

鋼管打設と注入による
トンネル先受け工の合理化に関する研究

2004 年 4 月

北 本 幸 義

目 次

第1章 序 論

1-1	未固結地山の掘削を取り巻く施工環境	1
1-2	本研究の目的と構成	2
1-2-1	本研究の目的	2
1-2-2	本論文の構成	4

第2章 先受工技術とその評価手法に関する現状

2-1	従来の先受工技術	10
2-1-1	先受工の分類	10
2-1-2	注入式鋼管フォアパイリング	13
2-2	先受工に関する既往の研究概要	14
2-3	注入式鋼管フォアパイリングに関する設計法	15
2-3-1	設計法の現状	15
2-3-2	設計法に関する新しい取り組み	16

第3章 円筒シェル理論を適用した設計法の提案

3-1	先受け補強地盤の形成と掘削に伴う作用荷重	20
3-2	径方向等分布荷重が作用する円筒シェル理論の解析解	22
3-2-1	基本式の誘導	22
3-2-2	基本式の定性的傾向	26
3-3	ま と め	27

第4章 模型実験による円筒シェル理論の検証

4-1	遠心模型実験による補強メカニズムの評価	29
4-1-1	実験概要	30
4-1-2	先受け補強地盤に作用する断面力の評価	32
4-1-3	先受け補強地盤の残長に関する影響検討	36
4-1-4	先受け補強地盤の形成範囲に関する影響検討	40
4-1-5	先受け補強地盤のシェル形成度に関する影響検討	41
4-2	円筒シェル供試体の載荷実験	43
4-2-1	実験概要	43
4-2-2	鋼管の打設間隔に関する影響検討	45
4-2-3	鋼管の材質・形状に関する影響検討	49

4-3	大型土槽載荷実験	51
4-3-1	実験概要	51
4-3-2	鋼管の打設角度に関する影響検討	54
4-3-3	鋼管の長さ・ラップ長に関する影響検討	58
4-4	まとめ	59

第5章 中尺鋼管先受け工法の開発とその適用

5-1	中尺鋼管先受け工法の特徴	63
5-1-1	中尺鋼管と打設方法	63
5-1-2	削孔ビットの概要	66
5-2	土砂地山での現場適用	68
5-2-1	工事概要	68
5-2-2	地表面沈下とトンネル変位	69
5-2-3	地中沈下と支保工応力	72
5-3	円筒シェル理論解の適用性検証	75
5-3-1	鋼管の打設間隔に対する適用性	75
5-3-2	先受け補強地盤の厚層化に対する適用性	81
5-4	火山岩層での現場適用	83
5-4-1	工事概要	83
5-4-2	TBM導坑掘削時における緩み域の評価	84
5-4-3	本坑拡幅における補助工法の解析検討	88
5-4-4	本坑拡幅における補助工法の試験施工	97
5-5	まとめ	103

第6章 注入による先受け補強地盤の連続一体化

6-1	先受工における注入材	108
6-2	新しい注入材の目標性能	109
6-3	室内配合試験	111
6-3-1	初期粘度	111
6-3-2	ゲルタイム	112
6-3-3	サンドゲル強度	113
6-4	現場注入実験	115
6-4-1	砂質地山を対象とした場合	117
6-4-2	シルト混じり砂質地山を対象とした場合	119
6-4-3	土石流堆積層を対象とした場合	123
6-5	まとめ	127

第7章 合理的なトンネル先受け工の提言

7-1	円筒シェル理論を用いた設計法	130
7-2	先受け補強地盤の連続一体化を目指した鋼管打設と注入	131
7-2-1	鋼管打設における合理化	131
7-2-2	注入における合理化	132
7-3	未固結地山における土質評価手法	132
7-3-1	システムの概要	133
7-3-2	コーン指数とN値との相関性	136
7-3-3	トンネル切羽での適用結果	139
7-4	まとめ	142

第8章 本研究の結論

8-1	補強メカニズムと設計法	144
8-2	先受け補強地盤の連続一体化と厚層化を目指す中尺鋼管先受け工法	147
8-3	先受け補強地盤の連続一体化を目指す新しい注入材	149

謝 辞

第1章 序 論

断層や破砕帯あるいは都市部で未固結の薄い土かぶりといった土質条件が悪い地山に、山岳トンネル工法を適用する工事が増加している。このような施工条件では、切羽の安定性確保や地表面の沈下抑制を図ることが重要であり、それらを目的とする補助工法の中でも、先受工は近年大きな発展を遂げてきた。施工技術の進歩に伴い、先受工の果たす役割は今後も拡大すると予想される現在、補強メカニズムに立脚した合理的な設計法の開発やより効率的な工法への高度化・開発が求められている。ここでは、本研究の背景として、都市域の未固結地山において山岳トンネル工法が採用される工事が多くなってきている状況に触れ、先受工の重要性を説明するとともに、現況の課題を踏まえ、本研究が対象とする注入式鋼管フォアパイリングについて、より合理的な設計・施工法を開発することの目的・必要性を述べる。また、本論文の構成として、各章における概略内容を記述する。

1-1 未固結地山の掘削を取り巻く施工環境

近年、トンネル掘削を取り巻く施工環境には急激な変化がみられ、都市化や大断面化が一層進むとともに、従来であればシールド工法で施工されるような土かぶりの薄い未固結地山においても、経済性や断面形状に対する自由度などの面から、いわゆる山岳トンネル工法を採用する工事が増加している^{1.1)}。山岳トンネル工法は切羽の自立を前提としていることから、掘削対象となる地山が土砂などの未固結状態により切羽面の安定を保てない場合には、事前に地山を改良して安定性を確保しなければならず、特に都市域などで土かぶりの薄い未固結地山においては、地表面に有害な沈下が発生することのないよう適切な対策が不可欠となる。

このような厳しい施工環境下で、地表面沈下などの制約条件に対する要求は高まるばかりであるが、山岳トンネル工法の適用性が拡大している背景には、地山の安定化を目的とする各種補助工法の発達によるところが大きいといえる。補助工法の中でもとりわけ、切羽の安定性確保や地表面沈下の抑制に対して先受工が果たしてきた役割は大きく、特に地山条件の悪い箇所では、補強効果の確実性から、長尺鋼管フォアパイリングの適用事例が

多くなっている^{1.2)}。これは、切羽前方へ放射状に長さ12m余の長尺鋼管を切羽面外周に沿って打設し、鋼管内から地山中へ注入材を浸透させることによって、鋼管と改良地山からなる補強領域を形成させ、切羽安定および地表面沈下に対抗するものである。

ここで、現行の長尺鋼管フォアパイリングは、長さ3～5m前後のロックボルトを打設するフォアポーリングに比べて補強効果が大きいものの、コストやサイクルタイムに関する課題を内在している^{1.3)}ことから、より効率的であらゆる土質に対応できる工法の開発や高度化が求められている。また、この種の工法については、補強メカニズムが十分に解明されているとはいえず、したがって設計法も確立されていないのが実状であるため、長尺鋼管フォアパイリングの適用範囲が拡大されつつある現在、施工技術の進歩に対応すべく補強メカニズムに立脚した合理的でかつ簡便な設計法の確立が望まれている。

1-2 本研究の目的と構成

1-2-1 本研究の目的

先受工の中で、最も効果が高いといわれかつ適用事例が多いものとして、注入を伴う鋼管フォアパイリングが挙げられる(以降では、特に長尺鋼管に限定しないという意味から、前出の長尺鋼管フォアパイリングに代え、場面によって注入式鋼管フォアパイリングという名称を用いる(2-1-2参照))。この工法における補強のメカニズムについては、鋼管の曲げ剛性に起因したトンネル縦断方向の梁形成効果、アーチシェル形状を呈する先受け領域の構造から誘起される横断方向のアーチ形成効果、および先受け領域に作用する荷重を切羽後方の支保工を介して脚部地山に伝達する支持効果があるといわれている^{1.4)}が、実現象として3次元的な補強効果を評価する場合、特に前二者に関しては、両者の融合されたメカニズムを考える必要があるといえる。しかしながら、現行の簡便な設計法では、鋼管による梁形成効果しか考慮されておらず、アーチ形成効果の評価にまで至っていないのが実状である^{1.5)}。また、地山を改良して先受け領域の連続一体化を図るために鋼管から注入される薬液の効果も考慮されていないので、注入の結果あるいは必要性が設計に反映されないという不完全さを有しており、施工技術の進歩に伴いメカニズムに立脚した合理的な設計法の開発が求められている^{1.6)}。

そこで、設計法はできるだけ簡便であるのが望ましいことから、トンネルを掘削したときの変形状況を近似しうると考えられる円筒シェル理論の解析解に着目し、その適用を提

案した（図1-1参照）。本研究における第一の目的は、注入式鋼管フォアパイリングに関する現行の設計手法などを概観した上で、上述した合理的な評価手法の提案について説明を加え、遠心模型実験結果に基づいて補強メカニズムの解明および実設計への適用性を検証するものである。さらに、円筒シェル供試体の載荷実験結果および現場施工における動態観測結果から、注入式鋼管フォアパイリングによって補強される地盤の変形特性を評価し、合理的な設計手法確立のための基礎資料を得ることにある。

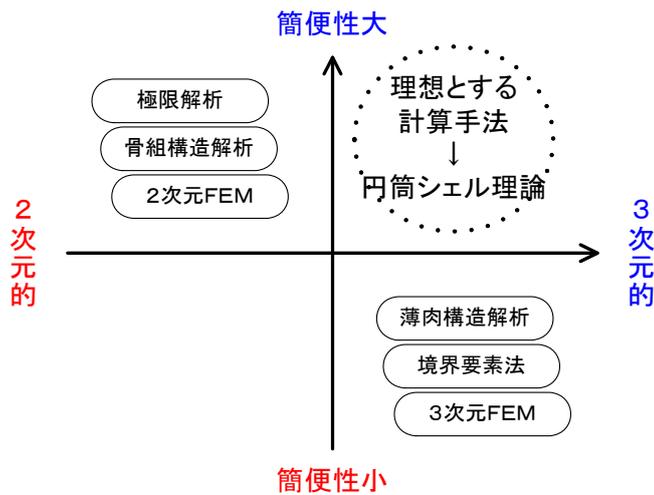


図1-1 円筒シェル理論解の位置づけ

また、現行の先受工では、長さ3～5mのロックボルト類を打設して薬液やモルタルを注入するフォアポーリングと、長さ12m程度の長尺鋼管を打設・注入する長尺鋼管フォアパイリングが代表的な工法として挙げられるが、フォアポーリングと長尺鋼管フォアパイリングの中間に位置づけられる工法は意外に少ないのが実状といえる^{1.7)}。長尺鋼管フォアパイリングは、フォアポーリングに比べて補強効果が大きいものの、工費も比較的高いのでコストパフォーマンスのよい先受工技術の開発が望まれている。山岳トンネル工事の安全施工や工期短縮，コスト縮減を実現するには、既存技術と比較して補強効果，経済性の両面に優れた先受工の適用が肝要である。

そのため、フォアポーリングと長尺鋼管フォアパイリングの中間に着目し、鋼管打設と注入により切羽前方の地山を補強するという長尺鋼管フォアパイリングの特長を活かしつつ、長尺鋼管よりも小口径で半分程度の長さの汎用ガス管をドリル用ジャンボ（油圧削岩機）によって打設する注入式鋼管フォアパイリング（中尺鋼管先受け工法と称する）を開発した。本研究における第二の目的は、注入式鋼管フォアパイリングの補強メカニズムを

解明するため（第一の目的）の研究過程で、鋼管の仕様（管径や長さ）や打設方法（打設間隔や打設角度）などが補強効果に及ぼす影響を検討するとともに、中尺鋼管先受け工法として完成させた経過を説明し、実現場への適用を通じてその有効性を検証するものである。同工法は、中口径鋼管を密に打設することにより先受け領域の連続一体化を図り、打設角度を高仰角とすることによって先受け領域の厚層化を目指しているが、注入式鋼管フォアパイリングでは、先受け領域の連続一体化の達成に関して注入工が果たす役割も大きいといえる。その意味から本研究では、確実な補強効果を発揮させるための鍵となる先受け領域の連続一体化に対し、注入工の面からこれを具現化する高浸透性薬液材料の開発にも言及し、室内実験や現場実験結果に基づいた有効性の検証を目的の中に包含する。

1-2-2 本論文の構成

前述したとおり、本研究は、注入式鋼管フォアパイリングに関する現状の課題を考慮して、ハード的、ソフト的に合理的な手法の開発を提案するものである。本論文は8章から構成され、各章の概略内容は次のとおりである（[図1-2](#)参照）。

第1章では、序論として本研究の背景や目的、論文の構成を説明している。

第2章において、従来の先受工技術や設計法および既往の研究成果などをとりまとめ、補助工法における注入式鋼管フォアパイリングの位置づけとともに、注入式鋼管フォアパイリングが抱える現状の課題を明確にする。ここでは、まず、トンネル標準示方書（山岳工法編）に基づき、補助工法の一つに位置づけられる先受工をフォアポーリング、パイプルーフ、水平ジェットグラウト、長尺鋼管フォアパイリング、プレライニングに分類し、それぞれの特徴を概観する。これらの中で、地山の補強対策として多用されている注入式の長尺鋼管フォアパイリングに焦点を絞り、品質および安全性を保持しつつコスト縮減ならびに工期短縮を可能とする工法の開発が強く求められていることに鑑み、本研究では鋼管を特に長尺と限定せずに、注入式鋼管フォアパイリングという名称を用い合理的な先受工のあり方を追求するという方向性を示している。また、注入式鋼管フォアパイリングに関連した既往の研究動向を整理・概観し、現行の設計法を分類した上で、注入式鋼管フォアパイリングの地山補強メカニズムが未解明である実状を説明し、施工技術の進歩に対応すべく合理的で簡便な設計法の確立が望まれている状況を示す。

第3章では、3次元的な挙動を表現できる円筒シェル解に着目し、注入式鋼管フォアパ

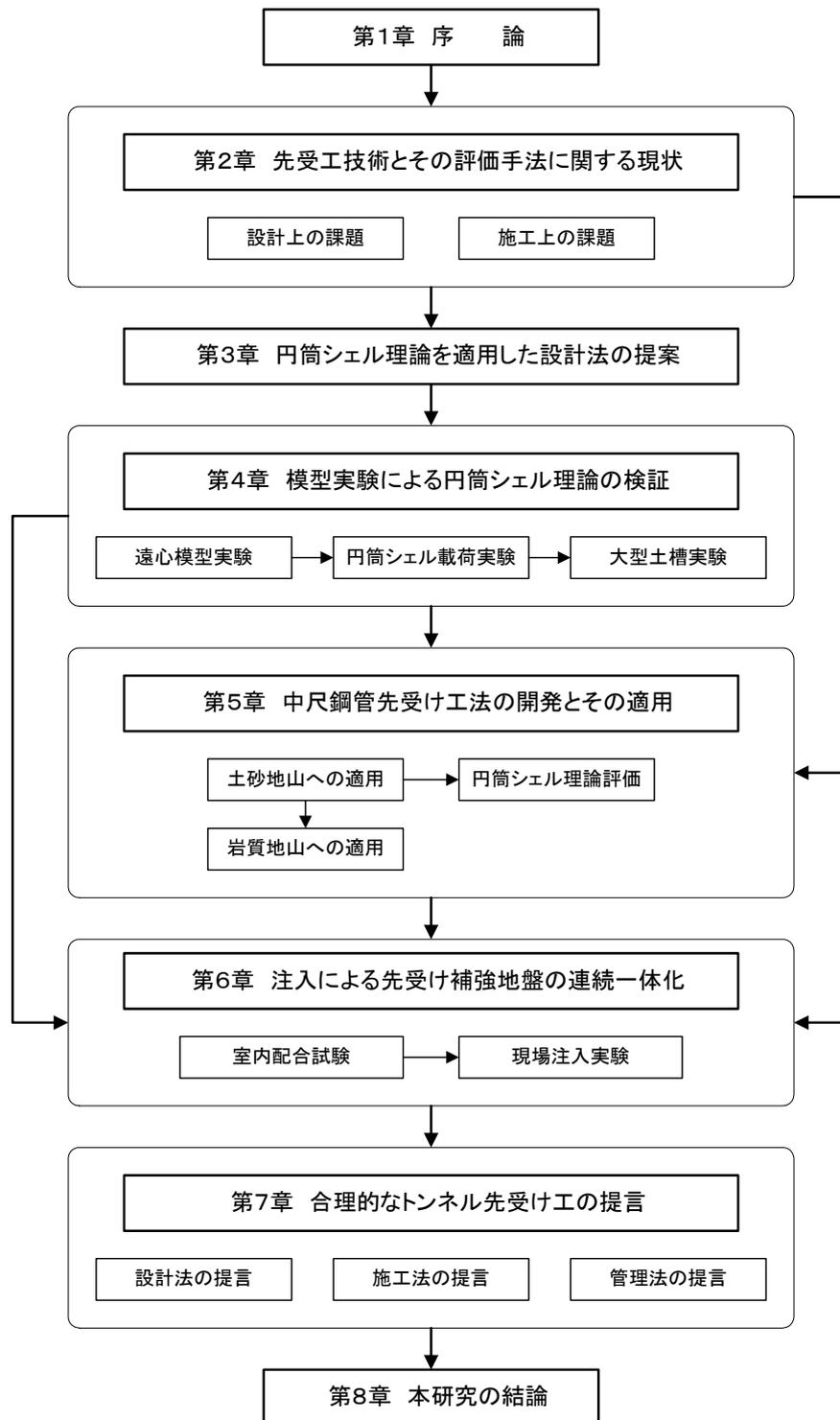


図 1 - 2 本論文の概略構成

イリングに関する簡便で合理的な評価手法として提案する。注入式鋼管フォアパイリングによる先受け領域は、鋼管と改良地山からなる複合体としてのアーチシェル構造を形成すると考えられるので、ここでは、まず、掘削に伴う先受け領域の挙動を、円筒シェル体に

径方向等分布荷重が作用する現象としてモデル化し、均質な円筒シェル体に関する理論解の誘導過程を説明し、基本式による定性的な傾向を示す。

第4章は、合理的な設計法確立のために、仮定したモデル化の妥当性を遠心模型実験によって検証した後、鋼管と注入による改良地山からなる複合体としての先受け領域に関し、その変形特性に及ぼす鋼管の打設方法の影響を把握するものであり、注入式鋼管フォアパイリングが確実な補強効果を発揮させるために具備すべき条件を明示し、中尺鋼管先受け工法のコンセプトを確立する。まず、均質なアクリル樹脂で先受け領域を作製した遠心模型実験を行い、掘削に伴って先受け領域に発生する曲げモーメント分布などからモデル化の妥当性を確認する。特に、先受け鋼管のラップ長や打設範囲など注入式鋼管フォアパイリングにおける施工状況を考慮した掘削実験から、補強効果に対する評価手法としての円筒シェル理論の適用性を確認している。なお、遠心模型実験で、幾何学的な制約などから先受け領域を均質な材料で模擬せざるをえないが、注入式鋼管フォアパイリングの設計を行うには、複合体としての先受け領域の剛性を評価する必要がある。そこで、次に、先受け領域を模擬した金属棒とアクリル樹脂からなる複合体としての円筒シェル供試体を作製し、局所的な載荷によって供試体の変形特性を同定するとともに、注入式鋼管フォアパイリングでは鋼管の密な打設や均質な注入によって先受け領域の連続一体化を図ることの重要性を明らかにする。さらに、地山の改良が不十分であれば、重厚な鋼管を用いても十分な補強効果を発揮しえないことに言及し、中尺鋼管先受け工法を開発するための基礎資料として、中口径・中尺鋼管を高角度で密に打設することによる補強効果を大型土槽実験から確認している。

第5章では、ここまで述べてきた一連の実験結果を踏まえ、より合理的な注入式鋼管フォアパイリングとして、先受け領域の連続一体化に加え厚層化を具現化する中尺鋼管先受け工法の開発内容を述べるとともに、実工事に適用した際の動態観測結果や解析結果からその効果や合理性を検証する。同工法は、長尺鋼管よりも口径の小さい長さ6~7mの中尺鋼管を、より密に大きな仰角で打設するというものであり、コストやサイクルタイムに関する問題点が存在している長尺鋼管フォアパイリングと比較して、同等以上の地山補強効果を確保しつつコスト縮減および工期短縮の達成を目的としている。ここでは、まず、一体型特殊親子ビットを用いたドリル用ジャンボによって中口径汎用鋼管を打設する工法の特徴として、長尺鋼管の半分程度の長さとなる使用鋼管とその打設方法ならびにビットをはじめとする削孔システムを説明し、QCDSに及ぼす効果について述べる。次に、有機

質土や砂質シルト、砂礫からなる土かぶり 10m以下の区間が連続する未固結地山において、より合理的な先受工の適用を目指して中尺鋼管先受け工法が採用された結果について述べる。地質状況に大きな変化のない区間で、当初計画されていた長尺鋼管フォアパイリングも併用されており、施工中に計測された結果を比較することによって、中尺区間における地表面沈下の抑制、支保工に発生する応力の緩和状況を示す。中尺区間では、密に打設された先受け鋼管が注入によって地山と一体化し、長尺区間よりも厚層化された先受け領域を形成して脚部まで応力が伝達された結果、沈下を抑制するとともに支保工への荷重分担が少なくなったと考えられる。また、施工条件を反映させた結果を円筒シェル理論解へ組み入れることにより、鋼管の打設間隔を変えて施工された実施工現場の動態観測結果も加えて、注入式鋼管フォアパイリングの補強効果の表現に対する円筒シェル理論の適用性を検証するとともに、**第4章**で示した模型実験による成果を実現現場での動態観測結果を利用して実証している。

加えて、直径5mのTBMで先進導坑を掘削した後、山岳トンネル工法によって切掛けを行う工事に際し、TBM導坑掘削時の緩み状態に対応して最適な補助工法を選定するための検討内容について述べる。3次元数値解析（有限差分法FDM）により中尺鋼管先受け工法の有効性を評価した上で、ほぼ同じ地質状態が連続した区間において、中口径鋼管を利用した中尺（6.5m長）先受け、長尺（12.5m長）先受け、およびグラスファイバー管を利用した鏡補強ボルト工法の試験施工を行っている。A、B計測結果や一連の解析結果を比較することにより、各補助工法の効果を評価し、中尺鋼管先受け工法の有効性を考察する。

第6章では、注入式鋼管フォアパイリングで肝要となる先受け領域の連続一体化に対し、注入工の面から貢献できるアプローチとして高浸透性薬液材料の開発を行う。トンネル補助工法の薬液注入では、ウレタン系材料が比較的多用されているが、密な砂質地山においては均質な浸透注入とならず、割裂注入状態となっているのが実状である。そこで、都市部において地盤改良や止水に用いられる環境に優しい水ガラス系薬液に着目し、特殊水ガラスと有機系硬化剤を採用した新しい材料の室内配合試験および現場実験について述べる。これは、水ガラス系であるため浸透性に優れ、密な砂質地山や細かい岩盤亀裂にも低圧での注入を可能とするもので、先受工による補強効果を十分に発揮させるために前提となる連続一体化された先受け領域の形成に寄与するが、注入直後に掘削施工が開始される条件を考慮して、早期の高強度発現（注入後3時間で 1 N/mm^2 以上）を目標性能としており、

長期耐久性も有している。

さらに、第7章として、地盤の補強という観点から注入式鋼管フォアパイリングにおける設計・施工の提言を述べ、地山の変化や注入による改良効果を迅速・安全に評価できる施工管理システムの開発について言及する。まず、第6章までに示してきた円筒シェル理論を適用した設計法、中口径・中尺鋼管を用いた先受け工法、高浸透性薬液を用いた注入について、合理的なトンネル先受け工として提言する。また、適切な補助工法の採用にあたっては、観察者の主観によらない定量的な切羽状態の把握が求められる。ハンマー打撃や各種調査機器により地質を直接評価することのできる硬岩地山と異なり、未固結地山のトンネル掘削工事では、安全上、一般に土質調査が行われていないのが実状である。そこで、切羽状態を迅速かつ安全に評価することのできるシステムとして、汎用重機の油圧源を利用したコーン貫入試験装置を開発し実施工に供しているので、施工管理手法の一つとしてその開発内容についても提案する。

最後に、第8章において、本研究による成果を結論として述べる。本研究の第一目的である注入式鋼管フォアパイリングによる補強メカニズムの解明ならびに合理的な評価手法の開発に対し、円筒シェル理論による解析解の適用性を検証した遠心模型実験結果や、先受け領域の変形特性を評価した円筒シェル供試体の載荷実験結果について整理する。次に、本研究の第二の目的となる合理的な注入式鋼管フォアパイリングの開発に対し、鋼管の仕様や打設方法が補強効果に及ぼす影響を検討した模型実験結果や、それらに基づき先受け領域の連続一体化・厚層化を目指した中尺鋼管先受け工法の開発概要、現場計測結果ならびに円筒シェル理論の適用結果について整理する。さらに、注入式鋼管フォアパイリングによる補強効果を確実に発揮させるための鍵となる先受け領域の連続一体化に対し、注入工の面から達成することを目的とした高浸透性薬液注入材料の開発結果、および未固結地山において適切な注入材料を選定するために切羽の土質状態を定量的に把握する評価システムの開発結果について整理する。

参考文献

- 1.1) 米山秀樹，田口善文，笹尾春夫，指田健次：プレライニングの先受け・支保機構に関する模型実験，土木学会論文集 No.589／Ⅲ-42，pp.109～120，1998.3.
- 1.2) 土木学会編：トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説，p.233，1996.5.
- 1.3) 山本拓治，北本幸義，伊達健介，岡本道孝：中尺鋼管による先受け工法の適用結果，

トンネル工学研究論文・報告集第9巻, pp.167~172, 1999.11.

- 1.4) 武内秀木, 河上清和, 折橋恒春, 中川浩二: 長尺鋼管フォアパイリング (AGF工法) の効果に関する研究, 土木学会論文集 No.623/VI-43, pp.233~246, 1999.6.
- 1.5) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治, 日比谷啓介, 太田秀樹: トンネルの先受け効果に関する簡易評価手法, 第35回地盤工学研究発表会 (岐阜), pp.2079~2080, 2000.6.
- 1.6) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治: 注入式鋼管フォアパイリングの補強効果に関する研究, 土木学会論文集 No.736/III-63, pp.167~177, 2003.6.
- 1.7) 前出 1.3): p.167.

第2章 先受工技術とその評価手法に関する現状

トンネル施工における安全性の確保（切羽安定対策，湧水対策等）や周辺環境の保全（地表面沈下対策，近接構造物対策等）に対して、ロックボルト，吹付けコンクリートおよび鋼製支保工等を用いた通常の支保パターンだけでは対処が困難な場合、主に地山条件の改善を図る目的でいわゆる補助工法が適用される。トンネル標準示方書〔山岳工法編〕[2.1](#)によれば、この補助工法の一つに位置づけられ先受工は、切羽安定対策，地表面沈下対策ならびに近接構造物対策として用いられ、具体的にはフォアポーリング，パイプルーフ，水平ジェットグラウト，長尺鋼管フォアパイリング，プレライニング等が該当するが、本論文において研究対象とする注入式鋼管フォアパイリングは、上記中の長尺鋼管フォアパイリングよりも概略広義であり、鋼管の長さを長尺（一般に12～13m）に限定するものではない。以下では、まず先受工の種類について概説した後、先受工による地山補強効果に関する既往の研究動向や、注入式鋼管フォアパイリングに関する設計法の現状を述べるとともに、直面している課題について言及する。

2-1 従来の先受工技術

2-1-1 先受工の分類

フォアポーリング，パイプルーフ，水平ジェットグラウト，長尺鋼管フォアパイリング，プレライニングなどの先受工のうち、[表2-1.2](#)によれば、天端の安定に対してはフォアポーリングが比較的好く用いられ、地表面沈下対策にはフォアポーリングを除く工法が用いられると示されている。フォアポーリング（[図2-1](#)参照）は、切羽面から上半外周に

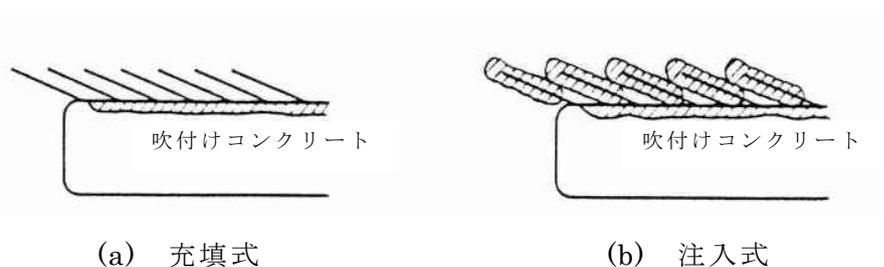


図2-1 フォアポーリングの施工例

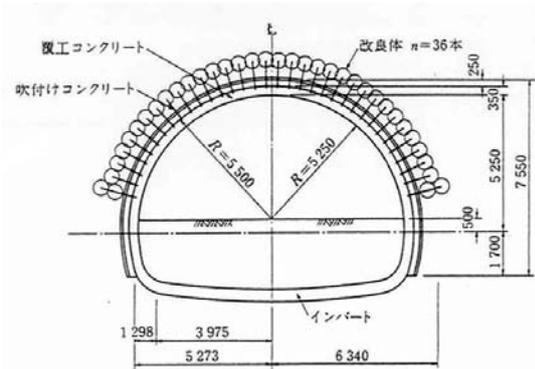
表 2 - 1 補助工法の分類

工 法	目 的							対 象 地 山			摘 要
	施工の安全性確保			周辺環境の保全				硬 岩	軟 岩	土 砂	
	切羽安定対策			湧 水 対 策	地表面 沈 下 対 策	近 接 構造物 対 策					
	天端の 安 定	鏡面の 安 定	脚部の 安 定								
先 受 工	・フォアポーリング (非充填・充填式, 注入式)	◎	○				○	◎	◎		
	・パイプルーフ	○	○			◎	○		○	・	
工	・水平ジェットグラウト (噴射攪拌)	○	○				○	○		○	・
	・長尺鋼管フォアパイリング (充填式, 注入式)	○	○				○	○		○	・
鏡 面 脚 部 の 補 強	・プレライニング	○	○				○	○		○	・
	・鏡吹付けコンクリート		◎					○	◎	◎	
	・鏡止めボルト		◎					○	○	○	
	・仮インバート			○			○		○	○	
湧 水 対 策 ・ 地 山 補 強	・脚部補強ボルト (パイル)			○			○		○	○	{・}
	・水抜き坑	○	○		◎			○	○	○	・
	・水抜きポーリング	○	○		◎			◎	◎	◎	・
	・ディープウェル	○	○		○					○	・
	・ウェルポイント	○	○		○					○	・
	・注入	○	○	○	◎	○	◎	○	○	○	・
	・垂直縫地	○	○					○	○	○	・
・遮断壁				○	○	◎			○	・	

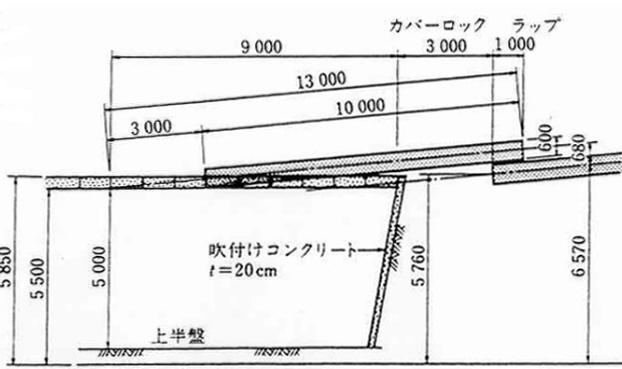
注) ◎: 比較的良好に用いられる工法, ○: 場合によって用いられる工法, ・: 通常のトンネル施工機械設備・材料で対処が困難な対策または, 施工サイクルへの影響の大きい対策

5 m程度以下の長さでボルト, 鉄筋, パイプなどを打設し, セメントミルクやモルタル, 薬液類の充填, 注入によって天端における見かけのせん断強度増大, 前方地山の緩み防止を期待するものであり, 簡易な安定対策として初期段階に採用されることが多い。ただし, トンネル標準示方書が示すとおり, 補助工法の適用にあたっては, 地山条件, 立地条件, 施工性などを総合的に判断して選定する必要があり, その結果としてフォアポーリングで地山の緩みや変形を抑制できない場合には, 大規模に天端周辺地山を改良し鏡面の安定対策としても効果の大きい水平ジェットグラウトや長尺鋼管フォアパイリングを選定することになる。

水平ジェットグラウト (図 2 - 2 参照) は, 専用機械を用いて10~15mの長さまで穿孔した後, ロッドを所定の速度で回転・引き抜きながら先端より硬化材を高圧噴射させ, トンネル外周に沿って均一な円柱状の改良体を造成するものである。また, 長尺鋼管フォアパイリング (図 2 - 3 参照) は, トンネル外周部に10~15m程度の鋼管を打設した上で, 鋼管と地山との空隙にセメントミルク等を充填したり, 鋼管内から周囲の地山に注入を行

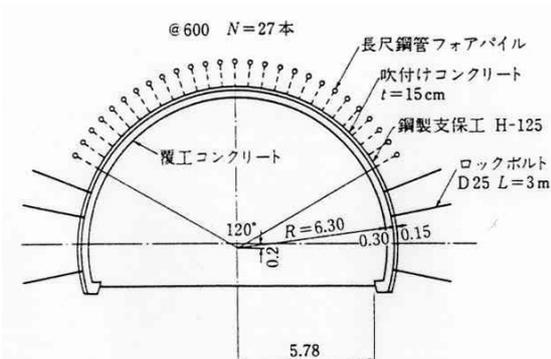


(a) 横断面図

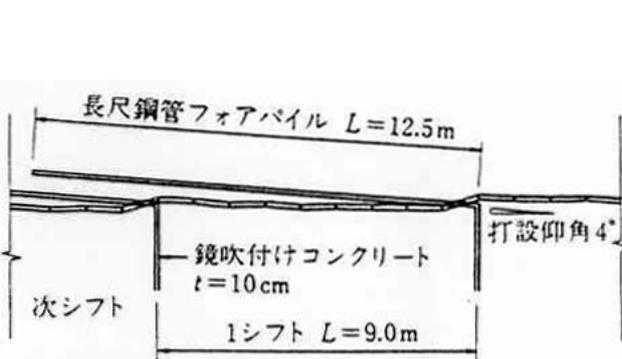


(b) 縦断面図

図 2-2 水平ジェットグラウトの施工例

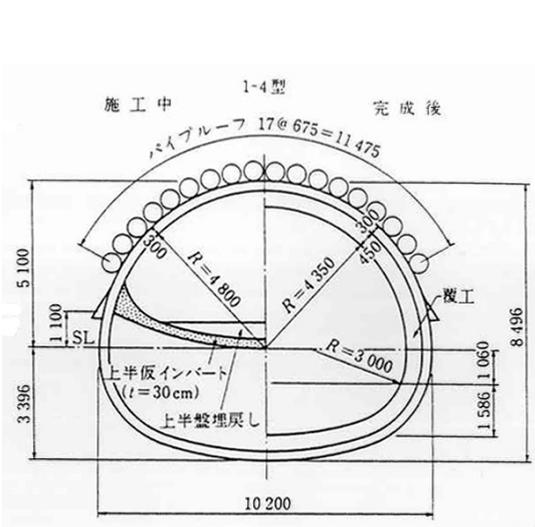


(a) 横断面図

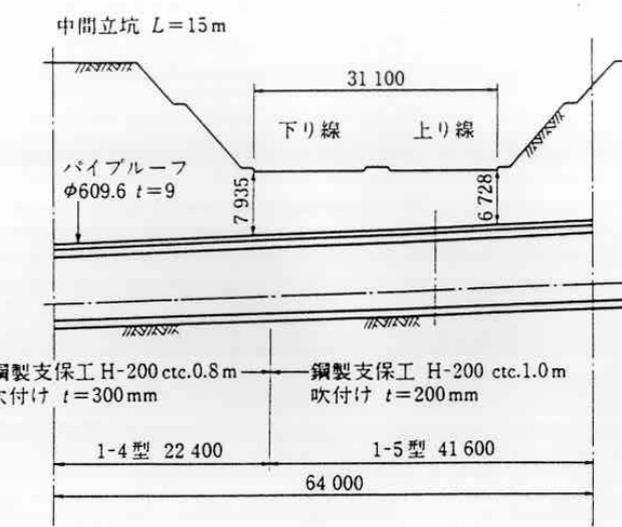


(b) 縦断面図

図 2-3 長尺鋼管フォアパイリングの施工例



(a) 横断面図



(b) 縦断面図

図 2-4 パイプルーフの施工例

ったりするものであるが、専用機械により鋼管を継ぎ足すことなく施工する方法と、拡径ビットを備えた汎用のドリル用ジャンボ（油圧削岩機）を用い二重管方式で鋼管を継ぎ足しながら施工する方法とに大別できる。水平ジェットグラウト、長尺鋼管フォアパイリングいずれの場合も、切羽前方地山にアーチシェル状の改良範囲を形成させることを目指し、地山の緩みを抑えるとともに地表面沈下の抑止を期待するが、切羽を安定させることが前提となるため、切羽安定対策の補助工法として併用されることが多い。さらに、トンネル外周に沿って鋼管パイプを挿入した後、注入によってパイプ内外を充填するパイプルーフ工法（図 2-4 参照）は、土かぶりの小さい坑口部で地上に道路や建物がある場合等に多く用いられている^{2.1)}。

2-1-2 注入式鋼管フォアパイリング

前述した長尺鋼管フォアパイリングの中でも、鋼管内から周囲の地山にセメントミルクや薬液等を圧力注入し、鋼管と注入材が一体となった改良範囲を形成することによって地山の補強を図る注入式フォアパイリングは、地表面沈下対策としての効果が大きく、未固結地山での補助工法として最近多用されてきている。当初は、大型の専用機械を利用した施工法であったため、コストに関する問題が顕在化していたが、トンネル工事で用いられることが多い汎用のドリル用ジャンボによって長尺鋼管フォアパイリングを施工することのできる A G F（All Ground Fasten）工法が開発されて以来、専用機械が不要となることから適用件数も増加の一途をたどってきた。さらに、削孔ビットの工夫（拡径・縮小，回収方法），鋼管接続の簡易化，断面の無拡幅化，鋼管の小口径化などの高度化を行うことで、A G F 工法を起源とした各種の長尺鋼管フォアパイリングが開発および適用されてきている^{2.3)}。ただし、現在主流といえる長さ12m余の長尺鋼管を打設する場合でも、注入工を含めた先受工が全体工程の中で占める割合は比較的大きく、当初に比べればコストと工期の問題は軽減されたものの、大きな改善に至っているとはいいがたい。

また、A G F 工法といえども基本的に長尺の削孔を要することから、孔曲がりが多く鋼管が打設困難となることもあり、打設されたとしても所定の位置にセットされない等といったトラブルが発生する^{2.4)}。さらに、長尺ゆえに注入材が均等に注入されず効果的な地山補強にならない^{2.5)}ことや、通常100mm以上と比較的大口径の鋼管が採用されるため、転石や破砕帯の影響を受けやすいことなども指摘されている^{2.4)}。一方、汎用のドリル用ジャンボで鋼管を継ぎ足しながら施工するということは、鋼管の接続作業に伴う工期ロスが発

生ずることを意味し、高所作業による安全面の問題も新たに顕在化してくる。

以上のことから、注入式の長尺鋼管フォアパイリングに関する実状としては、品質および安全性を保持しつつコスト縮減ならびに工期短縮を可能とする工法の開発が強く求められている。このため、本研究では、特に長尺と限定することなく、フォアポーリングと長尺鋼管フォアパイリングの中間に位置付けられるような鋼管の長さも視野に入れることから、注入式鋼管フォアパイリングと総称して合理的な先受工のあり方について検討する。

2-2 先受工に関する既往の研究概要

切羽の安定性確保、地表面の変状対策など先受工による地山補強効果については、これまでに数多くの研究がなされてきているが、そのほとんどは先受工を採用した施工現場の計測結果の報告に過ぎず、先受工の仕様（注入式鋼管フォアパイリングの場合、鋼管の長さ、径および打設間隔等）や地山条件などがトンネルに発生する変位、応力などに及ぼす影響を検討した上で、その効果を定量的に体系化しようとする研究はさほど多くないといえる [2.6](#)）。

たとえば、米山・田口ら [2.7](#)）は、先受工のうち、切羽前方に構築されたアーチシェル構造により支保効果を発揮するプレライニングに着目し、その補強メカニズム解明と設計法確立を目的として、変位抑制効果の検討や土圧評価など一連の研究を行っている。乾燥砂を用いた3次元のトンネル模型実験により、地表面の沈下抑制および切羽の安定化は、プレライニングが掘削区間の鉛直応力の解放を抑制することで発揮され、その支保機能は、周辺地盤との相互作用によって生じる地山リングの複合剛性に依存するとしている。

また、小竹・岡ら [2.8](#)）は、先受工の持つ3次元的な地山補強効果に着目し、水平ジェットグラウト工法を対象として3次元FEM解析を行い、支保特性を検討するとともに、発生する応力状況に関し既往の簡易検討法との比較を行っている。その結果、パイプルーフの慣用設計法である梁モデルでは、発生応力が3次元解析結果よりも数倍程度大きくなることを確認している。

さらに、真下らは、先受工に留まらず、ロックボルトや鏡ボルトの地山補強効果、覆工荷重などのトンネルに作用する土圧評価など、山岳トンネル掘削時の安定性に関する研究 [2.9](#)）を数多く行ってきているが、真弓・真下ら [2.10](#)）は、薄い土かぶりの砂質地山トンネルを想定した3次元の模型掘削実験により、先受工の設置間隔や剛性が地盤の変状に及ぼす影

響について基礎的な研究を行っている。その中で、先受工の剛性が高いと地山の変形抑制効果は大きくなり、棒状先受工の設置間隔が1本分程度であれば、掘削に伴う地表面沈下の発生傾向は、連続したシェル体としての先受工と同等であることが示された。

しかし、いずれの研究も、先受工の仕様や地山条件が切羽の安定性および地山変状の抑制効果に与える影響を実験的あるいは解析的に評価するに留まり、それらの結果に基づいて先受工の設計法に関する具体的な提案に至っているものはない。一方、先受工の施工実績は近年増加の一途にあり、特に注入式鋼管フォアパイリングについては、切羽の安定性確保や地表面沈下の抑制に効果が大きいといわれることから、その適用が増加している。また昨今では、経済性や断面の自由度などの理由により、従来であればシールド工法で施工されるような都市部をはじめとする土質条件の悪い地盤にも山岳トンネル工法が採用されることが多く、この傾向は今後も継続していくものと考えられる。先受工の適用範囲が拡大されつつある現在、補強メカニズムに基づいた合理的でかつ簡便な設計法の確立が望まれている。

2-3 注入式鋼管フォアパイリングに関する設計法

2-3-1 設計法の現状

現在、実際に用いられる注入式鋼管フォアパイリングの設計法は種々提案されているが、主に

- ① パイプルーフ工法の設計法
- ② 弾性支承上梁モデルによる設計法
- ③ 2次元FEMを用いた設計法
- ④ 3次元FEMやBEMなどを用いた設計法
- ⑤ 経験的手法による設計法

などが代表例として挙げられる(2.11)。

このうち、①による考えは、切羽奥に仮想固定点を有する梁として先受け鋼管をモデル化し、Terzaghiによる緩み土圧の約50%が等分布荷重で載荷される状態を想定するものであり、鋼管に生じる曲げモーメントが許容応力以内かどうかを判定するという照査を行う場合が多く、断面設計を簡易に行えることが特長である(図2-5参照)。②についても、同様の利点を有する。そのため、実際の設計において、鋼管の断面設計には①や②を適用

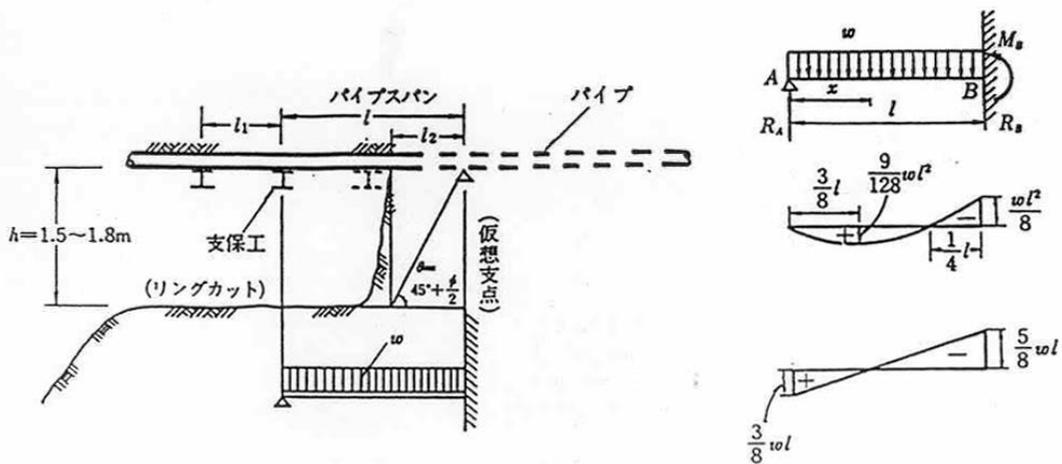


図 2-5 パイプルーフ工法における慣用設計法

し、地表面沈下などの検討に対しては③を適用するといった組み合わせもよくみられる。また、切羽安定には対数らせんによってすべり面を仮定する村山の式 2.12) を用いたり、鋼管の打設条件に関する妥当性を示すために⑤を用いたり、施工状況に応じて工夫を加え多面的なアプローチを行っている場合も少なくない。ただし、①～④のように何らかの計算手法を用いる定量的な設計法においても、先受工による改良範囲の剛性や土圧、あるいは応力解放率などの評価に際し、経験的に決定している場合が少なくないといえる。これは、注入式鋼管フォアパイリングにおける地山補強メカニズムが未解明であり、かつ合理的で簡便な設計手法が確立されていない実状を反映しているものと考えられる。

2-3-2 設計法に関する新しい取り組み

上述したような現状において、合理的な設計手法を確立するための提案がこれまでも行われてきた。たとえば、蛭子・浅野ら 2.13) は、ひずみ計測をもとにした先受け鋼管の挙動分析から、切羽進行に伴い鋼管の軸方向に発生する圧縮応力に着目し、トンネル縦断方向の圧縮応力集中が鋼管および注入による地山改良体に分担されて軽減することに起因して、切羽安定や変位抑制に対する効果が発揮されるという地山補強メカニズムを考案している。このため、曲げモーメントを分担させる従来設計法に比較して、軸方向の圧縮応力だけの分担となる鋼管は大きな断面を必要とせず、むしろ注入による地山改良の寄与する割合が大きいことを示唆している。また、鋼管と注入によって改良された地山の補強効果を等価弾性係数で評価し、軸対称 FEM をもとに設定した初期地圧解放曲線と円形トンネル解析解とを組み合わせた簡易設計法を提案している。トンネル縦断方向の任意位置にお

ける変位を算出できる点、鋼管配置の影響を評価できる点などが特長であるが、軸方向圧縮のメカニズムと等価弾性係数評価の関係が不明確であり、妥当性評価のために必要な現場適用には至っていないといえる。

一方、武内・御手洗ら [2.14](#))は、AGF工法の現場計測結果を分析し、掘削に伴う鋼管挙動や切羽通過前後の変位傾向に評価を加え、支保工バネ値や設計荷重の設定方法に改良を加えた弾性支承上梁モデルに基づく詳細設計法、およびその計算結果を図表として活用した簡易設計法を提案している。詳細設計法では、鋼管が既掘削部の支保工区間ならびに未掘削部の地山区間でバネ支承されていると考えるが、鋼製支保工と吹付けコンクリート双方が有効に作用する鋼管口元の支保工バネに対し、切羽近傍の支保工バネとしては鋼製支保工だけの作用を仮定して、中間部では直線的に変化させている。また、設計荷重については、鋼管に生じる曲げモーメントが最も大きくなるような分布形状を求め、Terzaghiによる緩み土圧を施工実績から修正してその大きさを設定している。このように、実際の鋼管挙動などを分析することで、支保工バネ値や設計荷重の設定に関し、より合理性を持たせたことなどが注目される。しかし、いずれも2次元的な評価に留まっているのが現状である。

本研究では、鋼管と注入によって形成される地盤の補強に対して、連続一体化という観点から、その補強メカニズムの解明およびそれに基づく簡便な設計法の提案に引き続き、より確実な補強効果の達成を具現化するために、汎用鋼管を高角度で密に打設する中尺鋼管先受け工法の開発、高浸透性の注入材料の開発を実施している。研究にあたって

- a 既往の設計では無視されたり改良仕様に関係なく経験的に設定されたりしている地山改良体の補強効果を積極的に評価し、鋼管と一体化して形成される先受けの改良範囲によるアーチ効果を考慮する
- b 同様に既往の設計では無視あるいは分離されがちな先受けの3次元的效果を合理的に取り入れている

ことなどが特長として挙げられる。

また、注入式鋼管フォアパイリングにおいて、中尺鋼管を高角度で密に打設する方法や高浸透性の薬液を注入させる方法が有効であることは、鋼管の梁効果のみならず注入による改良地山をも含めたアーチシェル構造としてとらえる先受け補強メカニズムの解釈から導き出される必然的な結果でもある。すなわち、鋼管内から注入を行うという注入式鋼管

フォアパイリングの基本原理を考慮すれば、設計・施工においてより確実な補強効果を発揮させるには、先受けによる改良範囲の連続一体化を目指すことが重要であると帰結される。

参考文献

- 2.1) 土木学会編：トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説， p.231～248， 1996.5 .
- 2.2) 前出 2.1)： p.233.
- 2.3) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会：注入式長尺先受工法（AGF工法）技術資料（四訂版）－AGF工法の考え方と適用， p.11， 2002.11.
- 2.4) 嘉指登志也， 桑原和夫， 石黒真一， 築地功：小口径二重管先受け工法で巨礫混じり地山を掘る－北陸自動車道高の峰トンネル－， トンネルと地下， pp.13～19， 第30巻5号， 1999.
- 2.5) 前出 2.3)： pp.221～223.
- 2.6) 北本幸義， 伊達健介， 山本拓治：注入式鋼管フォアパイリングの補強効果に関する研究， 土木学会論文集， No.736/Ⅲ－63， pp.167～177， 2003.6 .
- 2.7) 米山秀樹， 田口善文， 笹尾春夫， 指田健次：プレライニングの先受け・支保機構に関する模型実験， 土木学会論文集， No.589/Ⅲ－42， pp.109～120， 1998.3 .
- 2.8) 小竹望， 岡憲二郎， 山本芳生：高圧噴射攪拌工法による改良体の安定検討法に関する考察， 第27回土質工学研究発表会（高知）， pp.2065～2066， 1992.6 .
- 2.9) 真下英人， 猪熊明：トンネル切羽の安定性に関する遠心力模型実験， 第5回トンネル工学研究発表会， pp.117～122， 1995.11.
- 2.10) 真弓英大， 真下英人， 石村利明：トンネル先受工の地盤変状抑制効果に関する模型実験， 土木学会第53回年次学術講演会（神戸）Ⅲ， pp.138～139， 1998.10.
- 2.11) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法研究会：アンブレラ工法選定上の要点（改訂版）， p.28， 1999.11.
- 2.12) 村山朔郎， 遠藤正明， 橋場友則：機械化シールドの掘進性能に関する土質力学的考察， 第1回土質工学研究発表会， pp.75～78， 1966.
- 2.13) 蛭子清二， 浅野剛， 斎藤敏明：鋼管注入式トンネル先受け鋼報の簡易設計法の提案， 第11回岩の力学国内シンポジウム， F12， 2002.1 .

- 2.14) 武内秀木, 御手洗良夫, 鈴木雅行, 松重宗徳, 中川浩二: 長尺鋼管フォアパイリング (AGF工法) の設計法の提案, 土木学会論文集 No.623/VI-43, pp.191~202, 1999.6.

