



節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動と節部抵抗力の評価法に関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2014-06-26 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 須藤, 敏巳 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00005108

節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動と
節部抵抗力の評価法に関する研究

平成 25 年 12 月

須 藤 敏 巳

節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動と節部抵抗力の評価法に関する研究

論文内容の要旨

本論文は、杭体の中間に節部を設けた節付き場所打ち杭の実大規模の施工試験および原位置載荷試験を実施し、施工時の節部の形状確認と載荷時の節部の押込み・引抜き挙動の考察を行い、砂質地盤における節付き場所打ち杭の節部抵抗力の新たな評価法を構築したものである。

最初に、大阪地区の砂質地盤において、3試験体の実大規模の施工試験および原位置載荷試験を実施した。節部を設置した地盤は標準貫入試験の N 値が 20 程度の沖積層と N 値が 45~50 程度の洪積層とし、節部形状は軸部径 1.0m、節部径 1.5m、節部上傾斜角度 20° 、節部下傾斜角度 45° とした。施工試験では、節付き場所打ち杭の開発にあたって設定した施工手順に従うことで、節部の計画形状が適正に形成されること、載荷試験では、一般の軸部の周面摩擦抵抗力に比べて、節部の抵抗力が 2.0~4.0 倍にも達することを明らかにした。

現状の節部抵抗力の算定法としては、載荷試験で得られた節部抵抗力と地盤の一軸圧縮強さ q_u や N 値との相関性から導かれたせん断法と支圧法が提案されている。しかし、これらの手法は節部形状の因子が正確に反映されていないため、精度の良い節付き場所打ち杭の支持力算定が困難となっている。そこで、本論文では節部抵抗力が増大するのは節部傾斜面から地盤に伝達する水平応力成分に起因するとの観点から、節部傾斜面に接続する環状の土塊（本論文では、環状楔と呼ぶ）に作用する力のつり合いに基づいて、① 節部円筒面のせん断抵抗力 R_s 、② 節部傾斜面に接続する環状楔の底面の支圧抵抗力 R_{ib} 、③ 節部傾斜面に接続する環状楔の側面のせん断抵抗力 R_{is} の 3 成分を累加する新たな実用的な評価法を構築した。更に、3 試験体について、上記の評価式を用いた節部抵抗力の計算値と実大規模の節付き杭（節部上傾斜角度 20° 、節部下傾斜角度 45° ）の載荷試験の実測値の比が 0.82~1.04 と良く近似することから、本論文で構築した評価法の妥当性を検証した。

最後に、本論文で構築した評価法を用いて節部形状（節部傾斜角度、拡径比）を変化させたパラメトリックスタディを行い、杭体のコンクリート強度や地盤の強度、更に施工性を考慮した総合的な観点から、効果的な節部抵抗力を発揮する合理的な節部形状は、節部上傾斜角度 $20^\circ\sim 30^\circ$ 、節部下傾斜角度 45° 、拡径比 2.0~2.3 が優れていることを提示した。

A NEW EVALUATION METHOD ON BEARING CAPACITY FOR NODULAR CAST-IN-PLACE CONCRETE PILE SUBJECTED TO COMPRESSIVE AND TENSILE LOADS

ABSTRACT

This paper describes an evaluation method on the bearing capacity of knots for nodular cast-in-place concrete piles subjected to compressive and tensile loads based on full-scale in-situ piling and loading tests in sandy ground.

Compressive and tensile loading tests on three full-scale test piles were carried out at the ground of loose and dense sand layers in Osaka, Japan. The diameter of these nodular cast-in-place concrete piles was 1.0m at general part, and 1.5m at knot. The upper inclined angle of knot was 20 degrees and the lower inclined angle was 45 degrees. One test pile had its knot located in loose sand layer (SPT N-values:20), and other two in dense sand layer (SPT N-values:50). As-built of test piles were examined by ultrasonic probe and confirmed that all piles were constructed precisely. Also no collapse of ground at knots was observed. At loading test, bearing capacity at knot showed 2.0 to 4.0 times of strength compared to circumferential friction force at general part of the pile.

Empirical formulas to estimate shear resistance of cylindrical area and bearing capacity of ringed area of knot for nodular cast-in-place concrete pile already exist. However, these formulas do not correctly reflect the factor of knot configuration to calculate increased bearing capacity by knot on pile. Therefore, in the view that bearing capacity of knot increases due to the horizontal stress component transferred from the inclined surface of knot to the ground, a new theoretical formula that accumulates three force components was established; R_s for the shear resistance of cylindrical area, R_{tb} for the bearing capacity of ringed area, and R_{ts} for the shear resistance of inclined area due to the increase of horizontal stress.

