

薬液注入において良好な固結形を得るための
注入条件と電気比抵抗による固結状況の
評価方法に関する研究

平成6年3月

小峯 秀雄
KOMINE HIDEO



薬液注入において良好な固結形を得るための
注入条件と電気比抵抗による固結状況の
評価方法に関する研究

平成 6 年 3 月

小 峯 秀 雄

KOMINE HIDEO

「薬液注入において良好な固結形を得るための注入条件と電気比抵抗による固結状況の評価方法に関する研究」

目次

第1章 緒言

- 1.1 本研究の背景と必要性
- 1.2 本研究の目的

第2章 薬液注入工法の現状と薬液の浸透固結状況に関する既往の研究

- 2.1 薬液注入工法の現状
- 2.2 良好な浸透固結形状を得るための条件に関する研究
- 2.3 注入後の浸透固結状況の評価方法に関する研究

第3章 砂質地盤における薬液の浸透と割裂現象

- 3.1 はじめに
- 3.2 薬液の浸透メカニズムに関する基本的な考え方
- 3.3 ゲル化時間の長い緩結性薬液の浸透と割裂現象
 - 3.3.1 実験概要
 - 3.3.2 有効注入圧 (P') ~ 注入速度 (q) の曲線形状より観た浸透と割裂現象
- 3.4 ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の浸透と割裂現象
 - 3.4.1 実験概要
 - 3.4.2 急結・瞬結性薬液の浸透と割裂状況の特徴
- 3.5 結論

第4章 良好な浸透固結形状を得るための注入速度およびゲル化時間の選定方法

- 4.1 はじめに
- 4.2 注入速度と固結形状の関係
 - 4.2.1 薬液の P' ~ q 曲線による限界注入速度の選定方法
 - 4.2.2 許容割裂面積の実験的検討
- 4.3 水注入の P' ~ q 曲線による限界注入速度の選定方法
 - 4.3.1 水注入の P' ~ q 曲線の意義
 - 4.3.2 薬液の粘性を考慮した P' ~ q 曲線の補正
 - 4.3.3 水注入による限界注入速度の選定方法
 - 4.3.4 限界注入速度の選定が必要な地盤
- 4.4 適切なゲル化時間の選定
 - 4.4.1 透水性の大きい地盤における注入から固結するまでの問題点
 - 4.4.2 地盤の透水性によるゲル化時間の選定

- 4.5 実地盤への適用に当たっての留意点
- 4.6 結 論

第5章 現場注入・掘り出し実験による限界注入速度の妥当性についての検証

- 5.1 はじめに
- 5.2 実験概要
 - 5.2.1 注入対象地盤
 - 5.2.2 実験方法
- 5.3 現場における水注入試験方法の提案
 - 5.3.1 実際の注入管を利用した水注入試験
 - 5.3.2 新しい現場水注入試験方法の提案
- 5.4 実験結果および考察
 - 5.4.1 水注入の $P' \sim q$ 曲線による限界注入速度
 - 5.4.2 注入速度と固結形状
- 5.5 結 論

第6章 薬液注入後の浸透固結状況評価方法としての電気探査法の適用性

- 6.1 浸透固結状況評価方法としての電気探査比抵抗法の有意性
- 6.2 電気比抵抗とその適用性について
 - 6.2.1 電気比抵抗による浸透固結状況評価方法の可能性
 - 6.2.2 電気比抵抗による薬液充填率評価方法の開発および浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性検討の必要性

第7章 電気比抵抗による地盤改良部の薬液充填率の評価方法

- 7.1 はじめに
- 7.2 実験概要
 - 7.2.1 使用した試料砂および薬液
 - 7.2.2 実験装置および方法
- 7.3 飽和未固結砂および薬液固結砂の電気比抵抗特性
 - 7.3.1 飽和未固結砂の電気比抵抗特性
 - 7.3.2 薬液固結砂における電気比抵抗と薬液充填率の関係
 - 7.3.3 薬液充填率と一軸圧縮強度
- 7.4 電気比抵抗に関する地盤のモデル化とそれに基づく地盤改良部の薬液充填率の評価方法
 - 7.4.1 薬液充填率評価に関する既往の研究
 - 7.4.2 飽和未固結砂の電気比抵抗モデル
 - 7.4.3 薬液固結砂の電気比抵抗モデルと地盤改良部の薬液充填率評価方法の提案
- 7.5 結 論

第8章 薬液の浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性

- 8.1 比抵抗トモグラフィを利用した浸透固結状況の測定・評価方法とその適用性に関する検討課題
- 8.2 比抵抗測定における電極配置の検討
 - 8.2.1 実験概要
 - 8.2.2 実験結果
 - 8.2.3 電極配置の検討結果
- 8.3 浸透固結状況の評価における薬液と地下水の比抵抗適用限界
 - 8.3.1 実験概要
 - 8.3.2 実験結果
 - 8.3.3 薬液と地下水の比抵抗適用限界
- 8.4 薬液の注入固結形態に関する比抵抗トモグラフィの適用性の検討
 - 8.4.1 実験概要
 - 8.4.2 注入固結形態に関する比抵抗トモグラフィの適用性
- 8.5 結 論

第9章 結 論

本論文で用いられている主な記号の説明

参考文献

謝 辞

付 録

研究業績

第1章 緒言

1.1 本研究の背景と必要性

近年、都市機能の高度化が著しく進んでいるが、それに伴い、都市地上部の利用可能空間が減少している。このような現況において、地下空間の利用に関心が寄せられ、実際、情報伝達網や地下鉄のような交通機関等の都市インフラストラクチャーの地下化が進んでいる。このような都市の地下構造物建設に際しては、シールド工事や開削工事が頻繁に行われる。しかし、都市部の地盤構造は非常に複雑であり、また、必ずしも必要な地盤強度や透水係数を有しているとは限らない。このような工事においては、薬液注入工法に代表される地盤改良工法を併用することが多い。

薬液注入工法は、地盤の透水性を減少させたり、また地盤の強度を増大させる目的で、水ガラスなどの薬液を注入管を通して地盤中の所定の箇所に圧入し、地盤を固結させる工法である。この工法はシールド工事での切羽の安定、開削工事における矢板まわりの止水、底盤のヒービングやボイリング防止、そしてトンネル建設や開削工事の際の近接構造物の防護等のために用いられる。薬液注入工法が頻繁に利用される主な理由として、次の事項が挙げられる⁽¹⁾⁽²⁾。

- (a) 施工機械が小さく簡易なものが多いため、シールド掘進部のように狭いスペースでも施工が可能である。
- (b) 短期施工が可能のため、シールド掘進工法に適している。
- (c) 地中埋設管等の入り組んだ場所でも、細いロッドで注入したい場所への確に注入できる。

このような他の工法にはない特徴を有しているために、本工法は広く利用されている。

上記の利点がある一方、また薬液注入工法は、次のような問題点も有している⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾。

- (1) 対象地盤に対して適切な注入を実施するための基礎理論が未成長であり、注入効果の期待できる合理的な注入方法の選定が困難である。
- (2) 薬液の浸透固結状況、すなわち注入後の改良範囲や改良効果（薬液による地盤内間隙の充填、地盤の強度増加および止水性向上）の確認が難しい。

このように薬液注入工法は、注入効果の高い合理的な注入方法の選定が難しく、さらに注入した薬液の浸透した範囲や固結状態の把握が困難であるため、薬液注入を実施した範囲すなわち注入範囲に未固結部が残存したまま工事が進み、出水崩壊事故に至ることも少なくない。以上のような問題点が薬液注入工法の信頼性向上の障害とされている。薬液注入工法は、近年、著しい都市地下利用のための掘削工事において、地盤補強や止水対策として非常に重要な工法と考えられている。したがって、上記の問題点を解決することは、注入技術を合理化し信頼性を向上させ、今後の薬液注入工法の発展において大いに役立つものと考えられる。

砂質地盤における薬液注入では注入方法により、地盤中の土粒子の配列を変化させずに薬液が浸透する注入形態（浸透注入）、注入圧により地盤内に割裂が生じ薬液の大部分がその割れ目沿いに集中して注入される形態（割裂注入）、および地盤内に生じた割裂面から薬液が浸透する注入形態（割裂浸透注入）のいずれかを呈することが知られている⁽¹⁾。砂質地盤を対象とした注入では、図-1.1.1(a)⁽⁴⁾に示すような浸透注入を基本としており、通常の注入設計は浸透注入により薬液が良好な球形状に固結することを前提として実施されている。しかし、実際には薬液の浸透が難しく、地盤中に割裂が発生する場合がある。割裂が生じた場合の固結形状は割裂面の進展状況に大きく依存すると考えられている。図-1.1.1(b)⁽⁴⁾に示すように割裂が注入管吐出部近傍に留まる場合には、ほぼ球形の比較的良好な固結形状が期待できる。一方、図-1.1.1(c)⁽⁴⁾に示すように割裂が大きく遠方まで進展する場合には固結形状がいびつになり、注入範囲に未固結部が残存し良好な注入効果は得られない。

このような薬液の注入形態や固結形状は、単位時間当たりの薬液注入量（以下、注入速度と記述する。）、注入圧および薬液のゲル化時間等の注入条件と地盤の透水性や土被り圧に相当する地盤の拘束圧等の地盤条件に依存すると考えられる。したがって、注入効果の期待できる良好な固結形状を得るためには、薬液の注入形態や固結形状と注入条件および地盤条件との関係を明らかにする必要がある。そして、実際の注入工事では、地盤条件に応じて良好な固結形状の得られる注入速度や使用する薬液の選定を行い施工する必要がある。また、このような注入効果が期待される注入条件により施工してこそ、薬液注入後の改良範囲や改良効果の確認の精度が格段に向上し、注入後の浸透固結状況の確認が有意義なものになると考えられる。したがって、薬液注入工法の信頼性向上のためには、注入効果の高い良好な固結形状が得られる注入速度と薬液のゲル化時間の選定方法の開発が必

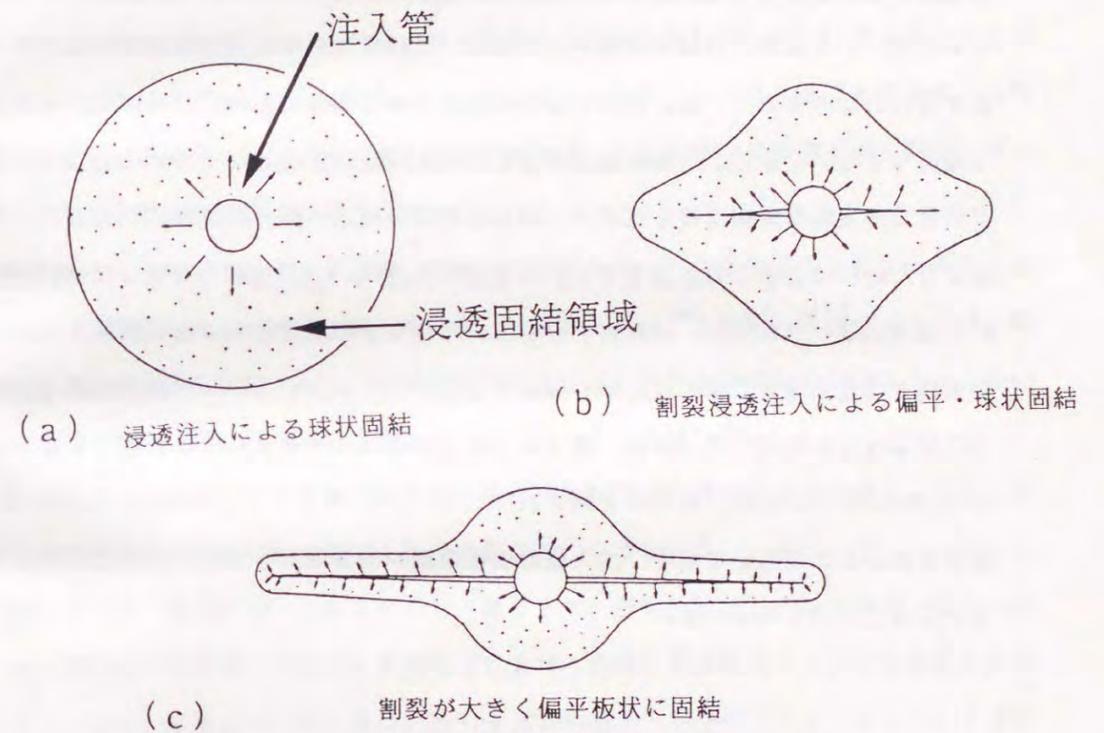


図-1.1.1 割裂の進展状況による固結形状の相違
(文献4による)

要不可欠である。

一方、注入後の浸透固結状況の確認は、改良部が地盤中に存在するため、直接その範囲や改良効果を測定できないので、非常に難しいと考えられている。したがって、何らか間接的な方法を利用して注入後の改良範囲や改良効果を確認するのが現実的と考えられる。現在、注入後の改良範囲や改良効果を確認する方法として利用可能と考えられるのは、標準貫入試験、現場透水試験、電気検層等の物理探査法あるいはサンプリング試料による土質試験等である。しかし、注入後の浸透固結状況の確認方法についてはいまだ確立されたものはない。標準貫入試験や現場透水試験は、試験実施箇所での浸透固結状況のある程度把握することはできるが、改良範囲の確認は困難であり試験実施箇所以外の部分の改良効果も確認できない。また、一軸圧縮試験などの土質試験による方法においても、サンプリング位置での点的な情報は得られるが、同等の品質の改良土がどの範囲に分布しているか把握するためには数多くの改良土サンプルを室内に運び、土質試験を実施しなければならない。以上に述べたように、現在用いられている注入後の浸透固結状況の確認方法では、改良範囲や改良効果を定量的に評価し確認することはできないといった現状にある。

このような現況の中で、最近、薬液注入後の改良範囲や改良効果の評価・確認方法について、いくつかの研究・開発が実施されている^{(2) (5) (6) (7) (8)}。しかし、これらの方法の適用性はいまだ明らかでなく、注入後の改良範囲や改良効果を定量的に評価し確認できる方法の確立が待たれている。

1.2 本研究の目的

1.1で概説したように、薬液注入工法は簡便であり、短期施工が可能であるため広く普及している。しかし、対象地盤に対して適切な注入を実施するための基礎理論が未成長であり、注入効果の期待できる合理的な注入方法の選定が困難であること、そして注入後の改良範囲や改良効果の確認が難しいこと等の問題点を有している。薬液注入工法は、近年、著しい都市地下利用のための地下構造物建設において、地盤補強や止水対策として非常に重要な工法と考えられている⁽⁹⁾。したがって、上記の問題点を解決することは、注入技術を合理化し信頼性を向上させ、今後の薬液注入工法の発展において大いに役立つものと考えられている。そこで、注入効果の高い浸透固結形状が得られる注入速度と薬液ゲル化時間の選定方法の確立、および注入後の浸透固結状況、すなわち改良範囲と改良効果の測定・評価方法の開発を本論文の目的とする。

第1章では、薬液注入工法を合理化する上で隘路となっている問題点とそれに係わる現状について概説した。そして、信頼性の高い合理的な薬液注入技術の開発のためには、薬液の浸透固結形状を支配する注入速度および薬液ゲル化時間の適切な選定方法と注入後の薬液の浸透固結状況の評価方法が必要不可欠であることを述べた。

第2章では、上記の研究目的である良好な浸透固結形状を得るための条件および注入後の浸透固結状況の評価方法に関する既往の研究について述べる。

第3章では、前章に述べた研究の現状を踏まえて、緩結性薬液とゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液それぞれに対して、砂質地盤における浸透と割裂現象について実験的検討を行う。そして、地盤条件と注入条件に基づく薬液の浸透・割裂のメカニズムについて考察する。

第4章では、前章の実験結果を踏まえて、注入効果の期待できる注入速度および薬液ゲル化時間の適切な選定方法を提案する。注入速度の適切な選定方法については、注入効果の高い良好な浸透固結形状が得られる許容割裂面積に着目して、良好な浸透固結形状になる注入速度の上限値、すなわち限界注入速度を水注入による注入圧 P ～注入速度 q 曲線から、直接求める方法を提示する。また、薬液ゲル化時間については、地盤の透水係数に応じたゲル化時間の選定基準を提示する。

第5章では、前章で提案した限界注入速度の選定方法の妥当性を検証するために、現場注入・掘り出し実験を行い検討する。また、現場における水注入試験方法を開発し提案する。

第6章では、既往の研究から電気比抵抗に着目した浸透固結状況、すなわち改良範囲と改良効果の評価方法の可能性を述べる。また、電気比抵抗による浸透固結状況評価方法の確立のために必要な課題を抽出している。

第7章では、前章で挙げた課題の一つである電気比抵抗による薬液充填率の評価方法の開発を目的として、注入前後の地盤にそれぞれ相当する飽和未固結砂と薬液固結砂の電気比抵抗特性について実験的に検討する。さらに、これらの実験結果に基づき、飽和未固結砂および薬液固結砂の電気伝導機構をモデル化し、比較的簡易に原位置においても測定できる薬液固結砂の電気比抵抗から薬液充填率を評価する方法を提案する。

第8章では、第6章で挙げたもう一つの課題である薬液の浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性の検討を行う。本章では、まず第7章で提案する飽和未固結砂と薬液固結砂の電気比抵抗モデルに基づき、地盤中の電気比抵抗分布を測定できる比抵抗トモグラフィを利用した浸透固結状況の測定・評価の手順を示す。さらに、浸透固結状況の評価における比抵抗トモグラフィの適用性を検討するために、比抵抗測定における電極配置、地下水と薬液の比抵抗に関する適用限界、および適用可能な注入形態について室内模型実験により検討する。

第9章は、第1章から第8章までの結論である。

第2章 薬液注入工法の現状と薬液の浸透固結状況に関する既往の研究

2.1 薬液注入工法の現状

注入工法の発明は、フランスの Charles Berigny (1772~1842) によるものと言われ⁽¹⁰⁾、1802年にパリ河口港ジェップで先掘された水門の補修工事において初めて用いられた⁽¹¹⁾。そして、注入工法において初めて使用された薬液は、1925年のオランダの Joosten により開発されたもので、水ガラス (Na_2SiO_3) 溶液を塩化カルシウム (CaCl_2) で固結させるものであった。日本においては、1951年にMI法(主剤:珪酸ナトリウム、硬化剤:アルミン酸ソーダ)、1961年にLW法(主剤:珪酸ナトリウム、硬化剤:セメント)が開発され⁽¹¹⁾、その頃から薬液注入工法は一般に使用され始めた⁽⁴⁾⁽¹²⁾。そして、現在までの薬液注入工法に関する技術的進歩を見てみると、薬液自身の進歩と注入方式の高度化が顕著である。

先の Joosten が開発した薬液はゲル化時間が非常に短く使用が制限されるため、ゲル化時間を長くすると共に時間を調節する方法の検討が行われ、水ガラス溶液を酸で固結させる方法が開発された。その後、先述したMI法やLW法、重炭酸ソーダ (NaHCO_3) を硬化剤として用いた方法等、種々の硬化剤を用いた水ガラス系薬液が開発された。さらに、アクリルアミド系薬液、ウレタン系薬液、尿素樹脂系薬液等、注入効果の点で水ガラス系薬液より優れた薬液の開発が行われてきた。しかし、昭和48年から昭和49年にかけて、薬液注入工事において尿素樹脂系薬液およびアクリルアミド系薬液による地下水汚染事故が発生し、それ以後、水ガラス系薬液以外は使用できなくなった⁽¹³⁾。

一方、以上に述べた薬液の技術開発に伴って注入方式も著しく進歩し、ゲル化時間が数秒の瞬結性薬液を有効に注入できる二重管方式(単相型・複相型)やいずれの地盤深度においても自由にかつ反復して注入できる二重管ダブルパッカー方式等が開発された。

以上のような新しい薬液の開発や注入方式の高度化により、薬液注入の効果はかなり向上してきた。しかし、薬液注入による地盤改良に大きく期待をする都市土木工事等において、この工法の信頼性すなわち注入効果の確実性はいまだ不十分であり、この点については根本的に解決されていない⁽⁴⁾。前章で述べたように、薬液注入工法の信頼性を高めるには良好な形状の固結体を注入範囲全体において得られるようにし、さらに注入後の改良範

围や改良効果を確認できるようにすることが重要である。しかし、これらの事項に関する知見は非常に少ない。実際に利用されている日本薬液注入協会の設計・施工指針⁽¹⁴⁾においても、固結形状を支配する注入速度の選定については具体的な方法は示されていない。また、浸透固結状況の確認についても標準貫入試験や現場透水試験を提示している程度であり、注入範囲全体にわたる効果や改良範囲の確認方法は示されていない。したがって、薬液注入工法の信頼性向上のためには、対象地盤に対して適切な注入を実施するための基礎理論を進展させ、注入効果の高い浸透固結形状が得られる注入速度と薬液ゲル化時間の選定方法を確立する必要がある。さらに、注入後の浸透固結状況、すなわち改良範囲と改良効果の測定・評価方法を開発する必要がある。

2.2 良好な浸透固結形状を得るための条件に関する研究

薬液注入工法の信頼性を向上させるためには、まず注入条件（注入圧力、注入速度、薬液のゲル化時間など）や地盤条件（地盤種別、成層状況、地盤の透水係数および土被り圧など）に基づいて薬液の浸透や割裂のメカニズムについて把握する必要がある。薬液の浸透や割裂の状況は注入時の圧力や注入速度から知ることができると考えられており^{(4) (15)}、 $P \sim q$ 曲線や $P \sim t$ 曲線（ P は注入圧力、 q は注入速度、 t は注入開始からの経過時間）を用いて薬液の浸透状況を管理することが基本であると考えられている。実際の薬液注入工事では、注入中、刻々と変化する注入圧力や注入速度は自記記録圧力・流量計により連続的に記録されている⁽¹⁾。しかし、注入圧力と注入速度の両方の管理を基本としながらも、実際には計画した薬液量を効率的に一定時間内に注入する定量注入を実施するが多い。これは、注入効果を向上させるという観点から見ると必ずしも適切であるとは言い難い。適切な注入圧力は地盤条件、薬液の種別、薬液のゲル化時間、注入方式および注入速度等に依存するものであるが、これらの影響を考慮して注入圧力を適切に選定する方法はないのが現状である。実際の注入圧力の選定に当たっては、以下のような基準がある⁽¹⁾。

$$\begin{aligned} & \cdot P' < P < 3P' \sim 5P' \\ & P : \text{注入圧力 (kgf/cm}^2\text{)} \\ & P' : \text{間隙水圧 (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

しかし、この基準も一つの目安であり、必ずしも一般的なものではない。

現状では、地盤・立地・環境条件、過去の注入実績ならびに試験注入などを総合的に判断し、現場に適した注入圧力と注入速度に関する管理図を作成し、それに基づき注入時の

$P \sim q$ 曲線を解析しながら注入圧力と注入速度を管理するのが一般的な方法である。したがって、良好な浸透固結形状が得られる注入圧力や注入速度の選定方法は確立していないのが現状である。

2.3 注入後の浸透固結状況の評価方法に関する研究

一般の土木工事において、建設される構造物の形状寸法や部材強度等を確認することは、施工管理における最も重要かつ基本的な事項である。これと同様に、薬液注入工事においても、注入後の改良範囲や改良効果を確認することは注入施工管理における最も重要かつ基本的な事項である。しかし、薬液注入工法は、目視の不可能な地盤内部を改良する工法であり、改良範囲や改良効果の確認は一般の建設工事と比較して著しく困難である。

現在、薬液注入後の改良範囲や改良効果の評価方法として研究開発が進められている主な方法を表-2.3.1⁽¹⁾に示す。これらの方法の適用性はいまだ明らかでなく、注入後の改良範囲や改良効果を定量的に評価できる方法までに至っていないのが現状である。薬液の浸透固結状況の評価方法の理想は、簡便に精度良く改良範囲や改良効果を定量的に評価できる方法であり、施工とほぼ同時に評価が可能で、すみやかにフィードバックできるものが望ましいと考えられている⁽¹⁾。したがって、注入範囲を乱すことなく、しかも施工とほぼ同時に適用できる非破壊試験が浸透固結状況評価方法として最も望ましいと考えられている⁽¹⁾。そこで、近年、調査・検討された非破壊試験による浸透固結状況評価方法について取り上げ、その研究の現状について述べる。

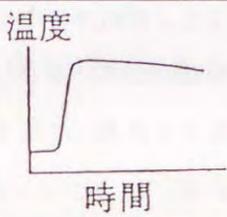
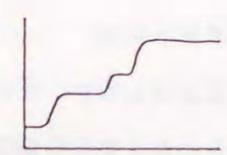
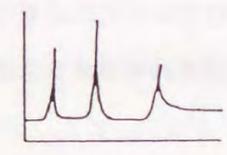
(1) 地盤内温度測定による薬液の浸透固結状況評価方法に関する研究^{(5) (6)}

本方法は、水ガラス系薬液の硬化に伴う反応熱に着目して、薬液注入を実施した地盤およびその周辺の地盤内温度を測定し、その温度変化のパターンから薬液の浸透状況や浸透固結体までの距離などを評価する方法である。川地、喜多は、水ガラス系薬液が硬化する際に、 $50 \sim 220 \text{ J/g}$ の発熱が生じ、これが $4 \sim 16 \text{ }^\circ\text{C}$ の温度上昇に相当することを室内実験により調べた⁽¹⁶⁾。そして、室内模型実験⁽¹⁶⁾ および現場実験⁽¹⁷⁾ により地盤内温度測定による浸透固結状況評価の可能性を検討し、表-2.3.2に示すような地盤内温度変化パターンから薬液の浸透状況を評価できると述べている^{(5) (6)}。また、その温度上昇量から改良効果を示す薬液充填率を評価する方法も提案している⁽⁵⁾。この薬液充填率は土の間隙体積に対して薬液ゲルが置換した体積の割合を表示する物性値である。

表-2.3.1 薬液の浸透固結状況の評価方法一覧（文献1による）

非破壊試験	注入範囲を探るもの	① RIによる方法 ② 電気探査による方法 ・電気比抵抗 ・電気抵抗 ③ 弾性波による方法 ④ トレーサーによる方法 ⑤ 磁性による方法
	強度特性を探るもの	① 地盤載荷試験
	止水効果を探るもの	① トレーサーによる方法 ② 透水試験による方法 ③ 漏水試験による方法 ④ 透気試験による方法
削孔・掘返しによる判定試験	注入範囲を探るもの	① 試料採取 ・視覚・臭覚・触覚による方法 ・機器分析による方法 ② 電気検層による方法
	強度特性を探るもの	① 貫入試験 ② 孔内加圧変形試験 ③ 孔径検層 ④ 試料採取による力学試験による方法
	止水効果を探るもの	① 透水（透気）試験 ② トレーサーによる方法
室内試験	現場試験の補充	

表-2.3.2 薬液注入による地盤内温度変化パターンの分類と薬液の浸透状況（文献5、6による）

区分	パターン	薬液の浸透状況
A	 <p>温度 時間</p>	・薬液が粒子間に均一に浸透（浸透注入）
B		・薬液が何回かに分かれて浸透注入（一次注入，二次注入に分かれる場合を含む）
C		・薬液が脈状に浸透（脈状浸透，割裂注入）
D		・薬液浸透部からの伝熱による（固結体近傍）

本方法は、あらかじめ地盤内に熱電対等の温度センサーを埋め込み、薬液が温度センサー一部に到達もしくは極く近傍まで浸透する場合の温度変化から浸透固結状況を評価するものである。したがって、薬液が温度センサー部付近まで浸透しない場合には、浸透固結状況の評価は困難と考えられる。また、詳細な評価を実施するためには非常に多数の温度センサーを地盤内に埋め込まなければならない。さらに浸透状況の評価は表-2.3.2に示す温度変化パターンを用いて行うので定性的な評価に留まり、また熟練も要すると考えられる。温度上昇量から薬液充填率を評価する方法についても、固結体の中心部と端部での温度伝導の違いに起因する評価精度の低下等の問題点が指摘されている⁽⁶⁾。このように、本方法は改良範囲や改良効果を定量的に評価できる方法までには至ってなく、より簡便化を図るとともに浸透固結状況評価の精度向上が望まれている。

(2) 電気比抵抗による薬液の浸透固結状況評価方法に関する研究

本方法は、水ガラス系薬液が地盤や地下水と比べて電気を通しやすい性質を有していることに着目して、注入前後における地盤の電気比抵抗の変化から薬液の浸透固結状況を評価する方法である。電気比抵抗は、物質の単位長さ、単位断面積当たりの電気抵抗(固有抵抗)である⁽¹⁸⁾。一般に、地盤の構成物質や地下水等の電気比抵抗は表-2.3.3に示す範囲の値である⁽¹⁹⁾。一方、薬液注入工法で頻繁に使用される水ガラス薬液の比抵抗は約 $0.5 \Omega \cdot m$ であり⁽²⁰⁾、地盤や地下水と比べて極めて小さい。また、測定された電気比抵抗に基づきトモグラフィ解析を実施することにより地盤内のセンサー間の2次元的な電気比抵抗分布を把握できるので、(1)の方法と比較して、センサーの配置が少なくできるという利点もある。

これらの点に着目して、注入前後の地盤の電気比抵抗の変化から改良範囲を評価できると考え、研究開発が進められている。

電気探査比抵抗法による改良範囲の測定は、吉住ら⁽⁷⁾による現場実験において検討されているが、実際の改良範囲と測定結果の比較がなされていないので、その適用性が未だ明確になっていない。また改良効果についても電気比抵抗から薬液充填率の評価を試みているが、改良範囲の評価と同様に、実際の薬液充填率と評価結果の比較がなされてなく、その信頼性も明らかになっていない。

一方、電気探査比抵抗法により求めた地盤の見掛け比抵抗断面図は、疑似的な断面図であり定性的な解釈しかできない⁽²¹⁾ので、地盤の比抵抗分布を2次元的に解析する比抵抗

表-2.3.3 地盤構成物質の電気比抵抗(文献19による)

元素鉱物	電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)		
石墨(黒鉛)	$8 \times 10^{-6} \sim 6 \times 10^2$	斑れい岩	$10^2 \sim 4 \times 10^4$
硫黄	$1 \sim 10^5$	玄武岩	$10^3 \sim 10^5$
硫化鉱物		輝緑岩	$2 \times 10 \sim 2 \times 10^4$
方鉛鉱	$3 \times 10^{-5} \sim 0.2$	堆積岩類	
閃亜鉛鉱	$1.5 \times 10 \sim 1.5 \times 10^4$	火山岩層	$10^2 \sim 3 \times 10^2$
磁硫鉄鉱	$5 \times 10^{-4} \sim 0.05$	ローム	$10^2 \sim 10^3$
斑銅鉱	$5 \times 10^{-5} \sim 0.5$	礫岩	$10 \sim 10^4$
黄銅鉱	$1.5 \times 10^{-4} \sim 0.35$	砂岩	$3 \times 10 \sim 10^3$
黄鉄鉱	$5 \times 10^{-4} \sim 10^2$	泥岩	$1 \sim 10^2$
岩塩型鉱物		頁岩	$1 \sim 10$
岩塩	$10^4 \sim 10^5$	砂利	$10^2 \sim 10^3$
酸化鉱物		砂	$1 \sim 10^3$
水	$10 \sim 10^2$	粘土	$0.8 \sim 10^2$
石英	$> 10^9$	表土	$2 \times 10^2 \sim 10^3$
赤鉄鉱	$5 \times 10^2 \sim 10^5$	石灰岩	$6 \times 10 \sim 5 \times 10^5$
磁鉄鉱	$6 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10$	大理石	$10^2 \sim 10^5$
褐鉄鉱	$10^3 \sim 10^5$	石炭	$0.6 \sim 10^4$
炭酸塩鉱物		無煙炭	$10^{-3} \sim 1$
方解石	$> 10^9$	硬石膏	$10^3 \sim 10^5$
火成岩類		石油	$10^9 \sim 10^{16}$
花崗岩	$3 \times 10^2 \sim 10^4$	地表水	$10^2 \sim 3 \times 10^2$
石英斑岩	$10^2 \sim 2 \times 10^3$	地下水	$2 \times 10 \sim 8 \times 10$
閃緑岩	$10^2 \sim 5 \times 10^4$	海水	0.3
安山岩	$10^2 \sim 10^4$		

トモグラフィが注目されている。この比抵抗トモグラフィによる改良範囲の測定についても、現場において薬液注入実験を行い検討されているが、実際の改良範囲との比較が行われていないので、その信頼性が実証されていない。以上のように、電気比抵抗による浸透固結状況の評価方法についても、定量的に改良範囲や改良効果を評価できる方法までに至っていない。

(3) 電気抵抗による薬液の浸透固結状況評価方法に関する研究⁽⁸⁾

本方法も、電気比抵抗による薬液の浸透固結状況評価方法と同様に、水ガラス系薬液が地盤や地下水と比べて電気を通しやすい性質を有していることに着目したものである。注入範囲を2つの電極で挟むように電極を配置し、薬液注入前後の電極間の電気抵抗の変化から改良範囲を評価する方法である。しかし、この方法の測定物理量である電気抵抗は、電極の面積と電極間の距離により変化するので地盤の物性値とは言えない。したがって、その電気抵抗値から薬液充填率などの改良効果を評価することは困難であると考えられる。また、電気抵抗の測定において電流電極と電位電極を区別しないので電極と地盤の接触抵抗が測定値に影響すること、抵抗の算出においては地盤内を流れる電流が2電極間を一次的に流れると仮定していることなどの問題点がある。このように、本方法も定量的に薬液の浸透固結状況を評価できる方法までに至っていない。

以上のように、いずれの方法も未だ研究段階であり、現場で簡便に薬液の浸透固結状況を評価できる方法の開発は依然として残された研究課題といえる。

薬液注入工法に求められる最終的な性能は当然ながら有効な注入効果であり、注入効果の期待できる条件で注入し、さらに注入後の改良範囲や改良効果を確認しない限り、薬液注入工法の信頼性は向上しない。特に、昨今のように、品質保証が何かにつけて要求される時代ではなおさらである。このような理由から、注入効果の高い浸透固結形状を得るための注入圧力や注入速度、薬液のゲル化時間の適切な選定方法の確立と現場で簡便に薬液の浸透固結状況を評価できる方法の開発が待たれている。

第3章 砂質地盤における薬液の浸透と割裂現象

3.1 はじめに

一般に、薬液が地盤中に入っていく状況を注入形態と呼んでいる⁽¹⁾。薬液が地盤中に注入されると、地盤の透水性や注入方法等により様々な注入形態を呈するが、大別すると次のように分類される⁽¹⁾⁽⁴⁾。

- ① 浸透注入
- ② 割裂注入
- ③ 割裂浸透注入

①の浸透注入とは、地盤中の土粒子の配列を変化させずに薬液が浸透する注入形態を言い、主に砂質地盤の薬液注入において観察される。②の割裂注入とは、注入圧により地盤内に割裂が生じ薬液の大部分がその割れ目沿いに集中して注入される形態を言う。この注入形態は主に粘性土地盤の薬液注入において観察され、良好な注入効果は得られにくい。そして、③の割裂浸透注入とは、注入圧により地盤内に生じた割裂面から薬液が浸透する注入形態を言う。

砂質地盤を改良の対象とした薬液注入工法では、地盤中の砂粒子の配列を変化させずに薬液が浸透し、間隙が薬液で置き換えられる浸透注入を目標としている。この浸透注入が得られてはじめて、地盤の強度増加や止水性向上が期待できる。しかし、砂質地盤を対象とした薬液注入においても、地盤の透水係数や土被り圧、注入速度や注入圧力等によっては、粘性土地盤における薬液注入と同じように、地盤が注入圧力により割裂し、均等な薬液の浸透が困難となる場合も少なくない。したがって、実際の薬液注入工事において、できるだけ浸透注入を確保し、良好な注入効果を得られるようにするためには、地盤の種別や透水係数、土被り圧に相当する拘束圧等の地盤条件と注入圧力や注入速度等の注入条件に基づく薬液の浸透・割裂のメカニズムについて把握し、良好な浸透固結形状が得られる条件を明らかにする必要がある。

現在、現場で使用されている薬液の種類は数多くあり、表-3.1.1に示すように、ゲル化時間により3種類に分類されている⁽¹⁾。浸透注入を得るためには、注入に要する時間よりもゲル化時間の長い緩結性薬液を使用するのが基本であるが、注入に要する時間より

もゲル化時間の短い急結性や瞬結性の薬液が使用される場合も少なくない。したがって、本章では、まず砂質地盤における緩結性薬液の浸透と割裂現象を室内実験により調査し、それに密接にかかわる注入圧や注入速度との関係を明確にする。次に、砂質地盤における急結・瞬結性薬液の浸透と割裂現象を室内実験により調査し、その浸透・割裂状況の特徴を把握する。

表-3.1.1 ゲル化時間による薬液の分類

瞬結性薬液	ゲル化時間が数秒単位
急結性薬液	ゲル化時間が数分単位
緩結性薬液	ゲル化時間が数10分単位

3.2 薬液の浸透メカニズムに関する基本的な考え方

先述のように、薬液の注入形態は注入効果を考える上で極めて重要となるので、薬液の浸透と割裂現象を把握する必要がある。しかし、この薬液の浸透と割裂現象を把握するためには、薬液が地盤中に浸透する基本的なメカニズムについて理解しておく必要がある。本節では、既往の研究等をもとに、薬液の浸透メカニズムに関する基本的な考え方について述べる。

薬液が地盤に浸透する理論式には、RaffleとGreenwoodの式⁽²²⁾、Maagの式⁽¹⁾、Karolの式⁽²³⁾などがある。これらの理論式はいずれも、対象とする地盤が均質で無限の広がりを持っていること、薬液の粘性が浸透中に変化しないこと等を仮定してダルシーの法則に基づき導き出されたものである。そして、薬液の浸透メカニズムに関しては、いずれの研究も同一の考え方に立っているので、本節では注入工事において所要の注入圧力を算定するときに利用されているMaagの式について述べる。

薬液が注入管先端から図-3.2.1に示すように球状に浸透すると仮定する。そのときの単位時間当たりの注入量、すなわち注入速度を q (cm^3/sec)とし、浸透する薬液の流速を v (cm/sec)とする。そして、薬液の浸透がダルシーの法則に従うものと

すると次式が成立する。

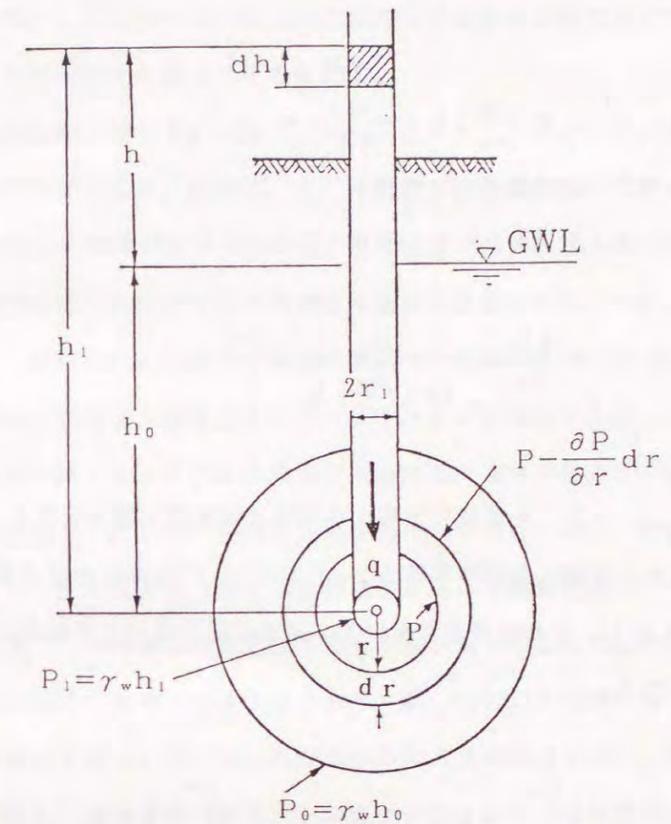


図-3.2.1 球状浸透を仮定したときの水圧分布

$$v = \frac{\mu_w}{\mu_g} \cdot k \cdot i \quad (3.2.1)$$

$$q = 4\pi \cdot r^2 \cdot v \quad (3.2.2)$$

ここに、 k : 地盤の透水係数 (cm/sec)

μ_w : 水の粘性係数 ($\text{kgf} \cdot \text{sec}/\text{cm}^2$)

μ_g : 薬液の粘性係数 ($\text{kgf} \cdot \text{sec}/\text{cm}^2$)

i : 動水勾配

また、動水勾配 i は $i = -dh/dr = (-dP/\gamma_w)/dr$ で表示できることから、式

(3.2.3) が得られる。なお、 h は注入圧力水頭 (cm) を、 P は注入圧力 (kgf/cm²) を表している。また、 γ_w は水の単位体積重量 (kgf/cm³) である。

$$v = \frac{\mu_w}{\mu_s} \cdot k \cdot \frac{-\frac{dP}{\gamma_w}}{dr} = \frac{q}{4\pi \cdot r^2} \quad (3.2.3)$$

さらに、式(3.2.3) は次のように書き換えられる。

$$-\frac{dP}{\gamma_w} = \frac{q}{4\pi \cdot \frac{\mu_w}{\mu_s} \cdot k} \cdot \frac{dr}{r^2} \quad (3.2.3)'$$

式(3.2.3)' を薬液吐出部から無限遠の範囲で積分をすると式(3.2.4) が得られる。なお、薬液吐出部の半径を r_1 (cm)、吐出部における薬液注入圧を P_1 (kgf/cm²) とし、また無限遠において、薬液の圧力は地下水圧 P_0 (kgf/cm²) と等しいと仮定する。

$$\int_{P_1}^{P_0} -\frac{dP}{\gamma_w} = \frac{q}{4\pi \cdot \frac{\mu_w}{\mu_s} \cdot k} \int_{r_1}^{\infty} \frac{dr}{r^2} \quad (3.2.4)$$

したがって、

$$P_1 - P_0 = P' = \frac{q \cdot \gamma_w}{4\pi \cdot \frac{\mu_w}{\mu_s} \cdot k} \cdot \frac{1}{r_1} \quad (3.2.4)'$$

ここに、 P' : 有効注入圧 (=吐出部における注入圧 P_1 - 地下水圧 P_0)
(kgf/cm²)

r_1 : 薬液吐出部の半径 (cm)

式(3.2.4)' から有効注入圧 P' は注入速度 q と薬液の粘性係数 μ_s に比例し、透水係数 k と薬液吐出部の半径 r_1 に反比例することが分かる。

上述の理論は、地盤が薬液の注入圧により割裂することなく浸透するという前提のもと

で成立する。しかし、実際には注入圧で地盤に割裂が発生し、薬液が脈状に注入される場合も少なくない。長くて大きい割裂が生じると、注入管から均等な浸透が困難となる(図-1.1.1(c)を参照)。したがって、注入圧による砂質地盤の割裂現象について把握することも、注入効果を考える上で重要と考えられる。

砂質地盤における割裂現象に関する研究には、Morgens t e r n らの研究⁽²⁴⁾や H o r s r u d らの研究⁽²⁵⁾がある。前者は、注入孔壁周りの間隙水圧の上昇を考慮して、割裂が生じない許容注入圧を調べており、後者は、薬液の浸透に伴う注入孔周辺の塑性域の発達を考慮して、三次元応力状態のもとでの割裂現象を理論的に研究している。これらの研究成果を利用して、実際の注入工事での薬液の浸透状況を推測すると次のようになる。

実際の注入工事で採用される注入速度は5~20リットル/分程度である。この注入速度に対する所要注入圧力をM a a gの式から算出すると非常に大きい値となり、孔壁の引張り破壊に基づく割裂理論⁽²⁶⁾⁽²⁷⁾⁽²⁸⁾を割裂の発生条件とすると、ほとんどの場合に割裂することになる。また、注入孔壁周りのせん断破壊を考慮した割裂理論⁽²⁴⁾⁽²⁵⁾を割裂の発生条件とすると、注入圧が地盤の拘束圧以下でも割裂が生じることになる。しかし、これらの理論的研究は実験的な裏付けが不十分であり、森、田村、千らの実験的研究⁽²⁹⁾によれば、砂質地盤の割裂現象は、単に注入孔壁周りの応力条件だけでなく、地盤の透水係数にも強く依存しており、透水係数が大きいと割裂の発生する圧力は拘束圧よりも著しく大きくなるという結果を示している。以上のように、砂質地盤における薬液の浸透と割裂現象を把握するためには、地盤の透水係数の影響も考慮する必要がある。

また、先にも述べたように、割裂が生じると注入管からの均等な浸透が困難となるが、割裂脈の両側から薬液が浸透することも考えられる。これは、割裂による浸透面積の拡大と考えられ、割裂脈が有効な範囲で止まる限り、効果的な浸透注入が可能と考えられる(図-1.1.1(b)を参照)。また、割裂脈を保持するためには、脈内の圧力は少なくとも拘束圧相当の圧力が必要と考えられるので、拘束圧の大きい場合には割裂脈の保持は困難になると考えられる。このため、拘束圧の大きい場合、一定の注入速度のもとで、割裂脈を通して注入範囲外に逸走する薬液は非常に少なくなり、実質的に浸透注入が可能であると考えられる。実際、深度の大きい箇所での注入では、かなり高い注入圧力でも十分な注入効果が得られたという報告もある⁽³⁰⁾。このように、薬液の浸透と割裂のメカニズムをより詳細に把握し、良好な浸透固結形状が得られる条件を明確にするためには、薬液の浸透に有効に作用する割裂の条件も考慮し評価する必要がある。

3.3 ゲル化時間の長い緩結性薬液の浸透と割裂現象

本節では、砂質地盤におけるゲル化時間の長い緩結性薬液の浸透と割裂現象について、調査・検討を行う。緩結性薬液を注入した場合の注入圧と注入速度の関係は、薬液の粘性が水と比べるとわずかに大きいため、水を注入した場合のそれとは若干異なると考えられる。しかし、注入形態に最も密接に関係しているのは、割裂の発生であり、浸透状況に及ぼす割裂の影響を明らかにするという目的においては、薬液の代わりに水を用いた水注入実験により十分理解することができる。したがって、ここでは薬液の代わりに水を用いた水注入実験を実施した。

本節では、緩結性薬液による注入形態とそれに密接にかかわる注入圧と注入速度の関係を明確にすることを目的として、透水係数 k が $10^{-2} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の範囲にある砂質地盤を対象とした水注入実験を行った。

3.3.1 実験概要

本実験では、実際の注入現場を想定して、最大20リットル/分の定量注入が可能である大型の三軸注入実験装置を用いて、水注入実験を行い、水の浸透状況と試料砂の粒度特性、透水係数、拘束圧および注入速度などの関係を調べた。使用した大型三軸注入実験装置の概要を図-3.3.1に示す。試料砂は、豊浦標準砂、稲城砂、およびこれらを混合した砂を用いた。表-3.3.1に試料砂の基本的な土質定数を、図-3.3.2に試料砂の粒度分布を示す。なお、透水係数 k は $10^{-2} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の範囲にあるので、三軸透水試験と変水位透水試験の2種類の方法により求めた。大型三軸注入実験で用いた供試体は直径470mm、高さ500mmの円筒形である。また、供試体側方からの排水が可能となるように、排水層（相馬砂、粒径1.00~2.00mm、透水係数 $k = 5 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ ）を2~3cmの厚さで供試体の外周に設けた。また、内径10mmの硬質ビニール管を16本用いて、供試体の上下端と背圧用の水タンクを接続した。この水タンクの水位は、注入過程において常に一定になるようにタンク中央部にパイプを設けて越流した水を下部のタンクに排水し、供試体の背圧が変化しないようにタンク外に排出した。なお、排水層の排水能力については、注入時の排水層内部の間隙水圧を測定したところ、20リットル/分までの注入速度では、その間隙水圧はほとんど変化せず、十分な排水能力があることを確認している。注入速度 q は電磁流量計を用いて測定した。また、注入時の供試体の体積変化は、三軸セル水の排水量により求めた。注入管は、外径10mmのパイ

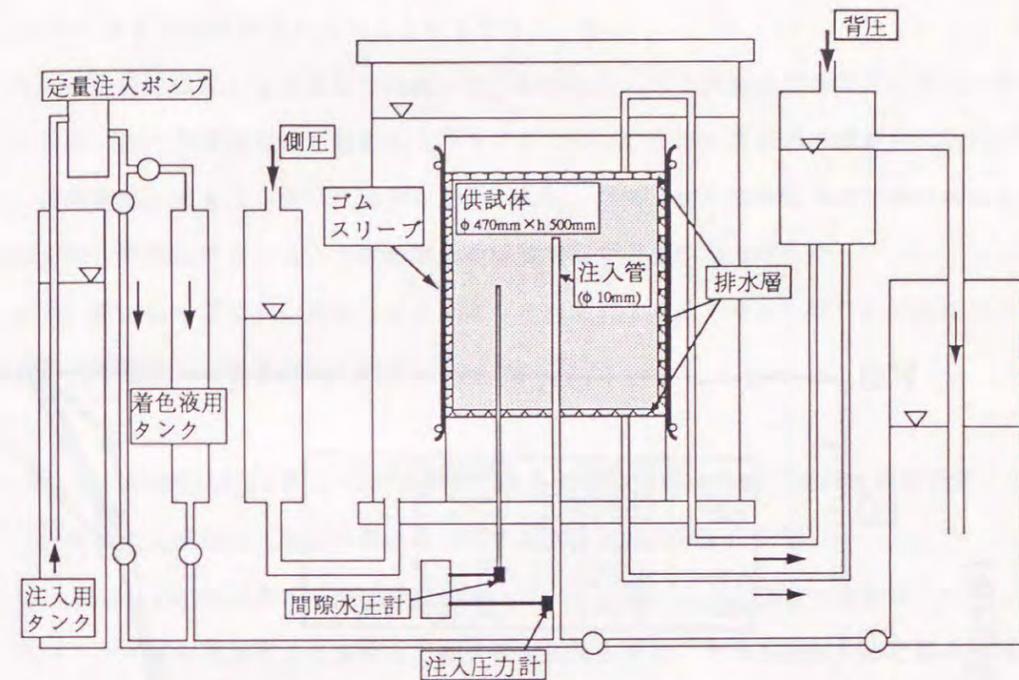


図-3.3.1 大型三軸注入実験装置の概要図

表-3.3.1 使用した試料砂と供試体の基本的な土質定数

供試体	試料砂	乾燥密度 ρ_d : g/cm^3	三軸透水試験による透水係数 : cm/sec	変水位透水試験による透水係数 : cm/sec
A	豊浦標準砂	1.60	6×10^{-3}	1×10^{-2}
B	7:3	1.54	8×10^{-4}	2×10^{-3}
C	稲城砂	1.45	3×10^{-5}	1×10^{-4}
D	8:2	1.54	2×10^{-3}	3×10^{-3}
E	5:5	1.56	8×10^{-5}	5×10^{-4}

ただし、供試体B、D、Eは、豊浦標準砂と稲城砂の混合で作製されたものであり、(5:5)等の表示は、(豊浦標準砂:稲城砂)の質量比を表している。

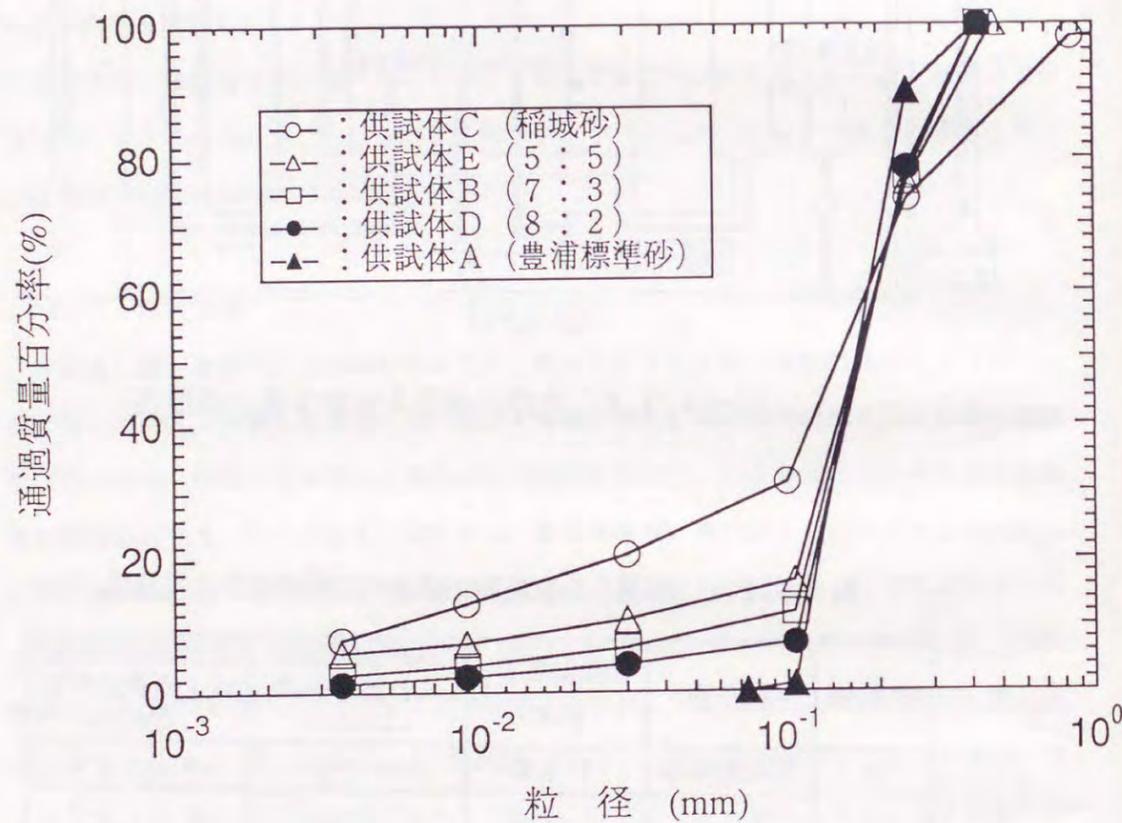


図-3.3.2 各供試体の試料砂の粒度分布

プとし、内径2~5mm程度の孔を供試体の中央部位置において多数設け、その部分に0.10~0.20mmの金属メッシュを巻き付けている。

注入圧の測定は注入管の底部で実施した。しかし、ここで測定される圧力には注入管内や流出部における抵抗圧力も含まれている。したがって、注入管底部で測定された圧力から、この抵抗圧力を差し引いた値を注入圧とした。なお、注入管内部や流出部における抵抗圧力は、各注入速度のもとで水を空気中に放出したときの圧力とした。

また、供試体内部においては、注入管よりそれぞれ10、60mm離れた位置に2本ずつパイプを設置し、間隙水圧の測定を行った。

3.3.2 有効注入圧(P')~注入速度(q)の曲線形状より観た浸透と割裂現象

(1) 有効注入圧と注入速度の関係に及ぼす透水係数と拘束圧の影響

図-3.3.3に供試体A(豊浦標準砂)、B(7:3)、およびC(稲城砂)に対して5リットル/分の定量注入を実施した場合の有効注入圧P'と注入開始からの経過時間Tの関係を示す。なお、供試体に作用させた拘束圧は等方圧であり、その値 σ_3 は1.00kgf/cm²であり、背圧 u_{BP} は0.50kgf/cm²とした。また、有効注入圧P'とは、注入圧Pから背圧 u_{BP} を差し引いた値である。本実験では、着色した水を注入しており、供試体解体時に着色水の浸透状況を調べている。実験では赤、黄、および黒の着色水を順次注入しており、供試体A(豊浦標準砂)の場合の浸透状況を調べたところ、着色水が注入孔を中心に赤、黄、黒の順番に同心円上に広がっていたことが確認されており⁽³¹⁾、ほぼ完全な浸透注入が生じたと考えられる。一方、透水係数の小さい供試体C(稲城砂)の場合には、水平割裂が確認された⁽³¹⁾。図-3.3.4は、供試体の体積膨張量の時間変化を示している。この図から、透水係数の小さい供試体ほど体積膨張量が大きいたことが分かる。体積膨張量が大きいたほど幅の厚い割裂が生じたと考えられ、供試体C(稲城砂)の場合、注入した水のほとんどが割裂した部分を通じたものと考えられる。浸透注入の場合、Maa gの式(3.2.4)'から考えると、地盤の透水係数が小さいほど有効注入圧は大きくなるが、図-3.3.3に示す実験結果では、透水係数の小さい供試体Cの有効注入圧の方が、透水係数の大きい供試体Bのそれよりも小さくなっている。これは供試体解体時に確認した浸透状況と図-3.3.4に示した体積膨張量の変化を考え合わせれば、次のように考えられる。供試体Cの場合、幅の厚い割裂が供試体内に生じたため割裂脈内の圧力が注入圧とほぼ等しくなり、有効注入圧が有効拘束圧 σ_3' (=0.50kgf/cm²)程

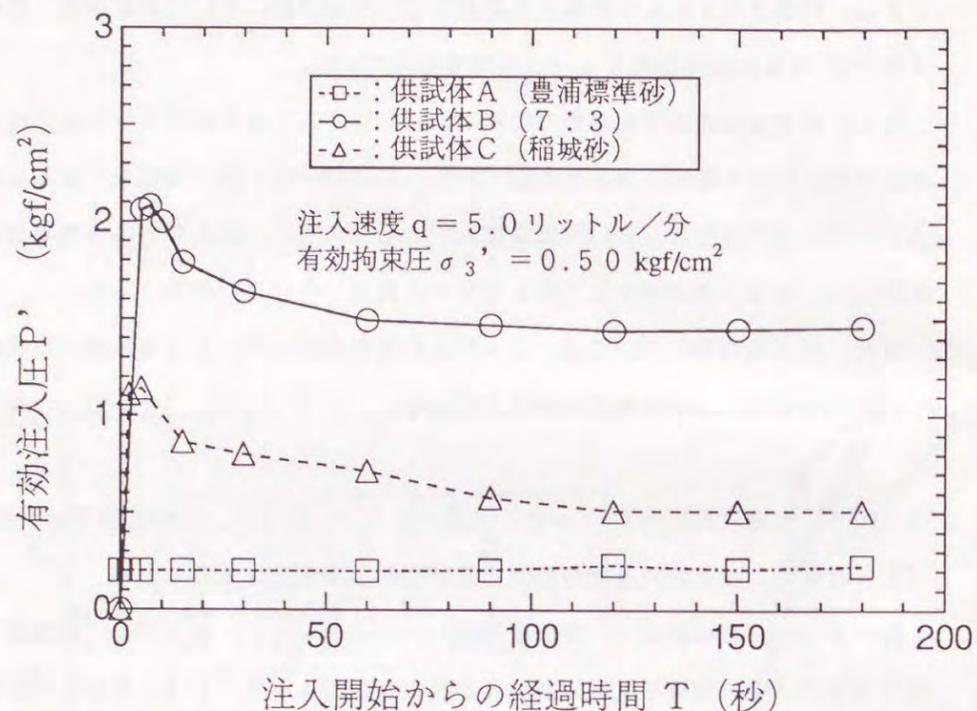


図-3.3.3 供試体A, B, Cの有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係

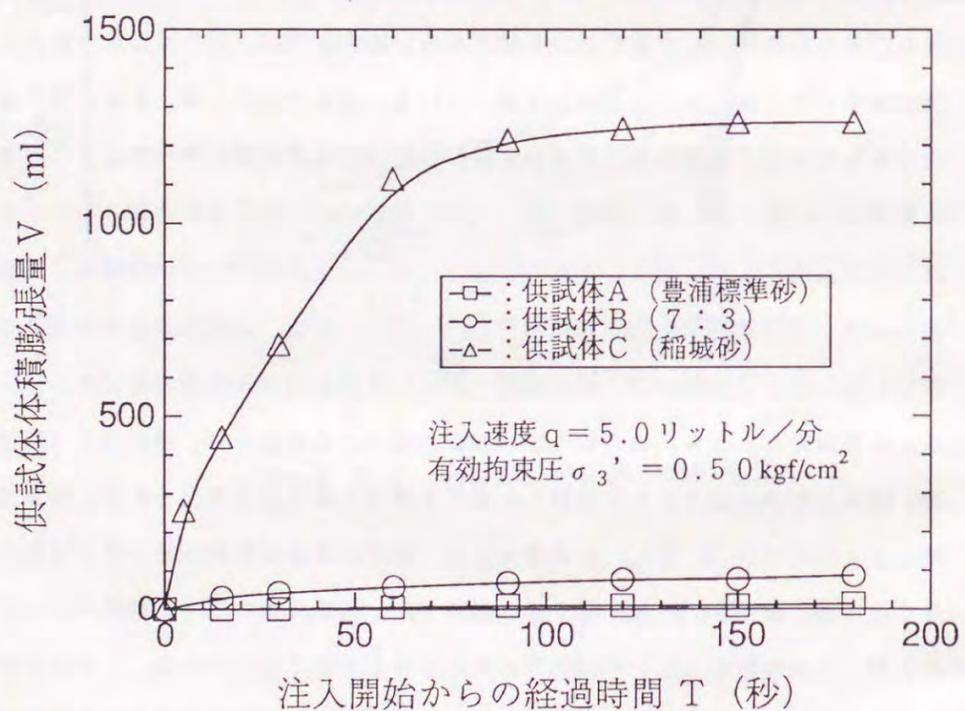


図-3.3.4 供試体A, B, Cの供試体体積膨張量と注入開始からの経過時間の関係

度で割裂を押し拡げていくことが可能であったために、供試体Bの場合の有効注入圧よりも小さくなったと考えられる。

図-3.3.5、図-3.3.6、および図-3.3.7は、それぞれ供試体A、B、およびCを用いて徐々に注入速度を増加していったときの各段階での有効注入圧と注入速度の関係を示す。なお、各段階での有効注入圧としては、各注入速度のもとで1分間の注入圧の変化が 0.01 kgf/cm^2 以下となったときの圧力とした。これらの図において、有効拘束圧 σ_3' が 0.50 kgf/cm^2 で注入速度が5リットル/分における有効注入圧 P' は、いずれも図-3.3.3に示した定常状態の有効注入圧の値とほぼ等しい。また、図-3.3.8は、供試体Bに注入速度が2および10リットル/分の定量注入を行った場合の有効注入圧 P' と経過時間Tの関係を示しており、この図に示す定常状態の有効注入圧も図-3.3.6に示すそれぞれの有効拘束圧、注入速度における P' とほぼ一致している。これらのことから、注入速度を徐々に増加させて有効注入圧を測定する実験により、各注入速度における有効注入圧を求めることが可能と言える。

図-3.3.5に示す供試体Aの場合、注入速度が0~20リットル/分の範囲において有効注入圧と注入速度の関係は有効拘束圧にほとんど影響を受けず、正比例していることから、この注入速度の範囲内では浸透注入がほぼ可能であると考えられる。

一方、図-3.3.6および図-3.3.7に示す供試体BおよびCでは、有効注入圧と注入速度の関係は有効拘束圧に強く依存していることが分かる。供試体Cの場合、注入速度を増加させても、有効注入圧は拘束圧よりもわずかに大きくなる程度であり、それ以上には増加していない。

森、田村、千は、室内実験結果に基づき、砂質地盤の有効割裂圧 P_f' を式(3.3.1)で表示している⁽²⁹⁾。

$$P_f' = m\sigma_3' + \sigma_t + R \quad (3.3.1)$$

ここに、 σ_3' : 有効拘束圧

σ_t : 地盤の引張り強度

m : 定数

R : 亀裂進展抵抗圧

式(3.3.1)中の定数mは1~2の範囲にあり、本実験のように注入孔周りからの定常

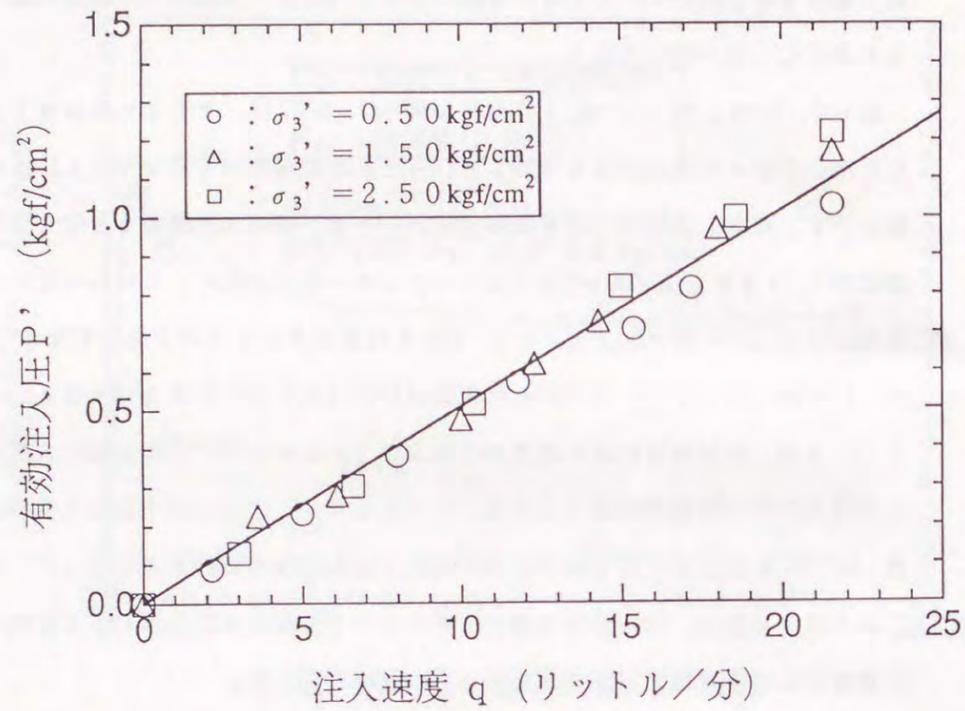


図-3.3.5 供試体A (豊浦標準砂) の有効注入圧と注入速度の関係

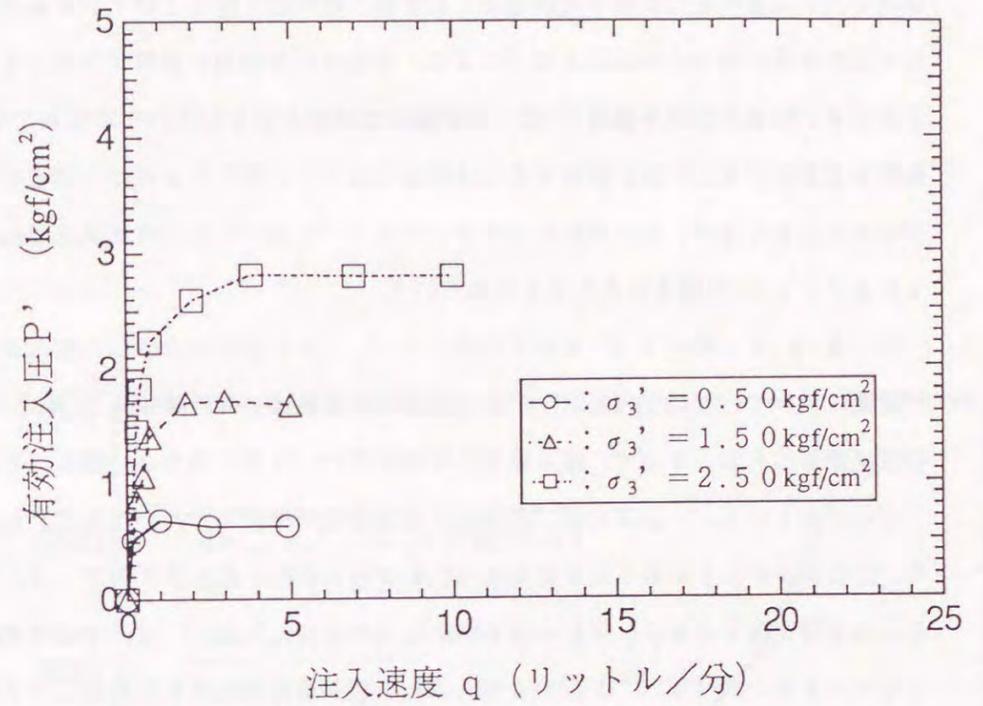


図-3.3.7 供試体C (稲城砂) の有効注入圧と注入速度の関係

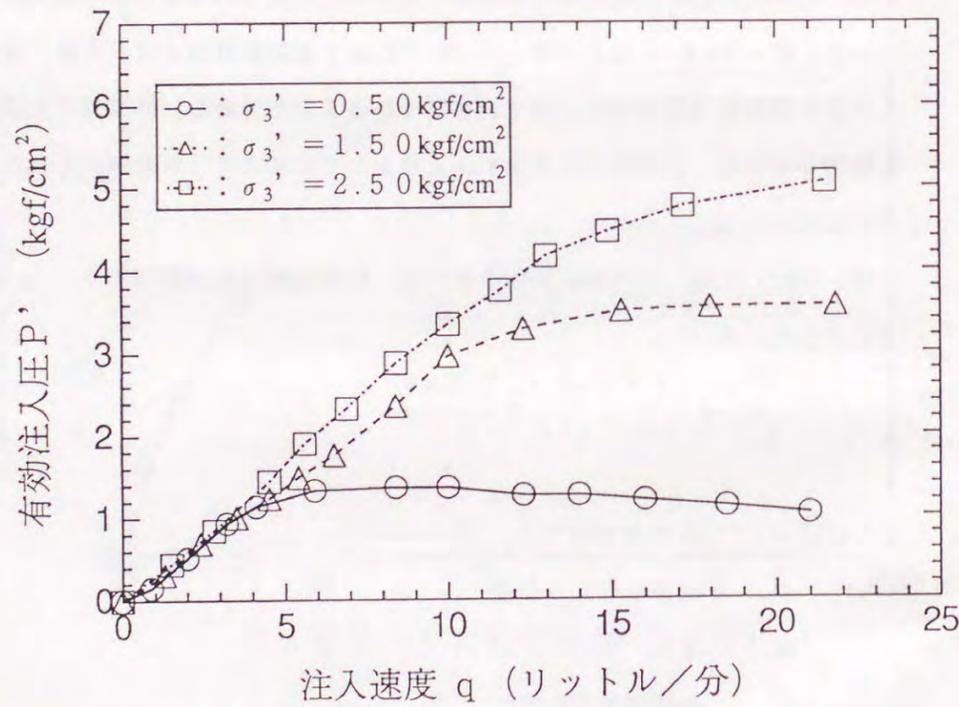


図-3.3.6 供試体B (7:3) の有効注入圧と注入速度の関係

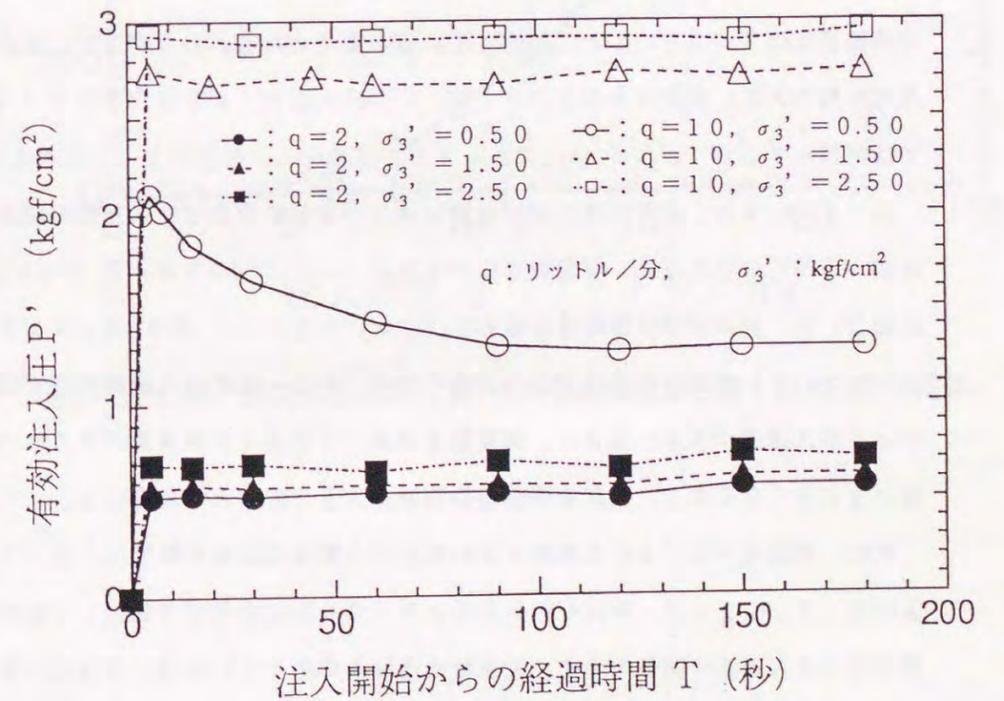


図-3.3.8 供試体B (7:3) の有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係

浸透が生じ地盤内部の間隙水圧が増加した状態で順次注入圧を上げていく場合には $m = 1$ 、注入圧を急激に増加させることなどにより、間隙水圧の増加が無視できるような状態では 2 となる。地盤の引張り強度 σ_t は、未固結砂を対象としているので本実験ではゼロとなる。亀裂進展抵抗圧 R を正確に決定するのは困難であるが、森らによれば、透水係数が大きいほど R は大きくなり、透水係数 $k = 10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の供試体では、 R は $2 \sim 1 \text{ kgf/cm}^2$ の値をとると考えられている。

図-3.3.5、図-3.3.6 および図-3.3.7 から分かるように、注入速度 q が小さい範囲において、有効注入圧 P' と注入速度 q の関係は、有効拘束圧 σ_3' によらず、1つの直線関係にある。そして、注入速度の増加に伴い、拘束圧の小さい順に、その直線から下方にずれている。このズレは、割裂して浸透面積が増加したために生じたものと考えられ、このズレが生じ始める点の有効注入圧を有効割裂圧とみなすことができる。図-3.3.7 に示す供試体 C の場合、ズレの生じ始める点の有効注入圧 P' は、ほぼ有効拘束圧程度となっており、式(3.3.1) から考えると、割裂進展抵抗圧 R は非常に小さいと推察される。供試体 A および B の場合、ズレの生じ始める点を確認するのは困難であり、有効割裂圧と有効拘束圧の関係は明確に得られないけれども、透水係数の大きいものほどズレの生じ始める点の有効注入圧は大きいことが分かる。これは、透水係数が大きいものほど亀裂進展抵抗圧 R が大きいことに起因していると考えられる。したがって、供試体 C よりも透水係数の大きい供試体 A および B では、有効注入圧 P' が有効拘束圧 σ_3' 程度の大きさでは割裂せず、 P' が σ_3' 以上であっても、浸透注入が可能になったと考えられる。

図-3.3.9 は、定常状態における供試体 B の体積膨張量と注入速度の関係を示す。この図から明らかなように、有効拘束圧が大きい (σ_3' が 1.50 、 2.50 kgf/cm^2 の場合) と、供試体体積膨張量は極めて小さい。一方、 σ_3' が 0.50 kgf/cm^2 のように小さいと、体積膨張量は著しく大きくなる。ある一定の注入速度の下では、拘束圧が小さく注入速度が大きい場合に、割裂脈を通過して逸走する薬液量が多くなり幅の厚い割裂が生じ易くなるので、供試体の体積膨張量が大きくなると考えられる。

次に、供試体内部における間隙水圧の変化から割裂現象を考察する。図-3.3.10 および図-3.3.11 は、それぞれ供試体 A および B の定常状態で測定した供試体内部の間隙水圧と注入速度の関係を示す。完全な浸透注入が生じていれば、有効注入圧 P' と固定した測定点における間隙水圧の増分 u' の比 ($= u' / P'$) は、注入速度によらず一定となる。供試体 A の場合、図-3.3.10 に示すように u' / P' は注入速度によらず、

