

東海大学大学院令和 2 年度博士論文

埋込み杭根固め部固化体の繊維混入による
品質改善と比抵抗による杭の孔壁調査手法
に関する研究

指導 渡部 憲 教授

東海大学総合理工学研究科

総合理工学専攻

新名 正英

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	2
1.2 研究の目的	3
1.2.1 根固め部固化体の品質改善	3
1.2.2 根固め部固化体の強度および形状管理数手法	4
1.3 本論文の構成	6
第2章 根固め部固化体の性能、強度および形状管理技術の現状	7
2.1 概要	7
2.2 埋込み杭工法の適用範囲と施工法	8
2.3 根固め部固化体の強度分布	16
2.3.1 掘出し調査結果	16
2.3.2 コアボーリング調査結果	17
2.3.3 セメントミルクのブリーディング試験	18
2.3.4 まとめ	20
2.4 杭の鉛直支持力	21
2.4.1 杭の鉛直支持力に影響する要因	21
2.4.2 杭の鉛直支持力向上における対応策	25
2.4.3 まとめ	28
2.5 根固め部固化体の品質管理	29
2.5.1 高支持力杭工法の施工管理の現状	29
2.5.2 近年の強度および形状管理技術の動向	33
2.5.3 まとめ	39

2.6	結論.....	40
第3章	根固め部固化体への繊維混入による品質改善.....	44
3.1	概要.....	44
3.2	調合の検討.....	45
3.2.1	試し練り試験.....	45
3.2.2	モルタルフロー試験.....	48
3.2.3	FCMの力学特性.....	57
3.2.4	まとめ.....	60
3.3	作業性の検証.....	61
3.3.1	ポンプ圧送試験方法.....	61
3.3.2	ポンプ圧送試験結果.....	63
3.3.3	まとめ.....	67
3.4	補強効果の検証.....	68
3.4.1	根固め部支圧試験概要.....	68
3.4.2	根固め部支圧試験結果.....	68
3.4.3	まとめ.....	76
3.5	結論.....	77
第4章	比抵抗による杭の孔壁位置調査手法.....	79
4.1	概要.....	79
4.2	比抵抗探査法.....	80
4.3	室内模型実験.....	82
4.3.1	電極間隔の中心位置における ρ と地層境界深度.....	82
4.3.2	電極間隔の大きさと探査深度.....	85
4.3.3	根固め径測定方法に関する基礎的実験.....	87

4.3.4	まとめ	90
4.4	原位置実験	91
4.4.1	原位置実験概要	91
4.4.2	根固め部孔壁位置調査結果	96
4.4.3	まとめ	100
4.5	結論	101
第5章	結論	103
謝辞	106

第1章 序論

1.1 研究の背景

既製コンクリート杭工法は、1960年代後半の騒音規制法の改正により、それまで多く用いられていた打込み杭工法から、杭先端付近に根固め部と呼ばれるセメントミルク固化体を築造する埋込み杭工法へと変遷してきた。近年においては、従来工法よりも杭先端付近の鉛直支持力を飛躍的に増加させた高支持力杭工法が開発され、既製コンクリート杭自体の高強度化も併せて進んでいる。しかしながら、高支持力化が進む一方で、施工機械や使用材料については、従来工法から大きく変化していない。根固め部においても、特別に補強されている訳ではないため、根固め部内の不均一なっている部分から局所的なひび割れが発生した場合、脆性的な破壊モードに直結することが懸念される。また、近年の高支持力化により、杭基礎は、経済性を重視した柱1本に対して杭1本で支持する1柱/1本方式が採用されることが多くなっており、これらのリスクはさらに高まっているといえる。このように、根固め部の材料の均一性や強度的なバラツキを生じさせることなく所定の要求性能を確保することは極めて重要ではあるが、根固め部に用いる材料自体に着目し、材料の均一性や性能を改善するような補強を施すことで支持力向上を図るような研究はほとんどなされていない。一方、強度および形状管理においても、従来手法が踏襲されることが多く、置き去りにされてきた感は免れない。その理由として、手順通りに築造された埋込み杭の先端部の根固め固化体が、想定通りの均質な状態で築造されているものとして疑いを持たなかったことが考えられる。強度管理にしても、ミキシングプラントで練り混ぜられたセメントミルクを直接プラントから採取し、作製した供試体の強度確認をすることのみに留まっていた^{1.1)}。しかし、近年、根固め液への土砂混入が無視できないこともあって、それを配慮した強度の予測法も研究され始めてきた^{1.2)}。これは、拡大機構を有する掘削翼が開発され、大きな根固め球根の築造が可能となり、それに伴い、埋込み杭の高支持力化による根固め部の強度管理に対する重要性への認識が高まってきたからである。しかしながら、根固め部の形状管理については、掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認に留まっている。近年においては、根固め部の形状をある程度把握する技術が提案されつつあるが、いずれも施工終了後にしか実施できないことから採用される事例は少なく、現状では施工時に形状管理を行う術はない。

高支持力杭工法は、根固め部の掘削断面積を2倍程度に拡大することで杭の鉛直支持力を飛躍的に向上させるものであるが、根固め部を構成する材料の不均一性、強度の大幅なバラツキおよび形状の不具合が生じ根固め部の破壊が生じると、従来工法相当まで支持力低下を生じる危険性があり、支持杭を設計する上では、想定した支持地盤が破壊する以前に根固め部の破壊はあってはならない。したがって、高支持力化へ移行した現在の既製コンクリート杭工法においては、根固め部の均一性、強度および形状を設計通りに確保する補強方法や管理手法に関して、根固め部を破壊させることなく支持力を向上させるような、従来手法から脱却した技術開発が望まれている。

1.2 研究の目的

既製コンクリート杭工法の施工法は、打込み杭工法から埋込み杭工法へと変遷し、近年の高支持力杭工法へ発展を遂げた。杭 1 本あたりの支持力が飛躍的に向上したことで、設計の合理化が可能となる一方で、従来手法が踏襲されている部分も多く存在し、支持力確保のうえで最も重要である根固め部の性能および品質確保が不安視される中で、これらを払拭するための技術開発は必須であると考えられる。本研究は、これらの課題を解決するため、以下に示す項目の検討を行う。

1.2.1 根固め部固化体の品質改善

近年の高支持力杭工法の大きな特徴は、従来工法よりも杭先端付近を杭径の 1.2~2.0 倍程度大きく掘削することで、大きな根固め部固化体を築造することによって大きな支持力を得ることである(図 1.1 参照)。根固め部固化体を形成する根固め液として用いられるセメントミルクは、W/C=50~70%程度が一般的であり、根固め部築造工程において、根固め液と掘削土砂を混合攪拌したものが固化体となって支持力を発現する。しかしながら、根固め部固化は、従来工法と同様、特別な補強が施されておらず、根固め部固化体にひび割れが発生することは、脆性的な破壊に直結することが懸念される。

以上の背景より、本研究においては、根固め液として用いるセメントミルクを、繊維を用いて補強することにより、根固め部固化体にひび割れ抵抗性を付与することで、根固め部固化体の品質の安定と性能向上を図ることを検討する。

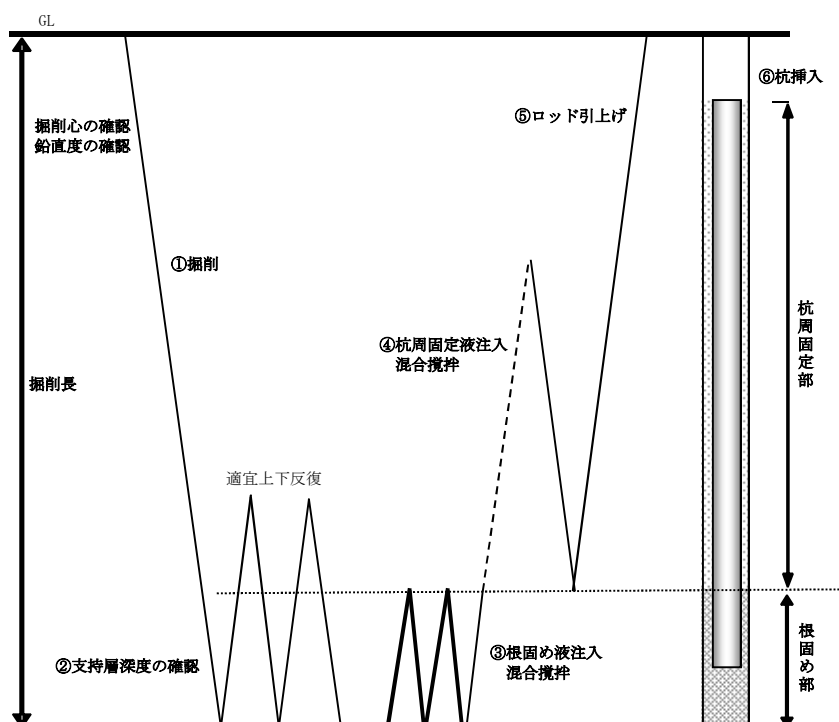


図 1.1 プレボーリング工法の施工手順イメージ図

1.2.2 根固め部固化体の強度および形状管理手法

高支持力杭工法に用いる施工機械や使用材料は、1.2.1 項で述べたように従来工法から大きく変化していないのに加え、根固め部固化体の強度および形状管理手法も各施工法における施工指針に準じており、その大部分は従来の管理手法が踏襲されたものとなっているのが現状である。

強度管理については、マッドバランスによる密度管理(写真 1.1 参照)やミキシングプラントで練り混ぜられたセメントミルクを直接プラントから採取し強度確認を行う手法(写真 1.2 参照)が主流となっている。また、近年においては、根固め液への土砂の混入が無視できないこともあり、未固結試料を施工時に採取し、根固め部固化体そのものの強度確認を行う手法(写真 1.3 参照)も確立されている。しかしながら、これらの最も大きな問題は、施工後にしか根固め部の強度確認ができない点や、未固結試料採取についても試験杭にしか適用されないことが多い点が挙げられる。形状管理については、掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認(写真 1.4 参照)のみが行われており、根固め部の寸法を直接評価しているわけではない。近年においては、根固め部の形状をある程度把握する技術が提案されつつあるが、いずれも施工終了後にしか実施できないことから採用される事例は少ないのが現状である。

以上の背景より、本研究においては、未だに管理手法の確立されていない根固め部の形状評価を、比抵抗を用いた手法により管理する手法の可能性について検討を行う。



写真 1.1 マッドバランス



写真 1.2 セメントミルク供試体



写真 1.3 未固結試料供試体



写真 1.4 開翼状態の寸法確認

1.3 本論文の構成

本論文は下記の5章から構成されている。

第1章 序論

第2章 根固め部固化体の性能、強度および形状管理技術の現状

第3章 根固め部固化体への繊維混入による品質改善

第4章 比抵抗による孔壁位置調査手法

第5章 結論

各章の概要は以下のとおりである。

第1章 序論

本研究の背景、研究の目的および本論文の構成を示した。

第2章 根固め部固化体の性能、強度および形状管理技術の現状

既製コンクリート杭工法における根固め部の性能や強度および形状管理手法の現状について整理を行った。その結果、現状のセメントミルクにより築造された根固め部は材料分離が懸念されることおよび支持力向上には根固め部の寸法を大きくすることや杭の先端形状を変化させることが用いられており、根固め部の構成材料には改良や補強は行われていないことを示した。また、強度および形状管理手法については、施工後にしか実施できない管理手法が大部分であり、特に形状管理については施工時に管理する手法は全く確立されていないことを示した。これらの既製コンクリート杭工法における課題を抽出することにより、本研究の位置付けを明確にした。

第3章 根固め部固化体への繊維混入による品質改善

根固め部の品質改善のため、従来のセメントミルクを繊維補強した材料開発に関する検討を行った。セメントミルクに混入する繊維はPVA繊維と鋼繊維の2種類とし、これらの繊維を組み合わせ使用した調合の検討と作業性の検証を行った。試し練り試験およびモルタルフロー試験により、 $W/C=50\sim70\%$ の範囲内においては、分離低減剤添加率をセメント質量の2~4%の範囲で調整することにより、セメントペーストと繊維の分離が生じない調合が可能となることを見出し、ポンプ圧送試験において、現場適用可能なレベルの調合であることを実証した^{1,3)}。また、根固め部に適用した際の補強効果の検証のため、根固め部のモデル試験を行い、従来のセメントミルクにより築造された根固め部に比べ、飛躍的な支持力向上および靱性改善効果が得られることを明らかにした^{1,4)}。これらにより、現行の設備を用いて十分に施工可能な作業性を有した調合において、現状よりも飛躍的に支持力を向上させることが可能であることおよび現状の支持力を有した根固

め部寸法を小型化できることで、杭施工を容易にすることが可能となることを新たに示した。

第4章 比抵抗による孔壁位置調査手法

根固め部形状管理手法として、従来の事後確認ではなく、物理探査手法の一種である比抵抗探査法を利用した形状管理手法の構築を行った。3 ケースの模型実験にて、電極間隔と測定精度に関連性があること、電極の貫入深さと比抵抗の変化から抵抗値の異なる物同士の境界位置を評価することができること、および電極が孔壁にほぼ接触に近い状態になると比抵抗が大きく変化し、接触すると更に比抵抗が大きく変化することを確認し、杭施工時の掘削孔内において本手法が活用可能であることを実証した。これらの結果をもとに、原位置において、杭施工に用いられる施工機械に比抵抗測定の仕組みを組み込み、掘削孔内の土砂とセメントミルクを混合攪拌する通常施工を行った後に、ソイルセメントと孔壁の境界位置付近においても比抵抗が大きく増加することを明らかにした^{1,5)}。これにより、現行の施工設備に本手法の仕組みを組み込むことが可能であることを示したと共に、掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認や施工終了後の寸法計測に留まっていた根固め部の形状管理が、本手法を用いることによりリアルタイムで管理可能となる可能性が高いことを新たに実証した。

第5章 結論

本研究の結論であり、各章で得られた知見をまとめた。

参考文献

- 1.1) コンクリートパイル建設技術協会編：埋込み工法に用いる根固め液及びくい周固定液の圧縮強度試験方法、2011.3
- 1.2) 土屋富男，桑原文夫：高支持力埋込み杭の支持力に必要な根固め部の強度に関する研究，日本建築学会技術報告集，第19巻，第41号，pp.95～100, 2013.2
- 1.3) 新名正英，渡部憲，梶原大輔：埋込み杭工法における高靱性繊維補強セメントミルクの適用に関する基礎実験，東海大学工学部紀要，Vol.58，No.2，pp.27～32，2018.9
- 1.4) 新名正英，渡部憲，岩崎史英：高靱性繊維補強セメントミルクの埋込み杭工法への適用性と補強効果，東海大学工学部紀要，Vol.60，No.1，pp.47～52, 2020.9
- 1.5) 新名正英，児玉貴之，千種信之，小寺満，渡部憲，藤井衛：比抵抗探査法を利用した埋込み杭における根固め部の孔壁位置調査手法，日本建築学会技術報告集，第26巻，第64号，pp.887～892，2020.10

第2章 根固め部固化体の性能、強度および形状管理技術の現状

2.1 概要

本章においては、既製コンクリート杭工法における根固め部の性能や品質管理手法の現状について整理を行い、既製コンクリート杭工法における現状の課題の抽出を行っている。

「2.2 節 埋込み杭工法の適用範囲と施工法」においては、杭基礎のうち、既製杭の適用範囲を示すと共に、既製コンクリート杭の分類、実績および施工手順を示すことで、既製コンクリート杭工法における高支持力杭の位置付けと根固め部固化体の役割および重要性を示した。

「2.3 節 根固め部固化体の強度分布」および「2.4 節 杭の鉛直支持力」においては、既往の研究や実施した実験結果を整理することで現状における根固め部固化体の性能を示すと共に、支持力低下のリスクと支持力向上に関する方策について述べた。

「2.5 節 根固め部固化体の品質管理」においては、現状の高支持力杭工法における施工管理方法を示した上で、近年の強度および形状管理技術の動向を整理することで、既製コンクリート杭工法の現状の課題を明確にした。

以上により、現状を踏まえた上での既製コンクリート杭工法の課題の抽出と本研究の位置付けを明確にした。

2.2 埋込み杭工法の適用範囲と施工法

杭基礎は、その種類において杭の受けもつ力が異なり、要求される支持力によって適用できる範囲が異なる。図 2.1 に杭基礎の適用範囲のイメージ図を示す。それぞれの杭基礎において、技術開発による適用範囲が拡大してきており、その中でも、既製杭の適用範囲が従来に比べ広範囲に適用されてきている。その拡大範囲は、既製コンクリート杭工法の高支持力化により、場所打ちコンクリート杭工法の領域に及んでいる。

既製コンクリート杭工法は、その施工手順および方法の違いから、様々な工法に分類される。図 2.2 に既製コンクリート杭工法の分類を示す。既製コンクリート杭工法は、打込み工法から、低騒音、低振動の埋込み杭工法へ変遷し、セメントミルク工法に代表されるプレボーリング根固め工法を経て、拡大根固めを構築する高支持力杭が主流となった。

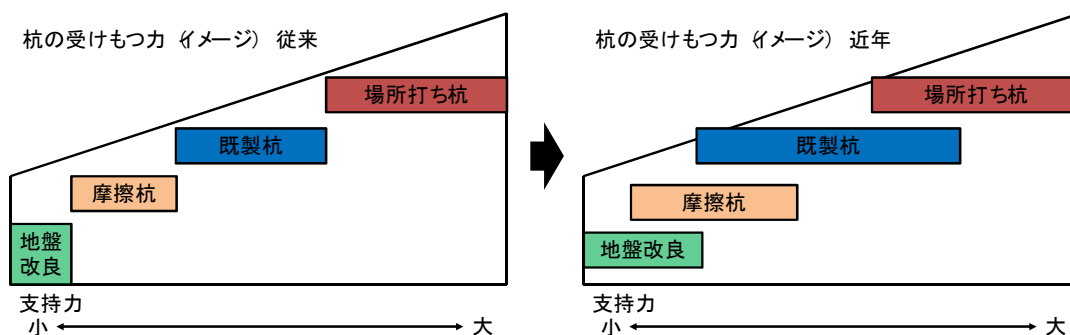


図 2.1 杭基礎の適用範囲のイメージ図

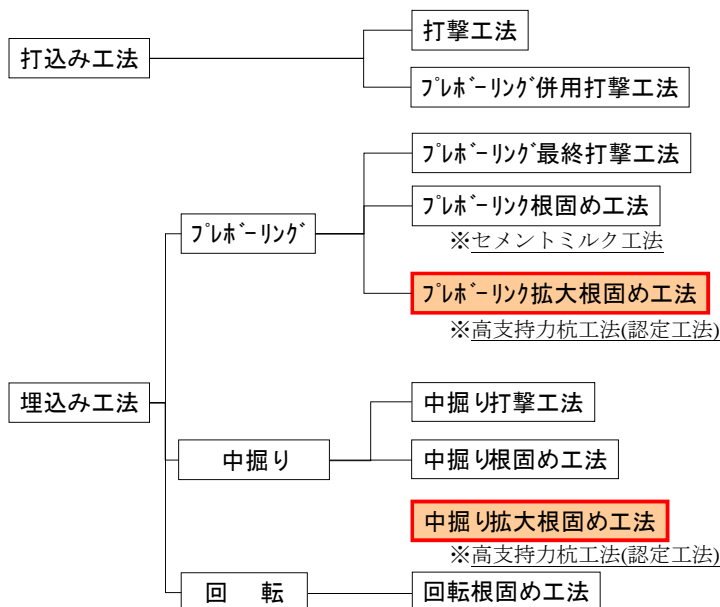


図 2.2 既製コンクリート杭工法の分類^{2.1)}

既製コンクリート杭工法において、埋込み杭工法は最も多く用いられている工法であり、図 2.3 に示すコンクリート杭全国工法別埋込み杭工法(2019 年コンクリートパイル・ポール協会集計)によると、全体の 99.3%を占めている。その中でも、プレボーリング拡大根固め工法および中掘り拡大根固め工法は、施工能率やその適用範囲の広さおよび高い支持力が確保できるため採用頻度が高く、プレボーリング拡大根固め工法が全体の 82.2%、中掘り拡大根固め工法が 10.5%となっている。なお、基礎形式(工法)の選定にあたっては、考慮すべき条件に対し比較検討するために、選定表が用意されている。既製杭工法の選定表を表 2.1 に示す。これらの中で、表 2.2 に示すように、旧認定工法の杭先端支持力係数 $\alpha=250$ を超えるものが高支持力杭工法(認定工法)と呼ばれており、近年その採用が増加している。

平成 13 年に建築基準法が改正され、国土交通省告示 1113 号が制定された。これにより、杭の鉛直載荷試験に基づいて各社が独自に開発した工法の支持力式を制定することができるようになった。これ以降、従来の大径認定工法で定められていた杭の先端支持力係数 $\alpha 250$ よりも大きな支持力係数の工法が多数出現し、建築分野ではこれらの工法を高支持力杭工法と呼んでいる。現在の多くの高支持力杭工法は、既製杭の先端付近に拡大根固め球根を築造するもので、杭体の断面積換算では α 値が 400~800 の杭が開発されている。これらの高支持力杭工法は、杭から根固め部に支持力を伝えるために、コンクリート杭の先端付近を拡大し、その表面に節や溝を設けて、杭と根固め部の一体性を高める機構を取り入れている。

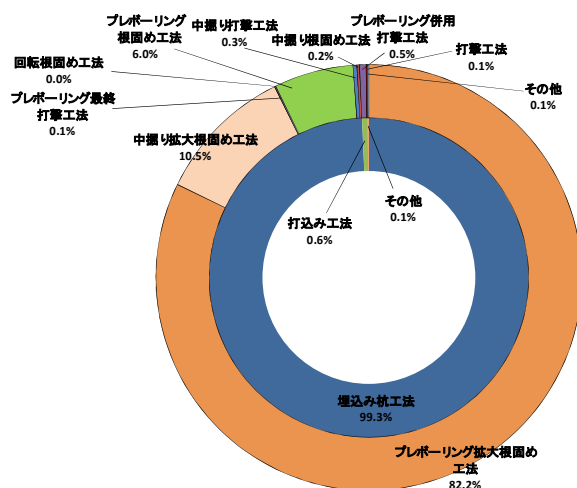


図 2.3 コンクリート杭全国工法別施工実績^{2,2)}

表 2.1 既製杭工法の選定表^{2.1)}

工法名称		ドロップハンマー打撃工法	デイーゼルハンマー打撃工法	鋼管杭	油圧ハンマー打撃工法	鋼管杭	プレキャストコンクリート併用打撃工法	プレキャストコンクリート最終打撃工法	セメントミルク工法	ダブルオーガー工法	プレキャストコンクリート拡大根固め工法	中掘り打撃工法	中掘り根固め工法	中掘り拡大根固め工法	回転根固め工法	備考				
杭種類		※PHC杭	※PHC杭	鋼管杭	※PHC杭	鋼管杭	※PHC杭	※PHC杭	※PHC杭	PHC杭	※PHC杭	PHC杭	鋼管杭	PHC杭	鋼管杭	PHC杭	※ST杭、SC杭、PRC杭、MC杭を含む			
構造特性	荷重規模	柱軸力	2000kN以下	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	杭径の大径化に伴う範囲の拡大による		
			2000~5000kN	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
			5000~15000kN	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
			15000~30000kN	×	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
			30000~50000kN	×	△	◎	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
	水平荷重	小さい	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	杭径の多様化に伴う範囲の拡大により、対応が可能		
		大きい	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎			
	支持方法	完全支持	支持層までの深さ	0~5m	△	◎	◎	◎	◎	△	△	○	△	△	△	△	△	△	杭径の大径化に伴う範囲の拡大による	
				5~10m	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎
				10~20m	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎
				20~30m	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎
				30~40m	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		△
				40~50m	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎
				50~60m	×	○	◎	◎	◎	◎	◎	△	△	◎	◎	◎	◎	◎		◎
				60~70m	×	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎
				70m以上	×	△	◎	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎
				不完全支持	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎
	周面支持	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎				
	地盤条件	上層および中間層の状態	硬層の硬さ	50mm以下の硬層がある	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	杭径の大径化に伴う範囲の拡大により、硬層に対応できる	
				300mm以上の硬層がある	×	×	×	×	×	○	○	○	△	○	△	△	△	△		△
50~100mmの礫・玉石				△	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		
100~300mmの礫・玉石				△	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		
100~500mmの礫・玉石				×	×	×	×	×	△	△	△	×	△	△	△	△	△	△		
中間層の状態		砂のN値	2以下	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	施工実績による		
			2~10	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎			
			10~20	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎			
			15以下	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
			15~30	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
支の持状態		30度以上傾斜している	凹凸が激しい	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	杭径の大径化に伴う範囲の拡大による		
			傾斜、凹凸が未確認	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎			
			地下水位	フリージング下面以上	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
			フリージング下面以下	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
			杭先端以下	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	
地下水の状態	被圧地下水	地上より2m未満	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	施工実績による			
		地上より2m以上	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎				
	地下流速 3m/min以上	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎				
	湧水量が極めて多い	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎				

◎:最適 ○:適 △:検討 ×:不適

表 2.1 既製杭工法の選定表(続き)^{2.1)}

工 法 名 称		ドロップハンマー打撃工法	ディゼルハンマー打撃工法	鋼管杭	油圧ハンマー打撃工法	鋼管杭	プレボリ併用打撃工法	プレボリ最終打撃工法	セメントミルク工法	ダブルオーガー工法	プレボリ拡大根固め工法	中掘り打撃工法	中掘り根固め工法	中掘り拡大根固め工法	回転根固め工法	備 考		
杭 種 類		※P H C 杭	※P H C 杭	鋼管杭	※P H C 杭	鋼管杭	※P H C 杭	※P H C 杭	※P H C 杭	P H C 杭	※P H C 杭	P H C 杭	鋼管杭	P H C 杭	鋼管杭	P H C 杭	※ST杭、SC杭、PRC杭、MC杭を含む	
施 工 条 件	杭外径	300mm未満	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
		300mm、350mm	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
		400mm～600mm	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
		700mm、800mm	○	◎	◎	◎	◎	○	×	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△
		900mm、1000mm	△	○	◎	○	◎	×	×	×	×	◎	◎	◎	◎	◎	◎	×
		1100mm、1200mm	×	×	○	×	○	×	×	×	×	△	○	○	○	○	○	×
	施工深度 (陸上施工)	0～5m	△	◎	◎	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△
		5～10m	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
		10～20m	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
		20～30m	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
		30～40m	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△
		40～50m	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	×
		50～60m	×	○	◎	○	◎	○	◎	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	×
		60～70m	×	○	◎	○	◎	△	○	×	×	◎	◎	◎	◎	◎	◎	×
	水上施工	水深5m未満	◎	◎	◎	◎	◎	△	△	×	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎
		水深5m以上	◎	◎	◎	◎	◎	×	△	×	△	×	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	斜杭の施工		△	◎	◎	△	○	×	×	×	×	×	△	○	△	○	△	△
	施工能率		○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	近隣施工	くい打ちやぐらの装備による場合	900～1100mm			1100～1300	900～1100mm					900～1100mm (1500～1600)			900～1100	()内は非土ホッパーを使用した場合		
		くい打ちに伴う土の移動の影響	△	△	○	△	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
送・配電線との最小距離間隔		送電線：3万3000v以下は3m以上、15万4000V以下は5m以上、27万5000V以下は7m以上、50万V以下は11m以上、 配電線：600V以下は2m以上、6600V以下は2m以上															東京電力による(他に労働省通達があるがこれより危険側となっている)	
騒音・振動	指 定 区 域 内	第1号に掲げる区域	×	×	×	※△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
		第2号に掲げる区域	※△	※△	△	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	指定区域外		○	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	実 測	騒音(ホン)	75～85	90～105	70～80	※70～105	75～85	70以下	70以下	70以下	70以下	70以下	70以下	70以下	70以下	70以下	70以下	音源から30m地点 ※使用機種による
振動(dB)		70～100	95～100	85～100	85～100	60～75	60以下	60以下	60以下	60以下	75～100	60以下	60以下	60以下	60以下	60以下	音源から10m地点	
有毒ガスの影響		◎	◎	◎	◎	◎	○	○	○	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
河川の阻害の制限		○	○	◎	○	◎	×	×	×	×	×	◎	◎	◎	◎	◎	◎	

◎：最適 ○：適 △：検討 ×：不適

表 2.2 杭先端極限支持力度 q_d 、最大周面摩擦力度 f_i ^{2,1)}

工法名		杭先端 杭周面	地盤の種類	建築	道路	
打撃工法		q_d	砂質・礫質土	$300\bar{N} \leq 18000$	$300\bar{N} \leq 12000 : L/D \geq 5$ $(100+40 \cdot L/D) \bar{N} : L/D < 5$	
			硬質粘性土			
		f_i	砂質土	$10N_s/3 \leq 100$	$2N_s \leq 100 : N_s > 2$	
			粘性土	$q_u=2 \leq 100$ $(q_u=12.5N_c)$	$c \text{ or } 10N_c \leq 150 : N_s > 2$	
中掘り工法	最終打撃		砂質・礫質土	$300\bar{N} \leq 18000$	打撃工法と同じ	
			硬質粘性土			
		f_i	砂質土	15	$2N_s \leq 100 : N_s > 2$	
			粘性土		$0.8 \text{ or } 0.8N_c \leq 100 : N_s > 2$	
	拡大根固め※1 (セメントミルク 噴出攪拌)		砂質土	$250\bar{N} \leq 15000$	$150N \leq 7500 : \text{杭先端}N\text{値}$	
			礫質土		$200N \leq 10000 : \text{杭先端}N\text{値}$	
		f_i	砂質土	15	$2N_s \leq 100 : N_s > 2$	
			粘性土		$0.8 \text{ or } 0.8N_c \leq 100 : N_s > 2$	
	拡大根固め※2		砂質土	$300N \sim$	—	
			粘性土	—		
	f_i	砂質土	※3	—		
		粘性土				
プレボーリング工法	根固め (セメントミルク 工法)		砂質・礫質土	$200\bar{N} \leq 12000$	—	
			硬質粘性土			
			f_i	砂質土		$10N_s/3 \leq 100$
				粘性土		$q_u=2 \leq 100$ $(q_u=12.5N_c) \times 1$
	根固め (摩擦杭工法) ※1		砂質・礫質土	$150\bar{N} \sim$	—	
			粘性土			
		f_i	砂質土	※3	—	
			粘性土			
	拡大根固め※1		砂質・礫質土	$250\bar{N} \leq 15000$	砂質土 $150N (\leq 7500)$	
			硬質粘性土		礫質土 $200N (\leq 10000)$	
	f_i	砂質土	$2N_s \leq 50 \text{ or } 15$	$5N (\leq 150)$		
		粘性土		$q_u/2 \leq 50 \text{ or } 15$	$c \text{ or } 10N \leq 100 (\leq 100)$	
拡大根固め※2		砂質土・礫質土	$300\bar{N} \sim$	—		
		粘性土				
	f_i	砂質土	※3	—		
		粘性土				

(kN/m²)

- (注)1. D : 杭外径 L : 支持層への根入れ長さ N : 杭先端平均N値
 2. c 、 q_u 、 N_c 、 N_s : 土の粘着力、一軸圧縮強度(kN/m²)、粘性土のN値および砂質土のN値
 3. 「建築」は、国土交通省告示1113号、「道路」は道路橋示方書に準ずる。
 4. ※1 : 旧認定工法
 ※2 : 認定工法
 ※3 : 各工法によって異なる。

