

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	大規模充填工事における時間・空間的影響を考慮した可塑性グラウトの粘性特性と施工性に関する研究
Title(English)	Study on viscosity and workability of plastic grout considering time and space effect relevant to large-scale void filling
著者(和文)	石井裕泰
Author(English)	Hiroyasu Ishii
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4130号, 授与年月日:2016年5月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:北詰 昌樹,二羽 淳一郎,高橋 章浩,竹村 次朗,中村 恭志
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4130号, Conferred date:2016/5/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

大規模充填工事における時間・空間的影響を考慮した
可塑性グラウトの粘性特性と施工性に関する研究

Study on viscosity and workability of plastic grout considering
time and space effect relevant to large-scale void filling

2016 年 5 月

石井 裕泰

目次

第1章 序論	1-1
1.1. 研究背景	1-1
1.2. 研究対象と目的	1-2
1.3. 論文構成	1-5
第2章 可塑性グラウトの配合・施工に関わる既往の研究	2-1
2.1. 序論	2-1
2.2. セメント系スラリー材の粘性・流動特性に関する研究	2-2
2.2.1. 粘性モデル	2-2
(1) ビンガム流体	2-2
(2) ビンガム特性の特定方法	2-3
2.2.2. ビンガム流体に基づく流動特性の検討	2-4
(1) セメントペースト・グラウト	2-4
(2) モルタル	2-6
(3) コンクリート	2-8
(4) 可塑性グラウト	2-9
2.3. 可塑性グラウトの配合・施工に関する研究	2-9
2.3.1. 可塑性グラウトの特性と可塑性発現機構	2-9
2.3.2. 可塑性グラウトの配合	2-12
2.3.3. 可塑性グラウトを活用した施工	2-14
(1) 空間への打設	2-14
(2) 空洞への充填	2-17
(3) 間隙への注入	2-20
2.4. 結語	2-24
第3章 可塑性グラウトの粘性特性と粘性モデル	3-1
3.1. 序論	3-1
3.2. これまでの粘性特性評価とその課題	3-1
3.3. 配合試験	3-4
3.3.1. 検討配合と測定項目	3-4
3.3.2. 測定結果	3-9
(1) フロー値・スランプ値	3-9
(2) ベーンせん断抵抗	3-13
(3) 粘度	3-16
(4) 一軸圧縮強さ	3-18
3.3.3. 考察	3-23
(1) 各種指標値の相関	3-23

(2)	可塑性グラウトに適した粘性モデル	3-27
3.4.	数値シミュレーションを活用した粘性特性の検証	3-28
3.4.1.	シリンダーフロー試験のシミュレーション	3-29
(1)	検討内容	3-29
(2)	解析結果と考察	3-30
3.4.2.	2段階施工に分けた空洞充填のシミュレーション	3-33
(1)	実験概要	3-33
(2)	解析モデル	3-37
(3)	解析結果	3-39
3.4.3.	起伏が存在する空洞充填のシミュレーション	3-41
(1)	実験概要	3-41
(2)	解析モデル	3-42
(3)	実験・解析結果	3-43
3.4.4.	粘性変化が影響する空洞充填のシミュレーション	3-45
(1)	実験概要	3-45
(2)	解析モデル	3-45
(3)	解析結果と考察	3-47
3.5.	結語	3-48
3.6.	付録 数値シミュレーション	3-49
3.6.1.	解析手法	3-49
(1)	基礎方程式	3-49
(2)	流動領域の境界	3-50
(3)	粘性変化	3-51
(4)	数値解析	3-51
3.6.2.	検証解析 セメントグラウトのフロー挙動	3-53
(1)	検証対象	3-53
(2)	解析結果	3-54
3.6.3.	検証解析 高流動コンクリートのフロー挙動	3-55
(1)	検証対象	3-55
(2)	解析結果	3-56
第4章	捨石マウンドを対象とした間隙注入の検討と適用	4-1
4.1.	序論	4-1
4.2.	施工に向けた実験検討	4-2
4.2.1.	検討対象と配合	4-2
4.2.2.	小規模注入実験	4-3
(1)	実験概要	4-3
(2)	実験結果	4-5
4.2.3.	実規模注入実験	4-6

(1)	実験概要	4-6
(2)	実験結果	4-7
4.3.	注入圧の検討	4-11
4.3.1.	注入圧の算定式	4-11
4.3.2.	パラメーターの検討	4-13
4.3.3.	時間・空間的影響を考慮した注入圧の算定	4-17
4.4.	捨石マウンドを対象とした注入改良の施工	4-18
4.4.1.	注入計画	4-18
4.4.2.	注入・管理装置	4-19
(1)	大型パッカー付注入装置	4-19
(2)	モニタリングカメラ	4-20
4.4.3.	施工結果	4-21
(1)	モニタリングカメラによる観察	4-21
(2)	注入圧	4-22
(3)	事後調査	4-31
4.5.	結語	4-31
第5章	沈埋トンネル函底充填を対象とした空洞充填の検討と適用	5-1
5.1.	序論	5-1
5.2.	ボスポラス海峡横断鉄道トンネルプロジェクト	5-1
5.3.	沈埋トンネル函底充填における空洞充填	5-3
5.3.1.	施工条件と課題	5-3
5.3.2.	従来の函底充填工法	5-4
5.4.	函底充填用可塑性グラウトの検討	5-5
5.4.1.	可塑性グラウトの検討	5-5
5.4.2.	配合条件	5-5
5.4.3.	配合検討	5-6
5.4.4.	充填性確認実験	5-8
5.4.5.	実大充填実験	5-10
(1)	概要	5-10
(2)	実験方法	5-11
(3)	実験結果	5-12
5.4.6.	配合試験・充填実験・実証試験のまとめ	5-16
5.5.	圧入圧の検討	5-16
5.5.1.	圧入圧の算定式	5-16
5.5.2.	時間・空間的影響を考慮した圧入圧の算定	5-17
(1)	充填性確認実験に対する簡易計算	5-17
(2)	実大充填実験に対する簡易計算	5-19
5.6.	可塑性グラウトを用いた沈埋トンネルの函底充填	5-20
5.6.1.	施工計画	5-20

5.6.2.	配合	5-22
5.6.3.	施工・品質管理	5-22
(1)	配合品質	5-22
(2)	仮支持ジャッキの鉛直荷重・ストローク	5-23
(3)	充填範囲の進展確認と充填量の上限	5-23
5.6.4.	施工結果	5-23
(1)	配合品質	5-23
(2)	充填過程	5-28
(3)	充填結果と可塑性グラウトの適用効果	5-33
5.7.	結語	5-34
第6章	可塑性グラウトの配合設計・施工管理	6-1
6.1.	序論	6-1
6.2.	配合設計・施工管理の有用性	6-1
6.2.1.	従来工法における配合設計・施工管理	6-1
(1)	ソイルモルタル系材料の配合設計	6-1
(2)	地盤注入における施工管理	6-4
6.2.2.	可塑性グラウト検討時のトラブル	6-4
6.3.	可塑性グラウトの配合設計	6-6
6.4.	可塑性グラウトの施工管理	6-10
6.4.1.	配合確認	6-10
6.4.2.	圧力管理指標の算定	6-11
6.4.3.	圧力管理における対処	6-12
6.5.	結語	6-12
第7章	結 論	7-1

謝辞

第1章 序 論

1.1. 研究背景

現在、最も汎用的な建設資材の一つであるセメントは、18世紀の産業革命期の発明に続き19世紀には各国で関連産業が発足し、品質向上、性能多角化を経ながら今日に至る。我が国では、1990年代中盤の需要ピークは過ぎたものの、2014年度は混合セメントを合わせて約47百万トンが生産され¹⁾、コンクリート、モルタル、セメントグラウト等として多彩な用途で活用されている。このうちセメントグラウトは、セメントと水、混和剤を混合したもので、構造物や地盤の隙間や空隙を埋める目的で、各種新設・補修工事や地盤改良工事で広く活用されている。

構造物を対象としたセメントグラウトとしては、まず、コンクリート構造物の補修に用いられるものが挙げられる。コンクリート構造物には供用年数を経るに応じて様々な劣化現象が生じるが、このうちひび割れは、水や炭酸ガスの進入路となり、漏水や中性化、鉄筋の腐食を引き起こす要因となる。そこで、構造物の耐用年数を確保するため、補修工事としてひび割れ部や欠損部にグラウトを浸透、注入、充填する工法が活用されている。また、プレストレストコンクリートの施工で用いられるPCグラウトもセメントグラウトの一例として挙げられ、緊張力を与えられる鋼材（内ケーブル）とコンクリートの一体性確保、腐食防止を目的に、内径100mm、長さ50m等のケーブルダクトとPC鋼材の隙間に対する充填材として用いられる。地盤を対象としたセメントグラウトとしては、まず亀裂を有する岩盤に対する止水注入が挙げられ、ダム基礎地盤や地下構造物周辺の岩盤内にセメントグラウトを注入し目詰まりさせることで、止水性を向上する。また、緩い堆積地盤の耐力、液状化抵抗を向上する目的の注入系地盤改良工法でもセメントグラウトは活用され、注入ロッドを介して供給されたセメントグラウトが砂粒子の間隙を充たして固結することで地盤改良を施す。

材料・施工に関わる新規技術の開発と活用、継続的な改良が、品質確保やコストダウン、工期遵守や短縮の実現に多大な貢献をしてきたことは周知の事実であるが、以上に挙げたセメントグラウトに関わる各種工法においても、施工の合理化や信頼性向上を目的としたソフト、ハードに関わる技術開発が様々な形で取り組まれてきた。この中で、セメントグラウトのフレッシュ性状に関しては、施工時に高い流動性と分離抵抗性を確保し浸透性を向上させるため、気泡剤や流動化剤等の混和剤や、超微粒子化やスラグ混合といった特殊セメントの利用が図られてきた。この結果、一箇所のグラウト供給箇所からより広い範囲を施工することによる合理化と、強度をはじめとした品質の一様性確保につながっている。

一方で、建設工事におけるセメントグラウトの活用に関しては、新設工事に対する維持、補修や補強工事の比率がすでに増加傾向にあることや、工事に際しての環境・周辺影響がより重要視されるようになっていること、さらには施工制約が課される国内外工事での対応の必要性から、

新たな技術的要求事項が課されるようになってきている。そこでセメントグラウトに関する比較的新しい材料・施工技術として、圧力作用を加えながら対象箇所に供給する際には容易に変形するが、その後はその場所に滞留する、いわゆるチクソトロピー性を付与した配合の活用も進められている。本研究ではこのチクソトロピー性を付与した配合に該当する「可塑性グラウト」を研究対象としている。

1.2. 研究対象と目的

チクソトロピー性を活用したセメントグラウトである可塑性グラウトの活用例として、以下が挙げられる。

- ① 廃坑や空洞の充填に際して、高流動配合での打設に先立ち、型枠代わりに打設領域端部、外周に低流動配合を堰堤状に打設する。
- ② 廃坑や空洞の充填に際して、空洞部基礎地盤への浸透や意図せぬ領域への流出を防ぐため、空洞全体に低流動配合を圧入する。
- ③ 砂礫・巨礫地盤の補強に際して、垂れ流れたり希釈したりすることを防止するため、砂礫・巨礫地盤の間隙に高粘性材料を注入する。

こうした用途でセメントグラウトを活用する場合、従来の配合から水量を下げるだけでは、供給過程での圧入圧増大や閉塞につながり、施工時のトラブル要因となる。そこで可塑性グラウトでは可塑性の作用を活用し、混合直後からセメントミルクに擬似的な凝結状態を発揮させ、そのままの状態では形状を保持する粘性を持ちながら、圧力を加えると容易に変形し押し出すことができる（図-1.1 参照）。養生後はセメントの作用により硬化し、 1N/mm^2 程度の一軸圧縮強さを発揮する。

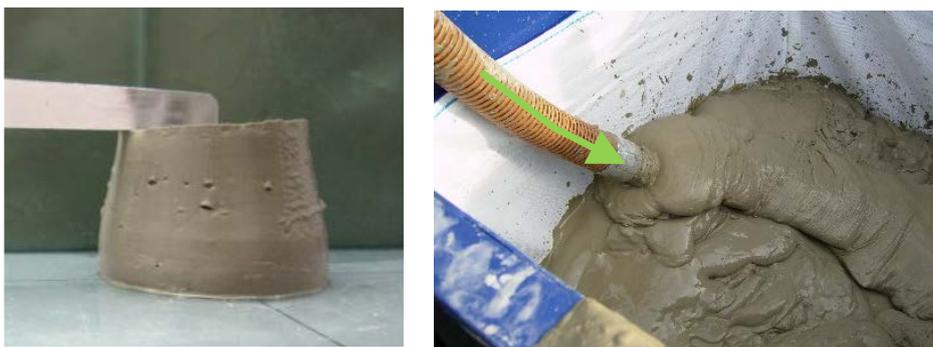


図-1.1 可塑性グラウト（左：形状を保持した状態、右：供給圧で容易に押し出される状況）

本材料・施工技術は、当初、主にシールドトンネルの裏込め材料として 1970 年代に考案された。本論文第 2 章に詳述する通り、近年上記①～③に関して、廃坑周辺の陥没防止、施設の維持・補修、耐震補強等を目的に適用事例が複数報告されている、また、軌道基礎の沈下防止策や港湾の増深のために活用する研究も報告されており、インフラ整備や安全・安心に関わる取り組みで、今後、更なる活用領域や適用形態の拡大が期待される材料・施工技術に位置付けられる。

図-1.2 は既往の適用事例，研究報告に基づき本研究が提唱するもので，可塑性グラウトの利用形態と充填空間スケールを模式的にまとめたものである。適用形態としては，「空間に打設」，「空洞に圧入」，「間隙に注入」に大別される。それぞれの形態は，施工ごとに空洞高さ，間隙のスケールが異なることになり，充填性や効率性の観点で適正な流動性，粘性が存在する。このうち，「空間に打設」する場合は，可塑性グラウトは開放空間に吐出され，施工管理においては堰堤状の打設の進展を俯瞰的に直接あるいはビデオ映像を通して目視確認できる。これは，「空間に打設」する場合は，施工管理がコンクリート打設に準じた形で行えることを意味する。一方，「空洞に圧入」する場合や「間隙に注入」する場合には，可塑性グラウトは上面や側面が閉塞された空間に吐出される。その結果，「空間に打設」される場合と異なり，以下のような施工形態となる。

- ・ 粘性特性と空洞・間隙スケールに応じた抵抗力が可塑性グラウトに，その反力としての作用力が対象の空洞や礫地盤に発生する。
- ・ 閉塞された空間内や礫地盤内では直接的・俯瞰的に施工の進展を目にすることが困難で，圧入・注入過程を直接確認することができない

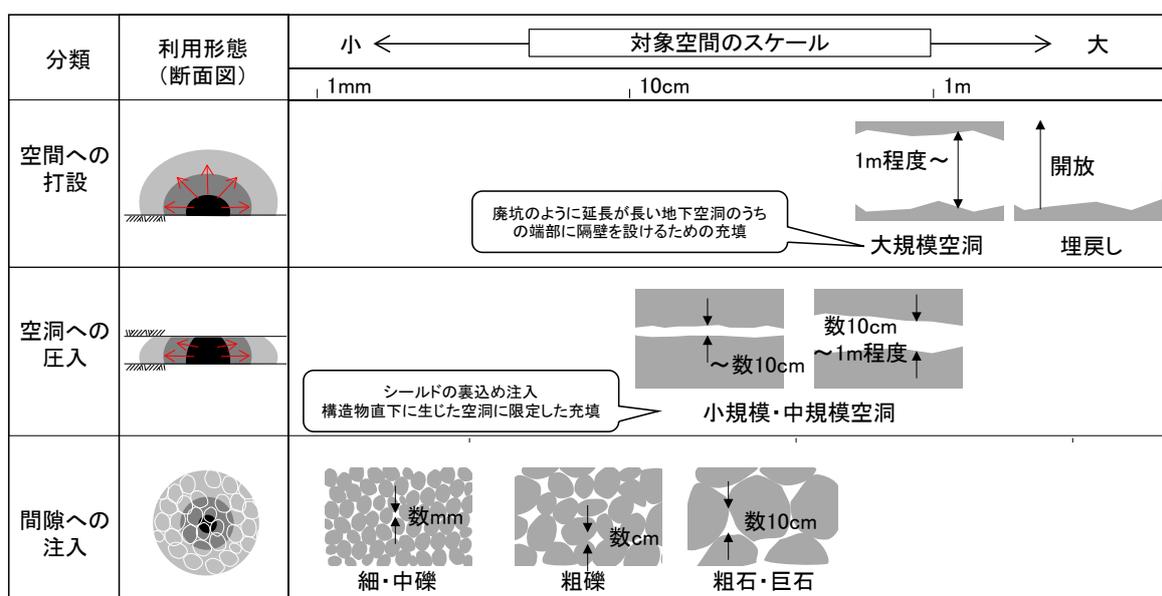


図-1.2 本研究が提唱する可塑性グラウトの利用形態と対象空間スケール

これは，圧入・注入の場合には，圧力管理や周辺影響など，地盤注入に準じた評価・管理が有効であることを意味する。また，特に比較的規模の大きな充填工事では施工の効率性を上げるため，個々の充填をより広範囲に行うことが求められることから，長時間の充填の継続や広範囲への可塑性グラウトの広がりを考慮した評価・管理の重要性が，今後の活用領域や適用形態の拡大と合わせて高まるものと考えられる。

可塑性グラウトの材料・施工技術に対するこうした現状整理に関連して，三木ら²⁾は粘性特性，

施工管理に関する以下のような概念を示している。図-1.3 は、シールドの裏込め注入を想定した際の、充填圧力の時間変化の概念で、「セグメント外周にシールド注入グラウトを十分に行き渡らせる一定以上の圧力注入」を行うこととし、「地盤の受け入れ抵抗強さ（圧力）に $0.05\sim 0.1\text{N/mm}^2$ 程度を上乗せした値を一応の目安」としている。また、図-1.4 は、同じく三木らにより示されたもので、可塑性に水ガラスを用いた配合を想定した混合直後からの性状（粘性）変化の概念である。可塑性での強度は、目安として $0.001\sim 0.01\text{N/mm}^2$ ($1\sim 10\text{kN/m}^2$) を提示しているが、筆者の知る限り、可塑性グラウトの供給圧や粘性特性についての知見は、こうした概念や定性的傾向の提示にとどまっている。

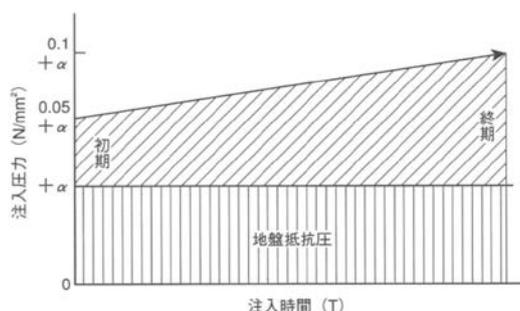


図-1.3 充填時の圧力変化の概念（参考文献 2 より）

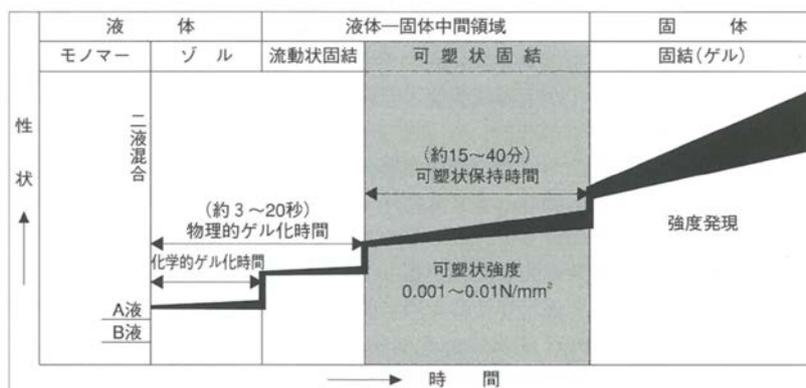


図-1.4 可塑性グラウトの粘性変化の概念（参考文献 2 より）

本研究では、現状、定性的評価に留まる可塑性グラウトの材料技術と、経験論に多くを依存する施工技術に対して、特に大規模充填での影響を踏まえた定量評価と体系的理解を実現することを目的とする。配合（粘性）選定と圧入・注入評価との統一的理解を通して、施工時の安全性や充填品質の向上を図るこれらの達成を通して、制約条件下での施工の実践や、工程短縮・コスト縮減に貢献しうる材料・施工技術として、可塑性グラウトが各種インフラ建設や耐震補強、維持管理に広く役立てられ、国土の発展・保全に寄与することを目指す。

1.3. 論文構成

本論文の構成を図-1.5 に示す。本章に続く第 2 章では、セメント系スラリー材の粘性・流動特性と、可塑性グラウトの配合原理、配合検討、適用事例に関する既往の研究をまとめる。可塑性グラウトを含むセメント系スラリー材の研究動向や、可塑性グラウトに関する個々の研究状況、適用実態を整理し、本研究が考慮すべき技術の現状と課題を明らかにする。第 3 章では、大規模充填工事での時間経過と空間的広がり念頭に配合試験を実施し、可塑性グラウトの粘性特性を調査するとともに、数値流体解析によるスランプ試験、充填実験の再現解析による検証を通して粘性特性を特定する。次に、捨石マウンドの補強に際しての「間隙注入」と、沈埋トンネルの基礎構築のための「空洞圧入」に関して、実プロジェクトを取り上げながら、可塑性グラウトの材料・施工技術の選択条件と適用性の検証、技術実践と工夫を、それぞれ第 4 章、5 章にまとめる。各章においては、異なるプロジェクトについて、今後、汎用的・発展的に実行可能な技術にするべく、材料・施工技術の実践プロセスを整理する。また、注入・圧入圧については予測・評価方法を提示し、実験や施工で得られた実測値との比較を通してその妥当性を検証する。第 6 章では、第 2 章で明らかにした粘性特性や第 4 章、5 章での技術の実践・考察に基づき、可塑性グラウトの材料・施工技術の今後の活用に向け、配合設計・施工管理法を検討・提案する。

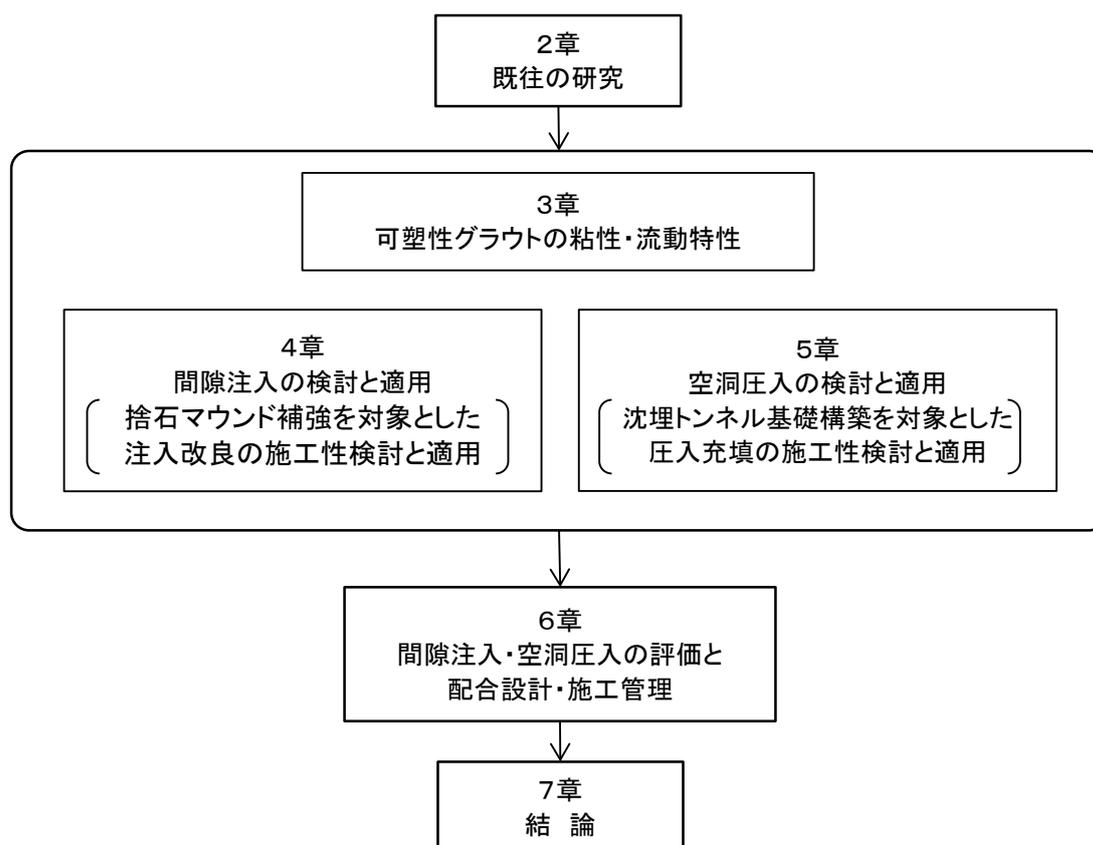


図-1.5 本論文の構成

参考文献

- ¹ セメント協会ホームページ: http://www.jcassoc.or.jp/cement/3pdf/jh2_0900.pdf
- ² 三木五三郎, 下田一雄: “可塑性グラウト注入工法”, 日刊建設工業新聞社, 2001.

第2章 可塑性グラウトの配合・施工に関わる既往の研究

2.1. 序論

セメント系材料として最も代表的なコンクリートについては、セメントの実用化をきっかけに配合・施工技術が構築されてきた。19世紀半ばには鉄筋を補強材に用いる RC (Reinforced Concrete) 構造が考案され¹、我が国でも欧米に後れを取ることなく 20 世紀初頭には国内初の鉄筋コンクリート橋が竣工している²。また、設計の合理化を目指したコンクリートの高強度化は古くから取り組まれ、1980 年を境に 40N/mm^2 程度だった設計基準強度は倍増し、2000 年前後には 100N/mm^2 に至り、現在では 200N/mm^2 級のものが超高層 RC 建物等を対象に用いられる³。さらに、水中構造物の構築や施工の合理化などの需要の拡大と、コンクリートのフレッシュ性状を改善する混和剤の発展とともに、高流動コンクリート、水中不分離コンクリートが実用化されている。

流動性の把握に際しては、従来のスランプ試験に加えて、高流動コンクリートの開発に併せてスランプフロー試験が用いられるようになり、材料分離抵抗性の指標としてフロー到達時間やロータ流下時間が活用されている。こうした評価指標は、研究・実務双方で活用され有用性は広く認識されているものの、理論的に施工性を評価しうるものではない。そこで 1970 年代からフレッシュコンクリートのレオロジー特性を理解し、解析シミュレーションの活用を含む施工性の理論化・合理化が試みられるようになった^{4,5}。以来、混和剤の発展や解析技術の進展を織り込みながらレオロジー特性と活用に関する研究が進められ、その成果は、鉄筋間や中詰め鋼管内での打設状況のシミュレーションなど、品質・施工性に直接結びつく研究にまで広がっている^{たとえば 6,7}。

一方、本研究が扱う可塑性グラウトは、コンクリート、モルタルやセメントグラウトに比べると歴史は浅く、トンネルの裏込め注入への適用を目的に 1970 年代に開発がすすめられ実用化に至ったとされる⁸。1992 年に日本コンクリート工学協会が主催した「セメント系充填材に関するシンポジウム」における 16 の発表にはこの種の材料・施工技術は含まれておらず、本格的な実用展開も 1990 年以降と言える。今日まで、産業・建設副産物の活用や中性配合の実現など配合技術の発展とともに、市民生活の安全性向上や建設工事における効率性確保のための空洞充填や埋戻しまで適用領域の拡大が進んでいる。しかし、コンクリートと比べたその歴史の浅さにも起因し、可塑性グラウトの配合・施工に関する知見は依然、経験論に依存する。第 1 章で触れたように、注入・圧入を伴い、コンクリート打設にはない固有の安全管理項目・施工上のリスクを保有するにも関わらず、上記に触れたようなレオロジー特性評価や、それに基づく充填品質・施工性の定量評価を行うに至っていない。

本章では、以上に概説した研究・開発の経緯を、以下の①、②の観点で整理する。

- ① 先行研究されてきたコンクリート、モルタル、セメントグラウトを対象とした、粘性・流動特性に関する研究状況
- ② 本研究が研究対象とする可塑性グラウトについて、配合検討・施工適用に関する取り組み状況

これらを通して、本研究の新規性、3章以降で取り組む研究意義を明らかにする。

2.2. セメント系スラリー材の粘性・流動特性に関する研究

2.2.1. 粘性モデル

(1) ビンガム流体

セメントグラウトやモルタル、コンクリートのフレッシュ性状のモデル化には、作用する力と変形速度の関係で定義する流体モデルが用いられ、一般にビンガムモデルが適用されている⁹⁾。図-2.1 に示される通り、ビンガムモデルにおいては、作用する力がある値より大きくなるまで流動しない降伏応力 (τ_0) が存在する。流動後は τ_0 からの超過量に応じて流動速度が定まり、その傾きを塑性粘度 (粘度, 粘性ともいう, η_0) と称する。 τ_0 と η_0 はビンガム定数と呼ばれ、以下のよう
に定式化される。

$$\tau = \tau_0 + \eta_0 \cdot \dot{\gamma} \quad (2-1)$$

τ_0 が 0 で応力とひずみ速度が線形関係にあるものを特にニュートン流体という。

近年は混和剤の発展も寄与して、水中不分離性や自己充填性を兼ね備えた新しい配合も実用され、ビンガム流体が厳密に適用できるかについては判断が求められる。一方で、流体モデルとして降伏応力と塑性粘度の二つで流動性の評価が容易に行えることから、研究データも蓄積され、後述の通り流動挙動の検討で多用されている。図-2.2 は、各種コンクリートのビンガム定数を降伏応力と塑性粘度の関係でまとめたものである。本研究では、第3章において可塑性グラウトを対象とした粘性特性の計測、ビンガム定数の特定を試み、既存のビンガム定数との特徴の違いを明らかにする。

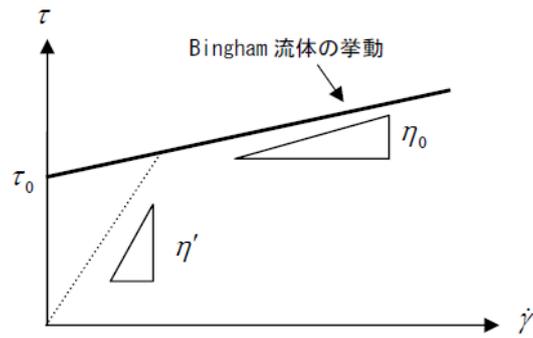


図-2.1 ビンガムモデルのひずみ速度と応力の関係

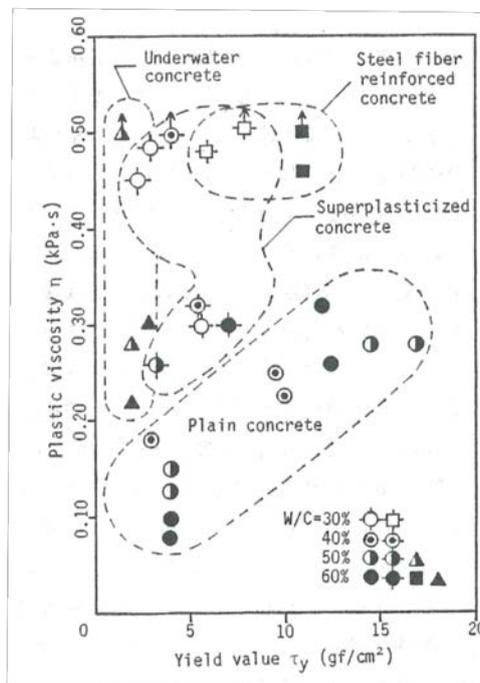


図-2.2 各種コンクリートのビンガム定数の関係¹⁰

(2) ビンガム特性の特定方法

「日本コンクリート工学協会: フレッシュコンクリートの力学モデル研究委員会 報告書」には、ビンガム流体としての物理特性を調査する方法として、主に以下のものが挙げられている。

回転粘度計

試料を入れた外円筒容器内に内円筒を設置し、いずれかの円筒を回転させた際のトルクを計測する。トルク～回転速度の関係から理論的に応力～ひずみ速度関係が求められる。

球引上げ粘度計

試料内で球体を一定速度で引上げ、引上げ荷重を測定する。理論式から応力～ひずみ速度

関係が求められる。

管内流動試験

傾斜した管内で試料を流下させ、管の内壁で滑りを起こさない前提で理論式によりビンガム定数を特定できる。

いずれの試験でも同一試料に対しては、回転数や引上げ速度、傾斜角を変化させて2組以上の条件で測定を行う。

コンクリートのように粗骨材が含まれる試料では、測定のばらつきが大きく、骨材のかみ合わせが生じたり、試料内の流動状況が不均一になったりするなど、測定の信頼性を低下させることが知られている。これに対して、骨材を含まないセメントミルクやモルタルではこれらの試験の適用性は高いものの、試料周りですべりが生じると大きな誤差を生むことがあるため、注意が必要とされる。

これらに対して、スランプ試験、フロー試験結果からより簡易に降伏応力を特定する方法も提案されている。スランプ値、あるいはスランプフロー値と降伏応力を理論的に結び付けた以下のような式が例として挙げられる¹¹。

$$\tau_f = \frac{7\rho G(H - Sl.)}{1200\sqrt{3}} \quad (2-2)$$

ここで、 ρ ：試料の密度 (kg/m^3)、 G ：重力加速度 (9.81m/s^2)、 H ：初期高さ (cm)、 Sl ：スランプ値 (cm)

2.2.2. ビンガム流体に基づく流動特性の検討

(1) セメントペースト・グラウト

モルタルやコンクリートの流動特性の理解に向けた取り組みとして、Adrien Bouvet ら¹²は、セメントペーストの流動挙動を実験的・解析的に検討した。コーンフロー試験を対象に、図-2.3 に示す解析モデルで異なる配合のセメントペーストをビンガム流体としてモデル化し、流動挙動を数値解析により再現した。解析結果と実測結果を比較して、降伏応力が 20N/m^2 を超える場合には、フロー値が実験結果と整合することを示した (図-2.4)。

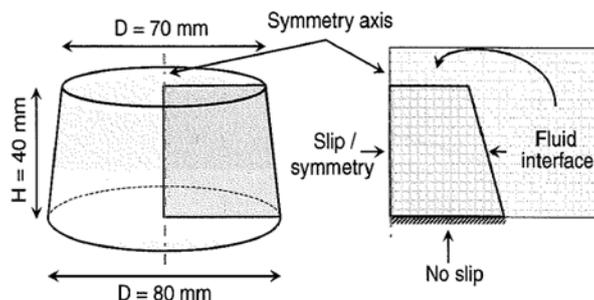


図-2.3 セメントミルクの流動挙動解析モデル

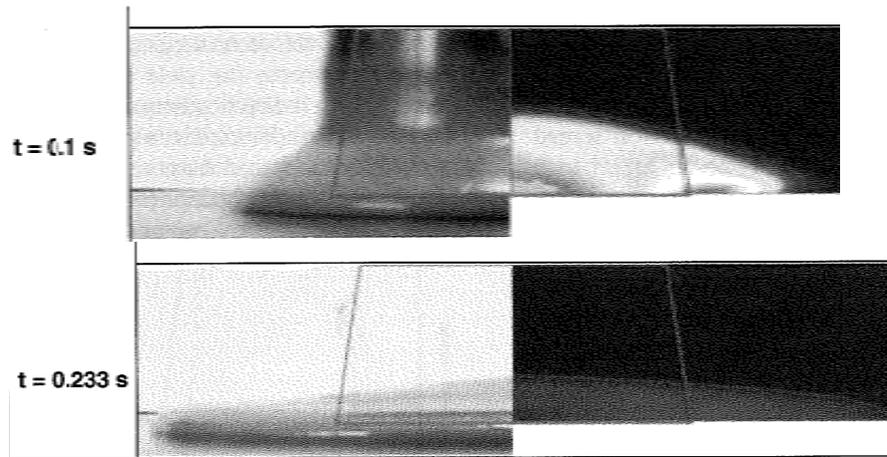


図-2.4 セメントミルクの流動と解析結果の比較

上記研究が基礎的検討に位置付けられるのに対して、セメントグラウトの施工性を直接的に検討する取り組みとして、PC（Pre-stressed Concrete）グラウトの流動性を検討した事例が挙げられる。

PC グラウトは、PC 鋼材と部材コンクリートとの隙間を充填するもので、両者の一体性確保と PC 鋼材の腐食に対する保護を担い、施工の良否が PC 構造物の耐久性に大きな影響を及ぼす。PC グラウトの粘性を高め、先流れを防止し空隙の残留を避けることが効果的である（図-2.5 参照）が、粘性抵抗が増加し施工に時間がかかる点が弊害となる。PC グラウトの最適配合は、多くの場合、実物大の注入実験を複数実施して決定するが、高瀬らは数値実験で検討することを目的に、PC グラウトのフロー挙動を流体解析モデルにより検討した（図-2.6 参照）¹³。回転粘度計によるひずみ速度～せん断応力の関係から表-2.1 に示すビンガム特性を設定の上、汎用流体解析ソフトにて実測のフロー値を再現できることを示した。さらに、出雲ら¹⁴は、上記と同様の解析手法で、PC 鋼材を内部に設置した全長 20m ほどのシースをモデル化し、PC グラウトの充填挙動を再現した（図-2.7）。特に下り勾配で速度、ひずみ速度が急激に変化する挙動の定量的な再現性が劣ったものの、上記 PC グラウトの課題に対する検討手法としての有効性が確認できたとしている。同種の検討は、解析手法を変えて加藤ら¹⁵によっても報告されている。

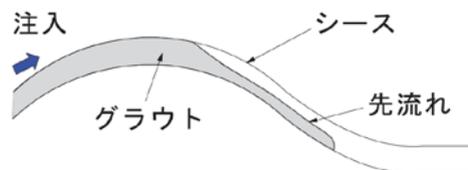
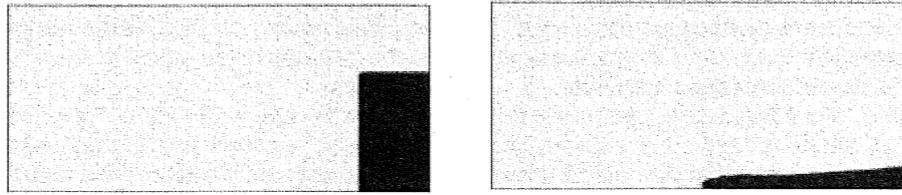


図-2.5 PC グラウトの注入状況と先流れ



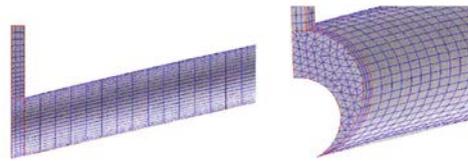
A) 初期形状

B) 最小要素サイズ 1mm (先端位置 150mm)

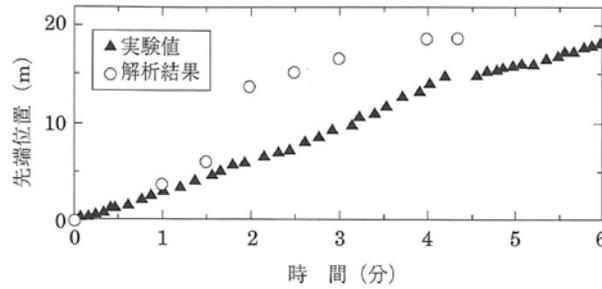
図-2.6 PC グラウトの流動状況のシミュレーション

表-2.1 PC グラウトのビンガム特性

PCグラウト	塑性粘度	降伏値	単位容積質量	水結合材比
	Pa·s	Pa	kg/m ³	%
A—低粘度	0.44	28.8	1901	45
B—高粘度	1.00	31.8	1919	42
C—低粘度	0.57	10.2	1907	40
D—超低粘度	0.15	11.0	2026	30
E—高粘度	1.08	33.0	1909	42



(a) 要素分割図



(b) グラウト先端位置の時間変化の比較

図-2.7 PC グラウトのシース内流動の解析モデル、および実験値・解析値との比較

(2) モルタル

モルタルを対象として粘性・流動特性を検討した取組みとしては、遠山ら¹⁶の報告が挙げられる。セメント系材料のフレッシュ性状での流動予測手法を開発する一環として、普通モルタル、高粘性モルタルのミニLフローと称する試験、モルタルフロー試験を対象に差分法プログラムによる逆解析を行い、実測の流動挙動を再現できるビンガム定数を同定した（図-2.8、図-2.9、図

-2.10)。モルタルと型枠の摩擦特性については詳細検討の余地を残すものの、数値解析の有用性が確認されたとしている。

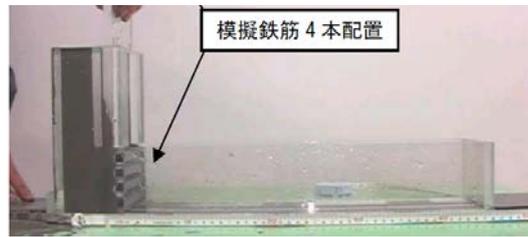
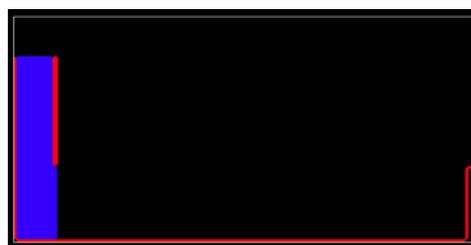


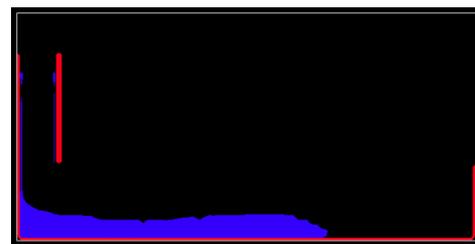
図-2.8 L字フロー試験状況



(b) 初期状態



(c) 0.25 秒



(b) 0.5 秒

図-2.9 L字フローのシミュレーション結果（模擬鉄筋なし）

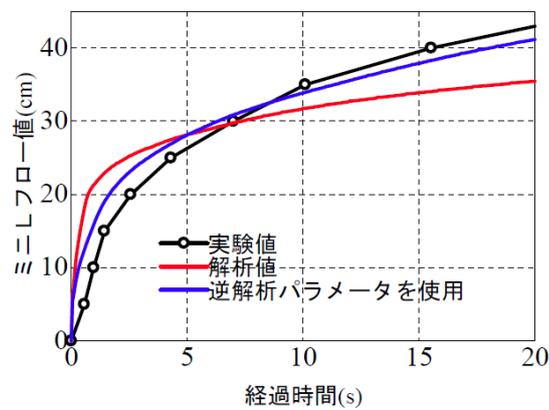


図-2.10 L字フロー試験結果と解析シミュレーションの比較

(3) コンクリート

前述のセメントペースト・グラウト，モルタルでは対象試料の一様性が高いため，一般に解析検討においては連続体を前提としたモデルが用いられている。これに対して，粗骨材を含むコンクリートに対しては，連続体モデルに加えて，2相モデルで扱う解析手法も用いられている。連続体モデルでは差分法や有限要素法，2相モデルではサスペンション要素法や個別要素法が活用され，スランプ試験の再現解析とビンガム特性の評価・分析にあたった例が報告されている^{17, 18, 19}。

一方，具体的な施工状況を対象とした取組みとしては，許ら²⁰がコンクリートの打重ね方法を検討した例が挙げられる（図-2.11）。先行打設層に打設管筒先部を5cm貫入した上で打重ねのコンクリートを供給して先行・後行部分の混ざり合いを促進する打設方法について，実験結果と解析結果を比較した。打重ね境界の形状や打設抵抗圧の再現性を向上するためのモデルの改善余地を残すものの，解析評価の活用性が見出されたとしている。

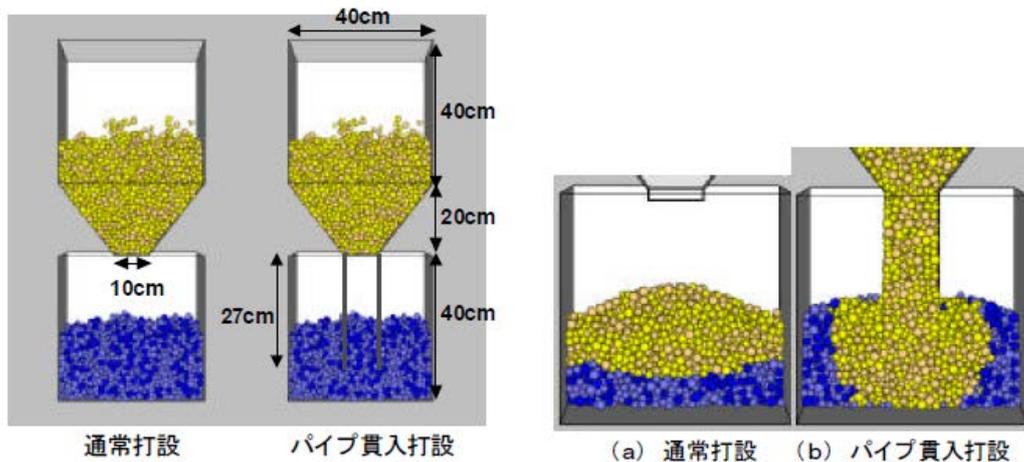


図-2.11 コンクリートの打重ねを対象とした解析検討（左：解析モデル，右：解析結果）

また，浦野ら²¹は，コンクリート充てん鋼管柱の施工性を対象に数値解析による評価を試みている（図-2.12）。鋼管柱の下部からコンクリートを供給し，内部に存在するダイヤフラム部を通過しながら圧入充てんする状況を数値解析でモデル化した（図-2.13）。実験では詳細観察が困難なコンクリートの流速分布や流動停止領域の特定が可能なこと，ビンガム特性に基づく指標値により材料分離や閉塞等の施工リスク評価が可能となることを示した。

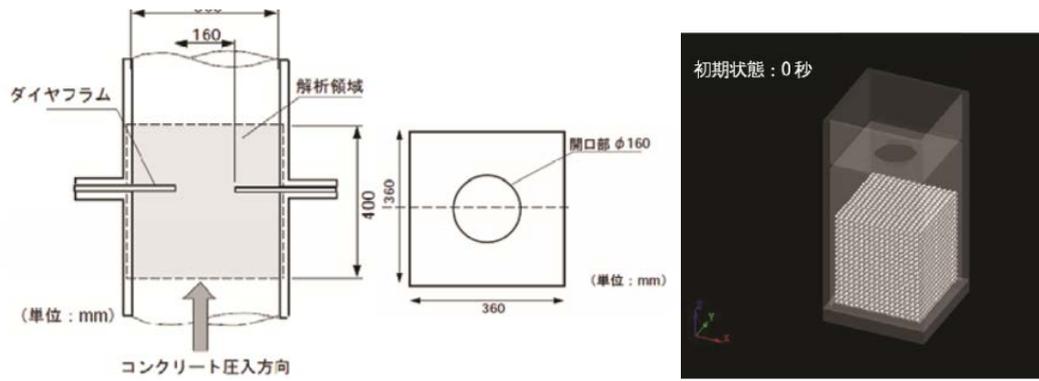


図-2.12 中詰め充填と数値解析モデル



図-2.13 実験で観察されたダイヤフラム部の通過状況と解析結果

(4) 可塑性グラウト

上記のように、従来のセメント系スラリー材であるセメントグラウト、モルタル、コンクリートについては、各種流動挙動の検討とビンガム流体に基づく評価・分析事例が多数挙げられる。一方、可塑性グラウトを対象とした場合、これに類する検討事例は著者が調べた範囲では見られない。本論文の第3, 4, 5章での研究内容は、これまでに検討事例のない新たな試みの位置づけとなる。

2.3. 可塑性グラウトの配合・施工に関する研究

2.3.1. 可塑性グラウトの特性と可塑性発現機構

可塑性グラウトとはセメントミルクと水ガラスや粘土鉱物が含まれる可塑性溶液を混合して生成されるセメント系充填材で(図-2.14), 当初はトンネルの裏込め注入材への適用を想定して, 以下のような特性を兼ね備える配合の実現を目指したものである²²。

- ・ 地下水に影響されることない充填性
- ・ 充填後, 速やかに地山相当の均一な強度を発揮する強度発現性

- ・ 長距離配管輸送にも適した圧送性

可塑性グラウトを特徴付ける「可塑性状」は、上記特性のうち「充填性」を実現するものと言える。重力の作用により流動し自己充填を実現する高流動コンクリートや流動化処理土とは異なり、以下の点が特長となる（図-2.15、図-2.16 参照）。

- ・ 後続のグラウトが先行したグラウトを押し出す形で、充填を充填孔付近から段階的に広範囲に施すことができる。
- ・ この時、圧力は等方的に作用して上方にも広がろうとすることから充填部上面に空洞を残しにくい。
- ・ 可塑性グラウトを構成する材料は、セメントミルク、可塑性溶液等に分けて配管輸送し、充填直前で混合して可塑性グラウトを製造する。それぞれは可塑性グラウトに比べて粘性が低いため、圧送圧力は低く安定した輸送を行え、1,000m 超の長距離に対応できる。
- ・ 打設完了後はセメントの水和反応により硬化し、セメント添加量に応じて $1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の一軸圧縮強さを発揮する。



図-2.14 可塑性グラウトの例

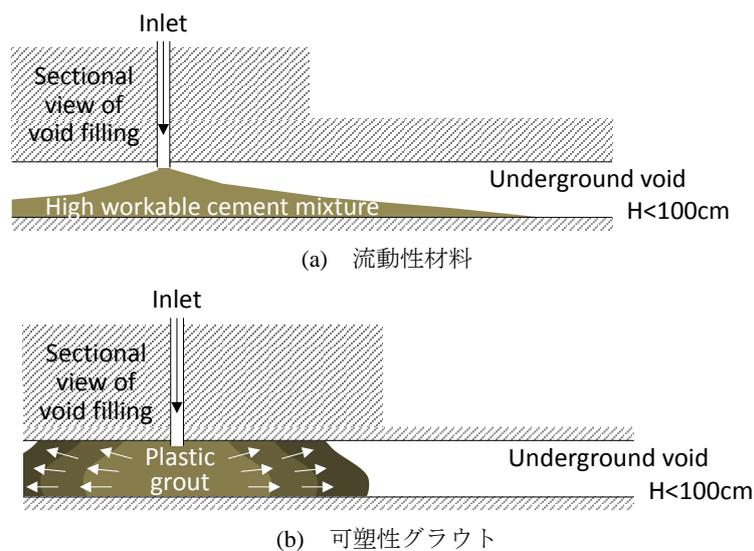


図-2.15 流動イメージの比較

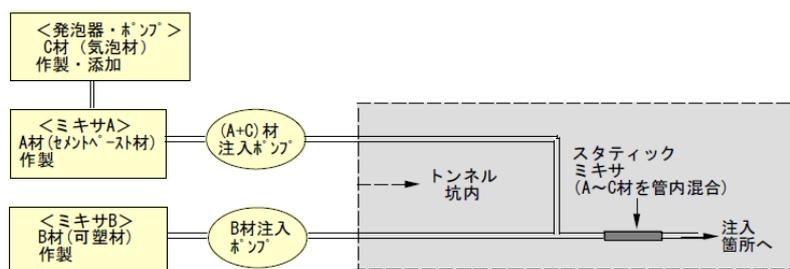


図-2.16 可塑性グラウトの配管輸送システムの例²³

可塑性グラウトの可塑性状の発揮機構としては、水ガラス系、アルミニウム系、粘土鉱物系、高分子剤系に分けて、以下のように解説されている²⁴。

水ガラス系

水ガラスは珪酸ソーダの水溶液で、珪酸 SiO_2 と炭酸ソーダ (Na_2CO_3) より生成され、一般には、 $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2 \cdot m\text{H}_2\text{O}$ の分子式で表記される。土木工事における地盤の固化、止水を目的とした薬液注入に用いられる他、石鹼・合成洗剤の添加剤、鋳物の製造で用いる鋳型用砂の硬化剤、紙・パルプの漂白に用いる助剤等の用途がある。溶液としての密度や粘度は、分子式中のモル比 n に大きく依存するが、土木工事の分野では、 $n=3$ 、すなわち 3 号水ガラスが多用されている。

科学的作用として、それぞれ、酸、多価金属イオン、有機化合物との反応でゲル化する特性を持ち、水ガラス系可塑性グラウトでは、セメントの水和の際に生じるカルシウムイオン Ca^{2+} が多価金属イオンとして作用する。

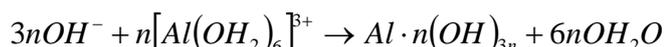
ゲル化の発生機構自体は、明確に解明されているわけではないものの、次式により負に帯電した珪酸イオンと正の多価金属イオンが電氣的に結びつくためと見られている。



したがって、 Ca^{2+} の析出量に影響するセメント量、水ガラス量は、ゲル化度合いを作用する影響要因となり、配合検討上のパラメータとして扱われる。

アルミニウム塩系

アルミニウムイオン Al^{3+} は、水溶液中で $\text{Al}(\text{OH}_2)_6^{3+}$ で存在し、アルカリ剤との反応により水酸化アルミニウムのゲルを形成する。



本ゲル化特性は、吹付けコンクリートの急結剤のひとつに用いられている。

粘土鉱物系

モンモリトナイト鉱物の特性として、水に接すると著しく膨潤し、コロイドを形成し粘性とチクソトロピーを高める。この結晶格子は全体として負に帯電しており、セメントの水和反応で生

じた Ca^{2+} が接すると、電気的結合を生じゲル化を引き起こす。

高分子系

一般のオムツに使われるような吸水性ポリマーを利用するもので、その体積の数十倍の自由水を取り込んで、可塑状を呈する。ポリアクリル酸 ($\text{CH}_2=\text{CHCOOH}$)、セルロースが活用例となる。添加剤の作用により、容易に重合し、網目状に架橋したポリマーが高吸水性を呈し、その結果ゲル化を促進する。

2.3.2. 可塑性グラウトの配合

可塑性グラウトとして各種配合が提案され配合検討の成果が明示されている。以下に、構成材料を分類して、過去の検討内容を整理する。

a) 入手が容易な一般的な固化材・可塑材のみを利用した配合

プロジェクトごとに材料調達での困難に直面することを避ける方策として、入手が容易な汎用的な材料のみを用いることが有効と考えられる。こうした方針のもと、水ガラスやベントナイト、気泡剤等を構成材料とした配合例として、以下のものが挙げられる。

- ・ 新堀ら²⁵：シリンダーフロー80～120mm，一軸圧縮強度 0.5N/mm^2 以上。
- ・ 坂本ら²⁶：テーブルフロー80～120mm(打撃前)，170～210mm(打撃後)，単位容積質量 $1.1\sim 1.4\text{t/m}^3$ ，水中不分離性，一軸圧縮強度 1.5N/mm^2 以上，収縮率 1%以下。

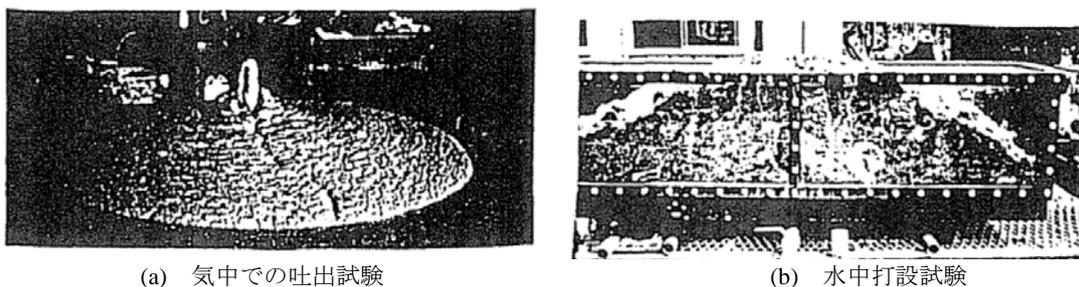


図-2.17 可塑性グラウトの例 (文献 25)

b) 産業副産物の有効活用を図るため石炭灰を混入した配合

火力発電所から排出される石炭灰（フライアッシュ）は、コンクリートの混和材としても古くから活用が進められている。フライアッシュ自体は微小な球形粒状体であることから、混合することにより流動性が向上する効果があり、可塑性状の発揮に対しては逆効果となる可能性が考えられる。しかし、副産物の有効活用の観点で可塑性グラウトに活用する事例が、複数報告されている。

- ・ 大場ら²⁷：可塑性状保持時間(貫入抵抗試験)，ブリーディング率，初期粘度，一軸圧縮強度。
- ・ 大本ら²⁸：テーブルフロー130～205mm(打撃後)，ブリーディング率 5%以下，一軸圧縮強度

1.5N/mm²。

- ・ 大谷ら²⁹：テーブルフロー100～200mm，フロー継続時間，ブリーディング率 1%以下，一軸圧縮強度 1N/mm²。



図-2.18 可塑性グラウトの例（文献 27）



図-2.19 可塑性グラウトの例（文献 29）

c) 産業副産物の有効活用を図るため砕石工場から排出した脱水ケーキ・残さいを利用した配合

東海地方に存在する亜炭廃坑の陥没・沈下対策のための充填工事に関しては，近郊で発生する産業副産物利用が検討された。砕石工場で副成する粘土・シルト主成分の脱水ケーキの活用の有効性が確認され，充填範囲端部に堰堤を構築する低流動配合（可塑配合）が適用された。

- ・ 坂本ら³⁰：テーブルフロー160～180mm，一軸圧縮強度 100・400kN/m²以上，ブリーディング率 3%以下。

d) 建設副産物の有効活用を図るために地下連続壁施工で生じた排泥を利用した配合

安井ら³¹は地下ダム施工における地下連壁施工（SMW）に際して，石灰岩が浸食された地下空洞に遭遇し SMW 固化液が逸走する場合の対処として，可塑性グラウトによる空洞の閉塞方法を検討した。その際の可塑性グラウト配合として SMW 施工で生じる排泥を活用し，目標とした配合性状を実現できることを確認した。

- ・ テーブルフロー～180mm，数時間での強度発現を確保，ブリーディング率 1%以下。

e) 打設時の周辺環境に配慮しマグネシウム系固化材を用いた中性配合

トンネルや開水路等の構造物背面に生じた空洞を充填する既存構造物の保全技術の検討において，周辺環境への負荷軽減を目的として，マグネシウム系固化材を用いた中性領域を確保する配合が検討されている。

- ・ 田中ら³²：pH5.8～8.6，一軸圧縮強度 0.8～1.5N/mm²，シリンダーフロー80～155mm。

以上に挙げた検討事例で用いられた試験種別（シリンダフローまたはテーブルフロー）とフロー値の設定範囲を図-2.20 にまとめる。可塑性グラウトとして統一された目標フローは存在せず、各検討での判断により仕様を定めているように見受けられる。

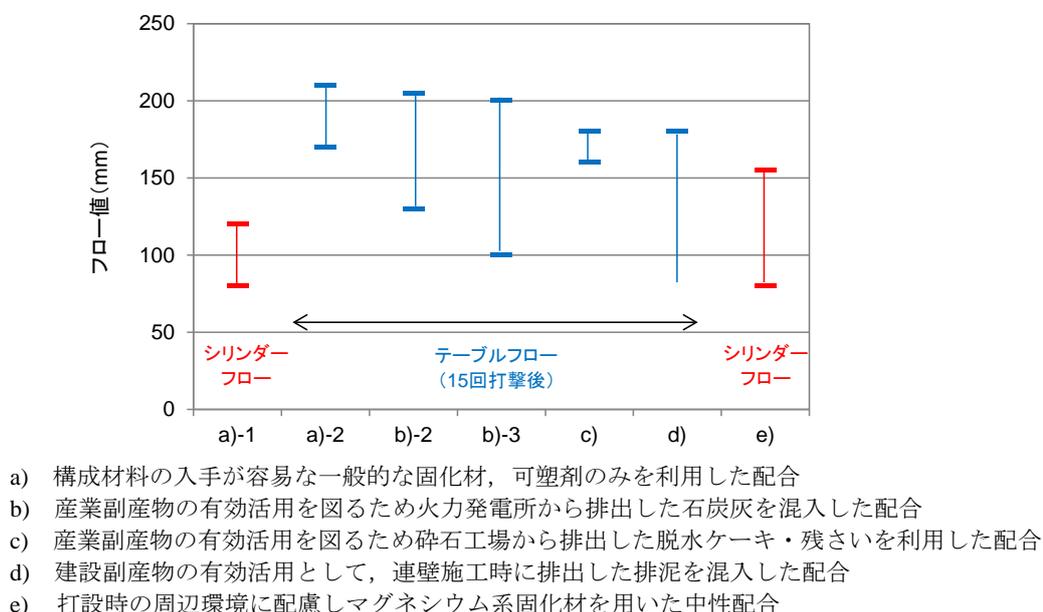


図-2.20 可塑性充填材のフロー値の実績

なお，上記 a)～e)の配合は，セメント添加量に応じてそれぞれが $0.1 \sim 1.5 \text{N/mm}^2$ の一軸圧縮強さを発揮する。一方，管理型海面廃棄物処分場で用いる変形追随性遮水材料³³は，配合性状としては可塑性グラウトと同様のフロー，ベーンせん断抵抗を有しながら，セメントを含まないため固結することがない。配合検討においては，浚渫土，ベントナイトを併用することで，可塑性グラウトの粘性，強度を独立して調整することが可能となる。

2.3.3. 可塑性グラウトを活用した施工

可塑性グラウトは，当初シールドの裏込め注入を目的として開発され，トンネルの維持管理に関して覆工コンクリート背面に生じた空洞に対する充填にも用いられている^{34, 35, 36}。こうした当初の利用形態に加えて，本研究で可塑性グラウトの利用形態として提唱した「空間への打設」，「空洞への圧入」，「間隙への注入」に該当する以下のような活用事例が，近年報告されている。

(1) 空間への打設

「空間への打設」に該当する事例として，亜炭廃坑や旧導水路トンネルの崩壊対策に用いるものが複数報告されている。対策を講じる目的として，周辺住民の生活環境保全，工事の安全性確保が挙げられる。埋戻し領域の端部に可塑性グラウトを隔壁状に先行打設することで，地中での型

