結と時間の経過とともに変化し硬化する。この過程で裏込め注入材は、加圧下で充填されるため、圧密現象による体積変化(減少)が起こる。この圧密現象による体積変化率を測定した。図 2.5.3.5 に体積変化率試験装置を示す。

試験方法は、圧密試験用モールドに注入材を入れ、一定圧の上載荷重 ( $p = 1.0 \sim 3.0 \text{kgf/cm}^2$ ) で加圧し、裏込め注入材の体積変化を測定した。図 2.5.3.6 に体積変化率試験結果 ( $p=1.0 \text{kgf/cm}^2$ ) を示す。

体積変化率試験の結果、以下のことがわかった。

- ①エア系(TAC)は、加圧と同時に空気量分(10~15%)が抜け、その後(約20分後)の体積変化率は落ち着いている。
- ②セメント系(BS)に比べ、スラグ系(TGS)の体積変化率は大きく、2時間後も

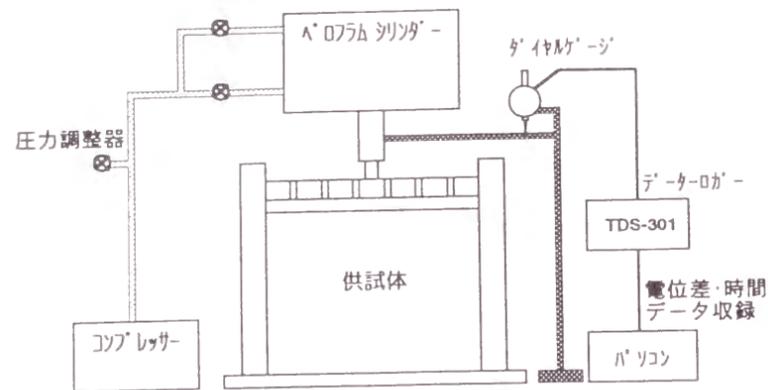
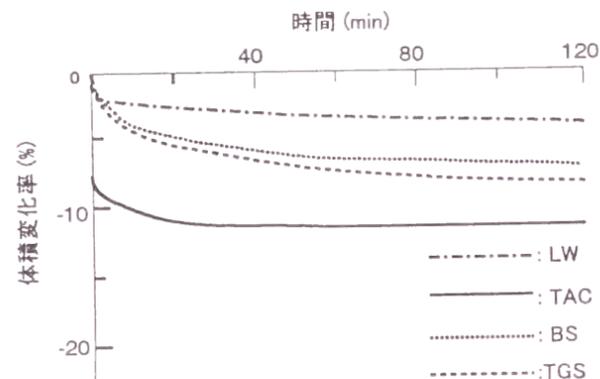


図 2.5.3.5 体積変化率試験装置

変化が落ち着いていない。

③固結型(LW)は、ゲル化後短時間で固結するため、圧密による体積減少は約2%であり、非常に小さい。

以上のように、注入(加圧状態)時の裏込め注入材は、加圧により体積減少を生じるが、その大きさは裏込め注入材の種類により大きく異なる。



注) - : 減少, + : 増加

図 2.5.3.6 体積変化率の比較 (p=3.0kgf/cm<sup>2</sup>)

### 2.5.3.5 安定性試験

シールドトンネルに使用する裏込め注入材は、長期的に見て一定以上の固結強度と耐久性が要求されるが、この耐久性は、裏込め注入材の成分の特性や固結強度および周辺環境によって大きく影響されるものである。これまで、耐久性に関しては定まった試験方法が確立されておらず、明確な評価ができていないのが実情であるが、一般に耐久性の向上は、固結強度が高く固結物からのアルカリ溶脱が少ない注入材を選定することにより可能であるとされている。そこで、裏込め注入材のアルカリ溶脱状況およびそれによる固結強度への影響を明らかにするために試験を行った。

#### (1)試験方法

裏込め注入材の供試体を水中養生し、定期的に養生水の取り替えを行い、その都度、養生水の pH 値を測定し、これとアルカリ分の溶脱とが関連するものと考えた。また、一軸圧縮強度を 28 日後およびアルカリ分の溶脱が落ち着いた時点に測定した。養生方法は、養生水(水道水, 8 ℓ)中に供試体(φ 5cm × 10cm : 各 6 本)を投入し水中養生した。養生水は原則として週 2 回取り替えた。試験に使用した裏込め注入材は、他の基礎実験とは異なり、2 液型可塑性のセメント・非エア系グラウト (BS) と LW および 1 液型の CB (セメントベントナイト) とセメントペーストの 4 種類とした。使用材料の配合を表 2.5.3.4 に示す。なお、供試体の養生日数は、セメントペーストが 111 日、他の材料は 228 日である。

表 2.5.3.4 裏込め注入材の配合(1m<sup>3</sup>当たり)

[BS]				A 液		B 液	
BS パック	BS サンド	安定剤	水	急結剤-28			
240 kg	32 kg	4.4 ℓ	831 ℓ	74 ℓ			

[LW]		A 液		B 液	
セメント	水	水ガラス	水		
240 kg	437 ℓ	250 ℓ	250 ℓ		

[CB]			[セメントペースト]	
セメント	ベントナイト	水	セメント	水
500 kg	80 kg	810 ℓ	1135 kg	634 ℓ

#### (2)アルカリ溶脱の状況

アルカリ溶脱の経時変化の対数近似結果を図 2.5.3.7 に示す。アルカリ溶脱状況は、全期間を通じて緩やかに溶脱が進んだ LW に対し、BS と CB は前半速やかに後半緩やかに溶脱した。また、セメントペーストはやや速やかに溶脱が進んだ。アルカリ溶脱が落ち着くのに要した日数は、LW は約 5 カ月、BS、CB は約 3 カ月、セメントペーストは約 2 カ月であった。養生中の供試体の状況は、アルカリ溶脱により全体的に柔らかくなっていた。アルカリ溶脱量の多い LW は、特に養生日数が進むと供試体端部の劣化が顕著に現れた。アルカリ溶脱が安定した状態での供試体内部は、BS では表層に約 5mm 厚さの淡白色のゾーンが存在しており、この部分が最も溶脱の進んだ箇所と考えられる。水中養生中に溶脱されるアルカリ成分としては、水ガラスやベントナイト中の未反応の Na<sup>+</sup> およびセメント中の未反応の Ca<sup>2+</sup> が考えられるが、Na<sup>+</sup> は Ca<sup>2+</sup> に比べ、水と混合すると水酸化ナトリウムとなり、水に溶けやすい性質をもっている。このため、水中養生中のアルカリ溶脱に最も寄与する成分は、水ガラス中の Na<sup>+</sup> であると考えられる。したがって、水ガラスの使用量の多い LW が最も溶脱量が多くなったものと考えられ、BS と CB では、ほぼ経時変化は近似しており、可塑性の裏込め注入材として使用する水ガラス (B 液) の未反応分の多くは、数カ月後には溶脱されるものと考えられる。

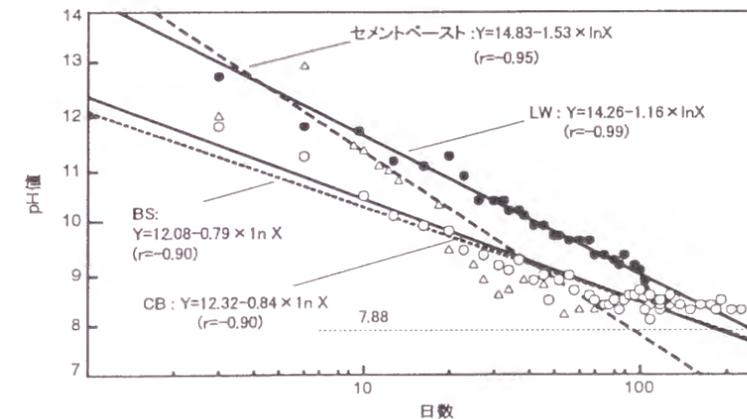


図 2.5.3.7 アルカリ溶脱の経時変化

### (3)一軸圧縮強度

一軸圧縮強度試験結果を図 2.5.3.8 に示す。2液型のBSとLWの強度低下が生じた。これは、裏込め注入材中の未反応のアルカリ分の溶脱により、強度が低下したものと考えられる。特に溶脱が多かったLWの強度低下が顕著である。水ガラスを含有していないCBやセメントペーストは、強度低下を生じていない。未反応のアルカリ成分の溶脱は、注入材の硬化発現が進む程少なくなる。そして、裏込め注入材の耐久性の向上には、このような未反応成分の溶脱を小さく抑えることが必要と考えられる。また、現在多くの現場で用いられている2液型可塑性のセメント系グラウトは、水ガラスの使用量が注入材全体の8%程度であることから、LWと比較すると今回のような過酷な実験条件においても安定性が良く、注入材の劣化による強度低下も小さいと推定できるが、トンネルに作用する土圧の変動に着目する場合には無視できないこともあると考えられる。

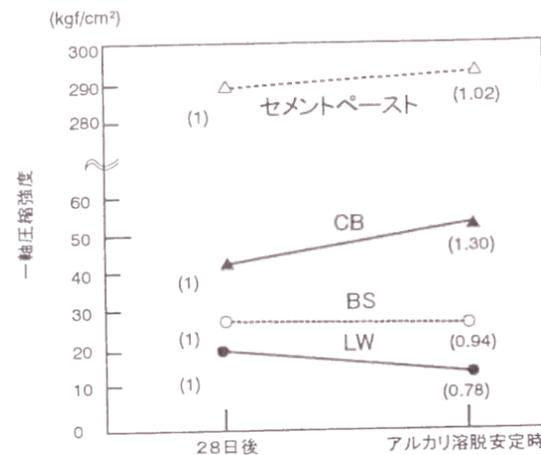


図 2.5.3.8 裏込め注入材の長期強度

### 2.5.4 試験土槽における裏込め注入実験<sup>17) 18)</sup>

#### 2.5.4.1 実験装置

実験装置は、実験地盤を作成する大型実験土槽（幅 4.0m、高さ 3.0m、奥行き 3.0m：前節の地盤反力実験で用いたもの）、シールドトンネルの裏込め注入の施工を模擬するための内筒管（外径φ 1000mm、厚さ 10mm；セグメントリングに相当するもので前節の地盤反力実験で用いたもの）および外筒管（外径φ 1060mm；シールドに相当）、裏込め注入装置等から構成されている。外筒管端部には、引き抜きジャッキが取り付けられており、厚さ 30mm のテールボイドを生じる構造となっている。また、土槽中央部には仕切り板を設置し、左右で2ケースの実験を行えるようにした。実験装置を図 2.5.4.1 に示す。

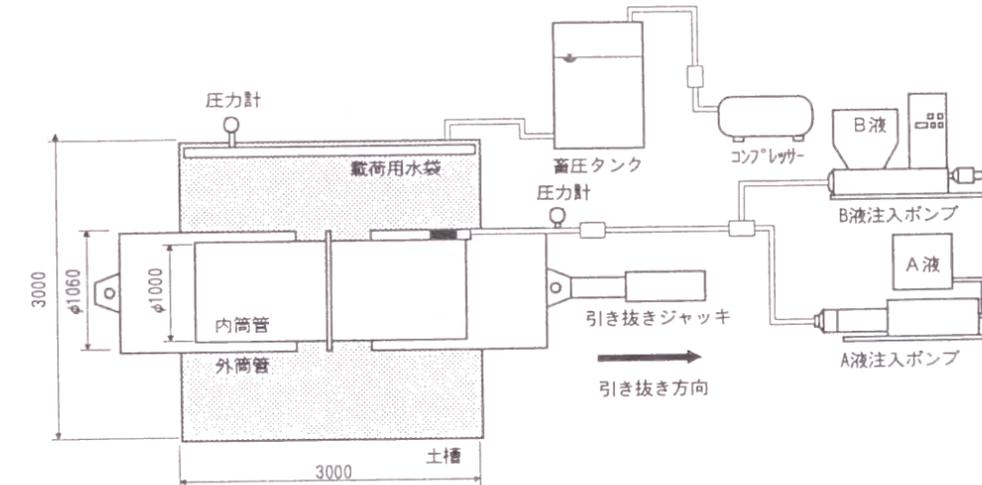


図 2.5.4.1 裏込め注入実験装置

#### 2.5.4.2 実験方法

実験土槽内の砂地盤中にトンネル模型管を設置した後、地盤上部から载荷用耐圧水袋により 1.5kgf/cm<sup>2</sup> の圧力で鉛直方向に载荷した状態で外筒管を引き抜きながら、テールボイド（30mm）に裏込め注入を行い、そのときに発生するトンネル模型管の圧力と、模型管上部の地盤の鉛直変位を計測した。実験ケースは、表 2.5.4.1 に示すように、実験地盤、注入方式、注入圧を変化させた6ケースと、注入を行わずに外筒管を引き抜く（以降空引きと呼ぶ）実験の計7ケースを行った。

注入方式は、外筒管の引き抜きと裏込め注入を同期させて行う同時注入方式と、外筒管 10cm の引き抜きとその直後の裏込め注入を交互に繰り返す即時注入方式の2種類とした。

また、裏込め注入を行わなかった、あるいは不十分に充填されたためにトンネル周辺に空隙が存在した場合には、トンネル周辺地盤の崩壊等によりトンネルに不均一な荷重（偏圧）が作用することが考えられる。このような裏込め注入の有無の影響を調べるため、注入終了後に上部の载荷重を 0.5kgf/cm<sup>2</sup> ピッチで 2.5kgf/cm<sup>2</sup> まで増加させ、その時に生じた半径方向圧力を計測した。表 2.5.4.1 に载荷実験を行ったケースも併せて示す。これについては、前節で述べた実験結果を、地山と内筒管が直接接触する状態での载荷実験として比較した。

実験地盤は、前節で述べた実験と同様に、珪砂5号を使用し、密地盤（締固め度 95%）

表 2.5.4.1 模型実験ケース

ケース No	実験地盤	注入方式	注入材	引抜時の上載荷重 (kgf/cm <sup>2</sup> )	注入圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	載荷実験
1	密地盤	同時	BS	1.5kgf/cm <sup>2</sup>	2.0	—
2					1.0	
3					—	
4	緩地盤	同時	BS	—	2.0	実施
5					1.0	
6		即時	LW		—	実施
7		なし(空隙)	—		—	
8		なし(地山)	—		—	

注) 即時注入は、注入圧が0から上昇した時点で終了させる。

と緩地盤（締固め度 85 %）とした。地盤の作成方法は、緩地盤では1層 50cm で敷きならし、土槽が満杯になった状態で土槽内に注水して満水後土槽底部から排水する方法で行い、密地盤では敷き均し厚さを1層 25cm として、ランマーを用いた締固め作業を追加している。

実験は排水後一昼夜放置後に実施した。実験に用いた地盤の特性を表 2.5.4.2 に示す。

なお、裏込め注入材は、同時注入方式では基礎実験に使用した材料の中から可塑性のBS（セメント・非エアー系）を、また即時注入方式ではLWを使用した。

注入時の注入圧は、同時注入方式では鉛直載荷重より 0.5kgf/cm<sup>2</sup> 小さな注入圧 1.0kgf/cm<sup>2</sup>（低圧）と 0.5kgf/cm<sup>2</sup> 大きな注入圧 2.0kgf/cm<sup>2</sup>（高圧）の2つを設定して行った。同時注入の管理は、引き抜きジャッキの引き抜き速度の調整により行い、注入はトンネル模型のクラウン部1カ所から行って、注入圧はA液とB液の混合直後の注入管に設置した圧力ゲージにより管理した。また、即時注入方式の注入圧は、無圧状態で行い、注入圧が上昇傾向を示した時点で終了させることにした。注入終了時の注入圧は、結果として 0.3kgf/cm<sup>2</sup> となった。

図 2.5.4.2 実験地盤の特性

地盤種別	密地盤			緩地盤				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.625	1.594	1.625	1.490	1.479	1.479	1.490	1.400
含水比(%)	3.46	3.43	3.46	5.02	5.27	5.27	5.02	4.21
締固め度(%)	98.15	96.00	98.15	89.76	89.05	89.05	89.76	83.7

トンネル模型管に作用する圧力は、外筒間の引き抜き開始から 24 時間後の荷重の除荷終了まで連続的に計測した。計測には、トンネル半径方向、接線方向の圧力が計測できる2方向土圧計を1断面12個用いて動ひずみ計測を行った。

裏込め注入材の充填状況については、注入実験終了後、地盤撤去を行いながら目視と厚さ測定により把握した。裏込め注入材の充填厚さは、図 2.5.4.2 に示すように4断面にお

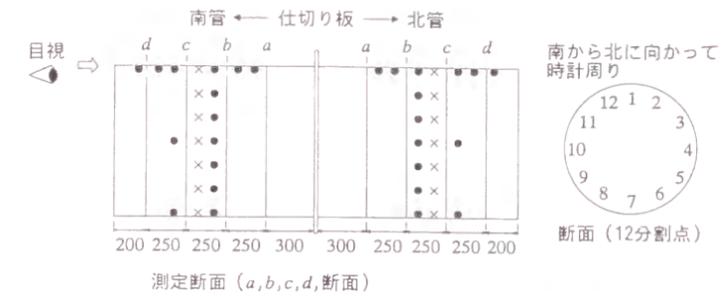


図 2.5.4.2 裏込め注入充填厚さ測定位置

いて各断面毎に12分割点で計測した。強度分布はbおよびcの断面の12分割点でブロックサンプリングを行い、3cm × 3cm × 3cm の供試体を作成し、一軸圧縮試験を行って求めた。

### 2.5.4.3 裏込め注入材の充填状況

#### (1) 注入率

同時注入の注入率は、地盤の自立性がよかった密地盤では、高圧、低圧の差は少なく、それぞれ約 160 % と約 170 % であったのに対し、緩地盤では低圧で約 190 %、高圧で約 380 % であった。これは、緩地盤の場合は地盤の緩い箇所へ裏込め注入材が回り込んだためと考えられる。即時注入の注入率は、密地盤で約 120 %、緩地盤で約 150 % であった。

#### (2) 裏込め注入材の充填状況

裏込め注入材の充填状況を図 2.5.4.3 および図 2.5.4.4 に示す。

##### ① 同時注入

密地盤では、高圧、低圧ともに地盤の崩壊が少なく安定している。緩地盤ではトンネル軸直角に円盤状の突起部が形成された。これは、トンネル模型管の周辺の緩い箇所へ

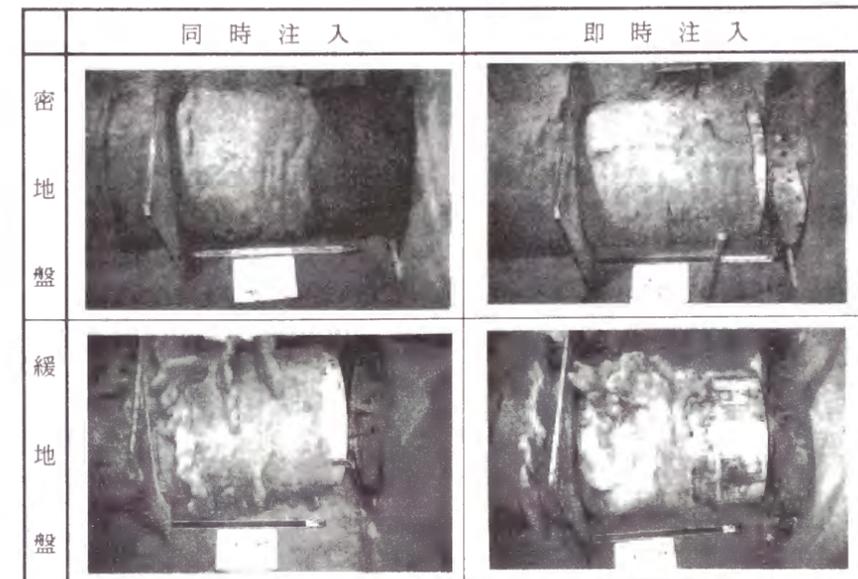


図 2.5.4.3 注入状況

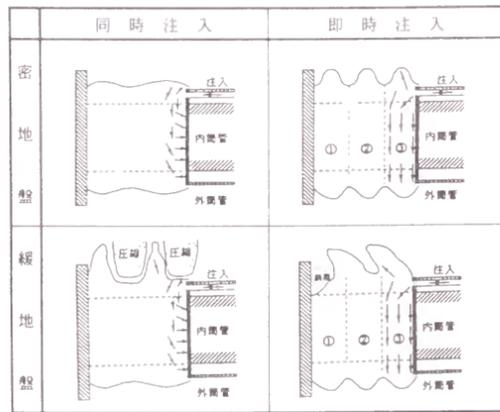


図 2.5.4.4 注入状況の模式図

裏込め注入材の逸走（圧入）が生じたためと考えられる。

②即時注入

密地盤では、クラウン部の地盤の肌落ちが起こり裏込め注入材の回り込みが生じて、トンネル軸方向に凹凸が見られた。緩地盤では、外筒管引き抜き直後から周辺地盤の崩壊が生じ、崩壊部に注入材が走りテールポイドへの裏込め注入材の回り込みが遮断された箇所が存在した。

断面は、図 2.5.4.5 に示すように同時注入、即時注入ともに地盤の硬軟に差はなく、裏込め注入材のみのゾーンと砂混じりのゾーンの2層を形成していた。裏込め注入材のみのゾーンの厚さ（ $=t_u$ ）は注入圧による差はあるが、密地盤、緩地盤ともに厚さは約30mmであり、充填度は密地盤、緩地盤ともに100%といえる。砂混じりのゾーンは、砂の間に注入材が浸透したものであり、その厚さ（ $=t_s$ ）は密地盤で高圧、低圧とも約15～20mmであったのに対し、緩地盤では高圧で約20mm、低圧で約12mmであった。

強度分布の比較を図 2.5.4.6 に示す。同時注入では、密地盤に比べ緩地盤の方が強度分布にばらつきがあるが強度は大きい。これは、密地盤はテールポイドが自立した状態で裏込め注入材が充填されたのに対し、緩地盤はテールポイド内に充填される注入材に周辺地盤の砂が混入しサンドゲルの状態となったためと考えられる。即時注入は同時注入に比べ強度分布にばらつきが生じている。また、密地盤では、即時注入に比べて同時注入の強度

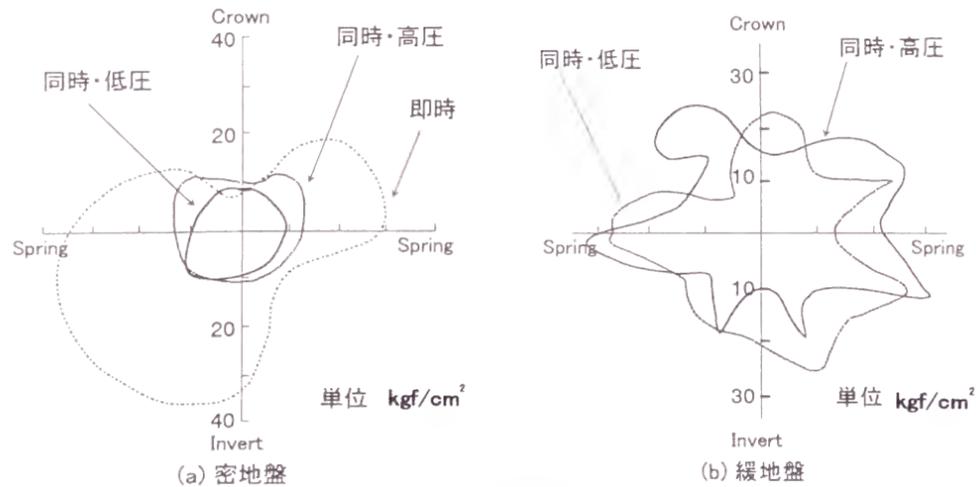


図 2.5.4.6 一軸圧縮強度の分布

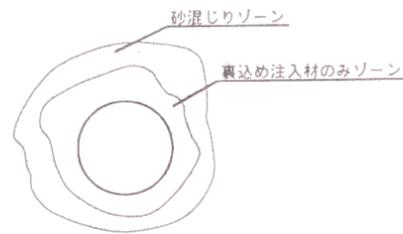


図 2.5.4.5 充填状況

増加の分布範囲が広い。これは、即時注入の場合、10cm だけ外筒管を空引きした後に裏込め注入を行うため、地山の緩みや崩壊が生じ、広い範囲に注入材が回り込むのに対して、同時注入では地山の緩みや崩壊が生じにくく、注入材の回り込みが生じにくいからであると考えられる。

2.5.4.4 裏込め注入時にトンネル模型管に作用する圧力

図 2.5.4.7～図 2.5.4.10 に、トンネル模型管で計測された半径方向圧力の分布を、注入圧力に対する応答度（半径方向圧力/注入圧力）で表現した分布図を示す。ここで注入圧力は、A液とB液の混合直後の注入管における圧力計のゲージ圧である。

密地盤においては、荷重よりも小さな低圧注入では注入圧力にほぼ等しい均等な分布形状となっているが、荷重よりも大きな高圧注入では右スプリング部およびインバート左部において注入圧力のおよそ1.5倍近い大きな値となり、偏圧状態が残った分布形状となっている。緩地盤においては、低圧注入時では、クラウン左およびインバート左において荷重と同程度の圧力に相当する1.5に近い値を示し、クラウン右および右スプリングにおいて注入圧力よりも小さな0.6～0.7程度の値となり、不均一な分布形状となった。高圧注入では、クラウン付近はやや大きめの値となるものの、他の測点は注入圧とほぼ同程度の比較的均一な分布形状であった。

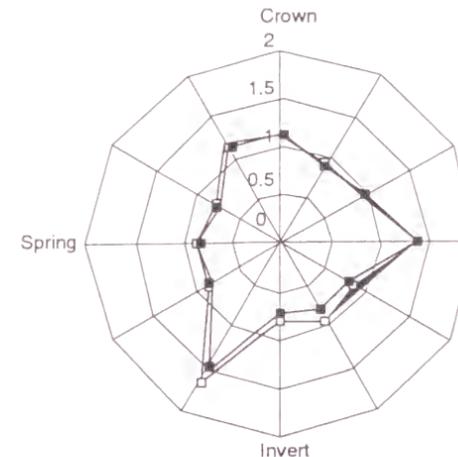


図 2.5.4.7 半径方向応答度(ケース1)

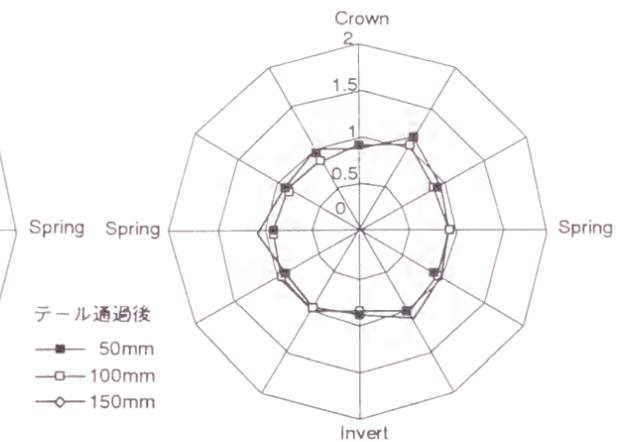


図 2.5.4.8 半径方向応答度(ケース2)

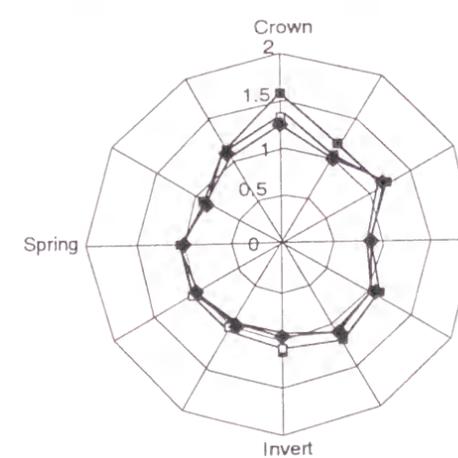


図 2.5.4.9 半径方向応答度(ケース4)

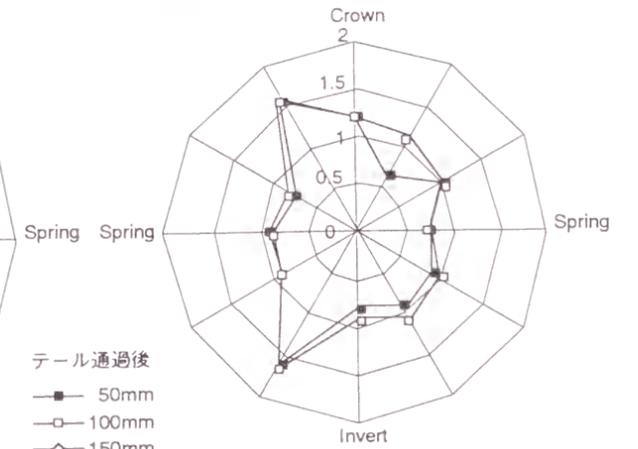


図 2.5.4.10 半径方向応答度(ケース5)

以上のように、密地盤においては低圧注入が均等な分布形状になるのに対し、高圧注入では偏圧状態が残留するようである。一方、緩地盤においては、高圧注入が均等な分布形状になるのに対し、低圧注入では不均一な分布形状となった。

これらの現象が生じた理由はいくつか考えられるが、瞬結性の注入材を用いて裏込め注入を行ったため、次のような現象が生じたという推論も成り立ちうるものと思われる。

- ①周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させるような高圧で裏込め注入を行うと、部分的に地盤が破壊した領域では注入圧力は急減し、一方、地盤破壊に至らなかった領域では高い注入圧力が保持されることになる。密地盤における高圧注入、緩地盤の低圧注入では、このような現象が生じていたものと想定される。
- ②周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させないような注入圧力で注入される場合には、地盤の主働破壊や崩落のようなことが生じない限り、裏込め注入材は均一に充填され、覆工と地盤の間の内力として裏込め注入圧力が残留することになる。従って、この範囲内では裏込め注入圧力を制御することにより覆工に作用する荷重を制御することができる。密地盤における低圧注入では、このような状態が生じていたものと想定される。
- ③地盤の強度に比較して著しく高い圧力で裏込め注入を行う場合には、裏込め注入が周辺地盤のかなり広範囲にわたり脈状に貫入し当該位置における裏込め注入に先立って地盤を改良する効果を生じる。この状態で高圧の注入を行うと、地盤が破壊することなく、②のような状態で裏込め注入が行われることになる。緩地盤の高圧注入ではこのような現象が生じていたものと想定される。

なお、接線方向圧力は、いずれの実験においても、トンネル模型にほとんど生じなかった。これは、ゲル化した後も流体としての性質を保持する可塑性の裏込め注入材を用いたため、裏込め材料が完全に硬化する前に周辺地盤の応力再配分が終了してしまうことによるものと考えられる。

### 2.5.4.5 荷重実験結果

#### (1)空引き実験（ケース7）との比較

注入終了後に上部の荷重を  $0.5\text{kgf/cm}^2$  ピッチで  $2.5\text{kgf/cm}^2$  まで増加させ、その時に生じた半径方向圧力を計測した。その結果を図 2.5.4.11、図 2.5.4.12 に示す。

空引き（ケース7）では荷重の初期段階から作用圧力のばらつきが大きく、内筒管に偏

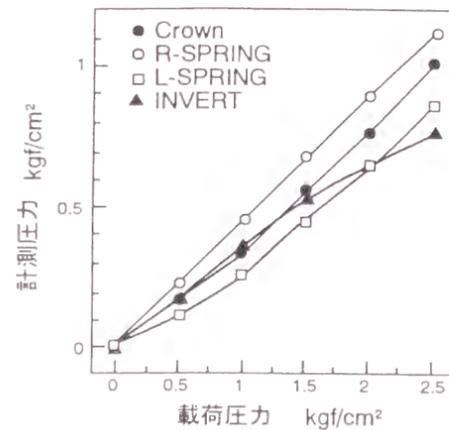


図 2.5.4.11 半径方向圧力の増分(ケース5)

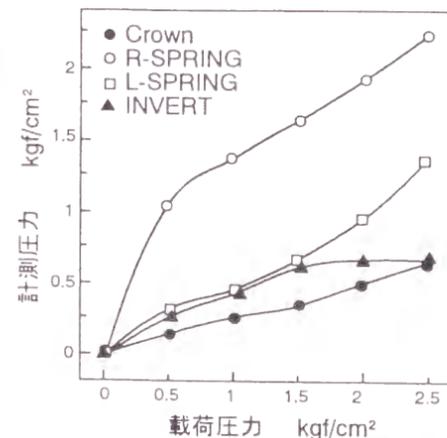


図 2.5.4.12 半径方向圧力の増分(ケース7)

圧が作用していることが分かる。一方、裏込め注入を行った実験（ケース5）では、上部荷重の増加によっても内筒管各点の圧力の大きさは近似しており、土圧の均等化という観点から裏込め注入の効果が確認できた。

#### (2)トンネルと地盤が密着している実験（ケース8）との比較

地盤反力を地盤ばねで表現して設計を行う場合、トンネル周辺地盤の力学的特性を考えて、この地盤ばねを半径方向、接線方向の2方向に対して有効であるとして設計を行うことがある。しかしながら、実際にはセグメントと地盤の間には裏込め注入材が存在しており、この存在がセグメントに作用する土圧に少なからず影響を与えていると考えられる。そこで、裏込め注入を行ったケースと、トンネル模型と地盤が直接接しているケース（ケース8）において荷重を作用させ、その時にトンネル模型に作用する圧力を計測した結果を図 2.5.4.13 と図 2.5.4.14 に示す。

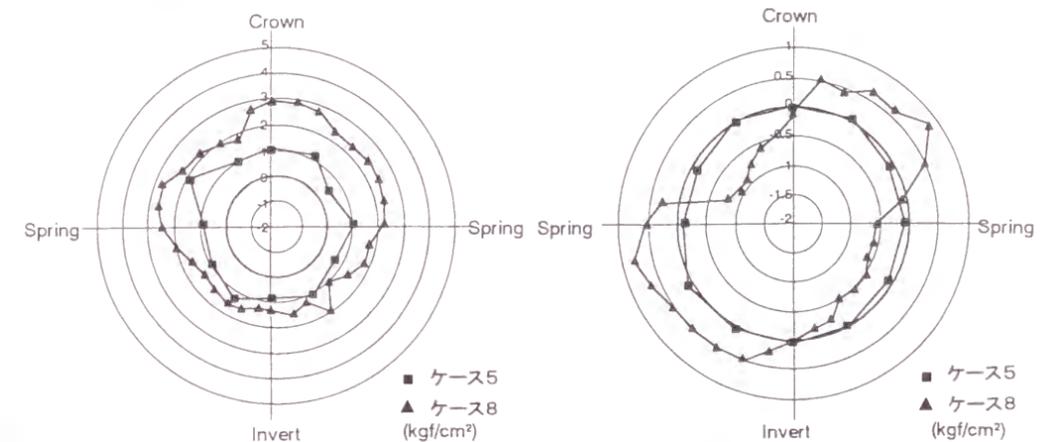


図 2.5.4.13 半径方向圧力の比較(ケース5, 8) 図 2.5.4.14 接線方向圧力の比較(ケース5, 8)

裏込め注入を行ったケースにおいては、半径方向の土圧が地盤に密着しているケースに対して平均で約 50 %程度しか計測されず、また、接線方向圧力においては、約 10 %程度となっており、ほとんど作用していないことが分かる。これは、模型管と裏込め注入材が重ね梁のような構造となって土圧に抵抗したこと、模型管と裏込め注入材の界面で微小な滑りが生じたためと考えられる。

今回の実験ではトンネル直径 1.0m に対してテールボイドが 30mm であり、実際のトンネルに比べてテールボイドの厚さが大きいことから、この実験結果が直ちに実トンネルの挙動と一致するとは言えないが、裏込め注入材の注入後においても接線方向圧力の低減効果はあるのではないかと想定できる。

#### 2.5.4.6 結論

模型砂地盤中にシールドトンネルを模した模型を設置し、裏込め注入を行った結果、地盤の特性に適合した裏込め注入圧の設定が、トンネルに作用する荷重の均一化にとって重要であることが確認された。砂地盤について、これらの知見をまとめれば以下ようになる。

- ①実験結果から、密地盤では注入圧の高低による注入率の変動が少ないことから、密地

盤では最適な注入がなされたと考えられ、圧力管理によって十分管理が可能と考えられる。しかし、緩地盤では注入圧の高低による注入率の幅が大きく、高圧下では過剰注入となる恐れがあり、圧力管理と量管理を併用することが必要と考えられる。

- ②シールドの掘進によってシールド周辺の地盤が崩壊するような緩い地盤での裏込め注入は、このような地盤の崩壊に抵抗可能な比較的高い圧力での注入が必要となる。自立性のある地盤とは異なり、不十分な圧力での注入は、シールド周辺地盤の崩壊によって、トンネルに不均一な荷重を作用させる原因となる。
- ③空引き実験との比較結果より、テールボイドに空隙が残るような裏込め注入が行われると、トンネルに不均一な荷重を作用させてしまうことになる。
- ④裏込め注入が良好に行われたシールドトンネルでは設計時に前提としているような周辺地盤の土圧や地盤反力に比ベトンネル接線方向の圧力がかなり小さくなっていると考えられる。

## 2.5.5 結論

裏込め注入材の材料試験および裏込め注入工の施工模擬実験を行った結果、以下のような知見が得られた。

- ①現在、一般的に用いられている裏込め注入材料に限ってみても、その種類により、強度発現特性が異なる。このことは、セグメント覆工の安定が裏込め注入により確保されることを考えると、セグメント設計に対して重要な要素である。
- ②加圧によるエア系注入材および固結型注入材（LW）は、加圧後の短期的な体積変化が少ないが、その他の注入材は加圧後、数時間を経過しても体積減少が続く。このことは、セグメントの安定という点では影響がないものの、作用する土圧の大きさについては少なからぬ影響があるものと考えられる。
- ③水ガラス中のナトリウムの溶脱による長期の体積変化や強度の低下は、トンネル全体の安定に影響を及ぼすことはないが、トンネルに作用する土圧に影響があるものと考えられ、特に過大な裏込め注入が残留するような場合には、それを軽減していく効果があるものと考えられる。
- ④周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させるような高圧で裏込め注入を行うと、部分的に地盤が破壊した領域では注入圧力は急減し、一方、地盤破壊に至らなかった領域では高い注入圧力が保持されることになる。
- ⑤周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させないような圧力で注入される場合には、地盤の主働破壊や崩落のようなことが生じない限り、裏込め注入は均一に充填され、覆工と地盤の間の内力として裏込め注入圧力が残留することになる。従って、この範囲内では裏込め注入圧力を制御することにより覆工に作用する荷重を制御することができる。
- ⑥地盤の強度に比較して著しく高い圧力で裏込め注入を行う場合には、裏込め注入が周辺地盤のかなり広範囲にわたり脈状に貫入し当該位置における裏込め注入に先立って地盤を改良する効果を生じる。この状態で高圧の注入を行うと、地盤が破壊することなく、前項のような状態で裏込め注入が行われることになるものと考えられる。
- ⑦土槽内のトンネル模型の載荷実験結果から考えると、裏込め注入を行わない場合には、周辺地盤からの土圧がトンネルに均等に作用しないが、裏込め注入によって土圧の均等化が図られる。
- ⑧土槽内のトンネル模型の載荷実験結果によれば、裏込め注入を行ったケースにおいては、半径方向土圧、接線方向土圧とも、地盤にトンネルを直接密着させた場合に比べて、大幅に軽減されるが、これは、トンネルと裏込め注入材および注入材の浸透した地山が重ね梁のような構造となって土圧に抵抗したことが原因であると考えられ、セグメント設計上でもこの効果を考慮できる可能性がある。

## 2.6 現地計測結果に基づく検討

### 2.6.1 概説

前述したように、シールドトンネルにおけるセグメントの設計には、セグメント構造自体のモデル化および地盤とトンネルとの相互作用のモデル化が必要である。前者については多くの研究がなされ、その成果が発表されているが、後者については、施工過程を考慮する必要があることをはじめ、シールドトンネルで生じる現象が複雑であり、現地計測や実験の困難さもあって、その研究が十分に進んでいない。

そこで、シールドトンネルの地盤内における挙動、作用する土圧および水圧を明らかにするための基礎データを収集する目的で、密閉型シールドにより施工された洪積砂層中のシールドトンネルにおいて、トンネルに作用する土圧、水圧および発生する断面力（曲げモーメントおよび軸力）を組立て直後から長期間にわたり計測し、作用荷重に関する検討を行った。その結果に基づいて、全周ばねモデルの適用性について考察した。

さらに、既往の現地計測データを収集して、全周ばねモデルを用いる場合の設計諸定数の設定方法について検討を行った。

### 2.6.2 鉄道複線断面シールドにおける現地計測の結果と考察<sup>19)</sup>

#### 2.6.2.1 計測対象トンネルの概要

計測は帝都高速度交通営団7号線の本郷工区で行った。当工区の縦断線形および地質と計測位置を図2.6.2.1に示す。

施工はセグメント外径9.8m、シールド外径10mの泥水式シールドにより行われた。計測地点は平面的には曲線半径180mの緩和曲線中であり、縦断的には35%の勾配中にある。シールドの総推力は8700tfで、裏込め注入は水ガラス系のセメント系可塑状型のものでシールドの推進と同時にセグメントに設けられた裏込め注入孔から行われた。

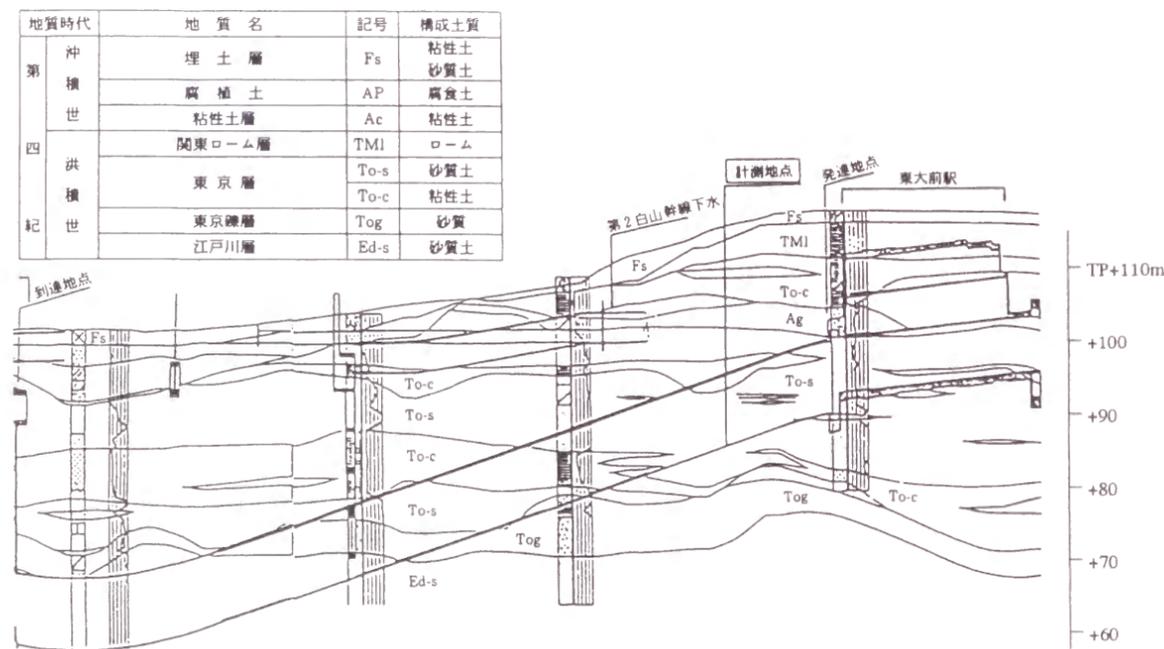


図 2.6.2.1 本郷工区の縦断線形および地質

計測位置における地質は、図2.6.2.1に示すとおりであり、土被りは約19mで、トンネルはクラウン部の東京層の粘性土層（To-c）およびその下部の東京層の砂層（To-s）中に構築されている。

トンネル切羽における地下水圧はシールド中心において約1.2kgf/cm<sup>2</sup>であった。表2.6.2.1に東京層の粘性土層および砂層の物性値を示す。

計測地点のセグメントは球状黒鉛鉄製コルゲート形であり、その寸法は高さ35cm、幅1mである。その断面を図2.6.2.2に示す。なお、セグメントは10分割で、Kセグメントは半径方向挿入型である。

表 2.6.2.1 東京層の物性

	東京層(T <sub>oc</sub> )	東京層(T <sub>os</sub> )
含水比(%)	40 ~ 80	15 ~ 35
比重	2.64 ~ 2.68	2.67 ~ 2.78
湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.50 ~ 1.65	1.90 ~ 2.20
礫分(%)	0 ~ 1	0 ~ 17
砂分(%)	0 ~ 40	76 ~ 94
シルト+粘土分(%)	60 ~ 100	6 ~ 24
粘着力(kgf/cm <sup>2</sup> )	0.9 ~ 1.85	—
内部摩擦角(°)	0 ~ 16	—
N値	10 ~ 15	20 ~ 50+

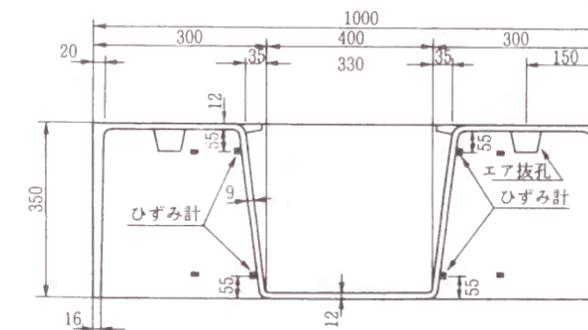


図 2.6.2.2 セグメント断面とひずみ計取付位置

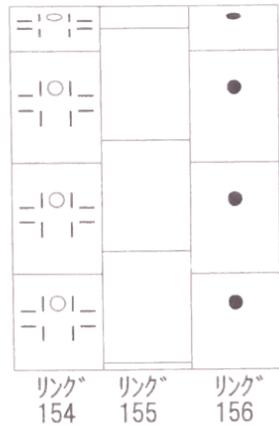
#### 2.6.2.2 計測内容

計測項目等の一覧を表2.6.2.2に示す。

計測は、図2.6.2.3に示すように隣接する3リングで行っている。No.154リングでは土圧計測とトンネル周方向および軸方向の断面力計測を、No.155リングでは周方向の断面力計測を、さらにNo.156リングでは水圧計測を行った。トンネルの変形計測は各リングにおいて実施した。なお、断面力計測のためのひずみ計は図2.6.2.2に示す位置に取り付けた。

表 2.6.2.2 計測項目、目的および計測機器

計測項目	目的	計測機器	
外荷重	土圧	・裏込め注入圧の作用状況の把握 ・地山荷重(全土圧)作用状況の把握	ひずみゲージ式土圧計
	水圧	・地下水位の把握 ・土圧計の検出値からの有効土圧の算出	ひずみゲージ式水圧計
セグメント	主桁	・裏込め注入圧および地山荷重による主桁の発生応力度の把握 ・荷重とトンネル挙動の把握	箔ひずみゲージ
トンネル	縦リブ	・ジャッキ推力の作用状況の把握 ・地盤剛性の推定	箔ひずみゲージ



	数量	リングNo.
土圧計 ○	9台	154
水圧計 ●	9台	155
ひずみ計 -	72個	156

図 2.6.2.3 計測リングと測定機器の配置

### 2.6.2.3 組立時およびテール脱出後の短期的な挙動に関する計測結果

#### (1) セグメント組立時

##### 1) 周方向の曲げモーメントおよび軸力

図 2.6.2.4 に計測セグメント組立時の曲げモーメントおよび軸力の発生状況を示す。

曲げモーメントはほぼ全周にわたって正の符号であるが、分布は上下の値が大きくスプリングラインではゼロの楕円形状となっている。

軸力は1リングの中でも坑口側と切羽側でばらつきがあるが、全計測点の平均で -7.99tf の引張である。上下・左右の値はそれぞれ 5.56, -6.62, -3.09, -11.51tf である。

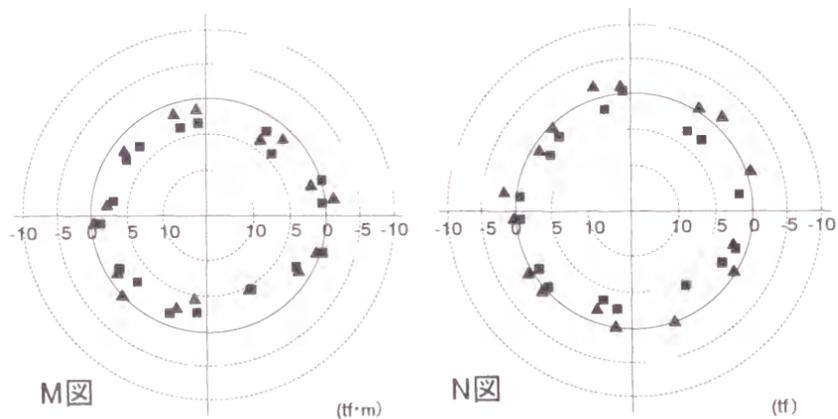
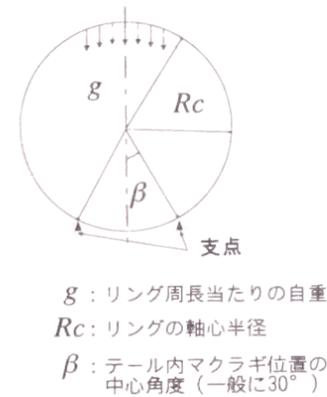


図 2.6.2.4 セグメント組立時の周方向断面力

セグメント組立時の応力状態を、一般に用いられている図 2.6.2.5 のモデルで算出すると、本セグメントの場合には、図 2.6.2.6 に示すものとなる。

実測値と計算値を比較すると、絶対値では曲げモーメント、軸力とも実測値が大きいものとなっている。曲げモーメントについては、実測値が正だけであるのに対して計算値では正・負の値が算出されている。また、軸力については実測値が引張、計算値が圧縮であり、明らかな相違がある。



$g$ : リング周長当たりの自重  
 $Rc$ : リングの軸心半径  
 $\beta$ : テール内マクラギ位置の中心角度 (一般に $30^\circ$ )

図 2.6.2.5 従来のテール内自重モデル<sup>20)</sup>

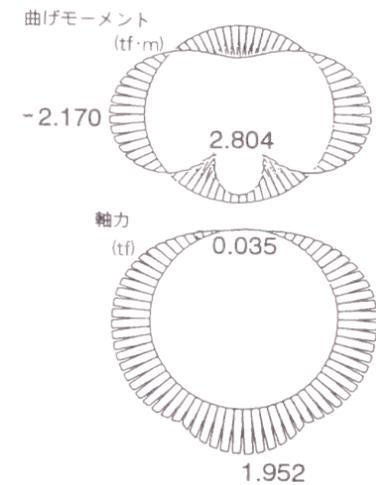


図 2.6.2.6 セグメント組立時の断面力(計算値)

このような差が生じたのは、テール内で組み立てられたセグメントリングの構造のモデル化に原因があるものと考えられる。通常の計算は先に示したように、セグメントを単体リングとしテール底部による2点支持の条件を採用している。しかし、現実のセグメントは先行するリングにボルトにより添接する方式で組立てられている。また、本現場でのテールクリアランスの計測結果では、計測セグメントはシールドのテールプレートとは接触しておらず、セグメントは隣接するリングとシールドジャッキによりトンネル軸方向の梁として完全に支えられているものと考えられる。

##### 2) 縦リブの応力

セグメント組立直後の縦リブに発生している曲げモーメントおよび軸力を、図 2.6.2.7 に示す。曲げモーメントは、全点の平均では 1.24tf·m であり、正の曲げモーメントが卓越していることになる。分布状態からは下部に正曲げが顕著に認められる。また、坑口側と切羽側を比較すると前者は全体に正曲げ、後者は上部が負曲げ、下部は正曲げの傾向が顕著に見られる。

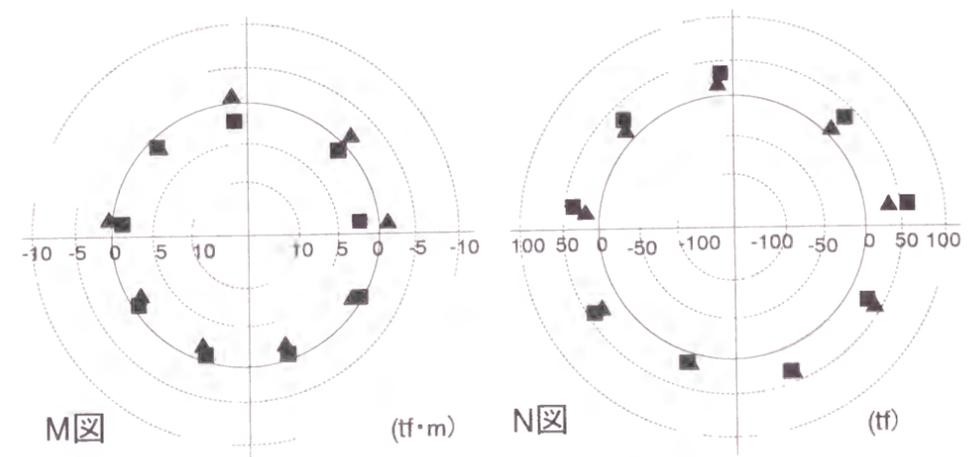


図 2.6.2.7 セグメント組立時のトンネル軸方向軸力

一般に各推進ジャッキの荷重中心はセグメントの図心に対してトンネル中心側に若干の偏心がある。本トンネルの場合も設計では 9.5cm (図心が 10.5cm であることからセグメント外面から 20cm の位置に相当) 考慮しており、本来はトンネル断面に一樣な負曲げが発生することが予想される。このような設計上考えられる状態に反して、実際には正曲げが卓越している原因としては、

- ①シール材の介在による見掛け上の荷重重心のずれ
- ②セグメント組立位置とジャッキ載荷点のずれ

が考えられる。

①については図 2.6.2.8 に示す位置にシール材が貼付されており、2段のシール材の中心位置はセグメント外面から 8.0cm となり、反力はセグメントの軸心に対して正曲げの領域に入ることになる。そのため、ジャッキに近い切羽側はシール材の影響が小さいことから、本来の負曲げが発生し、坑口側は正曲げとなることが考えられる。なお、切羽側において上部が負曲げ、下部が正曲げの傾向が見られる原因としては、セグメントとジャッキの位置関係が影響しているものと考えられる。テールクリアランスの

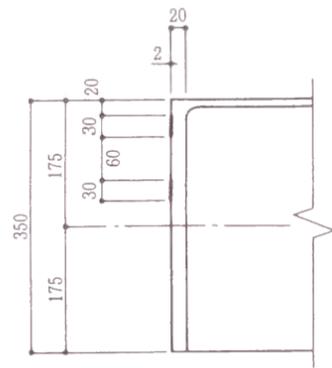


図 2.6.2.8 セグメントシールの貼付位置

計測結果では上部が 29mm, 下部が 69mm となっており、上部は下部に比べて負曲げへの偏心量が大きい傾向にある。なお、平均曲げモーメントと軸力の比から偏心量を算出すると 46.5mm となる。

1 縦リブ当たりの平均軸力は、26.65tf であり、全体の縦リブ本数 (継手板を含めて 66カ所) をもとにトンネルに作用している総軸力を算出すると、1758tf となる。この時点でのジャッキ総推力は 1883tf であり、計測値とほぼ同程度となっている。

## (2) 推進時のセグメント挙動

セグメントがテールを脱出する時点においては、ジャッキ推力、裏込め注入圧および地山荷重を同時に受けることになる。その経過について土圧計、周方向ひずみ計および縦リブひずみ計の代表点について図 2.6.2.9 ~ 図 2.6.2.11 に示した。図中、縦リブ応力度は組立前 (セグメント工場での計測値) を初期値として整理し、その他は組立完了時を初期値とした。また、計測セグメントがテールを脱出するのは 156 リング推進時である。

図 2.6.2.10 および図 2.6.2.11 では周方向応力度はジャッキ推力 (縦リブ応力度で計測) よりも裏込め注入圧に敏感に反応している。なお、図 2.6.2.10 中の土圧変化のうち、最初の荷重増加はテールシールとの接触が原因と考えられ、またその後続く増加は裏込め注入によるものと考えられる。なお、土圧およびひずみの計測を実施した 154 リングの裏込め注入は 158 リング推進時である。

