

# 確率・統計論に基づく針貫入抵抗を用いた固化改良地盤の強度評価・性能評価に関する研究

小林, 真貴子

<https://hdl.handle.net/2324/7363755>

---

出版情報 : Kyushu University, 2024, 博士 (工学), 課程博士  
バージョン :  
権利関係 :



確率・統計論に基づく針貫入抵抗を用いた  
固化改良地盤の強度評価・性能評価に関する研究

2025年1月



九州大学  
KYUSHU UNIVERSITY

九州大学大学院 工学府 土木工学専攻

小林 真貴子

## 論文調査（甲）

論文提出者 小林 真貴子

論文題名 確率・統計論に基づく針貫入抵抗を用いた  
固化改良地盤の強度評価・性能評価に関する研究

論文調査委員	主査	九州大学	教授	<u>笠 間 清 伸</u>
	副査	九州大学	准教授	<u>梶 田 幸 秀</u>
	副査	九州大学	教授	<u>金 山 素 平</u>

# 目 次

第 1 章 序論 .....	1
1.1 本研究の背景と目的 .....	1
1.2 本論文の構成 .....	7
参考文献 .....	9
第 2 章 固化改良地盤の設計および品質管理の現状と課題 .....	10
2.1 概説 .....	10
2.2 固化工法による地盤改良工の概説 .....	10
2.3 固化改良地盤の設計の現状と課題 .....	13
2.4 固化改良地盤の品質管理の現状と課題 .....	14
2.5 本研究の方針 .....	16
参考文献 .....	17
第 3 章 多点針貫入抵抗測定による固化改良土の一軸圧縮強度推定 .....	18
3.1 概説 .....	18
3.2 既往の研究および本研究の方針 .....	18
3.3 針貫入試験 .....	19
3.3.1 概要 .....	19
3.3.2 測定形態 .....	19
3.3.3 活用事例 .....	21
3.4 現状の強度評価方法の課題 .....	23
3.5 新たな強度評価方法の開発 .....	24
3.5.1 2 段階構成による強度推定方法の検討 .....	24
3.5.2 強度換算のための提案式 .....	25
3.6 検証データ取得のための測定試験 .....	26
3.6.1 測定試験の概要 .....	26
3.6.2 測定結果 .....	28
3.7 測定試験結果に基づく新たな強度評価方法の検証 .....	30
3.7.1 推定式の整合性 .....	30
3.7.2 換算値の精度 .....	32
3.8 本章のまとめ .....	33
参考文献 .....	34
第 4 章 原位置挿入型針貫入試験装置の開発 .....	35
4.1 概説 .....	35
4.2 開発方針 .....	35

4.3 原位置挿入型針貫入試験装置の開発 .....	36
4.3.1 装置の仕様 .....	36
4.3.2 検証実験 .....	37
4.4 自動測定システムの開発 .....	41
4.4.1 吊下げ・制御装置の開発 .....	41
4.4.2 制御プログラムの開発 .....	42
4.5 現場適用 .....	43
4.5.1 高圧噴射攪拌改良工法 .....	43
4.5.2 機械攪拌改良工法（その1） .....	46
4.5.3 機械攪拌改良工法（その2） .....	49
4.6 提案強度評価方法の検証 .....	59
4.6.1 方針 .....	59
4.6.2 最適な評価区間の選定 .....	59
4.6.3 既往の推定方法との比較 .....	74
4.7 本章のまとめ .....	81
参考文献 .....	82
第5章 固化改良地盤の空間的不均質性を考慮した性能評価 .....	83
5.1 概説 .....	83
5.2 既往の研究および本研究の方針 .....	83
5.3 性能評価解析条件 .....	84
5.3.1 静的残留変形解析 .....	84
5.3.2 盛土および地盤モデル .....	86
5.3.3 固化改良体モデル .....	88
5.4 性能評価解析結果 .....	91
5.4.1 変形および塑性破壊 .....	91
5.4.2 改良体の塑性破壊率 .....	100
5.4.3 変形量と改良体強度のばらつきの関係 .....	101
5.5 本章のまとめ .....	104
参考文献 .....	105
第6章 総括 .....	106
謝辞 .....	111

# 第 1 章 序論

## 1.1 本研究の背景と目的

日本の国土は起伏に富み、火山地および丘陵を含む山地の面積が 70%以上を占め<sup>1)</sup>、海沿いに開けた平野や山に囲まれた盆地などの可住地の割合は 30%に満たない<sup>2)</sup>。また、標高 0~100 m の地域は国土面積の 25%程度であるのに対し、その標高の地域に住む人口が全人口の 80%以上を占めている<sup>2)</sup>。こうした人口の大部分が集中する平野部は、形成年代が比較的浅く未固結で軟弱な沖積地盤や埋立土で形成されており、地震による液状化や構造物の不同沈下<sup>例えば3),4),5),6)</sup>、広範囲での圧密沈下等<sup>例えば7)</sup>の発生が大きな問題となっている。

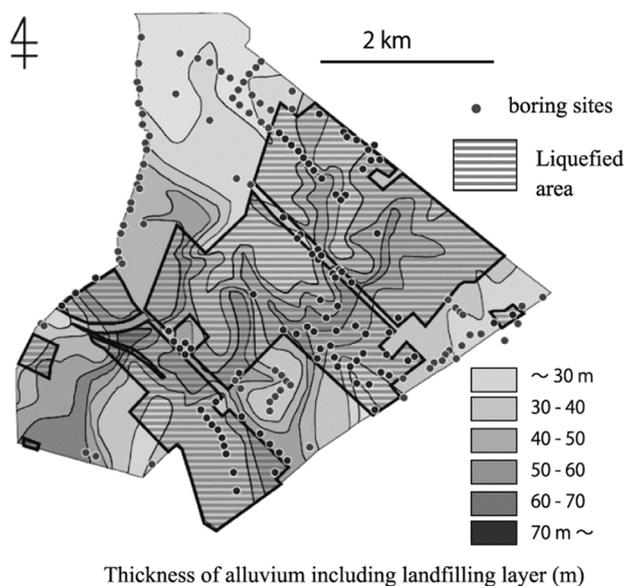


図 1.1.1 浦安市の沖積層基底深度分布と東日本大震災時の液状化分布<sup>3)</sup>



a) マンホールの浮き上がり



b) 土工部の沈下による橋梁部との段差

図 1.1.2 東日本大震災における浦安市の液状化被害<sup>4)</sup>



図 1.1.3 東日本大震災における  
鳴瀬川堤防の液状化被害<sup>5)</sup>



図 1.1.4 東日本大震災における  
潮来市の液状化被害<sup>6)</sup>

このような被害の軽減・防止を目的として、軟弱地盤上に構築される道路や鉄道盛土、空港・港湾施設、河川堤防等の社会基盤の強度や安定性を確保するために「地盤改良工」が広く適用されている。地盤改良工の種類は表 1.1.1 に示すように多岐に渡り、現場ごとに施工性や経済性を踏まえて工法を選定する。

表 1.1.1 地盤改良分類表（原理別分類）<sup>8)</sup>

大分類	中分類	小分類
置換工法	置換工法（掘削置換）	
	強制置換工法（圧入置換）	
	爆破置換工法	
圧密・排水工法	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法
		袋詰めサンドドレーン工法
		プラスチックボードドレーン工法
		グラベルドレーン工法
		その他
	特殊脱水工法	水平ドレーン工法
	化学的脱水工法	
	真空圧密工法	
	電気浸透工法	
	プレローディング工法	
	地下水水位低下工法	
締固め工法	表層締固め工法	
	サンドコンパクション パイル工法	陸上施工
		海上施工
	振動締固め工法	
	静的締固め工法	陸上施工
動圧密工法	海上施工	
固化工法	浅層混合処理工法	原位置固化工法
	中層混合処理工法	機械攪拌工法
		機械攪拌+高圧噴射工法
	深層混合処理工法	機械攪拌工法
		機械攪拌+高圧噴射工法
		高圧噴射工法
その他		
注入工法	薬液注工法	多重管注工法
		浸透固化工法
		その他
熱・電気処理工法	熱的固結工法	凍結工法
		焼結工法
	その他	
補強工法	補強土工法	
	アンカー工法	
	その他	
荷重調整工法	E P S 工法	
	軽量土工法	
	表面被覆工法	
	その他	

ここで、圧密・排水工法、締固め工法、固化工法および注入工法について順に概説する。

a) 圧密・排水工法

本工法は、図 1.1.5 に示すように礫や人工材料によるドレーンを地盤中に設置することで地盤の透水性を高め、地震時の過剰間隙水圧の上昇を抑えて液状化を防止したり、圧密排水を促進して強度増加を図ったりする工法である。具体例としてバーチカルドレーン工法のうちの「グラベルドレーン工法」<sup>9)</sup>を挙げる。図 1.1.6 に示すように、ケーシングパイプを所定位置まで回転貫入し、碎石を地中に出しながらケーシングを引き上げ、地中に碎石杭を造成する。地震後に残留変形が発生する可能性があるが、造成中の振動・騒音が比較的小さいため既設構造物近傍での施工が可能である。河川堤防の液状化対策にも採用されており、大地震に対する効果も確認されている<sup>10)</sup>。

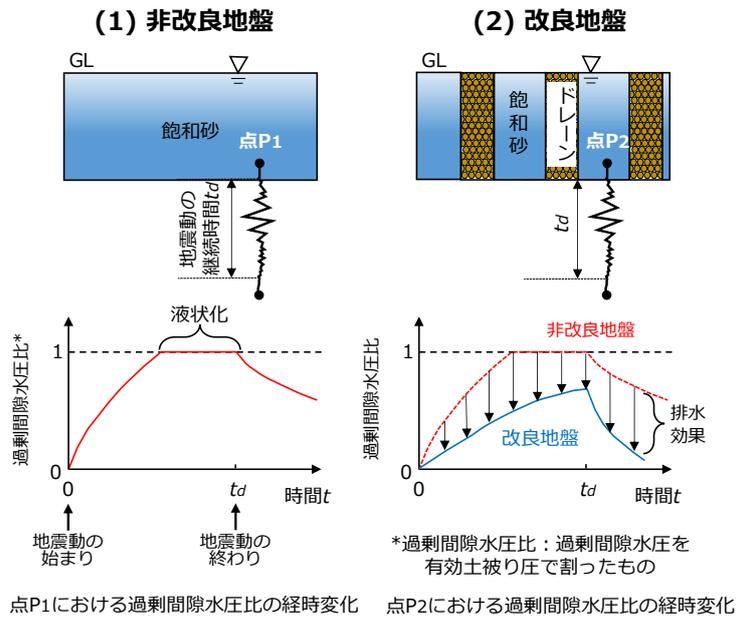


図 1.1.5 圧密・排水工法の原理

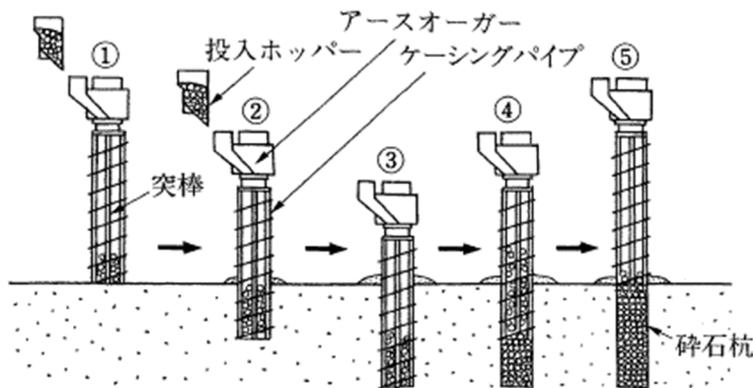


図 1.1.6 グラベルドレーン工法の施工方法の一例<sup>9)</sup>

b) 締固め工法

本工法は、緩く堆積した砂地盤を締め固めることで土粒子間の間隙をより密にし、地盤全体として液状化に対する抵抗力を増加させる工法である。具体例として「サンドコンパクションパイプ工法（以下 SCP 工法）」<sup>11)</sup>を挙げる。SCP 工法は図 1.1.7 に示すように、ケーシングパイプを使って緩く堆積した砂地盤に砂等の材料を圧入し、圧縮された砂杭を造成して周辺地盤を締固める。周辺環境の騒音や振動があまり問題にならない埋立地などでは振動式 SCP 工法が、周辺環境への配慮が求められる市街地等では静的砂杭締固め工法が普及している。また、SCP 工法に用いる使用材料に産業廃棄物や建設発生土を活用し、これらの運搬処理に費やす余分なエネルギーと CO<sub>2</sub> を削減して、環境負荷の低減に寄与する取組みも行われている<sup>12)</sup>。

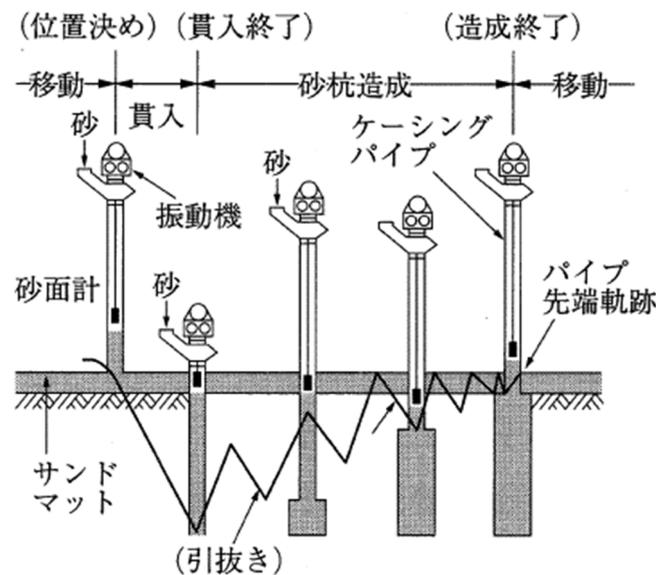


図 1.1.7 SCP 工法の施工方法の一例<sup>11)</sup>

### c) 固化工法

本工法は、砂質土にセメント系固化材等を添加、混合することで砂粒子同士を結合させて、地震等の外力に対する抵抗力を増大させる工法である。具体例として中層および深層混合処理工法のうちの「機械攪拌工法」を挙げる。機械攪拌工法は、地中に固化材を吐出しながら攪拌翼で原地盤と混合することで、円柱状の改良体を造成する<sup>13)</sup>。改良形式は、液状化層を全面改良するブロック式や、地盤を囲むように改良する格子式などがある。本工法は振動や騒音が少なく、既設構造物との近接施工や狭隘な敷地での施工が可能なことから、陸上・海上の土木工事から戸建て住宅を含む建築工事まで幅広く適用されている。

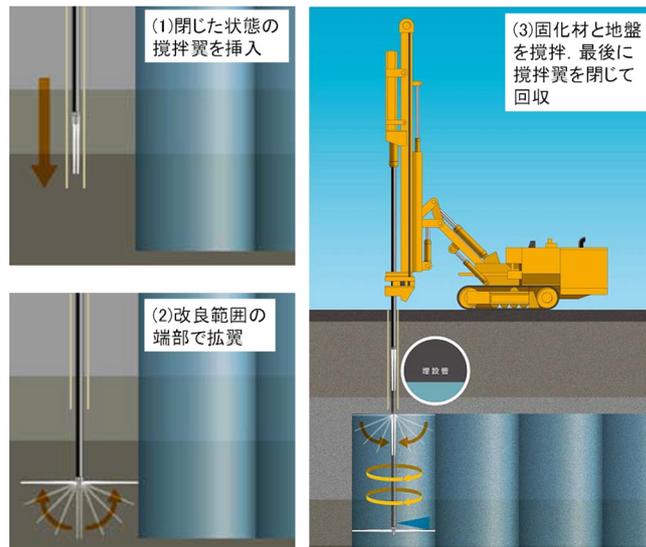


図 1.1.8 機械攪拌工法の施工方法の一例<sup>13)</sup>



図 1.1.9 機械攪拌工法で造成した円柱改良体<sup>13)</sup>

#### d) 注入工法

本工法は、砂質土に注入材を浸透注入して間隙水と恒久薬液を置換し、薬液のゲル化によって粘着力を付加して地盤のせん断強度を増大させる工法である。具体例として「薬液注入工法」を挙げる<sup>14)</sup>。プラントで薬液を作液し、所定深度に設置した注入管を介して地中に薬液を注入し、薬液のゲル化によって改良固化体を形成する<sup>15)</sup>。本工法は既設構造物を供用しながらの施工が可能であり、作業占有面積も小さく施工の自由度が高いことから、既設岸壁や空港滑走路、既設タンク等の地盤改良で広く利用されている。

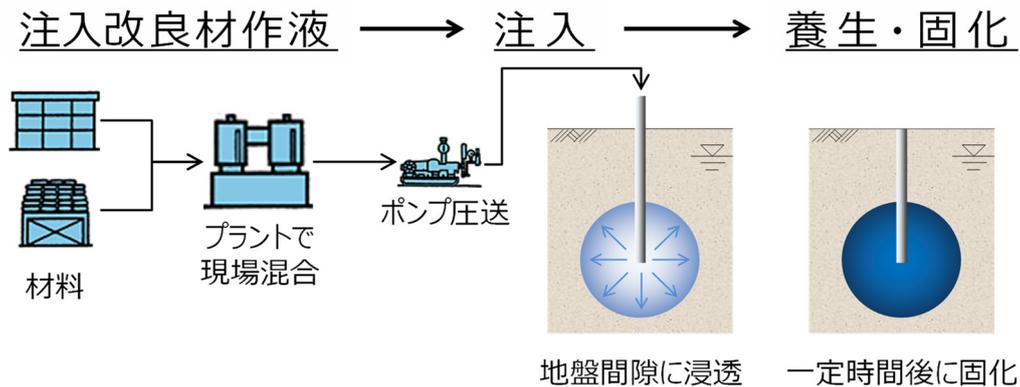


図 1.1.10 薬液注入工法の施工手順概要<sup>14)</sup>



図 1.1.11 固化体の形成状況<sup>15)</sup>

数ある地盤改良工のうち、本研究では他工法と比較して早期強度が得られ、強度調整が可能、粘性土と砂質土の双方に適用可能、低騒音・低振動といった特長を有するセメント系固化材による「固化工法」に着眼した。本工法は上記特長によりあらゆる改良工事に広く適用されている一方、詳細は第 2 章に後述するが、現行の設計や品質管理において固化改良地盤強度が有する空間的ばらつきの実態を適切に反映しているとは断言できない事例が散見され、改善の余地が見受けられる。そこで本研究では、設計・施工の合理化および安全性・信頼性の高い品質管理の実現に向けて、主題に記した固化改良地盤の「強度評価」の高精度化および「性能評価」の有効性実証に関する検討を行うこととした。

## 1.2 本論文の構成

本論文の構成を図 1.2.1 に示す。各章の内容を以下に概説する。

### 第1章 序論

第1章では、本研究の背景として地盤改良工が我が国の社会基盤を支える重要な役割を担っていることを示した。多岐に渡る地盤改良工について概説した上で、本研究ではセメント系固化材による「固化工法」に着眼し、その設計や品質管理の課題を踏まえ、設計・施工の合理化および安全性・信頼性の高い品質管理の実現に向けて、固化改良地盤の「強度評価」の高精度化および「性能評価」の有効性実証を目指す方針を述べた。

### 第2章 固化改良地盤の設計および品質管理の現状と課題

第2章では、本研究が対象とするセメント系固化材を用いた固化工法による地盤改良工および地盤改良工事における調査・設計・施工・品質管理の流れを概説したうえで、現行の設計および品質管理の現状と課題について明示する。これらの課題を受けて、合理的な設計・施工および安全性・信頼性の高い品質管理の実現に向けた本研究の展望を示し、その大枠に則った方針として固化改良地盤の詳細な強度把握による強度評価の高精度化および性能評価の有効性実証を目指す。

本研究では詳細な強度把握に適した「針貫入試験」に着眼し、本研究の目指す地盤改良工の実現に向けた課題として、「強度評価」においては①一軸圧縮強さの推定精度の向上、②空間的強度のばらつき評価、「性能評価」においては固化改良地盤のばらつきを考慮した性能評価の有効性検証、を挙げ、これらの課題に対する取組みを以降の各章で示す。

### 第3章 多点針貫入抵抗測定による固化改良土の一軸圧縮強度推定

第3章では、針貫入試験による強度評価のうち、強度推定精度の向上に関する研究の成果として、新たな「固化改良土の強度推定式」の提案について述べる。3.2節では、固化改良地盤の改良効果を確認するための既往の調査・試験方法について述べ、「針貫入試験」の活用に至った経緯と方針について概説する。3.3節では、針貫入試験の概要、測定形態および活用事例について紹介する。3.4節では、従来から用いられている針貫入抵抗  $N_p$  に基づく一軸圧縮強さ  $q_u$  の推定方法および課題を示し、3.5節では現状の課題を踏まえた本研究の方針として、機械制御による多点  $N_p$  測定に基づく新たな推定方法を提案する。そのうえで3.6節では、提案推定方法を検証するためのデータ取得方法とその結果を詳述する。最後に3.7節において、取得データを基に具体的な推定式を提示し、提案推定方法の妥当性や推定精度を検証して、3.8節で本章の成果を総括する。

### 第4章 原位置挿入型針貫入試験装置の開発

第4章では、針貫入試験による強度評価のうち、空間的強度のばらつき評価に関する研究の成果として「原位置挿入型針貫入試験装置」の開発について述べる。4.2節では、本開発に至った経緯および開発方針について概説する。4.3節において原位置挿入型針貫入試験装置の構造や測定方法、測定精度検証のための実験について、4.4節では測定の効率化・省人化に向けて開発した吊下げ装置および制御プログラ

ムについて詳述する。4.5 節において，原位置挿入型針貫入試験装置を高圧噴射攪拌改良工法および機械攪拌改良工法で造成した固化改良地盤の現場に適用した事例を通して，本開発装置の有用性を示す。4.6 節では，現場適用で取得したデータに基づく強度評価を通して第 3 章の提案評価方法の有効性を検証し，4.7 節で本章の成果を総括する。

## 第 5 章 固化改良地盤の空間的不均質性を考慮した性能評価

第 5 章では，詳細な強度データに基づく固化改良地盤の性能評価に関する研究の成果として，「固化改良地盤強度の空間的ばらつきを考慮した変形解析」について述べる。5.2 節では地盤のばらつきに関する既往の研究について紹介し，本研究の方針について概説する。5.3 節において，本研究で採用した液状化解析プログラムおよび解析条件について詳述する。5.4 節では，固化改良地盤のばらつき条件ごとの変形量や破壊モードの解析結果を整理し，これらの結果を基に強度の空間的ばらつきを考慮した性能評価解析の有効性を検証し，5.5 節で本章の成果を総括する。

## 第 6 章 総括

第 6 章では，本研究で得られた成果を総括し，第 2 章で掲げた地盤改良工の展望に対して本論文での取組みを反映したビジョンをまとめる。

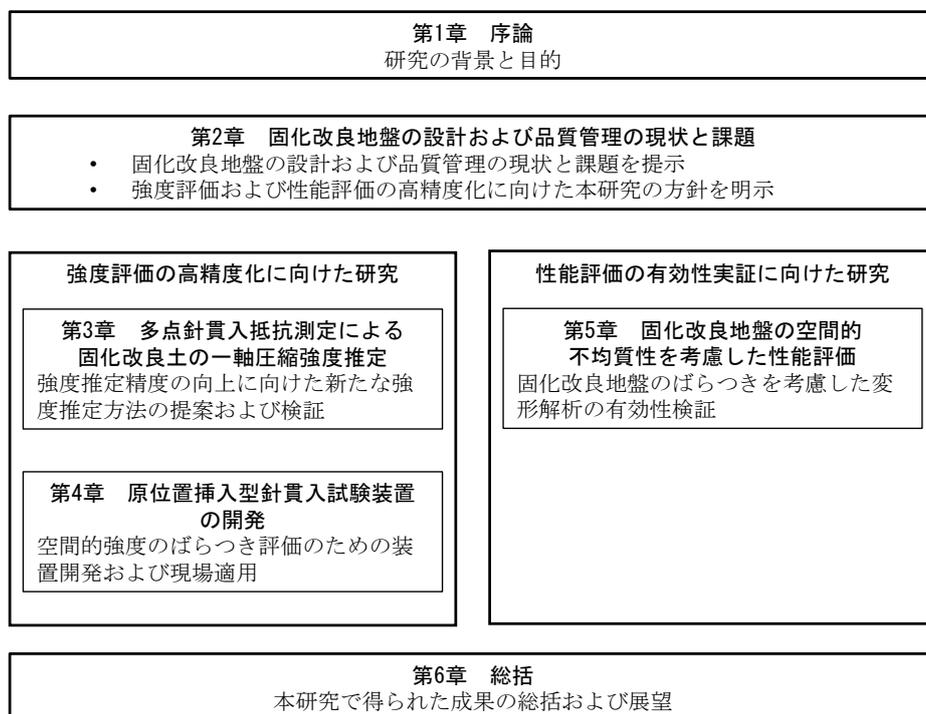


図 1.2.1 本論文の構成

## 参考文献

- 1) 環境省 HP : <https://www.env.go.jp/nature/pamph/pdf/chpt01-1.pdf> (2024.12.18 アクセス).
- 2) 国土技術研究センターHP : <https://www.jice.or.jp/knowledge/japan/commentary06> (2024.12.18 アクセス).
- 3) 須貝俊彦, 本多啓太 : 東日本大震災および既往地震による液状化と沖積層分布, *Journal of Geography*, No.124, Vol.2, pp.273-286, 2015.
- 4) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会 HP : [https://www.city.urayasu.lg.jp/\\_res/projects/default\\_project/\\_page\\_/001/002/934/shiryo1\\_6\\_2dobokuhigai\\_r.pdf](https://www.city.urayasu.lg.jp/_res/projects/default_project/_page_/001/002/934/shiryo1_6_2dobokuhigai_r.pdf), (2024.12.18 アクセス).
- 5) 風間基樹, 河井正, 森友宏, 金鍾官, 山崎智哉 : 東日本大震災の液状化被害に見る液状化研究の課題, *日本地震工学会論文集*, Vol.15, No.7, pp.49-59, 2015.
- 6) 先名重樹, 長谷川信介, 前田宜浩, 藤原広行 : 東北地方太平洋沖地震における利根川流域の液状化被害, *日本地震工学会論文集*, Vol.12, No.5, pp.143-162, 2012.
- 7) 古土井光昭, 小林正樹 : 関西国際空港建設に関わる地盤工学的問題と対応-沈下の予測と実際-, *土木学会論文集 C*, Vol.65, No.4, pp.998-1017, 2009.
- 8) 土木学会 建設技術研究委員会 : 第 11 回 新しい材料・工法・機械講習会資料, 3. 地盤改良工法, 2011.
- 9) 地盤工学会 液状化対策工法編集委員会 : 地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法, 公益社団法人地盤工学会, p. 513, 2004.
- 10) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会 : 東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について報告書(案), pp. 24-26, 2011.
- 11) 地盤工学会 地盤設計・施工基準委員会 WG4 サンドコンパクションパイル : 埋戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル, 公益社団法人地盤工学会, 2009.
- 12) 矢部浩史, 橋本則之, 竹内秀克, 尾形太 : 循環型社会への貢献に取り組んだ締固め砂杭工法, *地盤工学会誌*, Vol. 68, No. 8, pp. 21-23, 2020.
- 13) 小林真貴子, 石井裕泰, 藤原齊郁, 青木智幸, 立石洋二, 遠藤堅一, 広川郁夫, 菅浩一, 三上登, 佐藤潤 : 地中攪翼型の地盤攪拌改良工法の開発, *大成建設技術センター報*第 46 号, 2013.
- 14) 松井秀岳 : ICT 技術を活用した注入薬液・流動化処理土の現場製造管理の自動化に関する研究, 博士論文, 2023.
- 15) 松井秀岳, 忠野祐介, 石井裕泰 : 改良対象地盤のカルシウム含有量に着目した非アルカリ系地盤注入薬液の土槽注入実験, *大成建設技術センター報*第 51 号, 2018.

## 第 2 章 固化改良地盤の設計および品質管理の現状と課題

### 2.1 概説

本章では、固化工法による地盤改良工について概説し、その設計および品質管理の現状と課題について提示する。そのうえで、固化工法における合理的な設計・施工ならびに安全性・信頼性の高い品質管理の実現に向けた展望を示し、その枠組みに則った本研究の方針を明示する。

### 2.2 固化工法による地盤改良工の概説

本研究が対象とする、主にセメント系固化材を使用した固化工法による地盤改良工には、地中に液体または粉体の固化材を吐出しながら攪拌翼を使って混合攪拌して改良体を造成する機械攪拌改良工法（図 2.2.1）<sup>1)</sup>、液体状の固化材を高圧で噴射して地盤を切削しながら混合・攪拌する高圧噴射攪拌改良工法（図 2.2.2）<sup>2)</sup>、採取した土と固化材を専用機械で混合し所定の厚さに撒きだして転圧する締固め安定処理工法（図 2.2.3<sup>3)</sup>）、建設発生土等に水や調整泥水を加えさらに固化材を混練する流動化処理土（図 2.2.4）<sup>4)</sup>等があり、その種類は多岐にわたる。

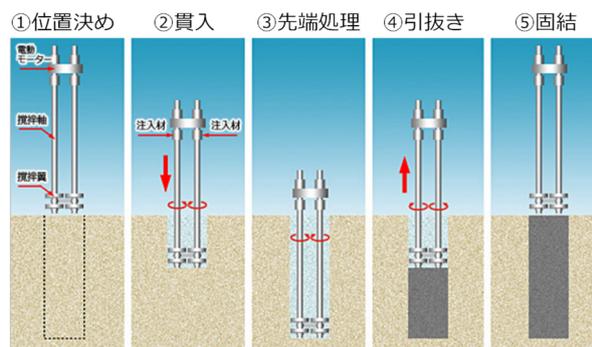


図 2.2.1 機械攪拌改良工法の施工の様子と造成手順<sup>文献 1)</sup>に加筆

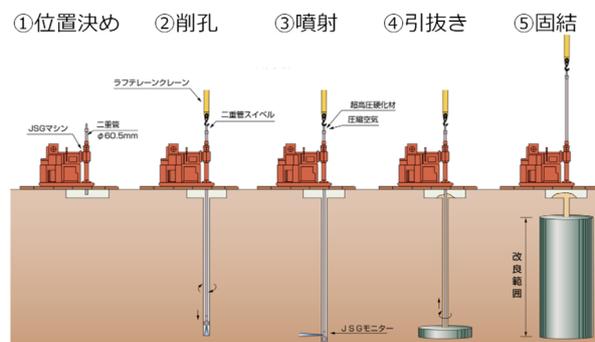
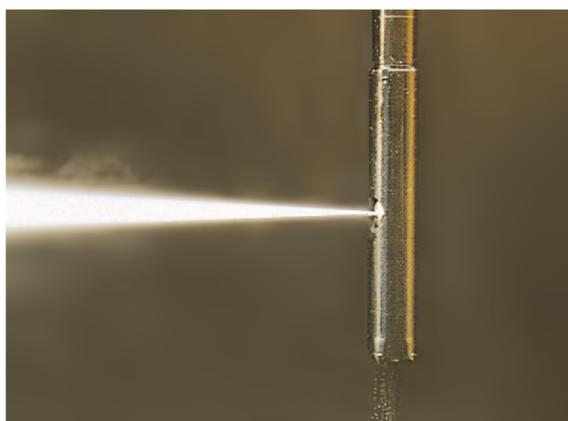


図 2.2.2 高圧噴射攪拌改良工法の噴射状況<sup>2)</sup>と造成手順<sup>文献 2)</sup>に加筆

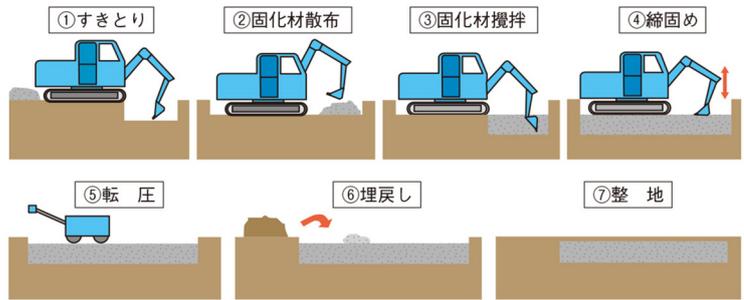


図 2.2.3 締め安定処理工法における土と固化材の混合状況と造成手順<sup>3)</sup>

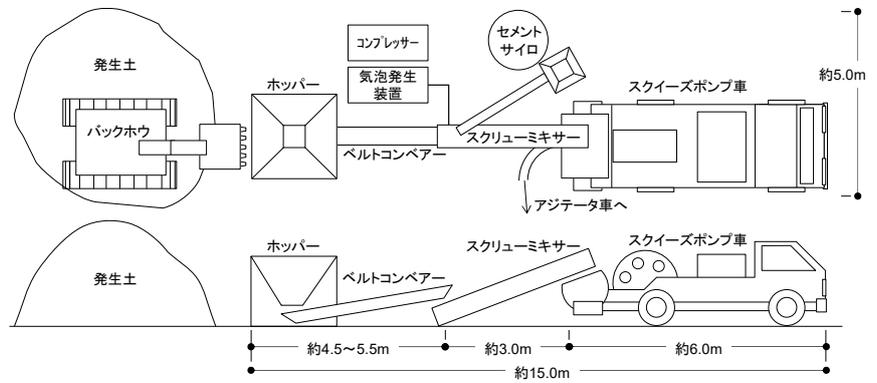


図 2.2.4 流動化処理土の例と製造プラントの概要<sup>4)</sup>

そのうち、盛土のすべり防止や沈下防止、擁壁や護岸等の基礎、液状化対策等に幅広く用いられている「深層混合処理工法」では、上記機械攪拌改良工法および高圧噴射攪拌改良工法が主に用いられ、図 2.2.5 に示すような流れで調査・設計・施工・品質管理が行われる<sup>5)</sup>。まず設計条件を定めるための土質調査を行い、次に設計において土質調査結果を基に改良目的に合致した改良様式を選定し、施工性および経済性の検討を経て工法を決定し詳細仕様を定める。設計結果を踏まえて室内配合試験にて固化材量を設定し、施工を実施する。施工後は固化改良体の品質や出来形を確認するための品質確認調査を行う。

一方、室内配合試験でセメントを混合して養生した供試体に比べて、施工で原地盤に造成した固化改良体は固化材混合の非一様性、対象地盤の性状や養生条件の違い、コア採取による乱れ等の影響で強度のばらつきが大きくなることが報告されている<sup>6)</sup>。次節以降、そうした地盤のばらつきを考慮した「設計」および「品質管理」の現状について概説し、実際の事例を交えながら課題を提示する。

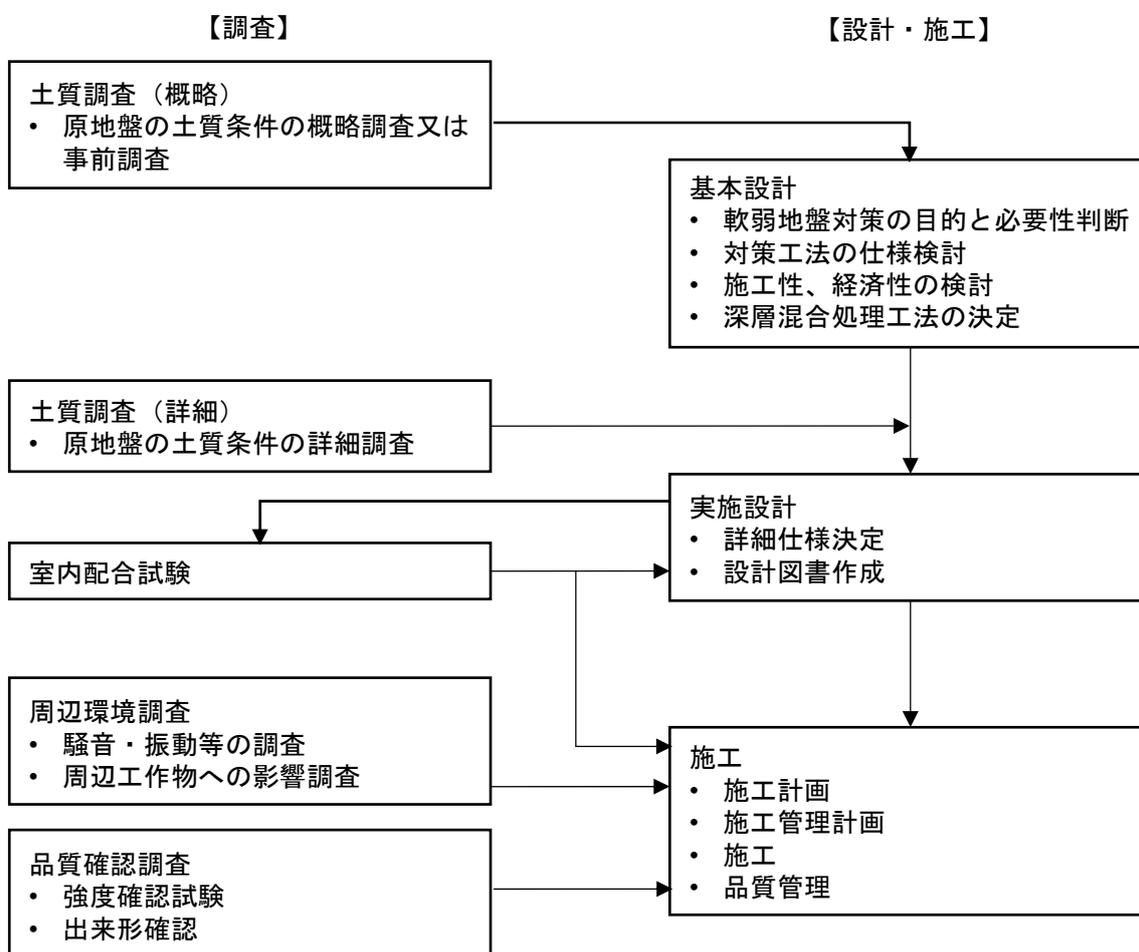


図 2.2.5 調査・設計・施工・品質管理のフロー（文献 5)を参考に作成）

### 2.3 固化改良地盤の設計の現状と課題

図 2.3.1 に深層混合処理工法における固化改良地盤の設計概念図を示す<sup>5)</sup>。設計基準強度  $q_{uck}$  は現場で発揮できる改良体の一軸圧縮強さ  $q_{uf}$  であれば問題ないが、実際の現場強度  $q_{uf}$  は施工条件や対象地盤の性状、固化材の混合性等の影響を大きく受けて空間的なばらつきが生じる。また、現場強度と室内配合試験による一軸圧縮強さ  $q_{ul}$  にも違いが生じる。これらを踏まえ、現行の設計では設計基準強度  $q_{uck}$  と現場強度  $q_{uf}$  および室内配合試験強度  $q_{ul}$  の関係を下式のように定めている。

$$q_{uck} = \gamma \cdot \overline{q_{uf}} = \gamma \cdot \lambda \cdot \overline{q_{ul}} \quad (2.1)$$

ここに、 $q_{uck}$ ：設計基準強度

$\overline{q_{ul}}$ ：室内配合試験における改良土の一軸圧縮強さの平均値

$\overline{q_{uf}}$ ：原位置改良土の一軸圧縮強さの平均値

$\gamma$ ：現場強度係数

$\lambda$ ：現場強度平均値 $\overline{q_{uf}}$ と室内配合試験強度平均値 $\overline{q_{ul}}$ の比

陸上工事では $\gamma \cdot \lambda = 1/3 \sim 1/4$ 、砂質土では $\lambda = 1/2 \sim 1$ を採用することが多い。これらの条件を整理すると、設計基準強度 $q_{uck}$ と現場強度 $\overline{q_{uf}}$ の関係を示す現場強度係数 $\gamma = 1/4 \sim 2/3$ 程度となり、その逆数である $1/\gamma = 1.5 \sim 4.0$ 、つまり現場強度 $\overline{q_{uf}}$ は設計基準強度 $q_{uck}$ の1.5～4.0倍程度の安全率を想定することになる。

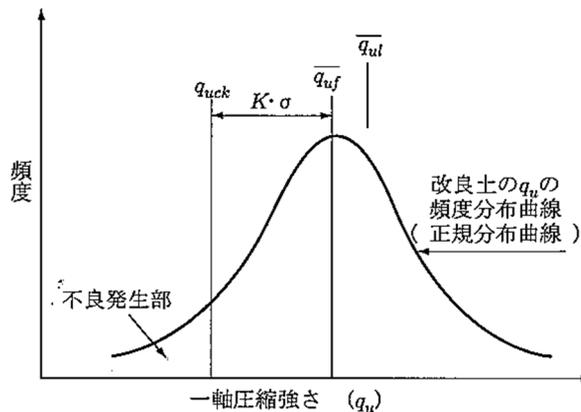


図 2.3.1 設計基準強度と現場強度、室内強度の関係<sup>5)</sup>

一方、現場によっては設計基準強度 $q_{uck}$ を大きく上回る現場強度 $\overline{q_{uf}}$ が発現することがある。例えば文献<sup>7)</sup>のように、橋桁の架設や桁を吊るクレーンの設置場所を地盤改良し、架設終了後に地盤改良箇所への橋脚施工を試みたが現場強度が設計値の最大6倍にも達しており、使用機械の変更等に伴う工費増大・工期延長を招いた事例がある。また、軟弱地盤を対象に深層混合処理工法で地盤改良を行った現場において、実際の現場強度が設計値の11倍以上に達した事例も報告されている<sup>8)</sup>。

このように実際の現場強度 $\overline{q_{uf}}$ が設計基準強度 $q_{uck}$ を想定以上に上回った要因としては、保守的な現場強度係数 $\gamma$ の設定が考えられる。現行の設計においては、まず設計段階で改良体の強度を一律（設計基準強度 $q_{uck}$ ）と設定し、次に現場強度係数 $\gamma$ を設定する際、品質管理で現場から抽出したコア供試体の強度（現場強度 $\overline{q_{uf}}$ ）が設計値を下回らないように現場のばらつきを考慮するが、この段階で対象地盤の真のばらつきを反映できていないことが保守的な現場強度係数 $\gamma$ 、つまりは過大な固化材量使用および現場強度発現につながっていると考えられる。

## 2.4 固化改良地盤の品質管理の現状と課題

表 2.4.1 および図 2.4.1 に深層混合処理工法における固化改良地盤の品質管理基準および規格値の例および概念図を示す<sup>9)</sup>。品質管理は改良体 500 本ごとにコアボーリングを 3 本行い、1 本のコアについて上・中・下の 3 箇所から 3 体ずつ供試体を採取して合計 27 供試体の一軸圧縮強さ  $q_u$  を測定し、設計基準強度に対する適否を判断する手法が規定されている。

表 2.4.1 品質管理基準および規格値の例<sup>9)</sup>

試験項目	試験方法	規格値	試験基準
一軸圧縮試験	JIS A 1216	①各供試体の試験結果は改良地盤設計基準強度の85%以上 ②1回の試験結果は改良地盤設計基準強度以上。なお、1回の試験とは3個の供試体の平均値で表したもの	改良体500本未満は3本、500本以上は250本増えるごとに1本追加する。試験は1本の改良体について、上、中、下それぞれ1回、計3回とする。ただし、1本の改良体で設計基準強度を変えている場合は、各設計基準強度毎に3回とする。現場の条件、規模等により上記によりがたい場合は監督員指示による。

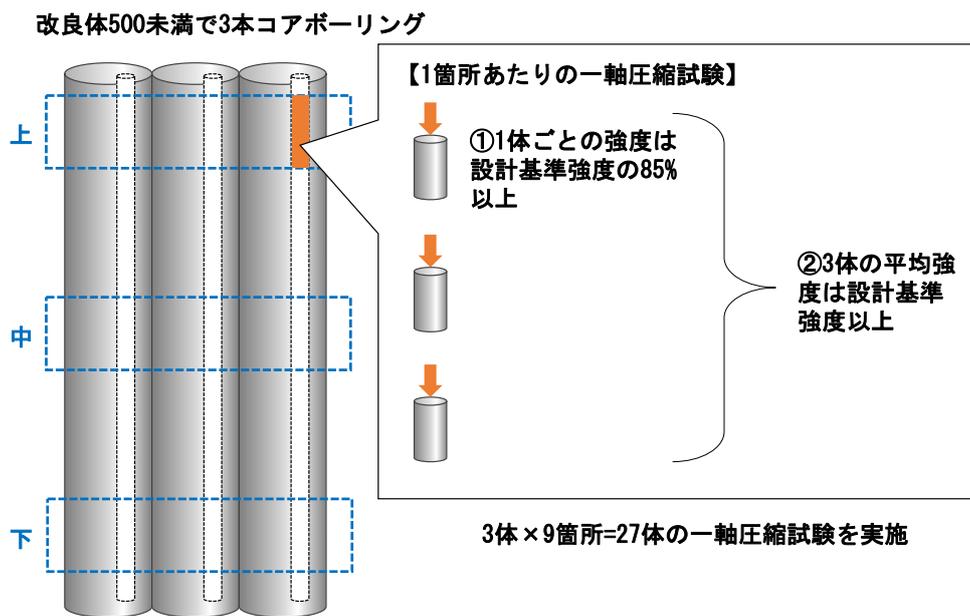


図 2.4.1 品質管理の概念図

その一方で、現行の品質管理のリスクを提唱した事例がある。三浦ら<sup>10)</sup>によると、軟弱地盤を深層混合処理工法で改良した道路盛土において、図 2.4.2 に示すように路面に亀裂が入る事例が発生した。当該現場では施工後、現行の品質管理に則り採取したボーリングコアにおいて正常な強度発現がみられる箇所からのみ供試体を抽出して一軸圧縮試験を行って品質を評価していたが、盛土被災後の原因調査にて、図 2.4.3 のように改良体頭部 2m 区間で固化不全による強度不足が判明した。三浦らは、現行の一軸圧縮試験による部分的な強度確認のみならず、それ以外の区間の強度も適切に確認していれば、盛土被災を未然に防ぐことができた可能性がある」と指摘している。



図 2.4.2 クラックの発生状況

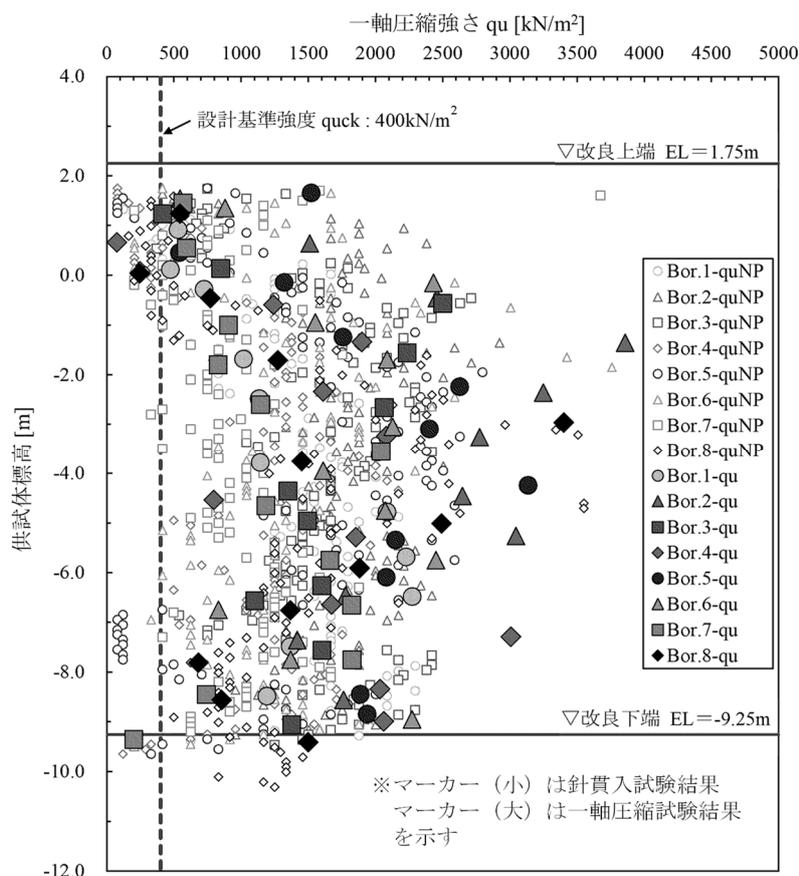


図 2.4.3 盛土被災後の調査における改良体強度の深度分布 (文献 10) に加筆修正)

## 2.5 本研究の方針

2.3 節, 2.4 節に提示した固化改良地盤の設計および品質管理の現状と課題を受けて, 本研究では固化改良地盤の詳細な強度把握による高精度な強度評価法および性能評価法を構築し, 将来的に図 2.5.1 に示すようなサイクルで合理的な設計・施工および安全性・信頼性の高い品質管理の実現を目指す。

ここで, 詳細な強度を把握するために本研究が着眼したのは, 簡易かつ迅速な測定が可能で改良地盤の局所的な弱部の有無や連続的な強度分布を確認できる「針貫入試験」<sup>11)</sup>である。針貫入試験から得られる針貫入抵抗  $N_p$  は現行の品質管理で採用されている一軸圧縮強さ  $q_u$  と相関があり, 軟岩や固化改良土等の強度推定に広く活用されている。一方, 現行の針貫入試験を用いて合理的な設計・施工および安全性・信頼性の高い品質管理を実現する上では, 針貫入試験による「強度評価」において①一軸圧縮強さの推定精度の向上, および②空間的強度のばらつき評価, 「性能評価」においては固化改良地盤のばらつきを考慮した性能評価の有効性検証, という課題がある。

そこで, 本論文では図 2.5.1 に示す地盤改良工の展望の大枠に則った下記構成にて, 上述の課題に対する取組みをまとめる。

- ・ 「第3章」: 本研究で着眼した針貫入試験について概説し, 現行の強度推定方法と課題を示したうえで多点針貫入抵抗データに基づく新たな強度推定方法を提案し, 一軸圧縮強さの推定精度を検証する。
- ・ 「第4章」: 空間的強度のばらつき評価の課題解決に向けて, 原位置で効率的に多点針貫入試験を行う装置を開発し, 現場適用を通して装置の使用性・有用性を検証する。
- ・ 「第5章」: 第4章で取得した現場測定データに基づき固化改良体の物性にばらつきを与えた変形解析を実施し, 固化改良体強度の空間的不均質性を考慮した性能評価の有効性を検証する。

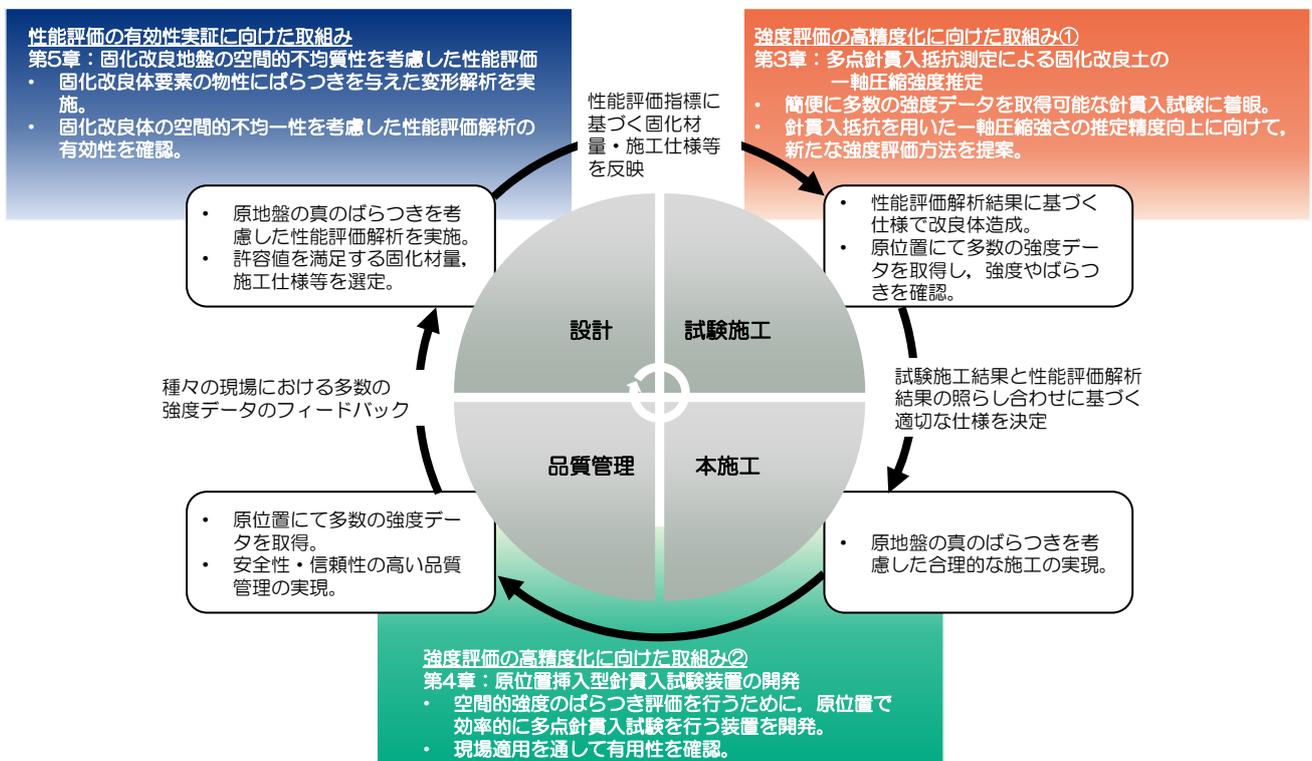


図 2.5.1 合理的な設計・施工および安全性・信頼性の高い品質管理の展望および本論文の構成

## 参考文献

- 1) CDM 研究会 HP : <http://www.cdm-gr.com/what/index.html> (2024.12.17 アクセス) .
- 2) 日本ジェットグラウト協会 HP : <https://www.jetgrout.jp/features/jsg.html> (2024.12.17 アクセス) .
- 3) 新日本建設 HP : <https://njcc.jp/kouji/> (2024.12.17 アクセス) .
- 4) 大成建設 HP : <https://www.taisei.co.jp/ss/tech/C0084.html> (2024.12.17 アクセス) .
- 5) 土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル増補版，2022.
- 6) 細谷芳巳，牧原依夫，木幡行宏，奈須徹夫，日比義彦，荻野拓哉：セメント系改良材による現場改良土の品質評価，セメント系安定処理土に関するシンポジウム，pp. 42-56, 1996.
- 7) 日経 BP 社：改良地盤が固過ぎて後工程の工事費増大，1月20日号，p.22，2024.
- 8) 佐々木亨，宮下千花，川村逸太，茂木正晴，間潤利明：軟弱地盤の地盤物性及び深層混合処理の施工状況が改良体の品質に与える影響に関する一考察，第16回地盤改良シンポジウム論文集，pp.232-237，2024.
- 9) 建設省関東地方建設局：土木工事共通仕様書，土木工事施工管理基準，1998.
- 10) 三浦哲彦・村井満：針貫入試験による地盤改良におけるリスク管理，地盤工学会誌，Vo.71，No.2，pp.37-40，2023.
- 11) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp. 426-432, 2013.