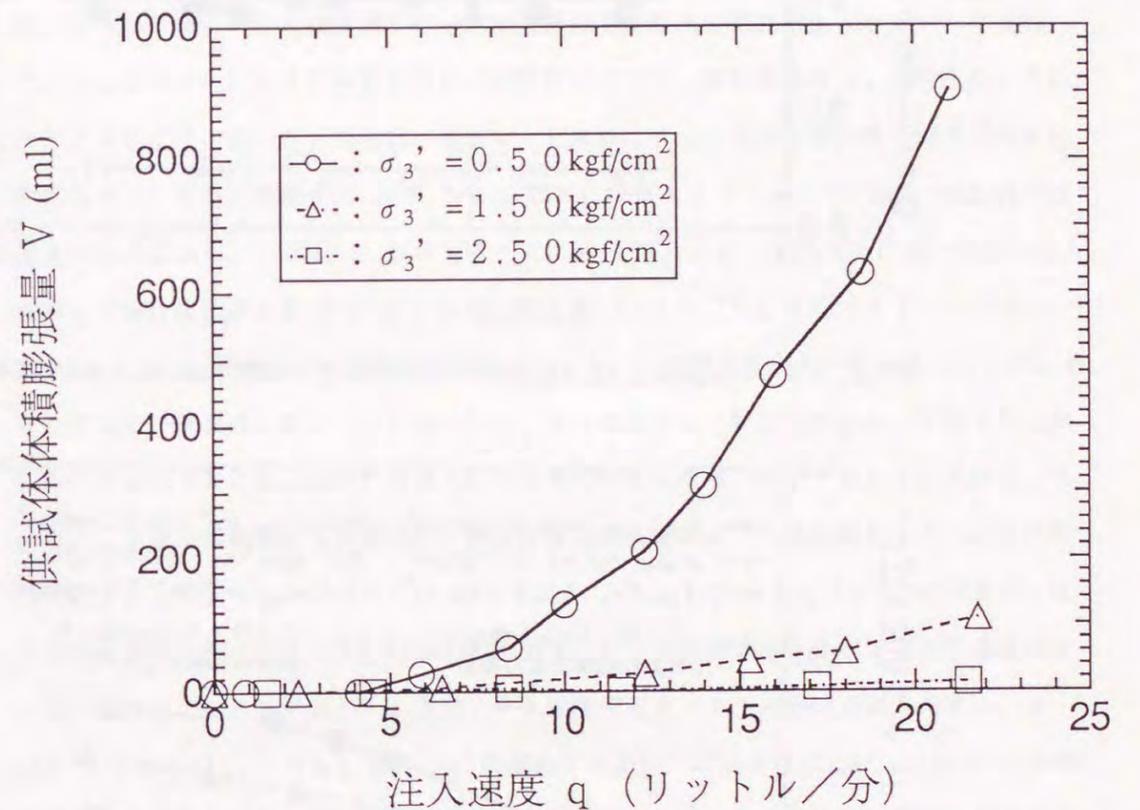


図-3.3.9 供試体 B (7:3) の供試体体積膨張量と注入速度の関係

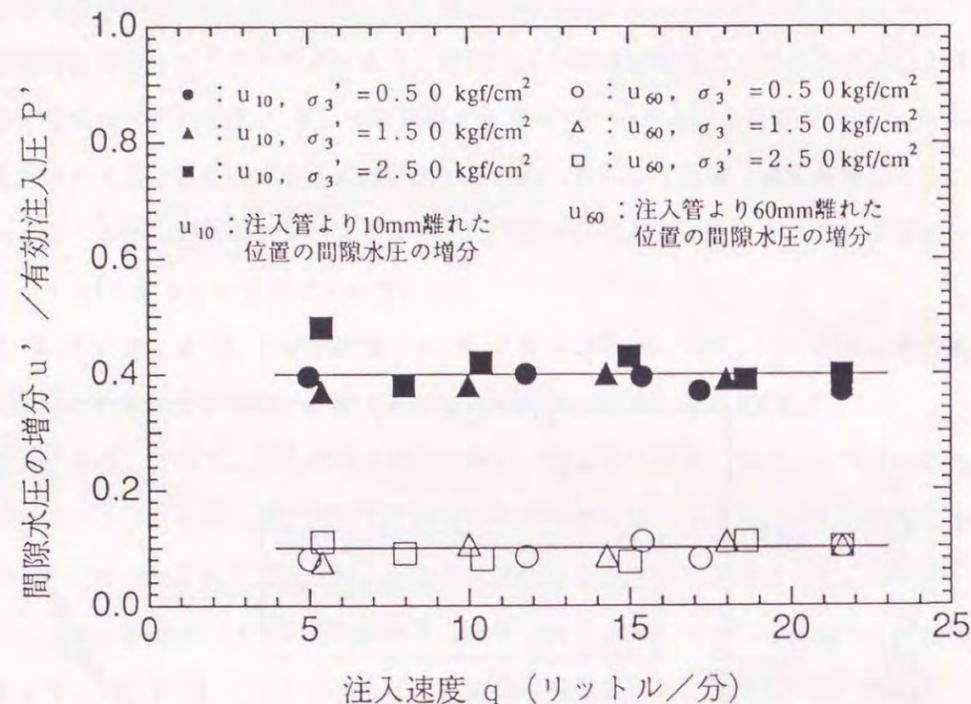


図-3.3.10 供試体A (豊浦標準砂) の有効注入圧, 間隙水圧と注入速度の関係

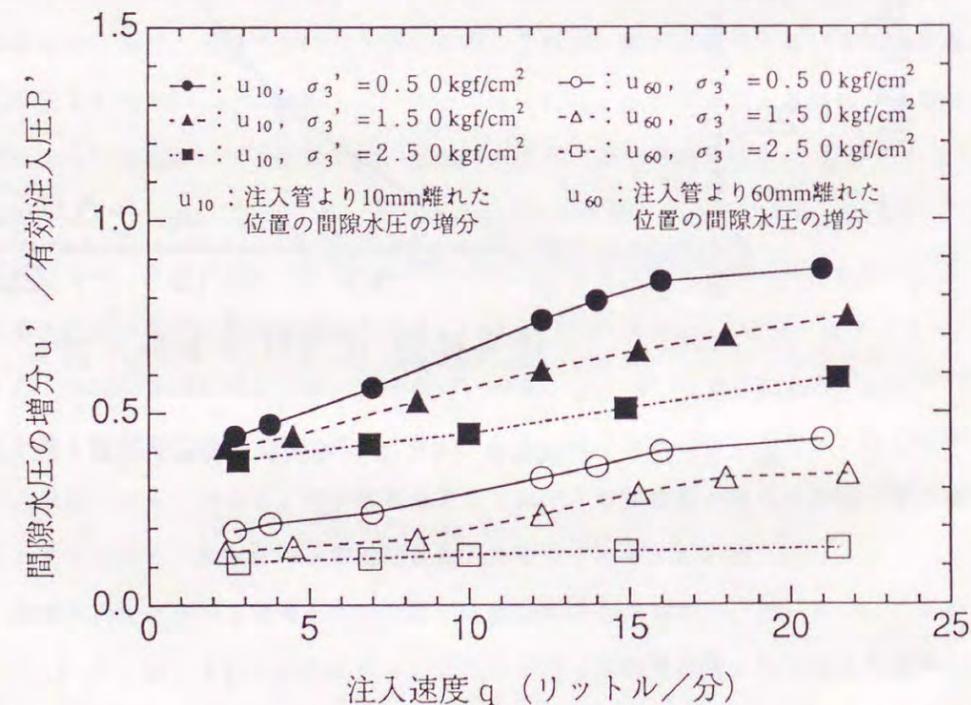


図-3.3.11 供試体B (7:3) の有効注入圧, 間隙水圧と注入速度の関係

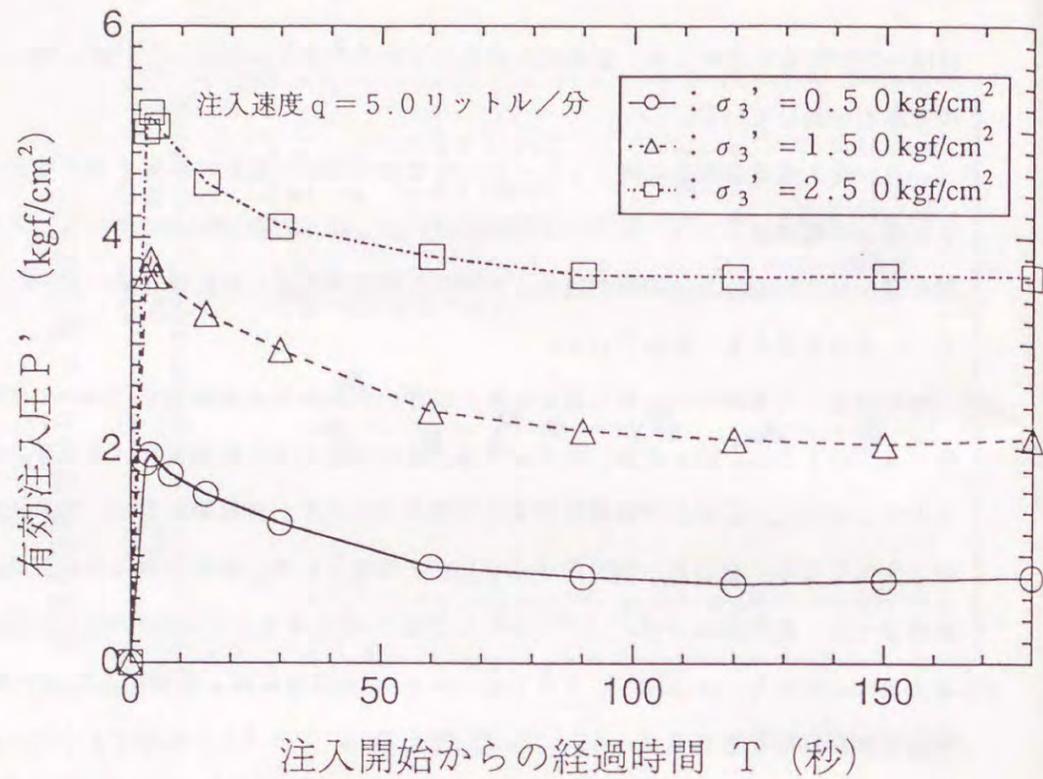
ほぼ一定になることから、浸透注入が生じていると考えられる。これは、図-3.3.5の考察と一致している。

一方、注入速度の増加に伴う u'/P' の増加は割裂の発生に起因すると考えられる。供試体Bの実験結果では、有効拘束圧が小さいと、注入速度の増加に伴う u'/P' の増加が著しいことから、割裂が発生していると考えられる。これは、図-3.3.6や図-3.3.9の考察とも一致している。

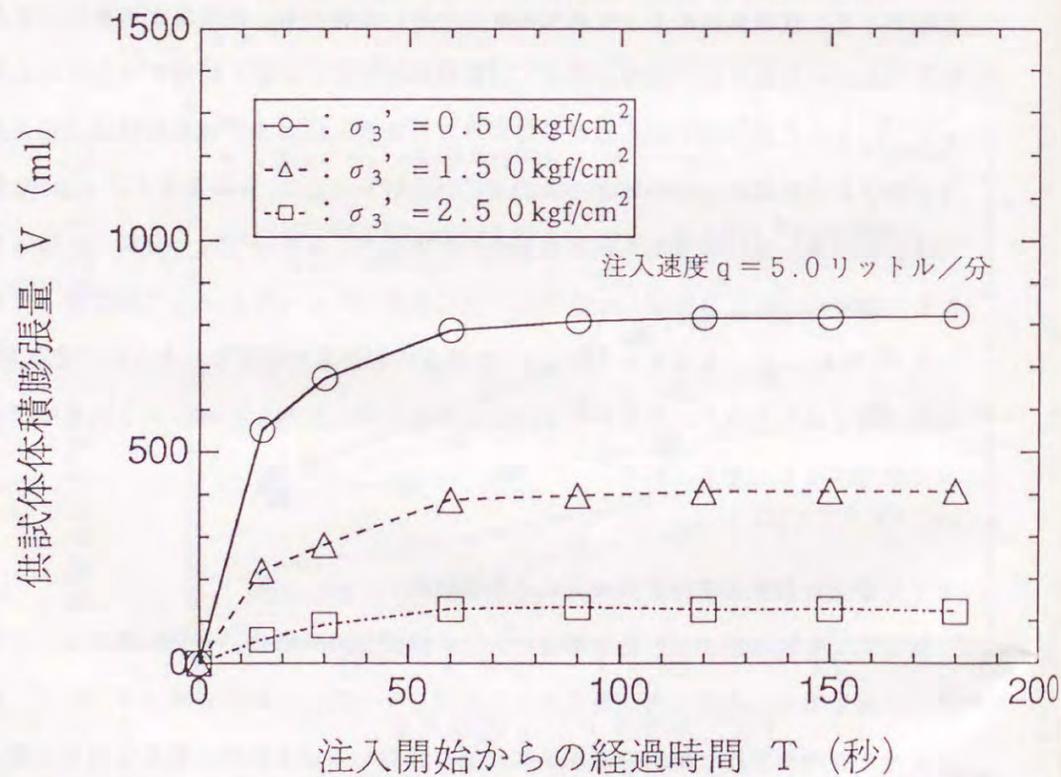
今回実施した実験の内、最も透水係数の小さい供試体Eの実験結果について考察する。図-3.3.12に、注入速度が5リットル/分の定量注入を供試体E(5:5)に実施したときの有効注入圧および体積膨張量の時間変化を示す。体積膨張量は、拘束圧が小さいほど大きくなり、幅の厚い割裂脈が発生したと推察される。供試体解体時の浸透状況の観察結果では、有効拘束圧 σ_3' が0.50および1.50 kgf/cm²の場合に割裂脈が確認された。しかし、 σ_3' が2.50 kgf/cm²の場合には、浸透注入に近い状態であり明瞭な割裂は確認されなかった。これは、図-3.3.12(b)に示すように σ_3' が2.50 kgf/cm²の場合の体積膨張量が小さいという実験事実とも一致すると考えられる。したがって、供試体Eのような透水係数の小さい地盤でも、拘束圧が大きいと浸透注入が可能であると考えられ、薬液の浸透・割裂現象は拘束圧に強く依存すると考えられる。図-3.3.13に供試体Eの定常状態における有効注入圧および体積膨張量と注入速度の関係を示す。この図から分かるように、 σ_3' が0.50と1.50 kgf/cm²の場合、注入速度の増加に伴い有効注入圧ははじめ増加するが、5リットル/分以上の注入速度ではむしろ減少している。先述したように、注入速度が5リットル/分の定量注入では、 σ_3' が0.50および1.50 kgf/cm²の場合に割裂脈が確認されたという注入状況の観察結果と考え合わせると、有効注入圧が注入速度の増加に対して減少する場合には割裂注入が支配的になると考えられる。

(2) 浸透と割裂現象のメカニズムとその解釈

前述した実験結果から、透水係数の大きい砂質地盤の場合、有効拘束圧以上の有効注入圧が作用しても、浸透注入が得られることが分かった。これは、式(3.3.1)に表示するように有効割裂圧が地盤の透水係数に強く依存しているためと考えられる。森らは、注入孔周りの定常浸透が生じ供試体内部の間隙水圧が増加した状態では、注入孔壁面の引張亀裂は地盤の透水係数によらず、未固結砂では有効注入圧が有効拘束圧と等しくなると生

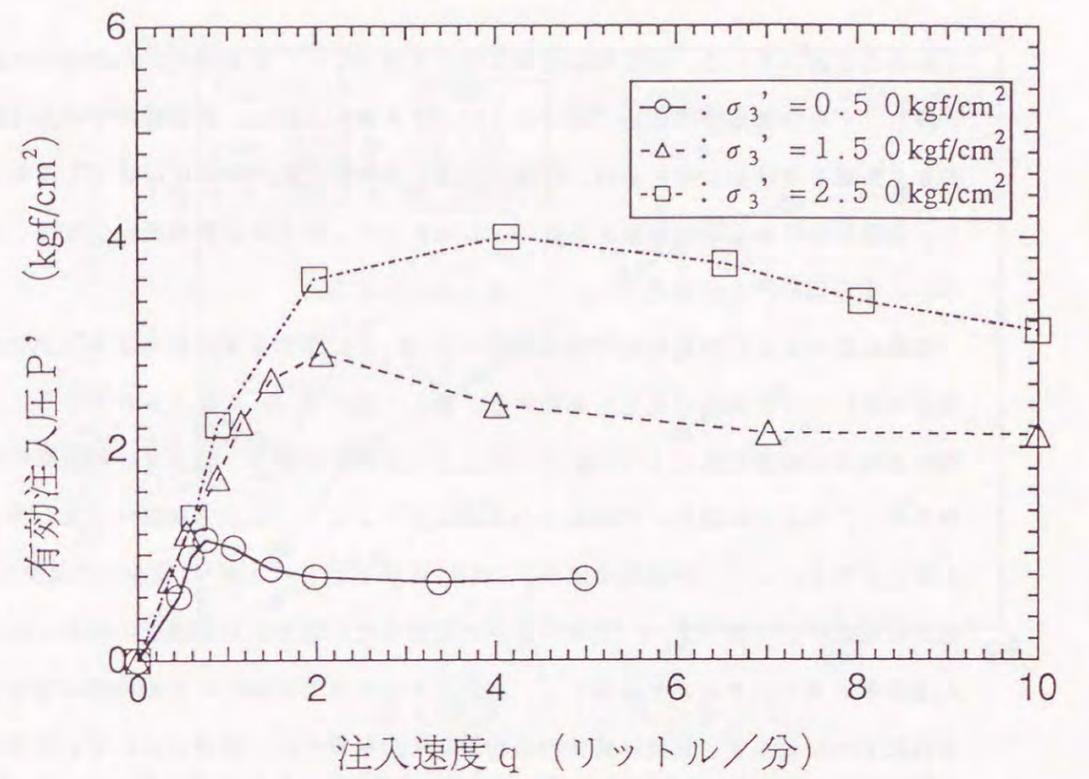


(a) 有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係

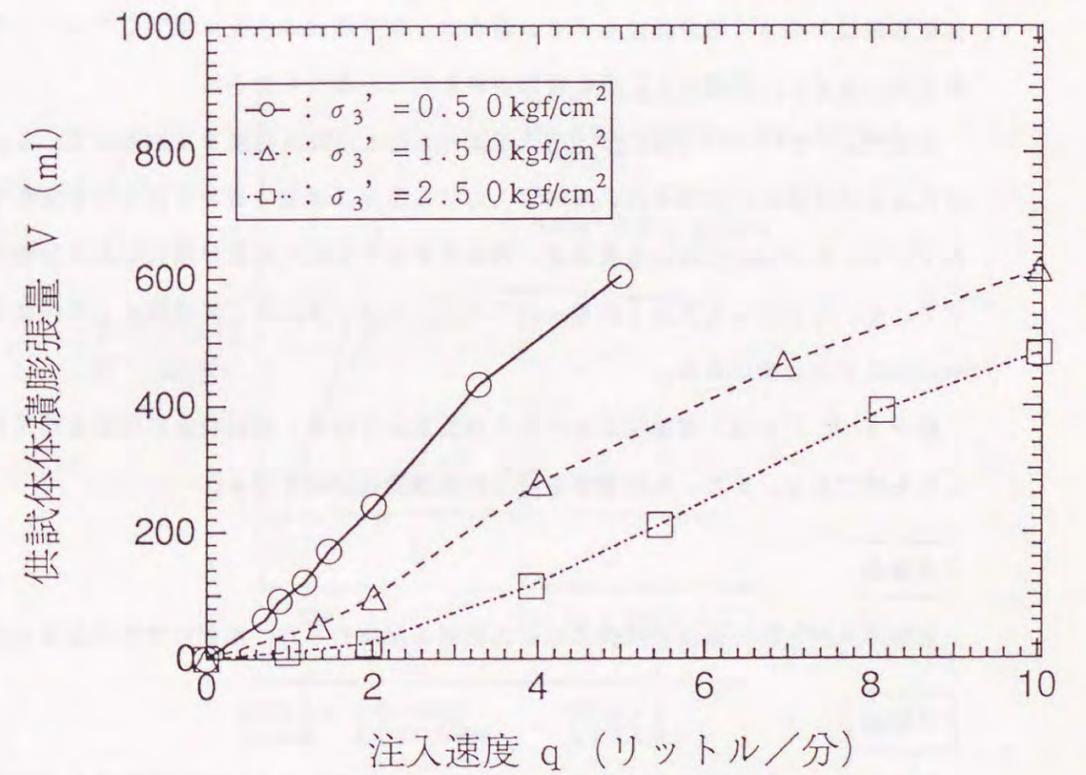


(b) 供試体体積膨張量と注入開始からの経過時間の関係

図-3.3.12 供試体E (5:5) の有効注入圧と供試体体積膨張量, 注入開始からの経過時間の関係



(a) 有効注入圧と注入速度の関係



(b) 供試体体積膨張量と注入速度の関係

図-3.3.13 供試体E (5:5) の有効注入圧と供試体体積膨張量, 注入速度の関係

じ始めると述べている。先の実験結果と考え合わせると、有効注入圧が割裂圧に到達しない限り、その引張亀裂は極めて幅の小さいものと考えられる。割裂脈内の水圧は脈の幅に大きく影響を受けると考えられ、脈幅の小さいものほど脈内の水圧は低下しており⁽³²⁾、⁽³³⁾、割裂面からの浸透は極めて少ない。したがって、注入圧が割裂圧以下では、注入孔を中心とする同心円上の浸透注入が生じると考えられる。

透水係数の小さい供試体Cの場合、図-3.3.7に示すように有効注入圧が有効拘束圧程度の値になると割裂が発生し進展する。そして図-3.3.4から分かるように、定常状態の供試体体積膨張量は1000ml以上と大きいことから、幅の厚い割裂脈の発生が推測され、このような場合、割裂脈内の水圧は低下しにくくなり、割裂が進展しやすくなると考えられる。一方、有効拘束圧 σ_3' が0.50 kgf/cm²の場合の有効注入圧と注入速度の関係を示す図-3.3.14から分かるように、透水係数の大きい供試体Dでは、注入速度が20リットル/分において、有効注入圧が有効拘束圧の3倍程度になっている。それにもかかわらず、供試体解体時の浸透状況の観察では、浸透注入に近い状態が確認された。また、供試体の体積膨張量も30~40mlと小さかった。したがって、供試体の体積膨張量が小さく割裂脈幅も小さい場合は、割裂脈内の水圧は低下しており、割裂が進展しないために、浸透注入に近い状態が得られると考えられる。

薬液注入における注入管理は、注入圧よりもむしろ注入速度で実施されている。実際の注入速度は経験的に決定され、浸透注入になる条件は地盤の透水係数や粒度分布で判定されている。しかし、前述したように、割裂の発生する注入速度は地盤の透水係数だけでなく、その拘束圧にも大きく影響されるので、地盤条件に応じて浸透注入の可能な条件を明らかにする必要がある。

図-3.3.15は、有効注入圧と注入速度および浸透・割裂現象の関係を模式的に表示したものである。また、その関係を以下の3段階に分けて示す。

- A 段階**
 有効注入圧と注入速度の関係にほぼ比例関係が認められ、地盤に割裂が発生しない段階
- B 段階**
 有効注入圧と注入速度の比例関係は成立せず、地盤に小さい割裂が発生している段階

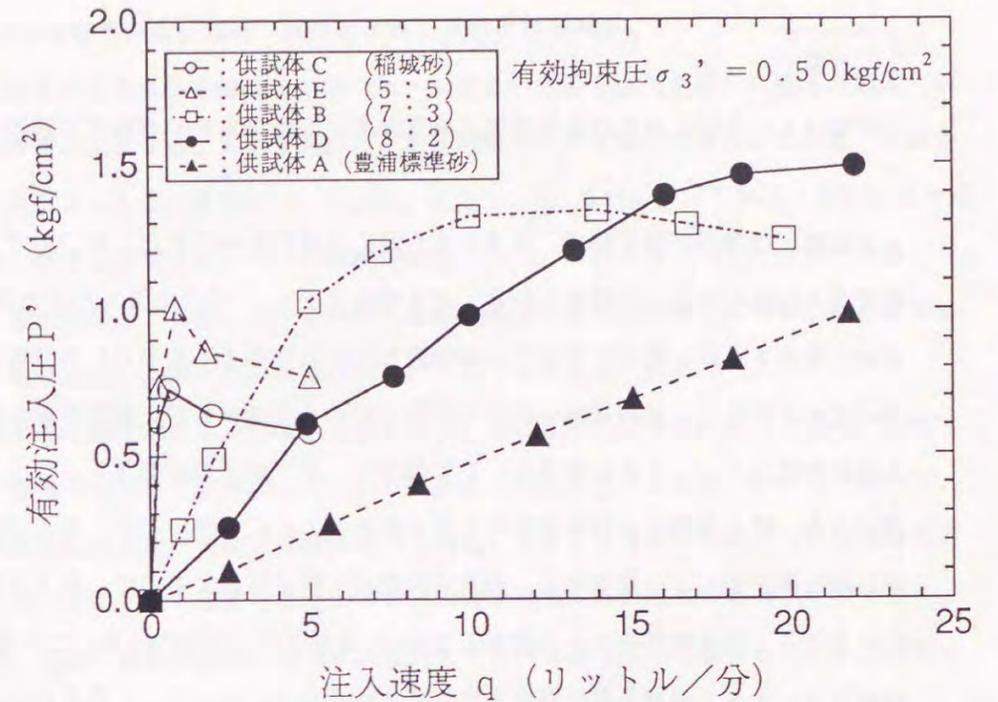


図-3.3.14 供試体A, B, C, D, Eの有効注入圧と注入速度の関係

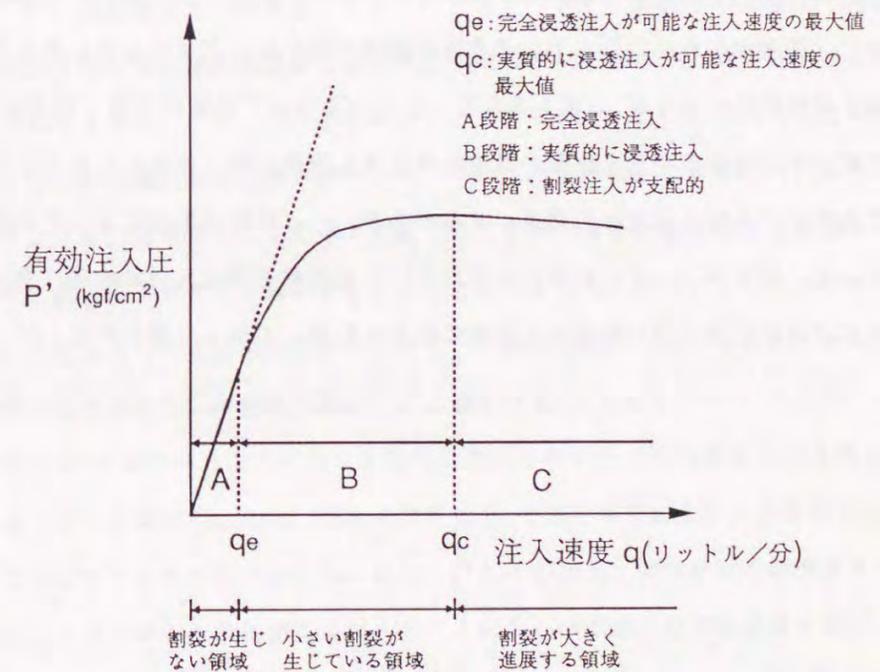


図-3.3.15 有効注入圧P'と注入速度qの関係

C段階

有効注入圧と注入速度の比例関係は成立せず、割裂が大きく進展する段階

A段階では割裂が発生せず、浸透面積が注入速度によって変化しないので、ほぼ完全な浸透注入が得られる。有効注入圧 P' が有効拘束圧 σ_3' より大きくなると注入孔壁に引張亀裂が発生するが、微小な割裂では割裂脈内の圧力は低下しており、割裂面からの浸透は極めて小さいので、浸透状況は割裂の影響をほとんど受けない。割裂理論から考えると注入速度が図-3.3.15に示す q_c まで増加し、 P' が有効割裂圧 P_f' ($=\sigma_3'+R$)に達すると、注入孔壁面に割裂が発生してB段階に入る。B段階では、注入速度を少し上げると割裂脈が少しずつ進展する。割裂脈は浸透面積を拡大するので、注入形態は割裂浸透注入となる。注入速度をさらに増加して q_c に達するとC段階に入る。この段階では、割裂脈はさらに大きく進展し脈の厚さも次第に大きくなる。そして、このB段階とC段階の境界の注入速度 q_c は図-1.1.1(a)、(b)に示すような比較的良好な浸透固結形状が得られる注入速度の上限値と考えられる。 q_c は、注入の対象となる砂層の大きさに依存すると考えられ、最大の割裂長さが供試体の外側排水層までの距離である実験室の場合に比べて、砂層が広範囲に及んでいる実際の地盤ではかなり大きくなると考えられる。また、注入対象地盤により q_c の値も異なる。上述のように、地盤の浸透・割裂現象は、土被り圧に相当する拘束圧や透水係数の地盤条件と注入速度に強く依存しており、その状態は有効注入圧 P' と注入速度 q の関係、すなわち $P' \sim q$ 曲線の形状によって表現できる。したがって、図-3.3.15に示すような $P' \sim q$ 曲線を各注入対象地盤に対して求め、良好な浸透固結形状が得られる注入速度の限界を把握しておく必要がある。

3.4 ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の浸透と割裂現象

砂質地盤を対象とする薬液注入工法では、所定量の薬液を注入するのに要する時間(以下、注入時間と記述する。)よりも長いゲル化時間を有する緩結性薬液を用いて、薬液を地盤中に浸透させることを目標としている。そして、3.3節において水注入実験により緩結性薬液の浸透と割裂現象について実験的検討を行い、そのメカニズムについて考察した。しかし、注入時間よりも短いゲル化時間の急結・瞬結性薬液も実際には頻繁に使われており、この種の薬液の浸透と割裂現象も明らかにしておく必要がある⁽³⁴⁾。

薬液のゲル化時間が注入時間よりも短い場合、先行して地盤中に浸透した薬液が固結するので、後続の薬液はその固結した部分を突き破って注入せざるを得ない。したがって、ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の注入状況は、先行して地盤中に浸透した薬液を絶えず遠方に押し出していく緩結性薬液の場合とは大きく異なると考えられる⁽³⁵⁾⁽³⁶⁾⁽³⁷⁾。本節では、急結・瞬結性薬液の浸透と割裂現象を室内実験を通じて明確にし、その特徴について把握することを目的としている。

3.4.1 実験概要

図-3.4.1は実験装置の概要図である⁽³⁸⁾⁽³⁹⁾⁽⁴⁰⁾⁽⁴¹⁾。本装置の土槽は、内径800mm、高さ1000mmの鋼製多孔質円筒から構成されており、この円筒には側面からの排水が可能なように3mmの孔が多数あいている。そして、その円筒内壁には0.1mmの金属メッシュが全周に取り付けられている。この土槽を内径1000mm、高さ1000mmの亚克力円筒で囲み、この中で浸水することができる。供試体は試料砂を内部の円筒土槽中に自由落下させて水締めすることにより作製した。さらに、作製した供試体の上部表面に水を満たしたゴム製の風船を設置し、これを空気圧で加圧することにより上載圧を供試体に作用させた。本実験において、上載圧は 1.0kgf/cm^2 とした。有効注入圧 P' は、3.3節と同じように注入管底部に設置された圧力計の測定値から背圧と管内抵抗圧を差し引いて求めた。なお、管内抵抗圧は3.3節と同様に各注入速度のもとで薬液を空気中に放出したときの圧力とした。また、注入中の浸透と割裂状況を調査するために、上載圧用のゴム風船中の水の排出量を調べることで供試体の体積膨張量を測定した。

表-3.4.1に、供試体の間隙比および透水係数を示す。透水係数 k は定水位透水試験により求めた。図-3.4.2には試料砂の粒度分布を示す。また、本実験で使用した薬液はゲル化時間の異なる3種類であり、表-3.4.2に薬液の配合とゲル化時間を示す。ゲ

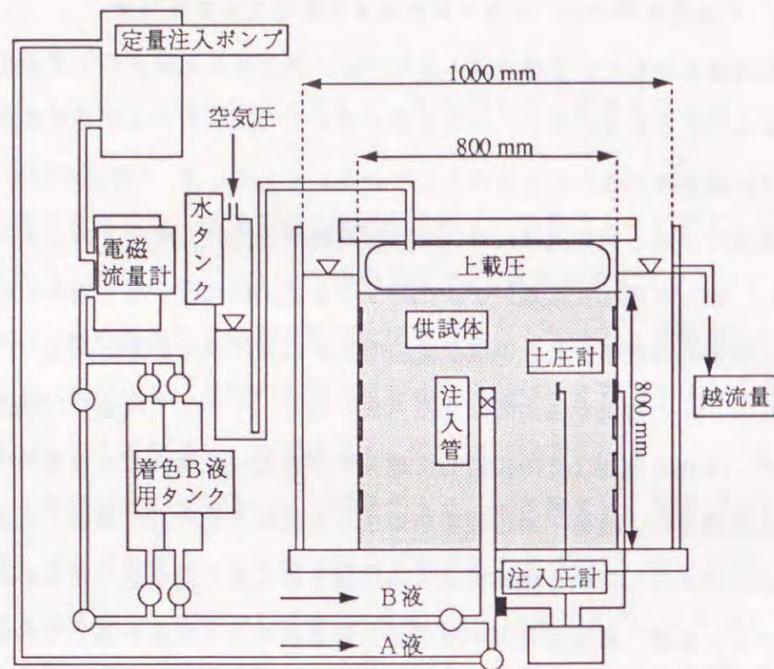


図-3.4.1 注入実験土槽の概要
(供試体直径：800 mm、高さ：800mm)

表-3.4.1 使用した試料砂と供試体の基本的な土質定数

供試体	試料砂	間隙比 e	透水係数 k : cm/sec
A	ケイ砂3号	1.09	1.1×10^0
B	ケイ砂5号	0.88	1.3×10^{-1}
C	ケイ砂6号	1.00	5.3×10^{-2}
D	B : E = 5 : 5	1.00	2.0×10^{-2}
E	ケイ砂7号	1.00	5.1×10^{-3}
F	ケイ砂8号	1.00	1.6×10^{-3}
G	E : 木節粘土 = 9 : 1	1.00	2.4×10^{-3}
H	E : 木節粘土 = 3 : 1	1.00	7.8×10^{-4}

供試体Dは、ケイ砂5号とケイ砂7号を5 : 5の質量比で混合したものである。供試体GおよびHは、ケイ砂7号と木節粘土をそれぞれ9 : 1および3 : 1の質量比で混合したものである。

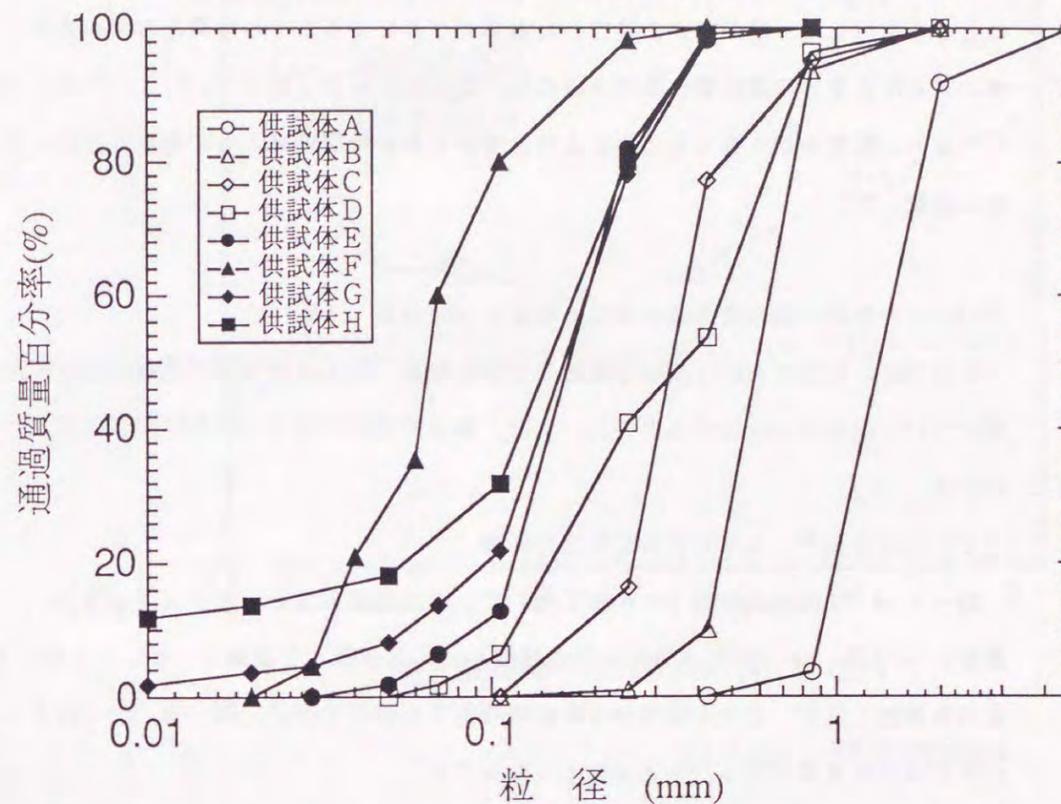


図-3.4.2 各供試体の試料砂の粒度分布

表-3.4.2 使用した薬液の配合

薬液の種類	配合		薬液のゲル化時間
	主剤 : 500ml	硬化剤 : 500ml	
瞬結性薬液 a	3号水ガラス : 250ml 水 : 250ml	グリコキール : 50ml リン酸 : 25ml 水 : 425ml	5 ~ 10 秒
急結性薬液 b	3号水ガラス : 250ml 水 : 250ml	グリコキール : 50ml リン酸 : 18ml 水 : 425ml	50 ~ 70 秒
緩結性薬液 c	3号水ガラス : 250ml 水 : 250ml	グリコキール : 50ml リン酸 : 14ml 水 : 425ml	20 ~ 30 分

ル化時間は、実際に使用する注入管（注入管の先端で薬液の混合を行う二重管式）と同一のものを使用して、注入管から流出した薬液がゲル化するまでの時間とした。また、注入ポンプと注入管との間に着色薬液を満した2つのタンク（図-3.4.1を参照）を設置しており、配管を切り替えることにより、着色薬液を時間差注入して薬液の浸透状況を詳細に調査した。

3.4.2 急結・瞬結性薬液の浸透と割裂状況の特徴

本節では、有効注入圧に及ぼす薬液のゲル化時間、注入速度および地盤の透水係数の影響について実験的に検討すると共に、急結・瞬結性薬液の浸透と割裂状況の特徴について述べる。

(1) 有効注入圧に及ぼすゲル化時間の影響

図-3.4.3は供試体E（ケイ砂7号）に、薬液総注入量 $Q = 50$ （リットル）、注入速度 $q = 10$ （リットル/分）、注入時間 $t = 5$ （分間）で薬液a、b、cを注入した場合の有効注入圧 P' と注入開始からの経過時間 T の関係を示す。図-3.4.4はそのときの供試体の体積膨張量 V と経過時間 T の関係である。

緩結性薬液cの場合、有効注入圧はある一定の圧力に達した後、ほとんど変化せず一定値を示している。一方、注入中に薬液がゲル化する薬液aおよびbでは、注入過程において有効注入圧の増加が認められる。これは先行して注入された薬液が供試体中でゲル化し透水係数が低下した固結部を後続の薬液が突き破るためと考えられる。瞬結性薬液aでは、注入開始直後から有効注入圧が増加しているが、その後、減少して一定値となる。急結性薬液bでは、ゲル化するまでは緩結性薬液cとほぼ等しい有効注入圧であるが、薬液のゲル化とともに有効注入圧は増加している。供試体解体時に固結形状の観察を行った結果、写真-3.4.1に示すように瞬結性薬液aでは鉛直の厚い板状、緩結性薬液cでは完全な球形状、急結性薬液bはその中間の形状であった。

注入中に生じる供試体の体積膨張量は、主に割裂脈が地盤を押し上げる量に相当すると考えられるので、体積膨張量が著しく大きい瞬結性薬液aの場合には最も厚い割裂脈が発生していると推察される。緩結性薬液cでは体積膨張がほとんど認められず、脈幅の厚い割裂脈はほとんど発生していないと思われる。これは、供試体解体時に確認した固結形状が写真-3.4.1(c)、(d)に示すように球形であり、浸透注入が得られていた結果からも推察できる。

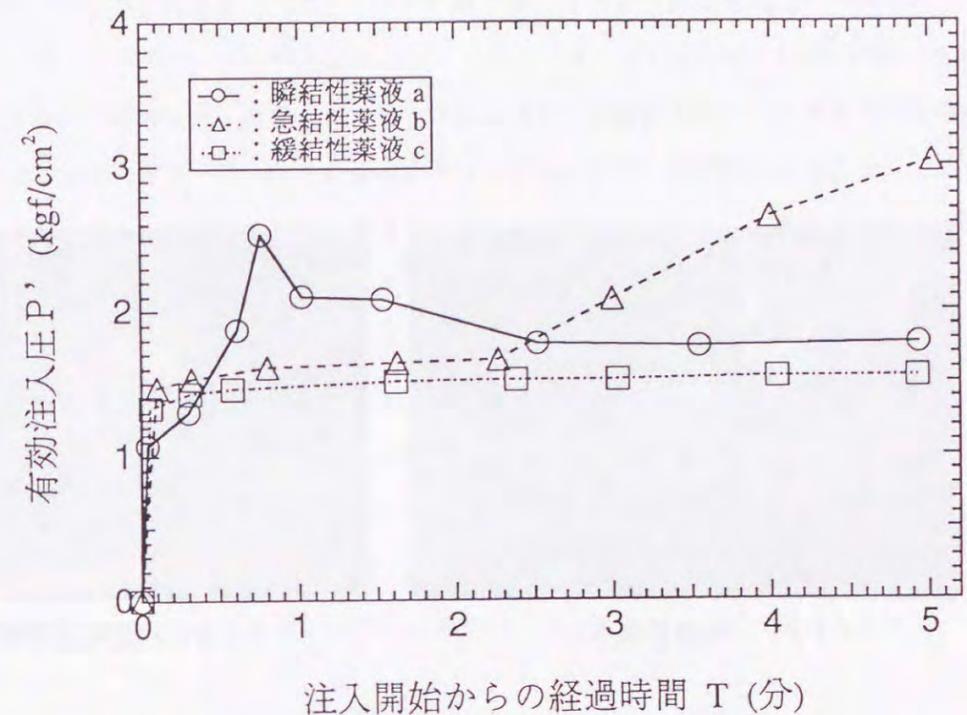


図-3.4.3 供試体Eの有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係

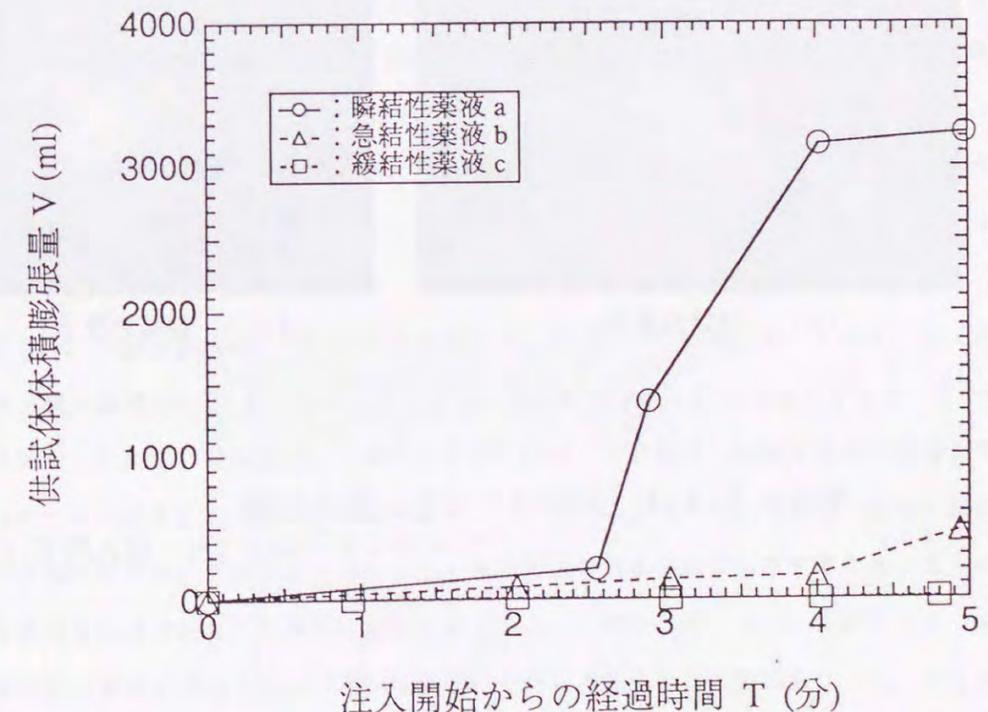
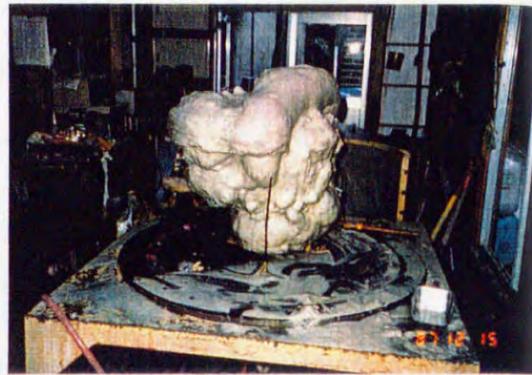


図-3.4.4 供試体Eの供試体体積膨張量と注入開始からの経過時間の関係



(a) 瞬結性薬液 a



(b) 急結性薬液 b



(c) 緩結性薬液 c



(d) 緩結性薬液 c (真上から)

写真-3.4.1 供試体Eの注入固結形態
($q=10$ リットル/分, 注入時間 $t=5$ 分)

図-3.4.5は、供試体Eと比べて透水係数が著しく大きい供試体A(ケイ砂3号)に対して、 $Q=50$ (リットル)、 $q=5$ (リットル/分)、 $t=10$ (分間)の注入を行った場合の有効注入圧 P' と注入開始からの経過時間 T の関係を示す。瞬結性薬液aの場合の固結形状は、写真-3.4.2に示すような球形状であり、割裂脈の存在は全く認められなかった。また、供試体の体積膨張量はいずれの薬液の場合でも、本装置の最小計測単位である50ml以下であった。瞬結性薬液の場合、後続の薬液は先行して注入された薬液がゲル化した領域を突き破らざるを得ないので有効注入圧は増加するが、供試体の体積膨張がほとんど認められなかった点と球形の固結形状から考えると、ほとんど割裂が発生しなかったと考えられる。これは地盤の透水係数が大きくなると割裂圧が増加するので、地盤が割裂しにくくなるためと考えられる。また、供試体Aのように透水係数が特に大きい地盤では割裂圧が弾塑性体中の空洞を押し拡げるのに必要な極限空洞内圧程度となり、特定方向の割裂でなく注入孔周辺全体が破壊することもその原因の一つと考えられる⁽²⁹⁾(42)(43)。

供試体E(ケイ砂7号)の場合、写真-3.4.1に示すように薬液のゲル化時間が長いほど固結形状は良好であったが、供試体A(ケイ砂3号)では、ゲル化時間の長い薬液ほど固結形状が不良であった。特に、割裂が最も発生しにくい緩結性薬液cでは、注入管周辺に球形状の固結体が得られず、注入箇所から離れた土槽下部に厚さ10cm程度の固結体が得られた。これは、供試体Aの透水係数が非常に大きいので、間隙中の薬液がゲル化するまでの間に薬液と水との比重差により沈降したためである。したがって、透水係数が非常に大きい地盤では、むしろゲル化時間の短い薬液の場合に良好な固結形状が得られると考えられる。

図-3.4.6は供試体Eよりも透水係数の小さい供試体Hの結果を示している。注入の条件は、注入速度 $q=2.5$ (リットル/分)、注入時間 $t=20$ (分間)である。この場合、有効注入圧に関しては薬液aと薬液cの違いはほとんどなく、瞬結性薬液aの場合でも注入中に有効注入圧の増加は認められなかった。先述のように注入管周辺で薬液の浸透領域が形成されると、薬液のゲル化によって浸透領域の透水係数が低下するため、さらに注入を続けると有効注入圧は増加すると考えられる。しかし、図-3.4.6に示すように有効注入圧の増加が認められないという実験結果から考えると、この実験ケースでは注入管周辺では浸透領域がほとんど存在していないと考えられる。また、有効注入圧が瞬結性薬液の場合でも緩結性薬液の場合でも一致しているという実験結果は、薬液がゲル化時間

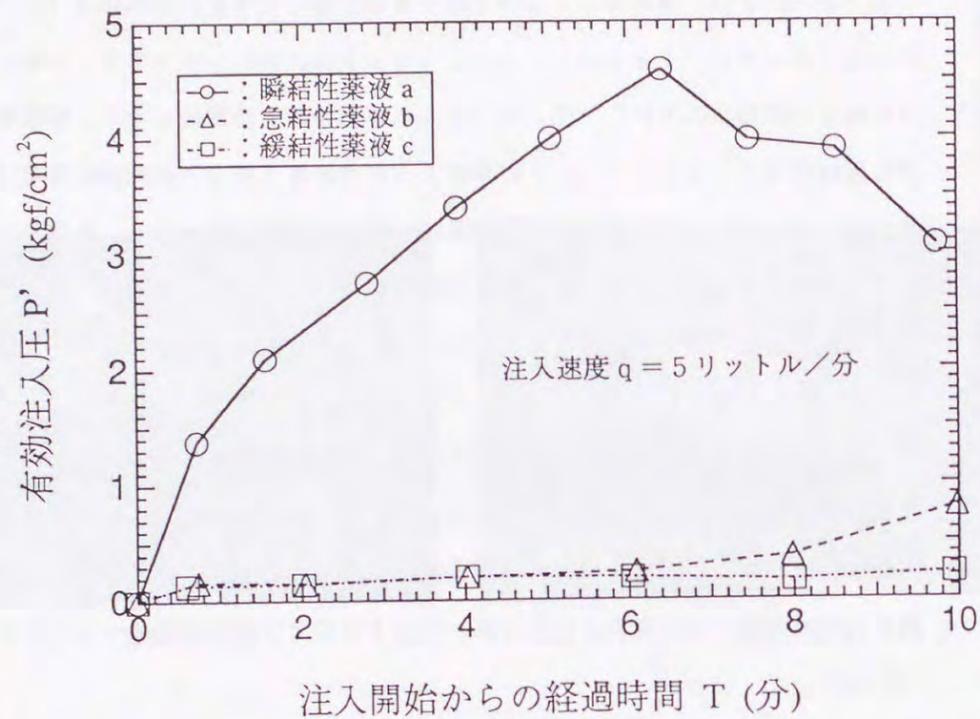


図-3.4.5 供試体Aの有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係

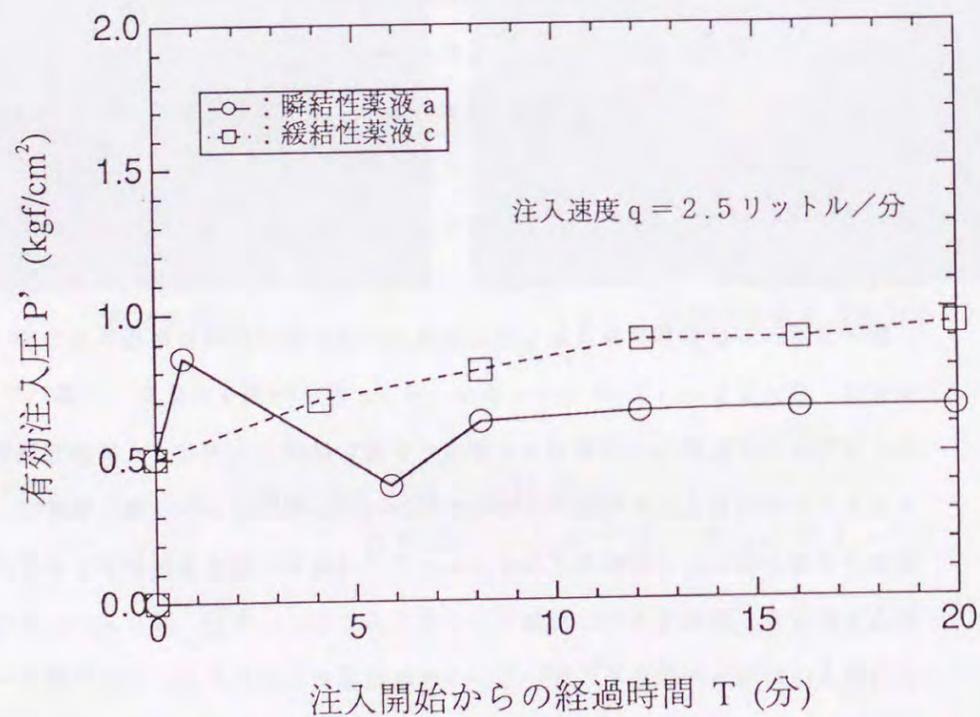


図-3.4.6 供試体Hの有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係



(a) 真上から

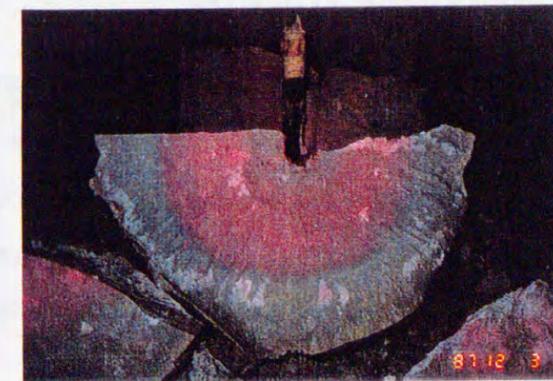
(b) 浸透状況

写真-3.4.2 供試体A (珪砂3号)の瞬結性薬液 aによる注入固結形態 (q = 5リットル/分, 注入時間 t = 10分)



固結部分はほとんど存在しない。

写真-3.4.3 供試体Hの緩結性薬液 cによる注入固結形態



供試体E (珪砂7号)
q = 10リットル/分, t = 5分

写真-3.4.4 緩結性薬液 cの浸透状況

に無関係に同じ状況で注入されていることを意味し、これは割裂脈が地盤内において常に進展していく割裂注入以外には考えられない。写真-3.4.3に示す供試体解体時に確認した注入状況からも、注入管周辺には固結部がほとんど存在せず、薬液は数本の割裂脈に沿って供試体側方から外部へ流出していることが認められた。

有効注入圧に及ぼすゲル化時間の影響を明確にするため、瞬結性薬液 a を注入したときの有効注入圧とゲル化しない水を注入したときの有効注入圧を比較し、図-3.4.7にその結果を示す。縦軸の R_a は、水による有効注入圧 P_w' に対する瞬結性薬液の有効注入圧 P_a' の比である。 R_a は地盤の透水係数が大きくなるに従い増加しており、 R_a が大きいほど固結形状はより球形になる。また、図中には緩結性薬液 c の有効注入圧 P_c' と P_w' の比である R_c も示している。 R_c は地盤の透水係数にほとんど依存せず、薬液と水の粘性比程度である。なお、 P_a' 、 P_c' は注入の最終段階における有効注入圧とした。

以上に述べた結果から、地盤の透水係数が小さくなるに従い有効注入圧に及ぼす薬液のゲル化時間の影響は小さくなり、有効注入圧が瞬結性薬液と緩結性薬液でほぼ一致するような場合には割裂注入が主体となり注入管周辺に固結部はほとんど存在しないことがわかった。また、瞬結性薬液の場合でも地盤の透水係数が大きいと割裂脈はほとんど発生せず良好な固結形状が期待できることが明らかとなった。

(2) 有効注入圧に及ぼす注入速度、経過時間および地盤の透水係数の影響

ゲル化時間の長い緩結性薬液を注入する場合、有効注入圧 P' ~ 注入速度 q の関係から薬液の浸透・割裂状況が予測できることを3.3節で述べた。ここでは、急結・瞬結性薬液の場合についても同様に、有効注入圧と注入速度の関係から薬液の浸透・割裂状況が予測できるか検討した。

図-3.4.8は、薬液のかわりに着色した水を注入した場合の $P' \sim q$ 曲線を、図-3.4.9は実際の緩結性薬液 c を使用した場合の $P' \sim q$ 曲線を示す。これらの図から、緩結性薬液の注入において薬液の粘性が水よりも大きいので有効注入圧が水注入の場合よりも若干大きくなるが、 $P' \sim q$ 曲線の形状については両者に差異はほとんど認められないことが分かる。このことから、緩結性薬液の浸透・割裂状況は水注入による $P' \sim q$ 曲線の形状から予測できると言える。

図-3.4.8に示す供試体 E の水注入による $P' \sim q$ 曲線において $q = 10$ (リットル/分) では注入速度の増加に伴い有効注入圧 P' は増加している。また図-3.4.9に示

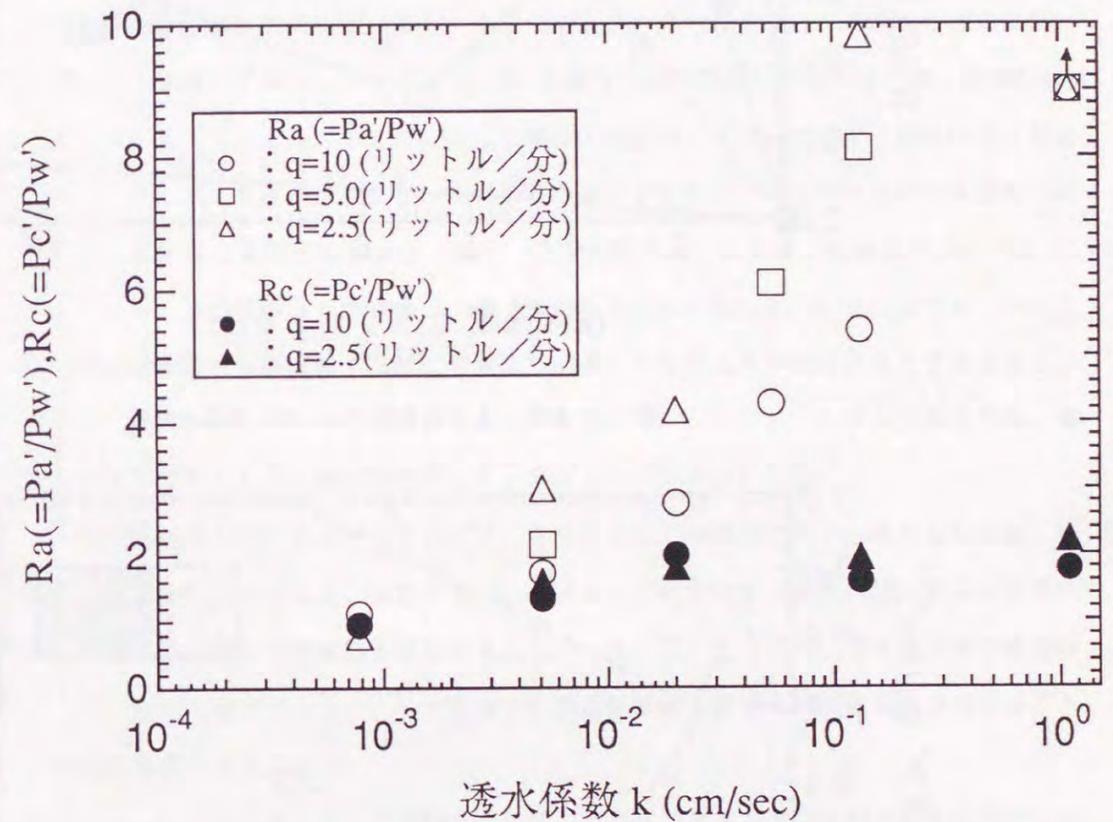


図-3.4.7 薬液 a, c の有効注入圧 P_a' , P_c' と水の有効注入圧 P_w'

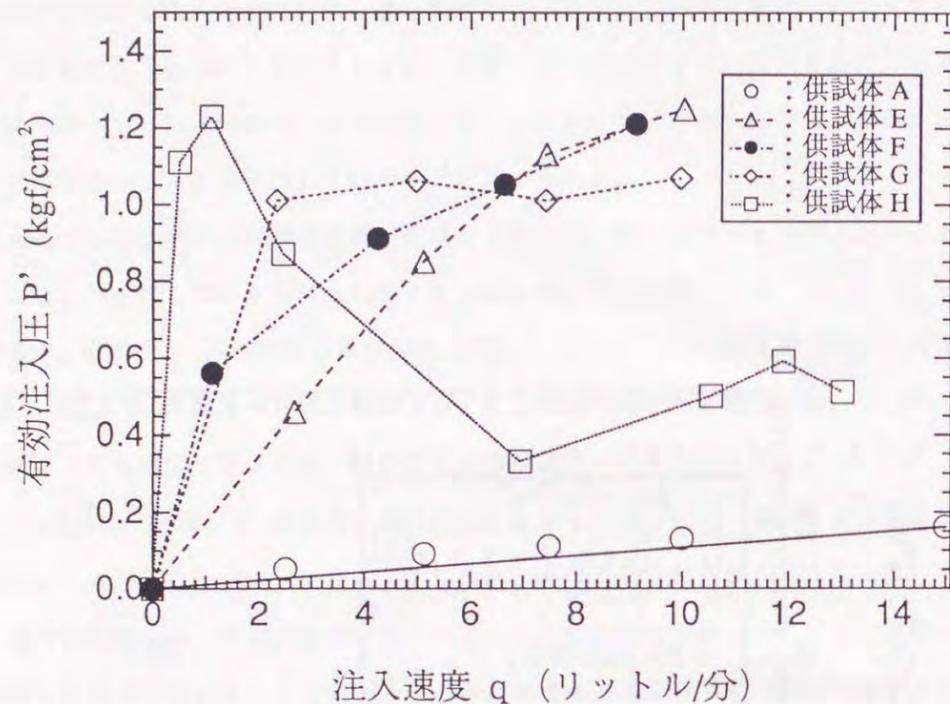


図-3.4.8 水の有効注入圧と注入速度の関係

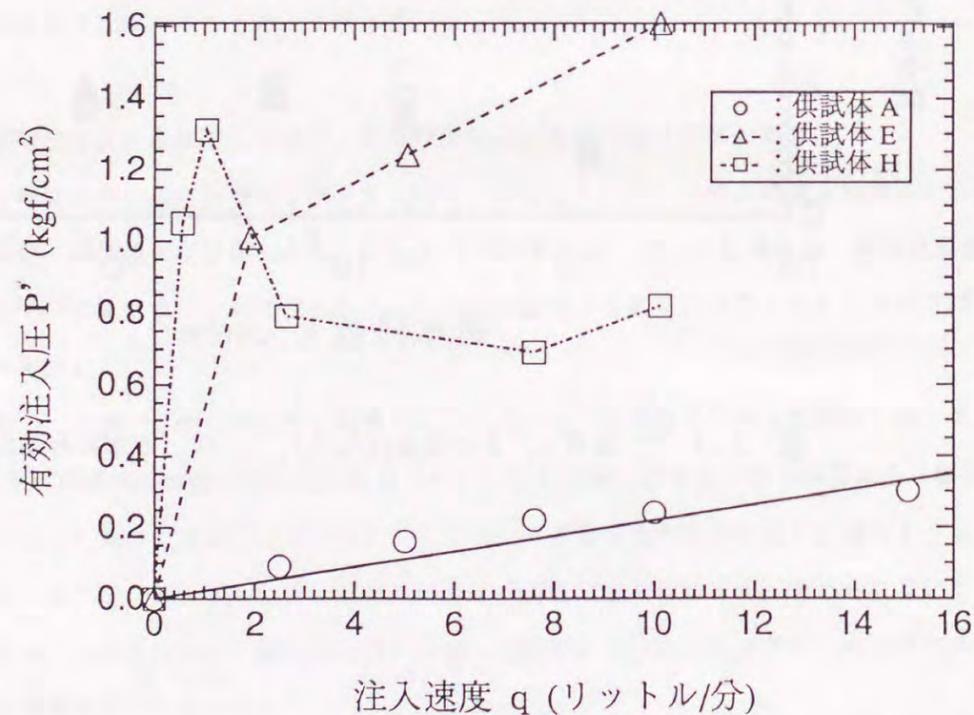


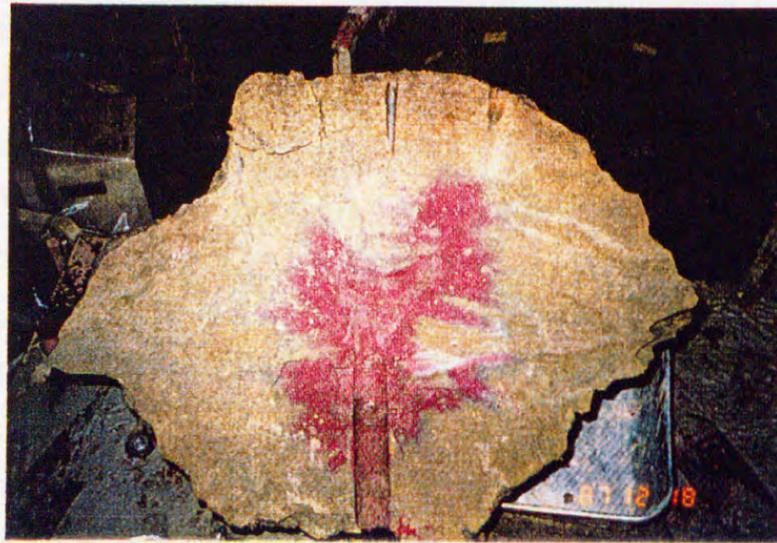
図-3.4.9 薬液 c の有効注入圧と注入速度の関係

す供試体 E の緩結性薬液注入による $P' \sim q$ 曲線においても、 $q = 10$ (リットル/分) では注入速度の増加に伴い有効注入圧も増加している。したがって、供試体 E に対し緩結性薬液 c を $q = 10$ (リットル/分) で注入した場合、ほぼ浸透注入が発生すると考えられる。実際、写真-3.4.4 に示す供試体解体時に確認した注入状況において、注入管周りに同心円状に着色薬液が認められたことから浸透注入が発生したと考えられる。そして固結形状もほぼ球形であった。なお、着色薬液は注入の最終段階で用いている。

次に供試体 E よりも透水係数の小さい供試体 G の場合、図-3.4.8 に示す水注入実験で得られた $P' \sim q$ 曲線において $q = 10$ (リットル/分) では、注入速度の増加に伴い有効注入圧は増している。したがって、3.3 節の考察結果から供試体 G に対し緩結性薬液 c を $q = 10$ (リットル/分) で注入した場合、浸透注入が発生すると予測される。写真-3.4.5 に示した固結形状から、供試体 E の場合よりもやくずれるものの実質的には浸透注入であることが認められる。また、透水係数がさらに小さい供試体 H に $q = 2.5$ (リットル/分) で注入した場合は、図-3.4.8 および図-3.4.9 に示す $P' \sim q$ 曲線において有効注入圧は減少段階に位置しているので割裂注入が発生すると予測される。そして、図-3.4.6 に示す実験結果および写真-3.4.3 に示した注入状況からも、薬液 a および薬液 c ともに固結部がほとんど存在しないことが分かる。

一方、供試体 E に 10 (リットル/分) の注入速度で瞬結性薬液 a を注入した場合、緩結性薬液 c の場合と異なり、写真-3.4.1 (a) に示すような鉛直の厚い板状の固結体が確認され、良好な浸透固結形状は得られなかった。このことから、緩結性薬液の場合のように、水注入実験による $P' \sim q$ 曲線から瞬結性薬液の浸透・割裂状況を予測することは困難であると考えられる。

図-3.4.10 および図-3.4.11 はそれぞれ供試体 A および供試体 E の有効注入圧と注入速度の関係を示す。なお、瞬結性薬液 a では図-3.4.5 に示すように注入過程において有効注入圧が最大値に達した後に減少する場合もあるので、有効注入圧の最大値と最終段階での値の両者を示している。これらの図から分かるように、緩結性薬液と水を注入した場合の $P' \sim q$ 曲線の形状はほぼ等しいが、急結・瞬結性薬液の $P' \sim q$ 曲線の形状は水注入のそれとは異なる。このことから、急結・瞬結性薬液の浸透・割裂状況は水注入の場合とは異なると考えられる。また、供試体 A に瞬結性薬液 a を注入した場合、注入速度によらず、すべて球形状の固結体が得られた。一方、供試体 E に瞬結性薬液 a を注入した場合は、いずれの注入速度でも鉛直の厚い板状の固結体が得られた。このように瞬結



供試体G (珪砂7号+木節粘土)
 $q = 10$ リットル/分, $t = 5$ 分

写真-3.4.5 緩結性薬液cの浸透状況



供試体A (珪砂3号)
 $q = 5$ リットル/分, $t = 10$ 分

写真-3.4.6 瞬結性薬液aの浸透状況

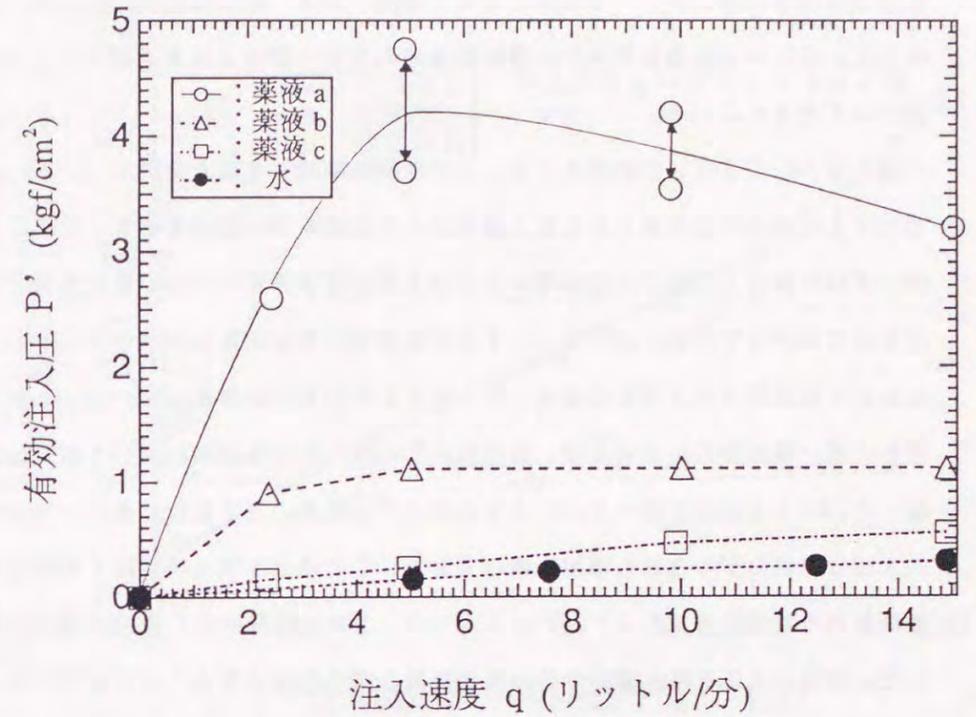


図-3.4.10 供試体Aの有効注入圧と注入速度の関係

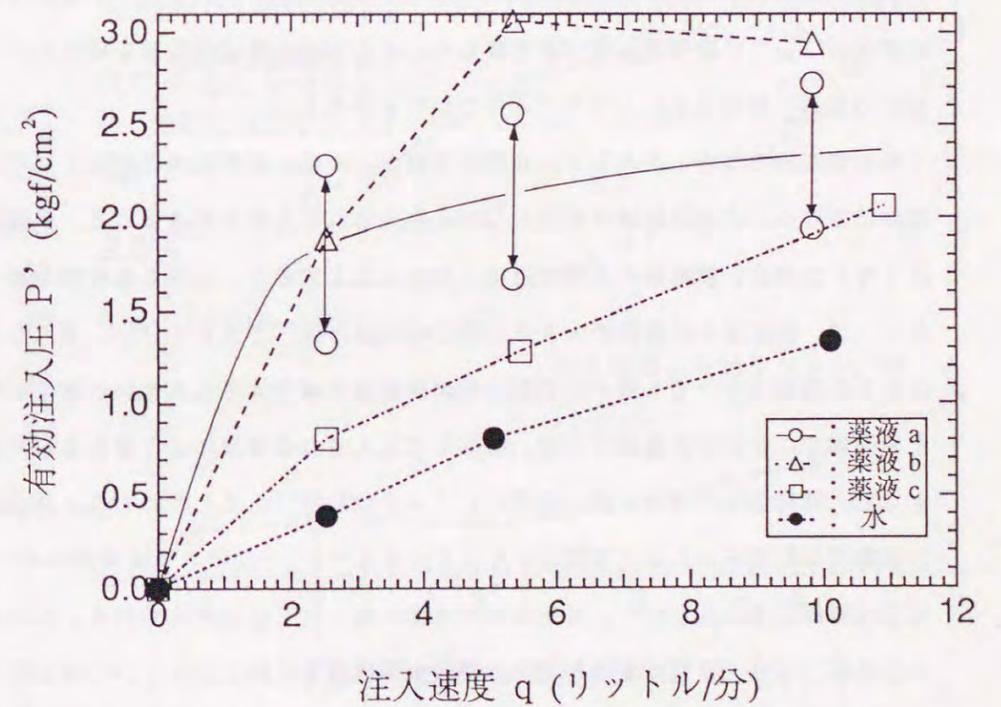


図-3.4.11 供試体Eの有効注入圧と注入速度の関係

性薬液の場合には、 $P' \sim q$ 曲線の形状と薬液の浸透・割裂状況との間には一般的な関係はなく、 $P' \sim q$ 曲線の形状から瞬結性薬液の浸透・割裂状況を予測することは非常に困難であると考えられる。

図-3.4.1.2は、供試体A、E、Hに瞬結性薬液aを注入速度2.5（リットル/分）で注入した場合の有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係を示す。注入の初期段階ではいずれの場合も有効注入圧は増加しているが、透水係数が小さい供試体ほど有効注入圧は早期に減少している。図-3.4.1.3は急結性薬液bの実験結果を示している。この図において供試体AおよびEの場合、注入中に有効注入圧は増加している。しかし、透水係数が小さい供試体Gにおいては、有効注入圧は注入の最終段階において減少し始めている。図-3.4.1.2および図-3.4.1.3において、地盤の透水係数が大きいものほど、有効注入圧は薬液のゲル化後も増加し続けており、この場合に限って急結・瞬結性薬液による固結体の形状は良好であった。このことから、ゲル化時間の短い薬液の固結形状を考える上で、有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係に着目することが重要と考えられる。

(3) ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の浸透と割裂現象のメカニズム

(2) では、ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の有効注入圧とその浸透・割裂状況との関係について実験結果に基づき考察した。ここでは、前述の考察を踏まえて、これらの薬液の浸透・割裂現象のメカニズムについて考察する。

瞬結性薬液の場合、注入している間に薬液がゲル化し固結領域が形成される。そして、後続の薬液はこの固結領域を割裂しながら注入されるものと考えられる。供試体A（ケイ砂3号）の場合、試料砂の平均粒径は1mm以上と大きく、しかも比較的均等である。したがって、供試体Aの間隙の大きさは他の供試体と比べて大きく⁽⁴⁴⁾、注入している間に固結した領域においても個々の間隙は他の供試体の場合よりも大きいと考えられる。そのため間隙中に存在する薬液ゲルは、継続して注入される薬液により穿孔されやすい。したがって、固結領域の透水係数は依然として大きい状態にあると思われる。透水係数の大きい状態では割裂圧も大きく割裂は生じにくくなる⁽²⁹⁾。このような理由から、供試体Aの場合はほぼ浸透注入となり、固結形状が球形になったものと考えられる。しかし、この場合は先行して注入された薬液を後続の薬液が順次遠方に押し出していく本来の浸透注入ではなく、すでに間隙中でゲル化した先行の薬液を後続の薬液が穿孔して前方に進む注入となる。そして、穿孔した後続の薬液は固結領域の外周面から流出した後、未固結地盤中に

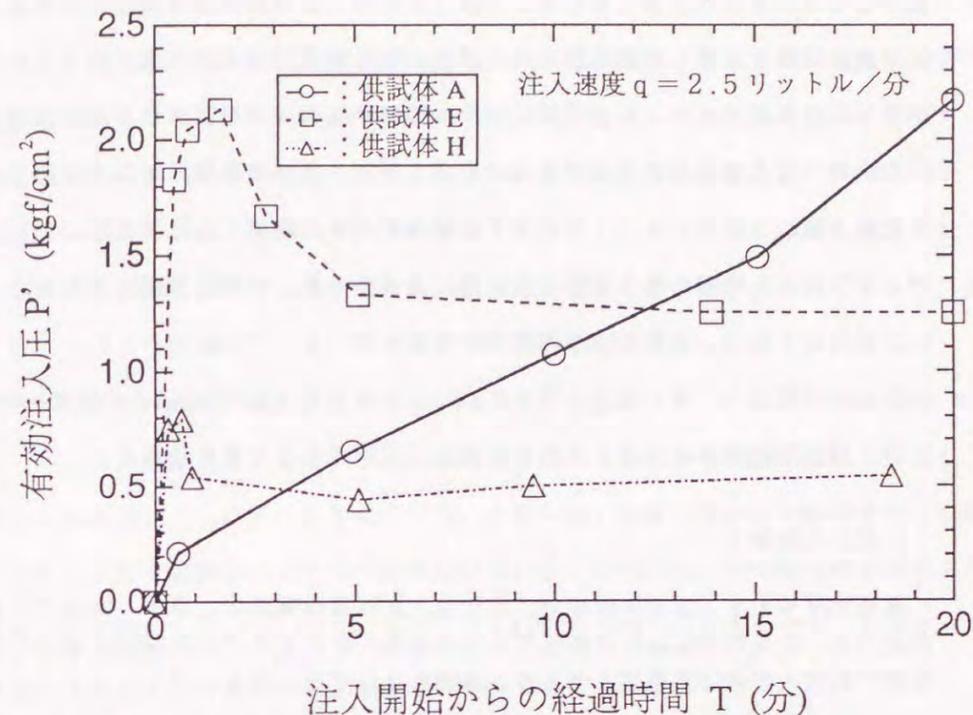


図-3.4.1.2 瞬結性薬液aの有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係

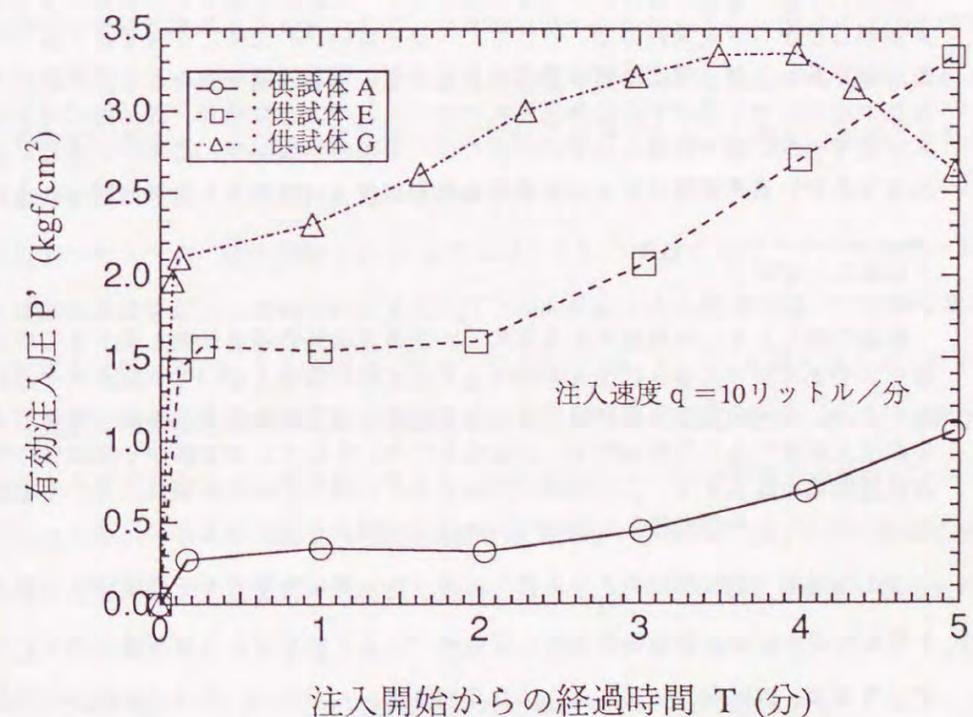


図-3.4.1.3 急結性薬液bの有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係

浸透してゲル化する。したがって、後続の薬液ほど固結領域の外側に存在する。この状況は2種類の着色薬液を時間差注入した結果からも確認できる。注入速度 $q = 5$ (リットル/分)、注入時間 $t = 10$ (分間) の条件で瞬結性薬液 a を供試体 A に注入した実験において、青い着色薬液を注入開始2分後から1分間、赤い着色薬液を注入開始8分後から1分間注入した。写真-3.4.6に示す供試体解体時に確認した浸透状況から、赤い着色領域は先行注入した青い着色薬液の浸透固結領域の外側、すなわち固結部外周にほぼ同心円状に存在しており、実質的に浸透注入が得られていることが分かる。

以上の考察より、注入速度が図-3.3.15に示す q 。以下の場合の急結・瞬結性薬液の浸透・割裂現象のメカニズムは以下のように説明できると考えられる。

浸透注入段階

薬液がゲル化する以前の段階で、有効注入圧は経過時間によらず一定値である。瞬結性薬液では、注入開始直後から有効注入圧は増加し始めるのでこの段階は存在しない。この段階での注入形態は浸透注入であり、固結形状は球形となる。

穿孔的浸透注入段階

先行して注入された薬液のゲル化が始まると、後続の薬液は先行薬液による浸透固結部を割裂しながら注入されるが、しばらくは浸透固結部の間隙に存在する薬液ゲルを後続の薬液が穿孔しながらほぼ球状に浸透する。地盤の透水係数が大きいと間隙径が大きいので間隙中に存在する薬液ゲルは穿孔されやすい。このような場合、固結部の透水係数はほとんど低下しないので有効注入圧が大きくなっても割裂は発生しにくい。また、浸透固結部の拡大に伴い透水係数の小さい領域が増大するので、有効注入圧は時間とともに増加する。

割裂注入段階

経過時間とともに有効注入圧は増加し、浸透固結部の透水係数も低下するので、割裂が発生しやすくなり、さらに注入を続けると浸透固結領域において割裂が生じる。割裂が発生すると、後続の薬液は割裂脈を通過して容易に浸透固結領域の外側に流出するので、一定の注入速度のもとでは有効注入圧は低下する。そして、割裂脈から固結体の外側に薬液は浸透領域を拡大する。この領域が固結すると、次にこの固結領域において割裂が発生する。このような状況を繰り返すので固結領域は割裂方向に厚板状に広がる。

以上の浸透・割裂現象のメカニズムに基づいて瞬結性薬液 a を供試体 E に注入した場合を考察すると、注入開始直後では、図-3.4.12に示すように有効注入圧の増加が生じているので、供試体 A と同じように穿孔的浸透注入が生じ、球状の固結体が形成されていると考えられる。しかし、球状の固結体が少し大きくなると、供試体 E の場合、試料砂の間隙は供試体 A と比べて小さいので、間隙中に存在する薬液ゲルを後続の薬液が穿孔する

ために要する圧力が大きくなり割裂が発生する。この場合、鉛直圧(上載圧)よりも水平圧の方が小さいために割裂脈は鉛直方向に生じたと考えられる。そして割裂脈の数が少ないので脈幅が厚くなり、脈内の圧力は有効注入圧にほぼ等しくなる。薬液は固結領域内の割裂脈を通り固結体の外側に流出し、その後未固結部において浸透する。この浸透部分は直ちに固結するので、ある程度の大きさになると有効注入圧が再び増加し始め割裂が発生する。このような浸透と割裂が繰り返され、割裂は常にはじめの割裂方向をとるので、固結体の形状は写真-3.4.1(a)に示すように鉛直の板状になると考えられる。

