

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.53 No.3 December 2014

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 53 卷 第 3 号 (Vol. 53, No. 3) , 2014 年12月 (December 2014)

目 次 (CONTENTS)

1. ウォータージェットとセメントミルクジェットを併用したバイブロハンマ工法の
大径鋼管杭への適用
……………水谷崇亮, 森川嘉之, 菊池喜昭, 森安俊介, 武野正和, 山下久男, 中元靖英 …… 3
(Application of vibratory hammer method using water and cement milk jetting to steel pipe piles
with large diameter
…Takaaki MIZUTANI, Yoshiyuki MORIKAWA, Yoshiaki KIKUCHI, Shunsuke MORIYASU,
Masakazu TAKENO, Hisao YAMASHITA, Yasuhide NAKAMOTO)

ウォータージェットとセメントミルクジェットを併用した バイブロハンマ工法の大径鋼管杭への適用

水谷 崇亮*・森川 嘉之**・菊池 喜昭***・森安 俊介****
武野 正和*****・山下 久男*****・中元 靖英*****

要 旨

港湾構造物の基礎工として鋼管杭を用いる場合、打撃工法により施工されることが一般的である。しかしながら、港湾に隣接する地域の都市化や工場立地の進展に伴い、騒音・振動が問題となって、打撃工法が採用できない事例が増加しつつある。そこで、比較的低騒音・低振動でありながら、打撃工法と同等以上の軸方向抵抗力を確保する工法としてウォータージェットとセメントミルクジェットを併用したバイブロハンマ工法（以下、RSプラス工法という。）が開発され、実績を延ばしている。

一方、岸壁の大水深化や設計の合理化が進み、杭に求められる軸方向抵抗力が増加する傾向にある。これに合わせて、使用される杭の大径化が進んでいる。これに対し、現行のRSプラス工法の適用範囲は杭径1000mmまでとされており、それを超える大径杭への適用については十分な検討がなされていない。大径杭に適用するには、施工性や性能の確保、設計の考え方等について、改めて検討する必要がある。

そこで、RSプラス工法を大径鋼管杭に適用するにあたり解決すべき課題を抽出し、それについて一連の模型実験や数値解析を行った。その結果を基に、大径鋼管杭に対応した新たなRSプラス工法を開発した。さらに、その工法により施工した杭について静的押込み試験を行い、過去に実施された載荷試験結果と対比することで設計の考え方を整理した。新しいRSプラス工法の適用限界は杭径1600mm程度と考えられる。

キーワード：RSプラス、大径杭、先端抵抗力、周面抵抗力、バイブロハンマ

* 地盤研究領域 基礎工研究チームリーダー
** 地盤研究領域 地盤改良研究チームリーダー
*** 東京理科大学 理工学部教授
**** 新日鐵住金株式会社 技術開発本部 主任研究員
***** 新日鐵住金株式会社 建材開発技術部 主査
***** 調和工業株式会社 工法技術部 部長
***** 調和工業株式会社 工法技術部 部長
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 E-mail：mizutani-t@pari.go.jp

Application of vibratory hammer method using water and cement milk jetting to steel pipe piles with large diameter

Takaaki MIZUTANI*
Yoshiyuki MORIKAWA**
Yoshiaki KIKUCHI***
Shunsuke MORIYASU****
Masakazu TAKENO*****
Hisao YAMASHITA*****
Yasuhide NAKAMOTO*****

Synopsis

Piles used as foundations of Japanese port facilities are often driven by diesel or hydraulic hammers. In recent years, it is often required to employ construction methods with lower noise and vibration than the driving hammers because of urbanization in adjacent areas to the ports. The vibratory hammer method using water and cement milk jetting, called RS plus method, was developed to drive steel pipe pile in 2009, and is increasingly used.

The piles have been larger in diameter to achieve higher bearing capacity with increasing of the front-water depth of the port facilities and streamlining of the foundation design. The authors studied on the applicability of RS plus method to such larger-diameter steel pipe piles and developed a new RS plus method. The detail of construction and design procedure will be discussed in this paper. It was concluded that the new method is applicable to the piles with up to 1600mm in diameter.

Key Words: RS plus, large-diameter pile, point resistance, frictional resistance, vibratory hammer

* Head of Foundations Group, Geotechnical Engineering Division
** Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division
*** Professor, Faculty of Science and Technology, Tokyo University of Science
**** Researcher, Technical Research & Development Bureau, Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation
***** Manager, Construction Products Development Division, Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation
***** Manager, Technical Section, Chowa Kogyo Company Limited
***** Manager, Technical Section, Chowa Kogyo Company Limited
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5057 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : mizutani-t@pari.go.jp

目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
2. RSプラス工法の概要と大径化に向けた課題	7
2.1 現行のRSプラス工法の概要	7
2.2 大径鋼管杭への適用に向けた課題	10
2.3 研究の目的と本稿の構成	10
3. 大径鋼管杭に対応したRSプラス工法	10
3.1 開発の方針	10
3.2 杭先端部構造に関する模型実験	11
3.3 土塊の残留への対応	18
3.4 大径鋼管杭に対応したRSプラス工法	25
4. 実大杭の押込み試験	26
4.1 試験方法	26
4.2 杭先端の荷重及び変位の考え方	27
4.3 試験結果	27
4.4 周面抵抗力の評価	28
4.5 先端抵抗力の評価	29
5. 大径鋼管杭に対応したRSプラス工法の設計	30
5.1 周面抵抗	30
5.2 先端抵抗	31
5.3 先端根固め部の耐力	33
6. 結論	34
7. あとがき	35
謝辞	35
参考文献	35
付録A WJ及びCJの配管の圧力損失に関する検討	36

1. まえがき

港湾構造物の基礎工として鋼管杭を用いる場合、従来はディーゼルハンマや油圧ハンマを用いた打撃工法により施工することが一般的であった。打撃工法では、ハンマで杭頭を打撃する際に大きな騒音・振動が発生する。そのため、港湾に隣接する地域の都市化や工場立地の進展に伴い、打撃工法を採用できない事例が近年増加している。

騒音・振動を軽減する工法として、パイプロハンマにウォータージェット（以下、WJという。）を併用して杭を打ち込む工法（以下、WJV工法という。）がある（パイプロハンマ工法技術研究会, 2010）。WJV工法を用いた場合、WJにより杭の先端部や周囲の地盤が乱され、杭の軸方向抵抗力が低下する懸念がある。打撃工法と同程度の先端抵抗を確保するためには、杭先端が打止めの予定深度に達する前にWJを停止し、パイプロハンマのみで最終の打込みを行う必要がある。この場合、騒音は打撃工法より幾分低減されるが、振動の発生は避けられない。

WJの影響による軸方向抵抗力の低下への対策として、WJに換えてセメントミルクジェット（以下、CJという。）を併用するパイプロハンマ工法（以下、CJV工法という。）が存在する。しかしながら、セメントミルクの粘性が高いため、CJの地盤切削能力はWJよりも低いという欠点がある。また、CJV工法では施工した杭の先端部や周囲へのセメントミルクの充填状況が不確かで、得られる軸方向抵抗力が比較的小さい（上菌ら, 2002）。

そこで、WJの地盤切削能力を活かし、かつ、CJによる杭先端根固め部の築造と杭周囲への確実なセメントミルクの充填を図る工法として、WJとCJを併用したパイプロハンマ工法（以下、RSプラス工法という。）が菊池ら（2009）により開発され、徐々に実績を延ばしている。RSプラス工法は、杭径1000mmまでの鋼管杭を対象として開発されたものである。RSプラス工法は国土交通省の新技术情報提供システム（NETIS）に登録されており、インターネット等を通じてその概要を確認することができる（登録No. KTK-120003-A）。

一方、岸壁の大水深化への対応や杭本数削減による工費の低減を目的として、近年、港湾構造物に使用される鋼管杭に大きな軸方向抵抗力が求められ、結果として杭の大径化が進んでいる。しかしながら、鋼管杭は一般に開端杭として使用されるため、大径化により杭の先端閉塞率が低下し、十分な軸方向抵抗力が得られない場合がある。杭先端に十字リブをつけるなどして閉塞率を高める方法（山原, 1969；小松ら, 1969）も考えられるが、

十字リブなどをつけることにより施工時の杭貫入抵抗までもが増大し施工性が低下するため、施工法選定の障害となる。このようなことから、大径の鋼管杭を用いる場合に、施工性を低下させることなく高い閉塞率を得ることができるような工法の開発が求められている。

これに対し、RSプラス工法は、WJによる高い地盤切削能力とCJによる確実な根固め築造性という大径鋼管杭に好適な特性を備えていると考えられる。本論文は、杭径1000mmまでの鋼管杭を対象として開発されたRSプラス工法を基にして、大径の鋼管杭に適用できる新たなRSプラス工法を開発し、その設計の考え方を示すものである。

2. RSプラス工法の概要と大径化に向けた課題

2.1 現行のRSプラス工法の概要

(1) 杭形状

RSプラス工法に用いる杭は、先端根固め部の確実な築造ができるよう、杭の先端形状に工夫が施されている。図-2.1に現行のRSプラス工法に用いられる杭の先端形状を示す。杭外周面にはリブプレートが取り付けられ、杭本体の径よりも拡大した先端根固め部を築造できるようになっている。これにより、鋼管杭の断面積の2倍以上の断面積を持つ先端根固め部を築造する。また、杭と先端根固め部がより確実に一体化するよう、杭内周面にずれ止め筋が設けられている。このような先端形状の杭にWJ及びCJの噴射用のノズル及びノズル配管を取り付け、パイプロハンマで打ち込む。ノズル及びノズル配管は、WJとCJで兼用する。施工完了時の杭の構造を図-2.2に示す。

(2) 施工方法

現行のRSプラス工法の施工手順を図-2.3に示す。施工手順は、図-2.3①～③に示すWJによる地盤の切削過程、

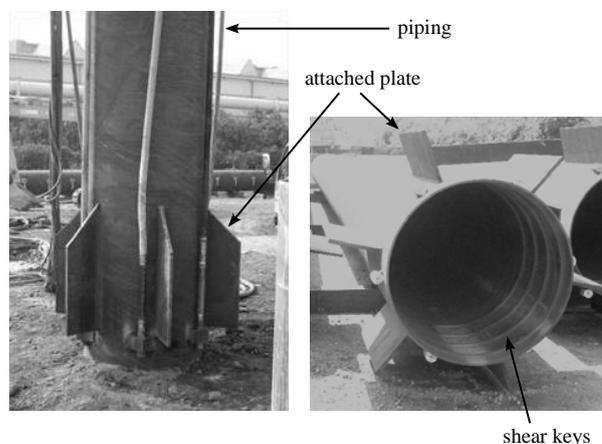


図-2.1 現行のRSプラス工法の杭先端形状

図-2.3④～⑥に示すCJによる先端根固め部の築造過程、
 図-2.3⑦～⑧に示す杭周面へのセメントミルクの充填過程の3つの工程に分けられる。

WJによる地盤の切削過程では、杭に取り付けたノズルからWJを噴射しながらバイプロハンマにより杭を打ち込む(図-2.3②)。その際、支持層への根入れ長が杭径 D の3倍程度となるまで杭を貫入させ(図-2.3③)、杭先端付近の地盤を十分に切削する。ここでWJをCJに切り換え、先端根固め部の築造過程に移る。先端根固め部の築造過程では、ノズルからCJを噴射しつつ、バイプロハンマで

振動を加えながら杭を支持層上面まで上昇させる(図-2.3④～⑤)。これにより、地盤とセメントミルクが攪拌・混合され、先端根固め部が形成される。次に、築造された先端根固め部に、CJの噴射・バイプロハンマによる振動を続けながら杭先端を沈設する(図-2.3⑥)。この際、杭先端の深度は、支持層への根入れ長が $2D$ 程度となるように設定する。最後に、杭周面へのセメントミルク充填を行う。杭周面へのセメントミルクの充填は、図-2.3⑦に示すように噴射圧を低減した状態でCJを噴射しながら、杭から切り離れたノズル配管をゆっくり地上に巻き上げ、回収することによって行う。

以上でRSプラス工法による杭の打設が完了する。

(3) 施工管理

RSプラス工法では、杭先端を確実に閉塞させ、さらに、杭径よりも拡大した先端根固め部を築造することが重要である。そのため、使用する鋼管杭の径に応じて先端根固め部に注入するセメントミルクの量を規定し、厳密な施工管理を行う。実施工においては、杭の打設速度、杭先端の深度、セメントミルクの圧送流量、圧送圧力、WJとCJの切り替えのタイミングをリアルタイムで管理できるプログラムを用いた施工管理が行われている。特に杭の打設速度、杭先端の深度は、図-2.4に示すようなレーザー変位計による打設深度計測を行い、管理の精度を高めている。施工管理方法の一例を図-2.5に示す。

(4) 設計の考え方

RSプラス工法により打設した杭については、菊池ら(2009)により実大杭の荷重試験結果に基づく軸方向抵

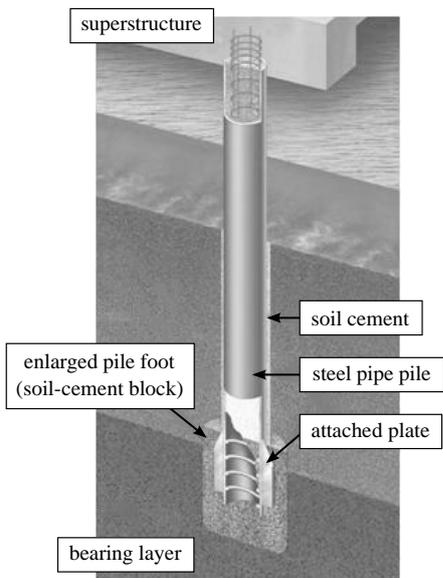


図-2.2 現行のRSプラス工法の完成時の杭形状

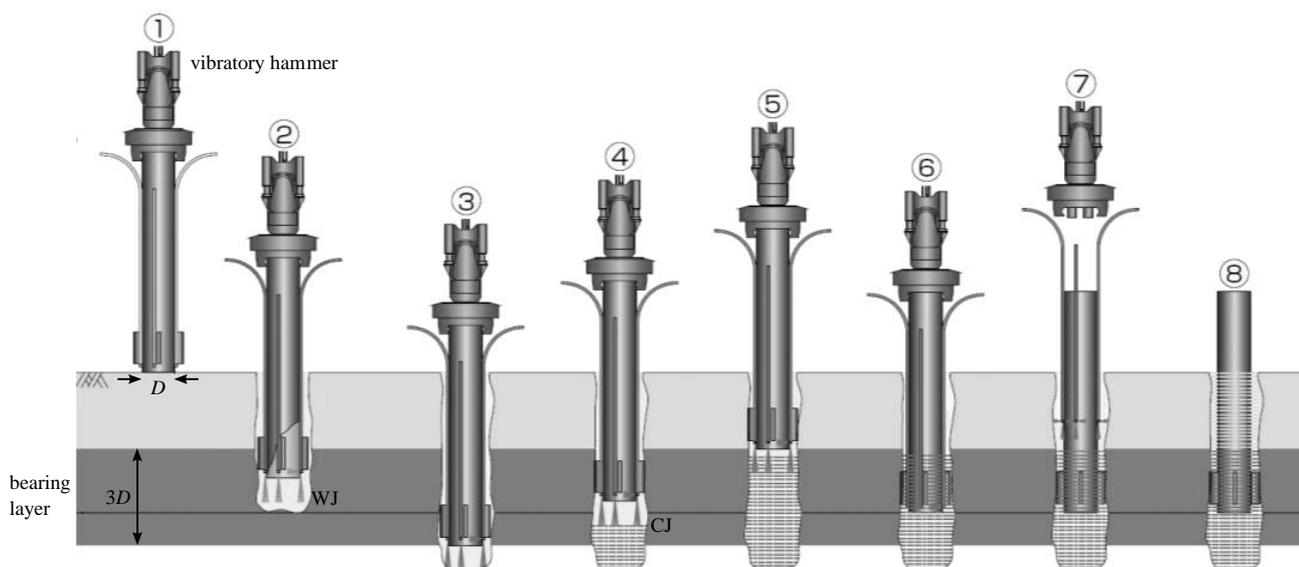


図-2.3 現行のRSプラス工法の施工手順

抗力の検討が行われている。 載荷試験は杭径 D が600～1000mmの鋼管杭について実施されたものである。 試験の結果、先端抵抗については打撃工法により砂質土地盤に打ち込まれた杭と同程度、周面抵抗については場所打ち杭のそれと同程度の値が得られることが確認されている。 具体的には、以下のような推定式が提案されている。

a) 先端抵抗力

RSプラス工法により施工された鋼管杭の先端抵抗力の特性値 R_{pk} (kN) は式(2.1)により推定される。

$$R_{pk} = 300NA_p \quad (2.1)$$

ここで、 N は支持層の平均N値で、その最大値は50とする。 A_p は鋼管杭先端の断面積 (m²) で、杭径 D を用いて式(2.2)により求められる。

$$A_p = \pi D^2/4 \quad (2.2)$$

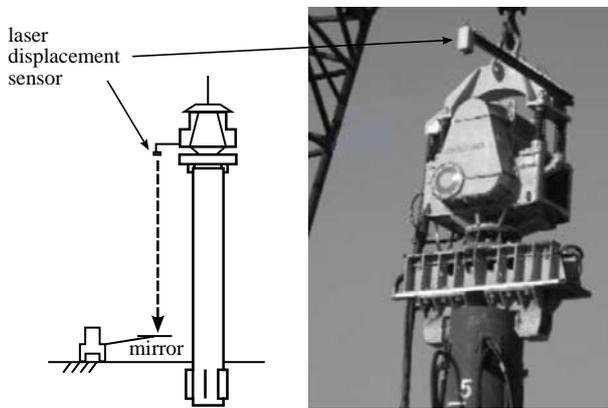


図-2.4 レーザー変位計による打設深度計測

現行のRSプラス工法では、杭径よりも拡大した先端根固め部を築造することとしており、先述のとおり先端根固め部の断面積として式(2.2)で計算される値の2倍以上を確保する必要があるとされている。 式(2.1)はこの拡径効果を見込んだ上での推定式となっている。 また、式(2.1)により推定される先端抵抗力は、先端根固め部の底面に働く抵抗と先端根固め部の周面に働く抵抗をあわせた、先端根固め部全体として発揮される抵抗力となっている。

なお、式(2.1)は砂又は砂礫を支持層とする場合に適用される。 粘性土地盤を支持層とする場合については、RSプラス工法の先端抵抗の推定手法はこれまでのところ示されていない。

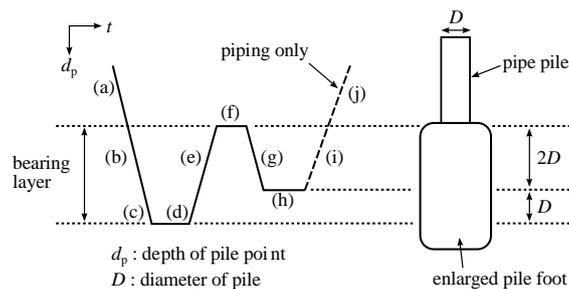
b) 周面抵抗力

RSプラス工法により施工された鋼管杭の周面抵抗力の特性値 R_{fk} (kN) は式(2.3)により推定される。

$$R_{fk} = \sum r_{fki} A_{si} \quad (2.3)$$

ここで、 r_{fki} は i 層の平均周面抵抗力度 (kN/m²) である。 i 層が砂質土の場合、 r_{fki} は砂質土の平均N値 N から $5N$ (kN/m²) として算定できる。 ただし、 r_{fki} の最大値は200kN/m²とする。 i 層が粘性土の場合、 $r_{fki} = 10N$ (kN/m²) 又は $r_{fki} = c_a$ (kN/m²) として算出し、その最大値は150kN/m²とする。 c_a は粘性土層の平均付着力である。 また、 A_{si} は i 層において地盤と接している杭の周面積 (m²) であり、杭の周長 U_s (m) と i 層の層厚 l (m) の積として求められる。

なお、先述のとおり先端根固め部の周面抵抗は式(2.1)



	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)*	(i)*	(j)
jet type	WJ	WJ	WJ	CJ	CJ	CJ	CJ	-	-	CJ
time	60sec/m	900sec	10sec	70sec	125sec	5sec	45sec	900sec	60sec	30sec/m
pressure	15MPa	15MPa	3MPa	3-15MPa	15MPa	15MPa	15MPa	-	-	3MPa
volume	2.4m ³ /m	36m ³	0.2m ³	1.90m ³	4.38m ³	0.18m ³	1.58m ³	-	-	0.54m ³ /m
W/C	-	-	-	65%	65%	65%	65%	-	-	150%

* (h)～(i)は配管の切離し及び引上げを行う工程で所要時間は参考値

図-2.5 ジェット噴射等の管理の例 (杭径1000mmの場合)。 (i)及び(j)では配管のみを引き上げる。

に含まれているから、式(2.3)で周面抵抗を推定する際には先端根固め部の周面抵抗は対象外とする。

2.2 大径鋼管杭への適用に向けた課題

大径鋼管杭に対して打撃工法を適用する場合には、使用するハンマの大型化、打撃力・打撃回数の増加に伴い、騒音・振動がより大きくなる懸念がある。また、貫入力が大きくなるため杭体が損傷するリスクが高まる。そのため、杭頭や杭先端に補強バンドを取り付けるなどの対策が必要となる。