枠設置作業を行うことなく、その後打設する高流動性充填材が領域外に排出することを防止することができる。

坂本らによる取り組み^{37,38}は、東海環状道路と愛知万博リニア線の建設に関するもので、周辺に広がる亜炭鉱の廃坑のうち、工事で直接影響が見込まれる限定範囲を埋戻すことを目的とする。全体を高流動モルタルで効率的に施工を行うのに先立ち、周辺域への流出を防ぐため可塑性状を有する配合を打設した(図-2.21)。目標強度は橋梁構造物が設置された部分で 0.40N/mm^2 、それ以外では 0.10N/mm^2 として異なる配合を準備し、施工管理で確認した室内養生供試体からは、それぞれ平均強度 0.98N/mm^2 、 0.43N/mm^2 、標準偏差 0.23N/mm^2 、 0.13N/mm^2 (変動係数で0.23, 0.30)を得ている(図-2.22 参照³⁹)。

また、坂本らは磐越自動車道建設に際しても、旧水路トンネルとの交差部分の崩壊防止策として、端部の隔壁構築を併用する同様の施工方法を採用した⁴⁰。施工管理の一環で採取の上、室内で養生した供試体については、管理基準強度 0.10N/mm^2 に対して、平均 0.52N/mm^2 、最小 0.16N/mm^2 、最大 0.79N/mm^2 を得た。



図-2.21 上部層を撤去して露出された亜炭鉱廃坑の例(左)と埋戻し工事のイメージ(右)

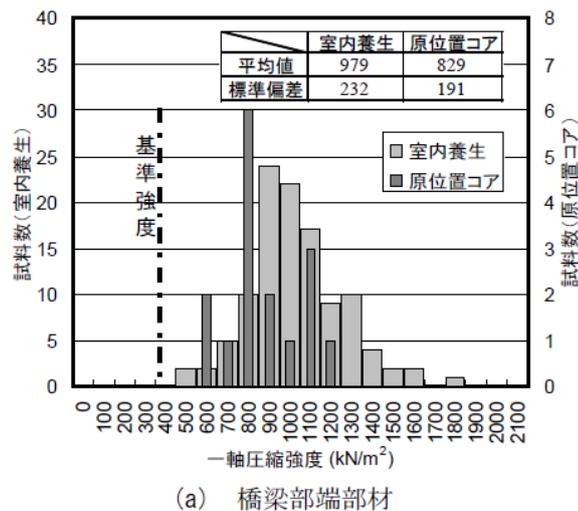


図-2.22 廃坑埋め戻しでの端部充填における品質管理結果

安井らは⁴¹、旧水路発電所の導水路トンネル（直径約 3m）を 790m 区間に限定して埋戻す際、可塑性グラウトで端部に隔壁を設ける方法を採用した。設計基準強度 0.10N/mm^2 の可塑性グラウトを、埋戻し領域端部に地上から鉛直に設けた充填孔から打設した。事前に目標の打設形状の勾配 50 度を簡易的に確認する（図-2.23）とともに、施工に際しては打設箇所隣接する箇所に設けた孔から CCD カメラを挿入し打設の進展を常時観察した（図-2.24）。



図-2.23 打設形状の確認状況

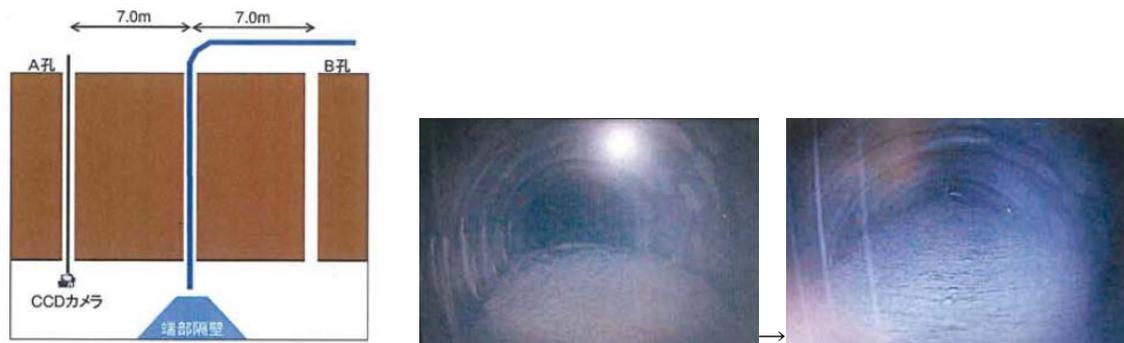


図-2.24 端部隔壁と CCD カメラの配置，および確認された可塑性材料の打設状況

廃坑を充填して崩壊の危険性を排除する類似の取り組みは、海外にも見られる。Hoffmann ら⁴²の報告では、高速道路下の廃坑の詳細調査にあたり、セメント系充填材で埋め戻す方法を採用した。埋戻し境界部には、Barrier Grout と称する低粘性のグラウトを、前出の国内事例と同様の目的で堰堤状に設置した（図-2.25）。配合の詳細は示されていないが、可塑性グラウトに類するものが用いられたものと推察される。

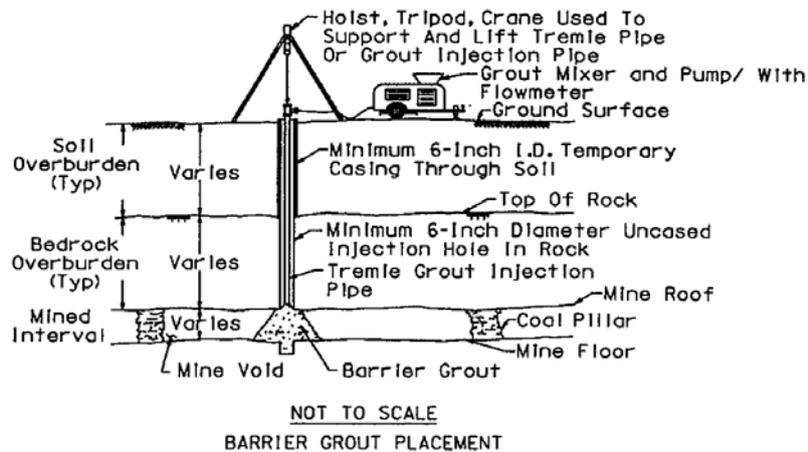


図-2.25 高速道路下の廃坑埋戻しにおける Barrier Grout の活用

なお、以上の事例においては、打設圧に関する言及、考察はなされていない。打設に際しての負荷は、先端で既に排出された可塑性充グラウトの自重によるものに限定され、管理対象に値する圧力の水準や変動が発生しなかったものと推察される。

(2) 空洞への充填

松原ら⁴³は、杭基礎に支持されたスラブ下に生じた高さ 30cm 程度以下の空洞に対する空洞充填を検討した。流動性の高い材料を用いて意図せぬ範囲に流出を生じさせないこと、火力発電所の副産物の有効活用を図ることから、フライアッシュを用いた可塑状グラウト (図-2.26) を採用した。テーブルフロー200±20mm (15回打撃後)、ブリーディング率1%以下、目標強度 1.0N/mm² の配合を用い、見込みの空洞容積 60m³ に対して、58m³ を充填し、事後のチェックボーリングを通して空洞上面まで密着した充填状況を確認した (図-2.27)。

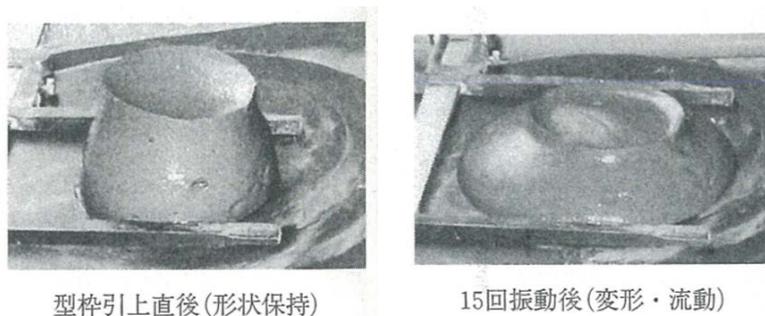


図-2.26 フライアッシュを用いた可塑状グラウト



図-2.27 充填完了後のチェックボーリング

大谷ら⁴⁴は、ブレンディングサイロ施設の基礎下に生じた最大高さ 40cm 程度の空洞の充填を行った。全体は流動性の高い配合で 1 孔の打設地点から広範囲に打設を行い施工の効率性を高めるが、周辺への意図せぬ流出を起こさぬよう、基礎外周に沿って可塑性配合による隔離堤を先行して構築した。施工に先立っては、隔離堤を形成する実現性を検証する図-2.28 の実験⁴⁵を行い、充填の進展に合わせて空洞部上面に可塑性グラウトが密着する領域も広がること、充填材端部の勾配が 1:0.9 となることを確認し (図-2.29)、実施工での充填計画に反映した。

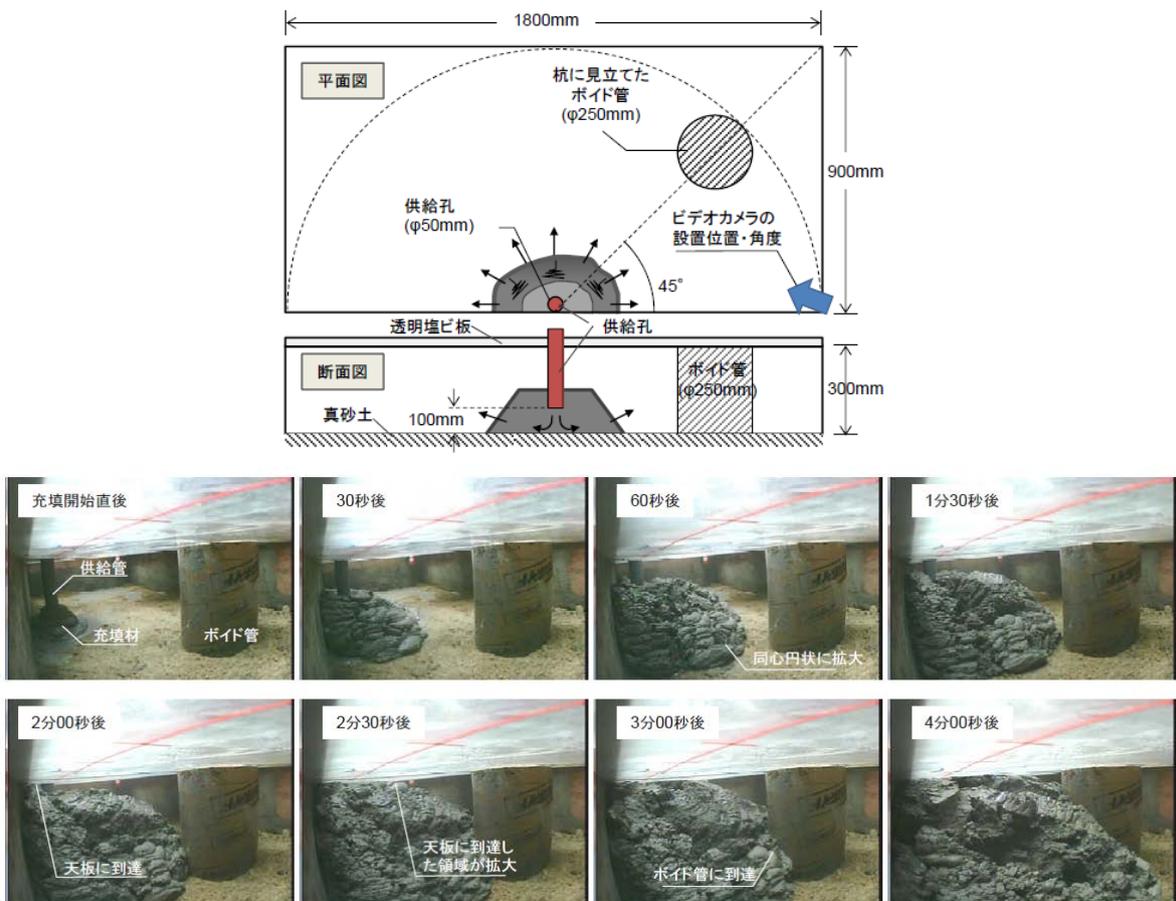


図-2.28 隔離堤構築を想定した充填状況の確認

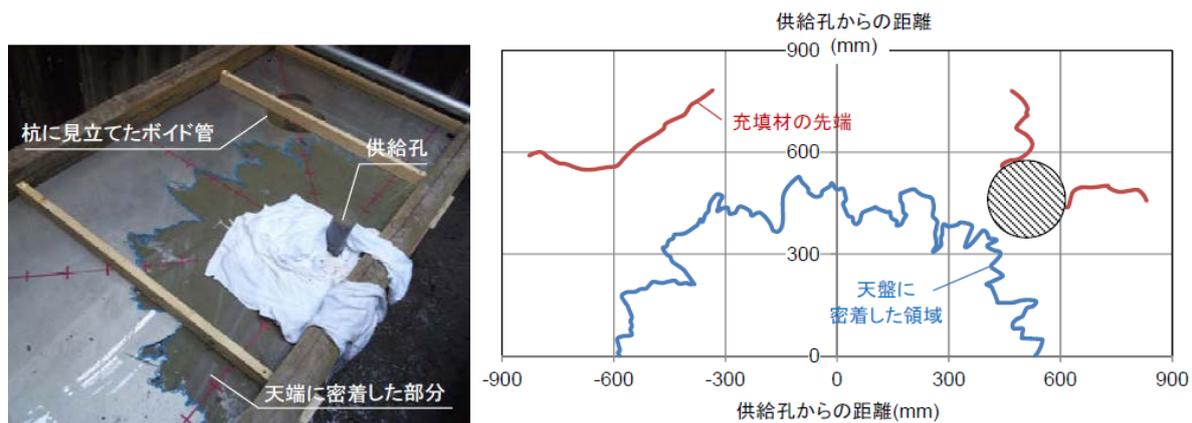


図-2.29 実験終了後の観察結果

坂本⁴⁶は、廃坑埋戻しに関わる研究開発の中で、可塑性グラウトが高さ 30cm の空洞に押し広げられる際の挙動を観察した。観察用に上面を透明塩ビで覆った実験用空洞に対して、急結剤を用い硬化が相対的に早く進む配合を充填し、半径方向に 2m の押し広げが可能であることを確認した (図-2.30 参照)。また、吐出管に取り付けた圧力ゲージの変化は 0.020~0.025MPa にとどまり、施工上無理のない圧力で実際の空洞充填が行えるとした。



図-2.30 押し広げによる充填状況の確認実験

以上の空洞充填においては、いずれも上部にも隙間を残さない良好な充填性の確保に注力し、圧入圧に関しては参考値程度で提示されるにとどまっている。いずれも一度の充填量は 1m^3 に満たない小規模で、数 10 分で充填を終えることから、圧入圧を詳細検討する動機づけが乏しかったものと推察される。一方、本研究の第 5 章では、沈埋トンネルの基礎地盤構築に際しての可塑性グラウトの適用を検討するが、一回の充填時間が 60 分以上で充填量は 10m^3 以上に及ぶもので、時間・空間的規模としては前例のない取り組みに位置付けられる。

(3) 間隙への注入

礫や巨石地盤の「間隙」を注入した例として、捨石マウンドの耐震補強が挙げられる⁴⁷。捨石マウンドの補強策としては、捨石の間隙に水中モルタルを打設し固結体とすることで捨石のズレを拘束する方法が採用された。この時、水中モルタルを捨石マウンド前面の海域へ流出させないために、先行して充填領域外周を可塑性グラウトで壁状に注入改良しマウンド内に低透過壁を構築方法が考案された(図-2.31)。このような注入改良は、2009年の検討時点では報告事例がなく、使用材料、施工方法とも確立された手法がないことから、注入実験、実証試験に取り組み、2.5mとした注入間隔の妥当性を確認した上で工事を完遂した。本内容は、本研究第4章における検討対象にあたり、施工計画・結果を合わせて詳細を同章に提示する。

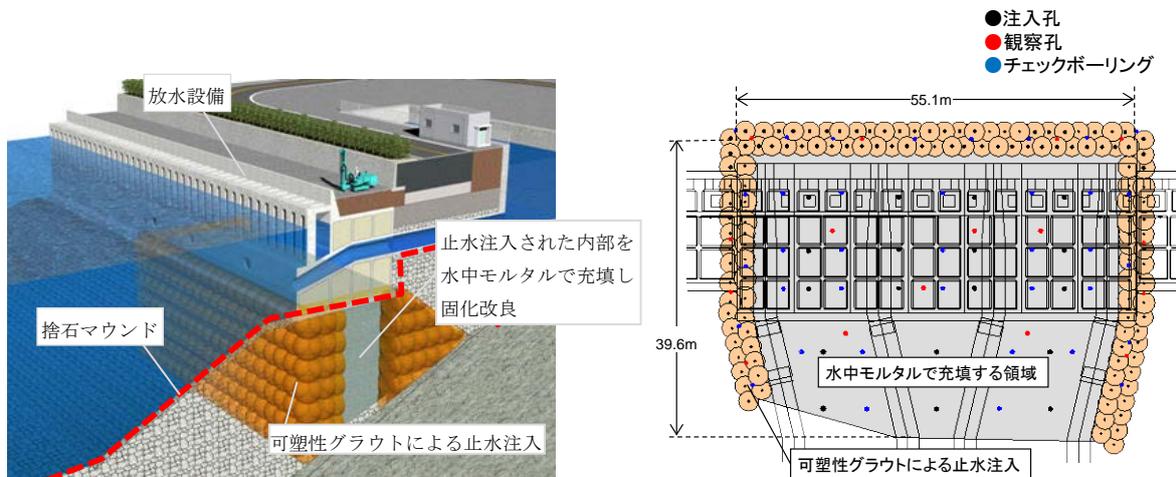


図-2.31 可塑性グラウトを併用した捨石マウンドの耐震補強

類似の施工としては、海底地盤において噴射攪拌改良工法や地盤注入工法による地盤改良を実施するにあたり、セメントミルクや薬液等の改良材が上部の捨石層内を浸透して周囲へ流出するのを防ぐ目的での適用が報告されている(図-2.32, 図-2.33)^{48, 49}。実施工に先立っては、礫地盤中での可塑性グラウトの広がりを実験的に観察し(図-2.34)、現地での施工試験時には、チェックボーリングにより可塑性グラウトが間隙に十分満たされたことを確認した(図-2.35)。施工に際して必要となった注入圧については、施工試験において初期圧が0.5~2.4MPa, 最大値が0.8~2.5MPaであったことが記述されている。

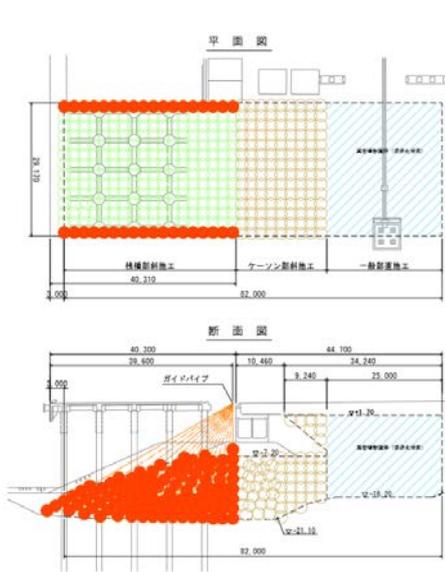


図-4 側側改良範囲図

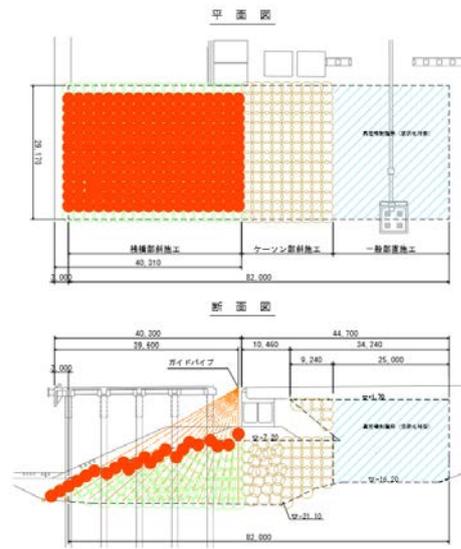


図-5 表層改良範囲図

図-2.32 可塑性グラウトによる間隙充填計画

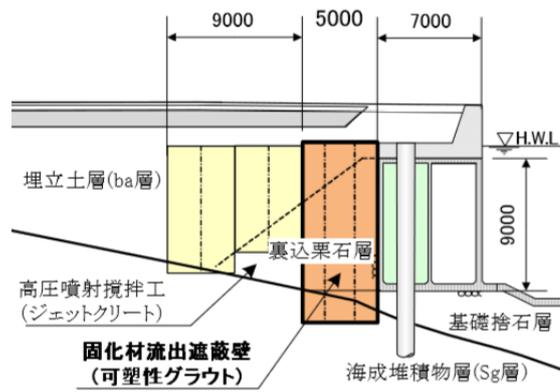


図-2.33 可塑性グラウトによる間隙充填計画

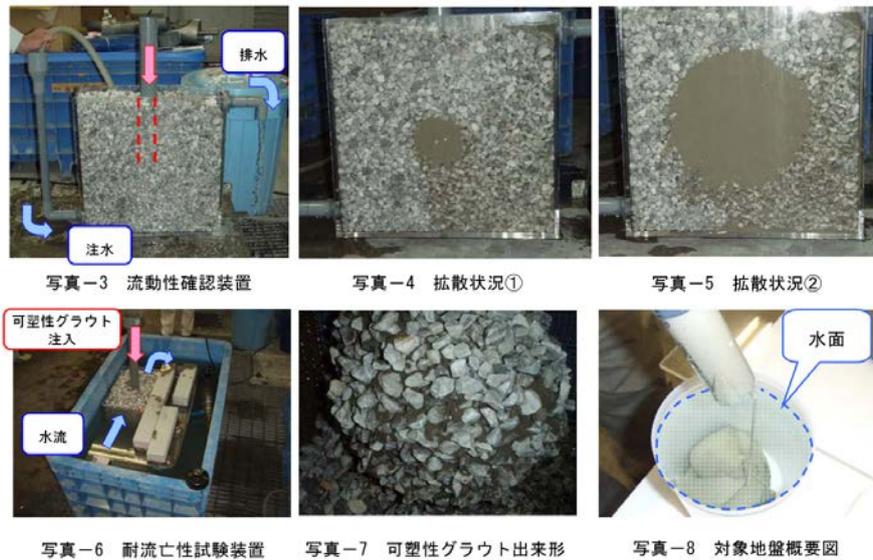


図-2.34 礫を対象とした間隙充填実験



図-2.35 施工試験結果

以上の施工事例に加えて、「間隙への注入」を活用した新たな工法開発に取り組む研究事例が複数報告されている。

三藤らは、大型船舶対応に向けて既存岸壁下部の捨石マウンドを掘り下げて大型船舶の来航に対応するための要素技術として注入固化工法を検討した(図-2.36⁵⁰)。捨石マウンド内の計画範囲に球形の改良体を形成するために、垂れ流れ防止を期待できる粘性特性や発現強度の観点から、注入材として可塑性グラウトを採用した。採用手法の妥当性を確認するため、実験土層内に奥行60cmの2次元平面状の模擬地盤を準備し、固練り(シリンダーフロー93mm)、標準練り(同、104mm)の可塑性グラウトを注入し、30L/minでの注入による発生圧力、注入形状を確認した。前者においては実験地盤に隆起が生じ計画量に達する前に実験を終了したが、後者については予定の1,200Lを約0.1MPaの圧力で注入を完了し、直径約2.5mの固化体を形成できた(図-2.37)。注入圧の測定結果に関しては、他の研究事例では概略増加量を言及するにとどまるのに対して、この研究では注入期間にわたる経時的変化を提示している。本研究第4章においては、理論検討での検証データとしてこれを活用する。

大型船舶対応に向けた工法開発成果としては、ここに紹介した実験結果以外にも、掘り下げ部の安定性やその設計法を明示し、設計・施工のガイドラインを提示するに至っている⁵¹。

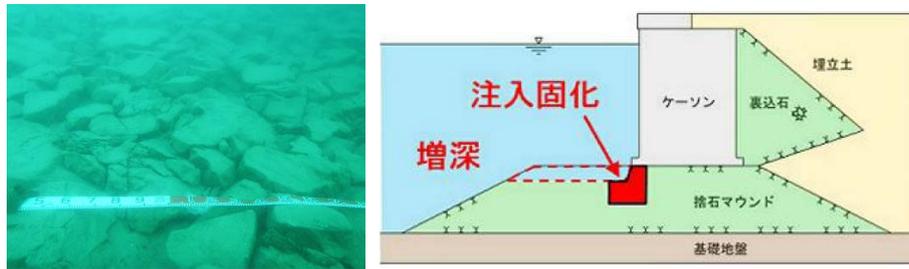


図-2.36 検討対象の捨石マウンドと既設岸壁の増深構造

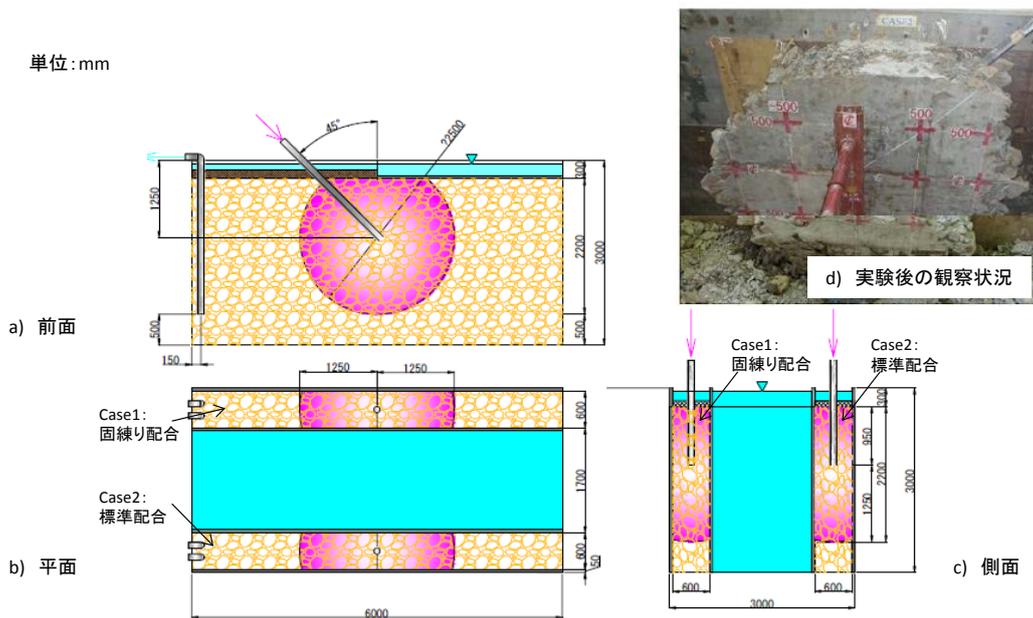


図-2.37 実験概要と掘出し確認された固化体

一方、泉並ら⁵²は、橋台背面の岩ズリ盛土の沈下防止対策として、可塑性グラウトによる注入改良を実験的に検討した。注入対象地盤として盛土材を模した径 100、または 40mm の碎石を直径 1.5m、高さ 2m の円筒容器内に準備し、シリンダーフロー110mm の可塑性充填材（表-2.2）を注入した。充填材が固結した後、解体しながら充填状況を確認し（図-2.38）、良好な施工性ととも沈下防止対策としての有効性を確認できたとしている。注入圧に関しては、目標とした低水準の圧力（0.2～0.3MPa）で施工できたと報告している。

表-2.2 岩ズリ盛土の沈下防止対策の検討に用いた可塑性充填材の配合

新材料(1m³あたり)W/C=75%,可塑性材 2%,ゲルタイム 60分

開発セメント	水	可塑性材	水	JHS フロー
917kg	688kg	1.84kg	16.56kg	110mm

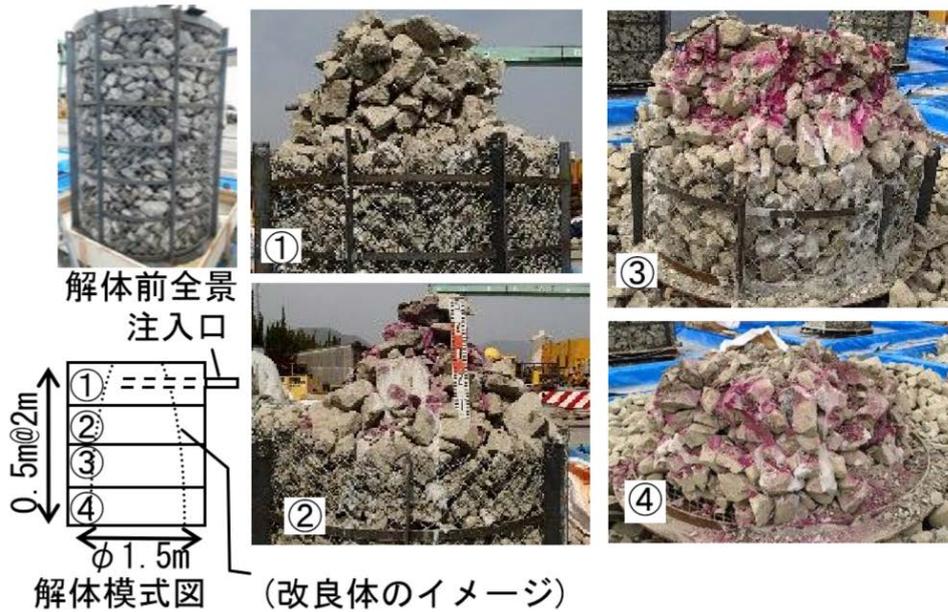


図-2.38 岩ズリ盛土の沈下防止対策に関する充填実験の結果

2.4. 結語

本章では、可塑性グラウトの粘性・流動特性の理解を深め施工の最適化・合理化を図る本研究の目的を念頭に、セメント系スラリー材の粘性・流動特性、および可塑性グラウトの研究・活用状況を整理した。以下に要約する。

- ・ セメントグラウト、モルタル、コンクリートといった従来のセメント系スラリー材については、一般にビンガム流体と扱われ粘性・流動特性が検討されている。
- ・ 従来のセメント系スラリー材に対しては、スランプ試験、フロー試験といった要素試験における挙動とともに、PCグラウトの充填、コンクリートの打重ね、CFTの充填を対象に、数値流体解析による検討を含めて、施工性・品質向上につながる知見が得られている。
- ・ 可塑性グラウトに関する既往の配合検討では、共通してシリンダーフローあるいはテーブルフロー、一軸圧縮強さで、可塑性グラウトの基本特性が評価されている。粘性特性については、フロー値を用いた指標の活用に残り、力学特性を直接的に評価するには至っていない。
- ・ 「空間への打設」、「空洞への圧入」、「間隙への注入」の利用形態に該当する可塑性グラウトの適用として、廃坑の埋戻しや構造物直下の充填、捨石マウンドの改良等が挙げられ、近年複

数の実施工例や研究開発例が報告されている。

- ・ 「空洞への圧入」, 「間隙への注入」については, 施工性に関わる情報として, 圧入圧・注入圧がいくつかの検討・適用例で提示されているが, 圧力の経時的な変化を詳細に明示した事例は一例に留まり, さらに施工条件を含めて予測・評価を試みた事例は見られない。
- ・ 以上で概観した過去の報告内容によれば, 可塑性グラウトの研究・適用は, 依然として, 経験則によるところが多く, 基本特性の整理や工法の体系化の余地を残すものと考えられる。
- ・ また, 可塑性グラウトの近年の適用例や今後の用途拡大に関する研究・開発事例によれば, より規模の大きな充填での活用が見込まれる。これまでの比較的小規模な適用からの拡大に向けて, 圧入・注入圧をはじめとした施工性に関わる定量評価の重要性が, 今後高まってくるものと考えられる。

参考文献

- ¹ 松村貞次郎: “鉄筋コンクリート構造の歴史 (第2回) -RC 建築の発展-”, コンクリートジャーナル, Vol.6, No.11, pp.38-44, 1968.
- ² 福沢公夫: “コンクリート技術の歴史 第6回 コンクリートの高強度化への挑戦”, コンクリート工学, Vol.30, No.10, pp.100-107, 1992.
- ³ 山本佳城, 中島徹, 渡邊悟士, 清水良広, 陣内浩, 辻谷薫, 吉田泰: “設計基準強度 200N/mm²の超高強度プレキャストコンクリートの実適用”, 大成建設技術センター報, 第44号, pp.21_1-6, 2011.
- ⁴ 村田二郎: “まだ固まらないコンクリートのレオロジーに関する基礎的研究”, コンクリート工学, Vol.15, No.1, pp.25-34, 1977.
- ⁵ 日本コンクリート工学協会: “フレッシュコンクリートの力学モデル研究委員会 報告書”, 1996.
- ⁶ 山口悟, 橋本親典, 水口裕之, 高島信博: “鉄筋近傍を流れるフレッシュコンクリートの流動解析に関する研究”, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.2, pp.385-390, 2000.
- ⁷ 真野真次, 根本浩史, 崎原康平: “高流動コンクリートの充てん性評価への流動解析手法の適用に関する研究”, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート工学), Vol.68, No.1, pp.38-48, 2012.
- ⁸ 三木五三郎, 下田一雄: “可塑性グラウト注入工法”, 日刊建設工業新聞社, 2001.
- ⁹ 日本コンクリート工学協会: “フレッシュコンクリートの力学モデル研究委員会 報告書”, 1996.
- ¹⁰ 谷川恭雄, 森博嗣, 筒井和仁, 黒川善幸: “フレッシュコンクリートのレオロジー一定数の簡易推定方法”, コンクリート工学年次論文報告集, pp.493-498, 1987.
- ¹¹ 小村理恵, 谷川恭雄, 森博嗣, 黒川善幸: “フレッシュコンクリートのスランピング挙動に関するレオロジー的研究”, 日本建築学会構造系論文集, No.462, pp.1-10, 1984.

-
- ¹² Adrien Bouvet, Elhem Ghorbel and Rachid Bennacer: “The mini-conical slump flow test: Analysis and numerical study”, *Cement and Concrete Research*, Vol.40, pp1517-1523, 2010.
- ¹³ 高瀬慎介, 出雲淳一, 堤忠彦, 熊井規: “PC グラウト流体解析のフロー試験への適用に関する研究”, プレストレストコンクリート技術協会, 第 14 回シンポジウム論文集, pp.69-71, 2005.
- ¹⁴ 出雲淳一, 大城壮司, 高瀬慎介, 堤忠彦: “PC グラウトの流動解析”, プレストレストコンクリート, Nol.48, No.2, pp.86-91, 2006.
- ¹⁵ 加藤勝秀, 国枝稔, 上田尚史, 中村光: “PC グラウトの流動性に着目した充填解析”, プレストレストコンクリート技術協会, 第 19 回シンポジウム論文集, pp.503-508, 2010.
- ¹⁶ 遠山裕一, 国枝稔, 上田尚史, 中村光: “セメントモルタルの流動解析への CIP 法の適用”, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1423-1428, 2009.
- ¹⁷ Francis H., Harlow and J. Eddie Welch: “Numerical calculation of time-dependent viscous incompressible flow of fluid with free surface”, *The physics of fluids*, Vol.8, Number 12, pp.2182-2189, 1965.
- ¹⁸ 神田亨, 青景平晶: “フレッシュコンクリートの流動シミュレーション”, 土木学会第 39 回年次学術講演会概要集, 第 5 部, pp.175-176, 1984.
- ¹⁹ 水口裕之, 藤崎茂, 渡辺哲: “有限要素法によるスランプ試験の解析”, 土木学会第 29 回年次学術講演会, 第 5 部, pp.75-76, 1974.
- ²⁰ 許賢太郎, 魚本健人: “高流動コンクリートのコールドジョイント防止策に関する数値解析的検討”, 土木学会第 56 回年次学術講演会, pp.988-989, 2001.
- ²¹ 浦野信次, 根本浩史, 崎原康平: “高流動コンクリートの充てん性評価への流動解析手法の適用に関する研究”, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.1, pp.38-48, 2012.
- ²² 三木五三郎, 上地治實, 下田一雄: “新しい裏込材とその注入工法”, 材料, 31(341), pp.138-143, 1982.
- ²³ 坂本淳, 領家邦泰, 新藤竹文, 石井宏明: “可塑性を有するトンネル覆工背面空洞注入材の材料特性に関する研究”, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1865-1870, 2003.
- ²⁴ 三木五三郎, 下田一雄: 可塑性グラウト注入工法, 日刊建設工業新聞社, 2001.
- ²⁵ 新堀敏彦, 渡邊明之, 松田芳範: “可塑性裏込め注入材(JETMS)の開発と施工”, 第 35 回地盤工学研究発表会, 2000.
- ²⁶ 坂本淳, 領家邦泰, 新藤竹文, 石井宏明: “可塑性を有するトンネル覆工背面空洞注入材の材料特性に関する研究”, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1865-1870, 2003.
- ²⁷ 大場美紀, 小山忠雄, 佐々木隆光, 島田俊介, 井筒庸雄, 栗崎夏代子, 米倉亮三, 木嶋正: “可塑状 FM グラウトの開発”, 土木学会第 60 回年次学術講演会, pp.555-556, 2005.
- ²⁸ 大本晋士郎, 森康雄, 佐藤英明: “フライアッシュを利用した長距離圧送型可塑性グラウトの開発とその適用事例”, 電力土木 No.367, pp.59-63, 2013.
- ²⁹ 大谷治郎, 石原耕一, 横山博文, 田保光夫, 佐藤泰明, 吉田啓二, 阿部智彦, 巴直人, 中島雅和: “杭基礎で支えられたスラブ下部の空洞充填 (その 1 : フライアッシュ混合充填材の配合試験)”, 土木学会第 69 回年次学術講演会, pp.1325-1326, 2014.

-
- ³⁰ 坂本昭夫, 杉浦乾郎, 山田紀利, 岩城圭介: “地下空洞限定充てん工法の開発と施工”, 土木学会論文集, Vol.62, No.3, pp.546-557, 2006.
- ³¹ 安井利彰, 洞防人, 小熊登: “地下ダム施工時の排泥を利用した空洞充填材の開発 (その 1) ～地下連続壁排泥を利用した空洞内仕切壁剤の適用性について～”, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.555-556, 2010.
- ³² 田中徹, 中山卓人, 柳谷昌平, 松山祐介: “中性系可塑性充填材の施工性に関する検討”, 土木学会第 69 回年次学術講演会, pp.657-658, 2014.
- ³³ 山田耕一, 上野一彦, 羽田晃, 土田孝, 渡部要一: “変形追従性遮水材料を用いた管理型海面廃棄物最終処分場の新しい遮水護岸構造の提案”, 海洋開発論文集, 第 18 巻, pp.77-82, 2002.
- ³⁴ 新堀俊彦, 渡邊明之, 松田芳範: “可塑性裏込注入材 (JETMS) の開発と施工”, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.2073-2074, 2000.
- ³⁵ 坂本淳, 領家邦泰, 府川徹, 石井宏明: “可塑性を有するトンネル覆工背面空洞注入材の配合特性および施工システムの検証実験”, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.733-734, 2004.
- ³⁶ 山路宏志, 黒川幸彦, 戸村豪治, 柳田利行: “可塑性材料によるトンネル覆工背面空洞の長距離圧送充填工法の開発”, 三井住友建設技術開発センター報告, 第 7 号, pp.45-50, 2009.
- ³⁷ SAKAMOTO Akio, YAMADA Noritoshi, SUGIURA Kenrou, HAMADA Masanori: “An Integrated cavity filling technique for abandoned underground room and pillar lignite mines and underground quarries”, *Post-Mining 2005*, 2005.
- ³⁸ SAKAMOTO Akio, YAMADA Noritoshi, SUGIURA Kenrou, KAWAMOTO Toshikazu: “Some example of the cavity filling along transportation routes above abandoned room and pillar lignite mines in Tokai region”, *Post-Mining 2005*, 2005.
- ³⁹ 坂本昭夫, 杉浦乾郎, 山田紀利, 岩城圭介: “地下空洞限定充てん工法の開発と施工”, 土木学会論文集, Vol.62, No.3, pp.546-557, 2006.
- ⁴⁰ 坂本昭夫, 杉浦乾郎, 石合伸幸, 和田幸二郎: “高速道路と交差する水路トンネル内部の充填施工”, 土木学会第 63 回年次学術講演会, pp.285-286, 2008.
- ⁴¹ 安井利彰, 清水英樹, 伏屋学, 赤松祐介: “空洞充填工法の開発 -廃坑充填工における端部隔壁の施工-”, 第 46 回地盤工学研究発表会, pp.515-516, 2011.
- ⁴² A. G. Hoffmann, D. M. Clark and T.D. Bechtel: “Abandoned deep mine subsidence investigation and remedial design”, *Proceedings of the 16th annual national meeting of the American Society for Surface Mining and Reclamation*, pp.408-422, 1999.
- ⁴³ 松原隆之, 小山忠雄, 緒方哲治: “石炭灰による可塑状グラウトを用いた床下空洞充填工事”, 電力土木, No.335, pp.52-56, 2008.
- ⁴⁴ 大谷治郎, 石原耕一, 横山博文, 水谷篤司, 井村成孝, 石井裕泰, 今村典弘: “杭基礎で支えられたスラブ下部の空洞充填 (その 3: 充填施工と管理)”, 第 69 回土木学会年次学術講演会, 2014.
- ⁴⁵ 大谷治郎, 石原耕一, 横山博文, 水谷篤司, 井村成孝, 石井裕泰, 今村典弘: “杭基礎で支えられたスラブ下部の空洞充填 (その 2: 隔離堤構築の打設実験)”, 第 69 回土木学会年次学術講演会, pp.1327-1328, 2014.

-
- ⁴⁶ 坂本昭夫: “残存地下空洞による地盤の変状とその対策に関する研究”, 早稲田大学博士論文, pp.104-109, 2006.
- ⁴⁷ 羽生剛, 石井裕泰: “流出防止用グラウト注入を併用したモルタル充填による基礎捨石マウンドの耐震補強技術”, 電力土木, No.371, pp.68-70, 2014.
- ⁴⁸ 浜田武, 水田博昭: “高透水性海底地盤における薬液注入工法”, 平成 23 年度近畿地方整備局研究発表会, 施工・安全管理対策部門 No.19, 2011.
- ⁴⁹ 木岡浩一, 下口裕一郎, 吉田浩, 吉迫和生: “耐震性向上を目的とした岸壁背面の地盤改良(その2) -可塑性グラウトによる遮蔽壁築造工-”, 第 47 回地盤工学研究発表会, pp.1239-1240, 2012.
- ⁵⁰ 三藤正明, 合田和哉, 加藤繁幸, 寺内潔, 水谷崇介, 菊池喜昭: “重力式岸壁の捨石マウンドの改良工法に関する研究”, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.1271-1172, 2014.
- ⁵¹ 水谷崇亮, 森川嘉之, 渡部要一, 菊池喜昭, 合田和哉, 加藤繁幸, 小笠原哲也: “重量式係船岸の新しい増深工法の開発”, 港湾空港技術研究所, No.1277, 2013.
- ⁵² 泉並良二, 高馬太一, 荒平義生: “実物大供試体を用いた橋台背面盛土注入試験”, 土木学会第 60 回年次学術講演会, pp.207-208, 2014.

第3章 可塑性グラウトの粘性特性と粘性モデル

3.1. 序論

本章では、大規模充填工事を含めた可塑性グラウトの適用性判断や施工性検討、圧入・注入圧の予測への反映を念頭に、水ガラス系、高分子系配合（本研究の第4、5章で採用する配合）、およびアルミニウム塩系配合を対象に、粘性・流動特性の測定と検討・考察にあたる。

第2章で明らかにした通り、現状の可塑性グラウトの研究や適用に際しては、依然として経験側によるところが大きい。流動性の指標にはテーブルフロー、シリンダーフロー試験が用いられているが、個々の検討で経験的・実験的に選定した目標値・規定値を採用する現状にある。第2章で示したような可塑性グラウトの組成材料の多様化、施工規模・活用領域の拡大が進む現状も踏まえ、基礎的な粘性・流動特性の理解を深めることで、各種充填工事における配合選定上の理論的・定量的根拠を明らかにできるものと考えられる。この結果、コンクリートに対しての取り組みと同様に、充填工事における施工の合理化や確実性の向上につながることを期待される。

そこで、本章では、可塑性グラウトを対象に、異なる可塑材からなる材料構成とフレッシュ性状（フロー値）の配合に対して、経時的な変化を含めて各種試験により粘性特性を比較・検討する。また、ここで明らかにした粘性特性については、その妥当性を検証する位置づけで、数値シミュレーションのモデル設定に反映し、複数の充填実験を対象に再現解析を実施する。

3.2. これまでの粘性特性評価とその課題

可塑性グラウトに関する既往の検討では、粘性特性の指標値として以下のフロー試験が広く実用されている。

テーブルフロー値（JIS R5201）

試験手順

- a. 上部内径 70mm、下部内径 100mm、高さ 60mm のフローコーンをフローテーブル（図-3.1 参照）上に静置する。
- b. フローコーン内にモルタル等の試料をあふれさせないように、シリンダー上端まで静かに入れる（図-3.2(a)）。
- c. フローコーンを静かに引上げ、概略円形に広がった試料の最大径と、その直角方向径を測定する。平均値を打撃前フロー値とする。
- d. 15秒間に15回、フローテーブルのハンドルを回し、フローテーブルを上下させる。

- e. 再度，概略円形に広がった試料の最大径と，その直角方向径を測定する。平均値を打撃後フロー値とする（図-3.2(b)）。



(出典：https://ict.nishio-rent.co.jp/rental/detail_2708/)

図-3.1 フローコーンとフローテーブル



(a) 試料投入時

(b) 15回打撃後

図-3.2 モルタルを対象としたテーブルフロー試験の状況

シリンダーフロー値（JHS A-313 シリンダー法）

試験手順

- 内径 80mm，高さ 80mm 黄銅製またはプラスチック製のシリンダーを水平な同素材の板の上に静置する。
- シリンダー内部にモルタル等の試料をあふれさせないように，シリンダー上端まで静かに入れる（図-3.3(a)）。
- シリンダーを静かに鉛直上方に引き上げ（図-3.3(b)），概略円形に試料が拡がって一分後に最大と認められる方向の径と，これに直角の方向の径を測定する。平均値をフロー値とする。



(a) 試料投入時

(b) シリンダー引き上げ後

図-3.3 モルタルを対象としたシリンダーフロー試験の状況

これらの指標値は、現場で容易に測定が行えることから、コンクリートやモルタル、セメント改良土の品質管理において広く用いられている。一方で、可塑性グラウトに対する利用に際しては、以下の点が課題として挙げられる。

- ・ これまでの一般的な測定対象であるコンクリート、モルタル、セメント改良土に比べて、可塑性グラウトは粘性が高く、フローとしては小さな値となる。特に固練り配合では測定の感度が悪くなる。
- ・ フロー値は粘性に対する指標値であり物理的意味合いが乏しい。可塑性グラウトに対しては施工時の圧入・注入圧が従来のコンクリートやモルタル打設にない施工性の管理・評価項目、リスク要因となるが、フロー値による知見の積み重ねのみでは、定量的・理論的検討に直接役立てることができない。

上記前者の課題は、新たな特性を有する材料の基本性状を把握するに際して、従来の試験方法をそのまま利用すると不都合が生じる可能性を示唆し、同種の課題と解決策を検討した例として、野中らの取り組み¹が挙げられる。水中不分離性を向上するため粘性を高めたグラウト材に対して、従来の漏斗試験では流下時間が長くなる、流下がスムーズに生じない等の問題に直面した。また、代替法としてのテーブルフロー試験（コーンのサイズ：上面直径 70mm，下面直径 100mm，高さ 60mm，試料体積 344mL）を行うには流動性が高く、一般的に用いられるテーブルの大きさを超える 30cm 以上のフローが生じ、現場での品質管理で不都合が生じた。そこで、小型のコーン（直径 50mm，高さ 100mm の円筒，試料体積 196mL）でのフロー測定を試み、従来法のフロー値と高い相関性があることを確認の上、現場品質管理方法としての有効性を示した。

本章においては、上記二つの課題に対して、測定感度・範囲の改善、力学特性の直接的把握を行うために、従来法に加えた測定を試みる。

3.3. 配合試験

3.3.1. 検討配合と測定項目

調査対象の配合は4つの分類からなる。第2章においては可塑性グラウトの分類として、水ガラス系、粘土鉱物系、高分子系、アルミニウム塩系を示したが、本項で扱うのはこのうち水ガラス系（頭文字 S : sodium silicate で表記）と高分子系（同 P : polymer で表記）、アルミニウム塩系（同 A : Aluminum で表記）に該当する。さらに水ガラス系については、普通ポルトランドセメントを用いた場合、高炉セメント B 種を用いた配合に分類される。各配合の詳細を以下に示す。

S-OPC（配合の詳細：表-3.1）：

可塑性材として3価水ガラス、ベントナイト溶液を、セメントミルクには普通セメント（セメント添加量は3水準）を用いた配合。第5章に示すボスポラス海峡横断鉄道トンネルプロジェクトでの沈埋トンネル基礎構築に向けて、現地トルコでの取り組みに先立ち国内で実施した事前検討で選定した配合。テーブルフローは約120mm、目標ゲルタイム（4～8秒）を満たす水ガラス量として30L/m³を固定し、発現強度を比較する目的で設定した3配合。

S-BB（配合の詳細：表-3.2）：

可塑性材として3価水ガラスとベントナイト溶液を用い、セメントミルクには高炉セメント B 種を用いた配合で、第4章に示す発電所耐震補強工事での検討に際して選定した配合。標準配合に加えて、暑中での施工用にフローを増加した（初期の粘性を低減した）配合を準備。

P-OPC（配合の詳細：表-3.3）：

可塑性材としてポリマー系材料を用いた配合で、本章の充填実験（「3.4.2 2段階施工に分けた空洞充填」）に用いた配合。標準配合に位置づけるフロー120mmの配合と固練り配合の2配合を準備。

A-OPC（配合の詳細：表-3.4）：

可塑性材として特殊アルミニウム塩を用いた配合。軽量化を図るため45%の気泡を含有するとともに、1N/mm²以上の強度を確保するために、検討配合では唯一、骨材（砂）を含む。標準配合に位置づけるフロー120mmの配合と固練り配合の2配合を準備。

上記の配合のうち水ガラス系は固化材溶液のセメントミルクに対して2種の可塑性材溶液を混合する3液系、高分子系、アルミニウム塩系についてはセメントミルクに対して1種の可塑性材溶液を混合する2液系配合になっている。

表-3.1 可塑性グラウトの配合（水ガラス(sodium silicate)系 OPC）

1m ³ あたり		S-OPC320	S-OPC290	S-OPC250
セメントミルク	普通セメント	320kg	290kg	250kg
	ベントナイト溶液	60L	60L	60L
	混和剤	2L	2L	2L
	水	236L	245L	258L
可塑性材-1	ベントナイト溶液 (8%濃度)	569L		
可塑性材-2	3 価水ガラス	30L		
備考				

- ・ 第 5 章に示すボスポラス海峡横断鉄道トンネルプロジェクトへの適用に際しての検討配合
- ・ 配合情報 密度： 1.25g/cm³
シリンダーフロー： 120mm

表-3.2 可塑性グラウトの配合（水ガラス(sodium silicate)系 BB）

1m ³ あたり		S-BB320	S-BB240
セメントミルク	高炉セメント B 種	320kg	240kg
	ベントナイト溶液	60L	60L
	混和剤	2L	2L
	水	246L	309L
可塑性材-1	ベントナイト溶液 (8%濃度)	570L	530L
可塑性材-2	3 価水ガラス	20L	
備考		標準配合	暑中配合

- ・ 第 4 章に示す発電所施設の捨石マウンド補強において採用した配合
- ・ 配合情報 密度： 1.25g/cm³
シリンダーフロー： 標準配合 130mm, 暑中配合 163mm

表-3.3 可塑性グラウトの配合（高分子(polymer)系 OPC）

1m ³ あたり		P-OPC576	P-OPC673
セメントミルク	普通セメント	576kg	673kg
	可塑性材 C	2.69kg	2.58kg
	高性能減水剤	1.44kg	1.68kg
	気泡剤	0.54 kg	0.52 kg
	水	691L	660L
可塑性材	可塑性材 A	1.15 kg	1.35 kg
	可塑性材 B	14.40 kg	11.29 kg
	水	115L	114L
備考		標準配合	固練り配合

・本章に示す充填実験で用いた配合

・配合情報

可塑性材 A： パフェソフト

可塑性材 B： PG-S1

可塑性材 C： セルロース

密度： 標準配合 1.40g/cm³， 固練り配合 1.47g/cm³

シリンダーフロー： 標準配合 約 120mm， 固練り約 100mm

表-3.4 可塑性グラウトの配合（アルミニウム(aluminum)系 OPC）

1m ³ あたり		A-OPC300a	A-OPC300b
セメントミルク	普通セメント	300kg	
	砂	600kg	
	気泡剤	1.32 kg	
	水	214L	
可塑性材	可塑性材	6 kg	12 kg
	水	21.4L	
備考		標準配合	固練り配合
		空気量 44%	

・本配合試験のみを目的とした配合

・配合情報

可塑性材： 特殊アルミニウム塩

密度： 1.14g/cm³

シリンダーフロー： 標準配合 約 150mm， 固練り約 100mm

各分類の配合に対しては、表-3.5 の項目についてフレッシュ性状と硬化後の一軸圧縮強さを調査した。個々の配合で部分的に検討項目が抜けているのは、実適用に合わせて実施した試験結果を引用することによる。S-BB については一通りの検討を行う一方、S-OPC、P-OPC、A-OPC については補足的なデータの位置づけになっている。

表-3.5 各分類に対する測定項目

分類	検討・調査項目	測定機・方法	S-OPC	S-BB	P-OPC	A-OPC
フレッシュ 性状	テーブルフロー	JIS R5201	-	○	-	-
	シリンダーフロー	JHS A-313	-	○	○	○
	ベーンせん断抵抗	ミニチュアベーン (図-3.4 参照)	○	○	○	○
	粘性特性	回転粘度計 (図-3.5 参照)	-	○	-	-
硬化後の 特性	一軸圧縮強さ	-	○	○	○	
数値シミュレーション	(記載箇所)	3.4.3 3.4.4	3.4.1	3.4.2	-	

- ・ フレッシュ性状に関する各試験では、混合直後に加えて、15分、30分等の間隔で、最大180分までの経時変化を把握。
- ・ 一軸圧縮強さについては28日材齢までを把握。

試験項目のうちテーブルフロー試験、シリンダーフロー試験は従来型の測定方法に位置付けられ、ベーンせん断抵抗と粘度測定については本研究による新たな試みとなる。従来法の課題である測定感度・範囲の改善、力学特性の直接的把握への有効性を期待する。以下に新たに検討する両試験の手法、手順を解説する。

ベーンせん断抵抗の測定

ロッドの先に付けたベーンブレード（長方形の4つの羽根を十字に組み合わせたもの）を、垂直に所定位置まで押し込み、回転させたときの抵抗値から試料の強度を把握する方法。地盤の分野では、ブレード幅を40～100mmとしボーリング孔内で掘削底面から地中に押し込み試験を行う、原位置ベーンせん断試験が地盤工学会試験法で基準化されている（JGS1411）。また、これより一回り小さなサイズで、簡易なばね式トルク計で回転力を測定できるミニチュアベーンせん断試験が、ASTM（American Society for Testing and Materials）で基準化されている（ASTM D 4648）。本研究では、ベーンブレード幅20mmのミニチュアベーン（ハンドベーン）を用いる（図-3.4）。

セメント系材料の粘性評価にミニチュアベーンを用いた事例として、まず、大谷²らの取り組みが挙げられる。泥水セメントやソイルセメントなどの凝結遅延剤の効果を定量把握するために、0.17～33.4kN/m²のせん断強さを測定できるミニチュアベーンを用いた。宮崎ら³の取り組みでは、軟弱な浚渫土を母材としたセメント混合処理土の施工管理の一環として、ミニチュアベーンを活用した。護岸の腹付け盛土の段階的な構築に際して、後続の層の打設開始条件とした粘着力5kN/m²を現地で簡易に測定する方法として採用した。また、増田ら⁴の取り組みでは、原位置でのセメント混合処理での品質管理に際して、試料を供試体作製用モールドに充填する際の状態が、

固化後の強度に及ぼす影響に着目し、モールド充填時の試料状態の定量把握にミニチュアベーンを活用した。

本章での検討では、水ガラス系、高分子系を対象に、混合後、プラスチック容器や木製容器に取り置き、測定時間ごとに試料の乱されていない部分にベーンを挿入した上で回転力（約5秒でハンドルを1回転するよう統一）を与え、最大トルクを測定した。これをベーンせん断強さに換算したものをせん断抵抗として比較した。

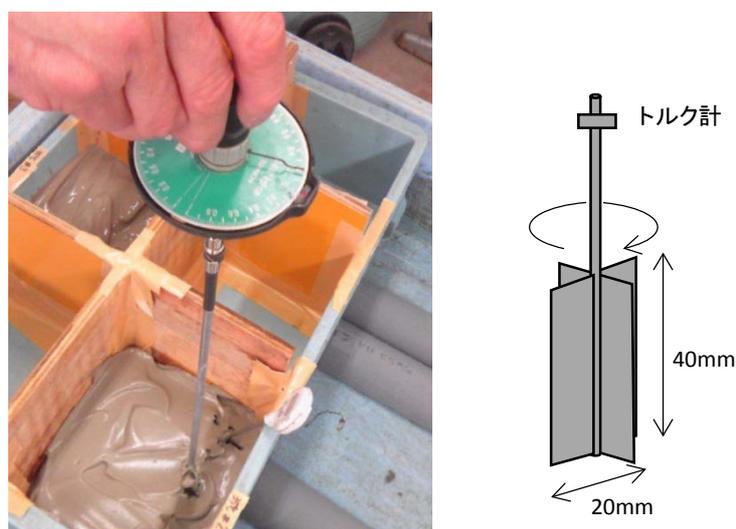


図-3.4 ミニチュアベーンによるせん断強度の測定

粘度の測定

様々な流体材料の粘度を測定する方法として、第2章に示した通り細管式、落球式、回転式等の粘度計が用いられている。本章の検討では、非ニュートン流体の測定に適していると言われる回転式粘度計を用いる（図-3.5）。第2章に示した通り、回転粘度計は、セメントグラウトやモルタルの粘性特性の把握、ビンガム流体を前提としたビンガム定数の特定のために、すでに多くの検討で活用されている。

測定手順として、まず、可塑性グラウトを混合後、あるいは所定の経過時間まで取り置きした上で円筒容器に入れ、これを回転粘度計本体にセットする（図-3.5）。円筒容器を回転させ、可塑性グラウト内中央に据えた内円筒を介して回転トルクを測定し、せん断応力 τ を特定する式(3-1)。回転速度から算出するひずみ速度を式(3-2)で特定した上で、回転速度が約100rpm（ひずみ速度に換算して約25(1/s)、表-3.6参照）までの、ひずみ速度～せん断応力の関係を把握する。

$$\tau = \frac{T}{2\pi R_a h} \quad (3-1)$$

$$\dot{\gamma} = \frac{2\omega}{1 - \left(\frac{R_a}{R_b}\right)^2} \quad (3-2)$$

ここで、 T : トルク値 (N・m), R_a : 内円筒の半径 (m), h : 内円筒高さ (m), τ : せん断応力 (N/m²), $\dot{\gamma}$: ひずみ速度 (1/s), ω : 回転速度 (rad/s), R_b : 外円筒の半径 (m)

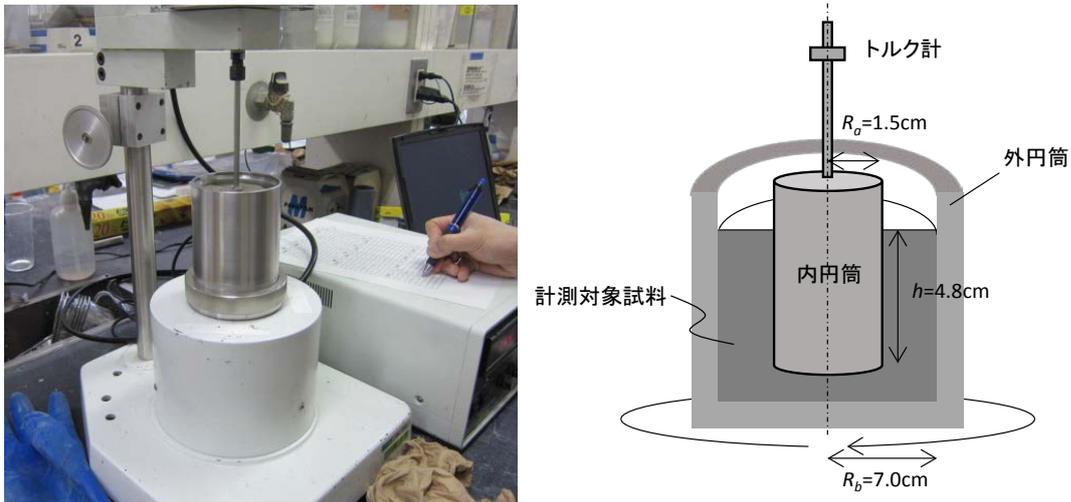


図-3.5 回転粘度計によるレオロジー特性の測定

表-3.6 回転数とひずみ速度の関係

回転数 (r.p.m)	20	40	60	90	100
ひずみ速度 (1/s)	5.1	10.3	15.4	20.5	25.7

各測定においては、混合直後の測定に加えて、最大 180 分後までの継続的な変化も対象としている。これは、今後想定すべき大規模施工で用いる可塑性グラウトの充填継続時間を考慮したもので、第 4, 5 章に示す通り、本研究が扱う施工例では一つの充填孔から数時間にわたり可塑性グラウトを連続的に供給する。

3.3.2. 測定結果

(1) フロー値・スランプ値

図-3.6 にシリンダーフローの測定状況を示す。可塑性グラウトは、シリンダー引き上げと同時に変形し、そのまま形状が保持された (図-3.6(b)の引き上げ直後の変形は、図-3.6(c)の測定時の変形に一致)。高流動コンクリートを扱った浦野ら⁵の検討での 50cm フローの到達時間として約 30 秒、高粘性モルタルを扱った遠山ら⁶の検討でのミニ L フロー試験での容器内流動延長 45cm の到達時間として 32 秒が示されている。図-3.6 に見られるフロー挙動は、高流動コンクリート、高粘性モ