前述したように、高支持力杭工法の中でも、プレボーリング拡大根固め工法は最も採用頻度の高い工法である。図 2.4 にプレボーリング拡大根固め工法の施工手順を示す。プレボーリング拡大根固め工法は、アースオーガで掘削液(主に清水)を用いて所定深度まで掘削後(図 2.4 内①)、根固め部を拡大掘削する(図 2.4 内②)。根固め部の拡大掘削後、根固め液を注入し(図 2.4 内③)、根固め部内の掘削土砂と根固め液を混合攪拌して拡大根固め部を築造する。その後、オーガを引上げながら杭周固定液を注入し(図 2.4 内④)、杭周固定部内の掘削土砂と混合攪拌を行い、オーガを完全に引上げる。最後に、掘削孔内に杭の建込みを行い、所定深度に杭先端が位置するように杭を定着させる(図 2.4 内⑤、⑥)。そして、施工後に根固め液と杭周固定液が硬化することによって支持力が発現する。

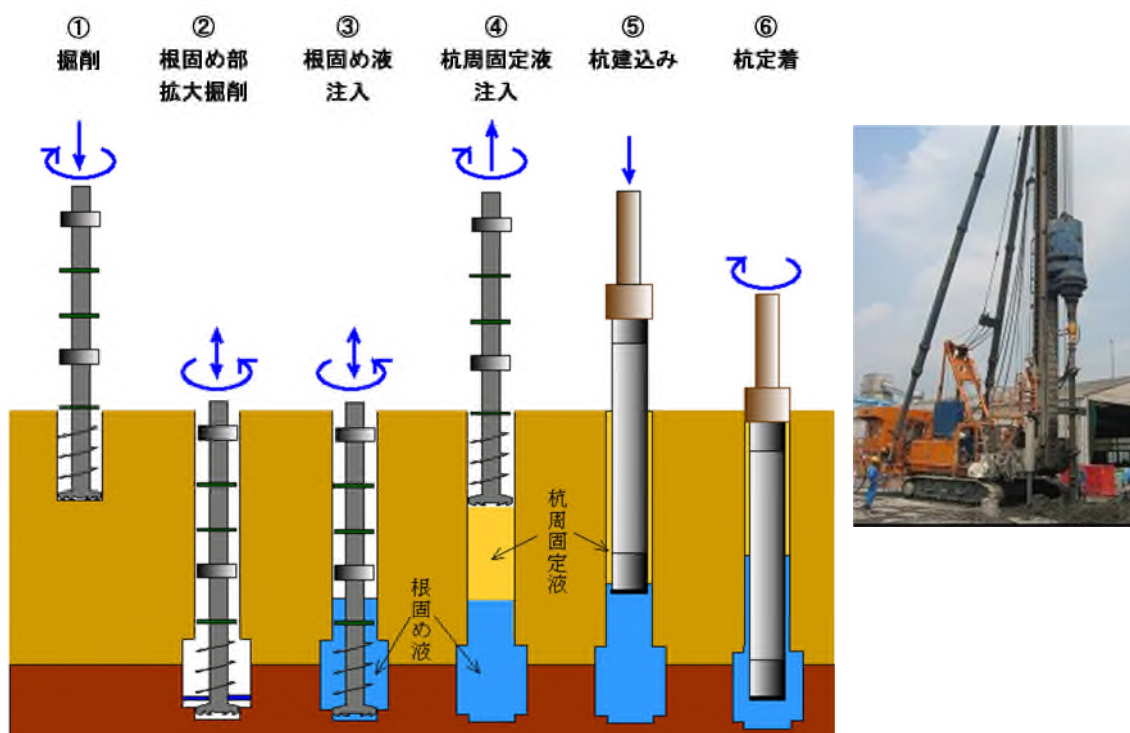


図 2.4 プレボーリング拡大根固め工法の施工手順と施工機械

中掘り拡大根固め工法は、杭の中空部に挿入したオーガにより(図 2.5 内①)、杭先端の地盤を掘削し、掘削した土砂を杭中空部を通して杭頭部から排出しながら、杭の重量および圧入により所定深度まで杭を沈設する(図 2.5 内②)。その後、根固め部を拡大ビットまたは高圧ジェットにより杭径以上の大きさで築造し(図 2.5 内③)、根固め液を注入してオーガを引抜いて施工を完了する(図 2.5 内④、⑤)。そして、根固め液の硬化によって支持力を発現する。

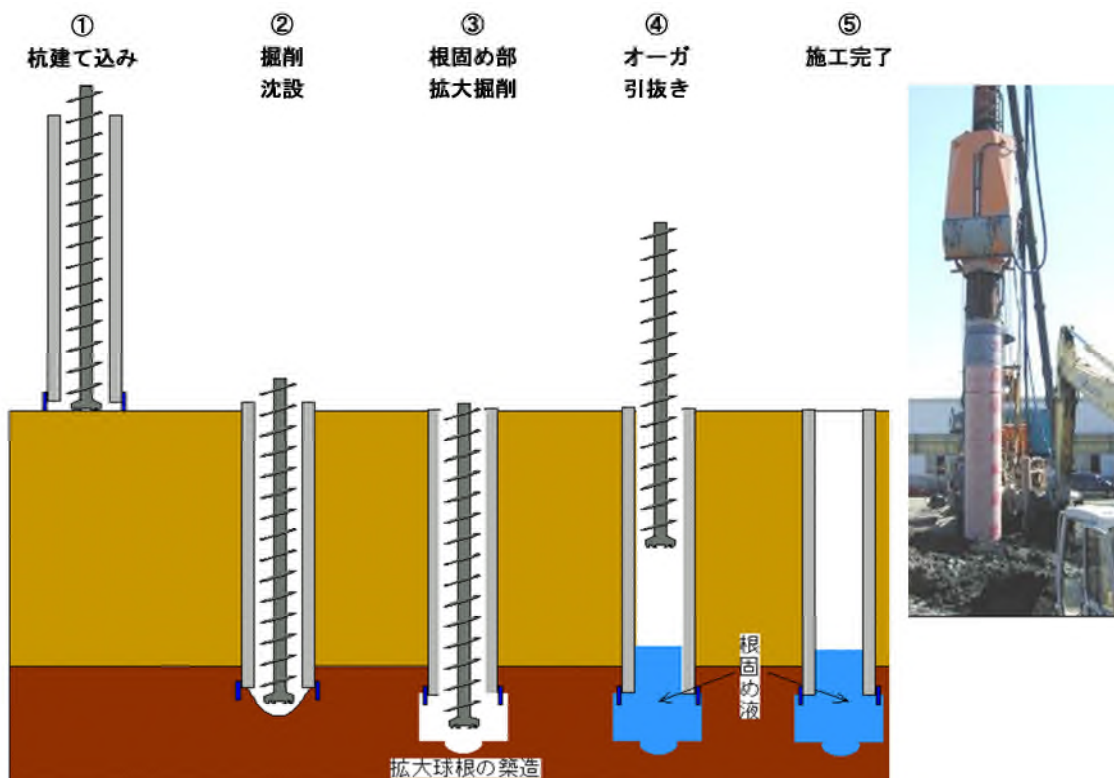


図 2.5 中掘り拡大根固め工法の施工手順と施工機械

高支持力杭工法の先端支持力は、根固め部先端面の支圧抵抗だけでなく、根固め部周囲の摩擦抵抗を合わせたものとしている。そのため、根固め部には所定の形状と根固め部全体が均一で十分な強度であることが要求される。このような、高支持力杭の支持力発現は先端拡大部の根固め部の出来ばえによる要因が最も大きく、その築造は十分な施工管理のもとで行わなければならない。しかし、現状では上述したようなプロセス管理が主流であり、根固め部の形状が施工時に確認されていないところに問題がある。

2.3 根固め部固化体の強度分布

既製コンクリート杭工法における根固め部固化体の強度は、プラントから直接原液を採取して強度確認を行う手法や施工時に未固結試料を採取して、硬化後の強度確認を行う管理方法が一般的である。したがって、根固め部固化体そのものの強度確認は写真 2.1 に示すような、施工後の根固め部固化体を掘出して採取したコア圧縮強度を測定するしか方法が存在しない。以下に、過去に実施した掘出し調査結果や既往の研究をもとに根固め部の強度分布について考察を行う。



写真 2.1 掘出後の根固め部固化体

2.3.1 掘出し調査結果

図 2.6 に高支持力杭工法である中掘り拡大根固め工法において、外径 D が $\phi 600\sim 1000\text{mm}$ の範囲の杭を施工し、材齢 28 日以上経過した後、根固め部の掘出し調査を行い、採取したコアの深度方向における強度分布^{2,3)}を示す。なお、施工深度は $13.5\sim 66.4\text{m}$ の範囲であり、杭ごとに施工長が異なるため、図 2.6 における縦軸は、根固め部固化体内における杭先端からの深度方向を距離で除した値を示した。プロットデータは全て関東において施工されたもので、支持層の地盤が砂質土であるものが 39 データ/7 現場、礫質土が 34 データ/6 現場の計 73 データを、Hyper-NAKS II 工法で規定されている根固め部固化体長の範囲(杭先端から上方に $2D$ 、下方に $1.2D$)で示した。

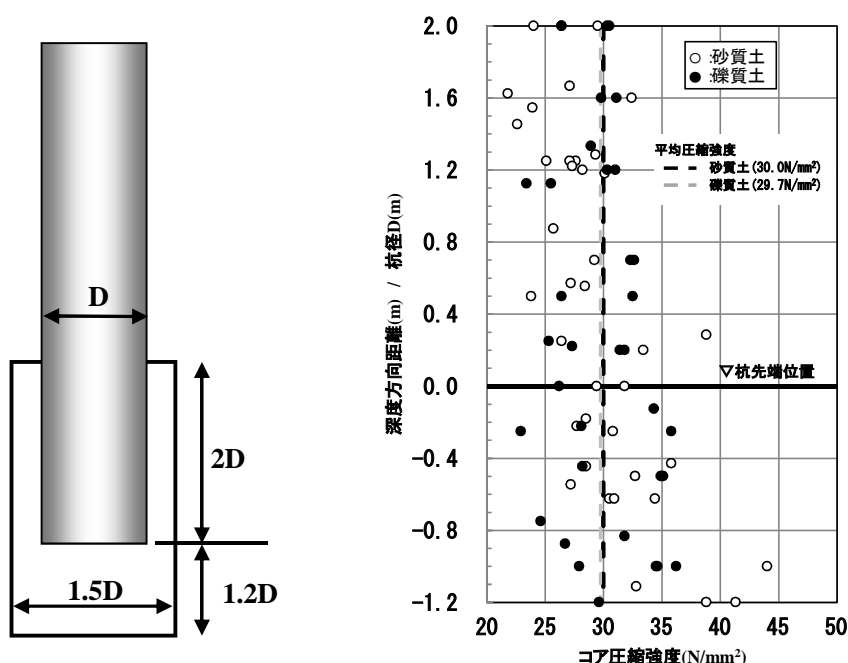


図 2.6 深度方向距離/杭径-コア圧縮強度関係^{2,3)}

図 2.6 より、根固め部固化体のコア圧縮強度は、おおよそ $20\sim 45\text{N/mm}^2$ の範囲で分布している。また、全 76 データのコア圧縮強度と深度方向距離の相関関数 r は、 $r=-0.48$ であり、深度が浅くなるほどコア圧縮強度が低下する傾向を示している。A 工法においては、支持層となる杭先端付近の地盤を杭径の 1.5 倍の径で掘削し、発生した土砂とセメントミルク ($W/C=60\%$) を混合攪拌して根固め部を築造する。根固め部固化体の強度分布は、施工方法や根固め液の水セメント比の違いにより工法ごとに異なるが、A 工法においては強度分布より、先端地盤の違いによる強度のバラツキに加え、セメントミルクの材料分離が根固め部の上方部分と下方部分に生じている可能性があることが推測される。このように、現状の調査では、根固め部は不均質となることがわかってきたが、材料の品質改善に係る研究は未だに存在しない。

2.3.2 コアボーリング調査結果

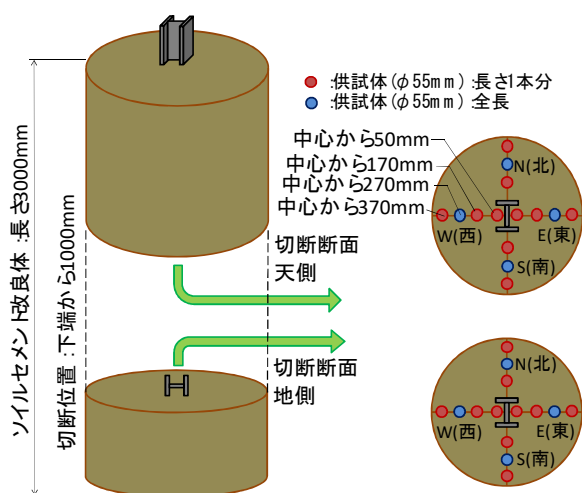
図 2.7 に、ソイルセメント改良体のコアボーリング調査試験の概要図を示す。なお、コアボーリング調査は、2020 年 5 月 25 日に掘削径 $\phi 870\text{mm}$ で GL から 3m 位置まで掘削を行った後、W/C=60%のセメントミルクを打設し、硬化後の 2020 年 8 月 29 日に図 2.7(a)に示すコア供試体採取を行っている。なお、ソイルセメント改良体は、最終的に図 2.7(b)のように掘出しを行い、図 2.7(c)の位置のコア供試体を追加採取し、図 2.7(d)の結果を得ている。



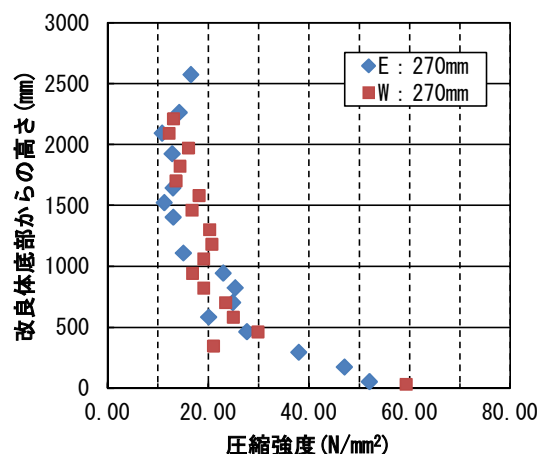
(a) 採取したコア



(b) ソイルセメント改良体



(c) コア採取位置



(d) コア供試体圧縮強度

図 2.7 コアボーリング調査試験概要図および結果

図 2.7(d)の全長コア採取を行った改良体中心から 270mm 離れた位置の圧縮強度は、ソイルセメント改良体の下方になるにつれ大きくなっている傾向にあり、2.3.1 項の掘出しを行った根固め部の結果と同様の傾向を示し、深度方向に対して不均質になっていることがうかがえる。

2.3.3 セメントミルクのブリーディング試験

掘出し調査結果やコアボーリング調査結果より、根固め部固化体の下方に比べ、上方の圧縮強度が小さくなる傾向にあることが確認できた。この要因として、混合攪拌される土砂混入量によるバラツキもあると考えられるが、セメントミルク注入から硬化までの過程でブリーディングによる材料分離が想定されるため、ここで簡単なセメントミルクのブリーディング試験を行った。

ブリーディング試験に用いた試料は、W/C=50,60,70%の3水準(以下、CM50,CM60,CM70と略記)とこれらに分離低減剤をセメントの質量の2または3%添加した3水準(以下、CM50 SRA2%,CM60 SRA2%,CM70 SRA3%と略記)の計6水準のセメントミルクの練り混ぜを行い、練り混ぜ終了後に、直径50mmのポリエチレン袋の高さ150mm位置まで試料を注いだ。その後、試料作製直後、3,24,48,72時間後のブリーディング水の高さを図2.8に示す位置で測定を行った。試験結果を表2.3~2.8および写真2.2~2.7にそれぞれ示す。

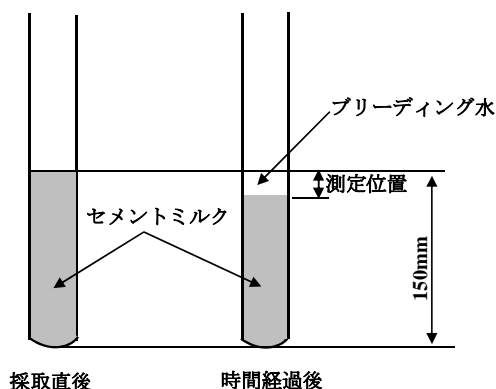


図 2.8 ブリーディング量の測定位置

表 2.3 ブリーディング試験結果 (CM50)

試料名	経過時間 (h)	ブリーディング量 (mm)
CM50	0	0
	3	12
	24	14
	48	14
	72	14

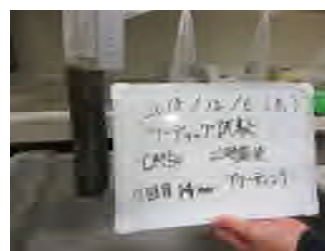


写真 2.2 測定状況 (CM50)

表 2.4 ブリーディング試験結果 (CM60)

試料名	経過時間 (h)	ブリーディング量 (mm)
CM60	0	0
	3	22
	24	23
	48	24
	72	24

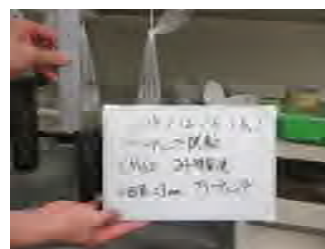


写真 2.3 測定状況 (CM60)

表 2.5 ブリーディング試験結果 (CM70)

試料名	経過時間 (h)	ブリーディング量 (mm)
CM70	0	0
	3	32
	24	35
	48	35
	72	35

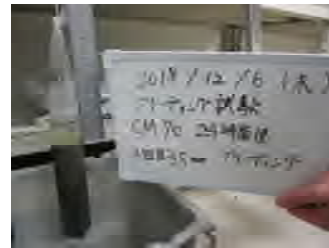


写真 2.4 測定状況 (CM70)

表 2.6 ブリーディング試験結果 (CM50 SRA2%)

試料名	経過時間 (h)	ブリーディング量 (mm)
CM50 SRA 2%	0	0
	3	0
	24	0
	48	0
	72	0

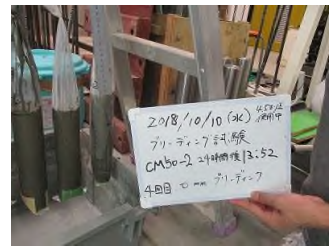


写真 2.5 測定状況 (CM50 SRA2%)

表 2.7 ブリーディング試験結果 (CM60 SRA2%)

試料名	経過時間 (h)	ブリーディング量 (mm)
CM60 SRA 2%	0	0
	3	0
	24	0
	48	0
	72	0

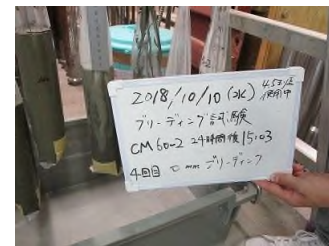


写真 2.6 測定状況 (CM60 SRA2%)

表 2.8 ブリーディング試験結果 (CM70 SRA2%)

試料名	経過時間 (h)	ブリーディング量 (mm)
CM70 SRA 3%	0	0
	3	0
	24	0
	48	0
	72	0

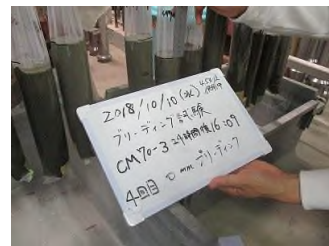


写真 2.7 測定状況 (CM70 SRA3%)

全ての試料において、ブリーディング量は 3 時間経過後とそれ以降に大きな差異は確認できず、3 時間経過後にはブリーディングがほぼ終了していることが確認された。試験終了時のブリーディング量は、CM50 が 14mm、CM60 が 24mm、CM70 が 35mm となり、水セメント比が大きいものほど大きくなることが分かった。また、分離低減剤を添加した試料にはブリーディングは確認されなかった。本試験においては、試料に土砂の混入を行っておらず、本試験におけるブリーディング量が、実現場においても生じるかどうかは定かでないが、根固め部固化体の強度分布に影響を与える要因になり得ることは確認できた。

2.3.4 まとめ

2.3 節においては、根固め部の掘出し調査結果およびコアボーリング調査結果を整理することに加え、セメントミルクのブリーディング試験を行い、現状の根固め部固化体の強度分布について整理を行った。以下に得られた知見を示す。

- 掘出し調査結果およびコアボーリング調査結果より、根固め部固化体の強度分布は根固め部上方に比べ、下方の強度が高くなる傾向にあることがわかった。
- コアボーリング調査を行った現場実験においては、セメントミルクの注入量を増やすことや、攪拌のタイミングを注入後とすることで根固め部固化体の圧縮強度は高くなることを確認しているが、これらの手法でも根固め部固化体強度の均一性という面では課題を残している。
- セメントミルクのブリーディング試験を実施したところ、ブリーディング量は水セメント比が大きいものほど大きくなり、W/C=50%の場合が 14mm/150mm、W/C=60%の場合が 23mm/150mm、W/C=70%が 35mm/150mm の割合で水とセメントペーストの分離が打設後 24 時間で発生した。
- ブリーディング試験によって得られたブリーディング量は、打設を行ったセメントミルクの上方 10~20%にセメントがほぼ含まれていないこと示しており、根固め部固化体の強度分布に大きく影響している要因であると考えられる。
- セメントミルクにセメントの質量の 2~3%の分離低減剤を添加することにより、ブリーディングは抑制できることがわかった。ただし、実際の根固め部固化体には、セメントミルクに加え、掘削土砂が混入しているため、ブリーディング試験結果のような状態が根固め部固化体にそのまま当てはまることはないと考えられる。

2.4 杭の鉛直支持力

2.4.1 杭の鉛直支持力に影響する要因

杭先端支持力を確保するには、根固め部が想定している荷重まで破壊しないことが必要である。したがって、杭先端部に作用する荷重に対して、根固め部内で破壊が生じないための強度を有していることが前提となる。また、根固め部の強度および根固め部の寸法の組み合わせにより、根固め部の破壊モードは変化し、これは杭の鉛直支持力に大きく影響する。高支持力杭の根固め部品質管理研究会は、「根固め部の未固結試料採取・調査・試験マニュアル(Ver.2.0)」^{2.5)}においては、その一例として、根固め部の付着せん断破壊+支圧破壊図とその釣り合い式を以下のように示している。なお、同研究会は、杭先端支持力を確保する上で、杭先端部に作用する荷重に対して根固め部内で破壊が生じないための根固め部の強度（以下、根固め部必要強度と略記）が必要としている。

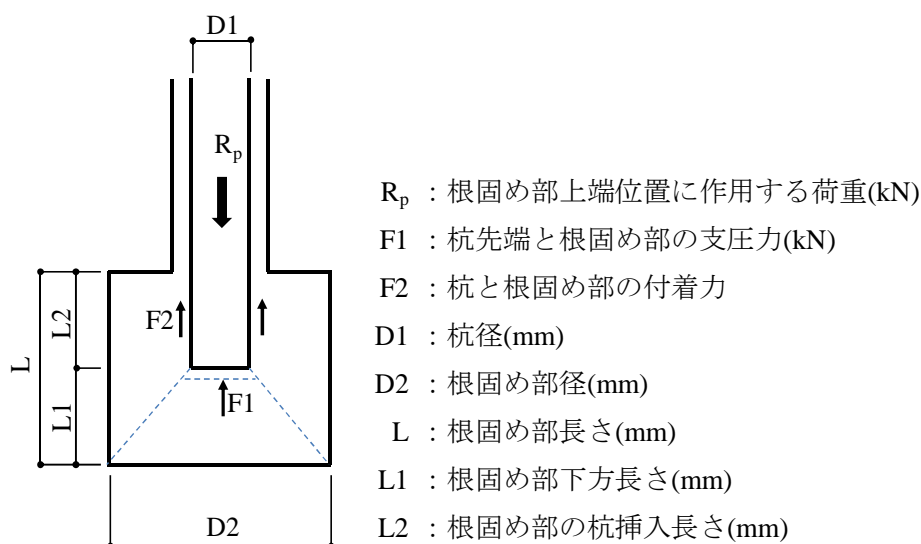


図 2.9 根固め部の付着せん断破壊+支圧破壊^{2.5)}

(根固め部の付着せん断破壊+支圧破壊の釣り合い式)^{2.5)}

$$R_p = F1 + F2 \quad (2.1)$$

ここに、

R_p : 根固め部上端位置に作用する荷重(kN)

$F1$: 杭先端と根固め部の支圧力(kN)

$F2$: 杭と根固め部の付着力(kN)

$$R_p = \alpha \times N \times A_p \quad (2.2)$$

ここに、

- α : 杭先端支持力係数
- N : 先端地盤の平均 N 値
- A_p : 杭先端閉塞断面積(mm²)

$$F1 = (A2/A1)^{0.5} \times F_c \times A1 \quad (2.3)$$

ここに、

- $A1$: 杭断面積(mm²)
- $A2$: 根固め部の断面積(mm²)
- F_c : 根固め部の必要強度(N/mm²)

$$F2 = \tau_{f2} \times A_{f2} \quad (2.4)$$

ここに、

- τ_{f2} : 杭と根固め部の付着応力(N/mm²) (例えば $\tau_{f2} = 1/10 \times F_c$)
- A_{f2} : 杭と根固め部境界のすべり破壊面積(mm²)
- $A_{f2} = L2 \times \pi \times D1$

ここで、(2.1)～(2.4)式を用いて、杭径 $D1 = \phi 800\text{mm}$ 、根固め部下方長さ $L1 = 800\text{mm}$ 、杭先端支持力係数 $\alpha = 400(\text{kN/m}^2)$ の場合における、根固め部必要強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$ と根固め部の杭挿入長さ $L2(\text{mm})$ の関係について試算した結果を図 2.10 に示す。

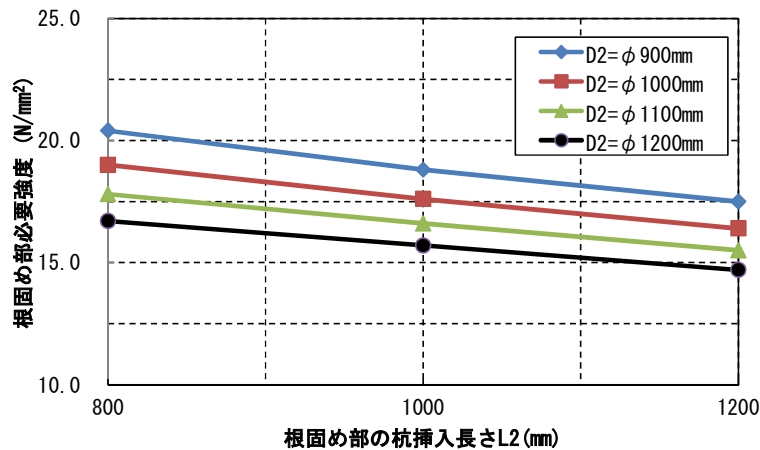


図 2.10 根固め部必要強度 F_c と根固め部の杭挿入長さ $L2$ の関係図

図 2.10 より、杭径 $D1$ および根固め部下方長さ $L1$ が同じ場合、根固め部の杭挿入長さ $L2$ が大きくなるほど根固め部必要強度 F_c が小さくなっていることが読み取れる。これは、根

固め部が付着せん断破壊+支圧破壊する場合においては、根固め部径および根固め部挿入長さを大きくすることが支持力向上に繋がることを示している。また、石川ら^{2.6),2.7)}は既製コンクリート杭の拡大根固め工法において、①杭本体の形状、②根固め部の強度、③根固め部の下方長さ、④根固め部の直径が杭の支持力特性において影響することに言及しており、根固め部の下方長さの違いによって、杭の沈下性状や破壊性状が異なることを確認している。これに加えて、根固め寸法や杭形状の異なる模型実験を実施し、根固め部が破壊する以前であれば、杭本体の形状および根固め強度は荷重-沈下曲線に影響を及ぼさないこと、節杭を用いた場合は、根固め部が破壊しても急激に支持力が低下することはないが、ストレート杭の場合は急激に低下すること、支持力に根固め強度の影響が現れないようにするためには、根固め径が大きい程根固め強度も大きくすることが必要等であることについても言及している。これらの要因を踏まえて、既製コンクリート杭工法の高支持力化に伴い、支持力向上のため、根固め部の大型化や写真 2.8 に示すような様々な杭の形状の提案が行われているのが現状である。



(a) ストレート杭



(b) 節杭



(c) 先端拡径杭



(d) 溝付き杭

写真 2.8 既製コンクリート杭の形状例

以上のように、既製コンクリート杭の支持力向上には、想定される破壊モードを考慮し、杭の形状、根固め部の強度および根固め部の寸法（形状）を組み合わせる用いることが行われている。これらは、根固め部の寸法を大きくすることや、通常とは形状の異なる杭などを用いることによって、従来工法に比べて施工難易度が高くなることを意味している。また、既製コンクリート杭の支持力向上は杭の形状を変化させることや根固め部の寸法を大きくすることで成されており、根固め部自体を補強して支持力向上を図っている工法は現状存在していない。

2.4.2 杭の鉛直支持力向上における対応策

高支持力杭は、根固め部の掘削断面積を 2 倍程度に拡大することで支持力の飛躍的な向上を図っているが、地盤の支持力が最大限発揮されるまでに何らかの不具合を生じ、根固め部が破壊するようなことがあると、支持力が従来工法相当まで低下する危険性がある。その場合、図 2.11 に示すように、最大で 50% 程度の支持力になる危険性があり、従来工法杭のそれが最大で 80% であるのと比べると、支持力の低下が極めて大きいことが指摘されている^{2.8)}。これは、根固め部が想定通りの寸法で築造できなければ支持力の低下に直結することを示しており、現在の既製コンクリート杭の施工方法では、その過程において根固め部に支持力の低下を生じないための特別な補強を施すのは困難であることから、施工管理を徹底するということができないのが現状である。

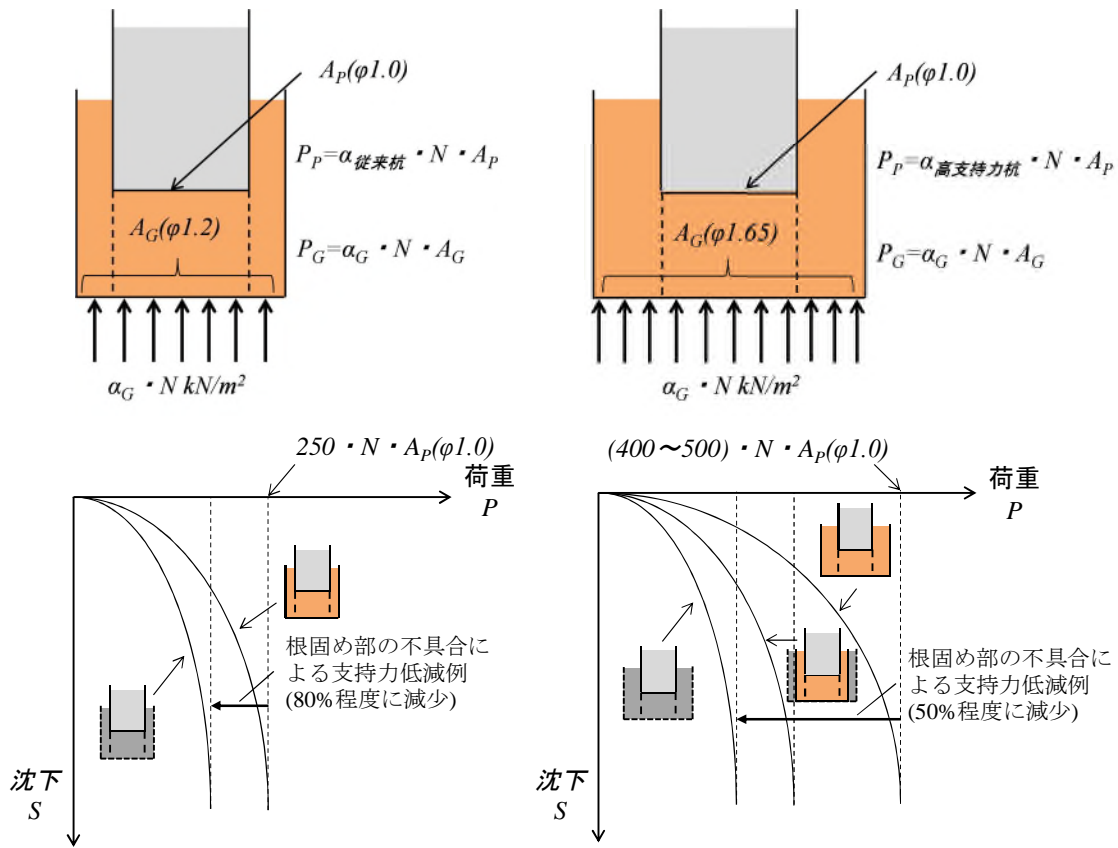


図 2.11 根固め部不具合による支持力低下^{2.8)}

一方、コンクリート分野においては、圧縮には強いが引張には弱いというコンクリートの特徴を補う材料として、コンクリートに繊維を練り混ぜた繊維補強コンクリートを用いることで、コンクリートの靱性を高めひび割れなどの補強策として用いられることがある。繊維補強コンクリートは、その特性を活かして、橋梁、トンネル、ダム、用水路および擁壁へ補修・補強分野を中心とした適用^{2.9)}や建築物の土間コンクリートおよびコンクリート