第3章 円筒シェル理論を適用した設計法の提案

注入式鋼管フォアパイリングによる補強メカニズムを合理的に評価し得る簡易手法の確立を目的として、アーチシェル状に形成される先受け領域の改良形態に着目し、3次元的な変形挙動を表現することのできる円筒シェル理論の適用を試みた。まず、土かぶりの薄い状況下でのトンネル掘削に対して、先受け領域に作用する荷重状態を考察し、径方向に等分布荷重が作用するという近似の考え方を示した。次に、このような荷重条件下における円筒シェル理論解を誘導・展開し、掘削過程のモデル化を説明するとともに、解析解によって表現される先受け改良領域の天端沈下について、その発生傾向を考察した。

3-1 先受け補強地盤の形成と掘削に伴う作用荷重

通常、注入式鋼管フォアパイリングによる先受工では、切羽面の外周に沿ってアーチ状にかつ前方の地山中へ向かってやや放射状に鋼管群を打設した後、**図3-1**に示すとおりそれぞれの鋼管内から注入を実施して切羽前方の連続一体化が図られる。そのため、鋼管と注入された地山によって改良される領域（以降では、先受け補強地盤と称する）は、複合体としてのアーチシェル構造を形成すると考えられる（**図3-2**参照）。

次に、トンネルなどの掘削問題を考えるとき、トンネルの直径に比べて土かぶりが厚い場合には通常、トンネル近傍において初期応力状態は等方、すなわち静止土圧係数 $K_0 = 1$

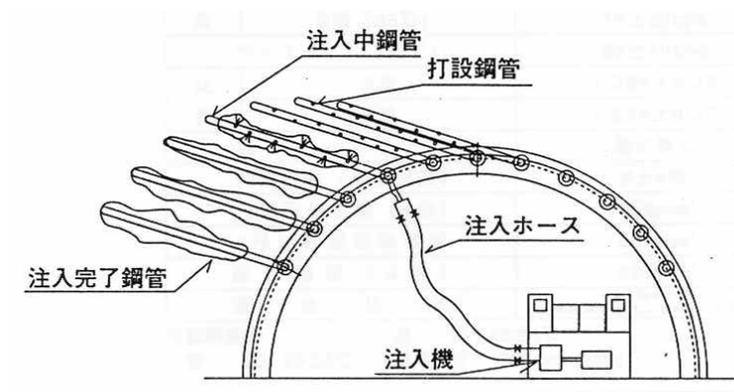


図3-1 鋼管内からの注入

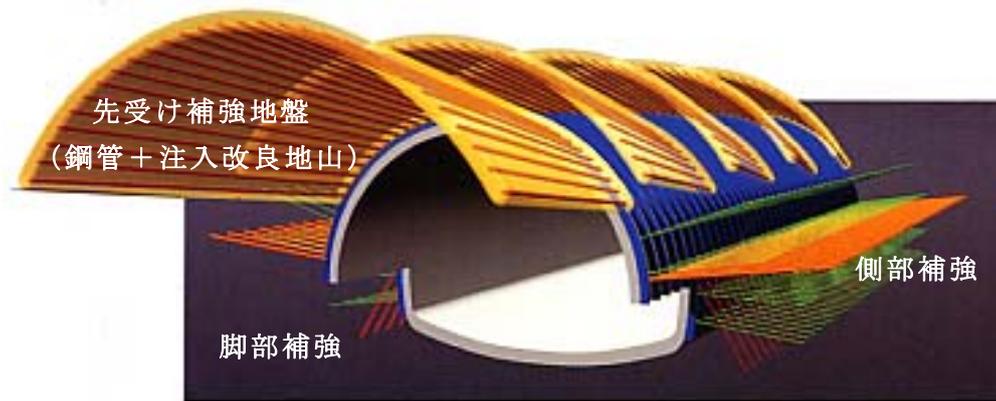


図 3 - 2 先受け補強地盤

に仮定されることが多い^{3.1)}が、都市域などにおける薄い土かぶり状態でのトンネル掘削を対象にすると、一般に $K_0 < 1$ の状態にあると考えられる。ここで、土かぶり圧（鉛直応力）を σ_v ，側方土圧（水平応力）を σ_h とすれば

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad \dots (3.1)$$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 \gamma \cdot z \quad \dots (3.2)$$

より、円形の掘削断面において天端からの角度が θ である位置に作用する径方向応力 σ_θ は

$$\sigma_\theta = \sigma_v \cos \theta + \sigma_h \sin \theta \quad \dots (3.3)$$

によって表される。ここに、 γ ：地盤の単位体積重量， z ：地表面からの深さ（土かぶり）である。

今、 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ と仮定し、土かぶりの薄い場合（トンネル天端までの深さ $z_c = 5, 10 \text{ m}$ ）および厚い場合（ $z_c = 50, 100 \text{ m}$ ）について、それぞれ $K_0 = 0.5, 1.0$ としたときの σ_θ を図 3 - 3 に示す。土かぶりの薄い場合、トンネルの天端部と脚部における土かぶりの差異が相対的に大きくなるので、天端部付近の鉛直応力と脚部付近の水平応力が概略一致するような状況となる。また、掘削時に作用する荷重として、土かぶりの厚い場合には緩み土圧^{3.2)}などを別途評価するが、土かぶりが薄い場合には、全土圧を作用させることが一般的であることから、掘削に伴って発生するトンネル径方向の荷重は等分布的に作用すると近似されうる。

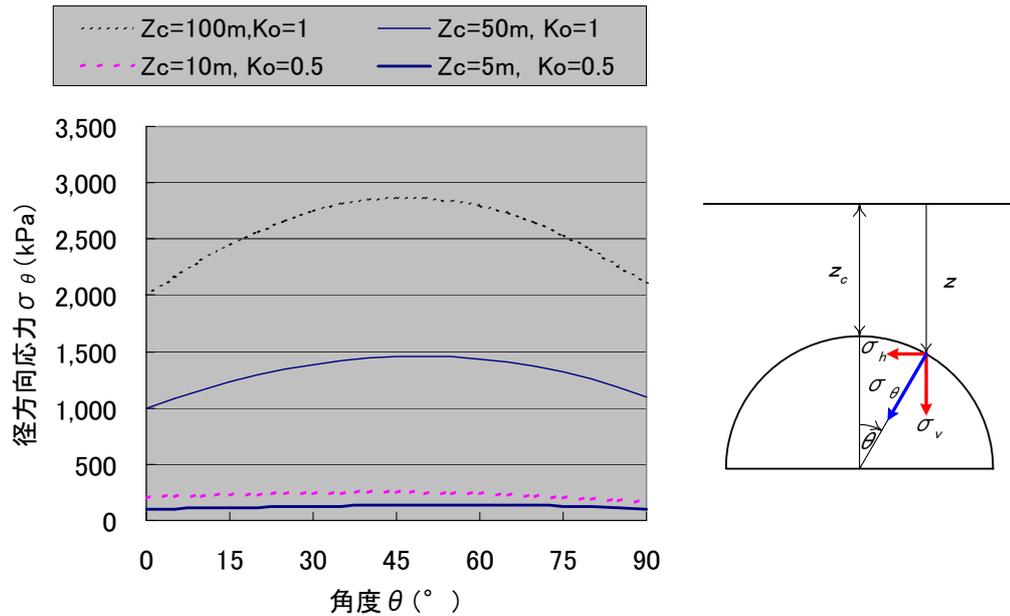


図 3 - 3 径方向応力

以上のことから、先受工による切羽の安定すなわち変形の抑制効果を評価するにあたり、顕著な脚部沈下の生じないことを前提として、径方向に等分布荷重が作用する円筒シェルによって先受け補強地盤をモデル化し、その解析解を適用して変形問題を考える。なお、先受け補強地盤と地山との相互作用については、積極的にこれを考慮することが理想ではあるが、地盤バネなどの設定において多くの不確定な要素が存在することや、考慮しない場合には結果として安全側の評価に至ることなどから、特に土かぶりが薄い場合、単に土かぶり荷重を円筒シェル体に作用させることによって掘削過程を模擬する。このとき、土かぶり荷重の作用範囲は当該掘削領域のみとする。当該領域のみを掘削してもその前後（既掘削および未掘削部分）に荷重が及び、作用範囲が多少広くなる可能性はあるものの、その場合には荷重強さは逆に小さくなるので、1掘削ステップあたりの変形を評価することに対して、今回の考え方は安全（過大）側を与えるものといえる。

3 - 2 径方向等分布荷重が作用する円筒シェル理論の解析解

3 - 2 - 1 基本式の誘導

円筒シェルの設計に際しては、円筒シェル体に作用する荷重の影響が端部に及ぶか否かによって短いシェルと長いシェルとに区別され^{3.3)}、円筒シェルに作用する荷重端から一端

までの長さ L が

$$L \geq \pi / \beta \quad \dots (3.4)$$

である場合、長いシェルと判定され問題は簡単になる（図 3-4 参照）。ここに

$$\beta = \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} / \sqrt{rt} \quad \dots (3.5)$$

であり、 ν : 円筒シェルのポアソン比、 r : 半径、 t : 厚さである。注入式鋼管フォアパイリングによる先受け補強地盤の一般的な仕様として、 $r = 5 \text{ m}$ 、 $t = 0.3 \text{ m}$ 程度を考慮すれば、長いシェルとみなしうるには $L \geq 3.0 \text{ m}$ を必要とする（ $\nu = 0.3$ のとき $\beta = 1.05$ ）が、実施工では、通常 3.5 m 程度のラップ長を確保する（図 3-5 3.4）に示すとおり、 $2.5 \sim 4.5 \text{ m}$ で全体の 95% を占めるが、その中でも 3.5 m が圧倒的に多い）ことから、長いシェルの場合を想定することに計算上大きな支障はないといえる。

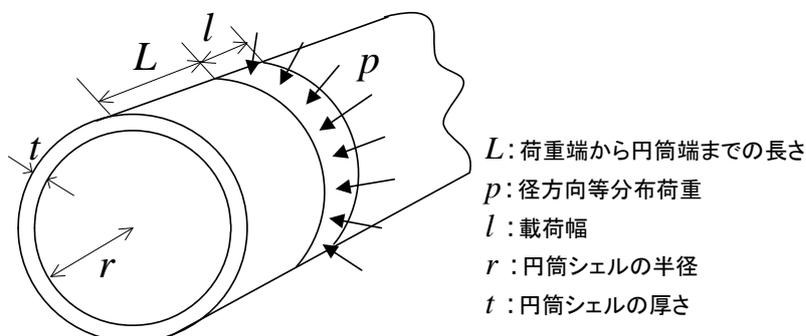


図 3-4 円筒シェルにおける長・短の区別

さて、均質な長い円筒シェルの円周に沿って径方向等分布線荷重 p が作用した（図 3-6 参照）とき、荷重作用線における径方向変位 w_x は

$$w_x = pr^2 \beta e^{-\beta x} (\sin \beta x + \cos \beta x) / (2Et) \quad \dots (3.6)$$

によって与えられる 3.5)。ここに、 E : 円筒シェルの弾性係数である。さらに、円筒シェル上のある幅 l （1 掘削ステップあたりの掘進長に相当）にわたって径方向に等分布する荷

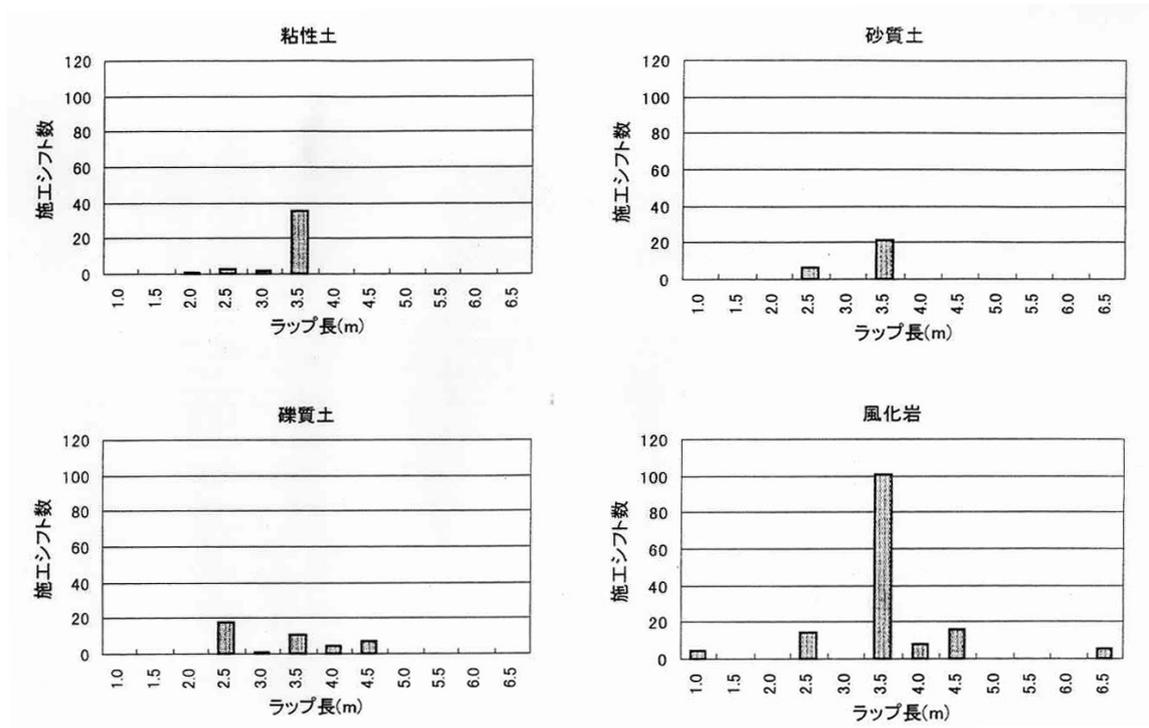


図 3-5 鋼管ラップ長（最小先受け長）の実績

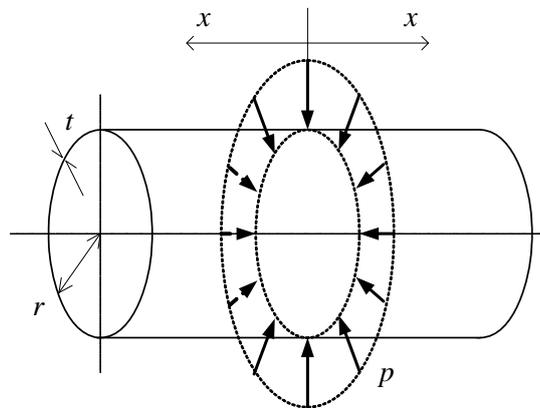


図 3-6 円周状の径方向等分布载荷状態

重状態（図 3-7 参照）に対しては、(3.6) 式を幅方向に積分することにより

$$w_x = pr^2 \{2 - e^{-\beta x} \cos \beta x - e^{-\beta(l-x)} \cos \beta(l-x)\} / (2Et) \quad \dots (3.7)$$

$$w_x = pr^2 \{e^{-\beta(x-l)} \cos \beta(x-l) - e^{-\beta x} \cos \beta x\} / (2Et) \quad \dots (3.8)$$

で表される 3.6)。ただし、(3.7) 式、(3.8) 式は、それぞれ図 3-7 中の (a)、(b) に対応し、 $x=l$ において両者は次式のとおり一致する。

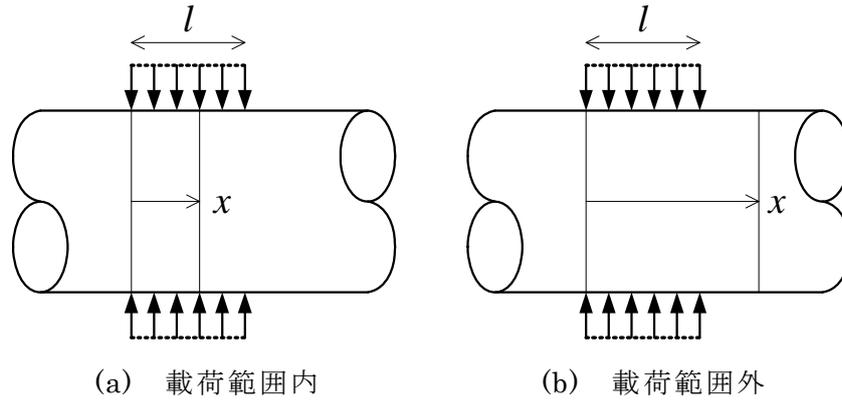


図 3-7 円筒状の径方向等分布载荷状態

$$w_{x=l} = pr^2 \{1 - e^{-\beta l} \cos \beta l\} / (2Et) \quad \dots (3.9)$$

円筒シェル上の幅 l にわたって径方向等分布荷重が载荷された場合の径方向変位を表す (3.7) 式ならびに (3.8) 式は、実施工に対しては、各掘削ステップにおいて掘進長 l の範囲に土圧荷重が作用したときの先受け補強地盤の天端沈下量分布を表すことになる。ここに、各掘削ステップでの天端沈下量の最大値 w_{\max} は、(3.7) 式中で $x = l/2$ とすれば

$$w_{\max} = pr^2 \{1 - e^{-\beta l/2} \cos \beta l/2\} / (Et) \quad \dots (3.10)$$

が得られる。さらに、掘削ステップごとに生じる天端沈下量を重ね合わせれば、累積の天端沈下量が求められる。なお、 E 、 t など円筒シェルの物性が一定であれば、弾性論から、多ステップ分を瞬時に掘削した結果も逐次掘削の重ね合わせ結果に一致することになる。

また、先受け補強地盤の縦断方向に発生するモーメント M_x は、 $0 \leq x < l$ 、 $l \leq x$ の範囲においてそれぞれ

$$M_x = p \{e^{-\beta x} \sin \beta x - e^{-\beta(l-x)} \sin \beta(l-x)\} / (4\beta^2) \quad \dots (3.11)$$

$$M_x = p \{e^{-\beta x} \sin \beta x - e^{-\beta(x-l)} \sin \beta(x-l)\} / (4\beta^2) \quad \dots (3.12)$$

のように示され、先受け補強地盤の横断方向に発生する軸力 N_θ は、 w_x を用いて次式で表される 3.7)。

$$N_{\phi} = Etw_x/r \quad \dots (3.13)$$

3-2-2 基本式の定性的傾向

$l = 1 \text{ m}$ ずつで 9 m まで逐次掘削した場合、(3.7) 式、(3.8) 式を用いれば、[図 3-8](#) に示すような天端沈下量の累積値が得られる[3.8](#)。同図中では、円筒シェル（先受け補強地盤）の半径 $r = 5 \text{ m}$ で、厚さ $t = 0.3, 0.6 \text{ m}$ の場合を例示しており、各ステップでの増分値は、第 1 ステップ掘削時の分布形状を掘進長分だけ平行移動したものに一致する。

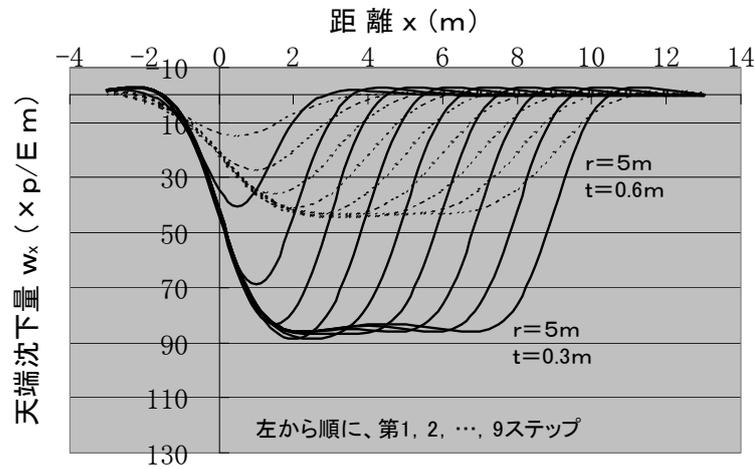


図 3-8 円筒シェル理論解による先受け補強地盤の天端沈下傾向

$t = 0.3 \text{ m}$ の場合、各ステップにおける増分の最大値は $40.7 p/E$ 、累積の最大値は第 4 ステップにおいて $88.5 p/E$ であり、それ以降収束する。同様に $t = 0.6 \text{ m}$ では、増分の最大値が $14.9 p/E$ 、累積の最大値は第 5 ステップで $44.4 p/E$ となり、両者の比は、増分、累積においてそれぞれ 2.7、2.0 である。増分における最大値は掘進長に応じてシェル厚の影響を受け、増分の比が単純にシェル厚の比とはならないが、掘進長（載荷幅）の増加に伴い累積的な値になってくると、シェル厚の大きい場合には変位が収束するまでのステップ数が多くなり、累積の比は結果的にシェル厚の比に一致（ r が同一の場合）してくる。

注入式効果フォアパイリングにおける補強のメカニズムについては、トンネル縦断方向として鋼管の曲げ剛性に起因した梁形成効果、横断方向にはアーチシェル形状を呈する先

受け補強地盤の構造から誘起されるアーチ形成効果があるといわれているが、鋼管による梁形成効果しか考慮されていない慣用設計法に対し、円筒シェル理論解を適用することによって、両者が融合された3次元的なメカニズムを表現することができる。これは、従来考慮されることのなかった注入の効果も反映させることができるので、メカニズムに立脚した合理的な設計法の確立に有用と期待される。

3-3 まとめ

切羽面の外周に沿ってアーチ状に鋼管を打設した後、鋼管内から注入を実施する先受工の慣用設計法では、鋼管による梁形成効果のみが注目され、横断方向におけるアーチ形成効果の評価に至っていないのが実情である。また、地山を改良して先受け補強地盤の連続一体化を図るための注入効果が陽に考慮されていないことは、注入の必要性が設計に反映されないという不完全さを有することになっている。

そこで、先受け補強地盤が呈するアーチシェル状の形態に着目し、先受け補強地盤が目指す鋼管と一体化した連続的な形成において、重要な役割を担う注入による地山改良効果の積極的な評価を試みた。すなわち、土かぶりが薄い状況下での掘削荷重は径方向に等分布で作用するという近似に基づいて、円筒シェル理論による解析解を誘導し、先受け補強地盤に関する設計法として提案した。円筒シェル理論解を適用すれば、先受け補強地盤の縦断方向と横断方向で3次元的に融合された補強メカニズムを簡易に表現することができる。また、従来積極的に考慮されることのなかった注入効果を組み入れることが可能となるので、本来目指すべき先受け補強地盤の連続一体化に対して、施工技術の進歩を反映できる合理的な設計法であると解釈される。

参考文献

- 3.1) 桜井春輔編著：都市トンネルの実際－合理的な設計・施工法をめざして、鹿島出版会，p.45，1998.
- 3.2) 桜井春輔，足立紀尚共編：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会，pp.83～85，1988.
- 3.3) 構造力学公式集，pp.382，

- 3.4) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会設計WG：アンブレラ工法の設計技術資料， p.75， 1996.
- 3.5) チモシェンコ， ヴォアノフスキーリーガー共著（長谷川節訳）： **Theory of Plates and shells**（板とシェルの理論〈下〉）， 理工学海外名著シリーズ9， ブレイン図書出版， p.447， 1973.
- 3.6) 北本幸義， 伊達健介， 山本拓治， 日比谷啓介， 太田秀樹：トンネルの先受け効果に関する簡易評価手法， 第35回地盤工学研究発表会（岐阜）， pp.2079～2080， 2000.6.
- 3.7) 北本幸義， 伊達健介， 山本拓治， 日比谷啓介， 太田秀樹：先受け工法の支保メカニズムの評価手法， 鹿島技術研究所年報第49号， pp.13～18， 2001.9.
- 3.8) 北本幸義， 伊達健介， 山本拓治：注入式鋼管フォアパイリングの補強効果に関する研究， 土木学会論文集 No.736／Ⅲ-63， pp.167～177， 2003.6.

第4章 模型実験による円筒シェル理論の検証

第3章で提案した設計法の妥当性を検証するため、まず、先受け補強地盤を均質なアクリル樹脂で模擬した遠心模型実験を行い、掘削に伴う先受け補強地盤の挙動を評価した。特に、先受け鋼管のラップ長や打設範囲など注入式鋼管フォアパイリングにおける施工状況を考慮して、補強効果に対する評価手法としての円筒シェル理論の適用性を確認している。ただし、先受け補強地盤は鋼管と改良地山との複合体から形成されるので、注入式鋼管フォアパイリングの設計を行うには、複合体としての変形特性を評価することが必要である。遠心模型実験では幾何学的な制約によって先受け補強地盤のモデル化には限界があるため、次に、アクリル樹脂製の円筒シェル内に種々の条件で金属棒を配置した先受け補強地盤モデルを作製し、径方向等分布荷重を局所的に作用させる載荷実験を行い、主として鋼管の打設間隔が複合体としての変形特性に及ぼす影響について考察した。さらに、鋼管の打設長さや打設角度に関する大型土槽実験を行い、現行の注入式鋼管フォアパイリングよりも合理的な先受け工法を開発するための基礎的検討を加えた。

4-1 遠心模型実験による補強メカニズムの評価

3-2では、鋼管と注入された地山からなる先受け補強地盤がシェル構造を形成すると仮定して、均質物性を有する円筒シェルの解析解を適用したモデル化を行った。合理的な設計法確立のためには、仮定したモデルの妥当性を確認する必要があるため、実施工を模擬した遠心模型実験（写真4-1参照）を用いて、掘削に伴い先受け補強地盤に発生する曲げモーメント分布などからモデル化の妥当性を検証するとともに、その適用性について検討を加える（鋼管と地山からなる複合体としての変

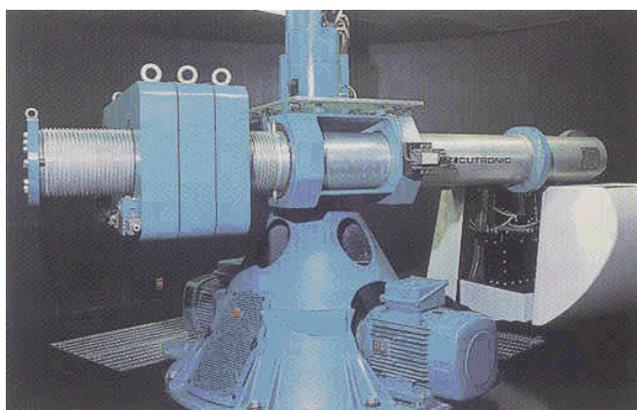


写真4-1 遠心模型実験装置本体

形特性については、4-2, 3にて検討)。

4-1-1 実験概要

トンネル掘削実験装置(4.1)の概要を図4-1に示す(写真4-2参照)。トンネル掘削については、支保工設置から次の支保工設置までの上半における1掘削ステップを想定し、50Gの遠心場(G:重力加速度)において、図中に示すアルミ製の半円筒引き抜き体を20mm/minで10mmまで移動させることにより模擬した。ここで、先受け補強地盤を形成している鋼管と注入による改良地山は、アーチシェル状に一体化しているとし、アクリル樹脂(比重0.94)を用いて均質となるよう円筒シェルの一部でモデル化・成形を行った。また、脚部は安定した地盤中にあることを前提に考え、アルミ製引き抜き体の移動の際に

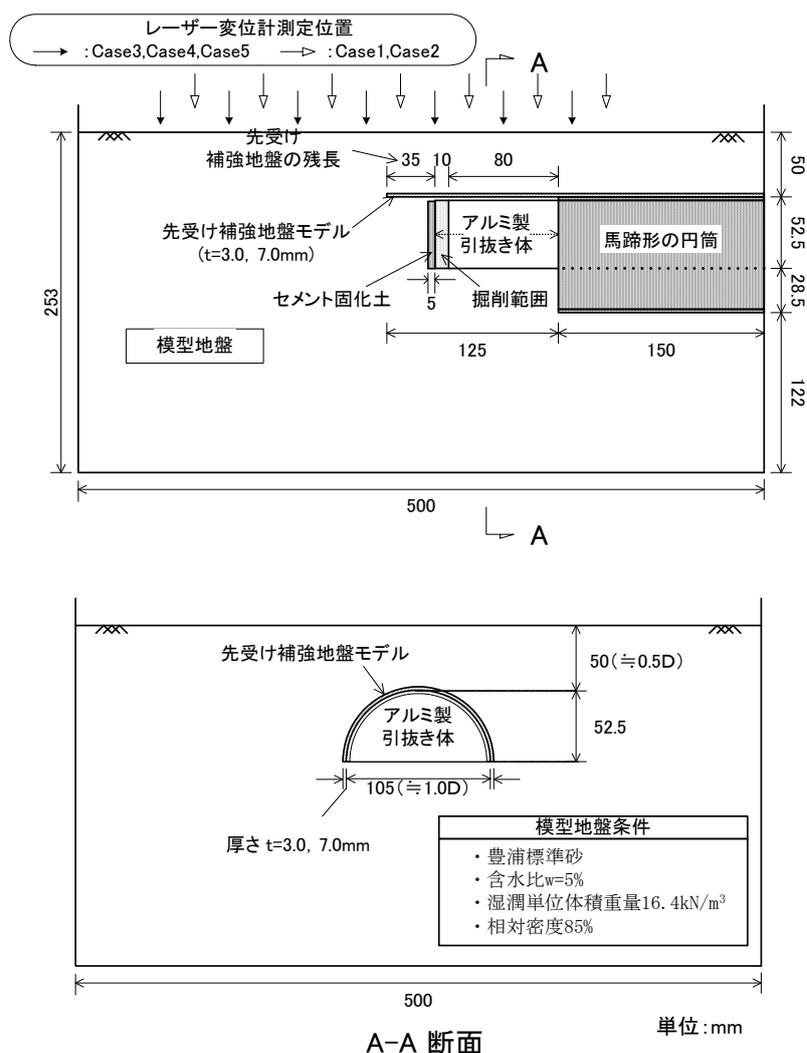
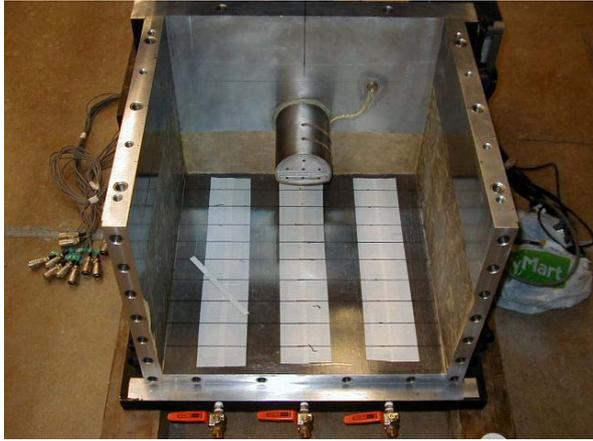


図4-1 トンネル掘削実験概要



(a) 実験土槽



(b) 先受け補強地盤取り付け状況

写真 4 - 2 トンネル掘削実験装置

は脚部沈下が顕著に生じることのないよう、シェル体の根元部を鋼製の馬蹄形筒の上に設置し不動条件としている。なお、アクリル樹脂は、硬化後において弾性係数 $E = 100\text{MN}/\text{m}^2$ を呈し (図 4 - 2 参照)、材齢による変化をほとんど示さない材料である。

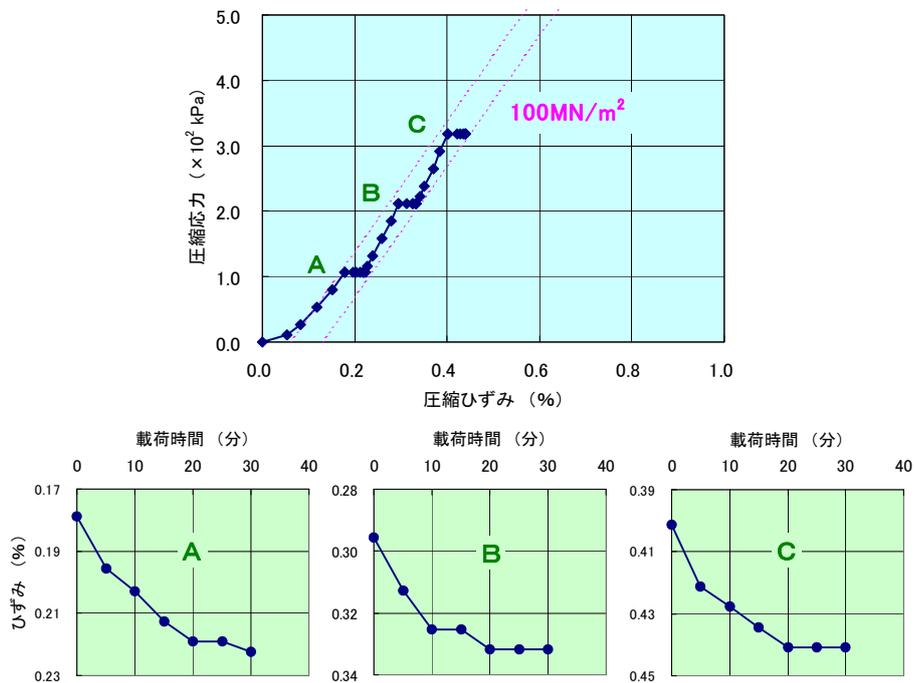


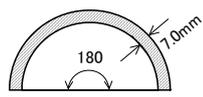
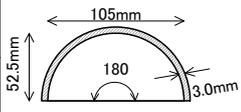
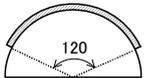
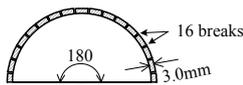
図 4 - 2 アクリル樹脂の応力～ひずみ関係

掘削対象地盤については、自立性の低い砂質土地山を模擬することとし、不飽和状態 (含水比 $w = 5\%$) の豊浦標準砂を用いて相対密度 $D_r = 85\%$ (湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 16.4\text{kN}/$

m³) となるよう締固めた。トンネル天端部における土かぶり z_c については、都市域のトンネルで実施される先受工の施工実績に鑑み、 $z_c = 0.5D$ (D : トンネル径) から 50mm に設定した。そのため、変形係数 E_{50} については、不飽和三軸圧縮試験の結果から天端部で約 15MN/m²、脚部で約 20MN/m² となっている。また、トンネルの切羽奥には、掘削時の切羽安定を目的として厚さ 5 mm のセメント固化土 ($E_{50} = 3.4\text{GPa}$) を設置した。

さらに、上半掘削に伴う地表面沈下分布については、トンネル縦断方向および切羽付近での横断方向に複数個設置したレーザー変位計により測定した。なお、実験ケースは、表 4-1 に示すとおり、先受け補強地盤の残長、形成範囲 (鋼管の打設範囲) などをパラメータとして計 5 ケースを設定している。各パラメータの設定内容については後述する。

表 4-1 実験ケース一覧

ケース名	先受け補強地盤厚さ	先受け補強地盤残長*	シェル化形成範囲	先受け補強地盤横断面模式図
Case1	t=7.0mm	35mm	180°	
Case2	t=3.0mm	35mm	180°	
Case3	t=3.0mm	95mm	180°	
Case4	t=3.0mm	35mm	120°	
Case5	t=3.0mm	35mm	180°	

4-1-2 先受け補強地盤に作用する断面力の評価

Case 1 については、トンネル掘削に伴い、円筒シェル状の先受け補強地盤に周方向等分布荷重が作用するというモデル化の妥当性確認を目的にする (4.2)。評価の対象には、トンネル掘削時に生じる先受け補強地盤モデルの曲げモーメントおよび軸ひずみを取り上げ、図 4-3 に示すように、それぞれ先受け補強地盤における天端部のトンネル縦断方向、切羽付近でのトンネル横断方向に設置したひずみゲージの計測結果から算定している。このケースでは、基本とする第 1 ステップ時の掘削長 10mm に加え、さらに 20mm 分を 2 ステップで掘削し、先受け補強地盤が掘削に伴って受ける曲げモーメント分布の変化について

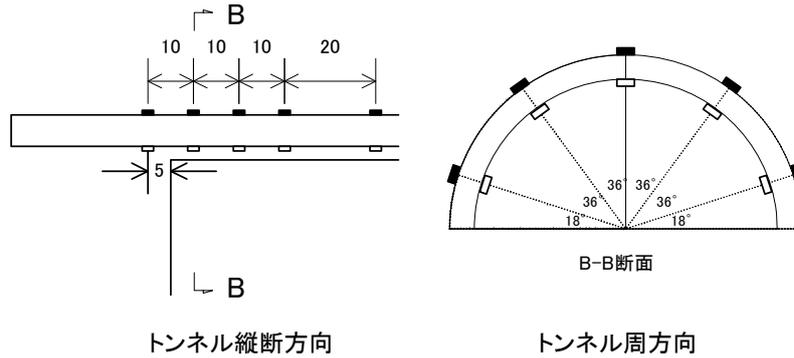


図 4 - 3 ひずみゲージ設置位置

も評価を行った。なお、先受け補強地盤の厚さは、ゲージ貼付による厚みの影響を受けないよう $t = 7 \text{ mm}$ と比較的大きくし、先受け補強地盤の残長（切羽前方の地山中に残存されている長さを意味し、便宜上鋼管の残長として想定）については、最も不安定な状態（実施工において、先受け補強地盤の残長が最短（次シフトの先受け補強地盤とに確保されるラップ長）となる 3.5 m ）を対象に考え、 35 mm に設定した。

まず、掘削に伴う曲げモーメント分布の変化について述べる。図 4 - 4 は、上半を (i) $0 \sim 10 \text{ mm}$ 分、(ii) $10 \sim 20 \text{ mm}$ 分、(iii) $20 \sim 30 \text{ mm}$ 分の 3 ステップで掘削したときのひずみ測定結果に基づいて算定したトンネル縦断方向の曲げモーメント増分を示している。ここに、曲げモーメントは、実地盤相当に換算した値である。これによると

- a 掘進長の増大（掘削ステップの増加）に応じて曲げモーメント分布が移動している

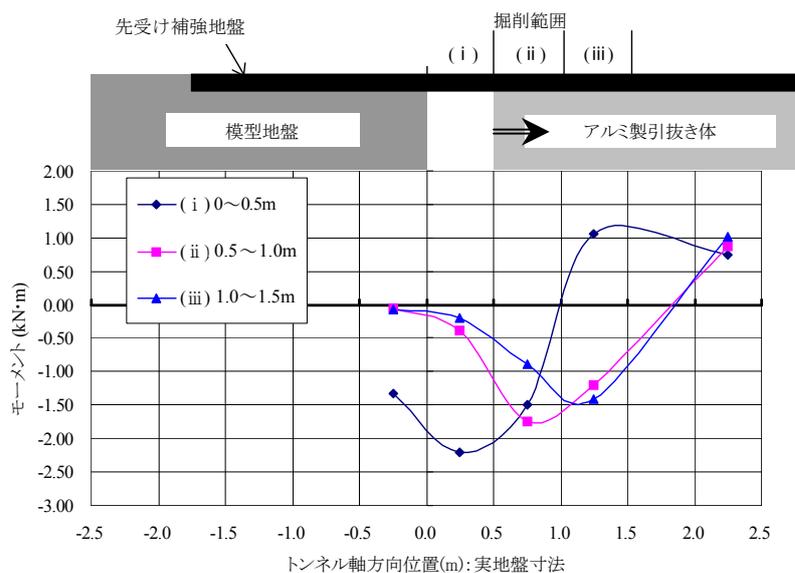


図 4 - 4 曲げモーメント増分の推移 (Case 1)

b 各掘削ステップともに掘削長の中央位置において曲げモーメント値が最大となっている

ことが確認できる。

次に、3-2で示した(3.11)式、(3.12)式を用いて、(i) 0~10mm分を掘削したときのトンネル縦断方向の曲げモーメント分布を計算し、実験結果との比較を行った。このとき、径方向等分布荷重 p については、天端部における全土かぶり荷重を採用し

$$p = \gamma_t \cdot z_c \quad \dots (4.1)$$

から $p = 41\text{kPa}$ と算定した。ここに、 γ_t :地山の湿潤単位体積重量(16.4kN/m^3), z_c :実地盤換算時の土かぶり厚さ(2.5m)である。この結果を図4-5に示す。また、同図中には、注入式鋼管フォアパイリングの設計計算手法として一般的に用いられる梁構造解析(2-3-1で述べた手法①に相当)による検討結果も併記している。ここで、同図中に記した梁長さ b の定義(4.9)について、図4-6に示す。手法①では通常、最後に打設した鋼製支保工から切羽奥に設けた仮想支点までの距離によって梁長さ b を設定するので、今回の場合 $b = 1.87\text{m}$ と算定される。ただし、図4-5には、この $b = 1.87\text{m}$ の場合に加え、円筒シェル理論を適用する際の荷重作用範囲として想定した $l = 0.5\text{m}$ (図4-6では支保工のピッチに相当)から $b (=l)$ を評価するケースについても検討を行った。図4

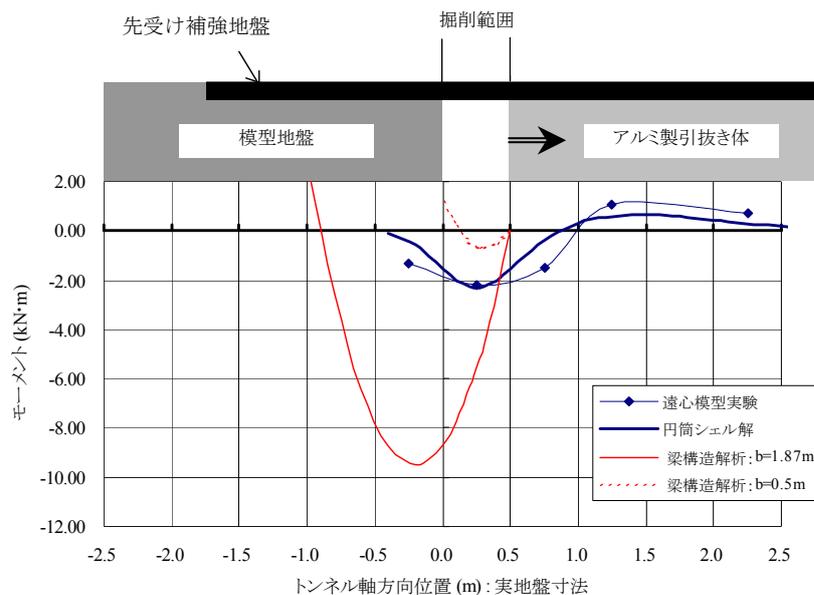


図4-5 曲げモーメントの比較 (Case 1)

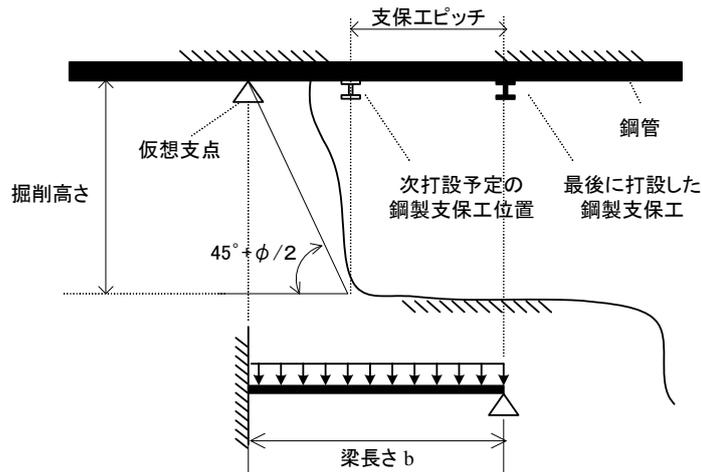


図 4 - 6 梁構造解析における梁長さの定義

— 5 から、円筒シェル理論に基づいて算出された結果は実験結果とよく一致しているのに対し、従来の設計手法として用いられることの多い一次元的な梁構造解析では、 b をかなり変化させても実験結果との一致度が低いということがわかる。

最後に、(3.13) 式を用いて、切羽付近でのトンネル横断方向の軸ひずみ分布を算出し、実験結果との比較を行った。その結果を図 4 - 7 に示す。実験結果については、モーメント分布と同様、(i) 0 ~ 10mm 分を掘削したときを対象にしており、その掘削領域の中間地点である 5 mm 位置に配置した先受け補強地盤横断方向のひずみ測定結果に基づいている。同図から、先受け補強地盤モデルにはほぼ均等な（ただし、引き抜き体の移動時における影響や切羽安定を目的に設置したセメント固化土の不均質さなどに起因して、全くの左右対象にはなっていない）軸ひずみが発生しており、(3.13) 式による解析解と近似

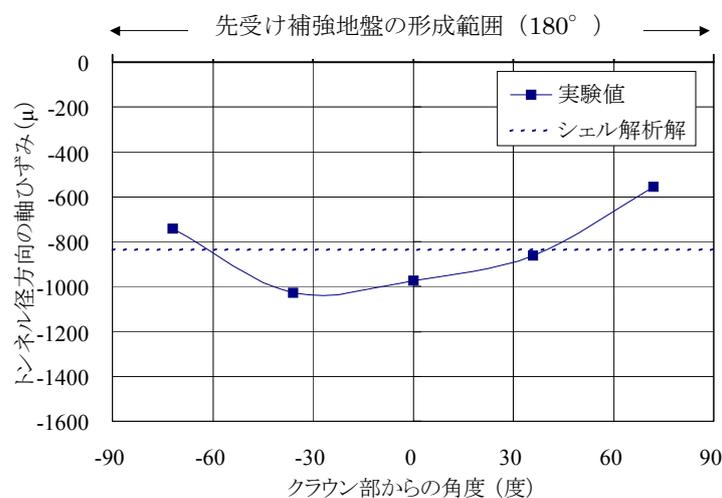


図 4 - 7 横断方向軸ひずみの比較 (Case 1)

していることがわかる。

したがって、曲げモーメントにおける比較検討結果と併せ、シェル状を呈する理想的な形状で先受け補強地盤が形成されていれば、土かぶりの薄いトンネルを掘削した場合、径方向に均等な载荷応力を受ける円筒シェルによってその挙動を近似的に表現することが可能であると考えられる。

4-1-3 先受け補強地盤の残長に関する影響検討

4-1-2において、シェル状の先受け補強地盤に対するモデル化の妥当性が検証された。しかしながら、実際の注入式鋼管フォアパイリングでは、Case 1で設定した先受け補強地盤に関する条件と異なる状況が多様に存在する。たとえば、注入式鋼管フォアパイリングにおいて切羽前方の地山中に存在する先受け補強地盤の残長は、掘削長とともに減少し、次段階の鋼管を打設する直前で最短（一般には 3.5m程度）となり、最も不安定な状態にあるといえる。一方、最も安定な（先受け補強地盤の残長が最大）状態は鋼管打設直後であるが、切羽手前側約 3.5m分は前段階で打設された鋼管と二重に設置されているので、長尺鋼管の採用実績として 12~13mが圧倒的に多い 4.4) (図 4-8 参照) ことに鑑みると、当該段階のみの先受け補強地盤の残長は 9 m程度となる。そこで、厚さ $t = 3 \text{ mm}$ の

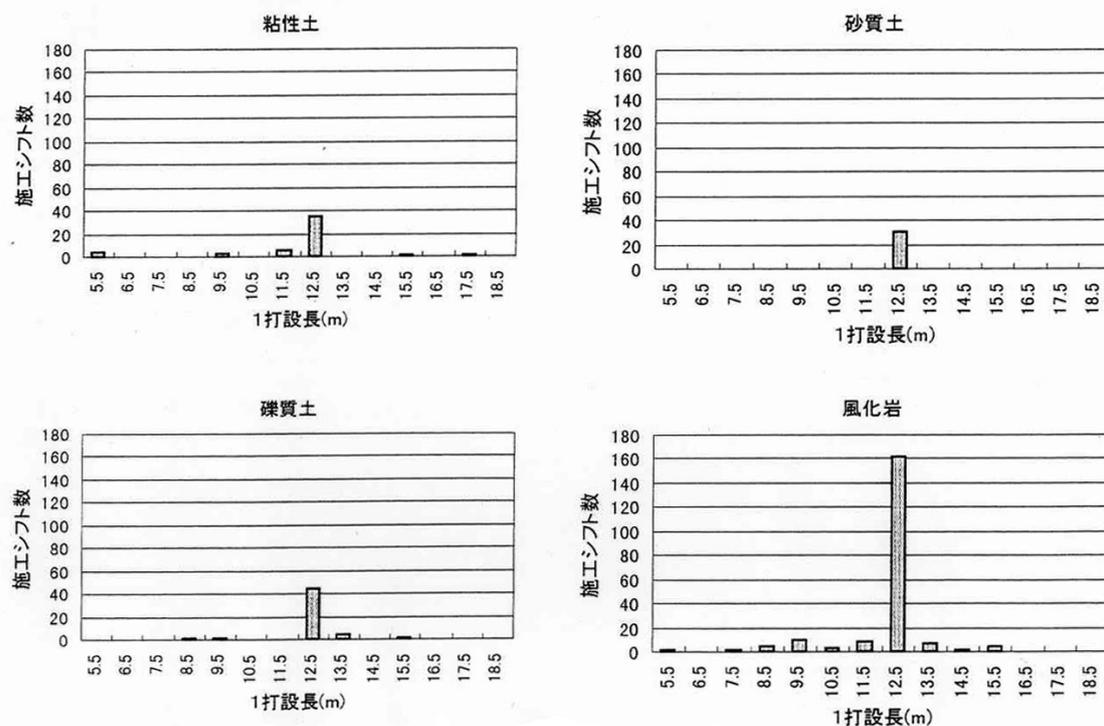


図 4-8 鋼管打設長の実績

先受け補強地盤において、残長を 95mm に設定した最も安定的な状態である Case 3 に対して、Case 2 では最も不安定な状態として 35mm に設定し、両者の比較検討から先受け補強地盤の残長が及ぼす影響について検討する。

両ケースの地表面沈下分布について比較した結果を図 4-9 に示す。横軸には、先受け補強地盤のトンネル縦断方向位置を示している。引き抜き体の移動時における影響などによって若干の差異はあるものの、両ケースとも地表面沈下量の最大値は同程度である（残長の長い Case 3 がやや小さい）ことがわかる。また、最大沈下量が発生する地点については、両者ともに掘削範囲付近となっており、全体としてはほぼ同じような傾向および沈下量といえる。

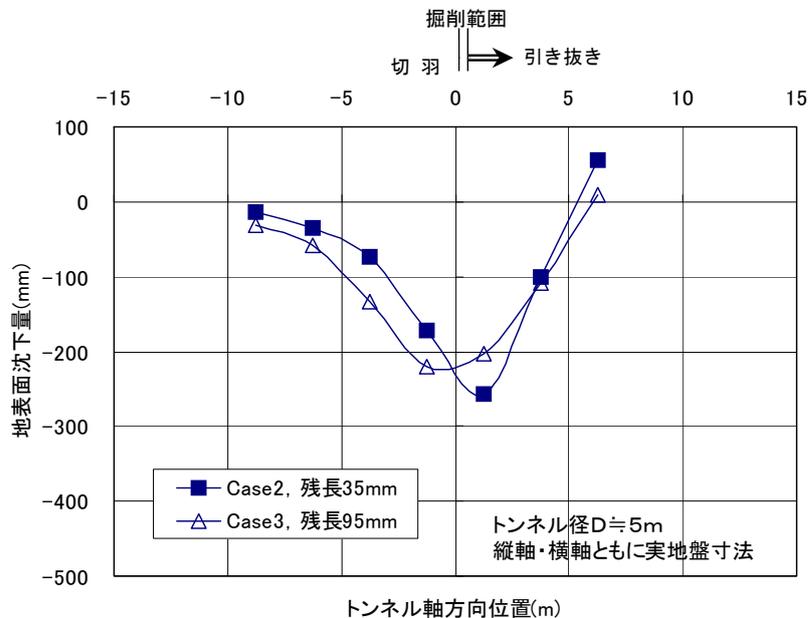


図 4-9 地表面沈下に及ぼす先受け補強地盤残長の影響

前述したとおり、(3.4) 式による $L \geq \pi / \beta$ (L : 载荷端から円筒シェル端までの距離) の条件を満たせば、円筒の一端に作用する荷重の影響が他端に及ばない長いシェルに分類されるが、Case 2 では、 $\pi / \beta = 3.2\text{m}$ に相当し $L (= 3.5\text{m})$ よりも小さいという条件を満足している。すなわち、先受け補強地盤の残長が長いシェルの条件を満足している場合、変形抑制効果はトンネル縦断方向でさほど大きな相違を生じさせないという可能性が高い。これは、切羽の安定性が保たれている限りにおいて、 π / β 以上のラップ長を確保しつつ次段階の鋼管を打設すれば、変形抑制効果に及ぼす先受け補強地盤の残長はほとんど影響し

ないことを意味し、現行の注入式鋼管フォアパイリングでラップ長として一般に確保されている3.5mは、円筒シェル理論における長・短の区別という観点からも適切な設定であると評価される。

さらに、 $t = 7 \text{ mm}$ で先受け補強地盤の残長が最も不安定な状態となる35mmのCase 1を加えた結果が図4-10である。3ケースともに、掘削範囲の中心付近で最大沈下量を呈しており、傾向としては酷似している。ただし、沈下量の大きさ自体については、ほぼ同程度のCase 2, 3に比較して、Case 1の最大沈下量が最も抑制されていることがわかる。以上のことから

- a 先受け補強地盤を厚層化することが地表面沈下の抑制に貢献できる
- b 先受け補強地盤の残長を必要以上に長くすることは、地表面沈下の抑制に対してさほど効果的ではなく、適切な最短残長がラップ長として確保されていれば、必ずしも長尺の鋼管を用いる必要性がない