ルタルとは対照的で、継続的に変形が進むことはなく作用が加わらない場合には形状を保持する可塑性グラウトの特徴を反映した結果となっている。

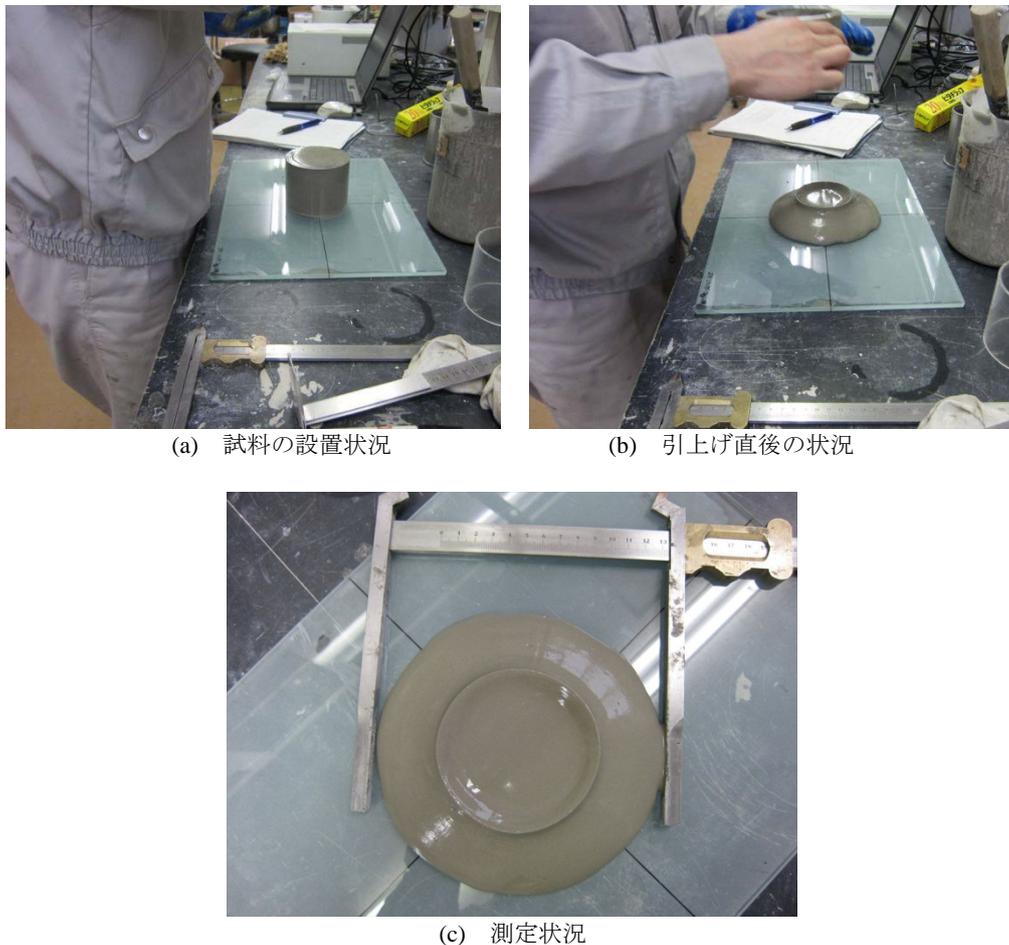


図-3.6 可塑性グラウトのシリンダーフロー測定状況

図-3.7～図-3.9 に、水ガラス系配合 (S-BB) を対象とした、テーブルフロー値、シリンダーフロー値・スランプ値の測定結果を示す。それぞれ、セメント添加量 2 水準の配合に対して練り混ぜ直後の測定に加えて、120 分までの経時変化を把握した。

標準配合の位置づけの S-BB320 に対して、暑中での適用を想定し混合時点で低めの粘性（高めのフロー）確保を意図した S-BB240 は、テーブルフロー値、シリンダーフロー値、スランプ値とも高めを確保できている。一方、いずれの測定値も 60 分経過時点まで低減した後、テーブルフロー値は 160mm 程度、シリンダーフロー値は 90mm 程度、スランプ値は 10mm 程度に収束している。三木ら⁷が概念的に示したとおり（図-3.10 参照）、実際には硬化に至るまでの間、粘性は増加し続けると考えられ、後述するベーンせん断強さは、60 分後も一様に増加傾向にある。したがって、本配合を対象としたフロー試験、スランプ試験での性状変化の把握は、60 分程度が適用限界であったと言える。また、シリンダーフロー試験において変形が全く生じない場合には、フロー値は 80mm、スランプ値は 0mm となるが、図-3.8、図-3.9 の収束値とは一致していない。変形量が 0 に

至らなくとも、性状変化を適切に把握できる適用範囲を超えていること意味しており、定量的な粘性評価に際しては注意が必要である。

図-3.11 には高分子系 (P-OPC)、図-3.12 にはアルミニウム系 (A-OPC) を対象としたシリンダーフロー値の測定結果を示す。両配合は、それぞれ標準と固練りの 2 配合の結果を比較した点で共通する。本結果からは、以下のことが言える。

- ・ 高分子系の標準配合 P-OPC576 に対して、固練りを意図した P-OPC673 では、混合直後から、シリンダーフロー値は上記水ガラス系配合で見られた変形収束値である約 90mm となった。
- ・ アルミニウム系の固練り配合 A-OPC300b は、混合後 30 分程度でフロー値が収束し、他の固練り配合と同様にその値は約 90mm であった。

なお、可塑性グラウトを対象に、本検討のようなフローの経時変化を検討した例として、青木ら⁸の報告が挙げられる。特殊増粘材を用いた 1 液性の配合を対象に遅延剤を調整した効果を調べ、最大 8 時間まで、テーブルフロー値を目標値 (160~220mm) に確保できることを確認している。また、モルタルを対象に、フローの経時変化、継続性を検討した事例は数多く存在する^{例え}ば^{9, 10, 11}が、多くのものが既定時間にわたり目標フローを確保できるか否かの確認実験の位置づけとなっている。本項に示した結果は、粘性変化を把握する上でフロー試験の適用限界について考察した内容として、同じ経時的変化の測定ながら上記とは異なる観点での検討に位置付けられる。

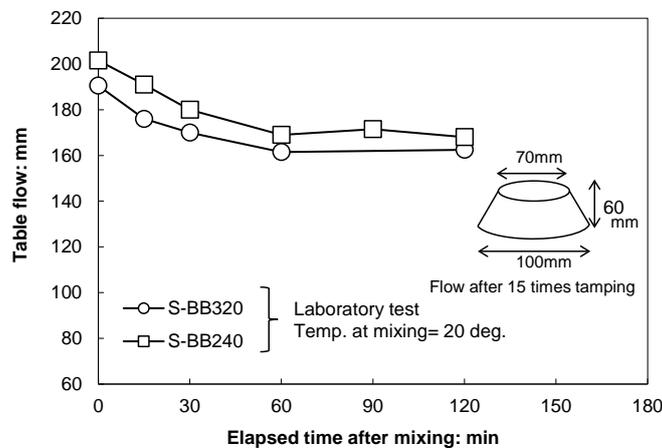


図-3.7 テーブルフロー値の経時変化 (水ガラス系 BB)

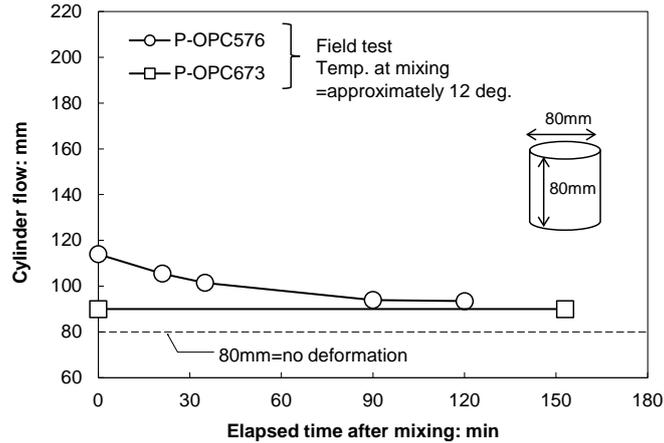


図-3.11 シリンダーフロー値の経時変化（高分子系 OPC）

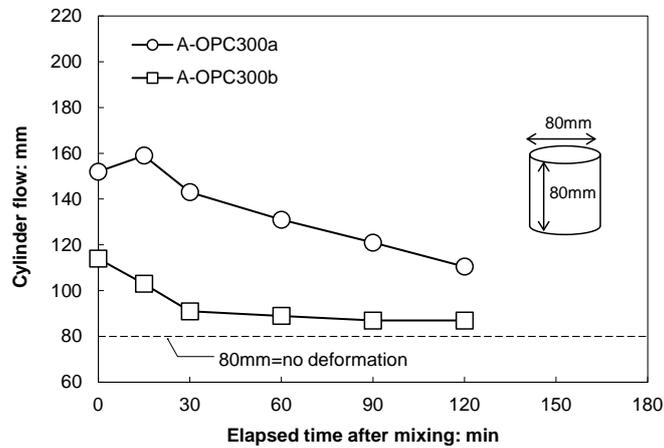


図-3.12 シリンダーフロー値の経時変化（アルミニウム系 OPC）

(2) ベーンせん断抵抗

水ガラス系（S-OPC 及び S-BB）配合を対象としたせん断抵抗の経時変化を図-3.13、図-3.14 に示す。ここで、容器に取り置きした試料を対象とした測定（20℃条件、容器を気中に設置）に加えて、

- ・ OPC については取り置き容器を 15℃、20℃の恒温水に設置した場合の測定（以下、水浸条件）
- ・ BB については屋外試験（第 4 章に示す小規模注入実験、実規模注入実験を参照）に際して、取り置き容器を屋外に設置していた（それぞれ外気 12℃、19℃、以下、屋外条件）測定も付記している。

ベーンせん断抵抗は、混合後の時間経過に対して、ほぼ直線的に増加する傾向が見られる。これにより、前述のように 60 分程度で測定値が収束したフロー試験、スランプ試験に比べて、長時間の粘性変化の把握に、ベーンせん断強さが適しているものと考えられる。ここで、測定結果の

うち、室内試験結果（図中、白抜き）に着目すると、OPC に比べて BB は経過時間に対する変化が小さい。混和剤の遅延作用による影響と、混合後の水和反応の割合の違いが影響しているものと考えられる。一方、OPC の水浸条件のベーンせん断抵抗は、室内での気中取り置き試料による結果より小さく、BB の屋外条件での計測結果では外気 12°C での結果が 20°C 条件の室内試験と同等となっている。取り置き方法により温度条件が異なり可塑性状の発揮や水和反応に影響が及んだことや、室内試験や屋外実験での混合方法の違いがベーンせん断抵抗の相違を生じる要因と考えられるが、これらが可塑性グラウトの粘性特性に顕著に影響することを示唆している。

高分子系配合を対象とした測定結果を図-3.15 に示す。経過時間に対する増加率は、S-OPC に比べて小さく、粘性変化は可塑性グラウトの配合種別にも大きく依存することを示している。

アルミニウム系配合については図-3.16 の結果を得た。固練り配合 A-OPC300b のフロー値は先に示した通り 30 分後に測定値が収束したが、ベーンせん断抵抗は顕著な増加傾向を示し、60 分経過時点で今回の検討の範囲では最も高い 5,000N/m² 以上が測定されている。固練り配合での可塑性材は、実験検討の位置づけで標準配合の 6kg/m³ に対し 2 倍を設定しているが、実工事での適用に際しては配合調整の余地を残す。

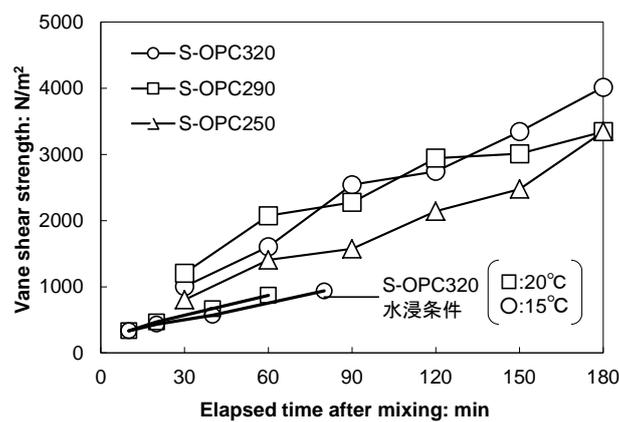


図-3.13 ベーンせん断抵抗の経時変化（水ガラス系 OPC）

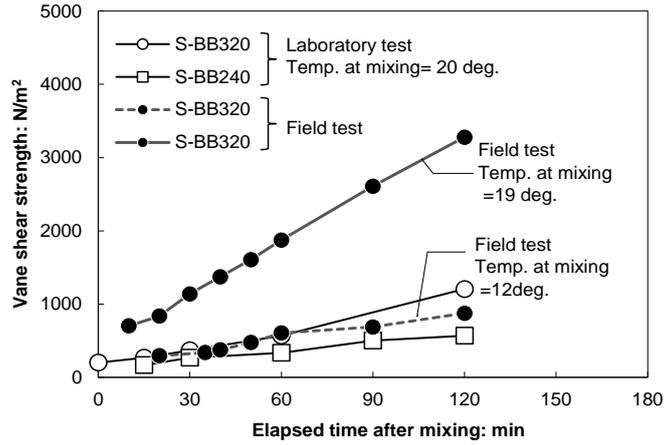


図-3.14 ベーンせん断抵抗の経時変化（水ガラス系 BB）

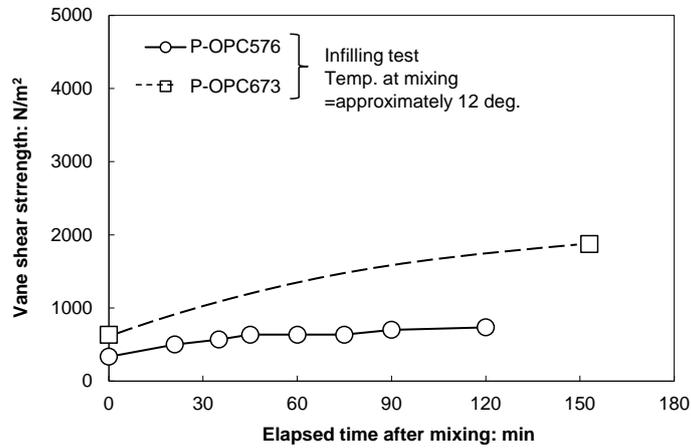


図-3.15 ベーンせん断抵抗の経時変化（高分子系 OPC）

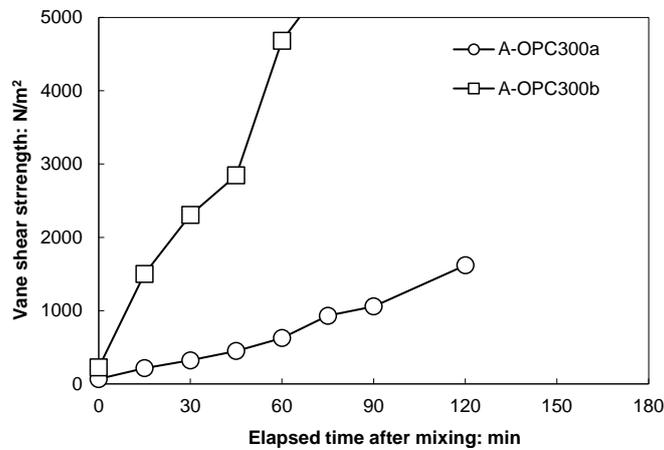


図-3.16 ベーンせん断抵抗の経時変化（アルミニウム系 OPC）

(3) 粘度

水ガラス系 (S-BB) 配合を対象に特定したひずみ速度～せん断応力の関係を、測定対象の配合 (S-BB320, S-BB240) に分けて、図-3.17, 図-3.18 に示す。ここで、各配合に対しては、混合直後、15 分後、30 分後に、3 回の計測を行っている。

ひずみ速度～せん断応力の関係は、可塑性グラウトが一定のせん断応力 (降伏応力) がかけられれば変形を生じ、その後はせん断応力の増加に応じてひずみ速度が線形的に増加する傾向を示している。すなわち、可塑性グラウトは、コンクリート¹²やセメントグラウト¹³と同様にビンガム流体とみなせる可能性を示している。フレッシュコンクリートを対象として回転粘度計での測定を試みる場合、粗骨材の回転運動による影響や、試料内の一様性の確保の難しさなど、複数の問題点が挙げられる¹⁴。可塑性グラウトについては、骨材を含まないことから、フレッシュコンクリートに比べて測定時の誤差要因が少なく適用性が相対的に高いと考えられるが、コンクリートと同様に内円筒や外円筒と可塑性グラウトとの間で計測中にすべりが生じた懸念は否定できない。こうした前提から、回転粘度計を基に特定した粘性特性は、数値シミュレーションでのモデルに反映した上で、次項において複数の充填実験の再現解析を通じてその妥当性を検証する。

図-3.17, 図-3.18 中には、ひずみ速度～せん断応力の関係を直線近似 (図中の破線) した。近似直線の勾配、いわゆる塑性粘度に関しては、測定値のばらつきにより S-BB320 の 30 分後, S-BB240 の 30 分後の結果で負になっているが、全体的には高流動コンクリートに対する $300\text{Pa}\cdot\text{s}$ ¹⁵や高粘性モルタルに対する $11\text{Pa}\cdot\text{s}$ ¹⁶に比べて微小な値になっている。

ビンガムモデルの降伏応力に該当する近似直線の切片を、配合ごとの経時変化として図-3.19 に示す。S-BB320 の混合直後から 15 分経過時で測定値が減少しているが、全体的に時間経過に伴い降伏応力が増加する傾向を確認できる。

ひずみ速度～せん断応力の関係から特定された降伏応力は、前述のベーンせん断応力やフロー値と相関があることは容易に想像される。各々の相関については、次節「考察」で明示する。

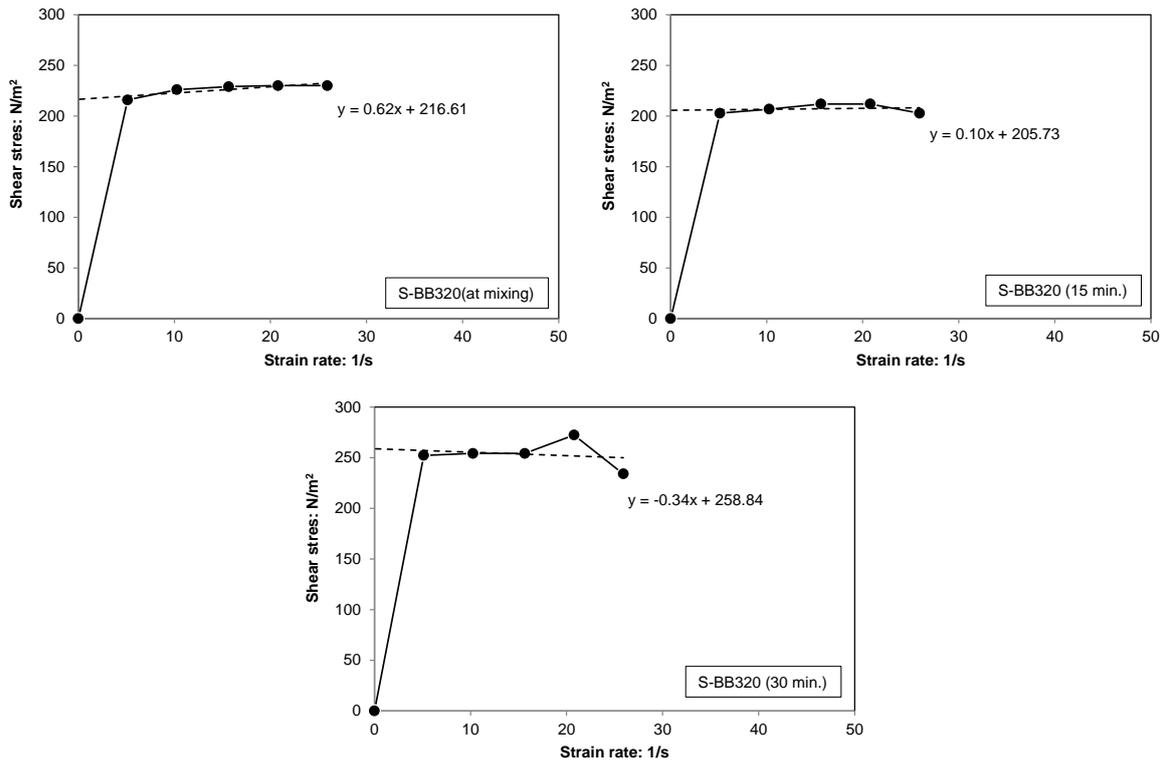


図-3.17 ひずみ速度～応力の関係とせん断抵抗 (S-BB320, 混合直後・15分後・30分後)

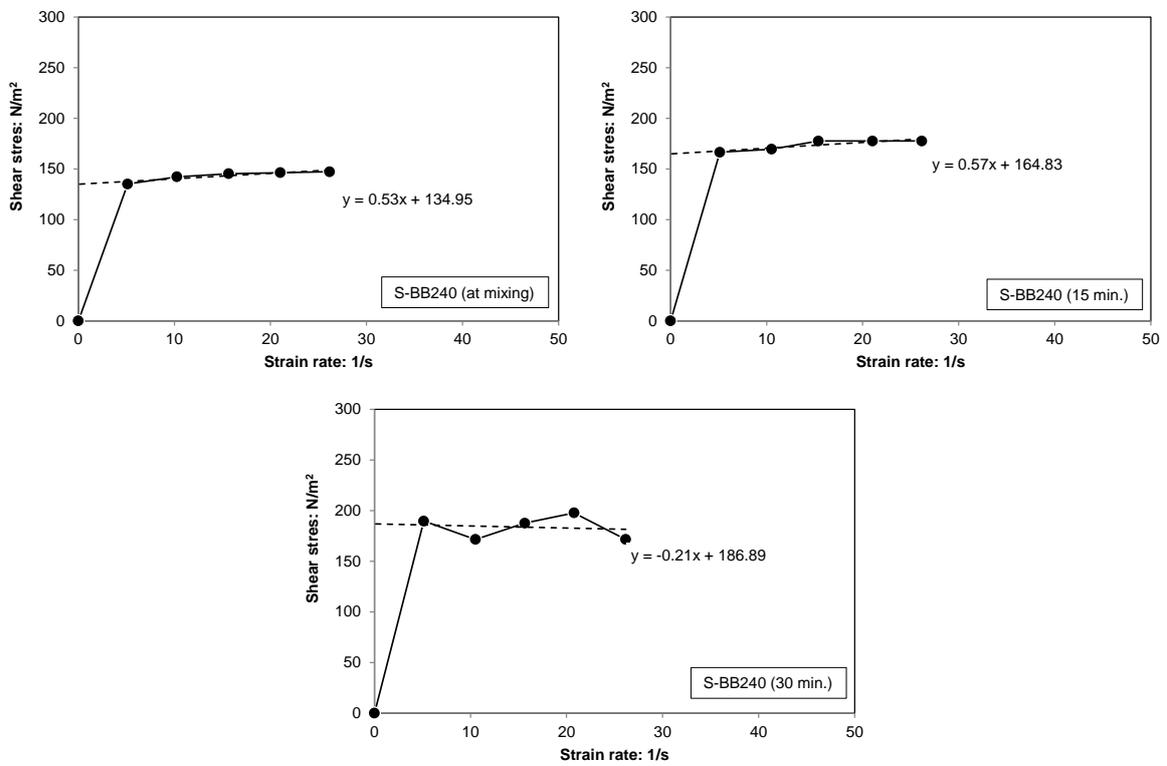


図-3.18 ひずみ速度～応力の関係とせん断抵抗 (S-BB240, 混合直後・15分後・30分後)

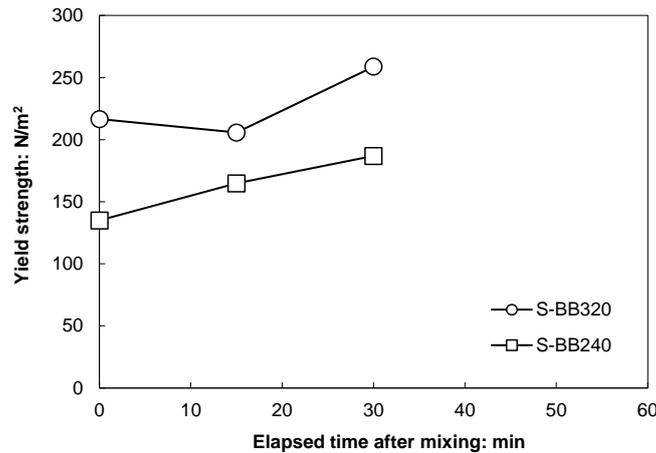


図-3.19 降伏応力の経時変化 (S-BB320, S-BB240)

(4) 一軸圧縮強さ

ここでは、可塑性グラウトの粘性特性と施工性を扱う本研究では補足的な位置づけとなる硬化後の強度特性について、フレッシュ性状試験と合わせて得られた結果と知見を提示する。

図-3.20 には、水ガラス系配合 (S-OPC, S-BB)、アルミニウム系配合 (A-OPC300a, A-OPC300b) で得られた一軸圧縮強さの材齢変化を示す。これらの結果より、一般的なセメント硬化体に共通した以下のことが言える。

- ・ 高炉スラグを用いた BB は、水和反応に加えてポゾラン反応が生じるため、7 日材齢以降の強度の増加傾向が顕著 (7 から 28 日材齢で約 3 倍に変化) になっている。
- ・ S-OPC, S-BB それぞれで、セメント量に応じて強度が大きくなる。ただし、S-OPC に比べて S-BB で、セメント量に応じた差が顕著になっている。

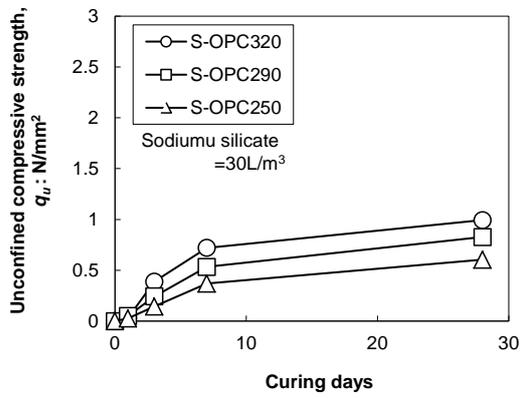
加えて S-BB においては、施工時に想定されるセメントミルク、可塑性溶液の練り置き時間の影響を確認するため、各液を作成後、速やかに混合してモールド作成を行ったものに加えて、60 分間練り置き後に混合したものによる結果も確認した。図-3.20(b)中の両者の結果はほぼ一致しており、本条件での練り置きの影響は限定的であったことを示している。

S-BB320 については一軸圧縮試験時の応力～ひずみ関係を測定し、図-3.21～図-3.23 のような特性を把握し、図-3.24 に示す一軸圧縮強さと変形係数の関係を得た。これらの結果より、以下のことが言える。

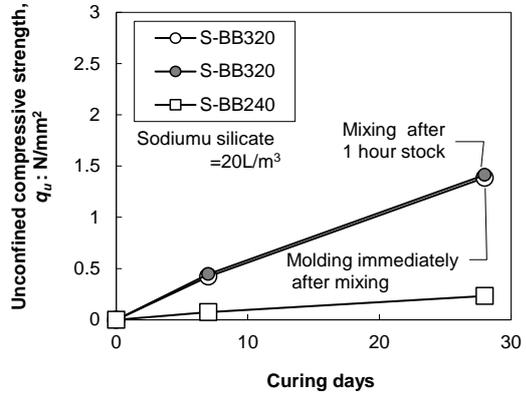
- ・ 可塑性グラウトが最大応力に達する際のひずみは、0.7～1.2%程度となる。
- ・ 一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} は、 $E_{50}=179q_u$ で関連付けられる。

一般にコンクリートが最大応力に達する際のひずみは 0.2%程度で、改良土は 1%程度以上となる。また、セメント改良土を対象とした既往の報告¹⁷では、一軸圧縮強さと変形係数の関係として $E_{50}=80\sim 250q_u$ が示されている。以上の知見は、硬化した可塑性グラウトの力学特性は、セメン

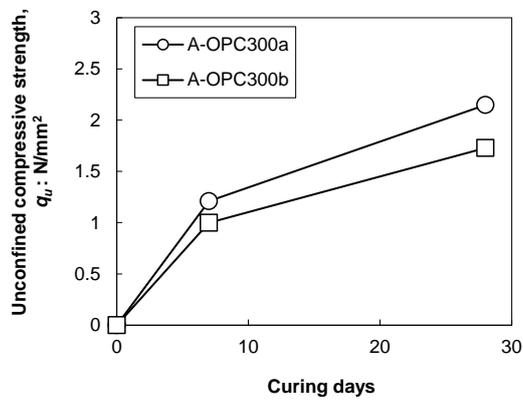
ト改良土に類似することを示す。



(a) 水ガラス系 OPC

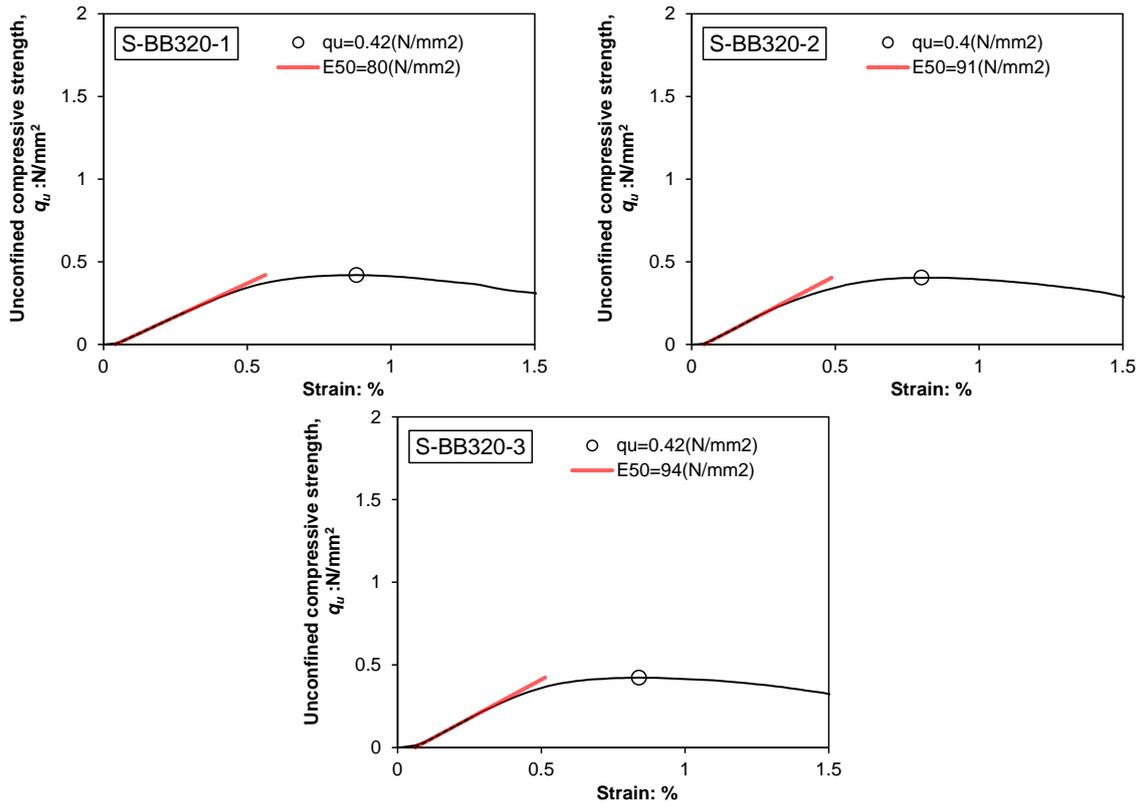


(b) 水ガラス系 BB

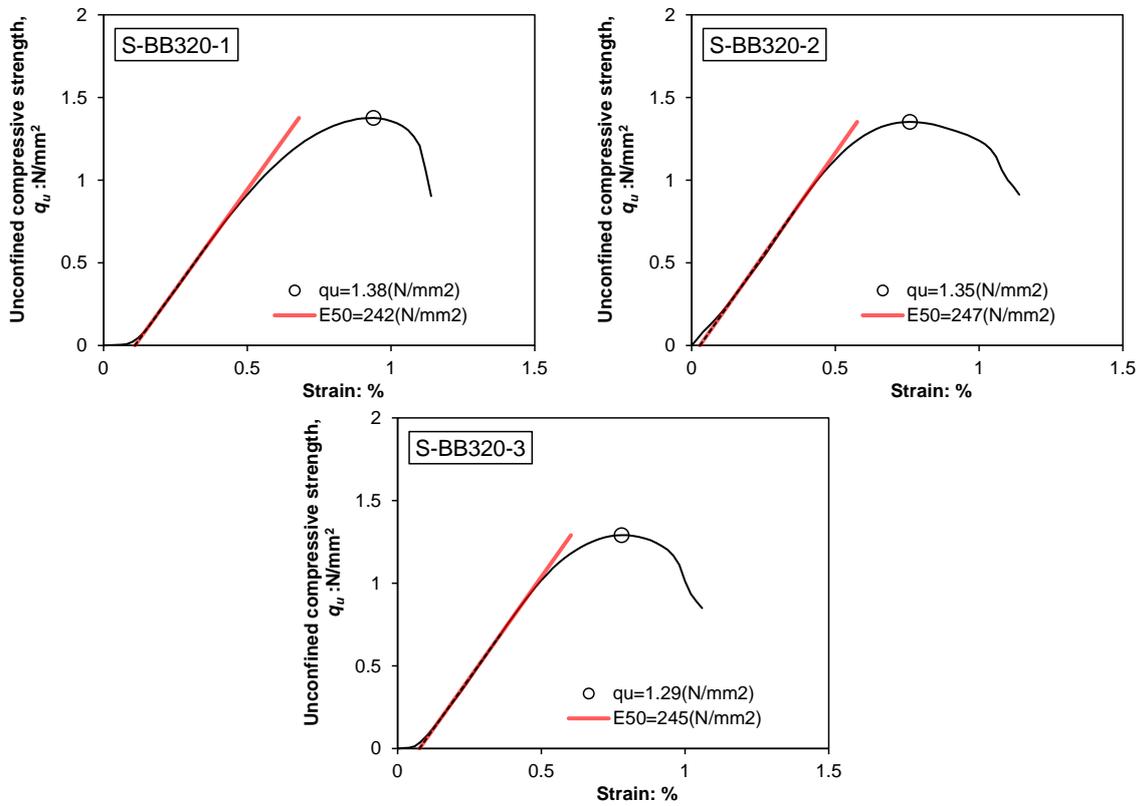


(c) アルミニウム系 OPC

図-3.20 一軸圧縮強さの材齢変化 (水ガラス系 OPC)

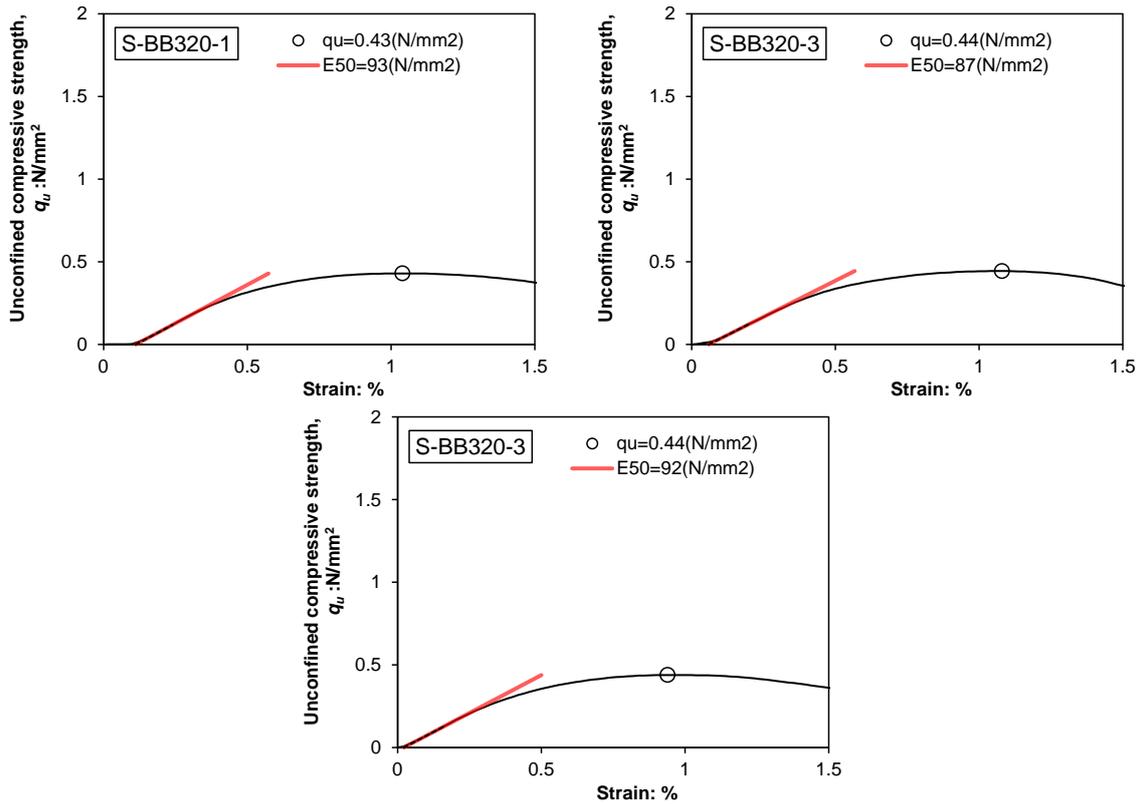


(a) 7日材齢

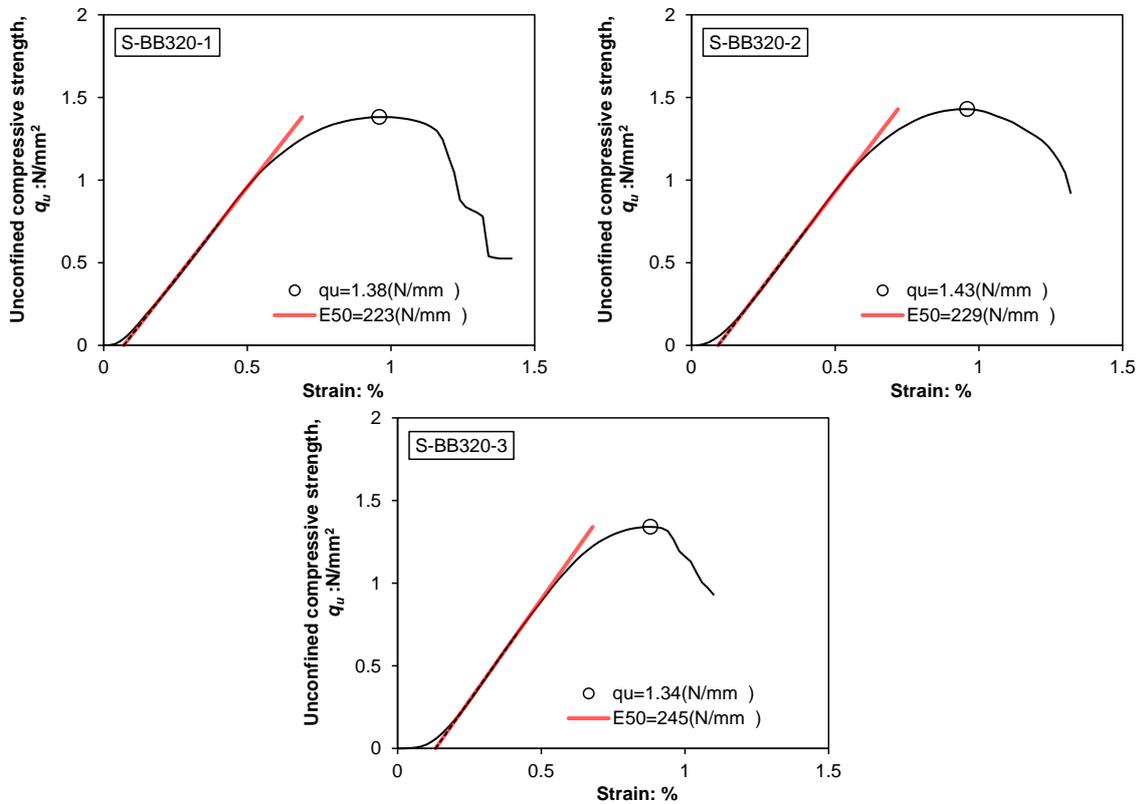


(b) 28日材齢

図-3.21 応力～ひずみ関係 (S-BB320)

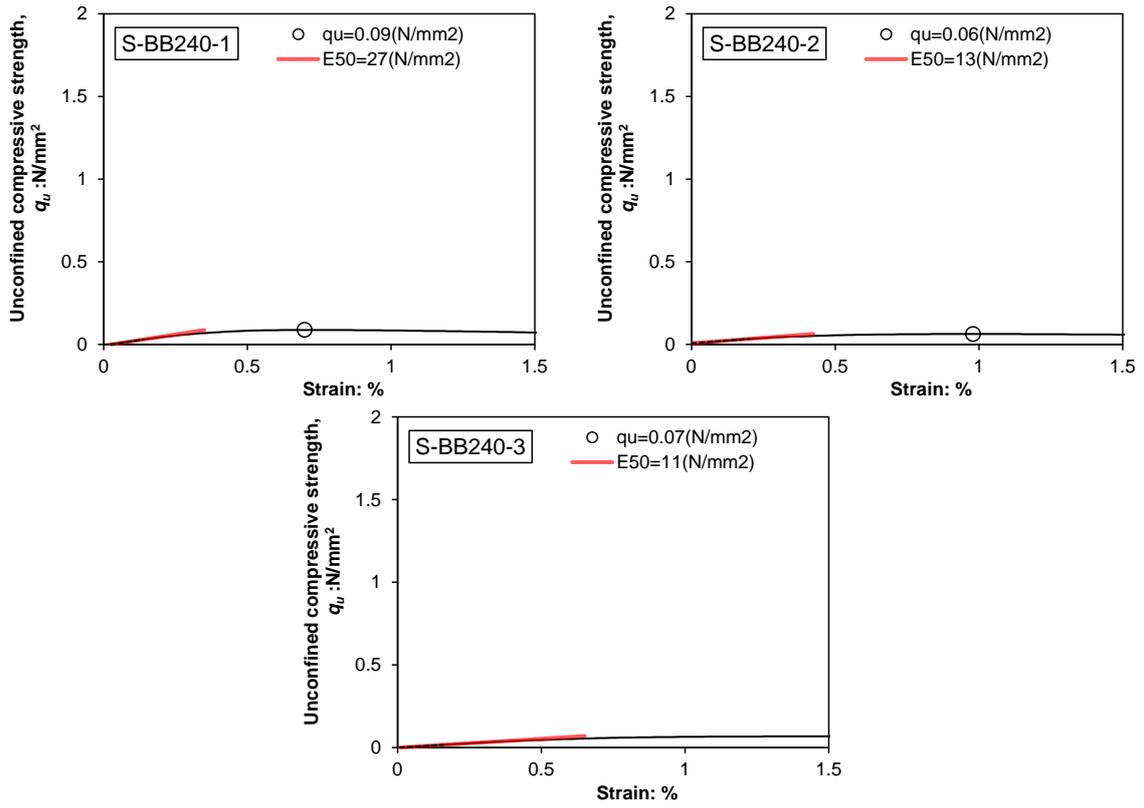


(a) 7日材齢

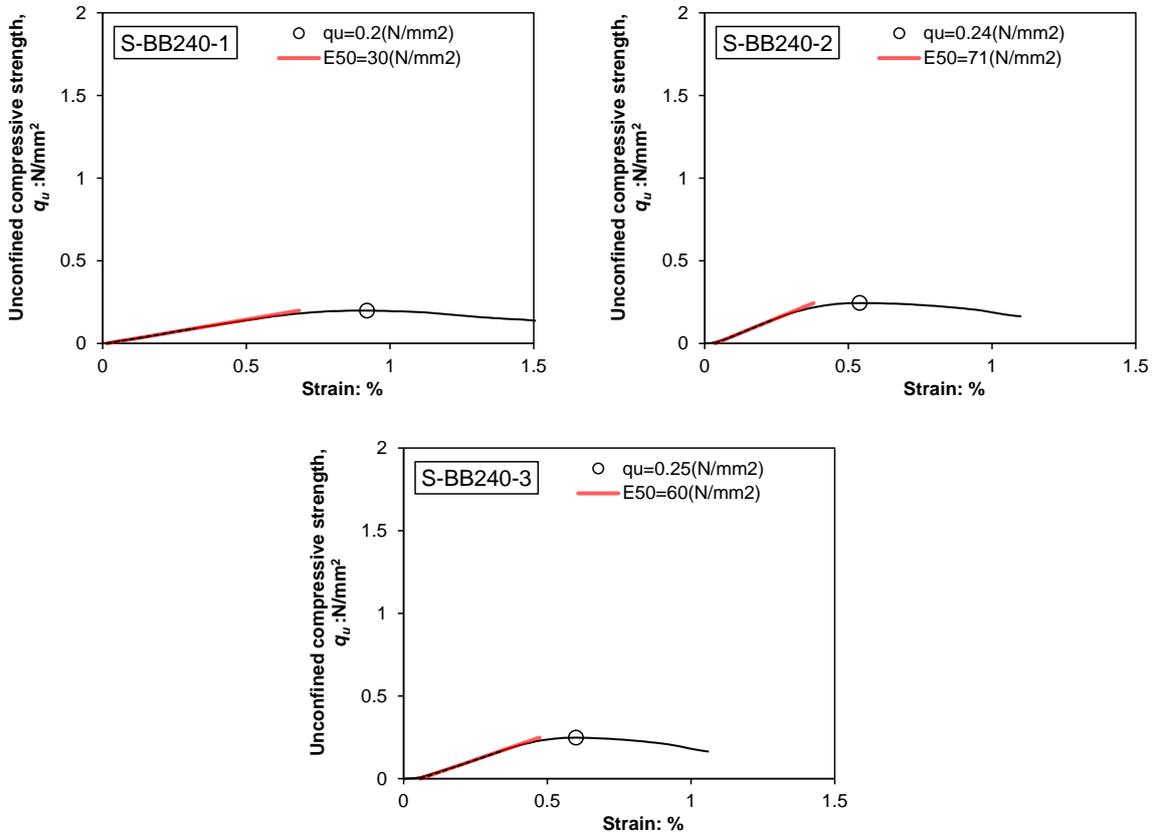


(b) 28日材齢

図-3.22 応力～ひずみ関係 (S-BB320, 60分の練り置き後に供試体を作製)



(a) 7日材齢



(b) 28日材齢

図-3.23 応力～ひずみ関係 (S-BB240)

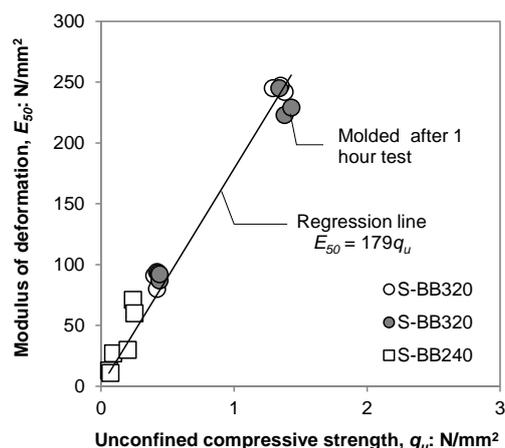


図-3.24 q_u と E_{50} の関係

3.3.3. 考察

(1) 各種指標値の相関

まず、従来法であるテーブルフロー試験，シリンダーフロー試験で得られる各種指標の相関として，図-3.25 にシリンダーフロー値とテーブルフロー値の関係を，図-3.26 にシリンダーフロー値とスランプ値の関係を示す。いずれも，異なる二つの配合（S-BB320，S-BB240）で，各経過時間で異なる測定値を対象とするが，各々は高い相関関係を示す。このような結果は，例えば野中ら¹⁸の取り組みにおける，100mm 塩ビフロー（独自に考案した手法）とテーブルフローの関係でも確認された一般的な知見と言える。一方，テーブルフロー値の測定範囲は約 160～200mm，スランプ値の測定範囲は約 10～50mm で測定幅は共通して 40～50mm になるのに対して，シリンダーフロー値は約 90～170mm の範囲となり測定幅は約 2 倍になっている。このことから，材料特性そのものや経時的な変化を把握する際，テーブルフロー値を採用することで高い感度が期待できると言える。

次に，従来法であるテーブルフロー値・シリンダーフロー値，スランプ値と，本研究で新たな計測項目として挙げたベーンせん断抵抗の関係を，それぞれ図-3.27，図-3.28 に示す。フロー・スランプとベーンせん断強さは，配合分類ごとに一義的な相関性を示す傾向にある。このうち，水ガラス系配合（S-BB320，S-BB240）に着目すると，本測定結果の範囲で，シリンダーフロー値の測定最小値は約 90mm，最大値は 140mm でその比は 1.6 となる。一方，ベーンせん断抵抗は，最小値が約 150N/m²，最大値が約 1200N/m² となり，その比は 8 となる。従って，ベーンせん断試験は，従来法のフロー値に比べて，感度の高い計測が期待できると言える。

ここで，図-3.27 中の気泡と骨材を含むアルミニウム系配合は除外し，水ガラス系配合とポリマー系配合については，ベーンせん断抵抗とシリンダーフロー値に関する以下の無次元量を定義することで，両者の関係の一般化を試みる。

ベーンセン断抵抗に関する無次元量 τ_N :

$$\tau_N = \frac{\tau_v}{\rho g H_c} \quad (3-3)$$

ここで、 τ_v : ベーンセン断抵抗 (N/m^2), ρ : 試料密度 (kg/m^3) で各値は前出の表-3.1~表-3.3を参照, H_c : シリンダーフロー試験でのシリンダー高さ(m)で 0.08。

シリンダーフロー値に関する無次元量 CF_N :

$$CF_N = CF / H_c \quad (3-4)$$

ここで、 CF : シリンダーフロー (m), H_c : シリンダーフロー試験でのシリンダー高さ(m)で 0.08。

図-3.29 に τ_N と CF_N の関係を示す。ばらつきは見られるものの、水ガラス系配合、ポリマー系配合に共通した相関曲線として、式(3-5)を得る。

$$CF_N = 0.030\tau_N^{-1.7} + 1.1 \quad (3-5)$$

最後に、ベーンセン断抵抗と降伏応力の関係を図-3.30 に示す。ここで、図-3.17, 図-3.18 に示した 6 つの測定結果のうち、S-BB240 の混合直後については、対応するベーンセン断抵抗が測定下限未満であったためプロットから除外されている。本図によれば、ベーンセン断抵抗と降伏応力は相関性があり、測定値の低い 2 試料については、ベーンセン断強さと降伏応力が概ね一致する。一方で、測定値が高くなるほどベーンセン断強さが相対的に大きく、すなわち降伏応力が相対的に小さくなる傾向にある。このような傾向を示す要因として、可塑性グラウトの粘性が高くなるほど回転粘度計での測定にすべりが生じやすくなり、降伏応力が過小に評価された可能性が考えられる。可塑性グラウトの粘性によらず、ベーンセン断強さと降伏応力が等価になることも考えられ、本検討の範囲では結論を見出すに至っていない。

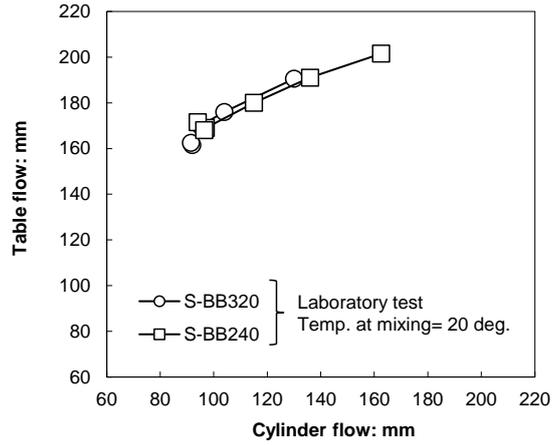


図-3.25 シリンダーフロー値とテーブルフロー値の関係（水ガラス系 BB）

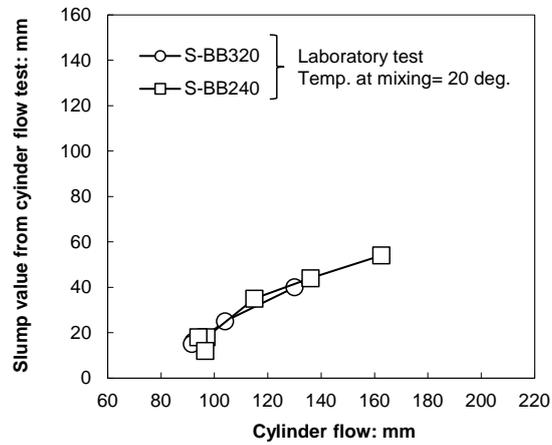


図-3.26 シリンダーフロー値とスランプ値の関係（水ガラス系 BB）

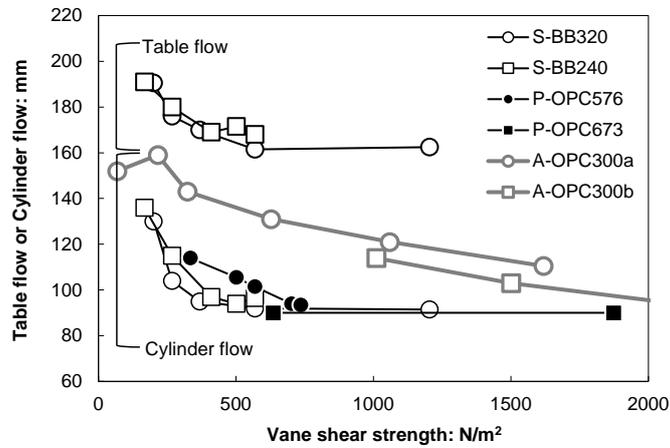


図-3.27 ベーンせん断抵抗とフロー値の関係（水ガラス系 BB, 高分子系 OPC）

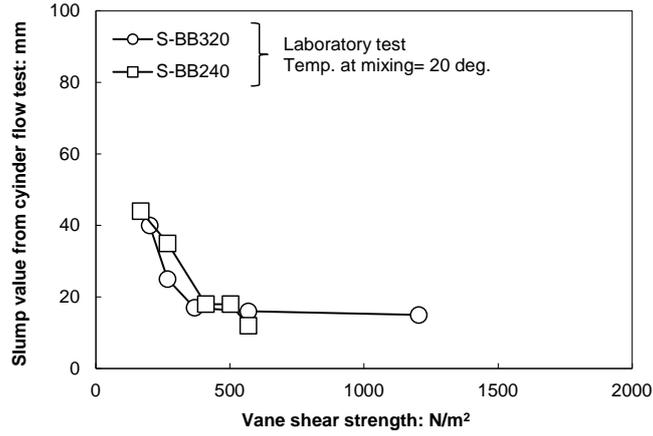


図-3.28 ベーンせん断抵抗とスランプ値の関係（水ガラス系 BB）

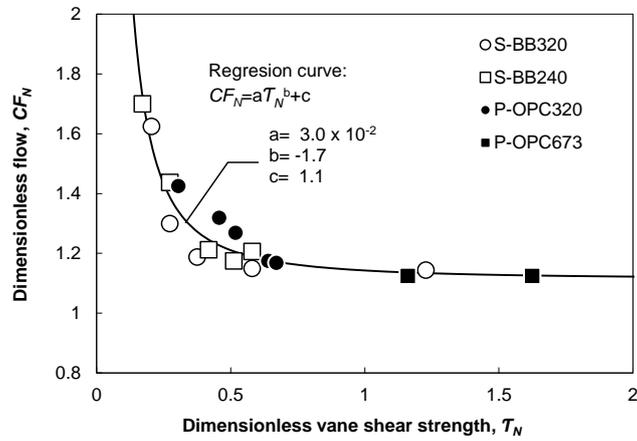


図-3.29 無次元量 T_N と CF_N の関係

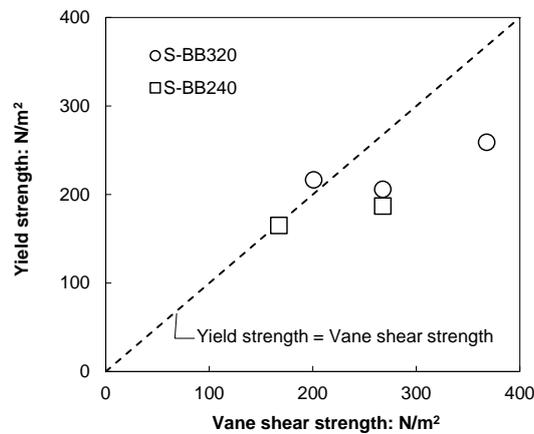


図-3.30 ベーンせん断抵抗と降伏応力の関係

(2) 可塑性グラウトに適した粘性モデル

第2章に示した通り、コンクリートやグラウトなどのセメント系材料をフレッシュ性状として扱う際、一般にビンガム流体が採用される。実際には混合に伴う構成粒子間構造の特性変化により、せん断抵抗が相対的に低下するケースも多く、ビンガム流体として扱うことの厳密性については課題を残す。その反面、降伏応力と塑性粘度の二つのビンガム定数で表現でき、流動性の評価・管理が簡便に行える利点がある。可塑性グラウトについては、そのままの状態では形状を保持しながら、注入・圧入圧が作用すれば容易に変形する特性から、定性的にビンガム流体でモデル化できることが理解でき、前述のとおり回転粘度計でもその妥当性を確認した。さらに前項までの検討で得られた粘性特性・指標値の相関に基づき、以下のように可塑性グラウトに適したビンガム特性の設定法を具体化する。

- ・ 塑性粘度 (η_p) は微小な値となる ($\approx 1\text{Pa}\cdot\text{s}$)。
- ・ 降伏応力はせん断抵抗と等価とみなす。ミニチュアベーンせん断試験で特定する。
- ・ 数時間の充填継続時間中、降伏応力は配合特性に応じて経時的に変化する (図-3.31 参照)。
- ・ 配合に応じてベーンせん断抵抗とフロー値は高い相関を示す。すなわち、フローが生じる粘性の範囲であれば、降伏応力をフロー値より推定できる (前出の図-3.29 を活用)。

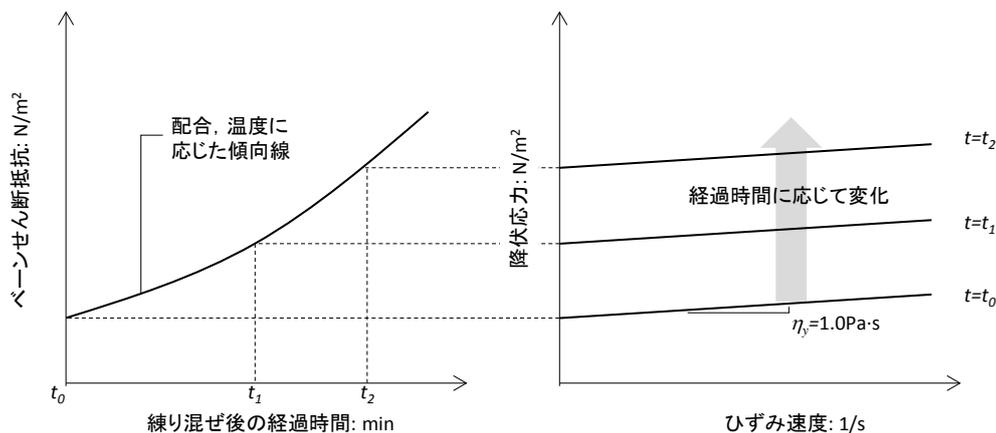


図-3.31 可塑性グラウトのせん断抵抗の時間変化と提案モデル

本提案に関しては、次項で数値シミュレーションに反映し複数の充填実験の再現性を確認することで、妥当性を検証する。

図-3.32には、既往の文献¹⁹⁾に示されたビンガム定数の関係に、可塑性グラウトの分布範囲を明示する。図中の普通コンクリート、流動化コンクリート、鋼繊維補強コンクリート、水中コンクリートが、降伏応力とともに比較的高い塑性粘度を持ち、図中では左上にプロットされる。これらに対して、可塑性グラウトは塑性粘度が微小で、降伏応力は既存データと同等以上の値となり、図中の x 軸に沿った領域に位置する。y 軸上に沿って分布する水中コンクリートはセルフベリング性と高い分離抵抗性を両立したことを特徴とするが、可塑性グラウトの分布領域とは対照的な位置づけとなる。

前項の考察に基づけば、シリンダーフローが生じるせん断抵抗は 500N/m^2 程度となっている(図-3.27 参照)。一方、充填に要する注入・圧入圧は増加するものの、シリンダーフローが生じない粘性(せん断抵抗 500N/m^2 以上)でも第4章、5章に示す通り施工は可能で、三木ら²⁰は可塑性グラウトの強度目安を $0.01\text{N/m}^2=10,000\text{N/m}^2$ としている。シリンダーフローが生じない粘性でも施工を行う前提では、配合検討や施工管理で、ベーンせん断試験を併用することが有効となる。

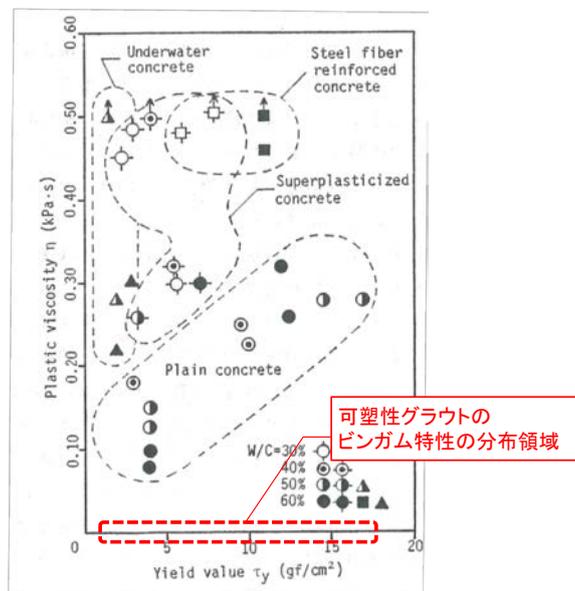


図-3.32 ビンガム定数の比較

3.4. 数値シミュレーションを活用した粘性特性の検証

本項では、可塑性グラウトを前項に示したビンガム流体で扱う妥当性を、数値シミュレーションを活用して検証する。シミュレーションには、セメントグラウト、コンクリートのフローシミュレーションで妥当性を確認した数値流体解析(「3.6 付録 | 数値シミュレーション」参照、パラメーター一覧を同付録の表-3A.1に記載)を用いる。ビンガム流体でモデル化した可塑性グラウトの挙動に関して、数値シミュレーション結果と室内配合におけるフロー試験、充填実験(条件の異なる全3ケース)結果を比較、検証する。それぞれのシミュレーションの概要と適用配合の対応を表-3.7に示す。

