

地盤注入工法における注入材料の
移動と耐久性に関する数値解析

Numerical Analysis on Movement and Long Term
Performance of Grouted Material by Chemical
Injection Method

2014 年 2 月

仲 山 貴 司

地盤注入工法における注入材料の
移動と耐久性に関する数値解析

Numerical Analysis on Movement and Long Term
Performance of Grouted Material by Chemical
Injection Method

2014年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科
建設工学専攻 土質力学研究

仲山 貴司
Takashi NAKAYAMA

地盤注入工法における注入材料の移動と耐久性に関する数値解析

目 次

1 章 序 論	1
1.1 研究背景	1
1.1.1 地盤注入工法の歴史	1
1.1.2 地盤注入工法の現状の課題	4
1.2 研究の目的と論文構成	11
1.3 既往の研究	12
1.3.1 地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法に関する既往の研究	12
1.3.2 地盤注入による改良体の耐久性評価手法に関する既往の研究	17
1.3.3 既往の研究から得られた知見	22
1.4 結 論	23
2 章 鉄道分野における地盤注入工法の施工事例分析	27
2.1 地盤注入工法の種類と特徴	27
2.2 鉄道分野における地盤注入工法の動向	35
2.2.1 注入方式	36
2.2.2 注入材料	36
2.2.3 注入速度とゲルタイム	36
2.3 結 論	38
3 章 地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法	40
3.1 概 要	40
3.2 有限要素法を用いた変位予測法の仮定	42
3.3 注入材料の地盤浸透に関する検討	43
3.3.1 粘性依存型の二相混合流解析	43
3.3.2 Maag の理論式	44
3.3.3 注入材料の粘度	47

3.3.4	室内実験による地盤浸透中の粘度の検証	．．．	48
3.3.5	粘性依存型の二相混合流解析と Maag の理論式 による過剰間隙水圧の比較	．．．	52
3.4	地盤変位に関する検討	．．．	58
3.4.1	浸透水圧の算定方法	．．．	58
3.4.2	粘性依存型の二相混合流解析と Maag の理論式 による地盤変位量の比較	．．．	59
3.5	現場計測事例を用いた解析手法の検証	．．．	68
3.5.1	検証対象とした現場計測事例	．．．	68
3.5.2	Maag の理論式を用いたシミュレーション解析	．．．	68
3.6	地表面隆起量の簡易算定式の作成と隆起抑止方法	．．．	71
3.7	結 論	．．．	74
4 章	地盤注入による改良体の耐久性評価手法	．．．	78
4.1	概 要	．．．	78
4.2	流水養生による劣化促進方法	．．．	79
4.3	モールド供試体の物性値の経時変化の測定	．．．	80
4.3.1	静水養生した場合	．．．	80
4.3.2	流水養生した場合	．．．	85
4.4	有限要素法を用いた長期耐久性評価手法の仮定	．．．	88
4.4.1	物性値の経時変化の推定方法	．．．	88
4.4.2	室内試験に基づく解析パラメータの同定	．．．	90
4.5	大型球状改良体に対する解析手法の検証	．．．	94
4.5.1	大型球状改良体の物性値の経時変化の測定	．．．	94
4.5.2	シミュレーション解析	．．．	97
4.6	現場実証試験に対する解析手法の検証	．．．	100
4.6.1	検証対象とした現場実証試験	．．．	100
4.6.2	シミュレーション解析	．．．	102
4.7	特殊中・酸性の注入材料の長期耐久性評価	．．．	102
4.8	結 論	．．．	105
5 章	総 括	．．．	107

1章 序 論

1.1 研究背景

1.1.1 地盤注入工法の歴史

(1) 世界における地盤注入工法の歴史

地盤注入とは、地盤改良工法の一つであり、図-1.1に示すように固化時間を調整できる材料（注入材料）を岩盤の亀裂や土の間隙に充填して、強度や止水性の向上を図るものである。

その歴史は古く、19世紀初頭に、フランスの Berigny（ベリーニ）が、粘土と石灰をスラリー状にした注入材料で大きな間隙の閉塞を試みたのが始まりであった。ただし、この材料では期待する効果を得られず、同時に研究開発の歴史が幕を開けたともいえる。

ダム建設が盛んになり始めた1920～1930年代には、ポルトランドセメントの開発と相まって、セメントの懸濁液を岩盤の亀裂に注入する技術が開発され、数多くの現場で利用された（図-1.2）。さらに、砂礫や沖積土にも適用範囲を拡大するため、懸濁液の浸透性を改善する研究も進められ、1938年の Mayer（メイヤー）による粘土系の注入材料の提案を契機に、1940年代には粘土セメント系の注入材料、1950年代には活性セメント系の注入材料が開発された。

一方、現在の化学薬品を使用した溶液型の注入材料については、1887年に Jeziorsky（ジェジオルスキー）によって、水ガラスと塩化カルシウムを別々に注入する最初の「硅化法」が発表された。これは懸濁液のように粒子を含有しないため、浸透性が高いという利点があった。ただし、当時は瞬間的に固化してしまうこと、非常に高価であることなどの理由で広く実用化されるには至らなかった。ある一定時間が経過してから固化させることができるようになったのは、1907年の Lemaire（ルメール）と Dumout（デュモン）の研究によるところが

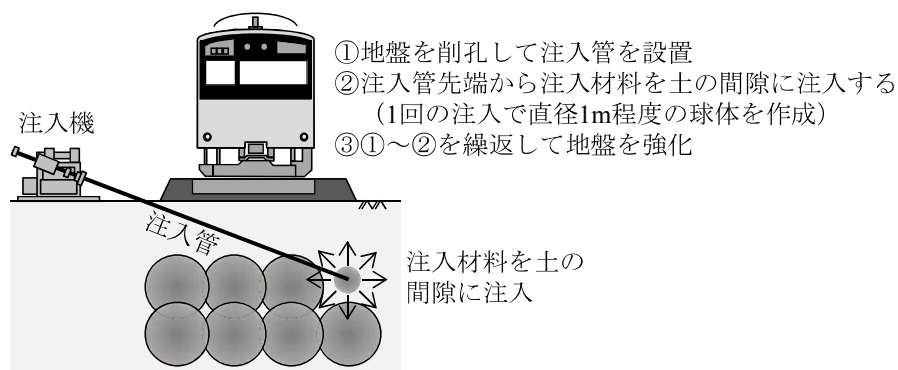


図-1.1 地盤注入工法の概念図

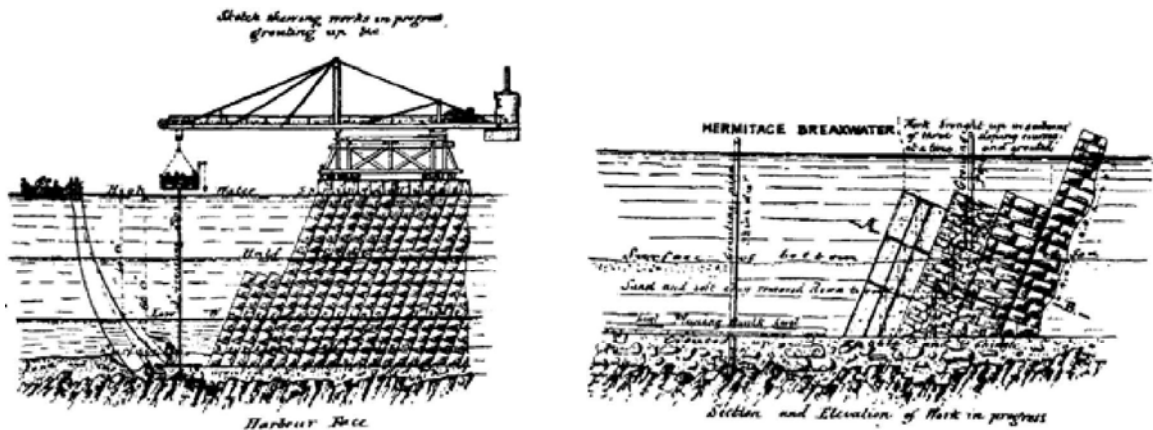


図-1.2 地盤注入工法によるダム基礎の地盤改良の例⁵⁾

大きい。両者の方法はいずれも塩酸を利用し、含有する陽イオンを調整するものであった。これは逆に固結物が軟らかすぎたため、実用化されるに至らなかったが、この原理は Gaynard (ゲイラル) の重炭酸ソーダ、重炭酸カリ化合物、塩化ソジウムなどの反応剤の開発により克服される。その後には、酸類、金属塩類、アンモニウム塩類やアルカリ系の反応剤を用いる手法なども開発され、現在の安定した注入材料が確立されるに至った^{1)~5)}。

(2) 日本における地盤注入工法の歴史

日本における最初の地盤注入工法の採用としては、1915年に長崎県松浦炭鉱で立坑掘削時の止水にセメント注入を利用したことが記録として残されている。

懸濁液は引続きトンネルやダム建設で広く用いられ、特に、微粒子セメントの注入材料は、青函トンネルの建設に極めて重要な役割を果たした。また、溶液型の注入材料は、丹那トンネルの建設(1918~1934年)で初めて適用された。

その後、地盤注入工法の実績の増加とともに、日本独自の注入材料の開発も進められる。溶液型の注入材料としては、1950年に丸安、今岡によりアルミン酸ソーダの利用が考案され、それと前後して石川により重炭酸ソーダ、珪弗化ソーダの利用が提案された。また、懸濁液の注入材料としては、1961年には樋口により水ガラスとセメントを用いる方法が発表された。このようにして、1960年代頃には、アクリルアミド系、アクリル酸塩類、尿素樹脂、あるいは加水反応型のウレタンなどを使用する様々な注入材料も、次々に開発され、実用化されるようになっていった^{1)~4)}。

ただし、このように注入材料の開発が行われ、頻繁に利用されるようになった地盤注入工法であったが、日本では1900年代後半に転機をむかえることとなる。

1968年の広島県における井戸水汚染事故、1969年の福岡県において井戸水の汚染による人

の健康被害が発生する。建設省は、この重大性をかんがみ、1974年5月建設事務次官通達により、施工中の注入工事の一時中止と薬液の管理に対して厳重な指導監督の励行を指示し、同年に建設省官技発160号「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」⁶⁾（暫定指針）を発した。

この暫定指針は建設省の下部機関、関係公団、都道府県などに指示されたことはもとより、関係省庁にも通達され、あわせて関係業界団体に対しても協力を依頼するために通達された。この結果、数多くの種類が開発された注入材料であったが、日本ではセメント系または水ガラスを主材とするものに使用が制限されることとなる。

また、1990年には、東北新幹線建設工事において都内で圧気シールドの噴発事故が発生し、道路の崩落など大きな被害となった。その原因の一つに注入工事の手抜きがあったとされ、これを受けて建設省技調発第188号の1「薬液注入工事に係る施工管理等について」⁷⁾が発せられた。これは主に注入工事に係る施工管理について定めたもので、積算流量計を用いた注入量の管理や改良効果の確認などが詳細に規定されることとなる。

ただし、その後も二重管ストレーナ工法や二重管ダブルパッカ工法などの注入方式や、シリカゾルを主材とした注入材料が開発され、都市過密地域の近接工事における地盤の止水・変位抑止などで、現在まで非常に多くの実績を挙げ続けている。これは前述したような事故が発生しながらも、機材・設備が他の地盤改良工法に比べて小型であり、作業の方向性に自由度があるなどの利点から、作業空間や作業時間に制約が多い現場では必要不可欠の工法であったためと考えられる。

また、従来は、補助工法として利用されてきたが、阪神淡路大震災、新潟県中越地震、東北地方太平洋沖地震の発生で設計地震動が大きくなり、これまでに建設された構造物も安全性が確保されない場合がでてきた。そのため、軟弱地盤では構造物の支持力を増強する本設の地盤改良工事としての利用も脚光を浴び^{8) 9)}、近年では、さらに浸透性を重視した注入方式や、耐久性に優れた注入材料の開発が進められるとともに、液状化対策で必要となる注入範囲を決定する研究も行われている^{10) ~13)}。

1.1.2 地盤注入工法の現状の課題

前述したように、地盤注入工法は長い歴史のなかで、注入方式や注入材料の開発が進められてきた。また同時に、安全かつ合理的な設計・施工を行うための技術基準整備も進められてきている。鉄道分野では、昭和 62 年に日本国有鉄道において「注入の設計施工指針」¹⁴⁾が制定され、平成 23 年に公益財団法人鉄道総合技術研究所が改訂版である「注入の設計施工マニュアル」¹⁵⁾（以下、注入マニュアル）を発刊した。

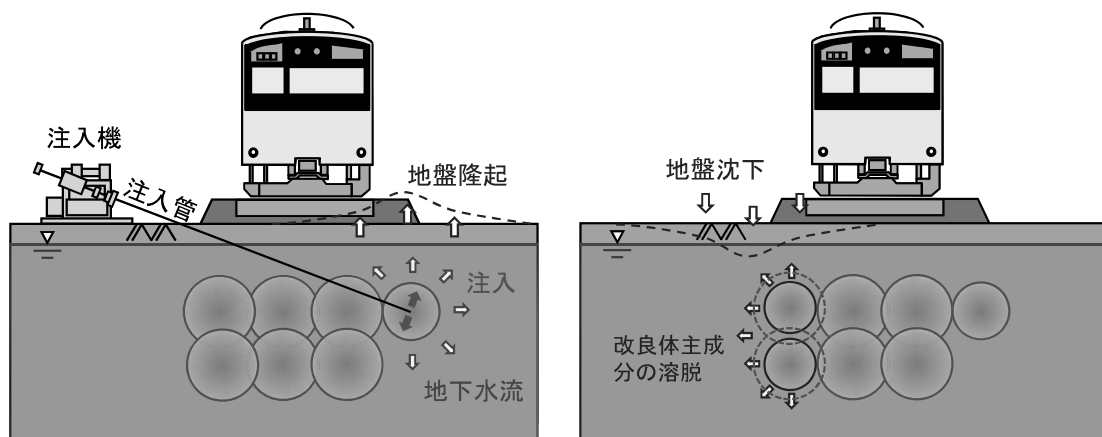
注入マニュアルの策定時には、地盤注入工法に求められる要求性能は、所要の改良効果が得られるとともに、周辺環境に適合することと規定した。

所要の改良効果とは、注入の目的や重要度に応じて必要となる改良体の耐力（および剛性）または止水性をいい、これを得るためには次の事項を満足する必要があるとしている。

- ①想定した注入形態で均質な改良体であること
- ②改良体の寸法と強度、透水係数で外力等に対して安定すること
- ③設計耐用期間を通じて、①、②を確保すること

また、周辺環境とは周辺地盤、地下埋設物、近接構造物、施工上の制約条件、関連法規をいい、有害な影響を与えず、また、背くことなく設計施工を行う必要があるとしている。

地盤注入工法は、これまで膨大な施工実績を有するものであるため、多くの現場では類似事例に基づくことで要求性能を満足することが可能である。ただし一方で、最新の注入方式、注入材料を用いる場合には、参考にできる事例が少ないという理由から、注入マニュアルを作成するにあたって、周辺環境への適合性に関しては、以下の 2 つが克服すべき重要課題であった（図-1.3）。



注入時の周辺地盤の変位・変形

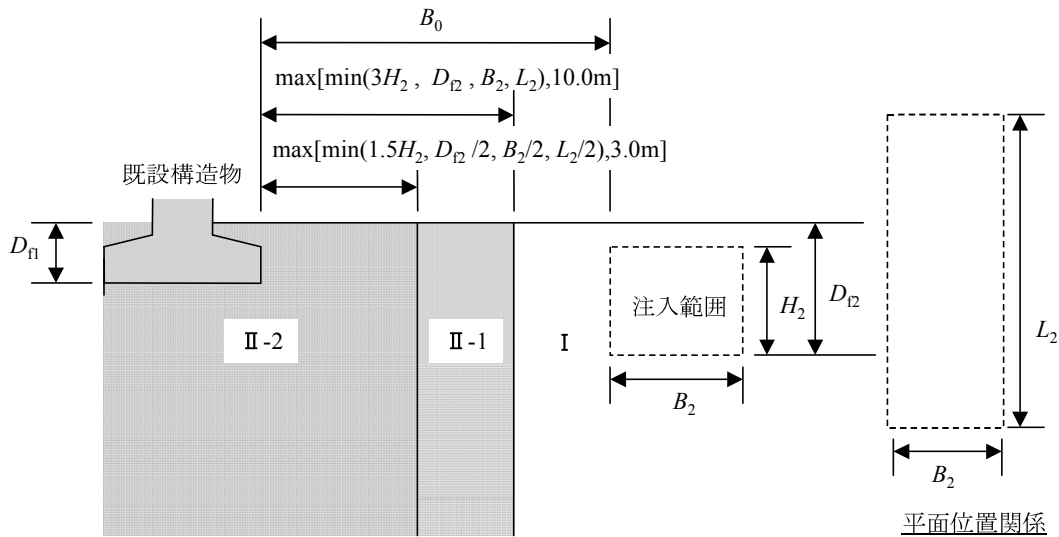
固化後の改良体の耐久性（劣化）

図-1.3 注入マニュアル作成時の課題

(1) 周辺地盤の変位・変形

注入材料を土の間隙に注入する工法原理に起因して、注入に伴い周辺地盤に変位・変形が発生する場合がある。そのため、鉄道営業線に近接する工事では「都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル」¹⁶⁾（以下、近接マニュアル）に基づき、注入範囲および近接する既設構造物の寸法、離隔に応じた近接程度の判定を行い、影響度合いを検討することとしている。

図-1.4 に近接マニュアルの近接程度の判定区分の一例を示す。図中の要注意範囲（II-2）は通常の施工法によると有害な影響が既設構造物に及ぶと考えられている範囲であり、要注意範囲（II-1）はまれに影響があると考えられている範囲である。この要注意範囲（II-2）では、事前の定量的な影響予測や施工中の既設構造物の計測等の対策が必須とされている。



無条件範囲：図中に示す「I」の範囲	$B_0 > \max[10.0\text{m}, \min\{3 \times (D_{12} - D_{12}'), D_{12}, B_2, L_2\}]$
要注意範囲：図中に示す「II-1」の範囲	{ I, II-2のどちらにも該当しない範囲 }
要注意範囲：図中に示す「II-2」の範囲	$B_0 \leq \max[3.0\text{m}, \min\{1.5 \times (D_{12} - D_{12}'), D_{12}/2, B_2/2, L_2/2\}]$

図-1.4 地盤注入工法の近接程度の判定区分

（直接基礎（盛土・素地含む），杭基礎，ケーソン基礎の場合）¹⁶⁾

以下に、近接マニュアルに示した影響予測，対策の方法について要約する。

①影響予測について

- ・透水係数が $5 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ 以上の地盤を低圧で浸透注入できる場合は変状が小さい
- ・透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ 以下の地盤では変状が発生する恐れがある
- ・脈状注入が主体となる場合の地盤変形解析手法として、「1.3 既往の研究」の既往文献iii)を示している

②対策について

- ・ 注入方式は浸透注入となるように低速で、浸透面積を多くとれるものを採用する
- ・ 注入材料はゲルタイムが長く低粘性のものを用いる
- ・ 現場注入試験で限界注入速度を求め管理指標とする
- ・ 注入順序を近接する既設構造物から離れる方向とする
- ・ 注入管の配置、ピッチを密にする

例えば、注入に伴い周辺地盤の変位・変形が生じた事例として、図-1.5の地下鉄駅新設工事に伴う地盤注入の計測結果を示す¹⁶⁾。当該現場では、注入方式には二重管ストレーナ工法（複相式）が採用され、注入率は40%、注入管は1.0m間隔の複列三角形配置としていた。また、当初の注入速度は一次注入 16ℓ/min、二次注入 12ℓ/min、注入材料のゲルタイム（注入材料が固化するまでの時間）は5～10秒であった。

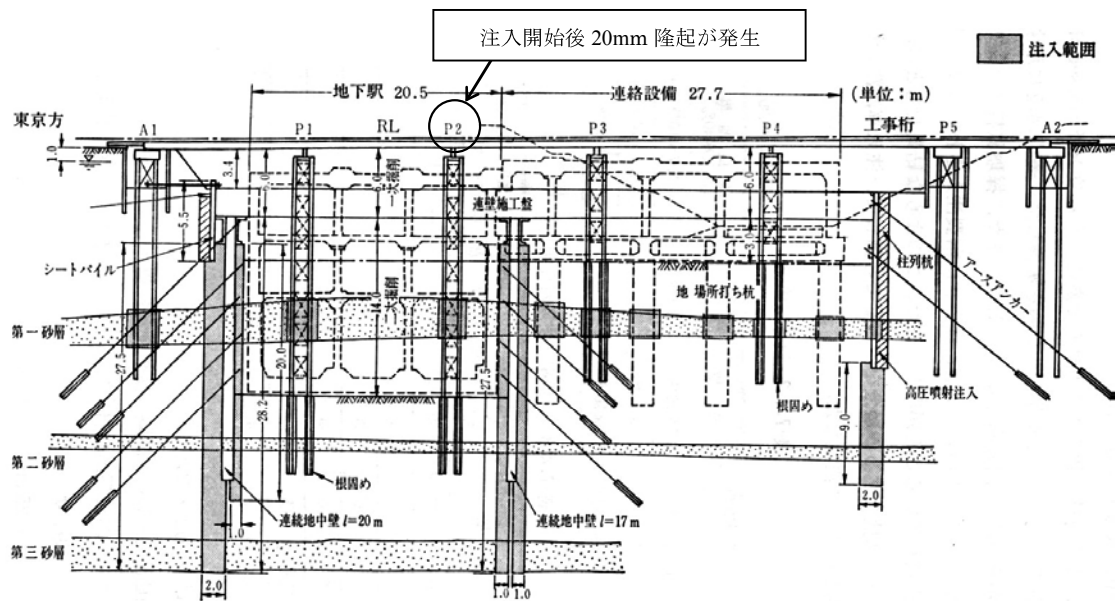


図-1.5 現場縦断図

表-1.1 試験施工のケース

ケース	注入速度 (ℓ/min)		注入比率(%)		注入孔間隔
	一次注入	二次注入	一次注入	二次注入	
A (当初設計)	16	12	50	50	1.0
B	10	7.5	50	50	1.0
C	10	7.5	50	50	0.5
D	10	7.5	20	80	1.0
E	0	7.5	0	100	1.0

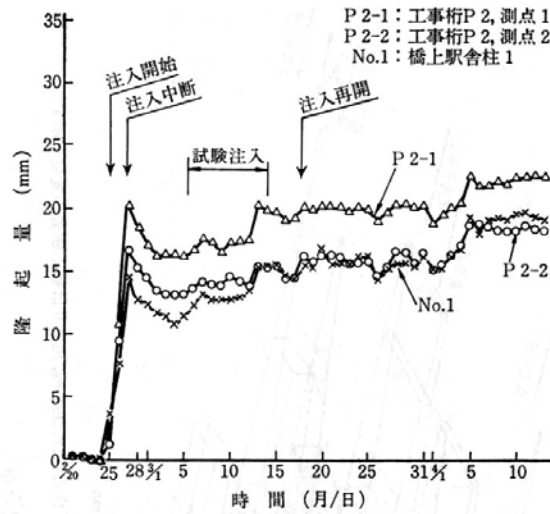


図-1.6 工事桁P2の隆起量

注入開始後に工事桁 P2 が 20mm 隆起したため、直ちに注入を中止して表-1.1 に示すケースで試験注入を実施している。試験注入の結果、浸透性の高い二次注入の材料を多く使用するケース D が、隆起量が小さく最良と判断された。この変更を行ったところ、図-1.6 に示すように隆起量を抑止することができ、最終的には工事桁に最大で 70mm の累積の隆起が生じたが軌道整備で対応できている。

No	地質	注入工法	注入圧 Max	吐出量 1/分	管理方法	変状状況
8	粘性土	2重管単相方式	2.5	6.0	圧力に関係なく設計量を注入	路盤隆起 20mm
9	砂質土	2重管単相方式	5.0	15.0	注入量管理 (透水係数 $k=9.8 \times 10^{-5}$)	軌道狂いあり 最大隆起 58mm
20	砂質土 粘性土	2重管ダブルフィルター	3.0	15.0	圧力に関係なく設計量を注入	軌道隆起 20mm
23	砂質土 粘性土	2重管瞬結工法 (DDS工法)	2.3	10.0	圧力に関係なく設計量を注入	軌道隆起 10mm
29	砂質土 粘性土	2重管複相注入方式	11.5	8.0	設計量を注入	軌道隆起後、 吐出

図-1.7 地盤隆起の事例 (43件のうち5件)

また、図-1.7 は、昭和 63 年～平成元年の鉄道工事における 43 件の施工事例を収集し、隆起の発生した箇所 5 件を示したものである¹⁶⁾。どの事例も数十 mm の隆起が生じており、鉄道の軌道整備基準と比較すると無視できない値となっていることがわかる。

近年は、このような注入に伴う周辺地盤の変位・変形に対する効果的な対策として、周辺地盤への影響が小さい浸透注入（土の骨格構造を変えることなく注入材料を間隙に充填する注入形態）を主体とした新しい工法が利用され始めている。ただし、これらが開発されてか

ら日が浅いことに加え、このような浸透注入を対象とした周辺地盤の変位予測法は示されておらず、これまでの対策も併せて行われているという課題が残されていた。

例えば、鉄道営業線直下の地盤注入では、夜間の線路閉鎖間合いでの注入作業とするなどの対策が一律に講じられるため、補助工法である地盤注入工法の工期やコストが工事全体に占める比率は高くなる場合が多い。

(2) 改良体の長期耐久性

前述したように、現在の注入材料は、暫定指針でセメント系または水ガラスを主材としたものに制限されている。このうち、砂質地盤に対しても浸透性に優れる溶液型の注入材料については、これまでのアルカリ性のものではナトリウムイオン (Na^+) が改良体の骨格構造を形成するシリカ (SiO_2) の共有結合を破壊するため、地下水等にシリカが溶脱して徐々に改良効果が失われるとされてきた¹⁴⁾。このように、溶脱が生じた場合には本体工事の際や地震などの外的作用によって、改良した地盤の強度や止水性が不足した場合、**図-1.3** に示したように地盤の沈下や陥没などの発生につながる可能性がある。

これに対して、近年はこの劣化現象を抑制した中・酸性の材料も開発されてきた。例えば、改良体の長期耐久性に関する実証実験を行っている代表事例として、日本グラウト協会による現位置試験のがある¹⁷⁾。試験は2000年に開始されており、1年ごとに5年間詳細な調査を実施し、さらに10年目に追跡調査が行われた。原位置試験が実施された地点の土質構成を**図-1.8**に示す。土層は全域にわたってほぼ均一な砂質土層であり、透水係数は 1.2×10^{-2} (cm/sec) で、地下水位はGL.-5.8m程度である。

図-1.9には試験位置平面図を示す。アルカリ系無機反応材、アルカリ系有機反応材、中・酸性系の注入材料は1年目から実施されているものであり、シリカコロイドについては、開発年次の経緯から、他の材料に遅れて5年目より実施している。シリカコロイド以外は $5\text{m} \times 5\text{m}$ の 125m^3 を注入範囲とし、注入作業は地下水位以下で**表-1.2**の条件で実施された。

図-1.10には孔内水平載荷試験から求めた変形係数の経時変化と10年目における深度方向分布を示す。アルカリ系無機反応材の注入材料の変形係数は、4年目まで単調に増加した後、原地盤の値近くまで低下しているが、アルカリ系有機反応材の注入材料の変形係数は、10年経過後においても原地盤の3倍程度の値を保持している。中・酸性系の注入材料の場合には、この10年間にわたって微増が続いており、事前の値の2倍程度の値が得られている。

図-1.11には現場透水係数の測定結果を示す。いずれの注入材料においても注入直後に3オーダー低下した後に徐々に増加している。しかしながら、注入後5年目以降の値はほぼ一定であり、注入前の透水係数と比較して2桁小さい値を保持している。また、注入材料別で見ると、中酸性系の注入材料の透水係数が最も小さく、次にアルカリ系無機反応材、アルカ

リ系有機反応材の注入材料の順である。深度別の分布は深部でやや透水係数が増加している傾向があるが、ほぼ均質な性状を保っている。

図-1.12には10年目の採取コアを示す。写真から、それぞれの改良体の自立性は保持されていることがわかる。なお、これらのシリカ濃度の原地盤からの増加量はアルカリ系無機反応材の注入材料で4.78mg/g-dry, アルカリ系有機反応材の注入材料で10.54mg/g-dry, 中酸性系の注入材料で6.31 mg/g-dryであった。シリカ濃度の単位mg/g-dryとは、改良体の単位乾燥質量(g)あたりに含まれるシリカの質量(mg)を表す単位である。

ただし、上記のように、室内試験^{18)~25)}, 実証実験^{17), 26)}は未だ開発されてからの十数年しか実施されていない。このため、本体構造物の設計耐用期間を通して改良効果を期待する場合には、一般的には100年間の耐久性評価が必要となるが、定量的な手法がないという課題が残されていた。

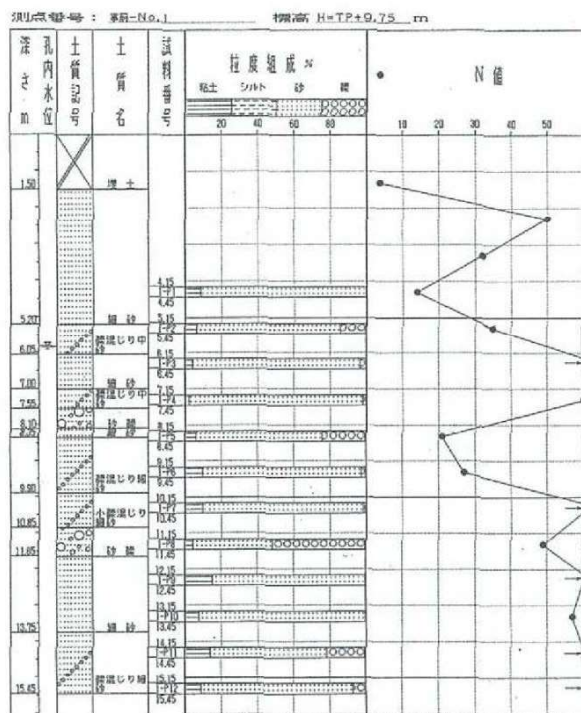


図-1.8 土質構成

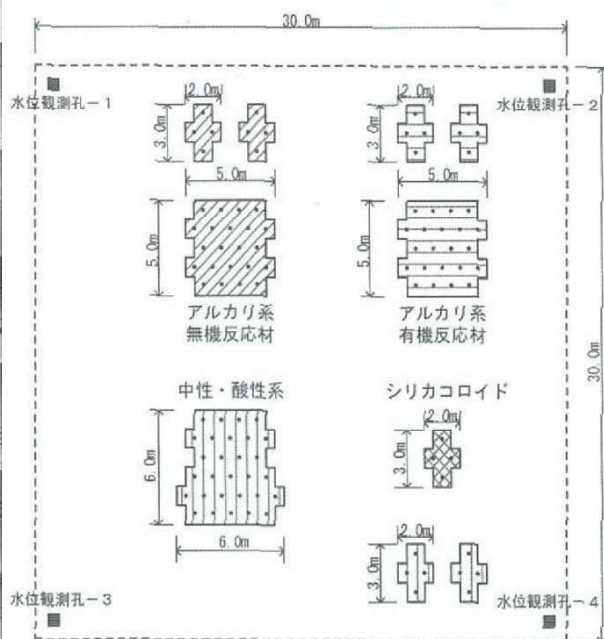
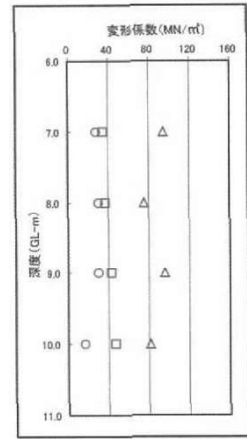
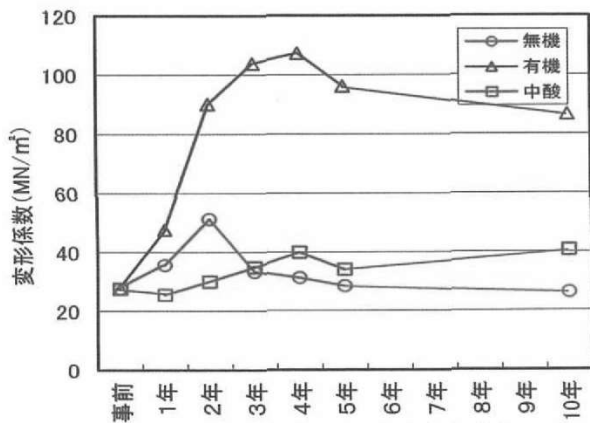


図-1.9 試験位置平面図

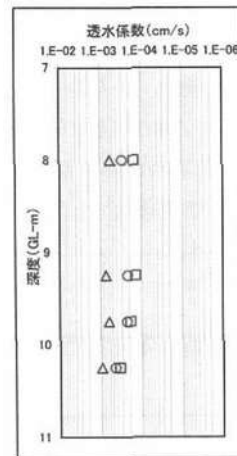
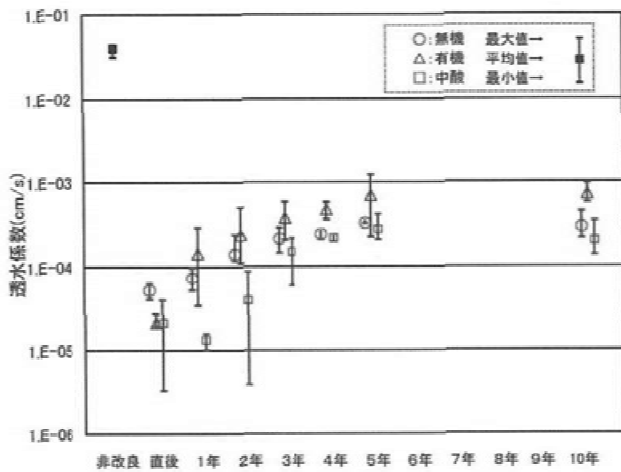
表-1.2 注入条件

注入方式	二重管ダブルパッカ工法
注入率	43% (一次注入材0%, 二次注入材43%)
注入孔間隔	1.0m
注入ステップ長	33cm
注入速度	12ℓ/分
注入圧力	1~5MPa
注入管理	定量注入144ℓ/step



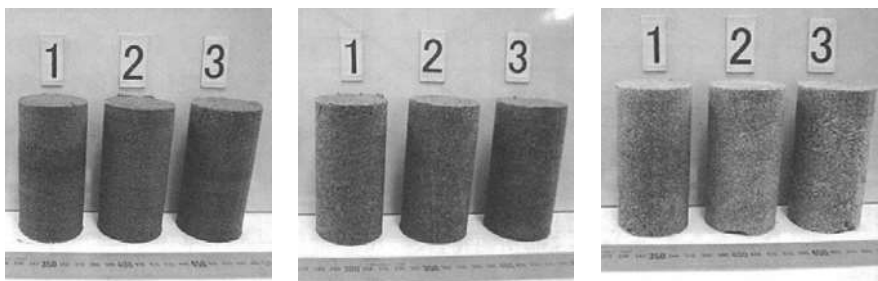
(a) 変形係数の経時変化 (b) 変形係数の深度別分布 (10年目)

図-1.10 孔内水平載荷試験結果



(a) 透水係数の経時変化 (b) 透水係数の深度別分布 (10年目)

図-1.11 現場透水試験結果



(a) アルカリ系無機 (b) アルカリ系有機 (c) 中酸性注入材

図-1.12 採取コアの状態 (10年目)

1.2 研究の目的と論文構成

地盤注入工法は、前述したように、19世紀初頭に開発されて以来、日本でも地盤掘削工事の補助工法として数多くの実績を挙げ、近年では、液状化が生じる可能性のある埋立地などでは、本設の地盤改良工事としての利用も脚光を浴びている。

本研究は、鉄道の「注入の設計施工指針」(国鉄, S62)の改訂にあたり、注入作業時の地盤隆起の発生や、長期経過後に改良効果を失うことで液状化や地盤沈下が発生することにより、列車走行の安全性を脅かさないよう、有限要素法を用いた①地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法と②改良体の長期耐久性評価手法を構築することを目的としたものである。

本論文は、図-1.13の通り5章から構成されており、以下に各章の概要を述べる。

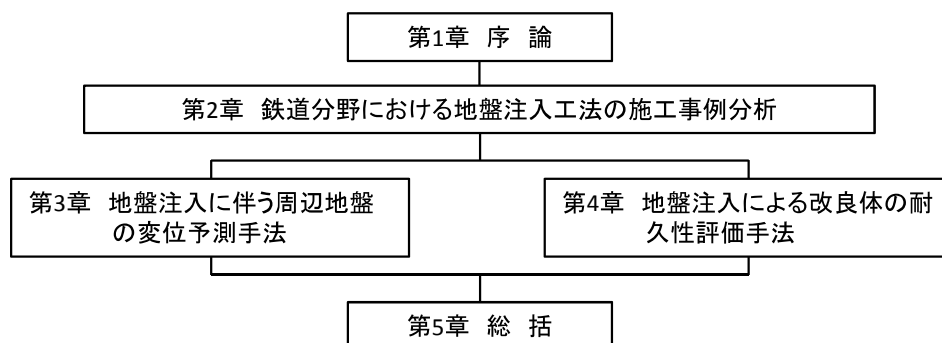


図-1.13 論文構成

第1章の序論では、地盤注入工法の歴史と既往の研究を調査して、現状の計画・設計・施工における課題を明らかにするとともに、本論文の構成を示した。

第2章の鉄道分野における地盤注入工法の施工事例分析では、近年の技術開発の動向調査と、鉄道の地盤注入工法の施工事例における注入方式や注入材料の傾向分析を行った。

第3章の地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法では、注入材料と間隙水の地盤浸透により土粒子骨格に作用する圧力(浸透圧)をMaagの理論式を応用して簡易に算定することで、地盤変形解析を行う方法を考案した。また、パラメトリックスタディにより、鉄道で実績の多い、溶液型の注入材料を二重管ストレナ工法で砂質地盤に注入する場合の注入孔直上の地表面の隆起量を求める簡易算定式を作成した。

第4章の地盤注入による改良体の耐久性評価手法では、流水を利用した促進試験とその有限要素法による解析結果を利用して、注入材料に含まれるシリカ(SiO₂)の拡散現象に基づく改良体の長期耐久性の評価手法を提案した。また、特殊中・酸性の注入材料に対して、鉄道施設に用いられるコンクリート構造物の一般的な耐用年数である100年後までの解析を行い、設計における長期耐久性の考え方を纏めた。

第5章は本論文の結論であり、本研究で得られた成果と今後の課題を総括した。

1.3 既往の研究

1.3.1 地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法に関する既往の研究

地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法を検討した既往の研究を調査したところ、以下のような研究事例が報告されていることがわかった。

i) 計測事例に基づく影響範囲の予測法¹⁶⁾

この予測法は、地表面隆起が顕著となる注入孔からの水平距離を求めるものであり、高架橋直下の地盤注入の測定事例から導かれたものである。なお、注入範囲は地表面下約 15~25m、地盤の透水係数は $6.29 \times 10^{-5} \sim 1.72 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であり、注入材料は溶液型、注入速度は 10ℓ/min であった。

図-1.14 に地盤注入による地表面隆起量の測定結果を示す。1 日当たり約 2~3mm の隆起であり、発生範囲は、注入範囲の中心から水平距離約 60~70m の範囲まで達している。この範囲を受働破壊の観点から考察すると、注入圧力に起因した地盤の上方、側方への押し出しが生じ、破壊面は水平面と $45 + \phi/2$ の傾きをなすはずである。ただし、この仮定では図-1.15 に示すように、注入範囲の中心から約 18~22m までが影響範囲（注入深度の 1.5 倍程度）となり、計測結果を表現しきれないことを示している。なお、この乖離が生じる理由としては、割裂による注入材料の逸出による影響にも言及しているが、このように簡易な考え方のみで影響範囲を特定できないのが、地盤注入による地盤変位の特徴のひとつとしている。

以上の結果から、地表面隆起が比較的顕著となる範囲は、注入深度の 1.5 倍程度とするのがよいとしており、この考察から近接マニュアルに掲載される図-1.4 の近接程度の判定区分図が定められた。

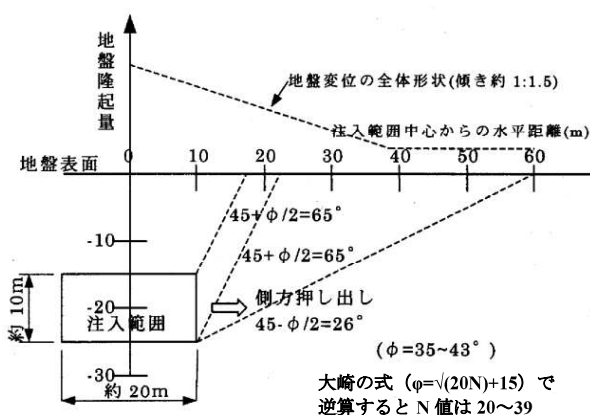
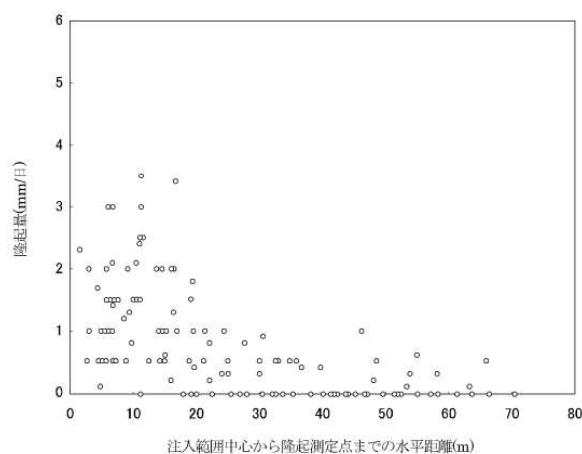