The validity of this new evaluation method on the bearing capacity for nodular cast-in-place concrete pile was examined by comparing calculated values and results of in-situ compressive and tensile loading tests in sandy ground. The ratio of calculated value to test results stayed among 0.82 to 1.04, accurate approximation was proved.

Further parametric studies on bearing capacities of knot using this new evaluation method have revealed that the most rational and effective bearing force is given by the following configuration; 20-30 degrees for the upper inclined angle, 45 degrees for the lower inclined angle, and 2.0 to 2.3 for the ration of knot diameter D_n and general part diameter D_s .

節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動と 節部抵抗力の評価法に関する研究

内 容 梗 概

我が国の主要都市では、2000年頃から住環境・都市環境の整備が急速に進み、階数が50階以上でアスペクト比が4を超えるような超高層集合住宅やオフィスビルが増加している。このような建築構造物を支持する基礎杭には、大きな押込み荷重に加えて、地震時や強風時の転倒モーメントによる引抜き荷重が作用する。この場合の対応として、一般に杭の大径化や長尺化が考えられるが、所定の杭間隔を確保することが難しくなり、杭基礎の設計に支障をきたす場合が多い。

以上を背景として、筆者らは2003年頃から、杭体に作用する押込み・引抜き時の地盤抵抗を増大させることを目的として、杭体の中間に節部を設けた節付き場所打ち杭の開発に取り組んできた。

節付き場所打ち杭の支持力算定法としては、原位置載荷試験で得られた節部抵抗力と地盤の一軸圧縮強さ q_u や標準貫入試験の N 値の相関性に基づいた評価法が提案されているものの、節部傾斜面から地盤へ伝達するメカニズムが不明確であり、節部の支持力を定量的に精度良く算定することが困難な現状となっている。

本論文は、原位置載荷試験を実施し、押込みおよび引抜き荷重が作用する節付き場所打ち杭の支持力特性を検討した後、節部傾斜面に接続する三角形領域に設定した環状の土塊（本論文では、環状楔と呼ぶ）に作用する力のつり合いに基づいて、工学的で実用性のある新たな節部抵抗力の評価法の構築を目的としたものであって、全6章および付章より構成されている。

第 1 章 緒論

砂質地盤における理論的な節部抵抗力の評価法の必要性を指摘した後、節部抵抗力の理論式と経験式の既往研究を略述して、本論文の目的と範囲を明らかにした。

第 2 章 節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動

大阪地区の砂質地盤において、3 試験体の実大規模の施工試験および原位置載荷試験を実施した。節部を設置した地盤は標準貫入試験の N 値が 20 程度の沖積層と N 値が 45~50 程度の洪積層とし、いずれも節部形状は軸部径 1.0m、節部径 1.5m、節部上傾斜角度 20° 、節部下傾斜角度 45° とした。

施工試験では、節付き場所打ち杭の開発にあたって設定した施工手順に従うことで、節部の計画形状が適正に形成されていること、載荷試験では、一般の軸部の周面摩擦抵抗力に比べて節部の抵抗力が 2.0~4.0 倍にも達することを明らかにした。

第 3 章 節部抵抗力の算定式の構築

本論文で構築した節部抵抗力の算定式は、以下の特徴を有している。

- ① . 杭が施工された時点の水平方向地盤応力（杭頭部への載荷直前であって初期応力）を評価するために、通常の円形場所打ち杭の載荷試験結果を収集整理して、水平土圧係数 K の深さ方向分布の算定式を誘導した。
- ② . 節部外周面においては、①で誘導した K と杭周面と地盤の境界面でのせん断抵抗角 δ を仮定した上で、地盤の水平方向初期応力に基づいた支持力を評価した。
- ③ . 節部傾斜面においては、傾斜面に接続する三角形領域の土塊（環状楔）を仮定して、環状楔の底面に生じる鉛直力による支持力と側面に生じる水平力による支持力を

評価した。

第4章 節部抵抗力の算定式の検証

第2章の実大規模の節付き場所打ち杭（節部傾斜角度 20° 、 45° ）による節部抵抗力の実測値と第3章で構築した節部抵抗力の算定式による計算値を比較した。実測値に対する計算値の比が $0.82 \sim 1.04$ と良く近似することから、第3章で構築した節部抵抗力の算定式の妥当性を検証した。