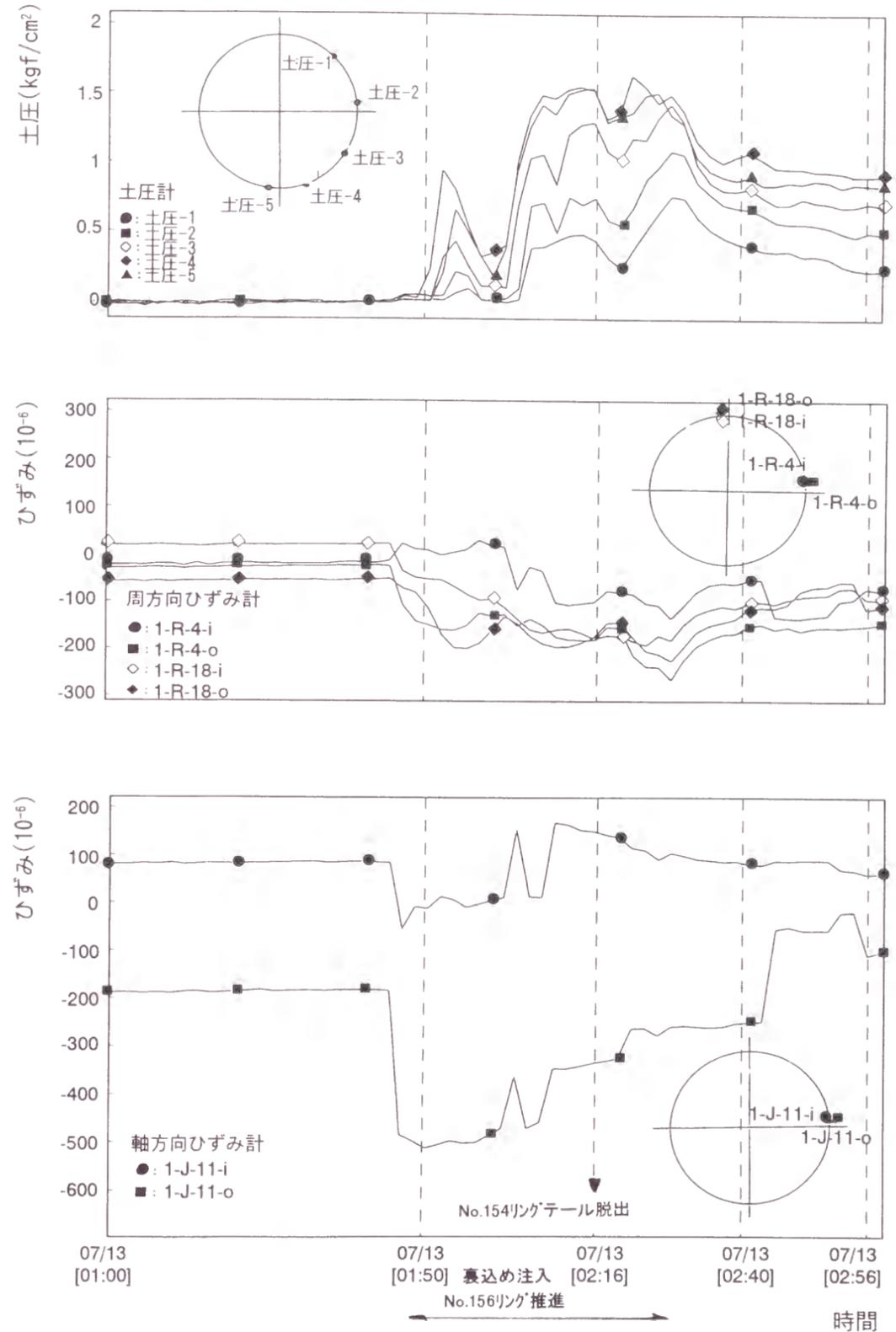


図 2.6.2.9 土圧計、ひずみ計の計測値の経時変化(その1)

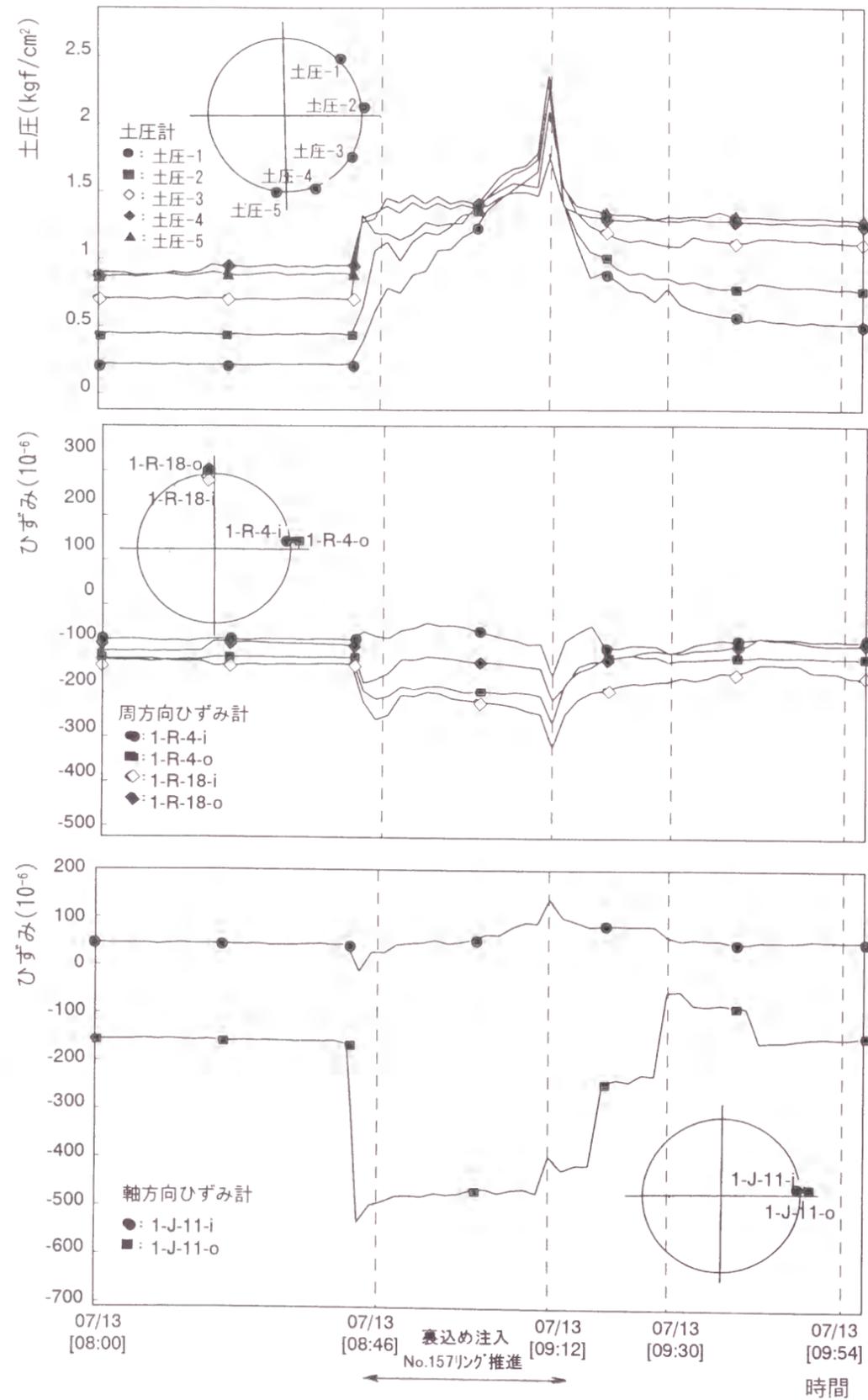


図 2.6.2.10 土圧計, ひずみ計の計測値の経時変化(その2)

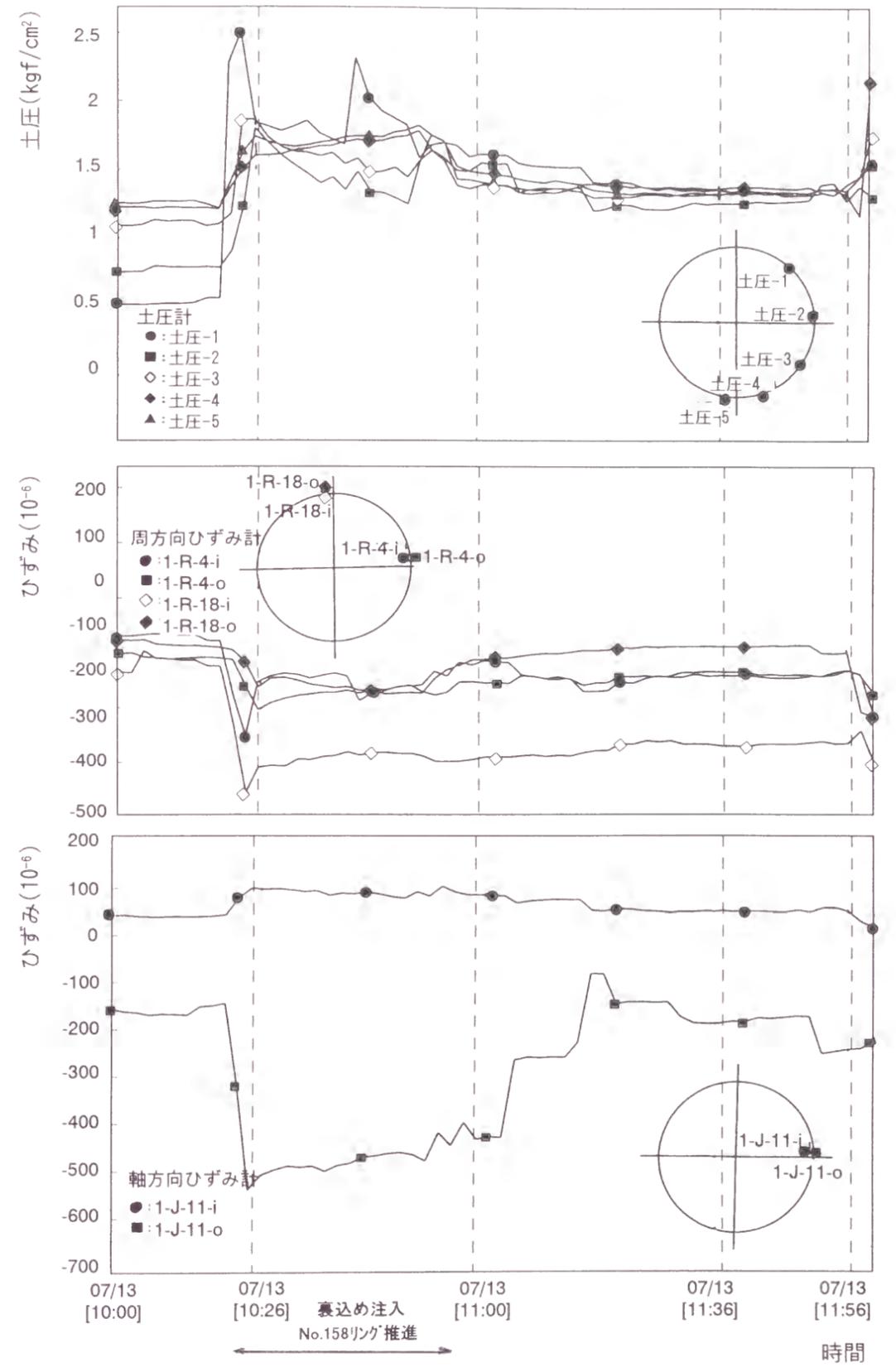


図 2.6.2.11 土圧計, ひずみ計の計測値の経時変化(その3)

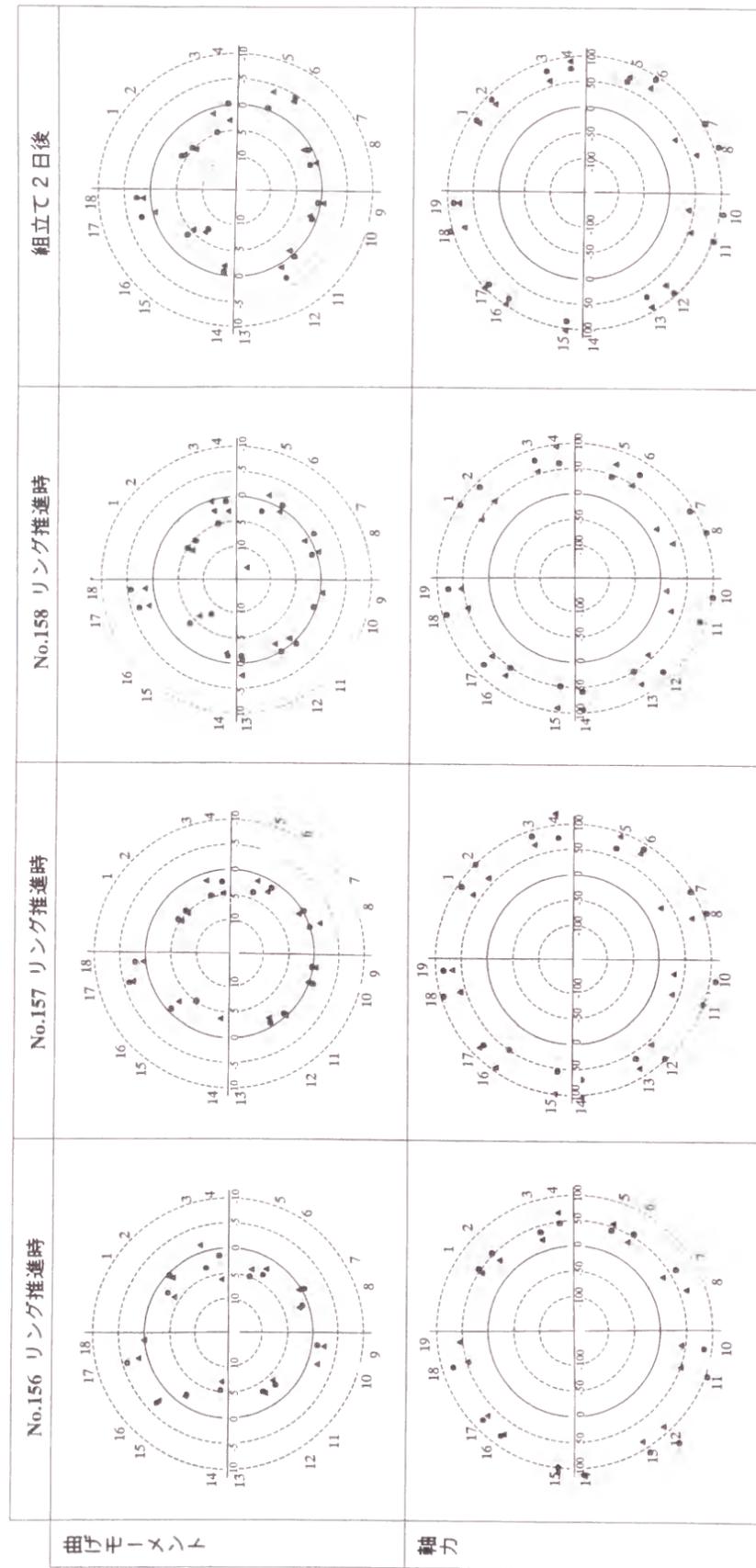


図 2.6.2.12 周方向断面力分布の経時変化

1) 周方向の曲げモーメントおよび軸力

図 2.6.2.12 には図 2.6.2.9 ~ 図 2.6.2.11 の各リングの推進中と組立 2 日後の周方向曲げモーメントおよび軸力の発生状況を示した。それぞれの場面は、図 2.6.2.9 ~ 図 2.6.2.11 中に記入した破線の時刻に対応している。

[156 リング推進時]

156 リング推進時で計測リングがテールを完全に脱出するのは 2:16 付近である。それまでの間の曲げモーメントはほぼ全周正曲げの状態となっている。これは組立時の項に記述したと同様に、セグメント継手部のシール材を通じて大半の軸力が伝達されたことによるものと考えられる。

テール脱出直後の曲げモーメントは上下部で負曲げが発生しており、左右からの荷重が卓越した分布形状となっている。軸力の平均値は 66.79tf であり、これから算出される平均外荷重は 1.36kgf/cm<sup>2</sup> となる。これに対して裏込め注入圧は左右の平均で 2.1kgf/cm<sup>2</sup> となっており、軸力から推定した荷重は注入圧の 65 % になる。しかし、裏込め注入圧は注入孔における数値であることから、地山では割引いて考える必要がある。注入は上部の左右 2 カ所から実施されており、2:16 の時点でのそれぞれの値は、右上:1.5kgf/cm<sup>2</sup>、左上:2.7kgf/cm<sup>2</sup> であった。この影響により軸力は左半が大きい傾向にある。

上述した傾向は 156 リング推進中、ほぼ保持されている。なお、2:16 の時点での土圧計の平均計測値 10.36tf/m<sup>2</sup> であった。

[157 リング推進時]

この推進時の裏込め注入は右上からのみ行われており、注入圧は約 2.0kgf/cm<sup>2</sup> である。156 リング推進時と比較すると、曲げモーメントの基本的な分布形状には大きな差は無いが、上部の負の曲げモーメントが増加している。裏込め注入は 9:14 まで行われており、その後は急激に曲げモーメントの低下が生じている。この変動傾向から、裏込め注入施工の一時的な影響は、残留傾向が小さいと考えることができる。なお、裏込め注入完了の前後の曲げモーメントの変化は図 2.6.2.13 に示すものであり、これが裏込め注入圧により増加したものと見ることができる。ここで、先に記述したように軸力による正曲げの発生分を考慮すると、9:12 時点の平均曲げモーメント = 1.56tf·m、軸力 = 78.32tf、9:30 時点ではそれぞれ 0.69tf·m、46.60tf であることから、平均偏心量は 1.75cm となる。図 2.6.2.13 には、軸力の差分とこの偏心量から算出される曲げモーメント (0.55tf·m) を差し引いた結果も併記した。曲げモーメントは裏込め注入位置付近は正曲げ、その左右では負曲げが発生しており、裏込め注入圧が局所荷重として作用しているものと考えられる結果となっている。

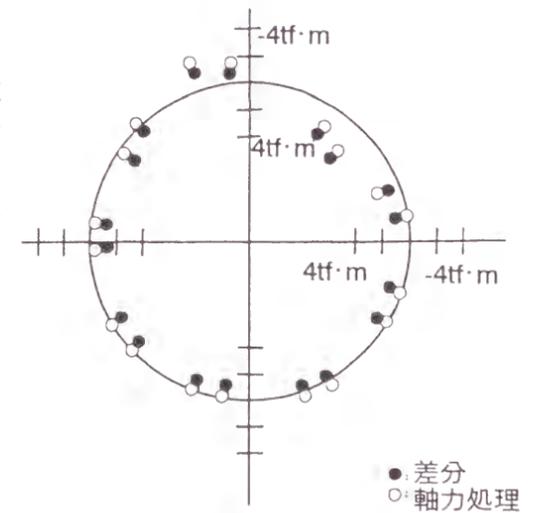


図 2.6.2.13 裏込め注入による曲げモーメントの変化

軸力は、156 リング推進時と比較すると左右の対称性が高い状況に変化している特徴が見られる。裏込め注入終了の前後では急激に変化しており、軸力から算出される平均外荷重は 9:12 時点で  $15.98\text{tf/m}^2$ 、9:30 時点では  $9.51\text{tf/m}^2$  となる。この後者の数値は後に記述するスプリングラインでの水圧の計測値とほぼ一致しており、この時点での裏込め注入圧を除いた本来の地山からの荷重は水圧だけと考えることができる。なお、9:12、9:30 時点での土圧計の計測値はそれぞれ  $18.21\text{tf/m}^2$ 、 $9.54\text{tf/m}^2$  となっている。

[158 リング推進時]

この推進での裏込め注入は計測リング（154 リング）に実施されており、注入位置は左右上部からとなっている。注入圧は右で約  $3.0\text{kgf/cm}^2$ 、左で  $3.8\text{kgf/cm}^2$  程度であった。

曲げモーメントは裏込め注入圧を直接受けているので、その影響がさらに顕著に発生している。また、分布形状は推進の初期から後期にかけて、ほとんど変化は見られない。

軸力は裏込め注入が完了する前後の 11:00～11:36の間では、大きな変化は見られない。11:00 での平均軸力は  $65.86\text{tf}$  であり、推定される外荷重は  $13.44\text{tf/m}^2$  となる。これは裏込め注入圧に比べてかなり小さく、先行して行われた注入により当該リングからの注入時点では注入圧が全周に作用していないものと考えられる。11:36 の平均軸力は  $65.22\text{tf}$  で、対応する外荷重は  $13.31\text{tf/m}^2$  となる。なお、11:00 の土圧計の計測値は平均で  $13.62\text{tf/m}^2$  である。

[組立 2 日後の状況]

この時点での施工状況は 171 リングの推進を完了しており、シールドは計測リングから 17 m 前方にある。

曲げモーメントは 158 リング推進中の最終状態に比べて、スプリングライン下の左右に負の曲げが増加していることが特徴として挙げられる。また、軸力は平均で  $82.85\text{tf}$  となっており、 $17.63\text{tf}$  だけ増加している。これを外荷重に換算すると  $3.59\text{tf/m}^2$  となる。全外荷重としては  $16.90\text{tf/m}^2$  である。同時刻の土圧計の計測値の平均は  $14.65\text{tf/m}^2$  である。

2) 軸方向の曲げモーメントおよび軸力

図 2.6.2.14 に 158 リング推進時の軸方向応力の計測結果を示す。それぞれの計測時点は、(1)は推進開始直後、(2)は推進終了直後、(3)は 159 リング組立作業時、(4)は 159 リング推進直前である。

曲げモーメントは上部の一部を除いて推進のいずれの時点においても正の曲げが発生している。これは組立時の項でも記述したように、シールド材が推力の重心位置を正曲げが発生する方向に偏心させていることが原因と考えられる。ここで、リング全体の中では上部の曲げモーメントが小さい傾向にある。これは、作用する軸力が小さいためであり、その傾向は軸力の計測結果とも一致している。本工事区間では施工状況調査の結果、シールドのノーズダウンを避けるために上部の推進ジャッキを用いずに推進を行っており、それが原因していると判断される。軸力は、ジャッキ使用パターンの影響を受け、上部でほとんど発生していない。

推進中の推力が大きい推進初期の平均曲げモーメント、軸力を整理すると表 2.6.2.3 に

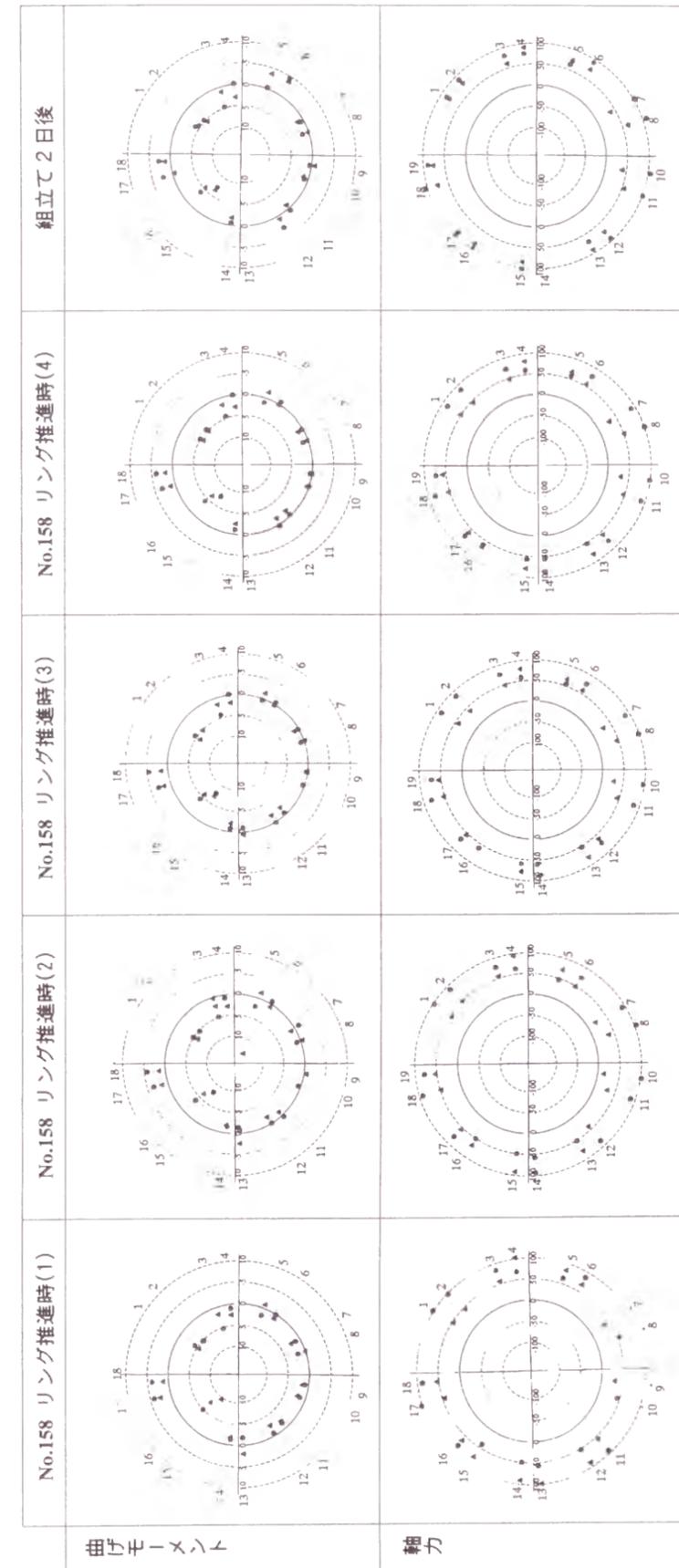


図 2.6.2.14 軸方向断面力分布の経時変化(158 リング推進時)

表 2.6.2.3 推進時の軸方向断面力(平均)の推移

	156リング推進時		156リング推進時		157リング推進時	
	M	N	M	N	M	N
推進初期	2.51 tf·m	60.34 tf	2.62 tf·m	116.06 tf	2.83 tf·m	60.16 tf
偏心量	4.15 cm		2.25 cm		4.70 cm	

示すものとなる。

推進初期の荷重が大きい時点では偏心量に大きな変化はなく、4cm程度と考えることができる。ここに挙げた偏心量は組立時に算出したもの(4.65cm)と同じ程度であり、推進時の正曲げの発生がシールド材によるものと判断できる結果といえる。

次に、推進2日後の応力計測結果を見ると、シールドは計測位置から17m前方に移動しているものの、曲げモーメント、軸力とも比較的大きな数値で発生している。平均曲げモーメントは2.08tf·m、軸力は38.72tfである。この内、曲げモーメントは表2.6.2.3に示した数値の80%、軸力は65%程度となっている。この時点は171リングの推進が終了しており、大きな推力は作用していない状況である。このことから、ここに発生している応力は推進の影響が完全には解放されず、繰り返し蓄積されたものと考えられる。

2.6.2.4 長期的な挙動に関する計測結果

(1)土圧・水圧およびセグメントのひずみ

1)土圧計の経時変化

土圧計の経時変化を図2.6.2.15に示す。トンネルに作用する全土圧はセグメント組立後10日~30日でほぼ安定した状態となる。また、200日以降、若干の上昇が見られるが、これは、192日目に二次覆工が施工された影響と考えられる。

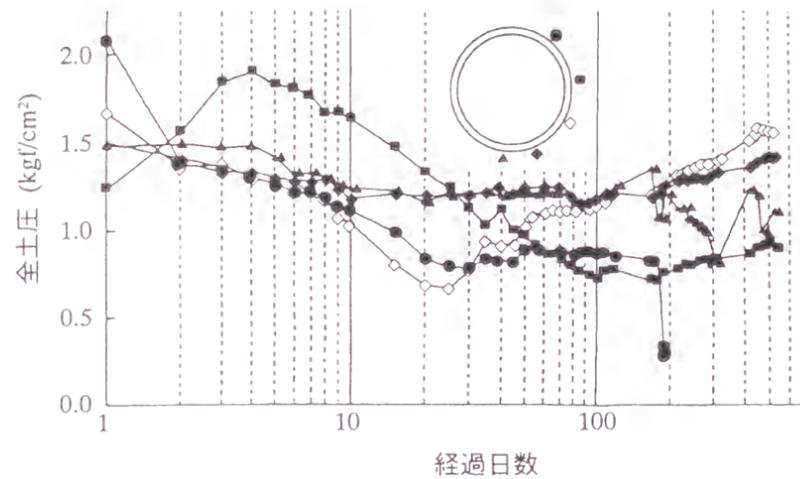


図 2.6.2.15 土圧計の経時変化

2)水圧計の経時変化

水圧計の経時変化を図2.6.2.16に示す。

計器設置時より大きな変動はなく、ほぼ一定の値を示している。土圧計の値と比べると

ほぼ同程度であり、セグメントにはほとんど有効土圧が作用していないと推測される。

また、土圧計の経時変化と同様、200日以降若干の上昇がみられ、増加量も土圧計の値と同程度である。これは、二次覆工の打設により、わずかに生じていた漏水が止められたため水圧のみが上昇したものと想定される。

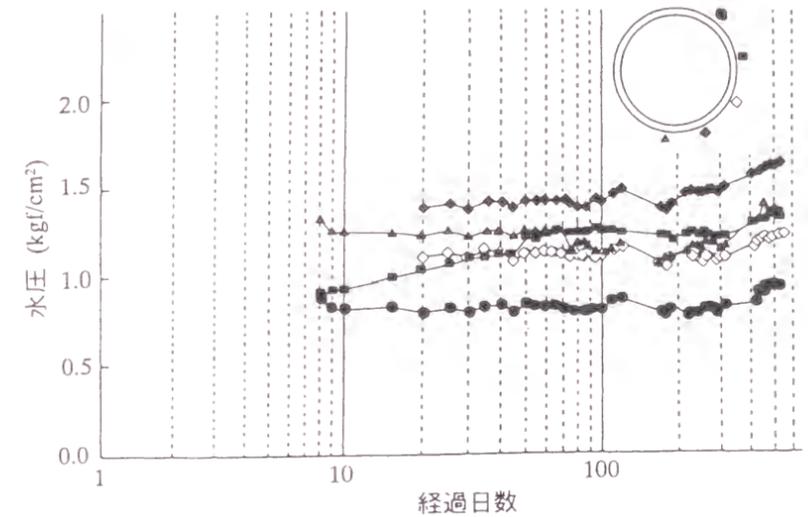


図 2.6.2.16 水圧計の経時変化

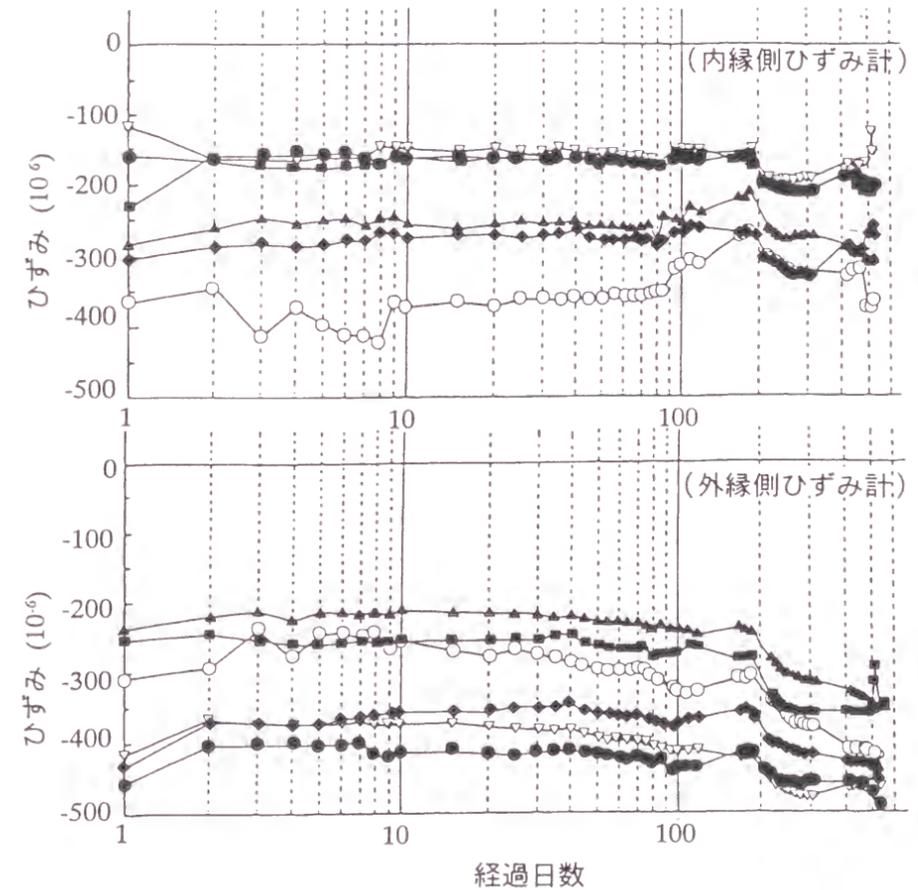


図 2.6.2.17 周方向ひずみ計の経時変化

### 3)セグメントひずみ計の経時変化

トンネル周方向のひずみ計の経時変化を図 2.6.2.17 に示す。

組立 1-2 日後には変動が少なくなっており、土圧に比べ、セグメントリング自体は短期で安定した状態となることを示している。長期的な変化を見ると、内・外縁側ともに約 200 日以降圧縮側に増加している。このことは、上述した水圧の増加に伴うものと考えられる。

また、内縁側より外縁側の増加量の方が若干大きい、すなわち正曲げが増大しているが、これは、後述するシーリング材の影響と考えられる。

## (2)発生断面力

### 1)トンネル周方向

セグメント組立後 30 日および 500 日の周方向曲げモーメントおよび軸力を図 2.6.2.18 に示す。裏込め注入時の曲げモーメントに比べ全体的に正曲げにシフトしている。一方、軸力は切羽側も坑口側も差異はなくなり、値も 100tf 前後で全周にわたり発生している。

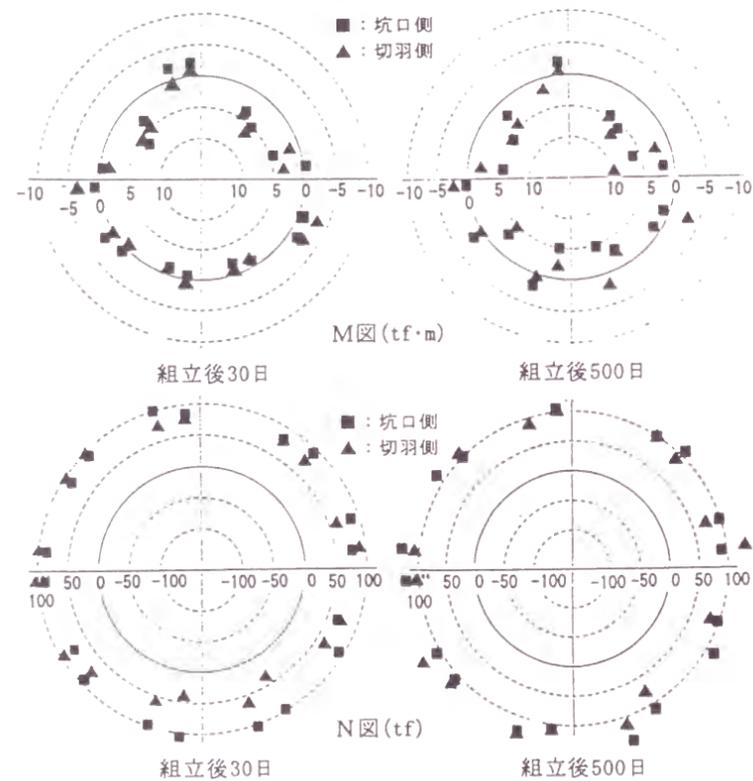


図 2.6.2.18 セグメント組立後 30 日と 500 日の周方向断面力の分布

### 2)トンネル軸方向

セグメント組立後 30 日および 500 日の軸方向曲げモーメントおよび軸力を図 2.6.2.19 に示す。推進中のものと比較すると、大きさに若干の変動があるものの、曲げモーメントおよび軸力ともに施工後長期間経っても、消散することはなく残留することを示している。

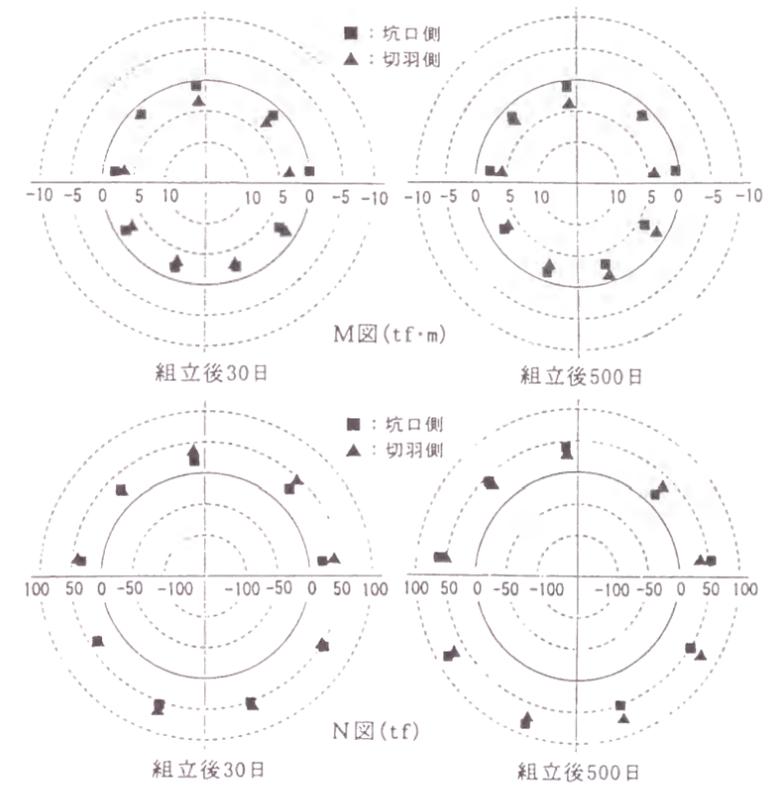


図 2.6.2.19 セグメント組立後 30 日と 500 日の軸方向断面力の分布

### 2.6.2.5 計測結果に対する考察

以上の現地計測結果を考察すると以下のとおりとなる。

- ①セグメントリングはシールドテール内において、テール脱出まで外荷重を受けず、シールドジャッキによる推力だけが作用していると考えられる。また、セグメントリングの支持状態は組立リングとシールドジャッキに挟まれ、テールプレートには接していない状態になっていると考えられる。
- ②トンネルに作用する土圧や水圧は、やや長期にわたって微妙に変動するが、セグメントに発生するひずみは、施工後短期間でほぼ最終状態に近い値になり、長期的な変動が少ない。
- ③トンネル周方向の曲げモーメントは、セグメントの設計で考えられている分布形状と大きく異なり、値もかなり小さい。このような曲げモーメントは、洪積粘性土中にあるトンネルクラウン部を除く部分で計測された水圧を作用させ、クラウン部周辺で水圧による浮き上がりに抵抗していると仮定した解析(図 2.6.2.20)で比較的よく表現でき、トンネル作用土圧としてはトンネル頂部の抵抗土圧のみであったものと考えられる。

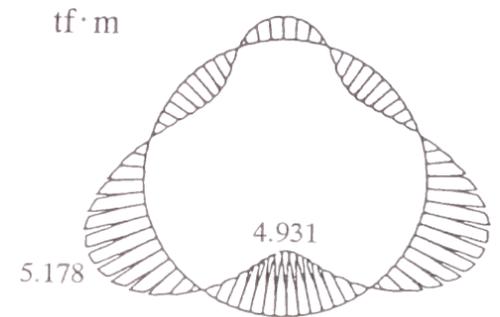


図 2.6.2.20 浮き上がりを考慮した曲げモーメントの計算値

④トンネル周方向ならびに軸方向の曲げモーメントの分布は正曲げが卓越したが、これは貼付されている2段のシール材がセグメントの外縁側に偏心配置されており、その点に軸力が集中した結果となったためと考えられる(図2.6.2.8参照)。

⑤トンネル軸方向の軸力(シールド掘進中の推力)はセグメント組立500日後も減少することなく、シールドトンネルは完成後も軸方向に大きな圧縮力を受けている状態になっている。

### 2.6.2.6 結論

本計測は球状黒鉛鉄製セグメント区間で行ったため、セグメントのひずみ計測が精度よく行え、信頼のできる計測結果が得られたと考えている。

その結果、密閉型で施工されたシールドトンネルにおいては、軟弱粘性土地盤を除き、施工後短期間に安定するものと考えられ、その設計の検討においては、短期的な影響について行うことが重要であることがわかった。

また、本トンネルのような比較的よく締まった砂質土地盤で密閉型シールドを用いる場合には、トンネルに作用する荷重としては土圧よりも水圧が卓越する。従って、現行の設計土圧はやや過大な評価となっているものと考えられる。一方、水圧についてはセグメントの断面力に及ぼす影響が大きい、現行の設計水圧の設定は合理的ではなく、実際と設計の乖離が大きい。さらに水圧が卓越することによりトンネルが浮き上がり、それをトンネル頂部に発生する地盤反力で抑えることになるが、この地盤反力は本トンネルではトンネル頂部の狭い範囲に集中していることから、慣用モデルで考えているような等分布の地盤反力の考え方も見直しが必要である。

ジャッキ推力によるトンネル軸方向の軸力は、従来、シールド推進時の一時的な荷重として考えられていたが、永久荷重として残留するので、セグメントの構造特性を評価する場合には、これを考慮する必要がある。

また、シール材のようなセグメントの構造の細目も、発生断面力に大きな影響があるので、セグメントの設計にあたってはこれを適切に評価することも重要である。

## 2.6.3 シールドトンネル覆工と地盤との相互作用の解析

### 2.6.3.1 対象トンネルの概要

過去にわが国で実施された現地計測のうち、密閉型シールドにより施工されていること、比較的長期にわたる計測であること、計測点が多いこと、施工状況が確認できること等を考慮して、表2.6.3.1に示すトンネルの計測データを解析した。

表 2.6.3.1 解析対象トンネル(その1)

トンネル名	トンネル外径	土質/土被り	シールド形式
霞ヶ関～東銀座間とう道	4,550mm	洪積砂質土/40.0m	泥水式
隅田川トンネル	7,100mm	沖積粘性土/13.0m	泥水式
菅団7号線 本郷工区	9,800mm	洪積互層/19.0m	泥水式
Aトンネル	3,350mm	洪積砂礫層/25.0m	土圧式

#### (1)霞ヶ関～東銀座局間とう道<sup>21)</sup>

このトンネルは、セグメント外径4.55m、桁高15cm、幅90cmの鋼製セグメントを用いたトンネルであり、泥水式シールドにより施工されたものである。

土質およびトンネル縦断を、図2.6.3.1に示す。地表より10m程度までは沖積層である軟弱な有楽町層により構成されているが、それ以深では東京礫層、江戸川層等の洪積層となっている。

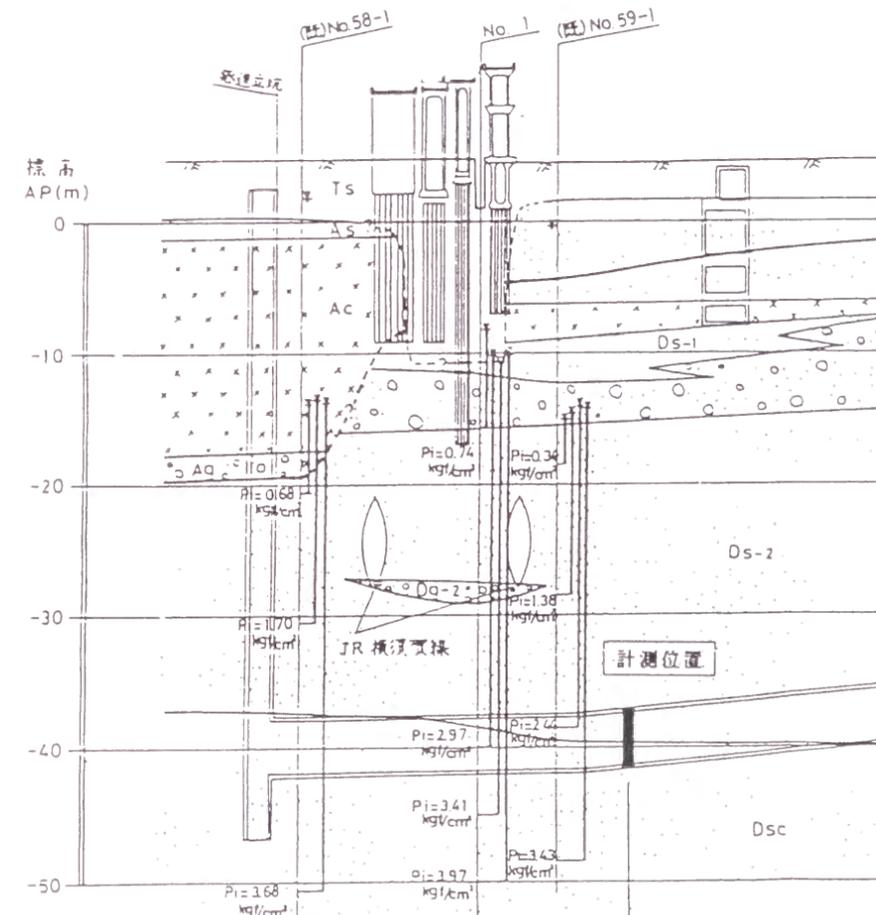


図 2.6.3.1 霞ヶ関～東銀座間とう道の土質とトンネル縦断

計測位置におけるトンネルの土被りは 40m 程度で江戸川砂層中にある。江戸川砂層の物性値は表 2.6.3.2 に示すとおりである。

計測項目および計測機器は、表 2.6.3.3 に示すとおりである。計測は、連続した 3 リングを用いて行っている。A リングは荷重計測、B、C リングは断面力計測用のリングとしている。

表 2.6.3.2 江戸川砂層の物性

含水比(%)	16 ~ 32
比重	2.66 ~ 2.92
湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.86 ~ 2.12
礫分(%)	0 ~ 3
砂分(%)	76 ~ 99
シルト+粘土分(%)	1 ~ 24
粘着力(kgf/cm <sup>2</sup> )	0.09 ~ 1.39
内部摩擦角(°)	32.0 ~ 40.7
N値	50+

表 2.6.3.3 測定項目と測定機器

測定項目		計測機器
外荷重	土圧	ひずみゲージ式土圧計
	水圧	ひずみゲージ式水圧計
セグメント応力	主桁	箔ひずみゲージ
	縦リブ	箔ひずみゲージ

## (2) 隅田川トンネル<sup>22)</sup>

隅田川トンネルは、セグメント外径 7.1m、セグメントの離隔距離 3.7m の単線並列の併設シールドトンネルである(図 2.6.3.2)。施工は泥水式シールドで行われた。

なお、工事の進捗は、1日当たり6リング程度の掘進速度であり、先行(B線)トンネルの切羽が現地計測地点まで達したのが11月3日、その後、後行(A線)トンネルの切羽が計測地点に約3週間後の11月24日に達している。

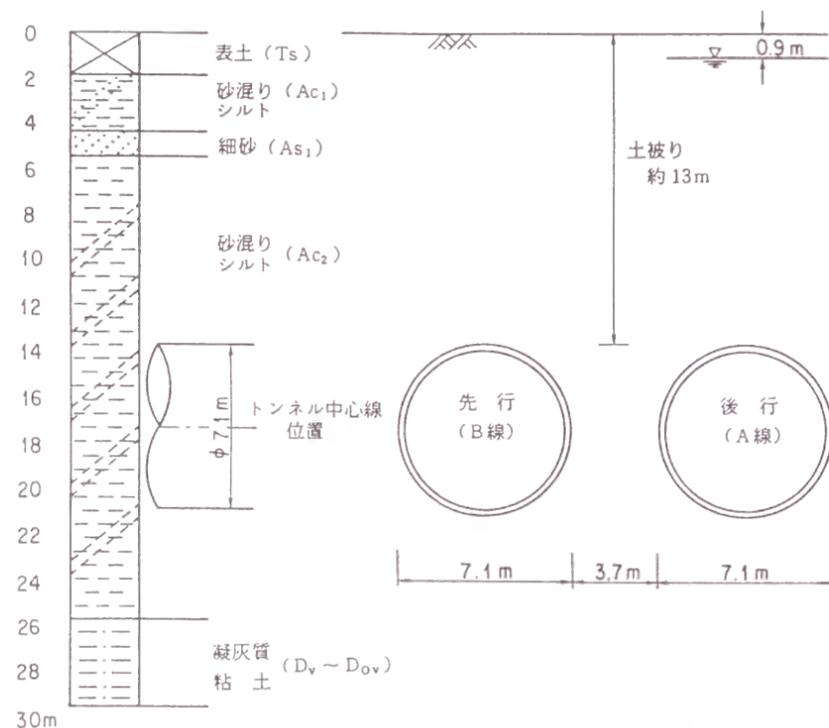


図 2.6.3.2 隅田川トンネルの土質とトンネル位置

トンネルは、東京東部のいわゆる下町と呼ばれる地域にあり、日本橋台と呼ばれる埋没谷位置の隅田川河口付近の沖積低地に位置する。周辺の地質は、TP-27m 付近までは沖積層の有楽町層が分布し、これより深は、洪積層の埋没ローム、埋没段丘礫層、砂質土層が分布している。表 2.6.3.4 に現地計測地点に最も近い地点の地質調査結果を示す。なお、計測位置での土被りは約 13m である。

隅田川トンネルのうち、計測区間で使用しているセグメントの形状は、厚さ 30cm、幅 100cm で、1 リング 7 分割の平板形 RC セグメントである。

本現場における計測項目および計測機器は、表 2.6.3.5 に示すとおりである。計測は、連続した 3 リングを用いて行っている。No.1 リングは荷重計測、No.2 リングおよび No.3 リングは断面力計測用のリングとしている。

表 2.6.3.4 有楽町層(砂混じりシルト)の物性

含水比(%)	59.8 ~ 65.7
比重	2.66 ~ 2.69
湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.62 ~ 1.67
礫分(%)	1
砂分(%)	13 ~ 24
シルト+粘土分(%)	75 ~ 86
粘着力(kgf/cm <sup>2</sup> )	0
内部摩擦角(°)	22 ~ 24
N値	0 ~ 5

表 2.6.3.5 測定項目と測定機器

測定項目		計測機器
外荷重	土圧	土圧計
	水圧	水圧計
セグメント応力	周方向	鉄筋計
	軸方向	鉄筋計

## (3) 営団 7 号線本郷工区

このトンネルの概要は、前節で述べたとおりである。

## (4) A トンネル

このトンネルは、大河川を横断する外径 3.35m、桁高 12.5cm の鋼製セグメントを用いたトンネルであり、土圧式シールドにより施工された。トンネルの土被りは、計測位置において約 25m となっている。

トンネルが構築された深度での周辺地盤は、図 2.6.3.3 に示すように洪積礫層である。表 2.6.3.6 に、この洪積礫層の物性値を示す。

計測項目および計測機器は、表 2.6.3.7 に示すとおりである。

計測は、連続した 3 リングを用いて行った。A リングは荷重計測用、B、C リングは断面力計測用となっている。

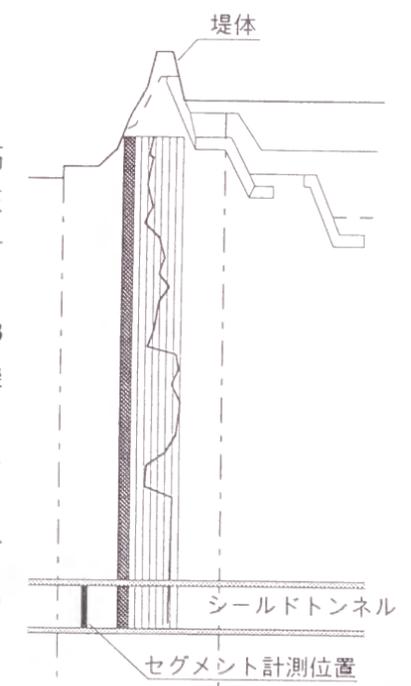


図 2.6.3.3 A トンネルの土質と位置

表 2.6.3.6 洪積礫層の物性

含水比(%)	—
比重	—
湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.0
礫分(%)	—
砂分(%)	—
シルト+粘土分(%)	—
粘着力(kgf/cm <sup>2</sup> )	0
内部摩擦角(°)	42
N値	50

表 2.6.3.7 測定項目と測定機器

測定項目		計測機器
外荷重	土圧	ひずみゲージ式土圧計
	水圧	ひずみゲージ式水圧計
セグメント応力	主桁	箔ひずみゲージ
	縦リブ	箔ひずみゲージ

表 2.6.3.8 最終測定時の土圧・水圧

計測 No	(kgf/cm <sup>2</sup> )							
	1	2	3	4	5	6	7	8
土圧	2.27	2.42	2.76	2.77	2.81	2.54	2.65	2.39
水圧	2.14	2.21	2.37	2.53	2.60	2.53	2.37	2.21
有効土圧	0.13	0.21	0.39	0.24	0.21	0.01	0.28	0.18

2.6.3.2 現地計測データの概要

(1)霞ヶ関～東銀座間とう道<sup>21)</sup>

1)土圧および水圧

トンネル覆工で計測された作用土圧は推進時および裏込め注入時において一時的に大きな値を示したが、その後1週間程度でほぼ安定状態に達しているようである(図 2.6.3.4)。

1週間後以降の土圧計の変動を見ると、安定した動きではあるがわずかながら増加傾向があると思われる。

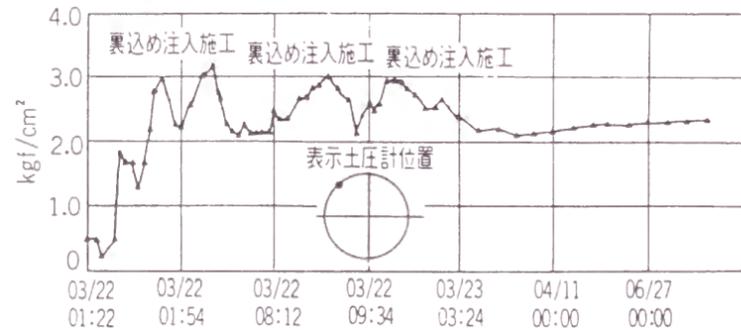


図 2.6.3.4 土圧の経時変化

図 2.6.3.5 に組立後約6カ月の土圧分布を示す。この土圧計計測結果と水圧計計測結果より有効土圧を算定すると、表 2.6.3.8 に示すように有効土圧は非常に小さく、このことからセグメントに作用している荷重は、そのほとんどが水圧であると考えられる。また、鉛直方向の有効土圧を土柱高に換算すると、約2m程度となる。

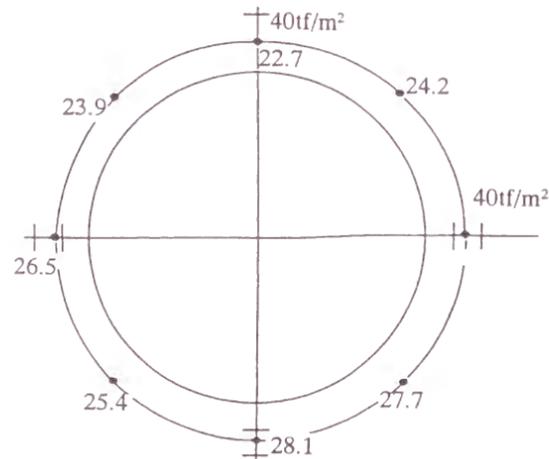


図 2.6.3.5 安定時の土圧分布

2)断面力

図 2.6.3.6 および図 2.6.3.7 に6カ月後(最終時)のひずみ計の応力度から算出した断面力を示す。なお、荷重計測結果と同様、施工時の影響による変動がなくなってからは応力度にも大きな変化は生じていない。

曲げモーメントは、施工直後(裏込め注入以降)からほとんど変化しておらず、施工時に作用した荷重(図の左側上方からの裏込め注入による)によりトンネルが変形し、その後もこの形状が維持されたままになっていると考えられる。

軸力分布を見ると、かなりのばらつきがあるが、30tf以上の値を正常なものと仮定して平均軸力を算定すると、上載荷重は約22.3tf/m<sup>2</sup>となり、前に示した土圧計の値(約25tf/m<sup>2</sup>)とほぼ同様な値となっている。

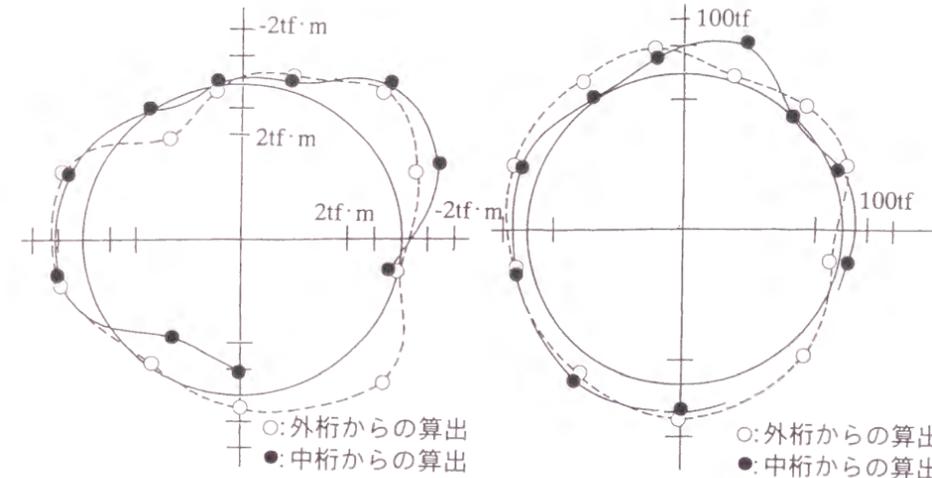


図 2.6.3.6 曲げモーメント分布

図 2.6.3.7 軸力分布

(2)隅田川トンネル<sup>22)</sup>

1)土圧および水圧

トンネル覆工に設置した土圧計による経時変化は、図 2.6.3.8 に示すように、裏込め注入時を最大値として、以降急激に減少し、その後ほぼ10日間程度で安定状態に入っているようである。