一方、RSプラス工法では、WJにより地盤を緩めてパイプロハンマで杭を打ち込む。従って、WJの配置を工夫し、WJの地盤の切削・攪拌性能を高めることで、大径鋼管杭を用いる場合でも騒音・振動を抑制し、杭体の損傷リスクを低減できる可能性がある。このような観点から、大径鋼管杭に適したノズルの配置や杭の先端形状を検討することが課題の一つである。

また、打撃工法で施工された鋼管杭では杭の先端閉塞率が低下する。現行のRSプラス工法では先端根固め部を築造することで鋼管杭先端を閉塞させているが、大径鋼管杭に適用した場合に現行のRSプラス工法と同様の確実な施工ができるかどうかは不明である。これについても、WJ及びCJのノズルの配置や杭先端形状、さらには施工手順を工夫し、大径鋼管杭においても確実な先端根固め部の築造ができるように工法の改良を行うことが課題となる。

さらに、現行のRSプラス工法の設計の考え方は、前述のとおり杭径 D が600～1000mmの鋼管杭について実施した載荷試験に基づくものである。大径鋼管杭への適用にあたっては、別途載荷試験を実施するなどして、改めて設計の考え方を検証することが必要である。

以上をまとめると、RSプラス工法を大径鋼管杭に適用するにあたり検討すべき課題は、①施工性を確保するためのWJのノズル配置や杭先端形状の最適化、②確実な先端根固めの築造性を確保するためのWJ及びCJのノズル配置や杭先端形状さらには施工手順の検討、③設計の考え方の検証の3点となる。

2.3 研究の目的と本稿の構成

本研究は、RSプラス工法を大径鋼管杭に適用するにあたり必要と考えられる3つの課題、①施工性を確保するためのノズル配置や杭先端形状、②確実な先端根固めの築造性を確保するためのノズル配置や杭先端形状、施工手順、③設計の考え方、について検討することを目的とする。①及び②は、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法の

開発であり、③はその設計方法の構築である。

本稿では、まず3章において、WJのノズル配置や杭先端形状について模型実験や数値解析を行い、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法の仕様を提案する。

続く4章では、3章で提案した仕様で施工した実大杭の押込み試験を実施し、RSプラス工法で施工された大径鋼管杭の軸方向抵抗力を検討する。

最後に、5章において、菊池ら(2009)により報告されている現行のRSプラス工法で施工された杭の載荷試験結果と4章で述べる大径鋼管杭の載荷試験の結果を統合的に検証し、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法の設計の考え方をとりまとめる。

3. 大径鋼管杭に対応したRSプラス工法の開発

3.1 開発の方針

施工性や先端根固めの築造性を確保するためのノズルの配置については、森川ら(2014)の検討結果を参考にすることとした。森川ら(2014)はWJによる地盤の切削・攪拌性能及びCJによる地盤改良体の築造性能について遠心模型実験等によりそのメカニズムを検討した。研究の一環として、杭先端部に地盤改良体を築造する実験が行われている。実験の結果、鋼管杭の杭周に設置したノズルを杭中心方向に向けた斜め下方噴射とすること、鋼管杭先端の内部に杭断面を2分するような鉛直方向のプレート(以下、内リブという。)を設け水平・鉛直方向の噴射ノズルを取り付けること(図-3.1参照)などにより、杭径が1600mmの場合でも地盤が十分に切削・攪拌でき、杭先端部に地盤改良体が築造できることを確認している。

次に、杭先端形状については、杭先端部に設けたリブプレートによる施工性の低下が大径杭への適用にあたっ

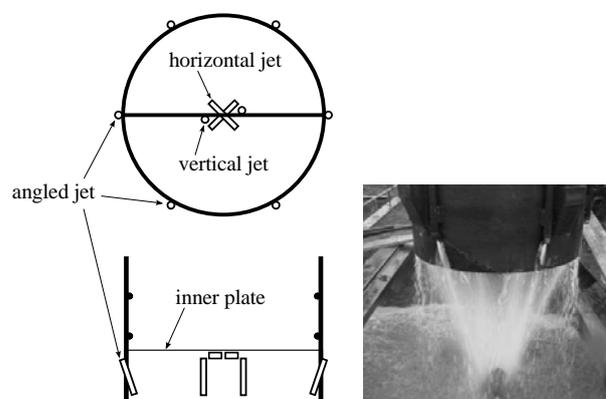


図-3.1 杭周に設けた斜め噴射ノズルと内リブに設置した水平・鉛直噴射ノズルの配置と噴射状況

での懸念事項である。現行のRSプラス工法では、2.1で述べたとおり、杭先端の外周部に先端根固め部の拡径を目的としたリブプレートが設けられている。大径鋼管杭にRSプラス工法を適用する場合、リブプレートが設置されていると、より広い範囲の地盤をWJで切削する必要が生じ、地盤切削・攪拌性能の確保が難しくなることが予想される。そこで、RSプラス工法の大径鋼管杭への適用を図るにあたり、リブプレートを設置しないことを基本方針とした。

リブプレートの設置を取りやめることで先端根固め部の拡径は期待できなくなり、結果的に先端抵抗力が低下すると考えられる。一方、大径鋼管杭を打撃工法で施工する際には、杭径が小さい場合と比較して先端閉塞効果が低下し、鋼管杭の先端抵抗力度（鋼管杭の単位断面積あたりの先端抵抗力）が低下することが知られている。このようなことから、大径鋼管杭対応のRSプラス工法でリブプレートを設置せず、先端根固め部を拡径しないこととしても、打撃工法に対して軸方向抵抗力が大きく見劣りするようにはないと思われる（これについては4章で実大杭の載荷試験結果に基づいた検討を行う）。

RSプラス工法の大径鋼管杭への適用にあたりリブプレートを設置しない方針とすれば、森川ら（2014）の研究成果をそのまま大径鋼管杭に対応したRSプラス工法におけるノズル配置、先端形状の検討結果として活用できる。ただしそのためには、森川ら（2014）の示した形状の先端構造で、先端根固め部に求められる耐力を確保できるかどうかについて検討する必要がある。

菊池ら（2009）は、RSプラス工法で施工された杭の先端部の構造について模型実験を行い、先端根固め部の耐力を評価する式を提案している。しかしながら、大径鋼管杭への適用にあたりリブプレートを廃止し、新たに内リブを取り付けることで杭先端構造が現行のRSプラス工法とは異なる形状となり、その挙動特性や耐力が変化しうる可能性がある。そこで、杭先端部構造について改めて模型実験を行い、その耐力の評価方法について検討することとした。その結果について3.2で述べる。

さらに、森川ら（2014）では、改良体の中に土塊が存在した例が報告されていることから、このような土塊が先端根固め部の耐力等に与える影響について評価する必要がある。これについては、種々の実験や数値解析で検討することとし、3.3で説明する。

3.2 杭先端部構造に関する模型実験

(1) 実験方法

地盤が十分な強度を有していると仮定し、地盤よりも

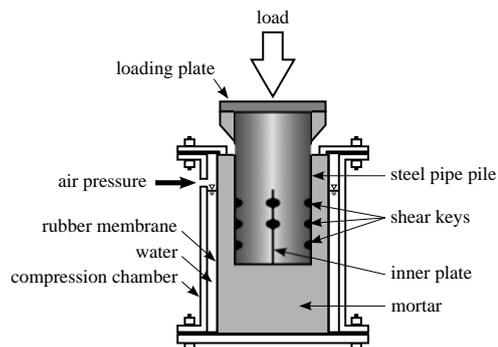


図-3.2 実験模型の概要

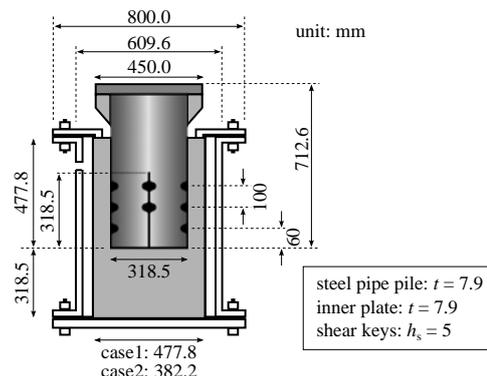


図-3.3 模型各部の寸法

先端根固め部が先に破壊すると考えた場合の破壊状況を観察するとともに、先端根固め部の耐力の評価することを目的として模型実験を実施した。実験に使用した模型の概要を図-3.2に示す。模型実験は、菊池ら（2009）が実施した実験と同様な条件で、杭先端部の形状のみ変更している。

実験は2ケース実施した。模型各部の寸法を図-3.3に示す。ケース1とケース2では、模型杭の寸法は同一であるが、先端根固め部の直径が異なっている。また、いずれのケースにおいても、杭の先端形状が森川ら（2014）の示した形状となるように杭外周面のリブプレートは廃止し、杭先端部には内リブを付加している。

ケース1は、菊池ら（2009）が実施した実験ケース1（以下、ケースK1という。）と同じ実験条件で、杭先端部の内リブの有無のみが異なっている。ケース1、ケースK1とも先端根固め部の直径が鋼管杭の杭径の1.5倍となっており、先端根固め部が拡径された状況を模している。

一方、3.1で述べたとおり、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法では先端根固め部の拡径を期待しない方針とした。そこで、ケース2では、先端根固め部の直径を、大径杭に対応したRSプラス工法で施工した場合の杭の先端形状に則した寸法とする。森川ら（2014）の実験によると、

表-3.1 実験条件比較

ケース	内リブ	先端根固め部直径 (mm)	モルタル強度 (N/mm ²)
1	有	477.8	14.8
2	有	382.2	15.9
K1	無	477.8	17.8

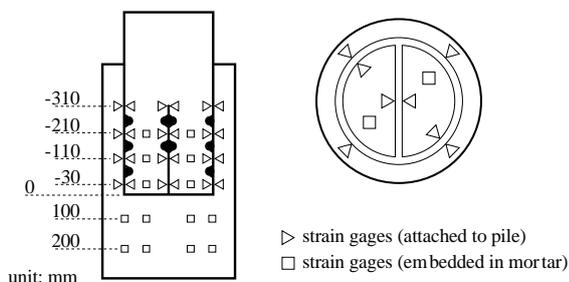


図-3.4 ゲージの配置

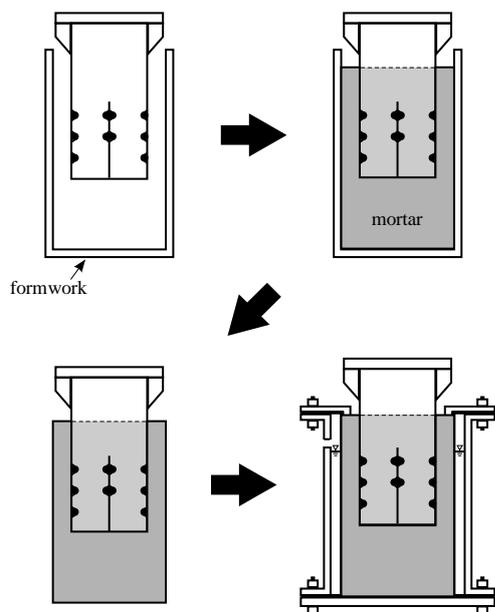


図-3.5 模型の作製手順

杭外周面にリブプレートを設置せず、先端根固め部の拡径を期待しない条件で施工した場合に築造された先端根固め部の直径は鋼管杭の1.2倍程度であった。これに基づき、ケース2の先端根固め部の直径は、鋼管杭の直径の1.2倍とした。ケース1、2及びケースK1の実験条件の差異をまとめると表-3.1のとおりである。

鋼管杭にはひずみゲージを貼付し、4深度で鋼管杭の外周面・内周面のひずみを計測した。内リブ及び先端根固め部のモルタル内にもひずみゲージを設置している。ひずみゲージ配置を図-3.4に示す。実験では、これらのひずみのほか、載荷重及び載荷面の変位を計測した。

模型の作製手順を図-3.5に示す。まず、ずれ止め筋や内リブを設置した鋼管杭を型枠内の所定の位置に仮止めする。次に鋼管杭の内外にモルタルを充填し、所定寸法の先端根固め部を作製する。使用したモルタルの一軸圧縮強さは目標値で15N/mm²である。脱型後、先端根固め外周面をゴム膜で覆うとともに外側に試験容器となる鋼管を設置し、鋼管とゴム膜の間に水を入れて300kPaの圧力で加圧した。この圧力は、深度30m程度において先端根固め部に働く有効応力に概ね対応する値であり、実験中は定圧条件とした。

なお、実験ケース毎に模型作製に使用したモルタルを用いてテストピースを作製し、模型と同材齢で JIS A 1108 に準じたコンクリートの圧縮強度試験を実施した。各ケースの圧縮強度は表-3.1に示したとおりである。

載荷は油圧ジャッキ（容量5000kN）を用いて杭頭部を押し込むことにより行った。まず200kNまで予備載荷し模型の各部や設置したひずみゲージ等に問題が無いことを確認した後、一旦除荷してから実験を開始した。載荷中、杭頭部の4ヶ所に（円周方向に均等に）設置した変位計の値を確認したところ、載荷開始時に杭頭が若干傾き（変位の差が1～2mm程度）、その後はその傾きを保ったまま押し込まれた。そのため、載荷初期において、変位計やひずみゲージの計測値に杭頭の傾きの影響が見られた。この影響を除くため、以下の検討においては、変位計、杭外周面・内周面のひずみ、先端根固め部のモルタルのひずみのそれぞれについて、杭周方向に複数箇所（図-3.4参照）で計測した値の平均値を用いてデータを整理している。

載荷速度は60～70kN/min程度とした。載荷面の変位が15mmを過ぎたところで載荷を終了し除荷した。なお、ケースK1では、載荷面の変位が20mm程度となるまで載荷が行われている。

(2) 実験結果

a) 杭頭における荷重と変位の関係

実験で得られた荷重と変位の関係を図-3.6に示す。いずれの実験においても、実験開始から変位が5mmに達するまでの間に荷重が急増している。その後、内リブが無いケースK1では荷重が漸増しているのに対し、内リブを設けたケース1及びケース2では荷重が低下していく。また、最大荷重はケースK1が最も大きく、鋼管杭に内リブを設けたケース1がそれに続き、内リブを設けた上に先端根固め部の直径が小さいケース2が最も小さい。

b) 供試体の破壊状況

図-3.7、図-3.8に実験後の破壊状況（先端根固め部を解体した時の状況）を示す。図-3.7より、ケース1、2で

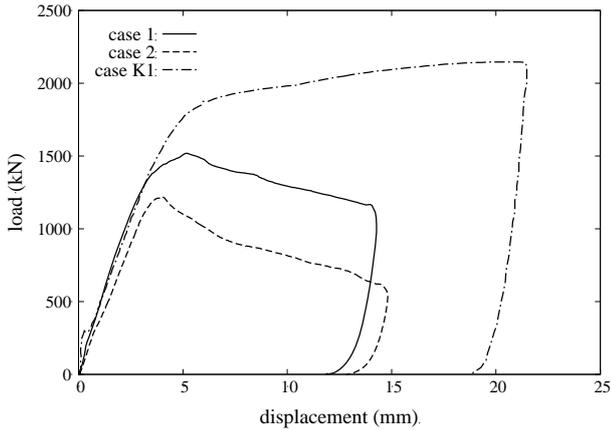


図-3.6 杭頭における荷重と変位の関係

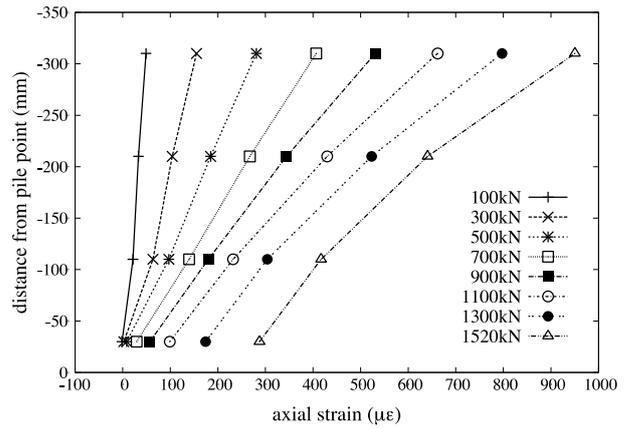


図-3.7 実験後の模型の様子. 左からケース1 (加圧容器から取出し後), ケース1の解体後 (杭体と杭直下部分のモルタル), ケース2の解体後 (杭先端部と模型底部のモルタル).

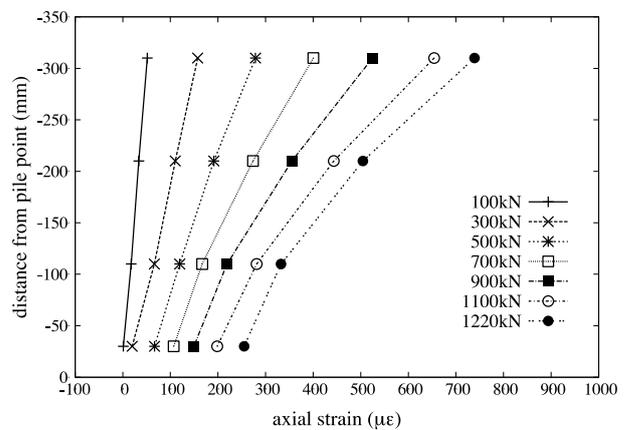


図-3.8 ケースK1解体時の杭先端部の様子

は鋼管杭先端がコーン状に破壊されていることがわかる. 一方, 図-3.8を見ると, ケースK1では杭先端から台形状に押し抜かれるような形状で破壊されている. ケースK1では先端根固め部の下端から鋼管杭内部までモルタルが一体となった状態で破壊しているように見受けられ, 鋼管杭内部のモルタルの押抜き (支圧破壊) により挙動が



(ケース1)



(ケース2)

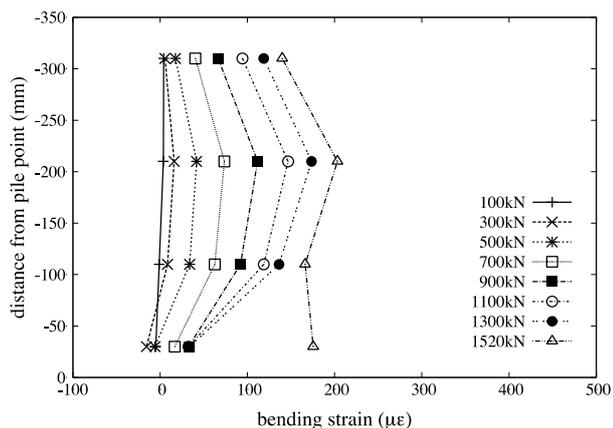
図-3.9 鋼管杭の軸ひずみ分布 (圧縮が正)

支配されていた可能性がある. このように破壊形態に差異が生じた原因としては, ケース毎のモルタルの強度のばらつきの他に, ケース1, 2で内リブを付加したことによる鋼管杭の剛性の変化や鋼管杭内部のモルタルの拘束条件の変化などが考えられる. また, このような破壊形態の違いにより, 図-3.6の荷重と変位の変化傾向に差異が現われたものと推測される.

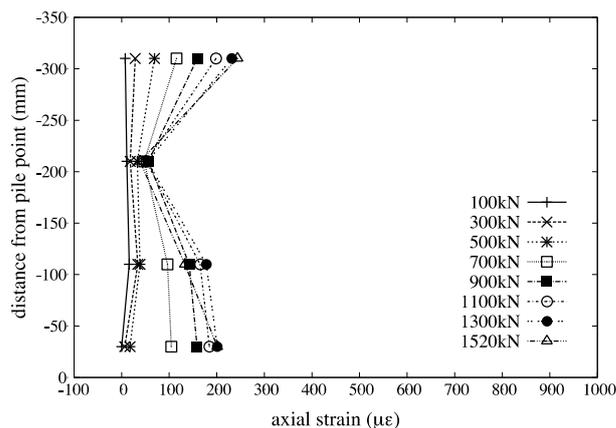
c) ひずみ分布

実験ケース1, 2で計測された鋼管杭の軸ひずみと曲げひずみの分布を図-3.9, 図-3.10に示す. 軸ひずみは杭外周面のひずみと内周面のひずみの平均値, 曲げひずみは外周面のひずみと内周面のひずみの差の1/2として求めた.