ことを示唆している(4.5)。

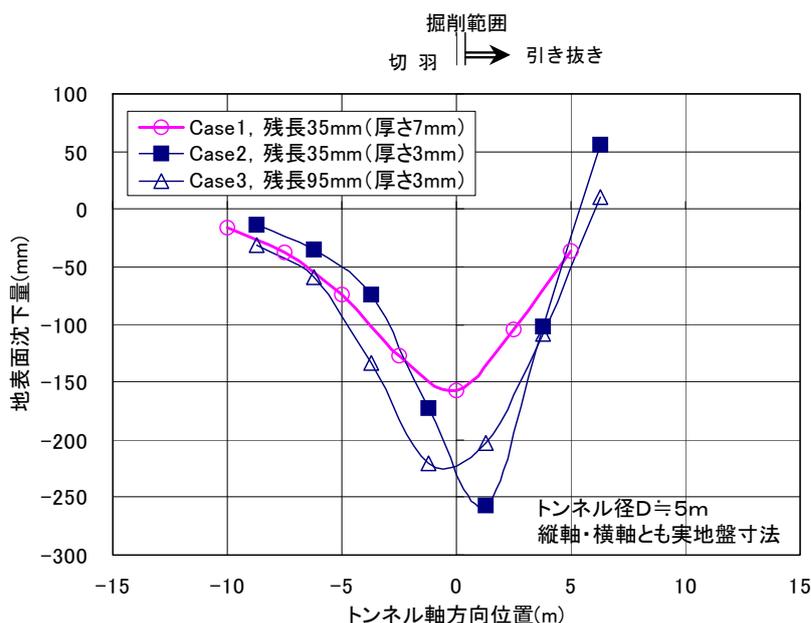


図4-10 地表面沈下に及ぼす先受け補強地盤厚の影響

ここで、(3.10)式を用いて径方向変位の最大値 w_{\max} を算定し、実験における地表面沈下量の最大値との比較を行った。その結果を図4-11に示す。同図では、実地盤に換算した先受け補強地盤の厚さを横軸に、計算値と実測値との比（以下、ピーク値比と称する）を縦軸に表示している。このとき、前述したとおり $p = 41 \text{ kPa}$ に設定し、荷重作用範囲 l につ

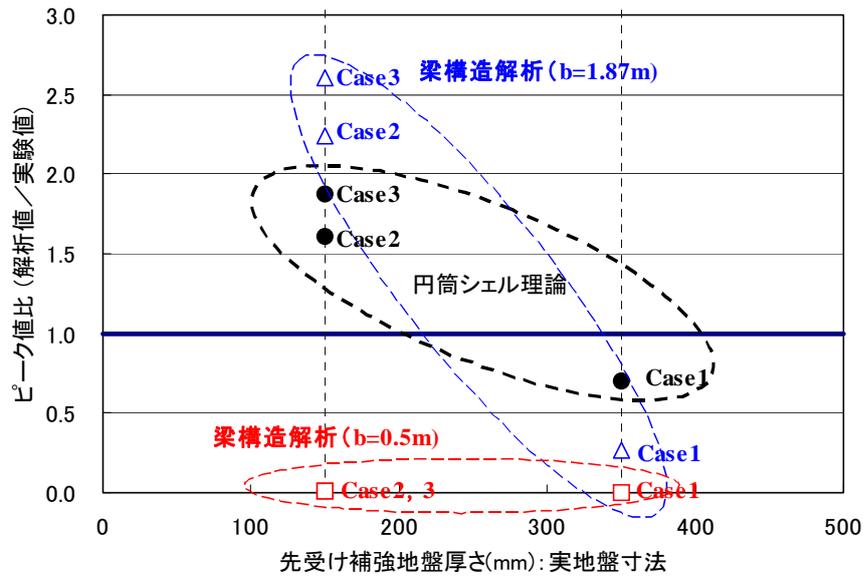


図 4-11 各解析手法による地表面沈下量の比較

いては 1 掘削ステップの掘進長である 0.5m (模型寸法 : 10mm) を、ポアソン比は要素試験結果に基づき $\nu = 0.49$ とした。また、同図中には、図 4-6 に示した梁構造解析による検討結果も併せて記入している。

梁構造解析において通常設定される方法による梁長さ b ($= 1.87\text{m}$) では、先受け補強地盤の厚さによりピーク値比が大きく変動しており、先受けによる地盤の補強効果を適切に評価できているとはいえない。また、 b を円筒シェル理論における荷重作用範囲 l ($= 0.5\text{m}$) と同一に設定しても、計算上ほとんど変形が生じずピーク値比は 0 付近に集中している。一方、円筒シェル理論によるピーク値比は、梁構造解析に比較すればより 1 付近に集中しており、先受け補強地盤が連続一体化されている施工状況下では、鋼管のみならず注入による改良地山を考慮して評価する円筒シェル理論の適用が合理的であると考えられる。また、改良地山を包含して評価することにより、先受け補強地盤の厚層化に起因した地表面沈下の抑制効果もうまく説明することができる。ただし、円筒シェル理論といえども、完全に実験結果と一致しているわけではなく、ピーク値比が 1 をはさんで前後に分布している。この要因として

- 円筒シェル理論は、本来先受け補強地盤の天端沈下を表すものであり、地表面沈下を直接評価するものではない
- 実験で用いた先受け補強地盤は、完全な円筒シェルではなく半円である
- 実験では、先受け補強地盤内に地山が抵抗要素として存在し、完全な空洞とはなっ

ていない

ことなどが挙げられる。今後、より詳細な施工状況が反映されるよう円筒シェル理論の高度化を検討する必要がある。

4-1-4 先受け補強地盤の形成範囲に関する影響検討

ここまでは、切羽面の外周に沿って鋼管を脚部付近まで打設する、すなわち上半掘削を対象に、鋼管の打設範囲を 180° として円筒シェルの半分で先受け補強地盤をモデル化する検討を行ってきたが、実際の施工では、[図4-124.6](#))に示すとおり、 $50\sim 180^\circ$ まで広範囲に及ぶものの一般に 120° の範囲に打設するケースが多いといえる。そこで、先受け補強地盤の残長が 35mm 、厚さが 3mm であるCase 2と比較するために、Case 4では鋼管の打設範囲を 120° に変更（他の条件についてはすべて同一）し、先受け補強地盤の形成範囲が及ぼす影響を検討した。

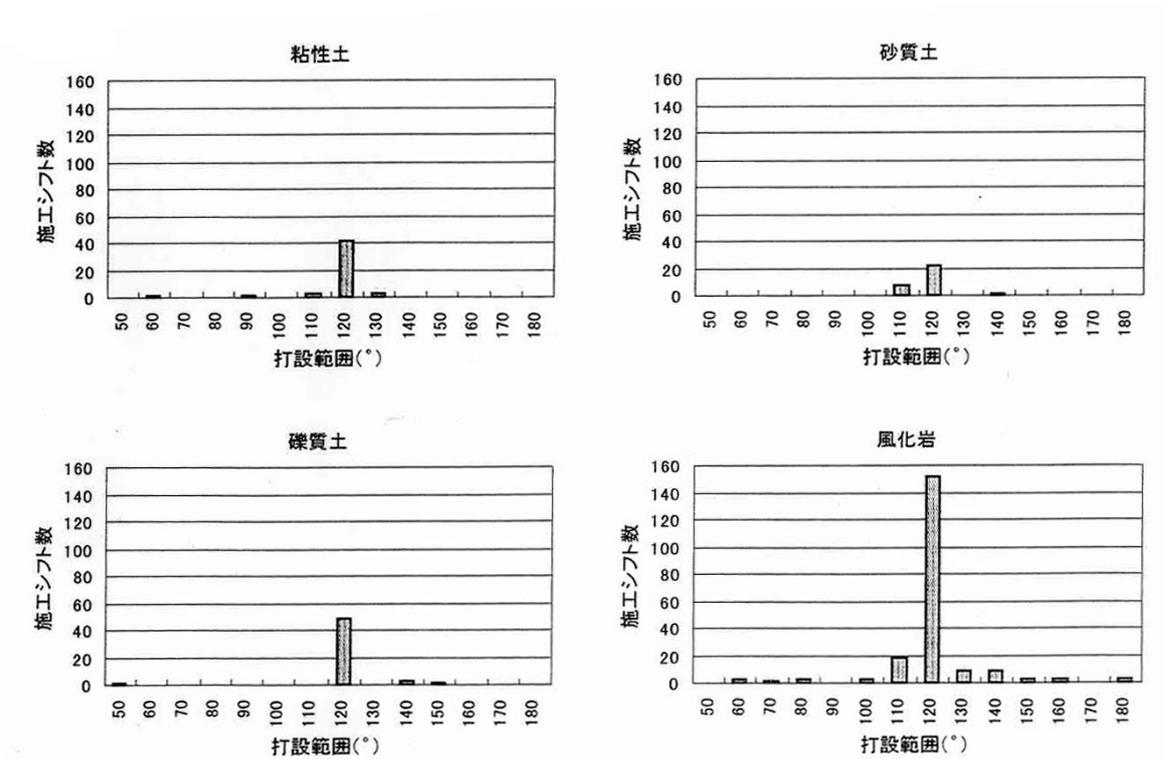


図4-12 鋼管打設範囲の実績

両ケースにおける地表面沈下分布の比較結果を[図4-13](#)に示す。[図4-9](#)、[10](#)と同様、横軸には先受け補強地盤のトンネル縦断方向位置を示している。同図から、砂質地山を対象に考えた今回の場合、地表面沈下量の最大値については、Case 4（形成範囲 120° ）の

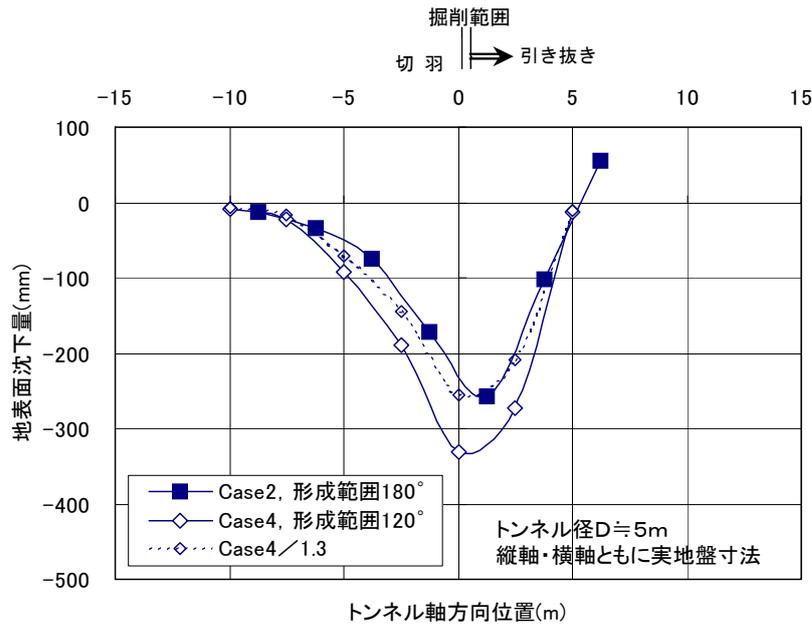


図 4-13 地表面沈下に及ぼす先受け補強地盤形成範囲の影響

方が Case 2（同180°）に比べて3割程度大きく発生しているのがわかる。ただし、最大沈下量を示す位置や沈下量分布については、同図中に示した Case 4 の値を単純に1.3で除した結果と非常に酷似しているといえる。したがって、鋼管の打設範囲が120°で先受け補強地盤の円筒シェルとしての形成割合が小さい場合でも、完全円筒から得られる解析解に地山の土質状況に応じた適当な割増係数を乗じるという単純な手順によって、その挙動を評価することが可能であると評価される。なお、5-4において後述するが、粘着力を有するような地山では、先受け補強地盤の形成範囲が地山の安定性（変形抑制効果）に対して支配的要因とならない場合もありうるので、打設範囲が小さな領域の実績も存在する。図 4-12の傾向は、そのような結果の現れと考えられる。

4-1-5 先受け補強地盤のシェル形成度に関する影響検討

これまでの検討では、鋼管と注入された地山から形成される先受け補強地盤は、連続一体化されたシェル体の一部であり、円筒シェルとして機能すると仮定・モデル化してきた。これは逆にいえば、先受け補強地盤が円筒シェルとして機能してこそ確実な地盤補強効果を発揮するゆえ、施工上、連続一体化されたシェル体が形成されることを前提に、設計法を確立していくべきであるともいうことができる。しかしながら、不均質な地山や亀裂性の地山あるいは浸透注入の困難な土質条件下では、実際、先受け補強地盤を均質で連続一

体的に施工することが非常に難しいことは周知の事実でもある。

そこで、Case 5では、現状の施工技術に対応するための検討として、表 4-1 や写真 4-3 に示すように、トンネル縦断方向に多数の切り込みを入れた分割シェル体を用いて、先受け補強地盤の連続一体的な形成が不十分である場合を模擬した掘削実験を行った。幅 1 mm の切り込みを半円筒シェル体の縦断方向に 16 本入れていることから、周長約 170 mm の先受け補強地盤を周方向に 17 分割したことになる。なお、これらの切り込みから地山（砂）が抜け落ちる影響を避けるため、先受け補強地盤モデルの上面には樹脂性ラップを緩く貼付している。さらに、ひずみ分布の比較を目的として、先受け補強地盤の天端部に位置する分割体には、トンネル縦断方向に図 4-3 と同様の位置にひずみゲージを設置したが、切り込み以外の条件については、Case 2 と同一である。



写真 4-3 不連続とした先受け補強地盤モデル（実験後 Case 5）

図 4-14 に、トンネル縦断方向の軸ひずみ分布を示す。同図から、切り込みの有無にかかわらずほぼ同程度のひずみの生じていることがわかり、今回設置した程度の切り込み条件（実地盤換算で 5 cm に相当）においては、先受け補強地盤が円筒シェルとしての機能を十分果たしているものと考えられる^{4.7)}。2-2 で述べたとおり、真弓・真下ら^{4.8)}の模型実験結果でも、外形 4 mm の棒状先受け部材を 1 本おきに設置した（棒材の表面にエポキシ系樹脂で砂を付着させているため、実際の間隔は 4 mm よりも小さい）場合、掘進に伴う地表面沈下の発生傾向は、連続した先受け部材と同様であることを示している。すなわち、切り込みがあるような不完全なシェル状の構造体であっても、それが微小であってシェル周方向への応力伝達に支障が生じなければ、先受け補強地盤は全体的に円筒シェルとして機能し、円筒シェル理論によってその補強効果を評価することが可能であると考えられる。

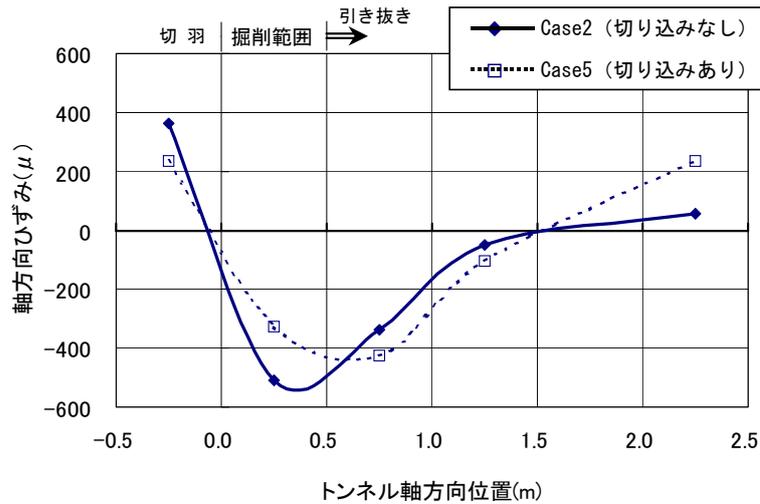


図 4 - 14 縦断方向軸ひずみの比較

ただし、小規模な模型実験結果はさておき、先受け補強地盤の連続一体性が明らかに欠如すれば、その補強効果を発揮する上で円筒シェルとして挙動することは不可能となり、4 - 1 - 2 で示したとおり、一次元的な梁構造による変形抑制効果しか発揮できなくなる。したがって、注入式鋼管フォアパイリングによる補強効果を向上させるには先受け補強地盤の形成を確実に行うことが肝要であり、注入による地山の改良効果が不十分で連続一体性に難がある場合には、重厚な鋼管を打設しても十分な補強効果が得られないことになる。鋼管を密に打設したり、地山に応じて均質な浸透注入が可能となる注入材を適用したりして、先受け補強地盤の連続一体化を向上させることが、注入式鋼管フォアパイリングにおいて重要といえる。

4 - 2 円筒シェル供試体の載荷実験

4 - 2 - 1 実験概要

内径14.6cm，厚さ0.6cm，高さ28cmの型枠内に、遠心模型実験で使用した材料と同一の亚克力樹脂を流し込み、薬液注入による改良地山を模擬して完全な円筒状の供試体を作製した(4.9)。このとき、表 4 - 2 に示すような実験ケースに対して、注入式鋼管フォアパイリングの鋼管を想定した種々の棒材をあらかじめ供試体中に配置している(写真 4 - 4 参照)。ここに、アルミ棒，鋼材の弾性係数 E は、それぞれ 7.2×10^4 ， $2.1 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$ であり、中空の棒材では内部に亚克力樹脂を充填している。また、亚克力樹脂の E は前述

表 4 - 2 実験ケース一覧

ケース	アクリル樹脂 寸法 (cm)	棒 材		
		材 質	直 径 (cm)	本 数 (本)
1	内 径 14.6(cm) 厚 さ 0.6(cm) 高 さ 28(cm)	—	—	—
2		アルミ	0.4	16
3				32
4				64
5				16
6		0.2		
7		鋼	0.4	

棒材:長さ30(cm), ケース5のみ中空(内径0.2(mm))



写真 4 - 4 円筒シェル供試体

したとおり $100\text{MN}/\text{m}^2$ である。

載荷にあたっては、供試体の中心高さで内側から 5cm 幅の範囲に空気圧が作用するような装置を組み立てた（写真 4-5 参照）。ここに、載荷端からの円筒シェルの長さ $L = 11.5\text{cm}$ は、(3.5) 式による β を用いた $\pi/\beta = 5.5\text{cm}$ ($r = 7.6\text{cm}$, $\nu = 0.49$) よりも大きいので、今回の実験条件では、載荷重の影響が円筒シェル端に及ばない長いシェルに対応している。なお、実際のトンネル掘削では先受け補強地盤の外側から荷重が作用するものの、弾性論で評価する限り荷重の作用方向は特に問題ではなく、装置上も内側から載荷するほうが反力を得やすいという利点がある。測定項目は、圧力計による載荷重と、直交する 2 方向においてレーザ変位計を用いた高さごとの径方向変位である。

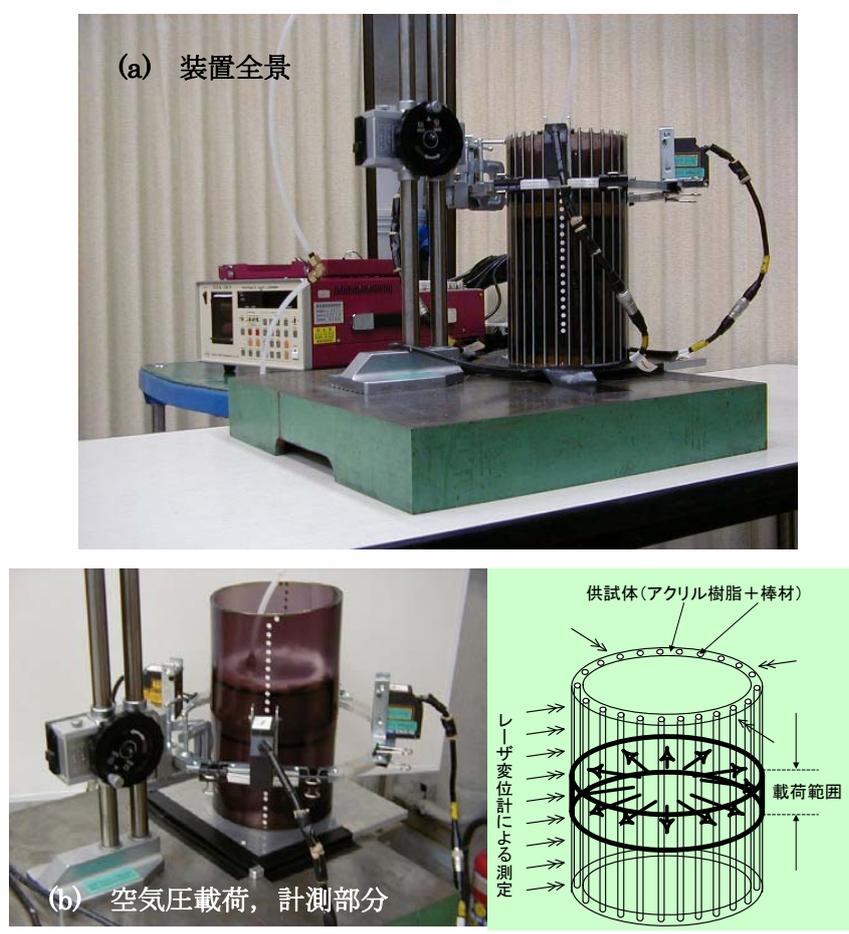


写真 4-5 円筒シェル載荷実験装置

4-2-2 鋼管の打設間隔に関する影響検討

棒材を配置していないことから円筒シェル供試体の弾性係数が既知（アクリル樹脂単体

の $E = 100\text{MN/m}^2$) となるケース 1 について、載荷重 $p = 0.1, 0.2, 0.3\text{MPa}$ を作用させたときの径方向変位分布の実測結果を図 4-15 に示すとともに、円筒シェル解 ((3.7) 式, (3.8) 式において、 $l = 5\text{cm}$ を代入) による計算結果を同図中に実線にて付記する。ここに、実測結果は直交する 2 方向それぞれの平均値を表示しているが、図からわかるとおり、円筒シェル供試体の変形状態はほぼ均等になっている。また、円筒シェル解を用いた計算結果は、実測結果に比べて最大値が若干大きくなるものの、実測結果との一致度は全体的に高いといえる。

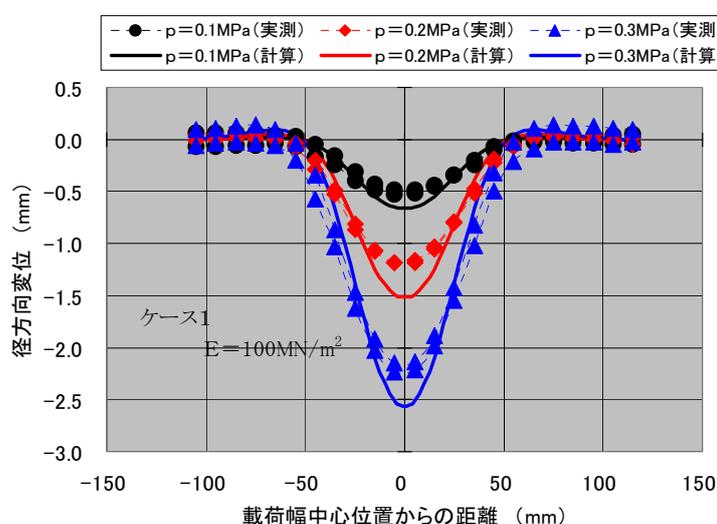


図 4-15 径方向変位分布 (ケース 1)

次に、先受け補強地盤の変形特性に及ぼす鋼管の打設間隔の影響度合いを評価すべく、棒材を配置したケースについて、径方向変位のカーブフィッティングから複合体としての供試体における弾性係数 E を同定した。直径 0.4cm のアルミ棒が 16, 32, 64 本ずつ配置されたケース 2~4 の場合における実測結果ならびに逆算結果をそれぞれ図 4-16~18 に示すが、逆算による E はそれぞれ 180, 230, 380MN/m^2 と評価される。ここに示している円筒シェル解は、元来均一な材料に関して導かれたものであるため、棒材が存在することによる骨格的な影響から、実測の変位分布状況 (変位の生じる影響範囲) との差異は、アルミ棒の打設本数が多くなるにつれて若干大きくなっている。なお、64 本のアルミ棒を配置したケース 4 では、 $p = 0.2\text{MPa}$ の場合に亀裂が生じたため、 $p = 0.3\text{MPa}$ の載荷を中止し $p = 0.1, 0.2\text{MPa}$ の載荷重から E を算出している。

さらに、アルミ棒 (実施工では、鋼管に対応) とアクリル樹脂 (同じく、改良地山に対

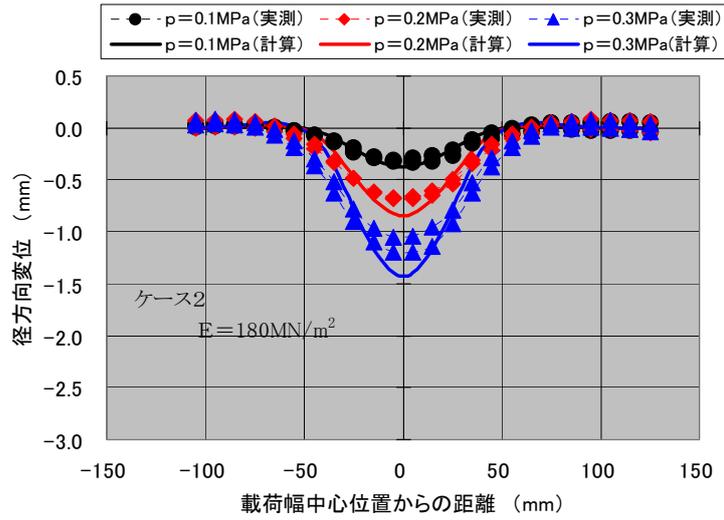


図 4 - 16 径方向変位分布 (ケース 2)

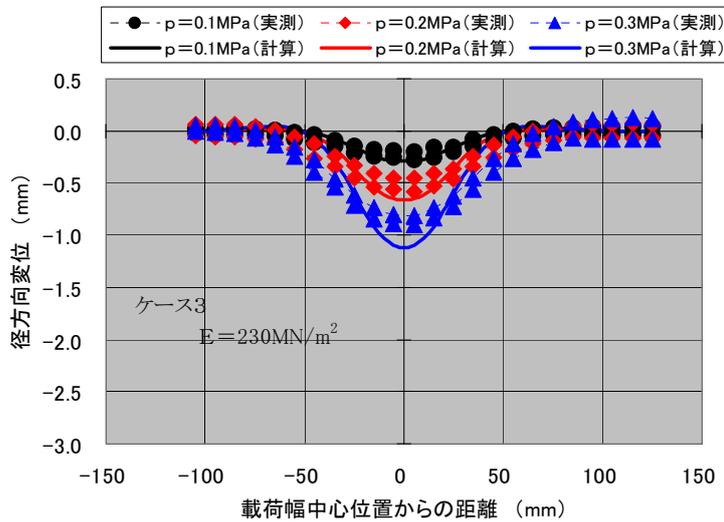


図 4 - 17 径方向変位分布 (ケース 3)

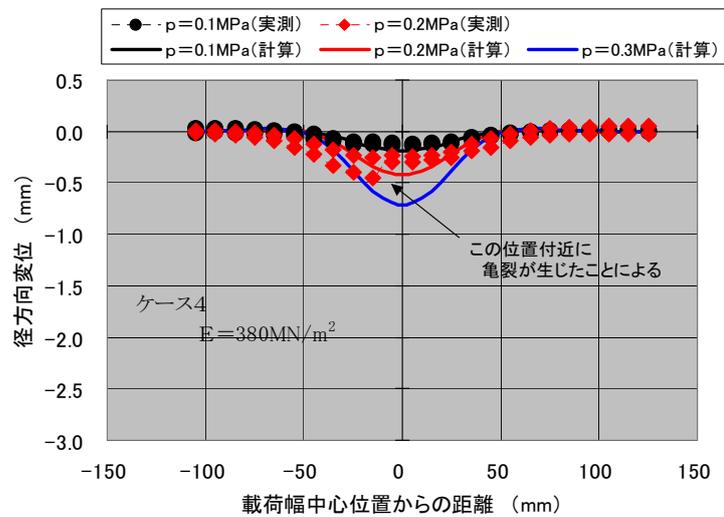


図 4 - 18 径方向変位分布 (ケース 4)

応) からなる複合体としての円筒シェル供試体 (同じく、先受け補強地盤に対応) について逆算された弾性係数 E を、アクリル樹脂単体の E に対する比として、棒材の周方向占有率との関係で表した結果が **図 4-19** (ケース 1~4) である。ここに、周方向占有率とは、棒材の外径に本数を乗じた値と円筒シェル中心周長との比を表す指標を意味し、実施工において中心的な設計要因となる鋼管の打設間隔を反映するものである。同図から、棒材の周方向占有率が増加すれば弾性係数比も増大し、通常施工されている先受け鋼管の占有率 (0.2程度) に対して、当実験条件によれば、先受け補強地盤の弾性係数は改良地山の約 2 倍になると評価される。ただし、**図 4-19** に示される傾向は、いわば均質な浸透注入によって連続一体化された先受け補強地盤の形成を前提としているので、地山の改良が不十分であれば、特に鋼管の打設間隔が大きい場合、重厚な鋼管を用いても十分な補強効果を発揮しえないことになる。前章でも言及したとおり、注入式鋼管フォアパイリングでは、鋼管を密に打設して注入による地山の改良を確実に رفتたり、均質な浸透注入を可能とする注入材を適切に用いたりすることによって、先受け補強地盤の連続一体化を図ることが肝要と考える所以である。

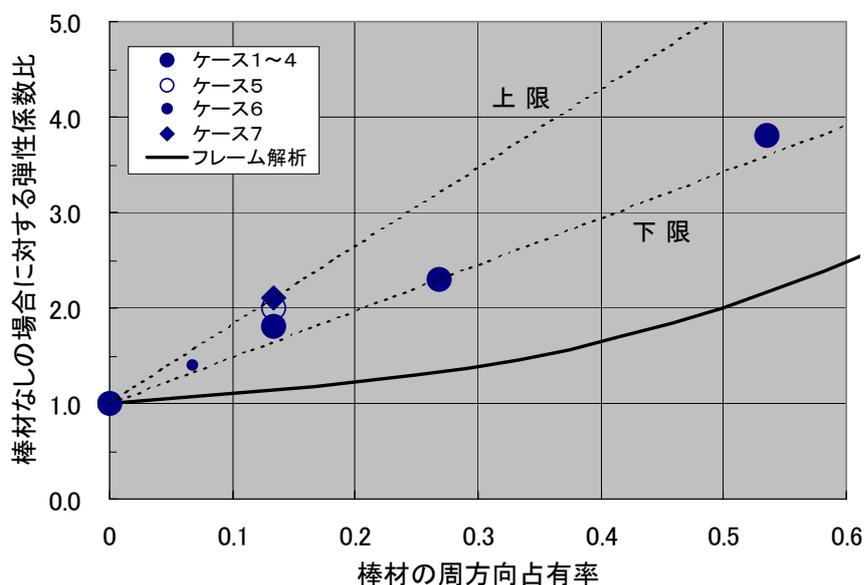


図 4-19 先受け補強地盤の弾性係数

なお、2次元 FEM 解析などにおいて先受け補強地盤全体の弾性係数を入力する際、先受け補強地盤の横断方向の断面積内に占める鋼管の面積割合から弾性係数を合成して評価する場合があるが、これには以下のような問題を内在している (4.10)。たとえば、ケース 2

を対象とした場合、円筒シェル供試体の断面積 A は $\pi(15.8^2 - 14.6^2)/4 = 28.7\text{cm}^2$ 、棒材（アルミ）の総断面積 a は $16(\pi \cdot 0.4^2/4) = 2.01\text{cm}^2$ である。したがって、アクリル樹脂、アルミ棒の弾性係数がそれぞれ 100MN/m^2 、 $72,000\text{MN/m}^2$ であるため、断面積比率に応じて先受け補強地盤全体の弾性係数を評価すると、 $\{100(A - a) + 72,000 a\}/A = 5,140\text{MN/m}^2$ が得られる。一方、[図 4-19](#)によれば、ケース 2 における弾性係数は約 2.5 倍に増加しているため $2.5 \cdot 100 = 250\text{MN/m}^2$ となることから、断面積比率に基づいて評価された $5,140\text{MN/m}^2$ という値は、今回の実験結果に基づく 250MN/m^2 に比較して 20 倍程度過大になってしまう。すなわち、横断方向の面積換算で先受け補強地盤の弾性係数を合成することは、考慮すべき載荷方向と断面とが形態的に合致していないという問題に起因して、かなり過大な評価となる点に留意する必要がある。

4-2-3 鋼管の材質・形状に関する影響検討

残りのケース（ケース 5～7）についても、同様にカーブフィッティングから逆算した複合体としての弾性係数 E をそれぞれ [図 4-20](#)～[22](#) に示す。逆算された E はそれぞれ、200, 140, 210 MN/m^2 である。なお、4-2-2 で述べたとおり棒材の骨格的な影響に起因して、同一の直径を有する棒材では、 E が大きい（ケース 5 よりもケース 2、さらにケース 2 よりもケース 7）ほど、実測結果と逆算による変位分布状況との差異が若干顕著となる傾向がみられる。

また、アクリル樹脂単体の E に対する比として、棒材の周方向占有率について整理した結果を [図 4-19](#) に併記している。同一径の棒材が 16 本ずつ配置された周方向占有率の等しいケース（ケース 2, 5, 7）に着目すると、基本的には、棒材の E が大きくなるに従い逆算される複合体としての E も大きくなる傾向にあると考えられる。ただし、棒材とアクリル樹脂とでは E の差異が 3 オーダー前後と非常に大きいことから、複合体となった場合には、アクリル樹脂の影響が支配的となり、棒材間（アルミ棒と鋼棒）に元来存在する E の差異ほどにはその効果はみられない。今回の実験では実施工をある程度模擬しており、実際の改良地山と鋼管の E においても同程度の差異が存在することから、改めて地山改良の重要性が認識される。このことは、2-3-2 で示したとおり、蛭子・浅野ら [4.11](#) によっても指摘されている。

さらに、小口径のアルミ棒を用いたケース 6 の結果は、周方向占有率の観点からいえば、同一材料のケース 2～4 が呈する傾向線上にプロットされている。このような結果は、実

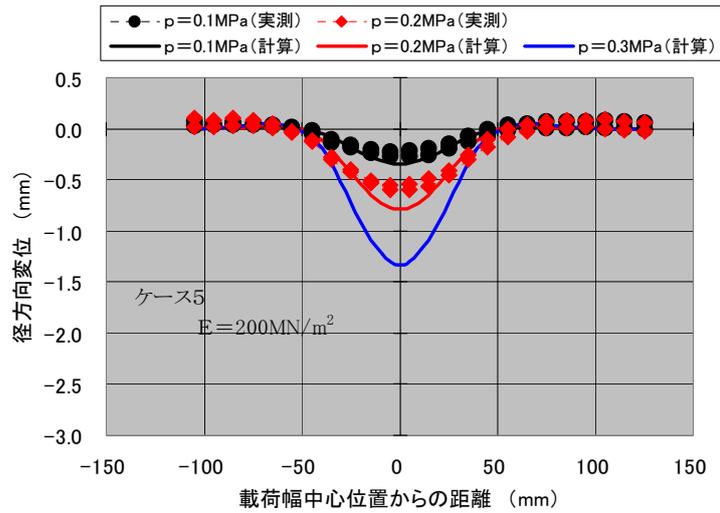


図 4 - 20 径方向変位分布 (ケース 5)

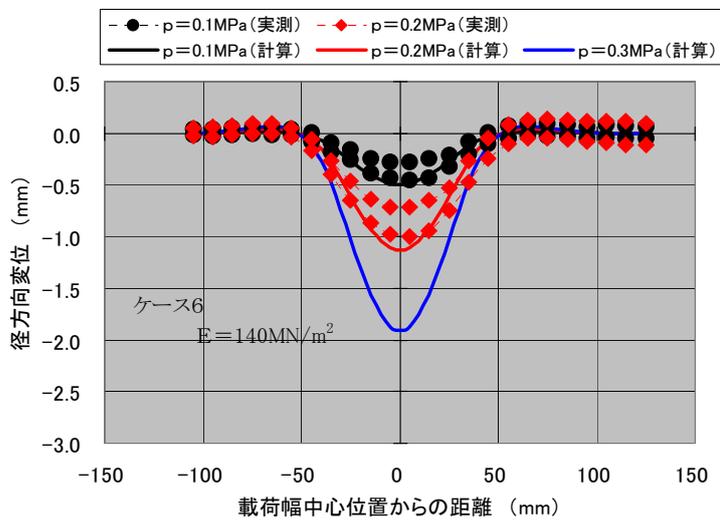


図 4 - 21 径方向変位分布 (ケース 6)

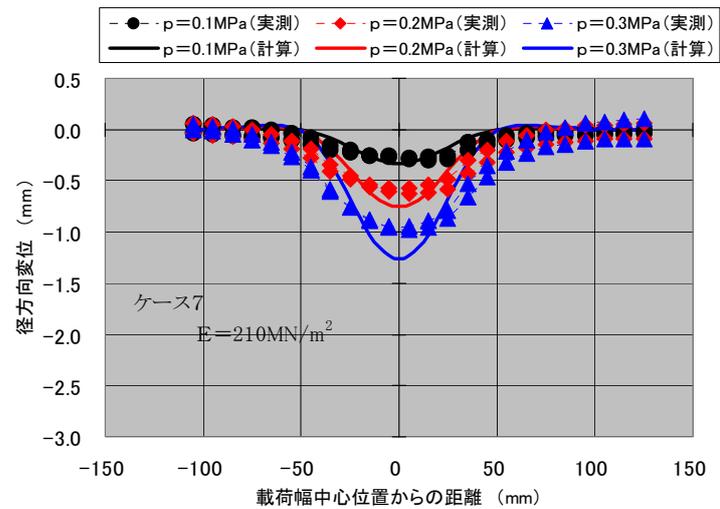


図 4 - 22 径方向変位分布 (ケース 7)

施工において、より合理的な工法を開発するための有益な情報を与える。すなわち、先受け部材として鋼管が多用されている注入式フォアパイリング（最近では、グラスファイバー管が利用される場合もある）では、改良地山の弾性係数を増大させることが効果的であるとともに、ある程度小口径の鋼管であっても密に打設して周方向占有率を確保することが、鋼管による補強効果を低下させずに注入効果（確実な注入による先受け補強地盤の連続一体化，弾性係数の向上）を図る有効な手段になりうると考えられる。

なお、**図 4-19**中に付記する太実線は、フレーム解析による結果を表している**4.12**。これは、円周を細分化した要素に、周方向占有率に応じて棒材の弾性係数（残部には、アクリル樹脂の弾性係数）を与え径方向に載荷するというフレーム解析において、算出される変位とアクリル樹脂のみの場合による変位との逆数比を縦軸の弾性係数比として示したものである。フレーム解析は2次元であるため、棒材の骨格的な効果が反映されず、特に周方向占有率が小さい範囲では実験結果よりもかなり過小となっている。ここに、前述したとおり、棒材とアクリル樹脂との剛性差が大きいことから棒材の材質（鋼とアルミ）による差異はほとんど認められず、**図 4-19**中のフレーム解析結果は、鋼棒，アルミ棒いずれの弾性係数を与えてもほとんど一致（重なった状態となっている）し、アクリル樹脂の影響が支配的となっている。

4-3 大型土槽載荷実験

先受け用の部材として、最近ではグラスファイバー管などの材料も使用されているが、一般的には鋼管が主流であり、その打設間隔が主要な設計対象となっている。そのため、**4-2**では、実施工状況に鑑み、鋼管の打設間隔を反映できるパラメータとして周方向の占有率を採用し、円筒シェル供試体の載荷実験から先受け補強地盤モデルの変形特性について検討した。ただし、鋼管の打設においては、鋼管の長さや打設角度も種々異なる場合があることから、ここでは、周方向占有率以外の打設方法に関し、先受工に及ぼす影響（先受け補強地盤の形成状態や変形特性）を大型土槽載荷実験によって検討する。

4-3-1 実験概要

実験概要図を**図 4-23**に示す（**写真 4-6**参照）。模型の幾何学的縮尺として1/20を想定し、注入によって改良される地山と鋼管からなる先受け補強地盤は、一軸圧縮強さ $q_u =$

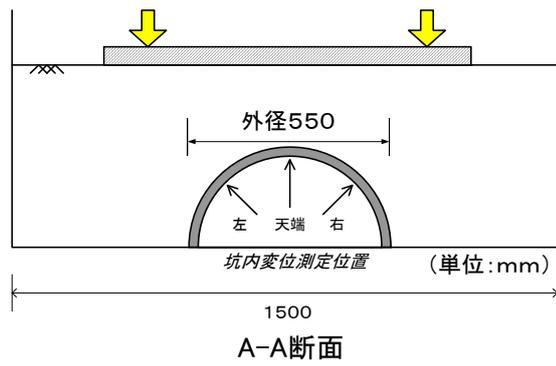
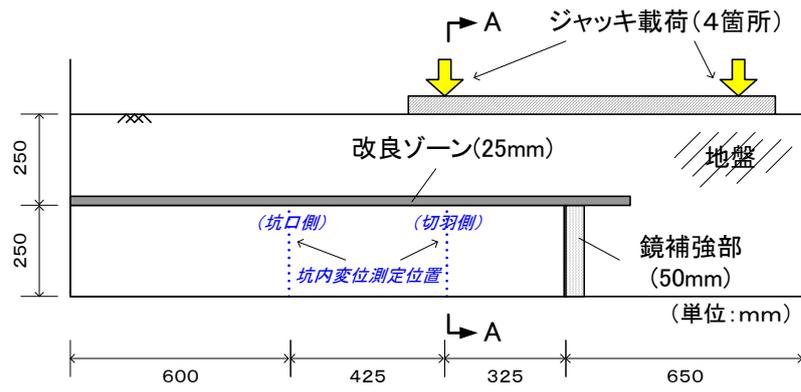


図 4 - 23 トンネル載荷実験概要



写真 4 - 6 実験状況

0.2N/mm²のソイルモルタルと中実のアルミ棒で模擬した。その作製については、内型枠として設置した多数の分割半円柱体上に、あらかじめ組み立てたアルミ棒群を所定の間隔で載せ、外型枠を設置してからソイルモルタルを流し込んだ(4.13)。ここに、脚部沈下が生じないことを前提とし、先受け補強地盤は180°の範囲を形成するよう土槽底面に着底させている。ソイルモルタルを養生した後、外型枠を脱型し、先受け補強地盤の左右および上部に、表4-3に示すとおり含水比15%の山砂を薄層で締固めて地山を作製した(切羽の崩落を防ぐため、鏡補強部として $q_u=0.1\text{N/mm}^2$ のセメント混入砂を使用)。

表 4 - 3 実験材料の物性

モデル対象	使用材料	材料物性
地盤	山砂	$G_s=2.758$, $D_{max}=9.5\text{mm}$, $U_c=2.48$, $w=15.0\%$, $\rho_d=1.57\text{g/cm}^3$ $(w_{opt}=16.5\%, \rho_{dmax}=1.63\text{g/cm}^3)$ $c_d=6\text{kN/m}^2$, $\phi_d=32^\circ$ 変形係数 $E=25\text{MN/m}^2$ ($\sigma_c=100\text{kN/m}^2$)
鋼管	中実アルミ棒	弾性係数 $E=7.2 \times 10^4\text{MN/m}^2$
改良地山	ソイルモルタル	厚さ $t=25\text{mm}$ $q_u=200\text{kN/m}^2$, $E_{50}=80\text{MN/m}^2$

次に、トンネル掘削を模擬する意味で、内型枠を順次撤去してから油圧ジャッキで载荷を行った。内型枠は、切羽が最も不安定と想定される次ステップの鋼管を打設する直前の状態にまで設置されているが、これらを全部撤去した後、切羽近傍の挙動に着目するため、4本のジャッキを用いて切羽付近を中心とする载荷を行っている。Case II, IIIの载荷中には、切羽近傍および坑口側の横断面において、図4-23に示したとおり天端部と肩部2箇所の計3箇所で変位計によって坑内変位を計測した(写真4-7参照)。なお、後続の支保



写真 4 - 7 坑内変位測定

工については特に考慮せず、先受け補強地盤のみのモデル化としている。

当実験では、表 4-4 に示すとおり、Case I として鋼管モデルのない場合を、Case II, III としてそれぞれ、通常多用されている長尺鋼管フォアパイリング、長尺の半分程度の長さで口径の小さい鋼管を用いるフォアパイリング（第 5 章で詳述する中尺鋼管先受け工法として発展・開発）を対象・模擬した。ただし、鋼管モデルの打設方法による影響検討を主眼とするため、ソイルモルタルの厚さについては、実験上の支配的な影響要因とならないよう全ケースとも 25mm に固定している。これまでも先受工の補強効果を検討した実験は数多くみられるが、鋼管および改良地山をモデル化し先受工の 3 次元的挙動を評価する例は少ないといえる。全ケースの縦断面および横断面の概要を図 4-24 に示す。なお、打設間隔・長さの小さい Case III におけるアルミ棒の使用量は、Case II よりも一見増加するように見えるが、トンネル軸方向の単位長さあたりでは Case II の約 94% に低減されている。

表 4-4 実験ケース一覧

		Case I	Case II	Case III
対象モデル		鋼管なし	長尺鋼管 フォアパイリング	中尺鋼管 先受け
ソイルモルタル厚		25mm		
アルミ棒	径	-	6mm	4mm
	長さ		626mm	324mm
	打設角度		2.3°	9.5°
	打設本数		26本	38本
	打設範囲		180°	180°
	ラップ長		175mm	150mm

4-3-2 鋼管の打設角度に関する影響検討

Case I および II, III における載荷応力～坑内変位関係をそれぞれ図 4-25～27 に示す。ここに、坑内変位は、載荷時に天端部や肩部で測定される径方向変位を意味する。まず、図 4-26, 27 において 3 箇所 of 坑内変位がほぼ均等に生じていることから、計測位置では、先受け補強地盤の変形として径方向へほぼ均等収縮していることがわかる。

また、トンネル掘削施工で発生するひずみが 10^{-3} 程度である (4.14) ことに鑑み、載荷応力

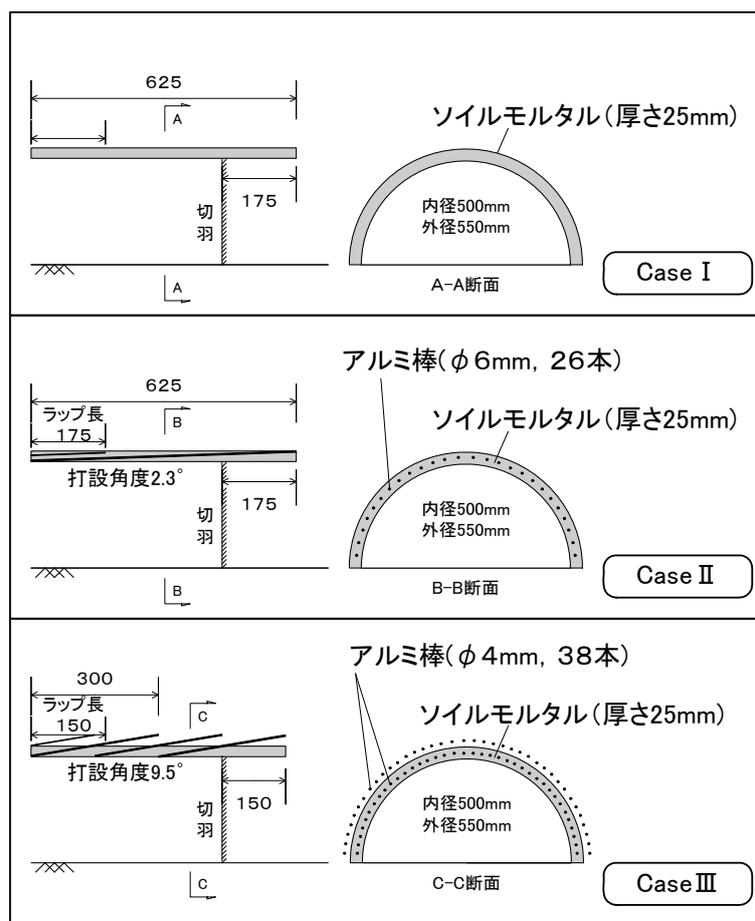


図 4 - 24 各ケースの詳細図

～坑内変位関係においてほぼ弾性挙動を呈している領域（図中の直線部）に着目すれば、
 載荷応力 1 N/mm^2 に対する坑内変位は Case I ～ III の場合それぞれ 21mm 、 18mm 、 12mm
 となっており

- a アルミ棒の打設によりトンネル変位の抑制効果が増大している（Case I よりも Case II，III のほうが効果大）
- b さらに、口径の小さいアルミ棒であっても、大きな仰角で多数（間隔を狭く）打設するほうがその効果は大きい（Case II よりも Case III のほうが効果大）

ことが認められる。ただし、今回アルミ棒の表面には摩擦を維持・確保するための処理を施していないので、強制荷重による変位が大きくなると、変位抑制効果が低下する傾向がみられる。4 - 2 - 3 において、従来の長尺鋼管フォアパイリングに比較して口径の小さい鋼管であっても、密に打設することの有効性を既述しているが、以下では、より大きな仰角で打設する効果について考察する。

単位応力あたりの変位増分が Case II，III においてそれぞれ 18mm 、 12mm であることか

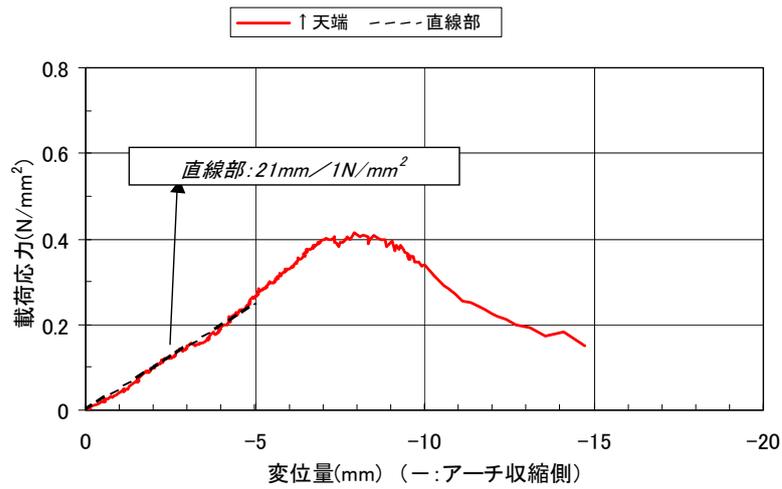


図 4 - 25 載荷応力～坑内変位関係 (Case I)

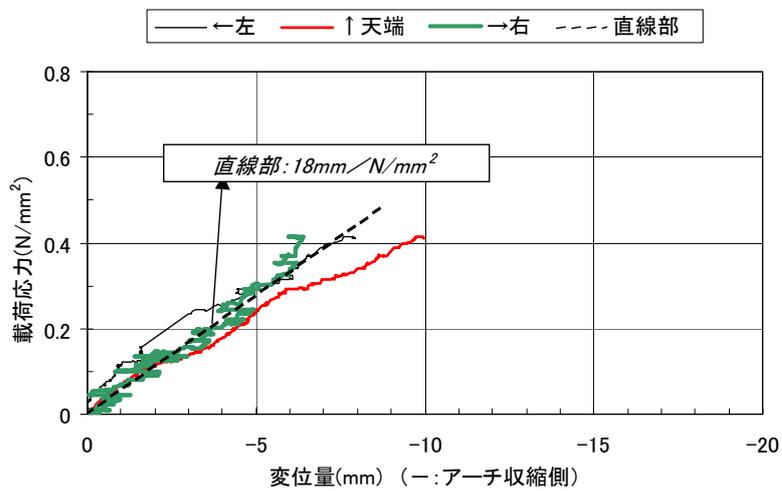


図 4 - 26 載荷応力～坑内変位関係 (Case II)

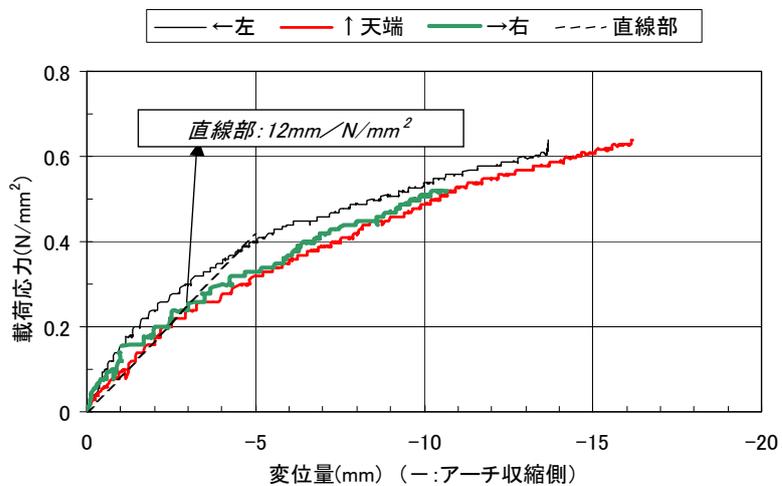
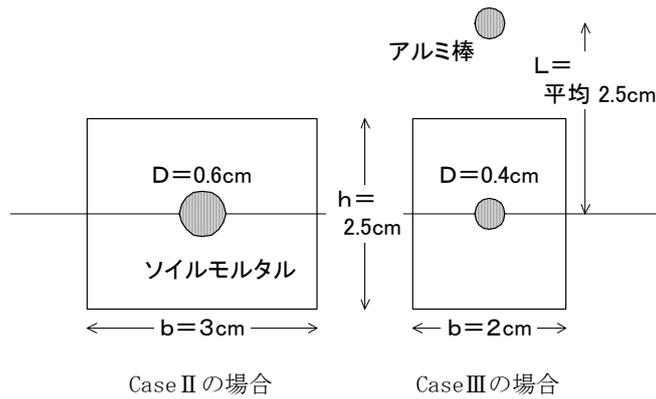


図 4 - 27 載荷応力～坑内変位関係 (Case III)



アルミ棒，ソイルモルタルの弾性係数はそれぞれ $E_a=72,000$ ， $E_s=80\text{MN/m}^2$ より

Case II の場合

$$EI = E_s \left(\frac{bh^3}{12} - \frac{\pi D^4}{64} \right) + E_a \left(\frac{\pi D^4}{64} \right) = 7.7\text{Nm}^2$$

Case III の場合

$$EI = E_s \left(\frac{bh^3}{12} - \frac{\pi D^4}{64} \right) + E_a \left(\frac{\pi D^4}{64} \right) + E_a \left\{ \left(\frac{\pi D^4}{64} \right) + \left(\frac{\pi D^2}{4} \cdot L^2 \right) \right\} = 569.4\text{Nm}^2$$

図 4 - 29 矩形断面とした場合の曲げ剛性

が求められる。

4 - 3 - 3 鋼管の長さ・ラップ長に関する影響検討

注入式鋼管フォアパイリングでは、掘削に伴って先受け補強地盤の残長が短くなるので、一般に3.5m程度のラップ長を確保して次の鋼管を打設することになる(4.16)。ラップ長3.5mの妥当性については、4 - 1 - 3において、円筒シェル的一端に作用する荷重の影響が他端に及ばない長さという観点から評価したが、かなり広範囲に及ぶ今回の载荷によっても、掘削安定上特に問題はなく、トンネルの坑内変位がほぼ均等に生じている。これは、坑口側の計測断面においても同様(図4-30, 31参照)であり、アルミ棒とソイルモルタルによって先受け補強地盤の縦断方向の連続一体化が得られ(4.17)、シェル状に形成された構造体が周方向に均等な荷重を受けているためと考えられる。

横断(周)方向のみならず縦断方向における連続一体化を得るためにも、適切なラップ長の確保は重要であり、それが実現していれば、いわばラップ状態が連続的に出現するような鋼管の打設仕様(長尺に比較して短い鋼管の打設を想定するCase III)に関して、トンネル縦断方向の安定性が損なわれることはないと考えられる。この意味から、先受工の補

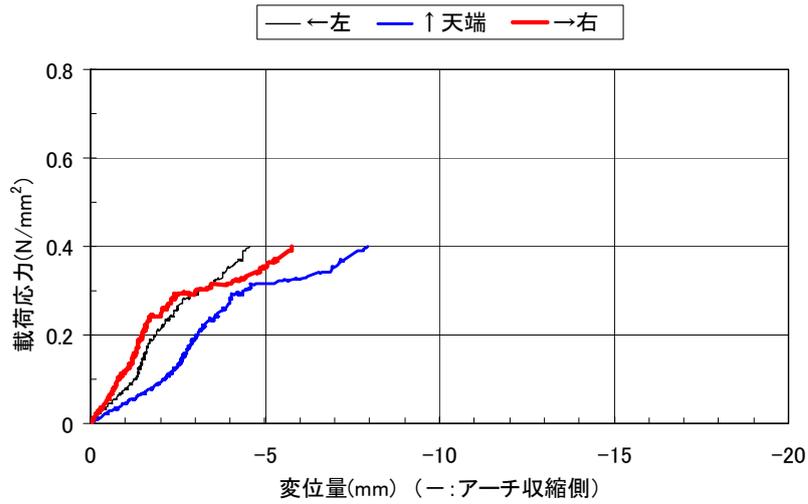


図 4 - 30 載荷応力～坑内変位関係 (Case II : 坑口側)

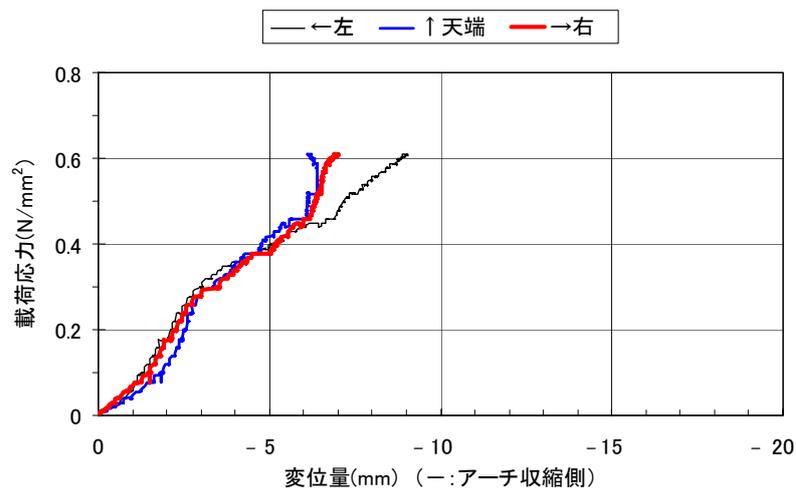


図 4 - 31 載荷応力～坑内変位関係 (Case III : 坑口側)

強効果に関して、円筒シェルが径方向の外荷重を均等に受けている状態でモデル化することの妥当性があらためて確認されたといえる。

4 - 4 ま と め

第 3 章で提案したモデル化の妥当性を検証するために、先受け補強地盤を均質なアクリル樹脂で模擬した遠心模型実験を行い、掘削に伴う先受け補強地盤の挙動を評価した。先受け補強地盤のモーメント分布や軸ひずみ分布によれば、径方向等分布荷重を受ける円筒

シェル体の挙動をほぼ呈しており、慣用設計法による一次元的な梁構造解析を用いた結果に比較して、円筒シェル理論解に基づく計算結果は実験結果とよく一致している。また、長いシェルと判断される残長を有する条件では、切羽安定が保たれている限り変形抑制効果にさほど大きな差異が生じず、注入式鋼管フォアパイリングで一般に確保されている3.5mという経験的な値は、円筒シェル理論からも妥当な設定であると評価することができる。ただし、先受け補強地盤の形成範囲が実施工で採用実績の多い120°の場合、180°の場合に比べて地表面沈下が3割程度大きく発生しているが、沈下分布については両者とも同様な傾向を呈しているため、形成範囲が120°の場合でも、円筒シェル理論解に適切な係数を乗じる単純な方法によって、その挙動を評価することが可能である。加えて、先受け補強地盤の縦断方向にあらかじめ1mmの切り込み(50G場では5cmに相当)を設け、アーチシェル体を不連続とした条件下で実験を行った結果、トンネル横断方向に連続性がなく完全なアーチシェルとなっていなくても、それが微小であれば、アーチ方向に力が伝達され全体的にシェル体として機能することを確認した。

次に、遠心模型実験では幾何学的制約から困難であった、鋼管と注入による改良地山からなる複合体としての先受け補強地盤に関し、その変形特性に及ぼす鋼管の打設方法の影響を把握した。まず、アクリル樹脂内に金属棒を配置して作製した複合体としての円筒シェル供試体(直径約15cm)に局所的な载荷を行い、円筒シェル理論を用いて弾性係数を同定した。その結果、棒材の周方向占有率が増加すれば複合体の弾性係数も増大し、通常0.2程度で施工されている先受け鋼管の周方向占有率では、先受け補強地盤の弾性係数が改良地山の約2倍になることを把握した。

さらに、小口径の鋼管であっても、密に打設して周方向占有率を維持すれば先受け補強地盤の弾性係数を確保できることを確認するとともに、鋼管の長さや打設角度に関する大型土槽実験から、鋼管の打設角度を大きくすることによって、中尺鋼管であっても、先受け補強地盤の厚層化をもたらす変形抑制効果の増大に寄与できることを評価し、中尺鋼管先受け工法として開発するための基本的なコンセプトを確立した。

参考文献

- 4.1) 伊達健介, 北本幸義, 山本拓治, 太田秀樹: 中尺鋼管先受け工法の有効性評価, 第31回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.196~200, 2001.1.