なお、組立から約3週間後に大きな変動が見られるが、これは後行シールドの通過の影響である。

安定期における土圧分布図を図 2.6.3.9 に示す。この土圧値に注目すると、トンネルクラウン部に作用している鉛直土圧は、約18tf/m<sup>2</sup>であり、これは、この計測点における全土被り土圧値(H=13m, γ=1.7tf/m<sup>3</sup>)の約80%であった。

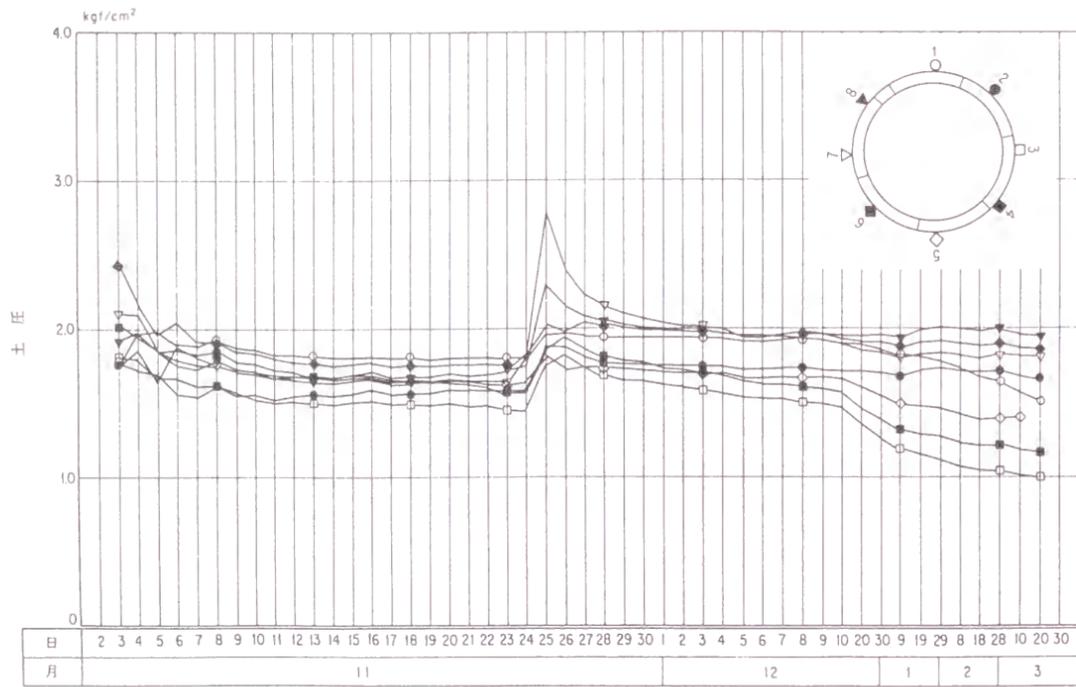


図 2.6.3.8 土圧の経時変化

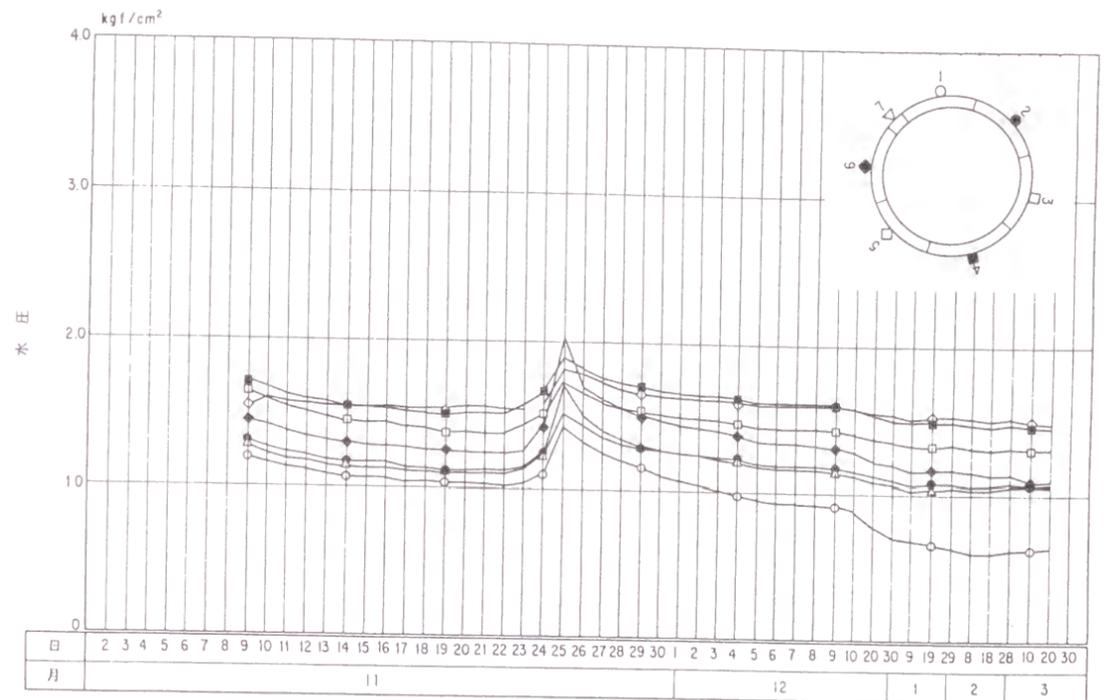


図 2.3.6.11 水圧の経時変化

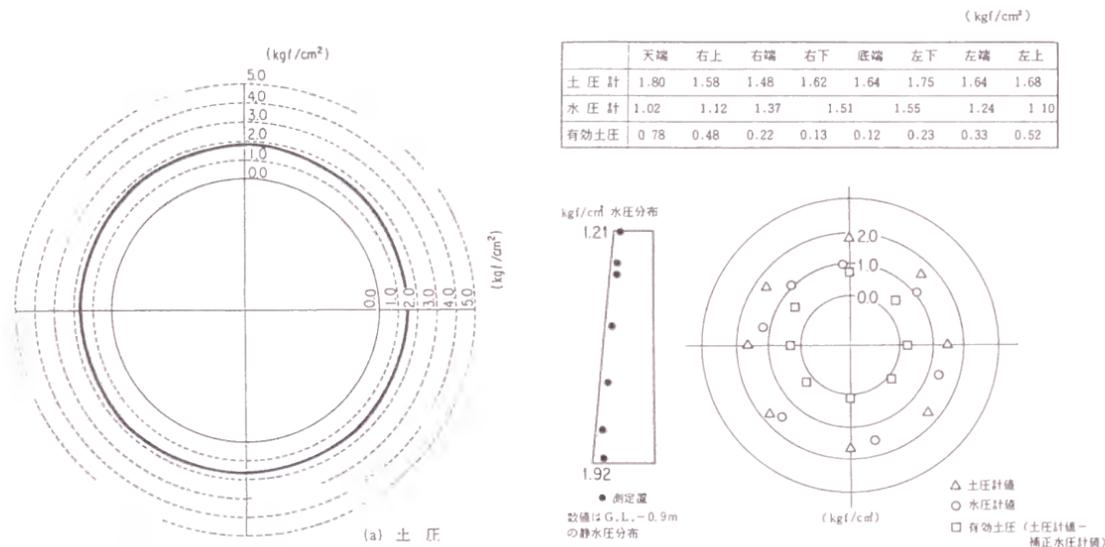


図 2.6.3.9 安定時の土圧分布

図 2.6.3.10 土圧、水圧および有効土圧の断面分布

図 2.6.3.10 に土圧計の値と水圧計の値およびこれより算出した有効土圧の断面分布を示す。これによると、有効土圧の分布は、上半部が大きい傾向にある。これは、トンネルに浮力による上向きの力が作用し、この力に対しトンネル上半部の地盤が抵抗したものと考えることができる。

トンネルに設置した水圧計は、裏込め注入後、注入材がある程度硬化した後に設置しているため、セグメント組立後約 1 週間後を初期値としている。

図 2.6.3.11 は、この水圧計の経時変化であり、初期値設定後、わずかに減少しているが、ほぼ 10 日後には安定している。なお、2 週間後付近で顕著な変動が見られるが、これは後行シールドの通過の影響である。

図 2.6.3.12 に後行シールド通過前の安定した状態での水圧分布図を示す。トンネルクラウン部の水圧が  $1.02\text{kgf/cm}^2$ 、トンネルインバート部の値が  $1.5\text{kgf/cm}^2$  となっており、ほぼ静水圧分布となっている。ここで、トンネルのインバート部に作用する水圧値と土圧値 ( $1.6\text{kgf/cm}^2$ ) に注目するとほぼ同じ値になっており、インバート部には水圧のみが作用しているようである。

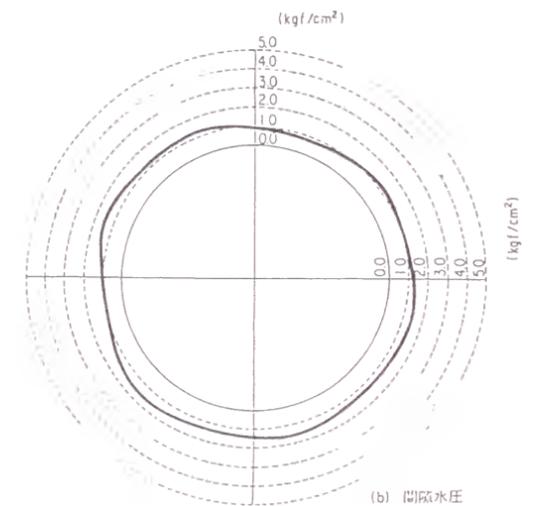


図 2.3.6.12 安定時の水圧の分布

## 2) 断面力

セグメント内の鉄筋計の計測値の経時変化は、土圧計の経時変化と異なり、土圧計が裏込め注入時で最大値を示し、その後減少していくのに対し、設置後時間とともに増加していく。この原因としては、コンクリート等のクリープの影響が考えられる (図 2.6.3.13)。

図 2.6.3.14 に後行シールド通過直前の曲げモーメント分布図を示す。この分布図を見ると、設計上の分布と同様ほぼ左右対称であり、トンネルのクラウン部およびインバート部では正曲げが生じ、トンネルのスプリングライン付近では負曲げが生じている。しかし、その大きさに注目すると、設計時の曲げモーメントの 50 ~ 70 % 程度の大きさとなっている。

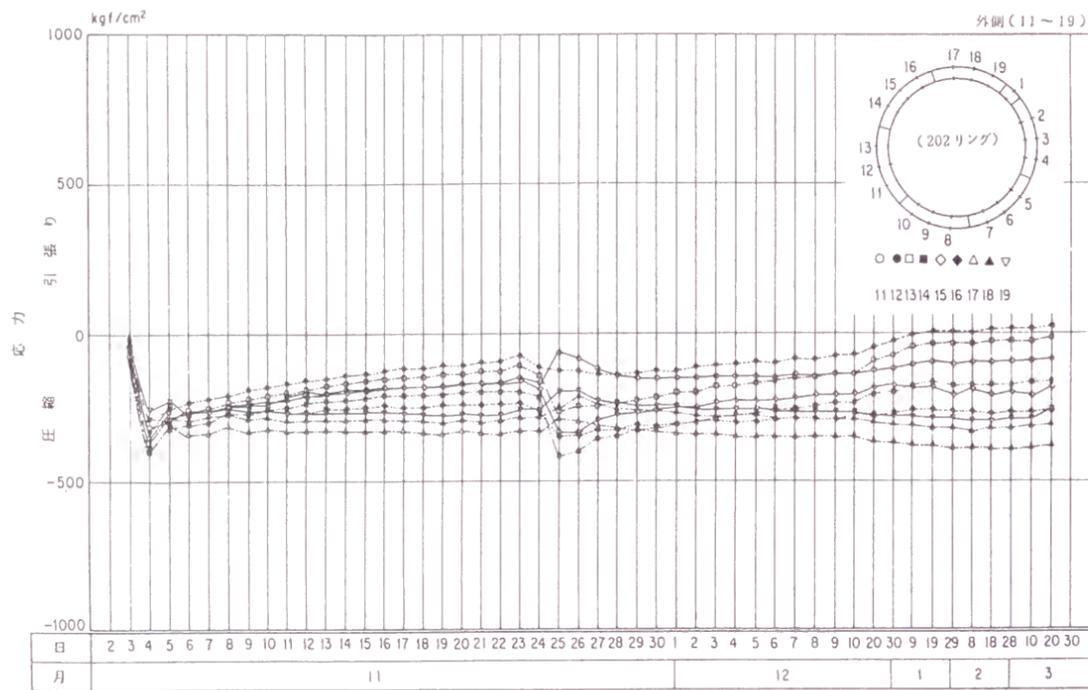


図 2.3.6.13 鉄筋応力の経時変化

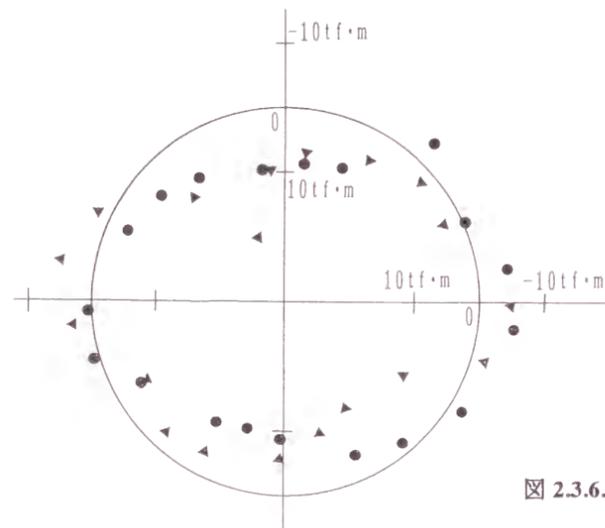


図 2.3.6.14 曲げモーメント分布

(3) 営団7号線本郷工区

6.2節で述べたとおりである。

(4) Aトンネル

1) 土圧および水圧

このトンネルの土圧の経時変化を見ると、図 2.6.3.15 に示すように、シールドテール部脱出後の裏込め注入の施工の影響をあまり受けていない（シールド内での瞬間的な上昇はテールバックと土圧計の接触によるものと考えられる）。これは、この工区のトンネル周辺地盤が洪積の砂および礫層で自立性および透水性が高く、このため、注入圧力は注入口付近に集中することなく、低圧力でセグメントリング全体に行きわたったためと考えられる。

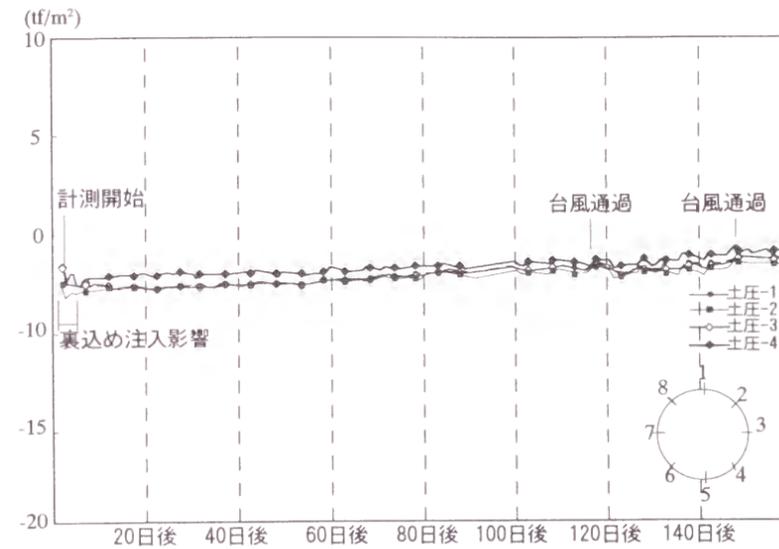


図 2.3.6.15 土圧の経時変化

表 2.3.6.9 土圧の経時変化

計測点 No	(kgf/cm <sup>2</sup> )							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1カ月後	3.32	3.32	3.31	3.40	3.41	3.47	3.33	3.46
2カ月後	3.38	3.36	3.36	3.42	3.47	3.50	3.38	3.47
3カ月後	3.46	3.44	3.43	3.50	3.54	3.57	3.47	3.53
4カ月後	3.48	3.45	3.46	3.51	3.58	3.59	3.50	3.51
5カ月後	3.53	3.50	3.50	3.57	3.61	3.64	3.53	3.53
6カ月後	3.33	3.30	3.30	3.37	3.42	3.42	3.33	3.30

土圧計の計測値を1月単位でまとめたものを表 2.3.6.9 に示す。施工後約5カ月までは全計測点において上昇傾向を示している。また、後述するようにこの期間での水圧計測値は特に変化がなかったことから、地山の安定に伴い有効土圧が増加していったと考えられる。また、安定期における土圧分布を図 2.6.3.16 に示す。なお、約6カ月後の時点でのトンネルに作用する荷重の平均値は、上下方向で 34.9tf/m<sup>2</sup>、水平方向で 33.1tf/m<sup>2</sup> となっており、全土被り土圧と水圧を考慮した設計荷重（上下；36.1tf/m<sup>2</sup>、水平；37.3tf/m<sup>2</sup>）に比べてやや小さい値となっている。

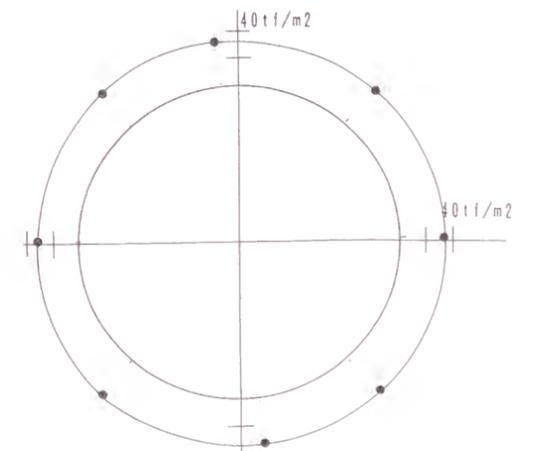


図 2.3.6.16 安定期の土圧分布

図 2.6.3.17 に水圧の経時変化を示す。また、水圧計の計測値を1カ月単位でまとめたものを、表 2.6.3.10 に示す。水圧計 No.1 を除いては、全期間にわたって安定している。

水圧計 No.2 ~ 4 の計測値から地下水位を推定すると、トンネルクラウンから約 25.5m

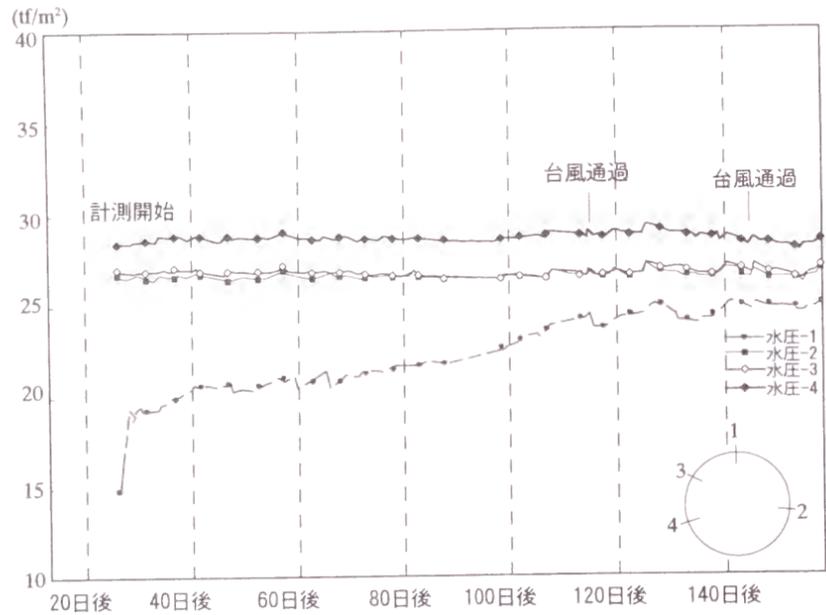


図 2.6.3.17 水圧の経時変化

付近となる。

なお、水圧計 No1 の値が計測初期において異常に小さな値を示しているが、これは水圧計設置時に裏込め注入材の存在による影響を受けたものと考えられる。

表 2.6.3.10 水圧計測値の長期変動

計測点 No	1	2	3	4
1 カ月後	1.92	2.48	2.61	2.65
2 カ月後	2.09	2.48	2.60	2.67
3 カ月後	2.22	2.45	2.55	2.62
4 カ月後	2.46	2.54	2.63	2.72
5 カ月後	2.47	2.50	2.57	2.63
6 カ月後	2.54	2.56	2.64	2.69

## 2) 断面力

トンネル主桁に設置したひずみ計による応力度の経時変化 (図 2.6.3.18) を見ると、組

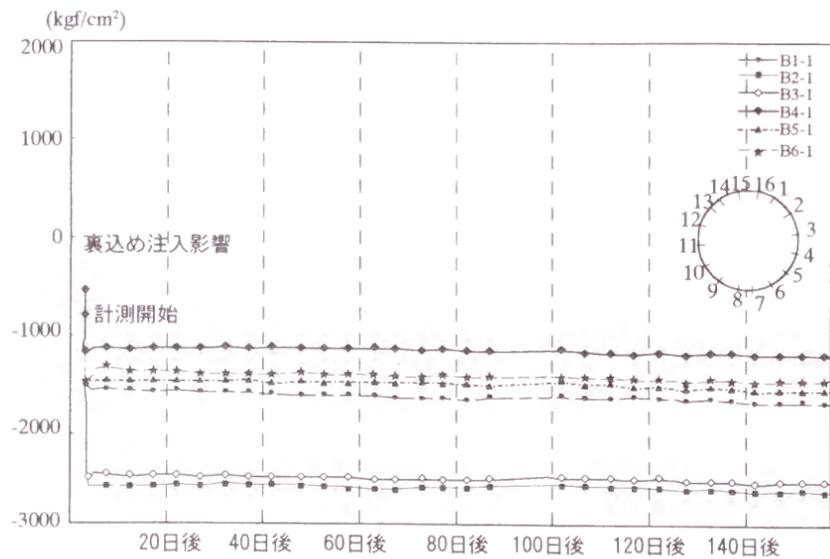


図 2.6.3.18 主桁のひずみの経時変化

立後6時間程度の短時間間に最終現地時の値に近いものとなっている。このことは、トンネルの挙動は、そのほとんどの部分が裏込め注入材が十分な強度発現をする以前に収束するためと考えられる。このため、当工区のように良好な地盤の場合、周辺の地盤反力係数を地盤の物性値のみから考えると、過大な評価となる恐れがある。

図 2.6.3.19 に施工後6カ月後の曲げモーメントの分布図を示す。分布形状を見ると、トンネルのクラウン部およびインバート部には正曲げが発生しており、トンネルのスプリングライン付近には負曲げが発生している。しかし、この分布形状は完全な左右対称にはなっておらず、時計回りにやや右に傾いた形状をしている。これは、裏込め注入がクラウン部より右にずれた位置で施工され、この影響により注入位置付近を頂点としたような形状になったものと考えられる。

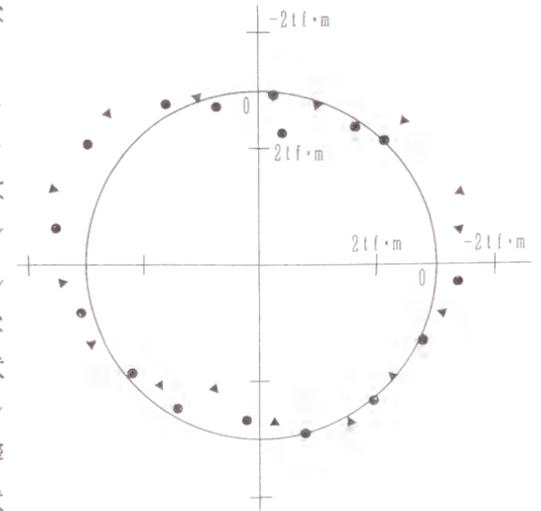


図 2.6.3.19 曲げモーメント分布

### 2.6.3.3 慣用荷重に基づく解析

#### (1) 検討方法

シールドトンネルの現地計測では、計測機器や現場の制約条件等から、得られるデータは限られている。従って、モデルの適用性を検討する場合には、いくつかのパラメータを仮定して解析する必要がある。ここでは、従来より慣用計算法で用いられてきている荷重の設定の考え方を基本として、いくつかのパラメータの大きさを変化させて、解析値を計測値に近似させることが可能であるか否かにより、その適用性を判断することとした。

解析の対象としたトンネルは、前述した詳細なデータを収集した4トンネルとし、解析モデルとしては次のものとした。

- ①慣用モデル
- ②全周ばねモデル
- ③連続体支持モデル

また、解析結果と比較する現地計測結果は、施工後の短期間の変動が収まり安定した状態のものとした。

#### (2) 解析条件

現地データの解析条件は以下に示すとおりである。

- 1) 土圧・水圧
  - ①鉛直土圧
 

次の2ケースについて解析する。

    - ・緩み土圧の計算式による荷重
    - ・計測値に基づく荷重
  - ②側方土圧

慣用計算法に用いる側方土圧を用いる。側方土圧係数については、「シールドトンネルの設計施工指針（案）」に示されたもの（表 2.6.3.11）によることを基本とするが、その範囲を広げて検討する。

表 2.6.3.11 側方土圧係数( $\lambda$ )<sup>23)</sup>

土の種類	$\lambda$	N値による目安
締まった砂質土	0.45 ~ 0.55	$N > 15$
硬い粘性土		$N > 8$
中位の粘性土		$4 \leq N < 8$
緩い砂質土	0.5 ~ 0.6	$N \leq 15$
軟らかい粘性土	0.55 ~ 0.65	$2 \leq N < 4$
非常に軟らかい粘性土	0.65 ~ 0.75	$N < 2$

### ③水圧

粘性土地盤では土圧と水圧を一体として扱い、砂質土地盤では土圧と水圧を分離して扱う。分離して扱う場合には、慣用計算法に準じて、鉛直方向には等分布荷重として、また水平方向には深さに応じて増加する等変分布荷重として設定する。

#### 2)地盤反力

##### ①慣用モデル

地盤反力は、慣用計算法で用いているものとする。

##### ②全周ばねモデル

地盤反力は、トンネル全周に配置した地盤ばねによるものとする。ただし、地盤ばねの作用方向は半径方向のみとして、接線方向のばねは考慮しない。また、地盤ばねに引張力が作用する場合には、

- ・引張を無視する
- ・引張も有効とする
- ・有効土圧値までは引張が作用し、それ以上（水圧）では引張を無視するの3ケースについて行う。

##### ③連続体支持モデル

地盤を連続体としてモデル化する範囲は、トンネル壁面から左右および下方の境界面までの距離を  $2D$ （トンネル直径の2倍）とする。上方は、全土被り範囲を原則として、最大  $2D$  とする。なお、地盤の諸定数は以下により定める。

##### ・変形係数

砂質土地盤  $E=25N$  ( $N$ :地盤のN値)

粘性土地盤  $E=210c$  ( $c$ :地盤の粘着力)

##### ・ポアソン比

砂質土地盤  $\nu=K_o/(1+K_o)$   $K_o=1-\sin\phi$

粘性土地盤  $\nu=0.45\sim 0.48$

ここで、慣用モデルおよび全周ばねモデルに用いる地盤反力係数は、次に示す4とおりの設定方法により求める。

### ①慣用計算法による方法

「シールドトンネルの設計施工指針（案）」に示されたもの（表 2.6.3.12）による。

表 2.6.3.12 地盤反力係数( $k$ )<sup>24)</sup>

( $\text{kgf/cm}^2$ )

土の種類	$k$	N値による目安
非常によく締まった砂質土	3.0 ~ 5.0	$N \geq 30$
固結した粘性土		$N \geq 25$
締まった砂質土	1.0 ~ 3.0	$15 \leq N < 30$ 粒度配合がよく切羽の自立性のよいもの
硬い粘性土		$4 \leq N < 8$
中位の粘性土	0.5 ~ 1.0	$4 \leq N < 8$
緩い砂質土	0 ~ 1.0	$N < 15$ 粒度配合がよく切羽の自立性のよいもの
軟らかい粘性土	0 ~ 0.5	$2 \leq N < 4$
非常に軟らかい粘性土	0	$N < 2$

### ②ヨーロッパ等で用いられている方法<sup>25)</sup>

$$K_r = E_g/r$$

$$K_t = 0$$

ここで  $K_r$ ; 地盤反力係数（半径方向）

$K_t$ ; 地盤反力係数（接線方向）

$E_g$ ; 地盤の弾性係数

$r$ ; トンネルの半径

### ③「建造物設計標準（基礎構造物・抗土圧構造物）」<sup>26)</sup>の方法

直接基礎の地盤反力係数の算定式として示されている次式によって求める。

$$k_h = 0.5 \cdot \alpha_s \cdot E_g \cdot B_h^{-3/4}$$

$$k_s = k_h/3$$

$$\text{ここで } B_h = \sqrt{D^2} = D$$

$$\alpha_s = 1.0$$

### ④「建造物設計標準（基礎構造物・抗土圧構造物）」の方法（その2）

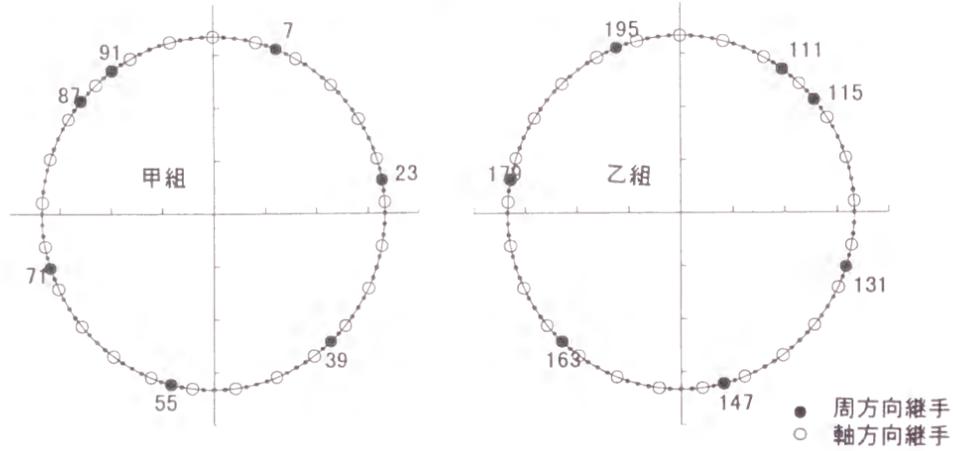
③の値の1/3を用いる。

### 3)覆工構造モデル

覆工構造のモデルについては、「第3章 セグメント覆工の構造モデルに関する検討」で詳述するように、梁ばねモデルで表すのが適当である。しかし、ここでは計算の簡略化を図るために、慣用モデル、全周ばねモデル、連続体支持モデルとも、剛性一様リングモデルを用いた。これについては、モデル地盤において試計算を行い、梁ばねモデルで求めた曲げモーメントの2リングの平均値と、剛性一様リングモデルで求めた曲げモーメントを比較した結果から、現地計測値のばらつきを考慮すれば、十分な計算精度が得られることを確認している（図 2.6.3.20、表 2.6.3.13）。

以上の解析条件をまとめると、表 2.6.3.14 および図 2.6.3.21 のようになる。

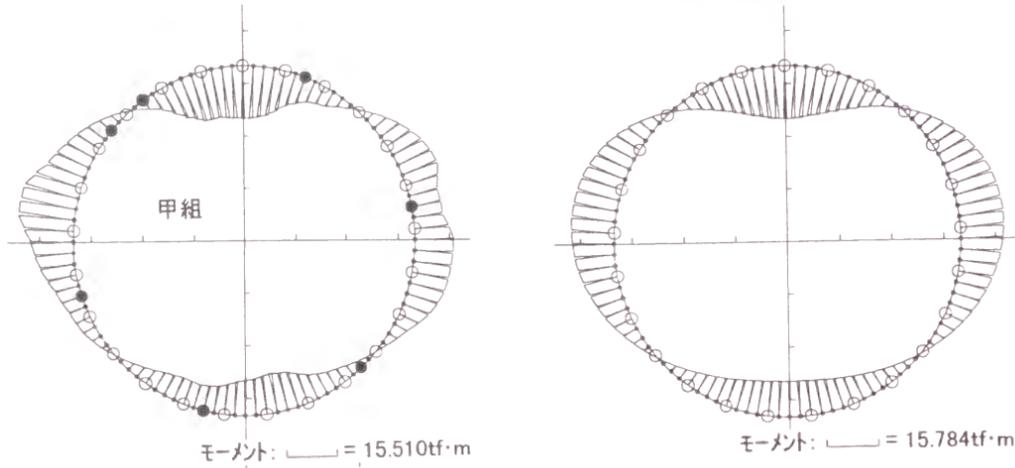
[解析モデル図(2リング梁ばねモデル)]



[曲げモーメント分布図(粘性土地盤)]

2リング梁ばねモデル

剛性一様リングモデル



[曲げモーメント分布図(砂質土地盤)]

2リング梁ばねモデル

剛性一様リングモデル

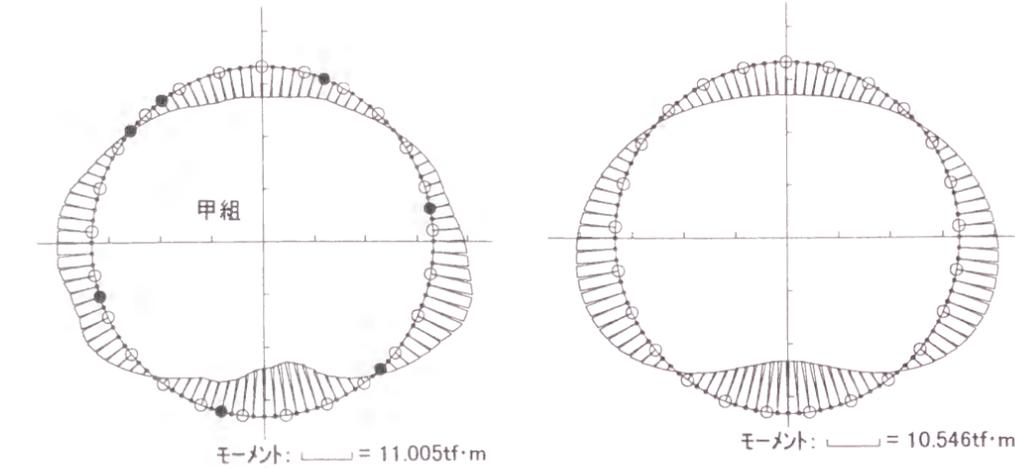


図 2.6.3.20 曲げモーメント分布の比較(2リング梁ばねモデルと剛性一様リングモデル)

表 2.6.3.13 計算曲げモーメントの比較(2リング梁ばねモデルと剛性一様リングモデル)  
[粘性土地盤] [砂質土地盤]

節点 番号	2リングモデル			剛性 一様 リング モデル	比率
	甲組	乙組	平均		
1	15.33	15.33	15.33	15.78	0.97
6	9.58	14.01	11.79	12.19	0.97
1 1	2.40	3.56	2.98	3.21	0.93
1 6	-6.99	-6.40	-6.69	-6.73	0.99
2 1	-10.64	-14.11	-12.37	-12.72	0.97
2 6	-11.39	-13.33	-12.36	-12.87	0.96
3 1	-9.34	-6.65	-7.99	-8.44	0.95
3 6	-1.72	-1.47	-1.59	-1.78	0.89
4 1	4.56	4.49	4.52	4.68	0.97
4 6	10.51	6.91	8.71	9.17	0.95
5 1	10.19	10.19	10.19	10.76	0.95

表 2.6.3.14 分析条件(1)

	霞ヶ関～東銀座間とう道	隅田川トンネル
単位体積重量	1.8 tf/m <sup>3</sup>	1.8 tf/m <sup>3</sup>
水中重量	0.8 tf/m <sup>3</sup>	土水一体
鉛直荷重	計算値(場合により測定値)	計算値(場合により測定値)
地下水位	実測値を採用	土水一体
側方土圧係数	慣用計算法: N値≥30で0.45～0.55 →分析範囲: λ=0.35, 0.40, 0.45, 0.50, 0.55	慣用計算法: N値<2で0.65～0.75 →分析範囲: λ=0.60, 0.65, 0.70, 0.75, 0.80, 0.85
地盤反力係数	慣用計算法: N値=50でk=5000 tf/m <sup>3</sup> →分析範囲: ① E <sub>0</sub> =25 N K <sub>1</sub> =6300 tf/m <sup>3</sup> ② K <sub>2</sub> =K <sub>1</sub> /3=2100 tfm <sup>3</sup> K <sub>3</sub> =500 tf/m <sup>3</sup>	慣用計算法: N値=2でk=0 tf/m <sup>3</sup> →分析範囲: ① E <sub>0</sub> =28 N K <sub>1</sub> =660 tf/m <sup>3</sup> ② K <sub>2</sub> =K <sub>1</sub> /3=220 tfm <sup>3</sup> K <sub>3</sub> =100 tf/m <sup>3</sup>
	営団7号線 本郷工区	Aトンネル
単位体積重量	1.8 tf/m <sup>3</sup>	2.0 tf/m <sup>3</sup>
水中重量	0.8 tf/m <sup>3</sup>	1.0 tf/m <sup>3</sup>
鉛直荷重	計算値(場合により測定値)	計算値(場合により測定値)
地下水位	実測値を採用	実測値を採用
側方土圧係数	慣用計算法: N値≥15で0.45～0.55 →分析範囲: λ=0.45, 0.50, 0.55	慣用計算法: N値≥30で0.45～0.55 →分析範囲: λ=0.35, 0.40, 0.45, 0.50, 0.55
地盤反力係数	慣用計算法: N値=25でk=3000 tf/m <sup>3</sup> →分析範囲: ① E <sub>0</sub> =25 N K <sub>1</sub> =2100 tf/m <sup>3</sup> ② K <sub>2</sub> =K <sub>1</sub> /3=700 tfm <sup>3</sup>	慣用計算法: N値=50でk=5000 tf/m <sup>3</sup> →分析範囲: ① E <sub>0</sub> =25 N K <sub>1</sub> =7500 tf/m <sup>3</sup> ② K <sub>2</sub> =K <sub>1</sub> /3=2500 tfm <sup>3</sup> K <sub>3</sub> =500 tf/m <sup>3</sup>

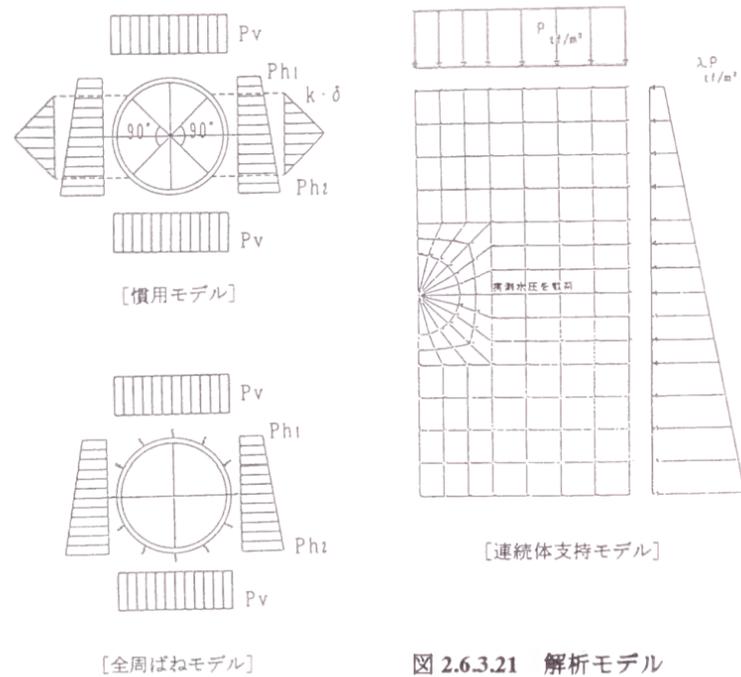


図 2.6.3.21 解析モデル

(3)解析結果

表 2.6.3.14 に示した解析条件に従い、各トンネルについて解析を行ったが、設計荷重に基づいて行った解析では、いずれのトンネルについても現地結果に近似させることはできなかった。これは、トンネルに実際に作用している荷重が設計荷重と大きく異なっていること、側方土圧係数、地盤反力係数等の値も地盤条件より定めたものと一致していないためである。

このため、解析に用いる鉛直荷重はすべて実測値を用い、これをもとに側方土圧係数 $\lambda$ 、地盤反力係数 $k$ 等を変化させ、現地された断面力（曲げモーメント）と近似させた。表 2.6.3.15 に最終的な解析条件の一覧を、図 2.6.3.22 にこのときの解析に用いた荷重の分布図を示す。なお、鉛直荷重は現地されたトンネルのクラウン部とインバート部の荷重値の平均としており、側方土圧はこの鉛直土圧のうちの有効土圧に側方土圧係数 $\lambda$ を乗じて求めている。

表 2.6.3.15 解析条件一覧

トンネル名	水圧の取扱い	$\lambda$	$k$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	$E$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	$\nu$	鉛直荷重強度 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )
霞ヶ関～東銀座間とう道	土水分離	0.55	500	$1.00 \times 10^3$	0.40	25.20(21.20)
隅田川トンネル	土水一体	0.60		$5.60 \times 10^2$	0.45	16.70( — )
営団7号線 本郷工区	土水分離	—	2100	$6.25 \times 10^3$	0.40	—
Aトンネル	土水分離	0.35	500	$1.00 \times 10^3$	0.45	33.50(25.40)

注 1) 営団7号線本郷工区は測定結果から水圧のみを作用させた。

注 2) 鉛直荷重強度の ( ) は荷重のうちの水圧成分を示している。

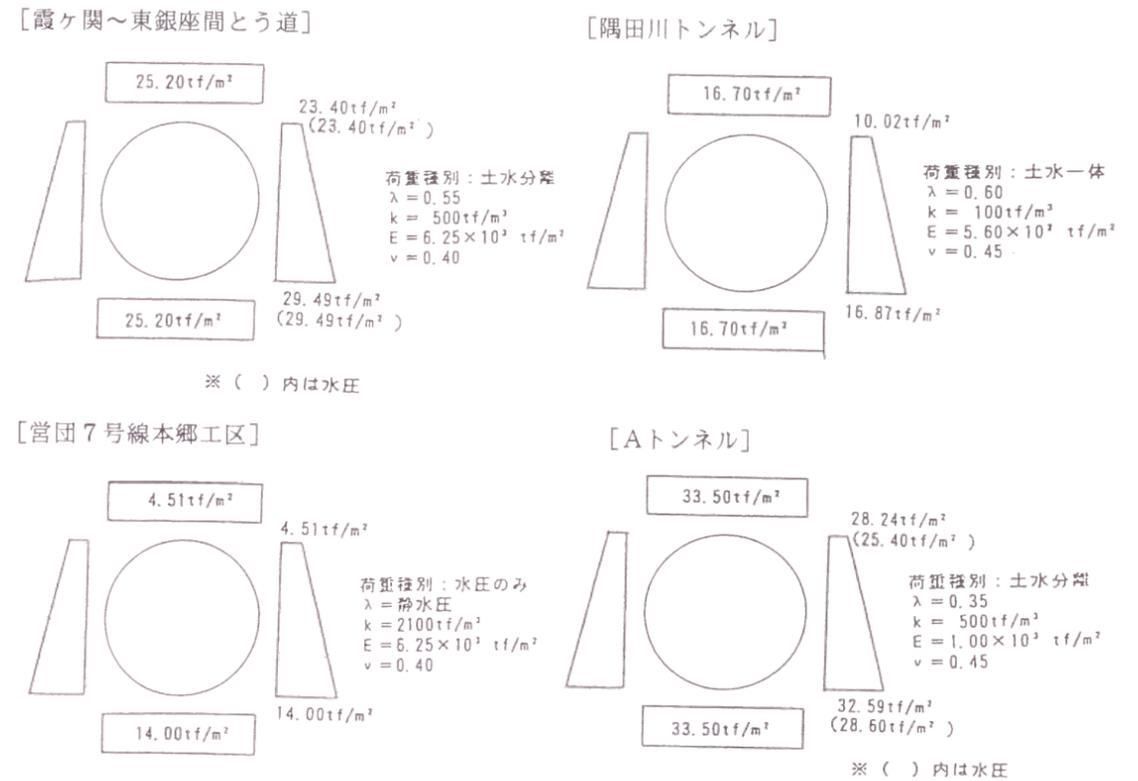


図 2.6.3.22 解析に用いた荷重分布

1)霞ヶ関～東銀座局間とう道

このトンネルの現地現地データによると、曲げモーメントは、正曲げで約 1.3tf・m、負曲げで 2.6tf・m 発生しており、その分布形状は計算上の頂点をやや反時計回りに回転したような形状をしている。また、その頂点の反対側に負の曲げモーメントが発生していることが特徴的である。

以下に、現地現地結果と各モデルによる解析結果の比較（図 2.6.3.23）について述べる。なお、解析条件は、慣用モデルおよび全周ばねモデルにおける側方土圧係数 $\lambda$ 、地盤反力係数 $k$ をそれぞれ 0.55、500 $\text{tf}/\text{m}^2$  と、連続体支持モデルにおける弾性係数 $E$ 、ポアソン比 $\nu$ をそれぞれ 6250 $\text{tf}/\text{m}^2$ 、0.40 とした（上部および下部鉛直荷重 25.20 $\text{tf}/\text{m}^2$ 、上部水平荷重 23.40 $\text{tf}/\text{m}^2$ 、下部水平荷重 29.49 $\text{tf}/\text{m}^2$ ）。

①慣用モデルによる解析

クラウン部で負曲げ約 1.2tf・m、スプリングラインやや下方で正曲げの最大値約 2.2tf・m、インバート部で負曲げの最大値約 2.7tf・m を示している。

②全周ばねモデルによる解析

- ・引張ばねを考慮した場合：クラウン部でほぼ 0tf・m、50°付近でトンネル上半における負曲げの最大値（約 0.5tf・m）、110°付近で正曲げの最大値（約 0.8tf・m）、インバート部で負曲げの最大値（約 1.2tf・m）を示している。
- ・引張ばねを考慮しない場合：分布形状は引張ばねを考慮した場合と同様である。ただし、大きさはやや大きめの値（正曲げの最大値で約 1.2tf・m、負曲げの最大値で約 1.8tf・m）を示している。

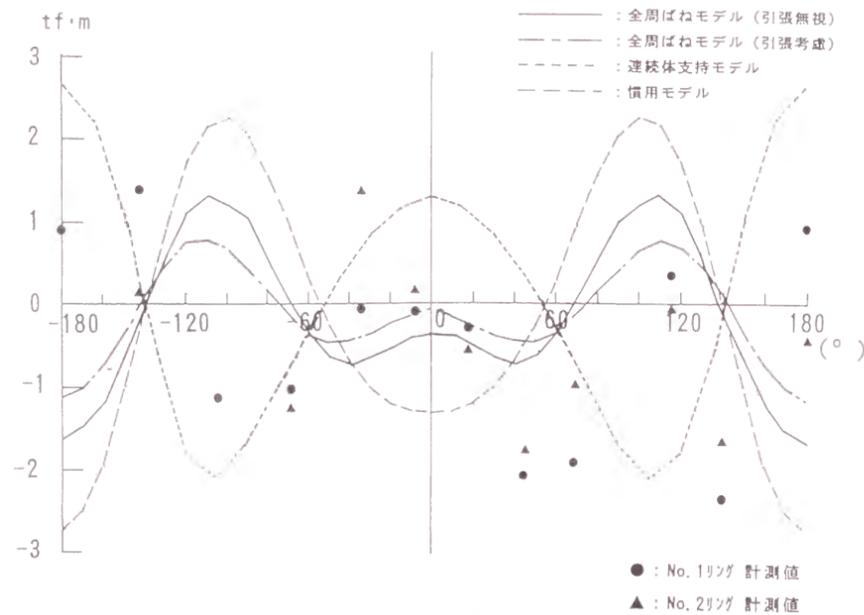


図 2.6.3.23 解析結果(震ヶ関～東銀座間とう道)

③連続体支持モデルによる解析

クラウン部で正曲げ(約 0.7tf·m), スプリングライン部で負曲げ(約 1.3tf·m), インバート部で正曲げ(約 1.7tf·m)となっている。

④各モデルの比較

慣用モデルおよび全周ばねモデルは, クラウン部で負曲げ, スプリングライン部で正曲げ, インバート部で正曲げという分布形状になっているのに対し, 全周ばねモデルは正反対の分布形状となっている。

⑤計測結果との比較

前述したように, 計測結果は反時計回りにやや回転したような分布形状になっているので, ここでは  $-30^\circ$  付近をクラウン,  $150^\circ$  付近をインバートとして考察すると, これらのモデルの中では, 全周ばねモデルが比較的計測結果の傾向をよく表しているといえる。

2) 隅田川トンネル

このトンネルは現地計測データによると, トンネルクラウン部およびインバート部では正曲げが発生しており, スプリングライン付近では負曲げが発生している。そしてその値は, クラウン部で約  $+10\text{tf}\cdot\text{m}$ , インバート部で約  $+8\text{tf}\cdot\text{m}$ , スプリングライン付近で約  $-7\text{tf}\cdot\text{m}$  である。しかしながら, この曲げモーメントの分布形状は左右非対称の部分が多く, 不均一な形状となっている。

以下に, 現地現地結果と各モデルによる解析結果の比較(図 2.6.3.24)について述べる。なお, 解析条件は, 慣用モデルおよび全周ばねモデルにおける側方土圧係数  $\lambda$ , 地盤反力係数  $k$  をそれぞれ 0.60,  $100\text{tf}/\text{m}^3$  とし, 連続体支持モデルにおける弾性係数  $E$ , ポアソン比  $\nu$  をそれぞれ  $560\text{tf}/\text{m}^2$ , 0.45 とした(上部および下部鉛直荷重  $16.70\text{tf}/\text{m}^3$ , 上部水平荷重  $10.02\text{tf}/\text{m}^3$ , 下部水平荷重  $16.87\text{tf}/\text{m}^3$ )。

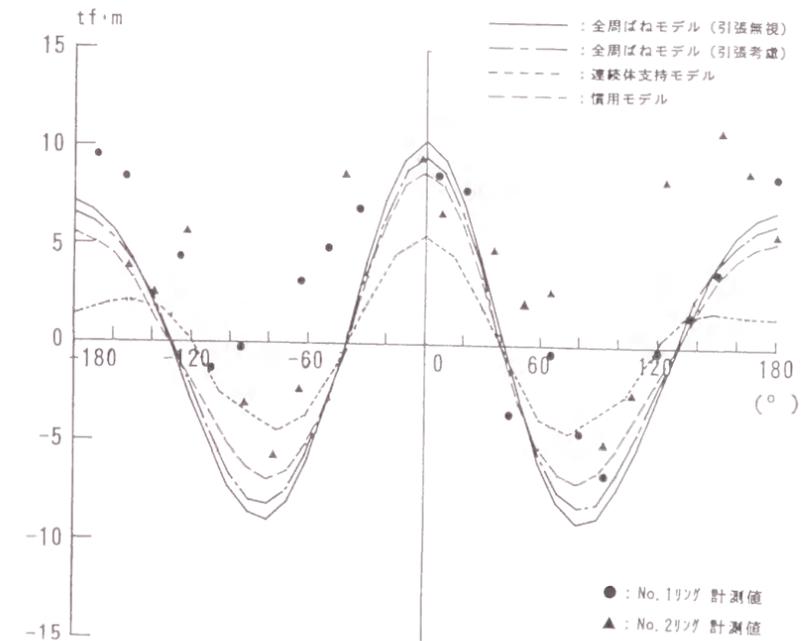


図 3.2.6.24 解析結果(隅田川トンネル)

①慣用モデルによる解析

インバート部で正曲げの最大値約  $8\text{tf}\cdot\text{m}$ , スプリングラインで負曲げの最大値約  $7\text{tf}\cdot\text{m}$ , インバート部で正曲げ約  $6\text{tf}\cdot\text{m}$  を示している。

②全周ばねモデルによる解析

引張ばねを考慮した場合も考慮しない場合も分布形状はほぼ一致しており, クラウン部で正曲げの最大値約  $10\text{tf}\cdot\text{m}$ , スプリングライン部で負曲げの最大値約  $8\text{tf}\cdot\text{m}$ , インバート部で正曲げ約  $7\text{tf}\cdot\text{m}$  という値を示している。

③連続体支持モデルによる解析

インバート部で正曲げの最大値約  $6\text{tf}\cdot\text{m}$ , スプリングラインで負曲げの最大値約  $4\text{tf}\cdot\text{m}$ , インバート部で正曲げ約  $2\text{tf}\cdot\text{m}$  を示している。

④各モデルの比較

いずれのモデルも曲げモーメントの分布形状に差異はない。しかし, 慣用モデルおよび全周ばねモデルは大きさもほぼ等しいのに対し, 連続体支持モデルはかなり小さめの値となっている。

⑤計測結果との比較

④で述べたように, モデルによって曲げモーメントの分布形状に差異はないので, 大きさにより判断すると, 小さめの値となっている連続体支持モデルは適用にあたって注意が必要である。

3) 営団7号線本郷工区

このトンネルの現地現地データによると, 曲げモーメントの分布は, 正曲げで約  $6\text{tf}\cdot\text{m}$ , 負曲げで約  $3\text{tf}\cdot\text{m}$  程度の発生となっている。しかし, その分布形状はクラウン部で負の曲

げモーメントが発生し、スプリングラインのやや上方で正の曲げモーメントの最大値を示したり、スプリングラインの下方で負曲げが発生する等、一般的な設計計算で求められるような分布形状とはなっていない。

この原因としては、トンネルはそのほとんどが被圧水を有する洪積砂層中にあるが、クラウン部付近に洪積粘土層が存在する。そのため、土圧が作用しないで水圧のみが作用し、上部の洪積粘性土がトンネルの浮き上がりを抑える状態になっていると考えられる。

以下にクラウン部が時計回りに  $45^\circ$  回転したものと仮定して、各設計モデルによる解析結果(図 2.6.3.25)について述べる。なお、解析条件は、有効土圧がほとんど生じていないことから荷重は水圧のみとした。また、慣用モデルおよび全周ばねモデルにおける地盤反力係数  $k$  を  $2100\text{tf/m}^3$  とし、連続体支持モデルにおける弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  をそれぞれ  $3250\text{tf/m}^2$ 、 $0.40$  とした。

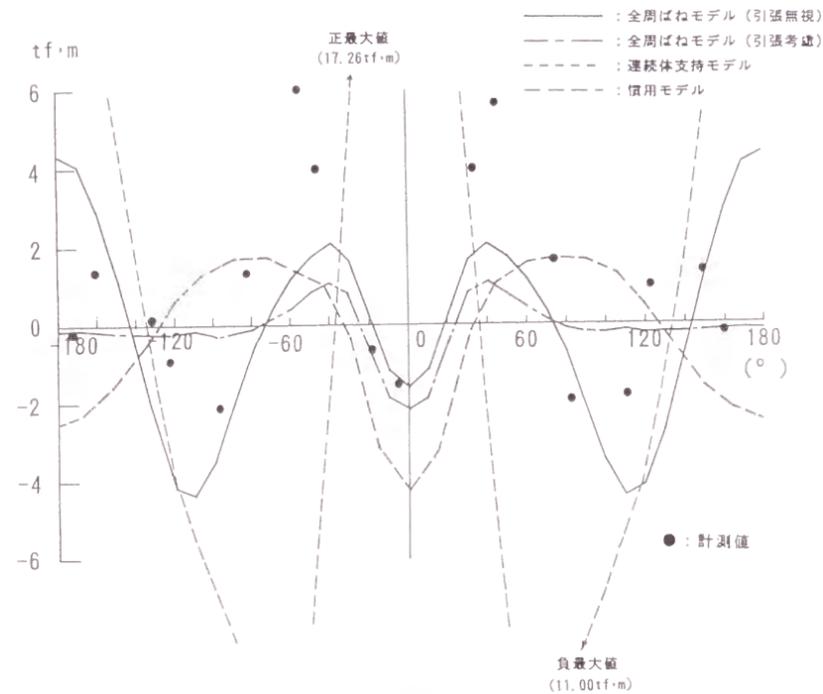


図 2.3.6.25 解析結果(管団 7 号線本郷工区)