第5章 節部抵抗力に関するパラメトリックスタディ

第3章で構築した節部抵抗力の算定式を用いて、第2章の3試験体の地盤条件で、節部傾斜角度 θ と節部杭径と一般部杭径の比（拡張比）を変化させたパラメトリックスタディを行った。節部形状の効率化の指標として、節部の単位体積あたりの抵抗力 R_v を定義し、節部抵抗力に及ぼす節部傾斜角度 θ や拡張比の影響を検討した。

効果的な節部抵抗力を発揮する合理的な節部形状としては、節部傾斜角度は上傾斜角度 $20^\circ \sim 30^\circ$ 、下傾斜角度 45° 、拡張比 $2.0 \sim 2.3$ が優れていることを提示した。

第6章 総括

以上の各章で明らかになったことを要約して記した。

付章として、付章1～3には3試験体の施工法、付章4には3.2節の水平土圧係数 K の評価のために収集整理した既往文献の地盤構成と試験杭の関係、付章5には5.3節の節部の杭体コンクリートの評価法を示した。

節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動と節部抵抗力の評価法に関する研究

目 次

第1章 緒論	1
1.1 概説	1
1.2 既往の研究	8
1.2.1 節部を有する杭の開発経緯	8
1.2.2 節杭の節部抵抗力に関する理論式	12
1.2.3 節付き杭の節部抵抗力に関する理論式	14
1.2.4 節付き杭の節部抵抗力に関する経験式	19
1.3 本研究の目的と範囲	23
第2章 節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動	27
2.1 はじめに	27
2.2 実大実験による節部の挙動（引抜き試験 A-1）	31
2.2.1 実験概要	31
2.2.2 載荷試験の結果および考察	49
2.3 実大実験による節部の挙動（交番試験 A-2）	60
2.3.1 実験概要	60
2.3.2 載荷試験の結果および考察	69
2.4 実大実験による節部の挙動（押込み試験 B-1）	80
2.4.1 実験概要	80
2.4.2 載荷試験の結果および考察	91
2.5 節部の押込み・引抜き挙動と抵抗力特性	99
2.6 まとめ	101
第3章 節部抵抗力の算定式の構築	103
3.1 はじめに	103
3.2 節部抵抗力の基本的考え方	105
3.2.1 節部円筒面のせん断抵抗力	109
3.2.2 節部傾斜面に接続する環状楔の底面に生じる鉛直力による支持力	117
3.2.3 節部傾斜面に接続する環状楔の側面に生じる水平力による支持力	120
3.3 まとめ	122

第4章	節部抵抗力の算定式の検証	123
4.1	はじめに	123
4.2	載荷試験による節部抵抗力の実測値	124
4.3	節部抵抗力の計算値と実測値の比較	130
4.4	まとめ	133
第5章	節部抵抗力に関するパラメトリックスタディ	135
5.1	はじめに	135
5.2	節部傾斜角度の及ぼす影響	136
5.3	節部突出幅の及ぼす影響	144
5.4	まとめ	154
第6章	総括	155
付章1	試験体の施工法(引抜き試験 A-1)	157
付章2	試験体の施工法(交番試験 A-2)	165
付章3	試験体の施工法(押込み試験 B-1)	167
付章4	地盤構成と試験杭の関係	175
付章5	節部の杭体コンクリートの評価法	183
	謝辞	187
	参考文献	189
	本研究に関連して発表した論文	193

第 1 章

緒 論

1. 1 概 説

我が国の主要都市では，2000 年頃から住環境・都市環境の整備が急速に進み，階数が 50 階以上でアスペクト比が 4 を超える高層集合住宅や高層オフィスビルが増加している¹⁾。

一方，我が国の主要都市は，大半が大きな河川の下流域に形成された平野に位置しており，表層には軟弱な沖積層が分布している．そのため，沖積層より下位の堅固な洪積層の砂質地盤や粘土質地盤に建築構造物を支持させる場合が多い．この場合の杭基礎には，押込み支持力に加えて，図 1.1.1 に示すような地震時や強風時の転倒モーメントに抵抗する引抜き支持力も求められる．大きな押込み・引抜き支持力が要求される杭基礎設計において，一般には杭の大径化や長尺化が考えられるが，所定の杭間隔の確保が困難となり，杭基礎の設計に支障をきたす場合が多い．