図-1.14 地表面隆起の測定結果¹⁶⁾ 図-1.15 注入に伴う影響範囲の考え方¹⁶⁾

ii) 森, 福井らの研究

森ら²⁷⁾は, 割裂浸透注入になっても良好な固結形状が得られる注入速度の上限値である限界注入速度を, 注水時の $p \sim q$ チャートから求める方法を提案している。

割裂注入となる場合には, 浸透注入の場合に比べて周辺地盤の変位量が大きくなるとされている。そのため, この考え方は有害な地盤変位を生じさせたいための注入圧力の管理方法としても利用されている¹⁵⁾。図-1.16 は, 室内試験における注入材料と水を注入した場合の注入圧力の関係を示したものである。これらの注入圧力の関係は, 注入材料と水の粘性係数比 μ の 1/3 乗であることを確認し, 図-1.17 に示すように地盤の透水係数, 注入圧力から限界注入速度の決定が必要な範囲を定めている。

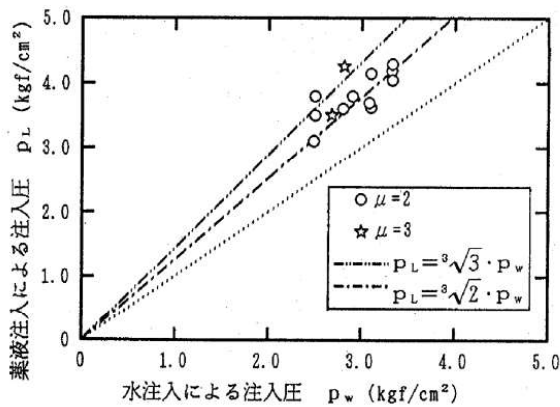


図-1.16 p_w と p_L の関係²⁷⁾

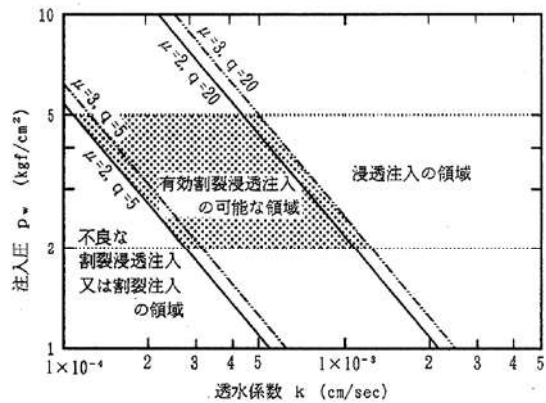


図-1.17 限界注入速度の決定が必要な透水係数の範囲²⁷⁾

図-1.18 は限界注入速度試験を実施した場合の注入速度と注入圧力の概念図である。一般に, 初期勾配の直線に一致する範囲は浸透注入が主体であり, 初期勾配の直線から外れ, 初期勾配に係数を乗じて求められる限界勾配の直線と交わるまでの範囲は浸透注入から割裂注入への遷移状態, それ以上は割裂注入が主体になるとされている。

福井ら²⁸⁾は, さらに限界注入速度に関して現場計測結果との比較から, この限界勾配を求める係数を 0.3 程度とすると現場との良く一致すると報告している。

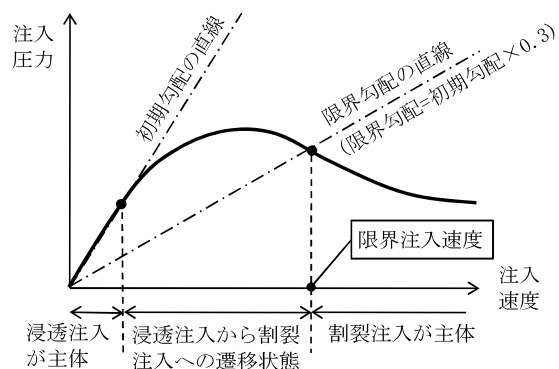


図-1.18 限界注入速度試験の概念図¹⁵⁾

iii) 赤木らの研究

軟弱地盤のシールド工事現場において沈下防止を目的とした地盤注入を実施したところ、地盤注入を行った方が行わない場合に比べて大きな沈下を示したことから、赤木ら²⁹⁾は、二次注入に伴う地盤変形、粘性土の乱れに基づく圧密現象の両者を考慮した有限要素法によるシミュレーション解析を行っている。

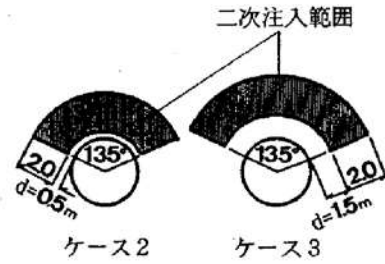


図-1.19 注入範囲²⁹⁾

対象地盤は沖積粘性土が主体であり、注入範囲は図-1.19に示すようにトンネル上部である。粘性土では脈状注入が卓越していると想定できるため、図-1.20に示すようにジョイント要素を用いて脈状注入で発生する亀裂をモデル化し、この亀裂に式(1.1)で定まる強制変位 t を与えることで注入を表現している。

$$t_1 = \Delta d = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} p_z \cdot D \quad \dots (1.1)$$

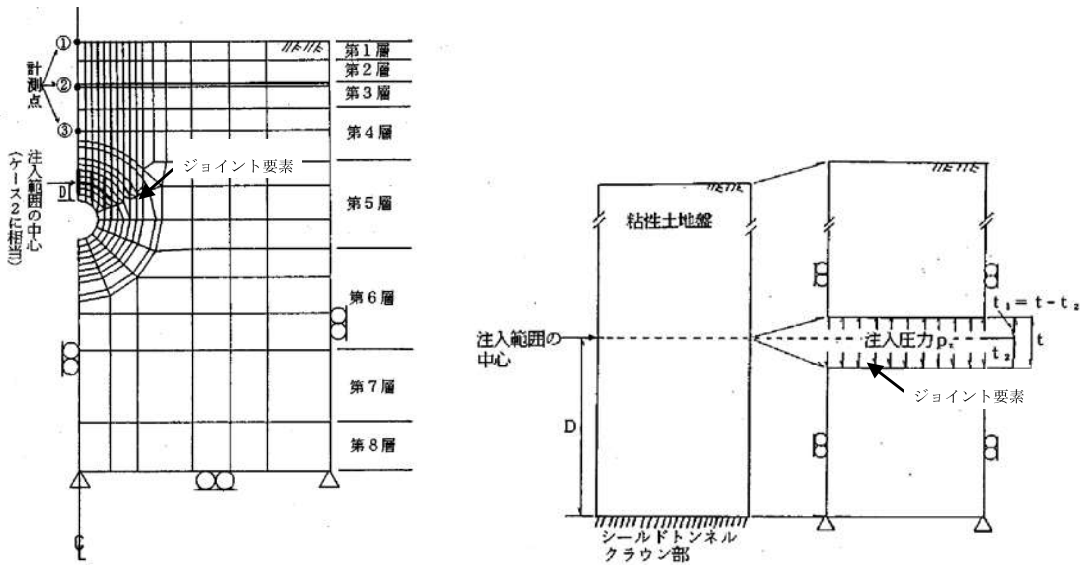


図-1.20 注入のモデル化²⁹⁾

表-1.3 有限要素法解析結果と計測値の比較²⁹⁾

変位量 (隆起+, 沈下-)	テールボイド発生および裏込め注入による変形量T(mm)			二次注入による隆起量H(mm)			圧密沈下量C(mm)			総変位量T+H+C(mm)			
	計測点 ①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	
ケース1	計測値	+1.5	+3.0	+4.0	-	-	-	-24.2	-24.0	-26.0	-22.7	-21.0	-22.0
	解析値	+3.0	+3.5	+4.0	-	-	-	-22.2	-21.6	-19.8	-19.2	-18.1	-15.8
ケース2	計測値	-2.5	-2.5	-2.5	+10.0	+14.0	+16.0	-37.2	-32.8	-33.3	-29.7	-21.3	-19.8
	解析値	-1.9	-2.2	-2.5	+9.7	+11.4	+14.2	-40.3	-40.2	-38.0	-32.5	-31.0	-26.3
ケース3	計測値	-3.0	-3.0	-4.5	+5.5	+7.0	+15.0	-33.7	-34.5	-34.3	-31.2	-30.5	-23.8
	解析値	-3.5	-3.9	-4.5	+4.8	+6.0	+8.6	-41.3	-40.7	-37.8	-40.0	-38.6	-33.7

ここに、 Δd 、 t_1 ：鉛直方向の変位量、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比、 p_z ：注入圧力、 D ：厚さ

この手法を用いて、シミュレーション解析を行ったところ、現場計測結果と一致することを明らかにし（表-1.3）、脈状注入に対する地盤変形解析手法を確立させている。

iv) 鉄道路盤改良の試験注入工事³⁰⁾

鋼矢板近傍での地盤注入に際し、鋼矢板に生じる応力を計測して、有限要素法でシミュレーションを行った事例である。地盤は砂、シルト、腐食土で構成され、注入方式は標準 ADG を採用している。注入圧力、注入速度は表-1.4 の通りである。

注入条件と解析モデルをそれぞれ図-1.21、図-1.22 に示す。解析では、注入圧力は節点荷重として、注入孔位置に作用させているが、鋼矢板と注入孔との間の距離による荷重低減を考慮する必要があるとして、低減係数 α を設け作用荷重を決定している。

$$(\text{作用荷重}) = (\text{注入圧力}) \times \alpha \quad \dots (1.2)$$

鋼矢板の応力の実測値と解析値を比較したものが図-1.23 であり、この結果、低減係数が 0.6 の時に実測値と比較的良好一致が見られると結論づけている。

表-1.4 注入圧、注入速度³⁰⁾

注入ステップ	1	2	3
注入圧 (kgf/cm ²)	1.0	1.4	1.5
注入速度 (L/min)	6.8	9.4	9.1

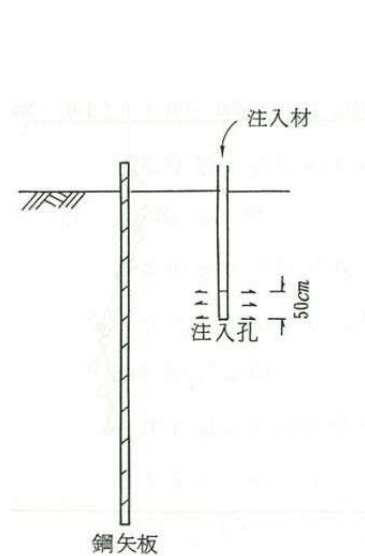


図-1.21 注入条件³⁰⁾

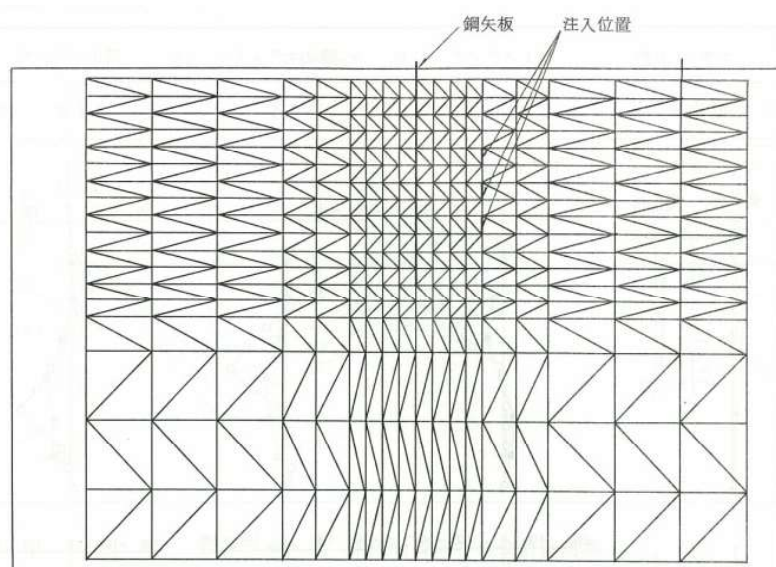


図-1.22 解析モデル³⁰⁾

注入方法 ㊸

○ FEMによる計算結果
● 鋼矢板応力測定結果

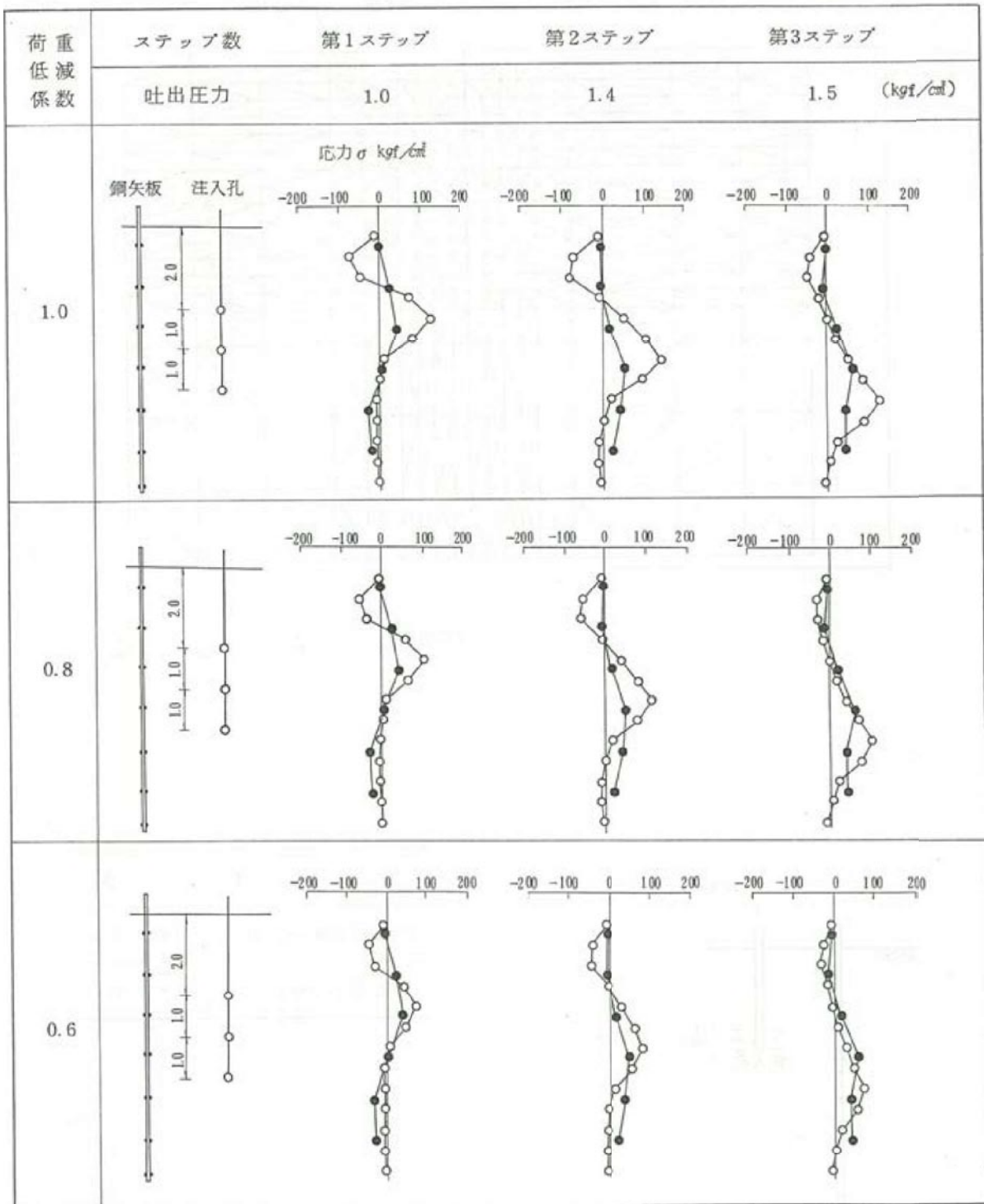


図-1.23 実測値との比較³⁰⁾

1.3.2 地盤注入による改良体の耐久性評価手法に関する既往の研究

地盤注入による改良体の耐久性評価を検討した既往の研究を調査したところ、耐久性の優れるものを選定するため、幾つかの注入材料の物性値の経時変化を測定している事例はあるものの、長期経過後の注入材料の耐久性を予測する定量的な手法を確立しようとする研究がみられなかった。以下には、溶液型の注入材料の物性値の経時変化に対して、室内実験で比較検証を行っている事例を示す。

v) 国鉄の試験¹⁴⁾

試験は、サンドゲルの強度および透水係数の経時変化を調べる目的で行ったものである。試験に用いた地盤の諸数値を図-1.24、表-1.5に示す。サンドゲルは、大型モールドに飽和砂をてん充した後、注入材料を注入して製作している。その後、サンドゲルは水槽に入れ、水で飽和した砂で周囲を覆い養生している。

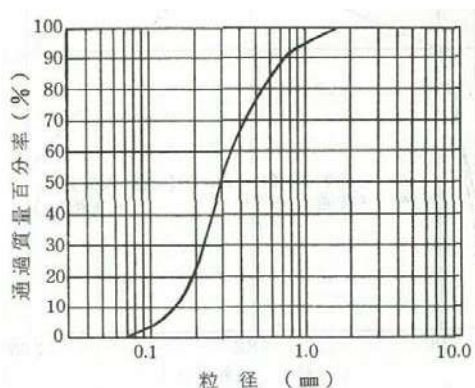


図-1.24 地盤の粒径加積曲線¹⁴⁾

表-1.5 注入前の土質諸数値

密度	1.47~1.56g/cm ³
間隙率	47%
透水係数	4.1×10 ⁻³ cm/s
粘着力	C=0kgf/cm ²
内部摩擦角	38°

一軸圧縮強度の試験結果を図-1.25に示す。有機系は強度が低下するのみであるのに対し、無機系（シリカゾル）はバラツキが大きいものの全体的に見ると低下していないこと、また、バラツキの少ない有機系でみると、外周部、中心部ともに大きな差はなく、ほぼ均一に低下していることを確認している。

また、透水係数の試験結果を図-1.26に示す。一軸圧縮強さと同様に、有機系では止水性が低下している（透水係数が上昇している）が、無機系（シリカゾル）では全体的に見ると一定であることを確認している。

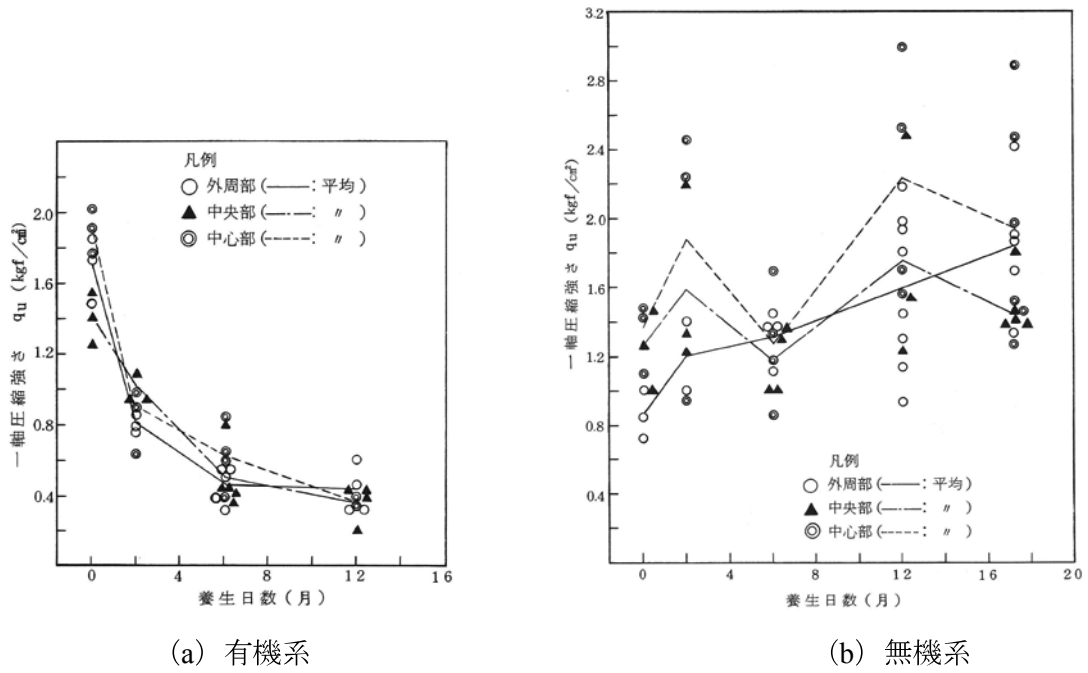


図-1.25 一軸圧縮強度の経時変化¹⁴⁾

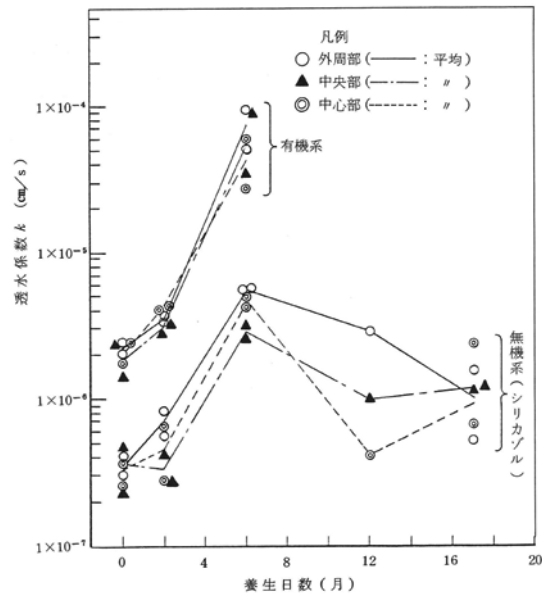


図-1.26 透水係数の経時変化¹⁴⁾

vi) 米倉らの実験^{31), 32)}

米倉らは、φ5cm×10cm のサンドゲルに対して 0.5kgf/cm² の水頭差で連続透水試験を行い、強度や透水係数の経時変化、溶脱シリカ量の測定している。

表-1.6 に使用した注入材料の種類を示す。サンドゲルの作成方法は、材料 C が砂と注入材料を混合したもので、その他は 0.25kgf/cm² の圧力で砂に注入材料を注入したものである。図-1.27 にシリカの溶脱率の変化を示す。なお、溶脱率とは次式により求めたものである。

$$(\text{溶脱率}) = (\text{溶脱シリカ全量}) / (\text{サンドゲルの全シリカ量}) \quad \dots (1.3)$$

この試験結果について、以下のような考察を取り纏めている。

無機系：C, D とともに透水後 10 日前後ではほぼ 50%の溶脱があり、その後溶脱が持続し 50 日後ではほぼ 100%溶脱している。

有機系：除々に溶脱し 200 日で 25%溶脱する。しかし、それ以降は安定状態となりほとんど溶脱率は増加しない。

無機系（シリカゾル）：非常に安定しており、特に F はほとんど溶脱していない。

表-1.6 注入材料³¹⁾

記号	種類	ゲル化時間	備考
A	有機系	10 分	低濃度 (水ガラス濃度 37.5%)
B	〃	〃	高濃度 (水ガラスの度 50%)
C	無機系 (アルカリ性)	2 分	(水ガラス濃度 25%)
D	〃 (—〃—)	20 分	(水ガラス濃度 25%)
E	無機系 (シリカゾル)	4 時間	低濃度
F	〃 (—〃—)	10 時間	高濃度

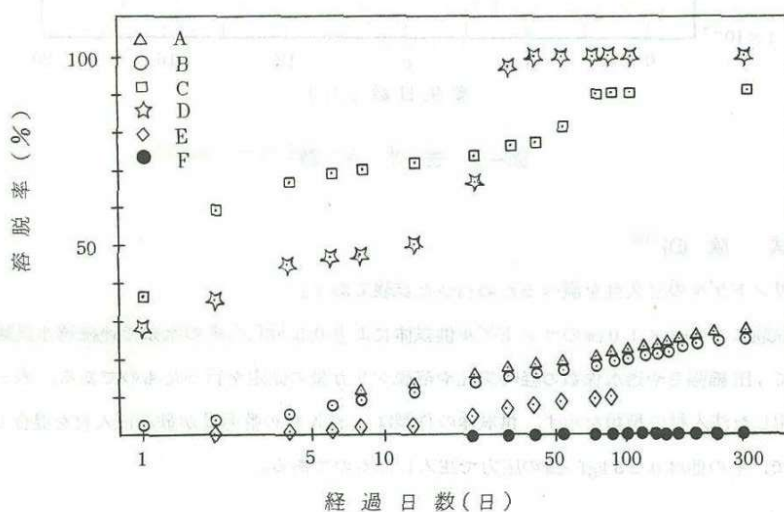


図-1.27 溶脱率³²⁾

vii) 加賀らの実験¹⁸⁾

加賀らは、ガラス製メスフラスコにゲル化した注入材料と蒸留水を入れ、ホモゲルの体積変化とシリカ溶脱の径時変化を約 4500 日間（12 年間）にわたり測定している。

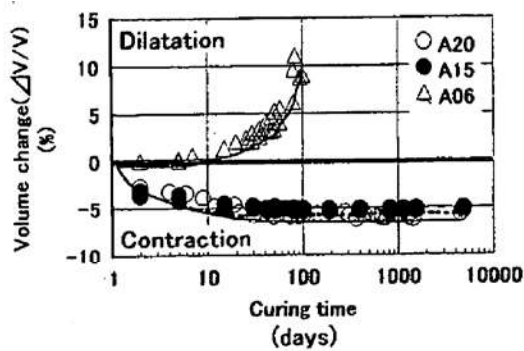
試験に使用した注入材料を表-1.7 に示す。注入材料には有機系、無機系（シリカゾル）、無機系（シリカコロイド）を使用している。

試験の結果を図-1.28 に示す。有機系、無機系（シリカゾル）は体積変化率が 5%~20%程度の減少が見られるのに対して、無機系（シリカコロイド）は増減が見られておらず安定した材料であることを確認している。なお、この研究では、加熱養生による促進試験法も提案している。

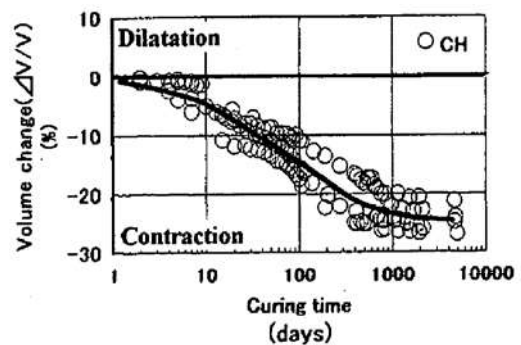
表-1.7 使用注入材¹⁸⁾

No	Grout type	Specific gravity	SiO ₂ /Volume of grout (g/cm ³)	Gel time (min)
A20	①	1.239	0.203	10
A15	①	1.181	0.152	20
A06	①	1.072	0.960	120
CH	②	1.130	0.114	240
CSN	③	1.200	0.323	30

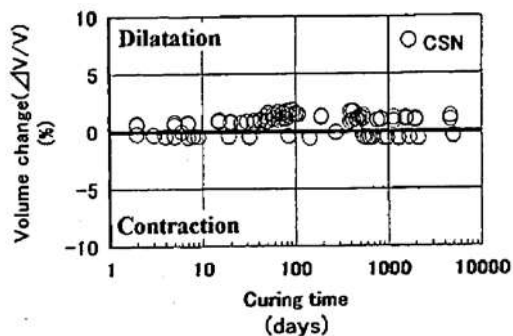
- ①Organic reactant grout
- ②Acid silica sol grout (non-alkaline grout)
- ③Colloidal silica sol grout



A6,A15,A20 (有機系)



CH (無機系 (シリカゾル))



CSN (無機系 (シリカコロイド))

図-1.28 体積変化率¹⁸⁾

viii) 赤木らの実験^{19), 20)}

赤木らは、モールドに砂、注入材料を投入して作成した $\phi 5\text{cm} \times 10\text{cm}$ の改良体、大型三軸土槽（図-1.29）で作成した球状の改良体を静水養生させ諸数値を測定している。なお、使用した注入材料は、特殊中酸性に分類されるエコリオン、有機系水ガラス溶液である。

球状の改良体の溶脱率の変化を図-1.30 に示す。この結果から、有機系の注入材料に比べて特殊中酸性は溶脱率が低いことを明らかにしている。

また、図-1.31 には $\phi 5\text{cm} \times 10\text{cm}$ の改良体の一軸圧縮強度、密度の経時変化を示す。これらの結果からも静水養生においては一軸圧縮強さ、密度ともにある程度の期間経過すれば安定することを確認している。

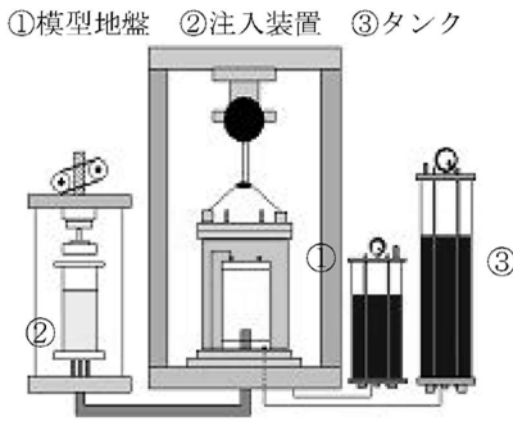


図-1.29 大型三軸土槽²⁰⁾

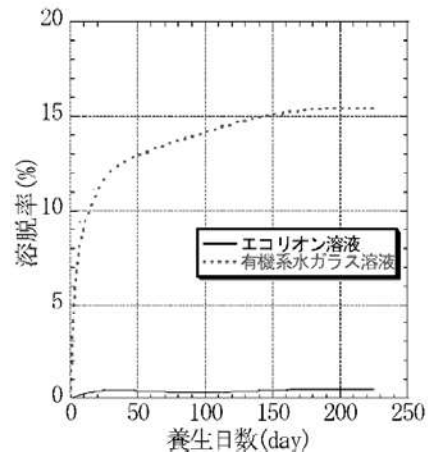
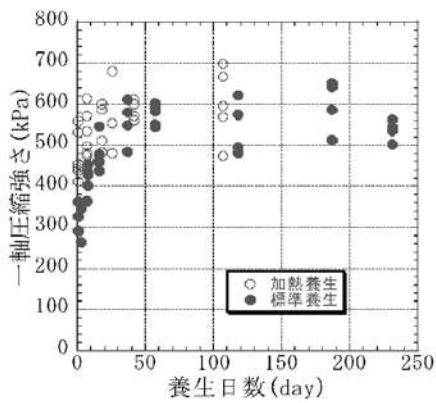
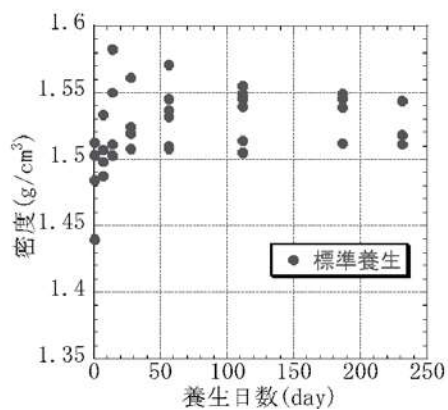


図-1.30 溶脱率²⁰⁾



(a) 一軸圧縮強度



(b) 密度

図-1.31 改良体の物性値の経時変化²⁰⁾

1.3.3 既往の研究から得られた知見

(1) 地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法に関する既往の研究

事例は少ないものの、地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法の検討が行われていることが明らかになった。

既往研究 i) は、計測事例としては詳細なものであり、受動崩壊時の荷重バランスによる力の釣合い計算からでは周辺地盤の変位を表現できないことを示している。また、既往研究 iii) で提案される解析手法は、粘性土における脈状注入を対象としており、粘性土の圧密挙動も表現できるものの、浸透注入が主体となる場合の周辺地盤の変位を求める際には適用できないこと、既往研究 iv) の解析手法では、注入圧力に影響係数を乗じた作用荷重を用いており、この影響係数を地盤条件等に応じて、どのように設定すべきかという課題が残されていた。

(2) 地盤注入による改良体の耐久性評価手法に関する既往の研究

多くの注入材料から耐久性の優れるものを選定するため、注入材料の物性値の経時変化を比較している事例はあるものの、長期経過後の注入材料の耐久性を予測する定量的な手法を確立しようとする研究はみられなかった。

既往研究 v) では、シリカゾルを使用する注入材料は有機系の注入材料に比べると耐久性が高いことを示している。また、vi) ではアルカリ系に比べると、有機系、中酸性、特殊シリカの注入材料の耐久性は高く、特に特殊シリカの注入材料の耐久性が高いことを示している。さらに、vii) では特殊中酸性の注入材料の特性について調べ、有機系の注入材料に比べ耐久性が非常に良いことを示している。

ただし、これらの室内試験は最長でも 12 年間であり、実証実験も同等の期間しか実施されていないことが明らかになった。

1.4 結 論

本章では、地盤注入工法の歴史と近年の技術開発の動向、既往の研究を調査して、本研究課題の位置づけを明確にするとともに、本論文の構成を示した。

地盤注入の歴史は古く、その起源は19世紀初頭にまで遡るが、その後の技術開発や事故事象の歴史のなかで、注入材料や注入方式が多様に変化してきている。日本では、補助工法としての利用はもとより、近年では、地震時の液状化対策にも利用が拡大しているため、理想的な注入形態である浸透注入を主体とした注入方式が開発され、注入材料も耐久性に優れたものが開発されている。

また、この長い歴史のなかで、注入方式や注入材料の技術開発とともに、安全かつ合理的な設計・施工を行うための技術基準整備も進められてきた。鉄道分野では、昭和62年に日本国有鉄道において「注入の設計施工指針」が制定され、平成23年に公益財団法人鉄道総合技術研究所が改訂版である「注入の設計施工マニュアル」を発刊している。ただし、この「注入の設計施工マニュアル」を改訂するにあたって、以下の2つが克服すべき重要課題であった。

①周辺地盤の変位・変形

鉄道構造物直下の地盤注入では、夜間の線路閉鎖間合いでの注入作業とするなどの対策が一律に講じられるため、補助工法である地盤注入の工期やコストが工事全体に占める比率は高くなる場合がある。この背景には、新たに開発された浸透性を重視した工法や注入材料が利用され始めている一方で、これらが開発されてから日が浅く、浸透注入に対する周辺地盤の変位予測手法が確立されていないのが現状であった。

②改良体の長期耐久性

少なからずともシリカの溶脱が生じる注入材料に対しては、本体構造物の設計耐用期間を通じて改良体の耐力（および剛性）または止水性を確保するため、設計段階で強度低下や体積減少を考慮する必要がある。しかし、浸透性に優れた溶液型の注入材料は、耐久性を有するとされるものが開発されてから十数年しか経過しておらず、長期経過後の物性値変化を予測するところが困難であった。

これらの課題に対して既往の研究を調査した結果、周辺地盤の変位・変形については、数少ないながらも検討されていることが明らかになった。しかしながら、土の間隙を乱すような脈状注入を想定した地盤注入工法に関する検討例はあるものの、浸透注入を主体とする地盤注入工法を対象とした手法は確立されていない。また、改良体の長期耐久性については、室内促進実験で耐久性を有する注入材料を選別する研究は行われているものの、長期経過後の注入材料の耐久性を

予測する定量的な手法を確立しようとする研究は行われていなかった。

以上を踏まえ、本研究では、地盤注入工法を対象として、浸透注入を対象とした注入に伴う地盤変形解析と改良体の長期耐久性評価の手法を構築することを目的とすることとした。

1章の参考文献

- 1) Cambefort Quarterly Journal of Engineering Geology & Hydrogeology: The principles and applications of grouting, 1977.10.
- 2) 草野一人：薬液注入ハンドブック，1983.
- 3) (公財) 鉄道総合技術研究所：注入の設計施工マニュアル，2011.
- 4) (社) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ27 薬液注入工法の理論・設計・施工，2009.
- 5) Rudolph glossop, B.Sc., M.I.C.E: The invention and development of injection processes PartII
- 6) 建設省：薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針，1974.
- 7) 建設大臣官房技術調査室長：薬液注入工事に係る施工管理等について，1990.
- 8) 米倉亮三，島田俊介：恒久グラウトの新しい展望，土木施工，Vol.38，No.8，pp.85~91，1997.
- 9) 鬼塚良介，武内政徳，上杉吉史：九州新幹線博多駅の地盤注入による基礎補強工事，基礎工，Vol.38，No.5，pp.85~87，2008.
- 10) 米倉亮三，島田俊介：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.17~22，1992.
- 11) 澤田亮：注入による基礎の耐震補強に関する研究，基礎工，Vol.36，No.5，pp.56~58，2008.
- 12) 澤田亮，富永真生：液状化地盤上の盛土の沈下抑制を目的とした対策工の効果に関する実験的検討，第28回地震工学研究発表会，2005.
- 13) 渡辺健治，澤田亮：液状化による開削トンネルの浮上がりに対する各種対策工法の効果の検討，第28回地震工学研究発表会，2005.
- 14) 日本国有鉄道：注入の設計施工指針，1986.
- 15) (公財) 鉄道総合技術研究所：注入の設計施工マニュアル，2011.
- 16) (財) 鉄道総合技術研究所：都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル，2007.
- 17) (社) 日本グラウト協会：耐久グラウト注入工法施工指針，2011.
- 18) 加賀宗彦：水ガラス系注入材の安定性と注入固結砂の長期強度の予測，土木学会論文集，Vol.33，No.3，pp.195~205，2000.
- 19) 鈴木慎一，赤木寛一，石田聖一，野中政幸：薬液で固結させた砂の長期耐久性について，第38回地盤工学研究発表会，pp.1019~1020，2003.
- 20) 石田聖一，赤木寛一，鈴木慎一，野中政幸：薬液で固結させた砂の長期耐久性について，土木学会第58回年次学術講演会，pp.1141~1142，2003.
- 21) 鈴木慎一，赤木寛一，伊藤健，川村淳：薬液注入による液状化対策を目的とした固結砂の長期耐久性について，土木学会第59回年次学術講演会，pp.1035~1036，2004.

- 22) 竹内惇, 岸上大樹, 赤木寛一, 高橋正光: 薬液注入による地盤改良メカニズムに関する考察, 第41回地盤工学研究発表会, pp.779~780, 2006.
- 23) 赤木寛一: 注入工法による地盤改良の長期利用の現状と課題, 基礎工, Vol.36, No.5, pp.3~6, 2008.
- 24) 赤木寛一, 阪上淳平, 井出雄介, 佐藤鷹海: 薬液注入工法による経年変化と諸特性, 第6回地盤工学会関東支部発表会, pp.267~268, 2009.
- 25) 赤木寛一, 井出雄介, 岡野法之, 仲山貴司: 大型薬液注入実験におけるシリカ濃度と一軸強度の分布について, 土木学会第64回年次学術講演会, pp.965~966, 2009.
- 26) (財)沿岸開発技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル, 2010.
- 27) 森麟, 田村昌仁, 小峯秀雄, 小川雄二: 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, 土質工学会論文報告集, Vol.33, No.3, pp.159-169, 1993.
- 28) 福井義弘, 森麟, 赤木寛一: 薬液の限界注入速度決定の問題点とその改善に関する研究, 土木学会論文集, No.658/VI-48, pp.81-92, 2000.
- 29) 赤木寛一, 小宮一仁, 鈴木修一, 山崎博文, 森麟: 軟弱粘性土地盤のシールド工事における二次注入に伴う地盤変形状況と沈下防止効果, 土木学会論文集, No.511/III-30, pp.13-21, 1995.
- 30) 佐藤工業株式会社 中央技術研究所第二研究室: 総武本線佐倉駅付近鉄道路盤改良試験注入工事, 1983.
- 31) 米倉亮三, 加賀宗彦: サンドゲルの耐久性, 第38回土木学会年次学術講演会, pp.447-448, 1983.
- 32) 米倉亮三, 加賀宗彦: サンドゲルの耐久性 (その2), 第19回土質工学会研究発表会, pp.1537-1538, 1984.