表-3.7 数値シミュレーションの一覧

シミュレーション対象	内容	使用配合
シリンダーフロー試験	—	S-BB320
空洞充填実験	2段階に分けた空洞充填	P-OPC576, 673
	起伏が存在する空洞充填	S-OPC320
	粘性変化が影響する空洞充填	S-OPC320

3.4.1. シリンダーフロー試験のシミュレーション

(1) 検討内容

解析にあたっては、軸対称性からシリンダー供試体の 1/4 部分をモデル化し、水平(x, y)方向 150×150mm、高さ(z)方向 100mm の解析領域を、3mm×3mm×2.5mm の格子で、50×50×40=100,000 に分割した (図-3.33)。底面のガラス板と可塑性グラウトの底面との間は非すべりとし、周辺部はニュートン流体の空気とした上で、S-BB を想定した可塑性グラウトの降伏応力は $\tau_f = 100 \sim 800 \text{N/m}^2$ の 7 水準について、直径 80mm、高さ 80mm の円柱状に設置した可塑性グラウトが、重力により変形する過程を継時的に再現した (入力パラメータの一覧は表-3.8)。

第 2 章や本章付録に示す通り、これまでフロー試験を対象とした数値解析が数多く実施されている。フロー試験としてはスランプフロー、L 型フロー、ミニコンフローが含まれているが、可塑性グラウトのシリンダーフローを対象としたシミュレーションは例を見ない。

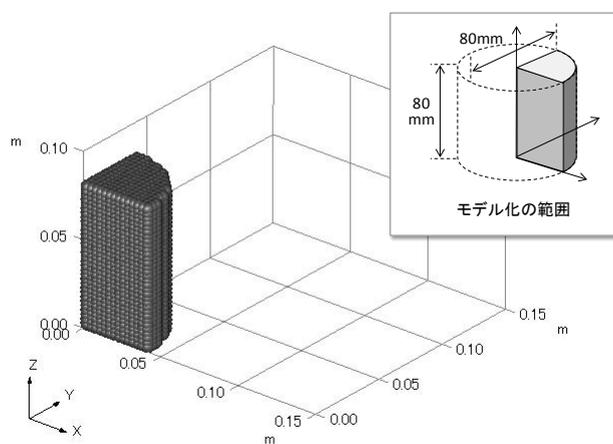


図-3.33 解析モデル (シリンダーフローのシミュレーション)

表-3.8 入力パラメータの一覧（シリンダーフローのシミュレーション）

格子	$dx=0.03\text{m}, dy=0.03\text{m}, dz=0.025\text{m}$
	$n_x=50, n_y=50, n_z=40$
可塑性グラウト (ビンガム流体)	$\tau_{j0}=100, 200, 300, 400, 500, 600, 800\text{ Pa}$
	$\eta_y=1\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$K_{hyd}=-$ (粘性変化は考慮しない)
	$\eta'_{max}=1 \times 10^{+10}\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho=1,300\text{ kg/m}^3$
周辺空気	$\eta_0=0.00001\text{ Pa}\cdot\text{s}$
(Newton 流体)	$\rho_0=1\text{ kg/m}^3$

(2) 解析結果と考察

図-3.34 には $\tau_{j0}=200\text{N/m}^2$ を対象に、解析で得られたスランプの経過時間を示す。実際の観察では、瞬時に変形が安定したのに対して、解析結果では 0.18 秒で変形が収束した。そこで、解析結果については 0.2 秒の時点を変形量として抽出した。

図-3.35 には、同じく $\tau_{j0}=200\text{N/m}^2$ を対象に、解析で得られた可塑性グラウトの流動推移を示す。図-3.36 には、解析パラメータとしての τ_{j0} にベーンせん断抵抗値が最も近い 170N/m^2 になったもののスランプの測定状況を示す。両者で整合した変形が確認できた。

図-3.37 には、変形が顕著に表れた $\tau_{j0}=100\sim 500\text{ N/m}^2$ について、各解析で得られた変形量を断面で比較する。ここから読み取った解析結果としてのスランプを、解析入力パラメータ τ_{j0} との関係として図-3.38 にまとめる。同図には合わせて S-BB320, 240 を対象に各経過時間で得た実測のベーン抵抗とスランプ（前出の図-3.28）を併記している。実測値については測定誤差を含む可能性があるが、解析での降伏応力と変形量、実測でのベーンせん断抵抗と変形量に調和した傾向が見られる。

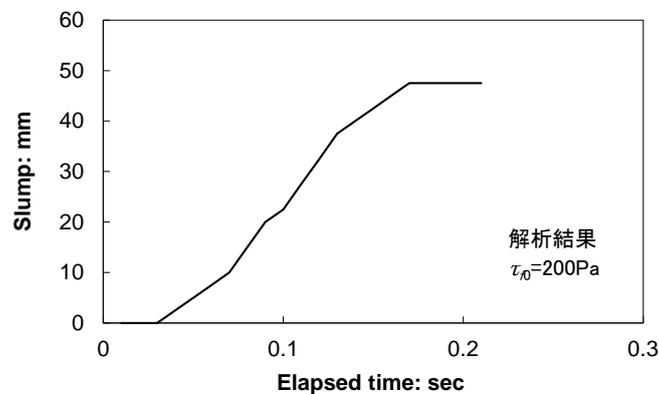


図-3.34 スランプの経時変化 ($\tau_{j0}=200\text{Pa}$)

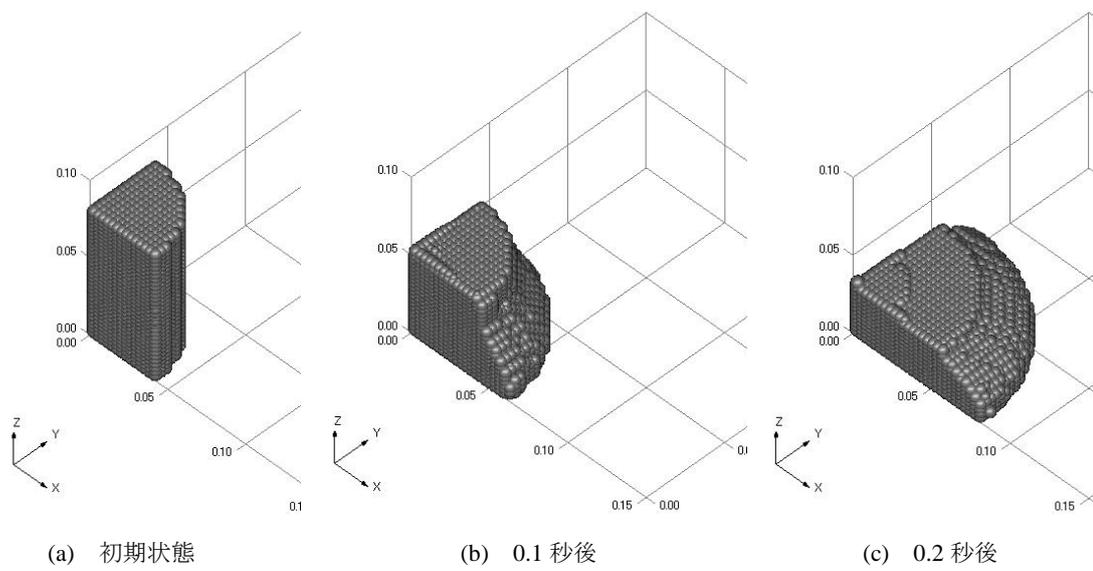


図-3.35 解析で再現したスランプ挙動 ($\tau=200\text{N/m}^2$)



図-3.36 スランプの測定状況 (ベーンせん断抵抗= 170N/m^2)

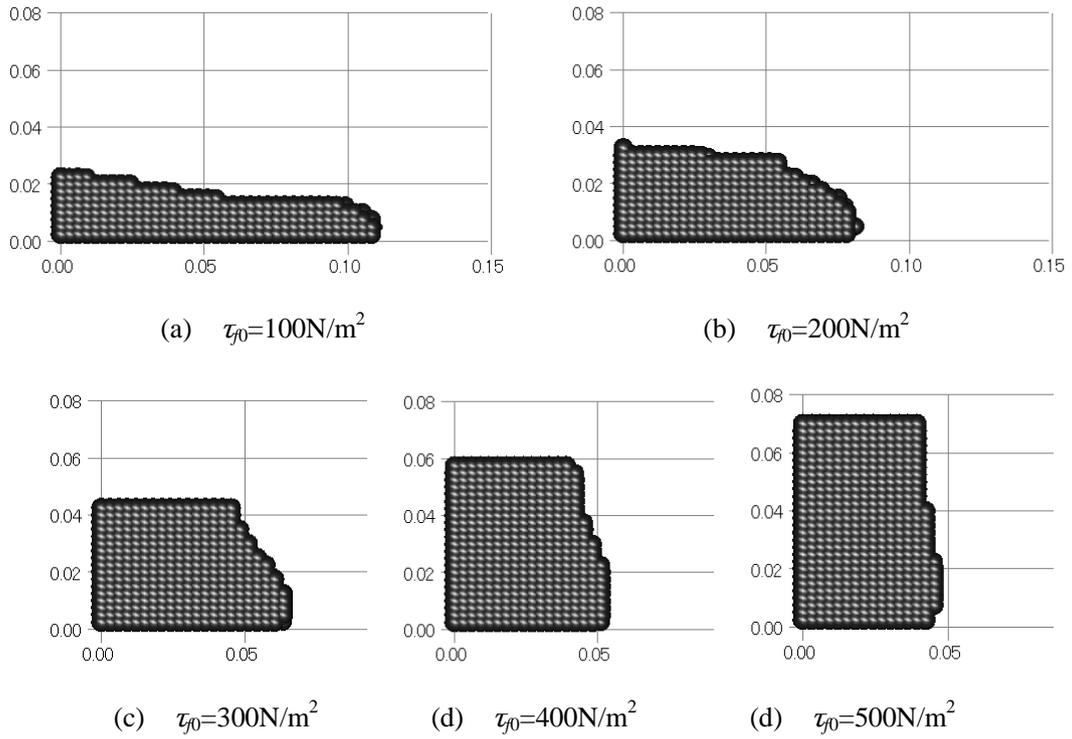


図-3.37 解析で再現したスランプ形状 (0.2 秒後)

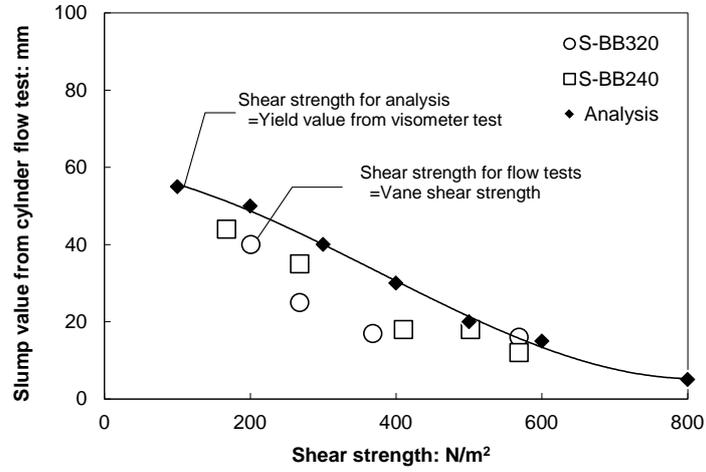


図-3.38 降伏応力・ベーンせん断強度とスランプの関係

3.4.2. 2段階施工に分けた空洞充填のシミュレーション

(1) 実験概要

実験方法

図-3.39 に充填実験の平面図を示す。本実験は、閉塞された空間内で隣接する充填孔から2段階で充填を行う場合の充填性を確認する目的で実施したものである。平面形状は実験を行う土槽ピットの大きさに応じた3.0m×2.6mとし、充填空間高さは第2章に示した施工事例を参考に200mmとした。充填空間は側部を山留材で、上下面はベニヤ板で構築した(図-3.40)。充填管は直径50mmで、2つの隣接する隅角部に、充填空間底面と充填孔端部の鉛直離隔を100mm確保して固定した。

充填に用いた配合は、高分子系配合(前出の表-3.3参照)で、図-3.41に示すトラックマウント型の充填プラントで製造し各溶液は図-3.42に示す配管内ミキサーを通す過程で混合した。各充填での挙動に明瞭な差を与えることを考え、先行充填には標準配合を、後行充填には固練り配合を用いた(図-3.43)。

充填は気中にて行い、まず先行充填として、充填材の先端が長辺方向の端部に到達するまで吐出量40L/minを一定に保ち充填を行った。一晩の養生である程度固化が生じた上で一旦上面を開放して充填状況を確認した後、長辺方向の隣接隅角部より同じ吐出速度で後行充填を行った。各充填中は、注入量と注入圧を測定した。

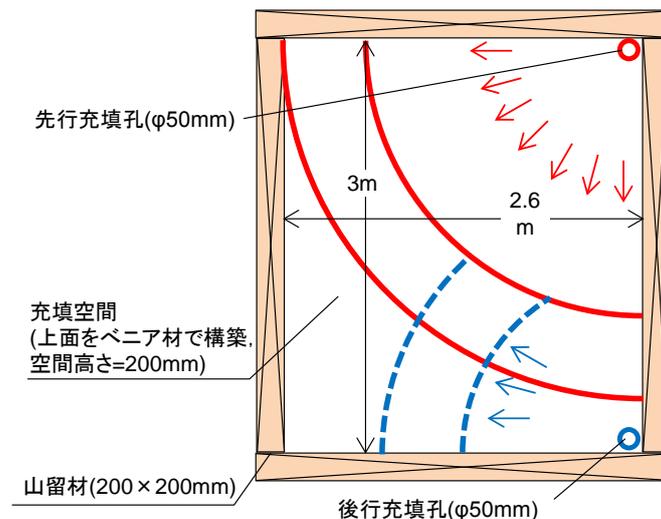


図-3.39 実験概要(平面図)



図-3.40 実験の準備状況（上面の木材パネルを山留材で固定した状況）



図-3.41 充填実験で用いたトラック搭載型の製造プラント



(a) 配管状況（左から右方向へ供給）



(b) 配管ミキサー（静置タイプ）内部の仕様

図-3.42 2液混合から配管ミキサーへの供給経路

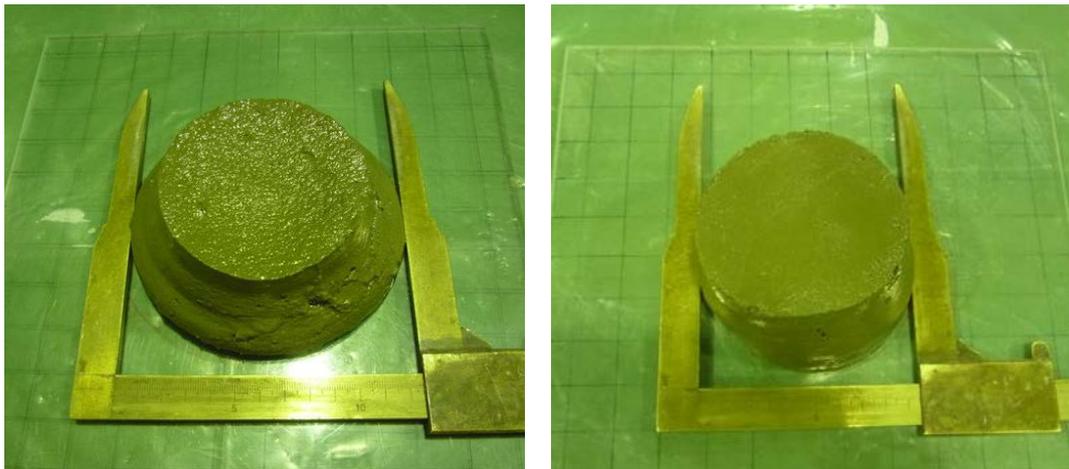


図-3.43 フロー値の確認状況（左：先行充填 TF：124mm，右：後行充填 TF:95mm）

実験結果

図-3.44 には、先行充填中の可塑性グラウトを充填空間内で観察した状況を示す。充填範囲が広がる先端部の形状は一定に保たれながら、後続の可塑性グラウトにより押し出される状況が確認された。その後の後行充填においては、充填開始直後に、意図せず混合不足の可塑性グラウト（以降、グラウト液）を数 L 排出させたが、その後は固練り配合が排出されたことを確認の上、充填を継続した。この時、排出したグラウト液は、以降の観察結果、解析結果の考察で言及する通り、可塑性グラウトと充填空間面の間で滑材の役割を果たした可能性がある。

図-3.45 に先行充填、後行充填完了後の確認状況を示す。先行充填後については、ほぼ同心円状に可塑性グラウトが広がり、先行充填孔から半径 2.2m ほどの領域で高さ 200mm となる天端への密着状態を確保し、充填先端部では $200\text{mm} : 800\text{mm} = 1:4$ 程度の流動勾配となった。後行充填後においては、全体形状としては外周面にそって L 字型に充填が完了した。後行充填孔周辺においては、先行充填の法面上部の空間全体が可塑性グラウトで覆われ、先行充填との境界で未充填部を残すことなく一体化した充填となった（図-3.46）。

図-3.47 には、先行充填、後行充填での供給量と、開始後の圧入圧増加量の経時変化を示す。いずれの充填も、供給量は速度 $40\text{L}/\text{min}$ に相当する勾配で一様に増加しており、目標の供給速度を確保できた。一方、計測された圧入圧は、先行、後行充填とも変動を含みながらも、充填の進展に合わせて増加する傾向が確認された。後行充填の開始直後に、際立って高い圧量が一時的に発生しているが、混合不足のグラウト液が排出された反面、可塑性が高濃度になった高粘性材料が存在したことが一因と考えられる。先行、後行充填の傾向を比較すると、高い粘性の可塑性グラウトを用い、先行充填部により充填空間が限定され狭隘な部分を充填対象とした後行充填で、圧入圧増加量は大きくなった。また、先行充填では、充填開始から 2 分程度以降は圧力の増加傾向は収束する傾向にあったが、後行充填では 10 分の充填中、経過時間に対して線形的に増加した。先行・後行充填で明確な圧力変動の差が見られた。



図-3.44 先行充填中の状況

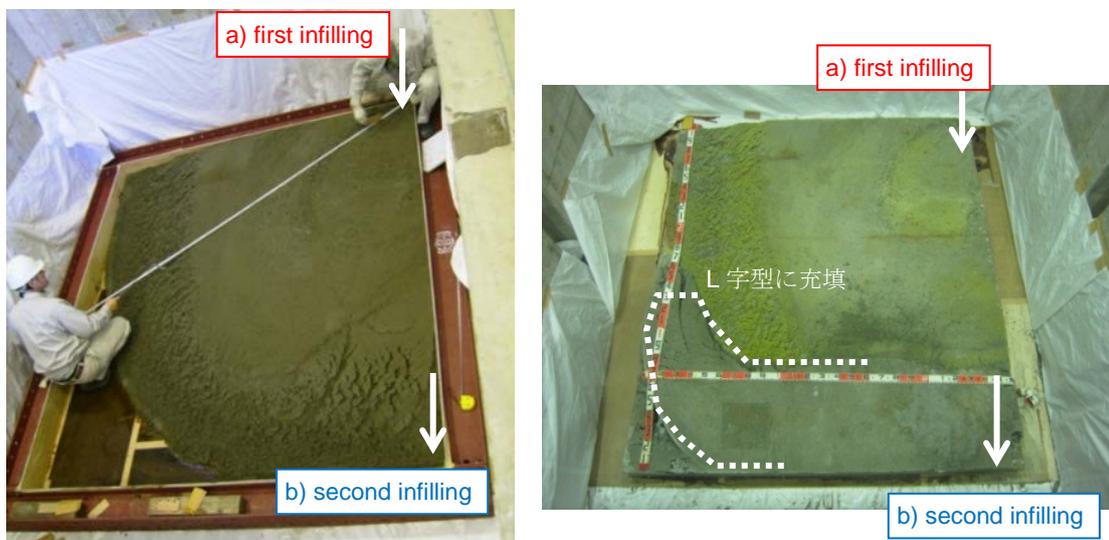


図-3.45 充填後の観察状況（左：先行充填後，右：後行充填後）



図-3.46 充填後の観察状況（写真下側が先行充填，上側が後行充填）

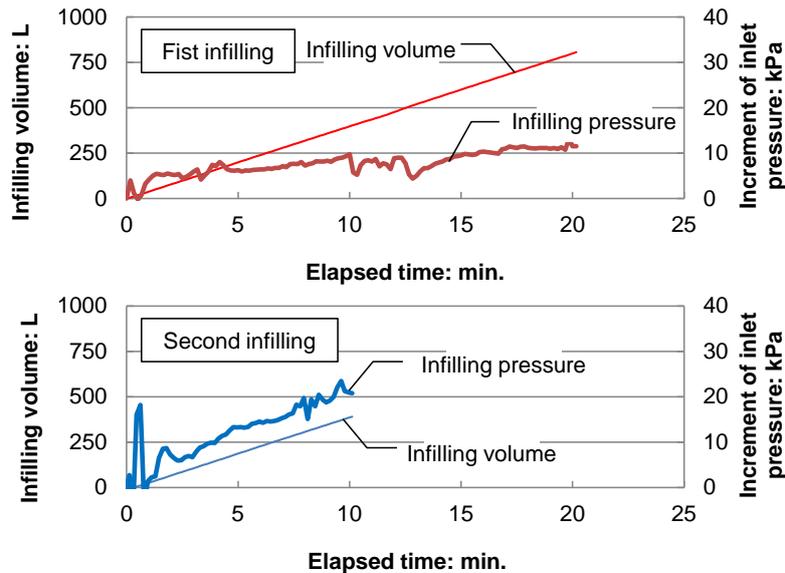


図-3.47 供給量，供給圧の実測推移(先行・後行充填)

(2) 解析モデル

上記充填実験を対象とし，解析モデルを図-3.48 に，入力パラメータの一覧を表-3.9 に示す。平面寸法 2.6m，3.0m，高さ 20cm の充填空間を， $0.1 \times 0.1 \times 0.025\text{m}$ の三次元格子で設定し，要素数は $30 \times 30 \times 8 = 7,200$ とした。可塑性グラウトは，先行・後行充填でのベーンせん断抵抗の実測値(図-3.49，配合検討で示した P-OPC 配合の結果に加筆・再掲)に合わせて，降伏応力 $400, 600\text{N/m}^2$ のビンガム流体とし，それ以外の周辺空気はニュートン流体に定めた。ここで，図-3.49 から読み取れるとおり，先行圧入を行った約 20 分，後行圧入の 10 分ではせん断抵抗の増加量は相対的に小さい。本シミュレーション結果に対するせん断抵抗の時間変化の影響は限定的であるものと考え，計算負荷・時間を軽減するために粘性変化 (K_{hyd}) は考慮せずに解析にあたった。

先行・後行充填は段階的に解析を行い，まず，先行充填孔の周辺 50cm の範囲に可塑性グラウトを設置した状態を初期条件として， 40L/min 相当の速度を固定条件として与え，可塑性グラウトの広がり方を計算した。その次に，この範囲を固定要素とした上で，後行充填孔部分に同様に初期条件としての可塑性グラウトを設置した上で速度の固定条件を同様に与えて計算した。実験において充填空間周面での可塑性グラウトとベニヤ材の摩擦条件は明確でないが解析では全面に非すべり条件を設定した。ただし，前述のとおり，後行充填初期にはグラウト液が排出して，ベニヤ材表面では相対的に滑りやすい条件になったことが推察される。そこで，後項充填については先行充填部表面以外をすべり条件に設定したケースについても解析を行った。

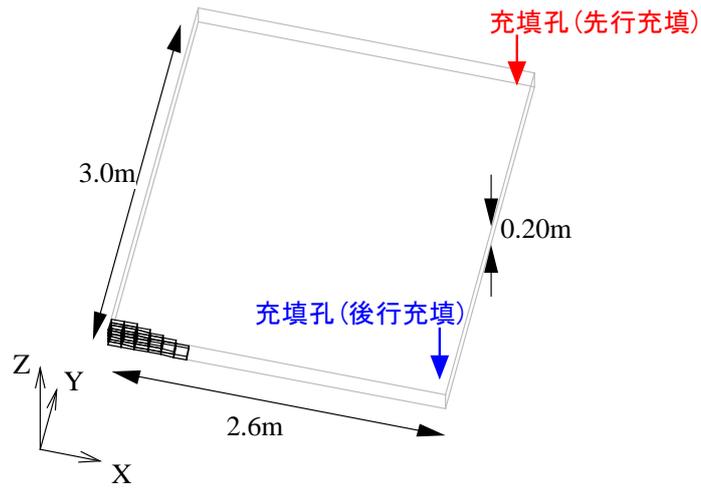


図-3.48 解析モデル（段階的な空洞圧入）

表-3.9 入力パラメータの一覧（段階的な空洞圧入）

格子	$dx=0.1\text{m}, dy=0.1\text{m}, dz=0.025\text{m}$
	$n_x=30, n_y=30, n_z=8$
可塑性グラウト (ビンガム流体)	$\tau_{f0}=400\text{ Pa}$ (先行充填)
	$\tau_{f0}=600\text{ Pa}$ (後行充填)
	$\eta_y=1\text{ Pa}\cdot\text{s}$ (先行充填)
	$K_{hyd}=-$ (粘性変化は考慮しない)
	$\eta'_{max}=1 \times 10^{+10}\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho=1,400\text{ kg/m}^3$
周辺空気 (Newton 流体)	$\eta_0=0.00001\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho_0=1\text{ kg/m}^3$

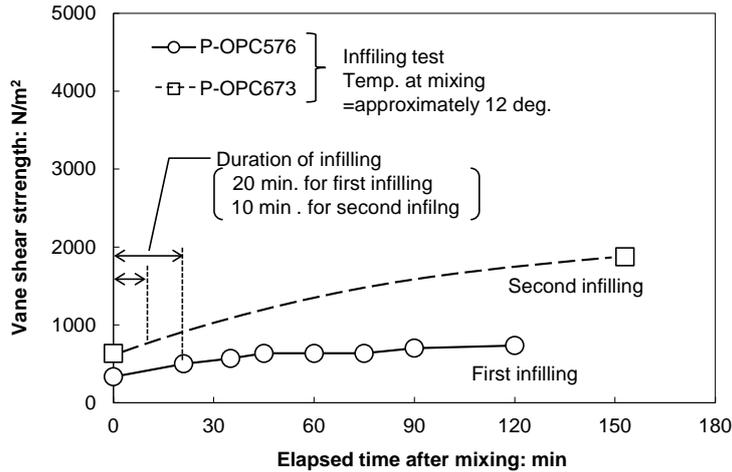


図-3.49 ベーンせん断抵抗の変化と圧入期間（段階的な空洞圧入）

(3) 解析結果

図-3.50 に、先行・後行充填における充填開始後の充填圧増分の推移を実測と解析で比較する。ここで、解析結果については、充填部の速度境界を与えた直下の要素における圧力値を抽出した。実測値では部分的な変動が見られるものの、先行充填では解析とよく整合し、後行充填については、実測値が二つのすべり条件で得られた解析結果の中間に位置した。

図-3.51 には解析で得られた後行充填の推移を示す。全面を非すべりで設定した場合、充填先端部は円弧に近い形状を保持し、天端に密着した領域が全体に及んでいる。これに対して先行充填部以外をすべり設定した場合は、流動勾配がなだらかになり隅角部に充填材が行きわたるとともに、天端部に密着した領域が狭めとなる。流動形状としては、すべり条件を設定したものが、実験の観察に比較的近い結果となっている。これらの比較を通しては、以下の知見が得られた。

- ・ 後行充填では、部分的なすべりを伴って可塑性グラウトが流動したものと考えられる。
- ・ 充填空間表面のすべり、非すべりの違いや、異質の材料が周辺に存在することによる摩擦条件の分布が充填性に顕著に影響する。

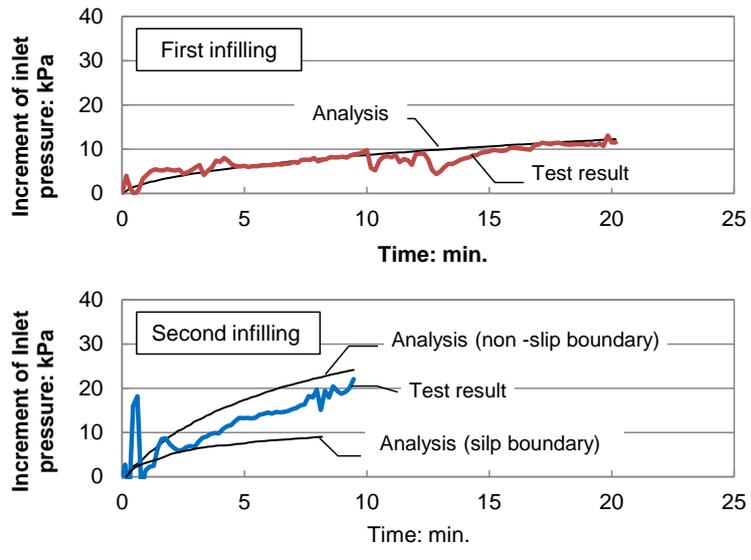


図-3.50 充填圧の経時変化（実測および解析結果）

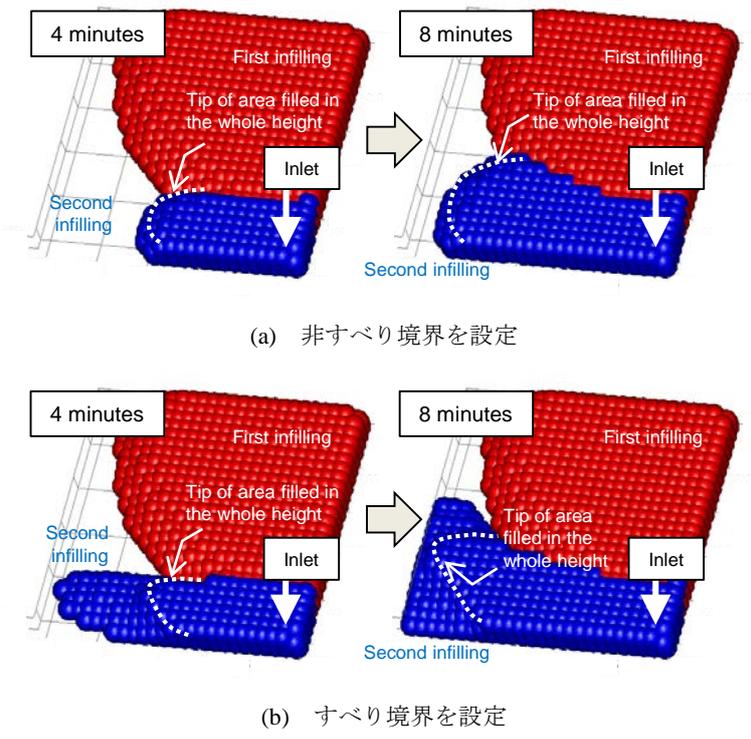


図-3.51 充填状況の進展（解析結果）

3.4.3. 起伏が存在する空洞充填のシミュレーション

(1) 実験概要

図-3.52 に実験概要を示す。本実験は沈埋トンネル基礎を可塑性グラウトで構築する計画に関して、事前の実大充填実験として実施したものである。実験の詳細、考察は第 5 章に示し、ここではシミュレーションに関わる実験内容のみを説明する。

直径 9m の大型水槽内に、実際の施工で用いられる最大粒径 150mm の礫を敷き詰め、施工での状況を加味して一か所に高さ 30cm の起伏を設けた。その上で、全体には 50cm の充填高さとなるように沈埋トンネルの底盤模型を上面に設置した。これらを水没させた上で、底盤模型に予め設けた直径 50mm の充填孔より、フロー値 100mm の可塑性グラウトを 300L/min で約 60 分充填した。

充填中は、充填空間に設置した温度センサーにより周辺水(5°C程度)に比べてセメントの水和反応で相対的に高い温度となった可塑性グラウトの到達時間を検知した。図-3.53 には、充填完了翌日に底盤模型を撤去した充填空間表面の様子、起伏を含む横断面の様子を示す。流動性材料で懸念されるような空洞上面に隙間や、基礎の礫の間隙への浸透を生じることなく充填を完了できた。

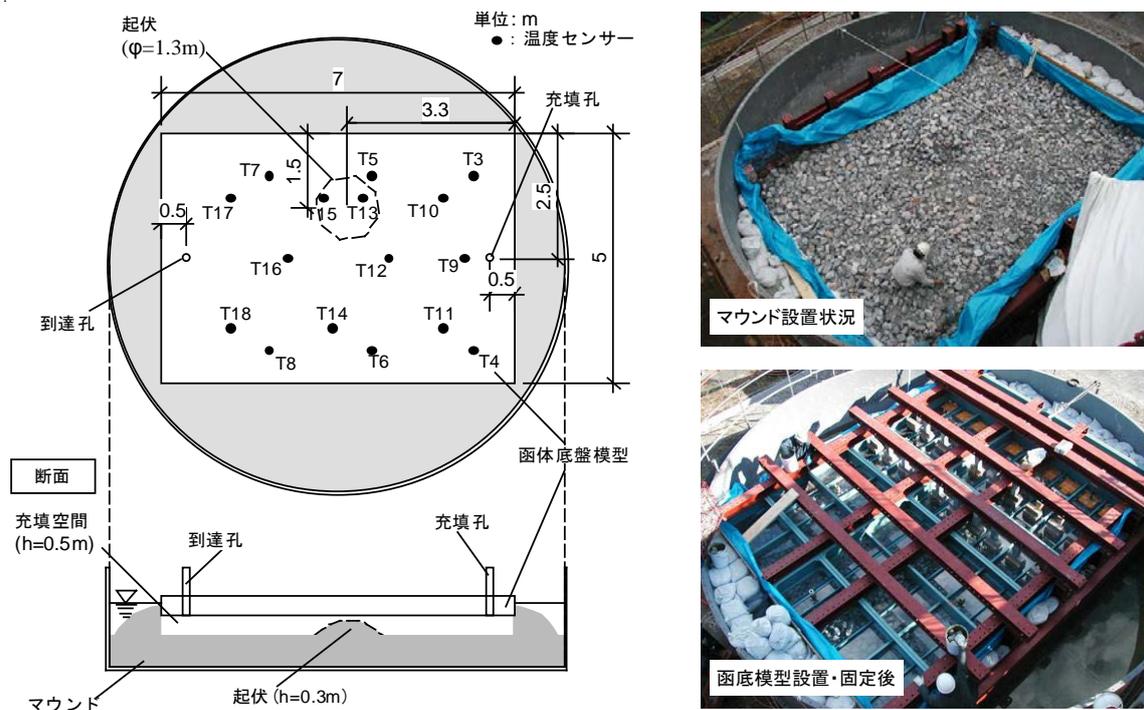


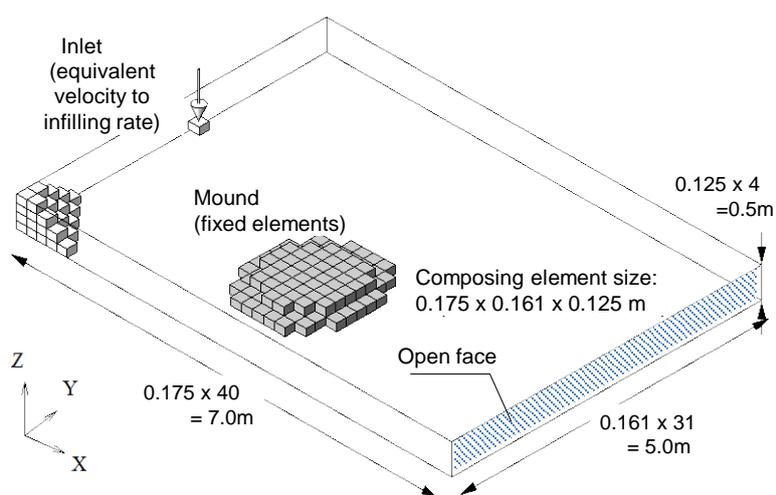
図-3.52 充填実験の概要



図-3.53 実験後に確認した充填状況

(2) 解析モデル

図-3.54 に解析モデルを、表-3.10 にパラメーター一覧を示す。充填空間の $5\text{m} \times 7\text{m} \times 0.5\text{m}$ を $0.175 \times 0.161 \times 0.125\text{m}$ の三次元格子（格子数：4,960）に分け、充填孔部分に充填速度相当の固定速度 (0.175m/s) を、到達孔部分には圧力 0 を設定した。マウンドが位置する部分には固定要素に定めるとともに、比較検討用にマウンドを設置しない条件を加えた 2 ケースの解析を実施した。初期の解析計算の安定性を考慮し、充填孔周り 50cm ほどの同心円内に可塑性グラウトが満たされた状態を初期条件とし、この範囲に実測シリンダーフロー約 100mm に対応する降伏応力となる 400N/m^2 のビンガム流体を、それ以外は周辺水としてニュートン流体を定めた。ここで、解析対象の実験は 2 月の積雪時に行われたもので、圧入中に熱電対で測定した可塑性グラウトの温度は 7°C 程度であった。実験に際して直接、ベーンせん断抵抗の測定は行っていないが、圧入中の可塑性グラウトの粘性変化は限定的で、解析の適用性を評価する上で結果の影響度は少ないと考え、計算負荷・時間を軽減するために粘性変化 (K_{hyd}) は考慮せずに解析にあたった。



起伏を含まない場合を加えて合計 2 ケースの解析を実施

図-3.54 解析モデル

表-3.10 入力パラメータの一覧（圧入空間内の起伏の影響）

格子	$dx=0.157\text{m}, dy=0.161\text{m}, dz=0.125\text{m}$
	$n_x=40, n_y=31, n_z=4$
可塑性グラウト (ビンガム流体)	$\tau_0=400\text{ Pa}$
	$\eta_y=1\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$K_{hyd}=-$ (粘性変化は考慮しない)
	$\eta'_{max}=1 \times 10^{+10}\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho=1,300\text{ kg/m}^3$
周辺水 (Newton 流体)	$\eta_0=0.001\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho_0=1,000\text{ kg/m}^3$

(3) 実験・解析結果

図-3.55 に起伏を含むシミュレーションで得られた可塑性グラウトの広がり過程を示す。初期の段階は充填孔を中心に同心円状に広がり、起伏の背面部への到達は遅れながらも全体が充填される様子が再現できた。図-3.56 には、温度センサー設置位置で確認した可塑性グラウトの到達時間（詳細は第 5 章を参照）と、これに対応する地点での到達時間を比較する。解析結果（白抜き）と実測値（黒塗り）とを比較すると、充填孔に対してマウンドの背面にあたる T15 では 8 分程度のかい離が見られるものの、全体としては両者が整合した結果となった。

図-3.57 には、5 分おきにゲージの指示値を目視記録した充填孔部分での圧力増分を解析結果と比較した。実測値における 0～5 分、25～30 分の一時的な圧力低下の理由は定かでないが、起伏の影響で見られる圧力の増加傾向の変化を解析結果は表現することができている。また、起伏あり、なしの解析結果の比較からは、今回設置した起伏の影響で、充填圧は 20% 程度上昇することが分かった。

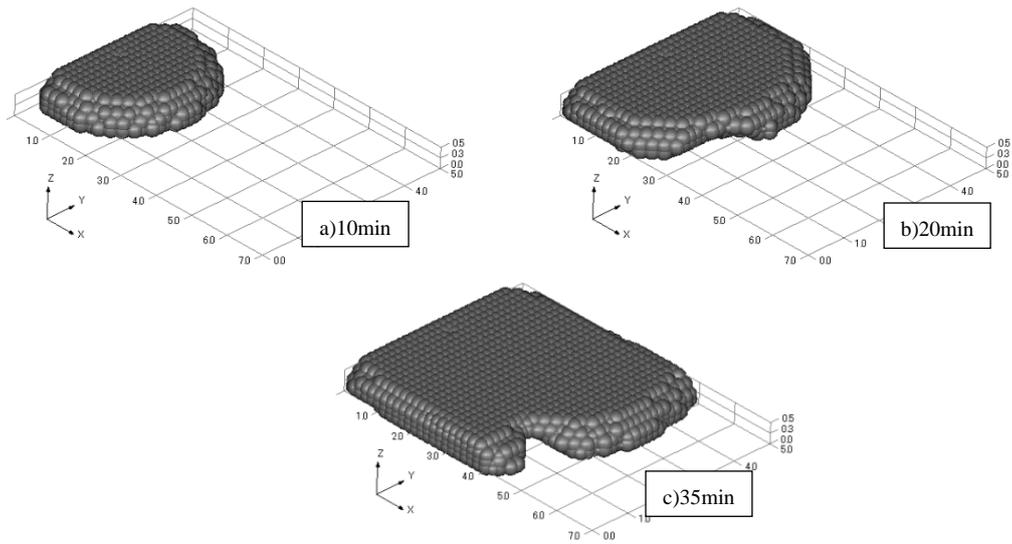


図-3.55 解析で得られた充填の進展（圧入空間内の起伏の影響）

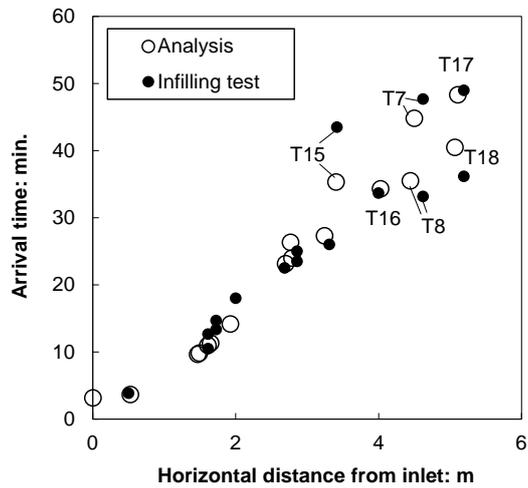


図-3.56 実測・解析による充填孔からの距離と到達時間の関係（圧入空間内の起伏の影響）

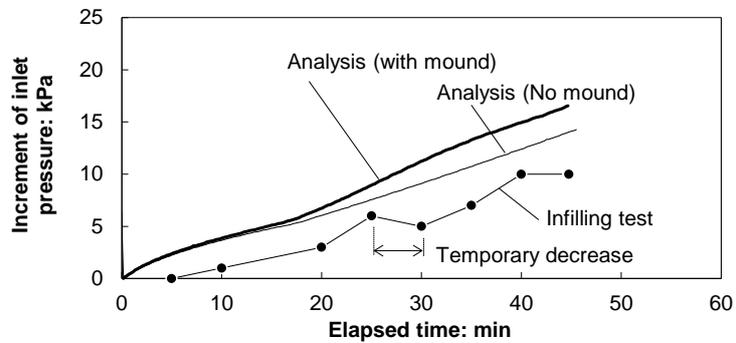


図-3.57 実測・解析による充填圧力の経時変化（圧入空間内の起伏の影響）

3.4.4. 粘性変化が影響する空洞充填のシミュレーション

(1) 実験概要

検討対象とする充填挙動は、沈埋トンネル基礎を可塑性グラウトで構築する計画に関して、適用性の確認を目的として実施したもので、詳細は第5章に示す。図-3.58に示す奥行1m、長さ10m、高さ0.45mの鋼製容器内に可塑状グラウトを充填した。

充填孔から充填を開始後は、可塑状グラウトは左右に均等にひろがり、鋼製容器左端に到達すると同時にそれまで解放していた水抜き孔を閉じ、最終的に右端に達するまで供給し続けた。全 4.5m^3 を67分、平均速度 $67\text{L}/\text{min}$ でほぼ一定速度で供給しながら、鋼製容器上面の5か所で圧力を計測した。試験終了後、可塑状グラウトが十分硬化した後に鋼製容器の蓋を取り外したところ、上面まで完全に充填された状況を確認できた（図-3.59）。

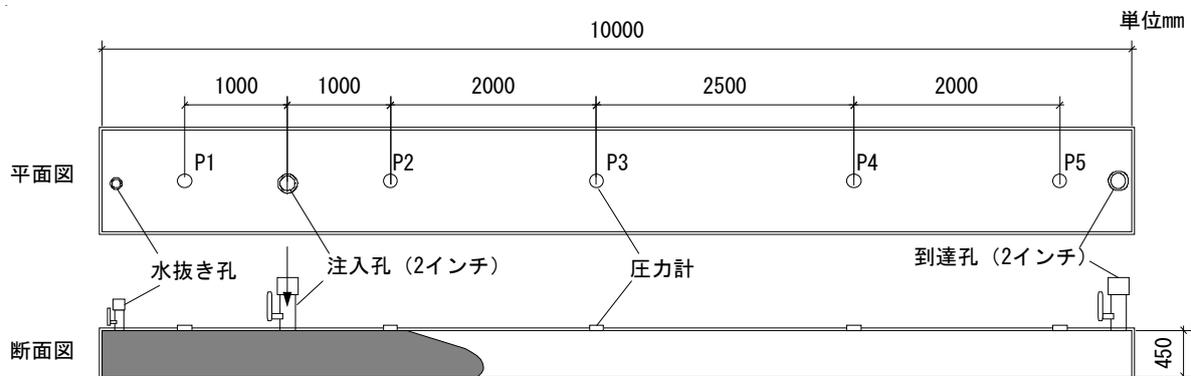


図-3.58 実験概要（粘性変化の影響）



図-3.59 充填実験（上：充填実験状況，下：硬化後の上面の状況）

(2) 解析モデル

図-3.60に解析モデルを、表-3.11にパラメーター一覧を示す。対称性を考慮し幅方向に半断面をモデル化した。 $0.18\text{m} \times 0.1\text{m} \times 0.056\text{m}$ の三次元格子を用い、各方向の要素数を $56 \times 5 \times 8 = 2,240$ と

した。充填孔に位置する場所に、試験と同等の速度を境界条件としてあたえ、鋼製容器との接触部分は非すべり境界とした。可塑性グラウトの粘性特性には充填後の経過時間に応じて降伏応力が増加する影響を考慮し、図-3.61(a)の特性（前出の図-3.13 中に示した S-OPC320 の水浸試料に対する測定結果）を引用して変化率 K_{hyd} を定め、図-3.61(b)を解析条件に設定した。

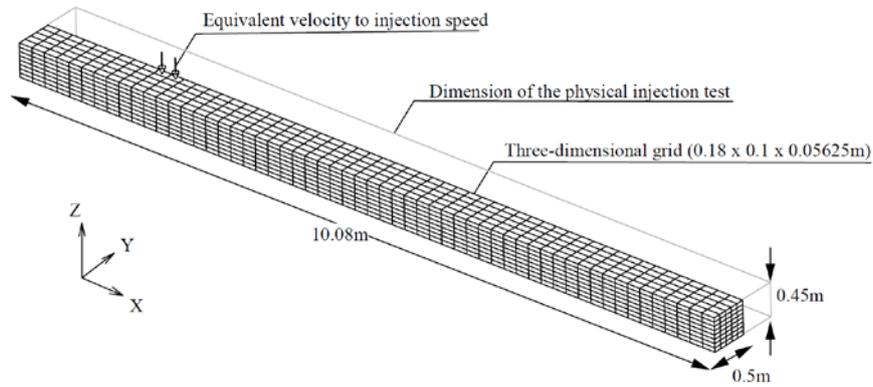


図-3.60 解析モデル（粘性変化の影響）

表-3.11 入力パラメータの一覧（粘性変化の影響）

格子	$dx=0.18\text{m}, dy=0.1\text{m}, dz=0.056\text{m}$
	$n_x=56, n_y=5, n_z=8$
可塑性グラウト (ビンガム流体)	$\tau_0=261\text{Pa}$
	$\eta_y=1\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$K_{hyd}=0.034\text{ min}^{-1}$
	$\eta'_{max}=1 \times 10^{+10}\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho=1,300\text{ kg/m}^3$
周辺水 (Newton 流体)	$\eta_0=0.001\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho_0=1,000\text{ kg/m}^3$

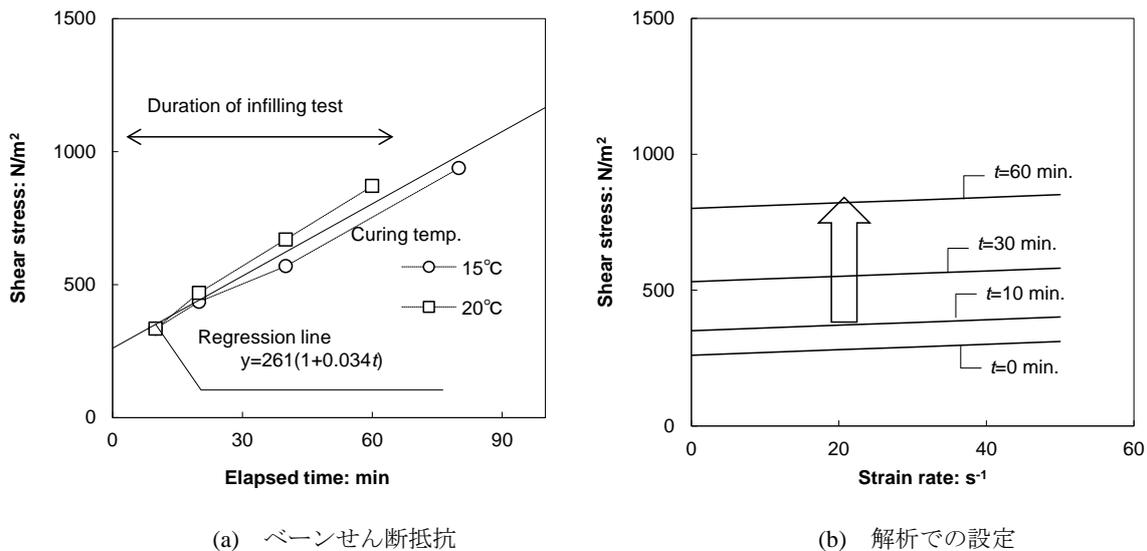


図-3.61 解析に反映したベーンせん断抵抗の変化

(3) 解析結果と考察

解析で得られた流動範囲の変化を図-3.62 に示す。鋼製容器内の三次元的な流動状況の変化を定性的に再現できていると言える。

鋼製容器体積に対して 50% 充填時、80% 充填時の圧力分布を図-3.63 に示す。解析結果の圧力値は、実験における圧力計の配置位置に対応した容器上面中央線上から抽出し、図中には実測値を合わせて示している。また、参考に、粘性係数の時間変化を考慮しない場合として $K_{hyd}=0$ とした解析結果も併せて示した。50%、80% 充填時ともに、解析結果は実測値を定量的に捕らえることができている。一方、 $K_{hyd}=0$ とした解析結果は明らかに圧力の分布を過少評価しており、流動状況の定量的評価において、粘性特性の時間変化を考慮することの重要性を示唆していると言える。

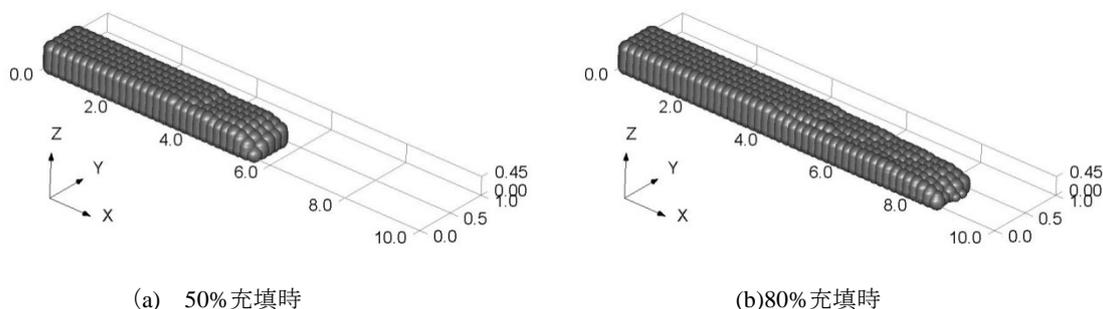
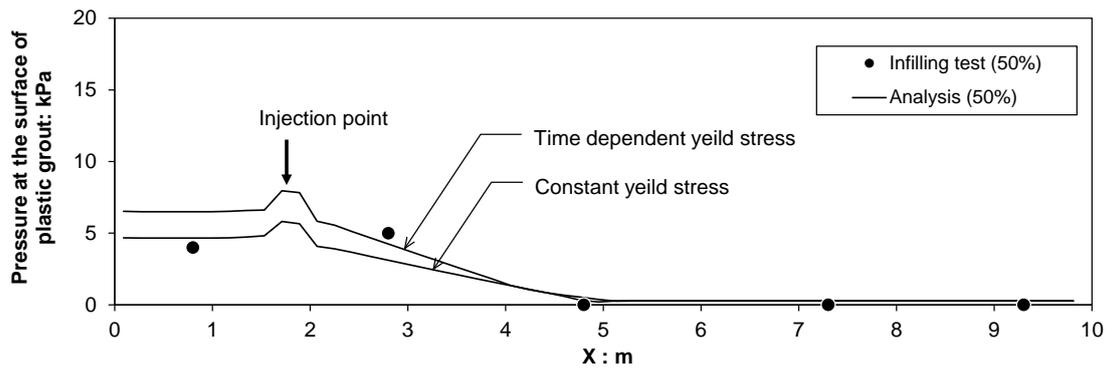
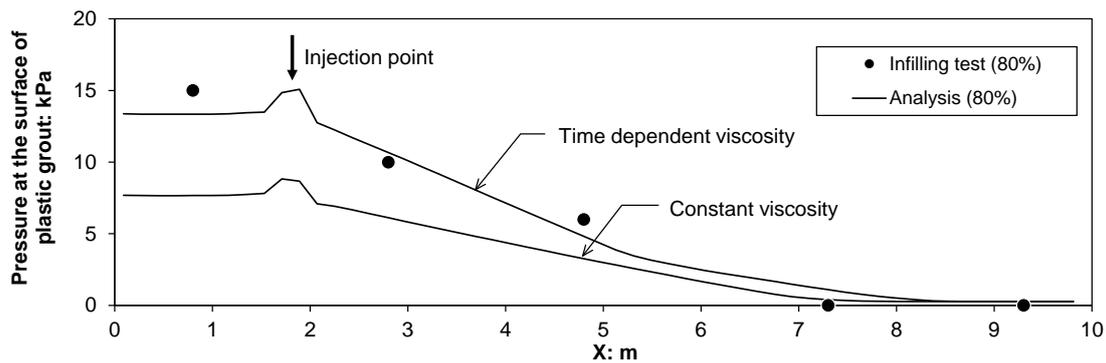


図-3.62 解析で得られた充填範囲の変化（粘性変化の影響）



(a) 50% 充填時



(b) 80% 充填時

図-3.63 鋼製容器上面での圧力分布（粘性変化の影響）

3.5. 結語

本章では、可塑性グラウトの粘性特性を対象とした配合試験を実施するとともに、これに基づき設定した可塑性グラウトの粘性モデルを提案した。また、そのモデルの妥当性をフロー試験、充填実験を対象とした数値シミュレーションの再現性に基づき判断した。これらを通して得られた知見を以下にまとめる。

- これまで可塑性グラウトの粘性評価で一般的に用いられてきたフロー試験では、経過時間を経て変形が頭打ちになることがあり、比較的規模の大きな充填の継続中の粘性変化を把握できないことになる。ミニチュアペーンで測定するせん断抵抗は、継続的な変化が把握できる点、力学特性を直接把握できる点が代替法として有効である。
- 回転粘度計の測定では、従来のセメントグラウトと同様に、可塑性グラウトはビンガム流体の特性を示す可能性が示された。
- 降伏応力をミニチュアペーンで得られるせん断抵抗に等価とみなしたビンガム流体として可塑性グラウトをモデル化することにより、実験で確認された可塑性グラウトの流動挙動、発生圧力を数値シミュレーションで再現できる。
- 可塑性グラウトの粘性は、配合、混合方法、温度に応じて経時的に増加する。数値シミュレーションにおいてこの粘性変化の空間的広がりを考慮することで、精度よく充填に要す

る圧入圧を再現できる。

- ・ すなわち、可塑性グラウトの粘性抵抗の経時的変化は、圧入圧をはじめとした充填挙動に影響を及ぼす。

3.6. 付録 | 数値シミュレーション

3.6.1. 解析手法

(1) 基礎方程式

流動挙動のモデル化にあたり、可塑状グラウトをせん断ひずみ速度と応力の関係に基づく流体材料として取り扱った。応力 σ_{ij} は、見かけの粘性係数 η' 、ひずみ速度テンソル V_{ij} 、圧力 P 、クロネッカーデルタ δ_{ij} ($i=j=1$ で 1, その他は 0) を用いて、式(A3-1)により表現される。

$$\sigma_{ij} = 2\eta'V_{ij} - P\delta_{ij} \quad (3A-1)$$

ここで、ひずみ速度テンソルは速度 u を用いて、式(3A-2)で表現される。

$$V_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3A-2)$$

オイラー場での加速度は、速度の時間変化と移流により式(3A-3)により表現される。

$$a_i = \frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = \frac{Du}{Dt} \quad (3A-3)$$

よって、運動方程式は密度 ρ を用いて式(3A-4)となる。

$$\rho \frac{Du}{Dt} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} \quad (3A-4)$$

式(3A-1), (3A-4)から重力項に代表される体積力 g_i を加えたオイラー場における運動方程式が速度、圧力からなる式(3A-5)により表現される。

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\eta' \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right) + g_i \quad (3A-5)$$

また、解析対象とする可塑性グラウト、周辺水は非圧縮と考え、式(3A-6)の連続式を採用する。

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3A-6)$$

式(3A-5), (3A-6)により三次元場において, 三方向の速度に関する方程式と連続の式により, 合計四つの方程式が成立する。各時間ステップにおける4つの変数である x, y, z 方向速度と圧力 P が特定できることになる。

式(3A-5)に出現する見かけの粘性係数 η' については, x, y, z 方向速度 u, v, w に対して式(3A-7)で特定される各格子でのひずみ速度に応じて, 式(3A-8)により特定する。

$$\dot{\gamma} = \sqrt{2 \left\{ \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right\} + \left\{ \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right\}} \quad (3A-7)$$

$$\eta' = \frac{\tau_f + \eta_y \dot{\gamma}}{\dot{\gamma}} \quad (3A-8)$$

(2) 流動領域の境界

本研究で対象とする可塑性グラウトは, 水への希釈がされにくい特性を持つ。解析においては, 両者の境界部分を明確にすることが不可欠であるため, この部分を数値処理する手法として CIP 法を導入した。本手法では, 任意の数値 F の分布を三次関数で数式化し, 各計算点での数値 F に加えて勾配 dF/dx_i を同時に移流させることを特徴とし, 急変部を含む F の分布の移流に適した手法と言える (図-3A.1)。グラウト境界部に対しては, カラー関数 ϕ を計算領域全体に定義し, 初期条件として設置した可塑性グラウト部には 1 を, 周辺水には 0 を定め, この分布を三次関数で数式化した後, 各ステップで得られた速度により移流させる。本検討では, 三次関数を更に \tan 関数で置き換え, ϕ の急変部形状の保持に有利な手法を合わせて適用した。

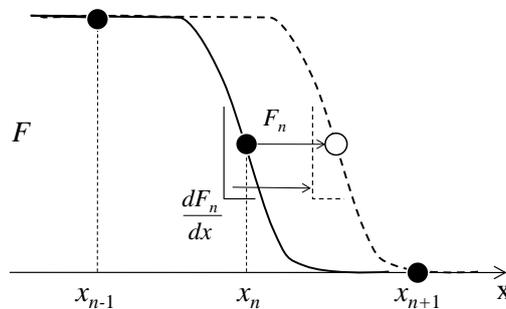


図-3A.1 CIP 法のイメージ

(3) 粘性変化

可塑状グラウトのせん断応力とそれに伴う粘性係数の時間変化を考慮するため、降伏応力 τ_f を、係数 K_{hyd} （単位時間あたりの物理量変化率）を用い式(3A-9)により表現した。

$$\tau_f = \tau_{f0} (1 + K_{hyd} (T - T_{hyd})) \quad (3A-9)$$

ここで、 T は充填開始からの経過時間、 τ_{f0} は経過時間 0 でのせん断応力、 T_{hyd} は各計算地点における充填材が充填された時刻を示す。

さらに T_{hyd} は充填範囲で空間的に分布し、数値的に特定する必要があるため、前項のカラー関数 ϕ とは独立して T_{hyd} に関する CIP 法を導入した。すなわち、初期状態では一様に $T_{hyd} = 0$ を与えた上で、充填孔部分には常に経過時間 T を与えながら各ステップで得られた速度により T_{hyd} を移流させる。この結果、充填材先端部から充填孔に向けて 0 からある経過時間に至る分布が把握できることになり、式(3A-8)への代入により見かけの粘性係数を特定することができる。

(4) 数値解析

表-3A.1 にパラメータの一覧、図-3A.2 に各物性の説明図を提示する。流動挙動の計算にあたっては、空間内に 3 次元格子を設定し、初期状態として可塑性グラウトが占有する部分、その周辺は空気、水のいずれかを想定する。

式(3A-8)による見かけの粘性係数 η' については、各格子での速度勾配に応じて特定するが、数値解析上はひずみ速度が 0 に近づけば η' が無限大となる。計算においては、便宜的にこの最大値 η'_{max} をパラメータとして定めた。

表-3A.1 入力パラメータの一覧

格子	dx, dy, dz	要素寸法 (m)
	n_x, n_y, n_z	解析領域各方向の要素数
可塑性グラウト (ビンガム流体)	τ_{f0}	初期降伏応力 (N/m ² =Pa)
	η_y	塑性粘性度 (Pa·s)
	K_{hyd}	単位時間あたりの降伏応力の変化率 (1/min)
	η'_{max}	初期粘性度 (Pa·s)
	ρ	密度 (kg/m ³)
周辺水・空気 (Newton 流体)	η_0	粘性係数 (Pa·s)
	ρ_0	密度 (kg/m ³)
時間ステップ	dt	時間 (s)

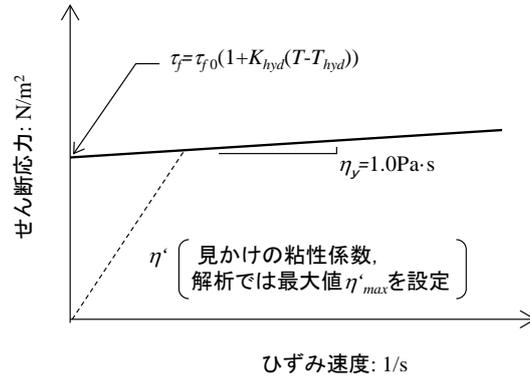


図-3A.2 各物性値の説明

数値解析手順は以下による。まず、式 (3A-5) において微分項を微小変位量で近似すると、経時的に計算を行う n ステップでの速度変化を式 (3A-10) で表現できる。

$$\frac{du_i^n}{dt} = -u_j \frac{du_i^n}{dx_j} - \frac{1}{\rho} \frac{dP^n}{dx_i} + \frac{1}{\rho} \frac{d}{dx_j} \left(\eta' \left(\frac{du_i^n}{dx_j} + \frac{du_j^n}{dx_i} \right) \right) + g_i \quad (3A-10)$$