## 第 3 章 多点針貫入抵抗測定による固化改良土の一軸圧縮強度推定

### 3.1 概説

本章では、本研究にて着眼した針貫入試験による強度評価のうち、固化改良土を対象とした強度推定精度の向上に関する研究の成果として、新たな「固化改良土の強度推定式」の提案について述べる。3.2 節では、固化改良地盤の改良効果を確認するための既往の調査・試験方法について述べ、「針貫入試験」の活用に至った経緯と方針について概説する。3.3 節では、針貫入試験の概要、測定形態および活用事例について紹介する。3.4 節では、従来から用いられている針貫入抵抗  $N_p$  に基づく一軸圧縮強さ  $q_u$  の推定方法および課題を示し、3.5 節では現状の課題を踏まえた本研究の方針として、機械制御による多点  $N_p$  測定に基づく新たな推定方法を提案する。そのうえで 3.6 節では、提案推定方法を検証するためのデータ取得方法とその結果を詳述する。最後に 3.7 節において、取得データを基に具体的な推定式を提示し、提案推定方法の妥当性や推定精度を検証して、3.8 節で本章の成果を総括する。

### 3.2 既往の研究および本研究の方針

本研究が対象とする固化改良地盤の改良効果を直接確認するための原位置調査・試験として、サウンディング、物理探査・検層、載荷試験等が挙げられる。サウンディングの例として、武田ほか<sup>1)</sup>は高圧噴射攪拌工法で造成した改良体にて、杭芯から半径方向に複数の地点でコーン貫入試験を行い、先端抵抗および周面摩擦抵抗と改良径の出来形に相関性を確認している。物理探査・検層では、手塚ほか<sup>2)</sup>が高圧噴射攪拌工法による改良体を対象に PS 検層を行い、測定した弾性波速度から改良体の強度を確認している。載荷試験については、田中ほか<sup>3)</sup>はフライアッシュと石膏および水を利用した FGC 深層混合処理工法で改良した地盤を対象に改良前後で孔内水平載荷試験を行い、改良による剛性率の増加を確認している。

上記のように原位置調査・試験は、改良効果の定量化としての活用実績はあるものの、得られる特性値そのものを品質管理の指標とするには至っていない。その要因としては、試験の簡便さや経済性が求められる中、設計時に必要な強度や変形特性は一軸圧縮強さ  $q_u$  を指標とすることが多い点が挙げられる。そのため、前述のような原位置試験ではなく室内で行う一軸圧縮試験による品質管理が広く普及している。例えば、深層混合処理による柱状改良の場合、改良体 500 本ごとにコアボーリングを 3 本行い、1 本のコアについて上・中・下の 3 箇所から 3 体ずつ供試体を採取して合計 27 供試体の  $q_u$  を測定し、設計基準強度に対する適否を判断する手法が規定されている<sup>4)</sup>。一方、一軸圧縮試験で使用する供試体は直径にもよるが一体あたり高さ 100 mm 程度を要するため、採取したコアの亀裂や欠損によっては試験できる供試体の数や位置が限定されてしまうことがある。また、対象地盤の不均質性や固化材の混合の不均質性に起因して改良地盤の強度に空間的なばらつきの発生が想定されるが<sup>5)</sup>、限られた数や位置での一軸圧縮試験でそのばらつきの実態を詳細に把握することは困難と言える。こうした一軸圧縮試験による現行の品質管理が、改良地盤全体の中からサンプリングされた供試体による標本調査に基づくため、実際のばらつきを詳細に把握できていないのに対し、簡易な多点測定により改良地盤の局所的な弱部の有無や連続的な強度分布を確認できる方法として「針貫入試験」<sup>6)</sup>がある。本研究では、固化改

良地盤の品質管理にこの針貫入試験を活用し、多点測定にて改良地盤の強度やそのばらつきを精度良く把握し、将来的には固化材量の最適化や施工方法の適正化につながる性能評価への展開を目指す。

### 3.3 針貫入試験

#### 3.3.1 概要

針貫入試験は「JGS3431-2012 針貫入試験方法」<sup>6)</sup>にて基準化された試験方法である。元来軟岩の簡易かつ迅速な強度推定方法としてトンネル切羽やダム基礎における硬軟区分などに用いられていたが、近年は固化改良土の強度推定にも活用されている。試験方法は測定対象に針を 10 mm まで貫入し、その時の貫入荷重を貫入長さで除した針貫入抵抗  $N_p$  を求めるものである。 $N_p$  は一軸圧縮強さ  $q_u$  と相関があるとされており、両者の相関式から  $q_u$  を推定する。

#### 3.3.2 測定形態

針貫入試験の測定形態は、a) 携行型、b) 机上型に大別される。

##### a) 携行型 (図 3.3.1 左)

軽量タイプの試験器で内部に装着されたコイルばねと針チャック部が接続されており、針を貫入する際の荷重に比例してコイルばねが圧縮される。原地盤での露出面やコア箱に置かれた試料を対象に手作業で針を貫入し、貫入荷重と貫入長さを読み取って迅速に  $N_p$  を特定することが可能である。一方、貫入速度や貫入角度に個人差があり、貫入過程での荷重変化を把握することができない。

##### b) 机上型 (図 3.3.1 右)

貫入針を昇降装置に取り付けて変位計で貫入長さを、荷重計で貫入荷重を測定する。貫入角度や貫入速度を制御し、貫入過程の荷重変化を厳密に測定することが可能なため、人為的な要因による測定誤差を排除したデータを取得できる。一方、 $N_p$  を測定するまでに試験体の運搬、供試体の作製、架台準備・設置などの作業を要するため、迅速な測定を行うことができない。

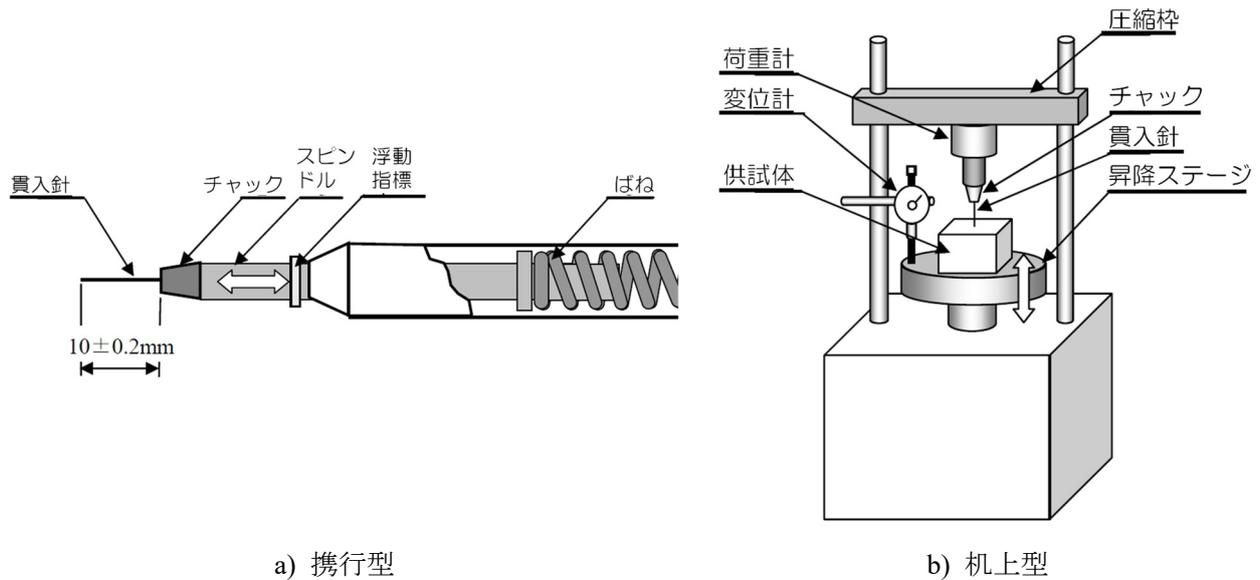


図 3.3.1 針貫入試験器 (地盤工学会<sup>6)</sup> に加筆修正)

図 3.3.2 は、机上型と携行型の計測方法の違いによる実験誤差の可能性を確認する意図で実施した、ソイルモルタル供試体 ( $d$  100 mm  $\times$   $h$  100 mm) に対する測定結果である。本対象試料は、プラント製造されたことから混合性・均一性が比較的高い試料に位置付けられるが、それぞれの装置で 25 点ずつ取得した  $N_p$  の変動係数は、携行型で 0.25、机上型で 0.10 と机上型が相対的に小さくなった。この傾向は、前述のように機械制御により人為的な要因によるばらつきが排除されたためと考えられる。また、一軸圧縮試験の変動係数が 0.30 程度、三軸圧縮試験の変動係数が 0.10 程度であること<sup>7)</sup>を踏まえると、机上型の実験誤差は小さく、より信頼性の高いデータが取得できると考えられる。

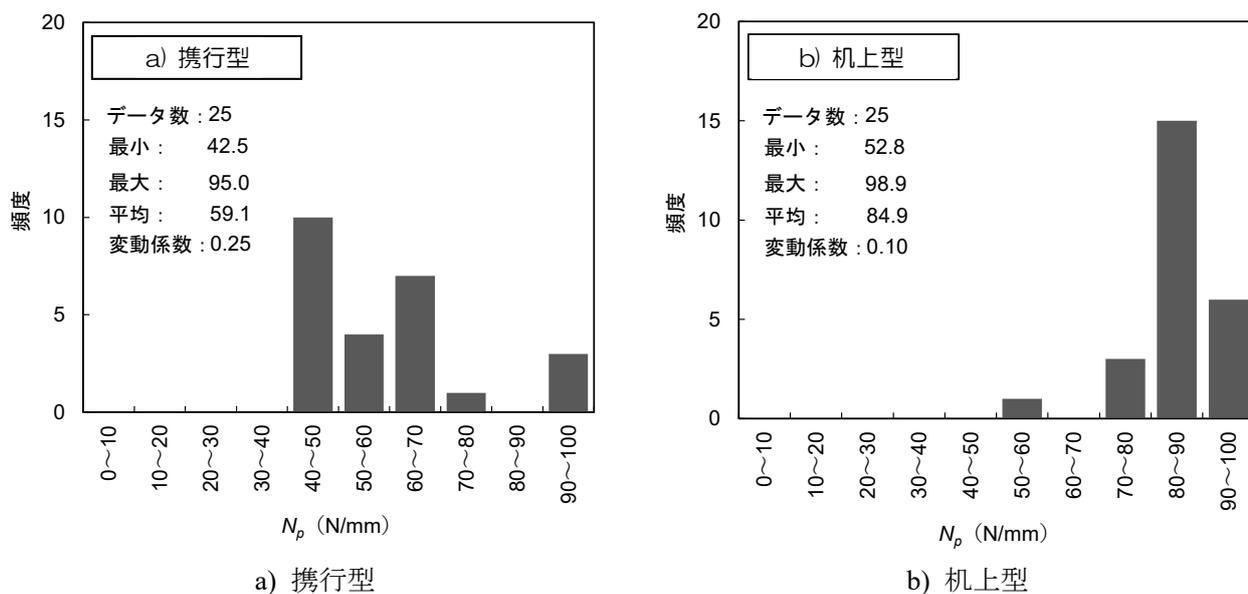


図 3.3.2  $N_p$  の頻度分布

### 3.3.3 活用事例

針貫入試験の活用事例としては、例えば丸内ら<sup>8)</sup>は有明粘土層の改良地盤で採取したボーリングコアを対象に、携行型装置を用いて10 cm 間隔で針貫入抵抗  $N_p$  を測定している。同一のコア試料で取得した  $N_p$  と  $q_u$  との相関式 (図 3.3.3) から各深度における換算  $q_u$  を求め、図 3.3.4 に示すように一軸圧縮試験による離散的な結果では把握が難しい低い強度域を評価する手法としての有効性を確認している。

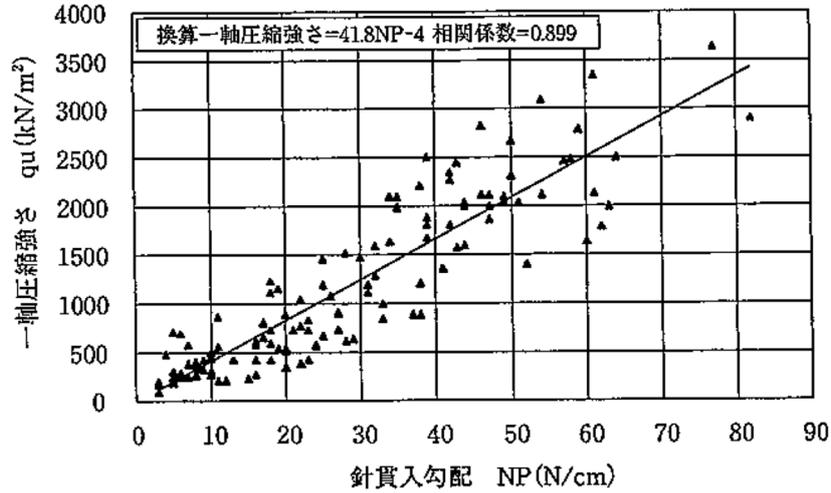


図 3.3.3 有明粘土の改良地盤における  $N_p$  と  $q_u$  の関係<sup>8)</sup>

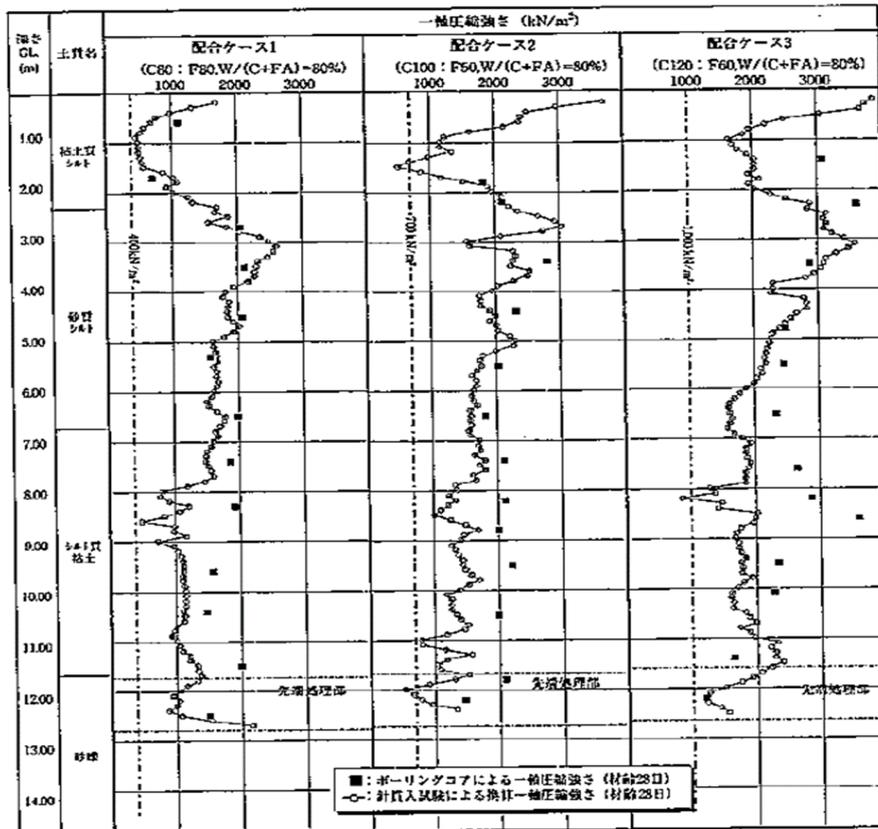


図 3.3.4  $q_u$  と換算  $q_u$  の深度分布<sup>8)</sup>

また, Kahraman *et al.*<sup>9)</sup>は 46 体のブロック状の石炭標本を準備して 1 標本あたり上下周面で 4 点以上の  $N_p$  と  $q_u$  を測定している。各標本の  $N_p$  平均値と  $q_u$  の関係から相関性 (図 3.3.5) を見出し, 針貫入試験を活用することで精度よく  $q_u$  を推定できる可能性を示している。これらの事例はいずれも現場で採取した試料を対象に事前にキャリブレーションを実施して, 図 3.3.3 や図 3.3.5 に示すように評価対象ごとの  $N_p$  と  $q_u$  との相関性を確認して強度推定の精度を確保している。

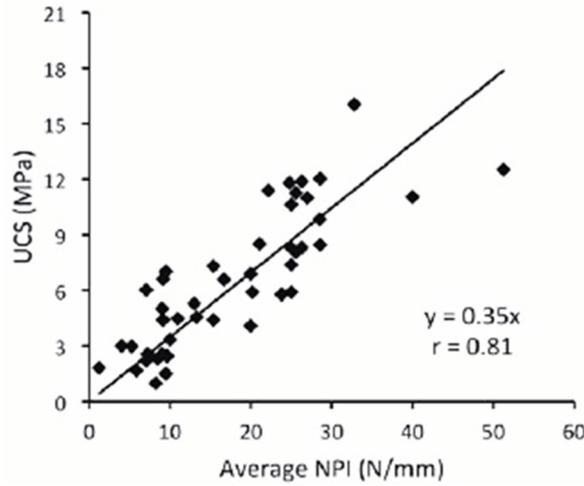


図 3.3.5 石炭における  $N_p$  と  $q_u$  の関係<sup>9)</sup>

一方, 評価対象を限定しない汎用的な強度推定方法としては, 図 3.3.6 に示すような強度が約 100~40,000 kN/m<sup>2</sup> と広範囲にわたる天然岩石および固化改良土の測定データに基づいた両対数軸上の線形相関式(3.1)が示されている<sup>10),11)</sup>。本式は丸東製作所の軟岩ペネトロ計 SH-10 (携行型針貫入試験器) に掲載されており, 事前のキャリブレーションなしで  $N_p$  値から即座に強度を推定することが可能である。

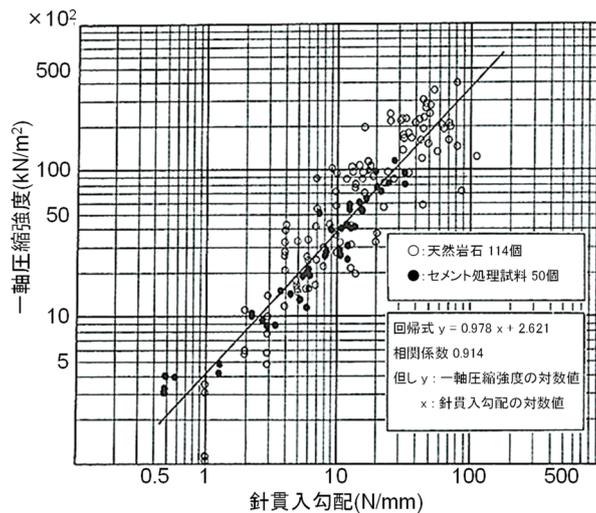


図 3.3.6 天然岩石および固化改良土における  $N_p$  と  $q_u$  の関係 (丸東製作所<sup>11)</sup> に加筆修正)

$$\log(q_u) = 0.978 \cdot \log(N_p) + 2.621 \quad (3.1)$$

### 3.4 現状の強度評価方法の課題

前項 3.3.3 に示すように、針貫入試験は軟岩のみならず、固化改良土、石炭等、多種多様な試料の強度評価に広く活用されており、このことは本試験方法の実用性の高さを裏付けているものと考えられる。

しかしながら、「評価対象を限定した強度評価」（例えば図 3.3.3 や図 3.3.5）は、現場で採取した試料を対象に事前にキャリブレーションを実施して  $N_p$  と  $q_u$  との相関性を確認する必要があるため、事前確認の時間と労力を要する。また、それぞれの現場条件に則した相関式のため、適用範囲が限定的となり利便性に欠ける。

上記を踏まえると、事前のキャリブレーションを要さず汎用性のある「評価対象を限定しない強度評価」の有効性は高いと言える。一方、既往の推定方法である図 3.3.6 および相関式(3.1)を具体例にあげると、実測  $N_p$  が 10 N/mm 付近において固化改良土のデータだけでも実測  $q_u$  と換算  $q_u$  に 3 倍程度の差異がある。また、図 3.4.1 は図 3.3.6 中のプロットを読み取り、実測  $q_u$  と実測  $N_p$  から式(3.1)を用いて算出した換算  $q_u$  との関係を示すが、両者の相対誤差が  $\pm 30\%$  以内に収まるデータは全体の 50% に満たず、決定係数  $R^2 = 0.52$  と必ずしも十分な精度であるとは言えない。さらに、式(3.1)は携帯型によって取得したデータ<sup>11)</sup>であり、図 3.3.2 a) に示すような実験誤差によるばらつきも推定精度に影響を及ぼす一因と考えられる。

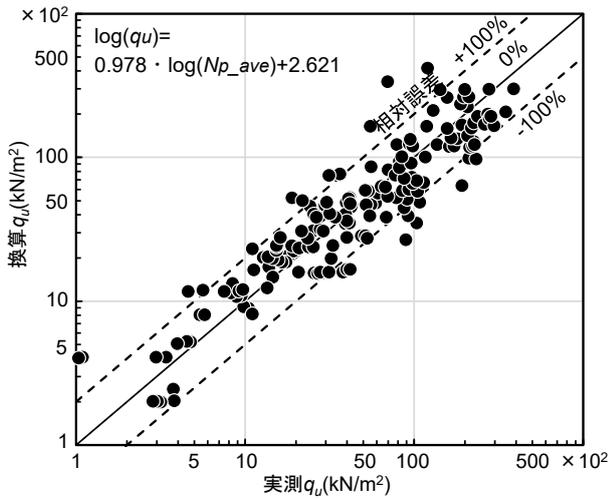


図 3.4.1 実測  $q_u$  と換算  $q_u$  の関係

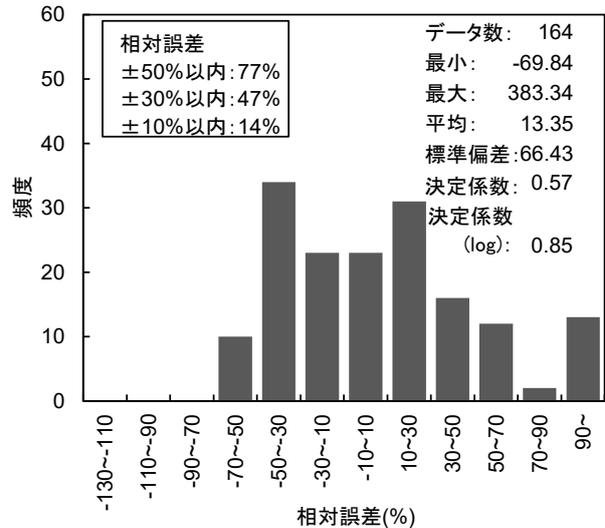


図 3.4.2 実測  $q_u$  と換算  $q_u$  の相対誤差の頻度分布

### 3.5 新たな強度評価方法の開発

前節 3.4 の課題に対して本研究では、より利便性の高い「評価対象を限定しない強度評価」における推定精度の向上を目指す。具体的には本節において、強度推定式に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の差異には、供試体の寸法の違いが強度に及ぼす影響が含まれていると考え、寸法効果に関する仮説を考慮した強度推定方法を提案する。

#### 3.5.1 2段階構成による強度推定方法の検討

推定精度向上に向けた強度推定方法の検討に際して、固化改良土の一軸圧縮強さの寸法効果に着眼した。ここで言う寸法効果は、固化改良土の単位体積中に含まれる潜在的弱部の数は一定であると仮定した場合、寸法が大きな供試体ほど潜在的弱部の絶対数が多くなることから、小さな供試体よりも一軸圧縮強さが小さくなる傾向にあることを示している。また、供試体内には健全部と弱部が混在することにより供試体内での局所的な強度はばらついており、一軸圧縮試験下では弱部から破壊が発生・進展するため、供試体内の強度のばらつきが大きいほど一軸圧縮強さは低減する傾向にあるとされている<sup>12)</sup>。

そこで、局所的な健全部や弱部の把握に適した  $N_p$  の多点測定値は、供試体内の強度のばらつきが反映される指標と考え、図 3.5.1 のように  $N_p$  と  $q_u$  の関係を以下の2段階構成で解釈することとした。

- i) 貫入長さ 10 mm の  $N_p$  は、供試体の高さが等価となる  $d_0 5 \text{ mm} \times h_0 10 \text{ mm}$  の供試体（以降、基準供試体と呼ぶ）の  $q_{u0}$  と高い相関があると仮定し、図 3.5.1 に示すような実験誤差による  $N_p$  データの不確実性に起因するばらつきは含まず、多点  $N_p$  の変動係数  $N_{p\_cov} = q_{u0\_cov}$  の関係にあることとする。（図 3.5.1 の i））
- ii) 評価供試体（ $d 50 \text{ mm} \times h 100 \text{ mm}$ ）は基準供試体（ $d_0 5 \text{ mm} \times h_0 10 \text{ mm}$ ）の集合体であるとモデル化する。（図 3.5.1 中の ii））

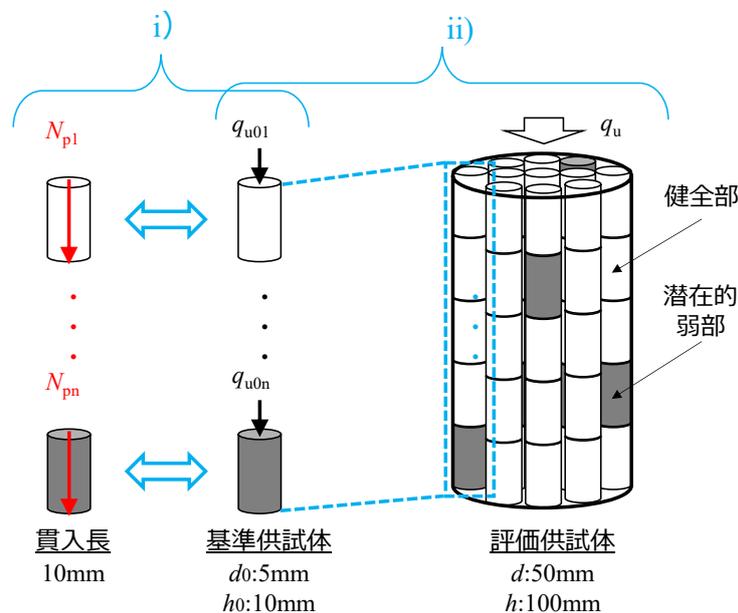


図 3.5.1  $N_p$  と  $q_u$  の関連付けの 2 段階構成概念図

上記解釈に基づく基準供試体 ( $d_0=5\text{ mm}$ ) の  $N_p$  と評価供試体 ( $d=50\text{ mm}$ ) の  $q_u$  の関係を図 3.5.2 に示す。まず、基準供試体の強度にばらつきがなく一様であれば寸法の増大に伴う  $q_u$  の強度低下は生じないと仮定し、均一性の高い供試体 ( $N_{p\_cov} = q_{u0\_cov} \doteq 0$ ) に限定した  $N_p$  と  $q_{u0}$  の相関から両対数軸上で線形関係になる強度基準線を求めることにする。次に、Omine ら<sup>12)</sup>の手法を参照して、基準供試体の強度のばらつきがワイブルの累積分布関数に従うと仮定して、基準供試体から評価供試体への寸法増加による  $q_u$  の強度低減割合を算出する。

これらの仮定に基づき  $N_p$  と  $q_u$  の関係を求めたところ、図 3.5.2 中のイ)強度基準線 ( $N_{p\_cov} = q_{u0\_cov} \doteq 0$  における  $N_p$  と  $q_{u0}$  の相関式) に対して、ロ)のように基準供試体の変動係数  $q_{u0\_cov}$  の増加に応じて下方にシフトする結果を得た。このように同じ大きさの  $N_p$  に対して  $q_u$  の分布に幅がある傾向は、図 3.3.6 に示す実測  $q_u$  の分布のばらつきと  $N_p$  の実験誤差の有無の違いはあるが、見かけ上同様の結果が得られたといえる。

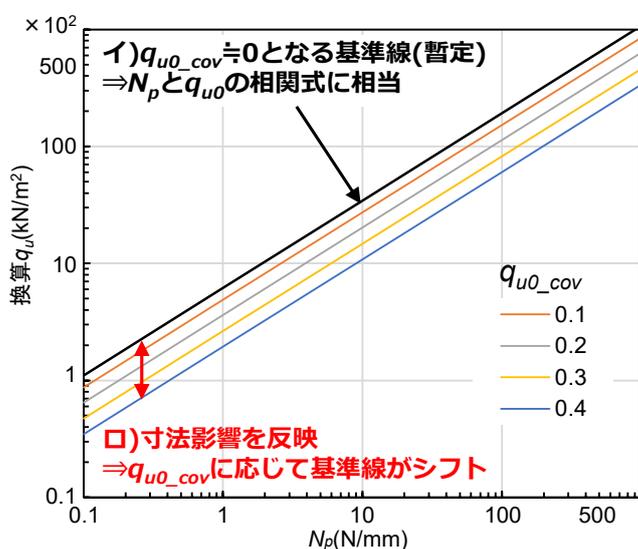


図 3.5.2  $q_{u\_cov}$  に応じた  $N_p$  と  $q_u$  の関係

### 3.5.2 強度換算のための提案式

前項 3.5.1 において、まず  $N_p$  と  $q_u$  の関係を寸法効果の考えにあてはめ、次に  $N_p$  は基準供試体の  $q_{u0}$  と高い相関があり、評価供試体は基準供試体の集合体であるとの仮定を立て、それらに基づいて均一性の高い供試体で  $N_p$  と  $q_{u0}$  の相関から強度基準線を求め、基準供試体のばらつきに応じてその基準線をシフトさせる推定方法を明示した。

この推定方法に基づく換算式を求めるにあたっては、 $q_{u0}$  データを取得してその強度やばらつきを用いることが望ましいが、基準供試体寸法は  $d_0 5\text{ mm} \times h_0 10\text{ mm}$  と小さいため作製および強度試験は現実的ではない。そこで、本研究では  $q_{u0}$  と高い相関があると仮定した  $N_p$  を多点取得し、その強度やばらつきを定量化して換算式を算出することとした。今回、強度やそのばらつきが異なる複数の供試体を準備して、より信頼性の高いデータを取得できる机上型装置を用いて多点  $N_p$  データを取得し、それらの空間分布は正規分布に従うとの仮定のもとばらつき特性を変動係数  $N_{p\_cov}$  で定量化し、さらに  $q_u$  も取得して、下記手順にて推定式を定義することとした。

- i) 均一性の高い評価供試体（本検討では、 $0.0 \leq N_{p\_cov} < 0.1$ ）の測定データを基に、式(3.2)の関係式の係数  $A$ 、 $B$  を最小二乗法により特定して基準線を設定した。

$$\log(q_u) = A \cdot \log(N_{p\_ave}) + B \quad (3.2)$$

- ii) その上で、 $N_{p\_cov}$  が 0.1 を超過する測定データをもとに、ばらつき補正項を加えた式(3.3)にて、実測値と換算値の残差二乗和を最小にする係数  $C$ 、 $D$  を設定した。

$$\log(q_u) = A \cdot \log(N_{p\_ave}) + B - C \cdot (N_{p\_cov})^D \quad (3.3)$$

式(3.3)の補正項をべき乗形態にしたのは、実測データに対するフィッティングの自由度を念頭に置いたためである。

### 3.6 検証データ取得のための測定試験

本章では、前節 3.4 で提案した強度推定式(3.3)を設定・検証するために実施した測定試験についてまとめる。

#### 3.6.1 測定試験の概要

測定試験では、図 3.5.1 の評価供試体の  $q_u$  を 1 つ測定し、基準供試体の強度に相当する  $N_p$  については、そのばらつきを把握するために 25 点測定したものを一組のデータ（1 個の  $q_u$  と 25 個の  $N_p$ ）とした。

図 3.6.1 に測定試験の流れを示す。まず、標準寸法（ $d$  50 mm ×  $h$  100 mm）に比べて 20 mm 以上大きな直径（70～100 mm）で評価供試体を作製する。評価供試体の外周部を対象に机上型装置を用いて 25 点の  $N_p$  を測定した（図 3.6.1 中の i）参照）。その後、針貫入の痕跡による影響を排除するため、「JIS A 1216-2020 土の一軸圧縮試験方法」<sup>13)</sup>に準拠して、針貫入試験後の評価供試体をトリマーに載せ、その外周部をワイヤソーまたは直ナイフで直径 50 mm になるまでトリミングして、標準寸法の評価供試体を作製した（図 3.6.1 中の ii）参照）。その供試体を対象に一軸圧縮試験を行い（図 3.6.1 中の iii）参照），評価供試体ごとの  $N_p$  の平均値  $N_{p\_ave}$  と変動係数  $N_{p\_cov}$  を取得した。



図 3.6.1 測定試験の流れ

今回、評価供試体の作製方法、母材、セメント配合量や材齢が異なる合計 51 供試体を対象に測定データを収集した。以下にこれらの種別と条件を示す。

a) 流動化処理土

流動化処理土供試体を室内で合計 26 体作製した。作製手順は、トチクレーと珪砂 5 号を混合し、水を加えた後ハンドミキサーで 5 分攪拌して泥土を作製した。この泥土にセメントスラリーを投入し、ミキサーで 1 分間攪拌して流動化処理土試料とした。この試料を直径 100 mm 高さ 110 mm のモールドに充填し、固結後に脱型して供試体を作製した。セメント添加量は 138, 150, 350 kg/m<sup>3</sup> の 3 条件とし、材齢 7 日と 28 日での強度試験まで養生した。

b) 機械攪拌改良体

測定対象は、地中で開閉可能な攪拌翼<sup>14)</sup>を用いてセメントスラリーを地中で噴出しながら、原位置で円柱形に造成した機械攪拌改良体である。

今回準備した供試体は 2 現場から採取したものであり、1 つ目の現場では、セメント添加量 108 kg/m<sup>3</sup>、水セメント比 1:1 のセメントスラリーを地中で噴出しながら、直径 1,200 mm、長さ 1,000 mm の形状に造成した。改良土が未固結の状態塩ビ管 (VP100, 外径 114 mm, 長さ 1,200 mm) を 3 本挿入し、固結後に引き抜いて、各管の中央部と下端部から直径 100 mm、高さ 110 mm の供試体を 2 体ずつ、計 6 体を抜粋し、56 日材齢での強度試験まで養生した。

2 つ目の現場では、セメント添加量 180 kg/m<sup>3</sup>、水セメント比 1:1 のセメントスラリーにて、直径 800 mm、長さ 6,300 mm の改良体を造成した。直径 70 mm のコアボーリングを 1 本行い、直径 70 mm、高さ 140 mm の供試体を 10 体準備し、124 日材齢まで養生した。

c) 締固め安定処理土

測定対象は、宅地造成現場の砂質土とセメント (75 kg/m<sup>3</sup>) をバックホウで混合し、撒きだし厚 500 mm で転圧して造成した盛土である。締固め最上層が材齢 28 日の時に直径 116 mm、深さ 6,000 mm のコアボーリングを 1 本行い、直径 100 mm、高さ 110 mm の供試体を 9 体準備して、42 日材齢での強度試験まで養生した。

### 3.6.2 測定結果

図 3.6.2 に各固化改良土において、机上型装置により確認した貫入長さ と 貫入荷重の関係の例を示す。図 3.6.2 a)~c)-1 のように貫入長さの増加に伴い貫入荷重が増加するものが大半であったのに対して、図 3.6.2 c)-2 のようにいくつかの測定点では、貫入荷重の急増と急減を見せる結果が見られた。こうした結果は、針が礫分に当たったためと推察される。そのため、この種の測定結果については 10 mm 貫入時の貫入荷重から  $N_p$  を算出することとした。針の貫入途中で礫等に当たる状況は、携行型装置では判別できない可能性があるが、机上型装置の場合、貫入過程における荷重と変位の関係が明らかなことから  $N_p$  を適切に算出することができる。

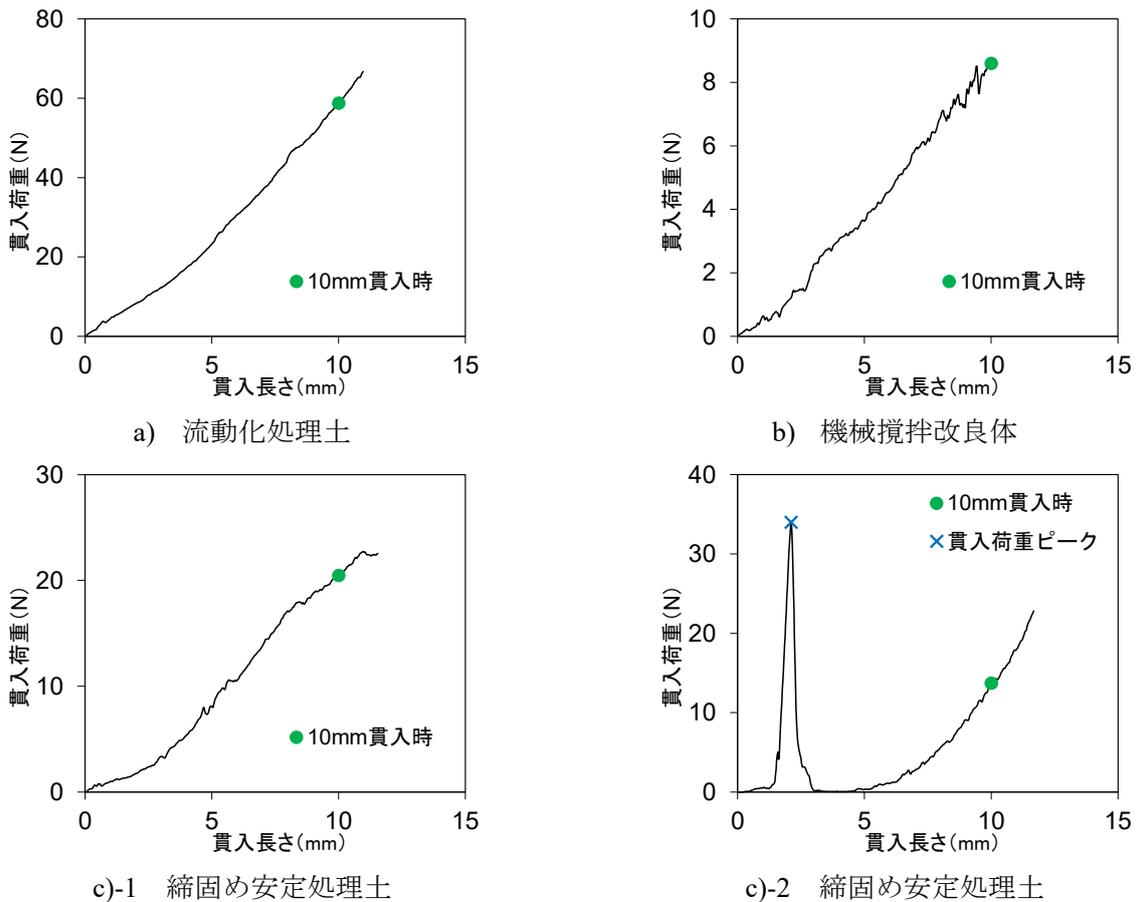


図 3.6.2 貫入長さ と 貫入荷重の関係

各供試体における測定結果を表 3.6.1 に示す。a) 流動化処理土は  $q_u$  が 270~4,500 kN/m<sup>2</sup> の強度水準において網羅的にデータを取得でき、 $N_{p\_cov}$  は 0.04~0.39 となった。b) 機械攪拌改良体では、 $q_u < 200$  kN/m<sup>2</sup> と  $q_u > 4,000$  kN/m<sup>2</sup> の大きく 2 つに強度が分かれ、それぞれ  $N_{p\_cov}$  は 0.10~0.40 の範囲に分布した。c) 締固め安定処理土では、 $q_u$  が 200~1,400 kN/m<sup>2</sup>、 $N_{p\_cov}$  が 0.28~0.59 となり、計 51 供試体から広範囲の強度水準でばらつきの異なるデータを取得できた。

図 3.6.3 に、測定した  $N_p$  の平均値  $N_{p\_ave}$  と  $q_u$  との関係を、変動係数  $N_{p\_cov}$  の水準で色分けした結果を示す。赤色でプロットした  $0.0 \leq N_{p\_cov} < 0.1$  と比較的ばらつきが小さい測定データについては、 $N_{p\_ave}$  の増加に伴い  $q_u$  も増加し、両対数軸上で線形性が高い傾向となった。 $N_{p\_ave}$  が同程度の場合、 $N_{p\_cov}$  が大きいほど  $q_u$  は減少する傾向を示し、最大で 3 割程度の  $q_u$  まで低減する結果もあった。

表 3.6.1 各測定結果

測定対象	No.	$N_{p\_ave}$ (N/mm)	$N_{p\_cov}$	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
a) 流動化処理土	1	0.91	0.086	271
	2	1.47	0.165	504
	3	1.58	0.074	525
	4	1.67	0.199	524
	5	1.67	0.157	536
	6	1.71	0.067	659
	7	1.82	0.148	653
	8	1.92	0.079	628
	9	2.43	0.082	1058
	10	2.49	0.115	1031
	11	3.97	0.100	1067
	12	4.21	0.088	984
	13	4.99	0.085	1428
	14	5.33	0.064	1703
	15	5.51	0.053	1725
	16	5.92	0.051	1793
	17	6.99	0.295	1868
b) 機械攪拌改良体	18	7.03	0.093	2236
	19	7.20	0.251	1622
	20	7.22	0.058	2094
	21	7.55	0.244	1459
	22	7.80	0.043	2436
	23	8.66	0.390	1332
	24	9.08	0.288	1430
	25	9.18	0.340	1463
	26	12.40	0.052	4437
	27	0.43	0.182	135
	28	0.43	0.380	127
	29	0.56	0.310	131
	30	0.93	0.243	171
	31	0.94	0.260	147
	32	0.98	0.104	196
	33	38.60	0.265	5722
	34	39.76	0.137	8362
c) 締固め安定処理土	35	42.12	0.234	4031
	36	43.11	0.399	5249
	37	43.25	0.100	9367
	38	44.30	0.117	11277
	39	45.21	0.091	10179
	40	48.15	0.178	10395
	41	48.57	0.199	11497
	42	50.11	0.175	10260
	43	1.40	0.594	202
	44	1.58	0.409	180
	45	2.56	0.481	467
	46	2.89	0.283	473
	47	4.49	0.307	742
	48	5.83	0.440	880
	49	5.94	0.439	1107
	50	8.64	0.404	1205
	51	15.38	0.339	1393

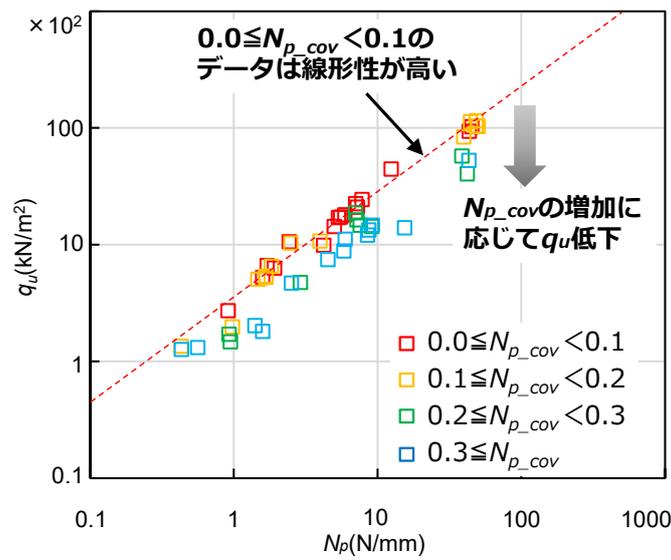


図 3.6.3  $N_{p\_ave}$  と  $q_u$  の関係

### 3.7 測定試験結果に基づく新たな強度評価方法の検証

本節では、前節 3.6 にて収集した 51 供試体の測定データに基づき、3.5.2 項で提案した手法にて強度推定式(3.3)を特定、検証する。

#### 3.7.1 推定式の整合性

図 3.7.1 に提案推定式および  $N_{p\_ave}$  と  $q_u$  の関係を示す。本推定式の導出にあたっては、まず基準線である式(3.2)を求めるために、相対的に均一性の高い評価供試体として  $0.0 \leq N_{p\_cov} < 0.1$  のデータを抽出した。 $q_u=250 \sim 10,000 \text{ kN/m}^2$  の測定域を横断する範囲で 16 供試体が該当し、最小二乗法により式(3.4)を特定した。

$$\log(q_u) = 0.896 \cdot \log(N_{p\_ave}) + 2.560 \quad (3.4)$$

次にばらつき補正項を加えた式(3.3)を求めるために、 $N_{p\_cov}$  が 0.1 を超過する 35 供試体について、実測値と換算値の残差二乗和を最小にする係数  $C$ 、 $D$  から、図 3.7.1 に示す推定式(3.5)を特定した。

$$\log(q_u) = 0.896 \cdot \log(N_{p\_ave}) + 2.560 - 2.071 \cdot (N_{p\_cov})^{1.863} \quad (3.5)$$

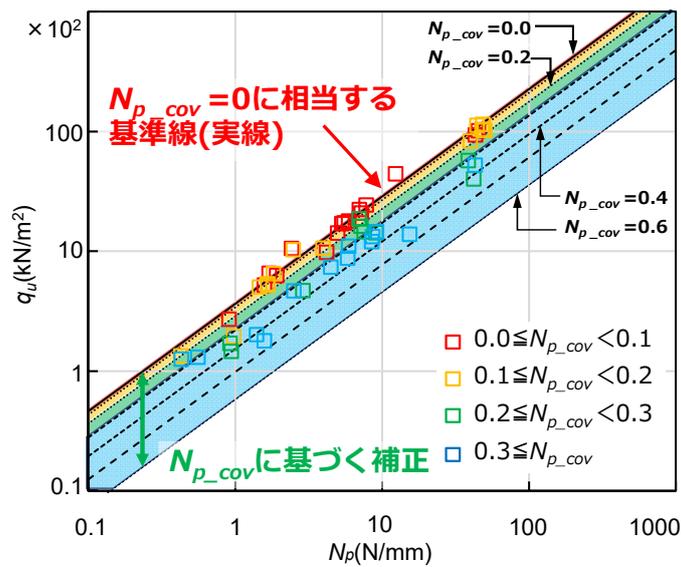


図 3.7.1 提案推定式および  $N_{p\_ave}$  と  $q_u$  の関係

「ばらつき補正項」を取り入れた本推定式の妥当性を検証するために、図 3.7.2 に、今回収集した合計 51 体について、実測  $q_u$  を推定式(3.4)にて特定した基準換算値  $q_{u0}$  ( $=0.896 \cdot \log(N_{p\_ave})+2.560$ ) で正規化した  $q_u/q_{u0}$  について、 $N_{p\_cov}$  との関係をもとめた結果を白抜きプロットで示す。また、図中には、i) 推定式(3.5)のうち、 $N_p$  のばらつきを考慮した第 3 項の指数関数 ( $=10^{(-2.071 \cdot N_{p\_cov}^{1.863})}$ ) (実線)、ii) 3.5.1 項の図 3.5.2 に明示した Omine ら<sup>12)</sup>の手法に基づく  $q_u/q_{u0}$  と  $N_{p\_cov}$  の関係 (点線) を示している。ここで、ii) Omine らの手法における基準供試体の変動係数  $q_{u0\_cov}$  は本質的な空間的ばらつきのみであり、実験誤差に起因するばらつきを含まないため、図 3.3.2 ii) に示す実験誤差 (変動係数 0.10) を用いて、変動係数  $N_{p\_cov}$  を式(3.6)で計算した。

$$N_{p\_cov} = \sqrt{COV(\text{実験誤差})^2 + q_{u0\_cov}^2} \quad (3.6)$$

強度試験による実測データとなる 51 点の白抜きプロットは、ばらつきは大きいながらも  $N_{p\_cov}$  の増加に応じて  $q_u/q_{u0}$  が低下する傾向を示している。Omine らの手法とも、 $N_{p\_cov}$  の増加に応じて  $q_u$  が低減する傾向は概ね整合しており、本換算法の妥当性を示す結果を得たと考える。なお、流動化処理土について  $N_{p\_cov} \leq 0.1$  で  $q_u/q_{u0}$  が 1 を上回る結果が目立つが、この一因としては当該供試体の 25 点  $N_p$  を測定した際に、局所的に強度が小さいデータが実態より多く抽出されて  $N_{p\_ave}$  が過小な値となったため、実測  $q_u$  が基準換算値  $q_{u0}$  ( $=0.896 \cdot \log(N_{p\_ave})+2.560$ ) を上回る結果になった可能性が考えられる。