2章 鉄道分野における地盤注入工法の施工事例分析

2.1 地盤注入工法の種類と特徴

現在の地盤注入工法における注入方式と注入材料を調査し、その種類と特徴を以下に纏めた。

(1) 注入方式

現在の注入方式は図-2.1に示すように分類される¹⁾。近年開発された注入方式の代表的なものに、二重管ストレーナ工法(地山パッカ方式)、二重管ダブルパッカ工法(地山パッカ方式)、結束細管多点注入工法がある。

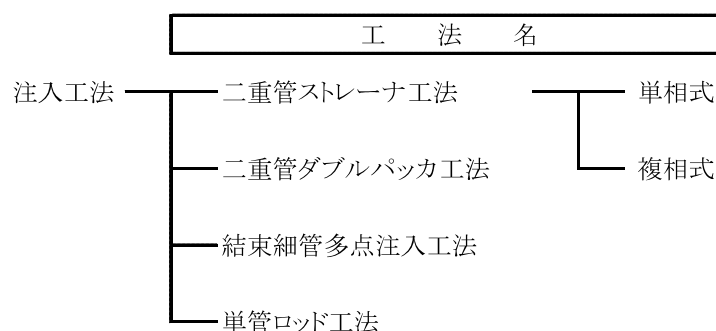


図-2.1 現在の注入方式の分類¹⁾

a) 二重管ストレーナ工法（地山パッカ方式）

図-2.2 に注入手順を示す。二重管ロッドとパッカ付き先端装置を使用するものである。削孔時には先端部より削孔水が出るが、注入時にはパッカを膨らませるとともに注入用のノズルが開き横方向に注入する。なお、この工法における二重管とは注入材を吐出部まで送る管とパッカを膨らませる空気を送る管をいう。

従来の二重管ストレーナ工法（複相式）のように、一次注入材で地山とのシールを行うのではなく、機械的なパッカを使用するため、注入材料の逸走防止効果が向上している。また、注入材料の吐出部の長さが1.0mと長いため、単位浸透面積当たりの浸透速度は小さく、浸透性が高いままポンプ吐出量を多く設定できるとされる。

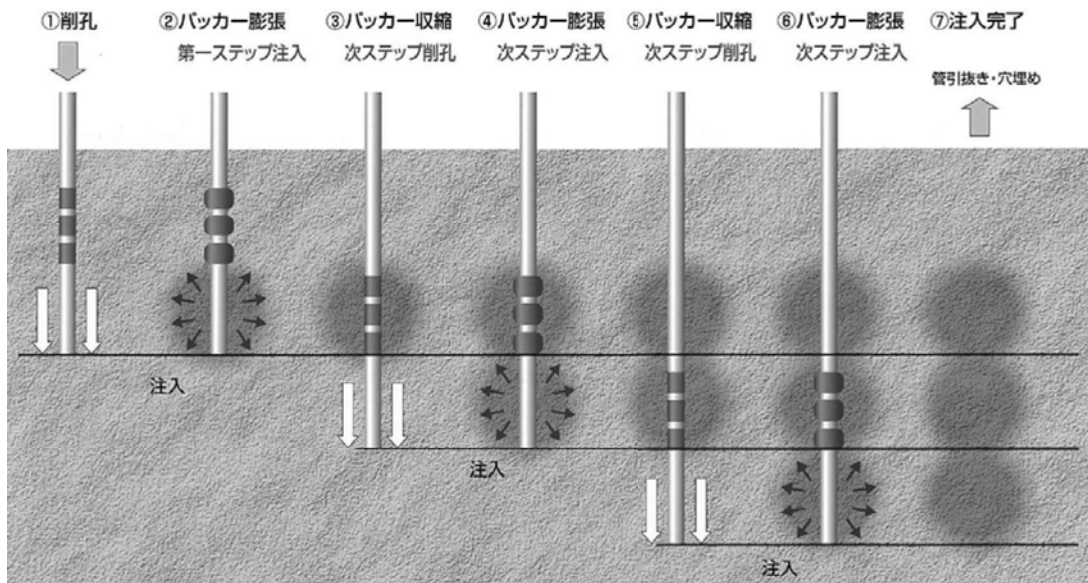
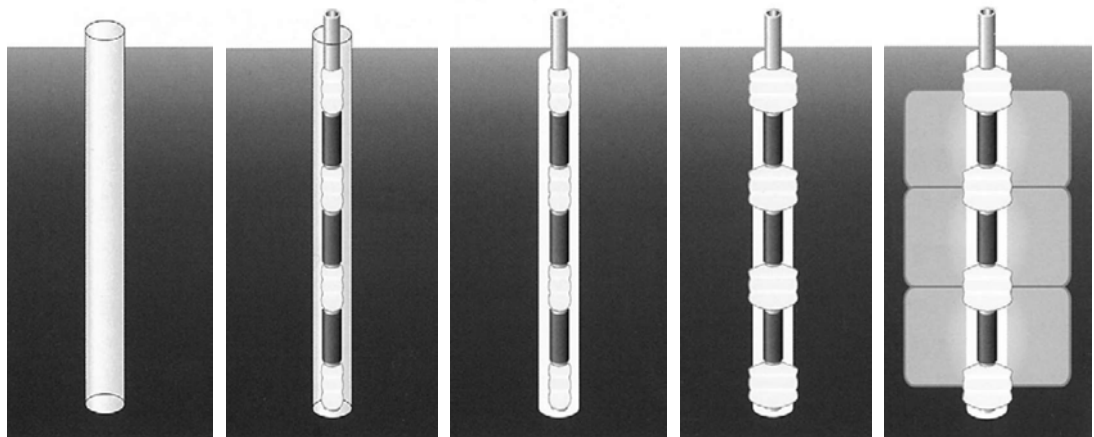
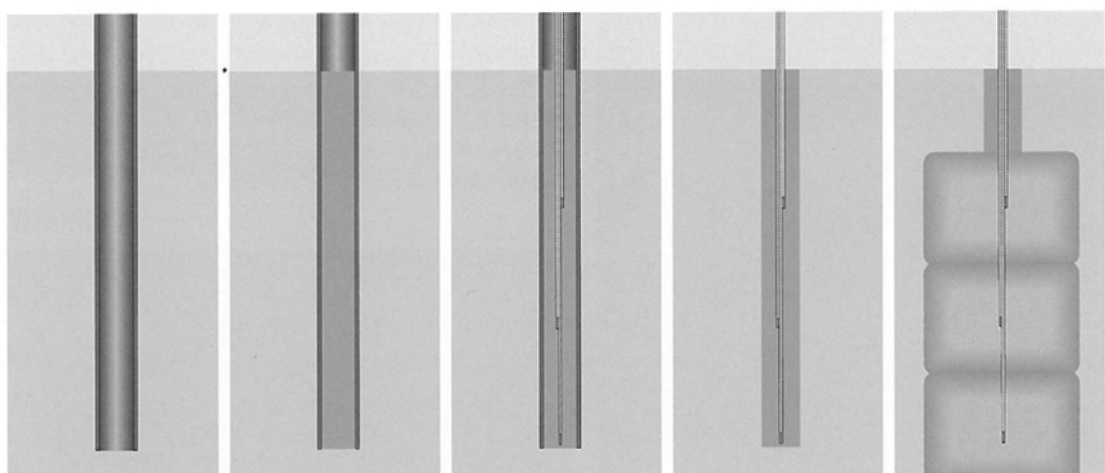


図-2.2 二重管ストレーナ工法（地山パッカ方式）注入手順図²⁾ 例



(a) ケーシング削孔 (b) 外管の挿入 (c) ケーシング引抜き (d) ソイルパッカ形成 (e) 地盤に適した速度で注入

図-2.3 二重管ダブルパッカ工法（地山パッカ方式）注入手順図³⁾ 例



(a) 削孔 (b) シール材の注入 (c) 注入パイプの挿入 (d) ケーシング引き抜き (e) 注入完了

図-2.4 結束細管多点注入工法の施工手順図⁴⁾ 例

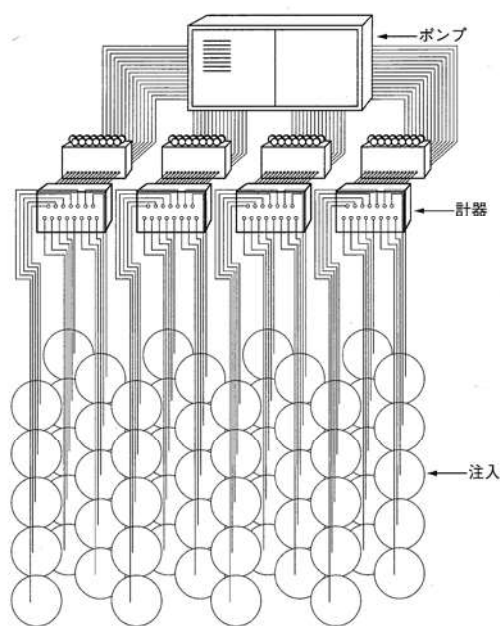


図-2.5 結束細管多点注入工法の注入イメージ図⁴⁾例

b) 二重管ダブルパッカ工法（地山パッカ方式）

図-2.3に注入手順を示す。従来の二重管ダブルパッカ工法（シールグラウト方式）とはシール方式が異なり，二重管ストレーナ工法（地山パッカ方式）と同様に，シール材の充填を行わずに外管に装着したパッカ（主として布パッカが主流）でシールする工法である。

注入手順としては，まず，削孔が終了した後，地山パッカを装着した外管をケーシング内に挿入する。次に，ダブルパッカを装着した内管を外管内に挿入し，地山パッカの位置で内管のパッカを膨張させて外管と密着させるとともに，外管の地山パッカ内部に懸濁型の注入材料を注入して膨張させ外管と地山と密着させる。その後，内管のパッカを一旦収縮させ内管の吐出部を注入する位置に移動するとともに，内管のパッカを再度膨張して本注入を行う。

シール材を使用しないため，二重管ストレーナ工法（地山パッカ方式）と同様に，注入材料の吐出部の表面積を大きく取ることができ，単位浸透面積当りの浸透速度は小さく浸透性を向上させている。このため浸透性を保ったまま大吐出による急速浸透施工が可能とされる。

c) 結束細管多点注入工法

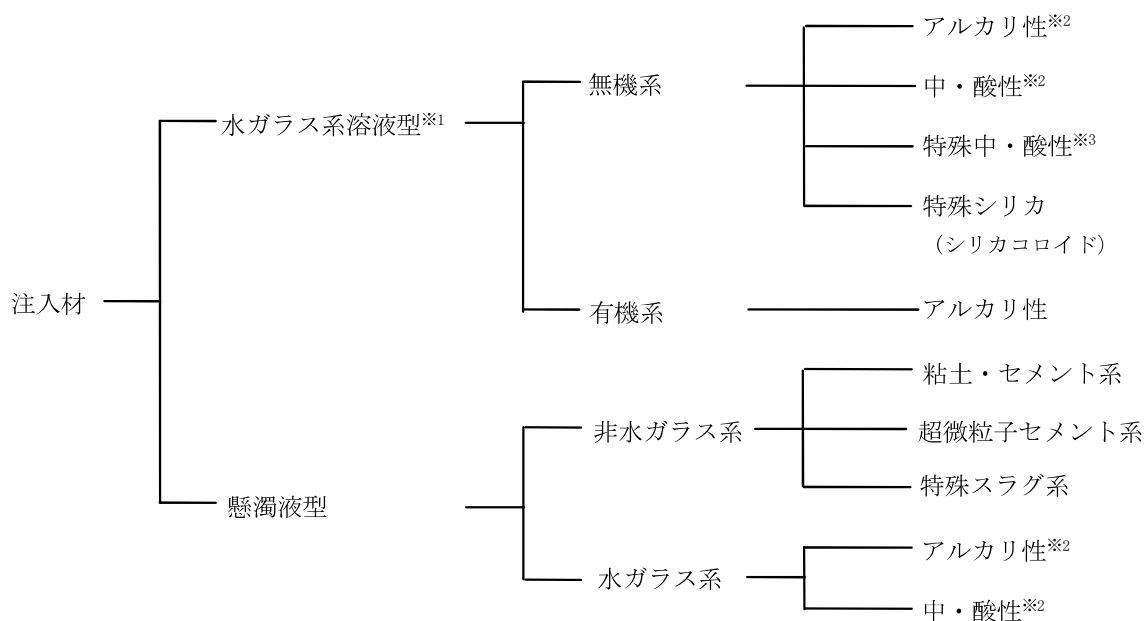
図-2.4に注入手順を示す¹⁾。地盤に建て込まれた多数の注入細管（結束細管）の先端に設置した特殊なノズルから，1ノズル当り吐出量1～6 L/minの低い速度で多数点を同時に注入する工法である。32台のコンパクトにユニット化されたグラウトポンプに注入細管を連結し，最大32バルブ（箇所）の注入を同時に行う（図-2.5）。このため，低い注入速度，注入圧力でも他工法と同じ時間で注入することが可能で，周辺地盤への影響が小さいとされる。

(2) 注入材料

現在の注入材料の分類を図-2.6に示す。暫定指針により、主材はセメント系または水ガラスに制限されている。また、水ガラスを固化させたり、ゲルタイムを調整したりする反応剤は種々の材料が組合せて用いられている（表-2.1）。

大分類として、反応剤にセメントや石灰等のように粒子を有する材料を用いるものは「懸濁液型」に分類され、粒子を含んでいない注入材料は「水ガラス系溶液型」（以降、溶液型）に区分される。また、中分類として、溶液型は、反応剤の種類により無機物を使用するものを「無機系」、有機物を使用するものを「有機系」と区分される。懸濁液型は水ガラスの使用の有無で非水ガラス系と水ガラス系に区分される。さらに、注入材料のpHや使用するセメントの種類によって小分類される。

長期耐久性を有するとされるものは、このうち、非水ガラス系の注入材料と、近年開発された特殊中・酸性や特殊シリカ（劣化の原因とされるナトリウムを極端に低下させたシリカコロイド）を使用した注入材料であるとされる。



- ※1：水ガラス系溶液型は水ガラスを主材としたものであり、反応剤の種類により無機系、有機系に分類される。
 ※2：「アルカリ性」、「中・酸性」の区分は固結時のpHによる（アルカリ性：pH=8～9以上，中酸性：pH=6～7程度）
 ※3：特殊中・酸性とは、溶脱の原因となる主材中のナトリウムイオンの結合量を低下させ、多価金属塩を加えたものである。但し、特殊シリカに分類されるまでのナトリウムイオンの結合量の低下がないもの。

図-2.6 注入材料の分類¹⁾

2章 鉄道分野における地盤注入工法の施工事例分析

表-2.1 主な反応剤の種類と特徴¹⁾

注入材の種類		主材または主成分	反応剤	反応剤の種類	特徴と性質	
水ガラス系溶液型	無機系	アルカリ性	水ガラス	アルカリ剤	アルミ酸ナトリウム(NaAlO ₂)	・濃度の濃淡によりゲル化特性が異なる。特に高濃度の場合は水に希釈されるとゲルタイムが短くなる。
				酸性反応剤	リン酸(H ₂ PO ₄)、重炭酸ナトリウム(NaHCO ₃)、硫酸水素ナトリウム(NaHSO ₄)、リン酸第1ナトリウム(NaH ₂ PO ₄)、亜硫酸水素ナトリウム(NaHSO ₃)等	・この反応剤は水ガラスと急激に反応する。したがって反応率が低く、耐久性や強度等の性質が劣る。また、ゲルタイムの調整が難しい。このため、この反応剤と他の有機反応剤、金属塩類と併用することが多い。
				金属塩反応剤	塩化カルシウム(CaCl ₂)、塩化ナトリウム(NaCl)、硫酸マグネシウム(MgSO ₄)、硫酸アルミニウム(Al ₂ (SO ₄) ₃)、塩化マグネシウム(MgCl ₂)等	・この反応剤は、水ガラスと反応して瞬結反応を起こす性質があるが、一般には瞬結反応を起こさない程度で使用し、酸性反応剤等と組み合わせて使用される。
		中・酸性	水ガラス	酸性液剤	リン酸(H ₂ PO ₄)、硫酸(H ₂ SO ₄)、硫酸水素ナトリウム(NaHSO ₄)等	・水ガラスに直接酸性液剤を加え、中性領域でゲル化させるもので、瞬結として用いることが多い。
			水ガラス(シカゲル)	アルカリ(中和)剤	重炭酸ナトリウム(NaHCO ₃)、炭酸ナトリウム(Na ₂ CO ₃)、水ガラス(mNa ₂ O・nSiO ₂)等	・水ガラスに酸を加えてアルカリを除いたシカゲルを使用する。シカゲル濃度や反応剤により瞬結から中結のゲルタイムが得られる。また、溶脱が少なく安定性が良い。
		特殊中・酸性	特殊水ガラス	酸性反応剤・中和剤 多価金属塩	硫酸(H ₂ SO ₄)、酸化マグネシウム(MgO)、酸化アルミニウム(Al ₂ O ₃)等	・水ガラス中のナトリウムを少なくし、酸性液剤と多価金属塩を同時に加え、中性領域でゲル化させるもので、中結から緩結のゲルタイムが得られる。また、溶脱が少ないため長期耐久性がある。
	特殊シカ	特殊シカ(シカコロイド)	酸性反応剤 アルカリ剤 中性塩	リン酸(H ₂ PO ₄)、硫酸(H ₂ SO ₄)、ケン酸(C ₆ H ₈ O ₇)、水ガラス(mNa ₂ O・nSiO ₂)、中性塩等	・一般の水ガラス中に存在するナトリウムを付交換樹脂等で除去したコロイドシリカを主成分としたもので、固結したゲルよりアルカリの溶脱がなく、長期耐久性に優れる。	
	有機系	アルカリ性	水ガラス	有機反応剤	ざく酸(CH ₃ COOH)、エチルグリコールアセテト(C ₂ H ₄ (OCOCH ₃) ₂)、グリホキシール((CHO) ₂)、γ-ブチラクトン(C ₄ H ₈ O ₂)等	・この反応剤は水ガラスのアルカリのもとで加水分解を起こし、徐々に酸を形成して水ガラス中のアルカリを消費してゲル化する。この反応はゆっくりと行われるため、ゲルタイムの調整が容易となる。しかし、この反応剤は単独で用いるとその量が多くなり、また短いゲルタイムが得られないため、通常酸性反応剤と組み合わせて使用する。
	懸濁液型	非水ガラス系	粘土・セメント系	セメント・ベントナイト等		・固化時間は長い。 ・強度はセメント量とベントナイト量により決まる。
超微粒子セメント系			超微粒子セメント	スラグ	・固化時間は長い強度は高く設定可能。 ・セメントより粒子が小さいが水ガラス系溶液型に比べ浸透性は低い。	
特殊スラグ系			特殊スラグ	石灰等	・固化時間は長い強度は高く設定可能。 ・セメントより粒子が小さいが水ガラス系溶液型に比べ浸透性は低い。	
水ガラス系		アルカリ性	水ガラス	セメント・ベントナイト等	セメント・ベントナイト等	・ゲルタイムと強度はセメント量により決まる。 ・ゲルタイムは一般に1~2分が適しているが、数秒のような瞬結にはならない。
				セメント・スラグ	セメント・スラグ	・セメント量を増加させずゲルタイムを適度に保ちながら高い強度を得ることができる。
				スラグ、石灰	スラグ、石灰	・瞬結から10分程度のゲルタイムの選定が可能で、強度は任意のものが得られる。
				石こう、石灰	石こう、石灰	・瞬結のゲルタイムが得られ、数時間で最終強度となる。
		中・酸性	水ガラス(シカゲル)	セメント(スラグ)アルカリ剤	セメント(スラグ)等	・水ガラスに酸を加えてアルカリを除いたシカゲルを使用する。シカゲル濃度や反応剤により瞬結から中結のゲルタイムが得られる。また、溶脱が少なく安定性が良い。

表-2.2 水ガラス（珪酸ソーダ溶液）の種類¹⁾

	1号	2号	3号	特殊水ガラス
外観	水あめ状の無色ないしわずかに着色した液体			
比重(15°CBe)	—	54以上	40以上	} 特に規定なし
二酸化珪素(SiO ₂)%	35~38	34~36	28~30	
酸化ナトリウム(Na ₂ O)%	17~19	14~45	9~10	
鉄(Fe)%	0.03以下	0.03以下	0.02以下	
水不溶物%	0.2以下	0.2以下	0.2以下	
分子式	Na ₂ O・2SiO ₂	2Na ₂ O・5SiO ₂	Na ₂ O・3SiO ₂	mNa ₂ O・nSiO ₂
モル比	2	2.5	3	1.7~4

a) 水ガラスを主材とする注入材料

・水ガラスの種類

水ガラスとは珪酸ナトリウム（珪酸ソーダ）の俗称であり、単一の化合物ではなく無水珪酸（二酸化珪素， SiO_2 ）と酸化ナトリウム（ Na_2O ）が様々な比率で混合している液体である（分子式は $\text{Na}_2\text{O} \cdot n \text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ ）。この n はモル比であり Na_2O と SiO_2 の混合比率を表している。

水ガラスの種類はJIS K1408で表-2.2のように示されている。現在、注入材料の主材として使用されている水ガラスは、3号水ガラスや3号よりモル比の高い特殊水ガラスのほか、これらから製造したシリカゾル、特殊シリカ（シリカコロイド）がある。

・ゲル化機構

水ガラスを主材とする注入材料を固化させる方法は2種類に大別させる。この手法の違いによりゲル化前の注入材料の示すpHが異なる。

水ガラスは強アルカリであり（3号水ガラス：pH=11~12），これに酸や酸性塩等を加えてpH=8~9以上でゲル化させるものは、「アルカリ性」の注入材料に分類される。

一方、希硫酸に水ガラスを徐々に溶解してpHが1~2程度となるように調整することでシリカゾルを作製し、これにアルカリ反応剤を加えて中性領域でゲル化させる方法（間接法またはシリカゾル法）がある。このような注入材料はゲル化前に中性または酸性を示すことから「中・酸性」の注入材料に分類される。

・溶液の種類

①無機系（アルカリ性）

主材に3号水ガラスや特殊水ガラスを使用し、種々の反応剤を調合して瞬結から緩結（最大120分程度）までのゲルタイムを可能とするものである。水ガラスを主材とした注入材料としては最も古くから使用されているものである。一般に水ガラスに含まれるナトリウムイオン（ Na^+ ）がシリカ（ SiO_2 ）の共有結合を破壊するため、シリカの溶脱により短時間で改良効果が失われるとされている。

②無機系（中・酸性）

主材にシリカゾルを使用するものであり、シリカゾルの製造に使用される酸性液の材料としては硫酸（ H_2SO_4 ）リン酸（ H_2PO_4 ）が多く使用されている。シリカゾル系の反応剤としては、アルカリ反応剤として重炭酸ナトリウム（ NaH_2CO_3 ）や水ガラス（ $m\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ ）等が用いられている。

ゲルタイムのコントロールは反応剤量の調整により行う。酸性領域ではゲルタイムは数時間のオーダーとなり、中性領域でゲル化させると瞬結となる。また、中和緩衝材として酸化マグネシウム（ MgO ）や水酸化マグネシウム（ $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ）等を用いると水に投入してもアルカリ性を示さないが、酸性液中では徐々に中和反応を起こす性質があり、この性質を利用することで中結のゲルタイムも可能となっている。シリカゾルは水ガラスに比べてナトリウ

ムイオン (Na^+) の結合量が少ないため、改良効果は長期間継続するとされる。

③無機系 (特殊中・酸性)

特殊中・酸性注入材は、水ガラス中のアルカリイオンを低減させた特殊水ガラスに酸化液剤と多価金属塩を同時に加え、最終的に中性領域でゲル化させる注入材料である。ゲルタイムについては、先に記述した中和緩衝材等を用いる配合もあり、瞬結から緩結までのゲルタイムが得られる。なお、多価金属塩を加えることにより、通常の中・酸性に比べて耐久性に優れるとされている。

④無機系 (特殊シリカ)

この注入材料に用いる水ガラスの一例を表-2.3 に示す。3号水ガラスに比べ、ナトリウムイオン量を極端に低減したシリカコロイドを用いるものである。その結果としてモル比は大きく、pHも中性に近くなっており、ゲル化するとシリカの溶脱は極めて少なくなって耐久性が優れるとされている。現在、液状化対策等の目的に使用されている注入材料は、主材に特殊シリカ、ゲル化調整剤酸性に反応剤や特殊水ガラスを加えたものが多い。

表-2.3 特殊シリカ (シリカコロイド) ¹⁾

項目	特殊シリカ (シリカコロイド)	3号水ガラス	項目
SiO_2	30~31%	28~30%	SiO_2
Na_2O	0.7%以下	9~10%	Na_2O
モル比	43	3	モル比
pH	9~10	11~12	pH

⑤有機系

有機系とは反応剤に有機物を利用するものであり、無機系とは異なり、水ガラスとの間で加水分解反応を起こして固化する。その反応は無機系のゲル化反応に比べて長い時間を必要とするため、長いゲルタイムを得ることができる。また、数日間に渡り徐々に反応が進行するため、反応率を高く、耐久性に優れているとされる。

・懸濁液型の種類

水ガラスを主材とする懸濁液型の注入材料で古くから用いられているものにLWがある。LWはA液に水ガラスをB液にセメントもしくはセメント・ベントナイトを溶解、攪拌し、A液とB液を等量で注入する注入材料である。ゲルタイムと強度は添加するセメント量で決定される。水ガラスを特殊水ガラスに変えることによりセメント量 $250\text{kg}/\text{m}^3$ で20秒程度の短時間で固結する注入材料も使用されている。

b) 水ガラスを主材としない注入材料 (非水ガラス系注入材)

①粘土・セメント系

主としてセメントとベントナイトと水を攪拌・混合させたものや、セメントと水を混合・攪

拌し注入材料として用いるものである。ゲルタイムは長く、強度はセメントとベントナイトの量により決定される。主に、空洞充填やトンネル地山注入等に使用されている。

②超微粒子セメント系

普通ポルトランドセメントよりブレン値（比表面積）が大きく、 $6,000\sim 15,000\text{cm}^2/\text{g}$ の微粒子から超微粒子系の主材にアルカリ反応剤等を使用することで、ゲルタイムを調整可能な注入材料である、粒子が小さいため砂質土層に対してもある程度まで浸透注入が可能である。

③微粒子系

石灰およびスラグを任意に組み合わせることで、中結から緩結のゲルタイムを得ることができる。ブレン値は超微粒子セメント程度のもものがほとんどである。また、一部の材料の中にアルカリ反応剤を使用することにより、超微粒子化した特殊スラグ（懸濁液型シリカ）と溶液型シリカからなる複合シリカを形成させ、瞬結から緩結までのゲルタイムが可能な注入材料も現在使用されている。

微粒子系の注入材料の性状と化学成分の一例を表-2.4に示す。

表-2.4 微粒子系の注入材料の性状と化学成分の一例¹⁾

記号 No.	比重	比表面積 (cm^2/g)	化学成分 (%)				組成の種類
			SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	
1	3.16	3,200	21.3	4.8	62.3	1.2	セメント系
2	3.0±0.1	約8,000	29.0	13.2	49.2	5.6	セメントスラグ系
3	2.77	9,100	29.3	11.3	46.6	5.7	スラグ石灰系

2.2 鉄道分野における地盤注入工法の動向

注入マニュアルの作成時に収集した221事例^{5), 6)}について、本研究の目的と関連する以下の3項目について、近年の動向を分析した。

- (1) 注入方式
- (2) 注入材料
- (3) 注入速度とゲルタイムの関係

対象事例は、都市部の掘削土留め工，シールトトンネル工，線路下横断工に付随して施工されたものであり，土質区分は図-2.7の通り，礫，砂地盤が中心である。また，地盤注入の目的は図-2.8に示す通り，止水と地盤強化を兼ねる場合が最も多く全体の68%を占める。次いで，止水のみを目的とする場合が23%であり，地盤強化のみを目的とする場合は全体の9%に留まっている。なお，注入の目的とは，それぞれ以下のように定義されるものをさす。

止水：地下水位以深を掘削する場合に，土中の間隙を閉塞して地下水の湧出を防止する目的で実施する。開削工事における土留め欠損部や既設構造物との接合部，シールトの発進・到達部，線路下横断工の切羽周囲などで用いる。

地盤強化：開削工事における掘削底面の安定性の確保や掘削土留めや近接構造物の変位抑止を必要とする場合に，地盤の強度を増加させる目的で実施する。また，線路下横断工における切羽防護や周辺地盤防護でも用いる。

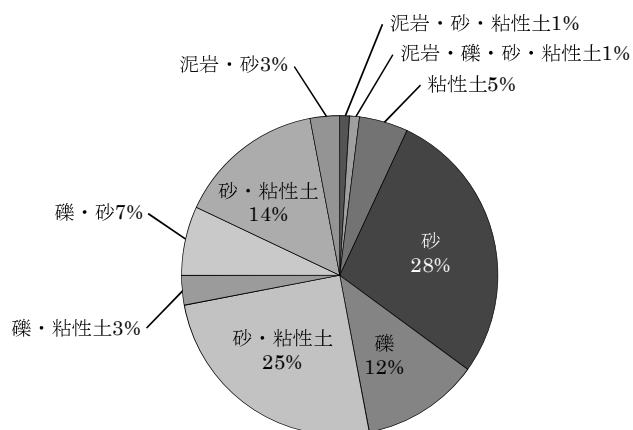


図-2.7 土質区分

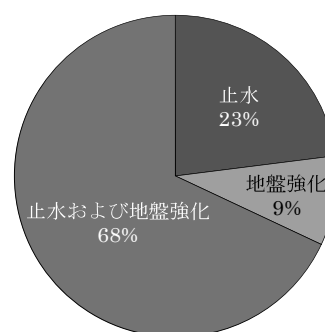


図-2.8 地盤注入の目的

2.2.1 注入方式

図-2.9に示す通り、二重管ストレーナ工法（複相式）が65%と最も多く用いられ、次いで二重管ダブルパッカ工法（シールグラウト方式）が17%となった。また、比較的新しい工法である二重管ストレーナ工法（地山パッカ方式）、結束細管多点注入工法の使用実績も少ないながらも確認された。

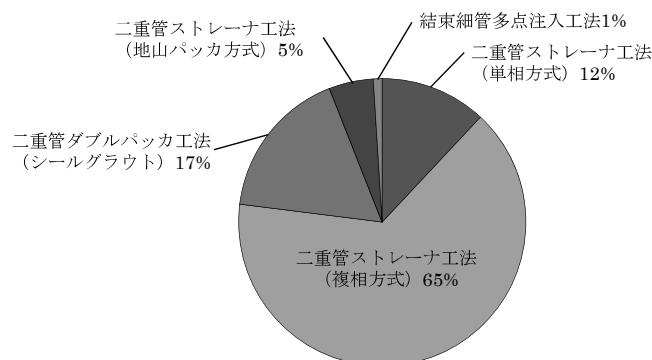


図-2.9 注入方式

2.3.2 注入材料

図-2.10に示す通り、二重管ストレーナ工法（複相式）、二重管ストレーナ工法（地山パッカ方式）ともに溶液型が100%を占める。また、二重管ダブルパッカ工法（シールグラウト方式）では、一次注入には懸濁液型が用いられているが、二次注入では溶液型が96%を占める結果となった。さらに、二重管ストレーナ工法（単相式）では、9%程度と懸濁液型の使用が多少みられる。

なお、耐久性を有する注入材料の利用として、特殊中・酸性を液状化対策として利用したものが1事例みられた。また、収集された事例以外にも鉄道工事において本設利用を目的とした施工事例が報告されている⁷⁾。

2.3.3 注入速度とゲルタイム

注入速度とゲルタイムの関係を図-2.11に示す。溶液型については工法別にみると、二重管ストレーナ工法では9~18L/min、二重管ダブルパッカ工法では8~12L/minが多く用いられていることが分かる。

注入速度とゲルタイムについて、注入の設計施工指針⁸⁾では、溶液型で8~20L/min、懸濁液型で20~30L/minの注入速度が標準とされており、今回の結果も同様な傾向を示している。

ただし、工法別に見ると二重管ダブルパッカ工法ではこの範囲の中でも遅い注入速度が用いられている。

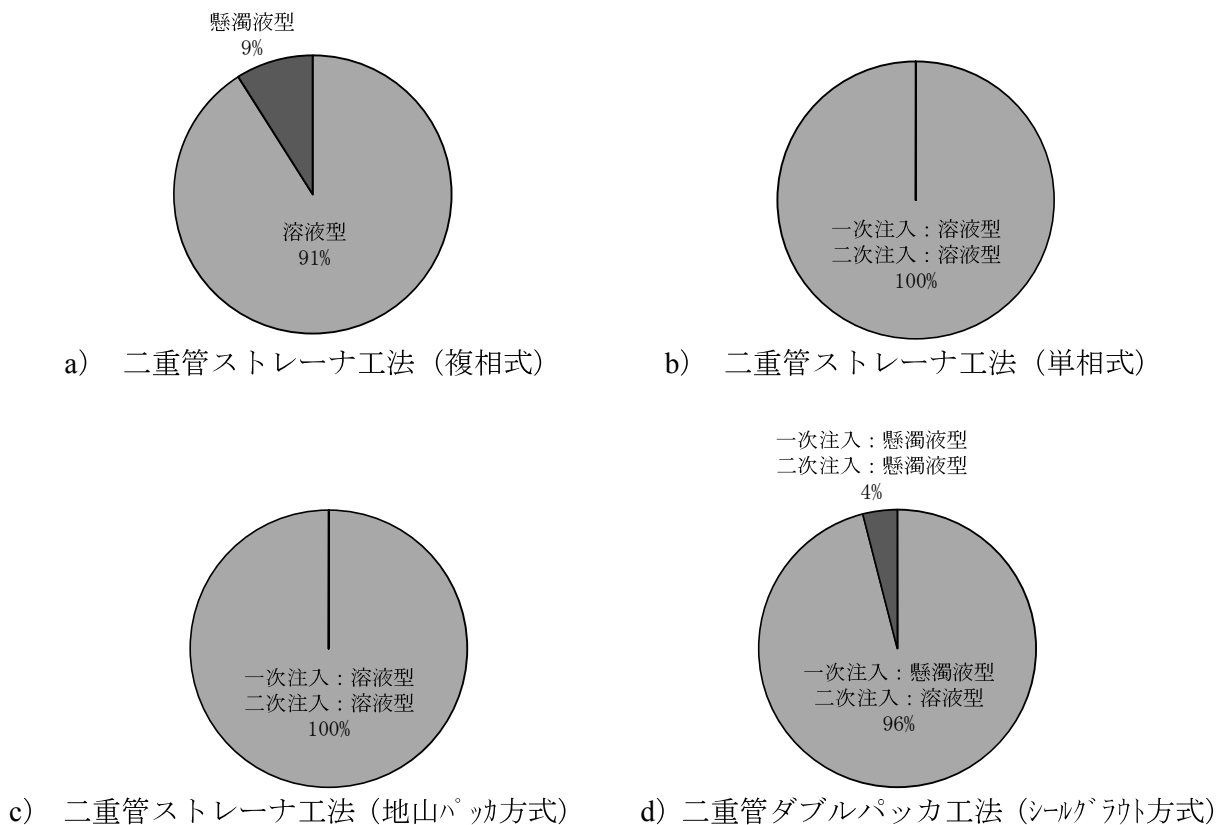
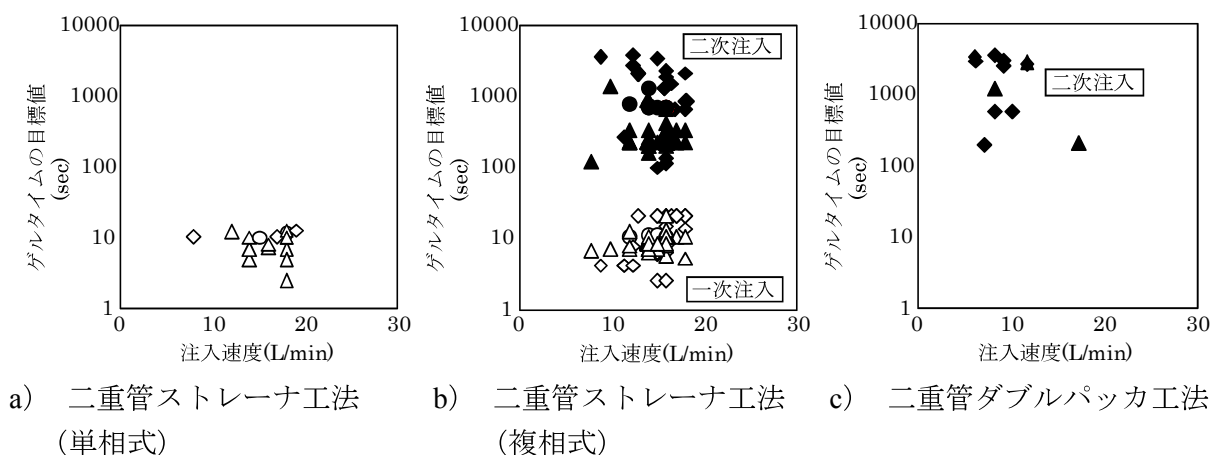


図-2.10 注入材料



- ◆◇：溶液型（無機系，アルカリ性）
- ▲△：溶液型（無機系，中・酸性）
- ：溶液型（有機系，アルカリ性）

図-2.11 注入速度とゲルタイムの関係

2.3 結 論

鉄道分野における地盤注入工法の事例分析を行った結果、注入精度や浸透性に優れた注入方式が比較的高価であるにも関わらず、施工事例の大半を占めること、注入速度も二重管ダブルパッカ工法（シールグラウト方式）では低い注入速度が利用されていることが明らかになった。この背景には、近年の社会的な安全性向上への要望から、周辺地盤への影響が小さい地盤注入工法が好まれる傾向にあるものと考えられた。また、注入材料については、溶液型の利用が主流であり、長期耐久性を有するとされるものが少ないながらも見られた。したがって、今後の本設の地盤改良工法としての利用が進展していくためには、溶液型の注入材料に対して、長期経過後の耐久性を予測する定量的な手法を構築することが重要と考えられた。

2章の参考文献

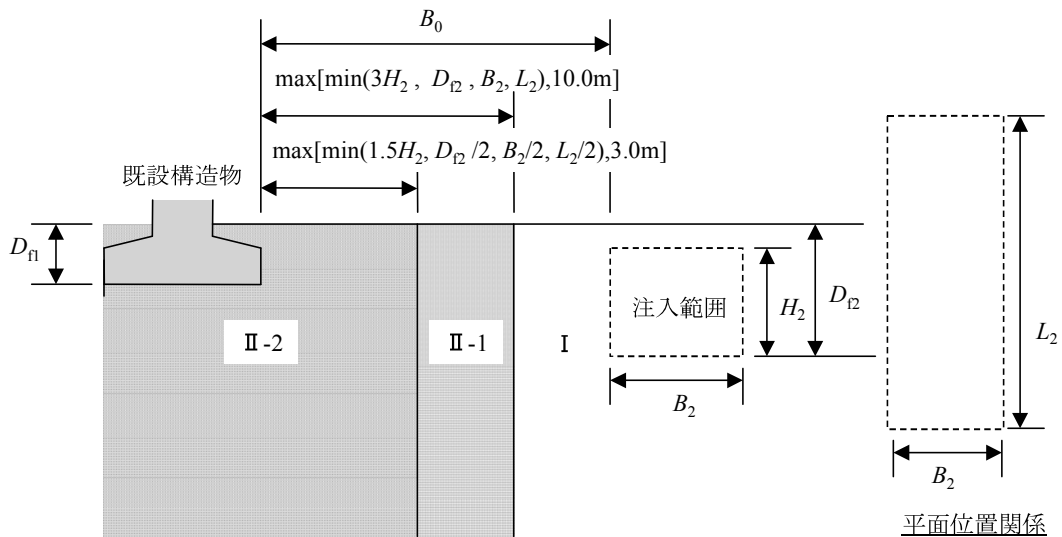
- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：注入の設計施工マニュアル，(財) 研友社，2011.
- 2) PneumaX工法研究会：PneumaX工法研究会 カタログ及び技術積算資料
- 3) 地盤注入開発機構：恒久グラウト・本設注入協会 エキスパッカ工法，3D・EX工法カタログ
- 4) 地盤注入開発機構：恒久グラウト・本設注入協会 超多点注入工法カタログ
- 5) (公財) 鉄道総合技術研究所：注入の実施例集，2010.
- 6) 仲山貴司，牛田貴士，焼田真司，岡野法之：近年の注入工事例と改良体の強度特性，第21回トンネル工学研究発表会報告集，Vol.21，pp.136～148，2011.
- 7) 鬼塚良介，武内政徳，上杉吉史：九州新幹線博多駅の地盤注入による基礎補強工事，基礎工，Vol.38，No.5，pp.85-87，2008.
- 8) 日本国有鉄道：注入の設計施工指針，1986.