- 4.2) Kitamoto, Y., Date, K., Yamamoto, T., Hibiya K. and Ohta, H. : Evaluation of forepiling supporting mechanism based on the cylindrical shell theory, ISRM Regional Symposium, EUROCK 2001, pp.579-584, 2001.6.
- 4.3) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会設計WG : アンブレラ工法の設計技術資料, p.92, 1996.
- 4.4) 前出 4.3) : p.74.
- 4.5) 伊達健介, 北本幸義, 山本拓治, 太田秀樹 : トンネルの中尺鋼管先受け工法の有効性評価, 第36回地盤工学研究発表会(徳島), pp.1925~1926, 2001.6.
- 4.6) 前出 4.3) : p.73.
- 4.7) 伊達健介, 北本幸義, 山本拓治, 太田秀樹 : 先受けのシェル構造体としての挙動評価, 土木学会第56回年次学術講演会(熊本)Ⅲ, pp.92~93, 2001.10.
- 4.8) 真弓英大, 真下英人, 石村利明 : トンネル先受工の地盤変状抑制効果に関する模型実験, 土木学会第53回年次学術講演会(神戸)Ⅲ, pp.138~139, 1998.10.
- 4.9) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治, 太田秀樹 : トンネル先受けを模擬した円筒シェルの載荷実験, 第36回地盤工学研究発表会(徳島), pp.1923~1924, 2001.6.
- 4.10) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治 : 注入式鋼管フォアパイリングの補強効果に関する研究, 土木学会論文集No.736/Ⅲ-63, pp.167~177, 2003.6.
- 4.11) 蛭子清二, 浅野剛, 斎藤敏明 : 鋼管注入式トンネル先受け鋼報の簡易設計法の提案, 第11回岩の力学国内シンポジウム, F12, 2002.1.
- 4.12) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治, 日比谷啓介, 太田秀樹 : 先受け工法の支保メカニズムの評価手法, 鹿島技術研究所年報第49号, pp.13~18, 2001.9.
- 4.13) 伊達健介, 北本幸義, 山本拓治, 後藤直人, 岡本道孝, 太田秀樹 : トンネル先受けの挙動および変形抑制効果, 土木学会第55回年次学術講演会(仙台), Ⅲ-B95, 2000.9.
- 4.14) 桜井春輔編著 : 都市トンネルの実際—合理的な設計・施工法をめざして, 鹿島出版会, pp.57~58, 1998.
- 4.15) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治 : 中尺鋼管フォアパイリングの開発と有効性評価, 土木学会論文集No.756/Ⅵ-62, pp.145~156, 2004.3.
- 4.16) 「注入式長尺先受け工法入門」連載講座小委員会 : 注入式フォアパイリング(1)—AGF工法の現状と将来の展望, 連載講座・注入式長尺先受け工法入門(2), トンネルと

地下，第26卷4号，p.75，1995.4.

- 4.17) 後藤直人，山本拓治，森孝之，北本幸義，伊達健介：堆積軟岩における長尺鋼管先受け工の挙動，土木学会第55回年次学術講演会（仙台），Ⅲ・B94，2000.9.

第5章 中尺鋼管先受け工法の開発とその適用

未固結地山における山岳トンネル工事では、切羽の安定、地表面沈下の防止を目的として、長さ3～5mのロックボルトを打設するフォアポーリングや、長さ12m程度の長尺鋼管を打設するフォアパイリング（長尺鋼管先受け）が多用されているが、両者の中間に位置付けられる補助工法は意外に少ないといえる。ここでは、第4章で検討した先受工の基本メカニズムに基づき、長尺鋼管よりも口径の小さい長さ6～7mの中尺鋼管をより大きな仰角で密に打設するという、フォアポーリングとフォアパイリングの中間に着目した中尺鋼管先受け（MGF：Multi-Ground Forepiling）工法の開発内容について述べる。これは、先受け補強地盤の連続一体化に加え厚層化を図ることによって、従来の長尺鋼管先受けと同等以上の補強効果を発揮させるとともに、コスト縮減と急速施工を可能にするものである。以下では、同工法の特徴について概説し、実工事に適用した際の動態観測結果からその効果や合理性を説明する。次に、前章までに述べてきた円筒シェル理論に関する一連のアプローチに基づき、鋼管の打設間隔を2とおりで施工した現場の動態観測結果を含め、中口径・中尺鋼管を高角度で密に打設する同工法の特長・効果に対する理論解の適用性を検証する。最後に、TBM導坑掘削後の本坑拡幅において、中尺鋼管先受け工法を取り上げ、解析や試験施工で有効性を検討した結果について述べる。

5-1 中尺鋼管先受け工法の特徴

今回開発した中尺鋼管先受け工法は、2-1で述べた先受工の課題に対し、品質および安全性を保持しつつコスト縮減や工期短縮を可能としているが、通常の長尺鋼管先受けに比較した当工法の特徴としては、使用した鋼管とその打設方法ならびにビットをはじめとする削孔システムに大別される。

5-1-1 中尺鋼管と打設方法

従来の長尺鋼管先受け工法と中尺鋼管先受け工法の概要・比較を、[図5-1](#)、[表5-1](#)に示す。汎用の中口径（76.3mm）鋼管を用いる中尺鋼管先受け工法は、通常の長尺鋼管

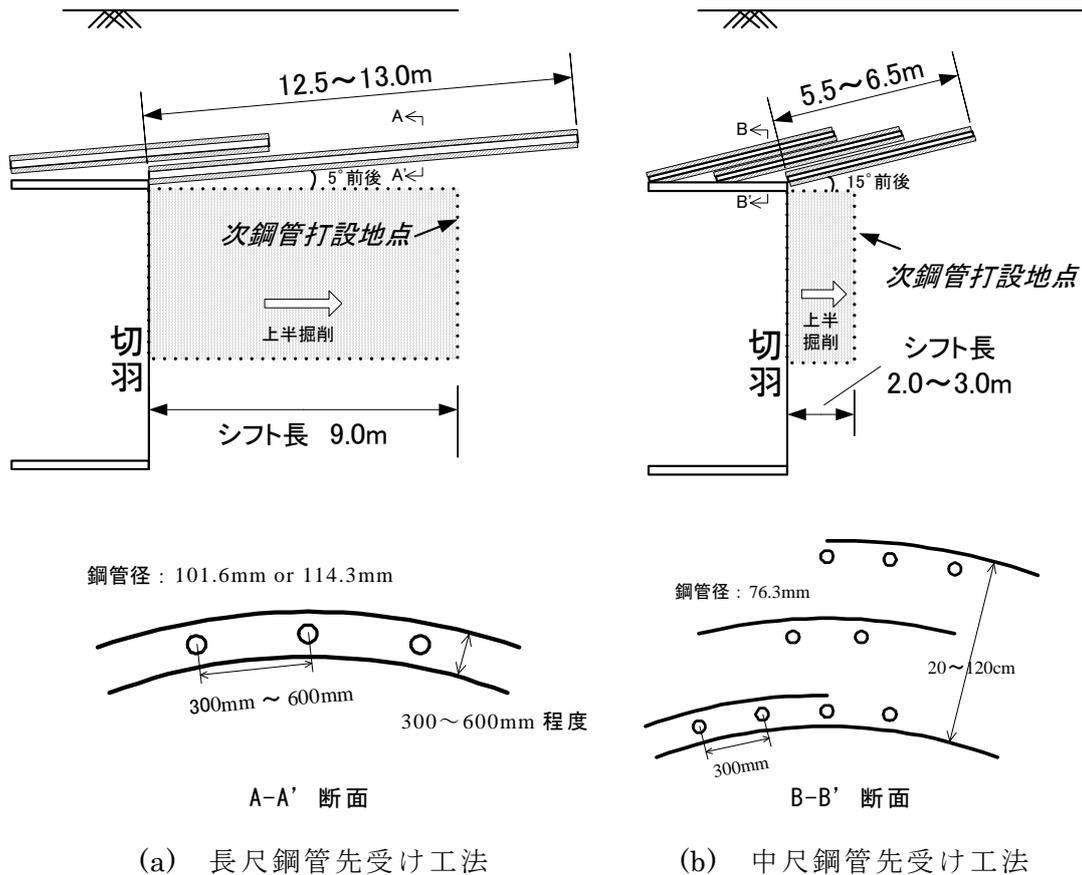


図 5 - 1 工法の比較概要

表 5 - 1 工法の比較内容一覧

項目	長尺鋼管先受け工法	中尺鋼管先受け工法
鋼管長	12.5mが主流	5.5~6.5m
鋼管径	101.6mm, 114.3mmが主流	76mm
打設角度	5° 前後	15° 前後
シフト長	9.0mが主流	2.0~3.0m
打設ピッチ	300mm~600mm	基本的に、300mm
使用機械	<ul style="list-style-type: none"> ・専用機械, ・ドリル用ジャンボ (AGFの場合) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ドリル用ジャンボ

先受けで使用されている外径114.3mm、長さ12.5mの鋼管を小口径化、短尺化することにより、従来、削孔に時間を要していた硬質の転石が混入する地山あるいは破砕帯においても比較的スムーズに削孔できるとともに、孔曲がりに起因した鋼管の挿入不備やロッド、ビットの回収不能を回避することができる。ここに、1本あたりの削孔時間が短縮されロッドの接続作業も不要となるので、シフト長3mの場合、施工サイクルタイムは1断面につき692分の実績が得られている（表5-2参照）。これは、長尺の場合（2,664分）と同じシフト長として換算しても2,076分に相当し、施工の急速化と同時に安全性、経済性を可能にしている。

表5-2 サイクルタイム

(a) 中尺の場合

作業名	単位	数量	サイクルタイム(分)		備考	
			単位あたり	計		
準備工	吹付け準備	式	1	15	15	天端付近のみ
	鏡吹付け	式	1	30	30	
	後片付け	式	1	15	15	
	測量・マーキング	式	1	15	15	
打設工	準備・段取り	式	1	10	10	2ブームジャンボ
	ガス管セット	本	19	4	76	
	削孔・打込み	本	19	11	209	
	後片付け	式	1	10	10	
注入工	準備・段取り	式	1	10	10	ウレタン 注入ポンプ2台
	インナー管取付け	式	1	24	24	
	準備・段取り	式	1	10	10	
	口元コーキング	式	1	20	20	
	準備・段取り	式	1	20	20	
	セメント注入	本	19	12	228	
	後片付け	式	1	10	10	
合計					702	

(b) 長尺の場合

作業名	単位	数量	サイクルタイム(分)		備考	
			単位あたり	計		
準備工	鏡吹付け準備	式	1	15	15	2分割施工
	鏡吹付け	式	1	144	144	
	後片付け	式	1	15	15	
	先行削孔準備	式	1	20	20	
	測量・マーキング	式	1	70	70	
打設工	削孔	本	13	4	52	2分割施工
	削孔後片付け	式	1	28	28	
	準備・段取り	式	1	20	20	
注入工	準備・段取り	式	1	40	40	2分割施工
	インナー管取付け	式	1	130	130	
	セメント注入	本	13	62	806	
	後片付け	式	1	30	30	
	合計					

また、鋼管の打設間隔については、主として450mmや600mmで打設されている通常の長尺鋼管先受け工法に比較して、基本的に300mmと狭い間隔を設定している。これは、とりもなおさず注入間隔を狭くすることにつながり、懸濁型あるいはウレタン系の注入材で

は均質な浸透注入が困難とされる密に締まった状態の砂質地山においても、先受け補強地盤をできるだけ連続一体化することに貢献する。割裂などが生じて均質な注入が達成されない場合には、掘削時に鋼管の間から土砂が抜け落ち、品質、安全上の課題となっている5.1)が、中口径鋼管を円周方向に密に打設した結果、抜け落ちが生じず安全に施工を行うことができている5.2)。なお、削孔本数が多くなっても、材料費の低減（鋼管の単価は1/3倍）とサイクルタイムの向上（20%程度）により、10%程度のコスト縮減が可能となっている。

さらに、鋼管の打設角度については、一般に5°前後とされている長尺鋼管先受け工法に比べて15°前後に大きくしており、先受けによる補強効果の向上すなわち先受け補強地盤の厚層化を図っている。打設鋼管の仰角を大きくした背景には、解放応力に効率的に対抗できるよう、応力方向に沿って設置する斜めボルト的な効果を期待するという側面もあるが、長尺鋼管先受け工法で問題となる掘削量の増大（先受け補強地盤の末広がり的な形態に起因した余掘り量の発生）に対しては、鋼管の打設長が短いことから逆に減少するという利点も有している。

5-1-2 削孔ビットの概要

管径 76.3mm の中口径鋼管を削孔するために開発した削孔ビットは、図5-2に示すとおり、パイロット部と特殊形状のリーマー部から構成されており、それらが一体化された形状となっていることから一体型特殊親子ビットと呼ばれる（写真5-1参照）。掘削時に

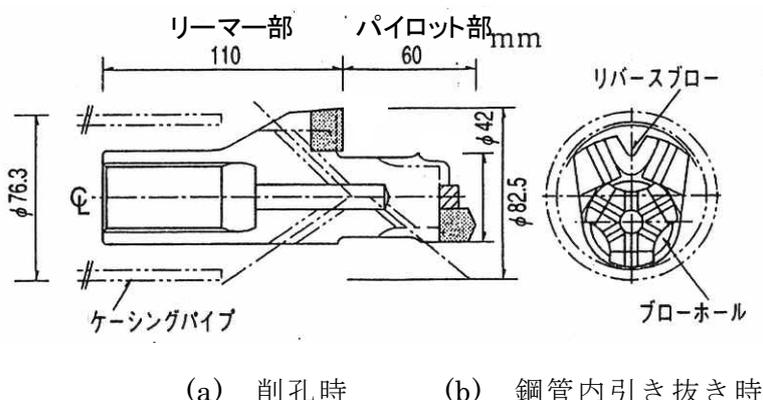


図5-2 一体型特殊親子ビットの概要



写真5-1 削孔ビット

は、パイロット部の3枚からなる刃先が鋼管の中心位置にセットされて、直進性を保ち孔曲がりを防止するとともに、その後方に位置するリーマー部の2枚の刃先は、軸線を中心として約50°の角度で片側のみ突出して、鋼管外径よりも若干大きな掘削断面を確保しつつスムーズな削孔と鋼管の同時挿入を可能にしている。そのため、所定の削孔長まで到達した後、リーマー部の傾斜角を利用し、鋼管内へ容易にビットを収納・回収することができる。

また、パイロット部がビットのスカート径より小さく設計されているため、繰り粉のスムーズな排出が可能なことに加え、刃の間にも繰り粉排出用の溝とリバースブローと呼ばれる水孔があり、繰り粉の排出を助けている。さらに、ビットの形状が単純なことから、従来の二重管先受け工法に用いられる拡翼ビット（写真5-2参照）に比べて安価である。



写真5-2 拡翼ビットの例

以上のように、中尺鋼管先受け工法では、鋼管仕様、その打設仕様および削孔ビットに工夫を加えることにより、品質、コスト、工期、安全性の面で長尺鋼管先受け工法に比べて大きく改善することができた。ここまで述べてきた中尺鋼管先受け工法の特長を表5-

表5-3 中尺鋼管先受け工法の特徴

効果	要因
品質向上	<ul style="list-style-type: none"> 先受け領域の厚層化による地表面沈下の抑制 中尺鋼管、特殊ビットによる孔曲がり防止に伴う鋼管挿入不備の回避
コスト縮減	<ul style="list-style-type: none"> 安価な中尺鋼管、特殊ビットの採用 鋼管やビットの回収率向上 余掘り量の減少
工期短縮	<ul style="list-style-type: none"> 中尺化による鋼管接続作業の不要 小口径化により、転石、破碎帯での削孔の作業性向上
安全性向上	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管を密に打設することで、鋼管間からの土砂の抜落ちを防止 鋼管接続作業の不要により高所作業の低減

3にまとめる5.3)。なお、汎用の中尺鋼管を用いるため、開発段階では当初、曲げ抵抗の低下や先受け長さの不足が懸念されたが、既述したとおり、工法の特徴を考慮した模型実験結果から基本的な問題を解決し5.4)、後述するような現場適用における動態観測結果を通じて有効性を確認するとともに、解析的な検討も行いその効果を裏付けている。

5-2 土砂地山での現場適用

中尺鋼管先受け工法を実施へ適用するにあたり、土質状況に大きな変化のないトンネル掘削区間で長尺鋼管先受け工法も併用したので、両工法における動態観測結果を比較してその有効性を検討する。

5-2-1 工事概要

今回、両工法を適用した現場は、JR東北本線二戸～斗米間の西側に位置し、主として新生代第四期洪積世に属する段丘裾部を貫く東北新幹線・福岡トンネルであり、全長1,190mのうち約72%で土かぶりが20m(2D)以下、また約28%で10m(1D)以下と非常に薄い土かぶり状態になっている5.5)。特に、土かぶり10m以下の区間が200m程度連続している箇所では、図5-3に示すとおり、地表から有機質土が1.5m程度、その下層に砂質シルト(単位体積重量 17kN/m^3 、粘着力 15kN/m^2 、内部摩擦角 25°)が、さらに下層には砂

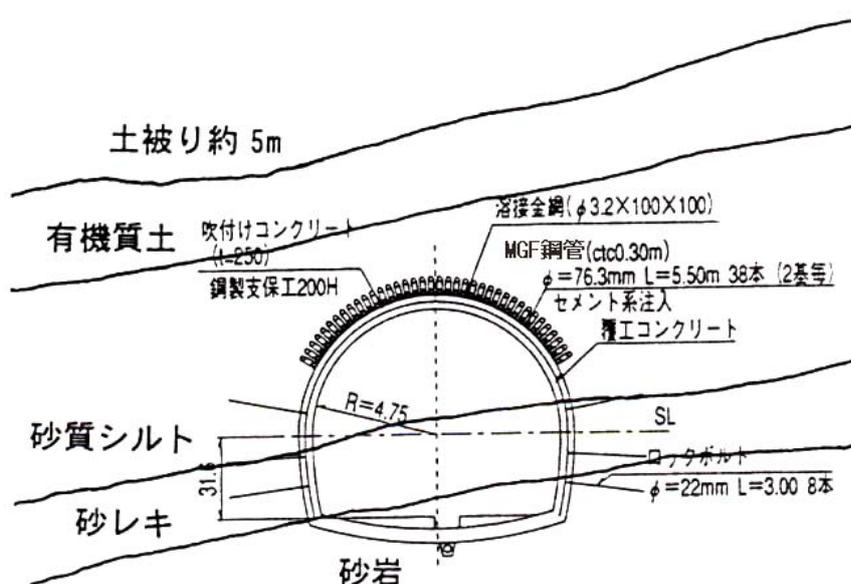


図5-3 土質横断面図

礫などからなるいわゆる崖錐堆積物や段丘堆積物が分布しており、土砂地山でのトンネル掘削に特有な切羽崩落や地表面沈下の課題が存在していた。ただし、スプリングライン付近から下方、すなわちトンネル脚部には堅固な砂岩層が占めており、脚部沈下に関する懸念はほとんどない状況であった。

トンネル直上には市道交差部や構造物などが存在することもあって、当初は、AGF工法による長尺鋼管先受け工法（以下、長尺と称する）が採用されていたが、より合理的な施工を目指して、汎用の中口径鋼管を用いる中尺鋼管先受け工法（以下、中尺と称する）を適用した（表5-4参照）。ここに、注入材としては懸濁型を使用している。

表5-4 両工法の鋼管，打設仕様

	長尺鋼管 フォアパイリング	中尺鋼管 フォアパイリング
鋼管長	12.5m	5.5m
鋼管径	φ114.8mm	φ76.3mm
鋼管厚	6.0mm	4.2mm
打設角度	5°	14°
打設ピッチ	450mm	300mm
本数／断面	26本	38本
1シフト長	9m	2m
打設範囲	120°	

5-2-2 地表面沈下とトンネル変位

長尺，中尺区間における上半，下半掘削時の各平均変位量を表5-5に示す。長尺区間では、下半掘削時に平均48mmの地表面沈下が発生しているのに対し、中尺区間では、平均15mmであり、1/3倍程度に抑制されている。ただし、天端沈下はほぼ同じ値となっており、内空変位については両区間ともほとんど発生していない（脚部沈下は、前述したとおり下半盤に岩盤が出現しているために、ほとんど発生していない）。また、上半，下半掘削による天端沈下，内空変位の発生比率は、それぞれ両区間においてほぼ6：4と同一であるが、地表面沈下については長尺区間で9：1，中尺区間で8：2となり若干の相違がみられている。

図5-4は、切羽接近・通過に伴う先行変位率や掘削影響範囲を推定するために、長尺

表 5 - 5 発生変位一覧

項目		長尺区間		中尺区間	
		mm	%	mm	%
地表面沈下	上半	43.1	89	12.4	81
	下半	48.3	11	15.4	19
天端沈下	上半	12.0	59	11.2	59
	下半	20.5	41	19.0	41
内空変位	上半	1.3	57	3.4	64
	上半	2.3	43	5.3	36

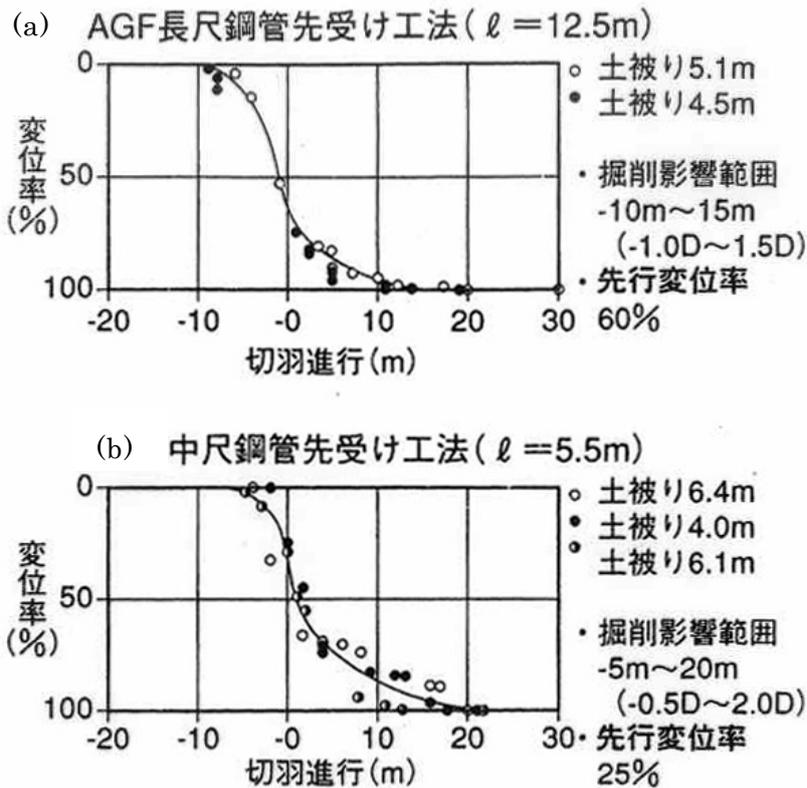


図 5 - 4 切羽進行と地表面沈下率の関係

区間および中尺区間の地表面沈下モードを切羽（上半）進行要素ごとに分析した結果である。横軸は上半切羽の進行を、縦軸は上半掘削後における地表面沈下の収束値を100%と

した変位率を表す。図に示すとおり、長尺区間の掘削影響範囲は -10m ($-1D$) $\sim +15\text{m}$ ($+1.5D$) で、切羽到達以前の先行変位率が60%程度となっている。一方、中尺区間の掘削影響範囲は -5m ($-0.5D$) $\sim +20\text{m}$ ($+2D$)、先行変位率は25%程度である。長尺区間では、先行沈下が早期に現れ先行変位率も大きいのに対し、中尺区間では、先行沈下がやや遅く現れ先行変位率が小さい結果となった。

また、両区間の天端沈下はほぼ同一であるにもかかわらず、地表面沈下に大きな差異が生じているが、これは、**図5-5**に示す上半切羽の接近・通過に伴う地表面沈下と天端沈下の関係からわかるとおり、切羽到達以前に発生する先行沈下に起因している。長尺区間では、上半切羽到達前の応力解放が著しく、解放がかなり進んだ後からの支保工建て込みとなっているが、中尺区間での先行沈下は長尺区間の1/4 \sim 1/5倍程度に抑えられており、支保工の建て込みも早期に行うことができる。支保工建て込み後の地表面沈下、天端沈下は、両区間ともに約10mmとほぼ同程度である。

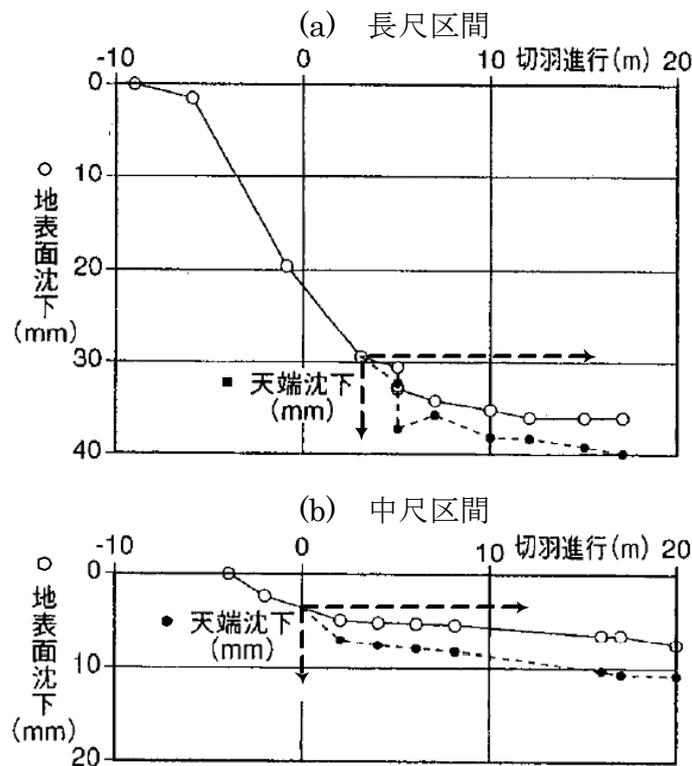


図5-5 地表面沈下と天端沈下の関係

この要因として、角度を持たせた中口径中尺鋼管を2m掘削ごとにラップさせ全域にわ

たってダブルで打設・注入することが、切羽前方の地山を長尺の場合よりも良質で厚みのある領域を改良することになり、したがって、横断方向により剛なアーチシェルの支保構造を形成したことが考えられる。これは、遠心模型実験（４－１）や大型土槽実験（４－３）において確認された先受け補強地盤の厚層化の効果が、現場施工においても達成されたことを意味するものといえる。また、先行変位の始まる位置と時期が削孔長とほぼ一致することから、削孔自体が周辺地盤を乱し沈下を引き起こしている恐れもあるが、今回のような緩い地山において地表面沈下を抑制するには、

- a 切羽到達以前の先行沈下をいかに抑えるか
- b 切羽到達後の支保手当てを早期に行い、いかに早く地山との密着性を高めるか

も重要になるので、中尺先受けでは、その特長によって地山が大きく緩む前に支保工を打設でき、先行沈下を抑制する要素を有していることが確認できた。

5-2-3 地中沈下と支保工応力

中尺区間において、水平傾斜計を坑内より1mピッチ（全長12m）で埋設し、上半掘削に伴うトンネル天端近傍の地中沈下挙動を計測した（図5-6参照）。この計器では、先端での累積変位が計算され、絶対沈下量の補正を行うことによって、計測区間の絶対変位量を把握することができる。切羽位置が2, 4, 8mにおける地中沈下の分布を図5-7に示すが、切羽進行ごとの分布状況の変化が明確に現れている。すなわち、上半切羽が進行するに伴い、先受け補強地盤より上方の中間部が最も沈下する傾向にあるが、切羽の通

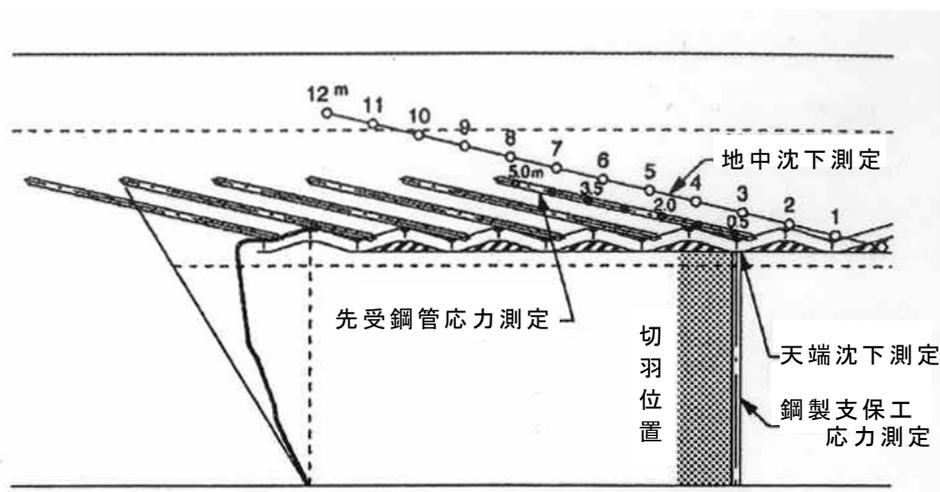


図5-6 計器の配置

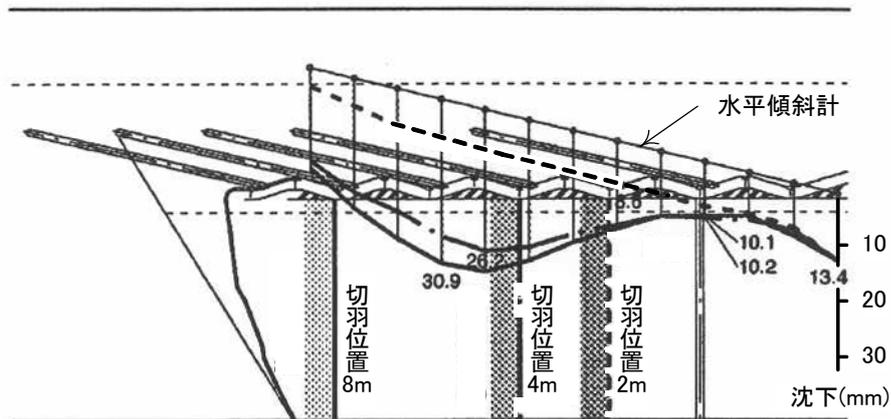


図 5 - 7 切羽進行に伴う地中沈下分布の推移

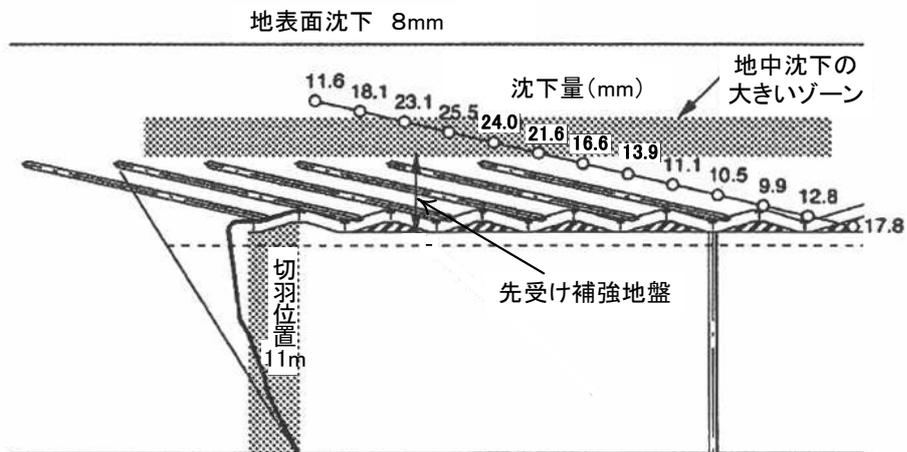


図 5 - 8 切羽位置 11m での地中沈下分布

過とともに比較的早い収束がみられる。切羽位置11mにおける地中沈下分布（図5-8参照）によれば、先受け補強地盤と地表部の沈下は、この中間部に比べて小さくなっており、先受け補強地盤が支保構造として、掘削による上方の荷重に一体となって抵抗していることがわかる。

また、先受け鋼管の0.5, 2, 3.5, 5 m位置における応力と鋼製支保工の断面力を測定した。図5-9は、切羽位置が3 m進行したときの測定値である。先受け鋼管の曲げ応力は、上半切羽の掘削進行に伴い、短いシフト長に起因した鋼製支保工のジグザグ的な建て込み状況に沿う形で明確な凹凸の傾向が現れている。一般に、先受け鋼管は、トンネル縦断方向に着目すれば、支保工と地山で支持される梁材として機能し、鋼管の曲げ剛性によって天端の沈下を抑制する。今回、発生応力は部分的に許容値を超えるほど大きくなって

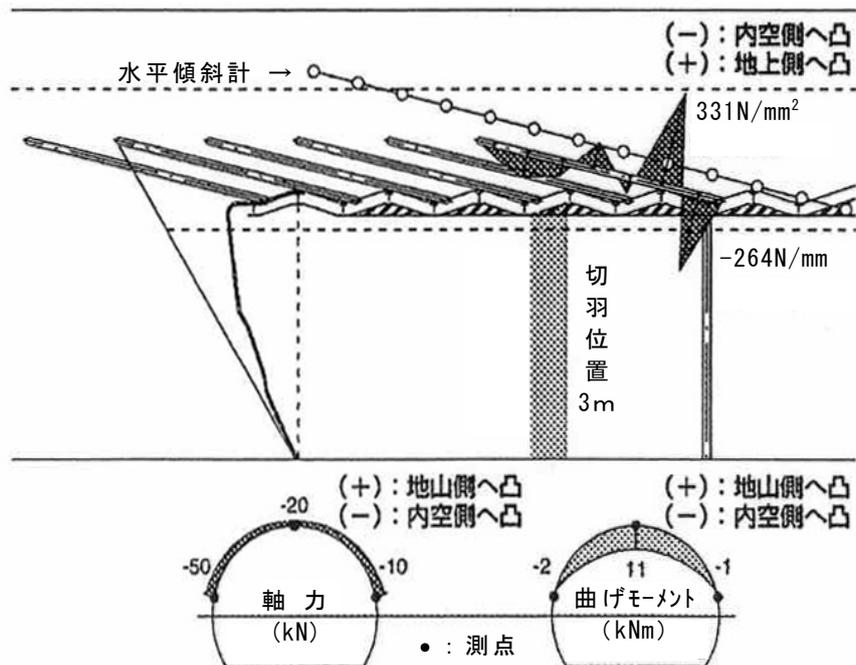


図 5 - 9 先受け鋼管の応力と鋼製支保工の断面力

いるが、ジグザグな支保工の建て込み位置を支点とする分布状況がみられることから、縦断方向には、切羽前方に仮想支点を有する一端固定梁（図 4 - 6 参照）としての挙動以外にも、支保工の建て込み位置を支点とする連続梁的な効果を確認できる。したがって、支点間距離を小さくした鋼管の曲げ剛性により、掘削後もより大きな変位抑制効果を発揮しているものと考えられる。

一方、極めて明確なジグザグの変化がみられる先受け鋼管の曲げ応力に対して、鋼製支保工の断面力では、軸力が最大でも -130kN （切羽位置 1 m において）、曲げモーメントの最大値は 11kNm 程度しか発生せず、非常に小さい値（応力的には 28MN/m^2 ）であった。この現象は、密に配置された先受け鋼管が注入によって地山と一体化したアーチシェル状の幅広い先受け補強地盤を形成し、鋼製支保工や吹付けコンクリートとは別の支保効果を発揮するとともに、中尺の鋼管を短いシフト長で連続的かつ多重にラップさせることから、掘削時に作用する荷重の低減や分散化も生じ、坑内支保部材への荷重分担が少なくなっているものと考えられる。また、鋼管の打設間隔を密に設定することによって、注入の地山改良効果が確実に向上するとともに鋼管間にアーチ効果が発揮され、長尺区間で発生した土砂の抜け出し（図 5 - 10 5.1）参照）も防止されている。

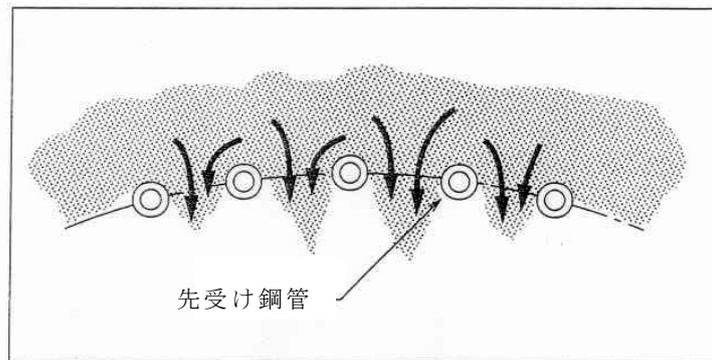


図 5 - 10 鋼管間からの土砂の抜け出し

5 - 3 円筒シェル理論解の適用性検証

中尺鋼管先受け工法では、鋼管を中口径化することで鋼管自体の剛性は低下するものの、打設方法を適切に設定すれば、より剛性の高い先受け補強地盤を形成することができ、長尺先受けと比較しても遜色のない変位抑制効果が発揮されることを実施工での計測結果によって確認した。従来、長尺鋼管を用いる先受工の設計では、2 - 2 で述べたとおり鋼管の曲げ剛性に基づく梁効果のみに着目していたが、今回開発した中口径・中尺鋼管を高仰角で密に打設する先受工の計測結果によれば、縦断方向の梁形成効果のみならず横断方向のアーチシェル形成効果が顕著に現れており、補強メカニズムに立脚した評価手法の検討が必要となる。そこで、前述した一連の円筒シェル理論に関するアプローチに基づき、現場計測結果の評価を行った。

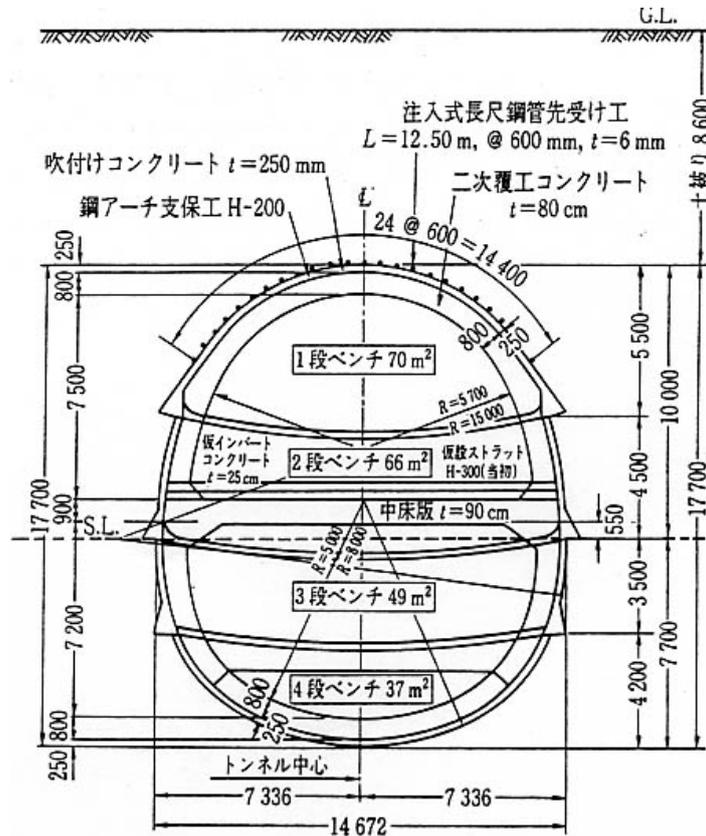
以下ではまず、都市域における大断面山岳トンネルとして、先受け鋼管の打設間隔を変えて施工された現場の計測結果を用い、4 - 2 で示した鋼管の打設間隔に関する影響検討の妥当性について実証する。次に、打設間隔に加え先受け補強地盤の厚層化について評価するため、5 - 2 で示した現場計測結果に対し、円筒シェル理論の適用性を検証した。

5 - 3 - 1 鋼管の打設間隔に対する適用性

(1) 工事概要と地山状況

今回検討の対象とする青梅トンネル（山岳トンネル工法区間：1,093m）は、首都圏中央連絡自動車道の一部として計画され、既存の都市計画道路（幅16～22m）直下に土かぶり

7～8mの条件下で掘削施工される、**図5-11**に示すような二階建ての大断面道路トンネル（最大掘削断面積：260m²）である**5.6**）。トンネルは4段のベンチに分割して掘削され、上部2段分のベンチ（**図5-12**参照）を掘削してから中床版を含めて上部覆工を巻き立てた後、下部2段分のベンチを掘削し逆巻きで下部覆工が施工される。



図は、一次支保構造および二次覆工構造を併記している

図5-11 トンネル標準断面

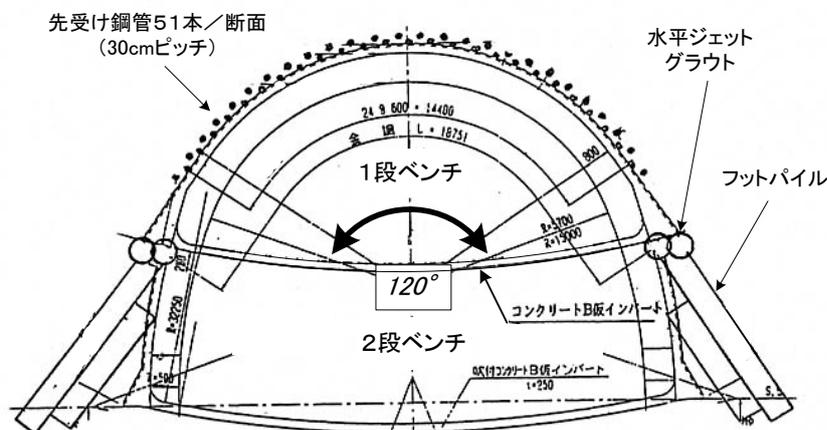


図5-12 上部2段ベンチ

1段ベンチにおける掘削対象地山は、**図5-13**に示すとおり、基盤の飯能礫層を浸食して堆積した段丘礫層に相当し、上位には約3万年前に形成された立川礫層、下位には約25万年前に形成された青梅礫層が分布する。両層中には、硬砂岩、粘板岩、チャートを母岩とする数cmから70cm程度までの玉石を含んでいる。また、段丘礫層の上部には、ローム層が1~2m程度堆積している。

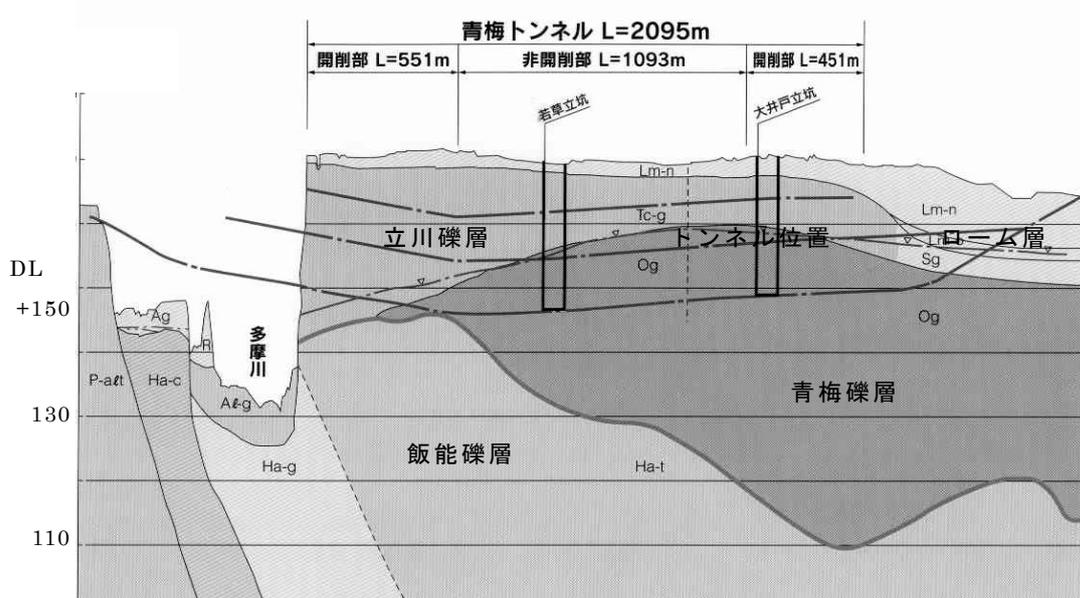


図5-13 土質縦断面図

(2) 街道横断部と一般部との先受工仕様

同トンネルは、青梅IC側の大井戸立坑（**図5-13**参照）から200m付近において、既存の青梅街道直下を横断する計画となっており、交通状況、交通荷重増、地下水状況、埋設物などの問題から、街道直下付近（以降では、街道横断部と称する）の1段ベンチを掘削する際、それ以外の箇所（一般部と称する）よりも地盤変状等に対して十分な対策が必要となった。そのため、長尺鋼管フォアパイリング（AGF工法）が施工されていた一般部よりも地表面沈下抑制効果の高い先受工として、街道横断部の3シフト分に関しては、鋼管の打設間隔を一般部の半分にするという仕様を採用された（**表5-6**参照）。なお、**図5-11**、**12**に示す先受け断面は、それぞれ一般部、街道横断部に対応している。

(3) 入力パラメータの設定

一般部および街道横断部における1段ベンチ掘削時の天端沈下量について、4-2-2

表 5 - 6 先受け仕様

	一般部	街道横断部
打設範囲	120°	
鋼管本数／断面	25～27	51
鋼管ピッチ	60cm	30cm

にて検討した鋼管の打設間隔が先受け補強地盤の変形特性に及ぼす影響評価に基づき、円筒シェル理論を適用したので、その結果に関して述べる。ここに、先受け鋼管の打設範囲は120°であるが