#### ①慣用モデルによる解析

クラウン部で正曲げの最大値約  $17.3\text{tf}\cdot\text{m}$ 、スプリングラインやや上方で負曲げの最大値  $11\text{tf}\cdot\text{m}$ 、インバート部で正曲げ約  $10.1\text{tf}\cdot\text{m}$  を示している。

#### ②全周ばねモデルによる解析

クラウンから  $50^\circ$  付近までは、引張を考慮した場合としない場合で、ほぼ同様の分布形状となっているが、それよりインバート側では全く異なる分布形状となっている。引張ばねを考慮しないと、 $110^\circ$  付近で負曲げの最大値約  $4.4\text{tf}\cdot\text{m}$ 、インバート部で正曲げの最大値約  $4.4\text{tf}\cdot\text{m}$  を示すのに対し、引張ばねを考慮すると、 $80^\circ$  付近で  $0\text{tf}\cdot\text{m}$  となり、インバート部まで曲げモーメントはあまり発生していない。

#### ③連続体支持モデルによる解析

クラウン部で負曲げの最大値約  $4.2\text{tf}\cdot\text{m}$ 、 $80^\circ$  付近で正曲げの最大値約  $1.3\text{tf}\cdot\text{m}$ 、イン

バート部で負曲げ約  $2.4\text{tf}\cdot\text{m}$  を示している。

#### ④各モデルの比較

荷重形態が、慣用モデルだけ異なるということで、分布形状、大きさともに他の 2 つのモデルと全く異なったものとなっている。引張ばねを考慮しない全周ばねモデルと連続体支持モデルを比較すると、クラウン部から  $50^\circ$  にかけては、同様の分布形状となっているが、それよりインバート側では、全周ばねモデルと反対の分布形状となっている。

#### ⑤計測結果との比較

分布形状をみると、引張ばねを考慮しない場合の全周ばねモデルによる解析値は、計測結果と傾向が比較的近似している。しかしながら、大きさについては異なったものとなっている。計測結果において、 $40 \sim 60^\circ$  にかけて正曲げが卓越しているが、この位置は、ほぼ裏込め注入位置であり、その影響が一因として考えられる。また、本トンネルはトンネル上部に粘性土層があるが、慣用モデルではそのような状態を表現できず、適用性に問題がある。

#### 4) A トンネル

このトンネルの現地計測データによると、トンネルクラウン部付近およびインバート部付近では正の曲げモーメントが発生しており、スプリングラインおよびこれより上半部にかけて負の曲げモーメントが発生している。しかし、この分布形状は完全な左右対称の形状とはなっておらず、施工時の影響により偏圧が作用し、不均一な曲げモーメントの分布形状になったものと考えられる。

現地データによると発生している曲げモーメントの値は、クラウン部付近では正の曲げモーメントが約  $2.0\text{tf}\cdot\text{m}$ 、インバート付近では正の曲げモーメントが約  $1.0\text{tf}\cdot\text{m}$ 、インバート付近では負の曲げモーメントが約  $1.6\text{tf}\cdot\text{m}$  となっている。

以下に、現地計測結果と各モデルによる解析結果の比較(図 2.6.3.26)について述べる。

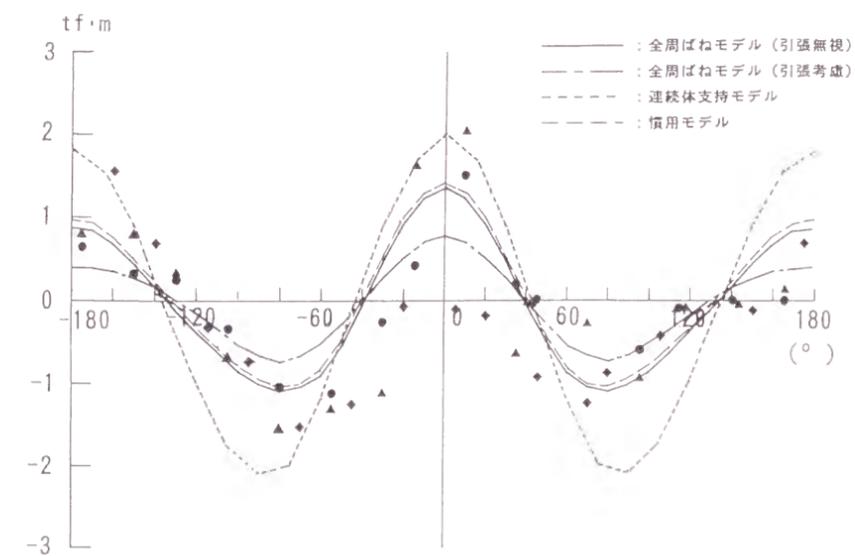


図 2.3.6.26 解析結果(Aトンネル)

なお、解析条件は、慣用モデルおよび全周ばねモデルにおける側方土圧係数 $\lambda$ 、地盤反力係数 $k$ をそれぞれ0.35、500tf/m<sup>3</sup>とし、連続体支持モデルにおける弾性係数 $E$ 、ポアソン比 $\nu$ をそれぞれ1000tf/m<sup>2</sup>、0.45とした（上部および下部鉛直荷重33.50tf/m<sup>3</sup>、上部水平荷重28.24tf/m<sup>3</sup>、下部水平荷重32.59tf/m<sup>3</sup>）。

#### ①慣用モデルによる解析

クラウン部で正曲げの最大値約1.3tf・m、スプリングライン部で負曲げの最大値約1.0tf・m、インバート部で正曲げ約1.0tf・mという値になっている。

#### ②全周ばねモデルによる解析

分布形状は、引張ばねを考慮しない場合も考慮する場合も同様である。つまり、クラウン部で正曲げの最大値（考慮しない場合：約1.3tf・m、考慮する場合：約0.8tf・m）、80°付近で負曲げの最大値（考慮しない場合：約1.2tf・m、考慮する場合：約0.8tf・m）、インバート部で正曲げ（考慮しない場合約0.9tf・m、考慮する場合約0.4tf・m）を示している。

#### ③連続体支持モデルによる解析

クラウン部で正曲げの最大値約0.3tf・m、スプリングライン部で負曲げの最大値約0.7tf・m、インバート部で正曲げ約0.1tf・mを示しており、分布形状は、全周ばねモデルと同様である。ただし、曲げモーメントの大きさは、かなり小さい値となっている。

#### ④各モデルの比較

慣用モデルと引張ばねを考慮しない全周ばねモデルは、分布形状および大きさともにほとんど一致している。その他のモデルも分布形状は等しく、大きさが異なるだけである。

#### ⑤計測結果との比較

大きさには若干差があるものの、いずれのモデルでも計測結果の傾向と近似した解析結果となっている。本トンネルの裏込め注入はセグメントがシールドテールを脱出してから数リング推進した後に施工されており（遅れ注入）、そのため肌落ちが起り、鉛直荷重が主体的となったためと考えられる。このような現場では、入力物性値さえ正しく選定すれば、モデルによる差はないといえる。

### (4)考察

以上のような、解析結果と現地計測データを比較すると、次のようなことが結論としていえる。

- ①計測データにかなりのばらつきが見られる。2リングを合わせてみるにより傾向が把握できるものと考えられる。
- ②砂質地盤では水圧が卓越しており、中でも硬質地盤ではほとんどが水圧となっている。
- ③緩い砂質地盤、軟弱粘性土地盤でも全土被り土圧は作用せず、緩み土圧が作用するものと考えられる。
- ④硬質地盤では水圧の影響が大きく、モデル化する際にこれを適切に評価しないと実測値に近似した解析結果とはならない。
- ⑤Aトンネルは遅れ注入であるが、この場合は慣用モデルが比較的よく合う。
- ⑥軟弱粘性土地盤では、モデルによる差が小さい。

⑦水圧が卓越すると連続体支持モデルでは合わず、水圧を適切に考慮できるモデルにする必要がある。

⑧硬質地盤の場合、地盤反力係数 $k$ を $N$ 値から求めた値の1/10程度にしなければ計測結果に近づかないが、これは、裏込め注入の影響と考えられる。

⑨砂質地盤中の薄い粘性土層は、側方土圧係数や地盤反力係数等の設計定数に及ぼす影響もさることながら、全体の荷重と変形モードに大きな影響を及ぼす。

⑩慣用計算法に準じた側方土圧の求め方では、トンネル作用する鉛直方向の有効土圧が0であっても側方土圧を作用させることになるが、これは適切ではない。

### (5)結論

4トンネルにおける現地計測データを収集整理して解析した。その結果、断面力分布の現地計測結果は、砂質地盤においては一定の傾向がなく、きわめて大きなばらつきがあった。これについては、裏込め注入の方法等、施工方法の違いであると解釈できる部分もあり、これらを十分に考慮する必要があることがわかった。

設計モデルについては、現地現地が行われたトンネルの条件で解析を行い、断面力について比較した。その結果、軟弱粘性土地盤中のトンネルについては、慣用モデル、全周ばねモデル、連続体支持モデルのいずれによっても比較的現地値に近いモードが得られた。

しかし、水圧が卓越する硬質砂質地盤中のトンネルについては、慣用モデルは入力定数が限られていることから、計測結果と大きく異なる場合もあり、パラメータの大きさを変化させるのみでは現地結果に近似させることは困難であると思われた。

一方、全周ばねモデルは、現地結果と比較して大きさが異なるものの、曲げモーメントの分布モードを近似させる可能性のあることがわかった。なお、そのためには、裏込め注入材の存在を考慮した地盤物性の評価、有効土圧が小さい場合の側方土圧の設定方法等、入力条件の設定方法を検討していく必要があると思われる。なお、引張ばねの有無の影響については、その差が小さい場合と大きな差を生じる場合があるが、後者の場合には引張ばねを考慮した方が現地計測データに近い値が得られている。これは有効土圧が小さい場合には、引張ばねを考慮すると土圧の軽減を過大に評価してしまうためであると考えられる。

また、連続体支持モデルでは、荷重、特に水圧の取り扱い方に問題があると思われ、現地結果に近似させることは困難であった。しかしながら、水圧が卓越する硬質砂質地盤において裏込め注入が遅れて施工されたトンネルのケースについては、軟弱粘性土地盤と同様に、いずれのモデルでも計測結果に近いモードとなった。

#### 2.6.3.4 荷重体系の見直しと解析

##### (1)荷重体系の見直し

前項で、既往のトンネルの計測データを収集し、長期安定期において覆工に発生している断面力を整理し、これと3つの設計モデルによるシミュレーション解析結果とを比較して、その適用性を検討した。しかし、いずれのモデルによる解析結果も現地計測データと近似するものとはならなかった。

そこで、現地計測結果に比較的近似した解析結果を与えた全周ばねモデルについて、入

力定数を見直して、適用性の向上を図る検討を行った。特に、側方土圧の設定、地盤反力係数、水圧分布等については、現地計測結果や理論に基づいて検討した。

また、比較のために一部慣用モデルによる計算も行った。さらに連続体支持モデルについても、入力定数等の設定法を見直して、再度解析を行い、現地計測データとの比較を行い、適用性について検討した。

### 1)側方土圧

前 2.6.3.3 項では、全周ばねモデルの解析において慣用計算法に基づく側方土圧を設定したが、この側方土圧の大きさおよび分布形状が実際に比べ過大なため、実トンネルの挙動とは乖離していることが考えられた。このため、以下により側方土圧を算出し現地計測データの解析に用いた。

慣用計算法では、側方土圧はトンネル両側部に作用する等変分布荷重とし、その大きさはトンネルの頂部に作用する鉛直土圧がサーチャージとして作用するものと考え、これにトンネル頂点から測った深さに比例する地山の重量を加えた鉛直土圧に側方土圧係数を乗じて算定されている。

ここでは、トンネル両側部に作用する等変分布荷重であると考え、頂部における側方土圧の算定方法は同様であるが、前項で述べた解析において側方土圧を過大に見積もったことを考慮して、側方の増分荷重はトンネル頂部がスプリングラインの位置にあると仮定して算出したスプリングラインの位置における計算用鉛直土圧に側方土圧係数を乗じ、これを頂部の側方土圧と結びトンネル底部まで延長した形状の側方土圧分布とする。これによれば、慣用計算法の側方土圧に比べ、下方の土圧の値が小さくなり、大きさの変化の少ない側方土圧分布となる。

この側方土圧の算出方法を詳述すれば、次のようになる (図 2.6.3.27)。

①トンネル頂部鉛直土圧を  $\sigma_{vc}$  とする。

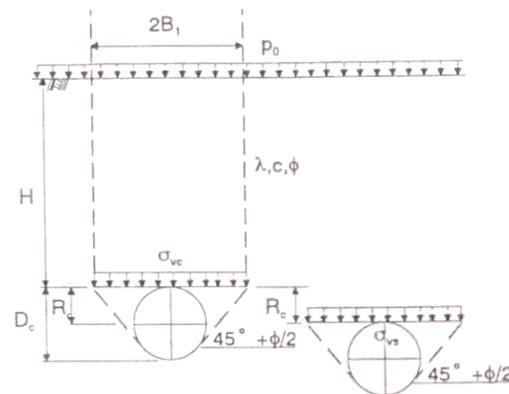
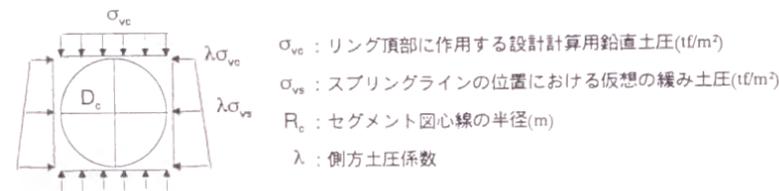


図 2.6.3.27 側方土圧の算出法

②頂部側方土圧は、①の値に側方土圧係数を乗じて算出する。

③トンネルの頂部がスプリングラインにあると仮定して、スプリングライン部の鉛直土圧  $\sigma_{vs}$  を求める。

④スプリングライン部の側方土圧は、③の値に側方土圧係数を乗じて算出する。

⑤底部側方土圧は、②と④結び、それを延長して定める。

### 2)地盤反力係数

前 2.6.3.3 項で述べた全周ばねモデルによる解析では、実地盤の変形係数より算出した地盤反力係数を用いた場合、測定データと近似した解析結果を得ることが困難であり、この地盤反力係数を低減させると比較的測定結果に近づく傾向があった。このため、今回の解析においては以下のことを考慮して地盤反力係数を算出した。

過去の現地計測結果のうち、トンネルに発生する断面力の経時変化に注目すると、シールドのテール部から脱出後 1 日以内までの間にほぼ安定状態に至ってしまう計測例が多く、この傾向は硬質地盤のトンネルにおいてより顕著である。これから、トンネルと周辺地盤との相互作用において、トンネルと地盤との間に存在する裏込め注入材の変形係数の大きさが影響を与えるものと考えられる。そこで、過去に実施した裏込め注入実験のうち、若材令時における裏込め注入材の強度試験の結果を基に、裏込め注入材と地盤の重層地盤における変形係数を求め、地盤反力係数を算出することとした。

a)重層地盤の変形係数の算出

重層地盤の変形係数を、「道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編)」<sup>27)</sup> を参考にして次のように求める (図 2.6.3.28)。

$$E_{og} = \frac{\frac{1}{D_o + 2H \cdot \tan \theta} + \frac{1}{D_o}}{\frac{1}{E_{ob}} \left( -\frac{1}{D_o + 2H_b \cdot \tan \theta} - \frac{1}{D_o} \right) + \frac{1}{E_{og}} \left( -\frac{1}{D_o + 2H_g \cdot \tan \theta} + \frac{1}{D_o + 2H_b \cdot \tan \theta} \right)}$$

ここに、

$E_{ob}$  ; 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数

$D_o$  ; トンネル直径

$H$  ; 影響を調べなければならない深さで、トンネル径の 3 倍とする。

$H_b$  ; 裏込め注入材の厚さ

$H_g$  ; 影響範囲から裏込め注入の厚さを減じた長さ

$E_{ob}$  ; 裏込め注入材の変形係数

$E_{og}$  ; 裏込め注入材と接する地盤の変形係数

$\theta$  ; 荷重の分布角度で、 $\theta = 30^\circ$  とする。

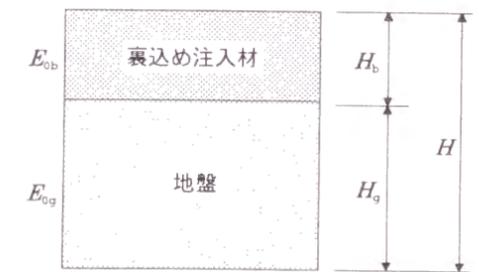


図 2.6.3.28 裏込め注入材と地盤の二層構造

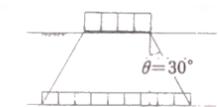


図 2.6.3.29 荷重の分布角度

b)地盤反力係数の算出

地盤反力係数 ( $k_r$ ) の算出は、Muir Wood<sup>28)</sup> の地盤反力係数の算定式によった。

$$k_r = \frac{3E_0}{(1+\nu)(5-6\nu)R_0}$$

ここに、

$k_r$  : 地盤反力係数 (半径方向)

$\nu$  : ポアソン比 (0.35 とした)

$R_0$  : トンネルの半径

### 3) 水圧の分布形状

慣用計算法における水圧の取り扱い、土圧と同様に鉛直方向に対してはトンネル頂部の水圧をその位置で等分布の水圧とし、水平方向に対しては等変分布荷重としていた。しかしこのような水圧の分布形状であると、同一の深度でありながら鉛直方向と水平方向の水圧値が異なり、これによる曲げモーメントの増加が生ずることとなる。

一方、実際のトンネルにおける水圧の作用状態は、トンネルの外表面に対して垂直に静水圧として作用している。そこで解析にあたっては、トンネルに作用する水圧の方向はトンネル軸線に対して垂直とし、その大きさを静水圧に等しいものとした (図 2.6.3.30)。

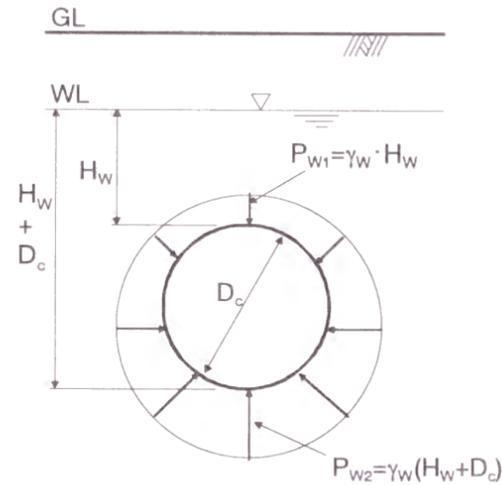


図 2.6.3.30 水圧の見直し

## (2) 対象トンネル

解析対象のトンネルとしては、前(3)項で取り上げたトンネルのほかに、次の3トンネルを追加した (表 2.6.3.16)。

表 2.6.3.16 解析対象トンネル(その2)

トンネル名	トンネル外径	土質/土被り	シールド形式
霞ヶ関～東銀座間とう道	4,550 mm	洪積砂質土 / 40.0m	泥水式
隅田川トンネル	7,100 mm	沖積粘性土 / 13.0m	泥水式
Aトンネル	3,350 mm	洪積砂礫 / 25.0m	土圧式
霞ヶ浦トンネル	5,100 mm	沖積砂質土 / 16.0m	泥水式
知多第一トンネル	4,550 mm	沖積砂質 / 13.0m	泥水式
大川トンネル	7,000 mm	沖積粘性土 / 25.0m	泥水式

### 1) 霞ヶ浦トンネル<sup>29)</sup>

霞ヶ浦トンネルは、セグメント外径 5.1m、桁高 20cm、幅 90cm の RCセグメントを用いたトンネルであり、泥水式シールドにより施工された。一次覆工施工後、厚さ 25cm の二次覆工が施工されている。

測定地点における土被りは約 17m であり、トンネルは沖積世第 4 砂層中に構築され

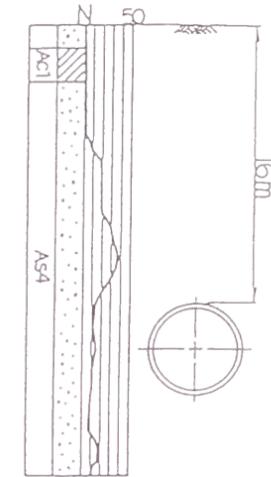


図 2.6.3.31 霞ヶ浦トンネルの土質と位置

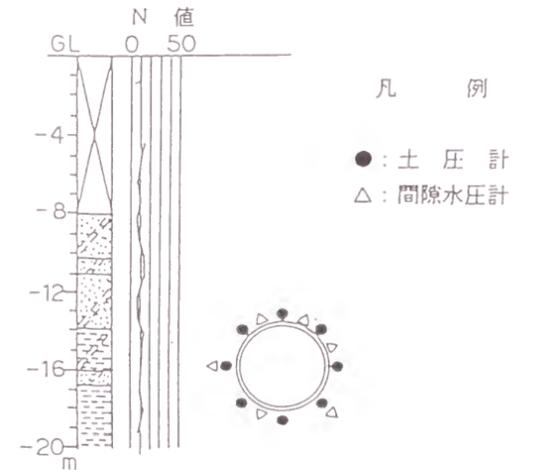


図 2.6.3.32 知多第一トンネルの土質と位置

ている (図 2.6.3.31)。また、トンネル切羽部の地下水圧は、地下水位を地表面とした計算値と概ね一致している。

### 2) 知多第 1 トンネル<sup>30)</sup>

本トンネルは、セグメント外径 4.5m、桁高 20cm、セグメント幅 100cm の RCセグメントを用いたトンネルであり、泥水式シールドにより施工された。裏込め注入は可塑性固結型の材料を使用して同時注入により施工されている。

計測位置における土質は、トンネルインバート付近まで沖積砂質土であり、それ以下は洪積のシルト層となっており、N値は 0～20 程度ある (図 2.6.3.32)。

また、計測地点におけるトンネルの土被りは約 13m となっている。計測位置における地下水位は、水圧測定の結果によれば GL-2.4m であった。

### 3) 大川トンネル

大川トンネルは、セグメント外径 7.0m、桁高 30cm、セグメント幅 100cm の RCセグメントを用いた単線並列トンネルであり、泥水式シールドにより施工された。二次覆工の施工は行っていない。

計測地点におけるトンネル周辺の土質は沖積粘性土層であり、土被りは約 15m となっている (図 2.6.3.33)。

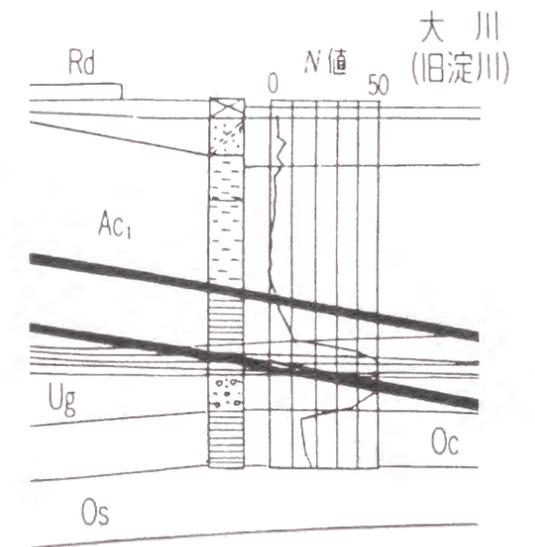


図 2.6.3.33 大川トンネルの土質と位置

### (3)解析条件

解析は、各現地計測データに基づき荷重計算を行い、全周ばねモデルにより行った。各解析条件は以下のとおりである。

#### 1)荷重

##### ①土圧

鉛直土圧は、緩み土圧の計算により算出する。側方土圧の算出方法は前 1)項で述べたとおりである。

##### ②水圧

水圧の大きさは現地測定データに基づき設定する。水圧の載荷方法は前 1)項に示したように、覆工図心線の法線方向に作用させる。

##### ③トンネル自重

トンネルの自重は、鋼製セグメントではその影響が小さいことから無視するものとし、RCセグメントでは自重の影響が大きいため、隅田川トンネル、霞ヶ関～東銀座とう道、大川トンネルではこれを考慮した。自重による断面力の算定は、次のように考えて行う。

すなわち、セグメントリングとして自重を受け持つ状態となるのは、そのリングがシールドテールから出てからの比較的早い時期と考えられる。この時点においての裏込め注入材は未固結な状態であり、この変形係数  $E$  は前述したように  $500 \sim 1000 \text{tf/m}^2$  程度であると考えられる。セグメントリングはこの状態で自重により変形するものと考え、これによる覆工応力は土圧・水圧による応力と重ね合わせが可能と考える。

#### 2)地盤反力

地盤反力は、前 2.6.3.3 項と同様にトンネル全周に配置した地盤ばねとして表現する。ただし、地盤ばねの作用方向は半径方向のみとして接線方向のばねは考慮しない。地盤ばねの値は、前(1)項により算出される地盤反力係数から求める。また、地盤ばねの特性は圧縮のみ有効とする。

#### 3)覆工構造モデル

セグメントリングを、剛性一様リングとして取り扱う。

以上の解析条件のうち側方土圧係数  $\lambda$  については、土の種類に応じて示されている数値の範囲の中で最小値を採った。条件をまとめると、表 2.6.3.17 のとおりである。また、各ケースの解析結果のうち側方土圧係数  $\lambda$  を最小値とした結果を図 2.6.3.34 ～図 2.6.3.39 に示す。

### (4)現地測定データの比較検討結果

#### 1)霞ヶ関～東銀座間とう道 (図 2.6.3.34)

自重を無視した検討のみを行った。解析の結果は、測定結果を比較的よく近似している。しかしながら、曲げモーメントのモードは測定値とは異なる結果となった。なお、このト

表 2.6.3.17 解析条件(2)

	霞ヶ関～東銀座間とう道	隅田川トンネル	Aトンネル	霞ヶ浦トンネル	知多第二トンネル	大川トンネル
土被り(m)	40	13	25	16	13	15
地盤種別	洪積砂質土	沖積粘性土	洪積砂礫土	洪積砂質土	沖積砂質土	沖積粘性土
トンネル外径(m)	4.55	7.1	3.35	5.10	4.55	7.00
覆工種別	鋼製	R.C	鋼製	R.C	R.C	R.C
覆工厚(m)	0.15	0.3	0.125	0.2	0.2	0.3
単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )	2.0	1.8	2.0	1.9	1.8	1.7
内部摩擦角(度)	36	0	42	38	28	0
粘着力(tf/m <sup>2</sup> )	0	4.4	0	0	0	
N値	50	2以下	50	35	10	3以下
側方土圧係数(採用値)	0.35～0.45 (0.35)	0.75～0.85 (0.75)	0.35～0.45 (0.35)	0.35～0.45 (0.35)	0.50～0.60 (0.50)	0.75～0.85 (0.75)
地盤反力係数(tf/m <sup>2</sup> )	1400	100	2100	1300	700	100
天端全土圧(tf/m <sup>2</sup> )	22.6	18.1	33.3	16.5	8.4	17.5
天端水圧(tf/m <sup>2</sup> )	22.7	10.7	25.0	16.0	8.4	7.5
天端緩み土圧(tf/m <sup>2</sup> )	5.2		2.9	4.5	6.1	
天端水平有効土圧(tf/m <sup>2</sup> )	1.6	13.6	1.0	1.6	3.1	13.1
SL有効緩み土圧(tf/m <sup>2</sup> )	5.2		2.9	4.6	6.6	
SL有効水平土圧(tf/m <sup>2</sup> )	1.6		1.0	1.6	3.3	
下端全土圧(tf/m <sup>2</sup> )		28.0				25.7
下端水圧(tf/m <sup>2</sup> )	27.3	17.8	28.8	21.5	13.0	14.5
下端緩み土圧(tf/m <sup>2</sup> )	5.2		2.9	4.7	7.2	
下端有効水平土圧(tf/m <sup>2</sup> )	1.6	21.0	1.0	1.6	3.6	19.3

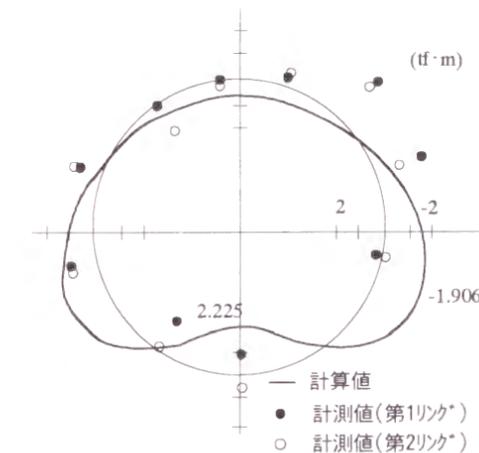


図 2.6.3.34 解析結果と実測値の比較(霞ヶ関～東銀座間とう道)

ンネルにおいては、側方土圧係数の変化による曲げモーメントのモードへの影響は少ないようである。

#### 2)隅田川トンネル (図 2.6.3.35)

##### ①自重を無視した検討

側圧係数  $\lambda = 0.75$  の場合の曲げモーメントの計算値が最も計測値に近いが、全体的に値が小さく、インバート付近のモードが測定値と近似できていない。

##### ②自重を考慮した検討

①のケースに自重のみによる曲げモーメントを加算すると、曲げモーメントのモード、

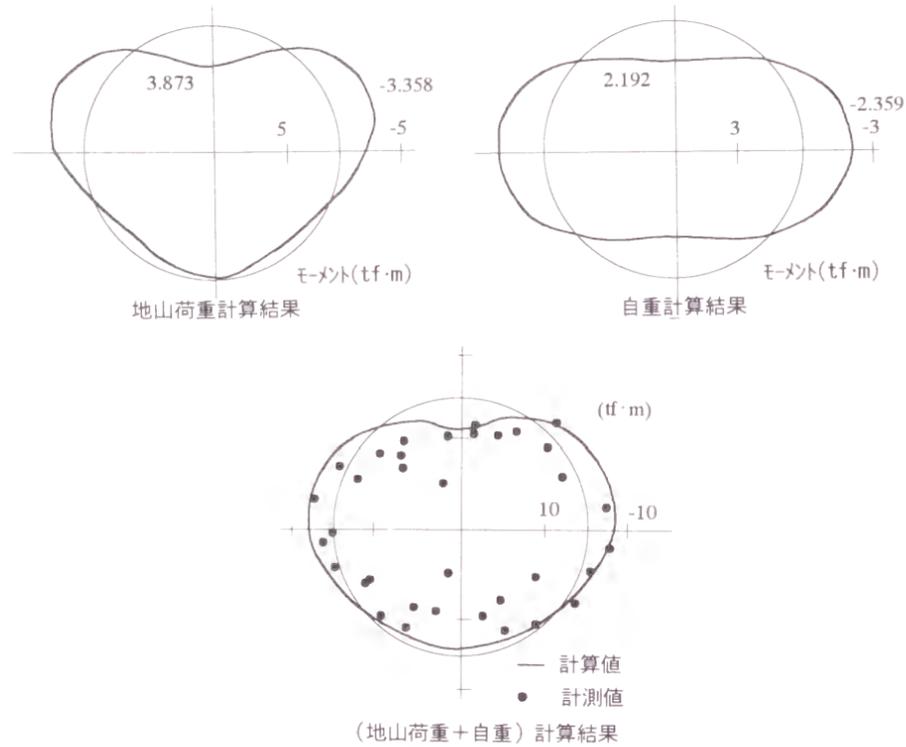


図 2.6.3.35 解析結果と実測値の比較(隅田川トンネル)

曲げモーメントの大きさとも測定値と比較的よく近似する。

### 3) Aトンネル (図 2.6.3.36)

自重を無視した検討のみを行った。このトンネルにおいては、曲げモーメントの解析値と測定値で大きな開きがある。この原因としては、対象地盤が砂礫層であることから土質調査時の  $N$  値を過大に評価してしまったためと考えられる。また、このトンネルでは裏込め注入が遅れて施工されており、このことも不適合の一因と考えられる。

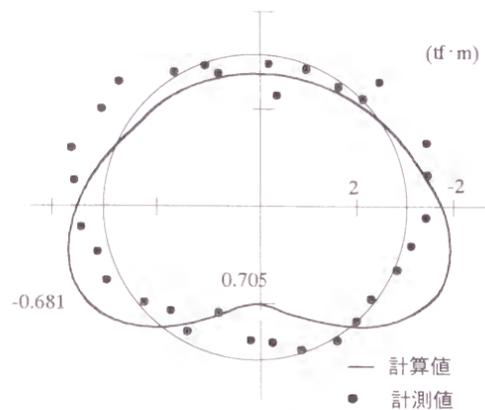


図 2.6.3.36 解析結果と実測値の比較(Aトンネル)

### 4) 霞ヶ浦トンネル (図 2.6.3.37)

#### ①自重を無視した検討

このトンネルにおいては、計測値にばらつきがあるものの、曲げモーメントのモード、大きさとも比較的よく近似した結果となっている。

#### ②自重を考慮した検討

側方土圧係数  $\lambda = 0.35$  の最小値のケースに自重のみの曲げモーメントを加算すると、曲げモーメントの大きさ、モードともに測定値により近い結果となる。

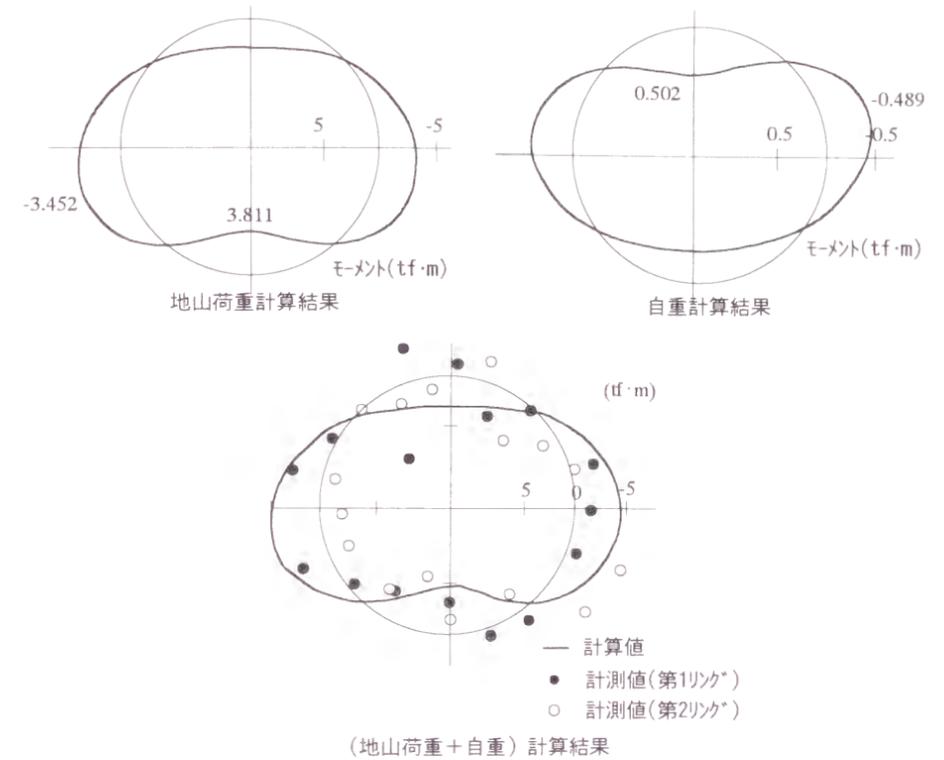


図 2.6.3.37 解析結果と実測値の比較(霞ヶ浦トンネル)

### 5) 知多第一トンネル (図 2.6.3.38)

自重を無視した検討のみを行った。このトンネルにおいては、曲げモーメントのモードは計測結果と比較的よく近似している。また、側方土圧係数の変化に関わらず曲げモーメントのモードは一定しているが、大きさは  $\lambda$  を最小としたケースが最も計測値に近い結果となった。

### 6) 大川トンネル (図 2.6.3.39)

#### ①自重を無視した検討

このトンネルでは、最小側方土圧係数  $\lambda = 0.75$  では、インバート付近の曲げモーメントが測定値に比べ小さいものの、比較的よく表現できている。

#### ②自重を考慮した検討

①の結果に自重による計算結果を重ね合わせると、曲げモーメントの値、モードとも測定結果に近くなる。

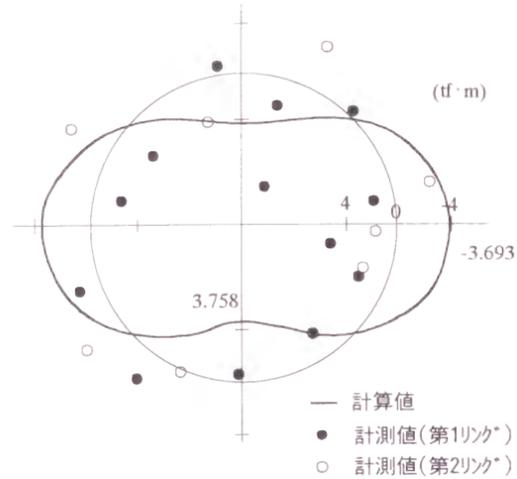


図 2.6.3.38 解析結果と実測値の比較(知多第一トンネル)

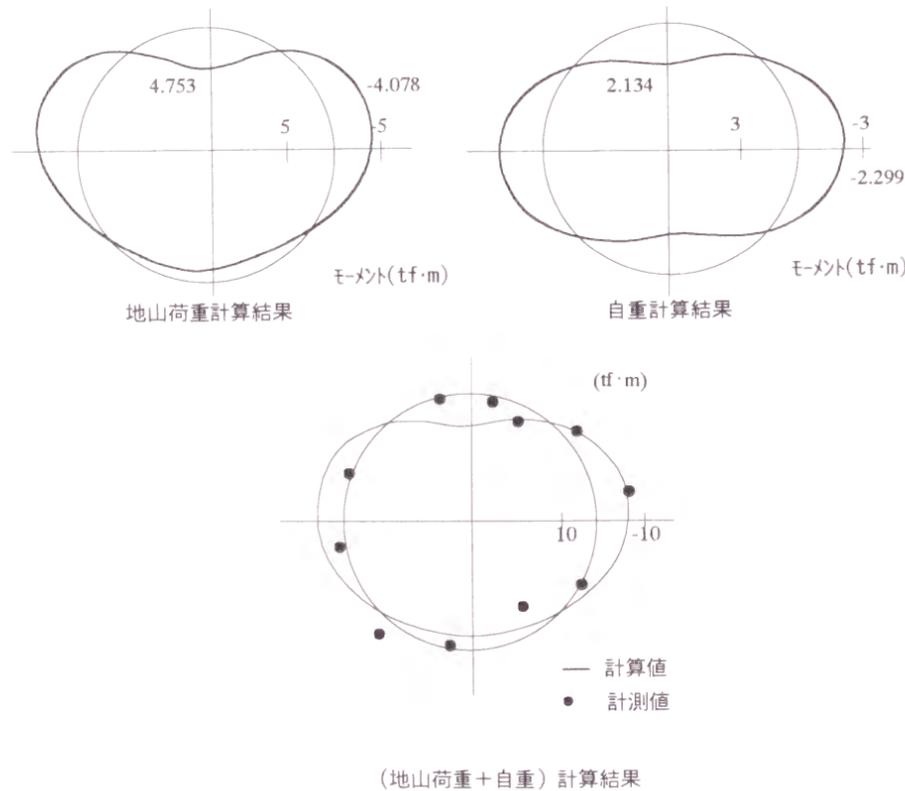


図 2.6.3.39 解析結果と実測値の比較(大川トンネル)

### (5) 検討結果の考察

前 2.6.3.3 項の全周ばねモデルによる検討結果では、現行の設計基準を基に定めた設計諸定数では、現地測定データの結果と近似した解析結果を得ることは困難であった。そこで側方土圧の分布形状および地盤反力係数の新しい設定方法を考え、再度解析を行い、現地計測データとの比較を行った。検討結果についての考察を述べる。

#### 1) 側方土圧

- ①側方土圧の形状は、現行の設計基準による形状よりも、今回提案した矩形に近い形状の方が現地測定データの断面力分布に近い解析結果が得られる。
- ②側方土圧係数は慣用計算法に準じて定めたが、いずれのケースにおいても土の種類に応じて示された数値の範囲の中で最小値を用いると、測定値と解析値が近似した。この傾向は軟弱地盤で顕著であり、側方土圧係数を大きめに設定すると曲げモーメントのモードが測定値と乖離する結果となった。

#### 2) 地盤反力係数

- ①検討に用いた地盤反力係数の算出は、原地盤と若材令時における裏込め注入材料の二層地盤として小さな変形係数を基に行ったが、解析結果をみると現地測定データを比較的よく近似している。
- ②地盤反力係数は、①項による変形係数にトンネル径の大きさをパラメータとして算出したが、各径別の現地測定データと比較的よく近似している。このことから地盤反力係数の算出にあたっては、トンネル径を考慮することが必要と考えられる。

#### 3) 現地測定データと解析結果の曲げモーメントの大きさの差異

曲げモーメントの大きさは、測定結果に比較して解析結果の方がやや小さな値となっている。これは、今回の解析ではトンネルと地盤との相互作用に着目し、曲げモーメントのモードに特に注目して解析を行ったため、周方向継手と軸方向継手を無視して完全剛性一様リングとして解析した影響と考えられる。このため、セグメントリングの構造を梁と回転ばねおよびせん断ばねでモデル化した梁ばねモデルで解析すれば、測定結果とほぼ同程度の曲げモーメントの大きさになると考えられる。

#### 2.6.4 結論

密閉型シールドを用いた場合の現地計測データから、設計上考慮すべき留意点の抽出を行い、また慣用モデル、全周ばねモデル、連続体支持モデルの3つの設計モデルの適用性を検討した。その結果、次のような知見が得られた。

- ①現地計測結果から見ると、砂質土地盤のトンネルにおいては一定の傾向がなく、極めて大きなばらつきがあり、裏込め注入の方法等、施工方法の違いであると解釈できる。従って、これを十分に考慮する必要がある。
- ②密閉型で施工されたシールドトンネルにおいては、軟弱粘性土地盤を除き、施工後短期間に安定することがわかった。従って、その設計の検討においては、施工後の短期間の状態を考慮することが重要である。
- ③特に施工時に作用した裏込め注入による荷重によりトンネルが変形し、その後もその形状が維持されたままになることがある。
- ④比較的よく締まった砂質土地盤では、トンネルに作用する荷重のうち土圧は極めて小さく、水圧が卓越することがわかった。従って、現行の設計土圧はやや過大な評価となっているものと考えられる。一方、水圧についてはセグメントの断面力に及ぼす影響が大きい、現行の設計水圧の設定は合理的ではなく、実際と設計の乖離が大きい。
- ⑤砂質土地盤に中のトンネルに作用する有効土圧の分布は、上半部が大きい傾向にある。これは、トンネルに浮力による上向きの力が作用し、この力に対しトンネル上半部の地盤が抵抗したものと考えることができる。
- ⑥ジャッキ推力によるトンネル軸方向の軸力は、従来、シールド推進時の一時的な荷重として考えられていたが、永久荷重として残留するので、セグメントの構造特性を評価する場合には、これを考慮する必要がある。
- ⑦シールド材のようなセグメントの構造細目も、発生断面力に大きな影響があるので、セグメントの設計にあたってはこれを適切に評価することも必要である。
- ⑧地盤とトンネルの相互作用モデルの適用性については、軟弱粘性土地盤中のトンネルでは、慣用モデル、全周ばねモデル、連続体支持モデルのいずれによっても比較的計測値に近いモードが得られ、大きな差はないものと考えられる。
- ⑨水圧が卓越する硬質砂質土地盤中のトンネルについては、慣用モデルは入力定数が限られていることから、計測結果と大きく異なる場合もあり、パラメータの大きさを変化させるのみでは計測結果に近似させることは困難であり、トンネルに生じている現象をモデル化できない点で問題がある。
- ⑩連続体支持モデルでは、多くのパラメータを用いて解析するので、比較的計測結果に近似した解析結果が得られると考えられたが、実際には困難であり、荷重、特に水圧の取り扱い方に課題が残っている。
- ⑪全周ばねモデルに用いる側方土圧については、矩形に近い形状の方が現地計測データの断面力分布に近い解析結果が得られる。
- ⑫全周ばねモデルに用いる側方土圧係数については、慣用モデルで用いられている値よりも小さな値を用いると、計測値と解析値が近似する。この傾向は軟弱地盤で顕著であり、側方土圧係数を大きめに設定すると曲げモーメントのモードが計測値と乖離する結果となる。

- ⑬全周ばねモデルに用いる地盤反力係数については、トンネルが裏込め注入施工後の極短期間に安定状態になることから、原地盤と若材令時における裏込め注入材料の二層地盤として小さな変形係数を基に求め、また、地盤反力係数の載荷面積依存性を考慮してトンネル径の大きさをパラメータとした Muir Wood の提案式により算出すると、現地計測データと比較的よく近似する。

## 2.7 結論

本章では、セグメントの設計に用いるべき地盤とトンネルの相互作用モデルについて検討を行った。

最初に、シールドトンネルの施工過程について概観し、設計上、考慮すべき地盤およびトンネルの状態について考察した。その結果、トンネル周辺地盤の変位がトンネルに作用する土圧に大きな影響を及ぼすこと、また裏込め注入がトンネルに大きな影響を及ぼすことが推察された。そこで、トンネルの変形・変位と地盤反力の関係、裏込め注入の影響を把握するための実験的な検討を行った。

地盤反力に関する検討の結果、慣用モデル、全周ばねモデル、連続体支持モデルの設計モデルとしての適用性について以下のような結論を得た。すなわち、慣用モデルはやや安全側に過ぎる結果となり、また連続体支持モデルは主働的な荷重の設定が難しい。全周ばねモデルは、慣用モデルの欠点を補うことができ、また荷重の与え方も連続体支持モデル程には困難さがないと考えられ、設計実務を考慮すると適切な設計モデルとなりうる。

裏込め注入材の材料試験の結果、以下のような知見が得られた。多くの注入材は加圧後、数時間を経過しても体積減少が続く。このことは、セグメントの安定という点では影響がないものの、作用する土圧の大きさについては少なからぬ影響があるものと考えられる。また、水ガラス中のナトリウムの溶脱による長期の体積変化や強度の低下は、トンネル全体の安定に影響を及ぼすことはないが、トンネルに作用する土圧に影響があるものと考えられ、特に過大な裏込め注入が残留するような場合には、それを軽減していく効果があるものと考えられる。

さらに、裏込め注入工の施工模擬実験を行った結果、以下のような知見を得た。周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させるような高圧で裏込め注入を行うと、部分的に地盤が破壊した領域では注入圧力は急減し、一方、地盤破壊に至らなかった領域では高い注入圧力が保持されることになる。また、周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させないような注入圧力で注入される場合には、地盤の主働破壊や崩落のようなことが生じない限り、裏込め注入は均一に充填され、覆工と地盤の間の内力として裏込め注入圧力が残留することになる。従って、この範囲内では裏込め注入圧力を制御することにより覆工に作用する荷重を制御することができる。このように、裏込め注入の方法と地盤強度により、トンネルに作用する土圧は大きく影響を受けることが分かった。

また、土槽内のトンネル模型の載荷実験結果から、裏込め注入を行わない場合には、周辺地盤からの土圧がトンネルに均等に作用しないが、裏込め注入によって土圧の均等化が図られることが分かった。

次に、実際のシールドトンネルの地盤中の挙動を、現地計測を行って把握した。また、既往の現地計測データを収集整理し、適切な設計モデルを提案するための解析を行った。

現地計測および既往の現地計測結果の収集整理の結果から、以下の知見が得られた。砂質土地盤のトンネルにおいては一定の傾向がなく、きわめて大きなばらつきがあり、裏込

め注入の方法など、施工方法の違いであると解釈できる。従って、これを十分に考慮する必要があることが分かった。密閉型シールドで施工されたトンネルにおいては、軟弱粘性土地盤を除き、施工後短期間に安定するので、その設計の検討においては、施工後の短期間の状態を考慮することが重要であり、特に施工時に作用した裏込め注入の状態によっては、その荷重によりトンネルが変形し、その後もその形状が維持されたままになることがある。また、比較的よく締まった砂質土地盤では、トンネルに作用する荷重のうち土圧は極めて小さく、水圧が卓越するので、現行の設計土圧はやや過大な評価となっているものと考えられ、一方、水圧についてはセグメントの断面力に及ぼす影響が大きいにも拘わらず、現行の設計水圧の設定は合理的ではなく、実際と設計の乖離が大きい。さらに砂質土地盤におけるトンネルに作用する有効土圧の分布は、上半部が大きい傾向にあり、トンネルに浮力による上向きの力が作用し、この力に対しトンネル上半部の地盤が抵抗したものと考えることができ、慣用モデルで考えているような等分布の地盤反力の考え方も見直しが必要である。

一方、ジャッキ推力によるトンネル軸方向の軸力は、従来、シールド推進時の一時的な荷重として考えられていたが、永久荷重として残留するので、セグメントの構造特性を評価する場合には、これを考慮する必要がある。また、シールド材のようなセグメントの構造細目も、発生断面力に大きな影響があるので、セグメントの設計にあたってはこれを適切に評価することも必要である。

慣用モデル、全周ばねモデル、連続体支持モデルの3つの設計モデルの適用性を検討した。その結果、次のような知見が得られた。すなわち、地盤とトンネルの相互作用モデルの適用性については、軟弱粘性土地盤中のトンネルでは、慣用モデル、全周ばねモデル、連続体支持モデルのいずれによっても比較的測定値に近いモードが得られ、大きな差はないものと考えられる。水圧が卓越する硬質砂質土地盤中のトンネルについては、慣用モデルは入力定数が限られていることから、測定結果と大きく異なる場合もあり、パラメータの大きさを変化させるのみでは測定結果に近似させることは困難であり、トンネルに生じている現象をモデル化できない点で問題がある。連続体支持モデルでは、多くのパラメータを用いて解析するので、比較的測定結果に近似した解析結果が得られると考えられたが、実際には困難であり、荷重、特に水圧の取り扱い方に課題が残っている。

このようなことから、セグメントの設計に用いる地盤とトンネルの相互作用モデルとしては、比較的簡便で、かつ実際のトンネルに生じている現象に近似した解析結果の得られる全周ばねモデルが、現状の技術レベルから考えて妥当なものと考えられる。全周ばねモデルを設計で用いる場合には、次のような事項を考慮する必要がある。側方土圧については、前(3)項で示したような矩形に近い形状の方が現地測定データの断面力分布に近い解析結果が得られる。また、側方土圧係数については、慣用モデルで用いられている値よりも小さな値を用いるのが適当である。この傾向は軟弱地盤で顕著であり、側方土圧係数を大きめに設定すると曲げモーメントのモードが測定値と乖離する結果となる。一方、地盤反力係数については、トンネルが裏込め注入施工後の極めて短期間に安定状態になることから、原地盤と若材令時における裏込め注入材料の二層地盤として小さな変形係数を基に求め、また、トンネル径の大きさをパラメータとして Muir Wood の提案式により算出す

るのが適当である。

以上に述べたように、シールドトンネルの覆工は施工により生じる種々の現象の影響を受けるが、これは施工の方法と地盤の種類などにより大きく異なったものとなる。従ってセグメントの設計においては、これらを十分に考慮する必要があるが、現実には設計の段階で正確に把握することは困難である。最適設計とは構造物の安全性などの品質を確保しつつ、経済性も十分に考慮したものにすることであると考えると、セグメントの設計においては、現状の施工技術のレベルでトンネルに生じうる過酷な現象に対処できる最小限のものとなるようにすることが必要である。以上のようなことから、密閉型シールドで掘進され、瞬結性または急結性の注入材でシールド推進と同時またはシールド推進後即時に裏込め注入が施工されるトンネルを対象として、全周ばねモデルを用いるセグメントの設計について、次のような方法を提案する。この方法によれば、一部のトンネルではやや過大な設計になる可能性もあるが、概ね総てのトンネルで施工上のばらつきを考慮しても必要な品質が確保されるものと考えられる。

①基本モデル

基本モデルとしては、図 2.7.1 に示すように、トンネルの変形と変位に応じて地盤反力が発生することをモデル化できるトンネル全周に地盤ばねを配置したものとする。

土圧と水圧は、砂質土では分離して考え、粘性土では一体として取り扱う。

②鉛直土圧

鉛直土圧については、トンネル掘削に伴う解放応力の一部が作用すると考えて、上下から同一の大きさで作用させる。土圧の分布は等分布とし、トンネルの変位と変形に応じて変化するものとする。土圧の大きさは、Terzaghi の緩み土圧式で計算する。

③側方土圧

側方土圧は、深さ方向に増大する等変分布荷重として設定し、その大きさは鉛直土圧に表 2.7.1 に示す地盤条件に応じた側方土圧係数を乗じて求める。ただし、鉛直土圧については、2.6.3(4)に示したようにトンネル頂部では、その位置における Terzaghi の緩み土圧とし、スプリングライン部では同様にその深さにおける緩み土圧とし、その他

表 2.7.1 側方土圧係数

土水の扱い	土の種類		$\lambda$	N値の目安
土水分離	砂質土	非常に密な	0.45	$30 \leq N$
		密な	0.45 ~ 0.50	$15 \leq N < 30$
		中位, 緩い	0.50 ~ 0.60	$N < 15$
土水一体	粘性土	硬い	0.40 ~ 0.50	$8 \leq N < 25$
		中位	0.50 ~ 0.60	$4 \leq N < 8$
		軟らかい	0.60 ~ 0.70	$2 \leq N < 4$
		非常に軟らかい	0.70 ~ 0.80	$N < 2$

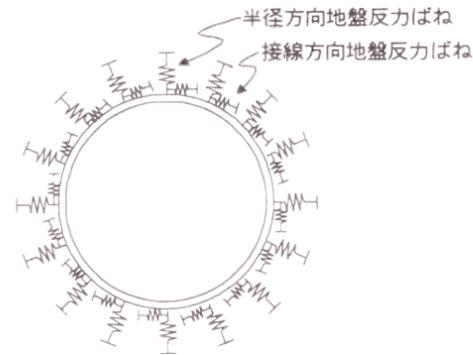


図 2.7.1 基本モデル

の位置ではこれらの2点における鉛直土圧を直線補間し外挿または内挿して求める。

④地盤反力

地盤反力については、トンネルの変位と変形に応じて発生するものとする。トンネル施工直後の状態を考えて、一般には半径方向成分のみ有効とし、接線方向成分は無視するが、併設トンネルの影響や近接施工の影響を考慮する場合には考慮する。

また、地盤が伸張する場合には、トンネルに作用する有効土圧が減少することになるが、この影響については無視することとする。

地盤反力の大きさは、鉛直土圧、側方土圧、水圧および自重などにより生じるトンネルの変位量と変形量に、表 2.7.2 から計算される地盤反力係数を乗じて求める。この値は、2.6.3(4)で述べたように、地盤と裏込め注入材の2層地盤として、Muir Wood の式により求めたものである。この場合、裏込め注入材の層厚については、テールボイドの大きさによって異なるが、トンネル径とテールボイドの大きさは実績により、ほぼ比例関係（テールボイドの平均厚さはシールド径の 1/100 程度）にあるので、これをトンネル径で正規化して示してある。

表 2.7.2 地盤反力係数( $k$ )×トンネル半径( $R_0$ ) (kgf/cm<sup>2</sup>)

土の種類		$k \times R_0$	N値の目安
砂質土	非常に密な	350 ~ 470	$30 \leq N < 50$
	密な	215 ~ 350	$15 \leq N < 30$
	中位, 緩い	~ 215	$N < 15$
粘性土	固結した	315 ~	$25 \leq N$
	硬い	130 ~ 315	$8 \leq N < 25$
	中位	75 ~ 150	$4 \leq N < 8$
	軟らかい	38 ~ 75	$2 \leq N < 4$
	非常に軟らかい	~ 38	$N < 2$

⑤水圧

水圧については、図 2.7.3 に示すように、トンネル円の中心に向かって作用するものとし、大きさはその位置における地下水圧に等しいものとする。

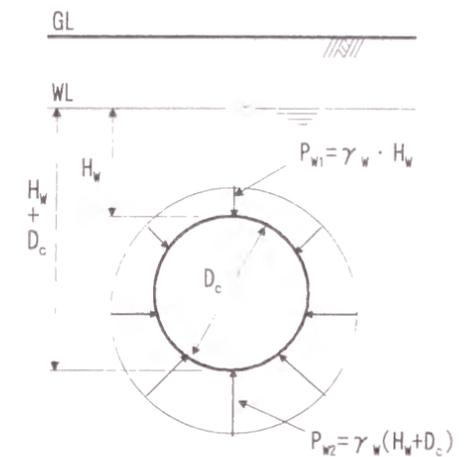


図 2.7.2 設計水圧の考え方

[参考文献(第2章)]