3章 地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法

3.1 概要

地盤掘削を伴う工事では、近接する既設構造物に有害な影響を与えないようにするため、地盤注入工法で事前に地盤改良を行う場合が多い。ただし、地盤注入工法自体の施工も既設構造物に影響を与える可能性があるため、注入範囲および既設構造物の寸法、離隔に応じた近接程度の判定を行い、施工の影響度合いを事前に検討する必要がある。

近接マニュアルには、既設構造物の種類に応じた地盤注入工法の近接程度の判定区分図を示しており、例えば、図-3.1は、既設構造物が直接基礎の場合のものである。要注意範囲(II-2)は、通常の施工法によると有害な影響が既設構造物に及ぶとされる範囲で、土被りや地盤条件に関わらず、事前の影響予測や対策が必須としている。



無条件範囲：図中に示す「I」の範囲 $B_0 > \max[10.0\text{m}, \min\{3 \times (D_{12} - D_{12}'), D_{12}, B_2, L_2\}]$
 要注意範囲：図中に示す「II-1」の範囲 $\{ I, II-2 \text{のどちらにも該当しない範囲} \}$
 要注意範囲：図中に示す「II-2」の範囲 $B_0 \leq \max[3.0\text{m}, \min\{1.5 \times (D_{12} - D_{12}'), D_{12}/2, B_2/2, L_2/2\}]$

図-3.1 地盤注入工法の近接程度の区分

(直接基礎(盛土・素地含む)、杭基礎、ケーソン基礎の場合)

以下に、近接マニュアルに示した影響予測、対策方法を要約する。

①影響予測について

- ・透水係数が $5 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ 以上の地盤を低圧で浸透注入できる場合は変状が小さい
- ・透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ 以下の地盤では変状が発生する恐れがある
- ・脈状注入が主体となる場合の地盤変形解析手法として、「1.3 既往の研究」の既往文献iii)

を示している

②対策について

- ・浸透注入となるように低速で、浸透面積を多くとれる注入方式を採用する
- ・注入材料はゲルタイムが長く低粘性のものを用いる
- ・現場注入試験で限界注入速度を求め管理指標とする
- ・注入順序を近接構造物から離れる方向とする
- ・注入管の配置，ピッチを密にする

近年は、より効果的な対策として、周辺地盤への影響が小さい浸透注入（土の骨格構造を変えることなく注入材料を間隙に充填する注入形態）を主体とした新しい工法が利用され始めている。ただし、これらが開発されてから日が浅いことに加え、浸透注入を対象とした周辺地盤の変位予測手法は示されていないという課題があり、これまでの対策も併せて行われているのが現状である。例えば、鉄道営業線直下では、夜間の線路閉鎖間合いでの注入作業とするなどの対策が一律に講じられるため、補助工法である地盤注入工法の工期やコストが工事全体に占める比率は高くなる場合が多い。

そこで、本章では、鉄道で事例の多い二重管ストレーナ工法で溶液型の注入材料を砂質地盤に注入する場合を想定して、浸透注入を対象とした地盤変形解析手法を構築するとともに、その手法を用いたパラメトリックスタディから注入孔直上の地表面の隆起量を求める簡易算定式を提案する。

3.2 有限要素法を用いた変位予測法の仮定

既往研究から、受動崩壊時の荷重バランスに基づく力の釣合い計算や、注入管の吐出口位置のみに注入圧力を作用させる地盤変形解析では、実際の計測結果を表現しきれないことが明らかになった。

これは、注入材料や間隙水が周辺地盤を浸透することで生じる圧力（浸透水圧）を無視していることが原因と考え、本研究では、以下の手順で地盤変形解析を行うこととした（図-3.2）。

Step1：注入に伴って地盤全体に生じる過剰間隙水圧を求める

Step2：求めた過剰間隙水圧をもとに、浸透水圧を求める

Step3：浸透水圧を等価節点外力に換算して、有効応力として土粒子骨格に作用させて地盤変形解析を行う

ただし、Step1の過剰間隙水圧を有限要素法で求める場合、注入材料と間隙水は粘度が異なるため、二相混合流体として扱わなければならない、複雑かつ時間を要するものになるという問題がある。したがって、Step1には、簡易に注入圧力を求めることができるMaagの理論式を応用することを最終目標とした。

なお、過剰間隙水圧で生じる地盤変形は粘性土では圧密現象として知られ、この変形が収束するまで長期間を要することから、土と粘性土の挙動を強連成問題として解く¹⁾。これに対して、砂質土の場合には過剰間隙水圧は即座に浸透流に置き換わり、浸透水圧として地盤に作用する。この変形は時間依存性が低いことから、有限要素法では弱連成問題として解かれるのが一般的である²⁾。

2章に示したように、現在の地盤注入は主に礫・砂質地盤で行われているため、本研究ではStep1～Step3のような後者の解法を用いた。

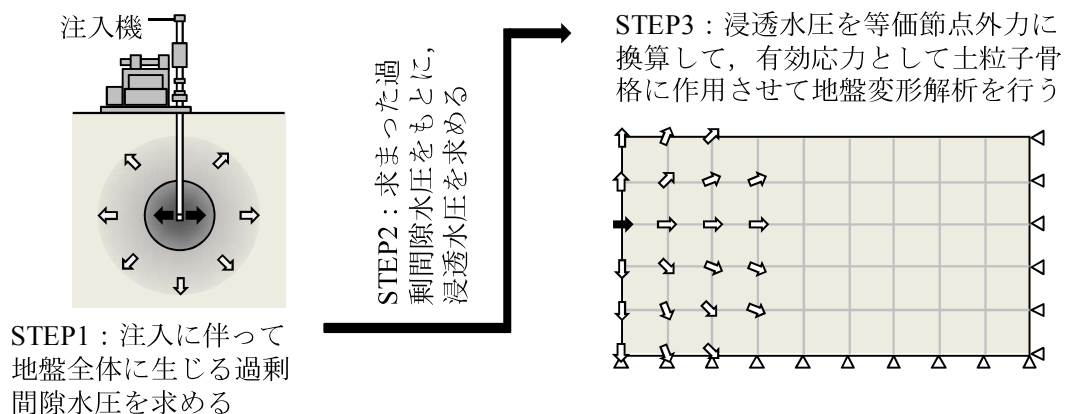


図-3.2 本研究の地盤変形解析の流れ

3.3 注入材料の地盤浸透に関する検討

3.3.1 粘性依存型の二相混合流解析

地盤中の地下水の流れを解析する場合には、一般的にDarcy（ダルシー）の法則（式（3.1））に基づく浸透流解析を用いるが、注入材料と間隙水は粘性が異なるため、注入材料の浸透領域の透水係数を注入材料と間隙水の粘度の違いに応じて逐次修正する必要がある。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \cdot \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - q = \frac{\partial}{\partial t} \cdot (S_w \cdot n) \quad \dots (3.1)$$

ここに、 K_{ij} ：透水係数， h ：水頭， S_w ：飽和度， n ：間隙率， q ：排水量

本研究では、この粘性の異なる二相混合流を表現するため、**図-3.3**の手順を追うこととした（以下、粘性依存型の二層混合流解析）。

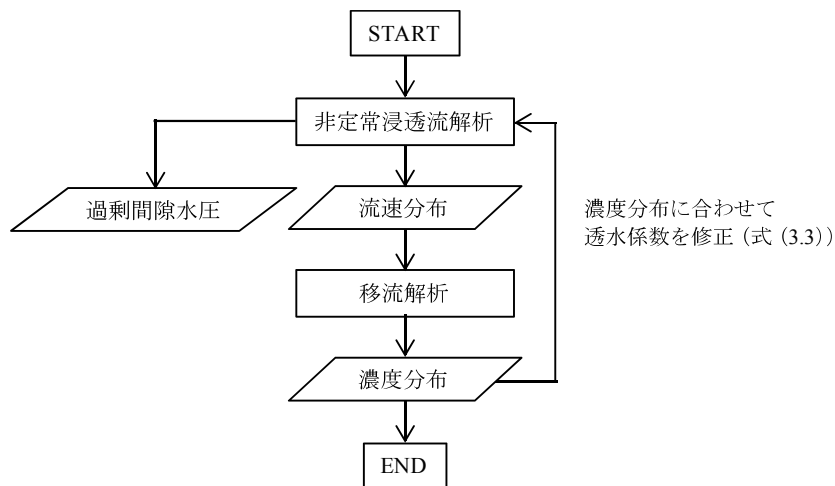


図-3.3 粘性依存型の二相混合流解析の流れ

まず、非定常浸透流解析から過剰間隙水圧分布と流速分布を求め、次に、この流速分布を用いた移流方程式（式（3.2））に基づく解析（移流解析）を行い、注入材料の浸透範囲を濃度分布として求める。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = - \frac{\partial (C U_{ij})}{\partial x_i} \quad \dots (3.2)$$

ここに、 C ：濃度， U_{ij} ：流速

さらに、この濃度分布と式 (3.3) に示す透水係数と濃度の関係から、次ステップの非定常浸透流解析に用いる透水係数分布を求める。

$$k = \left(\frac{\mu_g}{\mu_w} C(t) + (1 - C(t)) \right) \cdot k_w \quad \dots (3.3)$$

ここに、 k ：透水係数、 k_w ：水の透水係数、 $C(t)$ ：移流解析で求まる濃度、 μ_g ：注入材料の粘度、 μ_w ：間隙水の粘度

これらを微小時間で繰り返すことで、地盤内の過剰間隙水圧の経時変化を算出することができる。

3.3.2 Maagの理論式

Maagの理論式とは、過剰間隙水圧は注入孔から放射状に発生して無限縁で静水圧と釣り合うという仮定のもと、注入圧力を求める方法である (式 (3.4))³⁾。

$$P = \frac{\gamma \cdot q}{4\pi k} \cdot \frac{1}{r_a} + \gamma \cdot h \quad \dots (3.4)$$

ここに、 P ：注入圧力 (kPa)、 q ：注入量 (m³/sec)、 k ：透水係数 (m/sec)、 r_a ：注入孔半径 (m)、 γ ：水の単位重量 (kN/m³)、 h ：注入孔近傍の地下水位 (m)

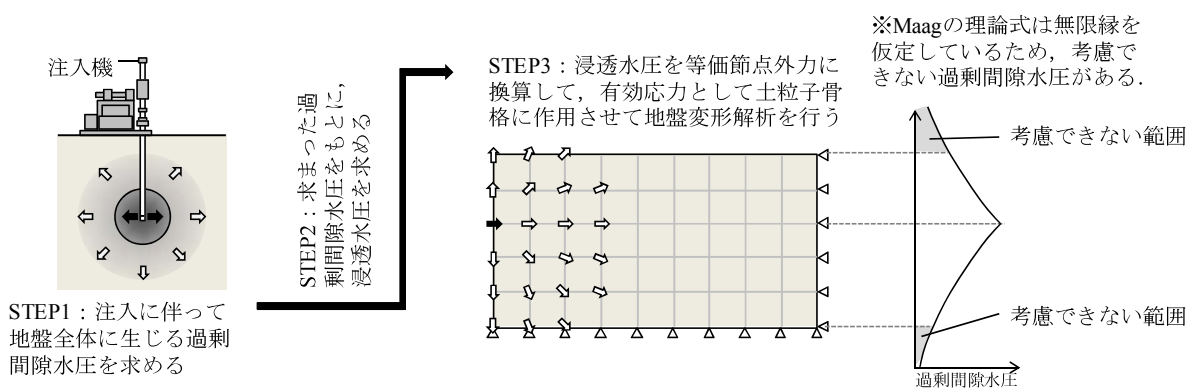


図-3.4 Maagの理論式と地盤変形解析の関係

ただし、Maagの理論式から求まる過剰間隙水圧を地盤変形解析に用いるためには、以下のような理論的制約がある。

- ・無限縁の地盤を前提としているのに対し、地盤変形解析で用いる解析モデルの範囲は有限

であるため、モデル外に生じる浸透水圧を考慮できない (図-3.4)。

- ・地表面に向かう流れが表現されていないのに加えて、前ステップで注入した注入材料など近傍に浸透を遮るものがある場合の流れも表現されていない。

なお、式 (3.4) は注入圧力を求めるための式である。地盤内の過剰間隙水圧が求められるように、ここで改めて式展開する。

注入材料の浸透を球状と仮定すると単位時間当たりの注入量 q は式 (3.5) で表せる。

$$q = 4\pi R^2 \cdot v \quad \dots (3.5)$$

ここに、 q : 注入量 (m³/sec), R : 半径 (m), v : 流速 (m²/sec)

また、圧力表示のダルシー則から流速 v は式 (3.6) で表せる。

$$v = -\frac{k}{\gamma} \cdot \frac{dP}{dR} \quad \dots (3.6)$$

ここに、 k : 透水係数 (m/sec), γ : 液体の単位重量 (kN/m³), P : 圧力 (kPa)

式 (3.5), 式 (3.6) から地盤内の過剰間隙水圧 $p(r)$ は式 (3.7) で求まる。

$$q = -4\pi R^2 \cdot \frac{k}{\gamma} \cdot \frac{dp}{dR} \rightarrow \int_{p_a}^{p(r)} dp = -\frac{\gamma \cdot q}{4\pi k} \cdot \int_{r_a}^r \frac{1}{R^2} dR \rightarrow p(r) = \frac{\gamma \cdot q}{4\pi k} \cdot \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{r_a} \right) + p_a \quad \dots (3.7)$$

ここに、 r_a : 注入孔半径 (m), p_a : 注入圧力 (kPa), $p(r)$: 浸透半径 r における間隙水圧 (kPa)

さらに、もともとのMaagの理論式は無限遠で静水圧と釣合うという仮定を用いているが (図-3.5中の②), 注入材料の浸透界面では、注水した場合の過剰間隙水圧と注入材料を注入した場合の過剰間隙水圧は釣り合っているはずである (図-3.5中の①)。

まず、注水状態を想定する。無限縁において間隙水圧は静水圧と釣合うと仮定すると ($r \rightarrow \infty : p(r) \rightarrow \gamma_w \cdot h_w$), 式 (3.7) から注水状態の注入圧力 p_{aw} は式 (3.8) となる。

$$p_{aw} = \gamma_w \cdot h_w + \frac{\gamma_w \cdot q}{4\pi k_w} \cdot \left(\frac{1}{r_a} \right) \quad \dots (3.8)$$

k_w : 水の透水係数 (m/sec), γ_w : 水の単位重量 (kN/m³)

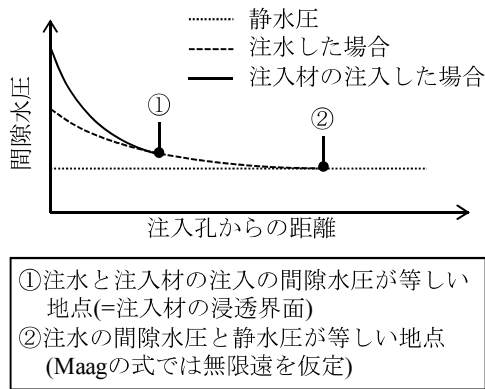


図-3.5 間隙水圧の概念図

よって、注水状態の距離 r での間隙水圧 $p(r)$ は式 (3.9) で求まる。

$$p(r) = \frac{\gamma_w \cdot q}{4\pi k_w} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) + \gamma_w \cdot h \quad \dots (3.9)$$

次に、注入材料の注入中を想定する。注入材料の浸透する界面（注入材料と水の接触面）では互いの間隙水圧は釣り合うため、式 (3.8)、式 (3.9) から注入材料の注入圧力 p_{ag} は式 (3.10) となる。

$$\begin{aligned} \frac{\gamma_w \cdot q}{4\pi k_w} \cdot \left(\frac{1}{R(t)}\right) + \gamma_w \cdot h &= \frac{\gamma_g \cdot q}{4\pi k_g} \cdot \left(\frac{1}{R(t)} - \frac{1}{r_a}\right) + p_{ag} \\ \rightarrow p_{ag} &= \gamma_w \cdot h_w + \frac{q}{4\pi} \left\{ \left(\frac{\gamma_w}{k_w} - \frac{\gamma_g}{k_g}\right) \cdot \frac{1}{R(t)} + \frac{\gamma_g}{k_g} \cdot \frac{1}{r_a} \right\} \quad \dots (3.10) \end{aligned}$$

ここに、 p_{ag} ：注入材料の注入圧力 (kPa)、 k_g ：注入材料の透水係数 (m/sec)、 γ_g ：注入材料の単位重量 (kN/m³)

式 (3.10) を式 (3.7) に代入すると、注入孔からの距離 r での間隙水圧 $p(r)$ は式 (3.11) となる。なお、式 (3.11) の r に注入孔半径 r_a を代入した $p(r, t)$ が式 (3.4) となる。

$$\left\{ \begin{aligned} p(r, t) &= \frac{\gamma \cdot q}{4\pi k_w} \cdot \left\{ \left(\frac{\mu_g}{\mu_w}\right) \frac{1}{r} + \left(1 - \frac{\mu_g}{\mu_w}\right) \frac{1}{R(t)} \right\} + \gamma \cdot h_w & (r \geq R(t)) \\ p(r, t) &= \frac{\gamma \cdot q}{4\pi k_w} \cdot \frac{1}{r} + \gamma \cdot h_w & (r < R(t)) \end{aligned} \right. \quad \dots (3.11)$$

ここに、 $p(r)$ ：半径 r での圧力 (kPa)， γ ：水の単位重量 (kN/m³)， h_w ：注入孔近傍の地下水位 (m)， q ：注入量 (m³/sec)， k_w ：水の透水係数 (m/sec)， μ_w ：水の粘度 (Pa·s)， μ_g ：注入材料の粘度 (Pa·s)， $R(t)$ ：時刻 t における浸透半径 (m)

式 (3.11) の $R(t)$ は、注入材料の浸透を球状と仮定した場合には式 (3.12) となる。したがって、式 (3.11) に、式 (3.12) の $R(t)$ を用いると、さらに間隙水圧の経時変化を求めることができる。

$$q \cdot t = \frac{n}{100} \cdot \frac{4}{3} \pi (R(t)^3 - r_a^3) \Leftrightarrow R(t) = \sqrt[3]{r_a^3 + \frac{300 \cdot q \cdot t}{4\pi \cdot n}} \quad \dots (3.12)$$

ここに、 n ：間隙率 (%)， r_a ：注入孔半径 (m)

3.3.3 注入材料の粘度

前述した粘性依存型の二層混合流解析，Maag の理論式の計算には、浸透中の間隙水と注入材料の粘度が必要となる。注入材料自体の粘度は、注入マニュアルから引用できるが、地盤内の浸透中には、途中で注入材料が固化、目詰まりすることで、その値が変化することが懸念される。そこで、対象とする現在の溶液型の注入材料の粘度について室内実験で検証した。

まず、一般的な水の粘度を表-3.1 に示す。また、経験的な法則であるアレニウス-グツマンの式 ((3.13) 式) から求めることができる。

表-3.1 水の粘性

温度 (°C)	0	5	10	15	20	25	30	35
粘度 ($\times 10^{-3}$ Pa·s)	1.793	1.521	1.308	1.139	1.002	0.890	0.797	0.720

$$\mu = A \cdot e^{\frac{\varepsilon}{kT}} \quad \dots (3.13)$$

ここで、 A ：定数， ε ：活性化エネルギー (J)， k ：ボルツマン定数 (JK⁻¹)， T ：温度 (K)

一方、注入材料自体の初期粘度は、図-3.6 の水ガラス濃度との関係が注入マニュアルで整理されている。

一般的な注入材料の水ガラス濃度は 20～25% であるため⁴⁾、注入材料の粘度は 15°C で 2.0～2.5×10⁻³ Pa·s 程度となる。一方、水の粘度は表-3.1 から 15°C で 1.139 である。よって、こ

これらの値をもとにすれば、粘度比（水の粘度/注入材料の粘度）は15°Cで0.5と設定できることとなる。

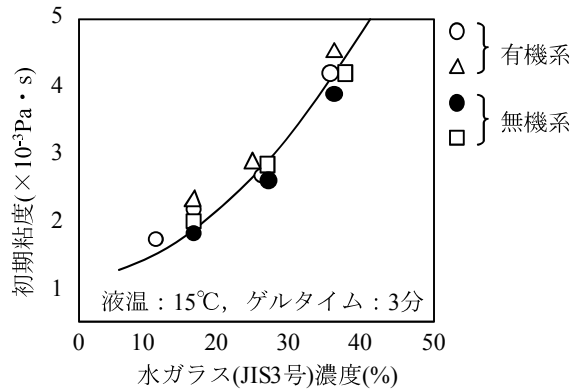


図-3.6 注入材料の粘度と水ガラス濃度の関係

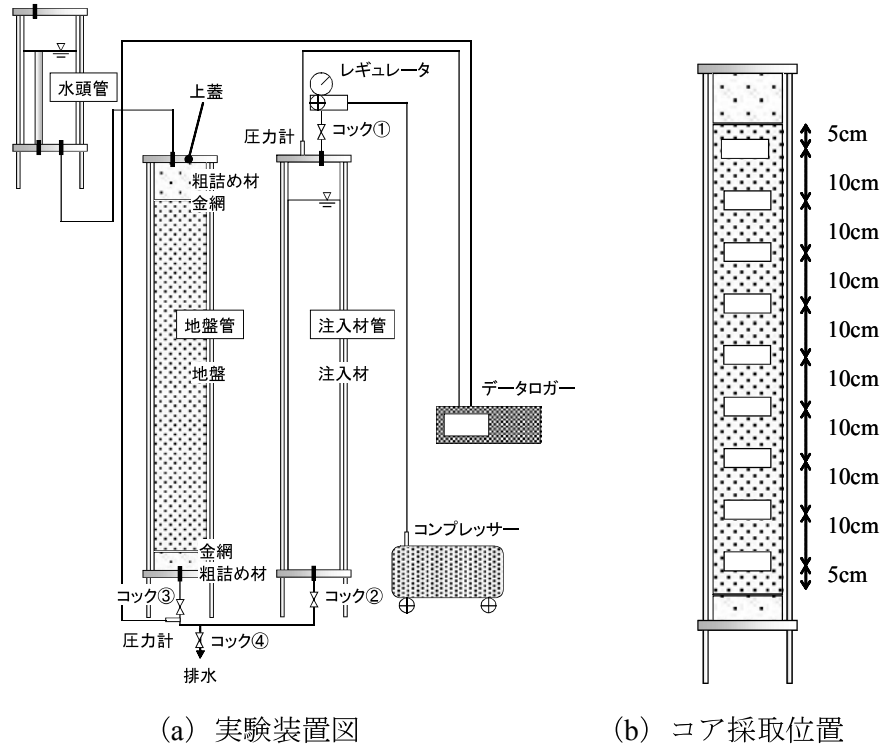
3.3.4 室内実験による地盤浸透中の粘度の検証

a) 試験条件

図-3.7(a)(c)に示すように地盤管に目標相対密度80%の地盤を作成し、地盤管の下面から1次元の注入を行った。

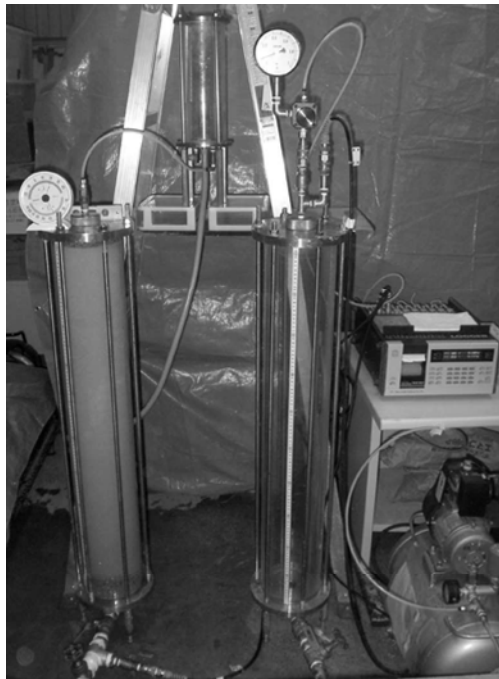
使用した注入材料は、現在の鉄道分野の地盤注入工法で主流の溶液型の中・酸性、砂試料は豊浦標準砂と同程度の粒径である珪砂7号とした。砂試料の主な物性値と写真、粒径加積曲線をそれぞれ表-3.2, 図-3.8, 図-3.9に示す。なお、地盤の透水係数は事前に注水試験で測定した結果、 $1.216 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ であった。

注入速度は1ℓ/minとし、シリンダー下面から80cm高さまでの地盤の間隙を100%で充てる量の注入材料を注入した。注入中はシリンダー下部に取り付けた圧力計で、注入圧力の経時変化を測定するとともに、注入後は図-3.7(b)に示す位置で採取したコアの一軸圧縮強度およびシリカ濃度を測定して、注入形態を確認した。なお、一軸圧縮強度とシリカ濃度の測定方法は、4章で詳細に記載する。



(a) 実験装置図

(b) コア採取位置



(c) 実験装置写真

図-3.7 実験装置

表-3.2 砂試料（硅砂7号）の主な物性値

土粒子の密度 ρ_s	2.62 (g/cm ³)
最大間隙比	0.931
最小間隙比	0.613
平均粒径 D_{50}	0.18 (mm)
内部摩擦角	33.0 (°)

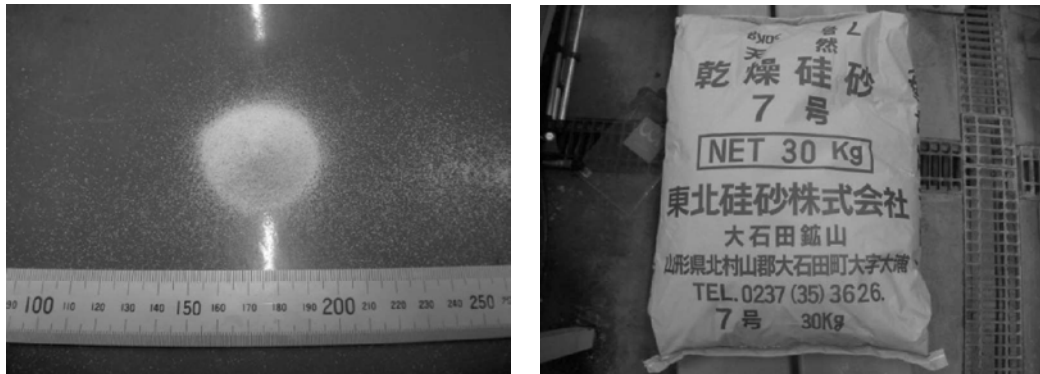


図-3.8 砂試料（硅砂7号）

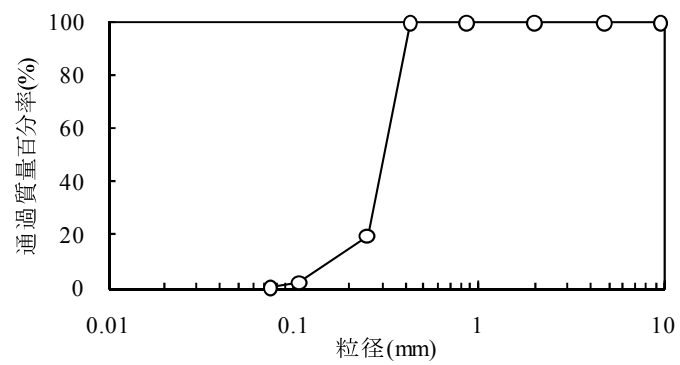


図-3.9 砂試料（硅砂7号）の粒径加積曲線

b) 試験結果および考察

図-3.10に注入圧力の経時変化を示す。シリンダー長手方向に一次元的な浸透を行ったものであるため、測定した注入圧力は線形に近い増加を示した。同図には一次元浸透を仮定して式展開したMaagの理論式に粘度比0.5を用いた計算値も示した。これらの値は、ほぼ一致していることがわかる。なお、試験結果のほうがやや大きいのは、アルリル管等との摩擦の影響が生じているものと考えられる。

また、図-3.11には、注入面からの距離と一軸圧縮強度、シリカ濃度の関係を示す。注入材料の浸透距離80cmの10cm手前までこれらは均一で、それ以降は徐々に低下する連続的な分布を示していることがわかる。したがって、今回使用した溶液型の中・酸性の注入材料では、注入途中で固化の生じない理想的な浸透注入となったものと考えられる。

つまり、仮定した粘度比0.5で注入圧を算定できたこと、注入形態が浸透注入であったことから、溶液型の中・酸性系の注入材料を用いた場合には、解析において粘度比の経時的な修正は必要ないと考えられることができる。

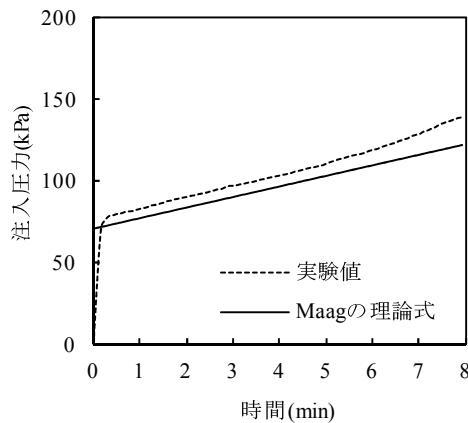


図-3.10 注入圧力の経時変化

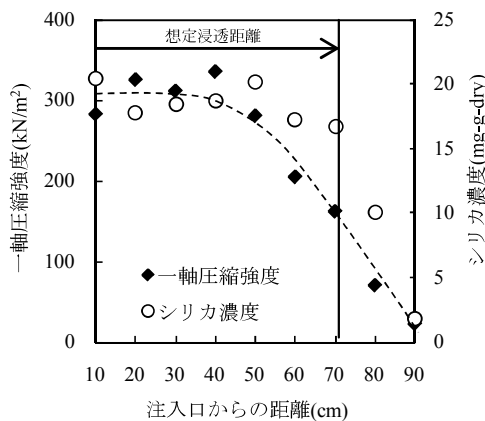


図-3.11 一軸圧縮強度とシリカ濃度

3.3.5 粘性依存型の二相混合流解析とMaagの理論式による過剰間隙水圧の比較

Maagの理論式を地盤変形解析に用いる場合には、二層混合流解析と同程度の精度を有することが望ましいが、前述したように地表面や前ステップで注入した注入材料など近傍に浸透を遮るものがある場合への適用を制限していた。そこで、粘性依存型の二層混合流解析との比較から、この制約条件による影響度合いを確認した。

(1) 計算条件

図-3.12の施工モデル、表-3.3の施工条件を用いた。注入範囲は深さ1.0～3.0mであり、注入は後退（上昇）式で1つの掘削孔から5ステップ（0.5mピッチ）の単相で行うものとした。

注入方式には鉄道で実績の最も多い2重管ストレーナ工法を想定して、注入管の直径、ストレーナの長さ、注入ピッチを決定し、注入速度もこの工法の上限である一定速度 $q=20\text{L}/\text{min}$ とした。また、地盤および注入材料も、鉄道で実績の多い砂質土に溶液型の中・酸性を想定し、表-3.4の通り物性値を設定した。

粘性依存型の二層混合流解析では、注入材料の3次元的な浸透を表現するため、図-3.13の軸対称要素のモデルを用いた。解析領域は下方に10m、半径20mであり、節点数は13294、要素数は13038である。特に、粘性依存型の二層混合流解析中の移流解析ではメッシュサイズを細かく設定しないと解が振動しやすくなるため、注入孔付近は25mmピッチで分割している。

境界条件は、浸透流解析では地表面と側面を自由排水境界とし、ストレーナ位置には水平方向の流量境界を与えた。また、移流解析ではストレーナ位置に濃度境界（ $C=1$ ）を与えた。

なお、前述したとおりMaagの理論式は、このような連続する注入ステップや境界が近接する場合を表現していないため、各ステップの地盤注入が独立して行われたものとして計算することとした。

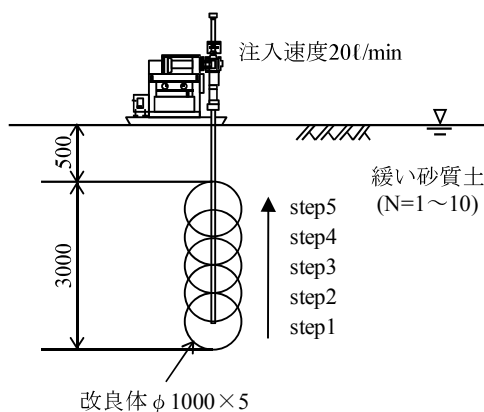


図-3.12 施工モデル

表-3.3 施工条件

注入量 q (ℓ/min)	20.0
注入管の直径 (m)	0.10
ストレーナの長さ (m)	0.10
注入有効半径 R (t) (m)	0.50
注入順序	後退（上昇）式
ステップ間隔 (m)	0.25

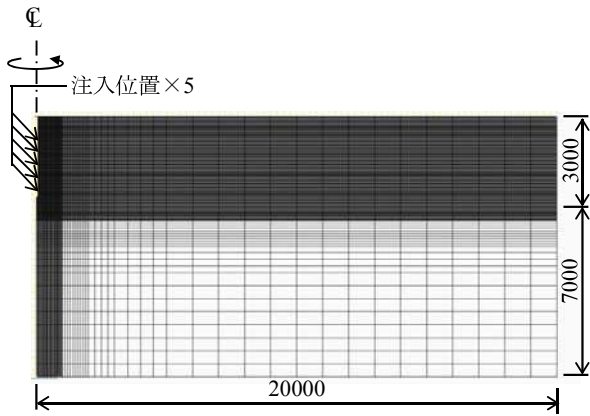


図-3.13 解析モデル (単位 : mm)

表-3.4 材料物性値

地盤条件	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.0
	水の透水係数 k_w (m/sec)	1.0×10^{-5}
	間隙比 e	0.92
	比貯留係数 S_c (1/m)	1.80×10^{-4}
注入材料	粘性係数比 μ_w / μ_g (15°C)	0.50

(2) 計算結果

a) 注入圧力の経時変化

粘性依存型の二層混合流解析とMaagの理論式で求めた注入圧力の経時変化を図-3.15に示す。これらの注入圧力はほぼ同じ値となることがわかる。注入に要する時間は12.53minであり、どちらも最初は急激に圧力が上昇するが、約1分で緩やかな増加に遷移して最終圧力は約1.0MPaとなる。なお、これらの結果は実際に計測される注入圧力の推移に類似しており、遷移後の増加量も現場管理値として多く用いられる0.1~0.3MPaの範疇⁴⁾に収まる。

なお、透水係数と計算結果から得られた注入圧力の関係を図-1.17の注入形態の領域と比較すると図-3.14のようになり、対象としている浸透注入域であることがわかる。

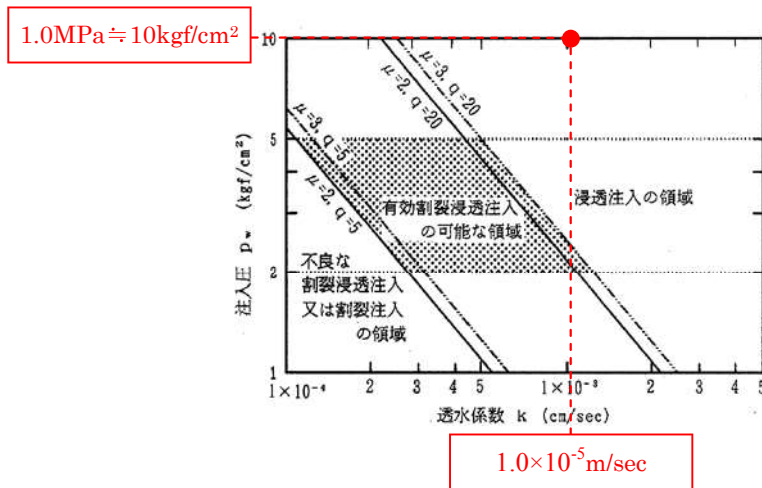
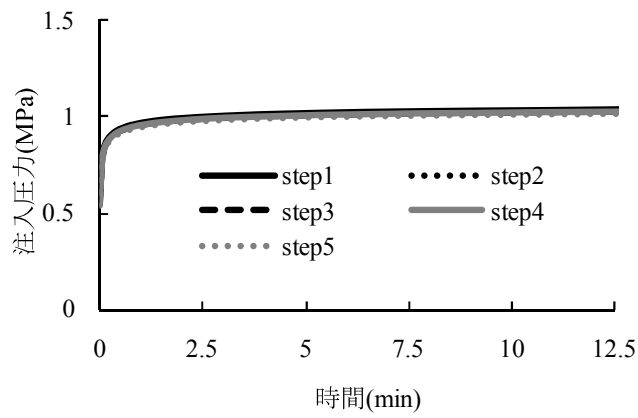
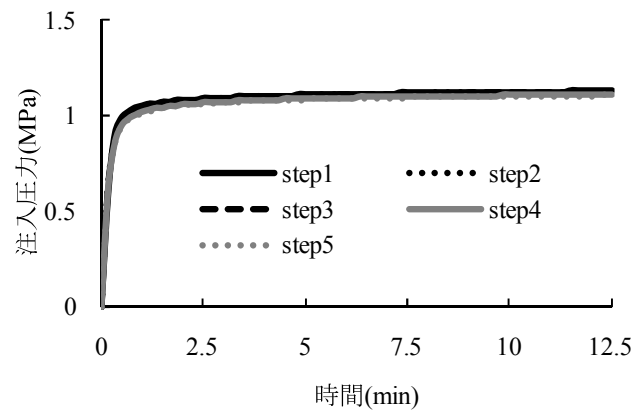


図-3.14 計算条件の注入形態



(a) Maagの理論式



(b) 粘性依存型の二層混合流解析

図-3.15 注入圧力の経時変化

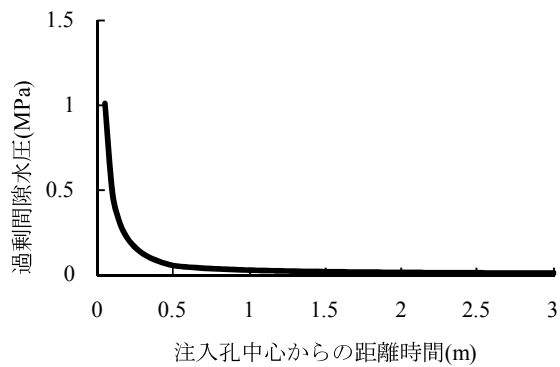


図-3.16 過剰間隙水圧分布

(注入直後 (注入始後12.53 (min)), Maagの理論式)

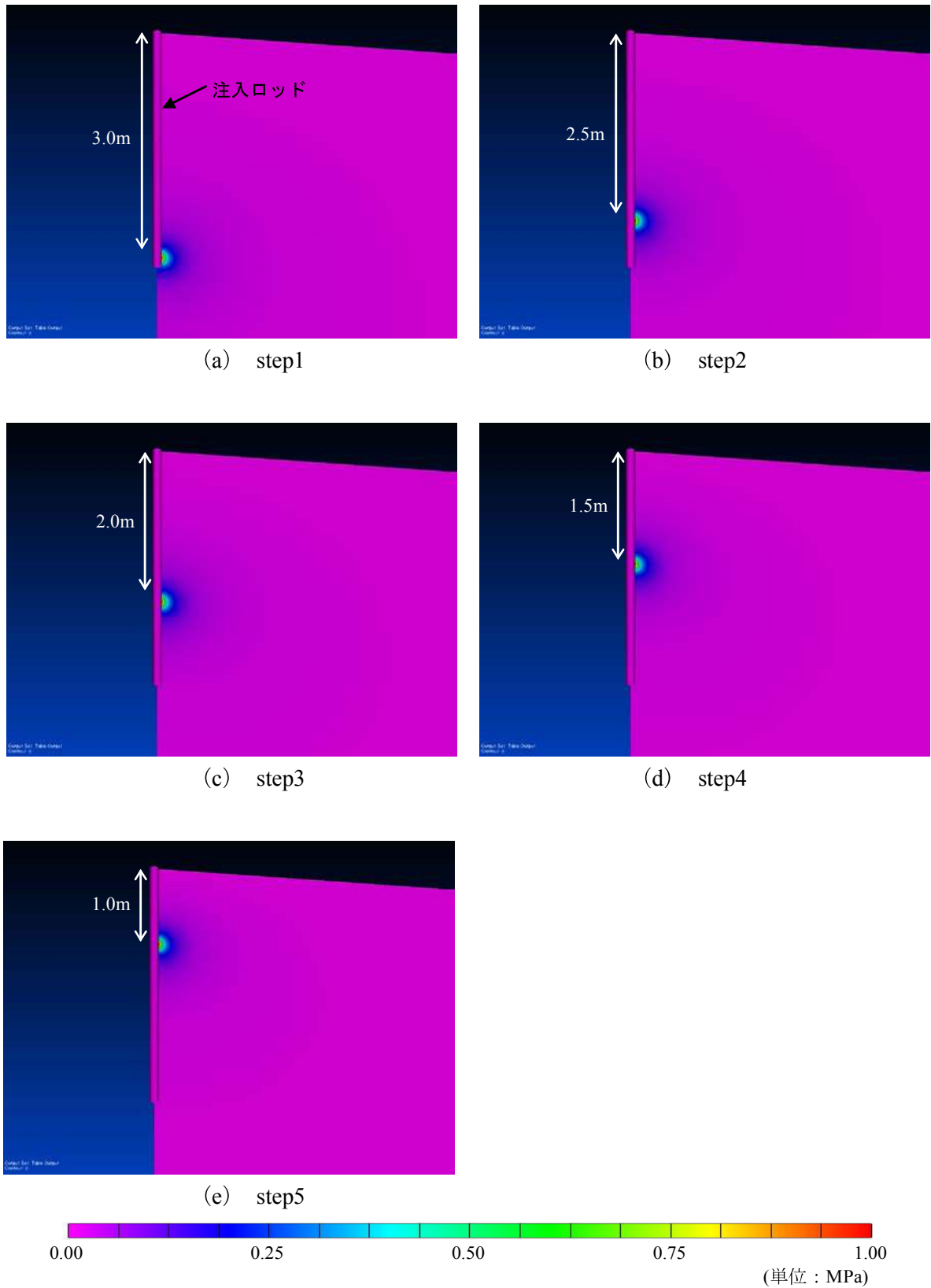
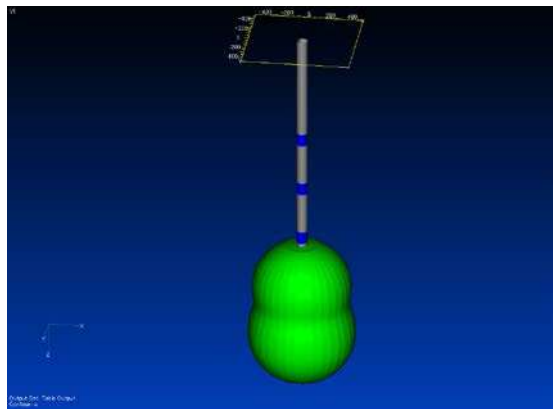


