

# 岩盤を支持層とする 杭基礎の設計法・施工法に関する 共同研究報告書

平成31年4月

国立研究開発法人 土木研究所  
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会  
一般社団法人 コンクリートパイプ建設技術協会  
一般社団法人 日本基礎建設協会  
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会

Copyright © (2019) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

# 岩盤を支持層とする杭基礎の設計法・施工法 に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所	構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	上席研究員	七澤利明※1
国立研究開発法人土木研究所	地質・地盤研究グループ	上席研究員	浅井健一
国立研究開発法人土木研究所	構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	主任研究員	河野哲也※2
国立研究開発法人土木研究所	構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	交流研究員	田辺晶規※3
国立研究開発法人土木研究所	構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	交流研究員	今 広人※4
一般社団法人	鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	松井良典
一般社団法人	鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	寺尾名央
一般社団法人	鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	日下裕貴
一般社団法人	鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	加藤篤史
一般社団法人	鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	森本真造
一般社団法人	鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	楠本 操
一般社団法人	鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	上醉尾 義明
一般社団法人	コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	木谷好伸
一般社団法人	コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	津田和義
一般社団法人	コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	宮原 清
一般社団法人	コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	須見光二
一般社団法人	コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	袴田智之
一般社団法人	コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	千種信之
一般社団法人	コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	笹川康成
一般社団法人	日本基礎建設協会	技術委員	矢田哲也
一般社団法人	日本基礎建設協会	技術委員	荻田成也
一般社団法人	日本基礎建設協会	技術委員	今井康幸
一般社団法人	全国地質調査業協会連合会	技術委員	柳浦良行
一般社団法人	全国地質調査業協会連合会	技術委員	白井康夫
一般社団法人	全国地質調査業協会連合会	技術委員	荻原育夫
一般社団法人	全国地質調査業協会連合会	技術委員	濱田泰治
一般社団法人	全国地質調査業協会連合会	技術委員	奥井裕三
一般社団法人	全国地質調査業協会連合会	技術委員	大賀政秀

※1 現 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 構造・基礎研究室長

※2 現 国立大学法人 富山大学大学院 理工学研究部 准教授

※3 現 株式会社 建設技術研究所（交流研究員在職期間：2014年7月～2016年7月）

※4 現 ジャパンパイル株式会社（交流研究員在職期間：2017年4月～2019年3月）

## 要旨

施工機械の能力向上や山岳部での施工事例の増加等により、岩盤を支持層とする杭基礎の事例が増加している。一方で、道路橋示方書においては岩盤を支持層とする杭の支持力推定式が明確に示されておらず、また、支持層の選定法や地盤調査法が明らかとなっていない。さらに、施工法や施工管理方法に関しても十分に確立されているとは言えない。

そこで、岩盤を支持層とする杭基礎に関する地盤調査法・設計法・施工法の確立を目的とした共同研究を実施した。本報告書はその内容をまとめたものである。

キーワード：岩盤、杭基礎、杭の支持力推定、施工管理方法、地盤調査法

# 岩盤を支持層とする杭基礎の設計法・施工法に関する共同研究報告書

## 目次

	【PAGE】
1. まえがき .....	1
2. 対象とする岩盤条件及び杭工法について .....	4
2.1 概要 .....	4
2.2 岩盤について .....	4
2.3 杭工法について .....	8
2.4 岩盤区分と杭工法区分について .....	9
2.5 まとめ .....	11
3. 岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について .....	12
3.1 概要 .....	12
3.2 支持層とする岩盤条件の設定 .....	13
3.2.1 岩盤における支持層確認の目安及び支持層の条件の検討 .....	13
3.2.2 軟岩における支持層の目安値（一軸圧縮強度及び N 値）の検討 .....	20
3.2.3 変形しやすい岩盤の支持層としての評価に関する検討 .....	22
3.3 不陸・傾斜を考慮した支持層の把握方法 .....	28
3.3.1 岩盤を支持層とする杭基礎の不具合事例の分析 .....	28
3.3.2 岩盤支持層の不陸・傾斜が生じる地形・地質的要因 .....	29
3.3.3 岩盤支持層の不陸・傾斜を把握するための地盤調査方法 .....	30
3.4 支持力推定に用いる地盤調査方法 .....	40
3.4.1 支持力推定に必要な地盤調査方法とその評価方法の検討 .....	40
3.4.2 亀裂、風化を考慮した一軸圧縮強度の推定手法について .....	43
3.4.3 三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験結果からの一軸圧縮強度の推定手法について .....	45
3.5 杭施工時に注意すべき岩盤について .....	47
3.6 まとめ .....	48
4. 岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式について .....	49
4.1 概要 .....	49
4.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法のグルーピング .....	50
4.2.1 概要 .....	50
4.2.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の構造等の比較 .....	51
4.2.3 載荷試験等の分析による比較・検証 .....	56
4.2.4 まとめ .....	68
4.3 中掘り杭工法コンクリート打設方式の適用性 .....	69
4.3.1 概要 .....	69
4.3.2 中掘り杭工法コンクリート打設方式と場所打ち杭工法の比較 .....	69

4.3.3	まとめ	73
4.4	載荷試験データの分析	74
4.5	載荷試験における杭先端の極限支持力度（試験値）の評価方法	80
4.5.1	杭先端支持力として扱う範囲	80
4.5.2	荷重－変位関係とデータの扱い	81
4.5.3	杭先端の極限支持力度の特性値の評価に用いる地盤定数	84
4.6	杭先端の極限支持力度の特性値の推定式の検討	86
4.6.1	推定式の算定方法	87
4.6.2	推定式の算定と提案結果	89
4.7	まとめ	98
5.	岩盤を支持層とする杭基礎の施工管理方法について	99
5.1	概要	99
5.2	場所打ち杭工法	100
5.2.1	工法の概要	100
5.2.2	既往の施工事例より得られた知見と課題	100
5.2.3	岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法	101
5.2.4	施工上の留意点と対策	102
5.3	プレボーリング杭工法	103
5.3.1	工法の概要	103
5.3.2	既往の施工事例及び施工試験より得られた知見と課題	103
5.3.3	岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法	104
5.3.4	施工上の留意点と対策	105
5.4	鋼管ソイルセメント杭工法	106
5.4.1	工法の概要	106
5.4.2	既往の施工事例及び施工試験より得られた知見と課題	106
5.4.3	岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法	107
5.4.4	施工上の留意点と対策	108
5.5	中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	109
5.5.1	工法の概要	109
5.5.2	既往の施工事例より得られた知見と課題	109
5.5.3	岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法	110
5.5.4	施工上の留意点と対策	111
5.6	中掘り杭工法（コンクリート打設方式）	112
5.6.1	工法の概要	112
5.6.2	既往の施工事例及び施工試験より得られた知見と課題	112
5.6.3	岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法	113
5.6.4	施工上の留意点と対策	113
5.7	まとめ	115

6. まとめ	116
参考文献	118
参考資料 1	121
参考資料 2	220
参考資料 3	230
参考資料 4	268
参考資料 5	277
参考資料 6	294
参考資料 7	302
参考資料 8	309
参考資料 9	327
参考資料 10	331
参考資料 11	339





## 1. まえがき

近年、施工機械・施工機材の能力向上や山岳部での施工事例の増加等により、岩盤を支持層とする杭の設計・施工事例が増加してきている<sup>1)</sup>。場所打ち杭工法においては、施工機械の能力向上に伴い、特殊なビットを用いることなどで、今まで掘削が困難であった岩盤についても、施工できるようになってきている。また、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）・プレボーリング杭工法・鋼管ソイルセメント杭工法においても、オーガ駆動装置の大型化や掘削ビットの改良等により、泥岩やシルト岩等の軟岩での施工実績が見られ、載荷試験等も行われてきている。

岩盤を杭基礎の支持層とする場合には、一般に強固で良好な支持層とみなされ、高い鉛直支持力が期待でき、杭の沈下等の不具合が生じることはないと考えられてきたが、亀裂や風化等の影響で物性値や支持力が大きく異なることや施工時に杭先端地盤を乱すことなどにより、沈下等の不具合を起こす事例が散見されている<sup>例例えば 2)3)</sup>。また、岩盤は地層の形成過程によって支持層全体が大きな傾斜や不陸を有することが少なくない。このことから、支持層の選定や杭の根入れ深さの設定が難しく、対象とする岩盤が支持層になりうるかどうかを判断するための調査方法や調査結果に基づく地盤定数の評価方法も明らかではない。

岩盤を支持層とする載荷試験やそれに基づく支持力機構に関する研究は、載荷試験を実施する場合に高い載荷荷重が求められ、一般に多くの費用と時間がかかることや、岩種や風化等によって物性値や支持力が異なることなどから、これまで体系的な研究が実施されておらず、結果として道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、平成 29 年 11 月<sup>4)</sup>（以下、道示IVという）においても軟岩を支持層とする打込み杭工法を除いて、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式が明確に示されていない。そのため、実務では設計者の判断による杭先端の極限支持力度の特性値の推定（例えば、良質な砂れき層と同等の値の推定式の適用）や、適用できる杭工法の選択肢が限定的になっているのが現状である。

また、設計で期待する先端支持力を確実に発揮するためには、岩盤を支持層とする杭基礎において適切な施工法や施工管理を行うことが必要であるが、十分に確立しているとは言えない。例えば、場所打ち杭における支持層の確認は、亀裂や風化等の影響で支持層とする岩盤の硬さに違いが生じる場合では判断が難しくなることも考えられる。

このように、岩盤を支持層とする場合の杭基礎については、設計・施工事例が増加する中で調査・設計・施工法が十分に整備されておらず、今後も不具合が生じるおそれが考えられる。

そこで、国立研究開発法人土木研究所、一般社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会、一般社団法人コンクリートパイル建設技術協会、一般社団法人日本基礎建設協会及び一般社団法人全国地質調査業協会連合会は、岩盤の力学特性や杭工法等の条件の違いを考慮し、それぞれの条件において岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法、設計法（杭先端極限支持力度の推定式）及び施工法（施工管理方法）を明らかにすることを目的とした共同研究を実施した。

本報告書は、主として平成 27 年度から平成 29 年度に実施した共同研究の内容についてまとめたものであり、共同研究報告書の構成は以下のとおりである。

1章では、岩盤を支持層とする杭基礎の調査・設計・施工に関する現状と課題ならびに本報告書の目的を述べた。

2章では、本報告書で対象とした岩盤条件及び杭工法と、それらの区分について示す。

3章では、既往の知見や現地盤での地盤調査結果等の分析から、岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法（支持層とする岩盤条件の設定、支持力推定に用いる調査方法、支持層の不陸・傾斜の把握方法等）について示す。

4章では、岩盤を支持層とする杭の載荷試験結果の分析から、岩盤条件や杭工法ごとに杭基礎の杭先端極限支持力度の推定式の提案について示す。

5章では、現地盤での実杭の施工性試験等の結果や既往の施工実績も含めた分析から、杭工法ごとに岩盤を支持層とする杭基礎の施工管理方法について示す。

6章では、本報告書の成果と今後の課題をまとめとして示す。

## 研究体制

表に平成 27～29 年度の共同研究担当者名簿を示す。

研究細目： ①検討計画 ②調査 ③載荷試験 ④支持力特性 ⑤施工

所属名	氏名	役職名	研究細目				
			①	②	③	④	⑤
国立研究開発法人 土木研究所	七澤 利明	構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ 上席研究員	◎	○	○	◎	○
	浅井 健一	地質・地盤研究グループ 上席研究員	◎	◎	○	○	○
	河野 哲也	構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ 主任研究員	◎	○	○	◎	○
	田辺 晶規	構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ 交流研究員	◎	○	○	◎	○
	今 広 人	構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ 交流研究員	◎	○	○	◎	○
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	松井 良典	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	寺尾 名央	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	日下 裕貴	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	加藤 篤史	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	森本 真造	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	楠本 操	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	上醉尾 義明	技術委員	○	○	◎	◎	◎
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	木谷 好伸	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	津田 和義	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	宮原 清	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	須見 光二	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	袴田 智之	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	千種 信之	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	笹川 康成	技術委員	○	○	◎	◎	◎
一般社団法人 日本基礎建設協会	矢田 哲也	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	荻田 成也	技術委員	○	○	◎	◎	◎
	今井 康幸	技術委員	○	○	◎	◎	◎
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	柳浦 良行	技術委員	○	◎	○	○	○
	白井 康夫	技術委員	○	◎	○	○	○
	荻原 育夫	技術委員	○	◎	○	○	○
	濱田 泰治	技術委員	○	◎	○	○	○
	奥井 裕三	技術委員	○	◎	○	○	○
	大賀 政秀	技術委員	○	◎	○	○	○

## 2. 対象とする岩盤条件及び杭工法について

### 2.1 概要

本報告書では、岩盤の物性や杭工法等の条件の違いを考慮し、それぞれの条件において岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法、設計法（杭先端極限支持力度の推定式）及び施工法（施工管理方法）を確立することを目的としている。様々な岩盤や杭工法が存在する中で、杭基礎の支持層として適用する岩盤条件、杭工法の施工条件等を明確にして、本報告書で対象とする岩盤及び杭工法を選定する必要がある。そこで、岩盤に関する既往の知見・地盤調査結果・载荷試験結果・施工実績等の分析により、次章以降での地盤調査・設計法・施工法を確立していくために対象とする岩盤条件や杭工法を明確にする。

### 2.2 岩盤について

岩盤は、一般に砂・砂れきと比べて不均質であり、力学特性・変形特性は岩盤の硬軟のほか、岩盤特有の亀裂や風化の状態や程度にも影響されるため、岩盤における支持力特性の評価は砂・砂れきに比べて容易ではない。岩盤では、砂・砂れきのように標準貫入試験（N 値）を基本とした調査では十分な情報が得られない場合が多いため、可能な限りコアを採取し、コア観察や岩級区分の結果に基づいて亀裂、風化等の評価するとともに一軸圧縮強度を確認する必要がある。道示IV<sup>4)</sup>では、直接基礎、ケーソン基礎及び深礎基礎の設計に用いる岩盤の鉛直地盤反力度の制限値を評価する際に、一軸圧縮強度が 1MN/m<sup>2</sup>以上のものを軟岩、10MN/m<sup>2</sup>以上のものを硬岩と区分している。ただし、亀裂、風化が生じている岩盤を対象に一軸圧縮試験を行う場合、採取したコアの中から状態が良好な部分を選定して試験を実施することとなるため、必ずしも得られた強度が岩盤全体としての強度を代表しているとは限らない。このような場合は亀裂や風化の状態を考慮することができる試験（三軸圧縮試験、多段階三軸圧縮試験等）を併せて実施して、得られた一軸圧縮強度の妥当性を確認することが必要となる。

岩盤に関する既往の知見<sup>5)</sup>や地盤調査結果の分析等から、岩盤を支持層とした杭基礎において先端支持力に影響を与える要因としては、「①生成年代」、「②岩盤の硬軟」、「③母岩の硬軟」、「④亀裂の発達」、「⑤風化の進行」が考えられる。そこで、本報告書においては、これらの要因に対して岩盤条件を区分することとした。

#### ① 生成年代

図 2.2.1 に生成年代の違いによる変形係数と一軸圧縮強度の関係、一軸圧縮強度と年代の関係を示す。中新世以前の岩盤は鮮新世以降の岩盤に比べて一軸圧縮強度や変形係数は大きい。このことから生成年代の違いが岩盤の変形係数や一軸圧縮強度に影響を与えていることがわかる。鮮新世以降の岩盤は概ね軟岩であることが確認できるが、中新世以前の岩盤の中央値は硬岩であるものの、軟岩となるデータも一定程度含まれている。また堆積軟岩における生成年代としては、一般的に新第三紀以降（主に中新世、鮮新世、更新世初期）に堆積したものが多くとされている。そこで、本報告書では生成年代においては堆積年代が新しい鮮新世以降と中新世以前で区分することとした。鮮新世以降の岩盤は強度発現が進行中で最終的な強度発現は何十万年以降となることから堆積軟岩が該当し、中新世以前の岩盤は最終的な強度発現は現在で風化の影響により強度低下をしている岩が該当すると考えられる。

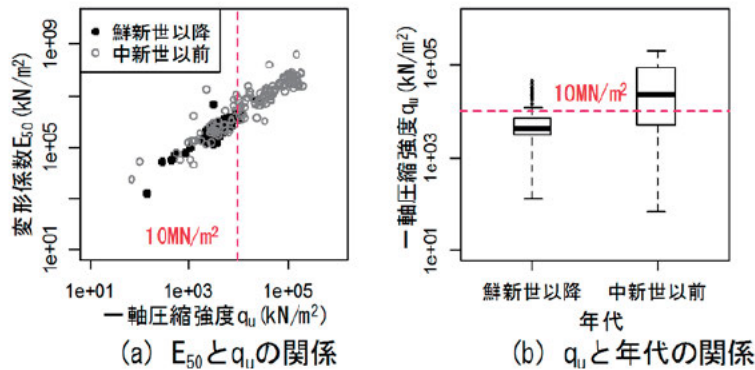


図 2.2.1 生成年代の違いによる変形・強度特性<sup>5)</sup>

## ② 岩盤の硬軟

岩盤の硬軟は、岩盤の種類の違いによる硬軟や亀裂の程度、風化の状態等によって異なる。参考文献<sup>6)</sup>では、岩盤の硬軟（硬岩と軟岩の区分）について図2.2.2に原位置せん断試験より求めた地盤定数と室内試験により求めた地盤定数の違いを示している。(a)は一軸圧縮強度 $q_u \geq 10 \text{ MN/m}^2$ の結果であり、いずれも亀裂を多く含む岩盤である。(b)は一軸圧縮強度 $q_u < 10 \text{ MN/m}^2$ の結果である。(a)では原位置試験により得られた結果と室内試験により得られた結果に大きな差があり、亀裂のないコアにより求めた室内試験の結果の方が著しく大きくなっている。一方で、(b)では原位置試験により得られた結果と室内試験により得られた結果に大きな差はない。一軸圧縮強度 $q_u \geq 10 \text{ MN/m}^2$ の大きな岩盤は、岩の材質自体が硬質であるため原位置での地盤定数は亀裂の影響により室内試験と大きく変わる一方で、一軸圧縮強度 $q_u < 10 \text{ MN/m}^2$ の小さな岩盤は岩の材質自体があまり硬質でないため材料自体の物性で地盤定数が決まることがわかる。

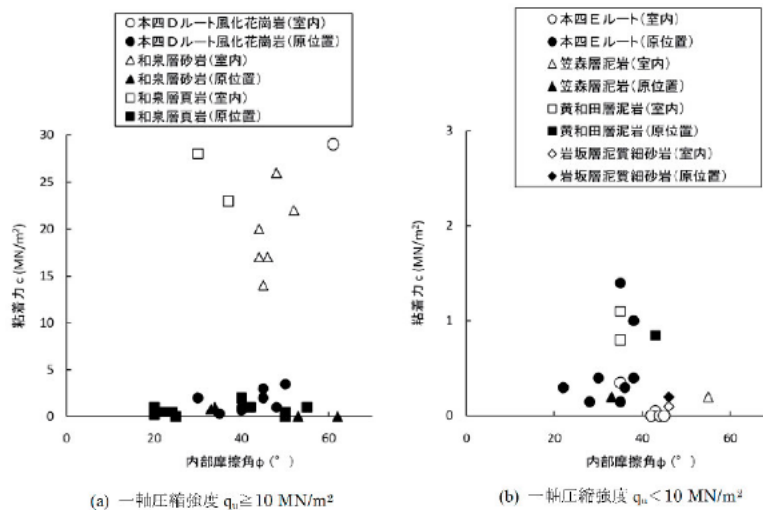


図 2.2.2 原位置せん断試験と室内試験により求めた地盤定数の関係<sup>6)</sup>

また、一般に硬岩と軟岩では応力ひずみ関係の傾向が異なる。硬岩はピーク強度発現後に応力が急激に低下する傾向にある一方、軟岩はピーク強度発現後に応力が増加していく傾向にある。このように力学特性が異なるため、かつ道示IVとの整合性の観点から、本報告書では岩盤の硬軟においては硬岩と軟岩で区分す

ることとした。さらに、硬岩の場合、亀裂の多少により力学特性が異なるため、直接的に亀裂の程度を評価しているわけではないが、変形係数  $E=500\text{MN/m}^2$  を境に亀裂の少ない硬岩と亀裂の多い硬岩に区分することとした。ここまでの工学的な指標に応じた岩盤条件による区分を表 2.2.1 に示す。

表 2.2.1 工学的な指標に応じた岩盤区分

区分		工学的な指標		
		①生成年代	②岩種の硬軟	
			一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{MN/m}^2$ )	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )
硬岩	新鮮岩または亀裂の少ない岩	中新世以前	10以上	500以上
	亀裂が多い岩			500未満
軟岩	風化軟岩	鮮新世以降	10未満	
	堆積軟岩			

### ③ 母岩の硬軟

表 2.2.2 に岩盤のコア観察項目の区分として岩盤柱状図作成要領<sup>7)</sup>に基づいた定性的な指標を示す。母岩の硬軟は A～E に分類されている。岩盤は、亀裂や風化等の影響により硬岩・軟岩の中でも母岩の硬軟が異なる。図 2.2.3 から母岩の硬軟が E から A になるにつれて一軸圧縮強度と変形係数が大きくなる傾向が確認でき、一軸圧縮強度  $10\text{MN/m}^2$  を境にして、硬岩の母岩の硬軟は比較的硬く (A～C)、軟岩の母岩の硬軟は比較的軟らかい (C～E) 傾向にある。なお、図中の凡例に示す T-D とは、堆積軟岩を示し、その母岩の硬軟は D の傾向であった。このことから、本報告書では母岩の硬軟を A～E で区分することとした。

表 2.2.2 岩盤の定性的な指標

母岩の硬軟	A	極硬、ハンマーで容易に割れない
	B	硬、ハンマーで金属音
	C	中硬、ハンマーで容易に割れる
	D	軟、ハンマーでポロポロに砕ける
	E	極軟、マサ状、粘土状
コアの割れ目	a	密着している、あるいは分離しているが割れ目沿いの風化・変質は認められない
	b	割れ目沿いの風化・変質は認められるが、岩片はほとんど風化・変質していない
	c	割れ目沿いの岩片に風化・変質が認められ軟質となっている
	d	割れ目として認識できない角礫状、砂状、粘土状コア
風化の状態	a	非常に新鮮である
	b	新鮮である。層理面、片理面に沿って僅かに変色があり割れやすい
	y	弱風化している。層理面、片理面に沿って風化している
	β	風化している。岩芯まで風化している。ハンマーで簡単に割れる
	e	強風化している。黄褐色化し、指先で簡単に壊すことができる

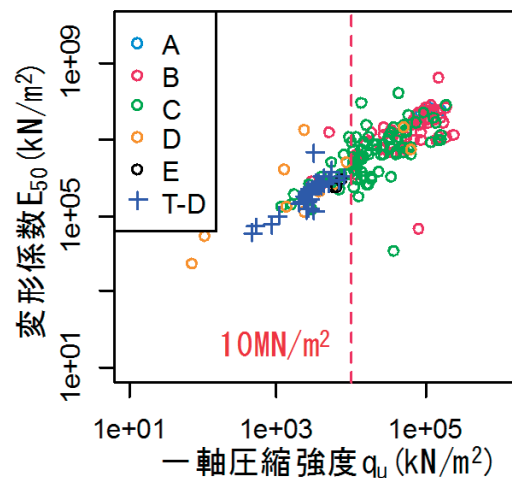


図 2.2.3 母岩の硬軟の違いによる一軸圧縮強度と変形係数の関係<sup>5)</sup>

④ 亀裂の発達、⑤風化の進行

岩盤における亀裂の発達や風化の進行について、表 2.2.2 に示すようなコアの観察結果に基づく定性的な指標で分類されている。亀裂や風化の状況の違いが先端支持力に影響を与えられことから、本報告書では亀裂の発達、風化の進行において区分することとした。なお、亀裂に関しては硬岩を対象とし、風化に関しては硬岩、軟岩を対象とすることとした。

上記の①～⑤の区分に加えて、杭の施工法によっては「被圧が考えられる岩」・「スレーキングの影響がある岩」等も影響すると考えられることから区分することとした。一方で、これまでの不具合事例から支持力発現までに大きな変形が発生する「圧縮性の高い風化軟岩（風化花崗岩、風化流紋岩、風化閃緑岩等）」について、その他の風化軟岩と区分するかどうかに着目点となる。風化軟岩と圧縮性の高い風化軟岩（風化花崗岩、風化流紋岩、風化閃緑岩等）については 3.2.3 に示す検討の結果に基づき、風化軟岩において圧縮性の高い風化軟岩を区分することなく扱うこととした。表 2.2.3 に岩盤条件による区分のまとめを示す。なお、定性的な指標（③～⑤）に関しては地盤調査を行う際の目安として用いるものと考えられる。

表 2.2.3 岩盤条件による区分のまとめ

区分		工学的な指標			定性的な指標		
		①生成年代	②岩種の硬軟		③母岩の硬軟	④亀裂の発達	⑤風化の進行
			一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )			
硬岩	新鮮岩または亀裂の少ない岩	中新世以前	10以上	500以上	母岩の硬軟： A～C	亀裂の発達： 少	風化の進行 小～大
	亀裂が多い岩			500未満		亀裂の発達： 多	
軟岩	風化軟岩 (圧縮性の高い風化軟岩を含む)	10未満	10未満		500未満	母岩の硬軟： C～E	—
	堆積軟岩			鮮新世以降		堆積軟岩： T(D)	—
被圧が考えられる岩		—					
スレーキングの影響がある岩		—					

### 2.3 杭工法について

道示IVにおいて杭基礎の設計の対象となる杭工法の分類を図2.3.1に示す。対象となる打込み杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式、最終打撃方式）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、場所打ち杭工法（オールケーシング工法、リバース工法、アースドリル工法）、回転杭については、砂・砂れきを支持層とした先端支持力推定式や施工管理方法が確立している。各杭工法の施工に関するより詳細な事項については、杭基礎施工便覧<sup>8)</sup>や杭工法ごとに発刊されている施工ガイドライン<sup>9)~14)</sup>などが参考となる。なお、従来の道路橋示方書<sup>15)</sup>で示されていた中掘り杭工法（コンクリート打設方式）については、現行の道示IVでは杭先端の極限支持力度の特性値や施工管理方法に関する規定が示されていない。

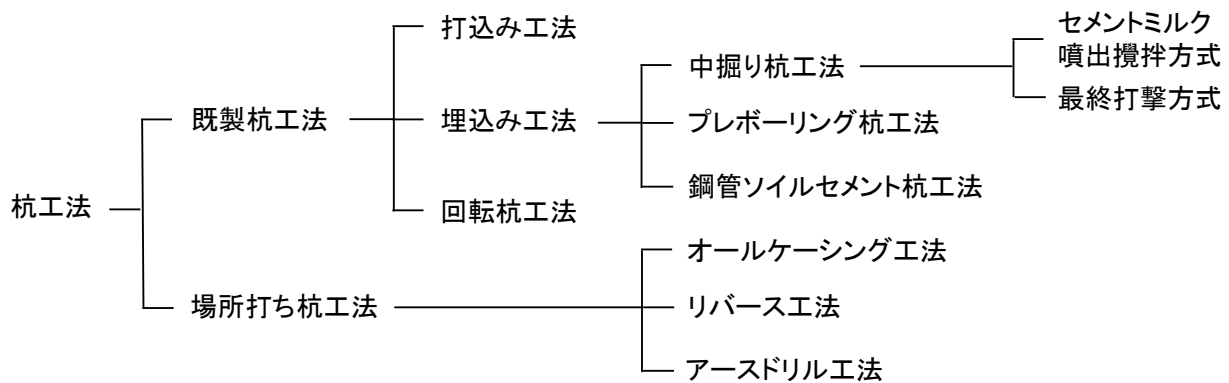


図 2.3.1 杭工法の分類

次に、岩盤を支持層とした場合に対象となる杭工法について整理する。次のいずれかの条件に該当する杭工法は除外することとした。

- ① 杭工法が不明又は道示IVに準拠しない杭工法
- ② 岩盤を支持層とした静的載荷試験（押し込み試験、先端載荷試験等）が行われていない杭工法
- ③ ②の載荷試験時の杭諸元、杭先端の地盤条件、載荷荷重、変位、先端位置での軸力が不明な杭工法

なお、打込み杭工法は道示IVにおいて軟岩を支持層とする杭先端の極限支持力の特性値や施工管理方法について示されており、中掘り杭工法（最終打撃方式）は打込み杭の特性値や施工管理方法を適用することから本報告書では検討対象としないものとした。また場所打ち杭工法のリバース工法及びアースドリル工法は道路橋基礎での近年の適用実績がほとんどないことと、道示IVで対象とする杭径が深度方向に一定である杭（いわゆるストレート杭）での載荷試験が行われていないことから検討対象としないものとした。なお、杭先端を拡底したリバース工法で載荷試験が実施されており、その結果については参考資料4で示している。一方、道示IVにおいて杭基礎の設計の対象とされていない中掘り杭工法（コンクリート打設方式）については、静的載荷試験により杭先端の極限支持力度の特性値や支持力等を確実に発現させるための施工管理方法を明確にすることを前提として検討対象とするものとした。本報告書で検討対象とする杭工法を、以下に示



す。

- ① 中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）
- ② プレボーリング杭工法
- ③ 鋼管ソイルセメント杭工法
- ④ 回転杭工法
- ⑤ 場所打ち杭工法（オールケーシング工法）
- ⑥ 中掘り杭工法（コンクリート打設方式）

検討対象とした杭工法において設計上の主要な課題は、岩盤を支持層とする場合での杭先端の極限支持力度の特性値が規定されていないことである。一方、岩盤を支持層とする場合に想定される施工上の課題については岩盤の掘削能力と掘削精度、根固部の築造方法等があげられる。設計で期待する支持力を確実に発揮するためには、これらの施工上の課題に対して適切な施工法や施工管理方法を明らかにする必要がある。5章において杭工法別の岩盤を支持層とした場合の施工法や施工管理方法に関する検討内容や成果が示されている。

## 2.4 岩盤区分と杭工法区分について

これまで収集した載荷試験結果や地盤調査結果の数量や内容を踏まえて、岩盤における杭先端極限支持力度の推定式を提案する上で不足している条件について、本共同研究において新規に載荷試験や地盤調査を実施した。新規載荷試験結果の詳細については後述する参考資料2を、地盤調査結果については参考資料1を参照されたい。新規載荷試験を実施した工法と件数はこれまで施工実績がなかった鋼管ソイルセメント杭工法で2件、プレボーリング杭工法で2件、中掘り杭工法（コンクリート打設方式）で1件である。

表2.4.1に岩盤及び杭工法区分での載荷試験実施件数について示す。新規載荷試験や地盤調査を実施しているものの、各々の杭工法で岩盤における載荷試験件数は多く実施されているとはいえ、統計量の分析に必要な載荷試験数が過小であると推定式を提案することができない。そこで、杭先端の支持力機構や施工法が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングを実施して、統計量の分析に必要な岩盤における載荷試験件数を合算して推定式を提案することとした。プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法では4.2での検討の結果として、同様とみなせることを確認したため、グルーピングした。中掘り杭工法（コンクリート打設方式）では4.3での検討の結果として、場所打ち杭と杭先端の支持力機構（支持層内での周面摩擦力）が一部異なり、今後検証していく必要があるが、硬岩の場合、載荷試験結果の比較では違いがみられないことから、場所打ち杭での先端支持力度が適用できるものとした。一方で、回転杭工法については載荷試験件数が少なく、杭先端の支持力機構や施工法の独自性から他工法とグルーピングすることができないことから、本報告書では推定式を提案しないこととした。また、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法においては、これまで硬岩を対象とした施工実績がなく、掘削能力の面で施工の不確実性が極めて高いと考えられることから、対象とする岩盤を軟岩のみとした。

表2.4.1 岩盤及び杭工法区分での載荷試験実施件数について

杭工法区分	既製杭工法または場所打ち杭工法							既製杭工法 中掘り杭工法				既製杭工法				既製杭工法 中掘り杭工法				場所打ち杭工法											
	種別							セメントミルク噴出攪拌方式				プレボーリング杭工法				鋼管ソイルセメント杭工法 (後沈設方式)				コンクリート打設方式				オールケーシング工法							
								既製コンクリート杭		鋼管杭										無		有									
	ダウンザホールハンマの使用 工法名 (試験を実施した工法名)							なし				なし				なし				PRD-ROSE工法											
工法の先端概要図																															
岩盤区分ごとの実施件数における載荷試験	岩盤条件による区分							既往		追加		既往		追加		既往		追加		既往		追加		既往		追加					
								採用	参考	追加調査	載荷試験	採用	参考	追加調査	載荷試験	採用	参考	追加調査	載荷試験	採用	参考	追加調査	載荷試験	採用	参考	追加調査	載荷試験	採用	参考	追加調査	載荷試験
中新世以前	硬岩	母岩の硬軟: A~C	亀裂の発達: 少	-	新鮮岩または亀裂の少ない岩 (硬岩)	-	-	X																							
			亀裂の発達: 多	-	亀裂が多い岩 (硬岩)	岡山: ●岡	-																								
	軟岩	母岩の硬軟: C~E	-	風化の進行 小~大	風化軟岩※1	長崎: ●長	広島: ●広	-	-	-	△	-	-	○	-	-	●長	-	-	-	●長	-	-	-	-	-	-				
			-	-	堆積軟岩	福島(その1): ●福1	福島(その2): ●福2	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-					
	鮮新世以降	堆積軟岩	-	-	堆積軟岩	福島(その1): ●福1	福島(その2): ●福2	○	-	-	-	○	-	-	○	△	●福2	●福1	-	-	-	●福1	-	-	-	-	-				
			5	-	-	-	1	-	-	-	4	1	1	1	-	-	-	1	-	-	-	3	-	-	-						
	その他	-	-	-	被圧が考えられる岩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
					スレーキングの影響がある岩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
	合計載荷試験数							5	-	-	-	1	1	-	-	5	1	-	2	-	-	-	2	1	-	-	1	15	3	-	-
	想定される施工による岩盤への影響要因	掘削時	湿潤		水, セメントミルク使用							水, セメントミルク使用				セメントミルク使用				地下水有											
乾湿繰返しの影響			小							なし				小				小													
乾湿繰返し時間			先端掘削時 (約5~40分)							0				先端掘削時				先端掘削時													
空気接触の影響			小							なし				小				小													
空気接触時間			ロッド内の空気がセメントミルク噴出時に根固部に排出 (1~2分)							なし				掘削完了からコンクリート打設まで (数十分~数時間)				掘削完了からコンクリート打設まで (数十分~数時間)													
衝撃			なし							なし				有				なし(チゼル使用時あり)													
排土(応力開放)		小							小				小				小														
根固めまたはコンクリート打設				根固め (セメントミルク+現地土攪拌)							根固め (セメントミルク+現地土攪拌)				コンクリート打設																
支持力推定式グルーピング範囲							グルーピング範囲							グルーピング範囲							中掘り杭コンクリート打設方式の場所打ち杭としての適用性										
備考							凡例: ○既往の載荷試験, ●既往の載荷試験サイトで追加地盤調査を実施, ●新たに載荷試験を実施, △参考値で, 3章で提案する支持層とする岩盤条件に合致しないデータ 注釈: ※1風化軟岩は圧縮性の高い風化軟岩(風化花崗岩等)を含む。																								

## 2.5 まとめ

本章では、力学特性が異なるとみなせる岩盤や杭工法を区分し、また杭先端の支持力機構や施工法が同様とみなせる杭工法に関してはグルーピングすることで、地盤調査・設計法・施工法を確立していくための岩盤条件や杭工法を明確にした。次章以降では、この区分に基づき地盤調査法、杭先端極限支持力度の推定式、施工法及び施工管理方法を検討し、提案していく。

### 3. 岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について

#### 3.1 概要

岩盤を杭基礎の支持層とする場合には、一般に強固で良好な支持層とみなされ、高い鉛直支持力が期待でき、杭の沈下等の不具合が生じることはないと考えられがちであるが、亀裂や風化等の影響で物性値や支持力が大きく異なることや施工時に杭先端地盤を乱すことなどにより、沈下等の不具合を起こす事例が散見されている。また、岩盤は地層の形成過程によって支持層全体が大きな傾斜や不陸を有することが少なくない。このことから、支持層の選定や杭の根入れ深さの設定が難しく、対象とする岩盤が支持層になりうるかどうかを判断するための調査方法や調査結果に基づく地盤定数の評価方法も明らかではない。

そこで、本章では既往の基準類や知見を分析して整理するとともに、本研究で実施した地盤調査結果を踏まえて、対象とする岩盤が支持層になりうるかどうかを判断するための目安やその調査方法、ならびに既往の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示し、構造物位置での具体的な地盤調査の考え方を提案する。さらに支持力を推定するための地盤調査方法とその地盤定数の評価方法を提案する。

本章の構成は以下のとおりである。

3.2では、既往の基準や便覧等を整理し、これまでに収集した岩盤を支持層とした載荷試験結果の分析を踏まえて、支持層とする岩盤条件の設定とその調査方法を提案する。

3.3では、既往の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示すとともに、構造物位置での具体的な地盤調査の考え方を提案する。

3.4では、支持力推定式に用いる地盤調査方法について、既往の知見及び本研究で実施した地盤調査結果を踏まえて、岩盤の種類、亀裂や風化の程度に応じた調査方法とその地盤定数の評価方法を提案する。

3.5では、施工する上で注意すべきと考えられる岩盤の条件について示すとともに、岩盤の膨張性やスレーキング特性についての試験方法について提案する。

### 3.2 支持層とする岩盤条件の設定

#### 3.2.1 岩盤における支持層確認の目安及び支持層の条件の検討

##### (1) 各種基準等における支持層確認の目安の整理

各種基準、便覧等（以下、各基準類という）で示されている支持層確認の目安に関する記述について、整理する。支持層確認の目安として砂・砂れきについての記述があるものは合わせて示す。

#### ① 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編<sup>4)</sup>

##### 8.3 支持層の選定

- (1) 支持層は、1)及び2)の条件を満足するように選定しなければならない。
  - 1) 長期的に安定して存在すること。
  - 2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。
- (2) (1)1)における長期的に安定して存在する地層とは、少なくとも1)から4)の影響を受けないとみなせる地層とする。
  - 1) 斜面崩壊等
  - 2) 洗掘・侵食
  - 3) 液状化
  - 4) 圧密沈下
- (3) 1)及び2)を満足する場合には、(1)2)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していること。
  - 2) 施工による乱れにより1)が失われないこと。

(3)1) 支持層は、基礎を支持できるだけの十分な強度及び剛性を有する層を選定する必要がある。

このため、深度の浅い沖積層は一般に支持層とはなりえない。

一般的な支持層の目安について、以下に示す。

- i) 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが、N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度  $q_u$  が  $0.4N/mm^2$ 程度以上）あれば支持層と考えてよい。
- ii) 砂層、砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば支持層と考えてよい。ただし、砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。
- iii) 岩盤のうち、スレーキングが生じる岩盤や膨張性の岩盤では、施工時の岩掘削等に伴う応力解放及び浸水により、細粒化や膨張等が生じ、急激な強度の低下による支持力の低下が生じるおそれがある。また、著しく風化した岩盤（風化花崗岩等）や亀裂が著しい岩盤では、相対的に変形しやすく、支持力発現までに大きな変形が生じる場合がある。この様な条件では、各種調査や載荷試験により基礎施工後の強度・変形特性を評価したうえで、支持層としての適性を判断する必要がある。

また、地層構成が複雑な場合、例えば風化岩上部の強風化層の厚さや風化程度が様々な場合あ

るいは互層の場合には、支持層深度等の設定に十分注意することが求められる。このような条件下では、調査位置や点数を増やして支持層深度等を適切に定める必要がある。地層の複雑度が高く支持力の評価等が難しい場合には、載荷試験を実施して支持層深度の設定や支持力の評価を行うのがよい。

② 杭基礎設計便覧<sup>16)</sup>

1-3-3 予備調査の計画

調査を実施する深さについては、こうした個々のボーリングの目的や現地状況に応じて適切に設定する必要があるが、支持層の下に圧密沈下が生じる地層等が想定されない一般的な条件下でボーリングを実施する際の支持層確認後の掘進長の目安を例として表 3.2.1 に示す。過去に、調査における掘進長が不十分であったことにより、杭先端以深の軟弱層の存在を見落とし、結果として施工後に十分な支持力を得ることができなかつた事例もある。また、調査時に調査者が想定した支持層によって必ずしも十分な支持力が得られるとは限らない。したがって、調査段階では支持層を安全側に想定すること、掘進長を長めに設定しておくことが重要である。

表 3.2.1 支持層確認後の掘進長の目安

支持層が確認された深さ	確認後の掘進長 (m)		
	土砂	岩盤	
		軟岩	硬岩
地表から 5m 未満	10	10	5
地表から 5m 以深	5	5	3

③ 斜面上の深礎基礎設計施工便覧<sup>17)</sup>

1-3-2 本調査

調査深さは、地盤の支持力や水平変位等に影響を及ぼすと推定される深さまで行うことを基本とする。なお、耐震設計上の基盤面を確認する必要がある地点においては、その深さまで調査を実施する必要がある。表 3.2.2 に一般的な条件下での岩盤における支持層確認後の掘進長の目安を、表 3.2.3 に試験項目と実施頻度の目安を示す。

表 3.2.2 岩盤における支持層確認後の掘進の目安

予備設計で設定されている基礎底面の深度	確認後の掘進長 (m)	
	軟岩 (C <sub>L</sub> 級)	硬岩 (C <sub>M</sub> 級以上)
地表から 5m 未満	10	5
地表から 5m 以上	5	3

※大規模構造物の場合、予備設計で設定されている基礎底面から、基礎の短辺長程度まで掘進する

表 3.2.3 試験項目と実施頻度の目安

試験項目		実施頻度				
		土砂部	岩盤部			
			軟岩（風化部）		硬岩	
			D級	C <sub>L</sub> 級	C <sub>M</sub> 级以上	
サンプリング		軟弱な粘性土に対して1本/3～5m その他代表的な地層で1本		可能な限りコア採取		
標準貫入試験		1回/m程度		コアボーリングを適用（標準貫入試験が可能な場合には実施）		
室内試験	物理試験	土砂部	土粒子の密度	1個/3～5m又は1個/各層		
			含水比	同上		
			粒度	同上		
			液性・塑性限界	同上（粘性土）		
			湿潤密度	同上		
	岩盤部	吸水率	/	1個/3～5m 又は1個/各層	1個/5m又は 1個/各層	
		有効間隙率		同上	同上	
		湿潤密度		同上	同上	
	力学試験	土砂部	三軸圧縮	1個/3～5m又は1個/各層		
			岩盤部	詳細法	三軸圧縮	1個/3～5m 又は1個/各層
		多段階 三軸圧縮			同上	同上
		簡易法		一軸圧縮	同上	同上
圧裂				同上	同上	
超音波伝播 速度				同上	同上	
地下水調査		現場透水試験	地下水位がある場合に実施			
	湧水圧測定	支持地盤までに被圧滞水層がある場合に実施				
載荷試験	孔内水平載荷試験	基礎頭部位置から支持地盤までの代表的な各層を対象として各1～2回				
	孔内せん断摩擦試験	基礎頭部位置から支持地盤までの代表的な各層を対象として各1～2回		/		
物理検層	速度検層 (PS検層含む)	1m間隔全深度実施、Vs ≥ 300m/sで層厚5m以上の耐震設計上の基盤面を確認				
	電気検層	湧水箇所、滞水層の位置を求める場合に実施、連続的に全深度実施				

※液状化の発生が懸念される土層を除く

④ NEXCO 調査要領<sup>18)</sup>

IV. 調査数量

第一次詳細調査における調査・試験の範囲、頻度、対象深度、数量等は、地形・地質条件や構造物の規模、想定される基礎形式などを考慮した上で定めるものとする。

横断方向のボーリング実施箇所は、通常の場合道路中心線付近における 1 箇所でもよいが、トンネル坑口付近や地形が急峻な地区で上下車線が分離しているような場合は、上下車線それぞれにボーリングを実施するのがよい。

調査深度は、基礎の支持層を確認することが原則である。良質な支持層としての N 値の目安は、「設計要領第二集 橋梁建設編」では、N 値 30 以上の砂質土層もしくは N 値 20 以上の粘性土層を想定しているが、支持層確認後に表 3.2.4 に示す深度までボーリングを実施することを基本とする。表 3.2.4 は特に支持力が問題となる直接基礎を想定し、基礎の最小幅を考えて想定したものであるが、大型構造物の場合には、基礎の短辺長程度の深度まで掘進するものとする。

なお、支持層を確認する上では、土砂地盤における玉石・礫や、山岳地等における転石等の影響による過大な N 値に注意して、慎重に検討する必要がある。また、硬軟の互層が連続する場合には、さらに深くまで調査することが望ましい。

軟弱な層が厚く堆積している地盤では、基礎工の施工可能な範囲内で支持層を確認できる深度まで調査することを原則とする。

山岳地等で岩盤が露頭しているようなところでも、風化状況、亀裂の発達状態、断層の有無等を知るために、新鮮な基盤まで調査するのが望ましい。

表 3.2.5 に調査試験数量の目安を示す。

表 3.2.4 支持層確認後の掘進長の目安

支持層が確認された深度	確認後の掘進長 (m)			備 考
	土 砂	岩 盤		
		軟 岩	硬 岩	
地表から 5m 未満	10	10	5	玉石や転石に当たっていない
地表から 5m 以深	5	5	3	かどうか十分な注意が必要。

注) 大型構造物の場合には、基礎の短辺長程度の深度まで掘進する。



表 3.2.5 調査試験数量の目安

試験項目	対象地盤	実 施 頻 度					
		土 質 部	軟 岩 部 (風化岩部)	硬 岩 部 (岩盤部)			
サンプリング (乱れの少ない試料採取)		・軟弱な粘性土に対し1本/3~5m ・その他, 代表的な地層で各1本	・可能な限りコア採取	・同左			
標準貫入試験		・1回/mを原則とする	・同左	・実施しない (原則としてコアボーリング)			
孔内水平載荷試験		〔直接基礎〕基礎底面から基礎幅の1~1.5倍程度までの範囲で2~3回 〔杭基礎・鋼管矢板基礎〕基礎頭部位置から5~10m程度までの範囲(1/βを目安とする)で2~3回 〔ケーソン基礎・深礎基礎〕基礎頭部位置から支持地盤までの代表的な各層を対象として各1~2回					
SBIFT		〔直接基礎〕基礎底面から基礎幅の1~1.5倍程度までの範囲で2~3回 〔杭基礎・鋼管矢板基礎〕基礎頭部位置から5~10m程度までの範囲(1/βを目安とする)で2~3回, 杭先端までの代表層で各1~2回 〔ケーソン基礎・深礎基礎〕基礎頭部位置から支持地盤までの代表的な各層を対象として各1~2回					
湧水圧測定 (または間隙水圧測定)		〔直接基礎〕基礎底面深度までに帯水層がある場合に実施 〔その他の基礎〕支持地盤までに被圧帯水層がある場合に実施					
土 質 試 験	土粒子の密度	1個/3~5mまたは1個/各層					
	含 水 比	同 上					
	粒 度	同 上					
	液性・塑性限界	同 上 (粘性土のみ)					
	湿 潤 密 度	同 上					
	一 軸 圧 縮	同 上 (粘性土のみ)					
	三 軸 圧 縮	適 宜					
岩 石 試 験	含 水 比	/					
	湿 潤 密 度				1個/5m程度		
	一 軸 圧 縮				同 上		
	三 軸 圧 縮				適 宜		

注) 岩級区分については「設計要領第一集 土工建設編」を参照のこと

(2) 岩盤を支持層とした杭の載荷試験における支持層確認の目安

これまで収集した岩盤を支持層とした載荷試験における支持層確認の目安について整理する。載荷試験結果の詳細については参考資料3を参照されたい。表3.2.7に軟岩（風化軟岩及び堆積軟岩）を対象とした載荷試験において、試験位置で実施された支持層確認した層厚及び杭先端位置のN値を示す。載荷試験において、多くは支持層確認した層厚は3m以上であり、杭先端位置のN値は50以上であることが分かった。一方で、参考資料3の参表3.1、参表3.9、参表3.31のようにN値50以上到達後に岩盤特有の風化による影響で弱層が出てくる可能性があるため、ある程度支持層確認する層厚を確保することも必要となる。

表 3.2.7 軟岩を対象とした載荷試験での杭先端N値、一軸圧縮強度及び支持層確認の層厚について

(a) 風化軟岩

工法	No.	支持層の岩種	岩級区分	杭先端位置			支持層深度(N値50以上)の確認深度(GL-m)	確認されたN値50以上の厚さ	
				深度(GL-m)	杭先端N値	一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )		杭先端からの厚さ(m)	支持層からの厚さ(m)
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	2	風化花崗岩	D	21.50	56	-	20.00	3.50	5
	3	風化花崗岩	不明	24.10	136	-	16.00	-	7
	4	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	11.00	1.66	5
	5	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	11.00	1.66	5
	6	風化花崗岩	不明	18.60	125	-	15.00	1.40	5
	8	風化花崗岩	不明	23.50	83	-	22.00	3.50	5
	11	砂岩	不明	13.48	500	3.83	12.00	3.52	5
	14	角礫凝灰岩	不明	5.40	50以上	1.66	3.80	-	-
15	角礫凝灰岩	D	17.39	50以上	3.50	14.95	1.56	4	
プレボーリング杭工法	26	角閃岩	D	9.00	68	8.63※	7.00	2.00	4

※杭先端位置と異なる深度で実施した岩盤の一軸圧縮強度の値

(b) 堆積軟岩

工法	No.	支持層の岩種	岩級区分	杭先端位置			支持層深度(N値50以上)の確認深度(GL-m)	確認されたN値50以上の厚さ	
				深度(GL-m)	杭先端N値	一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )		杭先端からの厚さ(m)	支持層からの厚さ(m)
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	12	砂岩	不明	9.12	50以上	1.70	6.74	-	-
	16	砂岩	不明	11.50	167	2.00	9.86	1.36	3
	17	砂質泥岩	不明	15.40	191	3.32	13.70	2.30	4
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌)	19	土丹	不明	51.00	115	-	49.40	3.40	5
	21	泥岩	不明	25.00	75	-	23.50	2.50	4
	22	泥岩	不明	30.50	167	3.06	28.75	2.25	4
	23	泥岩	不明	32.00	100	-	30.10	3.10	5
	24	泥岩	不明	61.00	214	4.00	58.20	2.20	5
	25	泥岩	不明	33.00	65	-	33.00	3.00	3
プレボーリング杭工法	27	泥岩	不明	23.00	66	1.33	21.90	1.90	3
	28	土丹	不明	28.50	79	-	27.90	2.40	3
	29	泥岩	CM	18.00	100	1.01	17.15	3.15	4
	30	砂岩・泥岩互層	不明	17.65	300	9.10	17.00	2.35	3
33	泥岩	CL	14.50	100	1.40	11.00	16.00	5	
鋼管ソイルセメント杭工法	35	泥岩	CL	15.00	100	1.40	11.00	16.00	5

(3) 岩盤における支持層の条件

上記(1)、(2)の検討結果より、岩盤を支持層とする場合の支持層確認の目安及び支持層の条件については、以下に示す内容を提案する。

岩盤における支持層の条件としては、岩盤の硬軟、亀裂や風化の状態や頻度を考慮して判断することが重要となることから、地盤調査の流れを考慮し、まずは岩盤ボーリング(N値併用のオールコアボーリング)を行って、現地でも得られる岩級区分から亀裂や風化の状態を把握して支持層の目安を定める。表3.2.7に

示すこれまで収集した載荷試験での岩盤ボーリング結果から得られた岩級区分が C<sub>M</sub>～D 級であったことに加えて、斜面上の深礎基礎設計施工便覧<sup>17)</sup>との整合性を踏まえると、岩級区分 C<sub>L</sub>級以上が目安のひとつと考えられる。なお、D 級の岩盤については、条件によっては過大な沈下等が生じるおそれがあるため、慎重に判断する必要がある。ただし、これまで収集した載荷試験結果では D 級の岩盤であっても N 値 50 以上の地層が深度方向に安定して連続した場合には十分な支持力等が得られているものも多くあるため、支持層として扱うことができると考えられる。支持層確認の目安として深度方向に連続することを現地で確認するボーリング掘進長は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧<sup>17)</sup>及び調査要領<sup>18)</sup>を参考にして、表 3.2.8 に示す値が目安と考えられる。ただし、3.3 に後述する風化花崗岩等でみられる球状風化の場合や、大径杭を用いることで 4.5.3 に後述する杭体先端から杭径の 3 倍下方までの杭先端 N 値の算定範囲が支持層確認の目安値よりも大きくなる場合には、掘進長の設定には注意する必要がある。

表 3.2.8 岩盤の支持層を現地で確認する目安

支持層が 確認された深さ	支持層確認の目安 (m)		
	D 級 (N 値 50 以上)	C <sub>L</sub> 級	C <sub>M</sub> 级以上
地表から 5m 未満	10		5
地表から 5m 以深	5		3

また、既往の知見等を踏まえて、以下に示す事項は支持層の条件を定めるうえで参考となる。

- ・斜面上の深礎基礎設計施工便覧及びこれまで収集した載荷試験における地盤調査結果より、岩級区分 D 級 (N 値 50 以上) 及び C<sub>L</sub>級は軟岩 (堆積軟岩 ※1、風化軟岩 ※2 「圧縮性の高い岩を含む」) 相当、C<sub>M</sub>级以上は硬岩相当として一般的には分類されている。
- ・岩級区分 D 級の岩盤において、N 値 50 未満の地層が確認された場合には、再度、確認された深度から「支持層確認の目安」を掘進し、支持層として連続することを確認する。
- ・これまでの不具合事例等から、支持層が GL-30m 以浅に出現する場合には、「支持層の凸凹傾斜の影響」を受け不具合が生じる可能性があるため、複数のボーリング、それを補間するサウンディング等で支持層深度の変化を綿密に確認する。
- ・岩盤ボーリング (標準貫入試験併用のオールコアボーリング) を行って、岩盤柱状図を作成することで、岩盤の支持層の条件 (岩盤分類など) を把握する必要がある。

※1：本報告書における堆積軟岩とは、堆積岩 (泥岩、頁岩、凝灰岩、砂岩等、砂・泥等の堆積物を起源とする岩) のうち、相対的に固結度の低い岩盤の総称で、堆積年代が新しく、新第三紀以新 (主に中新世、鮮新世、更新世初期) に堆積したものを指す。現場においてシルト岩、固結粘土、土丹等と呼ばれているものを含む。

※2：本報告書における風化軟岩とは、※1 に示す堆積軟岩に分類されない軟岩を指す。また、圧縮性の高い岩として、長石を多く含む火成岩に分類される風化花崗岩、風化閃緑岩、風化流紋岩等を含む。

### 3.2.2 軟岩における支持層の目安値（一軸圧縮強度及びN値）の検討

これまで収集した軟岩（風化軟岩、堆積軟岩）を支持層とした載荷試験における杭先端のN値及び一軸圧縮強度を整理して、軟岩における支持層の目安値を検討することとした。

#### (1) 風化軟岩の一軸圧縮強度及びN値の整理

風化軟岩におけるこれまで収集した載荷試験データの一軸圧縮強度及びN値について整理した結果を表3.2.9に示し、以下に整理した結果から得られた知見を示す。

表 3.2.9 風化軟岩を対象とした載荷試験での杭先端の一軸圧縮強度、N値

工法	No.	支持層の岩種	岩級区分	杭先端位置		
				深度 (GL-m)	杭先端 N値	一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	2	風化花崗岩	D	21.50	56	-
	3	風化花崗岩	不明	24.10	136	-
	4	風化花崗岩	不明	14.34	150	-
	5	風化花崗岩	不明	14.34	150	-
	6	風化花崗岩	不明	18.60	125	-
	8	風化花崗岩	不明	23.50	83	-
	11	砂岩	不明	13.48	500	3.83
	14	角礫凝灰岩	不明	5.40	50以上	1.66
	15	角礫凝灰岩	D	17.39	50以上	3.50
プレボーリング杭工法	26	角閃岩	D	9.00	68	8.63※

※杭先端位置と異なる深度で実施した岩盤の一軸圧縮強度の値

- ・対象とした風化軟岩は風化花崗岩、砂岩、角礫凝灰岩、角閃岩である。
- ・一軸圧縮強度は、一軸圧縮試験を実施したものについては  $q_u = 1.66 \sim 8.63 \text{ MN/m}^2$  の範囲である。
- ・N値は 50～500 の範囲である。

#### (2) 堆積軟岩の一軸圧縮強度及びN値の整理

堆積軟岩におけるこれまで収集した載荷試験データの一軸圧縮強度及びN値について整理した結果を表3.2.10に示し、以下に整理した結果から得られた知見を示す。

表 3.2.10 堆積軟岩を対象とした載荷試験での杭先端の一軸圧縮強度、N値

工法	No.	支持層の岩種	岩級区分	杭先端位置		
				深度 (GL-m)	杭先端 N値	一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	12	砂岩	不明	9.12	50以上	1.70
	16	砂岩	不明	11.50	167	2.00
	17	砂質泥岩	不明	15.40	191	3.32
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌)	19	土丹	不明	51.00	115	-
	21	泥岩	不明	25.00	75	-
	22	泥岩	不明	30.50	167	3.06
	23	泥岩	不明	32.00	100	-
	24	泥岩	不明	61.00	214	4.00
	25	泥岩	不明	33.00	65	-
プレボーリング杭工法	27	泥岩	不明	23.00	66	1.33
	28	土丹	不明	28.50	79	-
	29	泥岩	CM	18.00	100	1.01
	30	砂岩・泥岩互層	不明	17.65	300	9.10
	33	泥岩	CL	14.50	100	1.40
鋼管ソイルセメント杭工法	35	泥岩	CL	15.00	100	1.40

- ・対象とした堆積軟岩は砂岩、砂質泥岩、泥岩である。
- ・一軸圧縮強度は、一軸圧縮試験を実施したものについては  $q_u=1.01\sim 9.10\text{MN/m}^2$  の範囲である。
- ・N 値は 50～300 の範囲である。

### (3) 軟岩における支持層の一軸圧縮強度及び N 値の目安値

上記(1)、(2)の荷重試験データの地盤調査結果の分析と、道示IVにおける直接基礎、ケーソン基礎及び深礎基礎の設計に用いる岩盤の鉛直地盤反力度の制限値を評価する際に、軟岩の目安を一軸圧縮強度が  $1\text{MN/m}^2$  以上であることを踏まえて、軟岩（風化軟岩、堆積軟岩）における支持層の一軸圧縮強度の目安値としては「一軸圧縮強度  $1\text{MN/m}^2$  以上」が考えられる。また、上記(1)、(2)の荷重試験データの地盤調査結果の分析から、軟岩（風化軟岩、堆積軟岩）における支持層の N 値の目安値としては「N 値 50 以上」が考えられる。

### 3.2.3 変形しやすい岩盤の支持層としての評価に関する検討

近年、岩盤を支持層とする杭基礎において、沈下や傾斜等の問題が発生したケースが報告されている。例えば新東名高速道路<sup>2)</sup>では、N値=30~50の風化花崗岩類を支持層とした結果4~90mm（直接基礎29~90mm、杭基礎：4~44mm）の沈下が発生したことが報告されている。

風化花崗岩類は変形しやすい岩盤であることが知られており、図3.2.1に示すように風化花崗岩以外の岩に比べると同じN値であっても変形係数は小さくなる傾向である<sup>5)</sup>。また、風化花崗岩類は一般に採取したコア供試体が自立しないことから、その他の岩盤（風化軟岩、堆積軟岩）に比べて、応力解放や施工による乱れの影響で強度や変形係数の低下が懸念される。特に直接基礎や場所打ち杭工法では注意が必要な岩盤と考えられる。

そこで、風化花崗岩類を支持層とした基礎の不具合事例を整理した上で、風化花崗岩類の地盤特性を踏まえて、支持層としてどのように評価すべきか検討することとした。

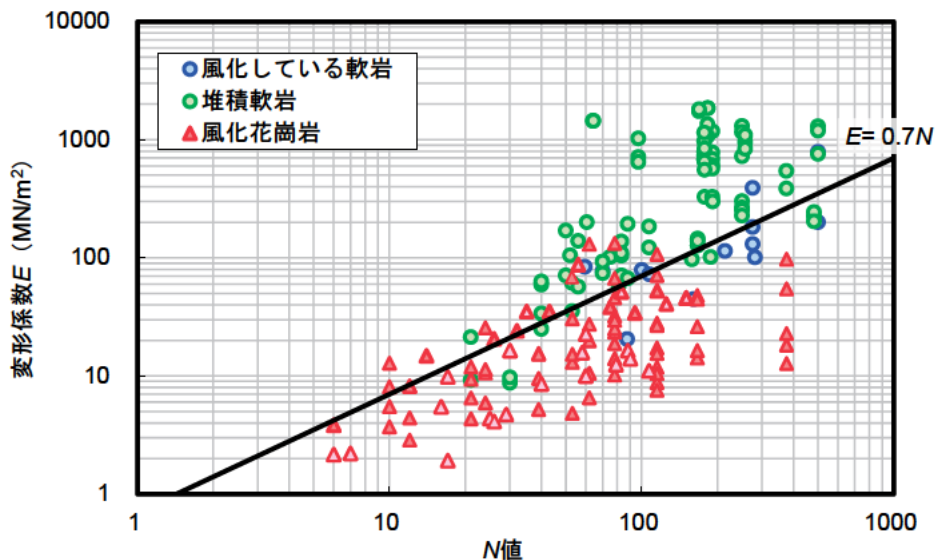


図 3.2.1 N値と変形係数Eの関係<sup>5)</sup>

#### (1) 風化花崗岩類を支持層とした基礎における不具合の実態

宮部ら<sup>19)</sup>は、新東名高速道路のうち新城IC付近で発生した一部の橋梁下部構造の沈下について、発生原因と対策等下部構造の沈下への対応について以下のように報告している。

新城IC周辺の5橋の下部構造が施工中に4~90mm沈下していることが発覚し、直接基礎の下部構造では地盤改良対策が行われ、杭基礎（場所打ち杭）の下部構造ではマイクロパイルによる増し杭対策が行われた（表3.2.11参照）。新城地区の地質は、図3.2.2に示すように石英閃緑岩（花崗岩類）が広く分布している。花崗岩類はマグマが地下深所で固結する深成岩であり、他の岩盤と比較して風化が早いことが知られており、深層風化により“まさ化”する特徴を有している。沈下が確認された下部構造基礎の支持層は、N値30~50の花崗岩類（深層風化）であり、岩片（岩石のかけら）状コアを呈しているもののコア肌は粗粒であり、ハンマーの軽打で容易に崩れる状況にあった。一方で、N値50以上の花崗岩類を支持層とした下部構造基礎では沈下は確認されていない。

表 3.2.11 新城地区の下部工の沈下量と対策工法<sup>2)</sup>

対象箇所		基礎形式	沈下量 (mm)	既設杭の照査結果 (変位: mm、応力 kN/mm <sup>2</sup> 、回転角 rad)			対策工法								
橋名(仮称)	箇所			常時	L1地震時	L2地震時									
大宮川橋	P1 橋脚	直接基礎	-90	—	—	○ 0.015 < 0.02	補強不要								
名高田高架橋	A1 橋台	杭基礎	-20	○	× 変位 δ 21.8 > 15 × 応力 σ <sub>c</sub> 313 > 300	—	増杭(マイクロパイル)工法								
								五反田川高架橋	A1 橋台(上)	杭基礎	-18	○	× 変位 δ 16.1 > 15	—	増杭(マイクロパイル)工法
									A1 橋台(下)	杭基礎	-22	○	× 変位 δ 15.2 > 15	—	増杭(マイクロパイル)工法
									A2 橋台(上)	杭基礎	-33	○	○	○ 曲率塑性率 μ <sub>FR</sub> = 1.39 < 3.0	補強不要
A2 橋台(下)	杭基礎	-44	○	○	○ 曲率塑性率 μ <sub>FR</sub> = 2.18 < 3.0	補強不要									
宮下川高架橋	A1 橋台(上)	直接基礎	-32	—	—	○ 0.015 < 0.02	補強不要								
	A1 橋台(下)	直接基礎	-29	—	—	—	地盤改良								
	A2 橋台(上)	杭基礎	-4	× 応力 σ <sub>c</sub> 8.3 > 8.0	× 変位 δ 15.1 > 15	—	増杭(マイクロパイル)工法								
新城 ICランプ橋	A2 橋台(下)	杭基礎	-4	○	変位 δ 15.3 > 15 × 応力 σ <sub>c</sub> 12.3 > 12 応力 σ <sub>c</sub> 332 > 300	—	増杭(マイクロパイル)工法								
	A1 橋台	杭基礎	-26	○	○	○ 曲率塑性率 μ <sub>FR</sub> = 1.53 < 3.0	補強不要								
	P1 橋脚	杭基礎	-25	○	× 応力 σ <sub>c</sub> 313 > 300	—	増杭(マイクロパイル)工法								
	A2 橋台	杭基礎	-44	○	○	○ 降伏しない	補強不要								

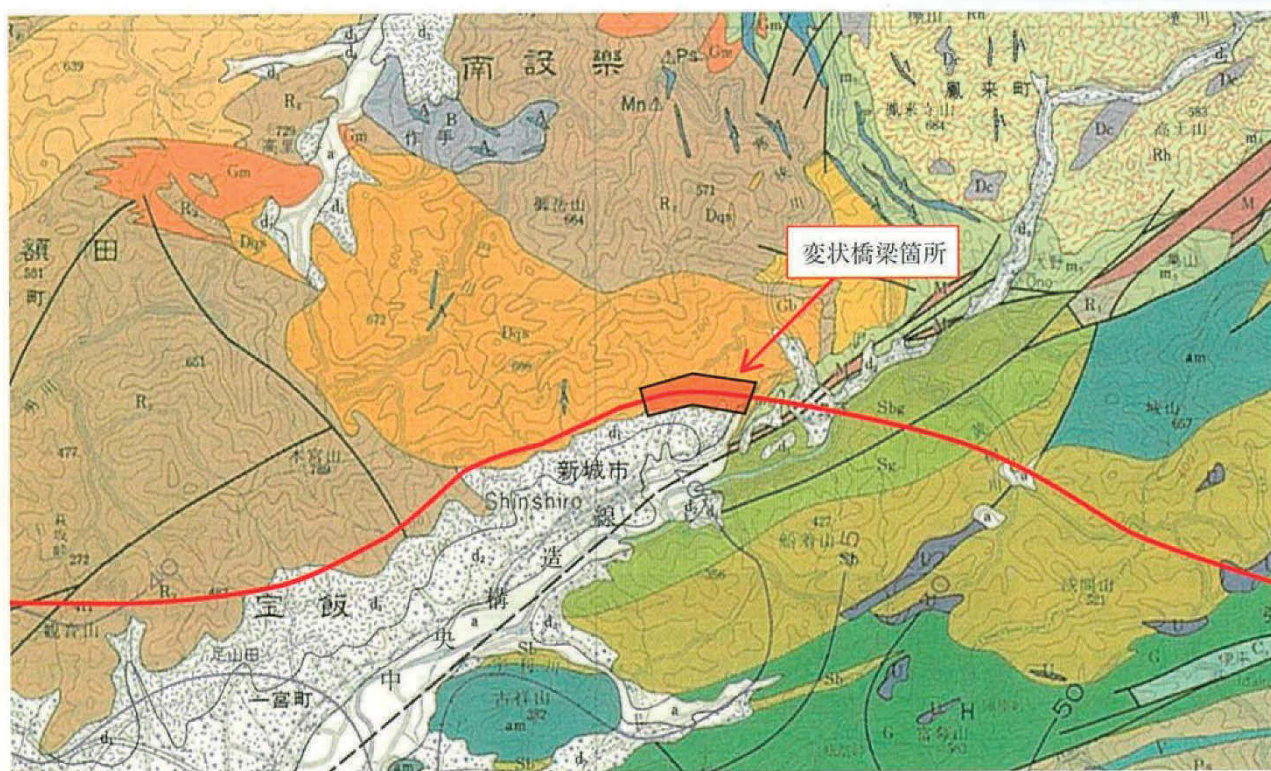


図 3.2.2 新城地区周辺の地質図<sup>19)</sup>

新城 IC 周辺では沈下原因究明のため、支持層の風化花崗岩類の変形係数を把握する目的で原位置での変形係数の計測が可能である SBIFT 試験（原位置せん断摩擦試験）が行われた。

追加の地盤調査の結果を図 3.2.3～図 3.2.5 に示す。せん断強度定数  $c$ （粘着力）及び  $\phi$ （内部摩擦角）については、一般的な深成岩の回帰式と相関が得られることから風化花崗岩類の支持力は一般的な深成岩相当の値を有していると評価されている。一方で、変形係数については、一般的な  $N$  値との相関式に比べて小さいことから、沈下原因は下記のようにまとめられている。

「新城地区の地盤は荷重に対して支持力は得られるが、地盤の圧縮性が高く、通常の基礎地盤と比べ支持力の限界値に達するまでに大きな沈下量を生じさせた」

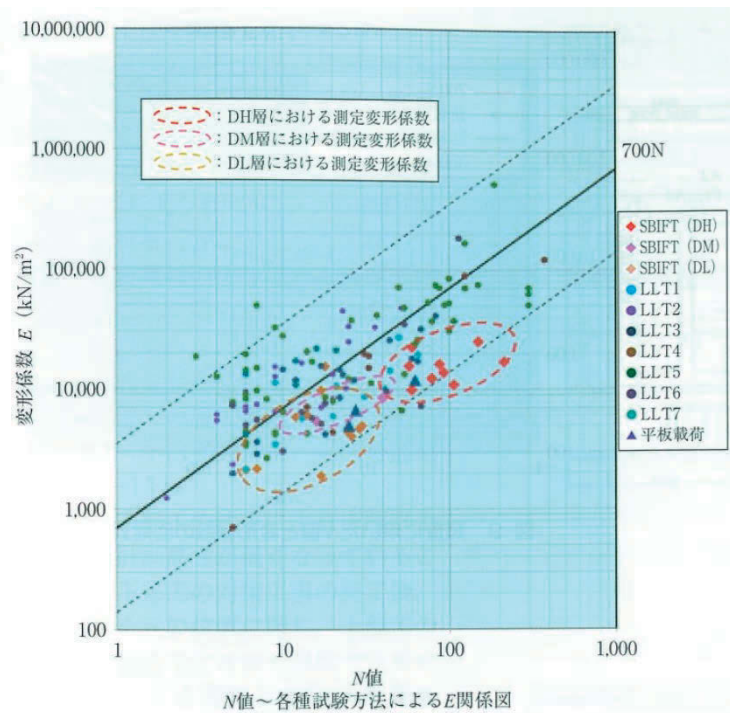


図 3.2.3 新城地区の地盤の変形係数と N 値の関係<sup>19)</sup>

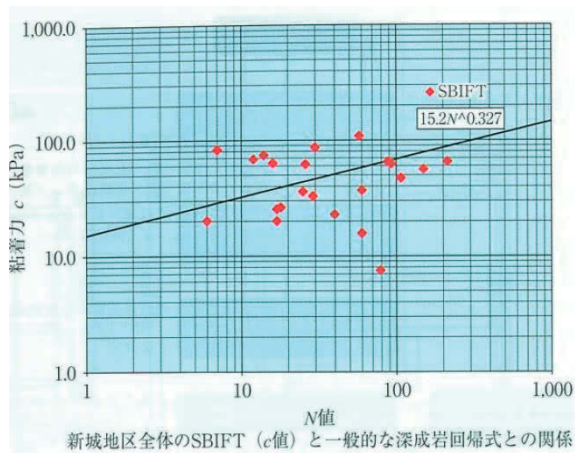


図 3.2.4 新城地区全体の SBIFT ( $c$  値) と一般的な深成岩回帰式との関係<sup>19)</sup>

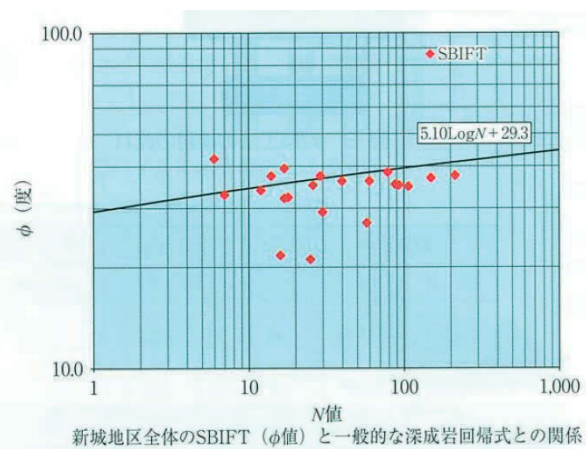


図 3.2.5 新城地区全体の SBIFT ( $\phi$  値) と一般的な深成岩回帰式との関係<sup>19)</sup>



(2) 風化花崗岩類の変形特性の検討

本城ら<sup>5)</sup>は、岩盤を支持層とする基礎の支持力特性や変形特性を適切に評価するためには、岩盤の変形係数を適切に設定する必要があると考え、ひずみレベルに着目した変形係数の整理を行った。図 3.2.6 は原位置試験、室内土質試験で得られた変形係数  $E$  と、その変形係数を求めたときのひずみ  $\varepsilon$  の関係である。添え字の  $f$  は破壊時の割線勾配から求めた変形係数  $E_f$  及び破壊ひずみ  $\varepsilon_f$  であり、添え字の  $m$  は実測試験値、 $E_{50}$  や孔内水平載荷試験で求めた変形係数  $E_m$  及び破壊ひずみ  $\varepsilon_m$  に相当する。風化している花崗岩類は、その他の岩盤と比べると変形係数が小さく、ひずみが大きい傾向にある。

一方、図 3.2.7 は軸ひずみ 1% 時の割線勾配から求めた変形係数  $E_1$  と  $N$  値の関係である。風化している軟岩 (F1)、風化花崗岩類 (F2) と堆積軟岩 (T) では、堆積軟岩 T だけは  $N$  値が 30 未満で F1、F2 よりも  $E_1$  は小さく、逆に  $N$  値 50 以上では F1、F2 よりも大きい特徴がある。しかし、風化花崗岩類 F2 とその他の風化している軟岩 F1 については、 $N$  値と  $E_1$  の相関はほぼ同様である。

以上より、設計時に考慮するひずみレベルに統一して変形係数を求めた場合には、他の風化した岩盤と風化花崗岩類では違いはないことがいえる。したがって、ひずみレベルを一定レベル以下に抑える設計を行うことが過大な沈下等を防ぐためには重要となる。具体的には、不具合が生じていない強度の範囲で支持層を設定する (例えば  $N$  値 50 以上)、あるいは設計で期待する先端地盤反力を低く抑えることなどが考えられる。

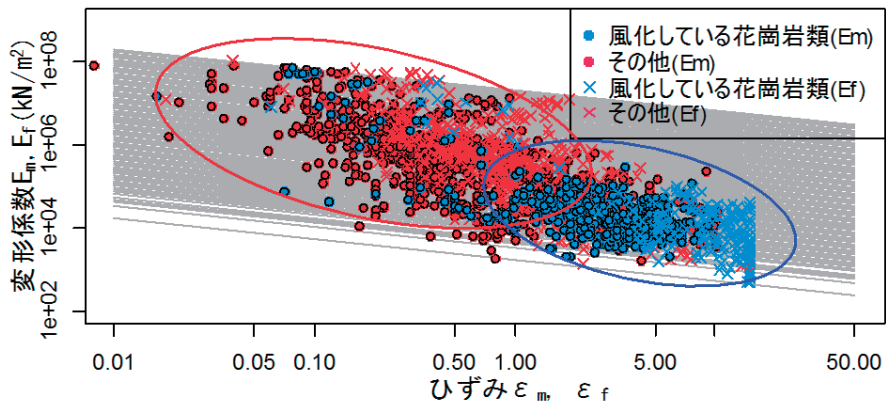


図 3.2.6 岩種の違いによる変形係数とひずみ<sup>5)</sup>

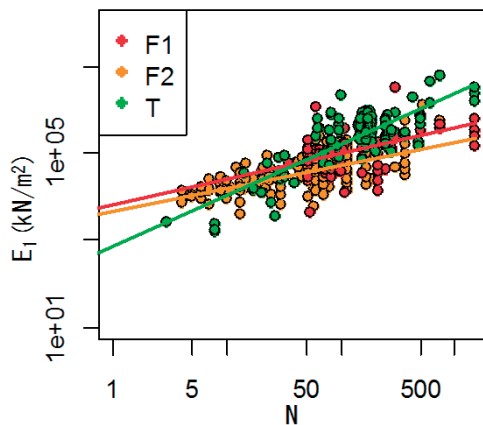


図 3.2.7  $N$  値と変形係数  $E_1$  の関係<sup>5)</sup>

(3) 風化花崗岩類を支持層とした杭の載荷試験結果の分析

変形しやすい岩盤である風化花崗岩類を支持層とした杭の載荷試験結果について整理する。表 3.2.12 に示すこれまで収集した場所打ち杭工法（オールケーシング工法）における風化花崗岩を支持層とした載荷試験結果を用いて、4.5.2 で後述する Weibull 分布曲線から求めた杭先端支持力度と杭頭変位／杭径の関係を図 3.2.8 に示す。N 値 50 以上の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果は風化花崗岩類以外の N 値 50 以上の岩盤を支持層とした載荷試験結果と比べて、杭先端支持力度－杭頭変位／杭径の関係において、多少のばらつきはあるものの、違いはないと考えられる。一方で、4.4 で後述する参考値とした杭先端 N 値が 35 程度の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果（No.7）では、所要の杭先端支持力度に達するまでに N 値 50 以上の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果と比べると、大きな杭頭変位が生じており、変形しやすい傾向であった。

表 3.2.12 場所打ち杭工法（オールケーシング工法）における風化花崗岩を対象とした載荷試験

No.	岩盤分類	支持層の岩種	岩級区分	杭先端位置		
				深度 (GL-m)	杭先端 N 値	一軸圧縮強度 $q_b$ (MN/m <sup>2</sup> )
2	風化軟岩 (圧縮性の高い岩盤)	風化花崗岩	D	21.50	56	-
3		風化花崗岩	不明	24.10	136	-
4		風化花崗岩	不明	14.34	150	-
5		風化花崗岩	不明	14.34	150	-
6		風化花崗岩	不明	18.60	125	-
7※		強風化花崗岩	不明	18.00	35	-
8		風化花崗岩	不明	23.50	83	-
11	風化軟岩	砂岩	不明	13.48	500	3.83
14		角礫凝灰岩	不明	5.40	50以上	1.66
15		角礫凝灰岩	D	17.39	50以上	3.50
12	堆積軟岩	砂岩	不明	9.12	50以上	1.70
16		砂岩	不明	11.50	167	2.00
17		砂質泥岩	不明	15.40	191	3.32

※参考値で、杭先端支持力度推定のデータには用いない

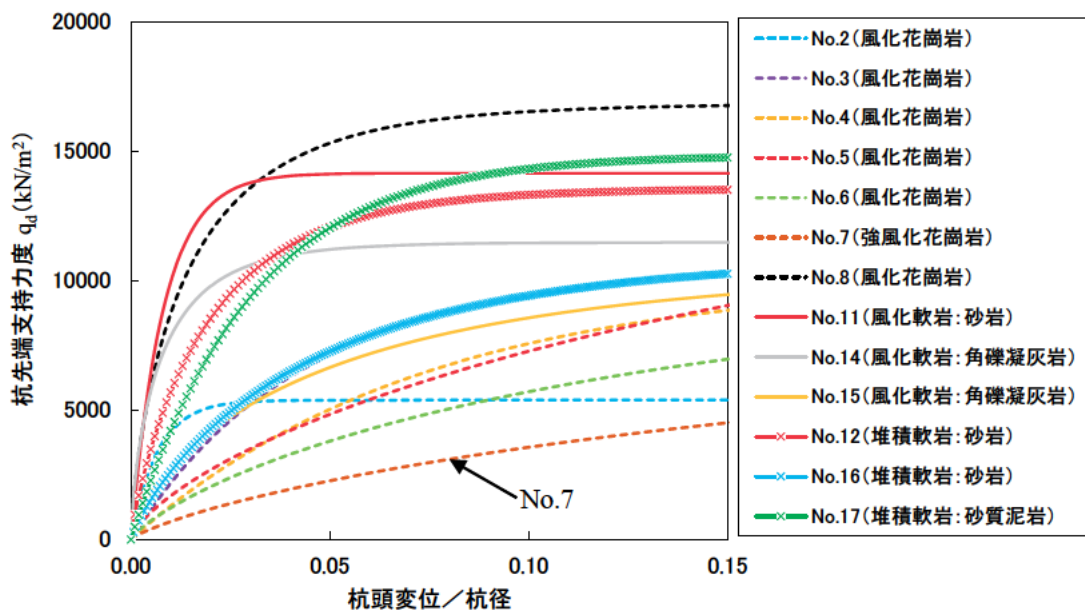


図 3.2.8 場所打ち杭工法（オールケーシング工法）における杭先端支持力度－杭頭変位／杭径の関係

#### (4) 変形しやすい岩盤の支持層としての評価

上記の(1)、(2)、(3)の結果から、以下に示す知見が得られた。

- ① N 値 50 未満の風化花崗岩類に根入れされた基礎は、岩盤の圧縮性の高さにより過大な沈下等が生じる可能性がある。また、これまで収集した N 値 50 未満の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果は、風化花崗岩の N 値 50 以上の風化花崗岩を支持層とした載荷試験結果と比べて、岩盤の圧縮性が高く、変形しやすい傾向であった。
- ② 一方、N 値 50 以上の風化花崗岩類に根入れされた基礎で過大な沈下等が生じて問題となった事例は全国的にも報告がない。また、これまで収集した N 値 50 以上の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果は、風化花崗岩類以外の N 値 50 以上の岩盤を支持層とした載荷試験結果と比べて、岩盤の圧縮性で違いはない。
- ③ 地盤調査により得られた風化花崗岩類の変形係数は、他の風化した岩盤に比べると小さいが、同じひずみレベルで変形係数を求めなおして比較すると、他の風化した岩盤と風化花崗岩類で違いはない。このため、ひずみレベルを一定レベル以下に抑える設計を行うことが過大な沈下等を防ぐためには重要となる。

道示IVにおいては、土砂（砂質土、礫質土）の一般的な支持層としては N 値 30 以上が目安とされているが、岩盤を支持層とする場合には、変形しやすい岩盤での不具合を避けるため、少なくとも N 値 50 以上の岩盤に杭基礎を根入れさせることがよいと考えられる。また、設計で期待する先端地盤反力を低く抑えることなどもよいと考えられる。

### 3.3 不陸・傾斜を考慮した支持層の把握方法

#### 3.3.1 岩盤を支持層とする杭基礎の不具合事例の分析

土砂を支持層とする場合、支持層の出現深度や平面的な不陸を把握するための地盤調査として標準貫入試験が活用されている。岩盤を支持層とする場合においても、支持層の出現深度の把握にはこれまでも標準貫入試験が活用されていたが、岩盤の支持層は、地形の形成過程等から縦横断方向に変化して不陸や傾斜することが多い。これらを想定せずに調査・設計・施工が行われた場合には、以下に示すように杭の支持層への未到達による支持力不足や構造物の不同沈下等が報告されている。

##### ① 支持層が縦断方向（橋軸方向）に傾斜していた事例

図 3.3.1 は橋梁基礎において設計時に当初想定した風化岩の支持層が、実際は大きく異なっていた事例である。これは、支持層の不陸や傾斜を想定せずに各橋台、橋脚位置においてジャストポイントで地盤調査が実施しなかったことが原因と考えられる。この事例を踏まえて、調査の留意点としては、橋台、橋脚位置ではジャストポイントで地盤調査を行うことが重要となる。特に、地形の形成過程から支持層の傾斜や不陸が予想される場合には、複数本のボーリング調査、サウンディング、物理探査等を行う等の工夫が必要であると考えられる。

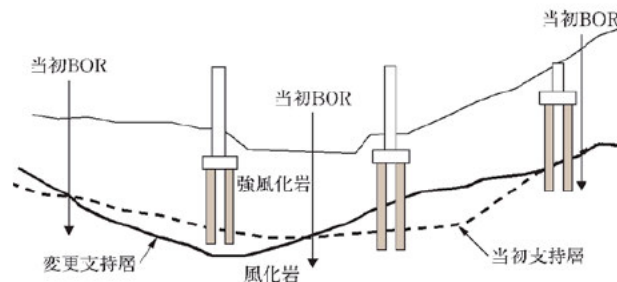


図 3.3.1 支持層が亀裂・風化で凸凹していた事例<sup>20)</sup>

##### ② 支持層が横断方向（橋軸直角方向）に傾斜していた事例

図 3.3.2 は橋脚位置でジャストポイントのボーリング調査が行われたにもかかわらず、施工完了後に橋脚が傾く変状が生じた事例である。これは支持層の横断方向への傾斜を把握できなかったことが原因と考えられる。この事例を踏まえて、調査時の留意点としては、横断方向に支持層が傾斜することが予想される場合には、対象とする構造物の範囲を網羅できるように地盤調査を実施することが重要となる。すなわち 1 構造物に 1 箇所での地盤調査では見逃すことが多く、複数の箇所でのボーリング調査、ボーリング調査を補完するサウンディングなどの組合せ等の工夫が必要であると考えられる。

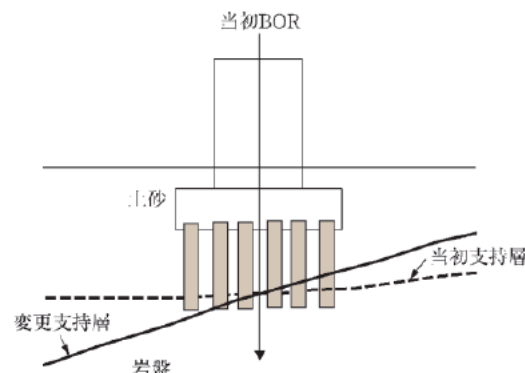


図 3.3.2 支持層の傾斜が想定と異なった事例<sup>20)</sup>

### 3.3.2 岩盤支持層の不陸・傾斜が生じる地形・地質的要因

岩盤支持層の不陸・傾斜が生じる地形・地質的要因としては、地形の形成過程による岩盤支持層全体の傾斜、岩盤が過去に受けた力や地下水の影響による亀裂や風化（球状風化、褶曲を含む）等が考えられる。

#### ① 地形形成過程による支持層全体の深さの変化

沖積平野発達史による地形の形成過程から、**図 3.3.3** に示すように岩盤を主体とする山地と土砂を主体とする平野部との境界では、岩盤が沖積層の土砂の下方にもぐりこむように、岩盤支持層の深さが山地から平野部に向かって深くなることが多いと考えられる。特に小オボレ谷がその典型といわれている。このような箇所において、構造物を設計する場合には、支持層の傾斜を想定する必要があると考えられる。

#### ③ 亀裂の発達と風化の進行による支持層の深さの変化

岩盤は、過去に受けた力や地下水等の変化の影響で亀裂や風化が生じており、岩盤を支持層とする場合には支持力に影響を与える要因の一つと考えられる。**表 3.3.1** に岩盤柱状図で用いられているボーリングコアの形状の例を示す。硬岩では主に亀裂の多少、軟岩では主に風化の大小により分類されており、定性的であるものの亀裂や風化の状態を判断する指標の一つである。このように亀裂の発達と風化の進行によって岩盤支持層の傾斜や凸凹等の深さの変化を想定する必要があると考えられる。

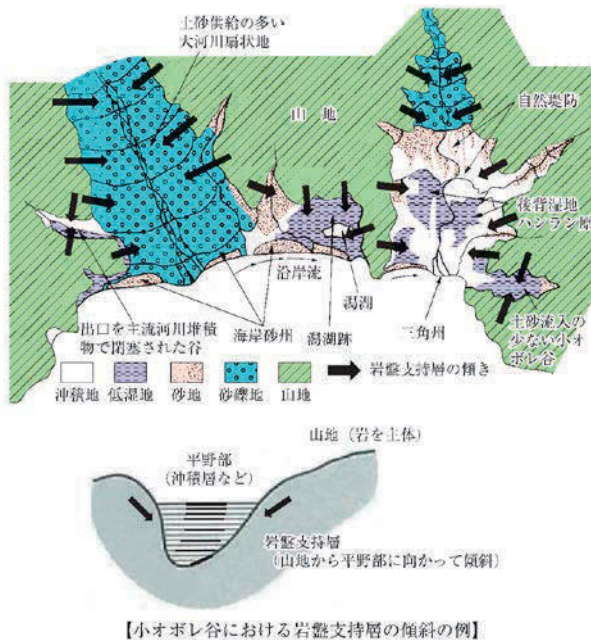


表 3.3.1 岩盤柱状図で用いられる  
ボーリングコアの形状<sup>20)</sup>

記号	模式図	コア形状、長さ
I		棒状、50cm以上
II		長柱状、15~50cm
III		短柱状、ほとんど円形コア、5~15cm
IV		岩片状、不円形コアが多い、5cm以下
V		礫状、コア形を残す
VI		砂状、岩形・コア形なし
VII		粘土状

図 3.3.3 山地近傍での岩盤支持層の傾斜状況<sup>20)</sup>

### 3.3.3 岩盤支持層の不陸・傾斜を把握するための地盤調査方法

岩盤の支持層の不陸・傾斜は、「支持層の深さの変化」であり、その変化を全て把握することは、費用、工程の面から現実的ではないと考えられる。そのため、地盤調査において、この「支持層の深さの変化に対する地質リスク（以下、地質リスクと略称する。）」を可能な限り低減しつつ、残された地質リスクに関しては、構造物の設計者や施工者に対して情報共有や伝達することが重要であると考えられる。

予備調査段階では、地質リスクがどの程度あるのかを把握し、構造物の設計施工及び供用後に与える影響を考察して、地質リスクをどの程度低減したら良いか、どの程度残すのかを検討することが必要と考えられる。本調査段階では構造物を具体的に設計施工するために必要な詳細な調査を実施することが必要と考えられる。

#### ① 予備調査段階における地盤調査

予備調査段階では、下部構造の位置や基礎形式等の検討、さらには本調査の計画を適切に方向づけるため、支持層の力学的性状や空間分布などを大局的に把握することが必要となる。特に地質リスクが調査区間にどの程度あるのかを把握する上では、地形判読、物理探査、ボーリング調査等を適切に組み合わせるのが有効であると考えられる。

#### (1) 地形判読による把握

山岳地では、現地踏査により比較的容易に岩盤の支持層の深さの変化の有無を把握できる。丘陵地や平野部では、地表面が水平に近いことが多く、現地踏査だけでは支持層の深さの変化の有無を把握することは困難であると考えられる。そのため、地形判読により把握することになる。岩盤の支持層の深さの変化が生じる注意すべき地形地質としては図3.3.4～3.3.5に示す「山地近傍の平野境界部（支持層の傾斜、凸凹、風化の進行に注意）」であると報告されている<sup>11)</sup>。このような場合には、図3.3.6に示すような沖積平野の形成過程を考慮した地形判読を行い、支持層の傾斜や凸凹の程度を概略的に把握することが有効である<sup>20)</sup>。

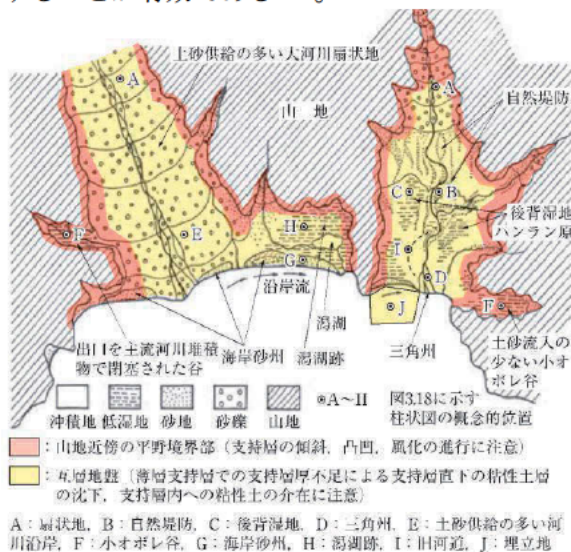


図3.3.4 平野部における注意すべき地形地質<sup>21)</sup>

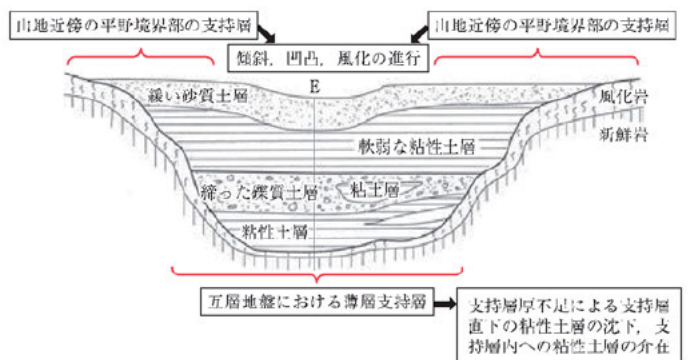
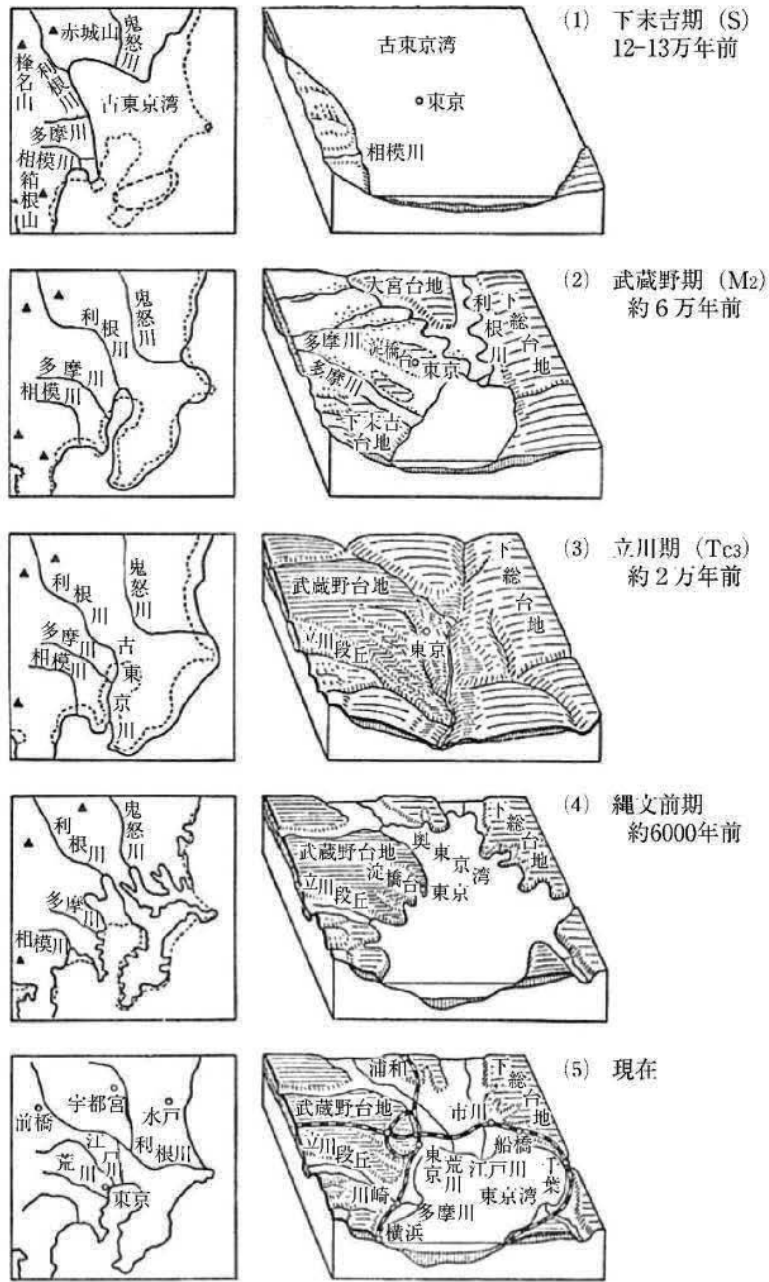


図3.3.5 土砂供給の多い河川沿岸での支持層設定の注意点（図3.3.4のE地点）<sup>21)</sup>



左列の▲は活動中の火山

右列の断面にみえる黒い層は関東ローム層の上部（立川ロームと武蔵野ローム）、点は河岸段丘砂礫層、縦線は主に海成層（成田層群と沖積層）

図 3. 3. 6 関東平野と東京の地形の変遷<sup>20)</sup>

(2)物理探査による把握

地盤状況や地下水状況によって、地盤は力学特性だけでなく、弾性波が地盤中を伝わる速さや電気抵抗等の物理特性も異なる。これらの物性の違いを利用して、設計に用いる地盤定数を間接的に求める調査方法を物理探査という。地盤構造の推定に用いる主な物理探査の種類を表 3.3.2 に示す。いずれの方法も岩盤の支持層の上面出現深度において、1m の精度を満たすことは困難であるものの、広域的な支持層の傾斜等を概略的に把握することにおいては有効な手段であると考えられる。

表 3.3.2 地盤構造の推定に用いる主な物理探査の種類<sup>22)</sup>

調査方法	弾性波探査	表面波探査（高密度）	微動アレイ	トモグラフィ	
主な目的	地盤の速度構造，断層	地盤の速度構造，空洞調査，液化化予測	構造物周辺地盤のS波速度の構造	精度の高い速度構造	
測定方法	多チャンネルの地震計を配置し，人工的な起振による振動を測定する。	多チャンネルの地震計を配置し，人工的な起振による振動（表面波）を測定する。	複数の地震計を地表面に配置し，自然な地盤振動を測定する。	複数のボーリング孔を利用し，孔間の物理量を面的に測定する。	
測定物理量	弾性波速度（P波，S波）	表面波速度	表面波速度（常時微動）	弾性波速度，比抵抗	
作業範囲の条件	広さ	受振器の設置する延長×幅	探査深度の2倍以上の測線長	測定深度の2倍以上地震計の配置箇所は1m <sup>2</sup> 程度であるが，地震計間隔と箇所数に制限がある	ボーリング作業可能範囲
	平坦性	不問	起伏のなだらかな平坦地	基本的に平坦地	不問
	高さ	不問	不問	不問	ボーリング可能な3～5mの離隔
	水上	○	×	×	○
調査能力	適用深度	起振のエネルギーにより数十m～数百m（およそ探査深度の5～10倍の測線長）	10m程度（重量300kg級起振器でも20～30m程度）	数十m～数千m（最大アレイ半径程度）20m以浅の極表層は困難	起振のエネルギーにより数十m～数百m
	測定精度	2m程度（起振源による）	2m程度	数m（配置間隔による） 深さ方向のみ	2～5m
	適用地盤	中間低速度層，薄層の検出は困難	起伏の激しい箇所，浅部が深部より高い速度層を基ところは難	水平成層構造の地盤が前提 複雑な地盤構成は不適	不問 孔間の人工物等の検出
	備考	岩盤分類等の力学的特性の評価 大きな振動源が近くにある場合は困難	起振器利用と多チャンネルの2方式 精度は数十cm以上	地盤振動を利用した表面波探査	医療用X線CTの応用 複数のボーリング孔が必要 精度は孔間距離の1/10程度
岩盤の支持層評価	上端面	×ボーリングと併用することにより，当該層の速度分布のみ可能（精度は2m程度）			
	層厚	×1mの精度を満たすことは困難			
	地層傾斜・凹凸	有無のみ可	有無のみ可	1アレイでは不可	有無のみ可



### (3) ボーリング調査による把握

岩盤ボーリング調査（N 値併用のオールコアボーリング）により、地層構成、岩種、亀裂・風化の程度、N 値、岩級区分等を確認して、岩盤柱状図としてまとめることや、採取されたコアを供試体として一軸圧縮試験等を行い一軸圧縮強度を求めることができる。よって、得られた岩盤柱状図や一軸圧縮強度等から支持層の深さ、支持層の地質構造を把握することが重要になると考えられる。

## ② 本調査段階における地盤調査

本調査段階では、支間割り、基礎形式等が決定された段階で調査を実施することとなるため、個々の下部構造位置でボーリング調査が行われるのが一般的である。ただし、基礎1基あたり複数本のボーリングによって支持層の空間分布を把握することは、費用や工期等の制約から容易でない場合もある。そこで、ボーリング調査点間の補完として支持層の不陸・傾斜の把握に簡易なサウンディングを適用できれば、すべてをボーリング調査による場合と比べてより経済的かつ短期間での調査が可能となると考えられる。

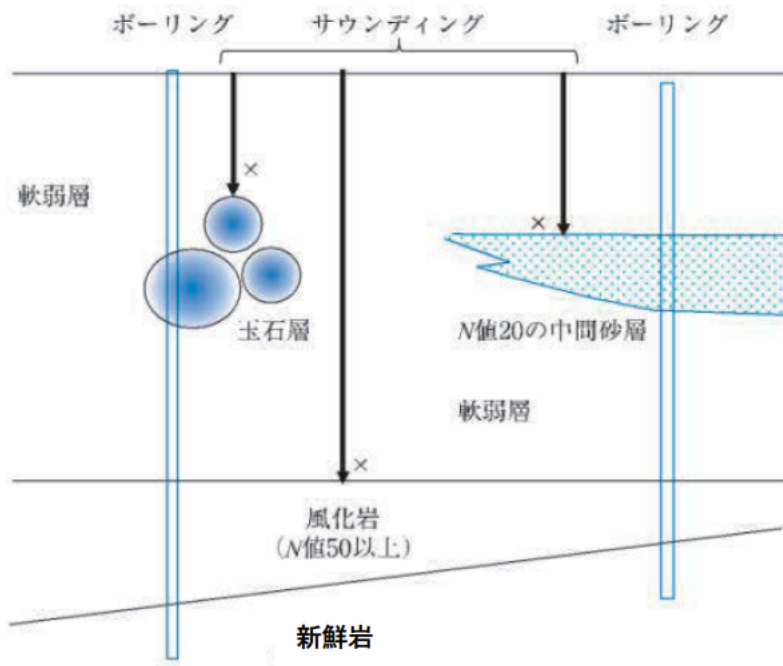
### (1) 補完するサウンディングについて

表 3.3.3 にボーリング調査の補完として主に土砂を対象として用いるサウンディングの一覧を示す。調査能力の観点から岩盤の支持層の上面出現深度を確認できる可能性があるのは、動的コーン貫入試験（オートマチックラムサウンディングなど）であると考えられる。本研究ではオートマチックラムサウンディングを用いた岩盤支持層（泥岩）の不陸や傾斜の把握を実施した結果、泥岩上面の不陸を捉えるとともに、泥岩の強風化部と弱風化部の境界の不陸を推定することができた<sup>23)</sup>。詳細は参考資料9を参照されたい。このことからボーリング調査を補完する形で実施したオートマチックラムサウンディングにより岩盤の支持層の上面出現深度を確認できることが分かった。このことから、動的コーン貫入試験による岩盤支持層の把握の適用性と、平面的に支持層の深さの変化を把握する上でのボーリング調査による標準貫入試験とそれを補完する簡易なサウンディングとの組合せが有効であることが確認された。

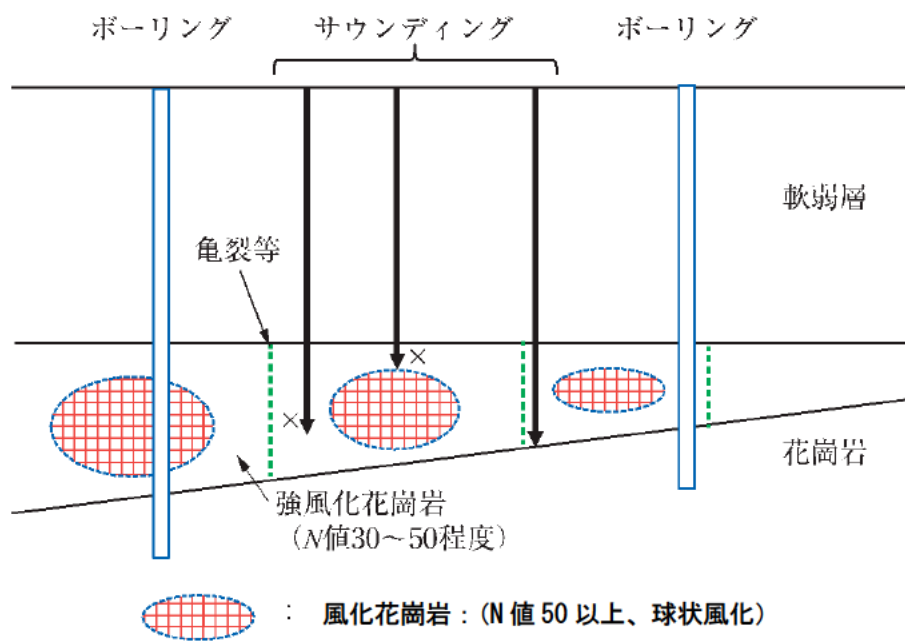
動的コーン貫入試験を用いて、岩盤支持層の上面出現深度を確認する上での留意すべき地形地質等を以下に示す。

- 1) 適用可能な深度は GL-20m 程度で、岩盤支持層までの地層が軟弱であることが前提となる。中間部に玉石層等が存在す場合には、貫入不能となり支持層と勘違いする場合がありますので注意が必要である（図 3.3.7(a)）。
- 2) 中間層に N 値 20 程度の砂層が連続する場合には、ロッドの摩擦が大きくなることから貫入不能となり支持層と勘違いする場合がありますので注意が必要である（図 3.3.7(a)）。
- 3) 風化花崗岩では、亀裂に沿って球状に風化進むことが多く、強風化花崗岩のなかに風化花崗岩が存在する場合には、同試験が適用できない場合がありますので注意が必要である（図 3.3.7(b)）。
- 4) 動的コーン貫入試験より得られる  $N_d$  値は、標準貫入試験より得られる N 値との相関性があり、 $N_d$  値の変化から支持層の凸凹、傾斜を調査する方法としては有効な方法であるものの、 $N_d$  値は N 値と必ずしも一致しないことが多いため、 $N_d$  値の数値を適用する場合には十分注意が必要である。

これらの留意点を踏まえて、サウンディングは単独で用いることは支持層の深度、傾斜の有無の判断を見誤ることがあり、必ずボーリング調査と併用し、ボーリング調査を補完するものと考えて適用すべきであると考えられる。



(a) 支持層の上に玉石、中間砂層がある例



(b) 花崗岩の支持層上部の風化の例

図 3. 3. 7 サウンディング適用上の注意すべき地形地質<sup>20)</sup>

表 3.3.3 ポーリングの補充を目的とした主なサウンディング方法<sup>22)</sup>加筆

調査方法	動的コーン貫入試験 (オートマチック ラムサウンディングなど)	スウェーデン式サウンディング	ポータブルコーン貫入試験	簡易動的コーン貫入試験	電気式静的コーン貫入試験 (CPTU)	標準貫入試験 (ボーリング)
主な目的	地盤の硬軟、締まり具合の判定	地盤の硬軟、締まり具合、地盤構成、基礎地盤の支持力算定	軟弱地盤のコーン貫入抵抗、表土のトラフィックビリティ	自然斜面の表層部、宅地等小規模建築物基礎の支持力算定	地盤構成、力学特性、液状化強度、弾性波速度など	地盤の硬軟、締まり具合の判定、土質試料の採取
調査方法	φ45mm の円錐の打撃貫入 63.5kg のハンマーを 50cm 自由落下)	φ33mm のスクリューパーポイントを 1000N の荷重と回転貫入	φ28.6mm の円錐を人力で静的貫入	φ25mm 円錐の打撃貫入 5kg のハンマーを 50cm 自由落下	断面積 1000mm <sup>2</sup> (φ36mm 程度) の円錐を静的貫入	SPT サンプラー (外径 51mm) の打撃貫入 (63.5kg のハンマーを 76cm 自由落下)
	作業範囲の条件	2.5m×5m 程度 ※傾斜地は足場仮設要	1m×1m 程度	1m×1m 程度	2.5m×5m 程度 車載型もあり ※傾斜地は足場仮設要	5m×5m 程度 ※傾斜地は足場仮設要
測定物理量	高さ	2m 程度	1.5m 程度	.5m 程度	2m 程度～	地表面より最低 3m
		Nd, Nsw	qc	Nd	qc (先端抵抗), fs (周面摩擦力), u (間隙水圧)	N 値
調査能力	通用深度 (m)	25cm 貫入に要する荷重と半回転数	10mm/s の貫入速度における荷重計の目読み (10cm 程度ごと)	10cm 貫入に要する打撃回数	20mm/s の貫入速度による連続測定	30cm 貫入に要する打撃回数
	通用 N 値	10m 程度 周面摩擦力の影響	5m 程度	3～5m 程度 周面摩擦の影響	26～60m (コーンタイプ、地盤反力による)	制限なし
	支持層の確認精度	N 値 10 以下で上端深度のみ 精度 25cm	N 値 5 以下で上端深度のみ 精度 10cm	N 値 10 以下で上端深度のみ 精度 10cm	15 以下 (車載型は 50 以下)	換算 N 値 300 以上、層厚確認可 精度 10cm
足場の必要性	傾斜地では足場仮設が必要	半自動式は傾斜地で足場仮設必要	不要	不要	傾斜地では足場仮設が必要	傾斜地では足場仮設が必要
岩盤の支持層評価	上端面	N 値 50 程度であれば可能	岩盤層の上部に中間層が無い場合のみ可能			○
	層厚		x			○
	地層傾斜・凹凸		岩盤支持層よりも上に調査能力を超える硬さの層が無い場合のみ可能			○
備考	BOR 程度の準備工が必要 地層の目視観察は不能	地表付近の軟質部の厚さ確認困難 風化層等の見分けは困難	地表付近の軟質部の厚さ確認に限 定	地表付近の軟質部の厚さ確認に限 定	反力必要・作業効率はやや劣る	地層の目視確認可能

(2) 支持層の凸凹・傾斜を把握するための調査方法について

杭は支持層内に杭径程度以上の根入れが確保され、また杭長は通常 1m 単位で定められていることなどから、支持層深さに 1m 以上の想定差があると基礎の設計に影響を与えるおそれがある。これを踏まえて、本調査段階において、同一基礎内の支持層の凸凹、傾斜を把握するための調査方法について検討した。

1) 広域にわたって支持層が凸凹・傾斜する可能性がある場合

広域にわたって支持層線が凸凹・傾斜する可能性がある場合には、基礎毎に詳細な調査を行う前に代表地点でのボーリング、物理探査を用いて傾斜の方向、傾斜量を確認し、支持層線の凸凹・傾斜に合わせた各基礎の本調査計画を立案するのが有効と考えられる。

支持層線の確認は、図 3.3.8 及び図 3.3.9 に示すように、予想される支持層線の凸凹・傾斜の方向と基礎の配置等から計画する。

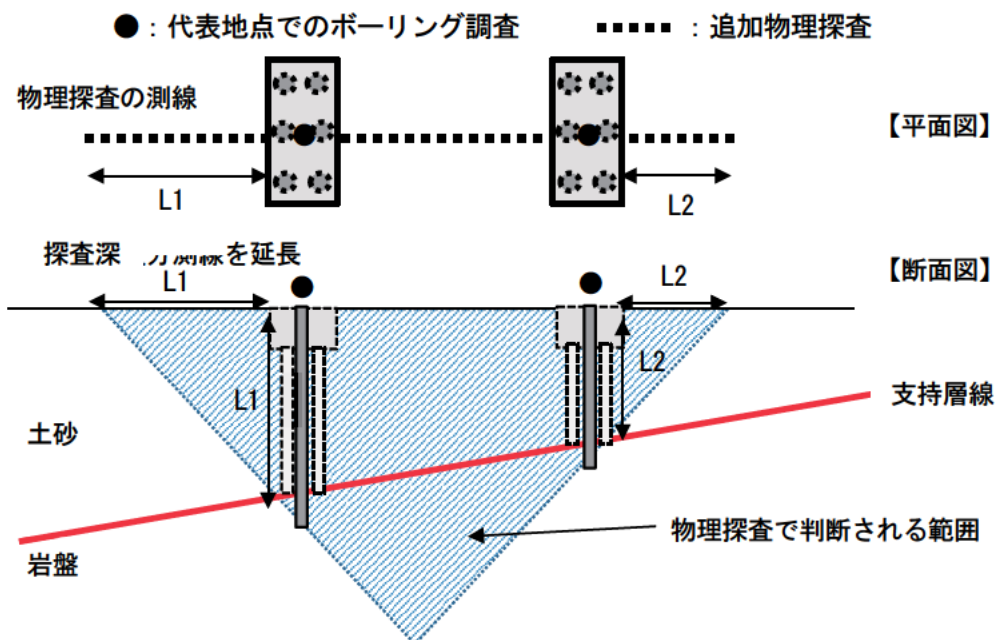


図 3.3.8 支持層線の道路縦断方向（橋軸方向）の傾斜の確認方法

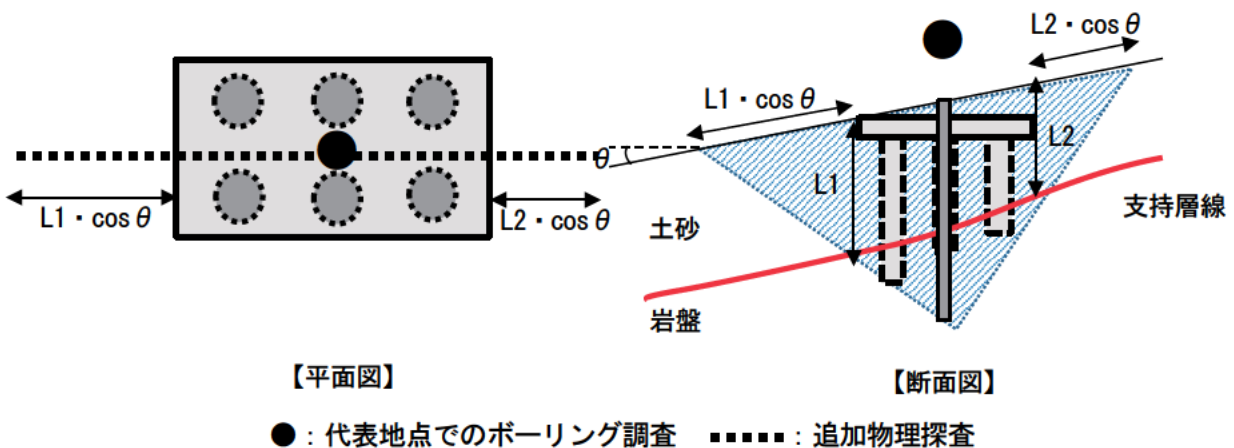
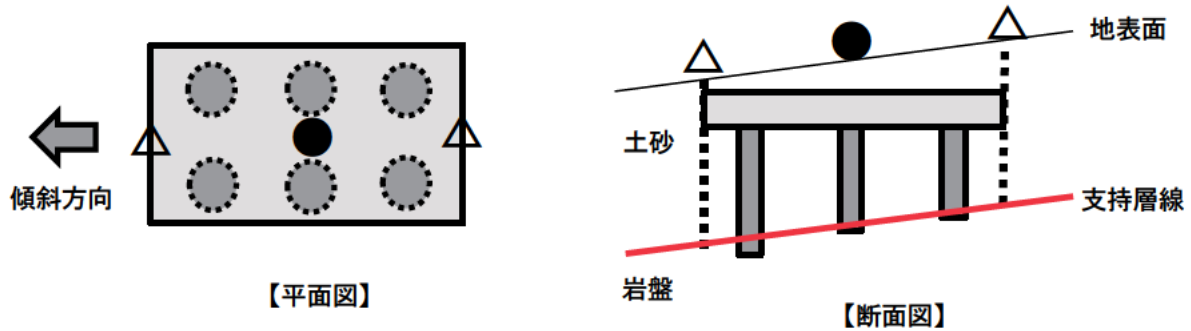


図 3.3.9 支持層線の道路横断方向（橋軸直角方向）の傾斜の確認方法

広域の支持層線の凸凹・傾斜に合わせて、基礎毎にボーリング又はサウンディングで以下の調査を行う。調査の結果、同一基礎内で複雑に支持層線が変化する場合には、追加ボーリング又は追加サウンディングを計画するのが良いと考えられる。

2) 地表面と支持層の凸凹・傾斜が同一傾向と推定される場合

山地部斜面等で地表面と支持層の凸凹・傾斜が同一傾向と推定される場合には、図 3.3.10 に示すように、地表面の条件に応じて、ボーリング又はサウンディングを組合せて計画する。

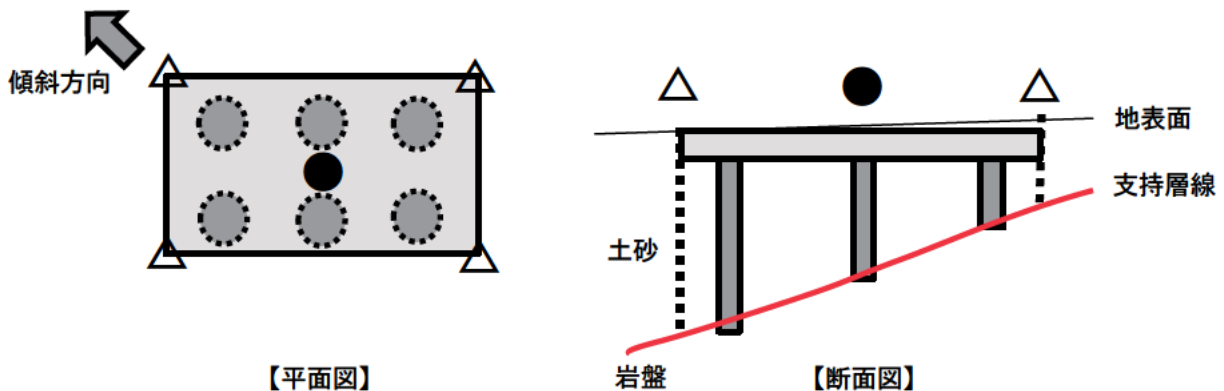


● : ボーリング調査    △ : ボーリング又はサウンディング

図 3.3.10 地表面と支持層の凸凹・傾斜が同一傾向と推定される場合

3) 地表面と支持層の凸凹・傾斜が異なる傾向と推定される場合

山際部等で地表面と支持層の凸凹・傾斜が異なる傾向と推定される場合には、隣接する山地部斜面等の状況等を踏まえながら、図 3.3.11 に示すように、支持層線の傾きの方向や変化量を確認するため、ボーリング又はサウンディングを必要な数量を組合せて計画する。



● : ボーリング調査    △ : ボーリング又はサウンディング

図 3.3.12 地表面と支持層の凸凹・傾斜が異なる傾向と推定される場合

4) 風化等の影響によって岩盤層表面と支持層線が異なる傾向と推定される場合

風化等の影響によって岩盤層表面（強風化岩表面）と支持層線が異なる傾向と推定される場合、支持層線の傾きの方向、風化等による変化量を確認するため、図 3.3.13 に示すように、ボーリング又はサウンディングを必要な数量を組合せて計画する。

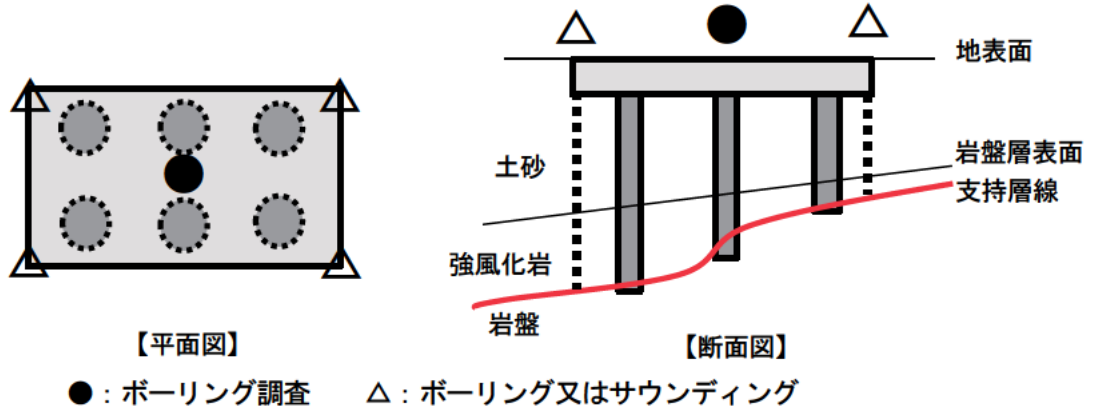


図 3.3.13 風化等の影響によって岩盤層表面と支持層線が異なる傾向と推定される場合

### 3.4 支持力推定に用いる地盤調査方法

#### 3.4.1 支持力推定に必要な地盤調査方法とその評価方法の検討

支持力を推定するための地盤調査は、土砂の力学特性を把握する場合には、一般に原位置試験である標準貫入試験から得られる  $N$  値が用いられ、サンプリング試料による一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強度  $q_u$  も一部で用いられている。岩盤の力学特性を把握する場合には、一軸圧縮強度による評価が基本とされ、他の基礎形式においても一軸圧縮強度で評価している事例が多くみられる。しかし、岩盤は土砂と異なり、亀裂や風化等の存在によって力学特性が大きく変化するため、試験結果の評価は土砂に比べて容易ではない。また一般に一軸圧縮試験は試験が実施できる岩石（岩盤から採取したコア供試体）を選定して行うことから、得られた一軸圧縮強度は岩盤層全体の力学特性を表しているとは言えない。さらに、亀裂や風化の状態によっては、岩石そのものが採取できないため、一軸圧縮試験が実施できない場合も考えられる。