二次製品など土木・建築分野において広く利用されている。近年においては、一軸引張応力下において複数ひび割れ特性とひずみ硬化特性を示す HPRCC(High Performance Fiber Reinforced Cement Composites)^{2.10,2.11)}を包含した材料として、既存の繊維補強コンクリートに比べ、曲げ、引張、圧縮破壊時の靱性が大幅に向上した高靱性セメント複合材料^{2.12)}(以下、Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites, DFRCC と略記)が開発されている。

渡部ら^{2.13)}は、DFRCC を用いた高靱性耐震壁と RC 耐震壁の水平加力実験を行い比較することで、その変形性能の高さ(図 2.12)と損傷制御効果(写真 2.9 参照)を実証することにより、RC 構造物への適用時の有効性を報告している。また、渡部ら^{2.14)}は繊維体積混入率 3%で、PVA 繊維と鋼繊維を混合使用することで、圧縮強度到達以降の靱性が著しく改善できることも報告している。したがって、これらの技術を根固め部に適用することができれば、杭の支持力および安全性の向上を図ることが可能となると考えられる。DFRCC は、以前は施工性の問題やコスト面の問題により、施工例が少ないという状況にあったが、中村ら^{2.15)}のこれらを克服した DFRCC と同等の性能を有する繊維補強コンクリートの開発および適用を目的とした検討や、白鳥ら^{2.16)}の再生骨材を適用した高靱性コンクリートの高流動化の検討結果より、その施工性は従来と比較しても確実に向上しているといえる。したがって、既製コンクリート杭工法に適用できる可能性は十分にある。

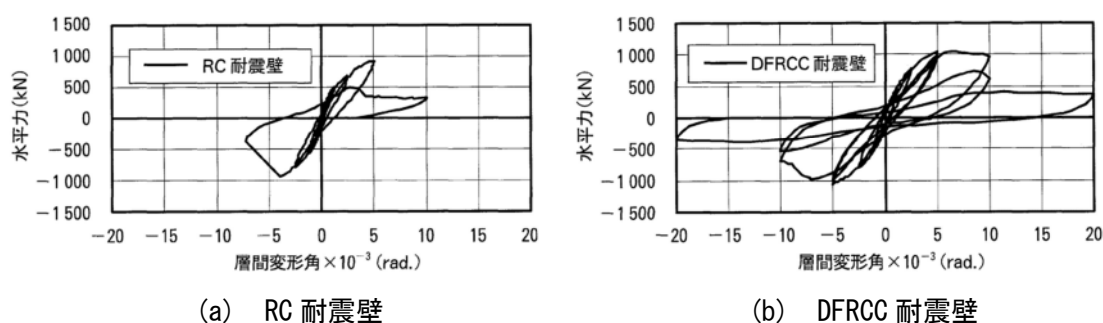


図 2.12 耐震壁試験体の層間変形角関係^{2.12)}

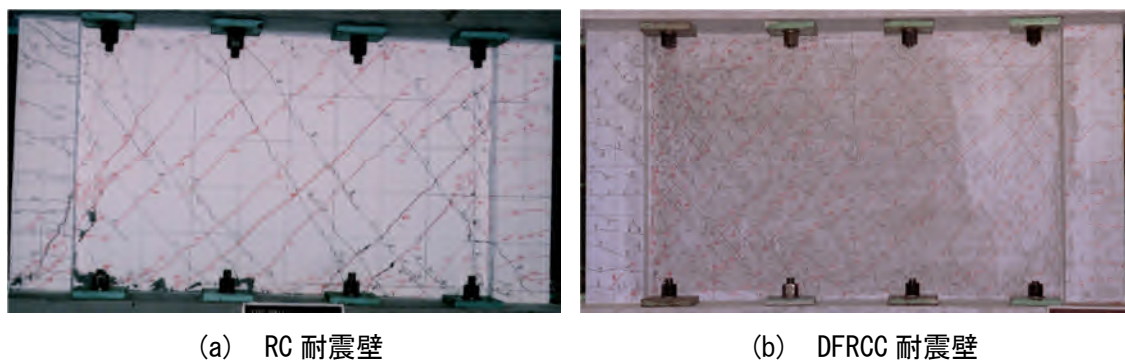


写真 2.9 耐震壁試験体の破壊状況^{2.13)}

以上より、現状の既製コンクリート杭工法においては、根固め部を補強することで支持力向上を図っている工法は存在しないが、コンクリート分野における繊維補強コンクリートの技術を根固め部に適用することが可能となれば、根固め部のひび割れ発生後においても杭の軸力保持が可能となり、支持力および安全性向上の補強策となり得るといえる。

2.4.3 まとめ

2.4節においては、杭の鉛直支持力に影響する要因と支持力向上に関する方策について現状と既往の研究結果の整理を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・既製コンクリート杭の拡大根固め工法においては、①杭本体の形状、②根固め部の強度、③根固め部の長さ(根固め部の杭挿入長さ+根固め部下方長さ)、④根固め部の直径が杭の支持力特性において影響している。
- ・根固め部が破壊する以前であれば、杭本体の形状および根固め強度は荷重-沈下曲線に影響を及ぼさないこと、節杭を用いた場合は、根固め部が破壊しても急激に支持力が低下することはないが、ストレート杭の場合は急激に低下する。
- ・支持力に根固め強度の影響が現れないようにするためには、根固め径が大きい程根固め強度も大きくすることが必要である。
- ・地盤の支持力が最大限発揮されるまでに何らかの不具合を生じ、根固め部が破壊するようなことがあると、支持力が従来工法相当まで低下する危険性がある。
- ・現在の既製コンクリート杭の施工方法では、その過程において根固め部に支持力の低下を生じないための特別な補強を施すのは困難であることから、施工管理を徹底するということしか行うことができないのが現状である。
- ・コンクリート分野においては、圧縮には強いが引張には弱いというコンクリートの特徴を補う材料として、コンクリートに繊維を練り混ぜた繊維補強コンクリートを用いることで、コンクリートの靱性を高めひび割れなどの補強策として用いられている。
- ・近年においては、既存の繊維補強コンクリートに比べ、曲げ、引張、圧縮破壊時の靱性が大幅に向上したDFRCCが開発されている。
- ・DFRCCは、以前は他の材料と比較してコストが高い、大量供給を行うシステムが確立されていないという理由から施工例が少ないという状況にあったが、これらを克服した同等の性能を有する繊維補強コンクリートの開発および適用を目的とした検討が進んでおり、その施工性は従来と比較しても確実に向上している。
- ・既製コンクリート杭工法においては、根固め部を補強することで支持力向上を図っている工法はないが、コンクリート分野における繊維補強コンクリートの技術を根固め部に適用することが可能となれば、根固め部にひび割れ発生後においても、軸力を保持することが可能となり、支持力および安全性向上の補強策となり得る。

2.5 根固め部固化体の品質管理

2.5.1 高支持力杭工法の施工管理の現状

2015年10月の横浜のマンション沈下問題をきっかけに、一般社団法人コンクリートパイ
ル・ポール協会(以下、COPITAと略記)は、既製杭の施工に関して、その施工体制、施工管
理方法、施工記録の確認方法や保存方法など、改めてその重要性を認識し、「既製コンク
リート杭の施工管理要領-平成28年3月」を作成し、協会全会員者に周知を行った^{2.17)}。2.1.1
項でも述べたが、高支持力杭工法は先端支持力に大きく依存しているのが最大の特徴であ
る。高支持力杭工法の施工管理項目においては、①設計通りの支持層であるか、②計画ど
おりの根固め部形状であるか、③計画どおりの根固め部強度であるか、④これらを証明で
きる施工の記録やデータがあるか、という4点が特に重要であるとされている^{2.17)}。以下に、
これらの管理項目について記載する。

(1) 支持層の判断と確認方法

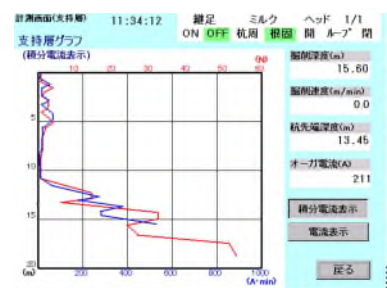
支持層到達の判断と確認方法は、一般社団法人日本建設連合会(以下、日建連と略記)と
COPITAで協議し、主に以下の5つとしている^{2.17)}。

- ・地盤調査結果に基づく判断・確認
- ・掘削ヘッドなどに付着した土砂による判断・確認
- ・掘削抵抗(積分電流値など)の変化による判断・確認
- ・掘削機の音などの変化による判断・確認
- ・試掘による判断・確認

支持層到達判断と確認は、上記5つの項目総合的にみて行うこととされており、近年で
はデジタル式の施工管理装置を用いた管理が一般的となっている。杭工事管理者は、写真
2.10(b)のような掘削抵抗記録や図2.13および図2.14に示すサイクルタイム記録などを杭ご
とに取得することで管理を行っている。



(a) 管理装置操作画面



(b)

写真 2.10 デジタル式の施工管理装置

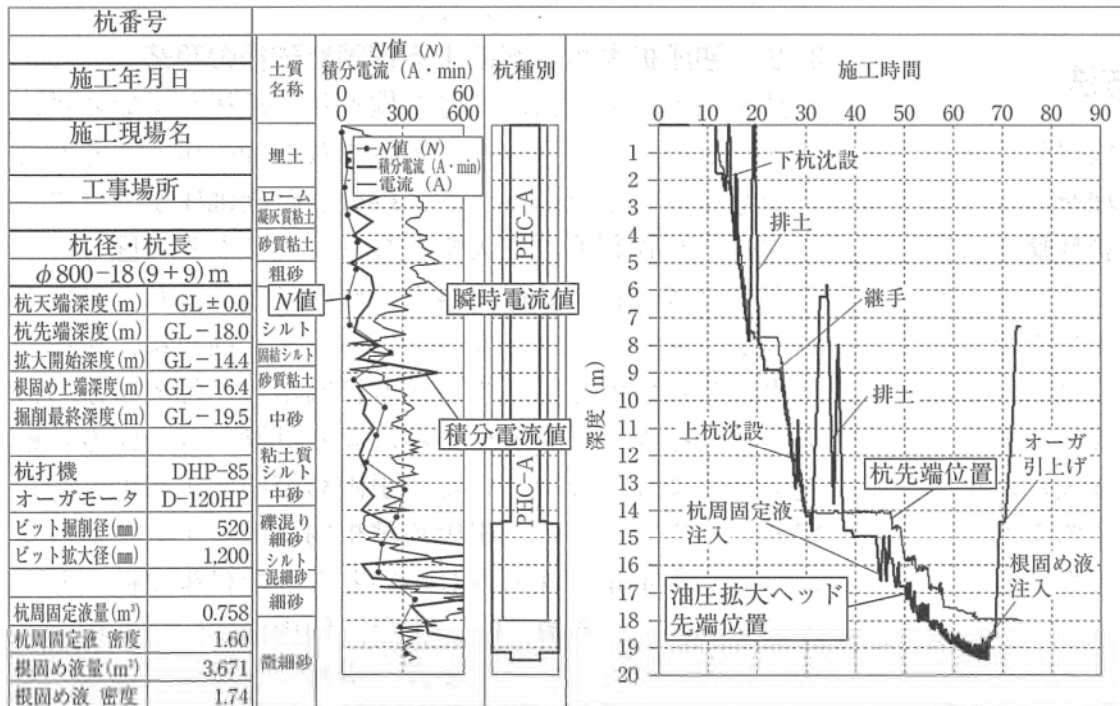


図 2.13 タイムスタディ例^{2.18)}

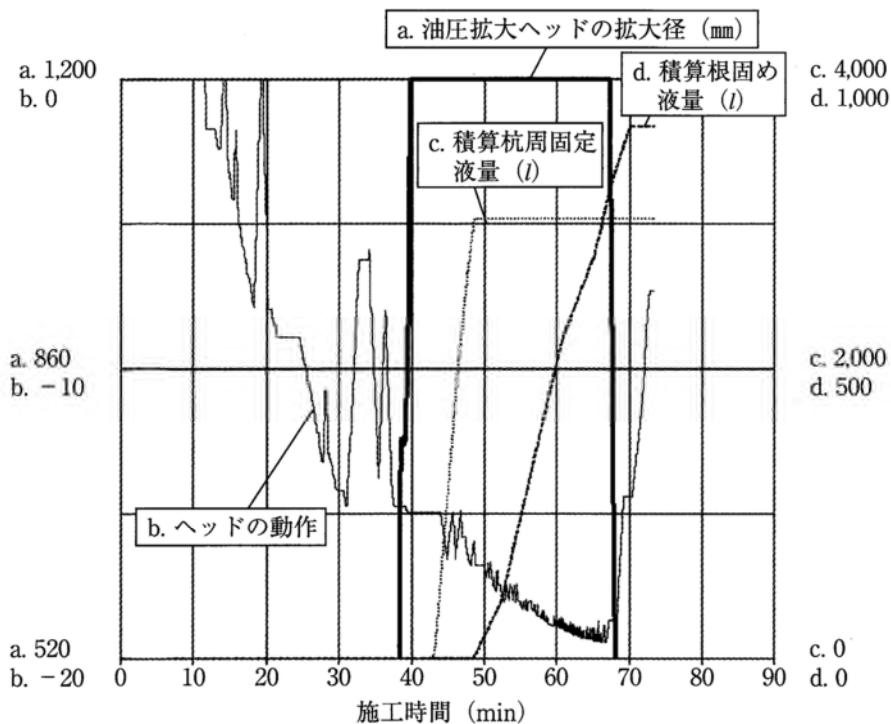


図 2.14 時系列データ例^{2.18)}

(2) 根固め部の形状管理

根固め部の形状は、支持力確保においては重要であり、長さや径の確保が管理項目として挙げられる。根固め部の長さの管理は、一般的には掘削ロッドにマーキングしてレベルで確認するか、施工管理装置の深度計を用いて行われている。

根固め部の径の管理は、目視により掘削状況が確認できない。また、掘削ヘッドは、機構の違いにより、油圧式掘削ヘッド(写真 2.11 参照)と機械式掘削ヘッド(写真 2.12 参照)の2種類に分類されている。したがって、油圧式掘削ヘッドの場合は、図 2.15 に示す油圧機構の油量と圧力の2項目で管理を行い、機械式掘削ヘッドの場合は、写真 2.13 に示すシェアピンや写真 2.14 に示す圧縮ピンなどを取り付けて、その変形状況で確認することが多い。しかし、いずれも地上での確認であり、間接的方法により出来ばえを評価しているにすぎない。



(a) 閉翼状態

(b) 拡翼状態

写真 2.11 油圧式掘削ヘッド

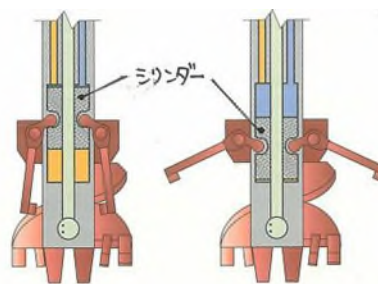


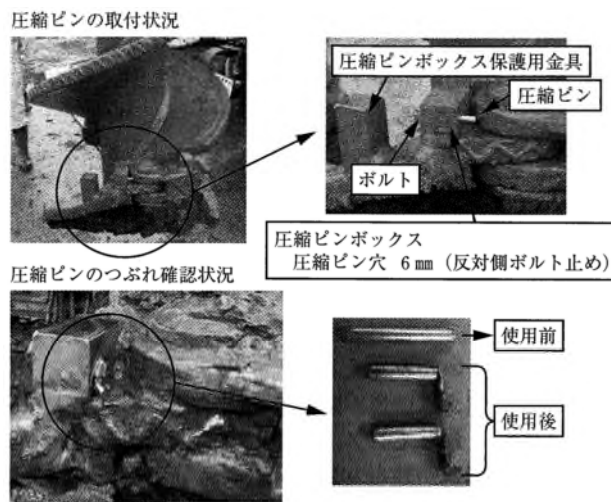
図 2.15 油圧機構図



写真 2.12 機械式掘削ヘッド



写真 2.13 拡大確認用シェアピンの例^{2.17)}



(3) 根固め部の強度管理

実現場において根固め部の強度を確認する方法としては、施工時にプラントで混練した根固め液用のセメントミルクの強度を確認することで、根固め部の強度を推定する方法が一般的である。しかしながら、実際の根固め部は、セメントミルクと掘削土砂が混合攪拌されたものが固化したものであるため、根固め部から未固結試料を直接採取して、その混ざり具合や固化強度を確認する方法が近年増加傾向にある。セメントミルクや未固結試料による強度管理は、根固め部のコア採取に比べると容易に行うことができるが、施工時に時間がかかるのと夏場では固化が進む恐れがあることおよび局所的にしか強度を評価していない可能性があるという問題点も存在する。

(4) 施工の記録と保管

現在の杭工事施工管理データは、施工状況写真、各種計測記録(電流値、積分電流値、根固め液等の流量など)および杭ごとのチェックシートが一般的であり、杭施工管理者はこれらのデータを収集し、記録した結果をエビデンスとして保管している。近年においては、建築・土木の分野でも IoT を積極的に取り入れる傾向にあるため、杭の施工現場に関しても Web やクラウドを利用して、施工データをデジタル管理する取組みが必要であり、一部では始まっているところである^{2.17)}。ただし、これらについても、プロセス管理が主であり、出来ばえ評価には至っていない。

2.5.2 近年の強度および形状管理技術の動向

(1) 未固結試料採取による強度管理

未固結試料採取による施工管理とは、埋込み杭の施工過程において、築造した根固め部のセメントミルクが固化する前の試料を採取し、その物性を調査した後に適切な養生を行い、圧縮試験による強度管理を行う方法である。高支持力杭の根固め部品質管理研究会は、「根固め部の未固結試料採取・調査・試験マニュアル」^{2.5)}を作成し、未固結試料による品質管理手法の提案を行っている。

未固結試料の調査・試験手順は、まず未固結試料採取器によって採取された試料の物性調査(STEP1)を直ちに行い、その結果に基づいた判定を行う。ここで、採取された未固結試料の物性調査とは、試料の密度、温度、色、混合状態などを調査するものである。次に、適切な養生後の固化供試体に対して一軸圧縮試験(STEP2)を行い、その結果に基づいた判定を行うものである(図 2.16 参照)。

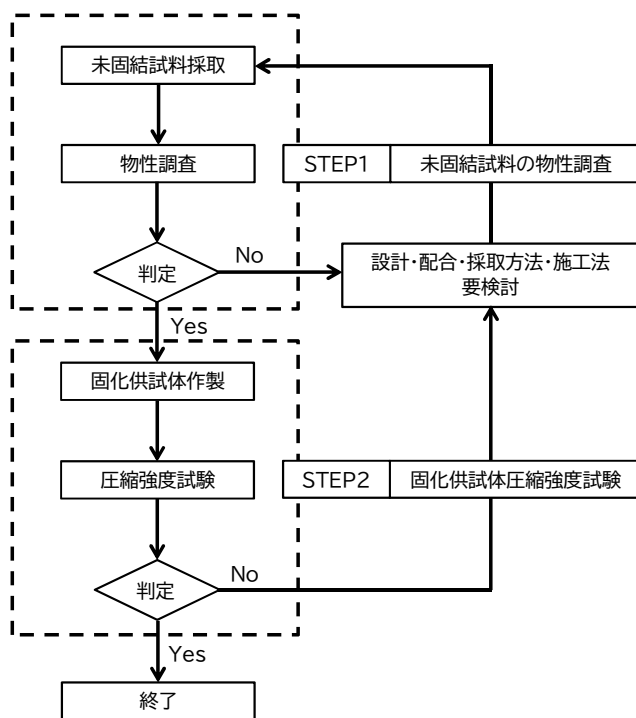


図 2.16 未固結試料の調査・試験フロー^{2.5)}

未固結試料の採取には採取口を開き、未固結試料を採取した後、採取口を閉じる必要がある。採取には容器の蓋を開閉する方式と写真 2.15a)に示すような、二重管をスライドさせ、開口部が開閉する方式がある。未固結試料採取器は、各杭メーカーにより様々な形状や機構が異なるが、大部分はロッド中心軸における試料を縦方向に採取するものである。採取器によっては、水平方向に採取器を伸長し、根固め部の周辺部から採取するものもあるが、現時点においては、根固め部の試料の均一性や変動については明らかにされていない。

以上、未固結試料採取による管理方法は、地中深いところからの根固め部から、あるがままの状態を試料を採取し、根固め部の強度推定を行うものであり、従来手法に比べ、より施工後の状態に近い状態であること、早期に判定が行えることから近年採用が増加傾向にある技術である。ただし、先にも述べたように、施工時間や気温による強度発現のばらつきおよび根固め液の一部のみの評価であることに課題が残されている。



(a) 未固結採取器



(b) 未固結試料採取状況



(c) 未固結試料



(d) 作製した供試体

写真 2.15 未固結試料採取および供試体作製状況

(2) パイル・インテグリティ・テストによる支持層到達の確認

パイル・インテグリティ・テスト(以下、IT 試験と略記)は、小型ハンマーにて杭頭を軽打し、軽打によって発生した入力波に対する杭の振動応答を、杭頭に取り付けた加速度計で測定し、その波形にて杭体の健全性を確認する手法である。井上ら^{2,20)}は、これまで杭体の健全性を非破壊で調査するために用いられてきた IT 試験を活用することで、掘削時のデータに頼らずに先端支持層への到達状況を簡易に判定できることを報告している。ただし、この試験はあくまで施工の方法や支持層の固さの程度により、常に明確な評価ができない点に課題が残されている。

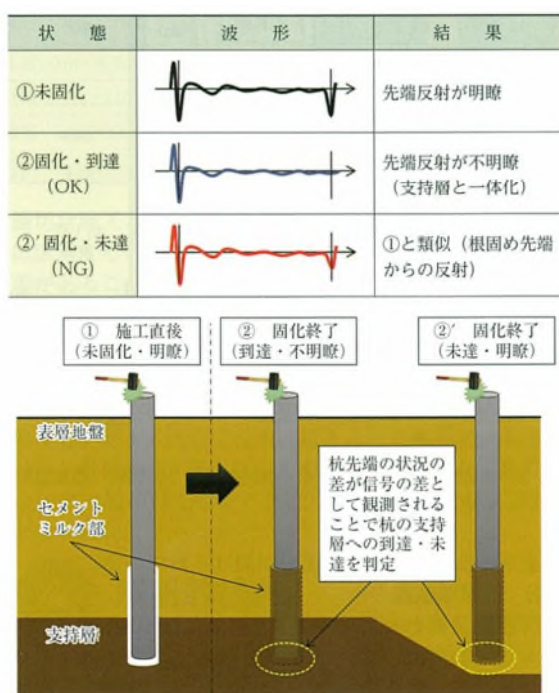


図 2.17 想定する手法の概要^{2,20)}



(a) 杭頭露出部分



(b) 打撃実施

写真 2.16 IT 試験実施状況^{2,20)}

(3) ボアホールソナーによる根固め形状の確認

ボアホールソナーの基本的原理は、主に杭体の長さ方向の測定を目的とした IT 試験と同じであり、対象物に人工的な衝撃を加えることにより P 波を発生させ、根固め部固化体の境界から反射波を読み取ることによって、固化体の形状の推定を行う技術である^{2,21)}。

図 2.18 にボアホールソナーの測定イメージ図を示す。東京都発注の物件などは、根固め部固化後にボアホールソナーを根固め部に挿入して出来形の調査を行うケースもある。この方法は事後確認であり、ソナーを挿入するためのガイドパイプを施工時に設置しなければならないことやコア抜きをするなどの処置が必要であるため、一般的な現場での施工管理手法として実施する事例は少ない。

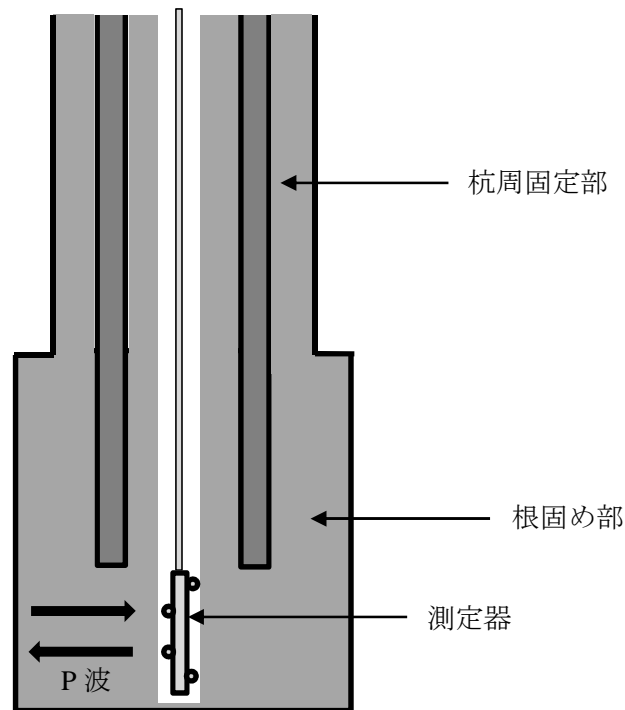


図 2.18 ボアホールソナーの測定イメージ図

(4) 根固め部ソイルセメントの強度早期判定方法

近年における根固め部固化体の強度管理手法は、従来のプラントから採取したセメントミルク原液による供試体による強度確認ではなく、前述の未固結状態の根固め部ソイルセメントを採取し、供試体を用いて強度確認を行う事例が増加しつつある。しかしながら、未固結採取による強度確認においても、実工事においては材齢 3 日程度の若材齢の圧縮強度から材齢 28 日の圧縮強度を推定し、杭の品質上必要な強度が発現する見込みがあれば、工事を進めることが多い。つまり、圧縮強度の確認を行う材齢 3 日までの杭の施工方法の妥当性は検証できないということである。

依田ら^{2.22)}は、根固め部ソイルセメントの材料組成を実現場内で簡易的に分析し、材齢 28 日圧縮強度を推定する技術を提案している。ただし、この方法は未固結試料採取後の試験であり、未固結採取に係る課題は、そのままこの方法も抱えている。

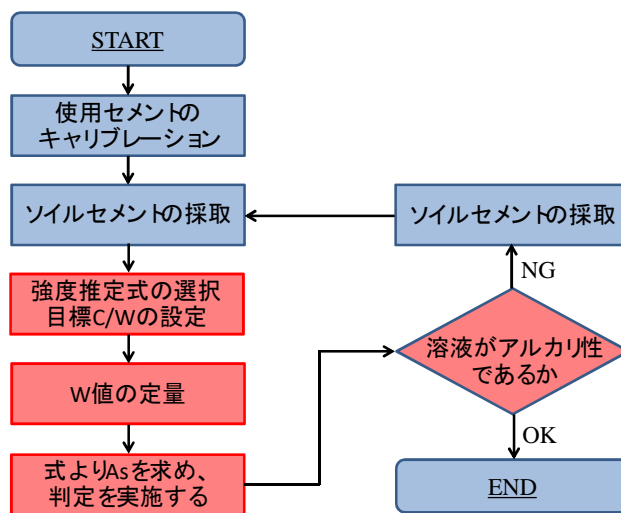


図 2.19 一度の分析操作で検査を実施する手順^{2.22)}



写真 2.17 試験に使用する器具^{2.22)}

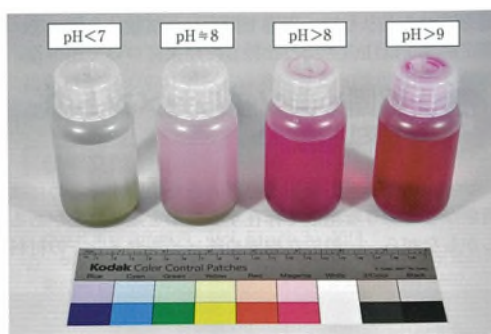


写真 2.18 指示薬による pH の判定^{2.22)}

(5) 従来管理手法と近年の管理手法の比較

表 2.11 に示すように、従来の管理手法に対して、近年ではより適切な管理手法が提案されつつあるが、根固め部の形状や強度に関する管理手法はいずれも施工終了後に確認することに止まっている。事後確認では、不具合が発覚した際のリスクも大きく、最悪のケースでは、一度施工した杭を抜き、再施工を行うことまで検討しなければならない。このような状況下において、根固め部の強度管理においては、従来の 28 日後のセメントミルク(原液)の強度管理から、3 日程度で強度確認を行うことができる未固結試料による管理、それに加え、即日強度判定が可能となる技術開発へと発展してきた。しかしながら、根固め部の形状管理については、掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認に留まっている。ボアホールソナーを用いればある程度の形状確認は可能であるが、ソナーを挿入するためのガイドパイプを施工時に設置しなければならないことやコア抜きをするなどの処置が必要で、かつセメントミルクの硬化後にしか実施できないことから、採用頻度は少ない。したがって、根固め部の形状管理については、現状では施工時に形状確認する術はない。

ボアホールソナーやパイル・インティグリティ・テストは、いわば超音波を利用したもので、物理探査という非破壊試験に属する。比抵抗は、この物理探査に属するもので、土の電気的性質と土の粒度やそこに含まれるセメントの混合割合に着目した方法であり、これまで地盤改良の品質や地盤調査の分野にも利用されてきた^{2,23),2,24)}。根固め液は、いわゆる地盤改良の一種であり、この比抵抗探査法を根固め部孔壁の調査手法として利用できる可能性は十分にあると考えられる。