以上を背景として，筆者らは 2003 年頃から，杭体に作用する押込み・引抜き時の地盤抵抗を増大させることを目的として，杭体の中間に節部を設けた節付き場所打ちコンクリート杭（以下，節付き杭と呼称）の開発に取り組んできた．

図 1.1.2 は本論文で扱う節付き杭の外観を示したものであって，写真 1.1.1 は実大規模の節付き杭の載荷試験後に節部形状の確認のために掘出した試験体²⁾である．図 1.1.3, 1.1.4 は節付き杭の地盤の抵抗力をまとめた利用例を示し，図 1.1.5, 1.1.6 は節部と拡底部の各部名称を示したものである．

この節付き杭はナックル・パイル^{3) ~ 7)}と呼ばれ，下記の

ような効果を発揮することが期待されている。

- ①．大きな押込み・引抜き支持力が要求される杭の場合，従来の杭工法では杭体の軸部径や拡底部径が大きくなり，所定の杭間隔の確保が困難となる場合が多い．それに対して，大きな節部抵抗力を有する節付き杭では，軸部径や拡底部径を低減できるので，所定の杭間隔の確保が図れる．
- ②．中間支持層の利用が可能となり，硬質な地盤への根入れ長を従来の杭工法よりも短くすることができる．
- ③．地盤掘削による建設発生土および打設するコンクリート量の削減ができるので，経済的となり環境負荷の低減も図れる．

上記の節付き杭の節部抵抗力の設計法においては，載荷試験結果で得られた節部抵抗力と地盤の N 値や一軸圧縮強さ q_u との相関性から導かれた経験的な算定式が設計で一般的に用いられている．ただし，これらの節部抵抗力の算定式は，抵抗成分を節部の鉛直投影面での支圧抵抗，または節部円筒面でのせん断抵抗に置換える略算的な手法であって，節部傾斜角度等の節部形状の因子が正確に反映されていない．

節部抵抗力を定量的に評価するためには，節部形状を考慮した押込み・引抜き抵抗力の発現メカニズムを反映させることが重要と考える．

本論文では，節付き杭に作用する押込みや引抜き荷重は，節部傾斜面から外側下方（押込み時）や外側上方（引抜き時）の地盤へ伝達することに着目し，節部傾斜面に接続する三角形の環状の土塊（以下，環状楔と呼称）に作用する力のつり合いに基づいて、新たな節部抵抗力の実用的な評価法を検討している．すなわち，節部傾斜面に接続する環状楔の底面と側面の抵抗力，並びに節部円筒面のせん断抵抗力の 3 成分を累加する新たな算定式を構築し，算定式中の杭体と地盤境界

面でのせん断抵抗角 δ および水平土圧係数 K の値を具体的に提案している。更に、本論文で構築した算定式による節部抵抗力の計算値と節付き杭の原位置載荷試験による節部抵抗力の実測値を比較することによって、算定式の妥当性を検証している。

最後に、本論文で構築した算定式を用いて節部形状の因子を種々変化させたパラメトリックスタディを行い、効果的な節部抵抗力を発揮する節部形状として、節部傾斜角度と拡径比を見出している。