そこで、これらの問題への対応として、以下に示す岩盤の特性を考慮した支持力推定に必要な地盤調査方法とその評価方法を検討することとした。

##### (1) 一軸圧縮試験を用いつつ、亀裂等の影響が考慮できる評価方法

岩盤の一軸圧縮試験では、採取されたコア全体の中からコア長が 10cm 程度の亀裂のない（自立する）長柱状の部分を選定して、一軸圧縮強度  $q_u$  を求める。亀裂や風化等が生じている岩盤においても、同様に選別されるため、一軸圧縮試験によって得られた一軸圧縮強度は、岩盤層全体としての強度を代表しているとは限らない。このような場合は、亀裂、風化等の状態を考慮して一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度を評価する必要がある。

そこで、本研究においてはトンネル等で用いられている岩盤内を伝播する弾性波速度の変化が岩盤の亀裂や風化等の影響を定量的に評価できることに着目して、亀裂や風化等の影響を考慮した支持力推定に用いる評価方法となり得るかを検討した。詳細な検討内容については 3.4.2 に示す。検討結果から、岩盤及び岩石の弾性波速度を用いて算出する準岩盤強度は、支持層としての岩盤全体の亀裂や風化の状態を考慮することができると考えられる。

##### (2) 試験が実施できる岩石そのものが採取できない場合の評価方法

本研究では、亀裂や風化等の影響でコアそのものは採取できるものの一軸圧縮試験が実施できない岩石や、試験実施のために十分なコア長が確保できない岩石が確認されており、そのような場合の支持力推定に用いる評価方法の確立が課題となっている。さらにコアそのものが採取できない（乱れの少ない状態でのサンプリング自体が困難な）場合には、一軸圧縮試験はもちろんのこと、室内試験を実施できないため、原位置において支持力推定に必要な地盤調査方法を検討して評価する必要がある。

そこで、コアそのものは採取できるものの一軸圧縮試験が実施できない場合、岩石に側圧をかけてせん断する三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験を実施し、得られた粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  から一軸圧縮強度  $q_u$  を推定することを念頭に、支持力推定に用いる評価方法となり得るかを検討した。詳細な検討内容については 3.4.3 に示す。検討結果としては、三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験から得られた  $c$ 、 $\phi$  から、



亀裂や風化等の影響を考慮した一軸圧縮強度  $q_u$  を推定することで、コアそのものは採取できるものの一軸圧縮試験が実施できない場合での支持力推定に用いる評価方法することができると考えられる。

一方、コアそのものが採取できない場合、支持力推定に用いる地盤調査方法としては土砂と同様に原位置試験の標準貫入試験から得られる N 値を用いることが基本になると考えられる。標準貫入試験は、一般的に深度方向に 1m 間隔に実施される地盤の硬さを示す N 値の確認のほか、層相や地盤の連続性の確認のために得られた試料を用いた土質試験や肉眼観察によって土質区分が行われている。岩盤の場合には、コアそのものが採取できない場合には局部的に得られるコアの性状(岩級区分等)から地層全体として定性的に評価することも多いが、亀裂や風化が進行した岩盤を除いて 50 以上の非常に大きな N 値が得られることから、一般的に換算 N 値を用いて評価することになる。換算 N 値は式 3.4.1 により求められ、例えば 50 回打撃時の貫入量が 1cm では 1500、2cm の貫入量では 750 となる。貫入量の計測精度によって換算 N 値が大きく変化することから、各種基準においては換算 N 値を用いる上では上限値を設定しており、建築では上限が 60<sup>24)</sup> 25)、NEXCO<sup>26)</sup> では上限が 300 である。よって、換算 N 値は岩盤全体の特性を反映したものとはならないことに注意が必要である。

$$\text{換算 N 値} = 50 \text{ 回} \times 30 \text{ cm} / (\text{50 回打撃時の貫入量 cm}) \quad \dots (3.4.1)$$

したがって、コアそのものが採取できない場合にやむを得ず換算 N 値を用いる場合では、近傍で実施された一軸圧縮試験もしくは三軸圧縮試験にて得られる強度定数を踏まえて総合的に評価することが望ましいと考えられる。

### (3) 上記(2)のうちで、変形しやすい岩盤の場合の影響を考慮した評価方法

3.2.3 で、上記の(2)に示す試験が実施できる岩石そのものが採取できない場合のうちで、変形しやすい岩盤(風化花崗岩類)の支持層としての評価について示した。風化花崗岩類は風化花崗岩以外の岩盤に比べると同じ N 値であっても変形係数は小さく、沈下が生じやすい岩盤であり、一般に採取したコアはハンマーの軽打で容易に崩れる状況にあり、自立しないために一軸圧縮試験を実施することができないと知られている。

そこで、変形しやすい岩盤を考慮するために、原位置の支持層で行われる孔内水平載荷試験等から得られる変形係数に着目して、支持力推定に用いる評価方法となり得るかを検討した。表 3.4.1 にこれまで収集した載荷試験において得られた変形係数と N 値について示す。変形しやすい岩盤で変形係数を用いて評価するためには試験数がまだ少ないことから、十分な検証ができていないと考えられる。よって、本研究では硬岩と軟岩の区分としての 500MN/m<sup>2</sup> の閾値の目安にとどまっており、今後、試験数の増加されることが望まれる。また、変形しやすい岩盤においては設計で期待する先端地盤反力を低く抑えることなどが考えられる。

表 3.4.1 これまで収集した載荷試験における変形係数とN値の一覧表

No.	岩盤分類	支持層の岩種	変形係数 E(MN/m <sup>2</sup> )	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	杭先端N値
2	風化軟岩	風化花崗岩	87.8	-	56
4、5	風化軟岩	風化花崗岩	45.8	-	150
6	風化軟岩	風化花崗岩	40.7	-	125
7	風化軟岩	強風化花崗岩	35.2	-	35
17	堆積軟岩	砂質泥岩	528	3322	191
22	堆積軟岩	泥岩	341	3057	167
26※	風化軟岩	角閃岩	2678	8633	68
29	堆積軟岩	泥岩	115	1010	100
32、34	風化軟岩	砂岩	974	14950	300
33、35	堆積軟岩	泥岩	99	1400	48
36	亀裂が多い岩(硬岩)	弱風化岩	1524	20750	500

※杭先端位置と異なる深度で実施した岩盤の一軸圧縮強度の値

以上の検討から、岩盤の亀裂や風化等の影響を支持力推定に必要な地盤調査方法と評価方法について、以下に示す知見が得られた。

- ① 岩盤の支持力推定に必要な地盤調査方法は、一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強度  $q_u$  を用いることを基本とする。ただし、一軸圧縮試験は実施できるものの、亀裂や風化等の影響が確認される岩盤の場合には、岩盤及び岩石の弾性波速度を用いて算出する準岩盤強度で、支持層としての岩盤全体の亀裂や風化の状態を考慮して評価をするのがよいと考えられる。
- ② コアそのものは採取できるものの一軸圧縮試験が実施できない場合、三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験から得られた  $c$ 、 $\phi$  から、亀裂や風化等の影響を考慮した一軸圧縮強度  $q_u$  を推定することで、支持力推定に用いる評価とすることができると考えられる。
- ③ コアそのものが採取できない場合、原位置試験の標準貫入試験から得られる N 値を用いることを基本とするが、換算 N 値の推定精度等を踏まえて、近傍で実施された一軸圧縮試験もしくは三軸圧縮試験にて得られる強度定数を踏まえて総合的に評価することが望ましいと考えられる。
- ④ コアそのものが採取できない場合のうちで、変形しやすい岩盤（風化花崗岩類）を考慮するため、原位置の孔内水平載荷試験等から得られる変形係数を支持力推定に用いる評価方法とすることは試験数がまだ少ないことから、十分な検証ができていないと考えられ、硬岩と軟岩の区分として閾値の目安とするのがよいと考えられる。

なお、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験は、岩盤の亀裂や風化の具合等によって強度が深度方向・水平方向で変化するおそれがあり、そのばらつきの評価を考慮すると、各下部構造の位置で複数の試料について行い、支持層全体の力学特性を得ることが望ましいと考えられる。

### 3.4.2 亀裂、風化を考慮した一軸圧縮強度の推定手法について

亀裂、風化が生じている岩盤の一軸圧縮試験は、採取されたコア全体の中からコア長が10cm程度の亀裂のない（自立する）長柱状の部分が選別されるため、一軸圧縮試験によって得られた一軸圧縮強度は、岩盤全体としての強度を代表しているとは限らない。このような場合は、亀裂、風化等の状態を考慮して一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度を評価する必要がある。

岩盤の一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強度で岩盤層としての物性値を推定する方法として、トンネル等の設計において、原位置での岩盤の弾性波速度と岩盤から採取したコア供試体（岩石）の弾性波速度の比をとった割れ目係数（岩盤の弾性波速度  $VP$  / 岩石の弾性波速度  $vp$ ）の2乗を、岩盤の一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度に掛けることで、準岩盤強度を算出し、岩盤の力学特性を求める方法が用いられている（式 3.4.2）。岩盤と岩石の弾性波速度においては、図 3.4.1 に示すように高い相関を示しており、割れ目係数は平均 0.86 で、岩石の弾性波速度に比べて岩盤の弾性波速度は約 1~2 割が低下することが報告されている<sup>27)</sup>。一般的に弾性波速度が低下する要因としては、岩盤では亀裂、風化の状態や多少が影響し、岩石ではコア採取により応力解放で緩んだことが影響すると考えられる。

$$q_u' = \left(\frac{VP}{vp}\right)^2 \times q_u \quad \dots \dots (3.4.2)$$

ここに、

- $q_u'$  : 準岩盤強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_u$  : 岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $VP$  : 岩盤の弾性波速度 (km/s)
- $vp$  : 岩石の弾性波速度 (km/s)

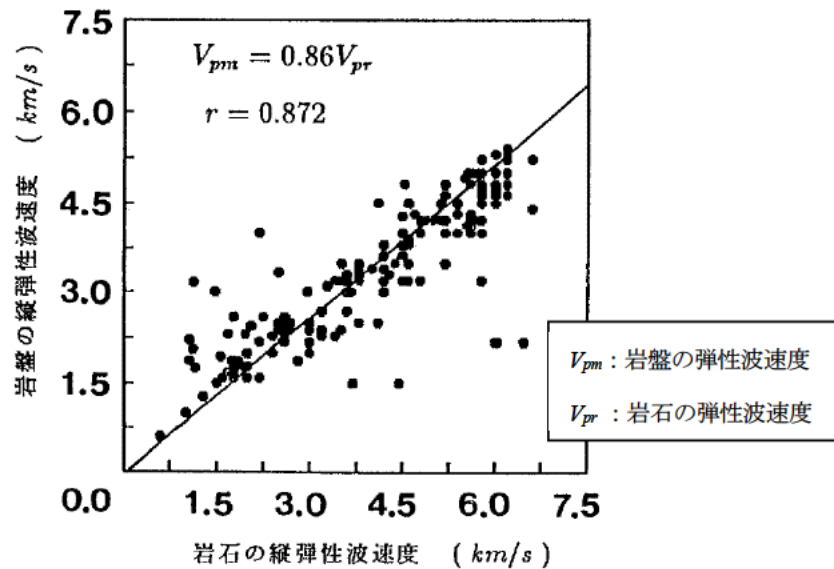


図 3.4.1 岩盤の弾性波速度と岩石の弾性波速度<sup>28)加筆</sup>

杭基礎において、支持層とする岩盤の準岩盤強度を推定するためには、岩盤での弾性波速度と岩石の弾性波速度を把握する必要があり、そのための試験方法としては岩盤ではPS検層を、岩石では超音波伝播速度試験を実施しなければならない。なお、PS検層は構造物の耐震設計を行うために地盤の速度構造を把握する必要性から実施されることが多いため、岩石の弾性波速度を把握する超音波伝播速度試験を追加することで、支持層としての岩盤全体の亀裂や風化の状態を考慮することができると考えられる。なお、岩石の弾性波速度が岩盤の弾性波速度を上回る場合、すなわち割れ目係数が1.0以上となる場合は岩石の応力解放による緩みの影響が考えられることから、割れ目係数は1.0を上限にすることが妥当である。

そこで、これまで収集した載荷試験での地盤調査結果や新規に実施した地盤調査結果より得られたデータを用いて亀裂等の影響を補正した準岩盤強度を検証する。表3.4.3に岩盤及び岩石の弾性波速度より算出した割れ目係数を示す。亀裂の多い硬岩の一部(No.18)では、岩石の弾性波速度よりも岩盤の弾性波速度が極端に小さくなったことで、割れ目係数が0.62となり、岩盤が亀裂による影響を大きく受けていることが把握でき、準岩盤強度にてその影響を補正できることがわかった。

表 3.4.3 岩盤及び岩石の弾性波速度と割れ目係数、準岩盤強度の一覧表

No.	岩盤の種類	岩盤分類	岩盤の弾性波速度 VP (km/s)	岩石の弾性波速度 vp (km/s)	割れ目係数 VP/vp	一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	準岩盤強度 qu' (kN/m <sup>2</sup> )
18	砂岩	亀裂が多い硬岩	2.380	3.840	0.620	19800	7603
29	泥岩	堆積軟岩	1.800	1.926	0.935	1010	882
32、34	砂岩	新鮮岩又は亀裂の少ない岩	2.524	2.749	0.918	14950	12587
33、35	堆積軟岩	堆積軟岩	2.100	1.780	1.180*	1400	1400
36	弱風化岩	亀裂の多い硬岩	2.870	2.880	0.997	20750	20625

※割れ目係数 VP/vp が 1.0 以上のため、1.0 とする。

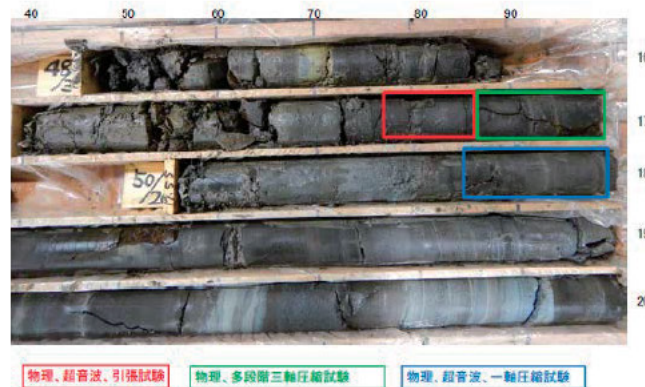
### 3.4.3 三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験結果からの一軸圧縮強度の推定手法について

亀裂が多いために一軸圧縮試験のように側圧の無い状態では自立しない供試体や、クラックが多く単体でコア長が確保できない供試体では、一軸圧縮試験を実施することは困難である。そこで、供試体に拘束圧をかけてせん断する三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験を実施し、得られた  $c$ 、 $\phi$  から、支持力推定に用いられる一軸圧縮強度  $q_u$  を推定する方法について検証する。本研究では、新規に実施した地盤調査結果からほぼ同一の深度から採取した供試体を用いて両試験を実施した事例に基づいて検証することとした。三軸圧縮試験や多段階三軸圧縮試験の結果から得られた  $c$ 、 $\phi$  から、式 3.4.3 より一軸圧縮強度  $q_u$  を推定することができる。

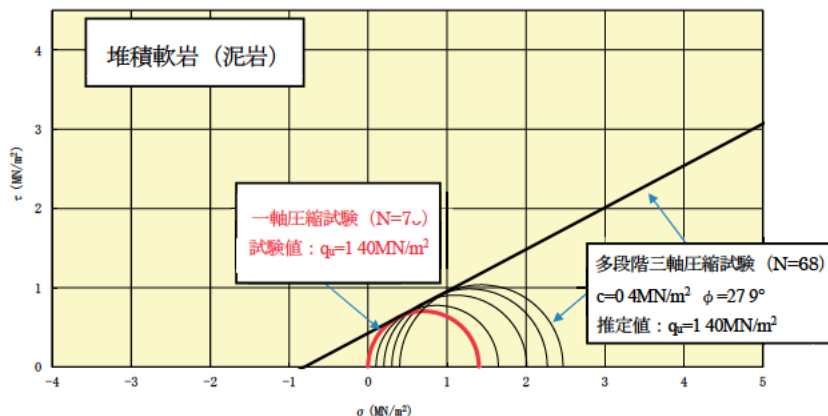
$$q_u = \frac{2c \sin \phi}{\tan \phi (1 - \sin \phi)} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad \dots \dots (3.4.3)$$

これは、 $c$ 、 $\phi$  から定まるモール・クーロンの破壊基準線に対し、最小主応力  $\sigma_3 = 0$  とした場合の内接円の直径を  $q_u$  とみなす方法である。

図 3.3.2 に本研究で実施した泥岩 (No.33、35) を対象に、多段階三軸圧縮試験結果から式 3.4.3 で推定した一軸圧縮強度と、一軸圧縮試験により求めた一軸圧縮強度のモール円をあわせて示した。一軸圧縮試験に用いた供試体と多段階三軸圧縮試験に用いた供試体は採取深度が 1m 程度深さ方向に異なるが、式 3.4.3 から得られた値は、試験値とほぼ一致し、 $q_u=1.40\text{MN/m}^2$  が得られた。



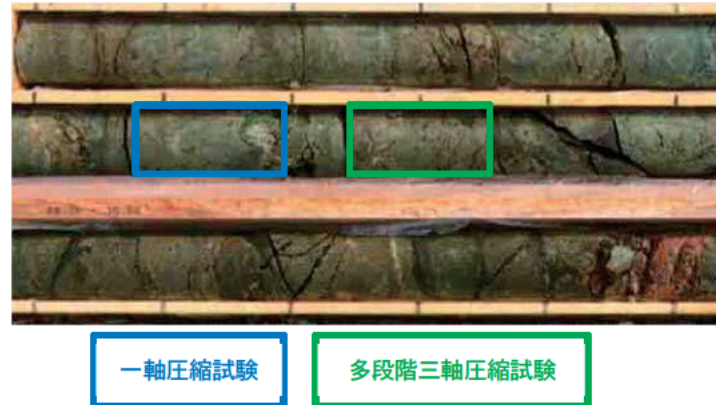
(a) コア供試体採取深度



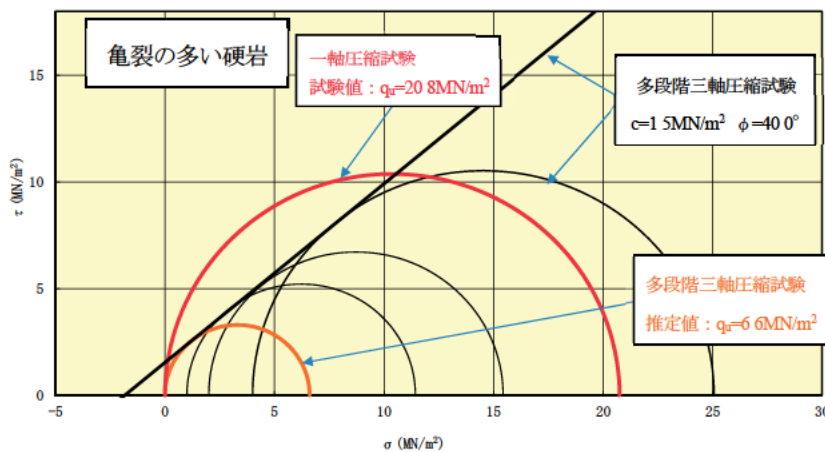
(b) 試験結果

図 3.4.2 多段階三軸圧縮試験結果から一軸圧縮強度を推定した例 (泥岩)

一方、図 3.4.3 に示す亀裂の多い硬岩 (No.36) を対象に、多段階三軸圧縮試験から式 3.4.3 で推定した一軸圧縮強度と、一軸圧縮試験により求めた一軸圧縮強度のモール円をあわせて示した。コア写真をみるとコアの状態や採取深度はほぼ同じとみなせるが、式 3.4.3 から得られた値と試験値の一軸圧縮強度には大きな違いが見られた。



(a) コア供試体採取深度



(b) 試験結果

図 3.4.3 多段階三軸圧縮試験結果から一軸圧縮強度を推定した例 (亀裂の多い硬岩)

コア写真をみると、泥岩では亀裂の状態は目視観察でも異なることが明らかであるが、岩片の強さは深度方向に違いがなかったと評価することができる。泥岩のような比較的新しい時代の均質な岩盤であれば、このように多段階三軸圧縮試験からの推定値と一軸圧縮強度はよく一致することが分かった。一方で、亀裂の多い硬岩では、潜在的亀裂の影響が三軸圧縮試験結果に大きく反映され、それより推定された一軸圧縮強度は、亀裂の見られない部分での供試体の一軸圧縮強度より小さく推定される結果となった。この乖離の理由としては、亀裂の影響のほか、鉱物の入り具合、鉱物の風化具合が不均質であったことによる影響も考えられる。

三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験にて得られたせん断強度  $c$ 、 $\phi$  については、コアの亀裂、風化の影響を考慮した試験結果であるので、3.4.2の亀裂による補正(準岩盤強度)は不要と考えられるが、図 3.4.3のような岩盤条件、すなわち供試体において亀裂の入り方や風化具合によってばらつきが大きいものと想定される場合には、試験の数を増やすことや他の試験方法も検討するなどの対応が考えられる。

### 3.5 杭施工時に注意すべき岩盤について

杭施工時に注意すべき岩盤としては、膨張性が考えられる岩盤、スレーキングの影響が考えられる岩盤、被圧が考えられる岩盤が挙げられる。スメクタイト系の粘土鉱物を含む膨張性が考えられる岩盤においては、掘削時の応力解放と粘土鉱物の吸水膨張反応によって孔閉塞や強度低下等の問題を生じる場合があり、またスレーキングの影響が考えられる岩盤においては、水浸によって粒子の結合力が低下し、掘削時に孔壁崩壊等を生じて杭先端部（根固部）に岩片が混入することで強度低下等の問題を生じる場合があるため注意が必要である。膨張性やスレーキングの影響が考えられる岩盤としては、蛇紋岩、風化した結晶片岩、堆積軟岩、熱水作用を受けた岩盤等がある。

このような膨張性やスレーキングの影響が考えられる岩盤かどうかは、吸水膨張試験や写真 3.5.1 に示すようにスレーキング試験（乾湿繰り返し試験）を行い判断することとなる。しかしながら、スレーキングの進行速度やスレーキングまでに要する時間を室内試験等で把握することは養生条件等の違いから一般に困難であり、有用な知見がないのが現状である。一方で、杭基礎の場合はトンネルなどと異なり、解放される状態となるのは、掘削後からコンクリートが打設されるまでの一時的な期間に限られる。そのため、膨張性やスレーキングの影響が考えられる岩盤を支持層として杭を施工する場合には、掘削後速やかにコンクリートを打設することや杭先端部（根固部）に岩片が混入しない施工方法を実施することが重要となると考えられる。

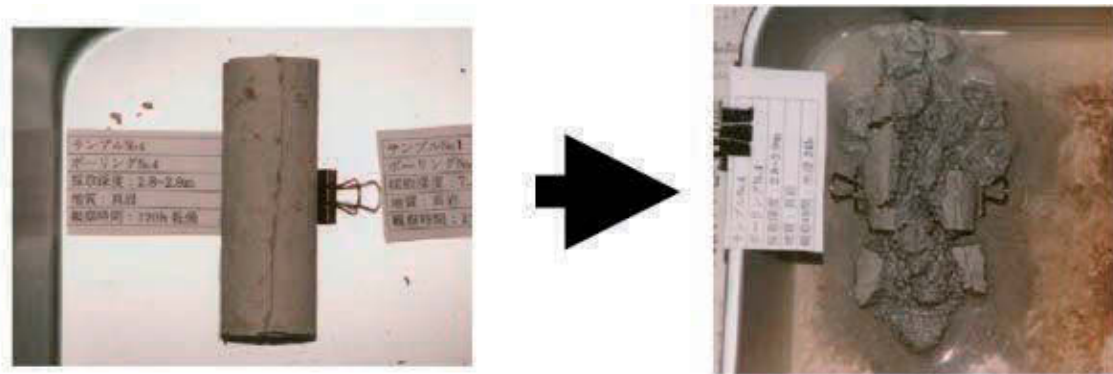


写真 3.5.1 泥岩のスレーキング試験例（浸水崩壊試験）<sup>29)</sup>

### 3.6 まとめ

岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について、「支持層とする岩盤条件の設定の目安」、「支持層の不陸、傾斜の把握方法」、「支持力推定に用いる地盤調査方法」、「杭施工時に注意すべき岩盤」について検討した。検討した結果、以下の知見が得られた。

- ① 「支持層とする岩盤条件の設定の目安」については、既往の基準や指針等を整理し、これまでに収集した岩盤を支持層とした载荷試験結果の分析を踏まえて、軟岩における支持層の目安として「一軸圧縮強度  $1\text{MN/m}^2$ 以上」又は「N 値 50 以上」を提案した。
- ② 「支持層の不陸・傾斜の把握方法」については、既往の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示すとともに、予備調査段階、本調査段階での各調査の組合せによる把握方法について提案した。
- ③ 「支持力推定に用いる地盤調査方法」については、既往の知見及び本研究で実施した地盤調査結果を踏まえて、亀裂や風化等を考慮した地盤調査方法と評価方法を提案した。
- ④ 「杭施工時に注意すべき岩盤」については、杭施工時に注意すべきと考えられる岩盤として膨張性やスレーキングの影響が考えられる岩盤を示すとともに、その特性を把握する試験方法と杭施工時の対応について示した。
- ⑤ 今後の課題としては、さらなる地盤調査データの蓄積がある。特にデータ数が少ない「準岩盤強度による亀裂を考慮した補正方法」や「三軸圧縮試験、多段階三軸圧縮試験から一軸圧縮強度を求める方法」の検証が必要となる。



## 4. 岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式について

### 4.1 概要

岩盤を杭基礎の支持層とする場合には、一般に強固で良好な支持層とみなされ、高い鉛直支持力が期待でき、杭の沈下等の不具合が生じることはないと考えられてきたが、亀裂や風化等の影響で物性値や支持力が大きく異なることや施工時に杭先端地盤を乱すことなどにより、沈下等の不具合を起こす事例が散見されている。また、道示IV<sup>4)</sup>において、岩盤を支持層とした場合の杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式が示されておらず、実務では設計者の判断による杭先端の極限支持力度の推定等（例えば、良質な砂れき層と同等の値の推定式の適用等）、杭工法の選択が限定的になっているのが現状である。なお、例えば米国の道路橋設計基準<sup>36)</sup>では、支持層内に杭径程度以上根入れした場合について、岩盤に支持された場所打ち杭の周面摩擦力度の推定式<sup>37)</sup>が提案されている。しかし、米国は杭の極限支持力度を推定する際に周面摩擦力度のみで評価しており、杭先端の極限支持力度も評価する道示IVにおける設計の考え方とは異なっている。

そこで、本章では、これまで収集した岩盤を支持層とした載荷試験データ及び本研究で実施した載荷試験の分析結果に基づき、杭先端の極限支持力度の推定式を検討して、提案する。検討にあたっては、道示IVで信頼性に基づく部分係数設計法が導入され、部分係数を乗じる前の段階ではできるだけ平均的な特性を評価するという方針を前提として、岩盤条件や支持力推定に用いる地盤調査方法や杭工法の違いなどについて考慮する。

本章の構成は以下のとおりである。

4.1では、岩盤を支持層とする杭基礎の設計に関する現状と課題ならびに本章の目的を述べる。

4.2では、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法において、杭先端の支持力機構や施工法が同様とみなせ、グルーピングが可能であるかの検討結果について示す。

4.3では、中掘り杭工法コンクリート打設方式が、杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果の分析から、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での先端支持力度の適用性に関する検討結果について示す。

4.4では、新規に実施及びこれまで収集した岩盤を支持層とする杭基礎の載荷試験データの分析結果について示す。

4.5では、杭先端支持力として扱う範囲、荷重変位関係、地盤定数に関して載荷試験における杭先端極限支持力度（試験値）の評価方法について示す。

4.6では、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式の検討結果について示す。

4.7では、本章の成果と今後の課題をまとめとして示す。

## 4.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法のグルーピング

### 4.2.1 概要

本研究では、各々の杭工法で岩盤における載荷試験件数は多く実施されているとはいえ、杭先端の支持力機構や施工方法が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングを実施して、統計量の分析に必要となる岩盤における載荷試験件数を合算して推定式を提案することとした。

道示IVで規定されるプレボーリング杭工法は、掘削ビット及びロッドを用いて掘削・泥土化した掘削孔内の地盤にセメントミルク（根固液、杭周固定液）を注入し、攪拌混合してソイルセメント状にした後、既製コンクリート杭を沈設する工法である。道示IVで規定される鋼管ソイルセメント杭工法は、原地盤中に掘削攪拌ヘッドより所定の配合のセメントミルクを注入し、攪拌混合して造成したソイルセメント柱内に、外面にリブを有する鋼管を沈設する工法である。両工法は使用する杭の種類が既製コンクリート杭（PHC杭、SC杭）と外面突起付鋼管で異なるものの、施工方法がセメントミルクを用いてソイルセメント柱を造成し、杭とソイルセメントを一体化させて支持力を発現させる工法であること、また掘削形状が道示IVで対象とする杭径が深度方向に一定である杭（いわゆるストレート杭）であることから、同様の支持力機構や施工方法であると考えられる。

そこで、岩盤における杭先端の極限支持力度の推定式を提案する上で、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法でグルーピングすることが可能であるかを検討する。

## 4.2.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の構造等の比較

### (1) 構造

プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の先端構造の概要を図4.2.1に示す。プレボーリング杭工法は、既製コンクリート杭（PHC杭、SC杭）とソイルセメント（根固部、杭周固定部）によって構成され、支持層への杭の根入れ長さは杭径以上であり、軸力は根固部、杭周固定部では既製コンクリート杭のみで負担する。鋼管ソイルセメント杭工法は、外面突起付鋼管とソイルセメント（杭先端固化部、杭一般固化部）によって構成され、支持層への杭の根入れ長さはソイルセメント径以上であり、軸力は杭先端固化部ではソイルセメントと外面突起付鋼管で負担、杭一般固化部では鋼管外周にあるソイルセメントと外面突起付鋼管で負担する。両工法の先端構造については杭と掘削底の離隔長さでは異なるものの、概ね同様の先端構造であると考えられる。なお、鋼管ソイルセメント杭工法では外面突起付鋼管を杭全長にわたって用いており、杭一般固化部においてもソイルセメントと外面突起付鋼管の一体化が図られていることから、プレボーリング杭工法の杭周固定部とは支持力機構は異なるものと考えられる。

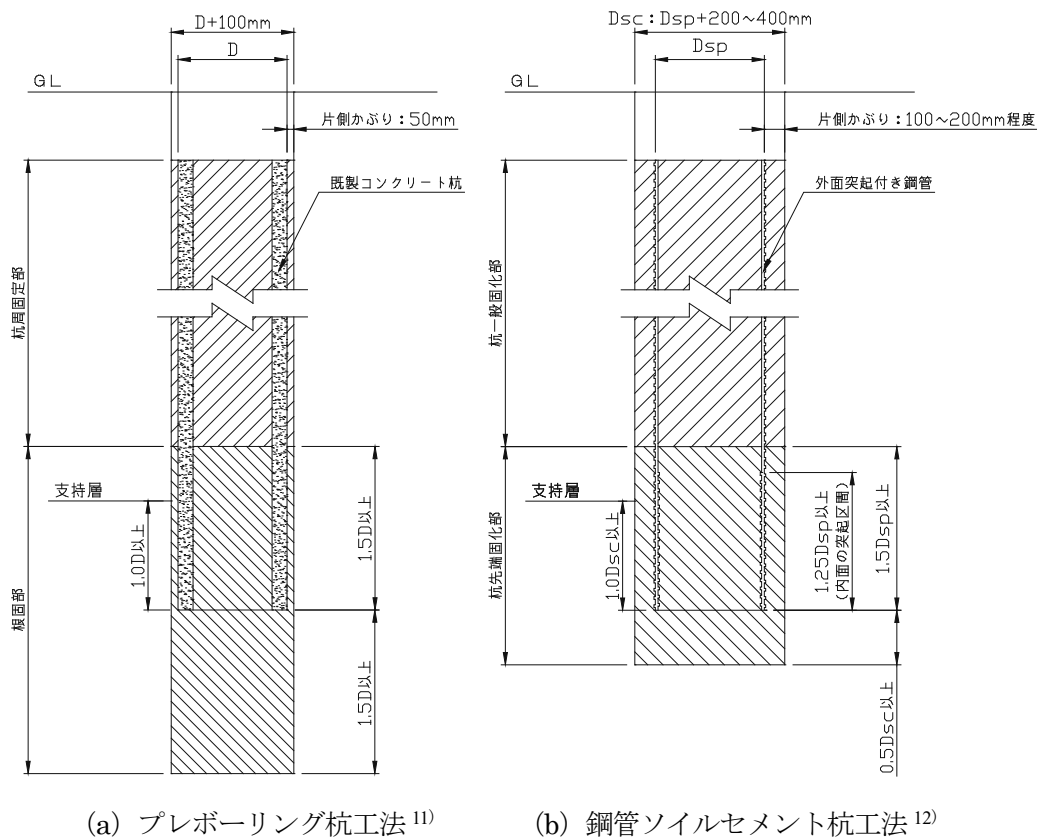


図4.2.1 先端構造の概要

### (2) 施工

#### 1) 施工手順

プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の施工手順例を図4.2.2と図4.2.3に示す。プレボーリング杭工法は、掘削ビットおよびロッドにより、水又は掘削液を注入しながら地盤を掘削・攪拌混合して所定の支持層まで掘削した後、セメントミルクを注入してソイルセメント状の根固部・杭周固定部を築造す

る。その後掘削孔に既製コンクリート杭を所定の深度まで沈設する。鋼管ソイルセメント杭工法は、原地盤中に掘削攪拌ヘッドより所定配合のセメントミルクを注入し、攪拌混合して造成した固化体（ソイルセメント柱）内に外面突起付鋼管を沈設する。両工法の施工手順の類似点は、掘削工程で用いる掘削液の種類において一部異なるものの、セメントミルクを用いてソイルセメントを築造することと、ソイルセメント築造後に既製杭を沈設することである。一方で、根固部及び杭先端固化部における築造方法や必要強度の考え方に関しては異なる部分もあることから、2) において、詳細に比較することとした。

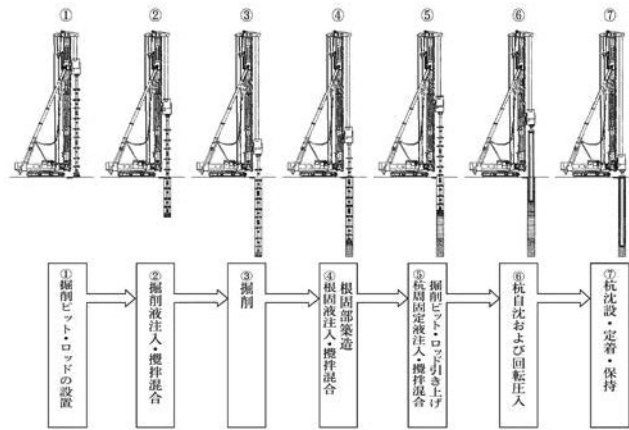


図 4.2.2 プレボーリング杭工法の施工手順例<sup>8)</sup>

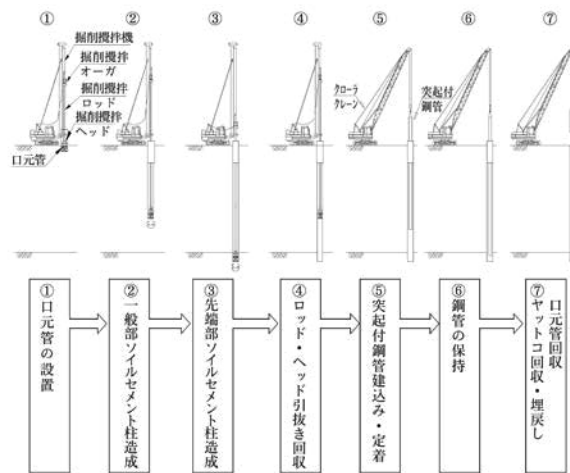


図 4.2.3 鋼管ソイルセメント杭工法（後沈設方式）の施工手順例<sup>8)</sup>

## 2) 根固部及び杭先端固化部の比較

両工法における根固部及び杭先端固化部での築造方法を比較する。プレボーリング杭工法では根固液に用いるセメントミルクの水セメント比 W/C は 60%程度とし、注入量は根固部掘削体積の 100%以上としている。根固液の築造方法は掘削完了後、掘削液から根固液に切り替えて根固部下端から行い、根固部区間内で所定の反復しながら注入する。鋼管ソイルセメント杭工法では杭先端固化部に用いるセメントミルクの水セメント比 W/C は 60%程度とし、現地土 1m<sup>3</sup>あたり固化材量 C は 1000kg 程度となるように注入する。杭先端固化部の築造方法は支持層付近の杭一般固化部下端の深度に達したら、杭先端固化部配合のセメントミルク

を注入しながら掘削攪拌を行う。

次に、両工法における根固部及び杭先端固化部の必要強度について比較する。以下に必要強度の算出方法を示す。

① プレボーリング杭工法での根固部の強度

杭先端付近の根固部に対して、杭先端の極限支持力  $R_{up}$  が局部的に作用する（支圧強度  $F_n$ ）ものとし、次に示す計算式<sup>30) 31)</sup>から根固部の必要強度  $q_u$  を算出する。杭径及び杭先端の極限支持力度  $q_d$  に応じた根固部の必要強度を表 4.2.1 に示す。

$$q_u = \frac{F_n}{(A_k / A_p)^{0.5}} = \frac{q_d}{(A_k / A_p)^{0.5}} \quad \dots (4.2.1)$$

ここに、

- $q_u$  : 根固部の一軸圧縮強度（必要強度）(kN/m<sup>2</sup>)
- $F_n$  : 支圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $A_k$  : 根固部の断面積 (m<sup>2</sup>)
- $A_p$  : 杭先端の閉塞面積 (m<sup>2</sup>)
- $q_d$  : 先端地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

表 4.2.1 根固部の必要強度  $q_u$ （片側かぶり 50mm の場合）(N/mm<sup>2</sup>)

杭先端の 極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	杭径 (m)							
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
5,000	3.75	4.00	4.17	4.29	4.38	4.44	4.50	4.55
6,000	4.50	4.80	5.00	5.14	5.25	5.33	5.40	5.45
7,000	5.25	5.60	5.83	6.00	6.13	6.22	6.30	6.36
7,500	5.63	6.00	6.25	6.43	6.56	6.67	6.75	6.82
8,000	6.00	6.40	6.67	6.86	7.00	7.11	7.20	7.27
9,000	6.75	7.20	7.50	7.71	7.88	8.00	8.10	8.18
10,000	7.50	8.00	8.33	8.57	8.75	8.89	9.00	9.09
12,000	9.00	9.60	10.00	10.29	10.50	10.67	10.80	10.91
15,000	11.25	12.00	12.50	12.86	13.13	13.33	13.50	13.64

② 鋼管ソイルセメント杭工法での杭先端固化部の強度

鋼管ソイルセメント杭の杭先端固化部において、鋼管に作用する軸力は鋼管の突起を介してソイルセメント柱に伝達され、次いでソイルセメント柱から先端地盤に伝達されるとしている。この機構を成立させるためには、鋼管の押抜きに対するソイルセメントの抵抗力が杭先端地盤の極限支持力よりも大きくなるようにしなければならないことから、次に示す計算式で杭先端固化部の必要強度を算出することとしている。ソイルセメントの片側かぶりが 100mm の場合での杭径及び杭先端の極限支持力度  $q_d$  に応じた根固部の必要強度を表 4.2.2 に示す。

$$\pi \times D_{sp} \times (l_{spo} \times \tau_{spo} + l_{spi} \times \tau_{spi}) \geq \frac{\pi \times D_{sc}^2}{4} \times q_d \quad \dots (4.2.2)$$

$$\text{よって、} \quad q_u = \frac{q_d}{1.9} \times (D_{sc}/D_{sp})^2 \quad \dots (4.2.3)$$

ここに、

$D_{sp}$  : 鋼管径 (m)

$D_{sc}$  : ソイルセメント柱径 (m)

$l_{spo}$  : 杭先端固化部への鋼管の貫入長さ (m) 1.5  $D_{sp}$  程度以上

$l_{spi}$  : 杭先端固化部の鋼管の内面に突起を有する部分の長さ (m) 1.25  $D_{sp}$  程度以上

$\tau_{spo}$  : 杭先端固化部の鋼管外面とソイルセメント柱の付着強度 (kN/m<sup>2</sup>)  $\tau_{spo} = 0.15 \times q_u$

$\tau_{spi}$  : 杭先端固化部の鋼管内面とソイルセメント柱の付着強度 (kN/m<sup>2</sup>)  $\tau_{spi} = 0.2 \times q_u$

$q_u$  : ソイルセメント柱の一軸圧縮強度 (必要強度) (kN/m<sup>2</sup>)

$q_d$  : 先端地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

表 4.2.2 杭先端固化部の必要強度 (片側かぶり 100mm の場合) (N/mm<sup>2</sup>)

極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	鋼管径 (m)					
	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3
5,000	4.11	3.93	3.79	3.68	3.58	3.50
6,000	4.93	4.72	4.55	4.41	4.30	4.20
7,000	5.76	5.50	5.31	5.15	5.01	4.91
7,500	6.17	5.90	5.68	5.51	5.37	5.26
8,000	6.58	6.29	6.06	5.88	5.73	5.61
9,000	7.40	7.08	6.82	6.62	6.45	6.31
10,000	8.22	7.86	7.58	7.35	7.16	7.01
11,000	9.05	8.65	8.34	8.09	7.88	7.71
12,000	9.87	9.43	9.09	8.82	8.60	8.41
13,000	10.69	10.22	9.85	9.56	9.31	9.11
14,000	11.51	11.01	10.61	10.29	10.03	9.81
15,000	12.34	11.79	11.37	11.03	10.75	10.51

### (3) 構造等の比較における考察

上記の検討結果より、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の先端構造では、以下に示す点から、同様の施工方法や支持力機構であると考えられる。

- i) 両工法の掘削形状は、深度方向に一定である杭 (いわゆるストレート杭) である。
- ii) 根固部又は杭先端固化部には、両工法ともに W/C=60% のセメントミルクを同量程度注入する。
- iii) 図 4.2.4 に両工法の杭先端部での荷重抵抗について示す。プレボーリング杭工法では、支持層内での杭周部分の周面摩擦による抵抗は、既往の報告<sup>32)</sup> より杭下面での抵抗に比べて小さいことから、杭先

端部の底面から根固部下端へ荷重が伝達されると考えられる。一方、鋼管ソイルセメント杭工法では、鋼管先端部の内外突起から杭先端固化部下端へ荷重が伝達されると考えられる。両工法での支持層（先端評価位置）より下の先端抵抗として寄与する範囲は、図 4.2.4 の青ハッチング部分に示すように、プレボーリング杭工法では  $1.5D$  で、鋼管ソイルセメント杭工法では  $1.5D_{sc}$  となり、杭径もしくはソイルセメント径に対する比率は同程度である。

iv) 両工法の根固部又は杭先端固化部の必要強度の算出方法は異なるものの、一般的に用いられている片側かぶり（プレボーリング杭工法：片側かぶり 50mm、鋼管ソイルセメント杭工法：片側かぶり 100mm）においては、概ね同程度の必要強度の値である。このことから、根固部又は杭先端固化部の下端に伝達する鉛直支持力度は同程度と考えられる。なお、根固部又は杭先端固化部の径は、プレボーリング杭工法では杭径+100mm に対し、鋼管ソイルセメント杭工法では鋼管径+200mm~400mm となっているため、杭径又は鋼管径に対する根固部又は杭先端固化部の径の比が異なることに注意する必要がある。

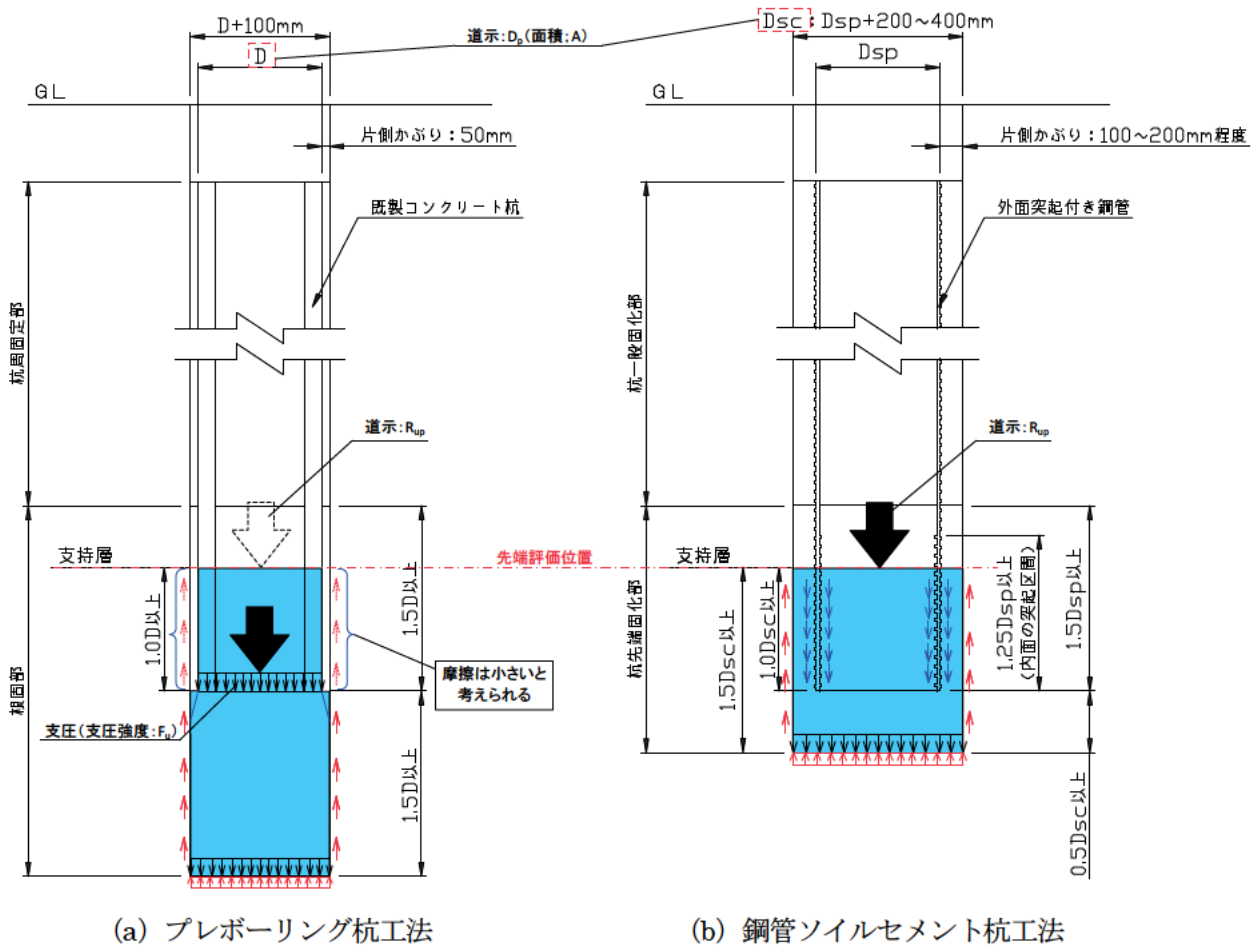


図 4.2.4 杭先端部の荷重抵抗について

### 4.2.3 載荷試験等の分析による比較・検証

#### (1) 支持層が砂・砂れきの場合

道示IVにおける杭先端の極限支持力度の推定式及びその根拠となるデータ<sup>33)</sup>に基づき、両工法を比較することとする。杭先端の極限支持力は、杭先端の極限支持力度  $q_d$  に杭先端面積を乗じて求められる。杭先端面積の算出方法はプレボーリング杭工法では既製コンクリート杭の杭径を用い、鋼管ソイルセメント杭工法ではソイルセメント柱径を用いる。両工法において、杭先端の極限支持力を算出する上での杭先端面積の算出方法が異なる点が課題となっている。

そこで、杭先端の極限支持力度の推定式（以下、杭先端支持力式という。）の比較を行うために、プレボーリング杭工法の杭先端支持力式の根拠となるデータを用いて、ソイルセメント柱径（以下、ソイル径）で参考文献33)と同様の算定方法により評価した。道示IVに規定される杭先端支持力式とソイル径で評価したプレボーリング杭工法の杭先端支持力式を表4.2.3に示す。また、評価結果である強度変化点判定と先端抵抗力度  $q_d$  の推定線の図を図4.2.5～図4.2.7に示す。

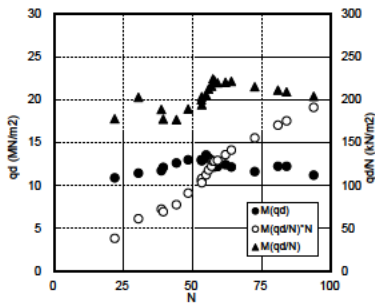
表4.2.3に示すようにプレボーリング杭工法のソイル径で評価した杭先端支持力式と鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端支持力式が同じ値となった。したがって、砂・砂れきの場合においてはプレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法はグルーピングが可能であることがわかった。

表 4.2.3 杭先端の極限支持力度  $q_d$  の推定式 (kN/m<sup>2</sup>)

工法	先端地盤	道示IV	ソイル径での評価
プレボーリング杭工法	砂	$240 \bar{N} (\leq 12,000)$	$190 \bar{N} (\leq 9,500)$
	砂れき	$300 \bar{N} (\leq 15,000)$	$240 \bar{N} (\leq 12,000)$
鋼管ソイルセメント杭工法	砂	$190 \bar{N} (\leq 9,500)$	同左
	砂れき	$240 \bar{N} (\leq 12,000)$	同左

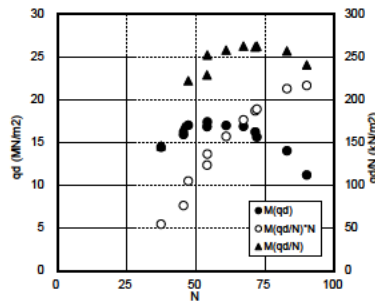
$\bar{N}$  : 先端抵抗力の算定に用いる平均  $N$  値  
 ( ) 内は、 $q_d$  算定上の上限値





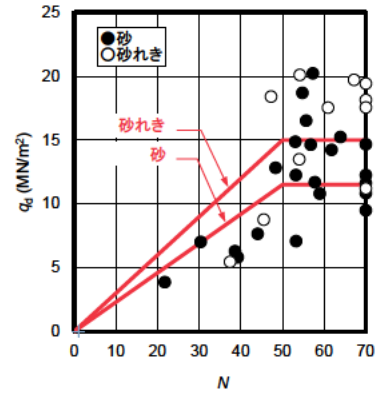
$q_a/N$ :	240	データ数:	22
$q_{amax}$ :	12,000	幾何平均:	0.995
$N_{max}$ :	50	変動係数:	0.283

(i) 強度変化点判定: 砂



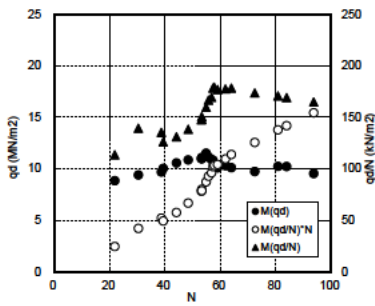
$q_a/N$ :	300	データ数:	11
$q_{amax}$ :	15,000	幾何平均:	1.003
$N_{max}$ :	50	変動係数:	0.290

(ii) 強度変化点判定: 砂れき



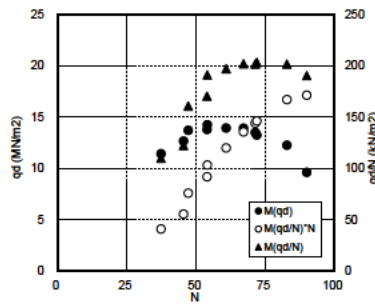
(iii) 先端抵抗力度  $q_a$  の推定線

図 4.2.5 プレボーリング杭工法の杭先端支持力式: 杭径での評価<sup>33)</sup>



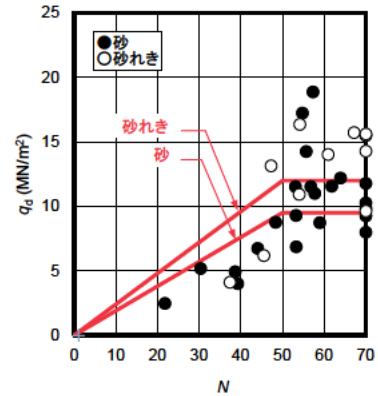
$q_a/N$ :	190	データ数:	22
$q_{amax}$ :	9,500	幾何平均:	1.075
$N_{max}$ :	50	変動係数:	0.334

(i) 強度変化点判定: 砂



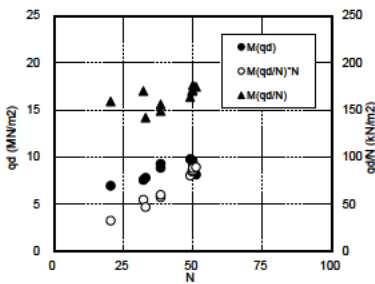
$q_a/N$ :	240	データ数:	11
$q_{amax}$ :	12,000	幾何平均:	0.992
$N_{max}$ :	50	変動係数:	0.301

(ii) 強度変化点判定: 砂れき



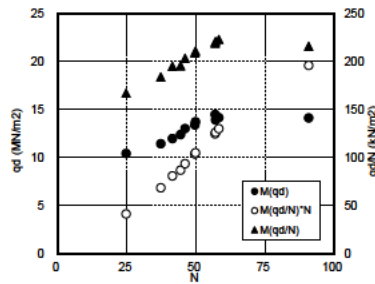
(iii) 先端抵抗力度  $q_a$  の推定線

図 4.2.6 プレボーリング杭工法の杭先端支持力式: ソイル径での評価



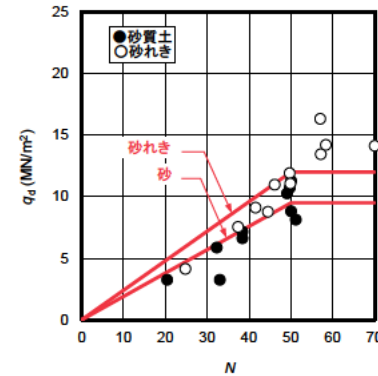
$q_a/N$ :	190	データ数:	10
$q_{amax}$ :	9,500	幾何平均:	0.921
$N_{max}$ :	50	変動係数:	0.191

(i) 強度変化点判定: 砂



$q_a/N$ :	240	データ数:	11
$q_{amax}$ :	12,000	幾何平均:	0.986
$N_{max}$ :	50	変動係数:	0.183

(ii) 強度変化点判定: 砂れき



(iii) 先端抵抗力度  $q_a$  の推定線

図 4.2.7 鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端支持力式: ソイル径での評価<sup>33)</sup>

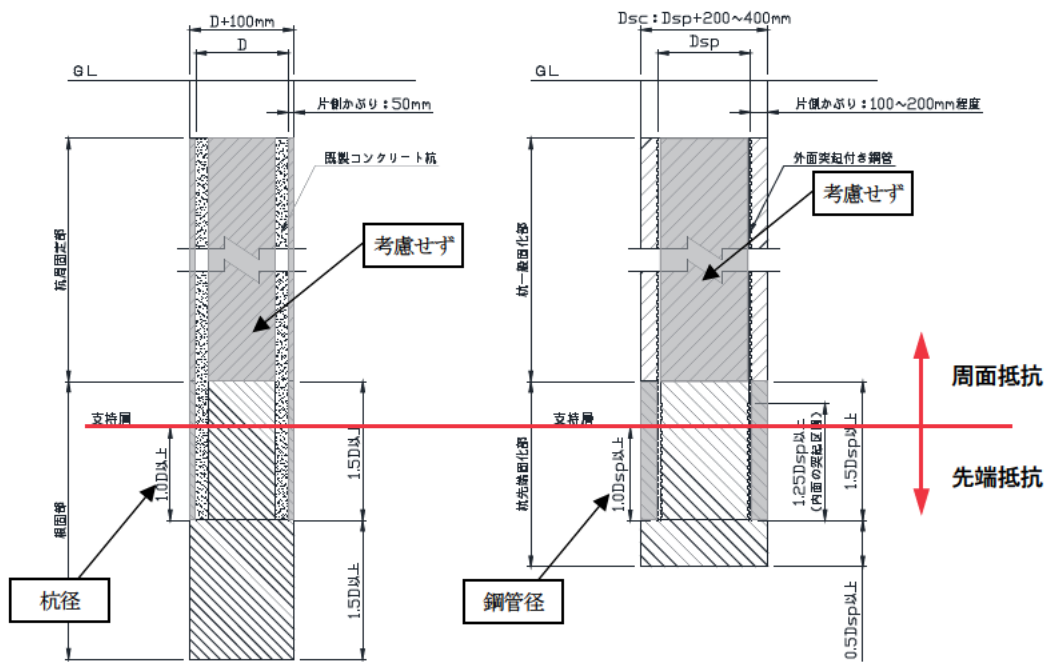
## (2) 支持層が岩盤の場合

本研究で岩盤を支持層とした新規載荷試験は、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法ともに同じ試験場所を実施したことから、支持層となる岩盤は同じ条件である。

そこで、新規載荷試験結果を用いて、両工法を比較することとする。新規載荷試験結果の詳細は**参考資料 2**を参照されたい。ただし、(1)で述べたように、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端の極限支持力を算出する上での杭先端面積の算出方法が異なることから、杭径に関する条件を設けて試験結果を整理し、比較を行った。なお、長崎県での載荷試験結果では、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端の抵抗を比較するために、両工法の杭径とソイル径の比率や杭先端から掘削下端まで長さにおける杭径比率を合わせることにした。具体的にはプレボーリング杭工法を鋼管ソイルセメント杭工法での鋼管径とソイル径の比 1.25 (1000mm/800mm) に合わせる形とし、杭径 600mm に対して掘削径は 750mm に、根固部における杭先端から掘削下端までの長さは 0.5D (D:杭径) とした。

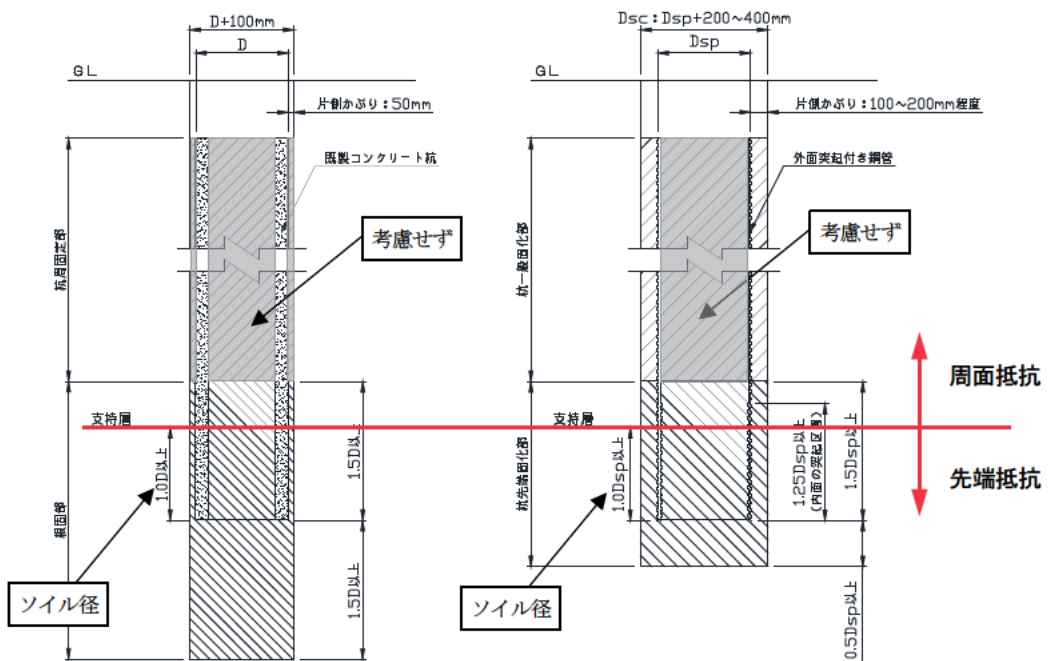
### 1) 載荷試験結果の整理方法

先端伝達荷重の評価位置（以下、先端評価位置という）について、**図 4.2.8** 及び **図 4.2.9** に示すように杭先端から杭径又は鋼管径分上方となる位置と、ソイル径分上方となる位置の 2 つのパターンで検討した。なお、先端評価位置の軸力は、各載荷荷重段階における計測結果ごとに、上下のひずみ計測断面での値を線形補間して算出した。また、軸力の算定においては杭先端支持力を杭径又は鋼管径で評価する場合は、杭径又は鋼管の外周部にある根固部又は杭先端固化部のソイルセメントは考慮しないが、杭先端支持力をソイル径で評価する場合は杭径又は鋼管の外周部にある根固部又は杭先端固化部のソイルセメントも考慮することとした。ソイルセメントの断面積を考慮する範囲を **図 4.2.8** 及び **図 4.2.9** に灰色のハッチングで示す。また、2 つのパターンでの載荷試験結果は、**4.5** でのデータ整理方法に準じて行った。



(a) プレボーリング杭工法 (b) 鋼管ソイルセメント杭工法

図 4.2.8 杭先端評価位置とソイルセメントの考慮範囲 (杭径又は鋼管径)



(a) プレボーリング杭工法 (b) 鋼管ソイルセメント杭工法

図 4.2.9 杭先端評価位置とソイルセメントの考慮範囲 (ソイル径)

2) 載荷試験の実施結果 (その1 : 長崎県)

新規載荷試験での試験杭の仕様を、プレボーリング杭工法は表 4.2.4 に、鋼管ソイルセメント杭工法は表 4.2.5 に示す。また、支持層の地盤調査結果を表 4.2.6 に示す。当初は風化軟岩での先端支持力及び施工性を確認するために本試験を計画したが、地盤調査の結果から支持層の岩盤の一軸圧縮強度が想定よりも高く、硬岩 (10MN/m<sup>2</sup>以上) 相当となった。しかしながら、対象とする工法が硬岩を確実に掘削できないことを踏まえて、軟岩に対する評価として扱うこととした。なお、地盤調査の詳細は参考資料 1、載荷試験の詳細は参考資料 2 に示す。

載荷試験結果の比較一覧を表 4.2.7 に示す。また、Weibull 分布曲線にて近似した杭頭荷重 P<sub>0</sub>。又は杭先端荷重 P<sub>p</sub> と杭頭変位 S<sub>0</sub> の関係を表 4.2.8 に示す。長崎県での載荷試験結果を分析した結果、杭頭変位が評価径の 10% での先端支持力度 q<sub>d</sub> は、杭径又は鋼管径での評価、及びソイル径での評価、それぞれで両工法を比較したところ、ほぼ同じ程度の値を示した。また、ソイル径での評価における先端支持力度 q<sub>d</sub> は、プレボーリング杭工法では約 17500kN/m<sup>2</sup>、鋼管ソイルセメント杭工法では約 18600kN/m<sup>2</sup> となり、支持層の岩盤の一軸圧縮強度 q<sub>u</sub>=14950kN/m<sup>2</sup> に対し両工法ともに同程度の値となった。

表 4.2.4 試験杭の仕様 : プレボーリング杭工法

杭種	杭径 D <sub>p</sub> (mm)	杭長 L (m)	壁厚 t (mm)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	掘削径 D <sub>c</sub> (mm)
PHC 杭	600	19.0	90	1473×10 <sup>-4</sup>	105	750

表 4.2.5 試験杭の仕様 : 鋼管ソイルセメント杭工法

杭種	鋼管径 D <sub>sp</sub> (mm)	杭長 L (m)	板厚 t (mm)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	材質	固化体径 D <sub>sc</sub> (mm)
鋼管ソイルセメント杭	800	19.5	21	5139×10 <sup>-5</sup>	SKK490	1000

表 4.2.6 支持層の地盤調査結果

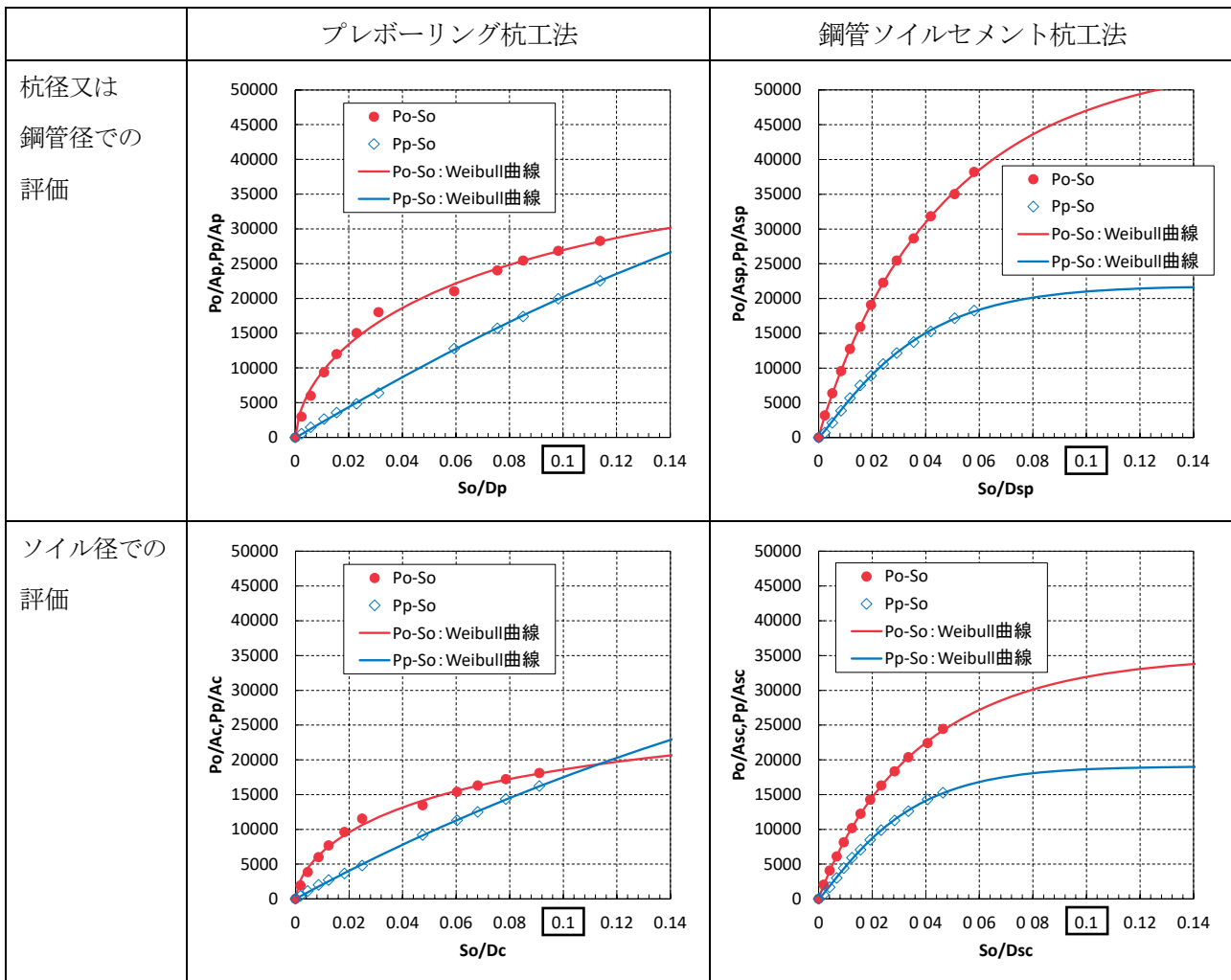
項目	調査結果	備考
支持層の岩種	砂岩	
N 値 (換算 N 値)	プレボーリング杭工法	掘削下端から掘削径の 3 倍下方の範囲
	鋼管ソイルセメント杭工法	
一軸圧縮強度 q <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	14950	計測 2 箇所 の 平均 値

表 4.2.7 載荷試験結果 比較一覧

工法		プレボーリング杭工法		鋼管ソイルセメント杭工法		
評価に用いた径		呼び	杭径	ソイル径	鋼管径	ソイル径
		mm	600	750	800	1000
実測値	杭頭荷重 : $P_{omax}$	kN	8,000.0	8,000.0	19,200.0	19,200.0
	杭頭変位 : $S_{omax}$	mm	68.29	68.29	46.45	46.45
	杭先端荷重 : $P_{pmax}$	kN	6,372.4	7,162.4	9,183.3	11,989.0
	先端支持力度 : $q_d$	kN/m <sup>2</sup>	22,537.8	16,212.3	18,269.6	15,264.9
	周面摩擦力 : $P_{omax} - P_{pmax}$	kN	1,627.6	837.6	10,016.7	7,211.0
	杭先端変位 : $S_{pmax}$	mm	52.48	52.48	16.17	16.17
極限	極限支持力 : $P_{ou}$	kN	12,260.5	12,260.5	27,588.5	27,588.5
	設計上の 極限支持力 : $P_{10}$	kN	7,623.0	8,226.0	23,646.3	25,071.6
	杭頭変位 : $S_{o10}$	mm	60.00	75.00	80.00	100.00
	杭先端荷重 : $P_{p10}$	kN	5,711.2	7,732.9	10,558.1	14,636.1
	先端支持力度 : $q_d$	kN/m <sup>2</sup>	20,199.2	17,503.7	21,004.7	18,635.3
	周面摩擦力 : $P_{10} - P_{p10}$	kN	1,911.8	493.1	10,203.3	10,435.5
	杭先端変位 : $S_{p10}$	mm	46.53	60.82	27.53	34.66
根固部の一軸圧縮強度		N/mm <sup>2</sup>	14.7		22.2	
根固部のヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	9,396	6,740 <sup>※1</sup>	12,550	

※1 ソイルセメントのヤング係数は、根固部の平均値ではなく、GL-17.625m～GL-17.775m位置の結果を用いた。

表 4. 2. 8 杭頭荷重  $P_o$  又は杭先端荷重  $P_p$  と杭頭変位  $S_o$  の関係 比較一覧



備考 1 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の比較のため、グラフは縦軸を支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )、横軸を変位と杭径の比とし、示している。

備考 2 プレボーリング杭工法

$D_p$  : 杭径(mm)、 $D_c$  : ソイル径(mm)、 $A_p$  : 杭径での面積( $\text{mm}^2$ )、 $A_c$  : ソイル径での面積( $\text{mm}^2$ )

備考 3 鋼管ソイルセメント杭工法

$D_{sp}$  : 鋼管径(mm)、 $D_{sc}$  : ソイル径(mm)、 $A_{sp}$  : 鋼管径での面積( $\text{mm}^2$ )、 $A_{sc}$  : ソイル径での面積( $\text{mm}^2$ )

備考 4 グラフ中の凡例

Po-So : 杭頭荷重と杭頭変位の関係、Pp-So : 杭先端荷重と杭頭変位の関係

### 3) 載荷試験の実施結果 (その2 : 福島県)

載荷試験での試験杭の仕様を、プレボーリング杭工法は表 4. 2. 9 に、鋼管ソイルセメント杭工法は表 4. 2. 10 に示す。また、支持層の地盤調査結果を表 4. 2. 11 に示す。なお、地盤調査の詳細は参考資料 1、載荷試験の詳細は参考資料 2 に示す。

載荷試験結果の比較一覧を表 4. 2. 12 に一覧で示す。Weibull 分布曲線にて近似した杭頭荷重  $P_0$  又は杭先端荷重  $P_p$  と杭頭変位  $S_0$  の関係を表 4. 2. 13 に示す。

福島県での載荷試験結果を分析した結果、長崎県での載荷試験結果とは異なり、鋼管ソイルセメント杭工法の先端支持力度  $q_d$  はプレボーリング杭工法に比べて杭径又は鋼管径での評価では 0.8 倍程度、ソイル径での評価では 0.7 倍程度小さくなる結果であった。この要因としては、当該地盤において複数で実施したボーリング調査結果から支持層となる岩盤が大きく不陸、傾斜していたことによる影響で、両工法における支持層となる岩盤が多少異なっていたことが考えられる。ただし、両工法における先端支持力度  $q_d$  は、支持層の岩盤の一軸圧縮強度  $q_u=1400\text{kN/m}^2$  に対し  $4q_u$  以上で、既往の知見での  $3q_u$ <sup>22)</sup> 以上となることが分かった。

表 4. 2. 9 試験杭の概要 : プレボーリング杭工法

杭種	杭径 Dp (mm)	杭長 L (m)	壁厚 t (mm)	断面積 A ( $\text{m}^2$ )	コンクリート 強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	掘削径 Dc (mm)
PHC 杭	600	15.0	90	$1473 \times 10^{-4}$	105	700

表 4. 2. 10 試験杭の概要 : 鋼管ソイルセメント杭工法

杭種	鋼管径 Dsp (mm)	杭長 L (m)	板厚 t (mm)	断面積 A ( $\text{m}^2$ )	材質	固化体径 Dsc (mm)
鋼管ソイル セメント杭	800	15.5	21	$5139 \times 10^{-5}$	SKK490	1000

表 4. 2. 11 支持地盤の諸元

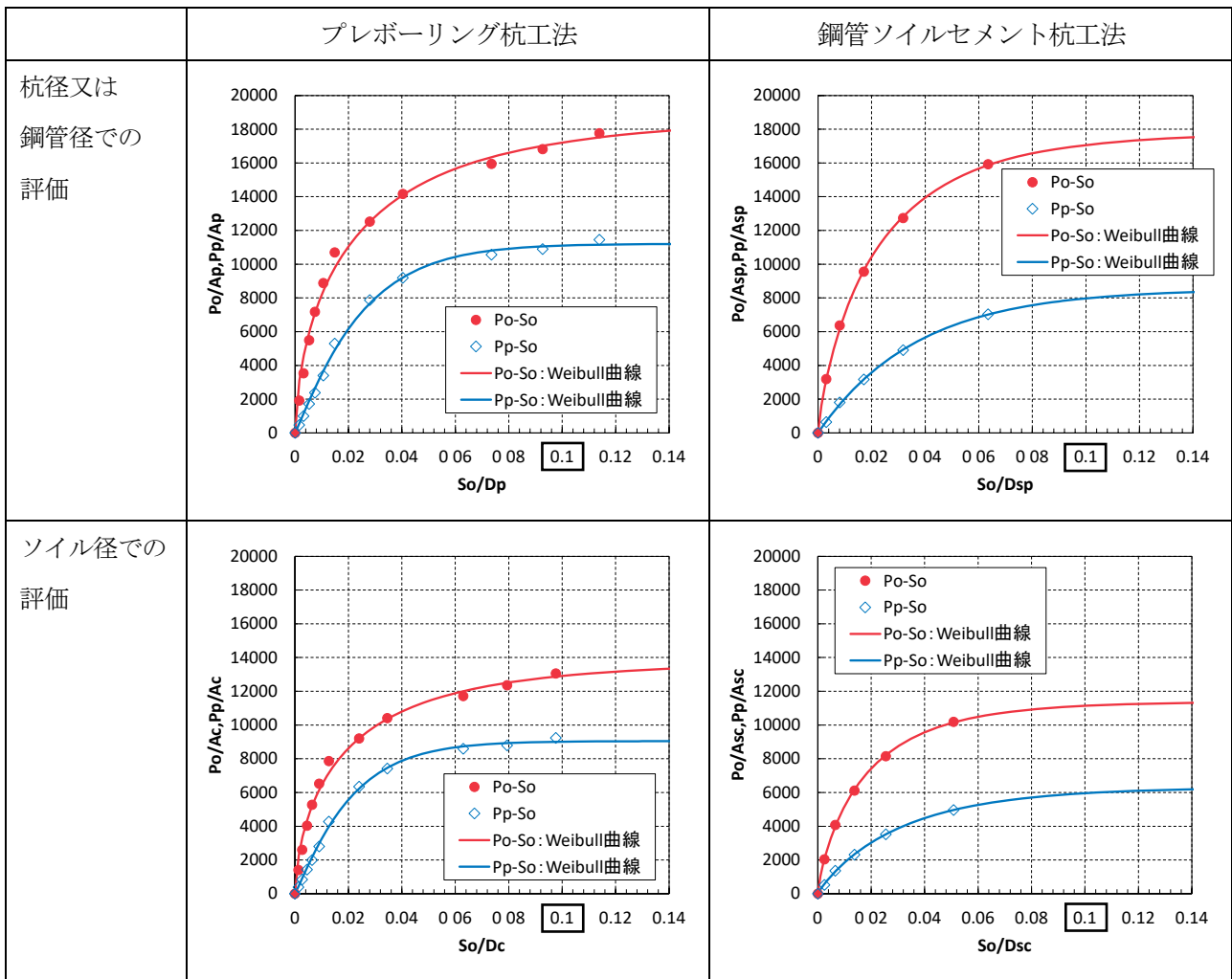
項目		調査結果	備考
支持層の岩種		堆積軟岩	
N 値 (換算 N 値)	プレボーリング杭工法	55.3	掘削下端から掘削径 の 3 倍下方の範囲
	鋼管ソイルセメント杭工法	61.8	
一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )		1400	GL-17.85m ~18.00m

表 4.2.12 載荷試験結果 比較一覧

工法		プレボーリング杭工法		鋼管ソイルセメント杭工法		
評価に用いた径		呼び	杭径	ソイル径	鋼管径	ソイル径
		mm	600	700	800	1000
実測値	杭頭荷重 : $P_{omax}$	kN	5,022.0	5,022.0	8,000.0	8,000.0
	杭頭変位 : $S_{omax}$	mm	68.33	68.33	50.77	50.77
	杭先端荷重 : $P_{pmax}$	kN	3,236.1	3,553.1	3,535.2	3,895.0
	先端支持力度 : $q_d$	kN/m <sup>2</sup>	11,445.4	9,232.5	7,033.1	4,959.3
	周面摩擦力 : $P_{omax} - P_{pmax}$	kN	1,785.9	1,468.9	4,464.8	4,104.8
	杭先端変位 : $S_{pmax}$	mm	56.38	56.38	36.93	36.93
極限	極限支持力 : $P_{ou}$	kN	5,310.0	5,310.0	8,944.8	8,944.8
	設計上の 極限支持力 : $P_{10}$	kN	4,867.0	4,967.6	8,576.8	8,747.5
	杭頭変位 : $S_{o10}$	mm	60.00	70.00	80.00	100.00
	杭先端荷重 : $P_{p10}$	kN	3,138.9	3,467.6	4,007.7	4,678.4
	先端支持力度 : $q_d$	kN/m <sup>2</sup>	11,101.6	9,010.4	7,973.1	5,956.7
	周面摩擦力 : $P_{10} - P_{p10}$	kN	1,883.1	1,554.4	4,569.1	4,069.1
	杭先端変位 : $S_{p10}$	mm	49.60	58.62	65.49	83.42
根固部の一軸圧縮強度		N/mm <sup>2</sup>	13.2		6.4	
根固部のヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	6,460.0		4,641.2	



表 4. 2. 13 杭頭荷重  $P_o$  又は杭先端荷重  $P_p$  と杭頭変位  $S_o$  の関係 比較一覧



備考 1 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の比較のため、グラフは縦軸を支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )、横軸を変位と杭径の比とし、示している。

備考 2 プレボーリング杭工法

$D_p$  : 杭径(mm)、 $D_c$  : 掘削径(mm)、 $A_p$  : 杭径での面積( $\text{mm}^2$ )、 $A_c$  : 掘削径での面積( $\text{mm}^2$ )

備考 3 鋼管ソイルセメント杭工法

$D_{sp}$  : 鋼管径(mm)、 $D_{sc}$  : 固化体径(mm)、 $A_{sp}$  : 鋼管径での面積( $\text{mm}^2$ )、 $A_{sc}$  : 固化体径での面積( $\text{mm}^2$ )

備考 4 グラフ中の凡例

Po-So : 杭頭荷重と杭頭変位の関係、Pp-So : 杭先端荷重と杭頭変位の関係

(3) 既往の載荷試験結果も含めた分析

本研究で実施した長崎県及び福島県の載荷試験結果に加えて、既往の岩盤を支持層とした載荷試験結果も含めて、データを整理し、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端支持力の比較を行った。なお、採用した試験結果の概要を表 4.2.14 に示す。また、既往の岩盤での載荷試験結果の詳細は、参考資料 3 に示す。

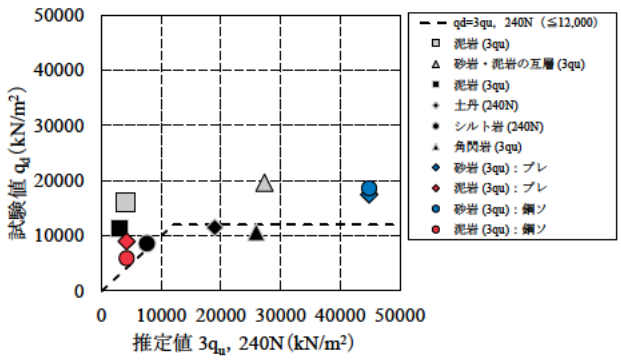
杭先端極限支持力度の試験値と推定値との関係について、杭径又は鋼管径での評価の場合を図 4.2.10 に、ソイル径での評価の場合を図 4.2.11 に示す。また、杭先端極限支持力度の推定値は、杭先端の一軸圧縮試験が実施されている載荷試験では  $q_d=3q_u^{22)}$  から推定し、杭先端の一軸圧縮強度が不明で杭先端の N 値がある載荷試験では道示IVでの砂れきから推定することとした。なお、杭径又は鋼管径での評価の場合はプレボーリング杭工法での推定式  $q_d=240N$ 、ソイル径での評価の場合は鋼管ソイルセメント杭工法での推定式  $q_d=300N$  を用いて推定している。

図 4.2.10 と図 4.2.11 において、本研究で実施した長崎県と福島県での載荷試験結果については、識別するためにプロット点を、プレボーリング杭工法ではひし形で示し、鋼管ソイルセメント杭工法では丸形で示す。また、長崎県での載荷試験結果は青色で示し、福島県での載荷試験結果は赤色で示す。

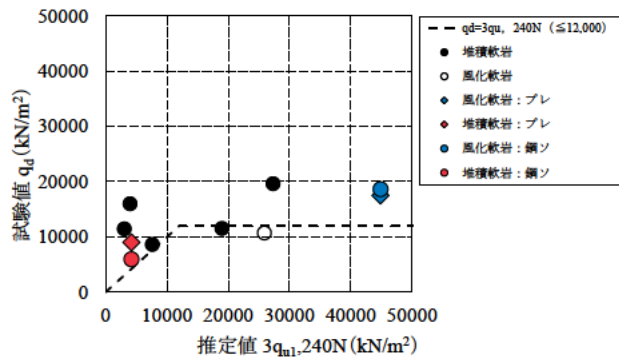
道示IVにおける砂れきでの杭先端の極限支持力度  $q_d$  の推定式（推定値）に対し、新規の岩盤での載荷試験結果（試験値）の先端支持力度は、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法ともに上回り、既往の岩盤を支持層とした載荷試験結果についても同様に試験値は推定値を上回る結果となった。

表 4.2.14 岩盤での載荷試験結果一覧

工法		プレボーリング杭								鋼管ソイルセメント杭	
試験の新旧		既往の試験						新規の試験		新規の試験	
No		26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
施工概要	杭長 (m)	9	23	29	18	18	39	17.9	14.5	18.4	15
	杭径又は鋼管径 (m)	0.60	0.50	0.50	0.30	0.45	0.60	0.60	0.60	0.80	0.80
	掘削径 (m)	0.80	0.65	0.60	0.40	0.50	0.75	0.75	0.70	1.00	1.00
地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	風化軟岩	堆積軟岩	風化軟岩	堆積軟岩
	支持層の岩種	角閃岩	泥岩	土丹	泥岩	砂岩・泥岩の互層	シルト岩	砂岩	泥岩	砂岩	泥岩
	岩級区分	D	不明	不明	CM	不明	不明	CM	CL	CM	CL
	亀裂の発達 (RQD : %)	不明	不明	不明	16	不明	不明	38	0	37	0
	風化状態	強風化	不明	不明	新鮮	不明	不明	新鮮	風化	新鮮	風化
	先端平均 N 値	64.1	83.3	79	100	300	31.7	400	55.3	458	61.8
	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	8633	1325	—	1010	9100	—	14950	1400	14950	1400

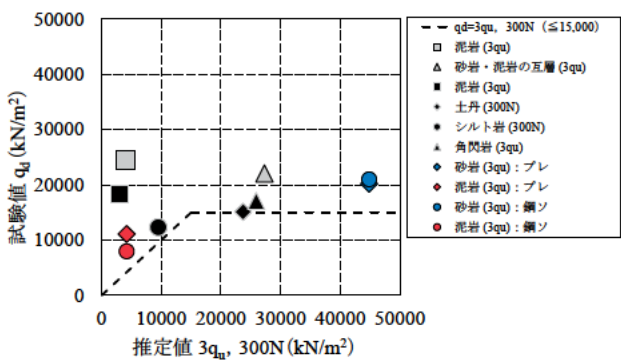


(i) 各試験結果

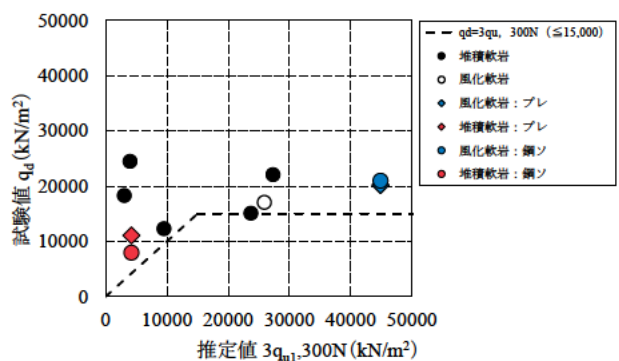


(ii) 岩盤分類別

図 4.2.10 杭先端支持力度の実測値と推定値の関係：杭径又は鋼管径



(i) 各試験結果



(ii) 岩盤分類別

図 4.2.11 杭先端支持力度の実測値と推定値の関係：ソイル径

#### 4.2.4 まとめ

岩盤における杭先端の極限支持力推定式を提案する上で、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法のグルーピングすることが可能であるか検討した。

- ① プレボーリング杭では既製コンクリート杭を用いているが、鋼管ソイルセメント杭では外面突起付鋼管が用いられており、ソイルセメント柱との一体化が図られていることから、両工法で先端評価位置より上の周面抵抗は同じと考えにくい。ただし、先端抵抗については、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法は同様の施工方法、品質、支持力機構であることから同様の抵抗機構であると考えられる。
- ② 砂・砂れきを支持層とする場合、プレボーリング杭工法での砂と砂れきにおける杭先端支持力式をソイル径で再評価を行った結果、プレボーリング杭工法における杭先端支持力式は鋼管ソイルセメント杭工法と同じとなり、プレボーリング杭と鋼管ソイルセメント杭は同等の支持力式として評価できることがわかった。
- ③ 岩盤を支持層とする場合、新規の載荷試験結果を分析した結果、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の先端支持力度は同様の傾向を示し、また既往の岩盤における載荷試験の結果と同様な結果となった。
- ④ ①～③により、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の岩盤における先端支持力機構は同等とみなせ、グルーピングして推定式を評価できることがわかった。ただし、プレボーリング杭工法は設計において既製コンクリート杭の杭径での評価であることから、ソイル径と杭径の面積比を考慮して支持力推定式を提示する必要がある。

## 4.3 中掘り杭工法コンクリート打設方式の適用性

### 4.3.1 概要

これまでの道示IV<sup>4)</sup>において中掘り杭工法の先端処理方法は、最終打撃方式又はセメントミルク噴出攪拌方式が一般的であるが、支持層が硬質粘性土や岩盤といった前記 2 方式による先端処理が難しい場合に限りコンクリート打設方式が適用されてきた。コンクリート打設方式はセメントミルク噴出攪拌方式と異なり、鋼管先端にずれ止めを設けず、鋼管内径  $d$  の 4 倍以上コンクリートを打設する先端部の仕様であるが、载荷試験による支持力確認の例がほとんどないため、支持層における施工方法の類似性から一般的に場所打ち杭の先端支持力度が準用されていた。一方で、岩盤のように大きな先端支持力が期待できる場合に、鋼管内面とコンクリートとの付着力のみでは先端閉塞が十分確保できない恐れがある。さらに、中掘り杭工法コンクリート打設方式で施工した杭基礎において、不適切な施工管理方法（特に先端処理方法）によって基礎が沈下するといった不具合が発生しており<sup>3)</sup>、適切な施工管理方法の設定が課題となっている。

そこで、本研究では中掘り杭工法コンクリート打設方式の一つとして硬岩でも施工可能なダウンザホールハンマ施工を対象に、新たに杭先端部のずれ止め仕様、施工管理方法・項目を設定した上で施工試験及び载荷試験を実施し、多数の载荷試験結果を有する場所打ち杭と施工手順や先端の抵抗構造を比較することで、中掘り杭工法コンクリート打設方式が場所打ち杭工法での先端支持力度を適用することが可能であるかを検討した。

### 4.3.2 中掘り杭工法コンクリート打設方式と場所打ち杭工法の比較

#### (1) 構造

表 4.3.1 に中掘り杭工法コンクリート打設方式と場所打ち杭工法の構造を示す。

従来の中掘り杭工法コンクリート打設方式は、上述の通り杭先端部にずれ止めが無く、鋼管内径  $d$  の 4 倍以上コンクリートを打設する仕様に対して、本研究で提案する中掘り杭工法コンクリート打設方式のダウンザホールハンマ施工では、鋼管内面にずれ止めを取り付けるとともに、根固めコンクリートを孔底から最上段ずれ止め位置の+500mm 以上打設する仕様とした。なお、ずれ止めに関する詳細な仕様は参考資料 6 を参照されたい。ダウンザホールハンマ施工とは、ダウンザホールハンマを鋼管内に挿入し、拡径ビットで岩盤を粉碎しながら鋼管を同時に沈設する施工方法である。本工法では、軸力は中間層では鋼管杭、支持層では鋼管杭とコンクリートで負担し、ずれ止めの付着耐力は先端支持力以上とする。場所打ち杭工法は、鉄筋かごとコンクリートにより杭体を構成し、軸力は全長にわたり鉄筋及びコンクリートで負担する。

#### (2) 施工

各工法の施工手順例を表 4.3.2 に示す。

中掘り杭工法コンクリート打設方式のダウンザホールハンマ施工では、鋼管先端にずれ止めを取り付けた鋼管杭の中にダウンザホールハンマをセットし、中掘り杭工法セメントミルク噴出攪拌方式におけるフリクションカッター<sup>8)</sup>相当の拡径以内（鋼管  $\phi$  800 以上の場合：掘削径  $\leq$  鋼管径+24mm）で掘削を行う。所定深

度まで掘削した後に、先端ずれ止め部の洗浄及び孔底のスライム処理を行い、先端根固め用のコンクリートを打設する。

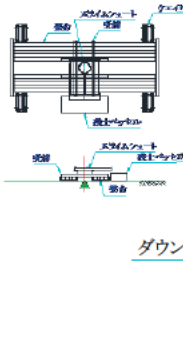

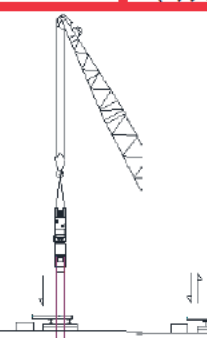
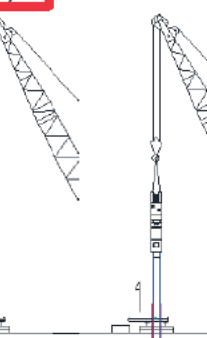
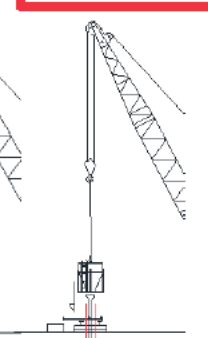
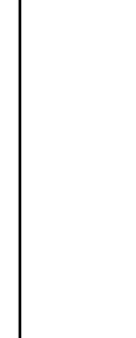
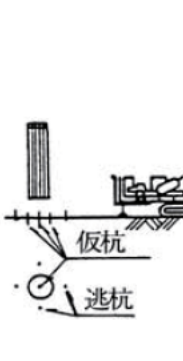

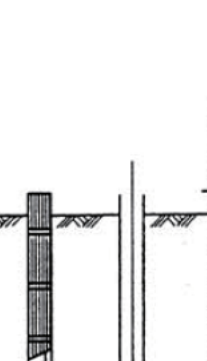
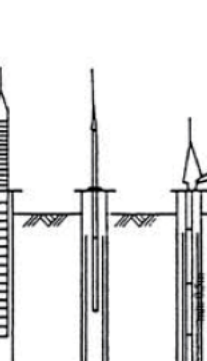
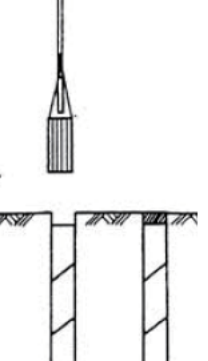
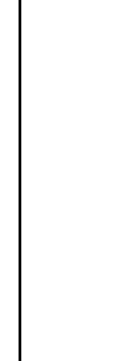
場所打ち杭工法（オールケーシング工法）では、ケーシングチューブを建込みながら所定深度まで掘削を行い、孔底処理を行った後に鉄筋かごの建込み、コンクリート打設を行う。

2工法の施工の類似点は、「原地盤の掘削・排土」、「孔底処理」、軸力や曲げへの抵抗部材である「鋼管杭・鉄筋かごの建込み」、「コンクリート打設」の工程を含むことである。特に支持層においては、岩盤を掘削して完全に排土した後にコンクリートで置換するため、**参考資料7**で詳述する支持層での施工管理を遵守した施工を行う条件のもとで、施工時に支持層へ与える影響（応力解放等）は2工法で違いはないと考えられる。

表 4.3.1 構造概要

工 法	中掘り杭工法コンクリート打設方式 (ダウンザホールハンマ施工)	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)
概 要 図		

表 4.3.2 各工法の施工手順例

工法	手順例
<p>中掘り杭工法 コンクリート打設方式</p> <p>ダウンザホールハンマ施工法</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>①導材設置</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>②ハンマセット</p>  </div> <div style="text-align: center; border: 2px solid red;"> <p>③削孔・排土</p>  </div> <div style="text-align: center; border: 2px solid red;"> <p>④管内洗浄 (エアフロー)</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>⑤ハンマ引抜き</p>  </div> <div style="text-align: center; border: 2px solid red;"> <p>⑥先端コンクリート打設</p>  </div> </div> <p>(i) <u>原地盤を掘削・排土しながら</u> (ii) <u>鋼管を建て込み</u>、(iii) <u>管内土は完全に排土</u>。          (iv) 管内洗浄・<u>孔底処理</u>を行った後に、(v) 先端部に<u>コンクリートを打設</u></p>
<p>場所打ち杭工法</p> <p>オールケーシング工法</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>①機械据付け</p>  </div> <div style="text-align: center; border: 2px solid red;"> <p>②掘削</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>③支持層確認、 根入れ掘削</p>  </div> <div style="text-align: center; border: 2px solid red;"> <p>④孔底処理 (1次処理)</p>  </div> <div style="text-align: center; border: 2px solid red;"> <p>⑤鉄筋かご 建込み</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>⑥トレミー 建込み</p>  </div> <div style="text-align: center; border: 2px solid red;"> <p>⑦生コン 打込み</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>⑧トレミー、 ケーシング チューブ 引抜き</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>⑨埋戻し</p>  </div> </div> <p>(i) ケーシングチューブを建込みながら所定長まで<u>原地盤を完全に掘削・排土</u>し、(ii) <u>孔底処理</u>を行った後に、(iii) <u>鉄筋かごを建て込み</u>、(iv) 掘削孔に<u>コンクリートを打設</u></p>

### (3) 支持力メカニズムの比較

本研究では土研資料4139号と同様に、支持層の上端位置を設計上の杭先端位置とみなすことを基本として、設計上の杭先端位置より下方の周面摩擦力は先端支持力に含まれるものと考えて評価している。

表4.3.3に支持層内における荷重抵抗を示す。2工法とも底面地盤の先端抵抗力と支持層内の周面摩擦力が先端支持力として作用する機構となっており、中掘り杭工法コンクリート打設方式の場合は、鋼管と先端根固部のコンクリートがずれ止めにより一体となって先端支持力に抵抗し、場所打ち杭工法の場合は、杭体の鉄筋とコンクリートが先端支持力に抵抗する。

したがって、中掘り杭工法コンクリート打設方式は、杭体内の土砂を排土して充填したコンクリートと杭体とを一体化して杭先端部を構築することから、杭先端部の支持力発現機構は場所打ち杭工法と概ね同様になるとみなせる。なお、新たに実施した中掘り杭工法コンクリート打設方式のダウンザホールハンマ施工による載荷試験（詳細は参考資料2を参照）の結果を場所打ち杭工法の杭先端支持力度の実測値を図4.3.1に併せて示しているが、その載荷試験の実測値は、場所打ち杭工法と同等の先端支持力度を発揮することが確認できた。岩盤の周面摩擦力は評価が困難なため、新規載荷試験では評価していないものの、硬岩においては杭底面で発揮される先端抵抗力が支配的であるため、2工法での先端支持力度に差が生じなかったと考えられる。

表 4.3.3 支持層内における荷重抵抗

工 法	中掘り杭工法コンクリート打設方式 (ダウンザホールハンマ施工)	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)
概 要 図		



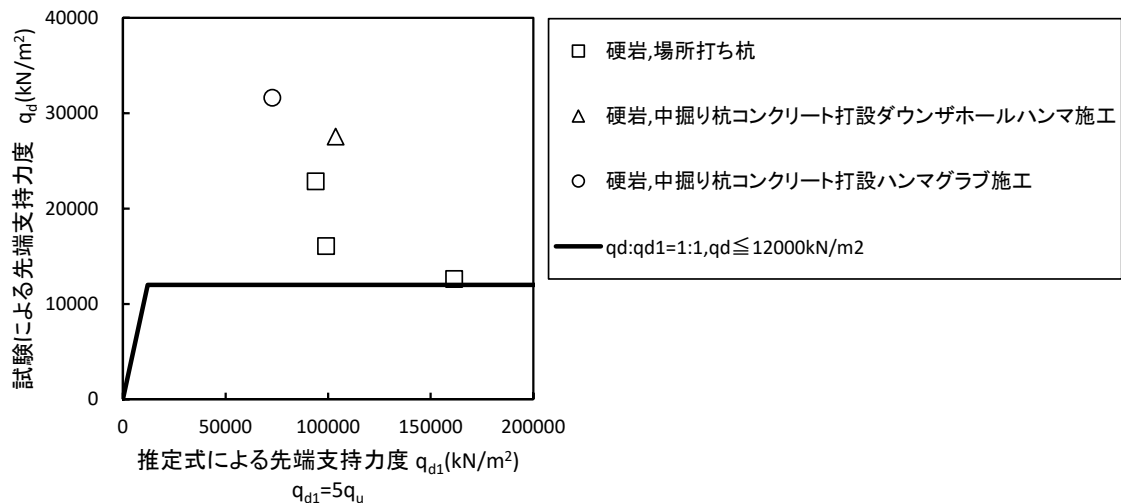


図 4.3.1 杭先端支持力度の実測値と推定値の関係

#### 4.3.3 まとめ

下記①、②の結果から、中掘り杭工法コンクリート打設方式が場所打ち杭工法での先端支持力度を適用することが可能であると考えられる。ただし、本研究で用いた中掘り杭工法の載荷試験は 2 例のため、今後は異なる岩盤条件での載荷試験を実施して評価を行っていくことが望ましい。

- ① 2 工法の施工の類似点は、「原地盤の掘削・排土」、「孔底処理」、軸力や曲げへの抵抗部材である「鋼管杭・鉄筋かごの建込み」、「コンクリート打設」の工程を含むことである。特に支持層においては、岩盤を掘削して完全に排土した後にコンクリートで置換するため、施工時に支持層へ与える影響（応力解放等）は 2 工法で差がないと考えられる。
- ② 杭先端の抵抗機構において一部異なる部分があると考えられるが、載荷試験結果で杭先端の極限支持力度を比較すると、中掘り杭工法コンクリート打設方式は場所打ち杭工法と同等の杭先端支持力度を発揮することが確認できた。その要因として、硬岩においては杭底面で発揮される先端抵抗力が支配的であるため、2 工法での先端支持力度に差が生じなかったと考えられる。

#### 4.4 載荷試験データの分析

岩盤を支持層とする杭基礎の鉛直載荷試験データには、これまで収集した載荷試験データ<sup>37)</sup> (94 件) 及び新たに関係機関より収集した載荷試験データ (9 件) の既存載荷試験 (103 件) と、本研究で新たに実施した新規載荷試験 (5 件) がある。これらの載荷試験データを用いて、先端支持力の推定式を提案することとなるが、2章での岩盤及び杭工法区分を踏まえ、また既往の研究結果<sup>37)</sup>におけるデータ選定を参考に、杭先端の極限支持力度の推定式の分析に用いるデータとしては次のいずれかの条件に該当するものは除外することを基本とした。

- ① 杭工法が不明または道路橋示方書に準拠しない杭工法のデータ
- ② 杭諸元および杭先端の地盤条件が不明なデータ
- ③ 静的載荷試験 (押し込み試験、先端載荷試験等) が行われていないデータ
- ④ 載荷荷重や変位が不明なデータ
- ⑤ 押し込み載荷試験で軸力分布が不明なデータ

表 4.4.1 に杭先端の極限支持力度の推定式の分析に用いる試験データ一覧表を示す。表では各載荷試験データの (1) 施工概要、(2) 地盤概要、(3) 載荷試験概要を示している。上記の除外条件①～⑤に該当する載荷試験データを除いたデータ数は既存及び新規載荷試験を合わせて 37 例である。表 4.4.2 に杭工法別の載荷試験データ数の内訳を示す。杭工法別に支持力推定式を提案するには一定数の試験データが必要であることから、4.2 に示すように、杭先端の支持力機構や施工法が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングを実施して、統計量の分析に必要となる載荷試験件数を合算して先端支持力の推定式を提案することとした。検討対象とする杭工法は場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)、中掘り杭工法 (コンクリート打設方式) となる。

表 4.4.2 杭工法別の載荷試験データ数の内訳

検討対象とする杭工法	全載荷試験データ数	分析に用いる試験データ数	グルーピング化による分析対象試験データ数	備考
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	26	18	18	
プレボーリング杭工法	12	8	10	
鋼管ソイルセメント杭工法	2	2		
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	20	7	7	
中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	2	2	
その他 (検討対象外の工法)	46	-	-	打込み杭、中掘り杭工法 (最終打撃方式)、回転杭、リバース工法 (掘底)、杭工法不明等
合計	108	37	37	

表4.4.1 杭先端支持力の推定式の分析に用いる試験データ一覧表

No	資料No	(1) 施工概要							(2) 地盤概要										(3) 載荷試験概要※						備考			
		杭工法	杭仕様	工法詳細	拡大掘削	杭長 (m)	杭径 (m)	載荷径 根固め径 (m)	岩盤分類	支持層の 岩種	岩級 区分	RQD (%)	風化状態	杭先端 N値	平均N値 (杭先端 ～3D区 間)	一軸 圧縮強度 q <sub>a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	準岩盤 強度 q <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 c (MN/m <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	変形係 数 E (MN/m <sup>2</sup> )	載荷試験 方法	載荷試験時の 杭頭最大荷重 P <sub>0max</sub> (kN)	載荷試験時の 杭先端上方1D 位置での最大 荷重 P <sub>1max</sub> (kN)	載荷試験時の 杭頭最大変位 S <sub>0max</sub> (mm)		載荷試験時の 杭先端最大変 位 S <sub>1max</sub> (mm)	ワイブル分布 曲線による杭 先端上方1D位 置での先端極 限支持力 R <sub>u</sub> (kN)	杭先端の 極限支持力度 q <sub>d</sub> R <sub>u</sub> /A (kN/m <sup>2</sup> )
1	5	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	34.1	1.0	—	風化軟岩	風化石灰岩	不明	不明	風化	7	37.5	—	—	—	—	—	押込み試験	2744	27	2.38	0.78	972	1237	参考値：支持層とする岩盤条件を満たさない
2	15	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	19.5	2.0	0.3	風化軟岩	風化花崗岩	D	55	風化	56	78.0	—	—	0	42.6	87.8	杭先端の 平板載荷試験	—	322	—	24.37	380	5379	本研究で追加地盤調査実施
3	22	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	24.1	1.2	1.2	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	136	136.0	—	—	—	—	—	先端載荷試験	—	7607	—	53.39	10208	9026	
4	23	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	14.3	1.2	1.2	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	150	175.0	—	—	0.208	31.1	45.8	先端載荷試験	—	8861	—	117.87	8123	7.82	
5	24	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	14.3	1.2	0.9	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	150	175.0	—	—	0.208	31.1	45.8	先端載荷試験 (部分載荷方式)	—	24.7	—	41.06	4357	6848	
6	25	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	18.6	1.2	0.6	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	125	140.3	—	—	0.081	32.1	40.7	先端載荷試験 (部分載荷方式)	—	21.6	—	209.41	1523	5388	
7	26	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	18.0	1.2	1.2	風化軟岩	強風化花崗岩	不明	不明	風化	5	69.0	—	—	—	—	35.2	先端載荷試験	—	61.8	—	243.36	3771	3335	参考値：支持層とする岩盤条件を満たさない
8	27	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	23.5	1.0	1.0	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	83	128.7	—	—	—	—	—	先端載荷試験	—	5330	—	5.74	12892	6414	
9	39	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	29.8	1.5	1.5	風化軟岩	琉球石灰岩	不明	不明	不明	8	36.7	—	—	—	—	—	先端載荷試験	—	8500	—	18.07	10661	6033	参考値：支持層とする岩盤条件を満たさない
10	40	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	18.0	1.2	0.6	新鮮岩または 亀裂の少ない岩(硬岩)	砂岩	CM	不明	不明	1500	1500	32300	—	—	—	—	先端載荷試験 (部分載荷方式)	—	3077	—	7.93	3566	12611	
11	41	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	13.5	1.2	0.52	風化軟岩	砂岩	不明	不明	不明	500	526.5	3825	—	—	—	—	先端載荷試験 (部分載荷方式)	—	24.4	—	13.77	3003	14142	
12	75	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	8.0	1.0	—	堆積軟岩	砂岩	不明	53	不明	0以上	—	1700	—	—	—	—	押込み試験	10780	684	19.35	16.99	10450	13305	
13	77	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	6.0	1.2	—	亀裂が多い岩 (硬岩)	砂岩	CM	25	不明	50以上	500	18800	—	—	—	—	押込み試験	8918	5722	7.11	5.71	25846	22853	
14	78	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	5.4	1.6	—	風化軟岩	角礫凝灰岩	不明	不明	不明	50以上	—	1660	—	—	—	—	押込み試験	14112	12703	9.63	8.24	23016	11447	
15	80	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	15.0	1.2	—	風化軟岩	角礫凝灰岩	D	45	不明	0以上	—	3500	—	—	—	—	押込み試験	12740	47.9	23.83	19.24	9677	8556	
16	83	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	11.5	1.5	—	堆積軟岩	砂岩	不明	不明	不明	167	167.0	2000	—	—	—	—	押込み試験	11466	729	26.40	24.20	16638	9415	
17	84	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	15.0	1.0	—	堆積軟岩	砂質泥岩	不明	不明	不明	191	199.6	3322	—	0.837	24.7	528.3	押込み試験	12936	948	50.27	41.64	11242	14313	
18	105	場所打ち杭	—	オールケーシング	—	41.0	1.2	1.2	亀裂が多い岩 (硬岩)	砂岩	不明	不明	不明	1500	984.5	19800	7603	—	—	—	先端載荷試験	—	7491	—	35.03	18166	16063	
19	43	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	鋼管杭	高圧噴出方式 (TN工法)	あり	52.1	0.8	0.95	堆積軟岩	土丹	不明	不明	不明	115	115.0	—	—	—	—	—	押込み試験	14700	625	89.79	42.55	5822	11.83	
20	44	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	鋼管杭	機械攪拌方式 (TAIP工法)	あり	26.0	1.0	1.012	風化軟岩	凝灰岩	不明	不明	不明	36	33.7	—	—	—	—	—	押込み試験	—	16.0	13.77	—	5516	6804	参考値：支持層とする岩盤条件を満たさない
21	85	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (NAKS工法)	あり	25.0	0.8	0.96	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	75	75.5	—	—	—	—	—	押込み試験	7350	398	22.64	8.45	7768	454	
22	86	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (DANK工法)	あり	27.0	1.0	1.2	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	67	176.9	3057	—	1.300	8.45	34	押込み試験	20286	1559	130.09	102.37	14189	18066	
23	87	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (DANK工法)	あり	32.0	1.0	1.2	堆積軟岩	シルト岩	不明	不明	不明	00	104.8	—	—	—	—	—	押込み試験	18620	1402	102.28	53.26	13734	17487	
24	88	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (DANK工法)	あり	62.0	1.0	1.2	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	214	189.4	4000	—	—	—	—	押込み試験	19600	1612	136.13	68.79	13825	17603	
25	89	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	高圧噴出方式 (STJ工法)	あり	33.0	0.8	1.1	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	65	66.4	—	—	—	—	—	押込み試験	9800	786	99.72	75.69	6661	13251	
26	42	プレボーリング杭	コンクリート杭	—	なし	9.0	0.6	0.8	風化軟岩	角閃岩	D	不明	強風化	68	64.1	8633	—	—	—	2678	押込み試験	77.0	50.4	69.03	51.10	4825	1.066	
27	90	プレボーリング杭	コンクリート杭	—	なし	23.0	0.5	0.65	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	66	83.3	1325	—	—	—	—	押込み試験	7000	590	100.00	74.60	4811	24502	
28	91	プレボーリング杭	コンクリート杭	—	なし	29.0	0.5	0.6	堆積軟岩	土丹	不明	不明	不明	79	79	—	—	—	—	—	押込み試験	6586	378	93.43	62.21	2968	5113	
29	92	プレボーリング杭	コンクリート杭	—	なし	18.0	0.3	0.4	堆積軟岩	泥岩	CM	16	新鮮	100	00.0	1010	879	0.372	29.5	115	押込み試験	2250	152	47.31	30.89	1295	18326	本研究で追加地盤調査実施
30	93	プレボーリング杭	コンクリート杭	—	なし	18.0	0.45	0.5	堆積軟岩	砂岩・泥岩 の互層	不明	不明	不明	300	300	9100	—	—	—	—	押込み試験	3920	314	39.93	—	3511	22.78	
31	94	プレボーリング杭	コンクリート杭	—	なし	39.0	0.6	0.75	堆積軟岩	シルト岩	不明	不明	不明	32	31.7	—	—	—	—	—	押込み試験	9000	399	93.61	61.58	3480	308	参考値：支持層とする岩盤条件を満たさない
32	95	プレボーリング杭	コンクリート杭	COPITA型	なし	17.9	0.6	0.75	風化軟岩	砂岩	CM	38	新鮮	300	400.0	14950	13800	—	—	974	押込み試験	8000	63.2	68.29	52.48	5711	20199	本研究で載荷試験実施
33	96	プレボーリング杭	コンクリート杭	COPITA型	なし	14.5	0.6	0.7	堆積軟岩	泥岩	CL	0	風化	48	55.3	1400	1400	0.425	27.9	99	押込み試験	5022	323	68.33	56.38	3139	1.102	本研究で載荷試験実施
34	97	鋼管ソイルセメント杭	鋼管杭	後沈設方式 (ガンテツ工法)	なし	18.4	0.8	1.0	風化軟岩	砂岩	CM	37	新鮮	500	458	149.0	13800	—	—	974	押込み試験	1920	11989	46.45	16.7	14636	18635	本研究で載荷試験実施
35	98	鋼管ソイルセメント杭	鋼管杭	後沈設方式 (HYSC工法)	なし	15.0	0.8	1.0	堆積軟岩	泥岩	CL	0	風化	48	6.8	1400	1400	0.425	27.9	99	押込み試験	8000	389	50.77	36.93	4678	5957	本研究で載荷試験実施 急速載荷試験実施
36	106	中掘り杭(コンクリート打設方式)	鋼管杭	同時沈設 (PRD-ROSE工法)	なし	23.8	0.8	—	亀裂が多い岩 (硬岩)	弱風化岩	CM	22	風化	500	500.0	207.0	20610	1.546	39.9	1524.6	押込み試験	15000	12755	71.99	21.68	13855	27564	本研究で載荷試験実施 急速載荷試験実施
37	99	中掘り杭(コンクリート打設方式)	鋼管杭	コンクリート打設	なし	27.8	1.0	—	亀裂が多い岩 (硬岩)	玄武岩	CM	不明	不明	50以上	—	14580	—	—	—	—	押込み試験	16000	15770	46.50	4.28	24841	31627	

※プレボーリング杭工法：杭径評価での値、鋼管ソイルセメント杭工法：ソイル径評価での値

表 4.4.3 に岩盤分類別の載荷試験データ数の内訳を示す。支持層とした杭先端の岩盤は、表 2.2.3 に示す岩盤条件による区分を踏まえて分類している。硬岩での載荷試験データは 5 例で、軟岩での載荷試験データは 32 例である。硬岩については場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、中掘り杭工法（コンクリート打設方式：ダウンザホールハンマ施工）で施工された杭で、軟岩については場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）で施工された杭である。なお、No.32（プレボーリング杭工法）、No.34（鋼管ソイルセメント杭工法）の岩盤は、地盤調査の結果から軟岩の目安（10MN/m<sup>2</sup>）を少し上回る一軸圧縮強度が確認された（15MN/m<sup>2</sup>）ものの、対象とする工法が硬岩を確実に掘削できないことなどから、軟岩に対する評価として一括して扱うこととした。

表 4.4.3 岩盤分類別の載荷試験データ数の内訳

岩盤分類		杭工法	分析に用いる試験データ数	
硬岩	新鮮岩または亀裂の少ない岩	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	1	5
	亀裂が多い岩	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	2	
		中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	
軟岩	風化軟岩 (圧縮性の高い風化軟岩を含む)	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	12	32
		プレボーリング杭工法	2	
		鋼管ソイルセメント杭工法	1	
		中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1	
	堆積軟岩	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	3	
		プレボーリング杭工法	6	
		鋼管ソイルセメント杭工法	1	
		中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	6	
合計			37	

表 4.4.4 に地盤調査方法別の載荷試験データ数の内訳を示す。地盤調査方法としては、岩盤から採取したコアによる観察から得られる岩級区分・RQD・風化状態の評価、標準貫入試験から得られる N 値、コア試料による室内試験または原位置試験から得られる一軸圧縮強度  $q_u$ ・準岩盤強度  $q_u'$ ・粘着力  $c$ ・内部摩擦角  $\phi$ ・変形係数  $E$  に分類している。全ての地盤調査方法を実施しているデータは 5 例（No.15、No.29、No.33、No.35、No.36）と少なく、その多くが一部もしくは幾つかの地盤調査方法しか実施されていない。3.4 に示すように支持力評価に必要な地盤調査方法として、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験または多段階三軸圧縮試験、標準貫入試験が挙げられており、載荷試験データにおけるこれらの内訳としては一軸圧縮試験が 21 例、三軸圧縮試験または多段階三軸圧縮試験が 10 例、標準貫入試験（具体的な数値が不明なものは除く）が 32 例である。

表 4.4.4 地盤調査方法別の載荷試験データ数の内訳

地盤調査法	杭工法	分析に用いる 試験データ数	
標準貫入試験 (N値)	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	14	32
	プレボーリング杭工法	8	
	鋼管ソイルセメント杭工法	2	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	7	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
一軸圧縮試験 (一軸圧縮強度 $q_u$ )	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	9	21
	プレボーリング杭工法	6	
	鋼管ソイルセメント杭工法	2	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	2	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	
風化、亀裂に対する 一軸圧縮強度の補正 (準岩盤強度 $q_{u'}$ )	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	1	7
	プレボーリング杭工法	3	
	鋼管ソイルセメント杭工法	2	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
三軸圧縮試験もしくは 多段階三軸圧縮試験 (粘着力 $c$ 、内部摩擦角 $\phi$ )	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	5	10
	プレボーリング杭工法	2	
	鋼管ソイルセメント杭工法	1	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
ボーリング孔内での 水平載荷試験もしくは 供試体の一軸または 三軸圧縮試験から推定 (変形係数 $E$ )	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	6	14
	プレボーリング杭工法	4	
	鋼管ソイルセメント杭工法	2	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
コア観察による 岩級区分	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	4	12
	プレボーリング杭工法	4	
	鋼管ソイルセメント杭工法	2	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	
コア観察による RQD	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	4	10
	プレボーリング杭工法	3	
	鋼管ソイルセメント杭工法	2	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
コア観察による 風化の状態	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	8	15
	プレボーリング杭工法	4	
	鋼管ソイルセメント杭工法	2	
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	

表 4.4.5 に載荷試験方法別の載荷試験データ数の内訳を示す。載荷試験方法としては、地盤工学会基準<sup>38)</sup>に記載されている「押し込み試験」、「先端載荷試験」、「先端載荷試験（部分載荷方式）」と、杭先端において行われた平板載荷試験である「杭先端の平板載荷試験」がある。なお、図 4.4.1 に示すように「先端載荷試験」と「先端載荷試験（部分載荷方式）」の違いは先端ジャッキ位置と載荷径である。

その内訳としては押し込み試験が 26 例、先端載荷試験が 6 例、先端載荷試験（部分載荷方式）が 4 例、杭先端の平板載荷試験が 1 例である。なお、押し込み試験以外の試験方法は、試験方法の特性からすべて場所打ち杭工法（オールケーシング工法）にて施工された杭に対して実施されている。また参考資料 8 に示すように、岩を支持層とする杭基礎の動的載荷試験の適用性を検討する目的で、押し込み試験が終了した杭に対して急速載荷試験を実施し、両試験の支持力を比較した事例が 2 例あるが、本章では押し込み試験で得られた結果を分析に用いている。本研究で新規に実施した載荷試験結果の詳細については参考資料 2 を参照されたい。

表 4.4.5 載荷試験方法別の載荷試験データ数の内訳

載荷試験方法	杭工法	分析に用いる試験データ数
押し込み試験	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	7
	プレボーリング杭工法	8
	鋼管ソイルセメント杭工法	2
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	7
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2
先端載荷試験	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	6
先端載荷試験 (部分載荷方式)	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	4
杭先端の平板載荷試験	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	1
合計		37

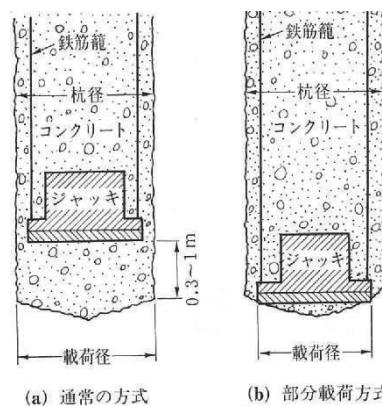


図 4.4.1 先端載荷試験における通常の方式と部分載荷方式の違い<sup>38)</sup>

参考資料3の表参 3.1～表参 3.37 に個々の載荷試験概要とボーリング柱状図を示す。表中の概略で記載しているボーリング柱状図には、杭姿図（杭頭深度、杭先端深度）、支持層上端位置、杭先端の極限支持力度の推定に用いた一軸圧縮強度や三軸圧縮強度の試験位置もあわせて記載している。なお、3.2.1に示す支持層とする岩盤条件を満たさない載荷試験データは、表中に支持層上端位置を記載していない。支持層とする岩盤条件を満たさない要因としては、杭が支持層に未到達もしくは杭先端付近に弱層が存在するものである。

ここで、本報告書では支持層とする岩盤条件を満たさない載荷試験データについては、参考値として杭先端の極限支持力度の推定式を提案する際のデータからは除外することとした。理由としては、過去に沈下や傾斜等の不具合が発生した事例は支持層とする岩盤条件を満たしていなかったこと（3.2.3参照）、支持層発現後もしくは杭先端付近に亀裂や風化等による弱層が出現することで、想定よりも先端支持力が小さくなることが想定され、岩盤における杭先端の極限支持力度の評価に大きな影響を与えること、道示IVでは杭先端の極限支持力度の特性値は支持層に杭径以上根入れした条件の載荷試験結果の分析に基づき規定されていることとの整合性が挙げられる。表 4.4.6 に杭先端の極限支持力度の推定式を提案する際の採用値と参考値の内訳を示す。参考値は場所打ち杭工法（オールケーシング工法）で3例、プレボーリング杭工法で1例、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）で1例の計5例である。