表 2.9 施工管理項目ごとにおける施工管理手法の対比表

施工管理項目	確認事項	従来管理手法	近年の管理手法
①支持層への定着	計画通りの支持層に到達しているか	<ul style="list-style-type: none"> ・付着土砂による判断・確認 ・施工機の音の変化による判断・確認 ・試掘による判断確認 ・電流値、積分電流値(アナログ) 	<ul style="list-style-type: none"> ・付着土砂による判断・確認 ・施工機の音の変化による判断・確認 ・試掘による判断確認 ・電流値、積分電流値(デジタル)
②根固め部の形状	所定径および長さで根固め部が築造されているか	<ul style="list-style-type: none"> ・掘削ヘッドの寸法測定(ピンの変形) ・拡大掘削機構の確認(ピンの変形) ・拡大掘削機構の確認(油量、圧力) 	<ul style="list-style-type: none"> ・掘削ヘッドの寸法測定(ピンの変形) ・拡大掘削機構の確認(ピンの変形) ・拡大掘削機構の確認(油量、圧力) ・IT試験 ・ボアホールソナー
③根固め部の強度	所定強度を確保しているか	<ul style="list-style-type: none"> ・プラントから採取したセメントミルクの密度測定 ・プラントから採取したセメントミルク供試体の圧縮強度 	<ul style="list-style-type: none"> ・プラントから採取したセメントミルクの密度測定 ・プラントから採取したセメントミルク供試体の圧縮強度 ・未固結試料採取(外観観察、圧縮強度) ・根固め部セメントミルクの早期強度判定
④施工記録	上記①～③を証明できる施工データがあるか	<ul style="list-style-type: none"> ・チェックシート、記録用紙の保管 	<ul style="list-style-type: none"> ・チェックシート、記録用紙の保管 ・チェックシート、記録の電子データ化 ・IoTを用いた施工管理の導入(Web、クラウドの活用)

2.5.3 まとめ

2.5 節においては、既製コンクリート杭工法において、現在行われている施工管理と近年の品質管理技術を整理することにより、現状の課題の抽出を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・高支持力杭工法の施工管理項目においては、①設計通りの支持層であるか、②計画どおりの根固め部形状であるか、③計画どおりの根固め部強度であるか、④これらを証明できる施工の記録やデータがあるか、という4点が特に重要であるとされている。
- ・杭の高支持力化が進む近年においては、これらの管理の厳格化が進んでいるが、根固め部の強度および形状管理については、従来の管理手法が踏襲されることが多いのが現状である。
- ・現状の根固め部の形状管理は、地上での掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認に留まっており、間接的方法により出来ばえを評価しているにすぎない。
- ・現状の根固め部の強度確認は、施工時にプラントで混練した根固め液用のセメントミルクの密度および強度を測定することで成されているが、実際の根固め部は、セメントミルクと掘削土砂が混合攪拌されたものが固化したものである。
- ・未固結試料採取による管理方法は、従来手法に比べ、より施工後の状態に近い状態であること、早期に判定が行えることから近年採用が増加傾向にある技術であるが、施工時間や気温による強度発現のばらつきおよび根固め液の一部のみの評価であることに課題が残されている。
- ・IT 試験を活用することで、掘削時のデータに頼ら先端支持層への到達状況を簡易に判定できることが報告されているが、施工の方法や支持層の固さの程度により、常に明確な評価ができない点に課題が残されている。
- ・ボアホールソナーは、対象物に人工的な衝撃を加えることにより P 波を発生させ、根固め部固化体の境界から反射波を読み取ることによって、固化体の形状の推定を行うことができるが、事後確認であり、ソナーを挿入するためのガイドパイプを施工時に設置しなければならないことやコア抜きをするなどの処置が必要であるため、一般的な現場での施工管理手法として実施する事例は少ない。
- ・根固め部ソイルセメントの材料組成を實現場内で簡易的に分析し、材齢 28 日圧縮強度を推定する技術を提案されているが、未固結試料採取後の試験であり、未固結採取に係る課題は、そのままこの方法も抱えている。
- ・現状の根固め部の形状管理は、全て事後確認であり、不具合が発覚した際の発生リスクが大きく、施工時にリアルタイムで形状確認する技術の確立が望まれる。
- ・抵抗探査法は、地盤改良の品質や地盤調査の分野にも利用されてきた手法であり、これを根固め部孔壁の調査手法として応用することができれば、施工中に根固め形状の確認が可能となり得る。

2.6 結論

第 2 章においては、既製コンクリート杭工法における根固め部の性能や強度および形状管理手法の現状について整理を行い、既製コンクリート杭工法における現状の課題の抽出を行い、本研究の位置付けを明確にした。以下にこれらの結果をまとめる。

(1) 根固め部固化体の性能

- ・掘出し調査結果およびコアボーリング調査結果より、根固め部固化体における強度分布は、根固め部上方位置に比べ、下方位置の圧縮強度が高くなる傾向にある。
- ・根固め部固化体の圧縮強度は、根固め液として用いるセメントミルクを増量すること、混合攪拌を注入後とすることで高くなるが、強度のバラツキは生じる。
- ・ブリーディングによる材料分離が根固め部固化体内の強度のバラツキの一要因となる。セメントミルクのブリーディング試験を行い、セメントミルクに、セメント質量の 2~3% の割合で分離低減剤を添加することで、ブリーディングを抑制することが可能である。
- ・既製コンクリート杭の拡大根固め工法においては、①杭本体の形状、②根固め部の強度、③根固め部の長さ(根固め部の杭挿入長さ+根固め部下方長さ)、④根固め部の直径が杭の支持力特性において影響している。
- ・根固め部が破壊する以前であれば、杭本体の形状および根固め強度は荷重-沈下曲線に影響を及ぼさないこと、節杭を用いた場合は、根固め部が破壊しても急激に支持力が低下することはないが、ストレート杭の場合は急激に低下する。
- ・支持力に根固め強度の影響が現れないようにするためには、根固め径が大きい程根固め強度も大きくすることが必要である。
- ・既製コンクリート杭工法においては、根固め部を補強することで支持力向上を図っている工法はないが、コンクリート分野における繊維補強コンクリートの技術を根固め部に適用することが可能となれば、根固め部にひび割れ発生後においても、軸力を保持できることが可能となり、支持力および安全性向上の補強策となり得る。

(2) 根固め部固化体の強度および形状管理技術

- ・根固め部の強度管理においては、従来の 28 日後のセメントミルク(原液)の強度管理から、3 日程度で強度確認を行うことができる未固結試料による管理、それに加え、即日に強度判定が可能となる技術開発へと発展してきている。
- ・現状の根固め部の形状管理は、地上での掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認に留まっており、間接的方法により出来ばえを評価しているにすぎない。
- ・ボアホールソナーを用いれば、ある程度の形状確認は可能であるが、ソナーを挿入するためのガイドパイプを施工時に設置しなければならないことやコア抜きをするなどの処置が必要で、かつセメントミルクの硬化後にしか実施できない。
- ・現状の根固め部の形状管理は、全て事後確認であり、不具合が発覚した際の発生リスク

が大きく、施工時にリアルタイムで形状確認する技術の確立が望まれる。

- ・抵抗探査法は、地盤改良の品質や地盤調査の分野にも利用されてきた手法であり、これを根固め部孔壁の調査手法として応用することができれば、施工中に根固め部形状の確認が可能となり得る。

以上より、既製コンクリート杭の鉛直支持力確保および向上においては、根固め部が破壊しないことおよび設計通りの形状に根固め部を築造することが必要である。これらを満足するために、現状では根固め部の大型化や杭の形状変化および施工管理の徹底を行っているのが現状であるが、従来工法に比べて施工難易度ははるかに高くなっている。

根固め部に破壊が生じないようにするために、現状では必要となる強度が確保できているかの管理が必要であるが、現在の手法は全て施工後の確認に留まっている。更に、現状では根固め部の有効な補強方法も存在していない。そこで、本研究においては、従来のセメントミルクに繊維を混入することで、根固め部にひび割れ発生後においても、軸力を保持できることが可能とし、支持力および安全性向上を図ることを検討する。

根固め部の形状管理についても、現状は地上での掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認に留まっており、間接的方法により出来ばえを評価しているにすぎず、ボアホールソナーによる形状把握の手法についてもセメントミルクの硬化後にしか実施できないことから採用頻度が極めて少ない。そこで、本研究においては、地盤改良の品質や地盤調査の分野に利用されてきた抵抗探査法を根固め部孔壁の調査手法として応用することにより、施工中に根固め部形状の確認を行う手法の検討を行う。

参考文献

- 2.1) 一般財団法人コンクリートパイロ建設技術協会：既製コンクリート杭の施工管理, pp.92～97, pp.162, 2017.4
- 2.2) 一般社団法人コンクリートパイロ・ポール協会：コンクリート杭に全国工法別施工実績, 2019.7
- 2.3) 新名正英, 渡部憲, 梶原大輔：埋込み杭工法における高靱性繊維補強セメントミルクの適用に関する基礎実験, 東海大学工学部紀要, Vol.58, No.2, pp.27～32, 2018.9
- 2.4) 高支持力杭の根固め部品質管理研究会：根固め部の未固結資料採取・調査・試験マニュアル(Ver.2.0), p.3, pp.51～52, 2014.10
- 2.5) 石川一真, 伊藤淳志, 小椋仁志：根固め部の下方長さや強度がストレート杭の支持力特性に与える影響 -埋込み杭の拡大根固め部に関する模型実験 その2-, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, 第676号, pp.883～889, 2012.6
- 2.6) 石川一真, 伊藤淳志, 小椋仁志：根固め部の強度と直径が節杭の支持力特性に与える影響 -埋込み杭の拡大根固め部に関する模型実験 その3-, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第689号, pp.1253～1261, 2013.7
- 2.7) 土屋富男：施工法が先端支持力に及ぼす影響因子, 基礎工, vol.42, No.6, pp.29～32, 2014.6
- 2.8) 社団法人日本コンクリート工学協会：高強度・高靱性コンクリート利用委員会報告書, p.63, pp.74～80, 2009.3
- 2.10) Naaman, A. E. and Reinhardt, H. W.: Characterization of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites - HPRCC, High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2(HPRCC2), pp.1-23, 1996
- 2.11) Li, V. C. :From Micromechanics to Structural Engineering -The Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Applications, J. Struct. Mech. Earthquake Eng., JSCE, Vol.10, No.2, pp.37-48, 1993.7
- 2.12) 社団法人日本コンクリート工学協会：高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う, p.3, 2002.1
- 2.13) 渡部憲, 白井伸明, 大岡督尚, 白都滋, 藤田敬：高靱性ビニロン繊維補強モルタル耐震壁の弾塑性挙動に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第67巻, 第559号, pp.211～218, 2002.9
- 2.14) 渡部憲, 大岡督尚, 白都滋, 加藤雄介：再生細骨材を使用した高靱性セメント複合材料の圧縮破壊挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.485～490, 2006
- 2.15) 中村允哉, 渡部憲:再生骨材を使用した高靱性コンクリートの材料特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.335-340, 2011
- 2.16) 白鳥有平, 渡部憲：水結合材比の相違する再生骨材を使用した高流動高靱性コンクリート製 RC 梁のせん断耐力に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40,

No.1, 2018

- 2.17)木谷好伸：高支持力埋込み杭の施工管理の現状，基礎工，vol.47，No.11，pp.20～25，2019.11
- 2.18)千種信之：高支持力埋込み杭の品質管理事例2－中掘り拡大根固め工法－，基礎工，vol.38，No.5，pp.63～65，2010.5
- 2.19)細田光美：高支持力埋込み杭の品質管理事例1－プレボーリング拡大根固め工法－，基礎工，vol.38，No.5，pp.59～62，2010.5
- 2.20)井上波彦：パイル・インテグリティ・テストによる支持層到達の確認技術の開発，基礎工，vol.45，No.8，pp.41～44，2017.8
- 2.21)中村博，藤井衛，阿部秋男，加藤洋一：ボアホールソナーによる埋込み杭根固め部の形状評価手法に関する研究，日本建築学会技術報告集，第12巻，第23号，pp.27～31，2006.6
- 2.22)依田侑也，浅香美治，大和由佳，木村匠：既製杭埋込み工法における根固め部ソイルセメントの強度早期判定方法－CW-QUIC－，基礎工，vol.47，No.11，pp.67～72，2019.11
- 2.23)持田康秀，塚本政昭：セメント系固化材と現地土を用いた流動化処理地盤改良工法の開発（その1.施工及び管理方法），日本建築学会技術報告集，第19巻，第42号，pp.485～490，2013.6
- 2.24)武智耕太郎，藤井衛，高元浩，新井マウリシオ淳：電気比抵抗法による未固化深層混合処理土の品質管理に関する研究，日本建築学会技術報告集，第21巻，第48号，pp.545～550，2015.6

第5章 結論

既製コンクリート杭工法の施工法は、打込み杭工法から埋込み杭工法へと変遷し、近年の高支持力杭工法へ発展を遂げた。杭 1 本あたりの支持力が飛躍的に向上したことで、設計の合理化が可能となる一方で、従来手法が踏襲されている部分も多く存在し、支持力確保のうえで最も重要である根固め部の性能および品質確保が不安視される中で、これらを払拭するための技術開発は必須である。本研究は、これらの課題を解決するため、根固め部の品質改善および性能向上に関する検討に加え、根固め部固化体の品質管理手法に関する検討を行った。以下に得られた結論を示す。

(1) 根固め部の品質改善および性能向上

- ①掘出し調査結果およびコアボーリング調査結果より、根固め部固化体における強度分布は、根固め部上方位置に比べ下方位置の圧縮強度が高くなる傾向にあり、不均質となる。
- ②セメントミルクに、セメント質量の 2~3%の割合で分離低減剤を添加することで、根固め部固化体内の強度のバラツキの一要因となるブリーディングを抑制できる。
- ③従来のセメントミルクに繊維と SRA を添加した FCM を用いることにより、セメントミルクの材料分離を抑制し、繊維の分散性も確保できることを確認した。
- ④W/C=50、60、70%の3水準において、FCM が高支持力杭工法へ適用可能な圧縮強度を有していることが確認でき、圧縮強度到達以降も脆性的に破壊するのではなく、ある程度の圧縮応力を保持しながら徐々に破壊する高靱性の特徴を有していることを確認した。
- ⑤FCM の圧送性は、CM と比べると圧送性が 10~20%程度低下するものの、グラウトホース内で繊維が詰まり圧送不可能となるような現象は確認されず、現場適用が十分可能な作業性を有していることが確認できた。
- ⑥FCM の圧縮強度は、ポンプ圧送前後で大きな低下は確認されなかった。
- ⑦杭先端支持力係数 $\alpha=400$ を超えるような大きな支持力を確保するためには、根固め部の寸法を大きくして、破壊モードを付着せん断破壊+支圧破壊から付着せん断破壊+斜め方向押抜きせん断破壊とする必要があり、従来の根固め部に斜めせん断方向の補強を施すことができれば、根固め部寸法を大きくしなくても破壊モードを付着せん断破壊+斜め方向押抜きせん断破壊へ移行できると考えられる。
- ⑧根固め部支圧試験を実施したところ、CM は根固め部径によらず、最大荷重到達後、急激に荷重が低下したのに対し、FCM は CM に比べ最大荷重は大きい値となり、最大荷重到達以降も緩やかに荷重が低下した。これにより、FCM の根固め部適用時の圧縮破壊靱性の改善効果が確認できた。
- ⑨FCM を根固め部適用すると、より根固め部下方へ荷重を伝達できるような破壊モードとなることが確認できた。
- ⑩FCM を根固め部に適用することで、従来工法より根固め部径を小さくしても同様の杭先

端支持力を得ることが可能となることを示し、根固め部の補強方法としての有効性を確認した。

(2) 根固め部固化体の品質管理手法

- ①根固め部の強度管理においては、従来の28日後のセメントミルク(原液)の強度管理から、3日程度で強度確認を行うことができる未固結試料による管理、それに加え、即日に強度判定が可能となる技術開発へと発展してきている。
- ②根固め部の形状管理については、掘削装置の寸法測定や開閉翼状態の確認に留まっている。
- ③ボアホールソナーを用いればある程度の形状確認は可能であるが、ソナーを挿入するためのガイドパイプを施工時に設置しなければならないことやコア抜きをするなどの処置が必要で、かつセメントミルクの硬化後にしか実施できない。
- ④根固め部の形状管理については、現状では施工時に形状確認する術はないというのが現状であり、事後確認では、不具合が発覚した際のリスクも大きく、最悪のケースでは、一度施工した杭を抜き、再施工を行うことまで検討しなければならないリスクを生じるため、施工時にリアルタイムで形状確認する技術の確立が必要である。その有力な候補として比抵抗計測が挙げられる。
- ⑤模型実験にて、地層境界付近を4極法により ρ を測定したところ、地層境界位置付近において比抵抗が大きく変化しており、電極間隔が狭い方が、比抵抗の変化をより細かく捉えていたことから、電極間隔と測定精度に関連性があることが確認できた。
- ⑥模型実験にて、電極を移動させながら ρ を測定することで、電極の貫入深さと ρ の変化から抵抗値の異なる物同士の境界位置を評価でき、電極間隔が孔壁間距離を表していることが確認された。
- ⑦模型実験にて、電極を取り付けたステンレス製の角棒を引き上げながら ρ を測定した結果、電極が孔壁にほぼ接触に近い状態になると比抵抗が大きく変化し、接触すると更に比抵抗が大きく変化することが確認できた。
- ⑧原位置において、掘削孔内の土砂とセメントミルクを混合攪拌する通常施工を行い、ポリアミド樹脂製の電極ボックスを油圧式拡大掘削ヘッドに取り付け、掘削孔内で開翼しながら ρ を測定した結果、ソイルセメントと孔壁の境界位置付近においても比抵抗が大きく増加することを確認した。これにより、比抵抗計測が杭の施工中に根固め部の孔壁位置を確認が可能となる技術であることを実証した。

以上より、既製コンクリート杭工法の高支持力化に伴い、根固め部固化体の不均一性や未だ管理手法の確立されていない拡大根固め部の形状管理という課題に対し、FCMを根固め部に適用することにより、材料分離を抑制し、かつ従来工法より根固め部径を小さくしても同様の杭先端支持力を得ることが可能となることを示し、根固め部の補強方法として

の有効性を確認した。また、根固め部の形状管理という課題に対しても、比抵抗計測が杭の施工中に根固め部の孔壁位置を確認が可能となる技術であることを示し、杭施工におけるリアルタイムの管理手法となり得ることを実証することができた。

以上より、本研究は、従来から改良や補強が施されていなかったセメントミルクに繊維を混入にすることにより、根固め部に材料の均一性、ひび割れ抵抗性および破壊靱性を改善すると共に、リアルタイムで根固め部形状を管理することで想定通りの根固め部形状を確保することを可能とするものであり、今後の高支持力杭工法の安全性向上に大きく貢献できるものである。

第3章 根固め部固化体への繊維混入による品質改善

3.1 概要

高支持力杭工法の開発により、適切な施工管理を行えば、高支持力化により低コストを実現でき、設計の自由度も高くなった。しかし、第2章で述べたように、セメントミルクの材料分離などによる品質バラツキや、一般的な工法であれば杭先端付近は無補強であり、根固め部のひび割れは脆性的な破壊モードに直結することなどの問題点が存在する。近年の高支持力化により、杭基礎は、経済性を重視した柱1本に対して杭1本で支持する1杭/1柱方式が採用されることが多く、これらのリスクはさらに高まっているといえる。

一方、近年においては、既存の繊維補強コンクリートに比べ、曲げ、引張、圧縮破壊時の靱性が大幅に向上した高靱性セメント複合材料(以下、DFRCCと略記)が開発されている^{3.1)}。DFRCCについては、中村ら^{3.2)}が、PVA繊維および鋼繊維を混合使用した実績を報告しており、材料分離をさせることなく繊維の分散性を確保した上で、ひび割れ発生時の変形に対して、剛性の高い鋼繊維とPVA繊維の架橋による相乗効果による靱性の改善効果が確認されている。

したがって、埋込み杭工法において使用されるセメントミルクについても繊維を混入させることで、セメントミルクを材料分離させることなく、支持力の向上および根固め部に靱性を付与するような補強ができるものと考えられる。浅井ら^{3.3)}は、DFRCCを根固め部に適用した際の支持力および靱性の向上の可能性について言及しているが、流動性を損なうことによる作業性の低下やコストの上昇などを理由に現場採用されていないのが現状である。そこで、本章においては、高靱性化した繊維補強セメントミルク(以下、FCMと略記)を埋込み杭工法の根固め部に適用する際、前述の問題点のうち、作業性、杭根固め部の靱性および材料分離抵抗性に着目し、これらを改善した調合検討および作業性の評価を行った。また、根固め部に適用した際の補強効果について、根固め部モデル支圧試験を行い確認した。

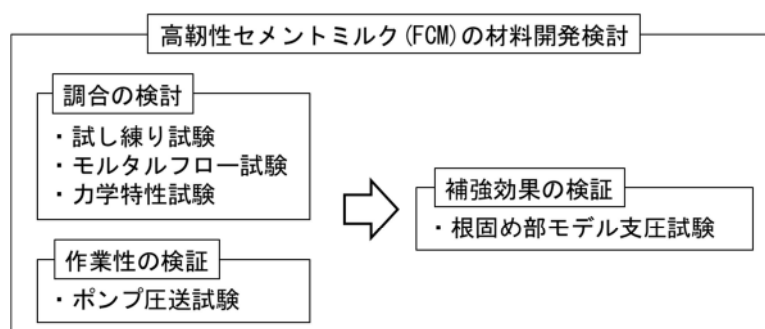


図 3.1 FCM の材料開発検討内容

3.2 調合の検討

FCM を埋込み杭工法に適用するためには、性能および作業性を考慮すると、セメントミルク内の繊維の分散性を確保し、かつ流動性の高い調合が必要である。本章では、まず試し練り試験およびモルタルフロー試験を行い、FCM の調合検討を行った。その後、一軸圧縮試験を行い、各調合の力学特性の把握を行った。

3.2.1 試し練り試験

高支持力杭工法では、根固め部に W/C=60%のセメントミルクを用いる工法が数多く存在する^{3,4)}。したがって、本研究においては、高支持力杭工法に適用される範囲を W/C=60±10%と想定し、この範囲を対象として試し練り試験を W/C=50、60、70%の3水準で行った。

試し練り試験の使用材料において、セメントは、普通ポルトランドセメント(密度:3.16g/cm³)を使用し、混和材料は、分離低減剤(SRA)を使用した。繊維は、繊維 L(PVA 繊維、径:0.2mm、長さ:18mm、アスペクト比:90、密度:1.30 g/cm³、引張強度:975N/mm²)、繊維 M(PVA 繊維、径:0.1mm、長さ:12mm、アスペクト比:120、密度:1.30 g/cm³、引張強度:1200N/mm²)、繊維 Sm(鋼繊維、径:0.2mm、長さ:13mm、アスペクト比:65、密度:7.85 g/cm³、引張強度:2000N/mm²)を使用した。

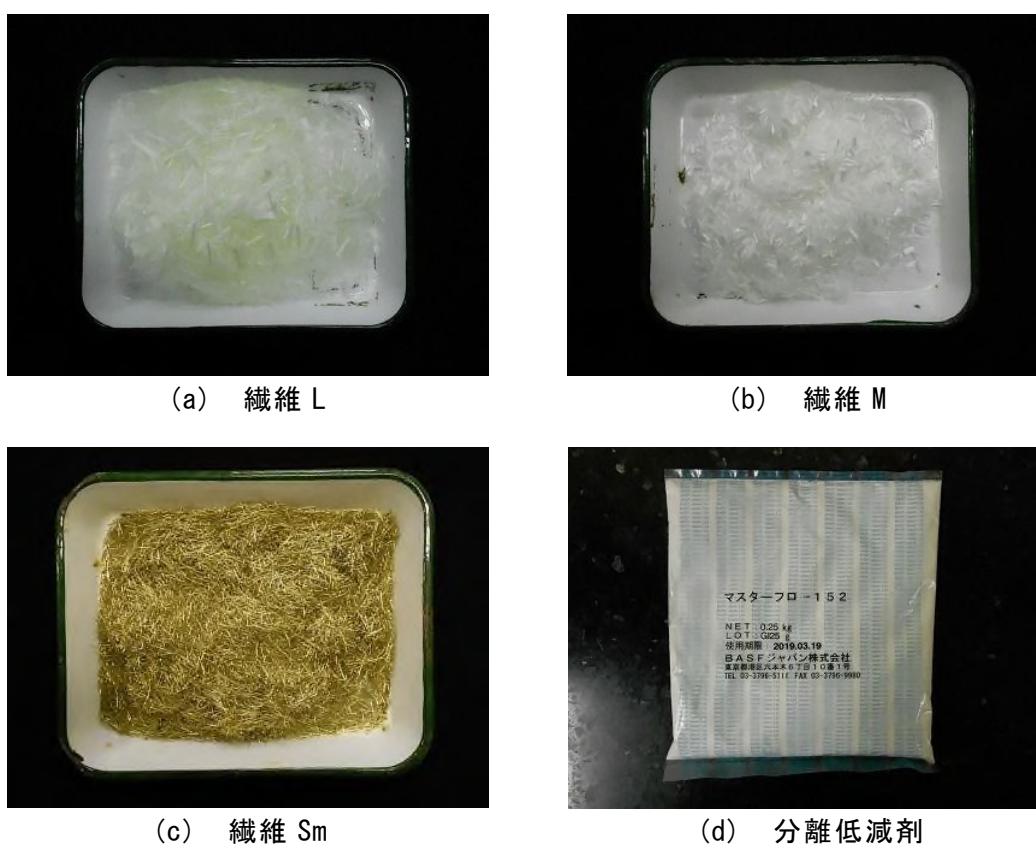


写真 3.1 使用材料

繊維体積混合比は、2種類のPVA繊維のみを混入する水準に加え、2種類のPVA繊維と鋼繊維を体積比で7:3および5:5の割合で混合した計6水準とした。また、繊維体積混入率は全ての水準において3%で固定とした。なお、分離低減剤の添加率については、W/C=50および60%についてはセメント質量の2~4%、W/C=70%においてはセメント質量の3~5%とした。試し練り試験水準を表3.1に示す。

表 3.1 試し練り試験水準

(a) W/C=50%					(b) W/C=60%				
試験体名	水セメント比 (W/C) (wt.%)	繊維体積混入率 (V _f) (Vol.%)	繊維混合比 (V _m) (LorM:Sm)	分離低減剤添加率 (SRA) (Cwt.×%)	試験体名	水セメント比 (W/C) (wt.%)	繊維体積混入率 (V _f) (Vol.%)	繊維混合比 (V _m) (LorM:Sm)	分離低減剤添加率 (SRA) (Cwt.×%)
FCM50-L-10	50	3.0	10:0	2.0	60	60	3.0	10:0	2.0
				3.0					3.0
				4.0					4.0
FCM50-L:Sm-7:3			7:3	2.0				FCM60-L:Sm-7:3	2.0
				3.0					3.0
				4.0					4.0
FCM50-L:Sm-5:5			5:5	2.0				FCM60-L:Sm-5:5	2.0
				3.0					3.0
				4.0					4.0
FCM50-M-10			10:0	2.0				FCM60-M-10	2.0
				3.0					3.0
				4.0					4.0
FCM50-M:Sm-7:3	7:3	2.0	FCM60-M:Sm-7:3	2.0					
		3.0		3.0					
		4.0		4.0					
FCM50-M:Sm-5:5	5:5	2.0	FCM60-M:Sm-5:5	2.0					
		3.0		3.0					
		4.0		4.0					

(c) W/C=70%						
試験体名	水セメント比 (W/C) (wt.%)	繊維体積混入率 (V _f) (Vol.%)	繊維混合比 (V _m) (LorM:Sm)	分離低減剤添加率 (SRA) (Cwt.×%)		
FCM70-L-10	70	3.0	10:0	2.0		
				3.0		
				4.0		
				5.0		
FCM70-L:Sm-7:3			7:3	3.0	FCM70-L:Sm-5:5	3.0
				4.0		4.0
				5.0		5.0
FCM70-M-10			10:0	3.0	FCM70-M:Sm-7:3	3.0
				4.0		4.0
				5.0		5.0
FCM70-M:Sm-5:5			5:5	3.0	FCM70-M:Sm-5:5	3.0
				4.0		4.0
	5.0	5.0				

試料の練り混ぜ方法を図 3.1 に示す。練り混ぜは、モルタルミキサー(写真 3.1 参照)を用いて、セメントと分離低減剤を添加した水の練り混ぜを 3 分間行い、ミキサー内の材料の掻き落としと残留水の添加を行った後、更に 1 分間練り混ぜを行った。その後、繊維を混入しながら 2 分間練り混ぜを行い、計 6 分間で練り混ぜ終了とした。予め、セメントと分離低減剤を添加した水の練り混ぜを行う目的は、十分に粘性を確保したセメントミルクに繊維を投入することができ、ファイバーボールを抑止し分散性を確保するためである。練り混ぜ終了後にモルタルフロー試験を実施し、試料の流動性の確認を行った。

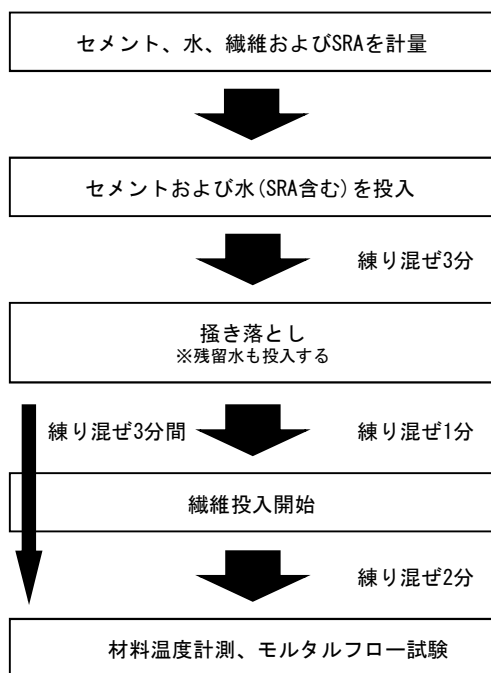


図 3.1 練り混ぜ方法



写真 3.1 モルタルミキサー

3.2.2 モルタルフロー試験

(1) 試験方法

試し練り試験を行った試料に対して、JIS R 5201 に準じてモルタルフロー試験を実施してフロー値の測定を行った。なお、フロー値は、フローコーンを垂直方向に取り去った後、15 秒間に 15 回の落下運動を与え、モルタルが広がった後の径を最大と認める方向と、それに直交する径を測定したものの平均値とした。また、フロー値の測定に加え、測定後の試料の状態を目視にて観察し、試料中心から端部に至るまでのペースト分と繊維の混合状況から分散性の良否判定を行った。なお、判定基準は 1)セメントミルク全体に繊維が行き届いており、試料端部までペーストと繊維が混合しているもの{写真 3.2 内(a),(b) : 判定○}、2)セメントミルク全体に繊維は行き届いているが、試料端部にペーストと繊維の分離が確認できたもの{写真 3.2 内(c),(d) : 判定△}および 3)ペーストと繊維が完全に分離しているもの{写真 3.2 内(e),(f) : 判定×}の 3 水準とした。



(a) FCM60-L:Sm-7:3
(SRA=3%) 全景

(c) FCM60-M:Sm-7:3
(SRA=2%) 全景

(e) FCM60-L:Sm-7:3
(SRA=2%) 全景



(b) FCM60-L:Sm-7:3
(SRA=3%) 端部

(d) FCM60-M:Sm-7:3
(SRA=2%) 端部

(f) FCM60-L:Sm-7:3
(SRA=2%) 端部

写真 3.2 分離評価の判定例

(2) FCM の流動性

モルタルフロー試験によるフロー値と分離評価を表 3.2 に、モルタルフロー値と分離低減剤添加率の関係を図 3.2 にそれぞれ示す。

表 3.2 モルタルフロー値と分離評価

(a) W/C=50%

試験体名	水セメント比 (W/C) (wt.%)	繊維体積 混入率 (V _f) (Vol.%)	繊維混合比 (V _m) (LorM:Sm)	分離低減剤 添加率 (SRA) (Cwt.×%)	フロー値 (mm)	分離評価
FCM50-L-10	50	3.0	10:0	2.0	272	△
				3.0	230	○
				4.0	190	○
FCM50-L:Sm-7:3			7:3	2.0	280	○
				3.0	228	○
				4.0	193	○
FCM50-L:Sm-5:5			5:5	2.0	270	○
				3.0	233	○
				4.0	197	○
FCM50-M-10	10:0	2.0	237	○		
		3.0	195	○		
		4.0	183	○		
FCM50-M:Sm-7:3	7:3	2.0	246	○		
		3.0	203	○		
		4.0	186	○		
FCM50-M:Sm-5:5	5:5	2.0	257	○		
		3.0	210	○		
		4.0	187	○		