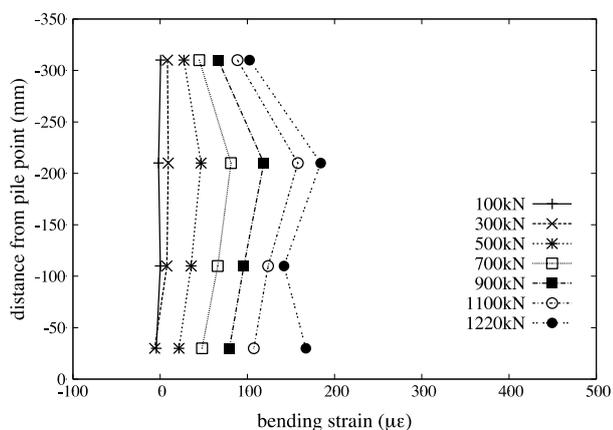
図-3.9より, ケース1, 2とも, 載荷重が小さいうちは杭先端部で軸ひずみがゼロとなっており, 軸力が杭先端まで伝わっていないことがわかる. その後, 軸ひずみが杭先端に向かって直線的に小さくなる形状を保ちつつ, 杭先端近くでのひずみが増加していく. グラフが直線的



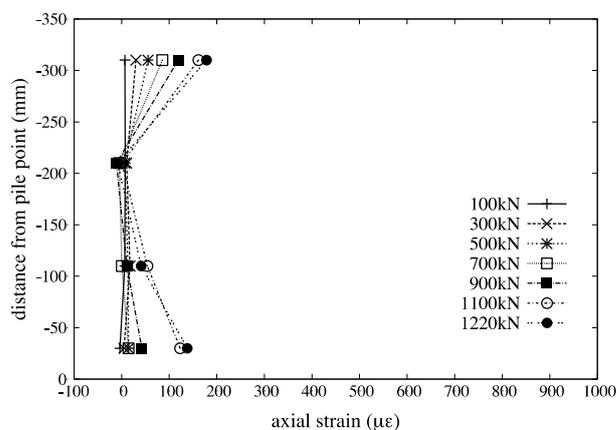
(ケース1)



(ケース1)



(ケース2)



(ケース2)

図-3.10 鋼管杭の曲げひずみ分布

図-3.11 内リブの軸ひずみ分布 (圧縮が正)

な形状であることから、杭全長にわたって、比較的均一に鋼管杭とモルタルの間の摩擦力あるいは止め筋部分での支圧が働いているものと思われる。その後、荷重がさらに増加すると、軸ひずみ分布は上に凸な形状に変化する。つまり、杭の上部（杭頭に近い側）ほど大きな摩擦力あるいは止め筋の支圧が働いている。最大荷重時には、杭先端部の軸ひずみは杭頭部の軸ひずみの1/3程度であり、6~7割の荷重が摩擦力及び止め筋の支圧により分担されているようである。

一方、図-3.10に示した曲げひずみの分布によると、杭は全体的に外側方向へ広がるように変形していることがわかる。荷重が小さい段階から杭先端から200mm上方で曲げひずみの値が大きいが、最大荷重時には杭先端部でも曲げひずみが大きく、杭がモルタルに押し込まれる際に杭先端が広げられていることが確認できる。このような傾向は、ケース1、ケース2に共通している。

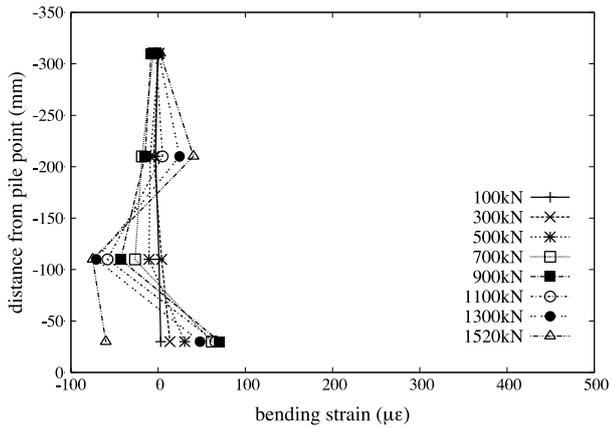
次に、内リブで計測された軸ひずみ、曲げひずみを図-3.11、図-3.12に示す。これらの図からわかるとおり、

ケース1、2とも、内リブのひずみは図-3.9、図-3.10に示した鋼管杭のひずみよりも相当小さく、内リブにはあまり大きな力が伝達されていないものと思われる。

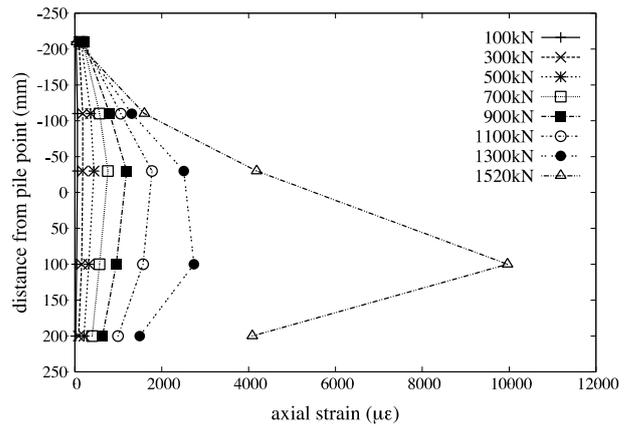
最後にモルタル内のひずみ分布を図-3.13に示す。荷重が小さい間は杭先端付近を中心に平均的に圧縮が生じているが、最大荷重に近づくにつれ杭先端より下部に大きな圧縮が生じていることがわかる。杭先端より下部のモルタルが破壊することにより最大荷重が決定されていることに対応する結果であると思われる。

(3) 先端根固め部の耐力の考え方

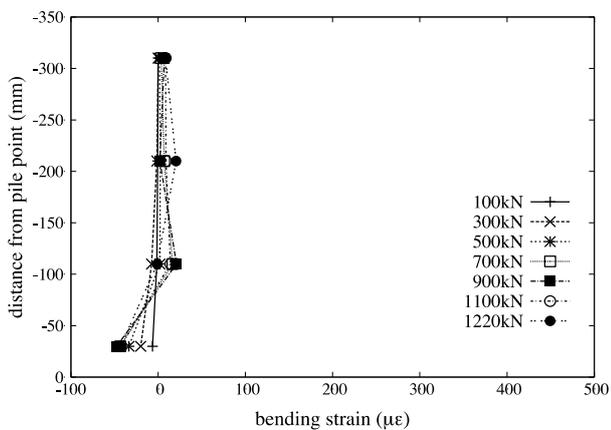
先述のとおり、ケース1、ケース2とも鋼管内のモルタルが破壊した様子はなく、鋼管杭の先端下部のモルタルがくさび状に破壊した状況であった(図-3.7参照)。一方、ケースK1では、鋼管杭内部のモルタルの支圧破壊が生じていた可能性がある。従って、先端根固め部の耐力評価の際には、鋼管杭内のモルタルが破壊しないことと、鋼管杭の外側、特に杭先端の下部のモルタルが破壊しないこと、という2つの条件を確認する必要があるものと思わ



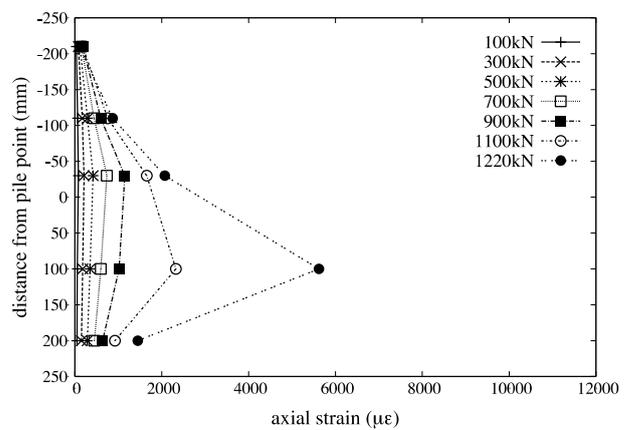
(ケース1)



(ケース1)



(ケース2)



(ケース2)

図-3.12 内リブの曲げひずみ分布

図-3.13 モルタル内の軸ひずみ分布

れる。以下、それぞれについて、耐力の評価方法の考え方を検討する。なお、設計時の具体的な考え方については、5章で杭の軸方向抵抗力の推定方法とあわせて検討する。

a) 鋼管杭内のモルタルの耐力

ずれ止め筋を設置した鋼管とモルタルあるいはコンクリートとの付着力については、コンクリート充填鋼管柱やフーチングのソケット式接合など様々な構造について検討が行われている。ずれ止め筋のような突起を有する鋼管杭とコンクリート等の付着力の発現機構は、鋼管によるコンクリートの拘束効果等の影響も受け、非常に複雑である。しかしながら、園田ら(1998)にまとめられているように、ずれ止め筋を設置した場合の主たる破壊形式は、ずれ止め筋前面のコンクリート等が局所的に圧壊する支圧破壊であると考えられている。ただし、ずれ止めの突起高さ h_s に対して設置間隔 s_s が狭い場合にはずれ止め筋の頂部を結ぶ面でコンクリートがせん断破壊されるような機構となる。そのため、American

Petroleum Institute (2010) などに見られるように、 h_s/s_s について一定の制限を設けた上で、ずれ止め筋を設置した鋼管と内部のコンクリート等の付着力の推定式が提示されているのが一般的である。

今回の工法では、ずれ止め筋を有する鋼管杭の内部のモルタルが押抜きにより破壊されないことが求められ、それに対する耐力を検討する必要がある。菊池ら(2009)に述べられているとおり、このような課題については、実験結果等に基づき支圧強度を検証する方法が採られる例が多い。本研究においても、同様の手法により鋼管杭内のモルタルの耐力評価を試みる。

支圧強度 σ_0 とは、コンクリート等が局所的に作用する外力(支圧力という。)を受けて破壊する際の強度である。支圧力を受けている面積を支圧面積といい、破壊が生じた際の支圧力を支圧面積で除した値が支圧強度となる。コンクリート等が支圧力を受ける場合、力を受けていない部分による拘束等の効果が発揮されるため、支圧強度 σ_0 は圧縮強度 σ_c より大きな値を持つこと(以下、支圧

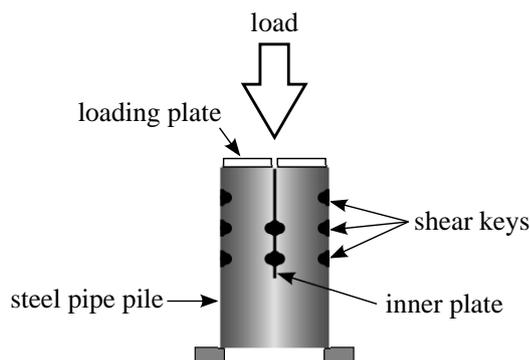


図-3.14 モルタルの押抜き実験（ケース3）の概念図

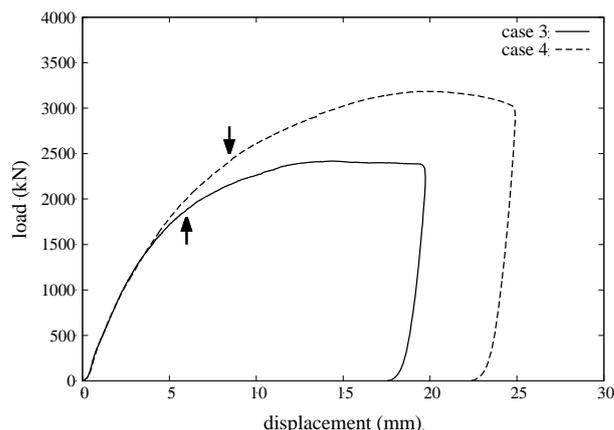


図-3.16 荷重と載荷板の変位量の関係

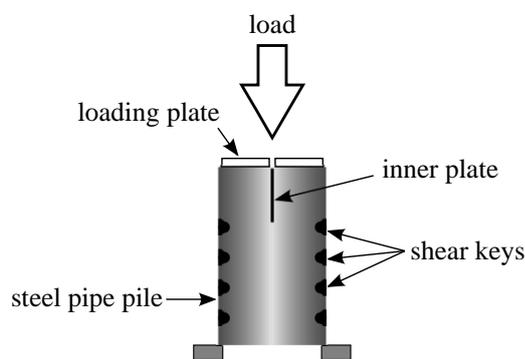


図-3.15 モルタルの押抜き実験（ケース4）の概念図

効果という.) が知られている。ここでは、菊池ら (2009) にならい、圧縮強度に対する支圧強度の比 $a = \sigma_b / \sigma_c$ (以下、支圧倍率という.) を用いてモルタルの耐力を評価する。菊池ら (2009) では、鋼管杭内周面に取付けたずれ止め筋について、支圧倍率 $a = 4$ を用いて設計することが提案されている。

実験ケース1, 2では、鋼管杭先端より下のモルタルがくさび状に破壊しており、鋼管杭内部での支圧破壊は生じていない (生じていたとしても最大荷重の決定要因とはなっていない)。そのため、ケース1, 2の結果から鋼管杭内のモルタルの耐力を評価することは難しい。そこで、追加の実験を行い、鋼管杭内部に打設したモルタルの耐力を評価することとした。

追加実験では、鋼管杭内部での支圧破壊を確実に発生させるため、模型の先端根固め部を省略し、単に鋼管杭の内部にモルタルを打設してそれを押し抜く実験を実施した。本来は鋼管杭内部にモルタルを打設した後、モルタルの底面を杭先端位置で支持し、鋼管杭に載荷して押し抜くのが実際の載荷条件に近いと考えられるが、実験装置の都合により、鋼管杭を倒立させて杭先端を上面とし、内部のモルタルに載荷する方法を採った。模型実験

の概念図を図-3.14に示す。

図-3.14の上部、杭先端部にある載荷板は、半円形の板を2枚組み合わせたもので、鋼管杭本体や内リブを避けて内部のモルタルにだけ荷重が加えられるように工夫した。また、図-3.14の下部の杭頭側は、杭本体のみを支持する構造としており、内部のモルタルは自由となっている。

実験は2ケース実施した。ケース3は、ケース1, 2と同じ先端構造 (ずれ止め筋及び内リブの配置) の杭を用いて (上下逆転した状態で) 実験した。各部の寸法は図-3.3を参照されたい。一方のケース4では、杭先端の形状を変更することとした。具体的な変更内容は以下のとおりである。

図-3.11, 図-3.12で見られるようにケース1, 2で計測された内リブの軸ひずみは非常に小さかった。従って、内リブにずれ止め筋を設置する効果は小さいと推測される。そこで、ケース4では、杭先端の加工を容易にすることを優先し、内リブにずれ止め筋を設置せず、また、ずれ止め筋設置位置を内リブと干渉しないよう杭先端から遠ざけることとした。ケース4の実験概念図を図-3.15に示す。

ケース4では、内リブは構造部材ではなく、単なるノズルの取付用の部材となるため、高さをケース3の1/2と小さくした。また、内リブのずれ止め筋を廃止すると、ずれ止め筋の総延長が短くなり、押抜きに対する抵抗力が低下することが予想される。そこで、ケース4では、杭内周面にずれ止め筋を1段増設し、ずれ止め筋の総延長がケース3と大きく変わらないようにした。ずれ止め筋の突起高さや設置間隔はケース3と同様である。

実験で計測された荷重と杭先端部における載荷板の変位量 (モルタル表面が杭内部へ押し込まれた量) の関係を図-3.16に示す。図-3.16より、内リブにずれ止め筋を設けたケース3よりも、内リブのずれ止め筋を廃し杭内周

面側に1段増設したケース4の方が大きな抵抗力が得られることがわかる。このようなことから、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法では、内リブにはずれ止め筋を設置しない方針とする。これにより、内リブは構造部材ではなく、単にノズルを取り付けるための部材となる。従って、杭先端形状の設計において内リブの耐力を詳細に検討する必要は無い。ただし、内リブが施工時に破損することが無いよう、形状や取付け方法（溶接の仕様等）を検討しておくことは必要である。

また、図-3.6と図-3.16を比較すると、ケース1, 2と比較してケース3, 4では大きな抵抗力が発揮されている。また、ケースK1はケース3とほぼ同じ挙動を示しているようである。ケースK1の挙動が鋼管杭内での支圧破壊により支配されていたのではないかと推定を裏付ける結果であると考えられる。

ケース3, 4の結果を用いて、鋼管杭内部のモルタルが支圧破壊する際の支圧強度を求める。実験条件から、モルタルは杭のみにより支えられているから、最大荷重時にモルタルに加えた荷重がすべて支圧力として鋼管杭に伝達されているものとする。ケース3の最大荷重は2420kN、ケース4では3180kNである。

一方、図-3.3に示したとおり、ずれ止め筋の突起高さは5mmであるから、ずれ止め筋1段あたりの支圧面積（ずれ止め筋の投影面積）は4670mm²である。ケース3で内リブのずれ止め筋が作用していないと考えると、ずれ止め筋が3段設置されているので支圧面積の総計は14000mm²となる。ケース4ではずれ止め筋は4段設置されているから、支圧面積は18700mm²である。支圧力をこの支圧面積で平均的に分担すると考えると、支圧応力はケース3で173N/mm²、ケース4で170N/mm²となる。ケース3, 4で支圧応力がほぼ等しい値となっており、ケース3の内リブのずれ止め筋が効果を発揮していないことを裏付ける実験結果であると言える。

図-3.16より、最大荷重が記録された後、荷重は減少傾向と見られることから、最大荷重時の支圧応力を支圧強度 σ_b と考えて良いと思われる。ケース3, 4のテストピースから得られたモルタルの圧縮強度はそれぞれ14.2N/mm²、14.5N/mm²であったから、支圧倍率 a は、ケース3で12.2、ケース4で11.7となる。

以上の検討では最大荷重を用いているが、実杭への適用を考えると、菊池ら（2009）のように降伏点（荷重変位曲線を両対数グラフで表示した場合の勾配の変化点で図-3.16の矢印の位置となる）を用いて支圧倍率を整理する方法も考えられる。しかしながら、その場合でも、菊池ら（2009）の提案したずれ止め筋の支圧倍率 $a = 4$ は

十分に確保できる。

さらに、実験ケース1, 2についても同様な検討を行うことができる。この場合には、杭頭から杭先端に向って生じる鋼管杭の軸力の低下分が、鋼管杭内のモルタルに支圧力として伝達されていると考える。最大荷重時の軸ひずみ分布（図-3.9参照）からモルタルに加えられた支圧力を求めると、ケース1で1050kN、ケース2では767kNとなる。従って、支圧応力はケース1で75.0N/mm²、ケース2で54.8N/mm²、これが支圧強度だと考えれば支圧倍率はそれぞれ5.1, 3.4となる。実際は最大荷重時には支圧破壊ではなく杭先端の下部がくさび状に破壊する形態であったから、支圧倍率はさらに大きな値をとるものと期待できる。

以上より、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法向けの杭先端構造においても、菊池ら（2009）と同様にずれ止め筋の支圧倍率として4程度を期待しても問題は無いと結論付けられる。

b) 杭下端部のモルタルの耐力

杭先端より下部のモルタルは、図-3.7に示したとおりのくさび状に押し込まれるような形状で破壊した。この破壊形態は、モルタルを圧縮した場合の破壊形態として一般的なものであると考えられ、杭と杭内のモルタルが一体となった状態で下部のモルタルを圧縮するような挙動になっていると考えることができる。そこで、杭断面積 A_b を支圧面積と考え、先端根固め部の断面積 A_0 を支承面積としてデータを整理し、杭先端下部のモルタルの耐力を評価することを試みた。

ここでは、安田ら（2004）の研究を参考に、モルタルの支圧強度 σ_b と圧縮強度 σ_c の間に式(3.1)のような関係が成立するものと仮定する。

$$\sigma_b = a' (A_b / A_0)^{1/2} \sigma_c \quad (3.1)$$

式(3.1)中の $a' (A_b / A_0)^{1/2}$ が支圧倍率 a に相当する値である。実験ケース1, 2において、 $(A_b / A_0)^{1/2}$ はそれぞれ1.5, 1.2となる（鋼管杭の杭径と先端根固め部の直径の比に等しい）。

実験では、いずれのケースにおいても杭先端下部のモルタルが破壊していることから、最大荷重を支圧面積 A_b で除して得られる値が支圧強度 σ_b に等しいと考えられる。そこで、実験で得られた最大荷重（ケース1で1520kN、ケース2で1220kN）を基に式(3.1)により a' を求めると、ケース1では0.86、ケース2では0.80となる。この時、支圧倍率 a はそれぞれ1.2, 0.96である。つまり、ケース1では支圧効果により支圧強度が圧縮強度よりも大きくなっているが、ケース2では支圧強度は圧縮強度よりも少し小さい。安田ら（2009）は、 $a' = 2/3$ とすることで、十

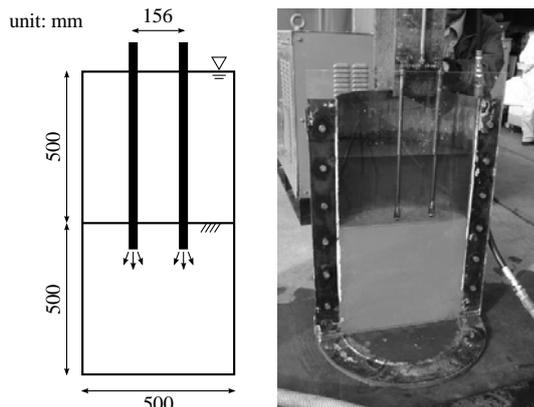


図-3.17 簡易模型実験の模式図と実験の様子

分に安全側の支圧強度を推定できるとしているが、今回の実験結果も概ねそれに整合しているようである。

実験精度や安田ら（2009）で述べられているような手法効果の問題等、考慮すべき課題も残されているが、設計時には本実験で得られた支圧倍率を目安とすることができると思われる。