式 (3A-10) は、以下のように段階的に近似計算することで、 $n+1$ ステップでの速度を特定できる。

$$u_i^{n*} = u_i^n - u_j \frac{du_i^n}{dx_j} dt \quad (3A-11)$$

$$u_i^{n**} = u_i^{n*} + \frac{1}{\rho} \frac{d}{dx_j} \left(\eta' \left(\frac{du_i^n}{dx_j} + \frac{du_j^n}{dx_i} \right) \right) dt \quad (3A-12)$$

$$u_i^{n***} = u_i^{n**} + g_i dt \quad (3A-13)$$

$$u_i^{n+1} = u_i^{n***} - \frac{1}{\rho} \frac{dP^n}{dx_i} dt \quad (3A-14)$$

また、式 (3A-6) は $n+1$ ステップの速度についても成り立つので、式 (3A-14) より、

$$\frac{du_i^{n+1}}{dx_i} = \frac{du_i^{***}}{dx_i} - \frac{1}{\rho} \frac{d}{dx_i} \left(\frac{dP^n}{dx_i} \right) dt \quad (3A-15)$$

となり、

$$\frac{du_i^{***}}{dx_i} = \frac{1}{\rho} \frac{d}{dx_i} \left(\frac{dP^n}{dx_i} \right) dt \quad (3A-16)$$

中の変数である P^n を特定できることになる。

解析境界部については、すべり、非すべり、速度固定などに応じて処理しながら、以上の計算を繰り返すことで、各時間ステップでの速度、圧力を特定できることになる。

3.6.2. 検証解析 | セメントグラウトのフロー挙動

(1) 検証対象

Bouvet et al.²¹ は、セメントグラウトを対象に高速度カメラを用いたフロー挙動の詳細調査と数値シミュレーションを行い、ビンガム流体でモデル化した降伏応力とミニコンフロー試験で得られたフロー値との比較により検証、考察を行っている。本検証解析においては、セメントグラウトのフローの進展を再現できたとされる参考文献の解析結果を比較対象とする。

図-3A.3 に解析モデルを示す。対象のフロー試験は、上部直径 70mm、下部 80mm、高さ 40mm のミニコン内にセメントグラウトを詰め、ミニコンを引き上げた後のセメントグラウトの流動半径により粘性特性を把握するものである。参考文献においては軸対称モデルによる二次元断面を解析対象としたのに対して、本研究では同図のように対称性を考慮した 1/4 領域の三次元空間を用いた。

試験に用いたセメントグラウトは水セメント比 0.37 (セメント密度を 3.15g/cm^3 として算定したセメントグラウト密度 1.64g/cm^3) で、ビンガム定数はミニフロー試験と漏斗試験により特定された。表-3A.2 に入力パラメータの一覧を示す。

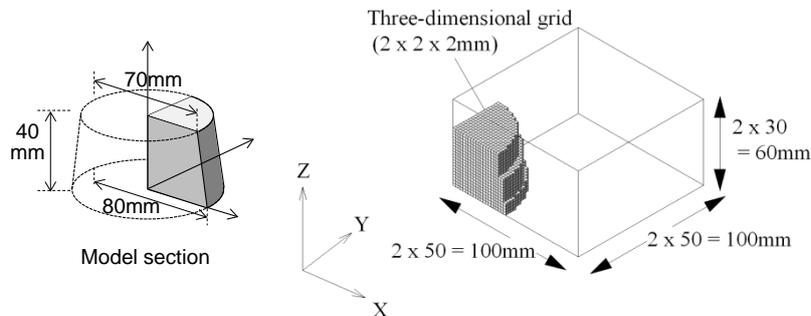


図-3A.3 解析モデル (セメントグラウトのフロー挙動)

表-3A.2 入力パラメータの一覧（セメントグラウトのフロー挙動）

格子	$dx=dy=dz=0.002\text{m}$
	$n_x=n_y=n_z=30$
可塑性グラウト (ビンガム流体)	$\tau_{y0}=20\text{ Pa}$
	$\eta_y=1.4\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$K_{hyd}=-$ (粘性変化は考慮しない)
	$\eta'_{max}=1\times 10^{+10}\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho=1,640\text{ kg/m}^3$
周辺空気 (Newton 流体)	$\eta_0=0.00001\text{ Pa}\cdot\text{s}$
	$\rho_0=1\text{ kg/m}^3$

(2) 解析結果

図-3A.4 にフロー開始後、0.05, 0.1, 0.2 秒後について、セメントグラウトの断面形状を示す。同図では、本解析結果を要素の着色で、参考文献の結果を実線で示している。両者はほぼ一致した結果が得られており、セメントグラウトの流動挙動と参考文献で用いられた解析手法に対する再現性が確認できた。

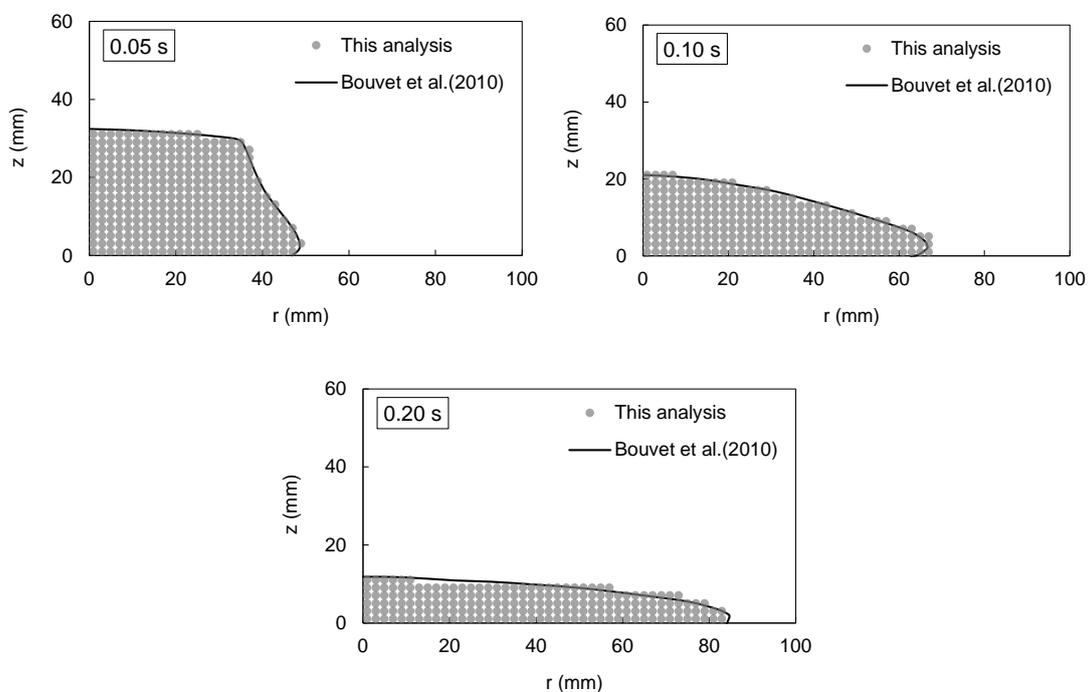


図-3A.4 解析結果（セメントグラウトのフロー挙動）

3.6.3. 検証解析 | 高流動コンクリートのフロー挙動

(1) 検証対象

解析モデルは、対称性を考慮し実際の試験の 1/4 部分を解析対象とし、一辺 10mm の立方体格子からなる 400mm×400mm×400mm の 3 次元空間を解析対象とした (図-3A.5)。スランプコーンの形状に応じた範囲はコンクリート材料を、その周辺は空気を初期状態で設定し、そのまま自重により流動する様子を経時的に再現した。

基本物性とスランプフロー値の関係を検討するにあたり、過去の文献²²を引用し表-3A.3 に示す物性値を定めた。

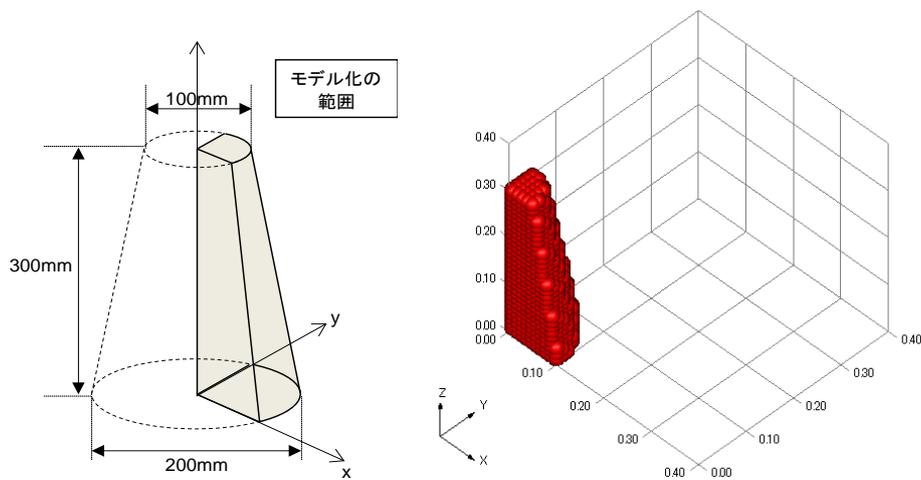


図-3A.5 解析モデル (高流動コンクリートのフロー挙動)

表-3A.3 入力パラメータの一覧 (高流動コンクリートのフロー挙動)

格子	$dx=dy=dz=0.01$ m
	$n_x=n_y=n_z=40$
可塑性グラウト (ビンガム流体)	$\tau_{f0}=160$ Pa
	$\eta_y=300$ Pa·s
	$K_{hyd}=-$ (粘性変化は考慮しない)
	$\eta'_{max}=1 \times 10^{+10}$ Pa·s
	$\rho=2,350$ kg/m ³
周辺空気 (Newton 流体)	$\eta_0=0.00001$ Pa·s
	$\rho_0=1$ kg/m ³

(2) 解析結果

図-3A.6には解析で得られたスランプフロー変化を示す。実際にスランプフローを測定する際には、スランプコン引き揚げ時の摩擦や部分的な流動拘束が存在するが、定性的には実際の挙動に見合ったスランプの広がりを解析結果で再現できている。また、先に挙げた文献に示された、塑性粘性係数 $300 \text{ N/m}^2\cdot\text{s}$ 、降伏応力 τ_{f0} は 160 N/m^2 に対するスランプフロー値 50 cm 程度 (半径 25 cm) にも整合した結果が得られている。

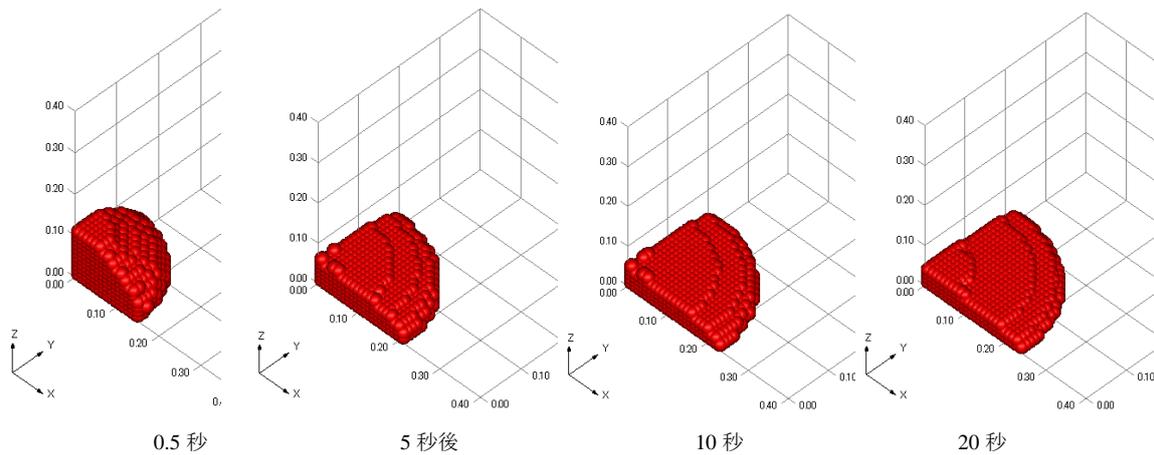


図-3A.6 解析結果 (高流動コンクリートのフロー挙動)

参考文献

- 1 野中英, 佐藤孝一, 金森誠治, 石口真実: “高粘性モルタルの流動性試験方法に関する基礎的実験”, 第 62 回土木学会年次学術講演会, 2007.
- 2 大谷崇, 藤原靖: “凝結遅延型ソイルセメントの凝結過程のモニタリングと品質管理”, 大成建設技術センター報, No.35, 2002.
- 3 宮崎良彦, 湯怡新, 酒井能具, 中園嘉治: “海上埋立におけるセメント混合浚渫土の有効利用事例”, 海洋開発論文集, Vol.18, pp.71-76, 2002.
- 4 増田貴之, 川村政史, 須々田幸治, 田村昌仁, 水谷羊介, 日比野信一: “モールドコアによる改良体の強度確認方法に関する一考察”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.639-640, 2004.
- 5 浦野信次, 根本浩史, 崎原康平: “高流動コンクリートの充てん性評価への流動解析手法の適用に関する研究”, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.1, pp.38-48, 2012.
- 6 遠山裕一, 国枝稔, 上田尚史, 中村光: “セメントモルタルの流動解析への CIP 法の適用”, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1423-1428, 2009.
- 7 三木五三郎, 下田一雄: “可塑性グラウト注入工法”, 日刊建設工業新聞社, 2001.

-
- 8 青木茂, 新村亮, 田中将希, 小西真治, 小島芳之, 佐藤豊: “無機系材料を用いた 1 液性可塑性のトンネル裏込め注入工法の開発”, 土木学会第 57 回年次学術講演会, pp.401-402, 2002.
 - 9 森田和宏, 日比野誠, 丸山久一: “モルタルの流動特性におよぼす細骨材表面水の影響”, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.937-942, 2001.
 - 10 齋藤富美夫, 永井哲, 馬場勇介, 笠井哲郎: “フレッシュモルタルのフロー値の経時変化に及ぼす増粘剤添加の影響”, 土木学会関東支部技術研究発表会講演集, Vol.32, No.5, pp.85-86, 2005.
 - 11 高橋宏治, 末岡英二, 安田正雪, 安武篤久: “シラスとフライアッシュを用いた低強度充てんモルタルに関する配合検討”, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1885-1891, 2005.
 - 12 日本コンクリート工学協会: “フレッシュコンクリートの力学モデル研究委員会 報告書”, 1996.
 - 13 高瀬慎介, 出雲淳一, 堤忠彦, 熊井規: “PC グラウト流体解析のフロー試験への適用に関する研究”, プレストレストコンクリート技術協会, 第 14 回シンポジウム論文集, pp.69-71, 2005.
 - 14 日本コンクリート工学協会: “フレッシュコンクリートの力学モデル研究委員会 報告書”, 1996.
 - 15 浦野信次, 根本浩史, 崎原康平: “高流動コンクリートの充てん性評価への流動解析手法の適用に関する研究”, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.1, pp.38-48, 2012.
 - 16 遠山裕一, 国枝稔, 上田尚史, 中村光: “セメントモルタルの流動解析への CIP 法の適用”, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1423-1428, 2009.
 - 17 水野恭男, 苗村康造, 松本淳之介: “深層混合処理工法による山砂の改良実験”, 第 23 回土質工学研究発表会, pp.2301-2304, 1987.
 - 18 野中英, 佐藤孝一, 金森誠治, 石口真実: “高粘性モルタルの流動性試験方法に関する基礎的実験”, 第 62 回土木学会年次学術講演会, 2007.
 - 19 谷川恭雄, 森博嗣, 筒井一仁, 黒河善幸: “フレッシュコンクリートのレオロジー一定数の簡易推定方法”, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.1, pp.493-498, 1987.
 - 20 三木五三郎, 下田一雄: “可塑性グラウト注入工法”, 日刊建設工業新聞社, 2001.
 - 21 Adrien Bouvet, Elhem Ghorbel and Rachid Bennacer: “The mini-conical slump flow test: Analysis and numerical study”, *Cement and Concrete Research*, Vol.40, pp.1517-1523, 2010.
 - 22 浦野信次, 根本浩史, 崎原康平: “高流動コンクリートの充てん性評価への流動解析手法の適用に関する研究”, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.1, pp.38-48, 2012.

第4章 捨石マウンドを対象とした間隙注入の検討と適用

4.1. 序論

本章では、間隙注入に関する大規模施工の取り組みとして、発電所施設における捨石護岸の補強工事を取り上げる。

捨石マウンドは、護岸基礎として粗石・巨石を盛り立てて構築するもので、空港や港湾、プラント・発電施設等で多用されている。本研究が扱う発電所放水施設下の捨石マウンドに関しては、巨大地震の作用を想定した沈下、変形抑止策が検討・計画され、捨石の間に水中モルタルを打設し固化改良する方法が採用された。この時、水中モルタルを捨石マウンド前面の海域へ流出させないために、先行して充填領域外周を可塑性グラウトで注入改良し、透過性を低減する方法（低透過壁の構築）を考案した（図-4.1 参照）。このような注入改良は、2009年の検討時点で報告事例がなかったことから、個々の改良体が意図した箇所に概略球形に形成されるとともに、隣接する箇所からの注入で固化体の一体性を確保できるかについて実証検討にあたった。また、可塑性グラウトに適した施工・管理装置を導入した上で、捨石マウンド補強工事に適用した。

本章では、適用に向けた小規模・実規模の実験検討と実施工での施工・管理方法と結果を詳述する。また、実験、施工で確認された注入圧データを考察し、6章における配合検討、施工管理に資する、注入圧の評価・予測法を提示する。

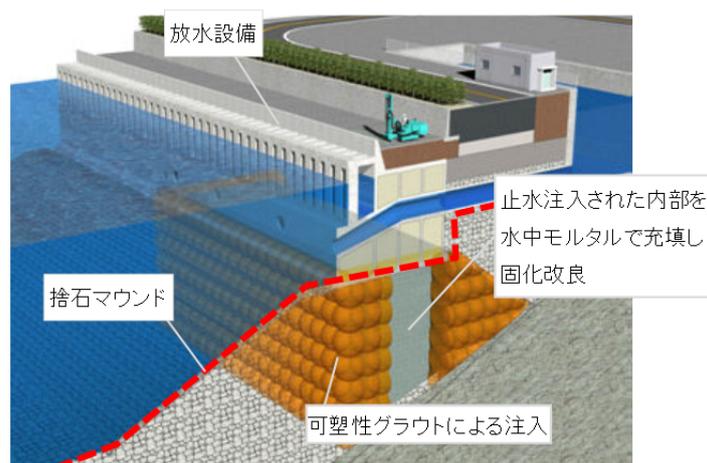


図-4.1 捨石マウンドにおける止水注入（文献1に加筆）

4.2. 施工に向けた実験検討

4.2.1. 検討対象と配合

第2章に詳述した通り、可塑性グラウトは、当初はシールドの裏込め注入を目的として利用され、その後、地盤内や建物基礎直下の空洞充填に活用する事例が複数報告されている。これに対して、本検討においては充填対象が捨石マウンドの間隙となる。

前出の図-4.1には、検討対象となる捨石マウンドの適用概要を示した。捨石マウンドの沈下・変形抑止策としての施工にあたって、まず、改良領域外周部に概略球形となる可塑性グラウト注入を繰り返し、低透過壁を構築する。その後、低透過壁で囲まれた領域内部には、流動性の高い水中モルタルを打設し、捨石マウンドの間隙を充填する。事前に低透過壁を構築しない施工を実施した場合、

- ・ 水中モルタルが捨石マウンド前面に流出し、海域を汚染する恐れがある。
- ・ 改良領域外に流出する水中モルタルを、必要量に対する割増分として加算せねばならない。コスト増大につながる。

また、水中モルタルの流出を防止するために、捨石を貫通する鋼管を打設する既存の工法を活用し、鋼管壁を設置する方法も考えられるが、工費・工期がかかること、施工振動による既存施設への影響が懸念されることから採用には障害がある。

低透過壁の構築にあたっては、注入中は過大な圧を要することなく捨石マウンドの間隙に浸透し、注入終了後は間隙に留まり、固化することが求められる。溶液型薬液やセメントミルクでは間隙の大きな捨石マウンド中ではこのような施工を実現できないが、第3章で明らかにした可塑性グラウトの性状はこうした技術的要求事項に合致すると考えられる。

以降の実験、実施工では、第3章に示した配合のうち水ガラス系配合（高炉スラグ）のS-BB320（表-4.1）を用いた。

表-4.1 注入実験と施工で利用した可塑性グラウトの配合（S-BB320）

	材料名	添加量	単位	配合量	合計
A液 セメント ミルク	高炉セメントB種	320	kg	410L	1m ³
	B液	60	L		
	遅延剤	2	L		
	水	246	L		
B液 可塑性溶液	ベントナイト	45	kg	570L	
	水	552	L		
C液 可塑性溶液	3価水ガラス	20	L	20L	

室内試験結果：

密度： 1.25g/cm³
シリンダーフロー： 125mm（目標値：100±20mm）
一軸圧縮強さ： 1.57N/mm²（目標値1.0N/mm²以上）

4.2.2. 小規模注入実験

検討に際してまず、可塑性グラウトが対象地盤中に概略球形に広がり固結することを確認するため、実スケールで見込む寸法を縮小して注入実験を行った。

(1) 実験概要

実験用の注入地盤は、地下ピット内に仕切り板を設けて準備した幅 3.2m、奥行き 2.8m、深さ 2.0m の土槽に粗石・巨石を投入して作製した（図-4.2，図-4.3）。事前に採寸した巨石の最小粒径は 150mm，最大粒径は 380mm で，片対数軸上の粒径加積曲線を直線で仮定した 10%通過率 D_{10} ，60%通過率 D_{60} による均等係数は $U_c = D_{60}/D_{10} = 262\text{mm}/165\text{mm} = 1.59$ となり，均等な粒径を持つ。ロックフィルダムのロック材を対象とした関係式²からは，間隙比 e は $0.88U_c^{-0.184} = 0.88 \cdot 1.59^{-0.184} = 0.80$ となり，間隙率は概算で 44%となる。直径 50mm の鋼製パイプを注入管として，下端が土槽平面，深さ方向で中央に位置するよう，粗石・巨石投入の際に設置・固定した。その後，注入実験に先立ち水浸させた状況を図-4.3 写真に示す。

注入速度を一定に保つ定速管理を前提とし，縮小実験であることから 30L/min（施工で見込む半分）で注入した。深さ 2.0m の土槽内で上下 15cm のクリアランスを残す直径 1.7m の改良の造成（体積 2.6m^3 ）を計画し，間隙分を満たす体積 1.2m^3 （上記間隙率 44%に基づき算定）を 40 分で注入し，この間，注入管に取り付けた圧力ゲージの指示値を目視で読み取った。その後，一晚養生したのち，実験地盤を解体しながら可塑性グラウトの広がり状況を直接確認した。

なお，間隙注入での注入圧は対象地盤の有効応力の低減を招き，地盤変状を生じる要因となる。一方，実験用に土槽内に準備した地盤は，以下の 2 点について一般的な施工条件と相違する。

- ・ 注入領域より上に土被りを設けていない。
- ・ 注入領域側面・底面で土槽により変位拘束されている。

前者は注入に際して地盤変状を起こしやすい厳しい条件であり，実験的には安全側の設定となる。逆に後者は拘束を高める分，地盤変状に対する地盤抗力を過大に見込む。本章で扱う捨石護岸での施工のように土被りが数 m 以上ある一般的な条件と異なり，地表面付近で注入改良を行う際の安定性は，本実験では厳密には再現できていないことに注意を要する。

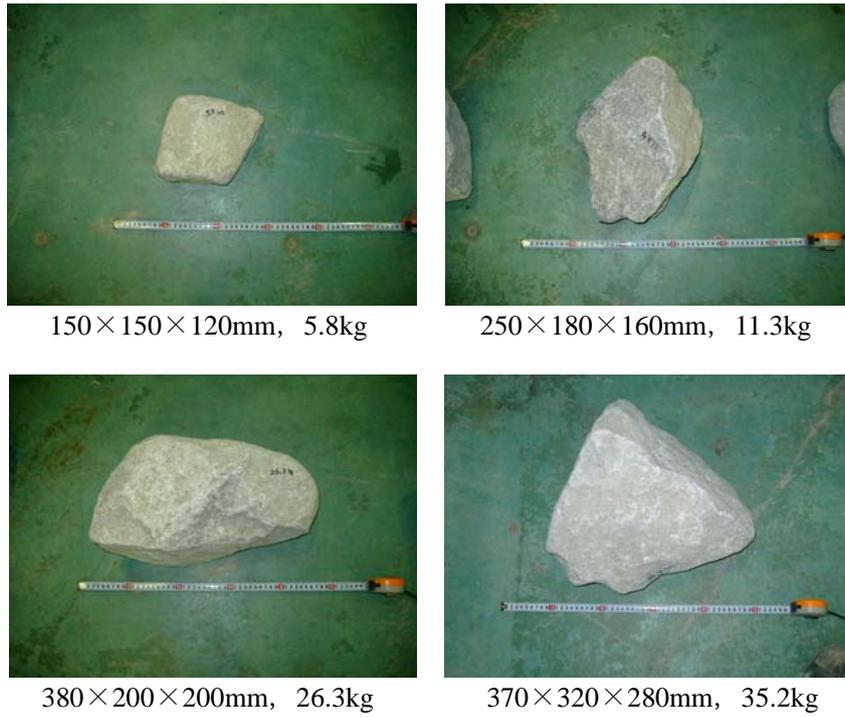


図-4.2 実験に用いた巨石（小規模注入実験）

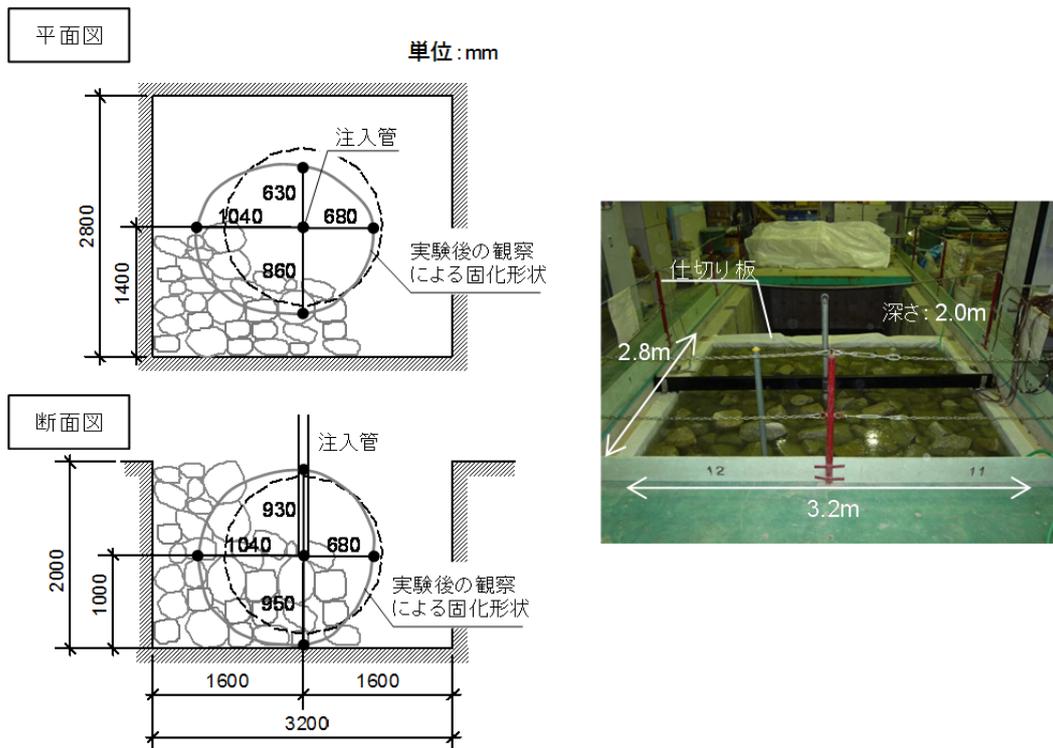


図-4.3 実験概要（小規模注入実験）

(2) 実験結果

図-4.4 に注入速度，注入圧の経時変化を示す。計画の注入速度を確保しながら，注入圧は当初 40kN/m^2 であったものが 10 分後に微増して 50kN/m^2 となり，注入完了まで安定した状態が保たれた。

図-4.5 には，注入完了時点とその後の観察状況を示す。(a)注入完了時点は，周辺に濁りをきたすことなく，間隙が充填されたことを示している。(b)の観察状況からは，注入改良により巨石が一体化された状況を確認した。前出の図-4.3 中には，観察を通して記録した概略の注入形状を示す。吐出地点からの偏りは見られるものの，概略球形になることが確認できた。上下 2 方向，水平 4 方向の注入半径は，平均で 848mm となり，この半径から算定できる球体体積 $2,553\text{L}$ と，実績の注入体積 $1,200\text{L}$ より注入率（注入対象土量に対する注入量の割合）は 47% と特定された。概算で算定した間隙率（注入対象土量に対する間隙の割合， 44% ）と同等以上であることから，目視の通り間隙全体が満たされたことが裏付けられた。

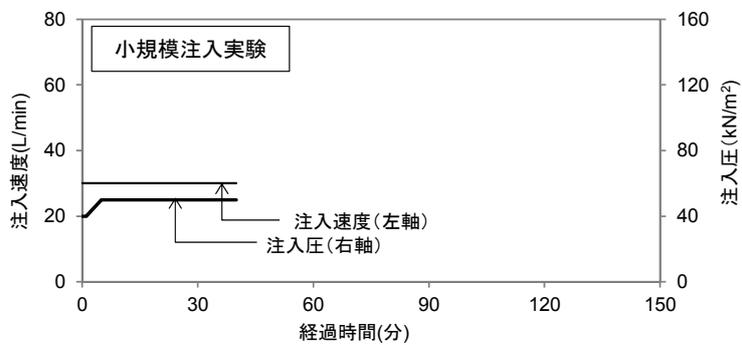


図-4.4 注入速度，注入圧の経時変化（小規模注入実験）

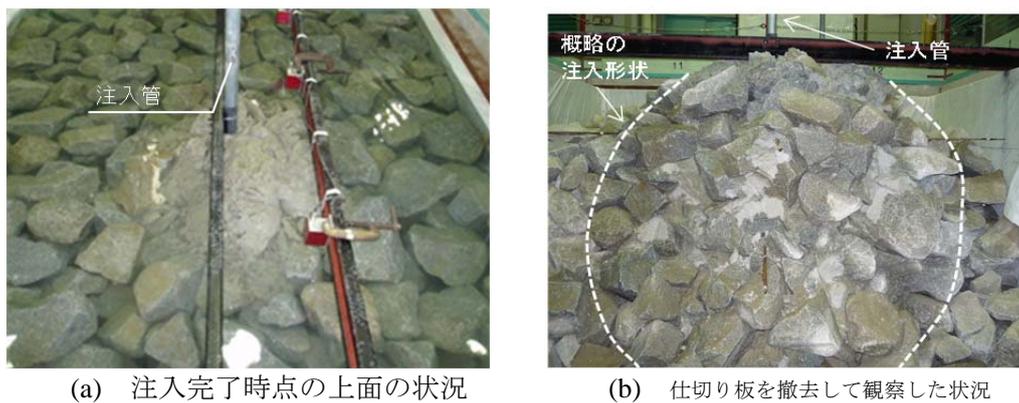


図-4.5 注入実験後の観察（小規模注入実験）

4.2.3. 実規模注入実験

施工においては、注入孔を一つ飛ばしに先行注入した後、その間を後行注入していく手順（後述の図-4.26、図-4.27 参照）を前提に計画する。本実験では、隣接する注入による改良状況を確認した。

(1) 実験概要

図-4.6 に実験に用いた巨石の例を、図-4.7 に実験概要を、図-4.8 に準備状況を示す。直径 4.8m の水槽内に、捨石マウンド材にあたる粗石・巨石を投入した。事前に粒径を採寸したところ、最少で 200mm，最大で約 600mm となり，片対数軸上の粒径加積曲線を直線と仮定した 10%通過率 D_{10} ，60%通過率 D_{60} による均等係数は $U_c = D_{60}/D_{10} = 387\text{mm}/223\text{mm} = 1.73$ となり，均等な粒径を有する。間隙比は前出の小規模実験と同様に $e = 0.88U_c^{-0.184} = 0.88 \cdot 1.73U_c^{-0.184} = 0.80$ となり，間隙率は概算で 44%となる。可塑性グラウトの配合は前出の表-4.1 を用い，先行注入，後行注入用の注入管（ポリ塩化ビニル管 $\phi 100\text{mm}$ ）を 2.5m の離隔で巨石の投入時に設置した。ここで，実際の後行注入は，先行注入で挟まれた部分となるが，ここでは実験規模を過大にしないため，先行注入と水槽側壁に挟まれた位置に配した。実験に際しては，水を張った上で，先行注入として直径 3.0m の改良体に相当する量 6.2m^3 （上記間隙率 44%に基づき算定）を，後行注入では水槽壁面で注入領域が制限されることを踏まえて 25%減じた体積を，それぞれ施工で利用するポンプ能力に基づき 60L/min で注入した。小規模注入実験と同様に，注入中は注入管上部の圧力ゲージの指示値を目視記録するとともに，継時的な注入範囲の広がり把握するために，先行注入管下端から上下 2 方向，水平 4 方向に 50cm 間隔で温度センサー（熱電対）を設置し，水和反応により高めとなる可塑性グラウトによる温度変動を計測した。注入終了後は，水を排出したのち，水槽側壁を撤去しながら改良状況を目視確認した。



図-4.6 実験に用いた巨石（実規模注入実験）

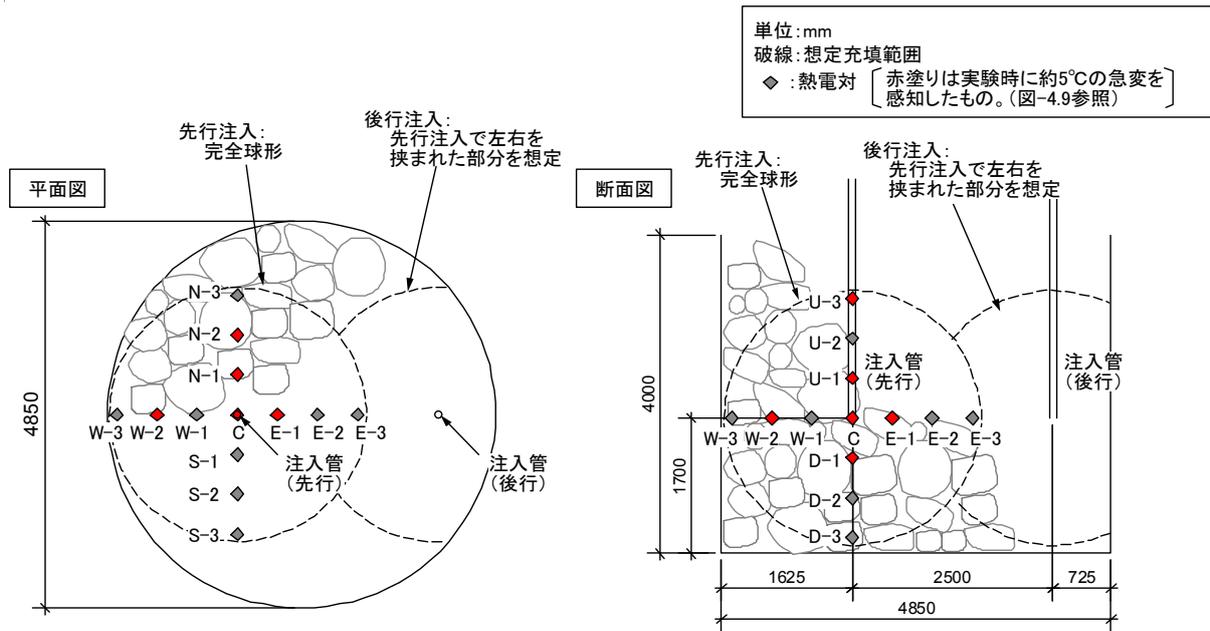


図-4.7 実験概要 (実規模注入実験)

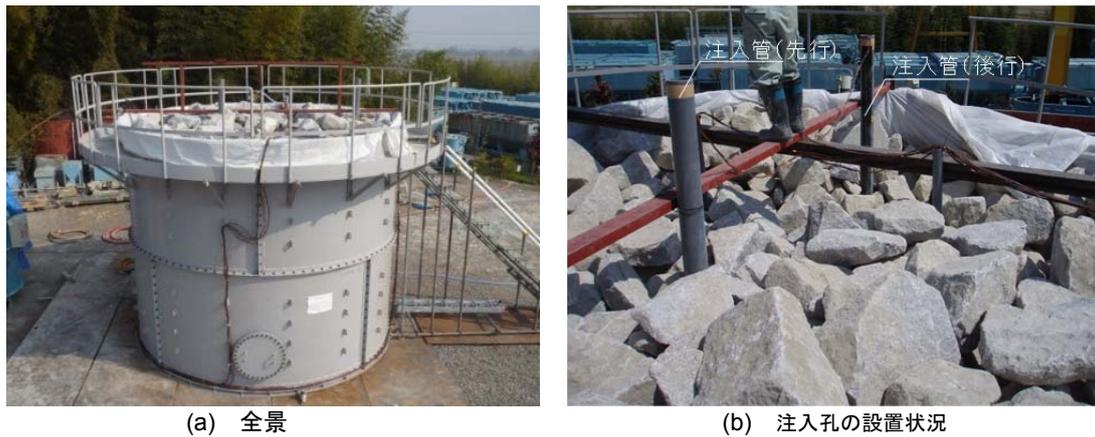


図-4.8 実験準備状況 (実規模注入実験)

(2) 実験結果

注入状況

図-4.9 に先行注入での温度の測定結果を示す。同図中に付記した可塑性グラウトの温度変化(注入開始時にバケツに取り置きしたもので測定)は、当初は水温と同じ 15°C程度であったが、直後から上昇し先行注入を継続した約 100 分後で 25°C程度に達した。巨石中の温度については、全 19 点の計測地点のうち、8 地点で 5°C程度の明瞭な温度上昇が確認され(図-4.9 中の赤線、測定位置は前出図-4.7 の赤塗り地点)、それ以外の地点では、なだらかな温度上昇となった(図中の黒線)。明瞭な温度上昇が確認できなかった要因としては、後述のように間隙内に未充填部が残っていた

ことから、熱電対が直接、可塑性グラウトに接していなかった可能性が考えられる。水谷らの検討³では、可塑性グラウトの到達を判定するために電圧変化による手法を検討した。僅かなアルカリ分変化等に測定値が反応するため高い精度は期待できないが、大まかな注入範囲の把握には有効であるとしている。本研究で採用した手法は、周辺水と可塑性グラウトの温度に適度な差が生じることが前提となるが、電圧変化による手法と同等に計測方法として有効であるものと考えられる。

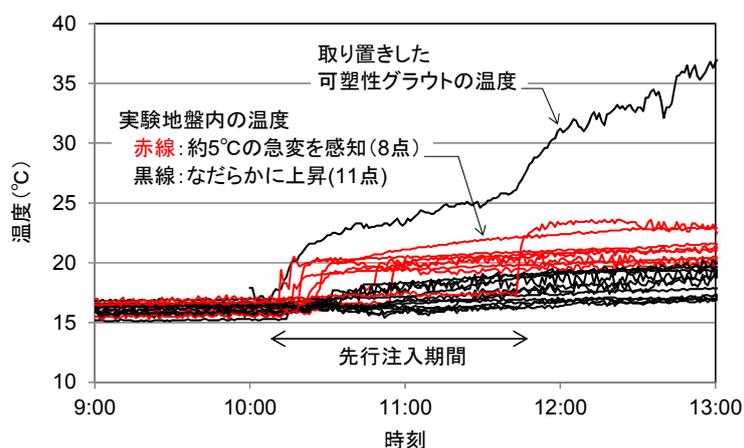


図-4.9 試験中に測定された温度変化（実規模注入実験）

明瞭な温度上昇が確認できた上記 8 地点での可塑性グラウトの到達時間を図-4.9 の急変時点として、注入地点からの距離と到達時間の関係にまとめたものを図-4.10 に示す。ここで図中に示した実線は、可塑性グラウトが巨石の間隙を伝わりながら、全体として球体で広がることを前提とした計算値である。到達時間は注入率に依存するが、3 水準 (0.4, 0.35, 0.3) を設定した。注入地点からの距離と到達時間の関係は実験値と計算値で整合しており、可塑性グラウトが概ね球形に広がったことを示している。また、本関係から注入率は 35~40%程度であったと判断され、小規模注入実験結果の 47%に比べて小さくなっている。前述したとおり巨石の間隙率は概算で 44%であることから、間隙に対する充填率（間隙のうち充填された体積の割合、注入率/間隙率で算定）は 80~90% (=35/44~40/44) であったと見込まれる。

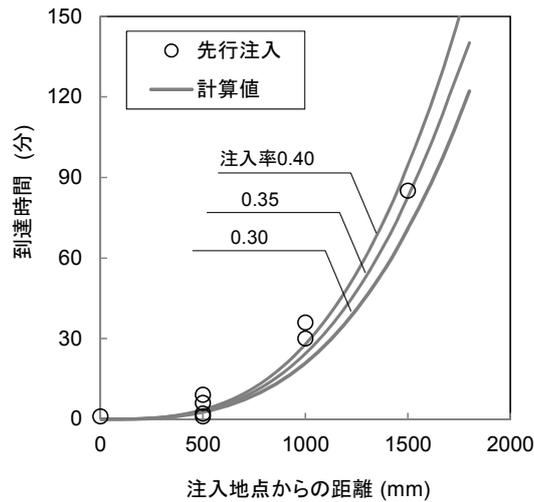


図-4.10 注入孔からの距離と到達時間の関係（実規模注入実験）

先行注入での注入速度と注入圧の経時変化を、図-4.11 に示す。後行注入についてはほぼ同じ経時変化を示したことから、ここでは提示しない。開始直後の 5 分は計画の半分の注入速度で安定性を確認した上で、その後は実施工で計画する注入速度 60L/min を確保した。注入圧は開始 40 分程度まで 90kPa を保持したがその後は上昇し、終了時には 125kPa になった。小規模注入実験での測定結果に対する差異、注入中の上昇量については「4.3 注入圧の理論検討」で考察を加える。

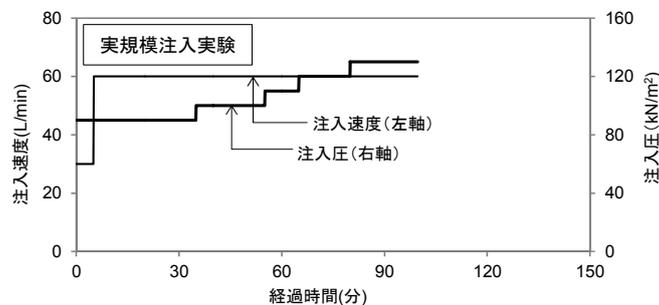


図-4.11 注入速度、注入圧の経時変化（実規模注入実験）

事後確認

図-4.12 には解体作業中に記録した各断面（水平面）での注入範囲のスケッチを、図-4.13 には解体時の観察状況を示す。注入改良されたことにより巨石が一体化した状況、特定高さに可塑性グラウトが滞留した状況が確認できた。巨石の間隙を詳細観察すると図-4.13 (c)のように未充填部が存在し、100%に満たなかったと見られる間隙への充填率と整合した状況が確認された。

間隙への充填率が 100%に満たない点については、未充填部が連続して透過経路になるとは考えにくいこと、溶液型の注入薬液を用いた砂質土に対する注入改良では、本実規模注入試験結果と同等の充填率 90%で計画される⁴ことから、適用上問題はないと判断された。以上より、実施工においては注入孔の離隔を水平・鉛直方向に 2.5m 以内とし、直径 3.0m の改良体相当の可塑性グラ

ウトを注入することを決定した。

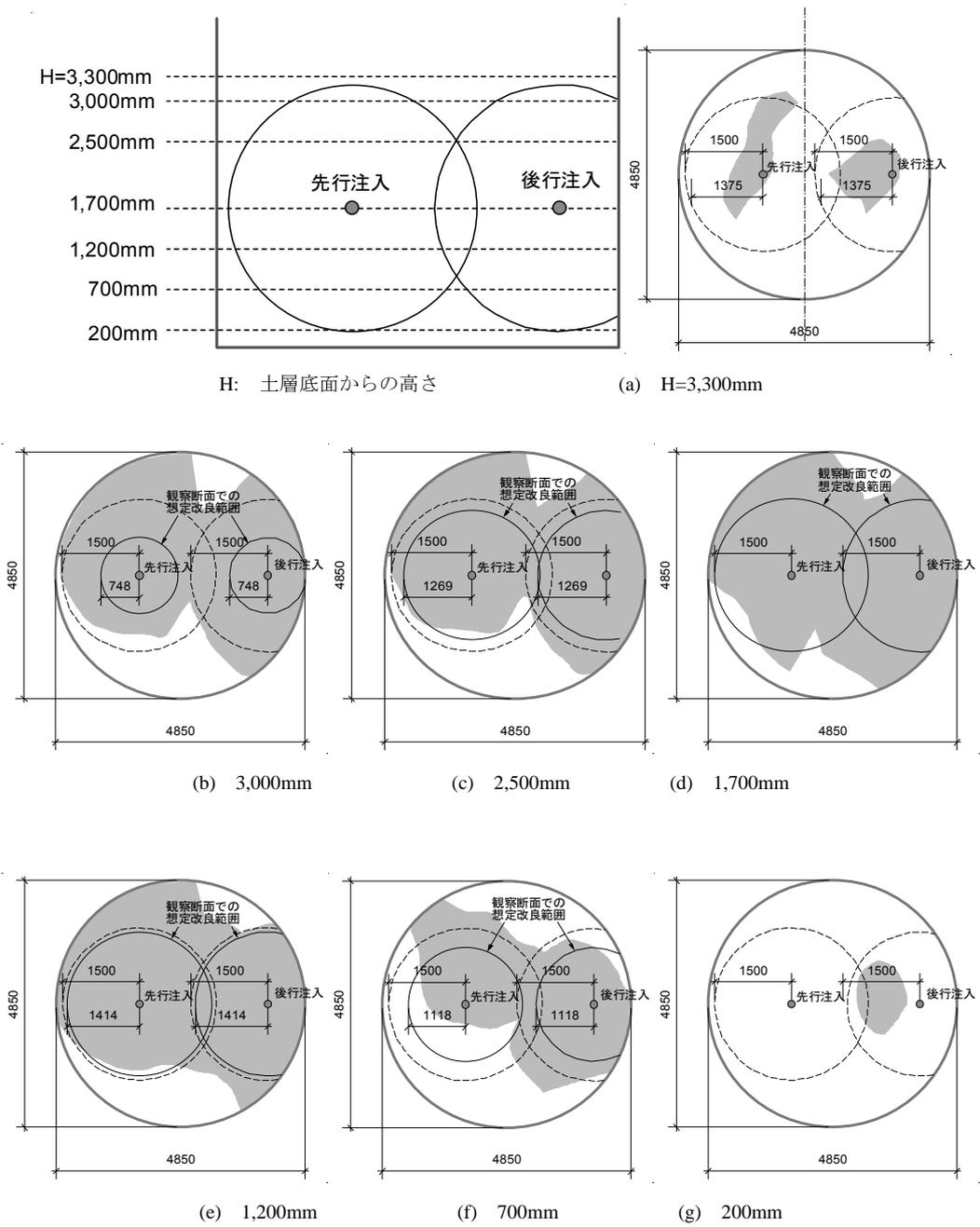


図-4.12 注入範囲の観察スケッチ（実規模注入実験）



(a) 表面の巨石を撤去した状況



(b) 解体途中に確認した状況



(c) 間隙に残された空洞

図-4.13 注入実験後の観察（実規模注入実験）

4.3. 注入圧の検討

本項では、前記の2つの充填実験、及び他の研究で得られた注入圧を考察する。

4.3.1. 注入圧の算定式

第3章で明らかにしたとおり、可塑性グラウトの粘性特性がビンガム流体でモデル化できることを考慮し、注入圧の算定式においては下記の特性を反映する。

- ・ 間隙中の可塑性グラウトは、注入圧力が加わらない状況や低い注入圧力ではそのまま滞留し、一定の圧力勾配（降伏圧力勾配を定義： i_c ）を超えると注入が進展（浸透）する。
- ・ 浸透速度は、圧力勾配と降伏圧力勾配の差に比例する。

同様の特性は、セメントグラウトを対象とした検討で、Honma and Kamash⁵により実験的に適用性が確認されている。

上記特性に基づき浸透速度 v は以下の式で表現できる。

$$v = K(i - i_c) = K(dP/dr - i_c) \quad (4-1)$$

$$q = Av \tag{4-2}$$

ここで、

- v : 浸透流速 (m/s)
- K : 注入係数 (m²/kPa·s)
- i : 圧力勾配 (kPa/m)
- i_c : 降伏圧力勾配 (kPa/m)
- P : 圧力 (kN/m²)
- r : 半径 (m)
- q : 注入速度 (m³/s)
- A : 注入面積 (m², 本検討では球状, 円盤状の改良を想定。図-4.14 参照。)

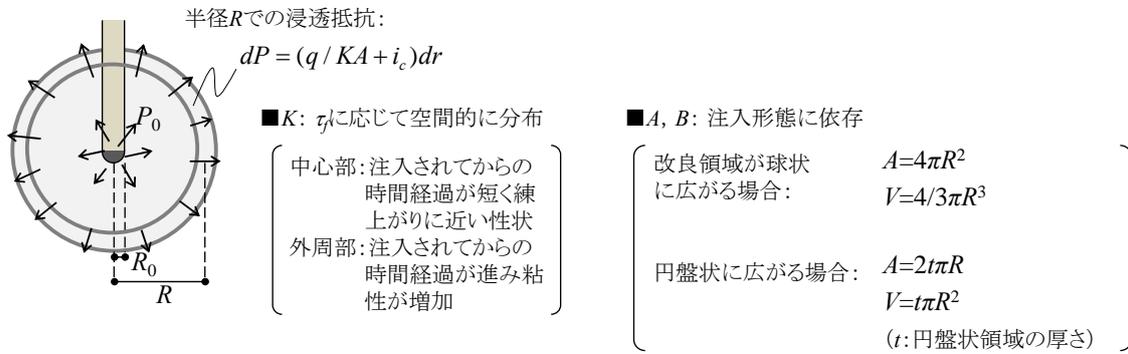


図-4.14 注入圧算定式の基本

このうち K, i_c は、対象地盤の空隙スケールや可塑性グラウトの粘性に応じて決まる係数と位置付けられる。第3章で検討した通り、可塑性グラウトは注入の継続期間に時間依存的に粘性が変化することから、図-4.14に示す通り K, i_c は空間依存的に分布するものと考えられる。本式を変形すると、式(4-3)、式(4-4)のようになる。

$$K(dP/dr - i_c) = q/A \tag{4-3}$$

$$dP = (q/KA + i_c) dr \tag{4-4}$$

K の空間分布を考慮した上で、式(4-4)を浸透方向に積分することで、注入吐出部の圧力 P_0 (注入圧) を算定することが出来る。

式(4-4)は注入速度 q と浸透面積 A に依存する項 (第1項) と、降伏圧力勾配 i_c に依存する項 (第2項) からなる。そこで、注入圧 P_0 の経時変化に対するそれぞれの項の影響度を確認するため、球状に広がる場合を対象に2つの試算結果を図-4.15に示す。ここでは、2つの試算条件は、第1項あるいは第2項が各々支配要因になった場合として、

- ・ 残りの項の影響を排除するため $i_c=0$ あるいは $K=\infty$ を設定

- ・ 経過時間 20 分で同水準の注入圧となるようにパラメータを調整している。本結果より以下のことが言える。
 - ・ 第 1 項が支配的な場合、注入開始直後の圧力増加が顕著となり、その後の増加は限定的となる。これは、第 1 項が含む注入面積 A が注入半径 R の 2 乗の関数であることによる。
 - ・ 第 2 項が支配的な場合、第 1 項が支配的な場合と比べて、注入開始直後の圧力増加は少ない反面、経過時間に応じた圧力増加の割合は大きくなる。これは i_c が注入半径によらず一定値で、注入領域の拡大に応じて注入圧増加に寄与することによる。
- 次節では、実験で得られた注入圧に対してフィッティングを行い、パラメータの同定を試みるが、各結果に対して上記第 1 項、第 2 項の特性に応じて K 、 i_c が一義的に定まることになる。

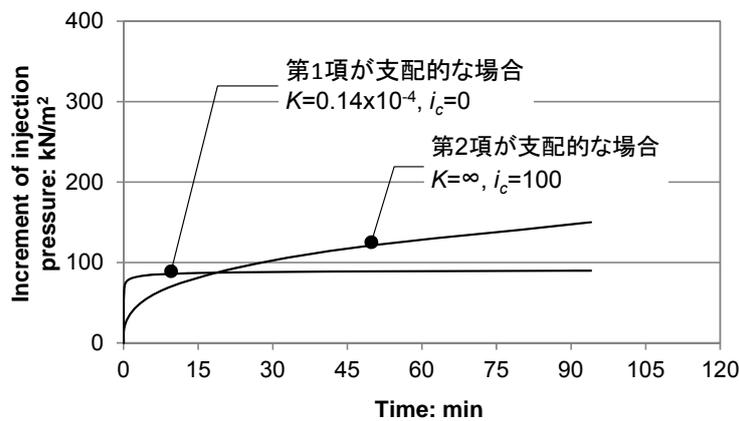


図-4.15 注入圧 P_0 の経時変化に対するパラメータの影響

4.3.2. パラメーターの検討

注入条件に応じて予測値としての注入圧 P_0 を算定することを目的に、ここで二つのパラメーター K 、 i_c の同定を試みる。

まず、式(4-4)中の K が r に依存せず一定との前提で注入半径に対する P_0 の理論算定式を導出する。注入領域の半径 R 、注入孔半径 R_0 に対して、球状に広がる注入の場合、注入範囲中心の圧力で定義される注入圧 P_0 は、

$$P_0 = \int_{R_0}^R dP = \int_{R_0}^R \left(\frac{q}{4\pi K r^2} + i_c \right) dr = \frac{q}{4\pi K} \left(\frac{1}{R_0} - \frac{1}{R} \right) + i_c (R - R_0) \quad (4-5)$$

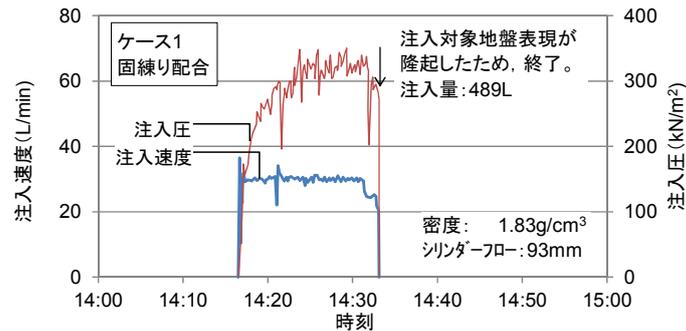
円盤状に広がる注入の場合、

$$P_0 = \int_{R_0}^R dP = \int_{R_0}^R \left(\frac{q}{2t\pi K r} + i_c \right) dr = \frac{q}{2\pi K} (\ln R - \ln R_0) + i_c (R - R_0) \quad (4-6)$$

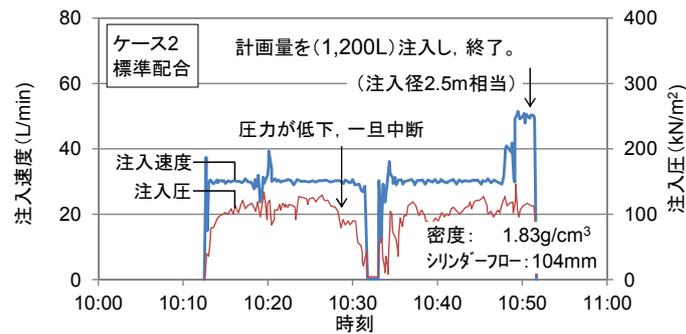
(t : 円盤状の改良域の厚さ (m))

となる。

次に、パラメーターの同定を行うための実験データとして、本研究で得られた2つの注入データ（前出の図-4.4, 図-4.11）、および水谷らの研究⁶での2つの注入データ（図-4.16 参照）を挙げる。表-4.2には、これらの4つの実験条件をまとめる。本研究における注入実験は改良領域が球状であるのに対して、水谷らの実験では土槽ピットに仕切り板を設けて、厚さ 60cm の円盤状になっている。



(a) ケース 1 (固練り配合)



(b) ケース 2 (標準配合)

図-4.16 既往の注入実験での注入速度・注入圧（水谷らの文献に加筆）

表-4.2 注入圧評価の対象とした実験条件

実験 ケース	注入 形態	間隙特性	配合特性		
		代表 粒径 ^{注1)} L (m)	密度 ρ (kg/m ³)	シリンダー フロー (mm)	せん断 抵抗 τ_f (N/m ²)
本研究					
小規模実験	球	0.4	1,250	-	166
実規模実験	球	0.6	1,250	-	441
水谷らの実験 ^{注2)}					
ケース 1	円盤	0.2	1,830	93	933 ^{注3)}
ケース 2	円盤	0.2	1,830	104	471 ^{注3)}

注1) 代表粒径：注入対象地盤の最大粒径で設定

注2) 水谷らの実験：厚さ 60cm の円盤状に注入

注3) せん断抵抗：本研究に関しては練上り直後の値。水谷らの実験についてはベーンせん断試験による測定値がないため、本研究 3 章で確認した正規化したシリンダーフロー (CF) とベーンせん断抵抗 (τ_v) の関係式： $CF_N = 0.030\tau_N^{-1.7} + 1.1$ で設定。 $(\tau_N = \tau_v / \rho g H_c, CF_N = CF / H_c)$

注入圧算定式(4-5), (4-6)はある R での圧力となるが、球体積あるいは円盤体積と注入率との積で得られる注入量と注入速度 q により経過時間 t に関連づけられ、段階的な R における P_0 を算定することで時間変化を特定できる。これを 4 つの実験で安定した注入状態が共通に確認された 15 分の実測値に対してフィッティングさせることで同定した K , i_c を図-4.17 内に示す。ここで、パラメーター K , i_c を、間隙特性・配合特性から設定することを念頭に、可塑性グラウトの降伏応力 (τ_f : 初期せん断抵抗), 密度 (ρ), 対象地盤の代表粒径 (L) に関する無次元量 (τ_N) に着目する。

$$\tau_N = \tau_f / \rho g L \quad (4-7)$$

本無次元量は、可塑性グラウトのせん断抵抗の程度が、充填対象のスケールに依存するとの解釈に基づく。その上で、

- ・ K については τ_N に対する相関
- ・ i_c については K に対する相関

を図-4.18, 図-4.19 にまとめた。 K と τ_N , K と i_c は、球状, 円盤状注入の区別なく、両対数軸上で線形に関連づけられる。すなわち、せん断抵抗と対象地盤の代表粒径を適切に選定できれば、 K と i_c を注入条件から特定することが可能となる。

なお、以上のパラメータの同定と考察では、以下の条件による実験結果を参照している。

- ・ 対象地盤： 最大粒径 200~600mm
単一粒径で均等係数 1.5 程度
- ・ 可塑性グラウトの粘性： 降伏応力 166~933N/m²

これらの範囲を超えて、図-4.18, 図-4.19 を活用する場合には、適切な安全率を考慮するなどの配慮が必要である。

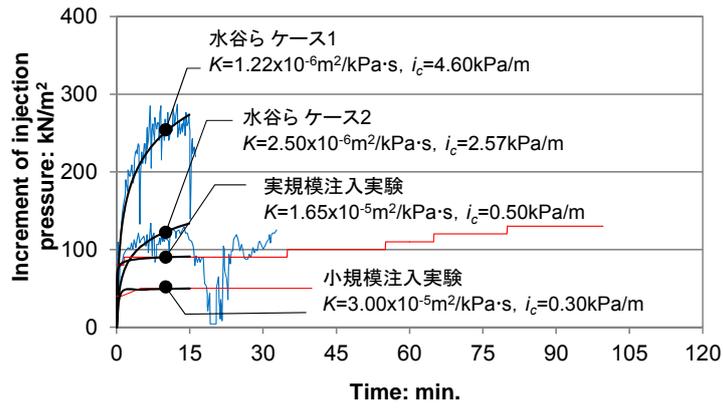


図-4.17 注入圧のフィッティングによる同定結果

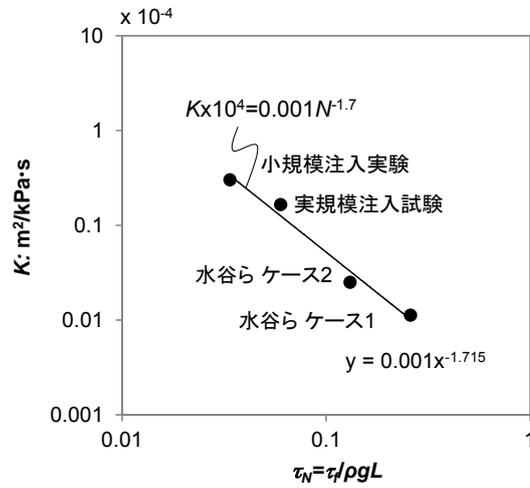


図-4.18 注入仕様に関する無次元量と注入係数の関係

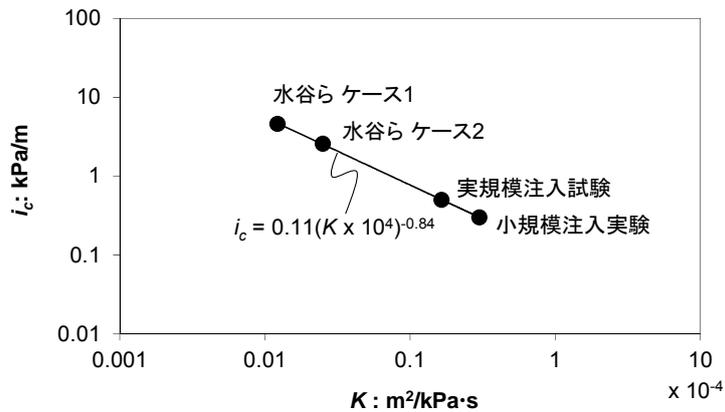


図-4.19 注入係数と降伏圧力勾配の関係

4.3.3. 時間・空間的影響を考慮した注入圧の算定

前出の図-4.17 中の 4 つの実験のうち、実規模注入実験については最も長時間となる約 100 分注入を継続し、上記フィッティングを行った 15 分以降、注入圧は増加傾向を示す。この時の可塑性グラウトのせん断抵抗の測定値は、第 3 章で検討したように注入過程において可塑性グラウトの粘性が増加し（図-4.20 に図-3.14 を再掲）、注入圧 P_0 は可塑性グラウトの粘性の時間変化と空間分布の影響を受けているものと考えられる。本注入データを対象に式(4-4)に基づく注入圧変化を算定する。