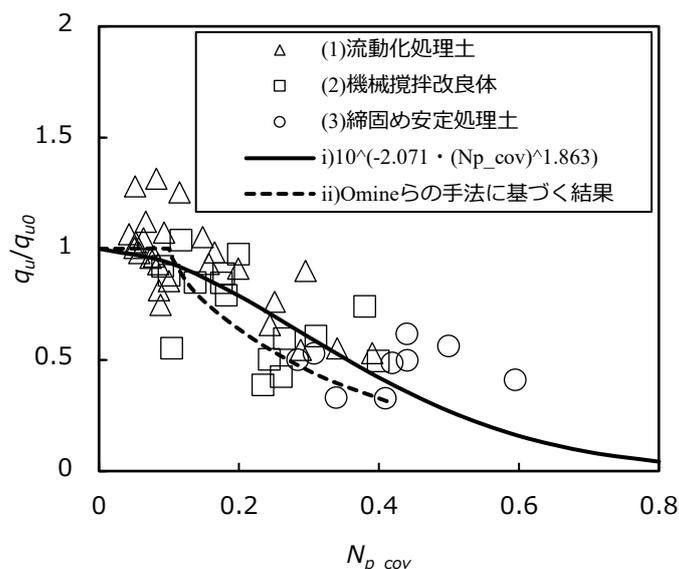


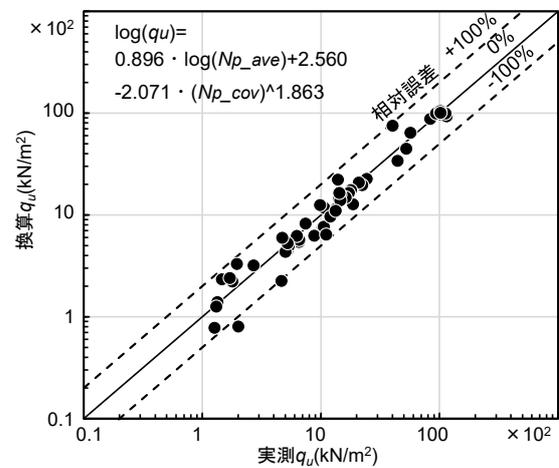
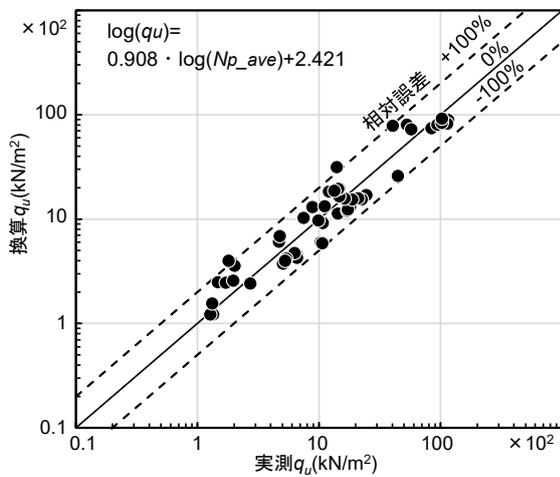
図 3.7.2 提案推定式および  $N_{p\_ave}$  と  $q_u$  の関係

### 3.7.2 換算値の精度

換算精度を確認するために、本論文で取得した 51 供試体の測定データに基づき、 $N_{p\_ave}$  のみを説明変数とする既往の推定方法に基づく式(3.7)と、提案推定式(3.5)を比較する。

$$\log(q_u) = 0.908 \cdot \log(N_{p\_ave}) + 2.421 \quad (3.7)$$

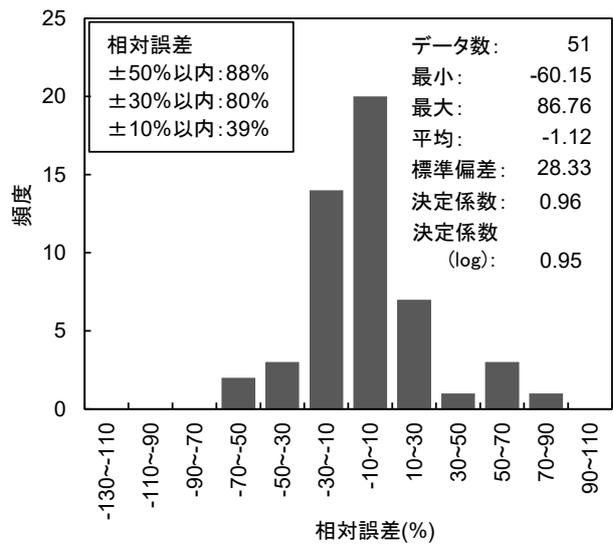
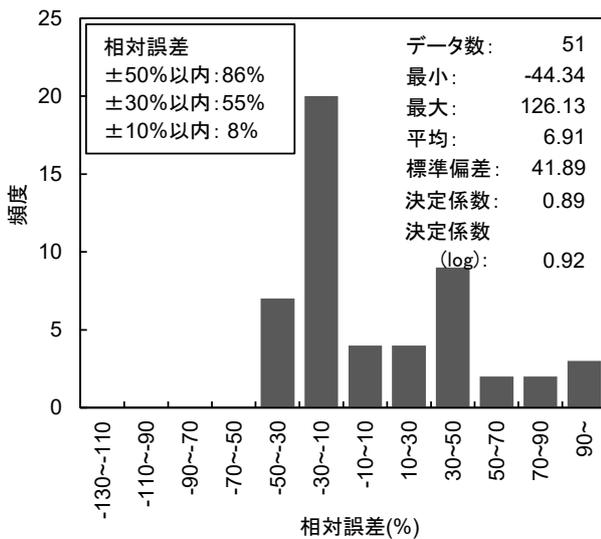
図 3.7.3 に実測  $q_u$  と両式による換算  $q_u$  の関係を、図 3.7.4 には実測  $q_u$  と両式による換算  $q_u$  の相対誤差の頻度分布を示す。 $N_p$  のみを説明変数とする式では、例えば相対誤差 $\pm 30\%$ 以内に収まるデータは 55%だが、推定式(3.5)では 80%まで向上した。また、両者の決定係数  $R^2$  を比較すると、 $N_p$  のみを説明変数とする式(3.7)では 0.89 に対し、推定式(3.5)では 0.96 とより高い結果となった。以上から、ばらつき補正を考慮した提案推定式の活用により、針貫入抵抗の測定結果から一軸圧縮強さを推定する精度が向上したと考える。



a)  $N_{p\_ave}$  のみを説明変数とする推定式(3.7)

b)  $N_{p\_ave}$  と  $N_{p\_cov}$  を説明変数とする推定式(3.5)

図 3.7.3 取得データにおける実測  $q_u$  と換算  $q_u$  の関係



a)  $N_{p\_ave}$  のみを説明変数とする推定式(3.7)

b)  $N_{p\_ave}$  と  $N_{p\_cov}$  を説明変数とする推定式(3.5)

図 3.7.4 実測  $q_u$  と換算  $q_u$  の相対誤差の頻度分布

### 3.8 本章のまとめ

本章では、本研究が目指す確率統計論に基づく固化改良地盤の強度評価・性能評価の高精度化のうち、固化改良土の強度推定精度の向上に関する一連の取組みについて述べた。以下に取組みの内容と結果、および得られた知見をまとめる。

- ・ 固化改良地盤の品質管理では一軸圧縮試験による評価が一般的であるが、採取したコアの亀裂や欠損によっては試験できる供試体の数や位置が限定されてしまうこと、改良地盤強度の空間的なばらつきの実態を詳細に把握することが困難であることを指摘した。この課題に対し、本研究では連続的な強度分布を簡便に確認できる「針貫入試験」に着目し、改良地盤の強度やそのばらつきを精度良く把握する方針を示した。
- ・ 基準化された試験方法である「針貫入試験方法」の概要を述べ、次に2つの測定形態である「携行型」および「机上型」の長所と短所を示した。さらに、固化改良土や石炭等多種多様な試料の強度評価に活用されている事例を紹介し、針貫入試験の実用性の高さを示した。
- ・ 針貫入試験結果に基づく強度推定においては、評価供試体を限定した方法と限定しない方法があることを提示した。前者は事前確認の労力を要し、適用範囲が限定的となるため利便性に欠けること、後者については汎用性はあるものの既往の推定式の精度が十分ではないという課題を指摘した。
- ・ 上記課題に対し、本研究では新たな強度推定法を提案し、推定精度向上を目指すこととした。具体的には、固化改良土の一軸圧縮強さの寸法効果に着目し、局所的な健全部や弱部の把握に適した針貫入抵抗  $N_p$  の多点測定値は、供試体内の強度のばらつきが反映される指標と考え、多点  $N_p$  測定データに基づく「基準換算」と「ばらつき補正」による強度推定方法を提案した。
- ・ 上記提案方法の検証試験として、供試体作製方法や強度の異なる51供試体に対して各25点の  $N_p$  値と対応する  $q_u$  値のデータを取得した。その結果、 $N_p$  の変動係数  $N_{p\_cov}$  が0.1以下と小さい場合は両対数軸状で高い線形性を有すること、 $N_{p\_cov}$  の増加に応じて  $q_u$  は減少する傾向であることを確認した。また、本試験での  $q_u$  は  $N_{p\_cov}$  の増加に伴い最大で約3割まで低減することも確認した。検証試験を通して、供試体の寸法効果と強度の関係を参考に導き出した提案方法、すなわち「基準換算」と「ばらつき補正」による考え方と整合する結果を得た。
- ・ 検証試験で取得したデータに基づき提案推定式を特定した。また、本試験における取得データの範囲において、実測  $q_u$  と換算  $q_u$  の相対誤差が±30%以内に収まるデータが25%増加し、換算精度が向上することを確認した。以上から、本提案推定式により  $N_p$  から  $q_u$  への換算方法の精度向上を実現できたと考える。

## 参考文献

- 1) 武田尚也, 原田健二, 伊藤竹史: コーン貫入試験による打設直後の高圧噴射攪拌工法の改良体の強度調査, 第 56 回地盤工学研究発表会, No. 12-1-3-06, 2021.
- 2) 手塚広明, 山内崇寛, 岡田直仁, 川西敦士, 龍岡文夫: 高圧噴射攪拌によるセメント改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 70, No. 4, pp. 328-339, 2014.
- 3) 田中政典, 田中洋行, 浅野潤一, 東健一: 低強度改良地盤の調査とその評価方法, 土木学会論文集, No. 666, III-53, pp. 89-97, 2000.
- 4) 土木研究センター: 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改定版, 2008.
- 5) 細谷芳巳, 牧原依夫, 木幡行宏, 奈須徹夫, 日比義彦, 荻野拓哉: セメント系改良材による現場改良土の品質評価, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, pp. 42-56, 1996.
- 6) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp. 426-432, 2013.
- 7) 土田孝, 湯怡新: 港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率, 港湾技術研究報告, 第 35 巻 第 1 号, pp. 117-146, 1996.
- 8) 丸内進, 小野英宏, 内田直人, 梶原賢二: スラリー系深層混合処理工法における地盤改良材へのフライアッシュの適用性と針貫入試験による改良体の強度評価, 電力土木, No. 310, pp. 58-62, 2004.
- 9) Kahraman, S., Aloglu, A. S., Aydin, B. and Saygin, E.: The needle penetration test for predicting coal strength, *The Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, Vol. 117, pp. 587-591, 2017.
- 10) 岡田滋, 泉谷泰志, 飯塚友之助, 堀内澄夫: 針貫入試験による軟弱な地山強度の評価, 土と基礎, Vo.33, No. 2, pp. 35-38, 1985.
- 11) 丸東製作所: 軟岩ペネトロ計 SH-70 カタログ, 2024.11.19 確認
- 12) Omine, K., Ochiai, H. and Yasufuku, N.: Evaluation of scale effect on strength of cement-treated soils based on a probabilistic failure model, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 3, pp. 125-134, 2005.
- 13) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, pp. 581-592, 2020.
- 14) Fujiwara, T., Ishii, H., Kobayashi, M. and Aoki, T.: Development and on-site application of new in-situ soil mixing method with ability of obstacle avoidance and inclined operation, *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, Vol. 2, No. 62, pp. 2107-2110, 2016.

## 第 4 章 原位置挿入型針貫入試験装置の開発

### 4.1 概説

本章では、本研究にて着眼した「針貫入試験」による強度評価を実際のフィールドに適用でき、かつ原位置での多点測定を可能とする「原位置挿入型針貫入試験装置」の開発について述べる。4.2 節では、本開発に至った経緯および開発方針について概説する。4.3 節において原位置挿入型針貫入試験装置の構造や測定方法、測定精度検証のための実験について、4.4 節では測定の効率化・省人化に向けて開発した吊下げ装置および制御プログラムについて詳述する。4.5 節において、原位置挿入型針貫入試験装置を高圧噴射攪拌改良工法および機械攪拌改良工法で造成した固化改良地盤の現場に適用した事例を通して、本開発装置の有用性を示す。4.6 節では、現場適用で取得したデータに基づく強度評価を通して 3 章の提案評価方法の有効性を検証し、4.7 節で本章の成果を総括する。

### 4.2 開発方針

本研究では 2 章で述べたように、簡易かつ迅速に強度を把握できる「針貫入試験」<sup>1)</sup>に着眼し、地層構成や地盤特性の分布に対応した詳細な強度分布を空間網羅的に把握して強度評価・性能評価の高精度化を目指している。強度評価の高精度化にあたっては、「針貫入抵抗を用いた一軸圧縮強さの推定精度の向上」および「空間的強度のばらつき評価」に関する課題があり、前者の課題に対しては 3 章にて針貫入勾配  $N_p$  の多点測定値に基づくばらつきを考慮した強度評価法を提案し、一軸圧縮強さ  $q_u$  の推定精度向上を実現した。一方、ばらつきの成分を評価するためには  $N_p$  の多点データが必要となるが、3 章で提示した机上型装置<sup>1)</sup>による  $N_p$  の多点測定ではコアボーリングの実施や試料の運搬、試験用のコアカットなど相応の手間を前提としており、「空間的強度のばらつき評価」の課題解決に向けて省力化の余地が残る。

そこで本研究では、「携行型装置」のような迅速さ、「机上型装置」のような精確さを備えた形式として、原位置の測定孔内で機械制御により全自動で針貫入試験を行う「原位置挿入型」装置を製作し、効率的かつ高精度な多点測定の実現を目指すこととした。

### 4.3 原位置挿入型針貫入試験装置の開発

前節 4.2 の開発方針に基づき原位置挿入型針貫入試験装置を製作し、模擬固化改良土を対象とした室内測定実験を通して測定効率および精度を検証する。

#### 4.3.1 装置の仕様

図 4.3.1 に原位置挿入型針貫入試験装置「T-GeoPenester<sup>®</sup>」<sup>2)</sup>を示す。測定形態は、固化改良地盤に設けた測定孔（直径 110～120 mm 程度）内に、貫入針を搭載した貫入装置（直径 108 mm、高さ 443 mm の円柱形）を挿入して針貫入試験を行う「原位置挿入型」とした。

測定の流れは、以下の通りである。

- i) 固化改良地盤孔内に貫入装置を挿入し、所定の深度まで移動させ、
- ii) 反力アームにて測定孔壁面に貫入装置を押し付けて固定し、
- iii) 孔壁に向けて針貫入を実施して、貫入長さおよび貫入荷重を測定し、
- iv) 所定の長さまで貫入後、針を引き抜いて反力アームを解除し、次の測定点に移動する。

貫入速度は試験基準<sup>1)</sup>に準拠して 20 mm/min で変位制御し、ロードセルで貫入過程の荷重推移を測定する。貫入針の上部には CCD カメラを搭載しており、貫入状況を PC 上でリアルタイムに確認できる。また、貫入装置を孔内で回転させる装置を搭載し、同一深度で円周方向に複数点で測定を行うことが可能である。

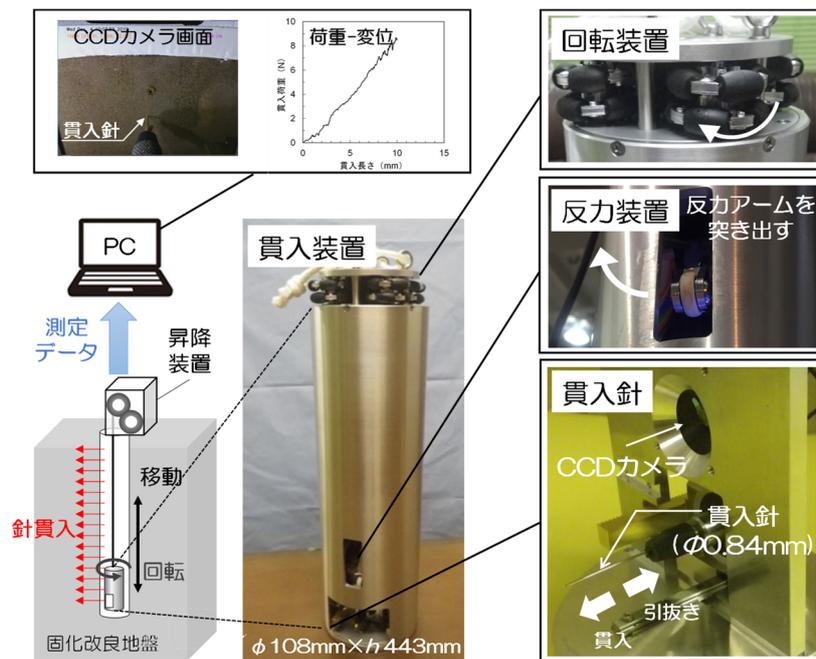


図 4.3.1 原位置挿入型針貫入試験装置「T-GeoPenester<sup>®</sup>」<sup>2)</sup>

### 4.3.2 検証実験

#### 1) 測定内容

原位置挿入型針貫入試験装置「T-GeoPenester<sup>®</sup>」の測定機能・効率および測定精度を確認するため、室内検証実験<sup>3)</sup>として以下2つの測定にあたった。

- ・原位置挿入型(図 4.3.2): ボイド管( $\phi 300\text{ mm} \times h 1000\text{ mm}$ )内に固化改良土と模擬調査孔( $\phi 114\text{ mm} \times h 1000\text{ mm}$ )を用意して25(深度)×4(測点/深度)=100測点の測定を行った。
- ・机上型(図 4.3.3): 上記と同一試料で作製した2供試体( $\phi 100\text{ mm} \times h 120\text{ mm}$ )を対象に一供試体周面で5(側線)×5(測点/側線)=25測点の測定を行った。



図 4.3.2 原位置挿入型での測定

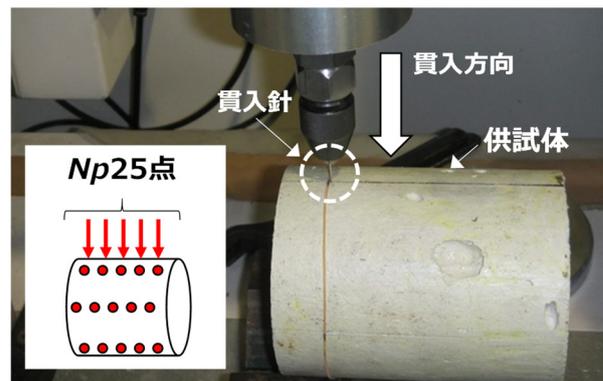


図 4.3.3 机上型での測定

#### 2) 実験方法

表 4.3.1 に測定対象とする固化改良土の配合を示す。本配合は、過去の経験に基づき一軸圧縮強度 500 kN/m<sup>2</sup>程度を確保する意図で設定した。実験手順は以下の通りである。

- 乾燥状態のカオリン粘土と珪砂 5 号を混合し、水を加えた後、ハンドミキサーで 5 分攪拌混合し、泥水を作製した。
  - 高炉セメント B 種にセメント用水を加え、ケンミックスミキサーで 1 分攪拌混合してセメントスラリーを作製した。
  - 上記 i) の泥水に、上記 ii) のセメントスラリーを投入した後、ミキサーで 1 分間攪拌混合して固化改良土を作製した。
  - 原位置挿入型測定用に、内径 300 mm のボイド管中央部に外径 120 mm の塩ビ管を設置しその周辺に上記 3 の固化改良土を打設した。
  - 合わせて上記 iii) の固化改良土をモールドに詰め、机上型針貫入試験用供試体を作製した。
- 原位置挿入型測定供試体については、材齢 1 日で中央部の塩ビ管を引抜くことで調査孔を確保した。試験を行う 7 日材齢まで、濡れたウェスを設置して乾燥を防止した。

表 4.3.1 固化改良土の配合

材料名		添加量	単位	配合量	合計
泥水	カオリン粘土	571	kg	871L	1m <sup>3</sup>
	珪砂5号	245	kg		
	水	571	L		
セメントスラリー	高炉セメントB種	139	kg	129L	
	水	83	L		

【密度】 カオリン粘土：2.75g/cm<sup>3</sup>  
珪砂5号：2.67g/cm<sup>3</sup>  
高炉セメントB種：3.04g/cm<sup>3</sup>

### 3) 実験結果

図 4.3.4 に CCD カメラで撮影した針貫入時の映像の一例を示す。これらの映像より原位置挿入型による針貫入は正常に稼働し、今回準備した模擬調査孔に対しては良好な動作性を確認した。

図 4.3.5 に a) 原位置挿入型および b) 机上型で測定した貫入荷重の例を示す。ここで、机上型については、貫入針の先端を供試体表面上にセットしてから貫入を開始するため、図 4.3.5 b) に示すように貫入開始から 10 mm までが貫入長さとなる。一方、原位置挿入型では、貫入針を装置内にセットバックさせた状態から孔壁に向けて前進させる。そのため、図 4.3.5 a) に示すように貫入抵抗を感知しない 1 mm 程度の区間を含み、貫入抵抗を特定する 10 mm の貫入深さは同図のように設定している。今回の検証実験を通して 1 測点あたり 72 秒の作業時間で測定できることを確認し、原位置改良地盤を対象に迅速な多点測定が可能であることを確認した。

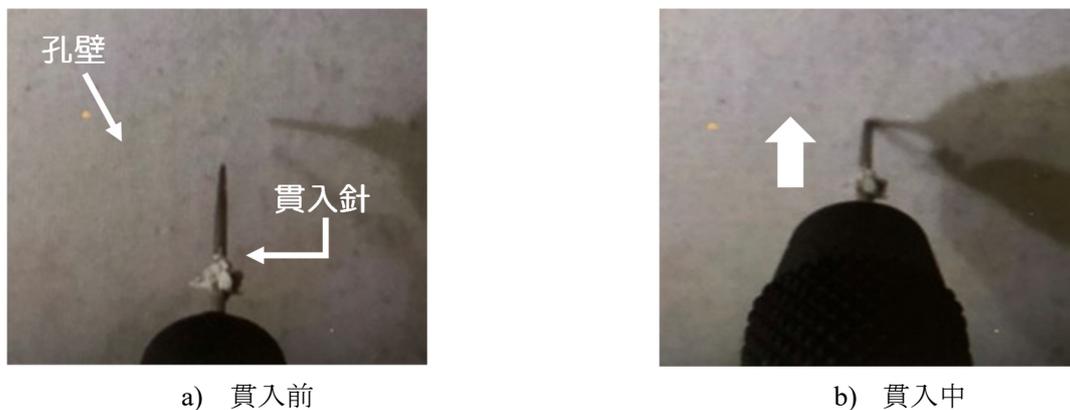


図 4.3.4 針貫入時の映像

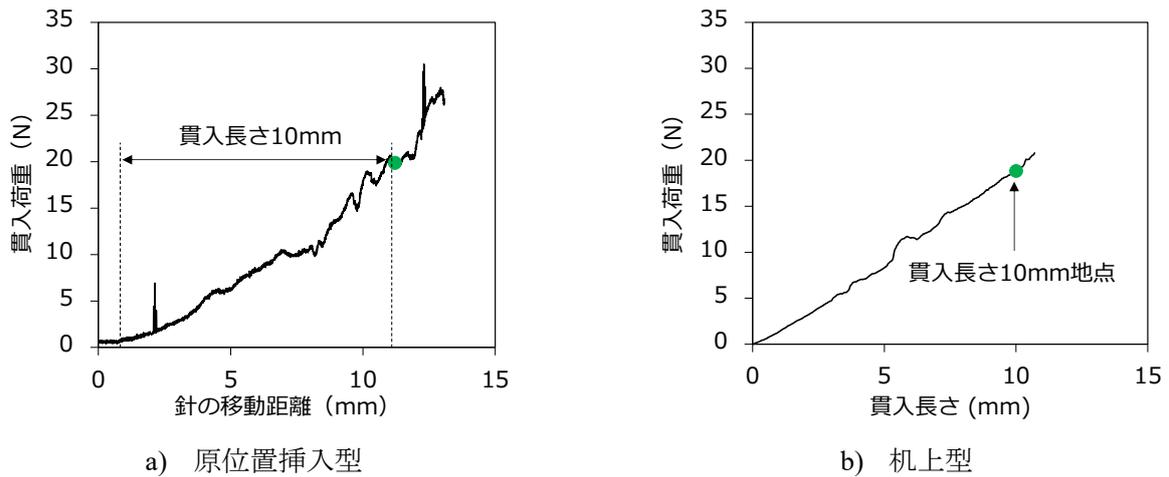


図 4.3.5 針貫入時の映像

図 4.3.6 に各試験器で測定した  $N_p$  の深度分布を示す。原位置挿入型、机上型での  $N_p$  は、共通して 2~3 N/mm が支配的であるが、原位置挿入型の 650 mm 以深では 1~2 N/mm の範囲にも分布が拡大しているように見える。この原因を調査するため、CCD カメラで撮影した映像を全測定について見直したところ、孔壁表面において図 4.3.7 に示すようなくぼみや空隙を多数確認した。これらは図 4.3.6 a) に矢印で示した 650 mm 以深の多くで確認されたことから、ボイド管の深部でセメント改良土の充填および締固め不足となり  $N_p$  の低下につながったと考えられる。

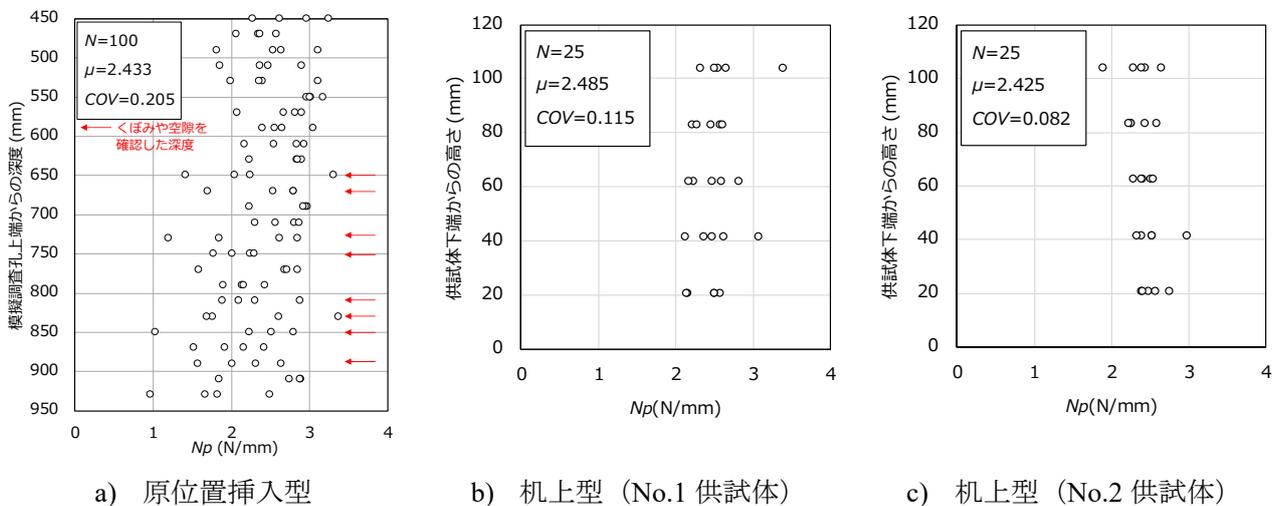


図 4.3.6  $N_p$  の深度分布



#### 4.4 自動測定システムの開発

前節 4.3 において、原位置挿入型針貫入試験装置の測定効率および測定精度を確認した。本節では測定の省力化・省人化に向けて、人が現場に常駐することなく全自動での多点測定を実現するとともに、装置の運搬や現場での移動など、あらゆる場面において担当者一人での対応を可能とすることを念頭に以下の開発を行った。

##### 4.4.1 吊下げ・制御装置の開発<sup>4)</sup>

図 4.4.1 に測定時および移動時の装置全景を示す。吊下げ装置の特徴は以下の通りである。

- ・ 貫入装置を吊下げるワイヤーや通信ケーブルの巻き取りドラムと、貫入装置の昇降・針貫入試験等のシーケンス制御やロードセルデータ・貫入量等の測定データを管理する制御盤を組立て・収納式とすることでパッケージ化し、運搬性の高い構造とした。
- ・ 装置全体と台車を一体化することで、現場内において測定箇所へ一人で移動できる形とした。
- ・ 従来は AC 電源が必須で数十 m ケーブルを這わせるなどの対応が必要であったが、汎用バッテリー駆動での測定を可能とした。



図 4.4.1 測定時および運搬時の装置全景

#### 4.4.2 制御プログラムの開発<sup>4)</sup>

測定開始前に深度方向の測定間隔や同一深度での回転条件等を設定することで、その後は全て自動で測定を行うプログラムを構築した。図 4.4.2 に示すように、以下の流れにて自動測定を行う。

- i) 測定孔内にて所定深度まで貫入装置を降下させる。
- ii) 反力アームを出し貫入装置を孔内に固定する。
- iii) 貫入速度 20 mm/min にて孔壁に針を 10 mm 貫入する。
- iv) 貫入完了後、針を引き抜き反力アームを格納して固定を解除する。
- v) 同一深度で複数回測定する場合は、最初に設定した回転間隔に則して貫入装置を回転させ、ii)~iv)を繰り返す。
- vi) 同一深度における所定数の測定完了後、最初に設定した深度方向の測定間隔に則して貫入装置を降下させ、ii)~vi)を繰り返す。

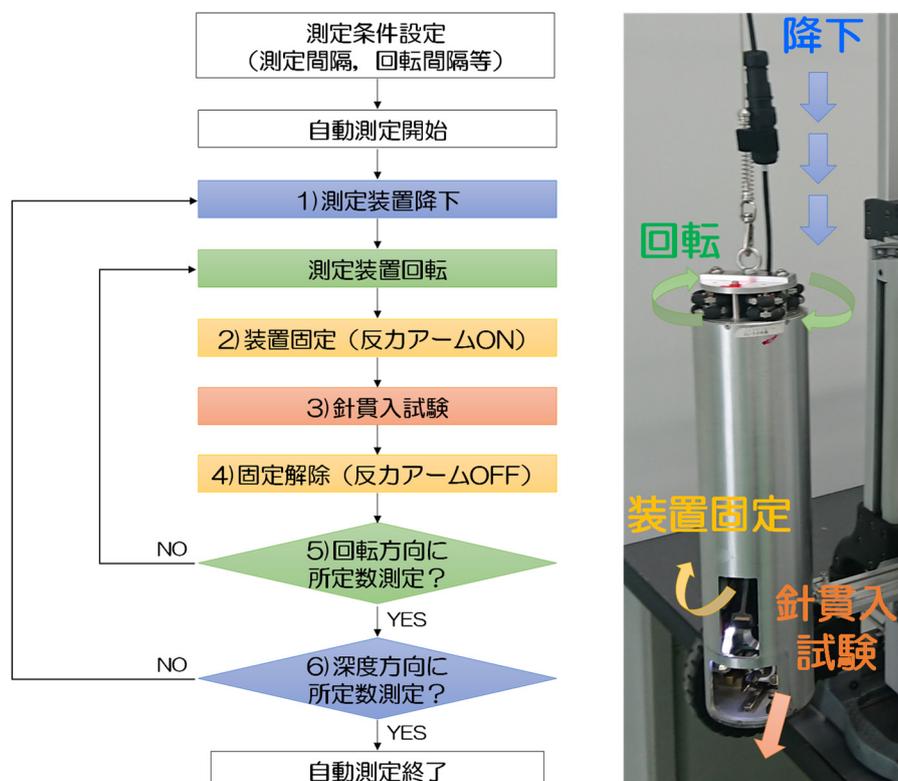


図 4.4.2 自動測定フロー

## 4.5 現場適用

本節では、前節までに示した原位置挿入型針貫入試験装置を高圧噴射攪拌改良工法および機械攪拌改良工法で造成した固化改良地盤に適用し、本装置の使用性や有用性を検証した事例について述べる。

### 4.5.1 高圧噴射攪拌改良工法

#### 1) 現場概要<sup>5)</sup>

測定対象は、耐震補強を目的とした跨線橋更新工事において地耐力向上のために高圧噴射攪拌工法を実施した固化改良体である。改良対象地盤は図 4.5.1 に示すように、表層から埋土層（層厚 1.8 m）、シルト層（以下 Ac 層，層厚 0.9 m， $N=1$ ），シルト混じり砂層（以下 As 層，層厚 2.2 m， $4 \leq N \leq 10$ ），砂質シルト層（以下 Ac-s 層，層厚 1.5 m， $7 \leq N \leq 13$ ）であり、本工事では埋土層下の Ac 層から Ac-s 層までの 4.6 m とその下の支持層 0.2 m を併せた 4.8 m の区間に、直径 2.0 m の改良体を改良率 78.5% で合計 64 体造成した。なお、改良率は式(4.1)にて算出した。

$$a_p = \frac{A_p}{d_1 \cdot d_2} \times 100 \quad (4.1)$$

ここで、 $a_p$  : 改良率 (%)

$A_p$  : 改良体 1 本の改良面積

$d_1 \cdot d_2$  : 改良体の配置間隔

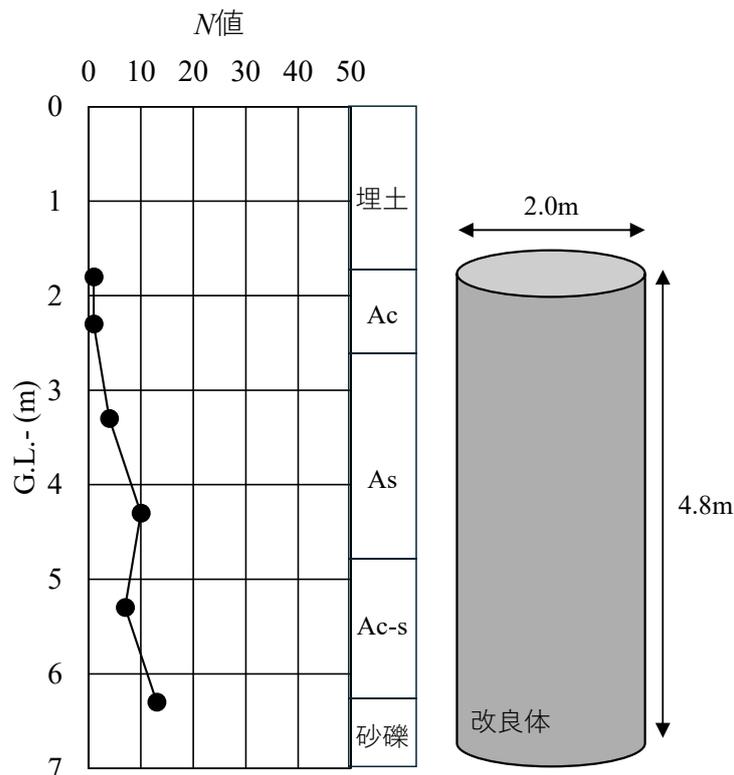


図 4.5.1 改良対象地盤の概念図

## 2) 実施手順

実施手順は以下の通りである。

- i) 改良体中心から半径方向 500 mm 離れの位置にて直径 110 mm のコアボーリングを行い，コア試料の採取と原位置測定用の孔を造成した（図 4.5.2 中の 1）。
- ii) 材齢 28 日で孔内水位以浅の地盤改良区間（G.L.-2.0 m～4.3 m）において，深度方向に 20 mm 間隔，1 深度 1 測点で原位置挿入型針貫入試験を行った（図 4.5.2 中の 2）。
- iii) ii) にて採取したコア試料から，深度方向に約 500 mm の間隔で直径 110 mm×高さ 100 mm の供試体を 5 体抽出した。材齢 64 日に外周部で等間隔に 25 点の針貫入試験を行った後，外周部をトリミングして直径 50 mm の供試体として一軸圧縮試験を行い，取得した一軸圧縮強さ  $q_u$  と針貫入勾配  $N_p$  に基づき相関式を求めた（図 4.5.2 中の 3）。
- iv) iii) 以外の箇所から高さ 100 mm の供試体を 8 体抽出し，直径 50 mm に整形して一軸圧縮試験を行い（図 4.5.2 中の 4），ii) で取得した原位置挿入型針貫入試験結果と比較した（図 4.5.2 中の 5）。

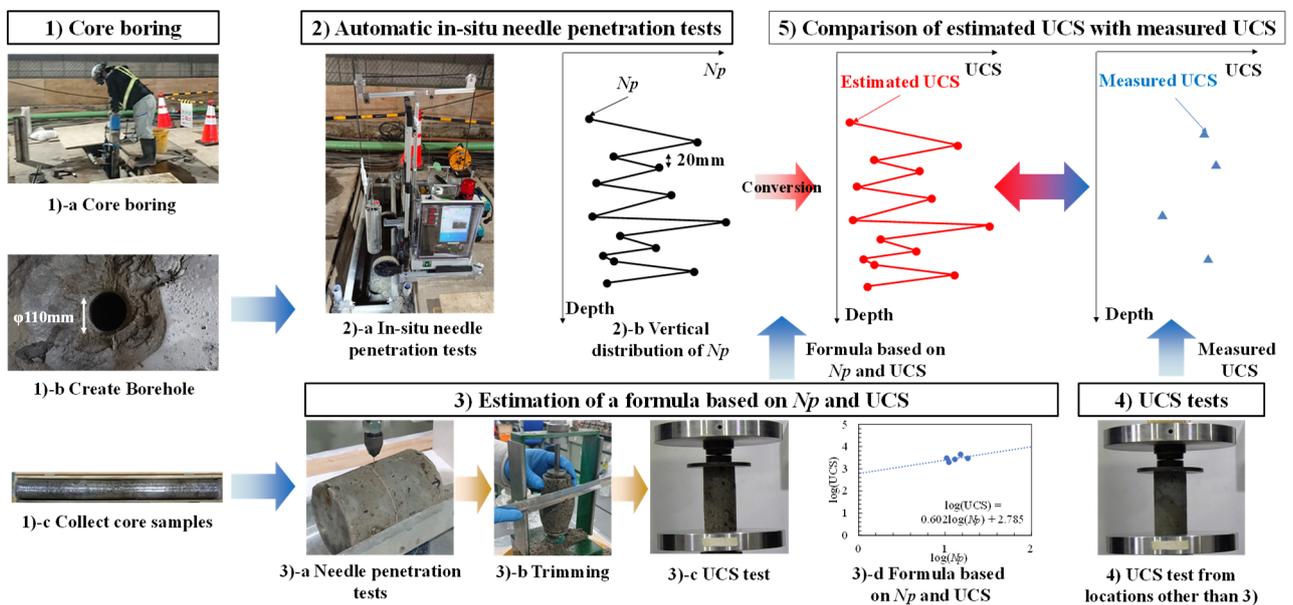


図 4.5.2 実施手順

### 3) 測定結果

図 4.5.3 に針貫入勾配  $N_p$ ,  $N_p$  から一軸圧縮強さ  $q_u$  に換算した深度分布および一軸圧縮試験の結果を示す。当該現場では評価対象を限定した強度評価を採用し、2)実施手順 iii) にて算出した以下の相関式(4.2)を用いた(図 4.5.2 3) 参照)。

$$\log(q_u) = 0.602 \cdot \log(N_p) + 2.785 \quad (4.2)$$

その結果、いずれの深度においても換算  $q_u$  は目標強度  $1,000 \text{ kN/m}^2$  を上回っており、局所的な弱部は確認されなかった。Ac 層部と As 層部の分布を比較すると、As 層部の方がばらつきが大きい傾向にある。図 4.5.4 に示す CCD カメラの撮影映像より、As 層部において  $10 \sim 30 \text{ mm}$  大の黒土が点在する様子が確認され、この黒土部分に針を貫入したと想定されるデータが混在することにより As 層部の測定値のばらつきに影響を及ぼしたと考えられる。図 4.5.3 より原位置挿入型針貫入試験に基づく換算  $q_u$  と一軸圧縮試験による実測  $q_u$  を比較すると、材齢の違いはあるものの深度方向の分布傾向はほぼ整合していた。また、全自動測定にて全 115 点の強度データを約 2 時間で取得できた。本現場での測定を通して、開発装置の使用性に問題はなく、多点測定により効率的に固化改良地盤の詳細な強度分布や性状が把握出来ることを確認した。

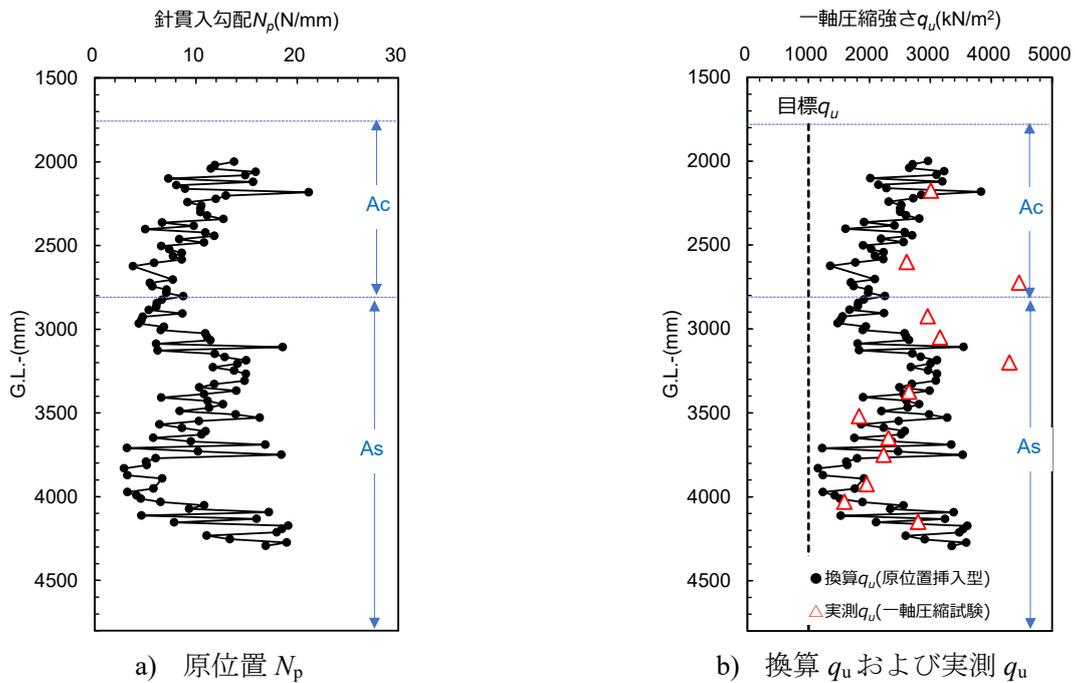


図 4.5.3 強度の深度分布



図 4.5.4 CCD カメラの映像 (As 層)

## 4.5.2 機械攪拌改良工法（その1）

### 1) 現場概要<sup>6)</sup>

測定対象は、調整池工事において図 4.5.5 のように機械攪拌改良工法（GI コラム工法<sup>7)</sup>）を実施した固化改良体である。本工事では、近接施工による既設構造物の変状発生が懸念されたことから、改良体の若材齢（材齢 3 日）強度の確保が重要とされた。そこで試験施工にて、若材齢時における固化改良体の深度方向の強度分布を把握することとした。対象地盤は、図 4.5.6 のように表層からローム層（層厚 2.0 m,  $N$  値 5 程度）、粘性土層（層厚 13.5 m,  $0 \leq N \leq 9$ ）、その下部の砂質土層（ $N$  値 20 以上）であり、本工事ではローム層を先行掘削した後、粘性土層に対して直径 1.0 m、深さ全長 15.6 m の改良体を造成した。なお、図 4.5.6 の柱状図は試験施工箇所より 100m 程度離れた地点のボーリングデータを参照しているため、層厚が異なることに留意する。



図 4.5.5 機械攪拌改良工法（GI コラム工法）による地盤改良の様子

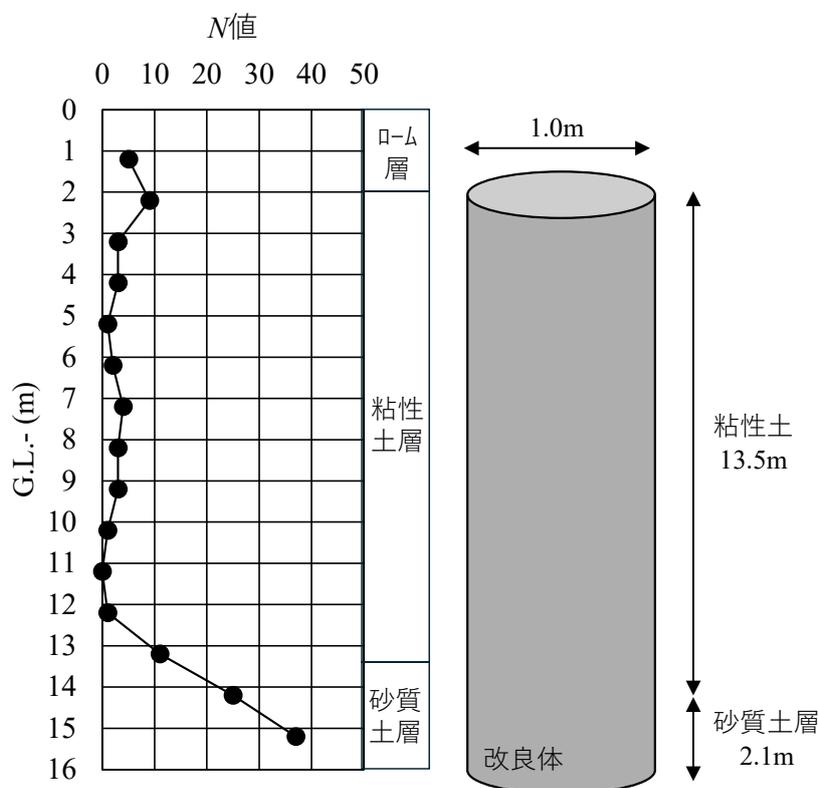


図 4.5.6 対象地盤の概念図

## 2) 実施手順<sup>8)</sup>

実施手順は以下の通りである。

- i) 改良体造成翌日（材齢 1 日），改良体中心から 250 mm の位置において，ロータリーパーカッションを用いて直径 116 mm の測定孔を造成した。（図 4.5.7）
- ii) 材齢 3 日において，G.L.-0.4 m～G.L.-5.0 m までは深度方向に 100 mm 間隔，G.L.-5.0 m～G.L.-10.0 m までは 500 mm 間隔，いずれも 1 深度 1 測点の条件にて原位置挿入型針貫入試験を行った。（図 4.5.8）
- iii) 当該改良体の造成時に別途採取したウェットサンプリング試料を用い材齢 3 日にて一軸圧縮試験を行い，ii) で取得した原位置挿入型針貫入試験結果と比較した。



図 4.5.7 測定孔の造成



図 4.5.8 原位置挿入型針貫入試験

### 3) 測定結果<sup>8)</sup>

図 4.5.9 に、原位置で材齢 3 日に測定した針貫入勾配  $N_p$ ,  $N_p$  から一軸圧縮強さ  $q_u$  に換算した深度分布、およびウェットサンプリング試料を対象に同一材齢で一軸圧縮試験を行った結果を示す。なお、本現場では評価対象を限定しない強度評価を採用し、図 3.3.6 に提示した相関式(3.1)を用いた。

$$\log(q_u) = 0.978 \cdot \log(N_p) + 2.621 \quad (3.1)$$

ウェットサンプリング試料から求めた実測  $q_u$  と同深度の換算  $q_u$  を比較すると両者は概ね整合する傾向を示しており、本現場においても原位置挿入型針貫入試験による強度評価の妥当性を示す結果を得た。また図 4.5.9 より、材齢 3 日の原位置挿入型針貫入試験に基づく換算  $q_u$  は、いずれの深度においても目標強度  $q_u=230 \text{ kN/m}^2$  を上回る結果となった。この結果から、若材齢時において深度方向に目標強度を満足する見通しを得ることができ、本装置を用いて詳細な強度把握の実用性を確認した。

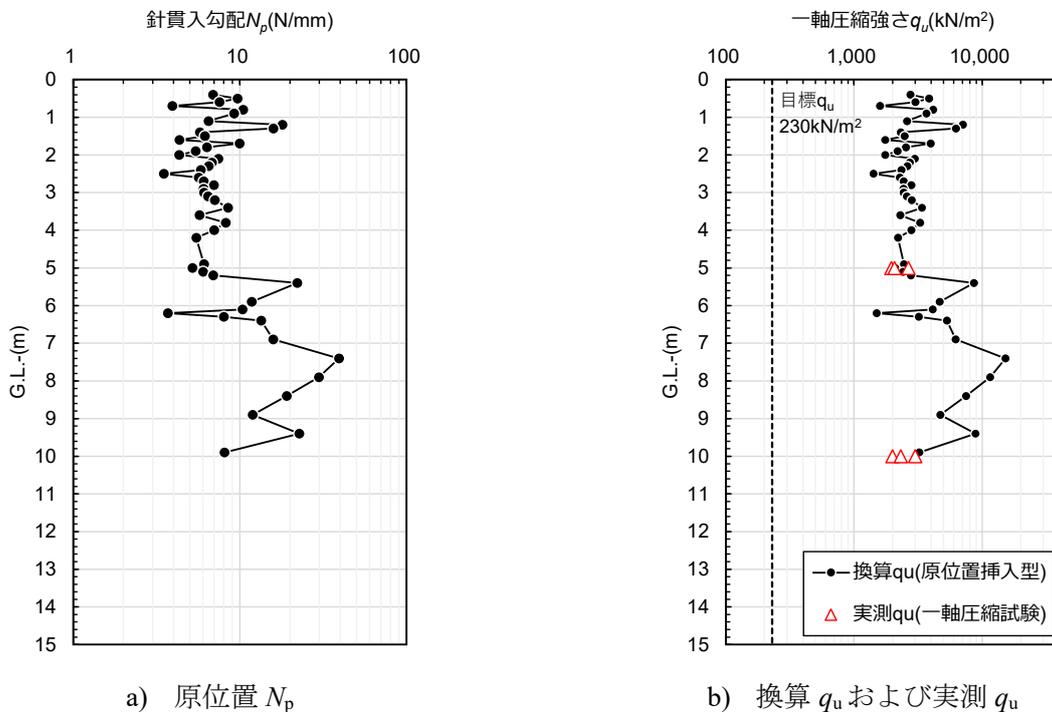


図 4.5.9 強度の深度分布

### 4.5.3 機械攪拌改良工法（その2）

#### 1) 現場概要

測定対象は、海成粘土（有明粘土）地盤に図 4.5.10 のように機械攪拌改良工法（テノコラム工法<sup>9)</sup>）を実施した改良体である。現場近郊で実施された調査ボーリングの結果から、地盤は表層から盛土層（層厚 1.0 m）、蓮池層上部粘性土層（層厚 1.1 m）、有明粘土層（層厚 7.6 m）、蓮池層上部粘性土層（層厚 0.55 m）で構成されており、いずれの土質も軟らかく、特に蓮池層上部粘性土層および有明粘土層は親指を 25 mm 以上押し込めるほど非常に軟らかい。本現場では、固化改良地盤の強度やばらつき等を多角的に分析・検証することを目的に、表 4.5.1 に示す施工仕様にて直径 1.2 m、改良長 6.0 m の改良体を計 5 体造成した。



図 4.5.10 機械攪拌改良工法（テノコラム工法）による地盤改良の様子

表 4.5.1 各測定結果

Case コラム No.	C (kg/m <sup>3</sup> )	W/C (%)	掘削 速度 (m/min)	引上 速度 (m/min)	rpm (回/min)	単位長さ あたりの 攪拌回数 (回/m)	攪拌翼 形状	備考
1	120	100	0.5	1.0	25	450	A	攪拌回数によるばらつきの違いを Case2 と比較
2	120	100	0.5	1.0	35	630	A	標準ケース
3	120	100	0.5	1.0	35	630	B	攪拌翼形状によるばらつきの違いを Case2 と比較
4	120	150	0.5	1.0	25	450	A	W/C の増加による強度やばらつきの違いを Case1 と比較
5	120	150	0.5	1.0	35	630	A	W/C の増加による強度やばらつきの違いを Case2 と比較