3.3 土塊の残留への対応

(1) 簡易実験による土塊の発生状況の観察

a) 実験概要

森川ら（2014）により報告された土塊を改めて実際に観察すると、粘性のある土が固まって土塊状を呈しており、指でつぶせる程度の固結度であった。このことから、完全な砂ではなく、ゆるく固結した粘土混じりの土をWJで切削する際に土塊状に地盤が砕かれ、十分に粉碎されない状態のまま後に噴射されるCJに巻き込まれてモルタル内部に残留するのではないかと考えられる。そこで、図-3.17に示すように、半円筒の土槽に固結性の地盤を作製し、WJを噴射して、土塊の発生状況を観察した。

使用した土槽は直径500mm、高さ1000mmの円筒を半割にしたものである。地盤は表-3.2に示すような配合により作製した。使用した砂は配合1, 2では鹿島珪砂5号, 配合3ではセメント強さ試験用標準砂である。粘土はスミクレー（住友大阪セメント製）、セメントは高炉セメントB種を用いた。WJは図-3.17に示したように2本のノズルで噴射した。実験では、WJの噴射圧、地盤へのノズルの押し込み速度、ノズルの径などを変化させ、地盤の切削状況を観察した。切削状況は、各実験ステップの終了毎に一旦水を抜いて観察した。実験はケース2～9の8ケース実施した。各ケースの実験概要を表-3.3に示す。

b) 実験結果

実験で観察された代表的な地盤切削・破壊状況を図

表-3.2 模型地盤の地盤材料の配合

mix #	sand (g)	clay (g)	cement (g)	water (g)
1	500	150	15	150
2	200	500	40	300
3	500	200	15	150

-3.18に示す。図-3.18(a)は単純にノズルの押し込みに伴って鉛直下方に地盤が切削されたもので、2本のノズル間の地盤は変状していない。以下では、このような破壊形態を鉛直切削という。図-3.18(b)も同様に鉛直切削された状況であるが、地表面付近では2本のノズル間の地盤も切削されており、切削孔が連結している。このように地表面付近でのノズル間地盤が切削された状況を、以下では上部連結と表現する。一方、図-3.18(c)では地表面付近に水平方向にクラックが入り、破壊している状況が観察される。ここでは、このような破壊状況を横方向破壊と呼称する。また、一部の実験では、図-3.18(d)のように地盤全体が破壊する状況が見られた。これを全体破壊と呼ぶことにする。さらに、ケース4～6では、鉛直切削が土槽底面に到達した際に水圧により地盤全体が持ち上げられてしまう状況が観察された。この対策として、実験ケース8, 9では、地盤表面を木材を使っておさえ、地盤が持ち上がらないように工夫した。

以上のように、様々な切削状況・破壊形態が観察された。各ケースで観察された破壊形態は実験概要とあわせて表-3.3に示したとおりである。表-3.3より、3mmノズルを使用したケースで土塊の発生が多く見られ、2mmノズルのケースでは比較的土塊の発生が少ない。つまり、噴射圧よりも噴射流量の方が影響が大きい可能性がある。また、土塊の発生は上部連結の形態で破壊した場合に比較的多く見られる。鉛直切削の形態で地盤が破壊する際に、ノズル間に残った細い領域の上部が固結した状態を保持したまま地盤から切り離されることにより土塊が発生しているものと思われる。

ステップ1で地表面噴射を行ったケースに着目すると、ステップ1の地表面噴射で土塊が生成した場合、それに続くノズルの地盤への押し込み過程（ステップ2）では地表面付近の土塊を粉碎することができないことがわかる。地表面付近の土塊を粉碎するには、改めてステップ3として地表面噴射を行う必要がある。例として、ケース8を取り上げる。ケース8のステップ1後の地盤の様子は図-3.18(d)に示したとおりである。一方、ステップ2後の模型地盤は図-3.19のようであった。図-3.19より、ステップ1で全体破壊した地盤が、ステップ2の地表面噴射によ

表-3.3 簡易実験の実験条件及び実験結果一覧

case*	配合†	ノズル径	step	実験概要	破壊形態	土塊の有無
2	1	2mm	1	地表面変状発生まで地表面で噴射圧を上昇	(a)	無
			2	噴射圧1MPa, 5cm/sで貫入	(a)	無
			3	位置を変えて噴射圧8MPa, 5cm/sで貫入	(b)	有
3	1	2mm	1	地表面変状発生まで地表面で噴射圧を上昇	(c)	有
			2	噴射圧4MPa, 5cm/sで貫入	(b)	有
4	1	2mm	1	地表面変状発生まで地表面で噴射圧を上昇	(a)	無
			2	噴射圧8MPa, 5cm/sで貫入	(a), 持ち上がり	無
5	1	2mm	1	地表面変状発生まで地表面で噴射圧を上昇	(a)	無
			2	噴射圧4MPa, 1cm/sで貫入	(a), 持ち上がり	無
6	2	3mm	1	地表面で噴射圧6MPaまで上昇	(a)	有
			2	噴射圧6MPa, 1cm/sで貫入	(b)	有
			3	地表面で噴射圧6MPa, 3分間噴射	全体的に掘削 持ち上がり	有
7	3	3mm	1	地表面で噴射圧6MPaまで上昇	(a)	有
			2	噴射圧6MPa, 1cm/sで貫入	(b)	有
			3	地表面で噴射圧6MPa, 3分間, 斜め噴射‡	全体的に掘削	無
8§	1	3mm	1	噴射圧4MPa, 1cm/sで貫入	(d)	有
			2	地表面で噴射圧4MPa, 4分間噴射	全体的に掘削	無
9§	1	3mm	1	噴射圧4MPa, 5cm/sで貫入	(b)	有

* case1はWJ噴射の予備実験のため省略

† 配合は表-3.2, 破壊形態(a)~(d)は図-3.18を参照

‡ case7, step3の斜め噴射は図-3.1の杭周部ノズルのイメージで鉛直に対して約3度内側に向けて噴射

§ case8, 9は地盤の持ち上がりに対する対策有



図-3.18 簡易実験で観察された代表的な地盤掘削・破壊状況

り全体的に切削され、また土塊が消失している様子が確認できる。

なお、ケース3のみ、ステップ1の地表面噴射で他のケースと異なる破壊形態を示している。地盤の強度のばら

つきによる影響が現れたのではないかと推測される。

実施工を念頭に考えると、鉛直切削のような状況ではその後のCJで築造される先端根固め部がつから状になってしまうと思われ、適切でない。ケース7, 8のように、



図-3.19 ケース8, ステップ2後の状況



図-3.21 土塊模擬材料の配置状況



図-3.20 実験の実施状況



図-3.22 実験に使用した杭

まず地盤を全体的に破壊し、さらにWJの噴射を継続することで土塊を粉砕すると同時に地盤を大きく切削する方が良いと考えられる。

(2) 施工手順を考慮した模型実験

a) 実験概要

前項の実験結果から、土塊の発生を抑制し確実な先端根固め部を築造するために、施工手順を再検討することが必要であると考えられる。そこで、模型実験により施工手順を変化させた場合の先端根固め部の築造状況を確認することにした。

実験は幅1500mm、奥行き700mm、高さ1000mm（いずれも内寸）の土槽内で実施した。実験の実施状況を図-3.20に示す。地盤材料は鹿島珪砂5号で、ホッパーで投入後、水締めしている。地盤高は1000mmである。地盤密度等の計測を行っていないが、毎回同じ手順で作業することで同一な模型地盤を作製できているものと考えた。なお、実験条件は多少異なるが、同様な方法で作製した地盤について菊池ら（2009）がコーン貫入抵抗等を報告しているので参照されたい。

土塊が生じた場合にその土塊がどこに滞留するのかを調査する目的で、地盤作製中に様々な密度の土塊模擬材料を層状に2層（地表面から250mm, 500mm下）に配置した。配置状況を図-3.21に示す。使用した土塊模擬材料は、レンガ（2.07）、土塊（1.80）、モルタル（1.70）、練炭（1.44）である（括弧内は飽水密度で単位は g/cm^3 ）。

試験杭は通常の杭のように円筒状のものと、半割状のもの2種を用いた。半割状のものは土槽壁面に半割面を接触させるようにして施工した。使用した杭を図-3.22に示す。図-3.22の手元が円筒状の杭、奥が半割杭である。杭径は318.5mmとした。一部の試験では、杭径190.7mm、406.4mmの杭を用いている。杭先端のノズル配置を図-3.23に示す。

噴射圧は、模型実験における切削範囲が実施工の切削範囲に対応するように設定した。実施工機では、ノズル径は8.9mmであり、鋼管杭の杭周部のノズルの噴射圧は10～15MPa、内リブのノズルではその半分程度となる。森川ら（2014）の成果を参考に、同寸で実施された模型実験の結果及びModoniら（2006）の示した切削距離を表す式

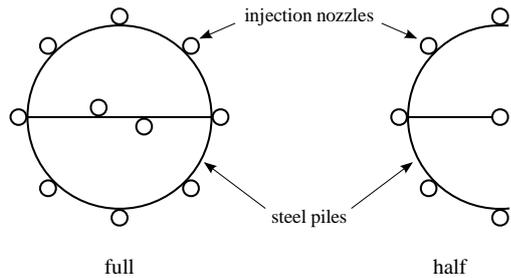


図-3.23 噴射ノズルの配置

に基づき、模型杭におけるノズル径を2.5mm、噴射圧を杭周部のノズルで0.5MPa、内リブでは0.25MPaとした。ただし、噴射圧の影響を調査する目的で、一部の実験では噴射圧を2倍に設定した。

施工手順は、図-3.24(a)のような現行のRSプラス工法と同様なものの他、杭を上下させる時間を倍程度とした図-3.24(b)に示す手順、図-3.24(c)のようにCJ工程を1回増やしたものの、図-3.24(d)のようにWJ工程を1回増やしたものの4種を試行した。現行のRSプラス工法の施工手順については、2.1に述べたとおりである。土槽が浅く、杭を最も押し込んだ位置から3D(Dは杭径)引き上げることが困難であったため、引上げは1.7D程度までにとどめた。

実験条件の一覧を表-3.4に示す。なお、表-3.4中に示したとおり、ケース13ではシステム不良のため杭の上下方向への動作が計画した施工工程通りに実施できなかったが、CJの噴射については特に問題は生じていない。

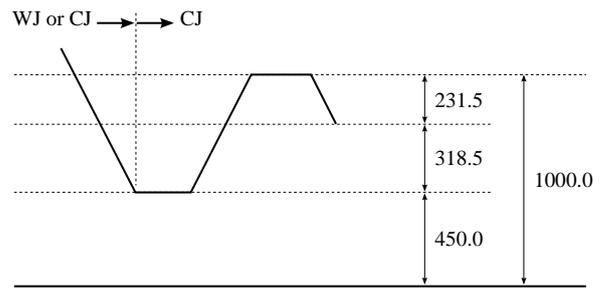
b) 実験結果

各実験条件における先端根固め部の築造状況は、表-3.4に示したとおりである。

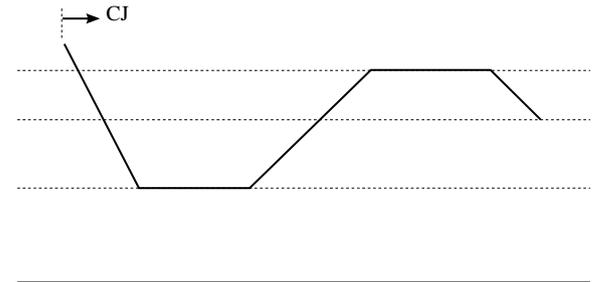
円筒杭の実験では、現行の施工手順どおりWJ、CJを用いて施工すると、図-3.25に示すような良好な先端根固め部を築造することができた。外周には土塊模擬材料が層状に付着しており、杭外周部の地盤はそれほど乱されていないものと思われる。先端根固め内においては、ソイルモルタルと比較して軽い土塊模擬材料は上端部に、重い土塊材料は底部に溜っていた。

円筒杭でWJを省略しCJのみで施工する場合でも、噴射角度を45度に設定すると図-3.26のように良好な先端根固め部を築造することができた。しかしながら、噴射角18度のままCJ過程を増やす施工では十分な切削ができず、先端根固め先端部に施工不良が生じた(図-3.27参照)。

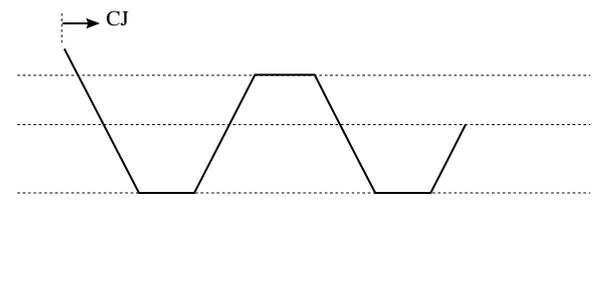
一方、半割の杭に着目すると、現行の施工手順どおりWJ、CJを用いて施工した場合、図-3.28に示すように先端根固めの内部に土塊の混入が確認された。WJを省略し、CJのみを用いた場合には、杭径が190mmと小さい場合には



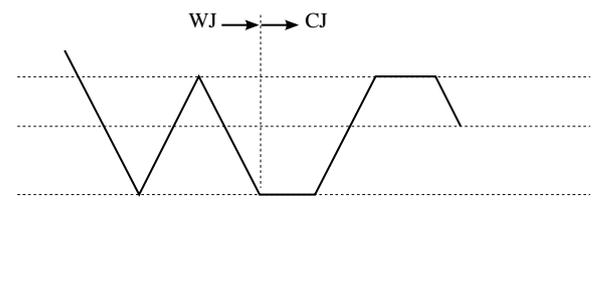
(a) 現行と同様



(b) 上げ下げ速度1/2



(c) CJ工程追加



(d) WJ工程追加

図-3.24 実験で試行した施工工程

良好な先端根固め部が築造されたが(図-3.29参照)、杭径が406mmと大きいケースでは図-3.30のように砂が多く混入し、施工不良が生じた。さらに、CJのみを用い、現行のRSプラス工法よりも時間をかけて施工した場合やCJの施工工程を1回追加した場合にも先端根固め部が図-3.31のようにつらら状の形状となり、先端根固め部の築造性を確保できない結果となった。ただし、CJのみを用

表-3.4 施工工程を考慮した模型実験の実験条件及び実験結果一覧

case	pile*	diameter (mm)	jet angle (degree)	jet type	pressure (MPa)	process†	result
1	half	318.5	45	CJ‡	0.5	(a)	good
2	half	318.5	18	WJ, CJ	0.6, 1.0	(a)	NG
3	half	318.5	18	WJ, CJ	0.6, 0.5	(a)	NG
4	half§	190.7	18	CJ	0.5-0.6	(a)	good
5	half§	406.4	18	CJ	0.4-0.5	(a)	NG
6	half	318.5	18	CJ	0.4-0.5	(b)	NG
7	half	318.5	18	WJ, CJ	0.6, 1.0	(d)	good
8	half	318.5	18	WJ, CJ	0.6, 0.6	(d)	good
9	half	318.5	18	CJ	1.0	(c)	NG
10	full	318.5	45	CJ‡	0.4-0.7	(a)	good
11	full	318.5	18	WJ, CJ	0.6, 1.0	(a)	good
12	full	318.5	18	WJ, CJ	0.6, 0.6	(a)	good
13	full	318.5	18	CJ	0.5-0.6	(c)‡	NG

* half: 半割杭, full: 円筒杭

† processは図-3.24参照

‡ case13はシステム不良のため(c)の過程の後さらに地表面まで上げた後に231.5mm沈設



図-3.25 case11の先端根固め部の外観と内部の状況

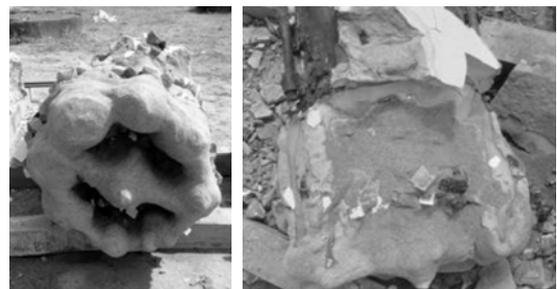


図-3.27 case13の先端根固め部の外観と内部の状況（底面部から上方向に空洞有）

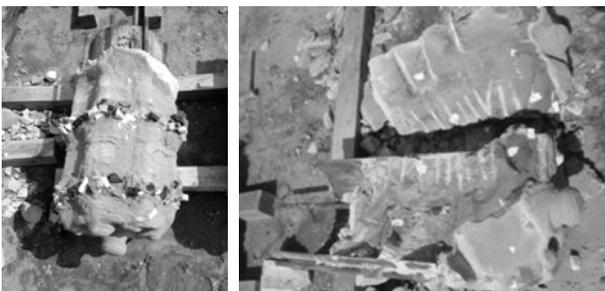


図-3.26 case10の先端根固め部の外観と内部の状況

いた場合でも、噴射角を45度とした場合には良好な先端根固め部が築造されており（図-3.32参照）、噴射角を調整することでCJの切削能力を高めることができる可能性が示された。ただし、噴射角を大きくすると、切削・攪拌される領域が狭くなってしまふ恐れもあり（森川ら、

2014）、実杭への適用にあたっては注意を要する。また、WJ工程を1回追加した場合には図-3.33に示したとおり先端根固め部は良好に築造されている。

以上のように、全般的にCJのみでは切削能力が不足するため、WJを用いて地盤を切削し切削された範囲をCJで固化するという基本的な考え方を逸脱しない方が良いと考えられる。また、施工の容易さという点を考慮すると、WJ工程を1回増やし、WJによる支持層の切削・攪拌を入念に行った上、CJによる先端根固め部の築造を従来どおり行う（図-3.24(d)）のが良い。

(3) 数値解析による土塊の影響調査

a) 解析概要

施工手順を工夫することによって土塊の混入を抑制し、良好な先端根固め部を築造することは可能であると思わ



図-3.28 case2の先端根固め部の外観と内部の状況（丸固め部に土塊が混入）

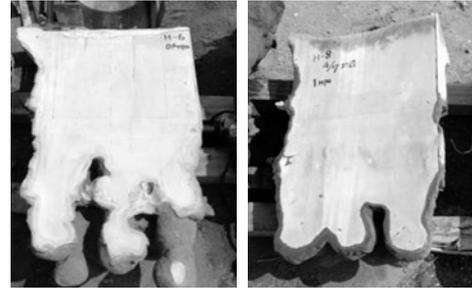


図-3.31 case6（左）とcase9（右）の先端根固め部外観



図-3.29 case4の先端根固め部の内部の状況



図-3.32 case1の先端根固め部外観と内部の状況

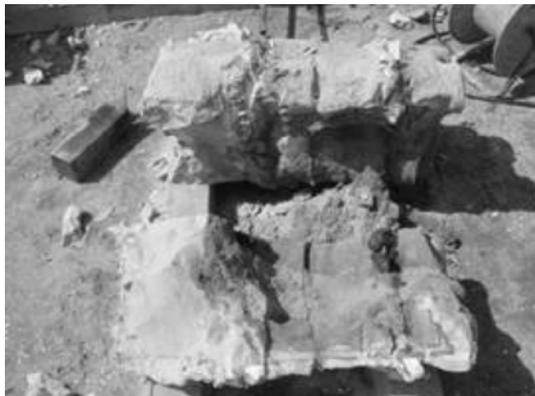


図-3.30 case5の先端根固め部の内部の状況（画面右側に砂質土が多く混入）



図-3.33 case7の先端根固め部外観と内部の状況

れるが、小さな土塊まで全く残留しないと言い切ることは難しい。そこで、数値解析により、先端根固め中に土塊が存在する場合に、杭の挙動がどのように変化するかを確認することを試みた。

解析には MSC Software 社製の Marc / Mentat 2010r2 を用いた。解析に用いたモデルを図-3.34に示す。解析モデルでは、鋼管杭の杭径を1300mm、板厚19mm、先端根固め部の直径を1625mm（杭径の1.25倍）とした。鋼管杭の内側にはD13mm相当の鉄筋を5段取り付けている。解析条件は平面ひずみ条件とした。これは、軸対称条件を用いると土塊が円盤あるいはドーナツ状に配置された条件と

なり、不適切と考えられるためである。鋼管の剛性は高く、杭径方向への変形は小さいと考えられるため、円柱状の杭の1つの断面を取り出して平面ひずみ条件として解析してもあまり問題はないと判断した。これに対応して、鋼管杭の拘束効果を模擬するために鋼管杭側方にフープテンションバネを設けている。また、杭上端部については、剛性の高い要素（変形係数を鋼材の10倍に設定）を設け、上端部を剛体要素で連結して杭上端部が外側に開くことを防いでいる。境界条件は、モデル下端は固定端とし、側方は地盤の拘束圧として340kPaを作用させている。