- 1) Y.Koyama, T.Kishio, T.Kobayashi : Design of lining for shield driven tunnels-A survey on Japanese shield tunneling, Underground Construction in Soft Ground, A.A.Balkema,1995,pp359-362
- 2) 田中忠次, 酒井俊典 : 有限要素解析による進行性破壊とスケール効果の検討, 農業土木学会論文集 153,1991, pp4-8
- 3) Lambe,Whitman : Soil Mechanichs,John Wiley & Sons, Inc.,1969 (松尾, 富永 : 土圧, 土質工学基礎叢書7, 鹿島出版会,p21 より引用)
- 4) 村山朔郎 : トンネル土圧の時間依存性について, 土木学会第6回トンネル工学シンポジウム,1970.9,pp57-58
- 5) K.Terzaghi : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons,Inc.,1943,pp66-76
- 6) 土木学会 : トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, 1996.5,pp43
- 7) 土木学会 : トンネル標準示方書(シールド編)・同解説, 1986.6,pp34-38
- 8) 前掲6),p37
- 9) 前掲7),p36
- 10) 前掲6),p81
- 11) 横山浩雄 : 鉄道シールドトンネルにおけるコンクリートセグメントの設計施工に関する研究, 鉄道技術研究報告, NO.934, 1974.10, p353, p393
- 12) 小山幸則, 清水満, 佐藤豊 : トンネルと地盤の相互作用の設計上の取扱いに関する一考察, 土木学会論文集 No511/III-30, 1995.3, pp99-107
- 13) 東田淳, 三笠正人 : 弾性論による埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第376号/III-6, 1986, pp181-190
- 14) James M. Duncan, Chin-Yung Chang : Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of the soil mechanics and foundations division, Proceedings of the ASCE, 1970.9, pp1629-1653
- 15) 前掲9),p146
- 16) 前掲6),p177
- 17) 小山幸則, 清水満, 佐藤豊, 岡本達也, 梶原健次郎 : シールドトンネルの裏込め注入実験, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第3巻, 1993.11, pp245-250
- 18) 小山幸則, 清水満, 佐藤豊, 岡本達也, 梶原健次郎 : 裏込め注入がシールドトンネルと周辺地盤に与える影響, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第4巻, 1994.11, pp79-86
- 19) 小山幸則, 岡野法之, 清水満, 藤木育雄, 米島賢二 : 洪積地盤におけるシールドトンネルの現地計測結果と考察, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第5巻, 1995.11, pp385-390
- 20) 国鉄建設局, 構造物設計事務所編 : シールドトンネルの設計施工指針(案), 1978.3,p120
- 21) 菅野薫, 中野雅弘 : 深部におけるスチールセグメントの挙動, トンネルと地下, 第22巻5号, 1991.5, pp45-51
- 22) 水谷敏則, 真下英人, 猪熊明, 吉永優, 石村利明, 井手統一, 河野吉次郎 : 軟弱地盤中のシールドトンネルの現場計測, 土木研究所資料, 第2839号, 1989.12
- 23) 前掲22), p87

24) 前掲22), p92

- 25) H.Duddeck : Empfehlung zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980), DIE BAUTECHNIK,1980, pp351-353
- 26) 日本国有鉄道 : 建造物設計標準解説(基礎構造物, 抗土圧構造物), 1986.3, pp86-88
- 27) 日本道路協会 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, 1994.2, pp201-203
- 28) A. M. Muir Wood : The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique, 25-1, 1975, p117-124
- 29) 伊藤宏美, 斎藤正幸 : シールドトンネルに作用する土圧の計測結果とその考察, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集3, 1991, pp160-161
- 30) 西野健三, 滝英治, 斎藤正幸, 加藤教吉 : シールドトンネルに作用する土圧の計測について, 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集3, 1988, pp1004-1005

### 第3章 セグメント覆工の構造モデルに関する検討

#### 3.1 概説

セグメントの継手には、セグメントを組み立ててリングを形成するための周方向継手(セグメント間継手)と、それらのリング相互をつなぐ軸方向継手(リング間継手)がある。セグメントの設計を行う場合には、これらの継手をどのように構造モデルに取り入れるかにより、いくつかに分類することができる。表 3.1.1 および図 3.1.1 は、従来、設計に用いられたことのある構造モデルを整理して示したものである。

表 3.1.1 セグメントリングの構造モデル

モデル名	周方向継手	軸方向継手	特徴
完全剛性一様リング	×	×	○慣用計算法として広く用いられている。 ○継手部の設計は特別な計算を行わず従来の実績等に基づく。
平均剛性一様リング	△	△	○継手を考慮したセグメントリングの平均的な曲げ剛性( $\eta EI$ )と軸方向継手により添接リングから伝達される付加的な曲げモーメント $\Sigma M$ を考慮する。
梁ばね (I)	◎	○	○周方向継手を回転ばねで表し、軸方向継手では隣接するセグメント間の相対変位は無いとする。
梁ばね (II)	◎	◎	○周方向継手を回転ばねで表し、軸方向継手をせん断ばねで表す。
多ヒンジリング	○	×	○いも継ぎで組立てられるので軸方向継手は無視し、周方向継手をヒンジで表す。リングはほぼ全周に配置した地盤ばねに支持されて安定する。

注) ◎：直接的にモデル化されている。  
○：直接的にモデル化されているが、簡略化されている。  
△：間接的にモデル化されている。  
×：モデル化されていない。

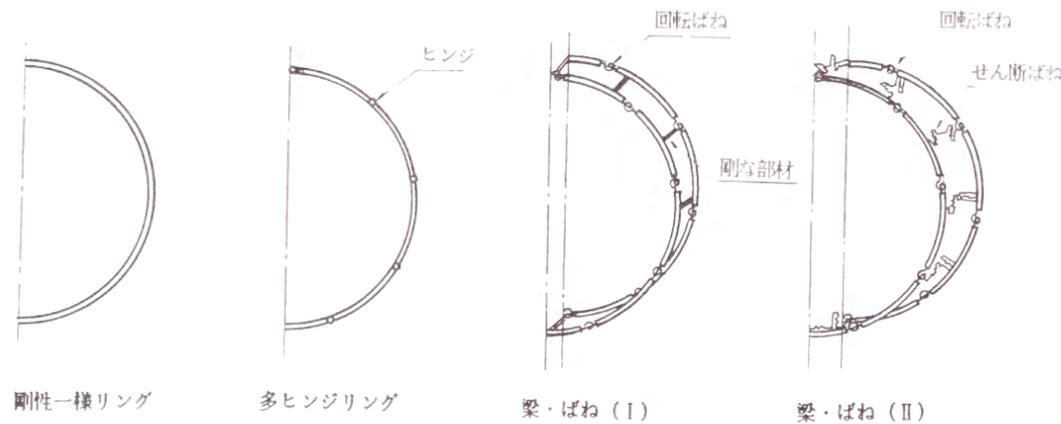


図 3.1.1 セグメントリングの構造モデル

セグメントリングは、周方向継手の存在により、リングの剛性が継手のない一様剛性のリング(完全剛性一様リング)より低下することになる。我が国におけるセグメントの設計では、大半が継手の存在を無視したこの完全剛性一様リングモデルにより行われてきてい

る。この構造モデルは、トンネルと地盤の相互作用を慣用的な取り扱いをするモデルと組み合わせて慣用計算法<sup>1)</sup>とよばれる手法で用いられている。

一方、周方向継手の存在によるリング剛性の低下を評価する構造モデルとしては、平均剛性一様リングモデルと梁ばねモデルがある。平均剛性一様モデルは、周方向継手の存在によるリング剛性の低下と、セグメントを千鳥組することによる周方向継手部における隣接セグメントの添接効果とを総合的に評価して、実際のセグメントリングとほぼ等価な変形を与える平均剛性一様リングとして取り扱うモデルである。このモデルは、トンネルと地盤の相互作用モデルを慣用計算法と同一のものとした修正慣用計算法<sup>2)</sup>と呼ばれる手法で用いられている。

また、梁ばねモデル<sup>3)</sup>は、周方向継手部の剛性低下を構造モデルでは回転ばねとして取り扱うものである。この場合、隣接リングの添接効果は軸方向継手部をせん断ばね等でモデル化して取り入れている。

その他、我が国での例は極めて少ないが、周方向継手部を積極的にヒンジ構造として、地盤に支持された多ヒンジリングでモデル化する方法<sup>4)</sup>もある。

本章では、これらの構造モデルのうち、我が国で比較的よく用いられている完全剛性一様リングモデル、平均剛性一様リングモデル、梁ばねモデルを取り上げ、その問題点を考察する。さらに、これらのモデルの中では最も合理的であると考えられる梁ばねモデルにおいて、継手をモデル化している継手ばねについて、その定量的な評価手法を考察し、適切なばね定数設定手法を提案する。

### 3.2 慣用計算法系構造モデルの問題点

#### 3.2.1 慣用計算法および修正慣用計算法の概要

慣用計算法は、日本においてシールドトンネルに用いるセグメントの設計に広く用いられている方法である。この方法は、セグメント覆工の構造モデルとセグメント覆工と地盤の相互作用モデルについて、設計計算が容易になるように考えられたものである。その基本的な考え方は、Hewett・Johanesson の「Compressed Air & Shield Tunnelling」<sup>5)</sup> に示されたもの(図 3.2.1.1)を踏襲し、日本における経験に基づいて修正されたものである。

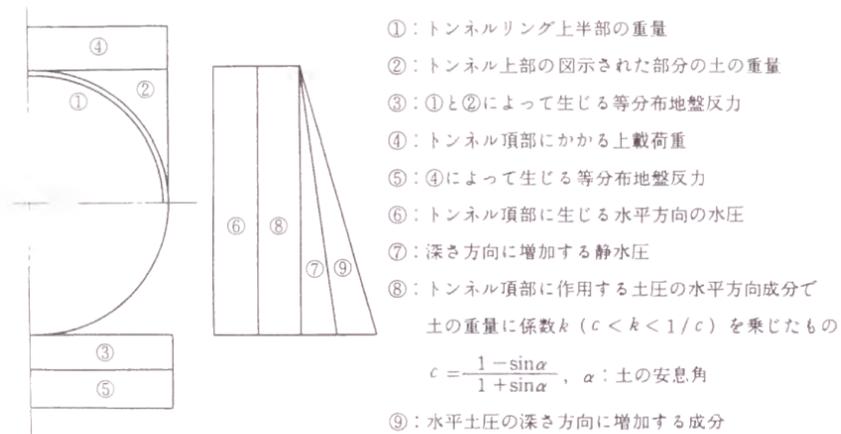


図 3.2.1.1 トンネルライニングに作用する永久外荷重<sup>6)</sup>

前述したように、この方法では、セグメント覆工の構造モデルとしては周方向継手の存在による周方向継手部の曲げ剛性の低下を無視して、リング全周に亘って曲げ剛性が継手部以外のセグメント本体部と同一の曲げ剛性であるとするものである。このように仮定すると、セグメントを千鳥組した場合でも、計算上は隣接するリング相互の相対変位は生じないことになり、隣接リング間の軸方向継手にはせん断力が生じないことになる。

一方、セグメント覆工と地盤と相互作用については、図 3.2.1.2 に示すように等分布あるいは等変分布する土圧と水圧と、鉛直方向には等分布する地盤反力を考える。また、洪積地盤等のように地山の強度、剛性が期待できる場合には、水平直径点に対し上下 45° の中心角の範囲に、水平直径点を頂点とした三角形分布の水平方向地盤反力を考慮している。これは、このモデルでは側方土圧の大きさをその深さの鉛直土圧に側方土圧係数( $\lambda$ )を乗じて定めることになっているため、軟弱地盤よりも良質な地盤で鉛直方向と水平方向の荷重が不均衡になり、良質な地盤におけるセグメントの方がより覆工厚が大きく設計される矛盾を解消しようとして取り入れられたものである。このような水平方向の地盤反力を考慮するところが慣用計算法の一つの特徴となっており、Hewett・Johanesson の提案したモデルと異なっている。

このように、構造モデル、覆工と地盤との相互作用モデルを簡略化して考えることにより、覆工に生じる断面力の解析解を得ることができ、電算機の普及していなかった時代には有用な方法であった。しかし、実際のセグメント覆工では、周方向継手部の曲げ剛性は、セグメント本体部の曲げ剛性よりかなり小さくなり、これを無視することにより算定される断面力は大きな誤差を生じることになる。また、当然、隣接リング間には相対変位が

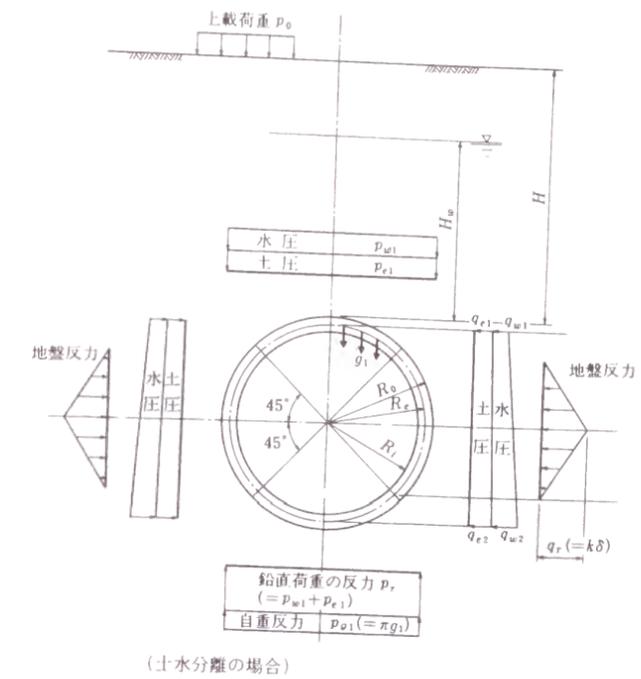


図 3.2.1.2 慣用計算法で用いられる荷重系<sup>7)</sup>

生じることになり、これを添接効果によって軸方向継手部で相互に拘束しあうことになり、これにより生じる断面力も大きな値を持つことになる。

このような慣用計算法を改善することを目的に提案されたのが、修正慣用計算法である。この方法は、覆工と地盤の相互作用モデルは慣用計算法と同一であるが、構造モデルを修正している。すなわち、周方向継手部における曲げ剛性の低下の影響と、隣接するリングによる添接効果を、総合的に評価するために平均剛性の概念を導入している。これは、継手の存在によるリング全体の変形を表現するために、セグメント本体部の曲げ剛性を曲げ剛性の有効率( $\eta$ )を乗じて割引くものである。また、千鳥組されたセグメントの周方向継手部に隣接したセグメントには、本来、周方向継手部を通じて伝達される曲げモーメントのうちの一部が付加されると考え、曲げモーメントの割増しを行う。この割増し率を曲げモーメントの割増し率( $\xi$ )という(図 3.2.1.3)。このように考えると、セグメントの設計曲げモーメントは、セグメント本体部については  $(1 + \xi)M_0$  となり、また継手部については  $(1 - \xi)M_0$  となる。

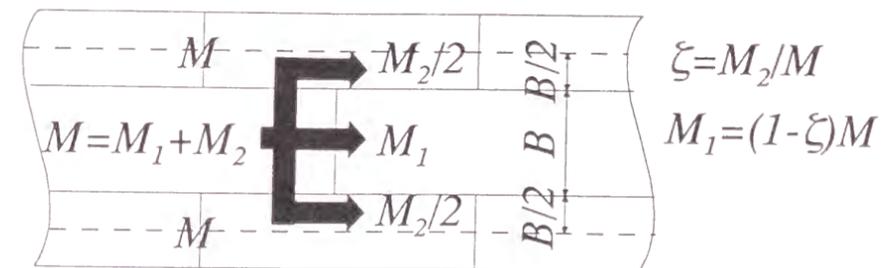


図 3.2.1.3 曲げモーメントの割増率の概念

### 3.2.2 慣用計算法系構造モデルの問題点

慣用計算法は、簡便に設計計算ができる利点を有するが、次に述べるような問題点がある。

- ①周方向継手を無視しているため、リングの剛性を実際よりも大きく評価していることになり、その結果、リングの変形量も小さく計算される。そのため良好な地盤では、水平方向の地盤反力が小さく計算されるので、設計曲げモーメントを大きく見積もることになる。
- ②周方向継手部の設計に用いる設計曲げモーメントも、セグメント本体部と同一のものを採用することになるが、実際のセグメントの継手部の構造では、実用的な部材諸元で設計することは不可能である。そのため、継手部の設計では、経験あるいは過去の実績に基づいて定めたり、設計曲げモーメントを割引いてボルトを同一の径の鉄筋と見なしたRC理論に基づいて定めている例<sup>9)</sup>が多い。
- ③周方向継手を無視しているため、セグメントリングは互いに隣接するリング相互で全く同一の変形をすることになり、千鳥組をしている影響の評価ができない。これは、リングの変形を千鳥組して拘束しあう添接効果に起因して隣接リングの周方向継手部のセグメントで増加する曲げモーメントを無視する結果となる。
- ④セグメントの継手には、周方向継手のほかに軸方向継手があり、千鳥組の効果を期待している場合には、必要な剛性と強度を付与する必要がある。しかし、隣接リング間に相対的な変形差が生じないという計算になるので、構造計算からは諸元を定めることができず、過去の実績に基づいて配置と構造を定めている。

このように、慣用計算法は、用いているセグメントリングの構造モデルが不十分で、セグメントの構造諸元を定めるための断面力が計算されないという大きな欠点を有しており、これを経験や過去の実績に基づいて定めることにより補完するという合理性に欠けた設計手法と言わざるをえないものである。

このような慣用計算法の問題点を、その利点である簡便性を損なわずに改善しようとして考えられたものが、修正慣用計算法である。しかし、この方法にも次に述べるような問題点がある。

- ①リング平均剛性 ( $\eta EI$ ) を用いており、この曲げ剛性の有効率 ( $\eta$ ) はセグメントの継手形式と形状寸法により一義的に定まるとしているが、周方向継手部の剛性は、継手部の応力状態により異なり、継手面の全断面が圧縮応力状態であれば、セグメント本体と同一の剛性を有すると見なせる等、荷重条件により異なるので、 $\eta$ も当然、荷重に依存して変化する。
- ② $\eta$ は荷重条件により異なるので、一般にAセグメントやBセグメントと弧長が異なりまた継手面に継手角度(図 3.2.2.1)を持つKセグメントの位置によっても値が変化する。
- ③ $\eta$ の求め方が明確でなく、リング載荷試験を行って、リングの直径変化量の理論値と実験値を比較して求めることになるが、実際の荷重条件を模擬

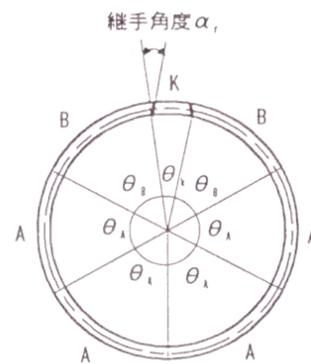


図 3.2.2.1 セグメントリングの構成<sup>9)</sup>

した試験は大規模となり実用性に欠けるため、経験により定めることが多い。

- ④曲げモーメントの割増し率 ( $\xi$ ) を用いて、周方向継手付近の曲げモーメントの分散を考えているが、曲げモーメントは周方向継手の剛性に依存して大きく異なり、隣接リング間のモーメントを単純に継手部のみで増減して考えている図 3.2.1.3 に示すような状態にはならず、力学的根拠がない。
- ⑤ $\xi$ を図 3.2.1.3 の概念とは別に、単純に割増し、割引きを表すものと考えても、例えば正曲げの最大値、負曲げの最大値では、その値が異なり、リング全体で一定にはならない。
- ⑥慣用計算法と同様に、軸方向継手については、構造計算からは諸元を定めることができず、過去の実績に基づいて配置と構造を定めている。

従って、修正慣用計算法も、慣用計算法を改善する目的で考えられ、構造力学モデルとしての合理性を追求しているかのように見えるが、実際には経験、過去の実績を大きな割り切りを行って数量化したに過ぎないものといえる。

これらの慣用計算法系構造モデルは、最終的には部材諸元の決定にあたって定量的な評価を行っているが、その計算過程で経験、過去の実績といった理論解析や実験・実測等の客観的な評価によらない定数が導入されているため、従来とは異なる地盤条件に用いるセグメント、従来にない大きさのセグメント、新しい形式のセグメントに対しては、その安全性を十分に保証できないという問題がある。さらに、そればかりでなく、実際にどの程度の安全率を有しているかの定量評価ができないため、過大な設計となっている場合も多いと思われる。



### 3.3.2 継手ばね定数設定法の現状と問題点

#### 3.3.2.1 継手試験による方法

##### (1) 周方向継手の回転ばね定数

前述した久保らは、周方向継手を回転ばねで表すモデルを提案したが、具体的な回転ばね定数は、添接効果のない1リングのみの荷重試験を行い、その荷重 - 変位関係から求めている。

実際にシールド工事に用いるセグメントの周方向継手を1リング全体の荷重試験から求めることは、実験規模が大きくなり、実用上、問題がある。そこで、一般には周方向継手部を1箇所のみ取り出して、それに対して荷重試験(一般に継手曲げ試験と呼ぶ)により、継手部に作用する曲げモーメントと継手部の回転角の関係を正曲げ状態(トンネル内側に撓む方向の曲げモーメントが作用している状態)および負曲げ状態のそれぞれについて求めて、回転ばね定数を算出することが行われている(図3.3.2.1)。

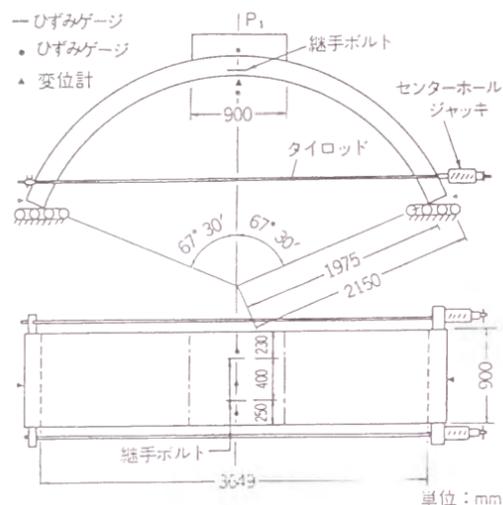


図 3.3.2.1 継手曲げ試験<sup>14)</sup>

この場合、回転ばね定数は継手部に作用している軸力の大きさに依存して変化するため、通常、設計上作用すると考えられる軸力を作用させておいて荷重するのが一般的であるが、軸力を作用させて荷重試験を行うことが煩雑であることから、軸力を導入しない場合も見られる。

この方法は、実物大のセグメントを用いて荷重試験を行うので、実験条件を実際のトンネルにおける状況を考慮して設定すれば、正確に回転ばね定数を求めることができる。しかし、実物大のセグメントの製作を設計定数の設定のためだけに行うことは、現実的には経済性等の観点から困難である。また、トンネル外径の大きなセグメントの場合には、実験設備や実験費用の点からも困難な場合が多い。

##### (2) 軸方向継手のせん断ばね定数

せん断ばね定数については、一般に相隣るリングの軸方向継手面の相対変位により生じるとして、この継手面の一面または二面のせん断試験を行い、荷重荷重と継手面の目違い量の関係を求めて算出する方法が行われている(図3.3.2.2)。

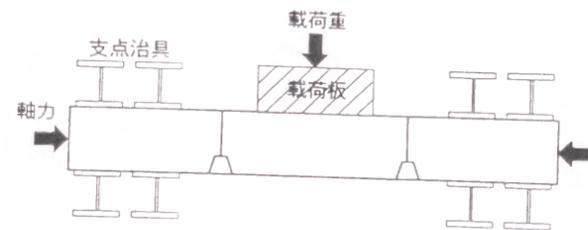


図 3.3.2.2 継手せん断試験

この場合、継手面はボルトによる締め付け力およびトンネル軸方向に作用する軸力による摩擦力により、荷重荷重の小さい範囲では変位が小さく、荷重荷重が大きくなってせん断力が摩擦力を上回った点で大きなずれ変位を生じ、ボルトとボルト孔が直接接触することになり、急激な変位が抑えられるようになる。実験では一般に、ボルトの締め付け力は考慮しているが、トンネル軸方向の軸力について考慮していない。

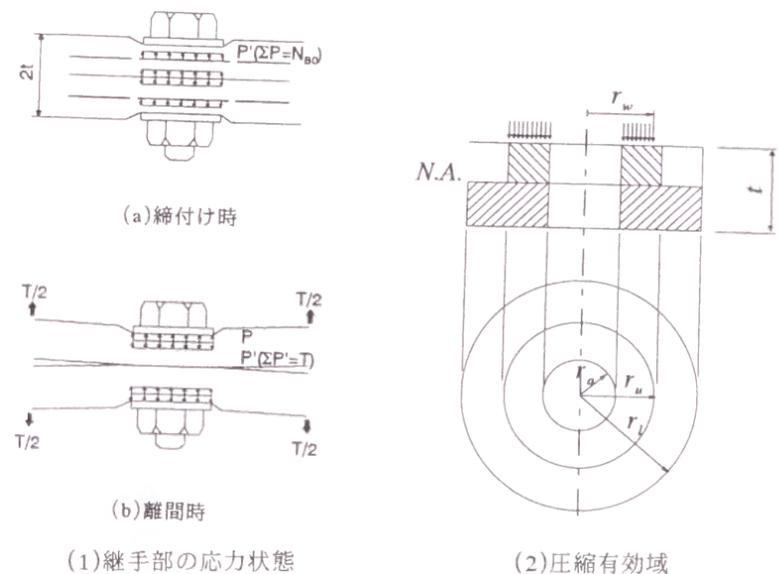
この試験は、周方向継手の回転ばね定数を求める場合に比べれば、供試体の製作も簡便であり、また荷重試験も比較的簡易に行うことができるが、供試体の支持条件や拘束条件等に十分配慮しないと、実際のトンネル内の状況とは異なる条件下でのせん断ばね定数を得ることになる。

#### 3.3.2.2 村上・小泉の方法

村上・小泉<sup>15)</sup>は、梁ばねモデル計算法に用いる継手ばね定数のうち、回転ばね定数について、ボルトとナットを用いて組み立てる鋼製セグメントおよび金具継手を有する平板形鉄筋コンクリートセグメントを対象にして、構造計算により求める方法を示した。

金具継手を有する鉄筋コンクリートセグメントを例に、この方法の概要をまとめると次のようになる。

- ① 継手板はボルトの締め付け力によって、ボルト近傍で圧縮変形を生じる。その圧縮領域を 図 3.3.2.3 に示す範囲であると仮定する。
- ② この継手板は、その側板がアンカー筋により完全にセグメント本体に固定されている



(1) 継手部の応力状態 (2) 圧縮有効域  
図 3.3.2.3 ボルト-継手板のモデル化<sup>15)</sup>

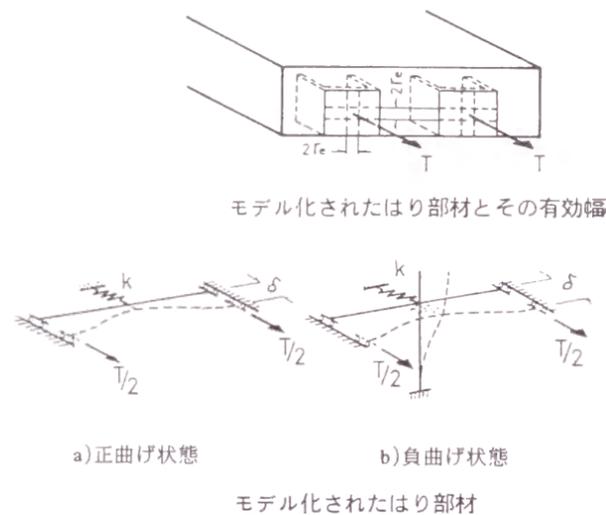


図 3.3.2.4 継手板の格子梁モデル<sup>15)</sup>

ものとする。

- ③この継手板を 図 3.3.2.4 に示すように、ボルトの締め付け力により圧縮される領域に相当する幅を持ち、両端をセグメント本体に固定された梁部材に置換する。この時、正曲げ状態では、継手板は総て引張領域に入っているため、水平方向の梁のみを考慮し、負曲げ状態では継手板の下端は圧縮領域にあるため、鉛直方向にも梁を考慮する。
- ④ボルトの締め付け力による継手板の圧縮領域およびボルトの剛性は、ばねに置換する。
- ⑤このような複合部材をもつ継手面における力の釣合を考慮して、曲げモーメントと回転角の関係を求める。
- ⑥この時の変形は弾性的微小変形とする。
- ⑦継手面の圧縮領域の応力の分布状態を、鉄筋コンクリート理論で用いられている圧縮応力分布と同様であると仮定する。

以上のような仮定と計算を行って、曲げモーメントと回転角の関係を求めて、周方向継手の回転ばね定数を求めている。ただし、ここで述べられている仮定のみでは、回転ばね定数を求めることができず、どのように計算するかは文献からは不明である。設計実務においては、

- ①ボルトを鉄筋コンクリートにおける鉄筋に置き換えて、RC理論を適用して継手面の応力分布を求める。
- ②ボルトに引張力が作用して、その初期締め付け力が解放されるまでは、ボルト位置での継手板の変形が生じず継手板の変形がないとして応力分布を求める。

等の仮定を行って、回転ばね定数の算出を行っている。

これらの方法のうち、①については、周方向継手部材は継手板の曲げ剛性とボルトの軸剛性を合成した複合的なばねの挙動することを考えていることと矛盾した仮定であり、また実際にもボルトをその断面積に等しい鉄筋に置換することには理論的根拠がない。

また②については、初期締め付け力が解放されるまで、ボルト位置に置いて継手板の離間が生じないとしているが、実際にはボルトの締め付け力によって圧縮された領域以外では引張力が作用すれば継手板の離間が生じることになるので、妥当な仮定とは言いがたい。

一方、軸方向継手のせん断ばね定数の求め方は、提案されていないが、具体的な適用にあたっては無限大として計算している場合が多い。

しかし、この方法は、梁ばねモデルが提案された後直ぐに、大規模な継手試験を行うことなく、梁ばねモデルに用いる継手ばね定数を計算のみで求めることができるようにしたもので、その意義は大きい。

### 3.3.2.3 ほぞ付きセグメントの方法

ほぞ付きセグメントは、図 3.3.2.5 に示すような形状のセグメントで、組立にはボルトを用いているが、ヨーロッパではトンネルが安定した後はボルトを取り外すことが一般的である。従って、完成したトンネルの周方向継手は、コンクリート面の突き合わせとなっており、また軸方向継手はスリップレイヤーを介して、継手面のコンクリートの凹凸がかみ合う形状となっている。

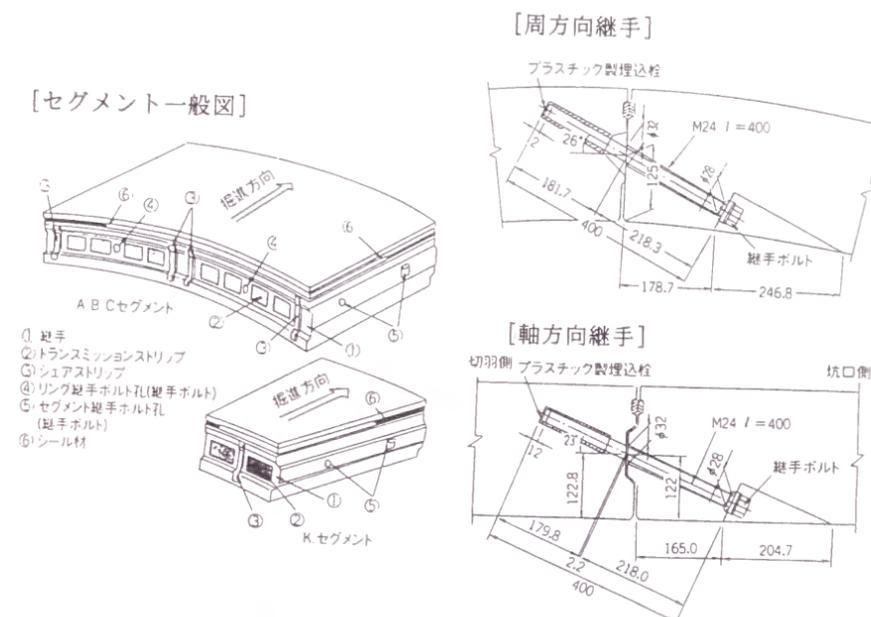


図 3.3.2.5 ほぞ付きセグメント<sup>16)</sup>

このセグメントの周方向継手の回転ばね定数は、Leonhardt・Reimann<sup>17)</sup> が示した方法に準じて求められている。通常、ほぞ付きセグメントの設計では、次のような仮定をして、回転ばね定数を求めている<sup>18)</sup>。

- ①継手において引張応力は伝達されない。
- ②圧縮応力は直線分布する。
- ③コンクリートのヤング係数は一定で、 $\sigma = \varepsilon = 0$  の場合の初期接線剛性を持つ。
- ④軸力作用方向の変形範囲は、継手面を中心にして、継手凸部の幅と同範囲に限定される。またひずみは均一に分布する。

この仮定から、図 3.3.2.6 に示す幾何学的な関係から次のように求められるとしている。

- ①周方向継手面の回転角 ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{K}{(1 - 2m)^2}$$

ここで、

$$K = \frac{8N}{9a \cdot b \cdot E_c}$$

$$m = M / (N \cdot a)$$

- $K$  : 軸方向圧縮ひずみ
- $m$  : 荷重偏心率
- $M$  : 継手面の図心位置に作用する  
曲げモーメント
- $N$  : 継手面に作用する軸力
- $a$  : ほぞの幅
- $b$  : ほぞの長さ
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数

②周方向継手の回転ばね定数 ( $K_m$ )

$$K_m = M / \alpha = \frac{9a^2 \cdot b \cdot E_c}{8} m(1 - 2m)^2$$

この方法は、周方向継手部に引張材のないセグメントを対象にしたものである。従って、日本で最も多く用いられている金具継手式平板形セグメントのようにボルトを用いた継手については、継手面に開口を生じないか、継手回転角が小さく引張材の配置での開口が無い範囲でのみ用いることができるもので、特定のセグメントあるいは特殊な荷重条件に限って適用できるものである。また、平出・福島<sup>19)</sup>、林・斉藤・山田・小泉<sup>20)</sup>で指摘されているように、セグメントの継手曲げ試験により得られる回転ばね定数の2倍程度の大きな値に計算される。この理由について、林らは、周方向継手面の不陸等により周方向継手面の接触面積が解析で考慮した面積よりも小さいことを挙げ、圧縮ひずみの影響範囲をLeonhardtらの仮定の2倍とすることを提案している。

また、軸方向継手のせん断ばね定数については、スリップレイヤーを介した継手部のせん断試験により求めており、3.2.1(2)で指摘したと同様の問題点を有している。

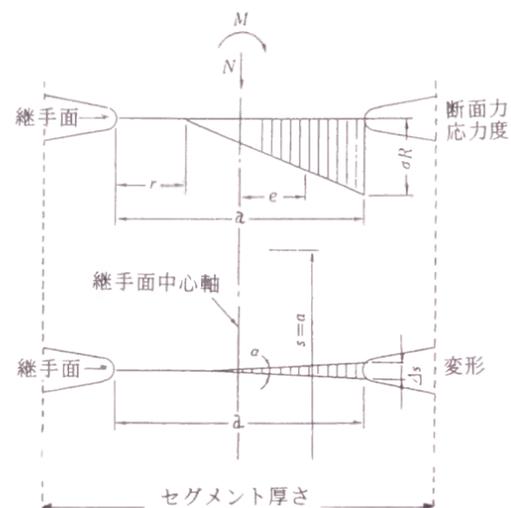


図 3.3.2.6 ほぞ部の応力と変形<sup>18)</sup>

### 3.4 セグメントの継手試験結果と考察

#### 3.4.1 概説

セグメント覆工の構造力学的な挙動については、前節までに述べたように、いわゆる梁ばねモデルにより、実用的な精度で十分に正確に表すことができる。このモデルでは、セグメントの周方向継手部を回転ばねでモデル化し、また隣接するリング相互の軸方向継手部をせん断ばねでモデル化している。これらの継手ばね定数の設定の方法は従来よりいくつかの方法が提案されてきている。

本節では、従来、日本で広く用いられてきている平板形で継手に金具とボルトを用いた鉄筋コンクリートセグメントについて、実物大の供試体を作成して、載荷試験を行い、継手部の構造力学的挙動を解明した結果について述べる。試験にあたっては、Kセグメントの挿入方式によるセグメント形状の違い、シール材の貼付等、既往の研究では十分に考慮されてこなかった事項についても、その影響の程度を把握することも目的とした。

また、試験結果に基づいて既往の継手ばね定数の設定法の適用性について検討した。その結果、回転ばね定数に関しては、既往の継手ばね定数の算定法の問題点が明らかになり、新たな設定法が必要であることが判明した。また、せん断ばね定数については、既往の試験法をはじめ、継手部の挙動の基本的な考え方に問題のあることが判明した。本節では、これらの継手ばね定数に関する検討結果についても述べる。

### 3.4.2 継手曲げ試験

#### 3.4.2.1 試験概要

##### (1) 試験の種類と着目点

継手曲げ試験はAセグメント相互の周方向継手（A-A 間）およびBセグメントとKセグメントの間の周方向継手（B-K-B 間）に着目して実施した。

試験の着目点は、次のとおりである。

- ① 正曲げ状態と負曲げ状態の差
- ② A-A 間と B-K-B 間の継手形状の差
- ③ Kセグメントの形式（半径方向挿入型と軸方向挿入型）の違いによる差
- ④ 導入軸力の影響
- ⑤ 継手ボルト締付力の影響
- ⑥ シール材の影響

##### (2) 試験供試体

対象としたセグメントは鉄道トンネルで使用実績の多いものから金具継手の平板形鉄筋コンクリートセグメントを選定した。なお、試験供試体の諸元は実際に施工された外径7.3mの単線鉄道トンネルのセグメントに基づいて決定したが、荷重試験の容易さを考慮して曲率を設けずに真直梁とした。供試体諸元および使用材料は次のとおりである。

- ・断面形状：平板形（A, B, K 形：資料図 1～図 5 参照）
- ・継手の形式：鋼板ボックス+直ボルト（金具継手：資料図 6～図 8 参照）
- ・継手鋼板の種類：SS410
- ・継手ボルト：M27(10.9)×4 本
- ・セグメント高さ：300mm
- ・セグメント幅：900mm
- ・コンクリートの設計基準強度： $\sigma_{ck}=480\text{kgf/cm}^2$
- ・主鉄筋量 トンネル内空側： $35.75\text{cm}^2$   
トンネル地山側： $22.92\text{cm}^2$
- ・鉄筋の種類：SD345
- ・シール材：水膨張性ゴム（硬度 30HS；比較的柔らかいもの、硬度 50HS；硬いもの）

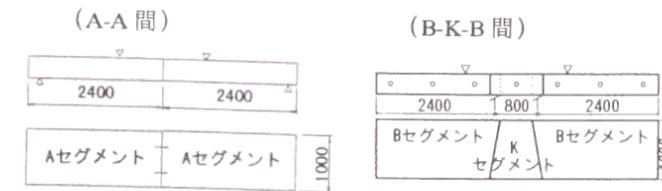
##### (3) 荷重方法および計測項目

試験は図 3.4.2.1 に示すように A-A 間および B-K-B 間について単純曲げ荷重を行った。また、軸力の影響を調べるためにセグメントの端部から軸力を導入した。

試験で作用させる軸力は、このセグメントの設計軸力を基準に、概ね設計軸力相当の 150 tf およびそれよりも小さい 50 tf, 0 tf とした。軸力の導入は、曲げモーメント荷重前に所定の軸力まで、10 tf ピッチで荷重した。また、曲げモーメントの荷重は許容応力発生荷重までとした。荷重荷重を表 3.4.2.1 に示す。曲げモーメントの荷重ステップは 1.0 tf ピッチを基本として、荷重目標荷重が 10 tf 以下の場合には 0.5tf ピッチとした。

計測項目を表 3.4.2.2 に、また計測位置を図 3.4.2.2 に示す。

[荷重状態]



[荷重装置]

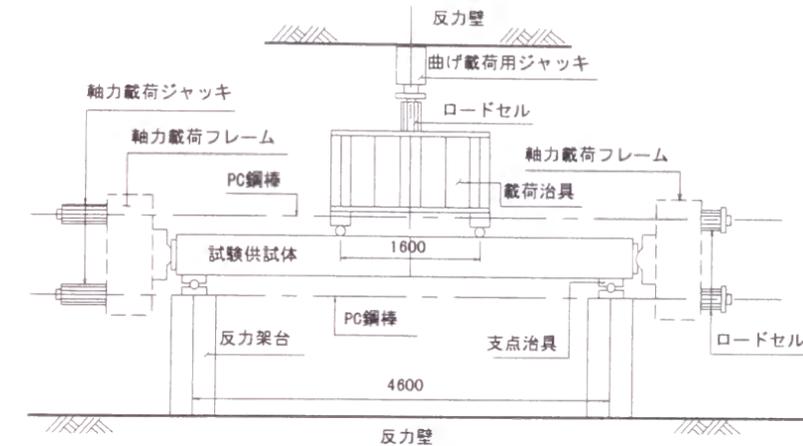


図 3.4.2.1 継手曲げ試験方法

表 3.4.2.1 荷重荷重（継手曲げ試験）

曲げ方向	導入軸力 0 tf		導入軸力 50tf		導入軸力 150tf	
	$M_d(\text{tf}\cdot\text{m})$	$P_d(\text{tf})$	$M_d(\text{tf}\cdot\text{m})$	$P_d(\text{tf})$	$M_d(\text{tf}\cdot\text{m})$	$P_d(\text{tf})$
正曲げ	6.8	9.1( 7.2)	11.8	15.7(12.4)	14.4	19.2(15.2)
負曲げ	4.2	5.6( 4.4)	9.5	12.7(10.0)	14.4	19.2(15.2)

注1：( )内は B-K-B 間の場合

表 3.4.2.2 計測項目(継手曲げ試験)

計測項目	計測方法	数量
荷重	ロードセル	1
軸力	ロードセル	4
継手目開き量	目開き計	10 (20)
撓み量	変位計	4 (10)
支点水平変位	変位計	4
支点鉛直変位	変位計	4
ボルト軸力	歪みゲージ	4(8)
P C 鋼棒軸力	歪みゲージ	8

注：( )内は B-K-B の場合

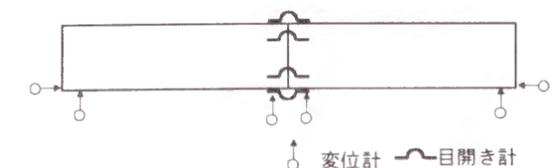


図 3.4.2.2 計測位置

### 3.4.2.2 試験結果と考察

#### (1) 供試体の繰り返し使用の影響

本試験では同一供試体を繰り返し使用することから、荷重試験毎に発生するひび割れの影響が考えられる。そこで供試体(A-A間)についての荷重試験結果により、その影響を検討した。

この供試体については、軸力無しのケースから始まり合計 19 ケースの試験を行った。この間にひび割れは 16 本発生している。2 ケース目以降、ひび割れは荷重点直下ならびに内側、外側に発生し、8, 9 ケース目において軸方向継手位置に 4 本が発生した。さらにその後、周方向継手付近、軸方向継手ボックスの隅角部に 2 本の発生が見られたが、13 ケース目以降は認められなかった。このようなひび割れ発生が試験結果へ及ぼす影響について検討するために、試験の最後に 1 ケース目と同一条件で試験を行った。その結果、継手部の剛性に関して顕著な影響は見られなかった(図 3.4.2.3)。

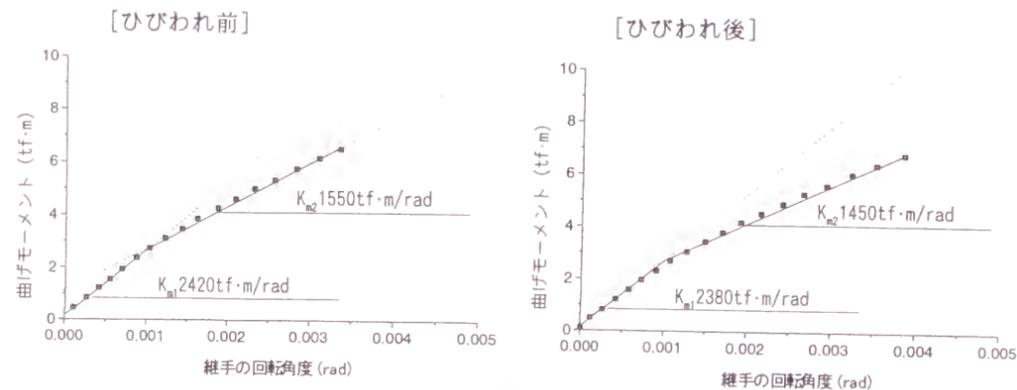


図 3.4.2.3 ひびわれが継手剛性に及ぼす影響

#### (2) 試験結果の整理

試験結果は、次の項目に着目して整理した。

- ① 曲げモーメントと継手部撓み量の関係
- ② 曲げモーメントとボルト軸力との関係
- ③ 曲げモーメントと継手回転角の関係

継手曲げ試験によって得られた回転ばね特性は、図 3.4.2.4 に示すように導入軸力の大きさに応じて概ね 3 つのタイプに分類される。これらは、次のような現象が生じた結果であると考えられる。すなわち、 $N = 150 \text{ tf}$  を例にとると、金具継手においては最初の勾配変化点 (M1) は軸力やボルトの締付力によって導入された継手面に生じている圧縮応力が曲げモーメントによって生じた引張応力により減じられていき、継手面端部に離間が生じ始めた状況を表していると考えられる。その後、さらに曲げモーメントが増加すると、中立軸の位置が移動していき、継手ボルトの存在により継手部材が引張部材として有効に作用し始めるが、これが次の変化点 (M2) で示されることになるものと考えられる。初期の導入軸力が小さい場合には、M1 が極小さく、導入軸力が 0 tf の場合には M1 の変化点は現れないことになる。

通常、 $K_{m1}$  の値は、継手面全面が圧縮領域となるので無限大となると考えられるが、実験の結果からは有限の値となった。これは継手の回転角を目開き計から計算しているため、

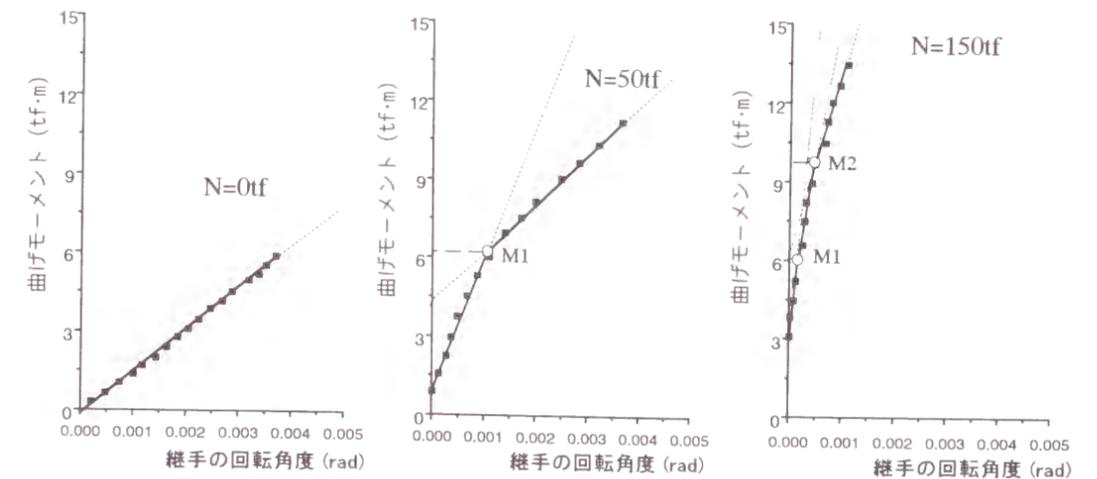


図 3.4.2.4 曲げモーメントと継手回転角の関係の分類

コンクリートの圧縮変形が解放される過程では回転角を過大に評価してしまう影響および継手面の平面性や継手面の表面近くでコンクリートの剛性が低下していること等の影響も含まれているものと考えられる。

これらの試験結果については、第一の変化点 (M1) までの勾配 (回転ばね定数) を  $K_{m1}$ 、M1 から第二の勾配変化点 (M2) までの勾配を  $K_{m2}$ 、M2 以降の勾配を  $K_{m3}$  として整理した。

図 3.4.2.5(1)~図 3.4.2.5(35)に各試験における継手回転角と曲げモーメントの関係を示す。また、表 3.4.2.3 に主要な項目について各試験ケース毎に整理したものを一覧表として示す。

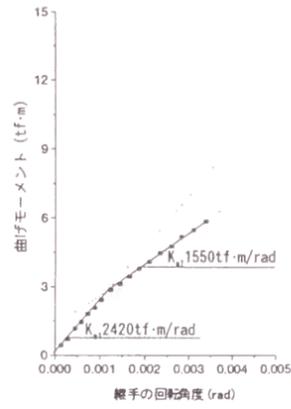


図 3.4.2.5(1) 継手曲げ試験結果 (No.1)

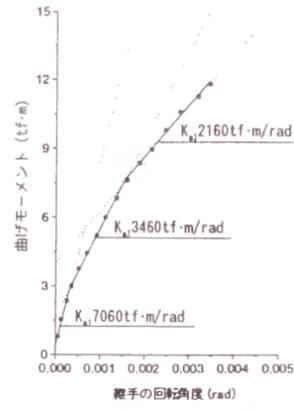


図 3.4.2.5(2) 継手曲げ試験結果 (No.2)

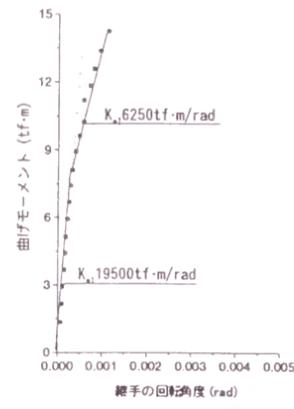


図 3.4.2.5(3) 継手曲げ試験結果 (No.3)

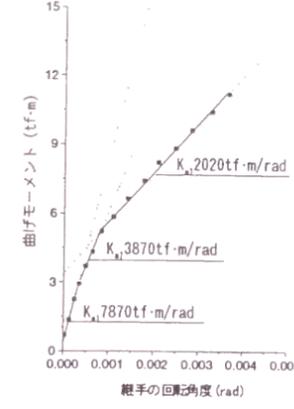


図 3.4.2.5(13) 継手曲げ試験結果 (No.13) 図 3.4.2.5(14) 継手曲げ試験結果 (No.14) 図 3.4.2.5(15) 継手曲げ試験結果 (No.15)

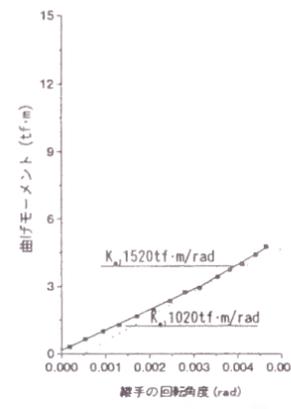
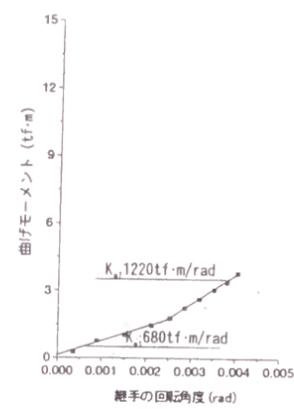
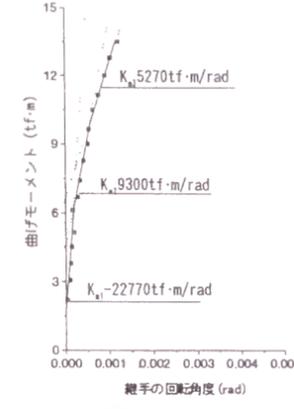


図 3.4.2.5(4) 継手曲げ試験結果 (No.4)

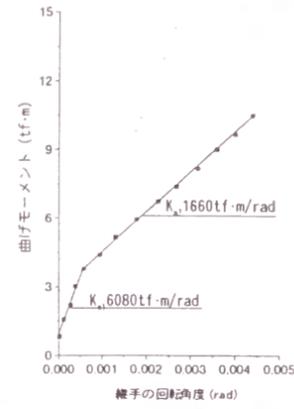


図 3.4.2.5(5) 継手曲げ試験結果 (No.5)

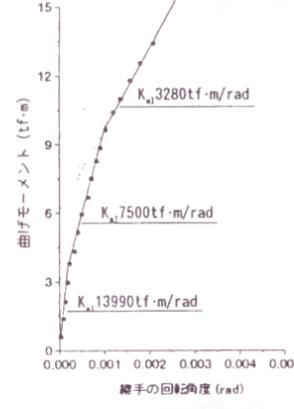


図 3.4.2.5(6) 継手曲げ試験結果 (No.6)

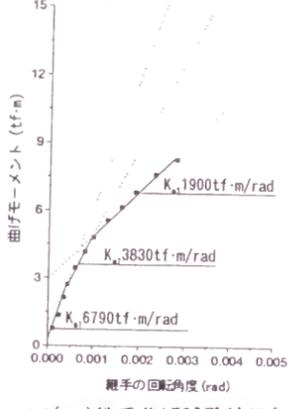


図 3.4.2.5(16) 継手曲げ試験結果 (No.16) 図 3.4.2.5(17) 継手曲げ試験結果 (No.17) 図 3.4.2.5(18) 継手曲げ試験結果 (No.18)

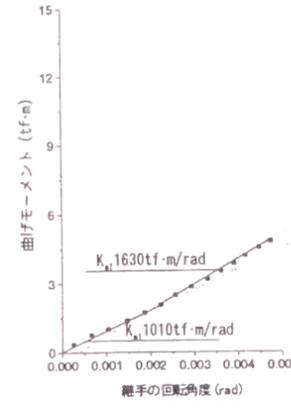
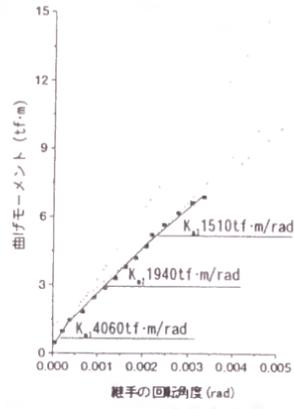
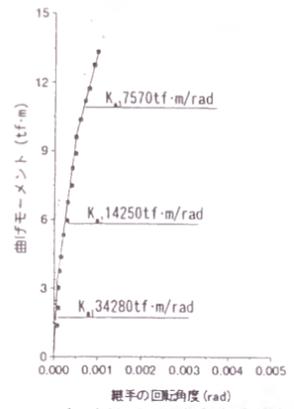


図 3.4.2.5(7) 継手曲げ試験結果 (No.7)

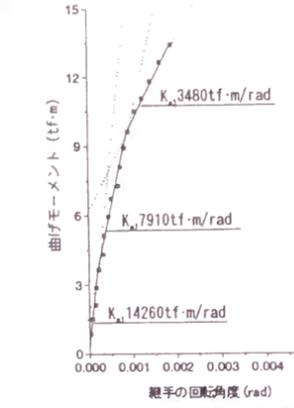


図 3.4.2.5(8) 継手曲げ試験結果 (No.8)

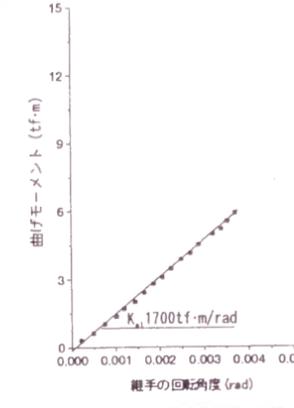


図 3.4.2.5(9) 継手曲げ試験結果 (No.9)

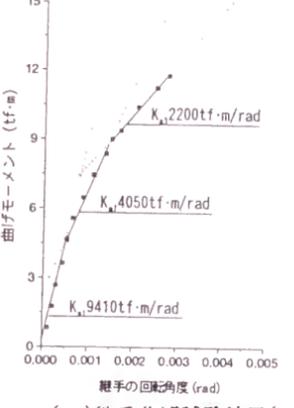


図 3.4.2.5(19) 継手曲げ試験結果 (No.19) 図 3.4.2.5(20) 継手曲げ試験結果 (No.20) 図 3.4.2.5(21) 継手曲げ試験結果 (No.21)

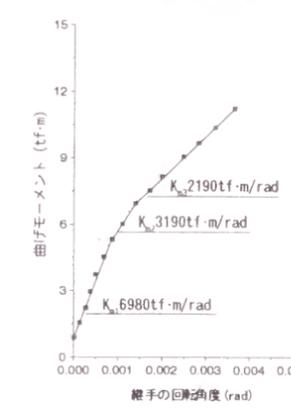
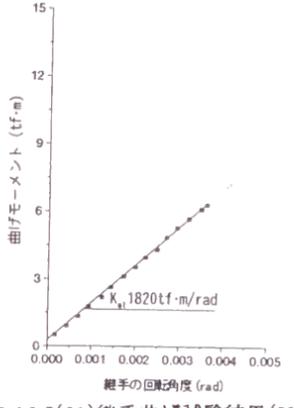
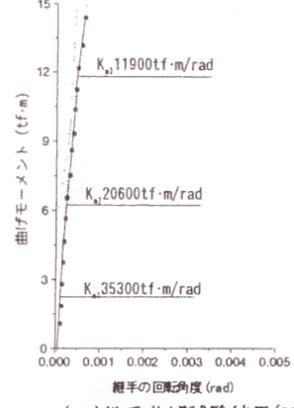