## 2) 実施手順

実施手順は以下の通りである。

- i) 改良体中心から半径方向 300 mm 離れの位置にて直径 110 mm のコアボーリングを行い、コア試料の採取と原位置測定用の孔を造成した。
- ii) 材齢 25～27 日で孔内水位以浅において、深度方向に 50 mm 間隔、1 深度 1 測点で原位置挿入型針貫入試験を行った (図 4.5.11 ii) および図 4.5.12)。
- iii) i) にて採取したコア試料を対象に、携行型針貫入試験器にて深度方向に 50 mm 間隔で針貫入試験を行った (図 4.5.11 iii) および図 4.5.13)。なお、今回はダイヤルゲージで貫入荷重を読み取る「ダイヤル型」試験器<sup>10)</sup>を採用した。
- iv) iii) を実施した側線とは異なる側線において、机上型針貫入試験器にて深度方向に 50 mm 間隔で針貫入試験を行った (図 4.5.11 iv))。
- v) iv) の試料から直径 110 mm×高さ 100 mm の供試体を可能な限り抽出し、一軸圧縮試験を行った (図 4.5.11 v))。
- vi) iii) 机上型による針貫入勾配  $N_p$  と v) 一軸圧縮強さ  $q_u$  に基づき相関式を求めた。
- vii) 各改良体について、ii) 原位置挿入型針貫入試験、iii) ダイヤル型針貫入試験、iv) 机上型針貫入試験および v) 一軸圧縮試験の結果を比較した。

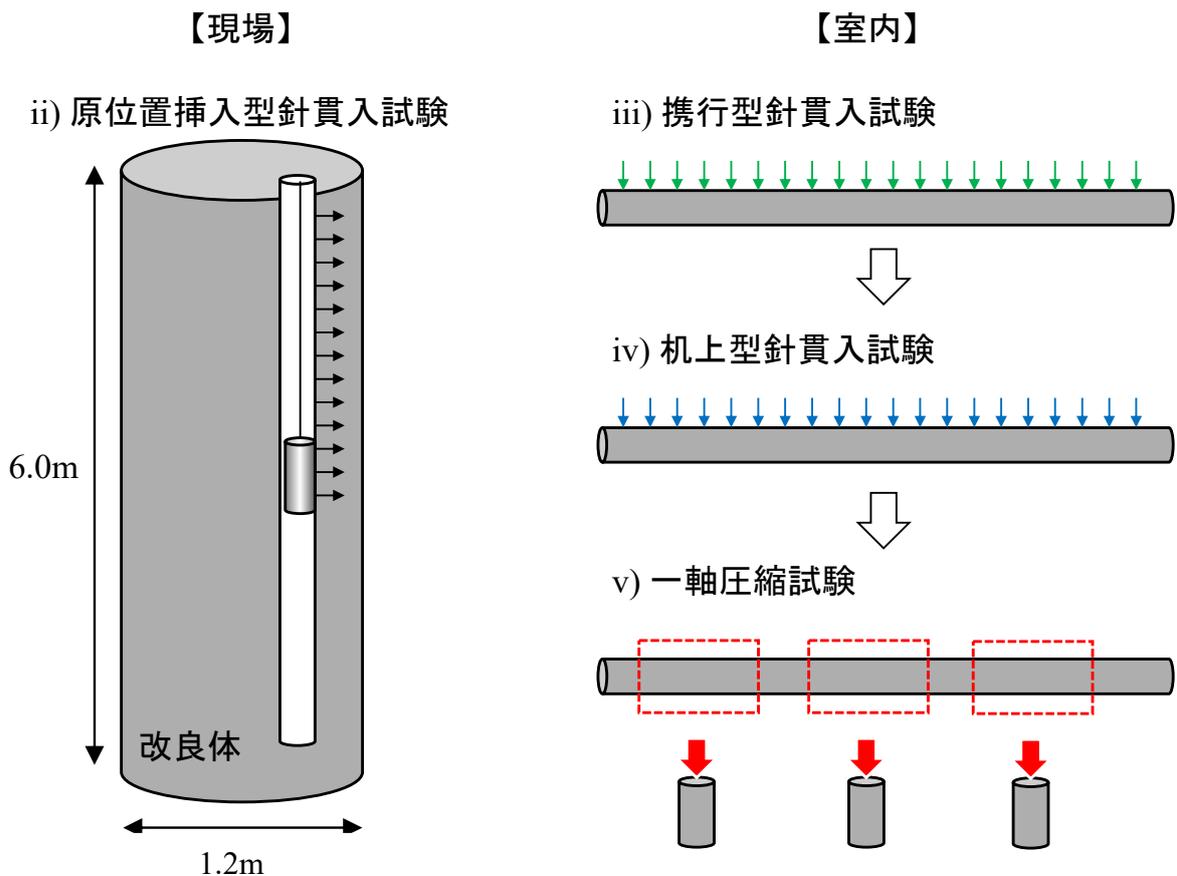


図 4.5.11 実施手順の概念図



図 4.5.12 原位置挿入型針貫入試験



図 4.5.13 ダイヤル型針貫入試験

### 3) 測定結果

図 4.5.14 に各改良体における，原位置挿入型，携行型および机上型で測定した  $N_p$  の深度分布を示す。本現場では G.L.-3.0～-4.0m 付近に砂混じりの層が確認されており，いずれの改良体においても当該深度で  $N_p$  が比較的大きくなる傾向を示した。各試験結果を比較すると，Case-2, 3, 5 ではいずれの  $N_p$  分布も概ね整合するが，Case-1, 4 については採取試料を対象とした携行型および机上型による  $N_p$  が，原位置地盤を対象とした原位置挿入型による  $N_p$  に比べて全体的に小さい傾向を示した。試料採取を行う際，掘削時の機械的攪乱，応力開放による体積変化や応力変化によるせん断変形等の要因で試料が乱れることが指摘されている<sup>11)</sup>。今回，Case-1, 4 は他ケースに比べて単位長さあたりの攪拌回数が少ないため，改良地盤強度の空間的ばらつきが大きくなったことで上記要因による試料採取時の乱れも大きくなり，原位置強度に比べて小さい値を示す結果になったと考えられる。本結果を踏まえると，原位置挿入型針貫入試験は試料採取に伴う乱れの影響を受けやすい従来の強度試験方法に比べて，より実態に即した強度を把握することが可能な点で有用性が高いといえる。

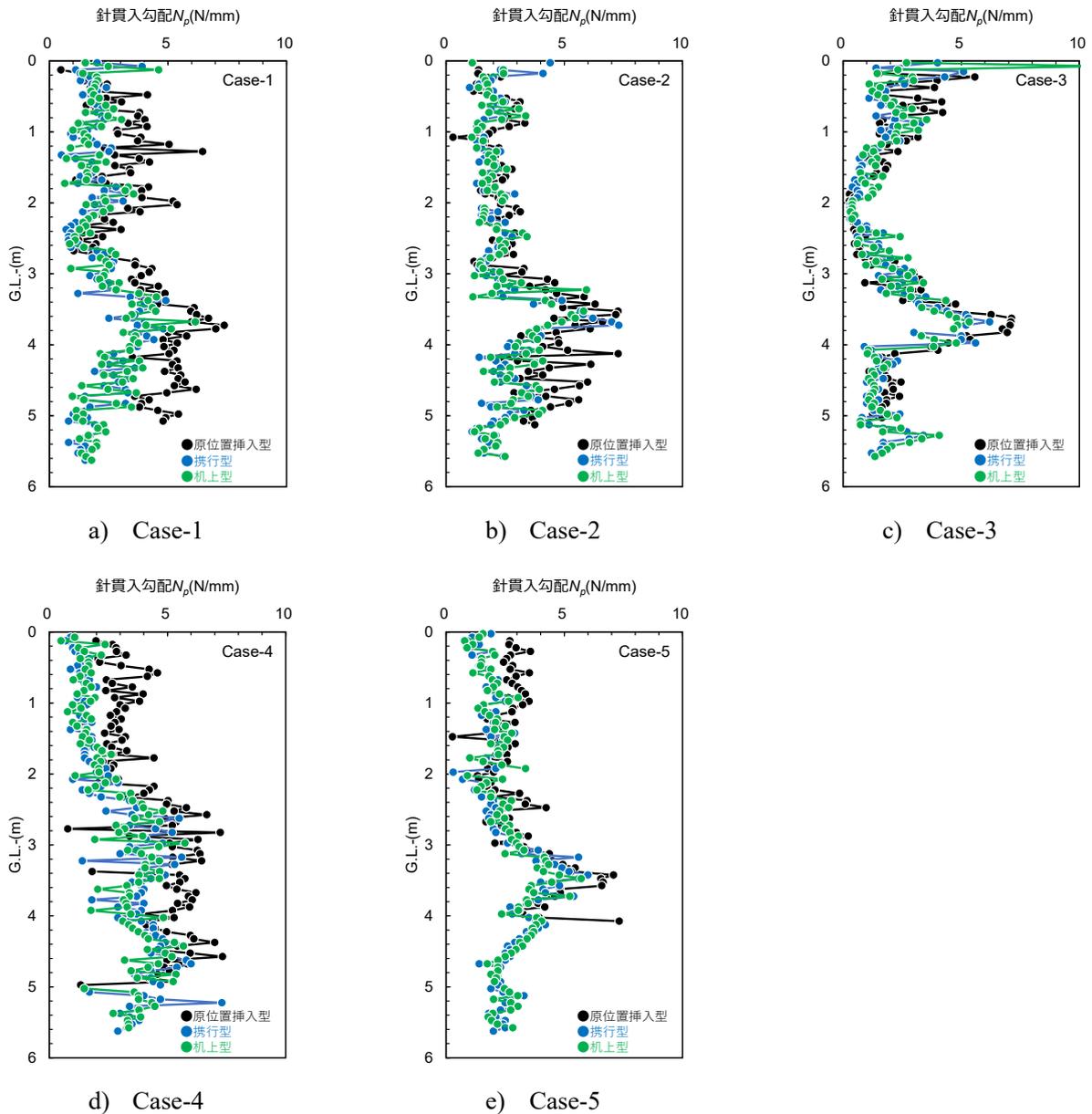


図 4.5.14 針貫入勾配  $N_p$  の深度分布

図 4.5.15 に、同一深度で取得した机上型による  $N_p$  と一軸圧縮試験で得た実測  $q_u$  の関係を示す。この関係から以下の相関式(4.3)を算出した。

$$q_u = 216.17 \cdot N_p + 528.73 \quad (4.3)$$

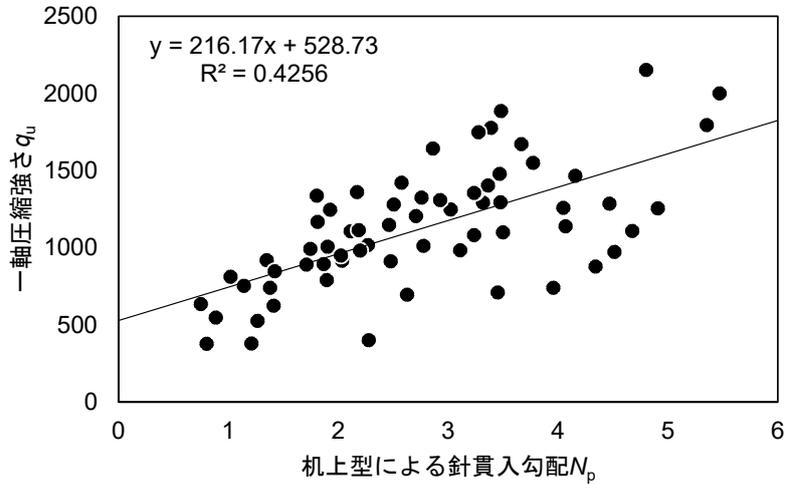


図 4.5.15 本現場における机上型  $N_p$  と実測  $q_u$  の関係

また、有明粘土を対象とした固化改良土の既往の強度評価<sup>12)</sup>において、図 4.5.16 に示すような  $N_p$  と  $q_u$  の相関式(4.4)も提案されている。ただし、 $N_p$  の単位は  $N/cm$  である。

$$q_u = 41.8 \cdot N_p - 4 \quad (4.4)$$

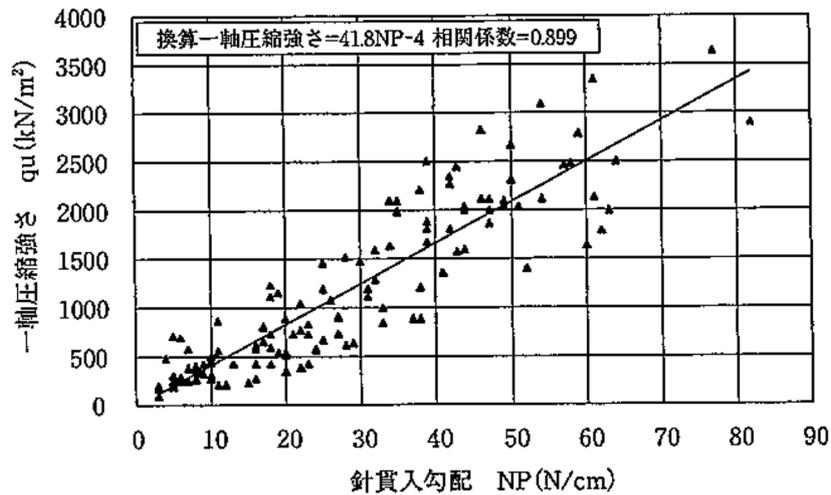


図 4.5.16 既往の強度評価における  $N_p$  と実測  $q_u$  の関係<sup>12)</sup>

図 4.5.17 に相関式(4.3), 図 4.5.18 に相関式(4.4)を用いて各針貫入試験結果を換算した  $q_u$  と, 一軸圧縮試験から求めた実測  $q_u$  の深度分布を, 図 4.5.19~図 4.5.24 に各試験による換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の関係および頻度分布を示す。なお, 頻度分布のグラフ内に明記した「平均絶対誤差」は, サンプル数やスケールが異なるデータの予測精度を評価する上で有用な指標で, 下式にて算出される。

$$(\text{平均絶対誤差}(\%)) = \frac{100}{\text{データ数}N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{(\text{換算}q_u - \text{実測}q_u)}{\text{実測}q_u} \right| \quad (4.5)$$

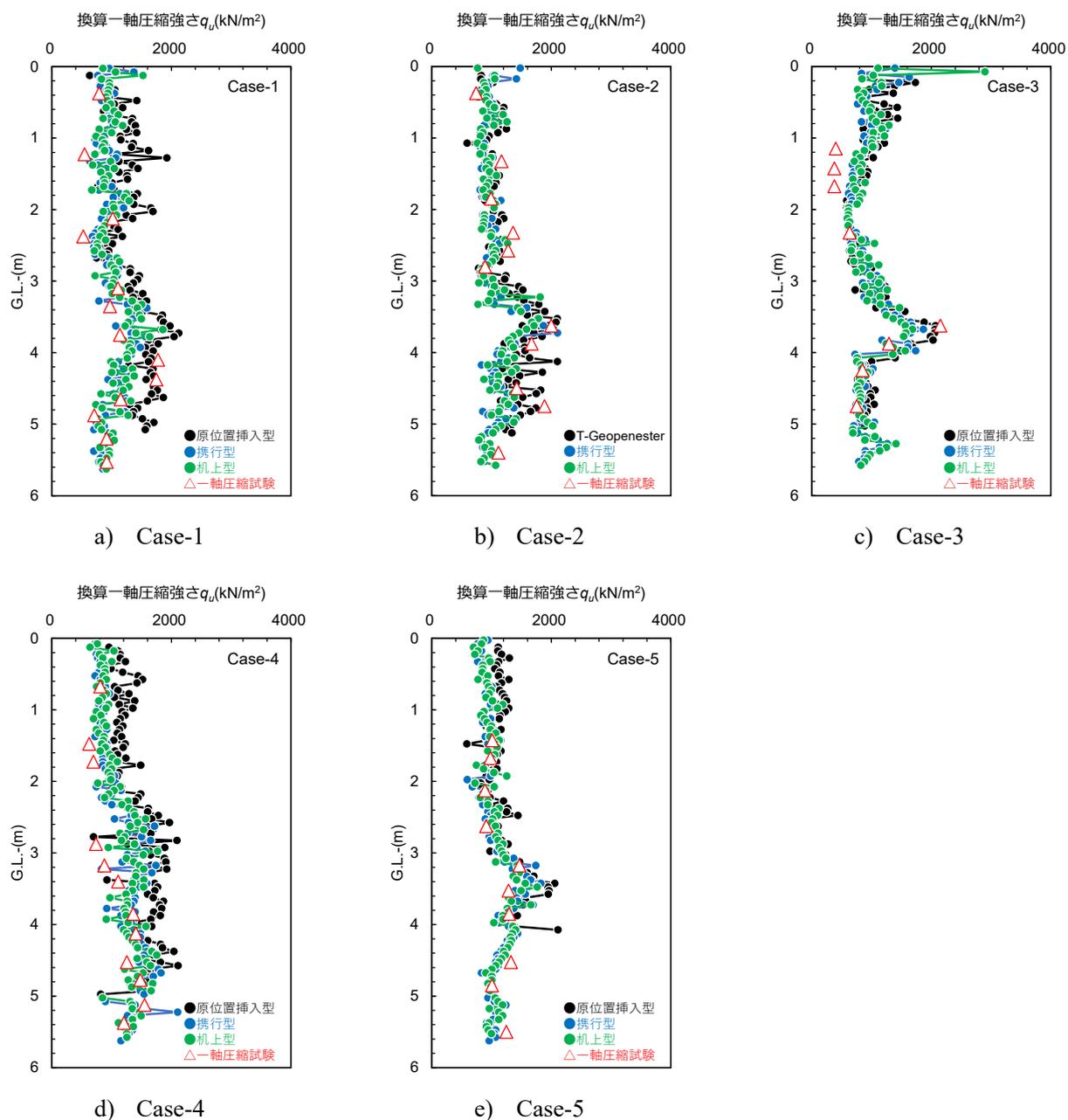
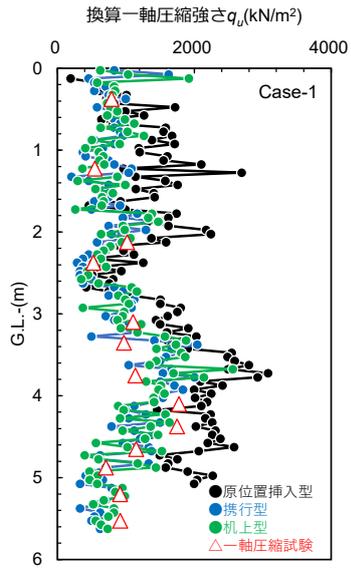
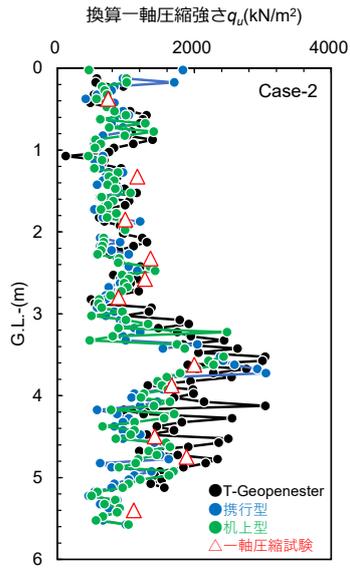


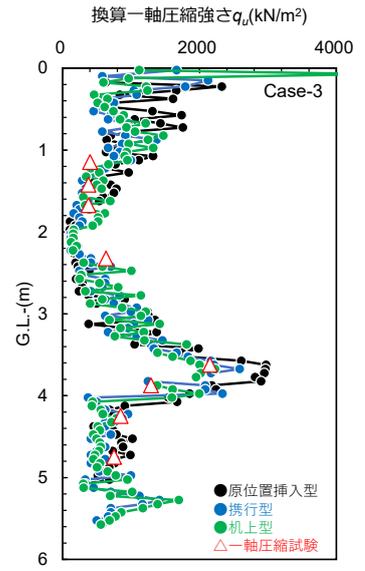
図 4.5.17 相関式(4.3)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布



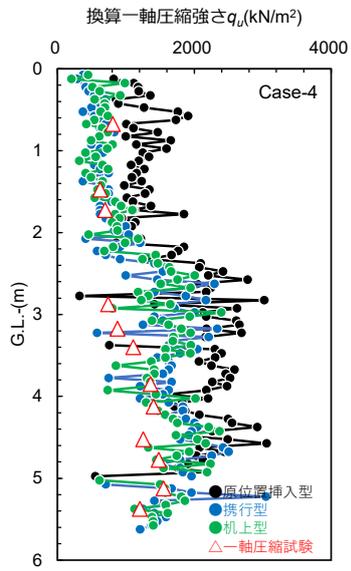
a) Case-1



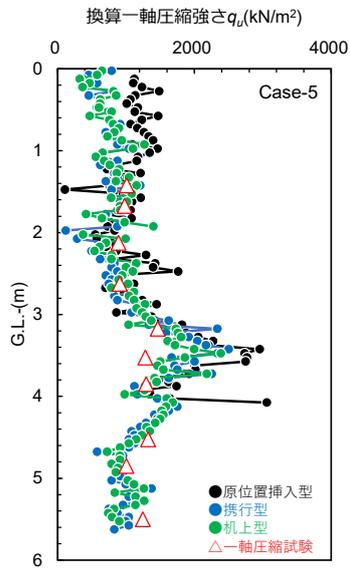
b) Case-2



c) Case-3

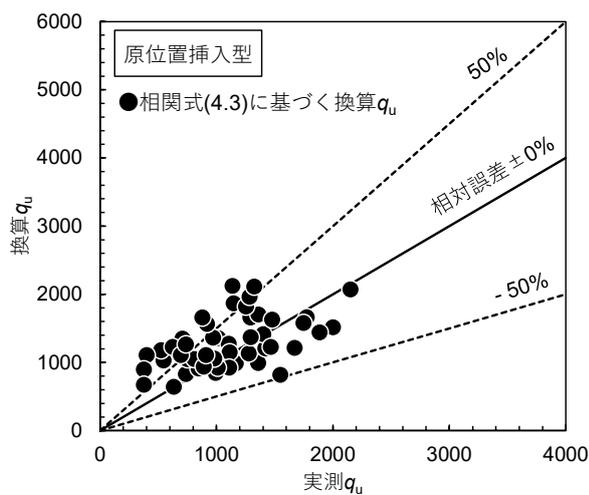


d) Case-4

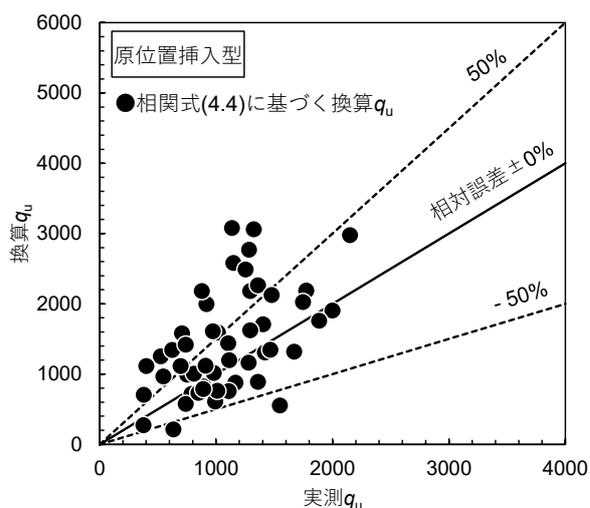


e) Case-5

図 4.5.18 相関式(4.4)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布

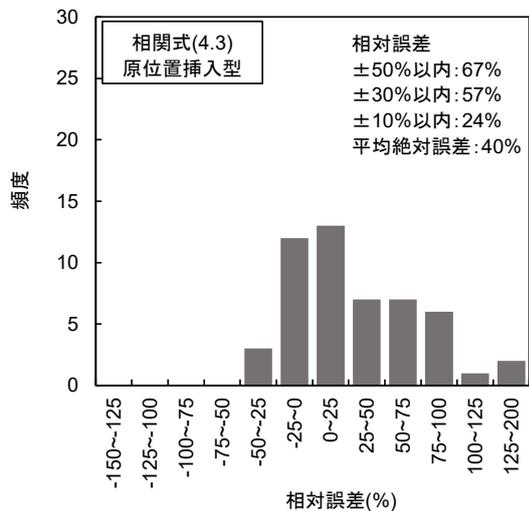


a) 相関式(4.3)

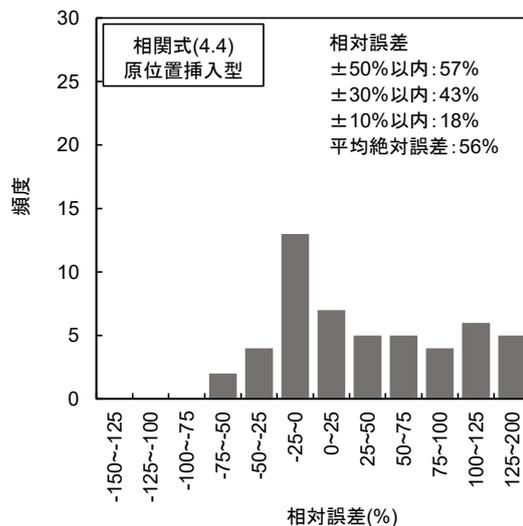


b) 相関式(4.4)

図 4.5.19 各相関式に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (原位置挿入型)

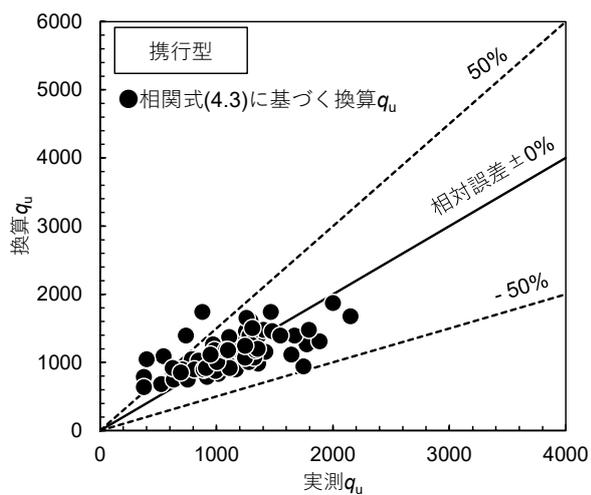


a) 相関式(4.3)

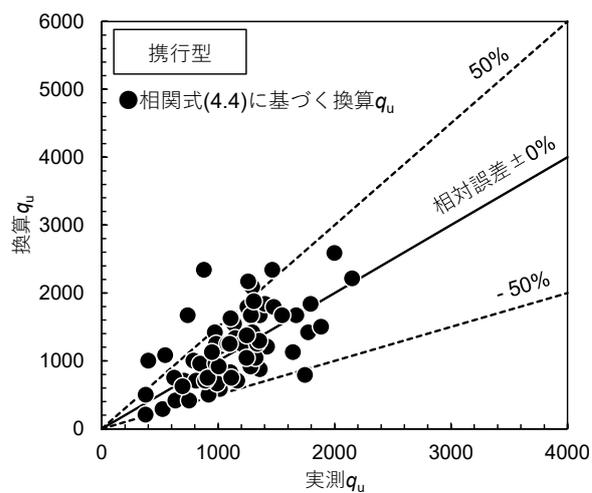


b) 相関式(4.4)

図 4.5.20 各相関式に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (原位置挿入型)

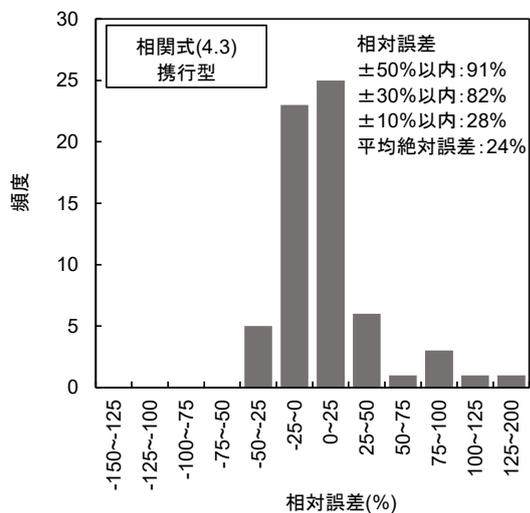


a) 相関式(4.3)

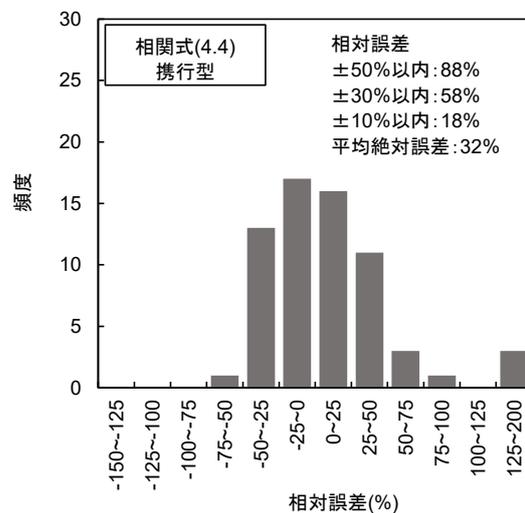


b) 相関式(4.4)

図 4.5.21 各相関式に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (携行型)

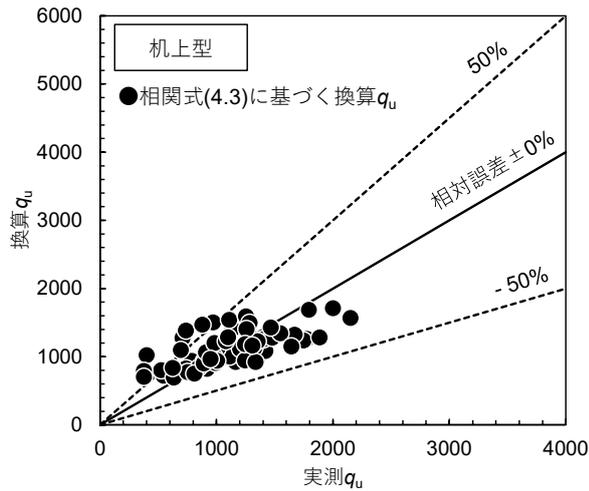


a) 相関式(4.3)

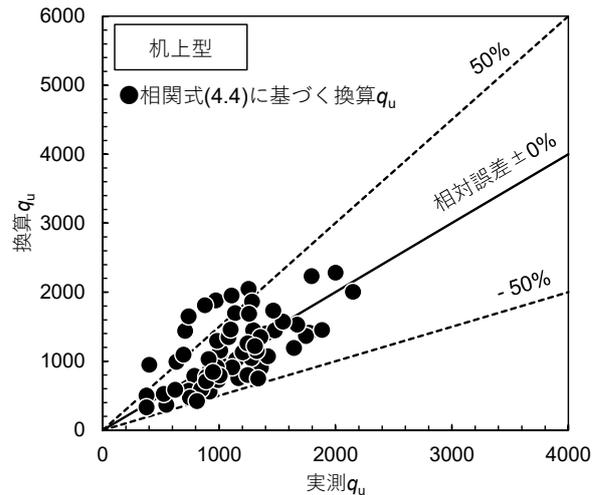


b) 相関式(4.4)

図 4.5.22 各相関式に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (携行型)

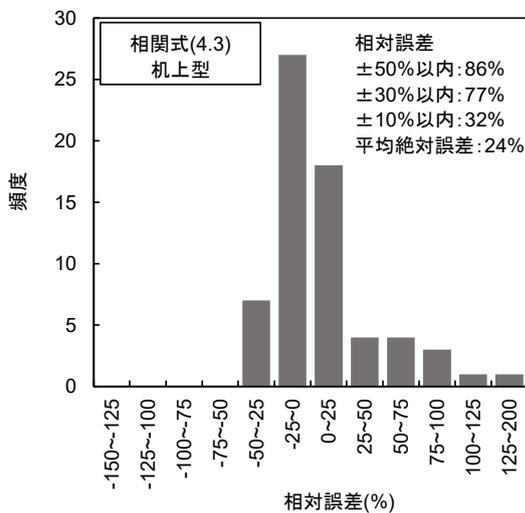


a) 相関式(4.3)

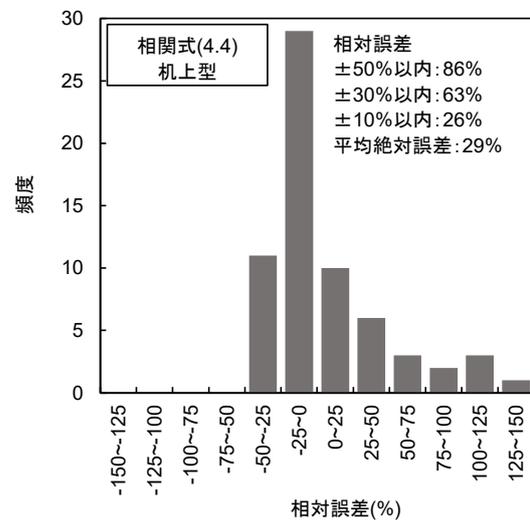


b) 相関式(4.4)

図 4.5.23 各相関式に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (机上型)



a) 相関式(4.3)



b) 相関式(4.4)

図 4.5.24 各相関式に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (机上型)

図 4.5.17 および図 4.5.18 にて分布を比較すると、相関式(4.3)から換算した  $q_u$  の方が深度方向の変化が緩やかとなったが、これは相関式(4.3)の傾きが相関式(4.4)に比べて小さいことに起因すると考えられる。図 4.5.19～図 4.5.24 にて誤差を比較すると、いずれの針貫入試験においても相関式(4.3)の方が相対誤差および平均絶対誤差が小さい結果となった。相関式(4.3)の決定係数  $R^2$  は 0.43 と高いもの、当該現場で採取した試料限りでは実測  $q_u$  との差異が小さく、より精度の高い強度推定を行えることが示唆された。

なお、本節にまとめた現場適用における強度推定では、現場関係者の意向に応じて強度推定式を選定し、その結果をまとめた。次節では 3 章で提案した強度推定方法を導入し、その有効性を検証する。

## 4.6 提案強度評価方法の検証

本節では、3章で提案した強度評価方法の有効性を確認するため、前節4.5の現場適用で取得した針貫入勾配  $N_p$  データを基に既往の強度評価方法と比較する。

### 4.6.1 方針

本研究で提案した強度推定方法は、3.6.1節 図 3.6.1 に示したように評価供試体 ( $d100\text{ mm} \times h100\text{ mm}$ ) の外周部を対象に等間隔 (深度方向に約 20mm 間隔, 円周方向に  $72^\circ$  間隔) に計 25 点の  $N_p$  を測定し, その 25 点の平均値  $N_{p\_ave}$  および変動係数  $N_{p\_cov}$  から推定式(3.5)を算定している。

$$\log(q_u) = 0.896 \cdot \log(N_{p\_ave}) + 2.560 - 2.071 \cdot (N_{p\_cov})^{1.863} \quad (3.5)$$

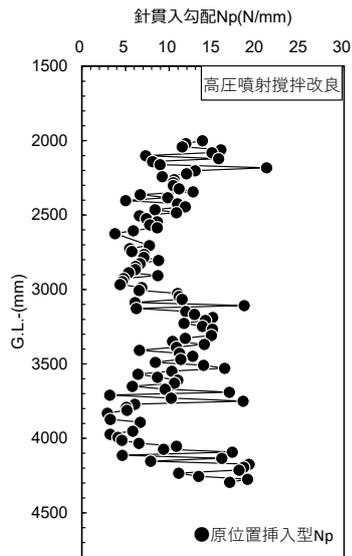
一方、前節4.5の現場適用事例では、深度方向に最小 20 mm, 最大 500 mm 間隔, 1 深度 1 測点で原位置挿入型針貫入試験を行っており, 上記の提案推定方法と  $N_p$  データの取得方法が異なる。

そこで本節ではまず、評価区間を 100, 200, 300, 400, 500 mm の 5 段階設定して、各ケースの  $N_p$  平均値  $N_{p\_ave}$  および変動係数  $N_{p\_cov}$  の分布や評価区間ごとの換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の平均絶対誤差の推移を確認する。上記結果を受けて、最適な評価区間を選定して既往の推定方法と提案推定方法に基づく換算  $q_u$  を算出し、実測  $q_u$  との誤差比較を通して提案推定方法の有効性を検証する。

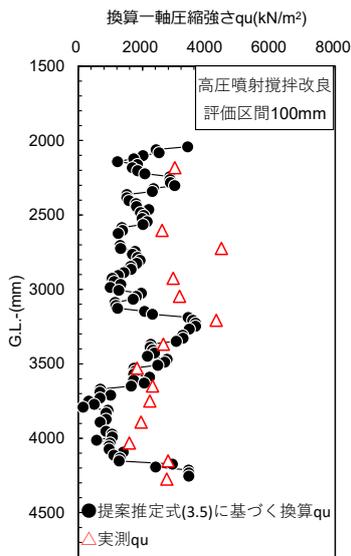
### 4.6.2 最適な評価区間の選定

今回、最小評価区間 100 mm に  $N_p$  が 2 点以上ある「4.5.1 高圧噴射攪拌改良工法」および「4.5.3 機械攪拌改良工法(その2)」の適用事例を対象に、最適な評価区間の選定を行うこととした。図 4.6.1～図 4.6.18 に各ケースの原位置挿入型で得た  $N_p$  の深度分布と評価区間ごとに算出した換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布、換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係および両者の相対誤差の頻度分布を、図 4.6.19 および図 4.6.20 に各ケースの  $N_p$  平均値  $N_{p\_ave}$  および変動係数  $N_{p\_cov}$  の分布を、図 4.6.21 に評価区間ごとの平均絶対誤差の推移を示す。なお、図 4.6.21 ではケースごとに評価区間 100 mm の平均絶対誤差で正規化した結果を示している。

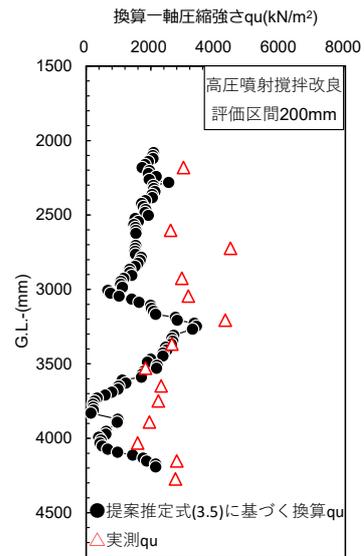
まず、換算  $q_u$  の深度分布に着目すると、いずれのケースも評価区間の増加に伴い深度方向の換算  $q_u$  の変化が緩やかになった。換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差は、全体的に換算  $q_u$  が実測  $q_u$  より小さい～同強度に分布する傾向を示しており、提案推定方法による強度換算が安全側の評価になりうることが示唆された。次に、 $N_{p\_ave}$  および変動係数  $N_{p\_cov}$  の分布に着目すると、 $N_{p\_ave}$  はいずれのケースにおいても評価区間の増大に伴い深度方向の変化が小さくなり、 $N_{p\_cov}$  は一部深度を除いては評価区間の増大に伴い  $N_{p\_cov}$  も増加する結果となった。ここで、機械攪拌改良で造成した固化改良土の  $N_{p\_cov}$  は 3 章の室内試験の結果 (表 3.6.1) から最大で 0.40 程度であるのに対し、図 4.6.20 に示す  $N_{p\_cov}$  の深度分布では評価区間の増大に伴い  $N_{p\_cov}$  がこの値を超過する箇所が点在している。具体的には、機械攪拌改良工法の Case-3, G.L.-4,725 mm 地点では評価区間 500 mm で  $N_{p\_cov}$  が 0.40 を超過し、換算  $q_u$  は実測  $q_u$  の 4 割程度と大幅な過小評価になっている。また、図 4.6.21 より機械攪拌改良工法の Case-4 を除いては、いずれのケースも評価区間の増大とともに換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の平均絶対誤差が同程度または増大する傾向を示している。これらの要因としては、評価区間を深度方向に長く取ることで、変動係数  $N_{p\_cov}$  に固化改良土そのものの空間的ばらつきのみならず、地層構成や施工方法の違いに起因するばらつきも含まれたことが考えられる。これらの結果から、本研究では最適な評価区間を「100 mm」に設定することとした。



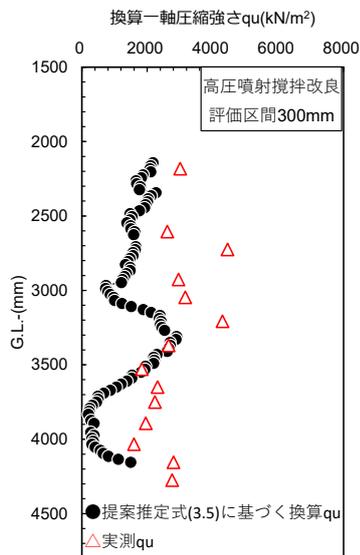
a)  $N_p$



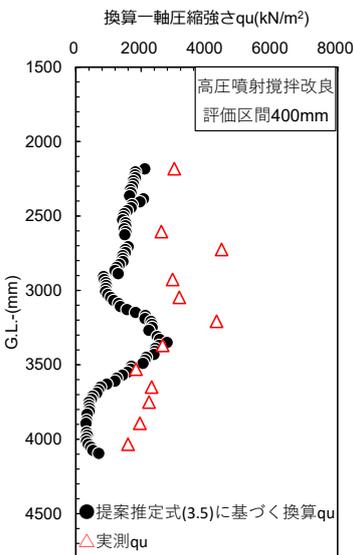
b) 評価区間 100mm の換算  $q_u$



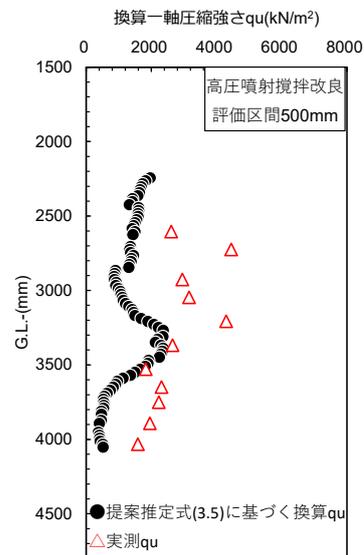
c) 評価区間 200mm の換算  $q_u$



d) 評価区間 300mm の換算  $q_u$

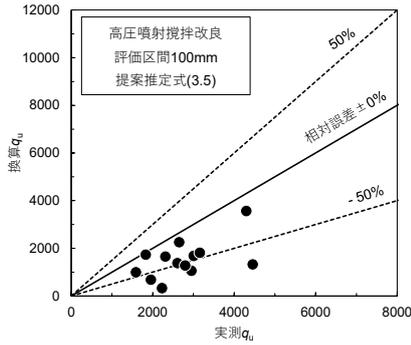


e) 評価区間 400mm の換算  $q_u$

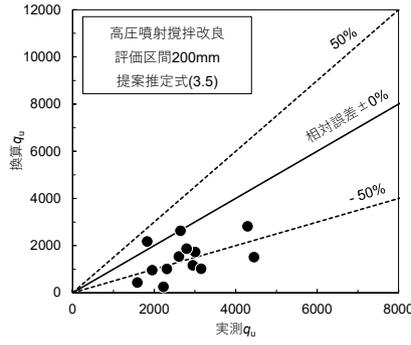


f) 評価区間 500mm の換算  $q_u$

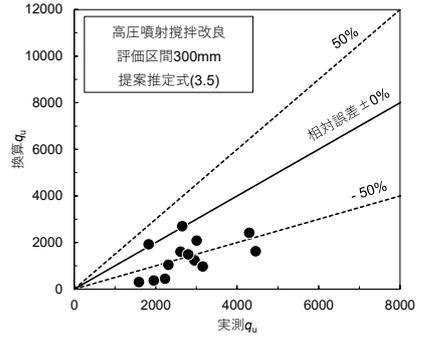
図 4.6.1 原位置挿入型で測定した  $N_p$  および関連式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布 (高圧噴射攪拌改良)



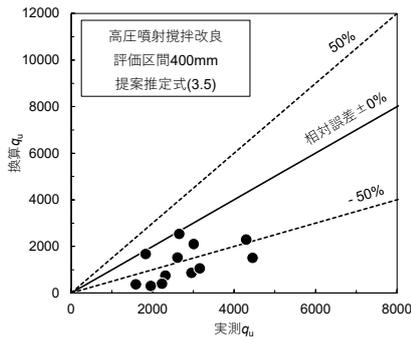
a) 評価区間 100mm



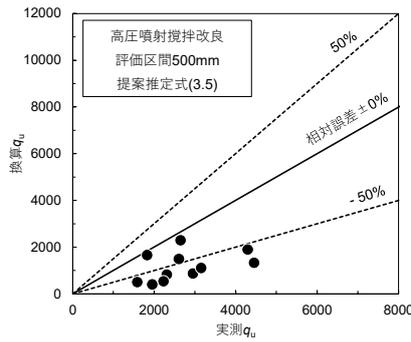
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

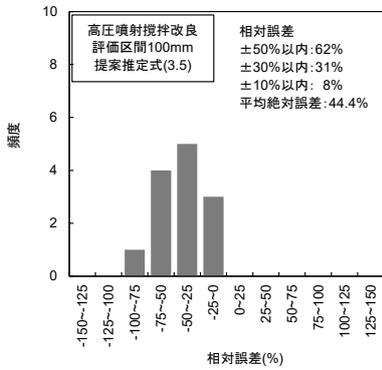


d) 評価区間 400mm

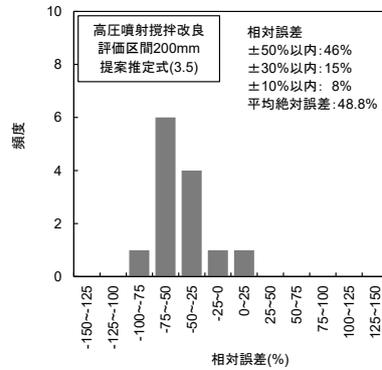


e) 評価区間 500mm

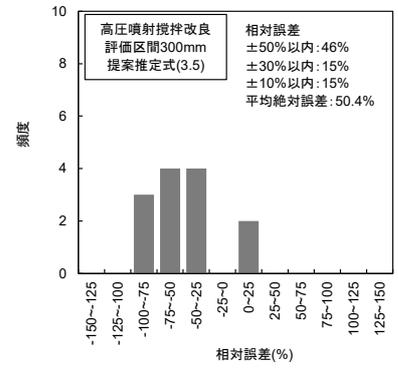
図 4.6.2 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (高圧噴射攪拌改良)



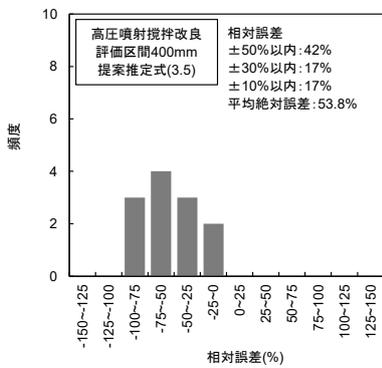
a) 評価区間 100mm



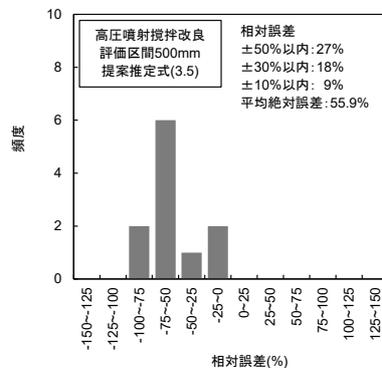
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

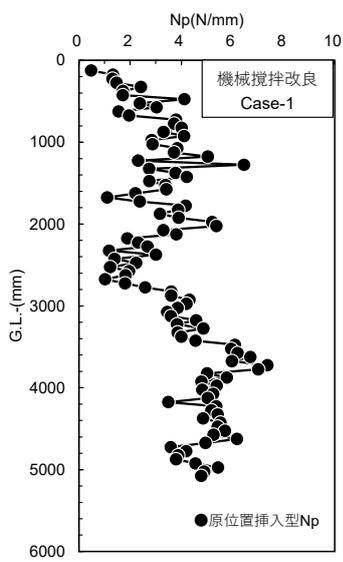


d) 評価区間 400mm

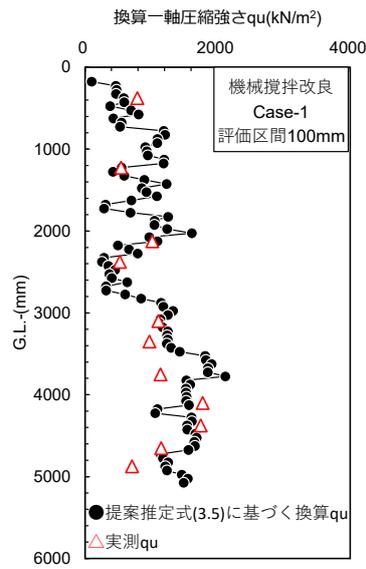


e) 評価区間 500mm

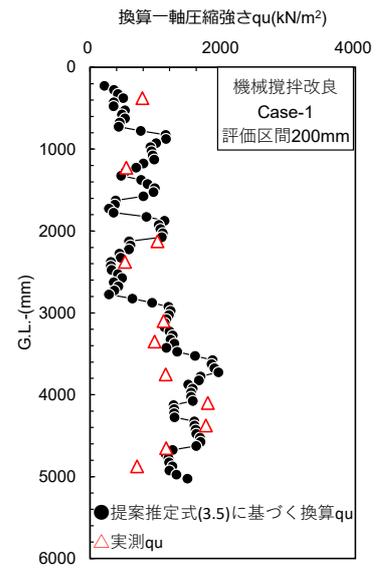
図 4.6.3 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (高圧噴射攪拌改良)



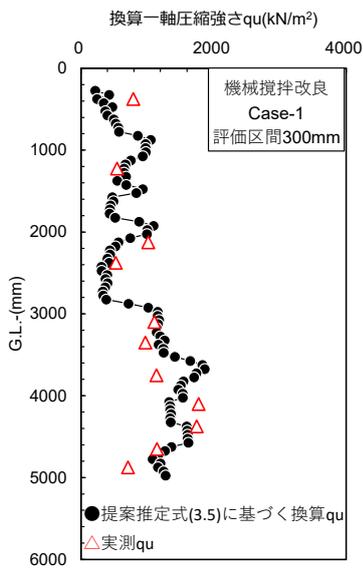
a)  $N_p$



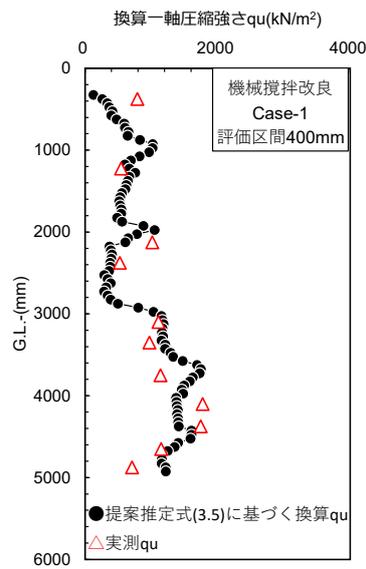
b) 評価区間 100mm の換算  $q_u$



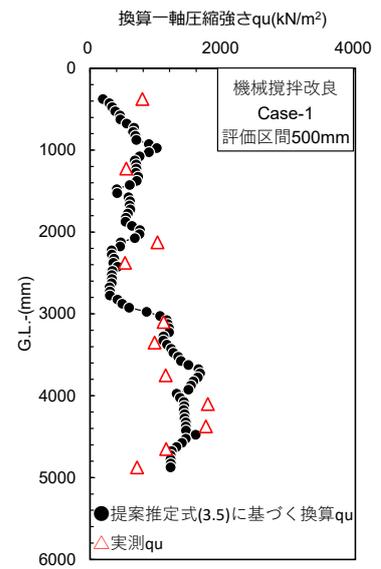
c) 評価区間 200mm の換算  $q_u$



d) 評価区間 300mm の換算  $q_u$



e) 評価区間 400mm の換算  $q_u$



f) 評価区間 500mm の換算  $q_u$

図 4.6.4 原位挿入型で測定した  $N_p$  および相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布 (機械攪拌改良 Case-1)