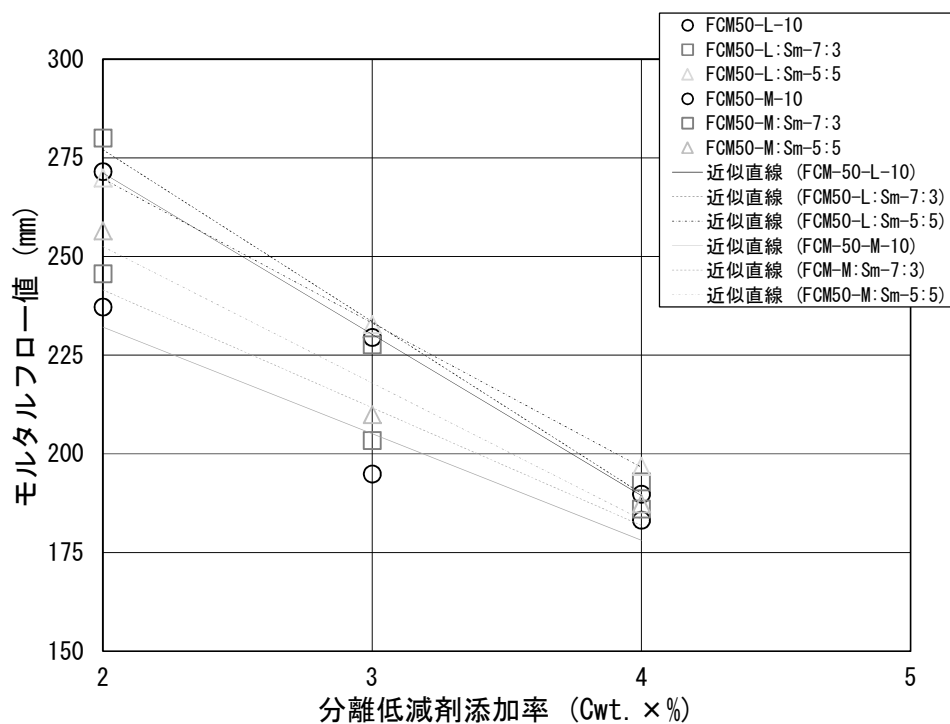
(b) W/C=60%

試験体名	水セメント比 (W/C) (wt.%)	繊維体積 混入率 (V _f) (Vol.%)	繊維混合比 (V _m) (LorM:Sm)	分離低減剤 添加率 (SRA) (Cwt.×%)	フロー値 (mm)	分離評価
FCM60-L-10	60	3.0	10:0	2.0	300	×
				3.0	259	○
				4.0	224	○
FCM60-L:Sm-7:3			7:3	2.0	300	×
				3.0	262	○
				4.0	229	○
FCM60-L:Sm-5:5			5:5	2.0	300	×
				3.0	256	○
				4.0	223	○
FCM60-M-10	10:0	2.0	262	○		
		3.0	212	○		
		4.0	183	○		
FCM60-M:Sm-7:3	7:3	2.0	277	△		
		3.0	227	○		
		4.0	195	○		
FCM60-M:Sm-5:5	5:5	2.0	275	△		
		3.0	233	○		
		4.0	208	○		

表 3.2 モルタルフロー値と分離評価 (続き)

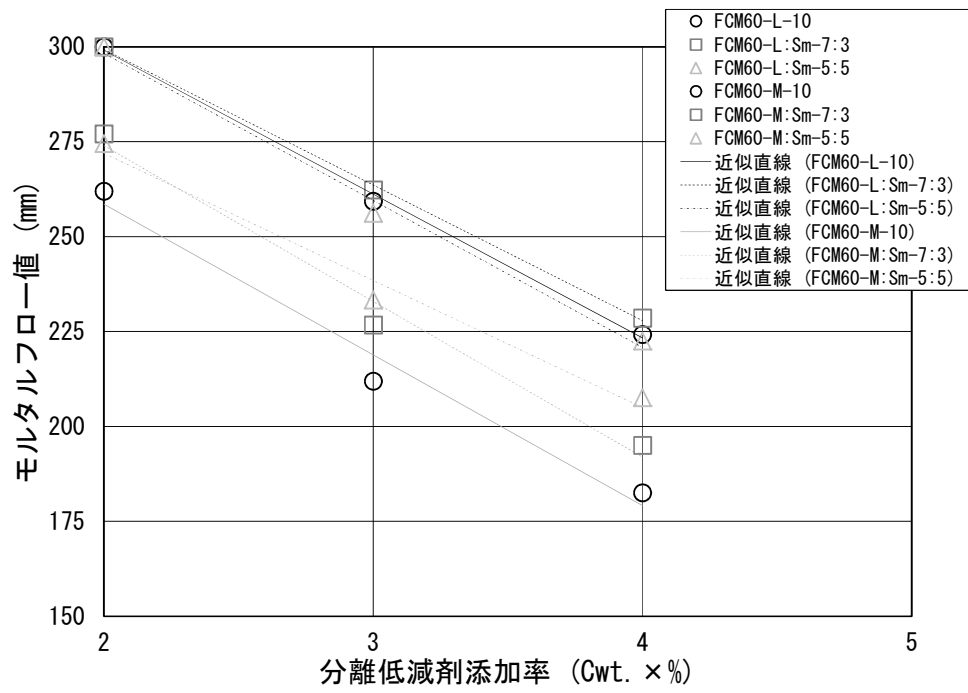
(c) W/C=70%

試験体名	水セメント比 (W/C) (wt.%)	繊維体積混入率 (Vi) (Vol.%)	繊維混合比 (Vm) (LorM:Sm)	分離低減剤添加率 (SRA) (Cwt.×%)	フロー値 (mm)	分離評価
FCM70-L-10	70	3.0	10:0	2.0	300	×
				3.0	285	△
				4.0	251	○
FCM70-L:Sm-7:3			7:3	3.0	281	○
				4.0	243	○
				5.0	215	○
FCM70-L:Sm-5:5			5:5	3.0	285	○
				4.0	250	○
				5.0	223	○
FCM70-M-10	10:0	3.0	244	○		
		4.0	203	○		
		5.0	188	○		
FCM70-M:Sm-7:3	7:3	3.0	247	○		
		4.0	209	○		
		5.0	189	○		
FCM70-M:Sm-5:5	5:5	3.0	264	△		
		4.0	227	○		
		5.0	200	○		

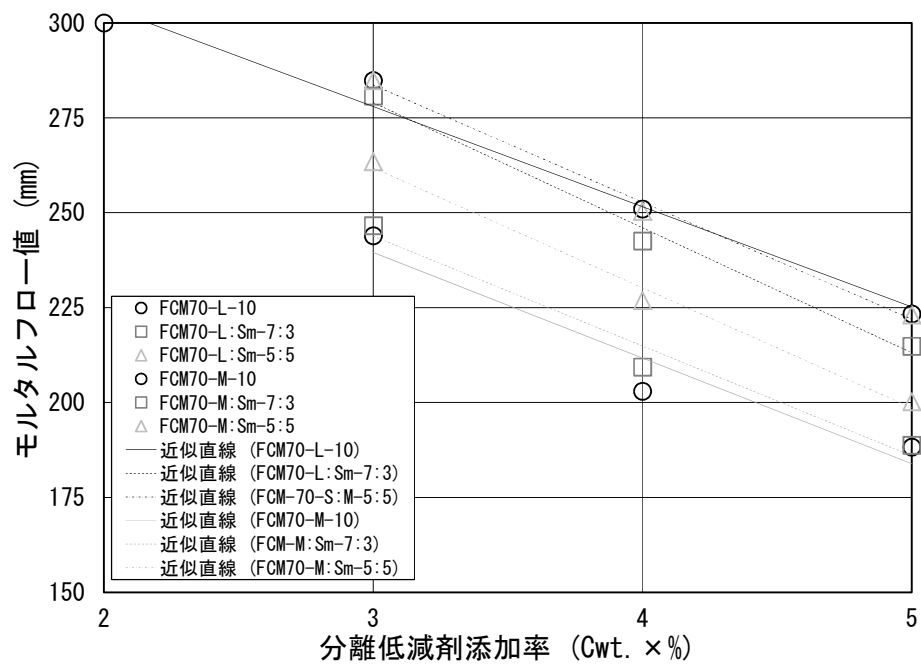


(a) W/C=50%

図 3.2 モルタルフロー試験結果



(b) W/C=60%



(c) W/C=70%

図 3.2 モルタルフロー試験結果 (続き)

表 3.2 によると、FCM50 において、セメントミルクと繊維の材料分離を生じることなく、フロー値が最大となった試料は、FCM50-L:Sm-7:3(SRA=2%)であり、フロー値は 280mm であった。また、FCM50-M:Sm-5:5(SRA=4%)のフロー値が最小となり、フロー値は 187mm であった。CM50~70 の全ての試料において、図 3.2 に示すように、分離低減剤の添加率が増加するとフロー値の低下が確認された。フロー値と分離低減剤の添加率における相関関数 r はそれぞれ、 $r_{50}=-0.91$ 、 $r_{60}=-0.87$ 、 $r_{70}=-0.85$ であり強い負の相関が確認でき、分離低減剤を添加することにより、セメントミルクの粘性が大きくなり流動性の低下に繋がると考えられる。

図 3.2 によると、全ての水準において、分離低減剤の添加率が同じであれば、繊維 L のみを使用した場合のフロー値が、繊維 M のみを用いた場合に比べ 13~15%程度大きくなっていることが読み取れる。既往の研究^{3,5)}においては、繊維補強コンクリートに使用する繊維のアスペクト比が大きい程、流動性を低下させることが知られている。本実験においても、繊維 L のアスペクト比が 90 であるのに対し、繊維 M のアスペクト比が 120 と大きいため、繊維 M の混合率が大きい水準の方が流動性の低下割合が大きくなったと考えられる。

繊維 Sm の混合使用が流動性に及ぼす影響については、繊維 L については大きな変化は確認されなかったが、繊維 M については混入割合が大きくなる程、流動性が改善される傾向であった。これは、繊維 Sm のアスペクト比が使用した繊維の中で最も小さく、アスペクト比が繊維 L よりも大きい繊維 M が、より流動性の改善効果がより得られたと考えられる。

(3) 繊維の分散性

モルタルフロー試験後に、分離判定が良好となった各水準における繊維の分散状況を水セメント比ごとに写真 3.3~3.5 に示す。



(a) FCM50-L-10
(SRA=3%) 全景



(e) FCM50-L:Sm-5:5
(SRA=2%) 全景



(i) FCM50-M:Sm-7:3
(SRA=2%) 全景



(b) FCM50-L-10
(SRA=3%) 端部



(f) FCM50-L:Sm-5:5
(SRA=2%) 端部



(j) FCM50-M:Sm-7:3
(SRA=2%) 端部



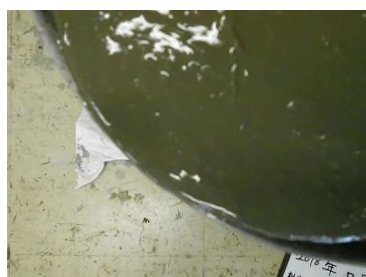
(c) FCM50-L:Sm-7:3
(SRA=2%) 全景



(g) FCM50-M-10
(SRA=2%) 全景



(k) FCM50-M:Sm-5:5
(SRA=2%) 全景



(d) FCM50-L:Sm-7:3
(SRA=2%) 端部



(h) FCM50-M-10
(SRA=2%) 端部



(l) FCM50-M:Sm-5:5
(SRA=2%) 端部

写真 3.3 W/C=50%の試料における繊維の分散状況



(a) FCM60-L-10
(SRA=3%) 全景



(e) FCM60-L:Sm-5:5
(SRA=3%) 全景



(i) FCM60-M:Sm-7:3
(SRA=3%) 全景



(b) FCM60-L-10
(SRA=3%) 端部



(f) FCM60-L:Sm-5:5
(SRA=3%) 端部



(j) FCM60-M:Sm-7:3
(SRA=3%) 端部



(c) FCM60-L:Sm-7:3
(SRA=3%) 全景



(g) FCM60-M-10
(SRA=2%) 全景



(k) FCM60-M:Sm-5:5
(SRA=4%) 全景



(d) FCM60-L:Sm-7:3
(SRA=3%) 端部



(h) FCM60-M-10
(SRA=2%) 端部



(l) FCM60-M:Sm-5:5
(SRA=4%) 端部

写真 3.4 W/C=60%の試料における繊維の分散状況



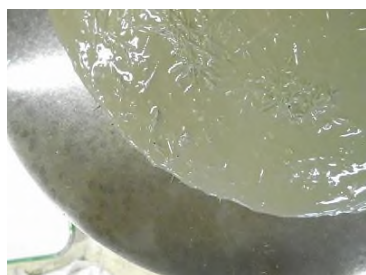
(a) FCM70-L-10
(SRA=4%) 全景



(e) FCM70-L:Sm-5:5
(SRA=3%) 全景



(i) FCM70-M:Sm-7:3
(SRA=3%) 全景



(b) FCM70-L-10
(SRA=4%) 端部



(f) FCM70-L:Sm-5:5
(SRA=3%) 端部



(j) FCM70-M:Sm-7:3
(SRA=3%) 端部



(c) FCM70-L:Sm-7:3
(SRA=3%) 全景



(g) FCM70-M-10
(SRA=3%) 全景



(k) FCM70-M:Sm-5:5
(SRA=4%) 全景



(d) FCM70-L:Sm-7:3
(SRA=3%) 端部



(h) FCM70-M-10
(SRA=3%) 端部



(l) FCM70-M:Sm-5:5
(SRA=4%) 端部

写真 3.5 W/C=70%の試料における繊維の分散状況

FCM50 および FCM60 については、分離低減剤の添加率が 2% の水準において、6/12 ケースにおいてペーストと繊維の材料分離が確認された。FCM70 においては、添加率が 2% の場合は、備実験時に全てのケースにおいて材料分離を生じてしまったため、FCM70-L-10 以外の水準は 3~5% の範囲での試験実施としたが、分離傾向であった 2 ケースを除けば分散性は良好であった。水セメント比の大きいセメントミルクは流動性が高いため、繊維を混入しても流動性を確保しやすいといえるが、材料分離を生じる可能性も大きくなるため、それぞれの水準に応じた分離低減剤の添加率設定が必要であるといえる。繊維の分散性を確保するために、セメントミルクに粘性を付与することは必須であるが、分離低減剤の添加率を増やすことは流動性を損なうことに加え、材料のコストアップにも繋がる。したがって、材料分離を生じない最小の添加率が各水準の最適調合となる。本研究における実験の範囲では、繊維 L を用いた場合、FCM50 で 2% 前後、FCM60 および FCM70 で 3% 前後が最適添加率であることが分かった。また、繊維 M を用いた場合は、FCM50,60 においては 2% 以下となる可能性があり、FCM70 においては 3% 前後であることが分かった。

3.2.3 FCM の力学特性

(1) 一軸圧縮試験方法

FCM の力学特性把握のため、一軸圧縮試験を実施した。試験体諸元及びフレッシュ試験結果を表 3.3、試験方法を図 3.3 にそれぞれ示す。ここで、分離低減剤の添加率は、事前に 3.2.2 の結果をもとに試し練りを行い、0.1%単位で添加率を調整し、材料分離の生じない調合を用いた。1 軸圧縮試験に用いた供試体は、 $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱供試体とし、各水準 6 体ずつ作製した後、試験時(材齢 28 日)まで標準養生を行った。

載荷は、2000kN のコンクリート圧縮試験機を用い、載荷速度は、応力が上昇し続けている間は、応力増分を 0.2N/mm^2 (ただし、試験体が急激な変形を始めた時点で、載荷速度の調整を停止)とし、応力下降域では載荷盤間変位増分が 0.4mm/min となるように制御し、変位は、最低でも 3.0mm に到達するまで記録した。

表 3.3 試験体諸元およびフレッシュ試験結果

	繊維体積 混入率 (V_f) (Vol.%)	水セメント 比 (W/C) (wt.%)	繊維体積 混合比 (V_m) (LorM:Sm)	分離 低減剤 (SRA) (Cwt.×%)	モルタルフロー		空気量 (%)
					初期 (mm)	15打後 (mm)	
FCM50-L:Sm-7:3	3.0	50	7:3	2.0	239	276	1.1
FCM60-L-10		60	10:0	2.7	241	266	0.7
FCM60-L:Sm-7:3		60	7:3	2.7	239	270	1.5
FCM60-L:Sm-5:5		60	5:5	2.6	244	272	0.3
FCM70-L:Sm-7:3		70	7:3	3.3	242	273	0.5
FCM60-M:Sm-7:3		60	7:3	2.7	214	241	0.5

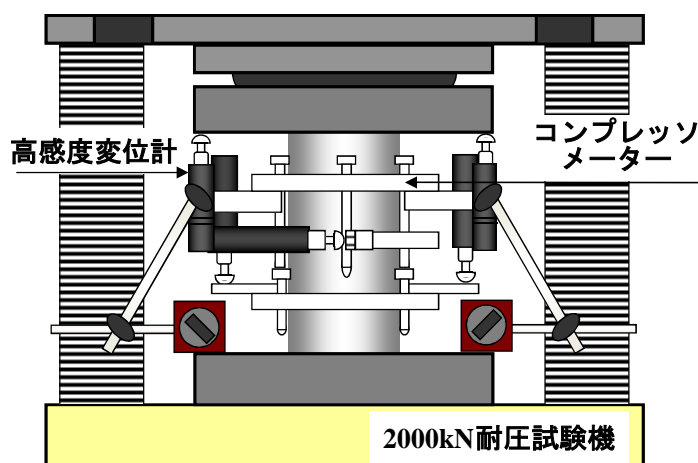


図 3.3 一軸圧縮試験方法

(2) 一軸圧縮試験結果

図 3.3～3.5 に圧縮応力-縦ひずみ関係を、表 3.4 に一軸圧縮試験結果一覧を示す。

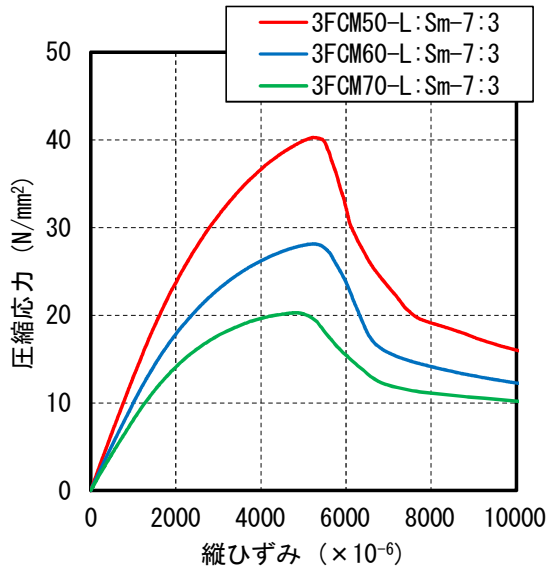


図 3.3 応力-縦ひずみ関係
(水セメント比による違い)

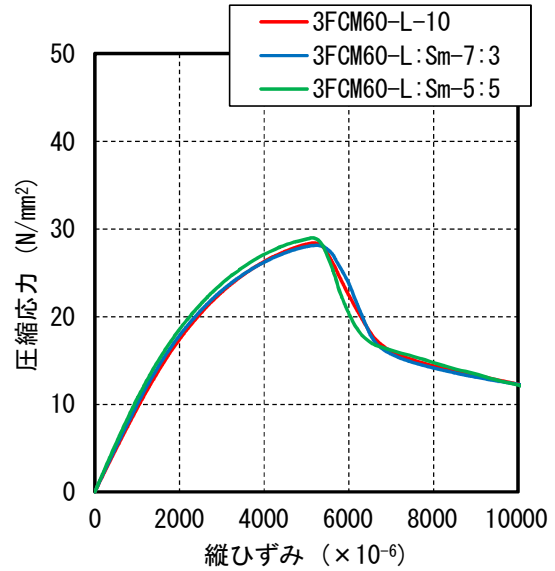


図 3.4 応力-縦ひずみ関係
(繊維体積混合比による違い)

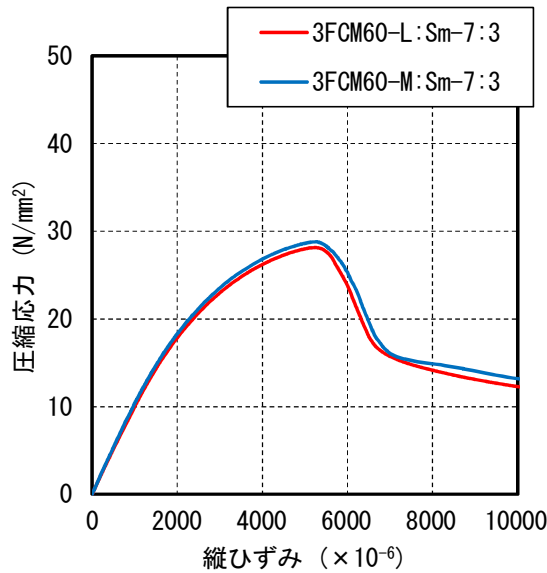


図 3.5 応力-縦ひずみ関係
(繊維種類による違い)

表 3.4 一軸圧縮試験結果一覧

試験体名	圧縮強度 (F_c) (N/mm^2)	ヤング係数 (E) (kN/mm^2)
FCM50-L:Sm-7:3	40.49	12.99
FCM60-L-10	28.53	9.56
FCM60-L:Sm-7:3	28.24	9.97
FCM60-L:Sm-5:5	29.01	10.54
FCM70-L:Sm-7:3	20.28	8.11
FCM60-M:Sm-7:3	28.98	10.31

水セメント比の違いに着目すると、図 3.3 より、全ての水準において、圧縮強度到達以降も脆性的に破壊するのではなく、ある程度の圧縮応力を保持しながら徐々に破壊する高靱性の特徴が確認できた。また、表 3.3 より、W/C=50、60、70%の3水準を実施した繊維体積混合比が 7:3 の供試体の圧縮強度は、W/C=50%が 40.49N/mm^2 、W/C=60%が 28.24N/mm^2 および W/C=70%が 20.28N/mm^2 となった(表 3.3 参照)。高支持力杭工法においては、杭先端支持力係数 $\alpha=450$ 程度であれば、根固め部の必要強度は 15.0N/mm^2 程度であるとされており^{3,6)}、杭先端支持力係数や工法によって各水準を使い分けることにより FCM は根固め部への適用可能であると考えられる。

繊維体積混合比による影響に着目すると、図 3.4 および表 3.3 より、水セメント比が同一であれば、圧縮強度および圧縮強度到達以降の縦ひずみの変動にも顕著な差異は確認できなかった。ヤング係数は、剛性の高い鋼繊維の混合比が大きい水準が若干大きくなる傾向を示した。以上より、繊維体積混合比は、鋼繊維の混合率が大きくなると増加傾向があるが、圧縮強度および圧縮強度到達以降の挙動に関しては影響がほとんどないことがわかった。

繊維の種類の違いに着目すると、図 3.5 および表 3.3 より、圧縮強度および圧縮強度到達以降の挙動については、アスペクト比の異なる繊維 L と繊維 M の違いによる顕著な差異は確認されなかった。したがって、PVA 繊維については、繊維のアスペクト比の違いのみであれば、圧縮強度および圧縮強度到達以降の挙動に関しては影響がほとんどないことがわかった。

以上より、圧縮強度および圧縮強度到達以降の挙動に関しては、繊維の組み合わせによる影響は小さく、水セメント比による圧縮強度の違いが明確となった。また、最も圧縮強度が小さくなった W/C=70%においても圧縮強度は 20.0N/mm^2 以上であることが確認でき、根固め部への適用が十分に可能であることを確認した。

3.2.4 まとめ

試し練り試験、モルタルフロー試験および一軸圧縮試験を実施し、FCMの流動性および力学特性の評価を行い、FCMの調合を決定することができた。以下に、これらの試験により、得られた知見を示す。

(1)FCMの流動性

- ・各水セメント比において、ペースト分と繊維の材料分離を生じず、最も大きいフロー値を確保することができた水準は、FCM50-L:Sm(SRA=2%)、FCM60-L:Sm(SRA=3%)およびFCM70-L:Sm(SRA=3%)であった。
- ・流動性のみを考えると、PVA繊維を単体混入する場合は、アスペクト比の小さい繊維Lのみを用いた場合の方が流動性を確保しやすく、アスペクト比のさらに小さい鋼繊維を混合使用することで更なる流動性改善効果を期待できる。
- ・分離低減剤の添加率をセメント質量の2~4%の範囲で調整することにより、W/C=50~70%の範囲内においては、セメントペーストと繊維の分離が生じない調合を確認できた。

(2)FCMの力学特性

- ・一軸圧縮試験を実施し、FCMは圧縮強度到達以降も脆性的に破壊するのではなく、ある程度の圧縮応力を保持しながら徐々に破壊する高靱性の特徴を有していることが確認できた。
- ・W/C=50、60、70%の3水準において、圧縮強度は、W/C=50%が40.49N/mm²、W/C=60%が28.24N/mm²およびW/C=70%が20.28N/mm²となり、高支持力杭工法へ適用可能な圧縮強度を有していることが確認できた。
- ・水セメント比が同一であれば、繊維体積混合比が異なる場合でも、圧縮強度および圧縮強度到達以降の縦ひずみの変動にも顕著な差異はなかった。
- ・PVA繊維については、繊維のアスペクト比の違いのみであれば、圧縮強度および圧縮強度到達以降の挙動に関しては影響がほとんどないことがわかった。

3.3 作業性の検証

3.2 節では、セメントミルクに繊維を混入し、繊維の分散性を確保し、かつ流動性の高い調合の検討を行った。これらの調合は、繊維の分散性確保のために分離低減剤を添加している。これにより、FCM はセメントミルクよりも粘性が高くなり、現場適用の際のポンプ圧送時に、グラウトホース内での試料の詰まりや作業性の大幅な低下が懸念される。したがって、FCM のポンプ圧送試験を行うことで、作業性の評価を行い、現場適用の可否検討を行った。

3.3.1 ポンプ圧送試験方法

ポンプ圧送試験は、写真 3.6 に示すスクイズ式ポンプ(最大吐出圧:1.5MPa)を用いて、10m のグラウトホース(内径:38.1mm)に試料を圧送し、圧送に要した時間によって作業性の評価を行った。ここで、圧送時間は、圧送開始からグラウトホース吐出口から試料が排出されなくなるまでの時間とした。試験に用いた試料は、3.2 において高い流動性を確保することのできた繊維 L と繊維 Sm を 7:3 で混合使用した水準とし、水セメント比は 60%とした。なお、繊維体積混合率は、2%(以下、2FCM60-L:Sm-7:3 と略記)と 3%(以下、3FCM60-L:Sm-7:3 と略記)の 2 ケースとすることで、セメントミルク内の繊維量がポンプ圧送性に及ぼす影響を確認した。なお、比較のため、これらの 2 水準に、水および W/C=60%のセメントミルク(以下、CM60 と略記)を加えた計 4 水準で試験を実施した。

ポンプ圧送試験では、練混ぜ終了後、圧送前の試料を採取してモルタルフロー試験および一軸圧縮試験用の供試体作製を行った。その後、試料の圧送を行い、圧送前と同様にモルタルフロー試験および一軸圧縮試験用の供試体作製を行った。なお、1 軸圧縮試験用の供試体は、 $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱供試体とし、試験時(材齢 28 日)まで標準養生を行った。試験フロー図を図 3.6 に試験機材および試験状況を写真 3.6 に示す。

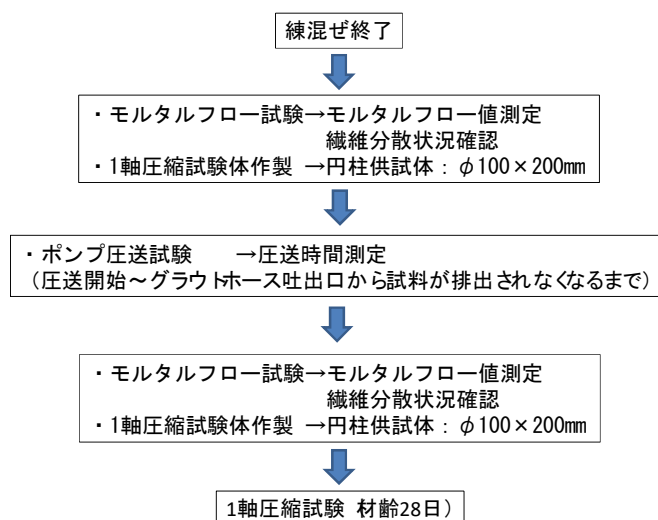


図 3.6 ポンプ圧送試験フロー図



(a) ミキサー



(b) スクイズ式ポンプ



(c) アジテーター



(d) グラウトホース (10m)



(e) 試験全景

写真 3.6 試験機材および試験状況

3.3.2 ポンプ圧送試験結果

(1) FCMの圧送性

ポンプ圧送試験結果を表 3.5 に示す。なお、各水準における SRA 添加率は、3.2 節の結果を参考に、試験前にフロー試験を行って調整を行った。また、繊維を混入していない CM60 においても、SRA を 2% 添加して試験を行った。

表 3.5 ポンプ圧送試験結果

試験体名	圧送前後	分離 低減剤 添加率 (SRA) (Cwt.%)	フロー値 (mm)	圧送量 (l)	時間 (sec)	吐出量 (l/min)	圧縮強度	ヤング 係数
							σ_B (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
Water	—	—	—	100	48.6	123.5	—	—
CM60	圧送前	2.0	—	100	49.6	121.0	—	—
	圧送後							
2FCM60-L:S _m -7:3	圧送前	3.4	292	60	38.0	94.7	28.2	9.88
	圧送後		300				25.4	9.17
3FCM60-L:S _m -7:3	圧送前	2.7	261	60	39.7	90.7	26.9	9.86
	圧送後		269				28.7	10.06

表 3.5 より、水と CM60 の吐出量については、大きな差異は確認されず、ほぼ同等であるといえる。2FCM60-L:S_m-7:3 と 3FCM60-L:S_m-7:3 の吐出量に注目すると、セメントミルクの吐出量に比べ、2FCM60-L:S_m-7:3 が 88%、3FCM60-L:S_m-7:3 が 78% の値となった。これより、試験を実施した両水準とも、CM60 に比べると作業性が低下しているといえるが、グラウトホース内で繊維が詰まり圧送不可能となるような現象は発生せず、圧送可能であることが確認できた。また、繊維体積混合率を減らすことにより、流動性が大きくなり圧送性が向上することがわかった。以上より、FCM のポンプ圧送性は、水と同様に扱うことができるセメントミルクに比べると圧送性が 10~20% 程度低下するものの、グラウトホース内で繊維が詰まり圧送不可能となるような現象は確認されず、現場適用が十分可能な作業性を有していることが確認できた。

(2) 圧送前後の試料の状況

圧送前後におけるモルタルフロー試験後の 2FCM60-L:S_m-7:3 の試料の状況を写真 3.7 に、3FCM60-L:S_m-7:3 の試料の状況を写真 3.8 に示す。なお、試験方法は 3.2.2 と同様とした。