図-3.17 過剰間隙水圧分布
(注入直後 (注入始後12.53 (min)), 粘性依存型の二層混合流解析)

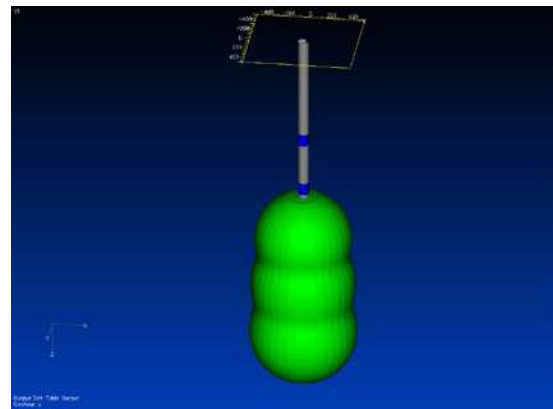


(a) step0

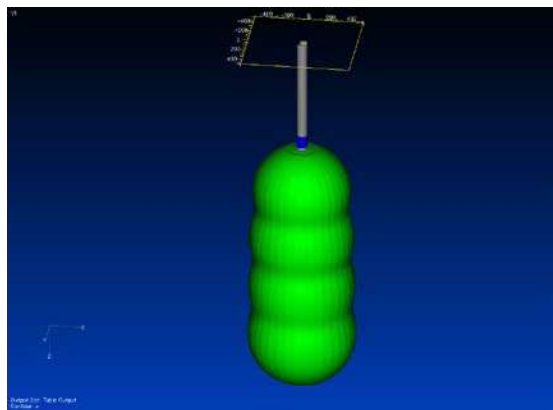
(b) step1



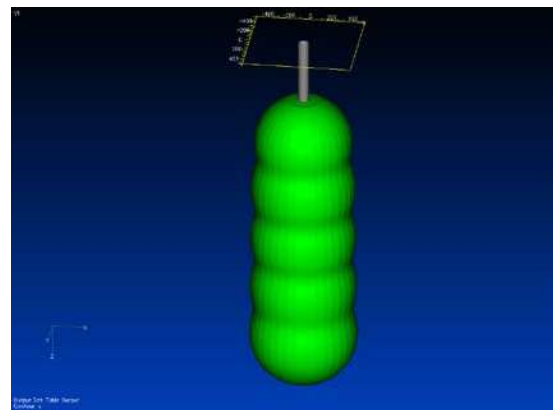
(c) step2



(d) step3



(c) step4



(d) step5

図-3.18 濃度分布 ($C=0.5$ の等値面図)

(注入直後 (注入始後12.53 (min)), 粘性依存型の二層混合流解析)

b) 注入直後の過剰間隙水圧分布

注入直後のMaagの理論式の過剰間隙水圧分布の関係を図-3.16に、粘性依存型の二層混合流解析の過剰間隙水圧分布を図-3.17に示す。どちらも注入孔付近では注入圧力は約1.0Mpaであり、注入孔から遠ざかるにつれて急激に減少して1m程度でほぼ消散することがわかる。さらに、粘性依存型の二層混合流解析では、前ステップの注入で発生した過剰間隙水圧は、次ステップの注入の時点では消散していることもわかる。

c) 注入材料の浸透

粘性依存型の二層混合流解析から得られた濃度分布の等値面 ($C=0.5$) を図-3.18に示す。ステップ1では等値面がほぼ球体となるが、ステップ2以降では前ステップの注入材料の影響を受けて、上側に逃げるような縦長の形状となった。また、前ステップに注入した注入材料は後続する注入による流れの影響を多少は受けるものの、ほぼその場に留まる。最終的には現地試験の試掘しなどで確認される形状⁴⁾と同様に、各ステップの注入材料同士が連続する形状となった。

(3) 考 察

Maagの理論式は、地表面など近傍に浸透を遮るものがある場合は理論的な制約があるにも関わらず、過剰間隙水圧の算定においては、Maagの理論式は粘性依存型の二層混合流解析と同程度の結果が得られた。これは、注入による大きな過剰間隙水圧は注入孔近傍約1mでほぼ消散するため、周囲状況の影響を受けにくいためと考える。

さらに、軸対称モデルでは1つの掘削孔の注入しかモデル化できないが、1m程度の注入間隔を持って複列で行われる場合にも、上記の結果から相互の影響は小さいと考えられる。そのため、地盤変形解析で地盤を弾性体として取扱えれば、1つの掘削孔の結果を足合わせることで全体の隆起量を求めることができる可能性も示唆された。

3.4 地盤変位に関する検討

前述した浸透に関する検討結果を受けて、粘性依存型の二層混合流解析とMaagの理論式で求めた過剰間隙水圧を用いた地盤変形解析、既往文献 i) に示される影響範囲の設定方法とを比較する。

3.4.1 浸透水圧の算定方法

浸透水圧は導水勾配と水の単位体積重量の積である。有限要素法では、4角形平面要素内の任意点の過剰間隙水圧は形状関数を用いて式 (3.14) で表される (節点を反時計回りに1, 2, 3, 4とした場合)。

$$p = [N]\{d\} \quad \dots (3.14)$$

$$[N] = [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4] \quad \{d\} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \\ p_4 \end{Bmatrix}, \quad \begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta), N_2 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta), N_4 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) \end{aligned}$$

ここに、

よって、任意点の導水勾配は式 (3.15) となる。

$$\{i\} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial p}{\partial x} \\ \frac{\partial p}{\partial y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 & b_2 & b_3 & b_4 \\ c_1 & c_2 & c_3 & c_4 \end{bmatrix} \{d\} \quad \dots (3.15)$$

$$b_1 = \frac{1}{8|J|} \{(y_2 - y_4) + (-y_3 + y_4)\xi + (-y_2 + y_3)\eta\} \quad c_1 = \frac{1}{8|J|} \{(-x_2 + x_4) + (x_3 - x_4)\xi + (x_2 - x_3)\eta\}$$

$$b_2 = \frac{1}{8|J|} \{(-y_1 + y_3) + (y_3 - y_4)\xi + (y_1 - y_4)\eta\} \quad c_2 = \frac{1}{8|J|} \{(x_1 - x_3) + (-x_3 + x_4)\xi + (-x_1 + x_4)\eta\}$$

$$b_3 = \frac{1}{8|J|} \{(-y_2 + y_4) + (y_1 - y_2)\xi + (-y_1 + y_4)\eta\} \quad c_3 = \frac{1}{8|J|} \{(x_2 - x_4) + (-x_1 + x_2)\xi + (x_1 - x_4)\eta\}$$

$$b_4 = \frac{1}{8|J|} \{(y_1 - y_3) + (-y_1 + y_2)\xi + (y_2 - y_3)\eta\} \quad c_4 = \frac{1}{8|J|} \{(-x_1 + x_3) + (x_1 - x_2)\xi + (-x_2 + x_3)\eta\}$$

$$|J| = \frac{1}{8} \{(x_1 - x_3)(y_2 - y_4) - (x_2 - x_4)(y_1 - y_3)\} \\ + \frac{1}{8} \{(x_3 - x_4)(y_1 - y_2) - (x_1 - x_2)(y_3 - y_4)\}\xi \\ + \frac{1}{8} \{(x_2 - x_3)(y_1 - y_4) - (x_1 - x_4)(y_2 - y_3)\}\eta$$

浸透水圧の導水勾配の等価節点外力は要素内での積分値（式（3.16））に対して、水の単位体積重量を掛ければよく、ルジャンド・ガウスの積分公式（2点公式，式（3.17））を用いて求めることができる。

$$\begin{Bmatrix} f_{x1} \\ f_{y1} \\ f_{x2} \\ f_{y2} \\ f_{x3} \\ f_{y3} \\ f_{x4} \\ f_{y4} \end{Bmatrix} = \gamma_w \int_{\Delta} [N'(\xi, \eta)]^T \{i(\xi, \eta)\} d\Delta = \gamma_w \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 J [N'(\xi, \eta)]^T \{i(\xi, \eta)\} d\xi d\eta \quad \dots (3.16)$$

ここに、
$$[N'] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix}$$

$$\int_{-1}^1 f(x) dx = f\left(-\frac{1}{\sqrt{3}}\right) + f\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) \quad \dots (3.17)$$

3.4.2 粘性依存型の二相混合流解析とMaagの理論式による地盤変位量の比較

(1) 計算条件

施工モデルは「3.2 注入の浸透に関する検討」と同様の図-3.12であり、変形係数は40MN/m²（N値15相当）、ポアソン比は0.3とした。

粘性依存型の二相混合流解析から求めた浸透水圧は、図-3.13の解析モデルに入力するが、Maagの理論式の解析モデルは地盤変形の算定にのみを使用するため、図-3.19の簡易な解析モデル（接点数330，要素数374）に入力することとした。

各注入ステップの過剰間隙水圧に相当する等価節点外力を順々に載荷する。ただし、Maagの理論式で算定される過剰間隙水圧は無限縁まで存在するが、過剰間隙水圧分布の算定結果から、解析モデル外の浸透水圧は微小であり無視できるものとした。

なお、注入孔以浅は上向きの浸透水圧を作用させることから、地盤の自重を差し引く必要がある。注入孔以浅の範囲では浸透水圧と有効土圧との差分を等価節点外力として入力するよう補正を加えた（図-3.20）。

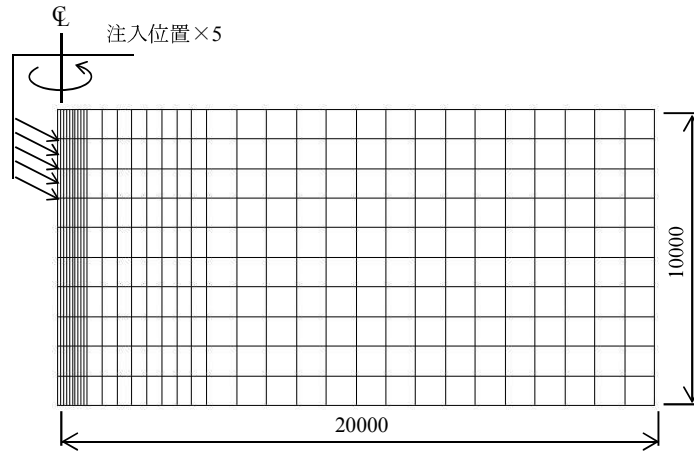


図-3.19 解析モデル (Maagの理論式の場合)

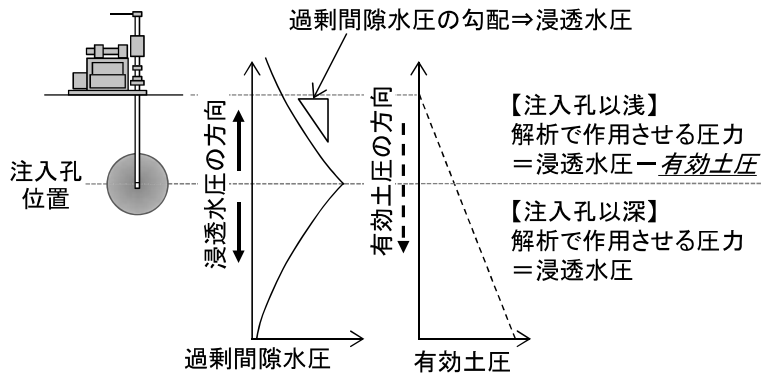


図-3.20 Maag の理論式における浸透水圧の作用方法

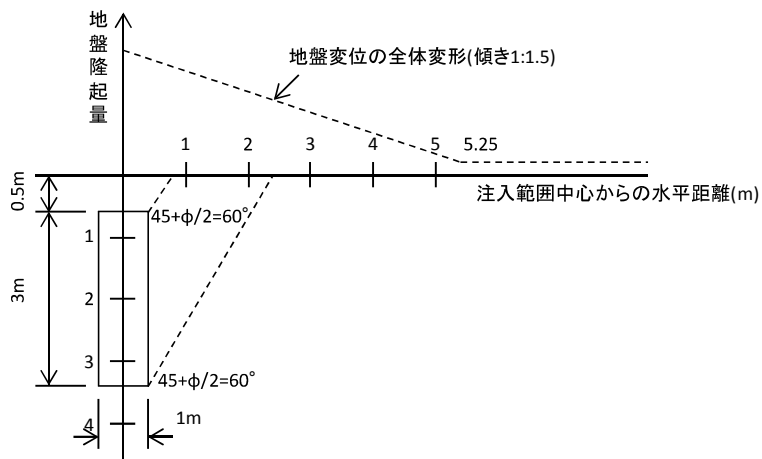


図-3.21 既往研究 i) に基づく影響範囲

(2) 既往研究に基づく影響範囲

既往研究 i) の影響範囲の考え方を、図-3.13の施工モデルに適用すると図-3.21となる。これによれば、受動崩壊に基づく影響範囲は2.20mとなるが、計測結果から導かれた地盤隆起量が顕著となる範囲（注入深度の1.5倍）は5.25mとなる。

(3) 軸対称モデルにおける等価節点外力の入力方法

解析モデルに用いる軸対称要素は回転体構造から1ラジアン分を切り出したものとして扱っているため、等価節点外力を1ラジアン分の値に変換して作用させる必要がある。

つまり、一般的にトンネルの地盤変形解析で用いられる平面ひずみ要素では節点は単位厚さあたりの荷重を背負っているのに対して、軸対称要素の節点は1ラジアン分の荷重を背負っている（図-3.22）。

式 (3.17) は単位厚さあたりの等価節点外力を求めるものであるため、算出される荷重に節点の回転軸からの距離（半径）を乗じる必要がある。なお、回転軸上にある節点の等価節点外力に対しては、 2π で除した値とする必要がある。

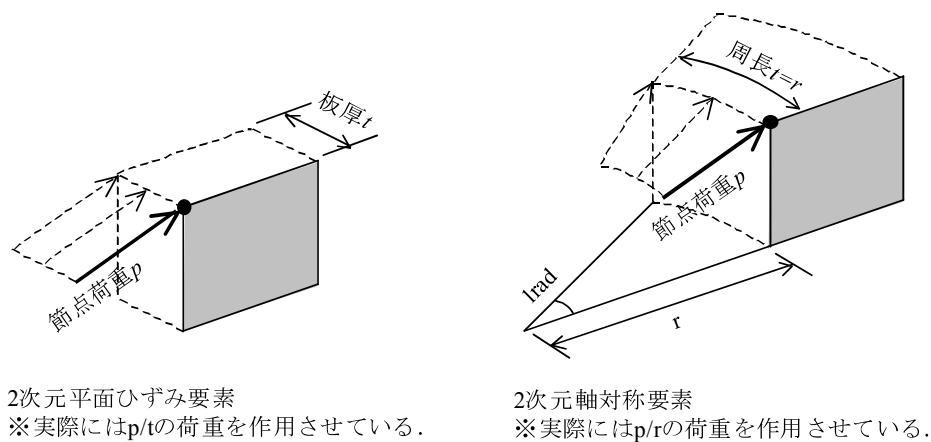


図-3.22 平面ひずみと軸対称における節点荷重の考え方

(4) 計算結果

各 Step の注入孔直上の地表面の鉛直変位量を図-3.23 に示す。粘性依存型の二相混合流解析では Step が増すごとに隆起量が増加して最終的に 4.4mm 隆起するが、Maag の理論式では 1.4mm 沈下するという逆の傾向を示した。既往研究から明らかなように、粘性土層を介在する場合には沈下傾向を示す場合もあるが、砂質地盤では隆起傾向を示すのが一般的であり、Maag の理論式が一般傾向と異なる結果である。

図-3.24 は、Step5 における注入孔からの水平距離と地表面の鉛直変位量の関係を示したものであり、粘性依存型の二層混合流解析の結果は全体的に隆起傾向にあり、既往研究 i) で求められる影響範囲の 5.25m 以内の隆起が顕著であることがわかる。一方、Maag の理論式の結果は 13m 付近を境に沈下傾向から隆起傾向に移行しており、既往研究 i) の影響範囲の考え方とも異なる結果となった。なお、図-3.25 には Maag の理論式の各 Step の地盤変形コンター図を示す。

粘性依存型の二層混合流解析では注入材料の地盤浸透を精緻に解いているため、地表面に向かう浸透水圧が卓越している。一方、Maag の理論式では解析モデル内のみ放射状の浸透水圧が発生していること、解析モデルは上方領域よりも下方領域が大きいことから、下方に向かう浸透水圧が大きくなり沈下が発生したものと考えられる。

つまり、Maag の理論式を地盤変形解析に用いる場合には、注入孔より上方の有効土圧とのバランスによる補正のみならず、注入孔より下方についても何らかの補正の必要があると考えられる。

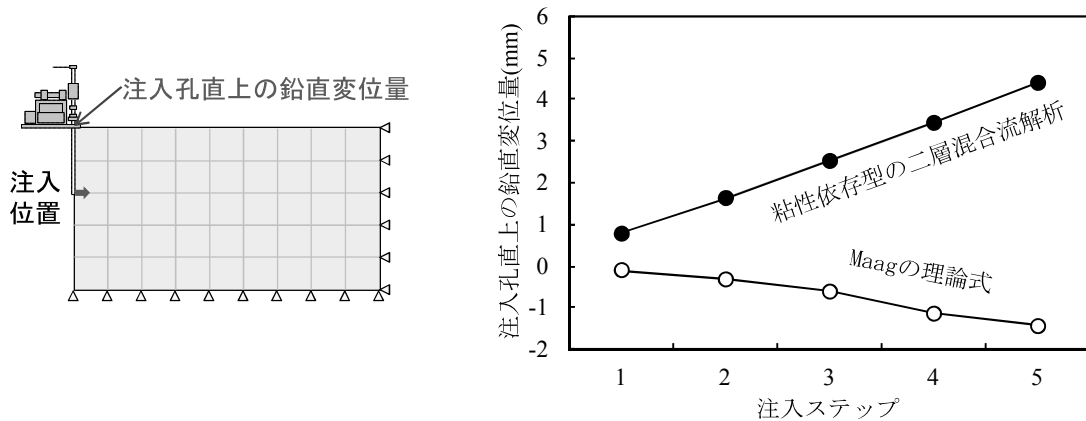


図-3.23 注入孔直上の地表面変位量

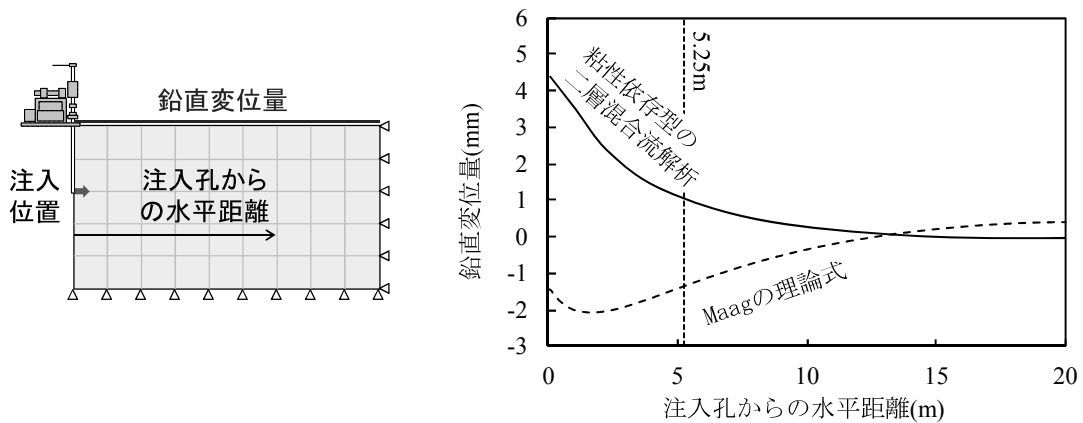


図-3.24 地表面変位量 (step5)

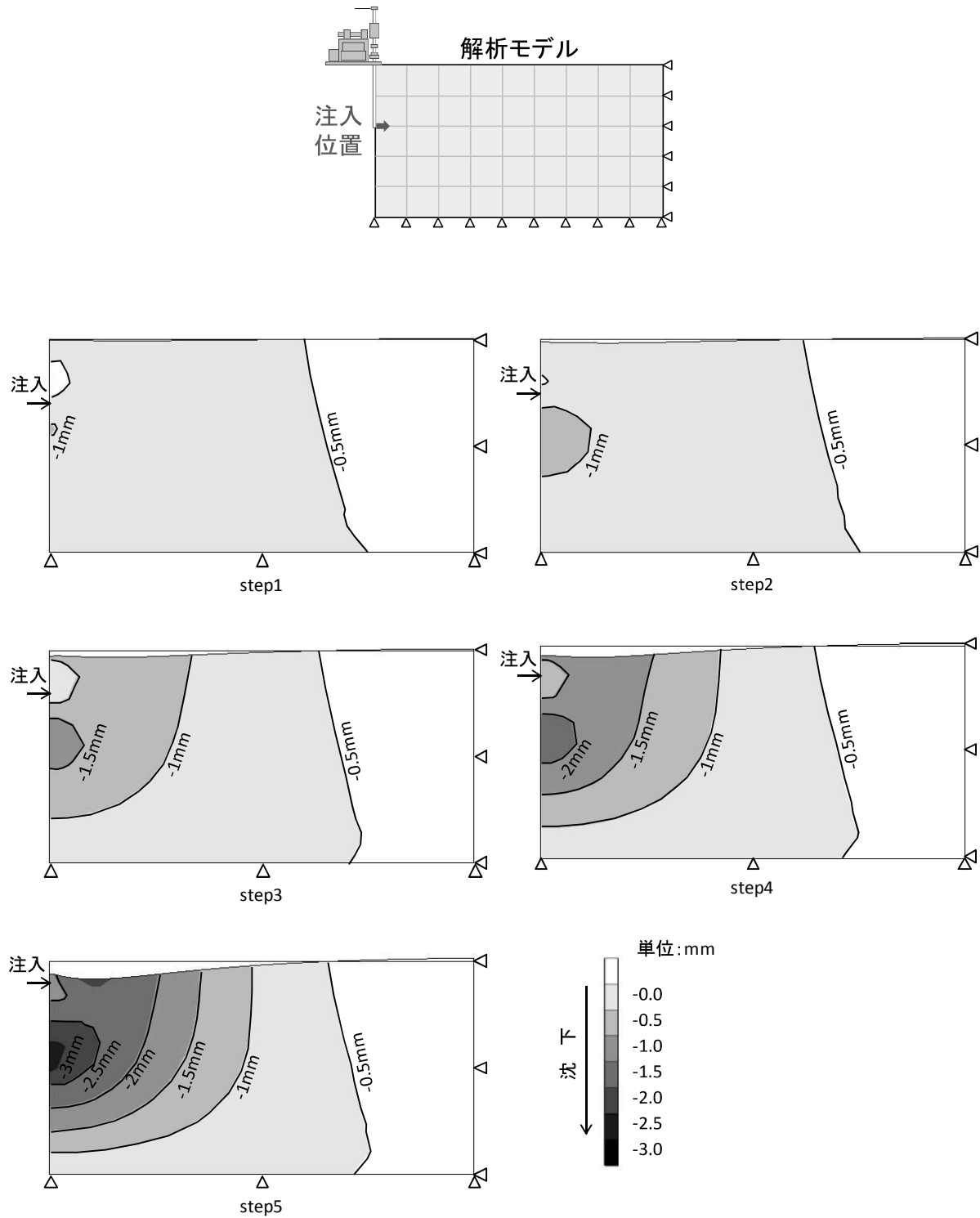


図-3.25 変形コンター図 (Maag の理論式, 変形倍率 400 倍)

(5) Maagの理論式の修正

下方領域では地下水圧の増加に伴い、Maagの理論式で求めた過剰間隙水圧に比べて静水圧は非常に大きくなり、浸透水圧は発生していないはずである。そこで、Maagの理論式で粘性依存型の二相混合流解析と同等の地盤変形量を得るため、注入孔以深の浸透水圧を静水圧とのバランスに応じて修正する方法を検討した。

つまり、Maagの理論式では、以下のStep1～Step3の手順で地盤変形量を求める(図-3.26)。

Step1: 注入に伴って地盤全体に生じる過剰間隙水圧を求める

Step2: 注入孔以深では、求めた過剰間隙水圧に静水圧増分を加え(式(3.18))、浸透水圧を求める。ただし、注入孔以深で上向きとなる浸透水圧は無視し、注入孔以浅では有効土圧を差し引く。

$$\begin{cases} P = \Delta P + (H - h) \cdot \gamma_w & H > h \\ P = \Delta P & H < h \end{cases} \quad \dots (3.18)$$

ここに、 P : 浸透水圧を求める過剰間隙水圧, ΔP : Maagの式から求まる過剰間隙水圧, γ_w : 水の単位体積重量, H : 浸透水圧を求める位置の深度, h : 注入孔の深度

Step3: 浸透水圧を等価節点外力に換算して、有効応力として土粒子骨格に作用させて地盤変形解析を行う

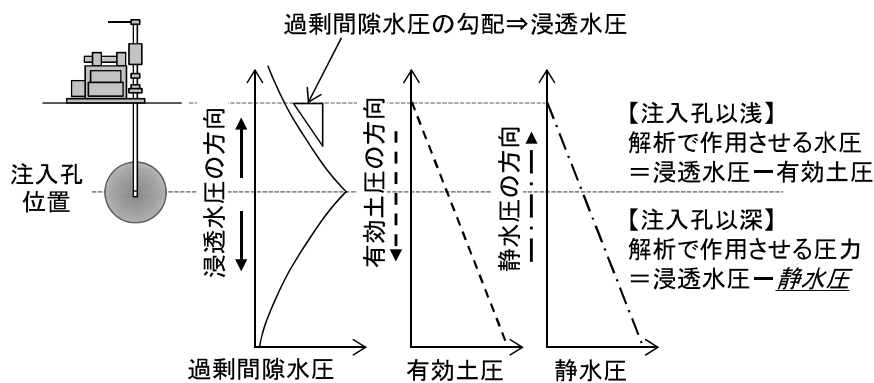


図-3.26 Maagの理論式における浸透水圧の作用方法(修正)

この修正に基づき再度解析を実施した。注入孔直上の地表面変位量を図-3.27 に示す。この結果、Maag の理論式を用いた場合にも、地盤変位は隆起傾向に変わり粘性依存型の二相混合流解析に近い値になることがわかる。また、図-3.28 は、Step5 の注入孔からの水平距離と地表面の鉛直変位量の関係を示したものであり、水平方向に対しても粘性依存型の二相混合流解析と近い値を示した。

なお、図-3.29 には Maag の理論式の各 Step の地盤変形コンター図を示す。

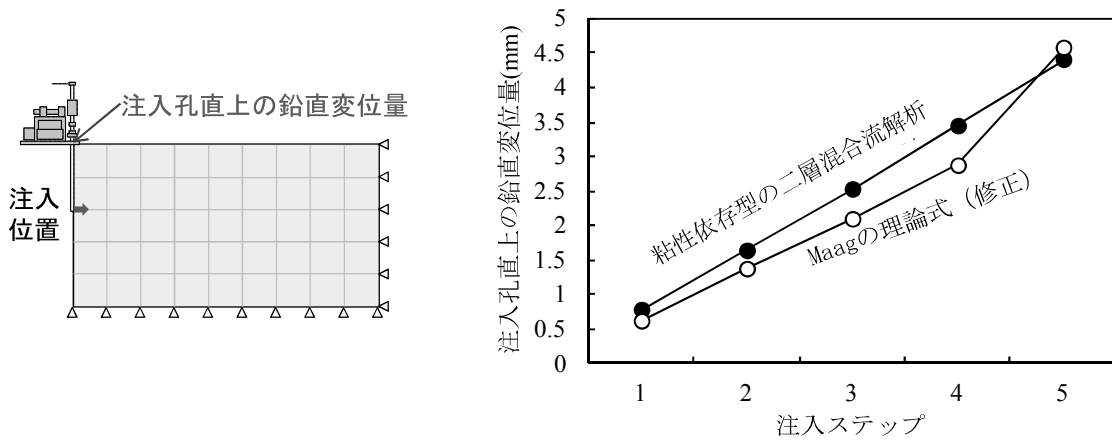


図-3.27 注入孔直上の地表面変位量

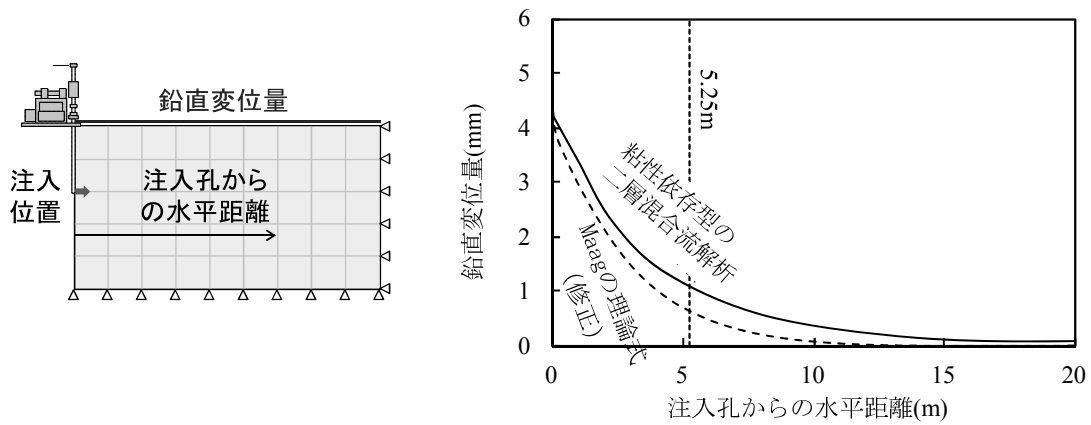


図-3.28 地表面の変位分布 (step5)

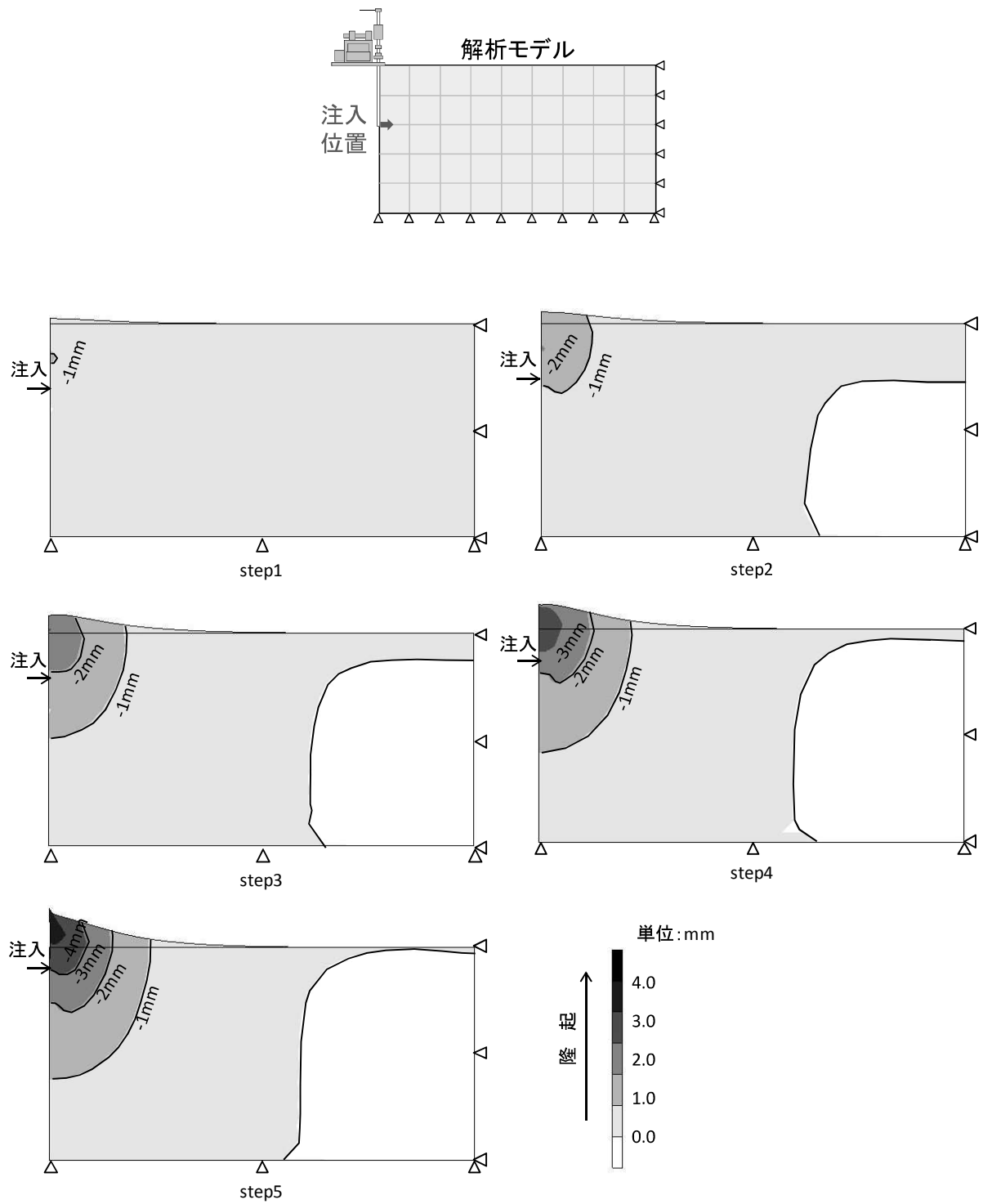


図-3.29 変形コンター図 (Maag の理論式 (修正), 変形倍率 400 倍)

(6) 考 察

Maagの理論式は、前述した様に地表面や前ステップで注入した注入材料など近傍に浸透を遮るものがある場合への適用を制限しているにも関わらず、注入圧力、過剰間隙水圧については、粘性依存型の二相混合流解析とほぼ同じ値となった。

一方で、地盤変位量を求める場合は、Maagの理論式で求めた過剰間隙水圧をそのまま用いると粘性依存型の二層混合流解析や既往研究 i) の影響範囲の考え方と大きな乖離が生じた。

そこで、注入孔以深の浸透水圧に静水圧とのバランスに応じた補正を試みたところ、粘性依存型の二層混合流解析による結果とほぼ一致することが明らかになった。

この結果から、今回の解析条件（二重管ストレーナ工法を用いた溶液型の注入材料の砂質土への浸透注入の場合）では、Maagの理論式を用いた場合にも粘性依存型の二層混合流解析と同等の結果が得られるものと考えられる。

3.5 現場計測事例を用いた解析手法の検証

3.5.1 検証対象とした現場計測事例

「3.2 有限要素法を用いた変位予測法の仮定」～「3.4 地盤変位に関する検討」から、Maag の理論式で求めた過剰間隙水圧を用いて地盤変形解析を行う手法を理論的には構築することができた。そこで、さらに既往文献 i) の計測結果のシミュレーション解析で現場への適用性を検証する。

3.5.2 Maag の理論式を用いたシミュレーション解析

(1) 解析条件

施工条件は「1.4 既往の研究」に示した通り、「3.3.5(1) 計算条件」と同様の注入方式は二重管ストレーナ工法、注入材料は溶液型であり、表-3.6、表-3.7のように解析に用いる注入条件、地盤条件を設定した。

注入速度、透水係数は既往文献 i) に示されている値とし、その他の条件については、注入マニュアル、設計標準に示される一般的な値を設定した。また、地盤の変形係数は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル」((財)鉄道総研, H15)に準拠した式(3.19)に当該現場のN値20～39を代入して求めた。

$$E = 2.5N \quad \dots (3.19)$$

ここに、 N : N値, E : 変形係数 (MN/m²)

既往文献 i) の計測データは1日当たりの隆起量を示したものである。二重管ストレーナ工法での標準的なステップ間隔(0.5m)であったとすると1孔あたり約20ステップとなる。実際の1日当たりのステップ数は日々で異なっているため、1日あたり最大でも20ステップ程度であったと考えられる。なお、1ステップ当たりの注入には15分程度を要するため、20ステップは連続して施工は5時間程度を要することとなる。

解析モデルを図-3.30に示す。ケーススタディと同様に軸対称要素を用いた3次元モデルであり、解析領域は下方に30m、半径90m、節点数は1488、要素数は1410である。注入深度は一律土被り20mで注入が行われたと簡略化するとともに、最小の地盤の変形係数で深度20mの1ステップあたりの隆起量を求め、これをステップ倍して1日あたりの最大の隆起量を求めることとした。

表-3.6 注入条件

注入深度 (m)	20
注入速度 q (l/min)	10
注入有効半径 R (t) (m)	0.50
注入管の半径 (m)	0.05
粘性係数比 μ_w/μ_g	0.50

表-3.7 地盤物性

変形係数 E (MN/m ²)	50~100
ポアソン比 ν	0.3
水の透水係数 k_w (m/sec)	6.29×10^{-6}

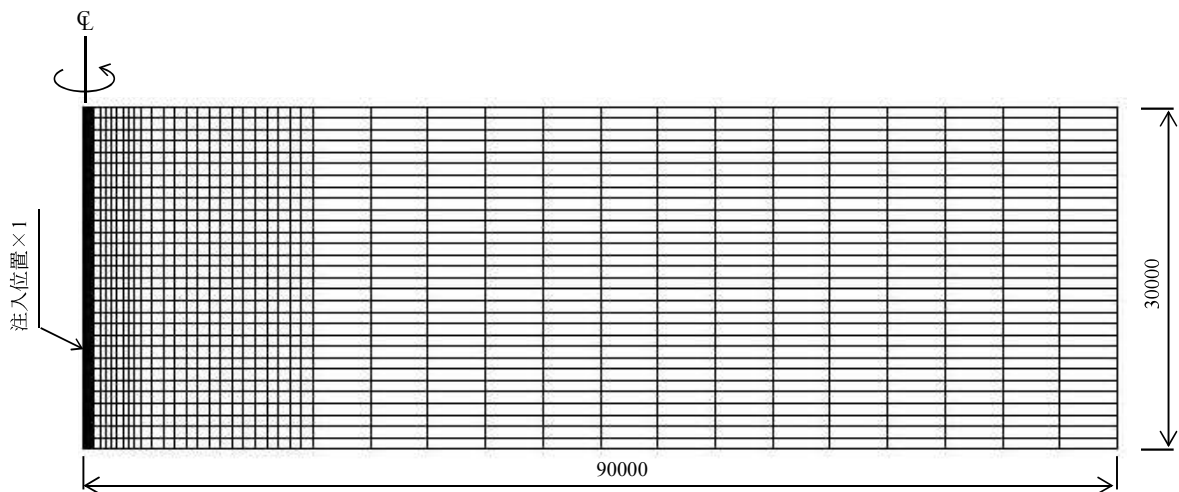


図-3.30 解析モデル

(2) 解析結果および考察

隆起量の最大値を得るように、変形係数は最小値の50MN/m²とした。このときの1ステップの変形コンター、注入孔からの水平距離と地表面鉛直変位量の関係を図-3.31、図-3.32(a)に示す。また、図-3.32(a)には、想定される最大の20ステップに対する結果も示した(1ステップ当たりの変形を20倍した値)。これらから注入孔直上の地表面に隆起が生じ、注入孔から離れるにつれて減衰していることがわかる。

また、図-3.32(a)は注入孔中心からの水平距離との関係を描いたものであるのに対して、測定結果は注入範囲中心からの距離で描いたものである。そこで、注入範囲中心からの距離で、図-3.32(b)には解析結果を測定結果に重ね合わせて描いた。

この図から、最小の変形係数、最大ステップ数を仮定した解析結果は、測定された隆起をほぼ包括しており、近接マニュアルから定める要注意範囲 (II-2) で大きな隆起が発生していることがわかる。ただし、水平距離40~70mで生じている約1mmの一部の隆起は表現できていない。これは、当該現場では脈状注入も確認されているのに対して、本研究の解析手法が浸透注入のみ対象としているためと考えられる。

以上の結果から、脈状注入も確認されている現場では多少の誤差は生じるものの、これまでの受動崩壊時の荷重バランスに基づく力の釣合い計算や、注入管の吐出口位置のみに注入圧力を作用させる地盤変形解析では、実際の計測結果を表現しきれなかった実際の地盤変形挙動を、本研究の Maag の理論式を用いた地盤変形解析では、概ね捉えることができることが明らかになった。