鋼材は線形弾性とし、モルタルについては拘束圧依存性を考慮できるように線形の Drucker - Prager 則を用いた。鋼材の変形係数 E は205000N/mm²、ポワソン比 ν は0.3とした。モルタルの圧縮強度 F_c は16N/mm²とし、これ

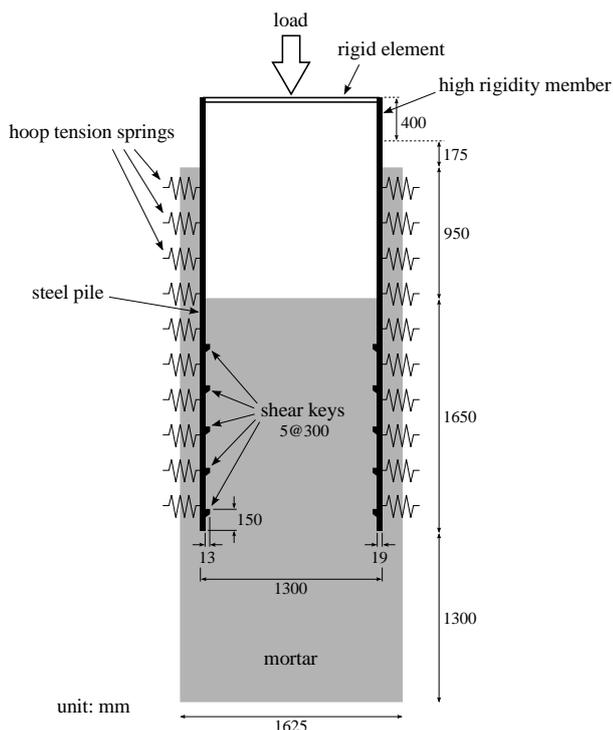


図-3.34 解析モデルの概念図

表-3.5 解析に使用した材料定数

	E (N/mm^2)	ν	ϕ ($^{\circ}$)	c (N/mm^2)	σ_{crack} (N/mm^2)
mortar	21000	0.2	20	5.60	1.46
soil	13800	0.2	20	0.56	0.31

に合わせて材料定数を表-3.5に示した値に設定した。モルタルと鋼材の接触部分には摩擦条件を設定し、摩擦係数を0.6とした。また、土塊部を設ける場合は、該当部分の要素の圧縮強度をモルタルの1/10とすることで表現した。土塊部分の要素に対して設定した材料定数は表-3.5に示したとおりである。なお、土塊部の強度をモルタルの1/100とした場合や、ポワソン比を0.45とした場合について別途試算を実施し、後で述べる計算結果には大きくは影響しないことを確認している。

あらかじめ予備検討として、平面ひずみ条件でフープテンションバネの剛性を変化させた試算を行うとともに、軸対称条件でも計算を行って、適切なフープテンションバネの剛性を検討した。その結果から、フープテンションバネの剛性を37800N/mm²と設定したが、軸対称条件で計算するよりは拘束効果はやや低い。

ここでは、極端な場合として、土塊が層状に存在する条件で計算を行った。土塊層なしのケース、土塊層の位置が杭先端より上部、杭先端、先端根固めの中央部、先

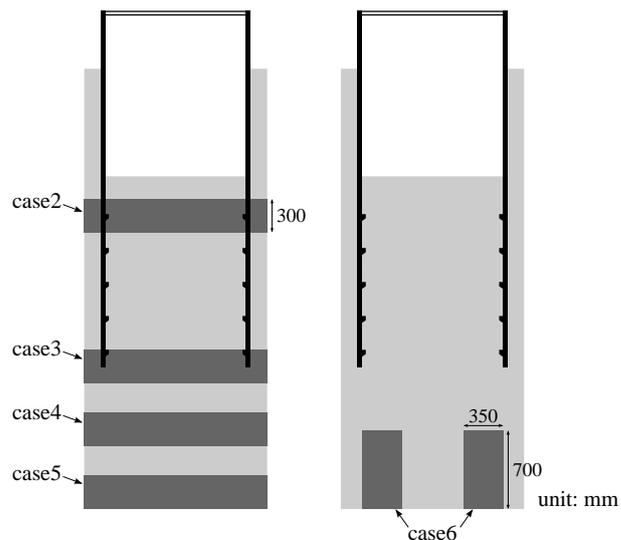


図-3.35 各計算ケースの土塊層の配置

端根固め下部とした4ケースの合計5ケースである。各ケースの土塊層の配置を図-3.35に示す。また、さらに極端なケースとして、図-3.35に示した杭先端下部にブロック状に土塊が存在するケース6についても計算した。このケースは、前項の実験で、切削不良により築造された先端根固め部の下部がづらら状になる例が観察されたことに対応したものである。

b) 解析結果

各ケースにおける杭頭変位6mm、8mm時（ケース1は7mm、8mm時、ケース6については5mm、7mm時）の塑性域の分布（相当塑性ひずみによる判定）を図-3.36に示す。ケース1～5では杭頭変位が小さい間は土塊層とずれ止め筋の下部が塑性化しており、ずれ止め筋の支圧により杭頭荷重が分担されているものと考えられる。その後、杭頭変位が大きくなると、杭先端下部のモルタルに塑性域が広がっていく。土塊層の位置により若干の違いはあるが、全体的な傾向としては全ケース共通している。ケース6では、杭頭変位が小さい時点ですでに杭先端下部に塑性域が見られるが、その後ずれ止め筋下部の塑性域の拡大が見られ、ずれ止め筋が効果を発揮していることがわかる。

各解析ケースで得られた杭頭荷重と杭頭変位の関係を図-3.37に示す。平面ひずみ条件で計算しているため、計算で得られた杭頭荷重・杭頭変位がそのまま実杭の荷重・変位に対応するものではないが、解析ケース間の傾向を比較するには有効である。

図-3.37より、杭頭変位が非常に大きい範囲での杭頭荷重にはケース間の差が見られるが、荷重が小さい範囲、特に曲線勾配の変化点まではほとんど差が見られないこ

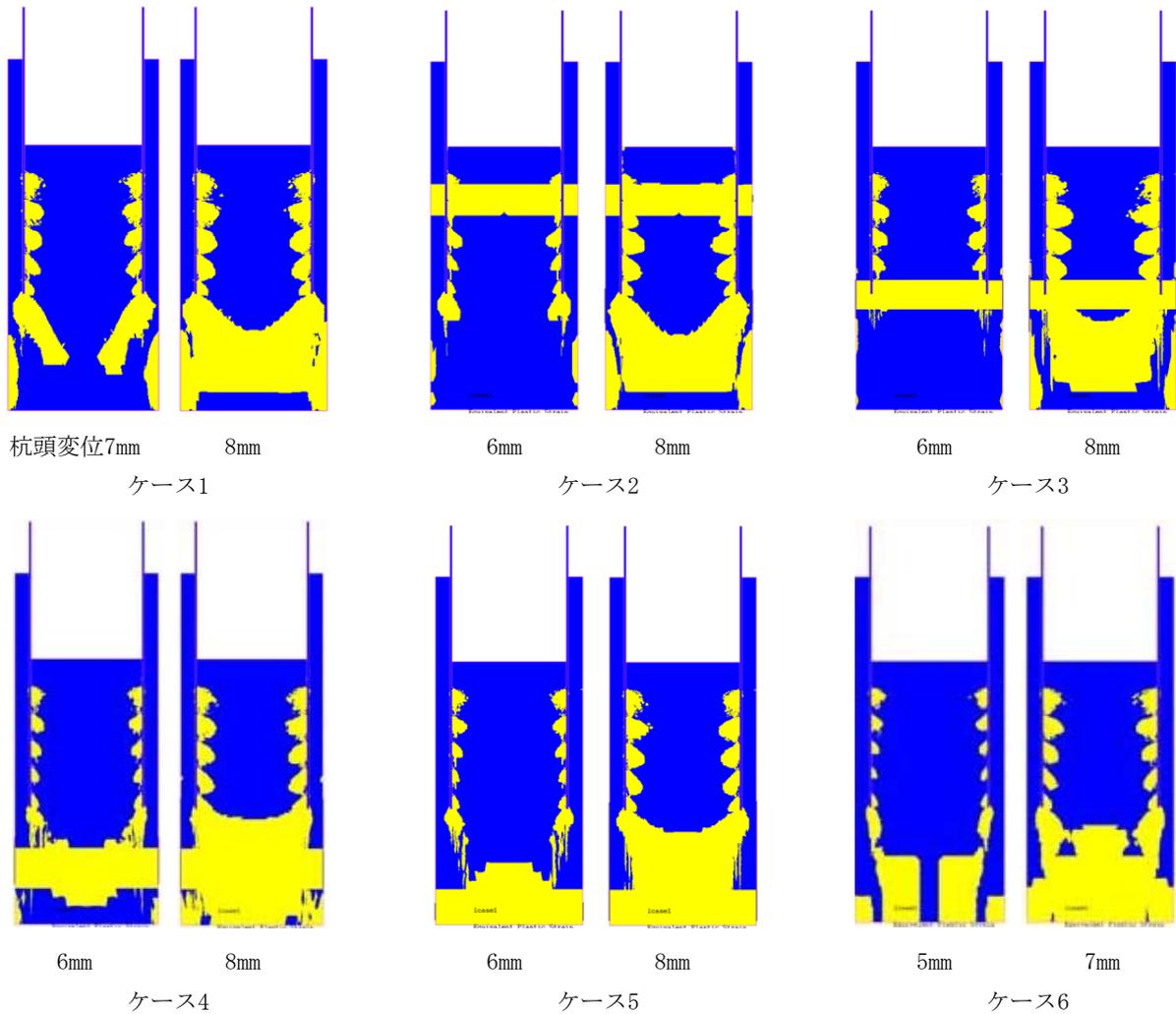


図-3.36 塑性域分布図

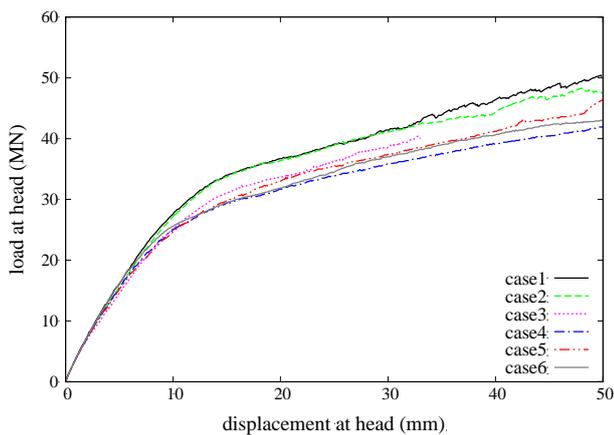


図-3.37 杭頭荷重と杭頭変位の関係

が確認できる。先端根固めの一部に弱部がある場合でも、他の部分が軸力を負担するため、先端根固め部のある程度の範囲まで塑性域が広がる状況に到るまでは、挙動に大きな差は出なかったと考えられる。

以上のようなことから、先端根固め部に多少の土塊が存在する場合でも、杭の全体的な挙動に影響するようなことはない結論付けられる。

3.4 大径鋼管杭に対応したRSプラス工法

以上により、RSプラス工法を大径鋼管杭に適用する際の検討課題については、設計の考え方を除き解決できた。大径鋼管杭への対応のために、現行のRSプラス工法から変更する点をまとめると以下のようなものである。

- 杭先端外周面のリブプレートを廃止する。これに伴い、先端根固め部の拡径効果は期待しないこととする。
- 杭周に配置したノズルの噴射方向を斜め下方とする。また、杭先端に内リブを設け、内リブに鉛直方向、水平方向に向けた噴射ノズルを配置する。
- 原位置地盤の調査結果等から、先端根固め部内への土塊の残留が心配される場合には、WJによる支持層の切削工程を追加実施する。

なお、杭周面へのセメントミルクの注入については、ノズル配管の配置間隔等に注意すれば、現行のRSプラス工法と大きく変わらない条件で施工することが可能と思われる。

4. 実大杭の押込み試験

4.1 試験方法

3.4でとりまとめた大径鋼管杭に対応したRSプラス工法により杭径1300mmの実大杭を施工し、載荷試験を行うことでその軸方向抵抗力を検討する。

載荷試験は、JGS1811-2002 杭の押込み試験方法（地盤工学会，2002）に準拠して実施した。試験を実施したのは千葉県富津市の新日鐵住金株式会社技術開発本部構内である。実施地点の柱状図を図-4.1に示す。G.L.-7m付近に存在する層厚約1mのシルト層を除き、砂質土を主体とする地盤である。G.L.-13m以深の砂層よりN値が連続して50を超えていることから、この層を支持層として選定した。支持層の上面はG.L.-13.4mである。

使用した鋼管杭はSKK490で、杭径 D は1300mm、板厚 t は25mmである。杭先端形状及びノズルの配置については、前章の検討結果に基づき、大径鋼管杭に対応した仕様としている。杭先端形状及びノズルの配置を図-4.2に示す。

載荷試験用の杭の施工では先端根固め部の土塊の残留を考慮せず、通常どおりの施工過程を採用した。つまり、支持層上面より $3D$ の深さまでWJを噴射しながら杭を沈設し、CJに切り換えて支持層上面まで杭を引き上げ、さらにCJを噴射しながら杭先端位置が支持層上面から $2D$ となるまで杭を降下させて、定着させた。最終的な鋼管杭先端位置はG.L.-16mであり、さらにその1.3m程度下部までは先端根固め部が築造されているものと考えられる。使用した鋼管杭の杭長は18mであり、地上部に2m突出した状態となった。

なお、本試験で使用した試験杭は、森川ら（2014）が高圧噴射による地盤切削・攪拌性能の検討の一環として実施した実地盤での根固め築造実験のため作製した杭を利用したものである。詳しい施工状況等については、森川ら（2014）を参照されたい。

本試験では、先端抵抗力の検証を主たる目的とした。これは、杭周面については、ノズルの配置間隔を十分に考慮することで鋼管杭の杭径によらず同様な施工条件によりセメントミルク注入を行うことが容易で、周面抵抗の推定には菊池ら（2009）が提案した式(2.3)をそのまま利用できると考えられるためである。そのため、試験用の杭の周面へのセメントミルク注入は行わず、支持層より

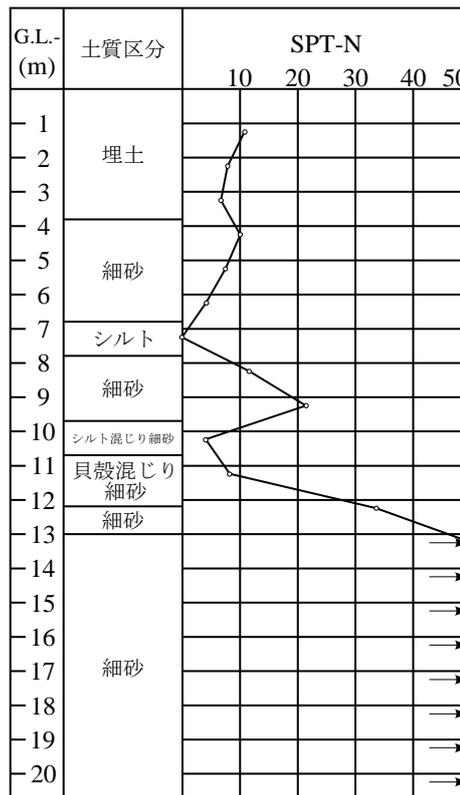


図-4.1 試験地点の土質柱状図

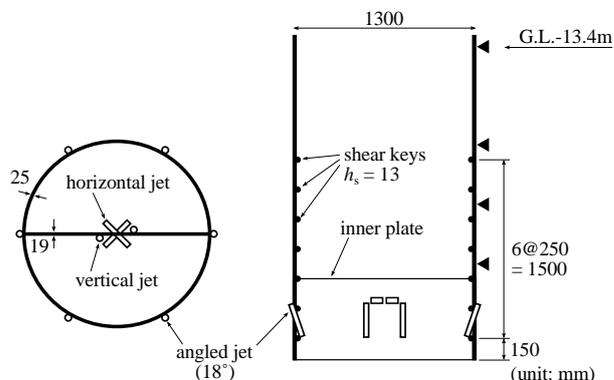


図-4.2 試験杭の先端形状（支持層内の部分）。図右端の黒三角はひずみゲージ設置高さを示す。

浅い部分では杭周面に摩擦低減材（日本化学塗料株式会社製ラプケミカ）を塗布することで周面抵抗の低減を図った。

鋼管杭には、図-4.3に示す深度方向8ヶ所にひずみゲージを貼付した。1ヶ所につき4つのひずみゲージを杭周方向に等間隔に設置している。また、最下段のひずみゲージと同じ高さ（鋼管杭先端から775mm上方）に先端変位計を設置した。先端変位計は杭周方向に等間隔に2個設置した。ひずみゲージの計測値から軸力等を計算する際には、4つのゲージの平均値をその深度におけるひずみの値と

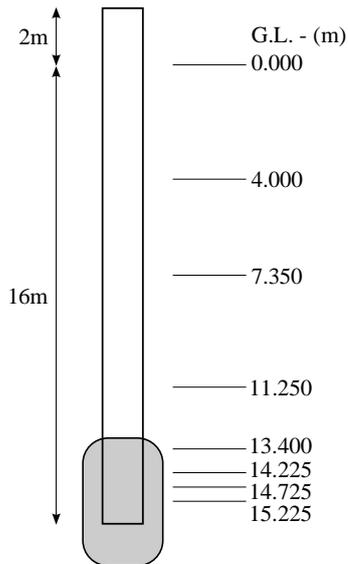


図-4.3 ひずみゲージの設置深度

して採用している。同様に、先端変位計についても2個の変位計の計測値の平均値を先端変位量とした。

なお、地表面（G.L.-0.0m）に設置した最上段のひずみゲージについては、4つのゲージによる計測値が大きくばらつき、その平均値から求められる軸力が載荷重と対応しない結果となった。これは、施工上の理由で杭頭に設けた補剛リブ等の影響を受けたことによるものと考えられる。そのため、このひずみゲージの計測値は採用せず、地表面での軸力は載荷重に等しいものとして試験結果の整理を行っている。

杭の施工を終え、32日間養生した後に載荷試験を実施した。載荷方法は段階載荷・多サイクル方式で、1サイクルあたりの新規荷重段階は4段階とした。新規荷重段階の荷重増分は1500kN、保持時間は30分とした。なお、サイクル間のゼロ荷重段階では15分の間隔を設け、履歴内の荷重段階における保持時間は2分とした。

4.2 杭先端の荷重及び変位の考え方

2.1で述べたとおり、現行のRSプラス工法の設計では、先端根固め部の底面に作用する抵抗と、先端根固め部の周面に作用する抵抗をあわせて先端抵抗として整理している。つまり、先端根固め部全体をもって杭先端とする考え方であり、本検討においてもこれを踏襲することとする。

これに対応するため、以下の考察においては、杭先端の荷重を鋼管杭の先端から $2D$ 上部（支持層の上面であり、想定される先端根固め部の上端に対応する深度）において作用する軸力として整理した。文中で単に「杭先端の荷重」などと表現した場合はこの値を指している。

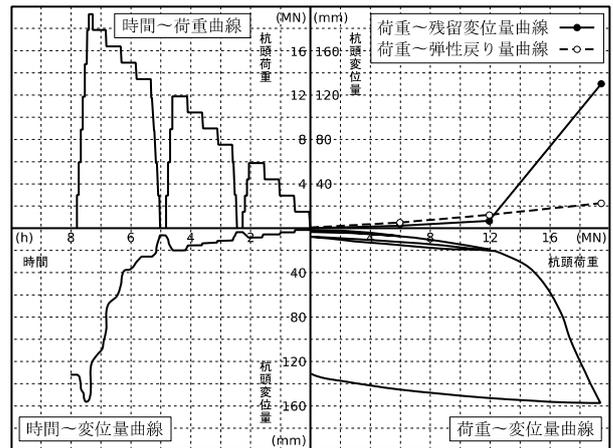


図-4.4 載荷試験結果総合図

一方、杭先端の変位量については、杭先端変位計で計測した値が先端根固め部の変位を代表するものとして取り扱うこととする。

4.3 試験結果

(1) 試験結果の概要

載荷試験の試験結果総合図を図-4.4に示す。第3サイクルの最終荷重18000kNにおいて変位が急増し、第二限界抵抗力に相当する荷重に近付いていると判断された。そのため、第3サイクル終了時に除荷をせず、引き続き新規荷重段階として19500kNの載荷を行うこととした。19500kNの荷重段階において、保持時間が約1分経過したところで杭先端の変位量が杭径の10%に相当する130mmに達した。その後しばらくは荷重を保持したが、最終的には19500kNの荷重段階の保持時間7分をもって試験を終了した。この時点における杭頭の変位量は157mm、杭先端の変位量は146mmであった。

(2) 第一限界抵抗力

杭頭における荷重 P と変位 S の関係を図-4.5に示す。図-4.5では、杭頭での荷重が13500kNに達したところで $\log P - \log S$ 曲線に明確な折れ点が現れている。このことから、この試験杭の第一限界抵抗力は13500kNと推定される。この時、杭先端の荷重は7390kNであった。

(3) 第二限界抵抗力の推定

杭先端の変位が杭径 D の10%に達した最終の19500kNの荷重段階では、荷重を30分保持することができなかった。そのため、計測された最終の変位は19500kNの荷重に対して過小であり、計測値をそのまま用いてデータ整理を行うと、第二限界抵抗力を過大に見積る恐れがある。そこで、19500kNの荷重段階における7分間の計測データを基に、この荷重段階を規定の保持時間である30分継続

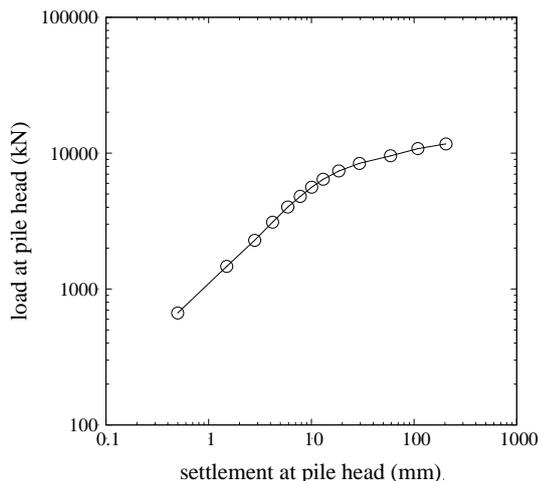


図-4.5 杭頭における荷重と変位の関係

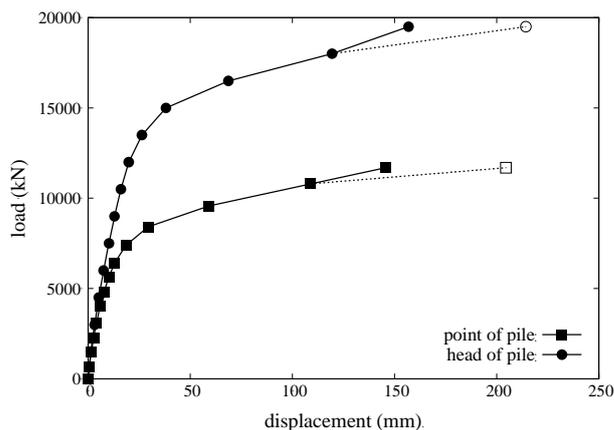


図-4.7 杭頭及び杭先端における荷重と変位の関係. 図中の黒塗り点が実測値, 白抜き点が補正值.