図 3.4.2.5(10) 継手曲げ試験結果 (No.10)

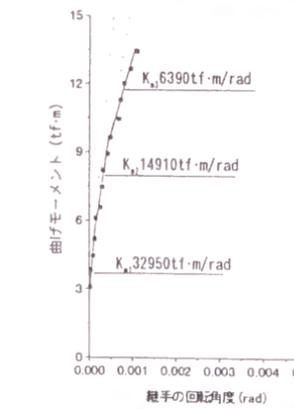


図 3.4.2.5(11) 継手曲げ試験結果 (No.11)

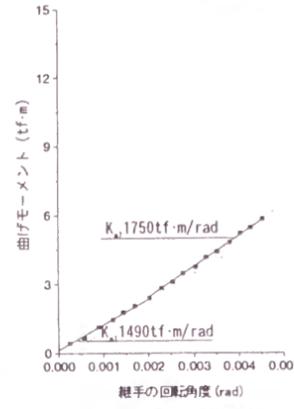


図 3.4.2.5(12) 継手曲げ試験結果 (No.12)

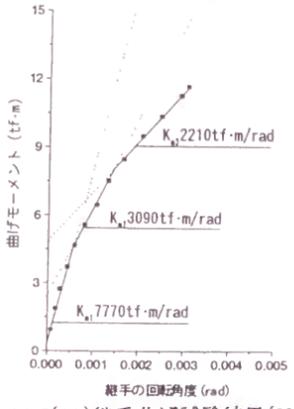
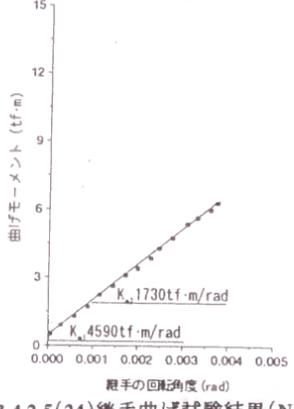
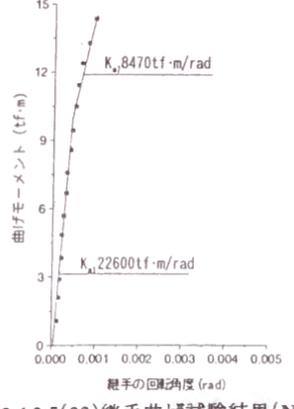


図 3.4.2.5(22) 継手曲げ試験結果 (No.22) 図 3.4.2.5(23) 継手曲げ試験結果 (No.23) 図 3.4.2.5(24) 継手曲げ試験結果 (No.24)



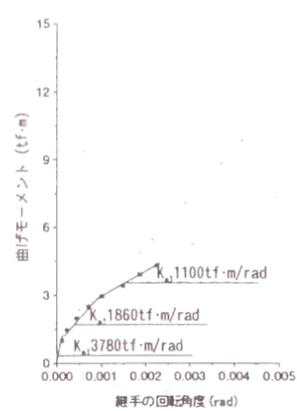
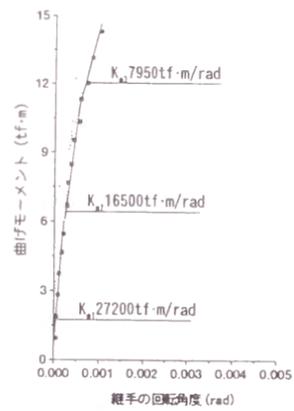
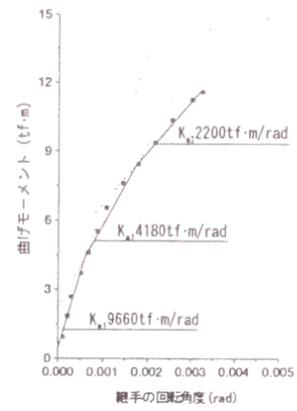


図 3.4.2.5(25)継手曲げ試験結果(No.25) 図 3.4.2.5(26)継手曲げ試験結果(No.26) 図 3.4.2.5(27)継手曲げ試験結果(No.27)

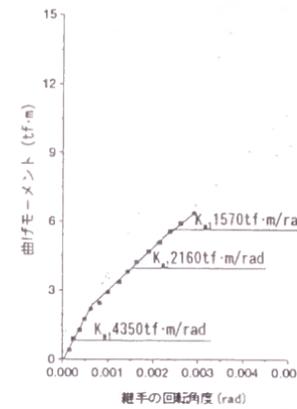
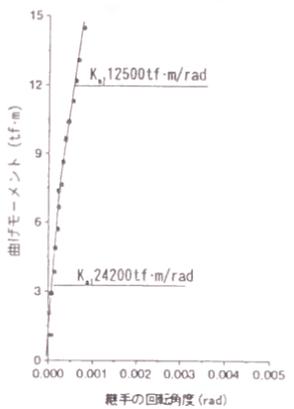
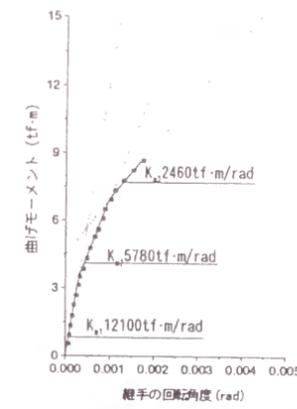


図 3.4.2.5(28)継手曲げ試験結果(No.28) 図 3.4.2.5(29)継手曲げ試験結果(No.29) 図 3.4.2.5(30)継手曲げ試験結果(No.30)

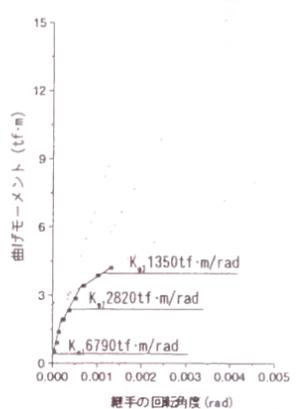
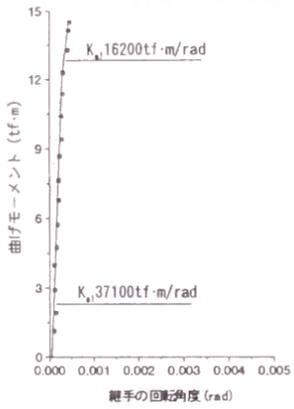
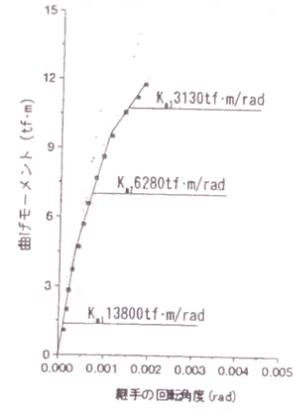


図 3.4.2.5(31)継手曲げ試験結果(No.31) 図 3.4.2.5(32)継手曲げ試験結果(No.32) 図 3.4.2.5(33)継手曲げ試験結果(No.33)

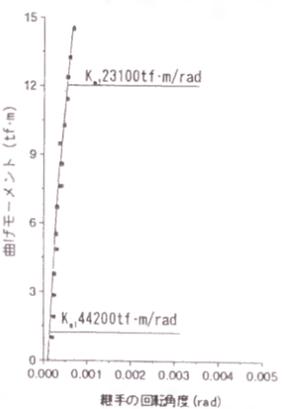
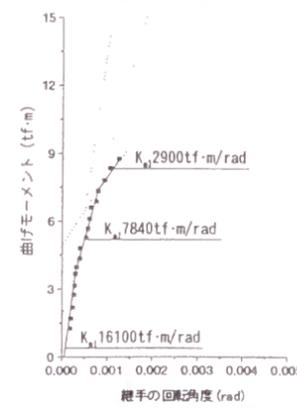


図 3.4.2.5(34)継手曲げ試験結果(No.34) 図 3.4.2.5(35)継手曲げ試験結果(No.35)

表 3.4.2.3 継手曲げ試験結果一覧表

ケース No	継手面形状	シール材	軸力 (tf)	ボルト締結力	曲げ方向	勾配変化点の曲げモーメント (tf)		回転ばね定数 (tf·m/rad)			
						M1	M2	K <sub>m1</sub>	K <sub>m2</sub>	K <sub>m3</sub>	
01	A-A	無	0	1.0	正	3.03		2420	1550		
02			50			3.60	7.92	7060	3460	2160	
03			150			10.05		19500	6250		
04			硬			0	4.38		1020	1520	
05						50	3.70		6080	1660	
06						150	4.33	10.31	13990	7500	3280
07			軟			0	4.26		1010	1630	
08						50	4.24	10.31	14260	7910	3480
09						150	0.00		1700		
10			0			4.29	6.95	6980	3190	2190	
11			50			4.21	9.10	32950	14910	6390	
12			150			0	2.10		1490	1750	
13			0			3.27	6.15	7870	3870	2020	
14			50			6.89	10.99	22770	9300	5270	
15			150			0	1.81		680	1120	
16			0			2.80	5.89	6790	3830	1900	
17			50			3.72	10.22	34280	14250	7570	
18	B-K-B(半径)	無	0	1.0	正	1.05	5.33	4060	1940	1510	
19			50			5.30	9.05	9410	4050	2200	
20			150			3.68	11.54	35300	20600	11900	
21			軟			0	0.00		1820		
22						50	5.20	8.81	7770	3090	2210
23						150	10.16		22600	8470	
24			0			0.53		4590	1730		
25			50			3.73	7.88	9660	4180	3200	
26			150			5.65	11.00	27200	16500	7950	
27			0			1.53	2.76	3780	1860	1100	
28			50			3.70	7.79	12100	5780	2460	
29	150	8.45		24200	12500						
30	B-K-B(軸)	軟	0	1.0	正	2.22	6.18	4350	2160	1570	
31			50			5.21	9.27	13800	6280	3130	
32			150			11.75		37100	16200		
33			0		2.09	3.44	6790	2820	1350		
34			50		4.69	8.32	16100	7840	2900		
35			150		5.60		44200	23100			

注 1:継手面形状は、継手面を構成するセグメントの組合せを示している。  
 注 2:継手面形状の B-K-B(半径)は半径方向挿入型 Kセグメントを用いた試験ケースを示し、B-K-B(軸)は軸方向挿入型 Kセグメントを用いた試験ケースを示す。  
 注 3:ボルト締結力は、ボルトの許容引張応力度の 0.8 倍の応力度発生時を設計締結力(T<sub>s</sub>)として、その 1.0 倍と 0.7 倍とした。  
 注 4:M1, M2 および K<sub>m1</sub>, K<sub>m2</sub>, K<sub>m3</sub> は、図 3.4.2.4 に示す勾配変化点の曲げモーメントおよび各勾配(回転ばね定数)を示す。

(3)試験結果についての考察

1) 導入軸力、正負の曲げの方向の影響

A-A 間を対象にして継手の回転剛性について検討した。

図 3.4.2.5(9)~(11)に正曲げ载荷の、また図 3.4.2.5(15)~(17)に負曲げ载荷の、導入軸力 0 tf, 50 tf, 150 tf の場合を、それぞれ示してある。

導入軸力の影響は当然のことながら顕著に現れ、軸力の導入により継手部の回転剛性は高まる。従って、回転ばね定数を定めるにはこの影響を十分に考慮する必要がある。

正曲げ载荷と負曲げ载荷では、軸力がない場合には引張部材が直ちに働くため、その有効高さの効果が表れ、正曲げ载荷の方が大きな回転剛性を示す。一方、軸力が作用してい

る場合には、初期の勾配は正負いずれの場合もほぼ同一であるが、载荷モーメントが大きくなると負曲げ载荷の方が回転剛性が大きくなる。これは、目開きが大きくなると継手板が圧縮部材として働き、継手面の圧縮剛性が大きくなるためと考えられる。

## 2) ボルト締付力の影響

A-A 間の継手でシール材が硬い場合については、図 3.4.2.5 の(4)および(6)に設計締結力の 1.0 倍のケースを、また図 3.4.2.5(7)および(8)に設計締結力の 0.7 倍のケースを示してある。またシール材が軟らかい場合については、同様に図 3.4.2.5(9)～(11)および図 3.4.2.5(12)～(14)に示した。これらのいずれについてもボルト締結力の差による継手の回転剛性の変化は見られない。

B-K-B 間（半径方向挿入型）についても、シール材が軟らかい場合について、図 3.4.2.5 (21)～(23)に設計締結力の 1.0 倍のケースを、また図 3.4.2.5(24)～(26)に設計締結力の 0.7 倍のケースを示してあるが、A-A 間と同様に差は生じていない。

このようなことから、一般にはボルト締結力が継手の回転剛性に及ぼす影響は少ないと考えられる。

## 3) シール材の有無および硬度の違いの影響

A-A 間を対象にして継手の回転剛性について検討した。

A-A 間の継手面について、シール材のないケースを図 3.4.2.5(1)～(3)に、シール材が軟らかいケースを図 3.4.2.5(9)～(11)に、またシール材が硬いケースを図 3.4.2.5(4)～(6)に示した。シール材が軟らかいケースでは、シール材のないケースと比較して大きな差はなく、影響は極めて小さいといえる。一方、シール材が硬いケースでは、シール材のないケースと大きく傾向が異なり、その影響を無視できないことがわかる。すなわち、硬いシール材は、曲げモーメントの小さい範囲では回転剛性を小さくする方向に作用し、曲げモーメントが大きくなり、シール材を十分に潰した状態になるとその差が小さくなる。影響の大きさは導入軸力が小さい程、顕著である。

これは硬いシール材のケースでは軸力によりシール材を完全に圧縮しきっていないことによる影響も考えられるが、そのほかにシール材部分に圧縮応力の集中が生じ、あたかも付加的な曲げモーメントが作用したようになったことも一因と考えられる。

## 4) セグメントの形状の影響

[正曲げ载荷（軟らかいシール材のある場合）]

A-A 間の継手、半径方向挿入型の B-K-B 間の継手および軸方向挿入型の B-K-B 間の継手の継手回転角と载荷曲げモーメントの関係は、図 3.4.2.5(9)～(11)、図 3.4.2.5(21)～(23) および図 3.4.2.5(30)～(32)に示すとおりである。なお、以後の考察においては、これらの継手をそれぞれ A 継手、半継手、軸継手と略称する。

軸力が 0 tf の場合の回転剛性の比較を表 3.4.2.4 に示す。A 継手と半継手は単一の勾配のみを持つ同一の傾向を示し、またほぼ同程度の回転剛性となっている。一方、軸継手はこれらと大きく異なる挙動を示し、第 2 勾配、第 3 勾配を持ち、第 1 勾配は A 継手および半継手の 2.6 倍程度になっている。第 2 勾配と第 3 勾配を平均した勾配はほぼ A 継手およ

表 3.4.2.4 形状による回転剛性の比較（正曲げ载荷，N=0tf）

形状	特性値の種類	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	1700	—	—
	勾配変化点(tf·m)	—	—	—
半継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	1820	—	—
	勾配変化点(tf·m)	—	—	—
軸継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	4350	2160	1570
	勾配変化点(tf·m)	—	2.22	6.18

び半継手の勾配と同程度になっている。

軸力が 50 tf の場合の回転剛性の比較を表 3.4.2.5 に示す。A 継手は 2 つの勾配を、また半継手は 3 つの勾配を持つ。目開き開始時のモーメントおよびそれまでの勾配はほぼ等しい。しかし、目開き直後は半継手の回転剛性が大きくなり、第 3 勾配では再び A 継手の第 2 勾配にほぼ等しくなる。目開き直後の回転剛性の違いが全体の挙動の差として表れている。一方、軸継手は A 継手および半継手とは大きく異なる挙動を示し、第 1 勾配が約 2 倍となっているが、また目開き開始時の曲げモーメントはほぼ等しい。軸継手は第 3 勾配まで持つが、その大きさは A 継手の第 2 勾配および半継手の第 3 勾配の約 1.4 倍となっており、全体的な回転剛性もかなり大きくなっている。

表 3.4.2.5 形状による回転剛性の比較（正曲げ载荷，N=50tf）

形状	特性値の種類	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	6980	2190	—
	勾配変化点(tf·m)	—	4.82	—
半継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	7770	3090	2210
	勾配変化点(tf·m)	—	5.20	8.81
軸継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	13800	6280	3130
	勾配変化点(tf·m)	—	5.21	9.27

軸力 150 tf の場合の回転剛性の比較を表 3.4.2.6 に示す。A 継手と半継手は、0 tf および 50 tf の場合と傾向が異なり、A 継手が 3 つの勾配を持つのに対して、半継手は 2 つの勾配となる。第 1 勾配は A 継手の方が大きいですが、目開き後は半継手の勾配が大きくなり、また目開き開始時の曲げモーメントも 2 倍程度の大きさであるため、全体的な回転剛性は半継手の方が大きくなっている。A 継手の第 3 勾配と半継手の第 2 勾配を比較すると、後者は前者の 1.3 倍となっている。一方、軸継手は半継手と同様に 2 つの勾配しか持たず目開き開始時の曲げモーメントもほぼ等しいが、半継手よりもさらに大きな回転剛性を持っている。A 継手の第 3 勾配と軸継手の第 2 勾配を比較すると、後者は前者の 2.5 倍となっている。

[正曲げ载荷（シール材のない場合）]

また、A 継手と半継手については、シール材を貼付していない場合についても载荷試験を行っている。その結果は、A 継手については図 3.4.2.5(1)～(3)に、半継手については図

表 3.4.2.6 形状による回転剛性の比較 (正曲げ荷重, N=150tf)

形状	特性値の種類	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	32950	14910	6390
	勾配変化点(tf·m)	—	4.82	—
半継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	22600	8470	—
	勾配変化点(tf·m)	—	10.16	—
軸継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	37100	16200	—
	勾配変化点(tf·m)	—	11.75	—

3.4.2.5(18)～(20)に示すとおりである。

軟らかいシール材を貼付した場合と比較すると、勾配変化点が生じたりするような僅かな差はあるが、全体的な回転剛性はほとんど差がない。シール材が貼付されていない場合の方がやや回転剛性が大きいといえるが、設計上は差がないといえる。

[負曲げ荷重 (軟らかいシール材のある場合)]

正曲げ荷重の場合と同様に、A継手、半継手および軸継手の継手回転角と荷重曲げモーメントの関係は、それぞれ図 3.4.2.5(15)～(17)、図 3.4.2.5(27)～(29)および図 3.4.2.5(33)～(35)に示すとおりである。

軸力 0 tf の場合の回転剛性の比較を表 3.4.2.7 に示す。A継手は荷重と同時に目開きが生じる傾向があり、これは正曲げ荷重と同一である。また勾配変化点を持ち、第2勾配の方が極僅かであるが大きくなる。一方、半継手は正曲げ荷重と傾向が大きく異なり、軸継手と傾向が類似し、3つの勾配を持つ。軸継手の第1勾配はA継手の約10倍となっている。第1～3の勾配の大きさは、軸継手は半継手のそれぞれ1.8、1.5、1.2倍であり、荷重曲げモーメントが増加すると差が小さくなる。

表 3.4.2.7 形状による回転剛性の比較 (負曲げ荷重, N=0tf)

形状	特性値の種類	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	680	1120	—
	勾配変化点(tf·m)	—	1.81	—
半継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	3780	1860	1100
	勾配変化点(tf·m)	—	1.53	2.76
軸継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	6790	2820	1350
	勾配変化点(tf·m)	—	2.09	3.44

軸力 50 tf の場合の回転剛性の比較を表 3.4.2.8 に示す。A継手の傾向が 0 tf と大きく異なり、半継手および軸継手に類似してくる。各勾配と勾配変化点モーメントの大きさは、軸継手>半継手>A継手となり、荷重曲げモーメントの増加とともに差が小さくなる。

軸力 150 tf の場合の回転剛性の比較を表 3.4.2.9 に示す。半継手と軸継手は勾配変化点が1つしかないが、A継手では2つの変化点が生じる。勾配変化点は各継手で多少の差はあるが、いずれも 4～8tf·m 程度である。回転剛性の比較を行うと、第1および第2勾配

表 3.4.2.8 形状による回転剛性の比較 (負曲げ荷重, N=50tf)

形状	特性値の種類	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	6790	3830	1900
	勾配変化点(tf·m)	—	2.80	5.89
半継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	12100	5780	2460
	勾配変化点(tf·m)	—	3.70	7.79
軸継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	16100	7840	2900
	勾配変化点(tf·m)	—	4.69	8.32

表 3.4.2.9 形状による回転剛性の比較 (負曲げ荷重, N=150tf)

形状	特性値の種類	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	34280	14250	7570
	勾配変化点(tf·m)	—	3.72	10.22
半継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	24200	12500	—
	勾配変化点(tf·m)	—	8.45	—
軸継手	回転ばね定数(tf·m/rad)	44200	23100	—
	勾配変化点(tf·m)	—	5.60	—

は、軸継手>A継手>半継手となるが、A継手は第3勾配を持ち、この勾配は軸継手および半継手のそれよりもかなり小さくなるため、許容応力度範囲内の全体的な回転剛性はA継手が最小になる。

[正曲げ荷重と負曲げ荷重の比較と考察]

曲げ荷重方向の違いによる回転剛性の比較を、導入軸力別に表 3.4.2.10～表 3.4.2.12 に示す。

軸継手の導入軸力 150 tf のケースで継手の回転剛性を見ると、第2勾配までしか生じていないが負曲げ荷重>正曲げ荷重となっている。軸力 150 tf の実験では、目開きが生じていない範囲および引張部材が圧縮領域にある範囲にあると考えられるので、引張部材の有

表 3.4.2.10 曲げ方向による勾配の比較 (負曲げ/正曲げ: N=0tf)  
注: ( )内は、正曲げが対応する勾配を持たないため正曲げの第1勾配で除した値

	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	0.40	(0.66)	—
半継手	2.08	(1.02)	(0.60)
軸継手	1.56	1.31	0.86

表 3.4.2.11 曲げ方向による勾配の比較 (負曲げ/正曲げ: N=50tf)  
注: ( )内は、正曲げが対応する勾配を持たないため正曲げの第2勾配で除した値

	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	0.97	1.75	(0.87)
半継手	1.56	1.87	1.11
軸継手	1.17	1.25	0.93

表 3.4.2.12  
曲げ方向による勾配の比較  
(負曲げ/正曲げ: N=150tf)

	第1勾配	第2勾配	第3勾配
A継手	1.04	0.96	1.18
半継手	1.07	1.48	—
軸継手	1.19	1.43	—

効高さの影響が現れず、逆に圧縮側にある継手金具のヤング係数の大きさが回転剛性に大きく影響したことが考えられる。これは、軸力 0 tf および 50 tf のケースで、第2勾配までは軸力 150 tf のケースと同様に負曲げ荷重>正曲げ荷重となっているが、第3勾配では逆に正曲げ荷重>負曲げ荷重となり、引張部材の位置まで目開きが生じると、その有効高さの影響が現れることになると考えられることから確認できる。

半継手についても、軸力 50 tf および 150 tf のケースでは、軸継手と同様な傾向が見られる。しかし、0 tf のケースでは正曲げ荷重は勾配変化点が生じないのに対して、負曲げ荷重では2つの勾配変化点を持つ。正曲げ荷重の場合の勾配と、負曲げ荷重の場合の第3勾配を比較するとほぼ等しいが、これは目開きが生じた場合には引張部材の有効高さの影響と圧縮領域の継手金具のヤング係数の影響が複合した結果になるためと考えられる。負曲げ荷重で勾配変化点を2つ持つ理由は、後述するように楔形状のKセグメントのくい込みによる軸力が生じた可能性が考えられる。

A継手については、軸力 150 tf のケースで正曲げ荷重と負曲げ荷重でほぼ同様な傾向で回転剛性もほぼ等しい。これは、実験における荷重範囲では目開きが生じていないか、生じたとしても引張材が圧縮領域にあり、引張材の有効高さの影響が現れず、継手面も荷重される梁の中心軸に直交するため、正曲げ荷重と負曲げ荷重で大きな差がないことによるものと考えられる。軸力 50 tf の場合、第1勾配は正曲げと負曲げで大きな差はない。しかし、負曲げと正曲げの第2、3勾配を比較すると、前者は後者よりもやや小さい。従って、軸力 50 tf の場合は、目開きが生じない範囲では、150 tf の場合と同様なことから正負で差がなく、目開きを生じた後では引張材の有効高さや圧縮領域にある継手金具の影響が総合的に現れたものと考えられる。軸力 0 tf では、負曲げ荷重で勾配変更点が生じ、かつ第2勾配が第1勾配よりも大きくなるという特異な挙動を示している。これはシール材が十分に圧縮されていない等の影響と考えられる。負曲げの第2勾配と正曲げの勾配を比較すると後者は前者の1.5倍となっている。

[セグメントの形状が回転剛性に及ぼす影響に関する考察]

半継手および軸継手の回転剛性が、A継手と比較して異なる挙動を示すことについて考察する。

半継手の正曲げ荷重では、A継手と多少の差はあるものの大きな差とはなっていない。しかし、負曲げ荷重では、A継手よりもかなり大きな回転剛性を示している。一方、軸継手は、曲げ荷重の方向にかかわらずA継手および半継手よりもかなり大きな回転剛性を示している。また、軸力 0 tf について見ると、半継手の負曲げ荷重、軸継手の正負曲げ荷重では勾配変化点が2つ生じるが、A継手の正負曲げ荷重(負曲げではやや特異な挙動を示すがほぼ一定勾配と見なすことができる)および半継手の正曲げ荷重では、勾配変化点が

生じていないことが特徴的である。

半径方向挿入型および軸方向挿入型の K セグメントの形状寸法は、それぞれ図 3.4.2.6 および図 3.4.2.7 に示すとおり、継手面に 11.5° の継手角度および 9.8° の挿入角度を有している。一方、継手面の回転角は梁方向に平行に計測したπゲージの計測値によっている。このため、回転角があたかも  $1/\cos 11.5^\circ = 1.02$  倍あるいは  $1/\cos 9.8^\circ = 1.01$  倍になったようになるので、継手の回転剛性が低下する。同様に、梁方向に平行な応力は、継手面直角方向の直応力と継手面に沿ったせん断応力に分解され、せん断応力成分は継手面の摩擦力と平衡する。従ってA継手に比べて同一の回転角であってもより大きな抵抗モーメントを生じることになる。さらに軸継手では、継手面に着目すれば有効断面積の増加もあり、これも抵抗モーメントを増大させることになる。しかし、これらの要因の寄与は定量的に見て、実験結果の差異を説明する程大きくない。

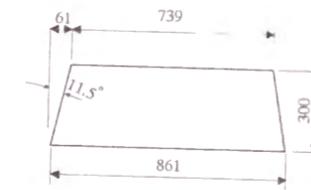


図 3.4.2.6 半径方向挿入型Kセグメント

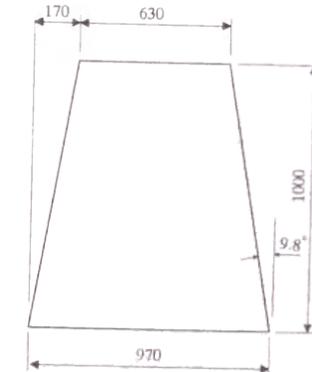


図 3.4.2.7 軸方向挿入型Kセグメント

次に、継手面に生じる圧縮応力による K セグメントの梁方向と直角の移動(抜け出しあるいはくい込み)を考えてみる。継手面が傾斜している場合には、図 3.4.2.8 に示すように、曲げモーメントに抵抗する梁方向の応力は、継手面においては継手面直角方向の直応力と継手面に沿ったせん断応力に分解して考えられる。このとき、せん断応力はKセグメントを楔状にくい込ませるような方向に作用することになる。Kセグメントのくい込みが生じると B-K-B で構成された梁は梁軸が伸張することになり、見掛けの軸力が作用することになる。この見掛けの軸力は、継手面のせん断応力(梁方向応力のせん断応力成分と見掛けの軸力のせん断応力成分との和)と継手面の直応力(梁方向応力の直応力成分と見掛けの軸力による直応力成分との和)による摩擦力の大きさが釣り合うまでKセグメントがくい込んで増加することになる。これは、継手面の平面性や接触位置での継手面同士の摩擦係数に依存する。このように考えると、導入軸力が 0 tf の場合でも勾配変化点が2つ生じ、かつ回転ばね定数もA継手に比較して大きくなる事が説明できる。ただし半継手の正曲げ荷重では、これとは異なる挙動を示している。これは梁方向の圧縮応力の発生位置がシール材貼付位置と合致し、シール材のせん断剛性が著しく小さいために、せん断応力成分によるKセグメントのくい込ませ効果が生じないためであると

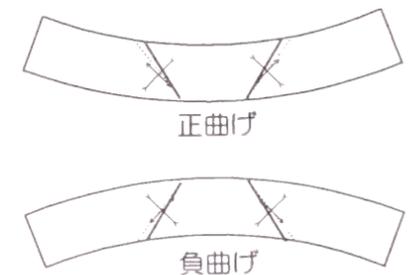


図 3.4.2.8 Kセグメントの挙動

解釈できる。

このような実験時の状態と実際のトンネルで組み立てられたセグメント覆工とを比較すると次のような差異がある。すなわち、実際のトンネル内ではセグメントは組み立てられると直ちにシールドジャッキによりトンネル軸方向に圧縮され、この圧縮力はそのまま長期的に残留することは、第2章で示したとおりである。従って、側方からの拘束を行わずに実施した実験で生じたような現象（Kセグメントが発生した応力により移動すること）が継手の回転ばね定数に及ぼす影響は小さいと考えられる。また、通常用いられているKセグメントの形状寸法から考えると、継手面に継手角度や挿入角度があっても、その角度による継手部の回転剛性への影響は少ないので、実用上はこれを無視しても大きな誤差は生じないものと考えられる。以上のような考察から、周方向継手の回転ばね定数を求める場合には、B-K-B間についてもA-A間と同一に扱ってよいと考えられる。

### 3.4.3 継手せん断試験

#### 3.4.3.1 半径方向継手せん断試験

##### (1) 試験概要

図 3.4.3.1 に示すように、継手2箇所を切り出した真直部材を3リング分組立てて載荷した。また、支承位置は添接リングのセグメント中心に合わせた。

載荷はセグメントの継手せん断試験結果が一般的に図 3.4.3.2 に示すような荷重変位曲線となるが、同一供試体を繰り返し使用するため、継手部に損傷を与えないように、IIの範囲内で実験を行うこととした。

試験は、ボルト締結力、シール材の有無、正負の曲げ方向を変化させて7ケースを行った。

計測項目を表 3.4.3.1 に、また計測位置を図 3.4.3.3 に示す。

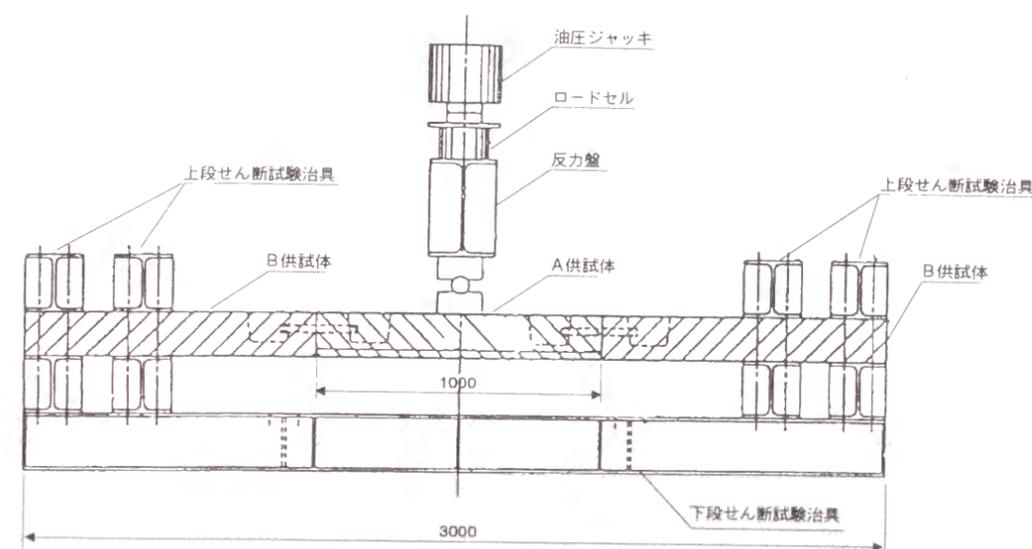


図 3.4.3.1 半径方向継手せん断試験方法

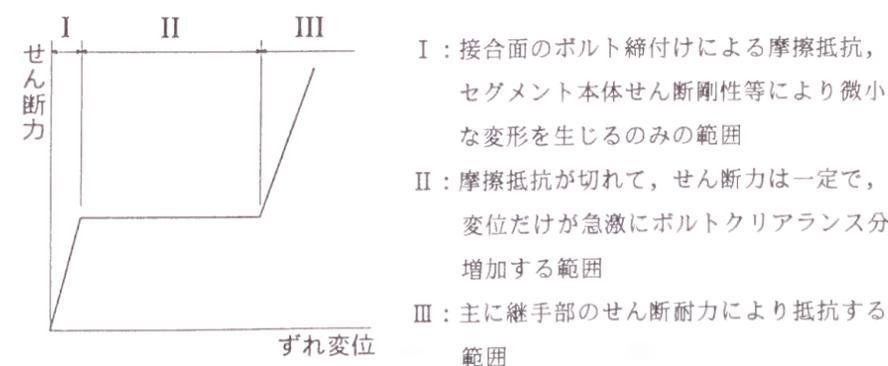


図 3.4.3.2 せん断力と継手ずれ変位の関係

表 3.4.3.1 計測項目  
(半径方向継手せん断試験)

計測項目	計測方法	数量
荷重	ロードセル	1
継手目違い量	変位計	10
鉛直変位量	変位計	25
ボルト軸力	歪みゲージ	4

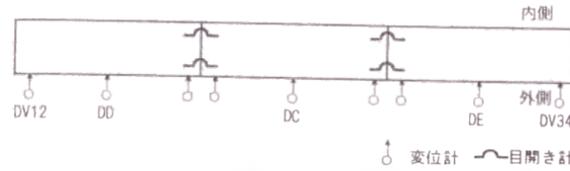


図 3.4.3.3 計測位置(半径方向継手せん断試験)

(2)試験結果と考察

試験結果の一覧表を表 3.4.3.2 に、また各試験ケースの荷重と供試体梁の中央部変位の関係を図 3.4.3.4(1)~(7)に示す。

この試験は、継手面にせん断力と曲げモーメントを同時に作用させる方法で行った。荷重と中央部変位量の関係を見ると、荷重の増加にともなって撓みにより変位が増加する領域があり、次に軸方向継手のすべり変位が増加するとともに荷重が低下する。さらに荷重が増加すると、再び撓みにより変位の増加があり、軸方向継手部がすべることにより変位が増加し、荷重が低下する。この状態を数回繰り返した後、ボルトとボルト孔のクリアランスがなくなり、荷重の増加にともない撓みによる変位量が増加する状況を示した。

接線方向継手せん断試験と異なる点は、継手の数が多いため軸方向継手部のすべり量にばらつきがあり、荷重と変位の関係がきれいな階段状にならないことである。

従来、半径方向せん断ばね定数を試験で求める場合には、載荷した荷重と隣接するセグメントの軸方向継手面相互のずれ変位量の関係に基づいて行われてきた。しかし、梁ばねモデルでは、隣接するセグメント図心位置の相対的な変位量に応じてせん断力の大きさが決まるとしており、従来の方法ではせん断ばね定数を過大に評価することになる。そこで、本試験結果の整理にあたっては、載荷した荷重と供試体梁の中央部変位量の関係からせん断ばね定数を求めることとした。また、参考までに継手すべり変位量を用いた値も示した。

シール材ならびにボルト締付力によるせん断ばね定数の違いに着目して考察する。

①シール材によるせん断ばね定数の違い

シール材の存在によりせん断ばね定数は小さくなるが、その値はシール材の有無に係わらず、従来の継手部ずれ変位量により求めた値と比較すると、1/10 程度である。

表 3.4.3.2 継手部せん断試験結果一覧表 (半径方向)

ケース No	シール材	ボルト締結力 (tf)	載荷方向	滑出荷重 (tf)	せん断ばね定数 [中央部変位] (tf/m)		せん断ばね定数 [継手部ずれ変位] (tf/m)	
					$K_{11}$	$K_{12}$	$K_{21}$	$K_{22}$
1	有	8.82	負	10.0	5060	6530	25740	34720
2		12.34		22.1	6550	7840	32070	47180
3		17.62		18.9	4980	6760	35120	26200
4		26.44		30.0	6620	9880	43510	68920
5		35.26		31.1	6710	10360	54760	56940
6	無	17.62	正	18.0	7140	5590	43630	13850
7		負	19.2	6800	17940	58260	175000	

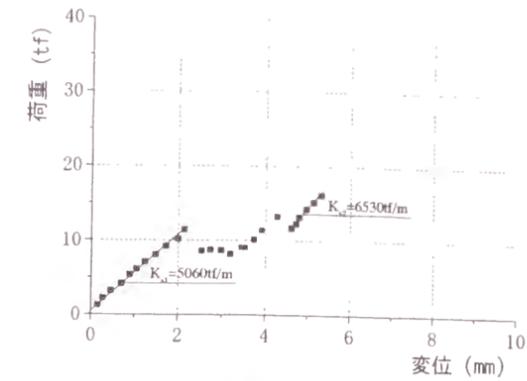


図 3.4.3.4(1) 荷重-中央部変位(ケース 1)

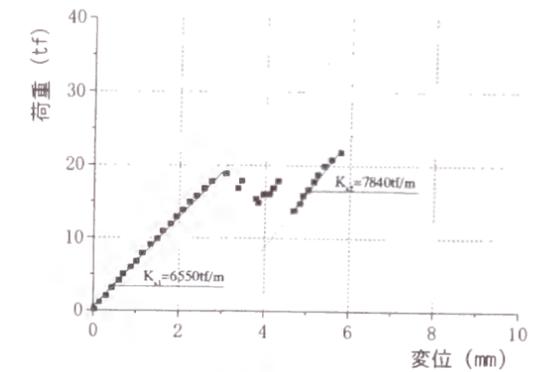


図 3.4.3.4(2) 荷重-中央部変位(ケース 2)

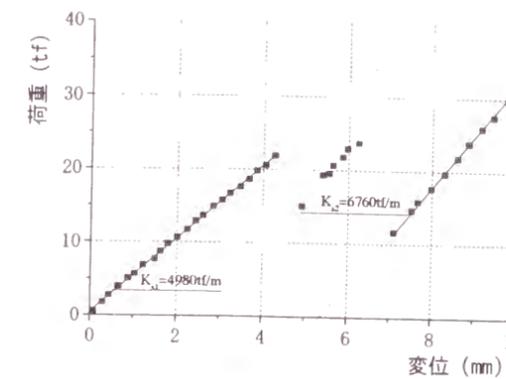


図 3.4.3.4(3) 荷重-中央部変位(ケース 3)

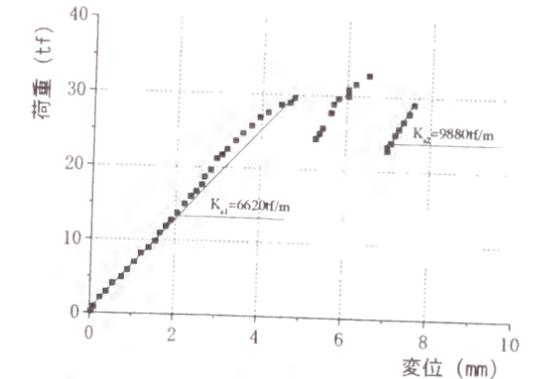


図 3.4.3.4(4) 荷重-中央部変位(ケース 4)

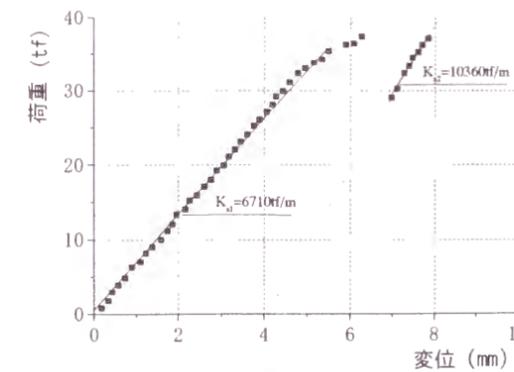


図 3.4.3.4(5) 荷重-中央部変位(ケース 5)

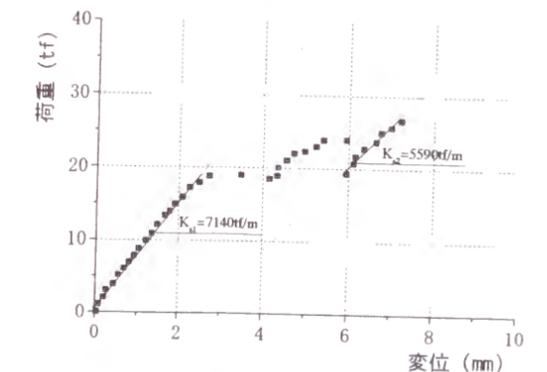


図 3.4.3.4(6) 荷重-中央部変位(ケース 6)

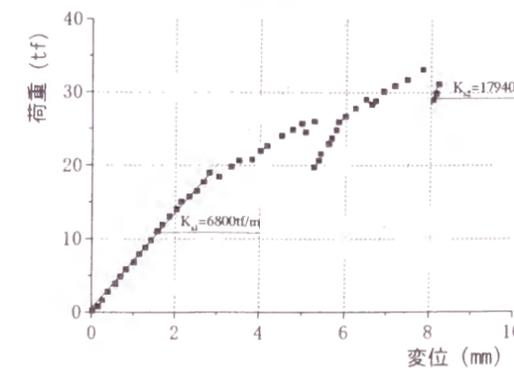


図 3.4.3.4(7) 荷重-中央部変位(ケース 7)

②ボルト締付力による差

締付力が大きくなるに従い、せん断ばね定数は大きくなっている。しかしながら、締付力に比例するほどは大きくはならない。また、従来の継手部ずれ変位置により求めた値と比較すると1/5程度である。

ここで、この試験を継手を持つ梁の荷重試験として、継手面の滑り出しが生じない範囲では両端固定の梁の挙動をするものと考えて、荷重荷重と中央部の変位置の関係を求めると、次式のようなになる(図3.4.3.5参照)。この計算結果を試験結果(CASE7)と比較すると図3.4.3.6のようなになる。

$$\delta_c = P \cdot l^3 / (208 E \cdot I)$$

ここで  $\delta_c$ : 荷重試験供試体中央部の変位  
 $P$ : 荷重荷重  
 $E$ : 鉄筋コンクリート供試体のヤング係数  
 $I$ : 鉄筋コンクリート供試体本体部の断面2次モーメント

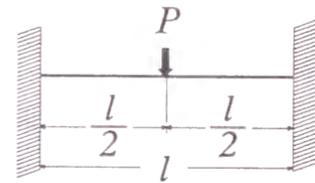


図 3.4.3.5 両端固定梁モデル

表 3.4.3.3 変位置計測結果 (半径方向継手せん断試験)

ケース No	変位置測定位置				
	DV12	DD	DC	DE	DV34
1	0.28	-1.09	-1.97	-0.80	0.10
2	-0.55	-1.81	-4.35	-1.56	0.25
3	0.46	-1.66	-2.75	-0.71	-0.15
4	-0.66	-2.37	-4.81	-1.75	-0.26
5	-0.71	-2.12	-4.59	-1.66	-0.43
6	-0.17	-1.27	-2.77	-0.99	-0.08
7	-0.03	-1.43	-2.81	-0.91	-0.15

注1: 変位置計は、各測線とも2~3個配置されていたがここでは平均値を示す。  
 注2: 測定位置は図3.4.3.3参照。

実験値は計算値と比較して中央部変位が大きくなり、半径方向継手せん断ばね定数では計算値の1/4程度になる。表3.4.3.3は、荷重荷重が5tすなわち滑り出し寸前の図3.4.3.3に示す3セグメントで構成された供試体の各測定位置における鉛直方向の変位置を示したものである。これを見ると、固定端と見なしたDV12~DDおよびDE~DV34間においても梁は回転および沈下を生じていることが分かる。これから、計算と実験が異なった結果を示した原因は、試験での支承部位置におけるセグメントの回転拘束が不十分であったことにあると考えられる。

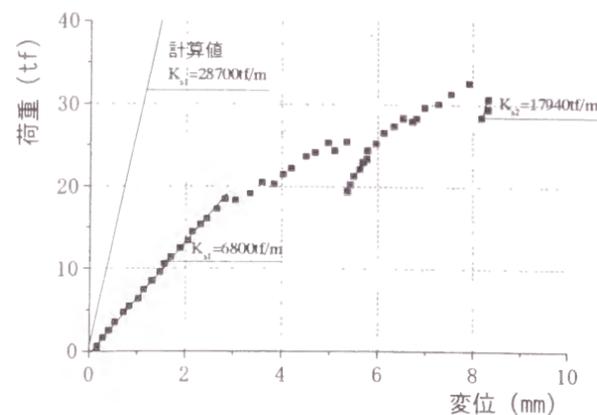


図 3.4.3.6 荷重と中央部変位置の関係

3.4.3.2 接線方向継手せん断試験

(1)試験概要

試験は図3.4.3.7に示すように、継手1箇所を含む部分を切り出したL型部材を2リング分組立て、水平に荷重することにより軸方向継手にせん断力を作用させる方法で行った。

一般に接線方向せん断試験で得られる荷重変位置曲線も半径方向せん断試験と同様な傾向を示す。また半径方向せん断試験と同様、同一供試体を繰り返し使用するため、継手部に損傷を与えないことを考慮し、本実験においても荷重は図3.4.3.2に示すIIの範囲内とした。

本試験においても、試験条件としてボルト締結力、シーリング材の有無を変化させて6ケースを行った。

計測項目を表3.4.3.4に示す。また計測位置は図3.4.3.7に示したとおりである。

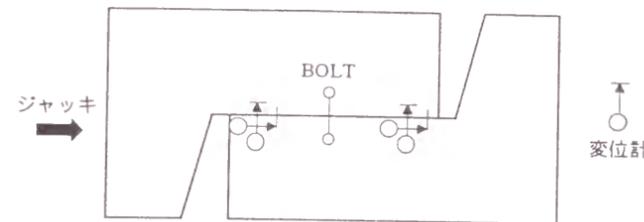


図 3.4.3.7 計測位置(接線方向継手せん断試験)

表 3.4.3.4 計測項目 (接線方向継手せん断試験)

計測項目	計測方法	数量
荷重	ロードセル	1
継手目違い量	変位置計	4
ボルト軸力	歪みゲージ	1

(2)試験結果と考察

試験結果の一覧表を表3.4.3.5に、また各試験ケースの荷重と供試体継手部の中央のずれ変位置の関係を資料図3.4.3.8(1)~(6)に示す。

この試験では、荷重位置とボルト位置の水平方向の偏心および継手金物の位置関係等の影響により、試験供試体が回転する傾向を示した。このため、供試体が回転しないように回転止めを設置した。

試験の状況は、初期の段階では荷重荷重のみが増加し、継手面のずれが生じない状態があり、ある荷重で継手面のすべりが生じて荷重が低下する。次に継手面がすべる時に発生していると考えられる鈍い音をさせながら、継手の目違いのみが増加し、荷重はほとんど変化しない状態がボルトとボルト孔のクリアランスがなくなるまで続く。その後は、ボルトが直接せん断されるようになり、荷重の増加にともない目違いが増加する。継手ボルトが破断するまで荷重していないが、試験後のボルトは変形し、ねじ山がつぶれた状態となった。

試験結果の比較からシーリング材およびボルト締結力の影響はほとんど見られない。さらに実際のトンネルではトンネル軸方向に作用し施工後も残留するジャッキ推力の影響が大きく、シーリング材およびボルト締結力が接線方向せん断ばね定数に及ぼす影響は無視しうるものと考えられる。

表 3.4.3.5 継手せん断試験結果一覧表 (接線方向)

ケース No	シーリング材	ボルト締結力 (tf)	滑出荷重 (tf)	せん断ばね定数 (tf/m)	
				$K_{11}$	$K_{22}$
1	有	8.82	2.97	57420	8250
2		12.34	4.98	25620	6500
3		17.62	6.51	49550	6570
4		26.44	3.45	31000	7600
5		35.26	8.00	58580	7200
6	無	17.62	4.98	49870	6770

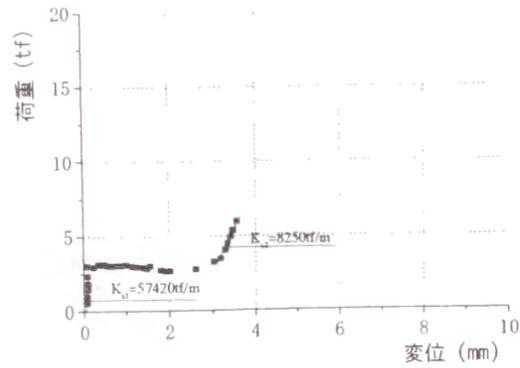


図 3.4.3.8(1) 荷重-中央部変位(ケース 1)

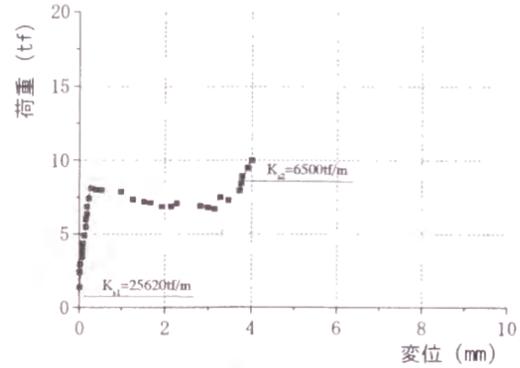


図 3.4.3.8(2) 荷重-中央部変位(ケース 2)

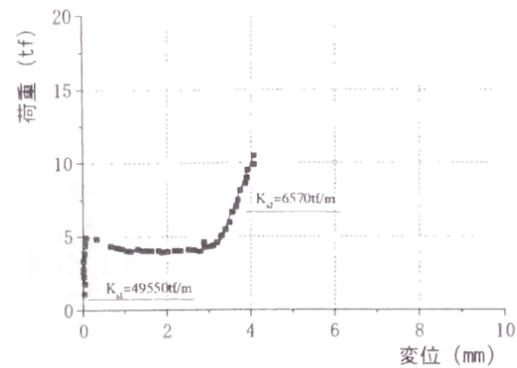


図 3.4.3.8(3) 荷重-中央部変位(ケース 3)

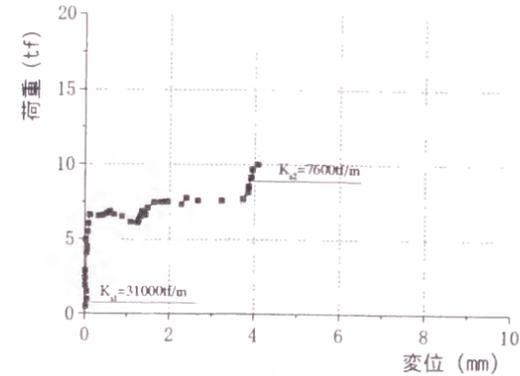


図 3.4.3.8(4) 荷重-中央部変位(ケース 4)

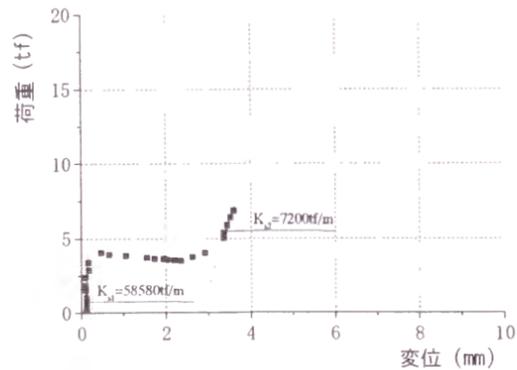


図 3.4.3.8(5) 荷重-中央部変位(ケース 5)

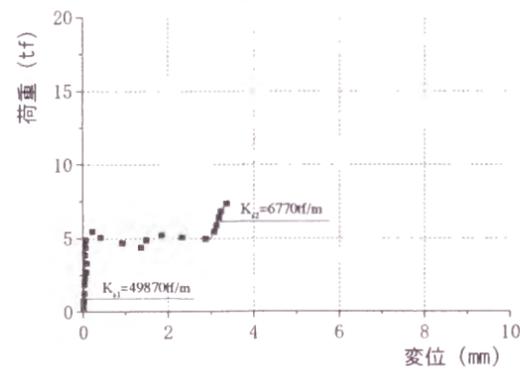


図 3.4.3.8(6) 荷重-中央部変位(ケース 6)

### 3.5 継手曲げ試験のシミュレーション解析

#### 3.5.1 3次元FEM解析<sup>21)</sup>

##### 3.5.1.1 解析方法

###### (1)解析対象

解析対象としたセグメントは、継手曲げ試験で用いた H300 金具継手式セグメントである。

###### (2)解析モデル

セグメント覆工の挙動を正確に把握するため実験で用いた供試体をできるだけ精密にモデル化した。また、対称条件を考慮して4分の1のみのモデル化とし、対称面には剛体壁を設けた。セグメントのコンクリート部分はソリッド要素で、継手部の鋼板は薄肉シェル要素でモデル化した。このシェル要素は部材厚さを有するため、剛体壁との接触面における継手板部の節点位置は板厚の1/2分割体面から後退させた。また、鉄筋はコンクリートと区別してモデル化することはせず、材料特性はコンクリートのものを用い、線形弾性とした。そして、継手面には接触要素を用い、その接触および剥離を表現した。

金具継手については、ボルトの初期締め付けにより生じるボルト近傍の継手板自体の圧縮ばねを考慮した。ただし、このばね効果は継手板が剥離した時点で消滅し、継手板の剥離以後はボルトのみが軸力を負担すると考えた。

解析には非線形構造解析FEMプログラムを用いた。解析モデルを図 3.5.1.1 ~ 図 3.5.1.3 に示す。

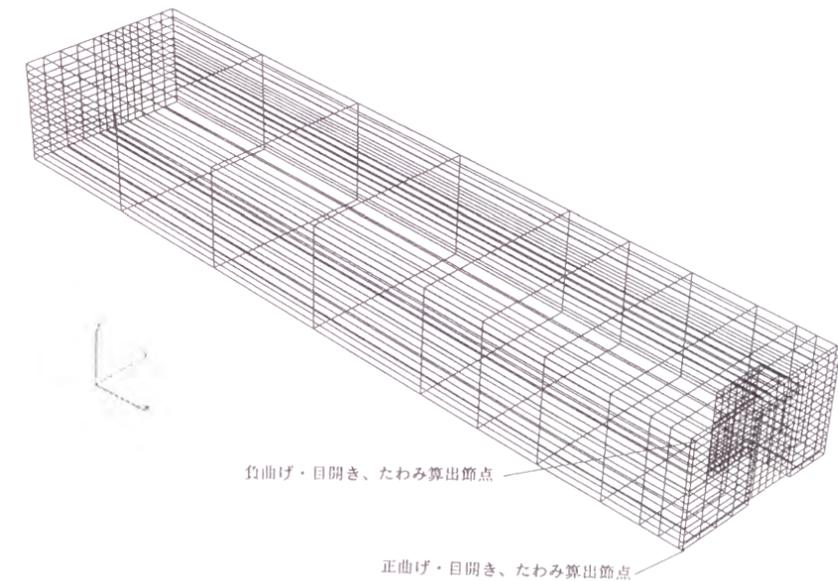


図 3.5.1.1 モデル図(ワイヤフレーム表示)