なお、本論文の検討対象は、図 1.1.2 に示す節付き杭の中間の節部であり、図 1.1.5 に示す節部の上部傾斜面の上端から下部傾斜面の下端までの範囲とする。

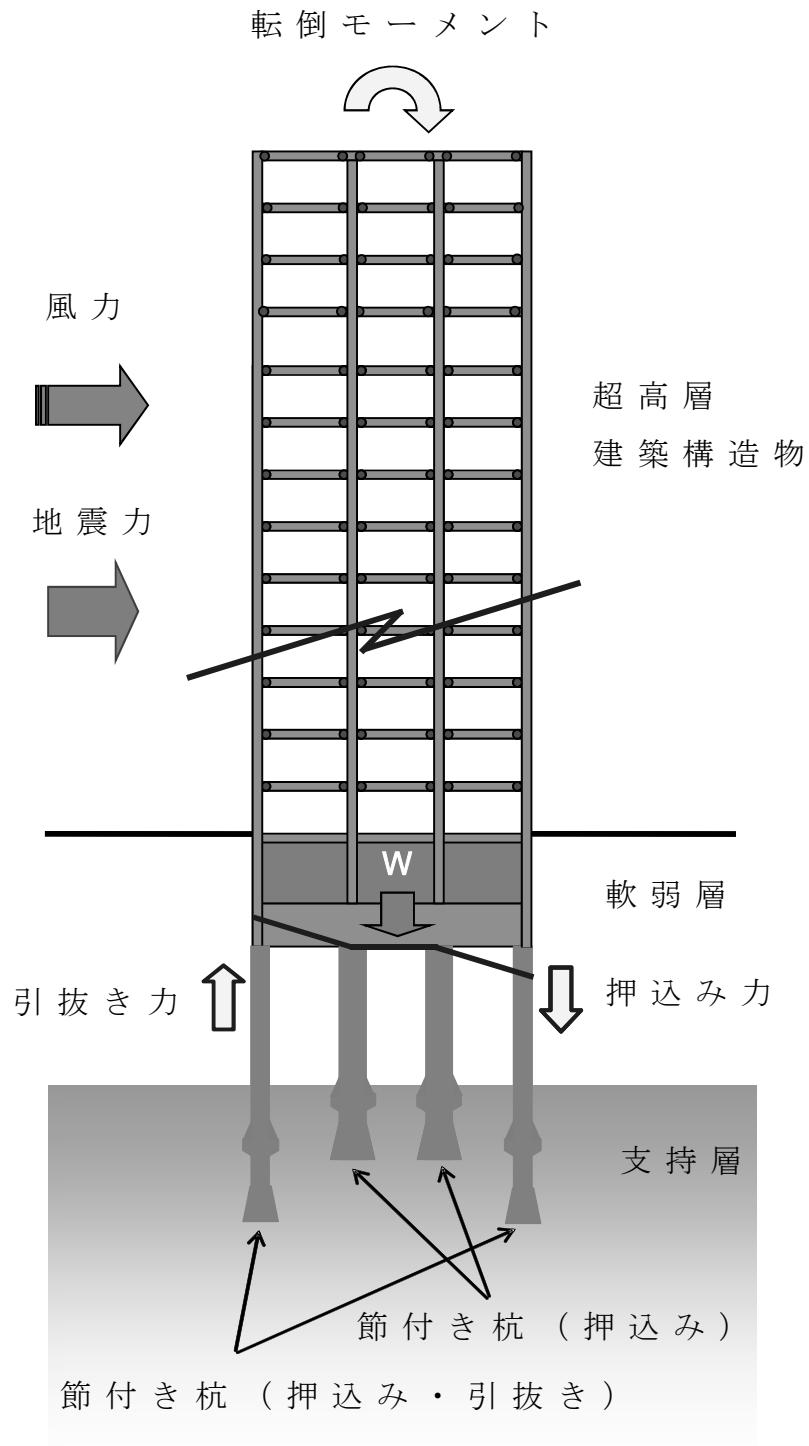


図 1.1.1 杭体に作用する押し込み・引抜き荷重

↑ ↓
引抜き荷重
押込み荷重

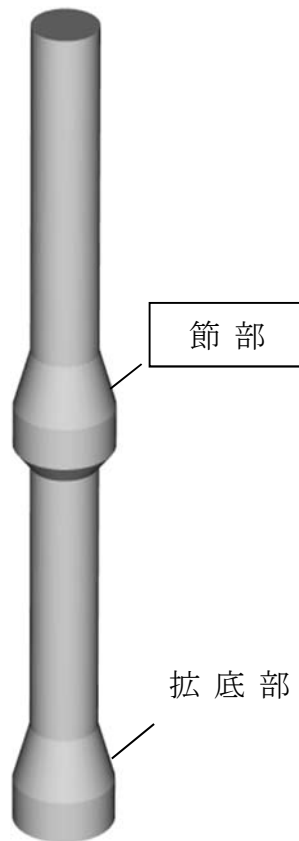


図 1.1.2 節付き杭の外観

写真 1.1.1 節付き杭²⁾
(掘出した試験体)