供試体 H の場合、地盤の透水係数が小さいので注入速度 $q = 2.5$ (リットル/分) では水注入であっても割裂する。したがって、瞬結性薬液では当初から割裂が発生しており、割裂脈からの浸透もごくわずかと考えられる。このため、写真-3.4.3に示すように固結部はほとんどなく脈状のホモゲルが数本認められるのみである。この場合の有効注入圧は、地盤自身が固結していないので、供試体 H それ自身の割裂圧に相当する。したがって、供試体 H の有効注入圧は供試体 E よりも小さくなると考えられる。

急結性薬液の注入における固結形状は透水係数の著しく大きい供試体 A を除き瞬結性薬液よりも球形に近くなり、割裂脈もほとんど認められなかった。急結性薬液はゲル化するまでの時間が瞬結性薬液よりも長いので、供試体自身の割裂が生じない場合には薬液が地盤中に浸透している時間が長くなる。また薬液が間隙中でゲル化し始めても初期においては瞬結性薬液の薬液ゲルよりも強度が弱いので後続の薬液で穿孔されやすいと考えられる。このため瞬結性薬液よりも球形状に近い固結体が得られたと考えられる。

以上に述べたように、注入速度 q が q_c より小さいという条件の下で、ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液を注入した場合の有効注入圧と注入開始からの経過時間の一般的な関係を模式化すると図-3.4.14のようになる。この図において、 T_g を越えるとゲル化が始まり、有効注入圧は増加し始めるが、瞬結性薬液では、この T_g は非常に小さく、浸透注入段階はほとんど存在しない。有効注入圧 P' ~ 注入開始からの経過時間 T の関係における最大有効注入圧が得られる時間 T_1 の値は地盤の透水係数や薬液のゲル化時間の影響を受け、地盤の透水係数が大きく薬液のゲル化時間が長いほど T_1 は大きくなる。地盤の透水係数が大きいほど粒子間隙径も大きくなるので、間隙中の薬液ゲルは長時間穿孔される。 T_g から T_1 の間の注入形態は、前述した穿孔的浸透注入に相当する。 T_1 に到達するとそれまでの固結領域が割裂するので有効注入圧は低下し、以後、浸透と割裂が繰り返され固結形状は板状になる。

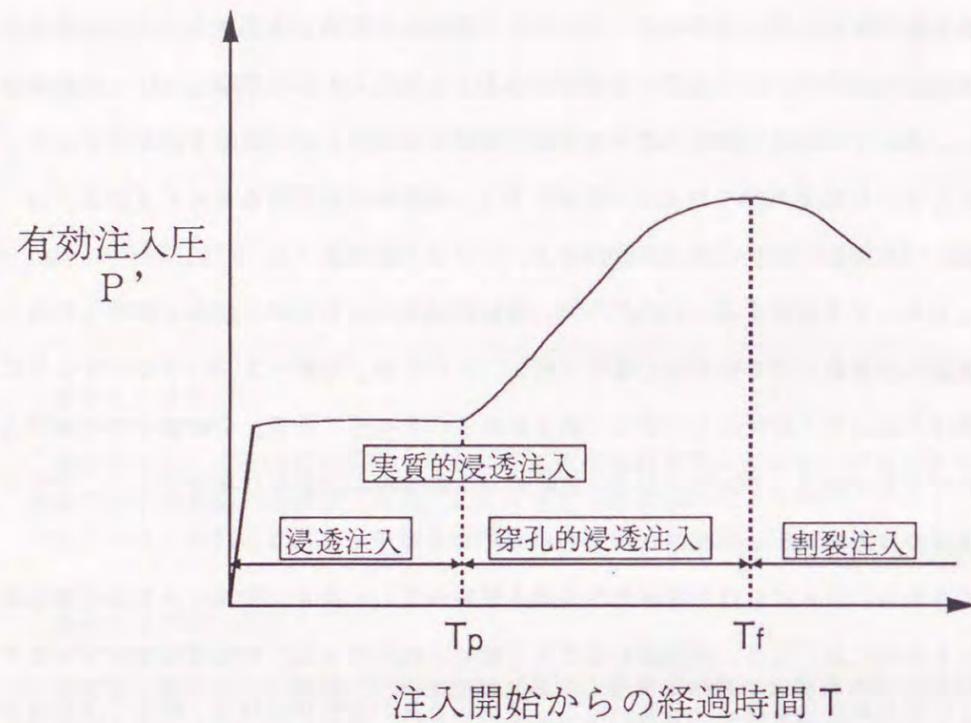


図-3.4.14 砂質地盤におけるゲル化時間の短い薬液の有効注入圧と注入時間の一般的関係
(注入速度 q_c 以下の場合)

3.5 結論

本章では、ゲル化時間の長い緩結性薬液とゲル化時間が注入時間よりも短い急結・瞬結性薬液それぞれに対して、砂質地盤における浸透と割裂現象について実験的検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

- ①ゲル化時間の長い緩結性薬液に対して、薬液の浸透形状は土被り圧に相当する拘束圧や透水係数の地盤条件と注入速度に強く依存していることを示した。
- ②緩結性薬液の浸透状況は有効注入圧 P' と注入速度 q の関係、すなわち $P' \sim q$ 曲線の形状によって表現できることを示した。そして、図-3.3.15に示すように、 $P' \sim q$ 曲線から注入速度に対応する薬液の浸透および割裂の状況が予測できることを明らかにした。
- ③注入時間よりもゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の場合は、注入中に薬液がゲル化するので、後続の薬液が間隙中でゲル化した先行薬液を穿孔する。そして、その先行薬液による固結体の外側に後続薬液が浸透し固結する。この場合、注入圧は緩結性薬液の場合より高くなるので割裂が発生しやすく、特に透水係数の大きい砂層以外は、割裂面が拡大するので不良な板状の固結形状になることを明らかにした。
- ④急結・瞬結性薬液の場合、 $P' \sim q$ 曲線よりもむしろ図-3.4.14に示すような有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係から薬液の浸透および割裂の状況が推察できることを明らかにした。

第4章 良好な浸透固結形状を得るための注入速度およびゲル化時間の選定方法

4.1 はじめに

砂質地盤を対象とする薬液注入では、薬液を地盤中に浸透させ、図-1.1.1(a)、(b)に示すような、ほぼ球形状の固結体を得ることを目標としている。このような固結体が注入範囲全体にわたって得られれば、ほぼ良好な注入効果が得られる。しかし、第3章で述べたように、土被り圧に相当する拘束圧や透水係数等の地盤条件と注入速度や薬液ゲル化時間等の注入条件によっては薬液が良好に浸透しない場合がある。したがって、対象とする地盤の条件に応じて、上述のようなほぼ球形状の固結体を得られる注入条件を選定することが、良好な注入効果を得るためには必要不可欠である。すなわち、注入条件の内、浸透固結形状に対し最も支配的であると考えられる注入速度および薬液のゲル化時間を適切に選定して薬液の浸透を確実にし、注入範囲全体をもれなく十分に改良できるようにする必要がある。このような背景から、注入効果の期待できる注入速度および薬液のゲル化時間の適切な選定方法の確立が必要とされている。そして、以上のような良好な注入効果の期待できる薬液注入が実施されて初めて、浸透固結状況の評価が必要となり、薬液注入工法それ自身の信頼性も高くなると考えられている。

本章では、第3章で得られた結論より、浸透注入を目標として使用される緩結性薬液に対して注入速度の適切な選定方法の提案を行う。また、3.4節に述べたように、地盤の透水係数により適切な薬液のゲル化時間が異なるので、先に述べた実験結果を再整理し薬液のゲル化時間の適切な選定基準を提案する。

4.2 注入速度と固結形状の関係

先述したように、砂質地盤を対象とした注入では、地盤中に薬液を浸透させ、ほぼ球形状の固結体を得ることを目標としている。しかし、注入条件によっては、浸透注入が困難で地盤に割裂が生じて、薬液の多くが割裂した部分に集中して注入されることがある。しかし、割裂が生じた場合の固結形状は、必ずしも不良というわけではない。第3章で述べたように砂質地盤の場合は、割裂した部分からも薬液の浸透が可能となるので、割裂の発生は浸透面積の拡大と考えることができる。そして図-1.1.1に示したように、割裂後

の固結形状は割裂面の進展状況に大きく影響を受けると考えられる。図-1.1.1(b)のように、割裂が注入孔近傍に留まる場合には比較的良好な固結形状が期待できる。しかし、割裂が大きく遠方まで進展する図-1.1.1(c)のような場合には、固結形状がいびつになり、注入範囲内に未固結部分が残存し、十分な注入効果が期待できない。

第3章において、この固結形状を大きく支配する割裂の進展状況は、土被り圧に相当する拘束圧や透水係数、地盤の引張り強度などの地盤条件と注入速度や注入圧などの注入条件に依存することを述べた。そして、有効注入圧 P' ～注入速度 q 曲線の形状から薬液の浸透・割裂状況が予測できることを明らかにした。本節では、3.2節で述べた薬液の浸透に関する基礎理論の観点から割裂の進展を考察し、 P' ～ q 曲線から注入速度を適切に選定する方法について述べる。

4.2.1 薬液の P' ～ q 曲線による限界注入速度の選定方法

地盤中のある一点(半径 r_1 (cm)の球空洞、すなわち薬液吐出部周辺の空洞の表面)から注入する場合、割裂が生じないと仮定すると、放射状に浸透して球状の固結形状となり、式(4.2.1)が成立する⁽¹⁾。この式の詳しい誘導については3.2節で述べた。

$$q = \frac{4 \cdot \pi \cdot k \cdot r_1 \cdot P'}{\mu \cdot \gamma_w} \quad (4.2.1)$$

ここに、 q : 注入速度 (cm³/sec)

k : 透水係数 (cm/sec)

r_1 : 薬液吐出部である球空洞の半径 (cm)

P' : 有効注入圧 (kgf/cm²)

μ : 水に対する薬液の粘性係数の比

γ_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³)

注入速度 q の単位は、本節の計算式では(cm³/sec)で表示するが、その他では(リットル/分)に換算して記述する。なお、1cm³/sec=0.06リットル/分である。

注入速度が地盤の透水係数に対して十分小さく、薬液が吐出部周辺の表面のみから浸透する、いわゆる浸透注入が発生している場合、割裂が生じないので薬液の浸透面積は吐出部周辺の表面積に相当する。したがって、有効注入圧は注入速度にほぼ比例する。その後、注入速度が増加するに伴い、吐出部周辺の空洞表面から割裂脈が発生・進展し、割裂によって生じた浸透面積(以下、割裂面積と記述する。)が次第に増加する。薬液は、発生し

た割裂脈からも地盤中に浸透することができる。このような割裂脈からの浸透により割裂浸透注入が生じる。注入速度の増加により割裂面積が増大するので、有効注入圧の増分は次第に小さくなる。注入速度がさらに増加して、地盤中に大きな割裂脈が発生すると、割裂面積が急激に増加するので、注入速度の増加に伴い、有効注入圧はそれ以前の値より低下する場合がある。

第3章で得られた結果に基づき、図-4.2.1には砂質地盤においてゲル化時間の長い緩結性薬液を注入した場合の一般的な有効注入圧 P' と注入速度 q の関係、すなわち、 $P' \sim q$ 曲線を示す。第3章で述べたように、この $P' \sim q$ 曲線の形状は薬液の浸透・割裂状況を反映していると考えられる。 $P' \sim q$ 曲線の原点 O から a 点までの直線区間においては完全な浸透注入が生じる。本章では、この直線部を初期直線勾配と定義する。 a 点以後は曲線形状を示し、その曲線勾配 $(\Delta P' / \Delta q)$ が次第に減少して、一定値もしくは負の勾配を示す。これは a 点において薬液吐出部周辺の地盤から割裂が発生して、割裂面積が増加していることを意味している。

また、 $P' \sim q$ 曲線に及ぼす地盤条件の影響は次のように考えられる。 $P' \sim q$ 曲線の初期直線勾配は透水係数に、一方、直線部から曲線部への変化点および曲線部の勾配は土被り圧に相当する地盤の拘束圧に密接に係わっている。すなわち透水係数が小さいほど、初期直線勾配は大きくなる。また、拘束圧が小さいほど曲線勾配が小さくなり、負勾配に転ずる注入速度も小さくなる。

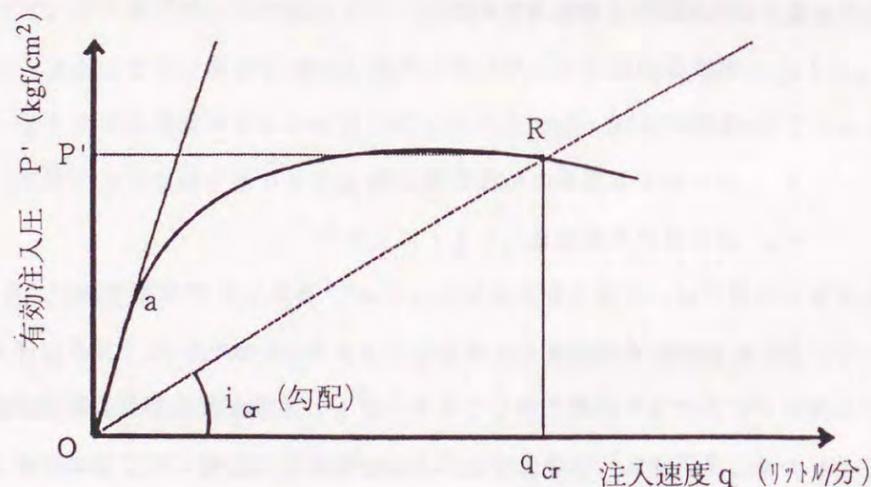


図-4.2.1 薬液による $P' \sim q$ 曲線からの q_{cr} の選定方法

一定の地盤条件のもとで注入する場合、固結形状に大きく影響を及ぼす注入条件は注入速度と有効注入圧であるが、この両者をそれぞれ独立して任意に設定することはできない。有効注入圧は注入速度に応じて定まるので、良好な固結形状を得るためには、このどちらかを適切に選定すれば良い。許容有効注入圧を定めて、薬液の注入状況を把握しようとする研究⁽²⁴⁾もあるが、実際の注入工事は一定の注入速度のもとで実施されており、施工管理や積算などを行う上でも注入速度で管理する方が合理的である。したがって、本研究では固結形状と注入速度の関係に着目し、良好な浸透固結形状を得ることのできる注入速度の上限値である限界注入速度について検討する。

前述のように、薬液の浸透・割裂の状況は、 $P' \sim q$ 曲線に反映されると考えられる。したがって、適切な注入速度は $P' \sim q$ 曲線から選定できると考えられる。そして、その選定のためには、良好な浸透固結形状が得られる割裂の進展状況を評価する必要があり、その評価結果と $P' \sim q$ 曲線に基づいて限界注入速度の選定が可能であると考えられる。

本研究では、割裂の進展状況は割裂面積により表示できることに着目し、浸透面を球状としたM a a gの式(4.2.1)を変形した式(4.2.2)により、割裂面積 A (初期吐出部面積と割裂により増加した浸透面積の和)を評価することを試みた。

$$A = \frac{\mu^2 \cdot \gamma_w^2 \cdot q^2}{4 \cdot \pi \cdot k^2 \cdot P'^2} = \frac{\mu^2 \cdot \gamma_w^2}{4 \cdot \pi \cdot k^2 \cdot i^2} \quad (4.2.2)$$

ここに、 A : 割裂面積 (cm^2)

i : $P' \sim q$ 曲線において原点を通る任意の直線勾配 ($= P' / q$)

式(4.2.2)から分かるように、割裂面積の大きさは勾配 i の2乗に反比例する。このことから、注入速度が図-4.2.1中の a 点以上になると勾配 i は小さくなるので、割裂面積は増加していると考えられる。

割裂面積の増加に伴い割裂は板状になって行くので、固結形状は球形状から次第にいびつな形状を示すようになる。したがって、割裂浸透注入によりほぼ球形の固結形状が得られる割裂面積の許容値 A_{cr} (以下、許容割裂面積と記述する。)と地盤の透水係数 k が得られれば、ほぼ球形の固結形状が得られる限界勾配 i_{cr} は式(4.2.3)より求められる。

$$i_{cr} = \frac{\mu \cdot \gamma_w}{2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot \sqrt{A_{cr}} \cdot k} \quad (4.2.3)$$

そして、図-4.2.1に示すように、 $P' \sim q$ 曲線と限界勾配 i_{cr} との交点 R における注入速度が許容割裂面積 A_{cr} となる状態の注入速度であり、これが限界注入速度 q_{cr} に相当す

る。

以上の方法により限界注入速度 q_{cr} を選定するためには、注入効果の高い良好な浸透固結形状が得られる許容割裂面積 A_{cr} の値について、実験的に検討し把握する必要がある。

なお、先にも述べたように、M a a g 式は球形空洞の表面から注入されることを前提にしたものであり、割裂面積は球の表面積に相当する。しかし、実際に発生する割裂は平板状であり、この差異を考慮しなければならない。

いま、半径 r_2 の円盤の両面から薬液が浸透する場合の有効注入圧と注入速度の関係を考える。この両者の関係は片面からの浸透に相当する井戸底流れの式^(4.2) $q = 4k r_2 h$ (ただし、 q : 注入速度 (cm^3/sec)、 h : 水頭 (cm) $= P' / \gamma_w$) を2倍した式(4.2.4)に相当すると考えられる。

$$q = \frac{8 \cdot k \cdot r_2 \cdot P'}{\gamma_w} \quad (4.2.4)$$

式(4.2.1)および式(4.2.4)において、割裂面積はそれぞれ $4\pi r_1^2$ (半径 r_1 の球の表面積) および $2\pi r_2^2$ (半径 r_2 の円盤両面の表面積) で表示される。したがって、同一の有効注入圧と注入速度においては、式(4.2.4)より得られる割裂面積は式(4.2.1)より得られる値の2割大きくなる程度で大きな差はないものと考えられる。以上より、割裂が平板状になったとしても、式(4.2.1)により割裂面積を評価することは十分可能と考えられる。

4.2.2 許容割裂面積の実験的検討

前節で述べたように、限界注入速度 q_{cr} を選定するためには、注入効果の高い良好な浸透固結形状が得られる許容割裂面積 A_{cr} の値について、実験的に検討し把握する必要がある。そこで、本節では室内注入実験を実施し許容割裂面積を実験的に調査した。

(1) 使用した試料砂および実験方法

使用した注入実験装置の概要を図-4.2.2に示す。これは、3.4節で述べた実験装置の構成とほぼ同様であり、底板に土槽を設置し、この中で供試体を作製し、その中心部から薬液を注入する。土槽は直径800mm、高さ1000mmの鋼製円筒で、側面には注入時の間隙水の排水が可能のように、約2mmの孔が多数あいている。その内壁には試料砂の流出を防止するために、63 μm の金属メッシュを張り付けている。供試体は、円筒土槽内に水を入れ試料砂を投入し突き固めて作製する。円筒土槽の外周にはアクリル製の

セルを設け、セルと土槽の間を水で満たす。注入に伴う供試体からの排水は、土槽上部から外部にオーバーフローできるようになっている。また、供試体の上部表面に取り付けられたゴム風船により1.0kgf/cm²の上載圧を作用させる。円筒土槽の中心部には、直径40mmの注入管を底面から400mmの位置に設置した。有効注入圧は、第3章と同じように注入管底部の圧力測定値から管内抵抗圧と背圧を差し引いて求めた。

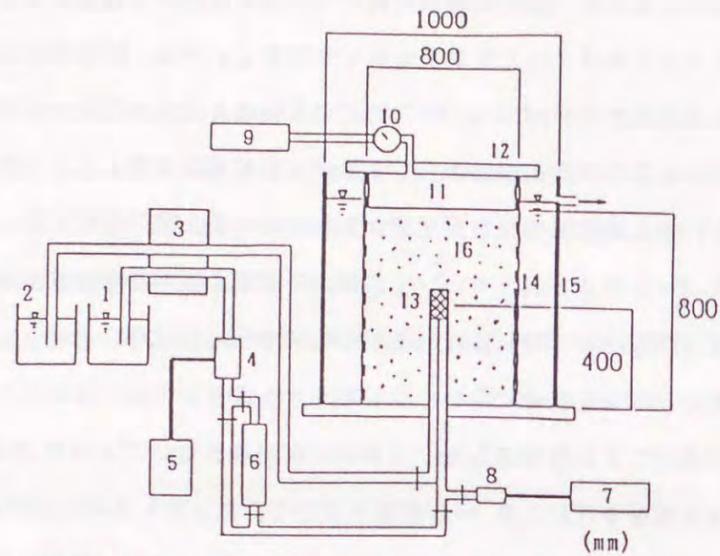
図-4.2.3および表-4.2.1には、それぞれ試料砂の粒度分布および供試体の基本的な土質定数を示す。試料砂は、市販の珪砂8号と粒径のより細かい特粉珪砂を混合したものである。なお、混合においては、ミキサーを用いて表-4.2.1に示す混合率で、5~6回に分けて6分間混合した。これらの試料砂を用いて上記の方法により供試体を作製し、水注入実験を行い、 $P' \sim q$ 曲線を求める。次に同じ条件で作製した供試体に対し、緩結性の溶液型水ガラス薬液を注入する。表-4.2.2には、使用した2種類の薬液の配合および水との粘性比を示す。

薬液を用いた注入実験は、注入速度や試料砂の種類を変化させて13ケース実施した。表-4.2.3に各ケースの注入条件を示している。なお、表中の有効注入圧は実験終了段階における値とした。また、薬液の総注入量は実験装置の制約上いずれも50リットルとし、割裂面の判定を容易にするために、最後の5リットルは着色した薬液を注入した。

(2) 実験結果および考察

水注入実験による各供試体の $P' \sim q$ 曲線を図-4.2.4に示す。第3章で述べたように、透水係数の小さい供試体ほど、 $P' \sim q$ 曲線の初期直線勾配は大きくなる。また図-4.2.5には、薬液を一定の注入速度で総量50リットル注入した際に得られた有効注入圧と注入時間の関係を例示する。有効注入圧は注入開始直後に最大値を示し、その後、徐々に低下して一定値となる場合が多い。

表-4.2.2に示す薬液を数種類の注入速度でそれぞれ50リットル注入し、薬液のゲル化を確認してから供試体を解体する。供試体の解体時に未固結部分を掘削あるいは水洗いにより除去し、固結体全体の形状を観察しほぼ球状か、またはいびつ形状かの判定を行った。次に、固結体を上部から5~10cmごとに水平方向に切り取り、その断面を観察し、各断面ごとに着色された割裂面の寸法を測定した。割裂面は必ずしも直線的に、また放射状に進展しているわけではないので、詳細に測定を行い各断面における割裂面のスケッチを行った。さらに、スケッチした割裂面を円や長方形等の組み合わせで近似し割裂面



1:水ガラス用タンク 2:硬化材用タンク 3:ポンプ
 4:電磁流量検出器 5:電磁流量変換器 6:着色液用ビュレット
 7:XYレコーダー 8:圧力変換器 9:コンプレッサー
 10:レギュレーター 11:風船 12:上盤 13:注入管
 14:モールド 15:セル 16:供試体

図-4.2.2 注入実験装置

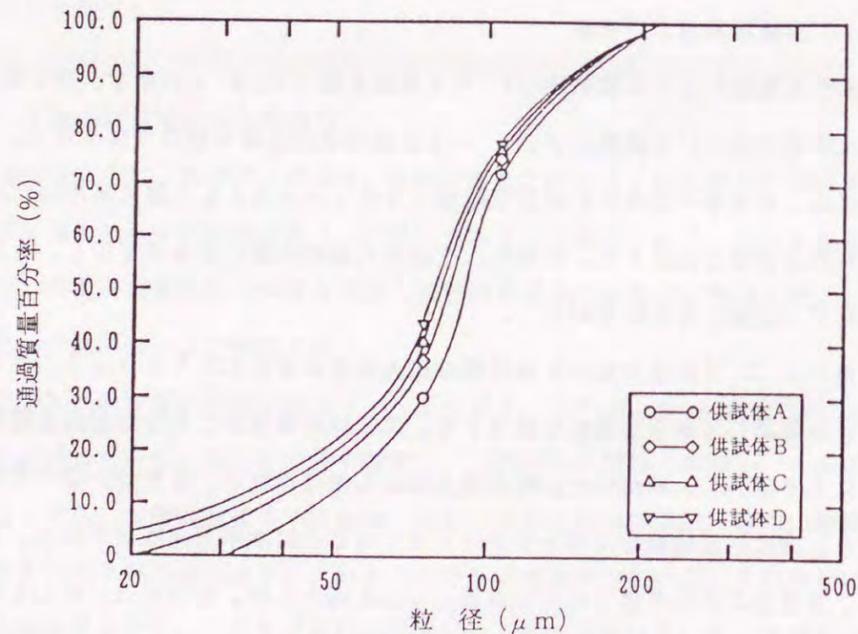


図-4.2.3 試料砂の粒度分布

表-4.2.1 使用した試料砂と供試体の基本的な土質定数

供試体	試料砂	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	間隙比 e	透水係数 k (cm/sec)
A	珪砂8号	1.494	0.774	1.5×10^{-3}
B	A:特粉珪砂=9:1	1.597	0.659	7.5×10^{-4}
C	A:特粉珪砂=8.5:1.5	1.620	0.636	5.2×10^{-4}
D	A:特粉珪砂=8:2	1.634	0.621	3.0×10^{-4}

表-4.2.2 使用した薬液の配合

種類	配合 (ml)		ゲル化時間 (分)	水に対する薬液の粘性比 μ
	A液 500	B液 500		
1	3号水ガラス:250 水:250	グリオキザール:50 リン酸:14	20~30	2
2	3号水ガラス:300 水:200	水:436	15~20	3

表-4.2.3 各ケースにおける注入条件と割裂面積

ケース	供試体	注入速度 (リットル/分)	有効注入圧 (kgf/cm ²)	薬液	実測した割裂面積 (cm ²)
1	A	15.0	3.1	1	620
2	A	23.0	3.8	1	720
3	A	24.0	3.5	1	1230
4	B	10.0	3.6	1	570
5	B	20.0	3.8	1	2310
6	C	10.0	3.62	1	1820
7	C	16.0	4.15	1	2730
8	D	6.0	3.69	1	1410
9	D	10.0	4.19	1	3240
10	D	12.0	4.3	1	4580
11	D	20.0	4.05	1	9000
12	B	8.0	3.5	2	580
13	B	14.0	4.26	2	1240

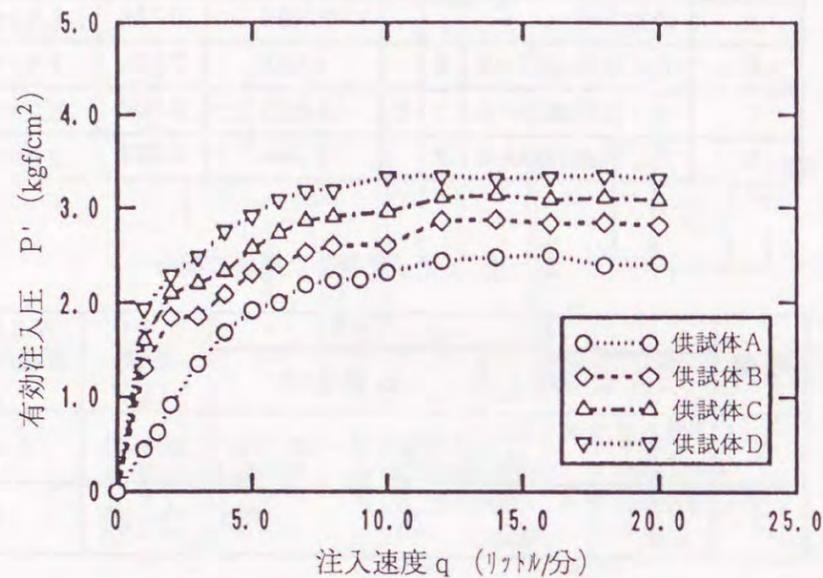


図-4.2.4 水注入実験のP'~q曲線

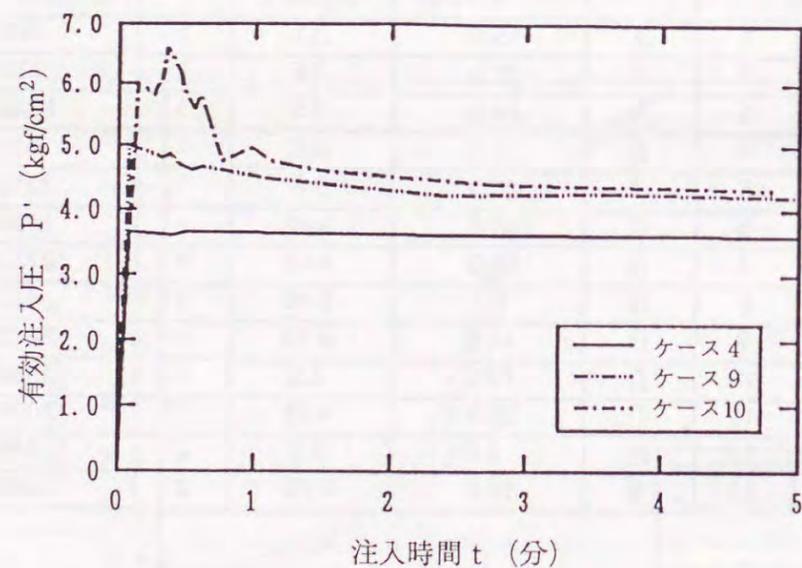


図-4.2.5 薬液注入実験のP'~t曲線

積を算出した。そして、その割裂面の両面から薬液が浸透すると考え、得られた割裂面積の2倍を固結体内に発生した割裂面積とした。

図-4.2.6に薬液注入実験の各ケースにおける割裂面積と固結形状の関係を示す。なお、割裂面積には初期吐出部表面積50cm²を含む。また、固結形状については観察結果から球状またはほぼ球状、ややいびつ形状、いびつ形状の3種類に分けて判定した。写真-4.2.1、4.2.2には、球状またはほぼ球状の固結形状、写真-4.2.3、4.2.4には、ややいびつ形の固結形状を示している。薬液注入において写真-4.2.1~4.2.4程度の固結形状が得られる場合、群注入を実施すれば注入範囲全体において、ほぼ連続した改良部が得られるものと考えられ、適切な固結形状と判断される。写真-4.2.5および写真-4.2.6には、いびつ形の固結形状が得られたケース10とケース11の固結体の断面図を示している。これらの写真から2~4本の割裂脈が鉛直および半径方向に発生していることが分かる。このような場合は、群注入を行っても注入範囲内に未固結部分が残存し、良好な注入効果は得られないと考えられる。

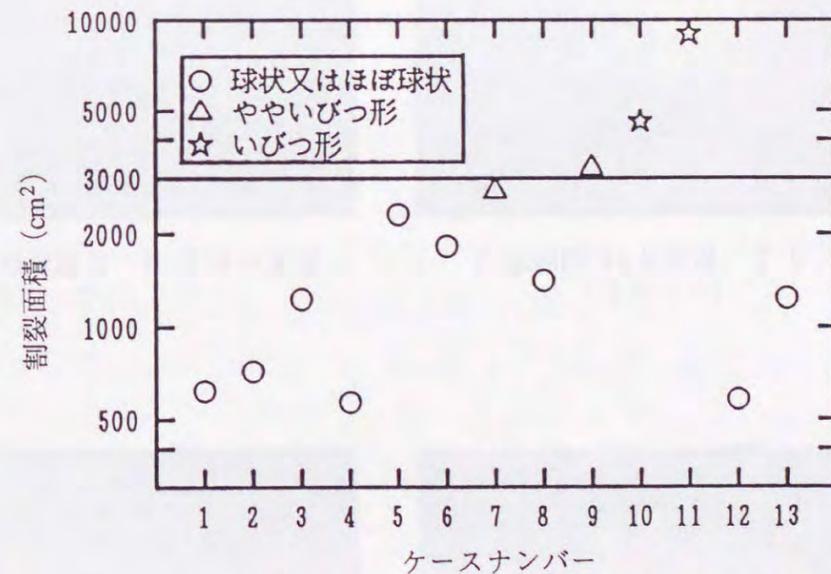


図-4.2.6 供試体の割裂面積と固結形状の関係

図-4.2.6から、ほぼ球状もしくはややいびつ形状が得られる割裂面積の許容値は3000cm²程度と考えられる。すなわち、地盤中に割裂が直径44cm程度の円盤状に発生した時の円盤両面の総面積に相当する。もちろん、この割裂面積の許容値は割裂面の発生数や割裂面の発生形状にも関係がある。発生数が多く地盤中で対称的に分布するほど、

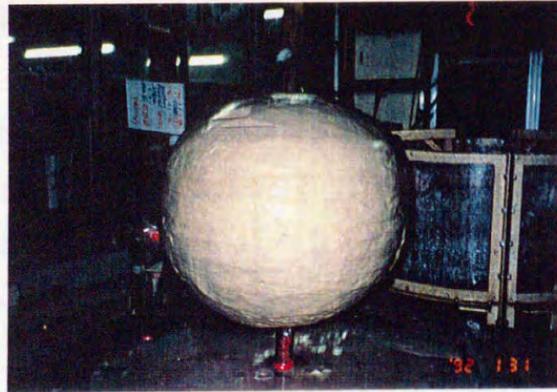


写真-4.2.1 供試体Aの固結形状
(ケース2)



写真-4.2.4 供試体Dの固結形状
(ケース9)

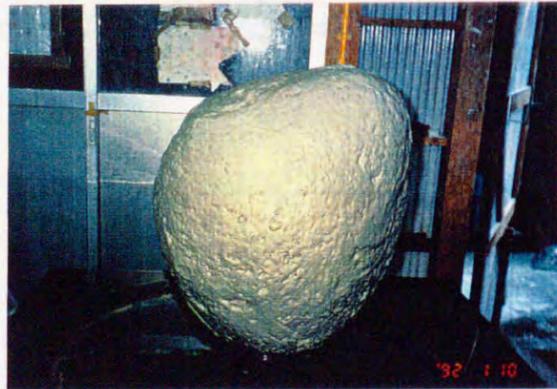


写真-4.2.2 供試体Bの固結形状
(ケース5)



写真-4.2.5 供試体Dの固結形状
(ケース10)

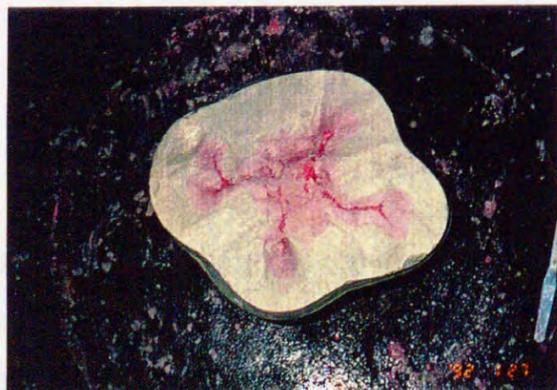


写真-4.2.3 供試体Cの固結形状
(ケース7)



写真-4.2.6 供試体Dの固結形状
(ケース11)

固結形状は良好になる。しかし、本実験や注入現場での観察結果では、ほぼ均一な地盤において発生する割裂面の数は2~4本程度であり、ほぼ対称的に発生する。また、割裂面は鉛直方向に平面または湾曲した形状となる。以上の理由から、図-4.2.6に示す割裂面積の許容値には一般性があると考えられる。

4.3 水注入のP'~q曲線による限界注入速度の選定方法

4.3.1 水注入のP'~q曲線の意義

4.2.1で述べた方法により限界注入速度を選定するためには、使用する薬液を注入した場合に得られるP'~q曲線を求める必要がある。しかし、実用の薬液を用いてP'~q曲線を求めるためには多量の薬液が必要となる。そして、その多量の薬液が地盤中でゲル化してしまうので、本工事に影響を及ぼすことも考えられる。また、現場においてP'~q曲線を得るための実験には、数時間を要し実験中に薬液がゲル化するので、実験の継続が不可能になったり、得られた結果の解釈が困難になることも予想される。したがって、実際に実地盤のP'~q曲線を得るには、実用の薬液ではなく水を注入して測定するのが現実的である。

以上のような理由から、本研究では、薬液の代わりに水を注入して求めたP'~q曲線を利用して実用の薬液に応じた限界注入速度の選定方法を提案する。

4.3.2 薬液の粘性を考慮したP'~q曲線の補正

4.2.2において、割裂浸透注入になる場合、ほぼ球形状もしくはややいびつ形状の固結体が得られる割裂面積の許容値 A_{cr} は 3000 cm^2 であることを実験的に示した。4.2.1に述べた限界注入速度の選定方法ではM a a gの式を援用している。したがって、式(4.2.1)、式(4.2.2)で表示されるM a a g式により与えられる割裂面積と実測した割裂面積を比較し、両者が異なる場合には、M a a g式を援用できるように補正する必要がある。そこで薬液注入時の有効注入圧 P'_L 、注入速度 q 、薬液の粘性係数および供試体の透水係数を用いて、M a a g式から算出される割裂面積と4.2.2で述べた実験により得られた実測割裂面積を比較した。その結果を図-4.3.1に示す。この図よりM a a g式から算出される割裂面積は、実測の割裂面積よりも、かなり大きくなることが分かる。したがって、実測の割裂面積にほぼ一致するようにM a a g式を補正する必要がある。

M a a g式による割裂面積の値が実測割裂面積と一致しない原因は、薬液の粘性の影響が式(4.2.1)と異なることや割裂面の形状が式(4.2.1)において仮定している球形状と異なることなどが考えられる。しかし、4.2.1でも述べたように、割裂が平板状になったとしても、式(4.2.1)により割裂面積を十分評価できると考えられることから、M a a g式による割裂面積と実測値が一致しないのは薬液の粘性の影響が主な原因と考えられる。そこで、薬液の粘性に着目して、以下に述べるM a a g式の補正を行った。

(1) 初期直線勾配部(割裂発生前)における補正

P'~q曲線の初期直線勾配部においては、割裂は発生せず薬液吐出孔部分の浸透面積は不変であるので、薬液注入実験で得られる初期直線勾配 i_{oL} と水注入実験で得られる初期直線勾配 i_{ow} の比 α ($=i_{oL}/i_{ow}$)は、薬液と水の粘性比に等しいと考えられる。しかし、4.2.2で述べた注入実験では、図-4.3.2に示すように i_{oL} は粘性比 μ に比例せず、 i_{oL} と i_{ow} の比 α は式(4.3.1)に表示するように μ のほぼ $2/3$ 乗に等しくなった。

$$i_{oL} = \alpha \cdot i_{ow} = \mu^{2/3} \cdot i_{ow} \quad (4.3.1)$$

本実験では、薬液の総注入量が、実際の薬液注入工事と比べて少ないので有効注入圧を測定している時間が短い。有効注入圧の測定時間が長いと、水注入に対する薬液注入の初期直線勾配の比 α は、薬液の粘性比 μ に比例してくると考えられる。測定時間が短い場合、薬液の浸透領域は小さく、また薬液の浸透により排出される間隙水の粘性が薬液よりも小さいので、 α が粘性比 μ に比例しない段階で薬液注入が終了し、測定される有効注入圧は小さくなる傾向にある。宮本も理論的検討を行い、球状浸透の時の有効注入圧がM a a g式の算定値と一致するためには、薬液の浸透半径が 50 cm 以上なければならないと述べている⁽⁴⁹⁾。このような理由により、式(4.3.1)における α の値は $\mu^{2/3}$ となり、 μ よりも小さく評価されたものと考えられる。なお、限界注入速度の選定における α の値の影響については、次の4.3.3で考察する。

(2) 曲線部(割裂発後)の補正

割裂が発生した後のP'~q曲線の曲線部分においては、薬液注入実験の有効注入圧 P'_L と水注入実験の有効注入圧 P'_w の比 β ($=P'_L/P'_w$)は、薬液と水との粘性比よりかなり小さくなった。図-4.3.3は、同一注入速度における水注入実験の有効注入圧 P'_w と薬液注入実験の有効注入圧 P'_L の関係を示している。この図より、式(4.3.2)に示すように β は μ のほぼ $1/3$ 乗となった。

$$P'_L = \beta \cdot P'_w = \mu^{1/3} \cdot P'_w \quad (4.3.2)$$

ところで、 β は割裂の進展状況によっても異なると考えられる。割裂進展の初期段階では β の値は α にほぼ等しく、割裂の進展が停止した状態では β は1にほぼ等しくなる。しかし、限界注入速度を選定する場合は、割裂面積が数千 cm^2 となる範囲に限定されるので、 $\beta = \mu^{1/3}$ と考えた。

以上から、式(4.3.1)および式(4.3.2)を用いて、割裂面積 A を算出する式

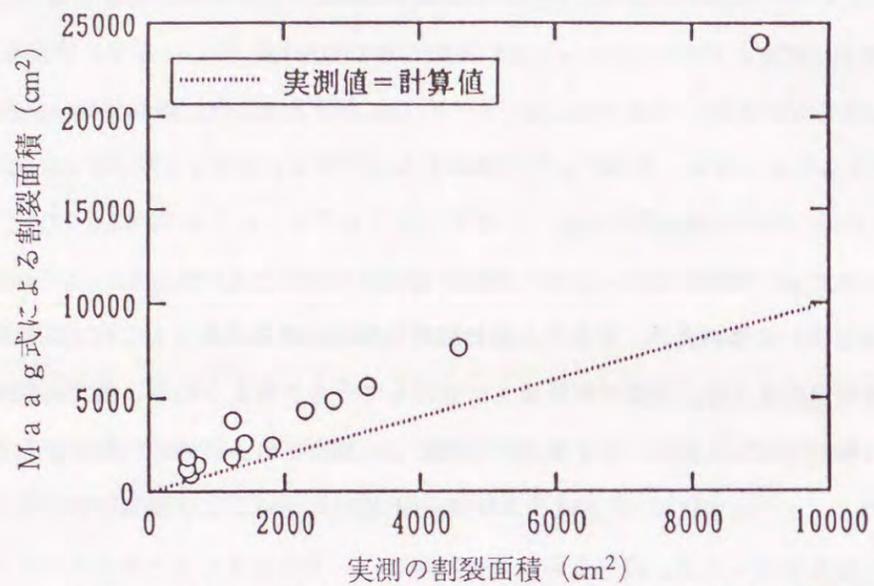


図-4.3.1 割裂面積の実測値とMaag式による計算値

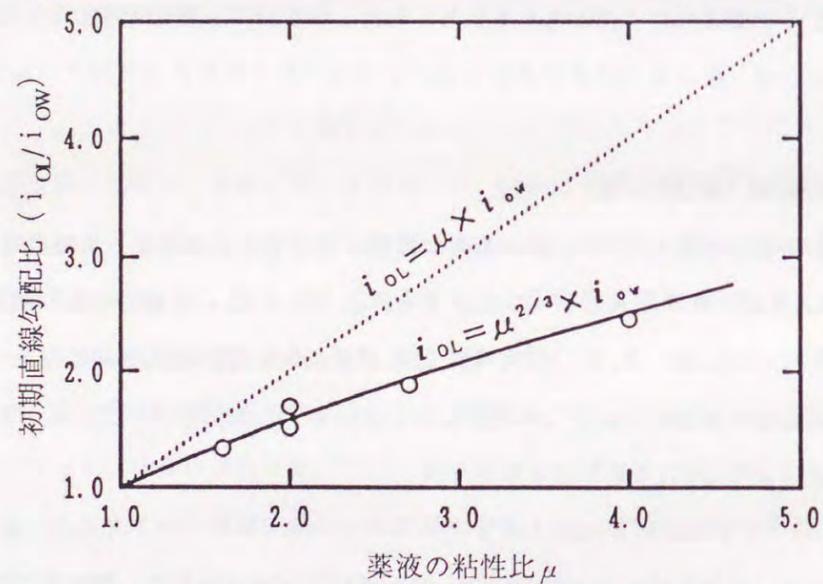


図-4.3.2 初期直線勾配比と薬液の粘性比の関係

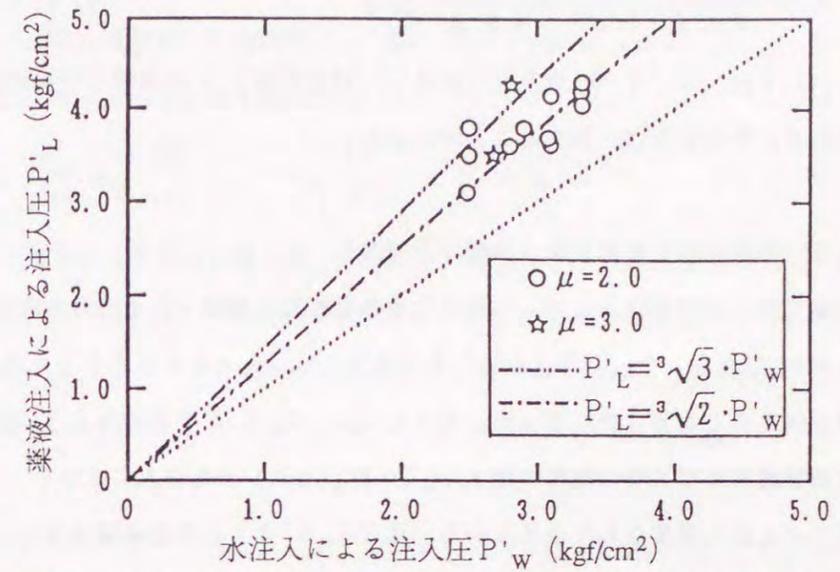


図-4.3.3 曲線部(割裂発生後)における P'_L と P'_w の関係

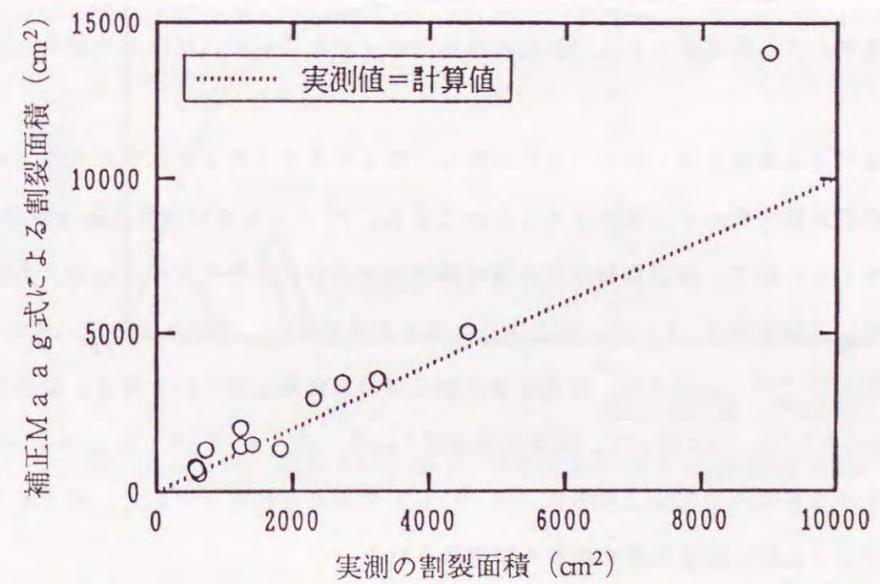


図-4.3.4 割裂面積の実測値と補正Maag式による計算値

(4.2.2)を補正すると、式(4.3.3)が得られる。この式は、水注入実験の有効注入圧 P'_w と注入速度 q から薬液注入における割裂面積 A_L を算出する式である。

$$A_L = \frac{(\alpha/\beta)^2 \cdot q^2 \cdot \gamma_w^2}{4 \cdot \pi \cdot k^2 \cdot P'_w{}^2} = \frac{\mu^{2/3} \cdot q^2 \cdot \gamma_w^2}{4 \cdot \pi \cdot k^2 \cdot P'_w{}^2} \quad (4.3.3)$$

図-4.3.4は、式(4.3.3)より算出した割裂面積 A_L と実測割裂面積の関係を示したものであり、両者はほぼ一致することが分かる。

4.3.3 水注入による限界注入速度の選定方法

前節までに、①薬液注入において良好な浸透固結形状が得られる許容割裂面積 A_{crL} は 3000 cm^2 であること、②薬液の粘性を考慮してMaaG式を補正すると式(4.3.3)が誘導されることが明らかになった。したがって、4.2.1で述べたように限界注入速度は許容割裂面積になる時の限界勾配 $i_{crL} (= P'_w/q_{cr})$ と水注入による $P' \sim q$ 曲線の交点に相当する注入速度として求められる。式(4.3.3)と許容割裂面積 A_{crL} が 3000 cm^2 であるという実験結果から、限界勾配 i_{crL} は式(4.3.4)のように表示できる。

$$i_{crL} = \frac{\mu^{1/3} \cdot \gamma_w}{2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot \sqrt{A_{crL}} \cdot k} = \frac{\mu^{1/3} \cdot \gamma_w}{2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot \sqrt{3000} \cdot k} \quad (4.3.4)$$

上式を用いて、粘性比 μ および地盤の透水係数 k が与えられれば限界勾配 i_{crL} が求められる。

地盤の透水係数 k は、別途、土質試験などにより求められるが、水注入による $P' \sim q$ 曲線の初期直線勾配からも算出することができる。 $P' \sim q$ 曲線の初期直線勾配部分では割裂は発生しないので、浸透面積は注入管の薬液吐出部の表面積と考えられる。実際の薬液注入においては直径 4.1 cm 、長さ 10 cm の削孔を行い、その孔から注入を行う方法が多いので⁽¹¹⁾⁽⁵⁰⁾、ここでは、浸透面積と削孔部の表面積は等しいと考え、浸透面積を 142 cm^2 とした。したがって、初期直線勾配 i_{ow} は、式(4.2.3)に $\mu = 1.0$ および $A_{cr} = 142$ を代入して得られる式(4.3.5)で与えられる。そして、式(4.3.5)を用いて、 i_{ow} から地盤の透水係数 k が求められる。

$$i_{ow} = \frac{\gamma_w}{2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot \sqrt{142} \cdot k} \quad (4.3.5)$$

式(4.3.5)から算出される透水係数は、通常の透水試験と比較して注入圧や注入速度が大きい条件下での値であるので、両者は必ずしも一致しないと考えられる。しかし、上

記の式は割裂状況を $P' \sim q$ 曲線の勾配の変化により評価できると考えられるので、ここで提案する方法に適用した。

薬液注入による割裂面積の許容値が 3000 cm^2 である場合、初期直線勾配と限界勾配との比(以下、限界比 λ と記述する。)は、式(4.3.4)および式(4.3.5)から誘導される式(4.3.6)より算出できる。

$$\lambda = \frac{i_{crL}}{i_{ow}} = \sqrt{\frac{142}{A_{crL}}} \times \mu^{1/3} = \sqrt{\frac{142}{3000}} \cdot \mu^{1/3} = 0.22 \cdot \mu^{1/3} \quad (4.3.6)$$

そして、限界注入速度 q_{cr} は、図-4.3.5に示すように水注入実験の $P' \sim q$ 曲線と限界勾配 $i_{crL} (= \lambda \cdot i_{ow})$ の交点における注入速度として求められる。なお、薬液注入量を 50 リットルとした本実験において使用した薬液の粘性比 μ は $2 \sim 3$ の範囲にあるので、 λ の値は $0.27 \sim 0.31$ となり約 0.3 と推定される。

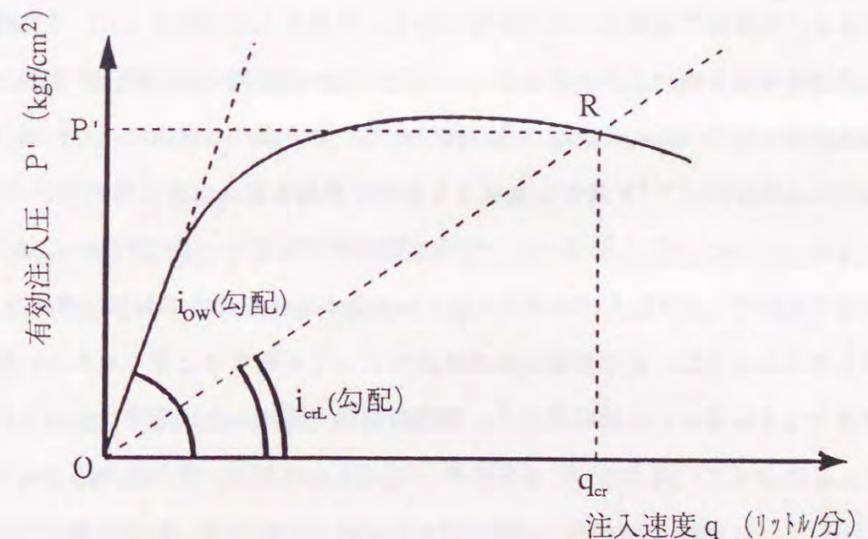


図-4.3.5 水注入による $P' \sim q$ 曲線からの q_{cr} の選定方法

ところで、上記の方法は薬液注入による許容割裂面積 A_{crL} および補正 M a a g 式に基礎を置くものであり、これらが実際の地盤に適用できるか検討する必要がある。

A_{crL} の値は薬液の総注入量の影響を受けると考えられる。実際の地盤では 100 リットル程度の薬液を注入する。本実験は室内実験であるので、薬液の総注入量は 50 リットルであり、実際の総注入量よりも少ない。どちらも割裂面積が同一であるとすれば、薬液注入量が多くなるほど、すなわち注入時間が長くなるほど固結形状としては良好になると考えられる。したがって、割裂面積の許容値としては、3000 cm^2 という値は安全側の値と考えられる。また、許容割裂面積は注入箇所の間隔の影響も受け、注入箇所の間隔を密にするほど許容割裂面積は大きく設定できると考えられる。割裂面積の許容値を 5000 cm^2 とした場合でも、円盤状の割裂面を仮定すると直径 56 cm の円盤の両面積に相当する。この値は、割裂面積を 3000 cm^2 とした場合に相当する直径 44 cm の円盤状割裂と比べても著しく大きな値ではないと考えられる。

また 4.3.2 でも述べたように、補正 M a a g 式 (4.3.3) は薬液の総注入量の影響を受ける。本実験では総注入量が少ないので、有効注入圧を測定している時間が短く、薬液の浸透領域は小さい。したがって、 α が粘性比 μ に比例しない段階で薬液注入が終了し測定される有効注入圧は小さくなる傾向にある。このような理由により、式 (4.3.1) における α の値は $\mu^{2/3}$ となり、 μ よりも小さく評価されたものと考えられる。また、提案した方法において、式 (4.3.2) 中では割裂発生後の同一注入速度 q に対する薬液注入の有効注入圧 P'_i と水注入の有効注入圧 P'_w の比 β を粘性のみの関数と考えた。しかし、先にも述べたように、 β は割裂の進展状況によっても異なると考えられる。割裂進展の初期段階では β の値は α にほぼ等しく、割裂の進展が停止した状態では β は 1 にほぼ等しくなる。したがって、式 (4.3.3) 中の (α/β) の値は、注入条件によって変化すると考えられる。ただし、本方法で必要とする (α/β) の値は、割裂面積が数千 cm^2 となる範囲に限定されるので、 $\alpha = \mu \sim \mu^{2/3}$ 、 $\beta = \mu^{1/3}$ の範囲にあるものと考えた。したがって、式 (4.3.6) に示した限界比 λ は以下の範囲にあると考えられる。

$$\lambda = \sqrt{\frac{142}{A_{crL}}} \times \mu^{1/3} \sim \sqrt{\frac{142}{A_{crL}}} \times \mu^{2/3} \quad (4.3.6)'$$

式 (4.3.6)' に対して、薬液の粘性比 μ を 2~3 とし、許容割裂面積 A_{crL} を 3000~5000 cm^2 と考えると、限界比 $\lambda (= i_{crL}/i_{ow})$ は 0.21~0.44 の範囲の値を

とり、 λ の標準値としてはこの範囲の中央値である 0.3 程度と考えられる。

以上のように、限界比 λ と水注入の $P' \sim q$ 曲線から選定した限界注入速度は良好な固結形状が得られる注入速度の上限値であり、実際の注入工事における適切な注入速度は、限界注入速度以下に定める必要がある。また、実際に用いる限界比 λ の値は水注入実験の精度や工事の規模・重要性などを考慮して選定すべきである。極めて良好な固結形状を期待する場合には、 λ の値を 0.4 以上にすることが望ましい。しかし、浸透固結形状は、 λ の値を大きくしてもそれほど良好になるわけではない。 λ の値が 0.5 程度、すなわち限界勾配が初期直線勾配の 1/2 程度の場合、式 (4.3.6) に $\lambda = 0.5$ 、 $\mu = 2 \sim 3$ を代入して算出される割裂面積は 902~1181 cm^2 である。この値は直径約 25 cm の円盤の両面積に相当する。実際、割裂面積が 720 cm^2 であるケース 2 では、写真-4.2.1 に示すように球形の固結体が確認されている。この程度の割裂面積であれば、固結形状に及ぼす割裂の影響は非常に小さく、割裂が発生していない場合とほぼ同程度の固結形状が得られると考えられる。したがって、実際に用いる λ の値の上限値は 0.5 程度であると考えられる。

ところで、本方法では水注入実験による $P' \sim q$ 曲線の初期直線勾配が精度良く求められていなければならない。すなわち、この初期直線勾配の範囲において、浸透面積が既知であり、かつその浸透面積が確保されていることが必要である。したがって、現場においては、これらの条件を満足できる現場水注入試験方法の開発が必要と考えられる。この現場水注入試験方法については第 5 章で詳述する。

4.3.4 限界注入速度の選定が必要な地盤

いかなる地盤においても水注入による $P' \sim q$ 曲線を正確に得ることができれば、提案した方法により限界注入速度を選定することができる。しかし、実際には注入の対象となる地盤すべてにおいて限界注入速度を求める必要はない。実用の注入速度は 5~20 リットル/分であるので、限界注入速度が明らかにこの範囲外にあると判断される場合は、限界注入速度を求める必要はない。

通常の注入速度の範囲では、第 3 章で述べたように透水係数の非常に大きい砂礫層等では完全な浸透注入、透水係数の小さいシルト層や粘性土層では割裂注入にしかかなり得ないので、固結形状が注入速度により大きく変化することはない。透水係数が比較的小さい砂質地盤のように注入速度が大きくなると割裂が発生しやすい地盤、すなわち割裂浸透注入

になりやすい地盤の場合にこそ、限界注入速度を選定する必要がある。

図-4.3.6に、注入速度を5~20リットル/分の範囲とし許容割裂面積を3000 cm²とした場合の透水係数と有効注入圧の関係を示す。この図は式(4.3.3)を用いて計算した結果である。本実験や現場水注入試験で確認される有効注入圧は、おおよそ2.0~5.0 kgf/cm²の範囲にあるので、この計算においても2.0~5.0 kgf/cm²とした。また、薬液の粘性比は2.0~3.0とした。図-4.3.6に示す結果から、有効な割裂浸透注入が発生し注入効果の期待できる固結形状が得られる限界注入速度を適切に選定する必要がある地盤は、透水係数が約 $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ cm/secの範囲にある地盤であることが分かる。また、この結果から透水係数 k が 1×10^{-3} cm/sec以上の地盤において、実用の注入速度5~20リットル/分の範囲で薬液注入を行えば、注入効果の高い浸透注入が期待できる。一方、 $k=1 \times 10^{-4}$ cm/sec以下の地盤においては、注入速度を最も小さい5リットル/分にしても、いびつな固結形状が得られるか、または割裂注入となり良好な固結形状は得られない。以上より、限界注入速度は、透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-4}$ cm/secの範囲にある砂質地盤を対象とする薬液注入の場合に選定する必要がある。

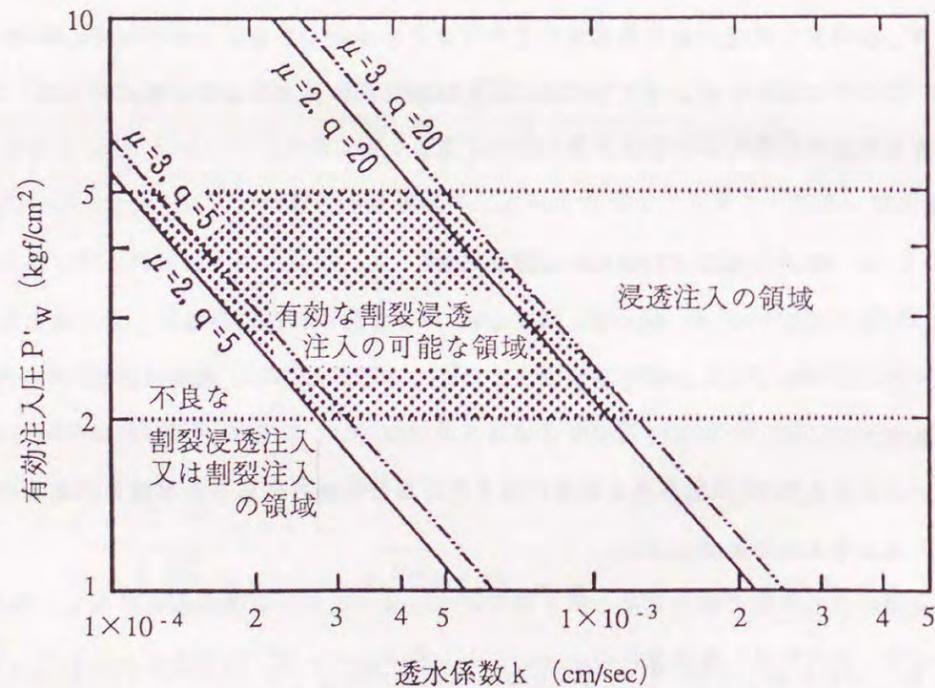


図-4.3.6 限界注入速度 q_{cr} の決定が必要な透水係数 k の範囲

4.4 適切なゲル化時間の選定

前節では注入速度の適切な選定方法を提案した。一方、薬液のゲル化時間も薬液の注入形態や注入効果との関連が非常に高いと言われている⁽¹⁾⁽³⁾⁽¹¹⁾⁽¹⁴⁾。したがって、良好な注入効果の期待できる浸透注入を得るためには、前節までに述べてきた適切な注入速度の選定に加え、薬液のゲル化時間の選定も重要と考えられる。

3.4節では、ゲル化時間の異なる3種類の薬液を用い、その浸透・割裂現象のメカニズムについて検討・考察してきた。本節では、ゲル化時間の選定に関する問題点を記述し、3.4節の考察結果を考え合わせて、薬液ゲル化時間の適切な選定基準を提案する。

4.4.1 透水性の大きい地盤における注入から固結するまでの問題点

砂質地盤を対象とする薬液注入においては、浸透注入を得ることを目標とするので粘性の低い溶液型薬液を使用するのが一般的である。そして、そのゲル化時間としては、先述の注入速度や注入範囲にもよるが、一般に30分程度の緩結性のものが良いとされている⁽¹⁾⁽¹⁴⁾。

しかし、特に透水係数の大きい地盤にゲル化時間の長い緩結性薬液を注入すると、ゲル化するまでの間に地下水との比重差および地下水流等により、浸透薬液が注入位置から大きく移動する恐れのあることが3.4節で述べた実験により明らかになった。したがって、このような地盤に対する薬液注入ではゲル化時間を短く設定する必要がある。また懸濁型薬液を先行して注入し、その後に溶液型薬液を注入する等して、注入範囲外への流出を防止する必要がある。

4.4.2 地盤の透水性によるゲル化時間の選定

本節では第3章で述べた実験の結果に基づき、限界注入速度 q_{cr} 以下で各種薬液により良好な浸透固結形が得られる条件について考察する。良好な浸透固結形が得られる条件は注入速度や深度により異なると考えられるが、ここでは第3章で述べた実験の注入条件である注入速度10(リットル/分)、総注入量50(リットル)の場合について考察する。実際、この注入速度は最も経済的な注入速度と考えられる。また、上載圧についても、第3章の実験の条件から1.0(kgf/cm²)とする。この値は、実際の薬液注入工法において対象となることの多い深度10m前後の土層に相当する。

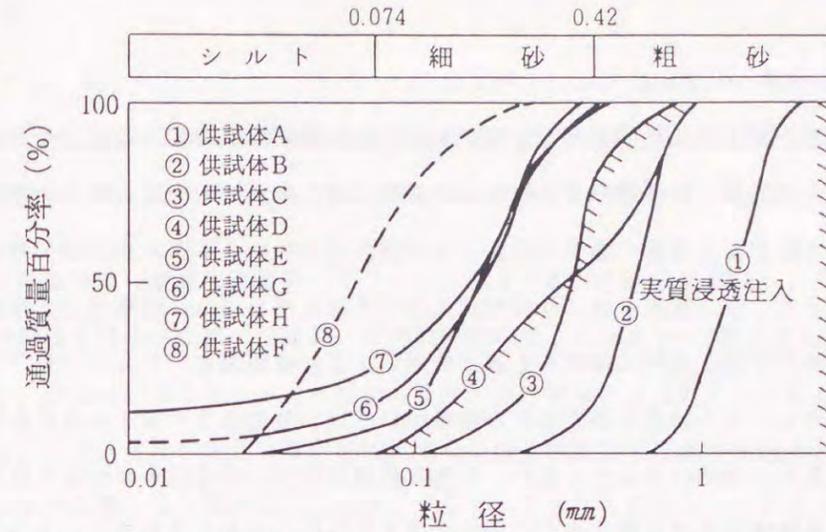
図-4.4.1は、3.4で述べた実験結果に基づいて求めた q_{cr} 以下で各種薬液により良

好な浸透固結形が得られる粒度分布を示す。図-4.4.1 (a)、(b)のハッチの付いた範囲内においてそれぞれ、瞬結性薬液および急結性薬液により良好な浸透固結形が得られる。図-4.4.1 (c)は、各薬液と良好な浸透固結形が得られる粒度分布の関係である。

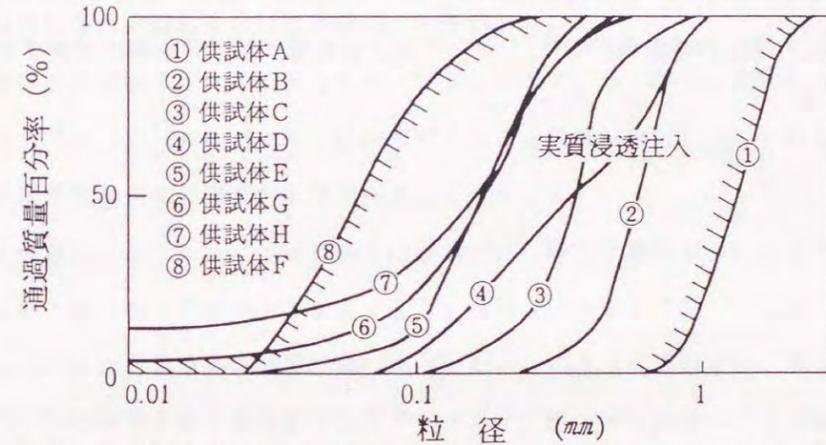
ところで、一般に薬液のゲル化時間は一定の範囲内で選定されている。表-3.1.1に示すように①数秒～十数秒（瞬結性薬液）、②数分（急結性薬液）、③数十分（緩結性薬液）に分類され、それぞれの範囲でゲル化時間を選定する。ここでは、3.4で述べた実験結果と上述の良好な浸透固結形が得られる粒度分布を踏まえて、地盤の透水係数によるゲル化時間の選定基準を提示する。図-4.4.1に示す各種薬液により良好な浸透固結形が得られる粒度分布を透水係数 k で整理し表-4.4.1に示す。このゲル化時間の選定基準表を用いれば、対象とする砂質地盤の透水係数に応じて、上記①～③の中から適切なゲル化時間を選定することができる。

表-4.4.1 地盤の透水係数と良好な浸透固結形が得られる薬液の関係

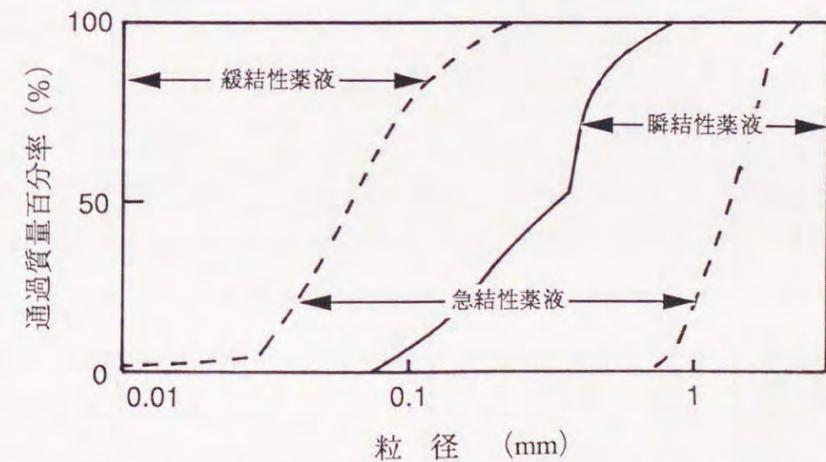
	透水係数 k (cm/sec)				
	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10^0
瞬結性薬液				—————	
急結性薬液		—————			
緩結性薬液	—————				



(a) q_{cr} 以下で瞬結性薬液により良好な固結形が得られる粒度分布



(b) q_{cr} 以下で急結性薬液により良好な固結形が得られる粒度分布



(c) q_{cr} 以下で各種薬液により良好な固結形が得られる粒度分布

図-4.4.1 q_{cr} 以下で各種薬液により良好な浸透固結形が得られる粒度分布

4.5 実地盤への適用に当たっての留意点

本章では、第3章の結果を踏まえて、良好な注入効果の期待できる注入を実施するためには、注入速度および薬液のゲル化時間の適切な選定が重要であると考え、浸透固結形状を考慮した限界注入速度の選定方法および地盤の透水性によるゲル化時間の選定基準を提案した。一方、注入範囲全体に十分な注入効果を得るためには、①薬液の充填率および注入率、②注入方法、③注入順序等も適切に選定する必要がある⁽¹⁴⁾⁽⁵¹⁾⁽⁵²⁾⁽⁵³⁾⁽⁵⁴⁾⁽⁵⁵⁾⁽⁵⁶⁾。しかし、注入速度や薬液のゲル化時間以外は、地盤条件や施工条件に影響されるところが大きく一義的には定まらない。これらの項目については技術者が施工条件等を勘案して、ある範囲の中で必要に応じて選定せざるを得ないと考えられる。したがって、薬液の充填率および注入率、注入順序等については研究論文や協会、企業などの注入指針あるいは薬液注入関係の学術書⁽¹⁾⁽¹¹⁾⁽¹⁴⁾⁽¹⁵⁾などを参考にして安全側に選択するべきものとする。

4.6 結論

本章では、注入速度および薬液のゲル化時間の適切な選定方法について室内注入実験等を行い検討した。その結果、以下の結論を得た。

- ①注入効果の高い良好な浸透固結形状が得られる許容割裂面積に着目し、固結形状と割裂面積の関係を実験的に調べた結果、許容割裂面積は 3000 cm^2 程度であることを示した。さらに、水注入による $P' \sim q$ 曲線から薬液注入の場合の浸透および割裂の状況を予測するために、水と薬液の粘性の違いを補正する方法を実験結果に基づき提示した。
- ②許容割裂面積になる薬液の注入速度、すなわち限界注入速度 q_{cr} を水注入による $P' \sim q$ 曲線上から直接求める方法を提案した。そして、この限界注入速度以下の注入速度を用いれば良好な浸透固結形状になり得ることを示した。
- ③実用の注入速度は $5 \sim 20$ リットル/分であるので、 q_{cr} がこの範囲に入るのは透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-4}\text{ cm/sec}$ の砂層であることを明らかにし、この範囲の砂層についてのみ限界注入速度の選定が必要であることを示した。
- ④透水係数が 10^{-1} cm/sec 以上の砂層では、緩結性薬液を用いるとゲル化するまでの間に地下水との比重差や地下水流により、浸透薬液が注入位置から大きく移動する恐れのあることを第3章の実験結果に基づき示した。このような理由から、地盤の透水係数に応じてゲル化時間を短く調整する必要があるので、第3章の実験結果を再整理し、地盤の透水性によるゲル化時間の選定基準を提示した。

第5章 現場注入・掘り出し実験による限界注入速度の妥当性についての検証

5.1 はじめに

前章では、室内の注入実験の結果に基づき水注入の $P' \sim q$ 曲線による限界注入速度の選定方法や薬液のゲル化時間の選定基準を提案した。しかし、室内の注入実験と実際の現場とでは境界条件や地盤条件および注入管周辺の状況などが異なる。したがって、実地盤において、第4章で提案した限界注入速度の選定方法が妥当であるか否かを検討する必要がある。また、前章で提案した方法により実地盤の限界注入速度を選定するには水注入試験を行う必要があるが、実験室と異なり正確な $P' \sim q$ 曲線を求めるのは容易でない。したがって、実地盤の $P' \sim q$ 曲線を精度良く求めるために新しい現場水注入試験方法を開発する必要がある。

本章では、合理的な現場水注入試験方法を新たに開発し提案する。そして、前章で提案した方法により実地盤の限界注入速度 q_{cr} を選定すると共に、数種類の注入速度で実地盤に薬液注入を行い、固結体を掘り出すことにより、その形状を調査して提案した限界注入速度の選定方法の妥当性を検証する⁽⁵⁷⁾⁽⁵⁸⁾。

5.2 実験概要

5.2.1 注入対象地盤

前章で述べたように、5～20リットル/分の実用の注入速度の範囲で、限界注入速度 q_{cr} を選定する必要がある地盤は、透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の砂質地盤である。それよりも透水係数の大きい地盤の場合、5～20リットル/分の注入速度において、適切なゲル化時間の薬液を用いればすべて浸透注入となり、良好な浸透固結形状が得られる。また、それよりも透水係数の小さい地盤の場合、実用の注入速度においては、薬液のゲル化時間によらずいずれも割裂注入が卓越し良好な固結形状は得られない。

本実験は、前章で提案した限界注入速度の選定方法の妥当性を検証することを目的としているので、透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の範囲にある細砂質からシルト質地盤を注入対象とする。このような理由から、千葉県山武町の比較的均一な洪積細砂層（成田層）の $GL. - 6 \text{ m} \sim - 9 \text{ m}$ の地盤を選び現場注入実験を実施した。なお現場は谷部に位置し、地下水位は地表面付近にある。

図-5.2.1は、現場注入実験の注入孔配置平面図を示す。図-5.2.2に、対象地盤のボーリング柱状図とN値を示す。地盤構成は、埋土： $GL. 0 \sim - 2 \text{ m}$ 、沖積世の細砂層～粘土質細砂層： $GL. - 2 \text{ m} \sim - 4 \text{ m}$ 、そして、それ以深は洪積世の細砂層である。本実験では、注入の対象地盤である成田層の $GL. - 4 \sim - 7 \text{ m}$ を上部、 $GL. - 7 \sim - 9.5 \text{ m}$ を下部とした。表-5.2.1には注入対象地盤の土質概要を、図-5.2.3には粒度分布を示す。図-5.2.3から、上部に位置する $GL. - 6 \text{ m}$ と下部に位置する $GL. - 8 \text{ m}$ の粒度分布はほぼ等しく、 $75 \mu\text{m}$ 以下は10%程度、均等係数は1～4である。しかし、N値や目視確認では下部層はよく締まっておややや半固結状態であったため、ここでは上部と下部に区分した。

表-5.2.1 注入対象地盤の土質概要

	上部	下部
地盤深度 GL. - m	4～7	7～9.5
土質区分	細砂	細砂
N値	7～34	28～50以上
土粒子の密度 g/cm^3	2.664～2.693	2.685～2.710
含水比 %	20～24	25～31
乾燥密度 t/m^3	1.45～1.50	1.51～1.56
間隙比	0.80～0.87	0.74～0.80
細粒分含有率 %	6～11	8～11
均等係数	2.5～3.4	2.6～5.2
D_{10} mm	0.07～0.12	0.05～0.10
D_{20} mm	0.12～0.14	0.12
透水係数 cm/sec	4×10^{-3}	2×10^{-4}
備考	やや粗め	細かく均一

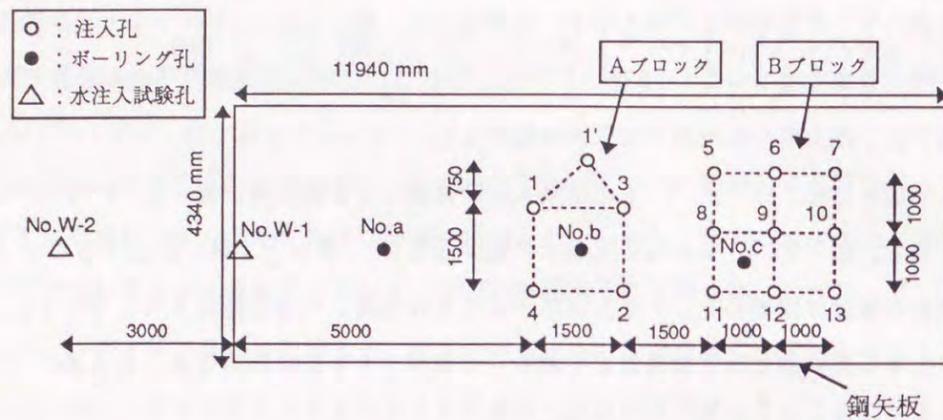


図-5.2.1 現場注入実験の注入孔配置平面図

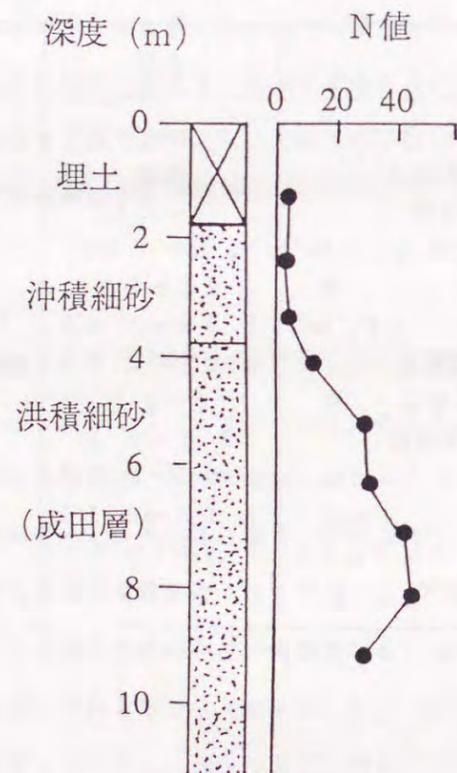


図-5.2.2 ボーリング注状図

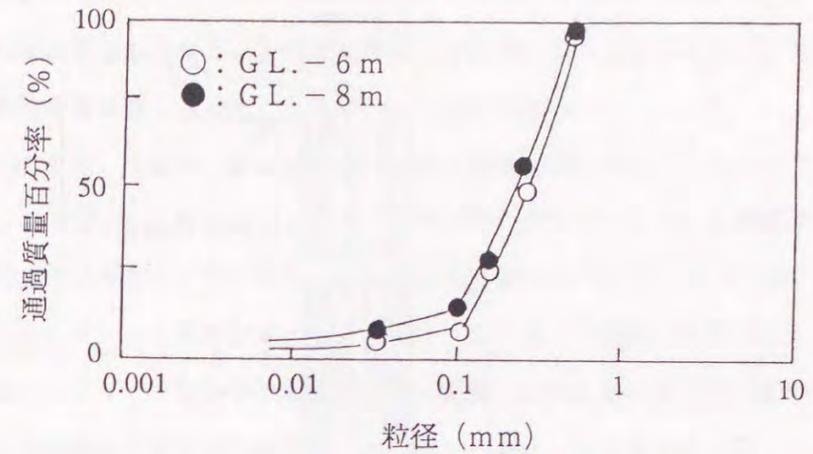


図-5.2.3 注入対象地盤の粒度分布

5.2.2 実験方法

本実験では、現場水注入試験を行い注入対象地盤の $P' \sim q$ 曲線を求め、これに基づき前章で提案した方法により限界注入速度 $q_{e,}$ を選定する。そして、選定された限界注入速度 $q_{e,}$ 以上とそれ以下の注入速度で、それぞれ緩結性薬液を対象地盤に注入する。本実験では一つの注入点から薬液を注入する一点注入と注入点をいくつか深度方向に変化させて薬液を注入する群注入を行う。注入後、固結体を掘り出し、その固結形状を観察する。そして、この固結形状の観察結果から選定された限界注入速度を検討し、前章で提案した方法の妥当性を検証する。ところで、先述のように、実地盤の限界注入速度を選定するために必要となる $P' \sim q$ 曲線を現場において正確に求めるのは容易でない。したがって、薬液を注入し固結体を掘り出す実験に先立ち、実地盤の $P' \sim q$ 曲線を精度良く求められる新しい現場水注入試験方法を開発する。