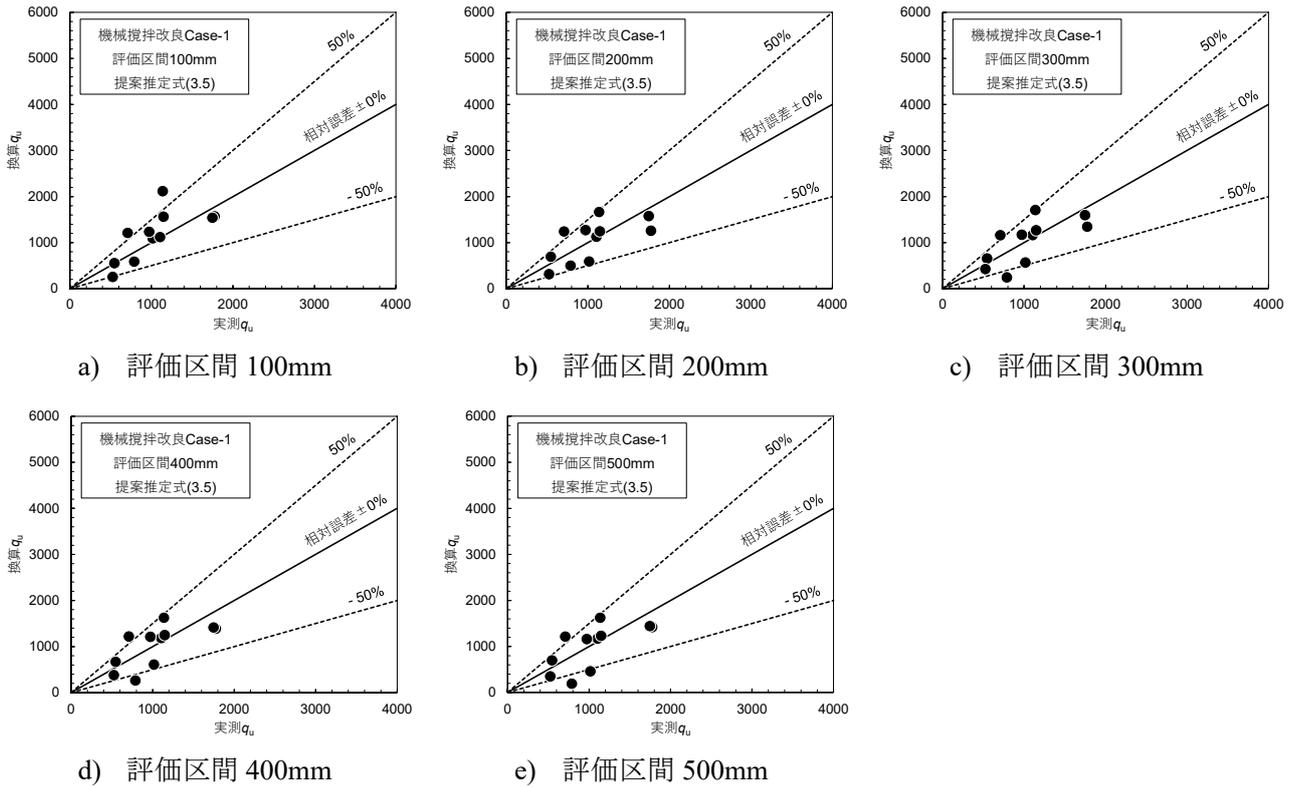


図 4.6.5 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (機械攪拌改良 Case-1)

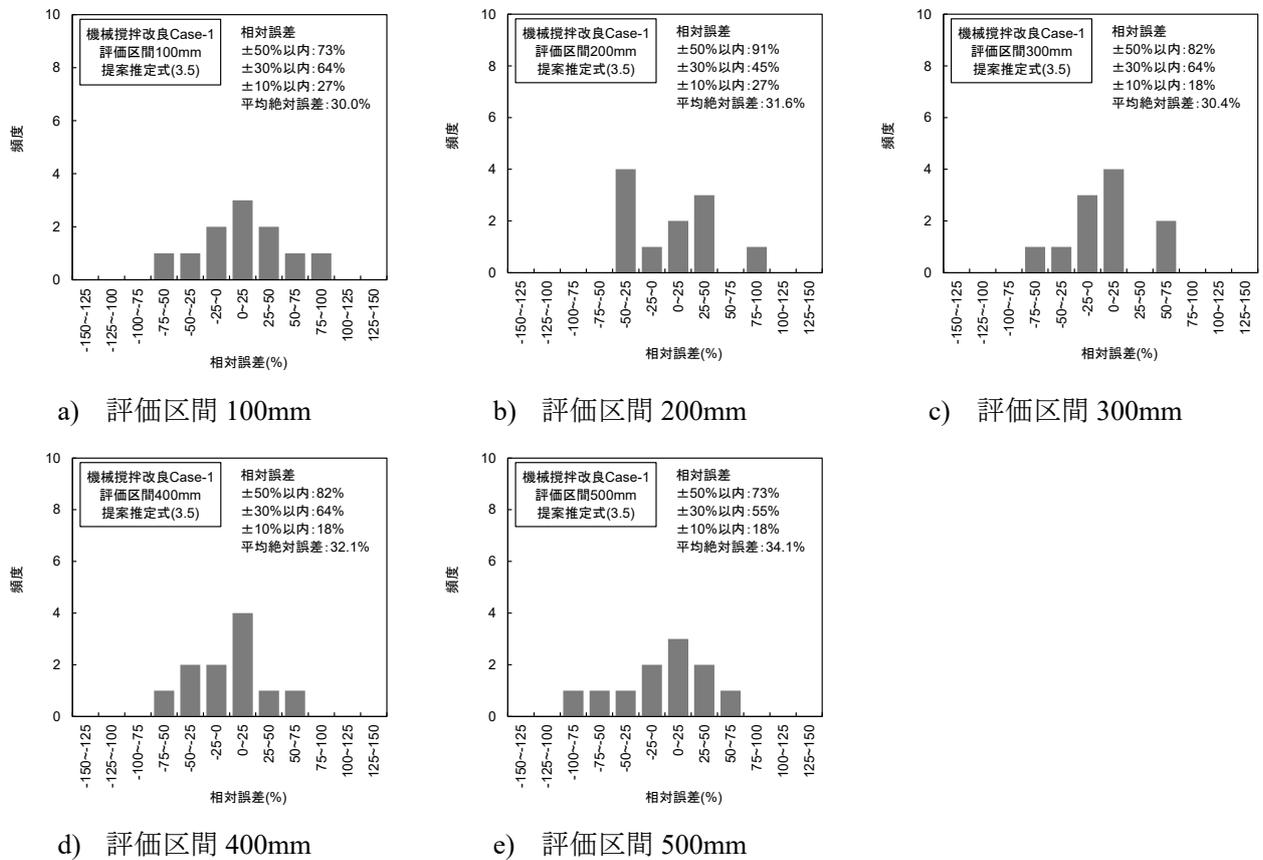
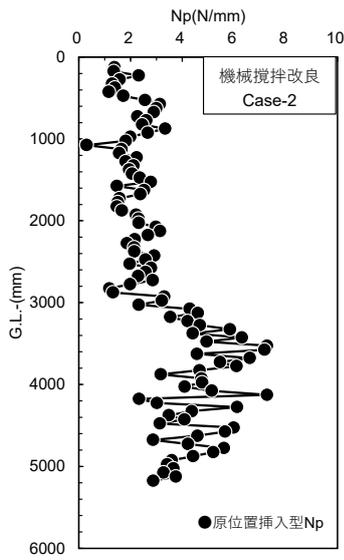
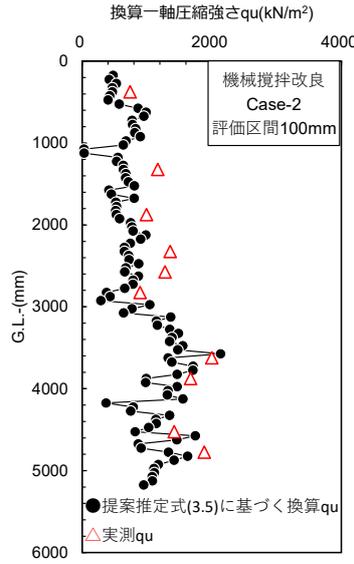


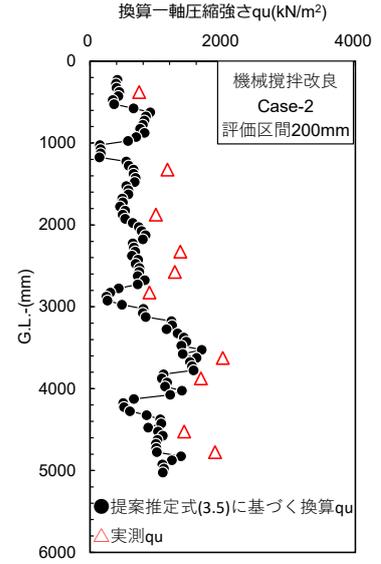
図 4.6.6 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (機械攪拌改良 Case-1)



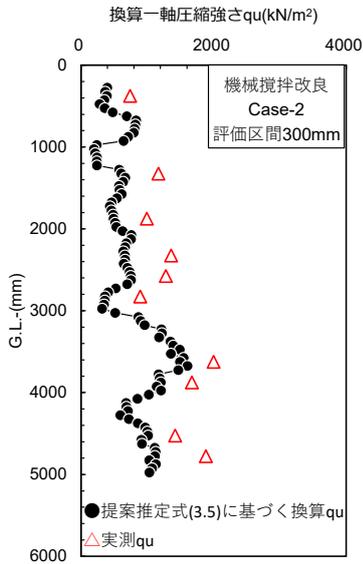
a)  $N_p$



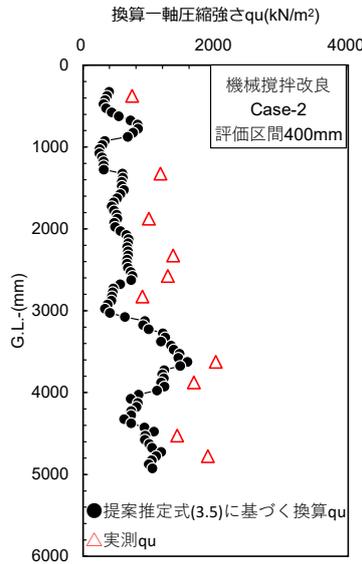
b) 評価区間 100mm の換算  $q_u$



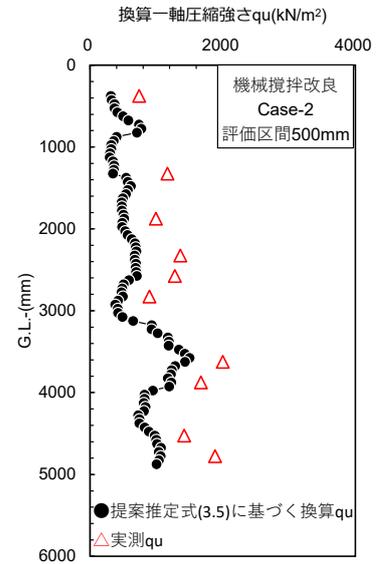
c) 評価区間 200mm の換算  $q_u$



d) 評価区間 300mm の換算  $q_u$

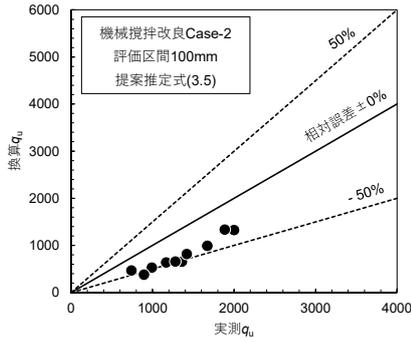


e) 評価区間 400mm の換算  $q_u$

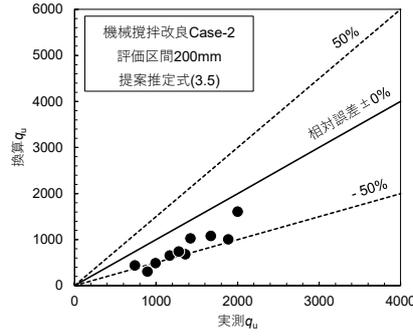


f) 評価区間 500mm の換算  $q_u$

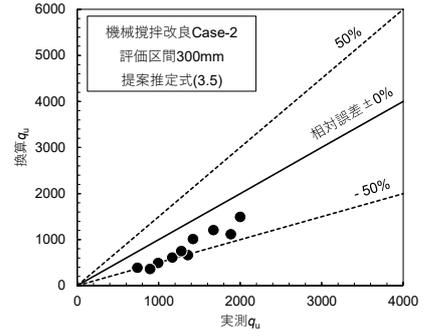
図 4.6.7 原位挿入型で測定した  $N_p$  および相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布  
(機械攪拌改良 Case-2)



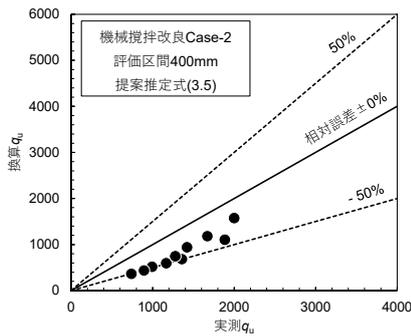
a) 評価区間 100mm



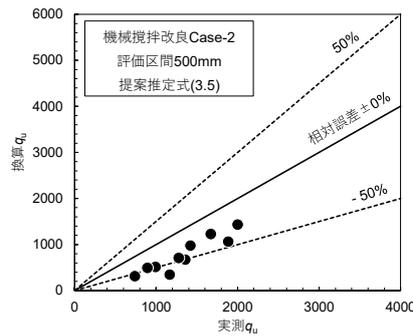
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

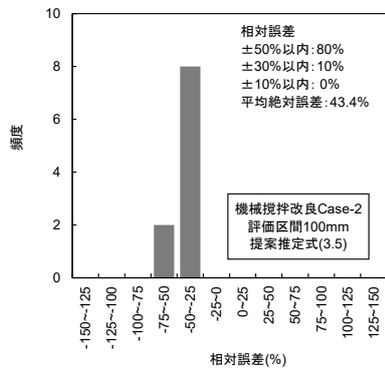


d) 評価区間 400mm

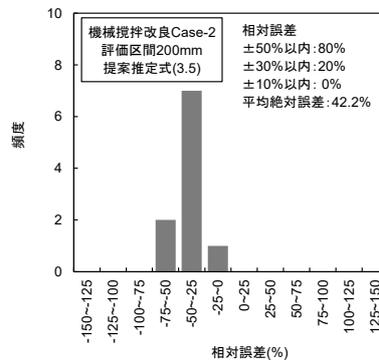


e) 評価区間 500mm

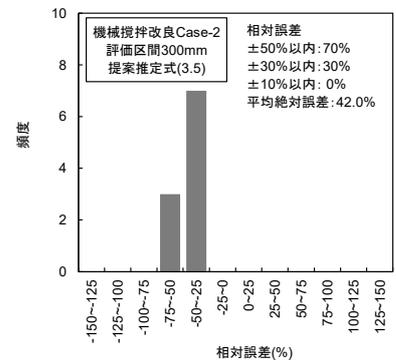
図 4.6.8 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (機械攪拌改良 Case-2)



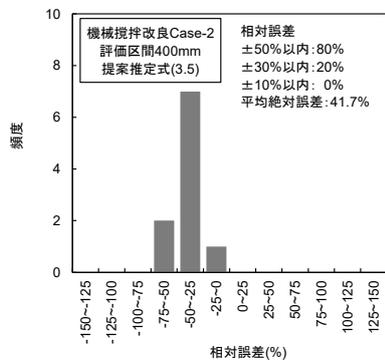
a) 評価区間 100mm



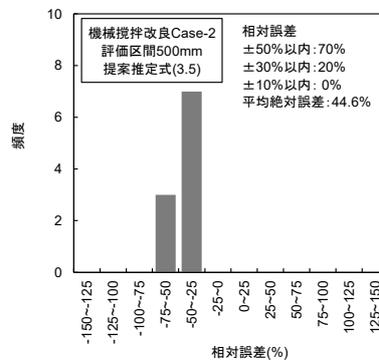
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

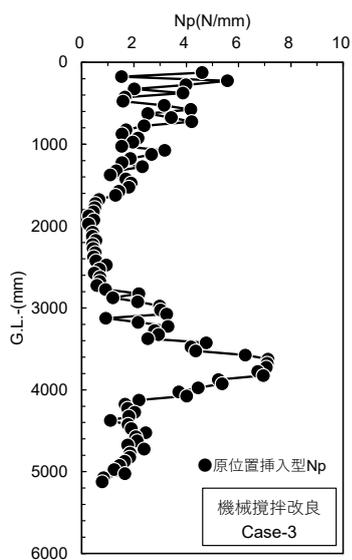


d) 評価区間 400mm

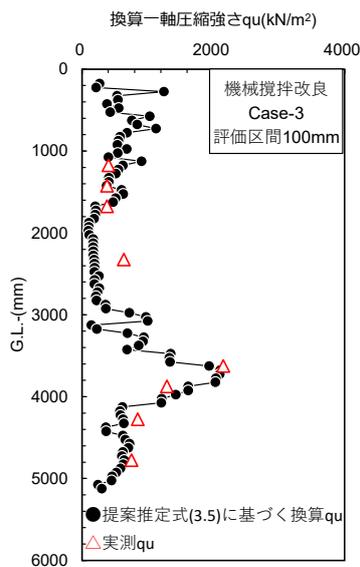


e) 評価区間 500mm

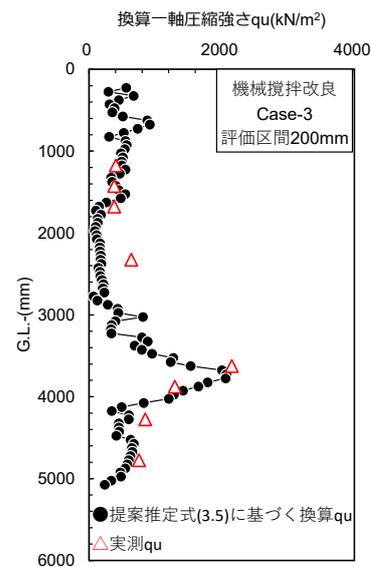
図 4.6.9 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (機械攪拌改良 Case-2)



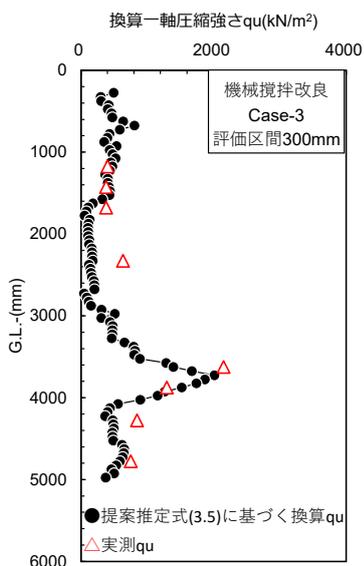
a)  $N_p$



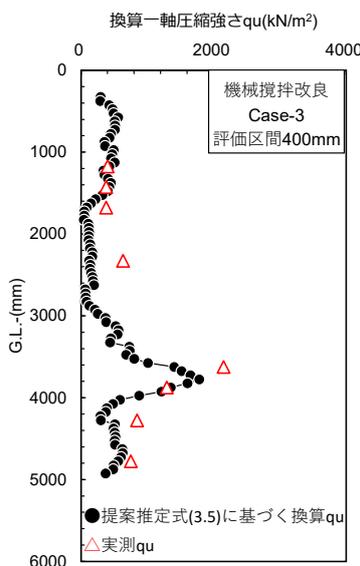
b) 評価区間 100mm の換算  $q_u$



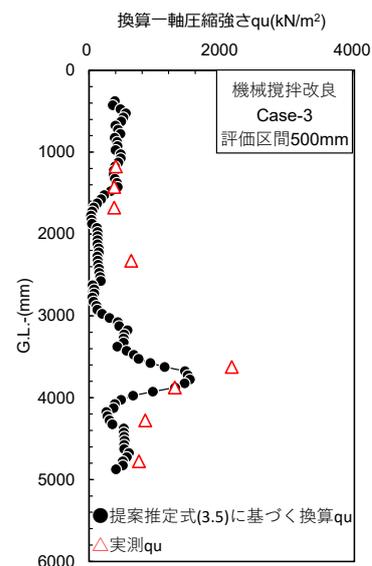
c) 評価区間 200mm の換算  $q_u$



d) 評価区間 300mm の換算  $q_u$

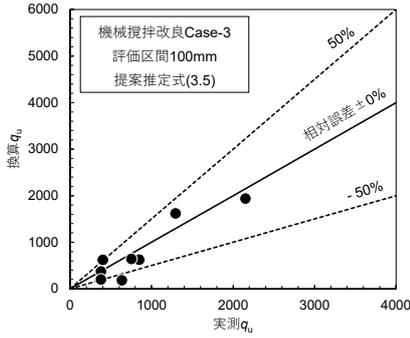


e) 評価区間 400mm の換算  $q_u$

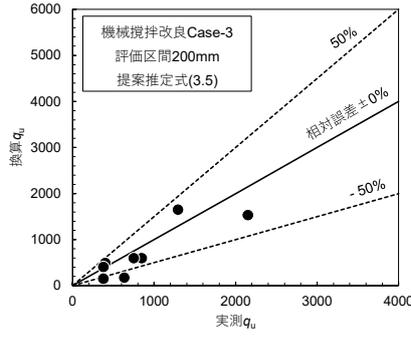


f) 評価区間 500mm の換算  $q_u$

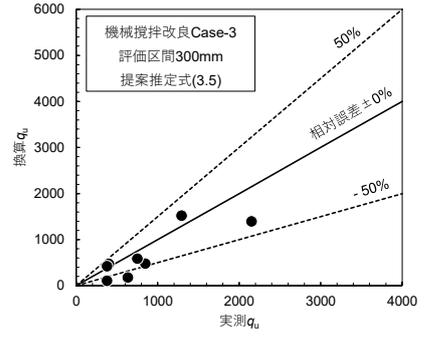
図 4.6.10 原位置挿入型で測定した  $N_p$  および相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布 (機械攪拌改良 Case-3)



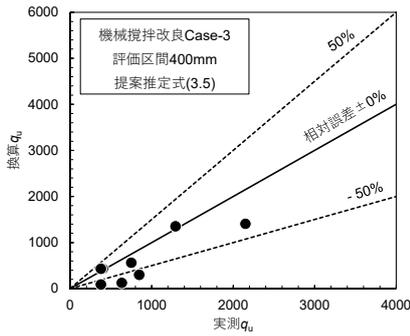
a) 評価区間 100mm



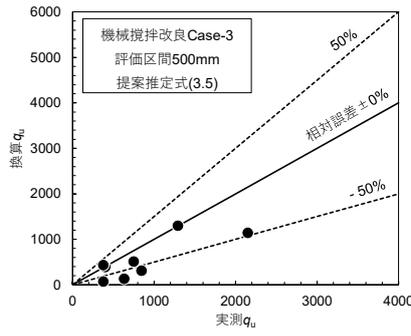
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

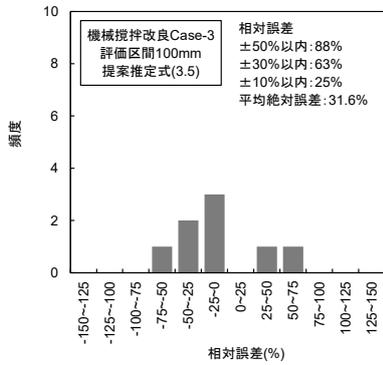


d) 評価区間 400mm

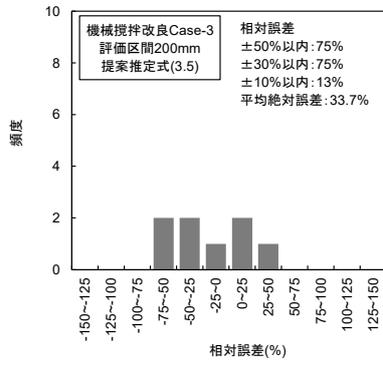


e) 評価区間 500mm

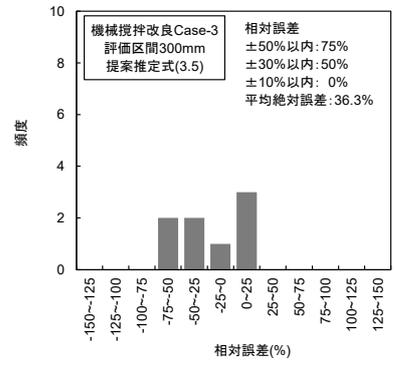
図 4.6.11 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (機械攪拌改良 Case-3)



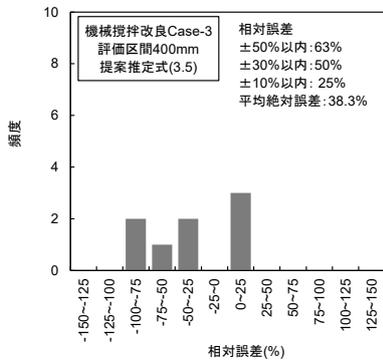
a) 評価区間 100mm



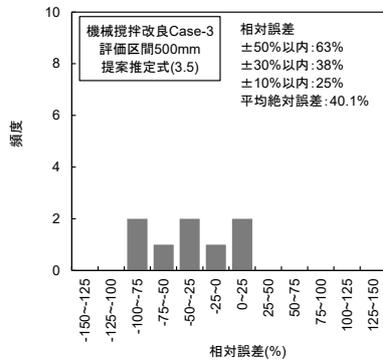
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

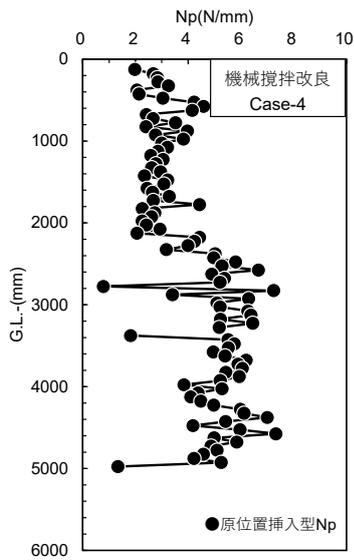


d) 評価区間 400mm

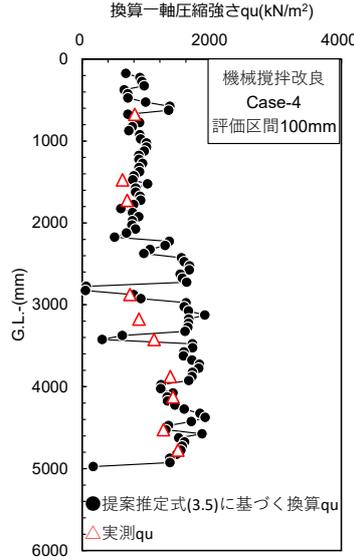


e) 評価区間 500mm

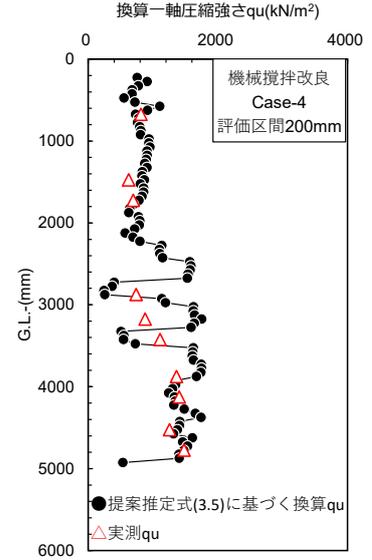
図 4.6.12 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (機械攪拌改良 Case-3)



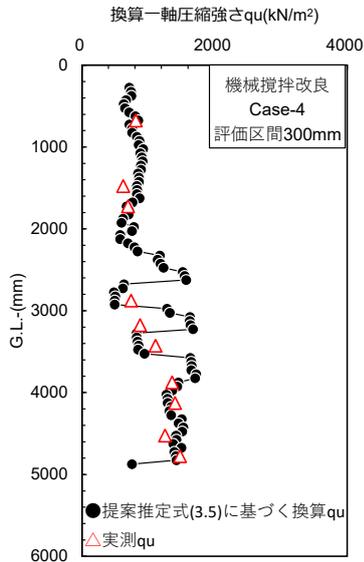
a)  $N_p$



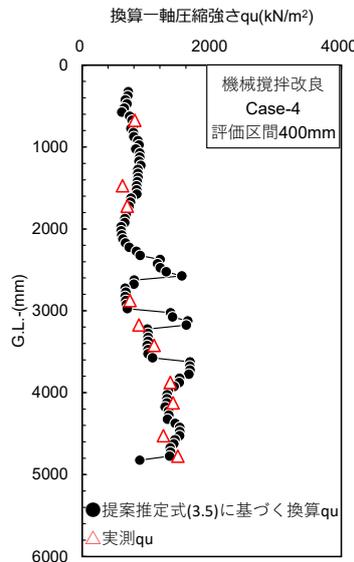
b) 評価区間 100mm の換算  $q_u$



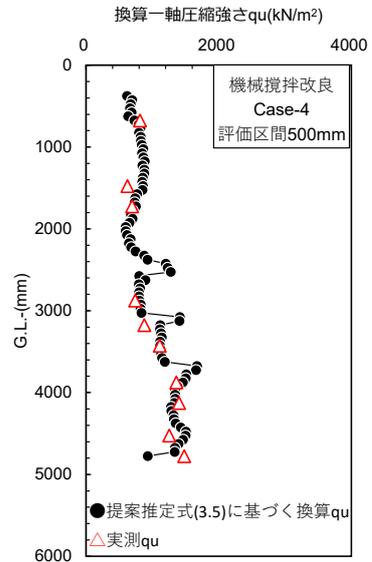
c) 評価区間 200mm の換算  $q_u$



d) 評価区間 300mm の換算  $q_u$

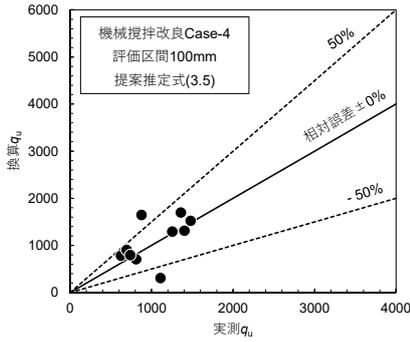


e) 評価区間 400mm の換算  $q_u$

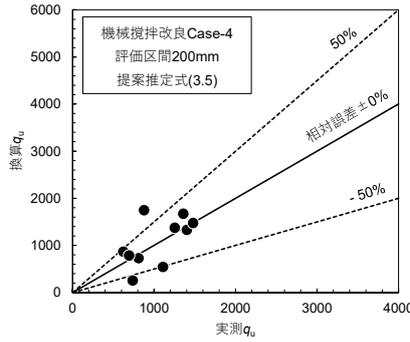


f) 評価区間 500mm の換算  $q_u$

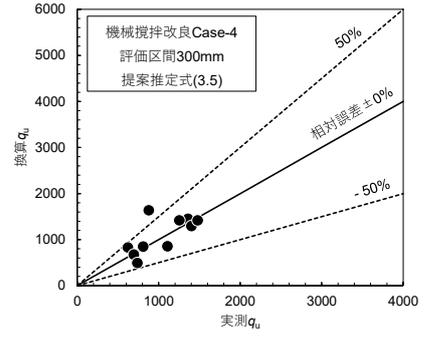
図 4.6.13 原位置挿入型で測定した  $N_p$  および相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布 (機械攪拌改良 Case-4)



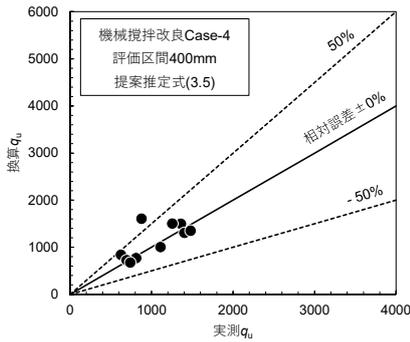
a) 評価区間 100mm



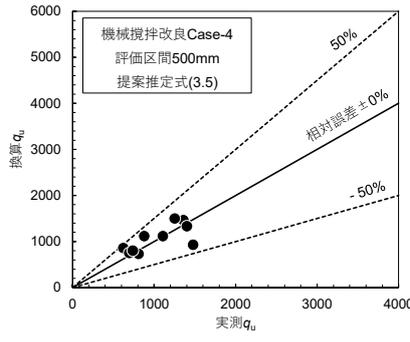
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

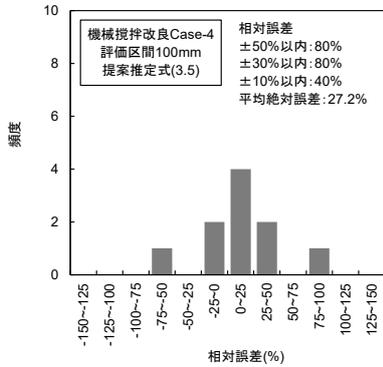


d) 評価区間 400mm

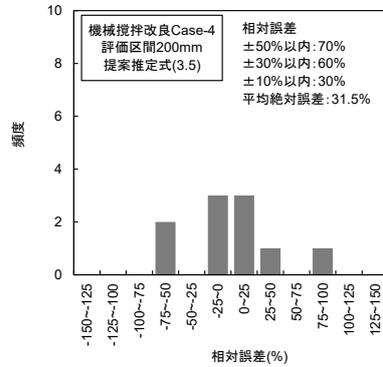


e) 評価区間 500mm

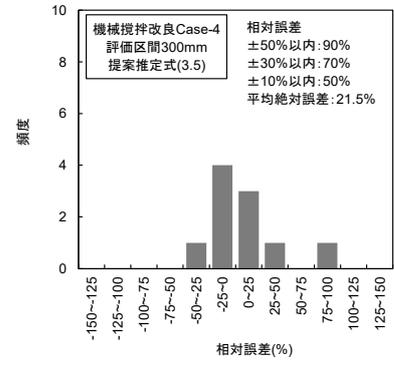
図 4.6.14 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (機械攪拌改良 Case-4)



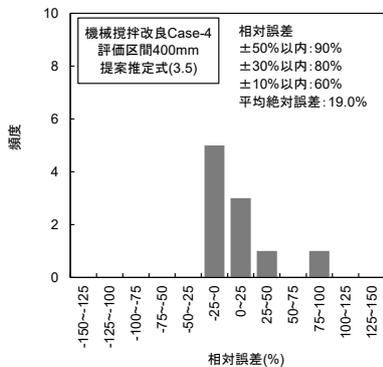
a) 評価区間 100mm



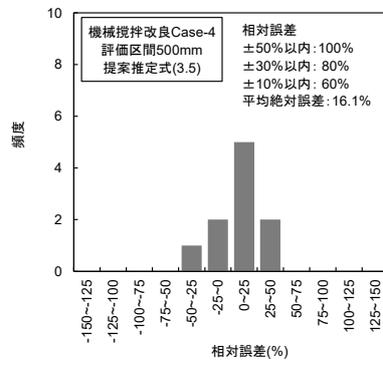
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

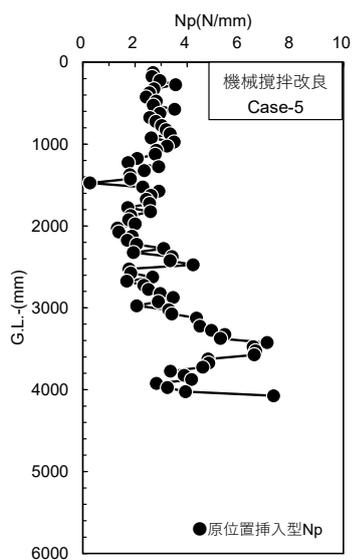


d) 評価区間 400mm

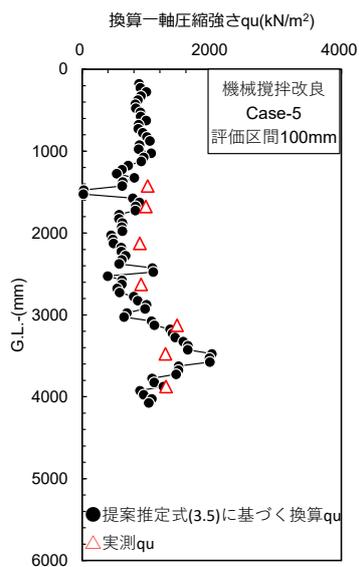


e) 評価区間 500mm

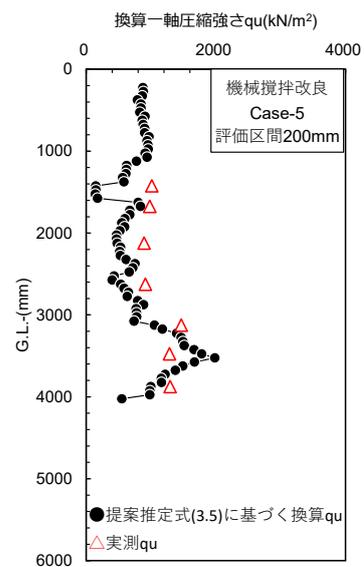
図 4.6.15 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (機械攪拌改良 Case-4)



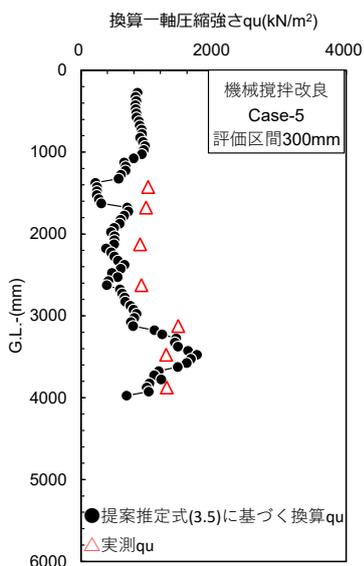
a)  $N_p$



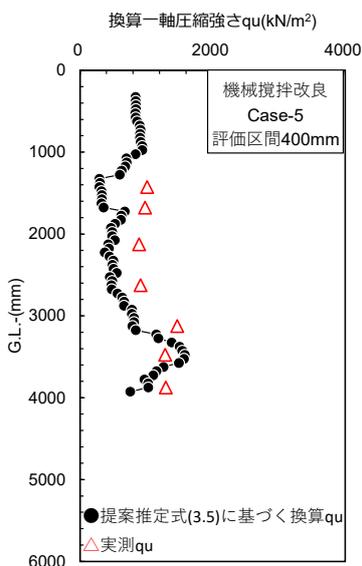
b) 評価区間 100mm の換算  $q_u$



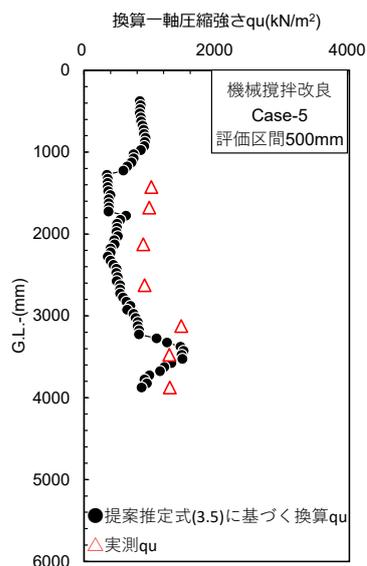
c) 評価区間 200mm の換算  $q_u$



d) 評価区間 300mm の換算  $q_u$

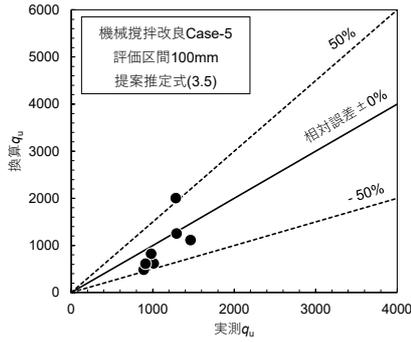


e) 評価区間 400mm の換算  $q_u$

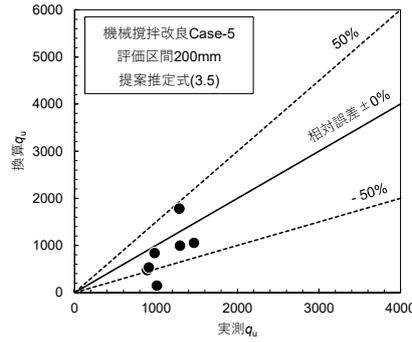


f) 評価区間 500mm の換算  $q_u$

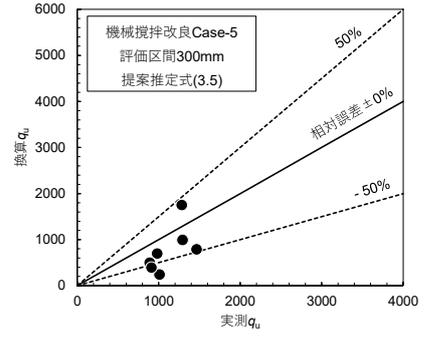
図 4.6.16 原位置挿入型で測定した  $N_p$  および相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の深度分布 (機械攪拌改良 Case-5)



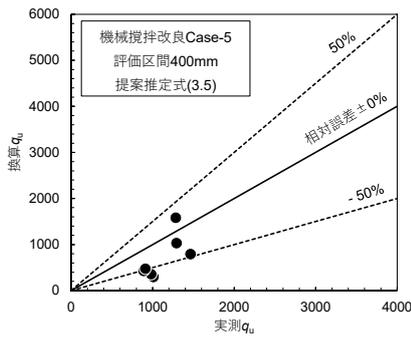
a) 評価区間 100mm



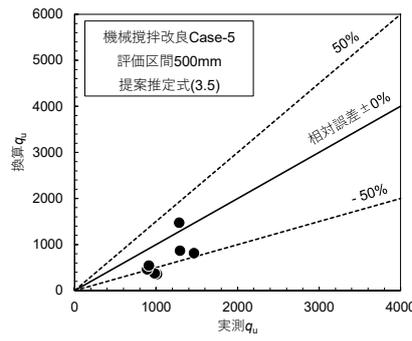
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

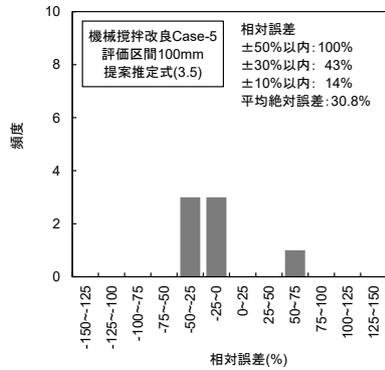


d) 評価区間 400mm

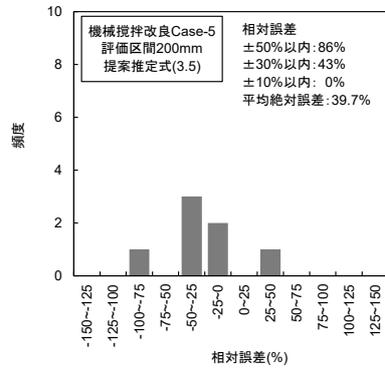


e) 評価区間 500mm

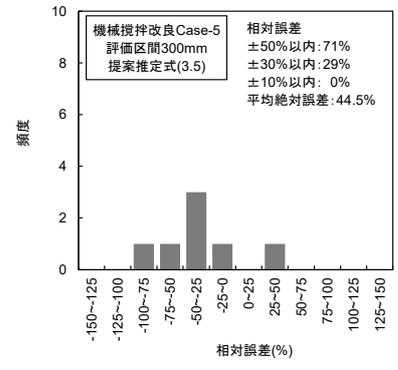
図 4.6.17 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係 (機械攪拌改良 Case-5)



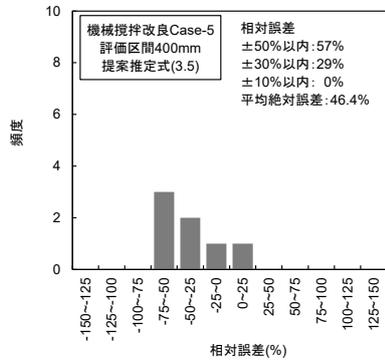
a) 評価区間 100mm



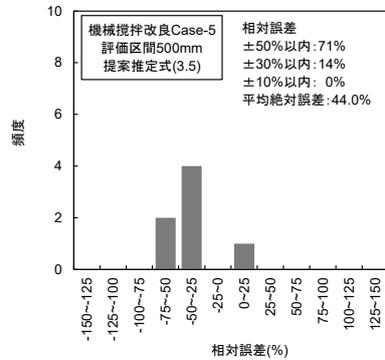
b) 評価区間 200mm



c) 評価区間 300mm

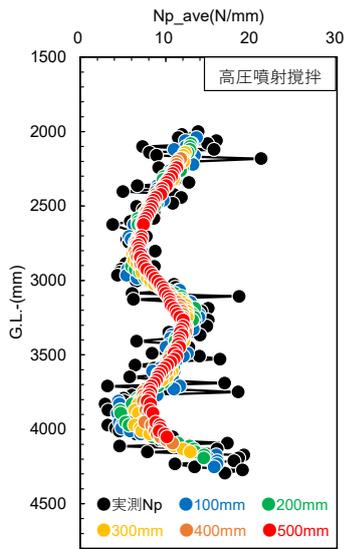


d) 評価区間 400mm

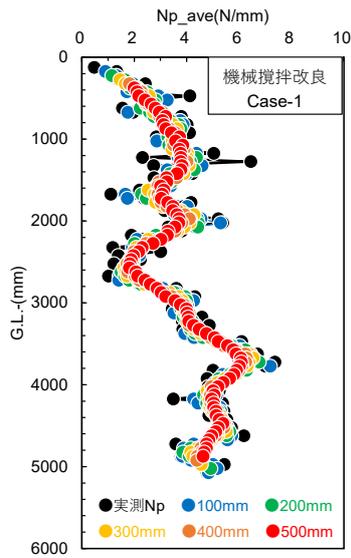


e) 評価区間 500mm

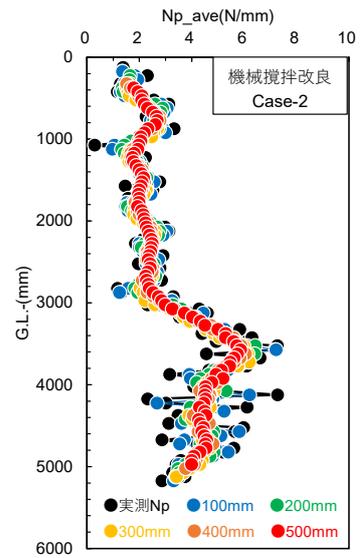
図 4.6.18 相関式(3.5)に基づく換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の相対誤差の頻度分布 (機械攪拌改良 Case-5)