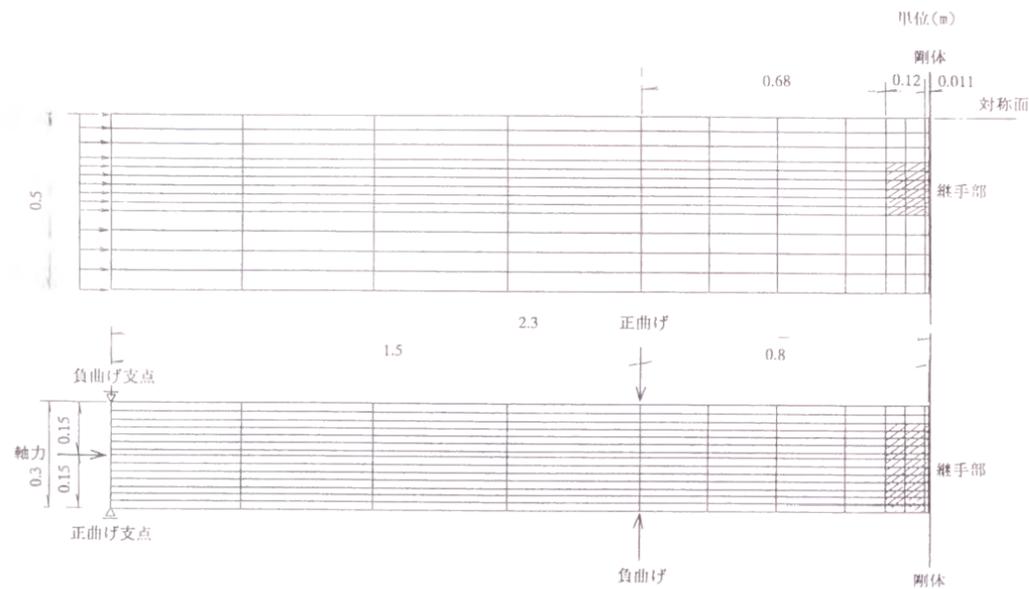


図 3.5.1.2 モデル平面図および側面図

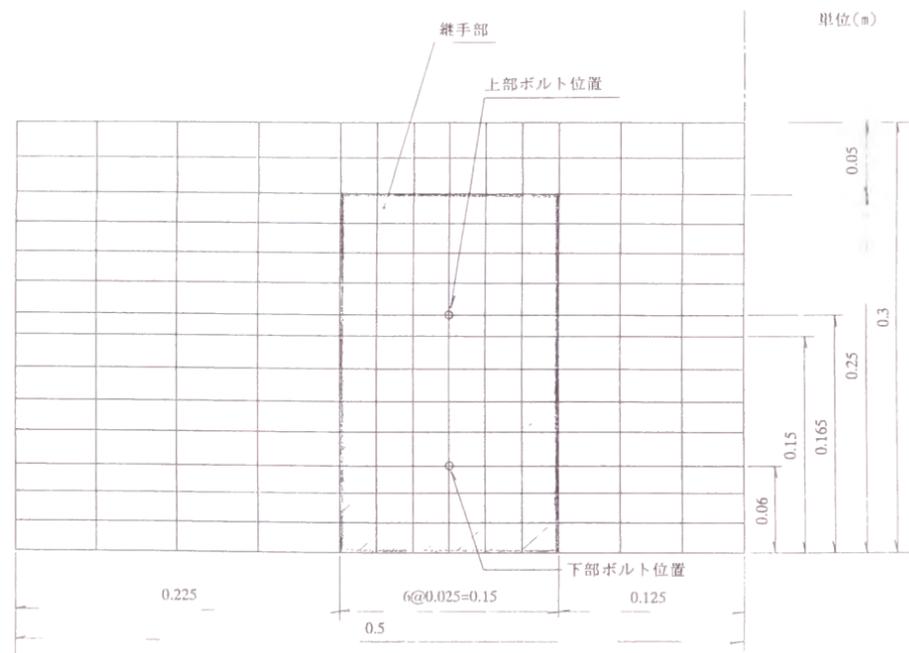


図 3.5.1.3 モデル側面図

(3) 入力物性値および部材諸元

解析に用いた物性値（弾性係数： $E$ ，ポアソン比： $\nu$ ）および板厚（ $t$ ）を次に示す。なお，コンクリートの弾性係数は実験値より求めたものである。

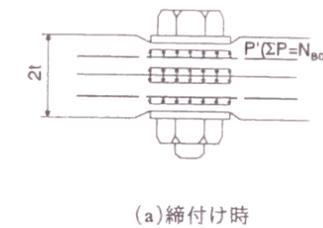
コンクリート： $E=3.32 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$ ， $\nu=0.17$

継手板： $E=2.10 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ ， $\nu=0.3$   
ボルト面  $t=22\text{mm}$ ，側面  $t=12\text{mm}$

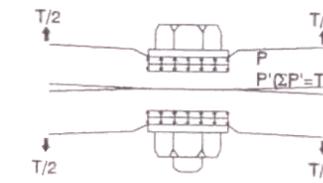
ボルト： $M27$  4本（全断面）  
初期締め付け力  $10.8\text{tf}$

また，継手部分のばねのモデルとばね定数は，村上・小泉<sup>15)</sup>に基づいて次のように求めた。

継手板を介してボルト部に伝達される荷重は継手板厚さ方向中央部に集中して作用すると仮定する（図 3.5.1.4）。ボルトと継手板の複合ばねは，離間前については，継手板圧縮側のばねとボルトばねを直列ばねと見なし，これと継手板引張ばねの並列ばねと考えられる（図 3.5.1.5，図 3.5.1.6）。

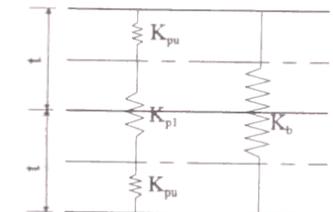


(a) 締め付け時



(b) 離間時

図 3.5.1.4 継手部の応力状態<sup>15)</sup>



(離間前)

図 3.5.1.5 継手部のモデル化<sup>15)</sup>

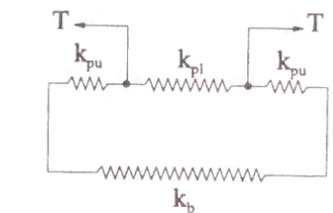


図 3.5.1.6 継手板とボルトの複合ばね

ボルトのばね定数  $k_b$  は，ねじを切っていない純断面とねじ部の有効断面に対応する 2 つのばねを直列に繋いだものと考えて，図 3.5.1.7 を参照して式(3.5.1.1)で求める。

$$k_b = \frac{E \cdot A_o}{l_1 \cdot A_o / A_{b1} + l_n + l_o} \quad \dots(3.5.1.1)$$

ここで， $A_o$ ：ねじ部の有効断面積

$A_{b1}$ ：ねじを切っていない部分（喉部）の純断面積

$l_1$ ：ねじを切っていない部分（喉部）の長さ

$l_n$ ：ねじを切った区間でボルトの伸張に有効な部分のうちでナットのない部分の長さ

$l_o$ ：ナットの区間のうちでボルト伸張に有効な区間の長さ（ナットの長さの 0.6 と仮定する）

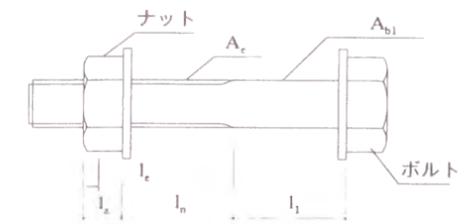


図 3.5.1.7 ボルトおよびナット

継手板のばね定数は次のように求める。すなわち，先ず継手板の圧縮される領域は，図 3.5.1.8 で斜線により示されるように板の中央面で分割される 2 つの円筒形で仮定する。上

下の円筒のそれぞれの有効域の半径 ( $r_u$ ,  $r_l$ ) および面積 ( $A_u$ ,  $A_l$ ) は、式(3.5.1.2)および式(3.5.1.3)で求める。

$$r_u = r_w + t / 12, \quad A_u = \pi (r_u^2 - r_a^2) \quad \dots(3.5.1.2)$$

$$r_l = r_w + t / 3, \quad A_l = \pi (r_l^2 - r_a^2) \quad \dots(3.5.1.3)$$

ここで、 $r_w$ : 座金の半径  
 $r_a$ : ボルト孔の半径  
 $t$ : 継手板の厚さ

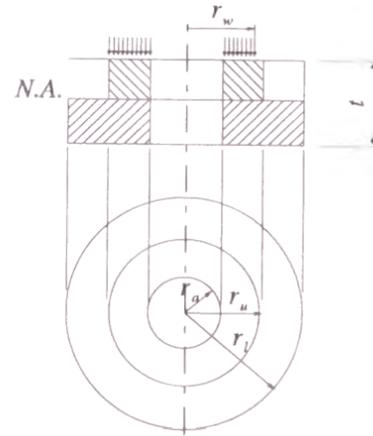


図 3.5.1.8 継手板の圧縮有効領域<sup>15)</sup>

これから、継手板を置換したばねのばね定数  $k_{pu}$ ,  $k_{pl}$  は式(3.5.1.4)および式(3.5.1.5)で求める。

$$k_{pu} = E \cdot A_u / (t / 2 + t_w) \quad \dots(3.5.1.4)$$

$$k_{pl} = E \cdot A_l / t \quad \dots(3.5.1.5)$$

ここで、 $t_w$ : 座金の厚さ

これらから、複合ばねのばね定数  $k_c$  は式(3.5.1.6)により求めることができる。

$$k_c = \frac{2 k_b \cdot k_{pu}}{2 k_b + k_{pu}} + 2 k_{pl} \quad \dots(3.5.1.6)$$

また、離間後はボルトのみが引張軸力を受けるものとして、ボルトのばね定数 ( $k_b$ ) が複合ばねのばね定数となるものと見なす。

以上から、継手部のばね定数は次のように計算される。

継手板引張側:  $4.91 \times 10^6$  tf/m

継手板圧縮側:  $2.10 \times 10^6$  tf/m

ボルト:  $3.20 \times 10^5$  tf/m

継手板圧縮側とボルトの直列ばね:  $2.78 \times 10^5$  tf/m

#### (4)解析ケース

解析は実験と同様に、荷重方法を正曲げおよび負曲げとし、導入軸力を 0, 50 および 150tf とした。なお、解析における荷重荷重ステップは原則として、正曲げ、負曲げとも 1.5tf・m とした。

#### (5)解析手順

解析手順は次のとおりである。

①剛体壁の反対側のモデル端部に軸力を作用させる。

(軸力 0tf のケースでも剛体壁との密着のため、0.0001tf 程度の軸力を作用させる。)

- ②ボルト部材を所定の位置に設置する。
- ③段階的に曲げモーメントを作用させる。

#### 3.5.1.2 解析結果

##### (1)正曲げ荷重

曲げモーメントと継手部目開き量の関係を図 3.5.1.9 に示す。

軸力のある場合の実験結果をみると、荷重と同時に目開きが生じてしまっている。理論的には、継手部目開きはセグメント下縁の応力が 0 にならなければ生じないので、実験上の誤差が含まれていると考えられる。実験結果がこのような傾向となった原因として、継手回転角の算出を  $\pi$  ゲージ

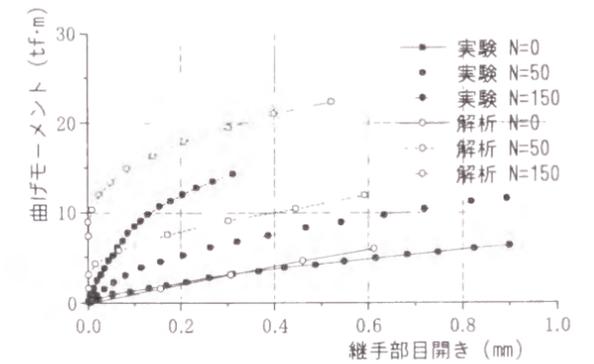


図 3.5.1.9 曲げモーメント-継手部目開き(正曲げ)

の変化量から行ったため、圧縮ひずみの減少も目開きとしていること、また継手面の微少な凹凸の存在により凸曲面同士の接合のような挙動を示し、軸力作用下でも僅かな曲げ荷重で目開きが生じたこと等が考えられる。しかしながら、解析における目開き発生後(実験では勾配変化点後)の傾きはほぼ等しく、本モデル解析の適用性が確認できた。

次に、曲げモーメントと中立軸位置の関係を図 3.5.1.10 に示す。

実験では中立軸の位置を求めるための十分な計測値が得られなかったため、ボルトを鉄筋と見立てて RC 理論により求めた中立軸(下段ボルトのみ考慮,  $n=6.33$ )を示した。軸力 0tf の場合、RC 理論より求めた中立軸位置はセグメント下端から 24.0cm であるのに対し、解析値は約 28cm であり約 4 cm 上縁側にある。軸力 50tf および 150tf では、モーメントが小さいときは RC 理論より下縁側に位置し、ある曲げモーメント(軸力 50tf の場合で約 4.5tf・m、軸力 150tf の場合で約 12tf・m)を境に RC 理論より上縁側に位置する。このことは、初期の段階ではボルト締め付け力により、継手板とその周辺にある程度のプレストレスが働いたためと思われる。また、特に軸力 50tf の場合、曲げモーメントが最終値に近づくに従って、RC 理論の中立軸より解析値の方が上縁側になりその差が大きくなるが、これは継手板の変形が大きくなるためと考えられる。

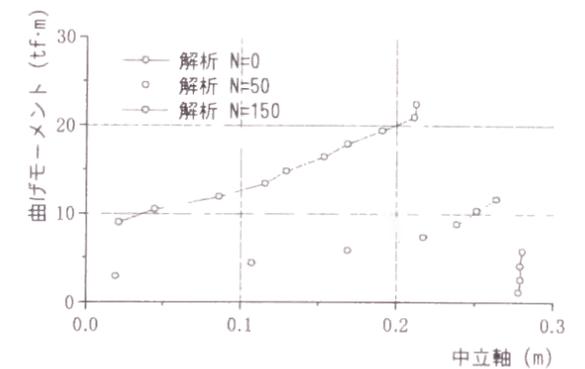


図 3.5.1.10 曲げモーメント-中立軸位置(正曲げ)

3 ケースとも解析で求めた中立軸と RC 理論により求めた中立軸とは異なっており、継手板を考慮せず、ボルトを鉄筋と見立てて RC 理論により求めた中立軸はセグメント継手の実際の中立軸とは異なるものとなる。

曲げモーメントと継手回転角の関係を図 3.5.1.11 に示す。継手回転角は継手部の目開きが生じなければ 0 であるが、継手面における圧縮ひずみの減少も目開きとして計算をして

いるため、実験では軸力が 50tf, 150tf の場合でも軸力と同時に継手回転角も生じるようになってきている。しかし、継手部の目開きと同様、解析における目開き発生後（実験では勾配変化点後）の傾きはほぼ等しく、ここでも本モデル解析の適用性が確認できた。

また、最終的な傾き(回転角  $0.2 \times 10^{-2}$  rad 付近)は軸力の違いによらず、ほぼ等しいと見なすことができ、軸力に依存しないことがわかる。

曲げモーメントと上段および下段ボルト軸力の増分の関係をそれぞれ図 3.5.1.12 および図 3.5.1.13 に示す。

上段ボルトの場合、いずれの解析値も実験値と傾向が異なっている。また、下段ボルトの場合、軸力が大きい範囲ではほぼ傾向が合うが、小さい範囲では解析値と実験値の差が大きい。いずれにしても、有効高さの大きいボルトの軸力増加が大きく、有効高さの小さいボルトでは、軸力増分の傾向が実験値では不安定であり、また解析値では傾向は安定しているものの増分量が小さい。従って、回転ばね定数を評価する場合には有効高さの小さいボルトを無視することの影響は小さいといえる。

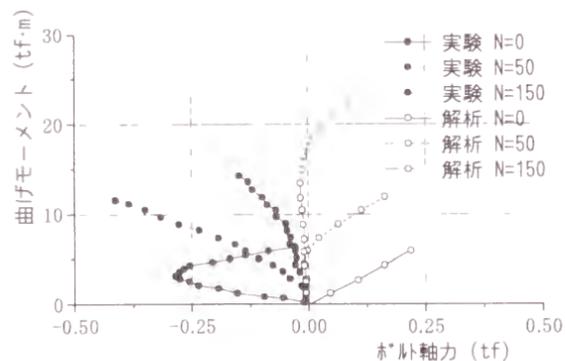


図 3.5.1.12 曲げモーメント-上段ボルト軸力増分 (正曲げ)

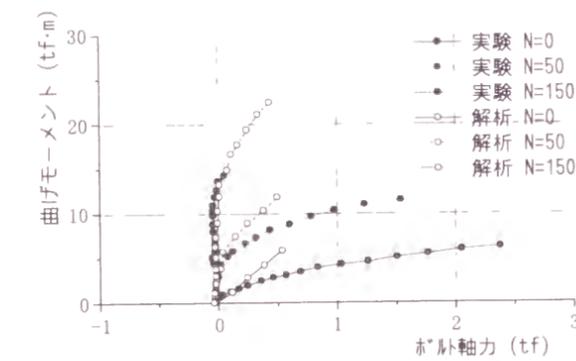


図 3.5.1.13 曲げモーメント-下段ボルト軸力増分 (正曲げ)

## (2)負曲げ载荷

曲げモーメントと継手部の目開き量の関係を図 3.5.1.14 に示す。

正曲げ载荷の場合と同様、軸力のあるケースにおいて、実験では軸力と同時に目開きが生じてしまっているが、その他の傾向は実験値と解析値は比較的よく一致している。

曲げモーメントと中立軸位置の関係を

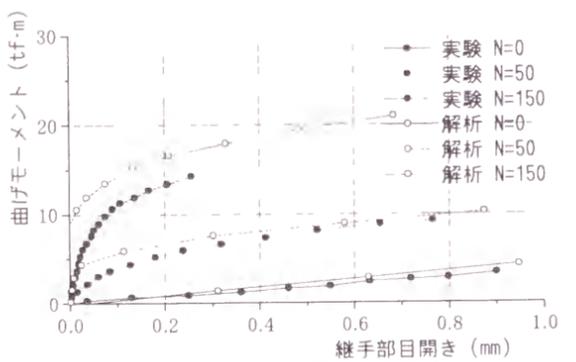


図 3.5.1.14 曲げモーメント-継手部目開き(負曲げ)

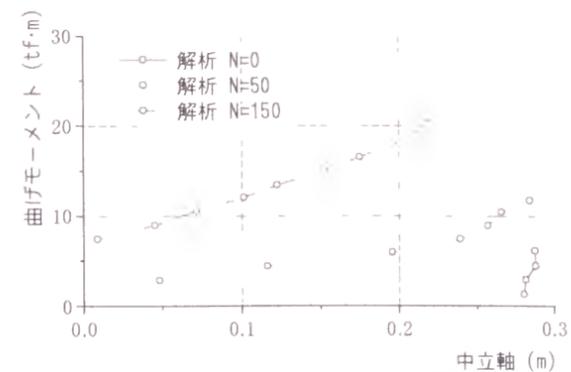


図 3.5.1.15 曲げモーメント-中立軸位置(負曲げ)

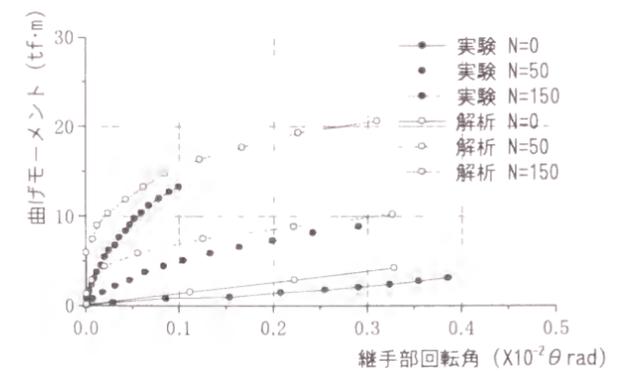


図 3.5.1.16 曲げモーメント-継手部回転角(負曲げ)

3.5.1.15 に示す。

軸力 0tf の場合でも中立軸位置が変化しており、軸力 50tf の場合は最終の曲げモーメント 12tf·m のとき極端に上縁側に変化している。

曲げモーメントと継手回転角の関係を図 3.5.1.16 に示す。いずれの軸力においても曲げモーメントが小さい範囲では実験値の方が傾きが小さいが、曲げモーメントの大きな範囲では、実験値と解析値の傾きは非常によく一致している。また、正曲げの場合と同様、最終的な傾き(回転角  $0.3 \times 10^{-2}$  rad 付近)は軸力の大きさによらずほぼ等しい。

## 3.5.1.3 結論

実験値の評価方法等に問題があるものの、セグメントの継手曲げ試験をモデル化した 3次元弾性 FEM解析を行って得られる回転ばね定数は、概ね実験値に近い値を与えるといえ、本解析モデルを用いれば、実験を行わなくてもセグメント継手の設計用の回転ばね定数が求められると考えられる。ただし、目開き発生前については、実験値の評価等について検討を深度化する必要があることがわかった。

### 3.5.2 フレーム解析

#### 3.5.2.1 解析モデル

前項で述べたように、3次元弾性FEMによりセグメントの周方向継手部の回転ばね定数を求めることが可能であるが、さらに簡便に算定する方法としてフレーム解析を行う。これは継手を構成する要素を梁とばねによりモデル化して、継手部の回転角と作用する曲げモーメントの関係を求め、これに基づいて回転ばね定数を決定するものである。

セグメントに作用する曲げモーメントとその時の継手部の回転角の関係を求める場合には、同時に作用する軸力の影響を考慮する必要がある。継手部に軸力が作用しない場合には、極僅かの曲げモーメントの作用によっても、継手部の引張縁に開口を生じることになる。継手部に軸圧縮力が作用している場合には、軸力によって生じている継手面の圧縮応力が曲げモーメントによって生じる引張応力よりも大きければ、継手面全面に圧縮応力が生じていることになり、継手面の開口を生じないことになる。従って、回転ばね定数の算定にあたっては、継手面に開口が生じる場合と、生じない場合で異なる構造モデルを考慮する必要がある。

#### (1) 継手面に開口を生じない場合

周方向継手を回転ばねでモデル化することは、継手のない剛性一様な梁の曲げ変形に対してさらに継手部の回転による変形を加算して考えることを意味する。従って、軸力の影響により継手部に開口が生じなければ、回転ばね定数は無限大になると考えるのが妥当である。

しかし、前節で述べたように、一般に継手曲げ試験を行うと、継手部に開口が生じない範囲においても、曲げモーメントと継手回転角の関係は、有限の勾配を持った直線的なものとなる。この理由としては、

①実験で継手回転角を求める場合には、継手面を挟む2点間の距離の変化をπ型ゲージで計測し、これをセグメント高さ方向に2つ以上の測線で行って求めている。しかし、実際の計測値には、軸力によるコンクリートの圧縮ひずみが曲げモーメントで解放される過程の測線長の伸びが含まれることになる。

②セグメント継手面の製作精度やシール材等の影響により、実際のセグメントの継手表面では、セグメントの剛性が低下している。

等が考えられる。

図3.5.2.1(継手曲げ試験結果と単純梁の理論撓みの比較)は、継手曲げ試験における継手部の計測撓み量と、継手面を無視して剛性一様な梁として計算した撓み量と比較したものである。載荷荷重の小さい範囲すなわち継手面に開口を生じていない範囲で、シール材の貼付していない供試体については、これらの撓み量はほぼ一致している。このようなことから、周方向継手の回転ばね定数は実際には有限の値を持つ可能性もあるが、設計

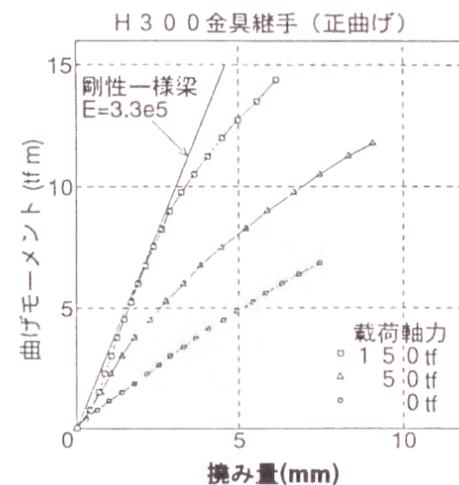


図 3.5.2.1 撓み量の比較<sup>22)</sup>

実務上、これを無視することの影響は少ないので、継手部に開口を生じない範囲では、これを無限大としてよいものと考えられる。

#### (2) 継手面に開口を生じる場合

##### 1) 継手面における力の釣合式と回転角の算定式

軸力の作用位置がコア外にある場合には、継手面には開口を生じることになる。引張部材が配置されており、開口がその引張部材の配置位置を越えて起こる場合には、継手面の開口にともなって、継手面には引張力が作用することになるので、この引張力を考慮して継手面の釣合式を求める。一般的に用いられている金具継手式平板形RCセグメントでは、この引張部材は継手板とボルトの複合したばねとなり、この引張材に生じる引張力はその位置における継手面の開口量に比例するものと考えられる。これらを考慮して、図3.5.2.2を参照して釣合式を求めると次のようになる。

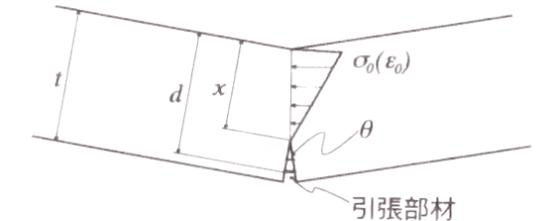


図 3.5.2.2 継手部の力の釣合い

- ①継手面の引張領域および圧縮領域はそれぞれ平面を保持する。
- ②コンクリートの圧縮変形の影響深さはセグメント圧縮縁から中立軸までの距離に等しい。

$$T = (d - x) \theta \cdot k_j$$

$$C = b \cdot x \cdot \sigma_0 / 2$$

$$x \cdot \theta = \sigma_0 \cdot l / E_c$$

$$C - T = N$$

$$C (h/2 - x/3) + T (d - h/2) = M$$

ここで、 $M$ : 継手部に作用している曲げモーメント

$N$ : 継手部に作用している軸力

$T$ : 継手部に生じる引張力

$C$ : 継手部に生じる圧縮力

$d$ : 引張部材の有効高さ

$x$ : 圧縮外縁から中立軸までの距離

$b$ : セグメント幅

$h$ : セグメント厚さ

$l$ : 圧縮ひずみの影響深さ ( $=x$ )

$E_c$ : コンクリートのヤング係数

$k_j$ : ボルト - 金具系の引張ばね係数

$\theta$ : 継手面の回転角

$\sigma_0$ : 圧縮外縁のコンクリートの応力

これらから、断面力と継手の諸元が与えられれば、式(3.5.2.1)および式(3.5.2.2)により

回転角  $\theta$  が得られ、これにより回転ばね定数 ( $k_m$ ) が求められる。

$$b \cdot E_c \cdot N \cdot x^2 + 3[b \cdot E_c(M - h \cdot N/2) + 2k_j \{M - (h/2 - d)N\}]x - 6k_j \cdot d \{M - (h/2 - d)N\} = 0 \quad \dots(3.5.2.1)$$

$$\theta = \frac{N}{b \cdot x \cdot E_c / 2 - k_j (d - x)} \quad \dots(3.5.2.2)$$

一方、開口がボルトの配置された位置まで至らなければ、ボルト - 金具系の引張ばね定数 ( $k_j$ ) を 0 とし、式(3.5.2.1)により中立軸の位置を求め、これより継手回転角が得られ、回転ばね定数 ( $k_m$ ) が算定される。

$$x = 3h/2 - 3M/N \quad \dots(3.5.2.3)$$

$$\theta = \frac{4N}{3b \cdot E_c \cdot (h - 2M/N)} \quad \dots(3.5.2.4)$$

## 2) ボルト - 金具系の引張ばね定数

ボルト - 金具系の引張ばね係数 ( $k_j$ ) については、村上・小泉<sup>15)</sup>の方法を参照して次のように求める。金具継手式平板形 RC セグメントの周方向継手部の引張部材は、短ボルトと鋼板の継手板である。この短ボルトが鋼製の継手板を介して、2つのセグメントを接続している。従って、継手面が目開きをすると、セグメント本体に対して、短ボルトの軸方向引張力に対する伸長と、継手板の曲げ変形が生じて、この目開きを吸収する。これらの引張部材をばねとして考えると、この2種類のばねは直列に繋がっていることになる。この時、反力として、これらの引張部材の変形による引張力が継手部に生じることになる。

これらのばねのうち、ボルトと継手板の複合ばねについては、前項で述べたように離間前については、継手板圧縮側のばねとボルトばねを直列ばねと見なし、これと継手板引張ばねの並列ばねと考えられ、前述した式(3.5.1.6)により求める。

また、離間後はボルトのみが引張軸力を受けるものとして、ボルトのばね定数 ( $k_b$ ) が複合ばねのばね定数となるものと見なし、式(3.5.1.1)により求める。

一方、曲げ変形に起因する継手板のばねは、ある有効幅を持つ格子梁でモデル化する。この場合、図 3.5.2.3 に示すように2段にボルトが配置されている場合には、正曲げあるいは負曲げに応じて有効高さの大きいボルトのみを有効と考えて、縦方向および横方向に梁を仮定する。この梁の有効幅  $b_e$  は初期締め付け力による圧縮有効域の直径 ( $2r_e$ ) に等しいとして、式(3.5.2.5)により求める (図 3.5.2.4)。

$$b_e = 2r_e = 2(r_w + t/6) \quad \dots(3.5.2.5)$$

ここで、 $r_w$ : 座金の半径  
 $t$ : 継手板の厚さ

また、この格子梁の梁の剛性  $I$  は、式(3.5.2.6)により求める。

$$I = \frac{b_e \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad \dots(3.5.2.6)$$

ここで、 $\nu$ : 鋼材のポアソン比

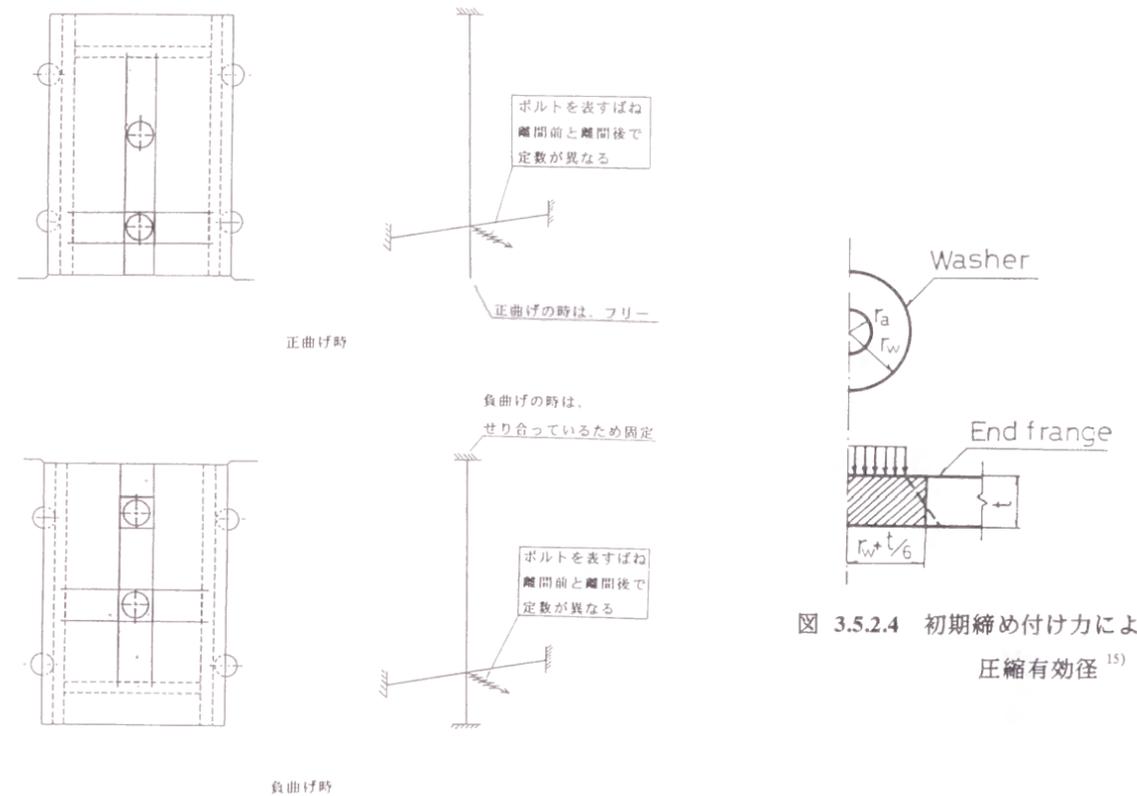


図 3.5.2.3 継手板のモデル

これから、継手板の曲げ変形に起因するばね定数  $k_{pm}$  は、式(3.5.2.7)～式(3.5.2.9)により求められる (図 3.5.2.5)。

$$k_{pm} = (k_v + k_h) / 1.2 \quad \dots(3.5.2.7)$$

$$k_v = \frac{3E_s \cdot I}{h_b^3} \quad \dots(3.5.2.8)$$

$$k_h = \frac{192E_s \cdot I}{b_i^3} \quad \dots(3.5.2.9)$$

ここで、 $k_v$ : 縦方向梁のばね定数  
 $k_h$ : 横方向梁のばね定数  
 $h_b$ : 縦方向梁の固定端からボルト中心位置までの距離  
 $b_i$ : 横方向梁のスパン  
 $E_s$ : 鋼材のヤング係数

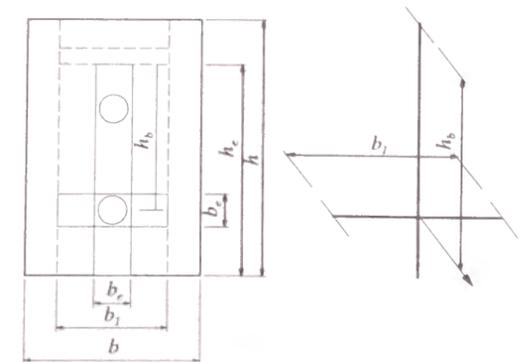


図 3.2.5.5 継手板の諸元

以上より、継手部のボルト - 金具系の引張ばね定数  $k_j$  は、離間前、離間後について式(3.5.2.10)および式(3.5.2.11)により求められる。

$$k_j = \frac{k_c \cdot k_{pm}}{k_c + k_{pm}} \quad (\text{離間前}) \quad \dots(3.5.2.10)$$

$$k_j = \frac{k_b \cdot k_{pm}}{k_b + k_{pm}} \quad (\text{離間後}) \quad \dots(3.5.2.11)$$

### 3) ボルト - 金具系の引張ばね定数 $k_j$ への寄与度の検討

ここで、検討の対象としているセグメント高さ 30cm の金具継手式平板形 RC セグメントの諸元を用いて、ボルトのばね定数  $k_b$ 、ボルトと継手板の複合ばねのばね定数  $k_c$ 、継手板の曲げ変形に起因するばね定数  $k_{pm}$  がボルト - 金具系の引張ばね定数  $k_j$  の大きさにどの程度寄与しているかを検討する。

継手金具の詳細は図 3.5.2.6 に示すとおりである。また、ボルト、ナットおよび座金の諸元は、表 3.5.2.1 に示すとおりである。

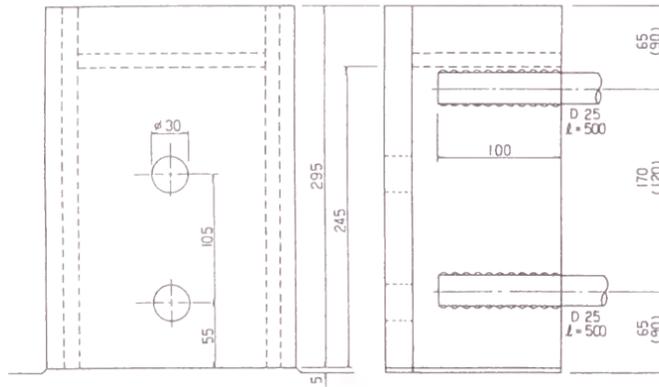


図 3.5.2.6 継手金具

表 3.5.2.1 ボルト、ナットおよび座金の諸元

ボルトの呼び径	27 mm	ナットの長さ	22 mm
ボルト喉部の長さ	30 mm	座金の外径	50 mm
ボルトの有効断面積	459 mm <sup>2</sup>	座金の厚さ	4.5 mm
ボルト孔の径	30 mm	(継手板の厚さ)	22 mm

これから、各ばね定数は次のように求められる。

- ①ボルトのばね定数  $k_b$  :  $3.20 \times 10^5$  tf/m
- ②ボルトと継手板の複合ばねのばね定数  $k_c$  (離間前) :  $1.03 \times 10^6$  tf/m
- ③継手板の曲げ変形に起因するばね定数  $k_{pm}$  :  $5.54 \times 10^4$  tf/m

これらの値を式(3.5.2.11)および式(3.5.2.12)に代入して計算してみると、離間前についての  $k_j$  は、ボルトと継手板のばねを無視しても、その大きさが 5 % 程度しか変化せず、また離間後についても、その大きさは 15 % 程度しか変化しないことがわかる。

これから、一般に金具継手では組立時に十分に締め付けるようになっており、ボルトと継手板の複合ばねを無視しても結果に大きな影響が無いことがわかる。従って、以下の解析においては継手板の曲げ変形に起因するばね定数のみを考慮して行う。

#### 3.5.2.2 解析結果

以上により曲げモーメントと継手回転角の関係を求めると、図 3.5.2.7 のようになる。

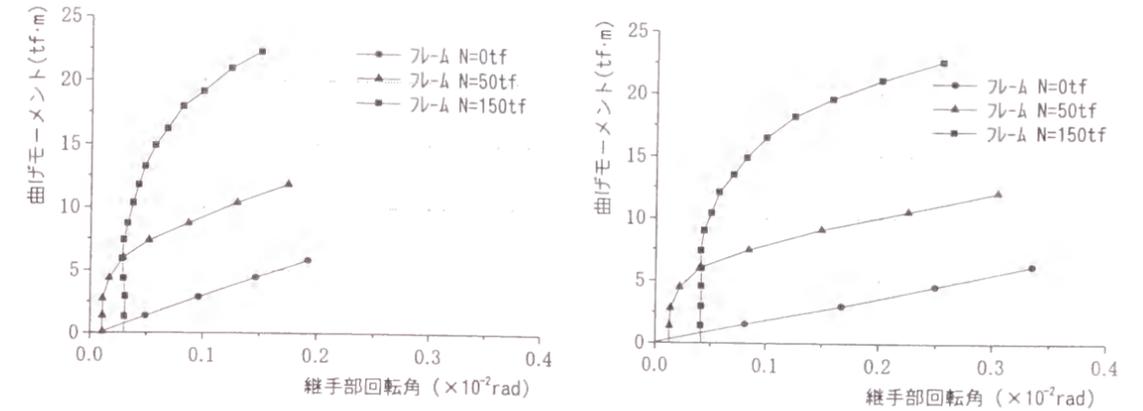


図 3.5.2.7 曲げモーメント-継手部回転角 ( $l=x$ , 開口開始までの調整なし)

計算に用いた入力物性値および部材諸元は 3 次元 FEM 解析に用いたものと同一である。

これを見ると、継手面に開口を生じない範囲と継手面に開口を生じる範囲では、曲げモーメントと継手回転角の関係を表す曲線に著しい不連続が生じている。この理由は、継手面に開口を生じた直後に大きな開口を生じる計算になっているためである。開口を生じない範囲では梁の撓み理論から継手回転角を 0rad としているので、この仮定に基づいて開口開始時の回転角を 0rad とするように、得られた曲げモーメントと継手回転角の関係曲線を平行移動すると、式(3.5.2.2)および式(3.5.2.4)は次の式(3.5.2.12)および式(3.5.2.13)のようになる。

$$\theta = \frac{N}{b \cdot x \cdot E_c / 2 - k_j (d - x)} - 2N / (b \cdot h \cdot E_c) \quad \dots(3.5.2.12)$$

$$\theta = \frac{4N}{3b \cdot E_c (h - 2M/N)} - 2N / (b \cdot h \cdot E_c) \quad \dots(3.5.2.13)$$

これから図 3.5.2.8 が得られる。図には前項で求めた 3 次元 FEM 解析で求めたものも併せて示してある。これを見ると両解析結果は概ね一致するものの、特に開口開始から下

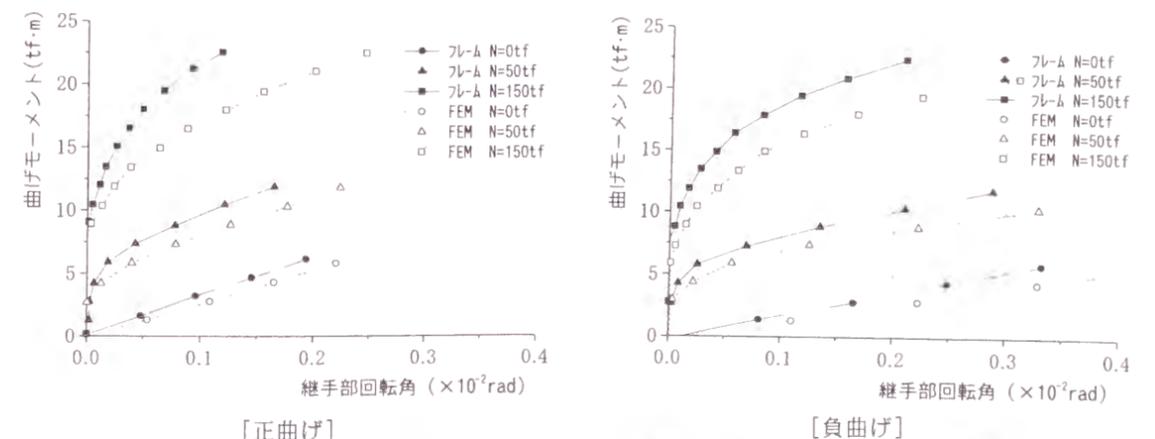


図 3.5.2.8 曲げモーメント-継手部回転角 ( $l=x$ , 開口開始までの回転角を 0 に調整)

段ボルト位置まで開口が進む範囲で差が生じ、結果としてフレーム解析の方がやや大きな回転剛性を示している。

そこで、コンクリートの圧縮変形の影響深さ(  $l$  ) をセグメント圧縮縁から中立軸までの距離(  $x$  )の2倍(  $2x$  )と仮定して計算すると、式(3.5.2.1), (3.5.2.12), (3.5.2.3), (3.5.2.13) は次の式(3.5.2.14)~式(3.5.2.17)のようになる。

$$b \cdot E_c \cdot N \cdot x^2 + 3[b \cdot E_c(M - h \cdot N/2) + 4k_j \{M - (h/2 - d)N\}]x - 12k_j \cdot d \{M - (h/2 - d)N\} = 0 \quad \dots(3.5.2.14)$$

$$\theta = \frac{N}{b \cdot x \cdot E_c / 4 - k_j (d - x)} - 4N / (b \cdot h \cdot E_c) \quad \dots(3.5.2.15)$$

$$x = 3h/2 - 3M/N \quad \dots(3.5.2.16)$$

$$\theta = \frac{8N}{3b \cdot E_c (h - 2M/N)} - 4N / (b \cdot h \cdot E_c) \quad \dots(3.5.2.17)$$

これから、曲げモーメントと継手回転角の関係は図 3.5.2.9 に示すようになる。これを見るとフレーム解析結果と3次元FEM解析は非常によく一致している。

また、この結果から、式(3.5.2.1)~式(3.5.2.5)で求められる回転剛性と試験結果の差異の原因は、継手面のコンクリートの微細な凹凸の影響ではなく、Leonhardt・Reimann<sup>17)</sup>の

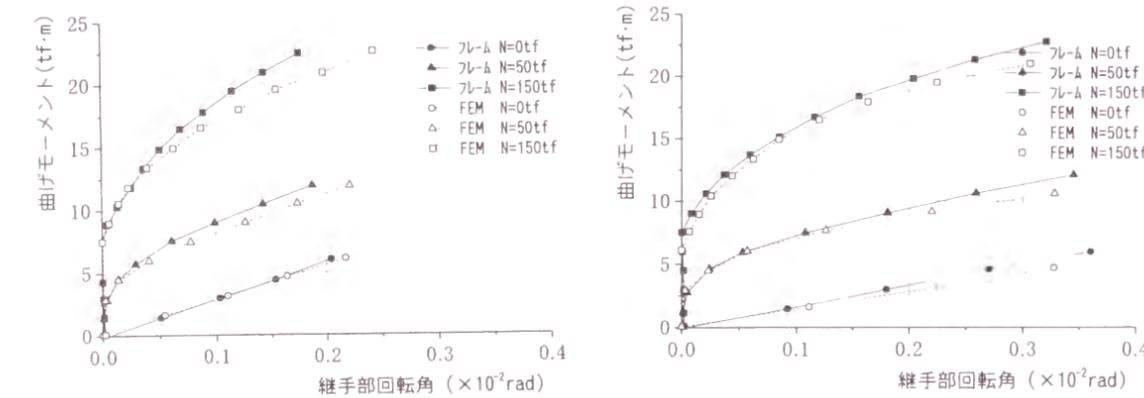


図 3.5.2.9 曲げモーメント-継手部回転角(  $l = 2x$ , 開口開始までの回転角を0に調整)

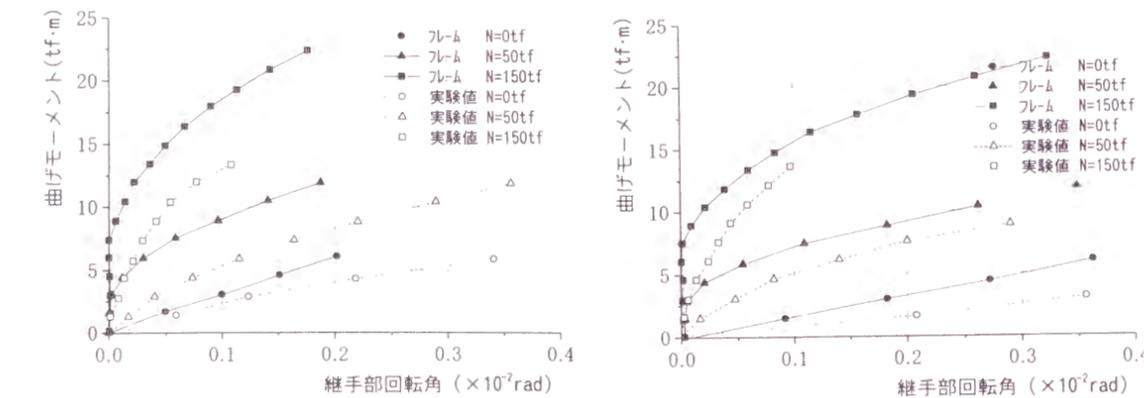


図 3.5.2.10 曲げモーメント-継手部回転角の比較(フレーム解析と実験値)

圧縮変形の影響深さの仮定に問題のあることが推測される。

なお、図 3.5.2.10 にフレーム解析による曲げモーメントと継手回転角の関係を、実験結果と比較して示した。継手面に開口を生じる曲げモーメントまでは回転角は 0rad であるので、これを考慮すると両者の概ね傾向は一致しているといえる。

### 3.6 継手ばね定数算定法の提案

#### 3.6.1 概説

3.4 節および 3.5 節において、梁ばねモデルに用いる継手ばね定数について、金具継手式平板形セグメントを対象に継手曲げ試験、継手せん断試験を行い、その結果を考察するとともに、それをシミュレーションするためのモデルについての検討を行った。その結果、セグメントの継手の基本的な挙動が解明できた。本節においては、設計実務で用いる継手ばね定数を簡便に算定するための計算式を、代表的な鉄筋コンクリート製セグメントを対象に提案する。

対象としたセグメントは、金具継手式平板形セグメントおよび中子形セグメントとした。その他の RC セグメントについても基本的な挙動は同一であり、継手部の引張ばね定数を適切に把握することにより、以下に述べる算定式を修正して求めることが可能である。

#### 3.6.2 回転ばね定数

##### 3.6.2.1 金具継手式平板形セグメント

回転ばね定数については、前節で述べたようにフレーム解析により、概ね実験値と近似した値が得られることがわかった。ただし、次に示す事項について配慮する必要がある。

- ① 継手部が開くまでの間、実験でも式(3.5.2.1)からも有限の値のばね定数が得られるが、これは回転ばねの定義から見れば無限大とすべきものである。
- ② 継手部の回転角に影響を持つコンクリートの圧縮変形の影響深さは継手面の有効高さの2倍とすると、実験値あるいは3次元 FEM 解析値と近似する。
- ③ ボルト近傍の継手板の離間が生じなければ、ボルト-金具系の引張ばね定数は継手板の曲げ変形によるばねのみを考慮して求めても実用上大きな誤差は生じない。

これらから、回転ばね定数は次により求めてよいものと考えられる。

[継手部が開く前]

$$k_m = \infty$$

[継手部が開くがボルトが圧縮域にある場合]

次の諸式から、曲げモーメントと継手回転角の関係を求め、これから回転ばね定数を求める。

$$x = 3h/2 - 3M/N$$

$$\theta = \frac{8N}{3b \cdot E_c (h - 2M/N)} - 4N / (b \cdot h \cdot E_c)$$

$$k_m = M / \theta$$

ここで、 $k_m$  : 回転ばね定数

$M$  : 継手部に作用している曲げモーメント

$x$  : 圧縮外縁から中立軸までの距離

$b$  : セグメント幅

$h$  : セグメント厚さ

$E_c$  : コンクリートのヤング係数

$\theta$  : 継手面の回転角

[継手部が開いてボルトも引張域にある場合]

次の諸式から、曲げモーメントと継手回転角の関係を求め、これを必要な精度に応じていくつかの直線で適切に近似して回転ばね定数を求める。

$$b \cdot E_c \cdot N \cdot x^2 + 3[b \cdot E_c (M - h \cdot N/2) + 4k_j \{M - (h/2 - d)N\}]x - 12k_j \cdot d \{M - (h/2 - d)N\} = 0$$

$$\theta = \frac{N}{b \cdot x \cdot E_c / 4 - k_j (d - x)} - 4N / (b \cdot h \cdot E_c)$$

$$k_j = k_{pm} = (k_v + k_h) / 1.2$$

$$k_v = \frac{3E_s \cdot I}{h_b^3}$$

$$k_h = \frac{192E_s \cdot I}{b_i^3}$$

$$b = 2r_o = r_w + t / 6$$

$$I = \frac{b \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)}$$

ここで、 $M$  : 継手部に作用している曲げモーメント

$N$  : 継手部に作用している軸力

$d$  : 引張部材の有効高さ

$x$  : 圧縮外縁から中立軸までの距離

$b$  : セグメント幅

$h$  : セグメント厚さ

$E_c$  : コンクリートのヤング係数

$E_s$  : 鋼材のヤング係数

$k_j$  : ボルト-金具系の引張ばね係数

$\theta$  : 継手面の回転角

$h_b$  : 縦方向梁の固定端からボルト中心位置までの距離

$b_i$  : 横方向梁のスパン

$r_o$  : 座金の半径

$t$  : 継手板の厚さ

$\nu$  : 鋼材のポアソン比

ただし、継手板の剛性が大きい場合や、ボルト径が著しく小さい場合等ではボルトと継手板の複合ばねを考慮する必要がある。

##### 3.6.2.2 中子形セグメント

中子形セグメントについても、金具継手式セグメントの場合と同様に求めることが可能であると考えられる。ただし、中子形セグメントでは継手板が RC で構成されるため、金具に比べて曲げ剛性が大きいので、継手部の引張ばね定数は継手板の変形の影響を受けず、長ボルトの軸方向の伸び変形に支配されることになる。

従って、金具継手式平板形 RC セグメントの場合の諸式中の  $k_j$  について次式により求めて計算することになる。

$$k_j = E_s \cdot A_{bl} / l_b$$

$$l_b = l_{bl} + l_{bn} \cdot A_{bl} / A_{be} + l_{be} \cdot A_{bl} / A_{be}$$

ここで、  
 $A_{be}$  : ボルトのねじ部の有効断面積  
 $A_{bl}$  : ボルト喉部の断面積  
 $l_{bl}$  : ボルト喉部の長さ  
 $l_{bn}$  : ねじ部のナット前端以深の長さ

### 3.6.3 せん断ばね定数

#### 3.6.3.1 金具継手式平板形セグメント

##### (1) 半径方向せん断ばね定数

前述したようにトンネル軸方向に隣接するセグメント相互の半径方向の変位差はセグメントの曲げ変形により生じると考えられる。従って、半径方向せん断ばね定数については、隣接するセグメント軸線位置を固定端とする梁のモデルで求める。

$$k_r = 192 E_c \cdot I / (2b)^3$$

ここで、  
 $k_r$  : 半径方向せん断ばね定数  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数  
 $I$  : セグメント単体の断面2次モーメント  
 $b$  : セグメント幅

##### (2) 接線方向せん断ばね定数

隣接するセグメント相互の接線方向せん断ばね定数については、セグメントのせん断変形に着目して求める。

$$k_t = L_j \cdot h \cdot G / b = \frac{L_j \cdot h \cdot E_c}{2b(1-\nu)}$$

ここで、  
 $k_t$  : 接線方向せん断ばね定数  
 $G$  : コンクリートのせん断弾性係数  
 $\nu$  : コンクリートのポアソン比  
 $L_j$  : せん断ばねの配置間隔  
 $h$  : セグメント高さ

#### 3.6.3.2 中子形セグメント

##### (1) 半径方向せん断ばね定数

金具継手式平板形セグメントと同様に考えて、図 3.6.3.1 に示すように梁の断面が変化することを考慮して次式により求める。

$$\frac{1}{k_r} = \frac{1}{E_c \cdot I_1} \left( \frac{b_1^3}{3} + \frac{b_1^2 \cdot b_2}{2} \right) + \frac{1}{E_c \cdot I_2} \left( \frac{b_1^2 \cdot b_2}{2} + b_1 \cdot b_2^2 + \frac{b_2^3}{3} \right)$$

ここで、  
 $k_r$  : 半径方向せん断ばね定数  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数  
 $I_1$  : セグメント背板部のトンネル軸方向の断面2次モーメント

$I_2$  : セグメント主桁部のトンネル軸方向の断面2次モーメント

$b$  : セグメント幅

$b_1$  : 中子部のトンネル軸方向の幅の1/2

$b_2$  : 主桁の幅

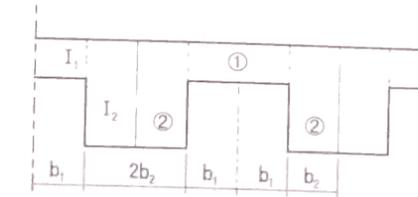


図 3.6.3.1 中子形セグメントの軸方向断面

##### (2) 接線方向せん断ばね定数

金具継手式平板形セグメントと同様に考えて、図 3.6.3.1 に示すように梁の断面が変化することを考慮して次式により求める。

$$k_t = \frac{L_j \cdot h (L_j \cdot h - A_{box}) G}{2 \{ b_1 (L_j \cdot h - A_{box}) + b_2 \cdot L_j \cdot h \}}$$

ここで、  
 $G$  : コンクリートのせん断弾性係数  
 $\nu$  : コンクリートのポアソン比  
 $L_j$  : せん断ばねの配置間隔  
 $A_{box}$  : 中子部の周方向断面積 (1個あたり)  
 $h$  : セグメント高さ

### 3.7 結論

本章では、セグメント覆工の設計に用いるべき構造モデルについて検討を行った。

最初に、既往のセグメント覆工の構造モデルについて、特徴と問題点について考察した。

最も広く用いられている慣用計算法は、セグメントの継手の存在を無視して計算を行うため、計算は簡便であるが設計に必要な断面力を正確に求めることは不可能で、モデルとしては極めて不十分なものと言わざるを得ない。

修正慣用計算法は、慣用計算法の問題点を、その利点である簡便性を損なわずに改善しようとして考えられたものである。しかし、曲げ剛性の有効率 ( $\eta$ ) は、セグメントの継手形式と形状寸法により一義的に定まるとしているが、周方向継手部の剛性は、継手部の応力状態により異なり、 $\eta$  は荷重に依存して変化する。また曲げモーメントの割増し率 ( $\xi$ ) を用いて、周方向継手部付近の曲げモーメントの分散を考えているが、曲げモーメントは周方向継手の剛性に依存して大きく異なり、隣接リング間のモーメントを単純に継手部のみで増減して考えているような状態にはならず、力学的根拠がない。さらに慣用計算法と同様に、軸方向継手については、構造計算から諸元を定めることができず、過去の実績に基づいて配置と構造を定めている。従って、修正慣用計算法も、慣用計算法を改善する目的で考えられ、構造力学モデルとしての合理性を追求しているかのように見えるが、実際には経験、過去の実績を大きな割り切りを行って数量化したに過ぎないものといえる。

一方、周方向継手を回転ばねで、軸方向継手を、相隣るリングに相対変位が生じ、その相対変位量に応じて軸方向継手部でせん断力が発生するせん断ばねでモデル化した梁ばねモデル計算法は、継手ばね定数を実物大のセグメントの載荷試験により求めた上で、その妥当性の検証が行われており、複雑なセグメントリングの挙動を、比較的簡易に、かつ正確に求めることができるものである。

このモデルに用いる継手ばね定数については、実際のセグメントの載荷試験で求める方法と継手部の構造モデルから計算で求める方法がある。

載荷試験により求める方法は、実験条件を実際のトンネルにおける状況を考慮して設定すれば、正確に継手ばね定数を求めることができるが、実物大のセグメントの製作を設計定数の設定のためだけに行うことは、現実的には経済性等の観点から困難である。また、トンネル外径の大きなセグメントの場合には、実験設備や実験費用の点からも困難な場合が多い。さらに、せん断ばね定数については、梁ばねモデルで考えている隣合うリングの軸線間の相対変位に応じたせん断力が発生するという仮定と、基本的に異なる考え方で試験が行われてきている点においても問題がある。