表 4.4.6 杭先端の極限支持力度の推定式を提案する際の採用値と参考値の内訳

検討対象とする杭工法	分析に用いる試験データ	支持層とする岩盤条件を満たさない載荷試験データ(参考値)	採用値	グルーピング後の採用値	備考
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	18	3	15	15	参考値: No.1、No.7、No.9
プレボーリング杭工法	8	1	7	9	参考値: No.31
鋼管ソイルセメント杭工法	2	0	2		
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	7	1	6	6	参考値: No.20
中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	0	2	2	
合計	37	5	32	32	

#### 4.5 载荷試験における杭先端の極限支持力度（試験値）の評価方法

設計上の地盤から決まる杭の極限支持力の特性値  $R_u$  を推定するための支持力推定式は、極限支持力の特性値  $R_u$  を先端支持力（第1項）と周面摩擦力（第2項）との和で表した式（4.5.1）が道示IVで示されており、杭の寸法（杭径、杭長）から決まる杭体、ソイルセメント柱の先端及び周面の表面積に、杭工法や地盤の種類・強度に応じて定められた杭先端の極限支持力度及び最大周面摩擦力度の特性値（ $q_d, f_i$ ）を乗ずることによって極限支持力が推定できるようになっている。

本研究では、道示IVとの整合を踏まえて支持力推定式は、式（4.5.1）とし、岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の特性値  $q_d$  の推定式を提案する。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \dots \dots \dots (4.5.1)$$

ここに、

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)

$q_d$  : 杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)、ただし鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径を有効径として求める。

$U$  : 杭の周長 (m) ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱の周長とする。

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する  $i$  層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する  $i$  層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m<sup>2</sup>)

##### 4.5.1 杭先端支持力として扱う範囲

杭先端支持力は、载荷試験で計測された杭体の深度方向の軸力（軸ひずみ×軸剛性  $EA$ ）を用いて評価される。杭体下端の軸力を直接計測するのは困難であるため、何らかの方法によって杭体軸力を外挿してこれを予測せざるを得ない。しかし、外挿の方法そのものや、杭体以外の根固部等の軸剛性の評価方法によって予測値は不確実なものとなる。

よって、ここでは文献 39) と同様に、支持層の上端位置を設計上の杭先端位置とみなすことを基本として、図 4.5.1 に示すように、設計上の杭先端位置より下方の周面摩擦力は先端支持力に含まれるものと考え、これによって杭体軸力の外挿の不確実性を極力排除することとした。

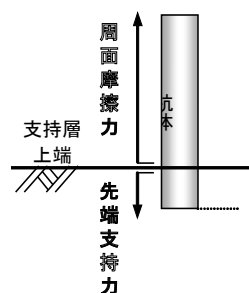


図 4.5.1 先端支持力の考慮範囲の基本的な考え方



#### 4.5.2 荷重-変位関係とデータの扱い

道示IVでは、杭の鉛直載荷試験で得られた杭頭部の荷重と変位の関係が変位軸に平行になったときの荷重を極限支持力とし、杭頭部の変位が杭径の10%を超えても荷重と変位の関係が変位軸に平行とみなせない場合には、杭頭部の変位が杭径の10%に達したときの荷重を極限支持力とすると定めている。杭頭部の荷重と変位の関係に関連づけて規定されている理由は、基礎の沈下量が上部構造に与える影響を考慮するためである。このことから、杭先端の極限支持力度の評価においても杭先端荷重と杭頭変位の関係で整理することが原則となる。

先に示した 37 例の載荷試験データのうち場所打ち杭工法（オールケーシング工法）では、先端載荷試験のデータが複数例あり、先端載荷試験の特性よりジャッキ下端での杭先端変位は計測されているものの、杭頭部においては押し込み試験と逆方向（押し上げ方向）に変位が生じることから、押し込み試験に相当する杭頭変位（押し込み方向）の推定が必要となる。既往の研究<sup>37)</sup>では、杭頭変位が杭径の10%のときの杭先端変位を求め、図4.5.2に示すように杭頭変位が10%のときの杭先端変位の中央値が9%であったため、このときの杭先端荷重を極限支持力とみなしていた。本研究においても、既往の研究と同様に、この考え方を適用することとした。

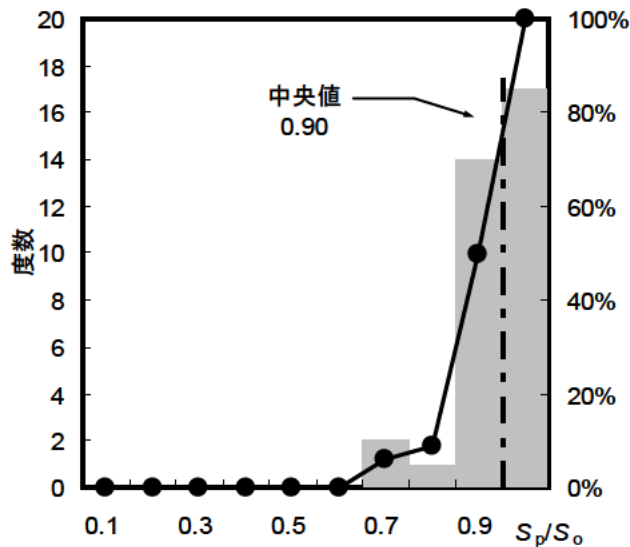


図 4.5.2 場所打ち杭工法における杭径の10%変位時の杭頭変位  $S_o$  に対する杭先端変位  $S_p$  の比 ( $S_p/S_o$ ) の度数分布<sup>37)</sup>

極限支持力や降伏支持力は、一般には載荷試験で得られる  $\log P$ - $\log S$  関係の変曲点とする方法等から判定されるが、極限支持力の判定結果の人為的誤差を排除するために、本報告書では既往の研究<sup>33)37)</sup>を参考にし、宇都らの提案している Weibull 分布曲線<sup>40)</sup>によって近似もしくは外挿した曲線を用いて荷重-変位を整理する。Weibull 分布曲線は式(4.5.2)で表される。

$$\frac{P_o}{P_{ou}} = 1 - e^{-\left(\frac{S_o/D}{S_{os}/D}\right)^m} \dots \dots \dots (4.5.2)$$

- ここに  $P_o$  : 杭頭における任意の軸方向荷重 (杭頭荷重)  
 $P_{ou}$  : 杭頭における極限支持力  
 $e$  : 自然対数の底  
 $S_o$  : 任意の杭頭荷重によって生ずる杭頭変位  
 $S_{os}$  : 杭頭変位の特性値  
 $D$  : 杭径  
 $m$  : 変位指数

荷重-変位関係を Weibull 分布曲線で近似もしくは外挿して整理を行う上で、外挿された曲線が信用できるものであるとみなすためには、個々の載荷試験において杭の最大荷重付近まで載荷されていることが望ましい。文献 33) では Weibull 分布曲線での極限支持力  $P_{10}$  (杭頭変位が杭径の 10% に達する時の荷重) を実測値とみなす観点において十分な載荷がなされたと考えることのできる条件としては表 4.5.1 に示す条件を満足するものを対象としている。本研究で対象とする個々の載荷試験データを見ると、載荷試験方法や載荷荷重レベルが異なるため、載荷試験の種類や載荷荷重レベルに応じたデータの整理方法に関するフロー図を図 4.5.3 に示す。載荷試験の種類で押込み試験と先端載荷試験 (杭先端の平板載荷試験、先端載荷試験 (部分載荷方式) 含む) に分類して整理し、載荷荷重レベルの違いで極限支持力まで載荷されているか否かで分類した。載荷されていない場合は、表 4.5.1 に示すように杭先端荷重が Weibull 分布曲線で求められる降伏荷重 ( $0.63P_{10}$ ) の 1.2 倍以上か未満かで分類している。ここで、文献 37) では杭先端荷重が Weibull 分布曲線で求められる降伏荷重の 1.2 倍を満たさない場合 (整理方法③、⑥) には、極限支持力の推定精度が悪くなることが懸念されることから、参考値として扱われた。ただし、岩盤の場合には一般に発揮される先端支持力が非常に大きく、結果として条件を満たさない場合も少なくない。また、支持力推定式を提案する上では載荷試験データ数が多いほど信頼性が高くなり、できるだけ多くの岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験データに対して検証が行えるように配慮する観点から、整理方法③、⑥の場合でも統計量の分析に必要となる載荷試験データとする考え方もできる。本研究では、整理方法③、⑥に分類される載荷試験データの扱いに関しては、推定された極限支持力が不自然に大きな値になっていないかを確認しつつ、後者の考え方にに基づき検討することとした。

表 4.5.1 データの採用条件<sup>33)</sup>

採用条件	内容
条件-1	杭頭における実測最大荷重 $P_{omax}$ が、杭頭変位が杭径の 10% に達した時の杭頭荷重 $P_{10}$ の 76% 以上であるもの ( $P_{omax} \geq 1.2 \times 0.63P_{10} \doteq 0.76P_{10}$ )

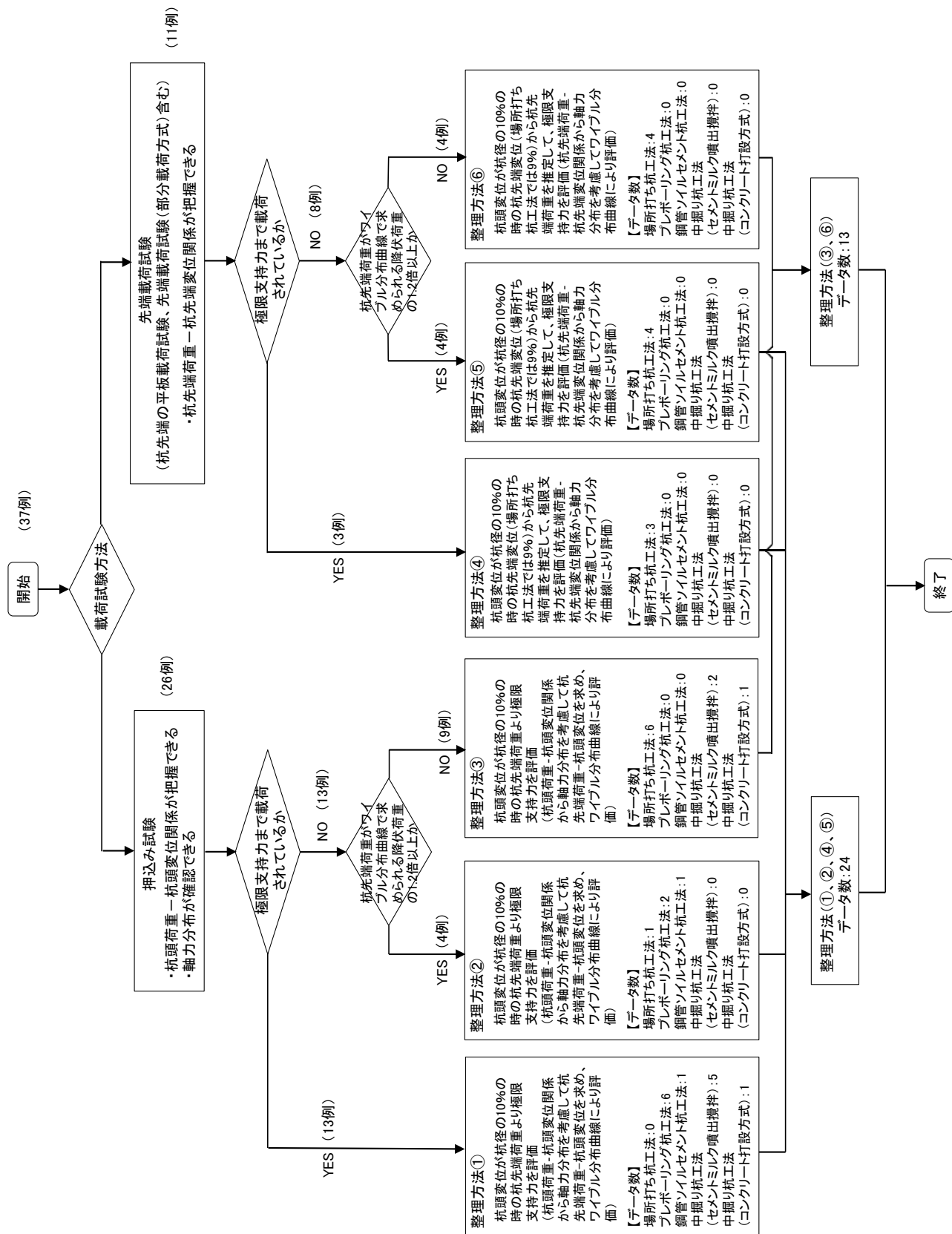


図4.5.3 載荷試験データ整理方法に関するフロー図

#### 4.5.3 杭先端の極限支持力度の特性値の評価に用いる地盤定数

道示IVでは、地盤の種類が砂・砂れきを対象とする杭先端の極限支持力度の特性値は表4.5.2に示すように標準貫入試験から得られるN値との関係式で評価されている。

これに対して、3.4では岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の特性値 $q_d$ を推定する地盤定数としては、亀裂や風化などを考慮した上で一軸圧縮強度 $q_u$ やN値が指標値となることを提案している。

よって、本研究では、岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の特性値 $q_d$ を推定する際に用いる地盤定数として、一軸圧縮強度 $q_u$ およびN値を用いることとする。ここで、一軸圧縮強度 $q_u$ およびN値の検討方法について以下に示す。

表 4.5.2 道路橋示方書における杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m<sup>2</sup>)

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 $q_d$
打込み杭工法	粘性土	90 N (≦ 4,500)
	砂	130 N (≦ 6,500)
	砂れき	130 N (≦ 6,500)
場所打ち杭工法	粘性土	110 N (≦ 3,300)
	砂	110 N (≦ 3,300)
	砂れき	160 N (≦ 8,000)
中掘り杭工法*	砂	220 N (≦ 11,000)
	砂れき	250 N (≦ 12,500)
プレボーリング杭工法	砂	240 N (≦ 12,000)
	砂れき	300 N (≦ 15,000)
鋼管ソイルセメント杭工法	砂	190 N (≦ 9,500)
	砂れき	240 N (≦ 12,000)
回転杭工法 (1.5倍径)	砂	120 N (≦ 6,000)
	砂れき	130 N (≦ 6,500)
回転杭工法 (2.0倍径)	砂	100 N (≦ 5,000)
	砂れき	115 N (≦ 5,750)

ここに、N：標準貫入試験のN値

\*：セメントミルク噴出攪拌方式における特性値である。なお、最終打撃方式では打込み杭工法の特性値を適用する。

##### (1) 一軸圧縮強度 $q_u$ の算定範囲と準岩盤強度

一軸圧縮強度 $q_u$ は、岩盤の亀裂や風化などによって、深度方向および水平方向で変化するおそれがある。このため、採用する $q_u$ は道示IVにおけるN値の算定範囲との整合を踏まえて、杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲で実施した一軸圧縮試験、三軸圧縮試験もしくは多段階三軸圧縮試験の結果から得られる値を用いることとし、この範囲で複数試験を実施している場合には平均値を採用することとした。

一軸圧縮強度の亀裂や風化に対する補正として用いられる準岩盤強度については、表4.4.4に示すように載荷試験データで実施されている件数が7例と少ないことから、支持力推定式では載荷試験データで実施されている件数が21例と多い一軸圧縮強度の値を用いることとした。

(2) N 値の算定範囲と換算 N 値

道示IVで対象とする杭基礎の先端地盤は砂および砂れきであり、N 値の算定範囲は杭体先端から杭径の 3 倍下方までの範囲での平均値としている。これは既往の研究結果<sup>41)42)43)</sup>を参考にして、実験結果や解析結果に基づき杭先端支持力に影響する深度方向の範囲から設定されている。そこで、杭基礎の先端地盤が岩の場合においても、同様に N 値の算定範囲を先端支持力に影響する範囲から設定することとした。文献 44) では、打撃工法（先端閉塞）で施工された杭径 400mm の杭先端周辺の岩盤の応力伝達経路を把握するため、岩を模擬したソイルセメント（ $q_u=1660\text{kN/m}^2$ ）内にモールドゲージを設置して、載荷試験時の岩盤のひずみを測定した結果、図 4.5.4 に示すように均質な地盤条件では杭体先端から杭径の 2~3 倍下方まで圧縮ひずみが発生することが確認された。このことから、亀裂や風化などの影響が少ない均質な岩盤条件においては、N 値の算定範囲を道示IVで示されている杭体先端から杭径の 3 倍下方までの範囲での設定することは妥当であると考えられる。一方で、杭体先端から杭径の 3 倍下方までの範囲内で、深度方向に岩の強度（N 値）や岩級区分等が極端に強くなる場合においては、N 値を過大に評価することになるために注意が必要である。

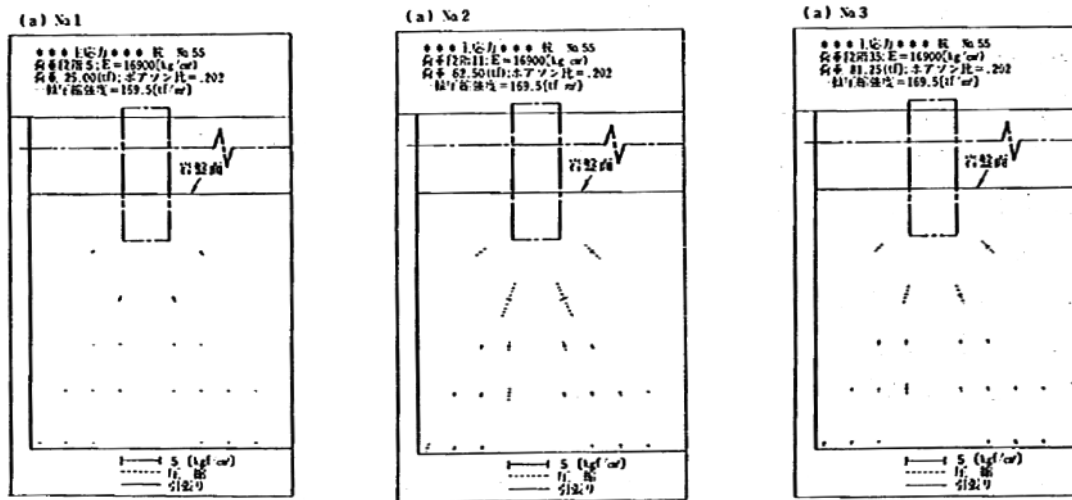


図 4.5.4 地盤内の主応力分布図<sup>44)</sup>

載荷試験データにおいては、N 値が 50 以上となるデータがほとんどであり、50 回打撃時の貫入量が示されているものについては、式 (4.5.3) により求められる換算 N 値を用いることとした。

$$\text{換算 N 値} = 50 \text{ 回} \times 30 \text{ cm} / (\text{50 回打撃時の貫入量 cm}) \dots \dots \dots (4.5.3)$$

#### 4.6 杭先端の極限支持力度の特性値の推定式の検討

杭先端の極限支持力度の特性値の推定式は、載荷試験データを用いて、岩盤区分・杭工法区分に応じて、地盤調査方法から得られた  $q_u$  値または N 値との関係式として提案する。

表 4.6.1 に推定式を提案する上での各種条件の組合せを示す。これまでに検討した内容を踏まえて、軟岩については、生成年代の違いを実務設計で明確に判別することが困難であることから、風化軟岩と堆積軟岩で同じ推定式にすることとした。また、3.2.3での検討結果から圧縮性の高い風化軟岩についても風化軟岩と堆積軟岩と同じ推定式にすることとした。硬岩については、実務で施工が可能と考えられる場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での載荷試験データが限られていることから、軟岩の推定式との関係を検討することとした。中掘り杭工法（コンクリート打設方式）は、工法全体としての2例しか載荷試験データがないことから場所打ち杭工法（オールケーシング工法）の推定式との関係を確認することとした。

表 4.6.1 推定式を提案する上での各種条件の組合せ

杭工法	岩盤区分	支持力推定に用いる地盤定数	備考
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	硬岩	一軸圧縮強度 $q_u$	
	軟岩	一軸圧縮強度 $q_u$ N値	
プレボーリング杭工法	軟岩	一軸圧縮強度 $q_u$ N値	グルーピングして 推定式を検討
鋼管ソイルセメント杭工法	軟岩	一軸圧縮強度 $q_u$ N値	
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	軟岩	一軸圧縮強度 $q_u$ N値	
中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	硬岩	一軸圧縮強度 $q_u$	

※硬岩：新鮮岩または亀裂の少ない岩、亀裂が多い硬岩

※軟岩：風化軟岩（圧縮性の高い風化軟岩を含む）、堆積軟岩

一方、岩盤を支持層とする基礎の支持力を理論的に求める方法として、Terzaghi の支持力公式による方法がある。この条件より導かれた杭先端の極限支持力度の評価式  $3q_u$  が一般的に設計で用いられている。岩種に関わらず岩盤を支持層とする場合において、岩盤の粒子間が固着した支持地盤としてこの評価式を適用することは、クーロンの破壊規準の観点からも矛盾がないと考えられる。なお、平成 24 年の道示IVの解説で粘性土 ( $N \geq 20$ ,  $q_u \geq 0.4N/mm^2$ ) を支持層とする場所打ち杭の杭先端の極限支持力度の推定式として示していた  $3q_u$  も、この支持力公式から導かれたものである。

#### 4.6.1 推定式の算定方法

推定式を算定する際の杭先端面積  $A$  の設定については、道示IVに準じることとし、グルーピングして検討するプレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法では杭径を有効径として  $q_d$  を推定する場合とソイルセメント柱径を有効径として  $q_d$  を推定する場合の2つについて検討する。

文献 33) では近年確立されているバイリニア型の支持力推定線を前提として、次の要領で推定式の算定方法を標準化した。そこで、本研究ではこの方法に準じて、支持力推定式を算定する。

- 1) 強度-地盤定数関係は、2次勾配を有しないバイリニアモデルとする。すなわち、ある  $N$  値を境界とし、 $q_d$  値または  $N$  値の増加に伴い強度が上昇する領域（領域1）と  $N$  値の増加に関わらず強度が上昇しない領域（領域2）があるとする。
- 2) 領域1における推定線の勾配は、領域1に含まれるデータの平均勾配とし、領域2における推定線は、領域2に含まれるデータの平均強度線とする。
- 3) 図4.6.1(a)に示すように「領域1における推定線」と「領域2における推定線」とが2つの境界線上で交わるように境界線の位置を決定するためには、バイリニアモデルにおける強度変化点を適切に定める必要があり、境界線の位置が不適切であると、2つの領域における推定線が境界線上で交差ししない（図4.6.1(b)(c)）。そこで、強度変化点は、図4.6.2(b)に示す強度変化点判定図を利用して定める。
- 4) 図4.6.2(b)に示すように、領域1と領域2の境界  $N$  値を任意に仮定し、平均勾配（○分布）と平均強度（●分布）の分布図において○分布と●分布の交点を強度変化点とする。ここに、○分布は  $N$  値の小さなデータから順に採用した平均勾配線上端の分布であり、●分布は  $N$  値の大きなデータから順に採用した平均強度の分布である。
- 5) 図4.6.2(b)において明確な強度変化点が得られなかった場合には、杭先端の極限支持力度  $q_d$  では  $N$  値の大きな範囲（領域2）を重視して平均強度（●分布）の傾向を優先することにより強度変化点を定める。

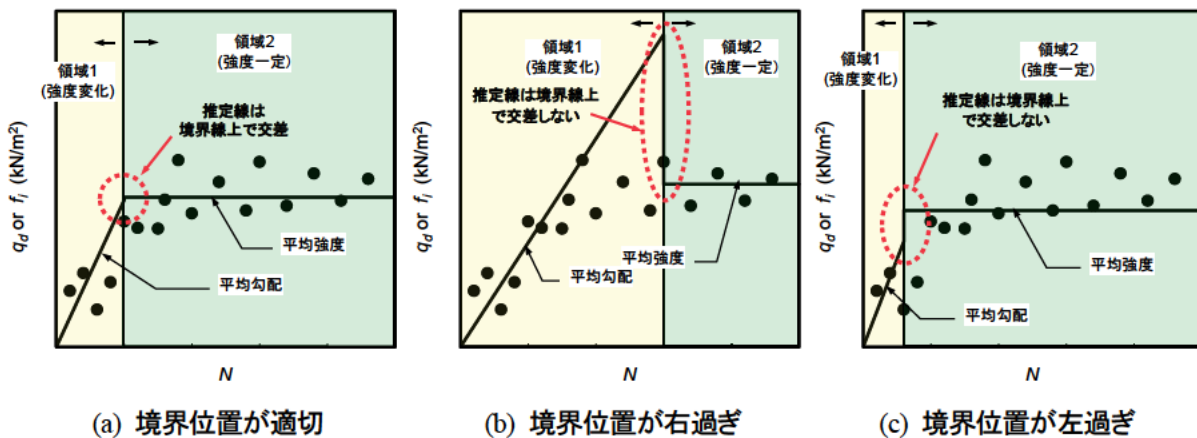


図 4.6.1 バイリニア関係と仮定する場合の強度係数決定法の例<sup>33)</sup>

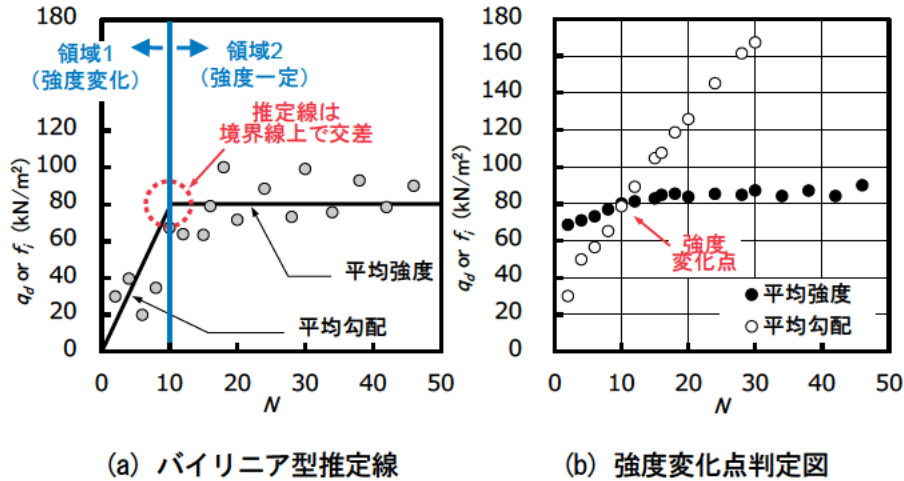


図 4.6.2 強度変化点判定図を利用した推定線の算定例<sup>33)</sup>

また、文献 33) を参考に前述の標準化した方法に加えて以下の点を考慮して強度変化点を定めた。

- ① 図 4.6.2 (b) の右軸に、推定式の強度係数 (▲分布) を追加し、強度係数が一定の値に収束する点を参考とする。なお、ある N 値における強度係数 (▲分布) にその N 値を掛けたものが平均勾配 (○分布) である。
- ② データの空白部があり強度変化点の判定が困難なものについては、○分布や●分布に対して、線形近似曲線や多項式近似曲線を用いることによりデータ空白部を補てんする。
- ③ ○分布と●分布の交点が得られない場合には、○分布と●分布が最も接近する点を交点とみなす。
- ④ 図 4.6.2 (b) から定める強度変化点は、換算 N 値の信頼性を考慮して上限値を  $N=300$  とする。また、支持層とする岩盤条件を考慮して下限値を  $N=50$  とする。

次節以降に示す強度変化点判定図内には、データ数  $n$ 、算定式による推定値とデータ実測値との推定比 (=実測値/推定値) の統計量として幾何平均  $GM$ 、変動係数  $CV$  を示している。なお、平均勾配 (○分布) や平均強度 (●分布) の傾向を差し置いて  $GM$  が 1.0 に最も近づくような点を狙って強度変化点を定めてしまうと、杭工法の工学的強度特性を誤って評価しかねない<sup>33)</sup> ことを踏まえて、本研究においても上述の方法で強度変化点を定めた上で、 $GM$  を計算した。



#### 4.6.2 推定式の算定と提案結果

##### (1) 载荷試験データに基づく推定式の算定

標準化した推定式の算定方法により、強度変化点判定図を作成し、杭先端の極限支持力度の特性値  $q_d$  の強度変化点を定め、地盤定数に応じて推定式を算定する。一軸圧縮強度  $q_u$  からの推定について図 4.6.3 に、 $N$  値からの推定について図 4.6.4 に示す。

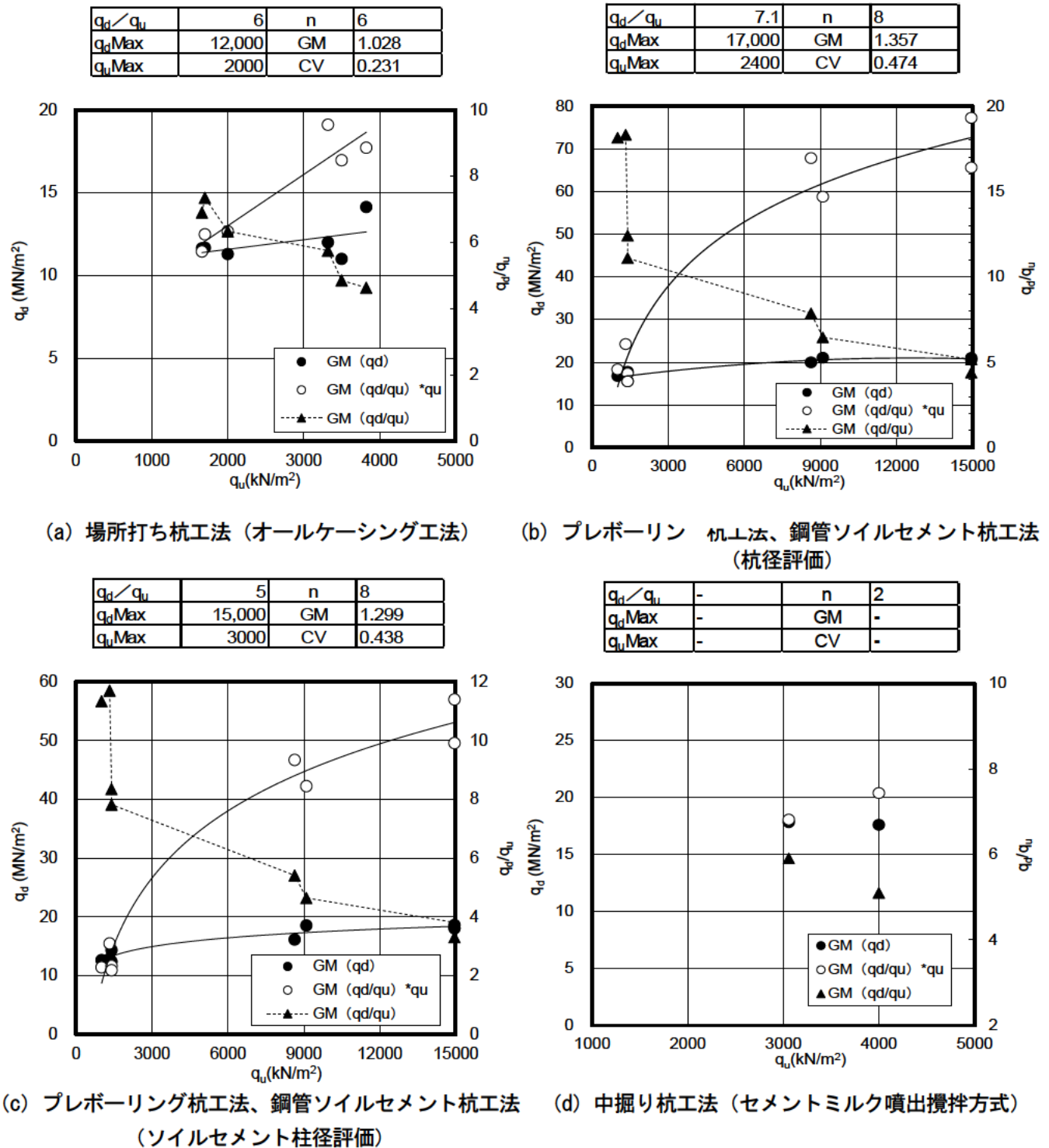
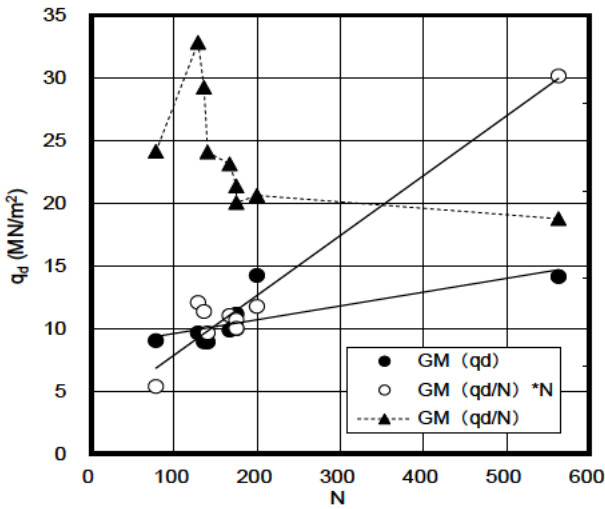


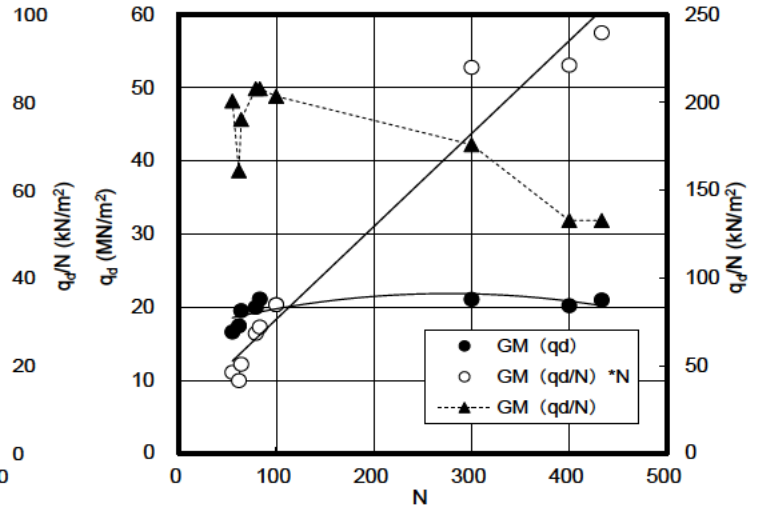
図 4.6.3 杭先端の極限支持力度の特性値  $q_d$  の強度変化点判定図 ( $q_u$  値)

$q_d/N$	60	n	9
$q_d$ Max	9,000	GM	1.119
NMax	150	CV	0.401



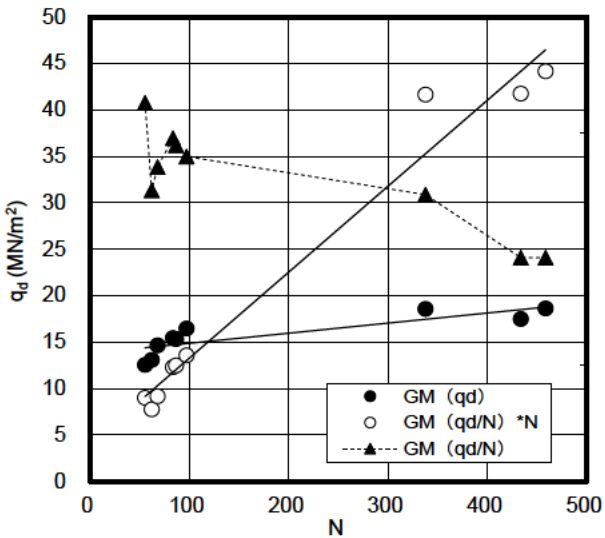
(a) 場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)

$q_d/N$	166	n	9
$q_d$ Max	20,000	GM	1.163
NMax	120	CV	0.255



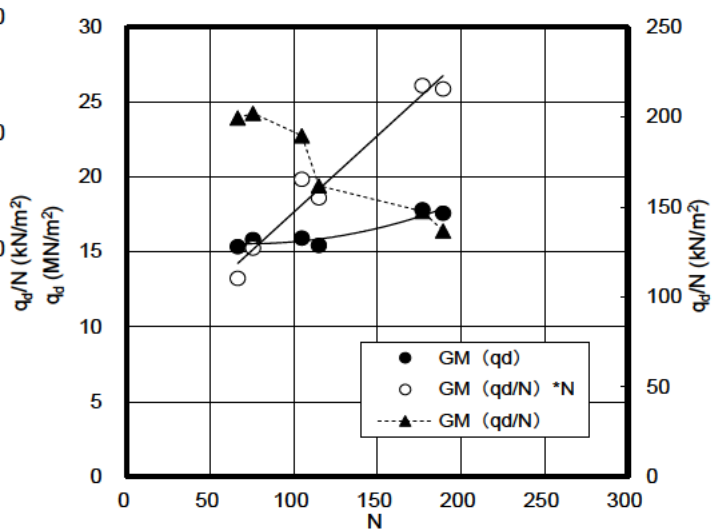
(b) プレボーリン工法、鋼管ソイルセメント杭工法 (杭径評価)

$q_d/N$	120	n	9
$q_d$ Max	15,000	GM	1.190
NMax	125	CV	0.191



(c) プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法 (ソイルセメント柱径評価)

$q_d/N$	150	n	6
$q_d$ Max	15,000	GM	1.097
NMax	100	CV	0.173



(d) 中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)

図 4.6.4 杭先端の極限支持力度の特性値  $q_d$  の強度変化点判定図 (N 値)

図 4.6.3 および図 4.6.4 から判定される各杭工法の強度変化点は、次のとおり算定される。なお、ここに示す括弧内の値は、強度変化点での値 ( $q_u$  値 ( $\text{kN/m}^2$ ) もしくは N 値、 $q_d$  ( $\text{kN/m}^2$ )) である。

(a) 場所打ち杭工法（オールケーシング工法）

$q_u$  値：○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、 $(12000 (\bullet) / 6 (\blacktriangle) \approx 2000, 12000)$ 。

N 値：○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、 $(150, 150 \times 60 (\blacktriangle) = 9000)$ 。

(b) プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法（杭径評価）

$q_u$  値：○と●の交点に加えて、▲分布 ( $q_u < 10000 \text{kN/m}^2$ ) の収束状況を考慮し、 $(17000/7 (\blacktriangle) \approx 2400, 17000)$ 。

N 値：○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、 $(120, 20000)$ 。

(c) プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法（ソイルセメント柱径評価）

$q_u$  値：○と●の交点に加えて、▲分布 ( $q_u < 10000 \text{kN/m}^2$ ) の収束状況を考慮し、 $(15000/5 (\blacktriangle) = 3000, 15000)$ 。

N 値：○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、 $(125, 15000)$ 。

(d) 中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）

$q_u$  値：データ数が  $n=2$  と少ないので、検討対象外とする。

N 値：○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、 $(15000/150 (\blacktriangle) \approx 100, 15000)$ 。

表 4.6.2 に載荷試験データに基づく  $q_d$  の算定式を示す。

表 4.6.2 載荷試験データに基づく算定式 ( $\text{kN/m}^2$ )

杭工法	算定式に用いる有効径	算定式に用いる地盤定数	載荷試験データに基づく算定式
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	杭径	一軸圧縮強度 $q_u$	$6q_u (\leq 12000)$
		N値	$60N (\leq 9000)$
プレボーリング杭工法 鋼管ソイルセメント杭工法	杭径	一軸圧縮強度 $q_u$	$7q_u (\leq 17000)$
		N値	$165N (\leq 20000)$
	ソイルセメント柱径	一軸圧縮強度 $q_u$	$5q_u (\leq 15000)$
		N値	$120N (\leq 15000)$
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	杭径	一軸圧縮強度 $q_u$	—
		N値	$150N (\leq 15000)$

(2) 算定結果の考察

①  $q_u$  値による算定式の力学的な妥当性について

これまで岩盤を支持層とする載荷試験結果に基づき  $q_u$  値による推定式が提案されておらず、従来の道路橋示方書<sup>15)</sup>では粘性土 ( $N \geq 20, q_u \geq 0.4N/\text{mm}^2$ ) を支持層とする場所打ち杭の杭先端の極限支持力度  $q_d = 3q_u$  により推定することとし、これは Terzaghi の支持力公式から導かれている。力学的には一定の関係になると考えられていたが、表 4.6.2 に示す算定結果と  $q_d = 3q_u$  において値に乖離が見られた。そのため、今回

得られた  $q_u$  値による算定式が力学的に妥当な値であるかを検証する必要がある。

参考資料 8 に示す岩盤を模擬したモデルによる載荷試験結果から、表 4.6.3 に示す  $q_d/q_u=4.5\sim 5.0$  程度になることが確認されている。既往の知見では Skempton によって場所打ち杭の先端極限支持力度が式 (4.6.1) で提案されており<sup>45)</sup>、 $c_b = q_u/2$  と仮定すると、 $q_{dp}=4.5q_u$  となる。他の設計基準<sup>46)</sup>を確認すると、軟岩を支持層としたときの抵抗力は式 (4.6.2) で示されている。

以上より、算定された  $q_u$  値による推定式  $q_d=6q_u$  は概ね妥当な値であると考えられる。ここで、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）で強度変化点により判定した算定式は  $q_d=6q_u$  であるが、既往の知見を踏まえて  $q_d=5q_u$  として提案する。なお推定式の精度検証については後述する（4）推定式の推定精度を参照されたい。

表 4.6.3 既往の模型実験による載荷試験結果

	$R_u$ (kN)	$q_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$q_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$q_d/q_u$
HS-S	522	83.7	18.9	4.43
SS-S	150	24.1	5.1	4.73
SU-S	197	31.6	6.4	4.94

※ $R_u$ : Weibull 分布曲線により得られた極限支持力

$$q_{dp} = 9c_b \dots \dots \dots (4.6.1)$$

ここに、 $q_{dp}$ : 場所打ち杭の杭先端の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_b$ : 底面深さでの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$$R_{pk} = 5q_u A_p \dots \dots \dots (4.6.2)$$

ここに、 $R_{pk}$ : 杭先端の抵抗力の特性値 (kN)

$q_u$ : 乱さない試料での一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$ : 杭の有効断面積 (m<sup>2</sup>)

② 中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）での  $q_u$  値による推定式について

(1) では、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）については、N 値による算定式を示した。一方、 $q_u$  値による算定式はデータ数が 2 例と少ないことから示していない。施工方法は異なる部分があるものの、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）はプレボーリング杭工法および鋼管ソイルセメント杭工法と同様に杭先端部に根固部を築造することから、先端支持力機構が類似していると考えられる。また、3.4 に示したように、一軸圧縮強度から支持力推定できる岩盤条件の場合には、N 値を用いるのではなく一軸圧縮強度から推定することが望ましい。

そこで、算定式の  $q_d/q_u$  に関してはプレボーリング杭工法や鋼管ソイルセメント杭工法での  $q_u$  値による算定結果を、算定式の  $q_d$  の上限値に関しては中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）での  $N$  値による算定式を参考にして  $q_u$  値による推定式を提案する。なお、载荷試験数が少ないことを踏まえて推定式は安全側となるように設定する。

### ③ プレボーリング杭工法および鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端部の有効径について

プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法は、グルーピングして支持力推定式を算定している。杭先端の極限支持力度を算出する際の杭先端断面積の設定において、杭径評価とする場合とソイルセメント柱径評価とする場合では、その面積比率（ $A_{sc}/A_p$ 、 $A_{sc}$ :ソイルセメント柱径での杭先端断面積、 $A_p$ :杭径での杭先端断面積）により、 $q_d/q_u$  もしくは  $q_d/N$  の値が変わる。表 4.6.2 に示す杭径評価とする場合とした  $q_d/q_u$  または  $q_d/N$  の値を、プレボーリング杭工法での平均的な杭径である 600mm（ソイルセメント柱径 700mm）での面積比率 1.36 で割り戻すと、 $q_d/q_u$  は 5.14 に、 $q_d/N$  は 121 となり、概ねソイルセメント柱径の評価と同じ値となる。また、図 4.6.3 および図 4.6.4 においてソイルセメント柱径評価と杭径評価で支持力推定式の推定精度に大きな差がみられないことから、道示IVとの整合を考慮して、鋼管ソイルセメント杭工法はソイルセメント柱径評価の算定式、プレボーリング杭工法は杭径評価の算定式に基づき提案する。

### ④ 場所打ち杭工法（オールケーシング工法）以外の杭工法で風化花崗岩に支持された場合の影響について

軟岩の支持力推定式では圧縮性の高い風化軟岩を含むこととしたが、圧縮性の高い風化軟岩（風化花崗岩）を支持層とした载荷試験データは場所打ち杭工法（オールケーシング工法）のみであり、他の杭工法（プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式））では実施されていない。そのため、他の杭工法においても、支持力推定式の算定条件に差が生じないように圧縮性の高い風化軟岩を含む推定式とする必要がある。このため、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での载荷試験データに基づき、その強度係数（ $q_d/N$ ）に着目して、風化花崗岩を含む場合と含まない場合での比率から風化花崗岩による低減係数を算出し、その低減率を他の杭工法の载荷試験データより推定される強度係数に乗じることにより影響を考慮することとする。なお、ここでは  $N$  値による場合の支持力推定式を想定しており、 $q_u$  値による場合の支持力推定式はコアがサンプリングできることから風化花崗岩とは区別できるため低減係数は考慮しないこととする。さらに図 4.6.5 に示すように風化花崗岩での三軸圧縮試験結果より得られた  $c, \phi$  を用いて一軸圧縮強度を推定した場合に得られる平均勾配が風化花崗岩以外の平均勾配よりも大きくなったことも低減係数を考慮しない理由の一つである。

図 4.6.6 に風化花崗岩を含まない場合の杭先端の極限支持力度の特性値  $q_d$  の強度変化点判定図（ $N$  値）を示す。データ数が 3 例と少ないものの、平均強度（●）の上限値を表 4.6.2 に示す場所打ち杭工法（オールケーシング工法）の値  $12000\text{kN/m}^2$  に固定した場合（図中の点線）での平均勾配（○）との交点は 175 程度であり、これより  $q_d/N \doteq 70$  と算定される。風化花崗岩を含む場合は図 4.6.4 (a) から  $q_d/N = 60$  である。よって、風化花崗岩による低減係数は  $60/70 \doteq 0.85$  とした。表 4.6.4 に風化花崗岩による低減係数を考慮した

載荷試験データに基づく算定結果を示す。風化花崗岩を支持層とした載荷試験データがないプレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）への対応として、表 4.6.2 に示す載荷試験データに基づく算定式の  $q_d/N$  の値に低減係数 0.85 を乗じている。

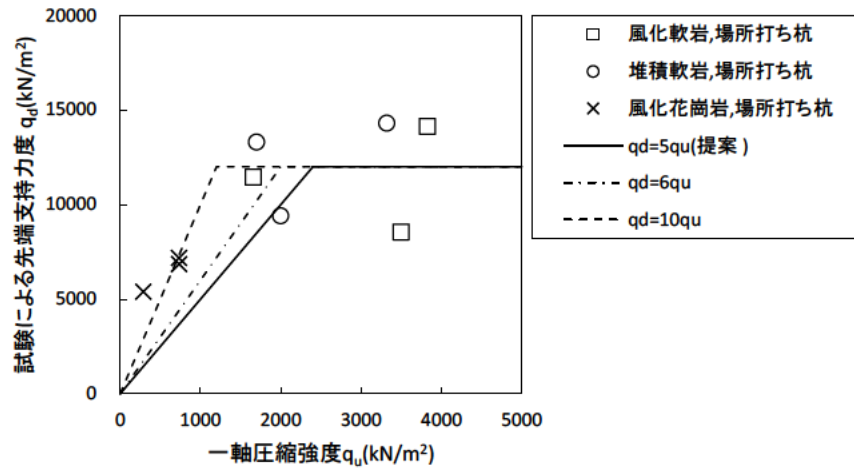


図 4.6.5 載荷試験における杭先端極限支持力度（試験値）と一軸圧縮強度の関係

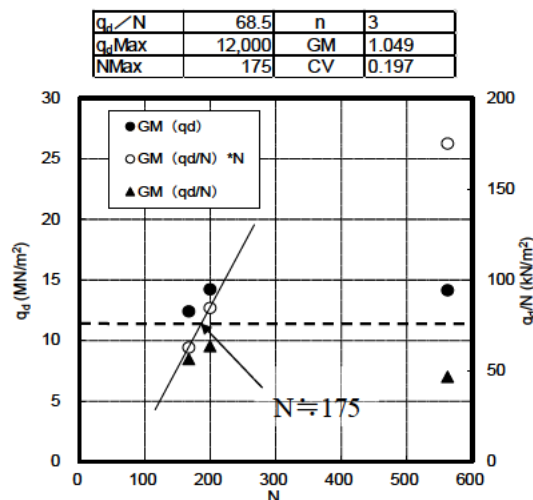


図 4.6.6 風化花崗岩を含まない場合の杭先端の極限支持力度の特性値  $q_d$  の強度変化点判定図  
(場所打ち杭工法：オールケーシング工法、N 値)

表 4.6.4 風化花崗岩による低減係数を考慮した算定式

杭工法	支持力推定時の杭の有効径	杭先端の極限支持力度の特性値 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	
		載荷試験データに基づく算定式 (N 値より求める場合)	風化花崗岩より低減係数を考慮した算定式 (N 値より求める場合)
プレボーリング杭工法	杭径	165N (≦20000)	140N (≦20000)
鋼管ソイルセメント杭工法	ソイルセメント柱径	120N (≦15000)	100N (≦15000)
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	杭径	150N (≦15000)	125N (≦15000)

⑤ 異なる地盤定数を用いた場合の杭先端の極限支持力度  $q_d$  の上限値の統一について

本研究では、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式は地盤調査方法から得られた  $q_u$  値または  $N$  値との関係式をバイリニア型の支持力推定線を前提として提案する。表 4.6.2 に示す場所打ち杭工法（オールケーシング工法）およびプレボーリング杭工法（杭径評価）の算定式において異なる地盤調査方法を用いて杭先端の極限支持力度  $q_d$  が上限値となる岩盤条件では、 $q_d$  値に差異が生じることになる。実務設計を行う上では煩雑となり、極限支持力度  $q_d$  が有利に推定される地盤調査方法だけが選択されることも懸念されることから、異なる地盤定数を用いた場合でも杭先端の極限支持力度  $q_d$  の上限値を統一することが必要である。そこで、3章においては支持力推定に用いる優先すべき地盤調査方法として一軸圧縮試験が挙げられていることを踏まえて、 $q_u$  値による場合に推定される杭先端の極限支持力度  $q_d$  の上限値を統一することとした。

(3) 推定式の提案

載荷試験データに基づく算定式の結果を基に、(2) に示した検討結果を反映させた軟岩における杭先端の極限支持力度の特性値の推定に関する提案式を表 4.6.5 に示す。

各杭工法で  $N$  値より求める場合の  $q_d$  の平均勾配と  $q_u$  値より求める場合の  $q_d$  の平均勾配の比を比較する。場所打ち杭工法（オールケーシング工法）においては、 $60/5=12$  となり、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）においては、 $20\sim 25$  と場所打ち杭工法（オールケーシング工法）に比べて大きな値となった。これは、杭先端での施工方法の違いなどによる影響が考えられる。

表 4.6.5 軟岩における杭先端の極限支持力度の特性値の推定に関する提案式

杭工法	支持力推定時の杭の有効径	杭先端の極限支持力度の特性値 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )		
		N値より求める場合	$q_u$ 値より求める場合	参考値: 道示IV砂れき式
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	杭径	$60N (\leq 12000)$	$5q_u (\leq 12000)$	$160N (\leq 8000)$
プレボーリング杭工法	杭径	$140N (\leq 17000)$	$7q_u (\leq 17000)$	$300N (\leq 15000)$
鋼管ソイルセメント杭工法	ソイルセメント柱径	$100N (\leq 15000)$	$5q_u (\leq 15000)$	$240N (\leq 12000)$
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	杭径	$125N (\leq 15000)$	$5q_u (\leq 15000)$	$250N (\leq 12500)$

(4) 推定式の推定精度

道示IVでは、部分係数を乗じる前の段階では、できるだけ平均的な特性を評価するという方針であり、推定式については載荷試験データの平均的な挙動を再現できるように定められている。そこで、表 4.6.5 に示す推定式を用いた場合の杭先端の極限支持力度の推定精度を検証する。図 4.6.7~4.6.10 に杭先端の極限支持力度の試験値と推定値の関係を示す。図中にはデータ数  $n$ 、推定式による推定値と試験値との推定比 (=試験値/推定値) の統計量として幾何平均  $GM$ 、変動係数  $CV$  を示している。また、図中には、参考として、一軸圧縮強度の得られている載荷試験データが比較的多い、場所打ち杭工法（オールケーシング工

法)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法について、Terzaghi の支持力公式により導かれる杭先端の極限支持力度の評価式  $3q_u$  及び道示IV 10.5.2 に示される各杭工法における砂れきを支持層とする場合の杭先端の極限支持力度の特性値の上限値を併せて示している。

$GM$  が 1.0 に近いほど平均的な挙動に対して推定精度は良好であり、 $CV$  が 0.0 に近いほど推定精度は良好といえる。各図の提案式の推定比の幾何平均  $GM$  の値は、4.5.2 に示す整理方法③、⑥に分類される載荷試験データの扱いに配慮し 1.002~1.379 と、道示IVの砂・砂れきの推定式における数値 ( $GM=1.00$ ) に比べて大きな値となった。上記に加えて載荷試験データ数が比較的に少ないこと、一部の杭工法では本来算定結果を出すデータ数にも至っていないことから、この載荷試験データだけでは信頼性を評価するのは難しいと考えられる。また、 $3q_u$  を上限値にした場合の結果では、いずれの載荷試験結果もこの評価式を概ね上回っている。 $q_u$  値により求めた推定式の図において、推定比が 1.0 を下回る載荷試験データ (破線で記載) が見られる。一方で、図 4.6.9 (b) で同一の載荷試験データで  $N$  値により求めた推定式では推定比は 1.0 以上を示していた。これらのデータについて、土質記事などから亀裂や風化の影響を大きく受けていることが確認されており、一軸圧縮強度が岩盤全体としての強度を必ずしも代表していないことが原因としてあげられる。なお、3章では一軸圧縮強度における亀裂や風化の影響を考慮する方法として、準岩盤強度が提案されている。よって、推定式を用いて先端支持力を算出する場合には一つの地盤調査方法による結果だけではなく、他の地盤調査方法 ( $N$  値、三軸圧縮試験など) による結果も含めて総合的に判断することが重要となると考えられる。

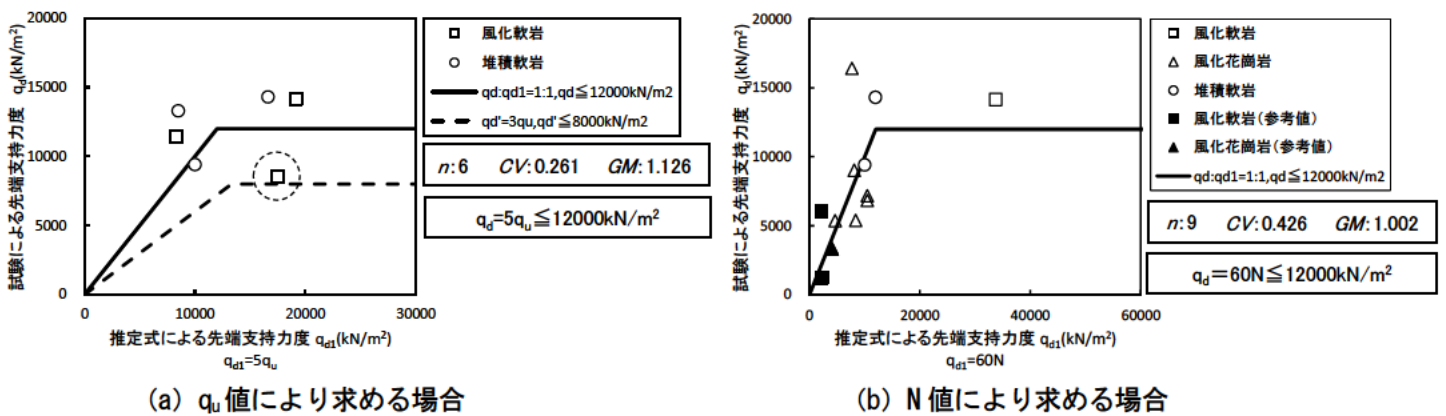


図 4.6.7 杭先端の極限支持力度の試験値と提案式による推定値の関係  
(場所打ち杭工法 (オールケーシング工法) : 軟岩)



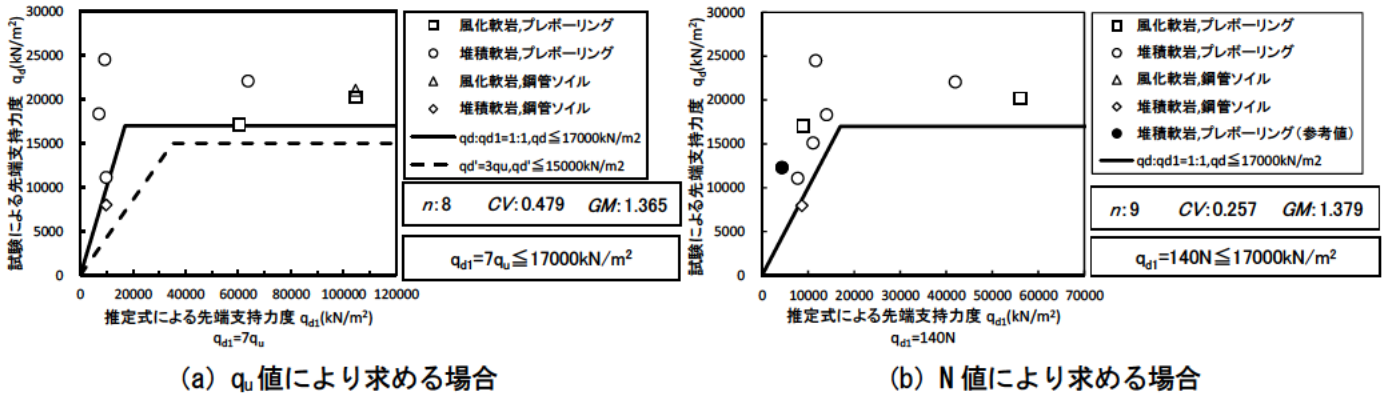


図 4.6.8 杭先端の極限支持力度の試験値と提案式による推定値の関係  
(プレボーリング杭工法：軟岩)

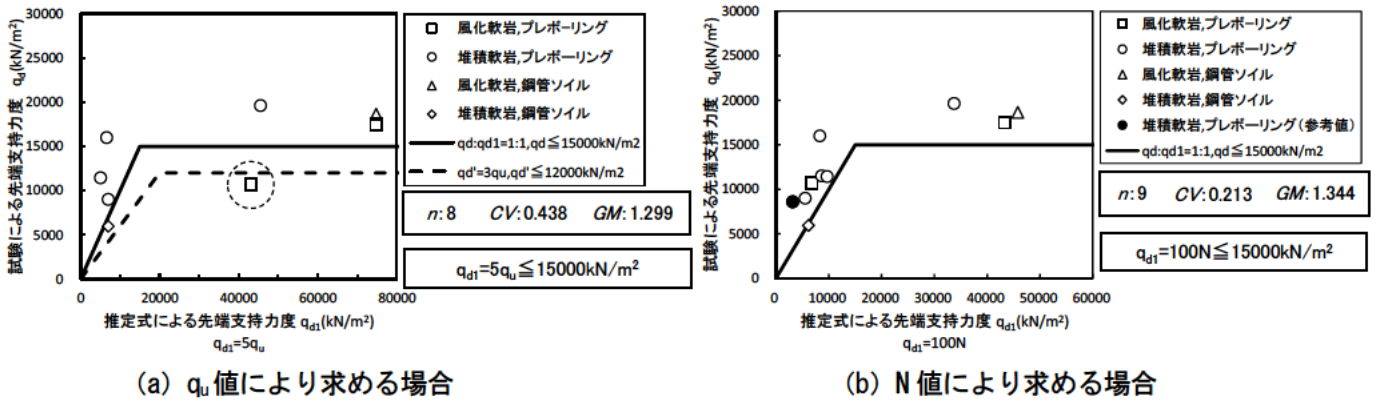


図 4.6.9 杭先端の極限支持力度の試験値と提案式による推定値の関係  
(鋼管ソイルセメント杭工法：軟岩)

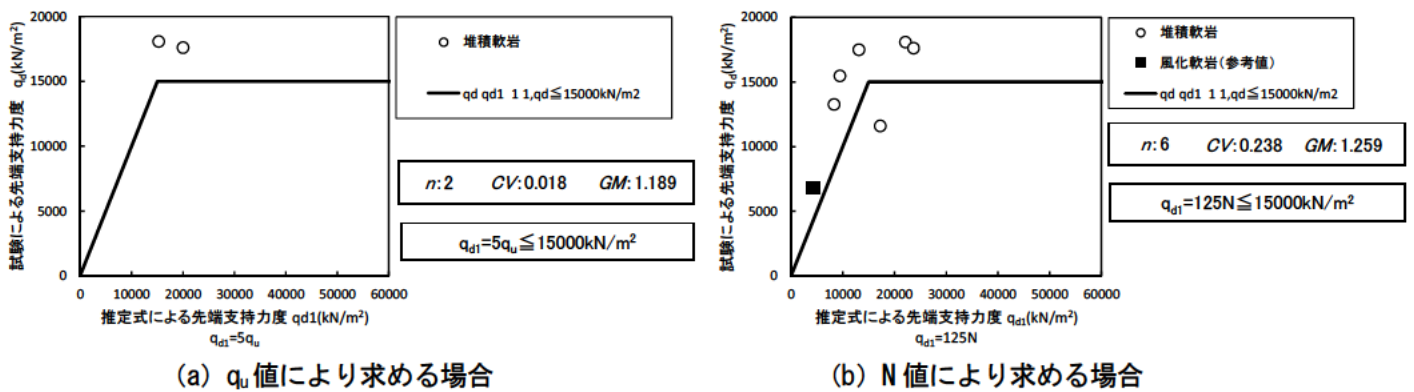


図 4.6.10 杭先端の極限支持力度の試験値と提案式による推定値の関係  
(中掘り杭工法セメントミルク噴出攪拌方式：軟岩)

(5) 硬岩における支持力推定式について

硬岩を支持層とした载荷試験データが場所打ち杭工法（オールケーシング工法）で 3 例、中掘り杭工法（コンクリート打設方式）で 2 例と、分析に必要なデータ数が十分ではないことから、表 4.6.5 に示す軟岩における  $q_u$  値を用いた支持力推定式の適用性を確認することとする。図 4.6.11 に比較結果を示すが、硬岩における試験値は軟岩における  $q_u$  値より求めた推定値を上回ることが確認できた。一部、大きく上回る試験結果もあるものの、データ数が少ないこと、ばらつきが大きいことを考慮すると、軟岩における推定式を準用することは妥当と考えられる。よって、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、中掘り杭（コンクリート打設方式）での硬岩における支持力推定式に関しては、安全側に評価する軟岩における場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での  $q_u$  値より求めた推定式を準用する。

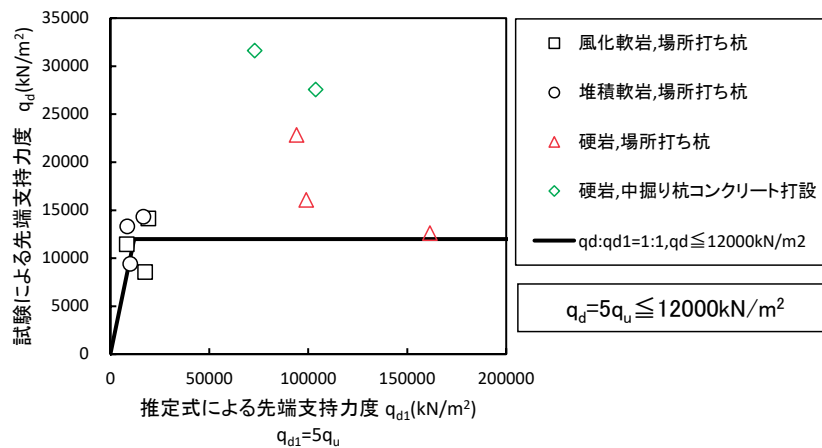


図 4.6.11 杭先端支持力度の試験値と推定値の比較

4.7 まとめ

本章ではこれまで収集した岩盤を支持層とした载荷試験データの分析結果に基づき、岩盤条件や支持力推定に用いる地盤調査方法や杭工法の違いなどを考慮した杭先端の極限支持力度の推定式を提案した。その結果として得られた知見及び今後の課題は次のとおりである。

- (1) プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法が、杭先端の支持力機構、施工法、载荷試験結果の分析から同様とみなせることから、グルーピングを行い、支持力推定式の検討を行った。
- (2) 中掘り杭工法コンクリート打設方式が、杭先端の支持力機構、施工法、载荷試験結果の分析から、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での先端支持力度を適用することは妥当であることを確認した。
- (3) 軟岩における標準化した方法により求めた杭先端の極限支持力度の算定式について、その妥当性やデータの多寡を考慮して、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。
- (4) 硬岩における場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、中掘り杭工法コンクリート打設方式での支持力推定式について、载荷試験数が少ないことなどを考慮して軟岩における場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での  $q_u$  値より求めた推定式を準用することとした。
- (5) 今後の課題としては、载荷試験数が少ない杭工法や圧縮性が高い風化軟岩（風化花崗岩等）を支持層とした場合など試験数が少ない条件でのさらなる载荷試験データの蓄積が必要である。

## 5. 岩盤を支持層とする杭基礎の施工管理方法について

### 5.1 概要

施工機械・施工機材の能力向上により、岩盤を支持層とする杭の設計・施工事例が増加している一方で、杭工法（杭先端地盤：砂質土・礫質土）の一般的な施工法や施工管理方法は杭基礎施工便覧<sup>8)</sup>や各工法の施工要領<sup>10)~13)</sup>に記載されているものの、岩盤を支持層とする杭基礎の施工法や施工管理方法が十分に確立されているとは言えず、設計で期待する支持力を確実に発揮するためには、適切な施工管理を行う必要がある。特に岩盤において支持層を掘削する場合の確実な根入れ、良質な根固部の形成、確実な杭先端部の孔底処理等を実現する施工管理方法が求められる。

そこで、本章では、既往の施工実績や、本研究で実施した現地盤での実杭の施工性試験等から得られた知見や課題を整理したうえで、岩盤を支持層とする杭基礎の施工法及び施工管理方法に関する留意点等を明らかにする。対象とする杭工法は、**2章**で検討対象とした場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法及び中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式、コンクリート打設方式）である。なお、本章での中掘り杭工法（コンクリート打設方式）とはダウンザホールハンマを鋼管内に挿入し、拡径ビットで岩盤を破碎しながら鋼管を同時に沈設する方法を指すものである。

## 5.2 場所打ち杭工法

### 5.2.1 工法の概要

場所打ち杭工法にはオールケーシング工法、リバース工法、アースドリル工法があり、3工法は機械による水中掘削、鉄筋かごの建込み、水中コンクリート打込みなど基本的事項に関しては同じ特徴をもつが、掘削方法や孔壁の保護等の詳細な事項に関して違いがある。本研究においてはオールケーシング工法を対象として整理する。図5.2.1に場所打ち杭工法（オールケーシング工法）の施工手順例を示す。オールケーシング工法では、杭の全長にわたりケーシングチューブを回転（又は揺動）圧入しながら、ハンマグラブで掘削・排土し、孔壁の保護はケーシングチューブと孔内水によって対応する。

以下では、道示IVで規定される場所打ち杭工法（オールケーシング工法）のうち、岩盤を支持層とする場合の施工管理について整理、検討した。

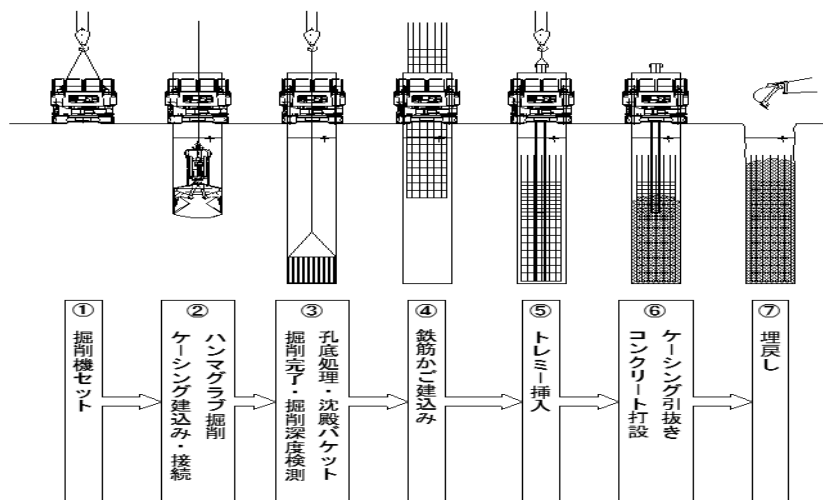


図5.2.1 場所打ち杭工法（オールケーシング工法）の施工手順例<sup>8)</sup>

### 5.2.2 既往の施工事例より得られた知見と課題

岩盤を支持層とする場所打ち杭工法（オールケーシング工法）において、これまでの施工事例から軟岩及び硬岩において、一般的な施工機械や設備で十分掘削することが可能であるものの、亀裂の有無、風化の状態によっては掘削に時間を要する場合がある。また、岩盤掘削時にケーシングビットを必要以上に出すことによりケーシングチューブと孔壁の隙間に岩塊がつまり、くさびを形成してケーシングの引抜き不能といった事例も確認されている。

無亀裂・無風化な硬岩掘削において補助工法（ダウンザホールハンマ、チゼルなど）を用いて掘削する場合は、支持層となる岩盤を乱さないようにする必要がある。衝撃力によって先端地盤を乱すおそれがある場合は、補助工法による先端地盤の乱れの影響がない深度までにその利用を留めておくか、載荷試験により支持力を確認するなどの対応が必要である。

### 5.2.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

#### (1) 一般

施工については基本的に砂・砂礫を支持層とする場合と同様と考えられることから、「場所打ちコンクリート杭施工指針・同解説 オールケーシング工法（土木）」<sup>13)</sup>等が参考となる。

#### (2) 適用範囲

岩盤でのオールケーシング工法の適用範囲は、基本的に砂・砂礫を支持層とする場合と同様と考えられる。掘削径と掘削深度の関係を表 5.2.1 に示す。

表 5.2.1 オールケーシング工法の適用範囲（掘削径と掘削深度）

掘削径 (mm)	1000~2000mm	2100~3000mm
最大掘削深度 (m)	50 <sup>※</sup>	40

※これまでの施工実績としては最長 80m

#### (3) 施工機械設備

##### ① 掘削機械

岩盤における掘削機械の選定は、一般的な砂・砂れきを支持層とする場合よりもワンランク上の掘削能力を有する掘削機械を選定することが望ましい。

##### ② ケーシングチューブ

岩盤掘削時にケーシングチューブ断面形状が変形したものや凹凸のあるものを使用すると、ケーシングと地山の隙間にくさびが形成され、ケーシングチューブの回転・圧入・引抜きが困難となる場合があるので注意が必要である。カッティングエッジについては、岩盤を支持層とする場合は砂・砂れきを支持層とする場合に比べて摩耗が激しいため、岩盤の硬さに応じた岩盤用のカッティングエッジ（外刃、中刃、内刃）を選定することが望ましい。

##### ③ ハンマグラブ

岩盤掘削時において、一般的な砂・砂れきを支持層とする場合に用いるハンマグラブを用いると破損するおそれがあるため、注意が必要である。

##### ④ 補助工法（ダウンザホールハンマ、チゼル）

補助工法としては、一般的にチゼル（岩盤破碎用の重り）を落下させてその衝撃により岩盤を破碎する方法と、ダウンザホールハンマの打撃力により岩盤を破碎する方法がある。どちらの方法に関しても杭先端部を乱さないようにする必要があるが、ダウンザホールハンマの場合には補助工法としての使用は掘削予定深度から500mm程度上方までに限定することとしている。

#### (4) 施工管理

5.2.2に示された課題に対して、本研究では既往の施工実績等の分析結果から、岩盤を支持層とする場合

においても、砂・砂れきを支持層とする場合の施工管理方法と同様の方法で対応することができると考えられる。

#### 5.2.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

##### ① ケーシングチューブ刃先と掘削底の位置関係

周辺地盤の緩みや崩壊を防止するため、掘削底よりケーシングチューブ刃先が常に先行することを原則とする。岩盤の掘削においてはケーシングチューブ刃先が先行しにくくなるが、回転・圧入を行い、ケーシングチューブ刃先が掘削底と同位置以深となるようにする。また岩盤の性状（硬さ、亀裂の有無等）に応じてケーシングの貫入量を調整しながら掘削する。

##### ② ケーシングチューブの回転・引抜き困難・不能

ケーシングチューブの回転・引抜き困難又は不能となる主な原因は、周面摩擦抵抗・カッピングエッジ抵抗が機械能力を上回った場合と、機械器具の整備不良・掘削性能の低下により、機械自体の能力が十分に発揮されていない場合に大別される。このことから、岩盤掘削時の施工機械設備の選定は十分検討する必要がある。

##### ③ 支持層の確認

一般的に支持層の確認は、ハンマグラブによって掘削した岩塊とその掘削深度を、土質調査試料及び設計図書等と比較して行う。ただし、深度方向に風化や亀裂の程度が異なる岩盤や同じ岩盤でもN値が異なる場合等に、目視等では支持層の確認が十分にできない場合がある。そのような場合は、掘削深度、掘削速度、押込み力、トルク値等の施工データを測定して掘削抵抗の変化状況、掘削土の状況、試験杭で定めた管理指標等を参考に総合的に判断するのが望ましい。

##### ④ スレーキング特性を持つ岩盤での施工

スレーキング特性を持つ岩盤での施工は、掘削完了からコンクリート打設までの作業を同日中に実施することを基本とする。やむを得ず掘削完了とコンクリート打設までの作業が同日中に実施できない場合は、ハンマグラブを数回落下させ、岩塊のつかみ量から掘削底の状態を確認する。なお、スレーキングにより掘削底に乱れがあると確認された場合にはケーシングチューブを1.0m程度回転圧入して再掘削を行い、同日中にコンクリート打設を完了する。

### 5.3 プレボーリング杭工法

#### 5.3.1 工法の概要

プレボーリング杭工法は、掘削ビット及びロッドを用いて掘削・泥土化した掘削孔内の地盤に根固液及び杭周固定液を注入、攪拌混合してソイルセメント状にした後、既製コンクリート杭を沈設する工法で、掘削孔壁と杭体周面との間がソイルセメントで確実に満たすことによって、地盤の支持力や水平抵抗を期待する工法である。図5.3.1にプレボーリング杭工法の施工手順例を示す。

以下では、道示IVで規定されるプレボーリング杭工法のうち、岩盤を支持層とする場合の施工管理について整理、検討した。

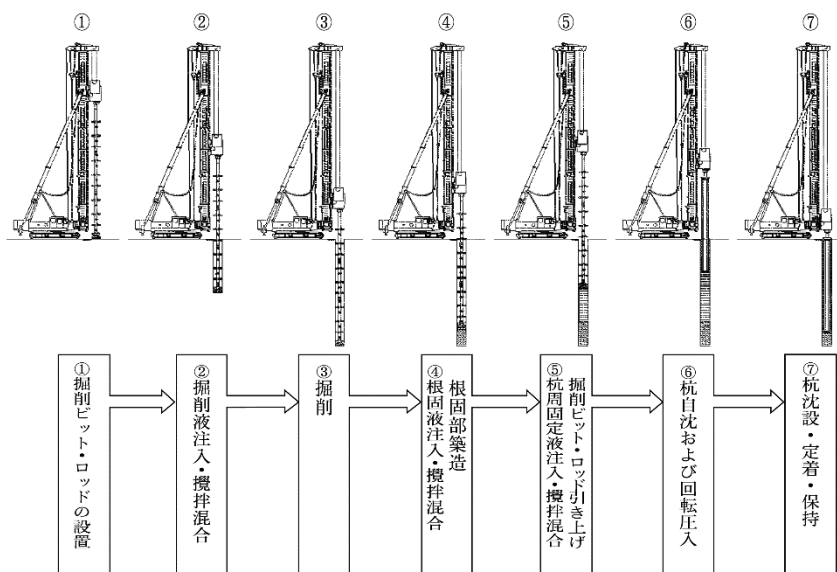


図5.3.1 プレボーリング杭工法の施工手順例<sup>8)</sup>

#### 5.3.2 既往の施工事例及び施工試験より得られた知見と課題

岩盤を支持層とするプレボーリング杭工法において、施工事例は報告<sup>47)</sup>されていたものの、載荷試験まで実施した例は少なく、設計で期待する先端支持力を確実に発揮するための適切な施工管理方法が必要であった。また岩盤を支持層とする場合の施工上の課題としては、岩盤の掘削能力や掘削精度、良質な根固部の形成等が挙げられる。そこで、本研究では風化軟岩及び堆積軟岩を対象としたプレボーリング杭工法の載荷試験及び施工試験を行い、岩盤を支持層とする場合の施工管理方法について検討した。施工試験結果の詳細については参考資料5を参照されたい。

施工試験により得られた知見としては、換算N値300以上の砂岩（本研究では風化軟岩相当と評価）を支持層とする岩盤において、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削精度を確保しながら掘削できることを確認した。また、良質な根固部の形成に関しては、根固部のコアボーリング又は未固結試料の一軸圧縮試験結果より風化軟岩及び堆積軟岩（泥岩）では、従来の施工方法及び施工管理方法で、所定の品質（強度）が確保されることを確認した。

### 5.3.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

#### (1) 一般

施工については基本的に砂・砂れきを支持層とする場合と同様と考えられることから、「COPITA 型プレボーリング杭工法の施工ガイドライン（土木）」<sup>11)</sup> 等が参考となる。

#### (2) 適用範囲

本研究で施工試験を実施した長崎県での杭先端地盤は、換算 N 値 300 以上の砂岩（本研究では風化軟岩相当と評価）、福島県での杭先端地盤は、換算 N 値 60 程度から 150 程度の泥岩（堆積軟岩）である。これら 2 件の施工試験やこれまでの施工実績を踏まえ、岩盤を支持層とするプレボーリング杭工法の適用範囲は、以下が妥当であると考えられる。

##### ① 支持層地盤

杭先端地盤は、堆積軟岩及び風化軟岩。

##### ② 杭仕様

道示IVと同様、杭径が 300～1000mm 程度。ただし、支持層となる岩盤が硬い場合には、掘削に時間を要することが考えられるため、サイクルタイムを充分検討した上で杭仕様を選定する必要がある。

#### (3) 施工機械設備

風化軟岩及び堆積軟岩であれば、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削は可能と考えられるが、地盤構成や杭仕様によっては、オーガ駆動装置の容量を増やす等の検討をするとよい。

#### (4) 施工管理

5.3.2に示された課題に対して、本研究では参考資料5に示す2例の施工試験を実施した。施工試験結果から、支持層の判断に関しては、施工管理装置を用いた積分電流値や駆動電流値の変化、採取された土の状況等を総合的に判断することで支持層確認できることがわかった。また、根固部の築造方法に関しては、風化軟岩及び堆積軟岩に築造した根固部のコア強度を確認した結果、根固部の必要強度を満足していたことがわかった。このことから、岩盤を支持層とする場合においても、砂・砂れきを支持層とする場合の施工管理方法と同様の方法で対応することができると考えられる。ただし、岩盤を支持層とした根固部の強度確認データが少ないことと、支持層となる岩盤が硬い場合には、掘削に時間を要することで掘削液の増加による強度低下の可能性あることを踏まえて、試験孔で根固部の未固結試料の採取を行い、強度確認を実施するのが望ましい。ただし、本杭において根固部の未固結試料を実施する場合には、試料採取作業によって根固部に土塊を混入させることも考えられることから十分に検討をして行うこととする。



#### 5.3.4 施工上の留意点と対策

以下に、5.3.2より得られた知見等を踏まえた岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

- ① プレボーリング杭工法は、掘削ビットや掘削ロッドを用いて掘削・泥土化させるので、支持層が傾斜している場合には、掘削ロッドの曲がりに伴う掘削孔の曲がりも懸念される。そのため、支持層付近では本研究で得られた知見に基づき、0.25m/分程度とゆっくりとした速度で掘削を行うことや、掘削ロッドの剛性を大きくするなどの対策を行う。この対策によって掘削孔の曲がりは生じにくいと考えられるが、岩盤の硬さや傾斜により偏心する恐れがある場合は、常時測量（例えば本研究で用いたノンプリズムトランシット測量）により傾斜を補正しながら施工する。なお、岩盤の傾斜が30度程度を超えるような場合においては、低速で掘削し、掘削ロッドの剛性を大きいものを用いても掘削孔の曲がりが発生しやすくなるので、工法の選定を含めて検討を行うのが良い。
  
- ② 泥岩や土丹等の岩塊が根固部に混入するおそれがある岩盤においては、本研究で得られた知見に基づき、プレボーリング杭工法における一般的な注入方法である掘削底から根固液のセメントミルクを注入することが、根固部への岩塊の混入を抑える有効な対策の一つであると考えられる。  
支持層となる岩盤が硬く想定よりも掘削に時間を要する場合には、掘削液の増加による根固部の強度が低下する可能性がある。既往の知見<sup>48)</sup>では、根固液の注入量を増量することが根固部の強度を高くなると報告されていることから、この対策を行うとともに、試験孔で根固部の未固結試料の採取を行い、事前に強度確認を実施するのが望ましい。

## 5.4 鋼管ソイルセメント杭工法

### 5.4.1 工法の概要

鋼管ソイルセメント杭工法<sup>49)50)</sup>は、現地盤中に掘削攪拌ヘッド先端より所定配合のセメントミルクを注入し、攪拌混合して造成した固化体（ソイルセメント柱）内に突起（リブ）を有する鋼管を沈設して両者を一体化させる工法である。鋼管の沈設方法としては、所定のソイルセメント柱を造成した後、鋼管を建込み沈設する方法（後沈設方式）とソイルセメント柱を造成しながら同時に鋼管を沈設する方法（同時沈設方式）がある。

図5.4.1に鋼管ソイルセメント杭工法（後沈設方式）の施工手順例を示す。

以下では、道示IVで規定される鋼管ソイルセメント杭工法のうち、岩盤を支持層とする場合の施工管理について整理、検討した。

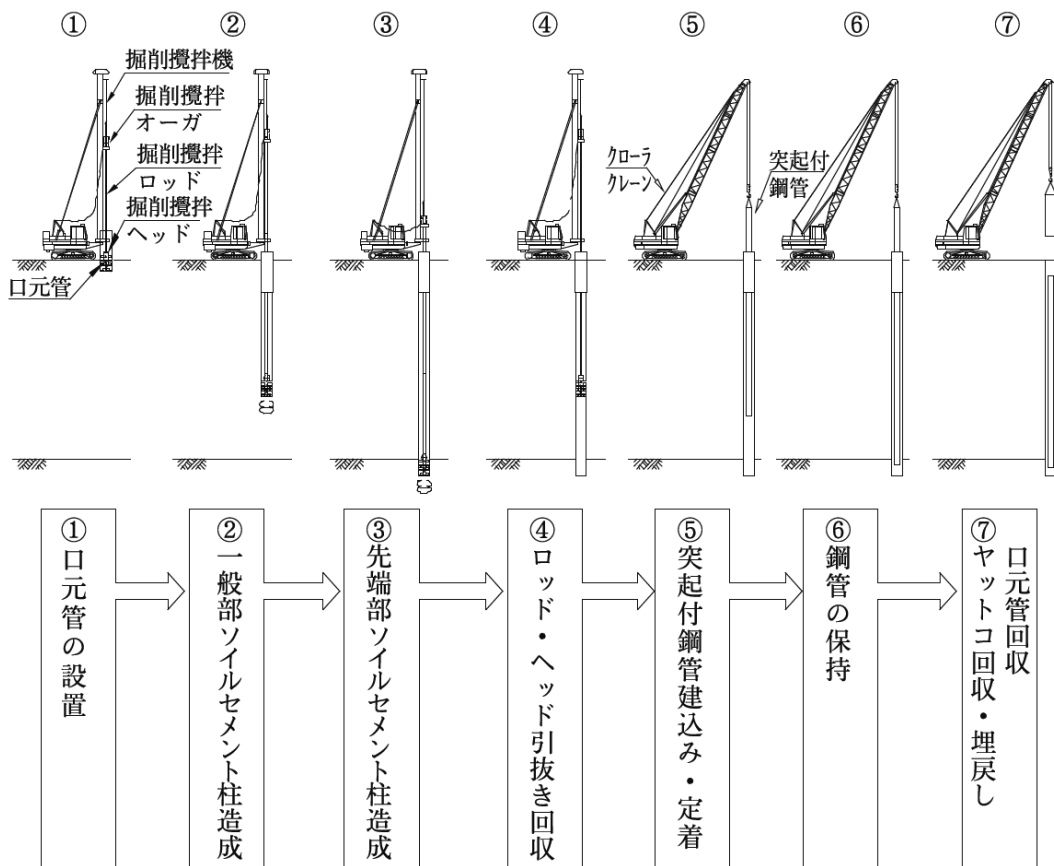


図5.4.1 鋼管ソイルセメント杭工法（後沈設方式）の施工手順例<sup>8)</sup>

### 5.4.2 既往の施工事例及び施工試験より得られた知見と課題

岩盤を支持層とする鋼管ソイルセメント杭工法において、施工事例はこれまで複数報告されている<sup>51)</sup>ものの、載荷試験を実施した例はなく、設計で期待する先端支持力を確実に発揮するための適切な施工管理方法が必要であった。また岩盤を支持層とする場合の施工上の課題としては、岩盤の掘削能力や掘削精度、良質な杭先端固化部の形成等が挙げられる。そこで、本研究では風化軟岩及び堆積軟岩を対象とした鋼管ソイルセメン

ト杭工法の載荷試験及び施工試験を行い、岩盤を支持層とする場合の施工管理方法について検討した。施工試験結果の詳細については**参考資料5**を参照されたい。

施工試験により得られた知見としては、換算 N 値 300 以上の砂岩（本研究では風化軟岩相当と評価）を支持層とする岩盤において、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削精度を確保しながら掘削できることを確認した。また、良質な杭先端固化部の形成に関しては、杭先端固化部のコアボーリング又は未固結試料の一軸圧縮試験結果より風化軟岩では、従来の施工方法及び施工管理方法で、所定の品質（強度）が確保されることを確認した。一方、堆積軟岩（泥岩）では、岩盤の硬さに応じた鋼管ソイルセメント杭としての必要強度は満たしていたものの、同一現場で実施したプレボーリング杭工法の根固部の一軸圧縮強度と比較すると低めの値となった。コア試験体が部分的に混入した岩塊（掘削片φ20mm程度）に沿って破壊したことから、杭先端固化部に岩塊が混入することにより、杭先端固化部の一軸圧縮強度が低下する可能性があることが示唆された。なお、既往の知見<sup>52)</sup>においても同様の報告がなされている。そのため、杭先端固化部に岩塊（掘削片）が混入する恐れがある泥岩や土丹等では、できるだけ岩塊を混入させないようにする施工方法が有効と考えられる。

#### 5.4.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

##### (1) 一般

施工については基本的に砂・砂れきを支持層とする場合と同様と考えられることから、「鋼管ソイルセメント杭工法施工管理要領」<sup>12)</sup>等が参考となる。

##### (2) 適用範囲

本研究で施工試験を実施した長崎県での杭先端地盤は、換算 N 値 300 以上の砂岩（本研究では風化軟岩相当と評価）、福島県での杭先端地盤は、換算 N 値 60 から 150 程度の泥岩（堆積軟岩）である。これら 2 件の施工試験やこれまでの施工実績を踏まえ、岩盤を支持層とする鋼管ソイルセメント杭工法の適用範囲は、以下が妥当であると考えられる。

##### ① 支持層地盤

杭先端地盤は、堆積軟岩及び風化軟岩。

##### ② 杭仕様

道示IVと同様、ソイルセメント柱径が 1000～1500mm 程度、鋼管径が 800～1300mm 程度、ソイルセメントの片側かぶりが 100～200mm 程度。ただし、ソイルセメント柱径が大きく、支持層となる岩盤の硬さが硬い場合には、掘削に時間を要することが考えられるため、サイクルタイムを充分検討した上で選定する必要がある。

##### (3) 施工設備

堆積軟岩及び風化軟岩であれば、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削は可能と考えられるが、地盤構成や杭仕様に応じて、オーガ駆動装置の容量を増やす、掘削ヘッドの仕様を検討するのがよい。

##### (4) 施工管理

基本的には砂・砂れきを支持層とする場合と同様の施工管理手法で対応できると考えられるが、鋼管ソイルセメント杭工法においては、堆積軟岩での杭先端固化部の強度確認データが少ないことから、強度確認データを収集する目的で、事前配合試験又は未固結試料の採取を行い、強度確認を実施するのが望ましい。ただし、本杭において杭先端固化部の未固結試料の採取を実施する場合には、試料採取作業によってソイルセメントの固化が進行し鋼管の沈設が困難となったり、杭先端固化部に杭一般固化部のソイルセメントを混入させたりする可能性が考えられることから、試験孔での実施も含めて十分に検討をして行うこととする。

#### 5.4.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

- ① 砂・砂れきを対象とした施工方法では、杭一般固化部区間において、杭一般部のセメントミルクを注入攪拌しながら掘進し、所定の深度（一般に支持層到達前）で杭先端固化部のセメントミルクに切替えて掘削底まで掘進する。泥岩や土丹等の岩塊が杭先端固化部に混入する恐れがある岩盤においては、杭一般固化部のセメントミルクを注入攪拌しながら掘削底まで掘進する。その後、杭先端固化部のセメントミルクに切替えてソイルセメント柱の造成を行う。

これは、福島県で実施した施工試験において、砂・砂れきを対象とした方法で施工した鋼管ソイルセメント杭と掘削底から根固液を注入したプレボーリング杭工法の固化体の出来栄を比較した結果、プレボーリング杭工法でのコア試験体が均質で良好であったことから、掘削底からセメントミルクを注入することが、杭先端固化部への岩塊の混入を抑える有効な対策の一つであると考えられる。

- ② 鋼管ソイルセメント杭工法では、原地盤とセメントミルクを注入攪拌させながらソイルセメント柱を造成するので、杭先端固化部では 0.25m/分程度とゆっくりした規定速度で掘削を行う。したがって掘削孔の曲がりが生じにくいと考えられるが、岩盤の硬さや傾斜により偏心する恐れがある場合は、トランシットなどで常時測量し傾斜を補正しながら施工する。なお、岩盤の傾斜が 30 度程度を超えるような場合においては、低速で掘削を行っても孔曲がりが発生しやすくなるので、工法の選定を含めて検討を行うのが良い。

## 5.5 中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）

### 5.5.1 工法の概要

中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）は、先端開放の既製杭の内部にスパイラルオーガなどを通して地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設したのち、杭先端部の地盤にセメントミルクを噴出し、攪拌混合して根固部を築造する工法である。図 5.5.1 に中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）の施工手順例を示す。

先端処理の方法にはセメントミルクを低圧で噴出し機械的に攪拌する方法（機械攪拌方式）又は高圧で噴出し噴流で攪拌する方法（高圧噴出方式）がある。

以下では、道示Ⅳで規定される中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）のうち、岩盤を支持層とする場合の施工管理について整理、検討した。

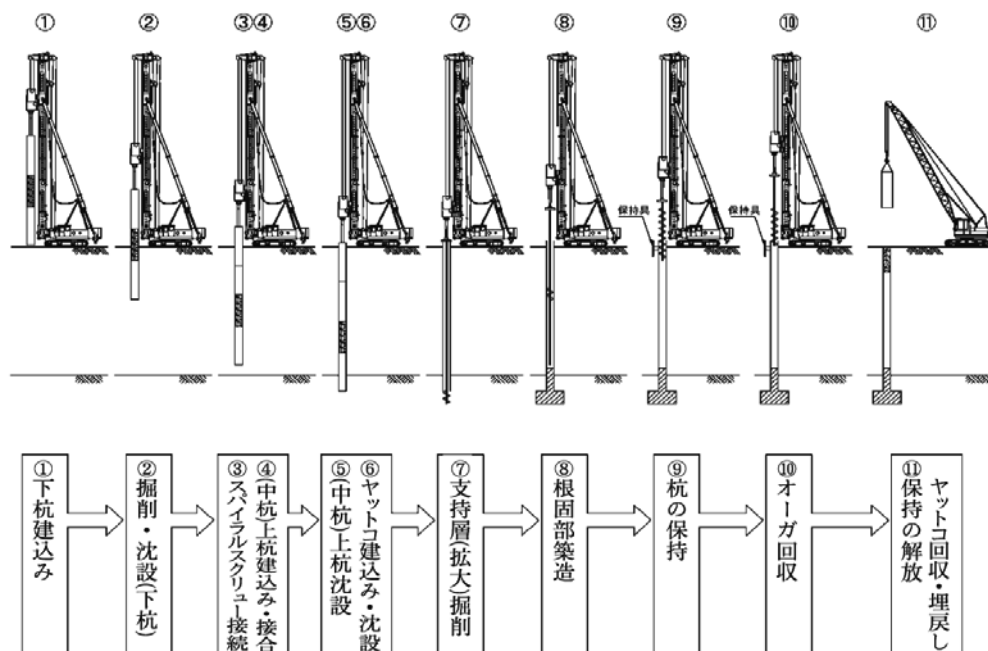


図 5.5.1 中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）の施工手順例<sup>8)</sup>

### 5.5.2 既往の施工事例より得られた知見と課題

岩盤を支持層とした中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）での載荷試験の実施例を表 5.5.1 に示す。これまでに載荷試験が実施されていた杭先端の岩盤を整理すると、機械攪拌方式では風化軟岩及び堆積軟岩で先端 N 値は 36～214、高圧噴出方式では、堆積軟岩で先端 N 値は 65～115 であった。これまで硬岩を対象とした施工実績がなく、掘削能力の面で施工の不確実性が極めて高いと考えられることから、対象とする岩盤を軟岩のみとした。

中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）においては、杭工法の特徴から根固部築造時に支持層を確実に拡大掘削しなければならない。砂・砂れきを支持層とする機械攪拌方式の場合、拡大掘削時のオーガ駆動装置の電流値変化等で確認するとともに、拡翼ヘッドに取付けた確認用ピンの変形チェックなどの事後確認を

行う。高圧噴出方式の場合、拡大掘削時に噴出圧、噴出量、ロッドの回転数及び引上げ速度等が所定の値となっているかを管理・記録することとしている。岩盤を支持層とする高圧噴出方式の場合には先端処理方法の特性から岩盤の硬軟や岩塊の混入具合によっては適用が制限される場合が考えられ、また機械攪拌方式であっても、岩盤への適用性が確認されていない杭工法もある。

表 5.5.1 岩盤を支持層とした中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）での載荷試験の実施例

根固め球根の 築造方法		杭仕様	拡大掘削	杭長	杭径	支持層の 岩盤	岩盤の 種類	先端 N値
				(m)	(m)			
機械攪拌方式	TAIP工法	鋼管杭	-	26.0	1.0	凝灰岩	風化軟岩	36
	NAKS工法	コンクリート杭	あり	25.0	0.8	泥岩	堆積軟岩	75
	DANK工法	コンクリート杭	あり	27.0	1.0	泥岩	堆積軟岩	167
	DANK工法	コンクリート杭	あり	32.0	1.0	シルト岩	堆積軟岩	100
	DANK工法	コンクリート杭	あり	62.0	1.0	泥岩	堆積軟岩	214
高圧噴出方式	TN工法	鋼管杭	あり	52.1	0.8	土丹	堆積軟岩	115
	STJ工法	コンクリート杭	あり	33.0	0.8	泥岩	堆積軟岩	65

### 5.5.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

#### (1) 一般

施工については基本的に砂・砂れきを支持層とする場合と同様と考えられることから、「既製コンクリート杭の中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）」<sup>9)</sup>、「鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）施工管理要領〈標準版〉」<sup>10)</sup>等が参考となる。

#### (2) 適用範囲

表 5.5.1 に示す載荷試験の実施例及び機械攪拌方式・高圧噴出方式の先端処理方法の特徴を踏まえて、機械攪拌方式の場合、「N 値 150 程度まで」かつ「岩級区分 D 級」、高圧噴出方式の場合、「N 値 100 程度まで」かつ「岩級区分 D 級」を適用範囲と考えている。岩級区分 D 級の岩盤は「堆積軟岩」、「風化軟岩（圧縮性の高い軟岩を含む）」が対象となる。

また、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）は、他の杭工法に比べて杭先端仕様や根固部形状が工法毎に異なるため、岩盤を支持層とする場合に適用できる工法の前条件として、「岩盤を支持層とした載荷試験が実施されていること」及び「施工管理方法が確立していること」が挙げられる。

#### (3) 施工機械設備

堆積軟岩及び風化軟岩であれば、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削は可能と考えられるが、地盤構成や杭

仕様に応じて、オーガ駆動装置の容量を増やす等の検討をするとよい。

#### (4) 施工管理

基本的には砂・砂れきを支持層とする場合と同様の施工管理方法で対応できると考えられるが、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）においては、根固部の強度確認データが少ないことから、当面は工法ごとに定められた施工管理方法を遵守し、記録を残すことが前提であるものの、今後はデータを収集する目的で、事前配合試験又は強度確認を実施されることが望ましい。ただし、未固結試料の採取においては杭工法の特徴から杭中空部には掘削した土砂がある程度残存することから、採取作業によって根固部に土塊を混入させることも考えられるため、十分に検討をして行うこととする。

#### 5.5.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

- ① 中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）は、先端開放の既製杭の内部にスパイラルオーガなどを通して地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設する。既製杭をガイドにしながら掘削できることから、プレボーリング杭工法に比べて、掘削孔の曲がりなどは生じにくいと考えられるが、岩盤の硬さや傾斜によって掘削孔の曲がりや曲がりに伴う掘削装置の損傷等が懸念される場合には、トランシットなどで常時測量し傾斜を補正しながら低速で掘削する。なお、岩盤の傾斜が30度程度を超えるような場合においては、掘削孔の曲がりが発生しやすくなるので、杭工法の選定を含めて検討を行うのが良い。
- ② 支持層を掘削する場合や機械式方式での拡大掘削する場合に、岩盤の硬軟によってはオーガヘッドやスパイラルオーガが大きく振動し、杭体や掘削装置を損傷させるおそれがある。オーガ駆動装置の容量を大きくすることや、掘削速度をできるだけ低速にして振動を抑えながら掘削をすることがよいと考えられる。高圧噴出攪拌方式で拡大掘削する場合には、当面は工法ごとに定められた施工管理方法を遵守し、記録を残すプロセス管理が前提となるが、今後は根固部が所定の形状になっていることを施工中もしくは施工直後に確認できる手法の開発が望まれる。
- ③ 泥岩や土丹等の岩塊が根固部に混入するおそれがある岩盤においては、本研究で得られた知見に基づき、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）においても掘削底からセメントミルクを注入することが、根固部への岩塊の混入を抑える有効な対策の一つであると考えられる。なお、工法によっては支持層から根固液に切替えて掘削する方法の場合について、所定の深度まで掘削完了後に掘削底から所定量の根固液を注入することがよいと考えられる。

## 5.6 中掘り杭工法（コンクリート打設方式）

### 5.6.1 工法の概要

中掘り杭工法コンクリート打設方式は、主に支持層が岩盤等の硬質地盤に適用される工法であり、施工方法は予め鋼管杭の内部にダウンザホールハンマを通して、地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設するダウンザホールハンマ施工と、一般的な中掘り杭工法と同様に、オーガスクリーによって所定深度まで掘削後、ハンマグラブにより管内土を排土するハンマグラブ施工の2つに分類される。ここではダウンザホールハンマ施工について示す。図5.6.1に施工手順例を示す。

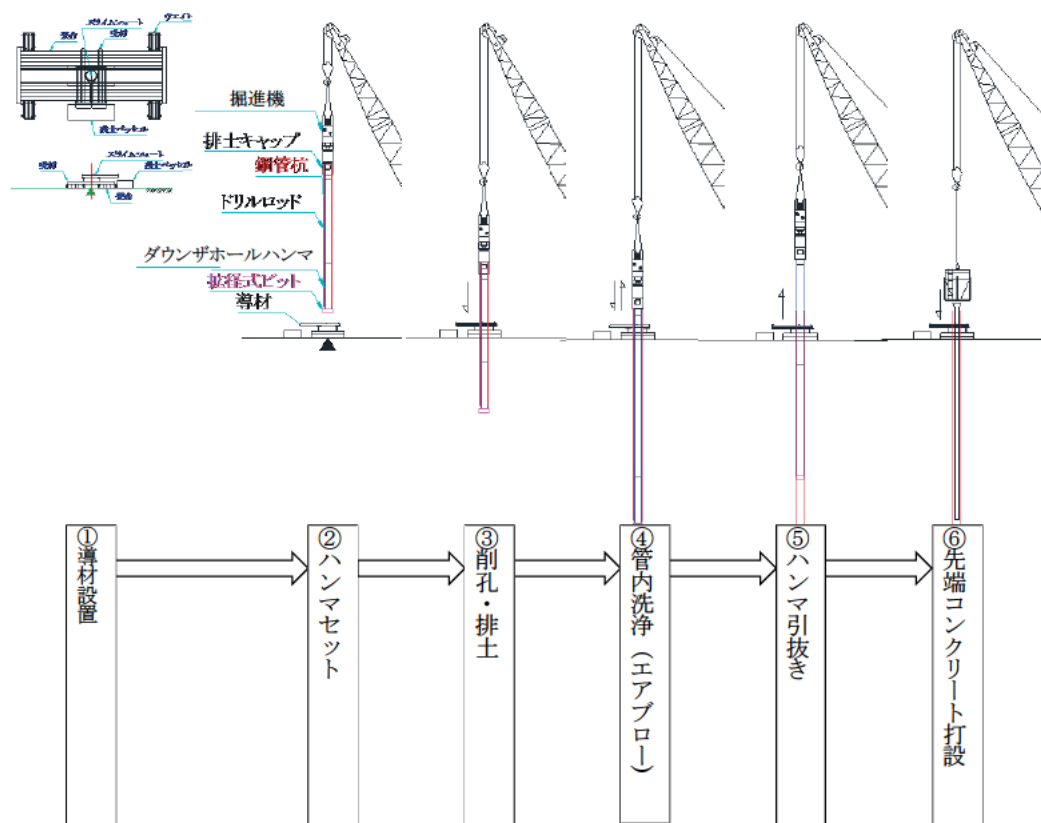


図 5.6.1 ダウンザホールハンマ施工の施工手順例

### 5.6.2 既往の施工事例及び施工試験により得られた知見と課題

岩盤を支持層とするダウンザホールハンマ施工においては、主に仮設構造物の基礎としての施工事例はあるものの、道路橋を対象とした杭基礎としての施工事例や載荷試験を実施した例はなく、設計で期待する先端支持力を確実に発揮するための適切な施工管理方法が必要であった。そこで、本研究では硬岩を対象としたダウンザホールハンマ施工の載荷試験および施工試験を行い、岩盤を支持層とする場合の施工管理方法について検討した。施工試験結果の詳細については参考資料5を参照されたい。施工試験により得られた知見を以下に示す。

- ① 一軸圧縮強度が  $20\text{N/mm}^2$  超の硬岩でも掘削が可能であること、掘削孔の曲がりや杭心ずれといった掘削精度が所定の管理値に収まることを確認した。



- ② 支持層の到達確認は、場所打ち杭工法の施工管理方法と同様に掘削された土砂と土質柱状図、コアサンプルの色調などによる対比で判断ができることがわかった。
- ③ 先端部の築造方法は、水を添加した高圧エアにより管内面の付着物を除去できること、エアリフトにより孔底スライムを除去できることがわかった。また杭先端コンクリートのコア強度を確認した結果、ずれ止めの仕様設定から決めた必要強度を満足していたことがわかった。

ダウンザホールハンマ施工の今後の課題としては、下記が挙げられる。

- ・鋼管ソイルセメント杭工法や中掘り杭工法（セメントミルク攪拌噴出方式）においては、合理的な施工管理と記録の確保の観点から主要な管理項目の計測値を電子情報として取得し、常時表示・記録できる施工管理装置が整備されている。ダウンザホールハンマ施工においても施工管理装置の整備が望まれる。
- ・ヤットコによる施工基盤面より下方の施工の実績が少ないことから、合理的な施工法の確立と実施例の蓄積が望まれる。

### 5.6.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

#### (1) 一般

ダウンザホールハンマ施工は、主に仮設構造物の基礎として適用されており、道路橋を対象とした杭基礎の施工要領が確立されていないことから、本研究で得られた知見を踏まえて、ダウンザホールハンマ施工の施工手順・施工管理方法について取りまとめたものを**参考資料7**に示す。

#### (2) 適用範囲

ダウンザホールハンマ施工の杭先端地盤は軟岩に加えて、既製杭工法では掘削能力の面で施工の不確実性が極めて高いとした硬岩も対象とする。ダウンザホールハンマ施工の杭径は、施工実績より杭径400～1200mmとし、杭長については80m超を施工した実績があり特に制約はないものの、地盤構成や杭仕様によりコンプレッサの容量を検討するのがよいと考えられる。

#### (3) 施工機械設備

ダウンザホールハンマ施工に用いる主要機械設備は、掘削および沈設設備（ダウンザホールハンマ、クローラクレーン、コンプレッサなど）、先端処理設備等である。詳細については**参考資料7**に示す。

#### (4) 施工管理

基本的な施工管理の項目については、他の杭工法と同様である。詳細については**参考資料7**に示す。

### 5.6.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

#### ① 膨張性やスレーキング特性を有する岩盤での施工について

事前の地盤調査において、支持層が膨張性の岩盤である場合やスレーキング特性を持つ岩盤の場合には、できるだけ応力解放や吸水膨張反応による影響を小さくする観点から、支持層掘削からコンクリート打設までの作業を速やかに（同日中）実施することがよいと考えられる。一方、中掘り杭工法コンクリート打設方式では、杭 1 本あたりに打設するコンクリート量が少量のため、複数本同時にコンクリートを打設したほうが施工効率は良く、経済的となる場合がある。このような施工手順を行う場合には、基礎底面の岩盤のスレーキング試験や吸水膨張試験を実施した上で、応力解放や吸水膨張反応による影響が小さいことを確認することが望ましい。

#### ② 液状化が懸念される地盤での施工について

振動を与えながら杭を沈設する工法では、杭沈設の際に地盤を液状化させることで緩める恐れが考えられる。バイブロハンマ工法において、施工前と施工後で地盤調査を実施した結果、細砂層において N 値が上昇するという結果<sup>53)</sup>がある一方、直接基礎の近傍に締切り矢板を施工したところ、支持層を乱して直接基礎が傾斜したという事例もある。

ダウンザホールハンマによる施工は、鋼管杭自体は振動させずに杭先端の地盤の局所的な繰返し打撃であることからバイブロハンマよりも周辺地盤への影響は小さいと考えられ、また液状化層に起因した施工トラブルの発生は確認されていない。ただし、ダウンザホールハンマにおいて、バイブロハンマのような地盤調査を実施した事例がないことから、今後実施し検証されることが望まれる。

## 5.7 まとめ

本章では既往の施工実績や、本研究で実施した現地盤での実杭の施工性試験等から得られた知見や課題を整理し、岩盤を支持層とする杭基礎の施工法及び施工管理方法に関する留意点と対策を明らかにした。

## 6. まとめ

本研究で得られた成果と今後の課題を以下に示す。

### 【2章 対象とする岩盤条件及び杭工法について】

- ・岩盤を支持層とした杭基礎の先端支持力に影響を与える要因を踏まえて、岩盤の力学特性が異なるとみなせる岩盤条件を工学的な指標、定性的な指標に応じて区分した。
- ・岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験事例や施工法を踏まえて、検討対象とする杭工法を区分した。杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験の分析結果が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングをすることとした。

### 【3章 岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について】

- ・支持層とする岩盤条件の設定の目安については、既往の基準や指針等を整理し、これまでに収集した岩盤を支持層とした載荷試験結果の分析及び過去の不具合事例を踏まえて、軟岩における支持層の目安を提案した。
- ・支持層の不陸・傾斜の把握方法については、既往の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示すとともに、予備調査段階、本調査段階での各調査の組合せによる把握方法について提案した。
- ・支持力推定に用いる調査方法については、既往の知見及び本研究で実施した地盤調査結果を踏まえて、亀裂や風化等を考慮した地盤調査方法と評価方法を提案した。
- ・今後の課題としては、さらなる地盤調査データの蓄積が必要である。特にデータ数が少ない「準岩盤強度による亀裂を考慮した補正方法」や「三軸圧縮試験、多段階三軸圧縮試験から一軸圧縮強度を求める方法」の検証が必要となる。

### 【4章 岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式について】

- ・杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果の分析から同様とみなせるプレボーリング杭工法と鋼管ソールセメント杭工法についてはグルーピングを行い、支持力推定式の検討を行った。
- ・杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果の分析から、中掘り杭工法コンクリート打設方式については場所打ち杭工法での先端支持力度を適用することは妥当であることが分かった。
- ・標準化した方法により算定した支持力推定式については、その妥当性やデータの多寡を考慮して軟岩における杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。
- ・場所打ち杭工法、中掘り杭工法コンクリート打設方式での硬岩における支持力推定式は、安全側に評価する軟岩における一軸圧縮強度より求めた推定式を準用することとした。
- ・今後の課題としては、支持力推定式の信頼性を評価する上で、さらなる載荷試験データの蓄積が必要である。特に載荷試験数が少ない杭工法や圧縮性が高い風化軟岩（風化花崗岩等）を支持層とした場合での載荷試験データの蓄積が望まれる。

#### 【5章 岩盤を支持層とする杭基礎の施工管理方法について】

- ・既往の施工実績や、本研究で実施した現地盤での実杭の施工性試験等から得られた知見や課題を整理し、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式、コンクリート打設方式）での岩盤を支持層とする杭基礎の施工方法及び施工管理方法に関する留意点と対策を明らかにした。
- ・今後の課題としては、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、中掘り杭工法（コンクリート打設方式）において、従来の目視等で支持層の確認が十分にできない場合、施工データに基づく支持層の判断方法の確立が望まれる。また、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）において、根固部もしくは杭先端固化部での強度確認データの蓄積が望まれる。

## 参考文献

- 1) 七澤利明, 眞弓英大, 河野哲也, 坂本裕司, 田辺晶規, 河村淳, 宮原清, 今野貴元: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料 第 4339 号, 2016.10.
- 2) 村中誠, 岡田和弘, 加藤昌明, 宮部光貴: 新東名高速道路 浜松いなさ JCT~豊田東 JCT 間橋梁下部工の沈下対策工事—愛知県新城市—, 土木施工 Vol.57 No.7, pp194-198, 2016.7.
- 3) 国土交通省九州地方整備局遠賀川河川事務所: 「中間堰技術検討委員会」の設置について, 2013.
- 4) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2017.11.
- 5) 岐阜大学, 新潟大学, (国研) 土木研究所: 平成 25-27 年度道路橋示方書の改定を踏まえた性能設計概念に基づく設計照査手法についての研究開発, 共同研究報告書第 499 号, 2018.6.
- 6) 中谷昌一, 七澤利明, 西田秀明, 河野哲也, 木村真也: 岩盤上の基礎の鉛直方向の安定照査法のための地盤反力度の評価に関する研究, 土木研究所資料 第 4222 号, 2012.3.
- 7) 建設省大臣官房技術調査室, 建設省土木研究所編: ボーリング柱状図作成要領(案) 解説書改定版, (財) 日本建設情報総合センター, 1999.
- 8) (公社) 日本道路協会: 杭基礎施工便覧, 2015.3.
- 9) (一社) コンクリートパイル建設技術協会: 既製コンクリート杭の中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式) COPITA 式施工管理要領(土木), 2016.9.
- 10) (一社) 鋼管杭・鋼管矢板技術協会: 鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式) 施工管理要領<標準版>, 2017.3.
- 11) (一社) コンクリートパイル建設技術協会: COPITA 型プレボーリング杭工法の施工ガイドライン(土木), 2016.3.
- 12) (一社) 鋼管杭・鋼管矢板技術協会: 鋼管ソイルセメント杭工法施工管理要領, 2017.3.
- 13) (一社) 日本基礎建設協会: 場所打ちコンクリート杭 施工指針・同解説 オールケーシング工法(土木), 2015.2.
- 14) (一社) 鋼管杭・鋼管矢板技術協会: 回転杭工法施工管理要領, 2017.3.
- 15) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2012.3.
- 16) (公社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 2015.3.
- 17) (社) 日本道路協会: 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 2012.4.
- 18) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 調査要領, 2017.7.
- 19) 宮部光貴, 早川慎治, 加藤昌明, 上東泰: 脆弱岩や風化岩等における設計・施工事例—新東名高速道路新城地区の橋梁下部工の沈下とその対策—, 基礎工, Vol44, No.12, pp.87-91, 2016.12.
- 20) 柳浦良行, 浅井健一: 岩を支持層とする杭基礎の地盤調査方法に関する取組み, 基礎工, vol.44, No.12, pp.23-26, 2016.12.
- 21) 柳浦良行: 全地連ガイドライン等における杭の支持層調査の紹介, 基礎工, vol.45, No.8, pp.90-91, 2017.8.

- 22) (一社) 全国地質調査業協会連合会：「岩を支持層とする杭基礎の調査法」に関する検討委員会報告書(案)，p26，2017.1.
- 23) 浅井健一，佐々木靖人，七澤利明：杭基礎支持岩盤の深さ変化の面的調査のためのサウンディングの適用性検討，日本応用地質学会研究発表会，PP.287-288，2017.10.
- 24) 平成 13 年国土交通省告示第 1113 号，2001.
- 25) (社) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10.
- 26) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領第二集橋梁建設編，2013.7.
- 27) (一社) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説，p.50，2016.8.
- 28) 瀬崎満弘，Omer AYDAN，市川康明，川本眺万：岩盤データベースを用いた NATM の事前設計のための物性値，土木学会論文集 第 421 号/VI-13，pp.125-133，1990.9.
- 29) 小西純一，福田裕之，山本浩樹：第三紀泥岩のスレーキング・膨潤性について，全地連「技術 e-フォーラム 2002」よなご，No.2002-86，2002.
- 30) 一木保夫：コンクリート支承面が局部的に荷重を受ける場合のコンクリートの許容支圧応力度実験式並びに其の適用の限界に就いて，土木試験所報告，第 60 号，1941.3.
- 31) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 1998 改定，p.88-p.89，1998.11.
- 32) 木谷好伸，加藤洋一，田中和夫，桑原文夫：埋込み杭の先端拡大根固め球根の鉛直支持性能に関する模型実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.72，No. 615，p.137-p.143，2007.
- 33) 七澤利明，河野哲也，宮原清，大城一徳：杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究，土木研究所資料，第 4374 号，2018.3.
- 34) (株) 横山基礎工事 HP：PRD-ROSE 工法 REACH-PILE-X TYPE
- 35) (一社) 日本基礎建設協会 HP：オールケーシング工法施工順序
- 36) AASHTO：AASHTO LRFD Bridge Design Specification，Fifth edition・2010，2010.
- 37) 七澤利明，河野哲也，田辺晶規：岩盤を支持層とする杭の先端極限支持力度の評価，土木研究所資料 第 4303 号，2015.2.
- 38) (社) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説―第一回改定版―，2002.
- 39) 中谷昌一，白戸真大，横幕清：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料，第 4139 号，2009.3.
- 40) 宇都一馬，冬木衛，桜井学：杭の載荷試験結果の整理法，基礎工，Vol.10，No.9，pp21-30，1982.9.
- 41) 高野昭信，岸田英明：砂地盤中の Non-Displacement Pile 先端部地盤の破壊機構，日本建築学会論文報告集，No.285，pp.51-62，1979.11.
- 42) 佐伯英一郎，岩松浩一，木下雅敬：Non-Displacement Pile の先端支持力推定のための地盤の「平均 N 値」に関する解析的一考察，日本建築学会構造系論文集，第 535 号，pp.87-94，2000.9.
- 43) 小椋仁志：杭の先端支持力算定式に関する一考察(先端平均 N 値の平均範囲を中心として)，第 45 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.199-204，2000.10.

- 44) 岡原美知夫, 神長耕二, 中谷昌一, 森浩樹, 北村敬司, 津川優司: 軟岩を支持層とする杭の支持力に関する実験的研究、土木研究所資料, 第 2720 号, 1989.2.
- 45) 山肩邦男: 大口径杭の現状と鉛直支持力に関する問題点, 土と基礎, Vol.28, No.11, pp.5- 11, 1980.11.
- 46) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻), 2007.7.
- 47) 酒井隆男, 木谷好伸: 埋込み杭施工時の掘削抵抗による支持層深度調査, 第 43 回地盤工学研究発表会, pp.1305-1306, 2008.6.
- 48) 竹森敬介, 安達俊治, 津田和義, 杉山太宏, 藤井衛: 杭先端根固め部へのセメントミルクの注入・攪拌方法に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, 第 21 巻, 第 48 号, pp.551-556, 2015.6.
- 49) (一財) 国土技術研究センター: HYSC 杭(鋼管ソイルセメント杭工法), 建設技術審査証明事業(一般土木工法) 報告書, 2012.2.
- 50) (一財) 国土技術研究センター: ガンテツパイル(鋼管ソイルセメント杭工法), 建設技術審査証明事業(一般土木工法) 報告書, 2006.1.
- 51) 加藤篤史: 岩を支持層とする鋼管杭の事例—鋼管ソイルセメント杭—, 基礎工 Vol.44, No.12, pp53-55, 2016.12.
- 52) 酒井隆男, 木谷好伸, 坪井秀樹, 皆川恵三, 桑原文夫: 埋め込み杭の根固め部における未固結試料採取による施工管理手法の提案 その 2 根固め部に混入した土塊の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp471-472, 2014.9.
- 53) バイブロハンマ工法技術研究会: バイブロハンマ設計施工便覧, 2010.1.