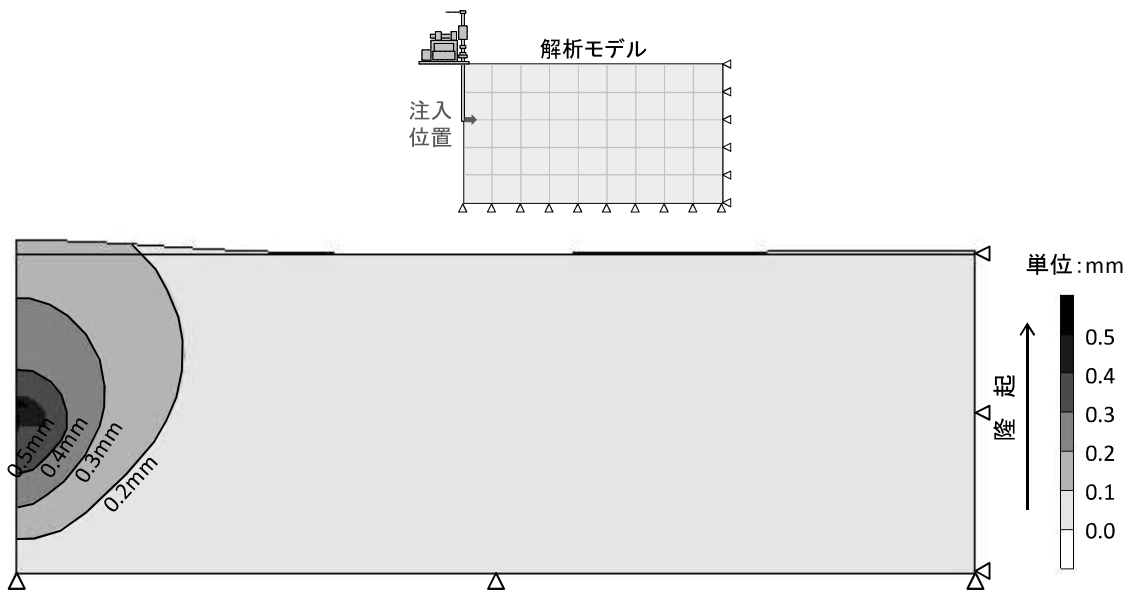


図-3.31 1ステップにおける変形コンター図 (変位倍率1000倍)

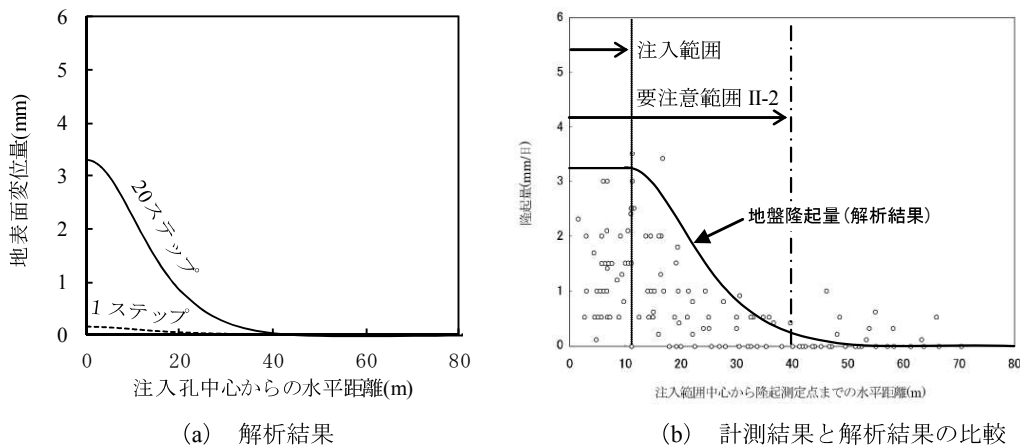


図-3.32 地表面の鉛直変位分布

3.6 地表面隆起量の簡易算定式の作成と隆起抑止方法

(1) 解析条件

Maagの理論式による地盤変形解析手法は、有限要素法を利用する方法であるため、より実務に利用しやすい指標として、パラメトリックスタディから、注入孔直上の地表面の隆起量を求める簡易算定式を作成する。

表-3.8, 表-3.9に解析条件を示す。Maagの理論式による地盤変形解析を構築した場合と同様に、注入材料は溶液型、注入方式は二重管ストレーナー工法を前提として、注入管の半径、注入ピッチを設定し、注入速度は、この注入方式の実績5~20 l/minから5, 10, 20 l/minの3通りとした。また、地盤条件は実績の多い砂質地盤を想定して変形係数を3通り、透水係数を3通りとした。

表-3.8 注入条件

注入速度 q (l/min)	5,10,20
粘性係数比 μ_w/μ_g	0.50 (15°C)
注入有効半径 R (t) (m)	0.50
注入管の半径 (m)	0.05
注入深度 (m)	1,5,10,15,20,25
注入ピッチ (m)	0.5

表-3.9 地盤物性

変形係数 E (MN/m ²)	20,40,80
ポアソン比 ν	0.3
水の透水係数 k_w (m/sec)	$1.0 \times 10^{-6}, 1.0 \times 10^{-5}, 1.0 \times 10^{-4}$
水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.0

(2) 解析結果

注入孔直上の1ステップあたりの地表面鉛直変位を図-3.33から図-3.41に示す。全体として、注入深度と鉛直変量の関係は深度5m以深ではほぼ線形に推移しているのに対して、地表面から深度5m以浅で急増することがわかる。

透水係数による影響が大きく、 1.0×10^{-4} m/secでは変形係数が20MN/m²の場合でも最大で0.25mmの隆起であるのに対して、 1.0×10^{-6} m/secでは深度25mでもmmオーダーの隆起が生じることがわかる。つまり、砂質地盤で多い透水係数である 1.0×10^{-5} m/sec程度では、地盤の変形係数や土被りによって、1ステップあたり最大で2mm程度の隆起が生じる結果となる。

3章 地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法

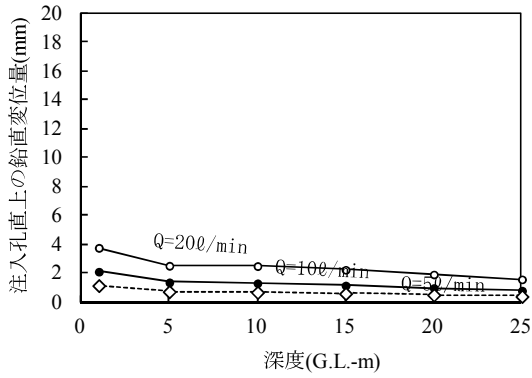


図-3.33 $E=80(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-6}(\text{m}/\text{sec})$

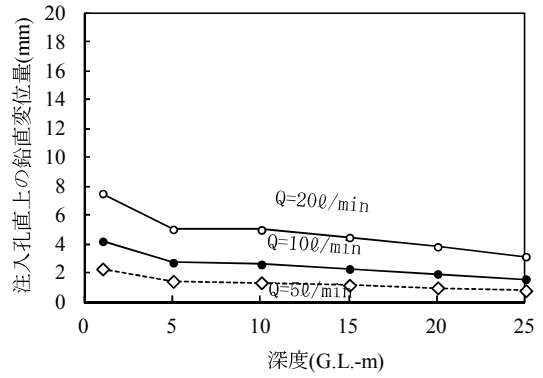


図-3.34 $E=40(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-6}(\text{m}/\text{sec})$

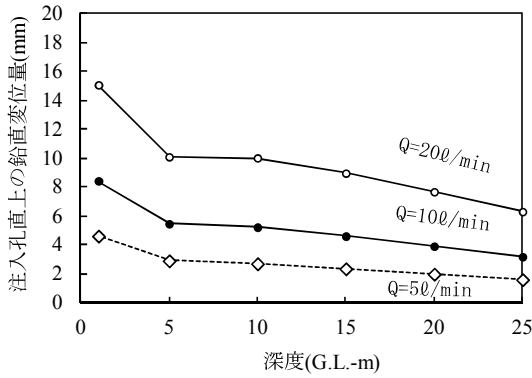


図-3.35 $E=20(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-6}(\text{m}/\text{sec})$

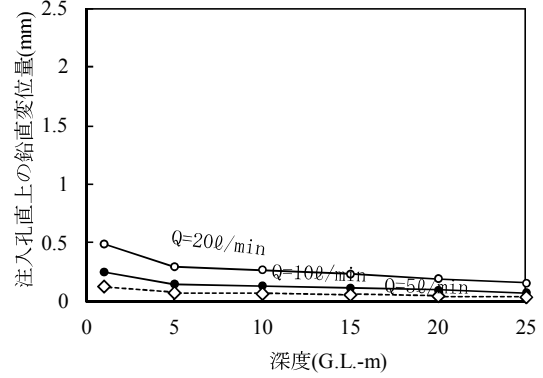


図-3.36 $E=80(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-5}(\text{m}/\text{sec})$

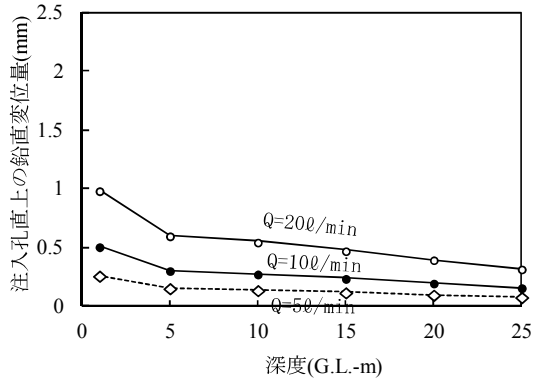


図-3.37 $E=40(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-5}(\text{m}/\text{sec})$

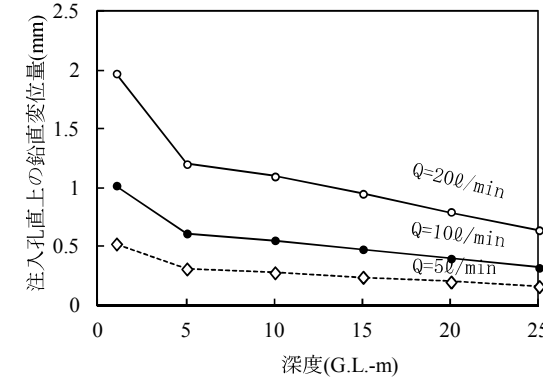


図-3.38 $E=20(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-5}(\text{m}/\text{sec})$

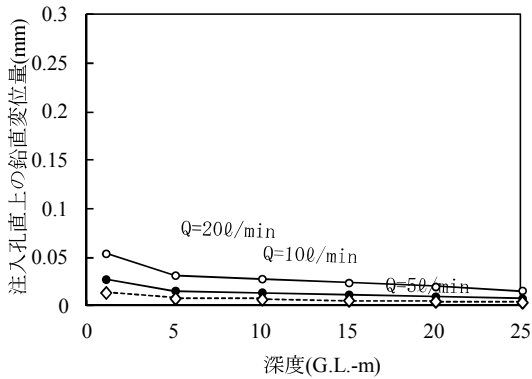


図-3.39 $E=80(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-4}(\text{m}/\text{sec})$

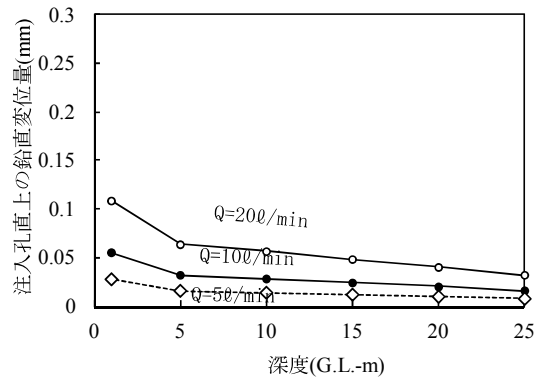


図-3.40 $E=40(\text{MN}/\text{m}^2)$, $k=1.0 \times 10^{-4}(\text{m}/\text{sec})$

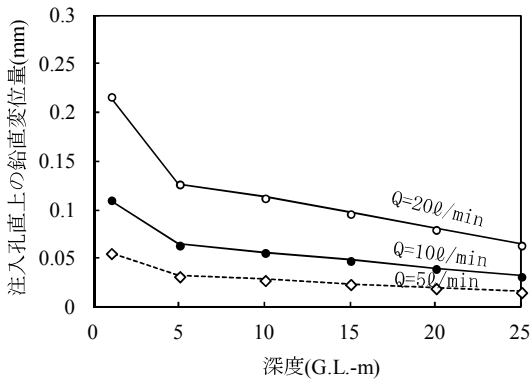


図-3.41 $E=20$ (MN/m²), $k=1.0 \times 10^{-4}$ (m/sec)

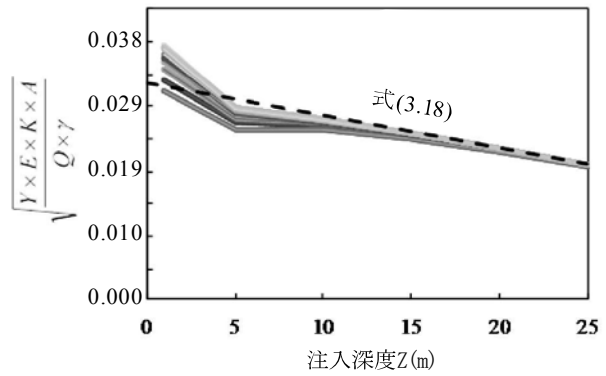


図-3.42 総括図

(3) 地表面隆起量の簡易算定式の作成

注入孔から地表面までの地盤内の力の釣合いから簡易式を作成する。

簡易に注入孔から地表面の間で流量が一定としたとき、注入孔から地表面までに生じる浸透水圧の応力 F_1 は、以下の式で表すことができる。

$$F_1 = (\text{水の単位体積重量}) \times (\text{動水勾配}) \times (\text{注入深度}) \\ = \gamma \times (Q/A/K) \times Z \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 γ : 水の単位体積重量 (kN/m³)、 Q : 流量 (m³/sec)、 A : ストレーナーの浸透面積 (m²)、 K : 透水係数 (m/sec)、 Z : 注入深度 (m)

一方、注入孔から地表面までに生じる地盤の抵抗応力 F_2 は、以下の式で表すことができるものとする。

$$F_2 = (\text{地盤の変形係数}) \times (\text{地盤のひずみ}) = E \times (Y/Z) \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 E : 変形係数 (kN/m²)、 Y : 1ステップ当たりの鉛直隆起量 (m)、 Z : 注入深度 (m)

F_1 と F_2 が釣り合っているとすれば、注入深度と各パラメータの関係は以下のように表される。

$$\gamma \times (Q/A/K) \times Z = E \times (Y/Z) \Leftrightarrow Z = \sqrt{\frac{E \times Y \times K \times A}{Q \times \gamma}}$$

そこで、 Z と $\sqrt{\frac{Y \times E \times K \times A}{Q \times \gamma}}$ の関係で解析結果を再整理すると図-3.42となる。

この図から、深度5m以浅では傾向がばらつくため、深度5m以深で直線近似すると以下の式になる。

$$\sqrt{\frac{Y \times E \times K \times A}{Q \times \gamma}} = -6.49 \times 10^{-4} \times Z + 0.031 \quad \dots (3.18)$$

ここに、 Y ：注入孔直上の鉛直隆起量 (m)、 E ：変形係数 (kN/m^2)、 K ：透水係数 (m/sec)、 Q ：注入速度 (m^3/sec)、 Z ：注入深度 (m)

この式の左辺を変位量となるようにしたのが式 (3.19) であり、簡易に変位量を求められる式となる。

$$Y = \frac{(-6.49 \times 10^{-4} \times Z + 0.031)^2}{E \times K \times A} \times Q \times \gamma \quad \dots (3.19)$$

ここに、 Y ：注入孔直上の鉛直隆起量 (m)、 E ：変形係数 (kN/m^2)、 K ：透水係数 (m/sec)、 Q ：注入速度 (m^3/sec)、 Z ：土被り (m)、 A ：ストレーナーの浸透面積 (m^2)、 γ ：水の単位体積重量 (kN/m^3)

この式を既往文献 i) の事例で検証すると、地盤変位量を以下のように簡易に求められ、**図-3.32** に示す計測結果に近い値が得られることがわかる。

$$Y = \frac{(-6.49 \times 10^{-4} \times Z + 0.031)^2}{E \times K \times A} \times Q \times \gamma$$

$$Y = \frac{(-6.49 \times 10^{-4} \times 20 + 0.031)^2}{50000 \times 0.00001 \times 0.05^2 \pi} \times 0.0002 \times 10 = 0.165 \times 10^{-3} (m) \Rightarrow 0.165 (mm) \times 20 (step) = 3.31 (mm)$$

最後に、この式 (3.19) を用いて地表面の隆起抑止の方法について考察する。施工方法の変更により隆起を抑止しようとした場合、注入速度 Q とストレーナーの浸透面積 A が変更できる条件である。式 (3.19) では、地表面の隆起量と注入速度は比例、ストレーナーの浸透面積は反比例しており、前述した近接マニュアルに示される抑止対策のうち、低速で、浸透面積を多くとれる注入方式を採用するのが良いとされることを定量的に示している。

注入速度は工期に影響を及ぼすため、近年開発された注入方式はストレーナーの浸透面積を大きくする傾向にあるが、その設定根拠は理論的に説明されているとは言い難い。

今後は、式 (3.19) に応じてストレーナーの浸透面積を求められる注入速度や地盤条件に応じて設定できる注入方式を開発していくことにより、隆起抑止を定量的に計画していくことが可能になると考える。

3.7 結論

本章では、鉄道分野における実績の多い、二重菅ストレーナ工法で砂質土に溶液型の注入材料を浸透注入する場合を想定して、Maag の理論式を用いた地盤変形解析手法を構築すると

ともに、注入孔直上の地表面の隆起量を求める簡易算定式を作成した。

提案する地盤変形解析手法は、図-3.43 の手順で行うものである。

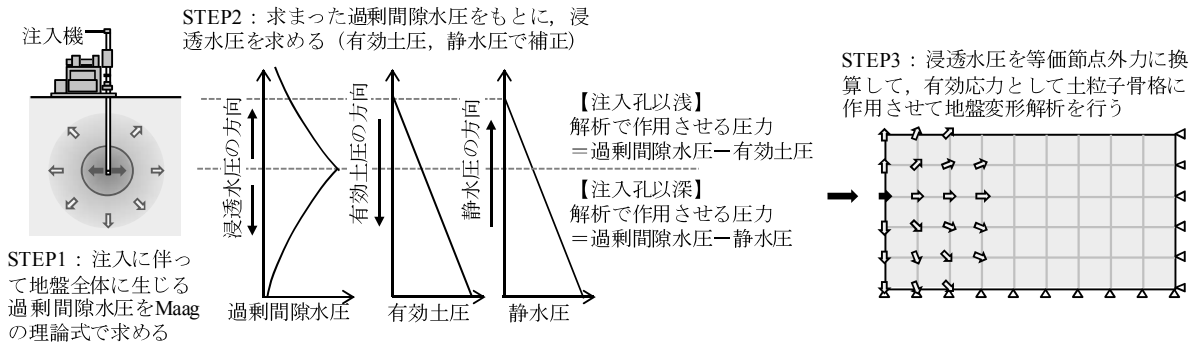


図-3.43 本研究で提案する注入に伴う地盤変形解析手法

Step1: 注入に伴って地盤全体に生じる過剰間隙水圧を求める

Step2: 注入孔以深では、求めた過剰間隙水圧に静水圧増分を加え(式(3.20))、浸透水圧を求める。ただし、注入孔以深で上向きとなる浸透水圧は無視し、注入孔以浅では有効土圧を差し引く。

$$\begin{cases} P = \Delta P + (H - h) \cdot \gamma_w & H > h \\ P = \Delta P & H < h \end{cases} \quad \dots (3.20)$$

ここに、 P : 浸透水圧を求める過剰間隙水圧、 ΔP : Maagの式から求まる過剰間隙水圧、 γ_w : 水の単位体積重量、 H : 浸透水圧を求める位置の深度、 h : 注入孔の深度

Step3: 浸透水圧を等価節点外力に換算して、有効応力として土粒子骨格に作用させて地盤変形解析を行う

手法の構築に際しては、まず、Maagの理論式による過剰間隙水圧は、室内実験、粘性依存型の二相混合流解析とほぼ同値となることを確認した。この結果を受けて、次に、粘性依存型の二層混合流解析とMaagの理論式から求めた過剰間隙水圧分布を用いた地盤変位解析を実施したところ、そのままMaagの理論式による過剰間隙水圧を用いると、粘性依存型の二層混合流解析を用いた場合と大きく乖離する結果となった。この原因として、注入孔以深の浸透水圧に対しては静水圧の増加を考慮すべきと考え、図-3.43のような手順を踏めば、粘性依存型の二層混合流解析での地盤変形量と一致できる結果が得られた。

最後に、既往の計測事例のシミュレーションを通して、構築したMaagの理論式を用いた地盤変形解析手法の妥当性を実証するとともに、パラメトリックスタディから、注入する深度が5m以下の場合に簡易に注入孔直上の地表面の隆起量を求める式(3.21)を提案している。

なお、この式(3.21)から、施工方法の変更により隆起を抑止しようとした場合、注入速度 Q とストレーナーの浸透面積 A が変更できる条件である。注入速度は工期に影響を及ぼすた

め、近年開発された注入方式はストレーナーの浸透面積を大きくする傾向にあるが、その設定根拠は理論的に説明されているとは言い難い。

今後は、式 (3.21) に応じてストレーナーの浸透面積を求められる注入速度や地盤条件に応じて設定できる注入方式を開発していくことにより、隆起抑止を定量的に計画していくことが可能になると考える。

$$Y = \frac{(-6.49 \times 10^{-4} \times Z + 0.031)^2}{E \times K \times A} \times Q \times \gamma \quad \dots (3.21)$$

ここに、 Y : 注入孔直上の鉛直変位量 (mm), E : 変形係数 (kN/m²), K : 透水係数 (m/sec), Q : 注入速度 (ℓ/min), Z : 土被り (m), A : ストレーナーの浸透面積 (m²), γ : 水の単位体積重量 (kN/m³)

なお、この簡易式は浸透注入を前提とした数値解析から作成したものであり、割裂注入の場合には、事例検証で乖離がみられたように一致しない場合が想定されるものである。既往の研究で示したように、割裂注入の場合には既に解析手法は確立されているが、浸透注入と割裂注入を同時に表現できる手法を検討していくことが今後の課題と考えられる。

3章の参考文献

- 1) 赤木寛一, 小宮一仁, 鈴木修一, 山崎博文, 森麟: 軟弱粘性土地盤のシールド工事における二次注入に伴う地盤変形状況と沈下防止効果, 土木学会論文集, Vol.511/III-30号, pp.13-21, 1995.
- 2) 小西真治, 仲山貴司, 田村武, 豊田浩史, 松長剛, 井浦智実: 地下水圧および飽和度による粘着力の変化を考慮した切羽安定評価法切羽安定, 土木学会論文集 F, Vol.69, pp.1-9, 2013.
- 3) 草野一人: 薬液注入ハンドブック, 1983.
- 4) (公財) 鉄道総合技術研究所: 注入の設計施工マニュアル, (財) 研友社, 2011.

4章 地盤注入による改良体の耐久性評価手法

4.1 概要

近年、連続する大規模地震の発生によって設計地震動が大きくなり、これまでに建設された構造物も安全性が確保されない事例が増加している。そのため、液状化が生じる可能性のある埋立地などでは、本設の地盤改良工事としての地盤注入工法の利用が脚光を浴びている。

第2章で示したように、これまでは浸透性は高いが、劣化が生じるとされてきた溶液型の注入材料も改良が進められ、耐久性が向上し本設工事で利用できるようになりつつある。ただし一方で、このような溶液型の注入材料は開発されてから十数年しか経過しておらず、実証試験はこれに相当する期間しか実施されていないことから、鉄道施設に用いられるコンクリート構造物の一般的な耐用年数である100年までの期間を想定した、より長期的な耐久性を評価する定量的な手法がないという課題も残されていた。

そこで、本章では、本設工事用に開発された特殊中・酸性の溶液型に分類されるものを対象とし、モールドで作成した小型改良体を促進劣化させ、物性値の経時変化を測定した結果から、シリカの溶脱を表現できる解析手法を構築するとともに、模型地盤に実際に浸透注入して作成した球状の改良体と日本グラウト協会が実施した現場実証試験のシミュレーションで、手法の妥当性を検証した。

最後には、100年後までの解析を行い、設計における長期耐久性の考え方を纏めている。

4.2 流水養生による劣化促進方法

地盤注入による改良体近傍の地下水に含まれるシリカは、自然界で元来含有されるものと改良体から溶脱したのものがある。地下水流がある場合はその速度に応じて、改良体から溶脱したシリカは改良体近傍から消散することとなる。このとき化学平衡の概念に基づけば、改良体近傍のシリカの消散が加速するに伴い、改良体からのシリカの溶脱も促進されることとなる。

本研究では、この考え方にに基づき実時間の流速を10倍した流水条件下で改良体を養生して、シリカの溶脱を促進させる流水養生を用いた。このとき、試験に用いる改良体の流速と実現場の改良体の流速との間に相似関係を仮定した。

つまり、まず、式(4.1)で実地盤の改良体表面を通過する単位時間あたりの地下水重量と改良体重量との比を求める。

$$v_f = \frac{\gamma_w \cdot S \cdot v}{W_0} \quad \dots (4.1)$$

ここに、 v_f : 流量-重量比 (1/sec), γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3), S : 実地盤の改良体の表面積 (m^2), W_0 : 実地盤の改良体の重量 (kN), v : 地下水流速 (m/sec)

次に、試験に用いる改良体の実時間の流速は式(4.2)で求める。

$$v' = \frac{W}{\gamma_w \cdot s} \cdot v_f \quad \dots (4.2)$$

ここに、 v' : 実時間の流速 (m/sec), s : 改良体の表面積 (m^2), W : 改良体の重量 (kN)

本研究では、半径 $r=1.0\text{m}$, 単位体積重量 18.0kN/m^3 の球体の改良体に対して、地下水流速 10^{-3}m/sec が表面を通過する場合を前提として流量-改良体比を求めた。これは、改良範囲は図-4.1の平面図に示すように注入1ステップで形成される球状の改良体が連続する形状となるため、最外周の球体を基準にできると仮定したものである。また、地下水流速は、一般に1日あたり数cmから数百mと広範囲にわたるため¹⁾、安全側の値として透水係数 $10^{-3}(\text{m/sec})$ の地盤に1の動水勾配が存在する場合を想定して、1日あたり100m程度と速い地下水流を設定した。

なお、境界条件にあたる地下水流速だけでなく、改良体寸法に対応して改良体内部のシリカの移動についても、相似関係を考慮する必要があるものと考えられる。ただし、シリカの濃度分布を調整することは実験上困難であるため、実験ではこれを考慮しないものとした。

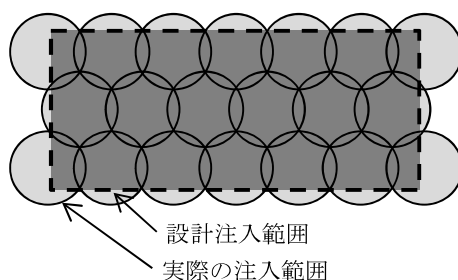


図-4.1 設計注入範囲と実際の注入範囲

具体的には、半径 $r=1.0\text{m}$ の改良体での流量・重量比は以下のように求めた。

$$\text{重量： } W_0 = \gamma_t \cdot \frac{4}{3} \pi r^3 = 18.0 \times \frac{4}{3} \times \pi \times 1^3 = 75.40(\text{kN})$$

$$\text{表面積： } S = 4\pi r^2 = 4 \times \pi \times 1^2 = 12.57(\text{m}^2)$$

$$\text{流量・重量比： } v_f = \frac{\gamma_w \cdot S \cdot v}{M} = \frac{9.81 \times 12.57 \times 0.01}{75.40} = 1.64 \times 10^{-2}(\text{l/sec})$$

4.3 モールド供試体の物性値の経時変化の測定

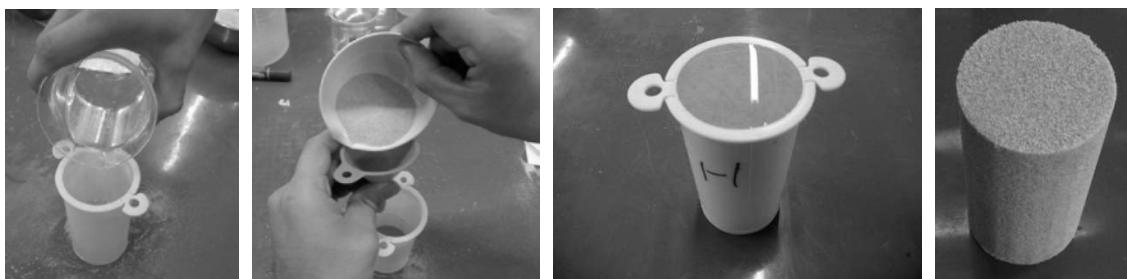
4.3.1 静水養生した場合

(1) 試験方法

内寸 $\phi 5 \times 10\text{cm}$ のモールドに注入材料，砂試料の順に投入して固化させたてん充率 100% の改良体（以下，モールド供試体）を作成し（図-4.2），所定の期間静水中で養生した後に一軸圧縮強度と透水係数，ICP 発光分析でシリカ濃度を測定した。

具体的な作成手順は以下の通りである。

- ①目標相対密度に応じた間隙から計算される，てん充率 100%となる量の注入材料をプラモールドに投入する



(a) 注入材料投入 (b) 砂試料投入 (c) 作成直後 (d) 脱型後

図-4.2 モールド供試体の作成手順

表-4.1 注入材料の標準配合

分類	配合 (1ℓあたり)		ゲルタイム
溶液型 無機 特殊中酸性	A 剤	主 材 : 250 (ml)	緩結 (長結)
		水 : 300 (ml)	
	B 剤	硬 化 剤 : 20 (ml)	
		pH 調整剤 : 20 (g)	
		水 : 410 (ml)	



主材



pH 調整剤



硬化剤

図-4.3 注入材料

表-4.2 砂試料 (硅砂 7号) の主な物性値

土粒子の密度 ρ_s	2.62 (g/cm ³)
最大間隙比	0.931
最小間隙比	0.613
平均粒径 D_{50}	0.18 (mm)
内部摩擦角	33.0 (°)

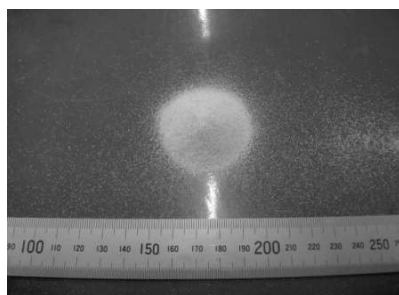


図-4.4 砂試料 (硅砂 7号)

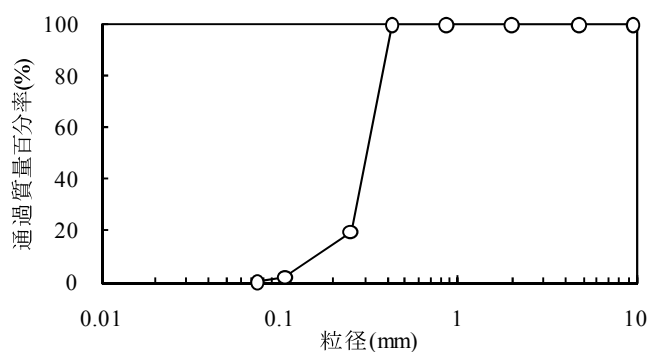


図-4.5 砂試料（珪砂7号）の粒径加積曲線

- ②水中落下で目標相対密度となる砂試料をプラモールドに投入する（必要によりモールド周囲を打撃する）
- ③サランラップでプラモールド上面を密閉する
- ④気中養生を1日，水中養生を2日行う
- ⑤プラモールドを脱型する

また，ICP 光波分析によるシリカ濃度の具体的な測定手順は以下の通りである。

- ①改良体を細かく粉砕して 10g を採取する
- ②ビニール容器に投入し 2%の水酸化ナトリウム水溶液を 20ml 入れ攪拌する
- ③容器を熱湯に入れ攪拌しながら 30 分静置する
- ④③の上澄み液を吸引ろ過し，溶液 1ml を 100ml メスフラスコへ入れる
- ⑤メスフラスコに塩酸 2ml をさらに加えた後，純水で 100ml までメスアップし混ぜる
- ⑥ICP 発光分析機で，⑤で作成した溶液のシリカ含有量 (mg) を測定する

使用した注入材料は，溶液型のうち耐久性を向上させている特殊中・酸性とし，砂試料は珪砂7号とした。注入材料の標準配合，写真を表-4.1，図-4.3に，砂試料の主な物性値と粒径加積曲線，写真を表-4.2，図-4.4，図-4.5に示す。

一軸圧縮強度の測定に用いるモールド供試体について，注入材料の水ガラス濃度は表-4.1に示す標準配合の25%と標準配合薬液を水で希釈配合した22～7.5%を用いた。養生期間は水ガラス濃度25%のモールド供試体は3，7，28，91日，他の水ガラス濃度は28日のみとした。

また，透水係数の測定に用いるモールド供試体について，注入材料の水ガラス濃度は標準配合の25%と希釈配合した20%，15%とし，養生期間は28日のみとした。

なお，砂試料の目標相対密度は80%としたが，実績値は80±4%であった。

(2) 測定結果および物性値変化の推定方法

図-4.6 に水ガラス濃度 25%の一軸圧縮強度の経時変化を示す。一軸圧縮強度は養生期間とともに増加していき、養生期間 28 日以降はほぼ一定となる。この経時変化はコンクリートの若材齢時の挙動に類似するため、コンクリートで用いられる強度推定式 (式 (4.3)) を $b=1.0$ でフィッティングすると、 $a=1.8$ で測定結果と一致させることができる。

$$q_u(t) = \frac{t}{a + bt} \cdot q_{u28} \quad \dots (4.3)$$

ここに、 $q_u(t)$: t 日の一軸圧縮強度 (kN/m²)、 q_{u28} : 28 日の一軸圧縮強度 (kN/m²)、 t : 養生期間 (日)

一方、図-4.7 に水ガラス濃度と養生期間 28 日の一軸圧縮強度の関係を示す。水ガラスが土の間隙で反応して改良体の骨格であるシリカ構造を形成するため、水ガラス濃度が高いほど反応量も多くなり、一軸圧縮強度は増加することが知られている。これらの関係について大気圧を用いて無次元化し、2 次曲線で近似すると式 (4.4) で表すことができる。

$$\begin{aligned} q_{u28} &= (0.00268 \cdot c_g^2 + 0.1112c_g) \cdot p_a \\ &= 0.268 \cdot c_g^2 + 0.1112c_g \quad \dots (4.4) \end{aligned}$$

ここに、 q_{u28} : 28日強度 (kN/m²)、 p_a : 大気圧 (≈ 100 kN/m²)、 c_g : 水ガラス濃度 (%)

よって、静水養生した場合の水ガラス濃度と一軸圧縮強度の経時変化の関係は、式 (4.4) を式 (4.3) に代入した式 (4.5) で表すことができる。

$$q_u(t) = \frac{t}{1.2 + t} \cdot (0.268 \cdot c_g^2 + 11.12c_g) \quad \dots (4.5)$$

さらに、図-4.8 には水ガラス濃度と養生期間 28 日のシリカ濃度を示す。なお、シリカ濃度の単位 mg/g-dry とは、改良体の単位乾燥質量 (g) あたりに含まれるシリカの質量 (mg) を表す単位である。水ガラス濃度とシリカ濃度には線形の関係があり、式 (4.6) で表すことができる。

$$C_{28} = 1.154 \cdot c_g \quad \dots (4.6)$$

ここに、 C_{28} : 養生期間28日後のシリカ濃度 (mg/g·dry)

この式 (4.6) を式 (4.5) に代入すれば一軸圧縮強度とシリカ濃度の関係も求めることができる。

また、**図-4.9**には水ガラス濃度と養生期間28日の透水係数の関係を示す。透水係数も水ガラス濃度の増加とともに低下することがわかる。透水係数については元の砂試料が 10^{-2} オーダーであったのに対して、 10^{-9} ~ 10^{-10} オーダーとなり不透性地盤とみなせることがわかる。なお、これらの関係を指数近似すると式 (4.7) で表すことができる。

$$k = k_0 \times e^{-0.27c_g} = 5 \times 10^{-8} \times e^{-0.27c_g} \quad \dots (4.7)$$

ここに、 k : 透水係数, k_0 : 原地盤の透水係数

このように、注入材料毎に各パラメータを求める必要があるものの、静水養生の場合は簡易式で、水ガラス濃度やシリカ濃度から一軸圧縮強度、透水係数の経時変化を推定できることがわかる。

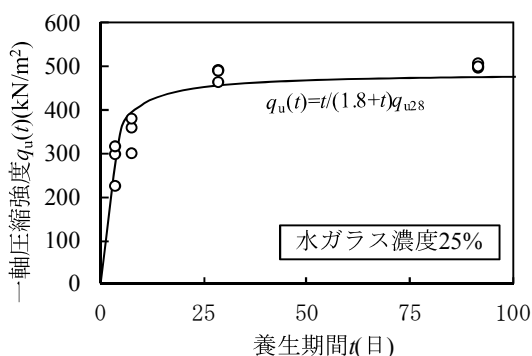


図-4.6 一軸圧縮強度の経時変化 (静水養生の場合)

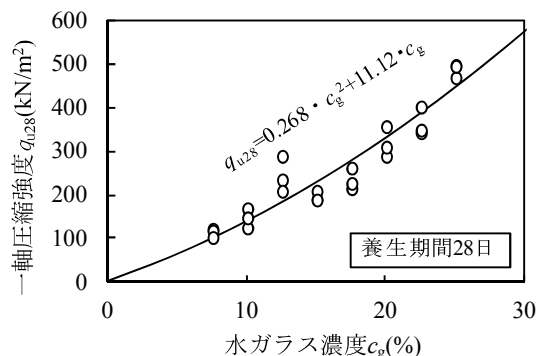


図-4.7 水ガラス濃度と一軸圧縮強度の関係 (静水養生の場合)

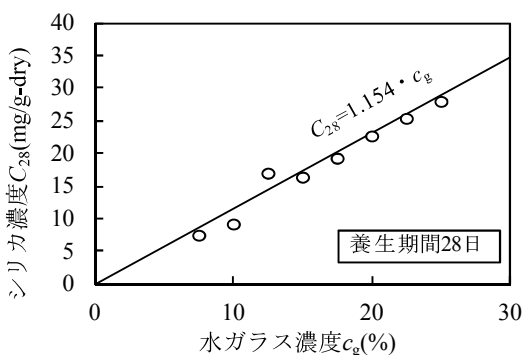


図-4.8 水ガラス濃度とシリカ濃度の関係 (静水養生の場合)

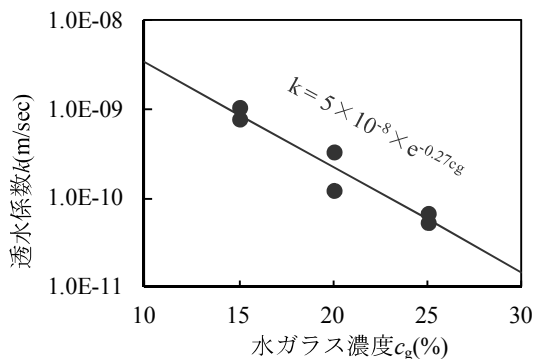


図-4.9 水ガラス濃度と透水係数の関係 (静水養生の場合)

4.3.2 流水養生した場合

(1) 試験方法

流水養生を行うため、図-4.10 に示すように、改良体を設置する養生水槽と循環水槽を設けて、実時間の流速の10倍の流速を改良体を与えるように循環ポンプで養生水を循環させた。なお、実流速は以下のように求まる。

$$\text{重量} : W = \gamma_t \pi r^2 h = 18 \times \pi \times 0.025^2 \times 0.1 = 3.53 \times 10^{-3} \text{ (kN)}$$

$$\text{表面積} : s = 0.025^2 \times \pi \times 2 + 0.05 \times \pi \times 0.1 = 1.96 \times 10^{-2} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{実流速} : v' = \frac{W}{\gamma_w \cdot s} \cdot v_f = \frac{3.53 \times 10^{-3}}{9.81 \times 1.96 \times 10^{-2}} \cdot 1.64 \times 10^{-2} = 3.01 \times 10^{-4} \text{ (m/sec)}$$

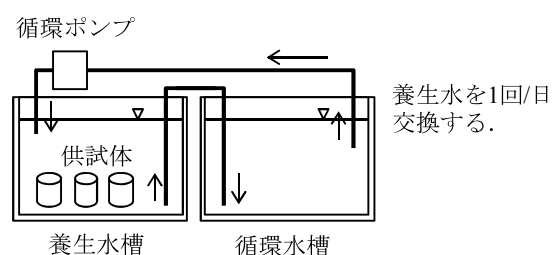


図-4.10 流水促進状況

使用した注入材料，砂試料は静水養生と同じである。ただし，水ガラス濃度は標準配合の25%と希釈配合した19.5%，12.5%の3種類とし，改良体の相対密度は，その影響を確認するため目標値60%（実績：60±5%），80%（実績：80±5%）の2種類とした。