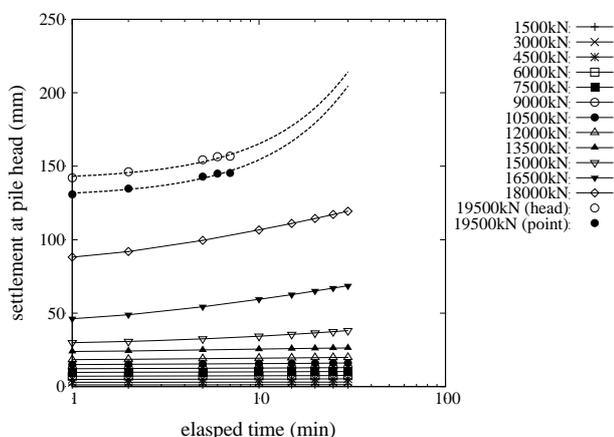


図-4.6 荷重保持時間と杭頭変位の関係

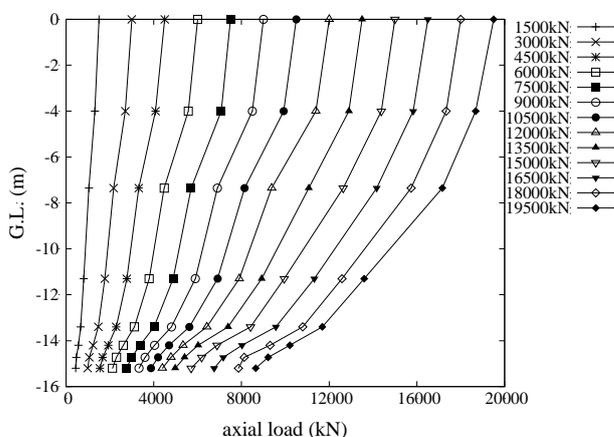


図-4.8 軸力の深度分布

した場合に発生したと想定される変位量を推定し, その変位量を用いて第二限界抵抗力を求めることを試みた.

図-4.6に各荷重段階毎の保持時間 t と杭頭変位 S の関係を示す. 最終の荷重段階19500kNについては, 杭先端の変位量の推移もあわせて図示している. 図-4.6に示した $S - \log t$ 曲線は, 一般に荷重が小さい間は傾きが小さく直線状で, 第一限界抵抗力に対応する荷重を超えると各荷重段階に対応する曲線間の間隔が広くなり傾きが大きく, さらには下に凸の形状を呈しはじめる(地盤工学会, 2002). ここでは, 19500kNの荷重段階の7分間の計測値を線型近似することで30分保持した場合の変位量を求めることとした. 近似曲線は図-4.6に点線で示したとおりである. これにより, 19500kNの荷重を30分保持した場合の変位量は, 杭頭で214mm, 杭先端で203mmと推定された.

杭頭及び杭先端における荷重と変位の関係を図-4.7に示す. 図-4.7中の塗りつぶしの点は変位の実測値, 白抜きの点は先述の推定値を用いた場合のプロットである

(載荷試験終了時の変位量の実測値も同時に示している). 図-4.7より, 杭先端が杭径の10%変位した時の杭先端の荷重を読み取ると11000kNとなる. これに対応する杭頭の荷重は18700kNである. この値を本試験における第二限界抵抗力の推定値として用いる.

4.4 周面抵抗力の評価

試験で計測された各荷重段階毎の軸方向力の分布を図-4.8に示す. 試験方法で説明したとおり, 支持層(G.L.-13.4m以深)より上部においては, 杭の周面抵抗を低減するため, 杭周面に摩擦低減材を塗布している. しかしながら, 図-4.8によると支持層より上部においても深度方向に軸力の変化が観察されており, 周面抵抗が発現していることが確認できる.

各計測区間における杭と地盤との相対変位と杭周面抵抗力度との関係を図-4.9に示す. データに多少のばらつきが見られるが, いずれの区間においても周面抵抗が上限に達している様子が見られる. 図-4.9より, 支持層よ

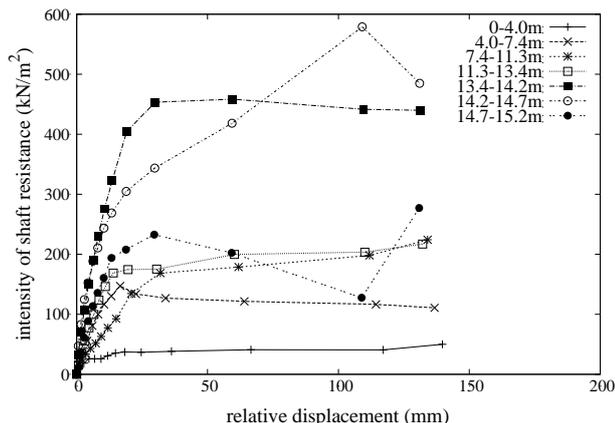


図-4.9 計測区間毎の地盤に対する相対変位と周面抵抗力度の関係

り上部においては、40～200kN/m²程度の周面抵抗が生じていることがわかる。これらの値は、2.1で述べた現行のRSプラス工法における周面抵抗力度の特性値 r_{fki} と概ね整合した値となっている。このようなことから、先端根固め部を築造する際に噴射したセメントミルクの一部が杭周面に沿って支持層上部に供給され、ソイルセメントとなって付着力を発現したため、摩擦低減材の効果が発揮されなかったものと思われる。

一方、支持層内(G.L.-13.4m以深)においては、200kN/m²を超えるような大きな周面抵抗が生じていることが図-4.9より確認できる。この周面抵抗は先端根固め内部において鋼管杭とソイルセメントとの間で作用しているもので、杭内外周面とソイルセメントとの摩擦力(付着力)に加え、ずれ止め筋部の支圧も含んだ値である。前述のとおり、本検討では支持層上面位置をもって杭先端と考えているため、ここでは支持層内の周面抵抗については議論しない。

4.5 先端抵抗力の評価

(1) 先端抵抗力度

RSプラス工法における先端抵抗力には、先端根固め部の底面・周面の抵抗力を含んでいるため、先端抵抗力度(単位面積あたりの先端抵抗力)を考えることは難しい。しかしながら、ここでは一つの目安として、試験で得られた先端抵抗力を単に鋼管杭の断面積 A_p で除したものを先端抵抗力度とし、過去に行われた载荷試験と比較する。

今回の载荷試験で得られた第二限界抵抗力時の杭先端の荷重は11000kNであり、先端抵抗力度は8290kN/m²と計算される。一方、菊池ら(2009)が実施した現行のRSプラス工法で施工した杭の载荷試験のうち、支持層が今回の

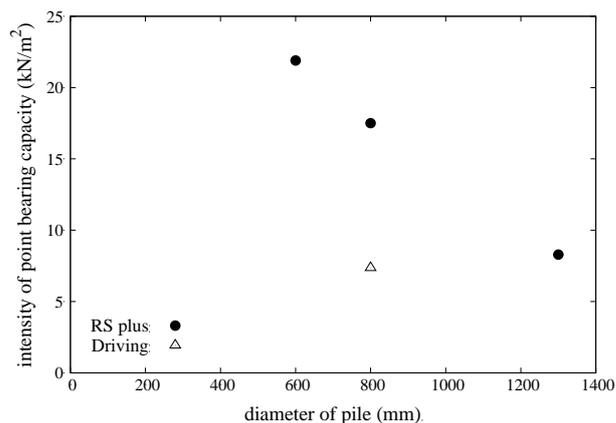


図-4.10 鋼管杭径と先端抵抗力度の関係

試験と同等な杭径600mm, 800mmの2つの試験では、第二限界抵抗力時の先端抵抗力がそれぞれ6199kN, 8767kNであったと報告されている。先端抵抗力度は21900kN/m², 17500kN/m²である。また、高橋ら(1999)は、今回の载荷試験と同じ試験地で打撃工法により施工した鋼管杭の载荷試験を実施している。試験杭は杭径800mmの開端杭、打設長は15.2mであり、支持地盤は今回と同じ砂層である。この試験で得られた第二限界抵抗力に対応する荷重(杭先端沈下量が杭径の10%に相当する荷重)時の杭先端での荷重は3700kNと読み取れ、先端抵抗力度は7360kN/m²となる。

以上の各試験結果について、先端抵抗力度と鋼管杭の杭径の関係を図示すると図-4.10のようになる。杭径600mm, 800mmのRSプラス工法の杭では、先端根固め部が拡径されているので、鋼管杭の単位面積当りの先端抵抗力として先端抵抗力度を計算すると大きな値となる。仮に先端根固め部の断面積が鋼管杭の断面積の2倍となっていると考えると、今回の杭径1300mmの杭の先端抵抗力度は杭径800mmの杭のそれと近い値になっている。これについては5章で詳しく検討する。

一方、杭径800mmの打撃杭と今回の杭径1300mmのRSプラス工法の杭では、先端抵抗力度が同程度である。鋼管杭を打撃工法で施工した場合は、杭径が増大するとともに閉塞効果が低下し、先端抵抗力度は減少すると考えられる。この点を考慮すると、今回のRSプラス工法で施工した杭径1300mmの杭は、打撃工法で施工した同じ杭径の杭よりも大きな先端抵抗力度を有しているのではないかと推測される。

(2) 第二限界抵抗力時の杭先端部の破壊形態

森川ら(2014)は、今回の载荷試験に用いた試験杭について、载荷試験後に鋼管内のボーリング調査を行って

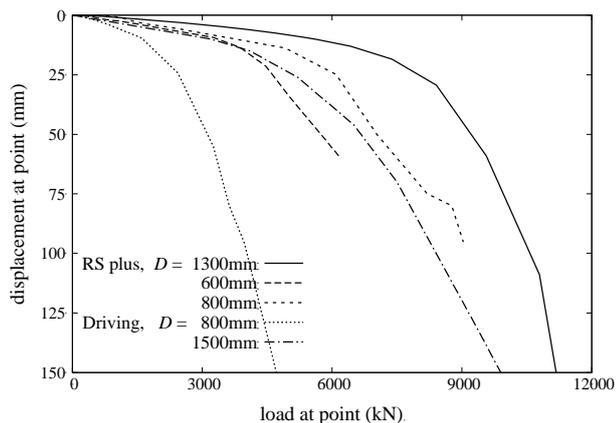


図-4.11 杭先端の荷重と沈下の関係

おり、その結果によると、先端根固め部（地盤改良体）に大きな損傷は生じていないようである。また、仮に先端根固め部が破壊すると、その破壊の形態にもよるが何らかの応力の再配分が発生する。その際、先端根固め部が負担していた軸方向荷重の一部が鋼管杭へ配分され、鋼管杭に生じる応力の発生状況が変化するものと思われる。先に図-4.8に示した載荷試験時の軸力分布を改めて確認すると、荷重が増加しても支持層内における軸力分布の形状は大きくは変化していない。従って、試験中に先端根固め部が大きく破壊するようなことはなく、先端根固め部全体として一定の健全性を保っていたものと推測される。

以上より、今回の載荷試験においては、先端根固め部の周辺の地盤が破壊することで杭の第二限界抵抗力が決定されており、杭体は先端根固め部を含めて試験終了時まで健全な状態を維持していたと判断される。

(3) 荷重沈下特性

今回の載荷試験で得られた杭先端における荷重沈下関係（杭先端荷重と杭先端変位の関係）を、菊池ら（2009）の現行のRSプラス工法の杭（杭径600mm, 800mm）及び高橋ら（1999）の打撃施工された杭（杭径800mm）の試験結果と比較したものを図-4.11に示す。また、より大規模な杭として、試験地点は異なるが杭径1500mmで砂層に打撃施工された杭（才村ら、2005）についても参考のため図に示している。

図-4.11より、今回載荷試験を実施した杭径1300mmのRSプラス工法の杭径1300mmの杭は、他のいずれの杭よりも初期の曲線勾配が小さく、少ない沈下量で大きな抵抗力を発揮している。また、いずれの杭においても荷重が増加すると曲線の勾配が変化し沈下量の増分が大きくなる傾向があるが、杭径1300mmのRSプラス杭ではその変化点が現れる荷重が他の杭よりもかなり大きい。一方、荷重

が大きい領域では、杭径1300mmのRSプラス杭の曲線勾配は比較的大きく、他の杭よりも沈下しやすい傾向があると言える。

RSプラス工法の場合、先端抵抗に先端根固め部の周面抵抗が含まれているため、比較的小さい杭先端変位で大きい抵抗が発揮されたのではないかと推測される。一方、荷重が大きくなり杭が地盤に押し込まれると、打撃杭では先端閉塞の発達が期待されるのに対し、RSプラス工法の杭では抵抗が増大する要因が無いいため、RSプラス工法の杭の方が沈下しやすい。特に杭径1300mmのRSプラス工法の杭では、先端根固め部が拡張されておらず、先端根固め部全体の抵抗に占める周面の抵抗の比率が杭径600mm, 800mmの場合よりも大きいため、より顕著にその傾向が現れたのではないかとと思われる。

5. 大径鋼管杭に対応したRSプラス工法の設計

5.1 周面抵抗

4.4で述べたとおり、載荷試験の際には周面抵抗の検証を対象とせず摩擦低減剤を杭周面に塗付したにも関わらず、結果的に現行のRSプラス工法の設計値以上の周面抵抗力が確認された。また、3.4で述べたとおり、周面への確実な注入に関しては注入に用いる配管の配置に注意することが重要で、大径杭への適用にあたって特に設計上の考慮は必要ないものと思われる。このようなことから、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法においても、現行のRSプラス工法と同じ以下の式を用いて周面抵抗力の特性値 R_{fk} (kN) を推定すれば良いと考えられる。

$$R_{fk} = \sum r_{fki} A_{si} \quad (5.1)$$

ここで、 r_{fki} は i 層の平均周面抵抗力度 (kN/m^2) である。 i 層が砂質土の場合、 r_{fki} は砂質土の平均 N 値から $5N$ (kN/m^2) として算定できる。ただし、 r_{fki} の最大値は $200\text{kN}/\text{m}^2$ とする。 i 層が粘性土の場合、 $r_{fki} = 10N$ (kN/m^2) 又は $r_{fki} = c_a$ (kN/m^2) として算出し、その最大値は $150\text{kN}/\text{m}^2$ とする。 c_a は粘性土層の平均付着力である。また、 A_{si} は i 層において地盤と接している杭の周面積 (m^2) であり、杭の周長 U_s (m) と i 層の層厚 l (m) の積として求められる。

なお、先端根固め部の周面抵抗は先端抵抗として計上されることから、式(5.1)で周面抵抗を推定するには先端根固め部の周面抵抗は対象外とする。また、杭の周面にネガティブフリクションが作用する場合などの特別な条件の際には、本工法の適用には別途十分な検討が必要である。

5.2 先端抵抗

4.5で触れたとおり、RSプラス工法で施工した杭においても杭径が大きくなると先端抵抗力が低下することが懸念される（図-4.10参照）。従って、RSプラス工法で施工された大径鋼管杭の先端抵抗力を推定する際には、その先端抵抗力の低下をどのように考慮するかが問題となる。そこで、RSプラス工法で施工した杭について、菊池ら（2009）が実施した杭径600mm及び800mmの杭、本研究で実施した杭径1300mmの杭の載荷試験について、試験結果をさらに精査し、先端抵抗力の推定方法を検討する。

(1) 先端抵抗力係数の推定

4.2で述べたとおり、RSプラス工法により施工された杭の先端抵抗は、先端根固め部の底面に作用する抵抗と周面に作用する抵抗を合わせたものとして整理している。そもそも、載荷試験において、先端根固め部の周面に作用する抵抗力と底面に作用する抵抗力を分離して計測することは技術的に困難である。しかしながら、周面の抵抗と底面の抵抗とはその発生機構が異なるため、杭径の変化によりこれらの抵抗力が受ける影響も異なるものと考えられる。従って、先端抵抗力に対する杭径の影響を考慮するためには、先端抵抗力を周面抵抗力と底面抵抗力とに分離して検討する必要がある。

まず、杭の軸方向抵抗力を推定する際に一般的に適用される、軸方向抵抗力が先端抵抗力と周面抵抗力の合計であるとの考え方を踏襲し、先端抵抗 R_p が先端根固め部の底面に作用する抵抗 R_{pp} と周面に作用する抵抗 R_{pf} の合算により求められるものとする。

$$R_p = R_{pp} + R_{pf} \quad (5.2)$$

先端根固め部の底面の抵抗力 R_{pp} は通常の杭の先端抵抗と同様に地盤の強度に依存するものと考えられる。そこで、打撃工法により砂地盤に施工された杭の先端抵抗力の推定式（日本港湾協会，2007）を参考に、先端根固め部の底面に作用する抵抗力 R_{pp} (kN) が式(5.3)で表わされるものとする。

$$R_{pp} = c N_{A_b} \quad (5.3)$$

ここで、 c は定数であり、底面の抵抗力係数と呼ぶことにする。 A_b は先端根固め部の断面積である。現行のRSプラス工法では先端根固めが拡径されているので、 A_b は鋼管杭断面積 A_p の2倍となる。一方、大径杭対応のRSプラス工法では拡径は期待していない。その場合でも先端根固め部の直径 A_b は鋼管杭径 A_p の1.2倍程度になるが（森川ら，2014）、ここでは安全のためこの拡径を見込まず $A_b = A_p$ と考える。そうすると、 A_b と A_p の関係を以下の式で表すことができる。

$$A_b = n^2 A_p \quad (5.4)$$

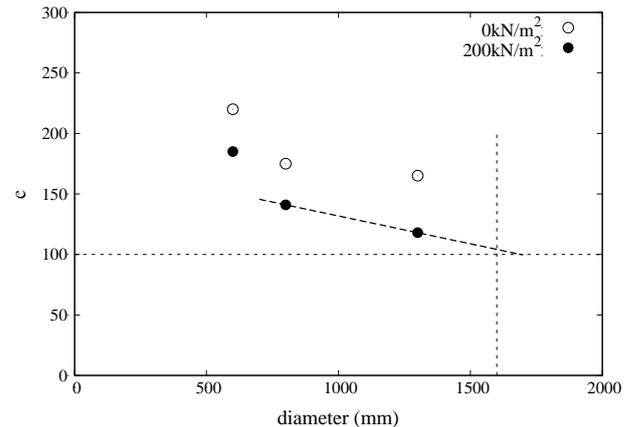


図-5.1 底面の抵抗力係数と杭径の関係

ここで、 n は定数で、現行のRSプラス工法では $n^2 = 2$ 、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法では $n^2 = 1$ である。式(5.3)と式(5.4)から式(5.5)が導かれる。

$$R_{pp} = cn^2 N_{A_p} \quad (5.5)$$

一方、先端根固め部の周面の抵抗力 R_{pf} については、式(5.1)で示した周面抵抗力の推定式が適用できると仮定する。先端根固め部の周面抵抗力度を r_{pf} とすると、先端根固め部の周面に作用する抵抗力 R_{pf} (kN) は式(5.6)により求められる。

$$R_{pf} = \pi D_b H_b r_{pf} \quad (5.6)$$

ここで、 H_b は先端根固め部の高さ、 D_b は先端根固め部の直径である。RSプラス工法では、現行型・大径鋼管杭対応型を問わず、先端根固め部の高さ H_b は鋼管杭の杭径 D の3倍程度となる。また、式(5.4)の関係から、先端根固め部の直径 D_b と鋼管杭の杭径 D の間には以下の関係が成り立つ。

$$D_b = n D \quad (5.7)$$

さらに、 $A_b = \pi D_b^2 / 4$ であることを考慮すれば、式(5.6)は以下のように書き変えることができる。

$$R_{pf} = 12n A_p r_{pf} \quad (5.8)$$

さて、いずれの載荷試験においても、先端根固め部は $N = 50$ の支持層（砂層）内にある。先端根固め部の周面に働く周面抵抗力を推定することは難しいが、一つの目安として鋼管杭周面のソイルセメントと同程度の周面抵抗力度が働くとすると、5.1より周面抵抗力度 r_{pf} は 200 kN/m^2 と推定される。そこで、載荷試験で得られた第二限界荷重時の杭の先端抵抗（先端根固めの上端での抵抗）を R_p とし、式(5.2)、(5.5)、(5.8)から、先端根固め部の底面の抵抗力係数 c を求めると図-5.1のようになる。図-5.1には、先端根固め部の周面抵抗力 R_{pf} をゼロとした場合についても参考のため示している。