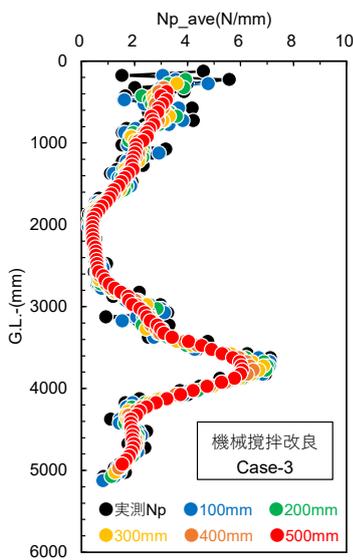
a) 高压喷射搅拌改良



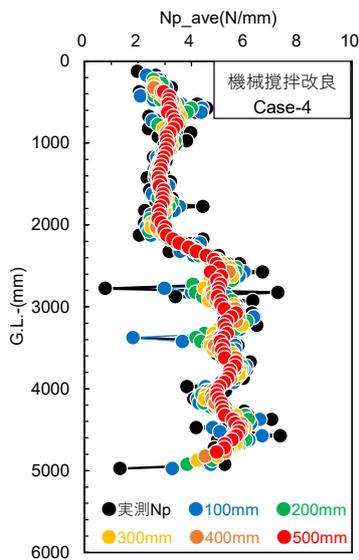
b) 機械搅拌改良 Case-1



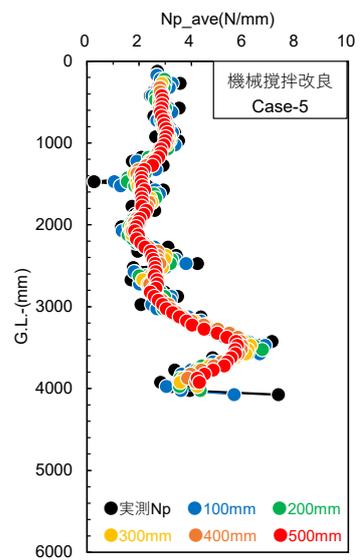
c) 機械搅拌改良 Case-2



d) 機械搅拌改良 Case-3

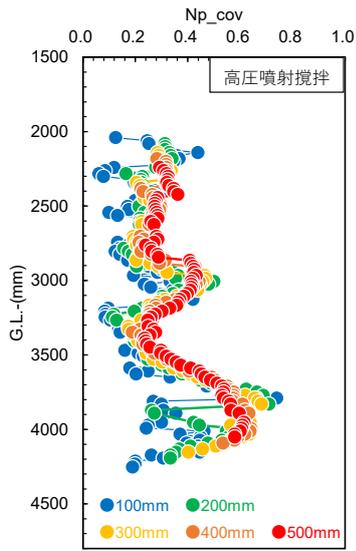


e) 機械搅拌改良 Case-4

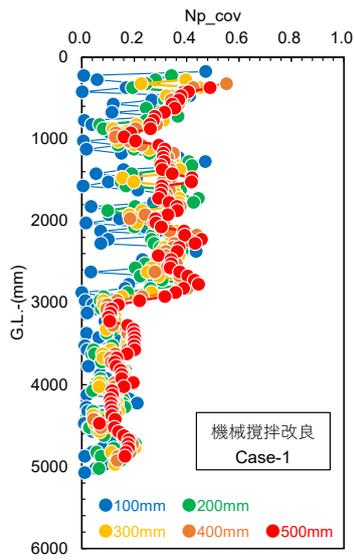


f) 機械搅拌改良 Case-5

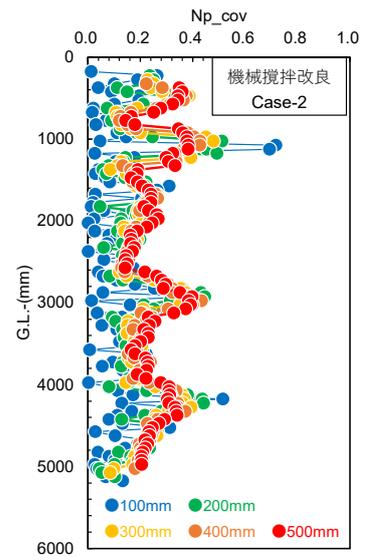
図 4.6.19 評価区間ごとの  $N_{p\_ave}$  の推移



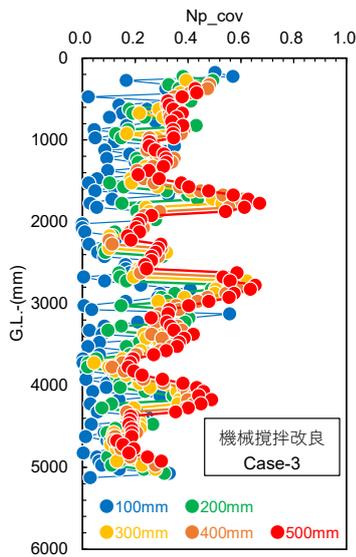
a) 高压喷射搅拌改良



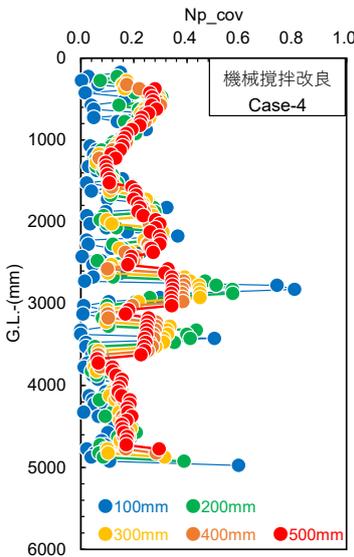
b) 機械搅拌改良 Case-1



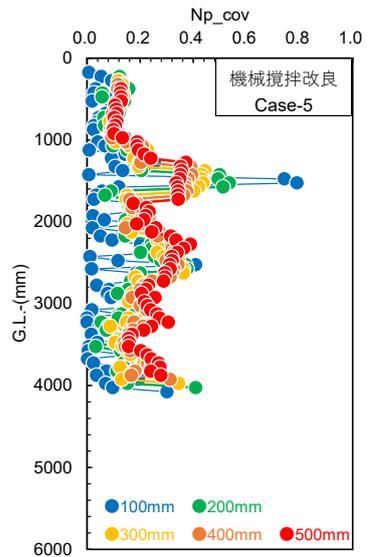
c) 機械搅拌改良 Case-2



d) 機械搅拌改良 Case-3



e) 機械搅拌改良 Case-4



f) 機械搅拌改良 Case-5

図 4.6.20 評価区間ごとの  $N_{p\_cov}$  の推移

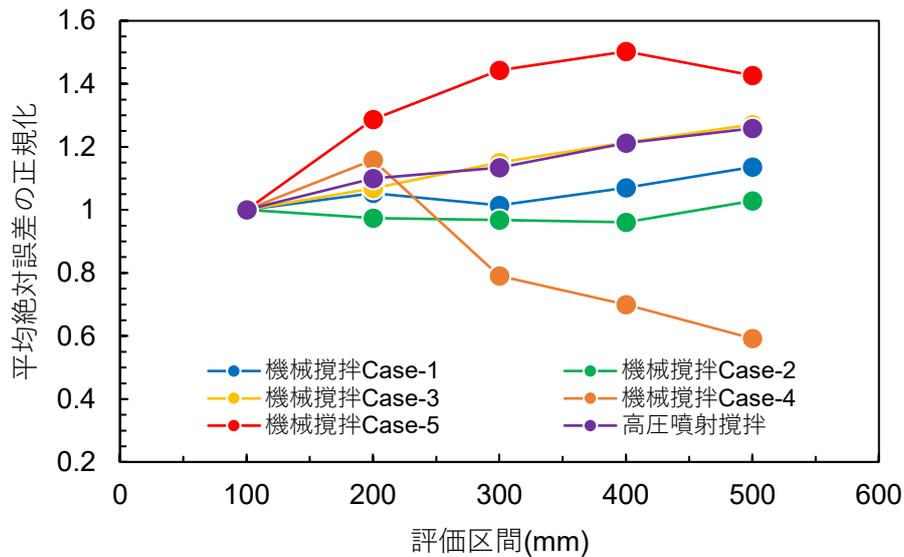


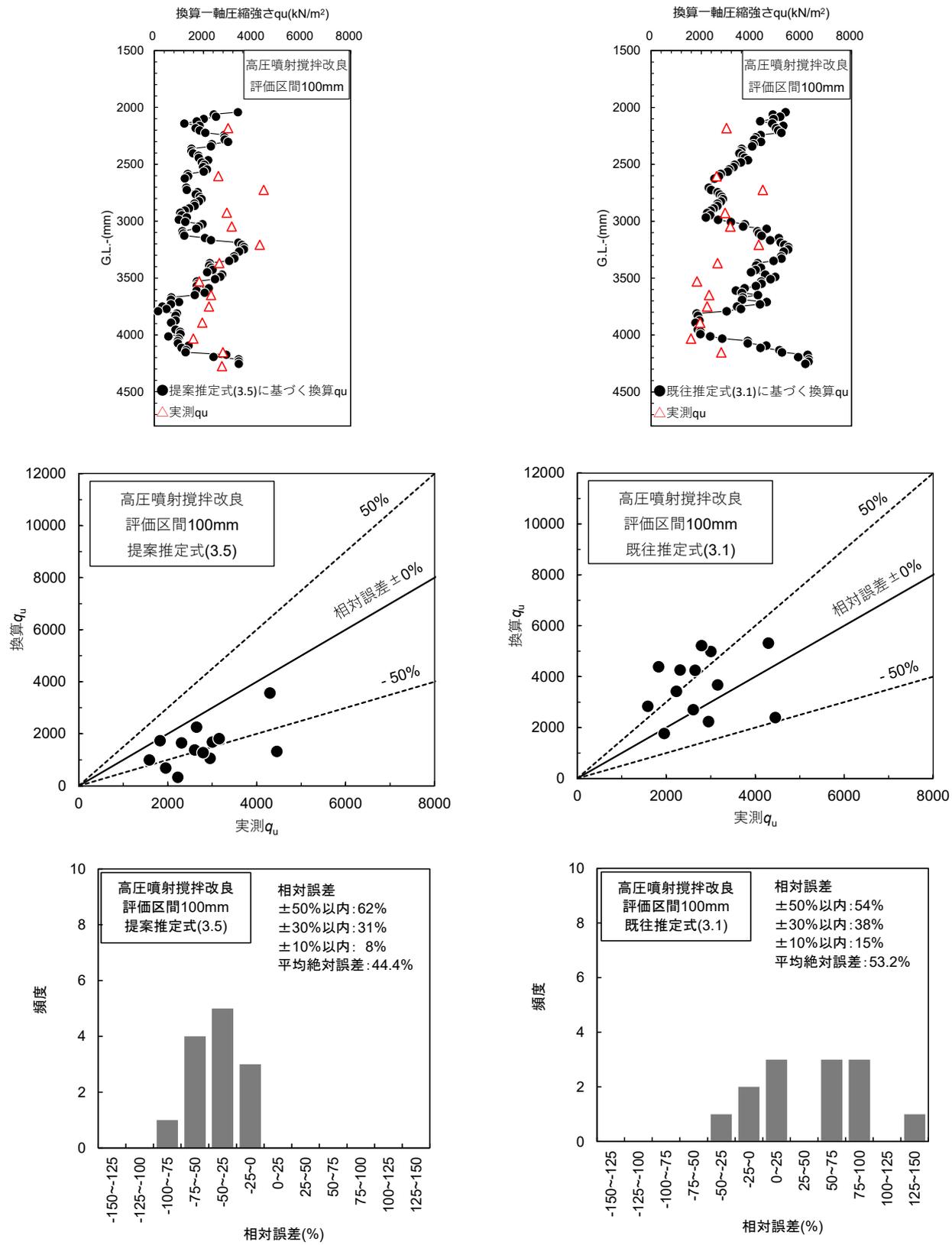
図 4.6.21 評価区間ごとの平均絶対誤差の推移

#### 4.6.3 既往の推定方法との比較

前項を踏まえ、評価区間 100 mm において提案推定方法と既往推定方法に基づく換算  $q_u$  を算出し、両者の比較を通して本提案法の有効性を検証することとした。

図 4.6.22～図 4.6.27 に各深度分布、換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係および相対誤差の頻度分布を示す。また、相対誤差の頻度分布には平均絶対誤差の値も示している。いずれのケースにおいても、提案推定式(3.5)による換算  $q_u$  は実測  $q_u$  に比べて小さめから同程度に分布する傾向を、既往推定式(3.1)による換算  $q_u$  は同程度から大きめに分布する傾向を示した。今回の事例においては、既往推定式(3.1)による強度推定では危険側の評価にいたるおそれがある一方、提案推定式(3.5)によって強度の空間的ばらつきを考慮することで安全側の評価になりうることが示唆された。また、機械攪拌改良工法 Case-2 を除いた全てのケースで提案推定式(3.5)の平均絶対誤差が既往推定式(3.1)より小さい結果となった。特に、機械攪拌改良工法において他ケースより攪拌回数を減らして意図的にばらつきをもたせた Case-1 および Case-4 においては、提案推定式(3.5)を用いることで既往推定式(3.1)に比べて平均絶対誤差を 41%～53%低減できる結果を得た。これらの結果から、特に不均質性の高い固化改良土においては、本研究で提案したばらつきを考慮した強度推定方法は有効性が高く、より実態に則した精度の高い強度評価を実現できると考える。

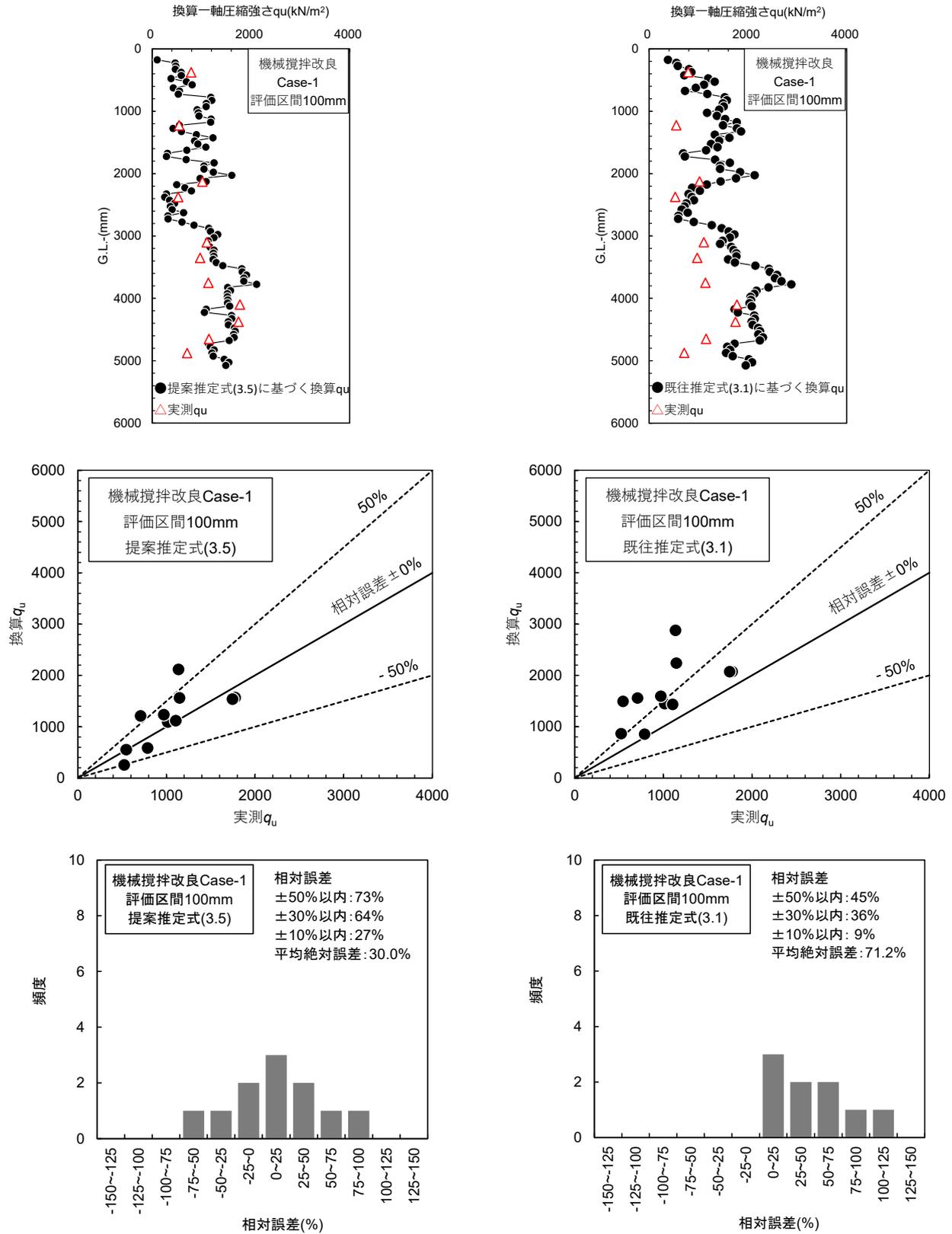
なお、上記評価区間で取得した  $N_p$  の変動係数（観測値のばらつき）は、本質的な空間的ばらつき成分、実験誤差に起因するばらつき成分および統計的推定誤差に起因するばらつき成分で構成され、さらに一軸圧縮強さに換算する際はその換算式の不確定性（バイアス）を考慮する必要があると考える<sup>13)</sup>。今後、上記ばらつき成分および不確定性を整理・分析して、換算  $q_u$  およびそのばらつきを性能評価解析に適切に反映する所存である。



a) 提案推定式(3.5)

b) 既往推定式(3.1)

図 4.6.22 高压喷射搅拌改良工法における深度分布, 換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係, 相対誤差の頻度分布



a) 提案推定式(3.5)

b) 既往推定式(3.1)

図 4.6.23 機械攪拌改良工法 Caes-1 における深度分布, 換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係, 相対誤差の頻度分布

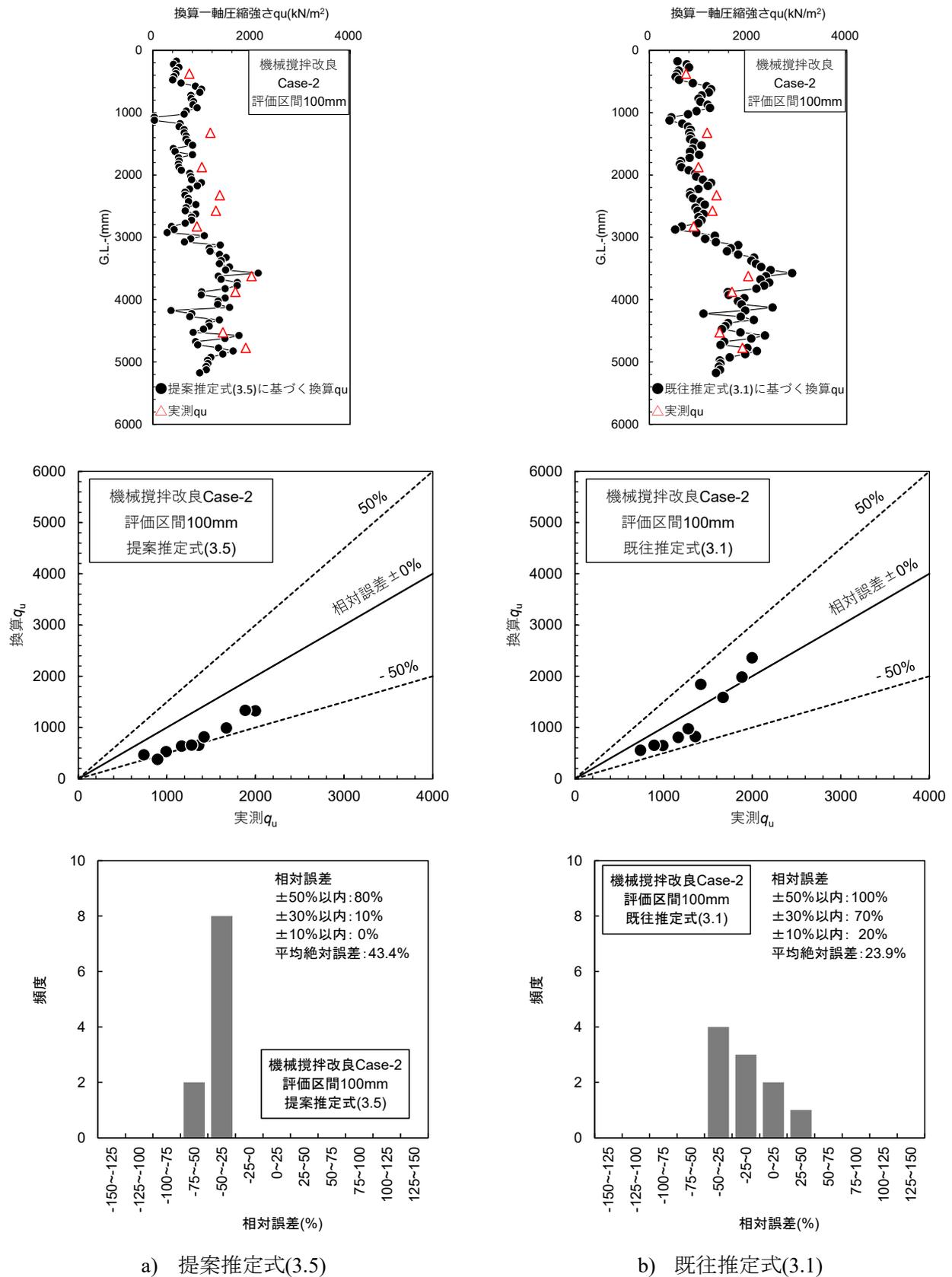
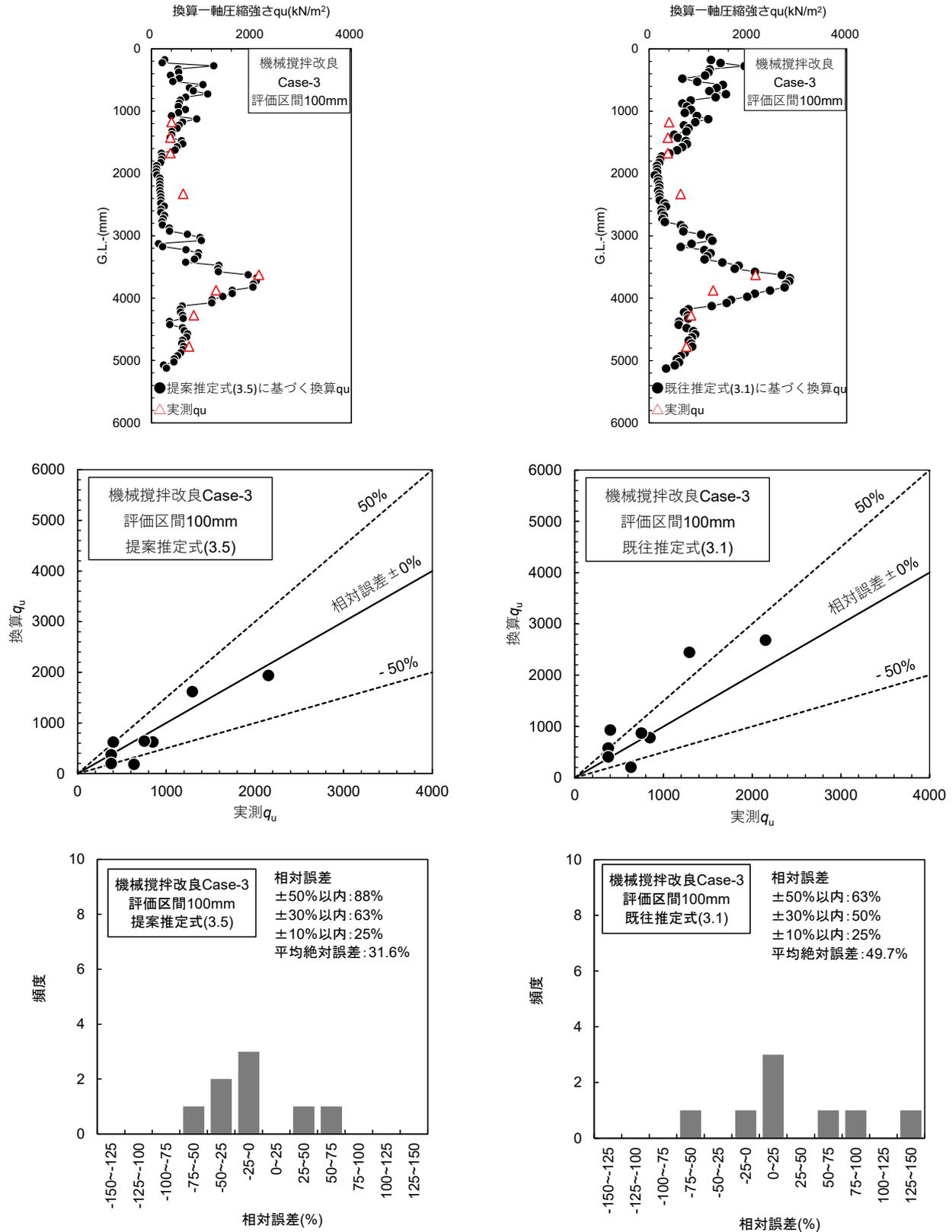


図 4.6.24 機械攪拌改良工法 Caes-2 における深度分布, 換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係, 相対誤差の頻度分布



a) 提案推定式(3.5)

b) 既往推定式(3.1)

図 4.6.25 機械攪拌改良工法 Caes-3 における深度分布, 換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係, 相対誤差の頻度分布

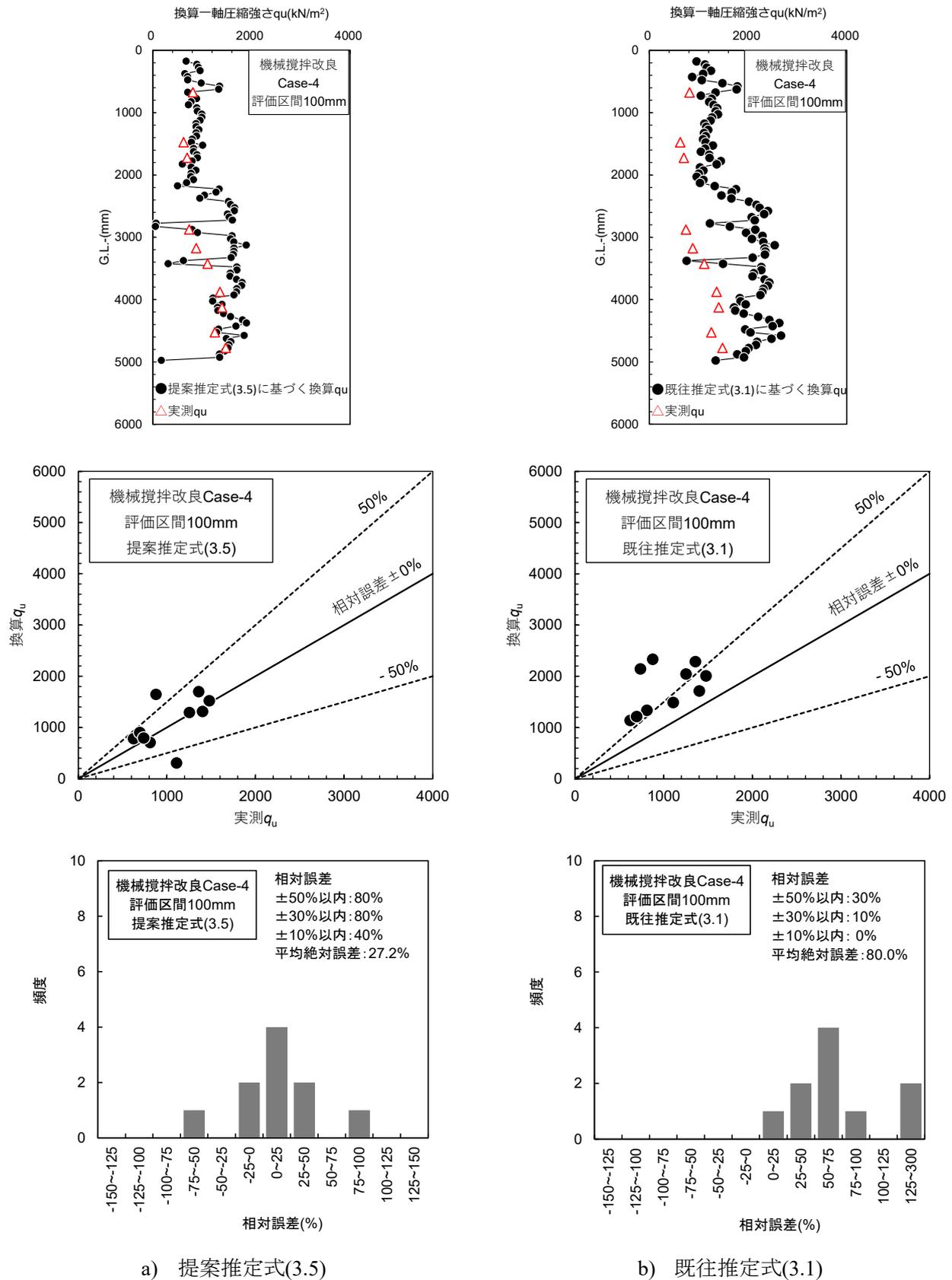
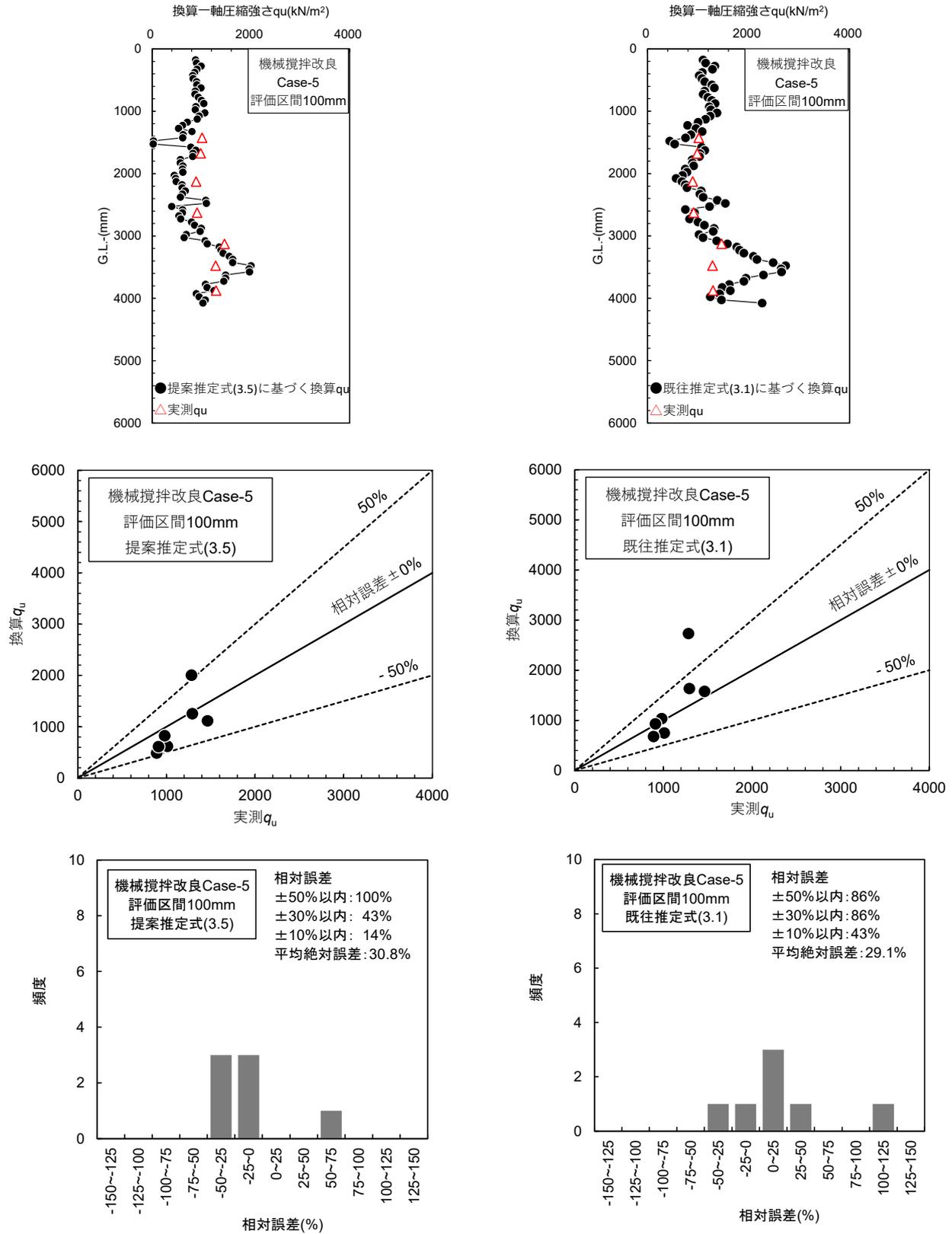


図 4.6.26 機械攪拌改良工法 Caes-4 における深度分布, 換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係, 相対誤差の頻度分布



a) 提案推定式(3.5)

b) 既往推定式(3.1)

図 4.6.27 機械攪拌改良工法 Caes-5 における深度分布, 換算  $q_u$  と実測  $q_u$  の関係, 相対誤差の頻度分布

## 4.7 本章のまとめ

本章では、3章で構築した「高精度な固化改良土の一軸圧縮強度推定式」を実際のフィールドに適用でき、かつ原位置での空間的ばらつきが評価可能な「原位置挿入型針貫入試験装置」の開発とその適用性検証に関する一連の取組みについて述べた。以下に取組みの内容と結果、および得られた知見をまとめる。

- ・ 現状の針貫入試験方法ではコアボーリングの実施や試料の運搬等相応の手間を要し、省力化の余地があることを指摘した。そのうえで、「携行型装置」のような迅速さ、「机上型装置」のような精密さを備えた形式として、原位置の測定孔内で機械制御により全自動で針貫入試験を行う「原位置挿入型」装置の開発方針を示した。
- ・ 上記開発方針に基づき、「原位置挿入型針貫入試験装置」の製作を行った。原位置固化改良地盤に設けた測定孔を対象に機械制御で針貫入試験を実施し、貫入過程の荷重推移や貫入状況をリアルタイムで確認できる機構とした。また、室内実験を通して1測点あたり72秒の作業時間で測定を行えること、規定の試験法である机上型の測定結果と大きな相違なく針貫入抵抗 $N_p$ を測定できることを確認し、開発装置の測定効率および測定精度の高さを実証した。
- ・ さらに、測定の省力化・省人化に向けて、吊下げ装置および制御プログラムを製作した。装置を吊下げるワイヤーや通信ケーブル、制御盤等を一体化することで運搬性を向上させるとともに、バッテリーを搭載することでAC電源対応が不要となり、移動および測定準備の省力化を実現した。また、測定条件を設定後、針貫入試験、孔内移動およびデータ出力を全て自動で行う制御プログラムを構築し、測定の省人化を実現した。
- ・ 上記開発装置の使用性や有用性を検証するために、高圧噴射攪拌改良工法および機械攪拌改良工法で造成した固化改良地盤の現場に適用した。まず高圧噴射攪拌改良の現場適用において、全自動測定にて全115点の $N_p$ データを約2時間で取得でき、効率的な多点測定を実現した。次にGIコラム工法による機械攪拌改良の現場適用においては、同深度で別途実施した一軸圧縮試験結果とも整合したことから本開発装置による強度評価の妥当性を示すとともに、固化改良地盤の詳細な強度把握の実用性も示した。さらにテノコラム工法による機械攪拌改良の現場適用においては、試料採取に伴う乱れの影響を受けやすい従来の強度試験方法に比べ、原位置強度を測定する本開発装置はより実態に則した強度を把握できる点で有意性が高いことを示した。
- ・ 3章で提案した強度推定方法の有効性を確認するために、上記現場測定データを基に最適な評価区間を選定し、既往の強度推定方法と比較した。その結果、評価区間100mmにおいて固化改良土の空間的ばらつきを考慮した提案推定式は既往の推定式に比べて安全側の強度評価となること、特に不均質性の高い固化改良土においてはより高い精度で強度を推定できることを確認し、提案推定方法の有効性を実証した。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp. 426-432, 2013.
- 2) Kobayashi, M., Fujiwara, T. and Kasama, K.: Development of multi-point needle penetration apparatus for ground improvement quality evaluation, *13th Int. Conf. on Geotechnique, Construction Materials & Environment*, pp.161-165, 2023.
- 3) 小林真貴子，石井裕泰，藤原斉郁，青木智幸：セメント改良地盤を対象とした次世代型品質評価法の開－原位置針貫入抵抗測定装置と強度評価法の検討－，大成建設技術センター報第 52 号，2019.
- 4) 小林真貴子，居上靖弘，藤原斉郁：原位置挿入型針貫入試験装置 T-GeoPenester<sup>®</sup>の開発と適用，大成建設技術センター報第 57 号，2024.
- 5) 小林真貴子，藤原斉郁，近藤達也，竹谷純一，堀口慧人：高圧噴射攪拌改良地盤を対象とした多点針貫入抵抗測定，令和5年度土木学会全国大会第78 回年次学術講演会，VI-648，2023.
- 6) 松本隆仁，大杉輔，居上靖弘，小林真貴子：原位置針貫入測定によるセメント改良体の若材齢強度評価 その1：施工概要および室内試験，令和 6 年度土木学会全国大会 VI-1166，2024.
- 7) GI コラム研究会 HP：<https://www.gi-column.jp/>（2024.12.13 アクセス）.
- 8) 居上靖弘，小林真貴子，松本隆仁，大杉輔：原位置針貫入測定によるセメント改良体の若材齢強度評価 その2：装置概要および原位置測定，令和 6 年度土木学会全国大会 VI-1167，2024.
- 9) テノックス HP：[https://www.tenox.co.jp/construction\\_method/ground\\_method\\_01/](https://www.tenox.co.jp/construction_method/ground_method_01/)（2024.12.13 アクセス）.
- 10) 碓井博文・中尾亮太・日野剛徳・片渕博之・三浦哲彦：深層混合処理工法における固化不全のリスク管理手法としての針貫入試験，基礎工，Vol.52，No.11，pp.88-91，2024.
- 11) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.182-193，2004.
- 12) 丸内進，小野英宏，内田直人，梶原賢二：スラリー系深層混合処理工法における地盤改良材へのフライアッシュの適用性と針貫入試験による改良体の強度評価，電力土木，No. 310，pp. 58-62，2004.
- 13) 片岡範夫，笠間清伸，善功企，陳光斉：地盤物性に空間的不均質性を有する固化処理地盤の液状化リスク分析，土木学会論文集 C，Vol.67，No.1，pp.119-129，2011.

## 第 5 章 固化改良地盤の空間的不均質性を考慮した性能評価

### 5.1 概説

本章では、詳細な強度データに基づく固化改良地盤の性能評価に関する研究の成果として、「固化改良体の空間的ばらつきを考慮した盛土直下地盤の液状化後の残留変形解析」について述べる。まず、5.2 節では地盤のばらつきに関する既往の研究について紹介し、本研究の方針について概説する。次に 5.3 節において、本研究で採用した液状化解析プログラムおよび解析条件について詳述する。そのうえで 5.4 節では、固化改良体のばらつき条件ごとの変形量や破壊モードの解析結果を整理し、これらの結果を基に空間的ばらつきを考慮した性能評価解析の有効性を検証し、5.5 節で本章の成果を総括する。

### 5.2 既往の研究および本研究の方針

地盤の不均質性を考慮した既往の研究として、宮田ら<sup>1)</sup>は地盤の物性値の空間的ばらつきを確率論的に評価し、これに基づいて液状化による不同沈下を予測した。笠間ら<sup>2)</sup>は事前混合処理工法による固化改良地盤において、室内強度と同じ配合条件で施工した固化改良地盤の原位置強度がばらつきを有しており、室内試験強度を下回る割合が 3 割以上あることを示した。また、笠間ら<sup>3)</sup>は浸透固化処理地盤による改良地盤を対象にせん断強度をランダム場理論で表現し、有限要素法とせん断強度低減法を使ったモンテカルロシミュレーションにより強度の不均質性を考慮した支持力解析を行った。さらに、並河ら<sup>4)</sup>は深層混合処理工法により構築された固化改良柱について、採取したコア供試体の  $q_u$  の確率分布に対して正規分布と対数正規分布の適合度の検定を行い、さらに確率分布の違いが実大改良柱の一軸圧縮強さに与える影響を調べるためにシミュレーション解析を実施した。

これらの事例は、地盤の不均質性を考慮してより実態に則した高精度な評価を行うことが、実務的に有用性が高いことを裏付けている。その一方で、これまでに固結工法による地盤改良工を対象とした実務の設計検討においては、固化改良体に一律の物性値を与えて解析計算を行うことが多く、改良体要素の物性にばらつきを与えた先行事例はない。そこで本研究では、4 章にて開発した「原位置挿入型針貫入試験装置」による多点測定結果を踏まえて空間的ばらつきを与えた変形解析を行い、液状化対策を目的とした固化改良体の空間的不均質性を考慮した性能評価の有効性を検証することとした。

### 5.3 性能評価解析条件

本節では、本研究で採用した解析プログラムや解析モデル、条件等について述べる。

#### 5.3.1 静的残留変形解析

本研究では、固結工法を用いた液状化対策に着目し、解析プログラムを選定した。

液状化による地盤の変形量を予測する解析法は、地震時の地盤や構造物の挙動を時々刻々追跡できる動的解析手法と、地震後の残留変形を静的に求める静的解析手法に大別される。動的解析手法は、液状化の発生から変形まで厳密に挙動を再現できる反面、メモリ負荷や計算時間、パラメータ設定に熟練を要する。一方、静的解析手法は構造物に作用する地震時慣性力が地盤の残留変形に及ぼす影響が小さいという仮定のもと静的なつりあい式を解析して残留変形量を計算しており、動的解析手法に比べてメモリ負荷や計算時間が少なく、パラメータ設定も簡易である。

液状化地盤の残留変形量を算出する試みとして、安田らによる2次元静的解析プログラムALID<sup>5)</sup>、堀田ら<sup>6)</sup>による2次元残留沈下量評価法および小林・東畑<sup>7)</sup>による2次元液状化地盤流動解析法が挙げられる。ALIDは、液状化した土の応力-ひずみ関係に応じたせん断剛性の低下および回復を考慮した「流動変形」と、過剰間隙水圧消散に伴う「体積圧縮」の2つの現象について計算する。堀田らの評価法は、地盤の補正 $N$ 値から地震後の地盤に発生する残留体積ひずみを算定し、自重解析によりその残留体積ひずみを生じさせる等価剛性を与えて残留沈下量を計算する。小林・東畑の解析法は、土全体を粘性流体と捉え、液状化土を等価なニュートン流体と仮定して残留変形量を算出する。

いずれも簡便に残留変形量を算出できる手法であるが、小林ら<sup>8)</sup>は、その中でも河川堤防の設計実務<sup>9),10)</sup>で標準的に用いられ、プログラムの普及度も高いALIDをベースとした3次元静的残留変形解析法を開発した。本研究では、多数のシミュレーション解析を実施することを踏まえ、メモリ負荷や計算時間が少なく、かつ将来的な3次元モデルでの検討を見据えて上記3次元静的残留変形解析法を採用することとした。

本解析法は、ALIDで用いられている解析手法を汎用の有限差分法解析プログラムFLAC3Dに導入して、簡便に残留変形量を算定するものである。図5.3.1に解析フローを示す。まず、(1)地盤や構造物をモデル化し、(2)FLAC3Dを用いて地震前の応力状態を求めるための初期自重解析を行い、地震前の応力状態を求める。初期自重解析における地盤の構成モデルは、特に種類は問わないが、小林らは弾完全塑性モデルを標準とし、せん断剛性 $G_{0,i}$ については安田ら<sup>11)</sup>を参照してせん断ひずみ0.1%でのせん断剛性を適用した。続いて、(3)液状化層の流動変形と水圧消散に伴う地盤変位の計算で参照する液状化安全率 $F_L$ を特定する。 $F_L$ の算出は、a)設計水平震度を用いた道路橋示方書<sup>12)</sup>の方法と、b)地震応答解析で得られた地震時のせん断応力比と液状化強度比から求める方法から選択可能である。算出した $F_L$ をもとに(4)安田・稲垣のチャート(図5.3.2)を用いて流動時のせん断剛性 $G_1$ を求める。(5)上記の流動変形時の物性値を要素に付与して、FLAC3Dで流動変形解析を行う。その後、(6)石原・吉嶺のチャート<sup>13)</sup>(図5.3.3)を用いて、流動変形解析後の有効応力から地震前の有効応力に回復するまでに、所定の残留体積ひずみが発生するような体積弾性係数を設定する。(7)求められた物性値を各要素に付与し、FLAC3Dで過剰間隙水圧消散に伴う体積圧縮解析を行う。最後に、流動変形と水圧消散による各地盤変形量を合算して地盤の残留変形量を算出する。

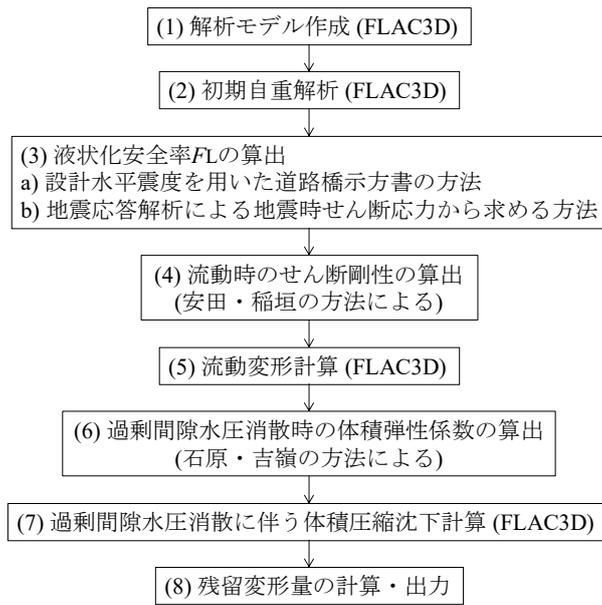


図 5.3.1 解析フロー

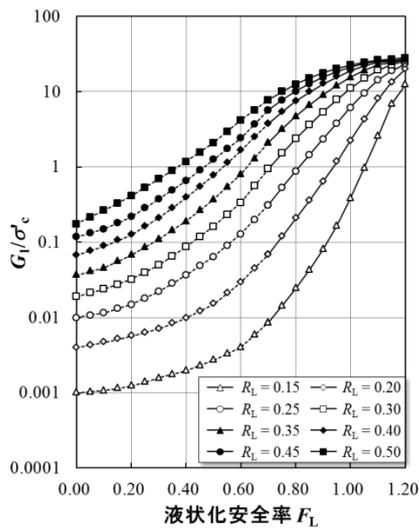


図 5.3.2 安田・稲垣によるチャート  
(文献 11)より抜粋の上転記)

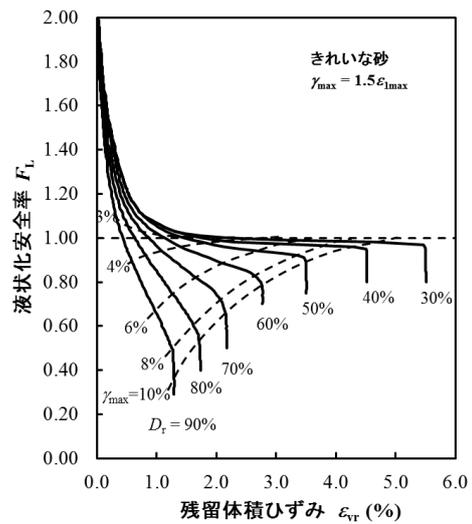


図 5.3.3 石原・吉嶺によるチャート  
(文献 13)より抜粋の上転記)

### 5.3.2 盛土および地盤モデル

本研究では、液状化による被災事例が多く、実験および解析的アプローチによる検討が多くなされている「河川堤防」を対象に、盛土直下地盤の液状化対策工をモデル化することとした。

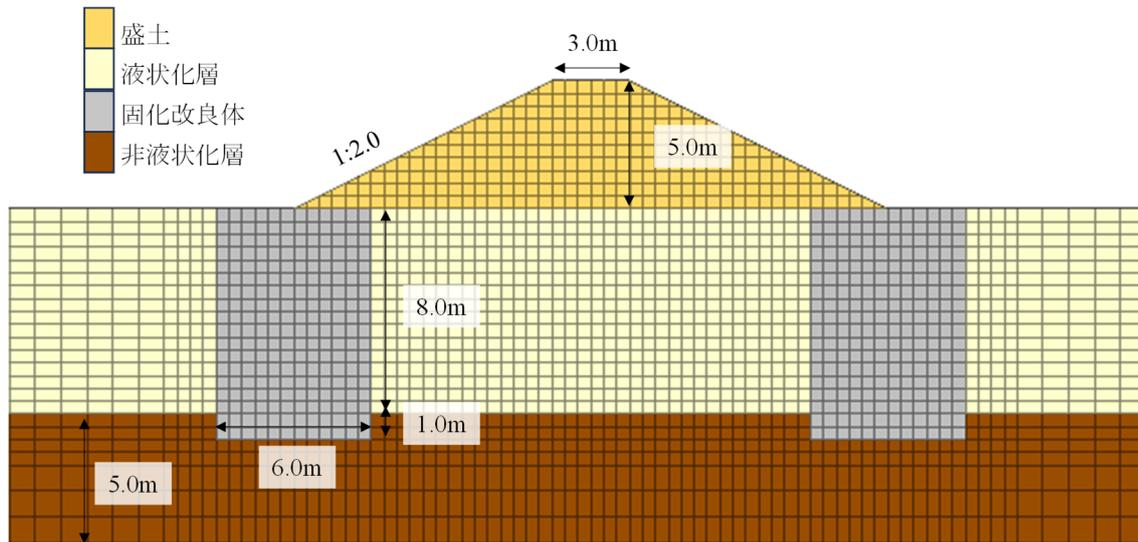


図 5.3.4 に解析モデルを、表 5.3.1 に地盤構成および解析に用いた物性値を示す。解析モデルは文献14)を参照し、盛土高さ 5.0 m、天端幅 3.0 m、法面勾配 1:2.0 とした。紙面の都合上盛土近傍のみ表示しているが、自由地盤幅は盛土底部の幅 23.0 m の約 5 倍設け、側面境界は鉛直ローラー、底面境界は完全固定とした。各物性値は文献15)に基づき設定し、砂質土層（液状化層）は細粒分含有率  $F_c$  が 10%未満、 $N$  値が 7 程度を想定して文献16)に基づき液状化強度比  $R_L = 0.25$  とした。地下水位は G.L.±0.0 m、地表面における水平震度  $k_{hg0} = 0.40$ （レベル 2-1 地震動）とし、地震時せん断応力比  $L$  は式(5.1)にて算出した。

$$L = k_{hg} \cdot \sigma_{z0} / \sigma'_{z0} \quad (5.1)$$

$\sigma_{z0}$  : 鉛直方向の全応力,  $\sigma'_{z0}$  : 鉛直方向の有効応力

$$z \geq 0 \quad k_{hg} = k_{hg0} \quad (5.2)$$

$$z < 0 \quad k_{hg} = k_{hg0}(1.0 - 0.015z) \quad (5.3)$$

液状化層の構成則は、初期自重解析では Mohr-Coulomb モデル、流動変形解析では ALID モデル、水圧消散解析では線形弾性モデルとした。盛土および非液状化層の構成則は、全ての解析において Mohr-Coulomb モデルおよび線形弾性モデルとした。

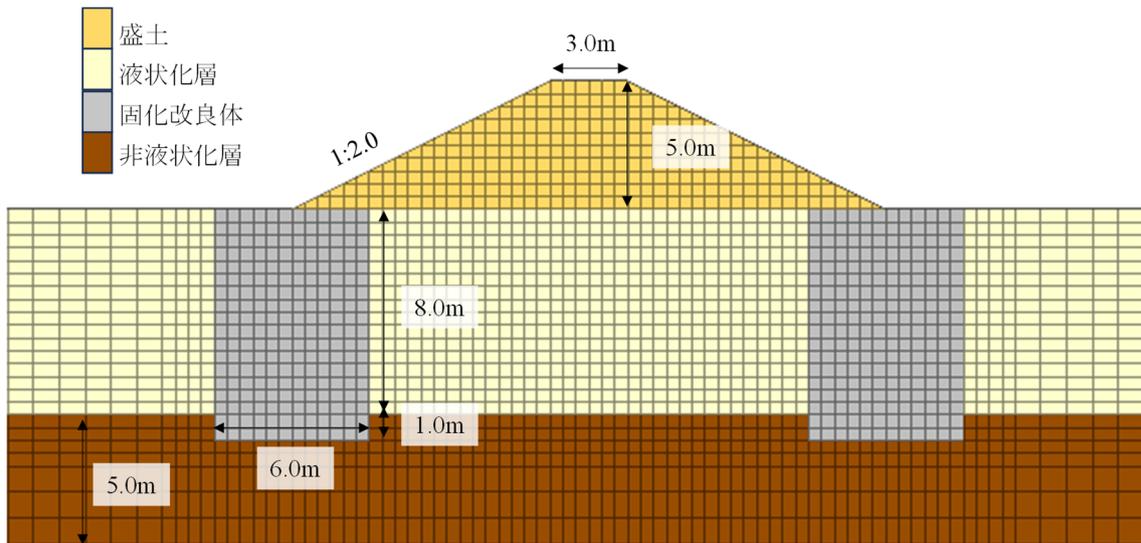


図 5.3.4 解析モデル

表 5.3.1 地盤構成および物性値

モデル	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 $D_r$ (%)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (度)	ポアソン比 $\nu$	初期せん 断剛性 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断 剛性 $G_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
盛土	2.0	95	5	43	0.333	$1.0 \times 10^5$	$2.4 \times 10^4$
液状化層	1.4	70	0	38	0.333	$5.0 \times 10^4$	$1.4 \times 10^4$
非液状化層	1.6	-	-	-	0.333	$1.1 \times 10^5$	$3.3 \times 10^4$

### 5.3.3 固化改良体モデル

本モデルでは、固結工法によるブロック状改良体（改良率 100%）を想定し、文献 15), 16) に基づき両法尻直下に幅 6.0 m, 長さ 9.0 m（うち根入れ深さ 1.0 m）の改良体を配した。本検討では、固化改良体の平均一軸圧縮強さ  $\bar{q}_u$  を 500, 750, 1,000, 1,250, 1,500, 1,750, 2,000 kN/m<sup>2</sup> の 7 水準, 変動係数  $COV$  を図 5.3.5 に示すように 0.2, 0.4, 0.6 の 3 水準設けることとした。