表-4.3 に、注入半径 0.1m 刻みで τ_f やパラメーターを特定して式(4-4)により算定した注入変化 dP 、それを半径方向に積分して算定した注入圧 P_0 をまとめる。ここで dr を 0.1m とした理由は表-4.3 中の行数を限定するためであり、実際にはより小さな値を設定して積分誤差を低減することができる。

得られた注入圧の時間変化を図-4.21 に示す。図中に併記した可塑性グラウトの粘性抵抗の時間変化・空間分布を考慮しない場合（式(4-5)による計算値）に比べて、表-4.3 による計算結果は経過時間 15 分以降の変化を含めて実測値の傾向に整合したものとなる。粘性変化を考慮することでより実測に近い傾向を予測できること、粘性変化の時間変化・空間分布が注入圧の影響要因になることが確認できた。

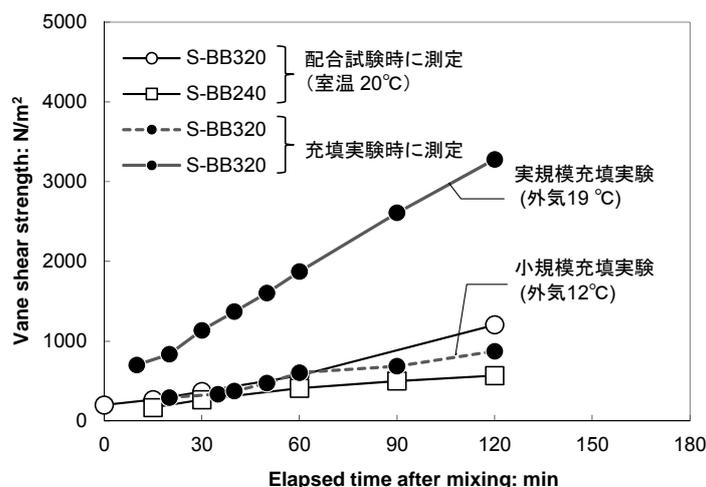


図-4.20 ベーンせん断抵抗の経時変化（水ガラス系 BB, 図-3.14 を再掲）

表-4.3 粘性変化の時間変化・空間分布を考慮した注入圧の算定

注入半径 (m)	到達時間 (min)	τ_f (N/m ²)	τ_N	K (10 ⁻⁴ m ² /kPa·s)	i_c (kPa/m)	A (m ²)	dP (kN/m ²)	経過時間と注入圧 P_0								
								0.2 min	1.8 min	6 min	14 min	28 min	48 min	94 min		
0.1	0.0	442	0.06	0.124	0.63	0.13	64									
0.2	0.2	446	0.06	0.122	0.64	0.50	16	80								
0.3	0.8	459	0.06	0.117	0.67	1.13	8									
0.4	1.8	483	0.07	0.107	0.72	2.01	5		93							
0.5	3.5	524	0.07	0.093	0.81	3.14	4									
0.6	6.0	584	0.08	0.077	0.95	4.52	3			99						
0.7	9.6	668	0.09	0.061	1.15	6.16	3									
0.8	14.3	780	0.11	0.047	1.44	8.04	3				105					
0.9	20.4	923	0.13	0.035	1.83	10.18	3									
1.0	27.9	1,103	0.15	0.026	2.37	12.57	3					111				
1.1	37.2	1,322	0.18	0.019	3.07	15.21	4		色づけした範囲の dP の和により P_0 を 算定							
1.2	48.3	1,585	0.22	0.014	3.99	18.10	4						119			
1.3	61.4	1,895	0.26	0.010	5.16	21.24	5									
1.4	76.6	2,257	0.31	0.008	6.64	24.63	6									
1.5	94.2	2,675	0.36	0.006	8.48	28.27	7									137

(式(4-4)中の dr を 0.1m, 注入率を 0.4 で算定)

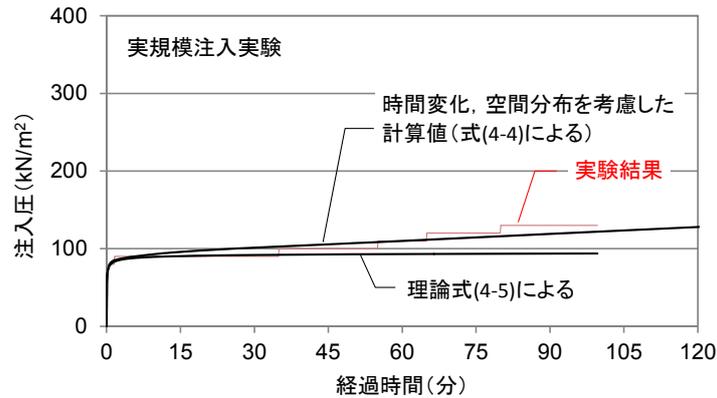


図-4.21 可塑性グラウトの粘性増加を考慮した注入圧力の計算値

4.4. 捨石マウンドを対象とした注入改良の施工

4.4.1. 注入計画

前出の施工概要(図-4.1)に対して, 上記実証検討に基づき決定した注入孔, 観察孔, チェックボーリングの平面配置を図-4.22に示す。図中左上, 中央上にある破線で囲まれた領域は, 後述の図-4.26~図-4.33で注入速度, 注入圧の詳細を考察する領域を示す。

図-4.22 中に黒丸（●）で示した注入孔は直径 125mm のロータリー式ボーリング機で施工し、水中モルタルを打設する改良領域の外周部に 2 列で、水平方向に 2~2.5m、鉛直方向に 2.5m の離隔で注入点を配した。低透過壁構築後に施工する水中モルタル用のボーリングについては、事前の実験検討⁷⁾に基づき、水平方向に最大 16m の離隔をとった。

赤丸（●）で示した観察孔は 2 つの注入孔の中間位置となる全 10 か所に設け、注入孔と同様に施工した。各箇所には、後述のモニタリングカメラを挿入して、付近からの注入時に可塑性グラウトの到達を直接観察した。

青丸（●）で示したチェックボーリングは、改良状況を鉛直方向に連続的に確認する目的で、養生後にコア試料を採取した。

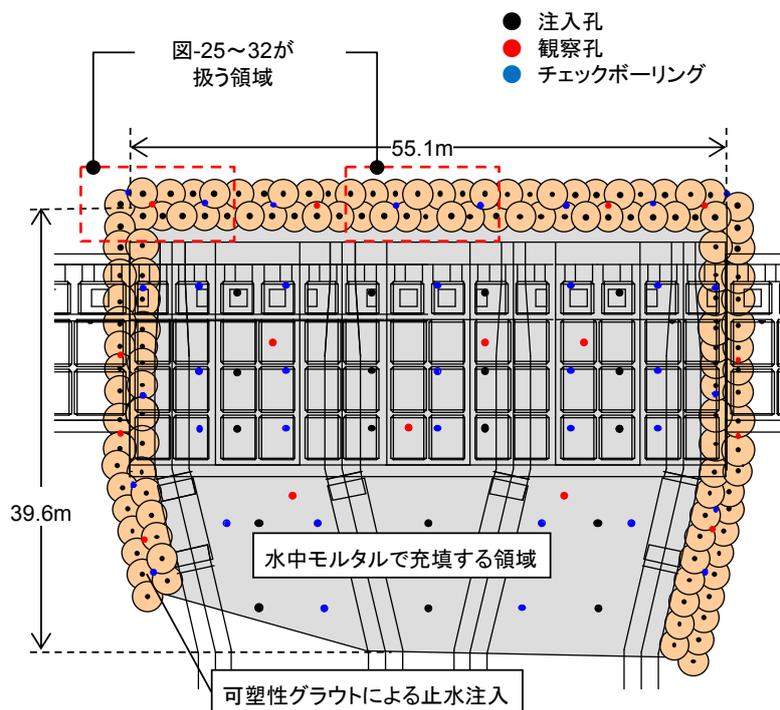


図-4.22 注入孔，観察孔，チェックボーリングの配置（平面図）

4.4.2. 注入・管理装置

実施工では、以下の装置を考案の上、導入した。

(1) 大型パッカー付注入装置

図-4.23 に注入装置の概念図と装置全景を示す。概略球形の注入改良を順次進める上で、特定方向に偏って可塑性グラウトが拡がる要因として、ボーリング孔壁と注入装置の間のクリアランスが挙げられる。注入実験では注入管を設置したのち周りに巨石を敷き詰めたため、こうしたクリアランスに相当する空間的に連続した空洞は存在していなかった。そこで、これを閉塞するため

のパッカーを注入装置に付与した（図-4.23 参照）。

実施工においては、小規模注入実験、実規模注入実験で測定されたような安定した注入圧を確保することが、実験と同等の注入改良を達成するための必要条件となる。圧力の変調が感知されれば、機械・材料の不具合により可塑性状が発揮されていない等の可能性が把握でき、対処にあたることができる。そこで、注入圧を直接計測し施工管理に活用するため、注入装置の吐出部に圧力センサーを付与した（図-4.23 (b)参照）。

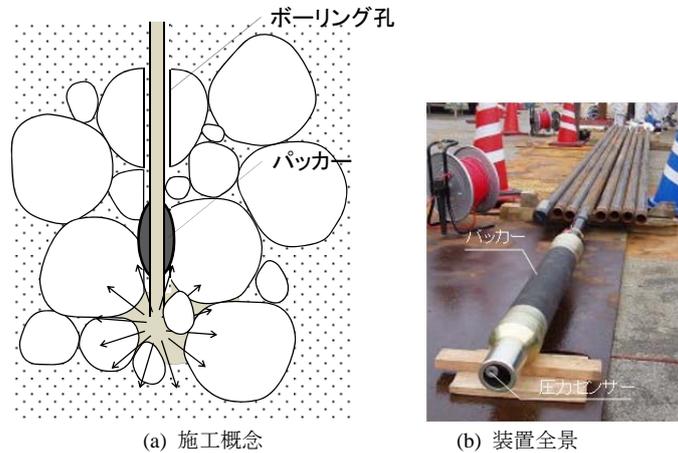


図-4.23 大型パッカー付き注入装置

(2) モニタリングカメラ

図-4.24 に撮影方法の概念図と装置本体の写真を示す。本装置の特徴として以下の点が挙げられる（特開 2014-34786）。

- ・ 観察に先立ち、目盛を印字した透明のポリ塩化ビニル管を観察孔中に設置する。観察時に可塑性グラウトが接することによる偏圧でケーシングが移動せぬよう、ポリ塩化ビニル管の上部は周辺架台に、下端はセメント系材料で支持層に根固めする。
- ・ 円筒容器先端にレンズが取り付けられ円筒管長手方向に撮影する一般的なカメラを用いながら、下端に据えた鏡で一回反射させることで、塩化ビニル管の面に沿った横向きの観察を行うことができる。

利用にあたっては、観察孔が充填範囲に位置する注入に際して観察孔内でカメラを上下させながら可塑性グラウトの到達位置を探索し、注入の進展をリアルタイムで観察した。

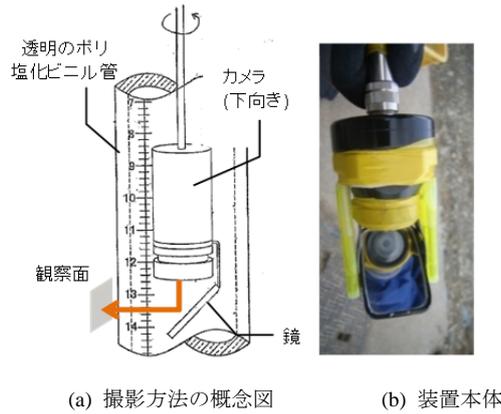


図-4.24 モニタリングカメラ

4.4.3. 施工結果

(1) モニタリングカメラによる観察

図-4.25 (a)にモニタリングカメラによる映像を示す。本結果では、可塑性グラウトが到達する前に確認された間隙 ((a)の左写真) に、右側から可塑性グラウトが侵入した ((a)の右写真)。一方同図(b)には、可塑性グラウトによる低透過壁の構築後に水中モルタルを打設した際の観察例を比較用に示す。可塑性グラウトとは対照的に、水平に近いモルタルの打設表面が、画面下側より徐々に上昇した。間隙内に注入が進展する状況を、注入材料の違いに応じた挙動の違いとともに直接実施工で確認できた。

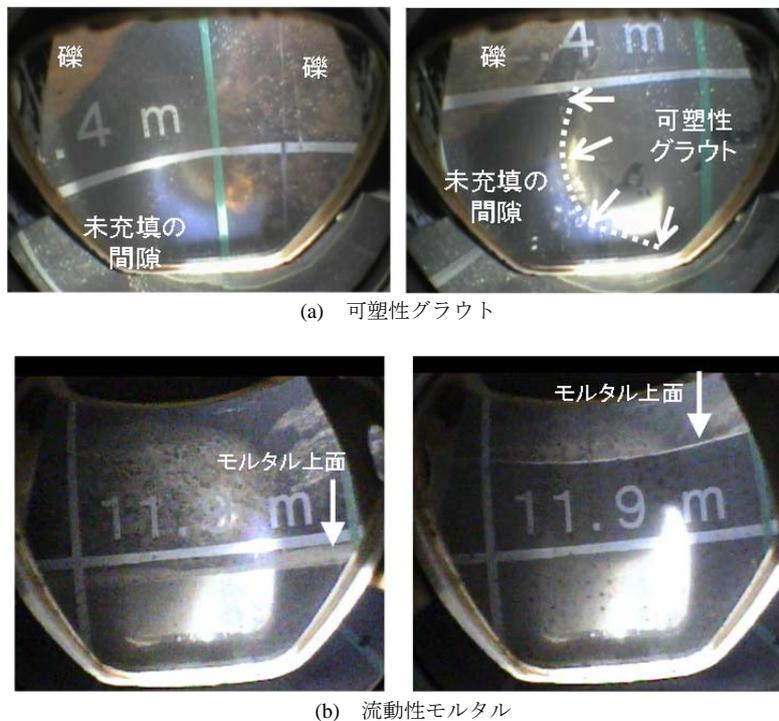


図-4.25 モニタリングカメラの映像

(2) 注入圧

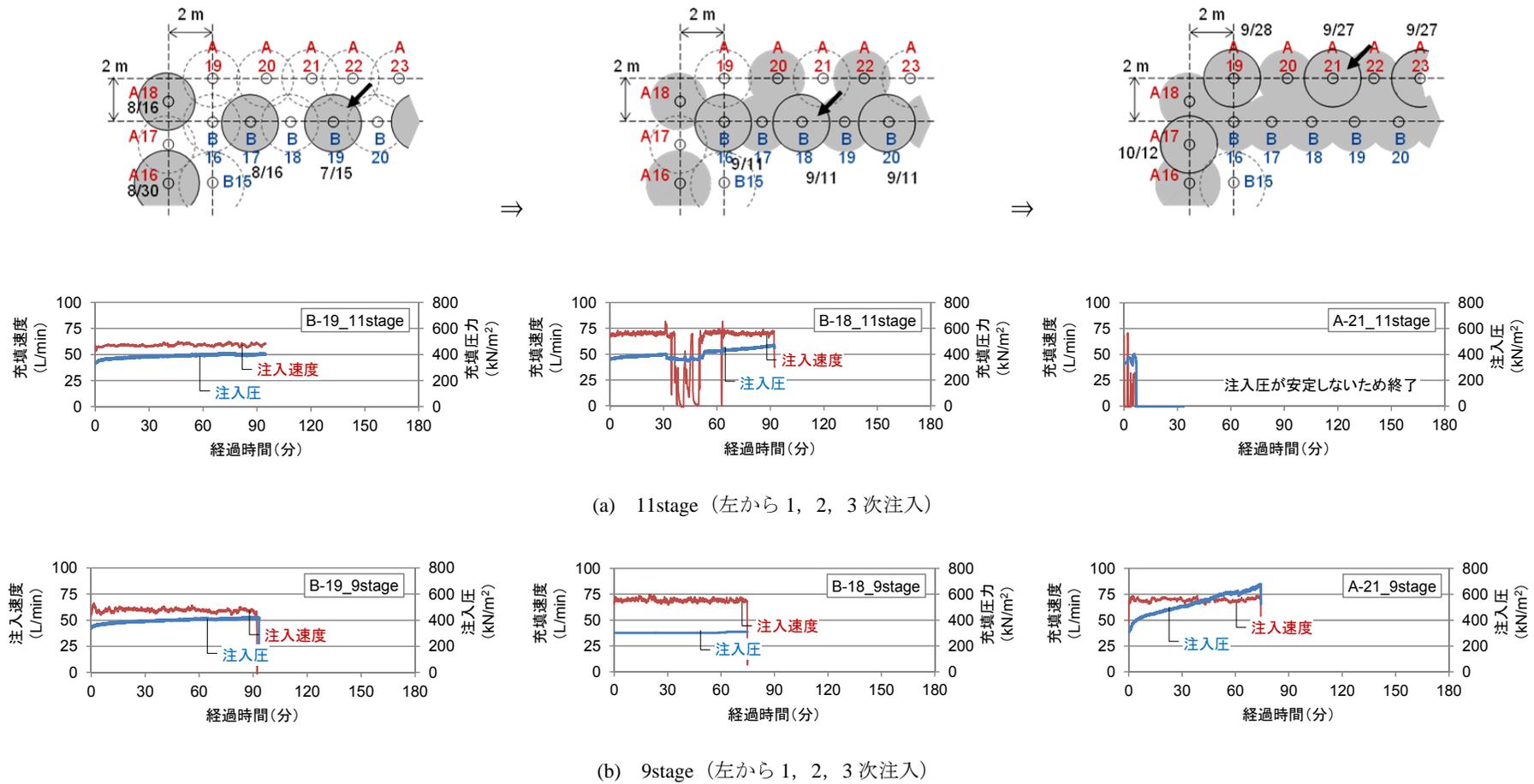
図-4.26, 図-4.27 には隣接する3つの注入孔(平面図中矢印, B-19, B-18, A-21)での注入速度, 注入圧を, 4深度で抜粋して比較する。ここでB-19は隣接する注入が行われていない状況で実規模注入実験の先行注入に相当し(1次注入), B-18は隣接する2側面で注入が完了した状況で, 実規模注入実験の後行注入に相当する(2次注入)。A-21はさらに注入が進展して1側面のみが開放されている状況となっている(3次注入)。注入速度は, 1次注入のB-19では計画の60L/minを, その後は施工の安定性が確認されたことから施工効率を上げるため70L/minとした。注入圧の大きさ, 時間経過の増加割合については, 本計測結果を見る限り, 深度や1~3次注入の進展による明瞭な傾向を見出すことはできない。

図-4.28~図-4.30, 図-4.31~図-4.33には1, 2, 3次注入箇所での12深度の注入圧をそれぞれ一つの図にまとめた。同図には前出の図-4.21における K の空間分布(可塑性グラウトのせん断抵抗の時間変化)を考慮した注入圧の算定値も付記している。測定された注入圧は実規模注入実験における 120kN/m^2 より高い水準で, 1次, 2次注入では $200\sim 500\text{kN/m}^2$ 程度に分布している。主に対象地盤の巨石サイズの変化が反映されたものと考えられる。一方, 3次注入については 500kN/m^2 以上の注入圧が見られるようになり, 1次, 2次注入より高めの水準となっている。これは, 先行する注入により可塑性グラウトの注入域が限定されたことによる傾向と推察される。

算定値については, 実規模注入実験に対するもの(図-4.21参考)と, 注入対象地盤の粒径を $2/3$, $1/3$ に減じた K によるものを合わせて示した。実施工での注入圧との比較を通しては以下のことが言える。

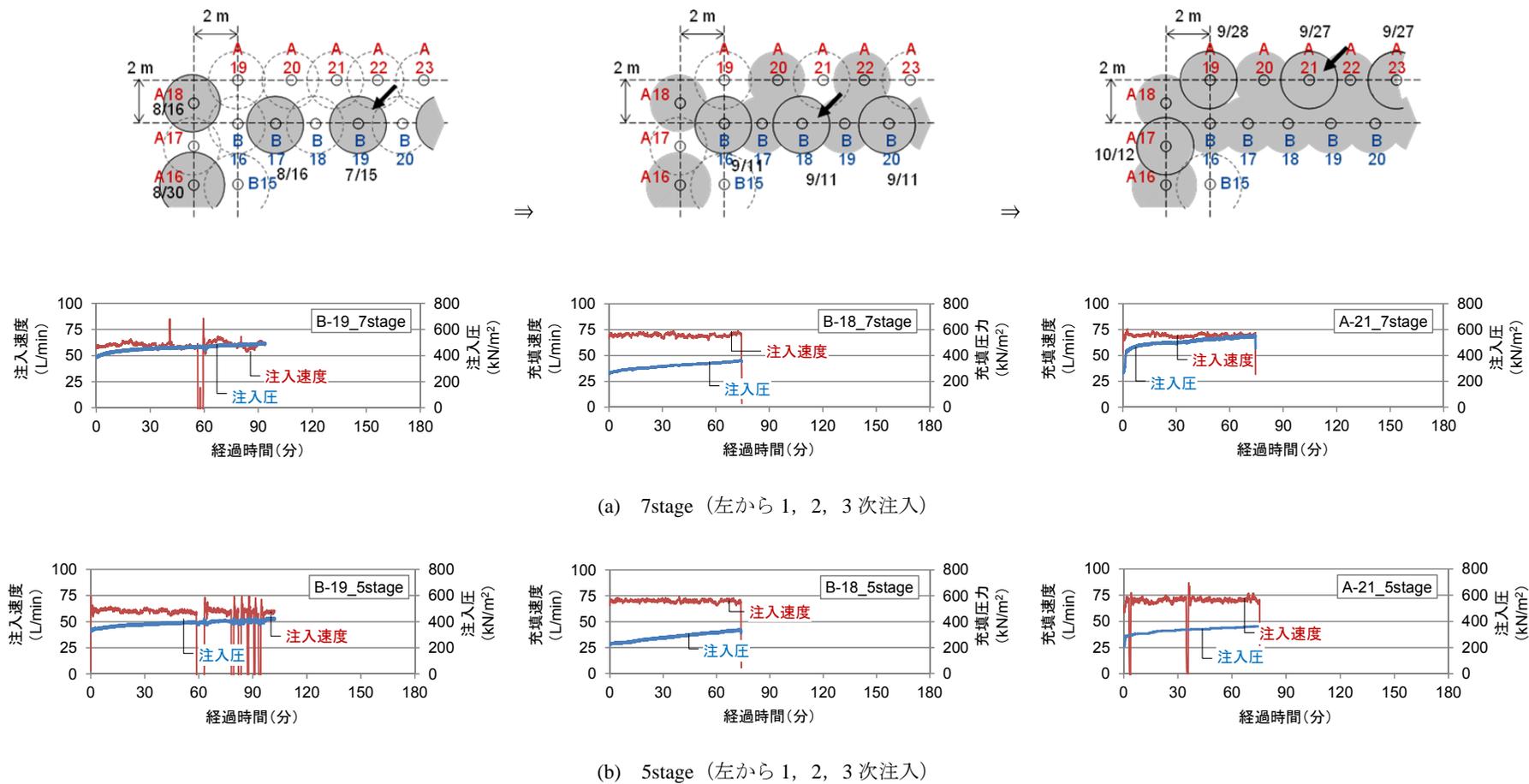
- ・ 実測注入圧の時間変化の傾向は, 全体的に算定値に整合する。
- ・ 実測注入圧は実規模注入実験に比べて高い水準となったが, 注入地盤の代表粒径が $2/3\sim 1/3$ 程度であったことにより説明できる水準となっている。
- ・ ただし, 実際の地盤では小粒径を含み均等度合が低かったことも想定される。単粒径を想定した理論計算値に対しては誤差要因になるものと考えられる。

実施工の結果としては, 実規模注入実験に比べて低い水準の K で施工されたことから, 図-4.19より i_c は高い水準であったと考えられる。このことから, 注入時に可塑性グラウトは巨石間隙内を流下しにくい条件で施工できたと言え, 低透過壁の形成にはよい良好な条件を確保できたものと考えられる。



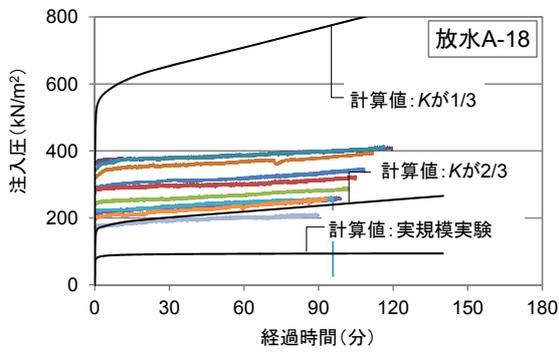
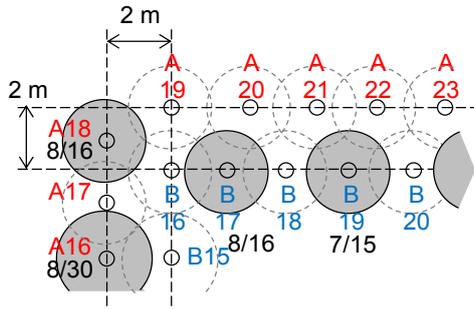
(捨石マウンド上面が 1stage で下方に 2.5m 間隔で 2stage 以降を配置，下層より順次注入)

図-4.26 注入速度と注入圧の記録（11, 9stage における 1, 2, 3 次注入の推移）

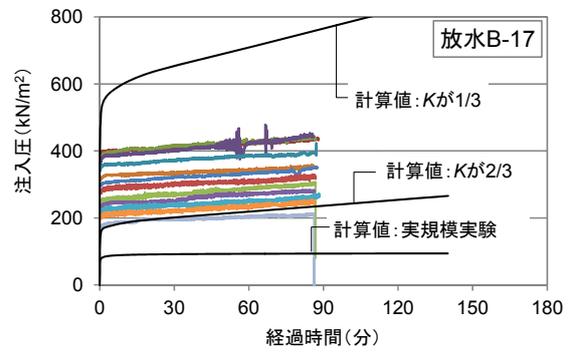


(捨石マウンド上面が 1stage で下方に 2.5m 間隔で 2stage 以降を配置，下層より順次注入)

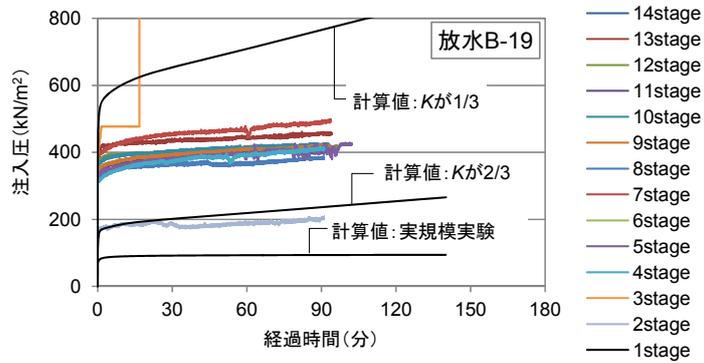
図-4.27 注入速度と注入圧の記録（7, 5stage における 1, 2, 3 次注入の推移）



(a) A-18

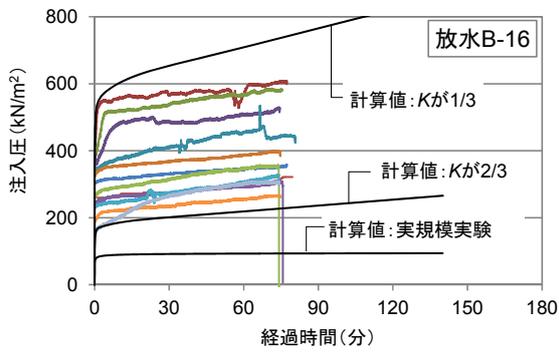
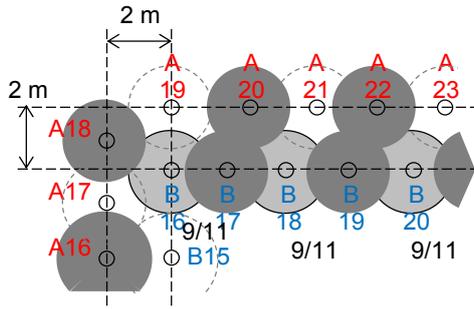


(b) B-17

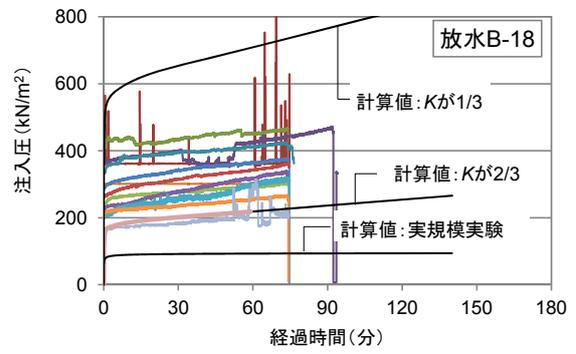


(c) B-19

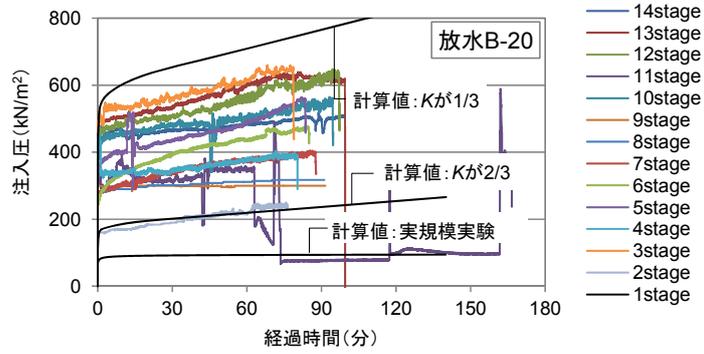
図-4.28 注入圧の比較 (角部1次注入: A-18, B-17, B-19)



(a) B-16

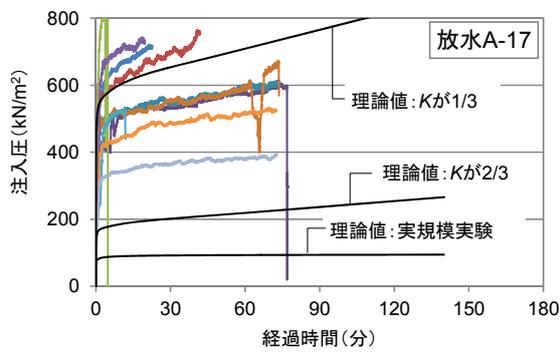
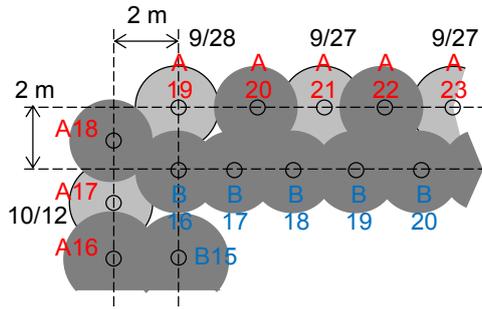


(b) B-18

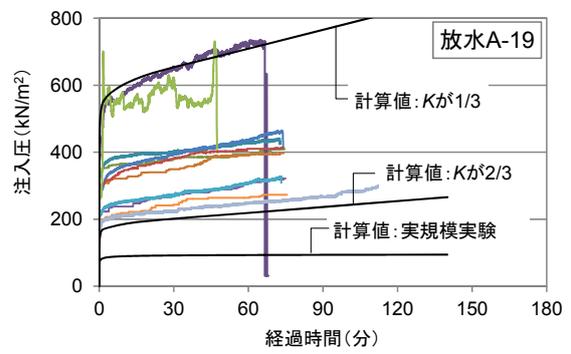


(c) B-20

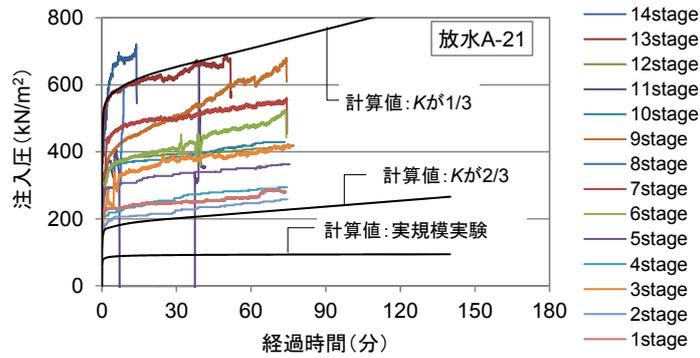
図-4.29 注入圧の比較 (角部2次注入: B-16, B-18, B-20)



(a) A-17

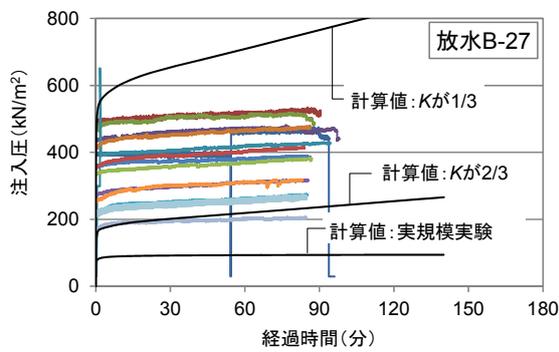
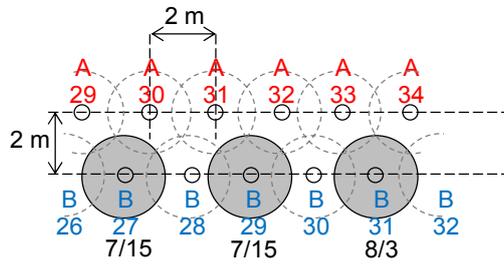


(b) A-19

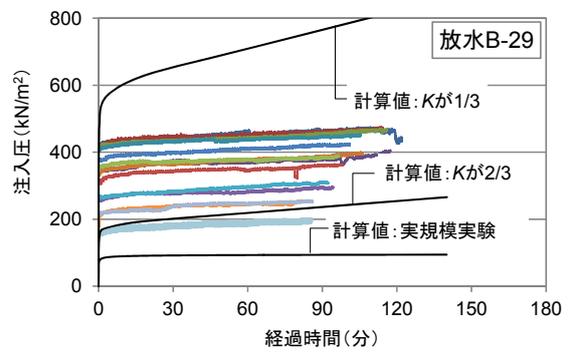


(c) A-21

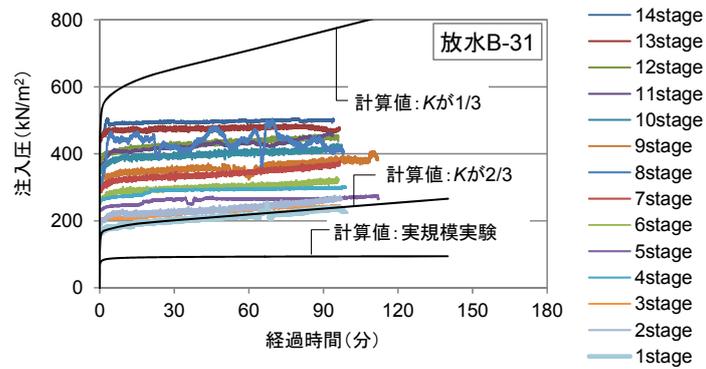
図-4.30 注入圧の比較（角部3次注入：A-17, A-19, A-21）



(a) B-27

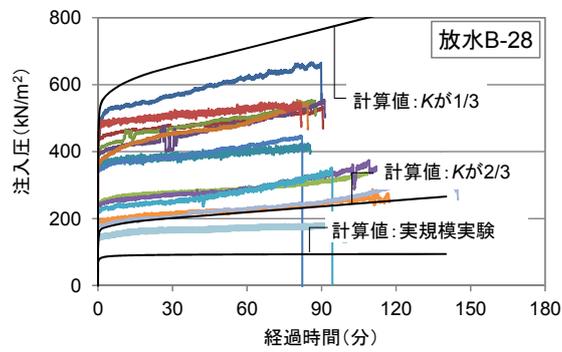
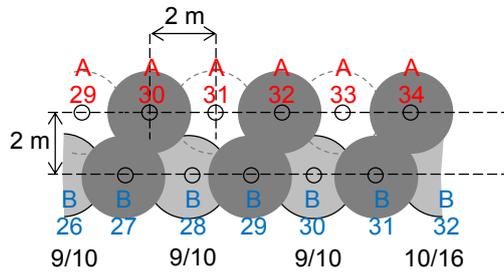


(b) B-29

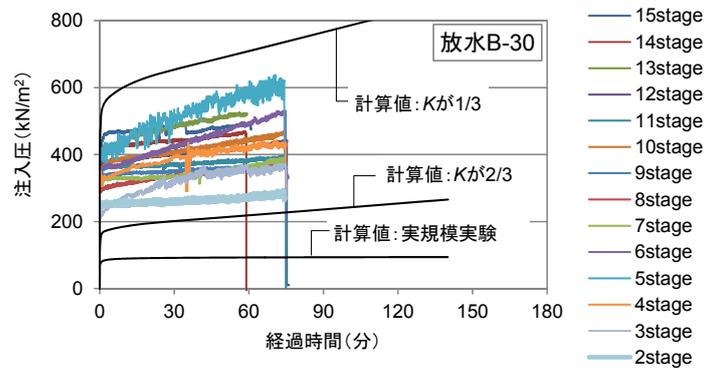


(c) B-31

図-4.31 注入圧の比較（中央部 1 次注入：B-27, B-29, B-31）

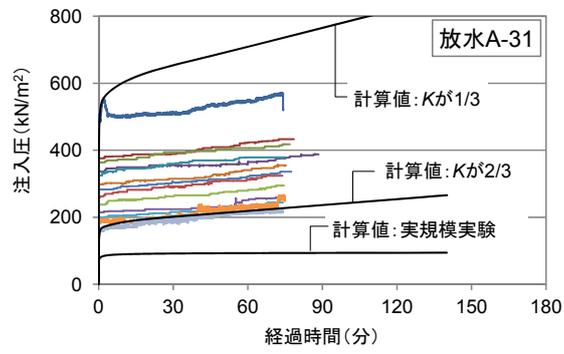
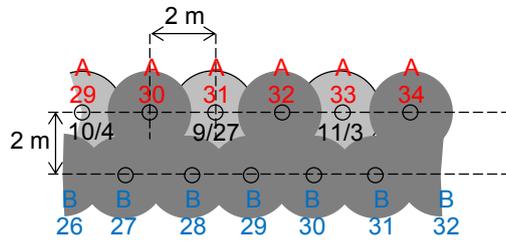


(a) B-28

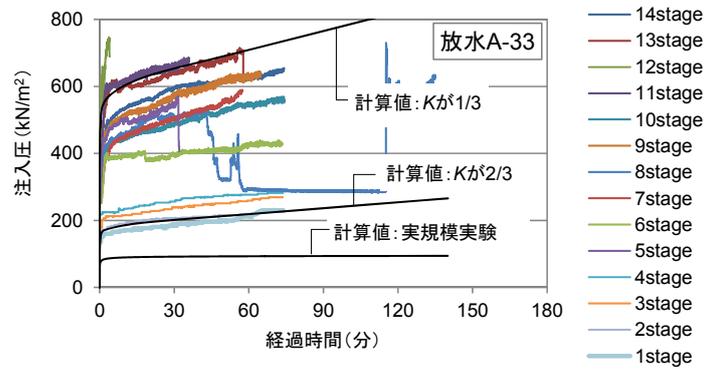


(b) B-30

図-4.32 注入圧の比較（中央部 2 次注入：B-28, B-30）



(a) A-31



(b) A-33

図-4.33 注入圧の比較 (中央部3次注入: A-31, A-33)

(3) 事後調査

図-4.34 には、事後のチェックボーリング結果の一例を示す。フェノールフタレイン液で着色された部分が可塑性グラウトであり、当初は空洞であった部分に注入改良が施されたことを示している。ただし、コアは完全に一体化されたものにはならないことから、部分的に空隙が存在したと考えられ、実規模注入実験と同様に間隙への充填率としては 100%に達しなかったことを示唆する。

可塑性グラウトによる注入改良に続く水中モルタル打設では、海域への流出、捨石マウンド前面の濁りの発生・pH 変動は認められなかった。以上のことから、実験検討に基づく知見の反映と大型パッカー付注入装置、モニタリングカメラの採用を通して、水中モルタルの海域流出を抑制する目的が達成されたものと考えられる。

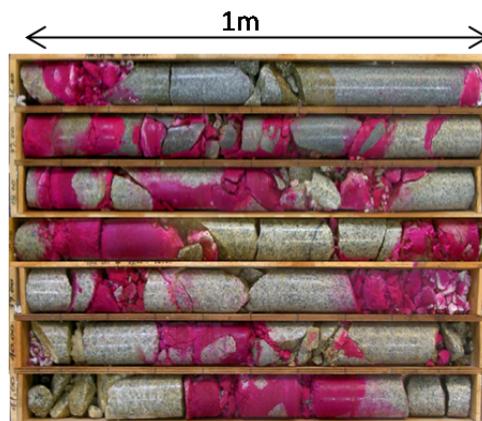


図-4.34 チェックボーリングで確認した改良状況例

4.5. 結語

本章では、間隙注入に関する大規模施工として捨石マウンドの透過性低減を目的とした注入改良を取り上げ、実施工への適用に向けた検討の詳細を示した。注入材として可塑性グラウトを用いる方法に関して、

- ・ 巨石地盤内に、概略球形の固化体を形成できること
- ・ 隣接した注入による固化体は一体性を保持できること

を確認し、実施工に向けては注入間隔を 2.5m 以下とし、改良径 3.0m の注入を繰り返す施工計画を決定した。

次に発電施設の捨石マウンドを対象とした実施工に関して、品質・施工管理技術の採用と施工計画・結果の詳細を示した。注入記録、事後調査、さらにその後続く施工のモニタリングを通して、捨石マウンドの透過性を低減する目的を達成したことを確認した。

併せて第 3 章で明らかにした可塑性グラウトの特性に基づき注入圧算定法を提示し、実験・施工結果、および既往の実験研究で得られた注入圧を考察した。この結果、注入圧の算定値は実測

値と整合すること、算定法中の2つのパラメーターを地盤条件、配合条件より特定し施工条件に基づき注入圧の予測値を提示できること、を明らかにした。

なお、今後の施工での注入管理時には、理論に基づく注入圧の経時変化を事前に特定することで、注入管理目安を定めることができる。管理目安から大きく乖離した注入圧が生じる場合は、想定した条件で可塑性グラウトが供給されているかを確認し、必要に応じて配合・施工法を是正することができ、施工不良の発生を低減できものと考えられる。こうした施工管理法への活用については、6章で詳細を議論する。

参考文献

- ¹ 羽生剛, 石井裕泰: “流出防止用グラウト注入を併用したモルタル充填による基礎捨石マウンドの耐震補強”, 電力土木, No.371, pp.68-70, 2014.
- ² 土質工学会: “粗粒材料の変形と強度”, pp.257, 1986.
- ³ 水谷崇亮, 森川嘉之, 渡部要一, 菊池喜昭, 合田和哉, 加藤繁幸, 小笠原哲也: “重量式係船岸の新しい増深工法の開発”, 港湾空港技術研究所, No.1277, 2013.
- ⁴ 沿岸技術研究センター: “浸透固化処理工法マニュアル (改訂版)”, 2008.
- ⁵ Honma, S. and Kamash, W. E.: “Method for Estimating the Maximum Permeation Range of Suspension Grout in Soils”, *Proc. Schl. Eng. Tokai Univ.*, Ser. E, 36, pp.15-20, 2011.
- ⁶ 水谷崇亮, 森川嘉之, 渡部要一, 菊池喜昭, 合田和哉, 加藤繁幸, 小笠原哲也: “重量式係船岸の新しい増深工法の開発”, 港湾空港技術研究所, No.1277, 2013.
- ⁷ 大喜多亮, 羽生剛, 木岡浩一, 鈴木俊介: “水中不分離モルタルによる基礎捨石マウンドの改良”, 土木学会第67回年次学術講演会, pp.803-804, 2012.

第5章 沈埋トンネル函底充填を対象とした空洞充填の検討と適用

5.1. 序論

本章では、大規模充填圧入に関する取り組みとして、ボスポラス海峡横断鉄道建設工事における沈埋トンネル函底充填を取り上げる。

本プロジェクトにおいては、海象・地形・地質条件、さらには耐震性に関する要求性能に基づき、沈埋トンネル基礎を形成する函底充填材として可塑性グラウトを用いた工法を世界で初めて採用した。可塑性グラウトの配合試験に際しては、函底充填に適した配合仕様を設定し、充填性確認実験、実規模実証試験を通してその妥当性を確認した。また、実際の施工に際して、これらの結果に基づき使用設備、施工・品質管理方法を定め、沈埋トンネル全 11 函の函底充填にあたった。充填材料の 1,700m におよぶ配管圧送を伴いながらも、効率性と確実性を確保しながら施工を完了し、沈埋函基礎としての機能を確保することができた。

本章では、函底充填に関する技術課題を整理した上で、その適用に向けた事前検討と実施工の結果を詳述する。これらを通して、大規模空洞充填の一つの施工形態を確立するとともに、今後の異なる条件下での施工に向けて適用性判断や計画立案、施工管理に資する知見を提供する。

5.2. ボスポラス海峡横断鉄道トンネルプロジェクト

沈埋トンネル工法は、ドッグで製作された沈埋函を順次、建設位置まで曳航した後、沈設・接合して海底トンネルを構築するもので、航路や河川を横断するトンネル構築工法に位置付けられる。1893 年のボストン港における下水幹線敷設に本格適用されて以来、主として道路や鉄道トンネル工事に採用されてきた。我が国では 1935 年の大阪安治川の道路トンネル以降、首都圏湾岸地域等で適用が進み、建設数ではアメリカ、オランダと肩を並べ¹、沈埋トンネル技術の三大国の一角を占めている。

沈埋トンネルの建設では、水中における函体設置精度を確保し、耐震性等の設計性能を満足させながら供用期間中にわたって使用性を確保することが求められる。個々のプロジェクトでの条件に適した施工方法が採用される中で、沈埋トンネル設置位置における潮流が複雑で速いほど、そして設置水深が深いほど、一般には施工難度が高まる。

2013 年 10 月 30 日に開通したボスポラス海峡横断鉄道トンネルは、トルコのイスタンブールにおける慢性的な交通渋滞を解決する手段として、日本政府の援助によって遂行されたプロジェクトである。アジアとヨーロッパを結ぶ延長 13.6km の路線は、陸上部はシールドトンネル工法と

NATM 工法が、ボスポラス海峡を跨ぐ海峡部では沈埋トンネル工法が適用された。

本沈埋トンネルは、延長約 1.4km の区間に、長さ 98~135m の函体を全部で 11 函沈設するもので、世界の沈埋トンネル史上、以下の点で特筆されるものとなった。

① 地形条件

沈埋トンネルの最大設置水深は 60m となり、それまでの 41m (アメリカ・BART トンネル) を超え世界最深のものとなる。一方、アジア側沿岸部には岩盤の浅瀬が棚状に広がり、沿岸から 300m 程の地点で水深が数 m から約 40m に変化する急峻な海底地形が形成されている (図-5.1 参照)。

② 海象条件

沈埋トンネル設置海域は両岸を行き来するフェリーや海峡を通過する船舶が過密航行する地域であり、工事のための海域の専有は厳しい制約を受ける。また、表層部は黒海側から最大 3m/s の強い潮流があり、深部では逆方向に 1m/s となる複雑な流況特性を持つ。

③ 地盤条件

沈埋トンネルの建設箇所は地震多発地帯であり、高い耐震性が要求される。沈埋トンネル延長の一部の海底地盤で懸念される液状化に対して、沈埋トンネルの施工に先立ち大水深下で地盤改良を行う必要がある²。また、当該地盤上部に位置する沈埋函基礎マウンドは、液状化層での過剰間隙水圧の蓄積を防ぐため、十分な排水性を保持する必要がある。

④ 構造条件

地形、ならびに工費、工程上の理由から、従来の沈埋トンネルで適用される立坑の構築は難しい。これに対処するため、シールドトンネルと沈埋トンネルとを地中接合させる新たな工法を採用した (図-5.1 参照)。この場合、沈埋トンネルへのアクセス・資材搬入経路を確保する必要があり、本プロジェクトでは、最初に設置した沈埋函に鉛直シャフト (アクセスシャフト) を設置した (図-5.2, 図-5.3 参照)。

ボスポラス海峡横断鉄道トンネル、とりわけ沈埋トンネル部の建設に際しては、以上に示した幾多の課題を新技術の活用を図りながら解決しプロジェクトを成功に導いた³。

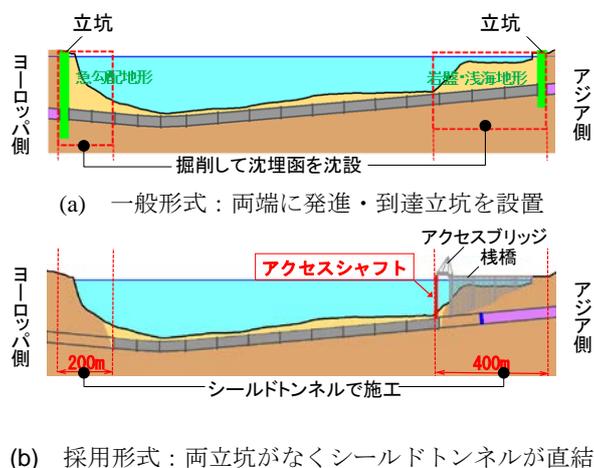


図-5.1 沈埋トンネルの設置方法 (縦断図)

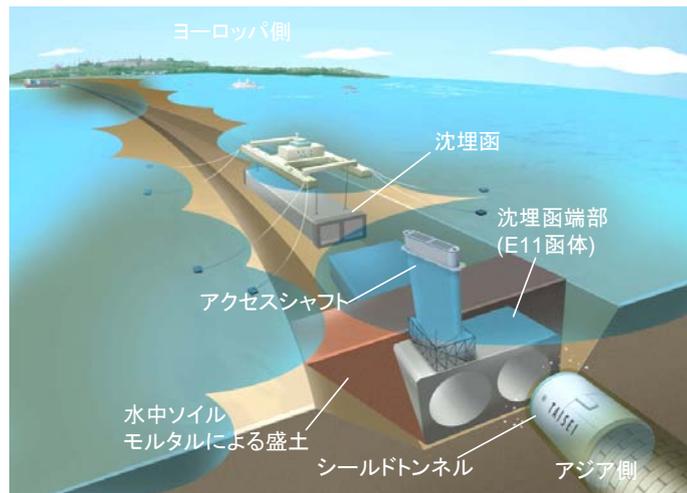


図-5.2 アジア側沈埋トンネル端部の概要図

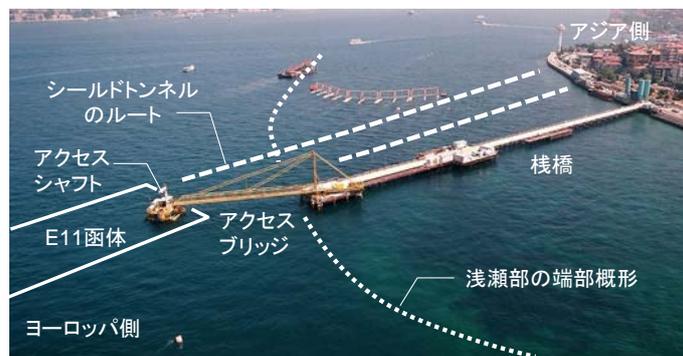


図-5.3 アジア側沈埋トンネル端部の航空写真

5.3. 沈埋トンネル函底充填における空洞充填

5.3.1. 施工条件と課題

図-5.4 に本プロジェクトにおける沈埋トンネルの設置断面を示す。施工手順としては、沈埋函設置場所でまずトレンチ掘削を行い、次に、基礎マウンド材として最大径 200mm の砕石を投入し、水中均し機⁴を用いて敷き均す。その後、海上曳航された函体を沈設し、その両端部に装備された鉛直ジャッキにて基礎マウンド上に仮支持した上でレベル調整を行う。函体の両側部を基礎マウンドと同じ材料で埋め戻した上で、函体下部に残った空間を充填する。鉛直ジャッキは最終的には水中で撤去・回収され、函体と埋戻し土の重量は函底充填部分で受け持つことになる。本プロジェクトで用いた水中均し機による整地精度は、±30cm 程度であることから、不陸に対する余裕しるを 50% 確保した $30+15=45\text{cm}$ (図-5.4 の丸枠内を参照) を設計函底充填高さとしている。

沈埋トンネル建設中は、シールドトンネルは到達していないので、すべての材料供給や作業員の入坑は、前述のアクセスシャフトを使用することになる。このアクセスシャフトは、アジア側

のもっとも陸側の函体上部に設置され、高さが34mで、断面は長辺8.6m×短辺3m程の小判形状の構造である。施工期間中は沈埋トンネルと陸上との間の唯一のアクセス通路であり、施工期間を通して、潮流力や船舶の衝突等に対する安全性には細心の注意が払われている。函底充填材はアジア側に設置するプラントから、約300mの栈橋とアクセスシャフトを通してヨーロッパ側端部まで、函体内を最大1,400mを配管圧送する必要がある。

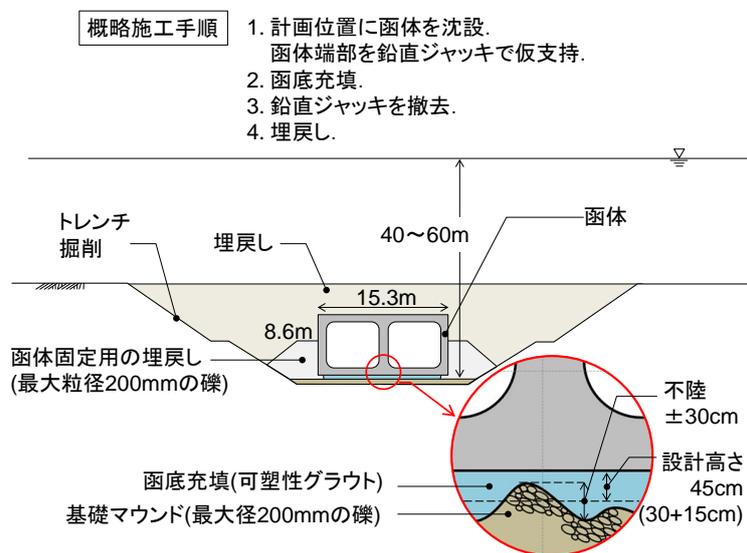


図-5.4 ポスボラス海峡横断鉄道プロジェクトにおける沈埋トンネルの断面（横断面図）

5.3.2. 従来の函底充填工法

砂吹き込み方式⁵

沈埋函側部から函底部に向けて砂を吹き込む方法。砂の供給台船を停泊させ、潜水作業を行う。本プロジェクトに対しては、水深60mにおよぶ地形条件、複雑な流況特性や過密航行地域にあるといった海象条件により適用が困難と判断した。

モルタル・水中コンクリート充填方式

流動性の高いモルタルあるいは水中コンクリートで充填を行う。沈埋函底面に予め設けた充填孔を通して沈埋函内部から施工が行えるため、本プロジェクトにおける地形条件、海象条件でも適用可能である。

しかし、アクセスシャフトを介しての長距離配管圧送に対しては、複数の中継ポンプが必要となり、1)圧送と中継を繰り返すことによる充填材の品質低下や配管閉塞の可能性が高く、2)閉塞が生じた際には膨大な材料ロスが生じることが問題となる。

また、モルタルで充填を行った場合、基礎マウンド（最大径200mmの砕石で構築）への浸透が生じ易く、基礎マウンドに要求される液状化抑止のための排水機能を満足させることが難しい。

5.4. 函底充填用可塑性グラウトの検討

5.4.1. 可塑性グラウトの検討

前述した従来工法の問題点を解決するために、以下の適用メリットが見込める可塑性グラウトに着目した。

- ・ ラインミキサ（配管型ミキサ）で混合するため、プラントから充填地点までの配管圧送時には粘性の低い状態を確保でき品質低下や閉塞の可能性を回避できる。
- ・ 混合に伴いセメント由来のカルシウムイオンと可塑材由来のマイナスイオンが電気的な結合で可塑性状を発揮し、静置された状態では形状を保持するが、一旦圧力が加わると容易に変形・流動する。したがって、重力作用により流し込みを行うモルタル・水中コンクリートと異なり、先行した充填材料を後行の材料が押し出す形態で、空洞上部までを満たしながら広範囲を充填することができる。

本プロジェクトにおいては、沈埋トンネル函底部の計画高さ 45cm の空間に、函体底盤にあらかじめ設けた充填孔から半径 6m 以上の充填を片押し方向に順次行い、各函体で約 1,000m³ を充填する。その後硬化した充填材に対しては、沈設後の埋戻しや函体内部のコンクリート打設を経た函体底部の設置圧から、一軸圧縮強さ 0.13N/mm² が求められる。

可塑性グラウトに類する材料を空洞充填に用いた例として、第 2 章にも提示した参考文献^{6,7,8}が挙げられる。これらは、第 1 章で提唱した「空間への打設」に類するもので、広範囲にわたり水平方向に押し広げる本プロジェクトでの想定に対して、打設形態・規模が異なっている。

5.4.2. 配合条件

目標とする配合仕様については、後述する実規模の実証実験を通してその妥当性を確認する前提で表-5.1 のように定めた。以下に各設定根拠を示す。

粘性

可塑性グラウトが適用されてきたトンネル裏込め注入と比較して大きな充填空間を対象とすることから、テーブルフロー値として従来用いられてきた 160mm 程度（第 2 章，図-2-20 を参照）に対して小さめの（従って粘性は高めの）目標値を設定した。また、通常、ベーンせん断抵抗は測定されないが、本研究では、凝結が進みフロー値の検知ができなくなることを想定し、可塑性状の目安 10kN/m² の保持時間を把握する目的でベーンせん断抵抗を計測した。

ゲルタイム

配管太さと長さ、ラインミキサーと充填孔の配置、圧送速度から、各溶液を混合してから充填空間に排出されるまでの時間を特定することができる。これに基づき目標ゲルタイムを 4～8 秒とし、カップ倒立法（混合液を 2 つのカップに繰返し移し換え、流動性を失って移し変えられなくなるまでの時間を計測する方法）により測定した。

一軸圧縮強さ

可塑性グラウトを函底充填に用いる場合の強度安全率の規定は存在しない。従って、配合設定に関する既往の方法⁹と、モルタルによる函底充填実験でサンプリング・打設体強度の比率（2.5倍）¹⁰を参考に、函体を支える必要強度 0.13N/mm^2 に、プラント製造や長距離圧送の影響を考慮した2倍の割増と、充填時の水平移動距離に伴う強度低下に対する3倍の割増を設定し、 $0.13 \times 2 \times 3 = 0.78\text{N/mm}^2$ から 0.80N/mm^2 を配合検討の目標に定めた。このように大きな割増率を課すことにより、充填孔周りを中心に設計値より過大な強度を持つ領域が発生する。本プロジェクトでの適用形態では、充填部分は沈埋函に対して独立した基盤となり、過大な強度の存在が設計的問題を誘発することはない。一方で、充填部分と上部構造が一体化され地震応答に対して相互が影響を及ぼす場合には、大きな割増を課すことの妥当性を個別に判断する必要がある。

なお、可塑性グラウトを函底充填に利用するに際も、シールドの裏込め注入や空洞の埋め戻しと同様に供用期間にわたる耐久性を有することが前提となる。一方、可塑性材として水ガラス（ケイ酸ナトリウム）を使用する場合には、その含有成分であるナトリウムが溶出して硬化体が疎になり、セメント系材料でありながら長期的には強度低下を引き起こすとされている^{11, 12}。この対策として、ナトリウム成分の少ない水ガラスを使用すること、ナトリウム成分と反応して水硬性を発揮する高炉セメントを用いること、の有効性が示されており、この知見を参考に、以下の方針で配合を検討した。

- ・ ナトリウム含有割合が小さな価数3 ($\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ 中の n) の水ガラスを用いる。
- ・ 事前検討段階では普通セメントを利用するものの、実施工ではスラグ置き換え率が66%以上の高炉セメント（トルコ基準の高炉B）を用いる。

表-5.1 室内配合検討での目標仕様

項目	試験方法	規定値
粘性	テーブルフロー試験 (JIS R 5201)	15回打撃後 $120 \pm 20\text{mm}$
	ベーンせん断抵抗	可塑性保持時間 2時間
ゲルタイム	カップ倒立法*	4~8秒程度
強度	一軸圧縮強さ	0.80N/mm^2 以上 (室内養生 28日材齢)

※カップ倒立法：混合液を2つのカップに繰返し移し換え、流動性を失って移し変えられなくなるまでの時間を計測する。

5.4.3. 配合検討

前出の表-5.1に示した目標性能を得るための配合選定にあたり、表-5.2の材料を用いて、表-5.3の配合（3章における水ガラス系配合 S-OPC）でセメント量3水準に対してベントナイトと水ガラスの割合を変化させた a)~e)を比較し、水ガラス添加量がゲルタイムに及ぼす影響を検討した。図-5.5 (a)によれば、ベントナイト溶液と水ガラスの割合を調整することでゲルタイムを制御する

ことが可能で、水ガラスが少ないほど、すなわちベントナイトが多くなるほどゲルタイムは短くなる傾向にある。配合目標としたゲルタイム 4~8 秒に確保するには、水ガラスは 30L/m³ 程度が適切であり、表-5.3 中の各配合に対して c) の組み合わせに絞り込んだ。

図-5.5 (b)は、可塑性グラウトの可塑状態保持時間を把握する目的で 20°C の室内で行った材料混合時点からのベーンせん断抵抗の経時変化である。時間の経過に伴い、せん断抵抗が線形に増加する傾向があるものの、施工上、十分な時間が経過しても可塑性状の目安となる 10kN/m² 以下であること¹³を確認した。

図-5.5 (c)は、一軸圧縮強さの材齢変化を示したものである。上記のゲルタイム、ベーンせん断抵抗の経時変化はセメント添加量による違いが顕著でなかったが、一軸圧縮強さはセメント添加量に応じて強度が増加する傾向となり、28 日材齢時点で C320 が目標強度を十分に満足した。