図-5.1より、杭径600mmと800mmの間で底面の抵抗力係

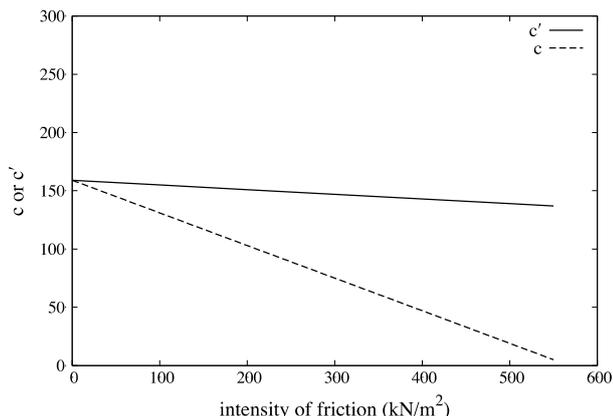


図-5.2 抵抗力係数と周面抵抗力度との関係

数 c が大きく低下するものの、杭径800mmと1300mmの間では緩やかな低下にとどまっている。杭径800mmから1300mmの間で c が直線的に変化すると考えると、図-5.1中の破線ようになる。この破線をさらに延長すると、杭径が1600mmの時、底面の抵抗力係数 c は104と推定される。なお、先端根固め部の周面の抵抗力をゼロ（先端抵抗力はすべて底面の抵抗力）と考えた場合には、杭径1600mmに対する c は159である。

ところで、式(5.2)、(5.5)、(5.8)をさらに整理すると、先端抵抗力 R_p を以下のように表すこともできる。

$$R_p = (c + 12 r_{pf} / N) N A_p = c' N A_p \quad (5.9)$$

ここで、 c' は先端抵抗力係数などと呼称される定数で、2.1で述べた現行のRSプラス工法の先端抵抗力の推定式においては $c' = 300$ である。一方、杭径1600mmへの適用を念頭に、周面抵抗力度 $r_{pf} = 200$ (kN/m²)、支持層のN値 $N = 50$ 、先に求めた先端根固め部の底面の抵抗力係数 $c = 104$ を式(5.9)に代入すると $c' = 152$ が得られる。このように、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法においては、先端抵抗力係数が現行のRSプラス工法のほぼ半分になると考えられる。

ここまでの検討においては、先端根固め部の周面の抵抗力について、式(5.1)の推定式から周面抵抗力度 r_{pf} を200kN/m²として計算を進めてきた。しかしながら、先端根固め部の周面にどの程度の抵抗力が作用しているかについては十分な知見がなく、極めて不明確である。そこで、周面抵抗力度を0~550kN/m²の間で変化させ、以上で説明してきたものと同じ手法により c 及び c' を求めて、これらの係数の周面抵抗力度に対する感度を検討した。

周面抵抗力度 r_{pf} と底面の抵抗力係数 c 、先端抵抗力係数 c' の関係を図-5.2に示す。計算対象は大径鋼管杭対応のRSプラス工法で施工された杭径1600mmの杭である。

図-5.2より、底面の抵抗力係数 c は周面抵抗力度の増大

とともに急激に減少していくが、先端抵抗力係数 c' はあまり変化せず、150近辺の値で安定していることが確認できる。

周面抵抗力度をゼロとすると、先端抵抗力はすべて先端根固め部の底面の抵抗力に起因するものとなる。一方、周面抵抗力度を550kN/m²とすると、杭径1300mmの杭では先端抵抗力の80%程度、杭径1600mmの杭では先端抵抗力のほぼすべてを先端根固め部の周面抵抗に負担する状況となっている。従って、周面抵抗力度を0~550kN/m²の間で変化させた本検討は、非常に幅広い状態を仮定したものと云って良いと考えられる。

(2) 先端抵抗力の推定式

前項で述べたとおり、大径鋼管杭対応のRSプラス工法で施工された杭径1600mmの杭について、先端抵抗力係数が150程度確保されることが確認できた。また、杭径1600mmまでの杭については、森川ら(2014)により先端根固め部の築造性が確認されている。このようなことから、本研究で開発した大径鋼管杭に適用可能なRSプラス工法の適用可能な杭径の上限を1600mmとし、その範囲において先端抵抗力係数が150以上確保できるとして、先端抵抗力の推定式を構築する。

推定式は、現行のRSプラス工法（杭外周面にリブプレートを設け先端根固め部を拡張する）と、本研究で開発した大径鋼管杭に対応したRSプラス工法（リブプレートは設置せず拡張を期待しない）で統一した方が便が良い。また、日本港湾協会(2007)に示された打撃工法により施工された杭の先端抵抗の推定式とも概念的に整合させることが望ましい。

そこで、RSプラス工法の先端抵抗力の特性値 R_{pk} を推定する式として式(5.10)を提案する。

$$R_{pk} = 300 \alpha N \beta A_p \quad (5.10)$$

ここに、 α は地盤強さに関する補正係数であり、RSプラス工法の場合0.5とする。また、 β は有効面積に関する補正係数であり、現行のRSプラス工法では2、大径鋼管杭対応のRSプラス工法では1とする。

なお、日本港湾協会(2007)に示された打撃工法により砂地盤に打設された杭の先端抵抗力の推定式は式(5.11)のとおりである。

$$R_p = 300 N A_p \quad (5.11)$$

ここで、 A_p が杭先端の面積ではなく、杭の有効面積とされていることに注意が必要である。日本港湾協会(2007)では、開端杭の有効面積は先端の閉塞の程度を考慮して設定することとされている。一方、式(5.10)では、 A_p は式(2.2)で計算されるいわゆる鋼管杭断面積である。そして、有効面積は βA_p で表されていると考えることができ

る。式(5.10)のように補正係数 β を取り入れることで、打撃工法の推定式を包含して表現することができる。打撃工法の場合、 β は一般に閉塞率と呼ばれる値に相当するということになる。

一方、式(5.10)の係数 α は、同じ地盤であっても杭の施工法によって発現する抵抗力が異なることを表現する係数である。一般的に打撃工法による杭の打設が最も大きな抵抗力を得ることができることから、この時の先端抵抗力度 $300N$ を基準とし、施工法に応じてこれを低減するという考え方である（もちろん今後の新しい工法の登場により $\alpha \geq 1$ となるケースも起こり得る）。

以上のように、式(5.10)は、現行型・大径杭対応型双方のRSプラス工法の先端抵抗力を推定する式であると同時に、 $\alpha = 1$ 、 β を閉塞率とすることで、打撃杭の先端抵抗力も表すことができ、包括的な杭の先端抵抗力の推定式になり得るものと思われる。

なお、以上の検討では、先端根固め部は破壊せず、地盤が破壊することにより先端抵抗力が決定されると考えている。地盤のN値については50を上限とする場合が多いが、実際にはさらに強固な地盤である場合も想定される。このような場合については、先端根固め部の耐力によって杭の先端抵抗力が決定される可能性もあることに注意する必要がある。

5.3 先端根固め部の耐力

RSプラス工法では、地盤の破壊により杭の限界抵抗力が支配されると考えており、先端根固め部は破壊しないと考えている。従って、5.1及び5.2で示した推定式で杭の軸方向抵抗力を推定する際、あわせて先端根固め部が破壊しないことを別途確認しておく必要がある。ここでは、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法を念頭に先端根固め部の耐力を検討する。現行のRSプラス工法については、菊池ら（2009）を参照されたい。

先端根固め部の耐力については、3.2を参考に検討することができる。3.2で述べたとおり、先端根固め部の耐力については、鋼管杭の内部のモルタルが押抜き破壊されないこと、鋼管杭の外部（杭先端の下部）のモルタルが鋼管杭と杭内のモルタルの押し込みにより破壊されないこと、の2点を確認する必要がある。以下、それぞれの検討方法について述べる。

なお、3.2で述べたとおり、内リブは構造部材として取り扱っていないが、施工時に破損が生じないように別途検討しておく必要がある。

(1) 鋼管杭内のモルタルの耐力

杭内部のモルタルの押抜きについては、ずれ止め筋部

分での支圧破壊の有無を照査することで確認できる。杭内のモルタルの押抜き破壊に対する支圧耐力 R_b は、支圧面積（ずれ止め筋の投影面積）に支圧強度 σ_b を乗じることで求められる。

$$R_b = \pi (D - 2t - h_s) h_s m \sigma_b \quad (5.12)$$

ここで、 t は杭の肉厚、 h_s はずれ止めの突起高さ（ずれ止め筋の径）、 m はずれ止め筋の設置段数である。3.2の実験結果より、支圧倍率 $a = 4$ は確保できると考えられるから、式(5.12)はモルタルの圧縮強度 σ_c を用いて式(5.13)に書き変えることができる。

$$R_b = 4\pi (D - 2t - h_s) h_s m \sigma_c \quad (5.13)$$

式(5.13)により求められる R_b がずれ止め筋により負担される軸力より大きければ押抜きによるモルタルの破壊は生じない。ずれ止め筋により負担される軸力を推定することは難しいが、最も大きな場合として先端抵抗力に相当する軸力のすべてをずれ止め筋の支圧により支えたと考えれば安全側の判断ができる。

ここで、本研究で実施した杭径1300mmの杭について式(5.13)に基づく試算を行う。試験杭の形状は図-4.2に示したとおりである。各数値を式(5.13)に代入すると、支圧耐力 R_b は18200kNとなる。載荷試験における第二限界抵抗力時の先端抵抗力は11000kNであるから、杭内のモルタルの破壊に対しては十分な耐力がある。このように、支圧倍率が大きいことから、杭内のモルタルに押抜き破壊が生じないようずれ止め筋の諸元を定めることはあまり難しいことではない。ただし、3.2でも述べたとおり、ずれ止め筋部分での支圧破壊が生じることを仮定しているため、支圧破壊が挙動を支配するようずれ止め筋の突起高さ h_s 、設置間隔 s_s になるよう考慮する必要がある。園田ら（1998）やAmerican Petroleum Institute（2010）を参考に、 $h_s / s_s \leq 0.1$ 程度となるように設置すれば良いと思われる。

(2) 杭下端部のモルタルの耐力

3.2で検討したとおり、杭先端下部のモルタルの耐力 R_b は、鋼管杭の断面積 A_p と支圧強度 σ_b を用いて以下の式により表わされる。

$$R_b = A_p \sigma_b \quad (5.14)$$

3.2の検討結果に従い、大径杭に対応したRSプラス工法では支圧倍率が0.96であるとするため、式(5.14)は次式のように書き変えることができる。

$$R_b = 0.96 A_p \sigma_b \quad (5.15)$$

杭下端部のモルタルについては、式(5.15)で求められる耐力が杭の第二限界抵抗力時の杭先端抵抗力を上回っていれば、モルタルが破壊することなく地盤の破壊により杭の軸方向抵抗力が決定されると考えることができる。

表-6.1 現行のRSプラス工法と本研究で開発したRSプラス工法の比較

	現行のRSプラス工法 (菊池ら, 2009)	本研究で開発したRSプラス工法
適用鋼管杭径	~1000mm	~1600mm
杭先端形状	リブプレート: 有 内リブ: 無 先端根固め部径: 有	リブプレート: 無 内リブ: 有 先端根固め部径: 無
噴射ノズル配置	杭周 (鉛直下方・管内水平方向噴射)	杭周 (斜め下方噴射) 内リブ (鉛直・水平方向噴射)
支持力推定方法	周面抵抗: 式(6.1) 先端抵抗: 式(6.2) ($\alpha = 0.5, \beta = 2.0$)	周面抵抗: 式(6.1) 先端抵抗: 式(6.2) ($\alpha = 0.5, \beta = 1.0$)

ここで、載荷試験に用いた杭径1300mmの杭について試算する。森川ら (2014) の報告によると、載荷試験後に先端根固め部をボーリングし採取した試料のモルタルの圧縮強度は最小で12.9kN/mm²であった。この値をモルタルの圧縮強度 σ_c として用いると、式(5.15)より R_b は16400kNとなる。これに対し、第二限界抵抗力時の先端抵抗力は11000kNであったから、先端根固め部は十分な耐力を有していると判断される。

さらに、安全側の設計として、安田ら (2004) による提案式に従い支圧倍率を0.8とすることも考えられる。しかしながら、この場合でも R_b は13700kNとなり、第二限界抵抗力時の先端抵抗力に十分耐えられると考えられる。このように、杭先端より下部のモルタルについては十分な強度があると考えられるから、通常は式(5.15)により確認すれば十分であろうと思われる。

6. 結論

大径鋼管杭に対してRSプラス工法を適用する際に、検討が必要と考えられる課題について、模型実験・数値解析・実大杭の載荷試験等による検討を行った。検討の結果、大径鋼管杭に適用可能な新しいRSプラス工法を開発し、その設計の考え方をとりまとめた。

大径鋼管杭に対応した新しいRSプラス工法と、現行のRSプラス工法との最も大きな違いは以下の2点である。

- ・杭先端部に内リブが設けられており、WJ, CJの噴射用のノズルの配置が大径杭に適した配置となっている。
- ・杭外周面にリブプレートは設けられておらず、先端根固め部の径は期待していない。

大径杭に対応したRSプラス工法は、杭径1600mm程度の杭まで適用が可能と考えられ、それに対応した軸方向抵抗力の推定式を以下のように提案した。

$$(\text{周面抵抗}) \quad R_{fk} = \sum r_{fki} A_{si} \quad (6.1)$$

ここで、 r_{fki} は i 層の平均周面抵抗力度 (kN/m²) である。 i 層が砂質土の場合、 r_{fki} は砂質土の平均N値 N から $5N$ (kN/m²) として算定できる。ただし、 r_{fki} の最大値は200kN/m²とする。 i 層が粘性土の場合、 $r_{fki} = 10N$ (kN/m²) 又は $r_{fki} = c_a$ (kN/m²) として算出し、その最大値は150kN/m²とする。 c_a は粘性土層の平均付着力である。また、 A_{si} は i 層において地盤と接している杭の周面積 (m²) であり、杭の周長 U_s (m) と i 層の層厚 l (m) の積として求められる。なお、杭の周面にネガティブフリクションが作用する場合などの特別な条件の際には、本工法の適用には別途十分な検討が必要である。

$$(\text{先端抵抗力}) \quad R_{pk} = 300\alpha N \beta A_p \quad (6.2)$$

式(6.2)は大径鋼管杭に対応したRSプラス工法のみならず、現行のRSプラス工法や打撃工法により砂地盤に打設された杭にも適用可能な式である。 α は地盤強さに関する補正係数であり、打撃工法の場合1.0、RSプラス工法の場合0.5とする。また、 β は有効面積に関する補正係数であり、打撃工法の場合は閉塞率、現行のRSプラス工法では2.0、大径鋼管杭対応のRSプラス工法では1.0とする。

式(6.1)、(6.2)は地盤の破壊により杭の第二限界抵抗力が決定されると考えた場合の推定式である。そのため、別途先端根固め部が破壊しないことを確認する必要がある。5.3で述べたとおり、一般的には先端根固め部のモルタルは十分な強度を有しており、また十分な強度を發揮するよう杭先端部のずれ止め筋の配置を決定することは容易であると考えられる。しかしながら、一般的にN値の上限が50とされていることなどに注意し、地盤が非常に強固であると考えられる場合などには先端根固め部の強度に関して十分な配慮が必要となる。

最後に、菊池ら (2009) の示した現行のRSプラス工法と、本研究で開発した大径鋼管杭に対応したRSプラス工法の異同を表-6.1に示す。

7. あとがき

本稿では、これまで杭径1000mmの杭までに適用が限られていたRSプラス工法について、大径鋼管杭に対して適用可能な工法となるよう改めて工法開発を行い、その設計の考え方を示した。RSプラス工法は、比較的低騒音・低振動でありながら、打撃施工された杭と遜色のない軸方向抵抗力を得ることが可能な優れた工法であると考えられる。今般、その適用範囲が杭径1600mm程度にまで拡大されたことでより有用な工法となったものと思われるし、また、今後、港湾構造物の設計の自由度を高めることにも貢献できるものと期待している。

また、先端抵抗力の推定式については、大径鋼管杭に対応したRSプラス工法のみならず、現行のRSプラス工法や打撃工法の場合を包括的に表現できるよう、新しい係数を導入することを提案している。今後の新しい工法が開発された場合でも、同様の考え方により推定式をとりまとめることができるものと思われる。

本稿の検討の範囲においては、新しいRSプラス工法の適用の上限を杭径1600mm程度と考えているが、それ以上の大径杭に対しても載荷試験等を行うなど適切に検討を行うことでさらに適用範囲を広げることも可能であろう。今後のさらなる検討においても、本稿で紹介した研究成果が参考となれば幸いである。

(2014年8月8日受付)

謝辞

本研究は、平成23～25年度にかけて実施した港湾空港技術研究所と新日鐵住金株式会社・調和工業株式会社との共同研究の成果を取りまとめたものである。共同研究の実施にあたっては、関係各位に多大なるご支援を頂いた。また、実大杭の載荷試験を含む種々の実験の実施にあたっては、共同研究を実施した3者以外にも多数の関係者にご助力頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

上藺晃・竹澤一彦・滝口要之助・高橋邦夫・山下久男・西村真二 (2002) : ジェットバイプロ工法で施工した栈橋鋼管杭の支持力とその増大工法について, 土木学会論文集, No. 700, pp. 15-20.

菊池喜昭・山下久男・西海健二・石濱吉郎・田中隆太・鈴木勇吉・横山博康・高橋健二 (2009) : 鋼管杭における水とセメントミルクジェット併用バイプロハンマ工法の開発, 港湾空港技術研究所資料, No. 1196.

小松雅彦・肱黒和彦・富永真生 (1969) : 大口径鋼管杭の閉そく性に関する2, 3の実験, 土と基礎, Vol. 17, No. 5, pp. 11-16.

才村幸生・日下部治・菊池喜昭・福井次郎・佐々木宏・下司弘之 (2005) : 東京港臨海道路における大口径鋼管杭の鉛直支持力, 第40回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1673-1674.

地盤工学会 (2002) : 杭の押込み試験, 「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」, 第1回改訂版, pp. 19-60.

園田恵一郎・鬼頭宏明・中島一男・上中宏二郎 (1998) : 突起付き鋼板のせん断伝達特性に関する系統的研究, 土木学会論文集, No. 598, pp. 184-202.

高橋健二・赤司有三・斉藤勲・土谷正幸・塩津紀男・亀山彰久 (1999) : バイプロ施工鋼管杭の支持力式の提案, 第34回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1437-1438.

日本港湾協会 (2007) : 杭基礎の静的最大軸方向押込み抵抗力, 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」, pp. 584-605.

バイプロハンマ工法技術研究会 (2010) : ウォータージェット併用バイプロハンマ工法, 「バイプロハンマ設計施工便覧」, pp. 143-163.

森川嘉之・水谷崇亮・菊池喜昭・森安俊介・妙中真治・高橋健二・横山博康 (2014) : 複数の高圧噴射ノズルによる地盤の掘削・攪拌性能評価, 港湾空港技術研究所資料, No. 1293.

安田聡・小室努・川端一三・是永健好 (2004) : 繰返し加力を受けるコンクリートの支圧性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 1081-1086.