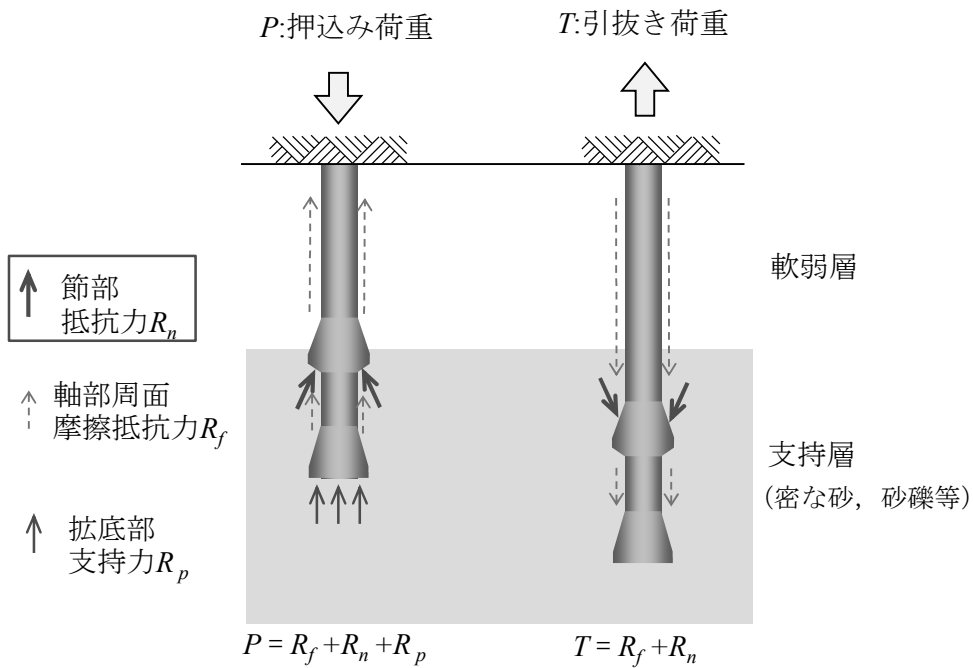


図 1.1.3 節付き杭の利用例 (a)

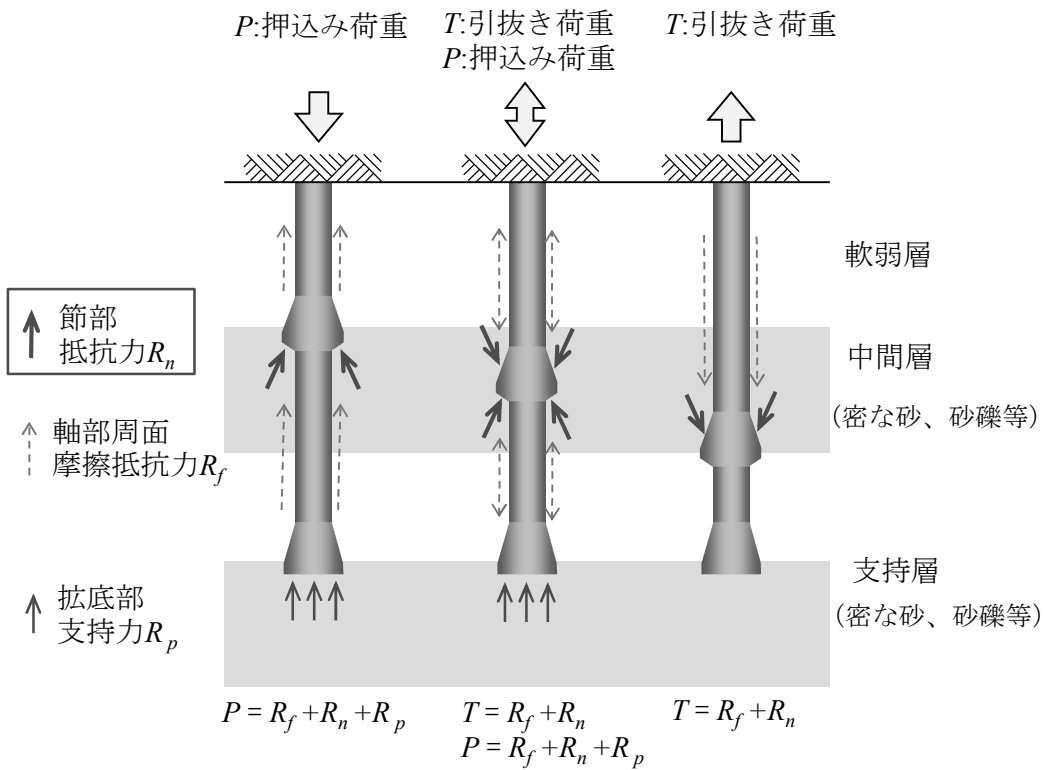


図 1.1.4 節付き杭の利用例 (b)