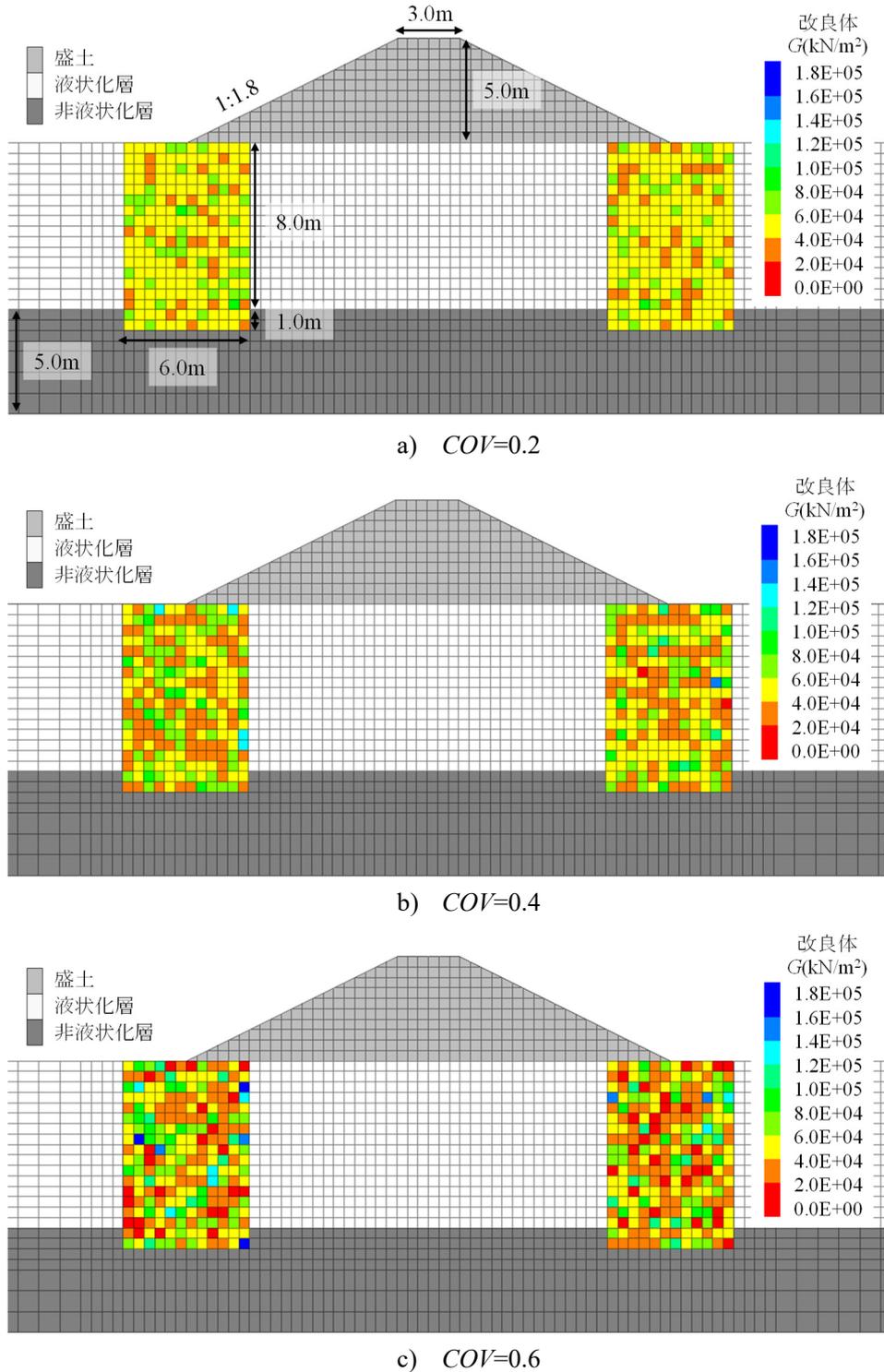


図 5.3.5 固化改良体の物性値にばらつきを与えた解析モデル

実態に則した固化改良地盤の空間的不均質性を再現するために、4章で開発した「原位置挿入型針貫入試験装置」にて取得した現場測定データのうち、深度方向の測定間隔が 20 mm と最も細かい 4.5.1 項「高圧噴射攪拌改良工法」の多点針貫入勾配  $N_p$  の分布を採用し、確率密度関数および自己相関距離を算出した。確率密度関数については、カイ二乗検定を行ったところ対数正規分布に適合する結果を得たことから、本解析における強度の確率密度関数に対数正規分布を採用することとした。具体的には、 $\bar{q}_u$  と  $COV$  から計算される対数平均値と対数変動係数を有する正規分布に従う乱数を生じさせることで一軸圧縮強さ  $q_u$  を計算した。空間的な自己相関性を考慮するための自己相関係数について、図 5.3.6 に鉛直方向の間隔と自己相関係数を整理した結果を、図 5.3.7 に自己相関距離の頻度分布を示す。これらの図より固化改良体の  $N_p$  の自己相関距離は 0.2 m であったことから、本解析では自己相関距離を鉛直・水平ともに 0.2 m とし、コレスキー分解を用いた mid-point 法<sup>17)</sup>により各要素の  $q_u$  を算出した。

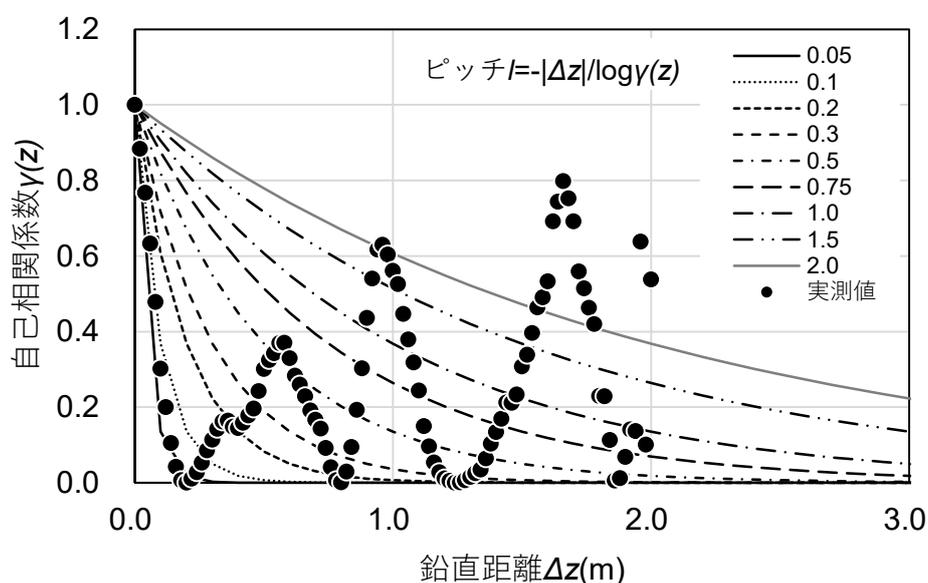
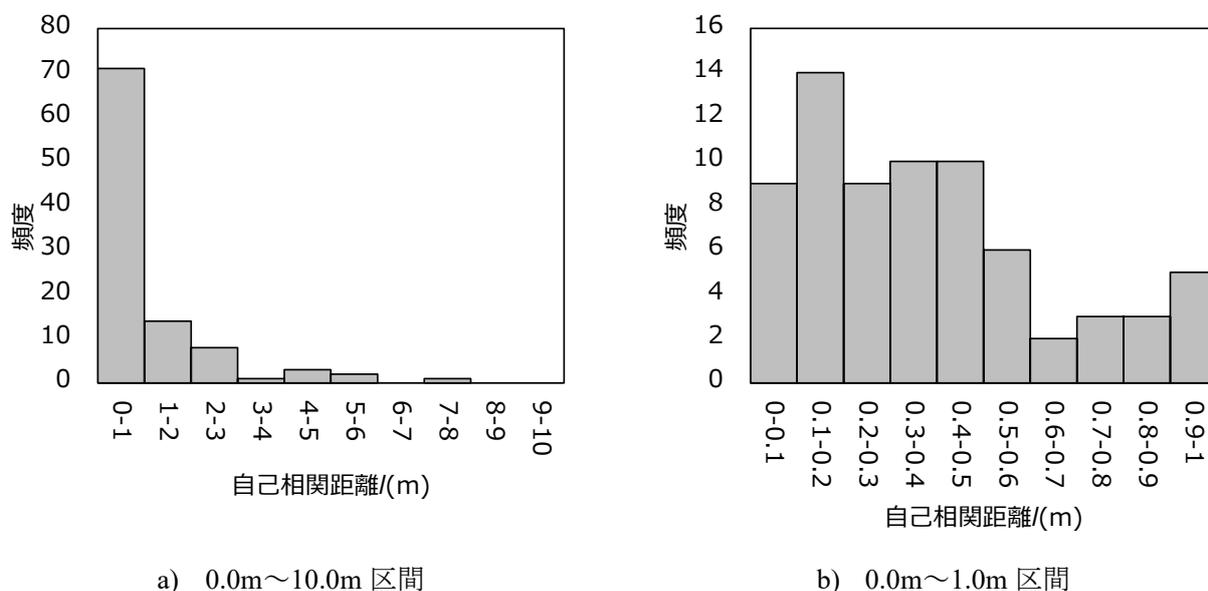


図 5.3.6 原位置挿入型針貫入試験による  $N_p$  の自己相関係数



a) 0.0m~10.0m 区間

b) 0.0m~1.0m 区間

図 5.3.7 自己相関距離の頻度分布

改良体の構成則は Mohr-Coulomb モデルとし、各要素の物性値は文献18), 19)に基づき下式で変換を行った。

$$\text{粘着力 } c = q_u/2 \quad (5.4)$$

$$\text{引張力 } c = q_u/10 \quad (5.5)$$

$$\text{変形係数 } E = 108.95q_u + 85.388 \quad (5.6)$$

$$\text{せん断剛性 } G = E/2(1 + \nu) \quad (5.7)$$

なお、 $\rho_t = 1.9 \text{ g/cm}^3$ ,  $\nu = 0.35$  とした。

今回の解析では、表 5.3.2 に示すように各 $\bar{q}_u$ および  $COV$  の条件に対してそれぞれ 20 パターンの空間的な不均質性を発現させ、計 420 ケースの変形解析を実施した。また、各 $\bar{q}_u$ においてばらつきを考慮しないモデル ( $COV = 0.0$ ) についても別途変形解析を行った。なお、表には参考までに、各ケースの代表例における  $q_u$  の最大値と最小値も示す。

表 5.3.2 各 $\bar{q}_u$ および  $COV$  の条件

平均一軸圧縮強さ $\bar{q}_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	変動係数 $COV$	解析ケース数	最大 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	最小 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	平均一軸圧縮強さ $\bar{q}_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	変動係数 $COV$	解析ケース数	最大 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	最小 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
500	0.0	1	500	500	1,500	0.0	1	1,500	1,500
	0.2	20	896	242		0.2	20	2,474	781
	0.4	20	1,513	114		0.4	20	3,856	362
	0.6	20	2,371	51		0.6	20	7,377	156
750	0.0	1	750	750	1,750	0.0	1	1,750	1,750
	0.2	20	1,370	375		0.2	20	2,886	911
	0.4	20	2,129	238		0.4	20	4,499	422
	0.6	20	3,474	149		0.6	20	7,938	307
1,000	0.0	1	1,000	1,000	2,000	0.0	1	2,000	2,000
	0.2	20	1,935	544		0.2	20	3,870	1,088
	0.4	20	3,122	237		0.4	20	5,142	483
	0.6	20	4,536	175		0.6	20	9,482	203
1,250	0.0	1	1,250	1,250					
	0.2	20	2,062	651					
	0.4	20	3,253	305					
	0.6	20	5,901	253					

## 5.4 性能評価解析結果

本節では、各ケースの変形図および塑性破壊の結果を整理し、塑性破壊率や変形量とばらつきの関係から空間的不均質性を考慮した性能評価の有用性を検証する。

### 5.4.1 変形および塑性破壊

図 5.4.1 に  $F_L$  分布図を示す。盛土直下地盤では  $F_L = 0.34 \sim 0.60$  の範囲に分布し、深度が深いほど、また同一深度では上載圧が小さいほど  $F_L$  が小さい傾向を示した。

図 5.4.2 に各平均一軸圧縮強さ  $\bar{q}_u$  および変動係数  $COV$  における盛土天端沈下量の平均値  $\mu_s$  と解析回数  $n$  の関係を示す。 $\mu_s$  は以下の式(5.8)で算出しており、 $s_i$  は解析回数  $i$  回目の天端沈下量である。

$$\text{盛土天端沈下量の平均値 } \mu_s = \sum_{i=1}^n s_i/n \quad (5.8)$$

図より、いずれの条件も 20 回計算で  $\mu_s$  が一定値に収束していることがわかる。なお、全条件のうち  $\bar{q}_u = 1,250 \text{ kN/m}^2$ 、変動係数  $COV = 0.6$  の条件が各解析における  $\mu_s$  のばらつきが最も大きかったため、別途 100 回計算して  $\mu_s$  の収束状況を確認したところ 20 回計算で一定値に収束していたことから、本研究では解析回数 20 回で十分な統計値が得られると判断した(図 5.4.2 中の h)。

図 5.4.3～図 5.4.9 に各平均一軸圧縮強さ  $\bar{q}_u$  および変動係数  $COV$  における変形図(変形倍率 1 倍)および改良体の塑性破壊図を示す。これらの図より、 $\bar{q}_u$  が増加するにつれて変形が小さく、塑性破壊の要素数が低減する結果となった。また、いずれの  $\bar{q}_u$  においても  $COV$  が大きいほど液状化地盤の水平変位量や盛土天端沈下量が大きく、塑性破壊の要素数も増大する傾向を示した。本研究における液状化対策工モデルでは、液状化地盤の側方流動の影響により改良体の根入れ付近で曲げモーメントによる引張破壊が発生している。改良体強度の  $COV$  が大きいほど引張破壊の発生が下部から上部に広がっており、これに伴って側方流動に対する抵抗力が低減したことが、液状化地盤の水平変位量および盛土天端沈下量の増大につながったと考えられる。

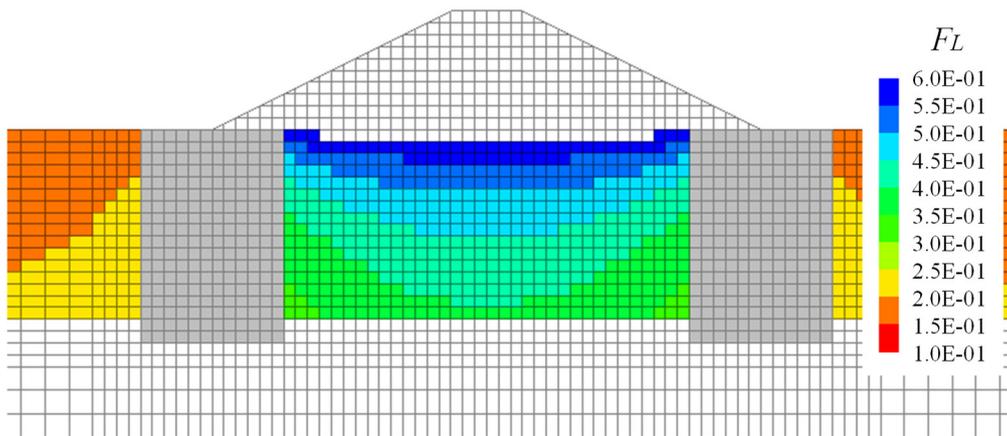
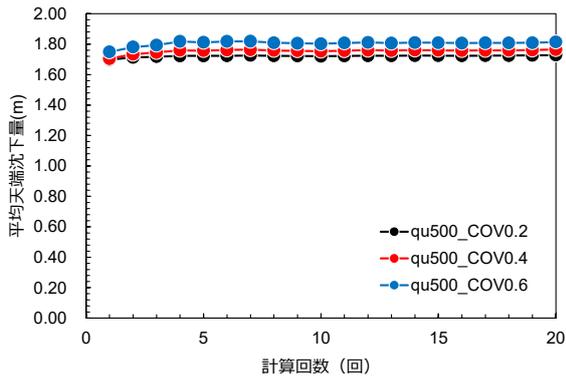
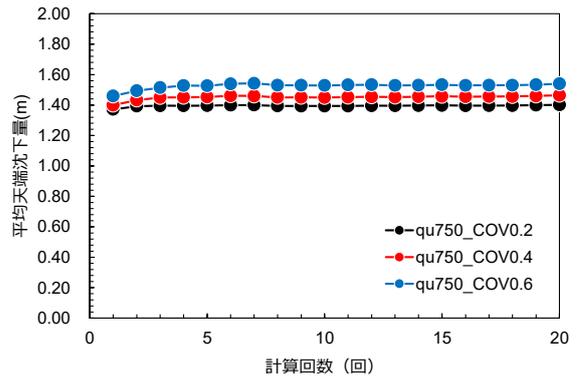


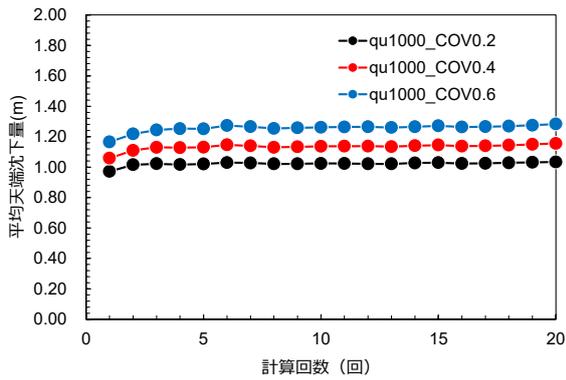
図 5.4.1  $F_L$  分布図



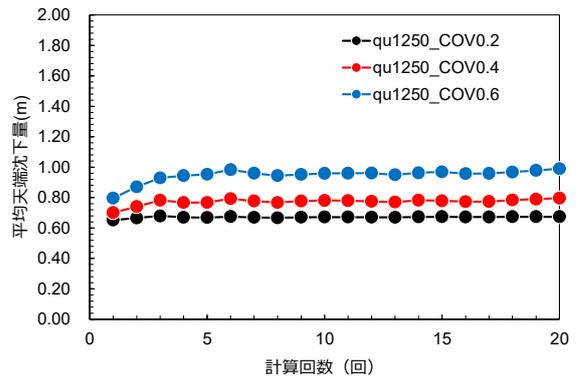
a)  $\bar{q}_u=500 \text{ kN/m}^2$



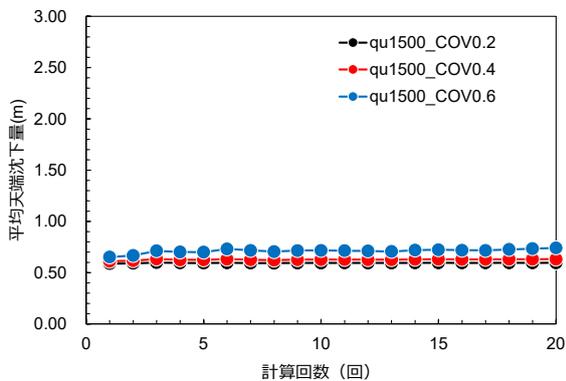
b)  $\bar{q}_u=750 \text{ N/m}^2$



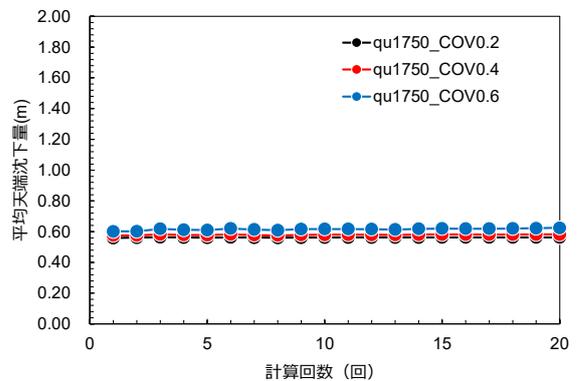
c)  $\bar{q}_u=1,000 \text{ kN/m}^2$



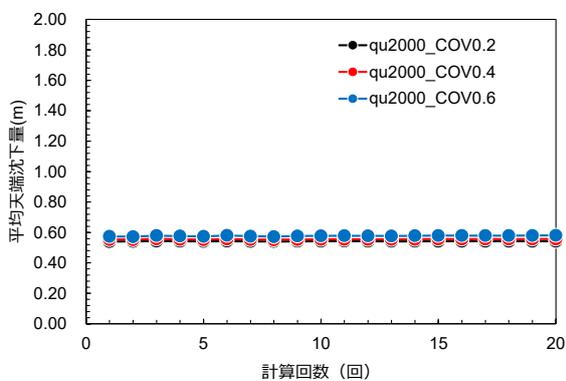
d)  $\bar{q}_u=1,250 \text{ kN/m}^2$



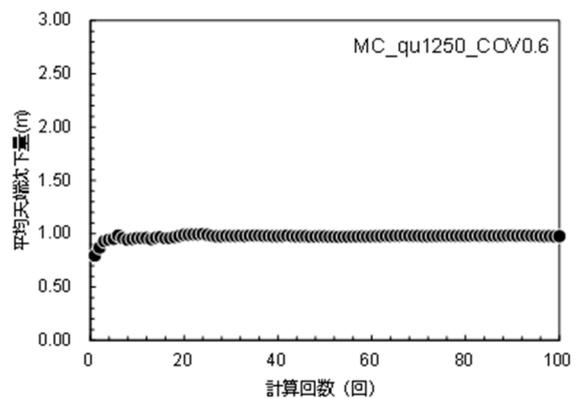
e)  $\bar{q}_u=1,500 \text{ kN/m}^2$



f)  $\bar{q}_u=1,750 \text{ kN/m}^2$

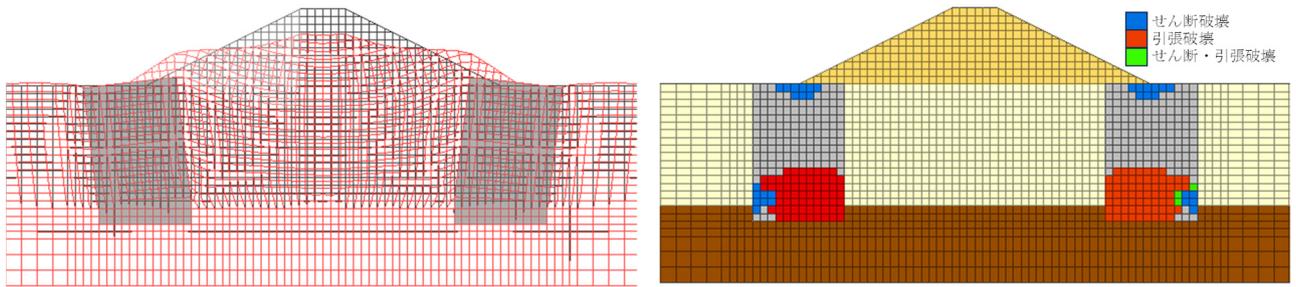


g)  $\bar{q}_u=2,000 \text{ kN/m}^2$

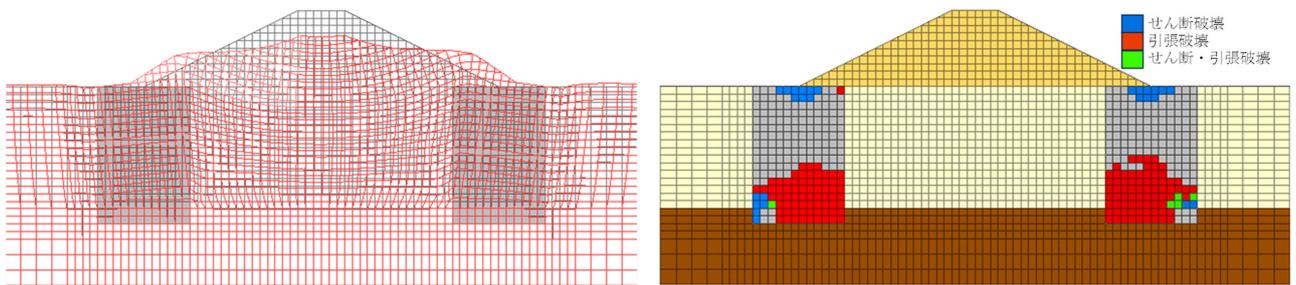


h)  $\bar{q}_u=1,250 \text{ kN/m}^2, COV=0.6$

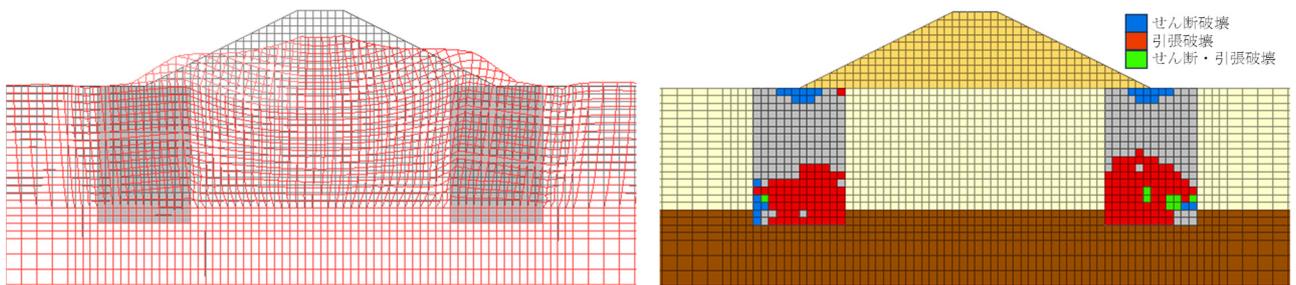
図 5.4.2 盛土の平均天端沈下量と解析回数の関係



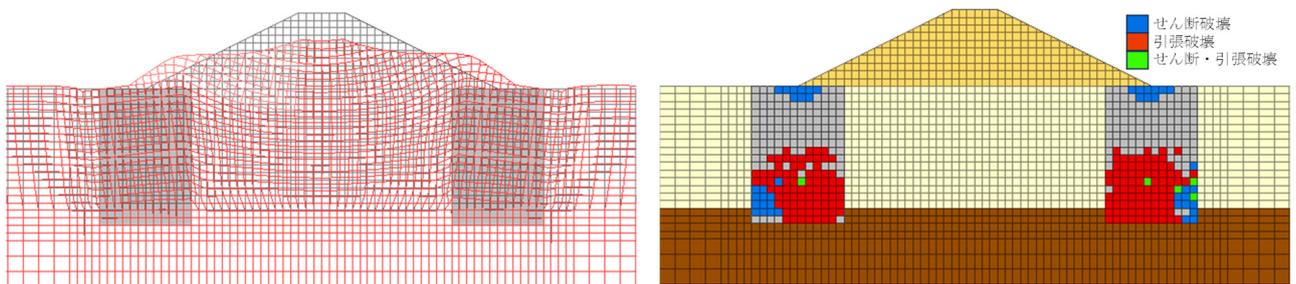
a)  $COV=0.0$



b)  $COV=0.2$

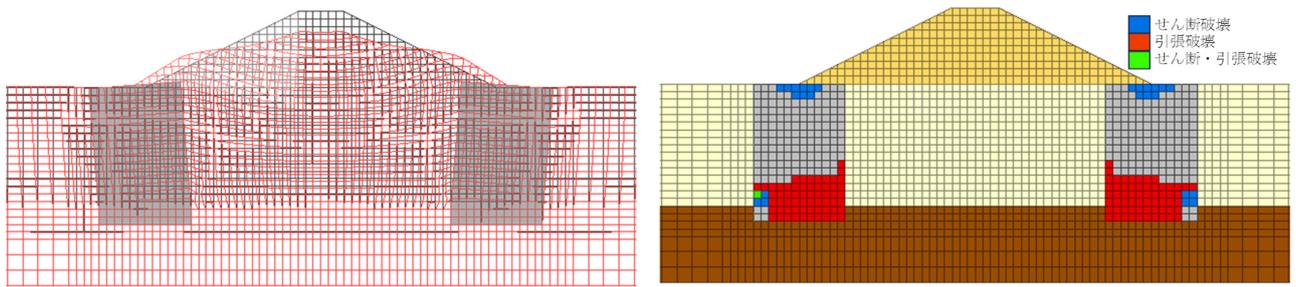


c)  $COV=0.4$

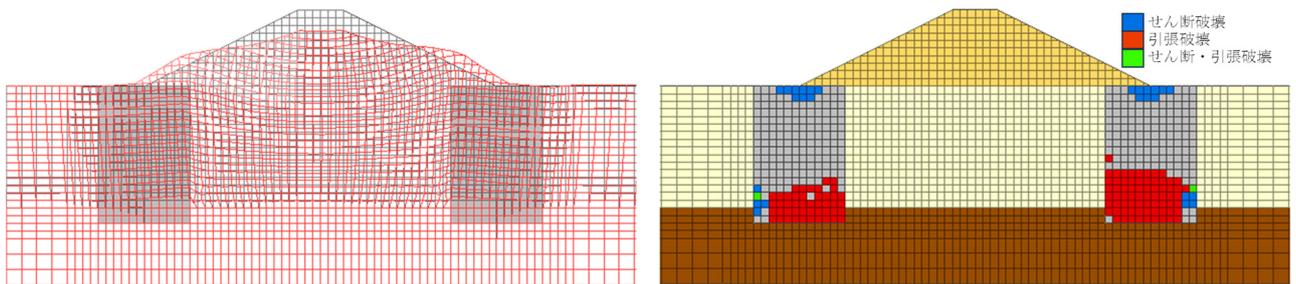


d)  $COV=0.6$

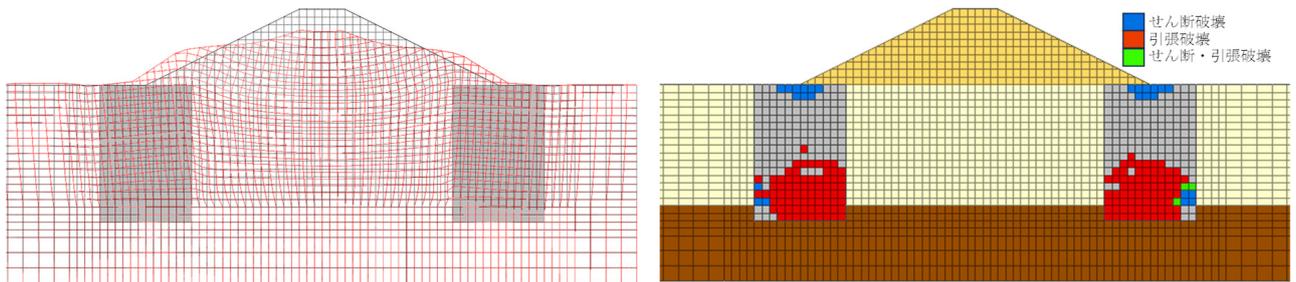
図 5.4.3 変形図（左）と塑性破壊図（右）の例 ( $\bar{q}_u=500 \text{ kN/m}^2$ )



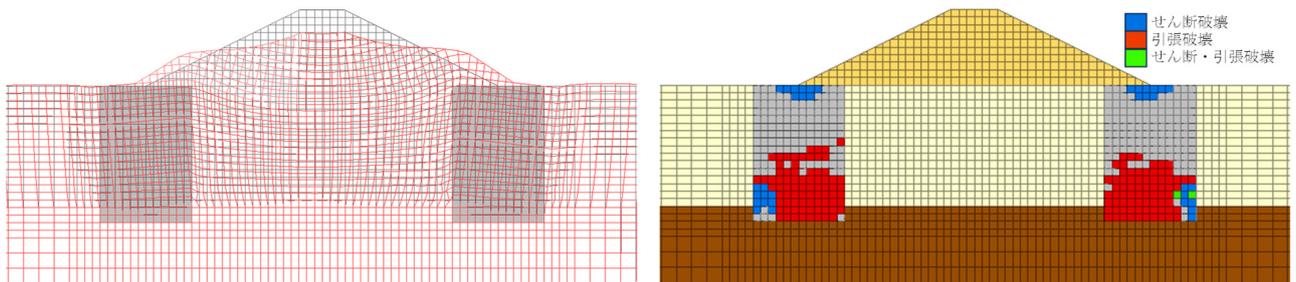
a)  $COV=0.0$



b)  $COV=0.2$

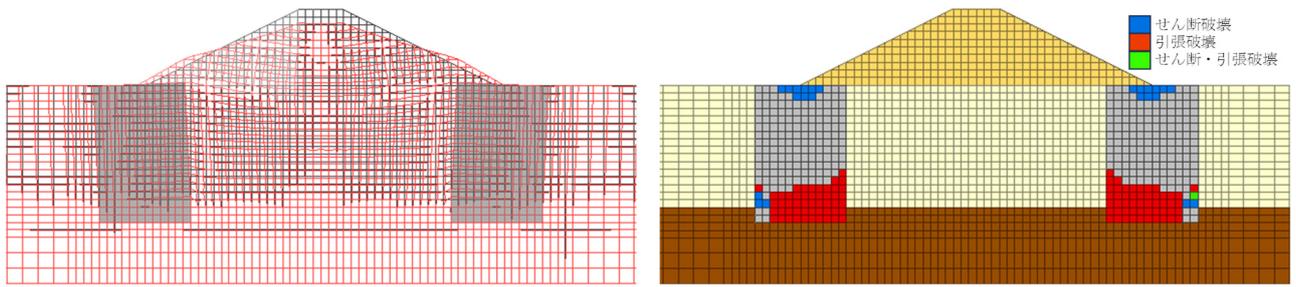


c)  $COV=0.4$

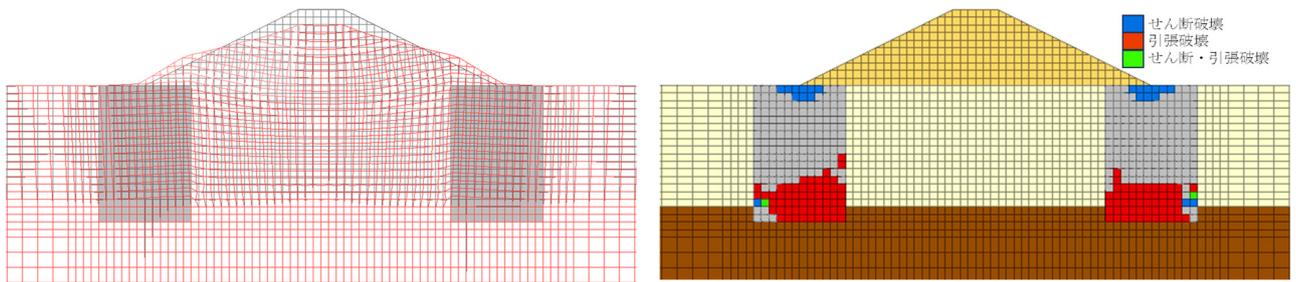


d)  $COV=0.6$

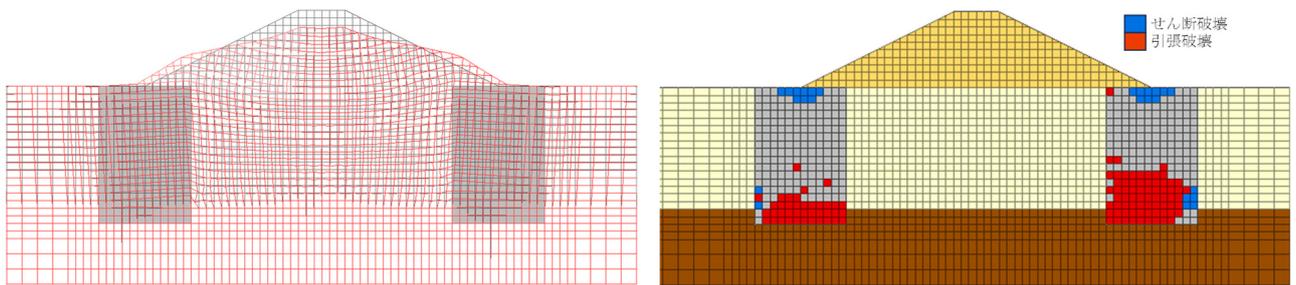
図 5.4.4 変形図（左）と塑性破壊図（右）の例 ( $\bar{q}_u=750 \text{ kN/m}^2$ )



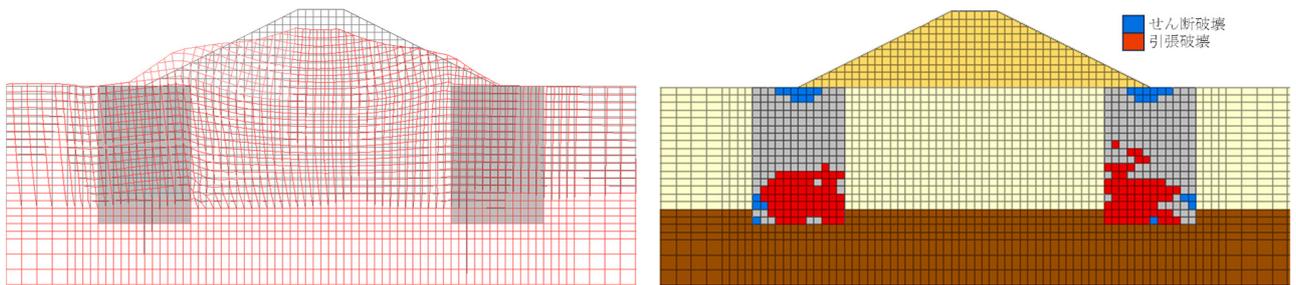
a)  $COV=0.0$



b)  $COV=0.2$

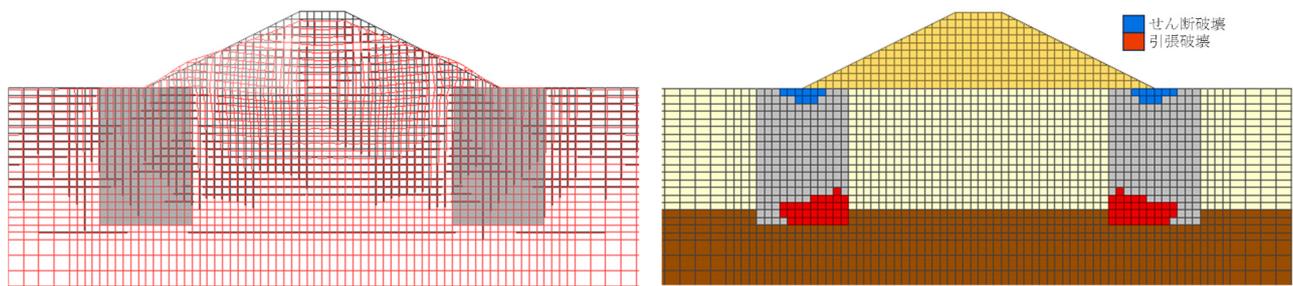


c)  $COV=0.4$

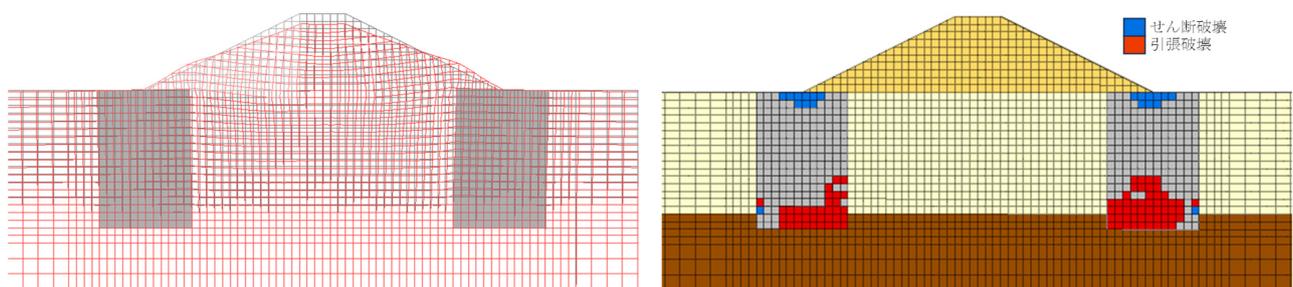


d)  $COV=0.6$

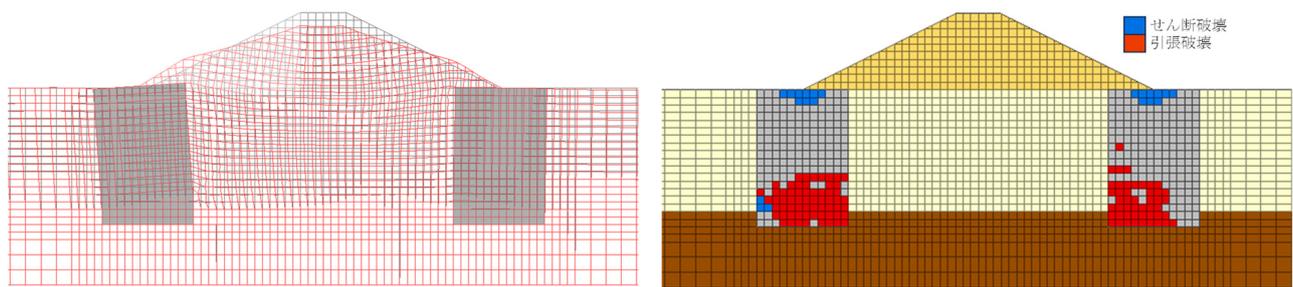
図 5.4.5 変形図 (左) と塑性破壊図 (右) の例 ( $\bar{q}_u=1,000 \text{ kN/m}^2$ )



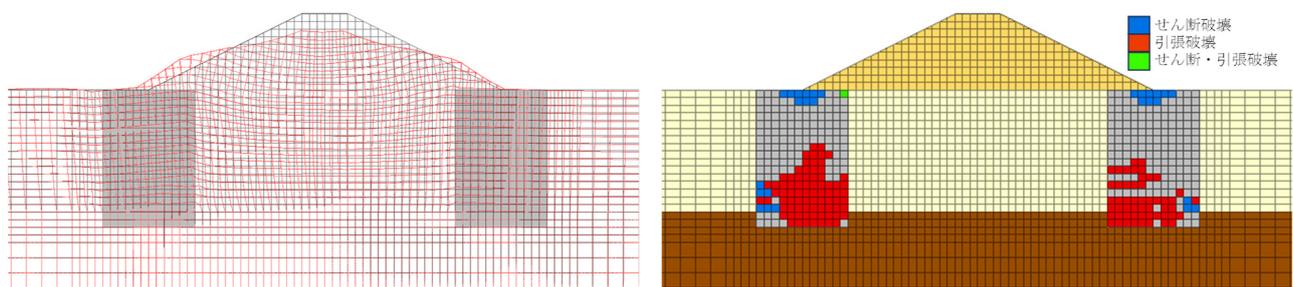
a)  $COV=0.0$



b)  $COV=0.2$

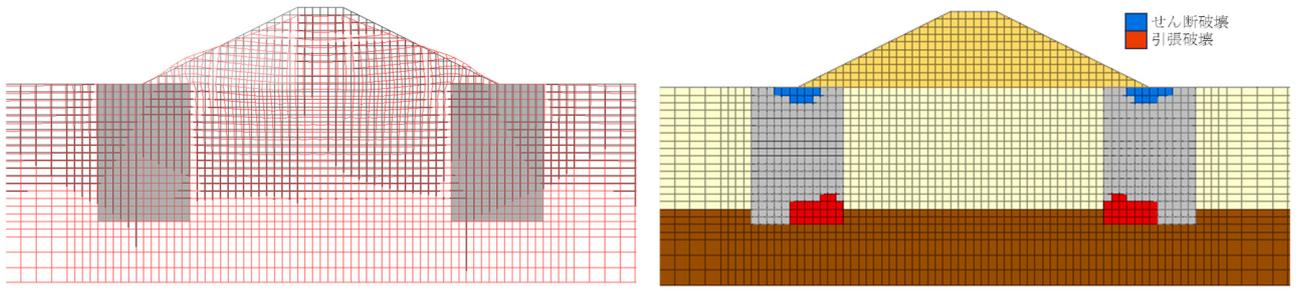


c)  $COV=0.4$

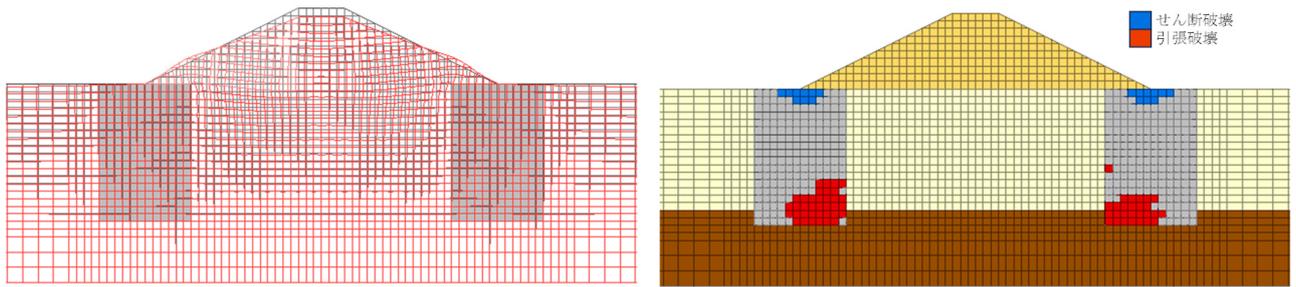


d)  $COV=0.6$

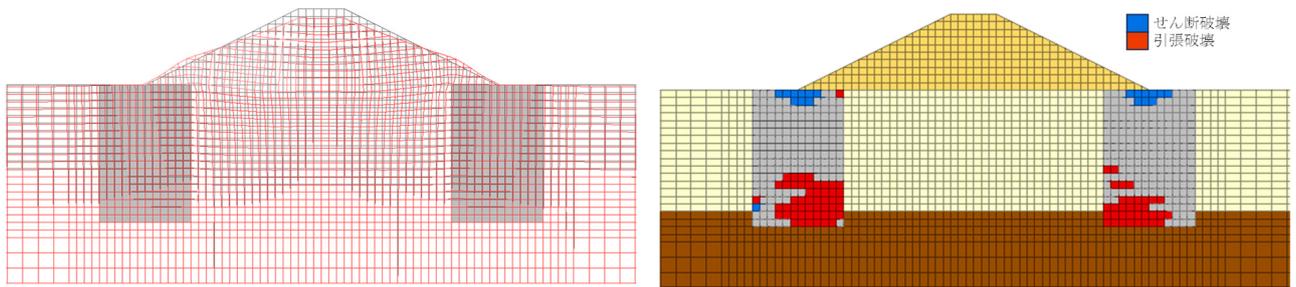
図 5.4.6 変形図（左）と塑性破壊図（右）の例 ( $\bar{q}_u=1,250 \text{ kN/m}^2$ )



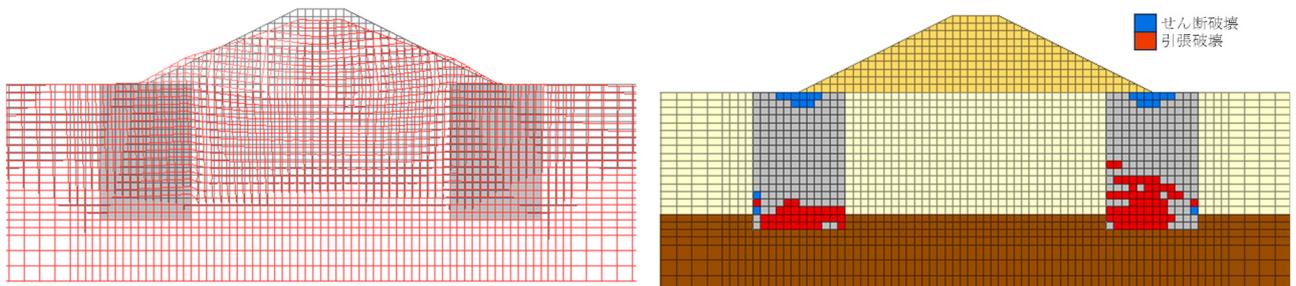
a)  $COV=0.0$



b)  $COV=0.2$

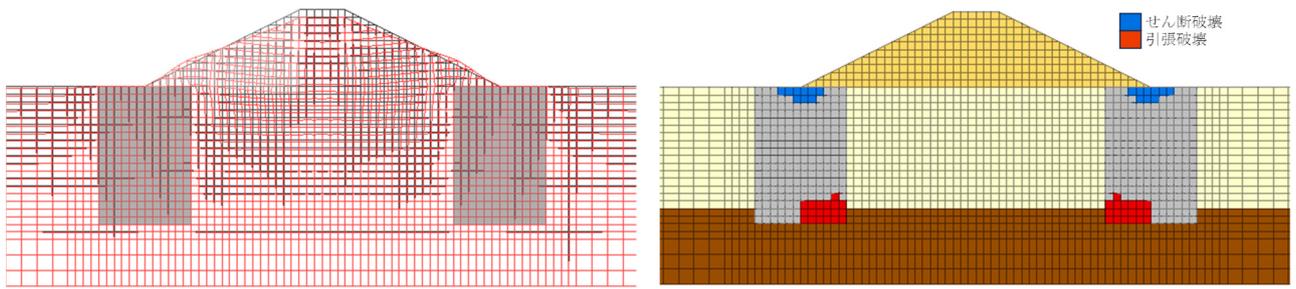


c)  $COV=0.4$

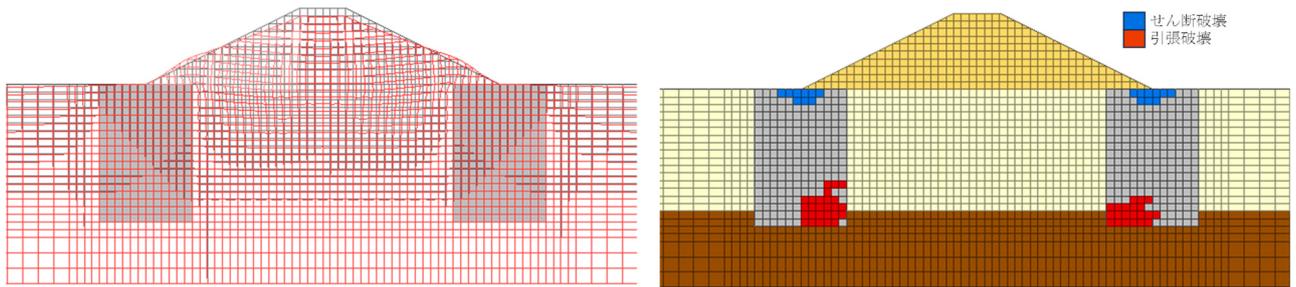


d)  $COV=0.6$

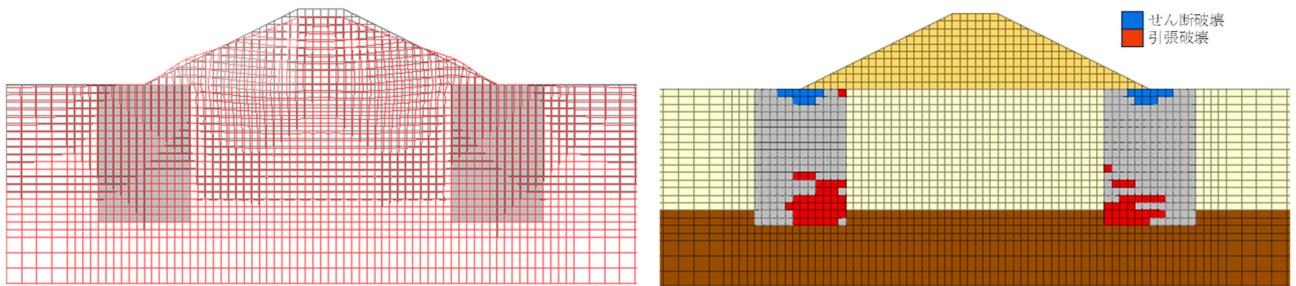
図 5.4.7 変形図（左）と塑性破壊図（右）の例 ( $\bar{q}_u=1,500 \text{ kN/m}^2$ )