## 参考資料 1 載荷試験位置での地盤調査結果

本資料では、新規載荷試験位置での地盤調査結果（1.～3.）と、既存載荷試験位置で追加地盤調査結果（4.～5.）を示す。なお、1.～3.のボーリングは、「平成28年度 建設産業活性化助成事業（一般財団法人建設業振興基金）」の助成金を用いて実施された「岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業（一般社団法人全国地質調査業協会連合会）」において実施された基礎データ収集結果からの抜粋である。

1. 福島県（その1）での調査例（No.33、35）
2. 岡山県での調査例（No.36）
3. 長崎県での調査例（No.32、34）
4. 広島県での調査例（No.2）
5. 福島県（その2）での調査例（No.29）

### 【記載内容】

- ・調査概要
- ・調査位置案内図
- ・調査位置図
- ・岩盤柱状図
- ・コア写真
- ・孔内載荷試験結果
- ・PS 検層結果
- ・室内岩石試験結果（写真含む）

## 1. 福島県（その1）での調査例（No. 33、35）

### 1.1 調査概要

- (1) 調査件名：岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査（いわき市泉町）
- (2) 調査場所：福島県いわき市泉町滝尻字亀石町 2-44（調査位置を図参 1.1.1 に示す）
- (3) 調査期間：平成 28 年 7 月 20 日～平成 28 年 10 月 31 日
- (4) 調査目的：岩を支持層とする杭基礎に関する調査研究のための本調査として、当該地における支持層の分布や強度特性等の地盤情報を得ることを目的として標準貫入試験を伴うボーリング、原位置試験、岩石試験を実施した。
- (5) 調査内容：調査内容は以下に示すとおりであり、表参 1.1.1 に実施数量表を示す。

①ボーリング	1 箇所 21m
②標準貫入試験	1 箇所 21 回
③孔内水平載荷試験（中圧）	1 回
④PS 検層	21m
⑤岩石試験	
自然密度試験	3 供試体
超音波伝播試験	2 供試体
一軸圧縮試験	1 供試体
圧裂引張試験	1 供試体
多段階三軸圧縮試験	1 供試体

## 1.2 調査数量

表参 1.1.1 調査実施数量表

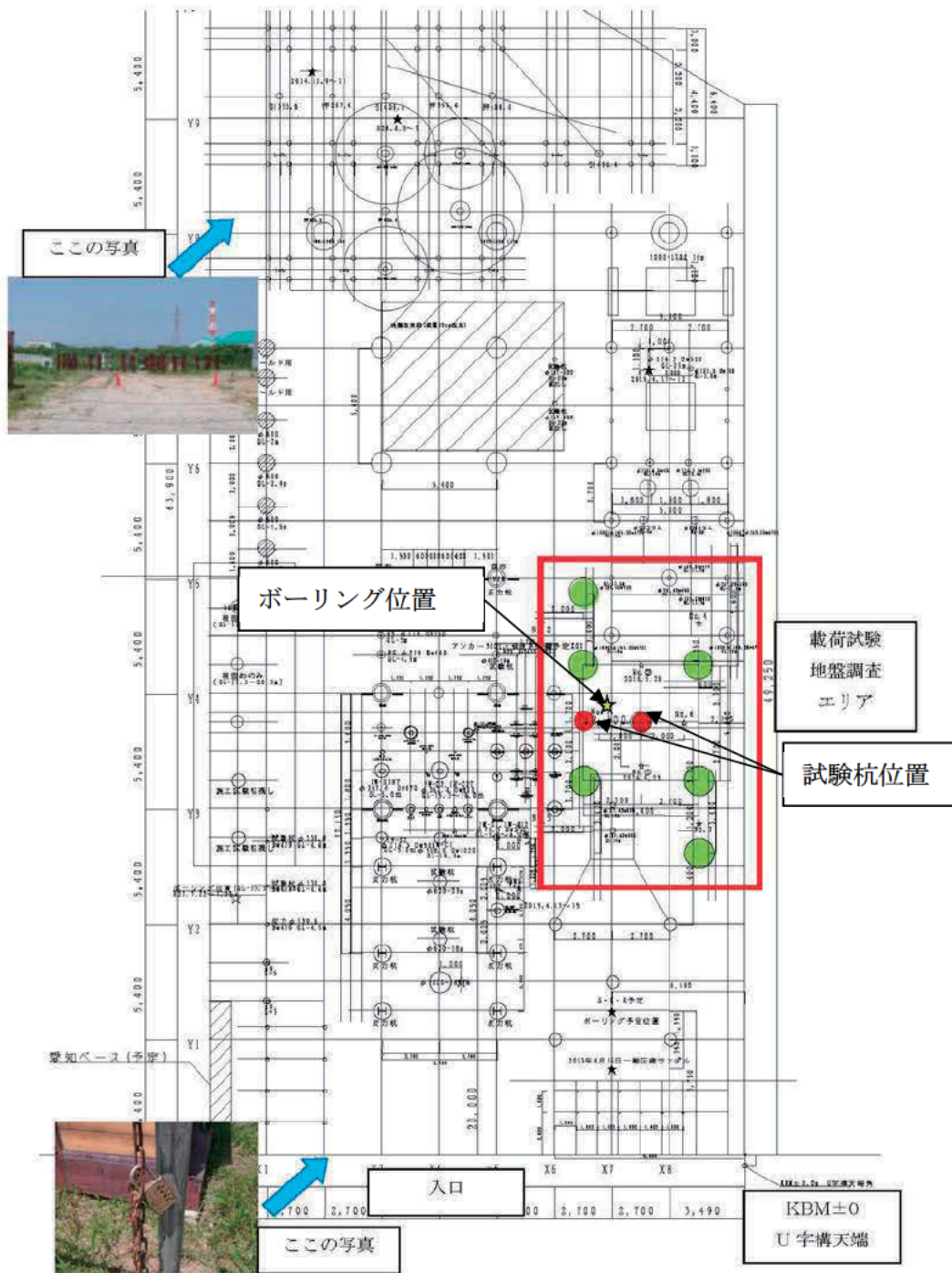
孔番	ボーリング工(m)						標準貫入試験(回)					孔内水平 載荷試験 (回)	PS検層 (回)	岩石試験(供試体)				
	φ66mm オールコアボーリング					合計	粘土 シルト	砂 砂質土	礫質土	軟岩	合計			密度試 験	超音波 伝播試 験	一軸圧 縮試験	圧裂引 張試験	多段階 三軸圧 縮試験
	粘土 シルト	砂 砂質土	礫質土	軟岩	計													
No.1	6.55	5.6	0	8.85	21	21	6	5	0	10	21	1	21	3	2	1	1	1

### 1.3 調査位置案内図



図参 1.1.1 調査位置案内図 (縮尺 1 : 25,000)

# 1.4 調査位置図



図参 1.1.2 調査位置平面図

1.5 岩盤柱状図

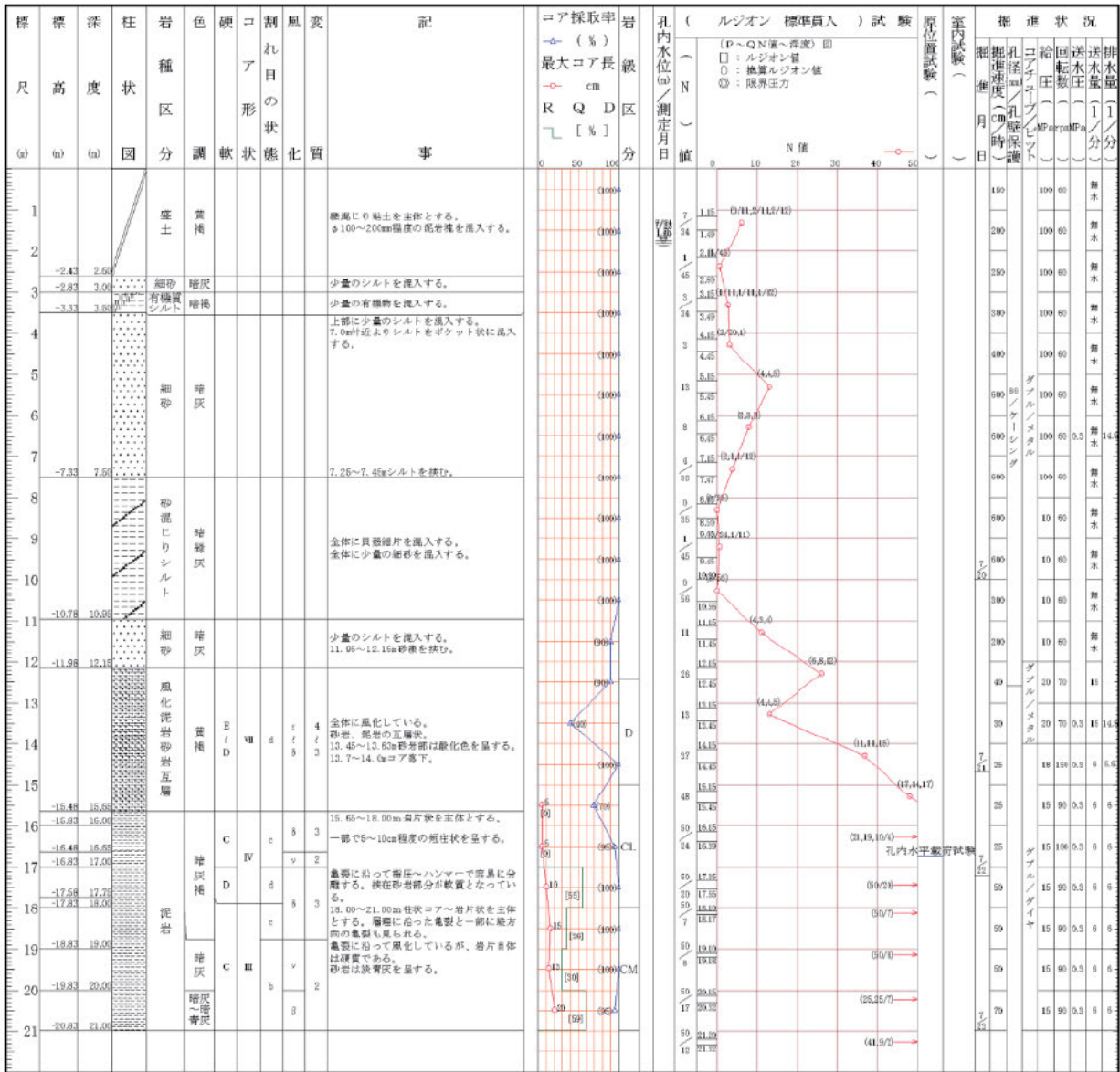
調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計および施工法に関する調査研究事業

ボーリングNo

事業・工事名

シートNo

ボーリング名	福島県いわき市泉町	調査位置	福島県いわき市泉町滝尻字亀石町2-44	北緯	36° 56' 33.3"
発注機関	一般社団法人全国地質調査業協会連合会	調査期間	平成 28年 7月 20日 ~ 28年 7月 24日	東経	140° 52' 2.2"
調査業者名	株式会社ダイヤコンサルタント 電話(048-654-1959)	主任技師	大賀 政秀	現場代理人	大賀 政秀
ボーリング責任者	横山 貴光		コア鑑定者	大賀 政秀	
ボーリングNo			試験機	A2	
ボーリングNo			エンジン	YANMAR NFAD8	
ボーリングNo			ポンプ	GP-5	



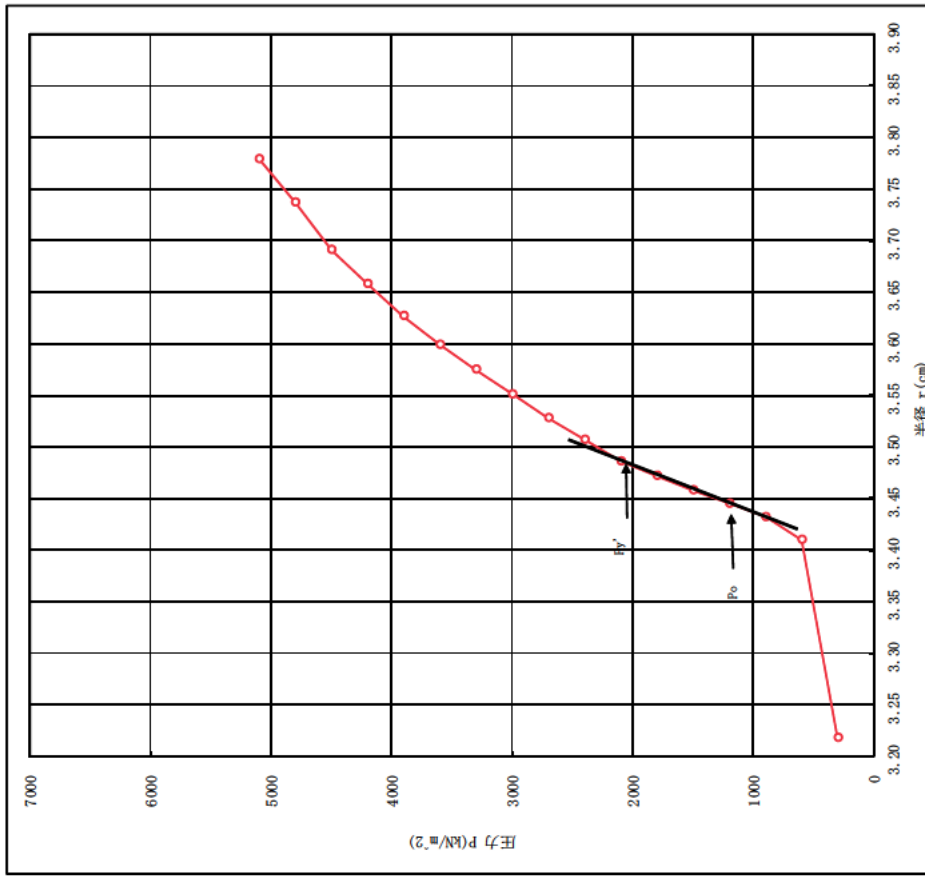
1.6 コア写真



# 1.7 孔内水平載荷試験結果

孔内水平載荷試験結果

孔番号	いわき市泉町	試験年月日	平成28年7月22日				
試験番号	—	地質名	泥岩				
試験深度	GL-16.75 (m)	岩盤等級	CL				
試験標高	KBM-17.58 (m)	設置後の半径 R	3.044 (cm)				
地下水位	GL-1.80 (m)	設置後の圧力 P	30.4 (kN/m <sup>2</sup> )				
圧力 P (kN/m <sup>2</sup> )	半径 R <sub>0</sub> (cm)	2分後の半径 (cm)	R <sub>2</sub>	2分後の列-7量 (cm)	Δr=R-R <sub>0</sub>	半径の差 (cm)	R (P <sub>0</sub> )-R (P <sub>n</sub> )
300.0	3.172	3.218	3.218	0.046	0.046	0.192	
600.0	3.392	3.410	3.410	0.018	0.018	0.022	
900.0	3.425	3.432	3.432	0.007	0.007	0.013	
1200.0	3.442	3.445	3.445	0.003	0.003	0.013	
1500.0	3.455	3.458	3.458	0.003	0.003	0.014	
1800.0	3.468	3.472	3.472	0.004	0.004	0.014	
2100.0	3.482	3.486	3.486	0.004	0.004	0.021	
2400.0	3.498	3.507	3.507	0.009	0.009	0.021	
2700.0	3.520	3.528	3.528	0.008	0.008	0.023	
3000.0	3.542	3.551	3.551	0.009	0.009	0.024	
3300.0	3.562	3.575	3.575	0.013	0.013	0.024	
3600.0	3.587	3.599	3.599	0.012	0.012	0.028	
3900.0	3.613	3.627	3.627	0.014	0.014	0.031	
4200.0	3.639	3.658	3.658	0.019	0.019	0.033	
4500.0	3.671	3.691	3.691	0.020	0.020	0.046	
4800.0	3.710	3.737	3.737	0.027	0.027	0.042	
5100.0	3.754	3.779	3.779	0.025	0.025		



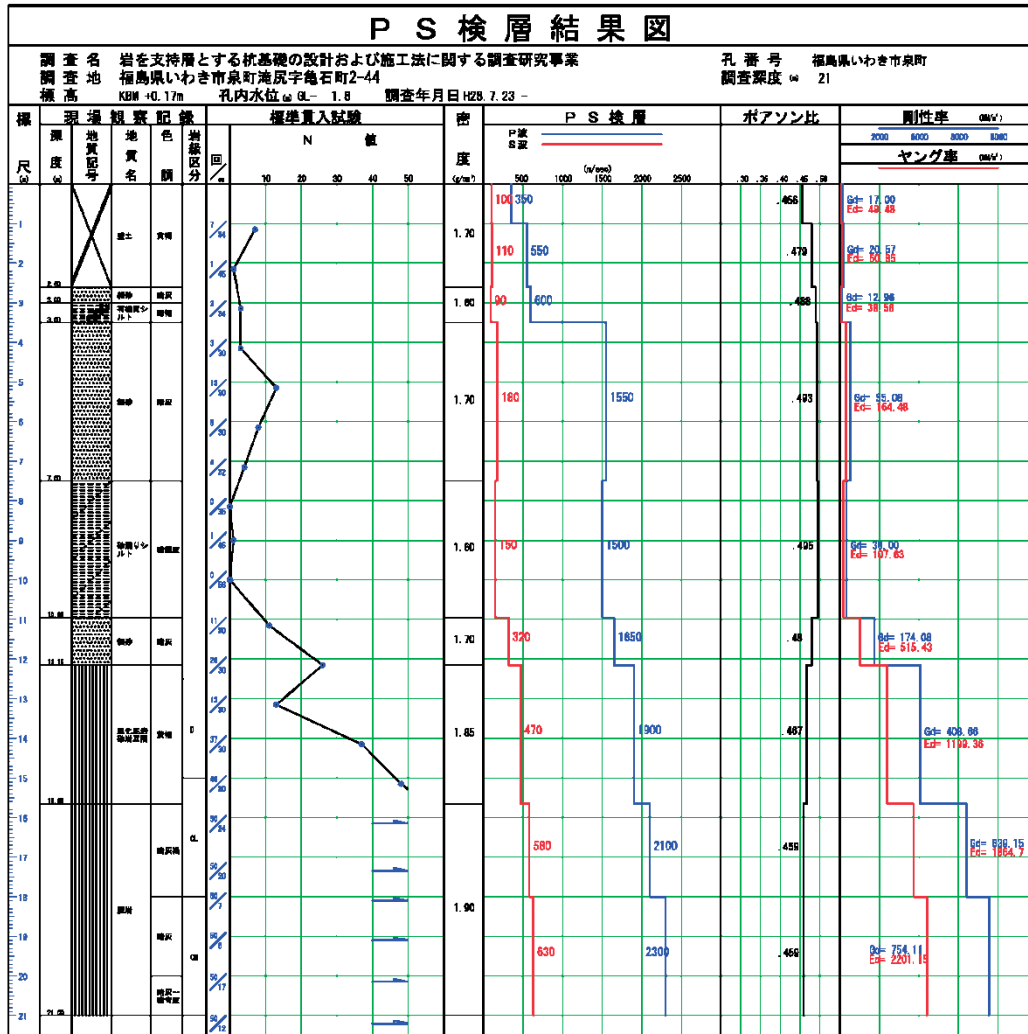
初期圧力p<sub>0</sub>= 900 kN/m<sup>2</sup>  
 降伏圧力p<sub>y</sub>= 2100 kN/m<sup>2</sup>  
 極限圧力p<sub>l</sub>= - kN/m<sup>2</sup>

【変形係数Ebの算出】

$$\begin{aligned}
 \nu &= 0.3 \\
 p_l &= 900 \text{ kN/m}^2 \\
 P_y &= 2100 \text{ kN/m}^2 \\
 r_l &= 3.432 \text{ cm} \\
 r_y &= 3.486 \text{ cm} \\
 \Delta p &= p_l - p_0 = 1200.0 \text{ kN/m}^2 \\
 \Delta r &= r_y - r_l = 0.054 \text{ cm} \\
 r_m &= (r_y + r_l) / 2 = 3.459 \text{ cm} \\
 E_b &= (1 + \nu) r_m \Delta p / \Delta r = 99.9 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$



1.8 PS 検層結果



1.9 岩石試験結果一覧表

住名：岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業

試料番号	高度		物理試験結果				超音波伝播速度測定結果				一般圧縮試験結果				多軸圧縮試験結果 (MD)結果								
	上限 m	下限 m	密度 g/cm <sup>3</sup>	天然 γ <sub>n</sub>	湿潤 γ <sub>w</sub>	乾燥 γ <sub>d</sub>	吸水率 Wa %	有効孔隙率 n <sub>e</sub> %	含水率 Wn %	粗和度 Sr %	縦波速度 V <sub>p</sub> km/sec	横波速度 V <sub>s</sub> km/sec	弾性係数 E <sub>d</sub> MN/m <sup>2</sup>	動ポアソン比 ν <sub>d</sub>	一軸圧縮強度 qu KN/m <sup>2</sup>	圧引引張強度 σ <sub>t</sub> MN/m <sup>2</sup>	ひずみゲージ R <sub>10</sub> MN/m <sup>2</sup>	ダイヤルゲージ DR <sub>100</sub> MN/m <sup>2</sup>	ポアソン比 ν	軸力 σ <sub>axial</sub> MN/m <sup>2</sup>	圧縮強度 σ <sub>axial</sub> MN/m <sup>2</sup>	変形係数 R <sub>10</sub> 100/cf	強度定数 C <sub>1</sub>
1	16.77	16.80	—	1.832	1.833	1.837	37.1	49.6	37.0	99.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	16.80	16.84	1.937	—	—	—	—	—	—	—	2.43	1.04	5800	0.393	—	3.03	—	—	—	—	—	—	—
2	16.87	16.97	1.892	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	16.97	17.00	—	1.935	1.936	1.937	22.0	34.9	21.9	99.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	17.85	17.88	—	1.952	1.933	1.951	24.6	38.2	24.6	99.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	17.90	18.00	1.928	—	—	—	—	—	—	—	1.78	0.474	1200	0.462	1.40	—	393	122	0.496	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

1.10 岩石試験結果（密度測定）

	岩石の密度試験（ノギス法）	報告用紙
--	---------------	------

調査名 <span style="float: right; font-size: small;">岩を支持層とする 杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究</span>	試験日 28年 8月 日
位置Br.No.	試験者

供試体番号	No. 1	No. 2	No. 3	No.
深 度	16.80 m ~ 16.84 m	16.87 m ~ 16.97 m	17.90 m ~ 18.00 m	m ~ m
岩 石 名	泥岩(圧裂試料)	泥岩(多三軸試料)	泥岩(一軸試料)	
平均高さ cm	4.075	9.815	9.560	
上部平均直径 cm	4.855	4.895	4.875	
中部平均直径 cm	4.855	4.870	4.875	
下部平均直径 cm	4.855	4.868	4.875	
全平均直径 cm	4.855	4.878	4.875	
断 面 積 cm <sup>2</sup>	18.51	18.69	18.67	
体 積 cm <sup>3</sup>	75.43	183.44	178.49	
質 量 g	146.14	346.98	326.36	
密 度 g/cm <sup>3</sup>	1.937	1.892	1.828	

供試体番号	No.	No.	No.	No.
深 度	m ~ m	m ~ m	m ~ m	m ~ m
岩 石 名				
平均高さ cm				
上部平均直径 cm				
中部平均直径 cm				
下部平均直径 cm				
全平均直径 cm				
断 面 積 cm <sup>2</sup>				
体 積 cm <sup>3</sup>				
質 量 g				
密 度 g/cm <sup>3</sup>				

1.11 岩石試験結果（物理試験）

岩石の物理試験	報告用紙
---------	------

調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業 試験日 28年 8月 日

位置Br.No. \_\_\_\_\_ 試験者 \_\_\_\_\_

供試体番号	岩石名	自然質量 W <sub>1</sub>	水中質量 W <sub>3</sub>	見掛比重 または 密度(g/cm <sup>3</sup> ) (三状態)	吸水率	飽和度	体積 W <sub>2</sub> -W <sub>3</sub> (cm <sup>3</sup> )
		強制湿潤 質量 W <sub>2</sub>	強制乾燥 質量 W <sub>4</sub>		有効間隙率	含水比	
					(g)		
No. 1 16.77 m ~ 16.80 m	泥岩	73.37	33.35	自然 1.832	37.1	99.8	40.06
				強湿 1.833	49.6		
		73.41	53.56	強乾 1.337	49.5	37.0	
No. 2 16.97 m ~ 17.00 m	泥岩	56.88	27.52	自然 1.935	22.0	99.6	29.40
				強湿 1.936	34.9		
		56.92	46.65	強乾 1.587	34.8	21.9	
No. 3 17.85 m ~ 17.88 m	泥岩	72.31	34.93	自然 1.932	24.6	99.7	37.42
				強湿 1.933	38.2		
		72.35	58.05	強乾 1.551	38.1	24.6	
No. m ~ m				自然			
				強湿			
				強乾			
No. m ~ m				自然			
				強湿			
				強乾			
No. m ~ m				自然			
				強湿			
				強乾			
No. m ~ m				自然			
				強湿			
				強乾			
No. m ~ m				自然			
				強湿			
				強乾			
No. m ~ m				自然			
				強湿			
				強乾			

1.12 岩石試験結果（超音波伝播速度）

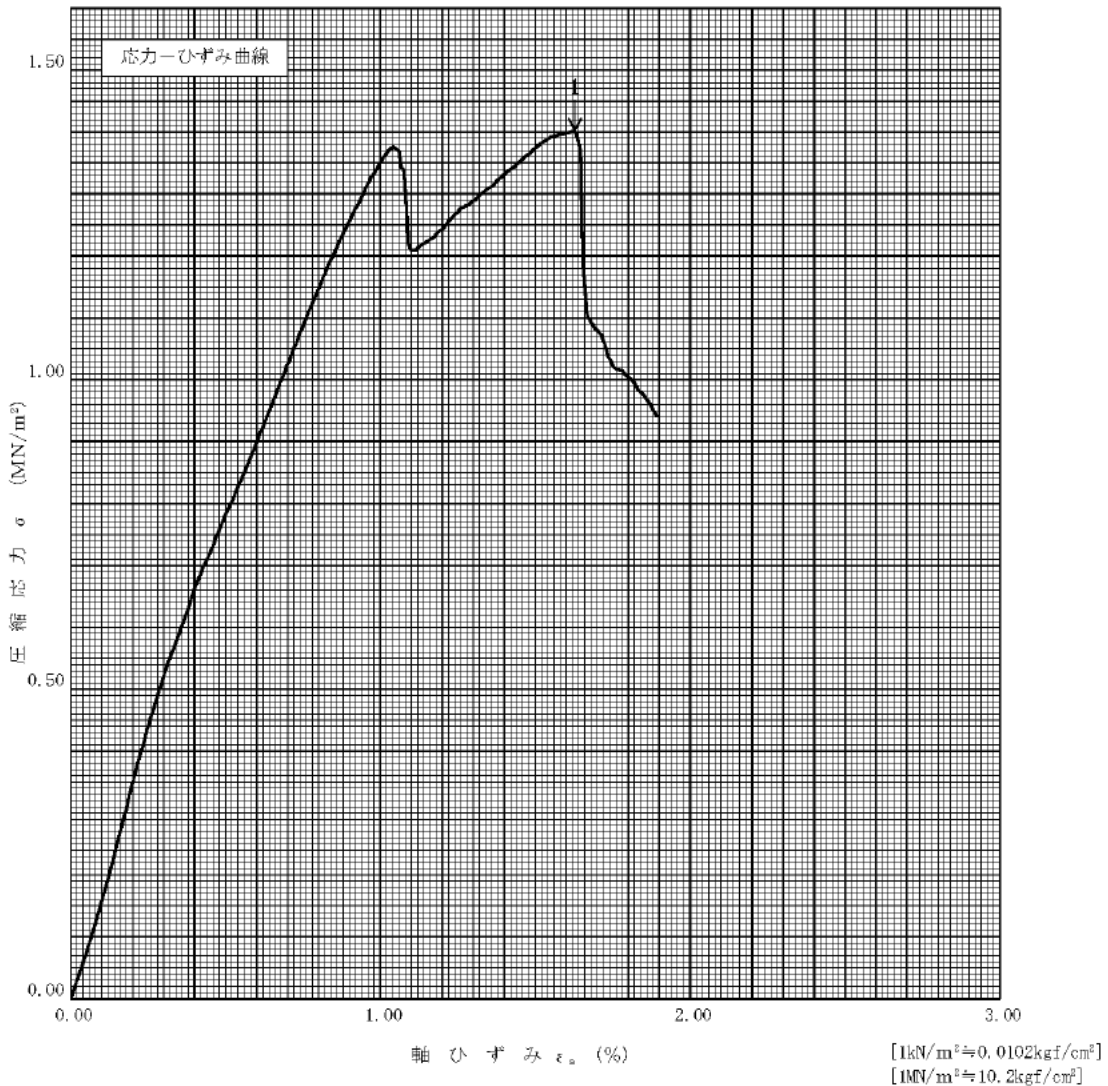
超 音 波 伝 播 速 度 測 定	報告用紙
-------------------	------

調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業      試験日 28年 8月 日  
 位置Br.No. \_\_\_\_\_      試験者 \_\_\_\_\_

試料番号	岩石名 測定条件	試料長 cm	P 波		S 波		動ポアソン比	備考
		試料直径 cm	伝播時間 μ sec	速 度 km/sec	伝播時間 μ sec	速 度 km/sec	動弾性係数 MN/m <sup>2</sup>	
		密 度 g/cm <sup>3</sup>					動せん断弾性係数 MN/m <sup>2</sup>	
No. 1 16.80 m ~ 16.84 m	花崗(圧製試料) 自然状態	4.075 4.855 1.937	16.8 16.8 16.8	2.43	38.6 39.4 39.0	1.04	0.388 5830 2100	
No. 2 16.87 m ~ 16.97 m	花崗(多三軸試料) 自然状態	9.815 4.878 1.892	--- --- ---		--- --- ---			
No. 3 17.90 m ~ 18.00 m	花崗(一軸試料) 自然状態	9.560 4.875 1.828	53.7 53.6 53.7	1.78	202.0 201.0 201.5	0.474	0.462 1200 411	
No.    m ~    m								
No.    m ~    m								
No.    m ~    m								
No.    m ~    m								
No.    m ~    m								
No.    m ~    m								
No.    m ~    m								

### 1.13 岩石試験結果（一軸圧縮試験：ダイヤルゲージ）

J I S M 0302-2000		岩石の一軸圧縮試験 (強度・変形特性)					
J G S 2521-2009							
調査件名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業		試験年月日		2016年8月			
試料番号(深さ) 3(17.90~18.00m)		試験者					
岩石名	泥岩	試料の状態	自然	破壊状況			
ひずみ速度 %/min	0.1	初期高さ $H_0$ cm	9.560				
荷重計容量 kN	30.0	初期直径 $D_0$ cm	4.875				
特記事項		質量 $m_0$ g	326.36				
		密度 $\rho_0$ g/cm <sup>3</sup>	1.828				
		初期含水比 $w_0$ %					
		一軸圧縮強さ $q_u$ MN/m <sup>2</sup>	1.40				
		破壊ひずみ $\epsilon_{ue}$ %	1.63				
		変形係数(割) $DE_{e,50}$ MN/m <sup>2</sup>	$1.62 \times 10^5$			変形係数(割) $E_{e,50}$ MN/m <sup>2</sup>	$6.36 \times 10^5$
		変形係数(接) $DE_{t,50}$ MN/m <sup>2</sup>	$1.22 \times 10^5$			変形係数(接) $E_{t,50}$ MN/m <sup>2</sup>	$3.98 \times 10^5$
				静ポアソン比 $\nu$	0.496		



DIA CONSULTANTS

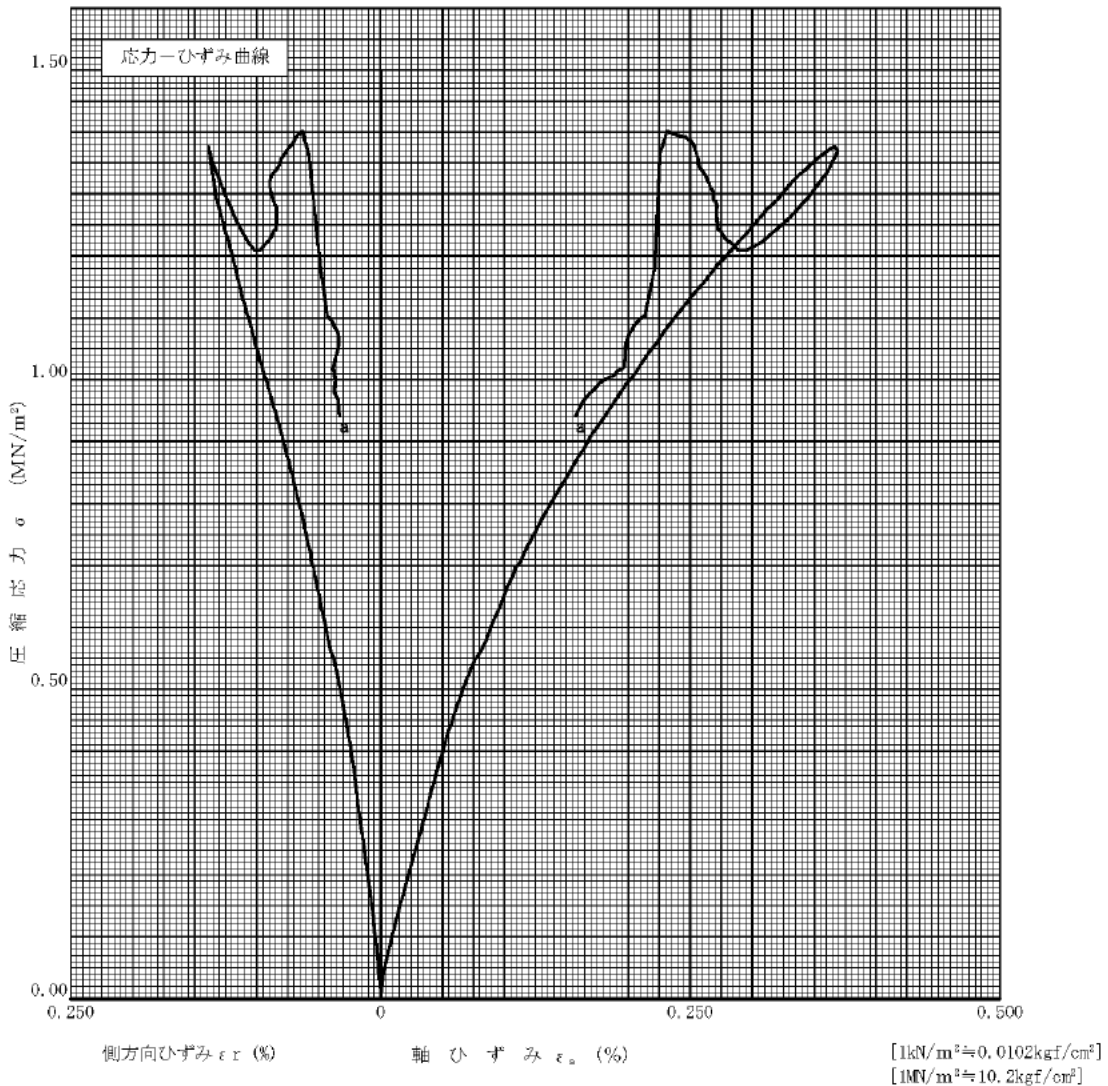
1.14 岩石試験結果（一軸圧縮試験：ひずみゲージ）

J I S M 0302-2000 J G S 2521-2009	岩石の一軸圧縮試験	静ポアソン比 (強度・変形特性)
--------------------------------------	-----------	---------------------

調査件名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業 試験年月日 2016年8月

試料番号(深さ) 3(17.90~18.00m) 試験者

岩石名	泥岩	試料の状態	自然	破壊状況
ひずみ速度 %/min	0.1	初期高さ $H_0$ cm	9.560	
荷重計容量 kN	30.0	初期直径 $D_0$ cm	4.875	
特記事項		質量 $m_0$ g	326.36	
		密度 $\rho_0$ g/cm <sup>3</sup>	1.828	
		初期含水比 $w_0$ %		
		一軸圧縮強さ $q_u$ MN/m <sup>2</sup>	1.40	
		破壊ひずみ $\epsilon_{uf}$ %	1.63	
		変形係数(割) $DE_{\epsilon, 50}$ MN/m <sup>2</sup>	$1.62 \times 10^2$	変形係数(割) $E_{\epsilon, 50}$ MN/m <sup>2</sup> $6.36 \times 10^2$
		変形係数(接) $DE_{\epsilon, 50}$ MN/m <sup>2</sup>	$1.22 \times 10^2$	変形係数(接) $E_{\epsilon, 50}$ MN/m <sup>2</sup> $3.98 \times 10^2$
				静ポアソン比 $\nu$ 0.496



DIA CONSULTANTS

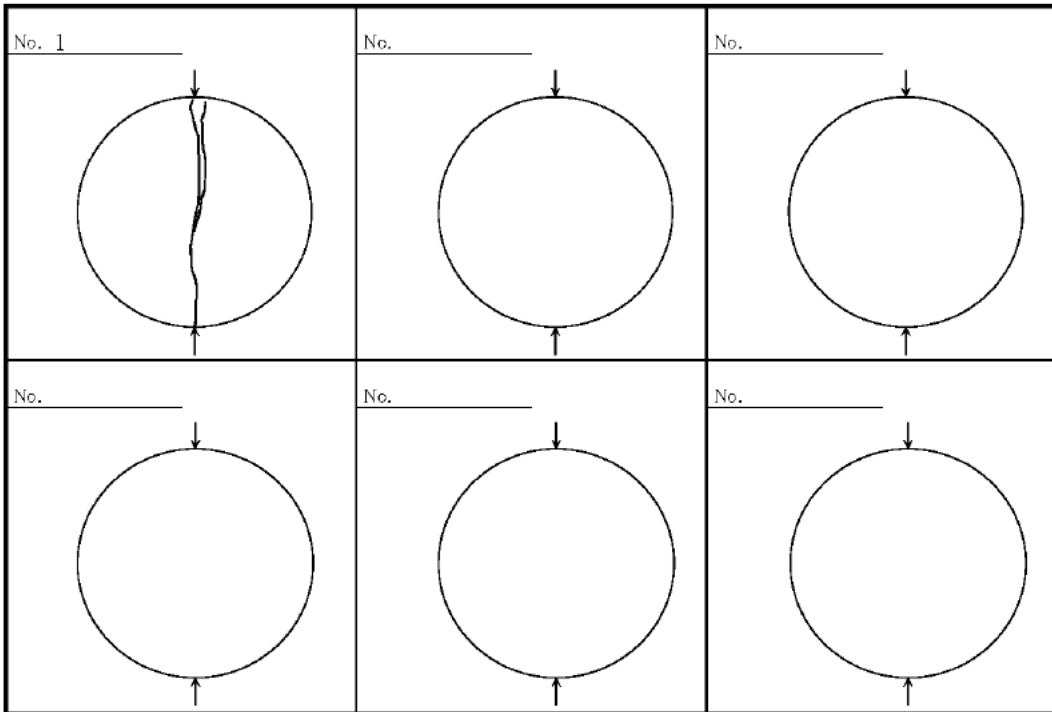
1.15 岩石試験結果（引張試験）

岩石の引張（圧裂）試験	報告用紙
-------------	------

調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査 試験日 28年 8月 日  
 位置Br.No. \_\_\_\_\_ 試験者 \_\_\_\_\_

試料番号	岩石名	試料長 cm	試料直径 cm	密度 g/cm <sup>3</sup>	破壊荷重 kN	引張り強さ MN/m <sup>2</sup>	一軸圧縮強さ MN/m <sup>2</sup>	ぜい性度
No. 1 16.80 m ~ 16.84 m	泥岩(圧裂試料)	4.075	4.855	1.937	9.41	3.03		
No. _____ ~ _____								
No. _____ ~ _____								
No. _____ ~ _____								
No. _____ ~ _____								
No. _____ ~ _____								

破壊後スケッチ



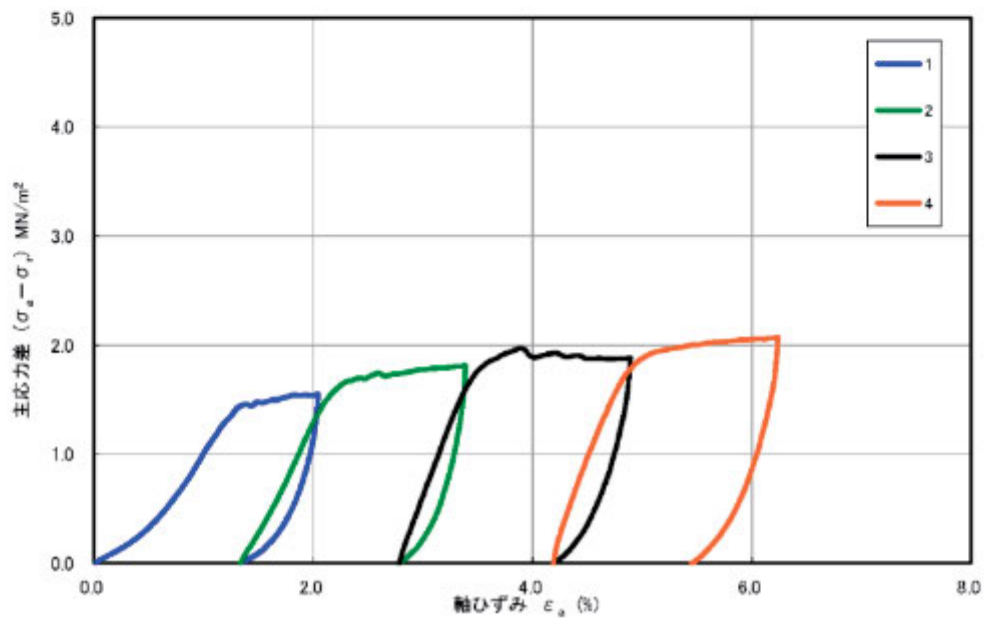


1.16 岩石試験結果（多段階三軸圧縮試験）

岩石の多段階三軸圧縮試験

孔名	No. 13		強度定数			
岩種	泥岩		粘着力 $\text{MN/m}^2$	せん断抵抗角 $^\circ$		
深度	16.87 m	~ 16.97 m	$C_u$	0.425	$\phi_u$	27.9
試験方法	(UU) CU・CU・CD		$C'$	$\phi'$		
せん断速度	0.1 %/min		$C_r$	$\phi_r$		

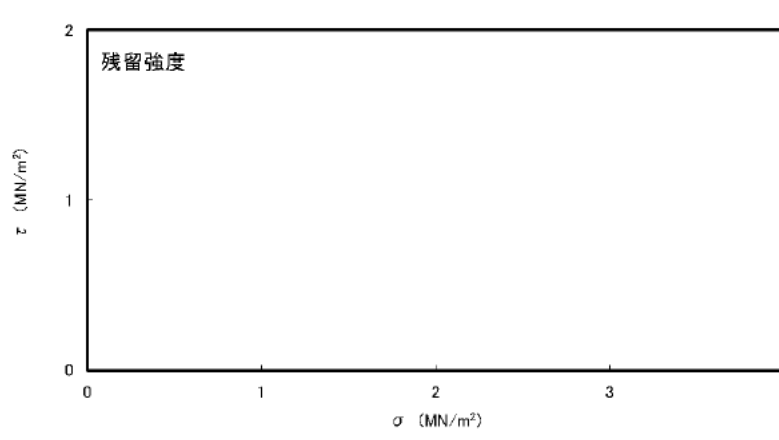
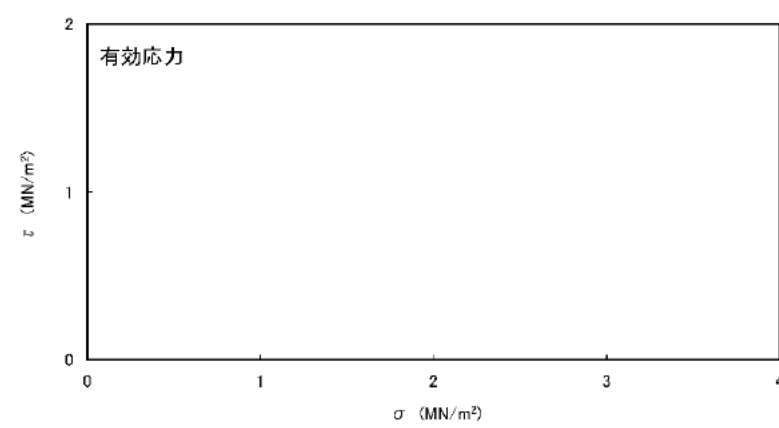
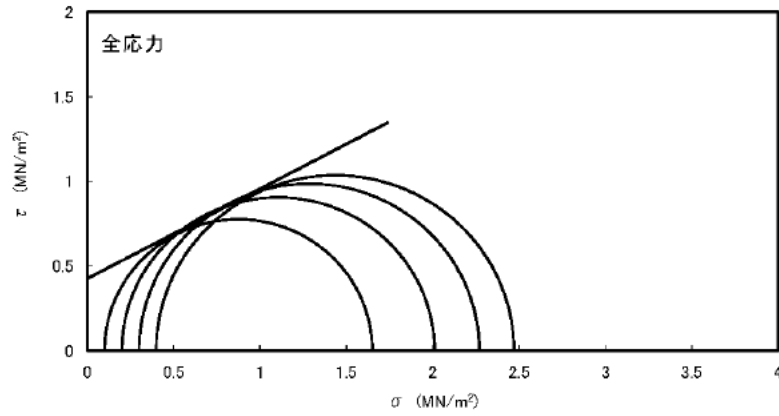
供試体 No.		1	2	3	4	5
セル圧 $\text{MN/m}^2$		0.1	0.2	0.3	0.4	
背圧 $u_b$ $\text{MN/m}^2$						
圧縮強さ $(\sigma_u - \sigma_r)_{\max}$ $\text{MN/m}^2$		1.55	1.81	1.97	2.07	
軸ひずみ $\epsilon_{af}$ %		2.05	2.05	1.12	2.05	
間隙水圧 $u_r$ $\text{MN/m}^2$						
有効軸方向応力 $\sigma'_{af}$ $\text{MN/m}^2$						
有効側方向応力 $\sigma'_{rf}$ $\text{MN/m}^2$						
体積ひずみ $\epsilon_{vf}$ %						
変形係数 $E_{c,50}$ $\text{MN/m}^2$		157	218	273	252	



岩石の多段階三軸圧縮試験 強度特性(UU)

深度 16.87 m ~ 16.97 m

	全応力			有効応力		
	$C_u$ MN/m <sup>2</sup>	$\phi_u$ °	相関係数	$C'$ MN/m <sup>2</sup>	$\phi'$ °	相関係数
	0.425	27.9				
残留強度	$C_r$ MN/m <sup>2</sup>	$\phi_r$ °				

















## 2. 岡山地区での調査例 (No. 36)

### 2.1 調査概要

(1)業務件名： 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田 事前調査

(2)履行場所： 岡山県美作市竹田字釜ヤ145番 (作東産業団地内)

(3)調査期間： 平成29年1月17日～平成29年2月9日

(4)業務目的： 岩を支持層とする杭基礎に関する調査研究のための調査として、杭の載荷試験予定地の地盤構成及び支持層と想定される岩の強度特性等の地盤情報得ることを目的として、標準貫入試験を伴うボーリング、原位置試験、岩石試験を実施した。

(5)調査内容：

①コアボーリング	1箇所、33m
②標準貫入試験	32回
③孔内水平載荷試験 (単調載荷・高圧)	2回
④P S 検層	32m
⑤岩石試験	1式

※詳細は表参1.2.1に示す

2.2 調査数量

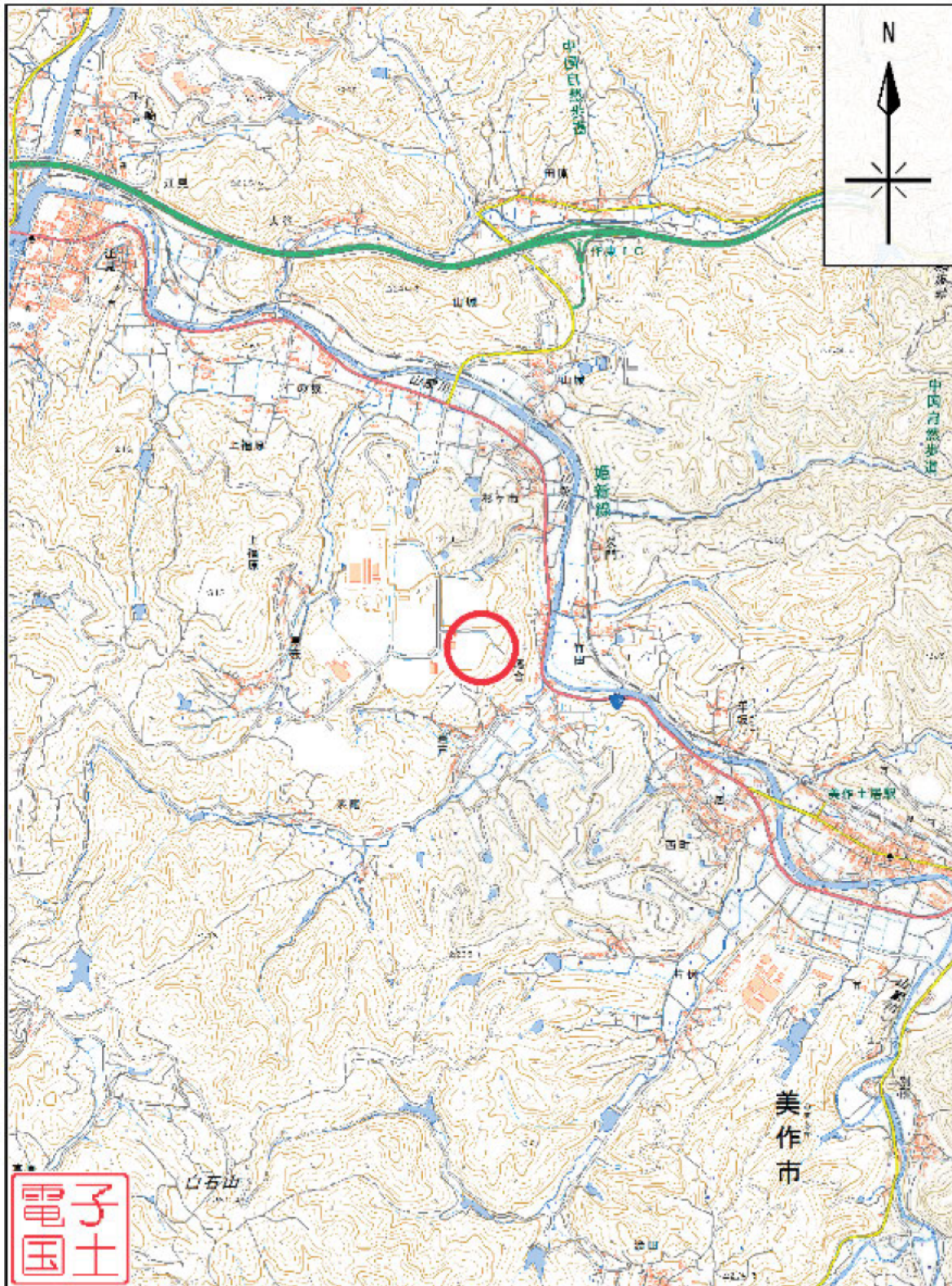
表参 1.2.1 実施数量表

項目	ボーリングエ (m)					原位置試験 (回)					岩石試験 (供試体)								
	φ 66mm コアボーリング					標準貫入試験					孔内水平 載荷試験	PS 検層	供試体端面整形・コア抜き (中硬岩・硬岩)						
	粘性土	礫質土	軟岩 I	軟岩 II	硬岩	粘性土	礫質土	軟岩 I	軟岩 II	硬岩	単調載荷・高圧	ダウンホール	岩石の密度試験	岩石の超音波(伝播速度)試験	岩石の一軸圧縮試験 (静弾性係数試験)	岩石の圧裂引張試験	岩石の多段階三軸圧縮試験 UU		
数量	1.2	8.7	13.1	4.1	5.9	1	8	13	5	5	2	32	5	2	2	2	2	1	
	33					32													

2.3 調査位置案内図

調査地案内図

○：委託場所



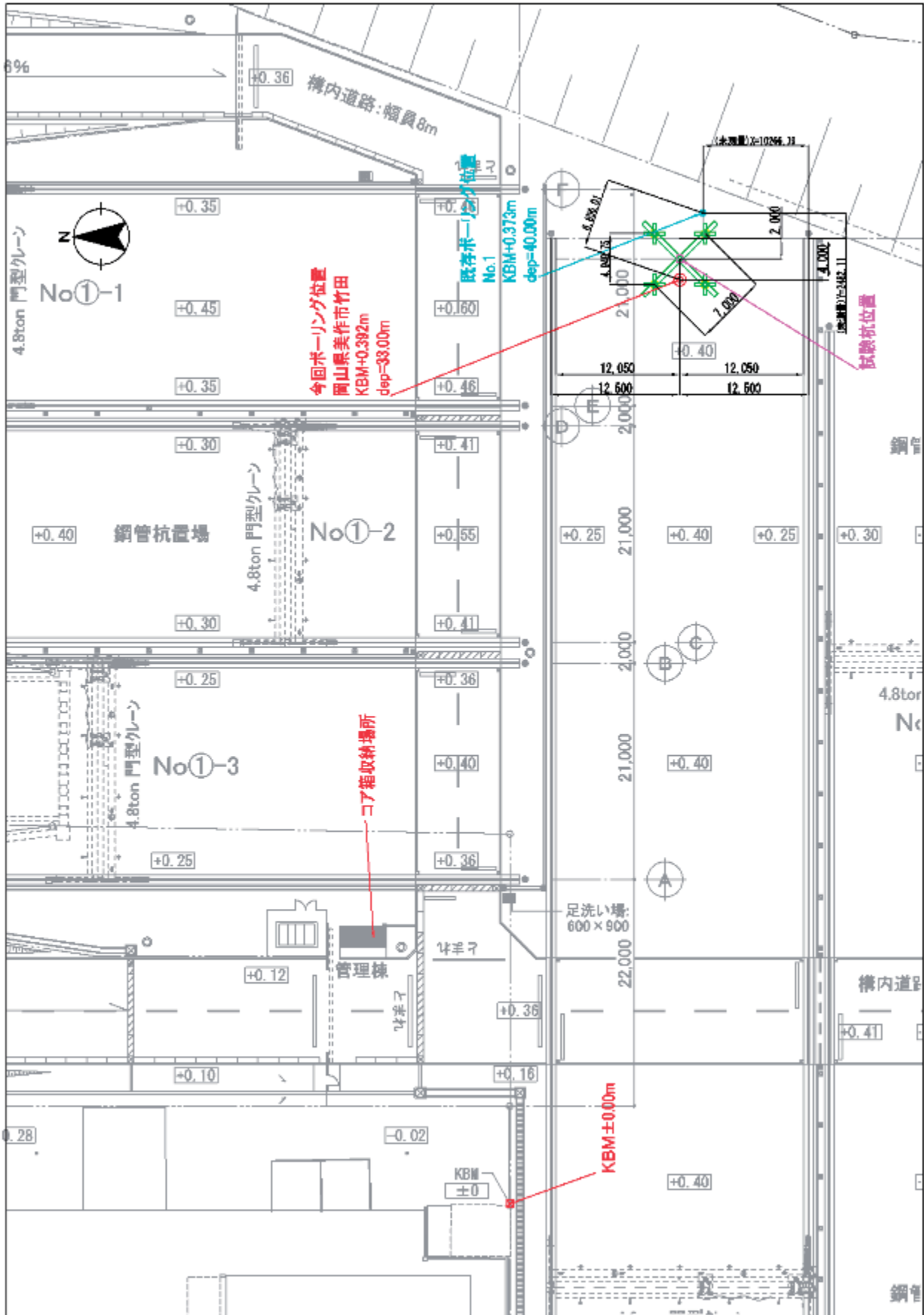
国土地理院ウェブサイト (<http://maps.gsi.go.jp>)

縮尺：1/25,000

※地理院タイルを加工して作成



2.4 調査位置図



## 2.5 岩盤柱状図

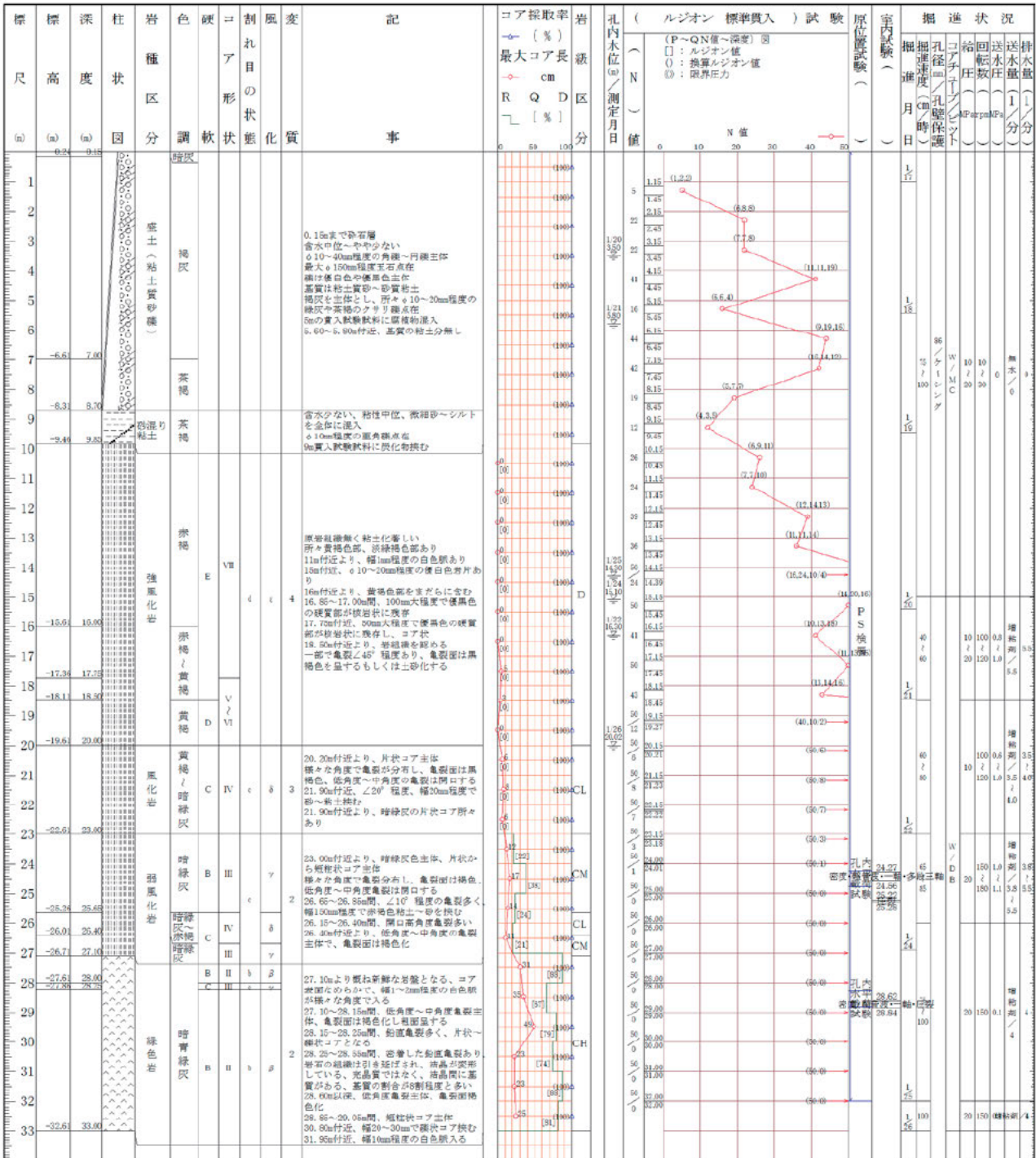
調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田 事前調査

ボーリングNo.   

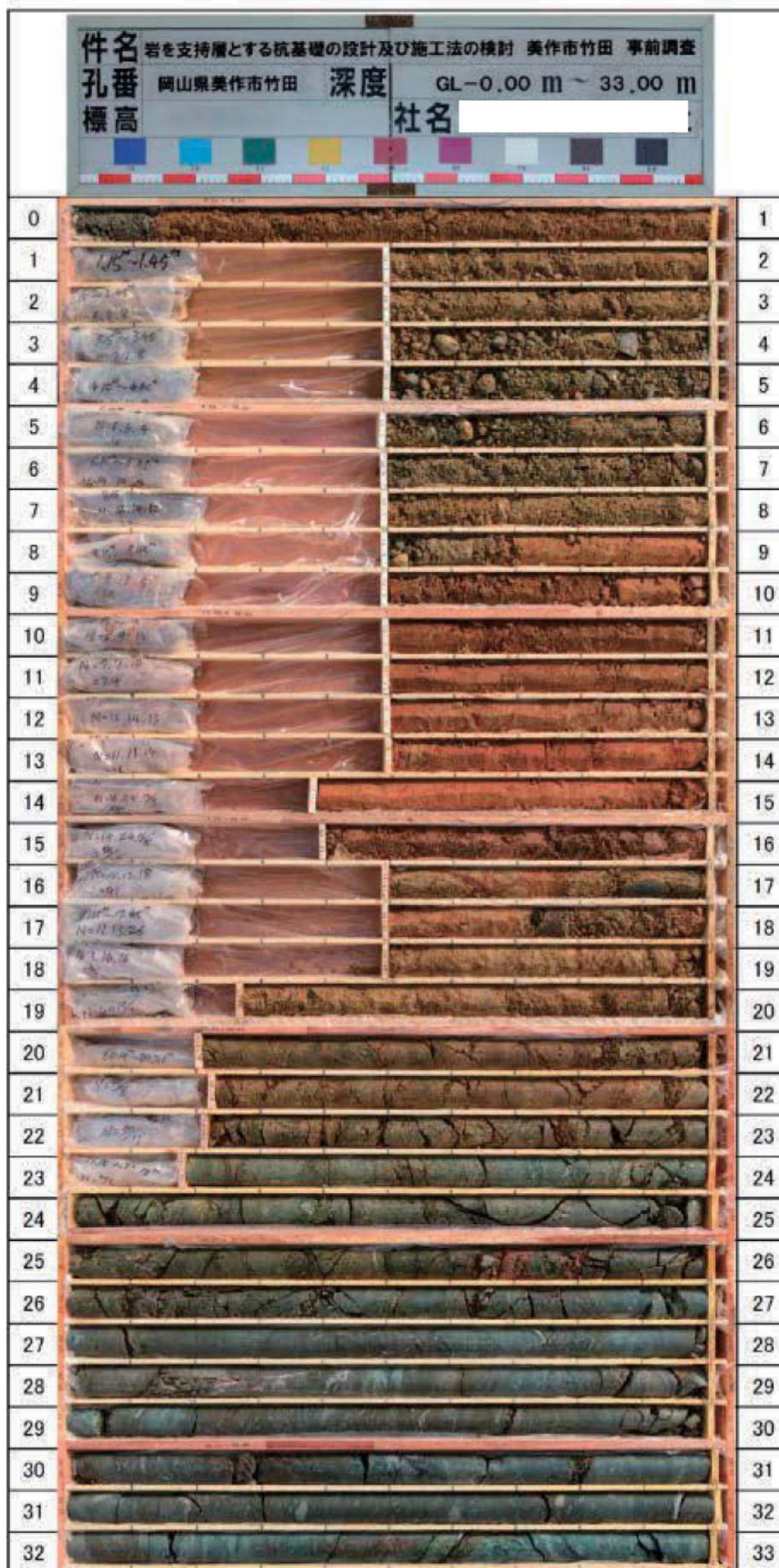
事業・工事名

シ-1No.

ボーリング名	岡山県美作市竹田		調査位置	岡山県美作市竹田字釜ヤ145番		北緯	35° 00' 02.20"		
発注機関	一般社団法人全国地質調査業協会連合会			調査期間	平成29年1月17日～29年1月28日		東経	134° 14' 39.45"	
調査業者名	主任技師			現場代理人	コアラ鑑定者	ボーリング責任者			
孔口標高	KBM +0.392m		角	180°上 90° 0°下		方		北0° 西270° 東90° 南180°	
総掘進長	33.00m		地盤勾配	水平0°		使用機種		KD-1C	
				試験機	NFD12-MEK		ポンプ	MS17IEMM-A	



2.6 コア写真

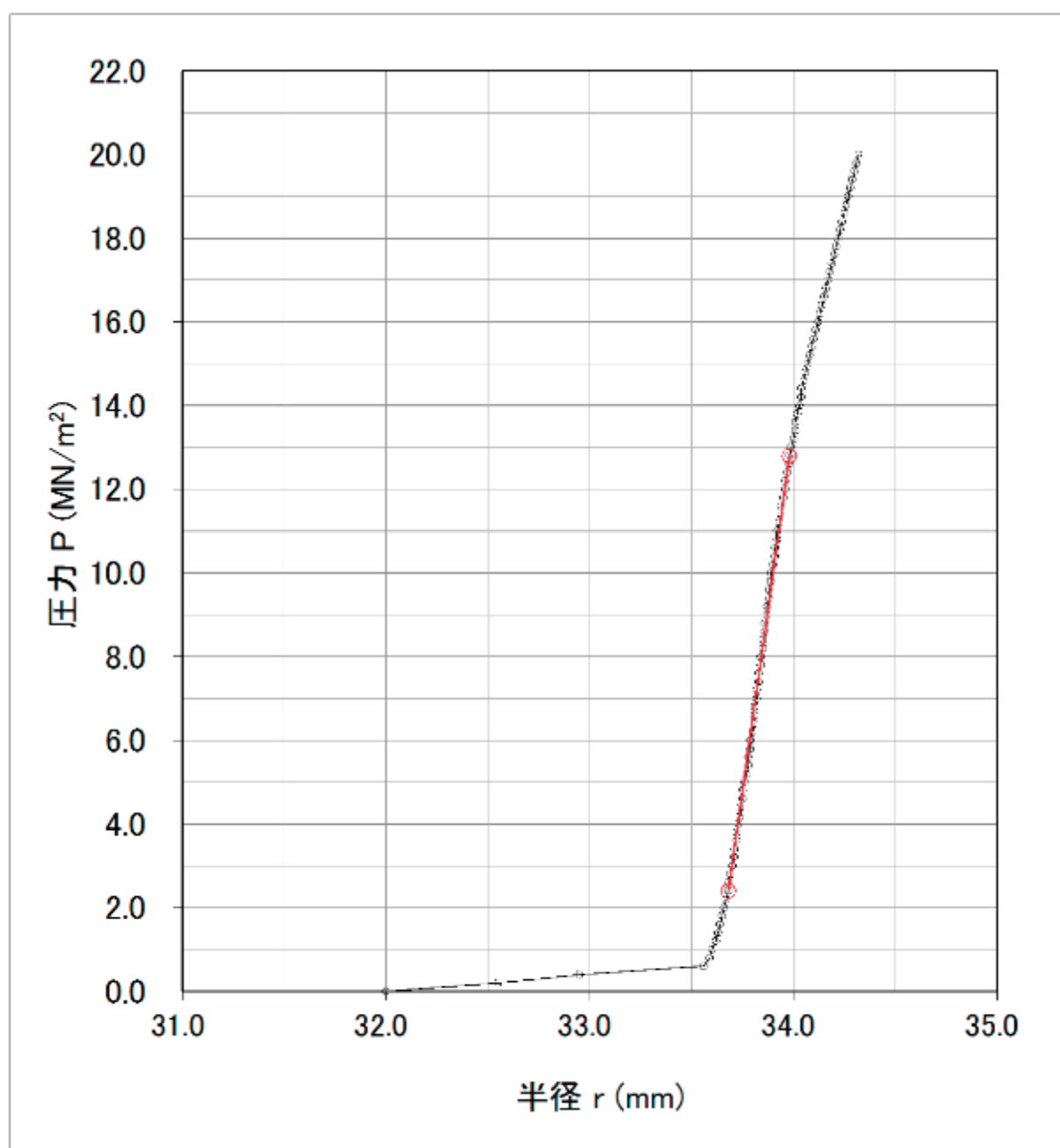


2.7 孔内載荷試験結果 (GL-24.50m)

孔内水平載荷試験測定結果一覧

No.	岡山県美作市竹田	測定深度	GL 24.50m
地質	緑色岩	孔内水位	GL- 20.05 m
岩級	CM	計測器	エラストメータ-2

載荷方法	初期半径 R1(mm)	降伏半径 R2(mm)	初期圧力 P0(MN/m <sup>2</sup> )	降伏圧力 Py(MN/m <sup>2</sup> )	地盤係数 Km(MN/m <sup>3</sup> )	変形係数 Em(MN/m <sup>2</sup> )	係数を求めた半径(mm)	ポアソン比,ν
単調載荷	33.68	33.98	2.40	12.80	34,667	1,524.6	33.83	0.30

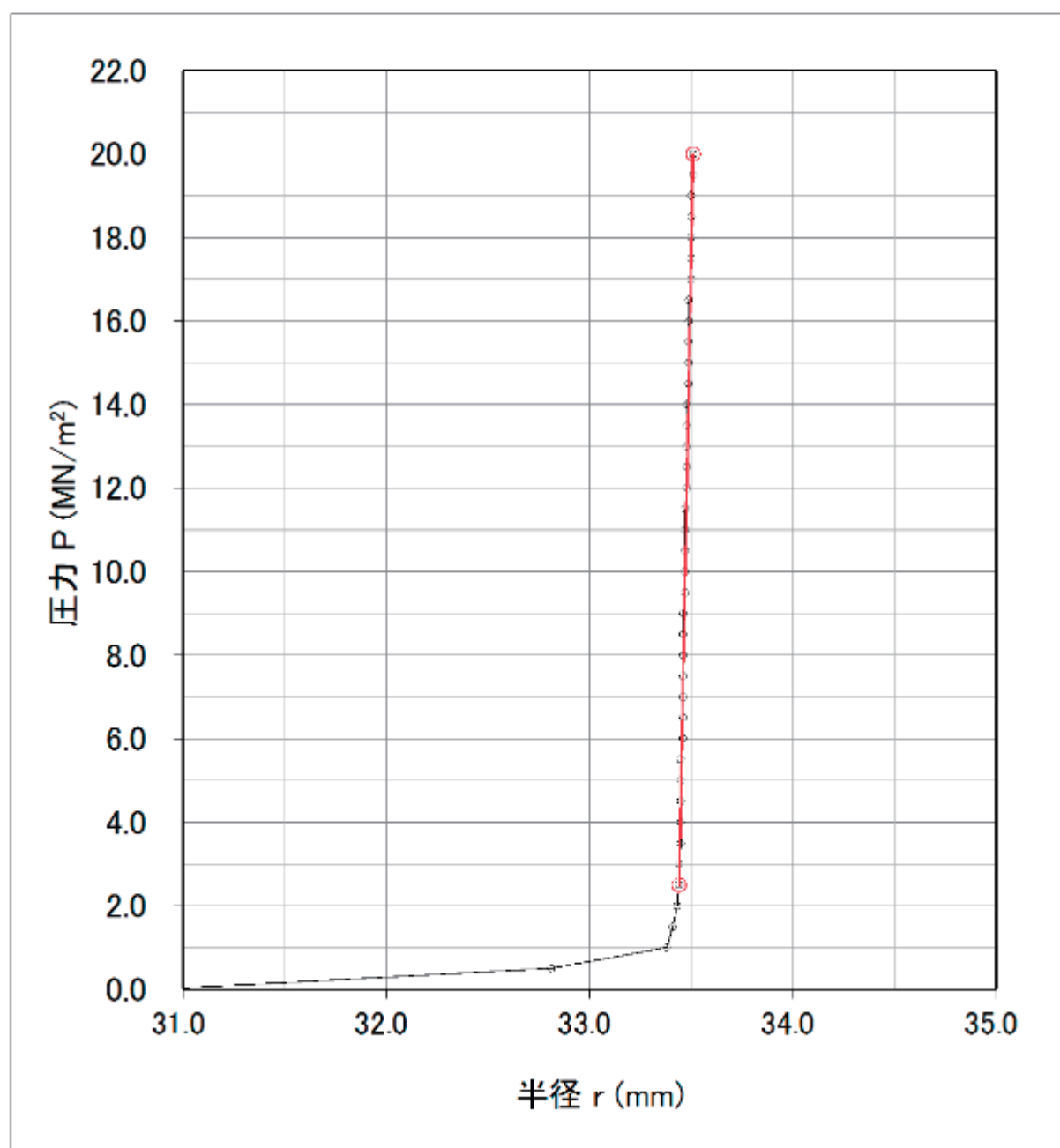


2.8 孔内載荷試験結果 (GL-28.55m)

孔内水平載荷試験測定結果一覧

No.	岡山県美作市竹田	測定深度	GL- 28.55m
地質	緑色岩	孔内水位	GL- 20.05 m
岩級	CH	計測器	エラストメーター2

載荷方法	初期半径 R1(mm)	降伏半径 R2(mm)	初期圧力 P0(MN/m <sup>2</sup> )	降伏圧力 Py(MN/m <sup>2</sup> )	地盤係数 Km(MN/m <sup>3</sup> )	変形係数 Em(MN/m <sup>2</sup> )	係数を求め た半径(mm)	ポアソン比 $\nu$
単調載荷	33.44	33.51	2.50	20.00	250,000	10,879.4	33.48	0.30

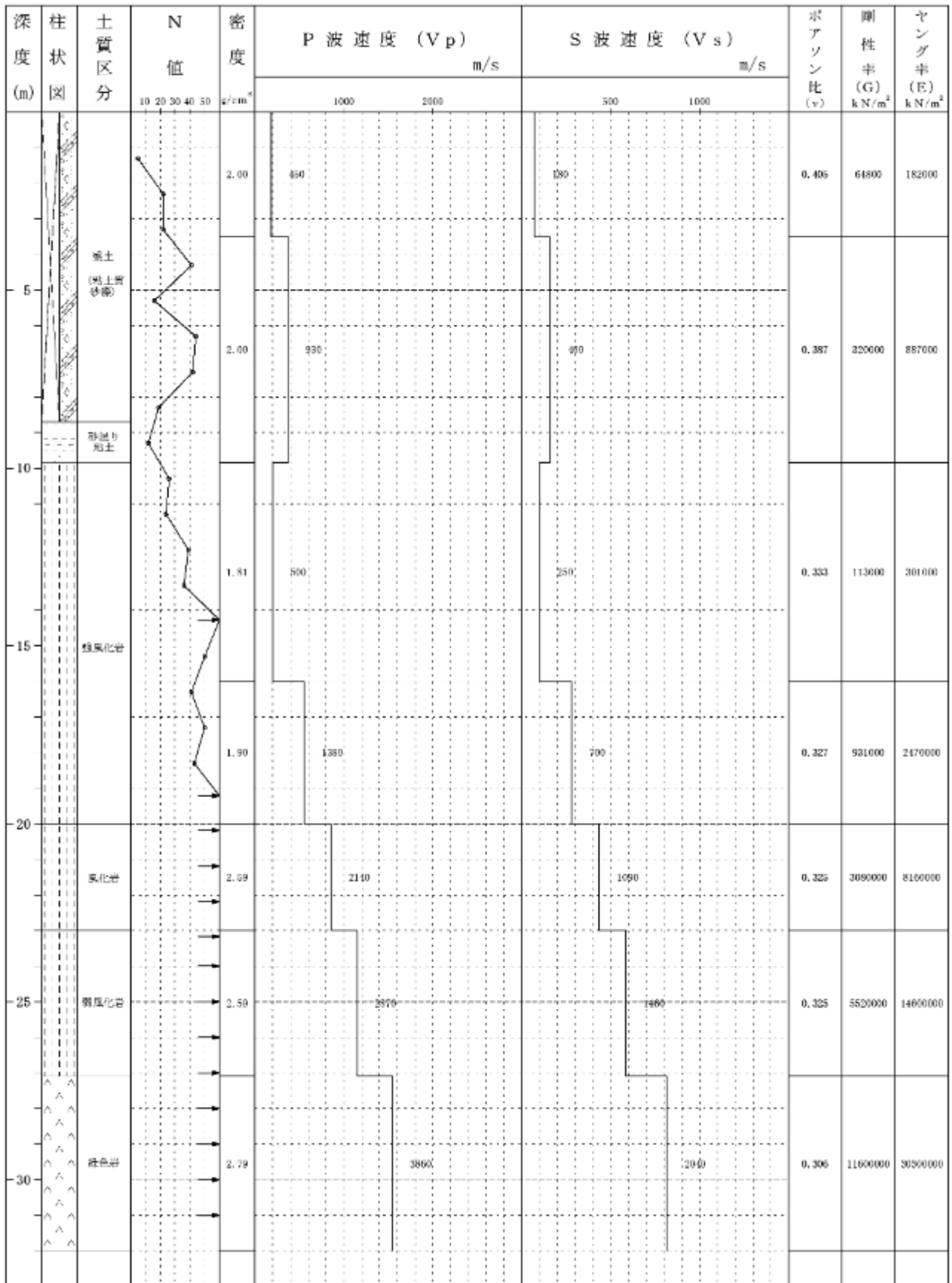




2.9 PS 検層結果

PS 検層結果図

調査孔 岡山県美作市竹田



2.10 岩石試験結果一覧表

	<h1>一 覧 表</h1>	
--	----------------	--

調査件名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田事前調査

調査孔番

試 料 番 号		C-1	C-2	C-3	C-4		
地 質 名 岩 種 名							
深 度 m		24.27 24.44	24.44 24.56	25.22 25.28	28.62 28.84		
湿 潤 密 度 $\rho_t$ g/cm <sup>3</sup>		2.621	2.528	2.624(圧裂)	2.789		
含 水 比 w %							
各状態に おける 密 度 (g/cm <sup>3</sup> )	自 然						
	湿 潤						
	乾 燥						
	見 か け						
吸 水 率 $w_a$ %							
有 効 間 隙 率 $n_e$ %							
一 軸 圧 縮 強 さ $q_u$ MN/m <sup>2</sup>		20.75	-	-	32.08		
変 形 係 数 $E_{s,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )		9.60	-	-	19.11		
変 形 係 数 $E_{t,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )		8.21	-	-	25.29		
圧 裂 引 張 強 度 $St$ MN/m <sup>2</sup>		-	-	1.45	8.49		
二 軸 圧 縮 強 度	$c$ k N /m <sup>2</sup>	-	1546.2	-	-		
	$\phi$	-	39.9	-	-		
超 音 波 伝 播 速 度	P波速度km/s	-	2.88	-	3.90		
	S波速度km/s	-	1.50	-	2.14		
動 ポ ア ソ ン 比 $\nu_d$		-	0.315	-	0.283		
動 弾 性 係 数 $E_d$ GN/m <sup>2</sup>		-	14.95	-	32.86		
スレーキング指数							
CEC cmol(+)/kg(=me/100g)							
備 考							

2.1.1 岩石試験結果（密度測定）

		岩石の密度試験（ノギス法）			
調査件名		岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田事前調査		試験年月日	平成29年2月6日
試料番号(深さ)				試験者	
供	試	体	No.	C-2	C-4
深	度	( m )		24.44 ~ 24.56	28.62 ~ 28.84
供	試	体	の質量 m g	494.81	536.14
供 試 体	直 径	上 部	cm	4.92	4.93
			4.92	4.93	
		中 部	cm	4.93	4.93
			4.93	4.93	
		下 部	cm	4.95	4.93
			4.95	4.93	
	平 均 値 D	cm	4.93	4.93	
	高 さ	cm	10.24	10.07	
			10.21	10.07	
		平 均 値 H	cm	10.24	10.07
積	体 積 $V = (\pi D^2/4) H$	cm <sup>3</sup>	195.74	192.23	
か	さ	密 度 $\rho = m/V$	g/cm <sup>3</sup>	2.528	2.789

特記事項

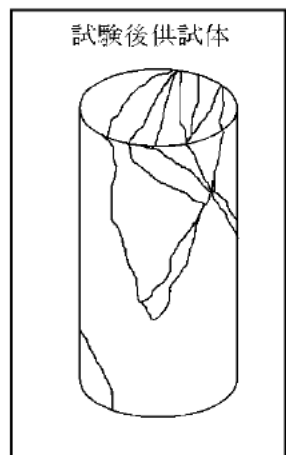
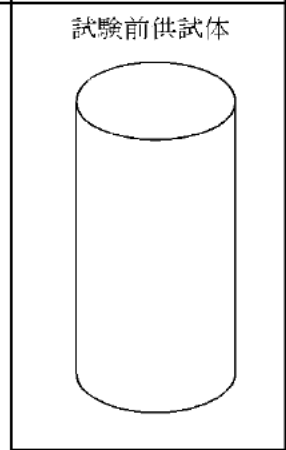
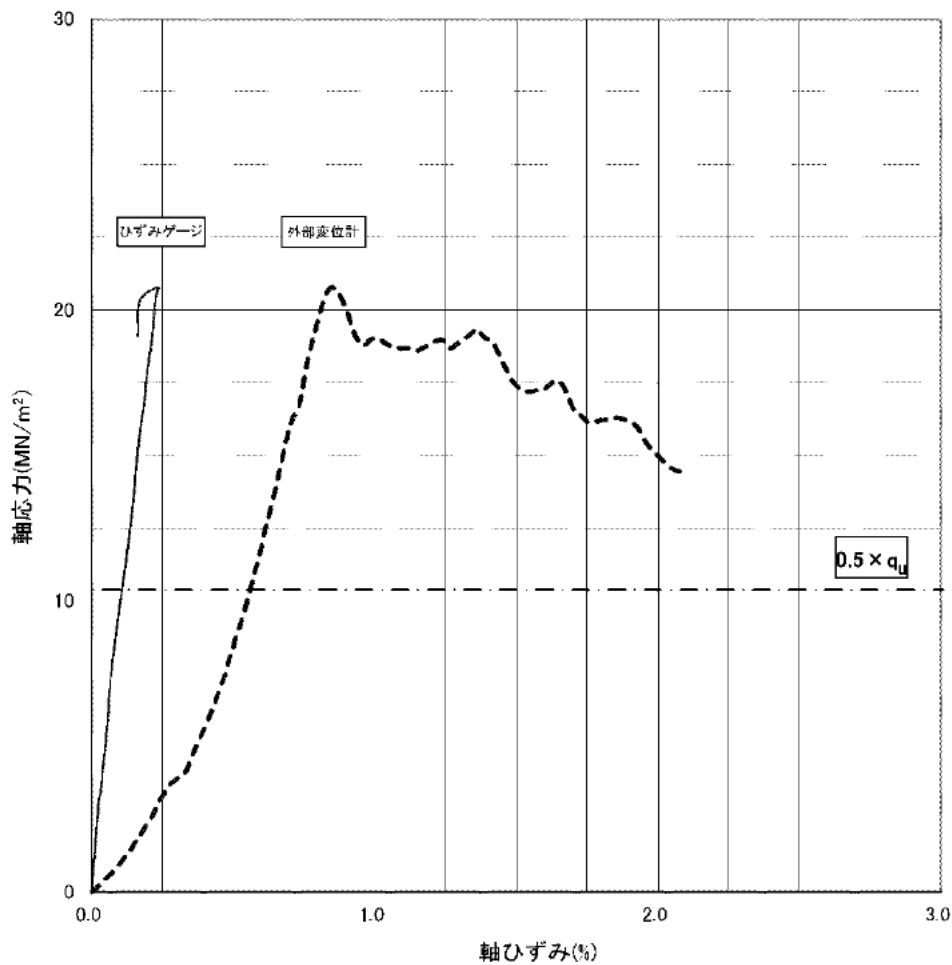


2.1.3 岩石試験結果（一軸圧縮試験 GL-24.27~24.44m）

岩石の一軸圧縮強度試験

調査件名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市  
 竹山事前調査  
 試験年月日 平成29年2月7日  
 試料番号(深さ) C-1 24.27m~24.44m  
 試験者

供試体寸法 (cm)	直径	3.50	質量(g)	180.30
	高さ	7.15	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.621
一軸圧縮強さ $q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		211.7	一軸圧縮強さ $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )	
ダイヤルゲージ		ひずみゲージ		
破壊ひずみ $\epsilon_f$ (%)		0.85	破壊ひずみ $\epsilon_f$ (%)	
変形係数 $E_{s,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )		1.88	変形係数 $E_{s,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )	
変形係数 $E_{t,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )		3.51	変形係数 $E_{t,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )	
修正原点 (%)		0.00	修正原点 (%)	



2.14 岩石試験結果（一軸圧縮試験 GL-28.62~28.84m）

岩石の一軸圧縮強度試験

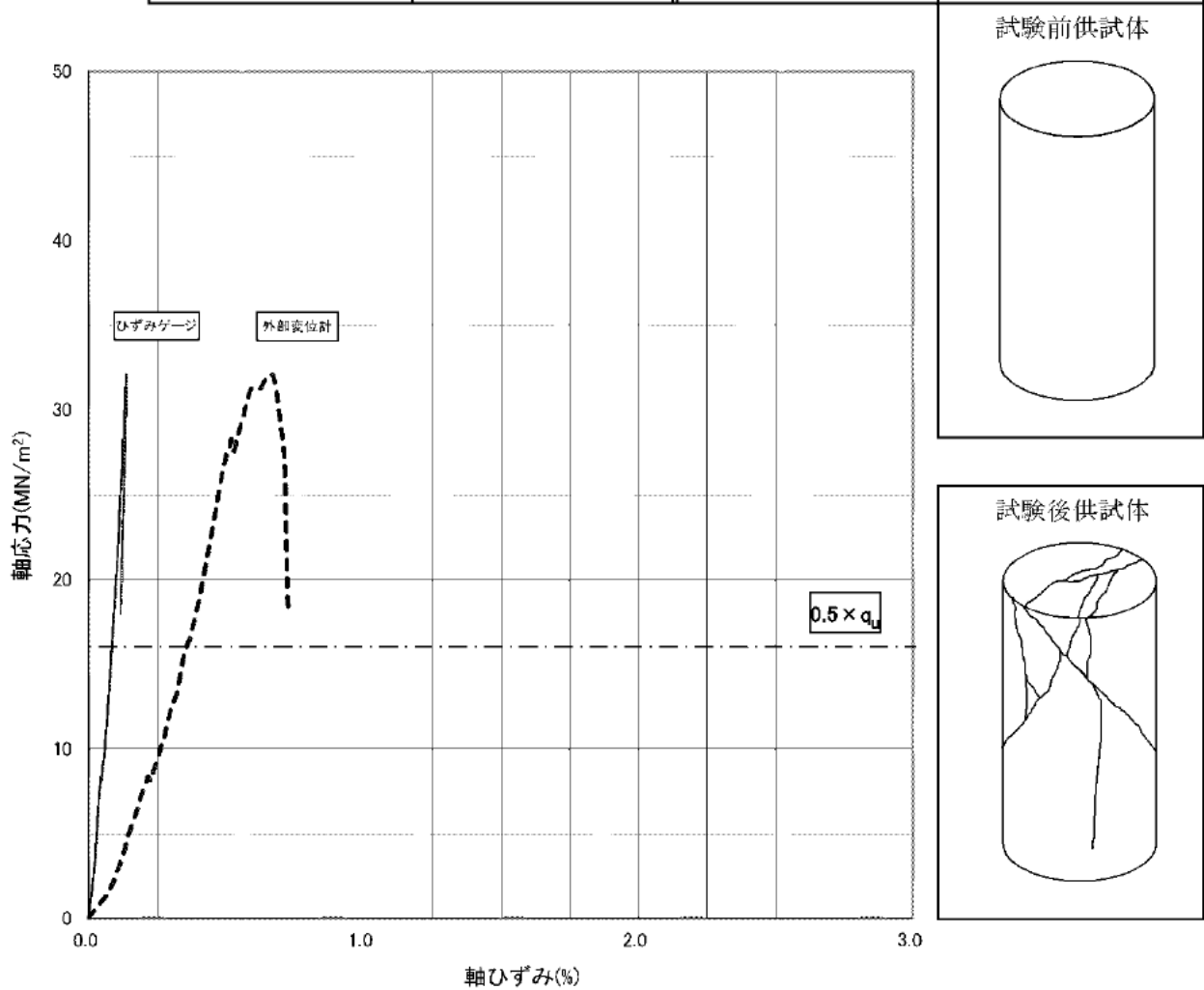
調査件名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市  
竹山事前調査

試験年月日 平成29年2月7日

試料番号(深さ) C-4 28.62m~28.84m

試験者

供試体寸法 (cm)	直径	4.93	質量(g)	536.14
	高さ	10.07	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.789
一軸圧縮強さ $q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		327.2	一軸圧縮強さ $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )	32.08
ダイヤルゲージ			ひずみゲージ	
破壊ひずみ $\epsilon_f$ (%)		0.67	破壊ひずみ $\epsilon_f$ (%)	0.14
変形係数 $E_{s,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )		4.50	変形係数 $E_{s,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )	19.11
変形係数 $E_{t,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )		6.65	変形係数 $E_{t,50}$ (GN/m <sup>2</sup> )	25.29
修正原点 (%)		0.00	修正原点 (%)	0.00

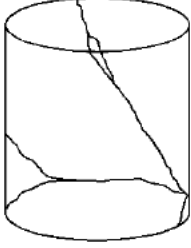
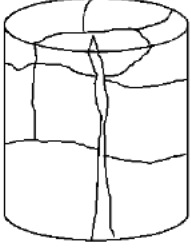
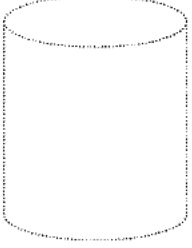
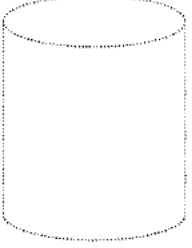


2.15 岩石試験結果（圧裂試験）

	<b>圧裂による岩石の引張り強さ試験</b>	
--	------------------------	--

岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討  
 調査件名 美作市竹田事前調査 ..... 試験年月日 平成29年2月7日  
 調査孔番 ..... 試験者 .....

試料名		C-3	C-4		
深 度 m		25.22 ~ 25.28	28.62 ~ 28.84		
供試体寸法 cm	直 径	4.95	4.93		
	長 さ	5.09	5.11		
断面積 A	cm <sup>2</sup>	19.24	19.09		
体積 V	cm <sup>3</sup>	97.95	97.54		
質量 W	g	257.02	272.15		
湿潤密度 $\rho_t$	g/cm <sup>3</sup>	2.624	2.790		
破壊荷重 kgf		583.99	3425.94		
引張り強さ $\sigma_t$		kgf/cm <sup>2</sup>	14.76	86.57	
破壊荷重 kN		5.73	33.60		
引張り強さ $\sigma_t$		MN/m <sup>2</sup>	1.45	8.49	

破壊状況				
				

2.16 岩石試験結果（三軸圧縮試験 GL-24.44~24.56m）

		岩の三軸試験の供試体作製・設置				
調査件名		岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田事前調査		試験年月日	平成29年2月9日	
試料番号(深さ)		C-2 (21.44m~21.56m)		試験者		
供試体を用いる試験の基準番号と名称						
試料の状態 <sup>1)</sup>		乱さない		土粒子の密度 $\rho_s^{30}$ g/cm <sup>3</sup>		
供試体の作製 <sup>2)</sup>				最大密度 $\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup> <sup>4)</sup>		
土質名称				最小密度 $\rho_{dmin}$ g/cm <sup>3</sup> <sup>4)</sup>		
供試体 No.		1				
初期状態	直径 cm	4.920				
		4.930				
		4.950				
	平均直径 cm	4.933				
		高さ cm	10.240			
			10.240			
	10.240					
	平均高さ $H_i$ cm	10.240				
		体積 $V_i$ cm <sup>3</sup>	195.74			
			含水比 $w_i$ %			
	質量 $m_i$ g			494.81		
		湿潤密度 $\rho_w^{30}$ g/cm <sup>3</sup>		2.528		
			乾燥密度 $\rho_d^{30}$ g/cm <sup>3</sup>			
	間隙比 $e_i^{30}$					
飽和度 $S_i^{30}$ %						
		相対密度 $D_r^{30}$ %				
	軸変位量の測定方法		変位計によって測定			
設置・飽和過程	設置時の軸変位量 cm		0.00			
	飽和過程の軸変位量 cm	0.00				
	軸変位量 $\Delta H_i^{30}$ cm	0.00				
	体積変化量の測定方法		計算による			
	設置時の体積変化量 cm <sup>3</sup>	0.00				
	飽和過程の体積変化量 cm <sup>3</sup>	0.00				
	体積変化量 $\Delta V_i^{30}$ cm <sup>3</sup>	0.00				
圧密前・試験前	高さ $H_0$ cm	10.240				
	直径 $D_0$ cm	4.933				
	体積 $V_0$ cm <sup>3</sup>	195.74				
	乾燥密度 $\rho_{d0}^{30}$ g/cm <sup>3</sup>					
	間隙比 $e_0^{30}$					
相対密度 $D_{r0}^{30}$						
乾燥後	容器 No.					
	(乾燥供試体)容器質量 g					
	容器質量 g					
加乾燥質量 $m_s$ g						

特記事項

- 1) 試料の採取方法、試料の状態(塊状、凍結、ときほぐれた)等を記載する。
- 2) トリミング法、負圧法の種別、凍結試料の場合は解凍方法を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界、砂質土の場合は最小乾燥密度、最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 設置時の変化と飽和過程およびB値測定過程での変化を合わせる。

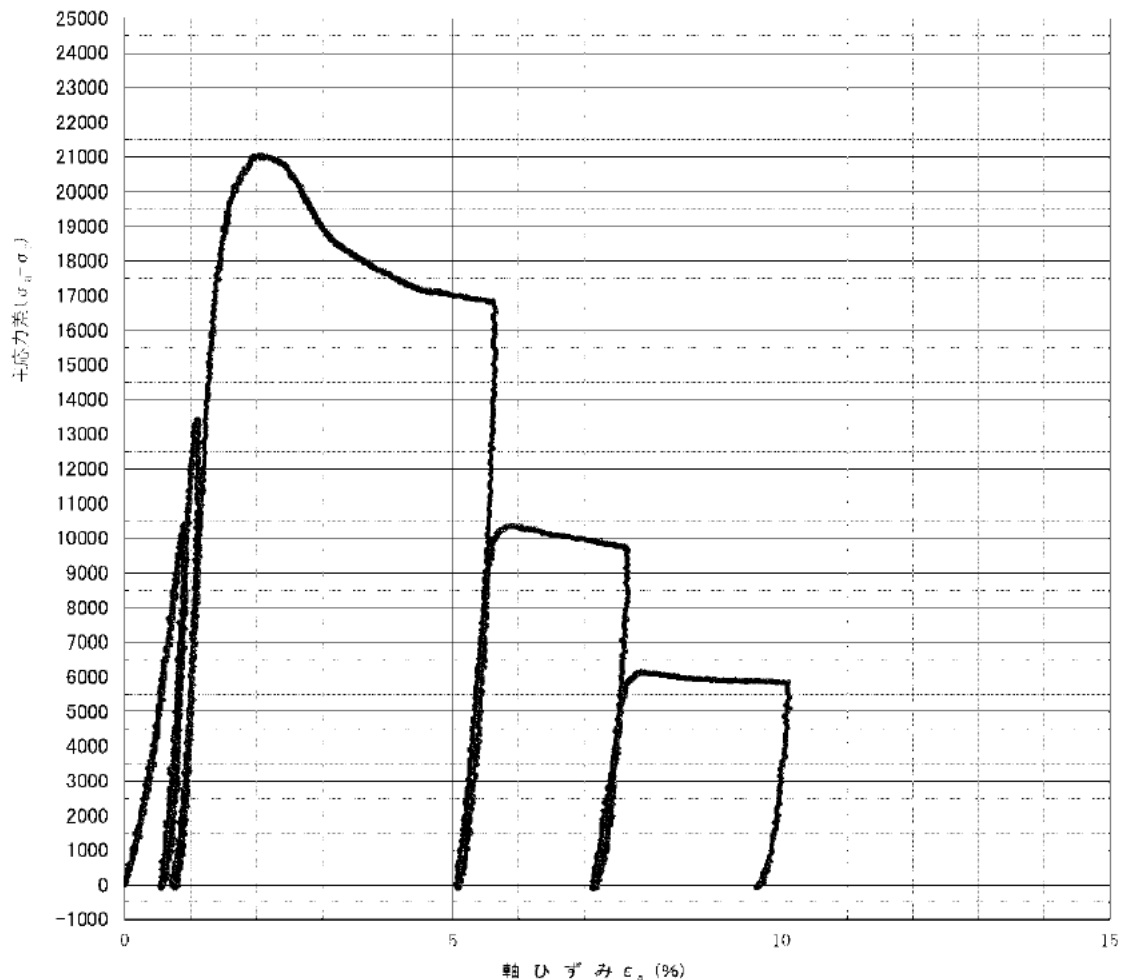


**岩の三軸圧縮試験(UU, CU, CU, CD) (応力-ひずみ曲線)**

調査件名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田 試験年月日 平成29年2月9日  
事前調査

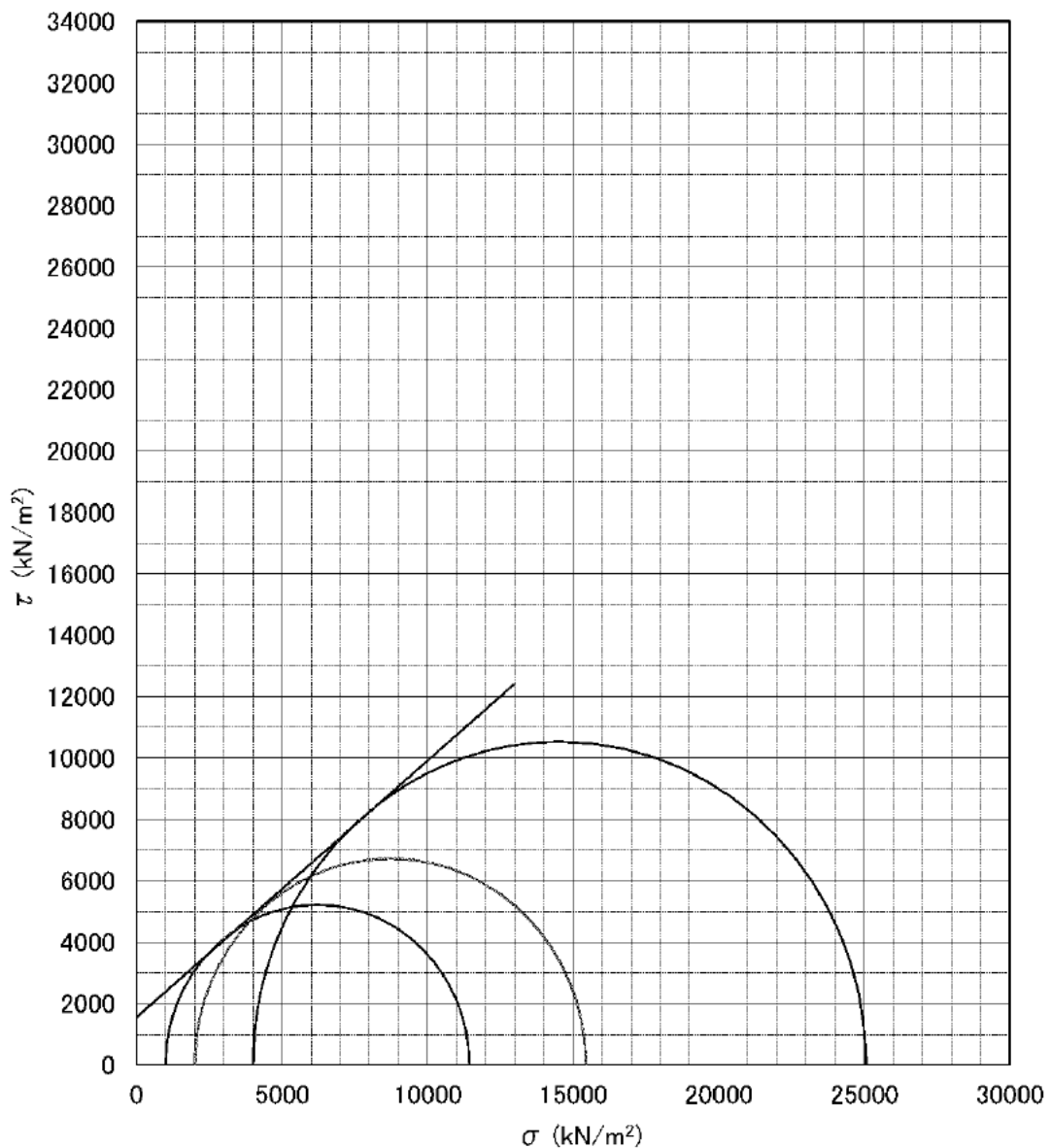
試料番号(深さ) C-2 (24.44m~24.56m) 試験者

上 覧 名 称	供 試 体 No.	1					2					3					4					5										
		圧縮力・圧密応力	kN/m <sup>2</sup>	1000	2000	4000	2000	1000	1000	2000	4000	2000	1000	1000	2000	4000	2000	1000	1000	2000	4000	2000	1000	1000	2000	4000	2000	1000				
背 圧	$u_0$	0					0					0					0					0										
ひずみ速度 %/min	0.05	圧縮強さ $(\sigma_c - \sigma_3)_{max}$	10432					13438					21063					10389					6162									
特記事項 1) 必要に応じて粘性土の場合は塑性限界、脆性限界、砂質土の場合は最小乾燥密度、最大乾燥密度等を記載する。	主 応 力 差 最 大 時	軸ひずみ $\epsilon_{ax}$	%					0.91					1.12					2.03					5.91					7.86				
		CU	間 隙 水 圧 $u$	kN/m <sup>2</sup>																												
			有効軸方向応力 $\sigma'_{ax}$	kN/m <sup>2</sup>																												
		CD	有効側方向応力 $\sigma'_{ci}$	kN/m <sup>2</sup>																												
			体積ひずみ $\epsilon_{vol}$	%																												
供試体の破壊状況																																



[1kN/cm<sup>2</sup> = 0.0102kgf/cm<sup>2</sup>]

岩の強度特性					
調査件名	岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田事前調査			試験年月日	平成29年2月9日
試料番号 (深さ)	C-2 (21.44m~21.56m)			試験者	
強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応力範囲	c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ °	tan $\phi$	c' kN/m <sup>2</sup>	$\phi'$ °
正規圧密領域					
過圧密領域	1546.2	39.9	0.837		

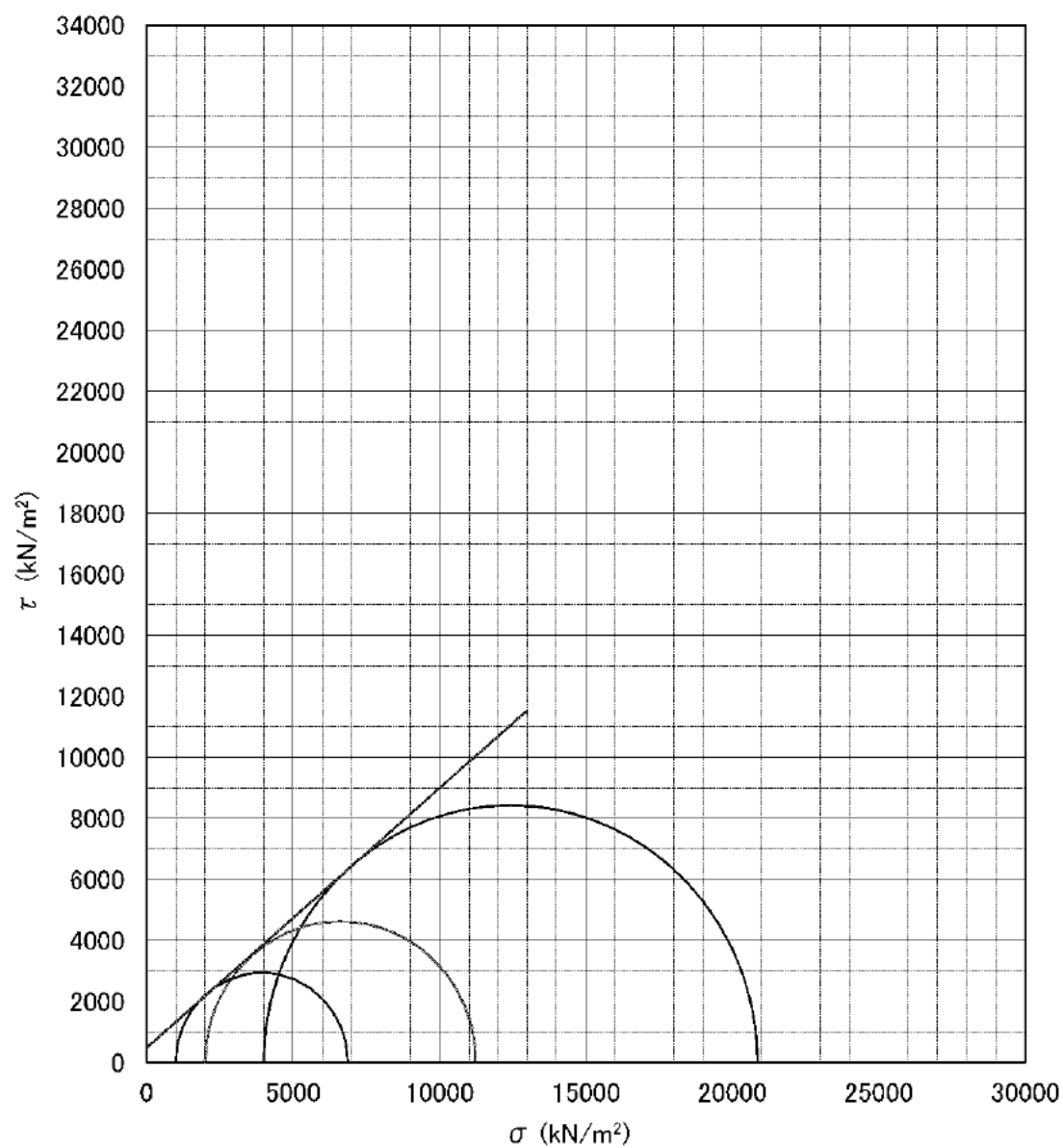


特記事項

	岩の強度特性(残留強度)		
--	--------------	--	--

調査件名	岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田事前調査	試験年月日	平成29年2月9日
試料番号 (深さ)	C-2 (24.44m~24.56m)	試験者	

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c kN/m <sup>2</sup>	φ °	tan φ	c' kN/m <sup>2</sup>	φ' °
正規圧密領域					
過圧密領域	477.7	40.4	0.851		



特記事項

### 3. 長崎県での調査 (No. 32、No. 34)

#### 3.1 調査概要

- (1) 調査件名：岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査（長崎）
- (2) 調査場所：長崎県松浦市志佐町浦免（調査位置を図参 1.3.1、図参 1.3.2 に示す）
- (3) 調査期間：平成 28 年 6 月 8 日～平成 28 年 10 月 30 日
- (4) 調査目的：岩を支持層とする杭基礎に関する調査研究のための本調査として、当該地における支持層の分布や強度特性等の地盤情報を得ることを目的として、標準貫入試験、孔内水平載荷試験及び PS 検層を伴うボーリング及び岩石試験を実施した。
- (5) 調査内容：調査内容は以下に示すとおりであり、表参 1.3.1 に実施数量表を示す。

①ボーリング	1 箇所 23.0m
②標準貫入試験	1 箇所 23 回
③孔内水平載荷試験（高圧）	1 箇所 2 深度
④PS 検層	1 箇所 23.0m
⑤岩石試験	2 試料
・ 自然密度試験	
・ 超音波伝播試験	
・ 一軸圧縮試験	
・ 圧裂引張試験	

3.2 調査数量

表参 1.3.1 調査実施数量表

孔番	ボーリング工						標準貫入試験 (回)				孔内 荷水 試験 平載	岩石試験			PS 検層	備考		
	φ66mm		オールコアボーリング		合計		粘土 シルト	砂 砂質土	礫質土	軟岩		合計	自然 密度	圧縮 試験			超音波 伝播 試験	圧裂引 張試験
	粘土 シルト	砂 砂質土	礫質土	軟岩	計													
本調査孔	8.40	6.00	2.90	5.70	23.00	23.00	9	5	3	6	23	2	2	2	2	23		
合計	8.40	6.00	2.90	5.70	23.00	23.00	9	5	3	6	23	2	2	2	2	23.0		

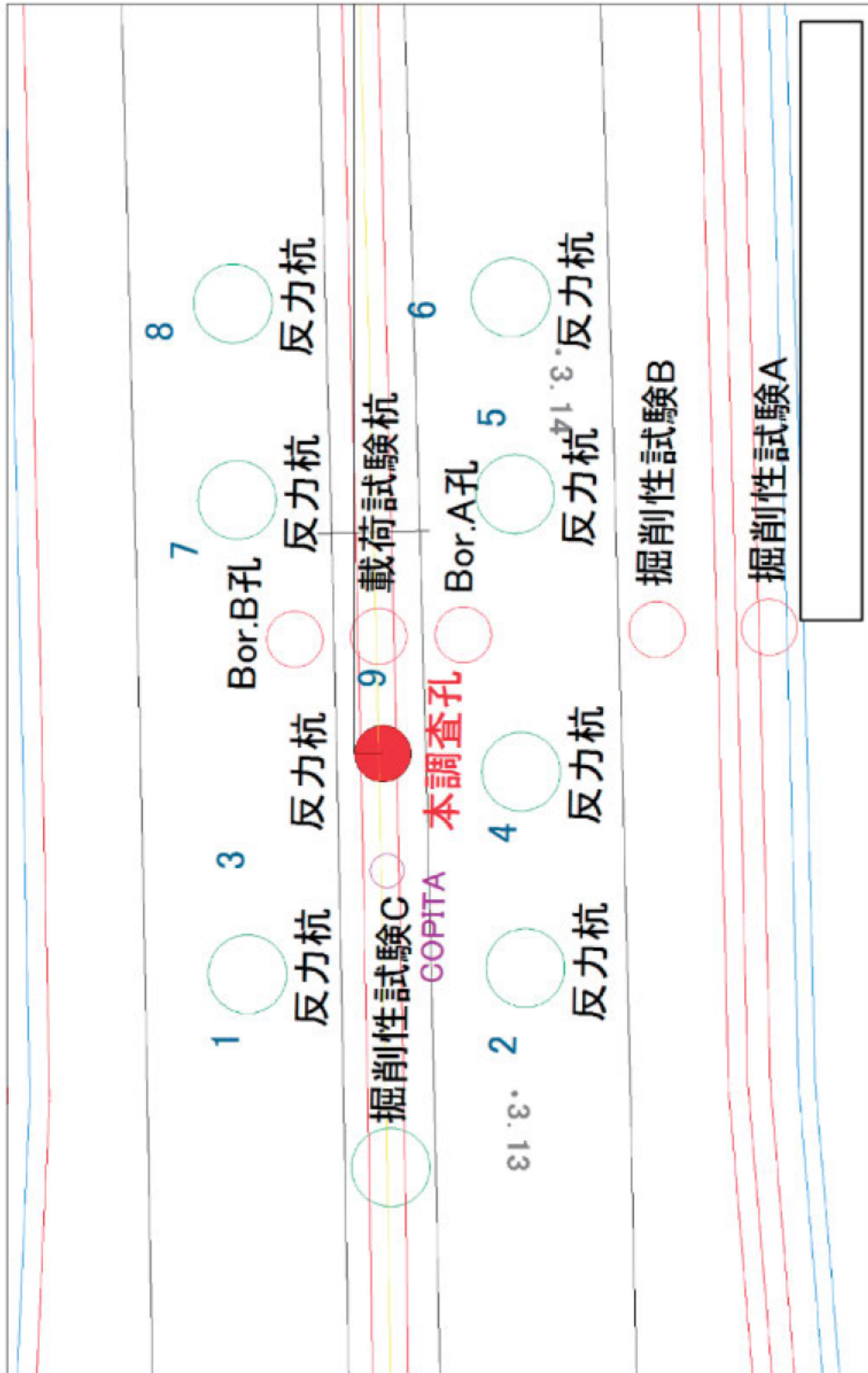
※孔内水平載荷試験は高圧載荷である。

### 3.3 調査位置案内図



図参 1.3.1 载荷試験位置案内図

3.4 調査位置図



図参 1.3.2 載荷試験調査位置図

### 3.5 岩盤柱状図

## ボーリング柱状図

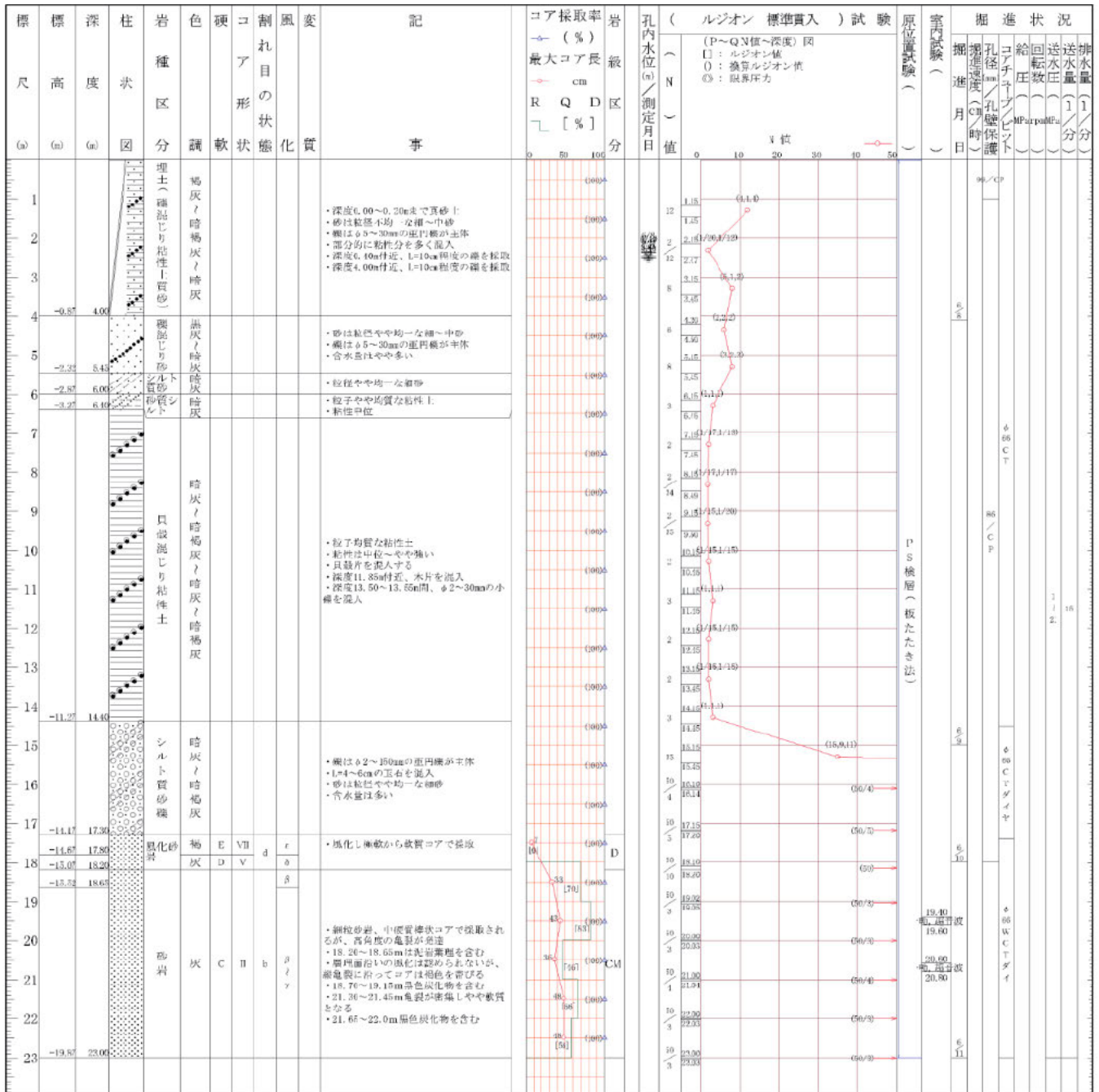
調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎)

ボーリングNo																				
---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

事業・工事名

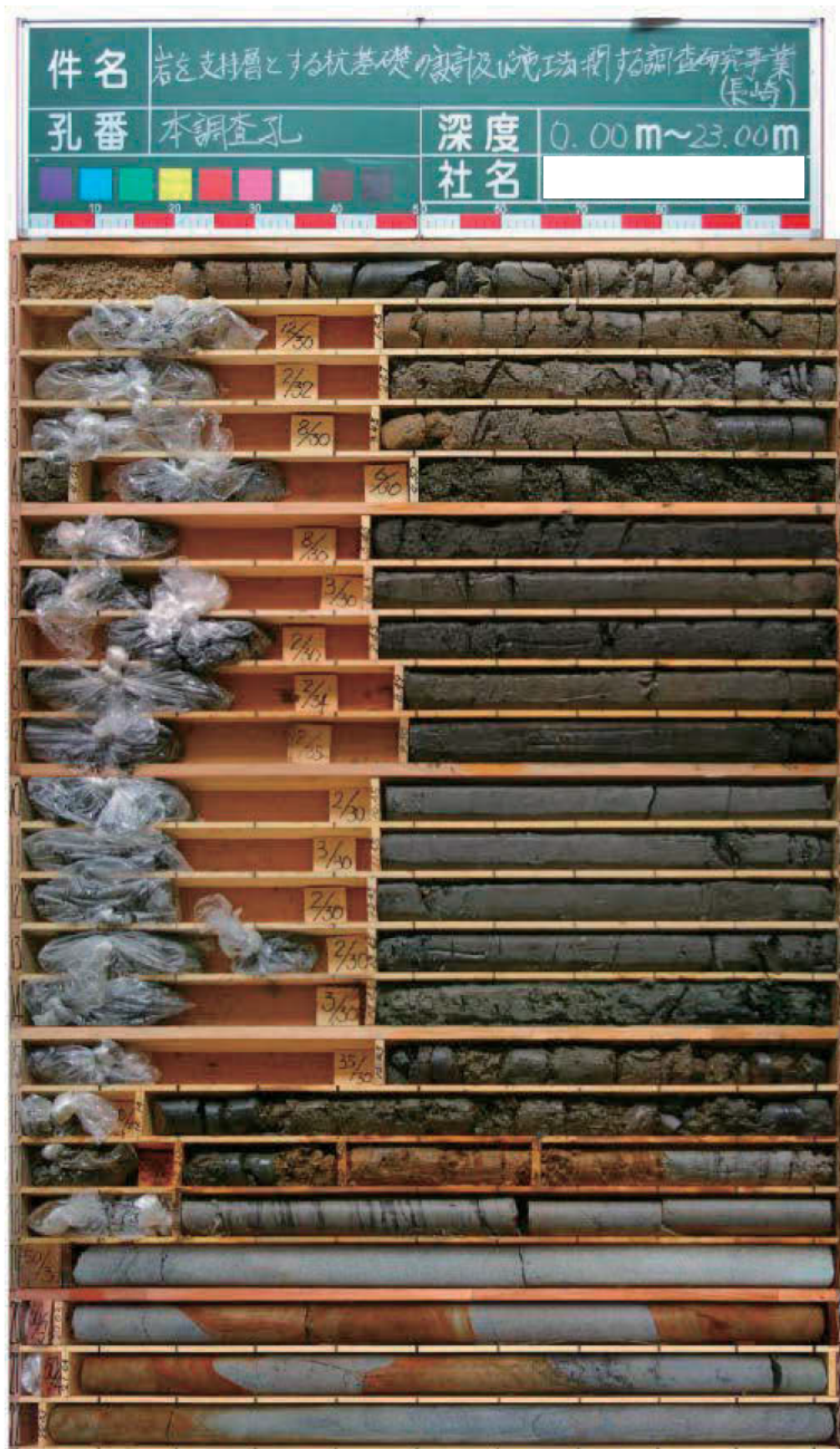
シートNo

ボーリング名	本調査孔		調査位置	長崎県松浦市志佐町浦免			北緯	33° 20' 48"			
発注機関	一般社団法人全国地質調査業協会連合会			調査期間	平成 28年 6月 8日 ~ 28年 6月 11日			東経	129° 42' 31"		
調査業者名	主任技師			現場代理人	コア鑑定者			ボーリング責任者			
孔口標高	GH= 3.13m	角	180° 上 90° 下 0°	方	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°	地盤勾配	鉛直 90°	使用機種	YBM-05		
総掘進長	23.00m	度		向		配		エンジン	YANMAR-TF70	ポンプ	GP-5





3.6 コア写真

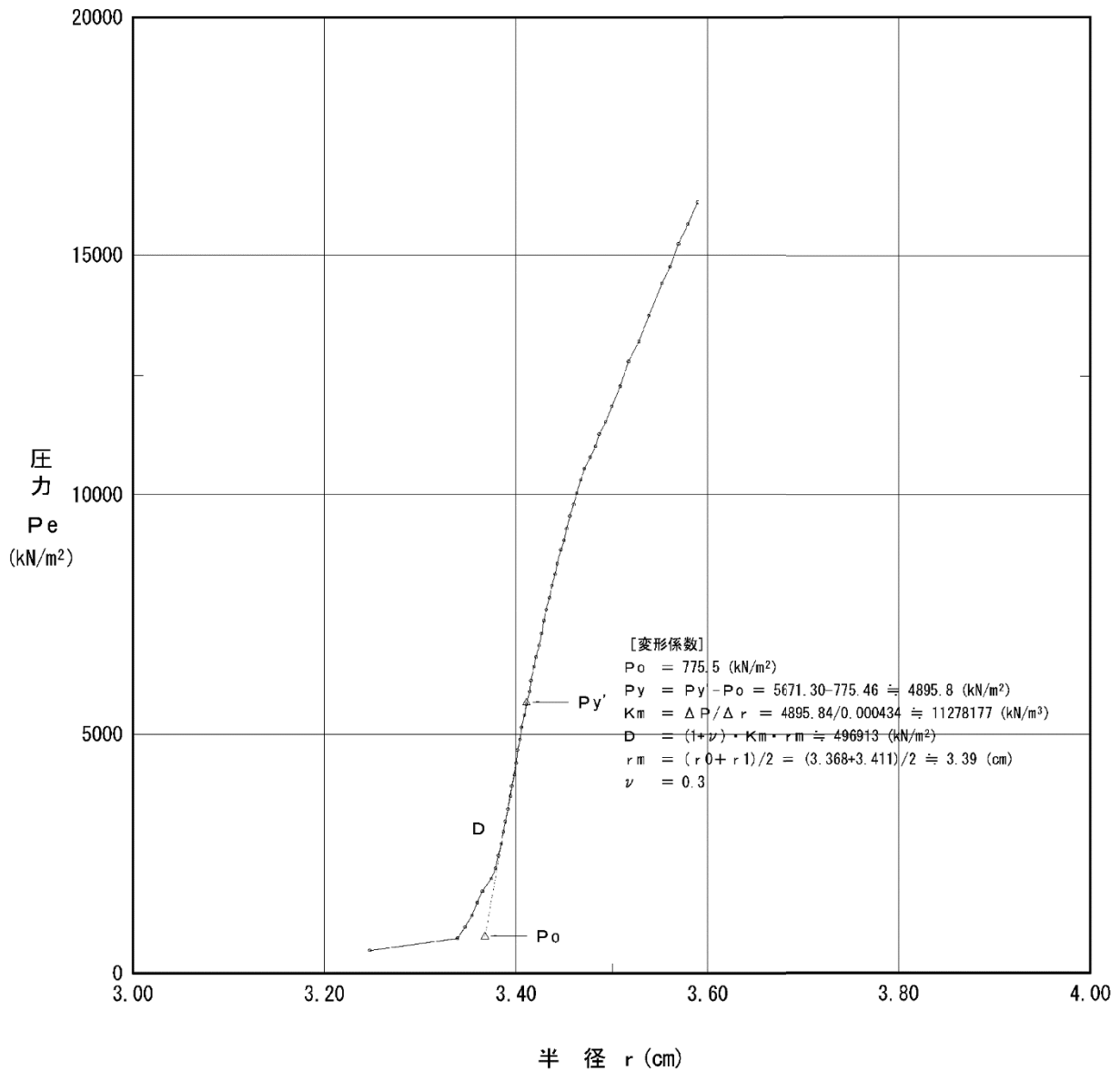


3.7 孔内載荷試験結果 (GL-19.75m)