流水養生後には，改良体の直径と一軸圧縮強度を測定するとともに，水ガラス濃度25%，目標相対密度80%のモールド供試体については，透水係数と中心から半径方向に採取した試料のシリカ濃度を測定した。

(2) 測定結果および物性値変化の推定方法

図-4.11 に一軸圧縮強度の経時変化を示す。横軸の「促進期間」とは実養生期間を流速の倍率に合わせて10倍したものである。静水養生と同様に最初は強度が増加していくが，促進期間で約1年後から減少傾向に転じる。水ガラス濃度，相対密度の高いほうがこの増減は急

激になるが、いずれの場合も約2年後には100~150kN/m²の範囲でほぼ一定となった。

また、**図-4.12**には直径の経時変化を示す。強度が低下しはじめた促進期間で約1年以降に改良体表面から固結物が剥離して直径が減少した。水ガラス濃度の小さいほど減少開始時期が早く、減少量も大きい傾向にあることがわかる。

さらに、**図-4.13**に水ガラス濃度25%、相対密度80%の改良体内部のシリカ濃度分布の経時変化を示す。シリカ濃度は表面付近から徐々に低下し、直径の減少が観察された促進期間1.926年における改良体表面のシリカ濃度は8.2mg/g-dryで、その後2.310年の時点でもシリカ濃度はほぼ一定となっていることがわかる。

すなわち、シリカ濃度8.2mg/g-dryは、流水養生により固結物の剥離が生じない下限値に相当する値と考えることができる。第2章に示したとおり、現場実証試験の10年間にわたるモニタリング後に採取したコアで測定されたシリカ濃度は、薬液の種類は異なるが4.78~10.54mg/g-dryの範囲にあり、上記の値とほぼ対応した値となっている。

図-4.14には透水係数の経時変化を示す。透水係数は初期に10⁻⁶オーダーまで増加するがその後は一定となることがわかる。

このように流水養生で改良体のシリカの溶脱を促進させることで、約1年後にシリカ濃度の低下に対応して一軸圧縮強度は低下、透水係数は増加、直径は減少する傾向を示すことが確認できる。すなわち、地盤注入による改良体の強度や透水係数、形状などの物理的性質の変化と改良体内部に含まれるシリカ濃度の間に密接な関係が存在することが明らかになった。

この原因であるシリカ濃度の低下は改良体内部で一様でないため、シリカ濃度の経時変化を精緻に求め、これをもとに強度や直径の時間的変化を予測することが必要である。

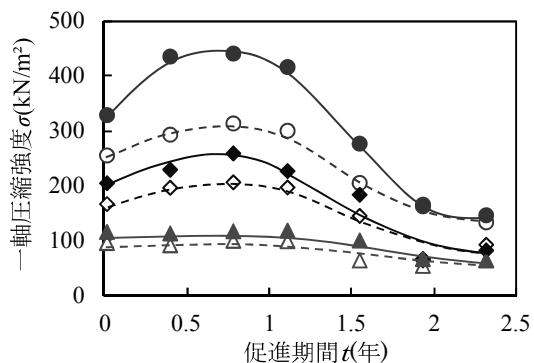


図-4.11 一軸圧縮強度の経時変化
(流水養生の場合)

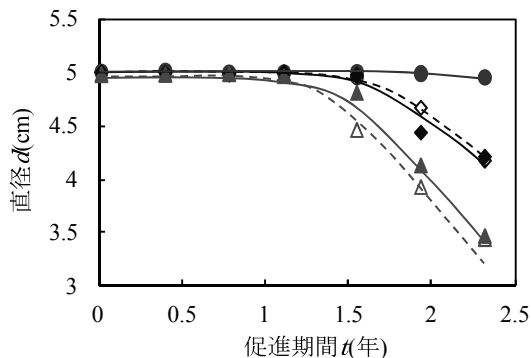


図-4.12 直径の経時変化
(流水養生の場合)

図-4.11, 図-4.12 の凡例
 C_g : 水ガラス濃度, D_r : 相対密度
 ● : $c_g=25\%$, $D_r=80\%$, ◆ : $c_g=19\%$, $D_r=80\%$, ▲ : $c_g=12.5\%$, $D_r=80\%$
 ○ : $c_g=25\%$, $D_r=60\%$, ◇ : $c_g=19\%$, $D_r=60\%$, △ : $c_g=12.5\%$, $D_r=60\%$

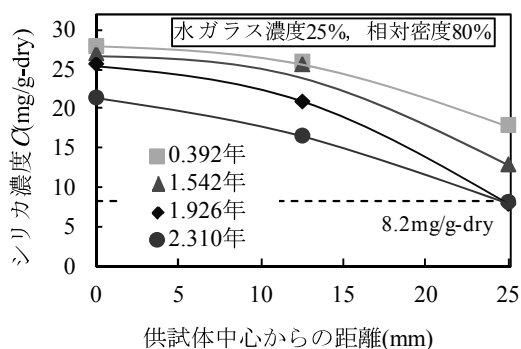


図-4.13 改良体内部のシリカ濃度の経時変化
(流水養生の場合)

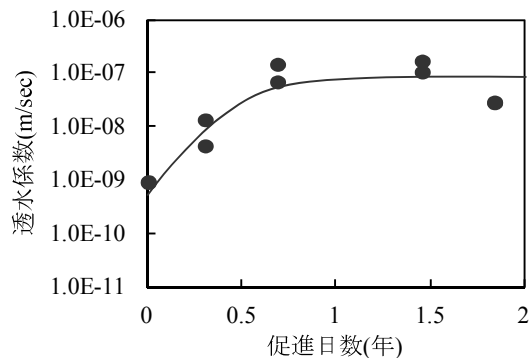


図-4.14 透水係数の経時変化
(流水養生の場合)

4.4 有限要素法を用いた長期耐久性評価手法の仮定

4.4.1 物性値の経時変化の推定方法

(1) シリカ濃度の挙動

流水養生したときのシリカ濃度の改良体内部での移動と外周面からの溶出を、濃度差に基づく拡散現象で表現できるものと仮定し、有限要素法による解析を試みた。

解析方法および解析モデルは図-4.15 に示すとおりであり、モールド供試験体を真上から見た極座標平面要素でモデル化した。式(4.8)は極座標系における拡散方程式である。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left\{ \frac{\partial^2 C}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial C}{\partial r} \right\} \quad \dots (4.8)$$

ここに、 C : シリカ濃度、 D : 拡散係数

なお、改良体表面には境界条件として、拡散速度境界（以下、表面拡散速度）を与える。この表面拡散速度は、化学平衡の観点から改良体表面のシリカ濃度の影響を受けるものと考えられる。すなわち、シリカ濃度が小さくなるほど改良体外周面の拡散速度も小さくなると考えられるので、本研究では式(4.9)に示すような線形関係を仮定した。

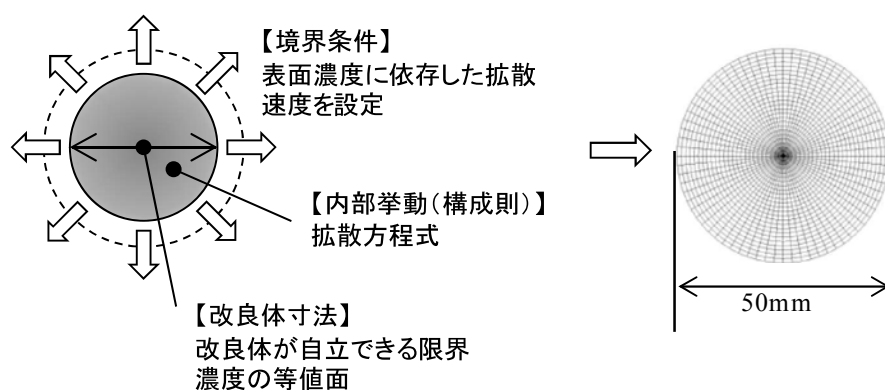


図-4.15 本研究で仮定した解析方法と解析モデル

$$R = \alpha C_B \quad \dots (4.9)$$

ここに、 C_B ：表面のシリカ濃度(mg/g・dry)， R ：表面拡散速度(mg/g・dry/year)， α ：影響係数(1/year)

なお、 C_B の下限値は実験結果をもとに 8.2mg/g・dry とし、影響係数 α についてはモールド供試体の実験結果を基に決定するものとした。

また、拡散係数は改良体内部のシリカ濃度差による移動量を表現するものであり、土粒子間隙媒質の物性に依存するものと考えられるので、初期の水ガラス濃度に応じて定める定数とした。なお、拡散前の初期のシリカ濃度分布は改良体内部で一様として、静水養生した場合の測定結果（図-4.8）から決定した。

(2) 直径

改良体表面における固結物の剥離に伴う直径低下は、数値解析で得られたシリカ濃度が改良体表面で固結物剥離が生じない下限値である 8.2mg/g・dry の等値線を直径とみなすことで表現した（図-4.15）。

(3) 一軸圧縮強度

流水養生後の改良体内部のシリカ濃度は図-4.13 に示すように一様でないため、改良体一軸圧縮試験ではシリカ濃度の大きい、すなわち高い強度、剛性を有する箇所相対的な荷重負担が大きいものと考えられる。しかしながら、本研究では数値解析から求まる改良体内部のシリカ濃度の平均値を求め、これを式(4.5)にシリカ濃度の平均的な低下割合を乗じた式(4.10)に代入して一軸圧縮強度の推定値を簡易に求めるものとした。

$$q_u(t) = \frac{t}{1.2+t} \cdot (0.268 \cdot c_g^2 + 11.12c_g) \cdot \frac{\overline{C}(t)}{C_0} \quad \dots (4.10)$$

ここに、 C_0 ：流水養生前の初期のシリカ濃度 (mg/g・dry)， $\overline{C}(t)$ ：促進期間 t 日における改良体内部のシリカ濃度の平均値 (mg/g・dry)

(4) 透水係数

透水係数についても数値解析から求まる改良体内部のシリカ濃度の平均値を求め、これを式(4.7)に乗じた式(4.11)で簡易に求めるものとした。

$$k = 5 \times 10^{-8} \times e^{-0.27c_g \times \frac{C(t)}{C_0}} \quad \dots (4.11)$$

ここに、 k ：透水係数

4.4.2 室内試験に基づく解析パラメータの同定

(1) 改良体内部のシリカ濃度分布の比較

図-4.16 は、水ガラス濃度 25%、促進期間 2.31 年経過時における改良体内部のシリカ濃度分布について測定結果と解析値を示したものであり、表面拡散速度、拡散係数の感度分析を行った結果である。

拡散係数は半径方向のシリカ濃度の勾配に影響している。拡散係数が小さいときは、改良体表面近傍のシリカ濃度が極端に小さくなり、拡散係数が大きいときは、改良体中心のシリカ濃度も低下して、改良体内部でシリカ濃度分布が一様に近い状態となる。

水ガラス濃度 25%、相対密度 80%、促進期間 2.31 年における改良体内部のシリカ濃度分布に関する測定結果と解析値が一致する、表面拡散速度と拡散係数の値は一意的に定まり、図-4.16 (b) に示す影響係数 $\alpha=5.5$ 、拡散係数 $50\text{mm}^2/\text{year}$ のときとなる。このときの改良体内部のシリカ濃度分布を図-4.17 に示す。同図は改良体表面における固結物の剥離が生じないシリカ濃度 $8.2\text{mg/g}\cdot\text{dry}$ を下限値として描いたものであり、外周部からシリカ濃度が減少することを表現できていることがわかる。

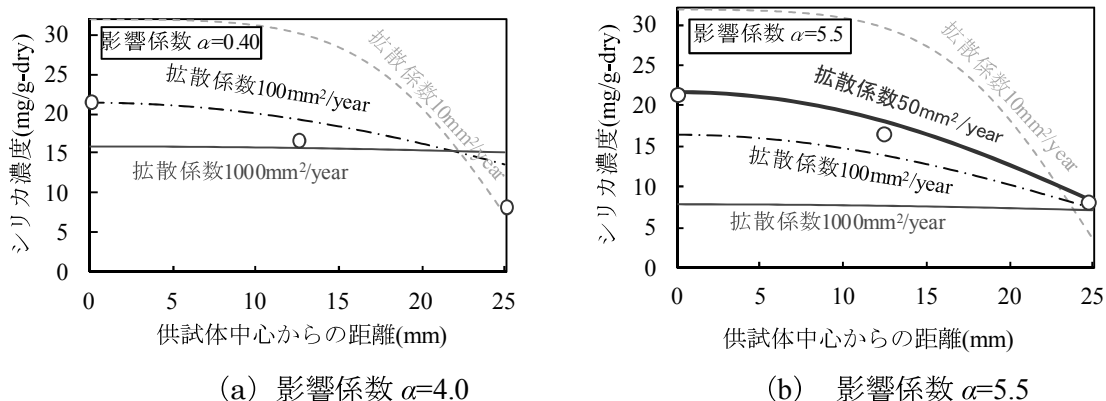


図-4.16 シリカ濃度分布(2.31年)の試験結果と解析値の比較

また、この影響係数と拡散係数を用いて促進期間別の解析結果と実測結果を比較したものが図-4.18 であり、測定結果と解析値は概ね対応した傾向を示していることがわかる。

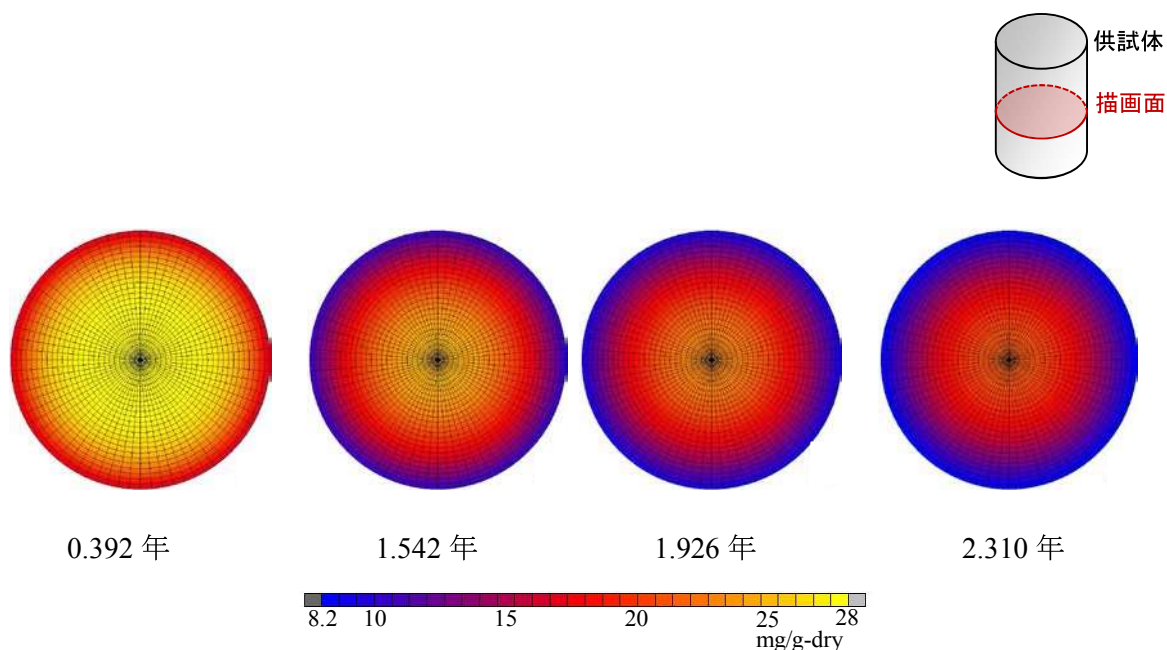


図-4.17 シリカ濃度分布の経時変化（解析結果，水ガラス濃度 25%）

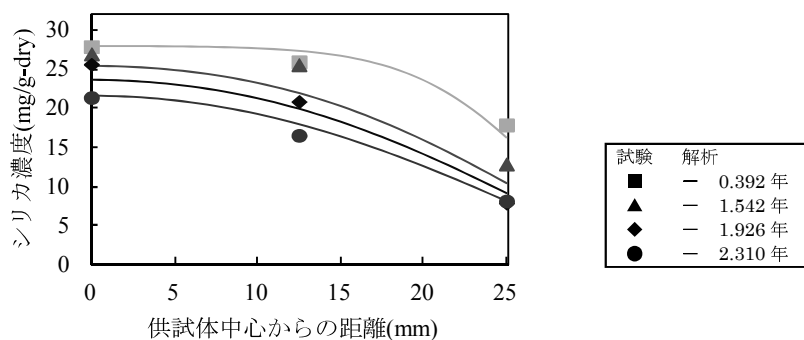
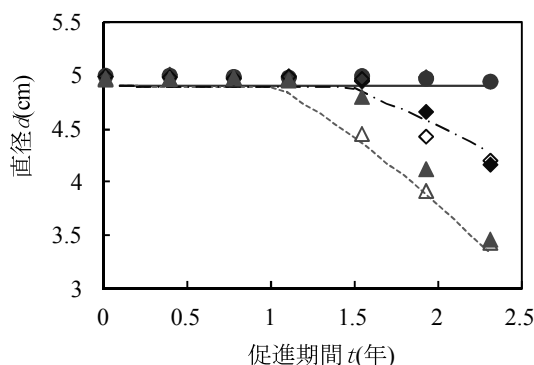


図-4.18 シリカ濃度分布の試験結果と解析値の比較
 （影響係数 $\alpha=5.5$ ，拡散係数 $50\text{mm}^2/\text{year}$ ）

(2) 直径の比較

水ガラス濃度 19%、12.5%の改良体に対しても、水ガラス濃度 25%と同じ影響係数と拡散係数を用いて数値解析を行い、シリカ濃度 $8.2\text{mg/g}\cdot\text{dry}$ の等値線を求めた結果と試験結果を比較したが必ずしも実験結果と対応した結果が得られなかった。一般に、水ガラス濃度の小さい改良体の方が土の間隙媒質のシリカ移動性は大きいと考えられるため、影響係数は一定であるものの、拡散係数を大きく設定する必要がある。水ガラス濃度 12.5%で $80\text{mm}^2/\text{year}$ 、19%で $60\text{mm}^2/\text{year}$ とすると図-4.19 に示すように比較的、試験結果と一致した結果を得ることができた。



c_g : 水ガラス濃度, D_r : 相対密度
【試験】 ● : $c_g=25\%$, $D_r=80\%$, ◆ : $c_g=19\%$, $D_r=80\%$, ▲ : $c_g=12.5\%$, $D_r=80\%$
○ : $c_g=25\%$, $D_r=60\%$, ◇ : $c_g=19\%$, $D_r=60\%$, △ : $c_g=12.5\%$, $D_r=60\%$
【解析】 — : $c_g=25.0\%$, - - - : $c_g=19.0\%$, — : $c_g=12.5\%$

図-4.19 直径の試験結果と解析値の比較

(3) 一軸圧縮強度の比較

図-4.20 (a) は、式 (4.5) の静水養生時の強度推定式から算出した値と測定結果を比較したものである。なお、流水養生では強度増加を促進していないため、実時間で比較すべきであるが、便宜的に流水促進期間に合わせ実時間を 10 倍して比較した。強度推定式から求まる値は、それぞれの水ガラス濃度で測定結果のピーク値に近い値を示すが、強度低下は表現できないことがわかる。

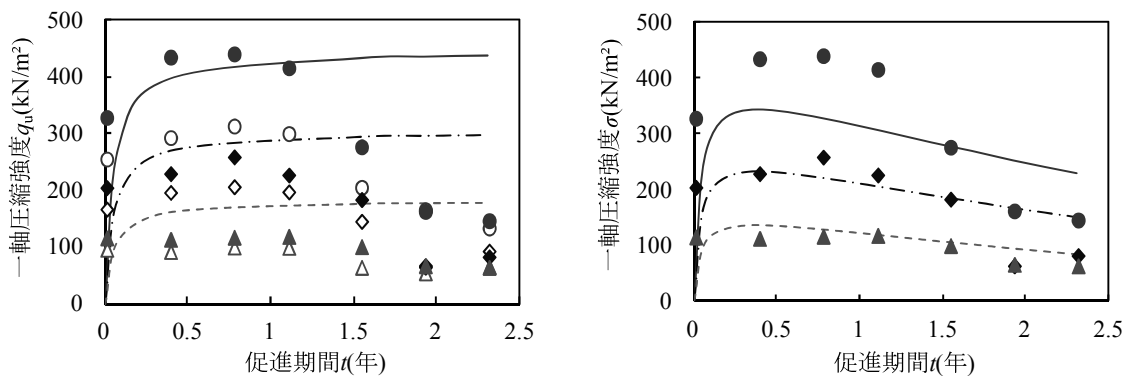
これに対して、図-4.20 (b) にはシリカの移動と溶出を考慮した式 (4.9) から求めた値を示す。水ガラス濃度 12.5%と 19.0%の改良体では、概ね実験結果に対応した強度の増減が表現できている。しかしながら、水ガラス濃度 25.0%の場合には、最大値を捉えられていない。これは、式 (4.9) では図-4.15 に示すようなシリカ濃度の内部分布を考慮していないためと考えられる。この状況は、図-4.21 に示すように、水ガラス濃度が高くなるにつれて、改良体中心と表面とのシリカ濃度の差が大きくなることから確認できる。

(4) 透水係数

図-4.22 にはシリカの移動と溶出を考慮した式 (4.10) から求めた値を示す。透水係数についても実験結果と傾向を概ねがほぼ一致するものの、解析値は小さい値を示す傾向にあることがわかる。これは一軸圧縮強度と同様にシリカ濃度の内部分布を考慮していないためと考えられる。

(5) 考 察

以上の結果より，拡散方程式に基づく数値解析における影響係数，拡散係数を水ガラス濃度に応じて適切に定めることにより，シリカの移動と溶出に伴う改良体内のシリカ濃度分布，直径と一軸圧縮強度，透水係数の時間的な変化をほぼ再現することができることがわかる。



(a) シリカの移動溶出を考慮しない場合 (b) シリカの移動溶出を考慮した場合

図-4.20 一軸圧縮強度の試験結果と解析値の比較 ※凡例は図-4.19と同様

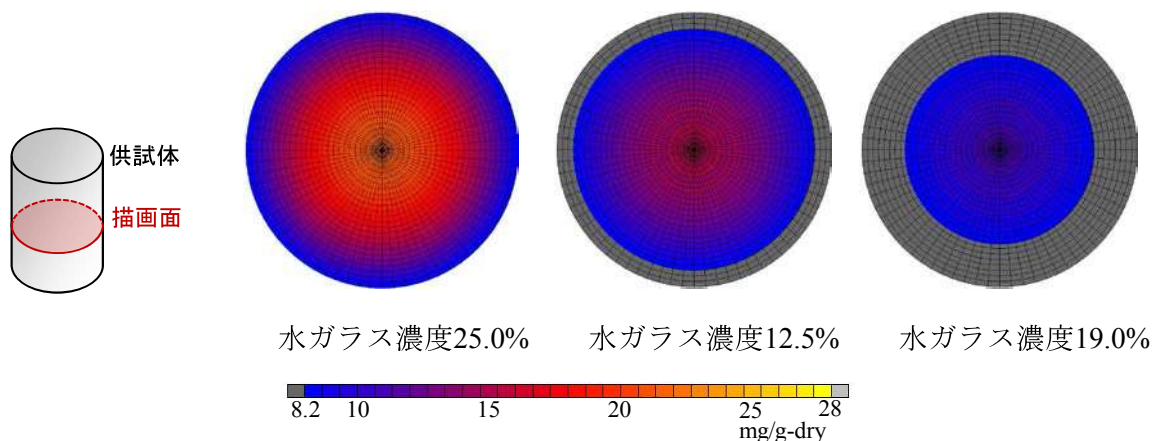


図-4.21 改良体内部のシリカ濃度分布（解析結果，促進期間 2.31 年）

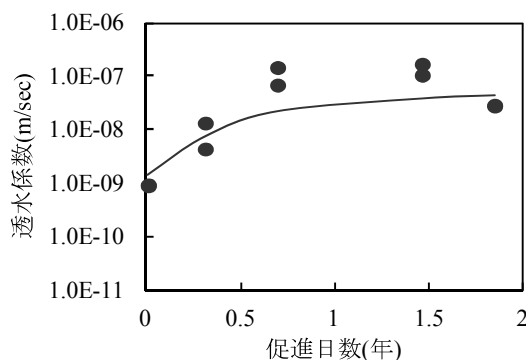


図-4.22 透水係数の試験結果と解析値の比較 (●：実験値，—：解析値)

4.5 大型球状改良体に対する解析手法の検証

4.5.1 大型球状改良体の物性値の経時変化の測定

モールド供試験体における流水養生に伴うシリカの移動と溶出による、改良体の形状や一軸圧縮強度などの物理的特性の時間的な変化は、拡散方程式に基づく有限要素法によりほぼ再現可能であることを確認した。ここでは、注入ロッドを利用して作成した大型球状改良体のシミュレーション解析を実施して、実寸法を対象とした場合の数値解析手法の妥当性を確認した。

(1) 大型球状改良体の作成

図-4.23に示す大型注入装置を利用して改良体を作成した。地盤注入の対象地盤に相当する円柱型の飽和砂地盤には注入ロッド（単管）が予め建て込まれており、相対密度80%の飽和砂地盤を作成した後、注入速度10/min, 1ショットで低速注入して直径30cmを目標として大型球状改良体を作成した。注入ロッドは4方向に吐出口を設けており、これを中心に改良体が形成される（図-4.24, 図-4.25）。なお、注入材料、砂試料にはφ5×10cmのモールド供試験体と同じものを使用し、注入材料の水ガラス濃度は標準配合の25%とした。

注入後は、飽和砂地盤内で1日養生後、流水で周辺に存在する未固結砂試料を洗い流し、改良体を採取して水槽内で流水促進養生を実施した。所定期間経過後に、重量を測定するとともに、外周付近、中心部から採取したサンプルの一軸圧縮強度を測定した。

なお、大型球状改良体の実流速は以下ようになる。

$$\text{重量} : V' = \gamma_t \frac{4}{3} \pi r^3 = 18 \times \frac{4}{3} \times \pi \times 0.15^3 = 2.54 \times 10^{-1} (kN)$$

$$\text{改良体表面積} : S' = 4\pi r^2 = 4 \times \pi \times 0.15^2 = 2.83 \times 10^{-1} (m^2)$$

$$\text{実流速} : v' = \frac{W}{\gamma_w \cdot s} \cdot v_f = \frac{2.54 \times 10^{-1}}{9.81 \times 2.83 \times 10^{-1}} \cdot 1.64 \times 10^{-2} = 1.50 \times 10^{-3} (m/sec)$$

4章 地盤注入による改良体の耐久性評価手法

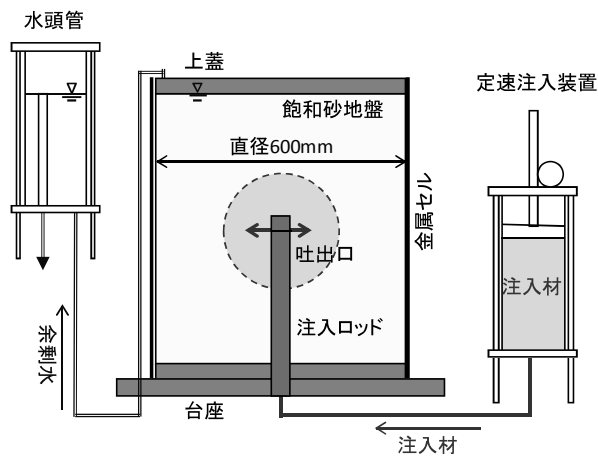
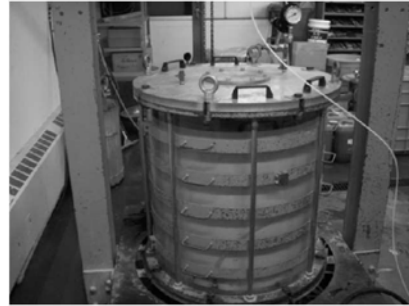


図-4.23 大型注入装置の模式図



試験機 (全体)



試験機 (金属セル)



注入管 (通水状況)



改良体の作成状況 (半径 25cm)

図-4.24 大型球状改良体の作成状況



図-4.25 流水促進状況

(2) 物性値の経時変化

図-4.26に、大型球状改良体の外周付近と中心部から採取したコアの一軸圧縮強度の経時変化を示す。なお、同図には前述のモールド供試験体の測定結果も示した。中央部から採取したコアの一軸圧縮強度は強度低下がみられず単調に増加するのに対して、外周部から採取したコアの一軸圧縮強度はモールド供試験体の測定結果に近い値で低下傾向を示していることがわかる。

また、図-4.27には等価半径減少率の時間的な変化を示す。なお、等価半径減少率とは、大型球状改良体の重量と単位体積重量から体積を算出し、改良体を球状と仮定した場合の半径を求めて、初期からの割合で示したものである。

初期のシリカ濃度分布が比較的均一なモールド供試験体の直径は、促進期間約1年後から減少する傾向を示したが、初期のシリカ濃度が外周部分で低下している大型球状改良体では、流水養生初期に等価半径減少率が急激に約2%低下して、その後に緩やかに減少する結果となった。

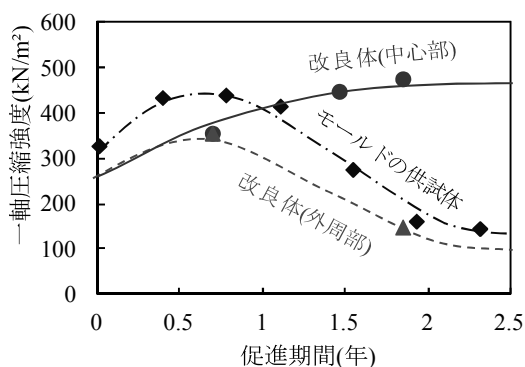


図-4.26 一軸圧縮強度の経時変化

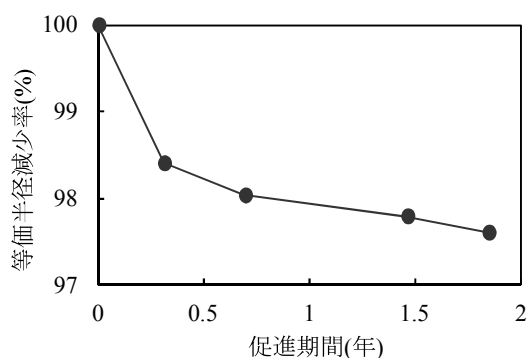


図-4.27 等価半径減少率の経時変化

4.5.2 シミュレーション解析

(1) 解析方法

解析方法はモールド供試体と同様であるが、大型球状改良体は球状であり、三次元的なシリカの移動と溶脱が生じるため、解析では極座標円形要素をその対称軸について回転させて得られる軸対称要素でモデル化した(図-4.28)。

初期シリカ濃度分布は水ガラス濃度に応じて、静水養生した場合の測定結果(図-4.8)から決定するが、第3章から浸透注入により作成した改良体は改良体外周面付近では薬液が拡散希釈され、初期状態で表面から1割程度の範囲ではシリカ濃度が低下する。そのため、外周面のシリカ濃度を固結物の剥離が生じない下限値である 8.2mg/g-dry として半径方向1割の範囲に濃度勾配を与えた。

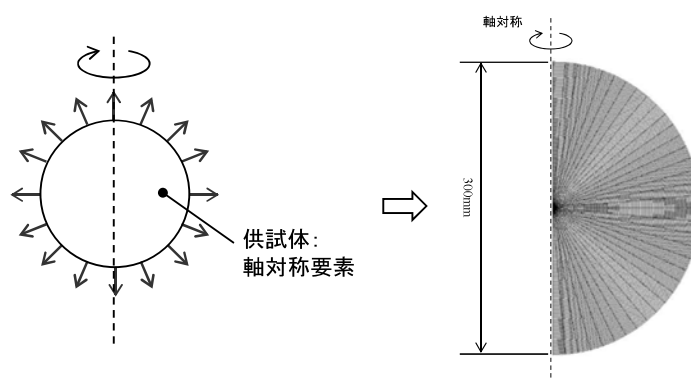


図-4.28 実改良体の解析モデル

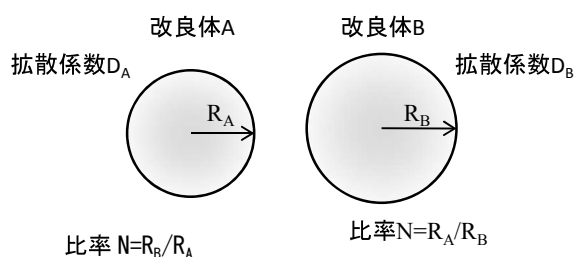


図-4.29 拡散係数に関する相似則

養生水の流速に相似関係を仮定したため、影響係数についてはモールド供試体と同じ値としたので、表面拡散速度は同じである。また、拡散係数については、図-4.29に模式的に示す半径 R_A の改良体Aに関してシリカ濃度のフィッティングにより定めた拡散係数を D_A とすると、式(4.7)より拡散方程式は次式のようなになる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_A \left\{ \frac{\partial^2 C}{\partial R_A^2} + \frac{1}{R_A} \frac{\partial C}{\partial R_A} \right\} \quad \dots (4.11)$$

一方、同じ拡散係数 D_A を半径 R_B ($=N \cdot R_A$, $N>1$) の改良体Bに用いると、拡散係数は次式のように N^2 倍されることになる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_A N^2 \left\{ \frac{\partial^2 C}{\partial R_B^2} + \frac{1}{R_B} \frac{\partial C}{\partial R_B} \right\} \quad \dots (4.12)$$

したがって、**図-25**に示す改良体A、Bを想定した場合、Bに用いるべき拡散係数 D_B は次式で与えられることになる。

$$\begin{aligned} D_B &= D_A / N^2 \\ N &= R_B / R_A \end{aligned} \quad \dots (4.13)$$

したがって、改良体Aをモールド供試体、改良体Bを大型球状改良体として、大型球状改良体の拡散係数を求める。ただし、ここで使用したモールド供試体は半径 L 、高さ L の円柱であるため、大型球状改良体と比較するためには、円柱を球体に換算する必要がある。モールド供試体と同体積を有する球体の半径 R_A は以下のようなになる。

$$R_A = \sqrt[3]{\frac{\pi L^2 \times L}{4/3 \pi}} = \sqrt[3]{\frac{3.14 \times 25^2 \times 100}{4/3 \times 3.14}} = 36.1 \text{ (mm)}$$

一方、大型球状改良体の半径は150mmであるため $N=4.16$ となる。水ガラス濃度25%のモールド供試体について求めた拡散係数50mm²/yearを、 N^2 で除して得られた3.00mm²/yearを大型球状改良体の拡散係数に用いることとした。

(2) 測定結果との比較

図-4.30 は、等価半径減少率の測定結果と解析値を比較したものであり、試験結果とほぼ対応した結果を得ることができた。**図-4.31** には大型球状改良体内部のシリカ濃度分布を示すが、改良体内部ではシリカ濃度の低下が生じている範囲は外周近傍のみであり、改良体中心部では強度が低下しない測定結果と対応している。また、外周部のシリカ濃度は8.2mg/g・dryとなっているため、これに相当する一軸圧縮強度は式(4.4) および式(4.6) から、92.4kN/mm²であり約2年後の外周部の強度に近い値を示していることがわかる。

以上より、大型球状改良体のシリカ濃度分布の初期条件と寸法に応じて拡散係数を修正することで、物性値の時間的変化を適切に再現できることがわかる。

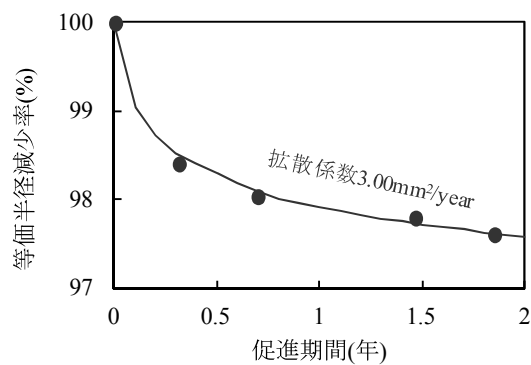


図-4.30 等価半径減少率の経時変化の試験結果と解析値の比較

(●：実験値，－：解析値)

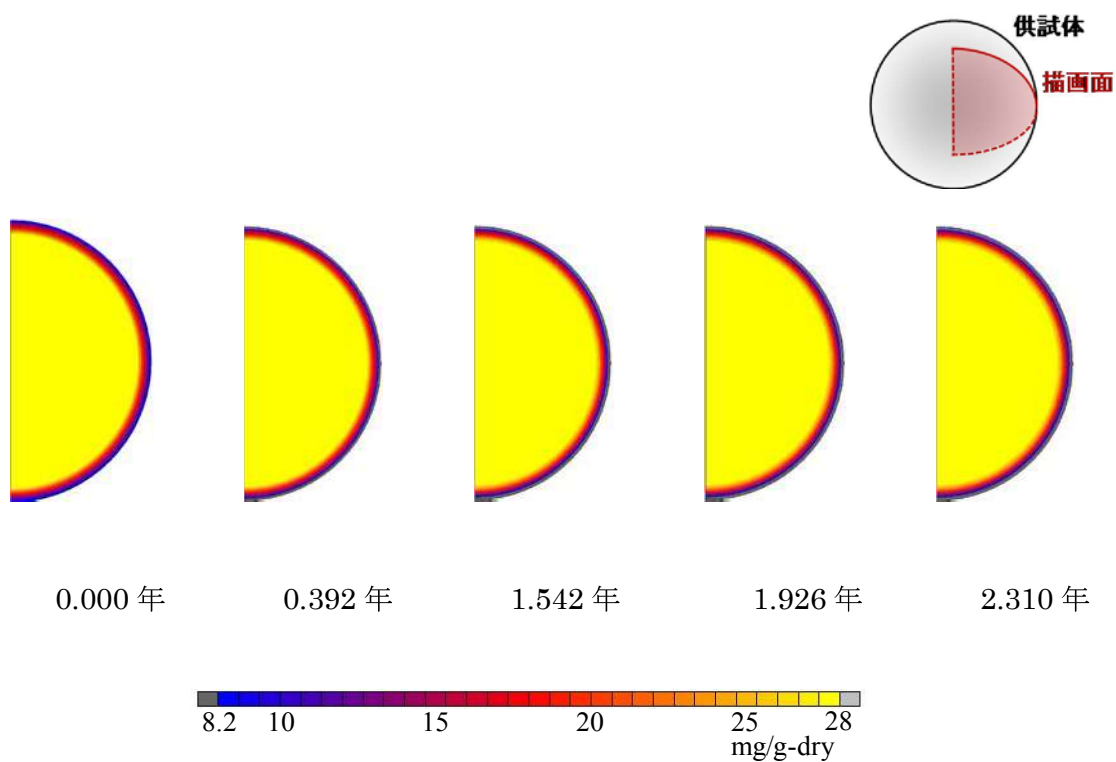


図-4.31 シリカ濃度分布の経時変化 (解析結果)

4.6 現場実証試験に対する解析手法の検証

4.6.1 検証対象とした現場実証試験

既往文献に示したとおり，改良地盤の耐久性を確認する大規模な試験が，日本グラウト協会により実施された。長期耐久性試験は2000年に開始されており，最初の5年間は1年ごとに詳細な調査を実施し，さらに10年目に追跡調査が行われた。

試験が実施された地点の土質構成を図-4.32に示す。土層は全域にわたってほぼ均一な砂質土層である。透水係数で 1.2×10^{-2} (cm/sec)で地下水位はGL.-5.8m程度にある。

図-4.33には試験位置平面図を示す。アルカリ系無機，アルカリ系有機，中・酸性は1年目から実施しているものであり，シリカコロイドについては，他の材料との比較の意味で5年目より作成した。シリカコロイド以外は $5\text{m} \times 5\text{m} \times 5\text{m}$ の 125m^3 の範囲に行っている。

地盤注入は地下水位以下で表-4.3の条件で実施された。図-4.34には実施されている試験のうち，孔内水平載荷試験から求めた変形係数を示す。土粒子骨格構造状態が保持された領域での力学的特性を表わす変形係数の深度方向平均値と10年目における深度方向分布を示したものである。孔内水平載荷試験では，所定の深度ごとの載荷区間の改良体のマスとしての力学的特性の調査ができるメリットがあり，一様な結果が得られている。

アルカリ系有機の変形係数は，4年目まで単調に増加した後わずかに低下しているが，10年経過後においても注入前の事前の変形係数の3倍程度の値を保持している。中・酸性の場合には，この10年間にわたって微増の傾向が続いており，事前の値の2倍程度の値が得られている。