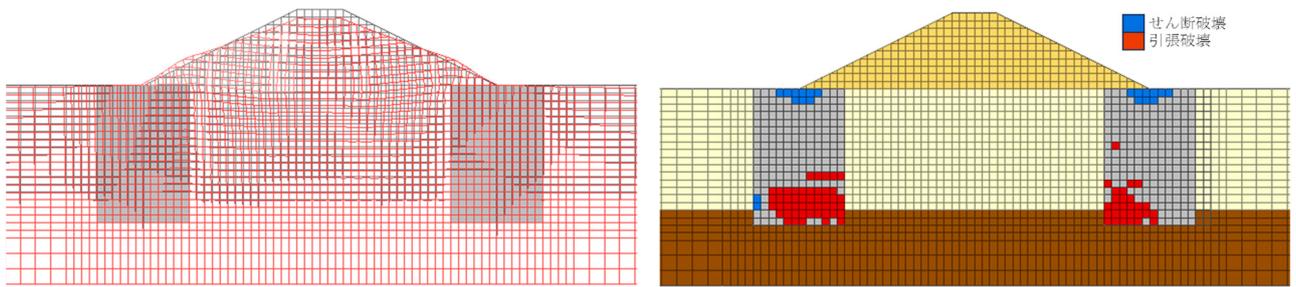
a)  $COV=0.0$



b)  $COV=0.2$

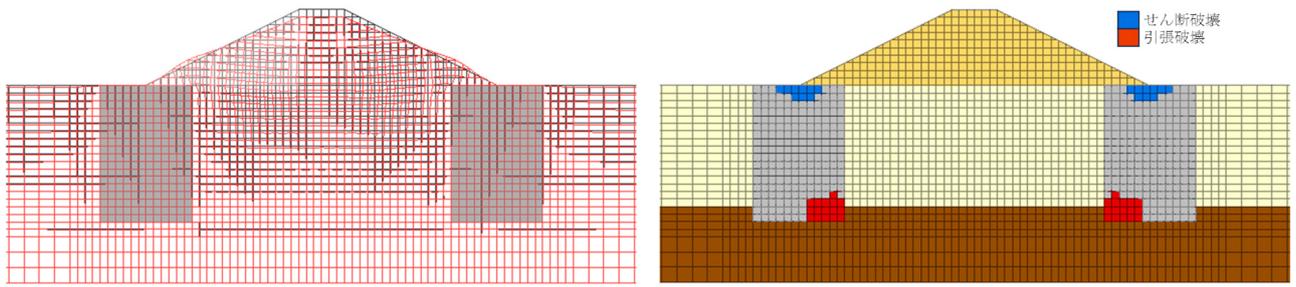


c)  $COV=0.4$

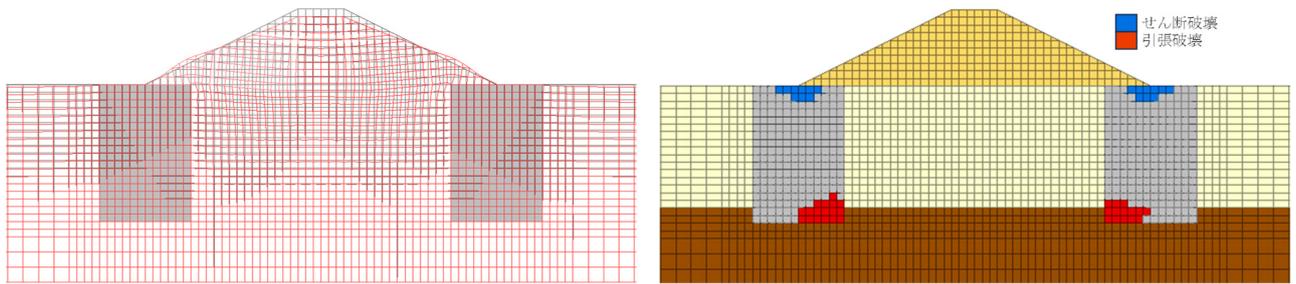


d)  $COV=0.6$

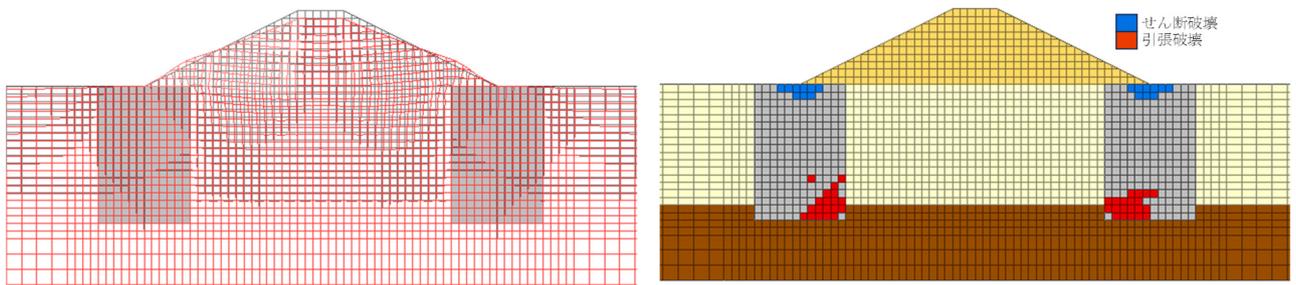
図 5.4.8 変形図 (左) と塑性破壊図 (右) の例 ( $\bar{q}_u=1,750 \text{ kN/m}^2$ )



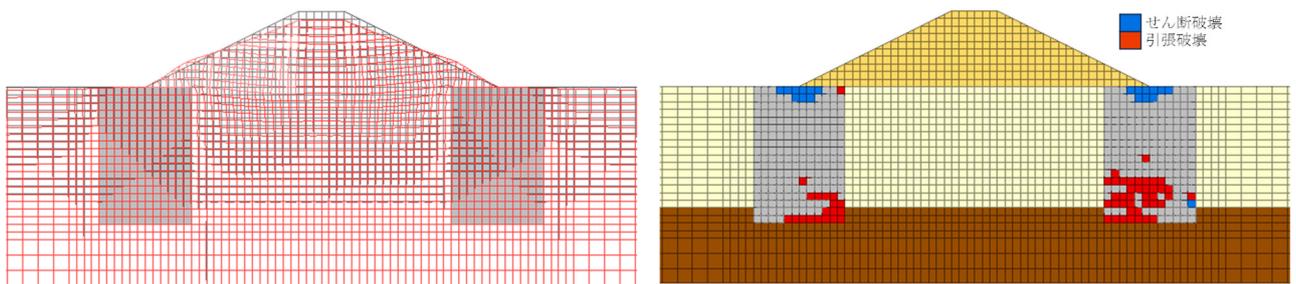
a)  $COV=0.0$



b)  $COV=0.2$



c)  $COV=0.4$



d)  $COV=0.6$

図 5.4.9 変形図 (左) と塑性破壊図 (右) の例 ( $\bar{q}_u=2,000 \text{ kN/m}^2$ )

### 5.4.2 改良体の塑性破壊率

平均一軸圧縮強さ $\bar{q}_u$ および変動係数 $COV$ に応じて改良体の塑性破壊がどのように変化するかを確認するために、以下の指標を算出することとした。ただし、塑性破壊要素数はせん断破壊および引張破壊の両要素を含む。

$$(\text{塑性破壊率}) = (\text{改良体の塑性破壊要素数}) / (\text{改良体の全要素数}) \quad (5.9)$$

図 5.4.10 に塑性破壊率と各 $\bar{q}_u$ および $COV$ の関係を示す。ここで、塑性破壊率は、各条件の 20 回計算結果を基に信頼性上限値 95 %の値を示す。図 5.4.10 より、 $\bar{q}_u$ が小さいほど塑性破壊率は増大し、同一の $\bar{q}_u$ においては $COV$ が大きいほど塑性破壊率が増大する結果となった。図 5.4.11 より、 $\bar{q}_u = 500 \text{ kN/m}^2$ において塑性破壊の増加率が最大でも 1.2 程度と $COV$ に応じた変化が最も緩やかで、 $\bar{q}_u$ の増加とともにその変化が大きくなり $\bar{q}_u = 1,250, 1,500 \text{ kN/m}^2$ ではその値が約 1.8 程度とピーク値を示し、それ以上の $\bar{q}_u$ では $COV$ に応じた変化がまた緩やかになり、改良体強度のばらつきに応じた塑性破壊の進展度は一律の傾向ではなかった。例えば図 5.4.10 において黒丸囲いで示すように、 $\bar{q}_u = 1,500 \text{ kN/m}^2$ の $COV = 0.20$ 、 $\bar{q}_u = 1,750 \text{ kN/m}^2$ の $COV = 0.40$ 、 $\bar{q}_u = 2,000 \text{ kN/m}^2$ の $COV = 0.60$ は塑性破壊率が同程度であるが、これらの条件について図 5.4.11 をみると、 $\bar{q}_u$ および $COV$ が大きいほど塑性破壊増加率も大きい。これらの傾向から、たとえ $\bar{q}_u$ が大きくても強度のばらつきが大きいほど破壊が進展し、 $\bar{q}_u$ を多少小さくしても強度のばらつきを小さくすることで破壊領域を抑制できる可能性が示唆された。

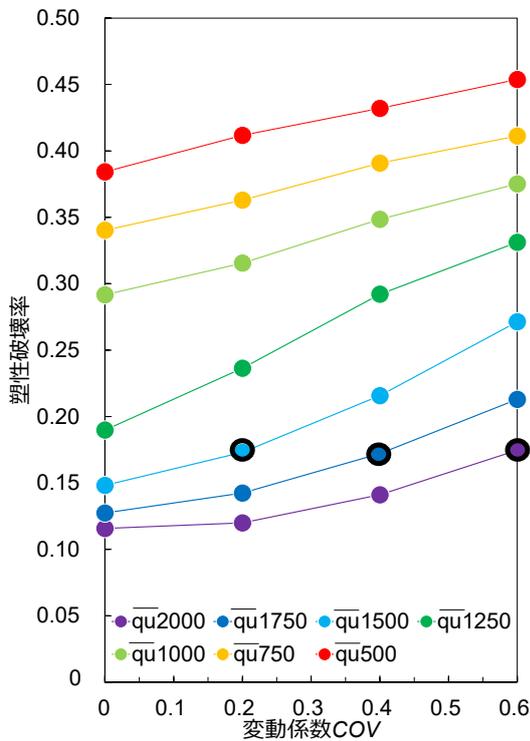


図 5.4.10 塑性破壊率の推移

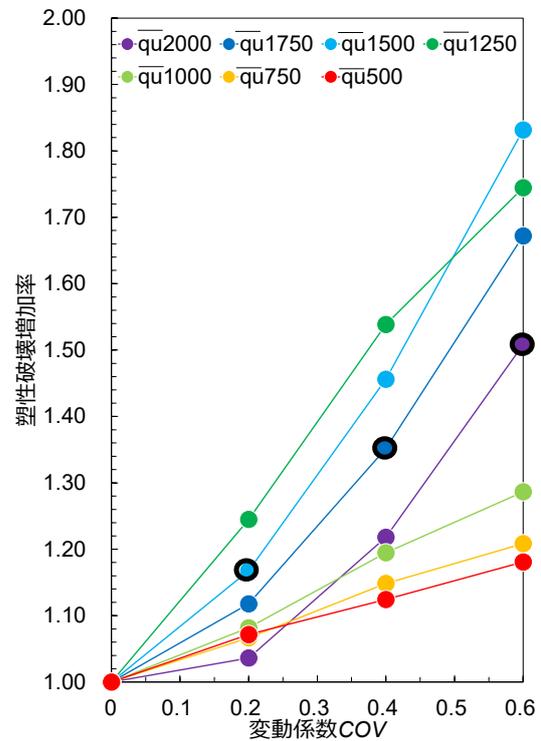


図 5.4.11 塑性破壊増加率の推移

### 5.4.3 変形量と改良体強度のばらつきとの関係

図 5.4.14 に盛土の天端沈下量と各平均一軸圧縮強さ  $\bar{q}_u$  および変動係数  $COV$  の関係を示す。ここで、天端沈下量についても各条件の 20 回計算結果を基に信頼性上限値 95% の値を示す。いずれの強度においても  $COV$  の増加とともに天端沈下量も増加する傾向にあるが、その増加率が特に大きいのは 1,000~1,500  $\text{kN/m}^2$  の範囲であり、例えば  $\bar{q}_u = 1,000 \text{ kN/m}^2$  の  $COV = 0.20$  と  $\bar{q}_u = 1,250 \text{ kN/m}^2$  の  $COV = 0.60$  では天端沈下量が同程度となった。

このような傾向に基づき、盛土高さ 5.0m の 15~30% に相当する 0.75~1.50m を許容沈下量と設定し、各  $\bar{q}_u$  を図 5.4.13 のように線形補間して同一の沈下量における  $COV$  と  $\bar{q}_u$  の組み合わせを抽出して、図 5.4.14 のように  $COV$  と  $\bar{q}_u$  の関係に整理した。

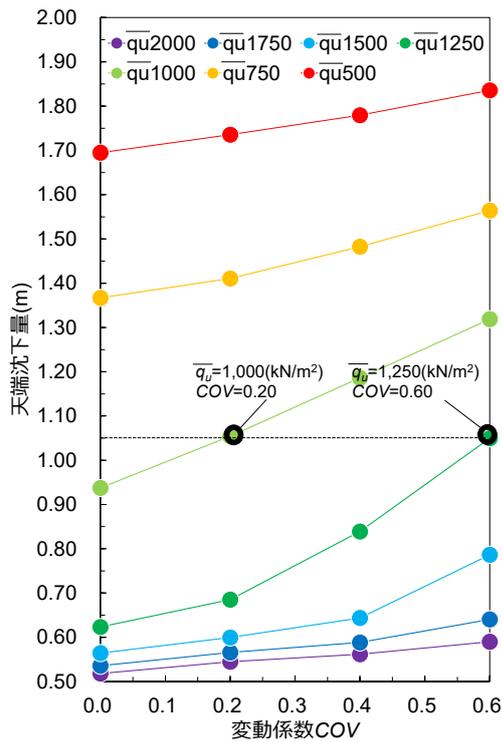


図 5.4.12 天端沈下量の 95%信頼性上限値と変動係数の関係

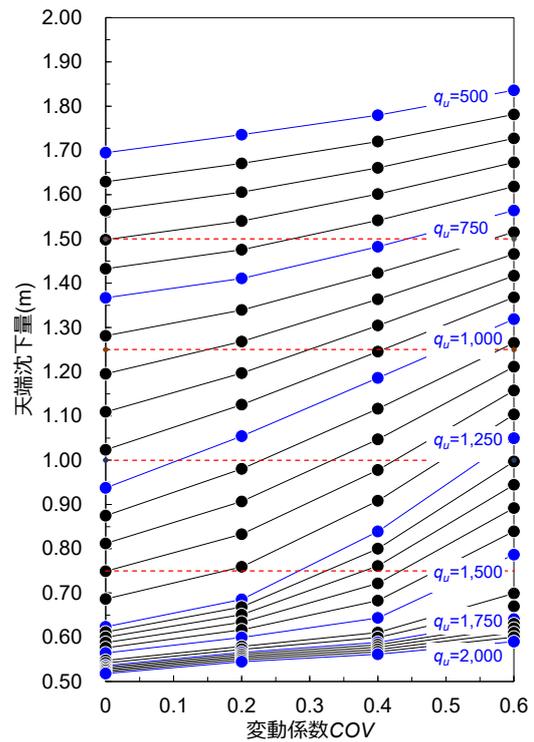


図 5.4.13 平均一軸圧縮強さの線形補間

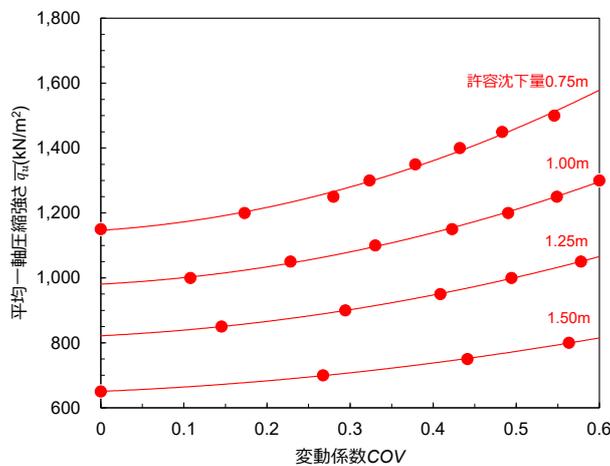


図 5.4.14 変動係数と平均一軸圧縮強さの関係

既往の室内配合試験結果<sup>20)</sup>を参考に、固化材量  $C$  と室内配合試験強度  $\bar{q}_{ul}$  の関係式(5.10)および(5.11)を求め、各  $\bar{q}_u$  に相当する固化材量  $C$  を算出した。なお、本検討では現場強度  $\bar{q}_u$  と室内配合試験強度  $\bar{q}_{ul}$  の比である  $\lambda=0.5$  を採用した。

$$\bar{q}_{ul} = 18.353 * C - 878.36 \quad (500 \leq \bar{q}_{ul} < 1,500) \quad (5.10)$$

$$\bar{q}_{ul} = 7.5822 * C + 517.41 \quad (1,500 \leq \bar{q}_{ul} \leq 1,800) \quad (5.11)$$

その結果、図 5.4.15 に示すように  $COV = 0.60$  に対して攪拌効率や施工性の改善等で高品質な改良体 ( $COV = 0.20$  を想定) を造成できれば、固化材量  $C$  を最大 27%低減できる可能性が示された。また、図 5.4.16 に示すように、笠間ら<sup>21)</sup>が地盤改良工の実績に基づき算定した  $COV$  と  $\bar{q}_u$  の関係式(5.12)の関係と比較しても、固化材量  $C$  を最大 11%低減できる結果を得た。

$$(COV) = 0.51 * \exp(-0.0022 * \bar{q}_u) + 0.32 \quad (5.12)$$

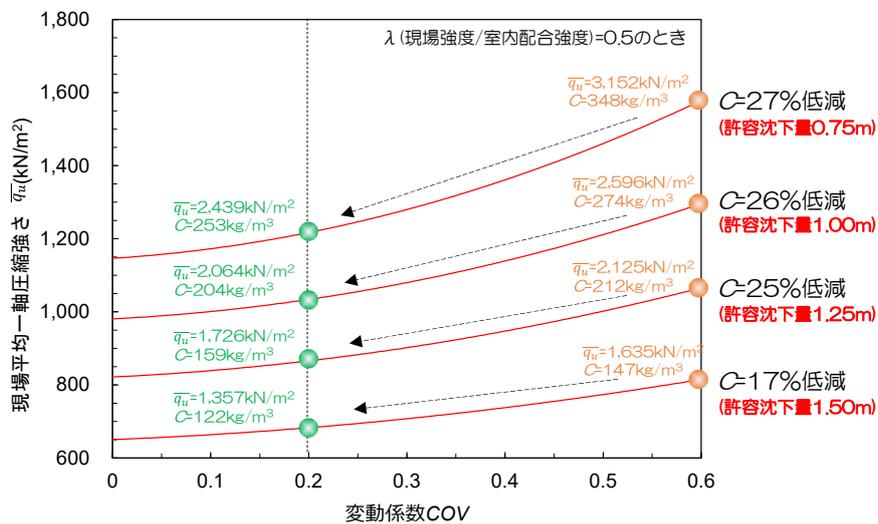


図 5.4.15  $COV=0.6$  から  $COV=0.2$  における固化材低減量

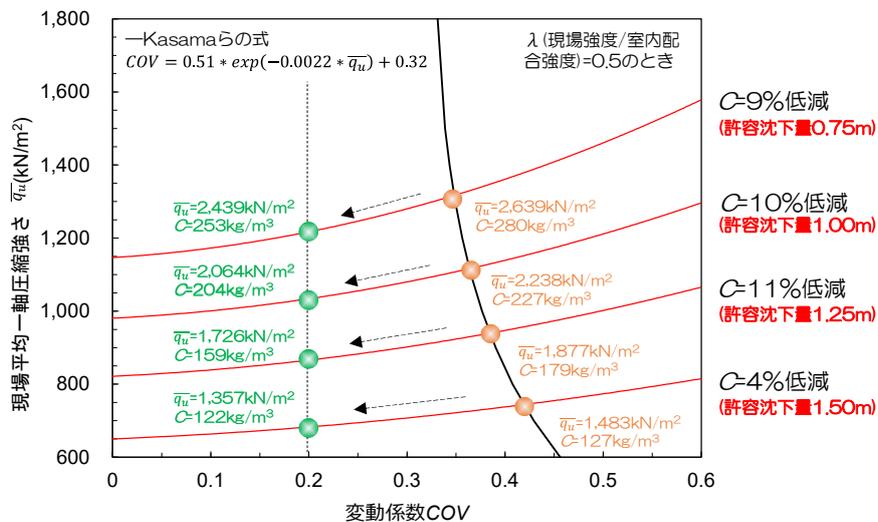


図 5.4.16 実績に基づく  $COV$  から  $COV=0.2$  における固化材低減量

これらの結果から、固化改良地盤の空間的ばらつきを考慮した性能評価を導入することで、現場コスト等を踏まえた最適な施工仕様の選定、さらに固化材の製造過程も含めた環境負荷低減、CO<sub>2</sub>排出量低減につながられる有効性が示唆された。

なお、本検討では固化改良体強度のばらつきの違いが塑性破壊増加率や変形量の違いにどのような影響を及ぼすかを確認することに主眼をおき、固化改良体を弾完全塑性モデルとして解析計算を行った。今後の展望としては固化改良体の応力-ひずみ関係に着目し、降伏後のひずみ軟化も考慮したモデルの検討を進めたいと考える。また、今回は図 5.4.16 において笠間らによる既往の知見を引用したが、今後原位挿入型針貫入試験装置の適用実績をさらに蓄積し、その実績データに基づく強度とばらつきの関係式を構築して施工仕様の最適化に繋げる所存である。

## 5.5 本章のまとめ

本章では、固化工法により盛土直下を液状化対策した地盤の液状化後の残留変形解析を実施し、固化改良体の空間的不均質性が与える影響について確率統計的な観点から性能評価を実施した。以下に取組みの内容と結果、および得られた知見をまとめる。

- ・ 地盤の不均質性を考慮した既往の研究を複数提示し、より実態に則した高精度な評価を行うことの有用性を示した。一方、固結工法による地盤改良工を対象とした実務の設計検討においては、改良体要素の物性にばらつきを与えた先行事例がないことを指摘した。そのうえで、本研究では固化改良体に空間的ばらつきを与えた変形解析を行い、固化改良体の不均質性を考慮した性能評価の有効性を検証する方針を定めた。
- ・ 本研究では、メモリ負荷や計算時間が少なく、かつ将来的な3次元モデルでの検討を見据えてALIDをベースとした3次元静的残留変形解析法を採用した。また、液状化による被災事例が多く、実験および解析的アプローチによる検討が多くなされている「河川堤防」を対象に、盛土直下地盤の液状化対策工をモデル化することとした。
- ・ 固化改良体は、平均一軸圧縮強さ $\bar{q}_u$ を500~2,000 kN/m<sup>2</sup>の7水準、変動係数COVを0.2~0.6の3水準、自己相関距離を4章で取得した現場測定データに基づき0.2 mと設定した。各 $\bar{q}_u$ およびCOVの条件に対してそれぞれ20パターンの空間的な不均質性を発現させ、計420ケースの変形解析を実施した。いずれの条件も20回計算で変形量が一定値に収束していることを確認し、解析回数20回で十分な統計値が得られると判断した。
- ・ 解析の結果、固化改良体の $\bar{q}_u$ が同一の場合、COVが大きいほど改良体の塑性破壊要素数も増大する傾向を示した。一方、COVの増加に応じた塑性破壊の増加率（各塑性破壊率を同一の $\bar{q}_u$ におけるCOV=0.0で正規化）は $\bar{q}_u$ ごとに一律の傾向を示さず、 $\bar{q}_u$ が大きくてもCOVが大きいほど破壊が進展し、 $\bar{q}_u$ を多少小さくしてもCOVを小さくすることで破壊領域の拡大を抑制できる可能性が示唆された。
- ・ いずれの $\bar{q}_u$ においても、変動係数COVの増加とともに液状化地盤の水平変位量および天端沈下量が増加する傾向を示した。条件によっては、改良体の $\bar{q}_u$ およびCOVが大きい条件と改良体の $\bar{q}_u$ およびCOVが小さい条件の天端沈下量が同程度となる結果も確認された。このような傾向に基づき、同一の沈下量における変動係数と平均一軸圧縮強さの組み合わせを抽出して関係性を整理した結果、攪拌効率や施工性の改善等で高品質な改良体を造成できれば固化材量を最大11%低減できる可能性が示され、現場コスト等を踏まえた最適な施工仕様の選定、さらに固化材の製造過程も含めた環境負荷低減やCO<sub>2</sub>排出量低減につなげられる有効性が示唆された。

## 参考文献

- 1) 宮田正史, 井合進, 一井康二: 液状化による不同沈下の予測手法の開発, 港湾空港技術研究所資料, No.908, pp.1-24, 1998.
- 2) 笠間清伸, 善功企, 陳光齊: 液状化対策した固化処理地盤の強度増加と不良率, 自然災害研究協議会西部地区部会報・論文集, No.32, pp.21-24, 2008.
- 3) 笠間清伸, 長山達哉, 濱口信彦, 杉村佳寿, 藤井照久, 金子智之, 善功企: 性能規定に基づく浸透固化処理地盤の支持力評価, 土木学会論文集 C, Vol.78, No.1, pp.45-59, 2022.
- 4) 並河努: 強度の確率分布がセメント改良柱の一軸圧縮強さに与える影響, 土木学会論文集 C, Vol.68, No.4, pp.695-706, 2012.
- 5) ALID 研究会: 2次元液状化流動解析プログラム ALID/Win マニュアル第四版, 2007.
- 6) 堀田洋之, 福武毅芳, 社本康広: 地盤液状化後の沈下量評価法と遠心模型実験による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp519-520, 2005.
- 7) 小林義和, 東畑郁生: 粘性流体モデルによる地盤の流体解析とその検証, 土木学会論文集, No.764, III-67, pp.25-36, 2004.
- 8) 小林真貴子, 宇野浩樹, 忠野祐介, 立石章: 地盤の液状化に伴う直接基礎の沈下・傾斜評価に対する3次元静的残留変形解析法の適用, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.1, pp.145-158, 2019.
- 9) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の地震時変形量の解析手法, JICE 資料第102001号, 2002.
- 10) 土木研究所: 河川堤防の液状化対策の手引き<設計計算例>, 2016.
- 11) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638, III-49, pp.71-89, 1999.
- 12) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2012.
- 13) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 14) 土木研究所: 法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 土木研究所資料第3688号, 2000.
- 15) 森洋, 児玉好史: レベル2地震動対応での高規格堤防の耐震性能規定について, リバーフロント研究所報告, 第18号, p.183-189, 2007.
- 16) 土木研究所: 河川堤防の液状化対策の手引き, 土木研究所資料第4332号, p.1-175, 2016.
- 17) Matthies, H. G., Brenner, C. E., Bucher, C. G. and Guedes Soares, C.: Uncertainties in probabilistic numerical analysis of structures and solids - Stochastic finite elements, *Structural Safety*, Vol. 19(3), pp. 283-336, 1997.
- 18) 塩澤俊彦, 中谷内信一, 酒井洋一, 斉藤聰, 木下佳人: セメント系改良材により改良された砂地盤の土質性状, 第28回土質工学研究発表会, pp.2559-2562, 1993.
- 19) 吉田宗且: 変形係数を用いたセメント改良体の強度管理について, 全地連「技術e-フォーラム2004」, 2004.
- 20) 一般社団法人セメント協会: セメント系固化材による地盤改良マニュアル, p.52, 2021.
- 21) Kasama, K., Whittle, A. and Zen, K.: Effect of spatial variability on the bearing capacity of cement-treated ground, *Soil and Foundations*, Vol.52, No.4, pp.600-619, 2012.

## 第 6 章 総括

本論文では、軟弱地盤上に構築される社会基盤の健全性を確保し、人々の安全・安心な生活環境を支える地盤改良工の社会的重要性を提示し、地盤改良工における設計・施工の合理化および安全性・信頼性の高い品質管理の実現という本研究が掲げる展望の枠組みに則り、本論文では固化改良地盤の強度評価の高精度化および性能評価の有効性実証に向けた検討を行った。以下に、各章ごとの取組みと結果、得られた知見を要約して総括する。

### 第 2 章 固化改良地盤の設計および品質管理の現状と課題

第 2 章では、本研究が対象とするセメント系固化材を用いた固化工法による地盤改良工について概説し、地盤改良工における調査・設計・施工・品質管理の流れを示した。そのうち、「設計」については設計基準強度に対して 1.5~4.0 倍程度の安全率にて現場強度を設定する現行の方法に対し、実際の現場で安全率 6 倍以上の強度発現が確認された事例が散見されることを明示し、現行の設計において原地盤の真のばらつきを反映できていないことが保守的な安全率、つまりは過大な現場強度発現につながっていることを指摘した。「品質管理」については、一軸圧縮試験による現行の方法が改良地盤全体の中からサンプリングされた供試体による標本調査であることに対し、実際の現場で強度未確認箇所の固化不全に起因した盛土被災が発生した事例を明示し、詳細な強度把握の必要性を指摘した。

これらの現状と課題を受けて、本研究では固化改良地盤の詳細な強度把握による高精度な強度評価法および性能評価法を構築し、将来的には合理的な設計・施工および安全性・信頼性の高い品質管理の実現を目指す方針を定めた。本研究では詳細な強度把握に適した「針貫入試験」に着眼し、現状の課題として針貫入試験による「強度評価」において①一軸圧縮強さの推定精度の向上、および②空間的強度のばらつき評価、「性能評価」においては固化改良地盤のばらつきを考慮した性能評価の有効性検証、を挙げ、これら課題に対する方針を整理した。

### 第 3 章 多点針貫入抵抗測定による固化改良土の一軸圧縮強度推定

第 3 章では、針貫入試験による強度評価のうち、一軸圧縮強さの強度推定精度の向上に関する研究の成果について述べた。まず、固化改良地盤の改良効果を確認するための各種調査・試験方法について述べ、本研究で「針貫入試験」の活用に至った経緯と方針を概説した。そのうえで、針貫入試験の概要、測定形態および活用事例を紹介し、針貫入抵抗  $N_p$  から一軸圧縮強さ  $q_u$  を推定する現行の方法における課題を提示した。

上記課題に対して、本研究では固化改良土の一軸圧縮強さの寸法効果に着眼し、局所的な健全部や弱部の把握に適した  $N_p$  の多点測定値は、供試体内の強度のばらつきが反映される指標と考え、多点  $N_p$  測定データに基づく「基準換算」と「ばらつき補正」による強度推定方法を提案した。提案推定方法の検証試験として、作製方法や強度の異なる 51 供試体に対して各 25 点の  $N_p$  値と対応する  $q_u$  値のデータを取得した。その結果、 $N_p$  の変動係数  $N_{p\_cov}$  が 0.1 以下と小さい場合は両対数軸状で高い線形性を有すること、

$N_{p\_cov}$ の増加に応じて $q_u$ は減少する傾向であることを確認し、提案推定方法における「基準換算」と「ばらつき補正」の考え方と整合する結果を得た。検証試験のデータに基づき提案推定式を特定し、従来の強度推定方法に比べて換算精度が向上することを確認した。

以上から、本提案推定式によって $N_p$ から $q_u$ の推定精度の向上を実現することができた。

#### 第4章 原位置挿入型針貫入試験装置の開発

第4章では、針貫入試験による強度評価のうち、空間的強度のばらつき評価に関する研究の成果について述べた。まず、机上型装置による現行の針貫入試験ではコアボーリングの実施や試料の運搬、試験用のコアカットなど相応の手間を要し、空間的強度のばらつき評価の課題解決に向けて省力化の余地が残ることを指摘した。そのうえで、本研究では原位置の測定孔内で機械制御により全自動で針貫入試験を行う「原位置挿入型」装置を製作し、効率的かつ高精度な多点測定の実現を目指す方針を定めた。

「原位置挿入型針貫入試験装置」は原位置固化改良地盤に設けた測定孔を対象に機械制御で針貫入試験を実施し、貫入過程の荷重推移や貫入状況をリアルタイムで確認できる機構とした。また、室内実験を通して1測点あたり72秒の作業時間で測定を行えること、規定の試験法である机上型の測定結果と大きな相違なく針貫入抵抗 $N_p$ を測定できることを確認し、開発装置の測定効率および測定精度の高さを実証した。さらに、測定装置を吊下げるワイヤーや通信ケーブル、制御盤等を一体化して運搬性を向上させるとともに、バッテリーを搭載し移動および測定準備の省力化を実現した。また、測定条件を設定後、針貫入試験、孔内移動およびデータ出力を全て自動で行う制御プログラムを構築し、測定の省人化を実現した。

開発装置の使用性や有用性を検証するために、高圧噴射攪拌改良工法および機械攪拌改良工法で造成した固化改良地盤の現場に適用した。高圧噴射攪拌改良の現場適用においては、全自動測定にて全115点の $N_p$ データを約2時間で取得でき、効率的な多点測定を実現した。GIコラム工法による機械攪拌改良の現場適用においては、同深度で別途実施した一軸圧縮試験結果とも整合したことから本開発装置による強度評価の妥当性を示すとともに、固化改良地盤の詳細な強度把握の実用性も示した。さらにテノコラム工法による機械攪拌改良の現場適用においては、試料採取に伴う乱れの影響を受けやすい従来の強度試験方法に比べ、原位置強度を測定する本開発装置はより実態に則した強度を把握できる点で有意性が高いことを示した。

第3章で提案した強度推定方法の有効性を確認するために、上記現場測定データを基に最適な評価区間を選定し、既往の強度推定方法と比較した。評価区間の検討においては、評価区間を100~500 mmの5水準で比較した結果、換算 $q_u$ と実測 $q_u$ の誤差が最も小さい100 mmが最適な評価区間との判断に至った。これを受けて、評価区間100 mmにおいて固化改良土の空間的ばらつきを考慮した提案推定式と既往の推定式を比較した結果、提案推定式が安全側の強度評価となること、特に不均質性の高い固化改良土においてはより高い精度で強度を推定できることを確認し、提案推定方法の有効性を実証した。

以上により、第3章で構築した「高精度な固化改良土の一軸圧縮強度推定式」を実際のフィールドに適用でき、かつ原位置での空間的ばらつきが評価可能な「原位置挿入型針貫入試験装置」の開発および実証を通して、固化改良地盤の強度評価の高精度化を実現することができた。

## 第5章 固化改良地盤の空間的不均質性を考慮した性能評価

第5章では、針貫入試験による詳細な強度データに基づく性能評価に関する研究の成果について述べた。まず、地盤の不均質性を考慮した既往の知見を列挙して、より実態に則した高精度な性能評価の重要性を明示した。一方、固結工法による地盤改良工を対象とした実務の設計検討において、固化改良体の物性にばらつきを与えた解析検討事例がないことを指摘し、本研究において第4章の多点測定結果に基づき空間的ばらつきを与えた変形解析を行い、固化改良体の空間的不均質性を考慮した性能評価の有効性を検証する方針を定めた。

本研究では、メモリ負荷や計算時間が少なく、かつ将来的な3次元モデルでの検討を見据えてALIDをベースとした3次元静的残留変形解析法を採用した。また、液状化による被災事例が多く、実験および解析的アプローチによる検討が多くなされている「河川堤防」を対象に、盛土直下地盤の液状化対策工をモデル化した。固化改良体は、平均一軸圧縮強さ $\bar{q}_u$ を500~2,000 kN/m<sup>2</sup>の7水準、変動係数 $COV$ を0.2~0.6の3水準、自己相関距離を4章で取得した現場測定データに基づき0.2 mと設定し、計420ケースの変形解析を実施した。

解析の結果、固化改良体の $\bar{q}_u$ が同一の場合、 $COV$ が大きいほど改良体の塑性破壊要素数も増大する傾向を示した。一方、 $COV$ の増加に応じた塑性破壊の増加率（各塑性破壊率を同一の $\bar{q}_u$ における $COV=0.0$ で正規化）は $\bar{q}_u$ ごとに一律の傾向を示さず、 $\bar{q}_u$ が大きくても $COV$ が大きいほど破壊が進展し、 $\bar{q}_u$ を多少小さくしても $COV$ を小さくすることで破壊領域の拡大を抑制できる可能性が示唆された。また、いずれの $\bar{q}_u$ においても、変動係数 $COV$ の増加とともに液状化地盤の水平変位量および天端沈下量が増加する傾向を示した。条件によっては、改良体の $\bar{q}_u$ および $COV$ が大きい条件と改良体の $\bar{q}_u$ および $COV$ が小さい条件の天端沈下量が同程度となる結果も確認された。このような傾向に基づき、同一の沈下量における $COV$ と $\bar{q}_u$ の組み合わせを抽出して関係性を整理した結果、攪拌効率や施工性の改善等で高品質な改良体を造成できれば固化材量を最大11%低減できる可能性が示され、現場コスト等を踏まえた最適な施工仕様の選定、さらに固化材の製造過程も含めた環境負荷低減、CO<sub>2</sub>排出量低減につなげられる有効性が示唆された。

以上から、詳細な強度データに基づく空間的ばらつきを考慮した性能評価の有効性を実証することができた。

最後に、本研究が掲げる地盤改良工の展望（図 6.1）に対し、図 6.2～図 6.4 に本論文での取組みを反映したビジョンをまとめる。

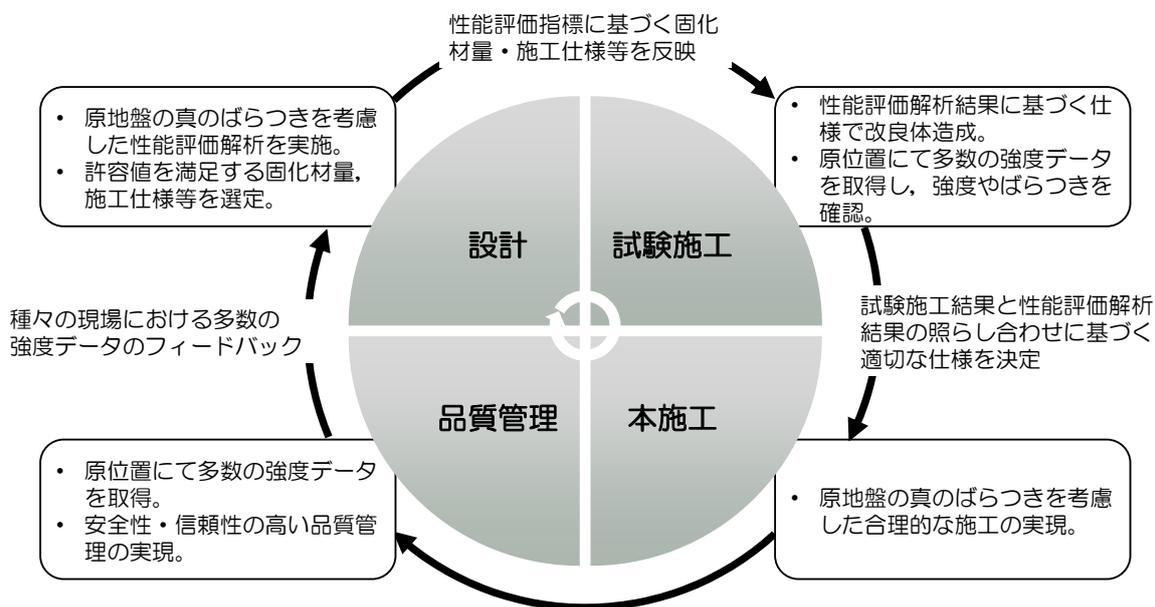


図 6.1 本研究が掲げる地盤改良工の展望

① 設計の段階において、原位置固化改良地盤の真のばらつきを考慮した性能評価解析を実施し、固化改良地盤の各変動係数と変位量の関係をもとめた性能評価指標を作成する。この指標と現場の許容変位量を比較し、固化材量や施工仕様を選定する。

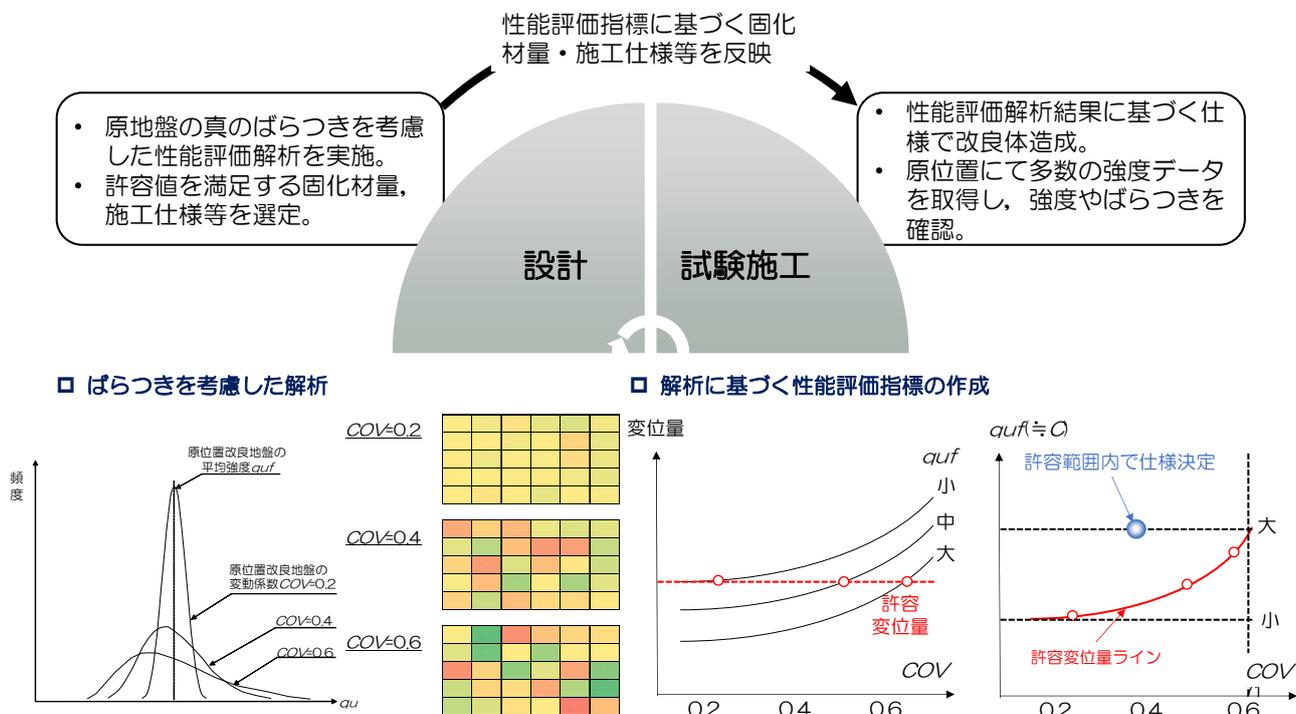
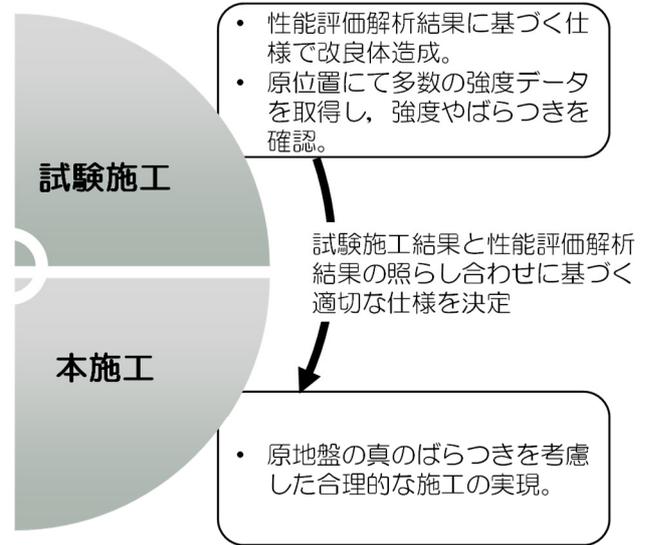
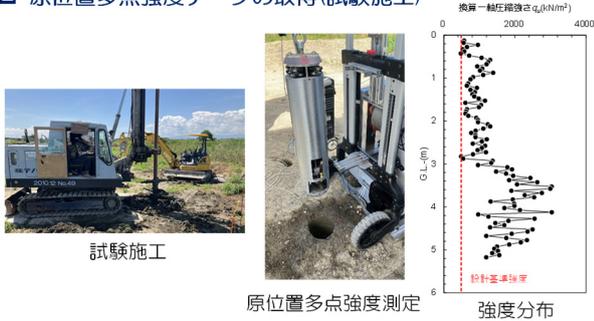


図 6.2 設計におけるばらつきを考慮した性能評価解析および指標に基づく試験施工の仕様判断

- ② 試験施工を行った固化改良地盤に対し、原位置挿入型針貫入試験を用いて多点強度データを収集し、提案推定方法にて強度やばらつきを詳細かつ高精度に把握する。試験施工の結果と性能評価指標を照らし合わせて、固化材量の最適化や施工時間の短縮化等、現場の経済性や施工性を総合的に判断して適切な仕様を決定し、原地盤のばらつきを考慮した合理的な施工を実現する。

□ 原位置多点強度データの取得(試験施工)



□ 試験施工と性能評価指標に基づく適切な仕様選定

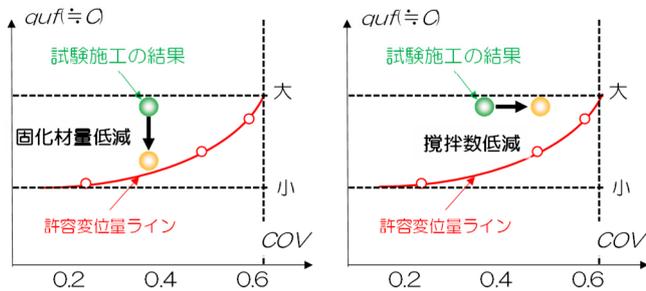


図 6.3 試験施工における多点強度データ取得および本施工の仕様判断

- ③ 施工完了後、原位置挿入型針貫入試験にて詳細な強度分布を確認し安全性・信頼性の高い品質管理を実現する。また、各現場で蓄積した多数の強度データを設計にフィードバックし、より精度の高い性能評価解析の実現に繋げる。

□ 本施工結果を設計へフィードバック

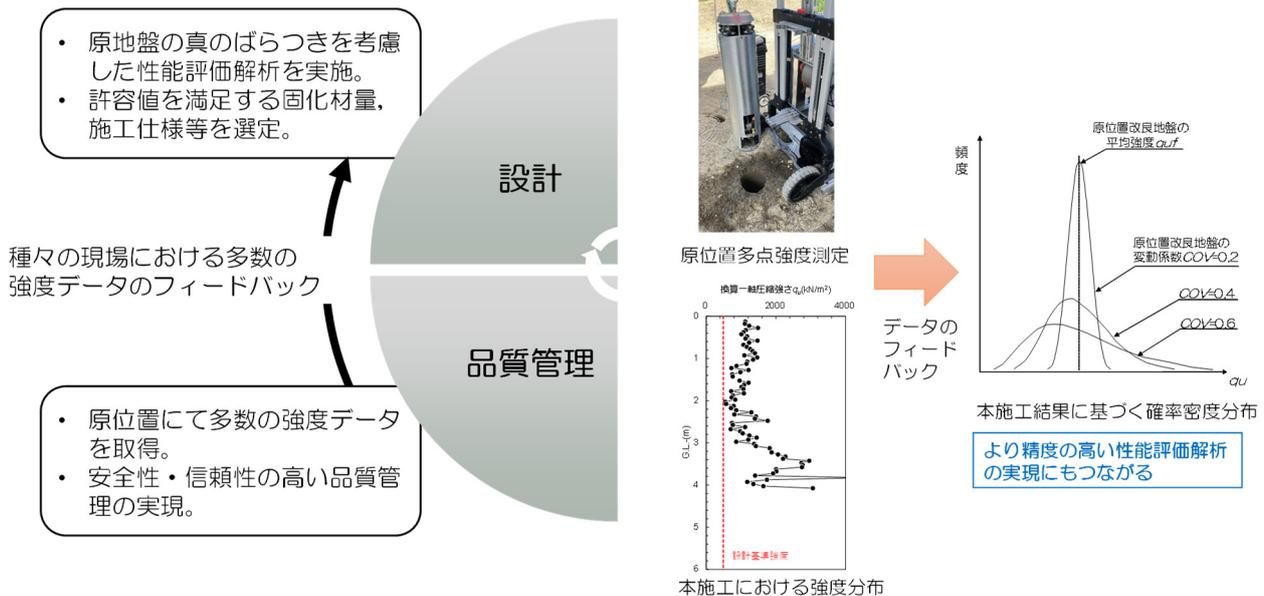


図 6.4 品質管理における多点強度データによる評価および設計へのフィードバック

## 謝辞

本研究の遂行にあたり、多くの方々にご指導ご鞭撻を賜りましたこと厚く御礼申し上げます。

指導教官の九州大学大学院 笠間清伸教授には、ご多忙を極める中、主査として本研究の指導に時間を割いていただき深く感謝申し上げます。筆者が学部4年生で防災地盤工学研究室の門戸を叩いた2007年、当時助教であられた笠間先生には研究のいろはや取り組み方、さらにはお酒の嗜み方までご指南賜り、筆者が現職につく上での礎を築いていただきました。笠間先生が東京工業大学（現・東京科学大学）御在職の2018年、本研究の黎明期から技術指導を賜り、統計学や解析手法のみならず本研究の指針や展望に至るまで丁寧にフィードバックをいただきました。筆者が仕事・育児との並行、かつ遠方在住のため時間的・物理的制約でご迷惑をおかけすることも多々ございましたが、笠間先生がいつも迅速かつ柔軟に対応してくださったおかげで、本論文を取りまとめることができました。指導教官が笠間先生でなければ決して完遂できませんでした。改めまして心より御礼申し上げます。

副査をお引き受けいただきました、九州大学大学院 梶田幸秀准教授、同 金山素平教授には、本論文の審査過程において貴重なご指導・ご助言を賜りました。梶田先生には本研究の根幹となる空間的ばらつき の捉え方や評価方法に関して、金山先生には針貫入試験の新たな可能性やビッグデータの活用に関してご意見を賜り、本論文のブラッシュアップに繋がりましたこと、深く感謝申し上げます。

防災地盤工学研究室の八尋裕一技官、学生の皆様には、室内強度試験およびデータ分析において多大なるご協力を賜りました。皆様のお力添えのおかげで、確度の高い検証を行うことができましたこと、心より御礼申し上げます。

次に、本論文の取りまとめにあたって多大なるご協力を賜りました皆様へ感謝の意を表させていただきます。

株式会社移動ロボット研究所 小柳栄次様、宮重正幸様、谷中伸拓様、清水里美様には、原位置挿入型針貫入試験装置の開発および製作にご尽力いただきました。また、株式会社テノックス九州 碓井博文様、岩本直樹様には現場測定および固化改良地盤の強度のばらつき評価において多くのご協力を賜りました。皆様のご支援がなければ本研究は成立しませんでした。ここに深く感謝申し上げます。

また、職場の皆様にもこの場をお借りして感謝の気持ちを述べさせていただきます。

私が大成建設株式会社に入社した際チームリーダーであられた青木智幸様には、何事にも情熱をもって誠実に向き合う大切さをご教示いただきました。青木様からいただいた「千里の道も一歩から」というお言葉を常に胸に刻み、目標達成に向けて根気強くコツコツと続ける姿勢を大切にしています。現在の直属上司であられる山本肇様には、本研究の開発や普及推進に対していつも前向きなお言葉をかけていただきました。部下一人ひとりに真摯に向き合い、信頼と愛情をもって接してくださる山本様のおかげで、本研究開発において信念を貫くことが出来ました。筆者が新入社員の頃の教育担当、そして現在はチームリーダーであられる藤原斉郁様には、民間企業で研究開発を進める上での基礎をご指導いただくと

ともに、仕事と育児の両立に苦戦する筆者に対しご家族からも温かいご支援を賜りました。藤原様やご家族の皆様からいただいた数え切れないご支援に報恩謝徳できるよう精進しますので、引き続きよろしく願いいたします。本研究の草創期からご指導いただいた石井裕泰様には、粘り強く真摯に研究に取り組む重要性をご指南いただきました。筆者が時短勤務中でも業務を円滑に進められるよう、あらゆる面で細やかなご支援をいただいたこと深く感謝いたします。石井様のご尽力なくして本研究を遂行することはできませんでした。昨年から二人三脚で本研究を進める居上靖弘様には、装置開発や現場適用を通して研究の質向上に大きく貢献していただきました。また、業務と博士課程の並行で余裕のない筆者に対し、きめ細やかなフォローをしてくださいましたこと、感謝申し上げます。今後も本研究の普及推進に向けた協業をよろしく願いいたします。大成有楽不動産株式会社の中坪浩太郎様には、開発装置の現場適用で多大なるご協力を賜りました。厳しい環境下での様々な測定にご対応いただくとともに、ユーザー目線で装置改善に向けた貴重な示唆をくださり、本研究開発の大きな助けとなりました。また、筆者が所属するチームの皆様には、本研究に関する貴重なご指導・ご助言を賜るとともに、精神的にも支えていただきました。苦しい時も、チームの皆様との笑顔溢れる温かいやりとりに励まされ、博士課程を乗り切ることができました。改めて感謝申し上げます。

最後に、一番近くで支えてくれた家族へ。同時期に経営学修士課程に進学した夫は、学位取得という同じゴールを目指す同志のような存在でした。授業やレポート、論文執筆、出張等で互いに多忙な中、家事と育児を協力して乗り切ることができた経験は、私達の人生にとって大きな糧になったと思います。そんな社会人と学生の二重生活を送る両親の背中を見ていた娘には、時に淋しい思いをさせていたと思います。それでも、いつも明るく父と母を応援してくれて本当に有難う。あなたの笑顔と励ましのおかげで多くの困難を乗り越えることができました。心からの感謝と愛情を込めて、本論文の結びとさせていただきます。