5.3 現場における水注入試験方法の提案

5.3.1 実際の注入管を利用した水注入試験

前章で提案した限界注入速度の選定方法において、水注入による $P' \sim q$ 曲線を精度良く求める必要がある。その際、工事用注入孔を用いて現場水注入試験を行い実地盤の $P' \sim q$ 曲線を求めることが可能であれば、簡便であり適用性の高い試験方法になると考えられる。そこで、緩結性薬液を用いる場合に利用される二重管ダブルパッカー注入方式の注入孔を用いて水注入試験を行った。図-5.3.1に二重管ダブルパッカー用注入管を利用した水注入試験孔の概要を示す。図-5.3.1に示すように、水はセメント・ベントナイト

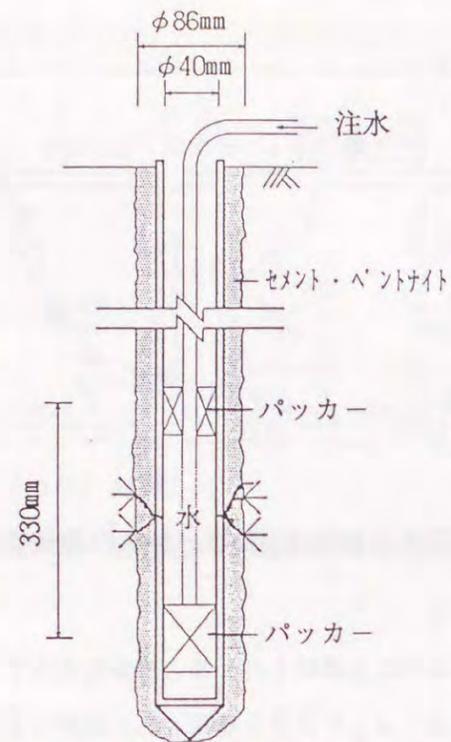


図-5.3.1 二重管ダブルパッカー用注入管を利用した水注入試験孔

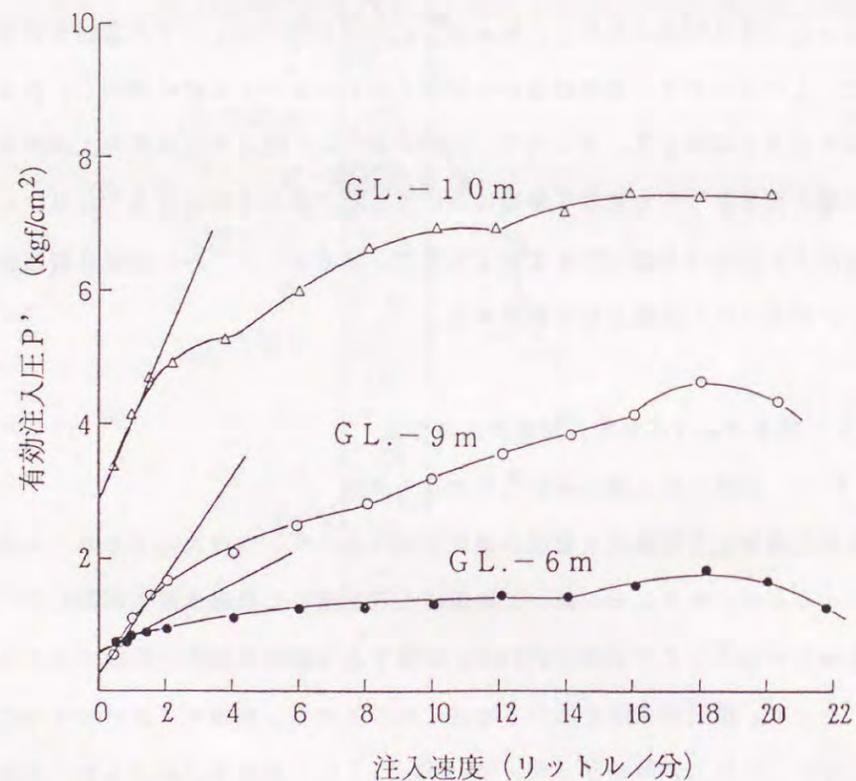


図-5.3.2 二重管ダブルパッカー用注入管を利用した水注入試験結果

により形成されるパッカー用のスリーブグラウトを割裂して地盤中に注入される。この場合の割裂状況は明らかでなく、管内抵抗圧を正確に求めることが不可能である。このため、 $P' \sim q$ 曲線を精度良く求めることは難しいと考えられる。

図-5.3.2は、上記の二重管ダブルパッカー用注入管を利用して求めた $P' \sim q$ 曲線である。ここでは、注入管の周りにスリーブグラウトを施し空気中に水を噴射した時の抵抗圧を管内抵抗圧と考えて補正を行い、有効注入圧を求めた。図-5.3.2から分かるように、得られた $P' \sim q$ 曲線は原点を通らない。これは、二重管ダブルパッカー用注入管を用いた場合、スリーブグラウトの割裂状況（割裂した部分の大きさや位置）が、水注入試験の時と管内抵抗の測定時で異なるためと考えられる。したがって、図-5.3.1に示す試験方法では管内抵抗を正確に把握することができないので、実地盤の $P' \sim q$ 曲線を精度良く求めることはできないと考えられる。二重管ストレーナー注入方式においても注入管周辺にスリーブグラウトが存在するため、同じ理由により精度の高い $P' \sim q$ 曲線を求めることは困難と考えられる。

5.3.2 新しい現場水注入試験方法の提案

5.3.1に述べたように、実際の注入管を利用した水注入試験では、管内抵抗がパッカー用のスリーブグラウトの付着状況等により異なるので、有効注入圧を正確に求めることができない。また、スリーブグラウトの割裂状況も明らかでないので、正確な初期浸透面積も得られない。第4章で述べたように精度の高い $P' \sim q$ 曲線を求めるためには、正確な有効注入圧と初期浸透面積を求めることが重要である。以上の理由から、現場における水注入試験方法を新たに開発し提案する。

図-5.3.3は新たに提案した水注入試験方法の概要図である。この方法では、まず直径10cmのボーリング孔をセメント・ベントナイトで満たし、5cmの底付き塩化ビニールパイプを挿入し固定する。次に1日以上経過してセメント・ベントナイトが固化した後、パイプ先端から直径4.05cm、深さ10cmのボーリングを行い、この素堀孔部分から水を注入する。この方法によれば管内抵抗は極めて小さく、有効注入圧が正確に測定できる。さらに初期浸透面積は素堀孔表面積に相当するので正確に求められる。また、ここで提案する素堀孔の形状寸法は、実際の薬液注入における注入管の吐出部の初期浸透面積にほぼ等しいと考えられる⁽¹¹⁾⁽⁵⁰⁾。なお、実際の注入工事では地下水等の水質の監視が必要となっており、ここで提案する現場水注入試験に用いる素堀孔は、地下水調査用の

ボーリング孔としても利用することが可能と考えられる。

5.4 実験結果および考察

5.4.1 水注入の $P' \sim q$ 曲線による限界注入速度

図-5.4.1には、W-1地点のGL.-6mおよびW-2地点のGL.-8mにおいて、新しく提案した現場水注入試験方法により得られた $P' \sim q$ 曲線を示す。 $P' \sim q$ 曲線はいずれも原点を通り上に凸な曲線となり、注入速度 q が小さい範囲ではほぼ原点を通る直線となる。そして注入速度の増加に伴い、この直線から外れてくる。W-1地点では有効注入圧は注入速度の増加に伴い増大するが、W-2地点では、8リットル/分以上の注入速度において有効注入圧は低下している。

ここで得られた水注入の $P' \sim q$ 曲線に基づき、第4章で提案した方法により限界注入速度を選定する。まず、図-4.3.5に示すように、原点を通る初期直線勾配 i_{ow} を求める。この勾配から式(5.4.1)により限界勾配 i_{cr} を求める。そして勾配が i_{cr} で原点を通過する直線を描き $P' \sim q$ 曲線との交点を求める。この交点における注入速度が限界注入速度に相当する。

$$i_{cr} = \lambda \cdot i_{ow} \quad (5.4.1)$$

ここに、 λ は限界比であり、第4章で述べたように2~3程度の粘性比を有する緩結性薬液の場合は0.3である。

GL.-6mおよびGL.-8mの位置における初期直線勾配 i_{ow} は、それぞれ0.61および1.93である。したがって、図-5.4.1に示すように、 $P' \sim q$ 曲線から選定される限界注入速度 q_{cr} は、GL.-6mおよび-8mにおいて、それぞれ16リットル/分および11リットル/分になる。

一方、地盤の透水係数 k (cm/sec)は、初期直線勾配 i_{ow} (kgf/cm²/リットル/分)と密接な関係にあると考えられる。第4章において、Maag式から式(4.2.2)が誘導され、さらに書き換えると式(5.4.2)になる。

$$A = \frac{1}{4 \cdot 3600 \cdot \pi \cdot k^2 \cdot i_{ow}^2} \quad (5.4.2)$$

ここに、 A は薬液吐出部からの薬液の浸透面積 (cm²)である。

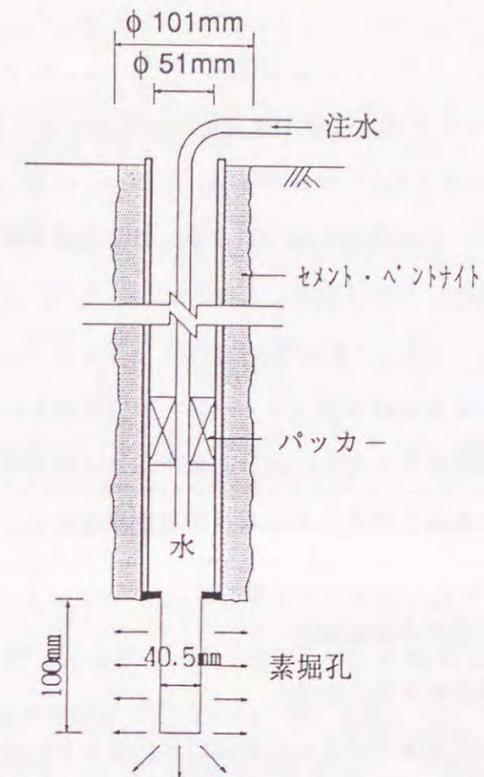


図-5.3.3 新しく提案する現場水注入試験方法の試験孔

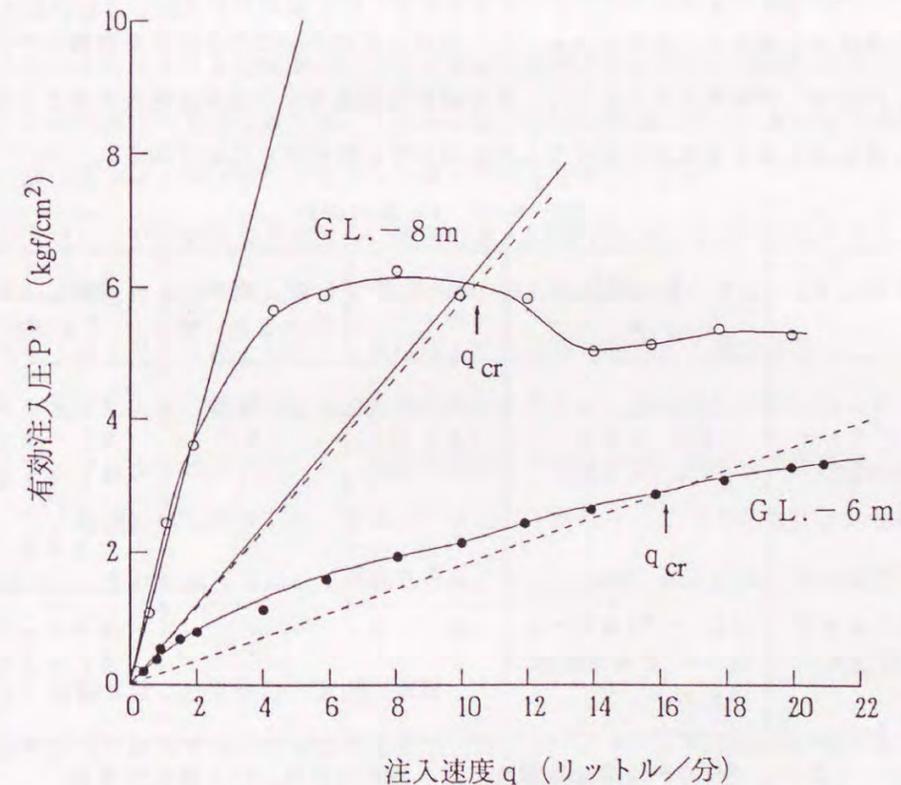


図-5.4.1 現場水注入試験により得られる $P' \sim q$ 曲線

式(5.4.2)を用いて、浸透面積Aに図-5.3.3の素堀孔の周面積である140 cm²を代入し、それぞれの初期直線勾配*i_{ow}*を用いることにより求められる地盤の透水係数は、GL.-6mで 6.5×10^{-4} cm/sec、GL.-8mで 2.1×10^{-4} cm/secである。一方、現場透水試験(回復法)による透水係数および粒度分布から推定される地盤の透水係数は、それぞれGL.-6mで 2.0×10^{-3} cm/secおよび 5.0×10^{-3} cm/sec、GL.-8mで 4.0×10^{-4} cm/secおよび 3.0×10^{-3} cm/secである。これらの値は式(5.4.2)の計算結果とは若干異なる。しかし、薬液注入においては、実際の注入条件に近い方法で求めた透水係数に基づき限界注入速度を評価するのが合理的であると考え、先述した初期直線勾配*i_{ow}*に基づき限界注入速度を選定した。

5.4.2 注入速度と固結形状

(1) 注入条件と掘り出し方法

図-5.2.1に示すAブロックおよびBブロックにおいて、それぞれ一点注入および群注入を実施した。表-5.4.1には注入条件を、表-5.4.2には薬液の配合を示す。表-5.4.2に示すように、本実験では瞬結性薬液と緩結性薬液の2種類を用いるので、いずれの薬液にも適する二重管ストレーナー方式(複相式)により注入を実施した。本実験では、パッカー用のグラウトとして、まず瞬結性薬液を9リットル注入することにした。これは緩結性薬液が注入管に沿って上方に逸脱するのを防ぐためである。

表-5.4.1 注入条件

ブロック	注入深度 m	注入薬液	注入速度 リットル/分	薬液注入量 リットル
Aブロック (一点注入)	GL.-6m GL.-8m	(S)+L	2	(9)+100
		(S)+L	6	(9)+100
		(S)+L	20	(9)+100
	S	6	100	
Bブロック (群注入)	GL.-7.25~9 m(0.25m間隔 で8ステップ)	(S)+L	6	各ステップ (9)+100

ただし、(S):パッカー用瞬結性薬液、S:瞬結性薬液、L:緩結性薬液

表-5.4.2 薬液の配合

	瞬結性薬液(RMG-S2)		緩結性薬液 (RMG-L3)
	A液	B液	
水ガラス	250	125	250
SLリアクター	60~80	-	60~80
水	690~670	375	690~670
合計(リットル)	1000	500	1000
ゲル化時間	2秒		60分

Aブロックでは、当初No.1~No.4の注入孔のそれぞれ2深度で薬液注入を予定しており、注入孔付近の割裂を防ぐためにパッカー用グラウトの量を出来るだけ少なくした。しかし、最初のNo.1孔の注入実験中に薬液が地上部に逸脱したので、先に述べたように瞬結性薬液を9リットルと定めてNo.1'の注入孔を追加し、以後は同一条件で各注入孔にパッカー用瞬結性薬液を注入した。

今回実施した薬液注入実験では、緩結性薬液のみ注入する実験、緩結性薬液と瞬結性薬液を各50%注入する実験および瞬結性薬液のみ注入する実験を実施したが、いずれも一点からの薬液注入量は100リットルとした。注入速度は限界注入速度をはさむ2リットル/分、6リットル/分、20リットル/分の3種類とした。

Bブロックでは群注入を実施し、実用の注入間隔である25cm間隔でステップ注入を行った。瞬結性薬液の注入量は9リットル、緩結性薬液の注入量はいずれのステップにおいても100リットルとした。これは注入率40%に相当する量である。

注入が完了した後、想定される注入固結範囲の周りに土留め壁用のIV型鋼矢板を深さ16mまで、ジェット併用で圧入し、内部を掘削して固結形状、薬液の浸透状況の目視観察を行った。掘削に際しては、ウェルポイントで地下水位を下げながら深さ5m程度までは機械掘りし、それ以深は手掘りで固結体を掘り出し、水洗いして固結形状を観察した。

(2) 固結形状に及ぼす注入速度の影響

固結形状に及ぼす注入速度の影響を明らかにするために、まず緩結性薬液を用いて、2、6および20リットル/分の注入速度と固結形状の関係について調査した。注入速度2リ

ットル/分は、深度6 m、8 mのいずれの場合においても、図-5.4.1の $P' \sim q$ 曲線が初期直線勾配部とズレ始める注入速度であり、これは注入孔壁に最初の割裂が発生する段階における注入速度と考えられる。一方、注入速度20リットル/分は、いずれの場合も限界注入速度以上である。写真-5.4.1、写真-5.4.2および写真-5.4.3は、それぞれ注入速度が2、6および20リットル/分の場合の固結形状を示す。固結形状に及ぼす注入深度の影響は小さく、むしろ注入速度の影響が顕著であった。写真-5.4.1、写真-5.4.2に示すように、注入速度が2および6リットル/分の場合は、ほぼ球形の良好な固結形状が得られた。しかし、写真-5.4.3に示す注入速度が20リットル/分の場合は、いびつで偏平な固結形状が得られた。

固結形状は、小さい注入速度ほど球形になり、注入速度の増加に伴い偏平な形状になる。注入速度6リットル/分までは深度によらず良好な固結形状が得られた。しかし、限界注入速度（GL.-6 mにおいて16リットル/分、GL.-8 mにおいては11リットル/分）以上の注入速度20リットル/分では深度を問わず長楕円の固結形状が得られ、かなりいびつで不良なものであった。表-5.4.3に実測した固結形状の結果を示す。注入速度が2リットル/分および6リットル/分においては、固結体の平均的な大きさおよび形状は共に同程度であった。固結体の長径、短径および高さをそれらの平均値に対する比率で表示した固結形状のいびつさも2リットル/分と6リットル/分ではほとんど違いは認められないが、20リットル/分では、いびつさが顕著である。また、注入速度が2リットル/分と6リットル/分の緩結性薬液の注入の場合、表-5.4.3に併記した薬液充填率と実際の薬液注入量から、球を仮定して算出される固結形状の直径（以下、推定直径と記述する。）は、長径、短径、高さの実測値の平均にほぼ等しい。しかし、注入速度の大きい20リットル/分の場合と瞬結性薬液の場合は、推定直径と各実測値の平均との差異は大きい。

緩結性薬液を使用する場合、良好な固結形状を得るためには、限界注入速度 q_{cr} 以下の注入速度で実施しなければならないことは、既に第4章で述べた。今回の現場注入実験では、限界注入速度 q_{cr} 以下の2リットル/分および6リットル/分の注入速度においては良好な固結形状が得られた。一方、限界注入速度 q_{cr} 以上の20リットル/分の注入速度においては、いびつで偏平な固結形状が得られた。以上のことから、注入速度を限界注入速度以下に定めれば、良好な固結形状が得られることが分かった。さらに、第4章で提案した限界注入速度の選定方法が実地盤においても適用できることが明らかになった。



写真-5.4.1 緩結性薬液による固結形状
(GL.-6 m、 $q=2$ リットル/分、 $q_{cr}=16$ リットル/分)

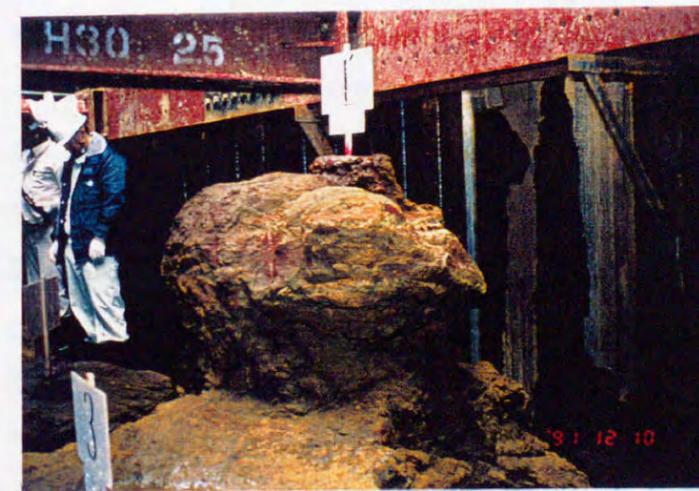


写真-5.4.2 緩結性薬液による固結形状
(GL.-8 m、 $q=6$ リットル/分、 $q_{cr}=11$ リットル/分)

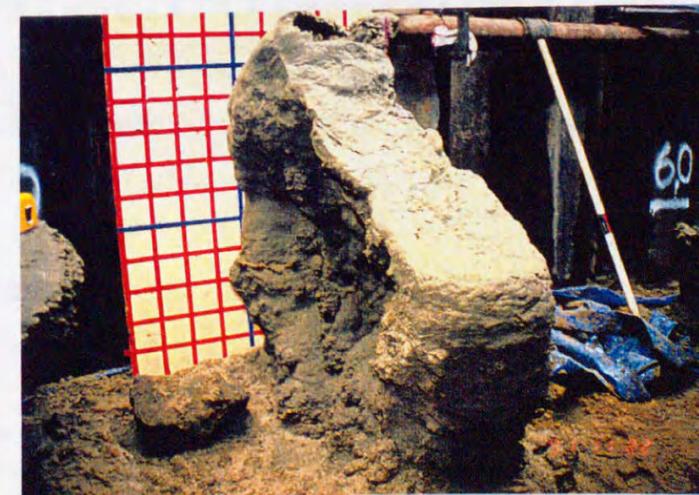


写真-5.4.3 緩結性薬液による固結形状
(GL.-6 m、 $q=20$ リットル/分、 $q_{cr}=16$ リットル/分)

表-5.4.3 固結体の状況

注入方法	注入速度 (リットル/分)	注入 孔No.	深度 GL.- m	固結体 重量 (kgw)	薬液注 入量 (リットル)	薬液充填 率(%)	推定直径 (cm)	実測直径と比率	
								平均 (cm)	長径/短径/高さ
緩 結 性 薬 液 ・ 一 点 注 入	2	1'	6	990	97	42		95	1.20/0.84/0.95
	2	1	8	860	102	53		98	1.22/1.15/0.63
	平均			925	100	48	96	97	1.21/1.00/0.79
	6	2	6	780	107	59		88	1.25/0.74/1.02
	6	1'	8	820	101	55		97	1.07/0.98/0.95
	平均			800	104	57	92	93	1.16/0.86/0.99
	20	4	6	810	116	62		90	1.33/0.44/1.22
20	2	8	1080	116	48		118	1.53/0.53/0.95	
平均			945	116	55	96	104	1.43/0.49/1.09	
瞬 一 結 点 性 注 入 薬 液 ・	6(S)	3	6	730	102	60		98	1.37/0.76/0.86
	6(S)	3	8	880	106	54		122	1.36/1.07/0.58
	6(S+L)	4	8	860	103	54		85	1.47/0.76/0.76
	平均			823	104	56	92	102	1.40/0.86/0.73

注) (S) : 瞬結性薬液のみ注入した場合、(S+L) : 緩結性薬液と瞬結性薬液を各50%注入した場合

薬液充填率：固結体中に存在する間隙体積と薬液注入量から算出した。

$$\text{推定直径} : D = 2 \times \sqrt[3]{\frac{3V}{4\pi}}$$

$$V = \frac{1+e}{e} \cdot \frac{Q \times 1000}{(\alpha/100)}$$

ただし、D : 推定直径 (cm)、V : 固結体体積 (cm³)、Q : 薬液注入量 (リットル)

α : 薬液充填率 (%)、e : 間隙比

実測直径と比率：平均=固結体の長径・短径・高さの算術平均 (cm)

: 比率=長径 (または短径もしくは高さ) / 平均

本現場注入実験では、瞬結性薬液の最初の9リットルをローダミンを用いて赤色に着色し、さらに、緩結性注入薬液の最後の20リットルをメチレンブルーにより青色に着色して薬液の浸透状況を調査した。

写真-5.4.4はパッカー用の瞬結性薬液の注入状況である。瞬結性薬液の一部が、注入孔からほぼ半径方向に割裂注入されている様子が確認できる。

写真-5.4.5は、20リットル/分の注入速度で緩結性薬液を注入した場合に得られた固結部の断面である。この場合には数ミリの板状の割裂脈が発生していた。そして、注入速度が2および6リットル/分の緩結性薬液の場合には、このような明瞭な割裂脈は確認できなかった。このことから、限界注入速度以上の20リットル/分の注入速度では、緩結性薬液においても割裂が発生することが明らかになった。また、水注入試験から求められる限界注入速度が割裂状況や固結形状を予測する指標になることが分かった。

写真-5.4.6は、先行して注入した瞬結性薬液と後続の緩結性薬液の注入状況を示す。写真から確認できるように、瞬結性薬液のホモゲル (赤色) により構成される割裂脈に沿って後続の緩結性薬液 (青色) による割裂脈が生じている部分があり、瞬結性薬液による割裂脈はその後の緩結性薬液による割裂面を発生させやすくしていると考えられる。

(3) 固結形状に及ぼす薬液ゲル化時間の影響

写真-5.4.7および写真-5.4.8にはそれぞれ、瞬結性薬液のみ注入する実験および緩結性薬液と瞬結性薬液を各50%注入する実験において確認された固結形状を示す。緩結性薬液のみ注入する実験 (パッカー用瞬結性薬液も含む) の固結形状は、写真-5.4.2に示すようにほぼ球形であった。しかし瞬結性薬液のみ注入する実験および緩結性薬液と瞬結性薬液を各50%注入する実験では、固結形状がいびつであった。今回の実験対象地盤のように透水係数が比較的小さい細砂層では、瞬結性薬液は写真-5.4.4に示したように浸透注入が困難となり割裂脈が発生するので、瞬結性薬液の割合が増加するに伴い固結形状がいびつになると考えられる。

(4) 群注入における固結形状

写真-5.4.9には、群注入の固結形状を示す。この写真はGL.-7mにおける固結体を水平方向に切り出した面を示している。そして注入範囲に相当する深度では、ほぼ同様の固結形状が確認できた。固結部分に散水して固結体の有無を調べたところ、未固結部分



写真-5.4.4 パッカー用瞬結性薬液の注入状況
(GL.-6m、 $q=2$ リットル/分、 $q_{cr}=16$ リットル/分)



写真-5.4.5 緩結性薬液による割裂状況
(GL.-8m、 $q=20$ リットル/分、 $q_{cr}=11$ リットル/分)

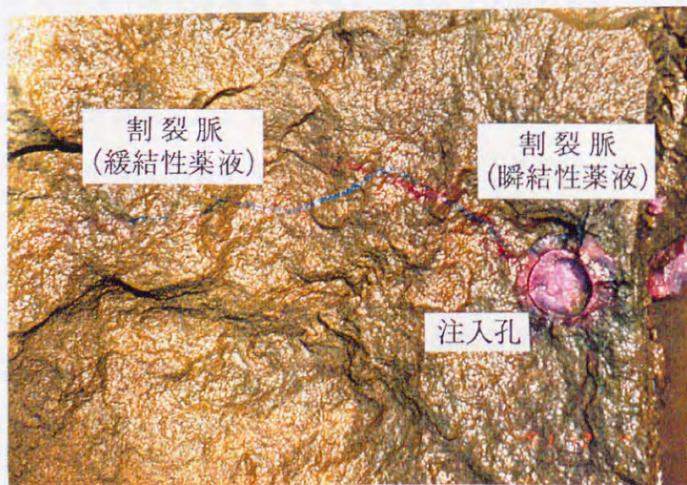


写真-5.4.6 瞬結性薬液と緩結性薬液の注入状況
(GL.-6m、 $q=6$ リットル/分、 $q_{cr}=16$ リットル/分)



写真-5.4.7 瞬結性薬液のみ注入した場合の固結形状
(GL.-8m、 $q=6$ リットル/分、 $q_{cr}=11$ リットル/分)



写真-5.4.8 緩結性薬液と瞬結性薬液を
各50%注入した場合の固結形状
(GL.-8m、 $q=6$ リットル/分、 $q_{cr}=11$ リットル/分)

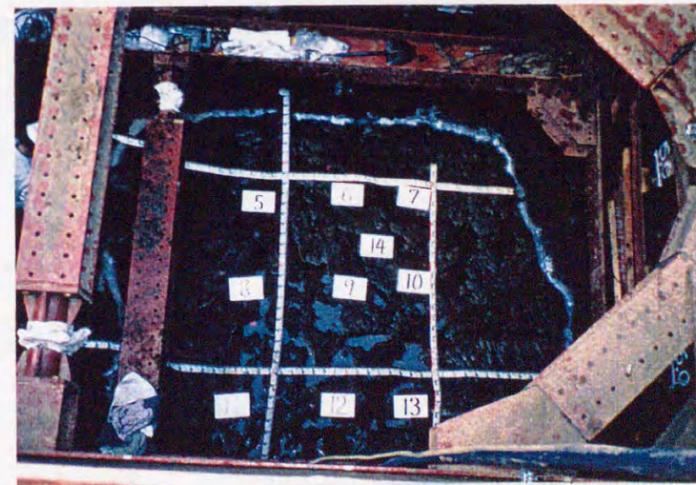


写真-5.4.9 群注入による固結形状
(GL.-7m)

は認められず、全て良好な固結状態であった。この群注入と同じ注入速度6リットル/分で緩結性薬液を一点注入した実験の固結形状が、写真-5.4.2に示すように良好であったことから、連続した固結体が得られていたと考えられる。

群注入における1ステップ当りの注入量から固結体の大きさを計算すると、薬液充填率100%、地盤の間隙率45%の場合、固結体の大きさは半径53cm×高さ25cmの円筒形状となり、ほぼ連続した固結形状が得られることが予想される。実際の大きさは計算値よりやや大きくなったが、これは薬液充填率が100%より小さくなったためと考えられる。しかし固結体から採取した試料の一軸圧縮強度は、3.7~7.8kgf/cm²の範囲にあり、透水係数は2~4×10⁻⁶cm/secで良好な注入効果が得られた。また注入深度による注入圧や固結状況の違いは特に認められなかった。

5.5 結論

本章では、第4章の室内実験に基づき提案した限界注入速度の選定方法の妥当性を検証するために、10⁻⁴cm/sec程度の透水係数を有する砂質地盤において現場注入・掘り出し実験を行った。その結果、以下の結論を得た。

①実地盤の限界注入速度を選定するために、合理的な現場水注入試験方法を新たに開発し提案した。

②提案した現場水注入試験方法によりP'~q曲線を求め、前章で提案した方法により本実験で対象とする砂質地盤の限界注入速度 q_{cr} を選定した。そして、 q_{cr} 以上とそれ以下の注入速度で、それぞれ緩結性薬液を注入した。限界注入速度以上では、大きく割裂し固結形状はいびつな不良形状となったが、限界注入速度以下では、ほぼ良好な固結形状が得られた。この結果から、第4章で提案した限界注入速度の選定方法の妥当性をほぼ確認できた。

③透水係数の比較的小さい砂質地盤を対象とした本実験では、瞬結性薬液による固結形状はいびつな不良形状となった。この実験事実は、地盤の透水係数による薬液のゲル化時間の選定の妥当性を示唆していると考えられる。

④緩結性薬液に先行してパッカー用の瞬結性薬液を注入すると、注入孔から半径方向に数本の割裂脈の発生が確認された。さらに、後続の緩結性薬液を注入すると、瞬結性薬液による割裂脈に沿って割裂が発生しやすいことが分かった。

⑤一点注入の場合に良好な浸透固結形状が得られる注入速度で群注入を実施した結果、連続した良好な形状の固結体が得られた。したがって、適切な注入速度、薬液のゲル化時間および注入率であれば、注入範囲全般にわたって良好な注入効果が得られることが明らかになった。

第6章 薬液注入後の浸透固結状況評価方法としての電気探査法の適用性

6.1 浸透固結状況評価方法としての電気探査比抵抗法の有意性

前章までに、薬液注入工法の合理化と信頼性の向上を目的として、良好な浸透固結形状の得られる注入速度と薬液ゲル化時間の適切な選定方法を提案し、その妥当性を検証してきた。これと併用して、薬液注入後の浸透固結状況、すなわち改良範囲や改良効果を評価することも注入施工管理において重要であり基本的な事項である。しかし、第2章でも述べたように、目視の不可能な地盤中に存在する改良部の範囲やその改良効果を評価することは困難と考えられている。実際、表-2.3.1⁽¹⁾や2.3節に示したいくつかの浸透固結状況評価方法の研究・開発が進められているけれども、いずれもその適用性は未だ不明確である。

2.3節でも述べたように、水ガラス系薬液は地盤や地下水と比べて非常に電気を通しやすい性質を有しており、薬液注入前後において地盤の電気比抵抗は顕著に変化すると考えられる。したがって、地盤の比抵抗の変化に着目すれば、薬液注入の改良範囲測定が可能と考えられる。また、先にも述べたが、電気比抵抗は物質固有の電気的性質を表示する値であるので、注入後の電気比抵抗値から薬液による地盤内間隙の充填等の改良効果も評価できると考えられる。さらに、電気比抵抗を測定物理量とする電気探査比抵抗法や比抵抗トモグラフィにより、定量的に改良範囲や改良効果の評価が可能であると考えられる。このような理由から、浸透固結状況評価方法として電気比抵抗による方法が最も有意であると考え、本研究では、電気比抵抗に着目した浸透固結状況評価方法の開発を目的とした。

本章では、既往の研究⁽⁷⁾⁽¹⁹⁾⁽²⁰⁾から電気比抵抗による浸透固結状況の評価、すなわち改良範囲と改良効果の評価方法の可能性について述べる。そして、電気比抵抗により改良効果の指標となる薬液充填率を評価する方法の開発および薬液の浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性検討の必要性について述べる。

6.2 電気比抵抗とその適用性について

6.2.1 電気比抵抗による浸透固結状況評価方法の可能性

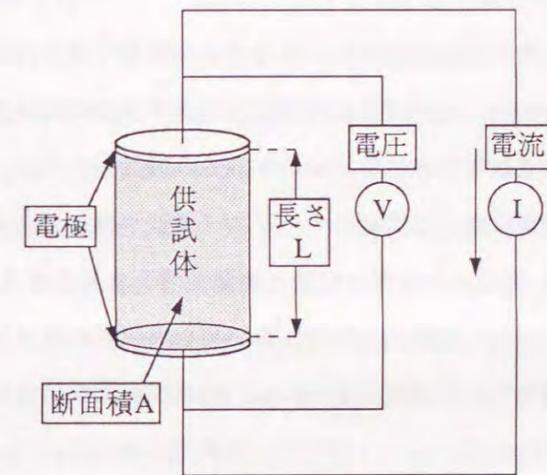
第2章で述べたように、薬液の浸透固結状況の評価する上で測定・評価する必要のある

ものは、注入後の改良範囲とその改良効果（薬液による地盤内間隙の充填、地盤の強度増加および止水性の向上）である。本節では、電気比抵抗による薬液の浸透固結状況の評価方法の可能性について述べる。

電気比抵抗とは、物質の単位長さ、単位断面積当たりの電気抵抗であり、固有抵抗とも呼ばれている⁽¹⁸⁾⁽⁵⁰⁾。図-6.2.1に電気比抵抗の概念を示す。そして、電気比抵抗は式(6.2.1)により定義される。

$$\rho = R \cdot \frac{A}{L} \quad (6.2.1)$$

ここに、Aは物質の断面積、Lは物質の長さを表す。



比抵抗 ρ :

$$\rho = R \cdot \frac{A}{L} = \frac{V}{I} \cdot \frac{A}{L}$$

図-6.2.1 電気比抵抗の概念

この電気比抵抗は、地盤材料や粉体等の電気的性質に関する研究において、測定・調査される物理定数である⁽¹⁸⁾⁽⁶⁰⁾。

地盤材料の電気的性質に関する研究は、主に岩石を対象として金属資源や石油鉱業の分野で報告されている⁽⁶¹⁾⁽⁶²⁾。これらの研究は、金属鉱床や石油鉱床を周辺岩盤との電気比抵抗の違いを利用して探し出すことを目的としており、実際、電気比抵抗を測定物理量

とする電気探査比抵抗法が金属鉱床や石油鉱床の探査に利用されている。電気探査比抵抗法は、探査対象と周囲の地盤との間に十分な電気比抵抗の違いがある場合に適用でき、低比抵抗体である金属鉱床等の探査に貢献している⁽⁶³⁾。石油鉱床の検層においては、電気比抵抗と石油資源である油層の間隙率との相関関係が検討され⁽⁶¹⁾、電気比抵抗により油層の定量的評価が可能となっている⁽⁶³⁾。一方、この電気探査比抵抗法は地盤構造の調査やコンクリートの品質評価にも利用されている⁽²¹⁾⁽⁶³⁾⁽⁶⁴⁾。そして、その測定物理量である電気比抵抗から地盤やコンクリートの構造の評価が試みられている⁽⁶⁵⁾⁽⁶⁶⁾⁽⁶⁷⁾。また、電気比抵抗と土質定数との相関についても検討されており⁽⁶⁸⁾⁽⁶⁹⁾⁽⁷⁰⁾⁽⁷¹⁾、これらの研究成果は土の電氣的性質を利用した地盤改良工法の研究にも利用されている⁽⁷²⁾⁽⁷³⁾⁽⁷⁴⁾⁽⁷⁵⁾。

以上のように、電気探査比抵抗法は地盤中に存在する電気比抵抗の小さい物質の探査に適している⁽⁶³⁾。また、この探査法の測定物理量である電気比抵抗は、物質固有の物性値と考えられ、土質定数等の物性値と相関があると考えられる。

薬液注入工事で使用される薬液のホモゲル（薬液が固化したもの）の電気比抵抗は0.2～0.5（ $\Omega \cdot m$ ）程度であり⁽²⁰⁾⁽⁷⁶⁾、地盤や地下水のそれと比べて約1/100と非常に小さい。したがって、薬液注入前後において改良範囲の電気比抵抗は著しく低下すると考えられ、その範囲や形状を探査するには、電気探査比抵抗法が適していると考えられる。また、注入範囲を乱すことなく実施できる非破壊試験である点からも適していると言える。

一方、改良効果の指標となる薬液充填率は、土の間隙体積に対して薬液ゲルが置換した体積の割合を表す物性値であり、薬液固結土の構造を表す土質定数の一つと考えられる。したがって、固結土の電気比抵抗とその薬液充填率の間には相関があると考えられ、電気比抵抗から薬液充填率の評価が可能と考えられる。

以上の理由から、薬液注入前後において地盤の電気比抵抗分布の変化およびその電気比抵抗の変化量を測定することにより改良範囲および改良効果の指標となる薬液充填率を評価できると考えられる。

6.2.2 電気比抵抗による薬液充填率評価方法の開発および浸透固結状況評価における

比抵抗トモグラフィの適用性検討の必要性

一般に、薬液注入による地盤の強度増加や止水効果は薬液充填率に大きく影響を受けると考えられている。したがって、改良部の薬液充填率を求めることにより、その薬液注入

の改良効果を評価できると考えられる。前節で述べたように、薬液充填率は薬液固結土の構造を表示する土質定数の一つと考えられ、固結土の電気比抵抗と相関があると考えられる。この点に着目して、電気比抵抗による薬液充填率の評価方法を開発すれば、注入現場で採取された固結土の電気比抵抗を測定することにより、その改良効果を評価できる。また、この薬液充填率評価方法を電気探査比抵抗法と併用することにより、地盤の電気比抵抗から改良範囲各部の薬液充填率を評価すると共に、改良範囲も評価できると考えられる。

電気探査比抵抗法は、先述したように、地質学や資源工学の分野で地質構造の調査や鉱床の探査等で利用され貢献している。一方、この電気探査比抵抗法を薬液注入の改良範囲測定に利用することを目的として、吉住らは現場実験⁽⁷⁾を行い検討した。また、同じような研究もいくつか実施された⁽⁷⁷⁾。しかし、いずれも現場実験であるため、実際の改良範囲と測定結果の比較が行われていないので、その信頼性が未だ明確になっていない。したがって、実際に改良範囲の確認が可能な実験を行い、確認した改良範囲と測定結果とを比較し、その適用性を検討する必要がある。

ところで、電気探査比抵抗法では、ボーリング孔内に電極を配置し比抵抗測定を行い地盤の平均的な比抵抗である見掛け比抵抗の断面図を求め、注入前後におけるその変化から改良範囲を評価する。しかし、見掛け比抵抗断面図は、疑似的な断面図であり定性的な解釈しかできない⁽²¹⁾⁽⁷⁷⁾⁽⁷⁸⁾。この問題点を解決するべく、地下の2次元的な比抵抗分布をより詳細に探査しようとする方法が開発され⁽⁷⁹⁾⁽⁸⁰⁾、各種の方法が提案されている⁽⁸¹⁾⁽⁸²⁾⁽⁸³⁾⁽⁸⁴⁾⁽⁸⁵⁾。また、地表からの探査だけでは、深度が増すにつれ精度が低下するという問題があり⁽⁷⁹⁾、ボーリング孔や横坑を利用した高精度かつ高分解能のジオトモグラフィの研究が進められている⁽⁸⁶⁾⁽⁸⁷⁾。トモグラフィとは、探査対象の周辺の様々な方向から対象内部の多数の投影データを収集し、それを用いて内部の特性値分布を画像化する技術である⁽⁷⁹⁾。この技術は医療分野で使用されるX線CTスキャナー等にも応用されている。ジオトモグラフィでは、地表の他にボーリング孔や横坑に送受信源を配置し、地盤の投影データを収集した後、それを用いて2次元の逆解析を行い最適な地盤モデルを求める。比抵抗電気探査においても、ボーリング孔等により囲まれた領域の電気比抵抗分布を求める比抵抗トモグラフィが開発されている⁽⁸⁸⁾⁽⁸⁹⁾⁽⁹⁰⁾。

最近、この比較的高精度な探査が可能である比抵抗トモグラフィは、薬液注入の改良範囲測定・評価においても注目され始めている⁽⁹¹⁾⁽⁹²⁾⁽⁹³⁾⁽⁹⁴⁾。改良範囲を評価する上で、精度の高い探査方法を用いるのは当然である。そこで、本研究では薬液の浸透固結状況の

評価における比抵抗トモグラフィの適用性を検討する。特に、比抵抗トモグラフィの適用性は、改良範囲と電極との相互位置関係や薬液と地下水の比抵抗値のコントラスト、および薬液の注入固結形態が大きく影響していると考えられるので、このような観点から検討する。

以上のような理由から、本研究では電気比抵抗による薬液充填率の評価方法の開発および浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性の検討を目的とする。

第7章 電気比抵抗による地盤改良部の薬液充填率の評価方法

7.1 はじめに

本章では、前章で挙げた課題の一つである電気比抵抗による地盤改良部の薬液充填率評価方法の開発を目的として、注入前後の地盤にそれぞれ相当する飽和未固結砂と薬液固結砂の電気比抵抗特性について実験的に検討する。特に、薬液固結砂の電気比抵抗と改良効果の指標となる薬液充填率との関係に着目して実験を行い、その相関性について考察する。さらに、これらの実験結果に基づき、飽和未固結砂および薬液固結砂の電気伝導機構をモデル化し、比較的簡易に原位置においても測定できる薬液固結砂の電気比抵抗から薬液充填率を評価する方法の提案を行う⁽⁹⁵⁾⁽⁹⁶⁾⁽⁹⁷⁾⁽⁹⁸⁾⁽⁹⁹⁾。

7.2 実験概要

7.2.1 使用した試料砂および薬液

本実験では浸透注入が可能な砂質地盤を想定して、粒度分布が異なる三種類の砂を用いた。使用した試料砂は豊浦標準砂（土粒子の密度 = 2.64 g/cm^3 ；平均粒径 $D_{50} = 0.18 \text{ mm}$ ）、三河珪砂3号（土粒子の密度 = 2.64 g/cm^3 ；平均粒径 $D_{50} = 1.40 \text{ mm}$ ）および三河珪砂7号（土粒子の密度 = 2.63 g/cm^3 ；平均粒径 $D_{50} = 0.15 \text{ mm}$ ）である。これらの試料砂の粒度分布特性は図-7.2.1に示す通りである。また、ここでは浸透注入が可能な砂質地盤を想定しているため、このような地盤に一般に用いられる緩結性の溶液型水ガラスを使用した。使用した薬液は主剤の濃度が異なる三種類を用い、主剤濃度が50%の薬液をGrout A、35%の薬液をGrout B、そして25%の薬液をGrout Cとした。これらの主剤濃度は、実際に現場で利用されている薬液の条件に合わせて設定した⁽¹⁾。それぞれの薬液の配合を表-7.2.1に示す。

7.2.2 実験装置および方法

(1) 薬液による固結砂供試体の作製方法

本実験では以下の2つの方法で薬液固結砂の供試体を作製する。1つの方法は次の通りである。

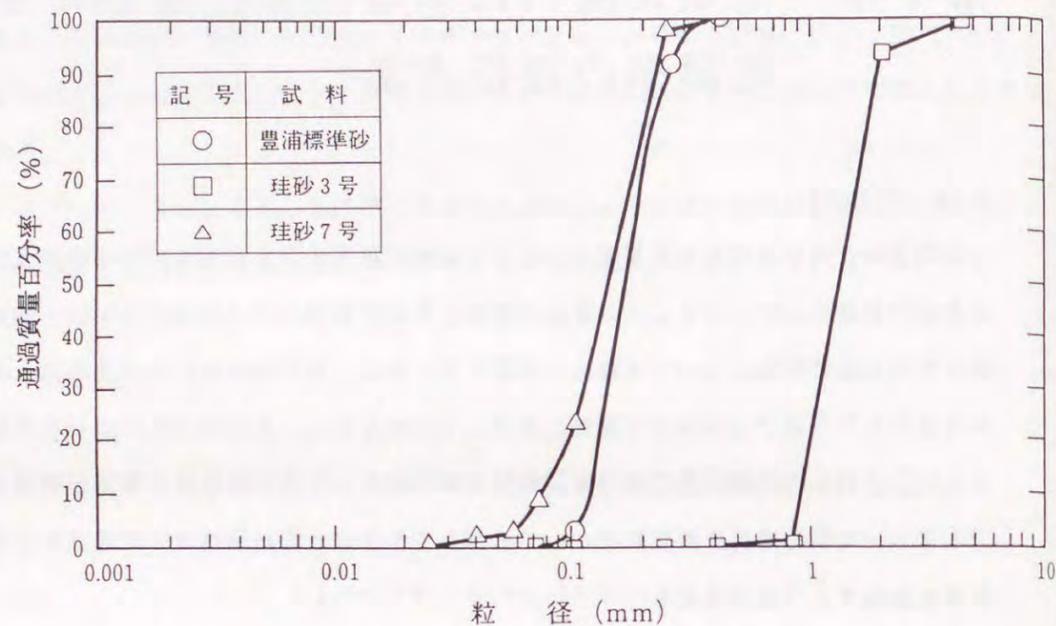


図-7.2.1 使用した試料砂の粒度分布

表-7.2.1 使用した薬液の配合

薬液の種類	主剤濃度 (%)	配 合	
		主 剤 500 ml	硬 化 剤 500 ml
Grout A	5.0	3号水ガラス 500 ml	グリオキザール 50 ml リン酸 12 ml 蒸留水 438 ml
Grout B	3.5	3号水ガラス 350 ml 蒸留水 150 ml	グリオキザール 50 ml リン酸 12 ml 蒸留水 438 ml
Grout C	2.5	3号水ガラス 250 ml 蒸留水 250 ml	グリオキザール 50 ml リン酸 12 ml 蒸留水 438 ml

(ゲル化時間: 25 ~ 30分)

310 gの気乾状態の試料砂と目標とする薬液充填率相当量の薬液をビニール袋の中に投入し手で混合した後、二つ割モールド(直径5 cm、高さ10 cm)に投入し、さらにハンマーでモールドを叩くことにより振動を与えて所定の乾燥密度に締め固める。この方法により直径5 cm、高さ10 cmの円筒形の固結砂供試体を作製する。その後、二つ割モールドから脱型し、蒸留水中で一日養生し飽和させる。以下、この方法で作製した薬液固結砂を室内混合固結砂と記述する。なお、後述する電気比抵抗測定および一軸圧縮強度実験を実施した後に含水比測定を行った結果、本実験で用いた全ての室内混合固結砂の飽和度は100~107%の範囲にあり、測定精度を考えると全て飽和していると考えられる。固結砂の薬液充填率 α (%) は薬液の量を変えることにより変化させる。薬液充填率 α (%) は次式で計算される⁽¹⁾。

$$\alpha (\%) = \frac{V_g}{V \cdot (n/100) \cdot (1+\beta)} \times 100 \quad (7.2.1)$$

ここに、 V_g : 供試体中の薬液ゲルの体積 (cm³)

V : 供試体体積 (cm³)

n : 間隙率 (%)

β : 損失係数

なお、損失係数 β は、計画された注入範囲外に逸脱する薬液の割合を示す値であり、施工の安全率として薬液充填率の中で経験的に考慮される値である。今回の室内実験では、所定量の薬液は確実に固結砂中に存在すると考えられるので、 β を0としている。

もう一つの方法は図-7.2.2に示す装置により固結砂供試体を作製する。試料砂を図中斜線部で表示しているモールド中に投入し、所定の乾燥密度に締め固めた後、脱気水をモールド中に注入し、試料砂を飽和させる。その後、所定量の薬液を試料砂中に注入し固結砂を作製する。そして、モールドから脱型し、蒸留水中で一日養生し飽和させる。手順の詳細は、土質工学会基準の薬液注入による安定処理土の供試体作製方法 (JSF T 831-1990)⁽¹⁰⁾ に準拠した。なお、薬液注入量および注入速度を変化させることにより、薬液充填率の異なる固結砂を作製する。以下、この方法で作製した固結砂を室内注入固結砂と記述する。また、電気比抵抗測定終了後に含水比測定を行った結果、本実験で用いた室内注入固結砂の飽和度は100~105%の範囲にあり、全て飽和していると考えられる。この作製方法は、実際の浸透注入における薬液の挙動に近いと考えられ、室内注入固結砂は実際の浸透注入で得られる固結砂と同程度の品質を有していると考えられる。

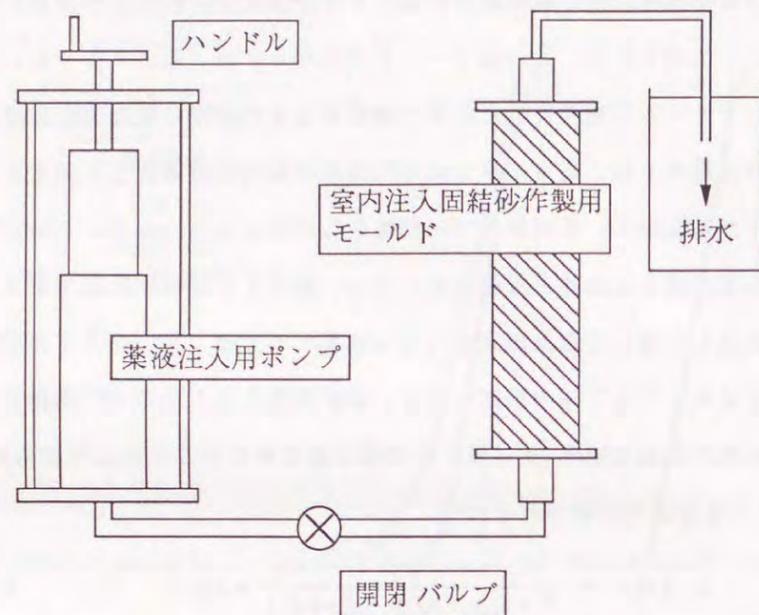


図-7.2.2 室内注入固結砂の作製装置の概要

室内注入固結砂の薬液充填率は、プラズマ発光分析法（以下、ICP分析法と記述する。）による非晶質珪酸の定量分析より求める^{(56) (101) (102) (103)}。ICP分析法による非晶質珪酸の定量分析実験の方法は図-7.2.3に示す通りである。本実験において、薬液固結砂中の非晶質珪酸の溶出には0.5N-NaOH溶液を溶出液に用い、溶出時間を30分として実施した。この方法で溶出した固結砂中の非晶質珪酸含有量をICP分析により定量し、次式により薬液充填率を算出する^{(56) (101)}。

$$\lambda = \frac{x/\gamma_1}{x/\gamma_1 + (1-x)/\gamma_2} \times 100 \quad (7.2.2)$$

$$x = a/a_1 - a_2/a_1 \quad (7.2.3)$$

$$\alpha_i = \left(\frac{\lambda}{n} \right) \times 100 \quad (7.2.4)$$

ここに、 λ : 注入率 (%)

γ_1 : 薬液の密度 (g/cm^3)

γ_2 : 土粒子の密度 (g/cm^3)

a : 薬液固結砂の非晶質珪酸含有量 ($mg/100g$)

a_1 : 薬液の非晶質珪酸含有量 ($mg/100g$)

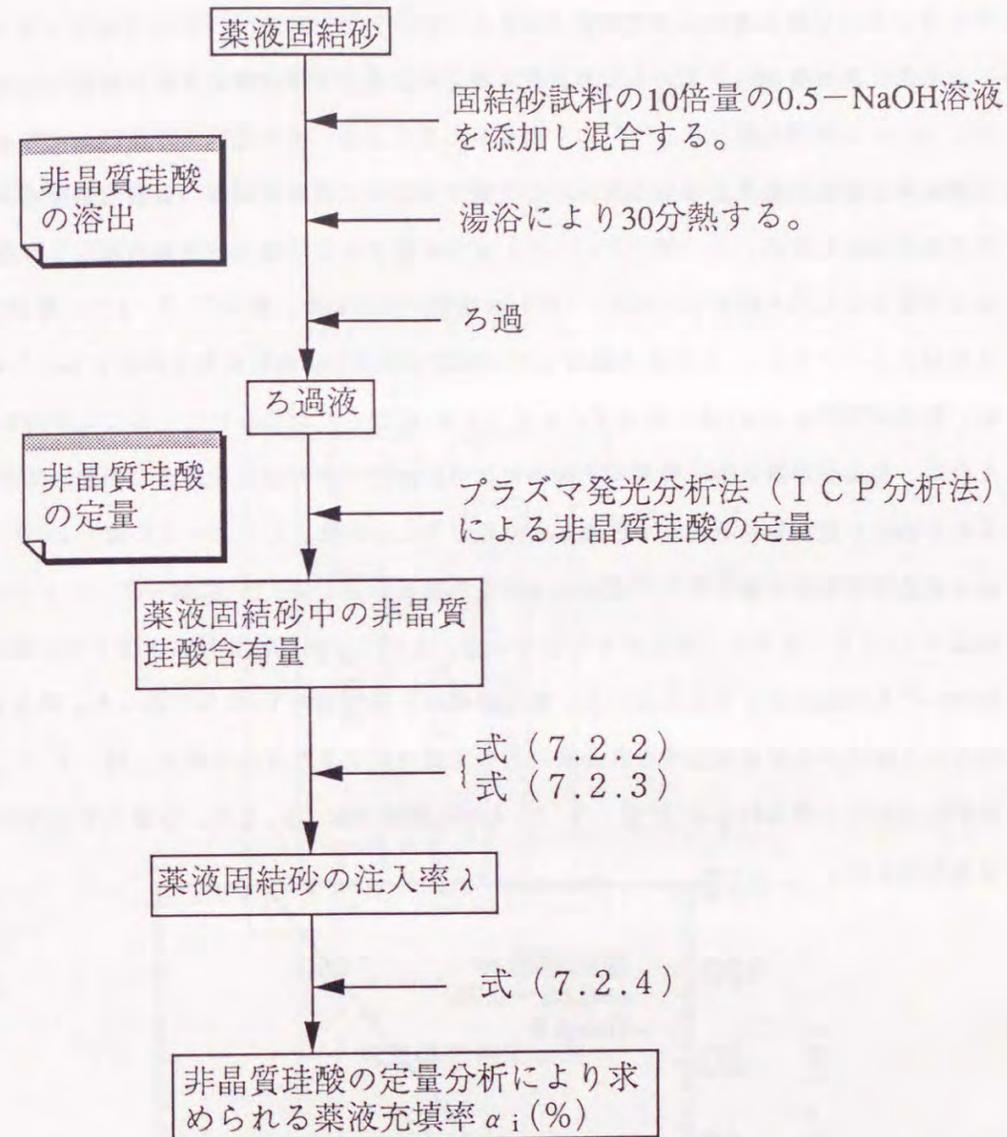


図-7.2.3 非晶質珪酸の定量分析実験方法

a_2 : 土粒子の非晶質珪酸含有量 (mg/100g)

α_i : 非晶質珪酸の定量分析により求められる薬液充填率 (%)

n : 注入前の土の間隙率 (%)

しかし、図-7.2.3に示した非晶質珪酸の定量分析方法の内、非晶質珪酸の溶出方法等については研究段階であり⁽¹⁰²⁾、確立した方法は無いのが現状である。したがって、本実験で実施した非晶質珪酸の溶出方法の妥当性を検討するために、薬液充填率が既知の室内混合固結砂を用いて、式(7.2.1)より計算される薬液充填率 α (%)と非晶質珪酸の定量分析により求められる α_i (%)を比較・検討した。図-7.2.4に、豊浦標準砂を試料としGrout Bにより固結した室内混合固結砂の検討結果を例示する。この図から、薬液充填率 α と α_i は一致せず、 α よりも α_i は小さく評価されていることが分かる。これは、非晶質珪酸の溶出時間の不足等により固結砂中の非晶質珪酸全てを抽出できなかったために、薬液充填率を過小評価したものと考えられる。したがって、図-7.2.3に示す非晶質珪酸の定量分析から薬液充填率を求めるためには、 α_i に図-7.2.4中の直線勾配(1.25)を乗じて補正する必要がある。また、三河珪砂3号および7号の補正係数についても実験により求めたところ、豊浦標準砂と同じ値の1.25であった。以上から、室内注入固結砂の薬液充填率を非晶質珪酸の定量分析により求める場合、図-7.2.3に示す溶出方法で得られる α_i に図-7.2.4中の直線勾配(1.25)を乗じて薬液充填率 α を算出した。

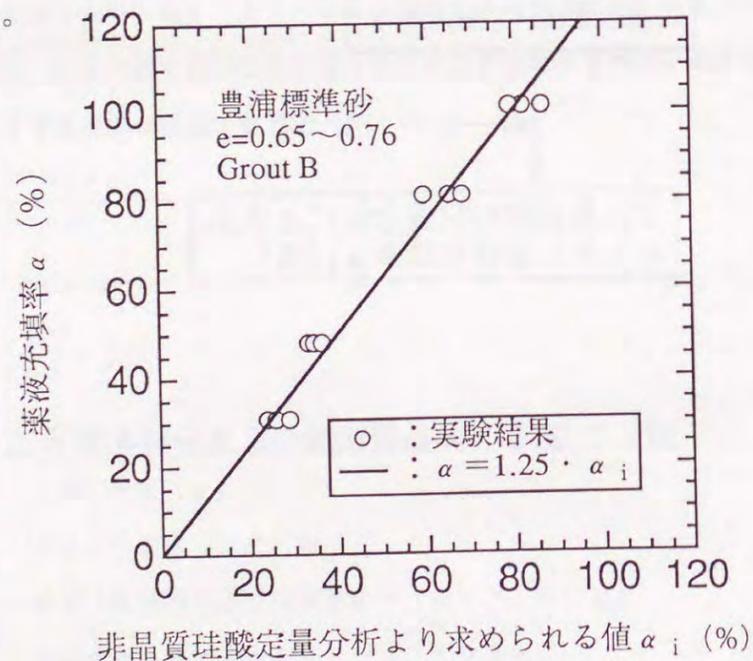


図-7.2.4 薬液充填率と非晶質珪酸定量分析より求められる値 α_i の比較

(2) 電気比抵抗の測定方法

(a) 飽和未固結砂の電気比抵抗測定方法

薬液固結砂の電気比抵抗特性を調査する前に、注入前の地盤の電気比抵抗に相当する飽和未固結砂(地下水水位以下の飽和した砂質地盤を想定)の電気比抵抗特性を調査しておく必要がある。

飽和未固結砂の電気比抵抗の測定は、図-7.2.5に示す電気抵抗測定用の銅電極を内蔵した三軸圧縮実験装置を用いて行った。

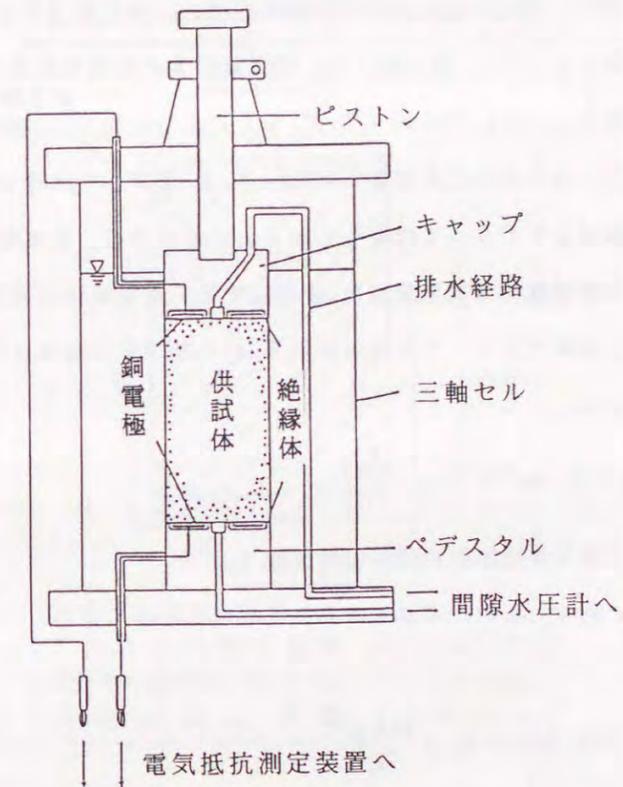


図-7.2.5 銅電極を内蔵した三軸圧縮実験装置

なお、銅電極は装置本体から絶縁されているので、測定される電気抵抗には、装置の比抵抗は影響しない。試料砂として豊浦標準砂と三河珪砂3号を用いた。供試体(直径5cm、高さ10cm)は、ゴムメンブレンを取り付けた成型モールド内で乾燥砂を突き固めることにより作製した。その後、供試体を飽和させるために、脱気水を用いて約1時間供試体中を通水する。飽和未固結砂の電気比抵抗は間隙水の電気比抵抗により変化すると考えられる。そこで、本実験では数種類の電気比抵抗の異なる脱気水を通水した後、飽和未

固結砂の電気比抵抗と間隙水の比抵抗との関係を調査した。脱気水は、電気比抵抗の比較的低い水道水と比抵抗の高い蒸留水を所定の体積比で混合・脱気して作製した。通水後、供試体中に残った脱気水が飽和未固結砂の間隙水となる。しかし、通水の過程で脱気水の電気比抵抗の変化が考えられるので、供試体中を通過してきた水の比抵抗を間隙水の比抵抗とした。

通水後、供試体を拘束圧 1.1 kgf/cm^2 、背圧 0.1 kgf/cm^2 のもとで圧密を行い、圧密終了後に飽和未固結砂の電気抵抗の測定を行う。電気抵抗の測定は L. C. R. メータにより行う。測定には正弦波交流電圧を用い、その最大電圧を 1 V 、周波数を 1 kHz として実施した⁽¹⁰⁴⁾。測定終了後、供試体の含水比測定を行う。得られた飽和未固結砂の電気抵抗値 R_{sw} (Ω) から式 (7.2.5) により飽和未固結砂の電気比抵抗 ρ_{sw} を求める⁽¹⁸⁾。また、間隙水の比抵抗測定は図-7.2.6 に示す水槽を用いた。この水槽はほぼ絶縁体と見なせるアクリルで作製している。この水槽を、供試体中を通過してきた水で満たし、図中の銅電極間の電気抵抗 R_w を測定する。電気抵抗の測定条件は飽和未固結砂の電気抵抗測定と同様である。この電気抵抗 R_w から間隙水の電気比抵抗 ρ_w を式 (7.2.6) に基づき算出した。

$$\rho_{sw} (\Omega \cdot \text{m}) = R_{sw} \cdot \frac{A_{sw}}{L_{sw}} \quad (7.2.5)$$

ここに、 A_{sw} : 飽和未固結砂供試体の断面積 (m^2)

L_{sw} : 飽和未固結砂供試体の高さ (電極間距離に相当) (m)

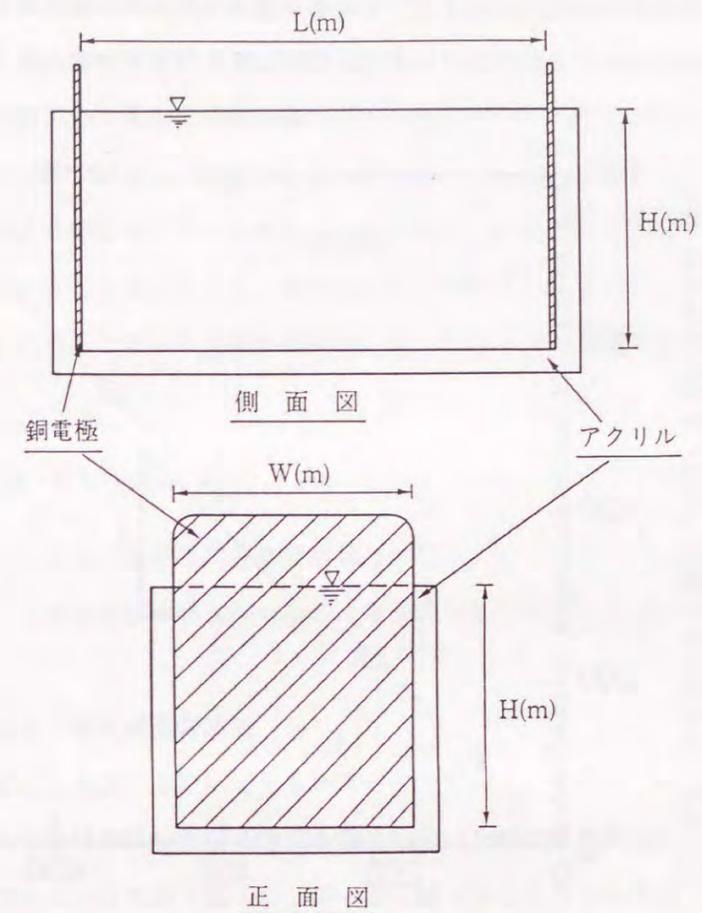
$$\rho_w (\Omega \cdot \text{m}) = R_w \cdot \frac{W \times H}{L} \quad (7.2.6)$$

ここに、 W : アクリル水槽の横幅 (= 0.05013 m)

H : アクリル水槽内の水の水深 (= 0.05010 m)

L : 銅電極間の距離 (= 0.09863 m)

R_w : アクリル水槽で測定される水の抵抗 (Ω)



アクリル水槽の横幅 $W=0.05013(\text{m})$
 アクリル水槽内の水の水深 $H=0.05010(\text{m})$
 銅電極間の距離 $L=0.09863(\text{m})$

図-7.2.6 間隙水の電気抵抗測定用水槽

なお、上述の電気比抵抗測定方法は、2つの電極を用いて比抵抗を測定する2極法である。この2極法による比抵抗測定においては、電極や供試体の分極、接触抵抗などが測定値に影響を与えることが知られている⁽¹⁰⁵⁾⁽¹⁰⁶⁾。そこで、電極や供試体の分極、接触抵抗などが上記の測定条件により求めた比抵抗値にどの程度影響するか調べる必要がある。

本研究では、 $10 \sim 800 (\Omega \cdot \text{m})$ の電気比抵抗を有する水を用いて、上記の条件で2極法により測定した電気比抵抗と導電率計により測定した電気比抵抗を比較した。その結果を図-7.2.7に示す。この図より、上記の条件で2極法により測定すれば、分極や

接触抵抗の影響をほとんど受けず、供試体の電気比抵抗が測定できると考えられる。本研究では、比較的高周波である1 kHzの周波数を有する正弦波交流電圧を用いているために、測定値に対する分極や接触抵抗の影響が小さくなったものと考えられる。

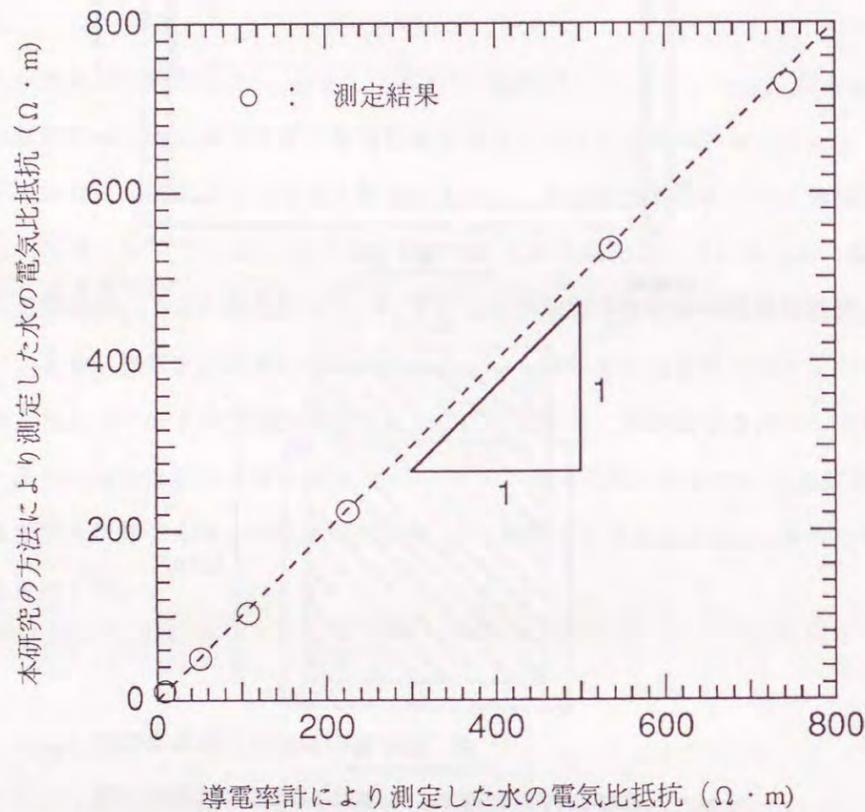


図-7.2.7 本研究の方法により測定した水の電気比抵抗と導電率計による測定値の比較

(b) 薬液固結砂の電気比抵抗測定方法

薬液固結砂の電気比抵抗測定も図-7.2.5の装置を用いて実施する。7.2.2(1)に述べた方法により作製、養生した薬液固結砂をゴムメンブレンで覆い、図-7.2.5の装置に設置した後、通水を行う。固結砂の場合は未固結砂と異なり、水の浸透が非常に困難であるため、本実験においてはフラッシング⁽¹⁰⁷⁾⁽¹⁰⁸⁾により飽和を行った。フラッシングとは供試体セット時に混入する気泡を除去するものである。その手順は次の通りである。まず気泡の混入しやすいポーラスストーンや供試体側面等に供試体下部から脱気水を

送り込んで、供試体セットを行うと共に、気泡を洗い流す。さらに供試体セット後、ゴムメンブレンが膨らまない程度に脱気水を送り込み、供試体全体の残存気泡を洗い流す。フラッシングの後、供試体を拘束圧 1.1 kgf/cm^2 、背圧 0.1 kgf/cm^2 のもとで圧密を行い、圧密終了後に薬液固結砂の電気抵抗の測定を行う。測定方法は7.2.2(2)(a)と同様に行った。得られた固結砂の電気抵抗 R_{sg} (Ω)から飽和未固結砂と同様に、式(7.2.7)により固結砂の電気比抵抗 ρ_{sg} を求める。また、薬液固結砂の間隙水はフラッシング時に排水される脱気水とし、飽和未固結砂の場合と同様に、この脱気水を図-7.2.6の水槽に投入して得られた電気抵抗から式(7.2.6)に基づき間隙水の比抵抗 ρ_w を算出した。

$$\rho_{sg} (\Omega \cdot m) = R_{sg} \cdot \frac{A_{sg}}{L_{sg}} \quad (7.2.7)$$

ここに、 A_{sg} : 薬液固結砂供試体の断面積 (m^2)

L_{sg} : 薬液固結砂供試体の高さ (電極間距離に相当) (m)

(3) 薬液固結砂の一軸圧縮実験方法

薬液注入の目的は、地盤の強度増加と止水性の向上である。本研究では、その改良の程度を示す指標として固結砂の一軸圧縮強度を採用した。一軸圧縮実験は自立性の高い土の非排水せん断強度を求める実験である。この一軸圧縮実験を実施した場合、固結砂はせん断変形に伴い、正のダイレイタンスを発生し、非排水条件下ではそれに伴い負圧が生じると考えられる。これは強度の増加をもたらすが、このような負圧による強度増加はせん断面への給水が生じれば消失してしまうので、実際の施工面から考えると確実に期待することは難しいものと思われる。

このような理由から、本研究では排水条件下での一軸圧縮実験⁽¹⁰⁹⁾⁽¹¹⁰⁾(以下、水中一軸圧縮実験と記述する。)により固結砂の粘着力成分(薬液ゲルによる粘着力)を評価することにした。すなわち、セル水圧と背圧を共に 1.0 kgf/cm^2 に保ったまま、供試体内に通じる水経路を排水条件として一軸圧縮実験を実施した。本実験時の変位速度は 0.088 (mm/分)とした⁽¹¹⁰⁾。一軸圧縮実験前の固結砂の透水係数は 10^{-6} cm/sec 程度であるが、せん断変形に伴うダイレイタンスの発生により、その透水係数は増加することが明らかにされており⁽¹¹¹⁾⁽¹¹²⁾、上記の変位速度であれば、ダイレイタンスに伴い発生する負圧は十分に消失することも実験的に明らかにされている⁽¹¹⁰⁾。

7.3 飽和未固結砂および薬液固結砂の電気比抵抗特性

本章では、飽和未固結砂と薬液固結砂の電気比抵抗実験結果および薬液固結砂の一軸圧縮実験結果について述べ、さらに実験的考察を加える。

7.3.1 飽和未固結砂の電気比抵抗特性

図-7.3.1に豊浦標準砂および珪砂3号を試料とした実験結果を飽和未固結砂の電気比抵抗と間隙水の比抵抗との関係として示す。なお、豊浦標準砂の供試体乾燥密度 ρ_s は1.57~1.60 (g/cm^3)、間隙比 e は0.65~0.68である。一方、珪砂3号の供試体乾燥密度 ρ_s は1.58~1.64 (g/cm^3)、間隙比 e は0.61~0.67である。飽和未固結砂の電気比抵抗はその間隙水の比抵抗に大きく影響され、間隙水の比抵抗の増加に伴い飽和未固結砂の電気比抵抗は単調に増加する傾向が見られる。また、豊浦標準砂と珪砂3号の実験結果の比較から、両試料の粒度分布が異なるにもかかわらず、飽和未固結砂の電気比抵抗と間隙水の比抵抗の関係には顕著な違いは見られない。このことから、間隙比が同じであれば、飽和未固結砂の電気比抵抗と間隙水の比抵抗の関係は一義的であり、この関係に及ぼす試料砂の粒度分布の影響は小さいことが推察される。

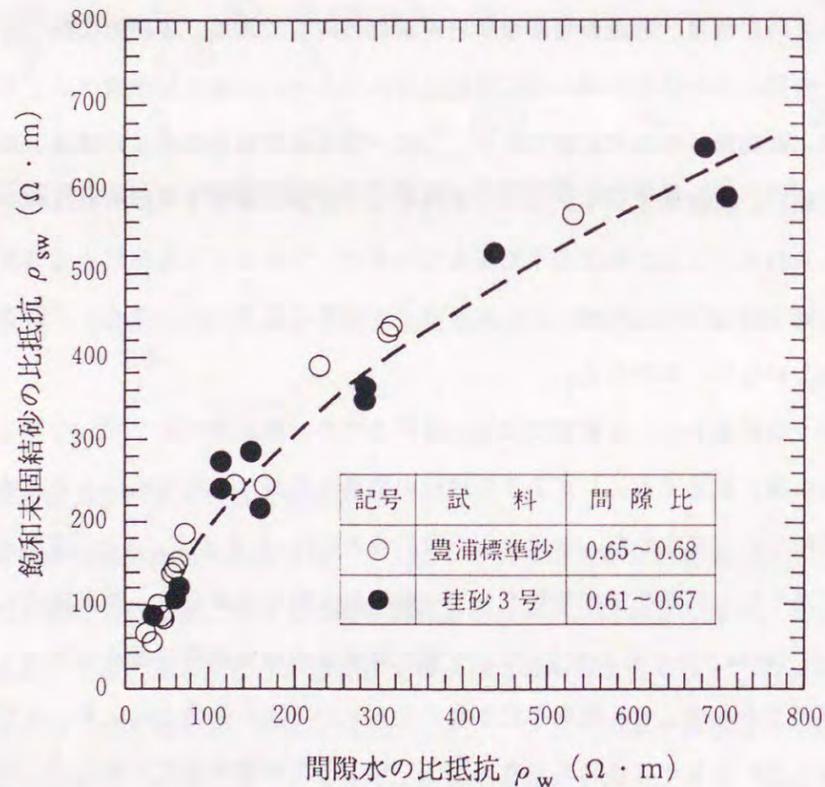


図-7.3.1 飽和未固結砂の電気比抵抗と間隙水の電気比抵抗の関係

7.3.2 薬液固結砂における電気比抵抗と薬液充填率の関係

図-7.3.2は豊浦標準砂を試料としGrout Bにより固結した室内混合固結砂および室内注入固結砂の電気比抵抗と薬液充填率との関係を例示したものである。この図から、室内混合固結砂および室内注入固結砂の電気比抵抗特性はほぼ等しいことが分かる。先述したように室内注入固結砂が実際の浸透注入で得られる固結砂と同程度の品質を有していることを考え合わせると、室内混合固結砂の電気比抵抗特性は実際の浸透注入で得られる固結砂の電気比抵抗特性とほぼ等しいものと考えられる。このような理由から、室内混合固結砂を用いた実験を通じて、実際の薬液固結砂の電気比抵抗特性を把握できると考えられる。したがって、以下に述べる実験では、すべて室内混合固結砂を用いた。