- a 大断面であることから、1段ベンチの脚部付近まで鋼管が打設された状況（ほぼ180°の打設範囲と等価）になっている
- b 脚部自体も水平ジェットグラウトによって改良補強されており、脚部沈下がほとんど生じない状況にある

ことから、施工条件的には円筒シェル理論解の適用性が十分に高いと考えられる。すなわち、4-1-4で示したとおり、完全な円筒シェル体を前提として導かれる計算結果を、今回の現場計測結果と比較することは十分に意義深いものと判断される。

さて、鋼管の周方向占有率をはじめとする各パラメータは、表5-7のように設定され

表 5 - 7 パラメーター一覧

パラメータ	一般部	街道横断部
周方向占有率	0.19	0.38
弾性係数増加率	1.9～2.6	2.9～4.1
改良地山の弾性係数	E=300 MN/m ²	
先受け補強地盤厚さ	t=0.6 m	
土かぶり圧	p=0.15 MPa ローム層： $\gamma_t=15.7 \text{ kN/m}^3$, (1.5 m 厚) 立川礫層： $\gamma_t=22.6 \text{ kN/m}^3$, (5.5 m 厚)	
1ステップ掘削長	1.0 m	

る。まず、一般部、街道横断部の周方向占有率は、前述の定義に従えば、鋼管の打設範囲に関してそれぞれ0.19 ($\cong 114.3/600$)、0.38 ($\cong 114.3/300$) である(5.7)。したがって、弾性係数の増加率の範囲については、4-2に示した円筒シェル供試体の载荷実験結果(図4-19を図5-14として再掲)が単純に包含されるよう、それぞれ1.9~2.6、2.9~4.1に設定した。さらに、先受け補強地盤については、注入による改良地山の弾性係数 E を $100 q_u = 300\text{MN/m}^2$ に仮定し(5.8)、厚さ t を0.6mとした(図5-15参照)。その他のパラメータは、掘削半径 $r = 7.35\text{m}$ 、土かぶり圧 $p = 0.15\text{MPa}$ (土かぶり約7m)、1掘削ステップあたりの掘進長 $l = 1\text{m}$ である。

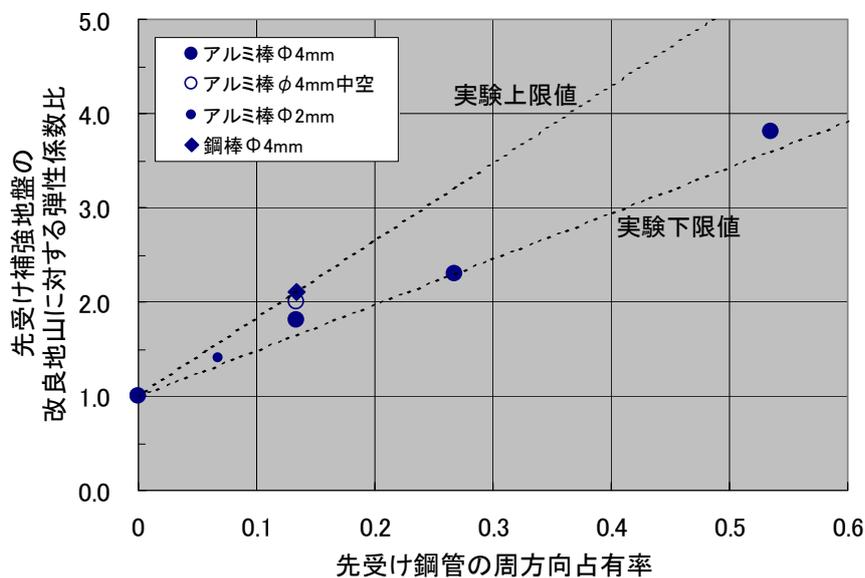
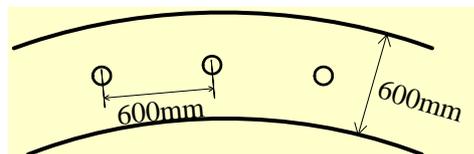


図5-14 先受け鋼管の周方向占有率と先受け補強地盤の弾性係数の関係

(a) 一般部



(b) 街道横断部

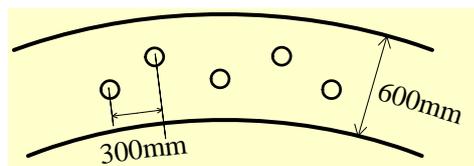


図5-15 先受け補強地盤の模式断面

(4) 実測結果と計算結果との比較

これらのパラメータを(3.7)式,(3.8)式に代入して天端沈下量を求め、切羽通過後の天端沈下発生状況として実測値と比較した結果が図5-16,17である(5.9)。一般部,街道横断部ともに、天端沈下量の最終的な実測値は、円筒シェル供試体の载荷実験ならびに円筒シェル理論解に基づいて算定される範囲内に分布しており、鋼管の打設間隔による差異がうまく表現できているといえる。また、計算値との比較において、一般部よりも街道横断

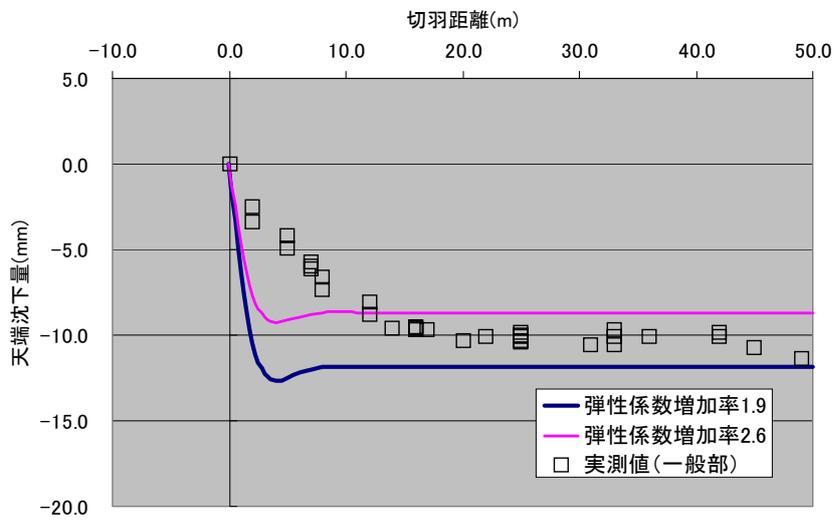


図5-16 切羽進行に伴う一般部の天端沈下

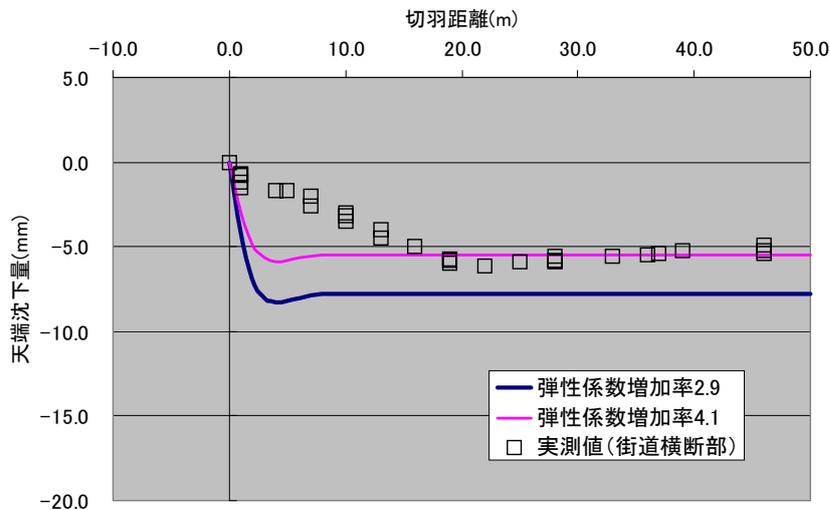


図5-17 切羽進行に伴う街道横断部の天端沈下

部の実測値のほうが小さめである（弾性係数増加率の上限値から与えられる計算値により近い）のは、鋼管の打設間隔が狭いことから、形成される先受け補強地盤の連続一体化あるいはシェル厚に関し、注入の面で有利に作用したためと予想される。ただし、切羽通過直後における挙動については、一致度が低くなっている。

これは

- a 4-1-3で既述したとおり、掘削されるまで切羽前方の先受け補強地盤の内側には地山が存在する
- b 4-2-2で指摘したように、均質材料を前提とする理論解に対して、実際先受け補強地盤は不均質（鋼管と改良地山からなる複合体）であることから、鋼管による骨格的な影響に起因して変位の発生範囲が大きくなる

ことなどの影響があるためと考えられる。これらの影響要因が反映されれば、設計手法としてさらなる高度化が図られると考えられるが、先受け補強地盤の弾性係数として鋼管の打設間隔を考慮し、これを円筒シェル解へ組み入れることによって、注入式鋼管フォアパイリングの変形抑制効果を表現できるということが示された。

5-3-2 先受け補強地盤の厚層化に対する適用性

次に、5-2で述べた長尺鋼管ならびに中尺鋼管先受け工法の実施結果に対して、鋼管を高角度（先受け補強地盤の厚層化に貢献）で密（先受け補強地盤の弾性係数向上に貢献）に打設する中尺鋼管先受け工法の特長に鑑み、円筒シェル理論解を適用して補強効果の検証を行った。ここに、両工法の比較区間では脚部沈下がほとんど発生していないため、計測結果を単純に比較することに支障はないといえる。

(1) 入力パラメータの設定

先受け補強地盤の物性・諸元については、表5-4に基づき注入量やシフト長を考慮して設定した。すなわち、先受け補強地盤の厚さ t として、長尺では0.3m、断面変化の大きい中尺においては平均的な位置づけから0.7mを採用した（図5-1参照）。また、半径 r については、鋼管打設時の掘削半径（5.3m）に1シフト掘進分による最大拡幅高（長尺0.79m、中尺0.25m）の半分を加え、掘進中の平均的な位置づけとして長尺、中尺でそれぞれ $r = 5.7\text{m}$ 、 5.4m としている。さらに、上載荷重 p に関しては、土かぶり z が5mと薄いことから、全土かぶり荷重が作用するものと考え、 $p = \gamma \cdot z = 0.075\text{MPa}$ （単位体積重量 $\gamma = 15\text{kN/m}^3$ ）に設定した。

次に、先受け補強地盤の弾性係数 E については、[図 5-14](#)に基づいて設定している。[図 5-14](#)の適用性については 5-3-1 で示したとおりであるが、今回の施工条件では、長尺、中尺両工法で鋼管径は異なるものの、先受け鋼管の周方向占有率はともに0.25（それぞれ $\approx 114.8/450$ 、 $\approx 76.3/300$ ）となることから、鋼棒を用いた場合の結果（同図中の上限線）に着目して3.1倍の弾性係数増加率を採用した。その結果、先受け補強地盤に対する弾性係数としては、懸濁型注入材による事前試験から想定された改良地山の変形係数100MN/m²に基づき、 $E = 3.1 \times 100 \approx 310 \text{MN/m}^2$ に設定している。さらに、今回の施工条件では先受け鋼管を打設する範囲が120° となっていることから、4-1-4において確認したとおり、ある程度完全な円筒シェル体での挙動近似が可能となる180° の場合に比較して、シェル理論解の適用性は若干低下する。そこで、120° の打設範囲では180° の場合よりも変形量が3割程度増加するという実験結果を踏まえて、以下に示す計算値では理論解の割増補正を行っている[5.10](#)。

(2) 実測結果と計算結果との比較

長尺および中尺両工法における天端沈下の切羽進行に伴う発生状況について、実測値と(3.7)式、(3.8)式を用いて算定した計算値を[図 5-18](#)に示す。ここで、切羽通過後における天端沈下と地表面沈下がほぼ等しいので、切羽通過前では、地表面沈下を天端沈下として代用している。この図によれば、特に長尺に関する実測値と計算値において、切羽通

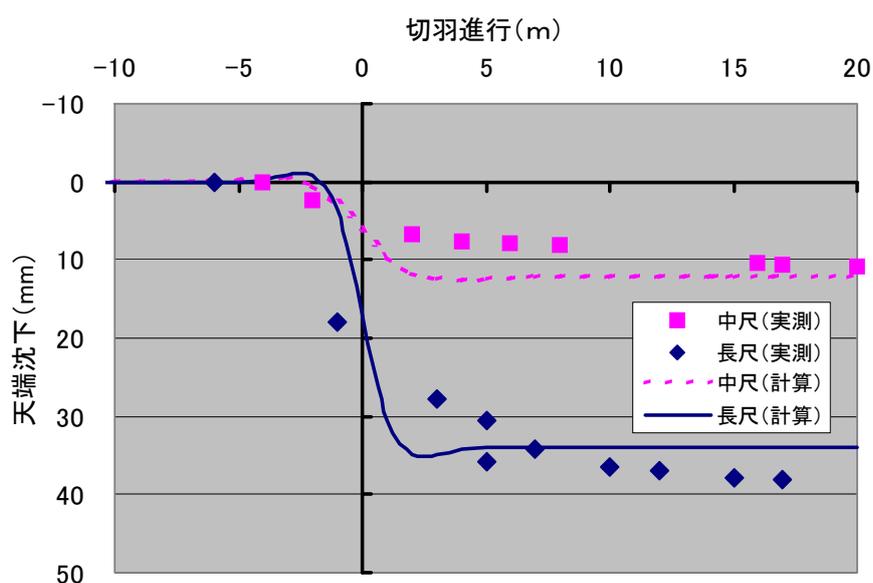


図 5-18 切羽進行に伴う中尺鋼管，長尺鋼管先受けの天端沈下

過前後の一致度がやや低いものの、最終沈下量については、両工法ともに実測値と計算値の合致度が高いことがわかり、補強効果の差異がうまく表現されているといえる。これは、両工法ともに先受け補強地盤がアーチシェル状の構造体として機能し、さらに中尺では、その特長を生かして横断方向はもとより縦断方向にも注入効果が十分に発揮され、信頼性の高い先受け補強地盤の厚層化が図られていることを示すものである。また、5-3-1でも検証したとおり、鋼管の打設間隔によって先受け補強地盤の変形特性を評価することの妥当性があらためて確認されると同時に、施工状況を考慮した円筒シェル理論が、先受工による補強効果の評価手法として有効であることを裏付けていると判断される。

従来、注入式鋼管フォアパイリングに関する汎用的な設計手法では、鋼管の曲げ剛性に基づく梁効果にのみ着目しているのが実状であったが、鋼管と注入によって形成される先受け補強地盤という全体系に着目すれば、鋼管自体の仕様（長さや管径などの重厚さ）は一つの構成要素に過ぎず、むしろ鋼管の間隔や角度あるいはシフト長とラップ長といった打設に関する仕様の変形抑制効果に大きな影響を及ぼすことになる。特に、鋼管の打設間隔は、注入による先受け補強地盤の横断方向に関する連続一体化、すなわちアーチシェル構造としての確実性を左右する重要な要素となりえるので、先受け補強地盤を円筒シェル理論によって注入効果を含めて評価する手法は、補強メカニズムに立脚した合理的なものと考えられる。同時に、鋼管、打設方法、注入がいわば三位一体となるよう、先受け補強地盤の抵抗性（連続一体化、剛性）向上を目指すことは、施工においても認識すべき基本姿勢といえる。

5-4 火山岩層での現場適用

TBM (Tunnel Boring Machine) によって導坑を掘削してから本坑の切掘げを行うというトンネル現場において、補助工法の採用が不可欠となり、対策工法の一つとして中尺鋼管先受け工法を取り上げ事前解析や試験施工を実施したので、これまで述べてきた土かぶりの薄い土砂地山のみならず、土かぶりの厚い岩質地山に対しても中尺鋼管先受け工法が有効であることを検証した結果について示す。

5-4-1 工事概要

静岡県富士川町から芝川町を結ぶ延長4,500mの第二東名高速道路・富士川トンネルは、

3車線、掘削断面積約200m²の超大断面であり、直径5mのTBMで本坑頂部に先進導坑を掘削した後、山岳トンネル工法によって切上げが行われる(5.11)。ここで、図5-19に示す不良地山区間は、第四紀の安山岩および凝灰角礫岩から構成される岩淵火山岩層であり、TBM導坑掘削時に数多くの天端崩落が発生したことから、本坑を拡幅掘削する際、さらなる緩み域の拡大や天端崩落の危険性が予想された。

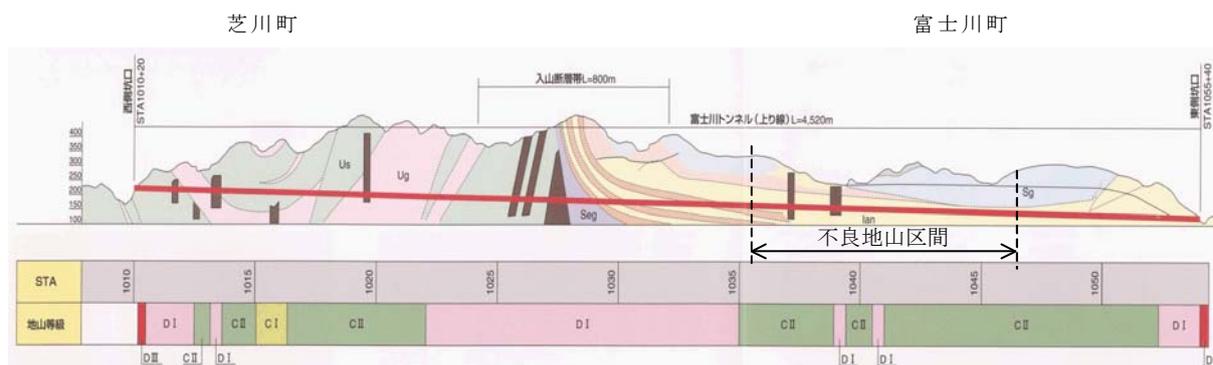


図5-19 トンネル地質縦断図

そのため、当該区間においては先受工をはじめとする補助工法の適用が不可欠となり、地山の緩み状態に応じた適切な補助工法の選定を目的として、3次元数値解析を事前に行い、トンネル掘削に伴う地山や支保工の挙動を評価するとともに、補助工法による3次元でかつ経時的な効果を把握した。また、一連の解析結果に基づき、中口径(76.3mm)鋼管を利用した中尺(6.5m長)、長尺(12.5m長)先受け工法、ならびにグラスファイバー管(GFRP)を利用した鏡補強ボルト工法の3種類を選定し、ほぼ同じ地質状態の連続した区間において試験施工を行い、A、B計測結果や解析結果を比較した。その結果、解析とほぼ整合する補助工法の効果を確認でき、地山状態に応じて適切な補助工法を合理的に設計する資料として役立てることができた(5.12)。

5-4-2 TBM導坑掘削時における緩み域の評価

(1) 地山の緩み状況

TBMによる導坑掘削時、安山岩および凝灰角礫岩から構成される岩淵火山岩層では数多くの切羽崩壊、天端崩落が発生した。掘削時にTBMのテール部において目視確認した地山線ならびに全線を掘削してからボーリングによって確認した天端部の緩み高さを図5-20に示す。STA.1045+70付近では、掘削時にみられた3m程度の抜け落ちが、全線掘

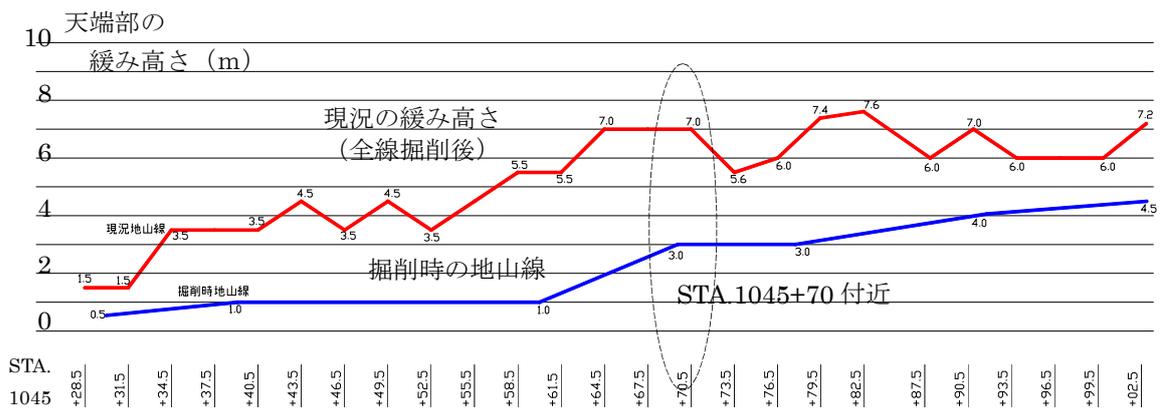


図 5 - 20 T B M導坑天端の緩み状況

削後（収束時）には倍程度にまで広がっている。本坑を拡幅掘削すれば、さらなる緩み域の拡大と天端崩落(写真 5 - 3 参照)が懸念されたので、当該区間では、補助工法を適用することが不可欠と考えられた。そこで、まず図 5 - 20 に示した緩み状況を忠実に再現できる地山物性値を同定するため、地山物性値をパラメータとする逆解析を行った。



写真 5 - 3 本坑拡幅における天端崩落

(2) 解析手法とトレース解析結果

有限要素法 (F E M) は、不均一地盤や非線形型挙動の解析に有利でありトンネル掘削を対象とした数多くの解析に適用されているが、大変形や流動的な挙動を呈する切羽周辺地山の解析に対しては限界があるといわれる。一方、有限差分法 (F D M) は、静的なつり合い方程式から解を求める F E M と異なり、支配方程式を運動方程式で定式化するため、トンネル掘削時の崩壊挙動や塑性領域の進展など大変形問題に適しており、最近では先受工や切羽ボルトなどの検討にも多用されている。今回の解析では、有限差分法コード FLAC の 3 次元数値解析ソフト FLAC 3D を使い、Mohr-Coulomb による破壊基準を採用した。

解析領域を図5-21に示す。図中には、TBM導坑に加え、後述する本坑拡幅解析時の上半断面も表示している。土かぶりを80mとし、トンネル側壁部から3Dの横断方向領域を確保するとともに、トンネル縦断方向には境界の影響を考慮して到達切羽位置より前後に2D以上の領域を確保した。境界条件については、地表面を自由、側面および底面をローラーとし、掘削ステップは、計算量や時間を考慮して、両側面側20m区間で瞬時掘削、中間の60m区間で2mずつの逐次掘削とした。また、地山の初期地圧は自重解析によって設定し、トンネル掘削時にはそれを相当外力として与えた。

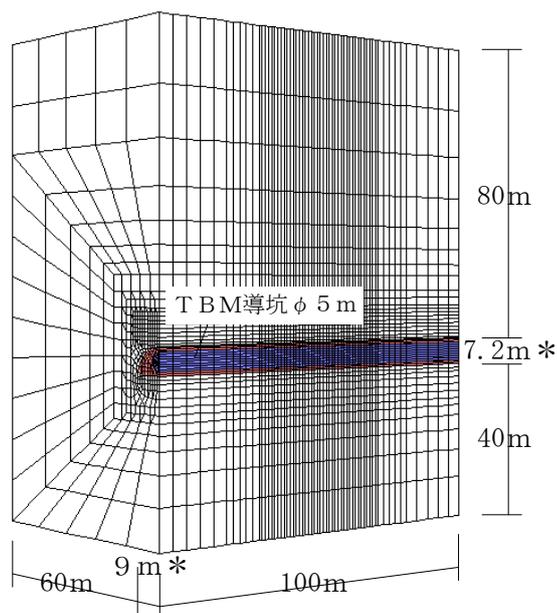


図5-21 解析領域 (* : 本口掘削)

さて、TBM導坑における天端の緩み高さ(収束時)を、①1.5m未満、②1.5m以上3.5m未満、③3.5m以上5.5m未満、④5.5m以上の4クラスに分類(以下、順に緩み条件①~④と称す)し、各条件を再現できる地山物性値を同定した。これらの結果を表5-8に、トレースされた周辺の緩み域の分布状況を図5-22に示す。解析における塑性状態を緩み

表5-8 地山物性値の同定結果

緩み条件	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性係数 E (MN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
①	2.4	600	0.3	5.0	35
②	2.4	500	0.3	2.0	34
③	2.4	400	0.3	1.8	33
④	2.4	300	0.3	1.8	30

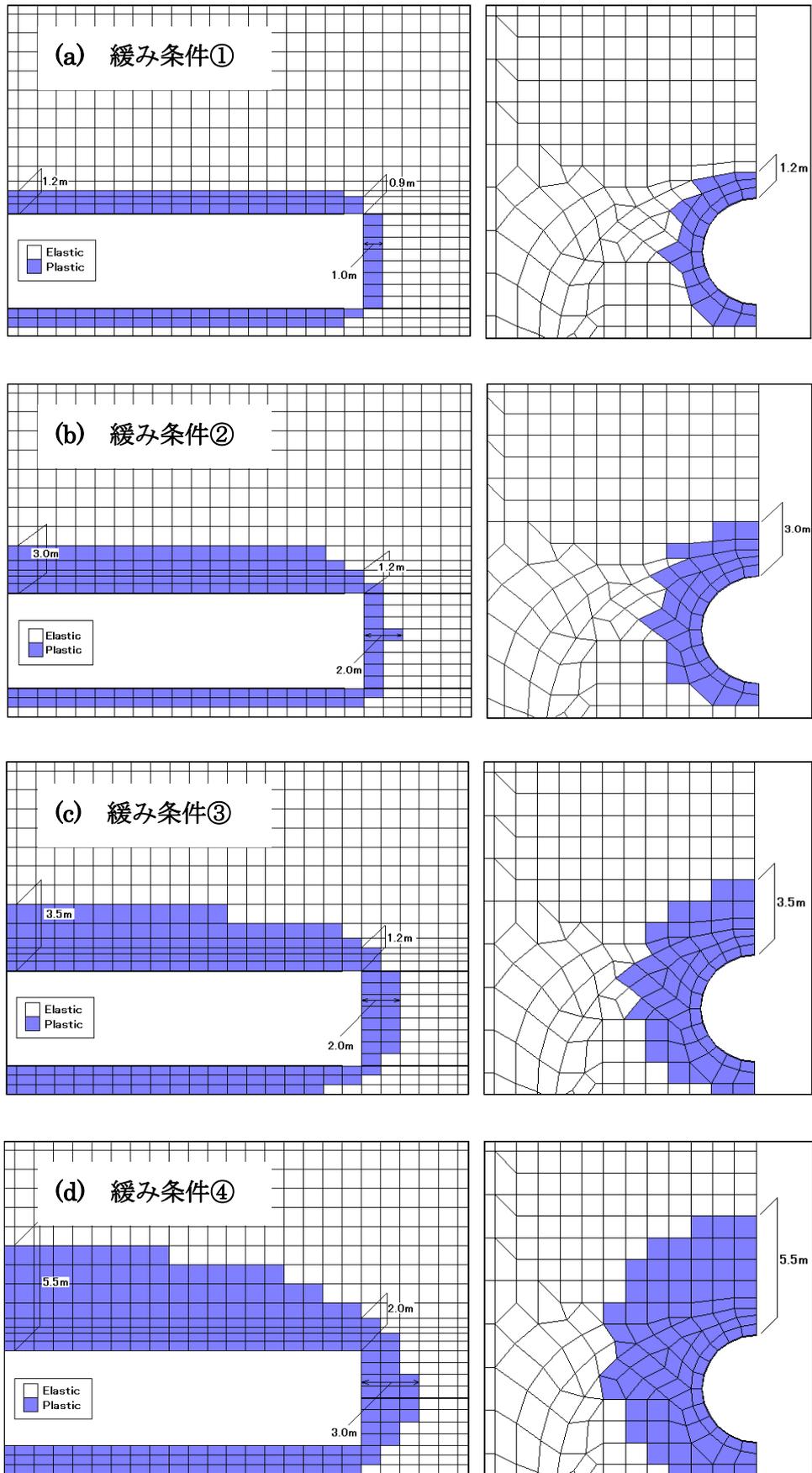


図 5 - 22 緩み域の分布状況

域とみなしているが、緩み域の発生には粘着力や弾性係数の差異が比較的顕著に影響することがわかる。

5-4-3 本坑拡幅における補助工法の解析検討

(1) 補助工法の選定と検討方法

標準支保パターンは図5-23に示すDI-B-P（ロックボルト：長さ6m，周・延長方向間隔1.2m，鋼製支保工：高規格H-154×151，吹付けコンクリート：20cm厚）であるが、地山状態に応じて最適な補助工法を採用する必要があるため、緩み条件①～④に対応して補助工法を選定し、本坑掘削に対する事前の予測解析を行った。以下では、後述する試験施工の対象地山となる緩み条件②に関する結果を中心に述べるが、地山の緩みが最も大きい条件④についても比較参考として言及する。ここに、緩み条件②を対象に選定した5ケースは表5-9，図5-24に示すとおりで、緩み条件④に関しては表5-10に示す8ケースを対象とした。また、表5-10に示す鏡補強の内容としては、長さ13.5m，打設間隔2mのGFRPである（図5-25参照）。今回の中尺鋼管先受け工法は、土かぶりが厚く固結した岩質地山での適用であることから、5-2で述べた土かぶりの薄い未固結な土砂地山の場合に比較して、鋼管の打設間隔をはじめとする仕様が軽めに設定されている。

表5-9 緩み条件②を対象とする補助工法の検討ケース

ケース	内容	部材	部材径 (mm)	打設長 (m)	打設間隔 (mm)	打設範囲 (°)
I	無対策 (DI-B-Pのみ)	—	—	—	—	—
II	注入式フォア ポーリング	中空 ボルト	30.5mm	4m	600mm	120
III	中尺先受け	鋼管	76.3mm	6.5m	900mm	120
IV	長尺先受け	鋼管	76.3mm	13.5m	600mm	120
V	長尺先受け	鋼管	76.3mm	13.5m	600mm	90

解析では、5-4-2に示したメッシュを用い、補助工法パターンをビームによる構造要素としてモデル化（表5-11参照）し、上半を掘削模擬（まず30m区間を瞬時掘削した後、次の40m区間を1mずつで逐次掘削）したときの地山ならびに支保工の挙動を検討した。なお、注入による地山の改良効果として、想定される注入領域の粘着力を50%だけ

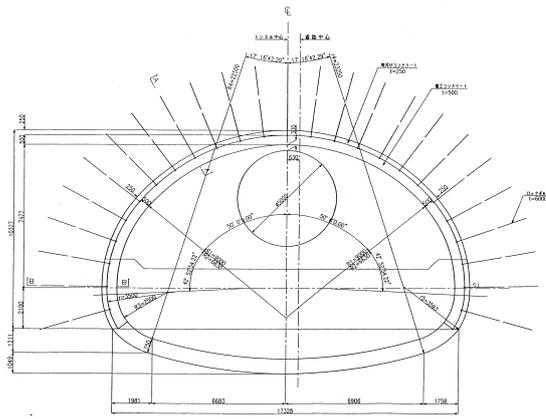


図 5-23 標準支保パターン
(ケース I)

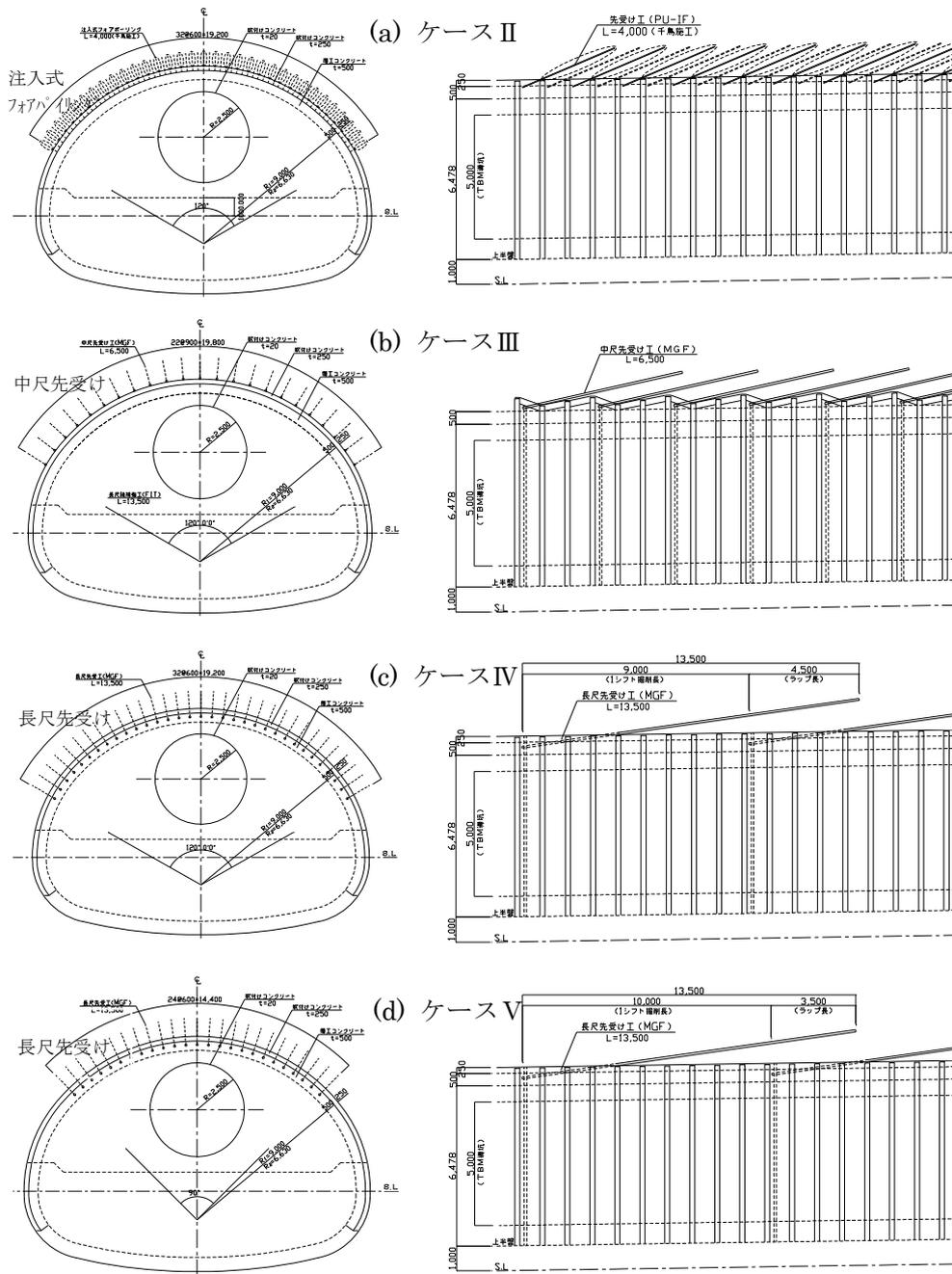


図 5-24 補助工法の選定 (緩み条件②)

表 5-10 緩み条件④を対象とする補助工法の検討ケース

ケース	内容	部材	部材径 (mm)	打設長 (m)	打設間隔 (mm)	打設範囲 (°)	鏡補強	
I'	無対策 (DI-B-Pのみ)	—	—	—	—	—	—	
II'	注入式フォアポーリング	中空ボルト	30.5mm	4 m	600mm	120	無	
III'	1 2	中尺先受け	鋼管	76.3mm	6.5m	450mm	120	無
						600mm		有
IV'	1 2	長尺先受け	鋼管	114.3mm	13.5m	450mm	120	無
						600mm		有

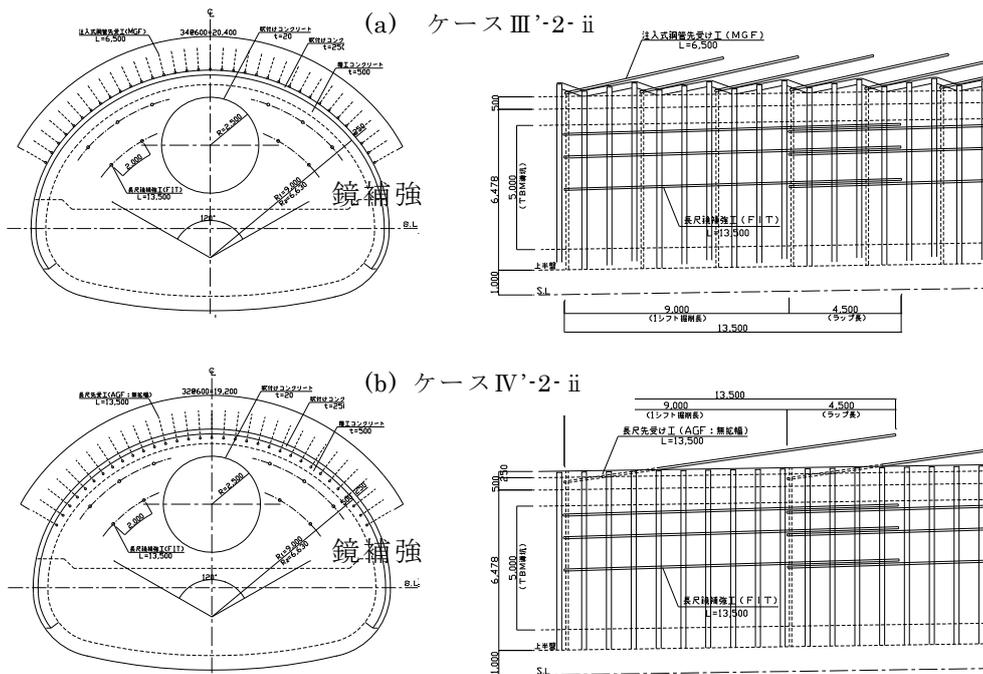


図 5-25 鏡補強検討ケース (緩み条件④)

増加させている。

(2) トンネルの発生変位

緩み条件②について、TBM導坑掘削後からの変位量、最大せん断ひずみ γ が 0.2%を

表 5-11 各種部材の設定物性値

ケース	部 材	構造要素	単位体積重量 (kN/m ³)	弾性係数 (GN/m ²)	断面積 (cm ²)	断面二次 モーメント (cm ⁴)
T B M 掘削	吹付けコンクリート	ブロック	—	4	2 0 0 (2 cm 厚)	—
I, I'	吹付けコンクリート + 鋼製支保工	シェル	—	8.6 5	2,5 0 0 (25cm 厚)	—
II, II'	中空ボルト	ビーム	7 8	2 1 0	4.4	3.8
III, III', IV, V	中口径鋼管	ビーム	7 8	2 1 0	9.5	7 3.8
IV'	大口径鋼管	ビーム	7 8	2 1 0	2 0.4	3 0 0.2
IV, IV', V	切除管	ビーム	1 4	3	2 0.4	3 0 0.2
鏡補強	GFRP チューブ	ビーム	1 7.5	2 0	1 7.1	1 0 0

越える範囲、塑性領域の範囲を表 5-12 に示す。ここで、後二者については、T B M掘削時に本坑断面の天端から 1.5m 分だけ既に発生しているため、本坑掘削によって新たに生じた増分は、1.5m 分を差し引いてそれぞれ 1.5m, 2.75m となる。

表 5-12 緩み条件②を対象とした地山挙動（括弧内数値はケース I に対する百分率）

ケース	本坑切羽 天端の 変位 (cm)	T B M切羽 天端の 変位 (cm)	切羽押出し 最大箇所 の変位 (cm)	本坑天端（収束時）		
				変位 (cm)	$\gamma > 0.2\%$ の 範囲 (m)	塑性領域の 範囲 (m)
I	3.38	5.32	2.53	3.94	3.00	4.25
II	2.62(77.5)	4.08 (76.7)	2.27 (89.7)	3.17 (80.5)	2.00 (66.7)	3.25 (76.5)
III	2.34(69.1)	3.51 (65.9)	2.36 (93.4)	2.81 (71.2)	0.70 (23.3)	3.25 (76.5)
IV	2.27(67.1)	3.37 (63.3)	2.39 (94.4)	2.69 (68.4)	0 (0)	3.25 (76.5)
V	2.30(68.1)	3.45 (64.8)	2.46 (97.2)	2.71 (68.7)	0 (0)	3.50 (82.4)

〈変位に関する凡例〉



表 5-12 から、フォアポーリング、中尺先受け、長尺先受けへと補助工法が重厚になるほど、基本的には各点の変位量が抑制されていることがわかる（図 5-26 参照）。ただし、鋼管の打設長（ケースⅢ、Ⅳ）による差異や打設範囲（ケースⅣ、Ⅴ）による差異は微妙である。また、先受け鋼管には、中尺、長尺いずれの場合も中口径（76.3mm）を採用しているが、表 5-13 に示す緩み条件④における変位一覧からも、大口径（114.3mm）と中口径の差異はあまりみられない（5.12）。すなわち、鋼管の打設長と鋼管径のみが異なるケースとしてⅢ'-1 とⅣ'-1（同様に、Ⅲ'-2-i とⅣ'-2-i，およびⅢ'-2-ii とⅣ'-2-ii）を比較すれば、各変位の差異はせいぜい数 mm であり、緩み条件②の場合に比べれば若干の差異はみられるものの、鋼管長や鋼管径の影響は小さいといえる。さらに、鋼管の打設間隔のみが異なるケースⅢ'-1 とⅢ'-2-i（同様に、Ⅳ'-1 とⅣ'-2-i）を比較しても、ほとんど差異は認められない。一方、緩み条件④において鏡補強を併用した場合には、表 5-13 におけるケースⅢ'-2-i とⅢ'-2-ii（同様に、Ⅳ'-2-i とⅣ'-2-ii）との比較から、ある程度有意な変位抑制効果が確認できる。

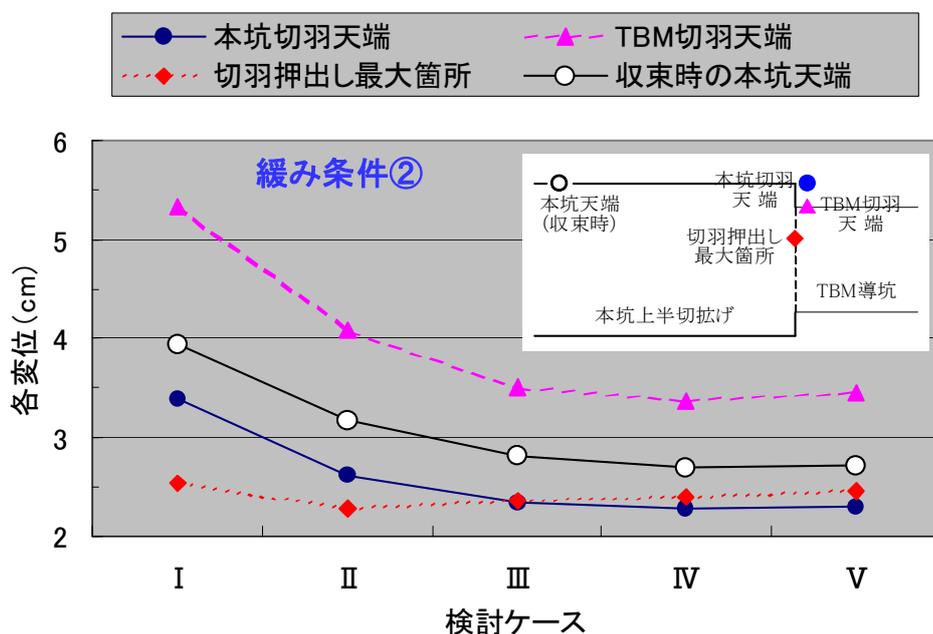


図 5-26 トンネルに発生する変位（緩み条件②）

緩み条件の影響に関しては、地山状態の悪化に起因して緩み条件②よりも④のほうが各変位は大きくなっているが、特に両条件において同一の対策となる無対策や注入式フォア

表 5-13 緩み条件④を対象とした解析結果（括弧内数字はケース I に対する割合）

ケース	本坑切羽 天端の 変位 (cm)	T B M切羽 天端の 変位 (cm)	切羽押し 最大箇所 の変位 (cm)	本坑天端（収束時）				
				変位 (cm)	$\gamma > 0.2\%$ の 範囲 (m)	塑性領域の 範囲 (m)		
I'	8.73	13.26	4.67	10.32	2.60	3.00		
II'	7.77 (89.0)	12.22(92.2)	4.49 (96.1)	8.77 (85.0)	2.00 (76.9)	3.00 (100)		
III'	1	6.11 (70.0)	8.92 (67.3)	4.12 (88.2)	6.26 (60.7)	0.25 (9.6)	2.00 (66.7)	
	2	i	6.14 (70.3)	8.97 (67.6)	4.12 (88.2)	6.26 (60.7)	0.25 (9.6)	2.00 (66.7)
		ii	4.90 (56.1)	7.33 (55.3)	1.82 (39.0)	4.86 (47.1)	0 (0)	1.00 (33.3)
IV'	1	5.85 (67.0)	8.42 (63.5)	4.13 (88.4)	5.50 (53.3)	0 (0)	2.00 (33.3)	
	2	i	5.85 (67.0)	8.39 (63.3)	4.16 (89.1)	5.51 (53.4)	0 (0)	2.00 (33.3)
		ii	4.72 (54.1)	6.92 (52.2)	2.20 (47.1)	4.61 (44.7)	0 (0)	1.00 (33.3)

〈変位に関する凡例〉



ポーリングに着目すると、注入式フォアポーリングによって発生する各変位の無対策に対する比率は、緩み条件②において 77.5～89.7%であるのに対し、緩み条件④では 85.0～96.1%となっており、変位抑制効果も低下していることがわかる。反面、先受けについては、緩み条件②の場合 63.3～97.2%（ケースⅢ～Ⅴ）であるのに対し、緩み条件④では、中尺の場合 60.7～88.2%（ケースⅢ'-1, Ⅲ'-2-i）、長尺の場合 53.3～89.1%（ケースⅣ'-1, Ⅳ'-2-i）であり、選定された先受け仕様としては、緩み条件④の場合が②に比較してやや重厚であったといえる。

いずれにせよ、今回のように土かぶりが厚く固結した岩質地山では、地山の緩み状態が良好であるほど先受け仕様の重厚化は変位抑制効果に対してさほど支配的な要因になりえないと考えられる。逆にいえば、中口径・中尺鋼管を用いる先受け工法の適用性が大きいこと（長尺先受けと遜色ない変位抑制効果）を示唆するものである。

(3) 鋼製支保工の発生応力

次に、緩み条件②について、鋼製支保工に作用する応力を図5-27に示す。無対策（ケースI）では、185MN/m²(圧縮)となっているe位置付近を除いてどの位置でも140MN/m²前後の圧縮応力が発生しているが、補助工法を採用することによって、天端付近の圧縮応力が減少するとともに脚部付近の圧縮応力は若干増加することがわかる。これは、天端付近における軸力と曲げモーメントの減少，脚部付近での曲げモーメントの増加によるものであり、先受けに作用する荷重を切羽後方の支保工を介して脚部地山に伝達する支持効果が発揮されているためと考えられるものの、今回の地山条件では、補助工法の種類によらずほぼ同程度の傾向を示している。

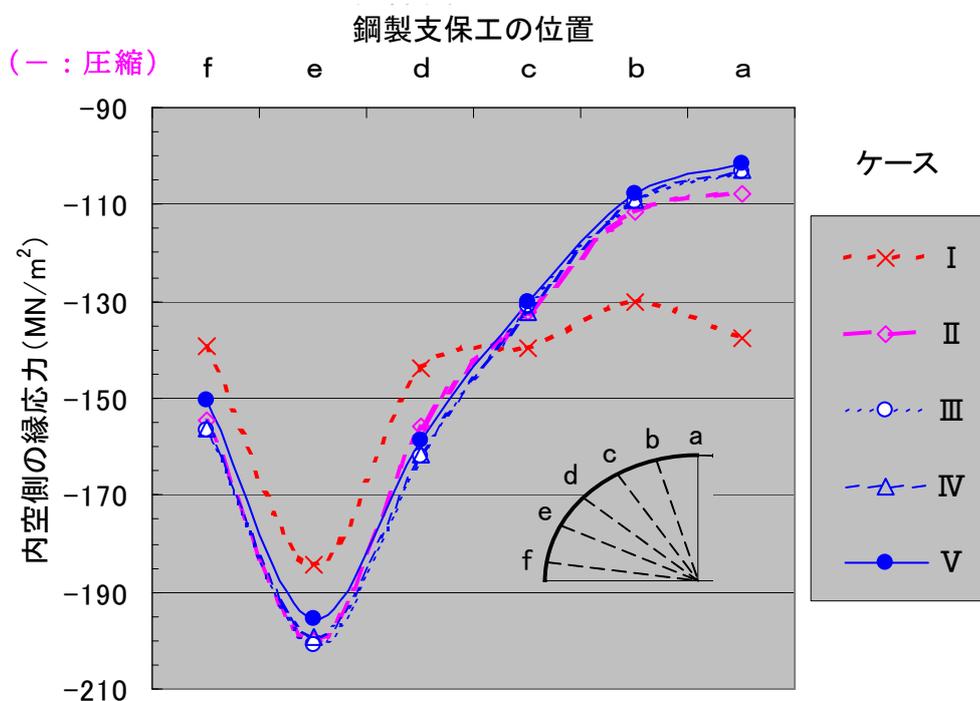


図5-27 鋼製支保工の発生応力（緩み条件②）

一方、緩み条件④に対する鋼製支保工の作用応力は図5-28に示すとおりである。緩み条件②に比較して、発生する圧縮応力は全体的に大きく、無対策（ケースI'）では脚部付近よりも天端付近の圧縮応力が大きくなっている。補助工法を採用することによって、緩み条件②の場合と同様、天端付近の圧縮応力が減少する反面、脚部付近では圧縮応力が増大するが、この傾向は、鏡補強の有無によって大別される。すなわち、鋼製支保工の発生応力と(2)で述べた変位の抑制効果とは密接に関連しており、トンネル変位の抑制に効

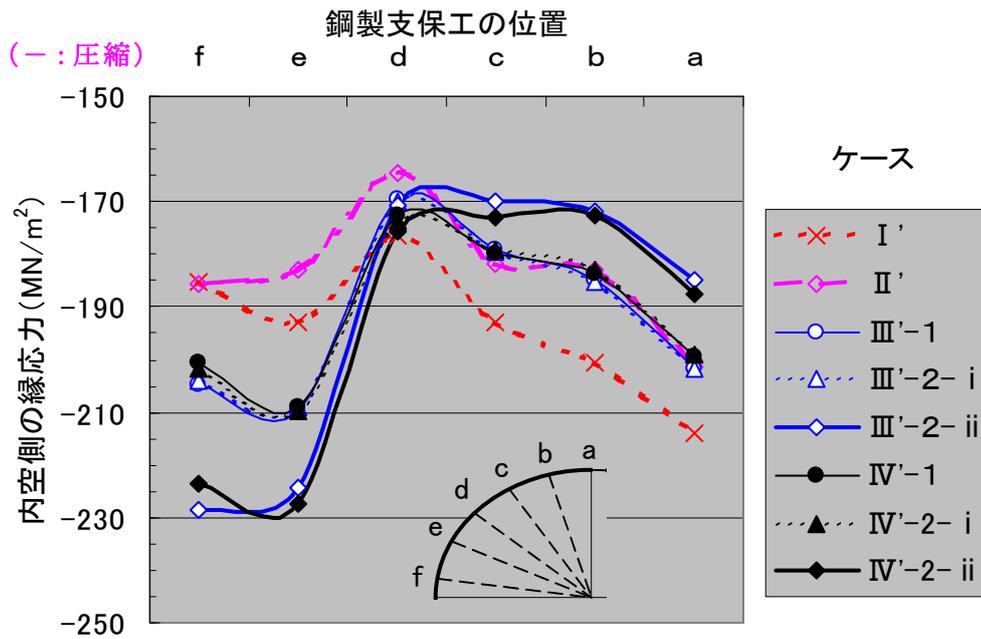
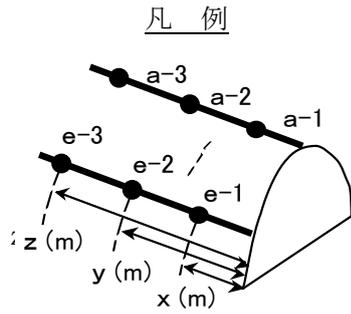


図 5-28 鋼製支保工の発生応力（緩み条件④）

果が大きい鏡補強の併用は、支保工に生じる応力変化も大きいことがわかる。また、先受けのみの場合、仕様（鋼管の長さ、径や打設の間隔）によって変形抑制効果に顕著な差異がみられないことから、鋼製支保工に発生する応力にも仕様による大差は認められないが、変形抑制効果が不十分な注入式フォアポーリングでは、無対策に比較して天端付近のみならず脚部付近でも支保工の圧縮応力が軽減されている（図 5-28 参照）。なお、鋼製支保工（高規格 H-154）の降伏応力は 440MN/m^2 であり、いずれのケースも耐力以内に収まっている。