アルカリ系無機では2年目にピークとなった後に単調に低下し，ほとんど注入前の値に戻っている。

4章 地盤注入による改良体の耐久性評価手法

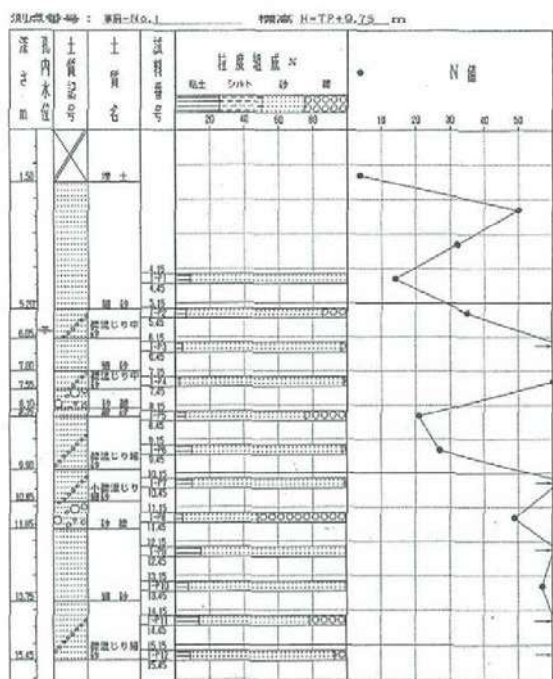


図-4.32 現場試験地点の土質構成

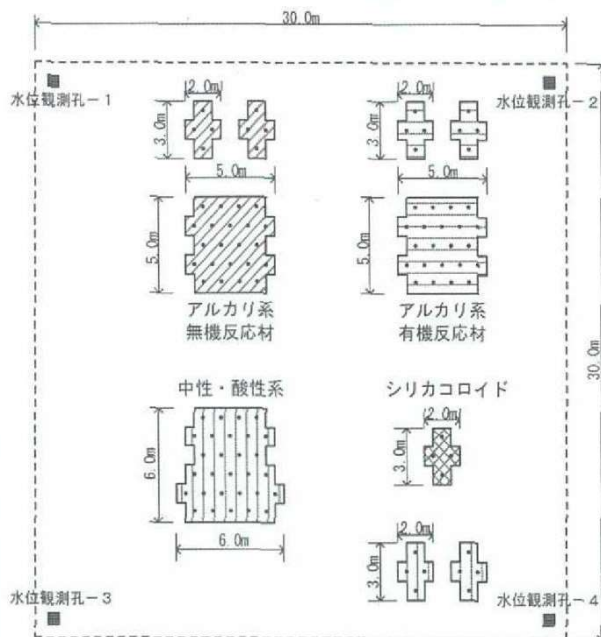
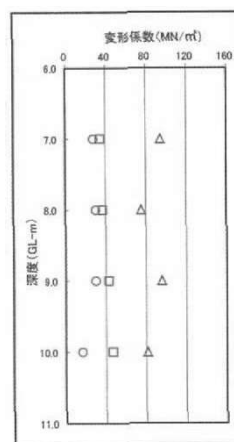
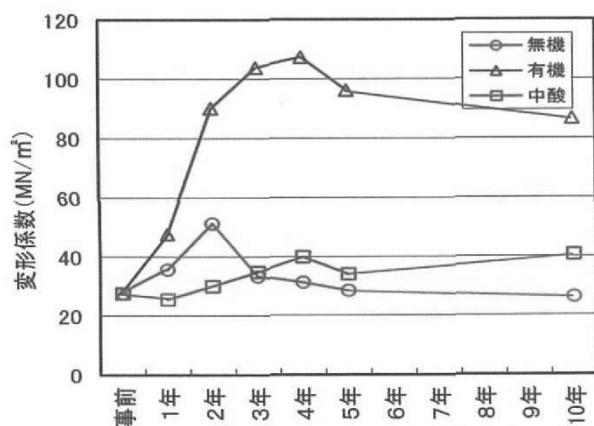


図-4.33 試験位置平面図

表-4.3 注入条件

注入方式	二重管ダブルバッカ工法
注入率	43% (一次注入材0%, 二次注入材43%)
注入孔間隔	1.0m
注入ステップ長	33cm
注入速度	12ℓ/分
注入圧力	1~5MPa
注入管理	定量注入144ℓ/step



(a) 変形係数の経時変化 (b) 変形係数の深度別分布 (10年目)

図-4.34 孔内水平載荷試験の変形係数

4.6.2 シミュレーション解析

現場実証試験の結果と数値解析を比較する。解析方法、条件は室内試験の大型球状改良体に対するものと同様とした。図-4.35にはシリカ濃度分布を示す。この半径方向の分布を示したのが図-4.36、図-4.37である。これを強度に換算した後、注入マニュアルに掲載される一軸圧縮強度と変形係数の関係（式（4.14））で一軸圧縮強度から変形係数を求める。

$$E_{50} = 95 \cdot q_u + E' \quad \dots (4.14)$$

ここに、 E_{50} ：変形係数、 E' ：原地盤の変形係数、 q_u ：一軸圧縮強度

図-4.38が式（4.10）から求めた中心部と外周部の変形係数を示したものである。図-4.39に原位置試験の結果を再掲する。解析の対象としたのは、溶液型のうち特殊中・酸性の注入材料であり、外周部から劣化が生じる。中心部は劣化の少ないアルカリ性有機、外周部は劣化するとされる中・酸性やアルカリ性無機に近い時系列を示した。

このことから、実験では流水養生することにより劣化促進させた改良体であったが、実時間の変化に対しても解析手法が適用できることがわかった。

4.7 特殊中・酸性の注入材料の長期耐久性評価

より実務に利用しやすい指標として、特殊中・酸性の注入材料に対して、設計耐用期間に対する試算を行い、設計における長期耐久性の考え方を纏める。

図-4.40には、「4.5 大型球状改良体に対する解析手法の検証」の大型球状改良体について、鉄道構造物の一般的な設計耐用期間である100年後まで解析した行った結果、図-4.41には100年後の改良体内部のシリカ濃度分布を示す。等価半径減少率の低下は徐々に緩やかになり、最終的には約8.5%減少することがわかる。

この結果をもとに、今回使用した特殊中・酸性の注入材料を液状化対策で用いる場合を想定して、長期耐久性を考慮した設計の観点から検討する。

(1) 強度について

実際の地盤注入による改良体は各注入ステップで形成される改良体を連続させて造成されるが、最外周部は注入1ステップに相当する球状改良体が囲うこととなる。一般に、液状化対策に必要とされる強度は100kN/m²程度であり²⁾、今回使用した注入材料では、長期経過後

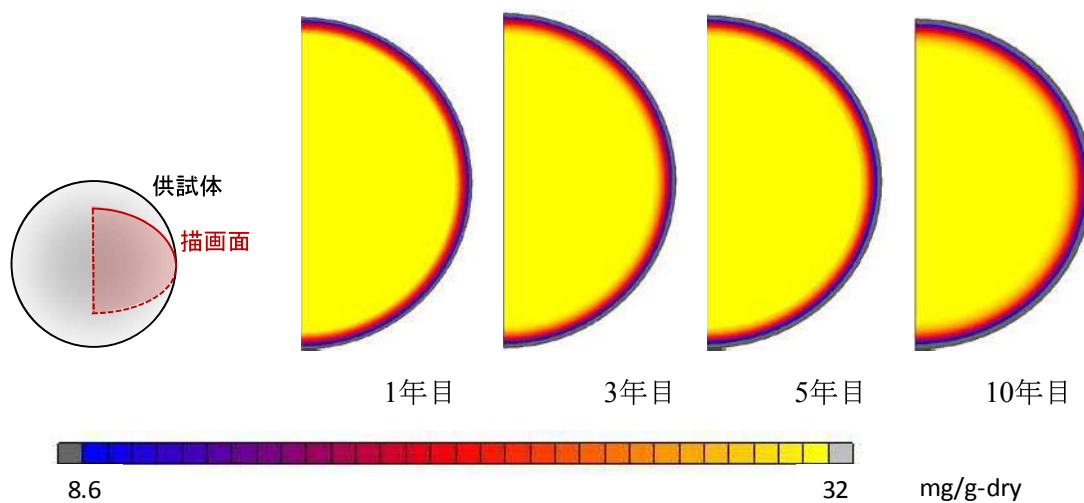


図-4.35 シリカ濃度分布の経時変化

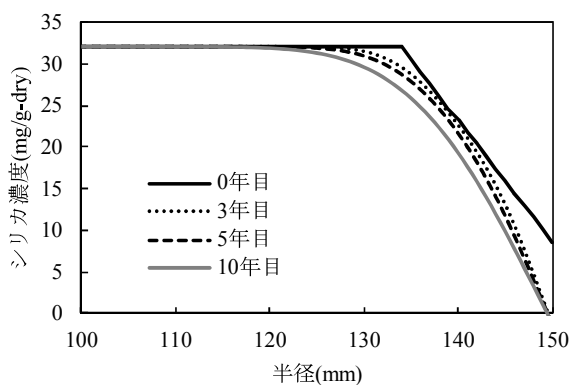


図-4.36 半径方向のシリカ濃度分布

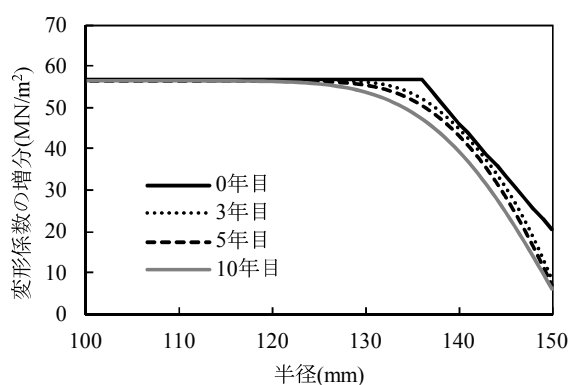


図-4.37 半径方向の変形係数の増分分布

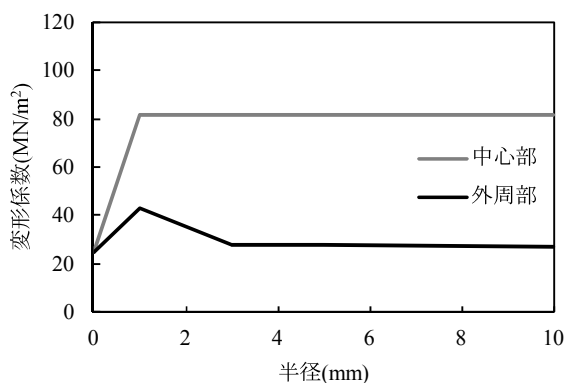


図-4.38 中心部と外周部の変形係数の変化

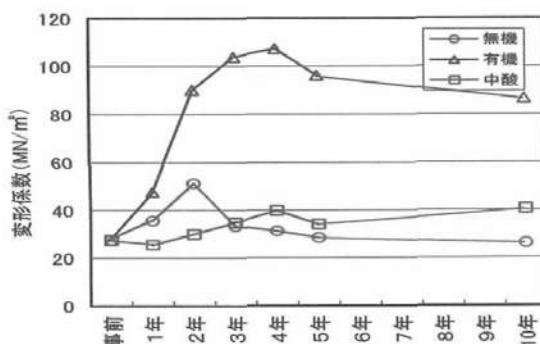


図-4.39 原位置試験の結果

の改良体の外周部は十分な強度を有しているものと考えられる。

(2) 注入範囲について

次に、改良体最外周の体積減少により改良体内部に地下水が浸透することを防ぐため、改良体の体積減少量と改良幅やラップ部の長さの関係について検討する。

図-4.40で得られた100年後の等価半径減少率である8.5%を利用すると、たとえば半径1mの改良体の100年後の半径減少量は約8.5cmとなる。つまり、今回の試算結果に基づけば、地盤注入における設計では面積比で約1.2倍の改良範囲を設定すれば、100年後も必要な性能を満たすと考えることができる。

以上より、長期耐久性を考慮した設計を行う場合には、このようにして求まる減少量を考慮した設計注入範囲を設定するのが良いものと考えられる。つまり、今回使用した注入材料では、減少量は設計注入範囲と比較すれば小さい値であり、現行の設計注入範囲で十分カバーされているものとみなすことができると考えられる。

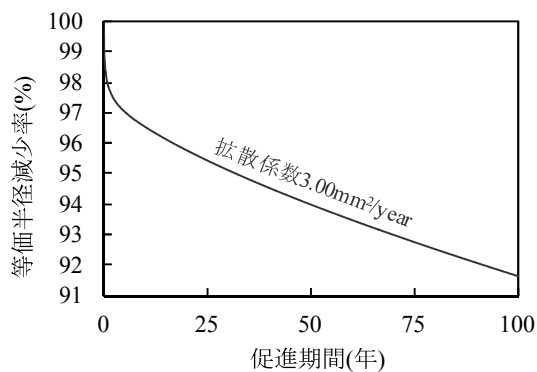


図-4.40 100年後の等価半径減少率の推定

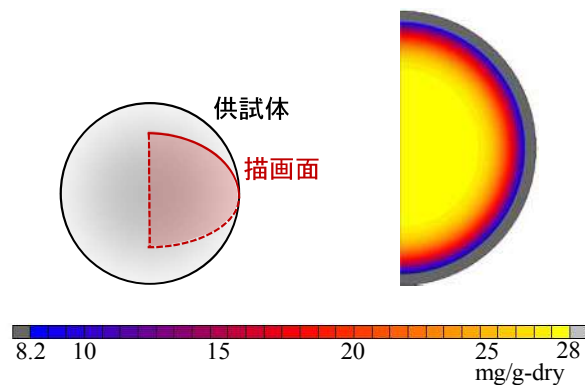


図-4.41 100年後の改良体内部のシリカ濃度分布

4.8 結論

本章では、改良体の長期耐久性を評価する方法として、拡散解析による手法を提案するとともに、改良体の100年後の物理的特性を推定している。提案した解析手法は、シリカの改良体表面からの溶脱を化学平衡的な観点から表現するものである。

課題は、これまでの既往の研究の多くは、耐久性を有する注入材料の開発や選定を主な目的としていること、耐久性を有する溶液型の注入材料は開発されてから十数年しか経過しおらず、実証試験はこれに相当する期間しか実施されていないことであった。

本研究では、まず、 $\phi 5 \times 10 \text{cm}$ のモールドで改良体を作成して、流水促進養生させた場合とさせない場合の水ガラス濃度に応じた物理的特性の変化を測定した。この結果得られた知見は以下のとおりである。

- ・改良体の一軸圧縮強度は、養生期間28日まで徐々に増加する。
- ・改良体の透水係数は、 $10^{-9} \sim 10^{-10}$ オーダーとなり不透水層とみなすことができる。
- ・改良体のシリカ溶脱を促進した試験結果から、約1年後から一軸圧縮強度は減少傾向に転じる。この傾向は水ガラス濃度、相対密度の大きいほうが強い。
- ・一軸圧縮強度の減少とともに改良体の表面が剥離し、改良体直径も減少する。水ガラス濃度の小さいほうが減少開始は早く、減少量も大きい。また、減少するときの改良体表面のシリカ濃度は 8.2mg/g-dry であった。

次に、上記の結果を受けて、拡散方程式に基づく解析手法を仮定した。これは改良体表面からの溶脱が表面のシリカ濃度に依存するとしたものである。また、この仮定した解析に必要な解析パラメータをモールド供試体の試験から決定した。

この解析手法の妥当性を確認するため、室内で実際に浸透注入して作成した大型球状改良体と日本グラウト協会が実施した現場実証試験のシミュレーションを行った。前者のシミュレーションから、初期のシリカ濃度分布と改良体表面比に応じて拡散係数を修正することで、実寸法の改良体にも適用できることを確認した。また、後者から、原位置地盤で測定された孔内水平載荷試験による変形係数との整合がみられ、実時間の物性値変化に対しても適用できることが確認できた。

最後に、特殊中・酸性の注入材料に対して、鉄道施設に用いられるコンクリート構造物の一般的な耐用年数である100年後までの体積減少量を試算したところ、対象とした注入材料による固結物の100年後の体積減少発生箇所は、外周部の85mmの範囲に限定されること、また外周部は必要な強度を満たすことから、地盤注入における設計では面積比で約1.2倍の改良範囲を設定すれば、100年後も必要な性能を満たすことを照査した。

4章の参考文献

- 1) 日本地下水学会：見えない巨大水脈 地下水の科学，2009.
- 2) (公財) 鉄道総合技術研究所：注入の設計施工マニュアル，(財) 研友社，2011.

5章 総括

本研究では、地盤注入工法を対象として、有限要素法を用いた注入に伴う周辺地盤の変位予測手法と改良体の長期耐久性評価手法を構築した。

以下に本論文を総括する。

第1章の序論では、地盤注入工法の歴史と既往の研究を調査して、現状の課題を明らかにするとともに、本論文の構成を示した。

その歴史は古く、19世紀初頭にフランスの Berign (ベリーニ) によって開発され、日本では1915年に長崎県松浦炭鉱で利用されたことが最初の記録として残されている。その後、1970年代に発生した地盤注入に伴う井戸水汚染事故を受けて制定された「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」(建設省官技発160号、以下、暫定指針と呼ぶ)によって、注入材料はセメント系または水ガラスを主材とするものに使用制限されることとなった。しかしながら、注入は作業の方向性や施工順序の自由度が高く、作業空間や時間に制約が多い現場では必要不可欠であるため、現在に至るまで地盤掘削工事の補助工法としての施工実績を数多く挙げ続けている。さらに、近年では大規模地震の発生に伴う甚大な地盤災害を契機として、既設の鉄道盛土やボックスカルバート、埋立地などの支持地盤を強化する長期的な耐久性を要求される地盤改良工事にも利用が拡大している。

現在は、更なる社会的な安全性向上やコストダウンに対する要望から、注入の計画・設計・施工の精度をさらに向上させる必要性が指摘されている。特に、鉄道事業者が共通して利用する「注入の設計施工指針」が25年ぶりに改訂されるにあたって、以下の2つが克服すべき重要課題であった。

(1) 周辺地盤の変位・変形

地盤掘削を伴う近接工事では、近接構造物に有害な影響を与えないようにするため、注入で事前に地盤改良を行う場合が多い。ただし、注入自体の施工も近接構造物に影響を与える可能性があるため、注入範囲および近接する既設構造物との離隔に応じた近接程度の判定を行い、施工の影響度合いを事前に検討する必要がある。鉄道の近接程度の判定によれば、通常の施工法によると有害な影響が及ぶとされる範囲(近接構造物との離隔が注入深度の1.5倍の範囲)では、土被りや地盤条件によらず、事前の対策や影響予測が必須とされている。

この効果的な対策として、近年、周辺地盤への影響が小さい浸透注入(土の骨格構造を変えずに注入材料を間隙に充填する注入形態)を主体とした新しい工法が利用され始めている。ただし、これらが開発されてから日が浅いことに加え、浸透注入を対象とした周辺地盤への影響予測法は確立されておらず、従来から行われた近接施工対策も併せて行っているのが現状である。例えば、鉄道営業線直下では、夜間の線路閉鎖間合いでの注入作業とす

るなどの対策が一律に講じられるため、補助工法である注入の工期やコストが工事全体に占める比率は高くなる傾向にある。

(2) 改良体の長期耐久性

現在の注入材料は、前述したように暫定指針でセメント系または水ガラスを主材としたものに制限されている。このうち、これまで耐久性を有することが一般的に知られている注入材料はセメント系材料であり、特に高炉スラグを用いたものは耐久性が高いとされてきた。これに対して、砂質地盤に対して浸透注入が可能な水ガラス系の溶液型の材料は、これまで含有するナトリウムイオンが改良体の骨格を形成するシリカの共有結合を破壊するため、時間の経過とともに除々に改良効果が失われるとされてきた。このように、溶脱が生じた場合には本体工事の際や地震などの外的作用によって、改良した地盤の強度や止水性が不足した場合、地盤の液状化や沈下、陥没などの発生につながる可能性がある。

近年はこの劣化現象を抑制した材料も開発されたが、開発から十数年程度しか経過しておらず、コンクリート構造物の一般的な耐用年数とされる 100 年にわたり改良効果を期待することができるか、明確な答えは得られていない。

これらの課題に対して既往の研究を調査した結果、注入に伴う周辺地盤の変位・変形については、数少ないながらも検討されていることが明らかになった。しかしながら、土の間隙を乱すような脈状注入を想定した地盤注入工法に関する検討例はあるものの、浸透注入を主体とする地盤注入工法を対象とした手法は確立されていない。また、改良体の長期耐久性については、室内促進実験で耐久性を有する注入材料を選別する研究は行われているものの、長期経過後の注入材料の物理的変化を予測する定量的な手法を確立しようとする研究は行われていない。

以上を踏まえ、本研究では、有限要素法を用いた注入に伴う周辺地盤の変位予測手法と改良体の長期耐久性評価の手法を構築することを目的とした。

第 2 章の鉄道分野における地盤注入工法の施工事例分析では、鉄道事業者を対象としたアンケート調査を実施し、鉄道における地盤注入工法の施工事例（221 事例）における使用された注入方式や注入材料の傾向分析を行った。この結果、周辺地盤への影響を最小限とすることを目的として、注入精度や浸透に優れる注入方式が比較的高価であるにも関わらず、施工事例の大半を占めることが明らかになった。また、注入材料については、溶液型の利用が主流であり、長期耐久性を有するとされるものが少ないながらも見られた。したがって、今後の本設の地盤改良工法としての利用が進展していくためには、溶液型の注入材料に対して、長期経過後の耐久性を予測する定量的な手法を構築することが重要と考えられた。

第 3 章の地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法では、鉄道で実績の多い、二重管ストレーナ工法で溶液型の注入材料を注入する場合を対象として、浸透現象に基づく周辺地盤の変位予測手法を考案した。既往の研究では、地盤の受働状態における崩壊角度の観点からの考

察や注入管の吐出口位置のみに注入圧力を作用させた地盤変形解析では、実際の計測結果を説明しきれないことが明らかになっていた。この要因は、注入材料や間隙水が周辺地盤を浸透することで土粒子骨格に作用する圧力（浸透水圧）を無視していることにあると考え、本研究では、有限要素法により、以下の手順を採用して注入に伴う地盤変形解析を構築した。

- ①注入に伴って地盤全体に生じる過剰間隙水圧を求める。
- ②求めた過剰間隙水圧をもとに、浸透水圧を求める。
- ③浸透水圧を等価節点外力に換算して、有効応力として土粒子骨格に作用させて地盤変形解析を行う。

ただし、①の過剰間隙水圧を有限要素法で求める場合、注入材料と間隙水は粘度が異なるため、二相混合流体として取扱わなければならない、複雑かつ時間を要するものになるという課題がある（以下、二層混合流解析）。したがって、①では簡易に注入に伴う過剰間隙水圧を求められる Maag(マッグ)の理論式を修正して用いることとした。

これは図-5.1 および以下の手順で行うものである。

Step1：Maag の理論式で過剰間隙水圧を求める

Step2：求めた過剰間隙水圧に注入孔以深では静水圧増分を加え、浸透水圧に換算する。

ただし、注入孔以深で上向きとなる浸透水圧は無視し、注入孔以浅では有効土圧を差し引く。

$$\begin{cases} P = \Delta P + (H - h) \cdot \gamma_w & H > h \\ P = \Delta P & H < h \end{cases}$$

ここに、 P ：浸透水圧を求める過剰間隙水圧， ΔP ：Maag の式から求まる過剰間隙水圧， γ_w ：水の単位体積重量， H ：浸透水圧を求める位置の深度， h ：注入孔の深度

Step3：浸透水圧を等価節点外力に換算して、有効応力として土粒子骨格に作用させて地盤変形解析を行う。

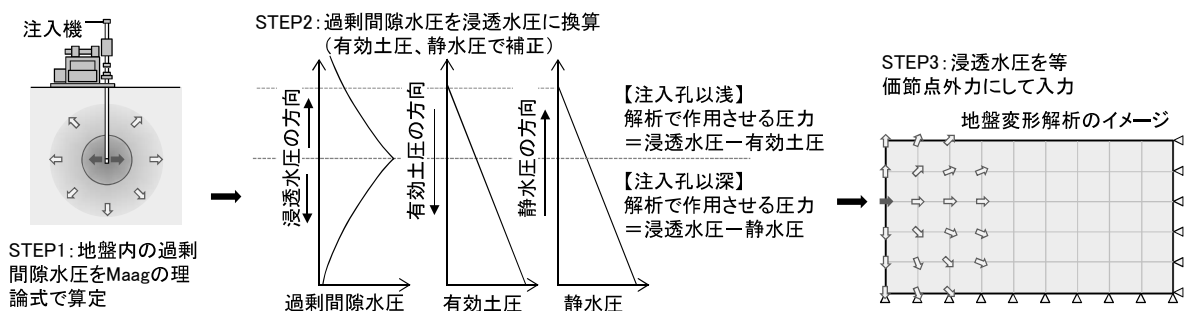


図-5.1 注入に伴う地盤変形解析の流れ

Maag の理論式はそのまま用いると地盤変位量が実測値と大きく乖離する結果となった。このため、注入孔以深の過剰間隙水圧には地下水圧の増加を考慮する補正を行っており、二層混合流解析、現場計測結果との比較から妥当性を検証した。また、パラメトリックスタディにより、注入孔直上の地表面の隆起量を求める簡易算定式を作成した。

なお、この式 (5.1) から、施工方法の変更により隆起を抑止しようとした場合、注入速度 Q とストレーナーの浸透面積 A が変更できる条件である。注入速度は工期に影響を及ぼすため、近年開発された注入方式はストレーナーの浸透面積を大きくする傾向にあるが、その設定根拠は理論的に説明されているとは言い難い。

今後は、式 (5.1) に応じてストレーナーの浸透面積を求められる注入速度や地盤条件に応じて設定できる注入方式を開発していくことにより、隆起抑止を定量的に計画していくことが可能になると考える。

$$Y = \frac{(-6.49 \times 10^{-4} \times Z + 0.031)^2}{E \times K \times A} \times Q \times \gamma \quad \dots (5.1)$$

ここに、 Y : 注入孔直上の鉛直変位量 (mm)、 E : 変形係数 (kN/m^2)、 K : 透水係数 (m/sec)、 Q : 注入速度 (ℓ/min)、 Z : 土被り (m)、 A : ストレーナーの浸透面積 (m^2)、 γ : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

第4章の地盤注入による改良体の耐久性評価手法では、流水を利用した促進試験を利用して、注入材料に含まれるシリカ (SiO_2) の拡散現象に基づく改良体の長期耐久性の評価手法を提案した。

特殊中・酸性溶液型の注入材料で固結させた $\phi 5 \times 10 \text{cm}$ の砂供試体を流水中に設置して、シリカの溶脱促進試験を実施し、供試体の強度や透水係数、体積の変化と供試体内部のシリカ濃度の変化との関係を明らかにした。得られた知見は以下のとおりである。

- ・改良体の一軸圧縮強度は、養生期間28日まで徐々に増加する。
- ・改良体の透水係数は、 $10^{-9} \sim 10^{-10}$ オーダーとなる。
- ・改良体のシリカ溶脱を促進した試験結果から、約1年後から一軸圧縮強度は減少傾向に転じる。この傾向は水ガラス濃度、相対密度の大きいほうが強い。
- ・一軸圧縮強度の減少とともに改良体の表面が剥離し、改良体直径も減少する。水ガラス濃度の小さいほうが減少開始は早く、減少量も大きい。また、減少するときの改良体表面のシリカ濃度は 8.2mg/g-dry である。

この結果を用いて、化学平衡の観点から、供試体表面でのシリカ溶脱速度がその時のシリカ濃度に依存すると仮定した有限要素法による拡散解析 (図-5.2) で、適切な拡散係数を用いることによって促進試験で得られた供試体内部のシリカ濃度分布に対応した結果が得られることを確認した。

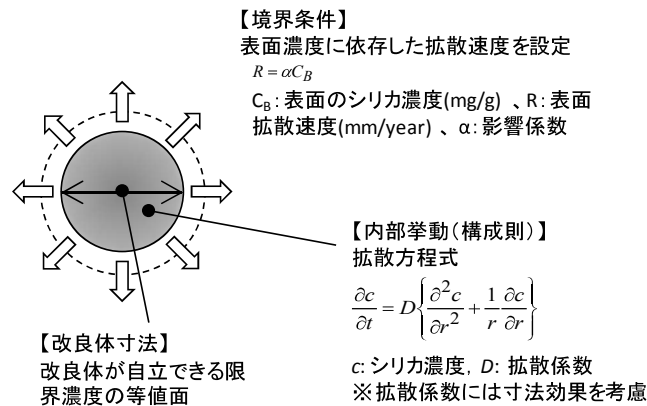


図-5.2 シリカ溶脱解析

この解析手法を利用して、 $\phi 30\text{cm}$ の大型球状供試体、また別途行われた改良体の長期耐久性に関する現場実証試験におけるシリカ溶出のシミュレーション解析を実施し、実時間、実規模におけるシリカ溶出挙動を再現できることを明らかにした。さらに、鉄道施設に用いられるコンクリート構造物の一般的な耐用年数である100年後までの直径1mの薬液固結砂の体積減少量を試算したところ、対象とした注入材料による固結物の100年後の体積減少発生箇所は、外周部の85mmの範囲に限定されること、また外周部は必要な強度を満たすことから、地盤注入における設計では面積比で約1.2倍の改良範囲を設定すれば、100年後も必要な性能を満たすことを照査した。

残される課題として、地盤注入に伴う周辺地盤の変位予測手法については、溶液型の注入材料の浸透注入を対象としたものであるが、脈状注入までを同時にシミュレートできる手法に拡張していく必要があること、また、本論文では解析手法の現場計測への適用は1事例であるため、より多くの現場の計測事例での検証を行い、信頼性を高めていく必要があることが挙げられる。注入による改良体の耐久性評価手法については、特殊中・酸性の注入材料について検討を行ったが、もうひとつの耐久性を有するとされる材料である特殊シリカにへも適用を拡張し、長期耐久性の設計法を一般化していく必要があることが挙げられる。

また、これらについては、今後も引き続き研究を進めていきたいと考える。

謝 辞

平成 15 年 4 月に鉄道総合技術研究所に入社して以来、建設分野ではトンネル掘削時の地下水に関わる安定問題、保守分野では既設トンネルの LCC 評価をテーマに研究を行ってまいりました。

博士論文の研究テーマを定めるきっかけとなりましたのは、昭和 62 年に発刊された「注入の設計施工指針」の改訂であり、その中で挙げられた課題に対して、最も勉強してきた地盤内の浸透・移動・拡散現象を解く数値解析が、安全と合理性の向上の一助となればと考えたためです。

なお、研究期間中には、出向して現場業務に従事できる機会を与えていただき、多くの注入の施工管理を経験させていただきました。研究は 2 年間お休みいただきましたが、この経験から“数値解析が役に立つこと”という言葉を変えて見つめ直すことができました。

本研究を進めるにあたり、早稲田大学 赤木寛一 教授、千葉工業大学 小宮 一仁 学長におかれましては研究全般にわたりご指導を賜り、また、早稲田大学 濱田政則 教授、茨木大学 小峯秀雄 教授におかれましては本論を纏めるにあたり、貴重なご指導を賜り、心よりお礼申し上げます。

本研究を遂行できたのは、「注入の設計施工指針」の改訂委員会において、小山幸之先生、鉄道事業者の委員の方々にご教授いただいたこと、また、小西真治元室長に数値解析を勉強する非常に多くの機会をいただき、本研究テーマのスタートを暖かく後押しいただいたこと、新井泰元主任研究員に、入社当時から数値解析について一から暖かくご指導賜りましたこと、小島芳之室長にトンネル現場に数多く同行させていただき、研究業務全般のご指導賜りましたことがあったからこそです。ここに厚く御礼申し上げます。

本研究を進めるにあたりましては、澤田亮主査には、改良体の長期耐久性評価の細部にわたるご指導とこれまでの研究成果を惜しげもなくご伝授いただきました。焼田真司主任研究員、岡野法之主任研究員、橘直毅氏（中央復権コンサルタント株式会社）には、注入に伴う地盤変形解析の細部にわたるご指導・ご協力いただきました。ここに御礼申し上げます。

最後に、本研究が無事遂行できましたのは、トンネルに関する知識をご伝授いただいた諸先輩方のご指導、鉄道総研関係者の暖かい励ましがあってこそであります。皆様にこの場を借りて感謝申し上げます。

2014 年 2 月

仲山 貴司

研究業績

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
1. 論文	
○論文	仲山貴司, 澤田亮, 平岡陽, 赤木寛一, 薬液注入工法で固化した改良体の耐久性評価に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.69, pp.162-173, 2013年4月
○論文	仲山貴司, 橋直毅, 岡野 法之, 赤木寛一, 薬液注入に伴う地盤変形の数値解析手法に関する研究, 土木学会論文集 F1 特集号, Vol.66, pp.137-143, 2010年11月
○論文	T. Nakayama, N. Tachibana, N. Okano and H. Akagi, A study on numerical simulation during chemical grouting, <i>Ground Technology and Geo-Information(IS-AGTG2011)</i> , 2012年12月
○論文	仲山貴司, 岡野法之, エレメント推進工法における緩み土圧算定方法の提案, トンネルと地下, Vol.42, pp.301-307, 2011年4月
○論文	仲山貴司, 岡野法之, 薬液注入に伴う地盤変形予測法の構築, 鉄道総研報告, Vol.27, 2013年6月
○論文	仲山貴司, 岡野法之, エレメント推進・けん引工法における緩み土圧の分布形状, 鉄道総研報告, Vol.21, pp.41-46, 2007年8月
○論文	仲山貴司, 焼田真司, 岡野法之, 井浦智, 注入の設計施工マニュアルの要点, 日本鉄道施設協会誌, Vol.49, pp.1037-1039, 2011年12月
○論文	仲山貴司, 小島謙一, 都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル, 日本鉄道施設協会誌, Vol.45, pp.394-396, 2007年5月
論文	小西真治, 仲山貴司, 田村武, 豊田浩史, 松長剛, 井浦智実, 地下水圧および飽和度による粘着力の変化を考慮した切羽安定評価法, 土木学会論文集 F, Vol.69, pp.1-9, 2013年1月
論文	岡野法之, 仲山貴司, 津野究, 小島芳之, 西藤潤, 朝倉俊弘, れんが積み覆工トンネルの耐力評価に関する研究, 土木学会論文集 F, Vol.69, pp.29-38, 2013年1月
論文	木股浩孝, 仲山貴司, 津野究, 粥川幸司, 小西真治, シールドテールとセグメントの接触を考慮した施工時荷重の解析的検討, 土木学会論文集 F, Vol.69, pp.73-88, 2013年1月
論文	高山博文, 増田康男, 仲山貴司, 重田佳幸, YINGYOGRATTANAKUL Narentorn, 朝倉俊弘, トンネル覆工コンクリートに生じるひび割れの現地計測・解析と発生抑制法の一考察, 土木学会論文集 F, Vol.67, pp.46-61, 2011年6月
論文	近藤義正, 仲山貴司, 赤木寛一, 掘削土砂に気泡と水を添加した地盤掘削用安定液の開発と適用, 土木学会論文集 C, Vol.64, pp.505-518, 2008年7月
論文	焼田真司, 仲山貴司, 小西真治, 赤木寛一, シールドトンネルのひび割れ進展過程に関する一考察, 土木学会論文集 F1 特集号, pp.109-116, 2011年11月
論文	高山博文, 増田康男, 仲山貴司, 植村義幸, 朝倉俊弘, トンネル覆工コンクリートに生じるひび割れの発生メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集 F, vol.66, pp.132-145, 2010年6月
論文	佐藤豊, 仲山貴司, トンネル裏込め注入材の圧密と固化のメカニズム, 鉄道総研報告, Vol.20, 47-52, 2006年5月

研究業績

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
論文	小西真治, 佐藤豊, 仲山貴司, リスクマネジメント手法を用いた鉄道トンネル維持管理計画法の検討, 信頼性シンポジウム発表報文集, pp.45-48, 2006年10月
2. 講演	
○講演	仲山貴司, 澤田亮, 弾性波探査による薬液注入の効果確認手法に関する研究, 第48回地盤工学研究発表会, pp.835-836, 2013年7月
○講演	仲山貴司, 牛田貴士, 焼田真司, 岡野法之, 近年の注入工事例と改良体の強度特性, 第21回トンネル工学研究発表会報告集, Vol.21, pp.136~148, 2011年11月
○講演	仲山貴司, 岡野法之, 宇井仁将, 高橋博樹, 小宮一仁, エレメント推進けん引工法における下床版エレメント施工時の上床版変位の計測と解析, 第65回土木学会年次学術講演会, pp.857-858, 2010年9月
○講演	仲山貴司, 岡野法之, 水石舞衣子, エレメント推進・牽引工法における緩み領域に関する研究, 第62回土木学会年次学術講演会, pp.175-176, 2007年9月
○講演	仲山貴司, 小西真治, 地下水の影響を考慮したトンネル安定の評価法, 第60回土木学会年次学術講演会, pp.232-233, 2009年9月
○講演	仲山貴司, 新井泰, 渡辺忠朋, 栗林 建一, コンクリートと鉄筋の付着特性に関する実験解析(その1), 第59回土木学会年次学術講演会, pp.399-400, 2004年9月
○講演	仲山貴司, 赤木寛一, 起泡剤を用いた地盤掘削用安定液の圧力と地下水との差圧について, 第57回土木学会年次学術講演会, pp.249-250, 2002年9月
講演	橘直毅, 仲山貴司, 岡野法之, 薬液注入に伴う近接施工影響における数値解析手法に関する研究, 第66回土木学会年次学術講演会, pp.151-152, 2011年9月
講演	平岡陽, 赤木寛一, 澤田亮, 仲山貴司, 弾性波試験による薬液改良砂の劣化評価について, 第66回土木学会年次学術講演会, pp.71-72, 2011年9月
講演	牛田貴士, 仲山貴司, 岡野法之, 焼田真司, 吉川和行, 水ガラス系注入材の強度特性, 第66回土木学会年次学術講演会, pp.39-40, 2011年9月
講演	宇井仁将, 高橋博樹, 小宮一仁, 仲山貴司, 山下康彦, 函体推進工法における現地計測と有限要素法によるシミュレーション, 第66回土木学会年次学術講演会, pp.267-269, 2011年9月
講演	平岡陽, 赤木寛一, 澤田亮, 仲山貴司, 弾性波法に基づく薬液改良砂の力学特性評価について, 第46回地盤工学研究発表会, pp.835-836, 2011年7月
講演	赤木寛一, 一色康広, 平岡亮, 澤田亮, 仲山貴司, 希釈した薬液による改良地盤の長期耐久性について, 第7回地盤工学会関東支部発表会, pp.105-106, 2010年11月
講演	赤木寛一, 井出雄介, 岡野法之, 仲山貴司, 大型薬液注入実験におけるシリカ濃度と一軸強度の分布について, III-483, 第64回土木学会年次学術講演会, pp.965-966, 2009年9月
講演	吉川和行, 岡野法之, 仲山貴司, 砂地盤中のトンネル掘削に伴う周辺土圧に関するシミュレーション解析について, III-316, 第63回土木学会年次学術講演会, pp.631-632, 2008年9月

研究業績

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
講演	岡野法之， <u>仲山貴司</u> ，吉川和行，砂地盤中のトンネル掘削に伴う周辺地盤の力学的挙動について，III-174，第 62 回土木学会年次学術講演会，pp.174-175，2007 年 9 月
講演	吉川和行， <u>仲山貴司</u> ，連続半円筒形落し戸実験における周辺地盤の力学的挙動について，III-55，第 61 回土木学会年次学術講演会，pp.55-56，2006 年 9 月
講演	直江久永， <u>仲山貴司</u> ，赤木寛一，近藤義正，地盤掘削用気泡安定液の連続地中壁工法への適用について，III-611，第 58 回土木学会年次学術講演会，pp.1221-1222，2003 年 9 月
講演	直江久永， <u>仲山貴司</u> ，赤木寛一，近藤義正，気泡剤を用いた地盤掘削用安定液の性状管理，K-06，第 38 回地盤工学研究発表会，pp.1527-1528，2003 年 7 月
講演	赤木寛一，高橋好古， <u>仲山貴司</u> ，近藤義正，起泡剤を用いた地盤掘削用安定液の溝壁安定化機構に関する研究，H-02，第 36 回地盤工学研究発表会，pp.1859-1860，2001 年 6 月
3. その他	
○書籍	注入の設計施工マニュアル，（公財）鉄道総合技術研究所，2011 年 10 月
○書籍	都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル，（財）鉄道総合技術研究所，2006 年 1 月
○書籍	鉄道構造物等維持管理標準・同解説，（財）鉄道総合技術研究所，2007 年 1 月
○特許	<u>仲山貴司</u> ，澤田亮，赤木寛一，薬液注入地盤の効果確認方法，出願中
○特許	<u>仲山貴司</u> ，澤田亮，赤木寛一，薬液注入地盤の経年劣化調査試験，出願中
特許	津野究， <u>仲山貴司</u> ，トンネル内空変位の監視システム，特許第 300324 号，2009 年 12 月
特許	橘直毅， <u>仲山貴司</u> ，小島芳之，トンネルのひび割れ位置検知システム，特許第 317350 号，2006 年 11 月
特許	小島芳之，田邊将樹， <u>仲山貴司</u> ，ひび割れ検知用電気回路の製造方法，ひび割れ検知システムならびにひび割れ回路方法，特許第 4648080 号，2010 年 12 月
特許	栗林健一，小島芳之， <u>仲山貴司</u> ，小野隆利，野城一栄，小西真治，トンネル覆工コンクリートの内面補強構造物，特許第 4536565 号，2010 年 6 月
特許	栗林健一，小島芳之， <u>仲山貴司</u> ，田邊将樹，野城一栄，小西真治，トンネルの覆工コンクリートのはく落防止構造物，特許第 4494267 号，2010 年 4 月