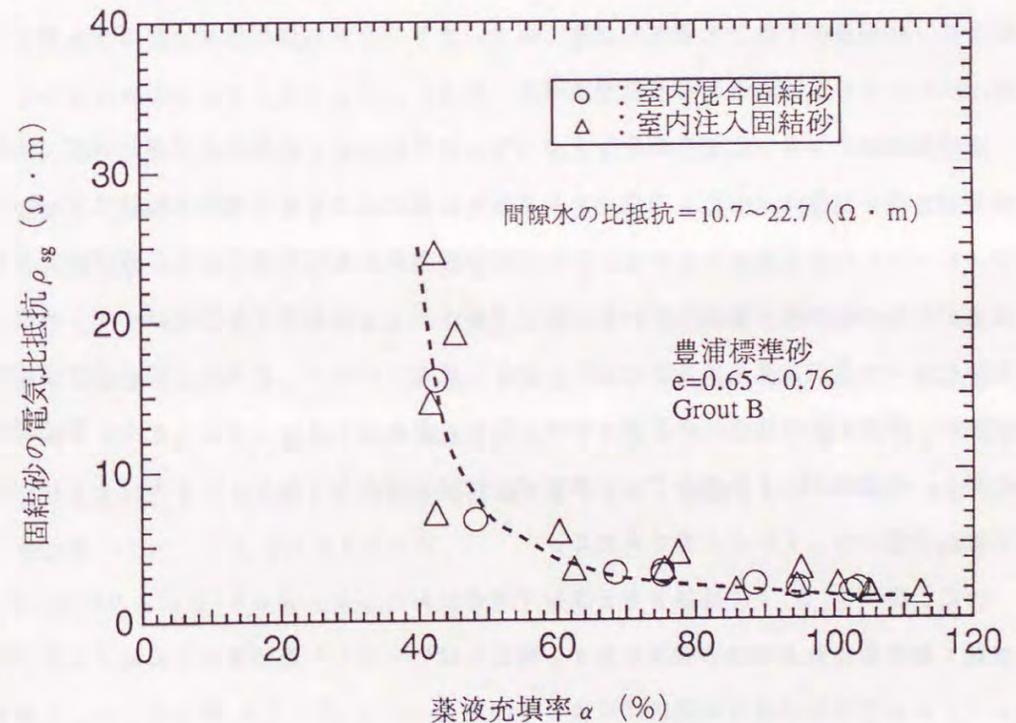


図-7.3.2 室内混合固結砂と室内注入固結砂の電気比抵抗特性の比較 (豊浦標準砂)

図-7.3.3は三種類の薬液により固結した豊浦標準砂の電気比抵抗と薬液充填率との関係を示したものである⁽⁹⁵⁾⁽⁹⁷⁾⁽⁹⁹⁾。図中の固結砂の間隙比は飽和未固結砂の間隙比と同じ定義であり、供試体作製時に使用した試料砂の質量と供試体体積および試料砂の密度より算出した。なお、式(7.2.1)で計算される薬液充填率は間隙比等の測定精度上100%を越える場合がある。また、ここで使用した供試体の間隙水の電気比抵抗は10.7~22.7($\Omega \cdot m$)である。この図より、同一の試料砂であれば電気比抵抗と充填率はほぼ一義的な関係にあり、溶液型水ガラスを注入薬液とする固結砂の電気比抵抗は薬液充填率に大きく影響されるものと考えられる。そして、間隙水の電気比抵抗の影響は、先に示した10.7~22.7($\Omega \cdot m$)の範囲においてはほとんどないものと考えられる。また、同図より、溶液型水ガラスを注入薬液とする固結砂の電気比抵抗と薬液充填率との関係は、その主剤濃度にほとんど影響されないものと考えられる。この理由は表-7.3.1に示すように、今回使用した主剤濃度の範囲ではそのホモゲルの比抵抗の値にほとんど差がなく、0.6~0.7($\Omega \cdot m$)であるためと考えられる。

豊浦標準砂の場合、薬液充填率が60(%)以下において固結砂の電気比抵抗は充填率の増加と共に急激に減少し、充填率60(%)以上になるとその電気比抵抗は1.0~5.0($\Omega \cdot m$)の間で安定している。この固結砂の電気比抵抗特性には土の間隙中に存在する薬液ゲルの連続性が影響していると考えられる。土中の薬液ゲルが連続していれば、固結砂全体の比抵抗は薬液ゲルの比抵抗に大きく支配されるが、薬液ゲルの不連続性の増加に伴い、薬液ゲルの比抵抗の影響は小さくなると考えられる。このことから、豊浦標準砂の場合、充填率が60%以上では、薬液ゲルはほぼ連続しており、60%以下では、所々不連続状態になっていると考えられる。

次に、図-7.3.4に珪砂3号と珪砂7号を試料としGrouit Bにより固結した砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係を示す。同図には先に示した豊浦標準砂の結果も併記している。なお間隙水の電気比抵抗は珪砂3号の場合は34.4~50.9($\Omega \cdot m$)、珪砂7号の場合は10.2~22.4($\Omega \cdot m$)であり、豊浦標準砂と同様に、この範囲内での間隙水の比抵抗の影響は非常に小さいと考えられる。豊浦標準砂の実験結果と比較すると、珪砂3号の場合は、充填率が40%から90%の範囲において、同じ充填率の豊浦標準砂の固結砂と比べて大きい比抵抗を示している。そして充填率が100%付近においては、豊浦標準砂および珪砂3号のいずれもほぼ等しい値を示している。珪砂3号のように平均粒径が大きく、細粒分の少ない試料砂の場合は、間隙径も大きくなるために薬液充填率の

低下にともない間隙中に存在する薬液ゲルが不連続になりやすいと考えられる。したがって、薬液充填率が40~90%において珪砂3号の場合は同じ薬液充填率、すなわち同じ薬液量が土中に存在しても間隙中に存在する薬液ゲルの不連続性は豊浦標準砂と比べて大きく、その結果、電気比抵抗も大きくなったものと考えられる。そして、充填率100%では、豊浦標準砂および珪砂3号いずれの場合も薬液ゲルの連続性が完全に保持されるために、両者はほぼ等しい電気比抵抗を示すものと考えられる。

また、珪砂7号の実験結果を珪砂3号の結果と同様に、豊浦標準砂の実験結果と比較すると、充填率が30%~60%の範囲において同じ充填率の場合、珪砂7号の固結砂の方がやや低い電気比抵抗の値を示している。図-7.2.1に示すように珪砂7号は豊浦標準砂とほぼ等しい平均粒径を有しているが、有効径 D_{10} は珪砂7号の方が小さい。事実、表-7.3.2に示す定水位透水実験により求められる透水係数を比較しても、珪砂7号の透水係数は豊浦標準砂と比べて小さくなっている。以上から、珪砂7号は小さい粒径の砂粒子を豊浦標準砂よりも多く含有しており、その間隙径もより小さくなると考えられる。そのため、珪砂7号の場合は間隙中の薬液ゲルの連続性が失われにくく、他の試料砂(豊浦標準砂、珪砂3号)の場合には比抵抗が大きくなっている薬液充填率においても、珪砂7号の固結砂の比抵抗は比較的小さな値を示したものと考えられる。

以上に述べた考察から、固結砂の電気比抵抗が薬液充填率の増加に伴い小さくなるのは、薬液充填率の増加に伴い、土中に存在する薬液ゲルの連続性が増加することにより生じると考えられる。また、薬液ゲルの連続性は砂の間隙径の大きさに影響を受け、間隙径の大きいものほど土中の薬液ゲルの連続性は低下しやすく、間隙径の小さいものほどその連続性は低下しにくいものと考えられる。

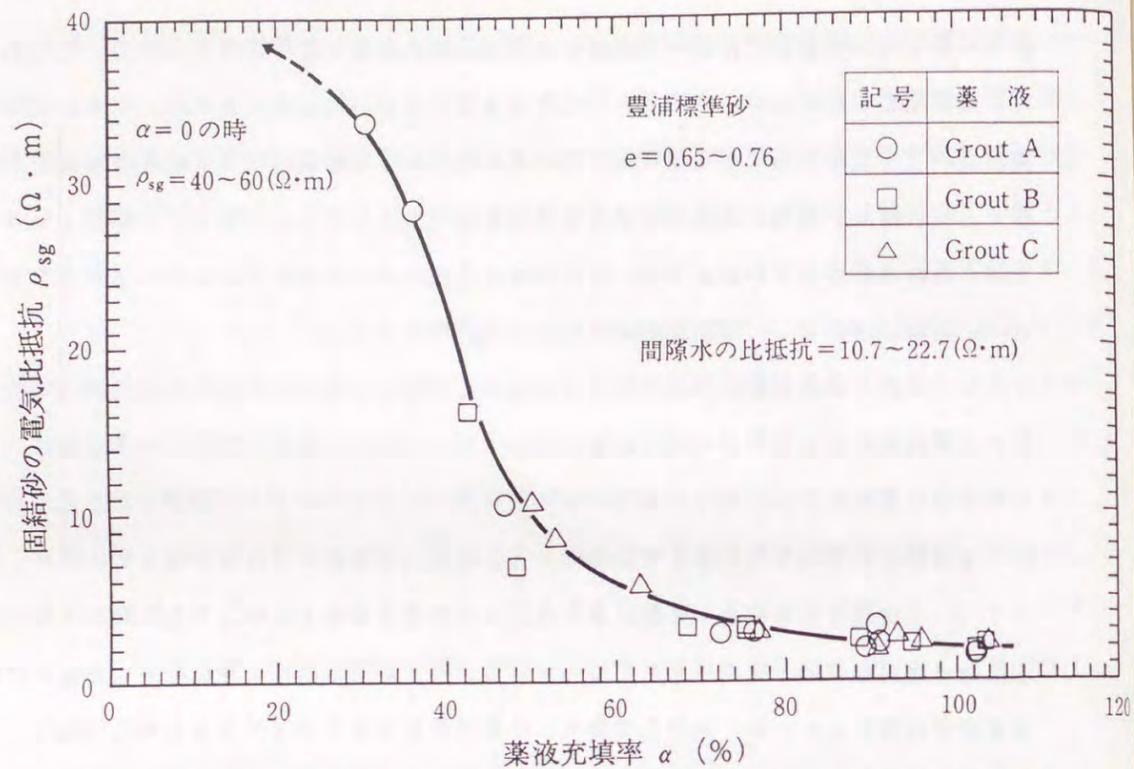


図-7.3.3 固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係 (豊浦標準砂)

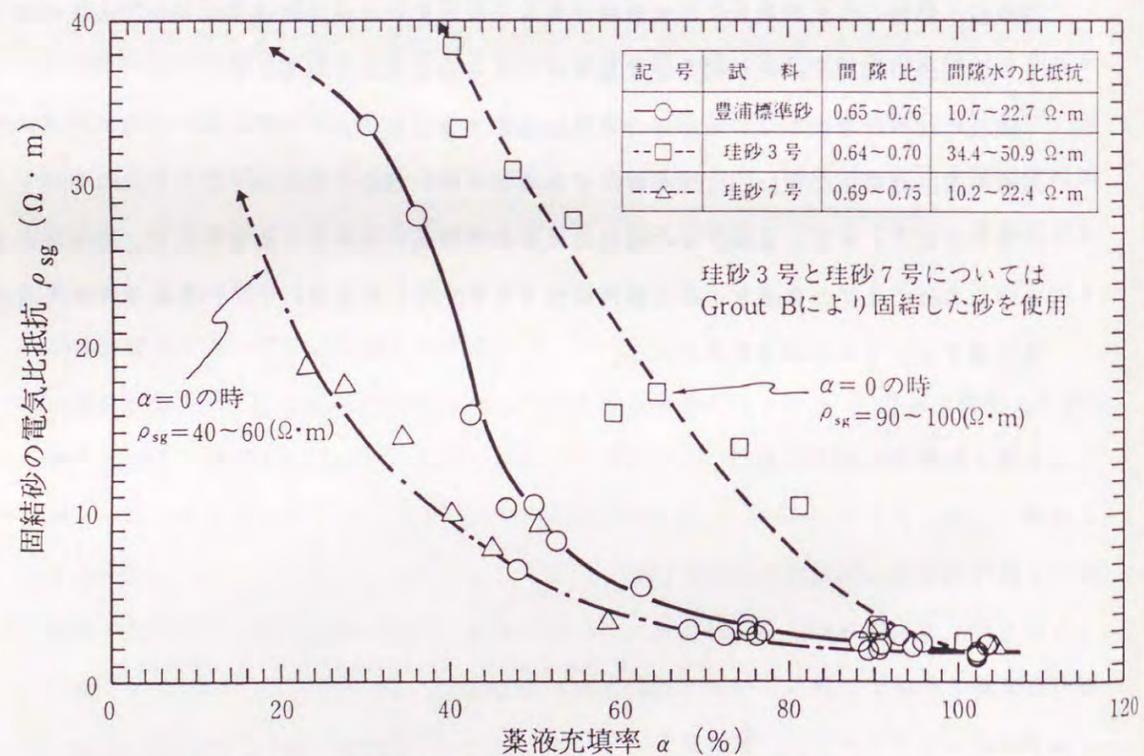


図-7.3.4 固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係 (豊浦標準砂、三河珪砂3号および三河珪砂7号の比較)

表-7.3.1 使用した各薬液ホモゲルの電気比抵抗

薬液の種類	主剤濃度 (%)	電気比抵抗 (Ω·m)
Grout A	5.0	0.68
Grout B	3.5	0.62
Grout C	2.5	0.69

表-7.3.2 試料砂の透水係数

試料名	透水係数 k
豊浦標準砂	1.5×10^{-2}
珪砂3号	1.1×10^{-1}
珪砂7号	3.7×10^{-3}

(単位: cm/sec)

7.3.3 薬液充填率と一軸圧縮強度

図-7.3.5に豊浦標準砂を試料とした固結砂の水中一軸圧縮実験の結果を示す。薬液の濃度により多少違いが見られるけれども、全体的な傾向として、充填率の増加に伴い水中一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm^2)は増加している。また、30%以下の薬液充填率では砂の固結程度がかなり低く、一軸圧縮実験の実施が困難であった。川地らは現場実験の結果を踏まえ、強度増加の効果が顕著に見られるのは充填率が40%前後を越えたあたりからであると述べている⁽⁵⁶⁾。また注入を行う際の目標値である $10^{-5} \text{cm}/\text{sec}$ のオーダーの透水係数とするには充填率は40%から50%以上が必要と述べている。先の図-7.3.5に示した豊浦標準砂の一軸圧縮実験結果もこれとほぼ符合するものと思われる。

図-7.3.6に、珪砂3号と珪砂7号を試料とした固結砂の水中一軸圧縮実験結果を示す。珪砂3号の場合、水中一軸圧縮強度は薬液充填率の増加に伴い $0.3 \text{kgf}/\text{cm}^2$ から $1.5 \text{kgf}/\text{cm}^2$ に単調増加している。一方、珪砂7号の場合、水中一軸圧縮強度は薬液充填率の増加に伴い $0.8 \text{kgf}/\text{cm}^2$ から $3.0 \text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上へほぼ単調に増加している。

以上の実験結果から、薬液充填率の増加に伴い水中一軸圧縮強度は増加し、また、その強度増加の割合は砂の種類により異なることが分かる。間隙径の小さいものほど、薬液充填率の増加に伴う水中一軸圧縮強度の増加は大きい。これは、7.3.2で述べた電気比抵抗実験結果の考察と考え合わせると、薬液充填率の増加に伴い、土中に存在する薬液ゲルの連続性が増加するために、固結砂の強度における薬液の粘着力成分が大きくなり、水中一軸圧縮強度が増加する。そして、土中に存在する薬液ゲルの連続性は間隙径の小さいものほど保たれやすく、薬液の粘着力成分が有効に作用しやすいために、同じ薬液充填率においても間隙径の小さいものほど水中一軸圧縮強度が大きいと考えられる。

以上の考察から、薬液を注入することにより固結された砂の強度増加は、砂の粒度分布等により異なるけれども、同一の粒度分布を有する砂であれば、その注入による強度増加は薬液充填率に大きく依存する。また、川地らが指摘したように薬液注入による止水効果も薬液充填率に大きく依存する⁽⁵⁶⁾。これらのことから、薬液注入により固結された砂の薬液充填率を得ることにより間接的に薬液注入による強度増加や止水効果を把握できるものと考えられる。

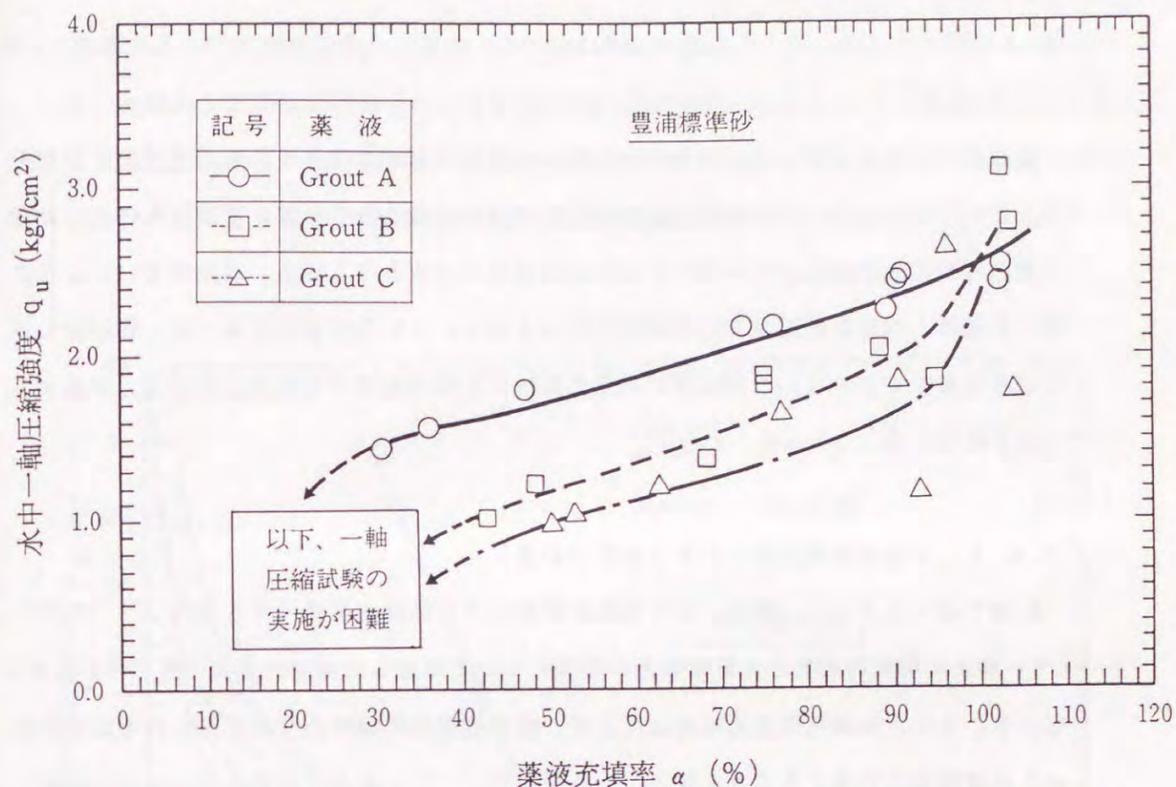


図-7.3.5 水中一軸圧縮強度と薬液充填率の関係 (豊浦標準砂)

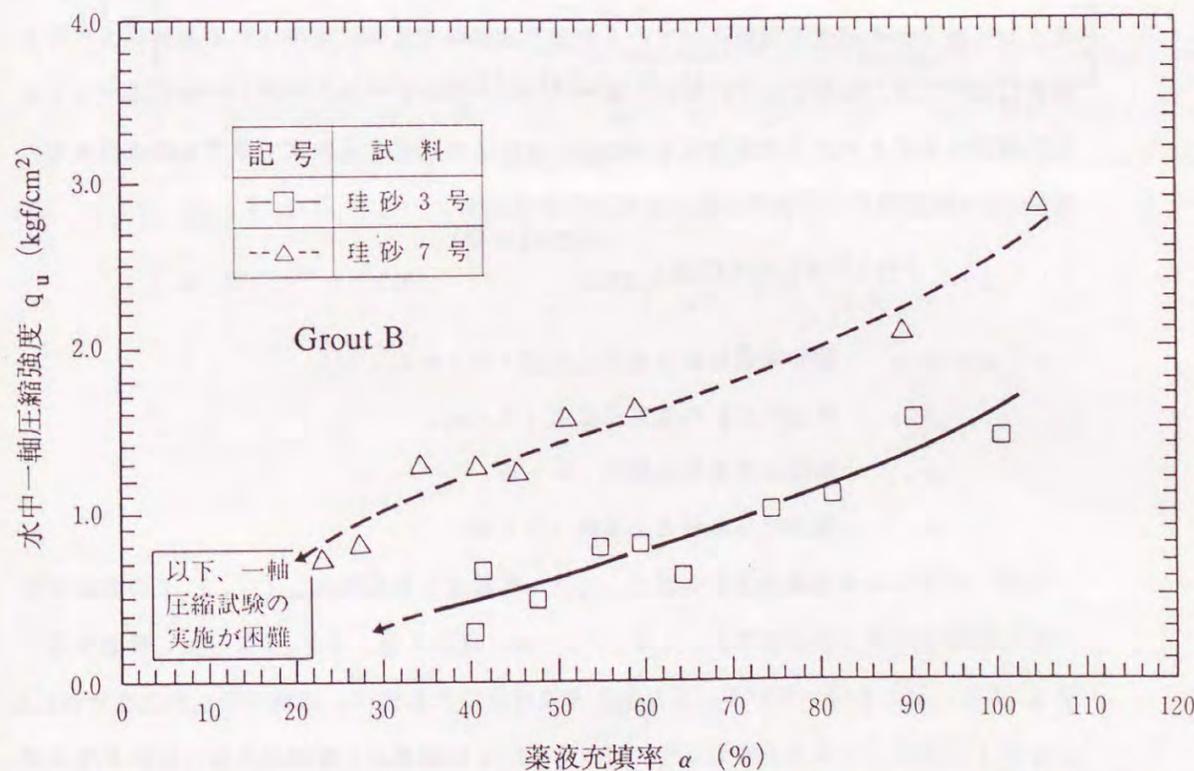


図-7.3.6 水中一軸圧縮強度と薬液充填率の関係 (三河珪砂3号と三河珪砂7号)

7.4 電気比抵抗に関する地盤のモデル化とそれに基づく地盤改良部の薬液充填率の評価方法

薬液注入による地盤の強度増加や止水効果が薬液充填率に大きく影響を受けることは前節で述べた。したがって、改良固結部の薬液充填率を求めることは、薬液注入による地盤の強度増加や止水性向上を評価するための間接的な情報となり得る。前節で述べたように薬液充填率と電気比抵抗は良い相関性を有している。この実験事実に基づき、固結砂の電気伝導機構をモデル化し、固結砂の電気比抵抗から薬液充填率を簡易に精度良く評価する方法を提案する。

7.4.1 薬液充填率評価に関する既往の研究

前章で述べたように、最近、土の電気的性質から土の構造を評価する試み⁽²¹⁾⁽⁶⁶⁾⁽⁶⁷⁾⁽¹⁰⁴⁾や土の電気的定数と土質定数との相関について調査した実験的研究⁽⁶⁹⁾⁽⁷⁰⁾が行われている。吉住らも電気探査比抵抗法により、地盤構造の把握のみならず得られる比抵抗値から地盤物性を評価することを試みている⁽⁷⁾⁽⁶³⁾⁽¹¹³⁾。また、矢作らもほぼ同じ内容の試みを行っている⁽¹¹⁴⁾⁽¹¹⁵⁾。これらの研究は、主にダム建設におけるグラウト工事を対象としており、本研究で対象としている都市土木工事で頻りに使用される薬液注入への適用性については、検討されていない。図-7.4.1(a)(b)(c)に本実験で得られた固結砂の電気比抵抗と充填率の関係および吉住らの提案する次式で示す比抵抗注入率 α_g の算定式⁽⁷⁾⁽¹¹³⁾の結果を比較している。

$$\alpha_g = \left(\frac{\rho_{sw} - \rho_{sg}}{\rho_{sg}} \right) \div \left(\frac{\rho_w - \rho_g}{\rho_g} \right) \times 100 \quad (\%) \quad (7.4.1)$$

ここに、 ρ_{sw} : 飽和未固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_{sg} : 薬液固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_w : 間隙水の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_g : 薬液ゲルの電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

なお、吉住らの式を適用するに当たっては、間隙水の比抵抗として7.3.2の実験で得られた値の平均値(豊浦標準砂: $16.4 \Omega \cdot m$ 、珪砂3号: $40.0 \Omega \cdot m$ 、珪砂7号: $20.7 \Omega \cdot m$)を用いている。また飽和未固結砂の比抵抗は、実験で得られた程度の比抵抗を有する間隙水の場合を想定して、図-7.3.1の結果から豊浦標準砂と珪砂7号の場合には $40 \sim 60 (\Omega \cdot m)$ とし、珪砂3号に対しては $90 \sim 100 (\Omega \cdot m)$ とした。

薬液ゲルの電気比抵抗は表-7.3.1に示す値を用いた。これらの図より吉住らの提案式は、充填率が非常に高い場合にのみ適用が可能といえる。しかし、7.3節で述べたように、薬液注入において改良効果がどの程度あるかを評価するには、より高精度な充填率の評価が必要となる。本研究では、精度の高い新しい薬液充填率評価方法の提案を行う。

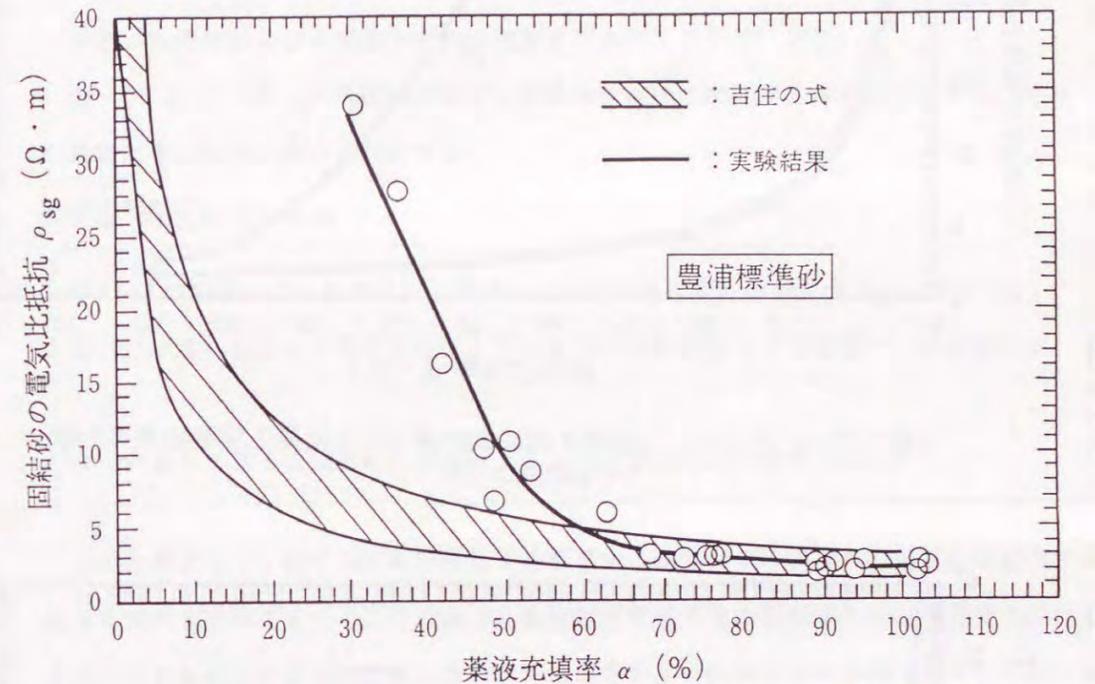


図-7.4.1(a) 吉住の式により得られる結果と実験結果の比較(豊浦標準砂)

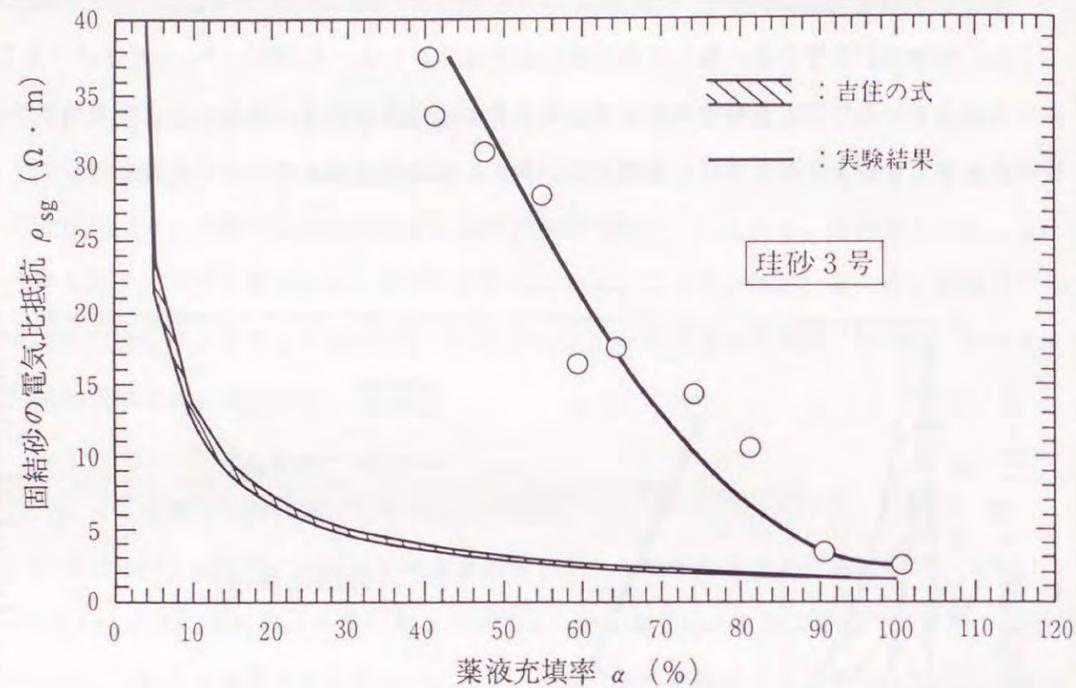


図-7.4.1 (b) 吉住の式により得られる結果と実験結果の比較
(三河珪砂3号)

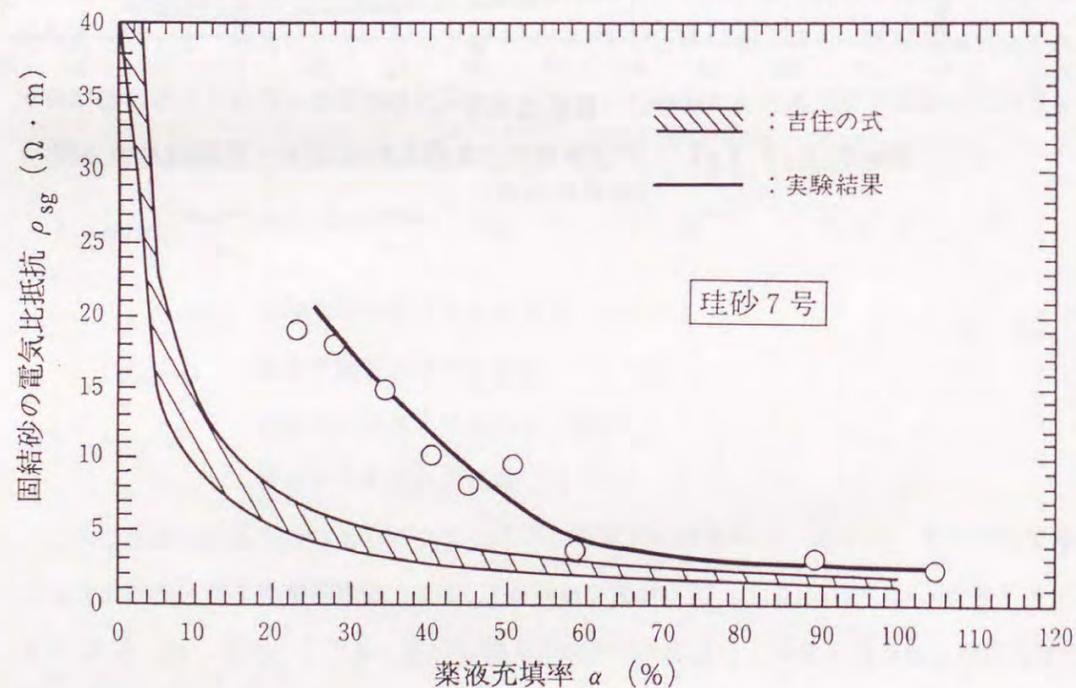


図-7.4.1 (c) 吉住の式により得られる結果と実験結果の比較
(三河珪砂7号)

7.4.2 飽和未固結砂の電気比抵抗モデル

固結砂の電気伝導機構をモデル化する前に、注入前の地盤に相当する飽和未固結砂の電気伝導機構をモデル化する必要がある。飽和未固結砂は砂粒子と間隙水から構成されている。したがって、砂粒子と間隙水の比抵抗および砂粒子と間隙水の構成体積比が既知であれば、飽和未固結砂の比抵抗は、オームの法則に基づき算出できるものと考えられる。そこで、オームの法則に基づく飽和未固結砂の電気比抵抗モデルを次のように提案し、7.3.1で述べた実験結果から提案モデルの検討を行う⁽⁹⁶⁾⁽⁹⁷⁾⁽⁹⁸⁾⁽⁹⁹⁾。

図-7.4.2にオームの法則に基づく飽和未固結砂の電気回路図を示す。また、モデルの構築において次の事項を仮定する。

モデル構築における仮定

- ① ρ_s は砂粒子の比抵抗とし、砂粒子の構成物質にのみ影響を受けると考える。
- ② 土中水、すなわち間隙に存在している水の比抵抗は土中では均一で一定値とする。
- ③ 対象とする土は完全飽和状態とし、土中の空気の影響は考えない。

上記の仮定①は、砂の比抵抗は砂粒子を構成する鉱物にのみ依存し、同じ鉱物組成であれば不変の値と考えている。また砂の比抵抗は砂粒子自身の保持する水分の影響を受けると考えられるが、本研究で使用した砂試料は石英が主な構成鉱物のものであり、その砂自身の保持する水分量は極めて微量であるので、砂粒子中に存在する水の影響は無視している。仮定②は比抵抗に影響を及ぼすと考えられる水中のイオン濃度分布は均一で変化しないという考えに基づいている。仮定③は、薬液注入の対象となる地盤は主に地下水位以下であるので、完全飽和状態と仮定することにより、実際をほぼ反映することができる。

飽和未固結砂の場合、砂粒子と間隙水の2相構造が考えられる。図-7.4.2に示すようにオームの法則に基づいて、砂粒子と間隙水で構成される直列接続と並列接続の二種類のモデルを考える。これらのモデルから誘導される飽和未固結砂の電気比抵抗評価式は次の通りである。(付録1)

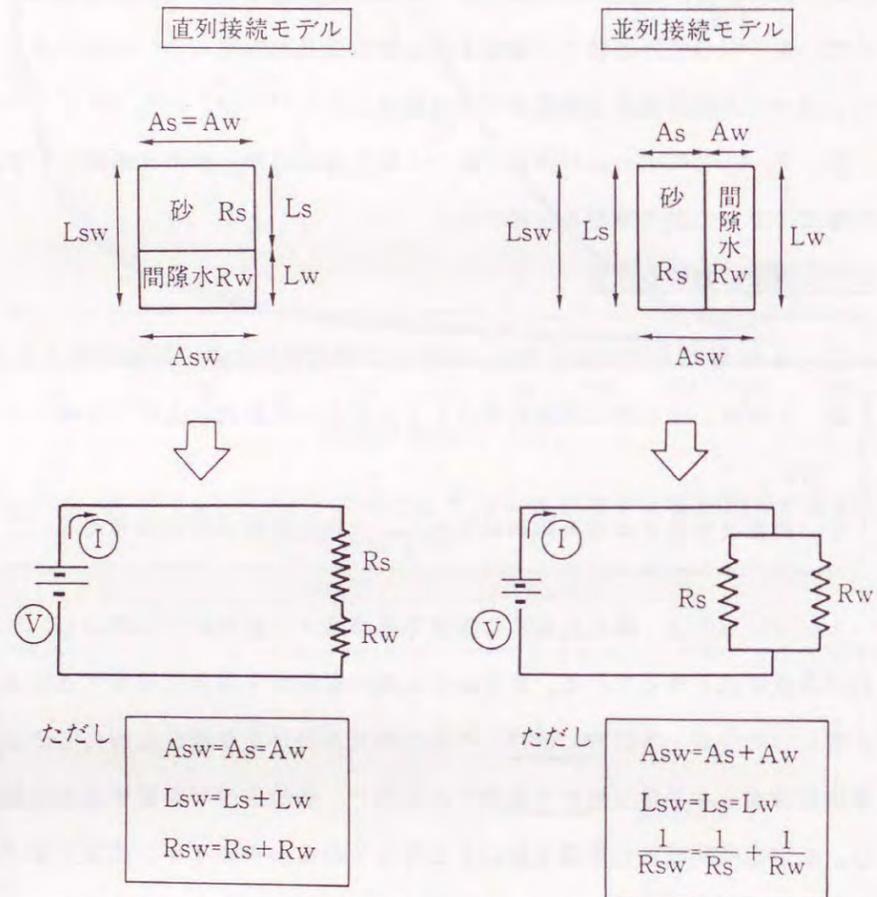


図-7.4.2 飽和未固結砂の電気回路モデル

直列接続モデル

$$\rho_{sws} = \rho_s \cdot \frac{1}{1+e} + \rho_w \cdot \frac{e}{1+e} \quad (7.4.2)$$

並列接続モデル

$$\rho_{swp} = \frac{1}{\frac{1}{\rho_s} \cdot \frac{1}{1+e} + \frac{1}{\rho_w} \cdot \frac{e}{1+e}} \quad (7.4.3)$$

ここに、

- ρ_{sws} : 直列接続モデルによる飽和未固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
- ρ_{swp} : 並列接続モデルによる飽和未固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
- ρ_s : 砂粒子の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
- ρ_w : 間隙水の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
- e : 土の間隙比

しかし式(7.4.2)、(7.4.3)により飽和未固結砂の電気比抵抗を評価する場合、既知量として砂粒子の比抵抗 ρ_s 、間隙水の比抵抗 ρ_w および土の間隙比 e が必要であるが、実際、 ρ_s は未知数である。そこで ρ_s を次のようにして求めた。先述した仮定①に基づき、間隙水の比抵抗 ρ_w が ρ_s と等しい値になるとき、飽和未固結砂は構造的には砂粒子と間隙水の二相構造をなしているけれども、電気的には単一構造と見なすことができる。以上から、 ρ_w と ρ_s が等しいとき次の関係が成り立つ。

$$\rho_s = \rho_w = \rho_{sw} = \rho_{sws} = \rho_{swp} \quad (7.4.4)$$

そして図-7.4.3および図-7.4.4に描いたように飽和未固結砂の比抵抗 ρ_{sw} ~ 間隙水の比抵抗 ρ_w 曲線と直線 $\rho_{sw} = \rho_w$ の交点において式(7.4.4)が成り立つ。したがって ρ_s はそのときの間隙水の比抵抗と等しいことから求めることができる。このようにして求めた砂粒子の比抵抗 ρ_s はそれぞれ次のような値となる。

- 豊浦標準砂 : $\rho_s = 600.0$ ($\Omega \cdot m$)
- 珪砂3号 : $\rho_s = 562.6$ ($\Omega \cdot m$)

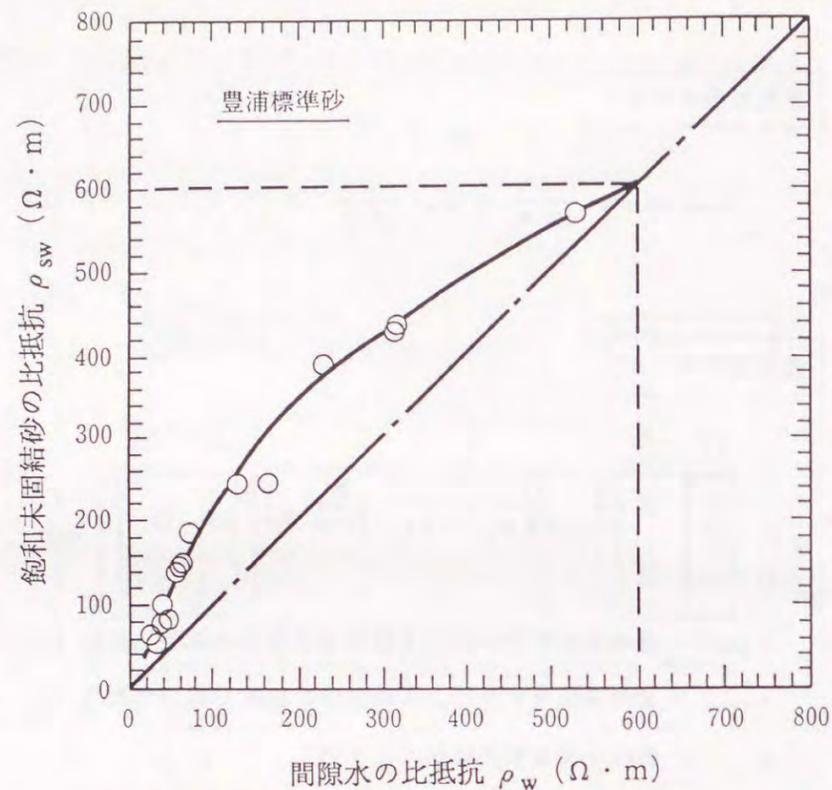


図-7.4.3 砂粒子の比抵抗を求める方法 (豊浦標準砂)

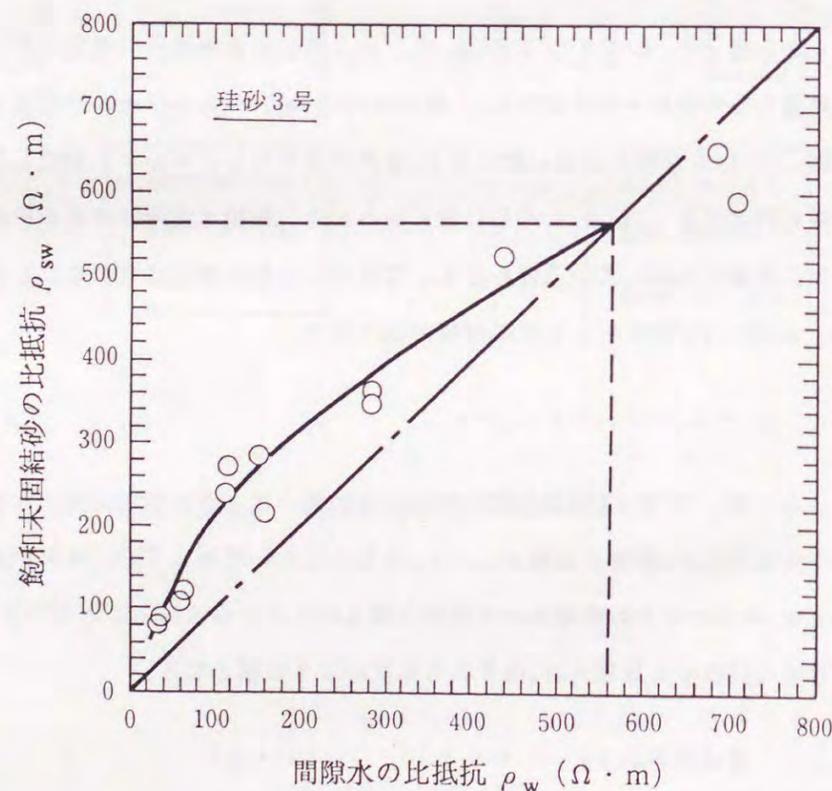


図-7.4.4 砂粒子の比抵抗を求める方法 (三河珪砂3号)

ところで、これら砂粒子を構成する物質はほとんど絶縁体と考えられている。しかし、水溶液中に砂粒子が存在する場合、砂粒子は見かけ上比抵抗が低くなっているものと考えられる⁽¹¹⁶⁾。絶縁性鉱物が水溶液中に存在する場合、鉱物表面の解離等により表面電荷を生じ、鉱物と溶液間の界面には電気二重層が形成される。この電気二重層内では外液と比べてイオン濃度が高く、砂粒子などの場合は、この表面効果により比抵抗が低下すると考えられている⁽¹¹⁶⁾。

上記のように得られた砂粒子の比抵抗 ρ_s を用いて、豊浦標準砂および珪砂3号を試料とした室内実験から得られる飽和未固結砂の電気比抵抗と直列接続モデルの評価式(7.4.2)により求めた飽和未固結砂の電気比抵抗の関係を図-7.4.5に示す。また、室内実験から得られる飽和未固結砂の電気比抵抗と並列接続モデルの評価式(7.4.3)により求めた飽和未固結砂の電気比抵抗の関係を図-7.4.6に示す。これらの図より、並列接続モデルによる評価式(7.4.3)が非常に高い精度を有したものであることがわかる。したがって今回の乾燥密度の範囲では、飽和未固結砂の電気比抵抗特性は図-7.4.2に示す並列接続モデルでほぼ表現できると言える⁽¹¹⁷⁾。

7.4.3 薬液固結砂の電気比抵抗モデルと地盤改良部の薬液充填率評価方法の提案

前節で提案した飽和未固結砂の電気比抵抗モデルと同様に、薬液固結砂の電気比抵抗モデルの提案を7.3.2で述べた室内実験結果に基づいて行う。7.4.2で述べたように飽和未固結砂の電気比抵抗特性は図-7.4.2に示す並列接続モデルでほぼ表現できるといふ実験的事実から、図-7.4.7に示す薬液固結砂の電気回路モデルを提案する。これらのモデルから導かれる薬液固結砂の電気比抵抗評価式は次に示す通りである(付録2)。

直列接続モデル

$$\rho_{sks} = \frac{1}{\frac{1}{(1+e)\left(1-\frac{\lambda}{100}\right)^2} \cdot \frac{1}{\rho_s} + \left\{ \frac{1}{\left(1-\frac{\lambda}{100}\right)} \frac{1}{(1+e)\left(1-\frac{\lambda}{100}\right)^2} \right\} \cdot \frac{1}{\rho_w}} + \frac{\lambda}{100} \cdot \rho_g \quad (7.4.5)$$

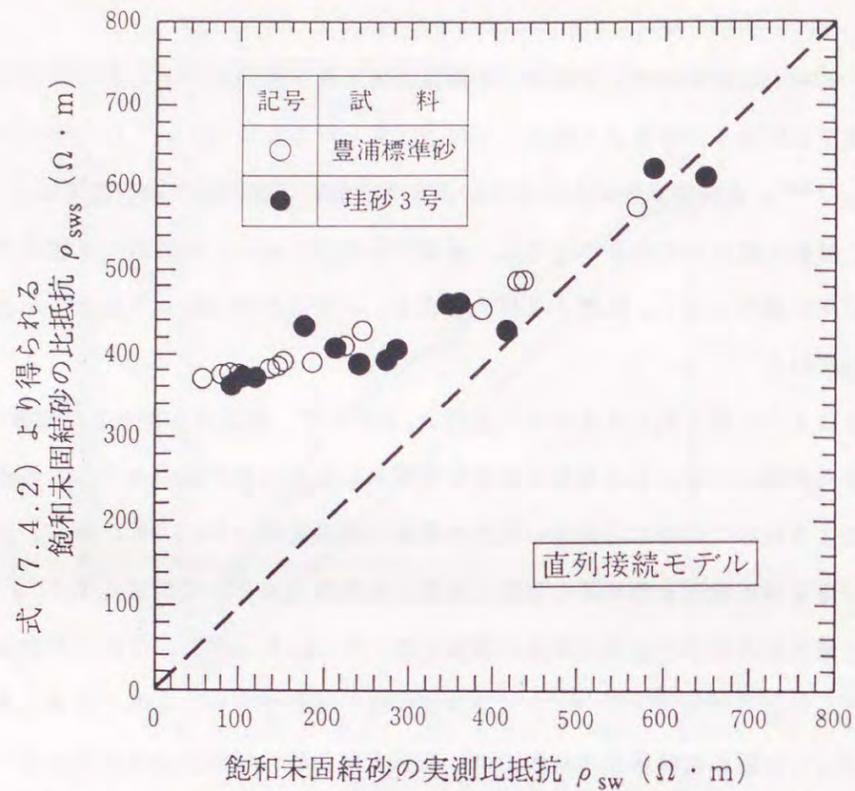


図-7.4.5 式(7.4.2)より得られる飽和未固結砂の比抵抗と実測の飽和未固結砂の比抵抗の比較

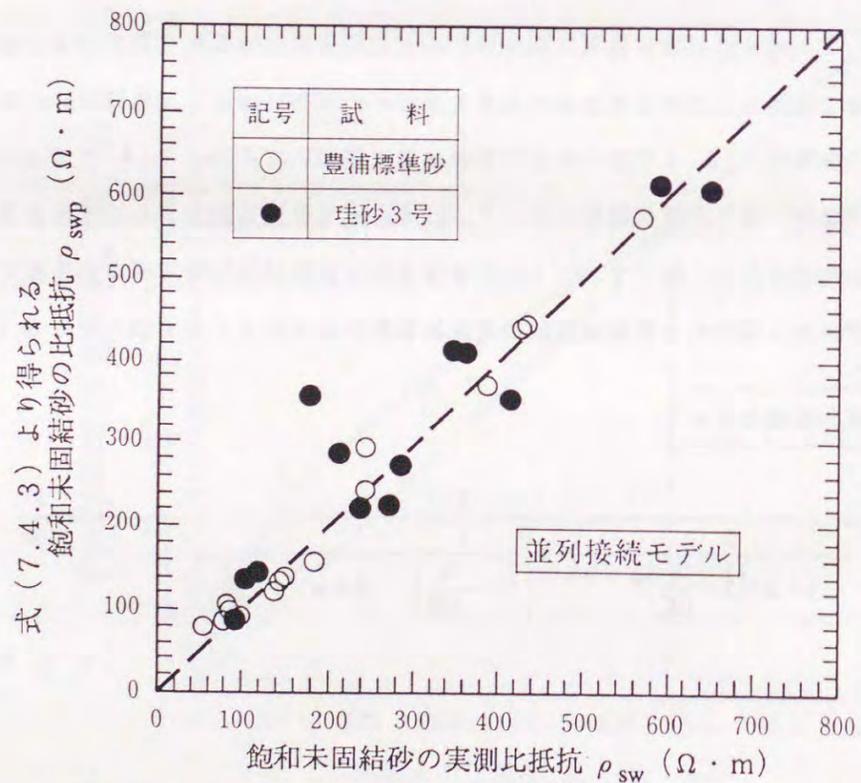


図-7.4.6 式(7.4.3)より得られる飽和未固結砂の比抵抗と実測の飽和未固結砂の比抵抗の比較

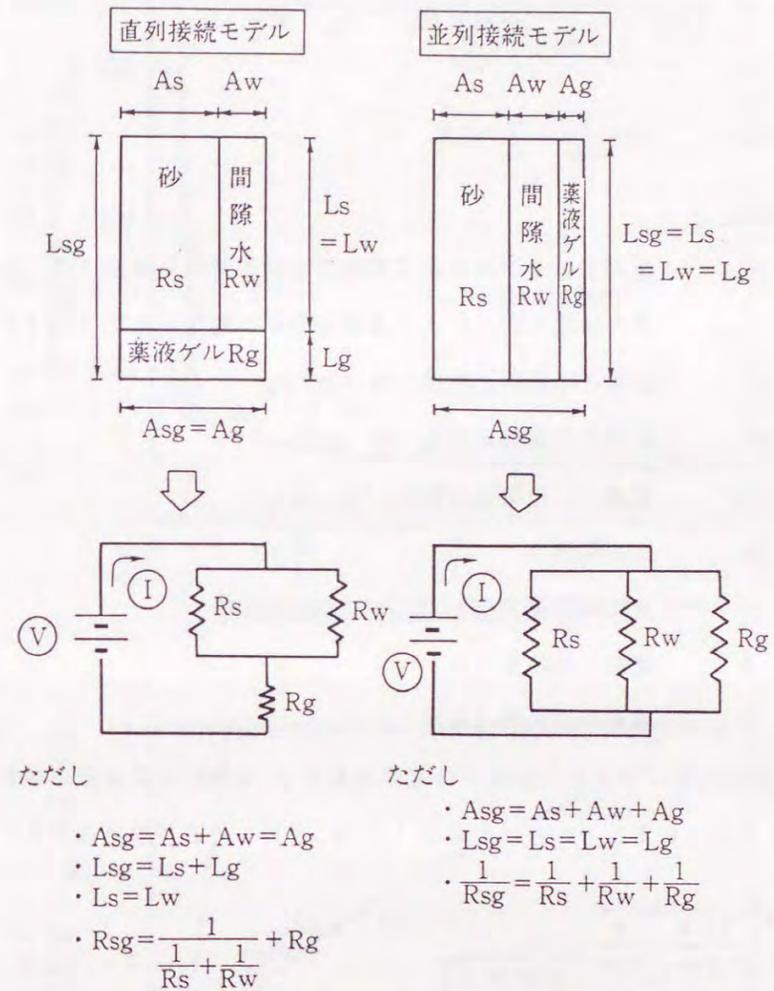


図-7.4.7 薬液固結砂の電気回路モデル

並列接続モデル

$$\rho_{sgp} = \frac{1}{\frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{\rho_s} + \left(\frac{e}{1+e} - \frac{\lambda}{100}\right) \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{\lambda}{100} \cdot \frac{1}{\rho_g}} \quad (7.4.6)$$

ただし、 $\lambda = \frac{n}{100} \cdot \frac{\alpha}{100} \times 100$

ここに、

ρ_{sgs} : 直列接続モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_{sgp} : 並列接続モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_s : 砂粒子の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_w : 間隙水の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_g : 薬液ゲルの電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

e : 土の間隙比

n : 土の間隙率 (%)

α : 薬液の充填率 (%)

λ : 薬液の注入率 (%)

上記評価式に含まれる砂粒子の電気比抵抗 ρ_s は飽和未固結砂の電気比抵抗が式 (7.4.3) で表されることから、次の式 (7.4.3)' により求められる。

$$\rho_s = \frac{1}{\frac{1}{1+e} - \frac{e}{\rho_{sw}}} \quad (7.4.3)'$$

図-7.4.8に上記の薬液固結砂の電気比抵抗評価式の結果と実測の比抵抗の比較を示した。この図から、直列接続モデルより得られる固結砂の比抵抗は実測の比抵抗が30~40 ($\Omega \cdot m$) の場合に実測値とよく一致することが分かる。一方、並列接続モデルより得られる固結砂の比抵抗は実測の比抵抗が4 ($\Omega \cdot m$) 以下において、実測値とよく一致している。7.3.2で述べた薬液固結砂の電気比抵抗特性に関する考察から、上記の結果は次のように説明できる。固結砂の比抵抗が30~40 ($\Omega \cdot m$) の場合、薬液充填率は低く、間隙中の薬液ゲルの不連続性が卓越していると考えられる。直列接続モデルは薬液ゲルの不連続状態を表現しているモデルと考えられ、その適用性は薬液充填率の低い場合に大きいと考えられる。一方、並列接続モデルは間隙中の薬液ゲルが完全に連続した状態

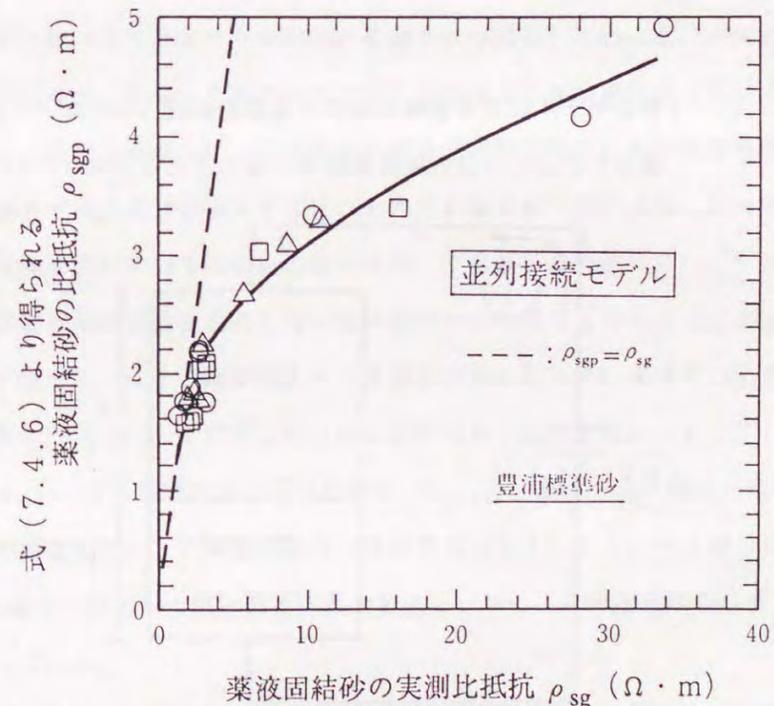
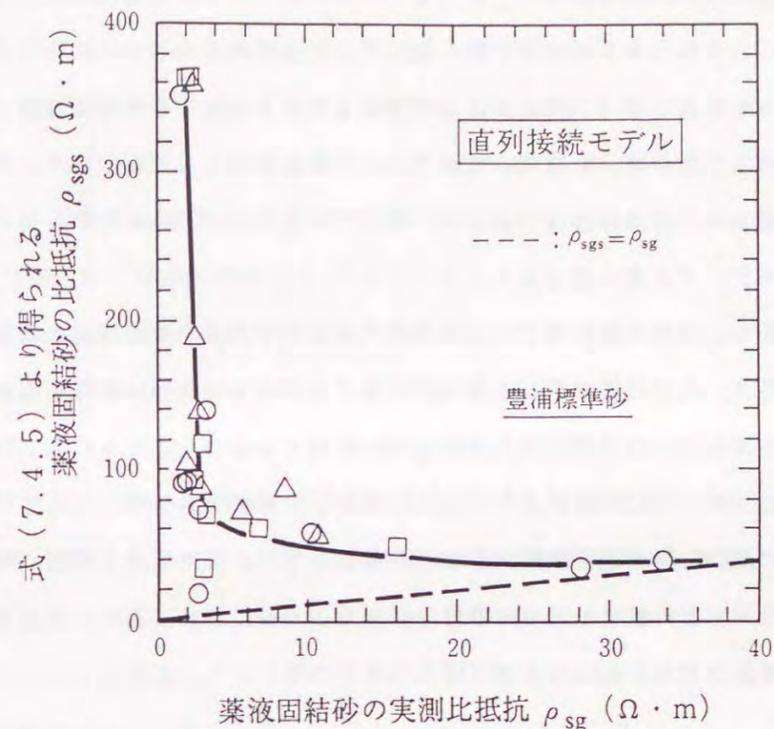


図-7.4.8 直列および並列接続モデルより得られる薬液固結砂の比抵抗と実測の薬液固結砂の比抵抗の比較

を表現しているモデルと考えられ、固結砂の比抵抗が小さい、すなわち薬液充填率の高い場合に適用性が大きい。

これらの考察から、薬液固結砂の電気比抵抗特性のメカニズムは次のように考えられる。薬液充填率の高い場合、固結砂は並列接続モデルで表現できる構造を成している。しかし、充填率の低下に伴い、間隙中の薬液ゲルが不連続状態となる部分、すなわち直列接続モデルで表現される部分の割合が増加し、薬液ゲルが完全に不連続状態になると、固結砂は直列接続モデルで表現される。

以上から、薬液固結砂の電気比抵抗モデルとして、上記の直列および並列接続モデルの混合を考え、直列接続モデルと並列接続モデルがさらに直列に配列すると考える⁽¹¹⁸⁾⁽¹¹⁹⁾。もちろん、これらの2モデルを並列に配列することも考えられる。しかし、この場合、並列接続モデル中の薬液ゲルが、完全に連続した薬液ゲルを表してしまい、固結砂中の薬液ゲルの連続、不連続を表現する上で不適切と考え、2モデルを直列に配列する複合モデルを考えた。この複合モデルの概要を図-7.4.9に示す。また、この複合モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗の評価式は次のようになる。

$$\rho_{sg} = \frac{1}{\frac{1-\sigma}{\rho_{sgs}} + \frac{\sigma}{\rho_{sgp}}} \quad (7.4.7)$$

ここに、

ρ_{sg} : 複合モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

σ : 複合モデルにおける並列接続モデルの占める割合

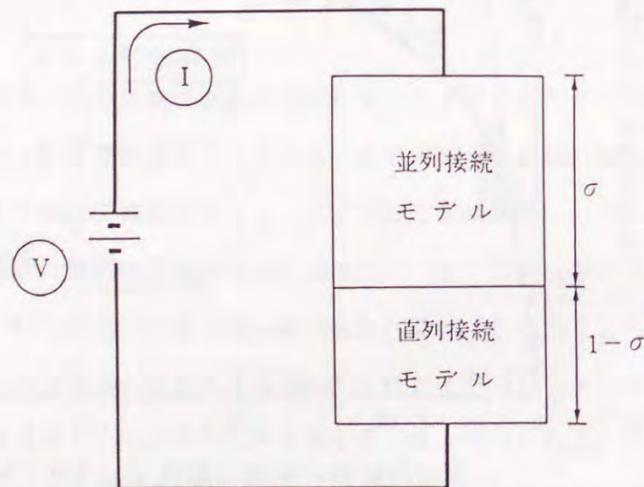


図-7.4.9 複合モデルの概要

7.3.2で述べた実験事実より、薬液の連続性は薬液充填率や砂粒子の粒度組成等に大きく影響されると考えられるので、式(7.4.7)の σ は薬液充填率や砂の粒度分布等により変化するものと考えられる。そこで、7.3.2で示した実験結果と式(7.4.5)~(7.4.7)とを比較することにより、各試料砂および薬液充填率と複合モデルにおける並列接続モデルの占める割合 σ との関係が得られる。これらの関係を図-7.4.10に示す。なお、珪砂7号の ρ_g は仮定①により珪砂3号の ρ_g と同じ値とし、また薬液の比抵抗 ρ_g は実験より得られた平均的な値($0.65 \Omega \cdot m$)を用いた。図-7.4.10中の実線は、豊浦標準砂の結果に基づく最小二乗法により求め、破線および一点鎖線はそれぞれ珪砂3号および珪砂7号の全データを可能な限り連結するように描いた。この図において、充填率が比較的高く σ が大きい場合にプロットのバラツキが顕著になる。式(7.4.7)からも明らかなように σ の値が大きくなると ρ_{sg} の値は ρ_{sgp} の影響を大きく受ける。しかし、図-7.4.8から分かるように、 ρ_{sgp} の値の変動は充填率が比較的高い範囲、すなわち固結砂の比抵抗が小さい範囲において非常に小さい。したがって、充填率の比較的高い範囲において $\sigma \sim \alpha$ の関係にバラツキが見られても、式(7.4.7)より算出される ρ_{sg} への影響は非常に小さいと考えられる。

また、この図より土中において薬液ゲルの連続性が充填率の低下と共に減少するために、充填率の低下に伴い並列接続モデルの占める割合 σ が減少しているものと考えられる。そして、粒径の大きい、すなわち間隙径の大きいものほど、充填率の低下に伴う σ の減少の割合は大きい。先にも述べたが、これらの結果と固結砂の電気比抵抗特性を考え合わせれば、直列接続モデルと並列接続モデルは、それぞれ薬液ゲルが不連続になっている固結砂の部分と連続性を有している固結砂の部分を表しており、また式(7.4.7)の σ は固結砂における薬液ゲルの連続性を有している固結部分の体積率と考えることができる。

以上から、図-7.4.10に示した $\sigma \sim \alpha$ 関係が得られれば、式(7.4.3)'および式(7.4.5)~(7.4.7)により、注入前の地盤の電気比抵抗(ρ_{sw})、地下水の電気比抵抗(ρ_w)、注入後の地盤の電気比抵抗(ρ_{sg})、薬液ゲルの電気比抵抗(ρ_g)、そして地盤の間隙比から、その改良地盤の薬液充填率を求めることが可能である。図-7.4.11は本研究で提案した固結砂の電気比抵抗モデルによる薬液充填率の算出法とその利用方法を示している。

さらに薬液注入工法の対象となる地盤が、本研究で用いた豊浦標準砂、珪砂3号もしくは珪砂7号の粒度分布にほぼ等しい場合には、図-7.4.10中にそれぞれ、実線(豊浦

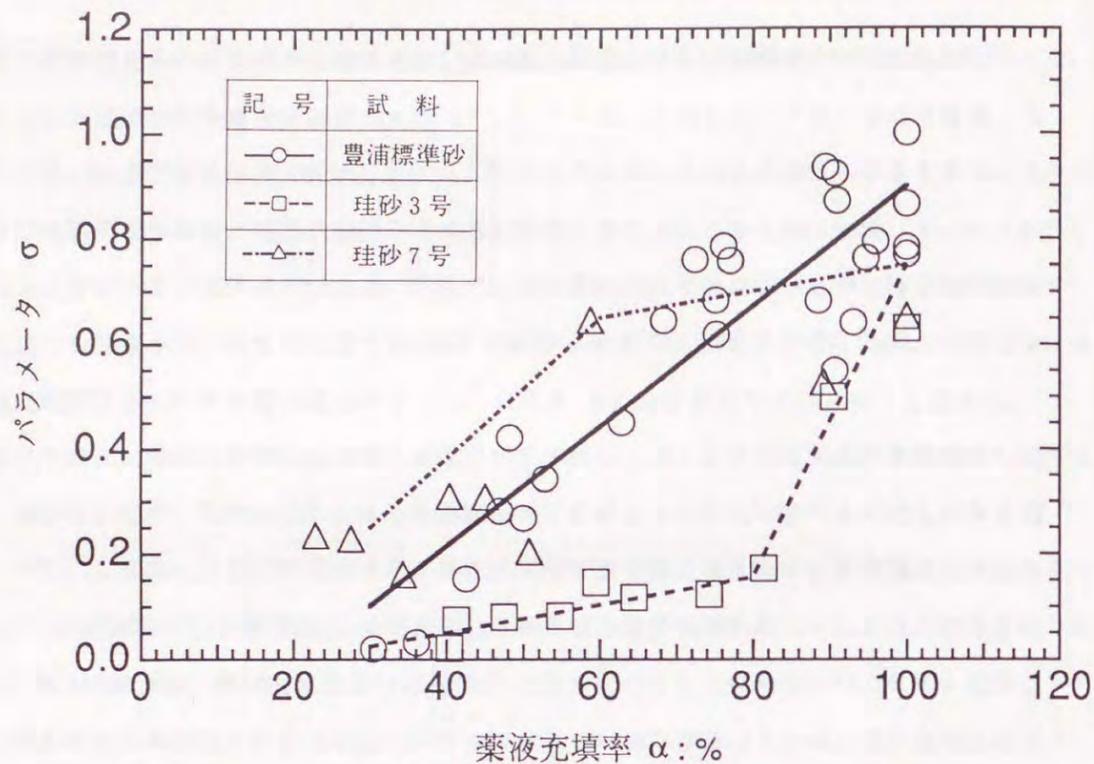


図-7.4.10 パラメータ σ と薬液充填率 α との関係

現場採取試料や地下水の測定および電気検層等による事前調査

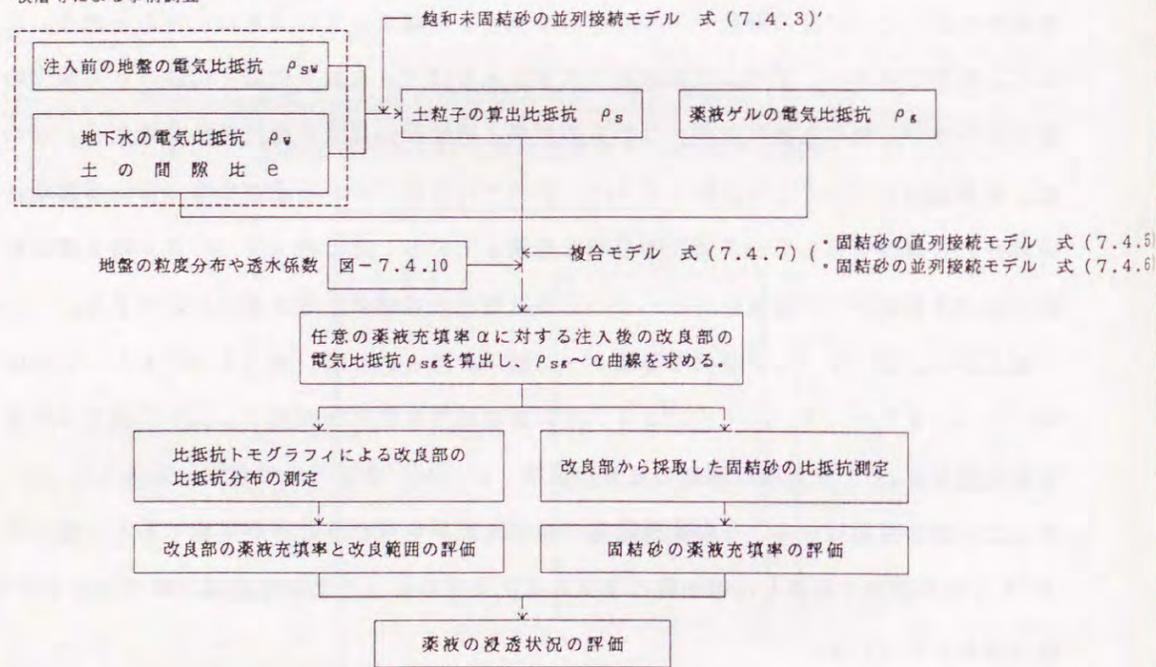


図-7.4.11 本研究で提案した薬液充填率の評価方法とその利用方法

標準砂：透水係数 $k = 1.5 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ ）、破線（珪砂3号：透水係数 $k = 1.1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ ）、および一点鎖線（珪砂7号：透水係数 $k = 3.7 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ ）で示した $\sigma \sim \alpha$ 関係を用いて、図-7.4.11に示した方法により改良地盤の薬液充填率を求めることができる。図-7.4.12は、豊浦標準砂を例に、本方法による薬液固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係の評価結果と実験で得られた結果を比較している。なお、評価で必要となる各電気比抵抗は7.4.1の吉住の式で用いたものと同じである。間隙比は7.3.2の実験で得られた平均値を用いた。

また、固結砂中の薬液ゲルの連続性を支配する砂の間隙径や砂の粒度分布は、一般に砂質地盤の透水性にも大きく影響すると言われている⁽¹²⁰⁾⁽¹²¹⁾⁽¹²²⁾。したがって、薬液注入工法の対象となる地盤が、本研究で用いた豊浦標準砂、珪砂3号もしくは珪砂7号の透水係数とほぼ等しい場合にも、上記と同じようにして、それぞれの $\sigma \sim \alpha$ 関係を用いて改良地盤の薬液充填率を求めることができると考えられる。図-7.4.13は、豊浦標準砂とほぼ同程度の透水係数を有する三河珪砂5号（土粒子の密度 $= 2.64 \text{ g/cm}^3$ ；平均粒径 $D_{50} = 0.55 \text{ mm}$ ；透水係数 $k = 3.6 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ ）の固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係を例に、本方法による評価結果と実験で得られた結果を比較している。なお、ここでは図-7.4.10中の実線で示される豊浦標準砂の $\sigma \sim \alpha$ 関係を用いた。また評価で必要となる間隙水の比抵抗 ρ_w と間隙比 e は、それぞれ実験で得られた値の平均値 $21.6 (\Omega \cdot \text{m})$ と 0.65 を用いた。飽和未固結砂の比抵抗は上記の ρ_w を想定して、図-7.3.1より $60.0 (\Omega \cdot \text{m})$ とした。

以上の図-7.4.12および図-7.4.13から本方法により精度の高い薬液充填率評価が可能となると言える。

固結砂の電気比抵抗の測定は、比較的簡易に、かつ迅速に実施できるので、本研究で提案した薬液充填率評価方法を用いれば、注入現場において、採取された固結砂の薬液充填率を評価することができる。また、本評価方法を比抵抗トモグラフィと併用し、改良部の範囲を把握すると共に、その薬液充填率分布を評価することが可能と考えられる。

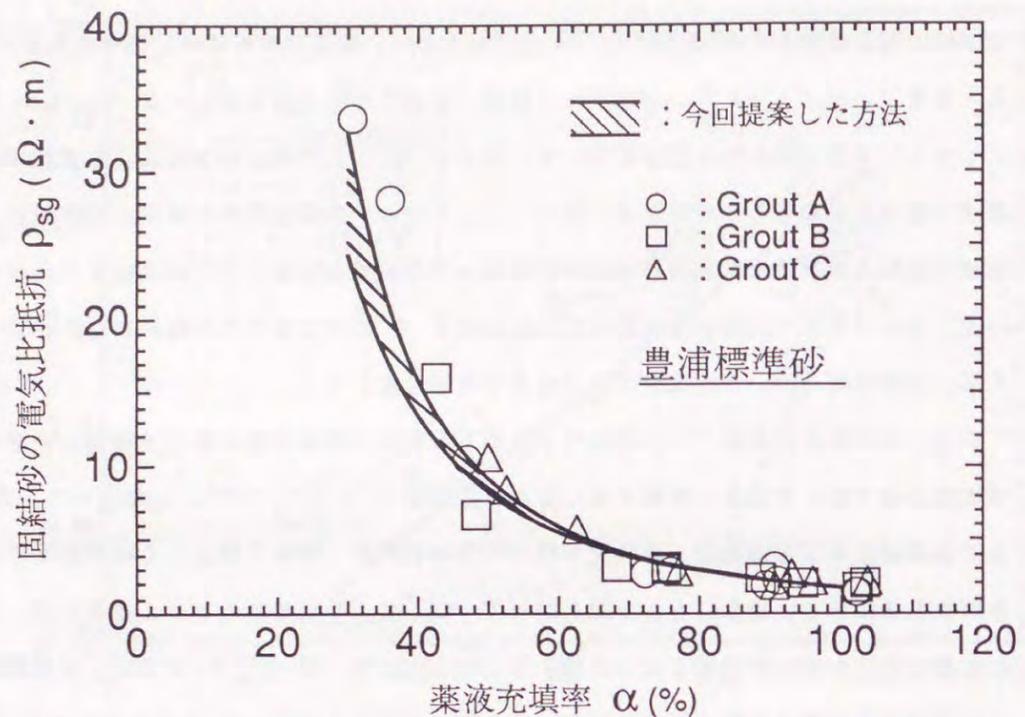


図-7.4.1.2 本研究で提案した方法により得られる固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係と実験結果の比較 (豊浦標準砂)

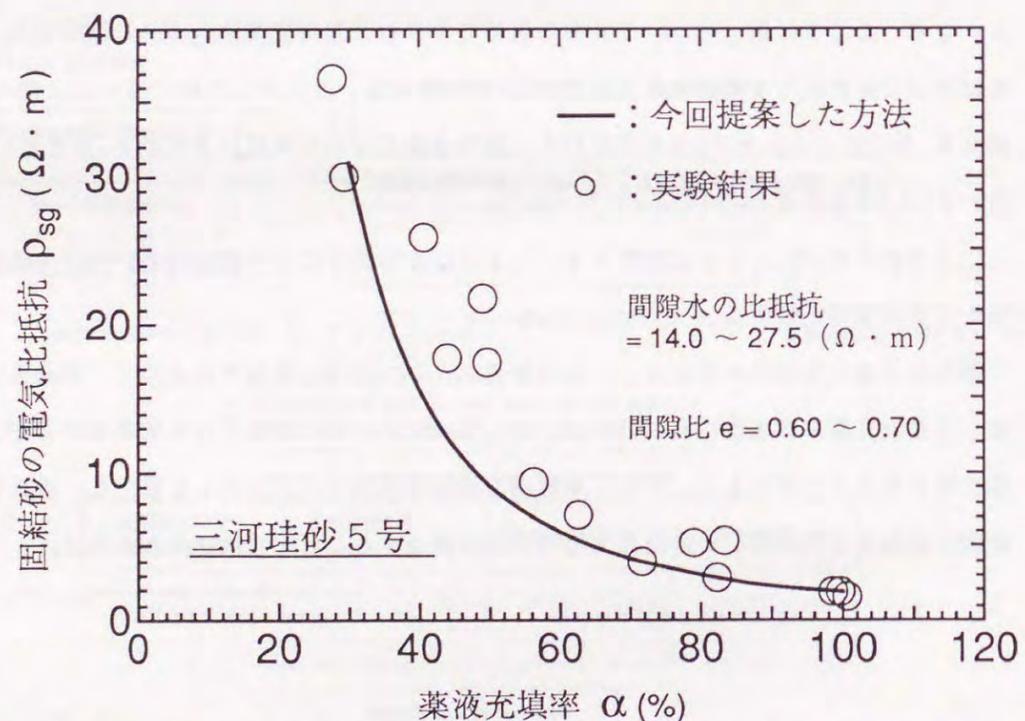


図-7.4.1.3 本研究で提案した方法により得られる固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係と実験結果の比較 (三河珪砂5号)

7.5 結論

本章では、飽和未固結砂および薬液固結砂の電気比抵抗特性について実験的および理論的検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

①砂質地盤の薬液注入で利用される溶液型水ガラス薬液により固結された砂の電気比抵抗は薬液充填率に大きく影響を受け、充填率の増加に伴い固結砂の電気比抵抗は小さくなる。これは、充填率の増加に伴い、地盤の間隙中に存在する薬液ゲルの連続性が増加するためと考えられる。また、この固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係は、砂の間隙径の影響を受け、同じ充填率では間隙径の小さい砂ほど固結砂の電気比抵抗は小さい。

②固結砂の強度は薬液充填率の増加に伴い増大する。また、同じ充填率であっても粒径の小さい砂ほど強度増加は大きい。したがって、砂の粒度特性を把握しておけば、固結砂の比抵抗から薬液充填率を知ることにより間接的に薬液注入による強度増加を評価できるものと考えられる。

③薬液充填率と固結砂の電気比抵抗が良い相関性を有していることから、固結砂の電気伝導機構をモデル化し、固結砂の電気比抵抗から薬液充填率を簡易に評価する方法を提案した。固結砂の電気比抵抗の測定は、比較的簡易に、かつ迅速に実施できるので、本研究で提案した薬液充填率評価方法を用いれば、注入現場において、採取された固結砂の薬液充填率を評価することができる。また、本評価方法を比抵抗トモグラフィと併用することにより、改良部の範囲を把握すると共に、その薬液充填率分布を評価することが可能と考えられる。

第8章 薬液の浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性

8.1 比抵抗トモグラフィを利用した浸透固結状況の測定・評価方法とその適用性に関する検討課題

第6章で述べたように電気探査比抵抗法による薬液注入の改良範囲の測定は、吉住らによる現場実験⁽⁷⁾において検討されているが、実際の改良範囲と測定結果の比較が行われていないので、その信頼性が明確になっていない。比抵抗トモグラフィによる改良範囲の測定についても同様であり、現場実験⁽⁹²⁾⁽⁹⁴⁾により検討されているけれども、実際の改良範囲と測定結果の比較は行われてなく、その信頼性や適用性は明らかでない。改良範囲の測定における比抵抗トモグラフィの適用性を明確にするためには、実際の改良範囲を確認し、測定結果と比較し検討することが肝要である。

また、第6章でも述べたが、電気探査比抵抗法は、ボーリング孔内に電極を配置し比抵抗測定を行い地盤の平均的な比抵抗である見掛け比抵抗の断面図を求め、注入前後におけるその変化から改良範囲を評価するものであるが、見掛け比抵抗断面図は疑似的な断面図であり定性的な解釈しかできない⁽²¹⁾⁽⁷⁷⁾⁽⁷⁸⁾。比抵抗トモグラフィは、より高精度の探査が可能であり、しかも有限要素法と非線形最小2乗法を組み合わせた2次元構造解析を実施することにより、詳細な比抵抗断面図を求めることが可能である。