以上の結果に基づき、表-5.3 に示した配合のうち、C320-c) (水ガラス量 30L/m³) を採用することとした。

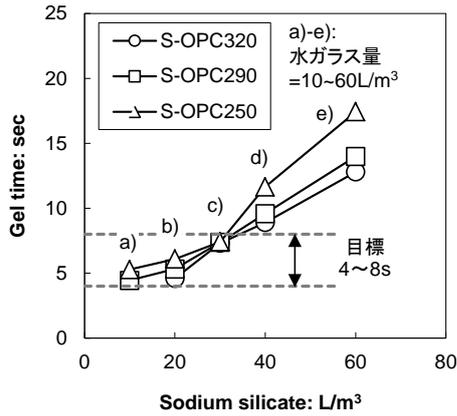
表-5.2 使用材料

材料	日本での事前検討	トルコでの施工
セメント	普通ポルトランドセメント	CEM III B (トルコ基準 高炉 B 種)
混和剤	有機高分子系遅延剤	
ベントナイト	Na 系ベントナイト	同左(現地調達)
水ガラス	3 価水ガラス	同左(現地調達)

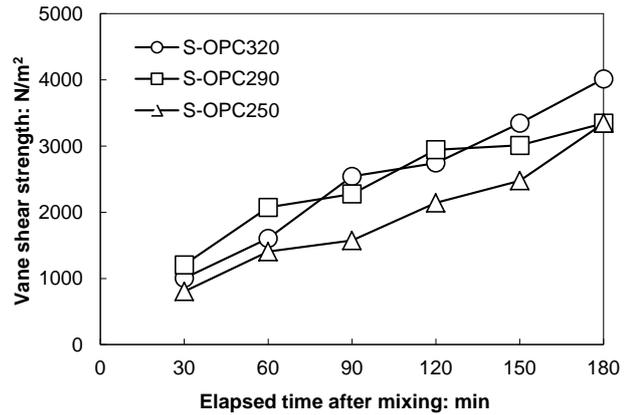
CEM III B : 高炉スラグ含有比が 66~80%

表-5.3 検討配合

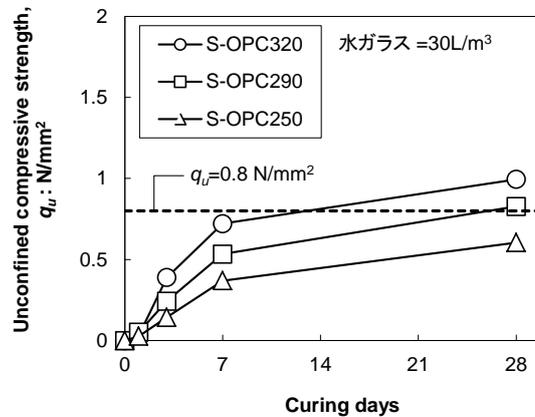
1m ³ あたり		C320	C290	C250
セメントミルク	セメント	320kg	290kg	250kg
	ベントナイト溶液	60L	60L	60L
	混和剤	2L	2L	2L
	水	236L	245L	258L
ベントナイト溶液(8%濃度)		a) 589L, b) 579L, c) 569L, d) 559L, e) 539L		
水ガラス		a)10L, b)20L, c)30L, d)40L, e)60L		



(a) 水ガラス添加量とゲルタイムの関係



(b) ベーンせん断強さの経時変化



(c) 一軸圧縮強さの材齢変化

図-5.5 配合検討結果

5.4.4. 充填性確認実験

後述の実証試験に先立ち、充填空間高さ 45cm での充填性と、充填設備の計画に関わる発生圧力を確認するために、長さ 10m の鋼製容器内への充填実験を日本国内で実施した。なお、本実験は、第 3 章における「3.4.4 粘性変化が影響する空洞充填のシミュレーション」の検討対象として、既に概要を明示している。

図-5.6 のように、鋼製容器上面に充填圧計側用の圧力計を 5 点 (P-1~5) に設置し水を張り、可塑性グラウトを充填孔から一定速度 67L/min で供給した。実験では、反対側の端部に設置した排出孔から材料が噴出するまで (約 65 分) 注入を継続したが、充填が終了近くになると、可塑性グラウトの挙動や発生圧力は排出孔側の閉塞面に到達した影響を受ける。後述のように実施工では片押し方向に充填を行う計画で、閉塞面が存在しないことから、充填空間の拡大に伴う影響のみを考察するために鋼製容器体積の 80% 程度まで (経過時間 50 分) までの結果を提示する。

実験中は、圧力計に併設した確認孔にて、順次、可塑性グラウトが到達する様子が図-5.7 のよ

うに観察され、容器上面まで可塑性グラウトが満たされていることを確認した。実験中の圧力分布は図-5.8 のようになり、時間経過に伴い圧力が感知される領域が広がり、50分経過時点では、注入孔周辺の圧力（p-1, p-2）は $10\sim 20\text{kN/m}^2$ 程度となった。圧力の予測方法や影響要因については、後述の「5.5 圧入圧の検討」で扱う。

可塑性グラウト硬化後に容器上面を取り外し、容器内部全体が充填されている状況を図-5.9 のように確認した。以上に示した実験により、必要とされる配合条件、ならびに高さ 45cm の空間への充填性が確認された。

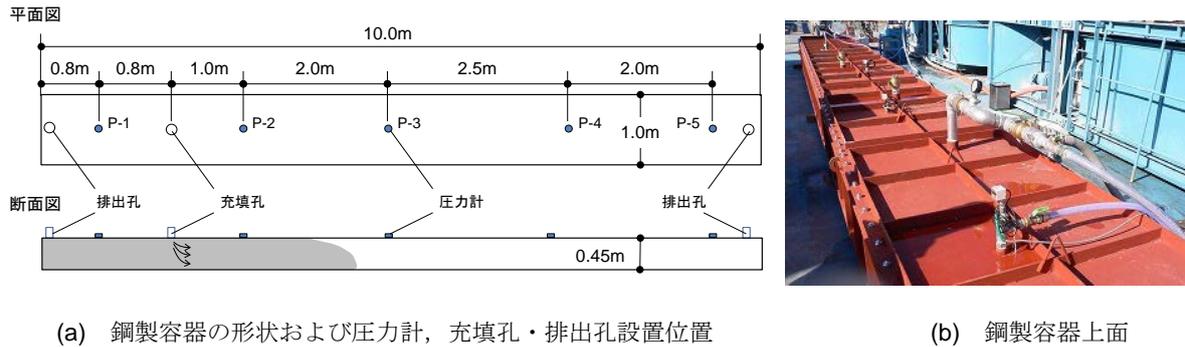


図-5.6 充填性確認実験



図-5.7 実験中に確認した可塑性グラウトの到達

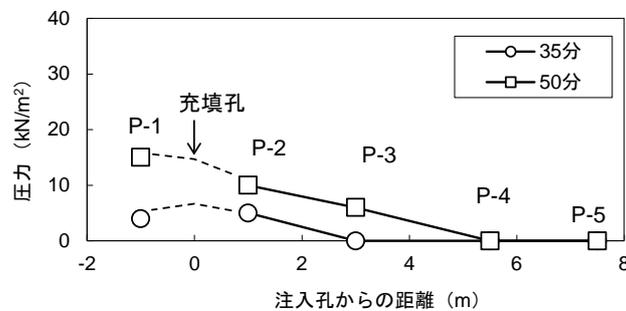


図-5.8 充填性確認実験での圧力分布



図-5.9 実験後に確認した充填状況

5.4.5. 実大充填実験

(1) 概要

配合検討，充填性確認実験を受け，現地に搬入予定のプラント設備の性能確認も兼ね，充填に伴う水平移動距離が 6m となる実規模での充填試験を日本国内で実施した。また，前述の充填性確認実験結果に基づき，函底充填の進展確認に関して，従来，モルタル充填で用いられるレベル計^{14,15}に代わる簡易な手法として，到達孔からの可塑性グラウトの排出状況を観察する手法（表-5.4）の採用可否を最終的に判断した。なお，本実験は，第3章における「3.4.3 起伏が存在する場合の空洞充填のシミュレーション」の検討対象として，既に概要を明示している。

表-5.4 函底充填の進展確認方法

	モルタルレベル計	排出確認
計測方法		
利点	モニタリング表示させることで継続的に変化を確認できる。	計器を用いず，簡易に確認できる。（上面まで満たされながら充填が進展する可塑性グラウトでのみ適用可能。）

(2) 実験方法

実験モデルを図-5.10 に示す。直径 9m の鋼製円形水槽内に、基礎マウンドと沈埋函の底盤模型で挟まれる、5m×7m×高さ 50cm の充填空間を設けた。基礎マウンドと充填空間外周には、実施工を想定して最大径 200mm の砕石を敷き詰めるとともに、高さ 30cm の起伏を一か所に設け、底盤模型を上から山留材で固定した。充填中のグラウト挙動を直接目視できるように模型下面は厚さ 10mm の透明塩化ビニル板を用い、直径 50mm の注入孔と 6m の離隔を設けて到達孔を設置した。試験に際し、充填空間を水没させた上で、実施工で用いるポンプ性能を加味した充填速度 300L/min で、約 60 分、到達孔周りに達するまで可塑性グラウトを供給した。

本実証試験では、実施工における水深 (40~60m) に相当する水圧を作用させていない。これは、高水圧を再現する水槽や圧力容器を用いた実規模の実験は、実務プロジェクトの一環としては実施が困難なこと、圧力の再現よりも実際の砕石と実寸法の空洞での試験を行うことに意義があると判断したことによる。さらに、水深 100m に相当する 1.0MPa の水圧下での水中コンクリートの流動性を調査した研究事例¹⁶⁾によれば、含有気泡の収縮による流動速度の違いは生じるものの、圧力容器内でのスランプフローで判断した流動性は、大気圧下でのそれと大きな差がないことが確認されている。可塑性グラウトは配管混合の過程で気泡が混入しないことから、含有気泡の影響は小さく、実施工で遭遇する水深圧を再現しなくとも充填性の検証ができるものと判断した。

試験中は充填材の広がりを見測するため、充填空間上面 (底盤模型下面) の 16 か所に熱電対式の温度センサーを設置し、セメントの水和反応に基づく温度変化により、可塑性グラウトの到達を検知した。

充填完了判断の基となる、到達孔における可塑性グラウトの排出確認については、実施工における函底部水圧と函体内大気圧の差を簡易に与えるためサクションを用いる方法を採用した。すなわち、図-5.11 に示すように到達孔にサクションホースを取り付け、吸引タンク (容量約 300L) を接続し、吸引タンク内を-1 気圧に保ったのちに接続部のコックを開放した。実際の水深 40~60m 分の水圧と大気圧との差圧 (400~600kPa) には及ばぬものの、簡易に 100kPa の差圧を再現した上でサクションホース内に可塑性グラウトが排出すれば、差圧がより大きい沈埋函内での施工時にも排出して到達を確認できるものと判断した。

充填完了後は一晩養生し、底盤模型を撤去し、充填状況を確認するとともに、注入孔と到達孔を結ぶ線上 3 か所のブロックサンプリングから、直径 50mm、高さ 100mm の円柱供試体を作製して一軸圧縮強さを確認した。

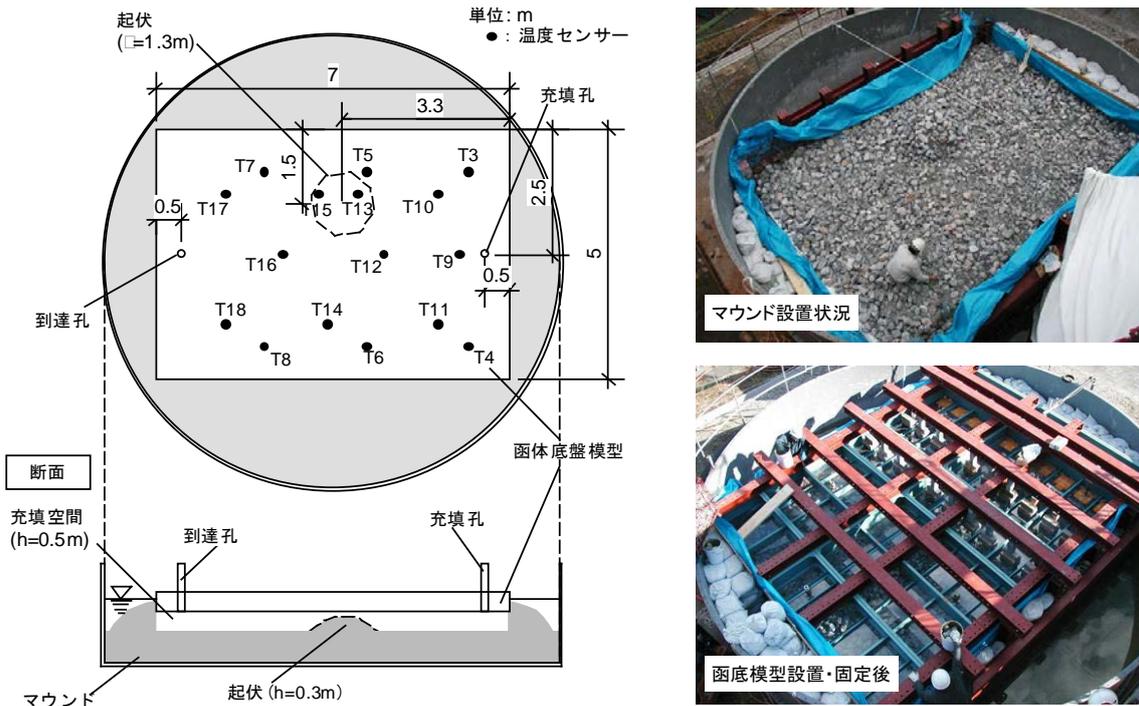


図-5.10 実規模実証試験の概要



図-5.11 到達孔での排出確認実験の準備状況

(3) 実験結果

図-5.12 に充填中の温度測定結果を抜粋して示す。冬場の試験であったため、水温は約 5℃で、可塑性グラウトの到達により 8℃程度まで明瞭な温度上昇が確認できた。

図-5.13 に温度変化により感知した各地点での可塑性グラウトの到達時間を、充填孔からの距離との関係にまとめる。図中の実線は、図-5.14 に示す充填進展イメージに基づくもので、

- a) 充填孔から全方向に同心円状に広がる状態
- b) 背面側の面に到達し充填の前方・両側方に同心円に広がる状態

c) 両側面に到達し前方にのみ同心円状に広がる状態

の段階を追って充填領域を想定した。図-5.13 では、多くの計測地点でこの想定を裏付ける形でグラウトが到達する一方、充填孔から見て起伏手前に位置する T8, T16, T18 は起伏を避けたグラウトが早めに到達し、起伏背面に位置する T15 では逆に遅れたことを示している（個々の測定位置については前出の図-5.10 を参照）。

図-5.15 には、充填孔付近に取り付けた圧力ゲージを目視観察して得た充填圧増分の経時変化（充填開始5分で確認された最少読み値に対する増分）を示す。可塑性グラウトの広がりに応じて充填圧は上昇し、増加量は約 10kN/m^2 となった。圧力の算定方法、影響要因については、後述の「5.5 圧入圧の検討」で触れる。

充填完了の判断の基となる排出確認では、可塑性グラウトが排出孔周りに到達したことを、函体底盤模型の透明塩化ビニル板を通して目視確認後、吸引タンクのコックを開放した。この結果、瞬時にサクションホース全体が可塑性グラウトにより満たされた。実施工においては、充填中に到達孔のコックを定期的に開放・観察し、排出物が海水から可塑性グラウトに変化することを持って到達を確認できるものと判断できた。

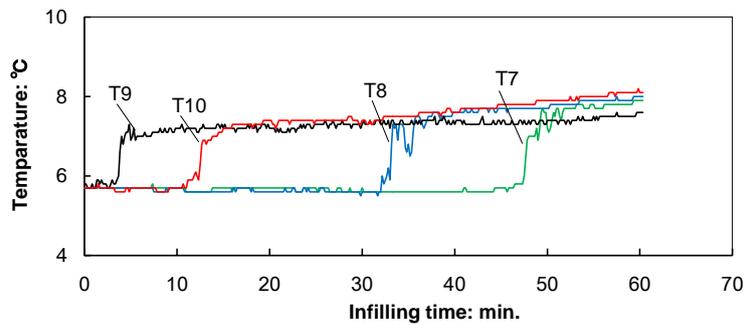


図-5.12 温度センサーによる到達状況の感知（T7～10）

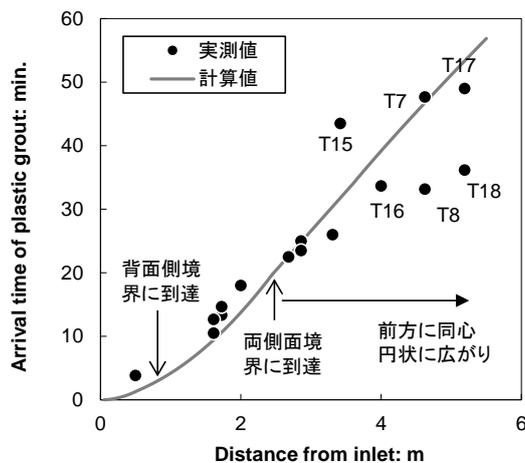


図-5.13 充填孔からの距離と到達時間の関係

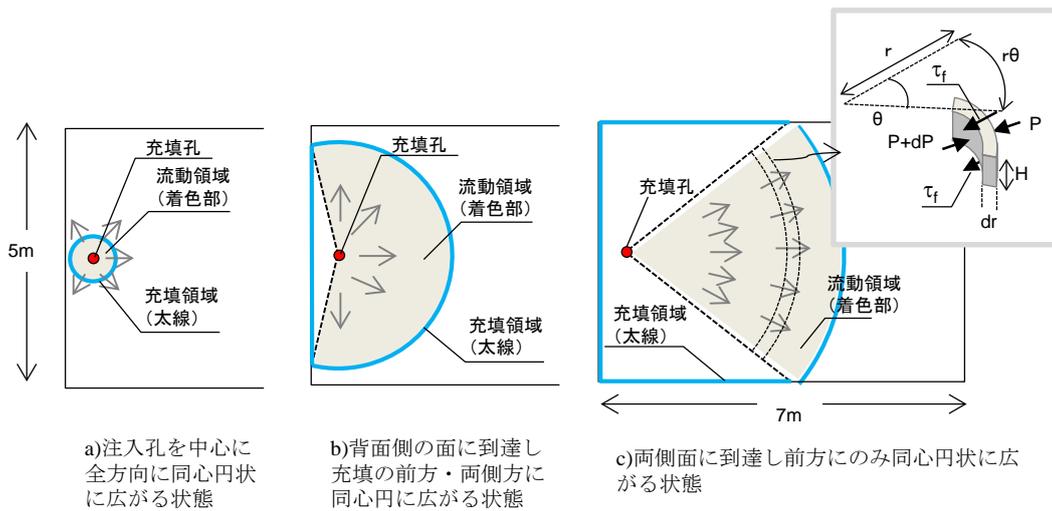


図-5.14 充填領域・流動領域の想定（平面図）

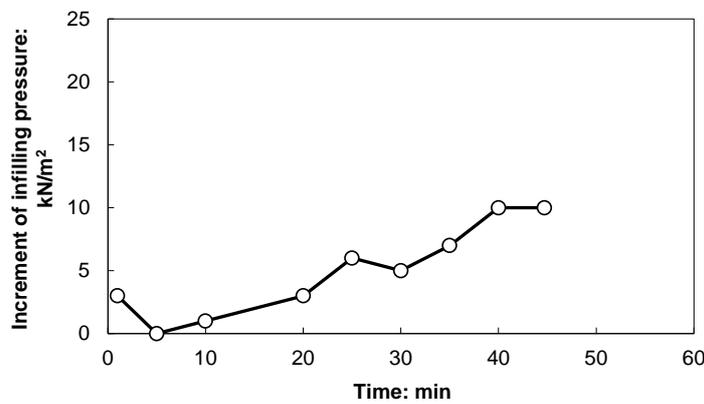


図-5.15 圧入圧の経時変化

図-5.16 に、試験翌日に確認した充填状況を示す。底盤模型を撤去した上面、充填部分を掘削して観察した断面とも未充填部は存在せず、可塑性グラウトが空洞全体にいきわたっていることを確認した。可塑性グラウトの供給記録での充填量は 17.8m^3 であり、充填空間容積 ($5\text{m} \times 7\text{m} \times 0.5\text{m} = 17.5\text{m}^3$) に等価となった。モルタルを用いた既往の充填実験¹⁷では、基礎マウンド (20~30kg/個の栗石) の間隙にモルタルが浸透し、充填空間体積の 1.9 倍のモルタル体積を必要とした。可塑性グラウトを用いた今回の実証試験を通して、基礎マウンドの間隙を閉塞することなく、透水性は確保される。プラント側で確認できる供給体積と充填完了体積がほぼ等しくなり、この関係を活用して施工管理が可能になることを確認した。

図-5.17 は、28 日材齢強度の底盤模型長手方向分布を示したものである。充填孔位置から距離に応じた強度の低下傾向は、水和反応が進む中での充填に伴うかく乱や、セメント分の希釈によるものと考えられる。本結果において、充填孔付近の平均強度 (図-5.17 中に付記した強度分布近似線の切片 $q_{u,L=0}$) は、室内配合強度相当 (図-5.5(c)中 C320 の 28 日材齢) が確保され、配合検討で

定めた2倍の割増は安全側の設定となった。一方、配合検討で定めた水平移動に伴う3倍の割増に関しては、図-5.17中の強度分布の近似線が $q_{u,L=0}/3$ 以上を確保していることから、水平移動距離6.6mを前提とする計画に対して妥当な水準であることが確認できた。

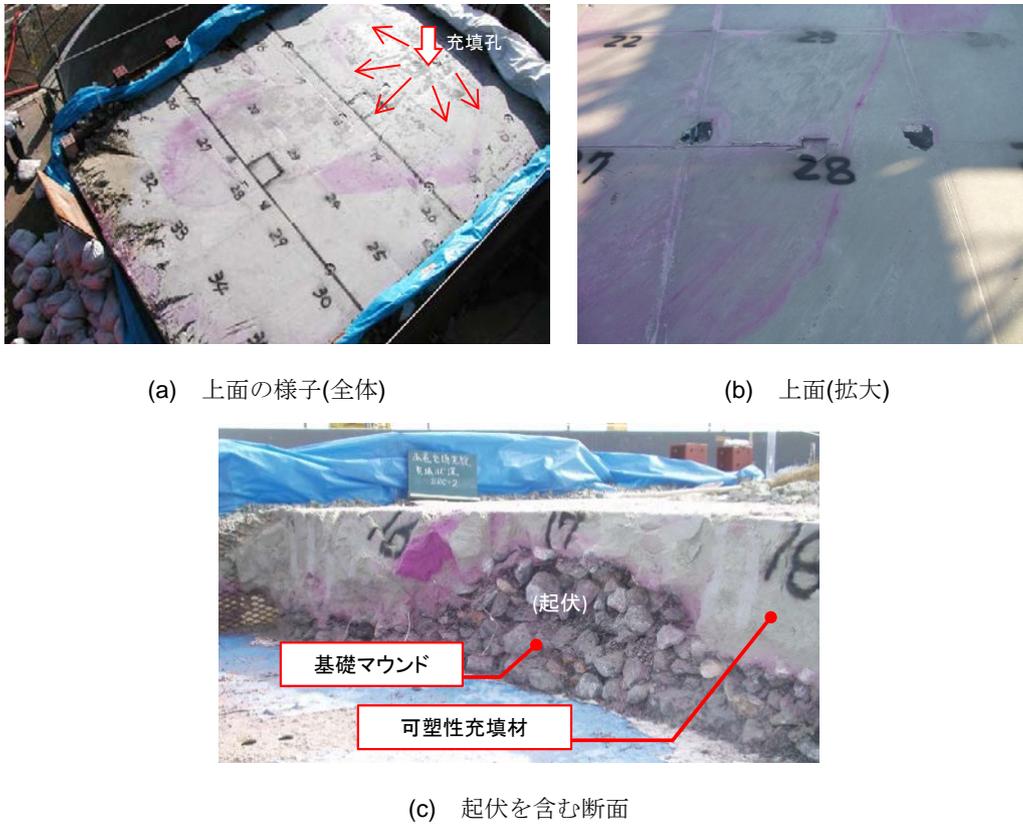


図-5.16 充填状況の確認状況

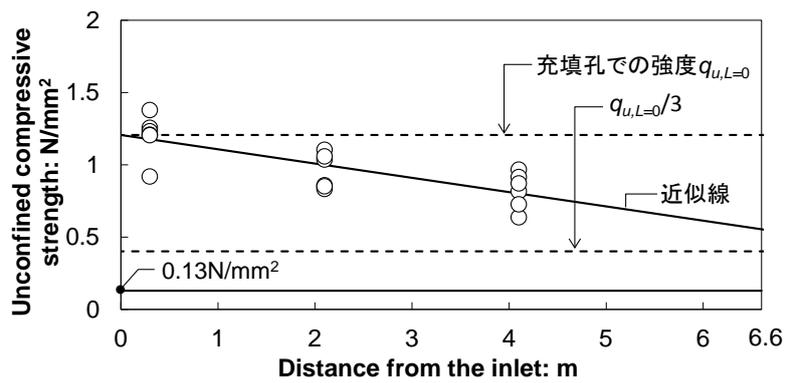


図-5.17 一軸圧縮強さの分布 (28日材齢)

5.4.6. 配合試験・充填実験・実証試験のまとめ

可塑性グラウトに関する以上の検討結果，施工管理への反映方法を以下にまとめる。

- ・ 本検討で定めた粘性や強度の割増を有する可塑性グラウトを用いることで，今回対象としたボスポラス海峡横断鉄道トンネルの函底充填を実現できる。
- ・ 可塑性グラウトを用いることで函体下部の礫マウンド間隙への材料の浸透を抑えた充填が可能となる。
- ・ 材料供給プラントで確認できる供給量を，函底充填体積とみなして数量管理を行うことが可能である。
- ・ 充填完了を判断するための手法の一つとして，隣接充填孔からの排出を確認する手法が適用できる。

5.5. 圧入圧の検討

5.5.1. 圧入圧の算定式

第4章における間隙注入を対象とした圧入圧の算定式では下記の特性を前提とした。

- ・ 間隙中の可塑性グラウトは，注入圧力が加わらない状況や低い注入圧力ではそのまま滞留し，一定の圧力勾配（降伏圧力勾配を定義： i_c ）を超えると注入が進展（浸透）する。
- ・ 浸透速度は，圧力勾配と降伏圧力勾配の差に比例する。

本章の空洞充填にも同様の特性を反映し，間隙注入における浸透係数 K を抵抗係数 R で置き換えた以下の算定式を検討する。

$$v = R(i - i_c) = R(dP/dx - i_c) \quad (5-1)$$

$$q = Av \quad (5-2)$$

$$R(dP/dx - i_c) = q/A \quad (5-3)$$

$$dP = (q/RA + i_c)dx \quad (5-4)$$

ここで，

- v : 充填流速 (m/s)
- R : 抵抗係数 ($\text{m}^2/\text{kPa}\cdot\text{s}$)
- i : 圧力勾配 (kPa/m)
- i_c : 降伏圧力勾配 (kPa/m)
- P : 圧力 (kN/m^2)
- x : 充填方向距離 (m)
- q : 圧入速度 (m^3/s)

A: 圧入面積 (m²)

空洞圧入における抵抗係数 R は、間隙注入に対する浸透係数 K と比較すると、大きな値になることが想定される。第 4 章の間隙注入の検討では、注入圧算定式を理論式に置き換え球状・円盤状注入の複数の実験結果を対象にパラメータを同定するとともに、パラメータ間の相関を明らかにしたが、本章が扱う空洞充填については、同様に理論式に置き換えて検証できる実験結果が入手できていない。そこで、パラメータの同定は今後の取り組みにゆだね、以降では前出の充填性確認実験、実規模充填実験を対象に簡易計算法を提示・検討する。

5.5.2. 時間・空間的影響を考慮した圧入圧の算定

(1) 充填性確認実験に対する簡易計算

簡易計算法として、充填圧と壁面付近の抵抗のつり合いを前提とした図-5.18 の手法を検討し、壁面抵抗は図-5.19 のベーンせん断抵抗と等価であると仮定する。ここで引用したベーンせん断抵抗は、充填性確認実験時に直接測定した結果がないことから第 3 章で示した水ガラス系配合を対象とした 2 つの屋外実験での取り置き試料、室内で水浸させた試料での計測結果を引用する。水浸試料については、第 3 章における、充填性確認実験を対象とした数値シミュレーションで粘性特性変化に参照したものと同一のものである。ベーンせん断抵抗の変化 3 水準に基づき、充填開始からの時間経過に応じて先端部ほどせん断抵抗が増加し圧入圧の抵抗に分布が生じるものとし、圧力計の各箇所から充填先端部まで以下の積分 (図-5.18 参照) により圧力値を算定した。

$$P = \int_{x_0}^{x_t} \frac{2(W+H)}{W \cdot H} dP = \int_{x_0}^{x_t} \frac{2\tau_f(W+H)}{W \cdot H} dx \quad (5-1)$$

ここで、 x_0 : 算定位置、 x_t : 可塑性グラウト先端位置、 τ_f : ベーンせん断抵抗、 H : 鋼製容器の高さ、 W : 鋼製容器の幅。

図-5.20 は、P2, P3 での圧力変化を実測値と計算値で比較したものである。実測値に時間の遅れが見られるものの、計算結果の中では「練上がり時 19°C」による結果と整合したものとなっている。充填期間中の可塑性グラウトの温度は測定されていないものの、本実験が 2 月末に実施されたことから、練上がり温度が 10°C 代であったものと想定され、本手法が充填圧の事前評価に有効であることが示された。

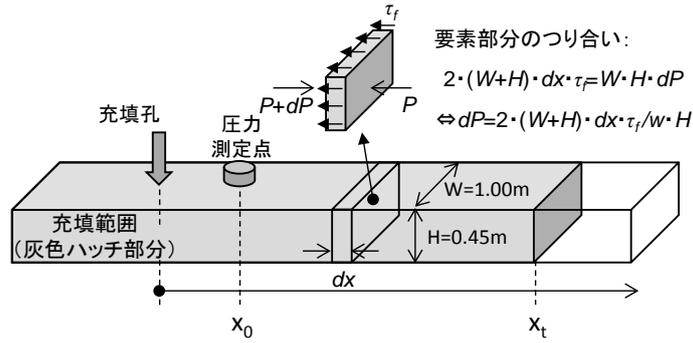


図-5.18 充填圧と周面抵抗とのつり合いの想定

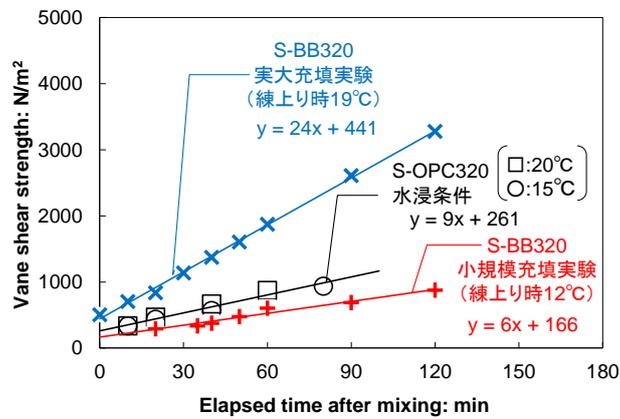


図-5.19 圧力算定で参照したベーンせん断強さの経時変化

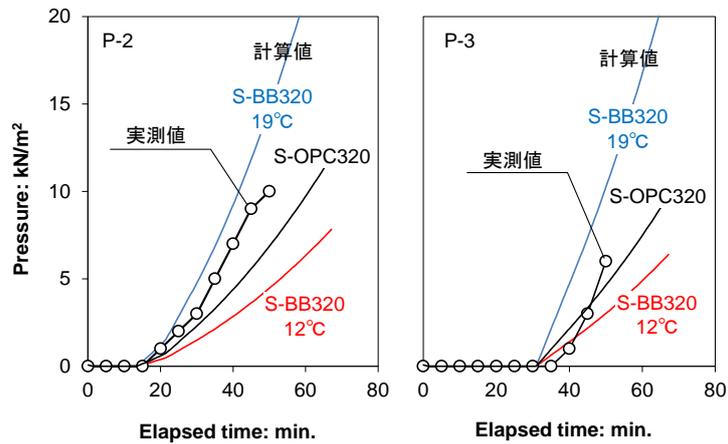


図-5.20 圧力の経時変化 (P-2, P-3)

(2) 実大充填実験に対する簡易計算

実大充填実験に対する簡易計算は、前述の図-5.14の充填イメージに基づくものを検討する。グラウト流動領域は、充填孔を中心とした円形、あるいは扇形の部分（図-5.14中の着色部分）と仮定し、先の充填性確認実験での想定と同様に、上下境界でベーンせん断抵抗に釣り合う圧力増分が生じるとする（図-5.14 c)に付記した図を参照）。充填孔からの距離 r における圧力増分 dP について、以下の式が成り立つ。

$$H \cdot r \cdot \theta \cdot dP = 2 \cdot dr \cdot r \cdot \theta \cdot \tau_f \quad (5-2)$$

ここで、 H は充填空間高さで 0.5m となる。

τ_f は実験時に測定を行っていないが、本章で前述したとおり実大充填実験は冬場の積雪時の外気が低い条件で実施したため、充填継続中の変化は限定的だったと推察される。これにより、第3章における「3.4.3 起伏が存在する場合の空洞充填のシミュレーション」では、可塑性グラウトの粘性特性として τ_f は 400N/m^2 の一定値を設定した。そこで本検討では、 τ_f として同じく 400N/m^2 の一定値を採用するとともに、参考値として前出の図-5.19のベーンせん断抵抗における練上り温度 19°C 、 12°C の経時変化を引用し経過時間に応じて充填領域の先端部ほど高くなっている条件も考慮する。到達半径 R に対しては、充填孔での充填圧は以下で算定できる。

$$P = \int_0^R dP = \int_0^R \frac{2\tau_f}{H} dr \quad (5-3)$$

充填部分の体積と注入速度から、各 P に対応する経過時間を特定した上で、図-5.21中に実測充填圧増分と比較した結果を示す。実測値が起伏の影響を受けているのに対して、計算値は高さ 50cm の矩形空洞を前提とする相違があるものの、計算値は実測値での圧力水準と変動傾向をとらえたものとなっている。前述の充填性確認実験とともに、境界面での摩擦抵抗に相当する圧力抵抗が生じるとする簡易計算法の有効性を確認できた。

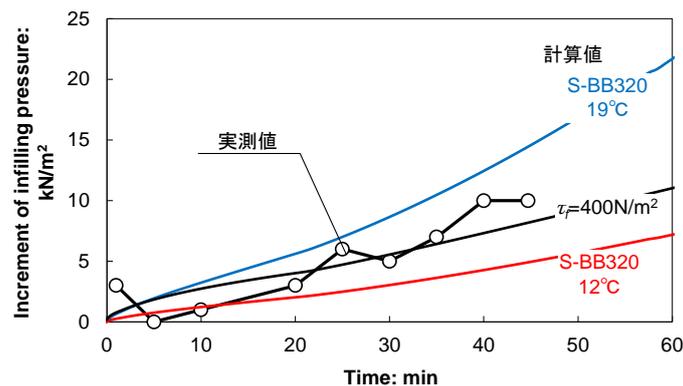


図-5.21 充填圧の変化

5.6. 可塑性グラウトを用いた沈埋トンネルの函底充填

5.6.1. 施工計画

図-5.22 に沈埋函の概形，函底充填部分の平面・断面図と製造プラントを含む全体配置図（E10 函体施工時）を示す。可塑性グラウトの製造・供給については，実大充填実験で用いた設備を現地に搬入し，セメントミルク，ベントナイト溶液，水ガラスは，それぞれ直径 3 インチ，3 インチ，1.5 インチの配管により栈橋，アクセスブリッジ，アクセスシャフトを經由して函体内に配管圧送した。充填孔付近にはラインミキサーを設置し，3 液を混合した上で，充填孔を通して函底充填を行った。なお，圧送の安定性を保つため，E06 函体にて中継設備を設けた。主な設備の仕様を以下に示す。

プラント

- セメントサイロ： 容量 150ton
- ベントナイトサイロ： 容量 100ton
- ベントナイト溶液ポンプ：スクイズ方式，最大圧送速度 200L/min，最大圧送圧 2.5MPa，インバーター制御。
- 水ガラスポンプ： スクイズ方式，最大圧送速度 15L/min，最大圧送圧 2.5MPa，インバーター制御。

函体内

- 中継機： 懸濁溶液であるセメントミルク，ベントナイト溶液それぞれにアジテータータンク 0.4m³ を設置，プラントと同じポンプを装備。
- ラインミキサー： 強制攪拌方式，長さ 1840×幅 450×高さ 635mm。

充填孔は図-5.22 中の平面図に示すように 2 列で千鳥に配して，充填作業は一孔ずつ順次片押し方向に行う計画とした。

表-5.5 には，各函体の充填条件を示す。最大の配管延長は，ヨーロッパ側端部の E01 函体の施工時で，沈埋トンネル延長の約 1,400m に栈橋，アクセスブリッジ，アクセスシャフトを加え 1,700m 以上となる。設置深度については E3 函体が最大水深 60m となり，これを挟んで沈埋トンネルは海峡の両岸方向に上り勾配となる。片押し方向で進める函底充填は，低い側から高い側に向けた方向，すなわち E11～E03 函体はヨーロッパ側から，それ以降はアジア側から逆方向とした。これは，逆に高い側から低い側に充填を進めれば，硬化前の可塑性グラウトが重力の作用で前方に変形することが想定され，充填空間上面で空隙発生を誘発する恐れがあると判断したためである。E10 函体を例にした平面図のとおり，各函体における 1 孔目の函底充填（No.4）はモルタルストッパーシートや先行充填部分に到達するまでは概略円形に広がり，2 孔目以降は片押し方向に概略半円に広がる。

表-5.5 には，深浅測量に基づく充填量の見込み量も示している。実績充填量，割増率については「5.6.4 施工結果」で後述する。

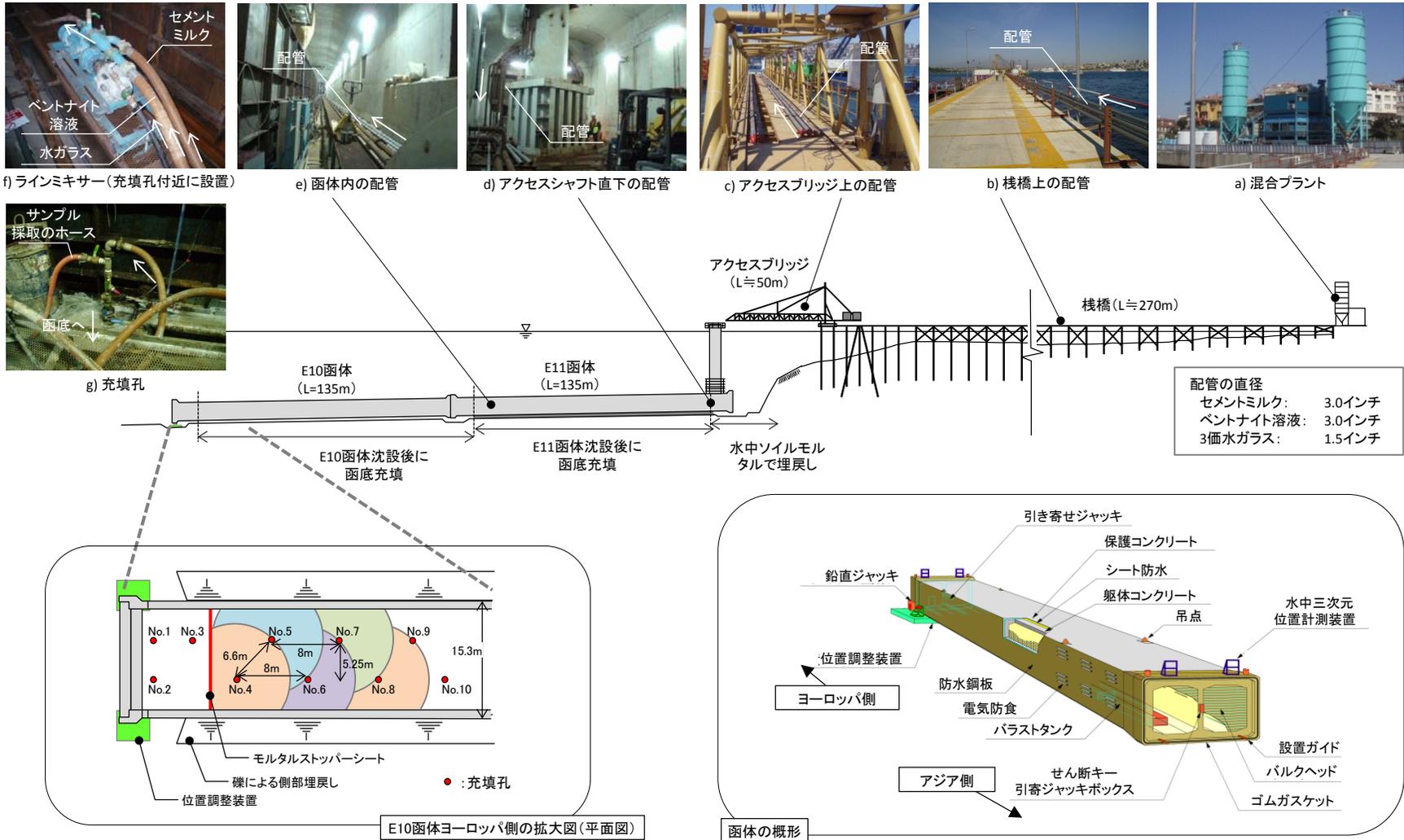


図-5.22 製造プラントを含む全体配置と函底充填部分の平面・断面図 (E10 函体施工時の状況)

表-5.5 各函体の函底充填条件・充填量（アジア側 E11 から E01 に向けた順序で沈設・函底充填）

函体 番号	函体 長さ (m)	概略配管 長さ (m)	設置 水深 ^{注1} (m)	計画 勾配 ^{注2} (%)	片押しで 進める充 填方向 ^{注3}	函底充填量 (m ³)			備考
						深浅測量に 基づく 見込み量 (V ₀)	実績 充填量 (V ₁)	割増率 (V ₁ /V ₀)	
E11	135	535	41.2	1.77	E→A	910.0	1010.8	1.11	
E10	135	670	43.6	1.66	E→A	801.0	993.7	1.24	
E09	135	805	45.8	1.66	E→A	974.0	1137.7	1.17	
E08	135	940	48.0	1.66	E→A	1375.0	1241.7	0.90	
E07	135	1075	50.2	1.66	E→A	1019.0	1131.5	1.11	
E06	135	1210	55.6	1.66	E→A	1385.0	1685.5	1.22	中継設備
E05	135	1345	56.2	1.66	E→A	704.4	841.2	1.19	
E04	135	1480	57.4	1.66	E→A	784.1	1049.6	1.34	
E03	110	1590	60.2	0.73	E→A	1052.0	1067.3	1.01	
E02	98.5	1689	58.9	-1.02	A→E	953.0	902.3	0.95	
E01	98.5	1787	57.5	-1.74	A→E	888.1	1148.5	1.29	

注1：函体中心部の水深

注2：アジア側からヨーロッパ側に下る勾配を正とする。

注3：A=アジア側，E=ヨーロッパ側

5.6.2. 配合

前述した日本国内での事前検討を基に、実際に現地で調達した材料（表-5.2 参照）を用いて配合検討にあたった。粘性、強度等の仕様を満足する配合として、セメント量、可塑性溶液は同量として、フロー調整のため混和剤を 3L/m³ に増量した配合を選定した。この結果、後述の施工管理結果に示すとおり、事前検討と同等以上の配合強度を確保した。

5.6.3. 施工・品質管理

(1) 配合品質

各日の施工開始時に、可塑性グラウトを充填孔の直前で採取し、フロー値、密度、練上り温度を確認し（図-5.23 参照）、一軸圧縮試験供試体を作製した。本試料による強度は、すでに長距離圧送による影響を受けたものとなる。そこで、配合検討の目標強度の設定根拠のうち、充填に伴う水平移動に基づく3倍の割増のみを考慮した $0.13 \times 3 = 0.39 \text{ N/mm}^2$ から 0.40 N/mm^2 を施工管理強度に定めた。



図-5.23 函体内での品質試験状況

(2) 仮支持ジャッキの鉛直荷重・ストローク

函体を仮支持する鉛直ジャッキの荷重，ストロークを監視した。鉛直ジャッキは，最初の E11 函体では 4 か所，それ以降の函体はヨーロッパ側の 2 か所に設置した。函底充填作業に先立ち位置を確定した函体が，可塑性グラウトの作用で変位し，再度の位置修正が必要とならぬよう，ジャッキにも負荷が生じていること，ストロークに変動がないことを充填継続の条件とした。

(3) 充填範囲の進展確認と充填量の上限

充填中は，後続して用いる充填孔のうち隣接する 2 つを到達孔とみなし，適時，バルブを開放して海水，可塑性グラウトのいずれが排出するかを確認した。可塑性グラウトが排出された場合には，見込み量に対する大小に関係なく，その箇所からの充填を完了した。排出した部分はそのままでは可塑性グラウトが硬化して後続の充填ができなくなるため，到達孔から水を供給することにより函底への経路を確保した。

また，充填箇所によっては充填範囲の偏りが生じ，2 つの到達孔のいずれでも可塑性グラウトの到達を確認できないことも想定された。この時，到達孔以外の場所で充填領域が広がり，割増率 3 で想定した以上の強度低下が生じることが懸念される。このことから，各充填孔からは，見込み量の 2 倍（充填半径としては 1.4 倍に相当）を上限とし，当該箇所の充填を終了し次の充填に移行することにした。

充填量の確認と合わせて，充填開始時からの圧力変化を充填孔付近に取り付けた圧力ゲージにより監視した。充填範囲の拡大に伴い，実大実証試験相当以上（ 10kN/m^2 ）の圧力増加が認められることをもって，適切に充填範囲が拡大しているものと判断した。

5.6.4. 施工結果

(1) 配合品質

図-5.24，図-5.25 に，フロー試験，練上り温度，密度，強度の測定結果を時系列で，図-5.26，図-5.27，図-5.28 には，最初の施工となった E11 函体とそれ以外に分けてフロー試験，密度，強度の頻度分布を示す。加えて，強度試験については，最初の施工となった E11 函体においては追加で

試料を採取し、弱材齢時を含む強度発現性状として図-5.29 の傾向を得た。

図-5.24, 図-5.25 において E10 函体以降の結果は, E11 函体と比較して, いずれの測定でもばらつきが小さくなっている。原因を特定するに至らなかったが, 日々の作業サイクルの向上によりセメントミルクの練混ぜ後の待機時間が短縮されたこと, 配管清掃の徹底により残留したセメント固化物といった不純物の混入可能性を低減させたことが寄与したものと考えられる。E10 函体以降の結果については, 以下のことが言える。

- ・ 各函体の施工を通して, 配管距離, 施工時期による影響は見られない。
- ・ 現地において夏季にあたる 9 月の施工 (E09 函体) では練上がり温度は 30℃未満に, 冬季にあたる 1 月の施工 (E07 函体) では 10℃以上となり, セメント混合材として適正な温度 (JASS 5 による荷卸し時の規定材料温度: 寒中コンクリート 10℃以上, 暑中コンクリート 35℃以下) を確保できた。

図-5.29 には 90% 信頼区間を表記しているが, 28 日材齢での区間下限は $1.96-1.64 \times 0.83=0.60\text{N/mm}^2$ (平均値 1.96 N/mm^2 , 標準偏差 0.83 N/mm^2 は頻度分布で整理した図-5.28 参照) となり, 管理値 0.40N/mm^2 以上を確保できた。図-5.28 中に示したように, E11 函体に対する変動係数 0.42 は E10 函体以降では 0.22 に低減し, 可塑性グラウト配合に関する過去の事例 (0.24~0.31)¹⁸ (図-5.30) と比べて, 同等以下のばらつき水準を確保した。

なお, 図-5.29 中には事前配合検討で, 普通セメントを用いた強度発現性状 (C320, 図-5.5) を併記しているが, 実施工では 7 日材齢以降の強度増加が大きく 28 日材齢以降もさらなる強度増加が見込まれる。これは, 高炉セメントのポゾラン反応により強度と密実性が向上していることを示唆しており, 函底充填部の耐久性に関して有利な傾向にある。

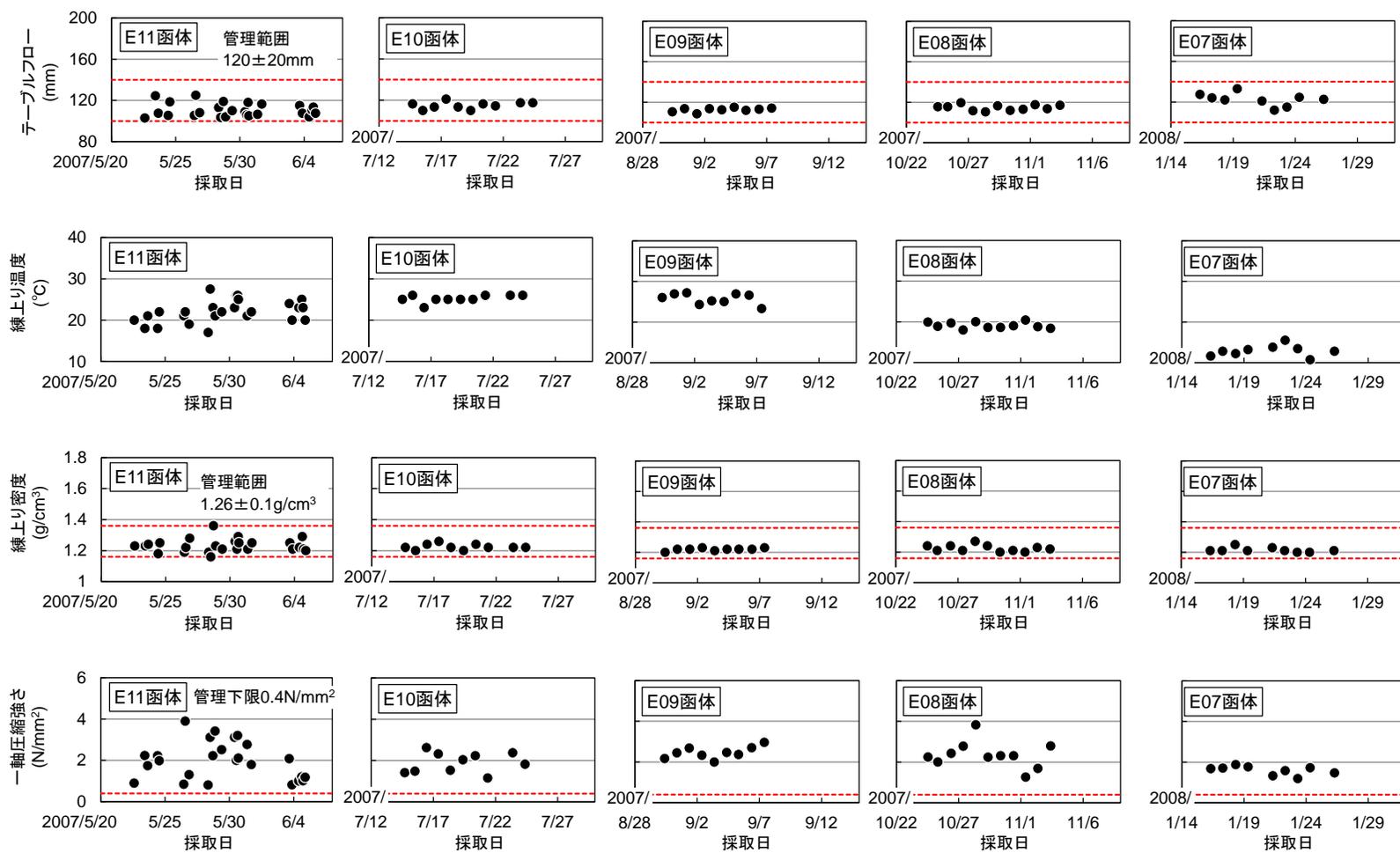


図-5.24 テーブルフロー，練上り温度，温度，一軸圧縮強さ（E11，E10，E09，E08，E07 函体）

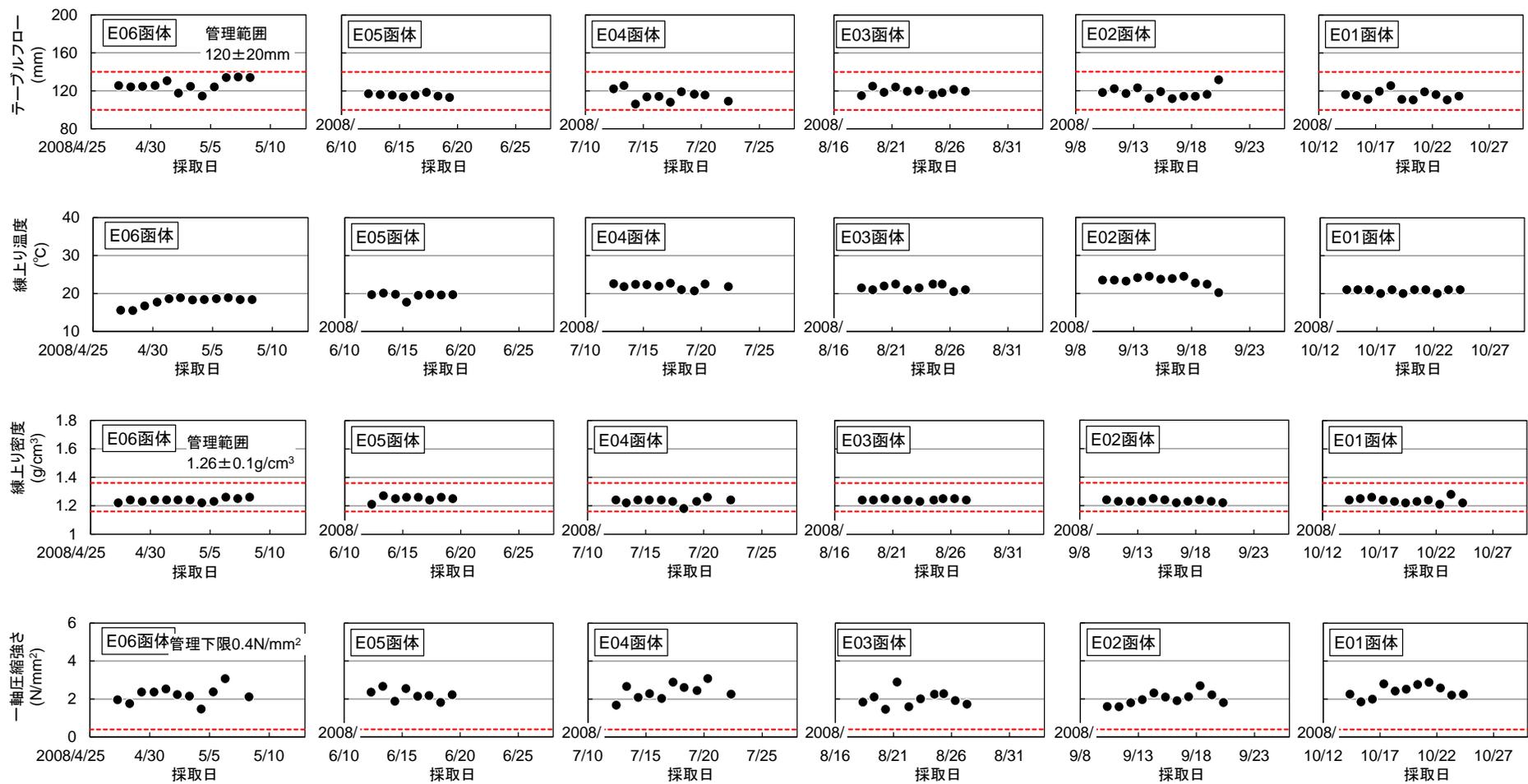


図-5.25 テーブルフロー，練上り温度，密度，一軸圧縮強さ（E05，E04，E03，E02，E01 函体）

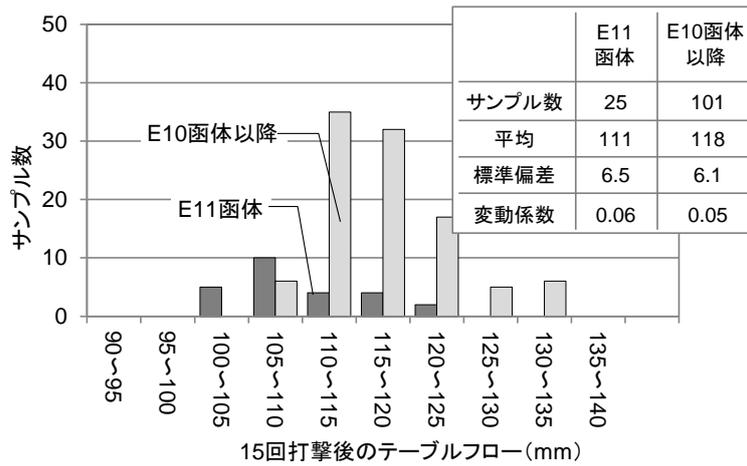


図-5.26 テーブルフローの頻度分布

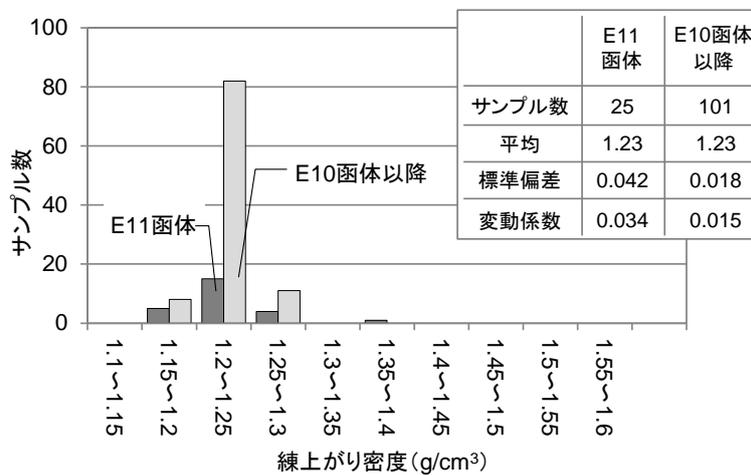


図-5.27 練上がり密度の頻度分布

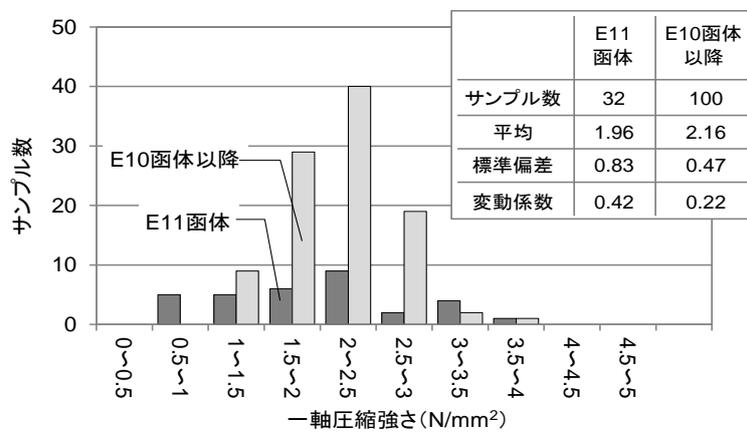


図-5.28 一軸圧縮強さ（28日材齢）の頻度分布

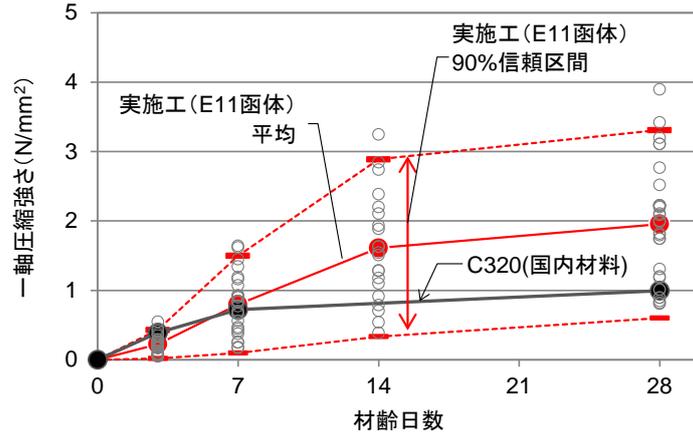


図-5.29 一軸圧縮強さの材齢変化(E11 函体)

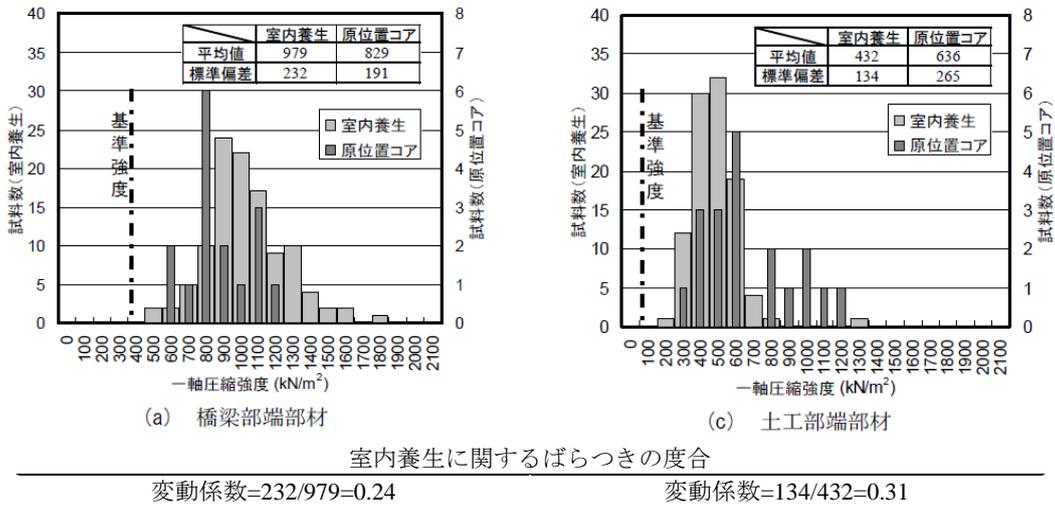


図-5.30 過去の事例における一軸圧縮強さの記録

(2) 充填過程

充填体積と仮支持ジャッキの鉛直荷重の推移を図-5.31～図-5.33に示す。いずれの函体の施工においても、合わせて測定した仮支持ジャッキのストロークには有意な変動は認められず、函体位置に変状をきたすことなく施工を完了した。同図からは以下のことが言える。