回転ばね定数については、ボルトとナットを用いて組み立てる鋼製セグメントおよび金具継手を有する平板形鉄筋コンクリートセグメントを対象にして、構造計算により求める方法が示されている。しかし、示されている仮定のみでは回転ばね定数を求めることができず、設計実務においては「ボルトを鉄筋コンクリートにおける鉄筋に置き換えて、RC理論を適用して継手面における応力分布を求める」等の仮定を行って、回転ばね定数の算出を行っているようである。この仮定は、周方向継手部材が継手板の曲げ剛性とボルトの軸剛性を合成した複合的なばねの挙動をすることを考えていることと矛盾した仮定であり、また実際にもボルトをその断面積に等しい鉄筋に置換することには理論的根拠がない。

一方、軸方向継手のせん断ばね定数については、その求め方が提案されておらず、一般に無限大としている場合が多い。

また、ほぞ付きセグメントについては、コンクリートの突き合わせ継手のモデルから、継手部に引張部材の配置がない場合の回転ばね定数の求め方が示されている。軸方向継手のせん断ばね定数については、継手面のコンクリートの凹凸の間に配置したシエラストリップの圧縮剛性が支配的であるとして、この圧縮特性に基づいて算出している。

このように、梁ばねモデルはモデルとしては、設計実務を考慮すると合理的なものであるが、これに用いる継手ばね定数を求める方法には問題が残されている。

次に、従来、日本で広く用いられてきている平板形で継手に金具とボルトを用いた鉄筋コンクリートセグメントについて、実物大の供試体を作成して載荷試験を行い、継手部の構造力学的挙動を解明した。試験にあたっては、Kセグメントの挿入方式によるセグメント形状の違い、シール材の貼付等、既往の研究では十分に考慮されてこなかった事項についても、その影響の程度を把握した。

その結果、導入軸力の影響は当然のことながら顕著に現れ、軸力の導入により継手部の回転剛性は高まる。従って、回転ばね定数を定めるにはこの影響を十分に考慮する必要があることがわかった。また、正曲げ載荷と負曲げ載荷では、軸力がない場合には引張部材が直ちに働くため、その有効高さの効果が表れ、一方、軸力が作用している場合には、初期の勾配は正負いずれの場合もほぼ同一であるが、載荷モーメントが大きくなると負曲げ載荷の方が回転剛性が大きくなる。これは、目開きが大きくなると継手板が圧縮部材として働くため継手面の圧縮剛性が大きくなるためと考えられた。

また、一般にはボルト締結力が継手の回転剛性に及ぼす影響は少ないこともわかった。

シール材の影響については、シール材が軟らかい場合には、その影響は極めて小さく、硬い場合には、その影響を無視できず、軸力によりシール材を完全に圧縮しきっていないこと、シール材部分に圧縮応力の集中が生じ、あたかも付加的な曲げモーメントが作用したようになったことが考えられた。

次に、セグメントの形状の影響について実験結果を整理した結果、Kセグメントの抜け出し、くい込みあるいは捻りが起こり、回転剛性に差異が生じたことが考えられた。しかし、実験時の状態と実際のトンネルで組み立てられたセグメント覆工との比較から、実際のトンネル内ではセグメントは組み立てられると直ちにシールドジャッキによりトンネル軸方向に側方から拘束されるので、セグメントの形状の影響が継手の回転ばね定数に及ぼす影響は小さいと考えられた。従って、周方向継手の回転ばね定数を求める場合には、B-K-B間についてもA-A間と同一に扱ってよいとの結論に至った。

さらに、継手せん断試験を行い、次の知見を得た。

半径方向継手せん断試験は、継手を持つ梁の載荷試験として、継手面の滑り出しが生じない範囲では両端固定の梁の挙動をするものと考えて行った。その結果、せん断ばね定数はシール材の有無に係わらず、従来の継手部ずれ変位量により求めた値と比較すると、1/10程度となることがわかった。また、ボルト締付力が大きくなるに従い、せん断ばね定数は大きくなるが、締付力に比例するほどは大きくはならず、従来の継手部ずれ変位量により

求めた値と比較すると 1/5 程度となることがわかった。

また、接線方向継手せん断試験は、セグメントにせん断変形を生じさせるように行った。試験結果からシール材およびボルト締結力の影響はほとんど見られなかった。さらに実際のトンネルではトンネル軸方向に作用し施工後も残留するジャッキ推力の影響が大きく、シール材およびボルト締結力が接線方向せん断ばね定数に及ぼす影響は無視しうるものとの結論に至った。

次に、セグメント覆工の挙動を正確に把握するために継手曲げ試験をモデル化した3次元弾性FEM解析を行った。解析は、実験で用いた供試体をできるだけ精密にモデル化して行った。セグメントのコンクリート部分はソリッド要素で、継手部の鋼板は薄肉シェル要素でモデル化した。鉄筋はコンクリートと区別してモデル化することはせず、材料特性はコンクリートのものを用い、線形弾性とした。そして、継手面には接触要素を用い、その接触および剥離を表現した。金具継手セグメントについては、ボルトの初期締め付けにより生じるボルト近傍の継手板自体の圧縮ばねを考慮した。

その結果、実験値の評価方法等に問題があるものの、セグメントの継手曲げ試験をモデル化した3次元弾性FEM解析を行って得られる回転ばね定数は、概ね実験値に近い値を与えることから、この解析モデルを用いれば、実験を行わなくてもセグメント継手の設計用の回転ばね定数が求められると考えられた。

さらに、簡便な解析で回転ばね定数を精度よく求めることを考え、フレーム解析により実験のシミュレーションを行った。継手部に開口を生じない範囲では、回転ばね定数を無限大とした。継手面に開口を生じる場合、開口が引張部材の配置位置を越えて起こる場合には、継手面の開口にともなって、継手面には引張力が作用することになるので、この引張力を考慮して継手面の釣合式を求めた。この時、次の仮定を行った。

①継手面の引張領域および圧縮領域はそれぞれ平面を保持する。

②コンクリートの圧縮変形の影響深さはセグメント圧縮縁から中立軸までの距離の2倍に等しい。

また、金具継手式平板形RCセグメントでは、この引張部材は継手板の曲げ変形とボルトの伸張によるばねが複合したばねとなるが、ボルトの伸張の影響が小さいことが判明したので継手板の曲げ変形のみを考慮したばねに置換した。これにより、求めた曲げモーメントと継手回転角の関係は、3次元FEM解析と非常によく一致し、フレーム解析の適用性が確認できた。

また、この結果から、Leonhardt・Reimannの圧縮変形の影響深さの仮定（有効高さに等しい）には問題があり、影響深さを有効高さあるいは継手面における中立軸と圧縮外縁の2倍とするのが適当であることも推測された。

以上より、回転ばね定数をフレーム解析に基づき算定する方法、半径方向せん断ばね定数を両端固定梁モデルに基づき算定する方法および接線方向せん断定数をセグメントのせん断変形に基づいて算定する方法を、代表的なセグメントの種類としての金具継手式平板形RCセグメントおよび中子形セグメントを対象にして算定式で示した。

[参考文献(第3章)]

- 1)山本稔：セグメントの設計について，土木学会第3回トンネル工学シンポジウム，1964，pp47-65
- 2)山本稔：セグメントに関する2,3の提言，コンストラクション，第9巻1号，1971.1，pp1-10
- 3)久保慶三郎，結城皓暁：シールドセグメントの応力に対する継手剛性の影響，土木学会論文集第150号，1968.2，pp27-34
- 4)山本稔，遠藤浩三，福井正憲：多ヒンジ系セグメントリングの設計計算法，土木学会論文集第150号，1968.2，pp9-26
- 5)B.H.M.Hewett，S.Johaneson：Shield and compressed air tunnelling，McGraw-Hill book company, Inc., 1922，pp74-93
- 6)土木学会：都市NATMとシールド工法との境界領域-設計法の現状と課題-，1996.1，p141
- 7)土木学会：トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説，1997.7，p37
- 8)土木学会：セグメントの設計，1994.6，p62
- 9)前掲7),p32
- 10)前掲3),p27
- 11)河田博之，長崎光男，澤健：セグメントの継手剛性に関する実験とその考察(4)（東北新幹線上野トンネルセグメント継手試験），構造物設計資料 No.68，1981.12，pp25-30
- 12)半谷哲夫：二次覆工を有するシールドトンネル覆工の力学的特性に関する研究，鉄道技術研究報告，NO.1303，1985.10，pp72-77
- 13)半谷哲夫，河田博之，小山幸則：新しいセグメント設計手法の開発，トンネルと地下，第18巻6号，1987.6，pp21
- 14)前掲13)，p19
- 15)村上博智，小泉淳：シールド工事用セグメントのセグメント継手の挙動について，土木学会論文報告集第296号，1980.4，pp73-86
- 16)（財）先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書「ほぞ付きセグメント工法」，1997.3，p153
- 17)F. Leonhardt, H. Reimann:Betongelenke, Der Bauingenieur, 1966.2, pp49-56
- 18)前掲16)，p171
- 19)平出亨，福島昭男：ホゾ付きセグメントの性能確認実験，トンネルと地下，第25巻10号，1993.10，pp21-32
- 20)林光俊，齊藤正幸，山田悟，小泉淳：ガス導管シールドトンネル用セグメントの開発，トンネル工学研究発表会論文・報告集，第5巻，1995.11，pp87-94
- 21)小山幸則，岡野法之，清水満：シールドトンネルにおけるセグメント継手の3次元FEM解析，トンネル工学研究発表会論文・報告集，第5巻，1995.11，pp397-402
- 22)小山幸則，松本吉雄，稲垣利治：シールドセグメント継手試験と継手ばね定数の検討，トンネル工学研究発表会論文・報告集，第4巻，1994.11，p192

## 第4章 セグメント覆工設計法の提案

### 4.1 セグメント覆工と地盤の相互作用モデルに関する提案

第2章で導いた結論から、セグメントの設計に用いる地盤とトンネルの相互作用モデルとしては、比較的簡便で、かつ実際のトンネルに生じている現象に近似した解析結果の得られる全周ばねモデルが、現状の技術レベルから考えて妥当なものと考えられる。このモデルの入力データについては、現地計測結果の解析から、次のような値を用いれば著しい過大設計を避けつつ安全側の設計にすることができるものと考えられる。

#### (1)土圧・水圧

##### 1)鉛直土圧

鉛直土圧については、トンネル掘削に伴う解放応力の一部が作用すると考えて、上下から同一の大きさで作用させる。土圧の分布は等分布とし、トンネルの変位と変形に応じて変化するものとする。土圧の大きさは、トンネル頂部において、Terzaghiの緩み土圧式で計算する。

##### 2)側方土圧

側方土圧は、深さ方向に増大する等変分布荷重として設定し、その大きさは鉛直土圧に表2.7.1に示す地盤条件に応じた側方土圧係数を乗じて求める。ただし、鉛直土圧については、トンネル頂部では、その位置におけるTerzaghiの緩み土圧とし、スプリングライン部では同様にその深さにおける緩み土圧とし、その他の位置ではこれらの2点における鉛直土圧を直線補間し外挿または内挿して求める。

##### 3)水圧

粘性土地盤では土圧と水圧を一体として扱い、砂質土地盤では土圧と水圧を分離して扱う。従って、粘性土地盤と砂質土地盤の区分は、透水係数に基づくことが基本であり、いわゆる中間土は砂質土として取り扱うのが適当である。

分離して扱う場合には、実際のトンネルにおける水圧の作用状態を考慮して、トンネルに作用する水圧の方向はトンネル軸線に対して垂直とし、その大きさを静水圧に等しいものとする。

#### (2)地盤反力

地盤反力については、トンネルの変位と変形に応じて発生するものとする。トンネル施工直後の状態を考えると、一般には半径方向成分のみ有効とし、接線方向成分は無視するが、併設トンネルの影響や近接施工の影響を考慮する場合には考慮する。

また、地盤ばねに引張力が作用する場合には、有効土圧値までは引張力が作用し、それ以上(水圧)では引張ばねを無視することが妥当であるが、引張ばね定数が明確でないこと、安全側の設計としておく必要があることから、大口径トンネルを除き、一般には引張側のばねは無視するのがよいと考えられる。大口径トンネルでは、その影響が大きく経済性が大きく左右されるので、引張ばねも考慮した検討が必要であろう。

地盤反力の大きさは、鉛直土圧、側方土圧、水圧および自重等により生じるトンネルの

変位量と変形量に、地盤反力係数を乗じて求める。

地盤反力係数の決定にあたっては、トンネルと地盤との間に存在する裏込め注入材の変形係数の大きさが及ぼす影響を考慮する。すなわち、トンネルが施工直後の比較的早い時期に安定することから、若材令時における裏込め注入材の強度試験の結果を基に、裏込め注入材と地盤の重層地盤における変形係数を2.6.3.4項に示す方法で求める。これから、Muir-Woodの式に基づいて、ポアソン比を0.35として地盤反力係数を算出すればよいと考えられる。

### 4.2 セグメント覆工の構造モデルに関する提案

第3章で述べたように、セグメント覆工の構造モデルとしては、梁ばねモデルが適当である。

このモデルに用いるセグメントの周方向継手の回転ばね定数については、継手部の力の釣り合いに基づくフレーム解析で十分な精度が得られる。

軸方向継手のせん断ばね定数についても、トンネル軸方向の梁の曲げ変位が主体であるとして半径方向せん断ばね定数を、また隣接するセグメントリングの軸線間のせん断変形から接線方向せん断ばね定数を求める。

これらの継手ばね定数の具体的な算出方法は、3.6節に示すとおりであるが、概略は次のとおりである。

金具継手式の平板形セグメントの回転ばね定数については、次のように求める。

①継手部が開くまでは、無限大とする。

②継手部が開いた後は、

- ・継手面の引張領域および圧縮領域はそれぞれ平面を保持する。
  - ・コンクリートの圧縮変形の影響深さはセグメント圧縮縁から中立軸までの距離の2倍に等しい。
  - ・ボルト近傍の継手板の離間が生じなければ、ボルト-金具系の引張ばね定数は継手板の曲げ変形によるばねのみを考慮して求めても実用上大きな誤差は生じない。
- と仮定して、力の釣合から曲げモーメントと継手回転角の関係を求め、回転ばね定数を算定する。

中子形セグメントについても、金具継手式セグメントの場合と同様に求める。ただし、中子形セグメントでは継手板がRCで構成されるため、金具に比べて曲げ剛性が大きいので、継手部の引張ばね定数は継手板の変形の影響を受けず、長ボルトの軸方向の伸び変形のみを考慮する。

半径方向せん断ばね定数については、トンネル軸方向に隣接するセグメント相互の半径方向の変位差がセグメントの曲げ変形により生じると考えて、隣接するセグメント軸線位置を固定端とする梁のモデルで求める。

隣接するセグメント相互の接線方向せん断ばね定数については、セグメントのせん断変形に着目して求める。

### 4.3 セグメント設計の合理化に関する提案

以上に述べたように、セグメント覆工の設計について、地盤との相互作用モデルおよび構造モデルに分けて、現状の方法の問題点を明らかにし、設計実務を考慮した妥当なモデルの提案を行った。これらのモデルを組み合わせ、シールドトンネル覆工の設計を行うことにより、地盤とトンネルの大きさに応じた最適なセグメント覆工の選定が行え、またセグメントの諸元を合理的に決定することが可能となる。

ここでは、モデル地盤（粘性土地盤と砂質土地盤）中のトンネルを対象に提案モデルによるセグメントの試計算を行い、セグメント設計の合理化について検討する。

試計算に用いたモデル地盤とモデルトンネルは、図 4.3.1～図 4.3.4 および表 4.3.1 に示

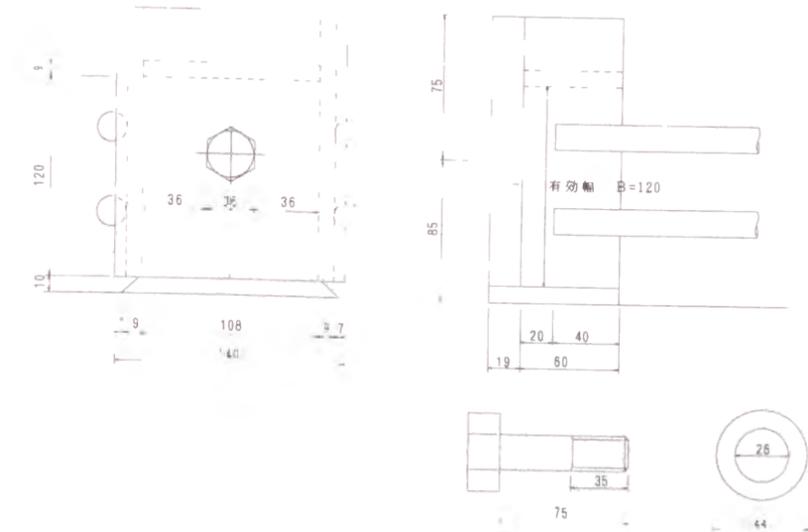


図 4.3.4 周方向継手(砂質土地盤)

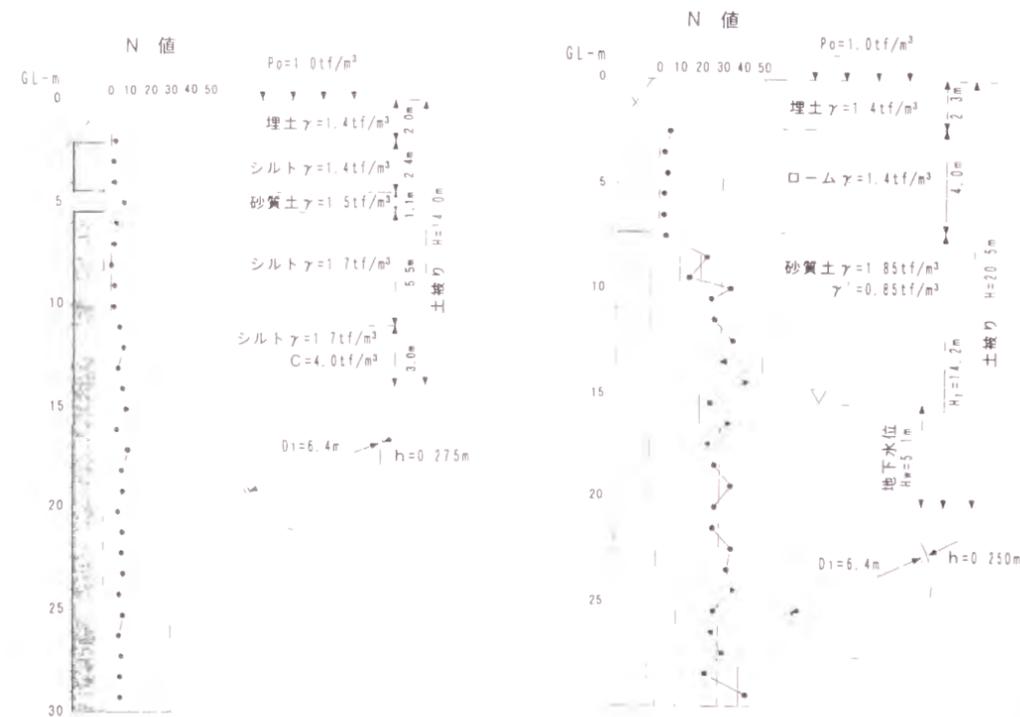


図 4.3.1 粘性土地盤の土質とトンネルの位置

図 4.3.2 砂質土地盤の土質とトンネルの位置

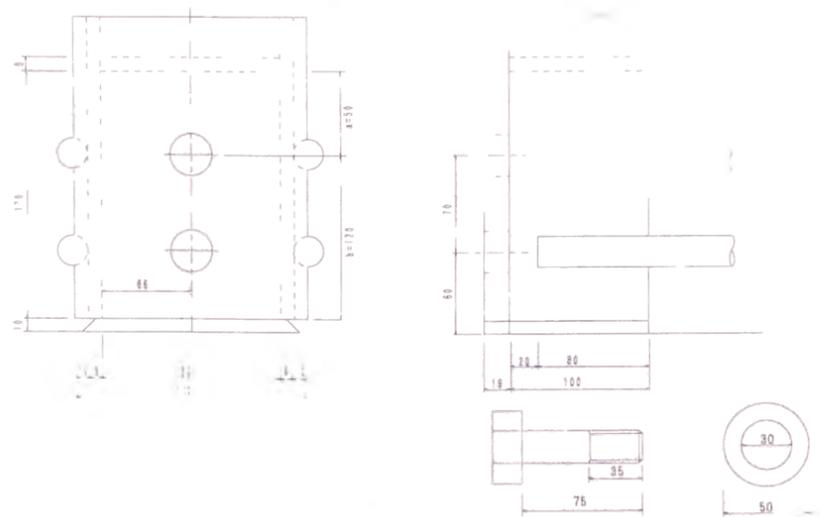


図 4.3.3 周方向継手(粘性土地盤)

表 4.3.1 トンネルの諸元とセグメントの許容応力度

	粘性土地盤中のトンネル	砂質土地盤中のトンネル
セグメント外径	6950 mm	6900 mm
セグメント内径	6400 mm	6400 mm
セグメント幅	1000 mm	1000 mm
セグメント厚さ	275 mm	250 mm
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	160 kgf/cm <sup>2</sup>	160 kgf/cm <sup>2</sup>
鉄筋の許容引張応力度	2000 kgf/cm <sup>2</sup>	2000 kgf/cm <sup>2</sup>

表 4.3.2 荷重条件

		粘性土地盤中のトンネル	砂質土地盤中のトンネル
鉛直荷重	土圧 (tf/m <sup>2</sup> )	8.2	11.2
	水圧 (tf/m <sup>2</sup> )		5.23
頂部水平荷重	土圧 (tf/m <sup>2</sup> )	13.6	5.03
	水圧 (tf/m <sup>2</sup> )		5.23
底部水平荷重	土圧 (tf/m <sup>2</sup> )	19.4	5.03
	水圧 (tf/m <sup>2</sup> )		11.9
地盤反力係数 (kgf/cm <sup>3</sup> )		0.4	1.0

すとおりである。前節までで提案した設計法によれば、この条件下にあるトンネルでは計算に用いる荷重のパラメータは表 4.3.2 に示すようになる。

また、一般に周方向継手部の回転ばね定数は、荷重状態に 3つの領域に区分して求められる (図 4.3.5)。この試計算では、砂質土地盤中のトンネルで負曲げ状態の場合には第II領域で、その他の場合には第III領域で平衡することになる。従って、第II領域および第III

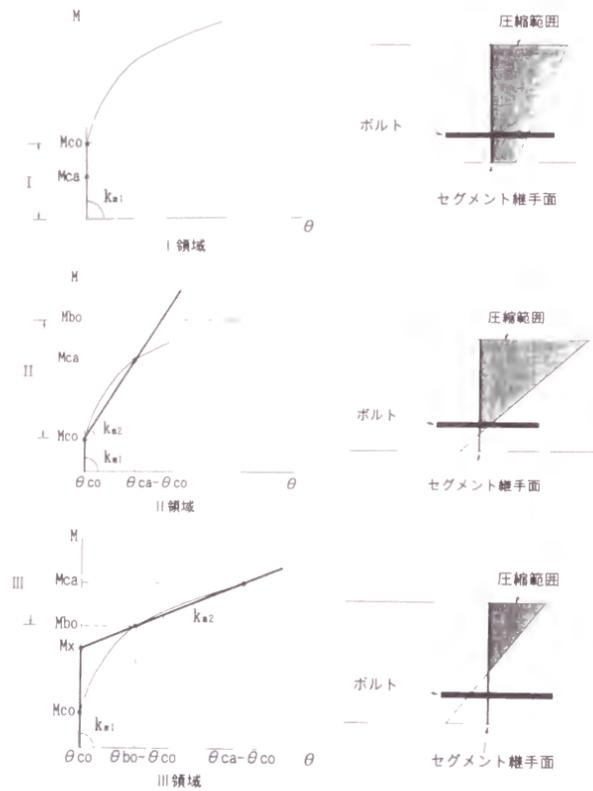


図 4.3.5 回転ばね特性

表 4.3.3 目開き開始モーメントと回転ばね定数

		粘性土地盤中のトンネル	砂質土地盤中のトンネル
目開き開始時の モーメント ( $M_x$ )	正曲げ	3.80 tf·m	3.22 tf·m
	負曲げ	4.72	2.31
目開き後の 回転ばね定数 ( $k_{m2}$ )	正曲げ	6950 tf·m/rad	5180 tf·m/rad
	負曲げ	3620	5200
せん断ばね定数	半径方向	$1.50 \times 10^5$ tf/m/m	$1.13 \times 10^5$ tf/m/m
	周方向	8.48	7.70

領域の回転ばね特性を、M軸の切片（ここでは目開き開始荷重( $M_x$ )と呼ぶ）および目開きが進んだ状態における回転ばね定数( $k_{m2}$ )で表すことができる。これらの計算結果を、軸方向継手のせん断ばね定数とともに表 4.3.3 に示す。

ここで、セグメント設計を行う上で変更が可能なセグメント諸元であるセグメントの厚さと継手金物の剛性や配置深さを変化させると、 $M_x$ と $k_{m2}$ が変化することになる。そこで、これらのパラメータを変化させた計算を行い、セグメント本体部および継手部の正負の最大曲げモーメントが当初の計算値からどのように変化するかを見てみる。

セグメント厚さを変えずに継手金物板厚を変化させると、 $M_x$ は変化せずに $k_{m2}$ のみが変化することになる。このような場合の曲げモーメントの変化は図 4.3.6 に示すようになる。またセグメント厚さを変化させると、 $M_x$ および $k_{m2}$ の両方が変化する。一般的には $M_x$ はセグメント厚さにほぼ比例すると考えられ、また $k_{m2}$ は軸力の影響を受けるため複

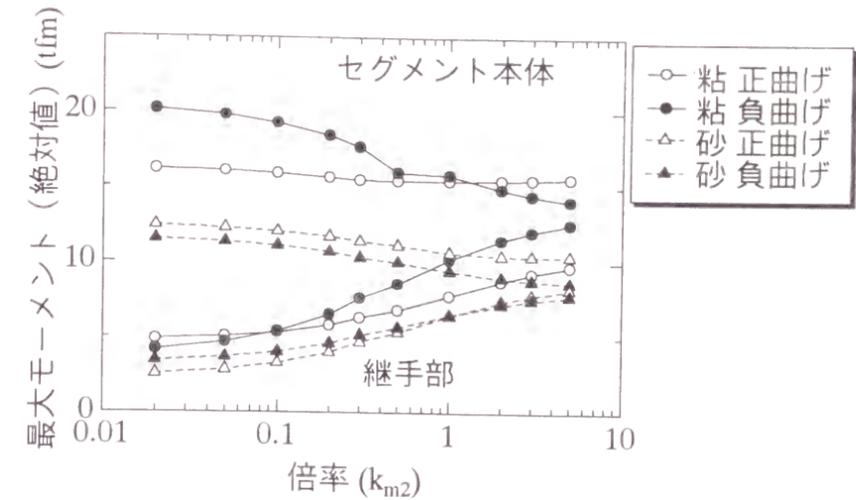


図 4.3.6 回転ばね定数の変化に対する曲げモーメントの増減

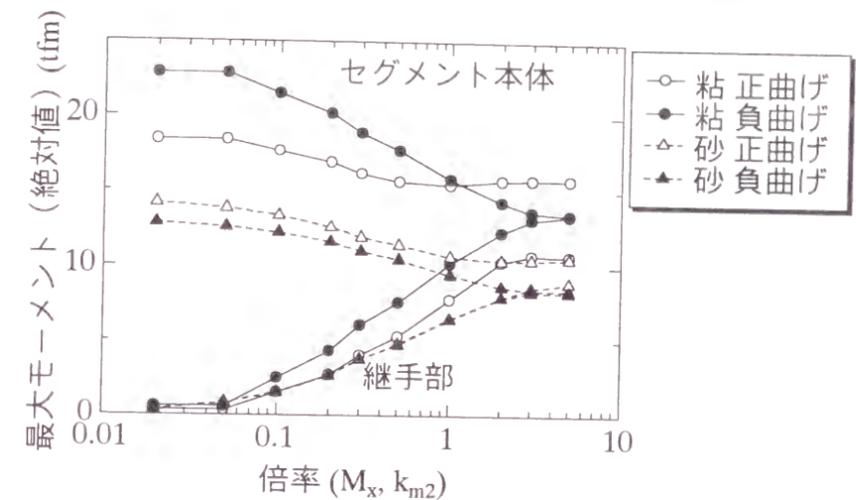


図 4.3.7 回転ばね定数、目開き開始モーメントの変化に対する曲げモーメントの増減

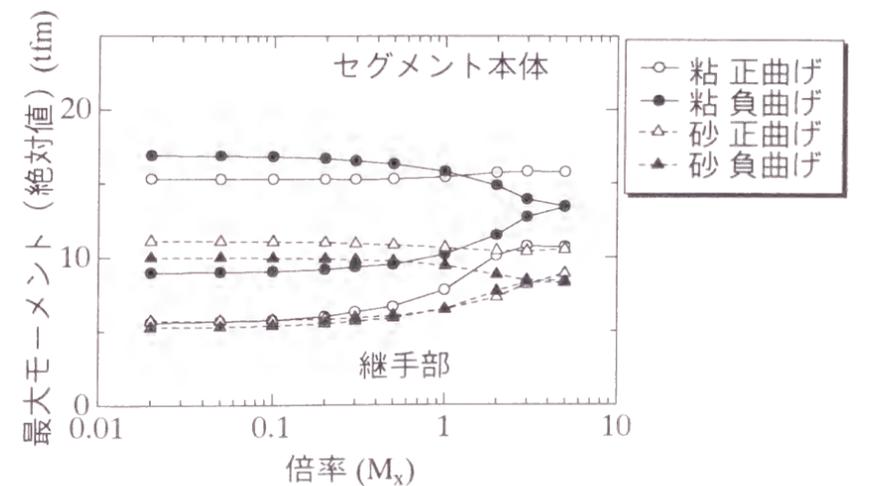


図 4.3.8 目開き開始モーメントの変化に対する曲げモーメントの増減

雑であるが、負曲げ状態ではセグメント厚さに無関係に一定であり、正曲げ状態ではセグメント厚さのほぼ3乗に比例すると考えられる。従って、その変化率はそれぞれ異なるが、ここでは単純に同一の比率で変化すると仮定して計算すると、曲げモーメントの変化は図4.3.7に示すようになる。特殊な場合として、周方向継手面のコンクリートの突き合わせ深さだけを小さくすると、 $M_x$ が小さくなり $k_{m2}$ は変化しないことになる。このように、 $k_{m2}$ を一定にして $M_x$ のみを変化させた場合の計算結果を図4.3.8に示す。

これらの結果から、

- ①いずれの場合も、セグメント本体部に比して継手部の最大曲げモーメントは、 $M_x$ および $k_{m2}$ の変化に、より敏感である。
- ② $M_x$ を一定にして $k_{m2}$ を大きくすると、セグメント本体部の最大曲げモーメントはそれ程大きくならないが、継手部の最大曲げモーメントは顕著に大きくなる。
- ③ $k_{m2}$ を一定にして $M_x$ を大きくしても、砂質土地盤ではセグメント本体部および継手部とも最大曲げモーメントの変化はそれ程大きくない。しかし粘性土地盤では、 $M_x$ が原設計よりも大きい範囲で本体部の曲げモーメントを減じる効果大きい。
- ④ $k_{m2}$ 、 $M_x$ の両方を変化させると、セグメント本体部および継手部の最大曲げモーメントの変化が著しく生じる。この傾向は、粘性土地盤の方が顕著である。

等のことがわかる。

これらの試計算から一般的な議論を展開することは困難であるが、概ね次のように結論することができる。

- ①セグメント本体部で得られる抵抗モーメントと継手部で得られる抵抗モーメントの比率に応じた最適な回転ばね定数の大きさがあり、これは地盤条件、トンネル諸元に依存すると考えられる。
- ②継手の力学特性を変化させてセグメントの最適設計を目指す場合には、継手金物等の継手部材を変更して回転ばね定数を変化させるのみではなく、セグメント厚さや継手面の突き合わせ深さを変更して目開き開始荷重を変化させると、より効果的にセグメント本体部と継手部の最大曲げモーメントを変化させることができる。

## 第5章 結論

第1章では、シールド工法の発展の経緯を概観し、現状のシールド工法が都市トンネル工法として求められる諸条件を具備しているが、セグメント覆工の設計法が経験の蓄積のみによっているところが多く、新技術への対応、経済性の追求等を考えると改善すべき点が多いことを明らかにした。

第2章では、セグメントの設計に用いるべき地盤とトンネルの相互作用モデルについて検討を行った。その結果、次のような結論に至った。

地盤反力に関する検討の結果、全周ばねモデルは、慣用モデルの欠点を補うことができ、また荷重の与え方も連続体支持モデル程には困難さが無いと考えられ、設計実務を考慮すると適切な設計モデルとなりうるということがわかった。

裏込め注入が覆工と地盤の相互作用に及ぼす影響を実験的により検討した。その結果、裏込め注入は、周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させるような高圧で行うと、部分的に地盤が破壊する領域と、地盤破壊に至らない領域が生じ、覆工に作用する圧力に大きなばらつきを生じさせることになり、また、周辺地盤を受働破壊あるいは割裂破壊させないような圧力で注入すると、地盤の主働破壊や崩落のようなことが生じない限り、覆工に均一な圧力を作用させることになる。このように、裏込め注入の方法と地盤強度により、トンネルに作用する土圧は大きく影響を受けるので、裏込め注入の施工管理はセグメントを設計する上で重要な要素となる。従って、一般的な裏込め注入の施工管理で生じるばらつきを設計上考慮しておく必要がある。また、土槽内のトンネル模型の載荷実験結果から、裏込め注入を行わない場合には周辺地盤からの土圧がトンネルに均等に作用しないが、裏込め注入を行うと土圧の均等化が図られることがわかった。

次に、実際のシールドトンネルの地盤中の挙動を現地計測した結果に基づいて、覆工と地盤の相互作用モデルについて検討を行った。

現地計測および既往の現地計測結果の収集整理の結果から、

- ①砂質土地盤のトンネルにおいては覆工に生じる断面力は、裏込め注入の方法等、施工方法の違いにより、極めて大きなばらつきを生じる。
- ②密閉型シールドで施工されたトンネルにおいては、軟弱粘性土地盤を除き、その変形や変位が施工後短期間に安定するので、その設計においては、施工後の短期間の状態を考慮することが重要である。
- ③比較的良好に締まった砂質土地盤では、トンネルに作用する荷重のうち土圧は極めて小さく、水圧が卓越する。
- ④水圧についてはセグメントの断面力に及ぼす影響が大きいにも拘わらず、現行の設計水圧の設定は合理的ではなく、実際と設計の乖離が大きい。
- ⑤砂質土地盤におけるトンネルに作用する有効土圧の分布は、上半部が大きい傾向にあり、トンネルに浮力による上向きの力が作用し、この力に対しトンネル上半部の地盤が抵抗したものと考えることができ、慣用モデルで考えているような等分布の地盤反力の考え方を見直す必要がある。
- ⑥ジャッキ推力によるトンネル軸方向の軸力は、永久荷重として残留するので、セグメントの構造特性を評価する場合には、これを考慮する必要がある。

⑦シール材のようなセグメントの構造細目も、発生断面力に大きな影響があるので、セグメントの設計にあたっては、これを適切に評価することも必要である。等のことを明らかにした。

またセグメントの設計に用いる地盤とトンネルの相互作用モデルとしては、比較的簡便で、かつ実際のトンネルに生じている現象に近似した解析結果の得られる全周ばねモデルが、現状の技術レベルから考えて妥当なものと考えられる。

また、このモデルの入力データについても、現地計測結果の解析から、著しい過大設計を避けつつ安全側の設計にすることができるものを提案した。

第3章では、セグメント覆工の設計に用いるべき構造モデルについて検討を行った。その結果、次のような結論に至った。

既往のセグメント覆工の構造モデルについて、次のような問題点のあることが明らかになった。

慣用計算法は、セグメントの継手の存在を無視して計算を行うため、計算は簡便であるが設計に必要な断面力を正確に求めることは不可能で、モデルとしては極めて不十分なものと言わざるを得ない。また修正慣用計算法も、継手部を考慮して慣用計算法を改善する目的で考えられ、構造力学モデルとしての合理性を追求しているかのように見えるが、力学的に矛盾に満ちたもので、実際には経験、過去の実績を大きな割り切りを行って数量化したに過ぎないものである。

一方、梁ばねモデル計算法は、複雑なセグメントリングの挙動を、比較的簡易に、かつ正確に求めることができるものである。このモデルに用いる継手ばね定数については、実際のセグメントの荷重試験で求める方法が多く行われている。この方法によれば、実験条件を実際のトンネルにおける状況を考慮して設定すれば、正確に継手ばね定数を求めることができるが、実験設備や実験費用の点から現実的には経済性等に問題がある。また、せん断ばね定数については、このモデルの仮定と、基本的に異なる考え方で試験が行われてきている点においても問題がある。

回転ばね定数については、ボルトとナットを用いて組み立てる鋼製セグメントおよび金具継手を有する平板形鉄筋コンクリートセグメントを対象にして、構造計算により求める方法が示されている。しかし、設計実務においては、「ボルトを鉄筋コンクリートにおける鉄筋に置き換えて、RC理論を適用して継手面における応力分布を求める」等の仮定を行って、回転ばね定数の算出を行っており、理論的根拠がない。さらに、軸方向継手のせん断ばね定数については、その求め方が提案されておらず、一般に無限大としている場合が多いが、実際のトンネルの挙動を反映していない。

また、ほぞ付きセグメントについては、コンクリートの突き合わせ継手のモデルから、継手部に引張部材の配置がない場合の回転ばね定数の求め方が示されている。軸方向継手のせん断ばね定数については、継手面のコンクリートの凹凸の間に配置したシヤストリップの圧縮剛性が支配的であるとして、この圧縮特性に基づいて算出している。

このように、梁ばねモデルはモデルとしては、設計実務を考慮すると合理的なものであるが、これに用いる継手ばね定数を求める方法には問題がある。

次に、従来、日本で広く用いられてきている平板形で継手に金具とボルトを用いた鉄筋

コンクリートセグメントについて、実物大供試体の荷重試験を行った。その結果から、

- ①軸力の導入により継手部の回転剛性は高まるので、回転ばね定数を定めるにはこの影響を考慮する必要がある。
- ②正曲げ荷重と負曲げ荷重では、引張部材の有効高さの効果が表れるとともに、継手板が圧縮部材として働く場合には、その圧縮剛性を考慮する必要がある。
- ③一般にはボルト締結力が継手の回転剛性に及ぼす影響は少ない。
- ④シール材の影響については、シール材が軟らかい場合には、その影響は極めて小さく、硬い場合には、その影響を無視できず、軸力によりシール材を完全に圧縮しきっていない影響、シール材部分に圧縮応力の集中が生じることによる付加的な曲げモーメントの作用がある。
- ⑤Kセグメントの形状は、実際のトンネルにおけるセグメントの拘束状態を考慮すれば継手の回転ばね定数に及ぼす影響は小さい。
- ⑥半径方向継手せん断ばね定数は、セグメントのトンネル軸方向の曲げ変形を考慮して求めることが妥当であり、その値はシール材の有無に係わらず、従来の継手部ずれ変位量により求めた値の1/10程度となる。
- ⑦接線方向継手せん断ばね定数は、シール材およびボルト締結力の影響を受けない。ことが判明した。

さらに、セグメント覆工の挙動を正確に把握するために継手曲げ試験をモデル化した3次元弾性FEM解析および継手部を梁部材とばね部材でモデル化したフレーム解析を行い、これらのモデルによりセグメントの挙動予測が可能であることを確認した。これより、金具継手式平板形RCセグメントおよび中子形セグメントについて、梁ばねモデル解析に用いる継手ばね定数を計算により求める算定式を示した。算定式の詳細は、3.5節に示したとおりである。また、構造の複雑な継手については、3次元弾性FEM解析により、大規模な荷重試験を行うことなく、継手ばね定数を決定することも可能であると考えられる。

以上に述べたように、セグメント覆工の構造モデルとしては、梁ばねモデルが適当であり、また特殊な継手構造や継手条件を除いて、簡便な計算で継手ばね定数を求められることを示した。このモデルを用いることにより、従来、経験に基づいて設計されてきたセグメントが、比較的簡便な計算により定量的に行うことが可能になる。従って、セグメント本体と継手部材に要求される剛性と強度を的確に決定できるばかりでなく、各種の継手構造の利害得失を明確に判断できる。

次に第4章では、セグメント覆工の設計について、地盤との相互作用モデルおよび構造モデルを組み合わせ、モデル地盤（粘性土地盤と砂質土地盤）中のトンネルを対象に提案モデルによるセグメントの試計算を行い、セグメント設計の合理化について検討した。

その結果、極限られた試計算であり、一般的な議論を展開することは困難ではあるものの、概ね次のように結論づけることができる。

- ①セグメント本体部で得られる抵抗モーメントと継手部で得られる抵抗モーメントの比率に応じた最適な回転ばね定数の大きさがあり、これは地盤条件、トンネル諸元に依存すると考えられる。
- ②継手の力学特性を変化させてセグメントの最適設計を目指す場合には、継手金物等の

継手部材を変更して回転ばね定数を変化させるのみではなく、セグメント厚さや継手面の突き合わせ深さを変更して目開き開始荷重を変化させると、より効果的にセグメント本体部と継手部の最大曲げモーメントを変化させることができる。

従来、セグメント種類は施工上の要件を満たし、設計面の検討から経済性を考慮して選定されてきた。選定されたセグメントの設計については、計算された断面力に対して応力度の照査を行うところまでに止まるが多かった。しかし、本研究で明らかにしたように、施工上の検討から適用性があると判断されるセグメントについて検討し、継手構造を適切に選定し、かつ適当な寸法と剛性を付与することによりセグメントを合理的に設計することが可能になる。今後のシールドトンネルのセグメント覆工の設計においては、合理的で幅広い検討を行っていくことが重要であろう。

## 謝辞

筆者が所属する(財)鉄道総合技術研究所は、鉄道構造物の設計のためのモデルコードとなる「鉄道構造物等設計標準・同解説」を国および鉄道事業者からの委託を受けて作成してきております。その一環として、平成3年度よりシールドトンネルの設計標準の作成に着手し、平成9年に完成をみました。この設計標準を取りまとめるにあたっては、長年、地下構造物の設計施工に携わってきた筆者の経験から、「明かりの構造物は設計に従って施工が行われるが、地下構造物は施工に応じた設計がなされるべきではないか」という考え方を取り入れることを基本と致しました。もとより浅学非才の身故、「トンネル設計標準に関する委員会」を設けていただき、この道の先達である諸先生のご指導の下に、種々の実験、現地計測、解析を行いました。本論文は、それらを中心に、シールドトンネルの設計法について考察したことを取りまとめたものであります。

京都大学 足立紀尚教授には、「トンネル設計標準に関する委員会」においてご指導を賜るとともに、本論文を取りまとめるにあたり、終始ご懇篤なるご指導とご鞭撻をいただきました。心から感謝と御礼を申し上げる次第であります。また、京都大学 田村武教授、岡二三生教授、北村隆一教授、宮川豊章教授には、ご専門の分野についてのご指導を賜りました。京都大学 建山和由助教授には、本論文の取りまとめの過程でご助言をいただきました。

東京大学 松本嘉司名誉教授には、「トンネル設計標準に関する委員会」の委員長としてシールドトンネルについてのご指導のみならず、長年にわたり鉄道構造物全般についても、ご指導を賜ってまいりました。長岡技術科学大学 池田俊雄名誉教授、早稲田大学 森麟名誉教授、筑波大学 西岡隆教授、早稲田大学 小泉淳教授、東京大学 小長井一男教授、長岡技術科学大学 杉本光隆助教授には、委員会の場で多くのご指導をいただきました。

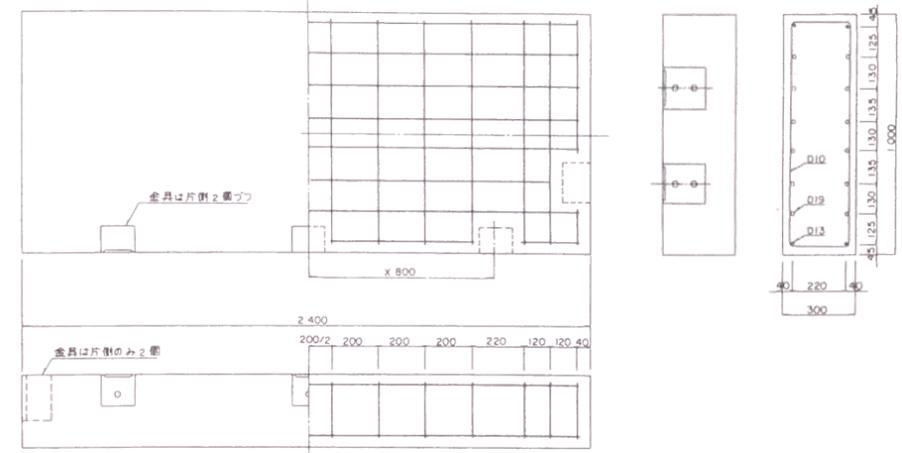
実験、現地計測、解析、データ整理等にあたっては、(財)鉄道総合技術研究所トンネル研究室の清水満(現東日本旅客鉄道(株))、米島賢二(現帝都高速度交通営団)、西村高明(現帝都高速度交通営団)、小西真治、大石敬司、松本吉雄、新井泰、佐藤豊、岡野法之の各氏にお手伝いいただきました。同じく、蒲池秀矢氏(株)ジェイアール総研情報システム)には図面の清書をお願いしました。また、本論文で述べた実験の一部は共同研究として実施したもので、(株)熊谷組の大田弘、井原俊一、岡本達也、大原英史、梶原健次郎の諸氏には、実験およびデータの整理等でお世話になりました。

さらに、現地計測にあたっては、中島信氏(現メトロ開発(株))、藤木育雄氏をはじめ、帝都高速度交通営団建設本部の方々にご協力をいただき、建設省、NTT、中部電力(株)、水資源開発公団、日本鉄道建設公団、日本シビックコンサルタンツ(株)の方々からは貴重な現地計測データのご提供をいただきました。

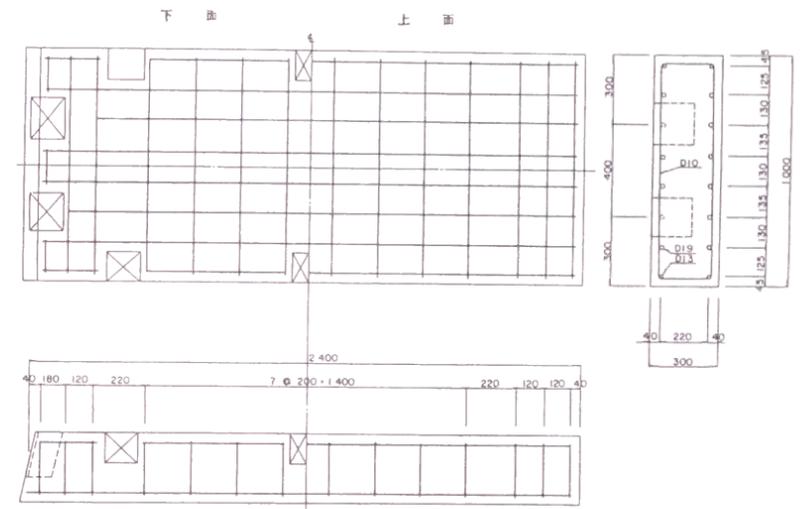
(財)鉄道総合技術研究所の河田博之監事、垂水尚志部長、朝倉俊弘主幹技師(現京都大学)には、本論文の取りまとめにあたって、終始、暖かいご支援と激励をいただきました。

ここに改めて関係各位に深甚なる謝意を表する次第であります。

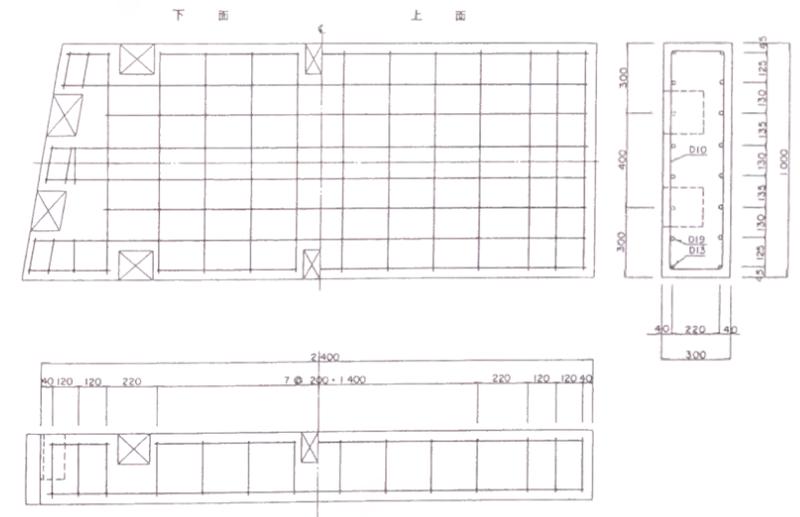
資 料



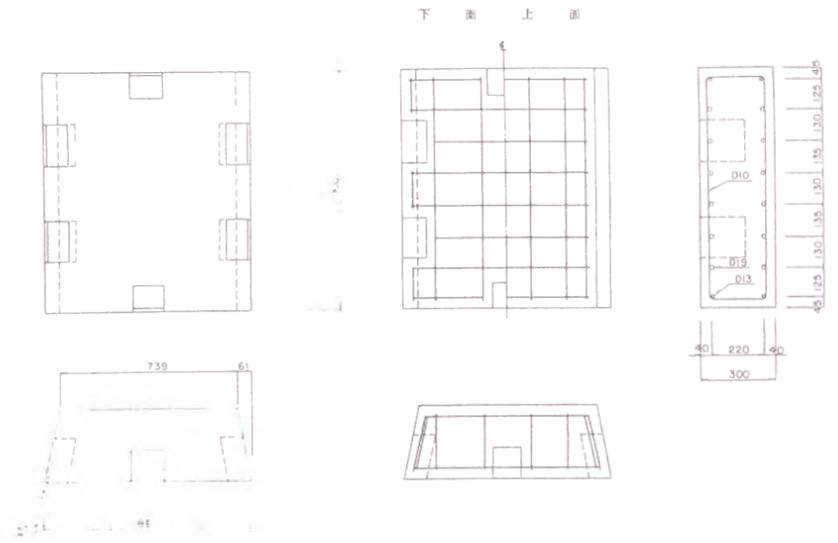
資料図1 Aセグメント



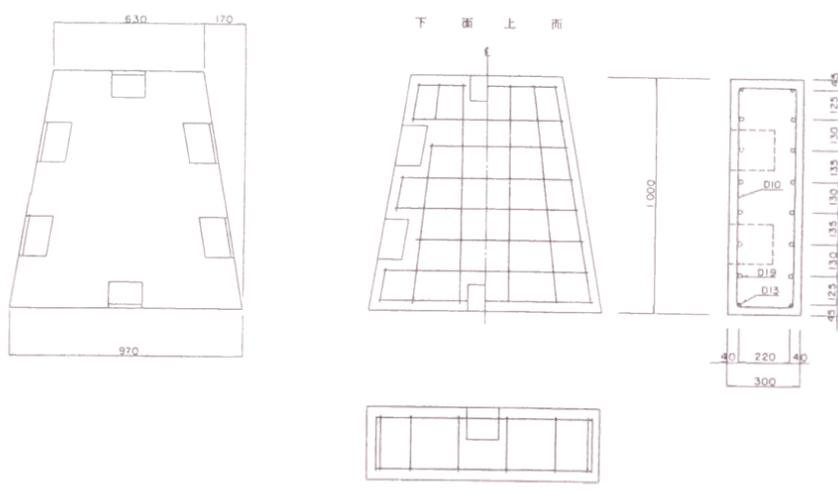
資料図2 Bセグメント(半径方向挿入型Kセグメント対応)



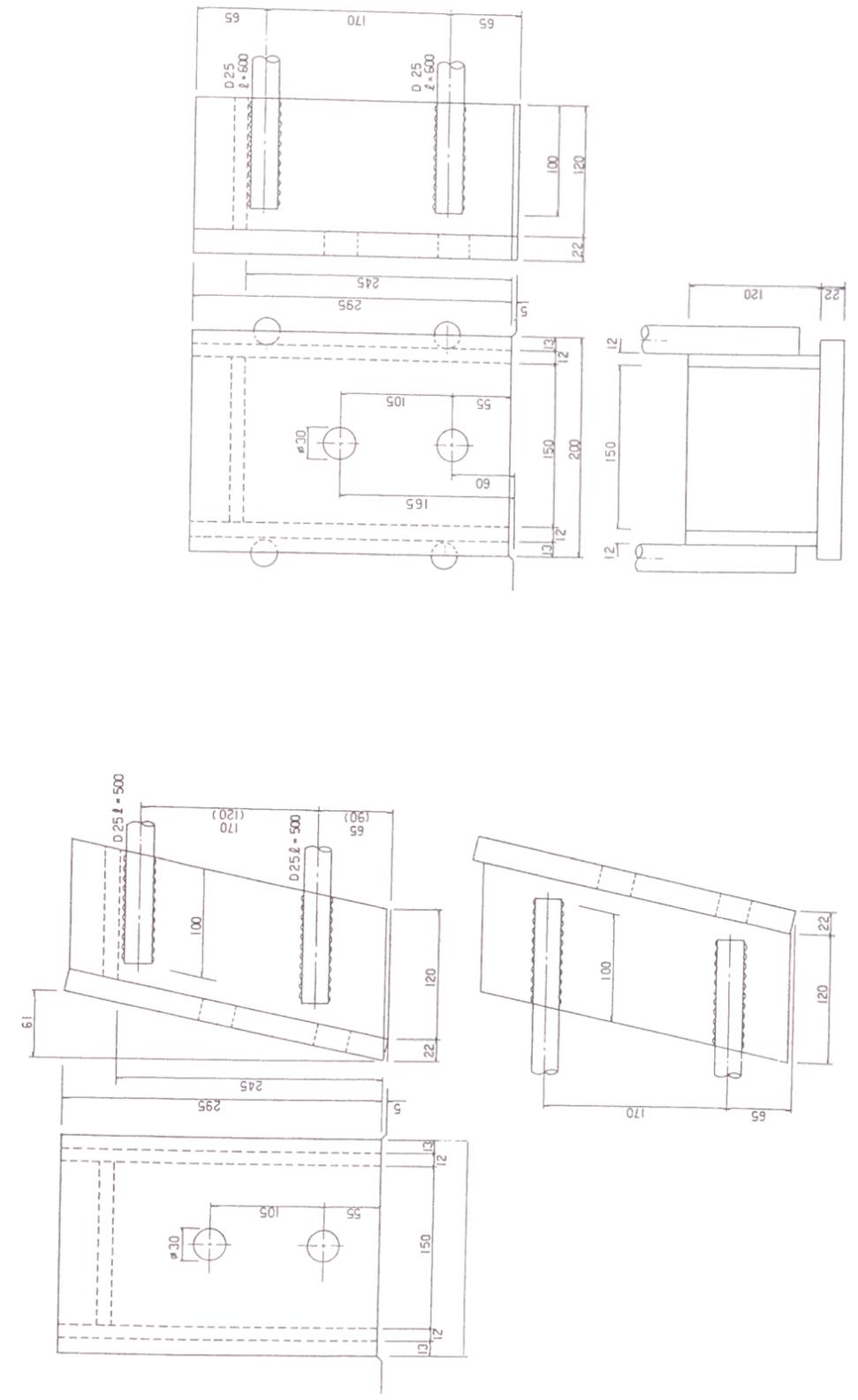
資料図3 Bセグメント(軸方向挿入型Kセグメント対応)



資料図4 Kセグメント(半径方向挿入型)

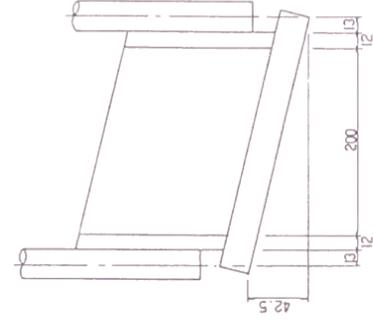
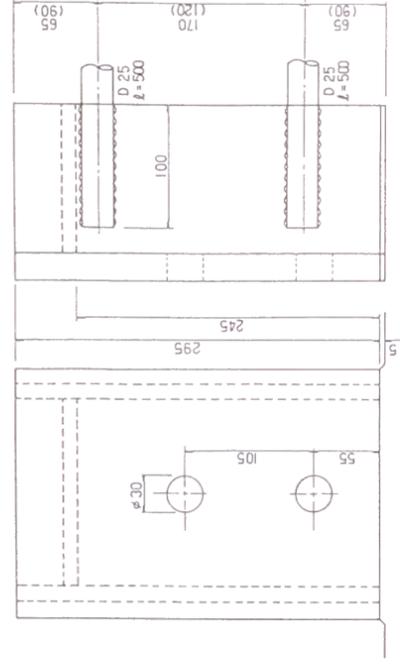


資料図5 Kセグメント(軸方向挿入型)



資料図6 周方向継手金具(Aセグメント)

資料図7 周方向継手金具(半径方向挿入型Kセグメント)



資料図 8 周方向継手金具(軸方向挿入型Kセグメント)