孔内水平載荷試験結果図

調査件名	長崎県松浦市志佐免における地質調査業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	調査孔~1	深度	GL- 19.75 m	試験時の 状況	
測定月日	平成28年 7月 6日	時間	16 : 30		
使用ゴム筒	BX	孔径	66 mm		
地質名	砂岩				

	初期応力 $P_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	降伏応力 $P_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤係数 $K_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	係数EまたはD (kN/m <sup>2</sup> )	K値を求めた 中間半径 $r_m$ (cm)
変形係数D	775.5	4,895.8	11,280,000	496,900	3.39

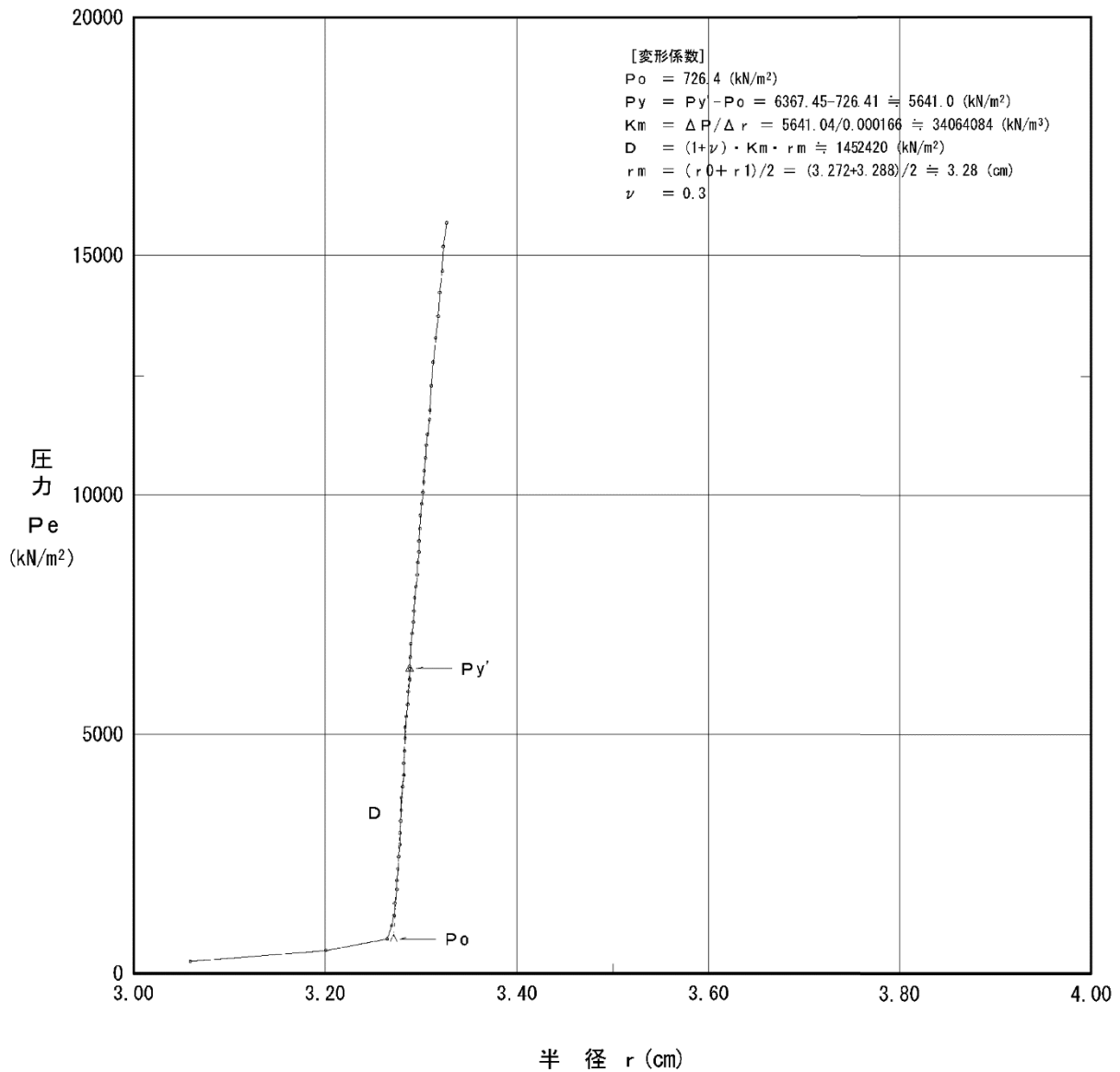


3.8 孔内載荷試験結果 (GL-20.75m)

孔内水平載荷試験結果図

調査件名	長崎県松浦市志佐免における地質調査業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	調査孔	深度	GL- 20.75 m	試験時の 状況	
測定月日	平成28年 9月16日	時間	15 : 30		
使用ゴム筒	BX	孔径	66 mm		
地質名	砂岩				

	初期応力 $P_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	降伏応力 $P_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤係数 $K_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	係数EまたはD (kN/m <sup>2</sup> )	K値を求めた 中間半径 $r_m$ (cm)
変形係数D	726.4	5,641.0	34,060,000	1,452,000	3.28

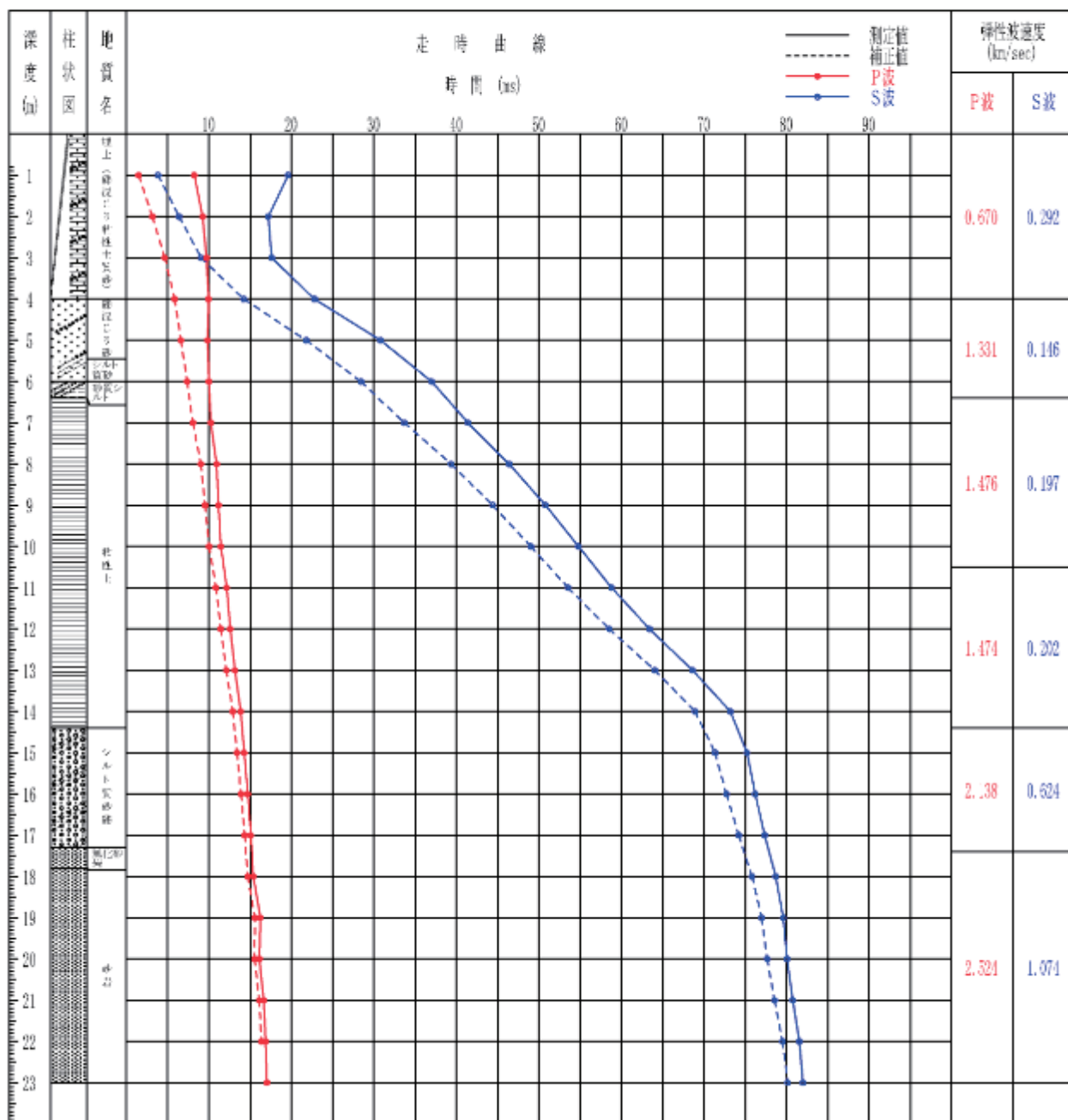


### 3.9 PS 検層結果

PS検層走時曲線（ダウンホール法）

調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎)

孔名 本調査孔



3.10 岩石試験結果一覧表

			岩石試験結果一覧表							
調査件名 : 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎)										
調査地点 : 本調査孔						試験日 2016年 7月 13日				
試料番号			R-1	R-2						
採取深度 (m)			19.20 ~ 19.60	20.60 ~ 20.80						
岩石名			砂岩	砂岩						
物理特性	見かけ比重	自然状態								
		湿润状態								
		乾燥状態								
	含水比 %									
	吸水率 %									
	有効間隙率 %									
	自然密度 g/cm <sup>3</sup>		2.315	2.366						
	超音波伝播速度	Vp km/sec		2.337	2.749					
		Vs km/sec		1.425	1.602					
		動ポアソン比		0.204	0.243					
動せん断弾性係数 MN/m <sup>2</sup>		4.70E+03	6.07E+03							
動弾性係数 MN/m <sup>2</sup>		1.13E+04	1.51E+04							
力学特性	一軸圧縮	圧縮強度 MN/m <sup>2</sup>		15.4	14.5					
		静弾性係数 MN/m <sup>2</sup>								
		静ポアソン比								
	圧裂強度 MN/m <sup>2</sup>		0.943	1.13						
三軸圧縮	試験条件									
		全応力表示	ピーク	c MN/m <sup>2</sup>						
	φ 度									
	残留	ピーク	c MN/m <sup>2</sup>							
		φ 度								
	有効応力表示	ピーク	c MN/m <sup>2</sup>							
		φ 度								
	残留	ピーク	c MN/m <sup>2</sup>							
φ 度										
備考										

3.11 岩石試験結果 (密度測定)

密度測定試験 (ノギス法)

試験日 : 2016年 6月 23日

試験者

調査件名 : 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎)

調査地点 : 本調査孔

供試体番号	R-1	R-2			
深 度 (m)	19.40 ~ 19.60	20.60 ~ 20.80			
高 さ (cm)	10.120	10.090			
直 径 (cm)	4.920	4.920			
面 積 $A$ (cm <sup>2</sup> )	19.012	19.012			
体 積 $V$ (cm <sup>3</sup> )	192.40	191.83			
自然質量 $W_t$ (g)	445.35	453.80			
湿潤質量 $W_s$ (g)					
乾燥質量 $W_d$ (g)					
自然密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.315	2.366			
湿潤密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )					
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )					
含水比 $\omega$ (%)					
吸水率 $\omega_a$ (%)					
有効間隙率 $n$ (%)					

3.12 岩石試験結果 (超音波伝播速度)

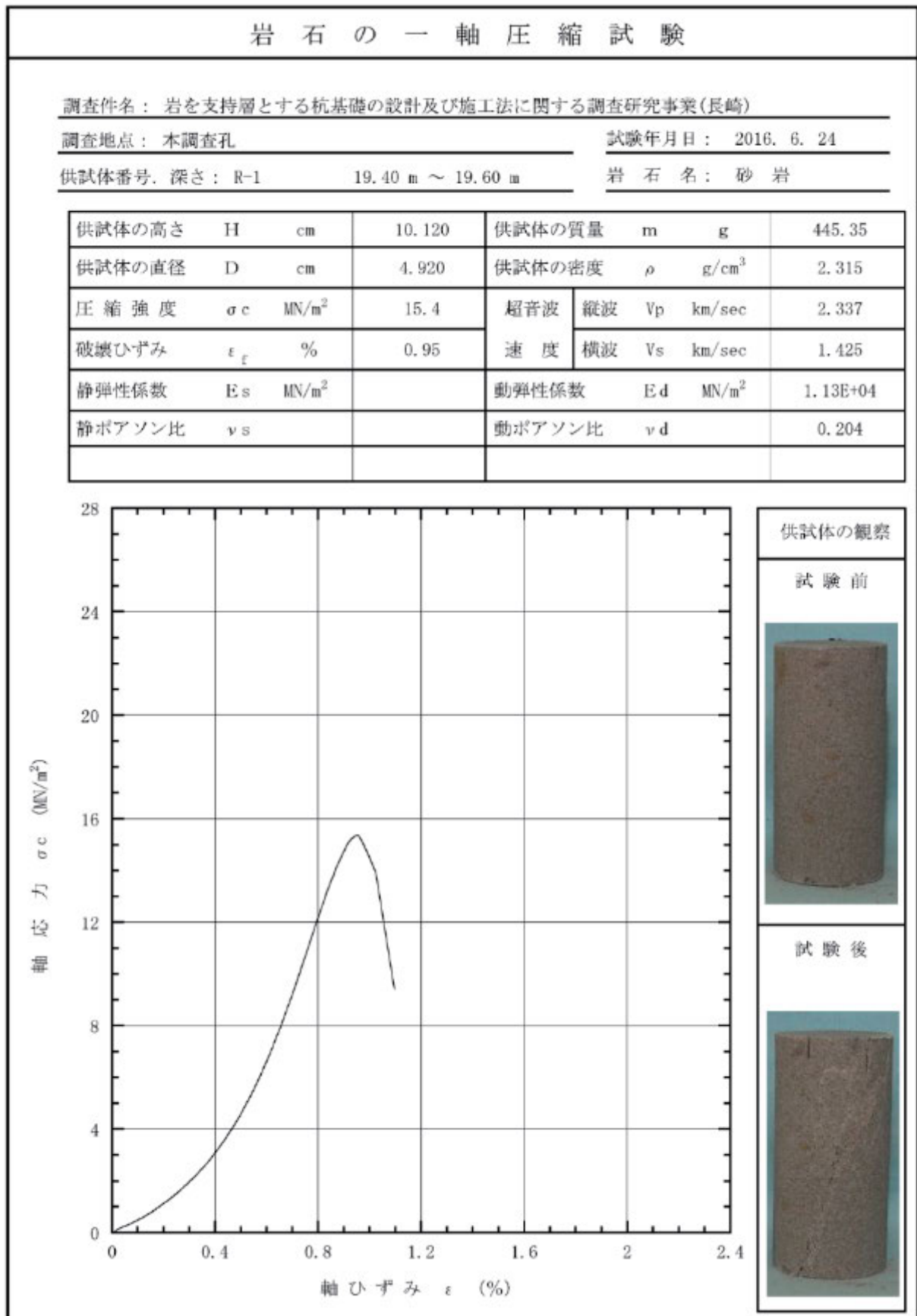
超音波伝播速度試験

調査件名 : 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎) 試験日 : 2016年 6月 23日

調査地点 : 本調査孔 試験者 :

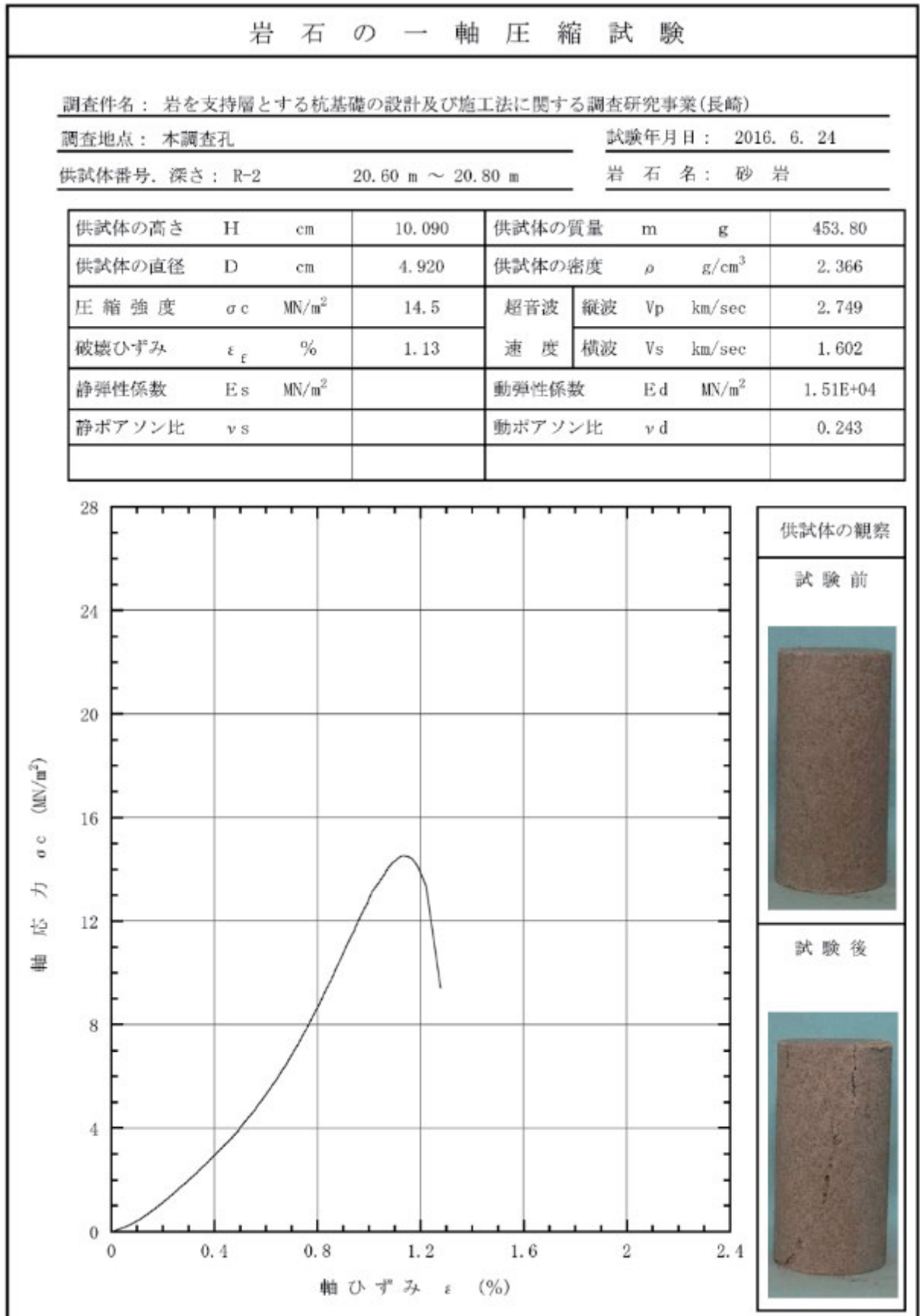
供試体番号	R-1	R-2		
深度 (m)	19.40 ~ 19.60	20.60 ~ 20.80		
供試体の状態	自然状態	自然状態		
供試体長さ L (cm)	10.120	10.090		
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.315	2.366		
P波伝播時間 T <sub>P</sub> ( $\mu$ sec)	43.3	36.7		
S波伝播時間 T <sub>S</sub> ( $\mu$ sec)	71.0	63.0		
P波伝播速度 V <sub>P</sub> (km/sec)	2.337	2.749		
S波伝播速度 V <sub>S</sub> (km/sec)	1.425	1.602		
動ポアソン比 $\nu_d$	0.204	0.243		
動せん断弾性係数 G <sub>d</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	4.70E+03	6.07E+03		
動弾性係数 E <sub>d</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	1.13E+04	1.51E+04		

3.13 岩石試験結果（一軸圧縮試験 GL-19.4~19.6m）

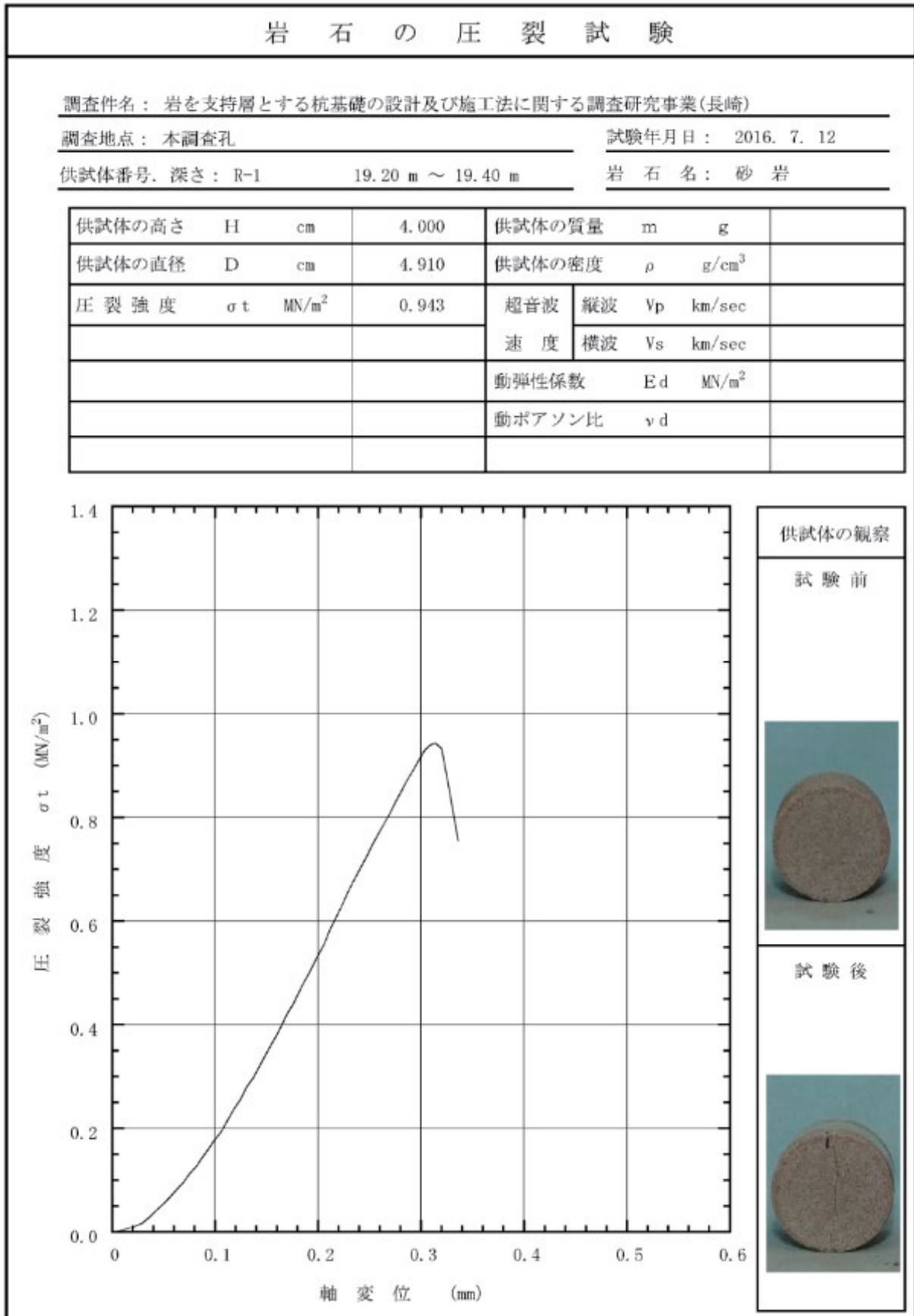




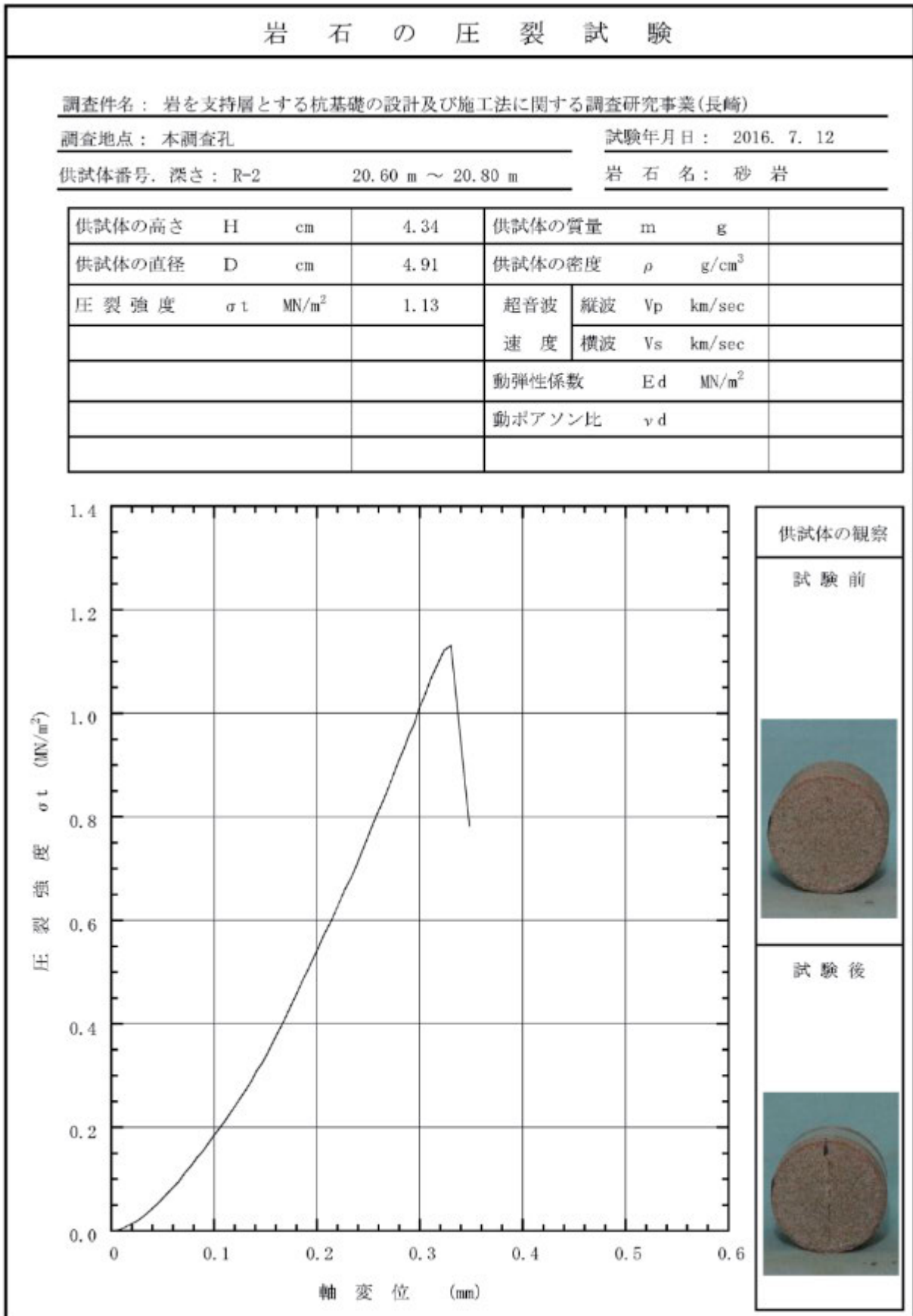
3.14 岩石試験結果（一軸圧縮試験 GL-20.6~20.8m）



3.15 岩石試験結果（圧裂試験 GL-19.2~19.4m）



3.16 岩石試験結果（圧裂試験 GL-20.6~20.8m）



## 4. 広島県での調査例 (No. 2)

### 4.1 調査概要

- (1) 調査件名：広島地区地質調査業務
- (2) 調査場所：広島県東広島市黒瀬町地先（調査位置を図参 1.4.1 示す）
- (3) 調査期間：平成 29 年 2 月 14 日～平成 29 年 5 月 18 日
- (4) 調査目的：広島県東広島市黒瀬町地先において、過年度に実施された基礎の載荷試験の実施箇所で地質情報を補うための基礎資料の収集。
- (5) 調査内容：調査内容は以下に示すとおりであり、表参 1.4.1 に実施数量表を示す。
  - ①ボーリング 1 箇所 27m
  - ②標準貫入試験 1 箇所 25 回
  - ③孔内水平載荷試験（中圧） 1 回
  - ④PS 検層 27m
  - ⑤岩石試験
    - ・自然密度試験
    - ・含水比試験
    - ・粒度試験
    - ・三軸圧縮試験
    - ・超音波伝播試験

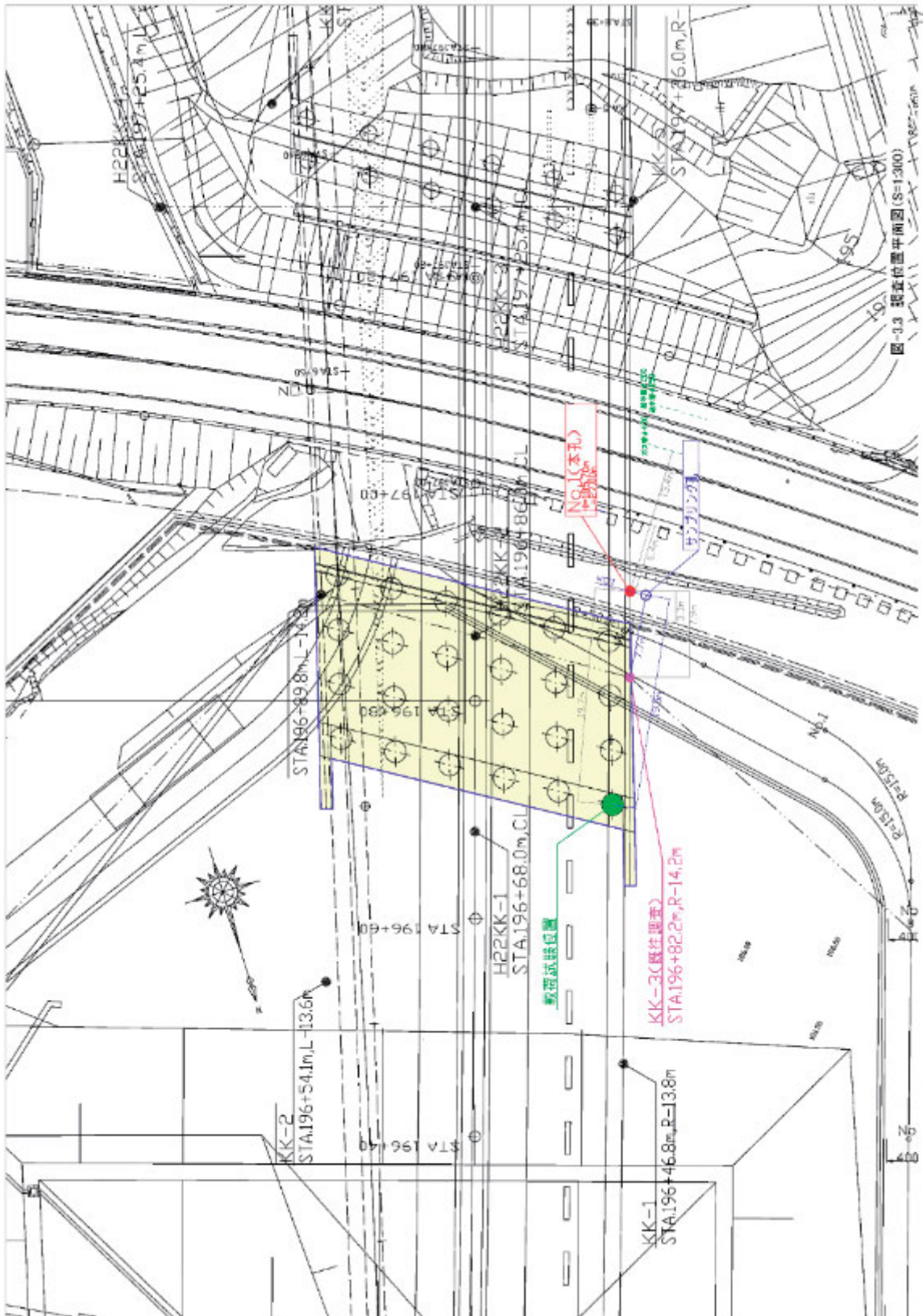
## 4.2 調査数量

表参 1.4.1 調査実施数量表

地点No.			計画	実施	増減	備考	
測量(位置出し、水準測量)		式	1	1	0		
ボーリング(m)	φ66mm	シルト・粘土	m	0.0	0.0	0	
		砂・砂質土	m	0.0	0.0	0	
		礫混り土砂	m	0.0	0.0	0	
		玉石混り土砂	m	0.0	0.0	0	
		軟岩	m	5.0	5.0	0	
		計	m	5.0	5.0	0	
	φ116mm	シルト・粘土	m	3.0	5.1	2.1	
		砂・砂質土	m	4.0	3.5	-0.5	
		礫混り土砂	m	13.0	10.4	-2.6	
		玉石混り土砂	m	0.0	0.8	0.8	
		軟岩	m	2.0	2.2	0.2	
		計	m	22.0	22.0	0	
合計		m	27.0	27.0	0		
サウンディング及び原位置試験	標準貫入試験(回)	シルト・粘土	回	3	5	2	
		砂・砂質土	回	4	4	0	
		礫混り土砂	回	13	9	-4	
		玉石混り土砂	回	0	1	1	
		軟岩	回	7	6	-1	
		合計	回	27	25	-2	
	孔内水平載荷試験		箇所	1	1	0	中圧載荷
	PS検層		m	27	27	0	1m間隔
サンプリング	乱れの少ない試料採取		本	1	2	1	
室内土質試験(試料)	土粒子の密度試験		試料	1	1	0	
	土の含水比試験		試料	1	1	0	
	土の粒度試験		試料	1	1	0	ふるい分析
	土の湿潤密度試験		試料	1	1	0	
	超音波伝播速度の測定		試料	3	3	0	有効土被り
	岩石の三軸圧縮強度試験		試料	0	1	1	4供試体
	土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験		試料	1	0	-1	3供試体/中圧
	土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験		試料	0	1	1	1供試体/中圧
報告書作成		式	1	1	0		



#### 4.4 調査位置平面図



図参 1.4.2 調査位置平面図

# 4.5 岩盤柱状図

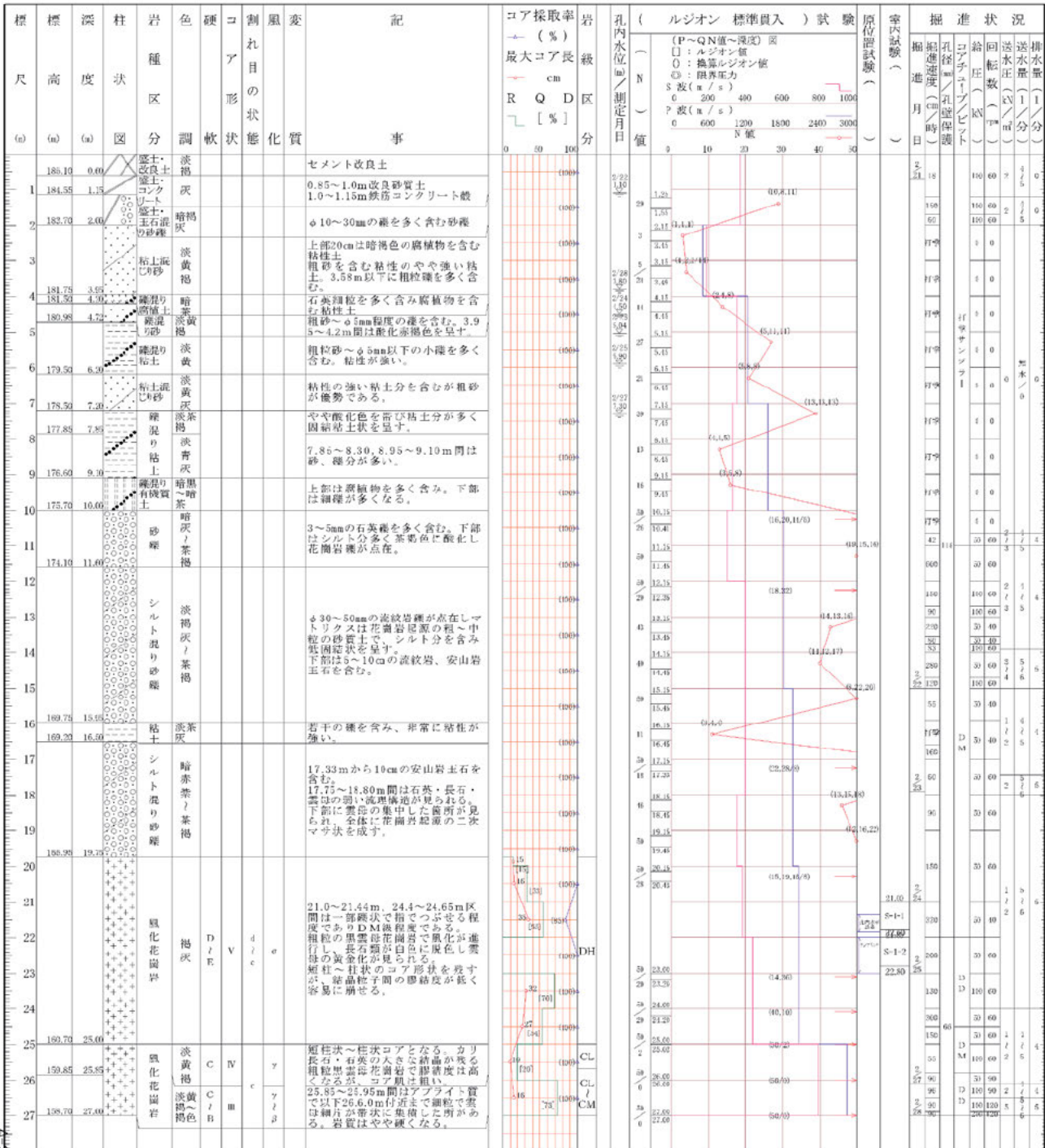
調査名 広島地区地質調査業務

ボーリングNo.

事業・工事名

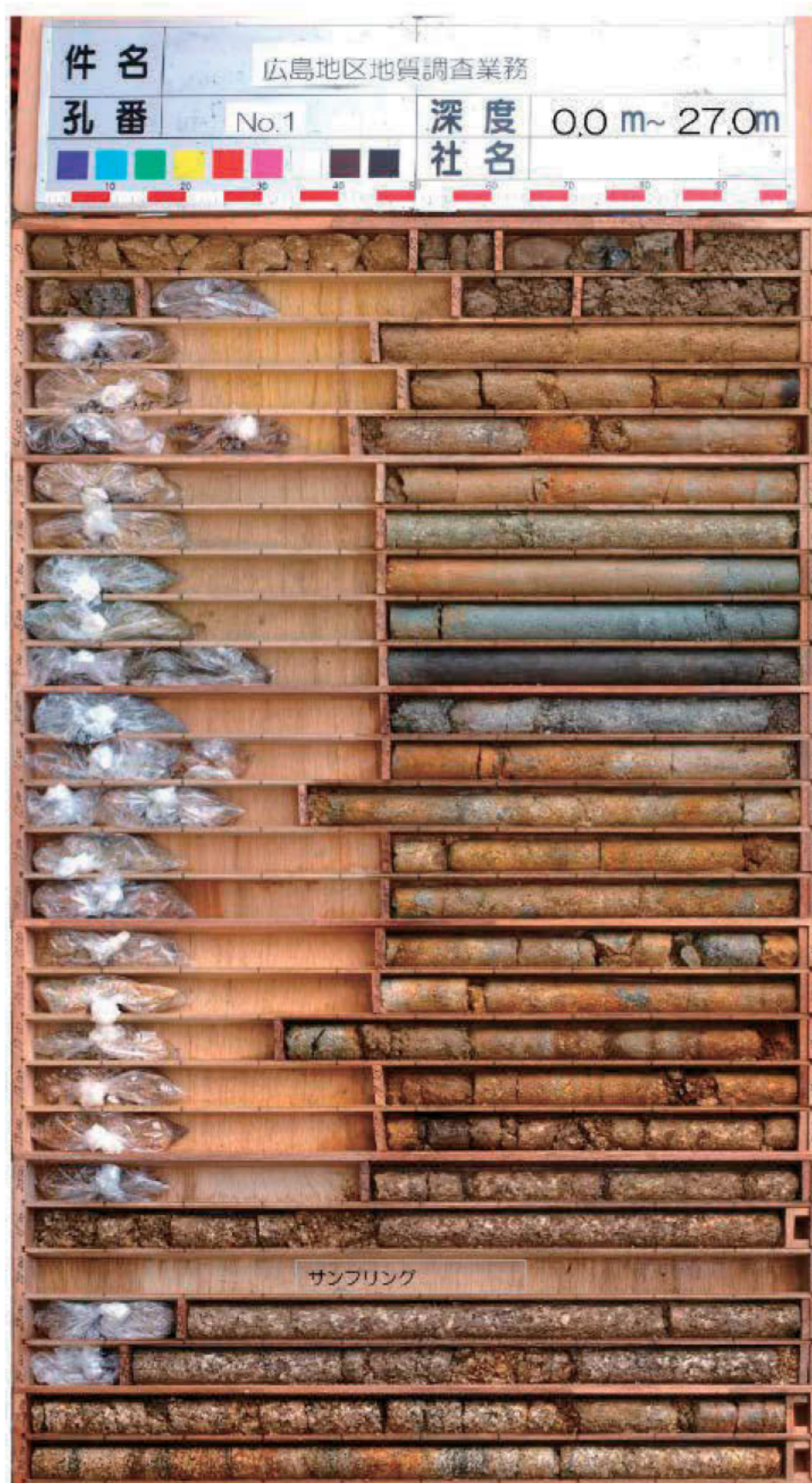
シートNo.

ボーリング名	No. 1	調査位置	広島県東広島市黒瀬町兼広地内		北緯	34° 20' 02"		
発注機関	国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター		調査期間	平成 29年 2月 14日 ~ 29年 2月 28日		東経	132° 38' 50"	
調査業者名	主任技師		現場代理人	コアア		ボーリング責任者		
孔口標高	185.70m	角	180° 上 90° 下 0°		方	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°		
総掘進長	27.00m	地盤勾配	鉛直 0° 水平 90°		使用機種	東邦 D1-G		
			エンジン	ヤンマー NFD-12 型		ポンプ	東邦 BG-3 C	





#### 4.6 コア写真



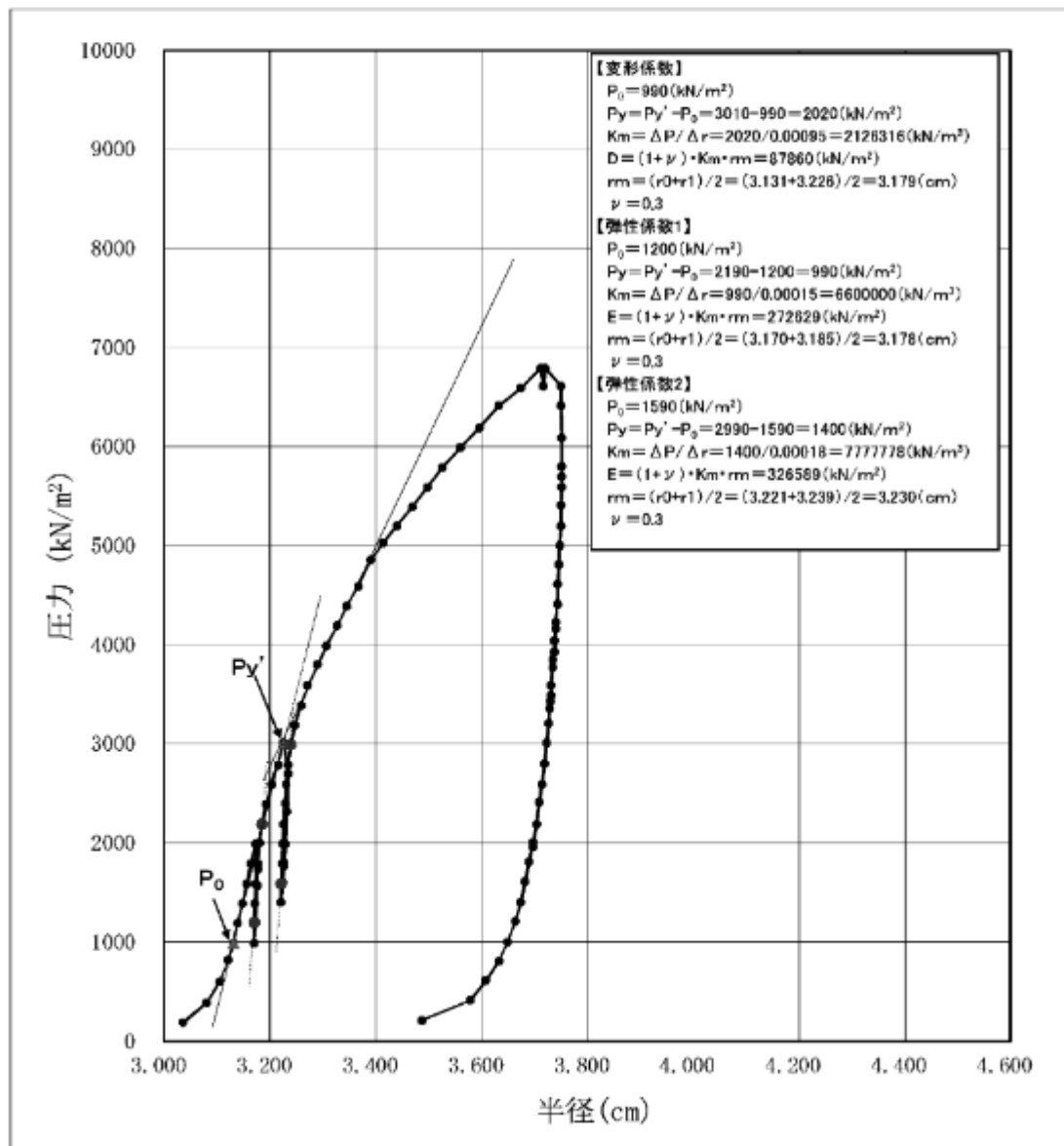
4.7 孔内水平載荷試験結果

孔内水平載荷試験結果図

調査件名: 広島地区地質調査業務

ボーリング名	No. 1	試験条件		試験時の状況	
ボーリング位置		載荷ピッチ	200 kN/m <sup>2</sup>		
測定深度	GL- 21.60 m	載荷速度	200 (kN/m <sup>2</sup> )/2min		
地質名	風化花崗岩	試験日時	平成29年2月25日		
	DH級	孔径	66mm		
試験器	エラスト2	使用ゴム	BX	ポアソン比	0.3

変曲点		変形係数(D)および弾性係数(E)	
1次変曲点(P <sub>0</sub> )	990kN/m <sup>2</sup>	変形係数(D)	87860kN/m <sup>2</sup>
2次変曲点(P <sub>y</sub> ' )	3010kN/m <sup>2</sup>	弾性係数1(E1)	272629kN/m <sup>2</sup>
降伏応力(P <sub>y</sub> )	2020kN/m <sup>2</sup>	弾性係数2(E2)	326589kN/m <sup>2</sup>

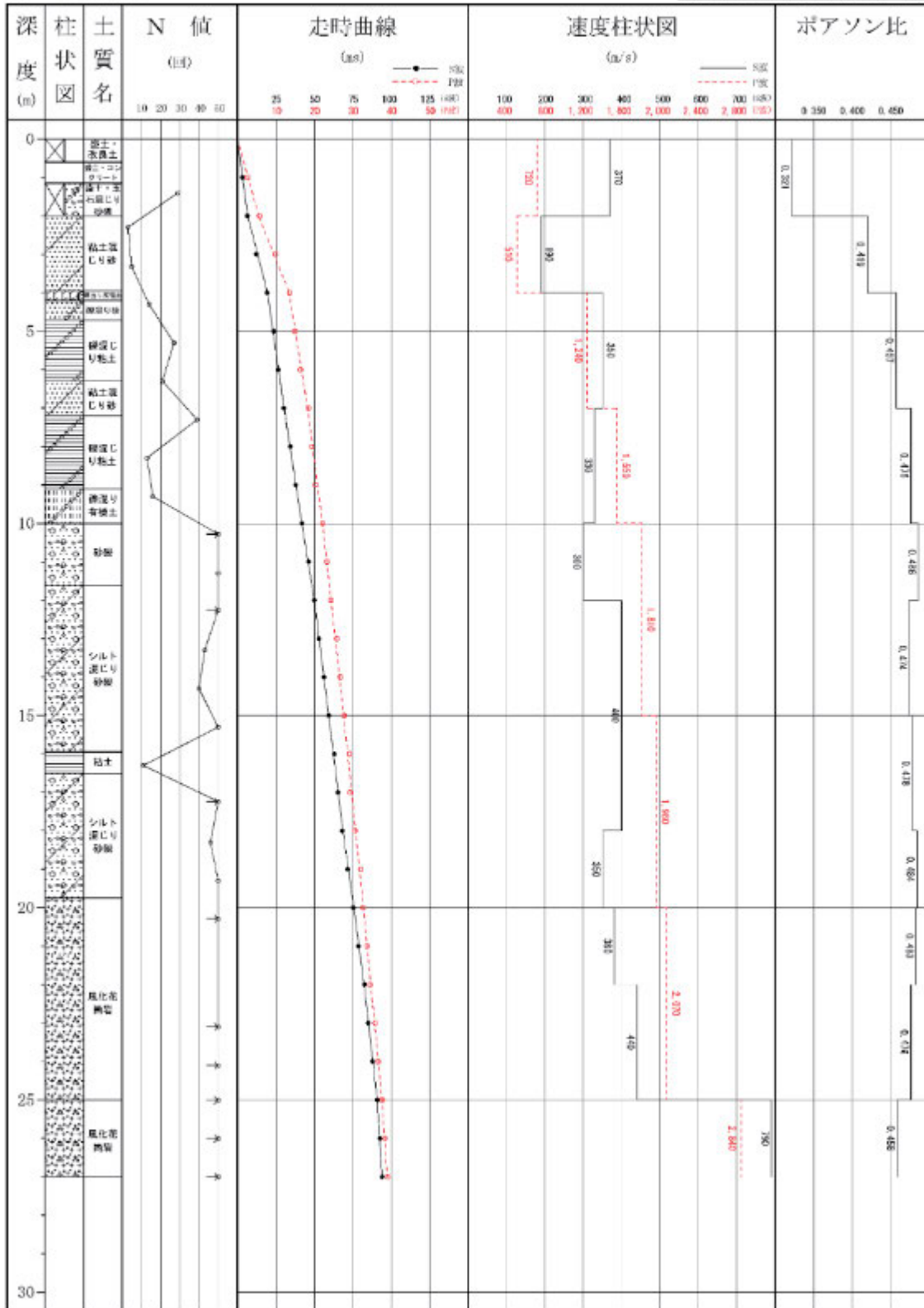


4.8 PS 検層結果

# PS 検層結果図

孔名: NO.1

測定日: 平成29年 3月 1日



#### 4.9 岩石試験結果一覧表

		土質試験結果一覧表 (基礎地盤)				
調査件名		広島地区地質調査業務		整理年月日 2017年 4月 24日		
				整理担当者		
試料番号 (深 さ)		No.1 S-1 (21.00~22.80m)				
一般 粒 度	湿潤密度 $\rho$ , g/cm <sup>3</sup>					
	乾燥密度 $\rho_d$ , g/cm <sup>3</sup>					
	土粒子の密度 $\rho_s$ , g/cm <sup>3</sup>	2.639				
	自然含水比 $w$ , %	15.5				
	開隙比 $e$					
	飽和度 $S_r$ , %					
	石分 (75mm以上) %	0.0				
	礫分 (2~7.5mm) %	20.0				
	砂分 (0.075~2mm) %	66.3				
	シルト分 (0.075~0.125mm) %	10.9				
粘土分 (0.001mm以下) %	2.8					
最大粒径	mm 9.5					
均等係数 $U_c$	17.30					
液 性 指 数	液性限界 $w_L$ , %					
	塑性限界 $w_p$ , %					
	塑性指数 $I_p$					
分 類	地盤材料の 分類名	細粒分まじり 礫質砂				
	分類記号	(SG-F)				
圧 密	試験方法					
	圧縮指数 $C_c$ 圧密降伏応力 $p_v$ , kN/m <sup>2</sup>					
一 軸 圧 縮	一軸圧縮強さ $q_u$ , kN/m <sup>2</sup>					
	一軸圧縮強さ $q_u$ , kN/m <sup>2</sup>					
	一軸圧縮強さ $q_u$ , kN/m <sup>2</sup>					
	一軸圧縮強さ $q_u$ , kN/m <sup>2</sup>					
せ ん 断	試験条件	CD				
	全応力	$c$ , kN/m <sup>2</sup>	0	$\phi$ , °	42.6	
	有効応力	$c'$ , kN/m <sup>2</sup>				
		$\phi'$ , °				
P波速度	m/sec	1988				
S波速度	m/sec	959				
特記事項		1) 石分を除いた75mm未満の土質材料に対する百分率で表す。 [1kN/m <sup>2</sup> ≒0.102kgf/cm <sup>2</sup> ]				

#### 4.10 岩石試験（密度測定）

JIS A 1202 JGS 0111	土粒子の密度試験（測定）			
調査件名	広島地区地質調査業務		試験年月日	2017年 4月 24日
				試験者
試料番号（深さ）	No.1 S-1 (21.00~22.80m)			
ピクノメーター No.	64	78	99	
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 $m_s$ g	102.869	101.897	103.256	
$m_s$ をはかったときの内容物の温度 $T$ °C	20.3	20.3	20.4	
$T$ °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm <sup>3</sup>	0.99814	0.99814	0.99812	
温度 $T$ °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 $m_1$ g	86.780	85.029	86.941	
試料の	容器 No.	723	741	749
(乾燥試料+容器)質量 g		132.856	124.902	125.452
乾燥質量	容器質量 g	106.962	97.780	99.219
	$m_c$ g	25.894	27.122	26.233
土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>		2.636	2.640	2.640
平均値 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>		2.639		
試料番号（深さ）				
ピクノメーター No.				
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 $m_s$ g				
$m_s$ をはかったときの内容物の温度 $T$ °C				
$T$ °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm <sup>3</sup>				
温度 $T$ °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 $m_1$ g				
試料の	容器 No.			
(乾燥試料+容器)質量 g				
乾燥質量	容器質量 g			
	$m_c$ g			
土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>				
平均値 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>				
試料番号（深さ）				
ピクノメーター No.				
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 $m_s$ g				
$m_s$ をはかったときの内容物の温度 $T$ °C				
$T$ °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm <sup>3</sup>				
温度 $T$ °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 $m_1$ g				
試料の	容器 No.			
(乾燥試料+容器)質量 g				
乾燥質量	容器質量 g			
	$m_c$ g			
土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>				
平均値 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>				
特記事項	1) ピクノメーターの検定結果から求める。			
	$\rho_s = \frac{m_s}{m_s + (m_1 - m_s)} \times \rho_w(T)$			

#### 4.1.1 岩石試験（含水比測定）

JIS A 1203 JCS 0121	土の含水比試験
------------------------	---------

調査件名 広島地区地質調査業務

試験年月日 2017年 4月 24日

試験者

試料番号（深さ）	No.1 S-1 (21.00~22.80m)		
容器 No.	193	162	61
$m_s$ g	43.82	44.05	41.58
$m_b$ g	39.51	39.08	37.54
$m_c$ g	11.64	6.88	11.65
$w$ %	15.5	15.4	15.6
平均値 $w$ %	15.5		
特記事項			

試料番号（深さ）			
容器 No.			
$m_s$ g			
$m_b$ g			
$m_c$ g			
$w$ %			
平均値 $w$ %			
特記事項			

試料番号（深さ）			
容器 No.			
$m_s$ g			
$m_b$ g			
$m_c$ g			
$w$ %			
平均値 $w$ %			
特記事項			

試料番号（深さ）			
容器 No.			
$m_s$ g			
$m_b$ g			
$m_c$ g			
$w$ %			
平均値 $w$ %			
特記事項			

試料番号（深さ）			
容器 No.			
$m_s$ g			
$m_b$ g			
$m_c$ g			
$w$ %			
平均値 $w$ %			
特記事項			

$$w = \frac{m_s - m_b}{m_b - m_c} \times 100$$

$m_s$  : (試料+容器)質量  
 $m_b$  : (伊乾燥試料+容器)質量  
 $m_c$  : 容器質量

#### 4.12 岩石試験（粒度試験）

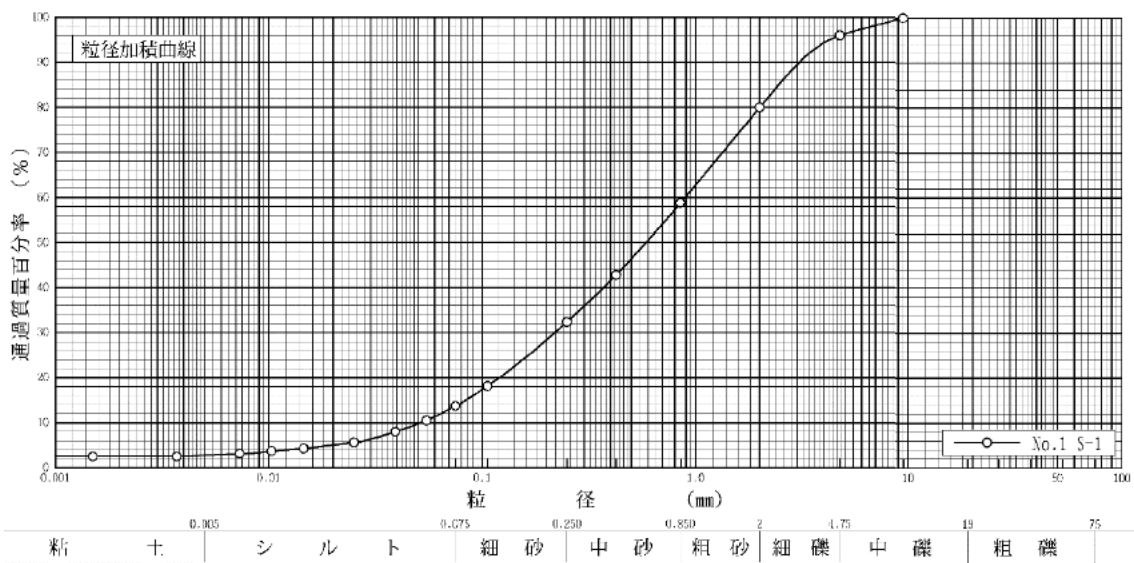
JIS A 1204 JGS 0131	土の粒度試験（粒径加積曲線）
------------------------	----------------

調査件名 広島地区地質調査業務

試験年月日 2017年 4月 24日

試験者

試料番号 (深さ)	No.1 S-1 (21.00~22.80m)		試料番号 (深さ)	No.1 S-1 (21.00~22.80m)	
ふる	粒径 mm	通過質量百分率%	粒径 mm	通過質量百分率%	粗礫分 %
	75		75		0.0
	53		53		4.0
	37.5		37.5		16.0
	26.5		26.5		21.2
	19		19		26.4
	9.5	100.0	9.5		18.7
	4.75	96.0	4.75		10.9
	2	80.0	2		2.8
	0.850	58.8	0.850		2mmふるい通過質量百分率 %
析	0.425	42.8	0.425		42.8
	0.250	32.4	0.250		75μmふるい通過質量百分率 %
	0.106	18.1	0.106		13.7
	0.075	13.7	0.075		最大粒径 mm
					9.5
					60%粒径 $D_{60}$ mm
					0.8945
					50%粒径 $D_{50}$ mm
					0.5877
					30%粒径 $D_{30}$ mm
沈					0.2200
					10%粒径 $D_{10}$ mm
					0.0517
					均等係数 $U_c$
					17.30
					曲率係数 $U'_c$
					1.05
					土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>
					2.639
					使用した分散剤
析					ポイズ530
					溶液濃度, 溶液添加量
					0.3%, 20cc
				20%粒径 $D_{20}$ mm	
				0.1209	



特記事項

4.13 岩石試験（三軸圧縮試験）

CD 三軸圧縮試験記録

調査名	広島地区地質調査業務	試験日	平成29年5月2日
地点No	No1 S-1-1 (21.00m~22.80m)	試験者	
コードNo		試験・岩種	CD三軸圧縮試験・

1・供試体寸法

物性値	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm <sup>2</sup> )	体積(cm <sup>3</sup> )	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	飽和度 (%)
	13.718	7.103	39.624	543.56		
	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.096	89.9
	1139.51	987.18	15.4	0.453		

2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試験状態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態	---	---	---	---	---	---
強制乾燥状態	---	---	体積(cm <sup>3</sup> )	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態	---	---	---	---	---	---

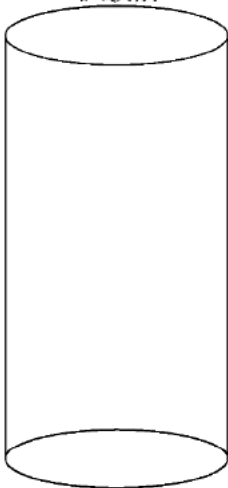
3・弾性波速度試験

試験状態	伝播時間 (μ sec)	伝播速度 (km/sec)	動弾性係数 Ed (kN/m <sup>2</sup> )	動せん断弾性係数 Gd (kN/m <sup>2</sup> )	動ポアソン比
自然	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			
乾燥	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			
湿潤	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			

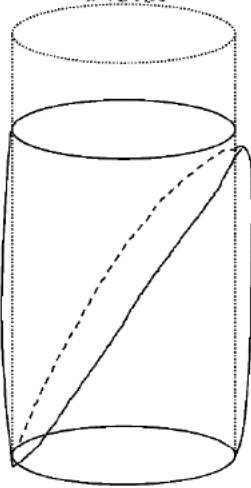
4・圧縮試験

破壊荷重 (kN)	116.7	静弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )			静ポアソン比		
		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	271						
拘束圧 σ <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	200						
有効拘束圧 σ <sub>3</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )	50						
B P (kN/m <sup>2</sup> )	150						
破壊ひずみ (%)	5.835	E50	---	1.45E+04	---	---	---

試験前



試験後



色調 : \_\_\_\_\_

試験前 \_\_\_\_\_

試験後 \_\_\_\_\_

※静弾性係数  
 接線 : 1/2qu点の接線  
 割線 : 1/2qu-1/3quとの傾き  
 E50 : 1/2qu-原点との傾き  
 S.G : ひずみゲージ  
 D.G : 外部変位計(1/1000mm)  
 D/H補正 : quの高さ補正(直径の2倍)

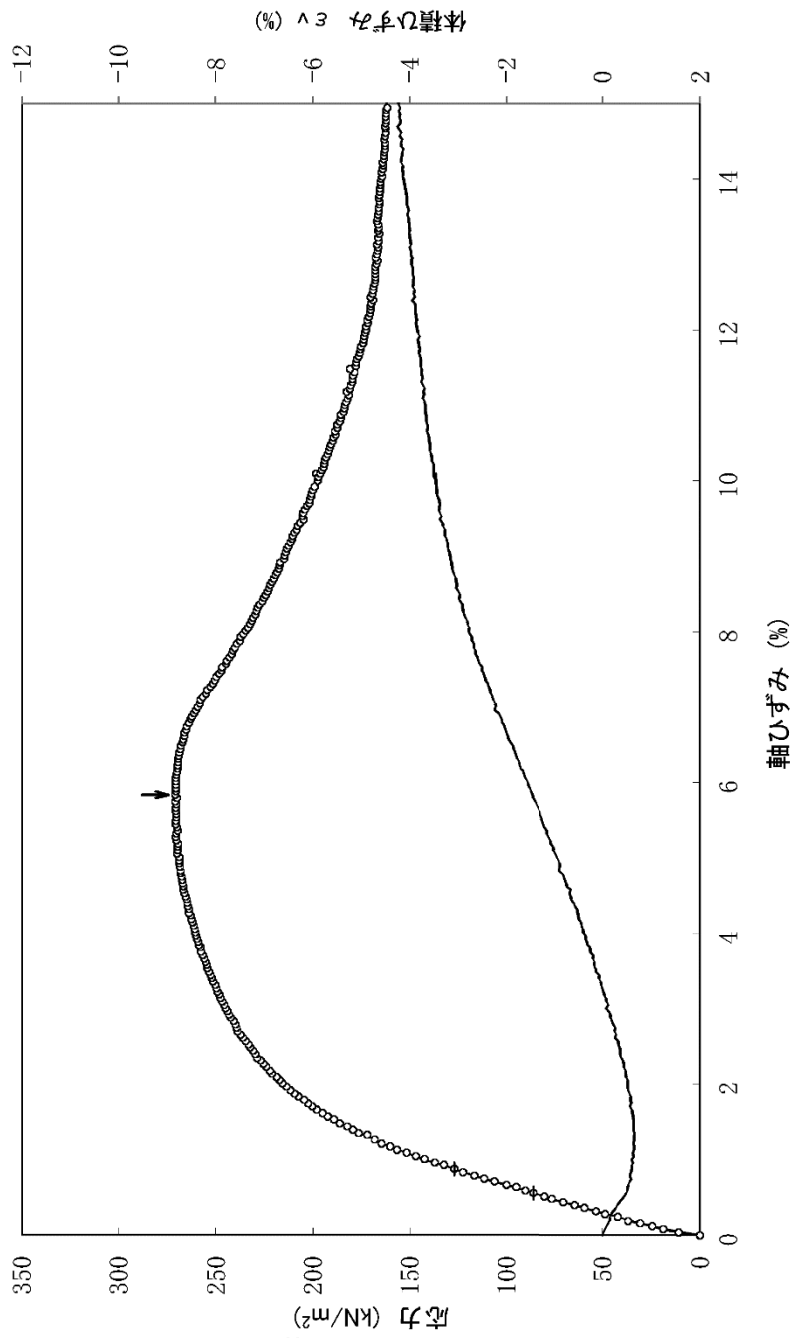


# CD三軸圧縮試験記録(応力～ひずみ曲線)

調査名： 広島地区地質調査業務

試験日 平成29年 5月2日

地点・深度		側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	破壊荷重 (kN)	圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	静弾性係数		静ポアソン比		
No1	S-1-1 (21.00m～22.80m)				S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)
		50	116.7	271	---	---	---	---	---
		D/H補正	補正係数	圧縮強度	---	---	---	---	---
					E50	---	---	---	---
						1.20E+04	---	---	---
						1.29E+04	---	---	---
						1.45E+04	---	---	---



※静弾性係数

接線：1/2qu点の接線の傾き

割線：1/2qu-1/3quとの傾き

E50：1/2qu-原点との傾き

S.G：ひずみゲージ

D.G：外部変位計(1/1000mm)

D/H補正：quの高さ補正(直径の2倍)

※D/H補正係数1.000表記は補正無し

※軸ひずみ速度:0.01%/min

## CD 三軸圧縮試験記録

調査名 <u>広島地区地質調査業務</u>	試験日 <u>平成29年 4月25日</u>
地点No <u>No1 S-1-2 ( 21.00m~ 22.80m)</u>	試験者 _____
コードNo _____	試験・岩種 <u>CD三軸圧縮試験・</u>

### 1・供試体寸法

	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm <sup>2</sup> )	体積(cm <sup>3</sup> )	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	飽和度 (%)
物性値	13.896	7.103	39.620	550.54		
	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.158	89.3
	1187.98	1052.59	12.9	0.380		

### 2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率


試験状態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態	---	---	---	---	---	---
強制乾燥状態	---	---	体積(cm <sup>3</sup> )	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態	---	---	---	---	---	---

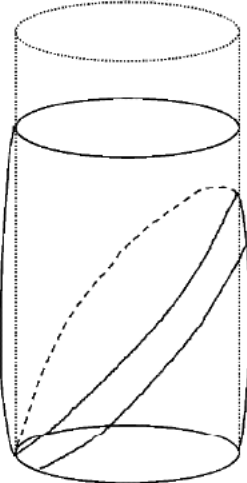
### 3・弾性波速度試験

試験状態	伝播時間 (μ sec)	伝播速度 (km/sec)	動弾性係数 Ed (kN/m <sup>2</sup> )	動せん断弾性係数 Gd (kN/m <sup>2</sup> )	動ポアソン比
自然	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			
乾燥	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			
湿潤	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			

### 4・圧縮試験

破壊荷重 (kN)		280.1	静弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )			静ポアソン比			
圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )		632							
拘束圧 σ <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		285	S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G	
有効拘束圧 σ <sub>3</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )		135	接線	---	---	1.48E+04	---	---	---
B P (kN/m <sup>2</sup> )		150	割線	---	---	1.80E+04	---	---	---
破壊ひずみ (%)		9.529	E50	---	---	2.35E+04	---	---	---

試験前  


試験後  


色調 : \_\_\_\_\_

試験前 \_\_\_\_\_

試験後 \_\_\_\_\_

※静弾性係数 \_\_\_\_\_

接線 : 1/2qu点の接線 \_\_\_\_\_

割線 : 1/2qu-1/3quとの傾き \_\_\_\_\_

E50 : 1/2qu-原点との傾き \_\_\_\_\_

S.G : ひずみゲージ \_\_\_\_\_

D.G : 外部変位計 (1/1000mm) \_\_\_\_\_

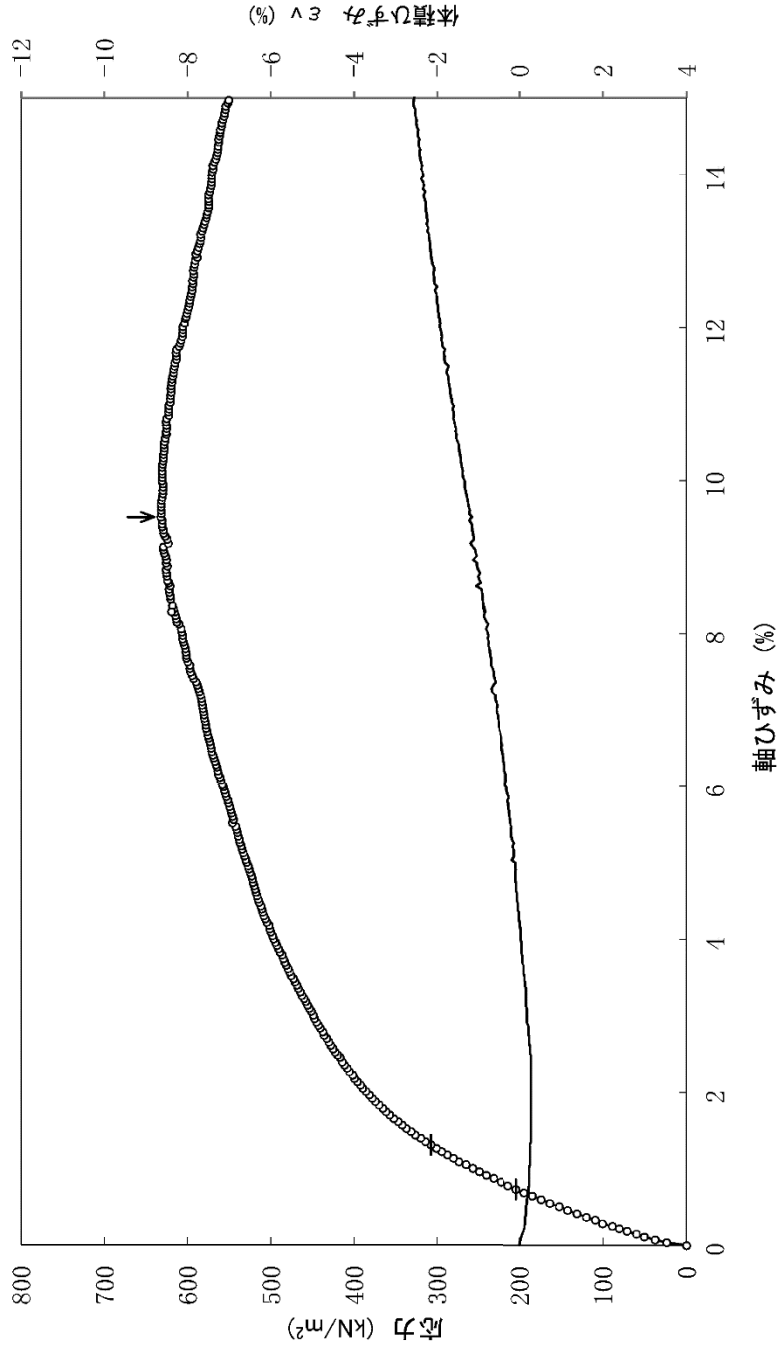
D/H補正 : quの高さ補正 (直径の2倍) \_\_\_\_\_

# CD三軸圧縮試験記録(応力～ひずみ曲線)

調査名： 広島地区地質調査業務

試験日 平成29年 4月25 日

地点・深度	側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	破壊荷重 (kN)	圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	静弾性係数			静ポアソン比		
				S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
No1 S-1-2 (21.00m～22.80m)	135	280.1	632	---	---	1.48E+04	---	---	---
	D/H補正	補正係数	圧縮強度	---	---	1.80E+04	---	---	---
				---	---	2.35E+04	---	---	---



※静弾性係数

接線：1/2qu点の接線の傾き

割線：1/2qu-1/3quとの傾き

E50：1/2qu-原点との傾き

S.G：ひずみゲージ

D.G：外部変位計(1/1000mm)

D/H補正：quの高さ補正(直径の2倍)

※D/H補正係数1.000表記は補正無し

※軸ひずみ速度:0.01%/min

# CD 三軸圧縮試験記録

調査名 \_\_\_\_\_ 試験日 平成29年4月21日

地点No No1 S-1-3 ( 21.00m~ 22.80m) 試験者 \_\_\_\_\_

コードNo \_\_\_\_\_ 試験・岩種 CD三軸圧縮試験・

## 1・供試体寸法

物性値	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm <sup>2</sup> )	体積(cm <sup>3</sup> )	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	飽和度 (%)
	14.140	7.081	39.377	556.79		
	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.130	83.9
	1186.06	1054.09	12.5	0.394		

## 2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試験状態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態	---	---	---	---	---	---
強制乾燥状態	---	---	体積(cm <sup>3</sup> )	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態	---	---	---	---	---	---

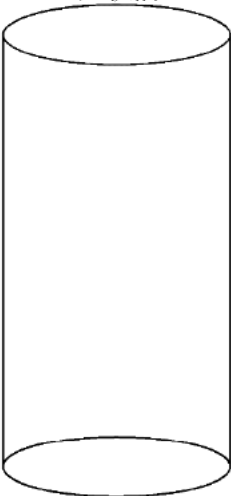
## 3・弾性波速度試験

試験状態		伝播時間 ( $\mu$ sec)	伝播速度 (km/sec)	動弾性係数 Ed (kN/m <sup>2</sup> )	動せん断弾性係数 Gd (kN/m <sup>2</sup> )	動ポアソン比
自然	縦波 (Vp)	---	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---	---			
乾燥	縦波 (Vp)	---	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---	---			
湿潤	縦波 (Vp)	---	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---	---			

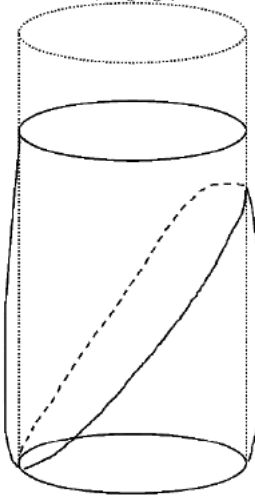
## 4・圧縮試験

破壊荷重 (kN)	440.1	方法	静弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )			静ポアソン比		
圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	1051		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
拘束圧 $\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	420	接線	---	---	1.76E+04	---	---	---
有効拘束圧 $\sigma_3'$ (kN/m <sup>2</sup> )	270	割線	---	---	2.15E+04	---	---	---
B P (kN/m <sup>2</sup> )	150	E50	---	---	3.19E+04	---	---	---
破壊ひずみ (%)	7.420							

試験前



試験後



色調 : \_\_\_\_\_

試験前 \_\_\_\_\_

試験後 \_\_\_\_\_

※静弾性係数

接線 : 1/2qu点の接線

割線 : 1/2qu-1/3quとの傾き

E50 : 1/2qu-原点との傾き

S.G : ひずみゲージ

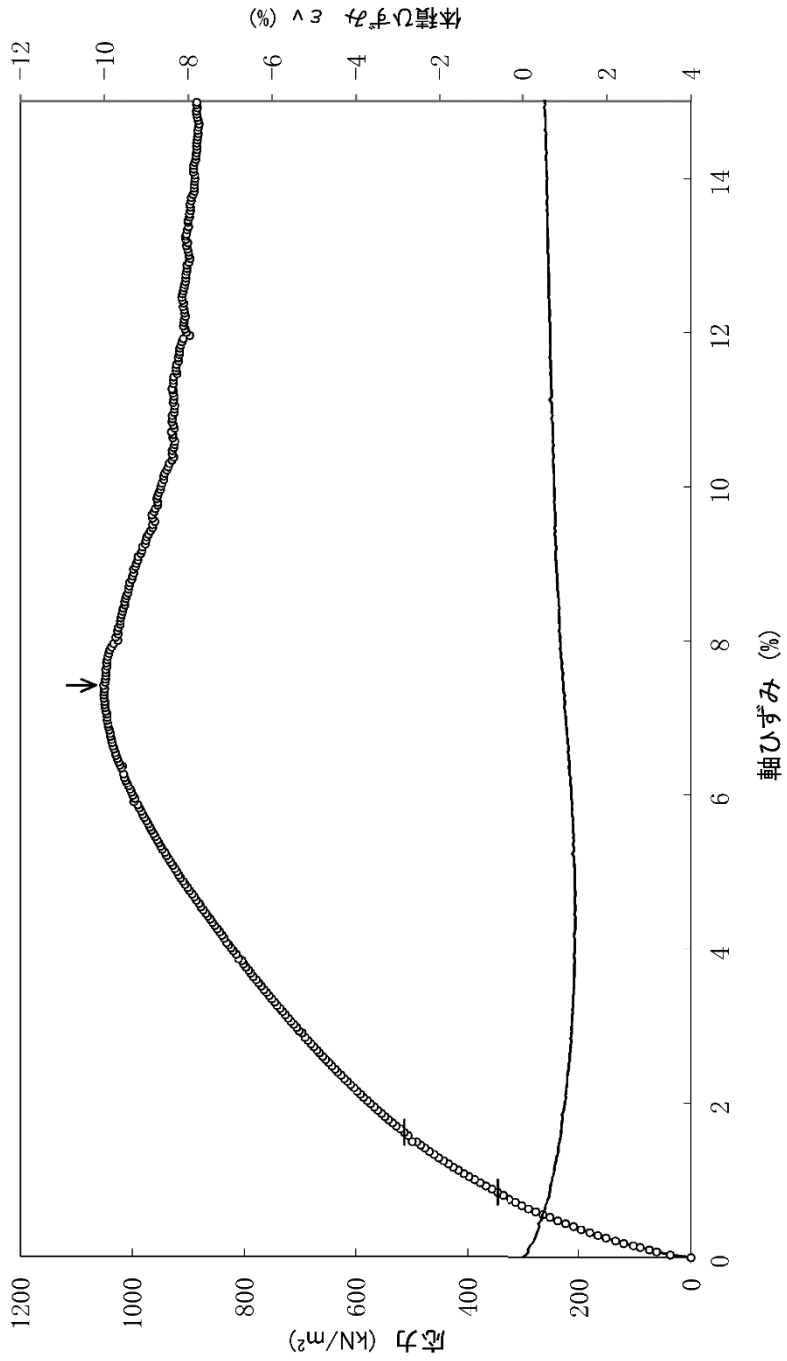
D.C : 外部変位計 (1/1000mm)

D/H補正 : quの高さ補正 (直径の2倍)

# CD三軸圧縮試験記録(応力～ひずみ曲線)

調査名： \_\_\_\_\_ 試験日 平成29年 4月21日

地点・深度		側圧		破壊荷重		圧縮強度		静弾性係数				静ポアソン比				
No1	S-1-3 (21.00m～22.80m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
		270	270	440.1	1051			---	---	1.76E+04	---	---	---	---	---	---
		D/H補正	D/H補正	補正係数	圧縮強度			---	---	2.15E+04	---	---	---	---	---	---
				---	---			---	---	3.19E+04	---	---	---	---	---	---



※静弾性係数  
 接線：1/2qu点の接線の傾き  
 割線：1/2qu-1/3quとの傾き  
 E50：1/2qu-原点との傾き  
 S.G：ひずみゲージ  
 D.G：外部変位計(1/1000mm)  
 D/H補正：quの高さ補正(直径の2倍)  
 ※D/H補正係数1.000表記は補正無し  
 ※軸ひずみ速度:0.01%/min

## CD 三軸圧縮試験記録

調査名 _____	試験日 平成29年 4月28日
地点No No1 S-1-4 ( 21.00m~ 22.80m)	試験者 _____
コードNo _____	試験・岩種 CD三軸圧縮試験・

### 1・供試体寸法

物性値	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm <sup>2</sup> )	体積(cm <sup>3</sup> )	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	飽和度 (%)
	14.155	7.048	39.018	552.30	2.188	96.0
	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比		
	1208.37	1065.96	13.4	0.367		

### 2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試験状態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態	---	---	---	---	---	---
強制乾燥状態	---	---	体積(cm <sup>3</sup> )	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態	---	---	---	---	---	---

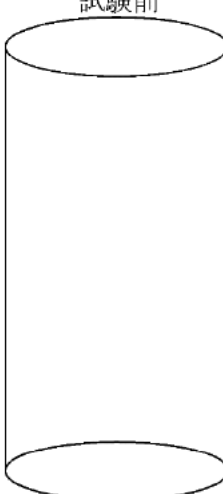
### 3・弾性波速度試験

試験状態	伝播時間 (μ sec)	伝播速度 (km/sec)	動弾性係数 Ed (kN/m <sup>2</sup> )	動せん断弾性係数 Gd (kN/m <sup>2</sup> )	動ポアソン比
自然	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			
乾燥	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			
湿潤	縦波 (Vp)	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---			

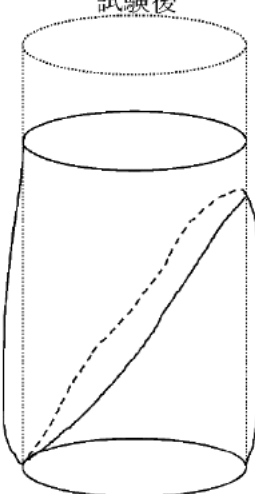
### 4・圧縮試験

破壊荷重 (kN)	1049.3	静弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )			静ポアソン比		
		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	2477	---	---	2.90E+04	---	---	---
拘束圧 σ <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	690	---	---	3.10E+04	---	---	---
有効拘束圧 σ <sub>3</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )	540	---	---	4.26E+04	---	---	---
B P (kN/m <sup>2</sup> )	150						
破壊ひずみ (%)	9.333						

試験前



試験後



色調 : \_\_\_\_\_

試験前 \_\_\_\_\_

試験後 \_\_\_\_\_

※静弾性係数

接線 : 1/2qu点の接線

割線 : 1/2qu-1/3quとの傾き

E50 : 1/2qu-原点との傾き

S.G : ひずみゲージ

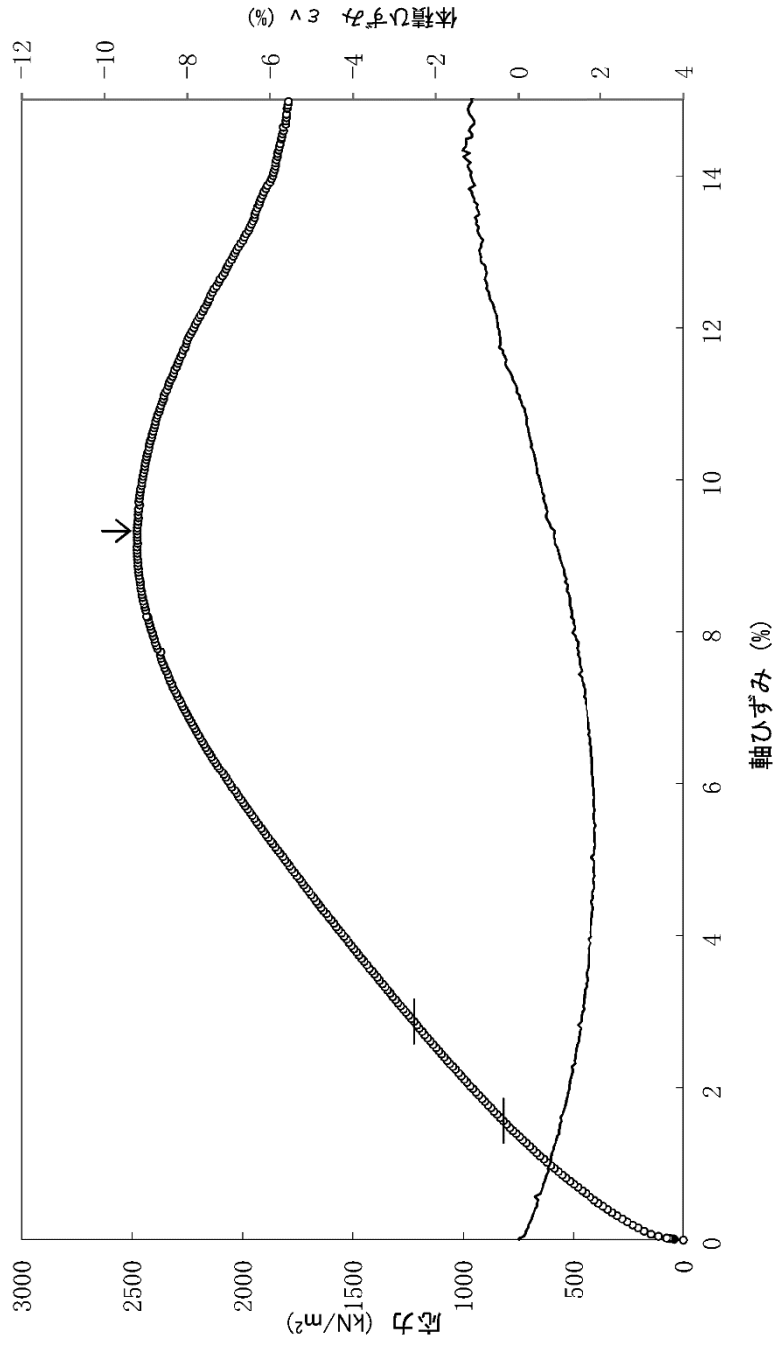
D.G : 外部変位計 (1/1000mm)

D/H補正 : quの高さ補正 (直径の2倍)

# CD三軸圧縮試験記録(応力～ひずみ曲線)

調査名: \_\_\_\_\_ 試験日 平成29年 4月28日

地点・深度		側圧: (kN/m <sup>2</sup> )	破壊荷重 (kN)	圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )		静弾性係数		静ポアソン比				
No.1	S-1-4 (21.00m～22.80m)			540	1049.3	2477	S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
		D/H補正	補正係数	圧縮強度			接線	割線	E50			
			---	---			---	---	---	---	---	---
										2.90E+04	3.10E+04	4.26E+04



※静弾性係数  
 接線：1/2qu点の接線の傾き  
 割線：1/2qu-1/3quとの傾き  
 E50：1/2qu-原点との傾き  
 S.G：ひずみゲージ  
 D.G：外部変位計(1/1000mm)  
 D/H補正：quの高さ補正(直径の2倍)  
 ※D/H補正係数1.000表記は補正無し  
 ※軸ひずみ速度:0.01%/min

## CD 三軸圧縮試験記録

調査名 <u>広島地区地質調査業務</u>	試験日 <u>平成29年 5月18日</u>
地点No <u>No1 S-1-5 ( 21.00m～ 22.80m)</u>	試験者 _____
コードNo _____	試験・岩種 <u>CD三軸圧縮試験・</u>

### 1・供試体寸法

物性値	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm <sup>2</sup> )	体積(cm <sup>3</sup> )	単位体積重量	飽和度
	14.265	7.047	39.001	556.33	(gf/cm <sup>3</sup> )	(%)
	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.195	92.0
	1220.92	1088.66	12.1	0.349		

### 2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試験状態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態	---	---	---	---	---	---
強制乾燥状態	---	---	体積(cm <sup>3</sup> )	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態	---	---	---	---	---	---

### 3・弾性波速度試験

試験状態		伝播時間 ( $\mu$ sec)	伝播速度 (km/sec)	動弾性係数 Ed (kN/m <sup>2</sup> )	動せん断弾性係数 Gd (kN/m <sup>2</sup> )	動ポアソン比
自然	縦波 (Vp)	---	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---	---			
乾燥	縦波 (Vp)	---	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---	---			
湿潤	縦波 (Vp)	---	---	---	---	---
	横波 (Vs)	---	---			

### 4・圧縮試験

破壊荷重 (kN)		8062.1	静弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )			静ポアソン比		
圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )		20990	S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
拘束圧 $\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )		5150	---	---	2.89E+05	---	---	---
有効拘束圧 $\sigma_3'$ (kN/m <sup>2</sup> )		5000	---	---	2.84E+05	---	---	---
B P (kN/m <sup>2</sup> )		150	---	---	2.89E+05	---	---	---
破壊ひずみ (%)		8.309						

色調 : \_\_\_\_\_

試験前 \_\_\_\_\_

試験後 \_\_\_\_\_

※静弾性係数  
 接線 : 1/2qu点の接線  
 割線 : 1/2qu-1/3quとの傾き  
 E50 : 1/2qu-原点との傾き  
 S.G : ひずみゲージ  
 D.G : 外部変位計 (1/1000mm)  
 D/H補正 : quの高さ補正 (直径の2倍)

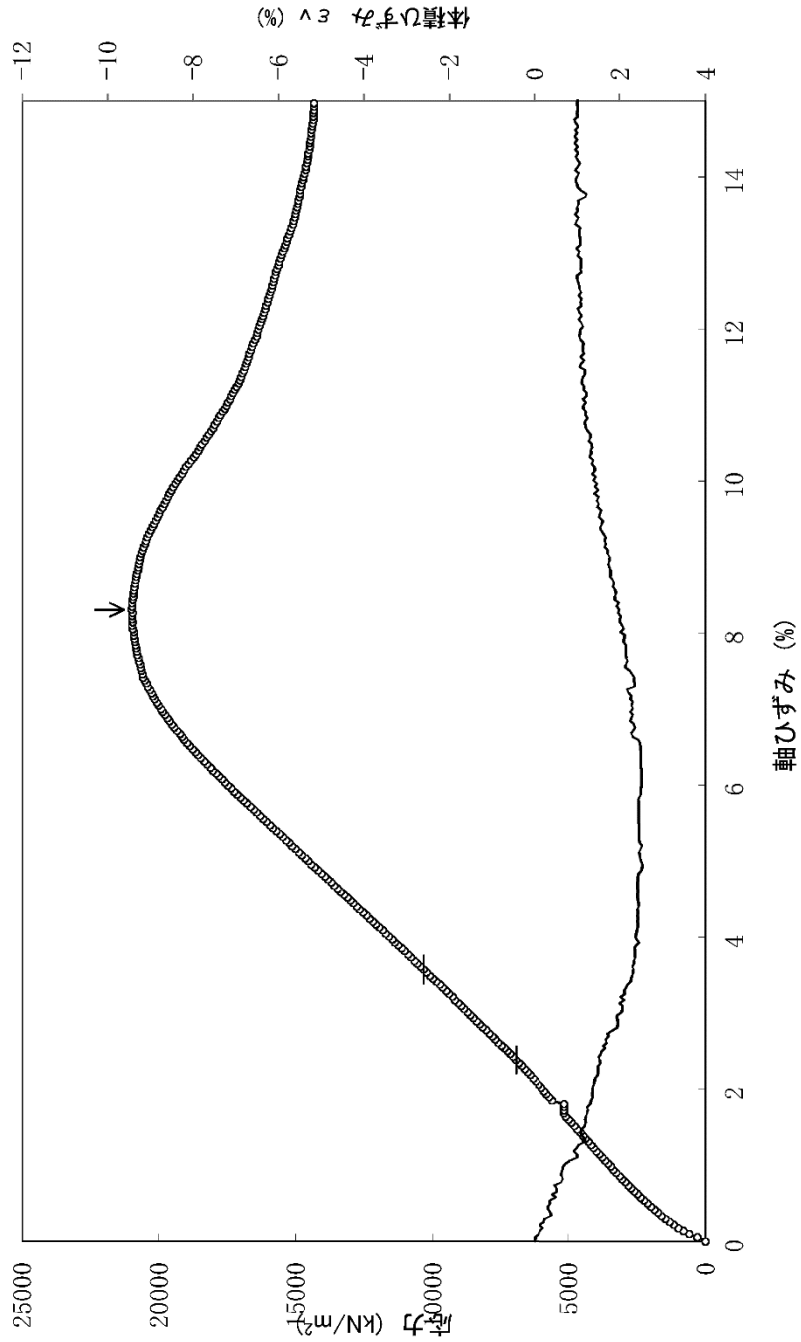


# CD三軸圧縮試験記録(応力～ひずみ曲線)

調査名： 広島地区地質調査業務

試験日 平成29年 5月18日

地点・深度		側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	破壊荷重 (kN)	圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )		静ポアソン比	
No.1	S-1-5 (21.00m～22.80m)				S.G(1)	S.G(2)	S.G(1)	S.G(2)
		5000	8062.1	20990	---	---	---	---
		D/H補正	補正係数	圧縮強度	---	---	---	---
					E50	---	---	---
					接線	2.89E+05	---	D.G
					割線	2.84E+05	---	---
						2.89E+05	---	---



※静弾性係数  
 接線：1/2qu点の接線の傾き  
 割線：1/2qu-1/3quとの傾き  
 E50：1/2qu-原点との傾き  
 S.G：ひずみゲージ  
 D.G：外部変位計(1/1000mm)  
 D/H補正：quの高さ補正(直径の2倍)  
 ※D/H補正係数1.000表記は補正無し  
 ※軸ひずみ速度:0.01%/min

調査件名 広島地区地質調査業務

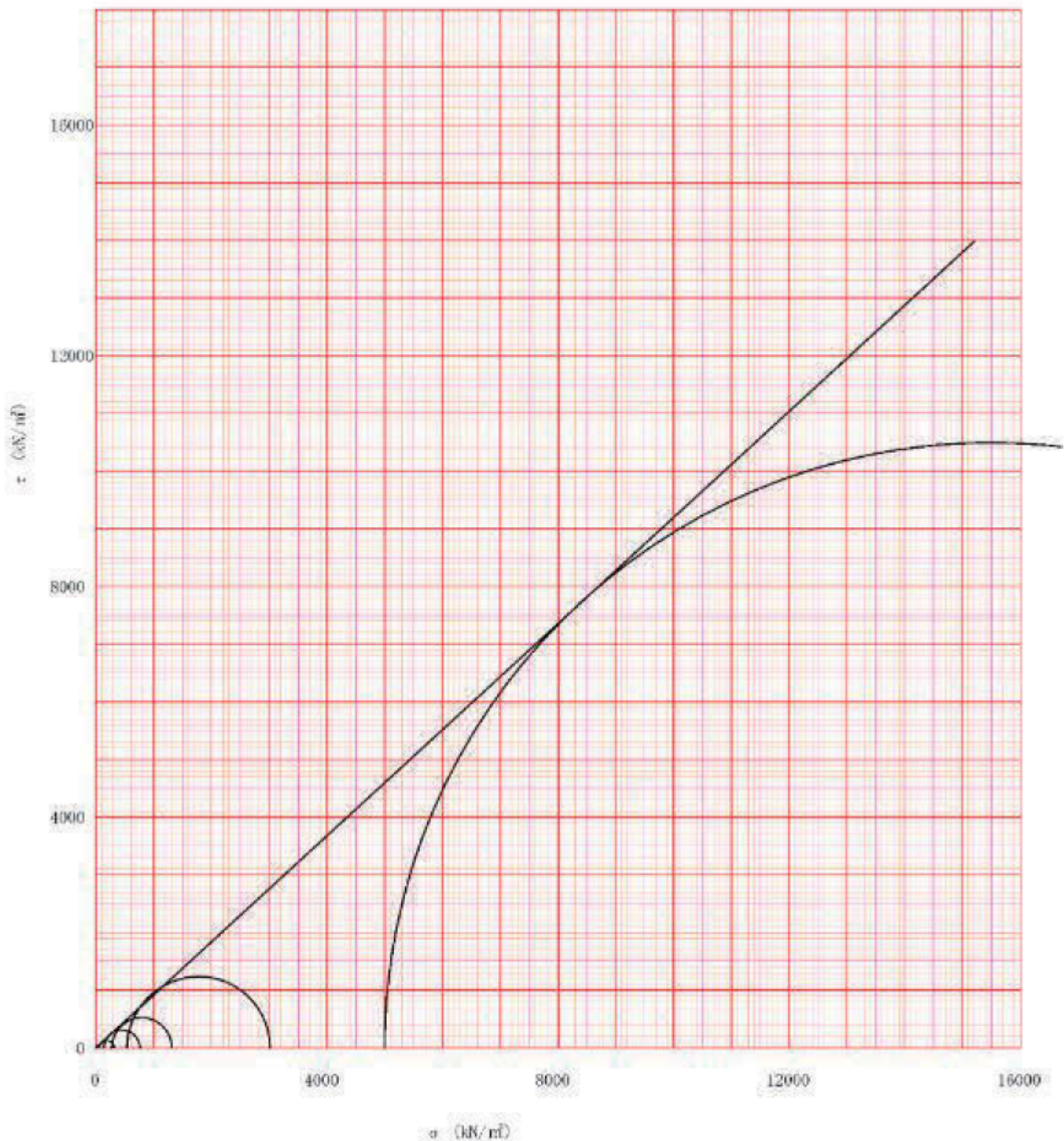
試験年月日

2017年 5月 18日

試料番号 (深さ) No1 S-1 (21.00~22.80m)

試験者

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	$c_d$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi_d$ °	$\tan \phi_d$	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi'$ °
正規圧密領域					
過圧密領域					
	0.0	42.6	0.920		



特記事項

[ 1kN/m<sup>2</sup> ≈ 0.0102kgf/cm<sup>2</sup> ]

4. 1 4 岩石試験（超音波伝播試験）

表- P波・S波速度測定試験結果一覧

試料番号		1	2	3
土粒子の密度	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	2.639	2.639	2.639
圧密圧力	$\sigma_c'$ kN/m <sup>2</sup>	135	270	540
圧密後	湿潤密度 <sup>注1</sup>	$\rho_{tc}$ g/cm <sup>3</sup>	2.199	2.193
	乾燥密度	$\rho_{dc}$ g/cm <sup>3</sup>	1.930	1.920
	間隙比	$e_c$	0.367	0.374
弾性波測定高さ cm				
平均S波伝播時間	Ts_Ave $\mu$ s	135	143	191
S波速度	Vs m/s	1032.6	959.4	713.6
平均P波伝播時間	Tp_Ave $\mu$ s	73	69	65
P波速度	Vp m/s	1909.6	1988.4	2096.9
初期せん断剛性率 <sup>注2</sup>	G MN/m <sup>2</sup>	2344.7	2018.6	1148.8
動ポアソン比 <sup>注3</sup>	$\nu_d$	0.243	0.302	0.408

注1:  $\rho_{tc} = (\rho_s + e \cdot c \cdot \rho_w) / (1 + e \cdot c)$   $\rho_w = 1$ として

注2:  $G = \rho_{tc} \cdot V_s^2$

注3:  $\nu_d = (V_p/V_s)^2 - 2 / (2 * (V_p/V_s)^2 - 1)$

## 5. 福島県（その2）での調査例（No. 29）

### 5.1 調査概要

- (1) 調査件名：福島地区地質調査業務
- (2) 調査場所：福島県いわき市小名浜芳浜地先（調査位置を図参 1.5.1、図参 1.5.2 に示す）
- (3) 調査期間：平成 28 年 12 月 23 日～平成 29 年 5 月 30 日
- (4) 調査目的：本業務は、福島県いわき市小名浜芳浜地先において、過年度に実施された杭基礎の載荷試験の実施箇所で地質情報を補うための地質調査を実施するものである。
- (5) 調査内容：調査内容は以下に示すとおりであり、表参 1.5.1 に実施数量表を示す。
  - ①ボーリング 1 箇所 23m
  - ②標準貫入試験 1 箇所 23 回
  - ③孔内水平載荷試験（中圧） 1 回
  - ④PS 検層 23m
  - ⑤岩石試験
    - ・自然密度試験
    - ・超音波伝播試験
    - ・一軸圧縮試験
    - ・圧裂引張試験
    - ・多段階三軸圧縮試験

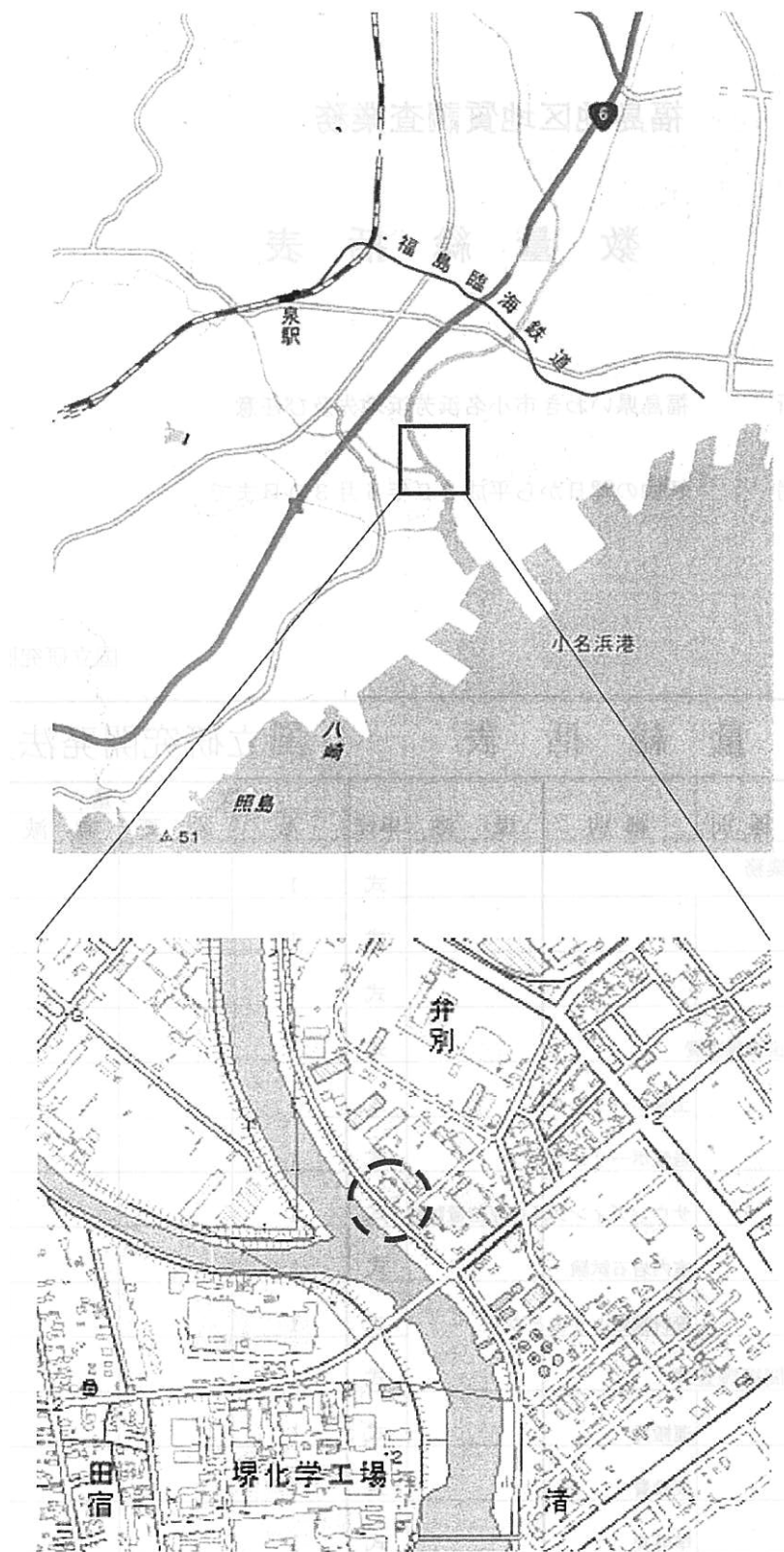
5.2 調査数量

表参 1.5.1 調査実施数量表

地質調査

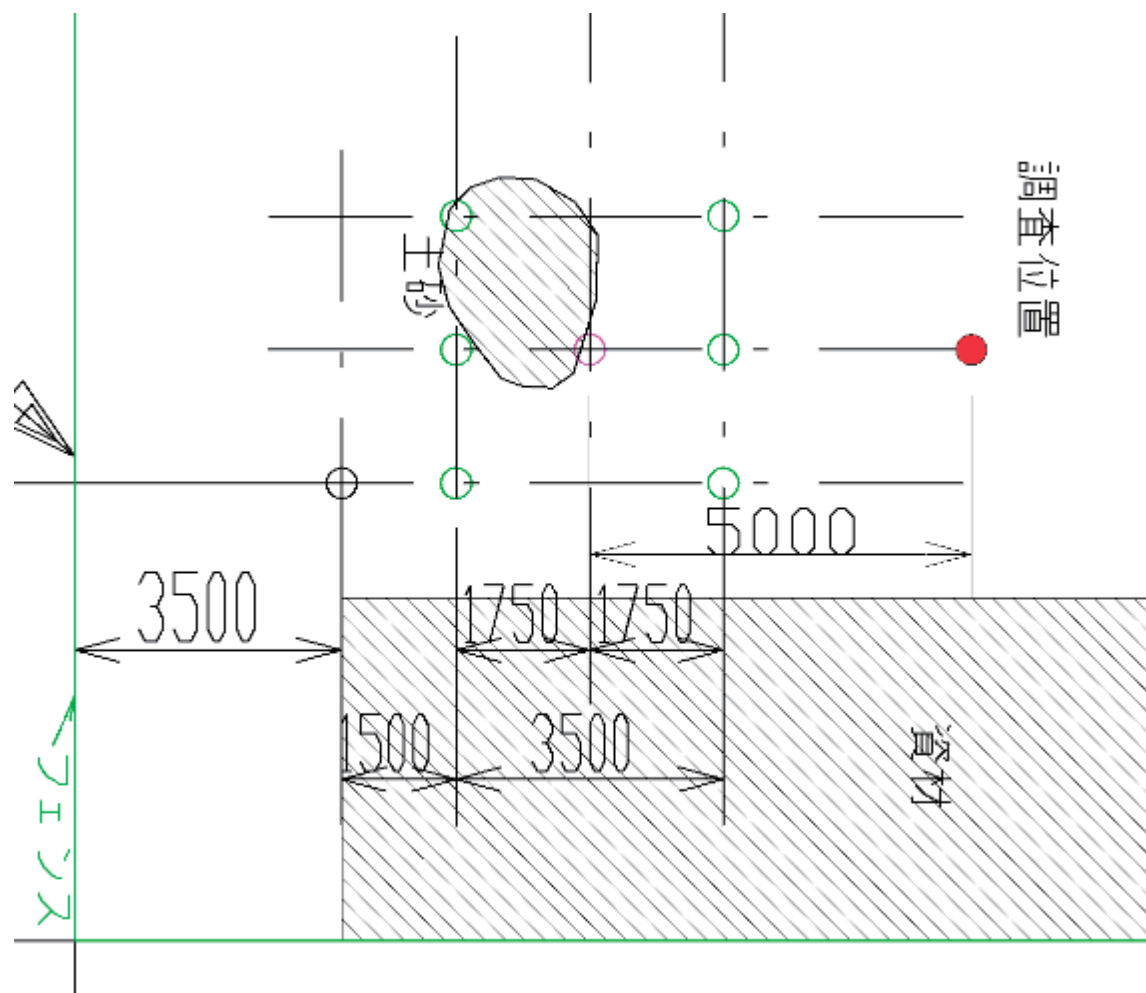
地点番号				B-1		差分 (実施-計画)	
				計画	実施		
機械ボーリング (m)	φ 66 (mm)	土質	シルト・粘性土	5.00	8.00	3.0	
			砂・砂質土	11.00	9.15	-1.9	
		岩盤	軟岩	7.00	5.85	-1.2	
	φ 86 (mm)	土質	シルト・粘性土			0.0	
			砂・砂質土			0.0	
		岩盤	軟岩			0.0	
	小計				23.00	23.00	0.0
	原位置試験	標準貫入 試験 (回)	土質	シルト・粘性土	5	9	4.0
砂・砂質土				11	8	-3.0	
岩盤			軟岩	7	6	-1.0	
計			23	23	0.0		
孔内水平載荷試験 (中圧載荷) (回)		1	1	0.0			
PS検層 (サスペンション法) (m)		23	23	0.0			
岩石試験 (試料)	供試体作成			3	3	0.0	
	物理	密度		1	1	0.0	
	力学	圧縮強度試験		1	1	0.0	
		引張強度試験 (圧裂試験法)		1	1	0.0	
		多段階三軸圧縮試験		1	1	0.0	
	伝播速度	超音波伝搬速度測定 (自然状態)		1	1	0.0	
仮設	平坦地足場 (箇所)			1	1	0.0	
	仮囲い (箇所)			1	1	0.0	
孔閉塞	調査孔閉塞			1	1	0.00	

### 5.3 調査位置案内図



図参 1.5.1 調査位置案内図

5.4 調査位置平面図

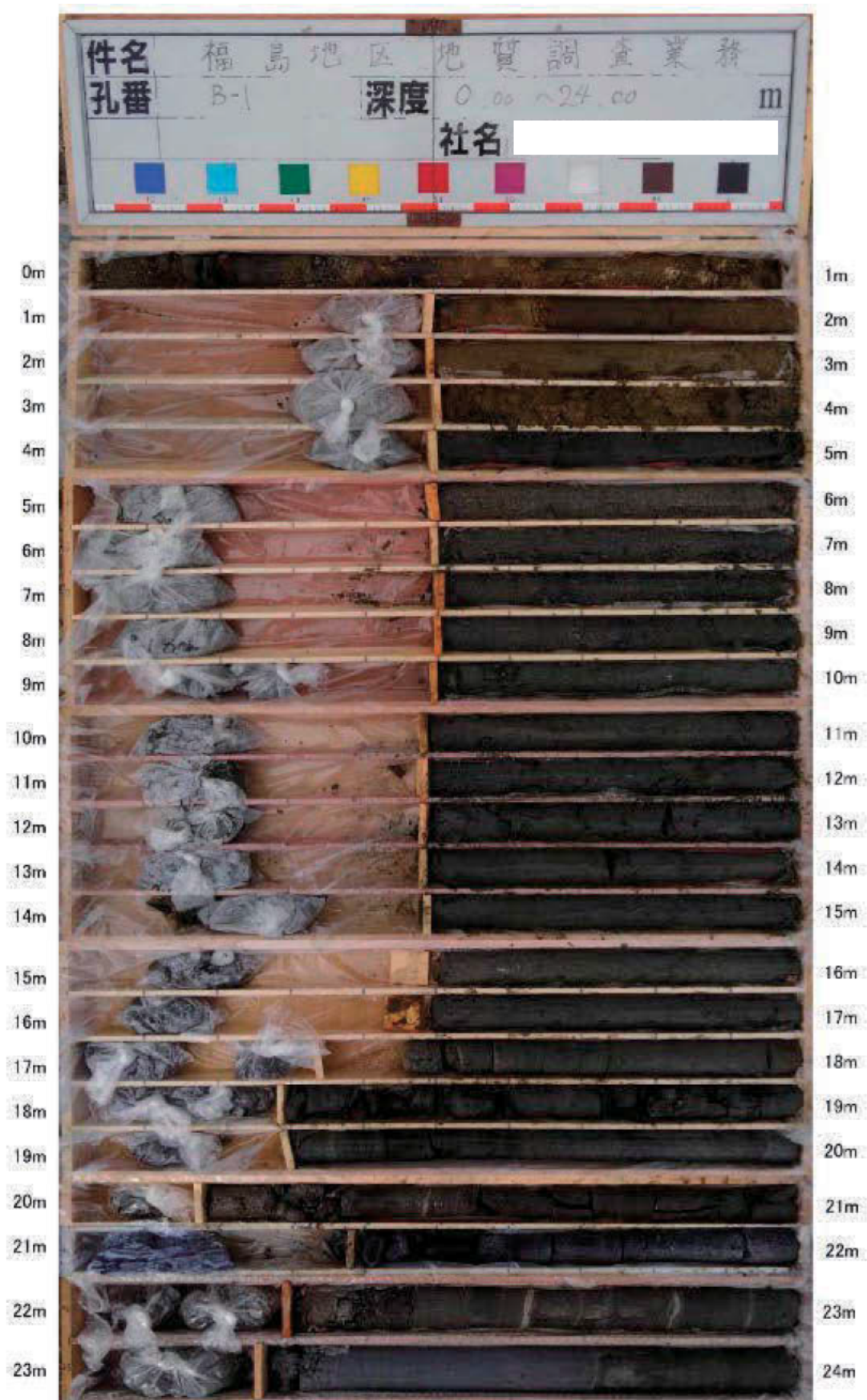


図参 1.5.2 調査位置平面図





5.6 コア写真

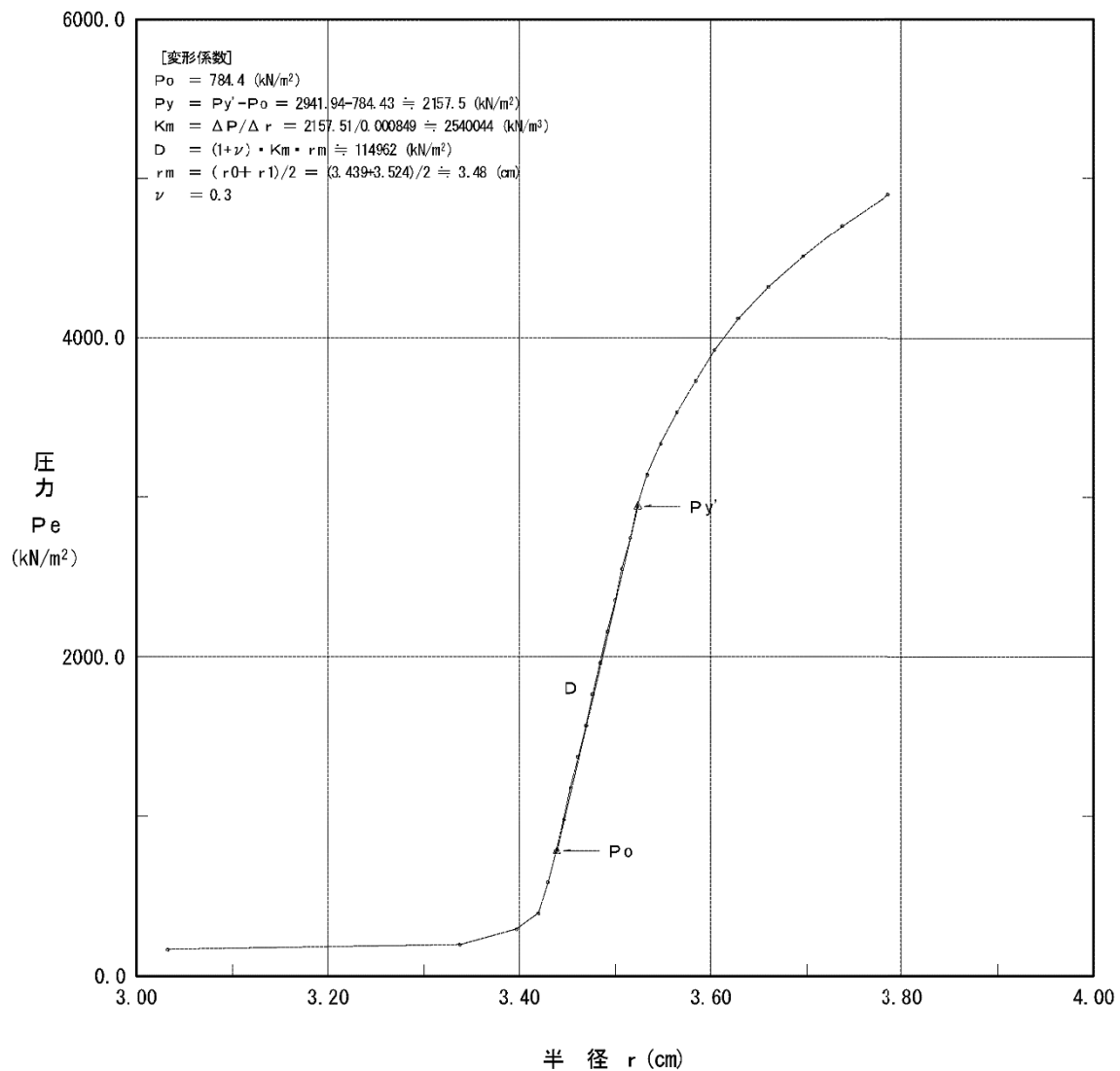


5.7 孔内水平載荷試験結果

孔内水平載荷試験結果図

調査件名	福島地区 地質調査業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	B-1	深度	GL -18.75 m	試験時の状況	N値 (18m) : 50回/15cm
測定月日	平成29年 3月 4日	時間	11:00AM		
使用ゴム筒	BX	孔径	66 mm		
地質名	泥岩				

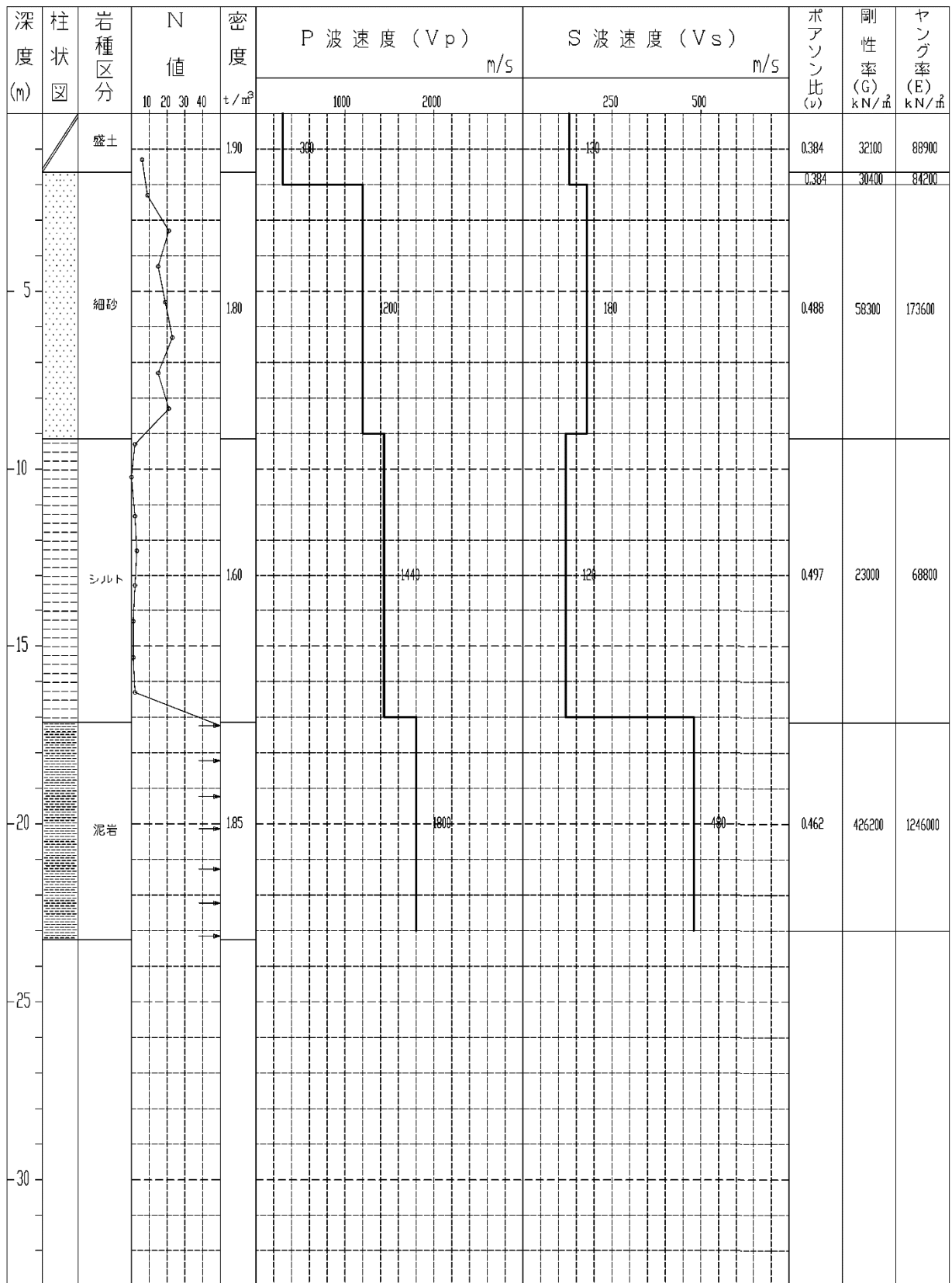
	初期応力 $P_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	降伏応力 $P_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤係数 $K_m$ (MN/m <sup>3</sup> )	係数EまたはD (MN/m <sup>2</sup> )	K値を求めた 中間半径 $r_m$ (cm)
変形係数D	784.4	2,157.5	2,540	115.0	3.48