- ・ 充填量の推移を見ると、一函目となる E11 函体は他より施工期間を要したものの、10 日で $1,000\text{m}^3$ 程度の一定ペースで施工を完了した。最大 $1,700\text{m}$ 以上の配管圧送を伴う作業ながら、施工上の問題は発生しなかった。
- ・ 一函目の充填となる E11 函体では、すべての函体重量を 4 隅の鉛直荷重で支持した。荷重の総計 $8,650\text{kN}$ は、函体の設計水中重量 $8,708\text{kN}$ と同等の値となった。
- ・ 充填完了まで計測を行った函体 (E11・アジア側, E10・08・01 ヨーロッパ側) の荷重変化

を見ると、充填が進むにつれて最大 1,500kN 程度減少している。当初ジャッキが受け持っていた函体重量が、徐々に函底充填材で受け持たれることを意味し、充填が良好に進展していることを示している。

- ・ E11 アジア側, E01 ヨーロッパ側は片押し方向に進める充填作業の終了側に, E10 ヨーロッパ側, E08 ヨーロッパ側は開始側にジャッキが位置する。前者では函底充填が 40%程度完了してからジャッキ荷重が減少しはじめるのに対して, 後者は充填開始初期から減少傾向が見られ, 片押し方向と測定位置に応じた傾向の相違が認められる。

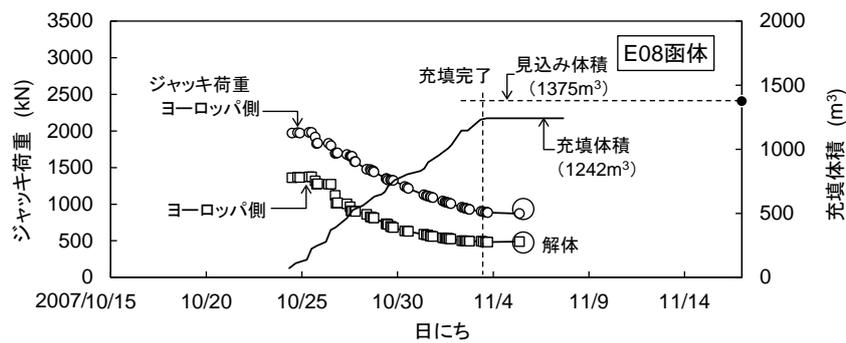
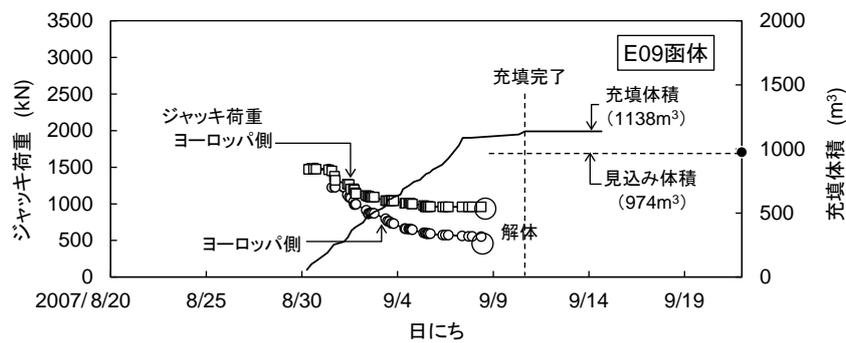
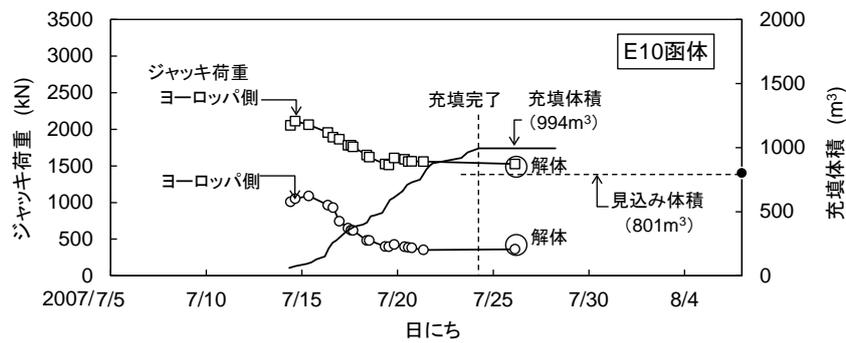
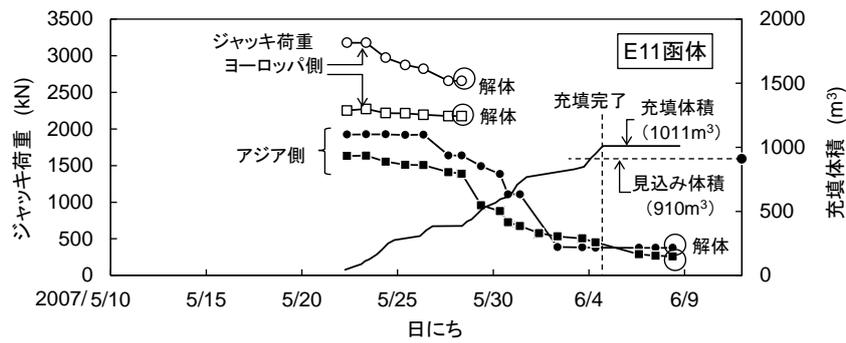


図-5.31 充填中のジャッキ荷重の変化 (E11~E08 函体)

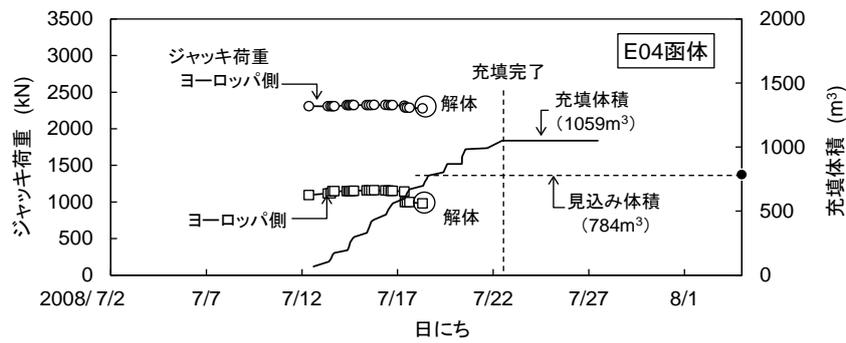
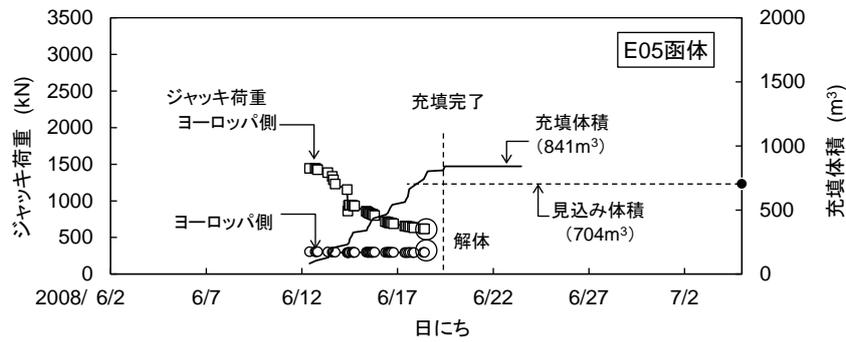
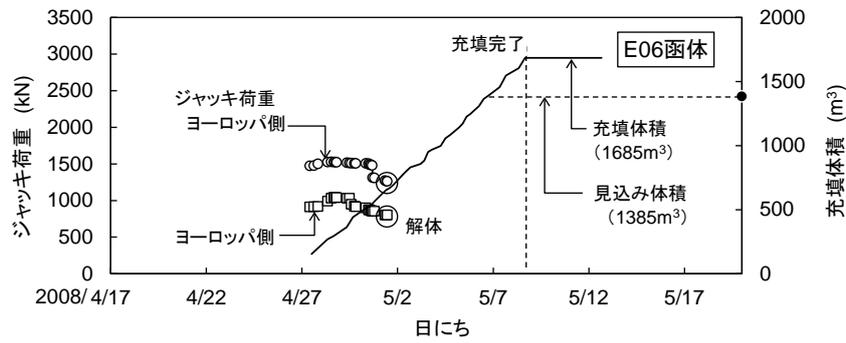
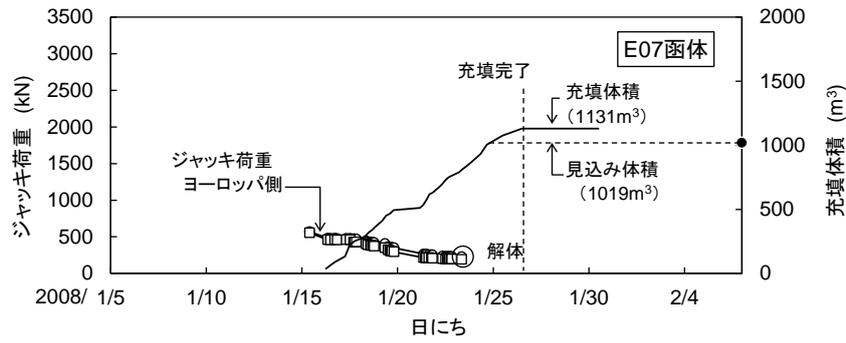


図-5.32 充填中のジャッキ荷重の変化 (E07~E04 函体)

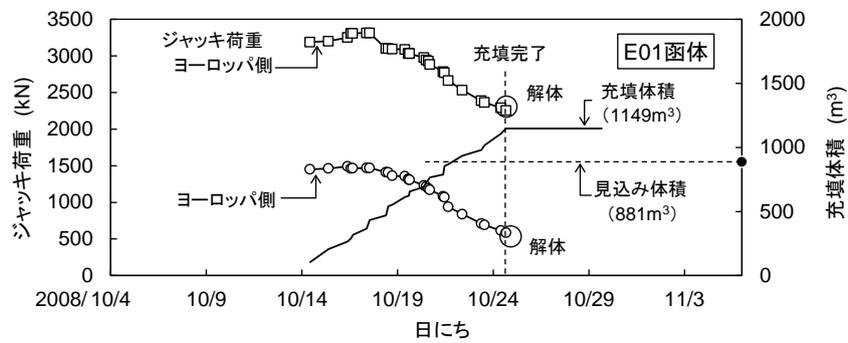
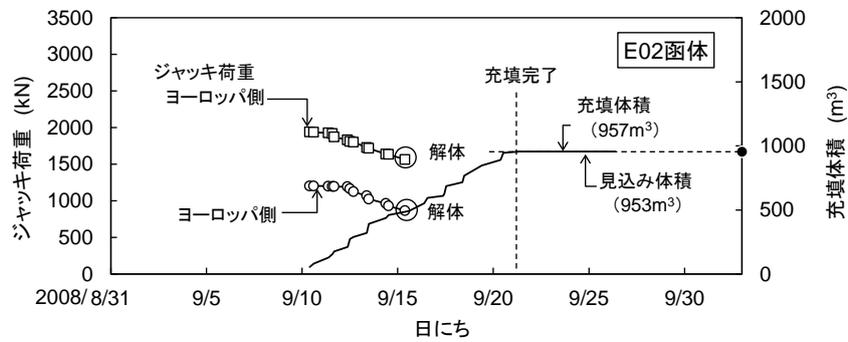
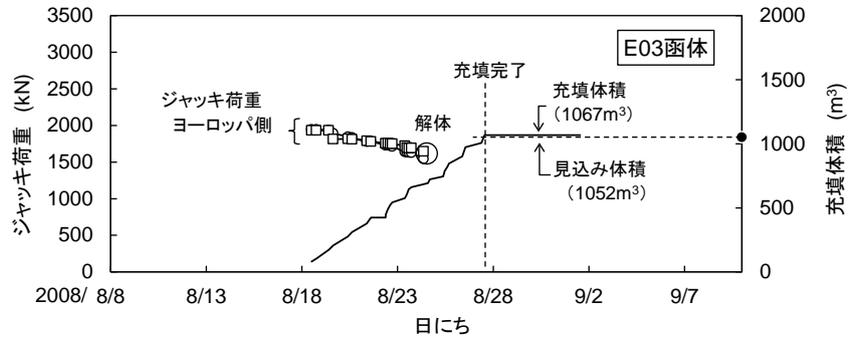


図-5.33 充填中のジャッキ荷重の変化 (E03～E01 函体)

(3) 充填結果と可塑性グラウトの適用効果

図-5.34 は、各函体での充填の見込み量（表-5.5 参照）と実績値の関係をまとめたものである。見込み量に対する割増率は、函体ごとに見ると最大 1.3 程度、平均的には約 1.1 程度となった。基礎地盤への浸透が生じやすいモルタル充填を行った東京港トンネルの事例¹⁹（同図に付記、表-5.6 参照）では平均的に 1.3 程度、川崎港海底トンネルの事例²⁰では 1.6 程度と報告されており、可塑性グラウトを利用した本プロジェクトでは実績量が見込み量に近いことを示している。計画充填量に対する超過の要因としては、施工途中でダイバーが確認した函体側部への排出が考えられる。

沈埋函の沈設以降は内空の測量によっても変位発生の有無を監視したが、鉛直ジャッキの撤去時や、以降の埋め戻し、沈埋函内部のコンクリート打設を通して顕著な変動は認められなかった。以上、大水深での函底充填で長距離配管圧送を伴いながら、目標の配合品質を確保し、沈埋函基礎に要求される機能を確保することができた。

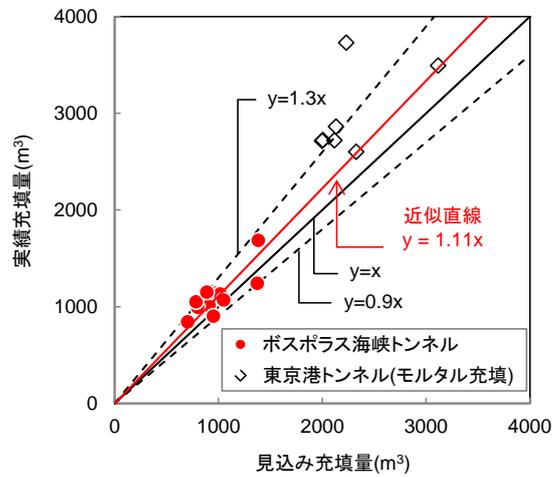


図-5.34 見込み充填量と実績充填量の関係(全 11 函体)

表-5.6 東京港トンネルにおけるモルタル注入の実績

		函底と基礎の間隔 A (cm)	注入面積 B (m ²)	注入部容積 C=A×B (m ³)	モルタル 注 入 量 D (m ³)	モ ル タ ル ス ト ッ パ ー 袋 注 入 量 E	全注入量 F=D+E (m ³)	割増率 G=F/C (%)	注入日数 (日)
E-1 栗石基礎部		56.2	3572	2007	2662.6	60	2722.6	136	9 (1)
E-2 栗石基礎部		49.6	4301	2133	2833.7	27	2860.7	134	8 (1)
E-3 栗石基礎部		51.9	4301	2232	3702.6	27	3729.6	167	9 (1)
E-4 栗石基礎部		46.5	4301	2000	2685.9	27	2712.9	136	7 (1)
E-5 栗石基礎部		46.4	4301	2117	2690.6	27	2717.6	128	8 (1)
E-6 栗石基礎部		68.3	4563	3117	3464.7	27	3491.7	112	9 (1)
E-7	栗石基礎部	62.9	3703	2329	2572.0	27	2599.0	112	8 (1)
	杭基礎部	46.6	673	314	553.3	—	553.3	176	2
	計	61.9	4301	2643	3125.3	27	3152.3	119	10 (1)
E-8,9 杭基礎部		75.1	8484	6371	9584.3	—	9584.8	150	28
小計	栗石基礎部	—	29304	15935	20612.1	222	20834.1	131	58 (7)
	杭基礎部	—	9157	6780	10138.1	—	10138.1	150	30
合 計		—	38461	22715	30750.2	222	30972.2	136	88 (7)

5.7. 結語

本章では、空洞充填に分類される大規模充填工事として、ボスポラス海峡横断鉄道トンネルにおける沈埋トンネルの基礎構築のための函底充填を取り上げた。配合試験、充填実験、実証試験を経て実施工に適用する一連の検討内容を示し、今後、同種の工法を適用する際に参考となる以下の技術的知見を得た。

- 1) 可塑性グラウトを用いることにより、一か所の充填孔から広範囲（本プロジェクトでは6mの範囲）に、上部に隙間を残すことなく函底充填を行うことが可能である。
- 2) 陸上に設置した材料供給プラントから長距離（1,700m）に及ぶ配管圧送を経て充填を行う場合でも、安定した配合品質を確保することができる。
- 3) 施工管理上、重要な指標となる圧入圧を事前に予測することが可能な簡易な手法を提案し、一連の充填実験を介して、その適用性を確認した。今後、同種のデータを蓄積することによる精度向上と施工管理への活用が期待される。
- 4) 可塑性グラウトを充填材として用いた場合、供給プラントからの供給量を充填量とみなすことができる。従来用いられたモルタル・コンクリートによる函底充填と比較して施工管理が容易である。
- 5) 一連の試験と実施工を通して、可塑性グラウトの沈埋トンネル函底充填材としての有効性が実証された。

参考文献

- 1 清宮理:“連載講座 沈埋トンネル(1) -概要と歴史-”, トンネルと地下, 第40巻, 5号, 2009.
- 2 小山文夫, 八重田義博, 伊藤一教, 橋本敦史, 山本平, 立石章:“沈埋トンネルのトレンチ工”, 基礎工, Vol.42, No.1, pp.24-29, 2014.
- 3 小山文男, 中塚健司, 木村政俊, 伊藤一教, 神田基, 木村誉哉:“世界最大水深・急潮流下の沈埋トンネル技術(全体概要)”, 基礎工, Vol.42, No.1, pp.16-21, 2014.
- 4 伊藤一教, 中塚健司, 小山文男, 八重田義博:“ボスポラス海峡沈埋トンネルにおける大水深機械化施工”, 土木学会第64回年次学術講演会, pp.251-252, 2009.
- 5 沿岸技術開発研究センター:“沈埋トンネル技術マニュアル(改訂版)”, 2002.
- 6 坂本昭夫, 杉浦乾郎, 山田紀利, 岩城圭介:“地下空洞限定充てん工法の開発と施工”, 土木学会論文集, Vol.62, No.3, pp.546-557, 2006.
- 7 安井利彰, 清水英樹, 伏屋学, 赤松祐介:“空洞充填工法の開発 -廃坑充填工における端部隔壁の施工-”, 第46回地盤工学研究発表会, pp.515-516, 2011.
- 8 坂本昭夫:“残存地下空洞による地盤の変状とその対策に関する研究”, 早稲田大学博士論文, 2006.
- 9 沿岸技術研究センター:“浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版)”, 2008.
- 10 社団法人日本港湾協会:“川崎港海底トンネル工事誌”, 1981.
- 11 三木五三郎, 下田一雄:“可塑性グラウト注入工法”, 日刊建設工業新聞社, 2001.
- 12 秋田勝次, 井浦智実, 朝倉俊弘:“海底トンネルで施工されたセメント水ガラス注入材の長期材料特性と性能の評価”, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol.67, No.2, pp.95-107, 2012.
- 13 三木五三郎, 下田一雄:“可塑性グラウト注入工法”, 日刊建設工業新聞社, 2001.
- 14 社団法人日本港湾協会:“川崎港海底トンネル工事誌”, 1981.
- 15 社団法人土木学会:“東京港トンネル工事誌”, 1977.
- 16 岸田哲也, 高田和法, 平石剛紀, 溝淵利明, 藤田時男:“高圧下における水中不分離性コンクリートの流動性に関する一考察”, 土木学会第54回年次学術講演会, pp.1006-1007, 1999.
- 17 社団法人日本港湾協会:“川崎港海底トンネル工事誌”, 1981.
- 18 坂本昭夫, 杉浦乾郎, 山田紀利, 岩城圭介:“地下空洞限定充てん工法の開発と施工”, 土木学会論文集, Vol.62, No.3, pp.546-557, 2006.
- 19 社団法人土木学会:“東京港トンネル工事誌”, 1977.
- 20 社団法人日本港湾協会:“川崎港海底トンネル工事誌”, 1981.

第6章 可塑性グラウトの配合設計・施工管理

6.1. 序論

本章では、第3章で明らかにした可塑性グラウトの粘性・流動特性と、第4・5章で詳述した間隙注入、空洞充填で得られた知見に基づき、今後の適用に向けた可塑性グラウトの配合設計・施工管理方法を検討する。

セメント系スラリー材を扱う各種既存工法においては、施工の効率化を実現する自己充填性の付与や、原地盤と十分な混合を行い品質の一様性確保に必要とされるスラリー材の粘性水準（フロー値等）が明示されている。可塑性グラウトに関しては適用条件に応じた粘性の適正水準が提示されることなく、各々検討で実規模を含む実験を行いその妥当性を確認する手続きを繰り返している。可塑性グラウトの今後の活用領域・適用規模の拡大に際しては、施工条件に応じて適正な粘性水準を特定する考え方、手法の重要性、有用性が高まるものと考えられる。

また、第1章で示した可塑性グラウトの適用形態のうち、「空間への打設」については、開放された空間に順次、配管圧送と設置を行う点で通常のコンクリートに類する施工と言えるが、「間隙への注入」、「空洞への圧入」は、閉塞された空間に圧力を加えて供給することから地盤注入に類する施工に位置づけられる。第4章、5章の施工例では、意図した領域への間隙注入、空洞圧入の進展を把握するための管理方法と導入効果、さらに注入・圧入圧の予測・評価方法を考案・実践したが、今後、異なる施工条件での汎用的・発展的適用に向けて、よりどころとすべき施工管理の考え方、管理方法も、その重要性、有用性が高まるものと考えられる。

以上に基づき、本章ではセメント系スラリー材を扱う既存工法での取り組み状況を整理の上、可塑性グラウトに適した配合設計の考え方、推奨される施工管理方法を提示する。

6.2. 配合設計・施工管理の有用性

6.2.1. 従来工法における配合設計・施工管理

(1) ソイルモルタル系材料の配合設計

流動化処理土

流動化処理土¹は、プラント設備において土砂に水、あるいは泥水、および固化材を混練する湿式の土質安定処理土で、撒きだし・締固めが困難な個所に流し込みながら打設する（図-6.1 参照）ことで、品質の一様性と高い作業性を確保する。

配合検討における流動性、粘性の評価は、シリンダーフロー（JHS A 313）を利用することを基本とし、地下空間や小規模空洞の充填には、打設時のフローを 200mm 以上と定めている。これは、フロー値が 160～220mm では流動勾配が 2～6% となり、打設領域に広く流れ込むことが実験的に確認できたことによる（図-6.2 参照）。平面的な打設領域が限定されるような地下構造物の埋戻しや埋設管回りの充填では、140mm 以下のフロー値を設定することがある。

施工計画においては、まず、埋戻し個所の形状、作業スペース等を考慮し、直接投入方式、ポンプ圧送方式を選択する。打設時には、1 回以上/1 日の頻度で試料を採取し、密度、フロー、ブリーディング、一軸圧縮強さを確認することとされている。



図-6.1 流動化処理土の施工例

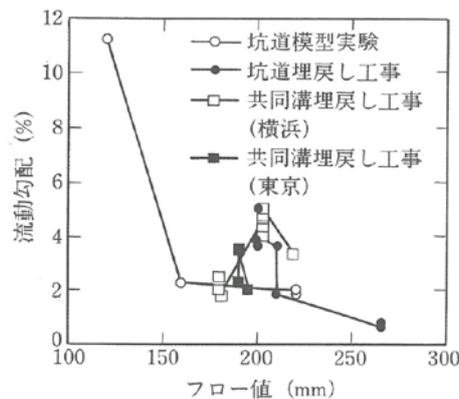


図-6.2 流動化処理土に対する流動勾配とフロー値の関係

浅層・中層混合処理工法

ここでは代表的な浅層・中層混合処理工法として、パワーブレンダー工法²（図-6.3 参照）を取り上げる。本工法では、トレンチャー式攪拌混合機を 0.8～1.9m³ バックホウクラスのベースマシンに搭載して、セメントミルクと土砂を原位置で攪拌混合することで、地耐力や止水性の向上を

目的とした改良を行う。機械攪拌系の深層混合処理工法では大型ベースマシンを用いるが、本方式は機動性に優れ、トレンチャーによる攪拌速度、攪拌回数を適切に管理することで品質の一様性を確保できる。

施工に際しては、攪拌混合部分を適度な粘性状態に保ち、セメントを一様に混合することが求められることから、現位置の含水状態の混合対象土試料にセメントスラリーを加える配合試験を行う。流動性・粘性の評価では、テーブルフロー試験の利用を標準とし、トレンチャー攪拌による品質の一様性が確保できる目安として図-6.4 の関連図を示している。原土の湿潤密度と改良深度に応じて、120～140mm のテーブルフローが推奨値に定められている。

施工においては、セメントミルクの配合や供給量など、他工法に共通する項目に加えて、トレンチャーによる攪拌回数（羽切り回数）を管理する。実験検討に基づき、品質の一様性確保に必要な水準として、1m 区間の羽切り回数を 200 回以上と定め、施工管理に反映している。

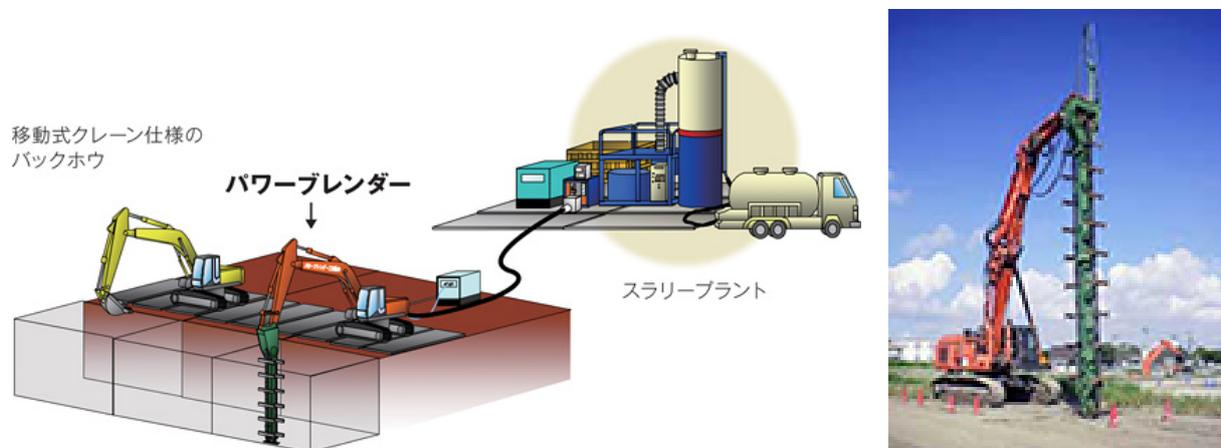


図-6.3 パワーブレンダー工法の概要とトレンチャー式攪拌混合機

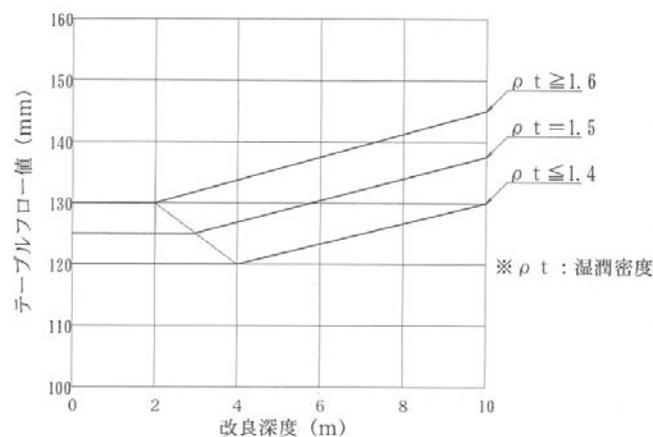


図-6.4 浅層・中層混合処理工法に対する推奨テーブルフロー値

(2) 地盤注入における施工管理

薬液やセメントグラウトを用いた地盤注入改良においては、標準的に流量と圧力がチャートで記録される。多くの場合、流量を一定値に保つ「量管理」が採用されるため、圧力の記録は注入状況を示唆するデータとなる³。規模の大きな工事では、圧力データを施工管理に活用した例があり、改良領域での注入の進展に伴い注入圧が上昇することを確認し、地盤注入改良効果の判定に役立っている。

注入時のデータを直接管理に役立てる方法に加えて、注入施工の合間に行う原位置試験を併用した管理も活用されており、その代表例としてダムグラウトにおけるルジオン値 Lu による方法が挙げられる⁴。ルジオン値は、ボーリング孔中の対象区間に圧力水頭 100m が加わった際に、区間 1m、1 分間当たりの透水量 (q l/min/m) で定義される。一般にダムグラウトは、グラウト孔を平面的に等間隔で配置し、粗い間隔から狭めた間隔で段階的に施工にあたりながら、各段階では現場透水試験を行い、ルジオン値をマップに表記することで止水効果を把握する (図-6.5 参照)。セメント注入量の実績も含めて、全体的に目標ルジオン値 (2 Lu 等) が達成できていること、目標ルジオン値を超える測定地点が連続しないこと、などで総合的にグラウチングの完了を決定する。

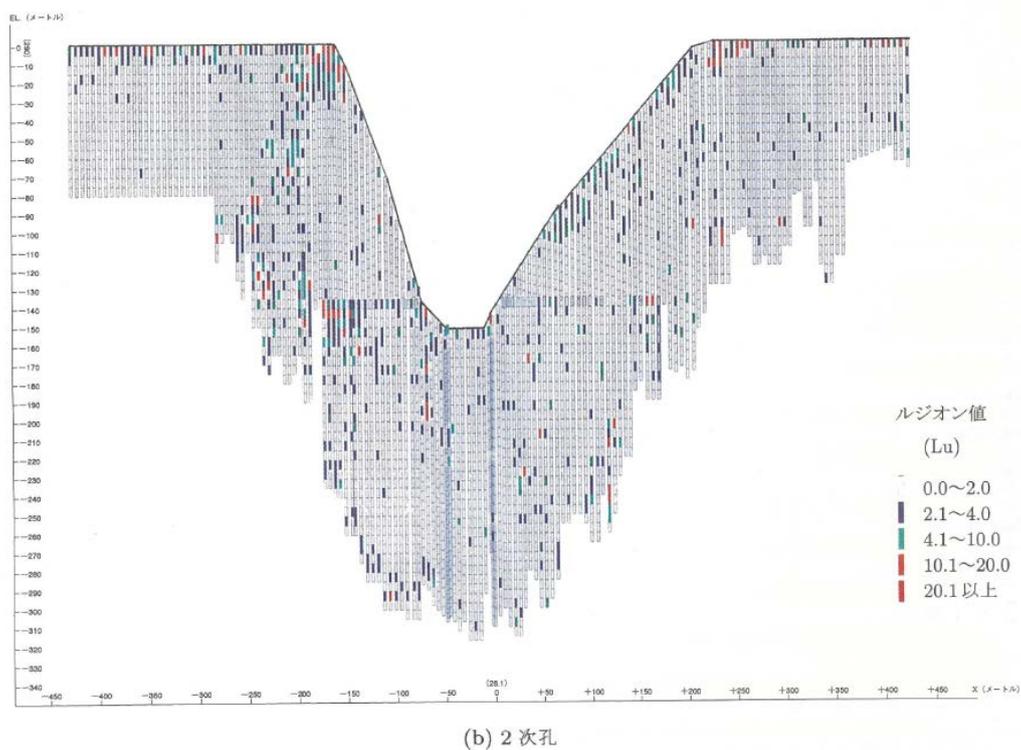


図-6.5 ルジオンマップの例 (ダム正面から見た断面図での表記)

6.2.2. 可塑性グラウト検討時のトラブル

第4章、5章の検討を通して明らかになったとおり、可塑性グラウトの粘性は注入・圧入圧に

大きく影響し、条件によっては充填領域周辺に過度な圧力作用を及ぼすことになる。実験検討や実務において、こうした圧力作用が問題となった事例、想定される事象を以下に列挙する。

注入実験における巨石地盤の隆起

水谷らの実験⁵（第4章参照）のうち、ケース1では固練り配合（フロー：93mm）を採用し注入を行った結果、計画量に満たない489L充填時点で地盤表面が隆起したため実験を中断した。その後のケース2では、粘性を低減した配合（フロー：104mm）に変更した結果、隆起を生じることなく、当初計画の改良径2.5m相当の注入を完了した（図-6.6、図-6.7）。

なお、4章に示した捨石護岸を対象とした実施工においては、注入領域の土被りが10m以上確保され、600kN/m²以上の注入圧が発生したものの、地表面隆起に代表される施工トラブルは発生しなかった。上記のような事例は、施工に先立つ実験検討や土被りが極端に少ない箇所での施工で直面する問題となる。

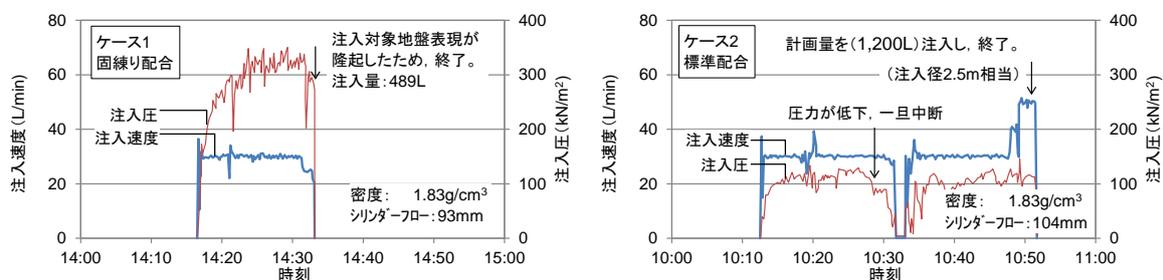


図-6.6 巨石地盤を対象とした可塑性グラウトの注入実験結果（注入速度と注入圧、文献5に基づき整理）

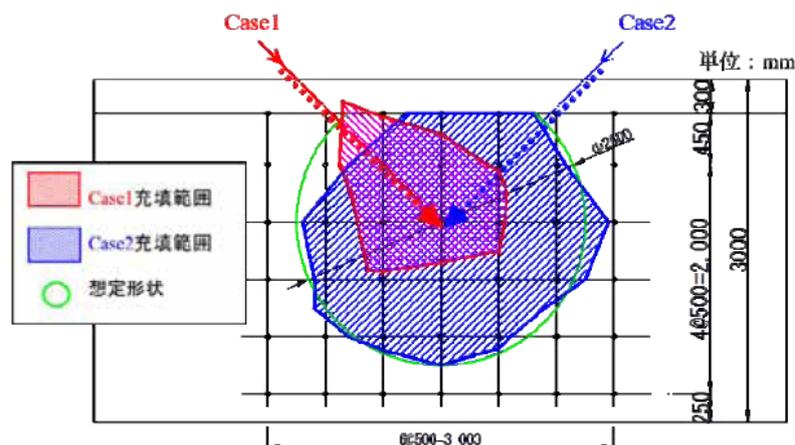


図-6.7 巨石地盤を対象とした可塑性グラウトの注入実験結果（注入範囲）

空洞充填実験での反力不足

第5章で触れた空洞充填に関する実大実験に先立つ予備実験では、函体底盤模型を簡易的に固定した状態で実験に臨み、充填途中で底盤模型を持ち上げたため、予定した空間の充填を終了す

る前に中断した（図-6.8）。検討当時、充填圧の知見がなく、充填圧に抗する必要反力について十分に設計することなく予備実験に臨んだことにより、時間的、労力的、金銭的ロスが生じた。

なお、第5章に示した沈埋トンネル基礎構築を目的とした空洞充填においては、空洞上部に1函体あたり10MN以上の水中重量がかかり、順次行った空洞充填で生じる圧入圧に対しては十分な反力が確保された。上記のような事例は、施工に先立つ実験検討や極端に軽量の構造物下の空洞充填で直面する問題となる。



(a) 実験の全景

(b) 函底模型を持ち上げ側部に排出した可塑性グラウト

図-6.8 実規模実証試験の予備実験での状況

供用中構造物直下の空洞充填でのスラブ変状

公的研究機関の関係者から伝え聞く話として、供用中構造物においてスラブ直下の空洞充填に可塑性グラウトを適用した結果として、スラブ面に隆起を生じ補修を施すトラブルの発生が生じている。本来、計画段階で圧入圧がスラブに及ぼす影響度を定量評価すべきところ、主に経験則に基づく知見では、適切な配合特性や注入箇所を特定するには至らなかったものと推察される。

この種の現場トラブルについては公表されることが稀であり、この他にも事例が存在しているものと考えられる。今後の同種の施工に際しては、適切な配合と注入範囲を設定し、トラブルを回避することが期待される。

6.3. 可塑性グラウトの配合設計

間隙注入における推奨配合

第4章に示した実証検討、実施工のように、巨石地盤の注入改良において、概略球形の固化体を形成することを前提とした場合、間隙の寸法に応じて可塑性グラウトには適度な粘性を付与し、固化するまでの間、巨礫・巨石の間隙に滞留させることが求められる。第4章での検討内容、および第1章に挙げた事例は、今後の実施工での計画検討、実施適用に資する重要な知見を提供するものの、間隙寸法に応じた適度な粘性を定量的に提示するには至っていない。

表-6.1、図-6.9にはこうした可塑性グラウトの粘性と間隙での滞留度合いと発生注入圧の定性的

関係を概念的に示す。注入対象の間隙寸法に応じた水準で、可塑性グラウトの粘性が高くなれば間隙注入では滞留しやすくなり、同時に注入時の発生圧力は大きくなる。そこで、施工に伴う注入圧の発生度合いを、滞留しやすさ、隙間の残しにくさの指標として活用できる可能性が考えられる。

表-6.1 可塑性グラウトの粘性と間隙での滞留度合い、発生注入圧の定性的関係

低い	←	可塑性グラウトの粘性	→	高い
重力で流下し球形の固化体を形成できない。	←	間隙での滞留のしやすさ	→	注入完了後も滞留し概略球形の固化体を形成できる。
小さい	←	発生注入圧	→	大きい

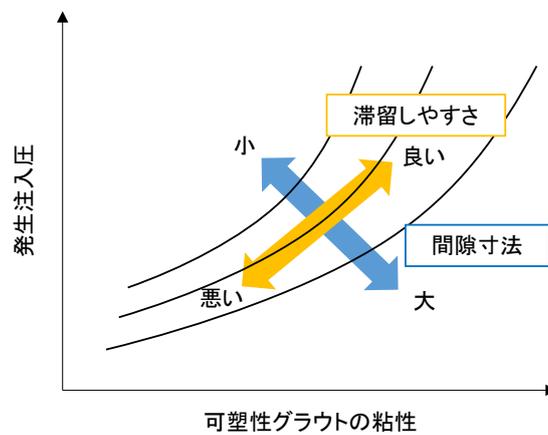


図-6.9 可塑性グラウトの粘性と発生注入圧の概念

ここで、第4章に示したせん断抵抗に関する τ_w と注入係数 K の関係、注入係数と降伏圧力勾配 i_c の関係（図-6.10、図-6.11 に再掲）に基づき、巨石寸法に応じて推奨される可塑性グラウトのせん断抵抗の特定を試みる。ここでは、図-6.10 に示された4つの実験結果で、いずれも間隙注入を経て意図した範囲に固化体を形成できた事実から、以下を仮定する。

「降伏圧力勾配 i_c は4つの実験結果の中間的な値となる1である時、重力による垂れ流れを生じることなく意図した範囲に固化体を形成できる。」

これに基づき、 K は 0.07×10^{-4} ($\text{m}^2/\text{kPa}\cdot\text{s}$)、 N は 0.1 を適正值と設定できる（図-6.10、図-6.11 参照）。

この結果、間隙注入に適した可塑性グラウトの降伏応力 τ_f は、対象の巨石地盤の代表粒径 L に対して式(6-1)で関連付けられる。

$$\tau_f = 0.1\rho gL \quad (6-1)$$

式(6-1)中の ρ を $1,200 \sim 1,800 \text{kg/m}^3$ で場合分けすれば、図-6.12 のように注入対象の代表寸法 L に

対して一義的に定まる τ_f を特定できる。この τ_f を目標として可塑性グラウトの配合を調整の上適用することで、各注入地点周りに概略球形の固化体を形成できる。

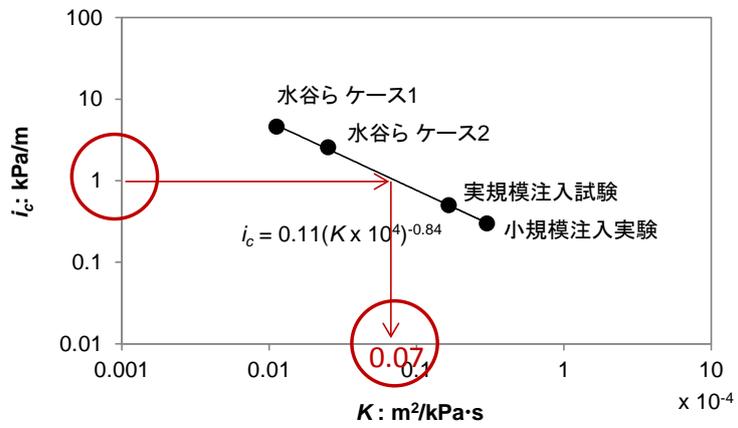


図-6.10 注入係数と降伏圧力勾配の関係

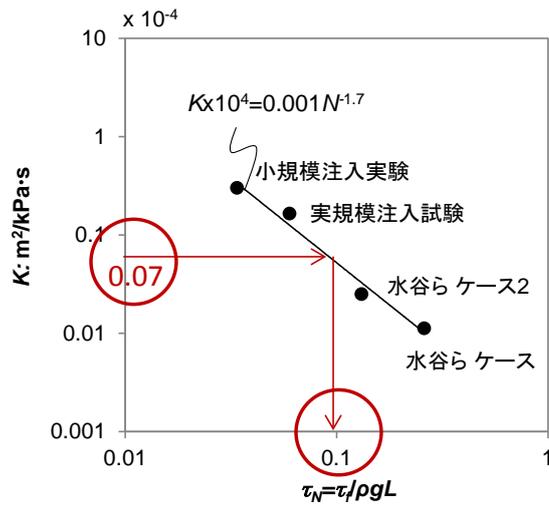


図-6.11 注入仕様に関する無次元量と注入係数の関係

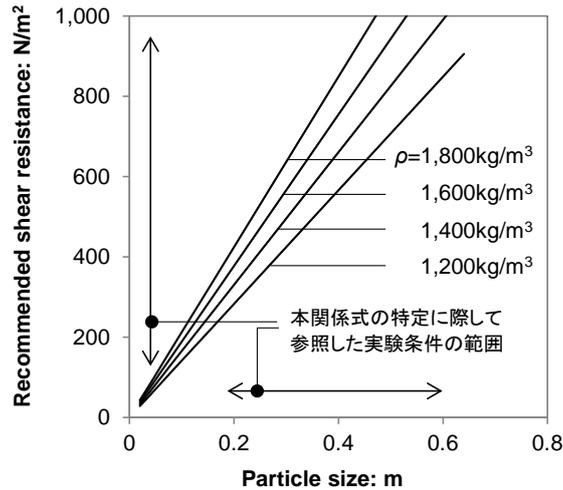


図-6.12 代表粒径に応じて推奨される可塑性グラウトのせん断抵抗

空洞圧入における推奨配合

可塑性グラウトによる空洞充填に際しては、対象空間上部にも接しながら充填を進展させるために、前述の間隙注入と同様に一定水準以上の圧入圧力が生じることが望ましい。そのため、充填空間高さが大きい場合には相対的に高い粘性を、逆に充填空間高さが小さい場合には過度な圧入圧を生じぬように低い粘性を設定することが必要となる。

前述の間隙注入と同様に適正水準の粘性を特定するに際して、空洞圧入に関しては検証に活用できる実験を行っていないことから、圧入圧算定式に関わるパラメータの相関は特定するに至っていない（「5.5 圧入圧の検討」参照）。そこで、ここでは、5章での実大充填実験での実績（図-6.13に再掲）を基に、「6mの充填範囲に達した時点で、充填孔での圧力上昇として10kN/m²を確保する」ことを必要条件と設定する。これは、先に示した間隙注入に関して定めた i_c と K と同様に、実際にはある幅で存在すると考えられる許容値を本研究成果の範囲で特定する暫定的なものである。第5章に示した圧力計算式（式(6-2)に再掲）を用いれば、充填空間高さに応じて推奨されるせん断抵抗は式(6-3)、図-6.14の関係で特定できる。

$$P = \int_0^R dP = \int_0^R \frac{2 \cdot \tau_f}{H} dr \quad (6-2)$$

$$\tau_f = \frac{5}{6} H \times 1,000 \quad (\text{N/m}^2) \quad (6-3)$$

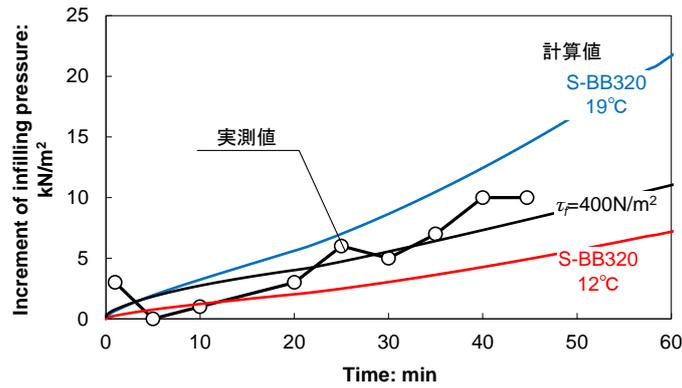


図-6.13 実大実験で得られた充填圧と計算値（水平到達距離約6m）

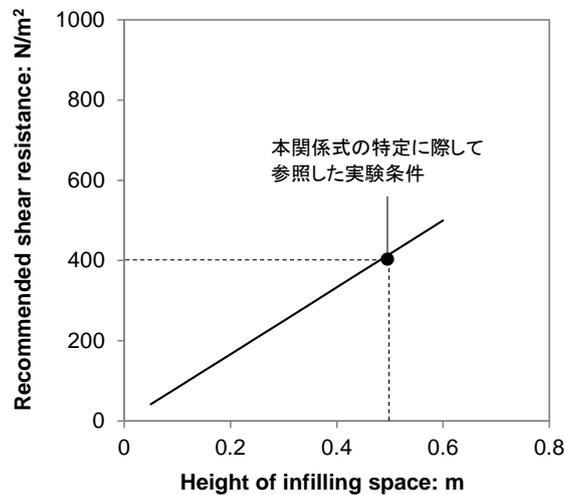


図-6.14 充填空間高さに応じて推奨される可塑性グラウトのせん断抵抗

6.4. 可塑性グラウトの施工管理

6.4.1. 配合確認

本研究第3章では、大規模空洞充填で見込む施工時間にわたる可塑性グラウトの粘性特性変化を把握する方法としてベーンせん断試験が有効であることを示した。また、第4、5章では、このベーンせん断試験から得られたせん断抵抗変化を反映した計算手法を提示し、時間・空間的な影響を考慮の上、精度よく注入圧、圧入圧を算定することを可能にした。

以上のことから、これまで一般的に使われてきたフロー試験と併用して、ミニチュアベーン試験での性状確認と実績データ蓄積にあたることを推奨される。

6.4.2. 圧力管理指標の算定

前項により間隙注入、空洞充填での条件に応じて設定した可塑性グラウトの粘性抵抗に基づき、第4、5章に示した圧力算定式（以下に再掲）から、施工時に想定される圧力の時間変動を特定することができる。

間隙注入圧の時間変動

球体で想定する注入半径 R に対する圧力算定式 (6-4) と、注入体積 V と注入速度 Q の関係式 (6-5)、さらに V と注入半径 R を関連付ける式 (6-6) (式中の n : 注入対象地盤の間隙率) から、注入圧 P の時間変動を特定することができる。計算値と実測値を比較した例を第4章から図-6.15に再掲する。

$$P = \frac{q}{4\pi K} \left(\frac{1}{R_0} - \frac{1}{R} \right) + i_c(R - R_0) \quad (6-4)$$

$$V = Qt \quad (6-5)$$

$$V = \frac{4}{3} \pi R^3 n \quad (6-6)$$

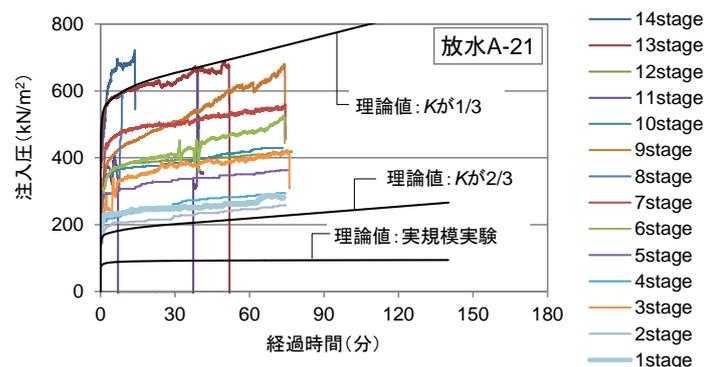


図-6.15 圧力変動の実測値と計算値の比較例（間隙注入）

空洞充填圧の時間変動

平面で想定する注入半径 R に対する圧力算定式 (6-7) と、注入体積 V と注入速度 Q の関係式 (6-8)、(6-9) から、注入圧 P の時間変動を特定することができる。前出の図-6.13は、第5章における実大充填実験を対象に計算値と実測値を比較した例となる。

$$P = \int_0^R dP = \int_0^R \frac{2 \cdot \tau_f}{H} dr \quad (6-7)$$

$$V = Qt \quad (6-8)$$

$$V = \pi R^2 H \quad (6-9)$$

6.4.3. 圧力管理における対処

上記に示した圧力管理指標に対して、施工時に極端な上振れ、下振れした挙動が見られた場合、以下の要因、影響が考えられる。是正のための確認作業にあたり、設備・材料での不具合がない場合には間隙充填における代表粒径、空洞充填における充填空間高さの想定が実際と乖離している可能性が考えられ、配合変更を含む施工計画の見直しに当たる判断も必要になる。

上振れの場合

対象の地盤の代表粒径、空洞高さが想定より小さい。必要充填体積を過大に見積もっていることになり、注入量が計画より減少する可能性がある。

下振れの場合

可塑性グラウトのせん断抵抗が想定より小さい。プラント設備の故障に起因する配合不良、配管ミキサーの不具合による混合不良が生じている可能性がある。

6.5. 結語

本章の検討内容、得られた知見を以下にまとめる。

- ・ セメント系スラリー材を用いる既存工法では、工法原理に応じたスラリー材が確保すべき粘性（フロー値）が明示され、配合検討に反映されている。
- ・ 地盤注入では、一般に量管理で施工され、施工管理で得られる圧力変動は、注入状況を示唆するデータとなる。大規模注入工事では、施工管理に活用されている。
- ・ 可塑性グラウトによる間隙注入、空洞充填については、これまで実績が限られ、配合検討、施工管理の考え方が提示されるに至っていなかった。
- ・ そこで、本研究 4、5 章で扱った間隙注入、空洞充填に基づき、施工条件に応じた粘性の特定方法を提示した。
- ・ 施工に先立ち、圧力の時間変化を想定することで、極端な注入圧の上振れ、下振れを判断できることになる。それぞれの要因となる施工不具合の可能性を検証することで、適切な充填品質の確保に寄与できる。

以上に基づく可塑性グラウトの配合検討、施工管理の体系を図-6.16 にまとめる。

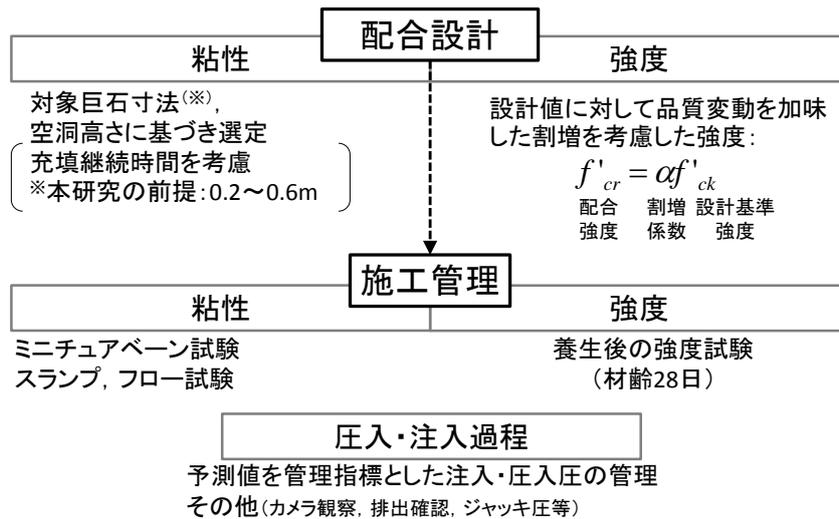


図-6.16 可塑性グラウトの配合設計と施工管理の体系

参考文献

- ¹ 独立行政法人土木研究所・(株)流動化処理工法総合監理: “流動化処理土利用技術マニュアル(第2版)”, 技報堂出版, 2008.
- ² パワーブレンダー工法協会: “パワーブレンダー工法(スラリー噴射方式)技術資料”, 2006.
- ³ 社団法人地盤工学会: “地盤工学・実務シリーズ 27 薬液注入工法の理論・設計・施工”, 丸善, 2009.
- ⁴ 土木学会岩盤力学委員会: “ダム建設における水理地質構造の調査と止水設計”, 土木学会, 2001.
- ⁵ 水谷崇亮, 森川嘉之, 渡部要一, 菊池喜昭, 合田和哉, 加藤繁幸, 小笠原哲也: “重力式係船岸の新しい増深工法の開発”, 港湾空港技術研究所資料, No.1277, 2013.

第7章 結 論

建設工事において最も代表的な資材の一つであるセメント系材料のうち、本論文では、実用されてからの歴史が比較的浅く、かつ、今後の補修・補強工事での活用や、大水深下での施工など高度なインフラ建設工事での活用が見込まれる可塑性グラウトを研究対象として取り上げた。1970年代の開発と1990年代以降の本格活用以来、配合や施工に関する研究開発、現場適用事例は複数報告されているものの、可塑性グラウトに関しては、定性的、経験的な知見の蓄積にこれまで偏っていた。

以上を背景に取り組んだ本研究の内容と得られた結論を、以下に構成に従い明示する。

第1章では、建設資材におけるセメント系スラリー材の分類と可塑性グラウトの位置づけ、提供形態を整理した上で、本研究が解決を図る課題を明示し、本論文の構成を示した。

第2章では、可塑性グラウトの配合と施工に関わる既往の研究内容として、1)セメント系スラリー材である従来のセメントグラウト、モルタル、コンクリートに関する研究経緯と現状、2)可塑性グラウトの配合検討、施工適用、に大別して整理にあたった。これらを通して、可塑性グラウトの適用実態、既往の研究範囲とともに、本研究の位置づけ、意義を明らかにした。

第3章では、複数の可塑性グラウト配合を対象に、室内試験を通じて粘性・流動特性の解明にあたった。既往の取り組みでは、粘性・流動特性の把握にはフロー、スランプといった指標値によることが基本であったが、大規模充填で想定すべき数時間の充填継続時間で増加し続ける粘性評価をフロー値として把握することができなくなる問題点と、それを補完する手法としてベーンせん断試験が有効であること、さらに、同試験ではせん断抵抗として直接的に力学特性を把握できるといった利点を明示した。粘性特性としては、降伏応力と塑性粘度の二つの代表値（ビンガム定数）で表現できるビンガム流体で可塑性グラウトがモデル化できることを、回転粘度計による測定と数値流体モデルによる各種充填実験の再現解析を通じて明らかにした。また、得られた可塑性グラウトのビンガム定数は、グラウト、モルタル、高流動や水中打設用などの各種コンクリートのそれとは異なる傾向の組み合わせであることが確認され、意図しない範囲への流出や垂れ流れを防ぐことのできる可塑性グラウトの特長を定量的に解釈するに至った。

第4章では、本論文が提唱した可塑性グラウトの適用形態のうち「間隙注入」について、発電施設の捨石護岸補強を対象とした大規模充填工事の配合検討、注入実験から施工計画、施工結果を詳細に提示した。注入実験に基づき、可塑性グラウトに適した注入装置、監視装置を適用し、2.5m 間隔で直径 3.0m 相当の改良固化体を壁状に形成し、隔離壁を捨石マウンド中に設ける目的

を果たすことができた。合わせて、対象の捨石寸法が 0.2~0.6m で単一粒径であることを前提に注入圧の算定式を考案し、注入実験結果で検証した上で、実施工で得られた注入圧を考察した。以上を通しては、可塑性グラウトの適切な粘性を選択して注入することで、捨石護岸内の意図した範囲に概略球形の固結体を形成できること、可塑性グラウトの粘性と捨石の代表径に基づき注入圧の経時変化を事前に算定できることを明らかにした。

第 5 章では「空洞圧入」にあたる沈埋トンネル基礎構築のための大規模充填について、配合検討から施工結果までの詳細を提示した。各沈埋函の沈設後に仮設ジャッキで仮支持され位置調整を行う施工の流れから、沈埋トンネル直下と基礎地盤に挟まれる高さ約 50cm の空洞を充填する必要があったが、施工制約から従来の砂吹き込み、モルタル・コンクリート充填が適用できず可塑性グラウトを用いた工法を採用した。実物大の充填実験にて、充填孔間隔 6m での施工の実現性を確認した上で実施工に適用した。長距離の配管圧送が可能な可塑性グラウトの特長により、大きなトラブルに見舞われることなく、全長 11 函体からなる 1,400m の沈埋トンネル基礎を構築することができた。「間隙注入」と同様に、函底充填時に生じる圧力変化についても、簡易算定法を考案し充填実験での検証を通して有効性を確認した。

最後の 6 章では、第 3 章から 5 章で得られた知見を反映しながら、これまで明確な指針はもとより、配合設定の定量的な根拠が存在していなかった可塑性グラウトの配合設計法を検討した。注入、圧入を伴う施工方法を念頭に、まず、本研究に関わる実験検討で見舞われたトラブルや、実施工で想定される不具合を明示した。その上で、注入圧、圧入圧算定式に基づき充填空間スケールに応じた可塑性グラウトのせん断抵抗の推奨値を特定する方法を提示した。また、こうして決定した可塑性グラウトのせん断抵抗に対しては、注入・充填時の圧力変化の予測値を算定でき、施工時に得られる圧力変動の管理目安とする活用性を見出した。予測に対して過大・過小になる場合に応じて、不具合の可能性と要因を絞り込むことができ、材料、配合、機器設備の不具合の排除や、施工条件、施工計画の見直しにあたる判断材料を提供できることを説明した。

上記研究成果が得られた一方で、本研究では、既往の文献に示された実験結果も含め、複数の配合を検討対象としたものの、得られた知見、提案した検討方法が副産物利用など多岐にわたる可塑性グラウト全てに適用性が確認されるには至っていない。また、1 章で提唱した可塑性グラウトに応じた実プロジェクトを取り上げたものの、今後の適用では、形態や間隙・空洞のスケールが複合的、変動的なケースに遭遇する可能性もあり、本研究では必ずしも全てを網羅できるとは限らない。そうした場合には、本研究の範囲で得られた知見を最大限活用しながら、実行可能な新たな技術を考案し、要求仕様を満足しながら工事を完遂することが期待される。

謝辞

本研究の取り組みと学位論文執筆にあたっては、以下に掲げる方々からを中心に、広くご指導とご支援を頂きました。

東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 北詰昌樹教授には、論文取りまとめの着手段階から貴重なお時間を割いて頂き、研究全般にわたりご指導を頂くとともに、予備審査から論文発表、最終試験に至るまで細部に至るご助言を頂きました。また、東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 二羽淳一郎教授、高橋章浩教授、竹村次朗准教授、中村恭志准教授には、論文とりまとめの最終段階を中心に貴重なご指導を賜りました。さらに、茨城工業高校専門学校学校長 日下部治 東京工業大学名誉教授には、随所に技術者人生・研究者人生に関わるご助言を頂き、私自身を学位取得のチャレンジへと導いて頂きました。あらためて深甚なる感謝の意を表します。

本学位論文の内容は、私が、大成建設株式会社 技術センター 土木技術研究所 地盤・岩盤研究室で、2006～2013年度にかけて取り組んだ研究開発業務、現場支援業務の成果をとりまとめたものです。取り組みにあたっては、株式会社地圏環境テクノロジー顧問 末岡徹博士（元大成建設株式会社 技術センター 副技術センター長）、大成建設株式会社エグゼクティブフェロー副技術センター長 今村聡博士、大成建設株式会社技術センター土木技術研究所長 丸屋剛博士、大成建設株式会社技術センター土木技術研究所部長 青木智幸博士から随所に激励を頂きました。とりわけ元大成建設株式会社技術センター主席研究員 檜垣貫司博士、大成建設技術センター技術企画部長 堀越研一博士には、研究に対する姿勢から論文執筆の細部に至るまで、長年に渡りきめ細かく、かつ粘り強くご指導を賜りました。ここに深く御礼申し上げます。

本学位論文の骨幹とも言える現場実践に関わる内容については、当該プロジェクト関係者の協力なくしては取りまとめに至るものではありませんでした。大成建設株式会社 調達本部副本部長 小山文男氏（元ボスポラス海峡横断鉄道トンネルプロジェクト沈埋トンネル作業所長）、大成建設株式会社四国支店作業所長 羽生剛氏、及び各プロジェクトの社内外関係者には、重ね重ね頂いた協力の深謝の意を表します。

さらに、私の知識不足・経験不足を補完するご指導や情報提供、実験・解析検討でのご支援を、研究全般に渡りたくさんの方々に頂戴しました。東北大学災害科学国際研究所 森口周二准教授、成和リニューアルワークス株式会社 小川威知丸氏、株式会社立花マテリアル 石井宏明氏・長岡兼弘氏、日特建設株式会社 阿部智彦氏・中島雅和氏、大成建設株式会社技術センター土木技術研究所 水域・環境研究室長 伊藤一教博士に深謝の意を表します。

最後に、研究の取り組み期間中に不出来な夫、父親であった私に対して、常に暖かく接してくれた妻 祐子、長女 紗和、次女 和香に感謝の意を表します。