この詳細な地盤の比抵抗断面図に対して、前章に述べた電気比抵抗による薬液充填率の評価方法を適用することにより、改良効果の指標となる薬液充填率の評価が可能と考えられる。また、その結果に基づいて改良範囲も評価できると考えられる。具体的には、図7.4.11に示すように、注入対象地盤に対して任意の薬液充填率 α (%)に対する改良部の電気比抵抗 ρ_{sg} を算出し $\rho_{sg} \sim \alpha$ 曲線を求め、それに基づいて改良範囲各部の薬液充填率や改良範囲を評価する。

しかし、一般の地盤構造は数層の地盤から構成されており、また、都市部の地盤には多くの埋設物も存在している。このような状況において、地盤各所により比抵抗が異なることや注入後の地盤比抵抗が注入前の比抵抗に影響を受けることが考えられる。したがって、比抵抗トモグラフィを薬液の浸透固結状況の測定・評価に適用する場合、むしろ注入前後における地盤比抵抗の低下傾向に着目すれば、より高い精度で評価できると考えられる。

そこで、第7章で提案した注入前後の地盤にそれぞれ相当する飽和未固結砂と薬液固結砂の電気比抵抗モデルに基づき、改良部の注入後の比抵抗と注入前のそれを比で表示した ρ_{sg}/ρ_{sw} と薬液充填率 α の関係を定式化する。飽和未固結砂の電気比抵抗モデルにより誘導される式(7.4.3)および薬液固結砂の電気比抵抗モデルより誘導される式(7.4.5)、式(7.4.6)、式(7.4.7)から、以下に示す ρ_{sg}/ρ_{sw} と α の関係式が求められる。

ρ_{sg}/ρ_{sw} と α の関係式

$$\frac{\rho_{sg}}{\rho_{sw}} = \frac{\frac{1}{\rho_s} \cdot \frac{1}{1+e} + \frac{1}{\rho_w} \cdot \frac{e}{1+e}}{\frac{1-\sigma}{\rho_{sgs}} + \frac{\sigma}{\rho_{sgp}}} \quad (8.1.1)$$

ただし、

$$\rho_{sgs} = \frac{1}{\frac{1}{(1+e)\left(1-\frac{\lambda}{100}\right)^2} \cdot \frac{1}{\rho_s} + \left\{ \frac{1}{\left(1-\frac{\lambda}{100}\right)} - \frac{1}{(1+e)\left(1-\frac{\lambda}{100}\right)^2} \right\} \cdot \frac{1}{\rho_w}} + \frac{\lambda}{100} \cdot \rho_g \quad (a)$$

$$\rho_{sgp} = \frac{1}{\frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{\rho_s} + \left(\frac{e}{1+e} - \frac{\lambda}{100} \right) \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{\lambda}{100} \cdot \frac{1}{\rho_g}} \quad (b)$$

$$\lambda = \frac{n}{100} \cdot \frac{\alpha}{100} \times 100 \quad (c)$$

ここに、

ρ_{sw} : 飽和未固結砂、すなわち注入前の地盤の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_{sg} : 薬液固結砂、すなわち注入後の地盤の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

σ : 薬液固結砂における並列接続モデルの占める割合

ρ_{sgs} : 直列接続モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_{sgp} : 並列接続モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_s : 砂粒子の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

ρ_w : 間隙水の電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

- ρ_g : 薬液ゲルの電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
- e : 地盤の間隙比
- n : 地盤の間隙率 (%)
- α : 薬液充填率 (%)
- λ : 薬液の注入率 (%)

式(8.1.1)中の σ と薬液充填率 α の関係は、第7章でも述べたように砂の粒度特性や透水係数に依存し、本論文では、薬液注入の対象となる地盤を想定して図-7.4.10を示している。

式(8.1.1)に対して、対象地盤の粒度特性、地盤の間隙比 e 、砂粒子および間隙水の電気比抵抗、薬液ゲルの電気比抵抗が得られれば、図-8.1.1に示すような $\rho_{sg}/\rho_{sw} \sim \alpha$ 曲線が求められる。実際、薬液注入工事の事前調査において、対象地盤の土質試料や地下水を採取しており、式(8.1.1)中の物性値は測定可能である。ただし、砂粒子の電気比抵抗 ρ_s については、第7章で提案した飽和未固結砂の電気比抵抗の評価式(7.4.3)が以下のように書き換えられることから、注入前の地盤の電気比抵抗 ρ_{sw} 、地盤の間隙比 e および間隙水の電気比抵抗 ρ_w より算出できる。

$$\rho_s = \frac{1}{\frac{1+e}{\rho_{sw}} - \frac{e}{\rho_w}} \quad (7.4.3)$$

この $\rho_{sg}/\rho_{sw} \sim \alpha$ 曲線を用いれば、比抵抗トモグラフィにより求めた注入前後の比抵抗の比から薬液充填率分布が評価できる。また、薬液注入による強度増加や止水性向上において、改良目標値を満足する薬液充填率の下限値(下限薬液充填率)を設定することにより、改良部における電気比抵抗の比の上限値($\rho_{sg}/\rho_{sw})_{cr}$ を求め、比抵抗トモグラフィより求めた注入前後の地盤比抵抗分布の内、この上限値以下の電気比抵抗の比を有する範囲を改良範囲と評価することが可能と考えられる。図-8.1.2は、以上に述べた比抵抗トモグラフィを利用した薬液の浸透固結状況の測定・評価の手順を示す。この手順により改良範囲および改良効果の指標となる薬液充填率分布が評価できる。

しかし、先にも述べたように、浸透固結状況の評価における比抵抗トモグラフィの適用性が未だ不明確である。図-8.1.2に示す手順により薬液の浸透固結状況の測定・評価を行う際、比抵抗トモグラフィの適用性やその適用限界を把握して実施しなければ、良好な評価はできない。そこで本章では、薬液の浸透固結状況の評価における比抵抗トモグラフィ

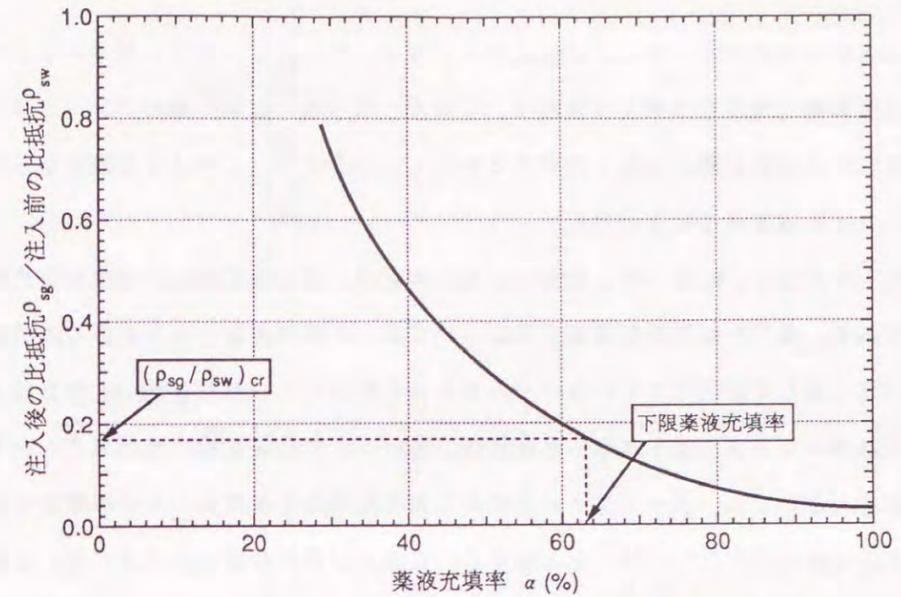


図-8.1.1 $\rho_{sg}/\rho_{sw} \sim \alpha$ 曲線の概要

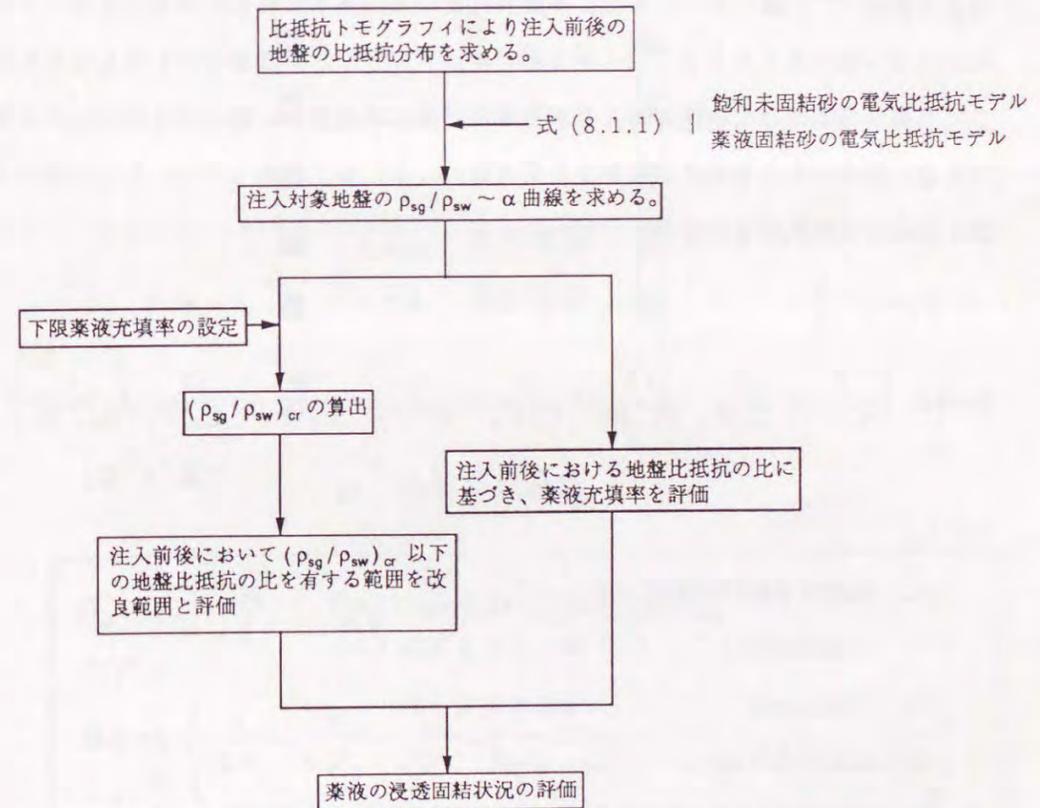


図-8.1.2 比抵抗トモグラフィを利用した薬液の浸透固結状況の評価手順

フィの適用性を検討する。特に、比抵抗トモグラフィを利用した薬液の浸透固結状況評価は、①改良範囲と電極との相互位置関係、②薬液と地下水の比抵抗値のコントラストおよび③薬液の注入固結形態が大きく影響すると考えられるので、このような観点から比抵抗トモグラフィの適用性を明確にする。

比抵抗トモグラフィにおいて、地盤の比抵抗測定は、基本的に従来の電気探査比抵抗法と同様である。具体的な比抵抗測定方法については、土質調査法をはじめ多くの文献⁽¹²³⁾⁽¹²⁴⁾⁽¹²⁵⁾に詳しく記述されているので、それらを参照していただきたい。比抵抗トモグラフィではボーリング孔等を利用した孔間測定を行い、多数の見掛け比抵抗データを求める。本研究においても、ボーリング孔を利用した孔間測定を想定し、4つの電極を使用して測定する4極法⁽⁶³⁾⁽¹²⁶⁾⁽¹²⁷⁾を実施する。4極法は電気探査比抵抗法に用いられる測定方法で、電流電極と電位電極を区別することによりそれぞれの電極の接地抵抗の影響が除去され、広がりのある連続媒質である地下構造の比抵抗が測定できるように考案された方法である⁽⁶³⁾。図-8.1.3は、本研究において実施する比抵抗測定方法を示しており、4極法的一种であるダイポール・ダイポール法⁽¹²⁵⁾⁽¹²⁶⁾の概念を示したものである。ここで実際に測定される物理量は2電流電極間に流れる電流と2電位電極間に生じる電位差である。測定された電流と電位差から式(8.1.2)および式(8.1.3)を用いて、地盤の見掛け比抵抗が求められる⁽¹²⁵⁾。

$$\rho_a = G \cdot \frac{V}{I} \quad (8.1.2)$$

$$G = 4\pi \cdot \left(\frac{1}{C_1 P_1} - \frac{1}{C_1 P_2} - \frac{1}{C_2 P_1} + \frac{1}{C_2 P_2} + \frac{1}{C_1' P_1} - \frac{1}{C_1' P_2} - \frac{1}{C_2' P_1} + \frac{1}{C_2' P_2} \right)^{-1} \quad (8.1.3)$$

ここに、

ρ_a : 地盤の見掛け比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

I : 2電流電極 (C_1 、 C_2) 間に流れる電流 (A)

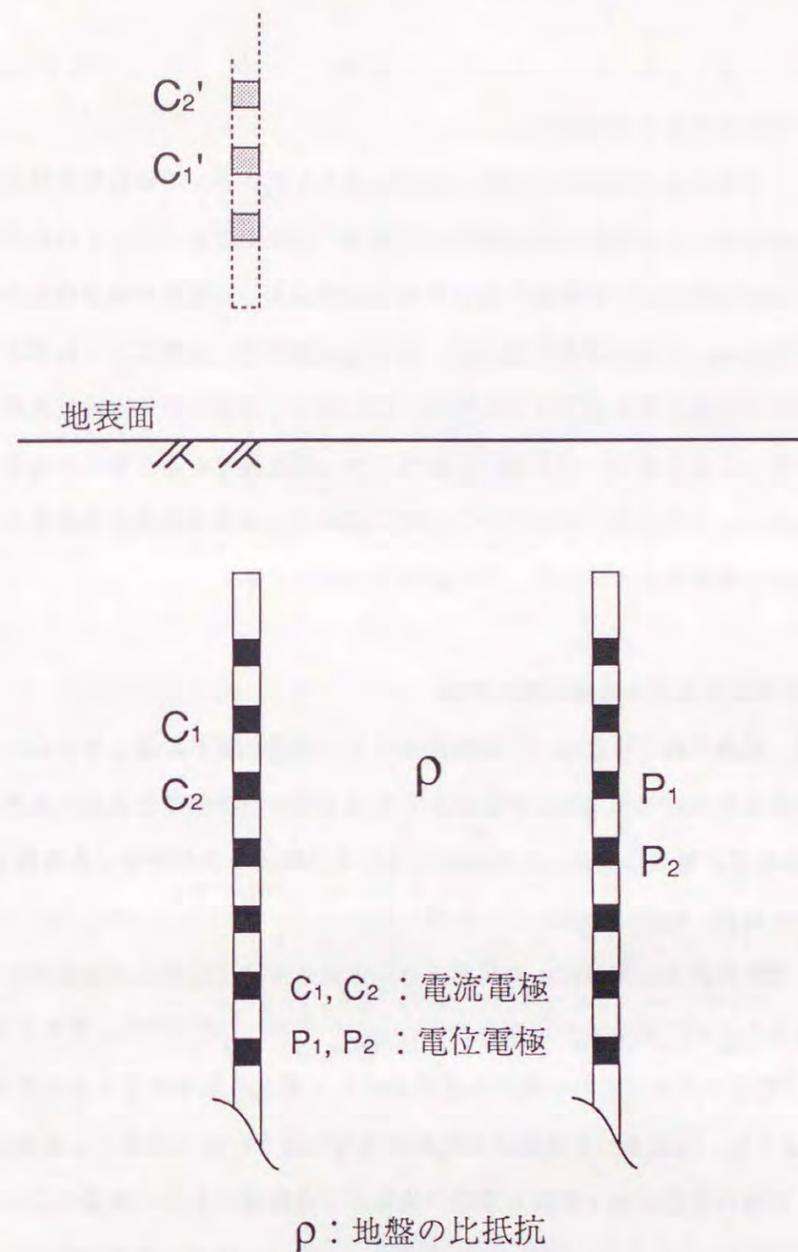
V : 2電位電極 (P_1 、 P_2) 間の電位差 (V)

G : 電極配置係数

$C_i P_j$: 2電極 C_i と P_j 間の距離 (m) (i 、 j は1または2とする)

$C_i' P_j$: 鏡像点 C_i' と電極 P_j 間の距離 (m) (i 、 j は1または2とする)

さらに、各電極配置に対応して得られた地盤の見掛け比抵抗データを用いて、有限要素



$$\rho_a = G \cdot \frac{V}{I} \quad (\rho_a : \text{地盤の見掛け比抵抗})$$

ただし

$$G = 4\pi \cdot \left(\frac{1}{C_1 P_1} - \frac{1}{C_1 P_2} - \frac{1}{C_2 P_1} + \frac{1}{C_2 P_2} + \frac{1}{C_1' P_1} - \frac{1}{C_1' P_2} - \frac{1}{C_2' P_1} + \frac{1}{C_2' P_2} \right)^{-1}$$

図-8.1.3 ダイポール・ダイポール法による電気比抵抗の測定概念

法と非線形最小2乗法を組み合わせた2次元構造解析⁽⁸¹⁾⁽⁸²⁾⁽¹²⁸⁾を実施することにより、真の地盤の比抵抗分布が求められる。

本研究では、薬液の浸透固結状況評価への比抵抗トモグラフィの適用性を明確にするために、室内模型実験により実際の改良範囲を確認し、比抵抗トモグラフィの測定結果と比較する。室内模型実験では、実験終了後に模型地盤を解体して実際の改良範囲が確認できるという利点がある。また、電気比抵抗は、土の強度特性等とは異なり、拘束圧に依存しない物質固有の電氣的性質を表示する物性値であるので、薬液の浸透固結状況評価への比抵抗トモグラフィの適用性は、縮尺模型実験により十分把握できると考えられる。

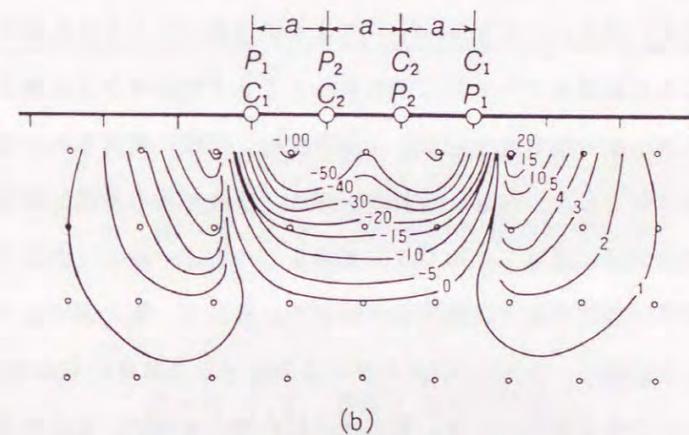
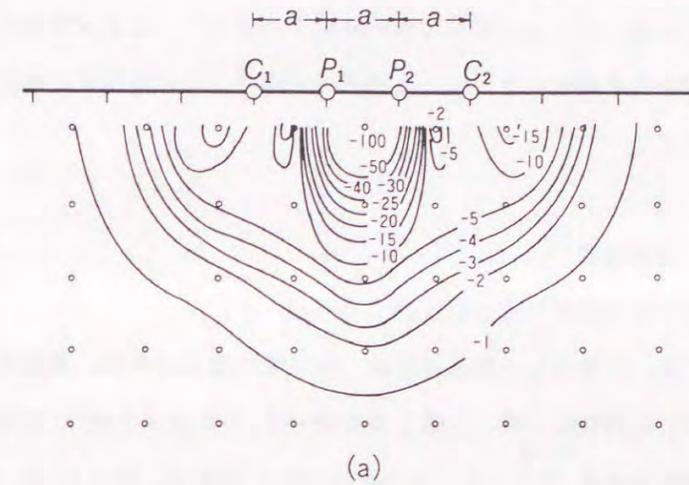
以上の理由から、室内模型実験を行い、実際に確認される改良範囲と比抵抗トモグラフィの測定結果を比較することにより、その適用性を検討する。

8.2 比抵抗測定における電極配置の検討

第7章では、地盤や地下水と比べて溶液型水ガラス薬液が電気を通しやすいことに着目して、注入前後の地盤の電気比抵抗の変化から薬液充填率を評価する方法を提案した。また、8.1では地盤の電気比抵抗を測定物理量とする比抵抗トモグラフィを利用した薬液の浸透固結状況の測定・評価の手順について示した。

ところで、電気探査比抵抗法により測定される地盤の見掛け比抵抗は測定時の電極配置の影響を受けることが、従来より指摘されている⁽¹⁰⁾⁽¹²⁵⁾⁽¹²⁹⁾⁽¹³⁰⁾。吉住らは、比抵抗 ρ_N の均質な大地を一定の大きさの格子の集合体として表し、ある格子の比抵抗が ρ_N から ρ_K に変化するとき、測定される見掛け比抵抗の変化の度合いを「感度」と定義した⁽¹²⁹⁾。この感度は、電極の配置方法や電極と探査対象物の位置関係に大きく影響を受けることが指摘されている(図-8.2.1⁽¹²⁵⁾⁽¹²⁹⁾を参照)。特に、探査対象物が電極から離れるに従いその感度は小さくなるので、探査対象物は見掛け比抵抗断面において不明瞭となる。比抵抗トモグラフィにおいても、測定された見掛け比抵抗に基づき地盤の比抵抗分布を求めるので、電極配置、特に電極と探査対象物の位置関係が算出される比抵抗分布に影響を及ぼすと考えられる。

比抵抗トモグラフィを薬液の浸透固結状況の測定・評価に適用する場合においても、電気探査比抵抗法と同じように改良部が電極から離れた位置に存在すると、その解析精度が低下すると考えられる。しかし、地質調査等に比抵抗トモグラフィを利用する場合と異なり、薬液注入の場合は、工事の設計・計画の段階で注入を行う範囲すなわち注入範囲が決



ウェンナ配置(a)とエルトラン配置(b)の感度分布(%値)

二次元構造、二次元電流場についてもとめたもの。辺の長さ a 、比抵抗が零の正方形異常体が均質大地に存在するモデル。

図-8.2.1 各電極配置における感度分布

定しており、その範囲が良好に改良されているか否かを比抵抗トモグラフィを利用して評価する。この場合、精度を低下させないように、注入範囲に対して電極を配置することが重要である。したがって、比抵抗トモグラフィにより薬液の浸透固結状況を測定・評価する場合、改良部の大きさと電極の位置関係が解析精度にどの程度影響するかを把握することが肝要である。そこで、本節では比抵抗トモグラフィによる薬液の浸透固結状況の測定・評価の可能性を調べると共に、改良部と電極の相互位置関係に着目して、その適用性について検討する⁽⁹³⁾。

8.2.1 実験概要

(1) 使用した地盤材料および薬液

本実験において使用した地盤材料は、第7章と同じように、浸透注入が可能な砂質地盤を想定して、三河珪砂5号（土粒子の密度 $= 2.64 \text{ g/cm}^3$ ；平均粒径 $D_{50} = 0.55 \text{ mm}$ ；透水係数 $k = 3.6 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ ）である。図-8.2.2に三河珪砂5号の粒度分布を示す。薬液には表-8.2.1に示す主剤濃度が35%の溶液型水ガラス薬液を使用した。この溶液型水ガラス薬液は主剤をJIS3号水ガラス溶液とし、硬化剤をグリオキザールとリン酸の混合液とした。主剤濃度は、実際に利用される溶液型水ガラス薬液を想定して35%とした。なお、溶液型水ガラス薬液ゲルの電気比抵抗の測定は次のように行った。注入の際に残留した水ガラス薬液を二つ割モールド（内径5cm、高さ10cm）に投入し電気比抵抗測定用供試体を作製する。そして、第7章で述べた薬液固結砂の電気比抵抗測定と同様に、L.C.R.メータにより水ガラス薬液ゲルの電気比抵抗を測定した。図-8.2.3にその概要を示す。電気比抵抗の測定条件は、正弦波交流電圧を用いその最大電圧を1V、周波数を1kHzとした。これにより得られた水ガラス薬液ゲル供試体の電気抵抗 R_{grout} から式(8.2.1)により水ガラス薬液ゲルの比抵抗 ρ_{grout} を算出した。

$$\rho_{grout} (\Omega \cdot m) = R_{grout} \cdot \frac{A_{grout}}{L_{grout}} \quad (8.2.1)$$

ここに、

A_{grout} ：水ガラス薬液ゲル供試体の断面積（ m^2 ）

L_{grout} ：水ガラス薬液ゲル供試体の高さ（電極間距離に相当）（m）

本実験で使用した水ガラス薬液ゲルの比抵抗 ρ_{grout} は $0.62 (\Omega \cdot m)$ であった。

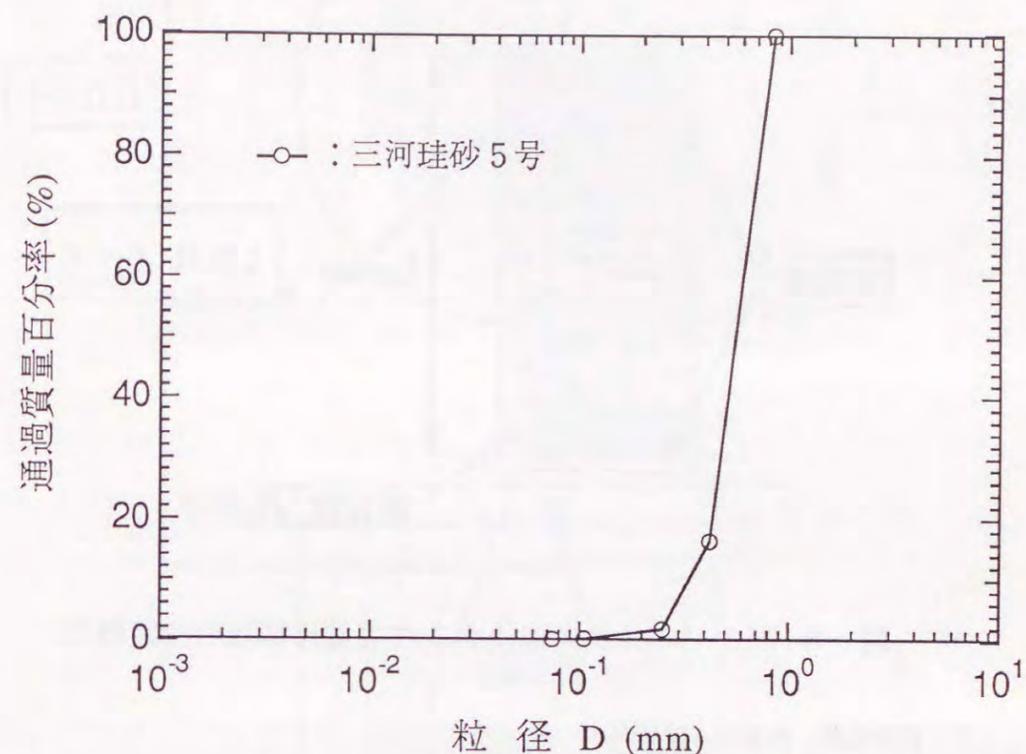


図-8.2.2 三河珪砂5号の粒度分布

表-8.2.1 使用した薬液の配合

主剤濃度(%)	配 合	
	主剤：500 ml	硬化剤：500 ml
35	3号水ガラス：350 ml	グリオキザール：50 ml
	蒸留水：150 ml	リン酸：12 ml 蒸留水：438 ml

(ゲル化時間：25～30分)

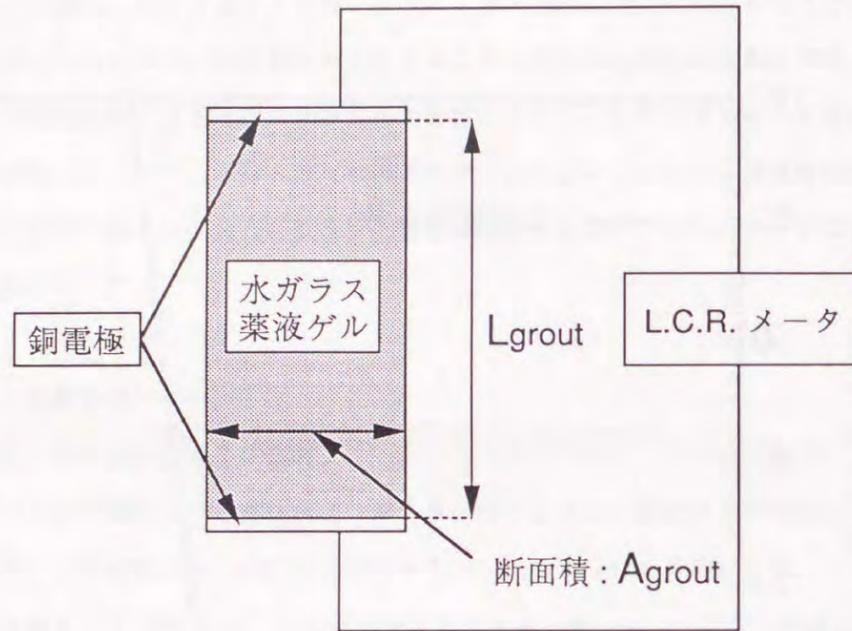


図-8.2.3 水ガラス薬液ゲルの電気比抵抗の測定概念

(2) 実験装置、方法および実験ケース

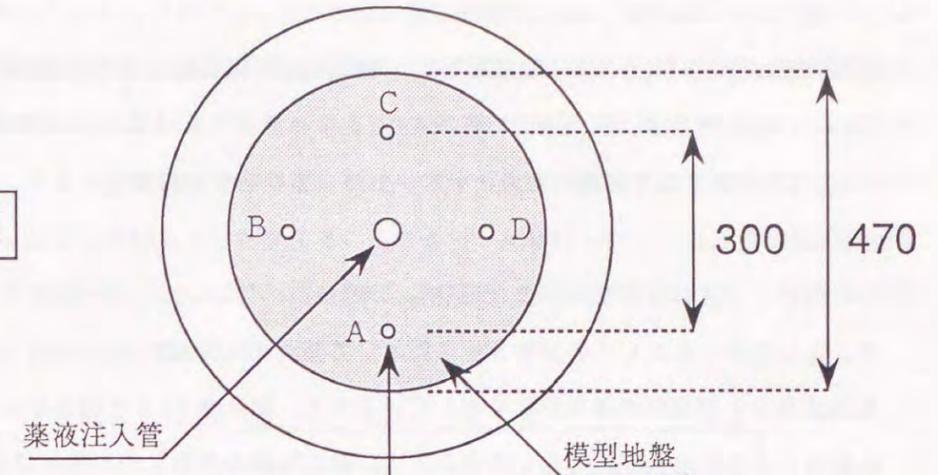
(a) 実験装置

使用した実験装置の概要を図-8.2.4に示す。本装置は直径470mm、高さ580mmの円柱形の模型地盤を作製することが可能であり、作製した模型地盤中に薬液注入管(直径:30mm、高さ300mm)1本と銅電極を内蔵した円柱棒(直径:21mm、高さ500mm)4本を図示している位置にそれぞれ設置することができる。なお、これらの円柱棒は見掛け比抵抗測定におけるボーリング孔を模擬しており、1本の円柱棒当りに銅電極は50mm間隔で9個取り付けられている。

(b) 実験方法および実験ケース

図-8.2.4に示す実験装置にゴムメンブレンで覆われた直径470mm、高さ580mmの模型地盤を突き固めにより作製する。作製した模型地盤中には、薬液注入管1本と銅電極を内蔵した円柱棒4本を所定の位置にそれぞれ設置している。そして、三軸セルを組み立てて、 0.3 kgf/cm^2 の拘束圧をゴムメンブレンを介して模型地盤に作用させ、地盤を飽和させるために地盤下部より通水を12時間行う。なお、実験終了時に模型地盤

平面図



縦断面図

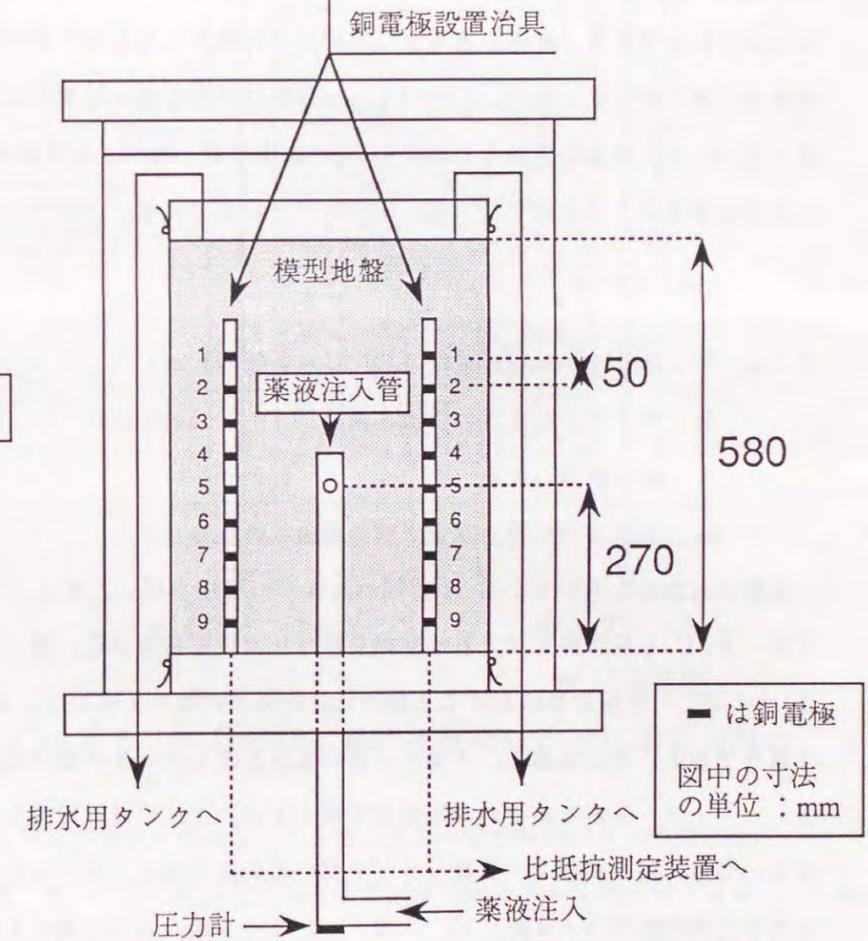


図-8.2.4 使用した実験装置の概要

の5箇所から土を採取し含水比測定を行ったところ、本実験で作製したすべての模型地盤の飽和度は98～105%の範囲にあり、測定精度を考えるとすべて飽和していると考えられる。通水完了後、模型地盤に背圧を1.0 kgf/cm²として有効拘束圧1.0 kgf/cm²を作用させて地盤の完成とする。なお、模型地盤の乾燥密度は1.49～1.53 g/cm³である。

その後、上述の溶液型水ガラス薬液を手押しポンプにより注入速度0.5～2.5リットル/分の範囲で注入し、各実験ケースにおいて薬液注入量を変化させる。三河珪砂5号は豊浦標準砂と同程度の透水係数を有しているため、第3章3.3の結果から上記の注入速度の範囲では浸透注入が生じると予測される。模型地盤の間隙水の比抵抗は注入の際に排出される水の比抵抗と同じと考え⁽⁹⁷⁾、排出水の比抵抗を測定したところ、30.6～32.0 (Ω・m)であり、実際の地下水の比抵抗と同程度と考えられる⁽¹⁰⁾。排出水の比抵抗測定は、第7章で示した図-7.2.6の水槽に排出水を投入し電気抵抗R_wの測定を行い、式(8.2.2)により間隙水の比抵抗ρ_wを算出する。なお、電気抵抗の測定方法および条件は溶液型水ガラス薬液ゲルの電気抵抗測定と同様である。

$$\rho_w (\Omega \cdot m) = R_w \cdot \frac{W \times H}{L} \quad (8.2.2)$$

ここに、W：アクリル水槽の横幅 (=0.05013 m)

H：アクリル水槽内の排出水の水深 (=0.05010 m)

L：銅電極間の距離 (=0.09863 m)

R_w：アクリル水槽で測定される排出水の抵抗 (Ω)

薬液注入前後において、8.1で述べた4つの電極を用いたダイポール・ダイポール法(図-8.1.3を参照)により地盤の見掛け比抵抗を測定する。図-8.2.5に、図-8.2.4に示した実験装置における見掛け比抵抗測定の方法を示した。具体的な測定方法は次の通りである。電流電極1-2間に一定の電流を流したときの電位電極1-2間、2-3間、・・・8-9間それぞれの電位差を測定する。次に、電流電極2-3間に一定電流を流し、同様に電位電極1-2間～8-9間の電位差を測定する。さらに、同じようにしてそれぞれ電流電極3-4間、4-5間・・・8-9間の場合の測定を行う。こうして2つの電流電極および2つの電位電極で取り囲まれた地盤の見掛け比抵抗を式(8.1.2)および式(8.1.3)により算出する。なお、注入後の見掛け比抵抗の測定は、注入終了後2時間経過した後に実施する。本実験で使用した溶液型水ガラス薬液のゲル化時間は25

～30分であるので、注入後の見掛け比抵抗の測定時には水ガラス薬液はゲル化している。

さらに、測定された注入前後の地盤の見掛け比抵抗を用いて、有限要素法と非線形最小2乗法を組み合わせた2次元構造解析を実施することにより、注入前後の地盤の比抵抗分布を求める。そして、実験終了後、模型地盤を解体した時に確認される改良範囲と求めた注入前後の地盤の比抵抗分布を比較することにより、比抵抗トモグラフィの改良範囲測定への適用性を検討する。なお、模型地盤解体の際には、掘削あるいは水洗いにより未固結部を除去して改良範囲を確認した。

縦断面図

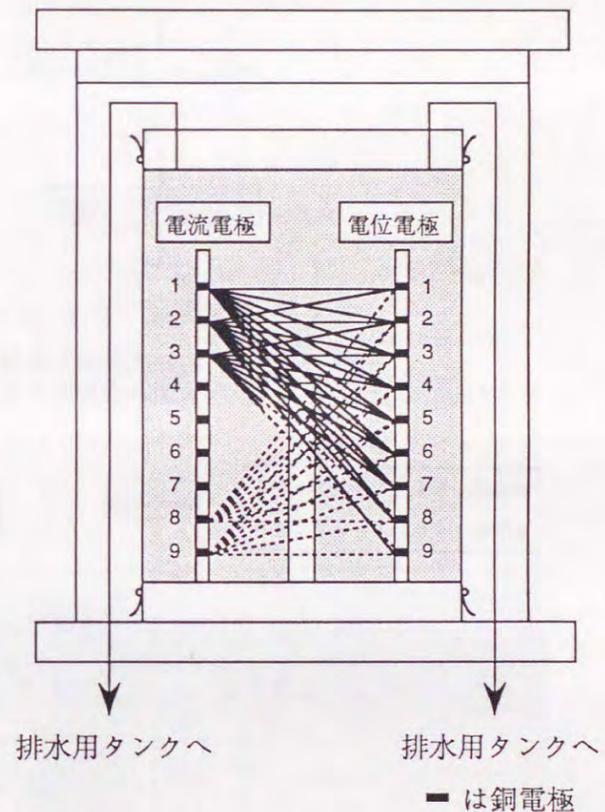


図-8.2.5 実験装置における見掛け比抵抗測定の方法

図-8.2.6に有限要素法と非線形最小2乗法を組み合わせた2次元構造解析のフローを示す。また、図-8.2.7に解析モデルを示す。本解析モデルは節点数2499、有限要素数2400より構成される。このモデル中の○印で囲まれる部分を図-8.2.8に示す93個の比抵抗ブロックに置き換えた。各ブロック内では比抵抗値は一定とする。解析における初期モデルの設定は図-8.2.9に示すように水平方向に配置された4電極で測定される見掛け比抵抗値を、それぞれ同じ深度に相当するブロックの比抵抗値として与え

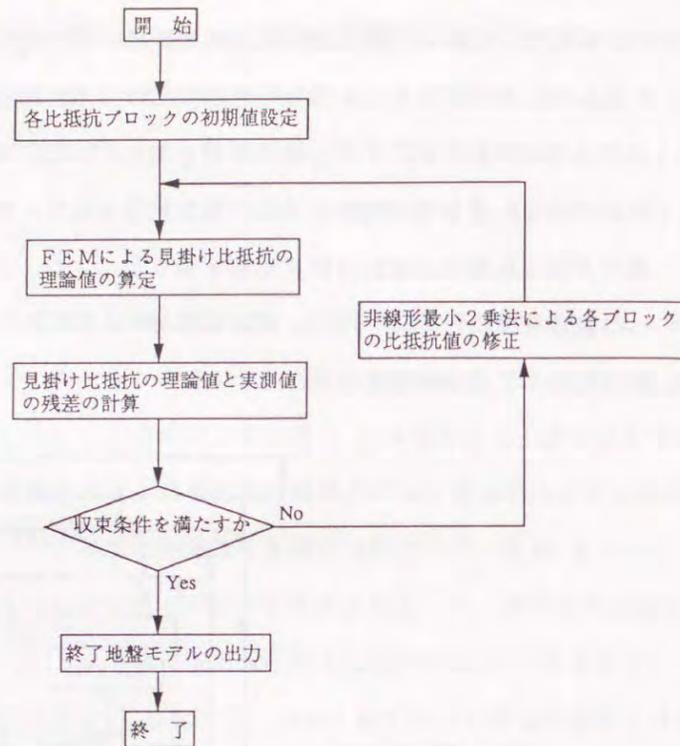


図-8.2.6 有限要素法と非線形最小2乗法を組み合わせた2次元構造解析フロー

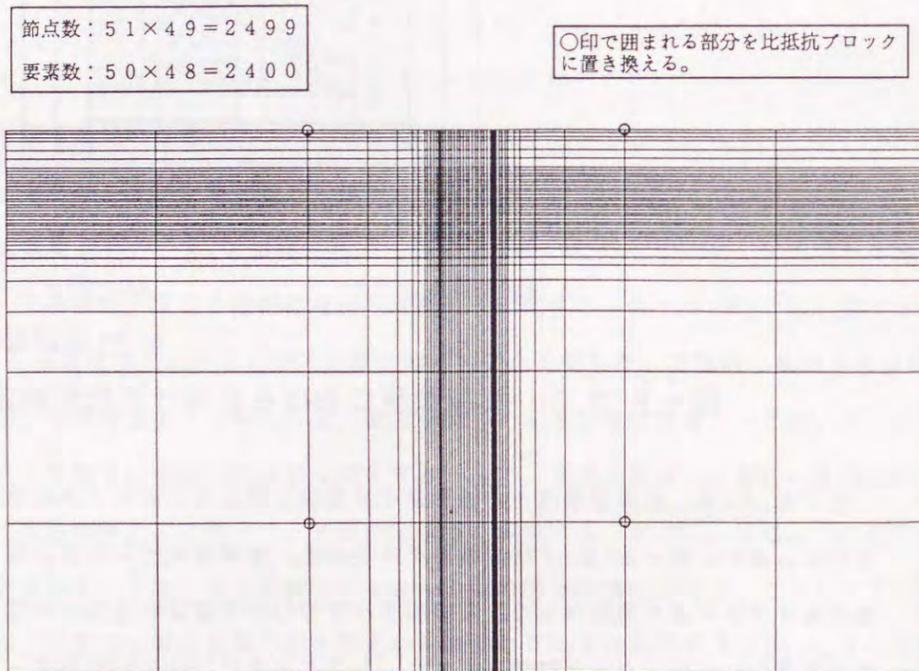


図-8.2.7 解析モデル

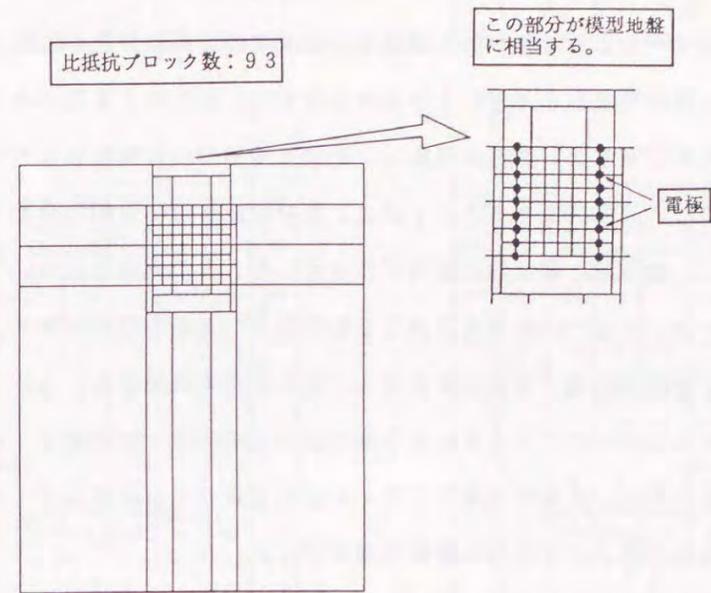


図-8.2.8 比抵抗ブロック

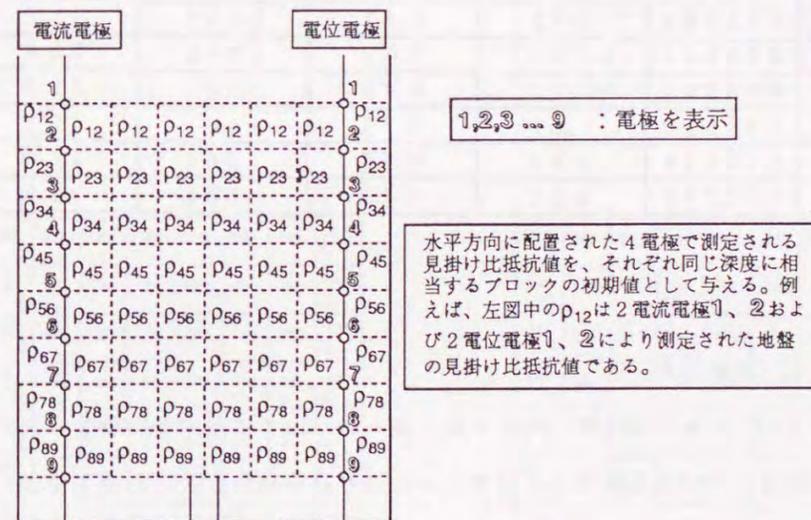


図-8.2.9 各比抵抗ブロックの初期値の設定方法

た。図-8.2.6に示すように、本解析は各電極配置における見掛け比抵抗の実測値と地盤の比抵抗モデルより計算される理論値との残差の2乗和が最小になるよう各ブロックの比抵抗値を非線形最小2乗法により逐次修正する。残差の2乗和があらかじめ設定した値以下になるまで繰り返し計算を実施し、最適な地盤内の比抵抗分布を算定する。

本実験では、比抵抗トモグラフィによる薬液の浸透固結状況の測定・評価の可能性を調べると共に、改良部と電極の位置関係に着目して、その適用性について検討することを目的としている。そこで、大きさの異なる数種類の改良部を模型地盤中に作製し、比抵抗トモグラフィを注入前後で実施し薬液注入の改良範囲を測定する。そして、実際に確認された改良部と比抵抗トモグラフィによる測定結果とを比較・検討することにより、その可能性を調べると共に、比抵抗トモグラフィによる薬液の浸透固結状況の測定・評価における改良部と電極の相互位置関係の影響を調査する。

本実験で実施した全ケースの実験条件を表-8.2.2に示す。

表-8.2.2 比抵抗測定における電極配置の検討に関する実験ケース一覧

番号	実験ケース名	地盤の乾燥密度 $\rho_d: g/cm^3$	地盤の間隙比 : e	薬液注入量 Q: ml	間隙水の比抵抗 $\rho_w: \Omega \cdot m$	注入速度 : リットル/分
1	K5SS61	1.51	0.75	5762	31.2	1.6
2	K5SS31	1.49	0.77	2862	31.2	1.4
3	K5SS22	1.53	0.73	2390	30.6	1.3
4	K5SS15	1.51	0.75	1431	31.9	0.8
5	K5SS16	1.51	0.75	1401	31.5	0.9
6	K5SS14	1.51	0.75	949	32.0	0.5
7	K5SS08	1.51	0.75	638	31.6	2.6

8.2.2 実験結果

図-8.2.10~図-8.2.16に、表-8.2.2に示す各実験ケースのA-C断面とB-D断面における比抵抗トモグラフィにより得られた注入後の模型地盤の比抵抗分布と模型地盤解体時に確認した改良部を示す。ハッチの付いた部分は、実験終了後、模型地盤を解体する際に確認した改良部のスケッチである。A、B、C、Dは、電極を内蔵した円柱棒を示しており、また数字の①~⑨は各電極を示している。各比抵抗ブロックに記載されている数値はトモグラフィ解析により得られた比抵抗値($\Omega \cdot m$)である。なお、本節で述べるすべての実験において、模型地盤解体の際に確認した注入形態はすべて浸透注入

ハッチ部：確認した改良範囲
ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
1、2、3...9：電極

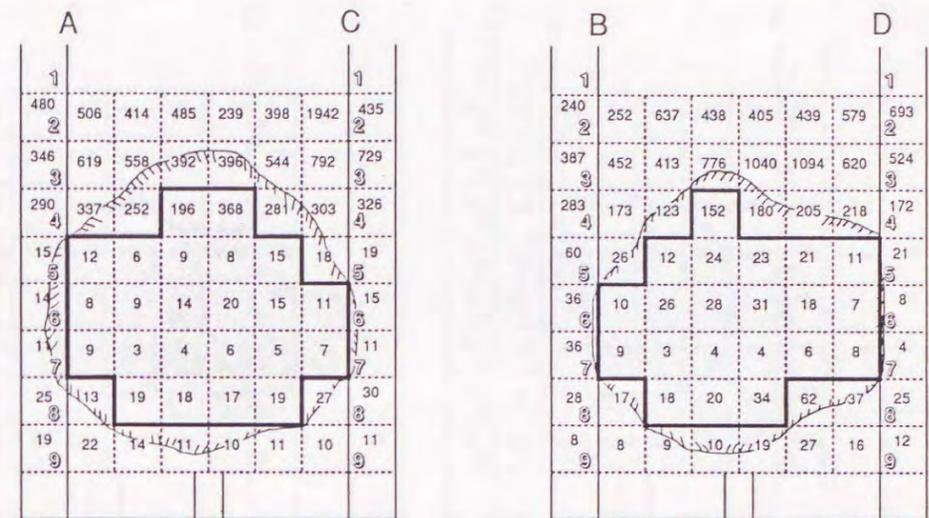


図-8.2.10 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
(実験ケース：K5SS61)

ハッチ部：確認した改良範囲
ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
1、2、3...9：電極

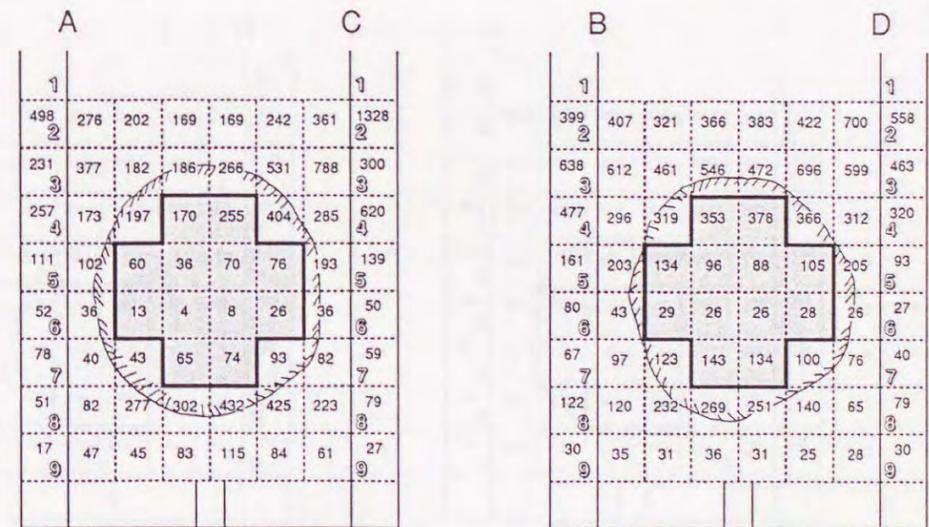


図-8.2.11 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
(実験ケース：K5SS31)

ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

A										C																		
1																				1								
234	1343	590	316	171	217	890	258	2																				2
570	682	538	447	624	743	1110	300	3																				3
285	383	558	912	1463	11310	383	303	4																				4
563	129	269	286	231	284	220	161	5																				5
89	118	21	41	26	13	107	97	6																				6
304	66	37	29	36	88	63	108	7																				7
103	147	174	80	108	234	92	126	8																				8
74	70	50	40	32	51	129	25	9																				9

B										D																		
1																				1								
231	397	528	478	421	1558	397	522	2																				2
337	688	1071	1014	747	842	968	296	3																				3
336	351	584	646	650	599	573	293	4																				4
200	257	376	309	210	180	207	236	5																				5
95	103	62	57	28	18	24	37	6																				6
125	137	107	104	86	61	37	62	7																				7
110	139	256	239	175	117	59	85	8																				8
27	43	58	54	37	28	35	35	9																				9

図-8.2.12 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5SS22)

ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

A										C																		
1																				1								
437	946	744	386	332	523	629	160	2																				2
1244	1361	806	432	509	677	848	318	3																				3
1007	979	1265	1100	751	880	435	344	4																				4
1413	672	1033	882	729	622	293	503	5																				5
556	698	289	214	207	222	395	123	6																				6
485	268	176	151	137	145	146	162	7																				7
354	355	370	369	334	333	214	143	8																				8
245	267	545	501	510	407	163	96	9																				9

B										D																		
1																				1								
738	1792	1602	588	528	499	961	146	2																				2
1419	1390	1856	1176	1333	826	511	412	3																				3
956	806	2919	3476	1753	1794	502	308	4																				4
3245	578	1129	1713	1688	859	424	838	5																				5
635	983	248	242	270	341	1116	134	6																				6
536	324	273	276	272	313	164	136	7																				7
383	663	822	932	900	388	150	79	8																				8
334	528	801	829	672	316	144	79	9																				9

図-8.2.13 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5SS15)

ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

A										C																		
1																				1								
877	670	1242	2004	913	436	422	210	2																				2
2274	367	1279	2122	1302	691	589	238	3																				3
399	1339	936	837	1113	1086	853	223	4																				4
696	990	1912	1479	753	1642	552	202	5																				5
413	801	415	588	487	368	148	282	6																				6
401	225	150	154	108	94	62	314	7																				7
79	102	140	79	63	33	34	29	8																				8
28	51	77	55	33	21	23	10	9																				9

B										D																		
1																				1								
378	453	442	382	912	529	601	548	2																				2
588	524	700	1969	903	1138	434	718	3																				3
440	457	669	1140	1537	1136	708	377	4																				4
420	465	724	1053	756	2973	689	443	5																				5
429	253	143	242	633	536	493	256	6																				6
471	108	66	68	143	148	147	278	7																				7
61	52	26	54	66	90	53	46	8																				8
17	24	38	30	32	38	23	27	9																				9

図-8.2.14 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5SS16)

ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

A										C																		
1																				1								
371	586	324	393	180	391	696	142	2																				2
662	686	350	214	308	417	582	458	3																				3
1680	414	269	228	477	392	355	627	4																				4
1777	355	124	269	245	212	274	1218	5																				5
424	496	92	44	51	82	369	328	6																				6
371	246	77	35	35	59	131	302	7																				7
417	173	116	63	66	84	111	209	8																				8
141	162	133	104	93	90	81	138	9																				9

B										D																		
1																				1								
259	312	513	355	321	290	416	394	2																				2
679	512	625	718	640	622	485	597	3																				3
882	619	489	454	452	520	643	611	4																				4
1073	580	502	383	346	357	463	962	5																				5
425	448	299	206	163	173	288	350	6																				6
283	256	172	119	98	106	118	179	7																				7
229	190	153	129	124	123	145	124	8																				8
178	140	164	159	153	150	121	111	9																				9

図-8.2.15 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5SS14)

A						C					
1						1					
533	393	324	217	259	362	250	778				
396	470	539	354	353	443	326	328				
500	429	373	416	438	535	310	287				
749	278	509	335	351	236	176	491				
292	438	252	119	81	120	176	257				
243	320	169	95	152	66	188	134				
251	146	163	187	168	91	91	196				
190	134	229	255	233	158	97	154				

ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

B						D					
1						1					
256	339	191	137	214	637	229	1488				
379	198	288	272	508	288	285	695				
489	132	200	393	599	457	248	516				
210	216	125	157	1202	318	252	430				
110	328	143	48	46	74	194	449				
66	218	104	81	39	43	111	449				
123	67	100	80	69	44	91	344				
202	41	41	69	69	84	119	443				

図-8.2.16 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5SS08)

であった。

図-8.2.10は、表-8.2.2に示す実験の内、溶液型水ガラス薬液の注入量が最大である実験(K5SS61)の結果である。この実験では、注入管周辺部にほぼ球状に改良部が作製されている。図-8.2.10から分かるように、改良部の範囲と電気比抵抗が著しく小さい範囲は、ほぼ一致している。このことから、比抵抗トモグラフィにより求められる注入後の地盤の比抵抗分布から薬液注入の改良範囲測定が可能であると考えられる。

図-8.2.10～図-8.2.16に示す結果から、ボーリング孔を模擬した電極内蔵の円柱棒間の距離に対して改良部が大きくなるほど、改良部に位置する範囲の比抵抗値が小さくなること分かる。先述した図-8.2.10は、最も薬液注入量が多く、最も大きい改良部が確認された実験の結果である。この場合、改良部に位置する範囲の比抵抗は、周辺の未改良部分の1/20～1/100程度であり、その著しく小さい比抵抗値の分布から良好な精度を有して改良範囲を評価できると考えられる。一方、図-8.2.16は、最も薬液注入量が少なく、最も小さい改良部が確認された実験の結果である。この実験ケースでは、改良部に位置する範囲の比抵抗値は、周辺の未改良部の値とほとんど変わらない。したがって、このような場合には比抵抗トモグラフィにより改良範囲を評価するのは困難であると考えられる。

8.2.3 電極配置の検討結果

8.2.2で述べた実験結果をより詳細に考察するため、図-8.2.10～図-8.2.16に示した結果を地盤深度と比抵抗の変化において整理した。具体的なデータ整理の方法は図-8.2.17に示す通りである。すなわち、模型地盤の中央部に位置する比抵抗ブロックを対象に、地盤深度を電極の位置で表示し注入前後の比抵抗の変化を示した。その結果を図-8.2.18～図-8.2.24に示す。図-8.2.18および図-8.2.19に示すように、改良部と電極が比較的接近していた実験ケース：K5SS61およびK5SS31の場合、確認した改良範囲の位置において比抵抗が著しく低下している。一方、図-8.2.20～図-8.2.24に示すように、改良部と電極の位置が離れるに従い、確認した改良範囲の位置において比抵抗の低下は小さくなり、改良部と電極が最も離れた実験の結果である図-8.2.24では、比抵抗の変化は小さい。

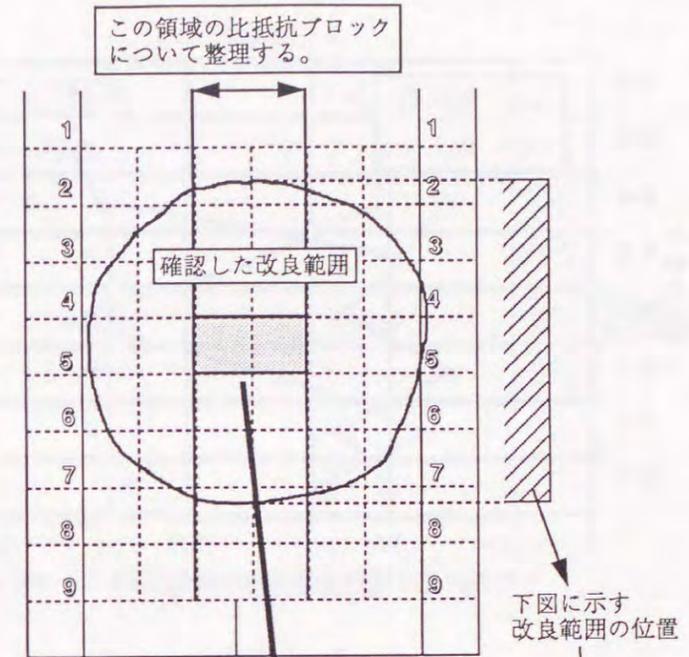
さらに、改良部に位置する範囲の注入前後の比抵抗の低下に着目して実験結果を整理した。改良部に位置する範囲の各比抵抗ブロックにおいて、注入後と注入前の比抵抗の比を

求め、それらの平均値を（注入後の比抵抗／注入前の比抵抗）と表示する。そして、各実験結果において求められる（注入後の比抵抗／注入前の比抵抗）を後述する改良部の大きさを表すパラメータにおいて整理した。上記の改良部に位置する比抵抗ブロックは、実験終了後、模型地盤を解体する際に確認した改良部のスケッチにほぼ内接するブロックとした。図-8.2.25に改良部に位置する比抵抗ブロックの設定方法を示している。また、図-8.2.10～図-8.2.16には、改良部に位置する比抵抗ブロックを網掛け部で表示し併記している。

改良部の大きさを表すパラメータは次の通りである。まず、改良部に位置する比抵抗ブロックの面積と等価な円を想定し、その直径を等価直径と定義する。この等価直径と測定に用いる2本の電極を内蔵した円柱棒間の距離、すなわちA-C間もしくはB-D間の距離（=30cm）の比を、改良部の大きさを表すパラメータとして用いた。以下、このパラメータを（改良部の等価直径／電極円柱棒間距離）と記述する。各実験で得られる改良部は、スケッチから分かるように、ほぼ球状であり、改良部の実際の直径と等価直径はほぼ等しいものと考えられる。

以上のデータ整理より図-8.2.26が得られる。この図には、8.4に後述する実験の内、浸透注入もしくは割裂浸透注入が生じ、ほぼ球形の改良部が得られた実験についても同様のデータ整理を行い、その結果を併記している。図-8.2.26より、改良部の等価直径が1.0に近づくに従い、改良部に位置するブロックの比抵抗値が注入前後で著しく低下していることが分かる。すなわち、改良部と電極が近づくに従い、比抵抗トモグラフィによる薬液注入の改良範囲の評価精度が向上すると考えられる。

以上の検討の結果、現場において比抵抗トモグラフィを薬液の浸透固結状況の評価へ適用する場合、注入範囲に対して可能な限り近い位置にボーリング孔を設け、測定用電極を配置することが重要と考えられる。



この2個のブロックに示す比抵抗の平均値を下図の電極番号4-5にプロットする。

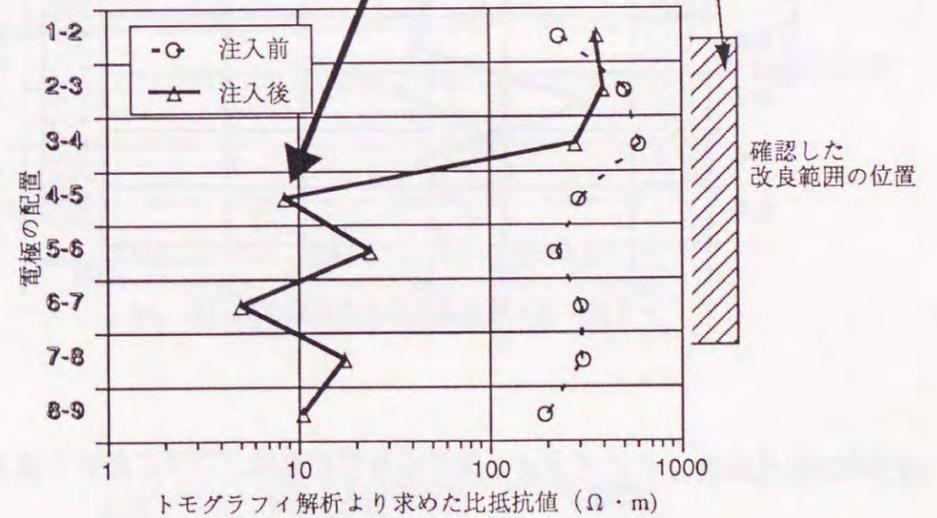


図-8.2.17 データ整理の説明図

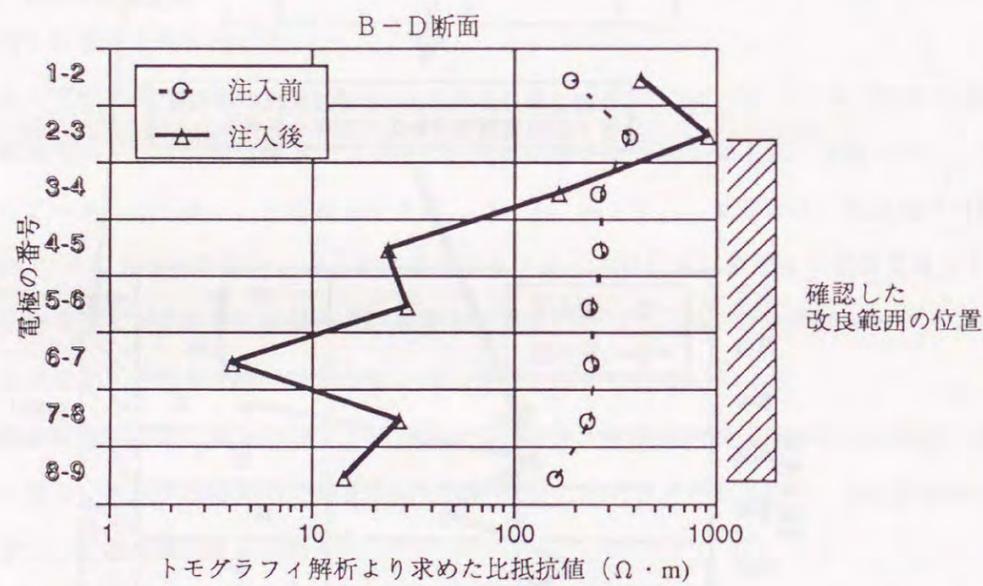
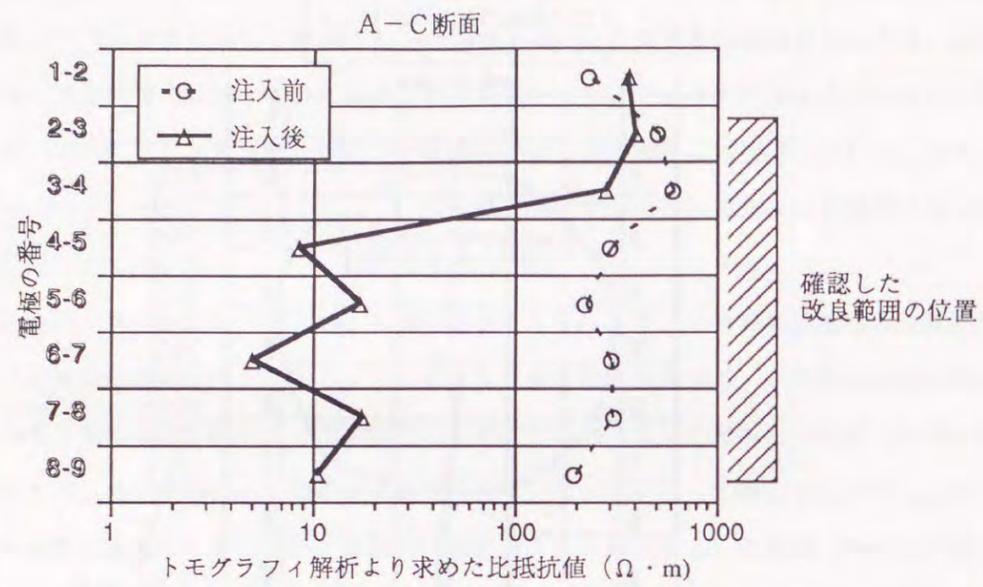


図-8.2.18 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS61)

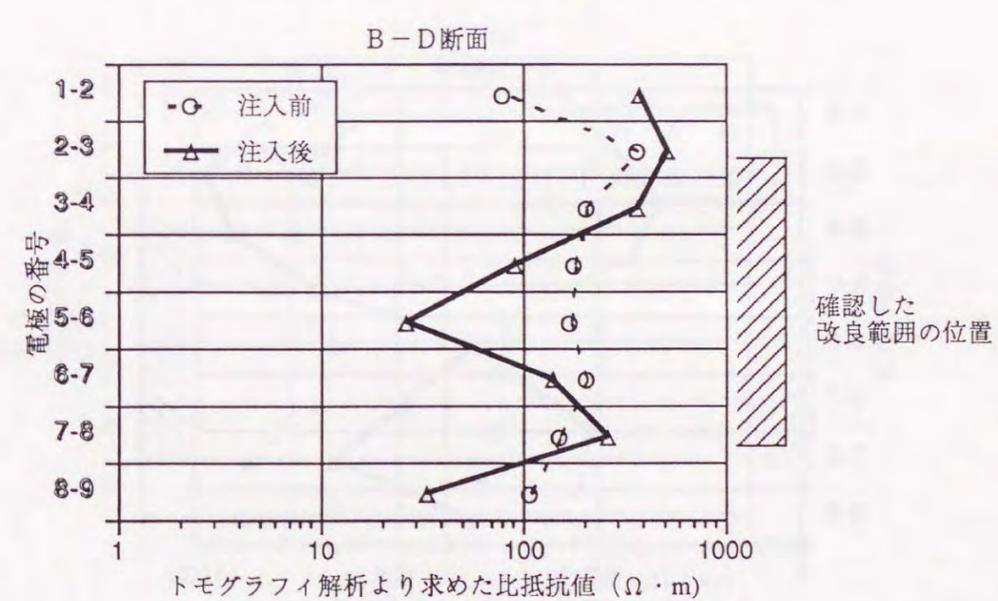
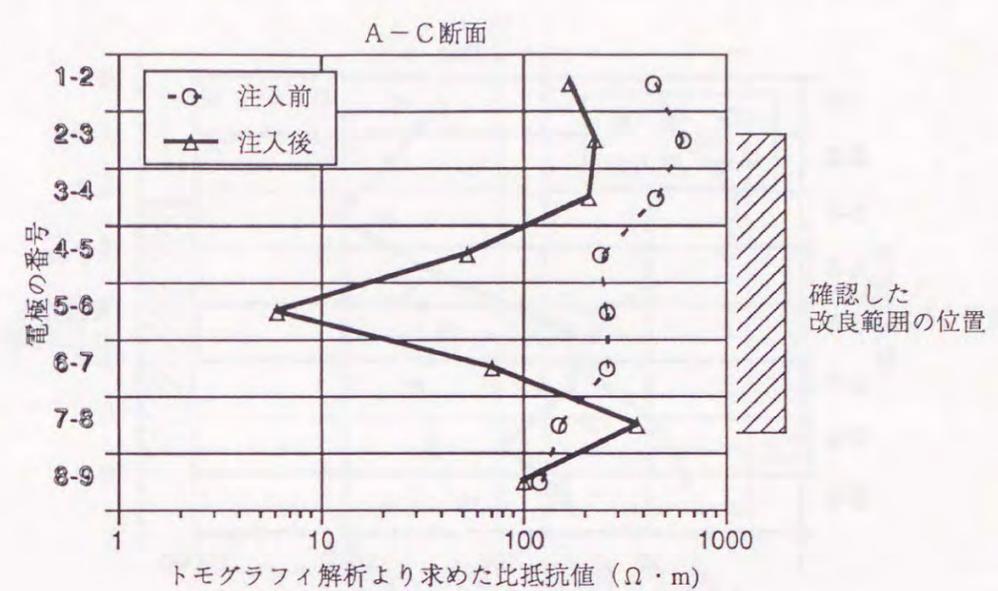


図-8.2.19 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS31)

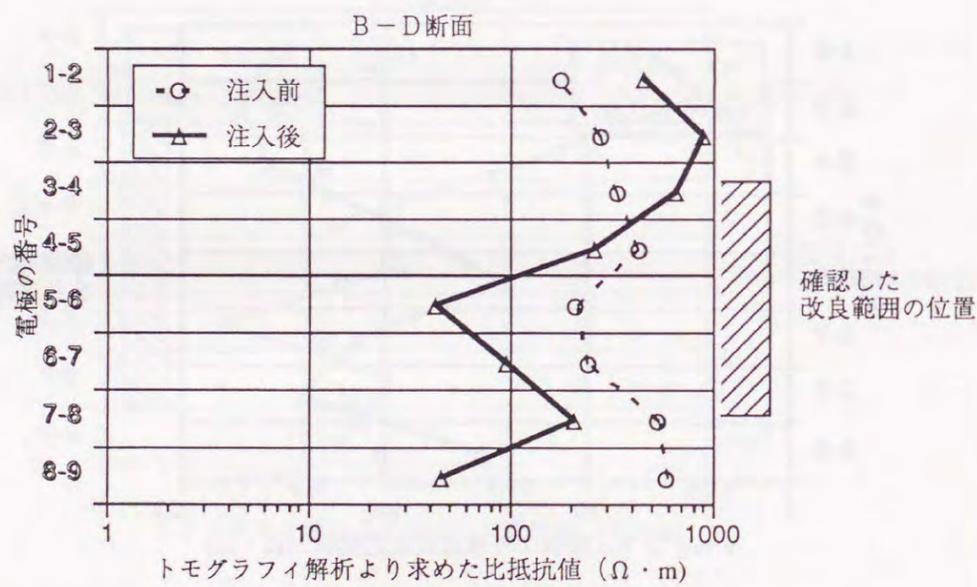
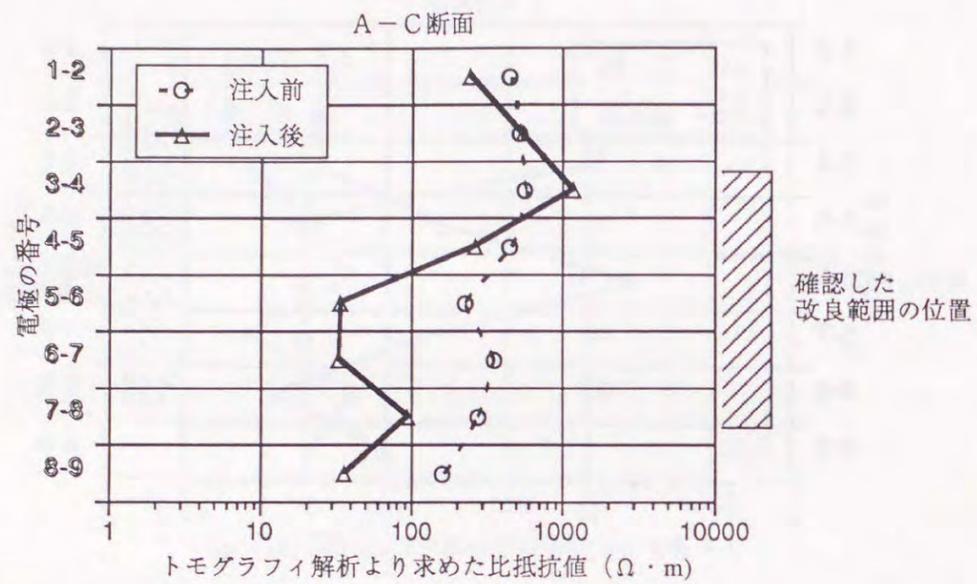


図-8.2.20 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS22)

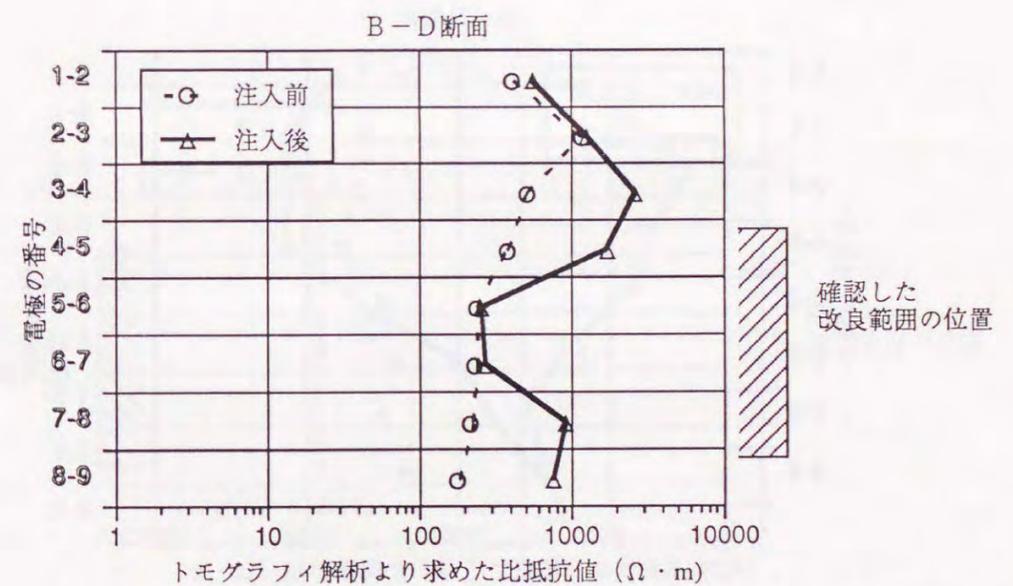
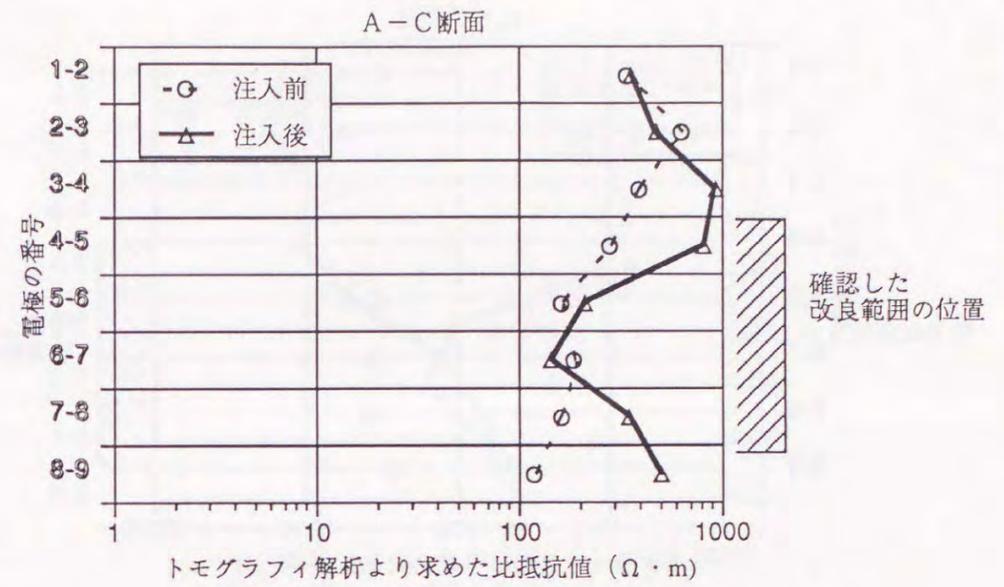


図-8.2.21 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS15)