（４） 先受け鋼管の発生応力

図 5-27, 28 の結果に鑑み a, e 位置に着目した先受け鋼管の発生応力を、緩み条件④を対象とする代表 3 ケースについて検討した（図 5-29 参照）。ケース III'-2-i（中尺先受け）における天端部の a 位置では、先受け鋼管の手前側（a-1）、奥側（a-3）の応力がそれぞれ 0, 負（圧縮）から切羽進行とともに減少しているが、中間部（a-2）の応力は引張り側から切羽進行に伴い微増した後に若干低下する。このような傾向は、脚部の e 位置においてより顕著であり、ケース III'-2-i よりも鋼管の長いケース IV'-2-i（長尺先受け）では、切羽進行に伴う変化度合いがさらに顕著となるが、長尺ゆえに、奥側の



	ケース III'-2-i		ケース IV'-2-i		ケース IV'-2-ii	
	a	e	a	e	a	e
x (m)	1	1	4	4	4	4
y (m)	3	3	8	8	8	8
z (m)	5	5	12	12	12	12

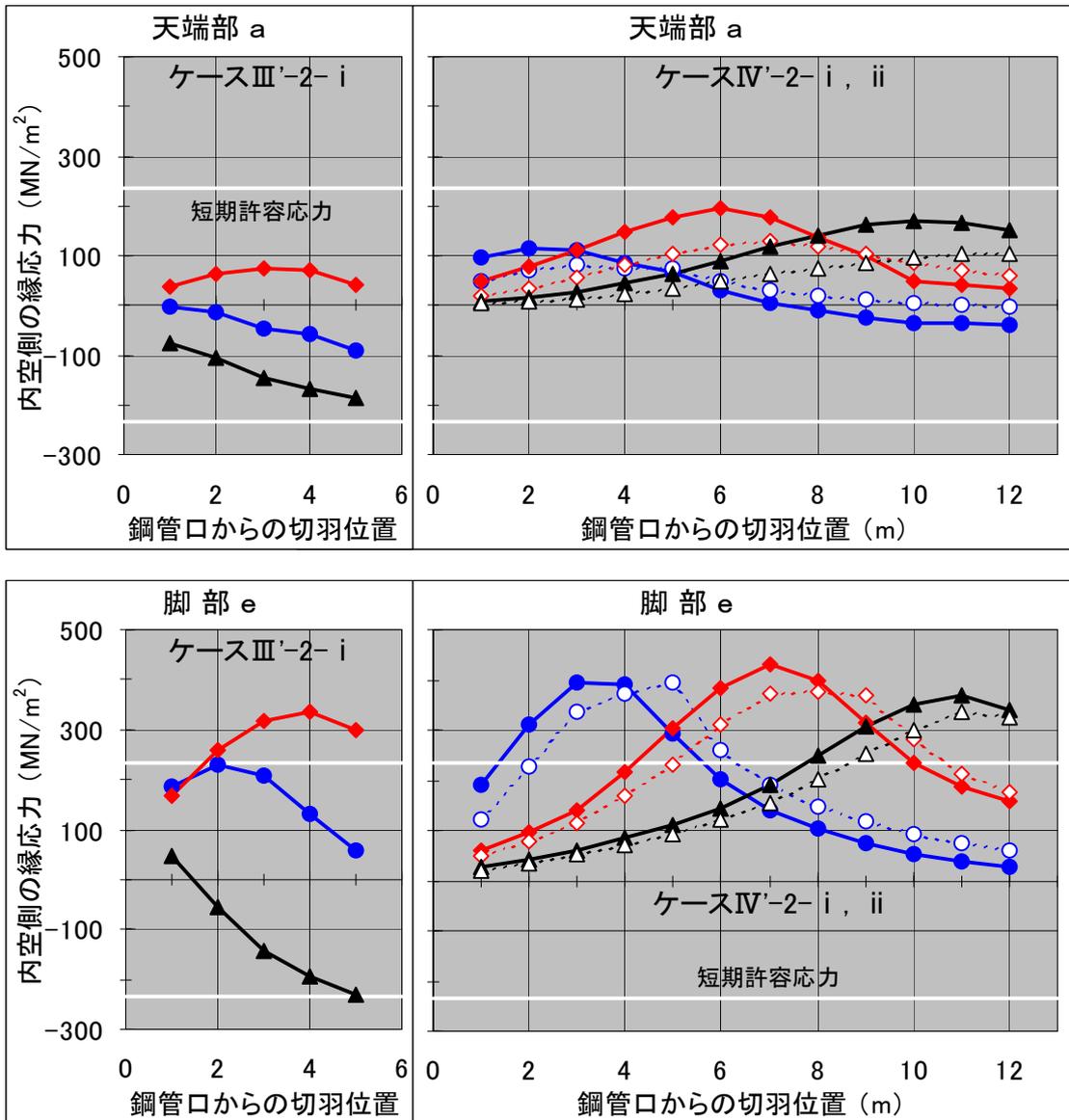


図 5-29 先受け鋼管の発生応力

a-3, e-3 の応力が切羽進行とともに増加するという中尺の III'-2-i ではみられなかった挙動が現れている。また、長尺先受けに鏡補強を併用したケース IV'-2-ii では、その

効果に起因して、IV'-2-i よりも発生応力がやや緩和されるとともに、ピークとなる切羽位置が 1~2m 程度奥部へ移動する。中尺先受けの場合、長尺に比較すれば鋼管に発生する引張り応力が小さくなっているが、いずれの場合も脚部付近における応力が 235MN/m^2 の短期許容応力（降伏応力は 402MN/m^2 ）を越えているので、緩みがかなり進行した状態では、事前に地山を改良する必要性も生じてくると考えられる。

5-4-4 本坑拡幅における補助工法の試験施工

選定された補助工法の効果を地山の緩み状態に応じて解析的に検討した後、その挙動・効果を実際に確認するために試験施工を行った。施工場所は、工程的な制約もあって、条件②に相当する下り線 STA.1042+59.8~1042+34.3 を対象とした（図 5-30 参照）。ここに、緩み条件②（TBM掘削による収束時の緩み高さが 1.5~3.5m）の場合、注入式フォアポーリングを適用すれば解析上は問題がないという結論に至ったが、別途行ったコスト比較の結果、同工法は他に比べてコストの高くなることが判明したため、一連の解析結果に基づき、中口径鋼管を用いた中尺、長尺による先受け効果の把握を目的として、よりコスト削減を目指した 90° の打設範囲で試験施工を実施することとした。また、緩み条件④に対する検討において有効性の認められた鏡補強工も試験施工のメニューとして加え、表 5-14 に示す 3 ケースを採用した。なお、先受け工法は 5-4-3 で示した解析ケースよりも若干軽めに変更されているので、それに対応した解析も事前に追加実施している。

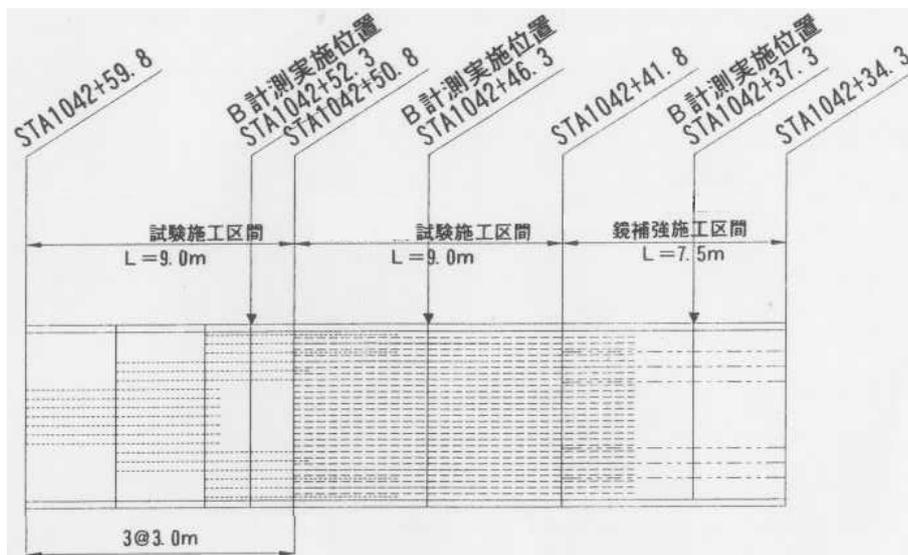


図 5-30 試験施工概要

表 5-14 試験施工内容

		中尺先受け	長尺先受け	鏡補強
区 間 長		9.0m	9.0m	7.0m
部 材	種 類	鋼 管		GFRP
	管 径	76.3mm		76.0mm
	長 さ	6.5m	12.5m	7.5m
シフト数		3 (3.5mラップ)	1	
打設範囲		90°		—
打設間隔		900mm	600mm	1,500mm
打設本数		17~18本	27本	6本

(1) トンネルの発生変位

各計測断面における上半掘削までの天端沈下および内空変位について、実測結果と解析結果を図 5-31 に示す。事前の解析によれば、3 ケースともにほとんど差異はなく、そのため実測においても顕著な差異はみられない。ただし、解析結果と実測結果との対応については、内空変位の収束値が比較的一致しているのに対し、解析では内空変位よりも大きく生じるとされる天端沈下が、実測においてほとんど生じていない。実際の施工状況では、TBMの支保パターンとして簡易ライナーを1m間隔で建て込み、STA.1042+59~+40間には導坑掘削時に連続発生した切羽崩落のため注入式フォアポーリングを併用しているが、TBMは9.75mの長さを有するので、簡易ライナーを設置するまでに時間を要しトンネル変位の発生を余儀なくされることから、解析上のモデル化は行っていない。したがって、これらの対策効果が影響を及ぼすことによって、地山を補強し天端沈下の抑制に寄与したものと考えられる。

なお、脚部沈下の実測結果を図 5-31 中に付記している。鋼管の受ける緩み荷重が鋼製支保工を介してその脚部に伝達されたため、鏡補強に比較して、中尺、長尺先受けを行った場合の脚部沈下が大きくなる傾向を呈している。

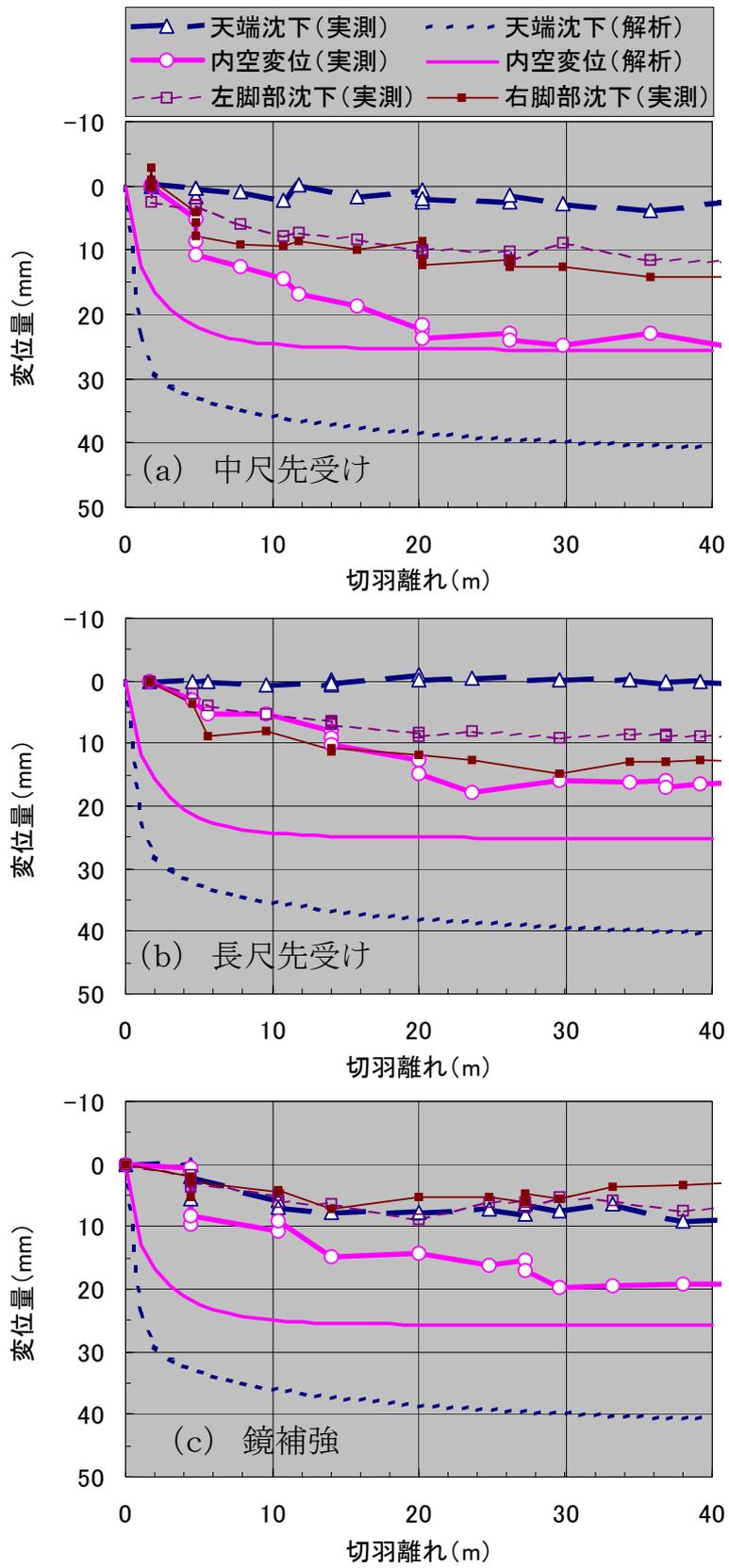


図 5-31 天端沈下，内空変位および脚部沈下

(2) 鋼製支保工の発生応力

解析では、図5-32に示すとおりいずれの場合も発生応力はほぼ同一であり、中尺、長尺先受けともに肩部(図5-27中におけるd～e付近に相当)の値は実測値と概略一致する。ただし、天端部では、実測結果が解析結果よりも 200MN/m^2 程度大きく、鏡補強においては、肩部で 100MN/m^2 、天端部で 300MN/m^2 程度の差異がみられる。鏡補強は、変位の抑制に対して効果的であるが、掘削に伴って順次撤去されることもあって、単独で採用した場合、鋼製支保工に作用する緩み荷重の分担には効率的ではないと考えられる。したがって、鋼製支保工に降伏応力(440MN/m^2)以上の圧縮応力を作用させる恐れがあり、増吹き、増ボルトといった追加対策を必要とする可能性がある。

一方、中尺、長尺先受けの場合、鋼製支保工に作用する圧縮応力が比較的小さいのは、地山内で一体化したアーチシェル構造が形成され、切羽前方の緩み荷重を切羽後方に伝達・負担させているためと考えられる。これは、前述したとおり脚部沈下が鏡補強に比べて大きく発生している現象からも裏付けられる。なお、鋼製支保工に作用する圧縮応力が肩部よりも天端部のほうが大きいことから、当該区間においては、トンネル断面が縦に細長くなるようなモードで変形を受けていると推察される。

(3) 先受け鋼管の断面力

中尺先受けについて、天端部、右肩部に打設した鋼管に発生する断面力(軸力および曲げモーメント)を図5-33、34に示す。ここに、(a)、(b)の各二図は、切羽位置が鋼管口元からそれぞれ1、4m(図中の一点鎖線)にあるときの結果を示している。先受け鋼管は掘削によって内空側に押し出される変位に抵抗するが、鋼管口元が吹付けコンクリートで鋼製支保工に連結・拘束されているため、切羽が1mから4mに進行すると、軸力増分として圧縮力が作用する。一方、鋼管の先端付近は注入材により地山に拘束されるので、内空側への変位に対して引き上げる効果を発揮し、切羽位置が4mになっても引張りが残存していると考えられる。

曲げモーメントに関しては、切羽位置が1mのとき、この位置に設置された鋼製支保工の影響を受けて、口元から1.5mにおける実測値はほぼ0となり、2.5m、3.5mの実測値が見かけ上地山側にたわむような挙動となるが、口元から5.5mの実測値は内空側へたわむような挙動を呈し、解析結果との差異が顕著となる。切羽位置が4mに進行し鋼製支保工が設置されると、鋼管の中心付近における値が小さくなり、このあたりで緩み荷重を保持

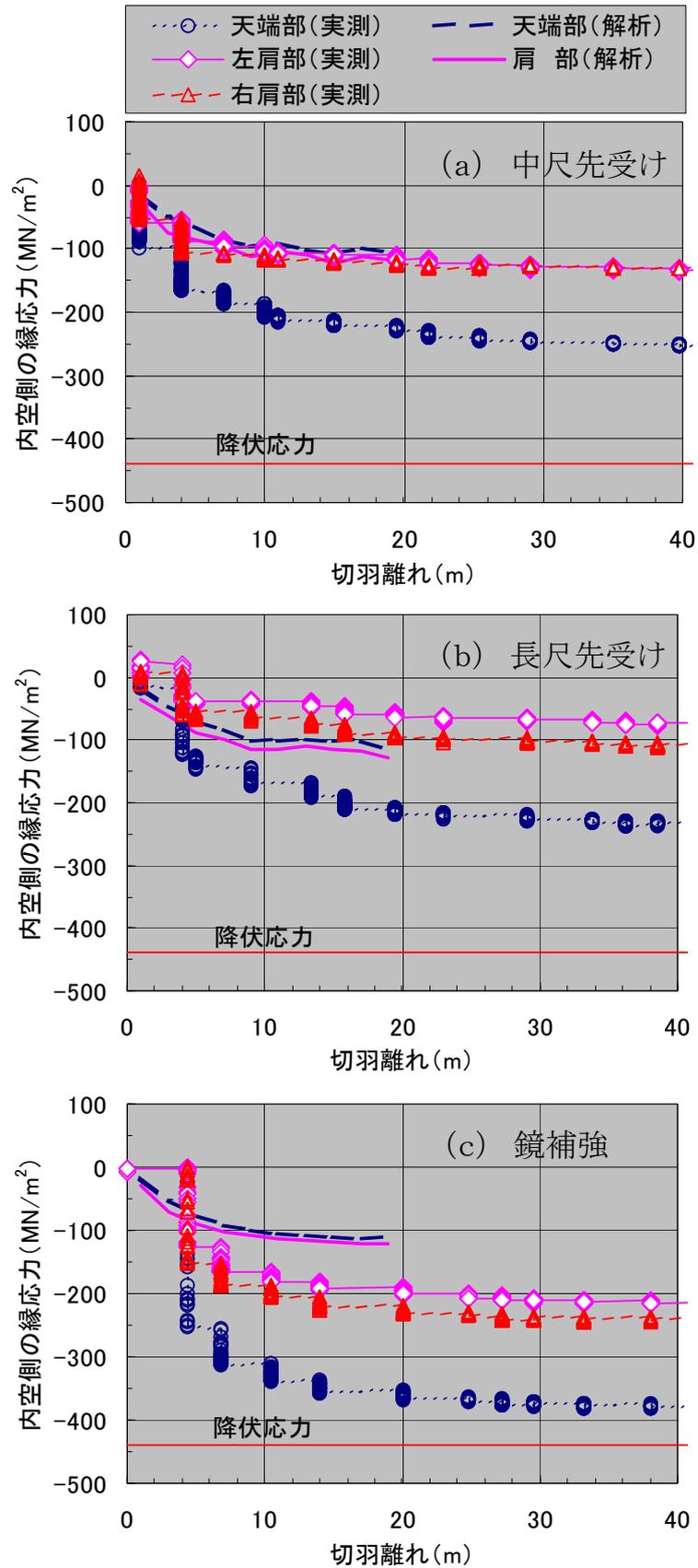


図 3-32 鋼製支保工の発生応力

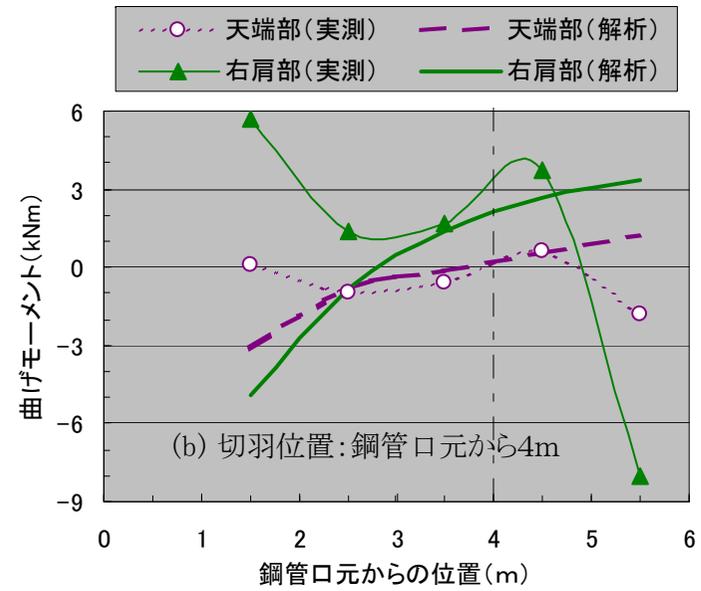
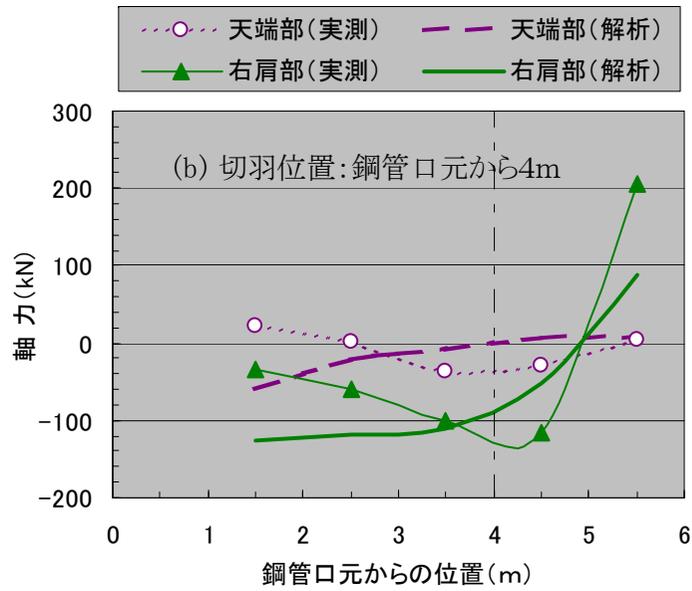
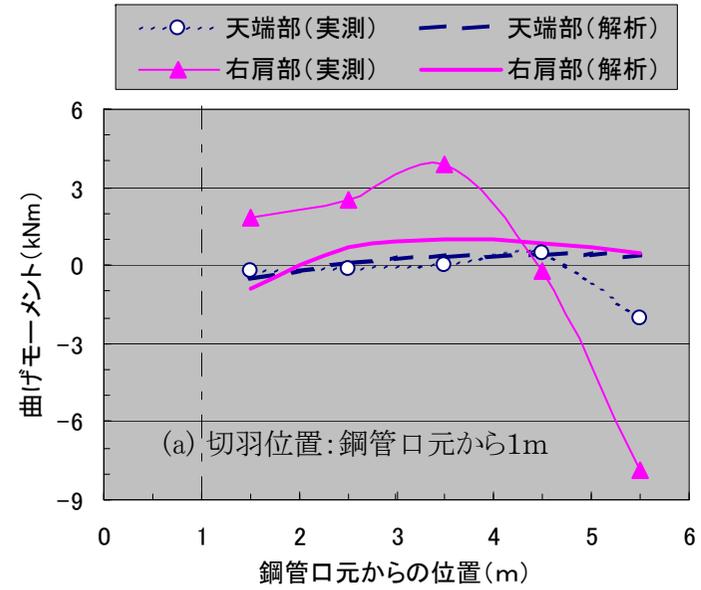
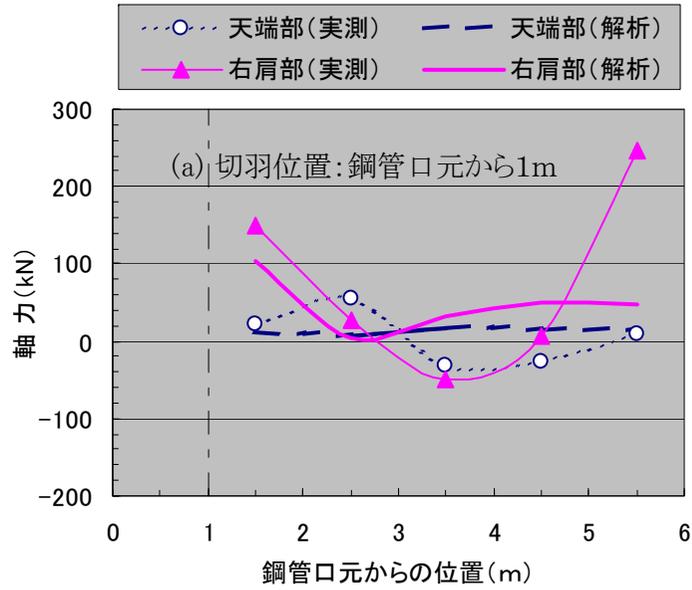


図 5-33 中尺鋼管の軸力

図 5-34 中尺鋼管の曲げモーメント

している状況がうかがえる。

長尺先受けの場合についても、図 5-35, 36 ((a), (b)の各二図は、切羽位置が鋼管口元からそれぞれ 4, 9 m (図中の一点鎖線)にあるときの結果)に示すとおり若干複雑な挙動となるものの中尺先受けの場合とほぼ同様な傾向を示し、実測結果と解析結果は概略一致することが確認された。また、切羽位置が鋼管口元から 4 m の場合について、長尺と中尺の挙動を比較した結果が図 5-37, 38 である。中尺の右肩部における両端曲げモーメントを除き、実測結果は解析結果と比較的よく一致していることがわかり、長尺鋼管の挙動が中尺のほぼ延長線上で表されていることから、中尺鋼管が長尺に比べて弱点となることはなく、むしろ、中尺ゆえに支点間距離の短い連続梁的な効果によって、断面力の発生を抑制することができると考えられる。

TBMによる導坑掘削後に超大断面のトンネルを拡幅掘削するという工事に際し、岩質地山の緩みに応じた補助工法の選定を目的として、まず緩み状態に整合する物性値を同定し、3次元FDMを用いて補助工法の効果を検討した。次に、ほぼ同一の地山条件において試験施工を行い、A計測、B計測ならびに解析結果を比較することにより、最適な補助工法に関する選定情報を得ることができた。今回のように80mの土かぶりを有する岩質地山(緩み条件②)に対しては

- a 中口径鋼管を 90° の範囲で打設すれば、中尺、長尺の差異による先受け効果に大きな影響はみられない
- b 鏡補強単独では、変位抑制効果が大きいものの、鋼製支保工に発生する応力が大きくなる恐れのある

ことが確認された。ただし、緩み条件④に対して検討した“先受け工法と鏡補強を併用する”解析ケースでは、対策効果がより有効に作用しているので、地山の悪化に対応して鏡補強を適宜組み入れることは効果的と判断される。

5-5 まとめ

長尺鋼管よりも口径の小さい長さ 6~7mの中尺鋼管をより密に高角度で打設することにより、注入式鋼管フォアパイリングで形成される先受け補強地盤の連続一体化に加え厚層化も図る中尺鋼管先受け工法を開発し、QCD Sに及ぼす効果を明らかにした。まず、

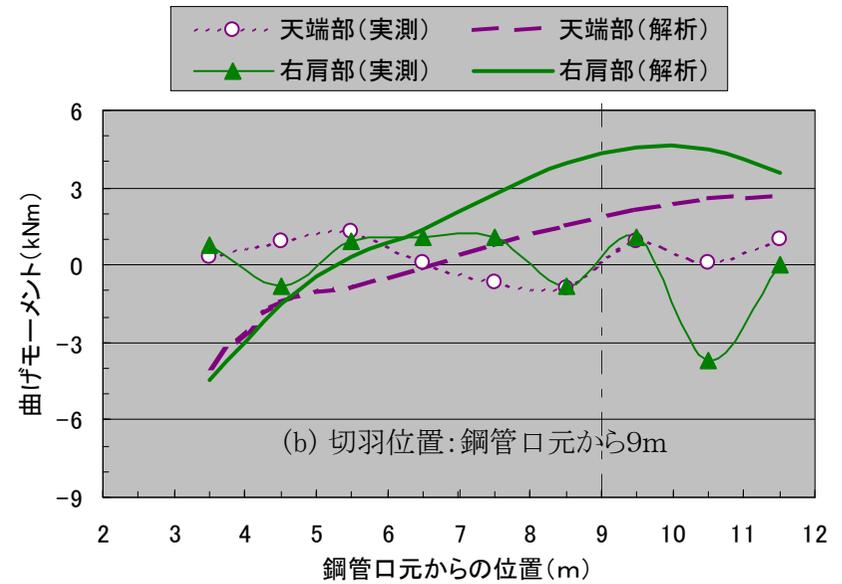
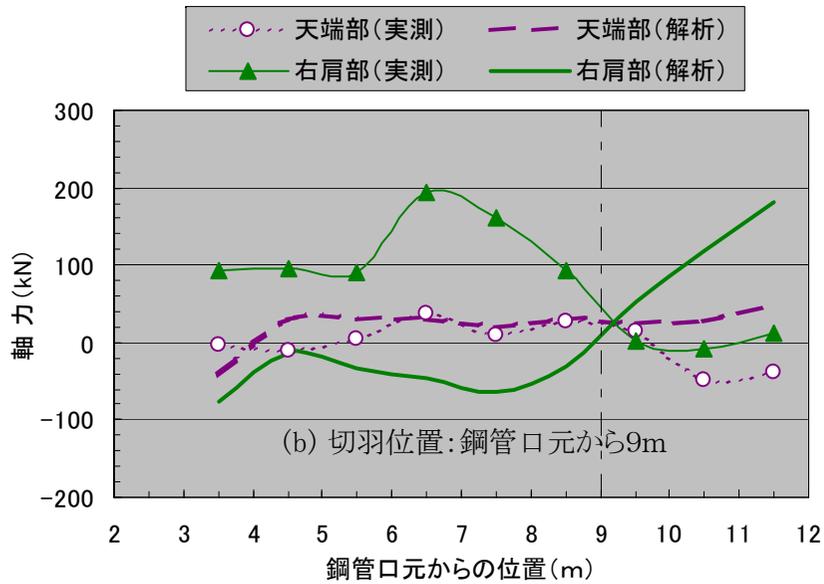
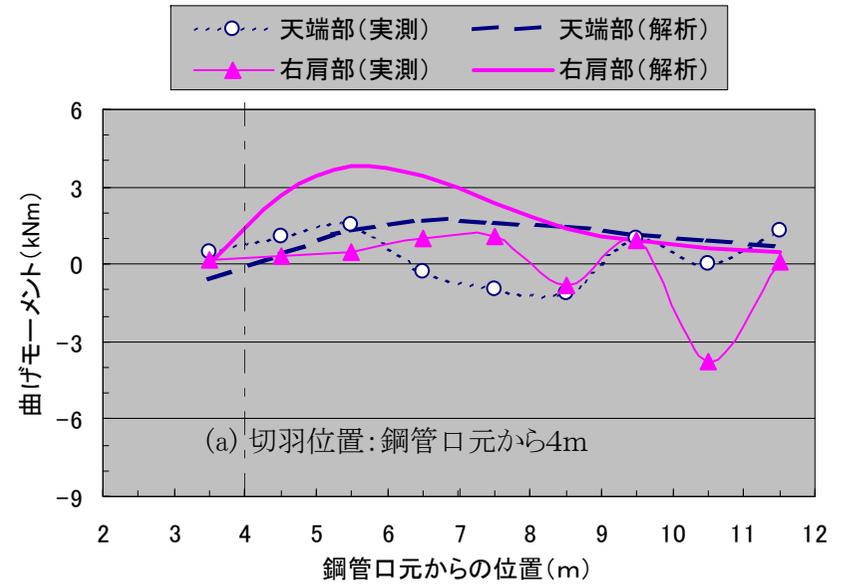
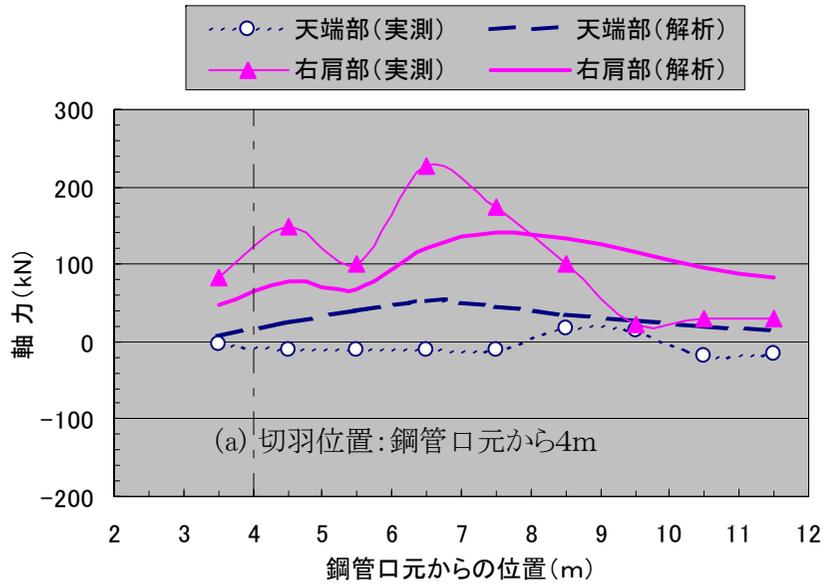


図5-35 長尺鋼管の軸力

図5-36 長尺鋼管の曲げモーメント

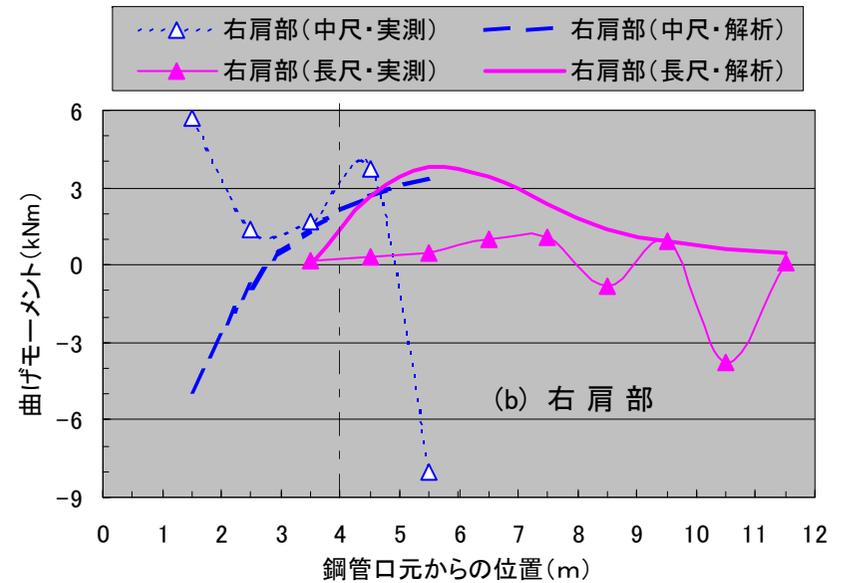
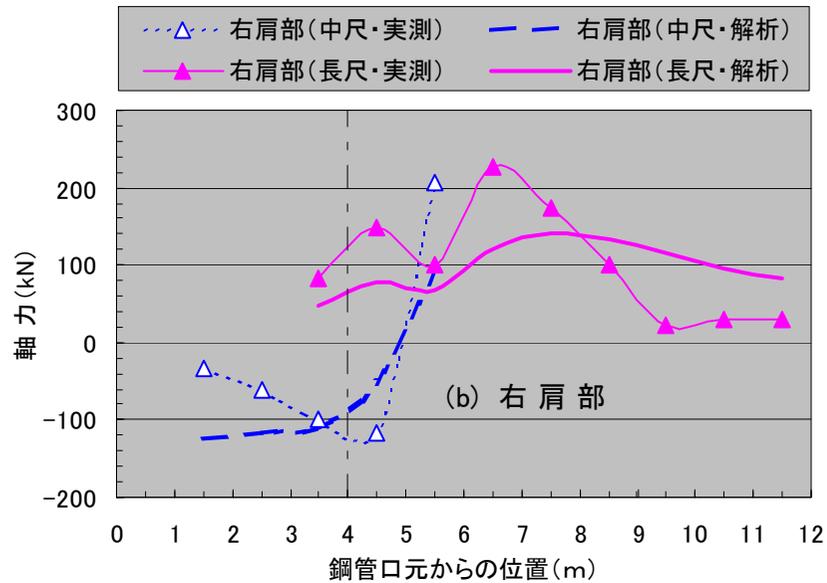
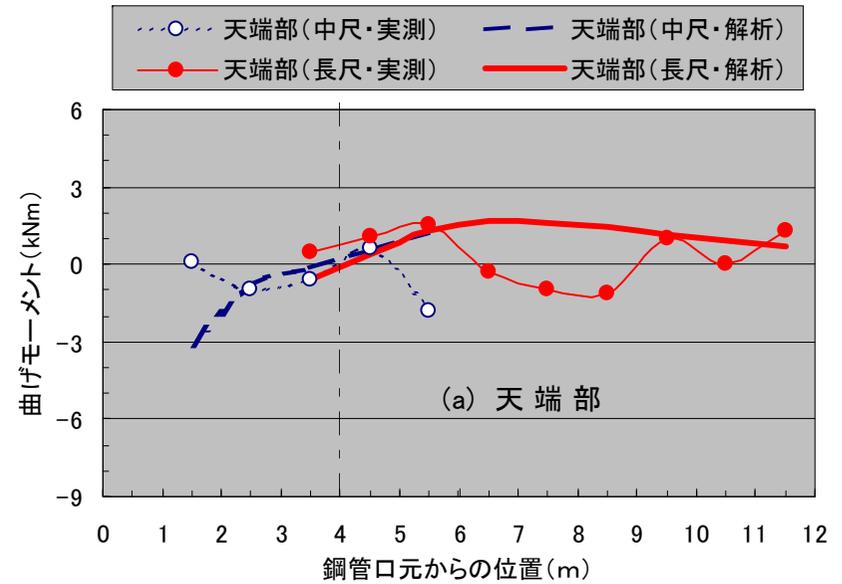
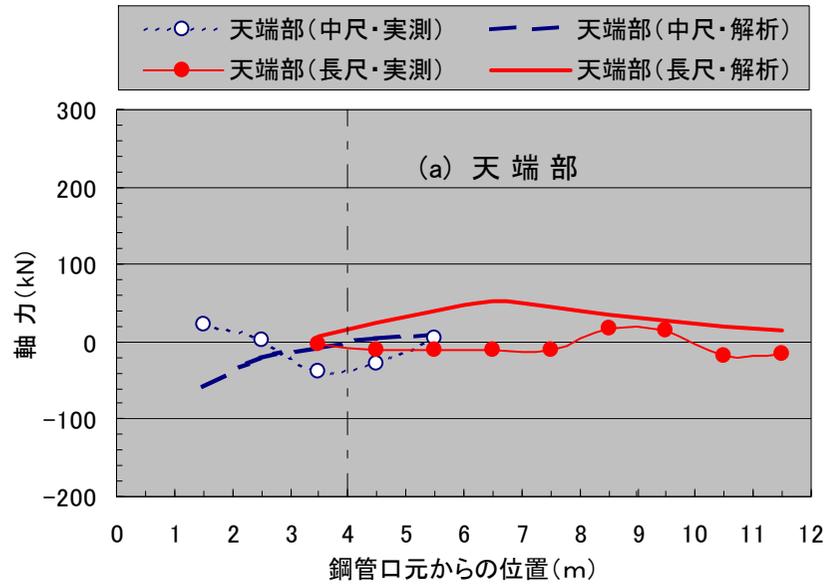


図 5-37 中尺鋼管と長尺鋼管の比較 (軸力)

図 5-38 中尺鋼管と長尺鋼管の比較 (曲げモーメント)

中尺鋼管先受け工法の特徴として、使用する鋼管とその打設方法ならびに削孔ビットを含めた削孔システムを提案した。次に、土砂地山で土質状況に大きな変化のない土かぶり5m程度の掘削区間において、中尺鋼管先受け工法と長尺鋼管フォアパイリング（AGF工法）との比較検討を行った。その結果、高角度で密に打設された鋼管が注入によって地山と一体化し、緩みに対抗する厚層の先受け補強地盤を形成することによって、鋼製支保工への荷重分担が極めて小さくなったことを確認した。

さらに、円筒シェル理論解を適用して、両区間における先受け補強地盤の施工状況や鋼管の間隔を変えて打設された現場の施工状況を考慮し、天端沈下の発生傾向を評価した。理論解は計測結果をうまく表現することができ、円筒シェル理論の適用性を再確認するとともに、鋼管の打設間隔や先受け補強地盤の厚層化など第4章で検討した補強効果に関する成果の妥当性を実証した。

最後に、TBM導坑を掘削してから超大断面トンネルを拡幅掘削するという工事に際し、岩質地山の緩みに応じた補助工法の選定を目的として、3次元FDMにより補助工法の効果を検討し、試験施工を行った。土かぶりが比較的厚く固結した岩質地山においては、鋼管の打設長や打設範囲および鋼管径の違いによる効果の差異は顕著でなく、特に地山状態が良好であるほど先受け仕様の重厚化はさほど支配的影響を及ぼさないことを確認した。また、試験施工における動態観測結果によれば、先受け鋼管の断面力に関して、長尺鋼管は中尺鋼管のほぼ延長線上の挙動を呈しており、中尺鋼管が長尺鋼管に比べて弱点となることはなく、中尺ゆえに支点間距離の短い連続梁的な効果により、むしろ断面力の発生が抑制されることを指摘した。以上のとおり、土かぶりが80mと比較的厚く固結した岩質地山においても、土かぶりが薄い土砂地山の場合と同様に、中口径・中尺鋼管を用いる先受け工法が長尺鋼管と遜色ない補強効果を発揮することが実証された。

参考文献

- 5.1) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会：注入式長尺先受け工法（AGF工法）技術資料（四訂版）－AGF工法の考え方と適用，pp.221～223，2002.11.
- 5.2) 山本拓治，北本幸義，伊達健介，岡本道孝：中尺鋼管による先受け工法の適用結果，第9回トンネル工学研究発表会，pp.167～172，1999.11.
- 5.3) Y. Kitamoto, K. Date, T. Yamamoto, K. Hbiya & H. Ohta : Evaluation of

- Forepiling Supporting Mechanism Based on the Cylindrical Shell Theory, Rock Mechanics – a Challenge for Society, ISRM Regional Symposium EUROCK 2001, Espoo, pp.579-584, 2001.6.
- 5.4) 伊達健介, 北本幸義, 山本拓治, 太田秀樹: 中尺鋼管先受け工法の有効性評価, 第31回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.196~200, 2001.1.
- 5.5) 牟田潤, 横山忠治, 佐藤直人, 小林裕: 土砂トンネルの低土被り部に適用した先受工の実績—東北新幹線福岡トンネル工事報告—, 第48回施工技術並びに経営の合理化研究会, pp.57~64, 1999.6.
- 5.6) 信田英俊, 金清昇, 松井則男, 平和男, 沢谷和仁, 米沢実, 奥本現, 中村康彦: 道路直下における巨大断面都市NATMの施工実績—圏央道青梅トンネル北工事報告—, 第49回施工技術並びに経営の合理化研究会, pp.1~9, 2000.6.
- 5.7) 春山和彦, 北本幸義, 山本拓治, 伊達健介: 長尺鋼管先受け工の沈下抑制効果に関する評価と考察, 第11回岩の力学国内シンポジウム, F02, 2002.1.
- 5.8) Date, K., Yamamoto, T., Kitamoto, Y and Haruyama, K.: Evaluation of ground deformation induced by tunneling with forepiling, ISRM, EUROCK 2002, pp.335-342, 2002.11.
- 5.9) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治: 注入式鋼管フォアパイリングの補強効果に関する研究, 土木学会論文集 No.736/Ⅲ-63, pp.167~177, 2003.6.
- 5.10) 北本幸義, 伊達健介, 山本拓治: 中尺鋼管フォアパイリングの開発と有効性評価, 土木学会論文集 No.756/Ⅵ-62, pp.145~156, 2004.3.
- 5.11) 根岸清孝, 鈴木誠, 西岡和則, 政野勝洋, 川口純一: NATM総合管理システム(Super-NATM)を利用したトンネルIT化施工の実現により超大トンネルを効率的に施工—第二東名高速道路富士川トンネル東工事報告—, 第52回施工技術並びに経営の合理化研究会, pp.1~7, 2003.6.
- 5.12) 小林隆幸, 佐藤惇, 北本幸義, 西岡和則, 山本拓治: 超大断面トンネルにおける切羽補強工及び先受け工法の試験施工結果について, 第13回トンネル工学研究発表会, PP.269~274, 2003.11.

第6章 注入による先受け補強地盤の連続一体化

注入式鋼管フォアパイリングによる補強効果を向上させるには、先受け補強地盤の連続一体化を図ることが肝要であり、そのために有効な手段の一つとして、前章では中尺鋼管先受け工法の開発について述べてきた。一方、前出の図5-14に着目すれば、縦軸は改良地山に対する先受け補強地盤の弾性係数比を意味しており、地山自体の弾性係数を増加させる方向性も有効な手段として考えられる。ここでは、それを具現化する（地山の土質状態に応じて均質な浸透注入を実現し、改良地山の弾性係数を向上させる）ため、浸透性に優れ環境負荷の小さい水ガラス系薬液に着目し、注入式鋼管フォアパイリングに求められる性能を発揮するよう開発した新しい注入材について述べるとともに、現場実験を通じてその効果を検証した結果についてとりまとめる。

6-1 先受工における注入材

従来、注入式鋼管フォアパイリングにおける注入では、地山が比較的良好で透水性の高い場合には懸濁型（セメント系）、固結度が低くセメント系では浸透しないような地山の場合にはウレタン系の注入材が多く用いられている（6.1）。しかし、実際、切羽安定が懸念されるような砂質地山においては、効果的に浸透できる注入材がなく、特に密な砂質地山ではウレタン系であっても均質な注入の困難な場合があり、図6-1に示すとおり、地盤を割裂させて脈状に注入されたり、注入材が鋼管の周りにしか充填されなかったり、あるいは遠方へ逸走してしまったりするような状況も生じている。その結果、掘削時に、隣り合う

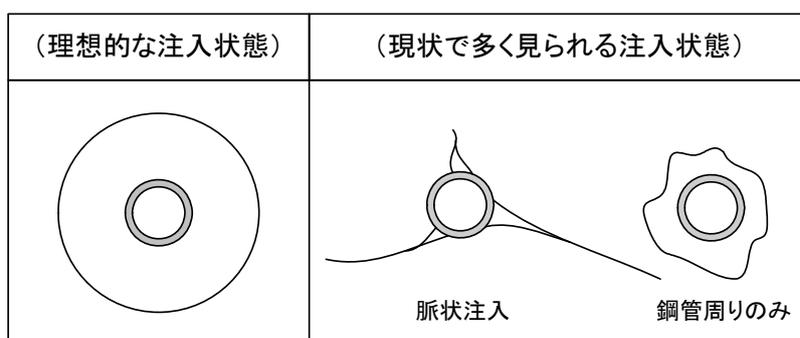


図6-1 先受工における注入形態

鋼管の間から地山が抜け落ちたり 6.2)、予想外の地表面沈下が発生したりするといったトラブルの生じる例も少なくなく、既往の注入材が浸透しにくいような密な砂質地山でも効果的に注入できる材料の開発が求められている。また、ウレタン系は一般にコストが高く、安全性や環境の面 6.3)で最近問題となる場合も多くなっていることから、これらに対する改善要求も背後には存在している。

そこで、通常は都市域において地盤改良や止水に用いられている水ガラス系薬液に着目し、高い浸透性によって先受け補強地盤の連続一体化を向上させ、より一層の安全性や環境負荷低減が期待される溶液型特殊水ガラス系薬液の開発を行った (図 6-2 参照)。これは、密な砂質地山や細かい岩盤亀裂にも低圧での注入が可能であり、周辺構造物に及ぼす影響を防止・抑制することができる。なお、この種材料を先受工に適用するにあたっては、一般的に低強度で長期耐久性がないという水ガラス系薬液の弱点を克服することが課題となるが、以降に示す一連の室内配合試験や現場実験を通じて実施工への適用を展開している。

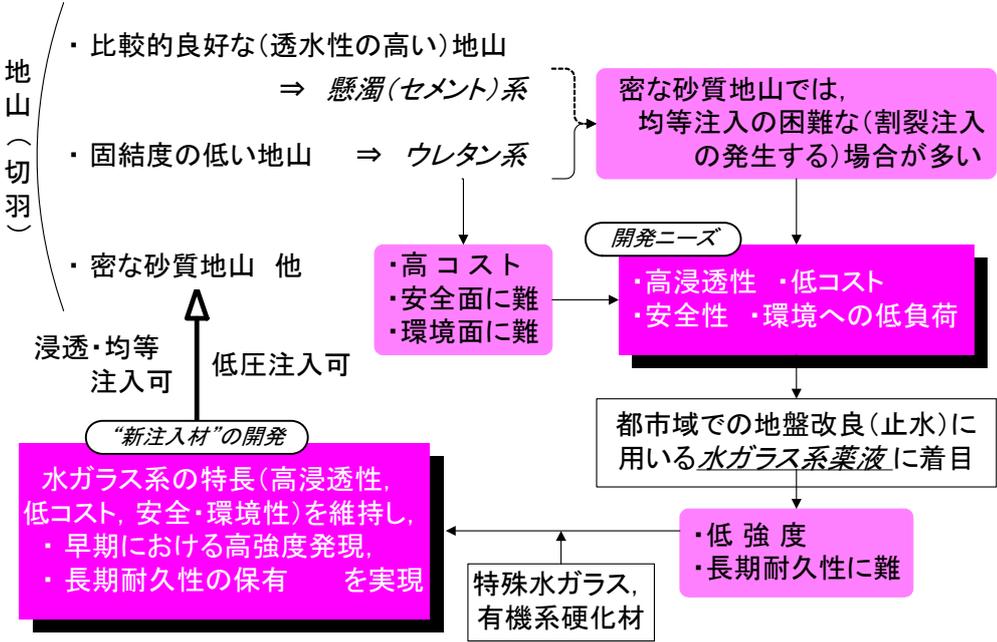


図 6-2 新しい注入材の開発背景

6-2 新しい注入材の目標性能

水ガラス系注入材は、一般的に強度が低く長期耐久性に欠けるといわれているが、今回、

有機系硬化材（グリオキザール）の選定、水ガラスのモル比調整ならびにそれらの配合調整により、所定の目標を達成する配合を特定した。ここに、注入材の目標物性値としては、密な砂質地山においても連続一体性の高い先受け補強地盤を形成させるために

- a ウレタン系注入材よりも高い浸透性を可能とする 30mPa・s 以下の初期粘度
- b ゲル化を遅延させて浸透性を保持できる 10 分以上のゲル化時間（ゲルタイム）
- c 先受け補強地盤の安定化ならびに掘削に対して手頃なサンドゲルとなる 1 N/mm² 程度の一軸圧縮強さを、早めの施工サイクルタイムに対応して注入後 3 時間で発揮するとともに、その後経時的変化の生じない強度特性

を設定した。

ここで、注入量 Q の算出は、一般に次式で求められる。

$$Q = V \times (n \times \alpha) \times (1 + \beta) \quad \dots (6.1)$$

ここに、 V ：注入対象土量， n ：間隙率， α ：充填率， β ：ロス率である。密な砂質土を対象として $n = 35\%$ ， $\alpha(1 + \beta) = 80\%$ （表 6 - 1 6.4 参照）を仮定し、改良径 $\phi = 0.45\text{m}$ ，改良長 $L = 4\text{m}$ （長尺先受けにおける 3 ステップでの注入）を想定すれば

$$V = L \times (\phi^2 - d^2) \times \pi / 4 \quad \dots (6.2)$$

表 6 - 1 注入材の充填率と注入率

土質	N 値	透水係数 (cm/s)	間隙率 (%)	充填率 $\alpha(1 + \beta)$ (%)			注入率 $n \cdot \alpha(1 + \beta)$ (%)			
				注入材種別	注入目的別		注入材種別	注入目的別		
					強化	止水		強化	止水	
砂礫	緩い	4~10	10 ¹	45~50	懸濁液系	95	100	懸濁液系	43~48	45~50
					溶液系		100	溶液系		45~50
	中位の	10~30	10 ⁰	35~40	懸濁液系	95		懸濁液系	33.3~38.0	
					溶液系	90	100	溶液系	31.5~36.0	35~40
	密な	30~50	10 ⁻¹	30~35	懸濁液系	90		懸濁液系	27.0~31.5	
					溶液系	90	95	溶液系	27.0~31.5	28.5~33.3
砂質土	緩い	4~10	10 ⁻²	45~50	溶液系	90~95		溶液系	40.5~47.5	
	中位の	10~30	10 ⁻² ~10 ⁻³	40~45	"	90~92		"	36.0~41.4	
	密な	30~50	10 ⁻³ ~10 ⁻⁴	35~40	"	80~85		"	28.0~34.0	
粘性土	緩い	0~4	10 ⁻⁴ ~10 ⁻⁵	60~75	懸濁液系	40	100	懸濁液系	24~30	
					溶液系	45	100	溶液系	27~34	
	中位の	4~8	10 ⁻⁴ ~10 ⁻⁵	50~60	懸濁液系	30	100	懸濁液系	15~18	
					溶液系	30	100	溶液系	15~18	
腐植土	0~5	10 ⁻² ~10 ⁻³	70~90	懸濁液系	60		懸濁液系	42~54		
				溶液系		100	溶液系		70~90	