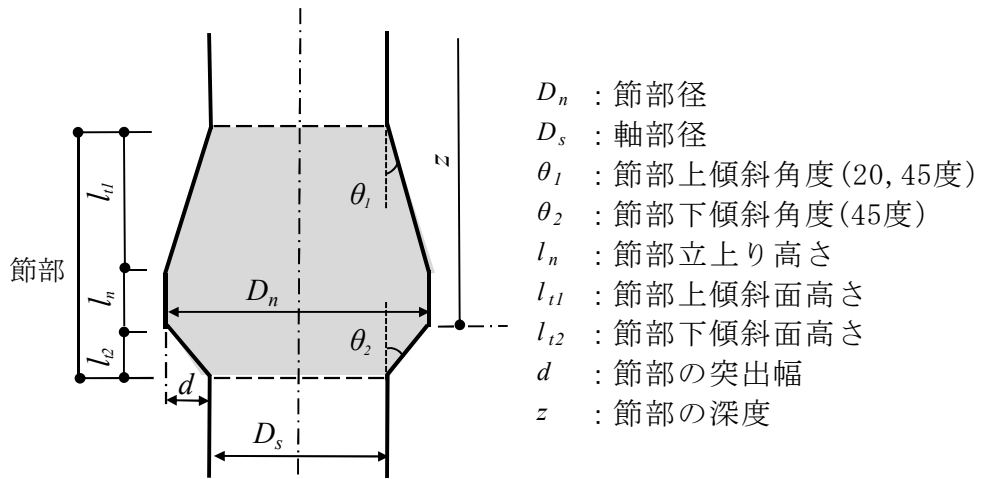


図 1.1.5 節部の各部名称

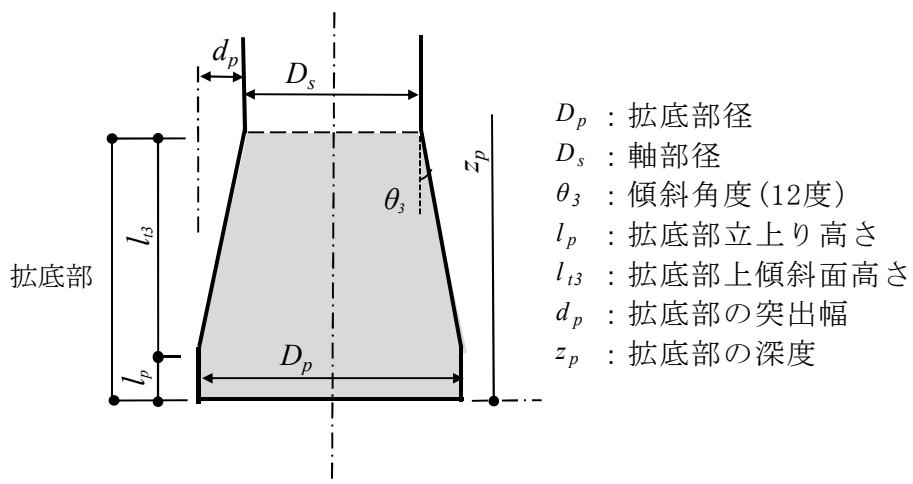


図 1.1.6 拡底部の各部名称

1. 2 既往の研究

1. 2. 1 節部を有する杭の開発経緯

杭体に節部を有する杭は，施工法の違いから既製杭の「節杭」と場所打ち杭の「節付き杭」に大別される．表 1.2.1 は場所打ち杭を含む各種杭工法の開発状況を年代毎に整理したものであり，概要を以下に示す．

既製杭自体は，歴史が古く 1904 年頃にヨーロッパで Hennebique により考案された工法⁸⁾とされている．節杭として実用化したのは，1925 年頃の武智杭⁹⁾とされ，数個のつば状の突起物を有する三角や四角形状の鉄筋コンクリート杭であり，主に中小規模の建築構造物を支持する摩擦杭として使用されていた．その後，断面形状や材質の改良が加えられて，プレストレスを導入した高強度コンクリート製の円形杭が主流となっている．1981 年には，埋込み工法として節杭 PHC（遠心力高強度プレストレスコンクリート）工法が日本建築センターの公的評価を初めて取得している．更に，2000 年以降からは高支持力杭として多くの工法が実用化されている．

一方，場所打ち杭は，既製杭と同様に歴史が古く 1900 年頃にフランス人の Dulac により考案された工法とされている．国内には 1907 年頃にコンプレッソル杭として技術導入された．ハンマーを落下させその穴に硬練りのコンクリートを突き固めて杭を築造する打撃貫入工法であるが、杭の沈下などが多く発生するなどしてあまり普及しなかった．1914 年頃になると，アメリカ人の Hunry Abbt により考案された鋼管の先端に鉄シューをはかせて打込み，その中にコンクリートを投入し，鋼管を引抜く工法のペデスタル杭が国内に技術導入され 1966 年頃までの約 50 年間主流の杭工法として使用されてきた¹⁰⁾．