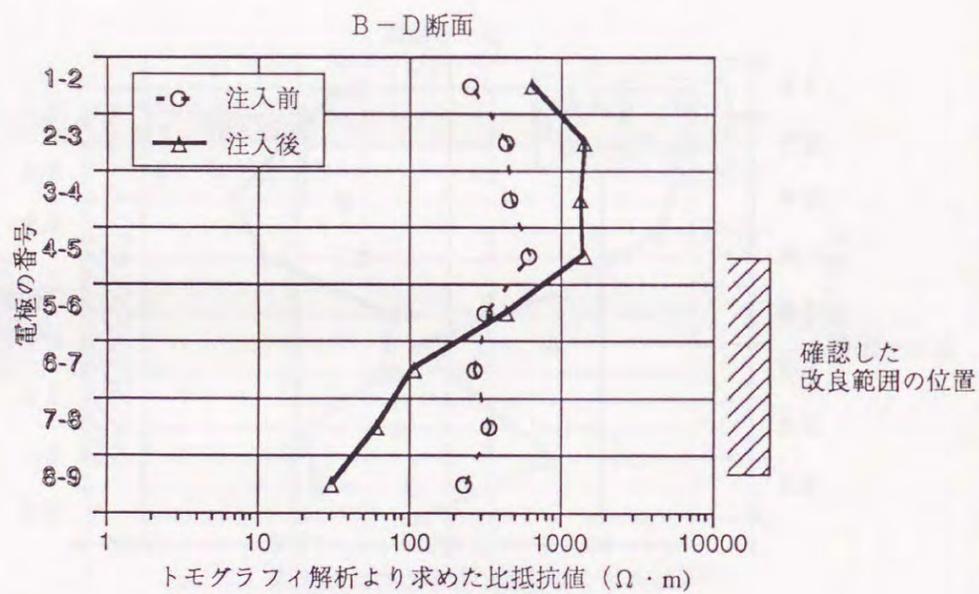
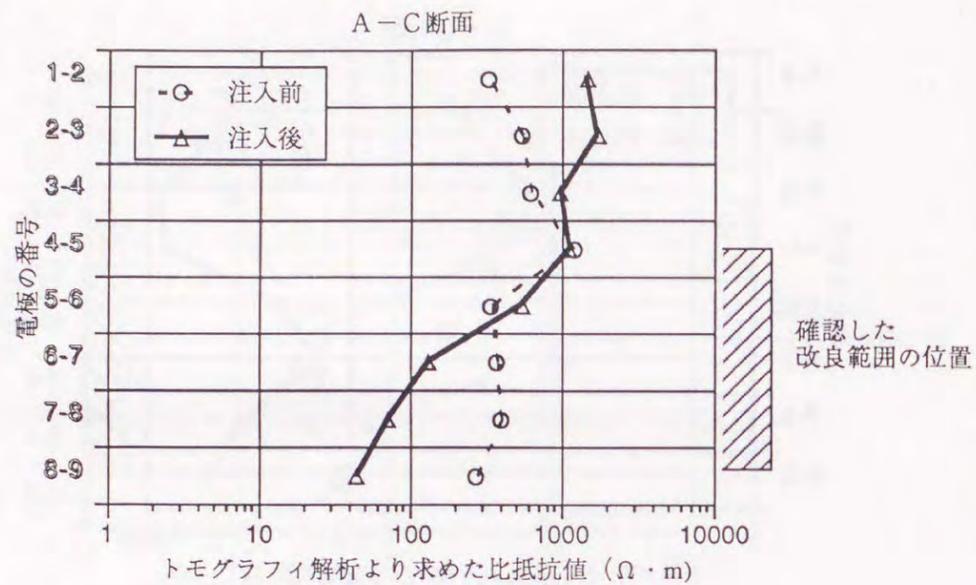


図-8.2.22 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS16)

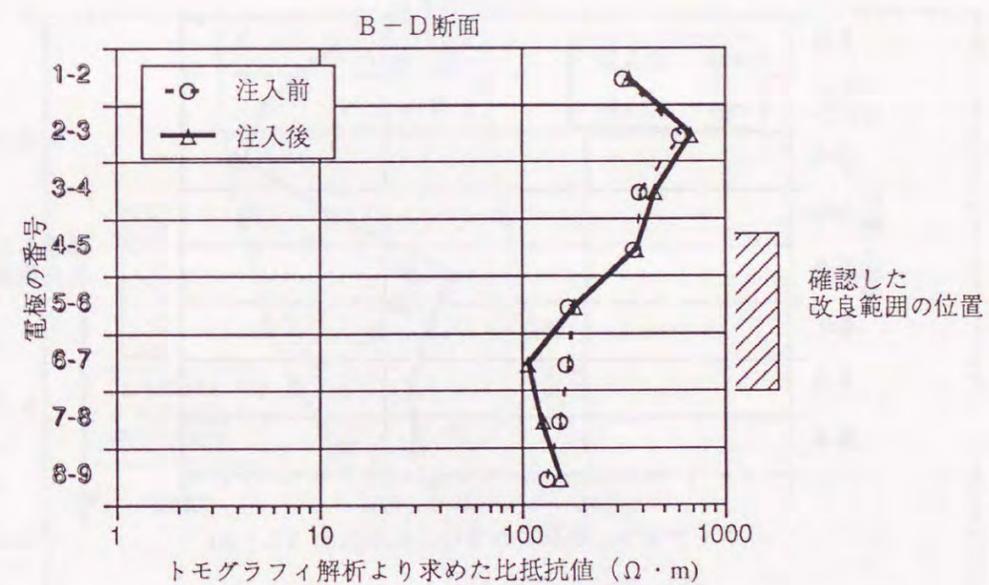
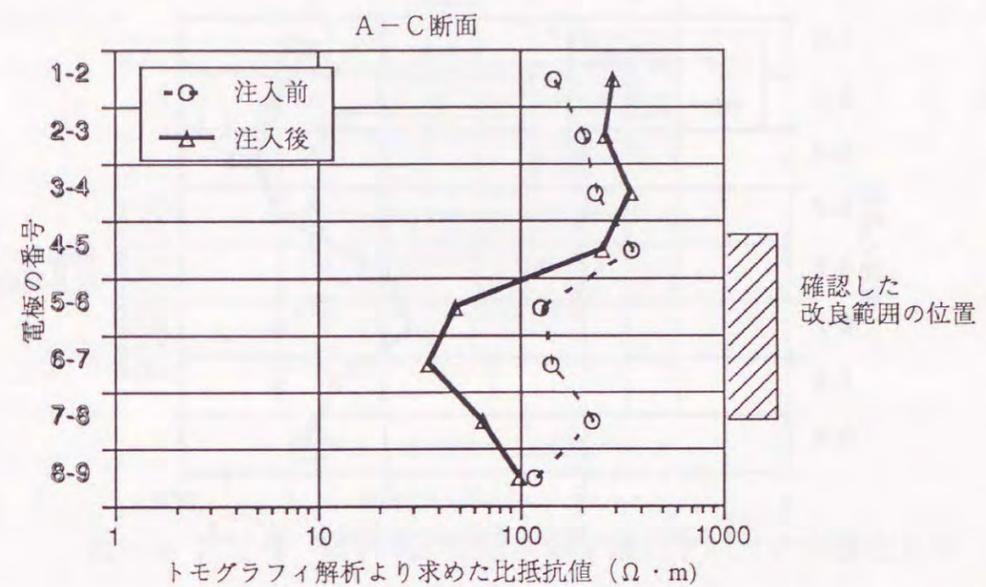


図-8.2.23 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS14)

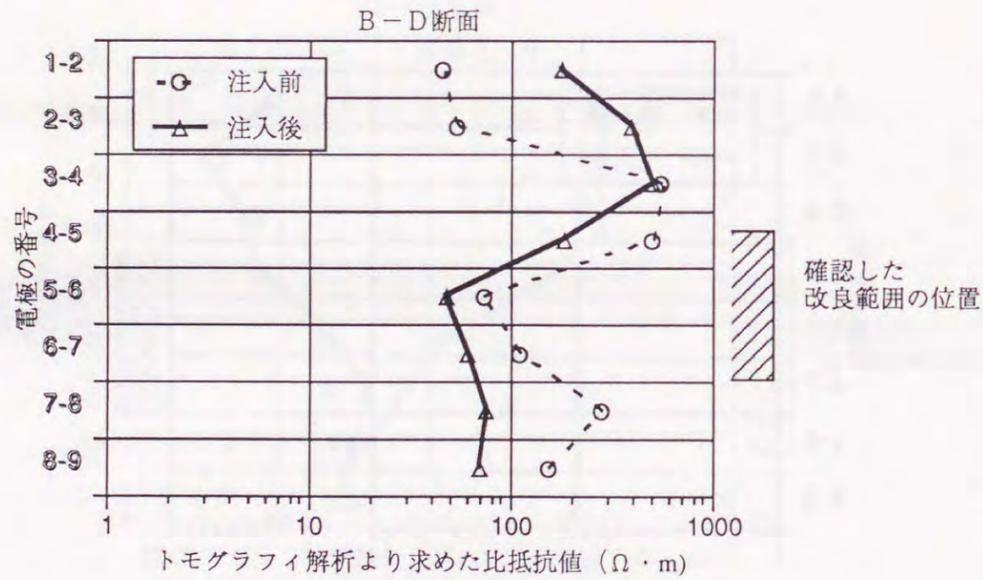
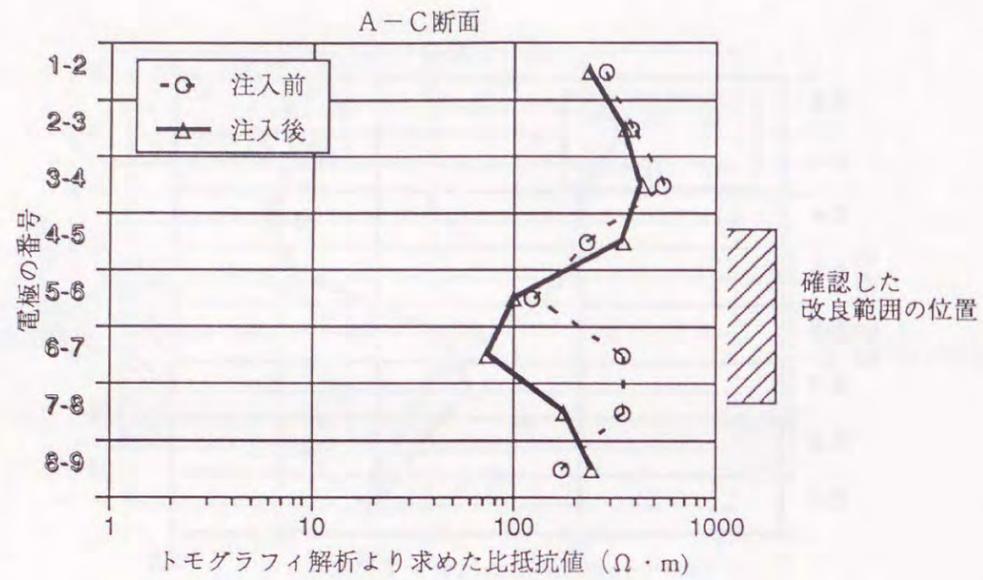


図-8.2.2.4 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS08)

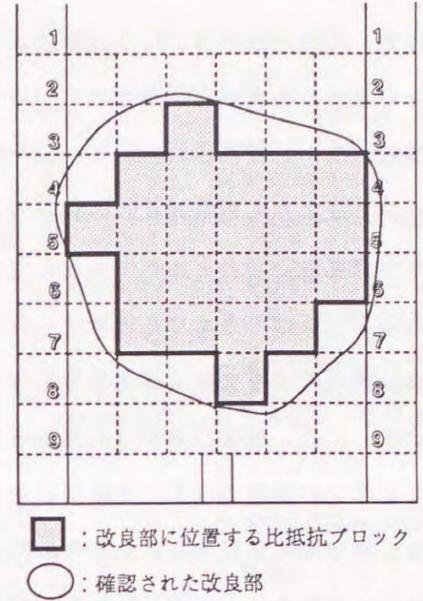


図-8.2.2.5 改良部に位置する比抵抗ブロックの設定方法

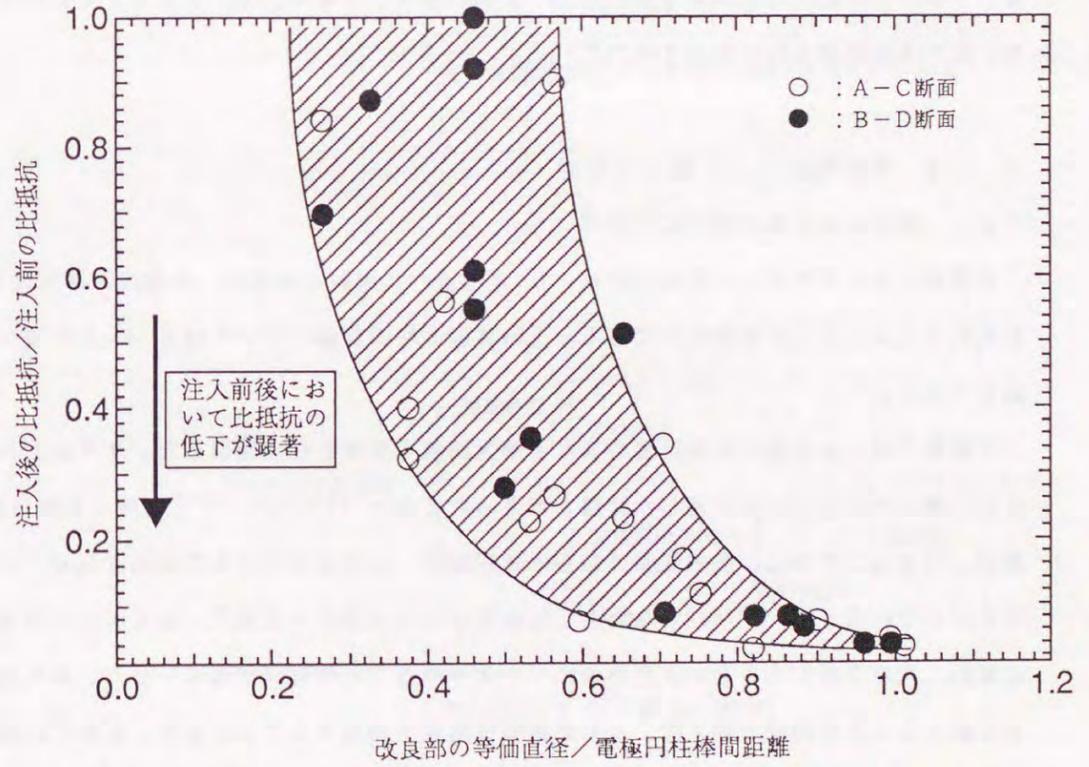


図-8.2.2.6 (注入後の比抵抗/注入前の比抵抗) と (改良部の等価直径/電極円柱棒間距離) の関係

8.3 浸透固結状況の評価における薬液と地下水の比抵抗適用限界

実際の薬液注入現場においては、図-8.3.1に示すように溶液型水ガラス薬液の他に懸濁型薬液をはじめとする数多くの薬液が使用されている⁽¹⁾⁽¹⁴⁾。また、大深度地下開発工事等に向け、新しい薬液も次々と開発され始めている⁽¹³¹⁾⁽¹³²⁾⁽¹³³⁾⁽¹³⁴⁾。これらの薬液の内、溶液型水ガラス薬液よりも電気比抵抗の大きい薬液を注入した場合、改良部の電気比抵抗は溶液型水ガラス薬液の場合と比べて大きくなり、改良部に位置する範囲の注入前後における電気比抵抗の低下は小さくなると考えられる。

また、地下水の比抵抗は地点により大きく変化すると考えられ、海近傍の地点等では地下水の比抵抗が非常に小さいため、溶液型水ガラス薬液を注入した場合でも改良部の電気比抵抗の低下は小さくなることが予想される。比抵抗トモグラフィを利用した薬液の浸透固結状況の測定・評価は、改良部の電気比抵抗の低下に基づくものである。したがって、改良部の比抵抗の低下が小さくなると、その評価精度が低下すると考えられる。

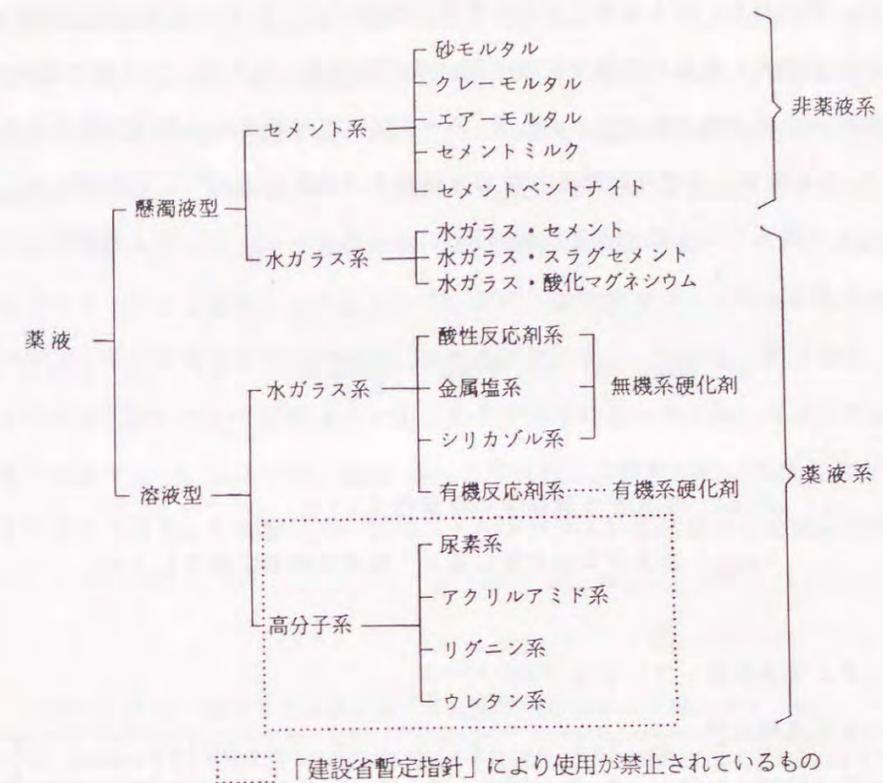
そこで本節では、薬液と地下水の比抵抗値にどの程度のコントラストがあれば比抵抗トモグラフィを薬液の浸透固結状況の測定・評価に適用できるか明確にすることを目的として、室内模型実験を行い検討する⁽¹³⁵⁾。

8.3.1 実験概要

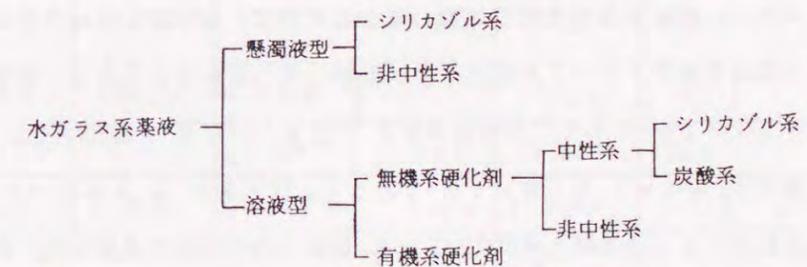
(1) 使用した地盤材料および薬液

本実験において使用した地盤材料は、8.2で述べた実験と同様に、浸透注入が可能な砂質地盤を想定して三河珪砂5号である。三河珪砂5号の詳細については8.2.1に述べた通りである。

本実験では、数種類の比抵抗値の異なる寒天溶液を薬液として使用した。寒天溶液は、砂の不攪乱サンプリングに適した材料と考えられており⁽¹³⁶⁾⁽¹³⁷⁾⁽¹³⁸⁾、特に①熱可塑性物質、②常温でゲル化、③熱膨張係数が水と同程度、④約50℃以上で低粘度化などの特長を有している⁽¹³⁶⁾⁽¹³⁹⁾。すなわち、溶液型水ガラス薬液と同様に、寒天溶液は浸透性に優れ、温度調節することにより自由にゲル化させることが可能である。また、寒天溶液を作製するときの溶媒（例えば、水）の電気比抵抗を調節することにより、自由に比抵抗値の異なる寒天ゲルを作製することが可能である。このような理由から、本実験においては、微量の水ガラスを混入した数種類の水溶液を溶媒として用い、電気比抵抗が1~20 ($\Omega \cdot m$)の範囲にある数種類の寒天溶液を薬液として使用した。なお、寒天ゲルの電気



(a) 薬液の分類



(b) 水ガラス系薬液の分類

図-8.3.1 利用されている薬液の分類

比抵抗の測定は8.2.1で述べた溶液型水ガラス薬液ゲルの電気比抵抗測定と同様に行った。すなわち、注入の際に残留した寒天溶液を二つ割モールド（内径5 cm、高さ10 cm）に投入し電気比抵抗測定用供試体を作製する。そして、第7章で述べた薬液固結砂の電気比抵抗測定と同様にL.C.R.メータにより寒天ゲルの電気比抵抗を測定した（図-8.2.3を参照）。電気比抵抗の測定方法および条件は8.2.1と同様である。これにより得られた寒天ゲル供試体の電気抵抗 R_{agar} から式（8.3.1）により寒天ゲルの比抵抗 ρ_{ag} を算出した。

$$\rho_{agar} (\Omega \cdot m) = R_{agar} \cdot \frac{A_{agar}}{L_{agar}} \quad (8.3.1)$$

ここに、

A_{agar} : 寒天ゲル供試体の断面積 (m²)

L_{agar} : 寒天ゲル供試体の高さ (電極間距離に相当) (m)

(2) 実験装置、方法および実験ケース

(a) 実験装置

本実験においても、8.2と同様、図-8.2.4に示す実験装置を用いた。装置の詳細は8.2.1に記述した通りである。

(b) 実験方法および実験ケース

模型地盤の作製方法は8.2.1に述べた方法と同じである。また、8.2で述べた実験と同様に、実験終了後に模型地盤の含水比を測定し飽和度を求めたところ、99~103%の範囲にあり、すべての模型地盤は飽和していると考えられる。模型地盤には背圧を1.0 kgf/cm²として、有効拘束圧1.0 kgf/cm²を作用させた。なお、地盤の乾燥密度は1.50~1.51 g/cm³であった。注入も8.2.1に述べた方法と同じように、手押しポンプにより注入速度1.6~4.6リットル/分で実施した。地盤の見掛け比抵抗測定についても、8.2で述べた実験と同様に、薬液注入前後においてダイポール・ダイポール法により実施する。なお、注入後の見掛け比抵抗の測定は注入終了後2時間経過した後実施する。本実験で使用した寒天溶液のゲル化時間は20℃一定室内において30分である。模型地盤中の温度は16~19℃の範囲にあることから、注入後の見掛け比抵抗の測定時には寒天溶液はゲル化している。

本実験では、薬液と間隙水の比抵抗のコントラストが、比抵抗トモグラフィを利用した薬液注入の改良範囲測定に与える影響を調べることを目的としている。したがって、各実験ケースにおいて注入形態および改良部の形状や大きさをほぼ同一にして実験結果を比較しなければならない。また、前節で述べたように、比較的良好な評価精度を有する改良部と電極の位置関係において実験を行い、比抵抗トモグラフィによる改良範囲の測定結果を比べなければならない。このような理由から、8.2の実験結果を参考にして、本実験では薬液注入量を5000 ml程度として実施した。また、豊浦標準砂と同程度の透水係数を有する三河珪砂5号の模型地盤に上記の注入速度の範囲で注入した場合、第3章3.3の結果から、すべての実験において浸透注入が生じると予測される。本実験で実施した全ケースの実験条件は表-8.3.1に示す。なお、8.2で実施した実験の内、溶液型水ガラス薬液を約5800 ml注入した実験（ケース名：K5SS61）の結果も合わせて考察する。

表-8.3.1 薬液と地下水に関する比抵抗適用限界の実験ケース一覧

実験ケース名	1	2	3	4	5	6	7
地盤の乾燥密度 ρ_d : g/cm ³	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51	1.50	1.50
地盤の間隙比 e	0.75	0.75	0.75	0.75	0.76	0.76	0.76
薬液の種類	溶液型 水ガラス薬液	寒天溶液	寒天溶液	寒天溶液	寒天溶液	寒天溶液	寒天溶液
薬液注入量 Q : ml	5762	4919	5109	5079	5146	4501	4074
薬液ゲルの 比抵抗 ρ_g : $\Omega \cdot m$	0.62	1.23	4.19	8.41	10.54	15.27	21.17
間隙水の比抵抗 ρ_w : $\Omega \cdot m$	31.2	34.9	43.1	44.7	47.1	38.1	44.7
ρ_g/ρ_w	0.020	0.035	0.097	0.188	0.224	0.401	0.474
注入速度 : リットル/分	1.6	2.2	3.7	4.4	4.6	4.5	3.1

ただし、 ρ_g は薬液ゲルの比抵抗であり、溶液型水ガラス薬液を注入した場合は ρ_{grouit} に相当し、寒天溶液を注入した場合は ρ_{agar} に相当する。

8.3.2 実験結果

図-8.3.2～図-8.3.8に、表-8.3.1に示す各実験ケースのA-C断面とB-D断面における比抵抗トモグラフィにより得られた注入後の模型地盤の比抵抗分布と模型地盤解体時に確認した改良部を示す。ハッチの付いた部分が、実験終了後、模型地盤を解体する際に確認した改良部のスケッチである。A、B、C、Dは、電極を内蔵した円柱棒を示しており、また数字の①～⑨は各電極を示している。各比抵抗ブロックに記述されている数値はトモグラフィ解析により得られた比抵抗値($\Omega \cdot m$)である。なお、ここに述べるすべての実験において模型地盤解体の際に割裂脈はほとんど認められず、注入形態はほぼ浸透注入であったと考えられる。また、これらの実験において地下水に相当する間隙水の比抵抗は31.2～47.1($\Omega \cdot m$)の範囲にあり(表-8.3.1を参照)、実際の地下水と同程度であった⁽¹⁰⁾。なお、間隙水の比抵抗は、8.2の実験と同様、模型地盤に寒天溶液を注入するときに排出される水の比抵抗とし、測定方法および条件は8.2.1に記述した方法と同じである。

図-8.3.2は8.2で示した溶液型水ガラス薬液を注入した実験(K5SS61)の結果である。そして、図-8.3.3～図-8.3.8は寒天溶液を注入した実験の結果である。これらの結果から、薬液と間隙水の比抵抗のコントラストが小さくなるに伴い、改良部に位置する範囲の比抵抗値と周辺の未改良部分の値との差異が小さくなる事が分かる。

図-8.3.3は、間隙水の比抵抗が34.9($\Omega \cdot m$)である地盤に、1.23($\Omega \cdot m$)の比抵抗を有する寒天溶液を注入した実験の結果である。すなわち、薬液の比抵抗が間隙水の約1/30の場合の実験結果である。この場合、改良部に位置する範囲の比抵抗値は周辺の未改良部の1/5～1/10程度の値を示している。

一方、図-8.3.8は間隙水の比抵抗が44.7($\Omega \cdot m$)である地盤に21.2($\Omega \cdot m$)の比抵抗を有する寒天溶液を注入した実験の結果である。すなわち、薬液の比抵抗が間隙水の比抵抗の約1/2の場合の実験結果である。この場合、改良部に位置する範囲の比抵抗値は周辺の未改良部の値とほとんど変わらず、このような場合には改良範囲の評価は困難と考えられる。

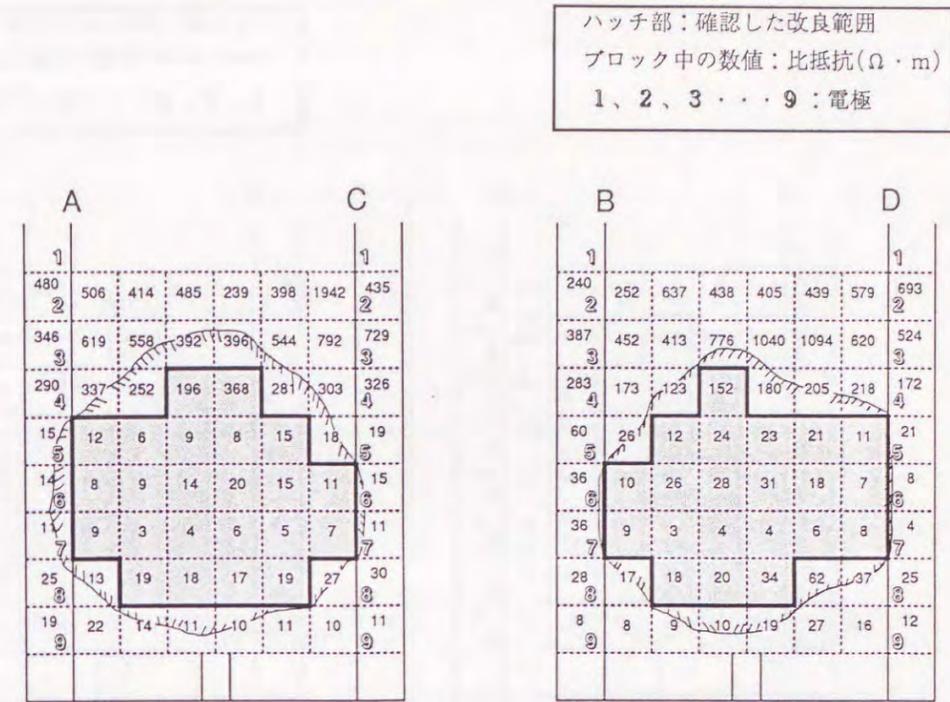


図-8.3.2 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較 (実験ケース：K5SS61)

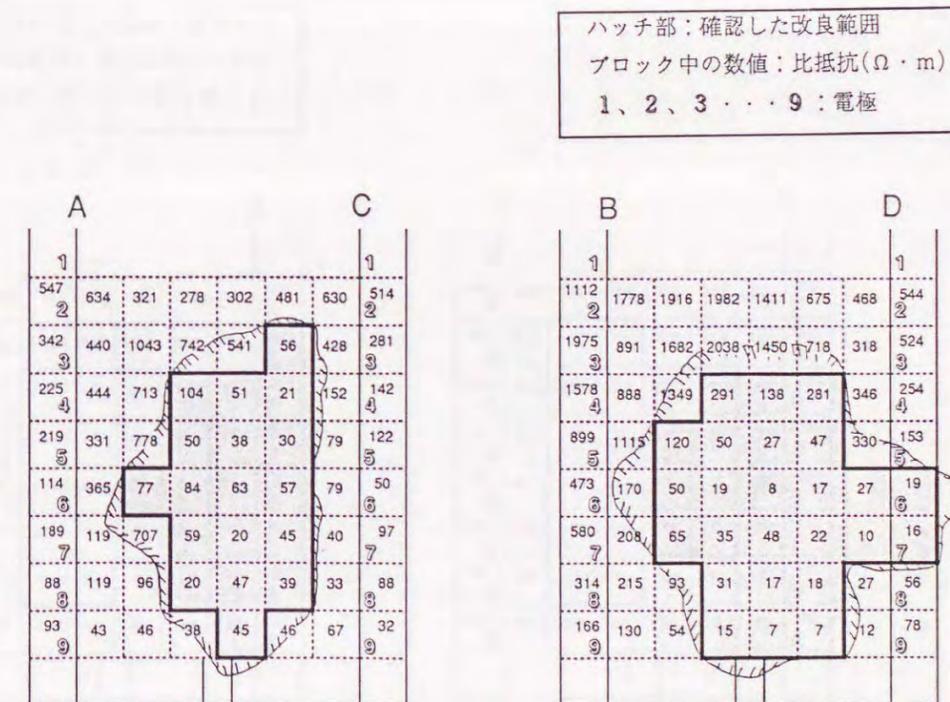


図-8.3.3 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較 (実験ケース：K5KK51)

ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

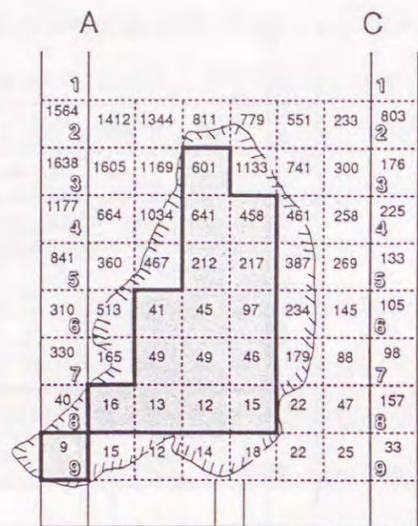
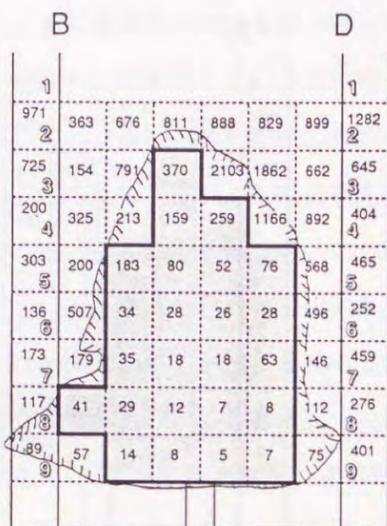


図-8.3.4 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5KL51)



ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

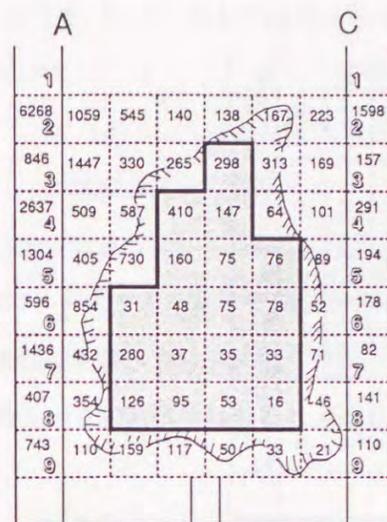
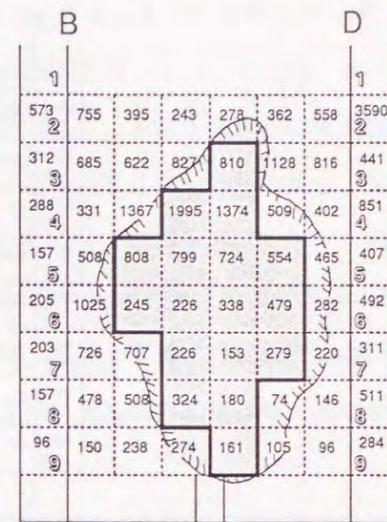


図-8.3.6 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5KM51)



ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

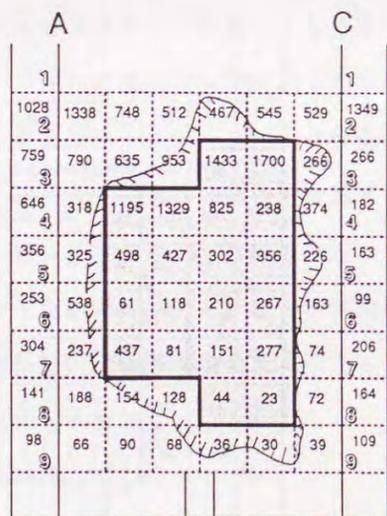
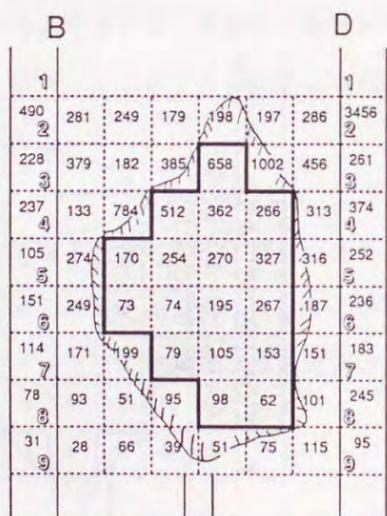


図-8.3.5 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5KP51)



ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

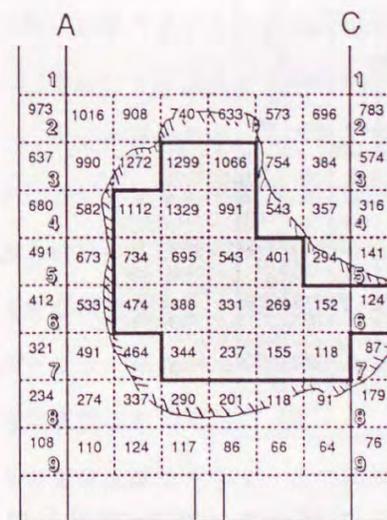
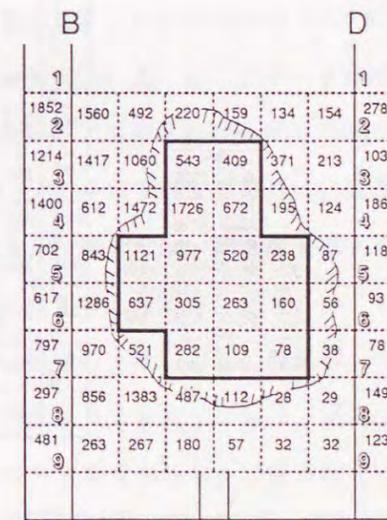
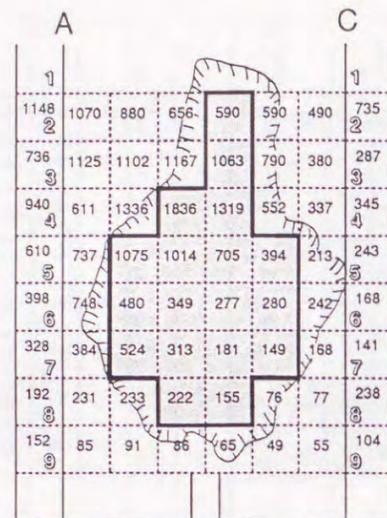


図-8.3.7 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5KQ51)





ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

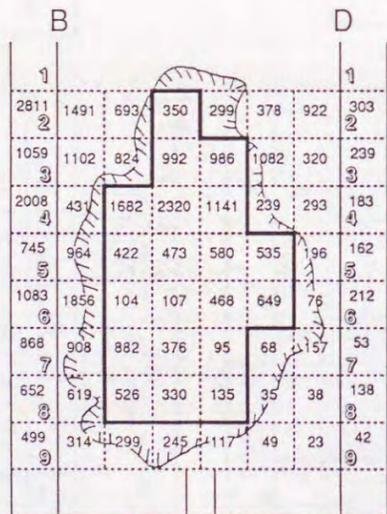


図-8.3.8 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：K5KN51)

8.3.3 薬液と地下水の比抵抗適用限界

8.2.3と同じように、8.3.2で述べた実験結果をより詳細に考察するため、図-8.3.2～図-8.3.8に示した結果を地盤深度と比抵抗の変化において整理した。データ整理の方法は図-8.2.17に示した通りである。その結果を図-8.3.9～図-8.3.15に示す。図-8.3.9および図-8.3.10に示すように、薬液と間隙水の比抵抗のコントラストが比較的大きい実験ケース：K5SS61およびK5KK51の場合、確認した改良範囲の位置において比抵抗が著しく低下している。一方、図-8.3.11～図-8.3.15に示すように、薬液と間隙水の比抵抗のコントラストが小さくなるに伴い、確認した改良範囲の位置において比抵抗の低下は小さくなり、薬液と間隙水の比抵抗のコントラストが最も小さい実験の結果である図-8.3.15では、比抵抗の変化はほとんど認められない。

さらに、改良部に位置する範囲の注入前後の比抵抗の低下に着目して実験結果を整理する。8.2.3と同様に、改良部に位置する範囲の各比抵抗ブロックにおいて、注入後と注入前の比抵抗の比を求め、それらの平均値を(注入後の比抵抗/注入前の比抵抗)と表示する。そして、各実験結果において求められる(注入後の比抵抗/注入前の比抵抗)を薬液と間隙水の比抵抗の比(薬液の比抵抗/間隙水の比抵抗)において整理した。なお、改良部に位置する比抵抗ブロックは、8.2.3と同様に、模型地盤を解体する際に確認した改良部のスケッチにほぼ内接するブロックとし、図-8.2.25に示す方法により設定した。改良部に位置するブロックは、確認された改良部のスケッチに基づき図-8.3.2～図-8.3.8に示す注入後の実験結果に網掛け部で表示している。以上のデータ整理より図-8.3.16が得られる。この図より、(薬液の比抵抗/間隙水の比抵抗)の値が0.1より小さければ、すなわち薬液の比抵抗が間隙水の1/10以下程度であれば、改良部において注入前後の比抵抗の低下が顕著になる。このような場合には、比抵抗トモグラフィにより良好な精度を有して改良範囲の測定が可能であると考えられる。

溶液型水ガラス薬液ゲルや寒天ゲルの比抵抗測定と同様の方法により、懸濁型LW薬液ゲルの電気比抵抗を測定した。表-8.3.2に溶液型水ガラス薬液ゲルおよび懸濁型LW薬液ゲルの電気比抵抗を示す。この結果、溶液型水ガラス薬液ゲルおよび懸濁型LW薬液ゲルの電気比抵抗は、それぞれ0.62($\Omega \cdot m$)および1.3($\Omega \cdot m$)であった。この結果と上述の考察から、間隙水すなわち地下水の比抵抗が13($\Omega \cdot m$)以上の地盤を対象として溶液型水ガラス薬液や懸濁型LW薬液を注入した場合には、比較的良好な精度を

有して比抵抗トモグラフィにより改良範囲を測定できると考えられる。一般に、表-8.3.3に示すように、地下水の比抵抗は20~80 ($\Omega \cdot m$)、海水の比抵抗は0.3 ($\Omega \cdot m$)とされている⁽¹⁹⁾。したがって、砂質地盤の薬液注入で一般に使用されている溶液型水ガラス薬液や懸濁型LW薬液の場合、比抵抗トモグラフィによる浸透固結状況の評価は海水の影響を受ける海近傍の地点を除くほとんどの地盤に対して適用可能であると考えられる。

以上に、薬液と地下水の比抵抗適用限界について述べた。地下水の比抵抗が非常に小さく注入後の著しい比抵抗の低下が期待できない場合、比抵抗トモグラフィの適用は困難となり、なんらか別な手段により浸透固結状況の測定・評価を実施することになる。すなわち、比抵抗トモグラフィは、いかなる状況下でも薬液の浸透固結状況の評価に適用できるというわけではない。したがって、実地盤への適用に当たっては地盤条件、特に地下水の比抵抗について十分検討して利用しなければならない。

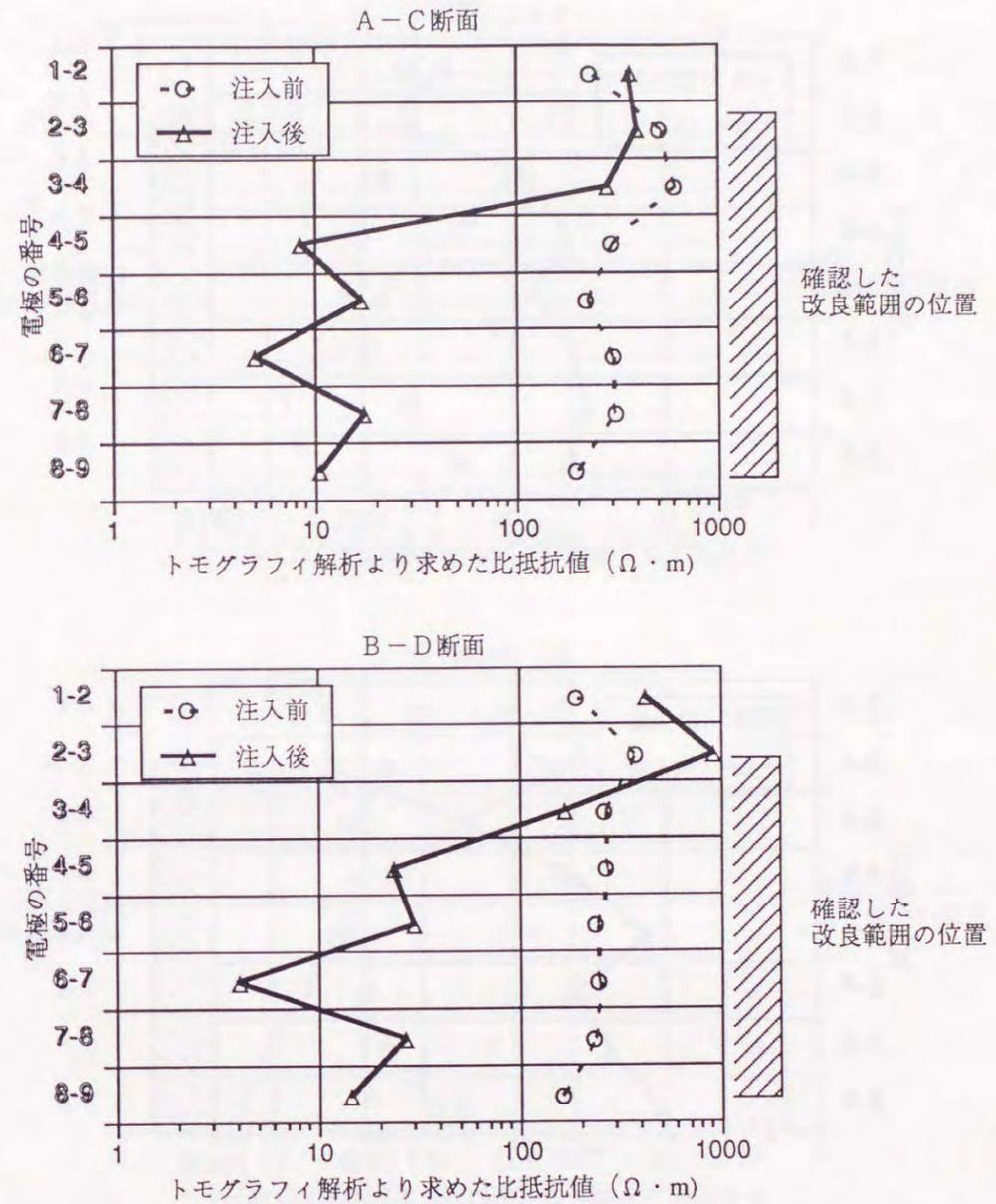


図-8.3.9 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5SS61)

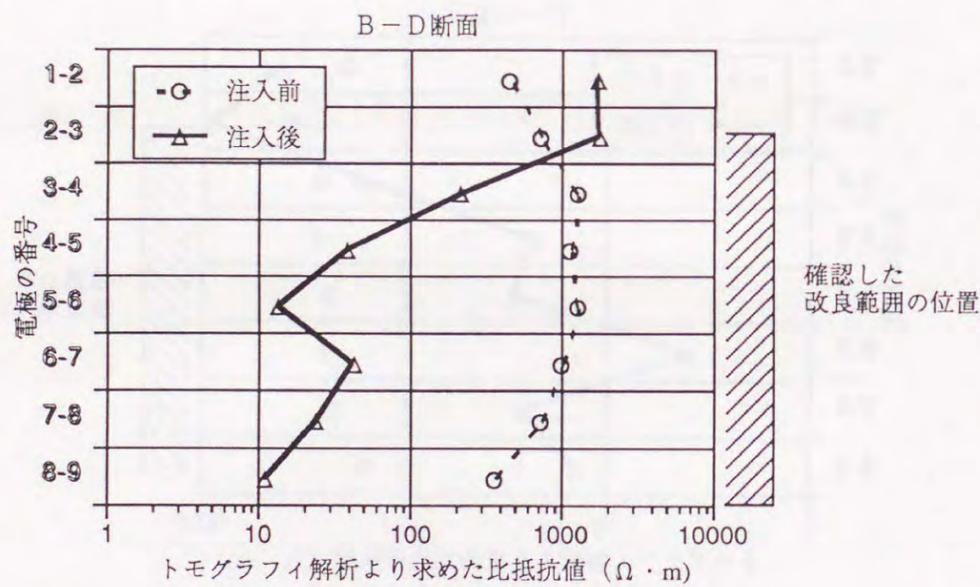
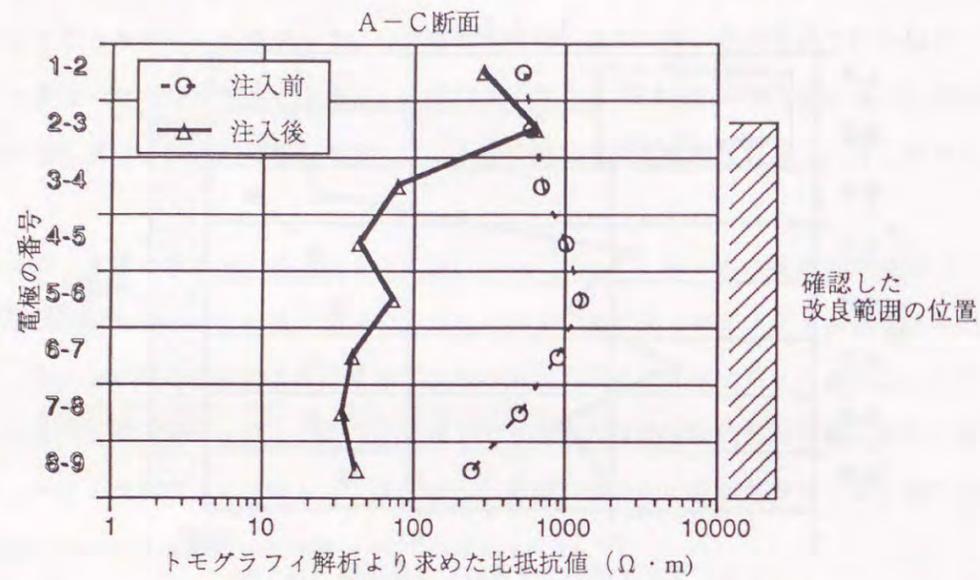


図-8.3.10 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5KK51)

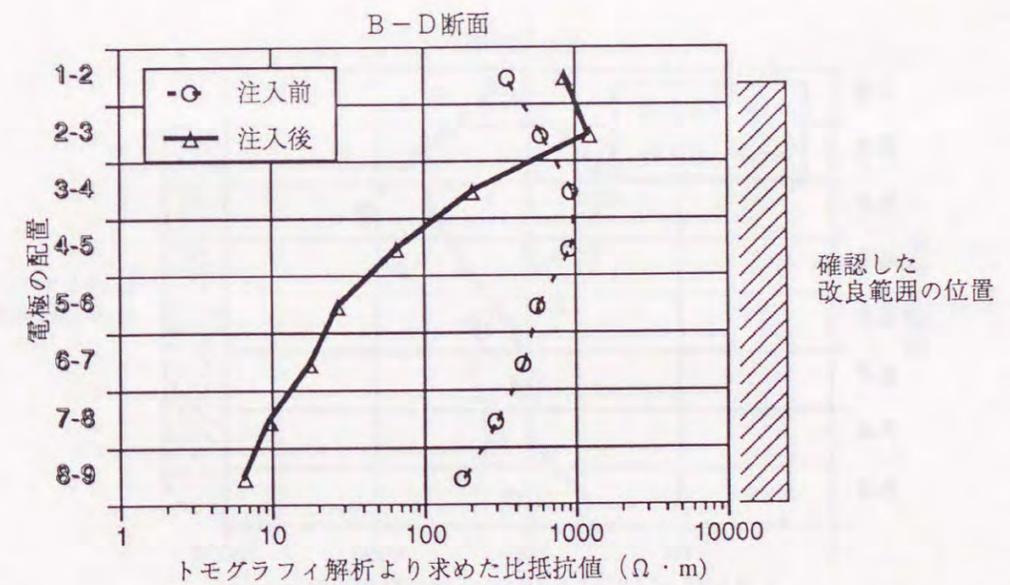
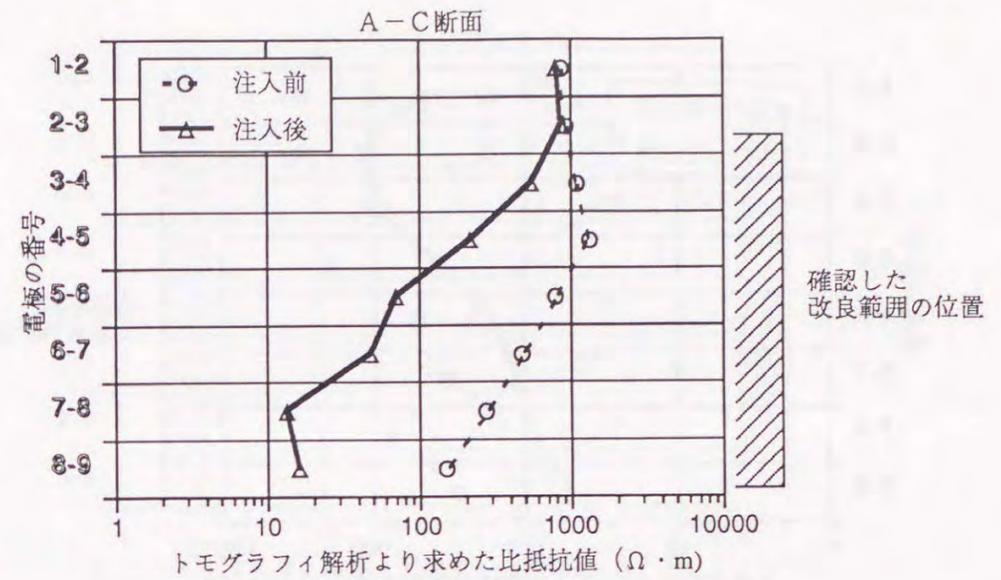


図-8.3.11 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5KL51)

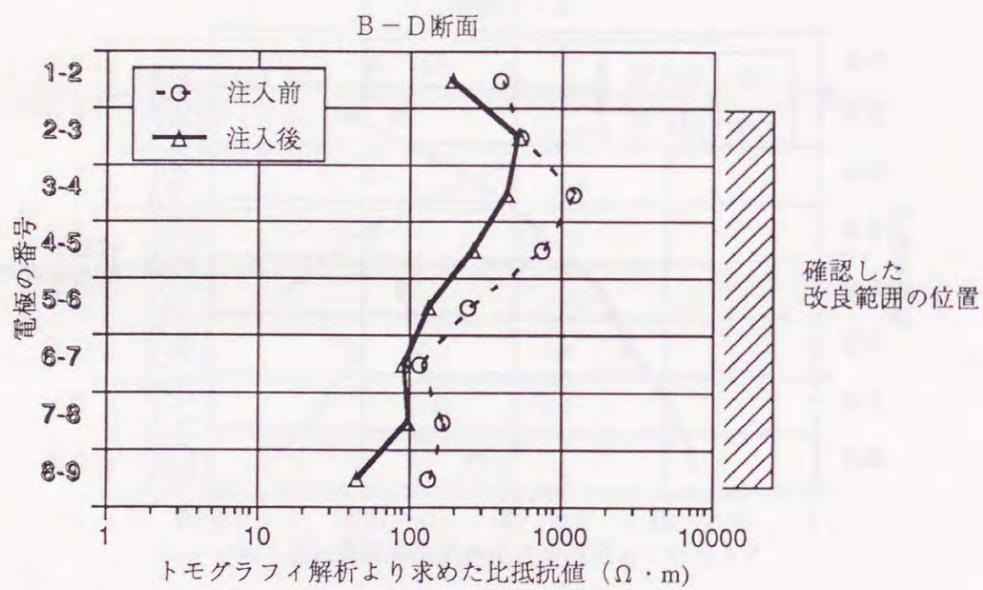
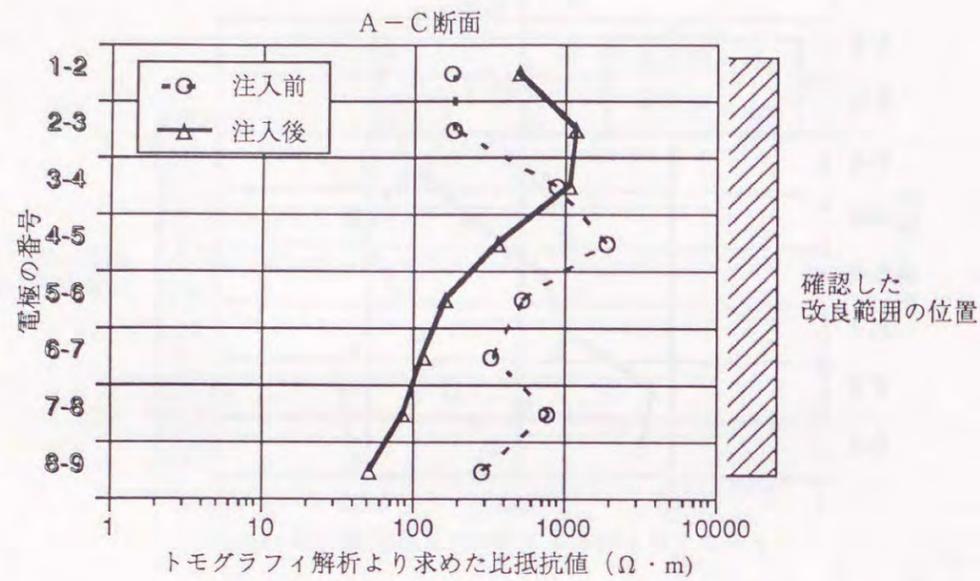


図-8.3.12 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5KP51)

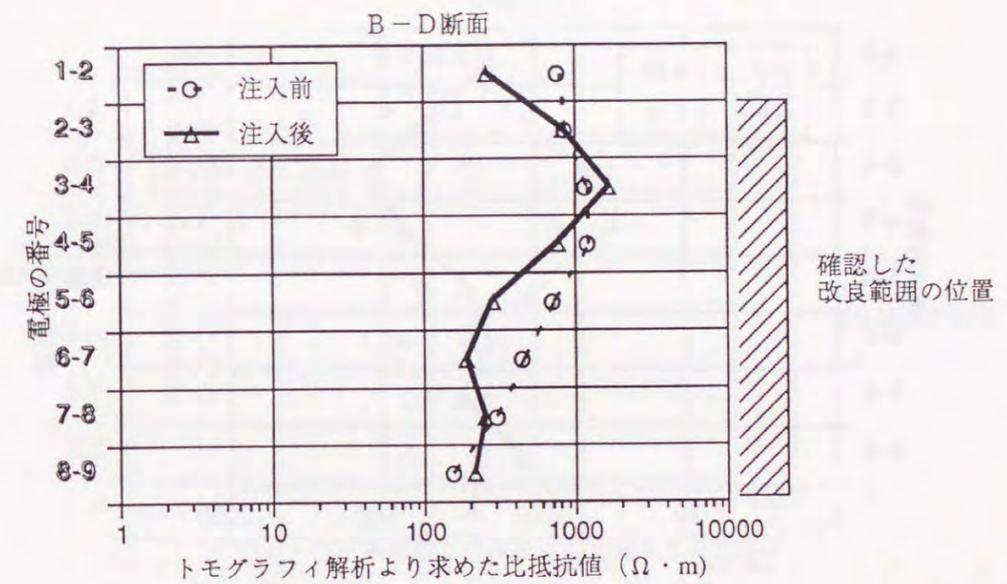
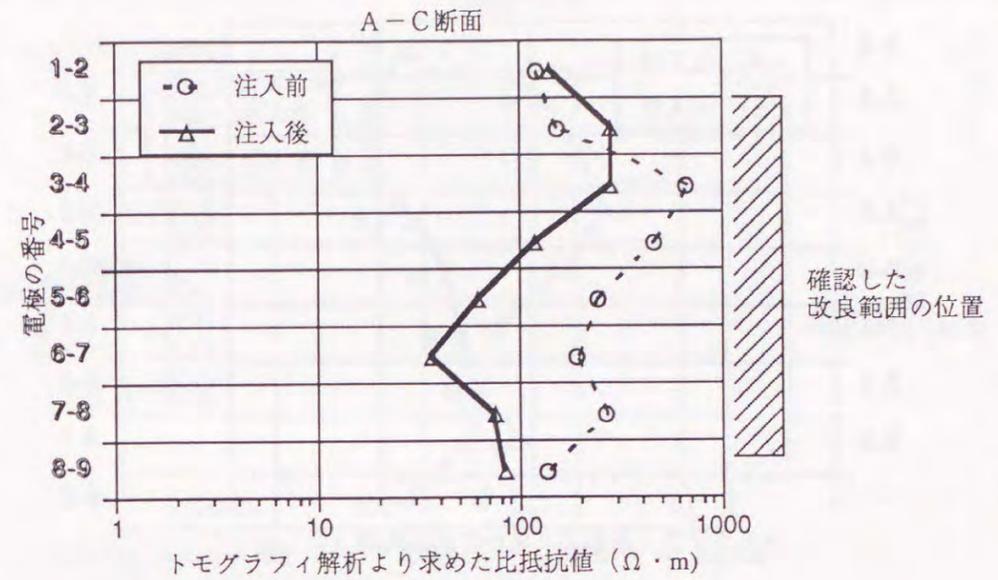


図-8.3.13 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: K5KM51)

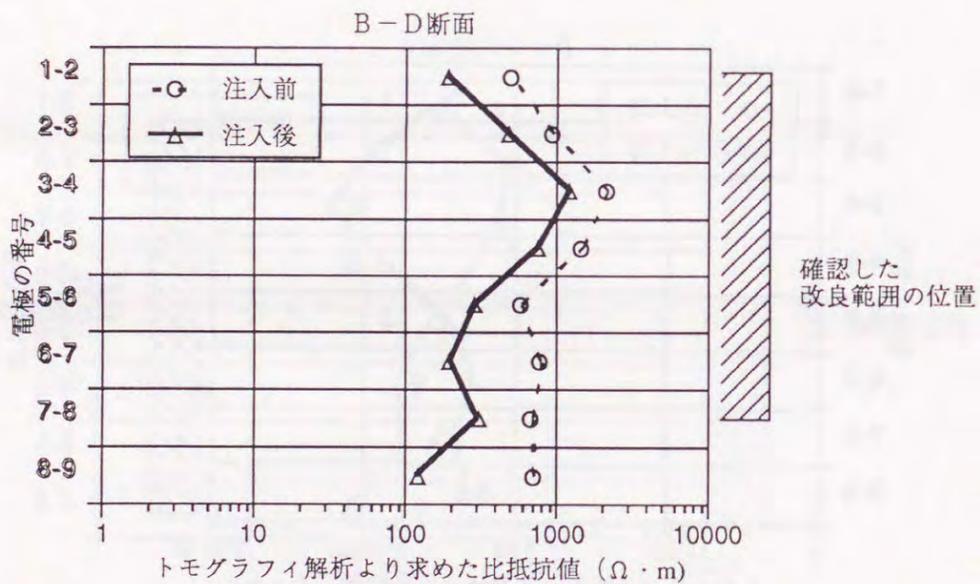
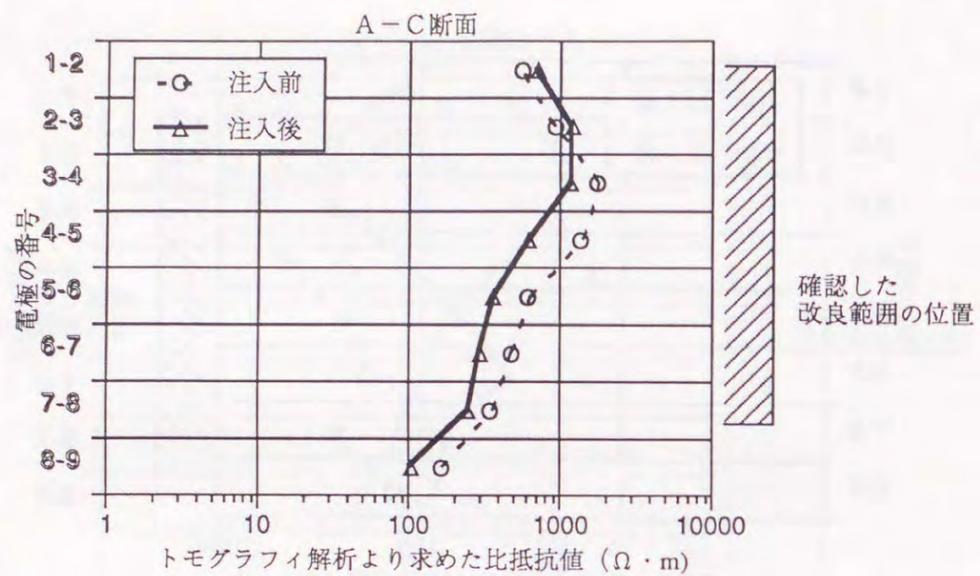


図-8.3.14 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化
(実験ケース: K5KQ51)

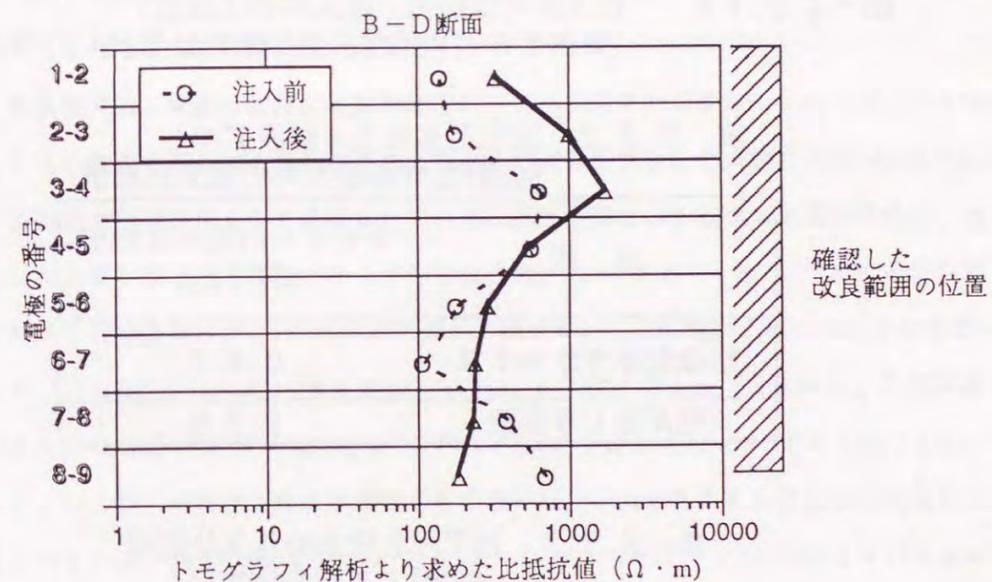
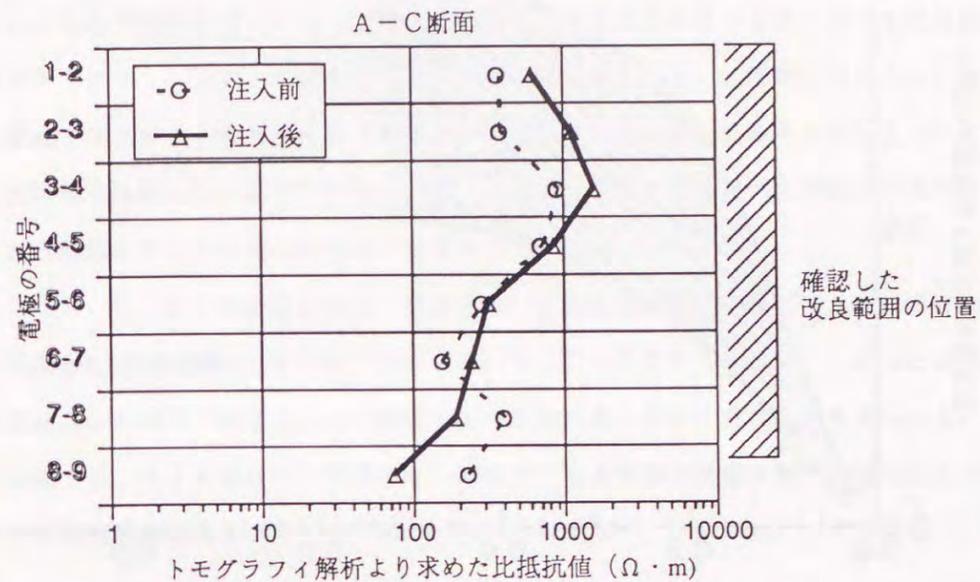


図-8.3.15 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化
(実験ケース: K5KN51)

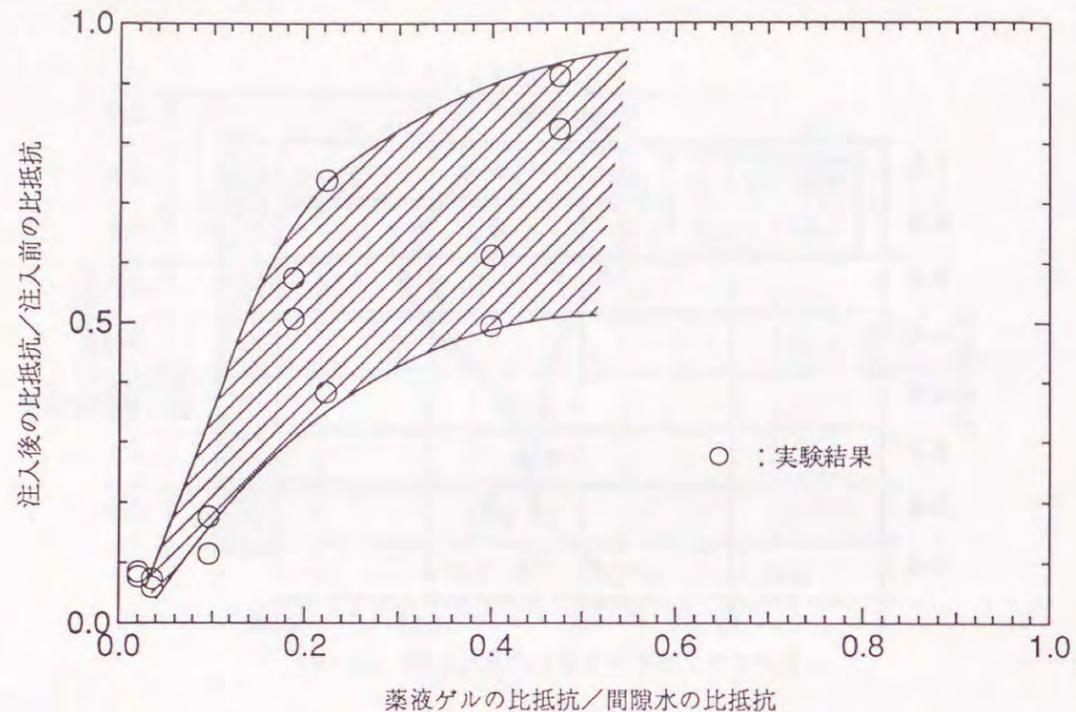


図-8.3.16 (注入後の比抵抗/注入前の比抵抗)と(薬液ゲルの比抵抗/間隙水の比抵抗)の関係

表-8.3.2 溶液型水ガラス薬液ゲルと懸濁型LW薬液ゲルの電気比抵抗

薬液	ホモゲルの電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
溶液型水ガラス薬液	0.62
懸濁型LW薬液	1.30

表-8.3.3 地下水や海水の電気比抵抗 (文献19から抜粋)

種類	電気比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
地下水	20~80
海水	0.3
地表水	100~300

8.4 薬液の注入固結形態に関する比抵抗トモグラフィの適用性の検討

前節までに、比抵抗トモグラフィを利用した薬液の浸透固結状況の測定・評価の手順を示し、その可能性を調べると共に改良部と電極の相互位置関係や薬液と地下水の比抵抗値のコントラストの観点から比抵抗トモグラフィの適用性について検討してきた。これらの比抵抗トモグラフィの適用性を検討するためには各実験で得られる注入形態を同一にして実験結果を比較しなければならない。したがって、前節までに述べた実験は浸透注入が得られる地盤条件および注入条件の下で実施した。

しかし、第2章や第3章でも述べたように、砂質地盤における薬液注入では地盤条件や注入条件により薬液の注入形態が変化する。そして、比抵抗トモグラフィによる薬液の浸透固結状況の測定・評価は、この薬液の注入形態により精度が異なると考えられる。そこで本節では、浸透固結状況の評価における薬液の注入形態の影響を調べ、比抵抗トモグラフィの適用性を検討する⁽⁹¹⁾⁽⁹³⁾。

8.4.1 実験概要

(1) 使用した地盤材料および薬液

本実験では、地盤の間隙に薬液が浸透して間隙水を薬液で置換した状態が生じる浸透注入から、薬液を圧入することにより地盤が水圧破碎を生じ、その割れ目沿いに薬液が流れ込んだ状態の割裂注入までを想定して、透水係数の異なる4種類の地盤材料を用いた。使用した地盤材料は三河珪砂3号(土粒子の密度=2.64 g/cm³:平均粒径D₅₀=1.40 mm:透水係数k=1.1×10⁻¹ cm/sec)、三河珪砂5号(土粒子の密度=2.64 g/cm³:D₅₀=0.55 mm:k=3.6×10⁻² cm/sec)、三河珪砂7号(土粒子の密度=2.63 g/cm³:D₅₀=0.15 mm:k=3.7×10⁻³ cm/sec)、および三河珪砂7号と木節粘土をそれぞれ75%と25%の質量比で混合した材料(土粒子の密度=2.65 g/cm³:D₅₀=0.13 mm:k=2.0×10⁻⁴ cm/sec)(以下、珪砂7号・粘土混合試料と記述する。)である。これらの地盤材料の粒度分布を図-8.4.1に示す。また、本実験で使用した薬液も、表-8.2.1に示す主剤濃度が35%の溶液型水ガラス薬液である。

(2) 実験装置、方法および実験ケース

(a) 実験装置

本実験においても、8.2と同様、図-8.2.4に示す実験装置を用いた。装置の詳細は8.2.1に記述した通りである。

(b) 実験方法および実験ケース

模型地盤の作製方法は8.2.1に述べた方法と同じである。また、8.2で述べた実験と同様に、実験終了後に模型地盤の含水比を測定し飽和度を求めたところ、100~109%の範囲にあり、すべての模型地盤は飽和していると考えられる。模型地盤には背圧を1.0 kgf/cm²とし、表-8.4.1に示す所定の有効拘束圧を作用させた。なお、地盤の乾燥密度は、地盤材料により若干違いはあるけれども、おおよそ1.47~1.58 g/cm³の範囲であった。注入は、薬液注入工事で実際に使用されているポンプを用い、注入速度1.3~9.8リットル/分の範囲で実施した。地盤の見掛け比抵抗測定については、8.2で述べた実験と同様に、薬液注入前後においてダイポール・ダイポール法により実施する。なお、注入後の見掛け比抵抗の測定は、注入終了後2時間経過した後実施する。8.2で述べた実験と同様、本実験で使用した溶液型水ガラス薬液のゲル化時間は25~30分であるので、注入後の見掛け比抵抗の測定時には水ガラス薬液はゲル化している。

本実験では、溶液型水ガラス薬液の注入を行う前に、第4章で述べた水注入実験を行い各模型地盤のP'~q曲線を求める。そして、再度、模型地盤を所定の有効拘束圧において圧密した後、模型地盤のP'~q曲線に基づいて注入速度および注入量を設定し薬液注入を行う。本実験では、大きさや注入形態の異なる数種類の改良部を模型地盤中に作製し、比抵抗トモグラフィにより改良範囲の測定を行う。そして、実際に確認された改良部と比抵抗トモグラフィによる測定結果を比較することにより、改良範囲の測定における薬液の注入形態の影響を調べ、比抵抗トモグラフィの適用性を検討する。

本実験で実施した全ケースの実験条件を表-8.4.1に示す。

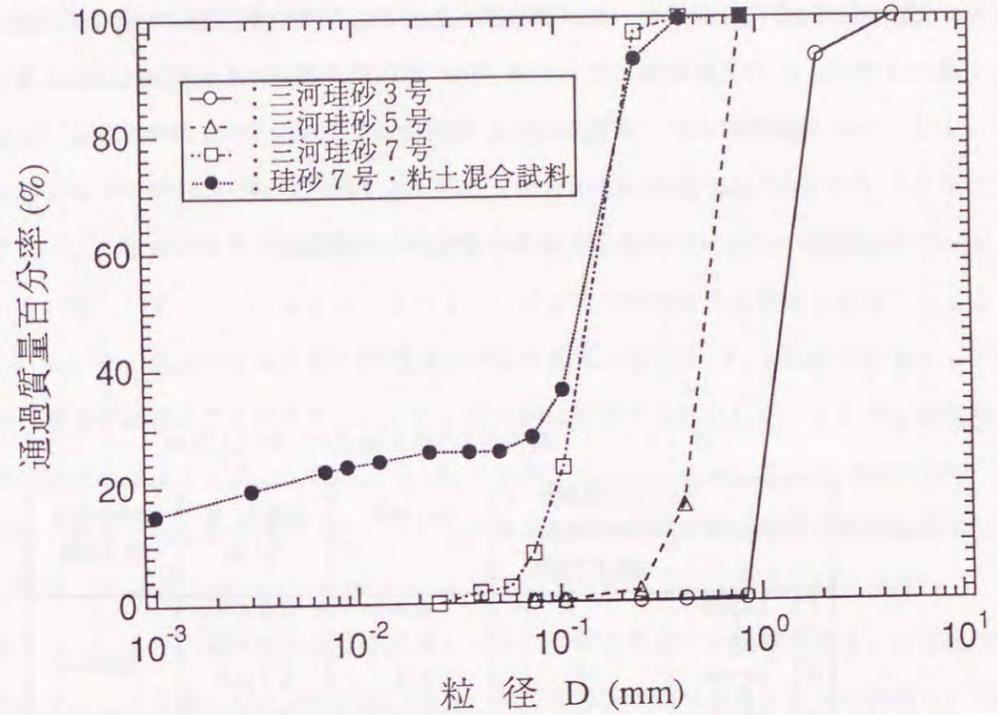


図-8.4.1 使用した地盤材料の粒度分布

表-8.4.1 注入固結形態に関する比抵抗トモグラフィの適用性検討の実験ケース一覧

実験ケース	地盤材料	地盤の乾燥密度 $\rho_d: g/cm^3$	地盤の 空隙比 e	透水係数 $k: cm/sec$	間隙水の比抵抗 $\rho_w: \Omega \cdot m$	有効拘束圧 $\sigma': kgf/cm^2$
1	LK3-05	1.53	0.73	1.1×10^{-1}	29.9	0.5
2	LK3-10	1.54	0.72		35.3	1.0
3	LK3-20	1.56	0.69		36.0	2.0
4	LK3-30	1.57	0.69		32.6	3.0
5	LK5-05	1.54	0.71	3.6×10^{-2}	48.4	0.5
6	LK5-10	1.53	0.72		42.9	1.0
7	LK5-20	1.54	0.71		39.4	2.0
8	LK5-30	1.58	0.67		39.8	3.0
9	LK7-05	1.50	0.76	3.7×10^{-3}	41.8	0.5
10	LK7-10	1.47	0.79		38.3	1.0
11	LK7-15	1.49	0.76		31.6	1.5
12	LK7-20	1.49	0.76		32.8	2.0
13	LKC-05	1.55	0.71	2.0×10^{-4}	27.3	0.5
14	LKC-10	1.55	0.71		31.3	1.0
15	LKC-15	1.58	0.68		29.0	1.5
16	LKC-20	1.58	0.68		28.6	2.0

8.4.2 注入固結形態に関する比抵抗トモグラフィの適用性

表-8.4.2に全実験ケースの薬液注入条件および実験終了後に確認された注入形態を示す。また、これらの実験において地下水に相当する間隙水の比抵抗は27.3~48.4 ($\Omega \cdot m$)の範囲にあり、実際の地下水と同程度であった⁽¹⁹⁾。本節では、これらの実験の内、ケース1(LK3-05)、ケース6(LK5-10)、ケース10(LK7-10)およびケース14(LKC-10)を例示し考察する。

表-8.4.2 薬液注入条件と確認された注入形態

実験ケース	注入開始時間：分 (ゲル化時間までの時間で表示)	注入速度 ：リットル/分	薬液注入量 Q：ml	確認された 注入形態	
1	LK3-05	17	6.4	7940	浸透注入
2	LK3-10	5	2.1	1450	
3	LK3-20	7	6.2	8760	
4	LK3-30	5	5.7	2120	
5	LK5-05	5	5.8	3030	浸透注入
6	LK5-10	8	6.0	5310	
7	LK5-20	1	4.7	530	
8	LK5-30	4	5.8	4370	
9	LK7-05	2	9.8	3140	割裂浸透注入
10	LK7-10	5	5.1	8240	
11	LK7-15	3	2.1	3410	
12	LK7-20	4	6.2	1450	
13	LKC-05	2	1.3	1150	割裂注入
14	LKC-10	2	4.6	3630	
15	LKC-15	5	4.0	3410	
16	LKC-20	5	4.9	2400	