より、 $V = 0.59\text{m}^3$ となる (d : 削孔径 (=0.12m))。また、鋼管内、外 (地山との空隙) の容積として、それぞれ、 $4 \cdot 0.1023^2 \cdot \pi / 4 = 0.033\text{m}^3$, $4 \cdot (0.12^2 - 0.1143^2) \cdot \pi / 4 = 0.004\text{m}^3$ を見込めば、 $Q = 0.59 \cdot 0.35 \cdot 0.8 + 0.033 + 0.004 = 0.2\text{m}^3$ である。したがって、 $20 (=2 \times 10)$ ㍈/min 程度の注入量を想定すると、浸透注入に必要なゲルタイムは 10 分程度となる。なお、浸透注入を図るためには、注入時間よりもゲルタイムを長くするのが基本とされる 6.5) が、加圧注入では、注入材の浸透距離に及ぼすゲルタイムの影響が、自然浸透の場合に比べて小さいことも指摘されている 6.6) (配合試験から得られるゲルタイムが静水状態についてであるのに対し、注入時の材料は流動状態となっており、ゲルタイムは遅延化する)。

6-3 室内配合試験

配合については、溶液型の水ガラス系薬液を用いていながら大きなサンドゲル強度を発現させるため、まず特殊水ガラス (SiO_2 : 22%以上, 比重 1.32) を採用し、硬化材としても無機系ではなく有機系の水溶液 (グリオキザール : 比重 1.27) を適用した。また、各材料の混合前の液温を 25°C に調整し、表 6-2 に示すとおり、薬液 1,000 ㍈あたりの水ガラス量を基本パラメータに、各水ガラス量に応じて有機系硬化材を 6 とおり (以下、それぞれ単位水ガラス量, 単位有機系硬化材量と称する) に選定している。

表 6-2 配合一覧

薬液1,000㍈あたり	
水ガラス (㍈)	有機系硬化材水溶液 (㍈)
600	各水ガラス量に対して、 50, 75, 100, 150, 200, 250 の6パターンを設定
550	
500	
450	
400	
350	
300	

配合は、水ガラス, 有機系硬化材, 水の3種類

6-3-1 初期粘度

初期粘度としては、薬液を混合してから 1 分後の値を B 型粘度計にて測定した。初期粘

度の測定結果を図6-3に示す。単位有機系硬化材量が多くなるほど、粘性が大きくなる
ことがわかる。また、その傾向は、単位水ガラス量が多いほど顕著となる。

ここで、ウレタン系注入材と同等以上の浸透性を発揮するよう、 $30\text{mPa}\cdot\text{s}$ (30cps) 以下
（水の場合で $1\text{mPa}\cdot\text{s}$ ）を目標値に設定すれば、550 ㎎以下の単位水ガラス量に対して
は単位有機系硬化材量が 220 ㎎以下でなければならないことになる。

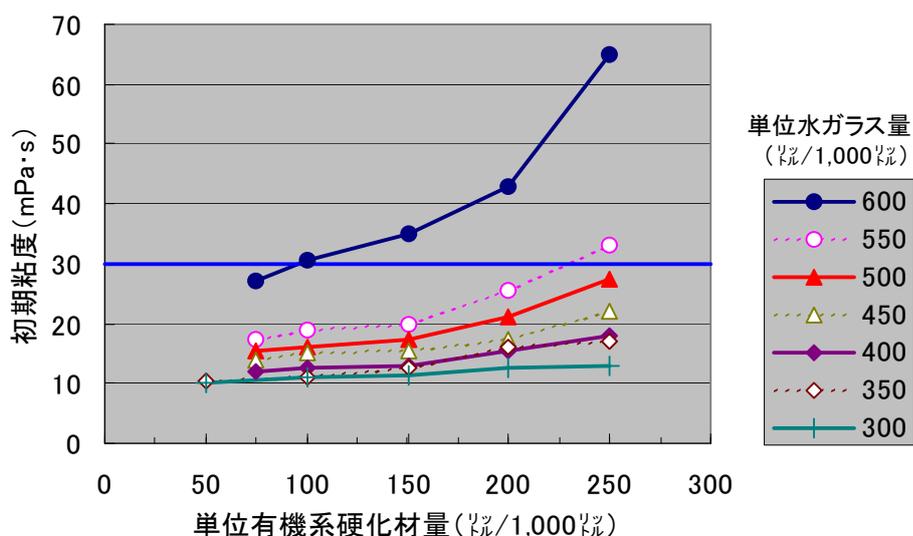


図6-3 初期粘度

6-3-2 ゲルタイム

薬液を十分に攪拌混合した時点から流動性を失うまでの時間をゲルタイムと称し、混合
した薬液を二つの容器に全量交互に移し替えることを繰り返して流動しなくなるあるいは
容器中に立てた棒が倒れなくなるまでの時間を意味する 6.7)が、特にオーソライズされた定
義はないことから、今回、定量的な浸透性を維持する時間の把握を目的として、初期粘度
の測定時と同様にB型粘度計を用い、薬液を混合してから $100\text{mPa}\cdot\text{s}$ の粘度に達するまで
の所要時間を設定した。混合後の薬液における粘性変化の一例を図6-4に、ゲルタイム
の測定結果を図6-5に示す。無色透明の薬液が白濁し始めると、流動性が低下し始め、
その後急激にゲル化が生じる。また、単位有機系硬化材量が多くなるほどゲルタイムは早
くなるが、単位有機系硬化材量が 100 ㎎以上の範囲では、その傾向は単位水ガラス量にあ
まり影響されないことがわかる。

ここで、浸透性をある程度長めに維持し、先受け補強地盤の連続一体化に寄与できるよ

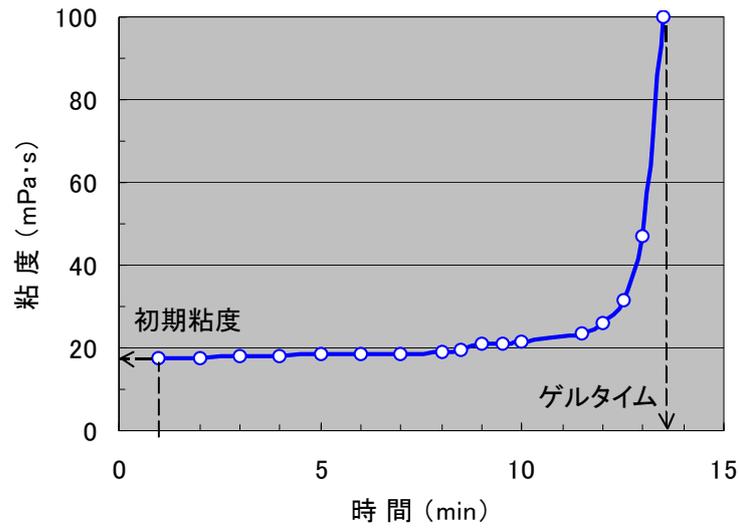


図 6 - 4 粘度の時間特性

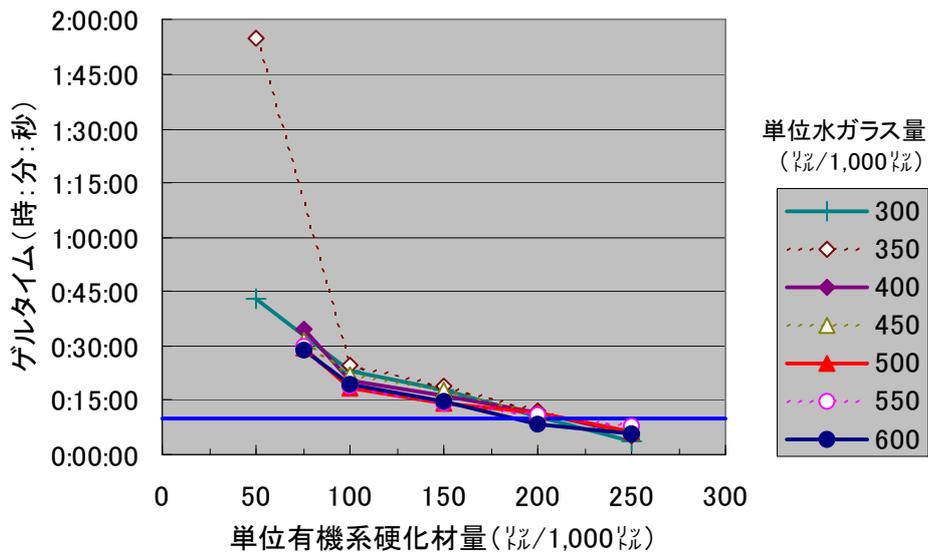


図 6 - 5 ゲルタイム

う 10 分程度のゲルタイム確保を目標とすれば、単位有機系硬化材量は 200 %以下であればよいことがわかる。ただし、逆に単位有機系硬化材量が少な過ぎる場合、ゲルタイムがあまりに長くなって浸透予定範囲外へ逸出することになりかねないので、100 %以上の単位有機系材量であることが望ましいといえる。

6 - 3 - 3 サンドゲル強度

強度試験を実施したサンドゲル供試体は、間隙率 40%の標準砂に注入圧 0.3MPa で注入

したものである。ここに、サンドゲル供試体の作製方法は、地盤工学会基準「薬液注入による安定処理土の供試体作製方法」(JGS0831-2000) 6.8)に、強度測定では、日本工業規格「土の一軸圧縮試験方法」(JIS A 1216:1998)に従った。先受工の施工直後に掘削を開始するという実際における早めの施工サイクルタイムを考慮して、薬液を混合してから3時間経過後に発現するサンドゲルの一軸圧縮試験結果を図6-6に示す。単位有機系硬化材量を増加させると、100%あたりで強度は顕著に増大しそれ以降も緩やかに増加するが、いつまでも増加し続けるわけではなく最大値を有することがわかる。さらに、この最大値を呈するときの単位有機系硬化材量は、単位水ガラス量の増加に伴い、多い側へ移動する。

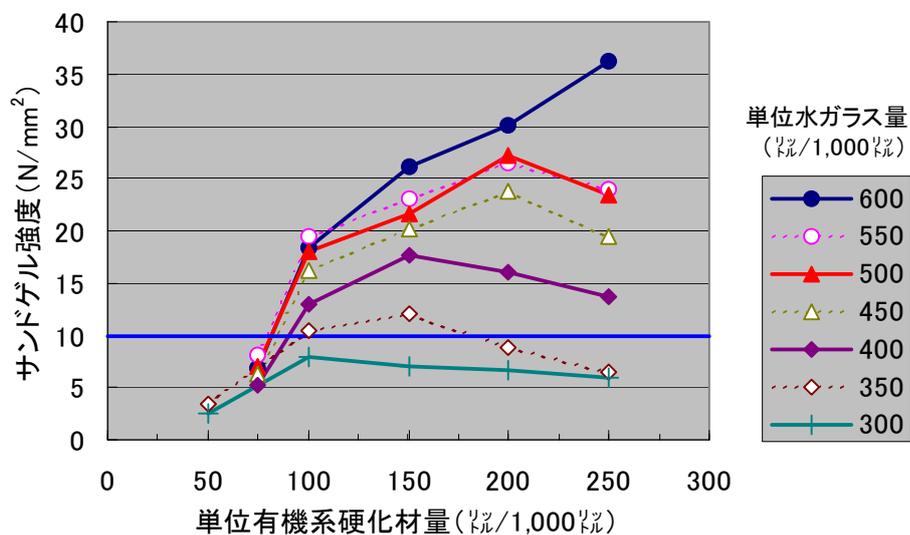


図6-6 サンドゲル強度

ここで、1 N/mm²以上となるサンドゲル強度を目標値にすれば、単位有機系硬化材量は100~180%の範囲で必要であることがわかる(単位水ガラス量は350%以上)。したがって、初期粘度、ゲルタイム、強度のうち強度に関する条件が最もクリティカルとなり、単位有機系材量が100~180%であるとき、密な砂質地山を対象とする先受工に適した注入材を提供できることになる。ただし、サンドゲル強度があまりに大きすぎても、掘削工程に支障をきたすので、単位水ガラス量については500%程度以下とするのが望ましいといえる。

以上の室内配合試験結果に基づき、新しい注入材の標準配合を表6-3のとおり設定した。通常、図6-7 6.9)に示すとおり、ゲルタイムが短い場合(瞬結)には2ショット方式

表 6-3 標準配合 (1,000 ㎖あたり)

A 液	B 液	
特殊水ガラス (㎖)	有機系硬化材 (㎖)	水 (㎖)
500	100	400

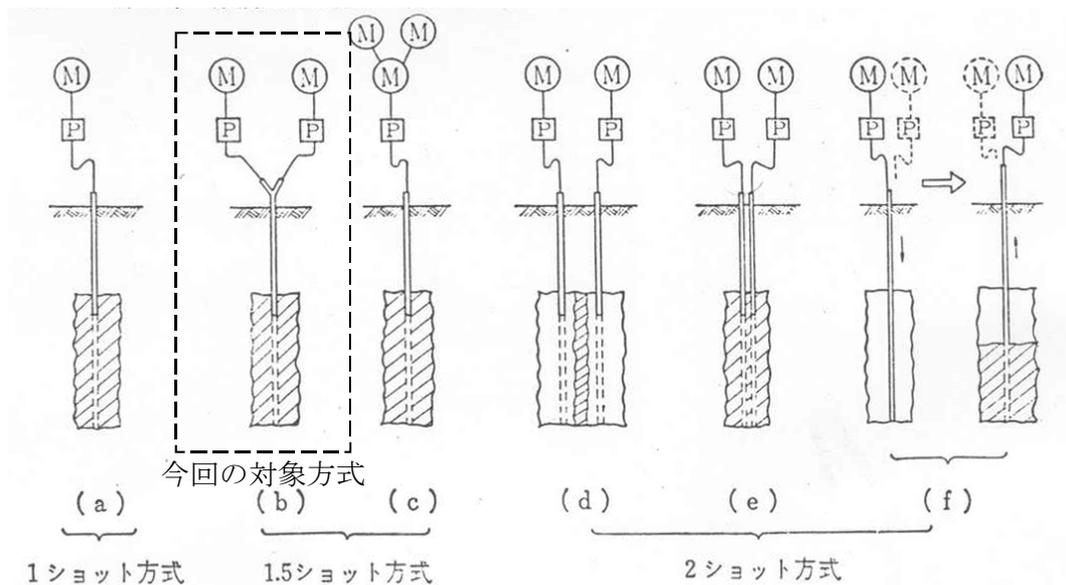


図 6-7 薬液の注入方式 (M: ミキサー, P: ポンプ)

で、非常に長い場合には1ショット方式での注入施工が行われるが、今回、10分程度のゲルタイムを目標とすることから1.5ショット方式(A液, B液を同量ずつ注入直前に混合)を前提としている。なお、標準配合における長期強度を、6-4-1に後述する現場注入実験で得られた結果とともに図6-8に示す。目標とする1N/mm²の改良強度を長期にわたって発揮していることがわかる。また、ホモゲル(薬液のみの固化体)強度は0.3N/mm²程度である。さらに、この種材料のゲルタイム, 初期粘度は一般に顕著な温度依存性を呈するが、液温を変化させた標準配合試験を実施し、適切な調整剤を選定・添加(調整剤はB液に添加し、その分だけ水量を削減)することにより、図6-9, 10に示すような液温の影響緩和に成功している(6.10)。

6-4 現場注入実験

以上のように配合された新しい注入材(以下、新注入材と称す)の浸透性や改良効果を

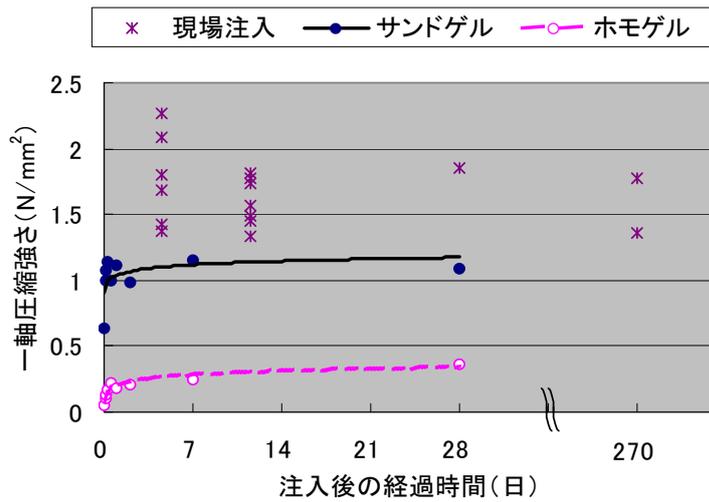


図 6 - 8 時間～強度関係

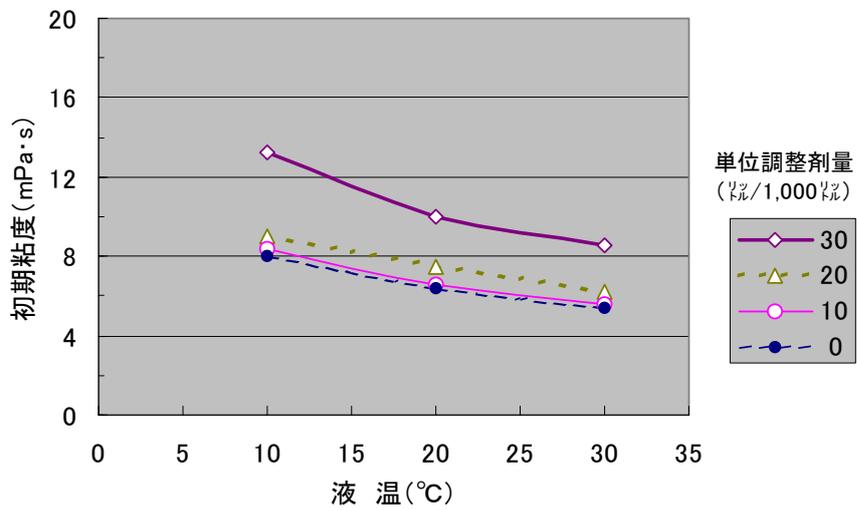


図 6 - 9 液温～初期粘度関係

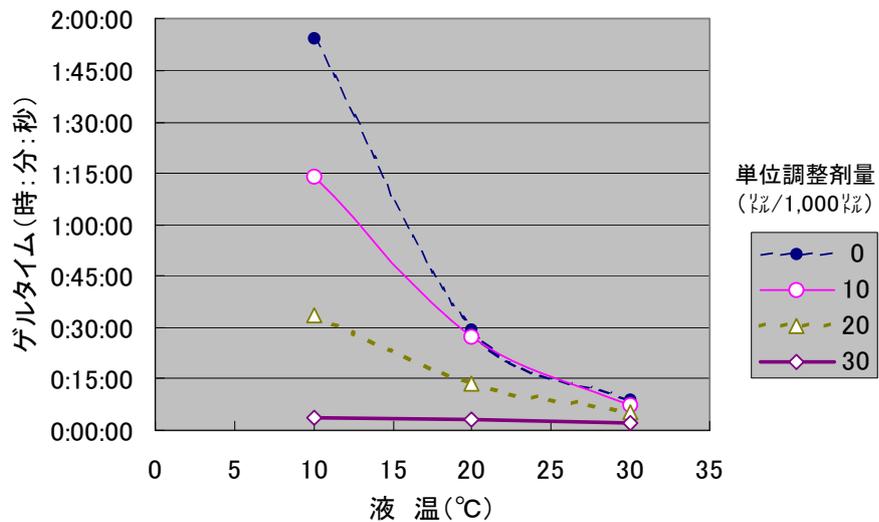


図 6 - 10 液温～ゲルタイム関係

実地盤において確認するため、鋼管内から注入材を吐出させる方式（写真6-1参照）で実際の先受工を模擬した現場注入実験を行った。



写真6-1 鋼管内からの注入

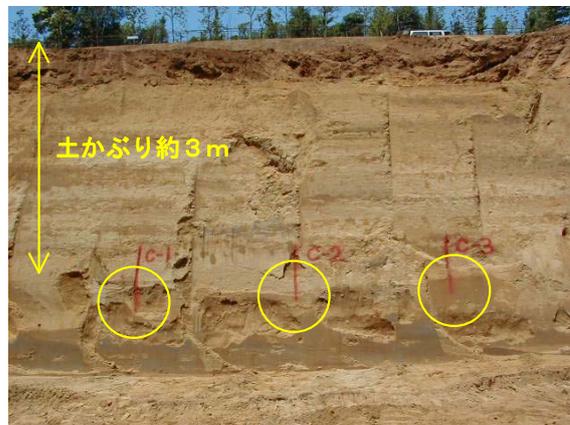


写真6-2 砂質地山

6-4-1 砂質地山を対象とした場合

表6-4に示すような砂分が90%を占める均質な砂質地山（写真6-2参照）において、溶液型である今回の新注入材と、比較を目的とした懸濁型の注入実験を実施した（6.11）。表6-5に実験概要を示すが、本注入の前には、外径76.3mmの鋼管における口元（地山との隙間）からのリーク防止を図るために、瞬結材による一次注入を行っている。その結果、注入時には口元からのリークはほとんどなく、ほぼ予定どおりの注入速度・注入圧力で所定量の注入を行うことができた。ここに、表6-6に示す注入状況からわかるとおり、新注入材は懸濁型よりもやや低圧で注入されている。

表6-4 注入前の地盤物性

粒度構成	礫 0%、砂90%、粘土 10%
均等係数 U_c	2.0
曲率係数 U'_c	1.0
含水比 (%)	15

出来形を確認するために、注入後1日経過してから改良体を掘り出した。新注入材、懸濁型における掘り出し状況をそれぞれ写真6-3、4に示す。懸濁型では、鋼管と直交する方向へ注入材が脈状に逸走し、均一な改良がみられなかったのに対し、新注入材では、

表 6 - 5 注入実験概要

試験材料	溶液型水ガラス系注入材
削孔方法	水平ボーリングマシンによる 無水ロータリー掘削
計画注入速度	0.01~0.02 m ³ /min
配合	特殊水ガラス 0.5 m ³ 、有機硬化材 0.1 m ³ 水 0.4 m ³
	目標サンドゲル強度 1.8 N/mm ²

表 6 - 6 注入実験結果

	注入圧力	注入速度	一軸圧縮強さ	備考
	MPa	m ³ /min	N/mm ²	
溶液型	0.5~0.6	0.012	1.4~2.3	溶液型の室内 配合検討による 目標強度は 1.8N/mm ²
懸濁型	0.5~0.85	0.009~0.013	0.45	

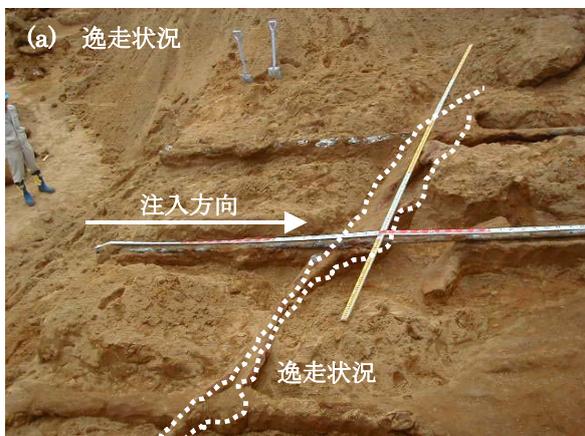


(a) 固結状況



(b) 出来形状

写真 6 - 3 新注入材の掘り出し状況



(a) 逸走状況



(b) 注入状況

写真 6 - 4 懸濁型の掘り出し状況

注入材が逸走せずに鋼管周辺に浸透したことから、**図 6-1** で示した鋼管と一体化した理想的な棒状の改良体を形成しており、60~80cm の目標改良径をほぼ達成することができた。また、掘り出した改良体から供試体を作製し、一軸圧縮試験を実施した結果を**表 6-6** (**図 6-8** 参照) に付記する。新注入材の一軸圧縮強さは、室内配合検討で得られた 1.8N/mm^2 を中心に $\pm 0.5\text{N/mm}^2$ に分布しており、先受け補強地盤の連続一体化として有効な注入状況を呈しているが、懸濁型では、不均質な注入形態に起因して 0.5N/mm^2 と低い値であった。

6-4-2 シルト混じり砂質地山を対象とした場合

次に、注入材が浸透しにくいとされるシルト混じり地盤において、新注入材による施工品質の確認およびウレタン系注入材との比較を目的に、現場注入実験を行った**6.12**)。注入対象の地盤特性を**表 6-7**に、実験概要を**表 6-8**に示す。実験場所 (**写真 6-5** 参照) は、吹付けコンクリートの施工された高さ約 7.5m のトンネル坑口法面で、土かぶりが 5 ~

表 6-7 注入前の地盤物性

分類	細粒分まじり砂(S-F):粘土まじり砂
粒 度	礫分:0%,砂分:37%, シルト分:34%,粘土分, 29%
最大粒径	4.75mm
湿潤密度 ρ_t	1.58g/cm^3
乾燥密度 ρ_d	0.99g/cm^3
土粒子の密度 G_s	2.71
自然含水比 w_n	59.3%
間隙比 e	1.7

表 6-8 注入実験概要

注入箇所	トンネル坑口法面:吹付け施工済み (法高約7.5mの土被り5~6m付近)
注入工法	エアパッカー付注入管によるバルブ方式 エアパッカーは口元から2.5m位置に設置 口元は急結セメントによるコーキング実施
削孔方法	鋼管にインナーロッドをつけた二重管削孔
削孔径	$\phi 114.3\text{mm}$ (長尺フォアパイリングを模擬)
削孔長	6m
注入有効長	3.5m



写真 6 - 5 シルト混じり砂質地山

6mの位置である。鋼管の外径は、長尺先受け工法において一般に用いられている 114.3mm としたが、長さについては掘り出し確認の都合上 6 m とし、口元から 2.5m の鋼管内に設置したエアパッカーにより、注入に関する有効長さは 3.5m となっている。

注入結果をウレタン系注入材の場合を含めて表 6 - 9 に示す。新注入材は、1 m の離隔を有する 2 孔に注入されたが、いずれの孔においても、通常の薬液注入で採用される 10 ㍓/min 前後よりも若干大きな注入速度で、0.4~0.55MPa (初期圧からの増加としては 0.1~0.15MPa) という低圧レベルに抑えた注入を行うことができ、所定の注入量まで浸透注入が継続されている。一方、ウレタン系については、地山が予想より緩い状態であったためか、所定量を超過しても注入圧による完了基準(初期圧+2.5MPa)に達しなかったため、当初の約 3.5 倍に相当する 200kg (比重 1.2 とすれば約 170 ㍓) を注入した。注入圧力の最大値はウレタン系としては低いものの、新注入材に比較して 2 倍程度となっている。

表 6 - 9 注入実験結果

	注入速度	設計注入量 /孔	目標改良径	注入量	注入圧力
新注入材No.1孔	12~16/ /分	760/	1000mm	760/	0.4~0.55MPa
新注入材No.2孔	16/ /分			760/	
ウレタン系	3~4kg /分	55kg	450mm	200kg	0.5~1.2MPa

新注入材による改良体の掘り出し状況とその模式図をそれぞれ写真6-6、図6-11に、ウレタン系による改良体の掘り出し状況を写真6-7に示す。新注入材では、棒状の改良体が平均的に80~140cmの径（目標改良径100cm）で形成されているのに対し、ウレタン系では、薬液が脈状に注入され均質な改良体となっていないことがわかる。これは、高浸透性ゆえに低圧で均質浸透されている新注入材と、割裂注入を起こしたウレタン系注入材との注入形態の差異を如実に表しており、隣り合う鋼管から注入される領域の重複部分を考慮して改良径を設定すれば、新注入材では、目標に近い出来形が確保できると期待さ

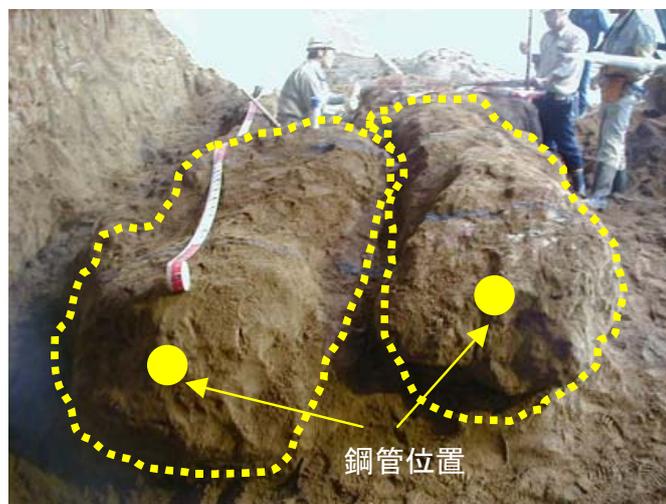


写真6-6 新注入材の掘り出し状況

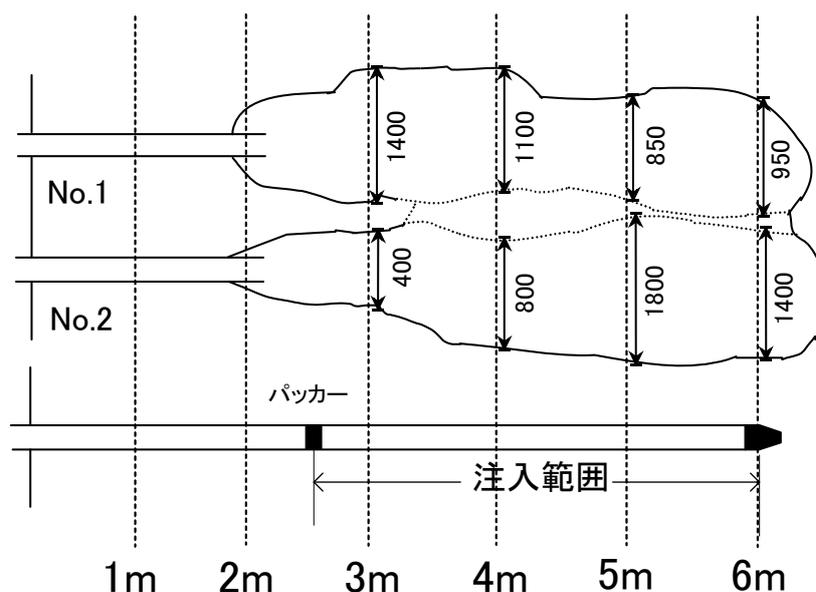


図6-11 新注入材の掘り出し状況模式図

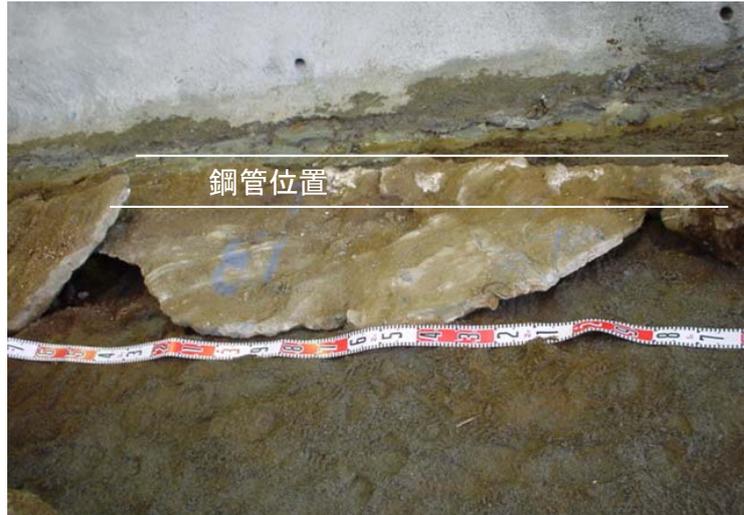


写真 6-7 ウレタン系の掘り出し状況

れる。たとえば、改良径 ϕ が 100cm であれば、鋼管の打設間隔 p が 80cm の場合でも、重複する部分の最大高さ h ，幅 w は計算上それぞれ 60cm，20cm となる（図 6-12 参照）。今回は実験のため、確実な出来形評価を目的として多少過大な改良径を設定したが、通常打設される先受け鋼管の間隔は 30cm～60 cm の範囲が多い 6.13) ことから、注入による改良範囲の重複部分を確実に形成し、先受け補強地盤の連続一体化に貢献できると考えられる。

また、掘り出した改良体から供試体を採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を表 6-10 に示す。室内配合試験による改良目標強度が 1 N/mm^2 であることを考慮すると、6～8 割程度のやや低い値を呈している。この原因としては、注入対象地盤に粘土層が介在しており、間隙率の大きさに起因して強度の低下を招いたことや、注入されにくい粘土層が供試体中に局所的に存在し弱面となって作用したことなどが考えられる。

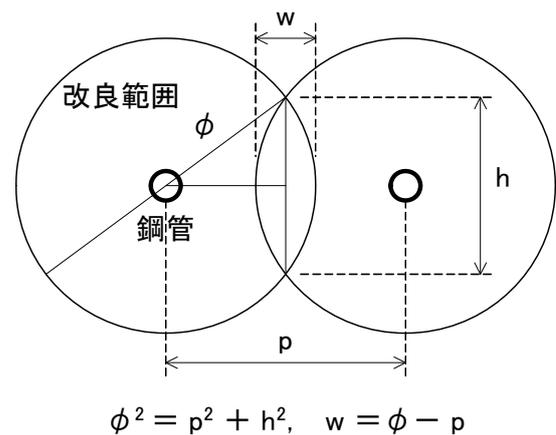


図 6-12 改良領域の重複

ただし、注入形態の面では当初の目的を果たしており、適用土質の範囲拡大とともにウレタン系注入材に対する優位性が明らかになったといえる。

表 6-10 一軸圧縮試験結果

供試体No.		1	2
湿潤密度 ρ_t	g/cm ³	1.740	1.763
含水比 w_n	%	14.1	17.2
一軸圧縮強度 q_u	N/mm ²	0.56	0.751
破壊ひずみ ε_f	%	0.5	0.8
変形係数 E_{50}	MN/m ²	129	85

6-4-3 土石流堆積層を対象とした場合

(1) 切羽注入における懸濁型との比較

さらに、実際のトンネル切羽（写真 6-8 参照）において現場注入実験を行い、懸濁型との比較を行った（6.12）。注入対象の地盤特性は火山角礫岩の土石流堆積層（強風化層）であり、トンネルの最小土かぶりが約 10m と薄いことから、本施工では、注入式鋼管フォアパイリングとしてトレヴィチューブ工法（6.14）が採用されている。そこで、切羽への注入実験に際しては、鏡補強を想定して 6 m 長の自穿孔ボルトを用い、図 6-13 に示すとおり、左側で新注入材を、右側で懸濁型をそれぞれ 4 孔（孔番は前者で 5~8，後方で 1~4）に注入した。

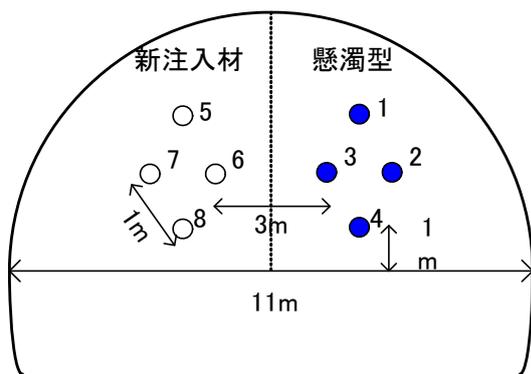


図 6-13 切羽注入位置

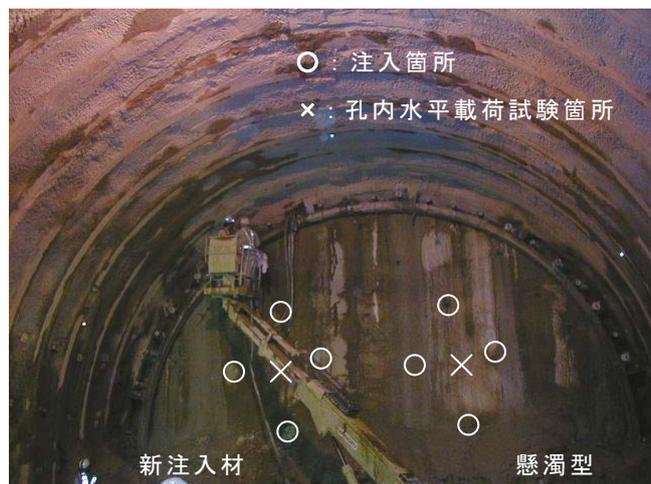


写真 6-8 火山角礫岩強風化地山（切羽）

表 6-11 に注入結果を示す。新注入材は、懸濁型に比較して低圧で約 3 倍量の注入が行われたことになる。また、注入の翌日に実施した孔内水平載荷試験の結果を表 6-12 に示

表 6 - 11 注入実験結果

孔 番	注入材	注入速度 (ℓ/min)	注入時間 (min)	注入量 (ℓ)	注入圧力 (MPa)
1	懸濁型	17	8	54	0~0.75
2		10	4	86	0.1~0.25
3		10	2	42	0.05~0.55
4		10	4	50	0.05~0.62
		平均 約10	合計 18	合計 232	最大 0.75

5	新注入材	7	14	180	0.05~0.45
6		7	7	88	0.05~0.5
7		8	20	373	0.05~0.3
8		10	3	52	0.05~0.62
		平均 約9	合計 44	合計 693	最大 0.62

表 6 - 12 孔内水平載荷試験結果

	深度 (m)	c (N/mm ²)	ϕ (°)	q_u (N/mm ²)	弾性係数 (MN/m ²)
懸濁型	2.5	0.13	40.5	0.54	74.8
新注入材	2.0	0.32	26.7	1.05	85.0
	3.0	0.78	21.1	2.28	90.4

す。試験は、写真 6 - 8 に示した各注入孔群の中央位置とした。なお、口元付近は、地盤の緩みが大きく試験結果に大きなばらつきが生じることが懸念されたので、口元から 2~3 m 程度奥部におけるデータを比較の対象としている。表 6 - 12 によれば、弾性係数については両者ともにほぼ同程度の値であるが、試験結果から算定される粘着力 c や一軸圧縮強さ q_u に関して、懸濁型は新注入材に比べて 1/2~1/4 倍と低い値を呈している。懸濁型では急硬性セメントを使用しているため、この結果は、注入量の差異に鑑みても、広範囲に浸透できる新注入材の高浸透性に起因した優位性を示すものといえる。

(2) 側壁注入における浸透範囲の比較

そこで、同じトンネルの側壁部（写真6-9参照）において、注入による浸透範囲を確認するために、図6-14に示すような注入間隔を変えた現場実験を行い、孔内水平載荷試験によって改良効果を確認した。注入は、切羽の場合と同様に、6 m長の自穿孔ボルトから行っている。



写真6-9 火山角礫岩強風化地山（側壁）

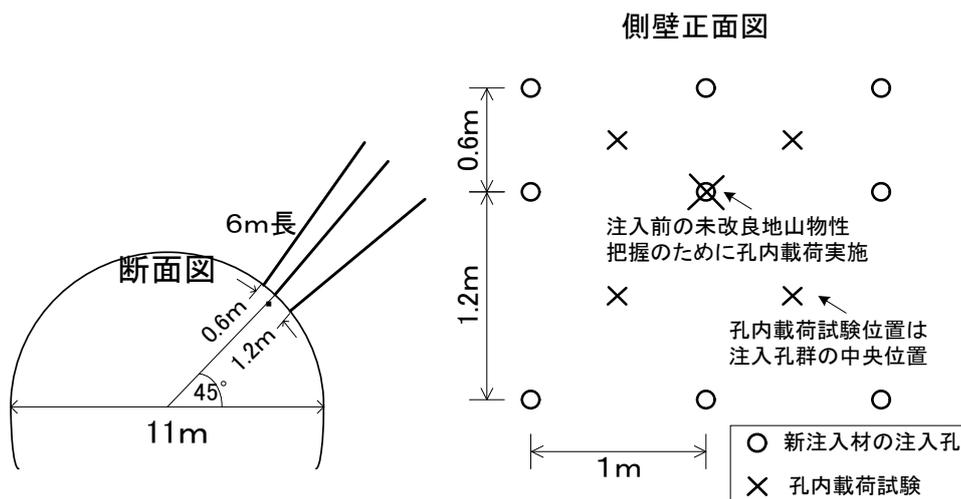


図6-14 側壁注入位置

注入前後の孔内水平載荷試験結果を表6-13に示す。注入によって粘着力 c や一軸圧縮強さ q_u は増大（図6-15, 16参照）し、120cm と大きな注入間隔においても弾性係数の

表 6 - 13 孔内水平載荷試験結果

	c (N/mm ²)	φ (°)	qu (N/mm ²)	弾性係数(MN/m ²)	
				10 ⁻² レベル	10 ⁻³ レベル
注入前	0.17	20.6	0.52	132	275
注入後 (120cm中央)	0.27	18.0	0.71	158	426
注入後 (60cm中央)	0.32	18.0	0.87	188	486

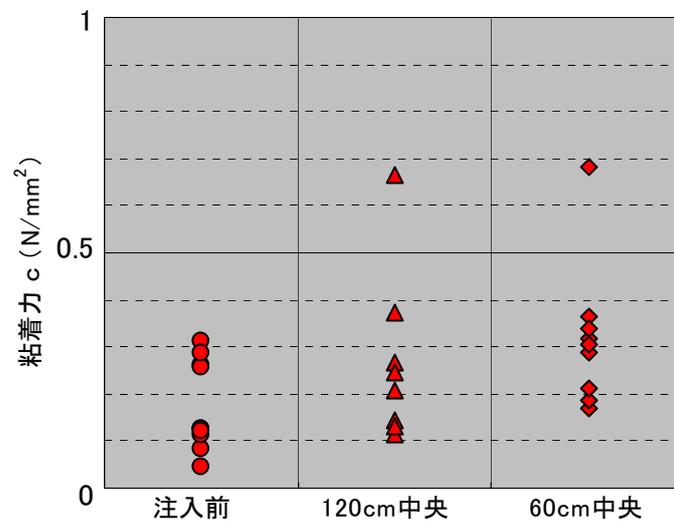


図 6 - 15 粘着力の増加傾向

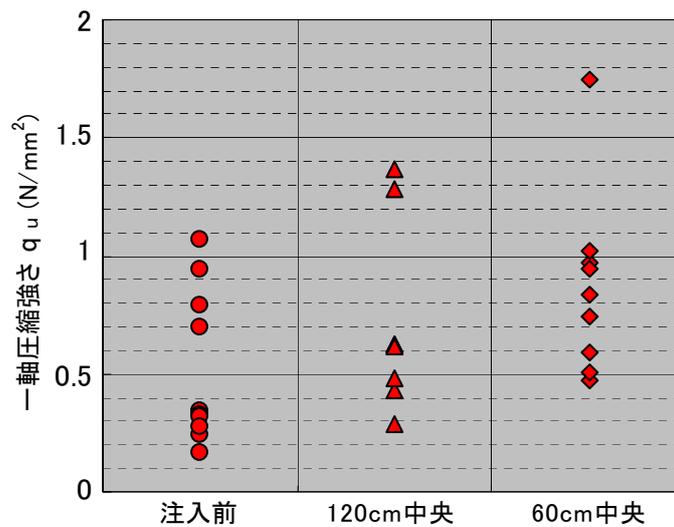


図 6 - 16 一軸圧縮強さの増加傾向

増加傾向が確認できる。すなわち、**図 6-17** に示すとおり、注入間隔が 60cm の中央位置においては変形係数が注入前の 1.4~1.8 倍程度、120cm 中央位置でも 1.2~1.5 倍程度の増加が得られている。注入式鋼管フォアパイリングでは、通常 30~60cm 程度の間隔で鋼管が打設される **6.18** ことから、新注入材の高い浸透性によって、先受け補強地盤のより確実な連続一体化を実現することが可能といえる。

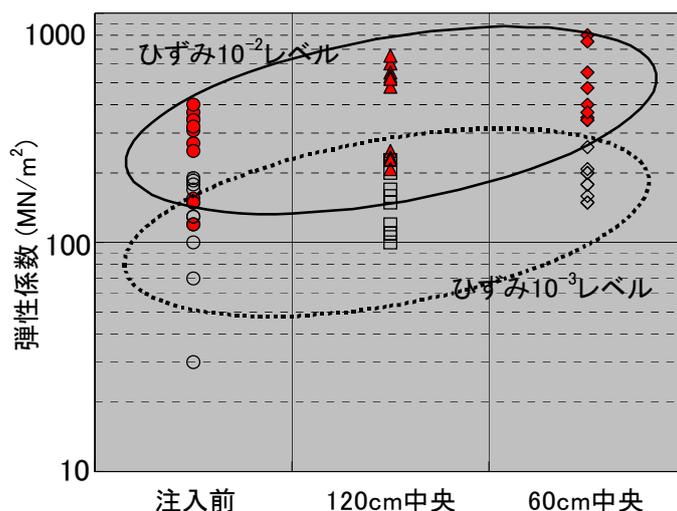


図 6-17 弾性係数の増加傾向

6-5 まとめ

注入式鋼管フォアパイリングによる補強効果を向上させるには、先受け補強地盤の連続一体化を図ることが肝要であるが、その有効手段の一つである均質な浸透注入を実現するため、注入式鋼管フォアパイリングに求められる性能を発揮するような水ガラス系薬液の配合を決定し、現場実験を通じてその有効性を確認した。種々の土質条件を有する地山で注入実験を行った結果、懸濁型やウレタン系では逸走したり割裂したりしてしまうような密な砂質地山においても、今回開発した溶液型の特殊水ガラス系薬液は、注入圧が大きく上昇することなく、均質な浸透注入の形態が確認された。また、改良効果についても、3時間で 1 N/mm^2 のサンドゲル強度を発現させるというコンセプトに対し、事前の配合検討による目標強度をほぼ達成することができ、一般的に低強度で長期耐久性がないという欠点を補う新しい注入材を開発することができた。この注入材は、これまでにいくつかのト

ンネル現場で採用されており 6.11)、ほぼ計画どおりの注入量を達成することによって、均質で確実な先受け補強地盤を形成するとともに、洗浄の手軽さ、作業性など施工性に関する付帯的な利点なども確認されている。

参考文献

- 6.1) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会設計WG：アンブレラ工法の設計技術資料， p.82， 1996.
- 6.2) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会：注入式長尺先受工法（AGF工法）技術資料（四訂版）－AGF工法の考え方とその適用－， pp.221～223， 2002.11.
- 6.3) 建設事務次官通達：薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針，昭和49年7月10日付.
- 6.4) 日本トンネル技術協会：山岳工法における補助工法の効率的な設計施工法に関する調査検討報告書（日本道路公団委託）， p.246， 2000.10.
- 6.5) 森麟，田村昌仁，平野学：ゲル化時間の長い薬液の砂質地盤における注入形態とその支配条件，土木学会論文集 No.388/Ⅲ-8， pp.131～140， 1987.12.
- 6.6) 熊谷浩二，永山晃，赤坂雄司：注入工法の施工管理に関する研究（第5報）－ゲルタイムと浸透性についての基礎実験－，土木学会第39回年次学術講演会Ⅲ（京都）， pp.305～306， 1984.10.
- 6.7) 日本材料学会土質安定材料委員会編：薬液注入工法－指針と解説－， p.5， 1968.
- 6.8) 地盤工学会編：土質試験の方法と解説（第一回改訂版）， pp.317～329， 2000.
- 6.9) 坪井直道：薬液注入工法の実際，鹿島出版会， pp.243～246， 1976.
- 6.10) 北本幸義，伊達健介：トンネル補助工法としての合理的な先受け技術，技術要報，第204号， pp.5～6， 2001.10.
- 6.11) 伊達健介，山本拓治，北本幸義：高浸透性先受け注入材料「シリカタフ」，技術要報，第208号， pp.3～4， 2002.10.
- 6.12) 山本拓治，伊達健介，北本幸義，日比谷啓介：水ガラス系先受け注入材の現場注入試験結果，土木学会第57回年次学術講演会（札幌）Ⅲ， pp.205～206， 2002.9.
- 6.13) 「注入式長尺先受け工法入門」連載講座小委員会：連載講座・注入式長尺先受け工法入門(2)，注入式フォアパイリング(1)－AGF工法の現状と将来の展望－，トンネルと

地下，第 26 卷 4 号，pp.73～80，1995.

6.14) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会設計WG : アンブレラ工法の設計技術資料，p.86～92，172～185，1996.