表 3.5 より、2FCM60-L:S_m-7:3 のフロー値は圧送前が 292mm、圧送後が 300mm であり、圧送後の方が大きい値となっている。写真 3.7 によると、2FCM60-L:S_m-7:3 の試料は、圧送後においてペースト分と繊維が分離ぎみとなっていることがわかる。それに対し、3FCM60-L:S_m-7:3 の試料は、表 3.5 より、圧送前のフロー値が 261mm、圧送後が 269mm で若干大きくなっているものの、写真 3.8 においては、材料分離は生じていないのがわかる。これは、SRA 添加率が大きかった 2FCM60-L:S_m-7:3 は、試料の粘性が大きく、グラウトホース内での摩擦の影響を大きく受けたことが原因であると考えられる。



(a) 圧送前 (全景)



(c) 圧送後 (全景)



(b) 圧送前 (端部)



(d) 圧送後 (端部)

写真 3.7 圧送前後の試料の状況 (2FCM60-L:S_m-7:3)



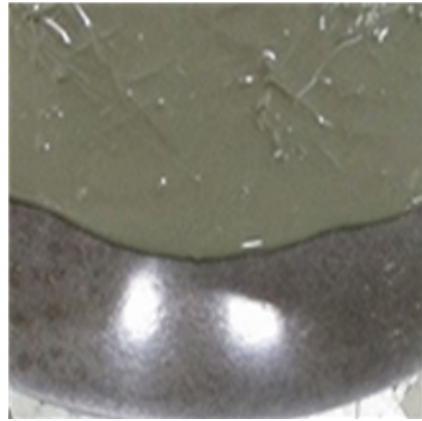
(a) 圧送前 (全景)



(c) 圧送後 (全景)



(b) 圧送前 (端部)



(d) 圧送後 (端部)

写真 3.8 圧送前後の試料の状況 (3FCM60-L:S_m-7:3)

(3) 圧送前後の1軸圧縮強度

1軸圧縮試験によって得られた圧縮応力-縦ひずみ関係を図3.7に示す。なお、比較のため、本試験とは過去に実施したセメントミルクの材料試験結果^{3.6)}を合わせて図中に示した。試験方法は3.2.3と同様とした。

表 3.5 および図 3.7 によると、圧送前の圧縮強度は、セメントミルクが $27.4(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $2\text{FCM}60\text{-L}:\text{S}_m\text{-}7:3$ が $28.2(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $3\text{FCM}60\text{-L}:\text{S}_m\text{-}7:3$ が $26.9(\text{N}/\text{mm}^2)$ であった。それに対し、圧送後の圧縮強度は、 $2\text{FCM}60\text{-L}:\text{S}_m\text{-}7:3$ が $25.4(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $3\text{FCM}60\text{-L}:\text{S}_m\text{-}7:3$ が $28.7(\text{N}/\text{mm}^2)$ であり、繊維体積混入率の相違により、圧送前後の強度増減が異なる結果となった。ここで、繊維体積混入率が2%の試料は、前述のとおり、圧送後の材料分離が確認されている。したがって、繊維体積混入率が2%の試料は、繊維体積混入率が3%の試料に比べSRAの添加率が大きく粘性が高いため、グラウトホース内にセメントペーストがより多く付着してまったことが強度低下に繋がったものと推測される。しかしながら、一般的な高支持力杭工法の根固め部に必要とされる $15\sim 20(\text{N}/\text{mm}^2)$ 程度の強度^{3.7)}は満足しているのに加え、セメントミルク場合、圧縮強度に達した直後に脆性破壊しているのに対し、FCMでは圧縮強度到達以降も脆性破壊せず、圧縮応力を保持しながらひずみが増大しており、圧縮靱性の改善効果が確認できた。

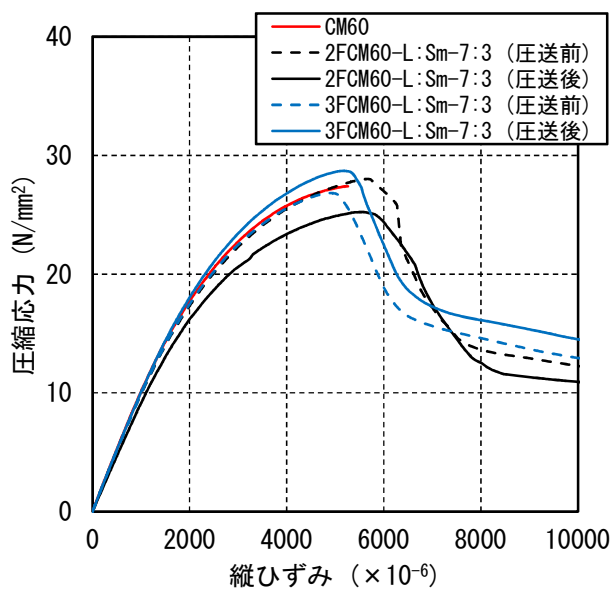
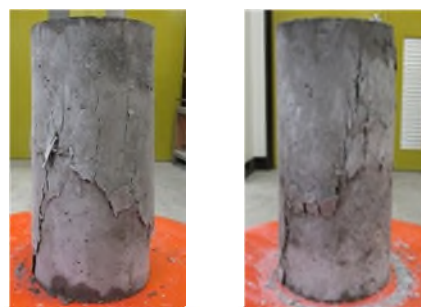


図 3.7 圧縮応力-ひずみ関係



(a) 圧送前 (b) 圧送後
写真 3.9 破壊状況 ($2\text{FCM}60\text{-L}:\text{S}_m\text{-}7:3$)



(a) 圧送前 (b) 圧送後
写真 3.10 破壊状況 ($3\text{FCM}60\text{-L}:\text{S}_m\text{-}7:3$)

3.3.3 まとめ

FCM のポンプ圧送試験を行うことで、作業性の評価を行い、現場適用の可否検討を行った。以下に、得られた知見を示す。

(1) FCM の圧送性

- ・ポンプ圧送試験時の吐出量の比較を行ったところ、水とセメントミルクの圧送性は、大きな差異は確認されず、ほぼ同等であった。それに対し 2FCM60-L:S_m-7:3 が 88%、3FCM60-L:S_m-7:3 が 78%の値となり、セメントミルクに比べ圧送性は低下した。
- ・FCM のポンプ圧送性は、水と同様に扱うことができるセメントミルクに比べると圧送性が 10~20%程度低下するものの、グラウトホース内で繊維が詰まり圧送不可能となるような現象は確認されず、現場適用が十分可能な作業性を有していることが確認できた。

(2) 圧送前後の試料の状況

- ・2FCM60-L:S_m-7:3 は圧送後に材料分離が確認されたが、3FCM60-L:S_m-7:3 は圧送後においても材料分離は確認されなかった。
- ・SRA 添加率が大きかった 2FCM60-L:S_m-7:3 は、試料の粘性が大きく、グラウトホース内での摩擦の影響を大きく受けたことが原因であると考えられる。

(3) 圧送前後の 1 軸圧縮強度

- ・圧送前の圧縮強度は、セメントミルクが 27.4(N/mm²)、2FCM60-L:S_m-7:3 が 28.2(N/mm²)、3FCM60-L:S_m-7:3 が 26.9(N/mm²)であった。それに対し、圧送後の圧縮強度は、2FCM60-L:S_m-7:3 が 25.4(N/mm²)、3FCM60-L:S_m-7:3 が 28.7(N/mm²)であり、繊維体積今夕率の相違により、圧送前後の強度増減が異なる結果となった。
- ・セメントミルク場合、圧縮強度に達した直後に脆性破壊しているのに対し、FCM では圧縮強度到達以降も脆性破壊せず、圧縮応力を保持しながらひずみが増大しており、圧縮靱性の改善効果が確認できた。

3.4 補強効果の検証

杭の鉛直支持力は、杭体の強度、地盤の強度、根固め部の強度のうち、最も小さいもので決定される。本研究においては、FCMの根固め部適用時の補強効果の検証のため、杭根固め部が破壊することで杭の鉛直支持力が決定するケースを想定し、実寸の縮小モデルを用いた根固め部の支圧試験により評価を行った。

3.4.1 根固め部支圧試験概要

根固め部支圧試験は、図 3.8 および写真 3.11 に示す実寸の 1/10 縮小モデルで実施した。ここで、支圧試験に用いた杭モデルは、杭径 $\phi 1000\text{mm}$ の既製杭を想定し、鋼製の中空型の円柱($\phi 100 \times 50\text{mm}$ 、板厚:13mm)とした。また、根固め部モデルは、既存の埋込み杭工法^{3,4)}を参考に、根固め部径(D2)が杭径(D1)の 1.25~2.0 倍となる範囲で、根固め部径を $\phi 125$ 、150 および 200mm の 3 水準に設定した。根固め部高さは、浅井^{3,3)}らの実施した模型実験を参考に D1 の 1.5 倍の 150mm に設定した。根固め部モデル試験体は、CM、PVA 繊維(L)を混入させた FCM および PVA 繊維と鋼繊維(S_m)を 7:3 で混入させた FCM の計 3 水準を各 3 体ずつ作製し、試験時まで標準養生(材齢 28 日)とした。なお、全ての水準の試験体において、SRA の添加率は 3% とした。試験体の練混ぜ状況を写真 3.12 に示す。

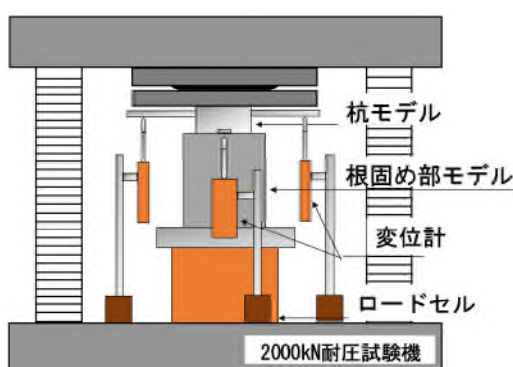


図 3.8 支圧試験概要図

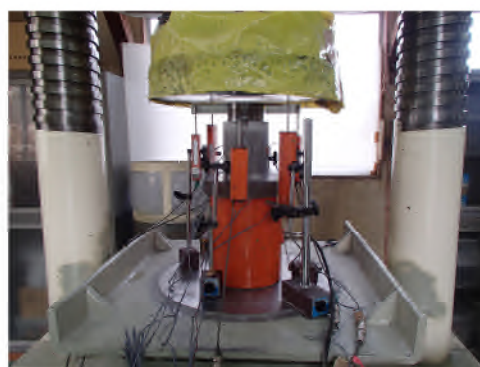


写真 3.11 支圧試験写真



(a) 練混ぜ状況



(b) 練混ぜ終了

写真 3.12 試験体 (FCM-L:Sm-7:3) 練混ぜ状況

計測項目は、荷重、杭頭および根固め部変位に加え、図 3.9 に示す埋め込みゲージ(根固め部モデル中央 1 箇所配置)により測定する根固め部の内部ひずみとした。なお、杭モデルの中空部は、荷重時も充填することなく、杭先端を開放した状態で試験を行った。また、強度管理用試験体として、1 軸圧縮試験用に 100φ×200mm の円柱供試体を 6 体作製した。作製した試験体の材料特性を表 3.6 に示す。

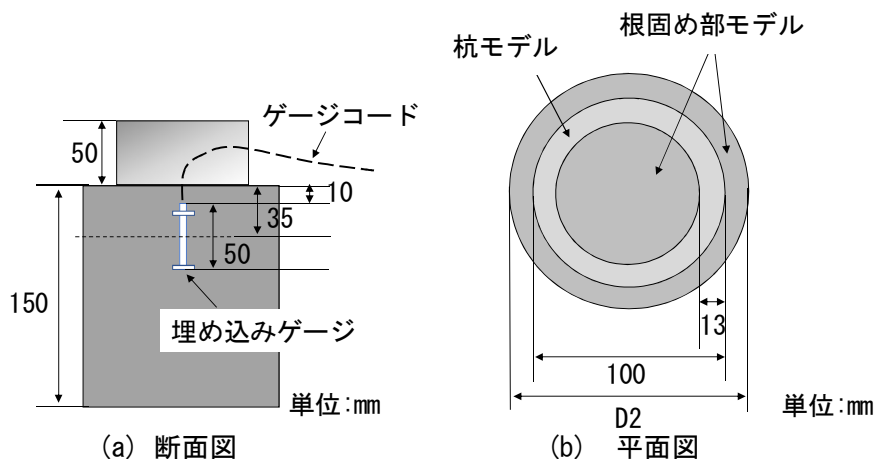
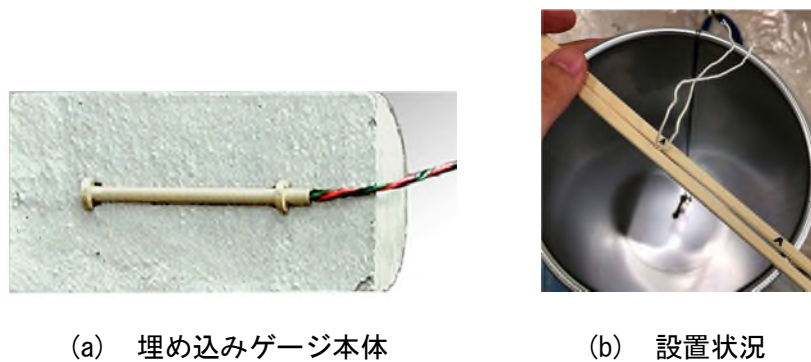


図 3.9 試験体概要図



(a) 埋め込みゲージ本体

(b) 設置状況

写真 3.13 埋め込みゲージ

表 3.6 材料試験結果

試験体	水セメント比 (W/C) (wt.%)	繊維体積 混入率 (V _f) (Vol.%)	繊維混合比 (V _m) (L:Sm)	圧縮強度 F _c (N/mm ²)	ヤング係数 E (kN/mm ²)
CM	60	—	—	26.9	9.17
FCM-L-10		3.0	10:0	23.6	8.50
FCM-L:Sm-7:3			7:3	24.3	9.28

3.4.2 根固め部支圧試験結果

(1) 支圧強度

根固め部支圧試験結果を表 3.7 に示す。ここで、支圧強度 F_B は、最大荷重を支圧面積(杭モデル外径から算出した面積－中空部面積)で除して算出した。また、実験結果に加え、六車・岡本らのコンクリートを対象とした実験式^{3.8)}を杭径(D1)と根固め部径(D2)に改めた式{式(1)}およびプレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説^{3.9)}の PC 基準における既往の実験結果を基にした算定式{式(2)}による計算結果を合わせて示した。

$$F_{B1} = F_c \cdot (D2/D1)^{0.86} \quad (3.1)$$

ここに、

F_{B1} : 式(1)より得たコンクリートの支圧強度(N/mm²)

F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

D1 : 杭径(D1)

D2 : 根固め部径(D2)

$$F_{B2} = F_c \cdot \sqrt{A_c/A_l} \quad (3.2)$$

ここに、

F_{B2} : 式(2)より得たコンクリートの支圧強度(N/mm²)

F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

A_c : コンクリートの支承面積(mm²)

(根固め部モデルの断面積)

A_l : コンクリートの支圧面積(mm²)

(杭モデルの断面積)

表 3.7 支圧試験結果一覧表

試験体		最大荷重	最大荷重時 杭頭変位	支圧強度 実験値	支圧強度 六車・岡本式	AIJ 算定式
		P_{max} (kN)	δ (mm)	F_B (N/mm ²)	F_{B1} (N/mm ²)	F_{B2} (N/mm ²)
CM	φ125	133	0.64	37.0	32.6	50.0
	φ150	162	0.64	46.0	38.1	60.0
	φ200	188	0.75	53.0	48.8	80.0
FCM-L-10	φ125	151	2.11	42.0	28.6	43.8
	φ150	182	2.54	51.0	33.4	52.6
	φ200	253	4.59	71.0	42.8	70.1
FCM-L:Sm-7:3	φ125	180	2.49	51.0	29.4	45.1
	φ150	219	3.08	62.0	34.4	54.2
	φ200	326	7.57	92.0	44.1	72.2

表 3.7 によると、支圧強度は根固め部径が大きくなると共に増加し、CM に比べ PVA 繊維を混入した水準が大きい値となり、鋼繊維を混入した水準は更に大きい値を示している。実験値と計算値の比較を行うと、式(1)は、CM の実験結果を良好に評価しており、FCM-L-10 および FCM-L:Sm-7:3 は過小評価となった。式(2)は、FCM-L-10 の実験結果に比べほぼ同等の計算結果を示し、CM および FCM-L:Sm-7:3 については乖離する結果となった。

(2) 荷重-杭頭変位関係

図 3.10 に支圧試験で得られた荷重-杭頭変位関係を示す。図 3.10 より、CM は根固め部径によらず杭頭変位が 0.6~0.7mm 程度で最大荷重となり、急激に荷重が低下したのに対し、FCM は杭頭変位が 0.6~0.7mm 程度で P- δ 曲線の勾配が緩やかになった後も荷重が増加し、最大荷重到達以降も緩やかに荷重が低下していることが確認できる。

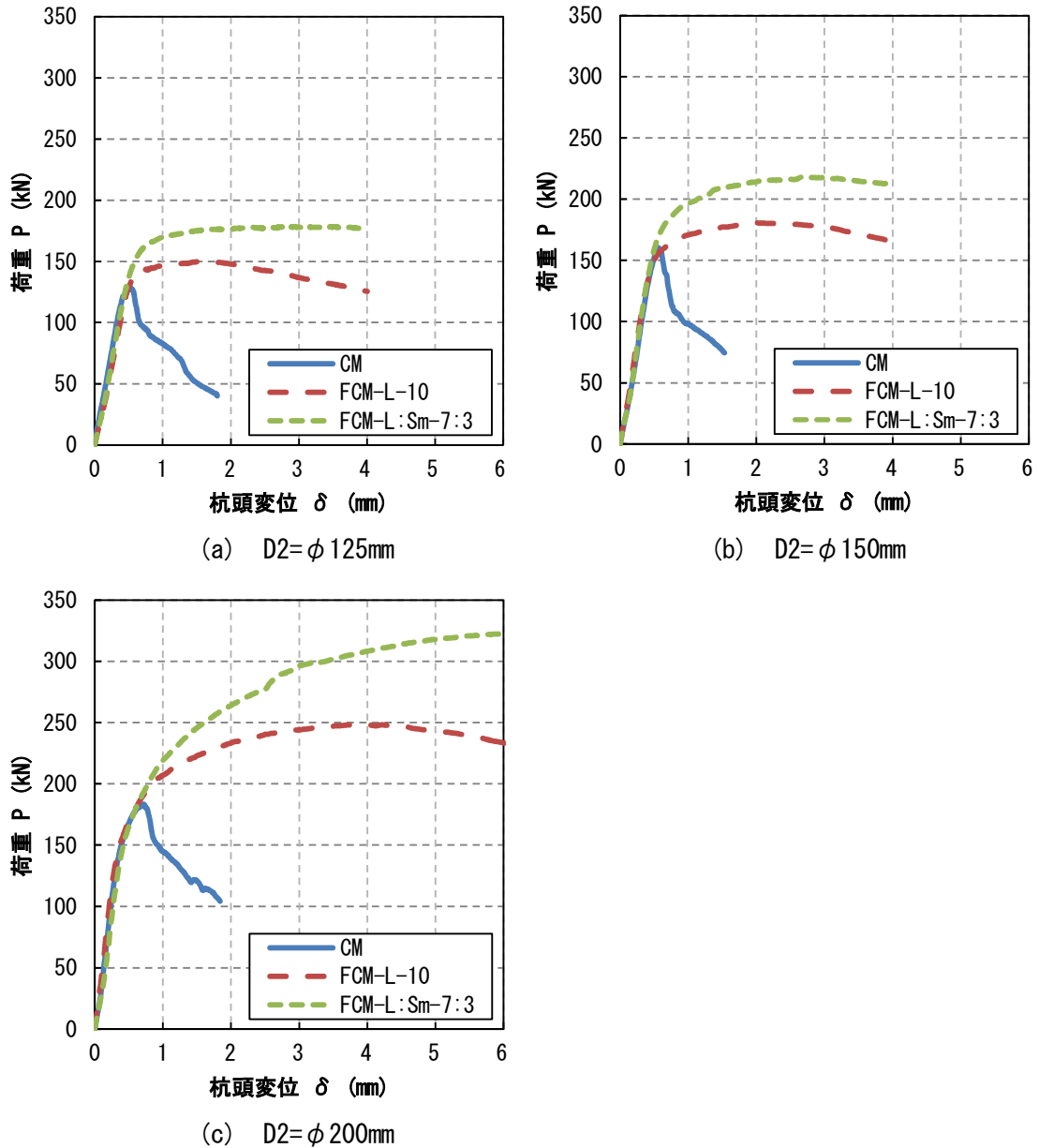


図 3.10 荷重-杭頭変位関係

(3) 荷重-内部圧縮ひずみ関係

図 3.11 に支圧試験で得られた荷重-内部圧縮ひずみ関係を示す。図 3.11 より、CM に比べ、FCM がより大きな荷重を下方へ伝達していることが読み取れる。これは、CM が写真 3.14(a) のように、載荷板底面からの斜めひび割れ発生と同時に支圧破壊したのに対し、FCM は写真 3.14(b) および(c) から確認できるように、斜めひび割れ発生後も繊維による拘束効果により試験体形状を維持できたため、荷重がその後も増加したと考えられる。これより、CM に繊維を混入することで、杭先端支持力の向上が期待できるだけでなく、根固め部の破壊靱性改善が確認できた。

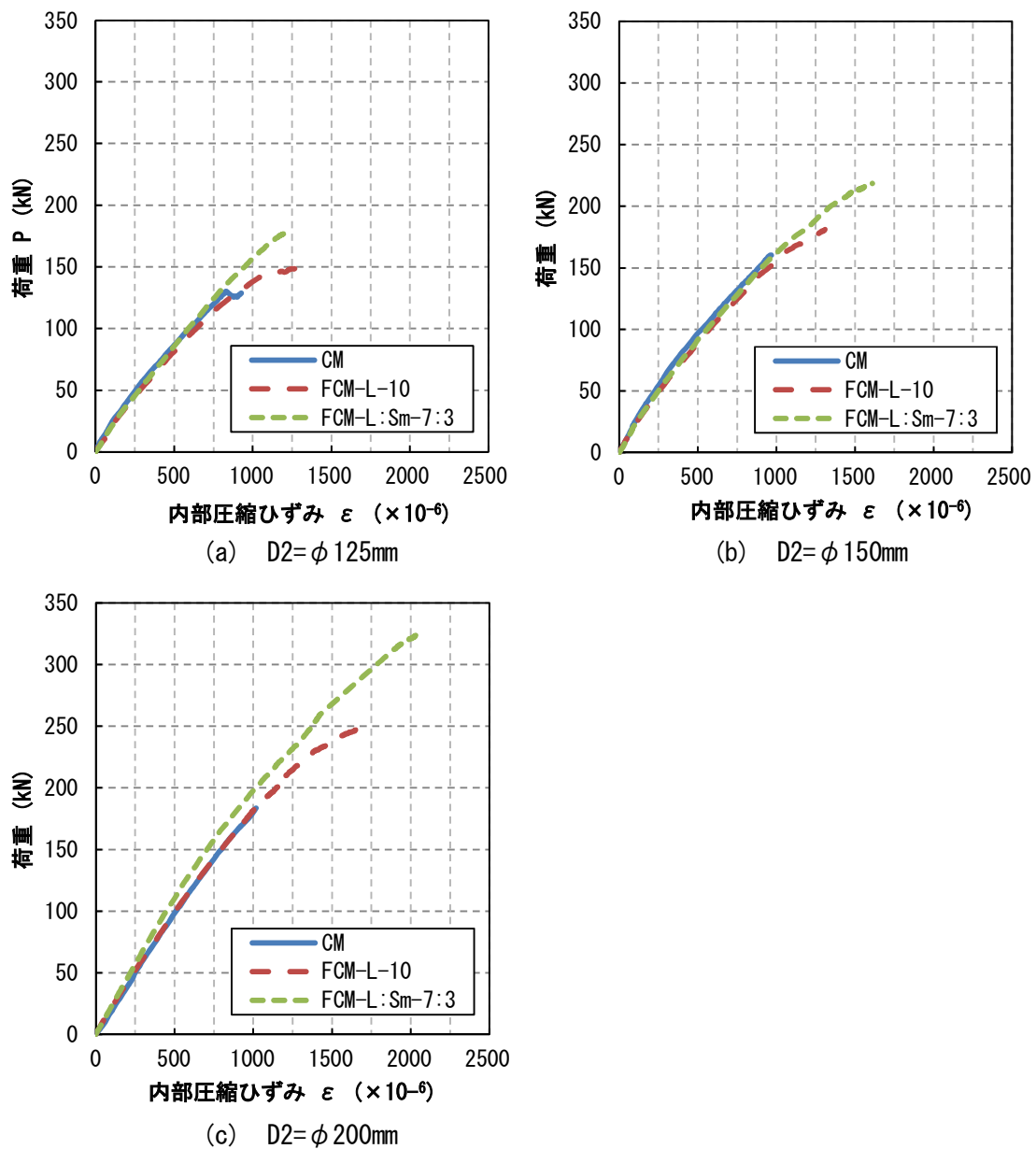


図 3.11 荷重-内部圧縮ひずみ関係



(a) CM (ϕ 125mm)



(b) FCM-L-10 (ϕ 125mm)



(c) FCM-L:Sm-7:3 (ϕ 125mm)



(d) CM (ϕ 150mm)



(e) FCM-L-10 (ϕ 150mm)



(f) FCM-L:Sm-7:3 (ϕ 150mm)



(g) CM (ϕ 200mm)



(h) FCM-L-10 (ϕ 200mm)



(i) FCM-L:Sm-7:3 (ϕ 200mm)

写真 3.14 試験体破壊状況

(4) 支圧強度比-根固め部径関係

図 3.12 に支圧強度比(F_B/F_C)-根固め部径関係を示す。これより、根固め部径を $\phi 125\text{mm}$ から $\phi 200$ まで大きくすると、支圧強度比は CM で 1.4 から 2.0, FCM-L-10 は 1.8 から 3.0, FCM-L:S_m-7:3 は 2.1 から 3.8 に増加した。これは、根固め部径を拡大して築造することで、より大きな杭先端支持力を確保する高支持力杭工法において、FCM の適用は、根固め部径の拡大効果をより効率的に得ることが可能であることを示している。

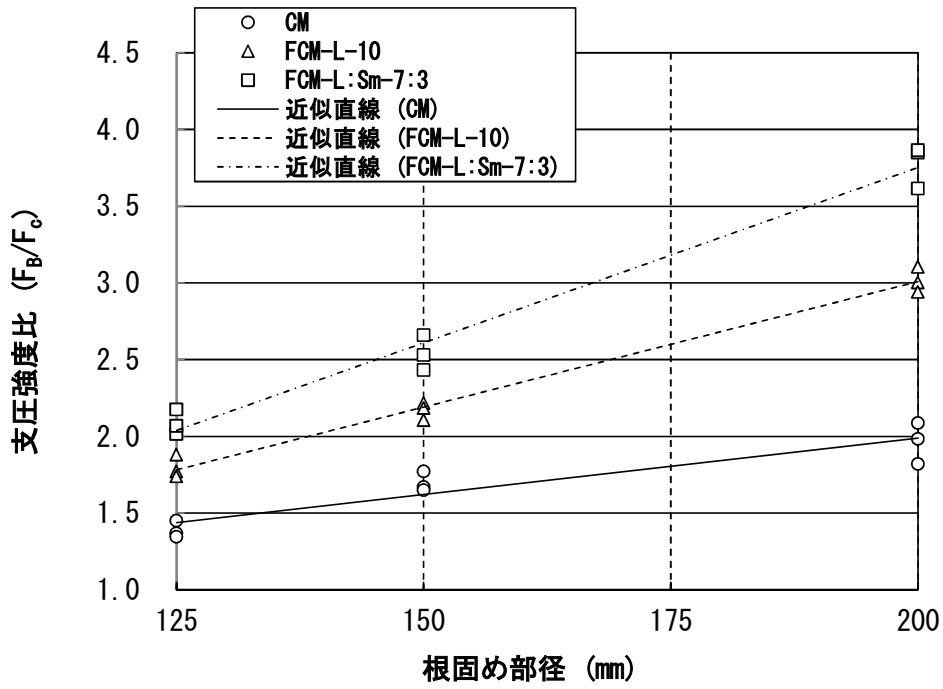


図 3.12 支圧強度比-根固め部径関係

3.4.3 まとめ

本節においては、FCMの根固め部適用時の補強効果の検証のため、杭根固め部が破壊することで杭の鉛直支持力が決定するケースを想定し、実寸の縮小モデルを用いた根固め部の支圧試験により評価を行った。これにより得られた知見を以下に示す。

(1) 支圧強度

- ・根固め部の支圧強度は、根固め部径が大きくなると共に増加し、CMに比べPVA繊維を混入した水準が大きくなり、鋼繊維を混入した水準は更に大きくなった。
- ・既往の支圧強度推定式を用いて支圧強度を算出し、実験結果との比較を行ったところ、CMの実験結果については良好に評価できるものがあったが、FCMの実験結果については乖離する傾向にあった。

(2) 荷重-杭頭変位関係

- ・CMは根固め部径によらず、最大荷重到達後、急激に荷重が低下したのに対し、FCMはCMに比べ最大荷重は大きい値となり、最大荷重到達以降も緩やかに荷重が低下した。これにより、FCMの根固め部適用時の圧縮破壊靱性の改善効果が確認できた。

(3) 荷重-内部圧縮ひずみ関係

- ・CMに比べ、FCMがより大きな荷重を下方へ伝達していた。
- ・CMが、載荷板底面からの斜めひび割れ発生と同時に支圧破壊したのに対し、斜めひび割れ発生後も繊維による拘束効果により試験体形状を維持できたため、荷重がその後も増加した。

(4) 支圧強度比-根固め部径関係

- ・FCMを根固め部に適用することで、根固め部径の拡大効果をより効率的に得ることが可能となり、従来工法より根固め部径を小さくしても同様の杭先端支持力を得ることが可能となることを確認した。

3.5 結論

本章においては、FCM を埋込み杭工法の根固め部への適用を見据えて、調合の検討、作業性の評価および補強効果の確認による材料開発検討を行った。以下に、これらの検討により得られた知見を示す。

(1) 調合の検討

- ・ 2.2 節において、セメントミルクの材料分離抑制を確認した SRA を FCM に添加することで、繊維の分散性も確保できることを確認した。
- ・ SRA 添加率をセメント質量の 2~4% の範囲で調整することにより、W/C=50~70% の範囲内においては、セメントペーストと繊維の分離が生じない調合が可能であることを確認した。
- ・ FCM に混入する繊維は、PVA 繊維を単体混入する場合、アスペクト比の小さい繊維を用いた場合の方が流動性を確保しやすく、アスペクト比のさらに小さい鋼繊維を混合使用することで更なる流動性を得ることが可能となる。
- ・ W/C=50、60、70% の 3 水準において、高支持力杭工法へ適用可能な圧縮強度を有していることが確認でき、圧縮強度到達以降も脆性的に破壊するのではなく、ある程度の圧縮応力を保持しながら徐々に破壊する高靱性の特徴を有していることを確認した。

(2) 作業性の評価

- ・ FCM の圧送性は、CM と比べると圧送性が 10~20% 程度低下するものの、グラウトホース内で繊維が詰まり圧送不可能となるような現象は確認されず、現場適用が十分可能な作業性を有していることが確認できた。
- ・ FCM の圧縮強度は、ポンプ圧送前後で大きな低下は確認されなかった。