5.8 PS 検層結果

PS 検層結果図

調査孔 B-1



5.9 岩石試験結果一覧表

			岩石試験結果一覧表					
調査件名 : 福島地区地質調査業務								
調査地点 : B-1			試験日 2017年 3月 29日					
試料番号			R1-1-1	R1-1-2	R1-1-3			
採取深度 (m)			19.70 ~ 19.74	19.74 ~ 19.84	19.87 ~ 19.97			
岩石名			砂質泥岩	砂質泥岩	砂質泥岩			
物	見 カ ケ 比 重	自然状態						
		湿润状態						
		乾燥状態						
理	含水比 %							
	吸水率 %							
	有効間隙率 %							
特	自然密度 g/cm <sup>3</sup>		1.838	1.879	1.844			
	性	超 音 波 伝 播 速 度	Vp km/sec			1.926		
Vs km/sec				1.136				
動ポアソン比				0.233				
動せん断弾性係数 MN/m <sup>2</sup>				2.43E+03				
動弾性係数 MN/m <sup>2</sup>				5.98E+03				
力	一 軸 圧 縮	圧縮強度 MN/m <sup>2</sup>			1.01			
		静弾性係数 MN/m <sup>2</sup>			4.58E+02			
		静ポアソン比						
	圧裂強度 MN/m <sup>2</sup>		0.286					
学	三 軸	試験条件			多段階CUB			
		全 応 力 表 示	ピーク	c MN/m <sup>2</sup>		0.372		
	φ 度				29.5			
	有 効 応 力 表 示	ピーク	c MN/m <sup>2</sup>		0.027			
			φ 度		33.5			
	残 留	ピーク	c MN/m <sup>2</sup>		0.247			
			φ 度		47.6			
	残 留	残留	c MN/m <sup>2</sup>		0.002			
φ 度				36.4				
備考								

5.10 岩石試験結果 (密度測定)

密度測定試験 (ノギス法)

調査件名 : 福島地区地質調査業務

試験日 : 2017年 3月 15日

調査地点 : B-1

試験者

供試体番号	R1-1-1	R1-1-2	R1-1-3		
深 度 (m)	19.70 ~ 19.74	19.74 ~ 19.84	19.87 ~ 19.97		
高 さ H (cm)	4.070	9.420	9.650		
直 径 D (cm)	4.680	4.658	4.735		
面 積 A (cm <sup>2</sup> )	17.202	17.041	17.609		
体 積 V (cm <sup>3</sup> )	70.01	160.52	169.92		
自然質量 W <sub>t</sub> (g)	128.65	301.70	313.39		
湿潤質量 W <sub>s</sub> (g)					
乾燥質量 W <sub>d</sub> (g)					
自然密度 ρ <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	1.838	1.879	1.814		
湿潤密度 ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )					
乾燥密度 ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )					
含水比 ω (%)					
吸水率 ω <sub>a</sub> (%)					
有効空隙率 n (%)					

5.11 岩石試験結果 (超音波伝播速度)

超音波伝播速度試験

調査件名 : 福島地区地質調査業務

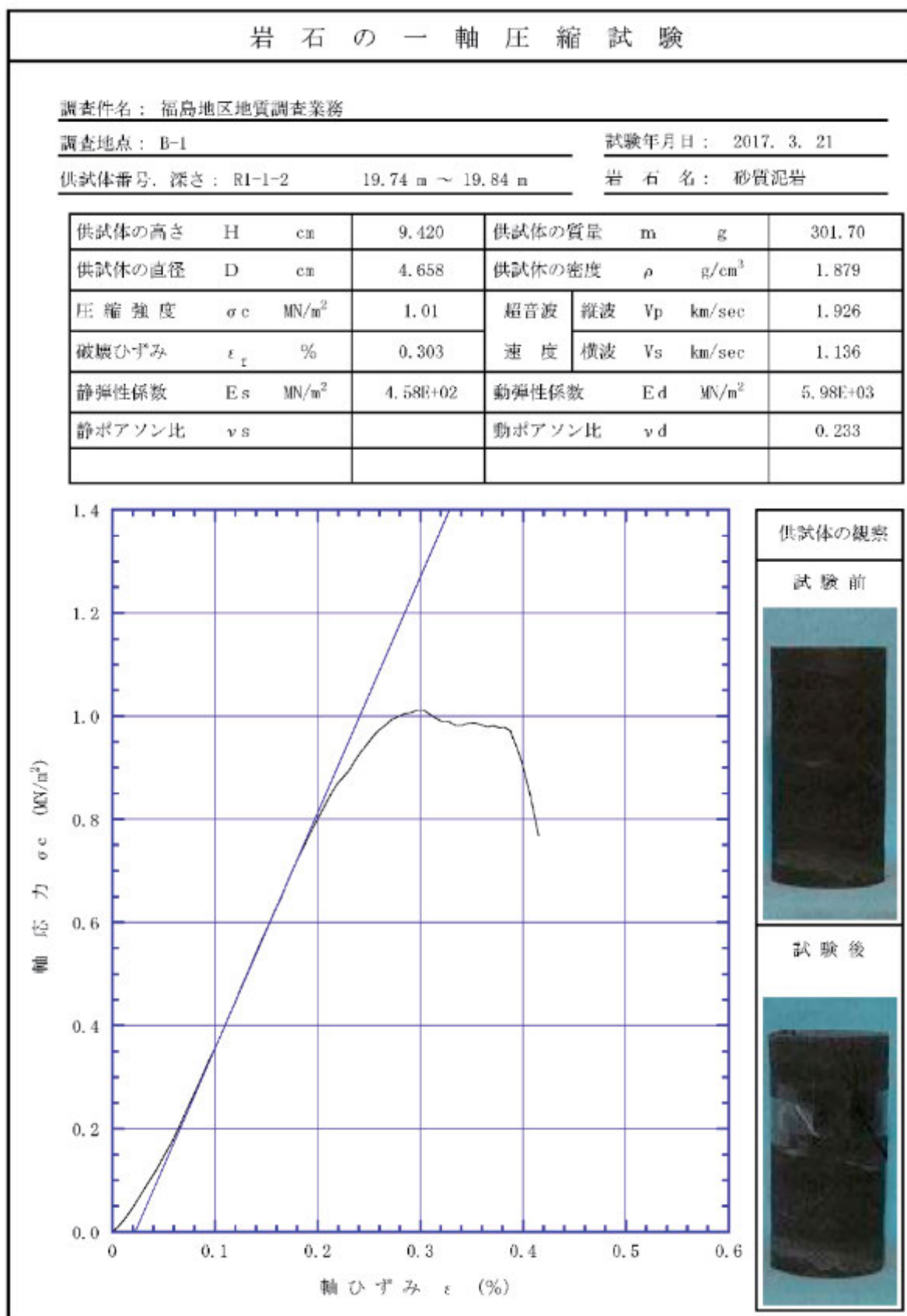
試験日 : 2017年 3月 15日

調査地点 : B-1

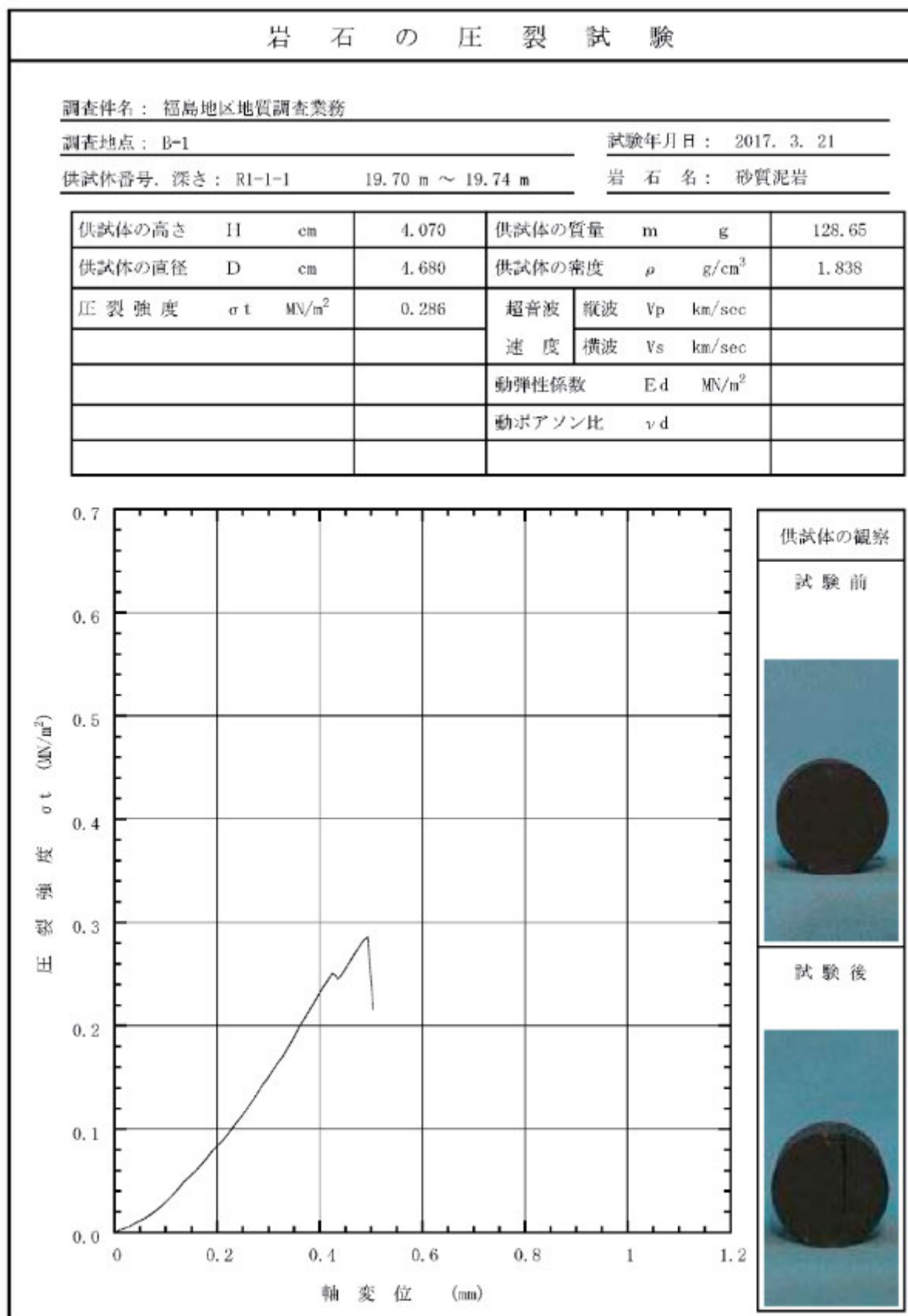
試験者 :

供試体番号		R1-1-2					
深 度	(m)	19.74~19.84					
供試体の状態		自然状態					
供試体長さ	L (cm)	9.420					
密 度	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.879					
P波伝播時間	T <sub>P</sub> ( $\mu$ sec)	48.9					
S波伝播時間	T <sub>S</sub> ( $\mu$ sec)	82.9					
P波伝播速度	V <sub>P</sub> (km/sec)	1.926					
S波伝播速度	V <sub>S</sub> (km/sec)	1.136					
動ポアソン比	$\nu_d$	0.233					
動せん断弾性係数	G <sub>d</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	2.43E+03					
動弾性係数	E <sub>d</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	5.98E+03					

5.12 岩石試験結果（一軸圧縮試験）

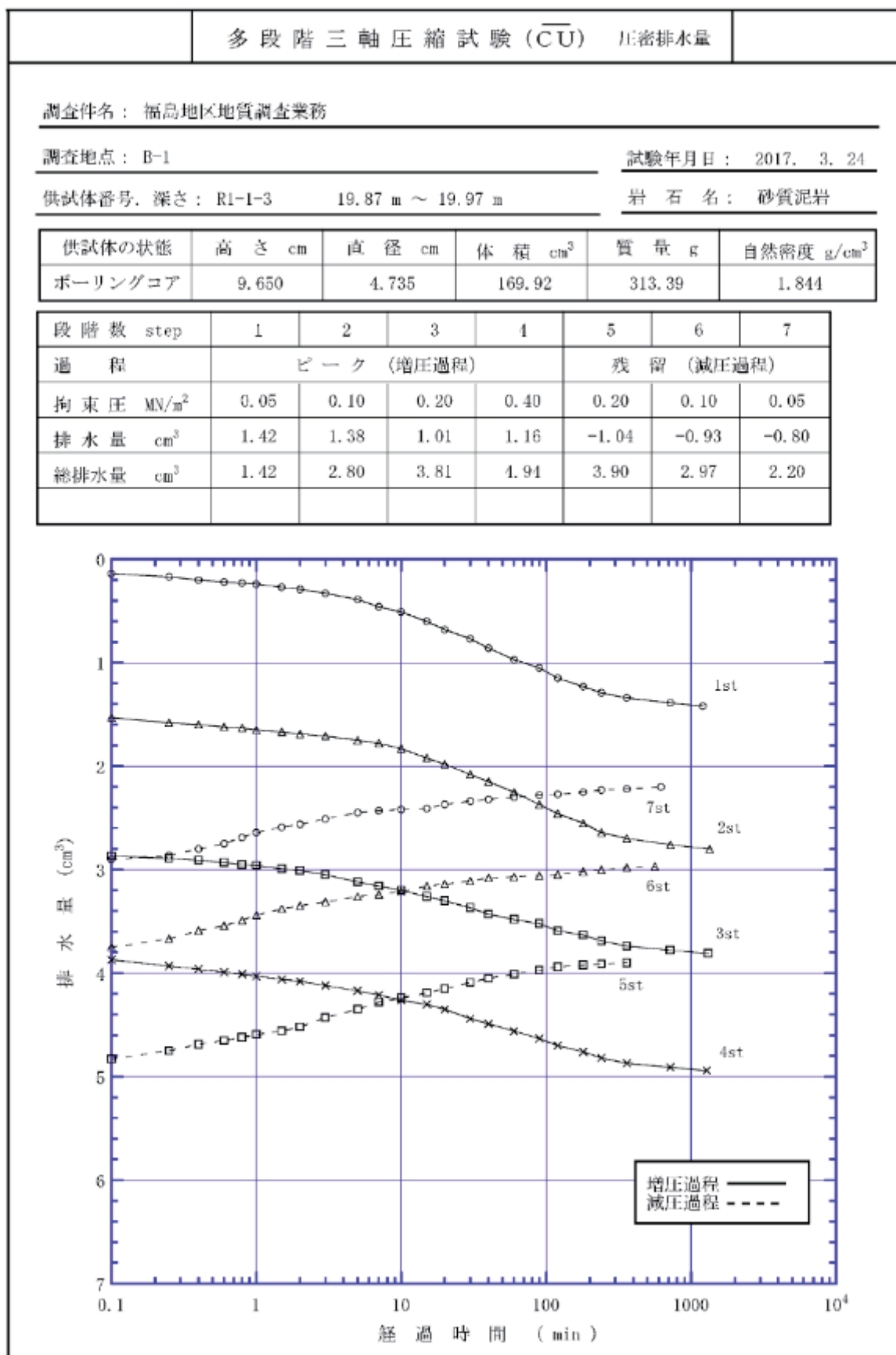


5.13 岩石試験結果（圧裂試験）





5.14 岩石試験結果（多段階三軸圧縮試験）



多段階三軸圧縮試験 (CU) セン断過程

調査件名： 福島地区地質調査業務

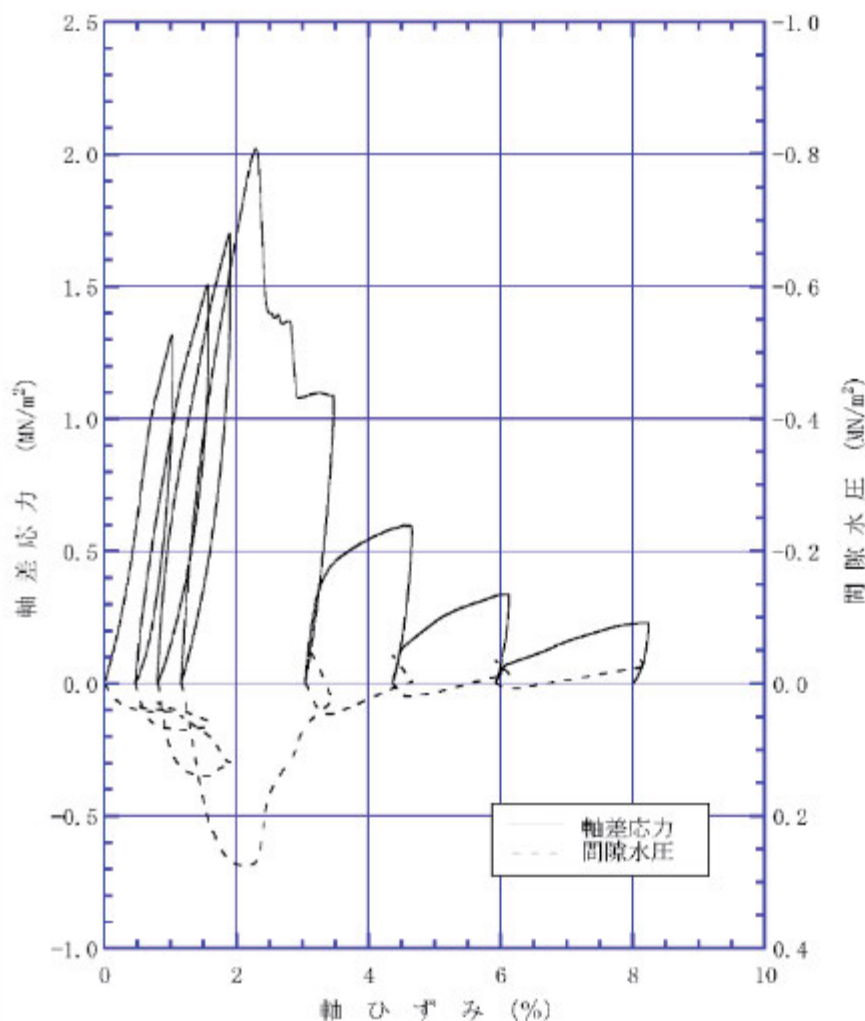
調査地点： B-1

試験年月日： 2017. 3. 24

供試体番号、深さ： R1-1-3 19.87 m ~ 19.97 m

岩石名： 砂質泥岩

段階数 step	1	2	3	4	4	5	6	7
過程	ピーク (増圧過程)				残留 (減圧過程)			
拘束圧 MN/m <sup>2</sup>	0.06	0.10	0.20	0.40	0.40	0.20	0.10	0.05
軸差応力 MN/m <sup>2</sup>	1.319	1.506	1.702	2.020	1.089	0.594	0.337	0.232
間隙水圧 MN/m <sup>2</sup>	0.041	0.063	0.119	0.270	0.030	0.000	-0.014	-0.026
軸ひずみ %	1.04	1.57	1.90	2.30	3.13	4.59	6.12	8.24
有効拘束圧MN/m <sup>2</sup>	0.009	0.037	0.081	0.130	0.370	0.200	0.114	0.076



供試体の観察

試験前



試験後



多段階三軸圧縮試験 (CU) 強度定数

調査件名： 福島地区地質調査業務

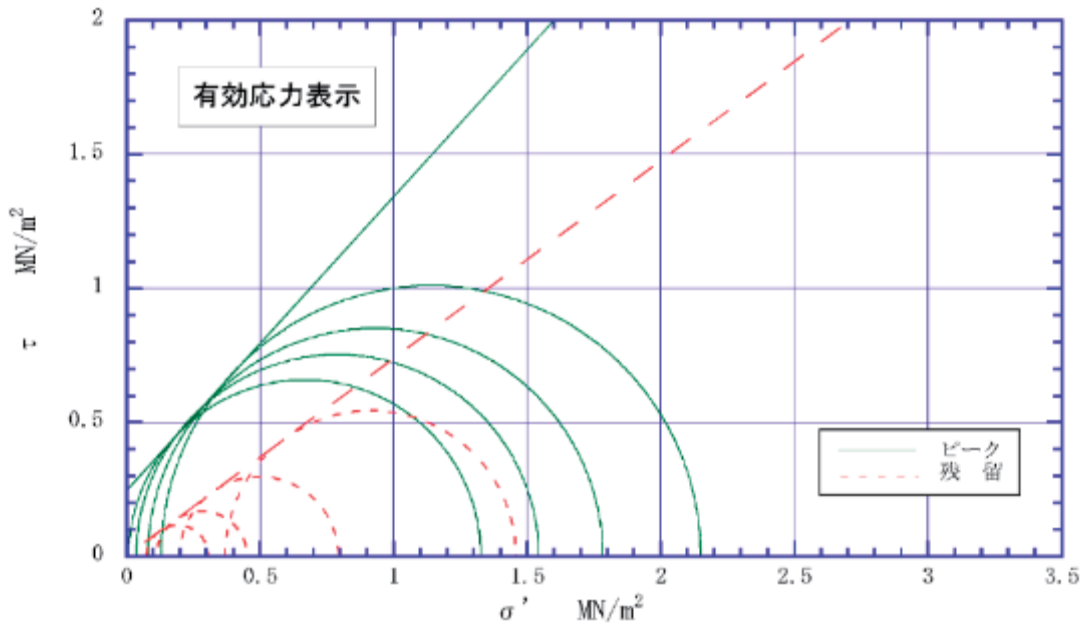
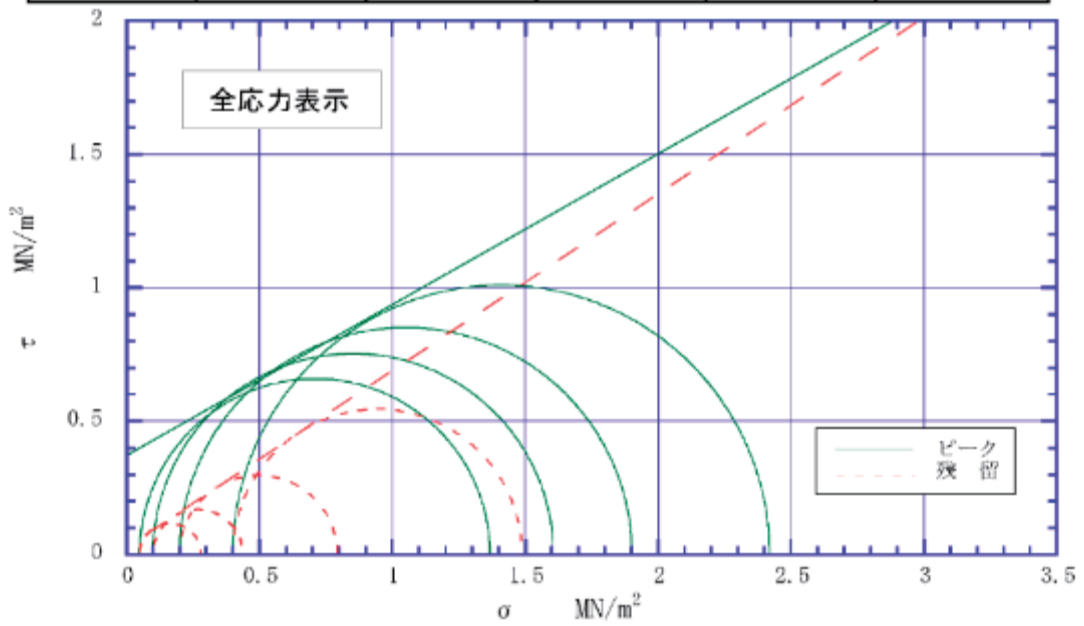
調査地点： B-1

試験年月日： 2017. 3. 24

供試体番号, 深さ： R1-1-3 19.87 m ~ 19.97 m

岩石名： 砂質泥岩

	全 応 力			有 効 応 力	
	c MN/m <sup>2</sup>	φ 度	tan φ	c' MN/m <sup>2</sup>	φ' 度
ピーク	0.372	29.5	0.565	0.247	47.6
残 留	0.027	33.5	0.662	0.002	36.4



参考資料2 本研究で新規に実施した載荷試験結果

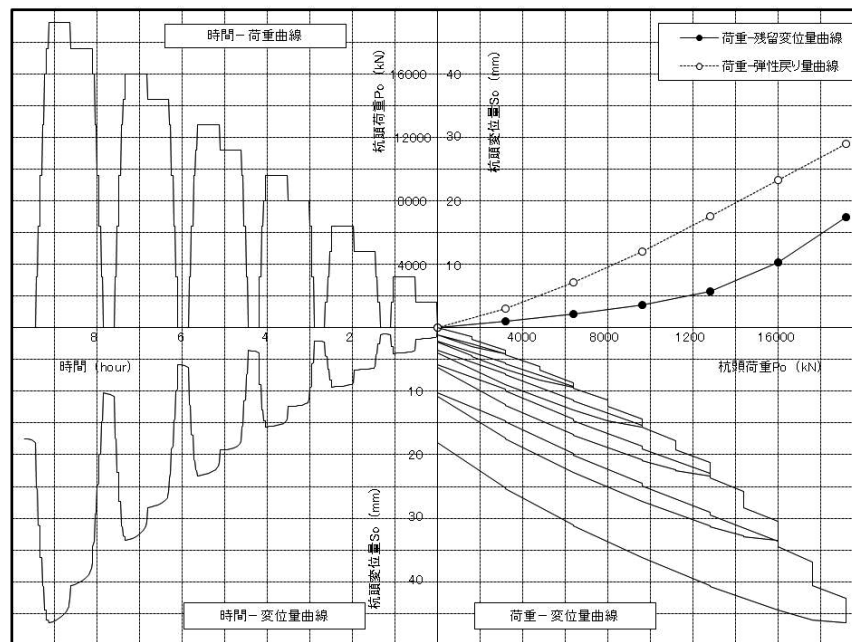
1. 長崎県での載荷試験結果

1.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No. 34)

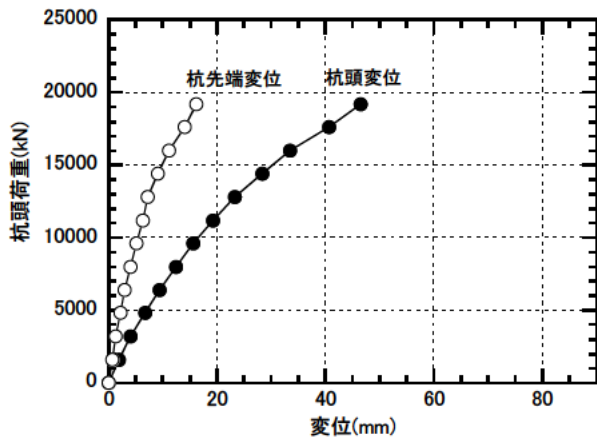
載荷試験の諸元を表参 2.1.1 に、試験結果総合図を図参 2.1.1、荷重変位関係を図参 2.1.2、図参 2.1.3 に、軸力分布を図参 2.1.4 に、杭施工時と載荷時の状況を写参 2.1.1 に示す。

表参 2.1.1 載荷試験の諸元

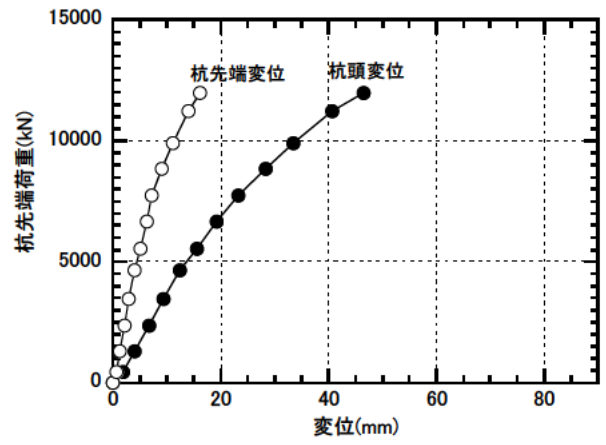
工法		鋼管ソイルセメント杭
載荷試験日		2016年8月19日 (養生期間28日)
試験場所		長崎県松浦市志佐町浦免 928
鋼管	径	800mm
	板厚	21mm
ソイル径		1000mm
先端地盤		砂岩
鋼管先端深度		GL-17.9m
ソイル先端深度		GL-18.4m



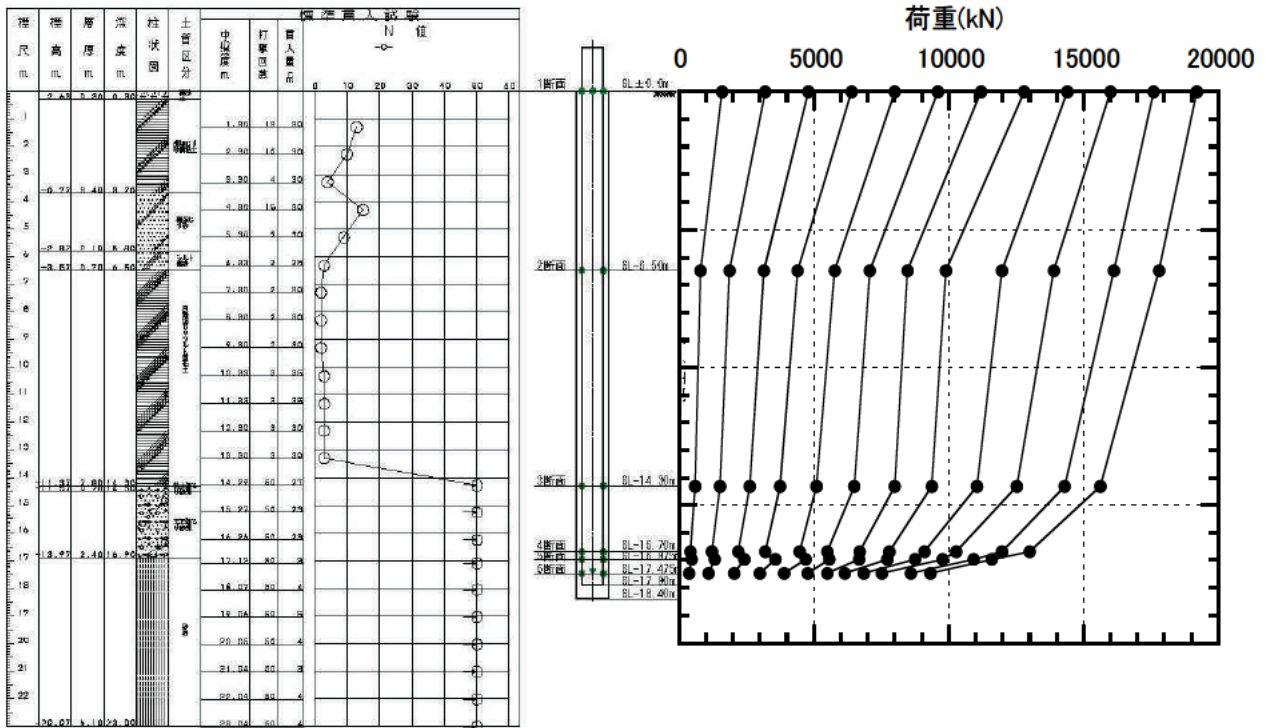
図参 2.1.1 試験結果総合図



図参 2.1.2 荷重変位関係(杭頭荷重)



図参 2.1.3 荷重変位関係(杭先端荷重)



図参 2.1.4 軸力分布



(a) 施工時



(b) 載荷時

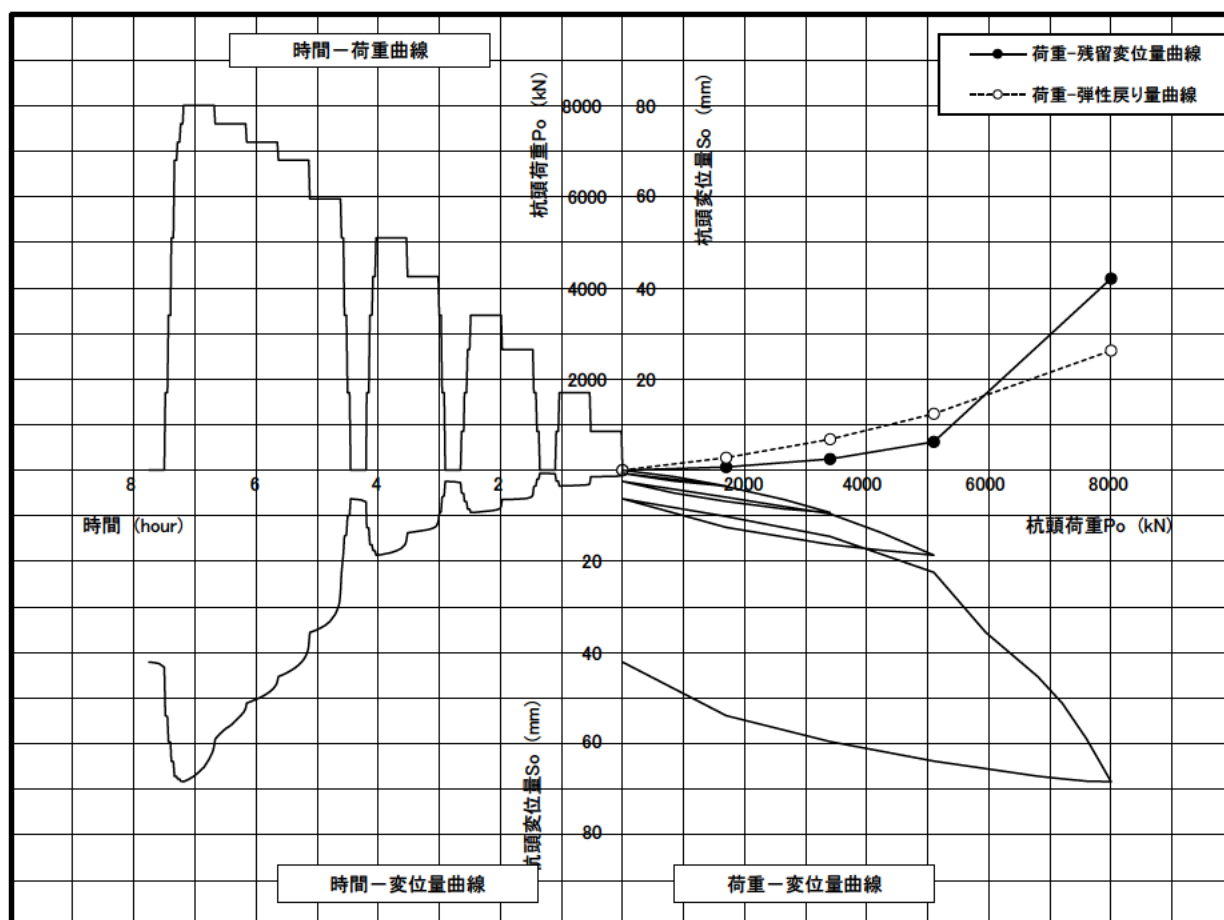
写参 2.1.1 状況写真

## 1.2 プレボーリング杭工法 (No. 32)

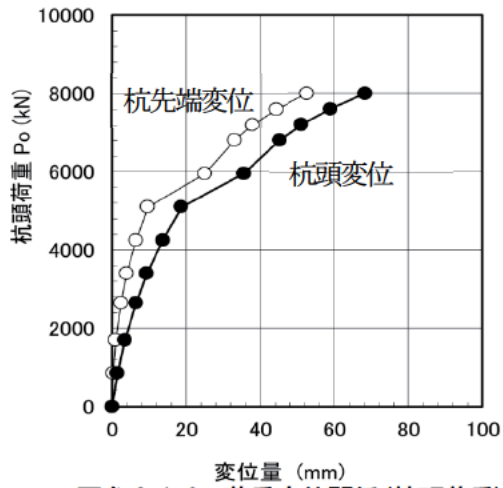
載荷試験の諸元を表参 2.1.2 に、試験結果総合図を図参 2.1.5、荷重変位関係を図参 2.1.6、図参 2.1.7 に、軸力分布を図参 2.1.8 に、杭施工時と載荷時の状況を写参 2.1.2 に示す。

表参 2.1.2 載荷試験の諸元

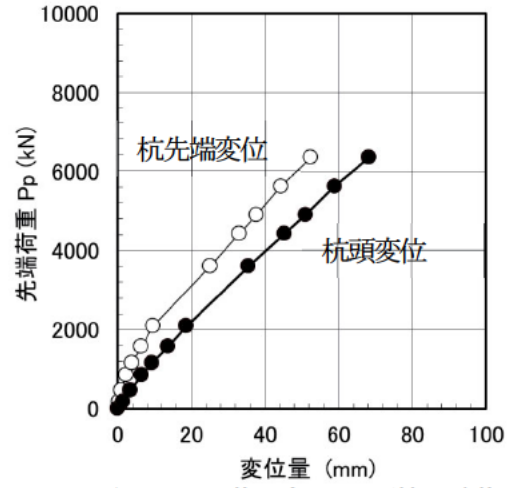
工法	プレボーリング杭工法
載荷試験日	2016年8月26日 (養生期間29日)
試験場所	長崎県松浦市志佐町浦免928
杭径	600mm
掘削径	750mm
先端地盤	砂岩
杭先端深度	GL-18.0m
掘削先端深度	GL-18.3m



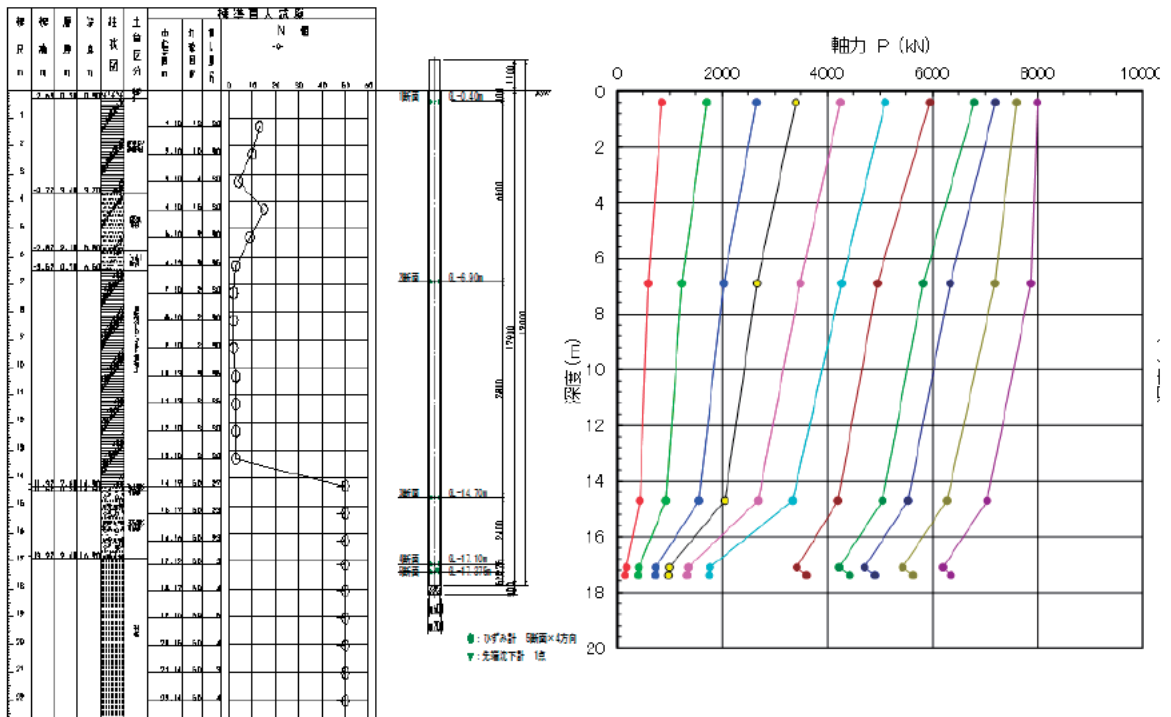
図参 2.1.5 試験結果総合図



図参 2.1.6 荷重変位関係(杭頭)



図参 2.1.7 荷重変位関係(杭先端荷重)



図参 2.1.8 軸力分布



(a) 施工時



(b) 載荷時

写参 2.1.2 状況写真

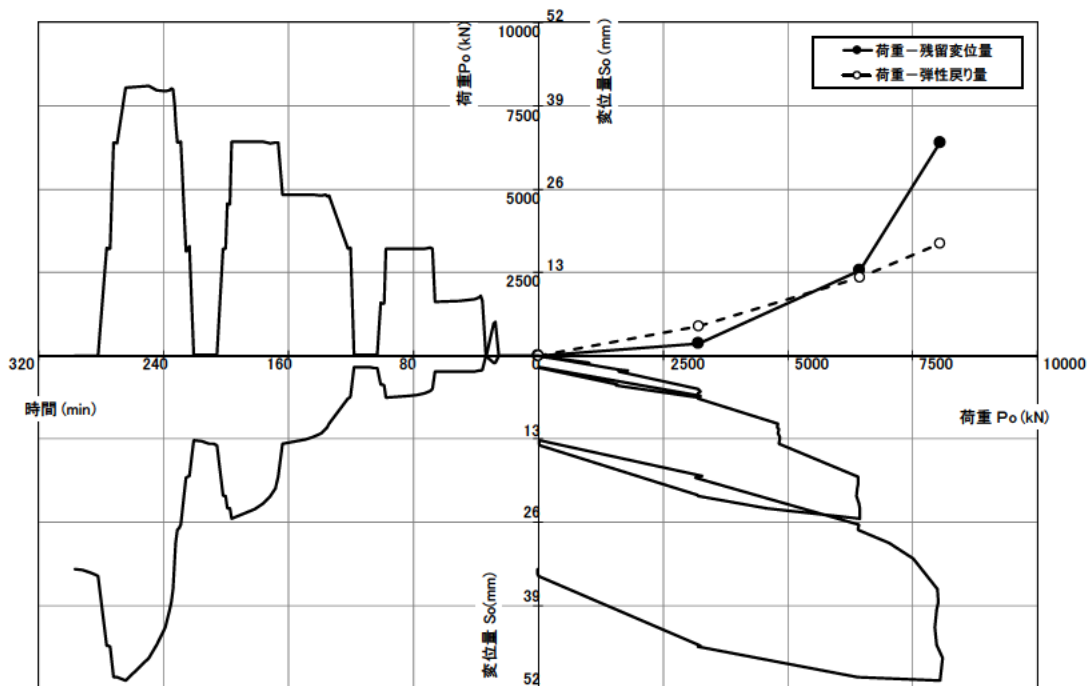
## 2. 福島県での载荷試験結果

### 2.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No. 35)

载荷試験の諸元を表参 2.2.1 に、試験結果総合図を図参 2.2.1、荷重変位関係を図参 2.2.2、図参 2.2.3 に、軸力分布を図参 2.2.4 に、杭施工時と载荷時の状況を写参 2.2.1 に示す。

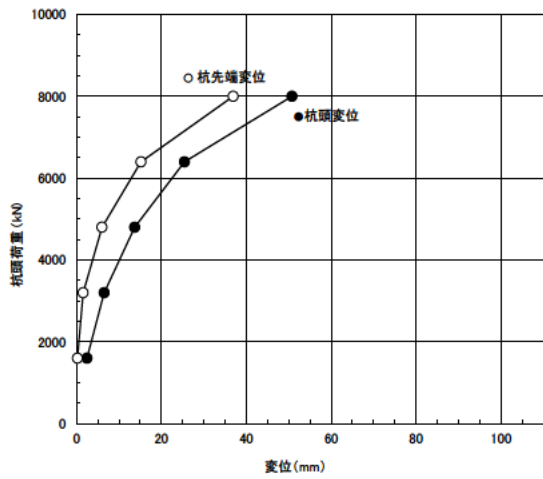
表参 2.2.1 载荷試験の諸元

工法		鋼管ソイルセメント杭
载荷試験日		2016年12月14日(養生38日)
試験場所		福島県いわき市泉町滝尻字亀石町2-44
鋼管	径	800mm
	板厚	21mm
ソイル径		1000mm
先端地盤		泥岩
鋼管先端深度		GL-14.5m
ソイル先端深度		GL-15.0m

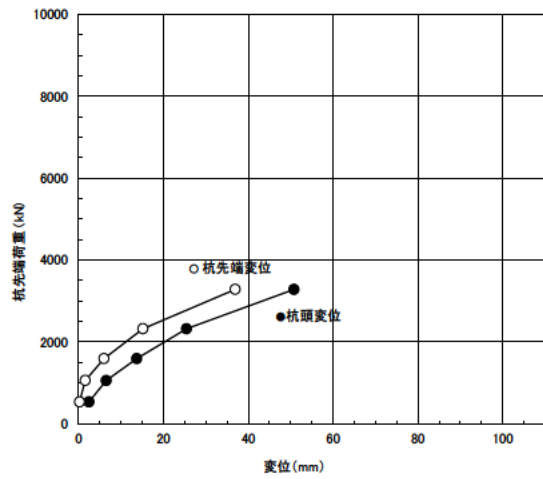


図参 2.2.1 試験結果総合図

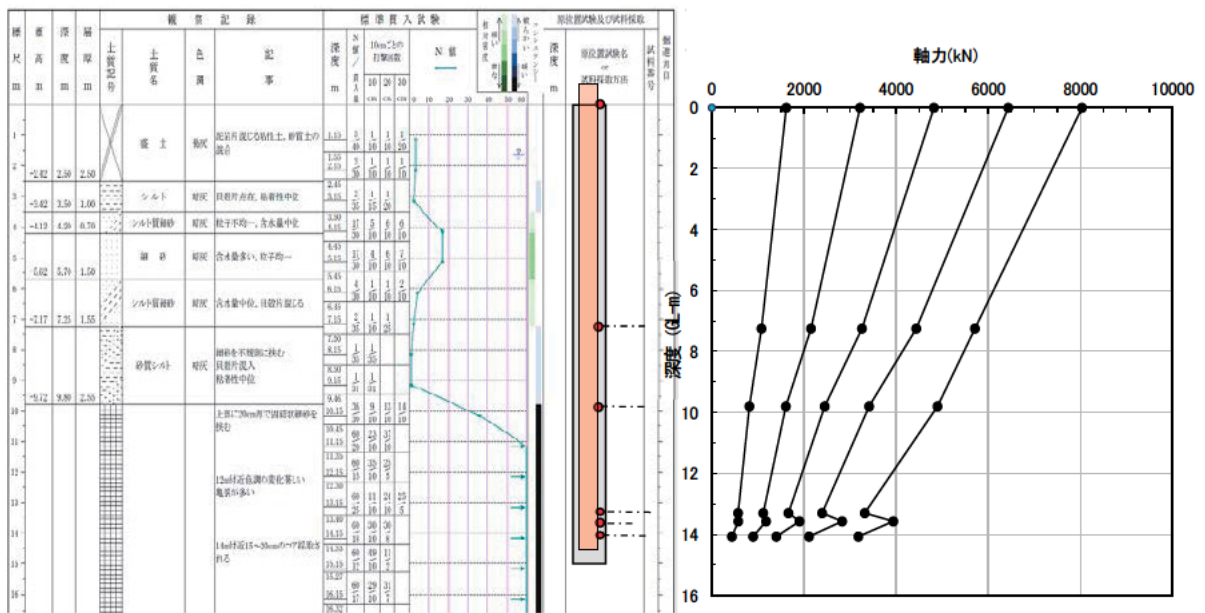




図参 2. 2. 2 荷重変位関係(杭頭荷重)



図参 2. 2. 3 荷重変位関係(杭先端荷重)



図参 2. 2. 4 軸力分布



(a) 施工時



(b) 載荷時

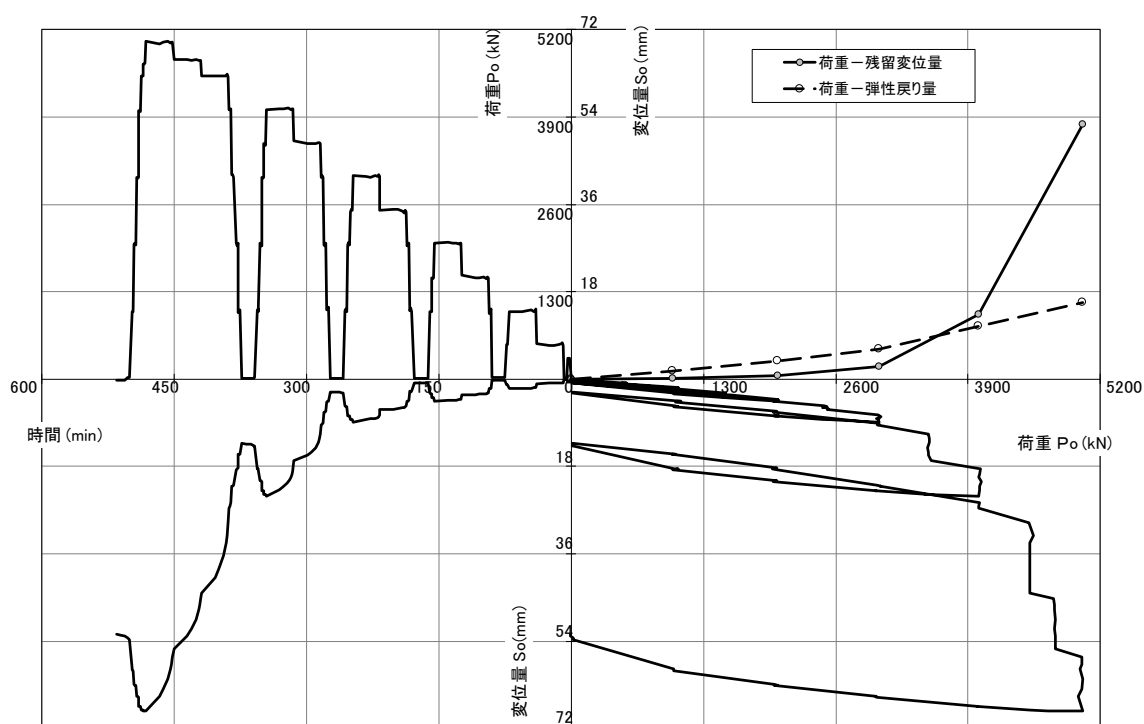
写参 2. 2. 1 状況写真

## 2.2 プレボーリング杭工法 (No.33)

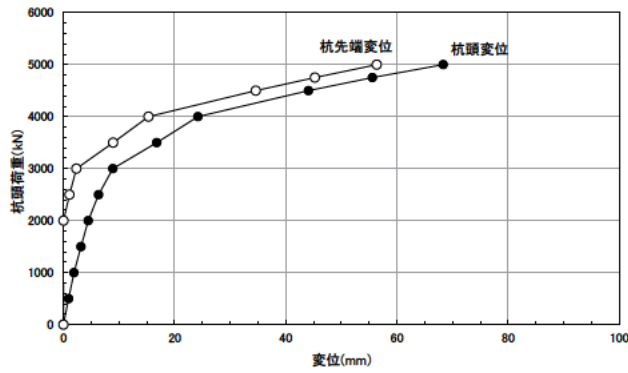
載荷試験の諸元を表参 2.2.2 に、試験結果総合図を図参 2.2.5、荷重変位関係を図参 2.2.6、図参 2.2.7 に、軸力分布を図参 2.2.8 に、杭施工時と載荷時の状況を写参 2.2.2 に示す。

表参 2.2.2 載荷試験の諸元

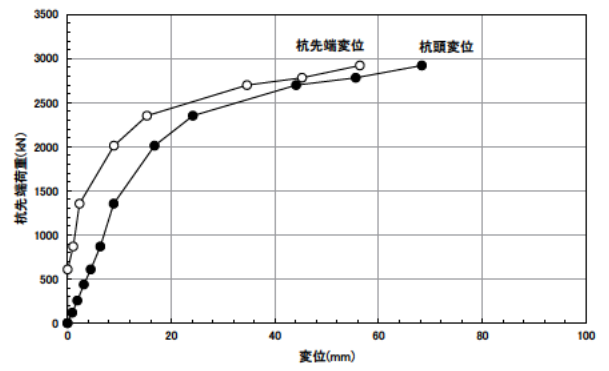
工法	プレボーリング杭工法
載荷試験日	2016年12月15日(養生期間40日)
試験場所	福島県いわき市泉町滝尻字亀石町2-44
杭径	600mm
掘削径	700mm
先端地盤	泥岩
杭先端深度	GL-14.5m
掘削先端深度	GL-15.4m



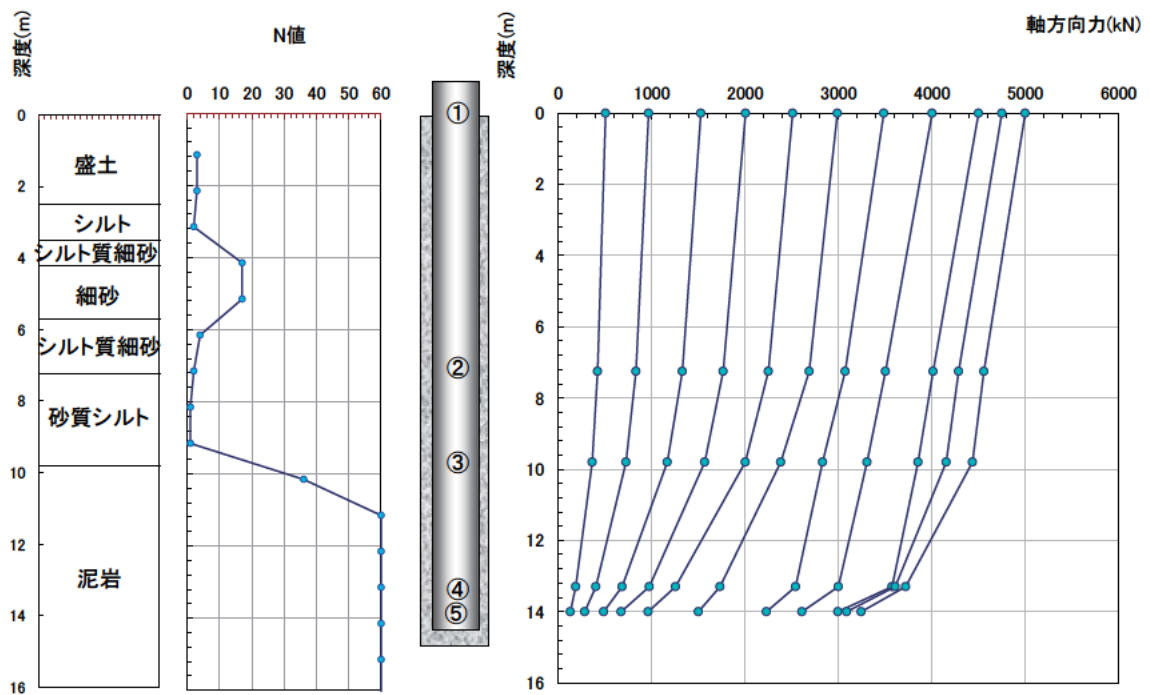
図参 2.2.5 試験結果総合図



図参 2. 2. 6 荷重変位関係(杭頭荷重)



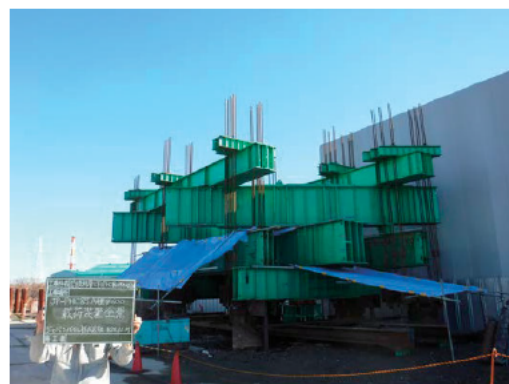
図参 2. 2. 7 荷重変位関係(杭先端荷重)



図参 2. 2. 8 軸力分布



(a) 施工時



(b) 載荷時

写参 2. 2. 2 状況写真

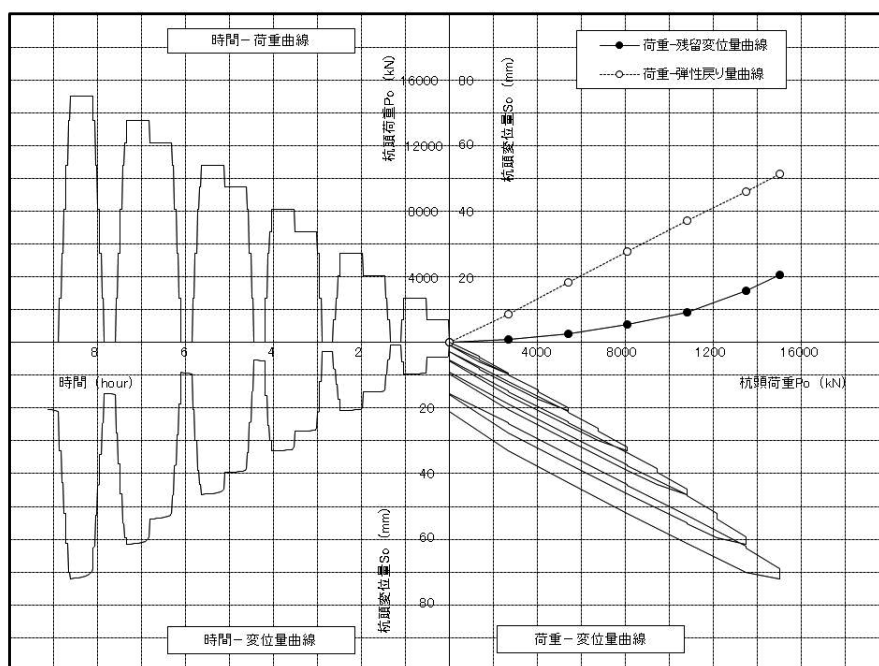
### 3. 岡山県での載荷試験結果

#### 3.1 中掘り杭工法 コンクリート打設方式 (No.36)

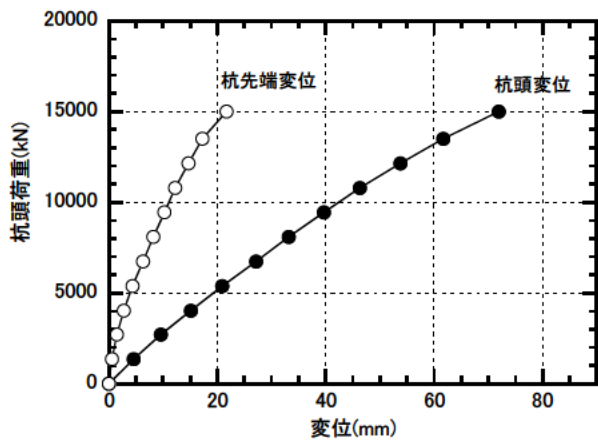
載荷試験の諸元を表参 2.3.1 に、総合図を図参 2.3.1、荷重変位関係を図参 2.3.2、図参 2.3.3 に、軸力分布を図参 2.3.4 に、杭施工時と載荷時の状況を写参 2.3.1 に示す。

表参 2.3.1 載荷試験の諸元

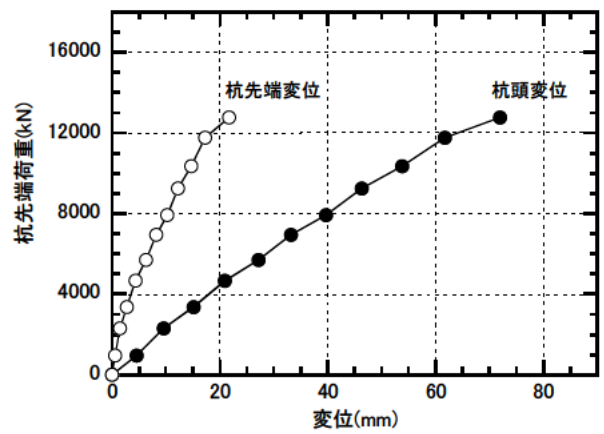
工法		中掘り杭コンクリート打設方式 (ダウンザホールハンマ)
載荷試験日		2017年7月28日 (養生期間29日)
試験場所		岡山県美作市竹田 145-35
鋼管	径	800mm
	板厚	14mm
先端地盤		弱風化岩
鋼管先端深度		GL-23.8m
摩擦低減剤塗布		GL-9.85m~GL-23.0m



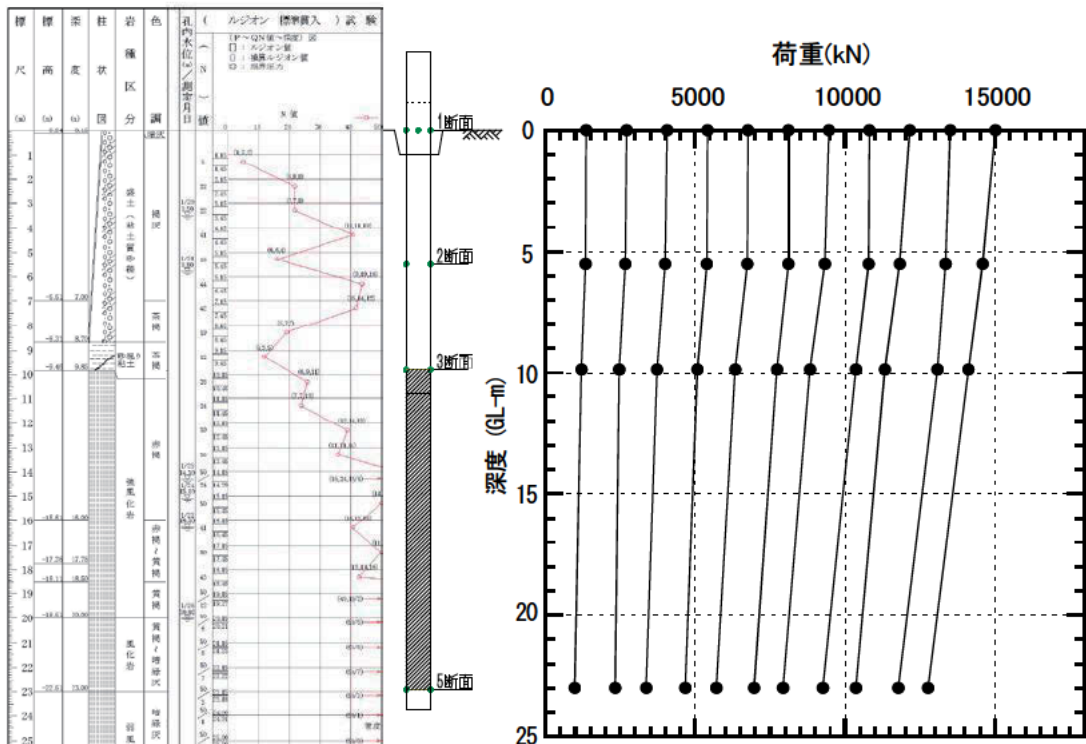
図参 2.3.1 試験結果総合図



図参 2. 3. 2 荷重変位関係(杭頭荷重)



図参 2. 3. 3 荷重変位関係(杭先端荷重)



図参 2. 3. 4 軸力分布



(a) 施工時



(b) 載荷時

写参 2. 3. 1 状況写真

### 参考資料3 個々の載荷試験結果とボーリング柱状図

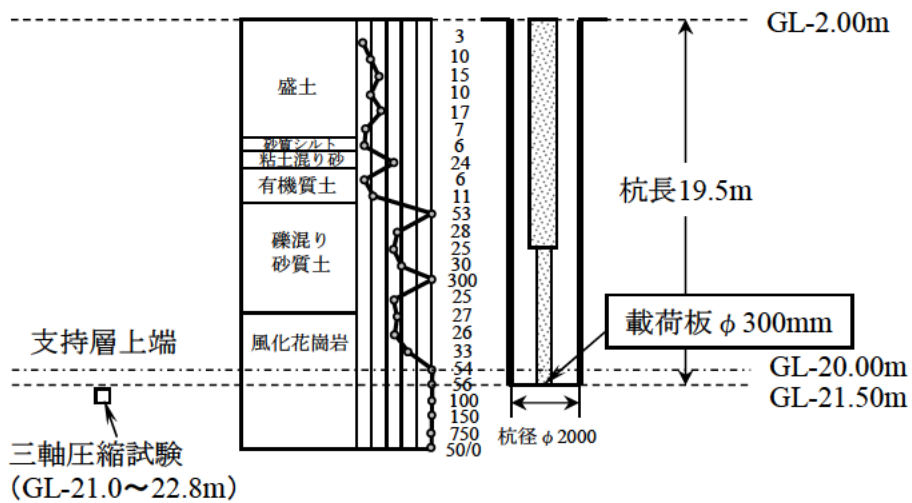
本資料では、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案する上で、分析に用いた載荷試験データ 37 例の個々の載荷試験概要とボーリング柱状図を表参 3.1～表参 3.37 に示す。表中の概略で記載しているボーリング柱状図には、杭姿図（杭頭深度、杭先端深度）、支持層上端位置、杭先端の極限支持力度の推定に用いた一軸圧縮強度や三軸圧縮強度の試験位置もあわせて記載している。

表参3.1 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	1	資料No.	5	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	34.1
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化石灰岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	風化	杭先端N値	17
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	37.5	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	2744
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	279	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	2.38
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	0.78	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	972
	杭先端の 極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	1237		
備考	参考値: 支持層とする岩盤条件を満たさない			
<p>ボーリング柱状図の概要: 地層は上から雑混り粘土、砂礫、砂質シルト、風化石灰岩、砂質シルト、風化石灰岩の順で構成されている。試験杭の長さは34.1mで、先端はGL-40.40mに達している。杭径はφ1000mmである。図には各層の試験結果やデータポイントも示されている。</p>				

表参3.2 載荷試験概要とボーリング柱状図

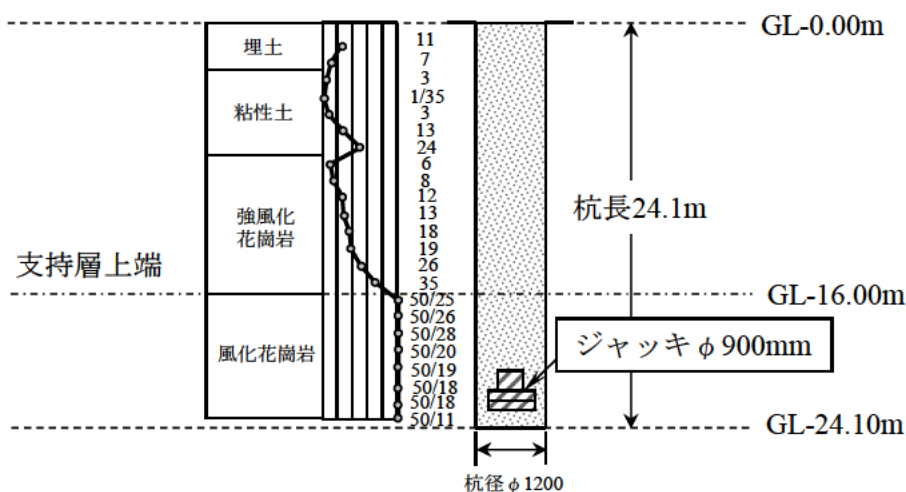
No.	2	資料No.	15	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	19.5
	杭径(m)	2.00	載荷径(m)	0.30
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	D	RQD(%)	55
	風化状態	風化	杭先端N値	56
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	78	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	0
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	42.6	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	87.8
③載荷試験概要	載荷試験方法	杭先端の 平板載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	322	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	24.37	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	380
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	5379		
備考	本研究で追加地盤調査実施			





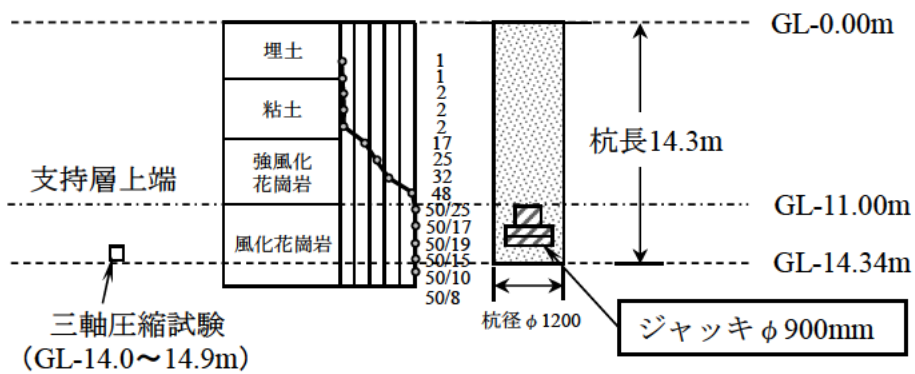
表参3.3 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	3	資料No.	22	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	24.1
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	1.20
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	風化	杭先端N値	136
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	136	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	7607	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	53.39	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	10208
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	9026		
備考	—			



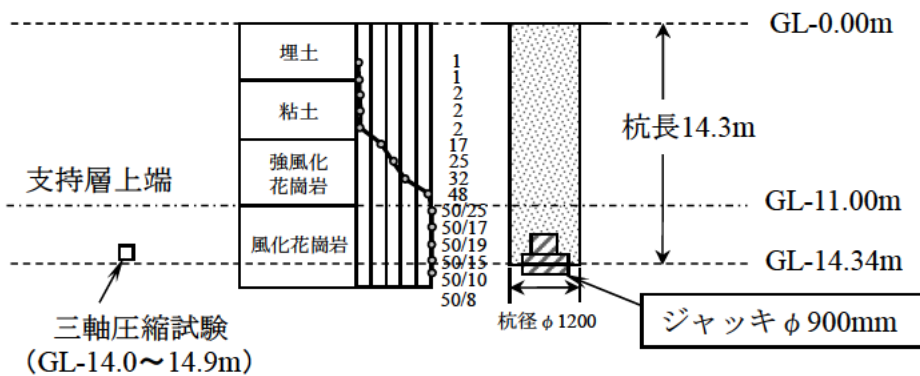
表参3.4 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	4	資料No.	23	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	14.34
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	1.20
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	風化	杭先端N値	150
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	175	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	0.208
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	31.1	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	45.8
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	8861	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	117.87	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	8123
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	7182		
備考	—			



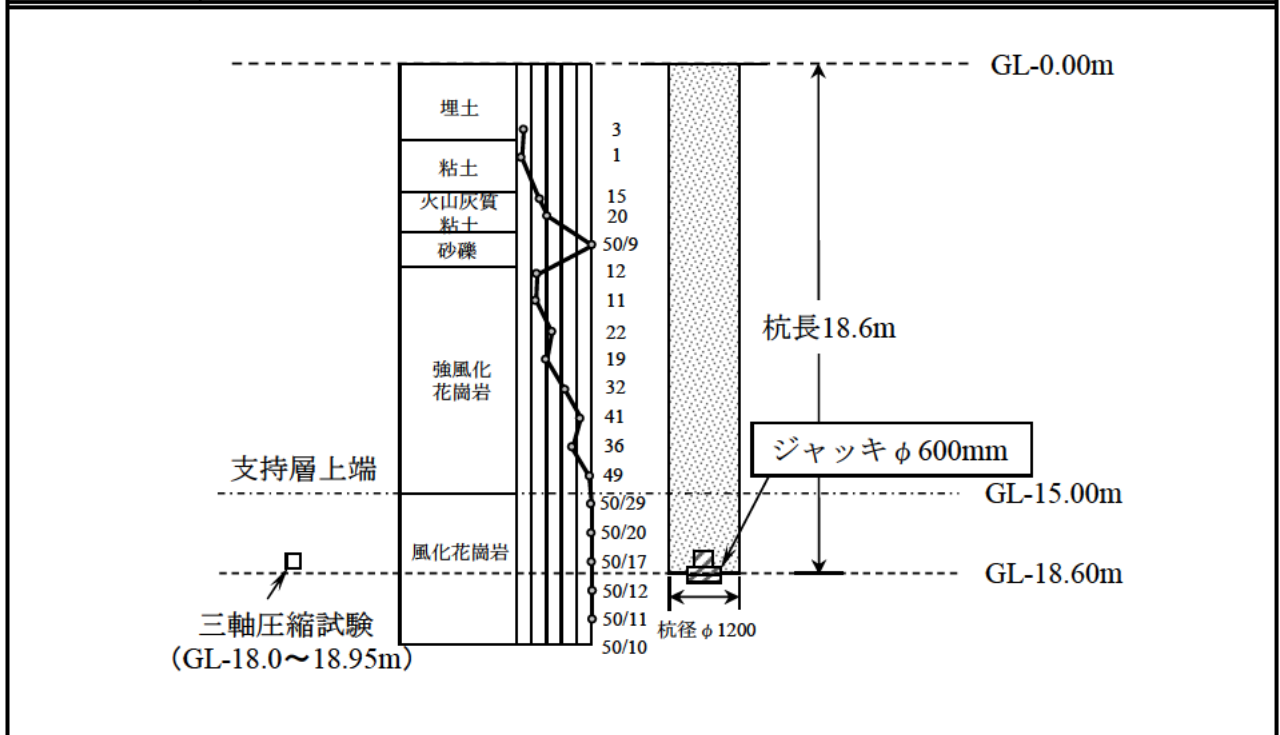
表参3.5 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	5	資料No.	24	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	14.34
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	0.90
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	風化	杭先端N値	150
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	175	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	0.208
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	31.1	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	45.8
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	2447	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	41.06	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	4357
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	6848		
備考	—			



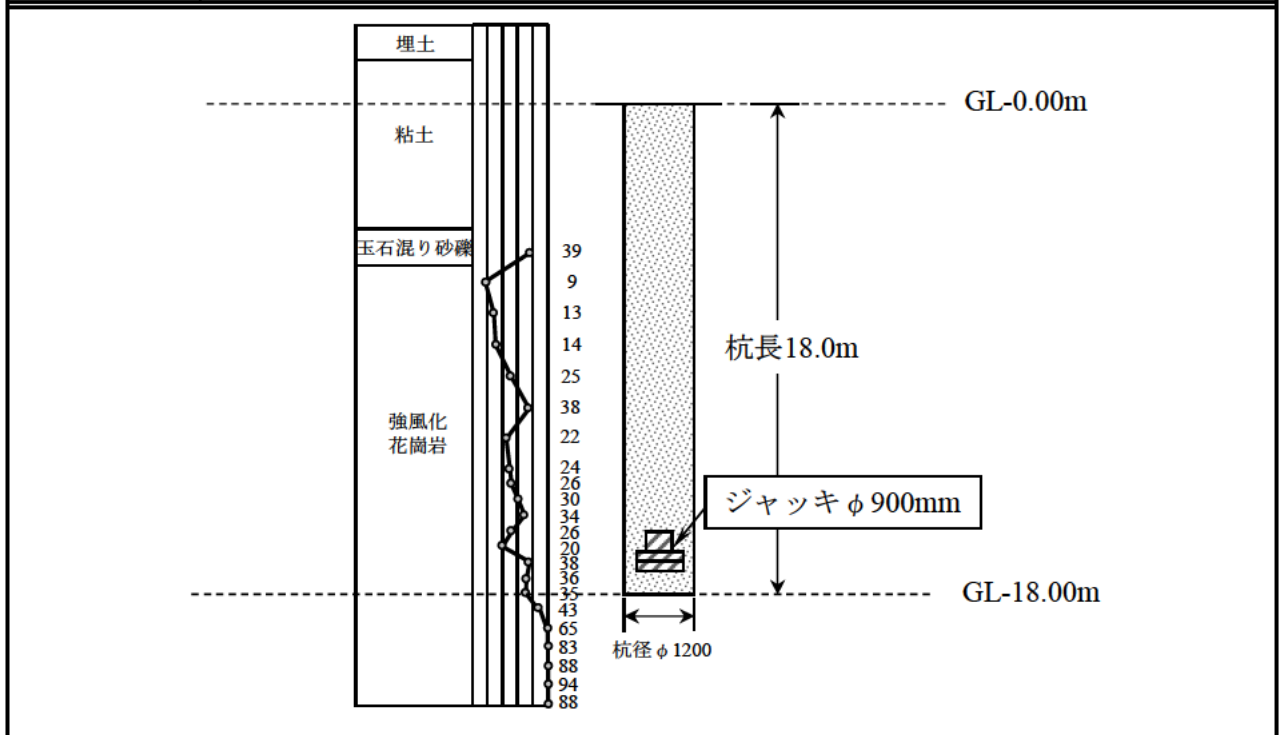
表参3.6 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	6	資料No.	25
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様
	工法詳細	オールケーシング	
	拡大掘削	—	杭長(m)
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種
	岩級区分	不明	RQD(%)
	風化状態	風化	杭先端N値
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	140.3	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	32.1	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	2136	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	209.41	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	5388	
備考	—		



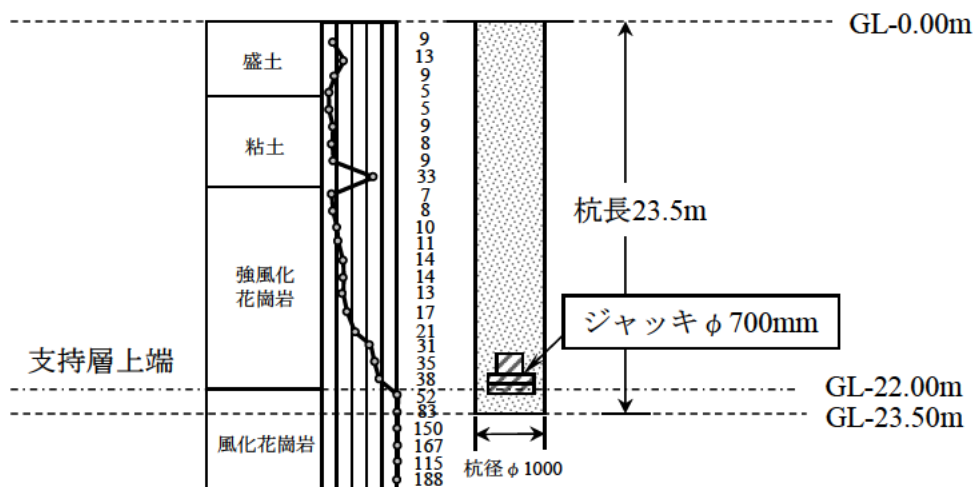
表参3.7 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	7	資料No.	26	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	18
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	1.20
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	強風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	風化	杭先端N値	35
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	69	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	35.2
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	6148	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	243.36	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	3771
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	3335		
備考	参考値: 支持層とする岩盤条件を満たさない			



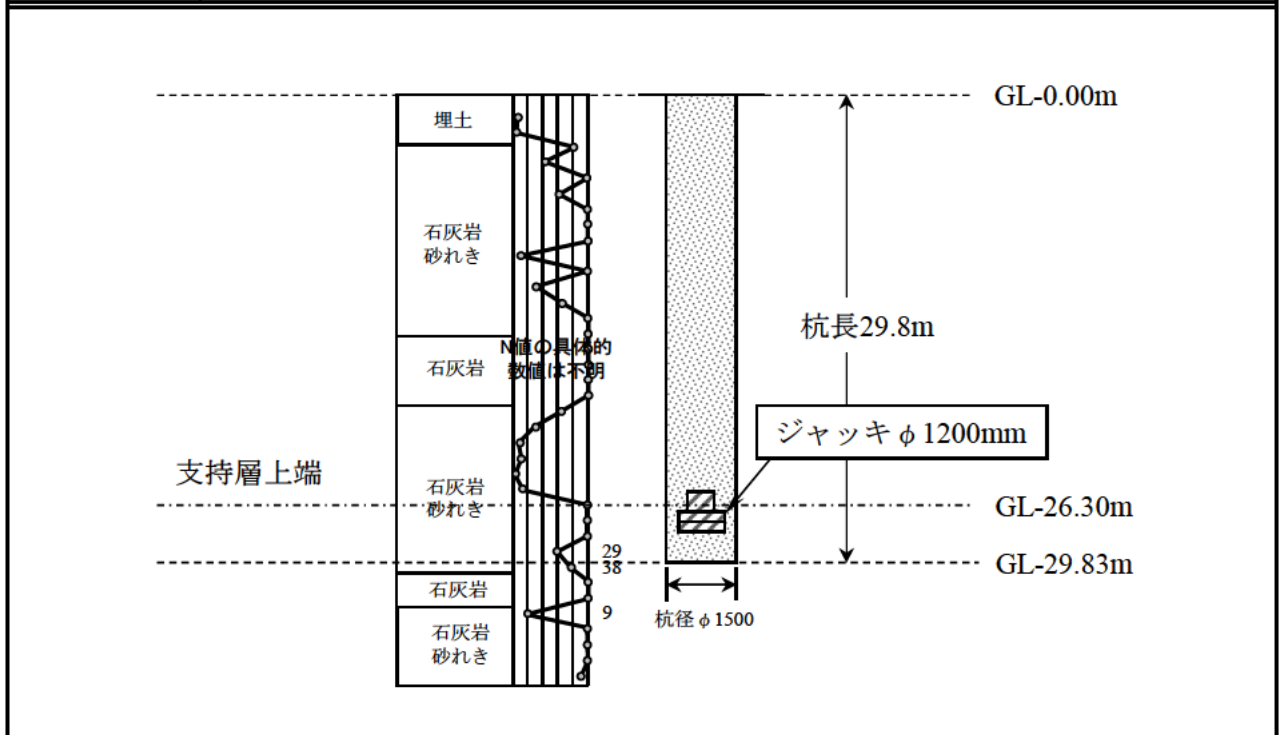
表参3.8 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	8	資料No.	27	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	23.5
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	1.00
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	風化	杭先端N値	83
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	128.7	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	5330	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	5.74	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	12892
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	16414		
備考	—			



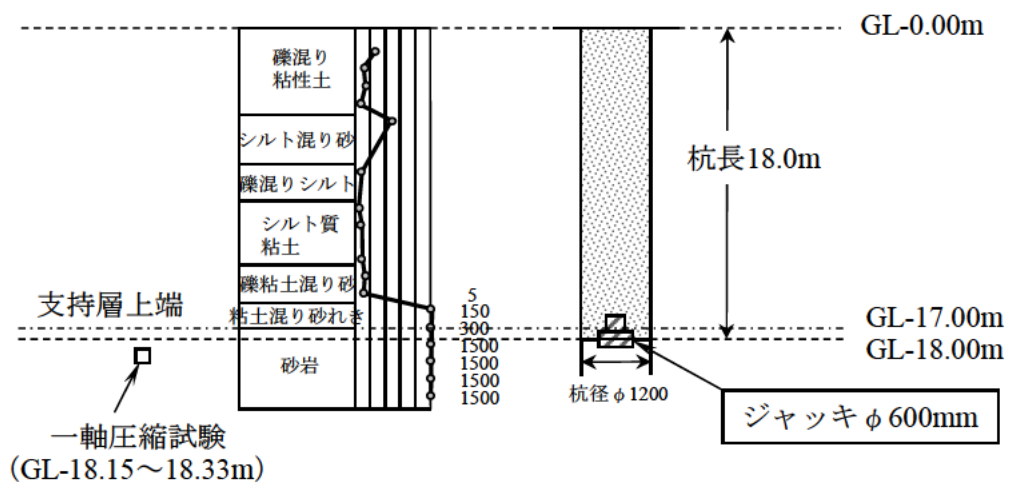
表参3.9 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	9	資料No.	39	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	29.8
	杭径(m)	1.50	載荷径(m)	1.50
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	琉球石灰岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	38
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	36.7	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{\max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{p\max}$ (kN)	8500	杭頭最大変位 $S_{0\max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{p\max}$ (mm)	18.07	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	10661
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	6033		
備考	参考値: 支持層とする岩盤条件を満たさない			



表参3.10 載荷試験概要とボーリング柱状図

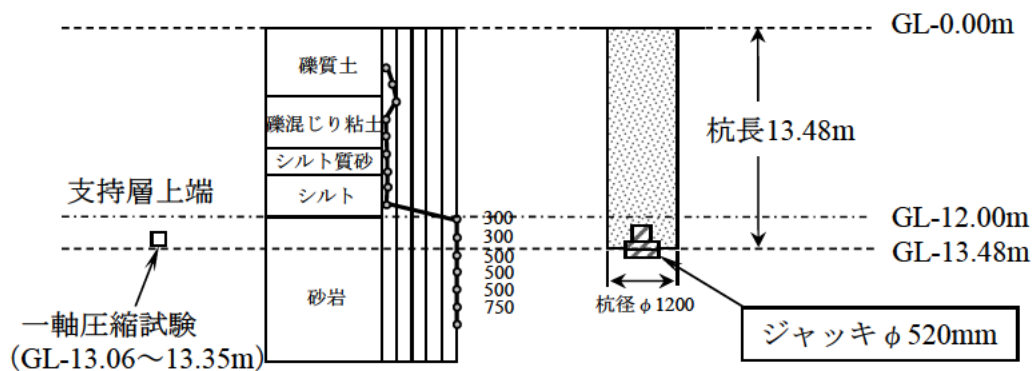
No.		10	資料No.	40
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	18
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	0.60
②地盤概要	岩盤分類	新鮮岩または亀裂の少ない岩(硬岩)	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	CM	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	1500
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	1500	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	32300
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	3077	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	7.93	ワイブル分布曲線による杭先端上方1D位置での先端極限支持力 $R_u$ (kN)	3566
	杭先端の極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	12611		
備考	—			





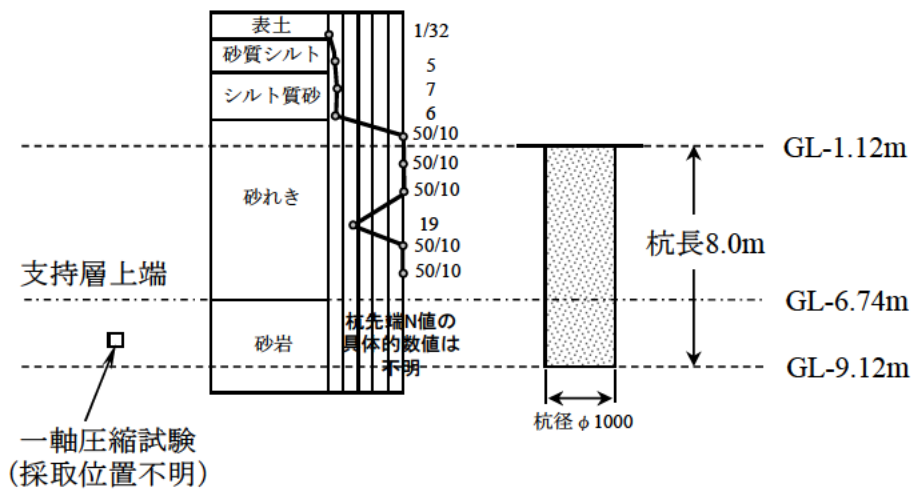
表参3.11 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		11	資料No.	41
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	13.48
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	0.52
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	500
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	526.5	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	3825
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	2414	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	13.77	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	3003
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	14142		
備考	—			



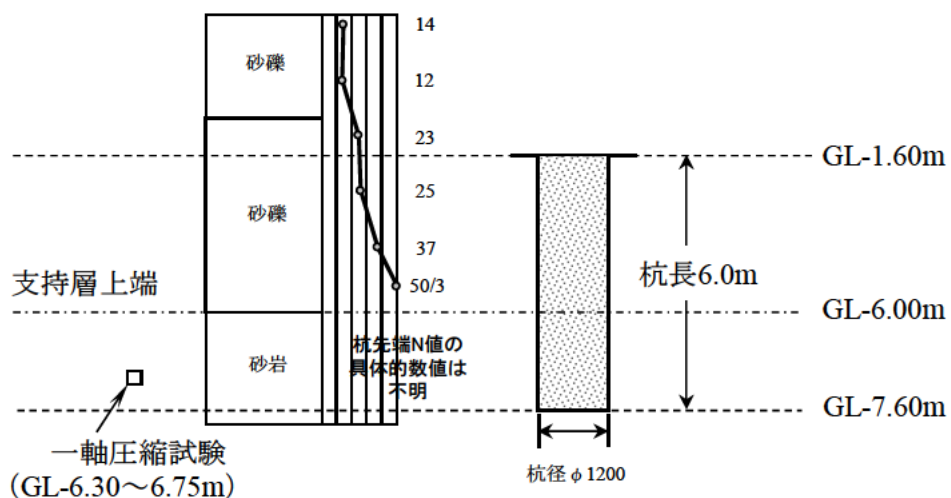
表参3.12 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	12	資料No.	75	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	8
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	53
	風化状態	不明	杭先端N値	50以上
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	—	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	1700
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	10780
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	6842	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	19.35
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	16.99	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	10450
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	13305		
備考	—			



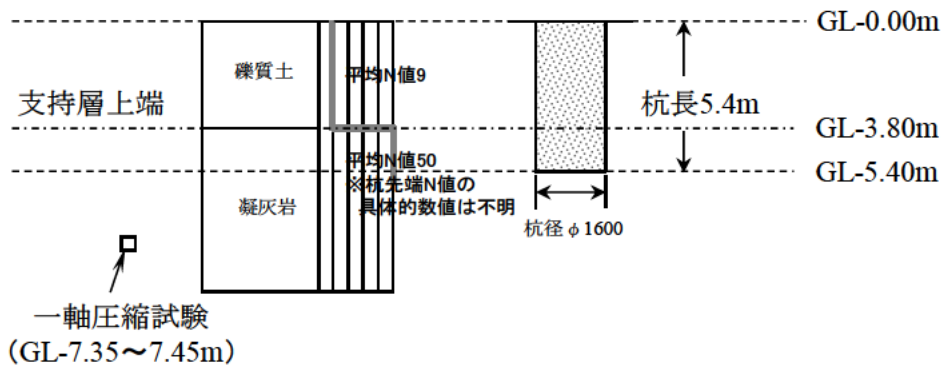
表参3.13 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	13	資料No.	77	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	6
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	CM	RQD(%)	25
	風化状態	不明	杭先端N値	50以上
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	500	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	18800
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	8918
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	5722	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	7.11
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	5.71	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	25846
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	22853		
備考	—			



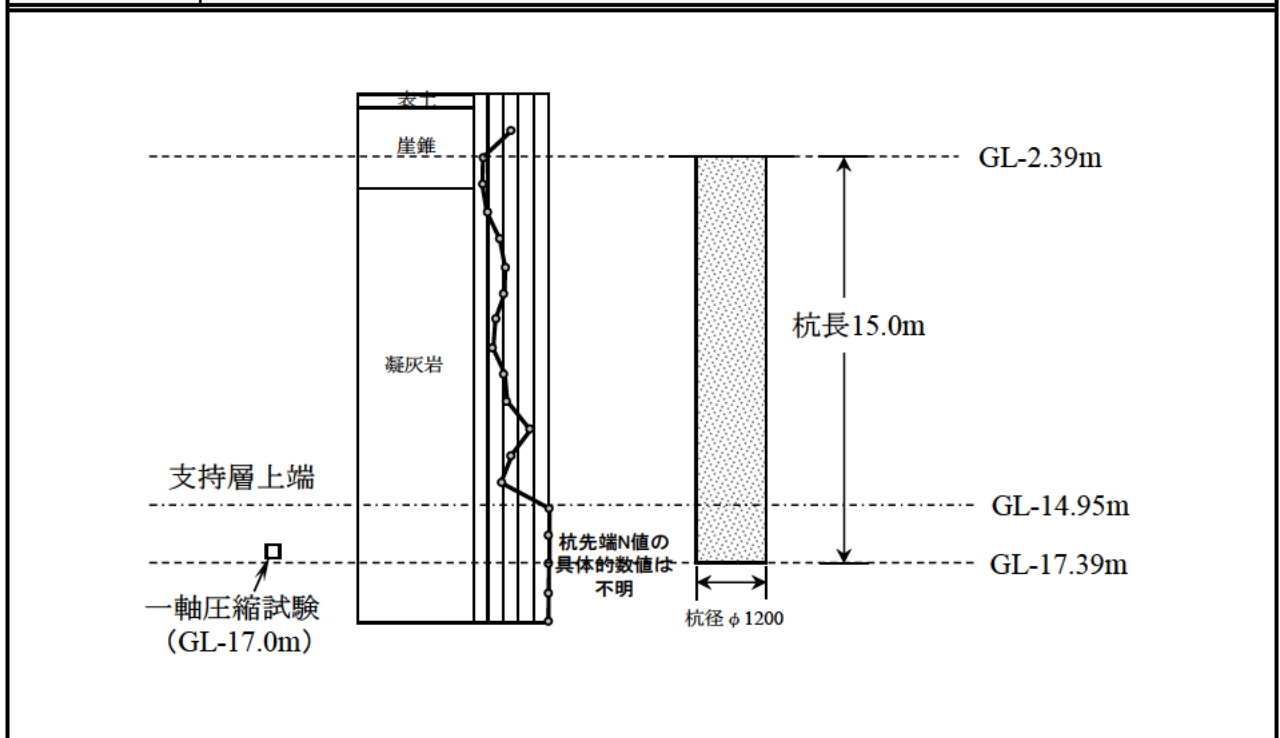
表参3.14 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	14	資料No.	78	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	5.4
	杭径(m)	1.60	載荷径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	角礫凝灰岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	50以上
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	—	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	1660
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	14112
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	12703	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	9.63
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	8.24	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	23016
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	11447		
備考	—			



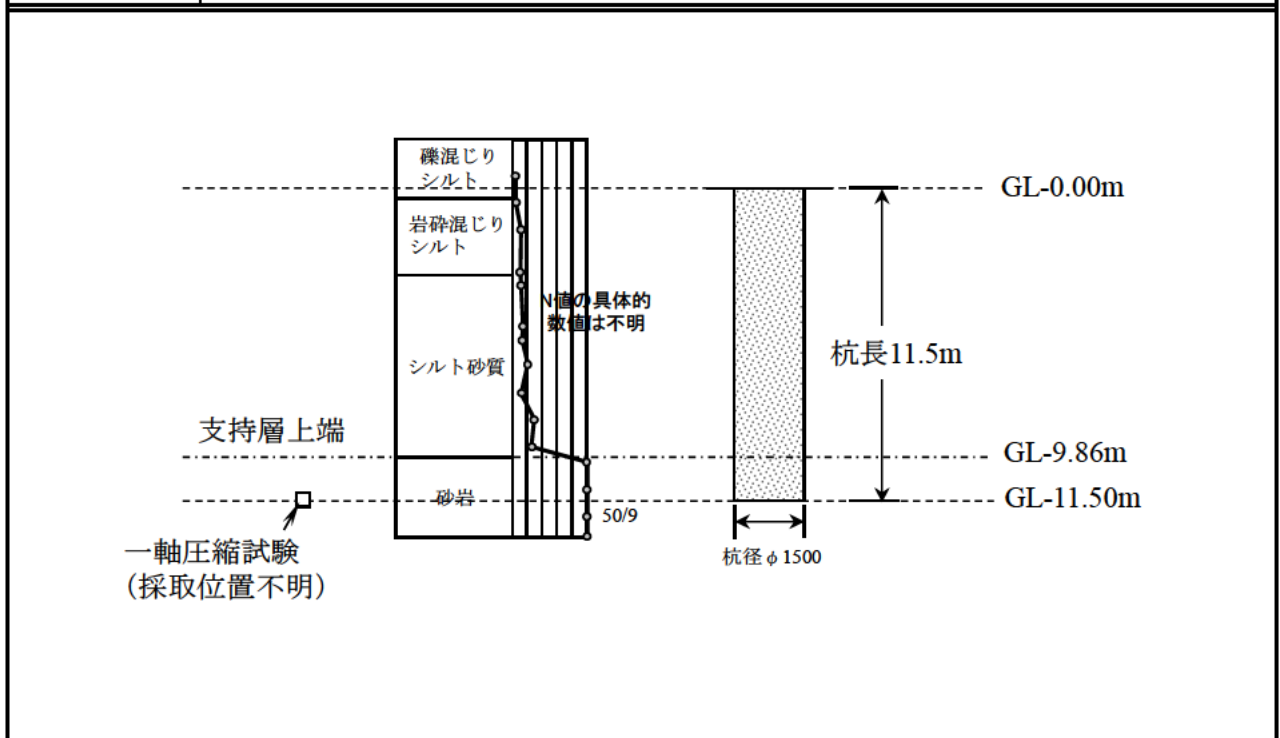
表参3.15 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		15	資料No.	80
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	15
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	角礫凝灰岩
	岩級区分	D	RQD(%)	45
	風化状態	不明	杭先端N値	50以上
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	—	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	3500
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	12740
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	4719	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	23.83
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	19.24	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	9677
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	8556		
備考	—			



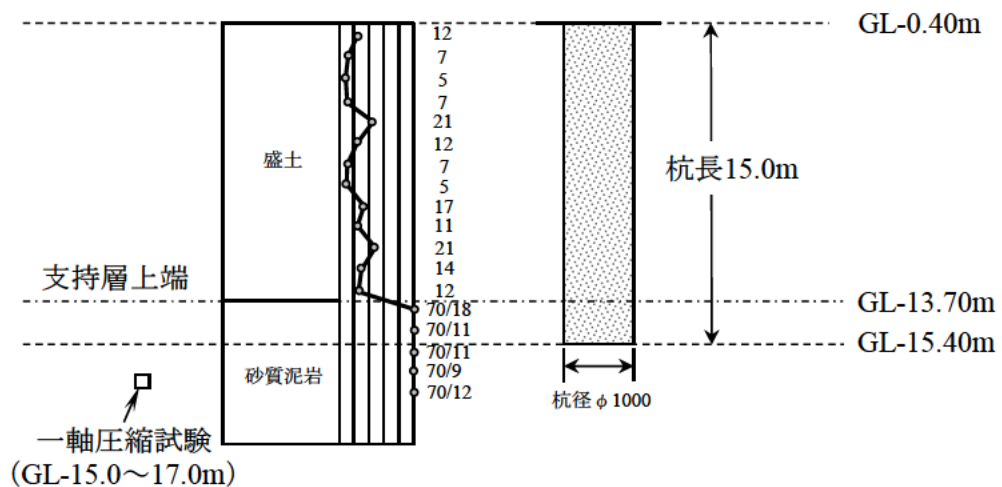
表参3.16 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	16	資料No.	83	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	11.5
	杭径(m)	1.50	載荷径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	167
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	167	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	2000
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	11466
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	7292	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	26.40
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	24.20	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	16638
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	9415		
備考	—			



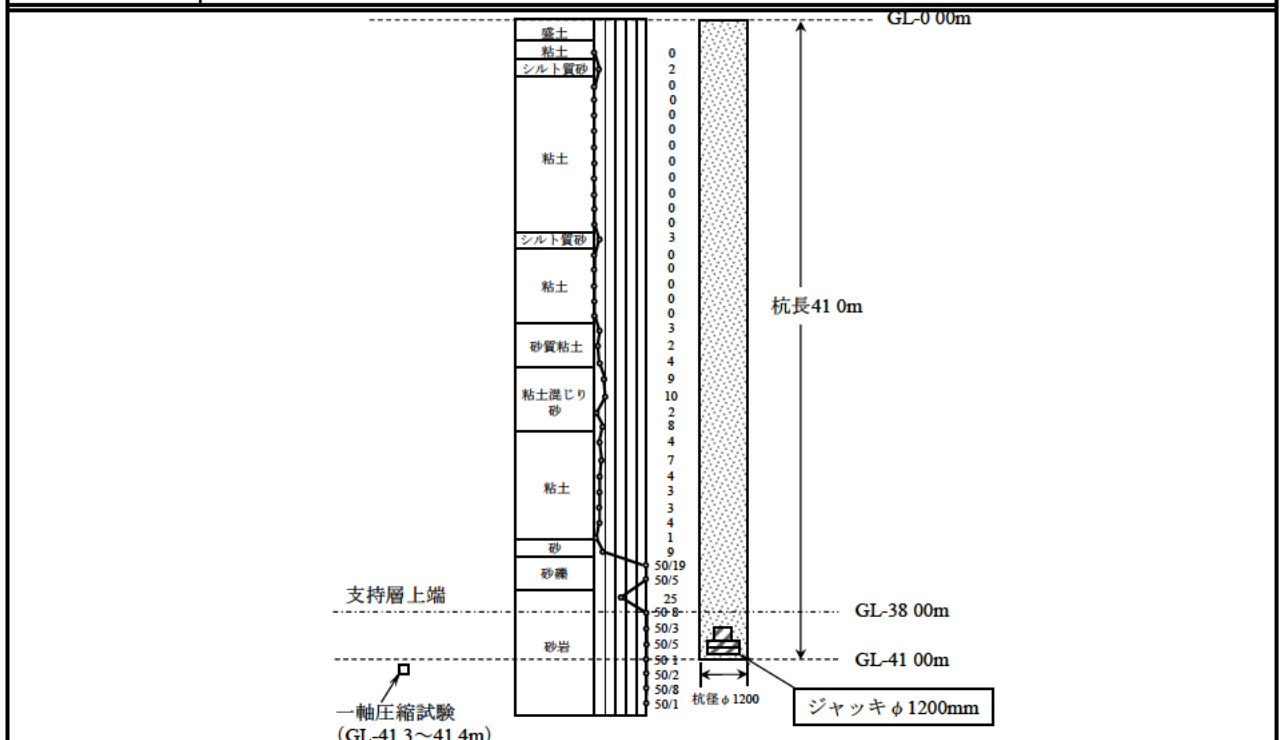
表参3.17 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	17	資料No.	84	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	15
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂質泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	191
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	199.6	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	3322
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	0.837
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	24.7	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	528.3
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	12936
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	9486	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	50.27
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	41.64	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	11242
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	14313		
備考	—			



表参3.18 載荷試験概要とボーリング柱状図

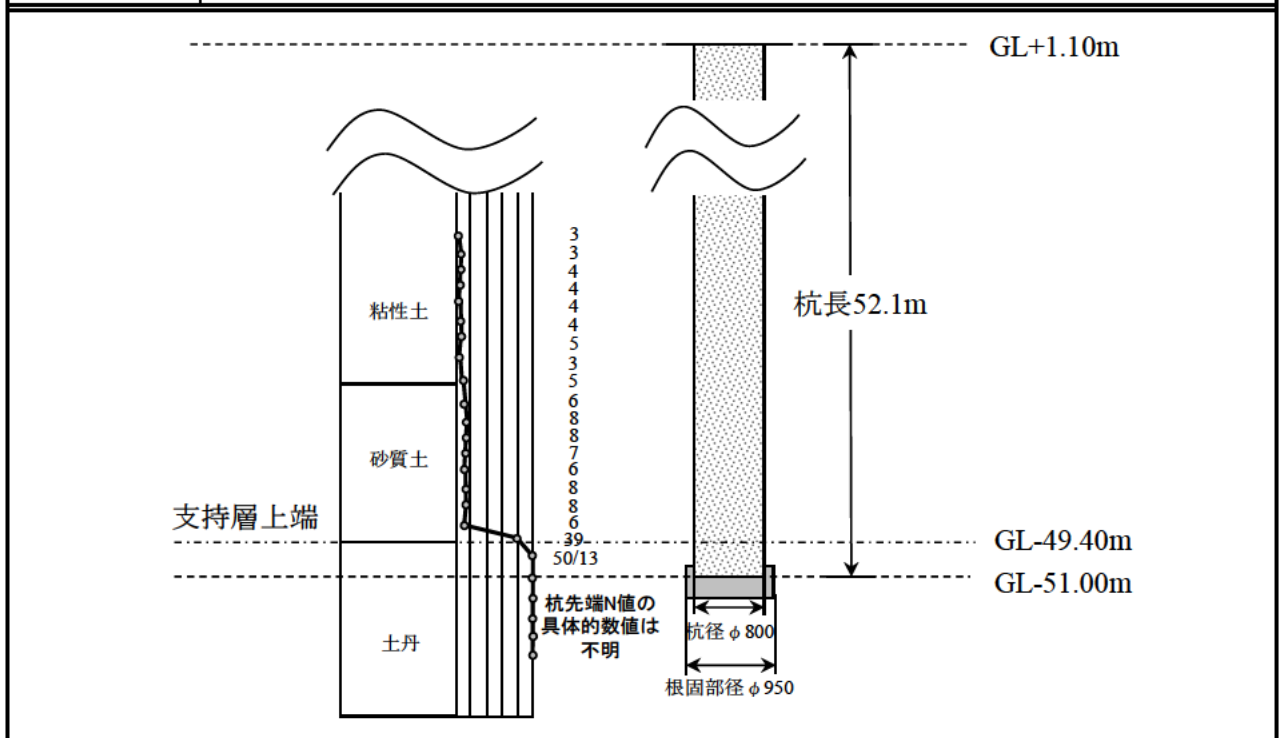
No.	18	資料No.	105	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	オールケーシング		
	拡大掘削	—	杭長(m)	41
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	1.20
②地盤概要	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	1500
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	984.5	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	19800
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	7603	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	7491	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	35.03	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	18166
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	16063		
備考	—			





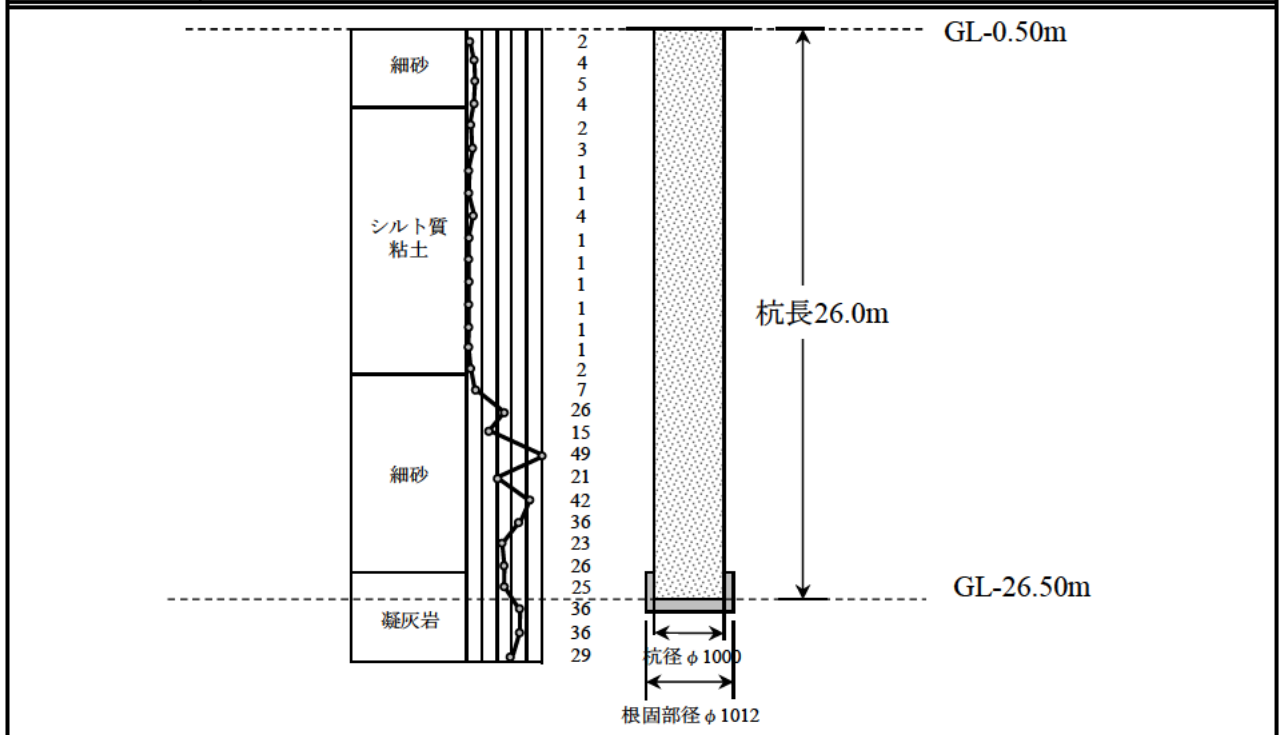
表参3.19 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	19	資料No.	43	
①施工概要	工法	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	高圧噴出方式(TN工法)		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	52.1
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	0.95
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	115
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	115	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	14700
	杭先端上方1D位置での最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	6252	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	89.79
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	42.55	ワイブル分布曲線による杭先端上方1D位置での先端極限支持力 $R_u$ (kN)	5822
	杭先端の極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	11583		
備考	-			



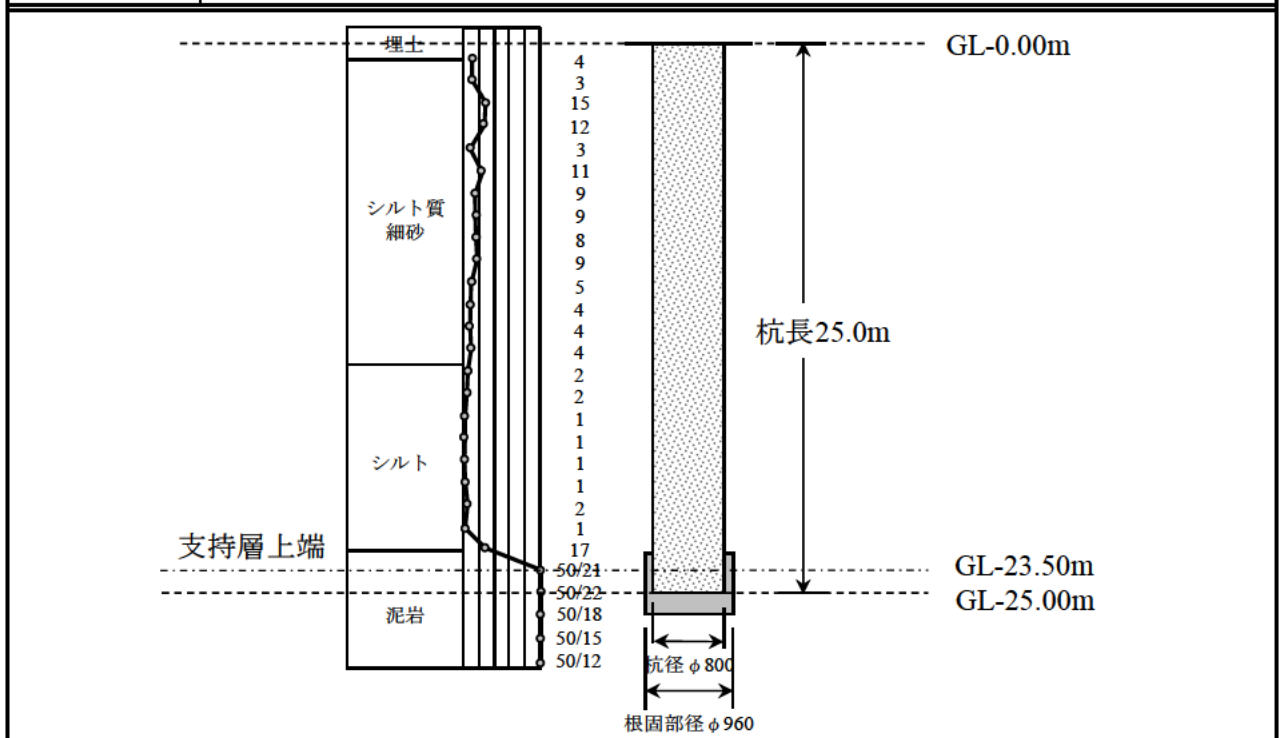
表参3.20 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	20	資料No.	44	
①施工概要	工法	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	機械攪拌方式(TAIP工法)		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	26
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.012
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	凝灰岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	36
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	33.7	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	1640	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	13.77
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	—	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	5516
	杭先端の 極限支持力度 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	6804		
備考	参考値: 支持層とする岩盤条件を満たさない			



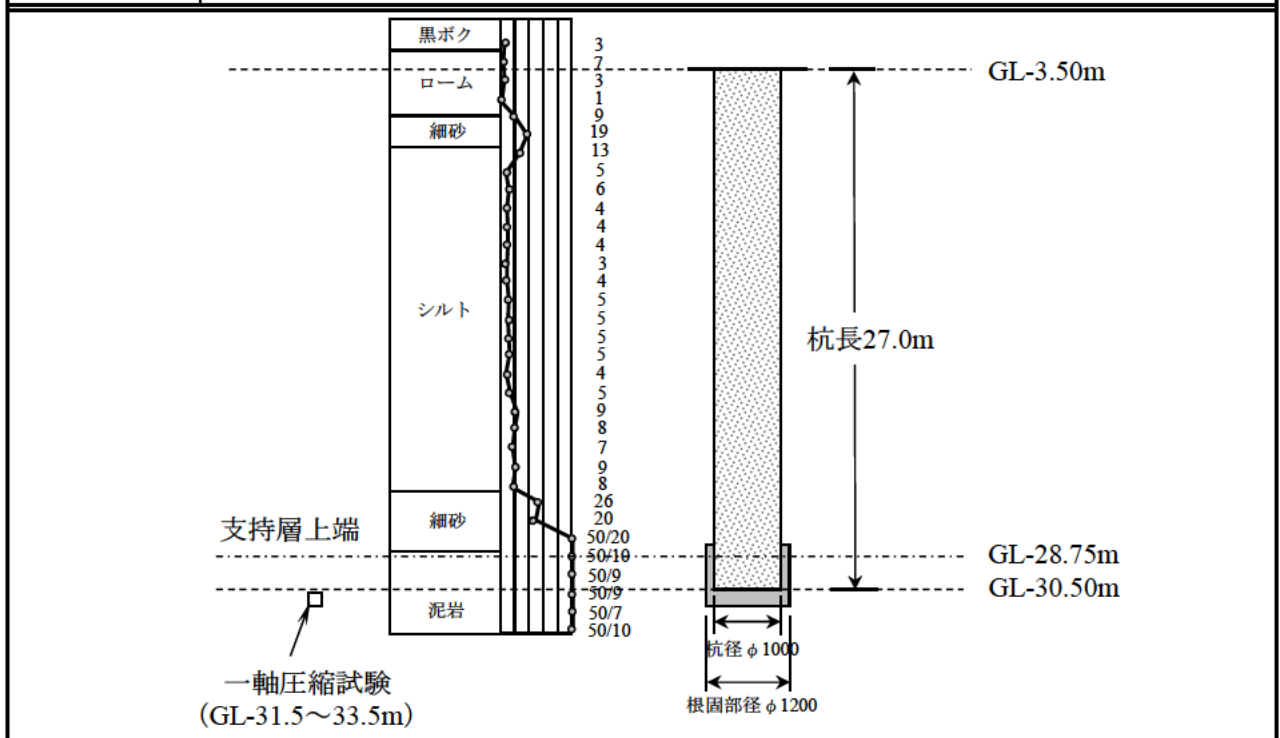
表参3.21 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	21	資料No.	85	
①施工概要	工法	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	機械攪拌方式(NAKS工法)		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	25
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	0.96
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	75
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	75.5	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	7350
	杭先端上方1D位置での最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	3989	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	22.64
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	8.45	ワイブル分布曲線による杭先端上方1D位置での先端極限支持力 $R_u$ (kN)	7768
	杭先端の極限支持力度 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	15454		
備考	—			



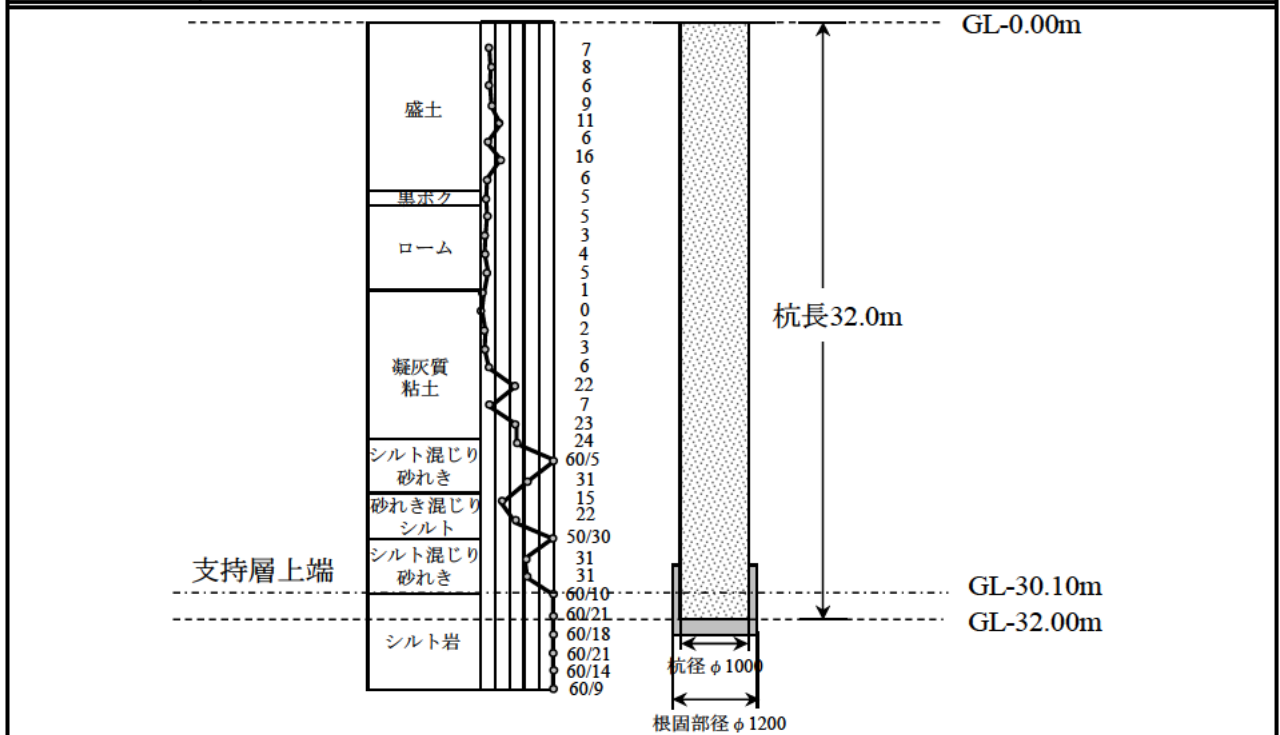
表参3.22 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	22	資料No.	86	
①施工概要	工法	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	機械攪拌方式(DANK工法)		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	27
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.20
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	167
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	176.9	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	3057
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	1.3
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	8.45	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	341
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	20286
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	15592	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	130.09
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	102.37	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	14189
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	18066		
備考	-			



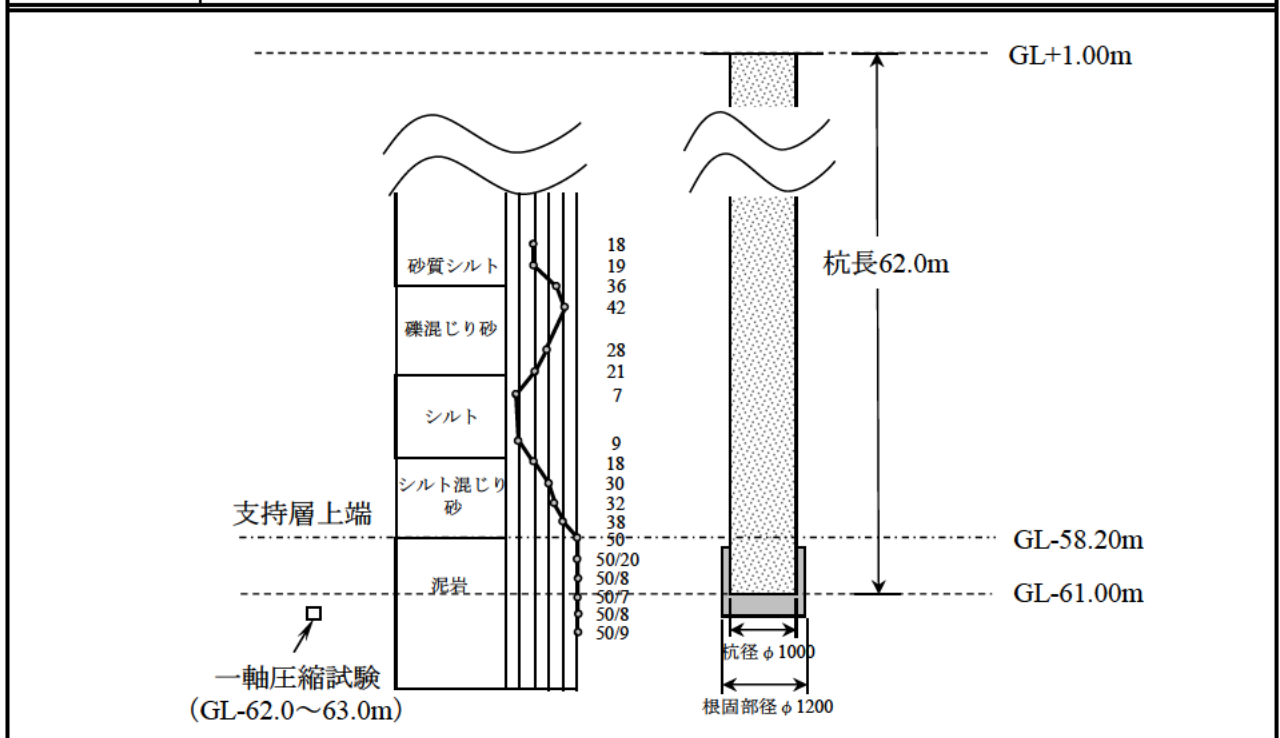
表参3.23 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	23	資料No.	87	
①施工概要	工法	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	機械攪拌方式(DANK工法)		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	32
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.20
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	シルト岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	100
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	104.8	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	18620
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	14024	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	102.28
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	53.26	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	13734
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	17487		
備考	—			