第7章 合理的なトンネル先受け工の提言

本研究では、鋼管と注入によって形成される地盤の補強に対して、連続一体化という観点から、その補強メカニズムの解明およびそれに基づく簡便な設計法の提案を行い、より確実な補強効果の達成を具現化するために、汎用鋼管を高角度で密に打設する中尺鋼管先受け工法の開発、高浸透性の注入材料の開発を実施した。鋼管内から注入を行うという注入式鋼管フォアパイリングの基本原則を考慮すれば、鋼管の梁効果のみならず注入による改良地山をも含めたアーチシェル構造として先受けの補強メカニズムをとらえることが合理的であり、中尺鋼管を高角度で密に打設する方法や高浸透性の薬液を注入させる方法が有効であることは、提案するメカニズムの解釈から導き出される必然的な結果といえる。ここでは、先受けの設計・施工において、鋼管、打設方法、注入がいわば三位一体となって合理的でより確実に先受け補強地盤を形成させるための目指すべき方向性・手段について提言する。また、最適な注入材や補助工法を選定するためには、地山の土質状態を定量的に評価することが必要となるが、従来、安全上の問題から実施が困難であった未固結地山の土質評価に対し、汎用重機の油圧源を利用して迅速かつ安全に把握できるコーン貫入システムを開発したので、施工管理手法の一つとして提案し、その内容や有用性について言及する。

7-1 円筒シェル理論を用いた設計法

先受工における現行の慣用設計法では、鋼管の曲げ剛性に起因したトンネル縦断方向の梁形成効果しか考慮されておらず、鋼管を打設してから注入を行い切羽前方にアーチシェル状の先受け補強地盤を形成させるという、工法独自の設計法の確立に至っていないのが実情といえる。そこで、注入による地山の改良効果を積極的に評価・組み入れ、鋼管のみならず改良地山をも含めたアーチシェル構造として3次元的に補強のメカニズムをとらえる円筒シェル理論を用いた設計法を提案した。ここに、一般に3.5m程度のラップ長（先受け補強地盤の最小残長）を確保することから、円筒シェル体に作用する荷重の影響が端部に及ばない長いシェルの場合を想定し、土かぶりが薄い状況下での掘削過程について、全土かぶり圧を円筒シェル体の該当範囲に径方向の等分布荷重として作用させる近似を行

っている。

鋼管と注入による改良地山からなる複合体としての先受け補強地盤の変形特性に対しては、改良地山に対する先受け補強地盤の弾性係数比と鋼管の周方向占有率との関係（[図 4-19](#)、[図 5-15](#) 参照）を用いる。鋼管の周方向占有率が増加すれば先受け補強地盤の弾性係数も増大し、通常 0.2 程度で打設されている鋼管の周方向占有率では、先受け補強地盤の弾性係数が改良地山の約 2 倍になるが、この関係に基づけば、小口径の鋼管であっても、密に打設して周方向占有率を維持すれば先受け補強地盤の弾性係数を確保できることが確認される。また、鋼管の打設角度を大きくすることによって、中尺鋼管であっても、先受け補強地盤（円筒シェル体）の厚層化をもたらし、変形抑制効果の増大に寄与できることが期待される。ただし、円筒シェル理論による評価は、基本的に均質な浸透注入によって連続一体化された先受け補強地盤の形成を前提としているので、地山の改良が不十分であれば、特に鋼管の打設間隔が大きい場合、重厚な鋼管を用いても十分な補強効果を発揮しえないことになる。したがって、注入式鋼管フォアパイリングでは、鋼管を密に打設したり均質な浸透注入を達成したりすることによって、先受け補強地盤の連続一体化を図ることが肝要となる。

7-2 先受け補強地盤の連続一体化を目指した鋼管打設と注入

7-2-1 鋼管打設における合理化

現在主流となっている長尺鋼管フォアパイリングでは、品質および安全性を保持しつつコスト縮減ならびに工期短縮を可能とする工法の開発が強く求められている。そこで、7-1 に述べた提言に基づき、長尺鋼管よりも口径の小さい長さ 6~7m の中尺鋼管をより密に高角度で打設することにより、注入式鋼管フォアパイリングで形成される先受け補強地盤の連続一体化に加え厚層化も図る中尺鋼管先受け工法を提案した。

中尺鋼管先受け工法の開発では、使用する鋼管とその打設方法ならびに削孔ビットを含めた削孔システムが特徴として挙げられる。すなわち、汎用の中口径（76.3mm）中尺鋼管を使用することにより、1本あたりの削孔時間が短縮され従来工法では削孔に時間がかかっていた硬質の転石が混入した地山や破砕帯においてもスムーズな施工が可能となり、ロッドの接続作業も不要となるため、施工の急速性が向上するとともに接続に伴う危険、苦渋作業が軽減される。また、鋼管の打設間隔を小さくすること（30cm）により鋼管間か

らの肌落ちを防止でき、打設角度を大きくすること（ 15° ）により切羽前方の地山に厚層の先受け補強地盤を形成することができる。ここに、削孔本数が多くなっても、安価な一体型特殊親子ビットや汎用鋼管など材料費の低減とサイクルタイムの向上によりコスト縮減が可能となっている。以上のように、中尺鋼管先受け工法の開発がQCD Sに及ぼす効果を明らかにするとともに、土かぶりの薄い未固結地山，土かぶりが80mと比較的厚い岩質地山において適用した動態観測結果や解析結果から、長尺鋼管の場合と比較して同等以上の補強効果が発揮されることを実証している。

7-2-2 注入における合理化

従来、注入式鋼管フォアパイリングでは、地山が比較的良好で透水性の高い場合には懸濁型、固結度の低い地山にはウレタン系注入材を使用することが多いものの、密な砂質地山においては、ウレタン系であっても均質な浸透注入が困難となる場合があり、高浸透性を有し環境負荷の小さい注入材料が求められている。そこで、注入式鋼管フォアパイリングの注入工に要求される性能として、 $30\text{mPa}\cdot\text{s}$ 以下の初期粘度、10分程度のゲルタイム、注入後3時間で $1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度のサンドゲル強度を設定し、薬液1,000 $\%$ あたり特殊水ガラス系500 $\%$ 、有機系硬化材100 $\%$ 、水400 $\%$ を標準配合とする水ガラス系薬液注入材料（1.5ショット注入方式）を提案した。

種々の土質条件を有する地盤での注入実験を行い、懸濁型やウレタン系では逸走したり割裂したりしてしまうような密な砂質地山においても、今回開発した注入材は、注入圧が大きく上昇することなく均質な浸透注入の形態を実現でき、注入式鋼管フォアパイリングにおける補強効果を向上させるために不可欠である先受け補強地盤のより確実な連続一体化が可能となることを実証している。なお、この材料では、洗浄の手軽さ、作業性など施工に関する付帯的な利点も有している。

7-3 未固結地山における土質評価手法

都市部などの土かぶりが薄い状況下での掘削施工においては、切羽の安定性を確保するとともに地表面沈下を抑制することが重要な課題であり、切羽の状態（土質，変形・強度特性）に応じて適切な注入材、さらには補助工法を選定することが肝要である。そのためには、観察者の主観によらない定量的な切羽の土質評価が求められるが、ハンマー打撃や

削孔検層 7.1)をはじめとする各種調査機器によって地質を直接評価することのできる硬岩地山の場合と異なり、未固結地山のトンネル工事では、安全上、掘削と同時に吹付けコンクリートが施工され、人が切羽に近づくことも問題となるので、土質調査は一般に行われていないのが実状である。そこで、土砂地盤の物性評価に多用されるコーン貫入試験装置を搭載した汎用重機を用い、N値や一軸圧縮強さなどと相関性のあるコーンの貫入抵抗を掘削作業の延長線上で迅速かつ安全に評価することのできるシステムを開発し、未固結地山の定量的な土質評価に供した。

7-3-1 システムの概要

汎用重機に搭載した今回のコーン貫入試験装置（写真7-1参照）では、掘削作業の延長線上で、オペレータ1人によって図7-1のとおり任意方向に貫入試験を実施することができる。貫入装置は、貫入ロッドの周面摩擦を除去するために二重管式（写真7-1参照）となっており、1 cm/s の貫入速度で最大1 mの深さまで貫入可能である（表7-1参照）。底面径5 cm のコーンによる貫入抵抗と貫入量は、図7-2に示すとおりロードセルや変位センサーで連続的に測定され、メモリカードに記録されるとともに小型端末機の画面上にリアルタイムで表示されるので、切羽の土質状態を迅速・安全に評価することができる 7.2)。



写真7-1 コーン貫入装置を搭載した汎用重機

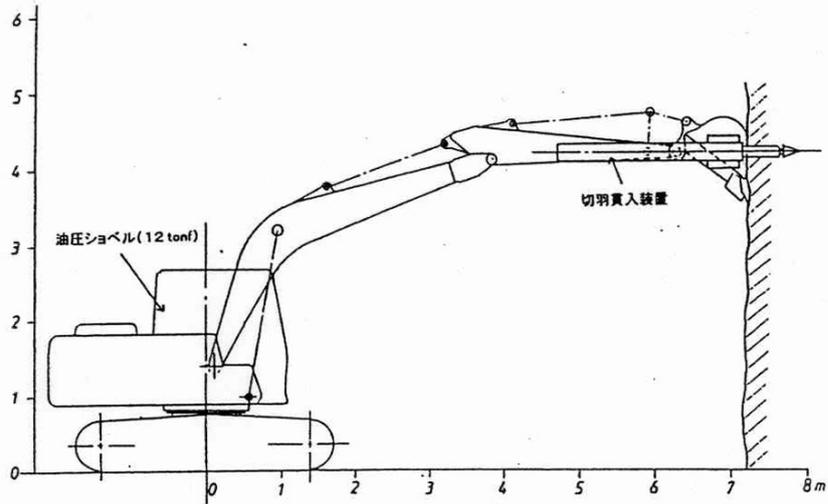


図 7 - 1 貫入試験概要

表 7 - 1 装置の主な仕様

項目	仕様
先端コーン	底面径：50 mm (底面積 19.63 cm ²) 先端角度：60°
貫入速度	1 cm/s
貫入力	49.3 kN (5.03 tf) (コーン指数：25.1 MPa)
ストローク	1000 mm
引き抜き速度	10 cm/s
引き抜き力	33.7 kN (3.44 tf)
質量	約 470 kg

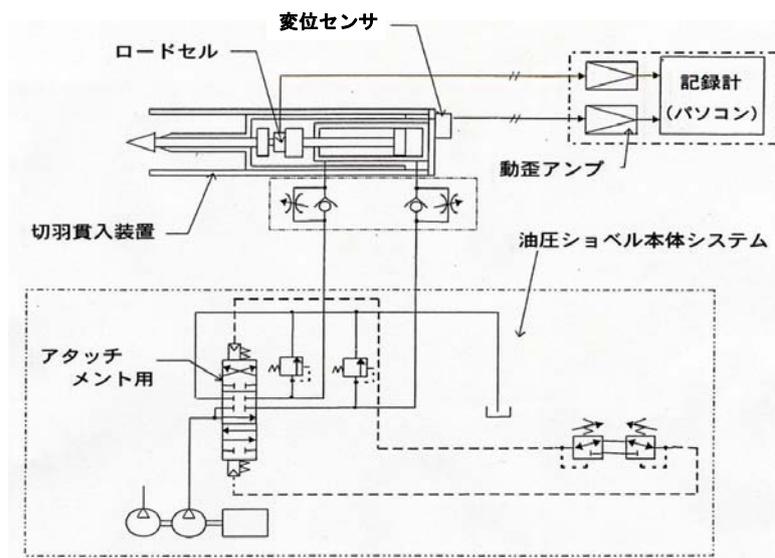


図 7 - 2 構成システム

なお、このシステムは、基礎地盤の掘削管理や地盤改良の効果判定あるいは盛土の締固め管理などへ適用することが可能であり、現在、軟質な強風化岩から構成されるダム基盤の掘削管理にも展開されている(7.3)。表7-1よりも一層高度化されたコーン貫入試験装置の仕様および基盤掘削管理システムの概念を、それぞれ表7-2、図7-3に示す。これは、3年間で約650万m³の掘削・盛立てを行う土工事(年間施工可能月数：7ヶ月)に

表7-2 基盤掘削管理用の装置仕様

項目	仕様
先端コーン	底面径：55 mm (底面積 23.76 cm ²) 先端角度：60 °
貫入速度	1~2 cm/s
貫入力	48.3 kN (4.93tf) (コーン指数：20.3 MPa)
ストローク	2000 mm
引き抜き速度	10~20 cm/s
引き抜き力	26.0 kN (2.65 tf)
質量	貫入装置本体：860 kg ブラケット：660kg 貫入ロッド一式：42kg

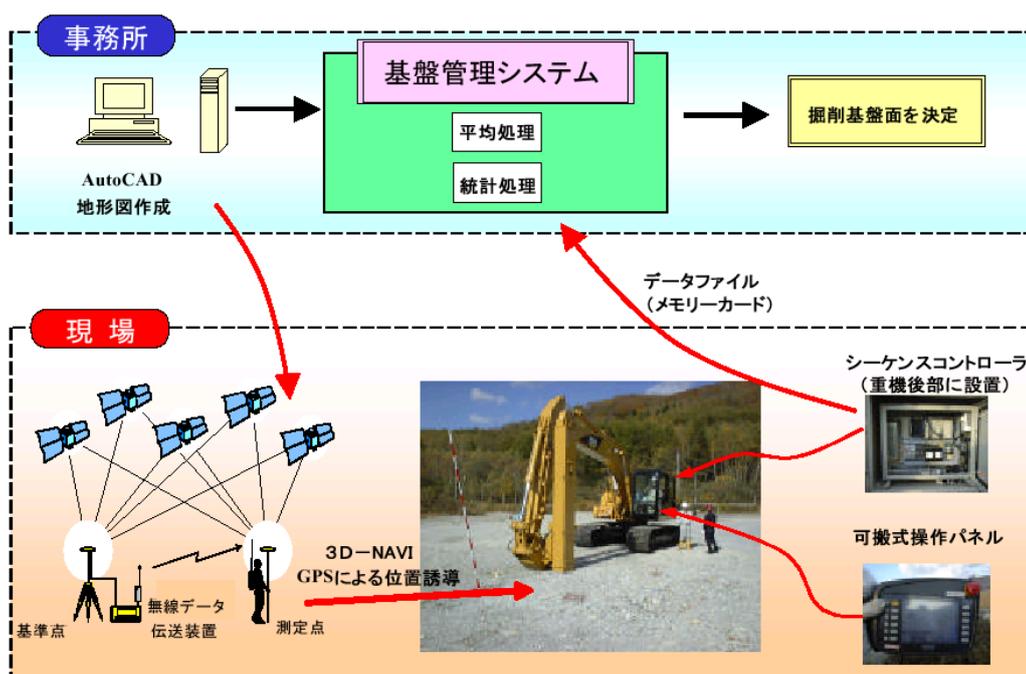


図7-3 基盤掘削管理システムの概要

において、盛立て基盤（掘削土量 115 万 m³、面積約 13 万 m²）に関する工程が 10 ヶ月と厳しいことから、工期短縮とコスト縮減を目的として開発したものであり、GPS による 3 次元位置誘導システムも組み込み、基盤掘削管理の多大な省力化を実現するシステムとなっている（従来のように、基盤の掘削が完了した部分から標準貫入試験や平板載荷試験などで随時基盤面の品質確認を行って盛立てを開始する場合、管理に費やす時間が多大）。

7-3-2 コーン指数と N 値との相関性

さて、トンネル切羽での適用に先立ち、地山と同じ土質地盤（礫混じり砂）での土留め工事において、コーン指数 q_c （コーンの貫入抵抗力を底面積で除した値（MPa））と N 値との相関性を検討した。これは、地表面から 1 m ずつ 4 m の深さまで掘削を行うもので、あらかじめ標準貫入試験を実施した位置（図 7-4 に示す B-1 ~ 3）付近において、掘削段階ごとにコーン貫入を行った。なお、コーン貫入時には当初 N 値を測定した状態よりも土かぶりが減少するので、吉中 7.4) によって提案されている上載圧による修正式を適用し、次式によって、 q_c と比較すべき N 値の補正（低減）を行っている。

$$\frac{N'}{N} = \frac{0.014(p - \Delta p) + 1}{0.014p + 1} \quad \dots (7.1)$$

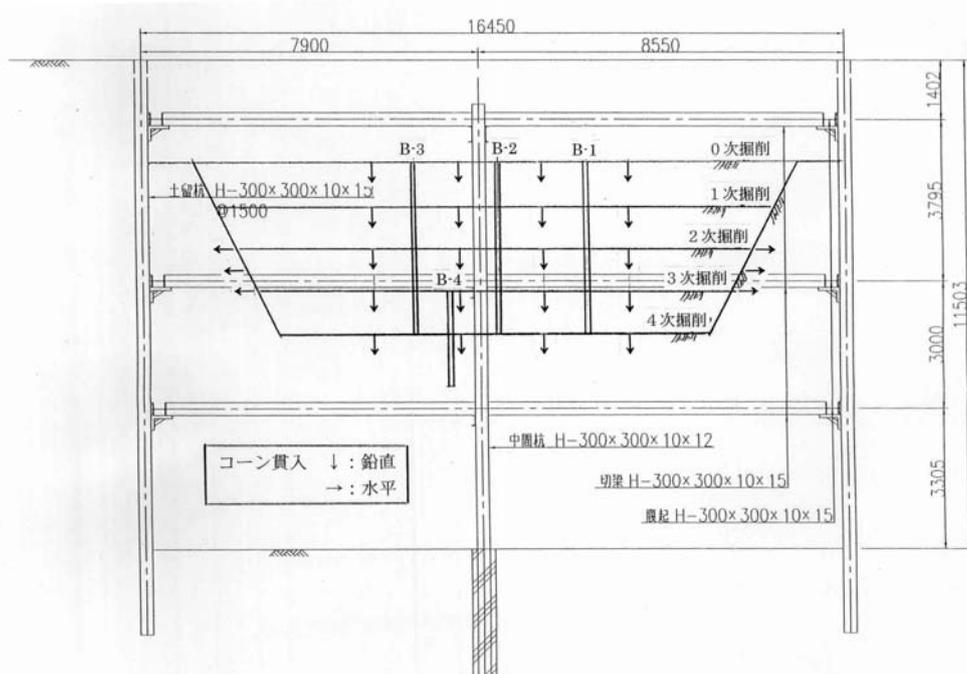


図 7-4 土留め工事における試験実施位置

ここに、 N ：掘削前の当初における実測 N 値， N' ：掘削後の補正 N 値， p ：掘削前の有効上載圧（ $\leq 280\text{kPa}$ ）， Δp ：掘削による除荷荷重（ $\leq p$ ）である。3 m掘削後に確認のため、B-4位置で標準貫入試験を行ったが、 $\Delta p = 63\text{kPa}$ （ $= \gamma z = 21\text{kN/m}^3 \times 3\text{ m}$ ）とした場合、(7.1)式から図7-5に示す関係が得られ、実際に掘削前後で N 値を補正した結果と比較的よく対応しているといえる。

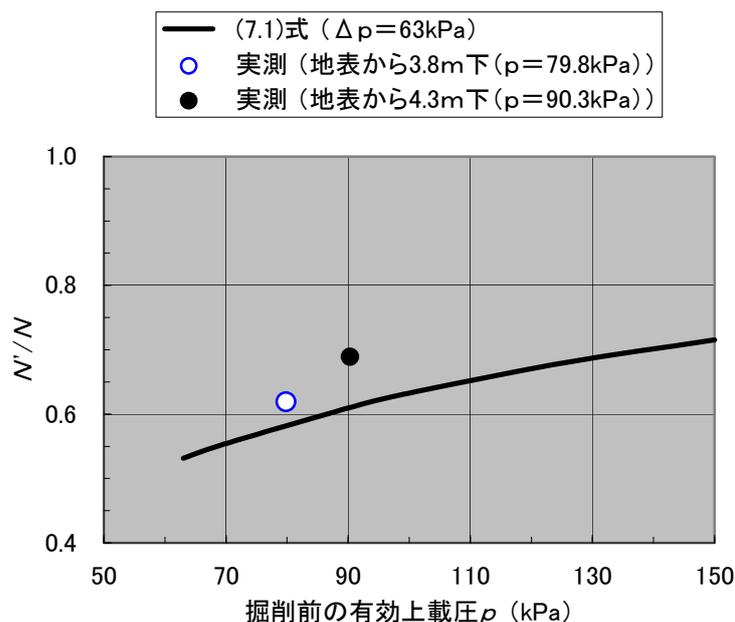


図7-5 除荷荷重による N 値の修正

以上のような修正を加えた N 値と q_c を比較した結果が図7-6である。なお、 N 値はサンプラーの貫入深さ30cmあたりの打撃回数であるため、連続的にデータを取得できるコーン指数評価の扱いについては、 N 値測定時の当該深度を対象として最小値と最大値の中間値を採用している（図7-7参照）。また、トンネル切羽では一般に水平方向へ貫入させることから、掘削法面を利用して水平方向に貫入させた q_c も図7-6中に併記しているが、鉛直方向との顕著な差異は認められない。全体的にばらつきが大きく、 N 値の増加に伴ってコーンによる貫入抵抗の増加傾向はやや小さくなる（参考までに、2次の多項式近似は同図中に示した関係式で与えられる）ものの、特に水平方向の相関性については、砂質土を対象としたMeyerhofの式(7.5)

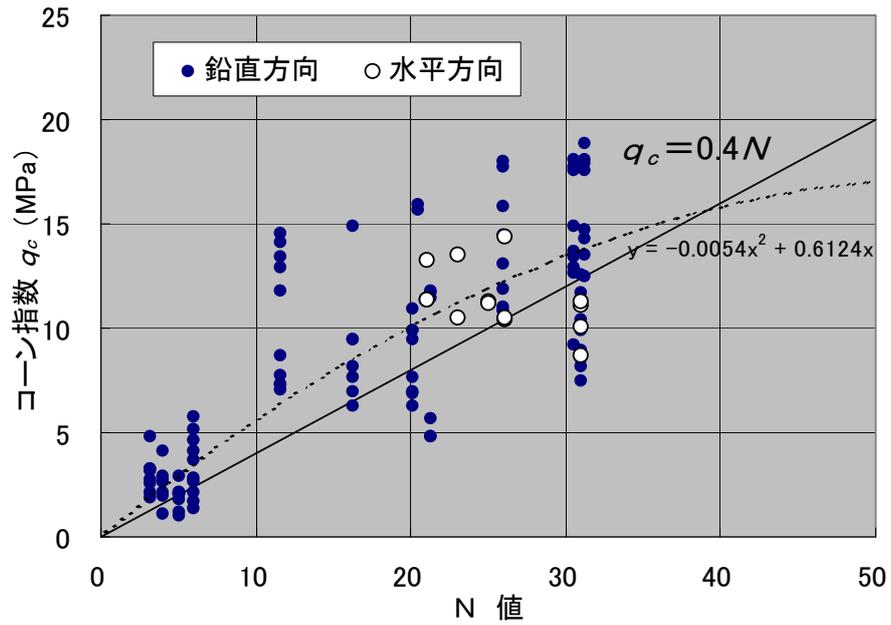


図 7 - 6 N 値とコーン指数との相関

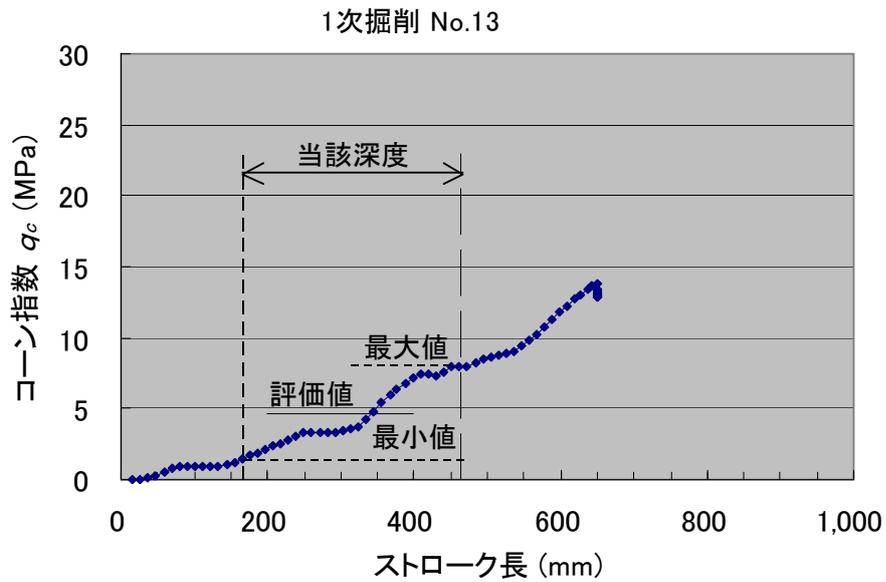


図 7 - 7 コーン指数の評価

$$q_c = 0.4N \quad \dots (7.2)$$

と概略同様な関係が得られている。 q_c はそれ自体有用な地盤工学的指標であるが、 q_c に対する直観的な評価がむずかしいことから、実施工においては、N 値に換算すればどの程度

になるかといった参考値的な扱いをするのが望ましいと考えられる。

7-3-3 トンネル切羽での適用結果

未固結地山のトンネル 7.6)において、切羽 No. 4+27.5, +24.5, +9.5, +3.5, 3+93.5, +86.5 の6断面でそれぞれ 10, 10, 9, 8, 6, 7点の貫入試験を実施した(写真7-2参照)。各断面における有効貫入量とコーン指数 q_c の関係を図7-8に示す(ただし、切羽 No. 3+86.5 については後出図7-10における改良前データ参照)。ここに、有効貫入量とは、貫入抵抗力が発生するまでの遊び部分を差し引いた実質的な貫入量を意味し、各図中には 12.5cm ごとの平均値も併せて示している。有効貫入量の増加とともに q_c の増大がみられるが、これは、解放面から内部へ進入するにしたがい、拘束圧が大きくなるためと考えられる。ただし、比較的初期の段階で大きな q_c を発現する場合には、以降も継続して q_c は増加するが、初期の立ち上がりの低い地山 (No. 4+9.5, No. 3+93.5) では、地山状態が悪く q_c の低下する現象がみられている。



写真7-2 切羽でのコーン貫入試験実施状況

次に、図7-8における平均値を、掘削進行に伴う切羽状態変化の定量的な評価として図7-9に示す。切羽の進行とともに全体的に q_c が低下し、地山状況が徐々に悪くなっていく傾向を把握することができている。ただし、貫入装置の反力的な制約により、ある値以上の q_c は測定不能となるので、有効貫入量の大きな領域では過小なデータしか得られず、

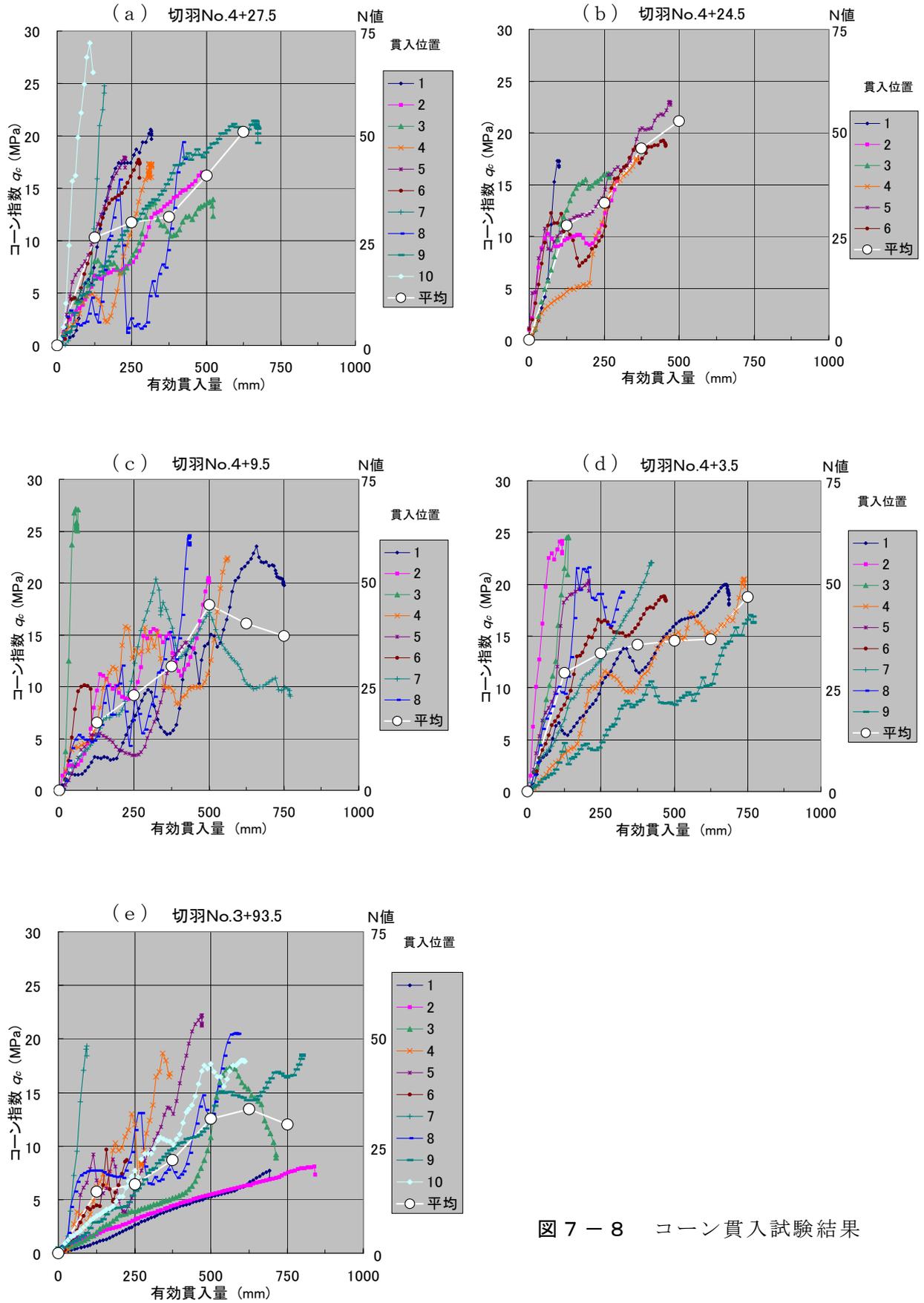


図 7 - 8 コーン貫入試験結果

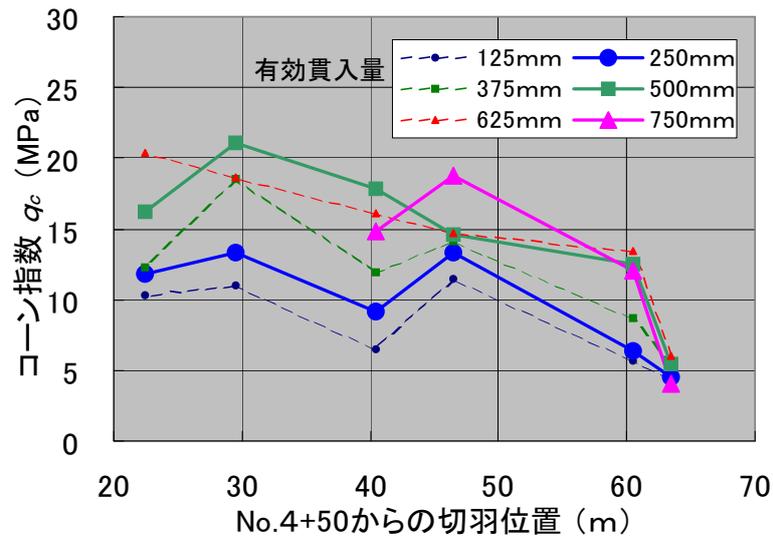


図 7-9 切羽進行に伴うコーン指数の変化

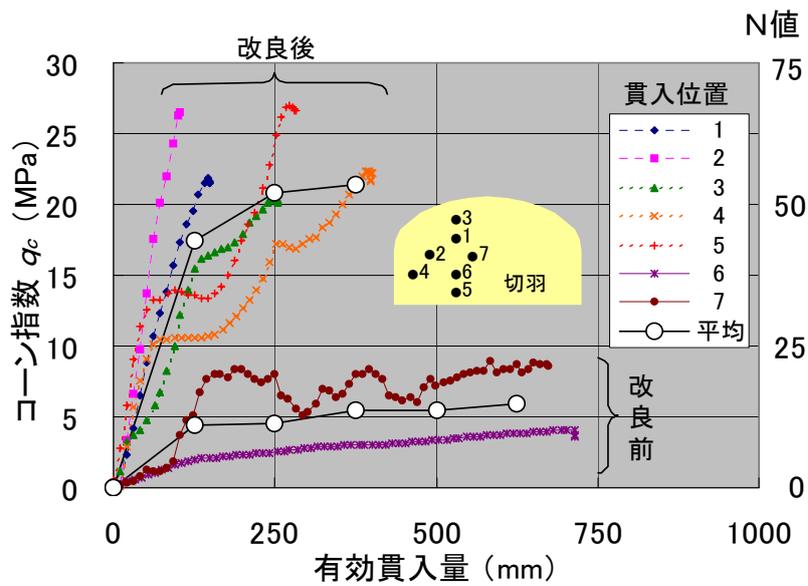


図 7-10 改良前後のコーン指数 (No. 3 + 86.5)

図中のデータ群は下界値的な位置づけといえる。

実施工では、この結果に基づき、地山状態が不良と判断された切羽位置 (No. 3 + 86.5 m) において、(鏡ボルト + ウレタン注入) による補助工法を地山の改良として実施した。図 7-10 に示すとおり、改良前後では q_c に明確な差異が認められ、ウレタン注入による改良効果も確認することができた。

以上のように、従来、定量的な土質評価が困難であった未固結地山の掘削において、汎用重機の油圧源を有効に利用すれば、コーン貫入試験を迅速かつ安全に実施することができ、得られるデータは、適切な注入材や補助工法の選定に際して有益な判断材料となることが実証された。

7-4 まとめ

地盤の補強、先受け補強地盤の連続一体化という観点から、円筒シェル理論に立脚して、鋼管の仕様、打設方法および注入による地山改良が三位一体となる合理的な設計・施工法を提言した。すなわち、第6章までに示してきた円筒シェル理論を適用した設計法、中口径・中尺鋼管を用いた先受け工法、高浸透性薬液を用いた注入について、合理的なトンネル先受け工としてとりまとめた。

また、地山の変化や注入による改良効果を迅速・安全に評価できる施工管理システムとして、汎用重機の油圧源を利用したコーン貫入試験装置を開発・提案した。まず、システムから得られるコーン指数 q_c (MPa) を、現場の施工管理においてより有益な指標とするため、事前にN値との相関性を評価し $q_c = 0.4N$ なる関係を確認した。次に、実際の掘削施工に適用した結果、切羽の進行とともに q_c が全体的に低下し地山状態が徐々に悪化していく傾向を把握し、切羽状態が不良と判断された位置において、(鏡ボルト+ウレタン注入)による地山改良を実施し、改良効果も確認することができた。以上のとおり、従来、定量的な土質評価が困難であった未固結地山の掘削に対し、今回開発したシステムが施工管理の一手段として有効な情報を提供できることを実証したが、現在、大規模な土工事の基礎掘削管理にも展開されている。

参考文献

- 7.1) 青木謙治，稲葉武史，塩釜幸弘，手塚康成：油圧ドリルによる削孔データを用いた岩盤評価及び切羽前方の予測技術について，第8回岩の力学国内シンポジウム，pp.67～72，1990.
- 7.2) 北本幸義，山本拓治，福家佳則，横尾敦：未固結地山のトンネル切羽における土質評価手法，土木学会第56回年次学術講演会（熊本）Ⅲ，pp.614～615，2001.10.

- 7.3) 五味篤暁, 小杉禎一, 江本美奈子, 堀川明広, 八鍬昇, 北本幸義: 表面遮水壁型フィルダムの堤体掘削における基盤管理システムの開発, 第 25 回土木設計技術報告会, pp.279~284, 2002.1.
- 7.4) 土質工学会編: 土質調査試験結果の解釈と適用例ー第 1 回改訂版ー, 土質基礎工学ライブラリー 4, pp.45~46, 1979.
- 7.5) Meyerhof, G.G.: Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. of the ASCE, Jour. SMF Div., Vol. 82, SM.1, Proc. Paper 866, pp.1-19, 1956.
- 7.6) 中後豊, 竹田隆彦, 福家佳則, 藤井信宏, 横尾敦: 都市部における低土被りトンネルの設計と施工ー新神戸トンネル(Ⅱ期)築造工事(第一工区)ー, 平成 12 年度施工技術報告会, 土木学会関西支部, 2001.1.

第 8 章 本研究の結論

都市域などの土かぶりが薄い未固結地山において、山岳トンネル工法の採用される工事が増加しているが、これには補助工法である注入式鋼管フォアパイリングの果たしてきた役割が大きい反面、課題として、補強メカニズムに立脚した合理的な設計法の開発や、既存技術と比べて補強効果、経済性の両面に優れた施工法の開発が望まれている実状を示した。本研究では、切羽から前方地山へ鋼管を打設し鋼管内から地山中に注入材を浸透させる注入式鋼管フォアパイリングの特徴を考慮し、アーチシェル状に形成される先受け領域を円筒シェル体としてとらえ、鋼管と改良地山による地盤の補強という観点から、注入式鋼管フォアパイリングに関する設計・施工上の合理化について検討した。まず、トンネルを掘削したときの施工状況を近似しうると考えられる円筒シェル理論の解析解に着目し、補強メカニズムの解明を目的とする模型実験によってその適用性を提案した。次に、一連の実験結果から、先受け補強地盤の形成効果（連続一体化，厚層化）に及ぼす鋼管の仕様や打設方法の影響を検討し、長尺鋼管に比べ中口径で中尺の汎用鋼管を用いる合理的な中尺鋼管先受け工法を提案した。さらに、注入式鋼管フォアパイリングで重要となる先受け補強地盤の連続一体化を注入工の面から具現化させる高浸透性薬液注入材料の開発を行い、未固結地山において適切な注入材料を選定するために切羽の土質状態を定量的に把握する評価システムを開発した。ここでは、本研究による成果を結論として整理する。

8-1 補強メカニズムと設計法

注入式鋼管フォアパイリングによって形成される先受け補強地盤の効果に対して、施工条件的に合理性が高いと考えられる円筒シェル理論解による評価手法を提案し（第 3 章）、遠心模型実験からその妥当性を検討するとともに、施工状況を考慮した実験条件により、実施工で形成される先受け補強地盤への適用性を確認した（第 4 章）。また、棒材を配置して先受け補強地盤を模擬した円筒シェル供試体の載荷実験や鋼管の長さや打設角度に関する大型土槽実験によって、先受け補強地盤の変形特性を検討した（第 4 章）。以下に、注入式鋼管フォアパイリングによる補強メカニズムとその評価手法に関する結論を整理する。

まず、第2章において、先受工の分類、種類について概観した後、先受工による地山の補強効果に関する既往の研究動向や、注入式鋼管フォアパイリングに関する設計法の現状を踏まえ、直面している設計上の課題について述べた。すなわち、注入式鋼管フォアパイリングによる補強メカニズムに関しては、施工現場の計測結果の報告として考察されているに過ぎず、鋼管仕様や地山条件などが補強効果に及ぼす影響を検討した上で、その効果を定量的に体系化しようとする成果は従来さほど得られておらず、鋼管を打設してから注入を行い切羽前方にアーチシェル状の先受け補強地盤を形成させるという工法独自の設計法の確立には至っていないことを明らかにした。現行の慣用設計法では、鋼管の曲げ剛性に起因したトンネル縦断方向の梁形成効果しか考慮されておらず、アーチシェル形状を呈する先受け補強地盤の構造から誘起される横断方向のアーチ形成効果の評価にまで至っていないことに鑑み、注入による地山の改良効果を積極的に評価し、鋼管のみならず改良地山をも含めたアーチシェル構造として3次元的に補強のメカニズムをとらえることの重要性を提示した。

第3章では、上記の課題を解決するために、アーチシェル状に形成される先受け補強地盤の形態を円筒シェル体で模擬し、土かぶりの薄い状況下での掘削過程について、全土かぶり圧を円筒シェル体の該当範囲に径方向の等分布荷重として作用させ、3次元的な変形挙動を表現することのできる円筒シェル理論によって近似することの説明を行った。次に、円筒シェル体に作用する荷重の影響が端部に及ぶか否かによって短いシェルと長いシェルとに区別されることを示し、一般に3.5m程度のラップ長（先受け補強地盤の最小残長）を確保する注入式鋼管フォアパイリングでは、長いシェルの場合を想定することに大きな支障がないことから、長いシェルの円筒上に径方向等分布荷重が作用した場合の径方向変位をはじめとする理論解を導いた。また、この径方向変位を先受け補強地盤の天端沈下とみなし、土かぶりの薄い状況をモデル化した掘削について、天端沈下の発生傾向を考察した。掘削ステップごとに生じる径方向変位を重ね合わせれば天端沈下の累積変位となり、円筒シェル理論解を適用することによって、アーチシェル形状を呈する先受け補強地盤の構造から誘起されるアーチ形成効果を融合させた3次元的な補強メカニズムを表現できることを示した。

第4章では、モデル化の妥当性を検証するために、先受け補強地盤を均質なアクリル樹脂で模擬した遠心模型実験を行い、掘削に伴う先受け補強地盤の挙動を評価した。実験から得られた結論は以下のとおりである。先受け補強地盤のモーメント分布や軸ひずみ分布

によれば、径方向等分布荷重を受ける円筒シェル体の挙動をほぼ呈しており、慣用設計法による一次元的な梁構造解析を用いた結果に比較して、円筒シェル理論解に基づく計算結果は実験結果とよく一致している。また、先受け補強地盤の残長を変えた実験結果の比較から、長いシェルと判断される残長を有する条件では、切羽安定が保たれている限り変形抑制効果にさほど大きな差異が生じず、注入式鋼管フォアパイリングで一般に確保されている 3.5m という経験的な値は、円筒シェル理論からも妥当な設定であると評価することができる。以上の遠心実験では、先受け補強地盤の形成範囲を 180° に設定しているが、実施工で採用実績の多い 120° とした場合の実験結果によれば、180° の場合に比べて地表沈下が 3 割程度大きく発生している。ただし、沈下分布については同様な傾向を呈しているため、形成範囲が 120° の場合でも、円筒シェル理論解に適切な係数を乗じる単純な方法によって、その挙動を評価することが可能である。加えて、不均質や亀裂性の地山では先受け補強地盤を均質に形成させる注入が困難となる状況を考慮して、先受け補強地盤の縦断方向にあらかじめ 1 mm の切り込み（50G 場では 5 cm に相当）を設け、アーチシェル体を不連続とした条件下で実験を行った結果、トンネル横断方向に連続性がなく完全なアーチシェルとなっていなくても、それが微小であれば、アーチ方向に力が伝達され全体的にシェル体として機能することを確認した。以上のとおり、実際の施工状況に対応して若干の補正は必要となるが、注入式鋼管フォアパイリングによる補強メカニズムとして、円筒シェル理論解の適用性を実証した。

次に、鋼管と注入による改良地山からなる複合体としての先受け補強地盤に関し、その変形特性に及ぼす鋼管の打設方法の影響を把握した。遠心模型実験では、幾何学的な制約などから先受け補強地盤を均質な材料で模擬せざるをえなかったが、注入式鋼管フォアパイリングの設計を行うには、複合体としての先受け補強地盤の変形特性を評価する必要があるので、まず、アクリル樹脂内に金属棒を配置して作製した複合体としての円筒シェル供試体（直径 15cm）に局所的な载荷を行い、円筒シェル理論を用いて弾性係数を同定した。その結果、棒材の周方向占有率が増加すれば複合体の弾性係数も増大し、通常 0.2 程度で施工されている先受け鋼管の周方向占有率では、先受け補強地盤の弾性係数が改良地山の約 2 倍になることを把握した。これに基づき、横断方向の面積換算から合成される先受け補強地盤の弾性係数は、かなり過大な評価になることを喚起するとともに、対象としている断面が考慮すべき载荷方向と形態的に合致しないという問題点を指摘した。また、棒材の弾性係数が大きくなるに従い、複合体としてのそれも若干大きくなる傾向がみられ

るが、棒材間の弾性係数に元来存在する差異ほどの顕著さは認められず、アクリル樹脂すなわち改良地山の影響が支配的となることをフレーム解析からも確認した。ただし、フレーム解析は2次元であるため、棒材の骨格的な効果が反映されず、特に周方向占有率が小さい範囲では実験結果よりもかなり過小となっている。

さらに、小口径の鋼管であっても、密に打設して周方向占有率を維持すれば先受け補強地盤の弾性係数を確保できることを確認するとともに、鋼管の長さや打設角度に関する大型土槽実験から、鋼管の打設角度を大きくすることによって、中尺鋼管であっても、先受け補強地盤の厚層化をもたらす変形抑制効果の増大に寄与できることを評価し、中尺鋼管先受け工法として開発するための基本的なコンセプトを確立した。以上のとおり、先受け補強地盤の変形特性に及ぼす鋼管ならびに打設方法の影響を評価したが、均質な浸透注入によって連続一体化された先受け補強地盤の形成が前提となるので、地山の改良が不十分であれば、特に鋼管の打設間隔が大きい場合、重厚な鋼管を用いても十分な補強効果を発揮しえないことになる。したがって、注入式鋼管フォアパイリングでは、鋼管を密に打設したり均質な浸透注入を達成したりすることによって、先受け補強地盤の連続一体化を図ることが肝要であると指摘した。

8-2 先受け補強地盤の連続一体化と厚層化を目指す中尺鋼管先受け工法

長尺鋼管よりも口径の小さい長さ 6~7mの中尺鋼管をより密に高角度で打設することにより、注入式鋼管フォアパイリングで形成される先受け補強地盤の連続一体化に加え厚層化も図る中尺鋼管先受け工法を開発し、QCDSに及ぼす効果を明らかにした。また、中尺鋼管先受け工法を実工事に採用し、長尺鋼管フォアパイリングと比較した動態観測結果や解析結果に基づき、長尺鋼管の場合と同等以上の補強効果が発揮されることを実証し、そのメカニズムについて考察した(第5章)。以下に、中尺鋼管先受け工法の開発に関する結論を整理する。

まず、第2章において、現在主流となっている長尺鋼管フォアパイリングに関し、品質および安全性を保持しつつコスト縮減ならびに工期短縮を可能とする工法の開発が強く求められている実状を述べ、第4章における補強メカニズムの検討過程で、小口径の鋼管であっても、密に打設して周方向占有率を維持すれば先受け補強地盤の弾性係数を確保できることを明らかにするとともに、鋼管の長さや打設角度に関する大型土槽実験から、鋼管

の打設角度を大きくすることによって、中尺鋼管であっても、先受け補強地盤の厚層化をもたらす変形抑制効果の増大に寄与できることを評価し、中尺鋼管先受け工法としての基本メカニズムを確認した。

第5章では、中尺鋼管先受け工法の開発として、使用する鋼管とその打設方法ならびに削孔ビットを含めた削孔システムを提案した。すなわち、汎用の中口径（76.3mm）中尺鋼管を使用することにより、1本あたりの削孔時間が短縮され従来工法では削孔に時間のかかっていた硬質の転石が混入した地山や破碎帯においてもスムーズな施工が可能となり、ロッドの接続作業も不要となるため施工の急速性が向上するとともに接続に伴う危険、苦渋作業が軽減される。また、鋼管の打設間隔を小さくすること（30cm）により鋼管間からの肌落ちを防止でき、打設角度を大きくすること（15°）により切羽前方の地山に厚層の先受け補強地盤を形成することができる。ここに、削孔本数が多くなっても、安価な一体型特殊親子ビットや汎用鋼管など材料費の低減とサイクルタイムの向上によりコスト縮減が可能となっている。

次に、土砂地山での実施工において、中尺鋼管先受け工法を採用し、土質状況に大きな変化のない土かぶり5m程度の掘削区間で長尺鋼管フォアパイリング（AGF工法）との比較検討を行った。その結果、長尺区間に比べて中尺区間では、地表面沈下が減少しており、先行沈下もやや遅く現れることから、その特長によって地山が緩む前に早期に支保工の建て込みを行うことができ先行沈下の抑制に寄与していることを確認した。また、先受け補強地盤と地表部の沈下は中間部に比べて小さくなる分布性状を呈しており、先受け補強地盤が、支保構造として一体になって掘削による上方の荷重に抵抗していることがわかる。支保工に発生する応力が非常に小さい値（28MN/m²）であることから、高角度で密に打設された鋼管が注入によって地山と一体化し、緩みに対抗する厚層の先受け補強地盤を形成することによって、鋼製支保工への荷重分担が極めて小さくなったことを確認した。

さらに、両区間における先受け補強地盤の施工状況や打設間隔を変えて施工された現場の動態観測結果に対し、鋼管の周方向占有率と先受け補強地盤の弾性係数との関係などを円筒シェル理論解へ組み入れることによって、天端沈下の傾向がうまく表現されることを検証した。すなわち、先受けの設計に対する円筒シェル理論解の適用性を再確認するとともに、先受け補強地盤の連続一体化や厚層化など第4章で検討した変形特性に関する成果の妥当性を実証した。

最後に、TBM導坑を掘削してから超大断面トンネルを拡幅掘削するという工事に際し、

岩質地山の緩みに応じた補助工法の選定を目的として、まず、3次元FDMにより補助工法の効果を検討した。緩み状態に整合する物性値を同定した結果、緩み域の発生には弾性係数や粘着力が支配的な影響を及ぼすことを示した。また、補助工法として注入式フォアパイリング、中尺鋼管先受け工法、長尺鋼管フォアパイリングを選定した解析結果によれば、基本的に補助工法が重厚になるほどトンネル変位は抑制されているが、鋼管の打設長や打設範囲および鋼管径の違いによる効果の差異は顕著でなく、土かぶりが比較的厚く固結した岩質地山においては、特に地山状態が良好であるほど先受け仕様の重厚化はさほど支配的な影響を及ぼさないことを確認した。次に、解析で得られた結果を実証するため、中尺鋼管、長尺鋼管による先受け工法に加え鏡ボルトを用いた鏡補強工を選定し、試験施工を実施した。動態観測結果によれば、トンネル変位については、3ケースとも解析結果と同様に顕著な差異はみられないが、鏡補強の場合、掘削に伴って順次撤去されることもあり、鋼製支保工に作用する緩み荷重の分担には効率的ではないことを明らかにした。中尺鋼管、長尺鋼管では、地山内で形成されたアーチシェル構造が切羽前方の緩み荷重を切羽後方に伝達・負担させるため、鋼製支保工に作用する圧縮応力が小さくなり、鏡補強に比較して脚部沈下が大きくなる傾向を確認した。また、先受け鋼管の断面力に関して、長尺鋼管は中尺鋼管のほぼ延長線上の挙動を呈しており、中尺鋼管が長尺鋼管に比べて弱点となることはなく、中尺ゆえに支点間距離の短い連続梁的な効果により、むしろ断面力の発生が抑制されることを指摘した。以上のとおり、土かぶりが80mと比較的厚く固結した岩質地山においても、中口径・中尺鋼管を用いる先受け工法が長尺鋼管の場合と遜色ない補強効果を発揮することが実証された。

8-3 先受け補強地盤の連続一体化を目指す新しい注入材

注入式鋼管フォアパイリングによる補強効果を向上させるには、先受け補強地盤の連続一体化を図ることが肝要であるが、その有効手段の一つである均質な浸透注入を実現するため、注入式鋼管フォアパイリングに求められる性能を発揮するような水ガラス系薬液の配合を決定し、現場実験を通じてその有効性を確認した(第6章)。また、地山状態に応じた最適な注入材や補助工法を選定するには、切羽の土質状態を定量的に評価することが必要となるため、汎用重機の油圧源を利用して迅速かつ安全にコーン貫入試験を実施できるシステムを開発し、実施工への適用によってその有効性を検証した(第7章)。以下に、こ

これらの開発結果に関する結論を整理する。

従来、注入式鋼管フォアパイリングでは、地山が比較的良好で透水性の高い場合には懸濁型、固結度の低い地山にはウレタン系注入材を使用することが多いものの、密な砂質地山においては、ウレタン系であっても均質な浸透注入が困難となる場合があるため、高浸透性を有し環境負荷の小さい注入材料が求められている現状に鑑み、水ガラス系に着目した薬液注入材料の開発について説明した。まず、注入式鋼管フォアパイリングの注入工に要求される性能として、 $30\text{mPa}\cdot\text{s}$ 以下の初期粘度、10分程度のゲルタイム、注入後3時間で $1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度のサンドゲル強度を設定し、薬液 1,000 ㊦あたり特殊水ガラス系 500 ㊦、有機系硬化材 100 ㊦、水 400 ㊦の配合によって目標が満足されることを室内配合試験から確認した。一般に強度が低く長期耐久性に劣る水ガラス系注入材に対し、有機系硬化材の選定、水ガラスのモル比調整およびこれらの最適配合を検討することにより、注入式鋼管フォアパイリングに適した品質が発揮される標準配合を決定している。

次に、新しく開発された注入材料の浸透性や改良効果を実地盤において確認するため、砂質地山、シルト混じり砂質地山、土石流堆積層を対象として、従来の注入材との比較検討を行った。その結果、懸濁型との比較を行った砂質地山での注入実験では、所定注入量を懸濁型よりも低圧で注入することができ、脈状に逸走する不均質な注入形態に起因して $0.5\text{N}/\text{mm}^2$ と低い改良強度であった懸濁型に対し、鋼管と一体化した直径 60~80cm の棒状改良体が形成され、改良強度も事前検討で想定された $1.8\text{N}/\text{mm}^2$ 前後の値であることを確認できた。また、ウレタン系との比較を行ったシルト混じり砂質地山でも、所定の注入量まで低圧レベルに抑えた浸透注入を継続することができ、割裂注入が生じたウレタンの場合に比べて、直径 80~140cm の理想的な棒状の改良体が形成された。さらに、懸濁型との比較を行った土石流堆積層でのトンネル切羽ならびに側壁部での注入では、懸濁型の約3倍の量を注入することができ、孔内水平載荷試験によって高浸透性に関する優位性が実証された。以上のとおり、種々の土質条件を有する地盤での注入実験を行い、懸濁型やウレタン系では逸走したり割裂したりしてしまうような密な砂質地山においても、今回開発した注入材は、注入圧が大きく上昇することなく均質な浸透注入の形態を実現でき、先受け補強地盤のより確実な連続一体化が可能となることを確認した。

また、未固結地山の切羽では、安全上の問題などから土質調査は一般に行われていないのが実状であるが、切羽の状態に応じて適切な対策を選定することの必要性から、汎用重機を利用して掘削作業の延長線上で迅速かつ安全に定量的な評価を行うことのできるコー

ン貫入システムの開発について述べた。まず、システムから得られるコーン指数 q_c (MPa) を、現場の施工管理においてより有益な指標とするため、事前にN値との相関性を評価した結果、 $q_c = 0.4N$ なる関係を確認した。次に、実際の掘削施工に適用した結果、切羽の進行とともにコーン指数が全体的に低下し地山状態が徐々に悪化していく傾向が把握され、切羽状態が不良と判断された位置において、(鏡ボルト+ウレタン注入)による地山改良を実施し改良効果も確認することができた。以上のとおり、従来、定量的な土質評価が困難であった未固結地山の掘削に対し、今回開発したシステムが施工管理の一手段として有効な情報を提供できることを実証したが、現在、大規模な土工事の基礎掘削管理にも展開されている。

謝 辞

本研究は、筆者が、鹿島建設株式会社技術研究所・土木技術研究部に 1999 年発足されたトンネル・地下空洞プロジェクトチームへ配属となって以来、部署開発テーマ『中尺鋼管先受け工法の開発』、全社開発テーマ『都市域における大断面山岳トンネル工法の開発』を中心に取り組んできたものである。

本論文を取りまとめるにあたって、京都大学大学院地球環境学堂教授・嘉門雅史博士に終始懇切なるご指導を賜った。先生には、京都大学在学中に卒業論文、修士論文の作成をご指導いただき、土質工学に対する考え方を学ばせていただくとともに、修了後鹿島建設株式会社へ入社してからも公私にわたるご厚情を賜り、心から深謝の意を表する次第である。また、京都大学大学院工学研究科教授・大西有三博士、同教授・青木謙治博士には、本論文の構成・内容についてご批判とご指導を賜り、論文の取りまとめにあたって心のこもった励ましのお言葉を頂戴した。同教授・田村武博士、同教授・宮川豊章博士には、論文作成に際して補強土工法、トンネルコンクリートの面からご指導を頂戴した。

さらに、東京工業大学理工学研究科教授・太田秀樹博士には、本研究の着手において貴重なご助言を賜るとともに、研究の実施にあたり適切なご指導をいただいた。ここに、諸先生方から頂戴したご指導・ご鞭撻に対し、厚く御礼を申し上げる。

また、鹿島建設株式会社技術研究所副所長・阿部裕博士には、入社以来変わらぬご指導を賜るとともに、本研究に着手する機会を与えていただき、論文の作成においては大変なご配慮をいただいた。同次長・日比谷啓介博士には、本研究を実施する上で有益なご助言を賜り、論文の作成にあたって貴重なご意見をいただいた。同地盤グループリーダー・林寛博士には、本論文の作成において温かい激励と支援を頂戴した。さらに、同地盤グループ上席研究員・山本拓治博士には、共同研究者として多くのことを教えていただくとともに、本論文の構成・進捗に対してご配慮を賜った。同地盤グループ主任研究員・伊達健介氏（現在、ケンブリッジ大学留学中）には、計画の立案や実験・計測結果の分析など本研究を実施する上で多大の協力を受けた。最後に、本研究の実施にあたり、鹿島建設株式会社の現場ならびに管理部門における関係者からも多くの支援を得たことを記して、感謝の意を表する次第である。