(3) 補強効果

- ・ CM は根固め部径によらず、最大荷重到達後、急激に荷重が低下したのに対し、FCM は CM に比べ最大荷重は大きい値となり、最大荷重到達以降も緩やかに荷重が低下した。これにより、FCM の根固め部適用時の圧縮破壊靱性の改善効果が確認できた。
- ・ FCM を根固め部適用すると、斜めひび割れ発生後も繊維による拘束効果により試験体形状を維持でき、最大荷重は増加する。
- ・ FCM を根固め部に適用することで、従来工法より根固め部径を小さくしても同様の杭先端支持力を得ることが可能となることを確認した。

以上より、FCM は現場適用に十分耐え得る作業性を有しており、根固め部に適用すると、支持力および靱性向上効果が得られることを確認した。

参考文献

- 3.1) 社団法人日本コンクリート協会：高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う， pp.3 ， 2002.1
- 3.2) 中村允哉,渡部憲:再生骨材を使用した高靱性コンクリートの材料特性， コンクリート工学年次論文集， Vol.33， No.1， pp.335-340 ， 2011
- 3.3) 浅井陽一,渡部憲,富田健太郎：高靱性セメント複合材料の既製杭根固め部への適用性に関する基礎的研究， コンクリート工学年次論文集， Vol.29， No.1， p.537， 2007
- 3.4) 一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会：COPITA NO.53 号， 2020.4
- 3.5) 浦野登志雄,山口信,村上聖,武田浩二：高流動コンクリートマトリックスを適用した繊維補強コンクリートの力学特性， コンクリート工学年次論文集， Vol.30， No.1， p.249 ， 2008
- 3.6) 新名正英， 渡部憲， 梶原大輔：埋込み杭工法における高靱性繊維補強セメントミルクの適用に関する基礎実験， 東海大学工学部紀要， Vol.58， No.2， pp.27～32， 2018.9
- 3.7) 高支持力杭の根固め部品質管理研究会：根固め部の未固結資料採取・調査・試験マニュアル(Ver.2.0)， pp. 59， 2014.10
- 3.8) 近藤泰夫， 板静雄:コンクリート工学ハンドブック， 朝倉書店， pp.300-301， 1963.10
- 3.9) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説， 2015

第4章 比抵抗による杭の孔壁位置調査手法

4.1 概要

埋込み杭工法は、昭和30年代後半に開発され約半世紀を経て、様々な工法が生まれ高支持力化の一途をたどってきた。しかし、高支持力化に伴う技術革新に対して、品質管理は従来手法が踏襲されていることが多く、置き去りにされてきた感は免れない。その理由として、手順通りに築造された埋込み杭の先端部の根固め固化体が、想定通りの均質なものとして築造されていると疑いを持たなかったことが考えられる。強度管理にしても、ミキシングプラントで練り混ぜされたセメントミルクの原液強度のみを確認するにとどまっていた^{4.1)}。しかし、近年、根固め液への土砂の混入が無視できないこともあって、それを配慮した強度の予測法も研究され始めてきた^{4.2)}。これは、拡大機構を有する掘削翼が開発され、大きな根固め球根の築造が可能となり、それに伴い、埋込み杭の高支持力化による根固め部の品質管理に対する重要性への認識が高まってきたからである。このような背景から、第2章でも述べたように、ボアホールソナーによる根固め部の形状確認手法や施工直後の根固め部より直接採取したソイルセメントの強度確認方法が開発されてきた。さらに、根固め液を注入した根固め部はソイルセメントとなるため、通常の混合処理工法のような地盤改良としてのプロセス管理の重要性が改めて見直されつつある^{4.3)}。

このように、現在、根固め液を注入した根固め部はソイルセメントとなるものの、その均質性についてはいまだ不明瞭である。もし、根固め部が不均質であることが判明すれば、良否判定を行う試料の採取位置が重要となるが、現在の品質管理の最も大きな問題は施工後にしか根固め部の強度確認ができない点や、未固結試料採取についても試験杭にしか適用されないことが多い点が挙げられる。未固結試料採取位置にしても各工法に任されており、根固め径に至っては、未だ評価法が開発されていない現状にある。

これらの課題を解決するため、本研究では、物理探査法の一つである比抵抗探査に着目し、杭の施工中に根固め部の孔壁位置を調査する方法を検討した。土の比抵抗は、その土粒子内部に含まれる地下水(間隙水)の比抵抗の影響を受ける^{4.4)}。本手法は、セメントミルクの比抵抗が $1.2\sim 2.6(\Omega \cdot m)$ であるのに対し、一般に地下水で飽和された地山の比抵抗がおおよそ $20(\Omega \cdot m)$ 以上であることに着目し、比抵抗の大きな変化位置を測定することで、根固め径のおおよその外径を把握するものである。本章においては、各種の室内実験および原位置試験を通してこの手法の適用性の確認を行った。

4.2 比抵抗探査法

比抵抗とは比電気抵抗の略語であり、電気の流れにくさを表す数値である。比抵抗探査法は、地盤に直流電流(あるいは交替電流)を流し、電流の流れにくさの分布状況から地盤性状を把握する探査方法である。比抵抗探査法の利用範囲は非常に広く、トンネル地質調査、断層調査、岩盤性状調査、空洞調査、地下水位調査などが挙げられる^{4.5)}。

比抵抗は、図 4.1 に示すように、単位長さ、単位断面積あたりの電気抵抗である。この状態で、1V の電圧を加え、1A の電流が流れる場合の抵抗値を「比抵抗 $\rho=1\Omega \cdot m$ 」と定義している。しかし、測定対象となる地盤の中で、土層ごとに直接電極を埋め込み、図 4.1 のような方法で比抵抗を測定することは不可能である。そこで、地層を均質媒体とみなし、図 4.2 に示すように、電流を流すための電極 C1, C2 と電位を測定するための電極 P1, P2 を配置し、C1-C2 間に電流を流した時の P1-P2 間の電位差を測定し、これによって得られる電気抵抗 $R(\Omega)$ をもとに、(4.1)式によって比抵抗を測定している。このように、測定データから計算によって得られる比抵抗は見掛け比抵抗と呼ばれるが、本報告では単に比抵抗 (ρ) と呼ぶことにする。

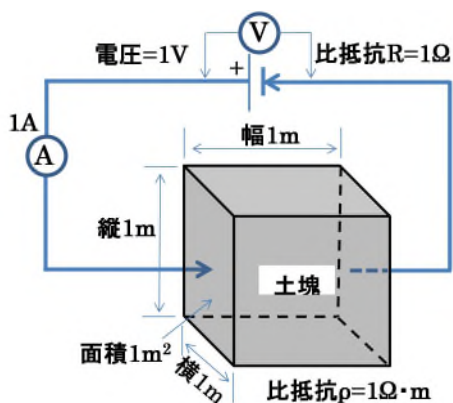


図 4.1 比抵抗の原理^{4.6)}

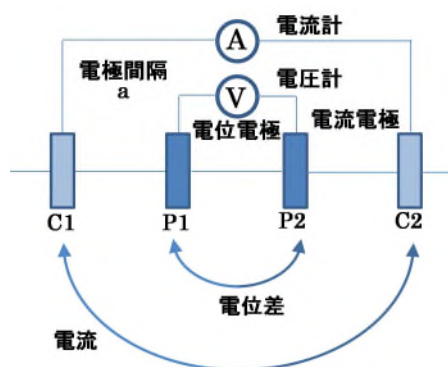


図 4.2 4 極法による比抵抗の測定^{4.6)}

$$\rho = 2\pi aR \quad (4.1)$$

ここに、

ρ : 比抵抗($\Omega \cdot m$)

a : 電極間隔(m)

R : 地盤の抵抗(Ω)

比抵抗探査法では多くの電極配置が考案されており、電流を流す 2 本の電極と、電位を測定する 2 本の電極を用いる。その 4 本の電極のうち、何本を測線上に移動させるかにより、2 極法、3 極法、4 極法の種類がある。本研究では、電極配置や機器操作に若干の経験と知識が必要な 2 極法ではなく、測定が容易であり地盤改良工法において実績のある、図 4.2 に示す 4 極法を採用している^{4.7)}。比抵抗の分布は、電極の配置によって異なることが知られており、比抵抗は基本的に電極の近傍で大きく、電極から離れるにしたがって小さくなる。4 極法の場合は、図 4.3 のような比抵抗分布となる。比抵抗が小さいと探査精度は低下するため、比抵抗分布をもとに、図 4.4 に示すように、4 極法の場合は、通常、電極間隔 a が探査深度とみなされている。

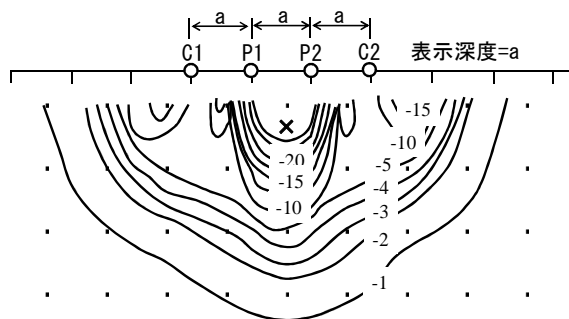


図 4.3 4 極法の比抵抗分布^{4.6)}

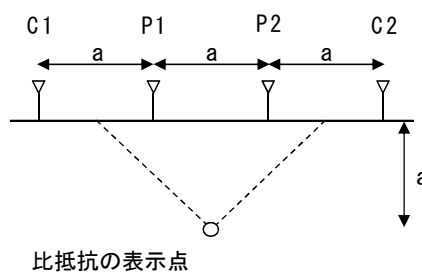


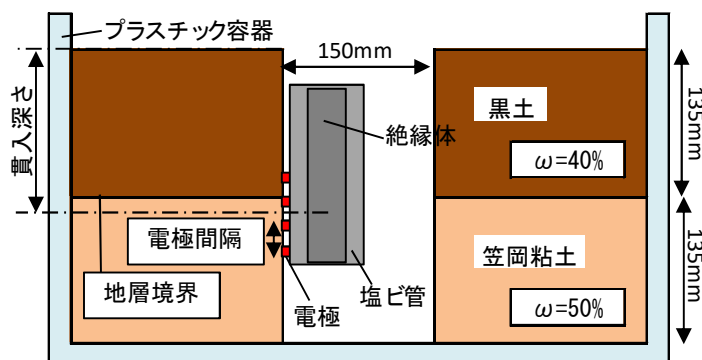
図 4.4 4 極法による探査深度^{4.6)}

4.3 室内模型実験

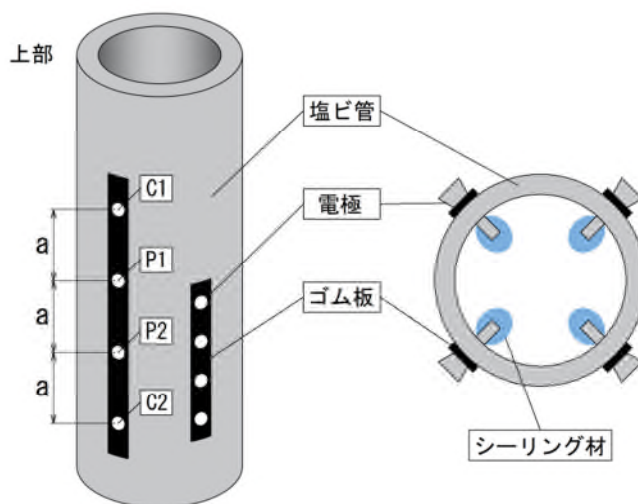
4.3節においては、4極法による比抵抗探査を埋込み杭の根固め部への適用性検証のため、①電極間隔の中心位置における ρ と地層境界深度の関係性、②電極間隔の大きさと探査深度および③根固め径測定方法について、室内実験を行った。

4.3.1 電極間隔の中心位置における ρ と地層境界深度

室内実験として、まず電極中心位置の ρ による地層境界の推定精度について検討を行った。電極は、頭部が直径 8mm のステンレス製のビスを使用した。電極間隔 a は、10~40mm の範囲で 5mm 間隔ごとに变化させた 7 ケースとした。地層は図 4.5 に示すように上層に黒土、下層に笠岡粘土とし、容器はプラスチック製とした。ここで、黒土と笠岡粘土の境界位置は、貫入深さ 135mm の位置とした。



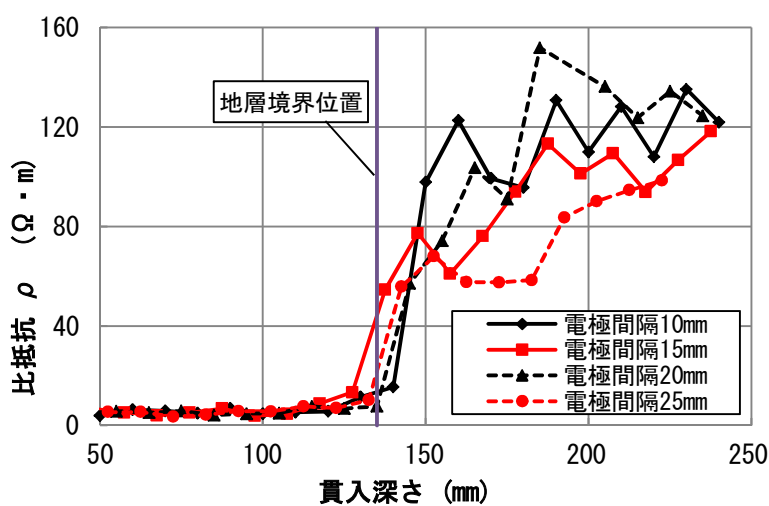
(a) 測定方法



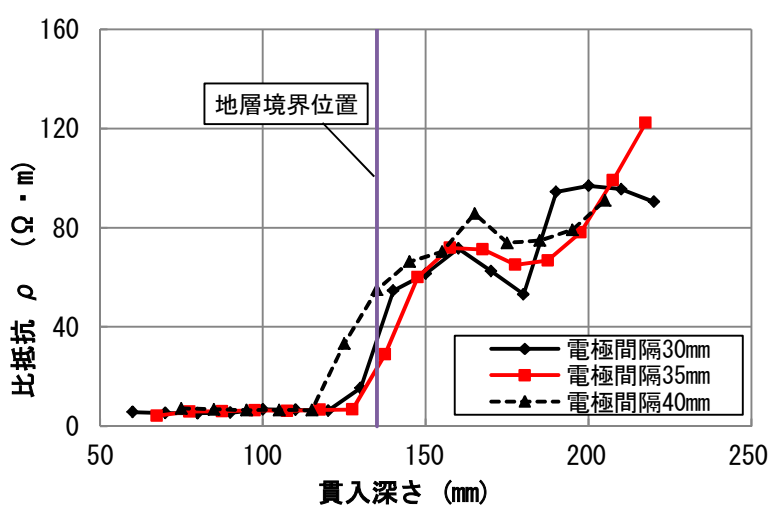
(b) 電極

図 4.5 電極間隔と地層境界位置の検証実験

図 4.6 は、プラスチック容器の中央部に直径 150mm の孔を設け、電極を孔壁に接触させながら測定した、貫入深さ 5mm 毎の中心位置における ρ の変化と地層境界位置の対比図である。また、図 4.6 を両対数化したグラフを図 4.7 に示す。図 4.6 によると、いずれのケースにおいても、地層境界位置付近において比抵抗が大きく変化しており、先に述べた比抵抗特性により、電極間隔が小さいほど境界位置が明確に現れている。また、図 4.7 より、比抵抗が大きく変化する区間内において、電極間隔の狭いケースの方が、その区間内における測定点の打点数が多く分布している。これは、電極間隔が狭い方が、比抵抗の変化をより細かく捉えていることを示しており、電極間隔と測定精度に関連性があることが確認できた。

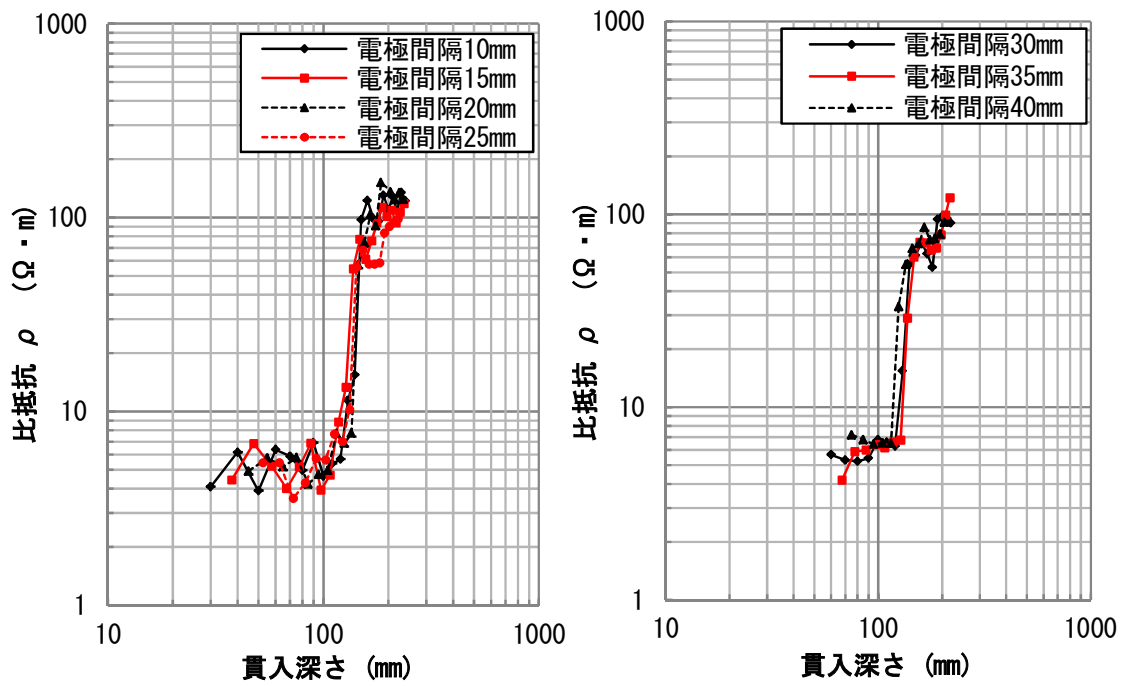


(a) 電極間隔 10, 15, 20, 25mm



(b) 電極間隔 30, 35, 40mm

図 4.6 電極間隔ごとの比抵抗 ρ と地層境界位置¹⁾



(a) 電極間隔 10, 15, 20, 25mm

(b) 電極間隔 30, 35, 40mm

図 4.7 両対数化した電極間隔ごとの比抵抗 ρ と地層境界位置¹⁾

4.3.2 電極間隔の大きさと探査深度

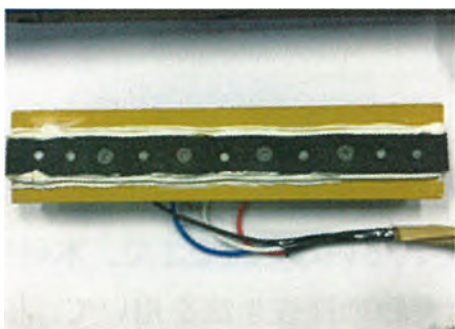
4.3.1 項において、電極間隔と測定精度に関連性がみられるため、 ρ の変化と電極間隔および孔壁間距離について調べることにした。電極は、頭部が直径 8mm のステンレス製のビスとし、プラスチック容器内に高さ 145mm まで碎石（粒径 5~10mm）と砕砂（粒径 2.5mm 以下）を質量比で半々に敷き詰め、その上部を 100mm まで水道水で覆った。電極間隔は、20,40,60,80 および 100mm に設定し、貫入深さ 20mm 毎に ρ を測定した。ここで、実測境界位置は、比抵抗の値に大きく変化が生じた測定点前後の区間内にあると判定した。



(a) プラスチック容器



(b) ステンレス製ビス



(c) 電極



(d) 電気検層器

写真 4.1 使用器具

図 4.8 に ρ の測定結果を示す。図 8 より、全体的に ρ は貫入深さ 40mm 以深で変化が生じており、電極間隔が大きいほど変化が緩やかである。特に ρ が急激に変化する位置に着目すると、電極間隔 20mm の場合は貫入深さ 80~100mm の間、電極間隔 40mm の場合は貫入深さ 60~80mm、電極間隔 60mm の場合は貫入深さ 40~60mm である。したがって、これらの比抵抗の変化の開始点は、水道水と地層の境界位置（貫入深さ=100mm）からの距離が、電極間隔 20mm の場合は 20mm（貫入深さ=80mm）、電極間隔 40mm の場合は 40mm（貫入深さ=60mm）、電極間隔 60mm の場合は 60mm（貫入深さ=40mm）となっており、電極間隔の大きさが水道水と地層の境界位置と一致している。すなわち、電極間隔が孔壁間距離を表していることが確認された。しかし、電極間隔 80mm と 100mm では、他の水準に比べ ρ 変化は明確には見られなかった。これは、電極を貫入した時点で地層の比抵抗を捉え始めていることにより、比抵抗値に明確な変化が確認できなかったためであると考えられる。以上より、電極間隔を 60mm 以下とし、電極を移動させながら ρ を測定することで、電極の貫入深さと ρ の変化から抵抗値の異なる物同士の境界位置を評価することが本実験における条件下においては可能であることが確認できた。

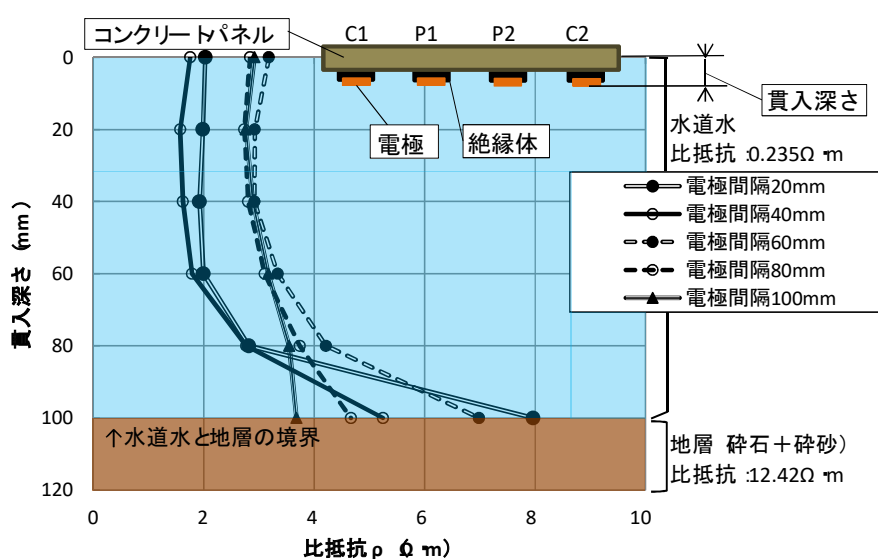


図 4.8 電極間隔と探查深度

4.3.3 根固め径測定方法に関する基礎的実験

4.3.1 項および4.3.2 項より、4 極法により測定される ρ の変化より、電極間隔の大きさが探査深度を表していることを実証した。ここでは、現場での計測器をイメージした電極模型を作製し、室内にて ρ により地層中に設けた孔径の測定を試みた。用いた土槽は直径が 280mm のアクリル製の円筒であり、下層部に珪砂、上層部に砕砂のソイルセメント（セメント添加量 50kg/m^3 ）を詰めた。そして、中央部に孔径 165mm の孔を設け、内部を水道水で満たし、図 4.9 に示すように電極(写真 4.2 参照)を取り付けたステンレス製の角棒を引き上げながら ρ を測定した。なお、 ρ は閉翼時と 2 種類の開翼時（60mm, 70mm）の 3 段階において測定した(写真 4.3 参照)。ここで、開翼時の寸法は、ステンレス製の角棒の側面から電極の中心位置までの水平距離を示している。なお、電極間隔は 15mm とし、開翼機構を図 4.10、電極の中心と測定点と孔壁の位置関係を図 4.11 に示す。

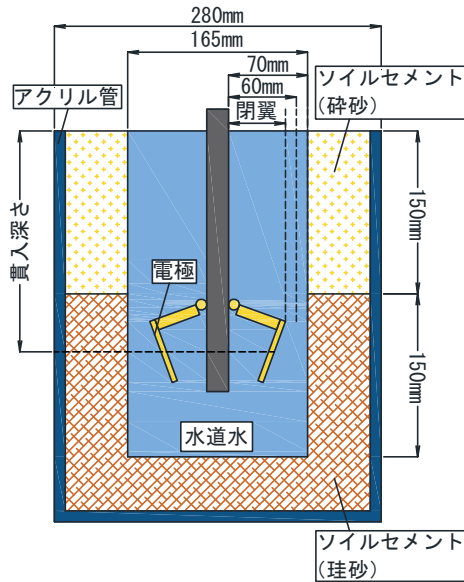


図 4.9 現場計測をイメージした模型実験)

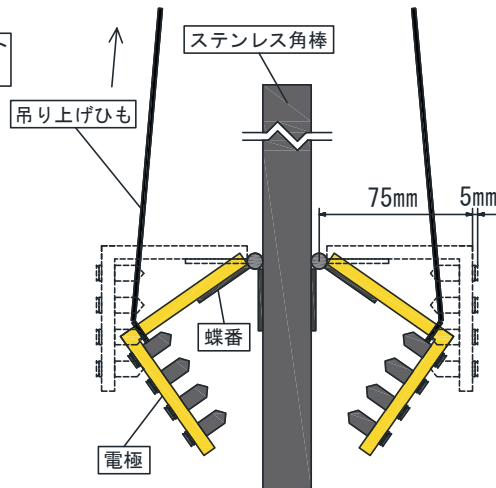


図 4.10 電極の開翼機構)

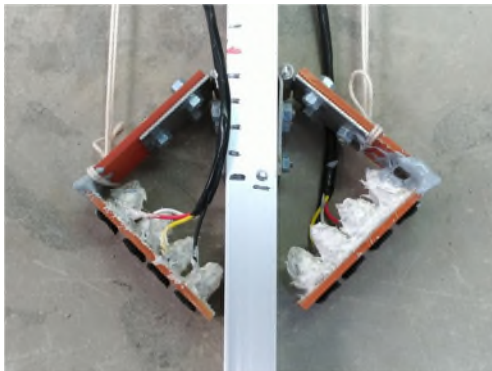


写真 4.2 電極



写真 4.3 実験状況

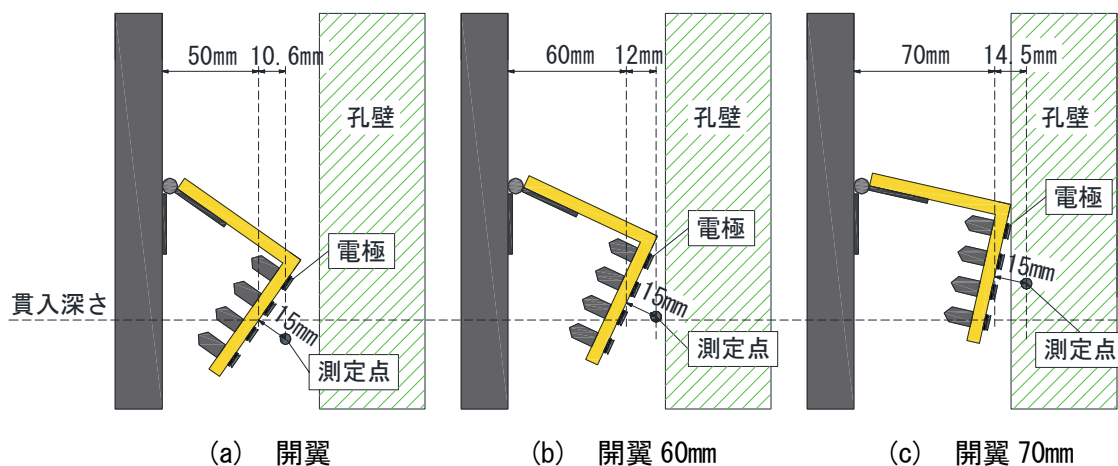


図 4.11 電極の中心と測定点と孔壁の位置関係

測定は、図 4.11(a)に示すように、閉翼時の電極中心位置を貫入深さとし、図 4.11(b)、(c)のように開翼を行い、貫入深さと開翼幅が所定の寸法であることを確認した状態で行った。測定の際、測定点が図 4.11 に示すように、上下方向に差異（最大で 26mm）が生じるが、本実験においてはアクリル製の角棒の上下方向の微調整を行わず、固定した状態で測定を行った。

比抵抗の測定結果を左右の電極に分けて図 4.12 に示す。ここで、図中に示す測定結果は、前述の上下方向の差異は考慮せず、閉翼時の電極中心位置を貫入深さとしている。

閉翼時の ρ は、水道水の比抵抗を示しており、図 4.11 に示すように、開翼 60mm の場合は、測定点がほぼ孔壁への接触状態、開翼 70mm の場合は、測定点が完全に孔壁に接触している状態にある。図 4.12 より明らかなように、 ρ の変化は明確であり、電極が孔壁に接触あるいはほぼ接触に近い状態になると比抵抗が大きく変化する。したがって、この方法により、孔径の大きさをとらえることができる可能性があることを確認できた。なお、図 4.12 では電極が孔壁に近づくと ρ が小さくなっているが、これは土槽内の土を自立させるために普通ポルトランドセメントを土に混入したためである。セメントの電気伝導性は非常に良いことがこのような現象になった理由であると考えられる^{4.8)}。

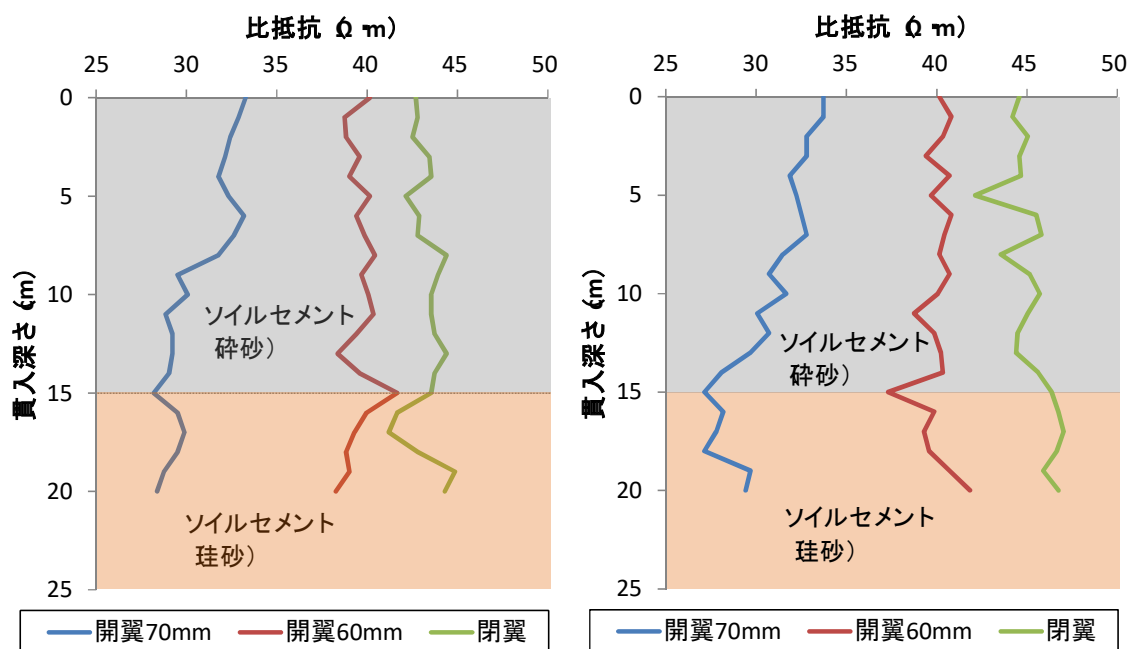


図 4.12 比抵抗の測定結果（左図：左電極、右図：右電極）

4.3.4 まとめ

4 極法による比抵抗探査を埋込み杭の根固め部への適用性検証のため、①電極間隔の中心位置における ρ と地層境界深度の関係性、②電極間隔の大きさと探査深度および③根固め径測定方法について、3つの室内実験を行った。これらの室内試験により得られた知見を以下に示す。