山原浩 (1969) : 鋼管杭の支持力機構と適用例, 土と基礎, Vol. 17, No. 11, pp. 19-27.

American Petroleum Institute (2010) : Grouted Pile to Structure Connections, in "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design," pp. 77-79.

Modoni, G., Croce, P. and Mongiovi, L. (2006) : Theoretical modelling of jet grouting, Géotechnique, Vol. 56, No. 5, pp. 335-347.

付録A WJ及びCJの配管の圧力損失に関する検討

A.1 検討の目的

RSプラス工法においてはWJによる切削性能、CJによる先端根固め築造性能を十分に確保し、確実な施工が実施可能となるよう噴射ノズルの配置やノズル径を決定する必要がある。地盤の切削範囲の考え方には、森川ら（2014）の研究に基づき、Modoniら（2006）の示した切削距離を求める式を応用することから、ノズル位置での噴射圧力を正しく把握することが必要となる。そこで、実施工を模擬した実験を行い、WJ、CJそれぞれについて、送出元からノズル位置までに生じる圧力損失を評価することを試みた。

A.2 WJ配管の圧力損失に関する実験

(1) 実験概要

WJ配管は、水・セメントミルク送出装置（以下、送出装置という。）、高圧ホース、集合管・分岐管（以下、集合管という。）、ジェット配管、ノズル取付部、噴射ノズルで構成される。ジェット配管とは、杭に沿わせて取り付けるパイプ状の配管を指している。実験では、図-A.1に示すような2種の配管システムを用いてWJを噴射した。ジェット配管及びノズル取付部はH形鋼に溶接して固定し、これに高圧ホースを接続している。H形鋼はクレーンで吊り上げた状態とし、地面に置いた水槽に向けてWJを噴射した。

実験は、使用する配管システム、高圧ホース長、ジェット配管の径、ノズルの個数を変化させ、12ケース実施した。実験条件を表-A.1に示す。ノズルは全ケースで同一形状のものを用いた。使用したノズルは鉛直・水平二方向のノズルで、鉛直方向のノズル径が7.5mm、水平方向のノズル径が4.5mmである。

圧力の計測位置は、送出装置と高圧ホース接続部（以下、送出側圧力という。）及びノズル位置（以下、ノズル圧力という。）の2ヶ所である。ケース12に限り、集合管の流入側と流出側で圧力を計測した。その他、送出装置のエンジン回転数、送出圧力（以下、装置圧力という。）、流量を記録している。

(2) 実験結果

各実験ケースで計測された送出側圧力、流量、ノズル圧力を表-A.2に示す。表-A.2に示したノズル圧力は、複数個のノズルの位置で計測した圧力の平均値である。表-A.2からわかるとおり、送出側圧力が実験ケース毎にばらついてしまい、実験結果を直接比較することが難しい。そこで、実験結果を補正することを試みた。配管内の流

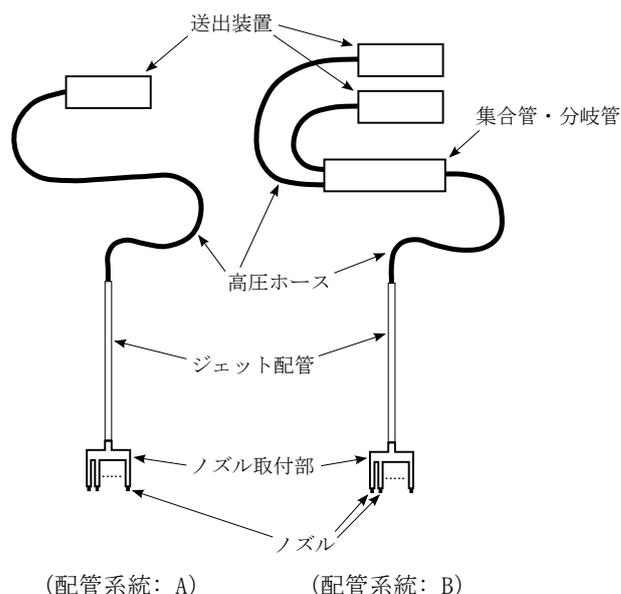


図-A.1 実験に用いた配管システムの模式図

表-A.1 実験条件一覧

	配管システム*	高圧ホース長 (m)	ジェット 配管径†	ノズル 個数
1	A	100	40A	2
2	A	20	40A	2
3	A	20	50A	2
4	A	20	25A	2
5	B	20, 20	25A	2
6	B	20, 20	50A	2
7	B	20, 20	40A	2
8	B	20, 100	40A	4
9	B	20, 100	40A	5
10	B	20, 100	50A	5
11	B	20, 100	25A	5
12	B	20, 100	25A	5

* 配管システムは図-A.1参照

† 25A: 27.2mm, 40A: 38.1mm, 50A: 52.7mm (内径)

量 Q は一般に以下の式^{1),2)}で求めることができる。

$$Q = cA (2gh)^{1/2} = cA (2gP/\rho)^{1/2} \quad (A.1)$$

ここに、 c は流量係数、 A は配管の断面積、 g は重力加速度、 h は圧力水頭、 P は圧力、 ρ は流体の密度である。式(A.1)を基に、圧力が変化した時の流量の変化には以下のような関係があると考えられる。

$$P_i / P_0 = Q_i^2 / Q_0^2 \quad (A.2)$$

式(A.2)の添字は i が実測値を、 0 が基準値を表す。式(A.2)の関係から、実験で計測された流量 Q_i と圧力 P_i を用いて、ある基準の圧力 P_0 の時の流量 Q_0 を求めるこ

表-A.2 実験結果一覧

	送出側 圧力 (MPa)	流量 (L/min)	流量 補正值 (L/min)	ノズル 圧力 (MPa)	ノズル 圧力 補正值 (MPa)
1	14.70	736	-	11.76	-
2	14.01	771	790	12.64	13.33
3	13.52	772	805	12.74	13.92
4	14.70	768	-	12.64	-
5	15.29	790	775	12.84	12.25
6	15.58	825	801	14.41	13.53
7	14.90	805	800	13.33	13.13
8	15.19	1176	1157	8.67	8.33
9	14.80	1384	1379	6.63	6.53
10	15.09	1443	1424	6.98	6.59
11	14.90	1295	1286	5.53	5.33
12	14.70*	1268	-	5.55	-

* 送出側圧力が欠測のため装置圧力

表-A.3 流速と圧力損失

	高圧 ホース 流速 (m/s)	ジェット 配管 流速 (m/s)	高圧 ホース 流入圧力 (MPa)	ノズル 圧力 補正值 (MPa)	圧力損失 (MPa)
1	10.8	9.2	14.70	11.76	2.94
2	11.6	9.9	14.70	13.33	1.37
3	11.8	6.2	14.70	13.92	0.78
4	11.2	22.0	14.70	12.64	2.06
5	11.3	22.2	14.11	12.25	1.86
6	11.7	6.1	14.11	13.53	0.58
7	11.7	10.0	14.11	13.13	0.98
8	16.9	14.5	14.11	8.33	5.78
9	20.2	17.3	14.11	6.53	7.58
10	20.8	10.9	14.11	6.59	7.52
11	18.8	36.9	14.11	5.33	8.78
12	18.7	36.6	14.11	5.55	8.56

とが可能となる。ここでは、基準の送出側圧力を14.70MPaとし、実験で計測された流量から基準の送出側圧力の時の流量を補正值として算出した。一方、圧力の増減は送出側圧力の増減と等しいものと考え、実験で計測された送出側圧力と基準値との差を基にノズル圧力を補正した。補正した結果は表-A.2に示したとおりである。

表-A.2に示した流量及びノズル圧力の補正值を用いる

ことで、式(A.1)から実験で使用したノズルの流量係数 c を求めることができる。各実験ケースについて計算を行うと、流量係数 c は0.65~0.70の範囲に入っており、平均値は0.67であった。ケース間の大きな違いは見られなかった。

ケース12では、集合管の流入側と流出側で圧力を計測した。計測値は、それぞれ14.40MPa, 14.11MPaであった。集合管での圧力損失は0.29MPa、送出装置から20mの高圧ホースと集合管をあわせた圧力損失は0.59と考えられる。

次に、補正した流量を基に、ジェット配管に接続している高圧ホース（配管系統Aの場合は送出装置とジェット配管、Bの場合は集合管とジェット配管をつないでいるホース）、ジェット配管の流速を求めると表-A.3のとおりとなる。表-A.3には、高圧ホース流入側の圧力（配管系統Aでは送出側圧力、Bでは集合管の流出側の圧力）とノズル圧力、及びその差として求めた圧力損失を併記している。

以上の結果を基に、各部の圧力損失を試算する。

(3) 各部の圧力損失

a) 高圧ホースの圧力損失

高圧ホース長のみが異なるケース1, 2の実験結果から高圧ホースの圧力損失を求める。表-A.3に示したケース1, 2の圧力損失の差は1.57MPaであり、高圧ホース長の差は80mであるから、高圧ホース1mあたりの圧力損失は0.02MPa程度と考えられる。ここで、圧力損失が流速に比例すると考える¹⁾。ケース1, 2における高圧ホースの平均流速は11.2m/sであるから、高圧ホース1mの流速1m/sあたりの圧力損失は1.79kPaとなる。

b) ジェット配管の圧力損失

ジェット配管の内面は高圧ホースよりも滑らかであるため、ジェット配管の圧力損失は高圧ホースの圧力損失よりも小さいと考えられる。しかしながら、ここでは、高圧ホースと同程度の圧力損失が発生すると考え、ジェット配管1mの流速1m/sあたりの圧力損失は1.79kPaとする。

c) 集合管の圧力損失

先述のとおりケース12の計測結果から、集合管の圧力損失は0.29MPaである。集合管から流出する地点（高圧ホース入口）における流速に比例すると仮定すると、集合管の流速1m/sあたりの圧力損失は15.5kPaである。

d) ノズル取付部の圧力損失

以上で述べた高圧ホース、ジェット配管、集合管の圧力損失を求め、配管系統全体の圧力損失（表-A.2のノズル圧力補正值から基準の送出側圧力14.7MPaを引いた値）から引くことにより、ノズル取付部の圧力損失を求めることができる。ノズル取付部はノズルの個数に応じて分

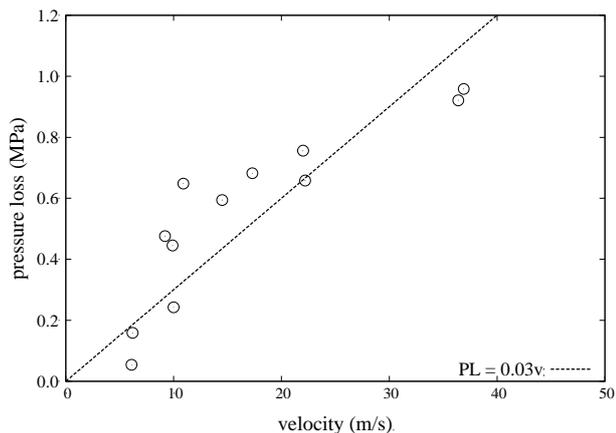


図-A.2 ノズル取付部のノズル1個あたりの圧力損失とジェット配管の流速の関係

表-A.4 セメントミルクの配合

練り量 (m^3)	W/C (%)	セメント (kg)	水 (kg)	圧縮強度 (N/mm^2)
1.0	65	1022	664	20

かれているから、求めたノズル取付部の圧力損失をさらにノズル個数で除し、ノズル1個あたりの圧力損失を求める。求めたノズル1個あたりの圧力損失とジェット配管の流速の関係を図示すると図-A.2のようになる。

図-A.2から、ばらつきは大きいものの、ノズル1個あたりの損失係数はジェット配管での流速と概ね比例関係となっているようである。図-A.2には最小二乗法で求めた回帰直線をあわせて示している。これより、ノズル取付部のノズル1個あたりの圧力損失は、ジェット配管の流速 v (m/s) を用いて $30v$ (kPa) と表わされる。

A.3 CJ配管の圧力損失に関する実験

(1) 実験概要

実験はA.2で述べたWJ配管の圧力損失に関する実験と同様な手法により行った。ただし、WJの場合と異なり、水槽ではなく、 $6m^3$ アジテータタンク内にセメントミルクを2m程度貯めた中にCJを噴射した。

実験に用いたセメントミルクの配合を表-A.4に示す。実験では高炉セメントB種を用いた。試験時にマッドバランスで計測したセメントミルクの比重は1.68であった。

実験は高圧ホース長、ジェット配管の径、ノズル個数を変更して4ケース実施した。実験条件を表-A.5に示す。配管系統は図-A.1のに示した配管系統Bを用いたが、ケース1, 2, 4では送出装置は1台のみ稼働した。ノズルはWJの実験と同じものを使用した。

表-A.5 実験条件一覧

	送出装置 (台)	高圧ホース長 (m)	ジェット 配管径*	ノズル 個数
1	1	10, 20	40A	2
2	1	10, 100	40A	2
3	2	10, 100	40A	4
4	1	10, 20	50A	2

*40A: 38.1mm, 50A: 52.7mm (内径)

表-A.6 実験で計測された圧力と流量

	送出側 圧力 (MPa)	流量 (L/min)	集管 流入側 (MPa)	集管 流出側 (MPa)	ノズル 圧力 (MPa)
1	14.91	605	14.21	14.05	12.21
2	14.96	567	14.40	14.25	10.17
3	15.40	888	15.10	14.82	6.45
4	15.31	635	欠測	欠測	13.20

表-A.7 圧力と流量の補正後の値

	送出側 圧力 (MPa)	流量 (L/min)	集管 流入側 (MPa)	集管 流出側 (MPa)	ノズル 圧力 (MPa)
1	14.70	601	14.00	13.84	12.00
2	14.70	562	14.14	13.99	9.91
3	14.70	868	14.41	14.13	5.76
4	14.70	622	欠測	欠測	12.59

(2) 実験結果

各ケースで計測された流量と圧力を表-A.6に示す。表-A.6に示したノズル圧力は、複数個のノズルの位置で計測した圧力の平均値である。また、ケース4の集管流入側の圧力は装置の都合により欠測となっている。

表-A.6からわかるとおり、CJの実験においてもA.2で述べたWJの実験と同様に送出側圧力が実験毎にばらついた。そこで、WJの場合と同じ手法により送出側圧力の基準値を14.70MPaとして実験結果を補正した。補正した結果を表-A.7に示す。さらに、各ケースの高圧ホースとジェット配管の流速を表-A.8に示す。

表-A.7に示された補正後の流量、ノズル圧力を用いて式(A.1)により流量係数を計算すると、いずれのケースでも0.73~0.76の範囲にあり、平均値は0.746であった。WJの場合よりも10%程度大きい値となっている。一方、表-A.7に示した流量の補正值と表-A.2にWJの場合の流量の補正值について、実験条件が同様なケースを対比すると、

表-A.8 流速の計算結果 (単位: m/s)

	高圧ホース	ジェット配管
1	8.8	7.5
2	8.2	7.0
3	12.7	10.9
4	9.1	4.8

CJの流量はWJの0.75倍程度となっているようである。この値は、セメントミルクと水の比重比の平方根 $(\gamma_w/\gamma_c)^{1/2}$ に概ね等しい。

(3) 各部の圧力損失

a) 高圧ホースの圧力損失

高圧ホース長のみが異なるケース1, 2の実験結果から高圧ホースの圧力損失を求める。表-A.7から、ケース1, 2の圧力損失の差は2.09MPaであり、高圧ホース長の差は80mであるから、高圧ホース1mあたりの圧力損失は0.026MPa程度と考えられる。圧力損失が流速に比例すると考えると、ケース1, 2における高圧ホースの平均流速は8.5m/sであるから、高圧ホース1mの流速1m/sあたりの圧力損失は3.06kPaとなる。A.2で求めたWJの場合の圧力損失は1.79kPaであるから、セメントミルク (W/C = 65%) を用いたCJの圧力損失は、WJの約1.7倍となっている。

b) ジェット配管の圧力損失

ジェット配管の内面は高圧ホースよりも滑らかであるため、ジェット配管の圧力損失は高圧ホースの圧力損失よりも小さいと考えられる。しかしながら、ここでは、高圧ホースと同程度の圧力損失が発生すると考え、ジェット配管1mの流速1m/sあたりの圧力損失は3.06kPaとする。

c) 集合管の圧力損失

表-A.7から、送出装置1台のケース1, 2では集合管部の圧力損失がそれぞれ0.16MPa, 0.15MPa, 送出装置を2台用いたケース3では0.28MPaであった。実施工ではケース3のように送出装置を2台用いるケースが多いと思われるので、ここではケース3の圧力損失を採用する。

集合管の圧力損失は、集合管から流出する高圧ホースの流速に比例すると仮定すると、流速1m/sあたりの集合管の圧力損失は22.0kPaとなる。

d) ノズル取付部の圧力損失

以上で述べた高圧ホース、ジェット配管、集合管の圧力損失を求め、配管系統全体の圧力損失から引くことにより、ノズル取付部の圧力損失を求めることができる。ノズル取付部はノズルの個数に応じて分かれているから、

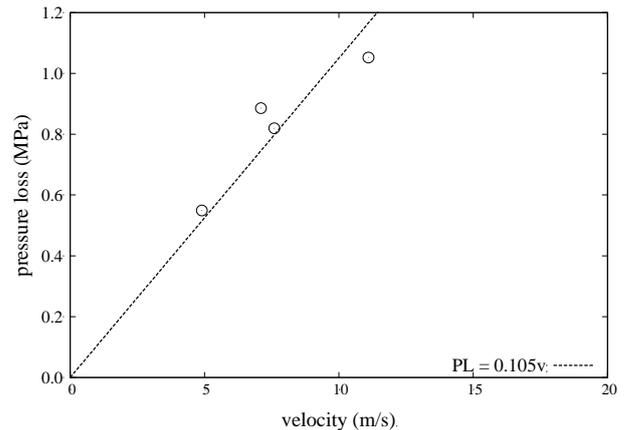


図-A.3 ノズル取付部のノズル1個あたりの圧力損失とジェット配管の流速の関係

求めたノズル取付部の圧力損失をさらにノズル個数で除し、ノズル1個あたりの圧力損失を求める。求めたノズル1個あたりの圧力損失とジェット配管の流速の関係を図示すると図-A.3のようになる。計算にあたっては、表-A.7に示した補正值ではなく、表-A.6の実測値を用いた。

図-A.3よりノズル1個あたりの圧力損失とジェット配管の流速には比例関係があることがわかる。図-A.3にあわせて示したとおり、傾きは0.105程度である。このことから、ノズル取付部のノズル1個あたりの圧力損失は、流速1m/sあたり105kPa程度と考えられる。

A.4 配管の施工計画

A.2, A.3で求めた各部の圧力損失を基に、WJ, CJの配管系統の施工計画を立案する手順を述べる。

(1) 条件の仮設定

現地の地盤状況や使用する鋼管杭の仕様に基づいて配管長やノズル配置、噴射角を仮決定する。ノズル配置は、森川ら (2014) を参考に、杭径に応じた適切な配置、噴射角とすることが重要である。

(2) 各部の流速の推定

WJについて、送出装置の能力を基に各部の流速を計算する。CJについては、A.3の検討結果に基づき、WJの流速からセメントミルクと水 (もしくは海水) の比重比を用いて計算することができる。

(3) 各部の圧力損失の推定

A.2, A.3で求めた各部の圧力損失を用いて、高圧ホース、集合管、ジェット配管、ノズル取付部それぞれの圧力損失を推定する。

(4) ノズル圧力、流量の推定

求められた圧力損失を利用してノズル位置の圧力を推定し、式(A.1)によってノズル径と流量の関係を検証する。

流量係数はWJの場合0.65程度，CJの場合0.75程度を用いる．

(5) 切削範囲の推定

(4)の検証に基づいてノズルの孔径を決定し，森川ら(2014)に従って地盤中におけるジェットの到達距離を算出する．さらに，到達距離から切削面積を推定する．

(6) 直接切削面積の推定

仮設定したノズルの配置，噴射角と，(5)で推定した切削範囲から，杭断面方向の水平面上で直接的に切削される面積を推定する．

(7) 切削面積比の照査

前項で求めた直接切削面積が杭断面積に占める割合を計算する．森川ら(2014)に基づき，この値が9%よりも大きければ先端根固めにより杭は十分に閉塞されると判定する．9%に達していない場合は，ノズルの配置，噴射角等を見直し，再度照査を行う．

参考文献

- 1) 植松時雄(1992):水力学(第2版), 産業図書, pp. 46-75.
- 2) 安藤常世(1984):工学基礎流体の力学(三訂版), 培風館, pp. 62-70.

港湾空港技術研究所報告 第53巻第3号

2014. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社ワコー

Copyright © (2014) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術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、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術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。

CONTENTS

1. Application of Vibratory hammer method using water and cement milk jetting to steel pipe piles with large diameter
··Takaaki MIZUTANI, Yoshiyuki MORIKAWA, Yoshiaki KIKUCHI, Shunsuke MORIYASU,
Masakazu TAKENO, Hisao YAMASHITA, Yasuhide NAKAMOTO 3