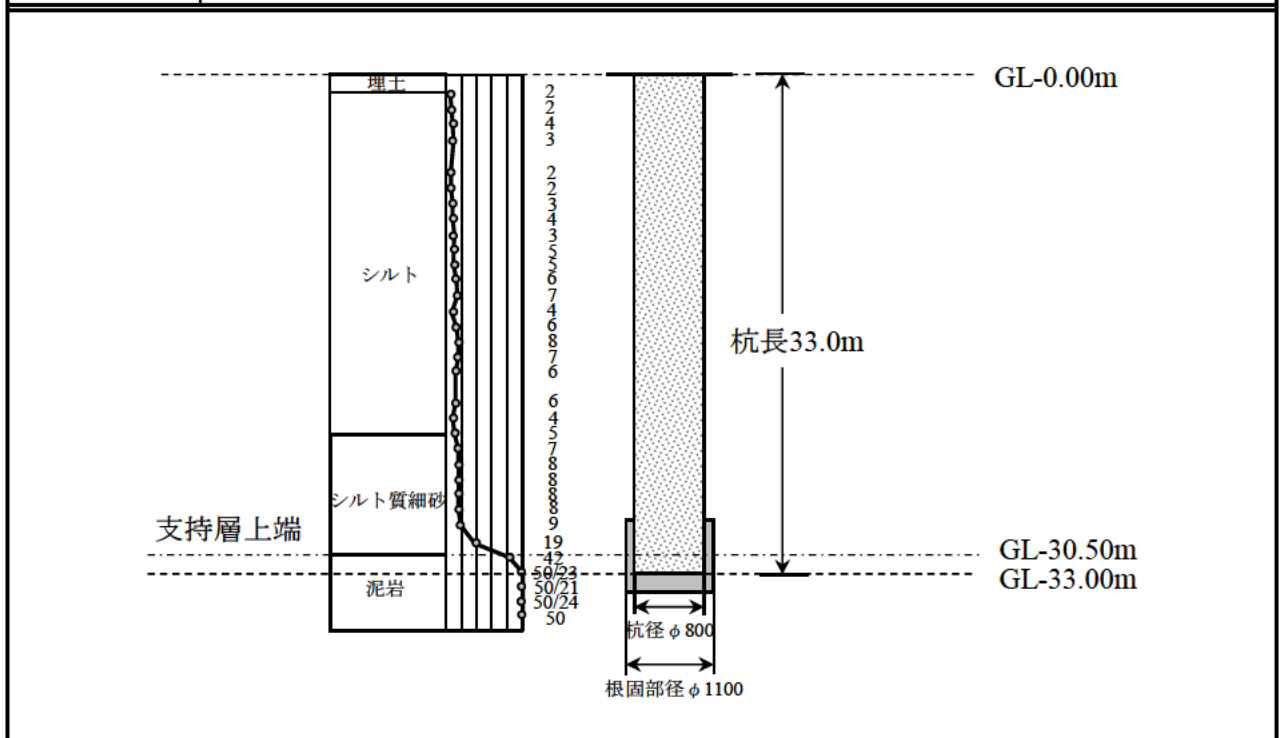
表参3.24 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	24	資料No.	88	
①施工概要	工法	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	機械攪拌方式(DANK工法)		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	62
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.20
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	214
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	189.4	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	4000
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	19600
	杭先端上方1D位置での最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	16121	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	136.13
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	68.79	ワイブル分布曲線による杭先端上方1D位置での先端極限支持力 $R_u$ (kN)	13825
	杭先端の極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	17603		
備考	-			



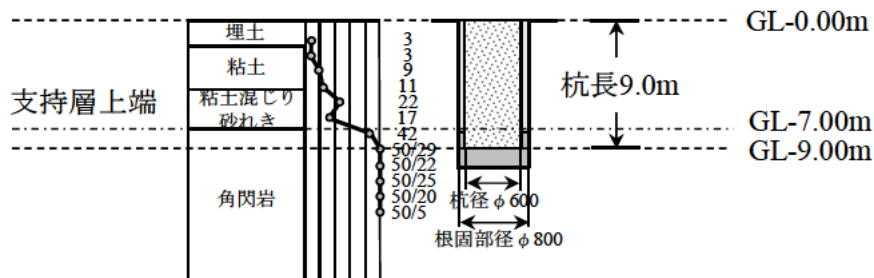
表参3.25 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	25	資料No.	89	
①施工概要	工法	中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	高圧噴出方式(STJ工法)		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	33
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	1.10
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	65
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	66.4	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	9800
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	7866	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	99.72
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	75.69	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	6661
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	13251		
備考	—			



表参3.26 載荷試験概要とボーリング柱状図

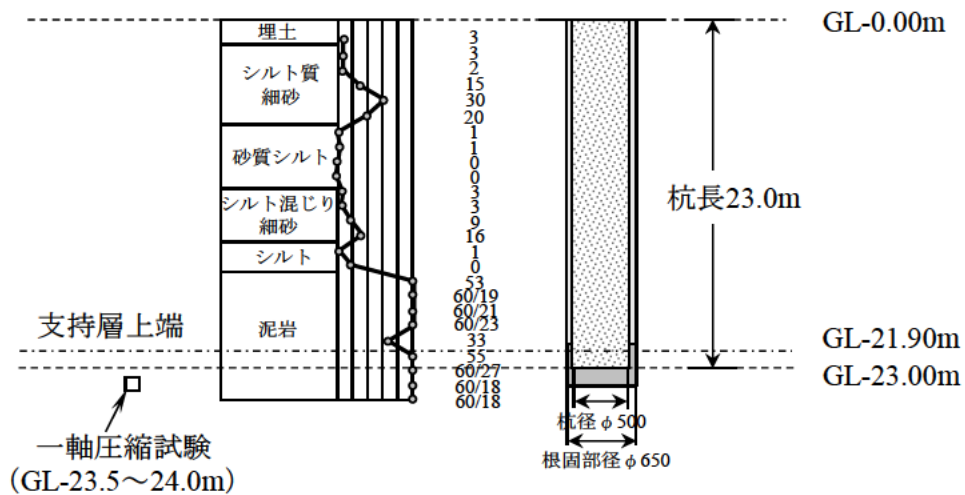
No.	26	資料No.	42	
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	—		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	9
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.80
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	角閃岩
	岩級区分	D	RQD(%)	不明
	風化状態	強風化	杭先端N値	68
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	64.1	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	8633
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	2678
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	7700
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	5094	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	69.03
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	51.10	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	4825
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	17066		
備考	—			





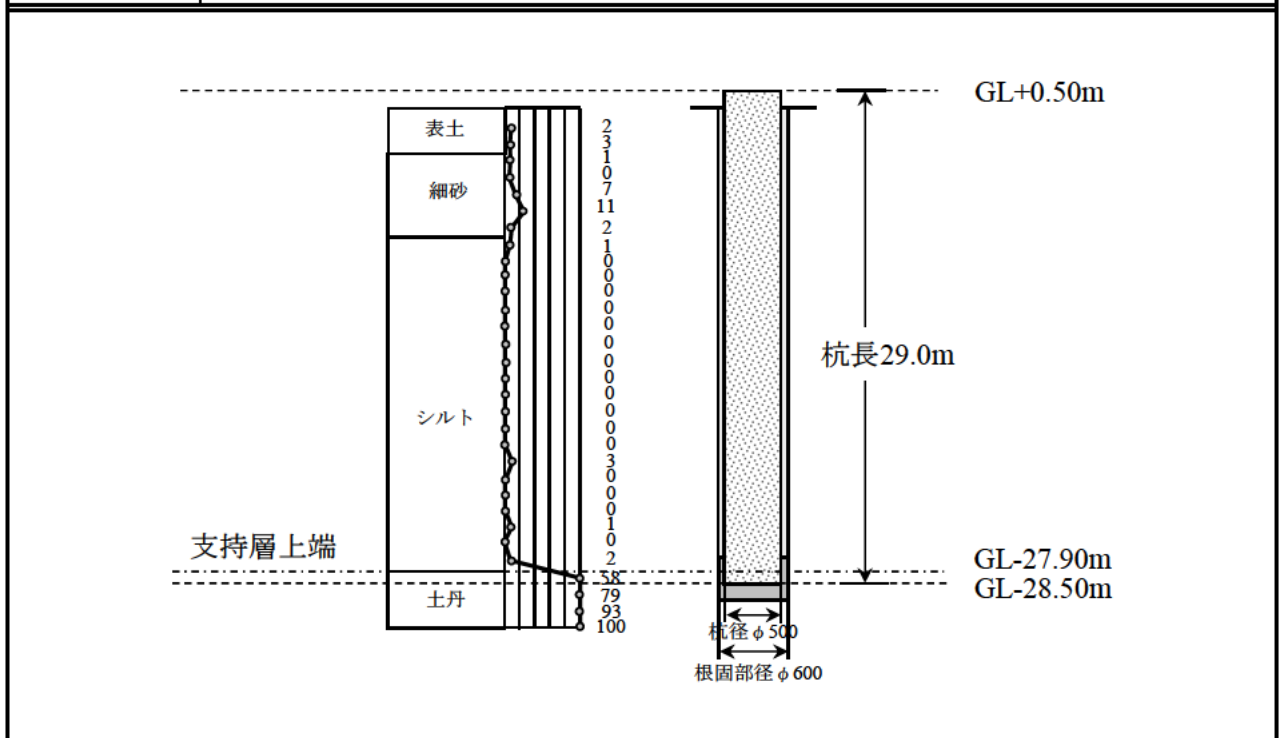
表参3.27 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	27	資料No.	90	
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	—		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	23
	杭径(m)	0.50	根固め部径(m)	0.65
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	66
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	83.3	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	1325
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	7000
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	5900	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	100.00
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	74.60	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	4811
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	24502		
備考	—			



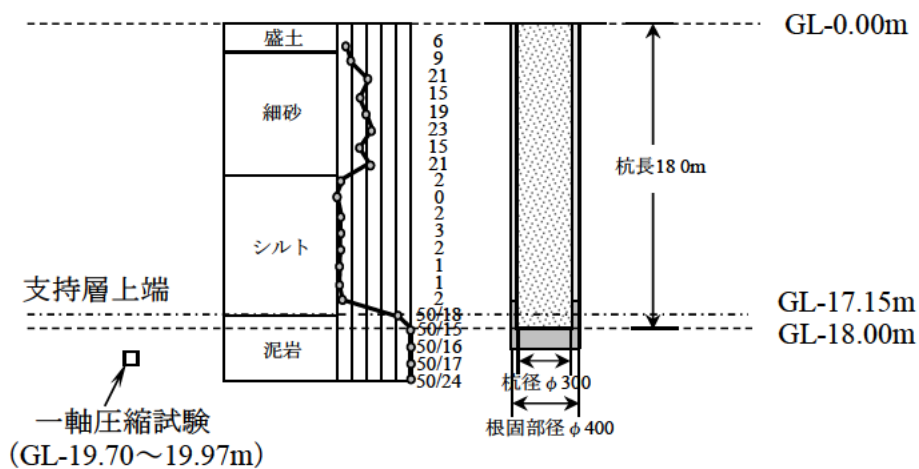
表参3.28 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	28	資料No.	91	
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	—		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	29
	杭径(m)	0.50	根固め部径(m)	0.60
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	79
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	79	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	6586
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	3780	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	93.43
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	62.21	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	2968
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	15113		
備考	—			



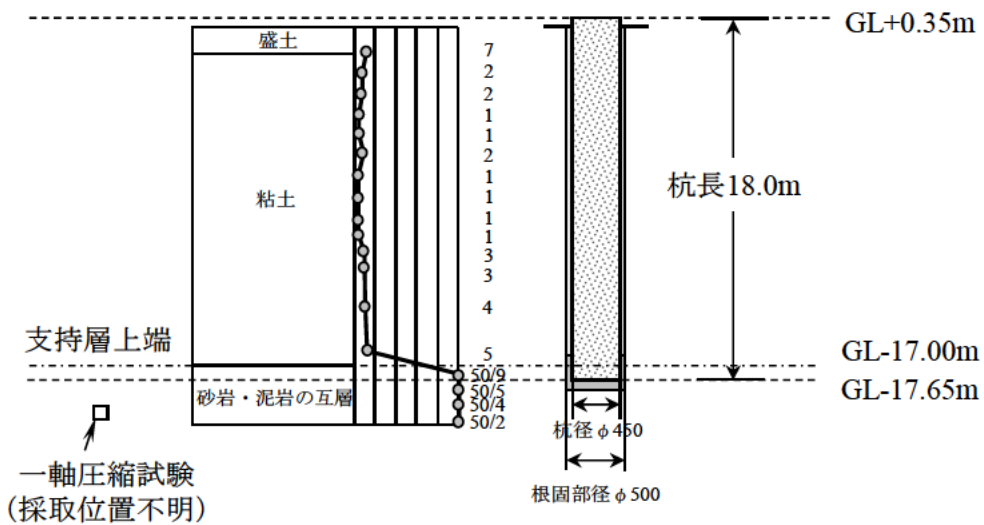
表参3.29 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	29	資料No.	92	
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	—		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	18
	杭径(m)	0.30	根固め部径(m)	0.40
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	CM	RQD(%)	16
	風化状態	新鮮	杭先端N値	100
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	100	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	1010
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	879	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	0.372
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	29.5	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	115
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	2250
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	1528	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	47.31
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	30.89	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	1295
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	18326		
備考	本研究で追加地盤調査実施			



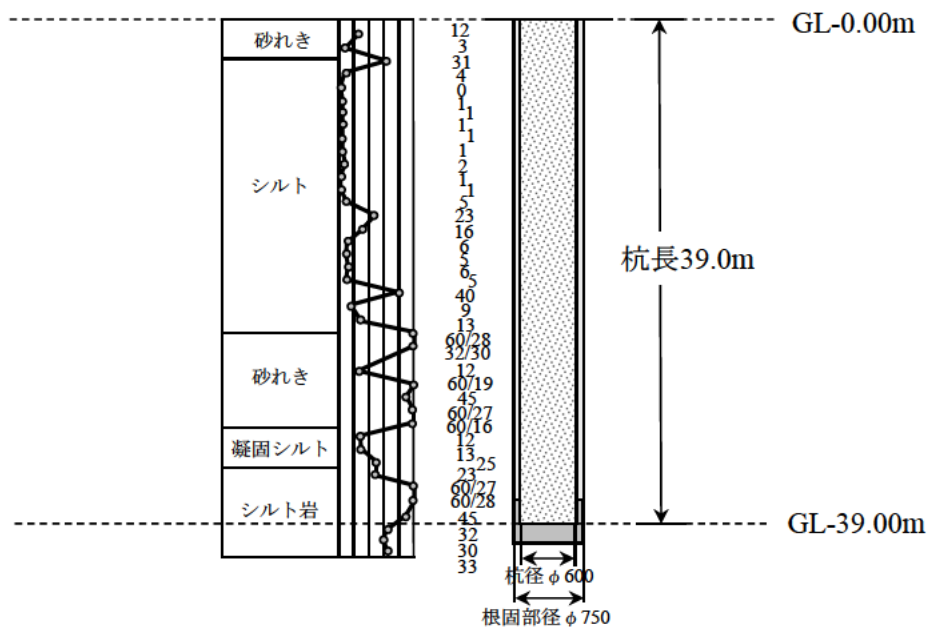
表参3.30 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	30	資料No.	93	
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	—		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	18
	杭径(m)	0.45	根固め部径(m)	0.50
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂岩・泥岩の互層
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	300
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	300	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	9100
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	3920
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	3146	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	39.93
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	—	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	3511
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	22078		
備考	—			



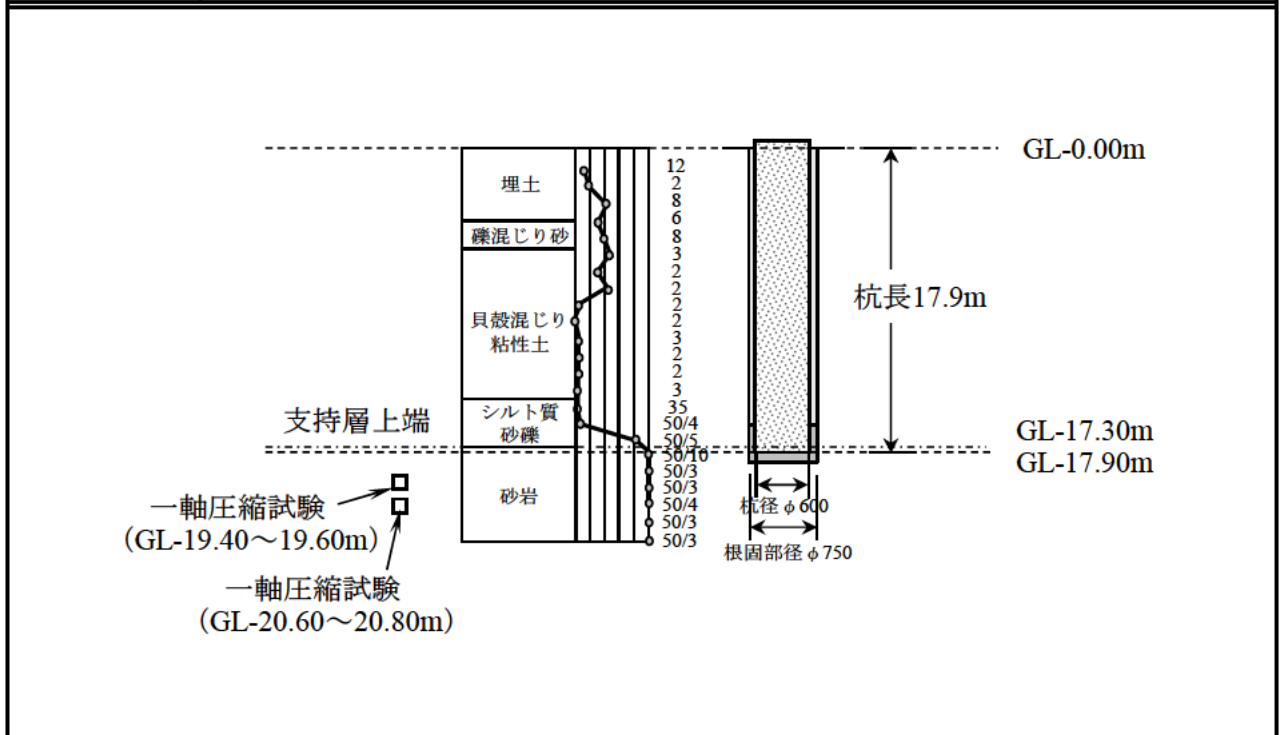
表参3.31 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	31	資料No.	94	
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	—		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	39
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.75
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	シルト岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	32
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	31.7	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	9000
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	3997	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	93.61
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	61.58	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	3480
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	12308		
備考	参考値: 支持層とする岩盤条件を満たさない			



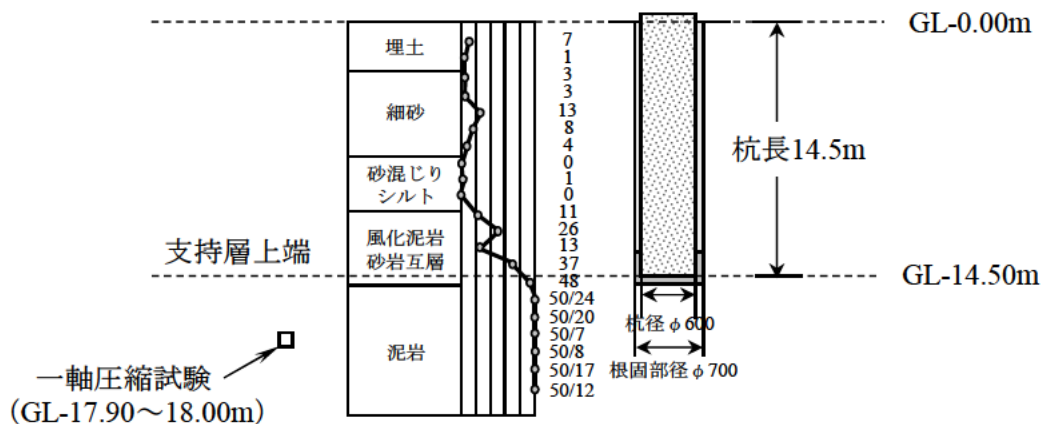
表参3.32 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		32	資料No.	95
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	COPITA型		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	17.9
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.75
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	CM	RQD(%)	38
	風化状態	新鮮	杭先端N値	300
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	400	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	14950
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	13800	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	974
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	8000
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	6372	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	68.29
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	52.48	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	5711
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	20199		
備考	本研究で載荷試験実施			



表参3.33 載荷試験概要とボーリング柱状図

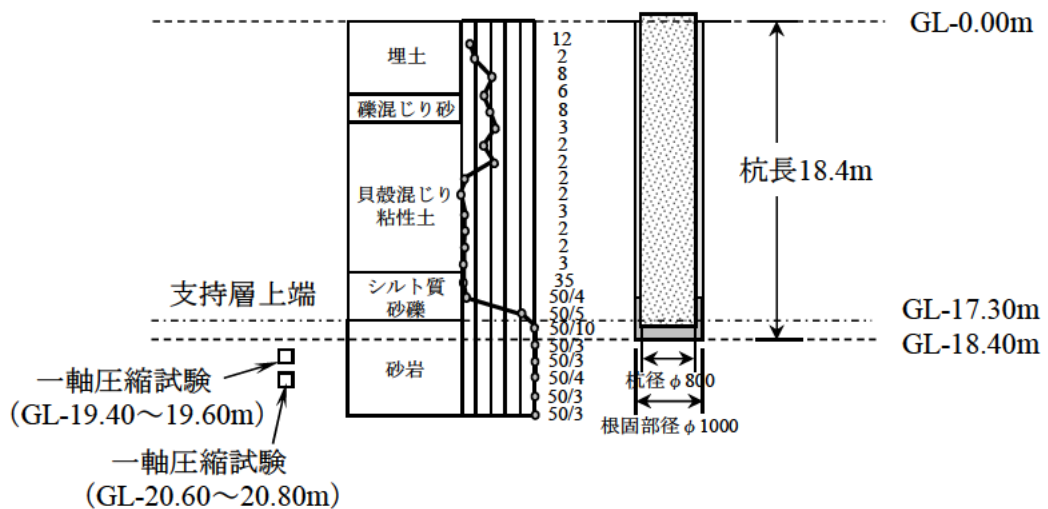
No.	33	資料No.	96	
①施工概要	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	COPITA型		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	14.5
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.70
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	CL	RQD(%)	0
	風化状態	風化	杭先端N値	48
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	55.3	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	1400
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	1400	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	0.425
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	27.9	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	99
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	5022
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	3236	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	68.33
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	56.38	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	3139
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	11102		
備考	本研究で載荷試験実施			



※支持層の傾斜が確認されたため、載荷試験杭の杭長は試験杭近傍の複数本のボーリング柱状図を基に設定した。

表参3.34 載荷試験概要とボーリング柱状図

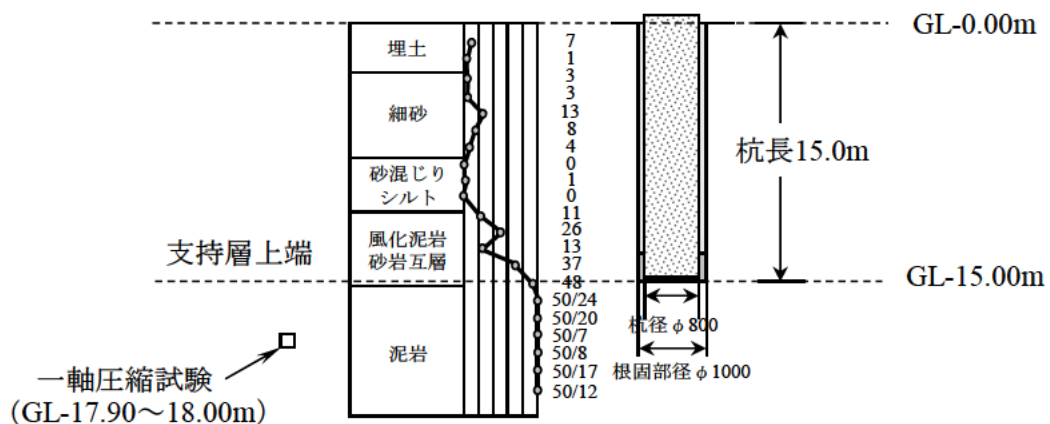
No.	34	資料No.	97	
①施工概要	工法	鋼管ソイルセメント杭	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	後沈設方式(ガンテツ工法)		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	18.4
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	1.00
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	CM	RQD(%)	37
	風化状態	新鮮	杭先端N値	500
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	458	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	14950
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	13800	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	974
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	19200
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	11989	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	46.45
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	16.17	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	14636
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	18635		
備考	本研究で載荷試験実施			





表参3.35 載荷試験概要とボーリング柱状図

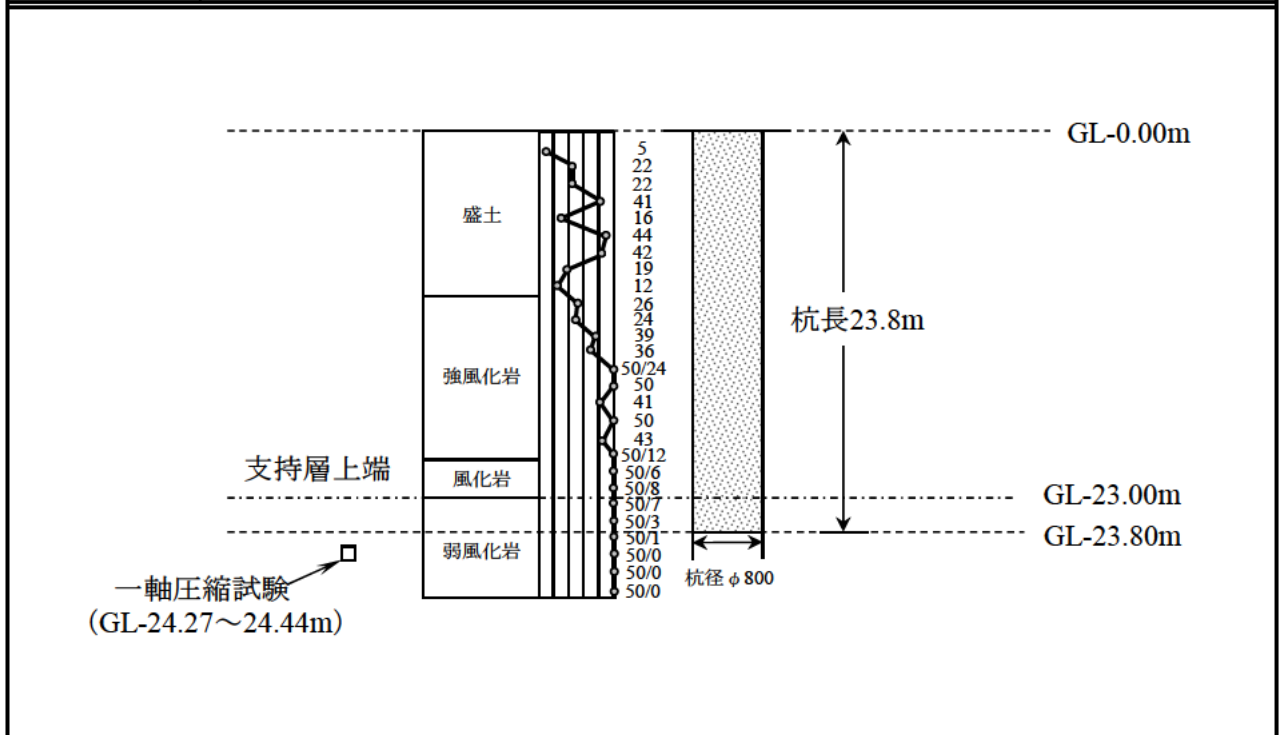
No.	35	資料No.	98	
①施工概要	工法	鋼管ソイルセメント杭	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	後沈設方式(HYSC工法)		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	15
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	1.00
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	CL	RQD(%)	0
	風化状態	風化	杭先端N値	48
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	61.8	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $kN/m^2$ )	1400
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $kN/m^2$ )	1400	粘着力 $c$ ( $MN/m^2$ )	0.425
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	27.9	変形係数 $E$ ( $MN/m^2$ )	99
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	8000
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	3895	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	50.77
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	36.93	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	4678
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $kN/m^2$ )	5957		
備考	本研究で載荷試験実施、急速載荷試験実施			



※支持層の傾斜が確認されたため、載荷試験杭の杭長は試験杭近傍の複数本のボーリング柱状図を基に設定した。

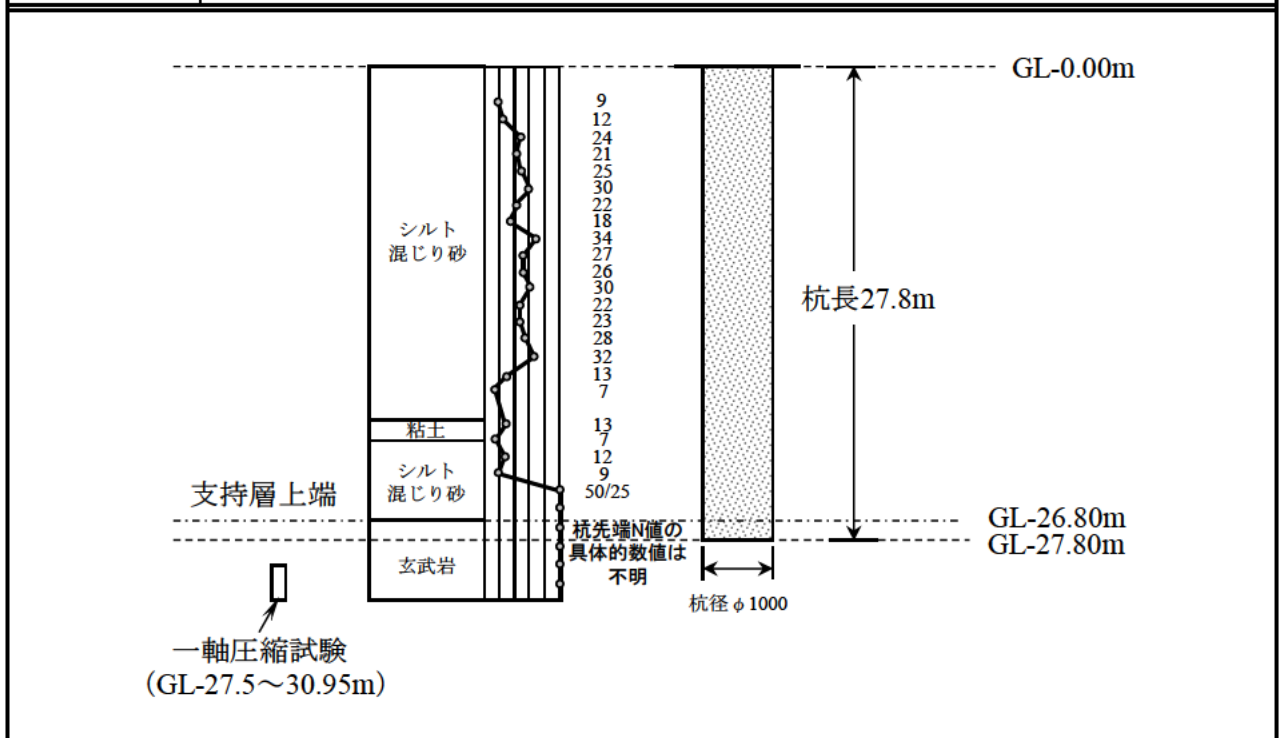
表参3.36 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	36	資料No.	106	
①施工概要	工法	中掘り杭(コンクリート打設方式)	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	同時沈設(PRD-ROSE工法)		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	23.8
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	弱風化岩
	岩級区分	CM	RQD(%)	22
	風化状態	風化	杭先端N値	500
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	500	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	20750
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	20610	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	1.546
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	39.9	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	1524.6
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	15000
	杭先端上方1D位置での最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	12755	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	71.99
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	21.68	ワイブル分布曲線による杭先端上方1D位置での先端極限支持力 $R_u$ (kN)	13855
	杭先端の極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	27564		
備考	本研究で載荷試験実施、急速載荷試験実施			



表参3.37 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	37	資料No.	99	
①施工概要	工法	中掘り杭(コンクリート打設方式)	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	コンクリート打設		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	27.8
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	—
②地盤概要	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	玄武岩
	岩級区分	CM	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	50以上
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	—	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $kN/m^2$ )	14580
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $kN/m^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $MN/m^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $MN/m^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ ( $kN$ )	16000
	杭先端上方1D位置での最大荷重 $P_{pmax}$ ( $kN$ )	15770	杭頭最大変位 $S_{0max}$ ( $mm$ )	46.50
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ ( $mm$ )	4.28	ワイブル分布曲線による杭先端上方1D位置での先端極限支持力 $R_u$ ( $kN$ )	24841
	杭先端の極限支持力 $q_d$ ( $kN/m^2$ )	31627		
備考	—			



## 参考資料4 その他の工法での載荷試験結果について

### 1. 概要

本研究では、2章で検討対象とした場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法及び中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式、コンクリート打設方式：鋼管杭）について、岩盤を支持層とした場合の杭先端の極限支持力度の推定式を提案し、施工法及び施工管理方法の留意点を明らかにした。

本資料では本報告書に含まれていない回転杭工法、場所打ち杭工法（拡底リバース工法）、中掘り杭工法（コンクリート打設方式：コンクリート杭）での岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験結果を収集分析した。なお、これらの杭工法は試験例が少なく、杭先端の極限支持力度の推定式の提案に至っていないことから、回転杭においては載荷試験により得られる試験値と道示IV<sup>1)</sup>での支持力推定式から得られる推定値と比較することとし、場所打ち杭工法（拡底リバース工法）、中掘り杭工法（コンクリート打設方式：コンクリート杭）においては、4章で提案した軟岩における場所打ち杭工法（オールケーシング工法）の支持力推定式と比較する。

### 2. 回転杭工法

#### 2.1 概要

回転杭工法とは、先端部に羽根を有する鋼管杭に回転力を付与して地盤に貫入させる工法で、表参4.2.1に示すように先端部の羽根外径が杭径の1.5倍又は2.0倍の砂・砂れき地盤での杭先端の極限支持力度の特性値は道示IVで規定されている。また施工法としては杭頭部に回転力を付与する方法（杭頭回転方式）と、杭胴体部に回転力を付与する方法（胴体回転方式）がある。

表参4.2.1 道路橋示方書での回転杭の杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m<sup>2</sup>)

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 $q_d$
回転杭工法 (1.5倍径)	砂	120N (≤6000)
	砂れき	130N (≤6500)
回転杭工法 (2.0倍径)	砂	100N (≤5000)
	砂れき	115N (≤5750)

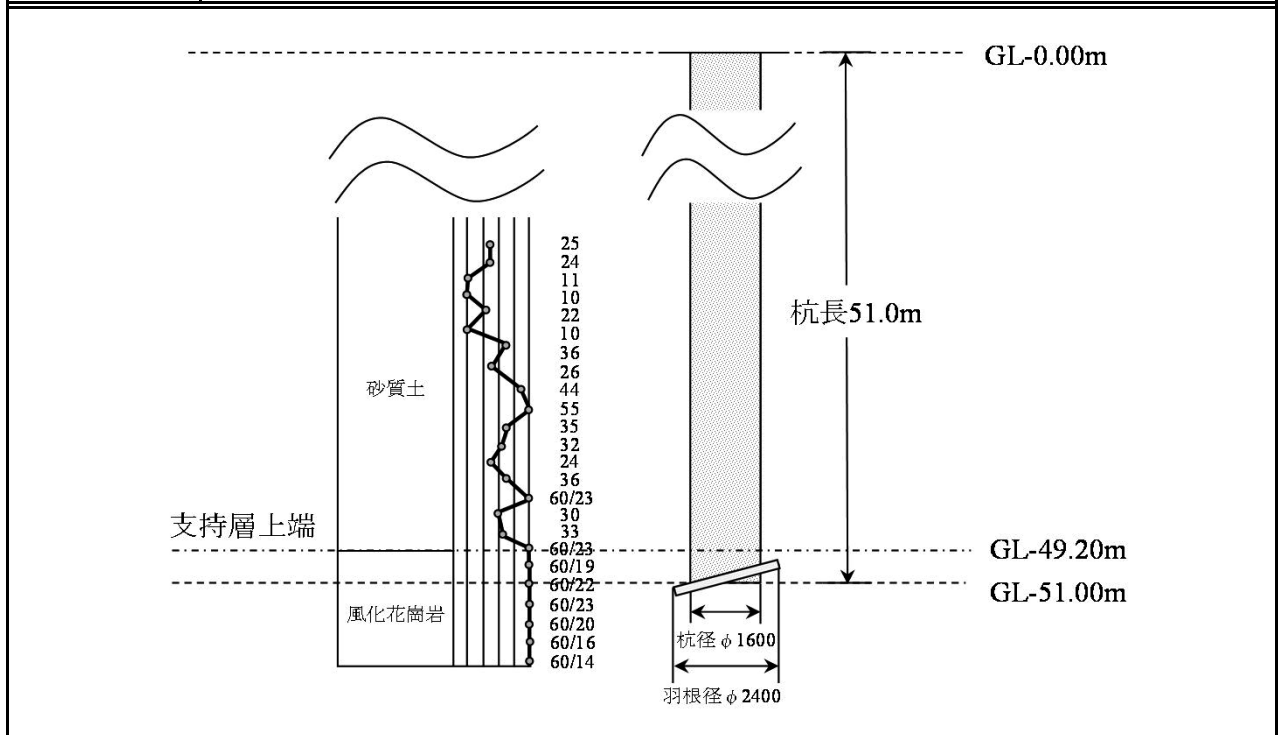
#### 2.2 載荷試験結果

回転杭工法での載荷試験データは3例であり、載荷試験概要とボーリング柱状図を表参4.2.2～表参4.2.4に示す。施工法の特徴から軟岩 (No.38、39)、固結シルト<sup>2)</sup> (No.40) を支持層として施工されており、羽根径は1.5倍・1.75倍・2.0倍径の3種類であった。

図参4.2.1に、4.5に示す方法により推定した杭先端支持力度の試験値と、道示IVで規定されている砂れき地盤での杭先端の極限支持力度の特性値との関係を示す。図参4.2.1中の点線は、表参4.2.1に示す砂れきでの推定式に示しており、No.38 (1.5倍径) 及びNo.39 (1.75倍径) は道示IVの支持力推定式 (1.75倍径は2.0倍径の砂れき式との比較) を上回る結果であった。一方でNo.40 (2.0倍径) は、道示IVの支持力推定式を下回る

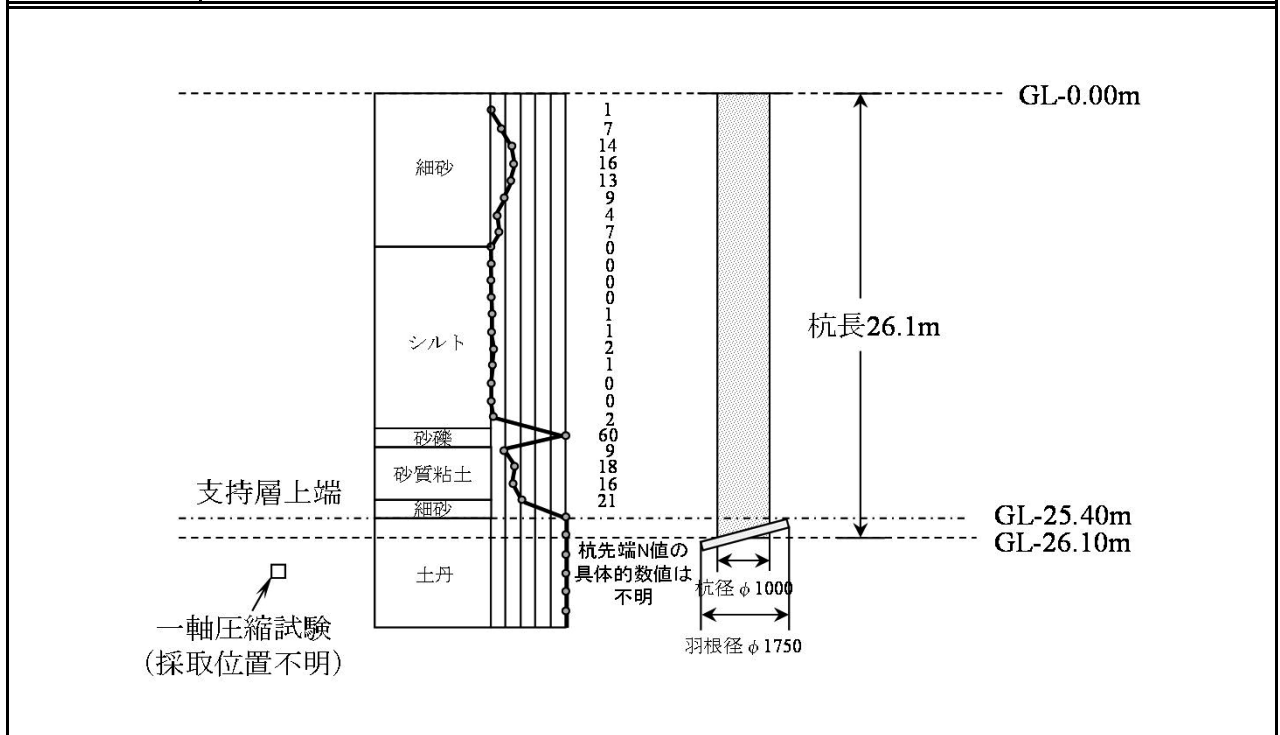
表参4.2.2 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	38	資料No.	101	
①施工概要	工法	回転杭	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	NSエコパイル(1.5倍径)		
	拡大掘削	—	杭長(m)	51
	杭径(m)	1.60	根固め部径(m)	2.40
②地盤概要	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	81.8
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	98.2	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	63000
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	51370	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	331.74
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	274.04	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	44770
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	9896		
備考	—			



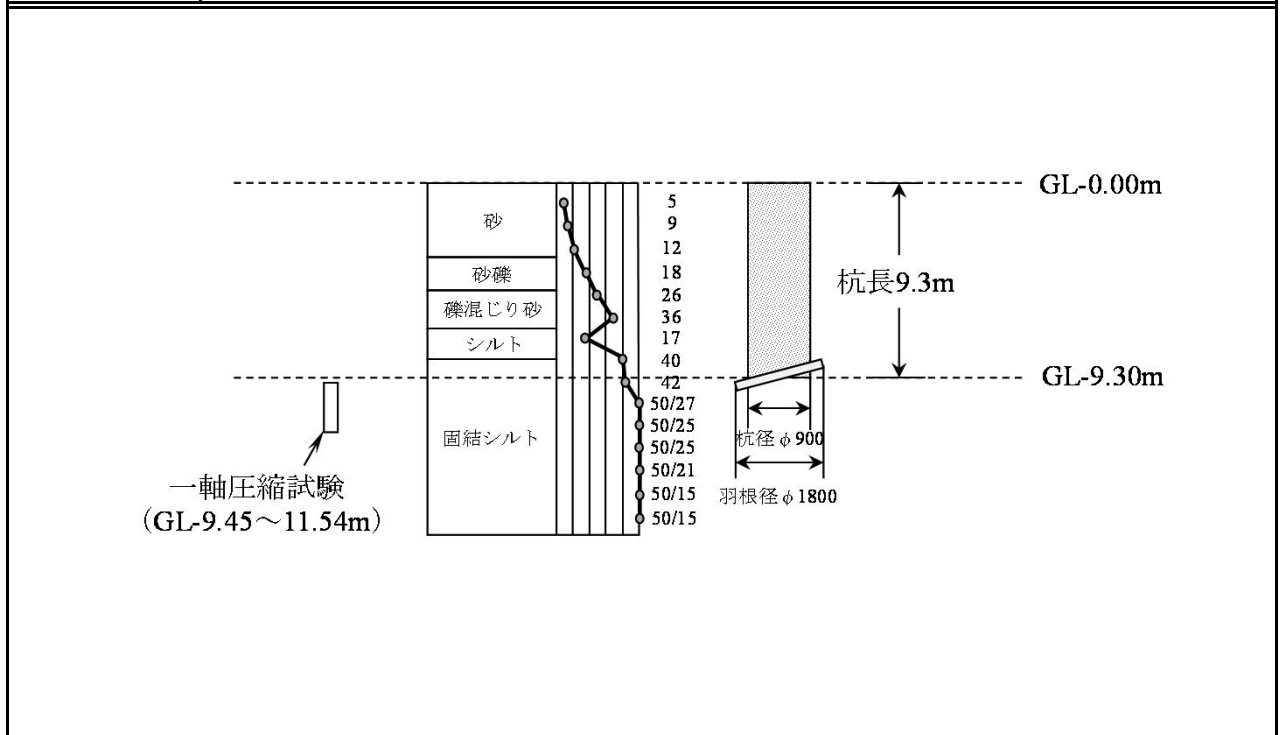
表参4.2.3 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	39	資料No.	55	
①施工概要	工法	回転杭	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	つばさ杭(1.75倍径)		
	拡大掘削	—	杭長(m)	26.1
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.75
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	93
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	112.75	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	2582
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	17652
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	14746	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	88.99
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	58.10	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	15456
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	6426		
備考	—			

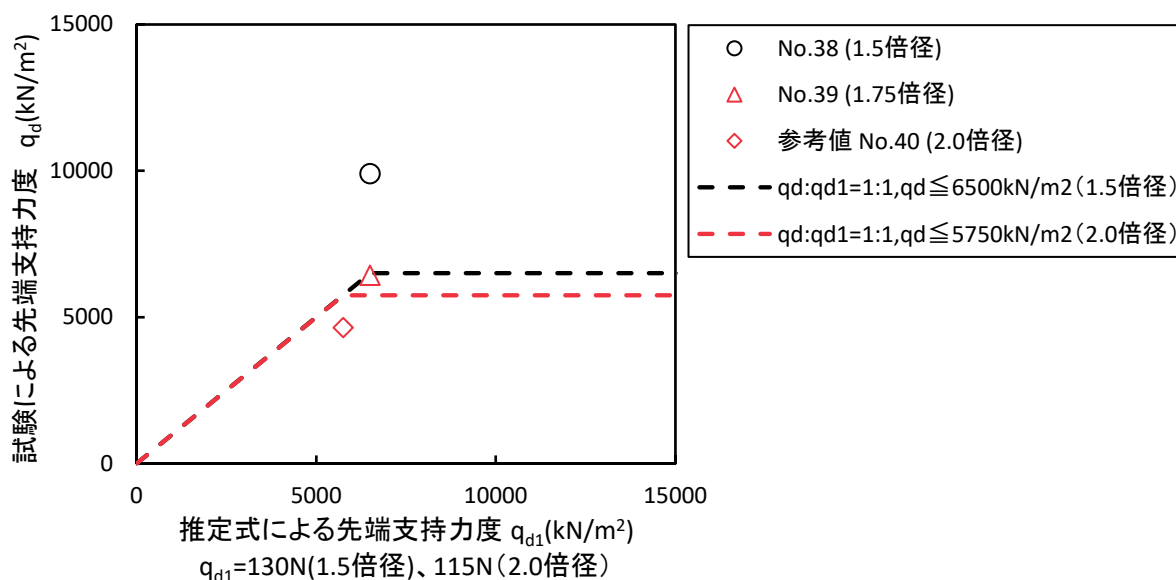


表参4.2.4 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	40	資料No.	102	
①施工概要	工法	回転杭	杭仕様	鋼管杭
	工法詳細	NSエコパイル(2.0倍径)		
	拡大掘削	—	杭長(m)	9.3
	杭径(m)	0.90	根固め部径(m)	1.8
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	固結シルト
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	55.6
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	69.4	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	758
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	—	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	—	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	9000
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	8951	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	57.14
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	45.32	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	11817
	杭先端の 極限支持力 $q_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	4644		
備考	参考値: 支持層とする岩盤条件を満たさない			



結果となった。これは、No.40の杭先端地盤が固結シルト（杭先端直下のN値42、一軸圧縮強度 $q_u=758\text{kN/m}^2$ ）であり、3.2に示すように軟岩としての支持層の目安値を満たしていないことが影響していると考えられる。よって、図参4.2.1ではNo.40は参考値として記載することとした。



図参 4. 2. 1 回転杭での杭先端の極限支持力度の試験値と推定値の関係

### 3. 場所打ち杭工法（拡底リバース工法）

#### 3. 1 概要

リバース工法は、掘削方法や孔壁の安定機構等がオールケーシング工法と異なり、表層部にスタンドパイプを設置し、外水位+2.0m以上の孔内水位によって孔壁を保護しながら、回転ビットを回転させて土砂を切削する。切削した土砂は孔内水とともに逆循環方式で排出して、所定の深さまで掘削する。

道示IVで対象とする場所打ち杭は杭径が深度方向に一定である杭（いわゆるストレート杭）である。一方、建築分野においては杭先端の径を拡大した形状にした場所打ち杭工法が主流で、一般に拡底杭と言われる。

#### 3. 2 載荷試験結果

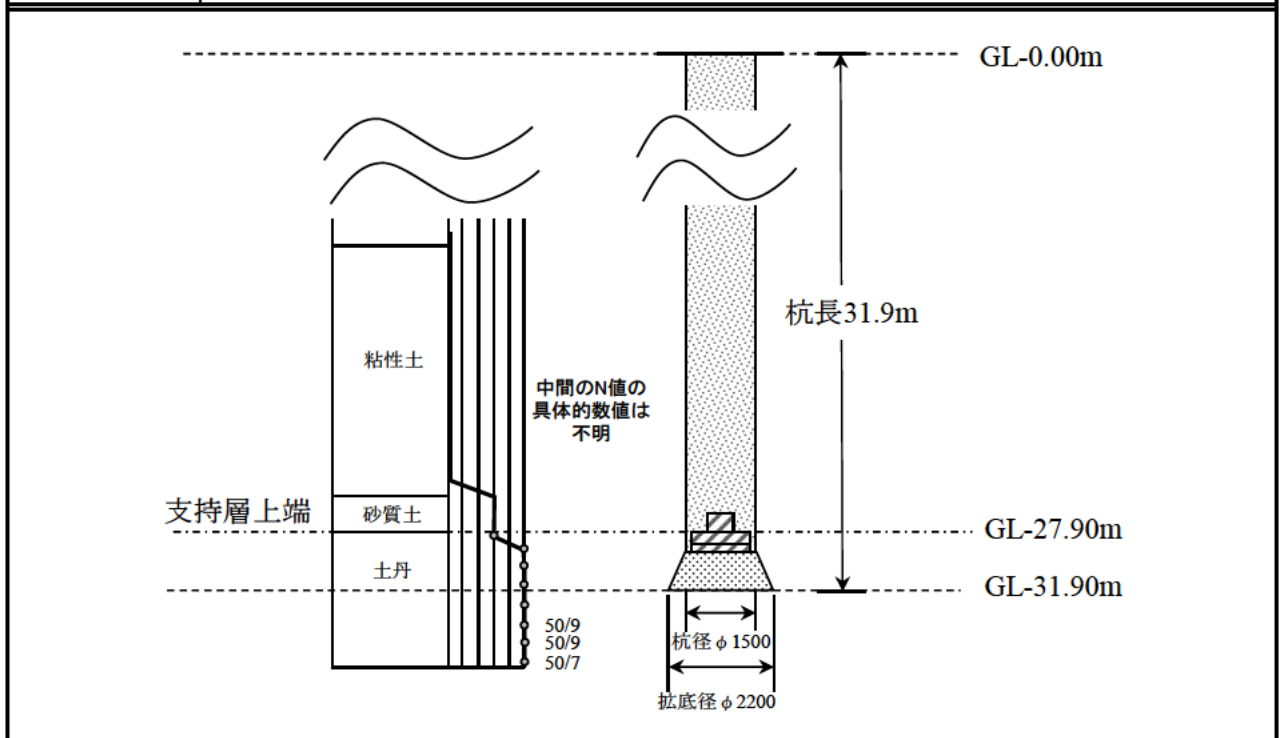
場所打ち杭工法（拡底リバース工法）での載荷試験データは1例であり、載荷試験概要とボーリング柱状図を表参4.3.1に示す。杭の形状は軸部径1500mm、拡底径2200mmの寸法で、杭先端から上方1De（De：拡底径）位置に先端ジャッキが設置されている<sup>3)</sup>。

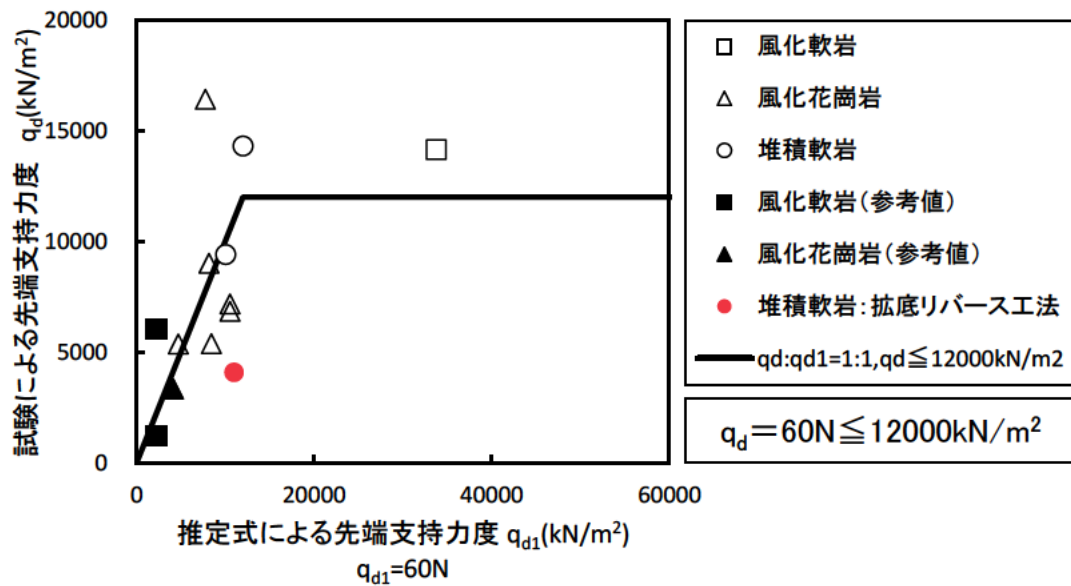
図参4.3.1は、4.5に示す方法により推定した杭先端の極限支持力度の試験値と、4.6に示す場所打ち杭の杭先端支持力度の推定式（N値より求める場合）から算出した推定値との関係を示す。なお、杭先端の支持力機構を考慮して拡底径を有効径として杭先端の極限支持力度を算出することとした。図参4.3.1中の実線は、場所打ち杭工法の杭先端の極限支持力度の推定値（N値より求める場合）を示しており、試験値は支持力推定式を下回る結果であった。これは、拡底による寸法効果や施工性による影響等が想定されるものの、明確にするまでには至っていない。



表参4.3.1 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	41	資料No.	102	
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
	工法詳細	リバース		
	拡大掘削	あり	杭長(m)	31.9
	杭径(m)	1.50	載荷径(m)	2.20
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	166.7
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	182.6	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—
	準岩盤強度 $q_u'$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
	内部摩擦角 $\Phi$ (°)	—	変形係数 $E$ (MN/m <sup>2</sup> )	—
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重 $P_{max}$ (kN)	—
	杭先端上方1D位置での 最大荷重 $P_{pmax}$ (kN)	15680	杭頭最大変位 $S_{0max}$ (mm)	—
	杭先端最大変位 $S_{pmax}$ (mm)	16.13	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力 $R_u$ (kN)	15562
	杭先端の 極限支持力 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	4094		
備考	—			





図参4.3.1 場所打ち杭工法（拡底リバース工法）での杭先端の極限支持力度の試験値と推定値の関係

#### 4. 中掘り杭工法（コンクリート打設方式：コンクリート杭）

##### 4.1 概要

中掘り杭工法（コンクリート打設方式：コンクリート杭）は、既製コンクリート杭（PHC杭又はSC杭）の中空部を通じて先端部をオーガ、バケットなどで掘削しながら杭体を所定の深さまで圧入又は軽打により貫入させた後、杭先端中空部にコンクリートを打設して先端閉塞を行う方式である。既製コンクリート杭と中詰めコンクリートが一体化されることが先端支持力を発揮される前提となることから、施工する上ではコンクリートを打設する範囲の杭先端内面に付着土砂が残らないように清掃・洗浄を適切に行う必要がある。

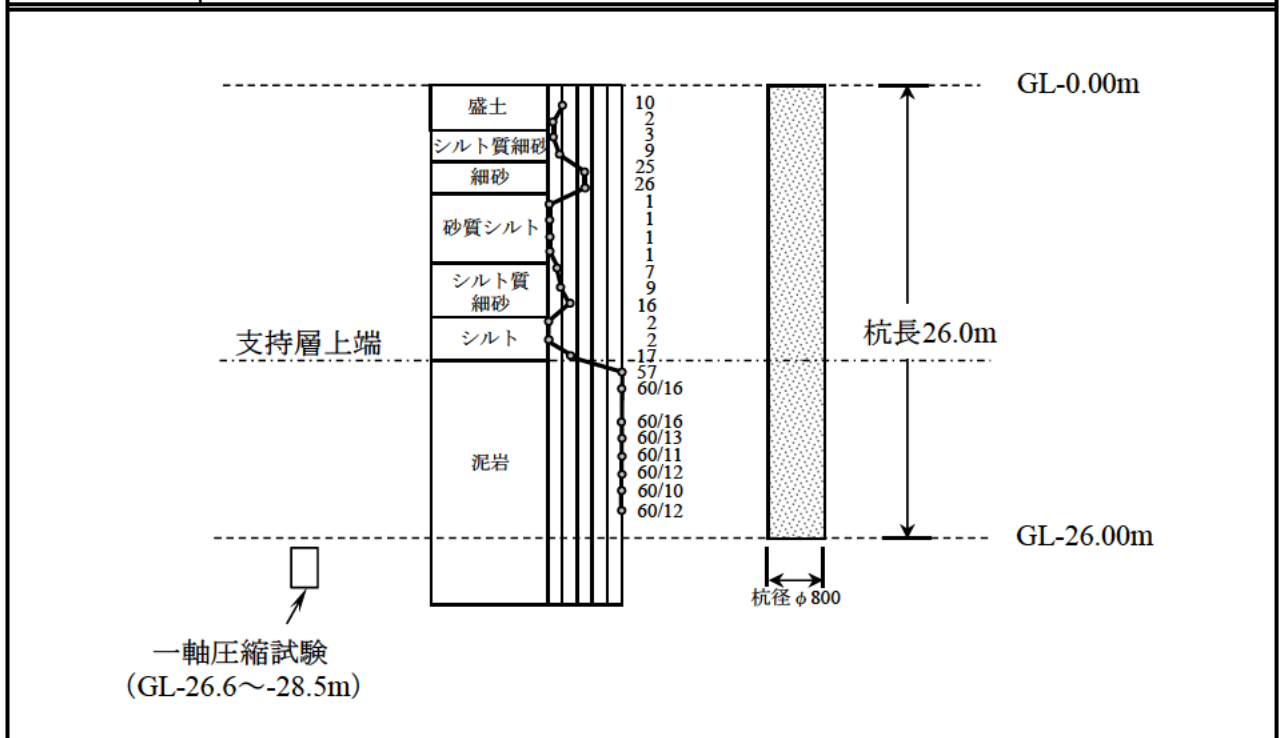
##### 4.2 载荷試験結果

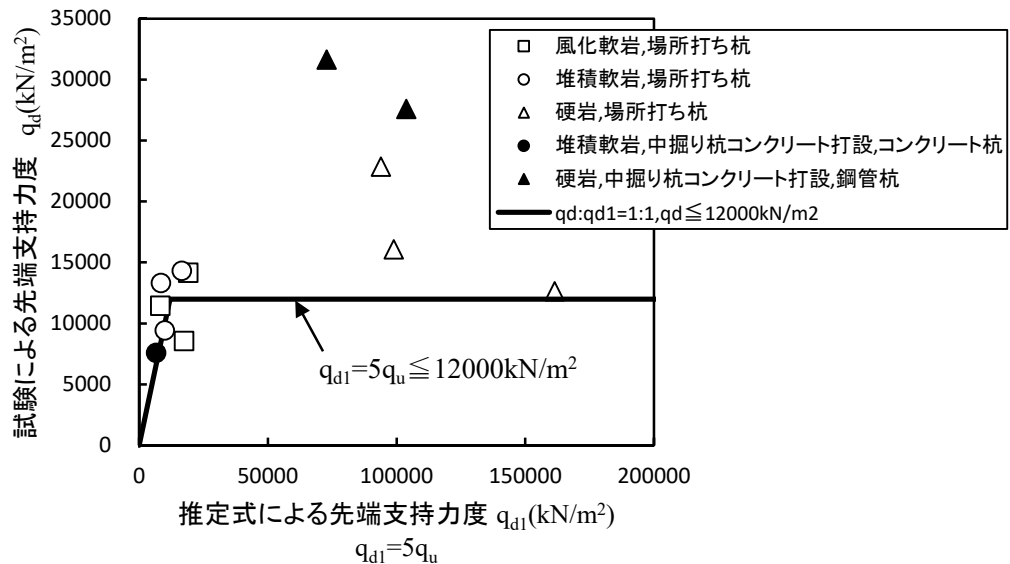
中掘り杭工法（コンクリート打設方式：コンクリート杭）での载荷試験データは1例であり、载荷試験概要とボーリング柱状図を表参4.4.1に示す。杭先端地盤は軟岩を支持層として施工されており、杭径は800mmであった。本杭のコンクリート打設前には杭先端内面の洗浄作業が行われ、洗浄後にコンクリート打設範囲の杭先端内面に付着土砂が残っていないことをカメラにて目視確認した<sup>4)</sup>。また、極限支持力発現時において既製コンクリート杭と中詰めコンクリートが一体化として挙動することを確認した<sup>5)</sup>。

図参4.4.1は、4.5に示す方法により推定した杭先端の極限支持力度の試験値と、4.6に示す場所打ち杭の杭先端支持力度の推定式（ $q_u$ 値より求める場合）から算出した推定値との関係を示す。図参4.4.1中の実線は、場所打ち杭工法の杭先端の極限支持力度の推定値（ $q_u$ 値より求める場合）を示しており、試験値は支持力推定式を上回る結果であった。

表参4.4.1 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.	42	資料No.	107	
①施工概要	工法	中掘り杭(コンクリート打設方式)	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細	YA工法		
	拡大掘削	なし	杭長(m)	26.0
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	-
②地盤概要	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
	風化状態	不明	杭先端N値	-
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	-	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	1322
	準岩盤強度 $q_u'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	-	粘着力 $c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	-
	内部摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	-	変形係数 $E$ ( $\text{MN/m}^2$ )	-
③載荷試験概要	載荷試験方法	押し込み試験	杭頭最大荷重 $P_{\text{max}}$ (kN)	5200
	杭先端上方1D位置での最大荷重 $P_{\text{pmax}}$ (kN)	15680	杭頭最大変位 $S_{0\text{max}}$ (mm)	181.5
	杭先端最大変位 $S_{\text{pmax}}$ (mm)	164.4	ワイブル分布曲線による杭先端上方1D位置での先端極限支持力 $R_u$ (kN)	3806
	杭先端の極限支持力 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	7571		
備考	-			





図参4.4.1 中掘り杭（コンクリート打設方式）での杭先端の極限支持力度の試験値と推定値の関係

## 5. まとめ

本資料においては、回転杭工法、場所打ち杭工法（拡底リバース工法）、中掘り杭工法（コンクリート打設方式：コンクリート杭）で岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験結果を収集分析し、支持力推定式との比較結果を示した。

回転杭においては試験値が道示IVでの支持力推定式を上回る結果が得られているものの、載荷試験実施例が少ないことから、岩盤を支持層とした杭先端の極限支持力度の推定式を提案するには至っていない。今後は載荷試験データが蓄積され、支持力推定式の提案につながることを望まれる。

道示IVで対象としない杭工法の拡底リバース工法においては参考として記載したが、今後は拡底をしていないリバース工法やアースドリル工法での載荷試験データの蓄積が望まれる。

中掘り杭工法（コンクリート打設方式：既製コンクリート杭）においては試験値が場所打ち杭工法の杭先端の極限支持力度の推定値（ $q_u$ 値より求める場合）を上回る結果が得られているものの、載荷試験実施例が少ないことから、岩盤を支持層とした杭先端の極限支持力度の推定式を提案するには至っていない。今後は載荷試験データが蓄積され、支持力推定式の提案につながることを望まれる。

## 参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、2017.11.
- 2) 石黒公規，野口彰宏，細野俊英：固結シルトを支持層とする鋼管回転杭の施工管理，土木学会第67回年次学術講演会，VI-215，pp429-430，2012.9.
- 3) 藤岡豊一，荻野幸男，三反畑勇：拡底場所打ち杭の相反載荷試験，基礎工，Vol.24，No.5，pp72-77，1996.5.
- 4) 阿部久義，松尾幹元：軟岩を支持層とした中掘り杭工法（コンクリート打設方式）の支持力特性（その1：載荷試験計画）土木学会第74回年次学術講演会，2019.9.
- 5) 松尾幹元，阿部久義：軟岩を支持層とした中掘り杭工法（コンクリート打設方式）の支持力特性（その2：載荷試験結果）土木学会第74回年次学術講演会，2019.9.

参考資料5 本研究で新規に実施した施工試験結果

1. 長崎県での施工試験結果

1.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No. 34)

施工試験の諸元を表参 5.1.1 に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参 5.1.2 に示す。

表参 5.1.1 施工試験の諸元

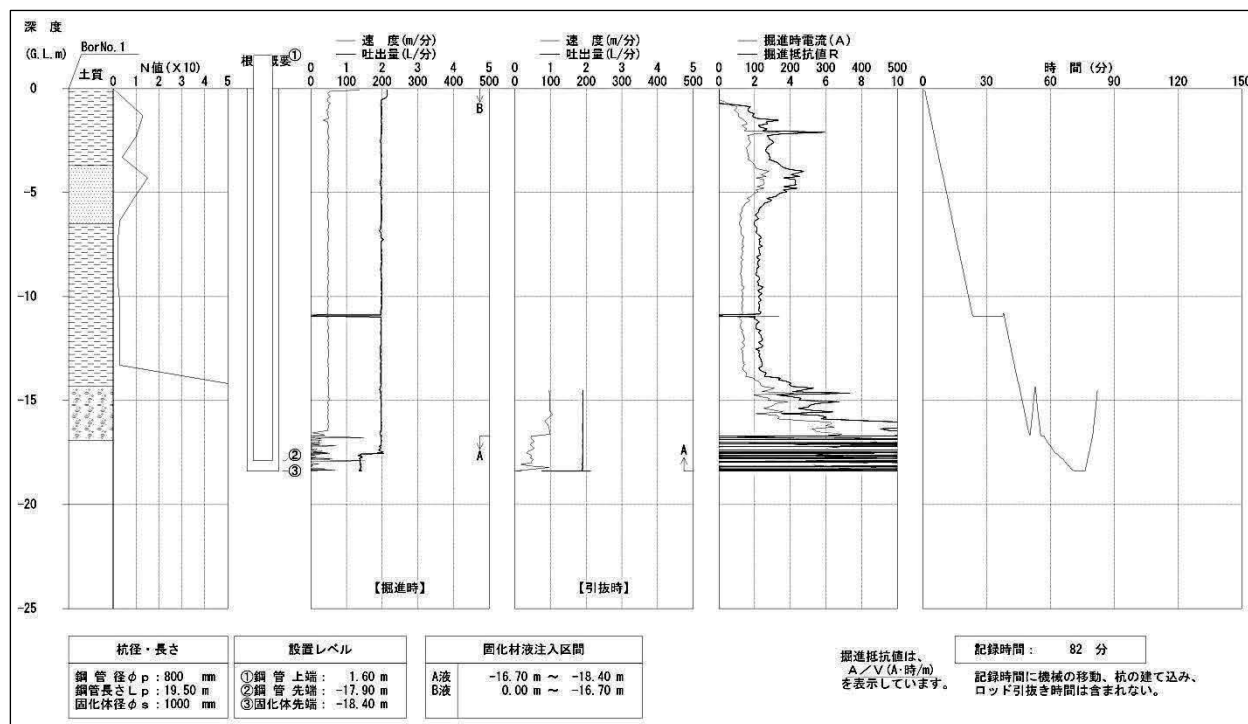
工法		鋼管ソイルセメント杭
施工日		2016年7月22日
試験場所		長崎県松浦市志佐町浦免 928
鋼管	径	800mm
	板厚	21mm
ソイル径		1000mm
先端地盤		砂岩
鋼管先端深度		GL-17.9m
ソイル先端深度		GL-18.4m

表参 5.1.2 施工機械・機材の仕様

名称	仕様	数量	
施工機械・機材	施工機本体	日本車両 DH608-120M、リーダ長 27m	1台
	ホガモタ	三和機材 SA-D-240H	1台
	掘削ヘッド・ロッド	φ 1000	1式
	鋼管キャップ	φ 800	1基
	発動発電機	600kVA(杭打機用)	1台
	施工管理装置	ガンテツパイル用(深度、速度、電流等)	1台
	補助クレーン	80t クロークレーン	1台
	バックホウ	0.7m <sup>3</sup> 、ML クローラ付き	1台
	モルタルプラント	全自動プラント	1台
	グラウトポンプ	SG-30、吐出量可変式	2台
	セメントサイロ	30t	1台
	水槽	20m <sup>3</sup>	2台
	発動発電機	360kVA(プラント設備用)	1台
	ウェルター	溶接用、500A	1台
材料・その他	セメント	高炉セメント B 種	必要量
	混練水	水道水	必要量
	鋼管杭	φ 800×t21mm、SKK490-OR、L9m+10m	1セット
	レベル		1台
	トランジット		2台

施工管理装置の出力を図参 5.1.1 に示す。N 値が大きくなるとともに積分電流値（掘進抵抗値）も上昇することを確認した。岩盤上面 GL-16.9m からソイル径分根入れをした GL-17.9m（ソイル先端 GL-18.4m）で打ち止めた。掘削速度は中間層で 0.5m/min 程度、砂岩層で 0.1m/min 程度であった。

鋼管の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であることを、また杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。



図参 5.1.1 施工管理装置の出力

杭打設後材齢 8 日にボーリングで GL-17.475m までのコアを採取し、材齢 28 日に一軸圧縮試験を実施した結果を表参 5.1.3 に示す。杭先端固化部の強度が所定値を満足することを確認した。

また参考として載荷試験後に杭先端固化部以深の砂岩のコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を併記する。

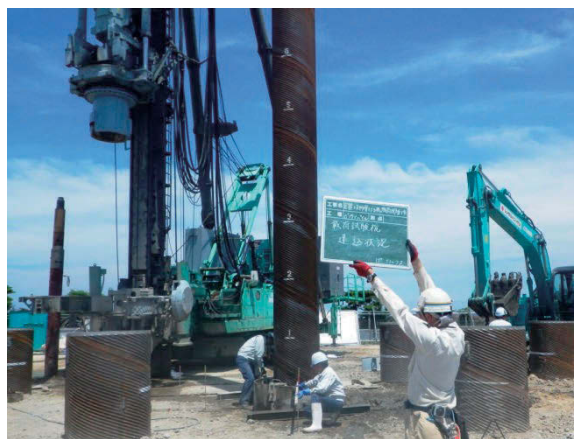
表参 5.1.3 杭先端固化部及び岩の一軸圧縮強度

深度		一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
杭先端 固化部	GL-16.84m	26.2
	GL-17.41m	18.2
砂岩	GL-19.41m	12.2
	GL-19.76m	15.7

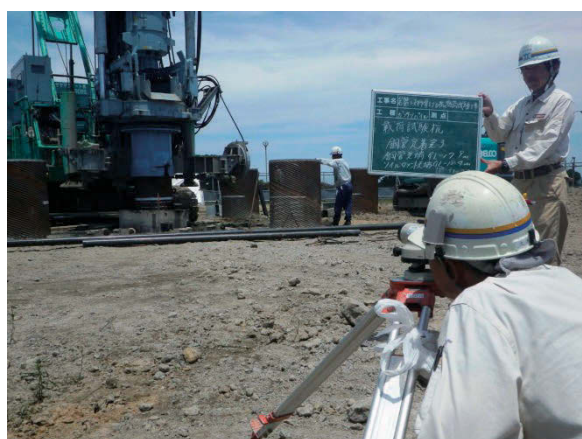
写参 5.1.1 に施工状況の写真を示す。



(a) GL-18.4m 掘削完了



(b) 鋼管建て込み



(c) 鋼管定着完了



(d) 杭心確認



(e) プラント・サイロ



(f) 杭先端固化体部のセメントミルク比重測定

写参 5.1.1 施工状況

## 1.2 プレボーリング杭工法 (No. 32)

施工試験の諸元を表参 5.1.4 に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参 5.1.5 に示す。

表参 5.1.4 施工試験の諸元

工法	プレボーリング杭工法
施工日	2016年7月28日
試験場所	長崎県松浦市志佐町浦免 928
杭径	600mm
ソイル径	750mm
先端地盤	砂岩
杭先端深度	GL-18.0m
掘削先端深度	GL-18.3m

表参 5.1.5 施工機械・機材の仕様

	名称	仕様	数量
施工機械・機材	施工機本体	日本車両 DH608-120M、リーダ長 27m	1台
	オーガモータ	三和機材 SA-D-240H	1台
	掘削ヘッド・ロッド	φ 750	1式
	発動発電機	600kVA(杭打機用)	1台
	施工管理装置	ジオマスター(深度、速度、電流等)	1台
	補助クレーン	80t クロークレーン	1台
	バックホウ	0.7m <sup>3</sup> 、ML クローラ付き	1台
	モルタルプラント	全自動プラント	1台
	グラウトポンプ	SG-30、吐出量可変式	2台
	セメントサイロ	30t	1台
	水槽	20m <sup>3</sup>	2台
	発動発電機	360kVA(プラント設備用)	1台
	ウェルダ	溶接用、500A	1台
材料・その他	セメント	高炉セメント B 種	必要量
	混練水	水道水	必要量
	杭	φ 600×L9m+10m	1セット
	レベル		1台
	トランシット		2台

施工管理装置の出力を図参 5.1.2 に示す。N 値が大きくなるとともに積分電流値（掘進抵抗値）も上昇することを確認した。岩盤上面 GL-16.9m から杭径×1.5 倍程度根入れをし、GL-18.0m（掘削先端 GL-18.3m）で打ち止めた。掘削速度は中間層で 1.0m/min 程度、砂岩層で 0.05m/min 程度であった。

杭の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であることを、また杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。





写参 5.1.3 に施工状況の写真を示す。



(a) 杭心セット



(b) 掘削状況



(c) 鉛直精度確認



(d) 施工管理装置



(e) 試験杭



(f) 根固部での未固結採取器

写参 5.1.3 施工状況

## 2. 福島県での施工試験結果

### 2.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No. 35)

施工試験の諸元を表参 5.2.1 に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参 5.2.2 に示す。

表参 5.2.1 施工試験の諸元

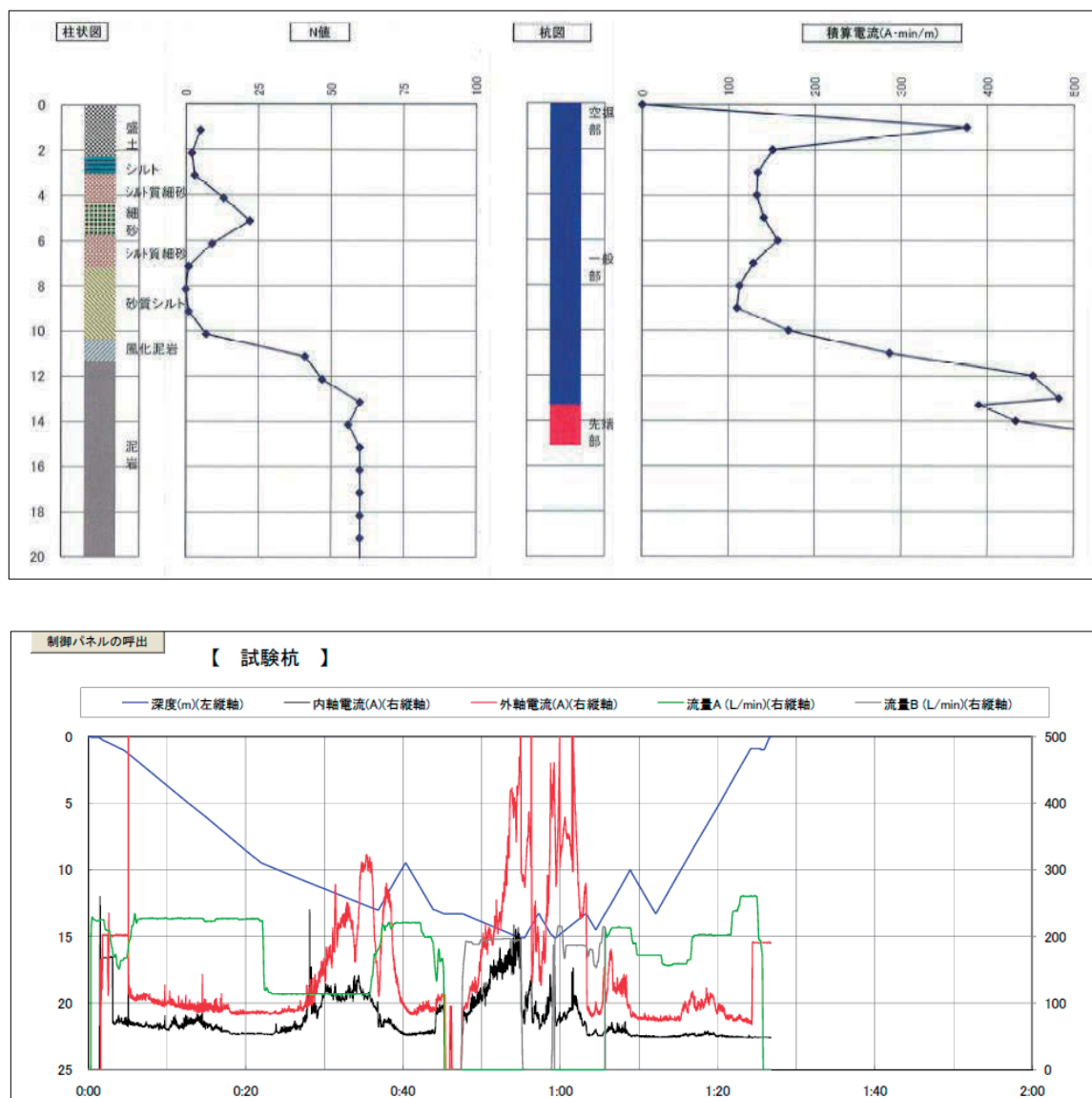
工法		鋼管ソイルセメント杭
施工日		2016年11月7日
試験場所		福島県いわき市泉町滝尻字亀石町2-44
鋼管	径	800mm
	板厚	21mm
ソイル径		1000mm
先端地盤		泥岩
鋼管先端深度		GL-14.5m
ソイル先端深度		GL-15.0m

表参 5.2.2 施工機械・機材の仕様

名称		仕様	数量
施工機械・機材	施工機本体	日本車両 DH658-135M、リーダ長 30m	1台
	オーガモータ	三和機材 SDA-300KWP	1台
	掘削ヘッド・ロッド	φ1000	1式
	鋼管キャップ	φ800	1基
	発動発電機	DCA-610SPK	1台
	施工管理装置	HYSC用(深度、速度、電流等)	1台
	補助クレーン	50tラフタークレーン	1台
	バックホウ	0.45m <sup>3</sup> クラス	1台
	モルタルプラント	全自動プラント	1台
	グラウトポンプ	MG-40、2連式複動ピストンポンプ	1台
	セメントサイロ	縦型 30t サイロ	1台
	水槽	30m <sup>3</sup> クラス	2台
	発動発電機	NES220(プラント用)	1台
材料・その他	セメント	高炉セメント B種	必要量
	混練水	水道水	必要量
	鋼管杭	φ800×t21mm、SKK490、L15.5m	1セット
	レベル		1台
	トランシット		2台

本施工試験場所は、複数本のボーリング結果から、岩盤が傾斜しており（岩盤上面 GL-9.8m～-12.15m）、また岩盤上部の風化度合も異なることが確認されたことから、鋼管下端を GL-14.5m（ソイル下端 GL -15.1m）として計画した。

施工管理装置の出力を図参 5. 2. 1 に示す。N 値が大きくなるとともに積分電流値も上昇することを確認し、当初計画通りの深度で打ち止めた。掘削速度は泥岩層で 0.25m/min 程度であった。また、施工後に鋼管の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であること、及び杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。



図参 5. 2. 1 施工管理装置の出力

材齢 25 日に実施した杭先端固化部及び泥岩の一軸圧縮試験結果を表参 5. 2. 3 に示す。

杭先端固化部の一軸圧縮強度は、平均値で必要強度を上回っているものの、従来の砂・砂礫での一軸圧縮強度や同一現場で隣接して行ったプレボーリング杭の根固部の一軸圧縮強度と比較すると低めの値となった。試験体を観察すると、部分的に混入していた土塊（φ20mm 程度）を起点に割裂していたことから、杭先端固

化部の一軸圧縮強度は、岩の強度に影響を受けた可能性があると考えられる。

表参 5.2.3 杭先端固化部及び岩の一軸圧縮強度

深 度		一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
杭先端 固化部	GL-13.5m	5.81	平均値 6.41
	GL-14.5m	8.58	
	GL-14.8m	4.83	
泥岩	GL-19.1m	1.82	平均値 1.66
	GL-19.43m	1.77	
	GL-19.63m	1.40	

写参 5.2.1 に施工状況の写真を示す。



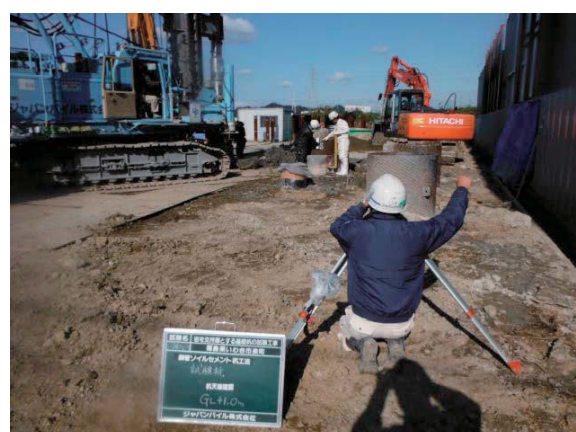
(a) 掘削径確認



(b) 杭芯セット



(c) 杭建込み状況・鉛直確認



(d) 施工完了・杭天端確認

写参 5.2.1 施工状況

## 2.2 プレボーリング杭工法 (No. 33)

施工試験の諸元を表参 5.2.4 に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参 5.2.5 に示す。

表参 5.2.4 施工試験の諸元

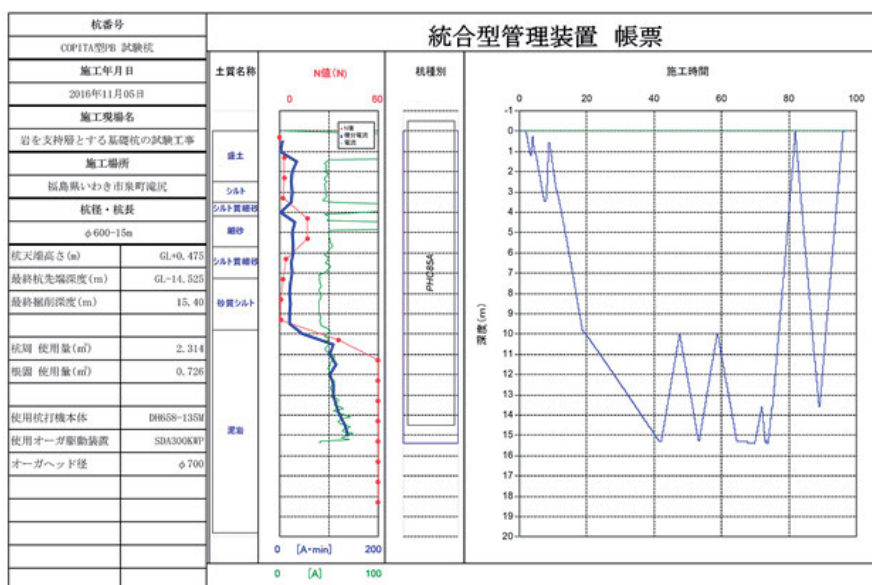
工法	プレボーリング杭工法
施工日	2016年11月5日
試験場所	福島県いわき市泉町滝尻字亀石町2-44
杭径	600mm
掘削径	700mm
先端地盤	泥岩
鋼管先端深度	GL-14.5m
掘削先端深度	GL-15.4m

表参 5.2.5 施工機械・機材の仕様

	名称	仕様	数量
施工機械・機材	施工機本体	日本車両 DH658-135M、リフト長 30m	1台
	オーガモータ	三和機材 D-150KP	1台
	掘削ヘッド・ロッド	φ700	1式
	回転キャップ	φ600	1基
	発動発電機	DCA-610SPK	1台
	施工管理装置	統合型管理装置(深度、速度、電流等)	1台
	補助クレーン	50t ラフタークレーン	1台
	バックホウ	0.45m <sup>3</sup> クラス	1台
	モルタルプラント	全自動プラント	1台
	グラウトポンプ	MG-40、2連式複動ピストンポンプ	1台
	セメントサイロ	縦型 30t サイロ	1台
	水槽	30m <sup>3</sup> クラス	2台
発動発電機	NES220(プラント用)	1台	
材料・その他	セメント	高炉セメント B 種	必要量
	混練水	水道水	必要量
	杭	PHC (A 種) φ600×L15.0m	1セット
	レベル		1台
	トランシット		2台

本施工試験場所は、複数本のボーリング結果から、岩盤が傾斜しており（岩盤上面 GL-9.8m～-12.15m）、また岩盤上部の風化度合も異なることが確認されたことから、鋼管下端を GL-14.5m（掘削下端 GL-15.4m）として計画した。

施工管理装置の出力を図参 5.2.2 に示す。N 値が大きくなるとともに積分電流値も上昇することを確認し、当初計画通りの深度で打ち止めた。掘削速度は泥岩層で 0.25m/min 程度であった。また、施工後に鋼管の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であること、及び杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。



図参 5.2.2 施工管理装置の出力

材齢 28 日に実施した根固部及び泥岩の一軸圧縮試験結果を表参 5.2.6 に示す。根固部の強度が所定値を満足することを確認した。

また参考として載荷試験後に根固部以深の泥岩のコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を併記する。

表参 5.2.6 根固部及び泥岩の一軸圧縮強度

深度		一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
根固部	GL-13.6～14.3m	10.17	平均値 13.17
	GL-14.3～15.2m	11.56	
	GL-14.3～15.2m	17.16	
	GL-15.2～15.4m	13.77	
泥岩	GL-15.4～16.2m	1.89	平均値 1.89

写参 5.2.2 に施工状況の写真を示す。



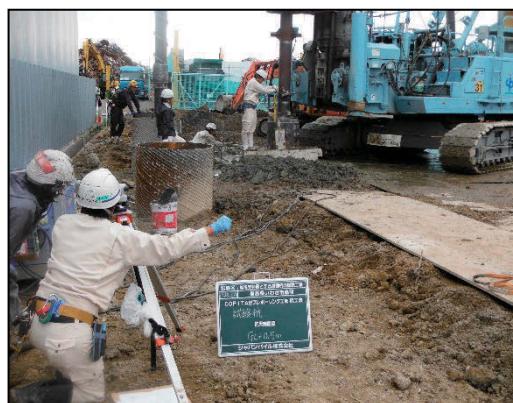
(a) 掘削径確認



(b) 杭芯セット



(c) 杭建込み状況・鉛直確認



(d) 施工完了・杭天端確認

写参 5.2.2 施工状況



### 3. 岡山県での施工試験結果

#### 3.1 中掘り杭工法 コンクリート打設方式 (No.36)

施工試験の諸元を表参 5.3.1 に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参 5.3.2 に示す。

表参 5.3.1 施工試験の諸元

工法		中掘り杭工法コンクリート打設方式
施工日		2017年6月27日～29日
試験場所		岡山県美作市竹田 145-35
鋼管	径	800mm
	板厚	14mm
先端地盤		弱風化岩
鋼管先端深度		GL-23.8m
摩擦低減剤塗布		GL-9.85m～GL-23.0m

表参 5.3.2 施工機械・機材の仕様

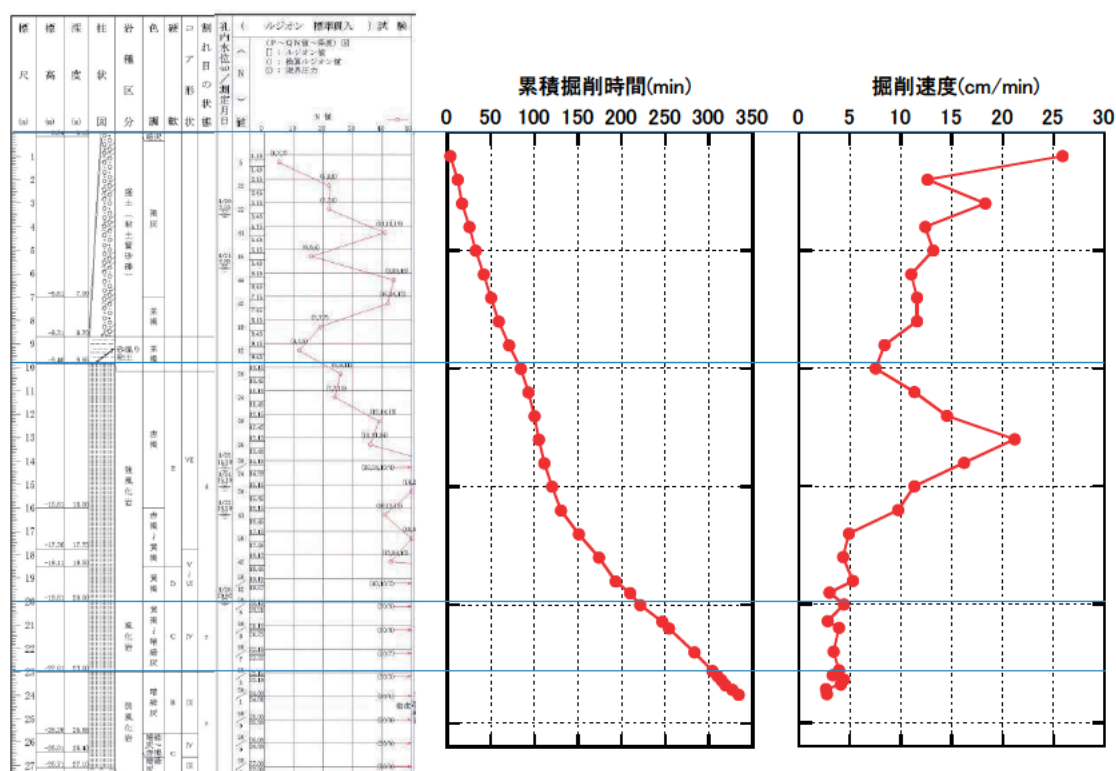
	名称	仕様	数量
施工機械・機材	クローラークレーン	200t クローラークレーン	1台
	発動発電機	150kVA(アースオーガ 動力源)	1台
	空気圧縮機	1.27MPa 36.8m <sup>3</sup> /min	3台
		1.27MPa 26.0m <sup>3</sup> /min	1台
	掘進機(シリンダー付)	D-60K-HT(45kW)	1台
	排土キャップ	φ800用	1基
	ダウンサドルハンマ	QL200S φ726(820)mm	1台
	拡張式ビット	φ726(820)mm	1台
	ドリルロッド	φ800用	1式
	レシーバータンク	1.37～1.5MPa 2.0m <sup>3</sup>	2台
	導材	ベース架台仕様	1台
	ウェルター	溶接用、500A	1台
	バックホー	0.45m <sup>3</sup>	1台
水槽	3m <sup>3</sup>	1台	
材料・その他	レディミクストコンクリート	普通40-21-20-N(設計基準強度 30N/mm <sup>2</sup> )	必要量
	鋼管杭	φ800×t14mm、SM570 相当、L14m+13m	1セット
	レベル		1台
	トランシット		2台

累積掘削時間と掘削速度を図参 5.3.1 に示す。着底深度までの掘削時間は、約 5 時間 30 分であった。なお、ここでの着底深度とは鋼管先端深度 GL-23.8m にケーシングトップの突出長を加えた GL-23.885m である。

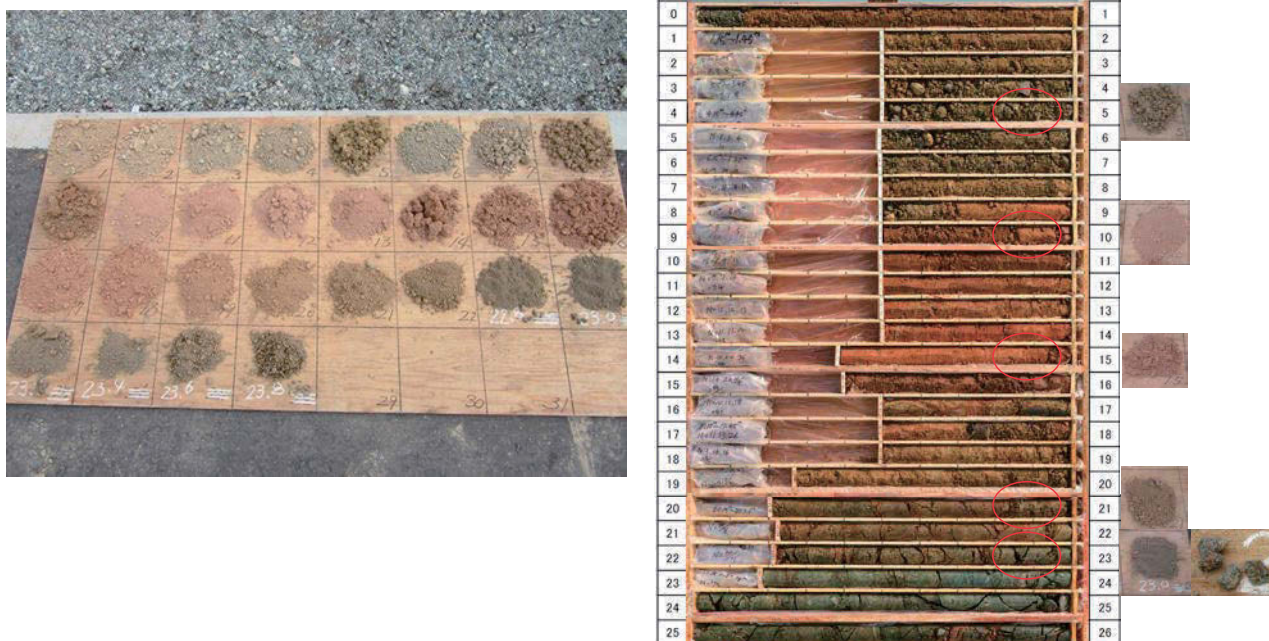
掘削速度は GL-10m までの粘土質砂礫層より GL-10m 以深の強風化岩層の方が速くなった。これは粘性が強いと打撃エネルギーが地盤に吸収されることに起因していると考えられる。N 値が 50 を超える GL-13.0m 以深では、N 値の増加とともに掘削速度は遅くなる傾向が見られた。

中掘り杭工法コンクリート打設方式は、場所打ち杭と同様に掘削試料と土質柱状図、コアサンプルの対比により支持層への到達を確認する。写参 5.3.1 に掘削試料（ずり）とコアサンプルを示す。ボーリングは試験杭から 2m 離れの位置で実施し、掘削試料の採取は中間層では 1m 毎に、支持層想定深度 GL-23.0m 以深では 0.2m 毎とした。

想定支持層深度で掘削試料の状態（粒径、含有物の変化等）や色味を確認したところ、コアサンプルと同様の緑色の岩片が発現し、支持層へ到達したことを確認した。

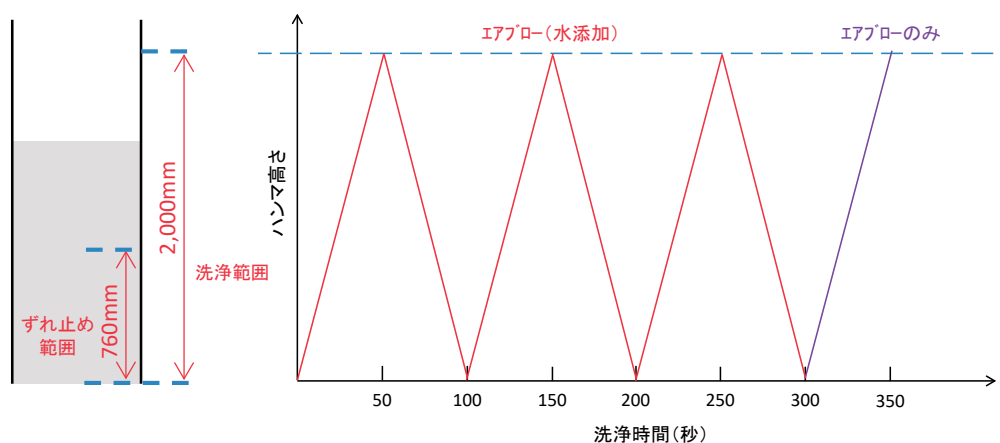


図参 5.3.1 累積掘削時間と掘削速度

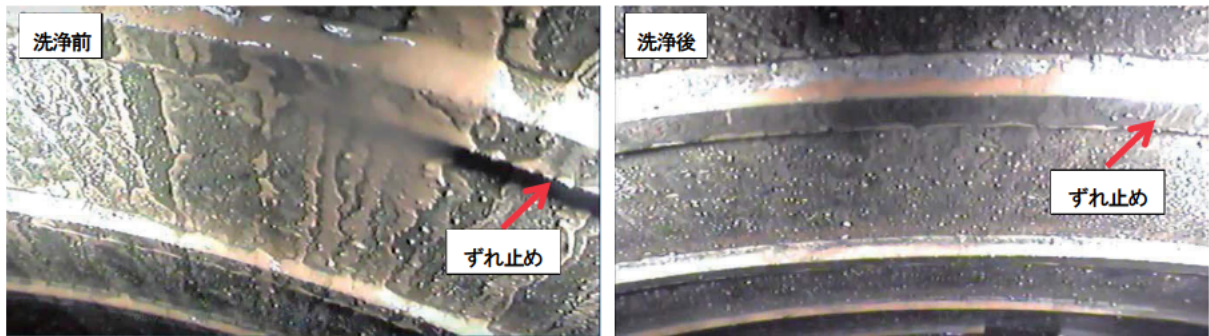


写参 5.3.1 掘削試料(ずり)とコアサンプルの比較

図参 5.3.2 に杭先端部の管内の洗浄方法を示す。鋼管先端から上方 2000mm の範囲において、水を添加したエア（圧力 1.2MPa）を 3 往復、計 300 秒（100 秒往復）噴出した。試験杭の施工に先立ち、別杭で本洗浄方法の効果を確認した結果を写参 5.3.2 に示す。エア（水添加）により管内面やずれ止めの付着物を除去できることを確認した。



図参 5.3.2 载荷試験における洗浄範囲と洗浄に用いたハンマの動き



写参 5. 3. 2 洗浄効果の確認

管内洗浄後にエアリフトにより孔底（スライム）処理を実施し、重錘で孔底に残留スライムがないことを確認した。孔底処理後にハンマを回収して鋼管を孔底まで押し込み、トレミー管を用いて鋼管先端から約 1500mm の高さまでコンクリートを打設した。

鋼管の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であることを、また杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。

載荷試験後にボーリングで GL-25.0m までのコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を表参 5. 3. 3 に示す。杭先端根固部の強度が設計基準強度 30N/mm<sup>2</sup>を満足することを確認した。なお、杭先端根固部以深の地山部については事前調査同様にクラックが多く、一軸圧縮試験は実施できなかった。

表参 5. 3. 3 杭先端根固部の強度

深 度		一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
杭先端	GL-23.2m	42.4
根固部	GL-23.35m	35.9

写参 5. 3. 3 に施工状況の写真を示す。



(a) 拡径式ビット確認



(b) エア、水の試噴射

写参 5. 3. 3(1) 施工状況



(c) 杭建込み



(d) 杭心確認



(e) 鉛直度確認



(f) 重錘による孔底確認



(g) コンクリート搬入



(h) コンクリート打設

写参 5. 3. 3(2) 施工状況

## 参考資料6 鋼管先端内面のずれ止めについて

### 1. 試験目的

中掘り杭工法（コンクリート打設方式）では、杭先端部の管内閉塞を確保するために管内面にずれ止めを設置し、コンクリート等の固化体を充填する。ずれ止めの高さ・ピッチ・段数等の仕様設定は、多数の鋼管内コンクリートの押し抜き試験結果から提案された鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物<sup>1)</sup>における付着強度の算定式（以降、付着式と呼称）を準用する。

一方、実施工において杭先端部は固化体の充填前に管内面を清掃して、ずれ止めに付着している土砂を除去するものの、地中での作業であることから、完全に除去できずに微少の付着物が残留することも想定される。

ここでは、管内面に付着物が残留した場合においても、**式参 6.1.1** に示す付着式が適用可能であることを確認するため、管内面にグリースを塗布（付着物を模擬）した条件で、鋼管内コンクリートの押し抜き試験を実施した。

$$P_u = \pi \cdot (D - 2t) \cdot L_d \cdot \tau_d = \pi \cdot (D - 2t) \cdot (n \cdot l_z) \cdot \tau_d \quad \dots \dots \dots (\text{参 6.1.1})$$

ここに、 $D$ ：鋼管径

$t$ ：鋼管板厚

$L_d$ ：鋼管と中詰めコンクリートとの付着有効範囲 $= n \cdot l_z$

$n$ ：ずれ止め段数

$l_z$ ：ずれ止め間隔(mm)

$\tau_d$ ：鋼管内面と中詰めコンクリートの付着強度(N/mm<sup>2</sup>)

$$= (3.5 + 190\sigma_c \cdot \frac{h}{l_z} \cdot \frac{t}{D}) / \gamma_c \leq 15$$

$\sigma_c$ ：コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$h$ ：ずれ止めの高さ(mm)

$\gamma_c$ ：コンクリートの材料係数(1.3)

### 2. 試験日及び試験場所

試験日：2016年1月25日、26日

載荷場所：千葉県富津市新富 20-1 新日鐵住金株式会社 RE センター(富津)

### 3. 試験方法

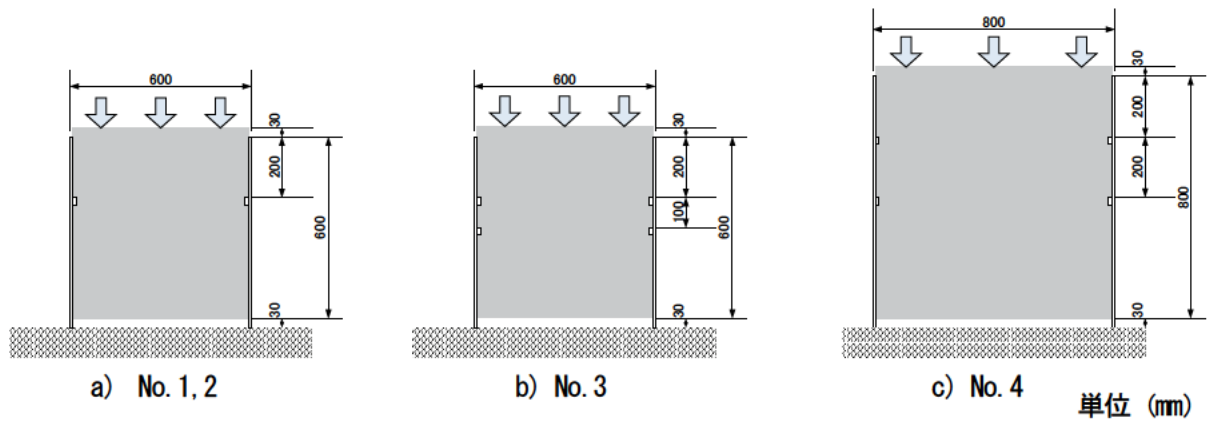
#### 3.1 試験ケース

試験ケースを**表参 6.3.1**に、試験体形状を**図参 6.3.1**に示す。試験パラメータは、グリース有無、鋼管径、ずれ止めの仕様とした。

表参 6. 3. 1 試験ケース

No.	鋼 管			ずれ止め			固化体 <sup>*1</sup>	ガラス塗布 <sup>*2</sup>	備 考
	径 D (mm)	板厚 t (mm)	D/t	高さ (mm)	段数	ピッチ (mm)	目標強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
1	600	9	66.7	12	1	—	15	あり	基本ケース
2				6				なし	ガラスなし
3				2	100	あり		ずれ止め小	
4	800	88.9	12	2	200	あり		杭径大	

\*1: 固化体はモルタル \*2: ナスカガラス EP(化研産業(株)、厚さ 0.1mm 程度)



図参 6. 3. 1 試験体の形状

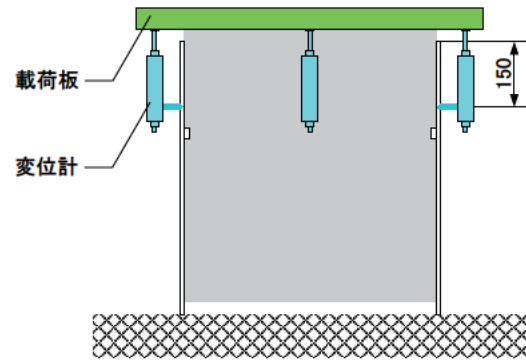
### 3. 2 載荷・計測方法

載荷状況を写参 6. 3. 1 に示す。定盤の上に試験体を載置し、載荷板（厚さ 50mm の鋼板）を介して 5000kN 油圧ジャッキで固化体上面を鉛直載荷した。

荷重はロードセルにより、変位は図参 6. 3. 2 に示すように鋼管上端から 150mm 位置と載荷板の相対変位を 90° ピッチで計測した。



写参 6. 3. 1 载荷状況 (No. 1)



図参 6. 3. 2 変位計測 (No. 1)

### 3. 3 固化体の強度

固化体の一軸圧縮試験結果を表参 6. 3. 2 に示す。なお、押し抜き試験実施日については、弾性係数も計測した。

圧縮強度  $\sigma_c$  は全ケースとも  $16\text{N/mm}^2$  程度であった。

表参 6. 3. 2 一軸圧縮試験の結果

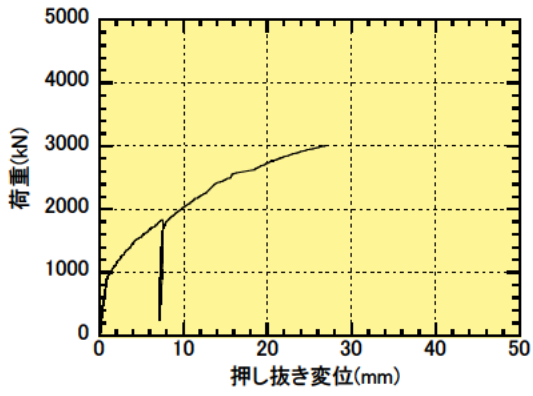
材齢 (日)	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )				弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )				備考
	個 値			平均	個 値			平均	
5	8.3	7.9	7.9	8.1	—	—	—	—	
7	10.5	9.2	10.0	9.9	—	—	—	—	
14	14.0	14.1	13.9	14.0	—	—	—	—	
18	16.5	16.1	16.2	16.3	14000	13730	13500	13740	No.1  载荷時
18	16.3	15.8	16.1	16.1	14120	14400	13950	14160	No.2  载荷時
19	16.8	16.4	16.8	16.7	15360	14810	15220	15130	No.3  载荷時
19	16.4	16.6	17.2	16.7	14910	14760	15160	14940	No.4  载荷時

## 4. 試験結果

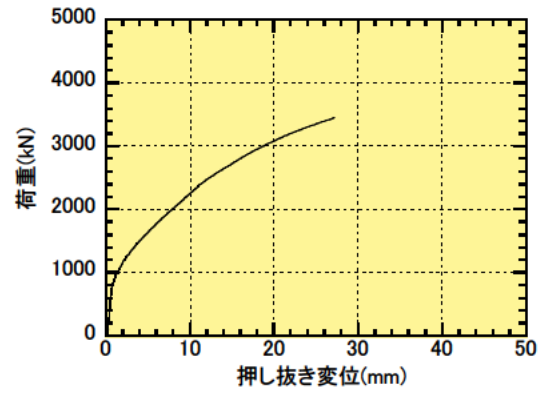
### 4. 1 荷重変位関係

荷重変位の関係を図参 6. 4. 1 に示す。なお、No.1~3 は固化体が定盤に接触した時点で、No.4 は油圧ジャッキの能力より载荷を終了した。

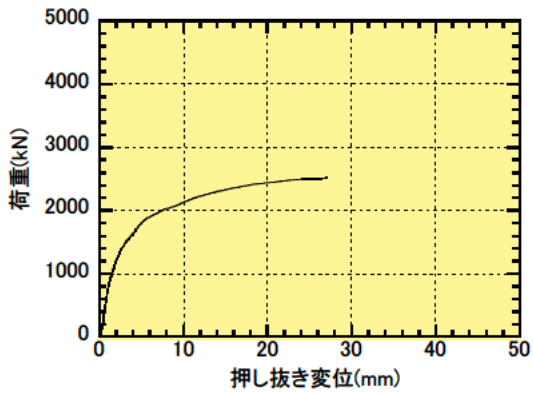




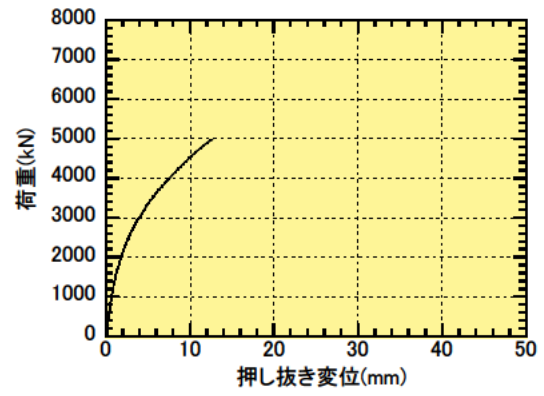
No. 1 (D600-h12×1 段、グリースあり)



No. 2 (D600-h12×1 段、グリースなし)



No. 3 (D600-h6×2 段、グリースあり)



No. 4 (D800-h12×2 段、グリースあり)

図参 6. 4. 1 荷重変位の関係

## 4.2 载荷後の固化体観察

载荷後に鋼管を剥がして固化体を観察した結果を写参 6.4.1 に示す。いずれのケースもずれ止め直上の固化体が圧壊していた。



(a) No. 1 (D600-h12×1 段、グリースあり)



(b) No. 2 (D600-h12×1 段、グリースなし)



(c) No. 3 (D600-h6×2 段、グリースあり)



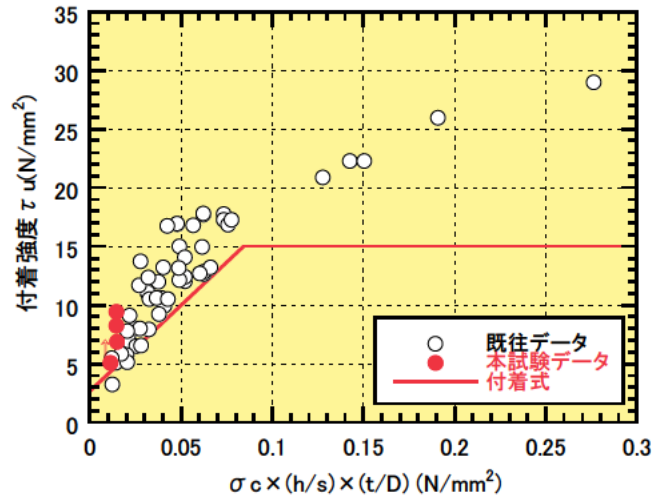
(d) No. 4 (D800-h12×2 段、グリースあり)

写参 6.4.1 载荷後の固化体状況

### 4.3 付着式との比較

試験での付着強度  $\tau_u$  と付着式の比較を図参 6.4.2、表参 6.4.1 に示す。なお、図参 6.4.2 中には参考として、鋼管径 200.6mm~1016mm、固化体強度 13.1~55.3N/mm<sup>2</sup> の条件で実施されている既往の押抜き試験データ<sup>2)</sup>を併記する。

これらの図表より、試験における付着力はいずれのケースも付着式による算定値を上回ることを確認した。



図参 6.4.2 付着強度  $\tau_u$  -  $\sigma_c \times (h/S) \times (t/D)$  の関係

表参 6.4.1 押し抜き試験の結果

No.	鋼管		ずれ止め		グリース塗布	試験結果		付着式による算定値 (kN)	備考
	径 D (mm)	板厚 t (mm)	高さ (mm)	段数		最大荷重 (kN)	$\tau_u$ (kN/m <sup>2</sup> )		
1	600	9	12	1	あり	3010	8.23	1766	
2					なし	3450	9.43	1759	
3			6	2	あり	2515	6.88	1785	
4	800	12	4981			5.07	4255	試験装置の制約より最大耐力未達	

### 4.4 まとめ

管内面の付着物を模擬して管内面にグリースを塗布した条件においても、管内面の付着力は鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物における付着強度の算定式を満足した。

## 5. ずれ止めの仕様例

ずれ止めは管内の付着力が杭先端の極限支持力以上となるように設定する。ずれ止めの仕様は先端支持力度やコンクリートの強度、鋼管仕様等により変化するが、ここでは下記の条件とした。

### <条件>

- ・鋼管の板厚：9mm かつ杭径 1000mm 以上は杭径の 1%
- ・ずれ止めの高さ：6mm と 9mm
- ・ピッチ：ずれ止め高さの 15 倍を確保した 50mm ラウンドとし、ずれ止めの最少段数は 2 段
- ・固化体強度：24N/mm<sup>2</sup> と 30N/mm<sup>2</sup>
- ・先端支持力度：12000kN/m<sup>2</sup>

表参 6.5.1 (1) ずれ止め高さ 6mm、固化体強度 24N/mm<sup>2</sup>の例

鋼管			ずれ止め		$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$l_z$ (mm)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着力 $P_d$ (kN)		極限先端 支持力 $R_d$ (kN)
径 $D$ (mm)	板厚 $t$ (mm)	$Dt$	高さ $h$ (mm)	段数 $n$						
400	9	44.4	6	2	24	100	7.42	1781	≧	1508
500	9	55.6		3			6.48	2944	≧	2356
600	9	66.7		4			5.84	4271	≧	3393
700	9	77.8		4			5.39	4619	≧	4618
800	9	88.9		5			5.06	6216	≧	6032
900	9	100		6			4.79	7964	≧	7634
1000	10	100		7			4.79	10323	≧	9425
1100	11	100		8			4.79	12978	≧	11404
1200	12	100		8			4.79	14157	≧	13572

表参 6.5.1 (2) ずれ止め高さ 9mm、固化体強度 24N/mm<sup>2</sup>の例

鋼管			ずれ止め		$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$l_z$ (mm)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着耐力 $P_d$ (kN)		極限先端 支持力 $R_d$ (kN)
径 $D$ (mm)	板厚 $t$ (mm)	$Dt$	高さ $h$ (mm)	段数 $n$						
400	9	44.4	9	2	24	150	7.42	2671	≧	1508
500	9	55.6		2			6.48	2944	≧	2356
600	9	66.7		3			5.84	4805	≧	3393
700	9	77.8		3			5.39	5197	≧	4618
800	9	88.9		4			5.06	7459	≧	6032
900	9	100		4			4.79	7964	≧	7634
1000	10	100		5			4.79	11060	≧	9425
1100	11	100		5			4.79	12166	≧	11404
1200	12	100		6			4.79	15927	≧	13572

表参 6.5.1 (3) ずれ止め高さ 6mm、固化体強度 30N/mm<sup>2</sup>の例

鋼管			ずれ止め		$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$l_z$ (mm)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着力 $P_d$ (kN)		極限先端 支持力 $R_d$ (kN)
径 $D$ (mm)	板厚 $t$ (mm)	$Dt$	高さ $h$ (mm)	段数 $n$						
400	9	44.4	6	2	30	100	8.61	2067	≧	1508
500	9	55.6		3			7.42	3371	≧	2356
600	9	66.7		3			6.63	3637	≧	3393
700	9	77.8		4			6.07	5202	≧	4618
800	9	88.9		5			5.65	6940	≧	6032
900	9	100		6			5.32	8845	≧	7634
1000	10	100		6			5.32	9827	≧	9425
1100	11	100		7			5.32	12612	≧	11404
1200	12	100		7			5.32	13758	≧	13572

表参 6.5.1 (4) ずれ止め高さ 9mm、固化体強度 30N/mm<sup>2</sup>の例

鋼管			ずれ止め		$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$l_z$ (mm)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着耐力 $P_d$ (kN)		極限先端 支持力 $R_d$ (kN)
径 $D$ (mm)	板厚 $t$ (mm)	$Dt$	高さ $h$ (mm)	段数 $n$						
400	9	44.4	9	2	30	150	8.61	3100	≧	1508
500	9	55.6		2			7.42	3371	≧	2356
600	9	66.7		2			6.63	3637	≧	3393
700	9	77.8		3			6.07	5852	≧	4618
800	9	88.9		3			5.65	6246	≧	6032
900	9	100		4			5.32	8845	≧	7634
1000	10	100		4			5.32	9827	≧	9425
1100	11	100		5			5.32	13513	≧	11404
1200	12	100		5			5.32	14741	≧	13572

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，2016.1.
- 2) 日下裕貴，阿部幸夫，池田学，西岡英俊，和田昌敏，中澤公博：内面にずれ止めを有する鋼管におけるコンクリートの付着耐力評価，土木学会第 69 回年次学術講演会，V-178，pp.355-356，2014.9.