- 地層境界付近を4極法により ρ を測定したところ、地層境界位置付近において比抵抗が大きく変化しており、電極間隔が狭い方が、比抵抗の変化をより細かく捉えていたことから、電極間隔と測定精度に関連性があることが確認できた。
- 電極を移動させながら ρ を測定することで、電極の貫入深さと ρ の変化から抵抗値の異なる物同士の境界位置を評価でき、電極間隔が孔壁間距離を表していることが確認された。
- 電極を取り付けたステンレス製の角棒を引き上げながら ρ を測定した結果、電極が孔壁にほぼ接触に近い状態になると比抵抗が大きく変化し、接触すると更に比抵抗が大きく変化することが確認できた。

4.4 原位置実験

4.3節において、4極法による比抵抗探査の埋込み杭工法における根固め部への適用性が確認できたため、原位置における根固め部の孔壁位置調査を行った。なお、原位置実験にあたっては、予備実験として、2018年7月6日に茨城県筑西市松原あらかじめ根固め液で充填された掘削孔において、油圧式拡大掘削ヘッドの電極を装着した両翼を拡げ、 ρ が孔壁付近で変化することを確認している^{4.9)}。

4.4.1 原位置実験概要

原位置実験は、2019年5月24日に茨城県海老ヶ島にて行った。試験場所の土質柱状図および比抵抗測定位置を図13に、測定位置での土の物理諸元を表4.1に示す。

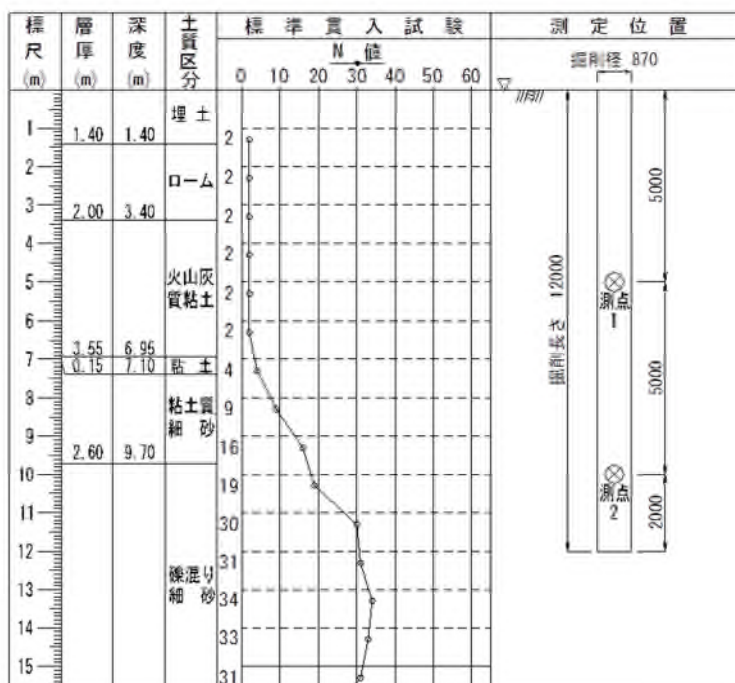


図 4.13 筑西市海老ヶ島の土質柱状図と比抵抗の計測位置

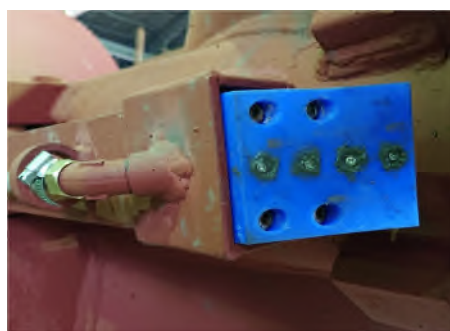
表 4.1 筑西市海老ヶ島の土の物理諸元

測点	土質名	土粒子密度 (g/cm ³)	自然含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	粒度組成 (%)			
						礫	砂	シルト	粘土
測点1	火山灰質粘土	2.72	44.42	64.80	26.56	0	6	43	51
測点2	礫混り細砂	2.69	13.43	—	—	48	44	8	0

電極は、写真 4.4(a)に示すポリアミド樹脂製の電極ボックスに組み込み(電極間隔=20mm)、これを油圧式拡大掘削ヘッドに取り付け、拡大翼の開閉とともに電極が孔壁に近づく機構となっている。また、原位置実験では事前に地上にて、掘削時の油圧式拡大掘削ヘッド径の寸法を確認するとともに、測定対象となる掘削孔においては、掘削時に掘削ロッドを 2 方向からトランシットを用いて鉛直性の管理を行い、掘削孔の外側に設けた 4 か所の逃げ心から掘削ロッドの中心位置を確認しながら施工を行うことで、想定通りの形状に施工できているものとして以降のデータを取り扱っている。



(a) 電極ボックス



(b) 電極ボックス取付け状況



(c) 電極ボックス(閉翼時)



(d) 電極ボックス(開翼時)



(e) 掘削ヘッド径測定

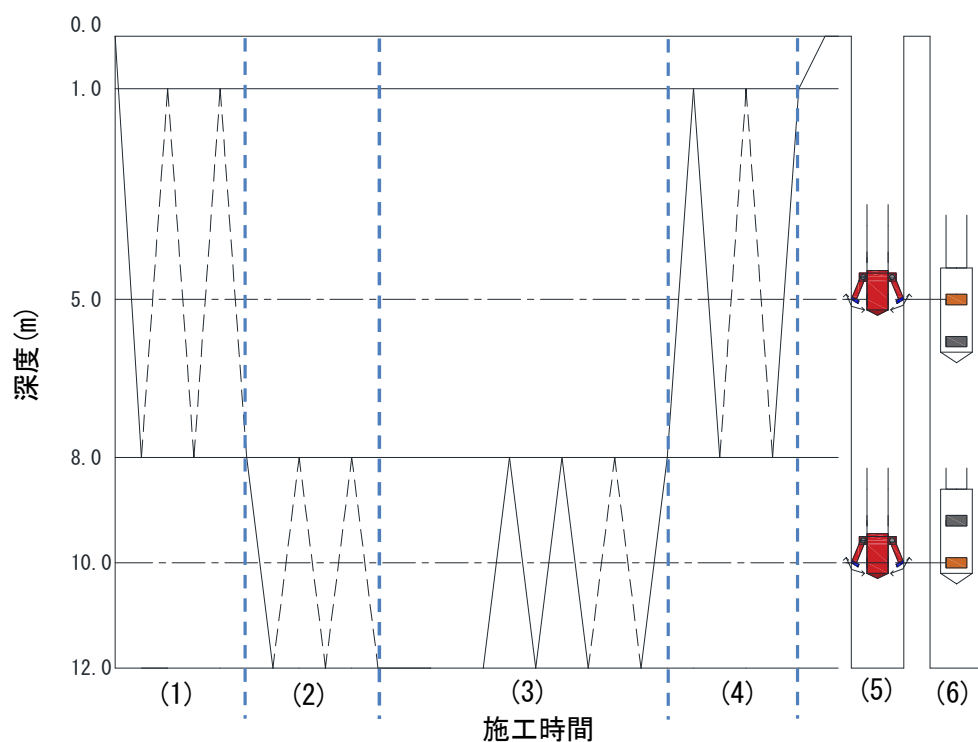


(f) 拡大掘削ヘッド径測定

写真 4.4 電極ボックスの取付けおよび掘削ヘッド径の確認状況

原位置実験に用いた掘削孔は、直径 870mm、掘削長 12m とした。施工に用いたサイクルタイムを図 15 に示す。

実験は、一般的な施工を想定し、図 4.14 に示すように W/C=60%のセメントミルクと掘削土砂を混合攪拌する施工法を用いた。なお、 ρ の測定は、測点 1(GL-5.0m)の粘土層と測点 2(GL-10.0m)の砂層の 2 個所で行い、図 4.15 に示す拡大径毎に、X 方向と Y 方向の 2 方向行った。なお、油圧式拡大掘削ヘッドを開翼すると、深度方向の ρ の測定位置が変わるため、写真 14(d)の拡大翼の外側に取り付けた電極の閉翼時の電極中心位置を測点 1 と測点 2 に深度計を用いてロッドを移動させ、事前のキャリブレーション結果をもとに油量によって水平方向の開翼時の測定点を調整した。最大開翼時の測定点は、閉翼時に比べ深度方向におよそ 140mm 程度上方の位置となるが、深度方向の差異は考慮しないこととした。



- (1) 掘削，反復，排土
- (2) 掘削，反復
- (3) 根固め液(W/C=60%)注入：GL-8～12mの掘削体積と同体積注入
→着底状態で全量の2/3、反復・混合攪拌しながら全量の1/3注入
- (4) 杭周固定液(W/C=60%)注入：GL0～-8mの掘削体積の15%注入
- (5), (6) 比抵抗測定→未固結試料採取→試料の比抵抗測定

図 4.14 施工サイクルタイム（筑西市海老ヶ島）



(a) 油圧式拡大掘削ヘッド+掘削ロッド



(b) 掘削状況



(c) 比抵抗測定状況 1



(d) 比抵抗測定状況 2



(e) 未固結試料採取



(f) 試料の比抵抗測定状況

写真 4.5 施工状況および測定状況

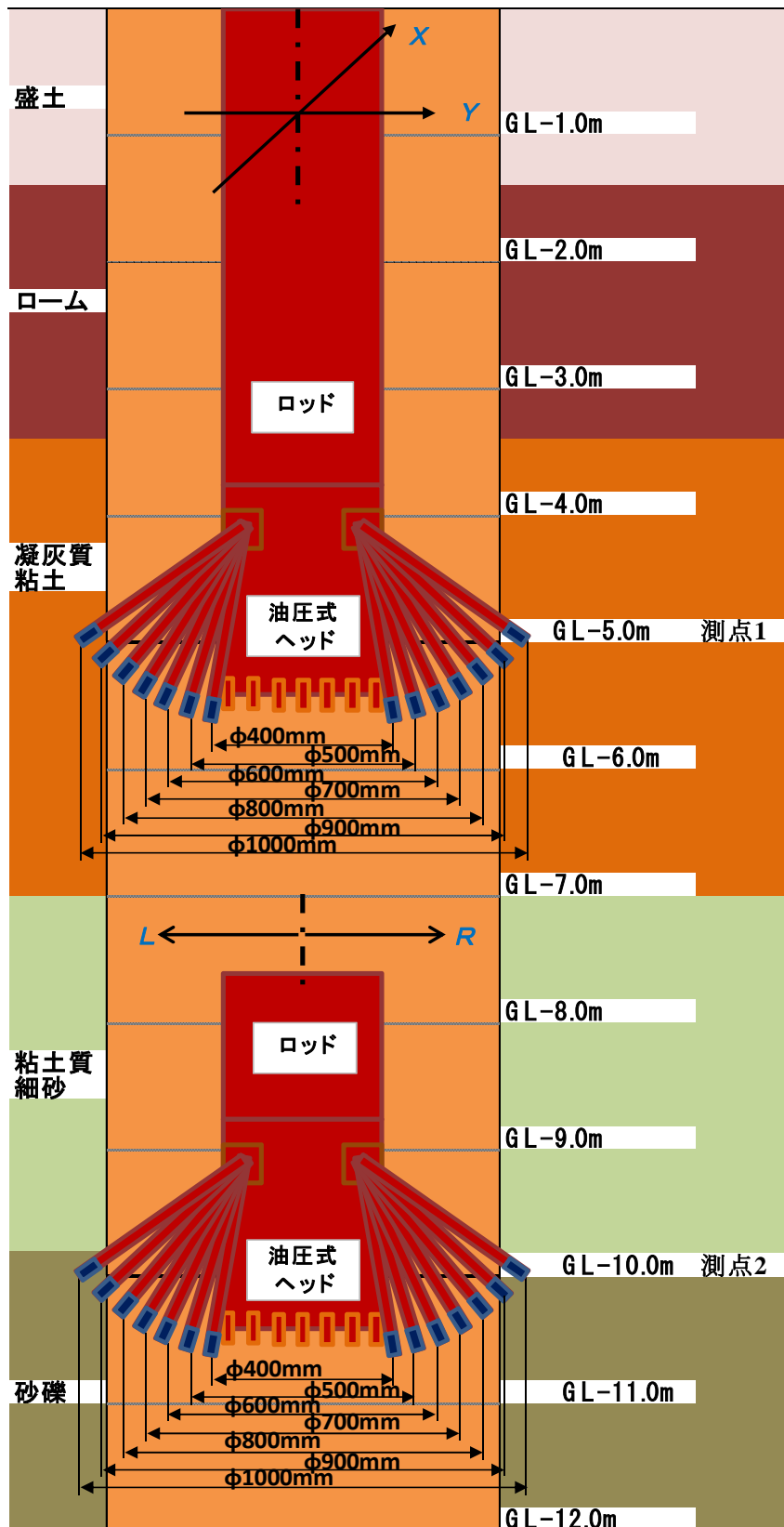
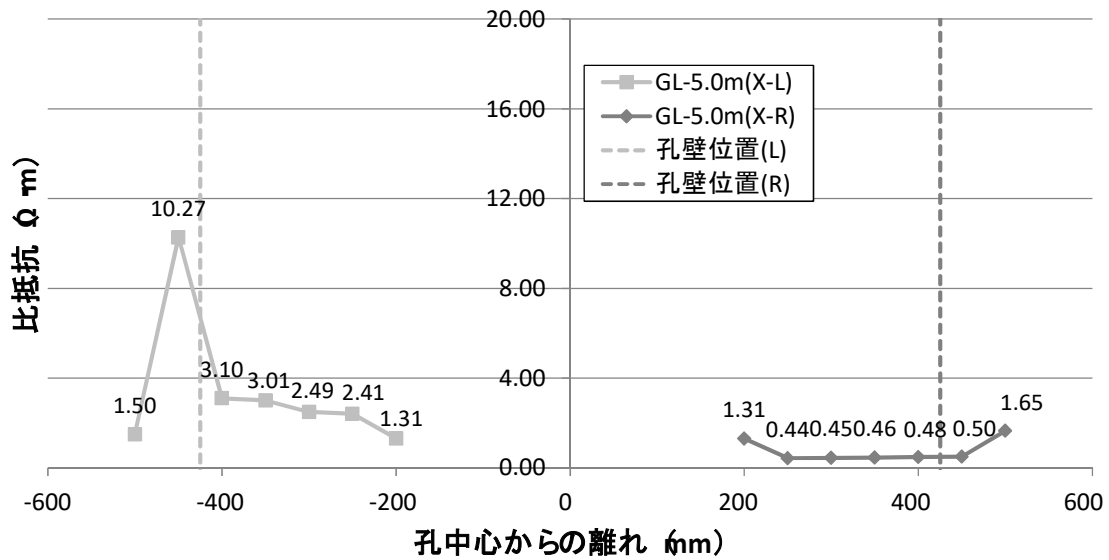


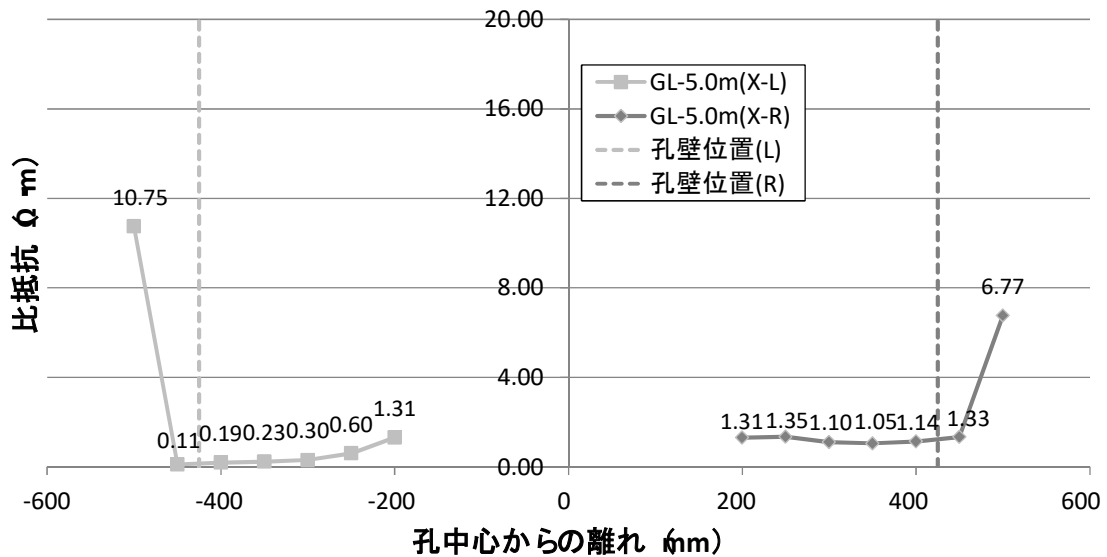
図 4.15 水平方向の比抵抗計測位置 (筑西市海老ヶ島)

4.4.2 根固め部孔壁位置調査結果

図 4.16 に ρ の測点 1 における計測結果を示す。ここで、図中の孔の中心とは、掘削孔の外側に設けた 4 か所の逃げ心の中心位置に掘削ロッドの中心を合わせた位置を示し、孔壁からの離れとは開翼時の水平方向の電極の中心位置を示している。



(a) 測点 1 (GL-5.0m) , X 方向^{4,6)}

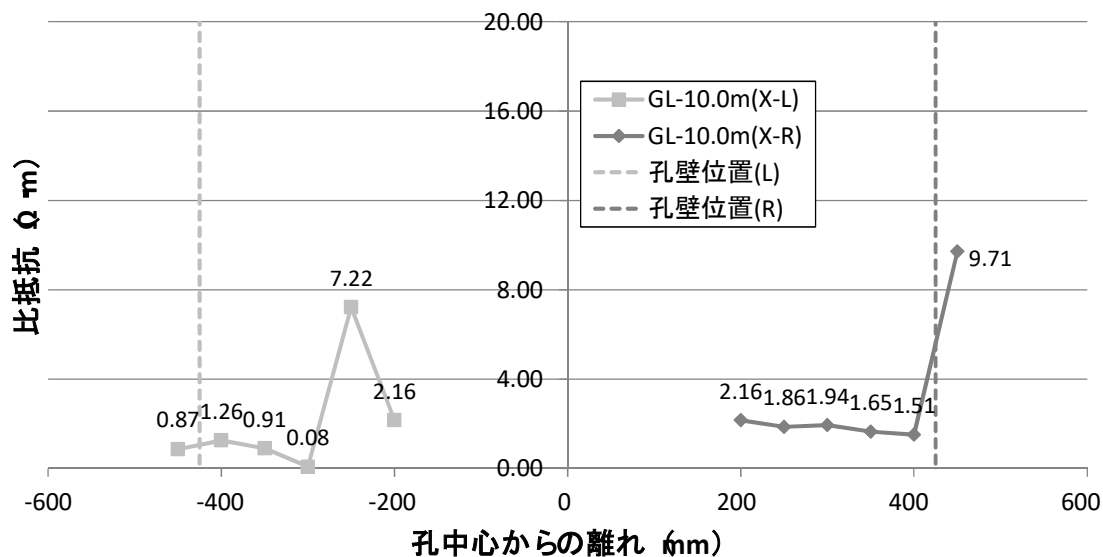


(b) 測点 1 (GL-5.0m) , Y 方向

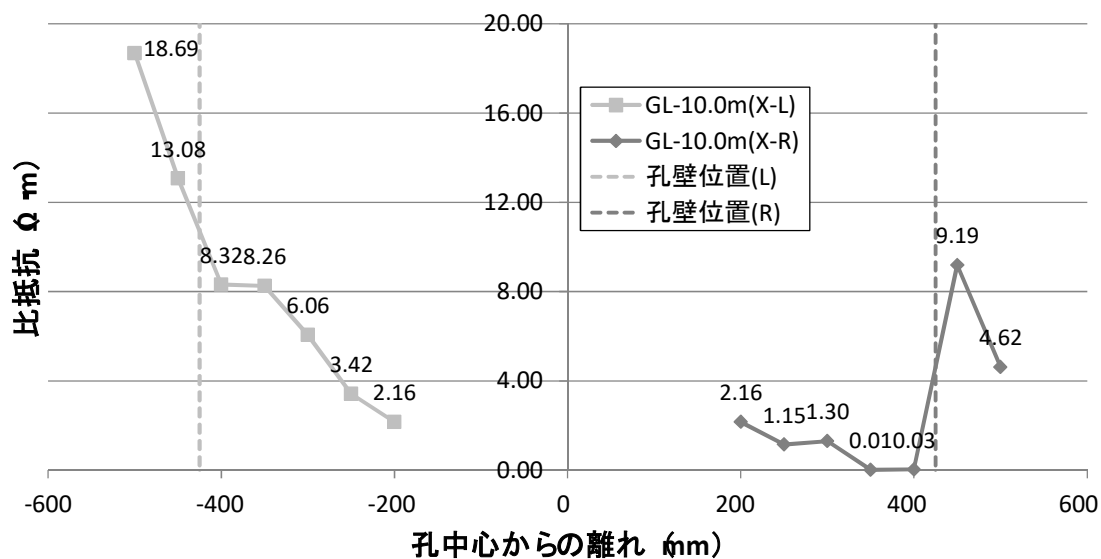
図 4.16 測点 1 における孔壁測定結果 (筑西市海老ヶ島)

測点 1 においては、Y 方向の場合、いずれも中心部から 400mm のほぼ孔壁(中心からの離れ=435mm)近傍で ρ が大きく増大しており、施工計画通りの径が確保されていることがわかる。一方、X 方向の図中右側の場合、 ρ に顕著な変化は見られない。すなわち、孔壁は 400mm 以上の大きさになっていることが予想される。図中の左側の場合、400mm を超えて急激に ρ が増大し、500mm で突然低下する。これは電極を孔壁に強く押し付けたために局所的に孔壁が崩れたことによるものと想定される。本実験においては、油圧式拡大掘削ヘッドを用いて 100mm ごとに比抵抗の測定を行ったため、孔壁を崩壊させてしまった可能性があるが、比抵抗測定用の水平方向にのみ電極が移動するような機構に変更し、より短い間隔で比抵抗の測定を行うことで孔壁の崩壊は防ぐことができると考えられる。

図 4.17 に ρ の測点 2 における計測結果を示す。ここで、図 4.16 と同様に、図中の孔の中心とは、掘削孔の外側に設けた 4 か所の逃げ心の中心位置に掘削ロッドの中心を合わせた位置を示し、孔壁からの離れとは開翼時の水平方向の電極の中心位置を示している。



(a) 測点 2 (GL-10.0m) , X 方向



(b) 測点 2 (GL-10.0m) , Y 方向

図 4.17 測点 2 における孔壁測定結果 (筑西市海老ヶ島)

測点 2 においては、X 方向右側の場合、中心から 400mm 以上の孔径が少なくとも確保されていることが予想される。なお、中心から 210mm において、 ρ が $7.22\Omega \cdot m$ と極端に大きな値を示しているが、これは混合されていない土塊の影響によるものと推察される。Y 方向の図中右側の場合、先にも述べたように、孔壁の一部が崩壊した状態で計測したと考えられる。一方、左側は 400mm 付近で ρ が急激に増大しており、孔径は計画通りの大きさが確保されていることが予想できるが、中心から 200mm の位置から孔壁に向かって、 ρ は常に増加する傾向にある。これは、左側の電極取付け位置に土砂が堆積している可能性を示している。しかし、少なくともこの手法により、根固め部の孔壁のおおよその位置が把握できる可能性があるとの見通しをつけることができた。

4.4.3 まとめ

4 極法による比抵抗探査の埋込み杭工法における根固め部への適用性が確認できたため、原位置実験にて根固め部の孔壁位置調査を行った。原位置実験は、掘削孔内の土砂とセメントミルクを混合攪拌する通常施工を行い、ポリアミド樹脂製の電極ボックスを油圧式拡大掘削ヘッドに取り付け、掘削孔内で開翼しながら ρ を測定した。以下に、原位置実験により得られた知見を示す。

- ・実施工に用いる油圧式拡大掘削ヘッドにボックスを取付け、施工後の掘削孔に挿入することで比抵抗を測定することができた。
- ・油圧式拡大掘削ヘッドを開翼しながら ρ を測定した結果、ソイルセメントと孔壁の境界位置付近においても比抵抗が大きく増加することを確認した。
- ・孔壁を崩壊させたことによる ρ の急激な増加が測定された箇所が確認された。比抵抗測定用の水平方向にのみ電極が移動するような機構に変更し、より短い間隔で比抵抗の測定を行うことで孔壁の崩壊は防ぐことができると考えられる。
- ・電極取り付け位置に土砂が堆積することにより、 ρ の値が徐々に増加するケースが確認されたため、現場適用時には土砂が電極部分に堆積しないような対策が必要である。

4.5 結論

現在の品質管理の最も大きな問題は、施工後にしか根固め部の強度確認ができない点や、未固結試料採取についても試験杭にしか適用されないことが多い点が挙げられる。未固結試料採取位置にしても各工法に任されており、根固め径に至っては、未だ評価法が開発されていない現状にある。これらの課題を解決するため、本章では、物理探査法の一つである比抵抗探査に着目し、杭の施工中に根固め部の孔壁位置を調査する方法を検討した。得られた結論を以下に示す。

- ・ 模型実験にて、地層境界付近を4極法により ρ を測定したところ、地層境界位置付近において比抵抗が大きく変化しており、電極間隔が狭い方が、比抵抗の変化をより細かく捉えていたことから、電極間隔と測定精度に関連性があることが確認できた。
- ・ 模型実験にて、電極を移動させながら ρ を測定することで、電極の貫入深さと ρ の変化から抵抗値の異なる物同士の境界位置を評価でき、電極間隔が孔壁間距離を表していることが確認された。
- ・ 模型実験にて、電極を取り付けたステンレス製の角棒を引き上げながら ρ を測定した結果、電極が孔壁にほぼ接触に近い状態になると比抵抗が大きく変化し、接触すると更に比抵抗が大きく変化することが確認できた。
- ・ 原位置において、掘削孔内の土砂とセメントミルクを混合攪拌する通常施工を行い、ポリアミド樹脂製の電極ボックスを油圧式拡大掘削ヘッドに取り付け、掘削孔内で開翼しながら ρ を測定した結果、ソイルセメントと孔壁の境界位置付近においても比抵抗が大きく増加することを確認した。

以上より、比抵抗を利用した本手法により根固め径のおおよその確認ができる可能性を示し、杭の施工中に根固め部の孔壁位置を確認が可能となる技術であることを実証した。

参考文献

- 4.1) コンクリートパイル建設技術協会編：埋込み工法に用いる根固め液及びくい周固定液の圧縮強度試験方法，2011.3
- 4.2) 土屋富男，桑原文夫：高支持力埋込み杭の支持力に必要な根固め部の強度に関する研究，日本建築学会技術報告集，第19巻，第41号，pp.95～100, 2013.2
- 4.3) 日本建築センター，ベターリビング：2018年版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，2018.11
- 4.4) 高元浩，藤井衛，持田泰秀，武智耕太郎，足立由紀夫：電気検層法による土の細粒分含有率の評価，日本建築学会技術報告集，第21巻，第48号，pp.557～562, 2015.6
- 4.5) 中里裕臣，竹内睦雄，金喜俊：電気探査法の技術動向とその適用性の評価，農業土木学会誌，第67巻，第11号，pp.1169～1176, 1999
- 4.6) 新名正英，児玉貴之，千種信之，小寺満，渡部憲，藤井衛：比抵抗探査法を利用した埋込み杭における根固め部の孔壁位置調査手法，日本建築学会技術報告集，第26巻，第64号，pp.887～892, 2020.10
- 4.7) 持田康秀，塚本政昭：セメント系固化材と現地土を用いた流動化処理地盤改良工法の開発（その1.施工及び管理方法），日本建築学会技術報告集，第19巻，第42号，pp.485～490, 2013.6
- 4.8) 武智耕太郎，藤井衛，高元浩，新井マウリシオ淳：電気比抵抗法による未固化深層混合処理土の品質管理に関する研究，日本建築学会技術報告集，第21巻，第48号，pp.545～550, 2015.6
- 4.9) Niina, M, Watanabe, K, Mamoru, F, Kodama, T, Chikusa, N, and Kodera, M, Investigation for Foot Protection Diameter of Bored Pile by Resistivity Exploration Method, Proc 30th Int Ocean and Polar Eng Conf, Shanghai, China, ISOPE, 1711–1716 (2020)

謝辞

本論文を作成するにあたり、指導教員である東海大学 渡部憲教授には、終始懇切丁寧にご指導いただきました。また、東海大学 杉山太宏教授には、本論文審査の主査として、海大学 藤井衛名誉教授、山本憲司教授、横井健准教授には、本論文の審査員として、貴重なご指導、ご教示を賜り、博士論文としてまとめることができました。心より御礼申し上げます。

本論文は、日本コンクリート工業(株)と東海大学の4年間の共同研究の結果をまとめたものです。審査員も引き受けて下さいました東海大学の藤井衛名誉教授には、大学における研究に関する指導だけではなく、日本コンクリート工業(株)の技術顧問としても、杭の品質に対する研究姿勢に対する貴重なご助言を賜るとともに、論文をまとめる動機付けを頂きました。心より御礼申し上げます。日本コンクリート工業(株) 土田伸治顧問、小寺満取締役、伊藤浩執行役員には、会社業務を行いながら、大学での研究を行う機会を与えて頂いたことに加え、多大なご支援とご理解を頂き、博士論文をまとめる期間中、職場のグループメンバーである鈴木慶吾さん、平尾一樹さん、豊田悠紀子さん、近藤壮一郎さんをはじめとする職場の皆様には、業務面で多大なサポートを頂きました。厚く御礼申し上げます。

本論文3章については、東海大学の渡部憲教授をはじめとする渡部憲研究室のメンバーおよびOBの皆様の研究成果がベースとなり、新たなセメントミルク材料の開発に辿りつくことができました。特に、(株)梶原工務店の梶原大輔さんには研究を始めた当初のサポートを頂き、当時大学院生であった(株)フローリックの飯島友貴さん、太平洋コンサルタント(株)の大瀧諄さん、前田建設工業(株)の増島夏熙さん、現大学院生の安西拓巳さん、佐藤秀和さんにも大学での実験実施においては多大なご協力を頂きました。

本論文4章については、室内実験実施を、東海大学卒業生の溝江正貴さん、高木祐亮さん、市来敦也さん、渡邊琢哉さんに、日本コンクリート工業(株)との共同研究という形で多大なご協力を頂きました。また、比抵抗測定の原因位置実験については、千種信之さん、児玉貴之さん、長谷川拓磨さん、都秀敏さんには、実際の試験計画、調整、実施、結果のまとめまで、大変お世話になりました。また、システム計測(株)の中里彰人さんには、試験実施に関する全面的な協力をして頂き、誠にありがとうございました。

本論文のような新たな材料開発および実杭の施工品質管理を積極的に遂行できたのは、日本コンクリート工業(株)および東海大学の諸先輩の研究の基礎があったからにほかならないものです。今後も、既製コンクリート杭の分野において、更なる性能および品質向上への研究開発の取り組みを続けていく所存です。

最後に、本研究がまとめられたのは、妻 景子が終始変わらず家庭と私自身を支えてくれたこと、父親が家に不在の間も、寂しさを我慢し応援を最後までしてくれた2人の子供 莉久、皆仁がいたからにほかなりません。あらためて、家族全員に心より感謝いたします。

2021年3月 新名 正英