図-8.4.2~図-8.4.5は、上記の実験ケースのA-C断面とB-D断面における比抵抗トモグラフィにより得られた注入後の模型地盤の比抵抗分布と模型地盤解体時に確認された改良部を図示したものである。8.2および8.3と同様、ハッチの付いた部分は、実験終了後、模型地盤を解体する際に確認した改良部のスケッチである。A、B、C、Dは電極を取り付けた円柱棒を示しており、また数字の①~④は電極を示している。各比抵抗ブロックに記述されている数値はトモグラフィ解析により得られた比抵抗値($\Omega \cdot m$)である。なお、図-8.4.2および図-8.4.3に示す実験の注入形態は浸透注入、図-8.4.4に示す実験の注入形態は割裂浸透注入であり、図-8.4.5は注入形態として割裂注入を示す実験結果の例である。また、改良部に位置する比抵抗ブロックは、浸透注入および割裂浸透注入が得られた図-8.4.2~図-8.4.4に対して、8.2および8.3と同様、確認された改良部のスケッチに基づき注入後の実験結果に網掛け部で表示している。

図-8.4.2は、三河珪砂3号を地盤材料とした模型地盤に、薬液を注入した実験の結果である。この実験における薬液注入では、ゲル化時間の17分前に注入を開始し、2分程度で約8リットルの薬液を注入した。この場合、薬液のゲル化時間よりかなり前に注入が終了したのに加え、透水係数の大きい地盤に緩結性薬液を注入したために、薬液と間隙水の比重差により薬液が下方に沈降し模型地盤下部において改良部が確認された。図-8.4.2から分かるように改良部の範囲と比抵抗が著しく小さい範囲とはほぼ一致している。この実験は注入箇所から大きく離れた位置で薬液がゲル化した事例を模擬したものであり、この実験結果から改良部の位置が注入前後の地盤の比抵抗分布の変化から測定できるものと考えられる。

図-8.4.3および図-8.4.4はそれぞれ三河珪砂5号および三河珪砂7号を地盤材料とした模型地盤に薬液注入を行った実験結果である。いずれも注入管周辺部にほぼ球状の改良部が得られている。そして、改良部が位置する範囲の比抵抗は周辺の未改良部と比べて低い値を示している。図-8.4.4に示した三河珪砂7号の場合、注入形態は割裂浸透注入であった。このような割裂浸透注入が生じた場合でも、一定の範囲を有した改良部が存在していれば、図-8.4.4に示したように比抵抗トモグラフィにより改良範囲の測定が可能と考えられる。

図-8.4.5は割裂注入が生じた実験例を示している。図-8.4.2~図-8.4.4に示した浸透注入もしくは注入効果の期待できる割裂浸透注入が生じた場合、改良部は地盤

中に一定の範囲を有して存在している。この場合には、改良部に位置する範囲において比抵抗の低下が認められ、比較的良好な精度を有して改良範囲の測定が実施できることを示した。一方、図-8.4.5に示すような割裂注入が生じた場合、ゲル化した薬液は地盤に生じた割裂脈中に存在している。割裂脈は地盤中において局所的に存在しているので、比抵抗トモグラフィにより求められる注入後の地盤比抵抗分布も局所的に低比抵抗部が認められ不明瞭なものとなる。したがって、このような割裂注入の場合は、詳細な注入状況を把握することは困難と考えられる。

8.2.3と同じように、上述の実験結果をより詳細に考察するため、図-8.4.2～図-8.4.4に示した浸透注入および割裂浸透注入が得られた実験の結果を地盤深度と比抵抗の変化において整理した。データ整理の方法は図-8.2.17に示した通りである。その結果を図-8.4.6～図-8.4.8に示す。これらの図から、浸透注入もしくは注入効果の期待できる割裂浸透注入が生じた場合、改良部は地盤中に一定の範囲を有して存在しているため、改良部に位置する範囲において比抵抗の低下が顕著に認められ、比較的良好な精度を有して改良範囲の測定が実施できると考えられる。

以上の結果は、8.2の検討結果からも裏付けられる。すなわち、浸透注入や割裂浸透注入の場合は地盤中に一定の範囲を有して改良部が存在するので、改良部と電極とが近接した状態での測定が可能となる。したがって、比較的良好な精度を有して改良範囲を評価できると考えられる。一方、割裂注入では、割裂脈は局所的に存在するので電極の近傍に存在しない場合も多い。このような場合、割裂脈の存在やその状況の評価精度が低下するので、詳細な注入状況の把握が困難になると考えられる。

ハッチ部：確認した改良範囲
ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
1、2、3・・・9：電極

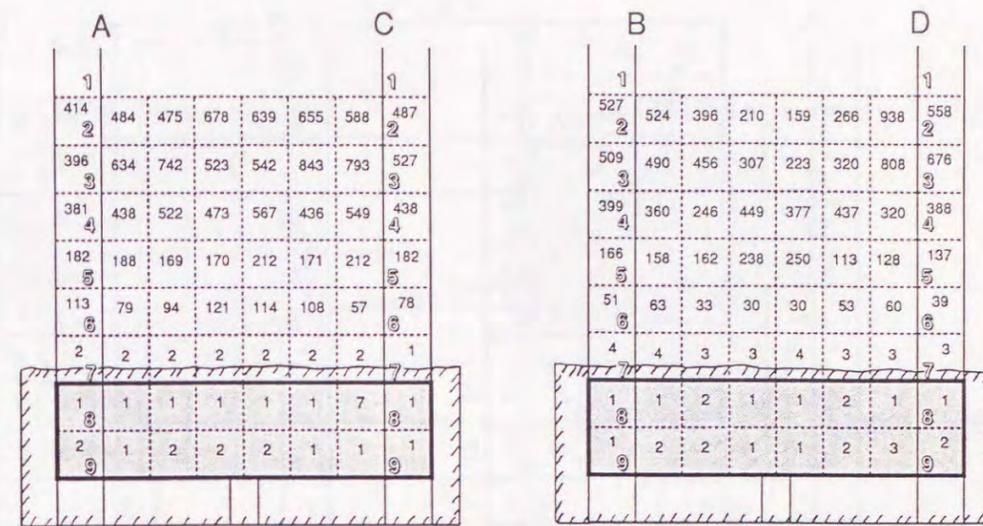


図-8.4.2 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
(実験ケース：LK3-05)

ハッチ部：確認した改良範囲
ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
1、2、3・・・9：電極

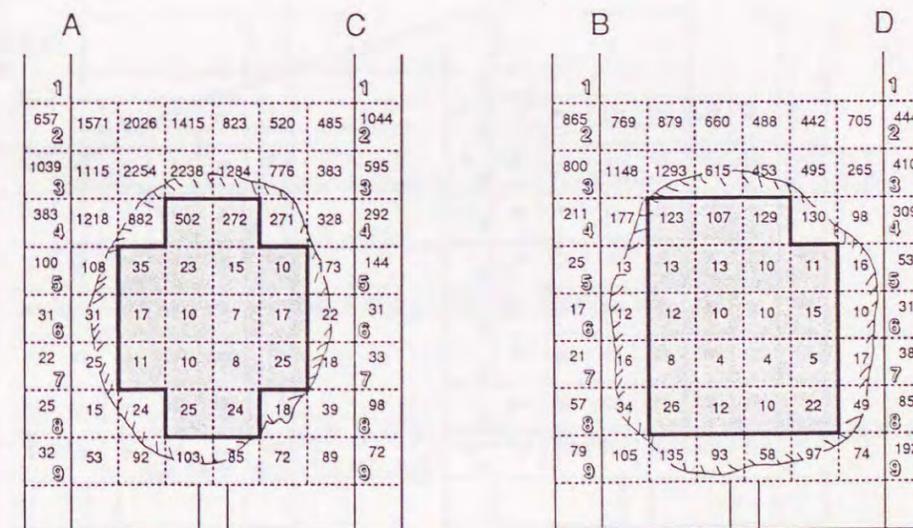


図-8.4.3 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
(実験ケース：LK5-10)

ハッチ部：確認した改良範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

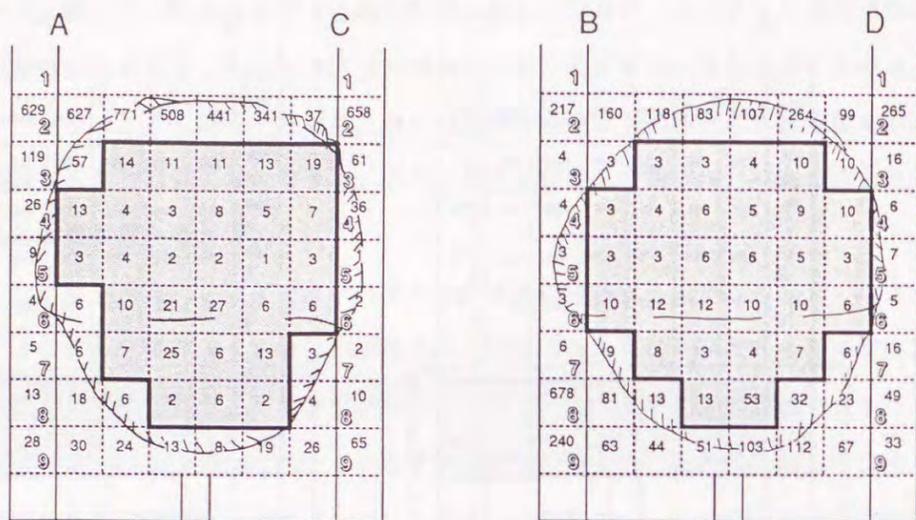


図-8.4.4 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：LK7-10)

ハッチ部：割裂脈が確認された範囲
 ブロック中の数値：比抵抗($\Omega \cdot m$)
 1、2、3・・・9：電極

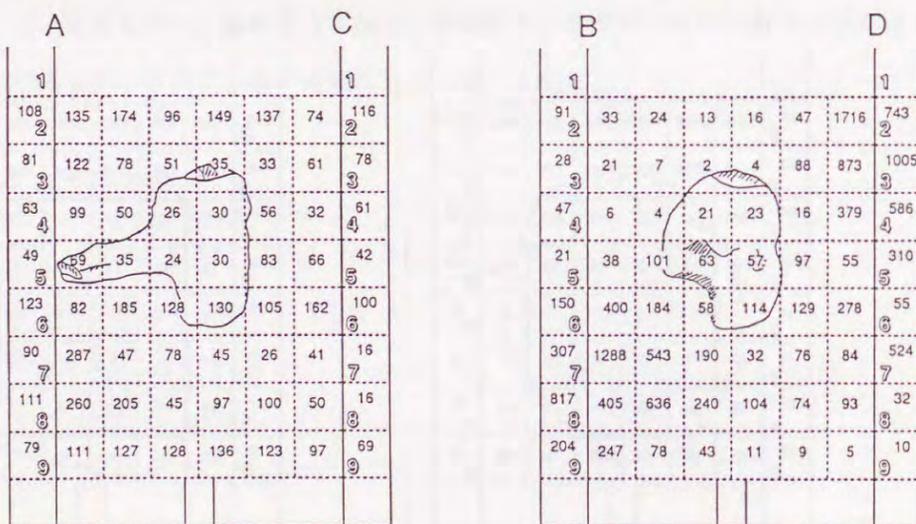


図-8.4.5 改良範囲と比抵抗トモグラフィ解析結果との比較
 (実験ケース：LKC-10)

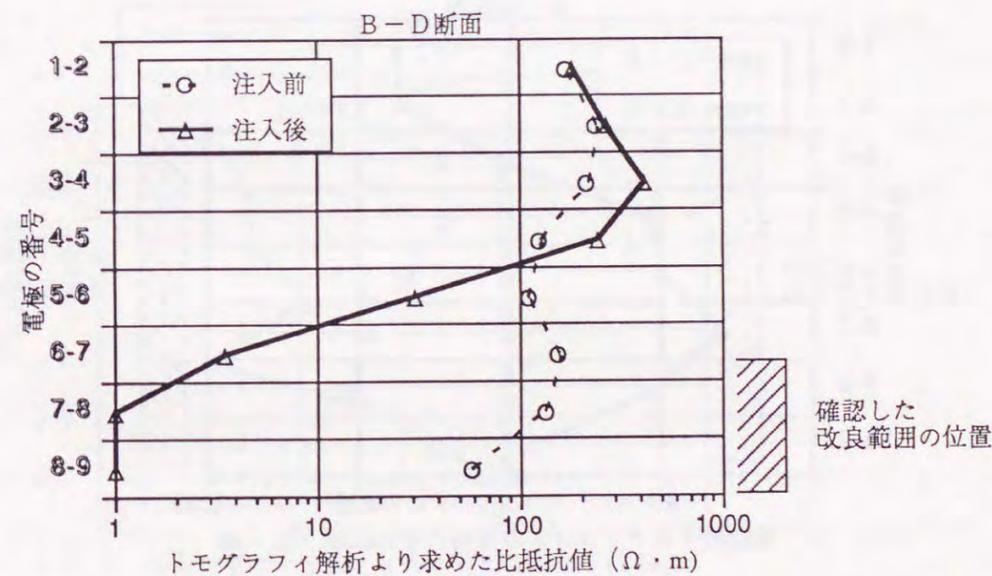
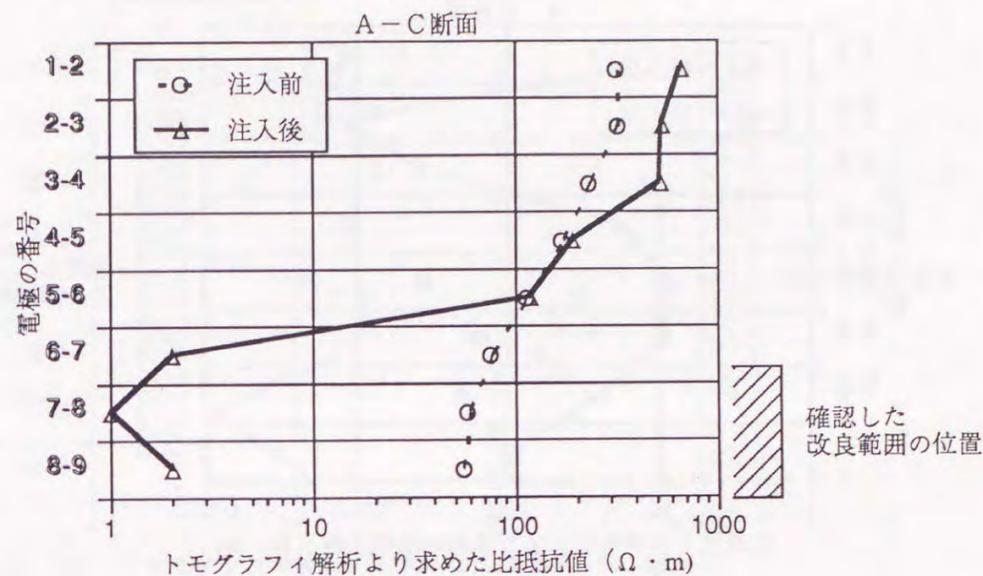


図-8.4.6 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化
 (実験ケース：LK3-05)

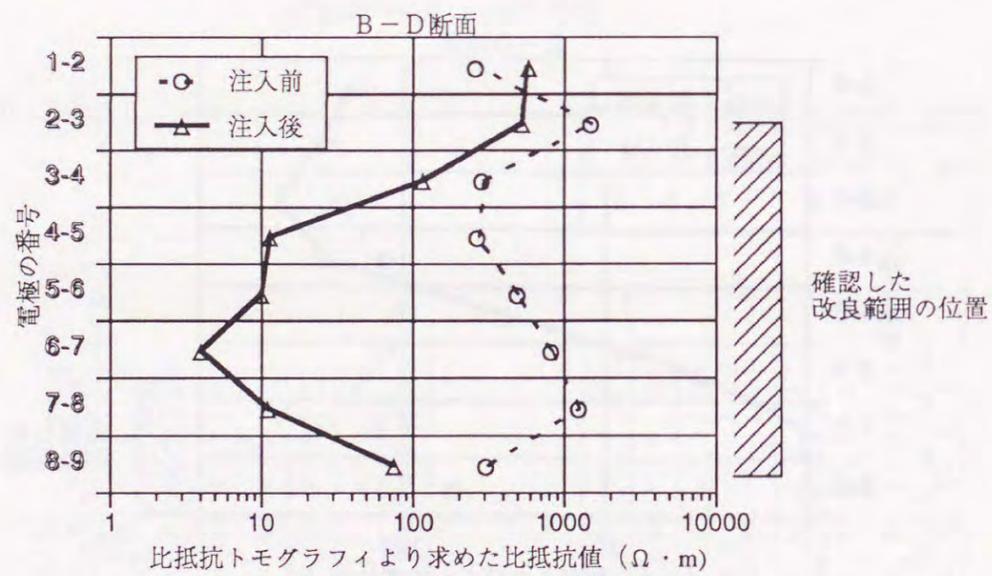
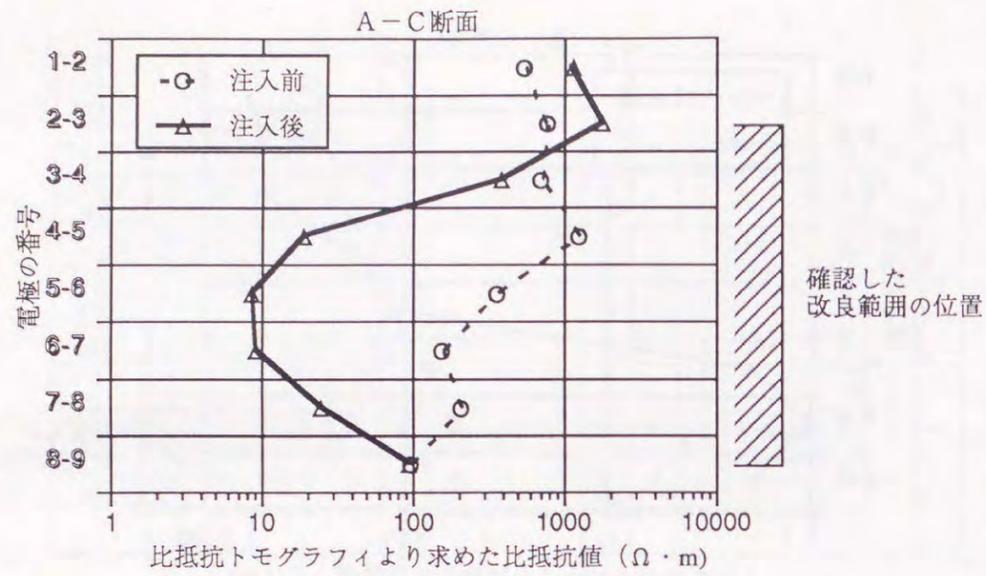


図-8.4.7 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: LK5-10)

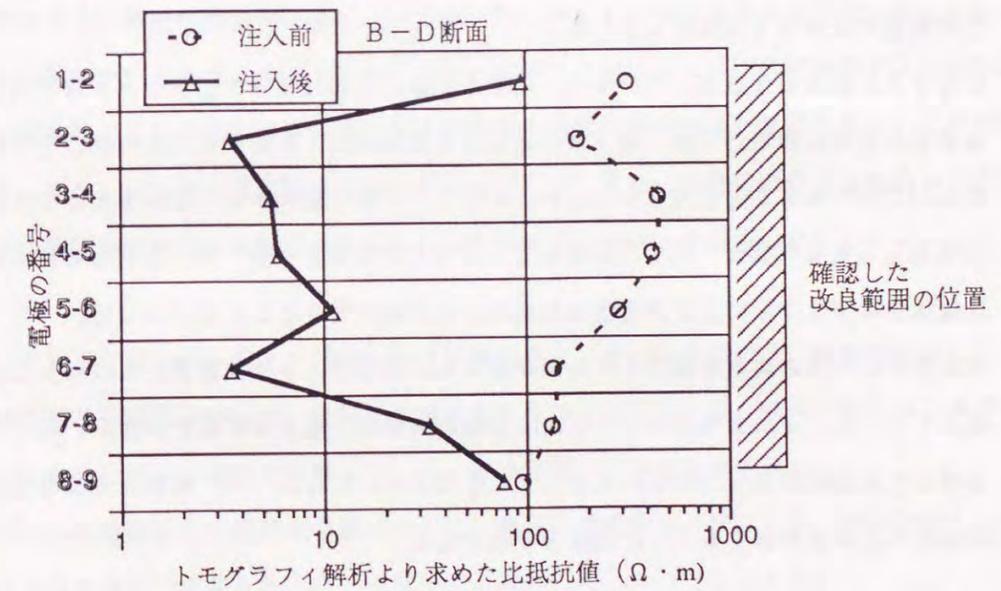
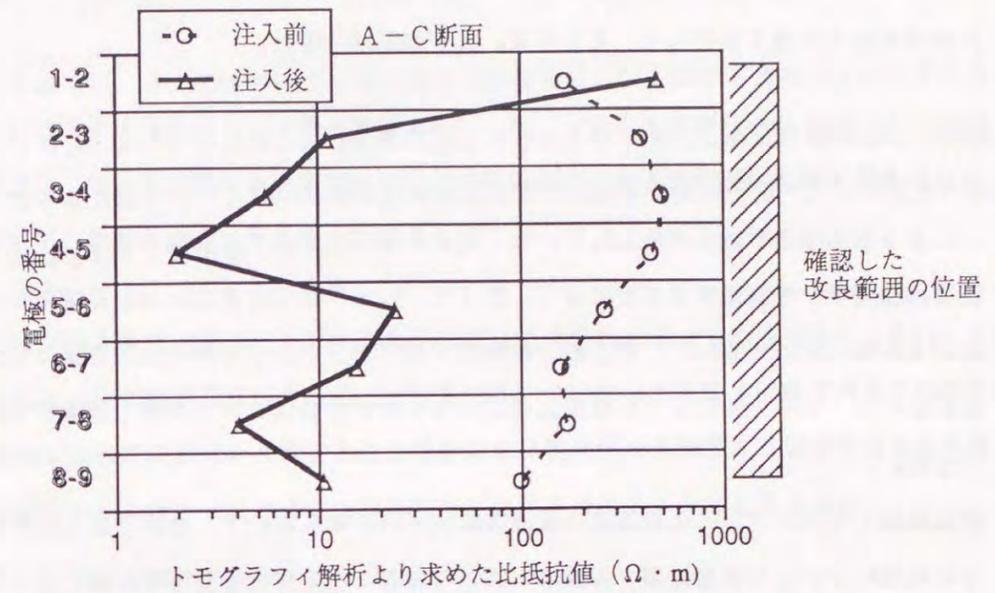


図-8.4.8 トモグラフィ解析より求めた注入前後における電気比抵抗の変化 (実験ケース: LK7-10)

8.5 結 論

本章では、薬液の浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性について、室内模型実験を実施し検討した。その結果、以下の結論を得た。

①式(8.1.1)から算出される $\rho_{sg}/\rho_{sw} \sim \alpha$ 曲線を用いて、比抵抗トモグラフィにより求めた注入前後の比抵抗の比から薬液充填率分布を評価する手順を示した。また薬液注入による強度増加や止水性向上において、改良目標値を満足する薬液充填率の下限値(下限薬液充填率)を設定することにより、式(8.1.1)から改良部における電気比抵抗の比の上限値(ρ_{sg}/ρ_{sw}) $_{cr}$ を求め、比抵抗トモグラフィより求めた注入前後の地盤比抵抗分布の内、この上限値以下の電気比抵抗の比を有する範囲を改良範囲と評価する手順を示した。

②比抵抗トモグラフィによる薬液の浸透固結状況の評価において、薬液による固結体が測定用電極に近いほど改良範囲を高精度に測定できることを室内模型実験の結果から明らかにした。このことから、注入範囲に対して可能な限り近い位置にボーリング孔を設け、測定用電極を配置する必要性を示した。

③地下水と薬液の比抵抗については、両者の比抵抗の間に明確な差異があるほど精度良く浸透固結状況の評価ができ、地下水の比抵抗が薬液の約10倍以上であれば、十分良好な評価が可能であることを明らかにした。そして、一般に使用される溶液型水ガラス薬液や懸濁型LW薬液の場合、海水の影響を受ける海近傍の地点を除くほとんどの地盤に対して比抵抗トモグラフィによる浸透固結状況の評価が適用できることが分かった。

④地盤中に一定の範囲を有する改良部が得られる浸透注入や割裂浸透注入の場合には、比抵抗トモグラフィにより求められる注入前後の地盤の比抵抗分布の変化から、良好な精度を有して浸透固結状況の評価ができることを明らかにした。一方、割裂注入の場合は、詳細な注入状況を把握することは困難と考えられる。

第9章 結 論

本論文は、注入効果の高い浸透固結形状が得られる注入速度と薬液ゲル化時間の選定方法の確立、および注入後の浸透固結状況、すなわち改良範囲と改良効果の測定・評価方法の開発を目的として、室内実験や現場実験および理論的考察を行った。その結果、得られた結論を以下にまとめて記述する。

(1)第1章では薬液注入工法を合理化する上で隘路となっている問題点とそれに係わる現状について概説した。そして、信頼性の高い合理的な薬液注入技術の開発のためには、薬液の浸透固結形状を支配する注入速度および薬液ゲル化時間の適切な選定方法と注入後の薬液の浸透固結状況の適切な評価方法が必要不可欠であることを述べた。

(2)第2章では、良好な浸透固結形状を得るための条件および注入後の浸透固結状況の評価方法に関する既往の研究について述べた。そして良好な浸透固結形状を得るためには、地盤条件や注入条件に基づく薬液の浸透・割裂のメカニズムについて把握する必要がある、地盤条件に応じた注入速度や薬液ゲル化時間の選定方法の確立が重要であることが分かった。また、注入後の浸透固結状況の評価方法については、改良範囲や改良効果を定量的に、かつ非破壊で簡便に実施できる方法の開発が必要であることを明らかにした。

(3)第3章では、前章に述べた現状を踏まえて、ゲル化時間の長い緩結性薬液とゲル化時間が注入時間よりも短い急結・瞬結性薬液それぞれに対して、砂質地盤における浸透と割裂現象について実験的検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

①ゲル化時間の長い緩結性薬液に対して、薬液の浸透固結形状は土被り圧に相当する拘束圧や透水係数の地盤条件と注入速度に強く依存していることを示した。

②緩結性薬液の浸透固結状況は有効注入圧 P' と注入速度 q の関係、すなわち $P' \sim q$ 曲線の形状によって表現できることを示した。そして、図-3.3.15に示すように、 $P' \sim q$ 曲線から注入速度に対応する薬液の浸透および割裂の状況が予測できることを明らかにした。

③注入時間よりもゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の場合は、注入中に薬液がゲル化するので、後続の薬液が間隙中でゲル化した先行薬液を穿孔する。そして、その先行薬液に

よる固結体の外側に後続薬液が浸透し固結する。この場合、注入圧は緩結性薬液の場合より高くなるので割裂が発生しやすく、特に透水係数の大きい砂層以外は、割裂面が拡大するので不良な板状の固結形状になることを明らかにした。

④急結・瞬結性薬液の場合、 $P' \sim q$ 曲線よりもむしろ図-3.4.14に示すような有効注入圧と注入開始からの経過時間の関係から薬液の浸透および割裂の状況が推察できることを明らかにした。

(4) 第4章では、前章の実験結果を踏まえて、注入速度および薬液のゲル化時間の適切な選定方法について室内注入実験等を行い検討した。その結果、以下の結論を得た。

①注入効果の高い良好な浸透固結形状が得られる許容割裂面積に着目し、固結形状と割裂面積の関係を実験的に調べた結果、許容割裂面積は 3000 cm^2 程度であることを示した。さらに、水注入による $P' \sim q$ 曲線から薬液注入の場合の浸透および割裂の状況を予測するために、水と薬液の粘性の違いを補正する方法を実験結果に基づき提示した。

②許容割裂面積になる薬液の注入速度、すなわち限界注入速度 q_{cr} を水注入による $P' \sim q$ 曲線上から直接求める方法を提案した。そして、この限界注入速度以下の注入速度を用いれば良好な浸透固結形状になり得ることを示した。

③実用の注入速度は $5 \sim 20$ リットル/分であるので、 q_{cr} がこの範囲に入るのは透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の砂層であることを明らかにし、この範囲の砂層についてのみ限界注入速度の選定が必要であることを示した。

④透水係数が 10^{-1} cm/sec 以上の砂層では、緩結性薬液を用いるとゲル化するまでの間に地下水との比重差や地下水流により、浸透薬液が注入位置から大きく移動する恐れのあることを第3章の実験結果に基づき示した。このような理由から、地盤の透水係数に応じてゲル化時間を短く調整する必要があるので、第3章の実験結果を再整理し、地盤の透水性によるゲル化時間の選定基準を提示した。

(5) 第5章では、前章の室内実験に基づき提案した限界注入速度の選定方法の妥当性を検証するために、 10^{-4} cm/sec 程度の透水係数を有する砂質地盤において現場注入・掘り出し実験を行った。その結果、以下の結論を得た。

①実地盤の限界注入速度を選定するために、合理的な現場水注入試験方法を新たに開発し提案した。

②提案した現場水注入試験方法により $P' \sim q$ 曲線を求め、前章で提案した方法により本実験で対象とする砂質地盤の限界注入速度 q_{cr} を選定した。そして、 q_{cr} 以上とそれ以下の注入速度で、それぞれ緩結性薬液を注入した。限界注入速度以上では、大きく割裂し固結形状はいびつな不良形状となったが、限界注入速度以下では、ほぼ良好な固結形状が得られた。この結果から、第4章で提案した限界注入速度の選定方法の妥当性をほぼ確認できた。

③透水係数の比較的小さい砂質地盤を対象とした本実験では、瞬結性薬液による固結形状はいびつな不良形状となった。この実験事実は、地盤の透水係数による薬液のゲル化時間の選定の妥当性を示唆していると考えられる。

④緩結性薬液に先行してパッカー用の瞬結性薬液を注入すると、注入孔から半径方向に数本の割裂脈の発生が確認された。さらに、後続の緩結性薬液を注入すると、瞬結性薬液による割裂脈に沿って割裂が発生しやすいことが分かった。

⑤一点注入の場合に良好な浸透固結形状が得られる注入速度で群注入を実施した結果、連続した良好な形状の固結体を得られた。したがって、適切な注入速度、薬液のゲル化時間および注入率であれば、注入範囲全般にわたって良好な注入効果が得られることが明らかになった。

(6) 第6章では、既往の研究から電気比抵抗に着目した浸透固結状況、すなわち改良範囲と改良効果の評価方法の可能性を述べた。薬液注入工法で主に使用されている水ガラス薬液の電気比抵抗は、地盤や地下水の比抵抗と比べて約 $1/100$ と小さく、注入前後において注入範囲の電気比抵抗が著しく低下すると考えられる。この点に着目して、注入前後の地盤の電気比抵抗変化による浸透固結状況評価の可能性について述べ、浸透固結状況評価するためには、電気比抵抗による薬液充填率の評価方法の開発と薬液の浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性の検討が必要であることを示した。

(7) 第7章では、前章で挙げた課題の一つである電気比抵抗による薬液充填率の評価方法の開発を目的として、注入前後の地盤にそれぞれ相当する飽和未固結砂と薬液固結砂の電気比抵抗特性について実験的および理論的検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

①砂質地盤の薬液注入で利用される溶液型水ガラス薬液により固結された砂の電気比抵抗は薬液充填率に大きく影響を受け、充填率の増加に伴い固結砂の電気比抵抗は小さくなる。

これは、充填率の増加に伴い、地盤の間隙中に存在する薬液ゲルの連続性が増加するためと考えられる。また、この固結砂の電気比抵抗と薬液充填率の関係は、砂の間隙径の影響を受け、同じ充填率では間隙径の小さい砂ほど固結砂の電気比抵抗は小さい。

②固結砂の強度は薬液充填率の増加に伴い増大する。また、同じ充填率であっても粒径の小さい砂ほど強度増加は大きい。したがって、砂の粒度特性を把握しておけば、固結砂の比抵抗から薬液充填率を知ることにより間接的に薬液注入による強度増加を評価できるものと考えられる。

③薬液充填率と固結砂の電気比抵抗が良い相関性を有していることから、固結砂の電気伝導機構をモデル化し、固結砂の電気比抵抗から薬液充填率を簡易に評価する方法を提案した。固結砂の電気比抵抗の測定は、比較的簡易に、かつ迅速に実施できるので、本研究で提案した薬液充填率評価方法を用いれば、注入現場において、採取された固結砂の薬液充填率を評価することができる。また、本評価方法を比抵抗トモグラフィと併用することにより、改良部の範囲を把握すると共に、その薬液充填率分布を評価することが可能と考えられる。

(8) 第8章では、第6章で挙げたもう一つの課題である薬液の浸透固結状況評価における比抵抗トモグラフィの適用性について、室内模型実験を実施し検討した。その結果、以下の結論を得た。

①式(8.1.1)から算出される $\rho_{sg}/\rho_{sw} \sim \alpha$ 曲線を用いて、比抵抗トモグラフィにより求めた注入前後の比抵抗の比から薬液充填率分布を評価する手順を示した。また薬液注入による強度増加や止水性向上において、改良目標値を満足する薬液充填率の下限値(下限薬液充填率)を設定することにより、式(8.1.1)から改良部における電気比抵抗の比の上限値(ρ_{sg}/ρ_{sw}) $_{cr}$ を求め、比抵抗トモグラフィより求めた注入前後の地盤比抵抗分布の内、この上限値以下の電気比抵抗の比を有する範囲を改良範囲と評価する手順を示した。

②比抵抗トモグラフィによる薬液の浸透固結状況の評価において、薬液による固結体が測定用電極に近いほど改良範囲を高精度に測定できることを室内模型実験の結果から明らかにした。このことから、注入範囲に対して可能な限り近い位置にボーリング孔を設け、測定用電極を配置する必要性を示した。

③地下水と薬液の比抵抗については、両者の比抵抗の間に明確な差異があるほど精度良く

浸透固結状況の評価ができ、地下水の比抵抗が薬液の約10倍以上であれば、十分良好な評価が可能であることを明らかにした。そして、一般に使用される溶液型水ガラス薬液や懸濁型LW薬液の場合、海水の影響を受ける海近傍の地点を除くほとんどの地盤に対して比抵抗トモグラフィによる浸透固結状況の評価が適用できることが分かった。

④地盤中に一定の範囲を有する改良部が得られる浸透注入や割裂浸透注入の場合には、比抵抗トモグラフィにより求められる注入前後の地盤の比抵抗分布の変化から、良好な精度を有して浸透固結状況の評価ができることを明らかにした。一方、割裂注入の場合は、詳細な注入状況を把握することは困難と考えられる。

以上のように、本論文は、提案した限界注入速度の選定方法および薬液ゲル化時間の選定基準により、注入効果の期待できる良好な浸透固結形状が得られることを明らかにした。また提案した浸透固結状況評価方法によれば、注入後の改良範囲や改良効果の評価が精度良く実施できることを示した。これらの提案した方法は薬液注入工法の信頼性を向上させると共に、合理的な薬液注入技術の開発に大いに役立つものと考えられる。

【本論文で用いられている主な記号の説明】

k : 地盤の透水係数
 μ_w : 水の粘性係数
 μ_g : 薬液の粘性係数
 i : 動水勾配
 P : 注入圧力
 q : 注入速度
 γ_w : 水の単位体積重量
 P' : 有効注入圧
 P_1 : 薬液吐出部における注入圧
 P_0 : 地下水圧
 r_1 : 薬液吐出部の半径
 σ_s : 拘束圧
 u_{BP} : 背圧
 σ_s' : 有効拘束圧
 σ_t : 地盤の引張り強度
 m : 定数
 R : 亀裂進展抵抗圧
 T : 注入開始からの経過時間
 u' : 注入に伴う間隙水圧の増分
 P_{max}' : 最大注入圧
 ρ_d : 乾燥密度
 e : 間隙比
 σ_v : 上載圧
 μ : 水に対する薬液の粘性比
 A : 割裂面積
 A_{cr} : 許容割裂面積
 i_{cr} : 限界勾配
 i_{ow} : 水注入の初期直線勾配
 i_{ol} : 薬液注入の初期直線勾配

P_L' : 薬液の注入圧
 P_w' : 水の注入圧
 i_{crL} : 薬液注入における限界勾配
 A_{crL} : 薬液注入における許容割裂面積
 q_{cr} : 限界注入速度
 λ : 限界比
 ρ : 電気比抵抗
 R : 電気抵抗
 D_{50} : 砂の平均粒径
 n : 間隙率
 α : 薬液充填率
 β : 損失係数
 ρ_{sw} : 飽和未固結砂の電気比抵抗
 R_{sw} : 飽和未固結砂の電気抵抗
 ρ_w : 間隙水の電気比抵抗
 R_w : 間隙水の電気抵抗
 ρ_{sg} : 薬液固結砂の電気比抵抗
 R_{sg} : 薬液未固結砂の電気抵抗
 q_u : 一軸圧縮強度
 ρ_g : 薬液ゲルの電気比抵抗
 ρ_{sws} : 直列接続モデルによる飽和未固結砂の電気比抵抗
 ρ_{swp} : 並列接続モデルによる飽和未固結砂の電気比抵抗
 ρ_s : 砂粒子の電気比抵抗
 ρ_{sgs} : 直列接続モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗
 ρ_{sgp} : 並列接続モデルによる薬液固結砂の電気比抵抗
 λ : 薬液の注入率
 σ : 複合モデルにおける並列接続モデルの占める割合
 α_1 : 設定薬液充填率
 γ_1 : 薬液の密度
 γ_2 : 土粒子の密度

a : 薬液固結砂の非晶質珪酸含有量
 a_1 : 薬液の非晶質珪酸含有量
 a_2 : 土粒子の非晶質珪酸含有量
 α_1 : 非晶質珪酸の定量分析より評価される薬液充填率
 α_r : 電気比抵抗より評価される薬液充填率
 α_1' : 非晶質珪酸の定量分析より評価される補正薬液充填率
 G : 電極配置係数
 (ρ_{sg}/ρ_{sw}) : 注入前後における地盤比抵抗の比
 $(\rho_{sg}/\rho_{sw})_{cr}$: 注入前後における地盤比抵抗の比の上限值
 ρ_{grout} : 溶液型水ガラス薬液の電気比抵抗
 R_{grout} : 溶液型水ガラス薬液の電気抵抗
 ρ_{agar} : 寒天溶液の電気比抵抗
 R_{agar} : 寒天溶液の電気抵抗

参考文献

- 1) 土質工学会編(1985): 薬液注入工法の調査・設計から施工まで
- 2) 吉田 保、下倉 宏(1987): 薬液注入工法の注入範囲、改良強度の判定に関する研究: 土と基礎 Vol.35 No.5 pp. 57~62
- 3) 森 麟(1978): 薬液注入工法の現状と将来への展望: 土と基礎、Vol.26、No.8、pp. 1~2
- 4) 森 麟(1991): 薬液注入による地盤改良効果と問題点: 基礎工、Vol.19、No.3、pp. 2~6
- 5) 川地 武 喜田大三(1988): 薬液注入工法における施工管理に関する研究(その8) - 温度測定による注入効果推定に関する土槽実験の結果 - : 大林組技術研究所報、No.36 pp. 16-20
- 6) 川地 武 喜田大三(1989): 薬液注入工法における施工管理に関する研究(その9) - 温度測定による注入効果推定に関する現場実験 - : 大林組技術研究所報、No.39 pp. 16-20
- 7) 吉住永三郎、斉藤 章、菅野 強(1976): 薬液注入における注入範囲の電氣的測定: 土と基礎 Vol.24 No.1 pp. 43~50
- 8) 鈴木健夫(1987): 電気抵抗による薬液注入工法の固結形状の判定: 土と基礎 Vol.35 No.5 pp. 51-55
- 9) 例えば、竹林亜夫、山本和義(1992): 都市NATMの補助工法の発達と今後: 地下空間利用シンポジウム1992発表論文集、pp. 149~154
- 10) Glossop, R.(1963): Grouts and Drilling Muds Engineering Practice(Opening Address): pp. 1~3
- 11) 日本材料学会土質安定材料委員会編(1968): 薬液注入工法<指針と解説>: 鹿島出版会、pp. 138~139
- 12) 樋口芳朗(1986): 注入技術開発の経緯: 青函トンネルの注入技術 - その歩みと明日への展開 -、(社)土木学会、pp. 7~8
- 13) (社)日本トンネル技術協会(1978): 薬液注入工事による環境汚染防止に関する調査研究報告書、pp. 172~176

- 14) (社)日本薬液注入協会(1989):薬液注入工法の設計・施工指針
- 15) (社)日本トンネル技術協会(1989):薬液注入工法の設計・施工指針
- 16) 川地 武 喜田大三(1985):薬液注入工法における施工管理に関する研究
(その6) - 温度計測による注入効果推定に関する基礎実験 - :大林組技術研究所
報、No.31 pp. 119-123
- 17) 川地 武 喜田大三(1986):薬液注入工法における施工管理に関する研究
(その7) - 温度計測による注入効果推定に関する現場適用調査 - :大林組技術研
究所報、No.32 pp. 72-76
- 18) 力武常次、山崎良雄、田中秀文(1978):地球物理学-実験と演習-:(財)
学会誌刊行センター pp. 126-131
- 19) 井上 誠(1990):新しい土質調査法-比抵抗法による地盤計測-:最近の土
質・基礎に関する諸問題講習会講演資料 pp. 39-55
- 20) 例えば、小峯秀雄(1990):電気比抵抗法による水ガラス固結砂の改良効果予
測の可能性検討:土木学会第45回年次学術講演会講演概要集第3部 pp. 44
4-445
- 21) 鈴木浩一、楠健一郎、藤光康宏、大山隆弘、曾根賢治(1990):高密度電気探
査法における2次元自動解析法の適用 - 第四紀層に覆われた断層の探査 - :電力
中央研究所研究報告U90032
- 22) Raffle, J.F. and Greenwood, D.A.(1961):The Relation Between the Rheological
Characteristics of Grouts and their Capacity to Permeate soil: Proc. of
5th ICSMFE, pp.789-793
- 23) 坪井直道(1976):薬液注入工法の実際:鹿島出版会 pp. 155~173
- 24) Morgenstern, N.R. and Vaughan, P.R.(1963): Some observations on allowable
grouting pressure: Grout and Drilling Muds in Engineering Practice, London,
Butterworths, pp.36-42
- 25) Horsrud, P., Risnes, R. and Bratli, R.K.(1982): Fracture initiation pressures
in permeable poorly consolidated sands, Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. &
Geomech. Abstr., Vol.19, pp.255-266
- 26) Hubbert, M.K. and Willis, B.G.(1957):Mechanics of hydraulic fracturing :
Trans. AIME, 210, pp.153-166

- 27) Haimson, B. and Fairhurst, C.(1967):Initiation and extention of hydraulic
fractures in rocks : Soc. Petroleum Eng. Journal, No.7, pp.310-318
- 28) Vaughan, P.R.(1971):The use of hydraulic fracturing tests to detect crack
formation in embankment dam cores: Initial report, Department of Civil
Engineering, Imperial College, London, England
- 29) 森 麟、田村昌仁、千柄植(1987):砂質地盤における割裂発生機構:土木学
会論文集 第388号/Ⅲ-8 pp. 61~70
- 30) カンプフォール(1969):地盤注入:鹿島出版会
- 31) 森 麟、田村昌仁、平野学(1987):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 第388号/Ⅲ-8 pp. 131
~140
- 32) Perkins, T.K. and Kern, L.R.(1961): Width of hydraulic fracture: Journal of
petroleum tech. , pp.937-949
- 33) Zoback, M.D. and Pollard, D.D.(1978): Hydraulic fracture propagation of
pressure-time records for in-situ stress determinations, 19th symp. rock
mech., Nevada, pp14-22
- 34) 柴崎光弘、下田一雄(1985):最新の薬液注入工法の設計と施工: pp. 83
~92
- 35) 三木五三郎、佐藤剛司、佐野栄(1979)瞬結性薬液の地盤注入機構に関するモ
ールド実験:第14回土質工学研究発表会、pp. 1589~1592
- 36) 千田昌平、苗村正三、武田節朗(1979)大型加圧モールドにおける薬液注入実
験:第14回土質工学研究発表会、pp. 1593~1596
- 37) 三木五三郎他(1985):複合注入の機構に関する実験的研究:第20回土質工
学研究発表会、pp. 1677~1678
- 38) 森 麟、田村昌仁、原口賢一、佐藤洋一(1988):薬液注入における注入形態
と薬液ゲル化時間の関係(その1):第23回土質工学研究発表会、pp. 209
3~2096
- 39) 森 麟、田村昌仁、原口賢一、佐藤洋一(1988):薬液注入における注入形態
と薬液ゲル化時間の関係(その2):第23回土質工学研究発表会、pp. 209
7~2100

- 40) 森 麟、田村昌仁、原口賢一(1989)ゲル化時間の短い急結・瞬結性薬液の砂質土盤における注入固結形態とその支配条件：土木学会論文集 第406号/Ⅲ-11 pp. 157~166
- 41) Mori, A. Tamura, M. Shibata, H. and Hayashi, H. (1992): Some factors related to injected shape in grouting : Groutings, Soil Improvement and Geosynthetics, Vol. 1 Geotechnical Special Publication No. 30 ASCE, pp. 313-324
- 42) Vesic, A. S. (1972): Expansion of cavities in infinite soil mass : Proc. of ASCE, SM 3, pp. 265-290
- 43) Mori, A. Tamura, M. and Komine, H. (1990): Hydrofracturing by Grouts with a Short Gel Time : Bulletin of Science and Engineering Research Laboratory, Waseda University No. 129, pp. 1-9
- 44) 例えば、嘉門雅史、浅川美利(1988)：新体系土木工学16 土の力学(1) -土の分類・物理化学的性質-：技報堂出版、pp. 127~129
- 45) 森 麟、田村昌仁、小峯秀雄、小川雄二(1993)：薬液注入において浸透固結形を考慮した限界注入速度の決定方法：土質工学会論文集、Vol. 33、No. 3
- 46) 森 麟、田村昌仁、小川雄二、林 忠(1992)：割裂浸透注入でほぼ球状固結させるための最大許容注入速度について：第27回土質工学研究発表会、pp. 2267~2268
- 47) 森 麟、田村昌仁、小川雄二、林 忠(1992)：割裂浸透注入で有効な固結形状を得るための限界注入速度の予測方法について：土木学会第47回年次学術講演会、pp. 1092~1093
- 48) 土木学会編(1971)：水理公式集、pp. 369
- 49) 宮本武司(1993)：薬液の浸透に伴う注入圧力変化と注入圧力~注入時間関係について：薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集、pp. 161~168
- 50) 日本材料学会 土質安定材料委員会編(1991)：地盤改良工法便覧：日刊工業新聞、pp. 29~30
- 51) Mori, A. Tamura, M. and Fukui, Y. (1989): Distribution of Grouts in Solidified Region on Chemical Grouting : Soils and Foundations, Vol. 29, No. 4, pp. 127-134

- 52) 土質工学会編(1978)：土質工学における化学の基礎と応用：(社)土質工学会、pp. 189~203
- 53) 川地 武、喜田大三(1983)：薬液注入砂のてん充率と注入効果の関係：土木学会第38回年次学術講演会、pp. 443~444
- 54) 平野 学、田村昌仁、森 麟(1986)：水ガラス固結砂の強度と間隙填充率について：土木学会第41回年次学術講演会、pp. 187~188
- 55) 森 麟、田村昌仁、小峯秀雄(1988)：薬液注入による粘性土の改良のメカニズムとその支配条件：土木学会論文集 第400号/Ⅲ-10 pp. 55~64
- 56) 川地 武、喜田大三(1987)：薬液注入地盤における注入材の分布と注入効果：土と基礎 Vol. 35 No. 5 pp. 45~50
- 57) 森 麟、田村昌仁、森山健吉、上澤充、小峯秀雄(1993)：水注入試験におけるP~q曲線と固結形状に関する現場注入・掘り出し実験：薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集、pp. 223~230
- 58) 森 麟、田村昌仁、森山健吉、上澤充、小峯秀雄(1994)：薬液注入による固結形状の予測に関する現場実験：土質工学会論文集(投稿中)
- 59) 例えば、佐藤利三郎(1973)：電子・通信・電気工学基礎講座3 電気回路学：丸善出版、pp. 6~8
- 60) 久保輝一郎、神保元二、水渡英二、高橋浩、早川宗八郎編(1979)：粉体-理論と応用-：丸善出版、pp. 396~416
- 61) Archie, G. E. (1942): The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics : AIME, Vol. 146, pp. 54-62
- 62) 村上政美(1979)：コアの比抵抗とその測定方法について：石油資源技術研究所報、Vol. 22、No. 4、pp. 232~241
- 63) 吉住永三郎(1976)：地盤調査における比抵抗電気探査法について：土と基礎 Vol. 24 No. 3 pp. 21~26
- 64) 関 博、宮田克二、北峯博司、金子雄一(1992)：比抵抗によるコンクリートの緻密性に関する実験的考察：土木学会論文集 No. 451/V-17、pp. 49~57
- 65) 北峯博司、関 博、金子雄一(1990)：コンクリートの含水比と抵抗率に関する実験的研究：土木学会第45回年次学術講演会、pp. 774~775

- 66) 藤井 衛 (1980) : 電気伝導現象を利用した土の毛細管特性の調査方法 : 第15回土質工学研究発表会、pp. 173~176
- 67) 藤田龍之、古河幸雄、渡辺直隆、穴戸敏雄 (1987) : 土の電気的性質について : 第22回土質工学研究発表会、pp. 189~191
- 68) 吉住永三郎、縄田義祐、菅野強、藤崎忠俊、斉藤章 (1974) : 電気探査による軟弱地盤の改良効果の測定 : 土と基礎 Vol. 22 No. 11 pp. 27~33
- 69) Arulmoli, K., Arulanandan, K. and Seed, H. B. (1985): New Method for Evaluating Liquefaction Potential : Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 1
- 70) Arulanandan, K. and Muraleetharan, K. K. (1988): Level Ground Soil-Liquefaction Analysis Using in Site Properties: I: Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 7
- 71) Campanella, R. G., Weemees, I. (1990) : Development and use of an electrical resistivity cone for groundwater contamination studies : Canadian Geotechnical Journal Vol. 27, No. 5, pp. 557-567
- 72) Hamed, J., Acar, Y. B., and Gale, R. J. (1991): PB(II) Removal from Kaolinite by Electrokinetics : Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 2
- 73) Lo, K. Y. and Ho, K. S. (1991): Field test of electroosmotic strengthening of soft sensitive clay : Canadian Geotechnical Journal Vol. 28, pp. 74-83
- 74) Kondo, T. and Tuchida, T. (1988): Experimental study on consolidation of marine clays in alternating electric current field: Soils and Foundations Vol. 28, No. 4, pp. 38-46
- 75) 例えば、小西 武、清水英治、村沢 譲 (1992) : 中型圧密容器を用いた電気脱水工法の研究 : 土木学会第47回年次学術講演会、pp. 1084~1085
- 76) 佐藤紀美夫、松尾 淳、浦上俊治 (1982) : 薬液注入効果判定に関する一実験例 : 第17回土質工学研究発表会、pp. 2509~2512
- 77) 黒沢和夫、徳丸哲義 (1982) : 原位置試験による薬液注入効果判定について : 第17回土質工学研究発表会、pp. 2489~2492

- 78) 浦沢義彦、大塚正博、吉田 保、下倉 宏 (1982) : 薬液注入形状の判定手法に関する基礎実験について : 第17回土質工学研究発表会、pp. 2493~2496
- 79) 島 裕雅 (1991) : 比抵抗トモグラフィ : 地質と調査、pp. 19~31
- 80) Pelton, W. H., Rijo, L. and Swift, C. M., Jr. (1978): Inversion of two-dimensional resistivity and induced-polarization data : Geophysics, Vol. 43, pp. 788-803
- 81) 佐々木裕 (1981) : 比抵抗垂直探査における2次元構造の自動解析 (I) : 物理探査、Vol. 34, No. 5, pp. 341~350
- 82) 佐々木裕 (1981) : 比抵抗垂直探査における2次元構造の自動解析 (II) : 物理探査、Vol. 34, No. 6, pp. 422~434
- 83) 島 裕雅、坂山利彦 (1985) : 電気探査におけるアルファセンター法を用いた2次元自動解析の試み : 物理探査学会昭和60年秋季講演会予稿集、pp. 79~80
- 84) 島 裕雅、坂山利彦 (1986) : 電気探査・2次元自動解析による地盤構造の把握 : 第21回土質工学研究発表会、pp. 95~96
- 85) 今井常雄、大友秀夫、坂山利彦 (1988) : 新しい現地調査法 5. 物理探査法 : 土と基礎、Vol. 36, No. 7, pp. 63~68
- 86) Dines, K. A. and Lytle, R. J. (1979) : Computerized geophysical tomography : Proc. of IEEE, 67, pp. 1065-1073
- 87) 大友秀夫 (1986) : ジオトモグラフィ技術の現状、物理探査、Vol. 39, pp. 384~397
- 88) 島 裕雅、坂山利彦 (1986) : 比抵抗トモグラフィに関する基礎的検討 : 物理探査学会昭和61年秋季講演会予稿集、pp. 96~97
- 89) Daily, W. and Yorkey, T. J. (1988) : Evaluation of cross-borehole resistivity tomography, 58th Ann. Inter. Mtg., SEG, Expanded, Abstracts, pp. 201-203
- 90) 菅野 強、佐々宏一 (1988) : 孔間および地表孔間比抵抗探査モデリング、物理探査、Vol. 41, pp. 1~17
- 91) 小峯秀雄、田中幸久、西好一、竹内友章 (1992) : 比抵抗法による薬液注入改良範囲予測の可能性検討 : 第27回土質工学研究発表会、pp. 2255~2258

- 92) 芝本真尚、山本松生、中村創、森 麟 (1992) : 比抵抗トモグラフィによる実地盤での注入固結領域の調査研究 : 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集第3部 pp. 1096~1097
- 93) 小峯秀雄、田中幸久、西好一、後藤和生 (1993) : 薬液注入改良範囲の確認への比抵抗トモグラフィの適用性 : 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集、pp. 265~272
- 94) 芝本真尚、山本松生、森山健吉、森 麟 (1993) : 比抵抗トモグラフィの砂質地盤における注入領域探査への適用 : 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集、pp. 273~278
- 95) 小峯秀雄、安藤清二 (1991) : 浸透注入した水ガラス固結砂の電気比抵抗特性 : 第26回土質工学研究発表会 pp. 1949~1950
- 96) 小峯秀雄、安藤清二 (1991) : 浸透注入した水ガラス固結砂の電気比抵抗モデルの提案 : 第26回土質工学研究発表会 pp. 1951~1954
- 97) 小峯秀雄 (1992) : 電気比抵抗による薬液注入改良効果の定量的評価法 (その1) - 薬液充填率の評価法の開発 - : 電力中央研究所報告 U91066
- 98) Komine, H. (1992): Estimation of Chemical Grout Void Filling by Electrical Resistivity : Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics Proceedings, Vol.1 GT Division ASCE, pp.372-383
- 99) 小峯秀雄 (1993) : 電気比抵抗による薬液注入改良部の充填率の評価方法 : 土木学会論文集、第463号/Ⅲ-22、pp. 153~162
- 100) 土質工学会 (1990) : 土質試験の方法と解説 : pp. 263~270
- 101) 川地 武、喜田大三 (1982) : 無公害グラウトに関する研究 (その4) - 土中の注入材含有量測定方法の開発とその適用例 - : 大林組技術研究所報、No. 25 pp. 80-84
- 102) 稲場 肇、土井博己、藤沢 一、奥村興平 (1991) : 化学分析による薬液注入量確認に関する研究 : 第46回土木学会年次学術講演会 (Ⅲ)、pp. 1078~1079
- 103) 小峯秀雄、荒井雄二 (1992) : 電気比抵抗による薬液充填率の予測精度についての検討 : 第27回土質工学研究発表会、pp. 2251~2254

- 104) Chien, L.K. and Li, J.C. (1991) : Electrical Conductivity for Evaluating Fabric and Mechanical Behavior of Granular Soils : Proc. of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March. 11-15, pp. 137-140
- 105) Collett, L.S. (1959) : Laboratory investigation of overvoltage - chapter 5 of "Overvoltage research and geophysical applications" (Pergamon Press)
- 106) 勝部照雄 (1969) : 岩石・鉱石の電気化学的過渡現象 (Ⅱ) : 物理探鉱、Vol. 22、No. 1、pp. 21~33
- 107) 清水正喜 (1983) : 三軸試験供試体の飽和度の上げ方 - フラッシングを用いる方法 - : 土と基礎 Vol. 31 No. 7 pp. 61~62
- 108) 松尾 修、唐沢安秋、古賀泰之 (1985) : 粘土の動的強度特性に関する繰返し三軸試験報告書 : 土木研究所資料 第2160号
- 109) 陶野郁雄 (1979) : 乱さない砂の浸水一軸圧縮試験方法 : 第24回土質工学シンポジウム発表論文集、pp. 197~204
- 110) 森 麟 酒井俊雄 田村昌仁 (1985) : 水ガラス薬液による固結砂の強度に及ぼす負圧の影響 : 第40回土木学会年次学術講演会講演概要集 (Ⅲ) pp. 619~620
- 111) 森 麟 小峯秀雄 田村昌仁 (1985) : 水ガラス薬液により固結した砂の透水係数とダイレイタンスについて : 第20回土質工学研究発表会 pp. 1669~1672
- 112) Mori, A. and Tamura, M. (1986) : Effect of dilatancy on permeability in sands stabilized by chemical grout : Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 96-104
- 113) 吉住永三郎 (1977) : 地盤改良の測定 - 比抵抗等価構造と比抵抗による地盤の物理定数 - : 基礎工 Vol. 5 No. 9 pp. 48~54
- 114) 矢作文弥、本島 勲、志村孝吉 : 地盤の空隙充填結果の電氣的な判定の可能性に関する予備的考察 : 矢作、本島私信
- 115) 電力技術研究所土木部地質課物理探査係 (1957) : 透水係数値Kの電氣的測定法 : (財)電力中央研究所電力技術研究所業務資料 (土木・57011)

- 116) Delima, O.A.L. and Sharma, M.M. (1990): A grain conductivity approach to shaly sandstone. Geophysics, Vol.55, pp.1347-1356
- 117) Patnode, G.E. and Wyllie, M.R.J. (1950): The presence of conductive solids in reservoir rocks as a factor in electric log interpretation: Trans. A.I.M.E., Vol.189, pp.47-52
- 118) 福田正己(1976): 非定常法による凍土の熱伝導率の測定: 低温科学 物理編34 pp. 249-252
- 119) 松本順一郎、大久保俊治(1977): 土の伝熱特性に関する実験的研究: 土木学会論文報告集、第257号、pp. 53~60
- 120) Taylor, D.W. (1948): Fundamentals of Soil Mechanics: John Wiley & Sons Inc., pp.104-112
- 121) 吉国 洋、宇野尚雄、柳沢栄司(1984): 新体系土工学17 土の力学(II) -特殊土・締固め・土と水-: 技報堂出版、pp. 164~166
- 122) Mitchell, J.K. (1976): Fundamentals of Soil Behavior: John Wiley & Sons Inc., pp.345-352
- 123) 土質工学会(1982): 土質調査法: pp. 101~126
- 124) 土質工学会(1989): 岩の調査と試験: pp. 245~253
- 125) 物理探査学会(1989): 図解 物理探査
- 126) 萩原尊豊(1951): 物理探査法(第11章 比抵抗法): 現代工学社、pp. 143~172
- 127) 石井吉徳(1988): 地殻の物理工学: pp. 110~112
- 128) 佐々木裕(1988): 比抵抗2次元イメージジョンの改良: 物理探査、Vol. 41、No. 2、pp. 111~115
- 129) 吉住永三郎、菅野強(1972): 電極配置の感度分布(I) 地表電極配列: 物理探査、Vol. 25、No. 1、pp. 27-33
- 130) 佐々木裕(1982): 比抵抗法における2次元自動解析の精度-電極配置の比較-、Vol. 35、No. 4、pp. 8~17
- 131) 米倉亮三、島田俊介(1992): 薬液注入における長期耐久性の研究: 土と基礎、Vol. 40、No. 12、pp. 17~22
- 132) 大下俊之、北野勝康(1992): 疎水性イソシアネート系グラウトの地下水へ

の影響に関する研究(その1): 第27回土質工学研究発表会、pp. 2273~2276

- 133) 北野勝康、大下俊之(1992): 疎水性イソシアネート系グラウトの地下水への影響に関する研究(その2): 第27回土質工学研究発表会、pp. 2277~2278

- 134) 川地 武、福島浩一、谷川 伸(1993): 浸透注入したアクリル酸塩注入材の効果確認について: 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集、pp. 287~290

- 135) 小峯秀雄、西好一、後藤和生、田代勝浩(1993): 比抵抗トモグラフィーによる薬液注入改良範囲の確認における薬液と地下水の比抵抗適用限界: 第28回土質工学研究発表会

- 136) 楡垣貫司、Fretti, C.、Morabito, P. (1989): 液状寒天注入による乾燥砂の単位体積重量測定: 土質工学会昭和63年度サンプリングシンポジウム発表論文集、pp. 75~82

- 137) Schneider, H. (1985): Undisturbed Sampling of Cohesionless Soils by Chemical Impregnation: P.H.D. thesis

- 138) 田中 満、楡垣貫司(1991): 寒天注入による乾燥砂の単位体積重量測定: 第26回土質工学研究発表会、pp. 153~154

- 139) 伊那食品工業(株): 寒天の知識

謝 辞

本論文は、著者が早稲田大学・大学院時代に取り組んだ研究および(財)電力中央研究所に入所以来7年間にわたって実施してきた研究をとりまとめたものである。本研究を遂行するにあたり終始御指導御鞭撻を賜りました早稲田大学理工学部教授森 麟先生に心から深謝の意を表する次第である。論文執筆の際、良き先輩として御教示を賜りました早稲田大学理工学部助教授赤木寛一先生に深謝の意を表する次第である。本論文に対し、貴重な御意見御指導を賜りました早稲田大学理工学部教授野口康二先生に深謝の意を表する次第である。また早稲田大学・大学院時代に直接、実験・研究のご指導を賜り、また議論をさせて頂きました建設省建築研究所田村昌仁博士に深謝の意を表する次第である。

(財)電力中央研究所入所以来、薬液注入工法に関する実験および理論的考察に関して、御助言御指導をいただいた(財)電力中央研究所研究開発部計画課長西 好一博士、我孫子研究所緒方信英上席研究主幹、研究の遂行に際し御理解御鞭撻を賜りました(財)電力中央研究所我孫子研究所所長桜井彰雄博士、人事部長江刺靖行博士、我孫子研究所上席研究主幹國生剛治博士、耐震部長岩橋敏広博士、耐震部土質グループリーダー岡本敏郎博士、ならびに実験や解析の面で御助言御協力をいただいた耐震部耐震グループ橋本宏一主任研究員、耐震部土質グループ吉田保夫主任研究員、主任研究員田中幸久博士、地質地盤部地下科学グループ鈴木浩一主査研究員、担当研究員藤光康宏博士をはじめとする(財)電力中央研究所の関係各位に深い感謝の意を表する。

なお、トモグラフィ解析に関しては、九州大学資源工学科の佐々木裕博士に御指導いただいた。実験の遂行に際して竹内友章課長、山崎剛副長をはじめとする東京電力(株)送変電建設本部の関係各位および地中線建設所木更津工事事務所後藤和生副長に多大な御支援を賜った。また、東京電力(株)地中線建設所の須田嘉彦課長、秋葉芳明副長には実務への適用という観点から貴重な御意見を賜った。そして足利工業大学の高橋忠教授、東海大学の君島博次教授および中村隆昭助教授には多くの卒論生を派遣していただいた。上記の方々へ、ここに厚く御礼申し上げる次第である。また、本研究の内、実験については、室内実験の遂行にまた勉学にと共に励んできた地質工学(株)の菅原宏氏、(株)シー・アール・エスの田代勝浩氏、日本ソフトテクニカルの伊藤操氏、(株)コノマの忍田茂氏、(株)アムスの有村勝宏氏、元・茨城大学学生野村淳氏、原基博氏、元・東海大学学生安藤清二氏、荒井雄二氏の献身的な努力があってはじめて可能になったものである。

これら多くの方々、および楽しい研究生活を共にさせていただいている(財)電力中央研究所の諸兄に心から感謝する次第である。

付 録

1. 式(7.4.2)と式(7.4.3)の誘導

(1) 式(7.4.2)の誘導

図-7.4.2に基づき、次式が成り立つ。

$$\rho_{sws} = \frac{A_{sw}}{L_{sw}} \cdot R_{sw} = \frac{A_{sw}}{L_{sw}} \cdot R_s + \frac{A_{sw}}{L_{sw}} \cdot R_w \quad \text{①}$$

$$A_{sw} = A_s = A_w \quad \text{②}$$

$$\text{間隙比 } e = \frac{A_w \cdot L_w}{A_s \cdot L_s} \quad \text{③}$$

$$L_{sw} = L_s + L_w \quad \text{④}$$

$$\text{②と③より、} e = \frac{L_w}{L_s} \quad \text{⑤}$$

④と⑤より、

$$L_{sw} = (1+e) \cdot L_s \quad \text{⑥}$$

$$L_{sw} = \left(1 + \frac{1}{e}\right) \cdot L_w$$

①、②、⑥より、

$$\rho_{sws} = \frac{A_s}{(1+e) \cdot L_s} \cdot R_s + \frac{A_w}{\left(1 + \frac{1}{e}\right) \cdot L_w} \cdot R_w$$

故に、

$$\rho_{sws} = \rho_s \cdot \frac{1}{1+e} + \rho_w \cdot \frac{e}{1+e} \quad \text{式(7.4.2)}$$

(2) 式(7.4.3)の誘導

図-7.4.2に基づき、次式が成り立つ。

$$\rho_{swp} = \frac{A_{sw}}{L_{sw}} \cdot R_{sw} = \frac{1}{\frac{L_{sw}}{A_{sw}} \cdot \frac{1}{R_s} + \frac{L_{sw}}{A_{sw}} \cdot \frac{1}{R_w}} \quad \text{①}$$

$$A_{sw} = A_s + A_w \quad \text{②}$$

$$\text{間隙比 } e = \frac{A_w \cdot L_w}{A_s \cdot L_s} \quad \text{③}$$

$$L_{sw} = L_s = L_w \quad \text{④}$$

$$\text{③と④より、} e = \frac{A_w}{A_s} \quad \text{⑤}$$

②と⑤より、

$$A_{sw} = (1+e) \cdot A_s \quad \text{⑥}$$

$$A_{sw} = \left(1 + \frac{1}{e}\right) \cdot A_w$$

①、④、⑥より、

$$\rho_{swp} = \frac{1}{\frac{L_s}{(1+e) \cdot A_s} \cdot \frac{1}{R_s} + \frac{L_w}{\left(1 + \frac{1}{e}\right) \cdot A_w} \cdot \frac{1}{R_w}}$$

故に、

$$\rho_{swp} = \frac{1}{\frac{1}{\rho_s} \cdot \frac{1}{1+e} + \frac{1}{\rho_w} \cdot \frac{e}{1+e}} \quad \text{式(7.4.3)}$$

2. 式(7.4.5)と式(7.4.6)の誘導

(1) 式(7.4.5)の誘導

図-7.4.7に基づき、次式が成り立つ。

$$\rho_{sgs} = \frac{1}{\frac{L_{sg}}{A_{sg}} \cdot \frac{1}{R_s} + \frac{L_{sg}}{A_{sg}} \cdot \frac{1}{R_w}} + \frac{A_{sg}}{L_{sg}} \cdot R_g \quad \text{①}$$

$$L_{sg} = L_s + L_g \quad \text{②}$$

$$L_s = L_w$$

$$\text{注入薬液量 } Q = A_g \cdot L_g = \frac{\lambda}{100} \cdot A_{sg} \cdot L_{sg} \quad \text{③}$$

但し、 $\lambda = (n/100) \cdot (\alpha/100) \times 100$

$$\text{間隙比 } e = \frac{A_w \cdot L_w + A_g \cdot L_g}{A_s \cdot L_s} \quad \text{④}$$

$$A_{sg} = A_s + A_w = A_g \quad \text{⑤}$$

$$\text{③と⑤より、} L_g = \frac{\lambda}{100} \cdot L_{sg} \quad \text{⑥}$$

②と⑥より、

$$L_s = L_w = L_{sg} - L_g = L_{sg} \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{100}\right) \quad \text{⑦}$$

④、⑤、⑦より、

$$e = \frac{(A_{sg} - A_s) \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{100}\right) + A_{sg} \cdot \frac{\lambda}{100}}{A_s \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{100}\right)} \quad \text{⑧}$$

さらに、

$$A_{sg} = (1+e) \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{100}\right) \cdot A_s \quad \text{⑧'}$$

⑧' と⑤より、

$$A_{sg} = \frac{1}{1 - \frac{1}{(1+e) \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{100}\right)}} \cdot A_w$$

$$A_{sg} = A_g \quad \text{⑨}$$

⑥、⑦より、

$$L_{sg} = \frac{L_s}{1 - \frac{\lambda}{100}}$$

$$L_{sg} = \frac{L_w}{1 - \frac{\lambda}{100}} \quad \text{⑩}$$

$$L_{sg} = \frac{L_g}{\lambda/100}$$

⑧'、⑨、⑩を①に代入して、式(7.4.5)が導かれる。

$$\rho_{sgp} = \frac{1}{\frac{1}{(1+e)\left(1 - \frac{\lambda}{100}\right)^2} \cdot \frac{1}{\rho_s} + \left\{ \frac{1}{\left(1 - \frac{\lambda}{100}\right)} - \frac{1}{(1+e)\left(1 - \frac{\lambda}{100}\right)^2} \right\} \cdot \frac{1}{\rho_w}} + \frac{\lambda}{100} \cdot \rho_g$$

但し、 $\lambda = (n/100) \cdot (\alpha/100) \times 100$

式(7.4.5)

(2) 式(7.4.6)の誘導

図-7.4.7に基づき、次式が成り立つ。

$$\rho_{sgp} = \frac{1}{\frac{L_{sg}}{A_{sg}} \cdot \frac{1}{R_s} + \frac{L_{sg}}{A_{sg}} \cdot \frac{1}{R_w} + \frac{L_{sg}}{A_{sg}} \cdot \frac{1}{R_g}} \quad \text{①}$$

$$A_{sg} = A_s + A_w + A_g \quad \text{②}$$

$$\text{注入薬液量 } Q = A_g \cdot L_g = \frac{\lambda}{100} \cdot A_{sg} \cdot L_{sg} \quad \text{③}$$

但し、 $\lambda = (n/100) \cdot (\alpha/100) \times 100$

$$\text{間隙比 } e = \frac{A_w \cdot L_w + A_g \cdot L_g}{A_s \cdot L_s} \quad \text{④}$$

$$L_{sg} = L_s = L_w = L_g \quad \text{⑤}$$

③と⑤より、

$$A_g = \frac{\lambda}{100} \cdot A_{sg} \quad \text{⑥}$$

②、④、⑥より、

$$A_{sg} = (1+e) \cdot A_s$$

$$A_{sg} = \frac{1}{\frac{e}{1+e} - \frac{\lambda}{100}} \cdot A_w \quad \text{⑦}$$

$$A_{sg} = \frac{1}{\lambda/100} \cdot A_g$$

⑤と⑦を①に代入して、式(7.4.6)が導かれる。

$$\rho_{sgp} = \frac{1}{\frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{\rho_s} + \left(\frac{e}{1+e} - \frac{\lambda}{100} \right) \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{\lambda}{100} \cdot \frac{1}{\rho_g}} \quad \text{式(7.4.6)}$$

但し、 $\lambda = (n/100) \cdot (\alpha/100) \times 100$

研究業績

小峯秀雄

種類別	題名	発表年月 発行	発表・発行 掲載誌名	連名者
論文 (報文) ○	薬液注入による粘性土の改良のメカニズムとその支配条件	1988年12月	土木学会論文集 400号	森 麟, 田村昌仁
論文 (報文) ○	Hydrofracturing by Grouts with a Short Gel Time	1990年9月	早大理工研報告 129輯	森 麟, 田村昌仁
論文 (報文) ○	Estimation of Chemical Grout Void Filling by Electrical Resistivity	1992年2月	Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics	
論文 (報文) ○	電気比抵抗による薬液注入改良効果の定量的評価法(その1) - 薬液充填率の評価法の開発 -	1992年5月	電力中央研究所報告 U91066	
論文 (報文) ○	電気比抵抗による薬液注入改良部の充填率の評価方法	1993年3月	土木学会論文集 463号	
論文 (報文) ○	薬液注入改良範囲の確認への比抵抗トモグラフィーの適用性	1993年3月	薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集	田中幸久, 西 好一 後藤和生
論文 (報文)	水注入試験におけるP~q曲線と固結形状に関する現場注入・掘り出し実験	1993年3月	薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集	森 麟, 田村昌仁 森山健吉, 上澤 充
論文 (報文)	薬液注入において浸透固結形を考慮した限界注入速度の決定方法	1993年9月	土質工学会論文集	森 麟, 田村昌仁 小川雄二
講演	水ガラス薬液で固結した砂の透水係数とダイレイタンシーについて	1985年6月	第20回土質工学研究発表会	森 麟, 田村昌仁
講演	砂の強度異方性に及ぼす粒子破碎の影響について	1985年9月	土木学会第40回年次学術講演会	森 麟, 田村昌仁
講演	砂質地山のトンネル掘削における注入範囲とその形状が沈下量と破壊領域に及ぼす影響	1986年6月	第21回土質工学研究発表会	森 麟, 田村昌仁
講演	薬液注入による粘性土の強度変化について - 割裂脈のホモゲルが土の強度に及ぼす影響 -	1986年11月	土木学会第41回年次学術講演会	森 麟, 田村昌仁 原口賢一

研究業績

小峯秀雄

種類別	題名	発表年月 発行	発表・発行 掲載誌名	連名者
講演	電気比抵抗による水ガラス固結砂の改良効果予測の可能性検討	1990年9月	土木学会第45回年次学術講演会	
講演	浸透注入した水ガラス固結砂の電気比抵抗特性	1991年7月	第26回土質工学研究発表会	安藤清二
講演	浸透注入した水ガラス固結砂の電気比抵抗モデルの提案	1991年7月	第26回土質工学研究発表会	安藤清二
講演	電気比抵抗による薬液充填率の予測精度についての検討	1992年6月	第27回土質工学研究発表会	荒井雄二
講演	比抵抗法による薬液注入改良範囲予測の可能性検討	1992年6月	第27回土質工学研究発表会	田中幸久, 西 好一 竹内友章
講演	比抵抗トモグラフィーによる薬液注入改良範囲の確認における薬液と地下水の比抵抗適用限界	1993年6月	第28回土質工学研究発表会	西 好一, 後藤和生 田代勝浩
その他 (論文) ○	土の膨潤特性とその利用に関する調査	1988年7月	電力中央研究所報告 U87082	
その他 (論文) ○	膨潤性土質材料の物理的性質と締固め特性	1990年8月	電力中央研究所報告 U90024	緒方信英
その他 (論文) ○	Permeability and Mechanical Properties of Bentonite-Sand Mixture for Sealing LLW Repositories	1991年8月	SMIRT11 Transactions Vol.SD1	緒方信英, 堀江芳博 石井 卓, 西尾伸也
その他 (論文) ○	塑性限界を導入した粘土の締固め特性の評価法の提案	1991年9月	土木学会論文集 436号	緒方信英
その他 (論文) ○	線状地中構造物の液状化対策の検討(その2) - 締固め改良幅の設定方法の提案 -	1991年12月	電力中央研究所報告 U91045	田中幸久
その他 (論文) ○	シールド掘削工事に伴う地盤変状の要因に関する考察	1992年5月	山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム	田中幸久, 西 好一 竹内友章, 須田嘉彦
その他 (論文) ○	Swelling Characteristics of Compacted Bentonite	1992年8月	7th International Conference on Expansive Soils	緒方信英

研究業績

小 峯 秀 雄

種 類 別	題 名	発 表 年 月 発 行	発 表 ・ 発 行 掲 載 誌 名	連 名 者
その他 (論文) ○	高レベル放射性廃棄物地層処分のための緩衝材の力学特性(その1) - 締固めたベントナイトの吸水膨潤メカニズムの実験的検討 -	1992年4月	電力中央研究所報告 U92039	緒方信英, 西 好一
その他 (論文) ○	高レベル放射性廃棄物地層処分のための緩衝材の力学特性(その2) - 締固めたベントナイトの吸水膨潤評価式の提案 -	1993年2月	電力中央研究所報告 U92045	緒方信英
その他 (論文)	Permeability Changes of Bentonite-Sand Mixture before and after Swelling	1993年8月	SMiRT 12	緒方信英
その他 (論文)	Consolidation and Swelling Properties of Bentonite-Sand Mixture for Sealing Low-level Radioactive Waste Repositories	1993年8月	SMiRT 12	尾上篤生, 堀江芳博 石井 卓, 緒方信英
その他 (論文) ○	Factors Affecting Settlements above Shield Driven Tunnels	1994年1月	International Symposium on Under- ground Construction in Soft Ground	田中幸久, 西 好一
その他 (講演)	粘土の締固め特性とその物理化学的性質について	1989年6月	第24回土質工学研究 発表会	緒方信英, 野村 淳
その他 (講演)	膨潤性土質材料を利用した超軟弱地盤改良工法の可能性検討(その1)	1989年10月	土木学会第44回年次 学術講演会	野村 淳
その他 (講演)	締固めたベントナイトの膨潤特性 - 乾燥密度, 含水比の影響 -	1990年6月	第25回土質工学研究 発表会	緒方信英, 原 基博
その他 (講演)	塑性限界を導入した粘土の最大乾燥密度の算定式の提案	1990年6月	第25回土質工学研究 発表会	緒方信英, 原 基博
その他 (講演)	ベントナイトと砂の混合材料の膨潤圧発生下での透水係数	1990年10月	第34回粘土科学討論 会	緒方信英, 菅原 宏
その他 (講演)	締固めによる埋設管の液状化対策についての研究(その1) - 振動台実験による浮上がり防止効果の検討 -	1991年7月	第21回地震工学研究 発表会	栃木 均, 当麻純一 大友敬三, 田中幸久 福田聡之, 安保秀範
その他 (講演)	締固めによる埋設管の液状化対策についての研究(その2) - 小型模型実験による浮上がり防止効果の検討 -	1991年7月	第21回地震工学研究 発表会	田中幸久, 栃木 均 当麻純一, 大友敬三 福田聡之, 安保秀範

研究業績

小 峯 秀 雄

種 類 別	題 名	発 表 年 月 発 行	発 表 ・ 発 行 掲 載 誌 名	連 名 者
その他 (講演)	締固めによる埋設管の液状化対策についての研究(その3) - 改良範囲の数値解析的検討 -	1991年7月	第21回地震工学研究 発表会	田中幸久, 栃木 均 当麻純一, 大友敬三 福田聡之, 安保秀範
その他 (講演)	砂とベントナイトの混合材料の透水係数	1991年9月	土木学会第46回年次 学術講演会	緒方信英, 菅原 宏
その他 (講演)	締固めたベントナイトの膨潤圧に関する基礎的研究	1992年6月	第27回土質工学研究 発表会	緒方信英, 菅原 宏 田代勝浩
その他 (講演)	締固めたベントナイトの膨潤挙動とその理論式	1992年9月	第36回粘土科学討論 会	緒方信英, 菅原 宏
その他 (講演)	砂とベントナイト混合材料の膨潤変形前後の透水係数	1992年9月	土木学会第47回年次 学術講演会	緒方信英, 菅原 宏
その他 (講演)	締固めたベントナイトの膨潤評価式の提案	1993年6月	第28回土質工学研究 発表会	緒方信英, 田代勝浩
その他 (講演)	砂とベントナイト混合材料の膨潤特性に関する一考察	1993年9月	土木学会第48回年次 学術講演会	緒方信英, 菅原 宏 伊藤 操