1. 概要

中掘り杭工法コンクリート打設方式の工法概要を表参 7.1.1 に示す。予め鋼管杭の内部にダウンザホールハンマを通して、地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設するダウンザホールハンマ施工と、一般的な中掘り杭工法と同様に、オーガスクリューによって所定深度まで掘削後、ハンマグラブにより管内土を排土するハンマグラブ施工の2つに分類される。ここでは前者の施工手順・施工管理方法について示す。

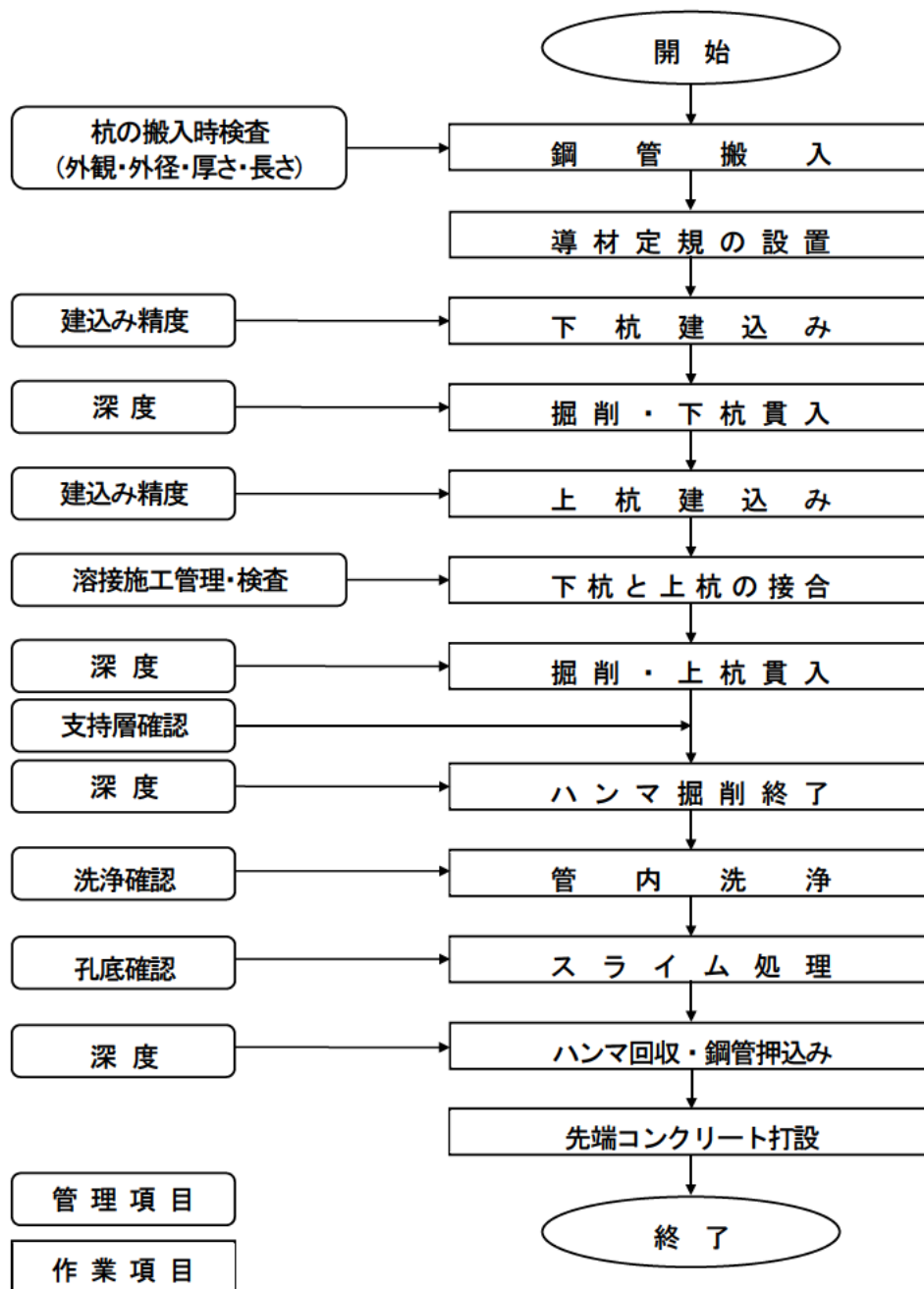
表参 7.1.1 中掘り杭工法コンクリート打設方式の工法概要

工法	ダウンザホールハンマ施工	ハンマグラブ施工
概要	<p>先端にケーシングトップとずれ止めを取り付けた鋼管杭の中にダウンザホールハンマをセットし、地盤の掘削と同時に鋼管杭を沈設する。所定深度まで掘削した後に、先端ずれ止め部の洗浄及び孔底のスライム処理を行い、根固材料※を打設する。</p>	<p>通常の中掘り杭と同様に、オーガスクリューによって所定深度まで掘削後、ハンマグラブにより管内土を排土する。その後、先端ずれ止め部の洗浄及び孔底のスライム処理を行い、根固材料※を打設する。</p>
支持層掘削機械	<p>ダウンザホールハンマ<sup>1)</sup></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>【縮径状態】</p> <p>縮径時</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>【拡径状態】</p> <p>拡径時</p> </div> </div>	<p>ハンマグラブ</p>
杭先端地盤	軟岩から硬岩まで適用可	軟岩まで適用可
杭径の目安	400mm～1200mm	500mm～1000mm
掘削径	鋼管径 800mm 未満は鋼管径+18mm 以内 鋼管径 800mm 以上は鋼管径+24mm 以内	鋼管径以内

※：コンクリートを基本とするが、モルタルを用いる場合もある

## 2. 施工手順

ダウンザホールハンマ施工の標準的な施工フローを図参 7.2.1 に示す。



図参 7.2.1 標準的な施工フロー

### (1) 建込み

ダウンザホールハンマを鋼管内に挿入し、鋼管杭とハンマを一体で吊り上げて所定の位置に建て込む。

### (2) 掘削・沈設

ダウンザホールハンマ先端の掘削ビットで地盤を打撃し、土砂をハンマ先端より噴出する高圧エアと水に

より管内を通して地上へ排出する。またハンマがケーシングトップの上面を叩くことにより鋼管杭はハンマに連行する形で沈設する。

### (3) 管内洗浄・スライム処理

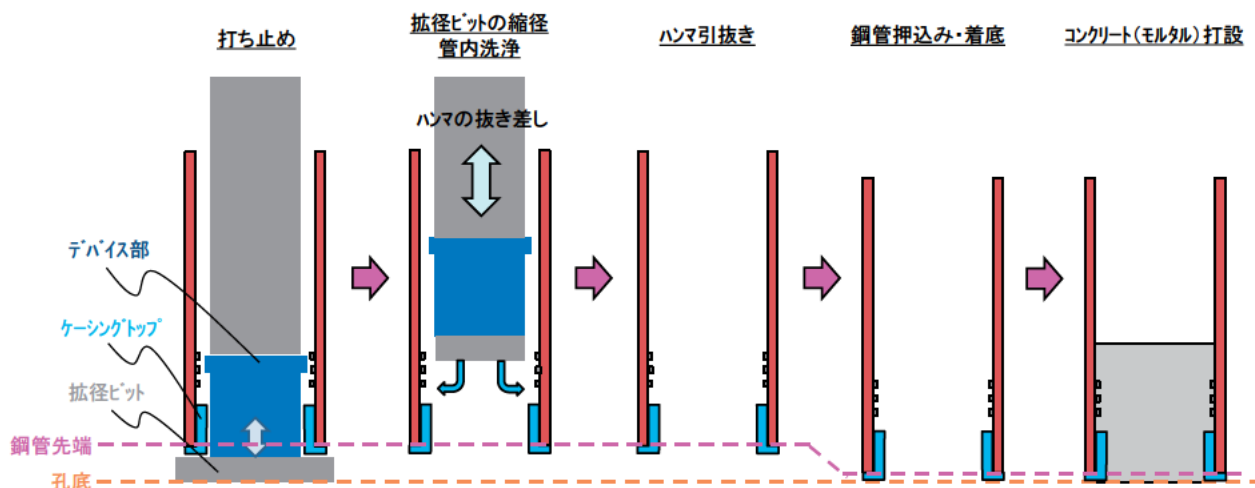
コンクリートを打設する前に、管内洗浄とスライム処理を行う。

管内洗浄は鋼管内面に水添加の高圧エアを噴出し、付着物を吹き飛ばす等の方法があり、洗浄範囲はずれ止めと確実に付着力を得るために、コンクリートの充填区間以上とする。

スライム処理はエアリフトや管内に水を充填させた後に高圧エアで水を吹き上げる等の方法がある。

### (4) 鋼管押し込み、先端処理

拡径ビットによる掘削は、鋼管先端から突出した状態で行っており(図参 7.2.2 参照)、所定深度まで掘削が完了した時点では、鋼管は孔底から拡径ビットの厚さ分だけ高止まりしている。その状態で上記記載の管内の洗浄と孔底のスライム処理を行った後、杭頭部をハンマで軽打して着底させる。鋼管着底後、トレミー管を用いてコンクリートを打設する。



図参 7.2.2 打ち止め～先端処理工程

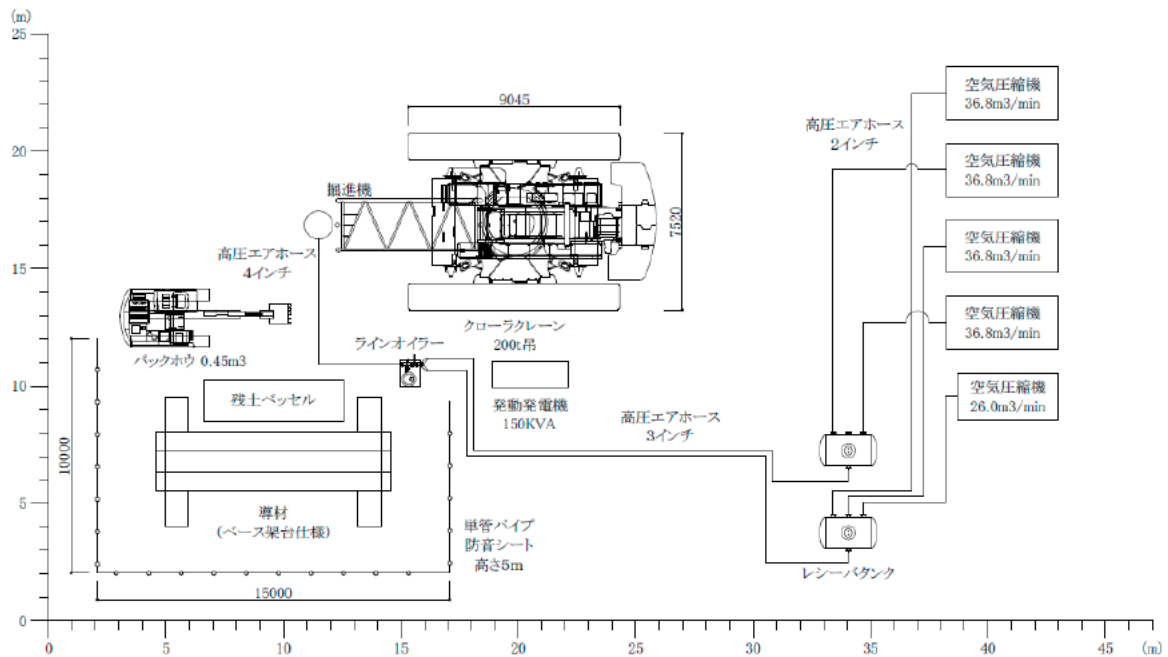
### (5) 現場接合

中掘り杭工法に準拠する。

## 3. 施工機械及び設備機器

ダウンザホールハンマ施工に用いる主要機械設備は、掘削及び沈設設備(ダウンザホールハンマ、クローラークレーン、コンプレッサなど)、先端処理設備等である。一例として参考資料5で施工した際の全体配置を図参 7.3.1 に示す。





図参 7.3.1 中掘り杭工法コンクリート打設方式(ダウンザホールハンマ施工)の全体配置図例

(1) 掘削及び沈設装置

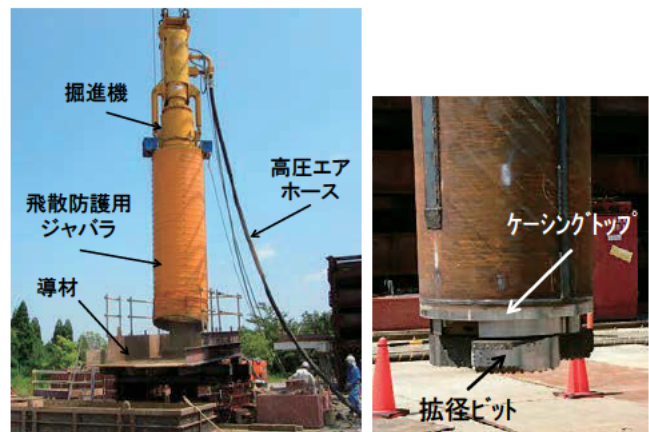
1) 杭打機

ダウンザホールハンマ施工には、三点式杭打ち機で施工する場合と、クレーンによるハンマの吊り下げで施工する場合がある。クレーンによる吊り下げ施工を図参 7.3.2 に示す。また、ダウンザホールハンマの各部名称を図参 7.3.3 に示す。

拡径ビットの径は道示IVにおける中掘り杭工法セメントミルク噴出攪拌方式のフリクションカッターの厚さに準拠し、鋼管径 800mm 未満は鋼管径+18mm 以内、鋼管径 800mm 以上は鋼管径+24mm 以内とする。



図参 7.3.2 クレーンによる吊り下げ施工<sup>2)</sup>



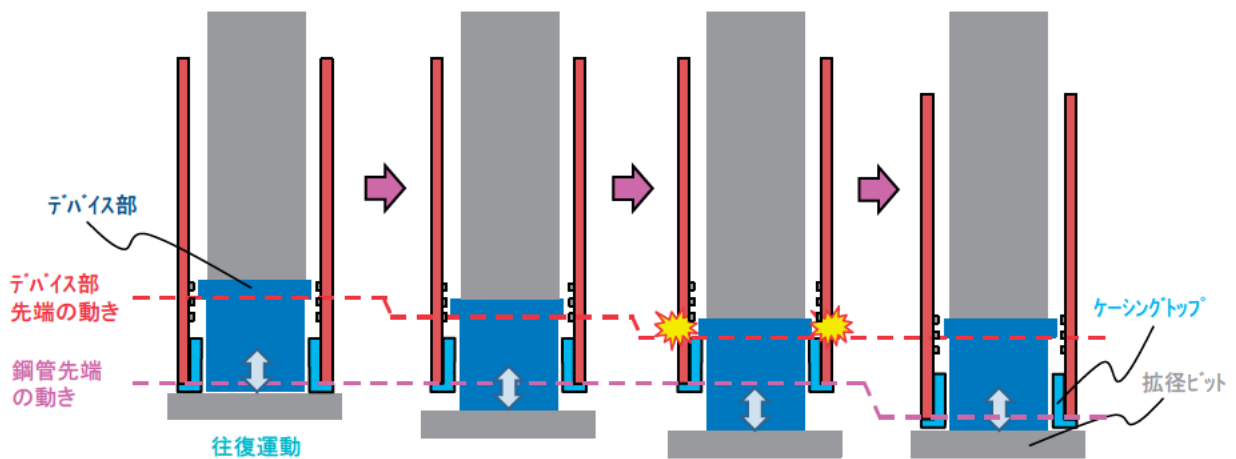
図参 7.3.3 各部名称

## 2) ダウンザホールハンマ

ダウンザホールハンマによる掘削は、コンプレッサからロッドを通して供給された圧縮空気でハンマを往復運動させ、拡径ビットの打撃により岩盤を破碎することにより行う。掘削ずりはビット先端から噴出されるエアにより地上に吹き上げる。

## 3) ケーシングトップ

ケーシングトップは、ハンマによる岩盤の掘削とともに、鋼管杭を同時に沈設するために杭先端に取り付ける施工治具である。図参 7.3.4 に鋼管先端とハンマのデバイス部先端の動きのイメージを示す。鋼管先端に対してハンマ先端が先行して岩盤の掘削を行い、一定以上掘削が進むとハンマのデバイス部がケーシングトップの天端を打撃することで鋼管が沈設される。



図参 7.3.4 鋼管先端とハンマのデバイス部先端の動き

## (2) コンプレッサ

コンプレッサの容量は施工条件（杭径、杭長、地盤条件等）に応じて適当な機種を選定する。

## (3) 先端処理設備

排土や管内洗浄のために高圧エアや水を噴出する必要があることから、空気圧縮機、レシーバタンクを準備する。またコンクリートの打設にはトレミー管、コンクリートポンプ車等を準備する。

#### 4. 施工管理

表参 7.1.2 に施工管理項目を示す。

表参 7.1.2 施工管理項目

区分	対象	管理項目	管理方法	管理基準
準備工	用地	敷地条件及び搬入道路	仮設計画にて検証	-
	施工地盤面	地耐力及び傾斜	地耐力の検討	-
杭材料	鋼管杭	杭種、材質等	鋼管表示の確認	JIS A 5525、設計図書による
		外観検査	目視	変形等有害な損傷がないこと
		形状寸法検査 (外径・板厚・長さ等)	ノギス・検尺テープにより検測	JIS A 5525、設計図書による
	レディーミクストコンクリート	スランプ	現場試験	JIS A 5308、設計図書による
		エア量		
		圧縮強度		
モルタル	圧縮強度	採取供試体を採取材令 28 日で一軸圧縮試験 (3 体/1 セット)	3 体平均 $\geq$ 規格値 個体値 $\geq$ 規格値の 85%	
施工機械・装置	拡張ビット	ビット径	スケール等により拡張ビット径検測	閉翼時：杭内径未満 拡翼時： $\phi 800\text{mm}$ 未満 鋼管径+18mm 以下 $\phi 800\text{mm}$ 以上 鋼管径+24mm 以下
	トレミー管	径・長さ	スケール等による計測	所定掘削長さ以上
	洗浄装置	高圧洗浄機	目視確認、試噴出	目詰まりがないこと
		空気圧縮機	目視確認、試噴出	
	レシーバタンク	目視確認、試吸引		
建込み	杭の建込み	杭心	2 方向に逃げ心を設置し、検尺棒等で確認	杭心とのズレ 50mm 以内
		傾斜	トランシット又は傾斜計	1/100 以内
	現場継ぎ溶接	施工及び検査	「道路橋における鋼管杭現場縦継ぎ溶接作業要領」 <sup>3)</sup> 準拠	
掘削・沈設	支持層以浅の掘削・沈設	杭打機の鉛直性、掘削・沈設精度	トランシット又は傾斜計	1/100 以内
		掘削速度	ストップウォッチ等で計測	地盤等に応じた適切な値 試験杭によって目安を設定
		排土状況	目視確認、計器確認	エア圧、エア量、排土の上がり方に問題がないこと
	支持層の掘削	支持層の確認	掘削試料と土質柱状図、試料サンプル等との対比	試験杭によって定めた管理指標
支持層掘削深さ		支持層確認深度からトランシットにより計測	杭の支持層根入れ 1D 以上	
先端処理	管内洗浄 孔底処理	管内洗浄	エアブロー、高圧水洗浄の圧力・反復回数・時間等を計測	事前に設定した仕様 洗浄範囲は少なくともコンクリート (モルタル) の充填区間以上
		孔底処理の確認	重錘による計測	残留スライムがないこと
	鋼管沈設	傾斜	トランシット又は傾斜計	1/100 以内
		鋼管打込み	目視確認	偏打がないこと
		鋼管深度	計測器により計測	$\pm 50\text{mm}$ 以内
	コンクリート打設	トレミー管先端位置	検尺による計測	初期位置：孔底+200mm 以内 打ち上げ時：コンクリート内
コンクリート充填区間		検尺による計測	孔底から最上段ずれ止め位置の +500mm 以上	
出来形	位置	測量器	杭心とのズレ D/4 かつ 100mm 以内	
	天端高さ	レベルにて視準	$\pm 50\text{mm}$ 以内	

### (1) 支持層上端の確認及び打ち止め深度の確認

支持層上端の確認は、場所打ち杭と同様に掘削試料と土質柱状図や試料サンプル等の対比を基本とし、機械振動や岩打設時の発生音等の施工時情報も参考とする。

中間層と支持層で土質の変化が小さい場合や N 値・一軸圧縮強度の変化が小さい場合には、上記の方法での支持層上端の確認が困難となるので、事前の地盤調査（ボーリング調査、サウンディング試験等）を増やして支持層を正確に確認しておくことが重要である<sup>4)</sup>。

杭の打ち止めは、支持層への必要根入れ長さ（原則 1D 以上）が確保されたことを確認する。

### (2) 管内の洗浄

管内の洗浄は、土砂の除去ができることを確認した方法とする。確認方法としては目視やカメラ撮影等がある。

### (3) 孔底処理及び杭先端コンクリート打設

管内洗浄及び孔底処理が完了したら検尺により杭先端深さを確認する。

杭先端に打設するコンクリートの圧縮強度は、ずれ止めの仕様を設定する際に用いた設計基準強度以上とする。コンクリート打設の際には、高いところからの落下で材料分離を起こさないように、トレミー管による打設とし、またコンクリートの打設中、トレミー管の先端は常にコンクリート内に挿入した状態を保つ。コンクリートは余盛り部分を含めて、孔底から最上段ずれ止め位置+500mm 以上上方まで充填する。なお、打設するコンクリート量はロス率を考慮して設定する。

#### 参考文献

- 1) 株式会社横山基礎工事 HP PRD-ROSE 工法 REACH-PILE-X TYPE
- 2) 株式会社横山基礎工事 HP マイクロジョイントパイル工法
- 3) (一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会：道路橋における鋼管杭現場縦継ぎ溶接作業要領，2012.3.
- 4) (一社) 日本建設業連合会：場所打ちコンクリート杭の品質管理のポイント，2017.6.

## 参考資料8 岩盤を支持層とする杭基礎における急速荷重試験の適用性について

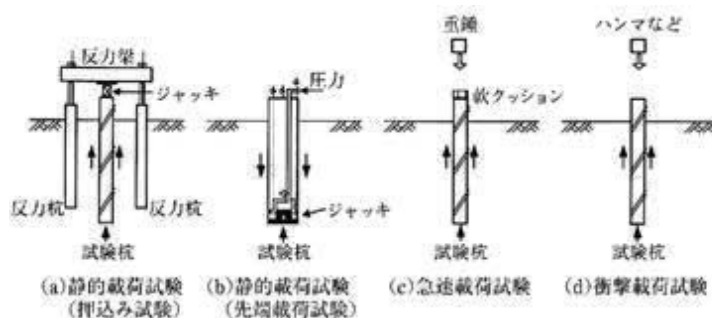
### 1. 概要

道路橋の設計基準である道示IV<sup>1)</sup>では、岩盤に支持された杭の支持力に関しては、標準的な推定式を示すに至っていないため、鉛直荷重試験を実施して評価を行うのがよいとされている。杭の支持力特性を評価する鉛直荷重試験方法<sup>2)</sup>では、単杭に対して鉛直方向に荷重する試験方法が記載されている。図参 8.1.1 に荷重試験方法の概念図を、表参 8.1.1 に主な荷重試験方法の概要を示す。加力方法の違いから静的荷重試験と動的荷重試験に分類され、静的荷重試験は荷重保持時間の有無により段階荷重方式と連続荷重方式があり、動的荷重試験は杭頭への荷重の作用時間に応じて急速荷重試験と衝撃荷重試験に分類される。静的荷重試験は油圧ジャッキを杭頭に設置して反力杭等の反力装置を用いて荷重することから大掛かりな荷重装置が必要となる。一方、動的荷重試験では主に重錘を杭頭に落下させて荷重することから比較的簡易な装置で試験が実施できる。

道示IVに規定される支持力推定式は、上記の鉛直荷重試験方法のうち、静的荷重試験（段階荷重方式）によって評価された結果に基づくものである。そのため、本研究においても岩盤に支持される杭の支持力特性を評価するための荷重試験として、静的荷重試験（段階荷重方式）を用いている。一方で静的荷重試験は多大な費用と時間がかかるため、より簡易に実施できる動的荷重試験によって支持力特性を評価することができれば、例えば高い支持力が期待できる硬岩等の支持層において、合理的な設計が可能になると期待される。

動的荷重試験のうち衝撃荷重試験は、急速荷重試験よりさらに短い荷重時間で荷重するため、衝撃力により荷重中の杭体に発生する軸方向の波動現象を無視できず、全抵抗成分のうち動的抵抗が大きくなり、確認できる静的抵抗が小さくなる。そのため、本来の杭の支持力特性（静的抵抗）を確認できないことも考えられる。

急速荷重試験により支持力を評価するためには、静的荷重試験（段階荷重方式）により評価される支持力と比較する必要がある。これまで急速荷重試験と静的荷重試験を比較した事例は少なく、1 サイクルでの荷重方法である反力体慣性方式（反力体を用いて燃焼ガス圧により加力する方法）で比較している事例<sup>3)</sup>はあるものの、杭先端 N 値が 20 程度の砂地盤で支持層を対象には実施されていない。現在主流である多サイクルでの軟クッション重錘落下方式（重錘を落下して軟クッションを介して加力する方法）で岩盤支持層を対象として極限支持力まで比較し評価した事例はない。また、透水性の低い粘土地盤において杭先端地盤に発生する過剰間隙水圧による影響で、急速荷重試験から得られた先端抵抗が静的荷重試験に比べて 1.5~2.0 倍程度の過大評価する可能性があると考えられている<sup>4)</sup>。そこで、岩盤を支持層とした杭（模型杭、実杭）を用いて、静的荷重試験と急速荷重試験を実施し、両試験の支持力を比較することで、急速荷重試験の実務における適用性を検討することとした。



図参 8.1.1 荷重試験方法の概念図

表参 8.1.1 主な鉛直載荷試験方法の概要

区分	試験名称	加力方法	反力装置	載荷位置	載荷方向	荷重の性質 (載荷継続時間)	抵抗成分	解析及び試験結果の評価
静的 載荷 試験	押し込み 試験	油圧ジャッキ	反力杭、 載荷梁	杭頭	押し込み	静的載荷  (数十分～十数時間)	静的抵抗成分	試験結果を直接利用
	先端載荷 試験	油圧ジャッキ	なし	先端 付近	周面：押上げ 先端：押し込み			
動的 載荷 試験	急速載荷 試験	・燃焼ガス圧 ・軟クッション重錘	なし	杭頭	押し込み	動的載荷  (0.1～0.2 秒)	静的抵抗成分 +動的抵抗成分	1 質点系モデルなどにより解析（杭体と地盤の加速度を考慮）
	衝撃載荷 試験	ハンマ	なし	杭頭	押し込み	動的載荷  (0.01～0.02 秒)		

## 2. 模型杭による比較試験

### 2.1 概要

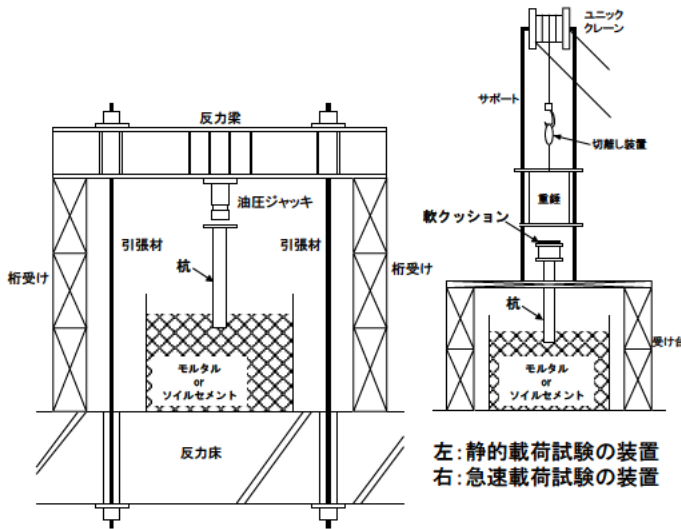
モルタルもしくはソイルセメントで模擬した岩盤を支持層とした模型杭に対して静的載荷試験及び急速載荷試験を実施し、試験方法による支持力の違いを確認する。

### 2.2 試験方法

図参 8.2.1 に模型試験装置を示す。本試験は、直径 1000mm、高さ 830mm の鋼製土槽内にモルタルもしくはソイルセメントを用いて岩盤を作製し、その中心に設置した杭の杭頭部に静的もしくは動的な荷重を作用させるものである。作製した岩盤の高さは 700mm で、模型杭には杭径 89.1mm、板厚 10mm、長さ 900mm（材質 SM400 相当）の先端閉塞の鋼管を使用した。また、鋼管の降伏強度は岩盤の破壊に先行して鋼管が破壊しないように、場所打ち杭工法による杭先端の極限支持力度（粘性土層： $q_u=3q_{u0}$ ）以上となるように 235MN/m<sup>2</sup> とした。杭先端は杭径分を岩盤に根入れさせた。

表参 8.2.1 に模型杭による試験ケースを示す。試験は、岩盤の硬さの影響と、急速載荷試験時の岩盤の過剰間隙水圧の影響を確認することを目的として、岩盤の強度を硬岩相当（一軸圧縮強度  $q_u=20\text{MN/m}^2$  を想定）にした場合（HS）と、軟岩相当（ $q_u=5\text{MN/m}^2$  を想定）にした場合で飽和状態（SS）と不飽和状態（SU）の 2 ケースを実施した。

計測項目は、静的載荷試験では杭頭の荷重・変位とし、急速載荷試験では杭頭の荷重・変位・加速度とした。また HS、SS のケースでは、静的載荷試験、急速載荷試験ともに、杭先端地盤の間隙水圧を計測した。



図参8.2.1 模型試験装置

表参8.2.1 模型杭による試験ケース

試験No.	岩盤条件		载荷試験方法
	岩盤の硬さ	飽和条件	
HS-S	硬岩	飽和	静的载荷試験
HS-R			急速载荷試験
SS-S			静的载荷試験
SS-R	軟岩	飽和	急速载荷試験
SU-S			静的载荷試験
SU-R			急速载荷試験

### 2.3 岩盤の作製

岩盤材料は硬岩 (HS) としてはモルタル、軟岩 (SS、SU) としては粘土を用いたソイルセメントとした。飽和・不飽和状態は土槽の内側にドレーン材を貼った上で、養生中の土槽内での水の有無により作製した。すなわち、飽和条件 (SS) の場合は水との接触面積を増やして飽和を促進し、不飽和条件 (SU) の場合は空気との接触面積を増やし乾燥を促進させた。各ケースの岩盤材料の配合、一軸圧縮試験の結果 (養生 29~31 日) 及び変形係数・飽和度 (実験終了後に供試体から採取し、物理試験を実施) を表参 8.2.2 に示す。 $q_u$  値は概ね想定した強度になった。飽和条件の SS は不飽和条件の SU に比べて飽和度が 30% 程度高くなっており、HS は飽和度が低かったものの、軟岩相当での比較条件においては飽和度の違いが再現できたと考えられる。

表参 8.2.2 各ケースの岩盤の配合及び物性値

Case	材料	配合	一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/mm <sup>2</sup> )	変形係数 E (MN/m <sup>2</sup> )	飽和度 $S_r$ (%)
HS	モルタル	S/C = 3.0 W/C = 69%	18.9	2.48	76.1
SS	ソイル	S/C = 1.6	5.1	0.80	98.1
SU	セメント	W/C = 180%	6.4	0.73	67.9

※S : 細骨材 (HS : 砂、SS・SU : 粘土)、C : セメント、W : 水

### 2.4 载荷方法

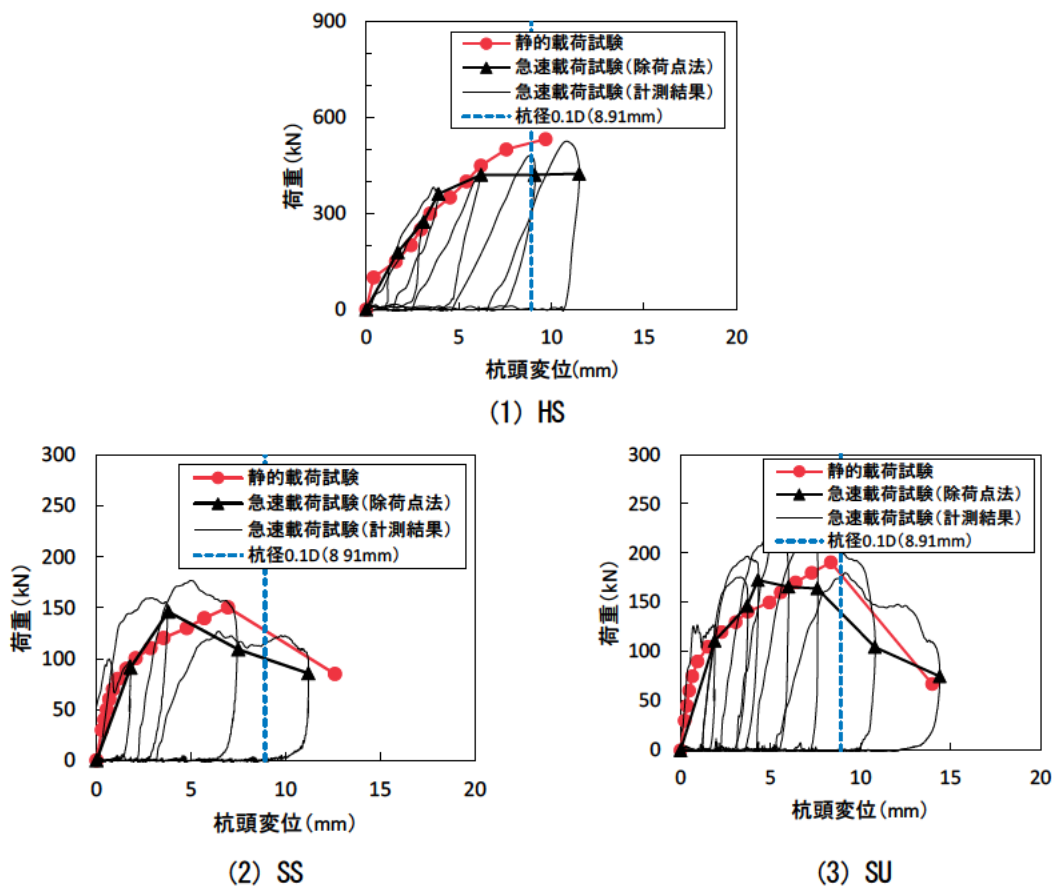
载荷方法として静的载荷試験では土槽上側に設けた梁を反力として、油圧ジャッキで载荷した。载荷荷重は、HS の場合には 50kN ピッチ、SS・SU の場合には 10kN ピッチで増加させて、新規荷重時には 3 分間の荷重保持を行った。急速载荷試験では、杭頭に 10mm の軟クッション材を敷いた上で、多サイクルでの重錘落下方式により载荷した。

## 2.5 試験結果

図参 8.2.2 に静的載荷試験で得られた荷重変位関係と、急速載荷試験で得られた荷重変位関係及び除荷点法<sup>1)</sup>により整理した結果を示す。いずれのケースにおいても、初期勾配については静的載荷試験の結果と急速載荷試験の結果が近似している。また、表参 8.2.3 に静的載荷試験と急速載荷試験の除荷点法の結果から文献 5) に従い、杭頭変位が 0.1D 以下の範囲で計測された最大値として評価した極限支持力  $R_u$  と、 $R_u$  の急速/静的の比率を示す。いずれのケースにおいても、静的載荷試験での極限支持力は、急速載荷試験での極限支持力よりもやや大きな値が得られている。これは、岩盤を模擬した土槽が床に固定されていなかったため、急速載荷試験の重錘落下時の衝撃により土槽全体が振動し、結果として水平方向の残留変位が少し生じたことによる影響が要因と考えられる。特に落下エネルギーが大きな HS では大きく振動したことによる影響により静的載荷試験と大きな乖離が生じた。SS については、急速載荷試験と静的載荷試験の極限支持力の値はほぼ同じである。これは、過剰間隙水圧の発生によって有効応力が変化したことが影響している可能性がある。一方で、SU では急速載荷試験の結果は静的載荷試験の結果を上回らず、今回の模型試験の結果からは急速載荷試験により支持力を過大に評価する可能性は低いものと考えられる。

## 2.6 まとめ

模型杭を用いて、静的載荷試験と急速載荷試験の違いによる杭の支持力に及ぼす影響を確認した。その結果、急速載荷試験の除荷点法による荷重変位関係は静的載荷試験と概ね一致する結果が得られた。



図参 8.2.2 荷重変位関係



表参 8.2.3 極限支持力の比較

試験No.		極限支持力 R <sub>u</sub> (kN)	最大水圧 (MPa)
HS	HS-S(静的)	522	0.07
	HS-R(急速)	421	0.22
	急速/静的	0.81	-
SS	SS-S(静的)	150	0.01
	SS-R(急速)	146	2.5以上 <sup>※</sup>
	急速/静的	0.97	-
SU	SU-S(静的)	197	-
	SU-R(急速)	173	-
	急速/静的	0.88	-

※水圧計のレンジが振り切れたため、最大容量を記載する

### 3. 実杭による比較試験

#### 3.1 概要

岩盤を支持層とした実杭に対して、静的载荷試験及び急速载荷試験（軟クッション重錘落下方式）を実施し、試験方法による支持力の違いを確認する。なお、両試験は同一の杭を用いており、静的载荷試験終了後に所定の養生期間を確保して、急速载荷試験を実施した。実杭による比較試験数は、施工方法及び杭先端の岩盤条件が異なる2例である。

#### 3.2 福島県での実施例 (No. 35)

##### 3.2.1 試験概要

福島県で実施した試験杭は、4.4の表4.4.1に記載されているNo.35である。施工方法は鋼管ソイルセメント杭工法で、杭先端の岩盤条件は堆積軟岩（泥岩）である。表参 8.3.1に試験概要を示す。本研究では急速载荷試験における除荷点法で杭体の慣性力を求める際の加速度の値は、杭頭部においては杭頭部で計測した値を、杭先端部では杭先端部で計測した値を用いることとした。

表参 8.3.2に試験における測定項目を示す。急速载荷試験での杭体ひずみは、図参 8.3.1に示すように静的载荷試験で設置したひずみ計を用いている。図参 8.3.2に杭先端部加速度計の設置位置を示す。写参 8.3.1に静的载荷試験状況を、写参 8.3.2に急速载荷試験状況を示す。

なお、表参 8.3.3に示す実施した実杭に対する急速载荷試験における各サイクルの载荷時間の平均は0.077sで、相対载荷時間は12.85であった。

表参 8.3.1 試験概要

	静的載荷試験	急速載荷試験	備考
載荷試験日	平成 28 年 12 月 14 日	平成 29 年 3 月 7 日	83 日養生
計画最大荷重 (kN)	16000	12000	
載荷方式 (ハンマの落下高さ)	段階載荷方式	多サイクル (7 回) (5cm, 20cm, 40cm, 70cm, 110cm, 150cm, 200cm)	
解析方法	—	除荷点法 (杭体の慣性力考慮)	
重錘質量 (t)		56	

表参 8.3.2 (a) 測定項目 (静的載荷試験)

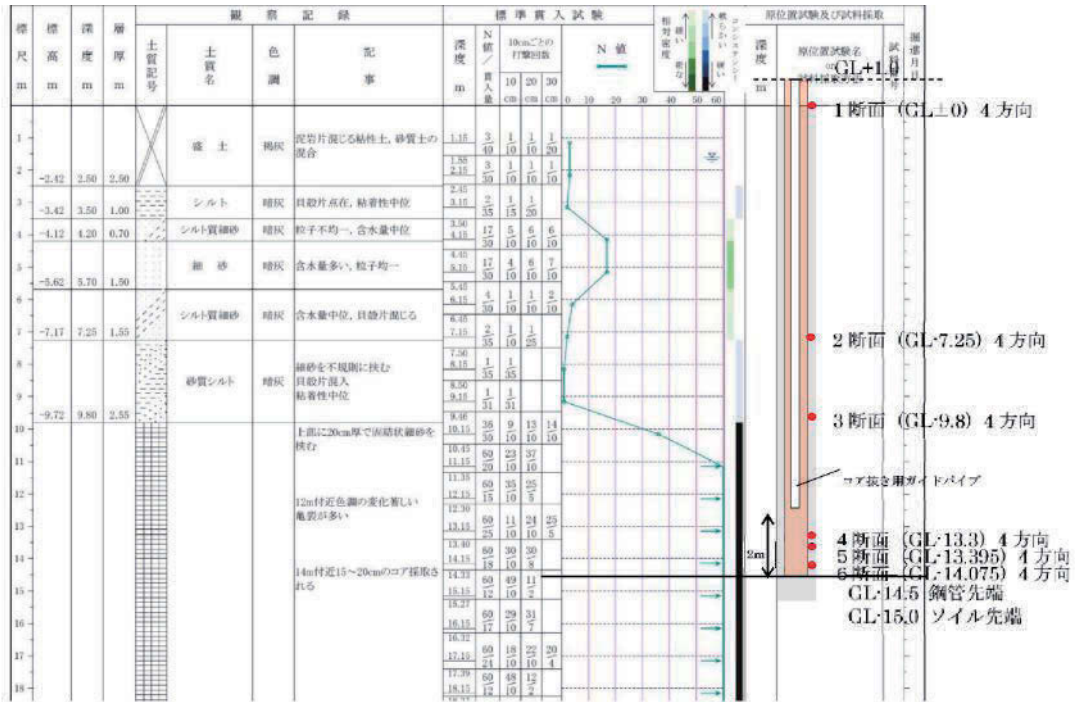
測定項目	静的載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	油圧ジャッキ
杭頭変位量	4 点	
杭先端変位量	2 点	
杭頭水平変位量	2 点	
杭体ひずみ	6 断面 4 方向	

表参 8.3.2 (b) 測定項目 (急速載荷試験)

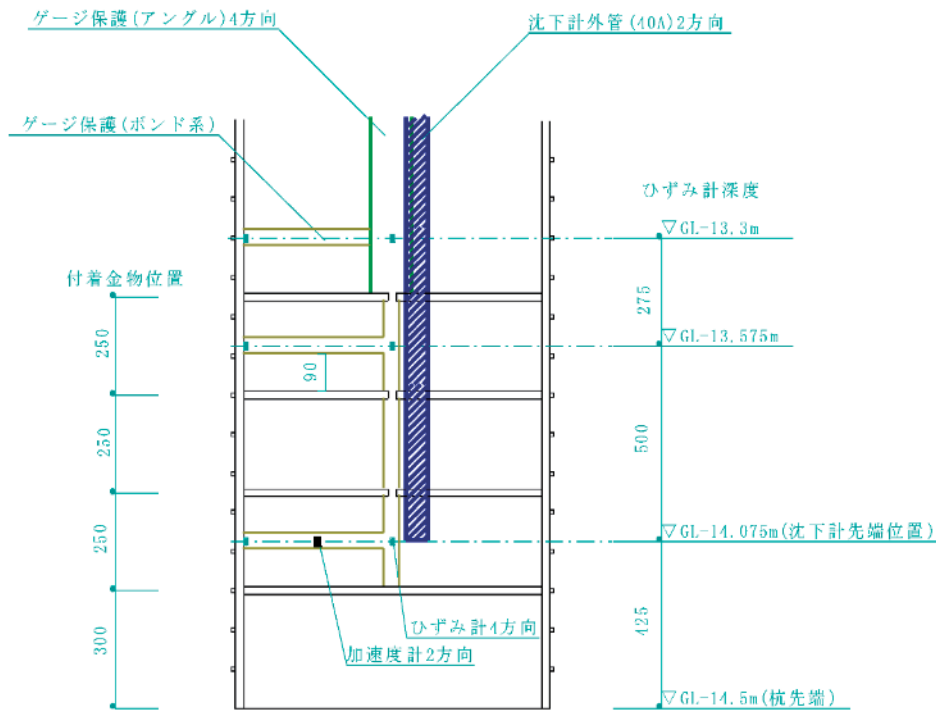
測定項目	急速載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	ロードセル
杭頭変位量	1 点	光学式変位計
杭頭加速度	2 点	
杭先端加速度	2 点	杭先端 GL-14.1m
杭体ひずみ	6 断面 4 方向	
杭頭水平加速度	杭頭 2 方向	安全性確認のため

表参 8.3.3 各荷重サイクルの載荷時間 (単位 : s)

荷重サイ クル	1 サイ クル	2 サイ クル	3 サイ クル	4 サイ クル	5 サイ クル	6 サイ クル	7 サイ クル	平均
載荷時間	0.075	0.068	0.069	0.074	0.077	0.085	0.090	0.077



図参 8.3.1 ひずみ計設置位置



図参 8.3.2 杭先端加速度計設置位置



写参 8.3.1 静的載荷試験状況

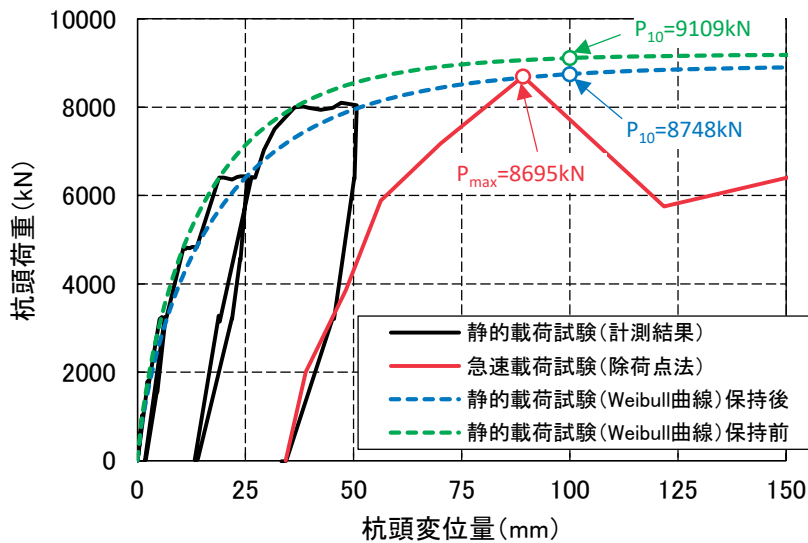


写参 8.3.2 急速載荷試験状況

### 3.2.2 試験結果

静的荷重試験と急速荷重試験から得られた杭頭部での荷重変位関係を図参 8.3.3 に示す。同一の杭で試験を実施していることから、急速荷重試験結果には静的荷重試験での残留変位が含まれている。各試験による荷重変位（実線）とワイブル分布で近似した曲線（点線）をプロットしている。荷重変位の初期勾配については静的荷重試験の結果と急速荷重試験の結果が概ね近似している。

表参 8.3.4 に各試験での極限支持力を示す。急速荷重試験での極限支持力は模型杭の試験と同様に杭頭変位が 0.1D 以下の範囲で計測された最大値として評価した。静的荷重試験での極限支持力はワイブル分布曲線で近似し、杭頭変位が 0.1D で計測された最大値として評価した。杭頭部においては静的荷重試験と急速荷重試験の極限支持力は概ね同じ値であった。



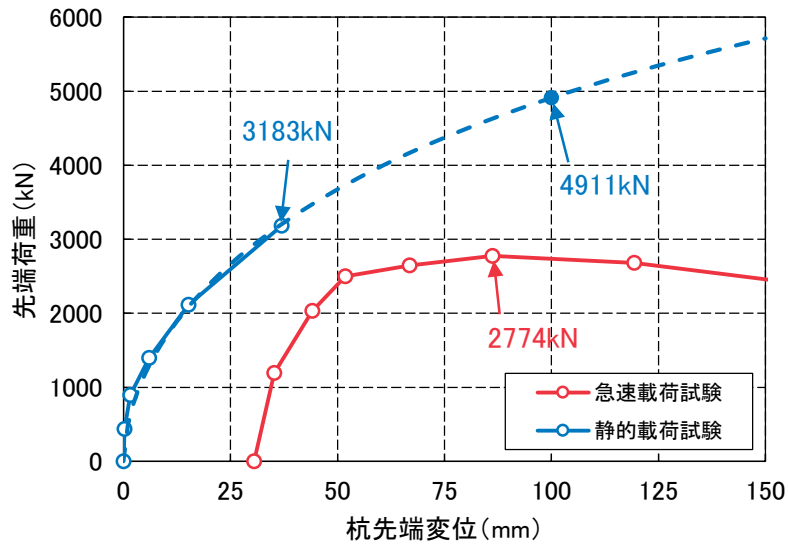
図参 8.3.3 杭頭部での荷重変位関係

表参 8.3.4 杭頭部における極限支持力の比較（単位：kN）

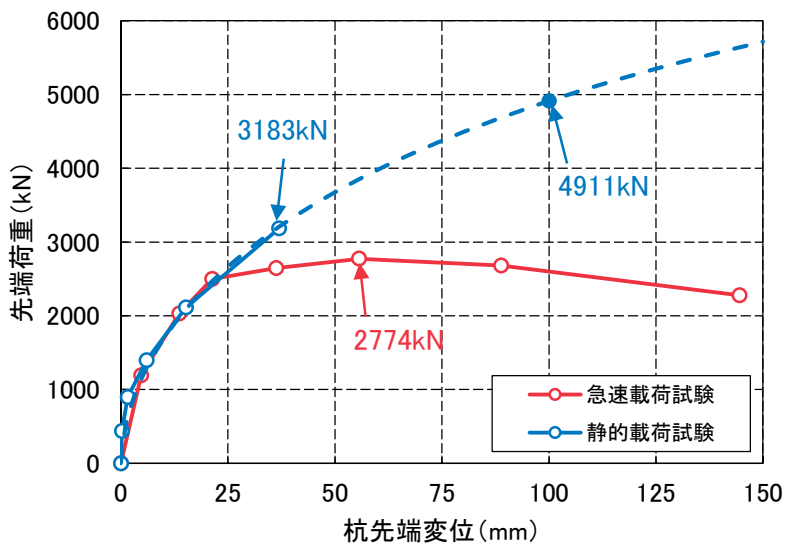
	静的荷重試験 (保持前)	静的荷重試験 (保持後)	急速 荷重試験	急速/静的 (保持後)
極限支持力	9109	8748	8695	0.99

静的荷重試験と急速荷重試験から得られた杭先端部での荷重変位関係を図参 8.3.4 に示す。試験結果による荷重変位とワイブル分布で近似した曲線をプロットしている。また図参 8.3.5 には急速荷重試験開始時の変位を 0 とした場合の杭先端部の荷重変位関係を示す。初期勾配については静的荷重試験の結果と急速荷重試験の結果が概ね近似している。一方で、表参 8.3.5 に示すように杭先端部の極限支持力  $R_u$  の急速/静的の比率は 0.56 倍となり、大きな差がみられた。これは 2. で示した模型杭による比較試験での結果と異なり、急速荷重試験により杭先端部の極限支持力を過小に評価する可能性があると考えられる。この原因としては、2 点考えられる。1 点目について、静的荷重試験における杭先端変位はダイヤルゲージにて直接測定したのに対し、急速荷重試験における杭先端変位は杭先端に設置した加速度計の加速度を 2 回積分によって算出している。表参 8.3.6 に示すように急速荷重試験での杭頭変位と杭先端変位を比較すると、4・6・7 サイクル目で杭先端変位が杭頭変

位より大きくなり、矛盾が生じていた。このことから杭先端部の変位の推定が加速度の2回積分を用いているため、精度が悪くなったと考えられる。2点目としては、軸力算定の際に動的成分による影響のために、ひずみの値の精度が悪くなったことが考えられる。なお、杭頭部においては、変位や荷重を直接測定していることから、静的荷重試験での結果と概ね同じ値となったと考えられる。



図参 8.3.4 杭先端部での荷重変位関係



図参 8.3.5 杭先端部での荷重変位関係 (急速荷重試験開始時の変位を0とした場合)

表参 8.3.5 杭先端部における極限支持力の比較 (単位 : kN)

	静的載荷試験	急速載荷試験	急速/静的
極限支持力	4911	2774	0.56

表参 8.3.6 急速載荷試験での杭頭変位及び杭先端変位の比較 (単位 : mm)

荷重サイクル	杭頭変位	杭先端変位
1 サイクル	4.7	4.7
2 サイクル	13.1	12.6
3 サイクル	19.3	19.3
4 サイクル	28.6	30.6
5 サイクル	36.6	35.4
6 サイクル	52.5	54.4
7 サイクル	50.6	68.2

### 3.3 岡山県での実施例 (No. 36)

#### 3.3.1 試験概要

岡山県で実施した試験杭は、4.4の表4.4.1に記載されているNo.36である。施工方法は中掘りダウンザホールハンマ杭工法で、杭先端の岩盤条件は亀裂が多い硬岩(弱風化岩)である。表参8.3.7に試験概要を示す。本試験杭では岩盤層に10m以上根入れされており、杭頭部での載荷荷重が大きくなることが考えられるため、風化岩層GL-9.85mからGL-23.00mでフリクションカットを実施している。本実施例では、静的載荷試験時に段階載荷方式(荷重を段階的に一定時間保持しながら荷重増加させる載荷方式)にて15000kNを載荷完了後に荷重を除荷して、連続載荷方式(荷重を保持せずに連続的に荷重増加させる載荷方式)にて再度15000kNまで載荷を実施している。本研究では3.2の福島県での実施例と同様に急速載荷試験における除荷点法で杭体の慣性力を求める際の加速度の値は、杭頭部においては杭頭部で計測した値を、杭先端部では杭先端部で計測した値を用いることとした。表参8.3.8に試験における測定項目を示す。急速載荷試験での杭体ひずみは、図参8.3.6に示すように静的載荷試験で設置されたひずみ計を用いている。図参8.3.7に杭先端部加速度計の設置位置を示す。写参8.3.3に静的載荷試験状況を、写参8.3.4に急速載荷試験状況を示す。

なお、表参8.3.9に示す実施した実杭に対する急速載荷試験における各サイクルの載荷時間の平均は0.07sで、相対載荷時間は7.53であった。

表参 8.3.7 試験概要

	静的載荷試験	急速載荷試験	備考
載荷試験日	平成 29 年 7 月 28 日	平成 29 年 10 月 27 日	90 日養生
計画最大荷重 (kN)	15,000	15,000	
載荷方式 (ハンマの落下高さ)	段階載荷方式 ⇒連続載荷方式	多サイクル (7 回) (25cm, 50cm, 100cm, 150cm, 200cm, 260cm, 300cm)	
解析方法	—	除荷点法 (杭体の慣性力考慮)	
重錘質量 (t)	—	44	

表参 8.3.8 (a) 測定項目 (静的載荷試験)

測定項目	静的載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	油圧ジャッキ
杭頭変位量	4 点	
杭先端変位量	2 点	
杭頭水平変位量	2 点	
杭体ひずみ	杭頭 1 断面 4 方向 地中 4 断面 2 方向	

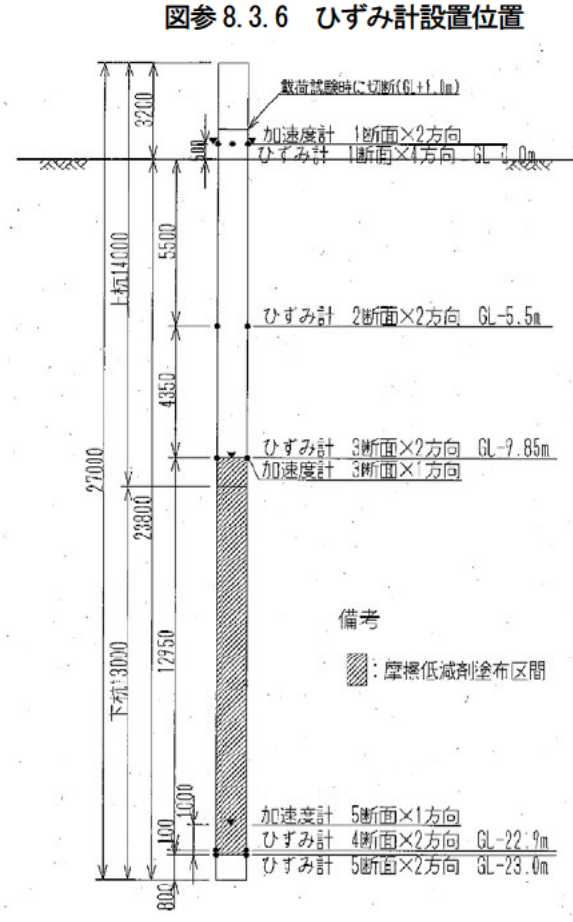
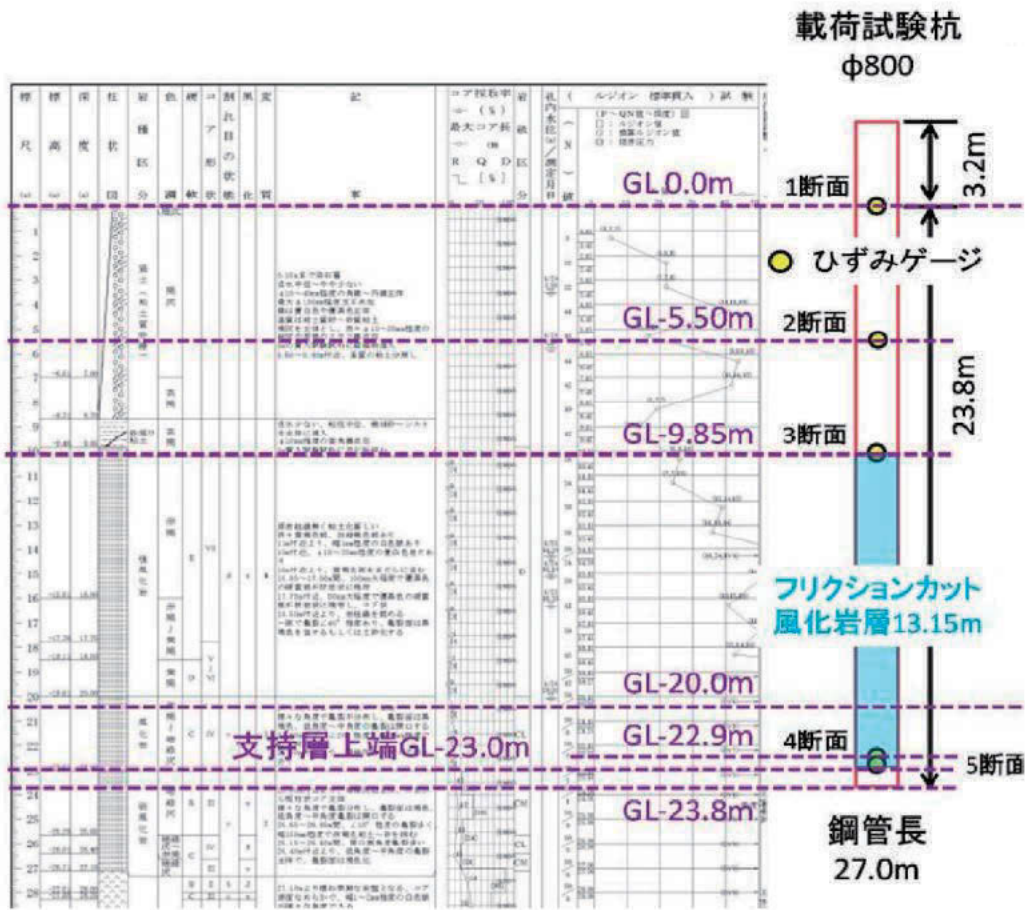
表参 8.3.8 (b) 測定項目 (急速載荷試験)

測定項目	急速載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	ロードセル
杭頭変位量	1 点	光学式変位計
杭頭加速度	2 点	
杭中間加速度	1 点	杭中間 GL-9.85m
杭先端加速度	1 点	杭先端 GL-22.0m
杭体ひずみ	杭頭 1 断面 4 方向 地中 4 断面 2 方向	

表参 8.3.9 各サイクルの載荷時間 (単位 : s)

荷重サイ クル	1 サイ クル	2 サイ クル	3 サイ クル	4 サイ クル	5 サイ クル	6 サイ クル	7 サイ クル	平均
載荷時間	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07







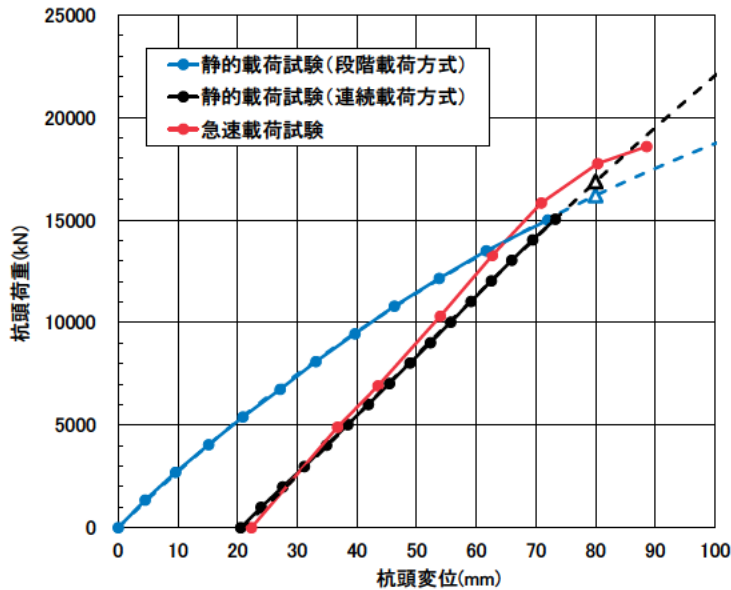
写参 8.3.3 静的載荷試験状況



写参 8.3.4 急速載荷試験状況

### 3.3.2 試験結果

静的荷重試験と急速荷重試験から得られた杭頭部での荷重変位関係を図参 8.3.8 に示す。静的荷重試験（連続荷重方式）と急速荷重試験の結果には試験前に生じた残留変位を考慮している。図参 8.3.8 には各試験結果による荷重変位とワイブル分布で近似した曲線をプロットしている。初期勾配については静的荷重試験（連続荷重方式）の結果と急速荷重試験の結果が概ね一致する結果であった。表参 8.3.10 に各試験での極限支持力を示す。極限支持力は模型杭の試験と同様に杭頭変位が 0.1D 以下の範囲で計測された最大値として評価した。杭頭部においては静的荷重試験と急速荷重試験の極限支持力は概ね同じ値であった。

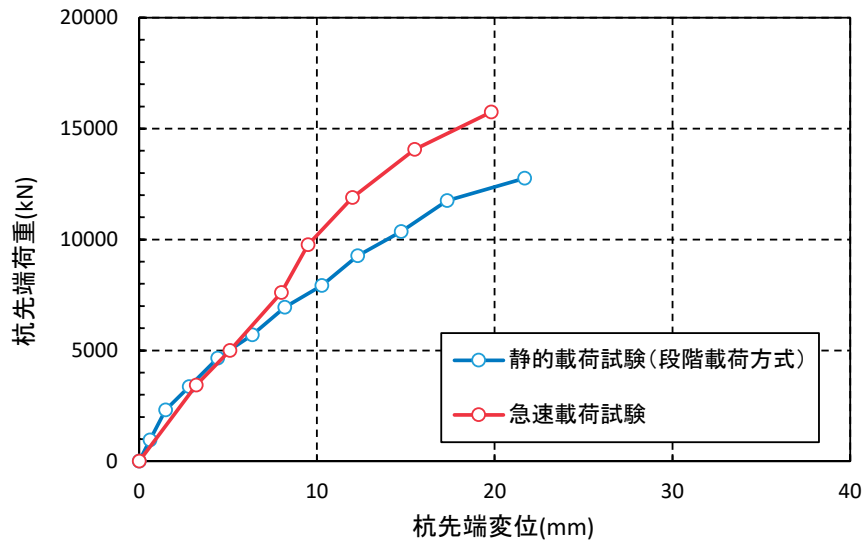


図参 8.3.8 杭頭部での荷重変位関係

表参 8.3.10 杭頭部における極限支持力の比較（単位：kN）

	静的荷重試験 (段階荷重方式)	静的荷重試験 (連続荷重方式)	急速荷重試験	急速/段階	急速/連続
極限支持力	16198	16876	17746	1.09	1.05

静的荷重試験と急速荷重試験から得られた杭先端部での荷重変位関係を図参 8.3.9 に示す。急速荷重試験における杭先端変位は杭先端に設置した加速度計の加速度を 2 回積分によって算出している。図参 8.3.9 には試験結果による荷重変位とワイブル分布で近似した曲線をプロットしている。なお、急速荷重試験開始時の変位を 0 とした場合の杭先端部の荷重変位関係である。初期勾配については杭先端変位が 0~5mm までの範囲では静的荷重試験（段階荷重方式）と急速荷重試験の結果が概ね近似しているが、5mm 以降になると両試験の差が大きくなる傾向であった。表参 8.3.11 に示すように杭先端変位 20mm 時の杭先端部荷重は、急速/段階の比率は 1.27 倍となり、大きな差がみられた。これは 3.2 で示した福島県での結果と異なり、急速荷重試験により杭先端部の支持力を過大に評価する可能性があると考えられる。この原因としては、3.2 と同様に、杭先端部の変位の推定が加速度の 2 回積分を用いているため精度が悪いことと、軸力算定の際に動的成分による影響のためにひずみの値の精度が悪くなったと考えられる。



図参 8.3.9 杭先端部での荷重変位関係

表参 8.3.11 杭先端変位 20 mm時における杭先端部の支持力の比較 (単位 : kN)

	静的荷重試験 (段階荷重方式)	急速荷重試験	急速/段階
杭先端部支持力	12371	15748	1.27

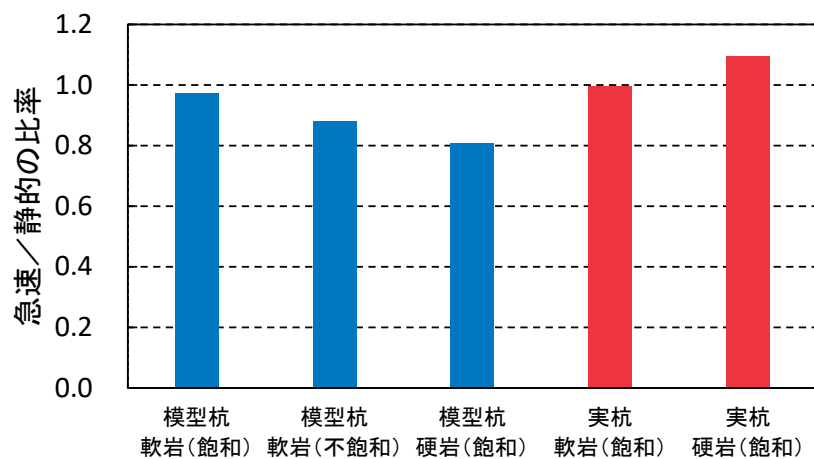
#### 4. まとめ

表参 8.4.1、図参 8.4.1 に模型試験及び実杭での試験結果の一覧表を示す。実杭において異なる杭工法や岩盤条件で比較試験を実施したところ、地盤の飽和、不飽和にかかわらず、杭頭部の支持力は静的载荷試験と急速载荷試験ではほぼ一致する結果であった。なお、模型杭の一部で、特に硬岩で急速载荷試験の値が静的载荷試験を下回る結果となっているが、これは試験土槽の振動が影響したためと考えられる。また杭先端地盤の過剰間隙水圧による影響は模型実験や実杭による比較試験から、試験値に差異を生じさせる程の影響は確認されなかった。

一方、先端部の支持力は静的载荷試験と急速载荷試験で大きな差が生じる結果となった。これは急速载荷試験特有の計測方法（杭先端変位の算出方法）や動的成分による影響といった計測方法の精度や限界が要因となり、結果として先端支持力と周面摩擦力を適切に分離できなかったためと考えられる。

表参 8.4.1 極限支持力の比較（単位：kN）

		模型杭			実杭	
		軟岩 (飽和)	軟岩 (不飽和)	硬岩 (飽和)	軟岩 (飽和)	硬岩 (飽和)
杭 頭 部	静的载荷試験	150	197	522	8748	16198
	急速载荷試験	146	173	421	8695	17746
	急速/静的	0.97	0.88	0.81	0.99	1.09



図参 8.4.1 急速/静的の比率の比較結果

今回の結果から岩盤を支持層とする場合は、杭頭部で評価される極限支持力においては、急速载荷試験を用いた場合にも静的载荷試験と同等とみなして評価してよいと考えられる。このことから、例えば特殊な岩盤条件の下で施工された杭が設計で推定した杭頭部の支持力を満足するかどうかを確認する試験として、急速载荷試験を適用することが考えられる。

一方で、支持力推定式が確立されていない杭工法の開発等で支持力特性（杭先端支持力等）を把握する手段として急速载荷試験を適用することは現状では困難であり、計測方法等今後解決すべき課題があることがわかった。

## 参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，2017.11.
- 2) (社) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説―第一回改定版―，2004.
- 3) 加藤一志，坂本和雄，山中宜昭，尾身博明：大沈下を伴う鋼管杭のスタナミック試験（その1）―スタナミック試験と静的載荷試験の比較検討―，土木学会第50回年次講演会，III-465，pp930-931，1995.9.
- 4) Brown, M. J. and Powell, J. J. M. : Comparing rapid load pile testing for driven and CFA piles in London Clay, Proc.9th Int. Conf. on Testing and Design Methods for Deep Foundations, IS-Kanazawa 2012, pp281-288, 2012.10.
- 5) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料4136号，2009.3.

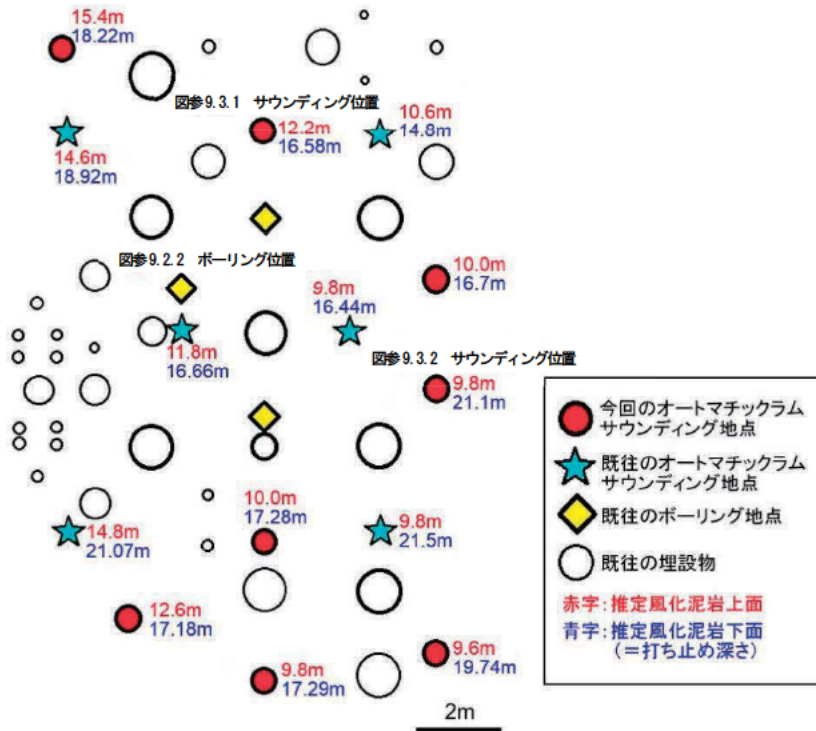
## 1. はじめに

近年、岩盤を支持層とする杭基礎の不具合（沈下、傾斜等）の問題が指摘されている<sup>1)</sup>。その主な原因として、岩盤の強度不足・施工による乱れ・杭が支持層に達していないことがあげられている<sup>2)</sup>が、このうち杭が支持層に達していない原因の1つとして、岩盤支持層の傾斜・不陸（深さ変化）を把握できていないことがあげられる<sup>2)</sup>。杭基礎の支持層深さの調査は通常ボーリング調査及び標準貫入試験により行われており、調査点を密に配置することにより支持層の傾斜・不陸の把握が可能であるが、その分調査費用がかかる。それに対し、ボーリング調査点間をサウンディングで補完することができれば、全点をボーリング調査（+標準貫入試験）による場合に比べてより経済的な調査が可能となる。サウンディングの方法としては例えば地盤工学会の「地盤調査の方法と解説」<sup>3)</sup>に主要な方法が紹介されているが、岩盤を支持層とする杭基礎の場合には、杭基礎が想定される程度の調査可能深さと岩盤風化部等へのある程度の貫入力を有する方法が必要である。本研究ではこのような観点を考慮して、各種のサウンディングのうちオートマチックラムサウンディング（質量 63.5kg のハンマーで落下高さ 500mm の連続打撃により貫入量 200mm ごとの打撃回数 Nd 値を測定する動的サウンディング）に着目し、岩盤支持層の傾斜・不陸の調査への適用性を検討した。

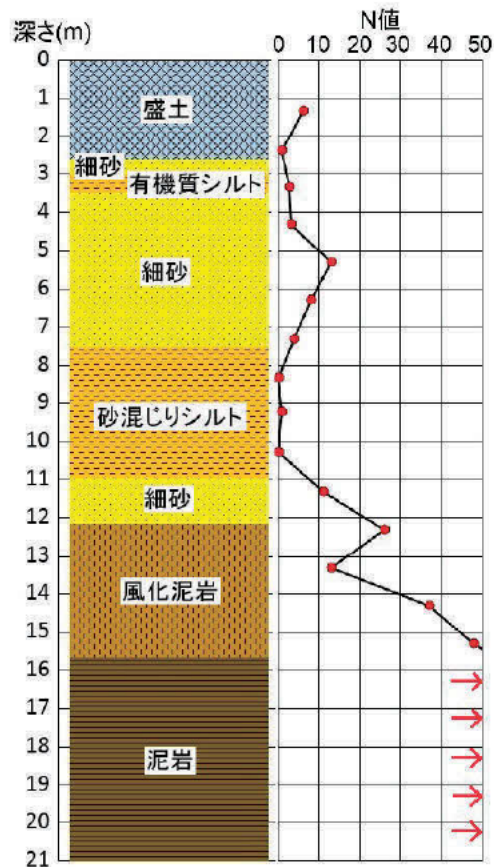
## 2. 検討方法

中新世の泥岩の上位に完新世の地層が載る地盤で面的に調査点を設定してオートマチックラムサウンディングを実施し、既往のボーリング調査・標準貫入試験結果と比較を行った。試験地は概ね 15m 四方程度の平坦地である。試験地における既往のボーリング・標準貫入試験及びオートマチックラムサウンディングの調査点の配置を図参 9.2.1 に示す。調査点は既往の埋設物を避け、かつ過去にもオートマチックラムサウンディング試験が行われているため、それらの実施点と重複しないようにしながら 8 点配置した。

既往のボーリング調査結果の代表例を図参 9.2.2 に示す。当該ボーリングでは地表から深さ 2.60m までが盛土、その下位の深さ 12.15m までが完新世の地層で砂とシルトの互層からなる。その下位が中新世の泥岩で、そのうち深さ 15.65m までが風化部、それ以深は未風化部とされている。標準貫入試験の N 値は、シルト層では 0~3 と極めて小さく、砂層では一部を除いて 8~13 と若干大きい。泥岩の風化部では N 値 13~48 と幅が大きく、未風化部では N 値 50 以上となる。オートマチックラムサウンディングにあたっては、既往の試験結果を参考に、打撃回数 200 回で貫入量 200mm に達しない時点で打ち止めとした。



図参 9.2.1 調査点配置図



図参 9.2.2 既往ボーリング結果の代表例



### 3. 検討結果

オートマチックラムサウンディングの結果の代表例を図参9.3.1に示す。当該試験例では、深さ4.60～7.00m付近ではNd値が10～20程度と上位及び下位（Nd値5程度以下）に比べて若干高い。他の試験結果及び既往の試験結果においても類似の傾向があり、ボーリングと比較するとこの部分は砂層に相当し、その上位及び下位はシルト層に相当すると考えられる。深さ12mを超えるとNd値が数十以上に上昇し、ばらつきながらも概ねNd値は数十以上で推移する。類似の傾向は他の試験結果及び既往の試験結果の大半で見られており、ボーリングと比較すると泥岩の風化部に相当すると考えられる。当該試験例では深さ16.58mで打ち止めとなった。この打ち止め深さは、ボーリングに近い既往の試験結果とボーリングとの比較では概ね風化部の下面に相当すると考えられる。

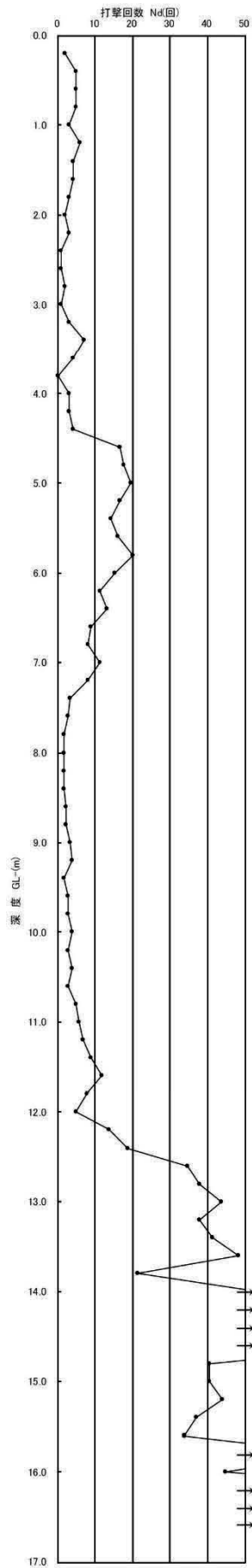
図参9.3.1で見られたNd値が上昇し始める深さ（推定風化泥岩上面）と打ち止め深さについて、既往の試験結果も併せて、図参9.2.1に数値で示す。Nd値が上昇し始める深さは概ね9.6～15.4mの範囲で、図参9.2.1の左側が深い傾向にあり、風化泥岩上面の不陸を捉えているものと解釈できる。打ち止め深さは14.8～21.5mの範囲にあり、泥岩の風化部と未風化部の境界にも不陸があることが推定できる。特に打ち止め深さが20mを超える箇所は例えば図参9.3.2に示すように、打ち止めに至る前にNd値数十以上と10以下が繰り返すような結果が見られ、局所的に風化部が乱されている可能性が想定できる。

### 4. 検討結果

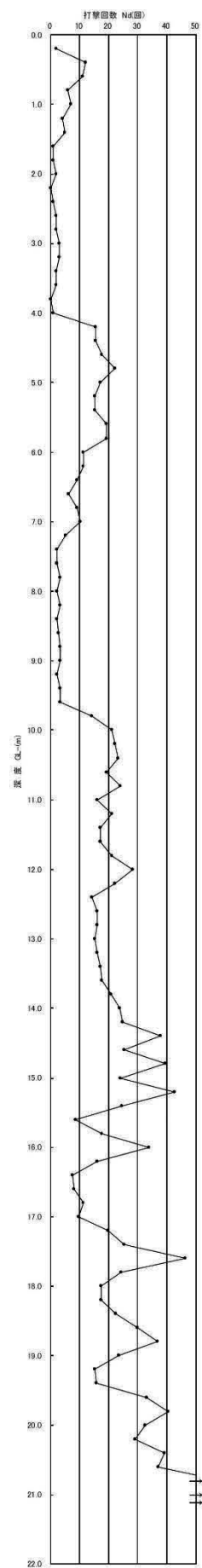
中新世の泥岩の上位に完新世の地層が載る地盤で面的に測点を設定してオートマチックラムサウンディングを実施し、杭基礎支持岩盤の不陸調査への適用性を検討した。その結果、泥岩上面（深さ10～15m付近）の不陸を捉えるとともに、泥岩の風化部と未風化部の境界（深さ15～21m付近）の不陸を推定することができた。このように、ボーリング調査を補完する形で面的なサウンディング調査を行うことにより、すべてをボーリング調査で行う場合に比べて基礎岩盤の不陸の面的変化をより経済的に調査することができる。

### 参考文献

- 1) 七澤利明：岩盤を支持層とする基礎の設計・施工，基礎工，Vol.44，No.12，pp.2-5，2016.12.
- 2) 柳浦良行，浅井健一：岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査方法に関する取組み，基礎工，Vol.44，No.12，pp.23-26，2016.12.
- 3) （公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp277-470，2009.



図参 9.3.1 オートラムサウンディング結果の  
代表例 (1)



図参 9.3.2 オートラムサウンディング結果の  
代表例 (2)

## 参考資料 10 道示IVで用いる杭の軸方向ばね定数の適用性の検討について

### 1. 概要

本研究では、検討対象とした場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法及び中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）について、岩盤を支持層とした場合の杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。一方、道示IVでは支持杭の軸方向ばね定数  $K_V$  が杭体変形と杭先端変位に寄与する項をそれぞれ設けて杭先端地盤の影響を評価できるように式の形を見直すとともに、載荷試験から得られた  $K_V$  を精度よく推定できるように、杭工法に応じた補正係数を設定した  $K_V$  の推定式が規定された。岩盤を支持層とした杭基礎においても実務設計で応答値を算出する上で  $K_V$  が必要となるが、道示IVで規定された支持杭の  $K_V$  の推定式が適用できるかは明確になっていない。

そこで、本資料では道示IVで規定されている砂及び砂れきを支持層とした支持杭における  $K_V$  の推定式の推定比（実測値／推定値）の統計量と、そのデータに岩盤を支持層としたデータを追加した場合の  $K_V$  の推定式の推定比の統計量を比較することで、岩盤を支持層とした杭基礎における  $K_V$  の推定式の適用性を検討した。また、岩盤を支持層とする場合において、 $K_V$  の推定式に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数  $k_v$  を算出する際の変形係数  $E_0$  の算出方法の違いが  $K_V$  の推定式の推定比の統計量に与える影響を検討した。

### 2. 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量について

#### 2.1 砂及び砂れきを支持層とした場合

道示IV10.6.3 (2) 1) に規定されている  $K_V$  の推定式の推定比の統計量を表参10.2.1に示す。この値は砂及び砂れきを支持層とする鉛直載荷試験結果の分析に基づき検討されたものであり、 $K_V$  の推定式に用いる  $k_v$ （式参10.2.1）を算出する際の  $E_0$  については、表参10.2.2に示すN値から  $E_0$  を推定する場合（標準貫入試験のN値より  $E_0 = 2800N$  で推定する）のN値は50を上限とした。これは、先端地盤のN値が50を超えと思われるものもあるが、換算N値を求められないデータが圧倒的に多かったためである。なお、分析時に用いたデータにはN値から推定する以外の方法で変形係数を求めたデータはなかった。

表参10.2.1 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量

杭工法	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47
中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	1.05	0.42
プレボーリング杭	0.98	0.35
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left( \frac{D}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (\text{式参 10.2.1})$$

ここに、 $k_{v0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅 (m) で、円形である杭基礎の場合には直径  $D$

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

$E_0$  : 地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

表参 10. 2. 2 変形係数  $E_0$  と地盤反力係数の換算係数  $\alpha$

変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の換算係数 $\alpha$	
	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0 = 2800N$ で推定した変形係数	1	2

## 2. 2 岩盤を支持層としたデータを追加した場合

文献 1) で用いた載荷試験データに、岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した  $K_r$  の推定比の統計量を算出する。採用した載荷試験データ数を表参 10. 2. 3 に示す。岩盤を支持層とした載荷試験データ 37 例のうち、支持層とする岩盤条件を満たさないデータ、平板載荷試験・先端載荷試験（部分載荷試験）・先端載荷試験を行ったデータ及び杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を示せていないデータ（硬岩、中掘り杭コンクリート打設方式）を除外することとした。また、降伏点に関しては表参 10. 2. 4 に示すように扱うこととした。 $k_r$  を算出する際に用いる  $E_0$  については、3. で後述する理由から  $N$  値から推定することとし、 $N$  値の条件設定についてはバイリニア型の支持力推定線の折れ点での  $N$  値を上限値とした換算  $N$  値を用いる方法とした。

図参 10. 2. 1 に文献 1) に示されているデータと岩盤を支持層とした載荷試験データを比較した結果を示す。各工法で岩盤データ数は少ないものの、文献 1) データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認された。

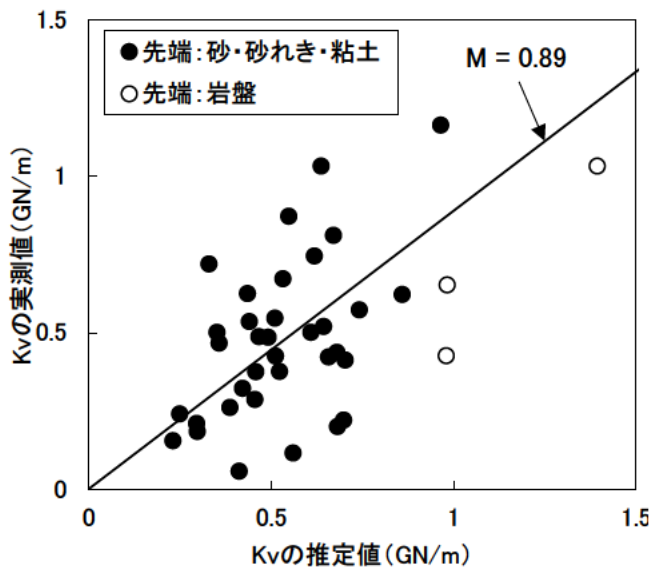
表参 10. 2. 3 採用した載荷試験データ数

杭工法	文献 1) データ	岩盤データ
場所打ち杭工法	35	3
中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	47	4
プレボーリング杭	6	5
鋼管ソイルセメント杭工法	9	2

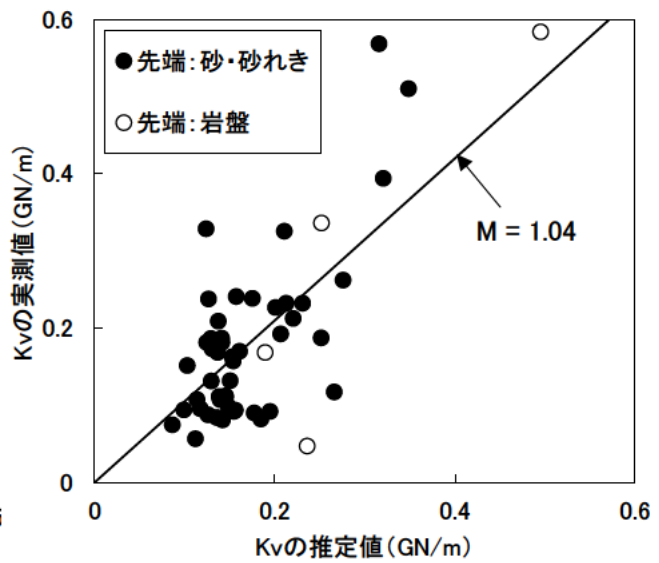
表参10.2.4 降伏点の扱い

条件	降伏変位 $S_{oy}$	降伏荷重 $P_{oy}$
① 折れ点が明確な場合	荷重変位曲線における変位急増点又は 両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点	荷重変位曲線における変位急増点又は 両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点
② 折れ点が不明確でWeibull近似する場合	$S_{oy} = S_{os}$ (杭頭変位の特性値)	$P_{oy} = P_{os}$ (杭頭荷重の特性値) $= 0.63 P_{ou}$

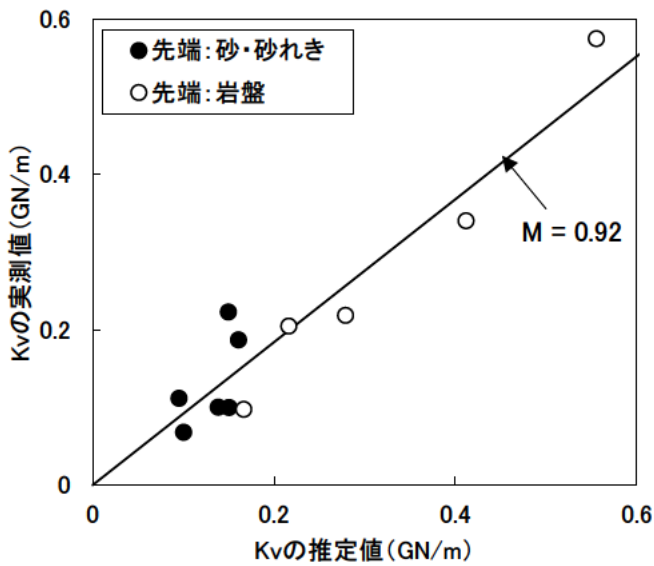
※上記条件として杭体に周面抵抗力を低減させる処置 (例えばSL剤塗布) を施していないもの



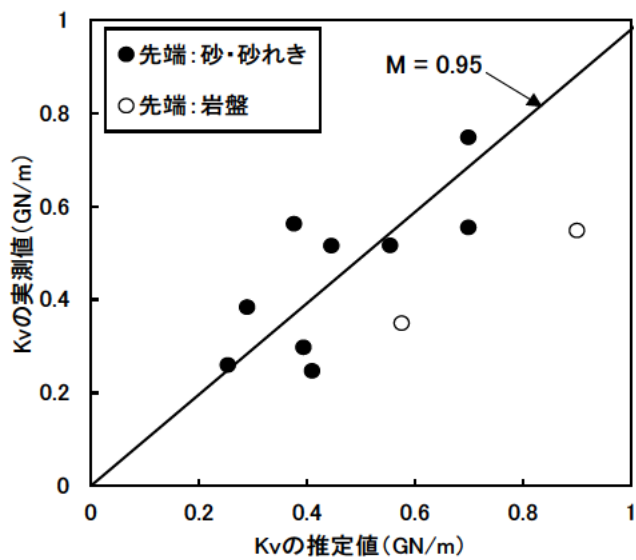
(1) 現場打ち杭工法



(2) 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)



(3) プレボーリング杭工法



(4) 鋼管ソイルセメント杭工法

図参 10.2.1 軸方向ばね定数の実測値と推定値の関係

### 2.3 比較結果

表参10.2.5に岩盤を支持層としたデータを追加した場合の統計量を示す。岩盤を支持層としたデータを追加した場合でも平均及び変動係数には大きな変化はみられなかった。このことから、岩盤を支持層とした杭基礎においても道示IVで規定されている支持杭の場合の $K_r$ の推定式を適用できると考えている。

表参10.2.5 岩盤データを追加した軸方向ばね定数の推定比の統計量

杭工法	文献1)データ		文献1)+岩盤データ	
	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47	0.89	0.48
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.42	1.04	0.43
プレボーリング杭	0.98	0.35	0.92	0.30
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28	0.95	0.32

### 3. $E_0$ の算出方法による影響について

#### 3.1 概要

2.1で述べたように、道示IVに規定されている $K_r$ の推定式に用いる $E_0$ については、表参10.2.2に示すN値から $E_0$ を推定する場合（標準貫入試験のN値より $E_0 = 2800N$ で推定する）のN値は50を上限とした。一方、岩盤を支持層とする場合において、道示に規定されている $K_r$ の推定式を適用する上で、 $E_0$ の取扱いが課題であり、 $E_0$ の算出方法の違いによる $K_r$ の推定比の統計量に与える影響を検討することとした。

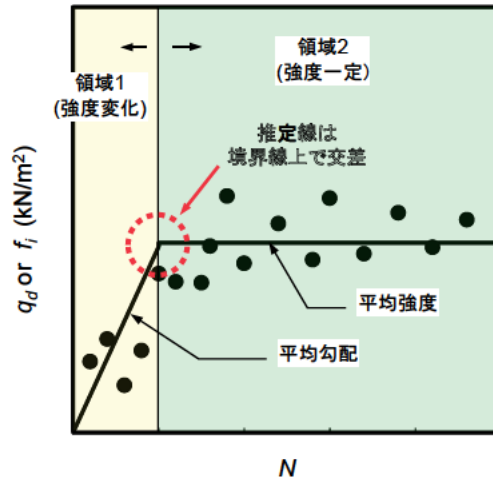
#### 3.2 N値から $E_0$ を推定する場合のN値の条件設定について

岩盤を支持層とする場合において、N値から $E_0$ を推定する場合のN値の条件設定方法が明確になっていないことから、以下に示す2つの方法を提案し、それらの方法を用いた場合の $K_r$ の推定比の統計量に与える影響を比較する。

【方法1】：岩盤における支持層とする条件（N値の場合50以上）を考慮して、 $E_0$ 算出時のN値は50を上限とせず、バイリニア型支持力推定線の折れ点でのN値（図参10.3.1の破線位置でのN値、先端支持力度 $q_d$ が上限値となる位置でのN値の最小値）を上限値とした換算N値を用いる方法

【方法2】：砂・砂れきの場合と同様に $E_0$ 推定時のN値は50を上限としたN値を用いる方法

方法1については、岩盤を支持層とした場合の杭先端の極限支持力度の特性値のN値から求める推定式より表参10.3.1に示すようにN値の上限値が杭工法ごとに算定される。方法2については、岩盤における支持層とする条件（N値の場合50以上）を考慮すると、載荷試験データから推定される $E_0$ は一律の値（ $2800 \times 50 = 140000 \text{ kN/m}^2$ ）となる。なお、いずれの方法も表参10.2.2に示す換算係数 $\alpha$ は作用の組合せに地震の影響を含まない場合の値とした。



図参 10. 3. 1 バイリニア型支持力推定線

表参 10. 3. 1 バイリニア型支持力推定線の折れ点 (方法 1 での N 値上限)

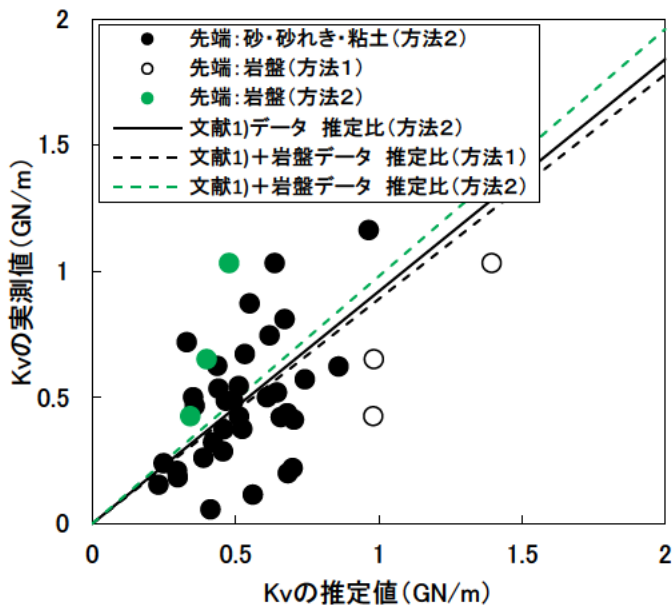
杭工法	杭先端の極限支持力度の特性値 N 値から求める場合 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	バイリニア型支持力推定線 の折れ点 (方法 1 での N 値上限)
場所打ち杭工法	$60N \leq 12000$	200
プレボーリング杭工法	$140N \leq 17000$	121
鋼管ソイルセメント杭工法	$100N \leq 15000$	150
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	$125N \leq 15000$	120

表参10. 3. 2、図参10. 3. 2にN値の条件設定の影響を比較した $K_r$ の推定比の統計量の結果を示す。各工法で岩盤データ数は少ないものの、方法1、方法2ともに文献1)データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認され、いずれの方法を用いたとしても統計量に与える影響としては小さいと考えられる。

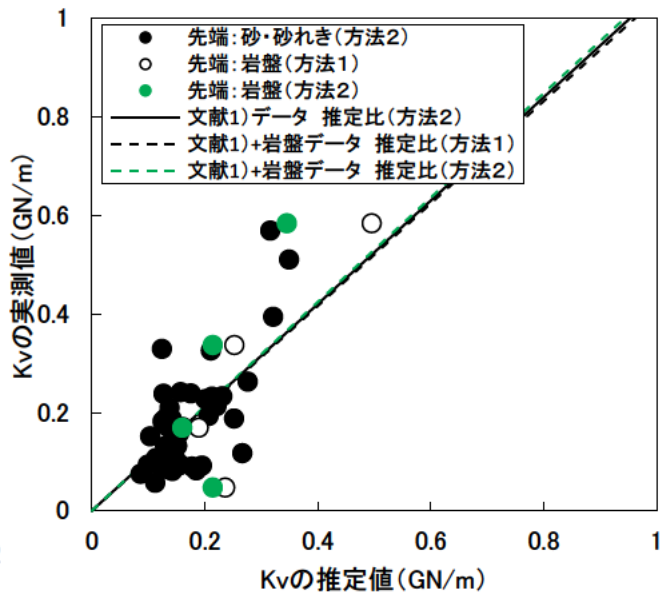
表参 10. 3. 2 岩盤データを追加した軸方向ばね定数の推定比の統計量 (N 値の条件設定の影響)

杭工法	文献1)データ※		文献1)+岩盤データ			
	【方法2】 N値から $E_0$ 推定 N値上限値50		【方法1】 換算N値から $E_0$ 推定 N値上限値折れ点		【方法2】 N値から $E_0$ 推定 N値上限50	
	平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47	0.89	0.48	0.98	0.49
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.42	1.04	0.43	1.06	0.43
プレボーリング杭	0.98	0.35	0.92	0.30	0.94	0.29
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28	0.95	0.32	1.03	0.29

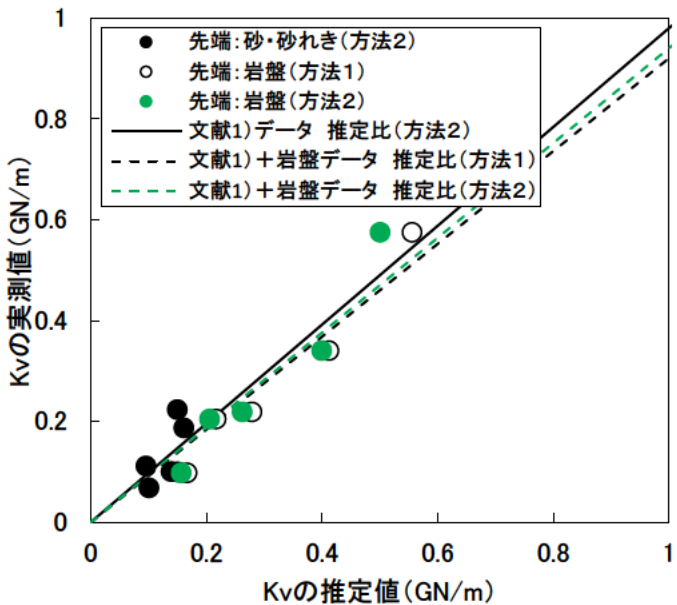
※文献1)データでは換算N値から $E_0$ を推定していない(方法1で実施していない)



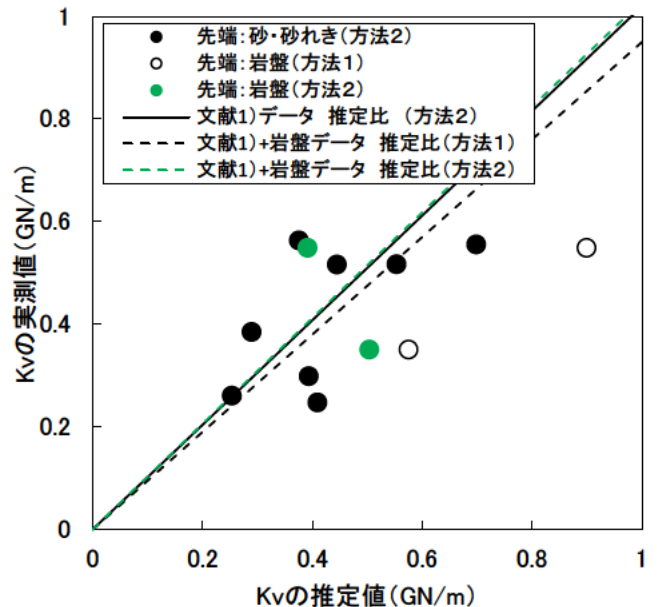
(1) 場所打ち杭工法



(2) 中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)



(3) プレボーリング杭工法



(4) 鋼管ソイルセメント杭工法

図参 10.3.2 軸方向ばね定数の実測値と推定値の関係

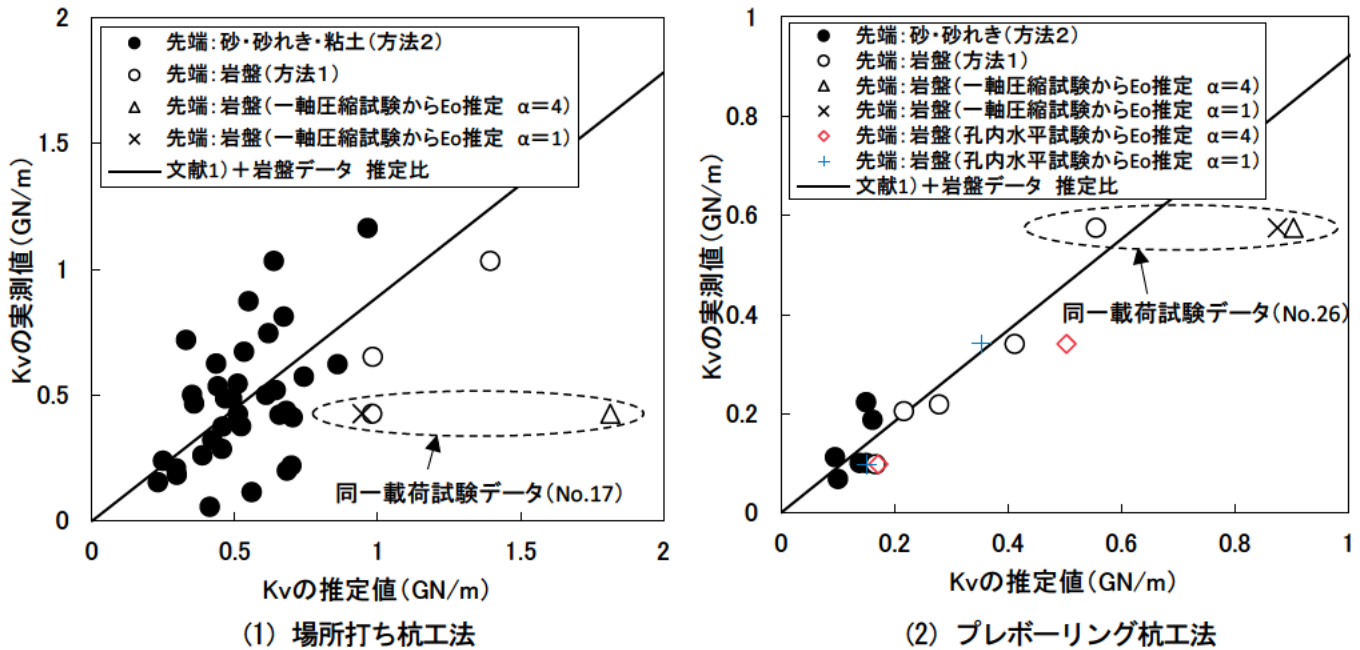
(N 値から  $E_0$  を算出する場合の N 値の条件設定の影響)

### 3.3 N 値以外の方法から $E_0$ を求める場合について

N 値以外の方法から  $E_0$  を求める場合について、砂及び砂れきを支持層とする場合には三軸圧縮試験値のデータがないために検証されていない。一方、岩盤を支持層とする場合には、岩盤の力学特性等を考慮して杭先端の極限支持力度の特性値は一軸圧縮強度から求める推定式が提案されており、N 値以外の方法から  $E_0$  を求めることも考えられる。そこで、一軸圧縮試験から求めた  $E_0$  又は孔内水平載荷試験から求めた  $E_0$  に換算係数  $\alpha$  を乗じて算出した  $k_v$  を用いた  $K_v$  の推定値と実測値の関係を図参 10.3.3 に示す。一軸圧縮試験や孔内水平載荷試験が行われているデータが少ないため限定されたデータからの判断ではあるが、一軸圧縮試験から  $E_0$  を求めて



換算係数  $\alpha$  を表参 10.2.2 に示す地震の影響を含まない場合の値である 4 を採用した場合の  $K_r$  の推定値が実測値に対してかなり大きくなる（地盤ばねを硬く評価する）データがあった。また、同一の载荷試験データに対して複数の方法で  $E_0$  を求めた No.17、No.26 のデータによると、N 値から  $E_0$  を推定した  $K_r$  の推定値が実測値に近い傾向を示した。



図参 10.3.3 軸方向ばね定数の実測値と推定値の関係  
(N 値以外から  $E_0$  を算出する場合の影響)

### 3.4 $E_0$ の取扱いについて

上記に示した検討結果から、 $K_r$  の推定式に用いる  $k_v$  を算出する際の  $E_0$  の取扱いについては、N 値以外の方法から  $E_0$  を求めることに関してはデータが少なく、実測値に対して地盤ばねを硬く評価する可能性もあり、十分に検証されていないことから、当面は N 値から  $E_0$  を推定することを基本とするのがよいと考えられる。なお、その際の N 値の条件設定については、推定比の統計量に与える影響が小さく、岩盤における支持層とする条件（N 値 50 以上）を踏まえて、バイリニア型支持力推定線の折れ点での N 値を上限値とした換算 N 値を用いる方法がよいと考えられる。

### 4. まとめ

本資料では、岩盤を支持層とした杭基礎において、道示IVで規定されている支持杭の  $K_r$  の推定式の適用性を検討した。採用データ数は少ないものの、岩盤を支持層とした载荷試験データを追加した場合でも、 $K_r$  の推定比の統計量に与える影響はほぼないことが確認された。このことから、岩盤を支持層とした杭基礎において道示IVで規定されている支持杭の  $K_r$  の推定式を適用することができると考えられる。

また、 $K_r$  の推定式に用いる  $k_v$  を算出する際の  $E_0$  の取扱いについては、当面は N 値から  $E_0$  を推定することを基本とするのがよいとし、その際の N 値の条件設定については、バイリニア型支持力推定線の折れ点での N 値

を上限値とした換算 N 値を用いる方法がよいとした。

今後の課題としては、さらなる載荷試験データの蓄積とともに、載荷試験を行う際の N 値以外の方法から  $E_0$  を求める場合の地盤調査データの蓄積も望まれる。

#### 参考文献

- 1) 七澤利明, 河野哲也, 宮原清, 大城一徳 : 杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究, 土木研究所資料, 第 4374 号, 2018.3.

## 参考資料 1 1 道示IVで用いる安定に関する照査で考慮する部分係数の適用性の検討について

### 1. 概要

本研究では、検討対象とした場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法及び中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）について、岩盤を支持層とした場合の杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。一方、道示IVでは従来からの許容応力度法に替えて限界状態設計法及び部分係数法が導入され、安定に関する耐荷性能の照査においては杭工法の種類に応じて部分係数が規定されており、岩盤を支持層とした杭基礎での実務設計を行う上でも部分係数（調査・解析係数 $\xi_1$ 、抵抗係数 $\Phi_r$ ）が必要となる。

そこで、本資料では表参 11. 1. 1 に示す道示IV10.5.2 で規定されている地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法として推定式から求める場合の部分係数の検討時に用いた地盤から決まる極限支持力の特性値 $R_u$ 及び杭の軸方向ばね定数 $K_r$ の推定比（実測値／推定値）の統計量と、そのデータに岩盤を支持層としたデータを追加した場合の各々の推定比の統計量を比較することで、岩盤を支持層とした杭基礎における安定に関する照査で考慮する部分係数の適用性を検討した。

表参 11. 1. 1 調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法	調査・解析係数 $\xi_1$	抵抗係数 $\Phi_r$	
		打込み杭工法、場所打ち杭工法、中掘り杭工法	プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、回転杭工法
推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90
載荷試験から求める場合	0.95	1.00	

### 2. 地盤から決まる極限支持力の特性値の推定比の統計量について

#### 2. 1 砂及び砂れきを支持層とした場合（部分係数の検討時に用いたデータ）

道示IVに規定されている部分係数の検討時に用いた $R_u$ の推定比の統計量<sup>1)</sup>を表参11. 2. 1)に示す。この値は支持杭を対象としており、文献2)に示されている値から数字を0.05単位で丸めて設定している。

表参11. 2. 1 地盤から決まる極限支持力の推定比の統計量

杭工法	平均	変動係数
場所打ち杭工法	<u>1.03</u> ⇒ 1.00	<u>0.36</u> ⇒ 0.40
中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	<u>1.05</u> ⇒ 1.00	<u>0.30</u> ⇒ 0.35
プレボーリング杭	<u>1.07</u> ⇒ 1.00	<u>0.23</u> ⇒ 0.25
鋼管ソイルセメント杭工法	<u>1.00</u> ⇒ 1.00	<u>0.14</u> ⇒ 0.15

※下線の数値：文献2)に示されている値

## 2.2 岩盤を支持層としたデータを追加した場合

文献2)で用いた载荷試験データに、岩盤を支持層とした载荷試験データを追加して  $R_u$  の推定比の統計量を算出する。採用した载荷試験データ数を表参 11.2.2 に示す。岩盤を支持層とした载荷試験データ 37 例のうち、支持層とする岩盤条件を満たさないデータ、平板载荷試験・先端载荷試験（部分载荷試験）・先端载荷試験を行ったデータ及び杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を示せていないデータ（硬岩、中掘り杭コンクリート打設方式）を除外することとした。また、杭先端地盤の地盤定数において  $q_u$  値があるデータは  $q_u$  値から求める推定式を、 $q_u$  値がないデータは  $N$  値から求める推定式を用いて推定値を算出した。

図参 11.2.1 に文献 2) に示されているデータと岩盤を支持層とした载荷試験データを比較した結果を示す。各工法で岩盤データ数は少ないものの、文献 2) データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認された。

表参11.2.2 採用した载荷試験データ数

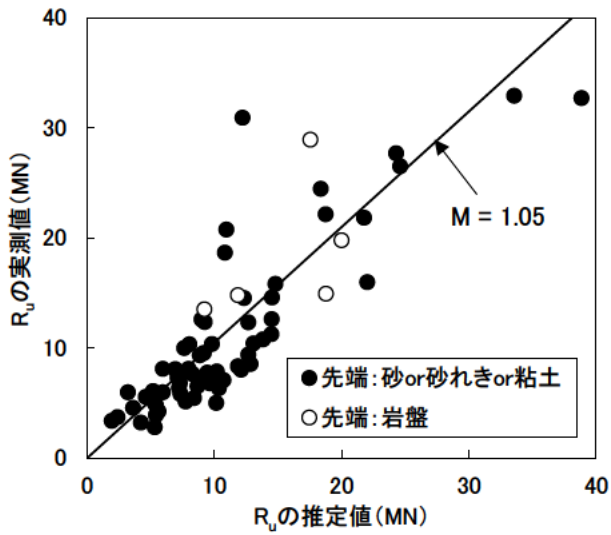
杭工法	文献2)データ	岩盤データ
場所打ち杭工法	62	5
中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	122	6
プレボーリング杭	31	7
鋼管ソイルセメント杭工法	20	2

## 2.3 比較結果

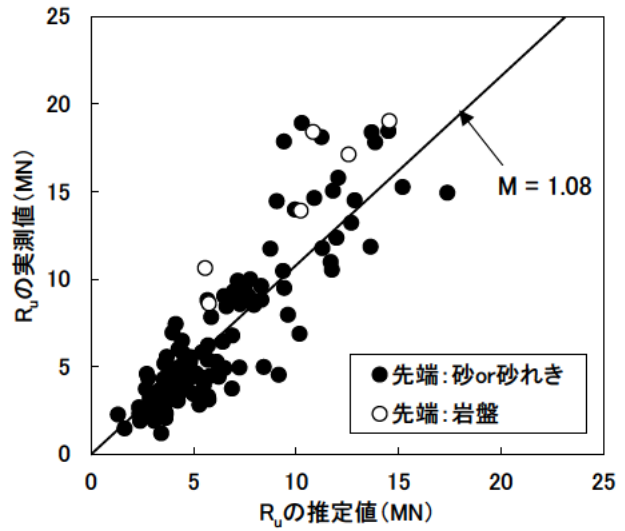
表参 11.2.3 に岩盤を支持層としたデータを追加した場合の推定比の統計量を示す。平均はすべての工法で文献 2) に示されている値に比べて 0.02 程度の微増であり、変動係数には大きな変化はみられなかった。平均については表参 11.2.1 に示すように部分係数検討時の統計量は採用値を丸めていることから、微増の影響はほとんどないと考えられる。

表参11.2.3 岩盤データを追加した地盤から決まる極限支持力の特性値の推定比の統計量

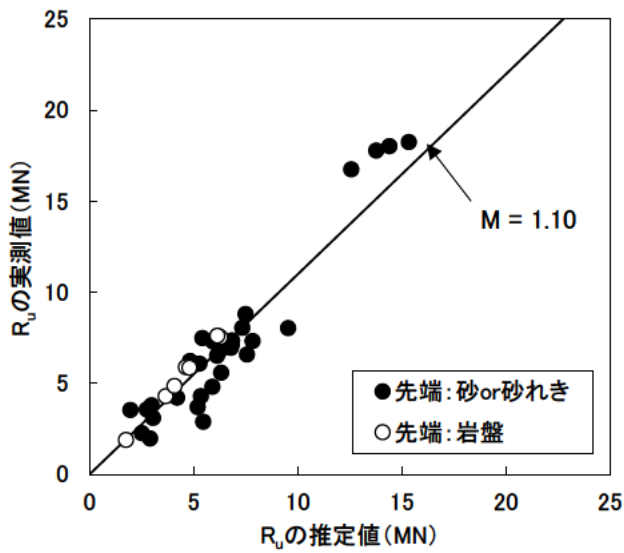
杭工法	文献2) データ		文献2) + 岩盤データ	
	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	1.03	0.36	1.05	0.36
中掘り杭工法 （セメントミルク噴出攪拌方式）	1.05	0.30	1.08	0.30
プレボーリング杭	1.07	0.23	1.10	0.21
鋼管ソイルセメント杭工法	1.00	0.14	1.02	0.14



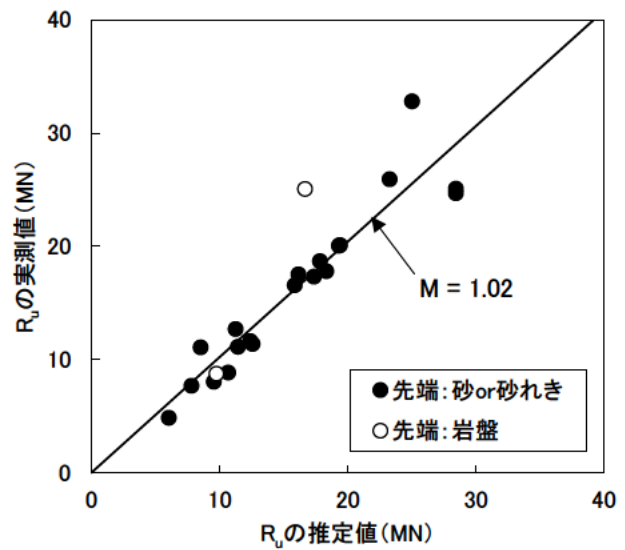
(1) 現場打ち杭工法



(2) 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)



(3) プレボーリング杭工法



(4) 鋼管ソイルセメント杭工法

図参 11.2.1 極限支持力の実測値と推定値の関係

### 3. 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量について

#### 3.1 砂及び砂れきを支持層とした場合（部分係数の検討時に用いたデータ）

道示IVに規定されている部分係数の検討時に用いた $K_r$ は道示IV10.6.3 (2) 1) に示されている式を用いた推定比の統計量<sup>1)</sup>を表参11.3.1に示す。この値は文献2)に示されている値から数字を0.05単位で丸めて設定している。

表参11.3.1 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量<sup>1)</sup>

杭工法	平均	変動係数
場所打ち杭工法	<u>0.92</u> ⇒ 1.00	<u>0.47</u> ⇒ 0.50
中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	<u>1.05</u> ⇒ 1.00	<u>0.42</u> ⇒ 0.45
プレボーリング杭	<u>0.98</u> ⇒ 1.00	<u>0.35</u> ⇒ 0.35
鋼管ソイルセメント杭工法	<u>1.02</u> ⇒ 1.00	<u>0.28</u> ⇒ 0.30

※下線の数値：文献2)に示されている値

#### 3.2 岩盤を支持層としたデータを追加した場合

文献2)で用いた載荷試験データに、岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した $K_r$ の推定比の統計量を算出する。採用した載荷試験データ数を表参11.3.2に示す。岩盤を支持層とした載荷試験データ37例のうち、前述の2.2でのデータ採用条件に加えて、表参11.3.3に示すように降伏点を扱うこととした。杭先端の鉛直方向地盤反力係数 $k_r$ の算出に用いる変形係数 $E_0$ については、N値から算出することとし、N値の上限はバイリニア型の支持力推定線の折れ点の値とした。

図参11.3.1に文献2)に示されているデータと岩盤を支持層とした載荷試験データを比較した結果を示す。各工法で岩盤データ数は少ないものの、文献2)データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認された。

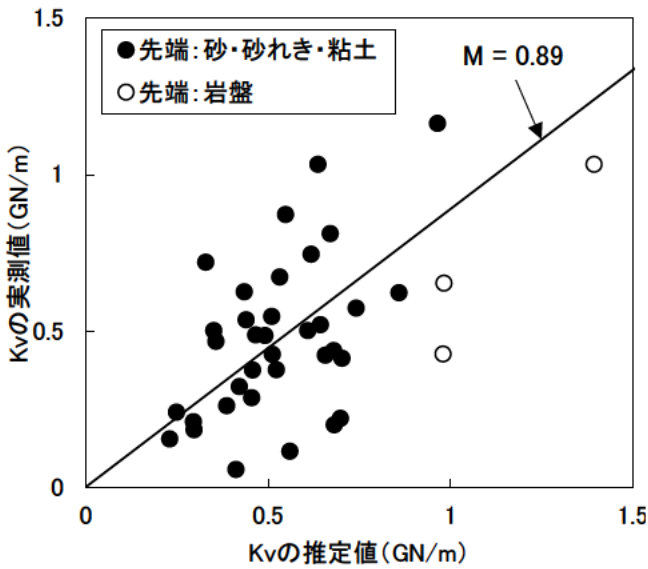
表参11.3.2 採用した載荷試験データ数

杭工法	文献2)データ	岩盤データ
場所打ち杭工法	35	3
中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	47	4
プレボーリング杭	6	5
鋼管ソイルセメント杭工法	9	2

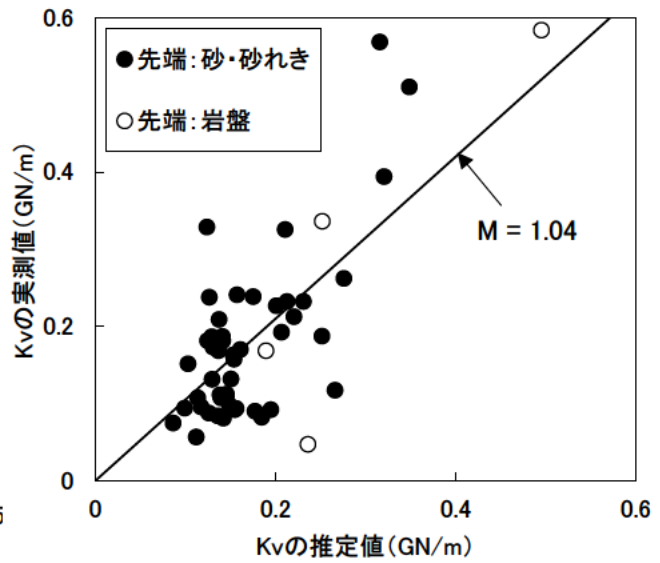
表参11.3.3 降伏点の扱い

条件	降伏変位 $S_{oy}$	降伏荷重 $P_{oy}$
① 折れ点が明確な場合	荷重変位曲線における変位急増点又は 両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点	荷重変位曲線における変位急増点又は 両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点
② 折れ点が不明確でWeibull近似する場合	$S_{oy} = S_{os}$ (杭頭変位の特性値)	$P_{oy} = P_{os}$ (杭頭荷重の特性値) $= 0.63 P_{ou}$

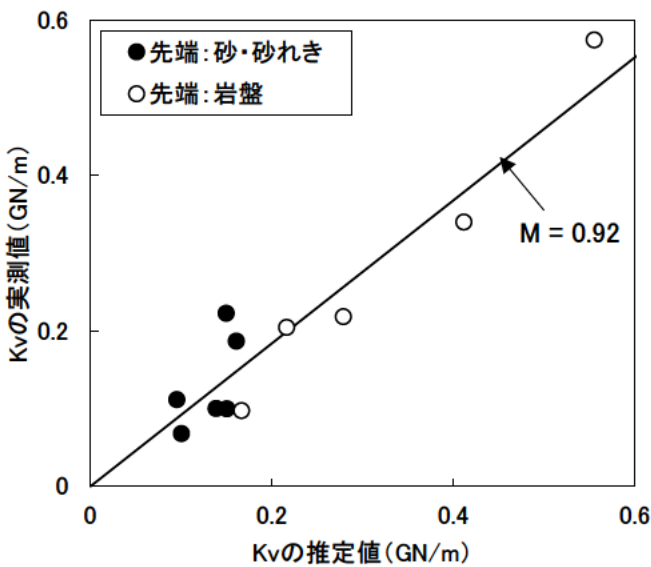
※上記条件として杭体に周面抵抗力を低減させる処置 (例えばSL剤塗布) を施していないもの



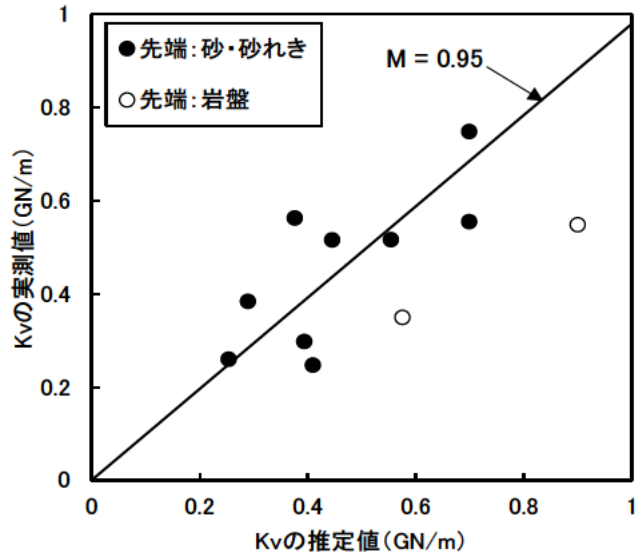
(1) 場所打ち杭工法



(2) 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)



(3) プレポーリング杭工法



(4) 鋼管ソイルセメント杭工法

図参 11.3.1 軸方向ばね定数の実測値と推定値の関係

### 3.3 比較結果

表参11.3.4に岩盤を支持層としたデータを追加した場合の統計量を示す。平均はすべての工法で文献2)に示されている値に比べて0.01~0.07程度の微減であり、変動係数には大きな変化はみられなかった。平均については表参11.3.1に示すように部分係数検討時の統計量は採用値を丸めていることから、変動の影響はほとんどないと考えられる。

表参11.3.4 岩盤データを追加した軸方向ばね定数の推定比の統計量

杭工法	文献2) データ		文献2) + 岩盤データ	
	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47	0.89	0.48
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.42	1.04	0.43
プレボーリング杭	0.98	0.35	0.92	0.30
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28	0.95	0.32

### 4. まとめ

本資料では、岩盤を支持層とした杭基礎において道示IVで規定されている安定に関する照査で考慮する部分係数の適用性を検討した。岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した場合でも、部分係数検討時に用いた $R_b$ の推定比の統計量に与える影響はほとんどなかった。また、 $K_r$ においても採用データ数は少ないものの、岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した場合でも、部分係数検討時に用いた $K_r$ の推定比の統計量に与える影響はほとんどなかった。このことから、岩盤を支持層とした杭基礎において道示IVで規定されている安定に関する照査で考慮する部分係数を適用することができると考えられる。

### 参考文献

- 1) 七澤利明, 河野哲也, 坂下学: 道路橋杭基礎の性能規定及び部分係数設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4382 号, 2018.12.
- 2) 七澤利明, 河野哲也, 宮原清, 大城一徳: 杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究, 土木研究所資料, 第 4374 号, 2018.3.





---

共同研究報告書  
Cooperative Research Report of PWRI  
No.503 April 2019

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課  
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754