1960年代になると、我が国では杭の打込み杭工法などによる建設公害対策として、騒音規制法（1968年）や振動規制法（1976年）が施行された。以後、建設技術の革新的な進歩や海外の技術導入および独自の技術開発により、打込み杭工法から機械掘削方式による場所打ち杭工法へと移行した。代表的工法としては、オールケーシング工法、リバーサーキュレーション工法、アースドリル工法がある。

1970年代になると、建築構造物の高層化に伴い1柱1杭の設計が広まり、1本の杭に要求される押込み支持力が大きく上昇した。その対応として、軸部の底部を拡底する工法が開発されたが、国内で初めて機械式の施工を可能としたのは、OJP（OHYAYASHI JUNBO PILE）工法（1971年）と報告されている¹¹⁾。この工法は国内で初めて場所打ち拡底杭工法として日本建築センターの公的評価を取得（1971年）し、1978年頃までに多くの実績を残している。この施工法は、軸部をオールケーシング工法で掘削した後、専用の拡底ビットを用いてリバーサーキュレーション方式により拡底部を掘削するシステムである。

1984年頃には杭先端部を拡底するアースドリル式の拡底杭工法が開発され、建築分野では幅広く実用化されている。更に、2000年の日本建築センターの場所打ち拡底杭評価基準の改定に伴い、最近では最大径4.6mの拡底杭工法が公的評価を取得し実用化されている¹²⁾。しかしながら、大径化する拡底工法では、杭径に対して隣接する杭間隔が相対的に狭くなることによる支持力低減が懸念されることから、大径化には限界があろう。また、転倒モーメントに抵抗させるためには、拡底部の引抜き支持力特性の解明が極めて重要であるとの指摘¹³⁾がなされている。

以上を背景として、筆者らは、2003年頃から場所打ち杭の軸部の中間に節部を設けて押込みや引抜き支持力を増大

させる節付き杭の研究開発^{14,15)}に取り組んでいる。国内の類似の動向として、平井らによる拡底部形状を有した節付き杭の引抜き支持力の研究¹⁶⁾がある。

海外においては、1967年頃、インドの Mohan ら¹⁷⁾により、膨張性粘土地盤での建築構造物の浮上り防止を主目的として、軸部を拡幅し複数の節部を形成した場所打ち杭の開発がされている。また、1971年頃、アメリカの Clisby ら¹⁸⁾により、軸部を3倍程度に拡幅して2段の拡底部を設けた場所打ち杭について、拡底部の間隔と抵抗力についての効果が模型および実大実験で調べられている。これらの海外の例は、地下水位の低い粘土質地盤を対象としたものであって、我が国のような地下水位の高い密な砂質地盤における支持力特性は未解明である。

表 1.2.1 年代経緯と各種杭工法の開発状況

年代経緯	西暦 (年号)	1900 (明治33)	1920 (大正9)	1940 (昭和15)	1960 (昭和35)	1980 (昭和55)	2000 (平成12)	2020
○自然災害（主な地震）			1923(大正12) 関東大震災 (M7.9)		1964(昭和39) 新潟地震 (M7.5)	1995(平成7) 兵庫県沖地震 (M7.3)	2011(平成23) 東日本大地震 (M8.1)	
○建築基準法・施行令				1950(昭和25) 建築基準法・ 施行令制定	1968(昭和43) 騒音規制法 施行令制定	1981(昭和51年) 建築基準法施行令改正 (新耐震設計法)	1976(昭和51) 振動規制法 施行令制定	2000(平成12年) 建築基準法改正 (性能設計法)
○日本建築学会 基礎指針等			1952 基礎構造 設計規準	1960 基礎構造 設計規準	1974 基礎構造 設計規準	1988 基礎構造 設計指針	2001 基礎構造 設計指針 (性能設計)	
○日本建築センター					1966 基礎評定委員会 発足		2000 場所打ち拡張杭の 評定基準の改定	
●既製杭		[1904年頃 ヘンネヴィークにより考案された工法]						
・節杭			1925 武智杭等			1981 節杭PHC	2000 高支持力杭化	
●場所打ち杭		[1900年頃 デューラにより考案された工法]						
・コンプレッソル杭		1907(明治40)～1923(大正12)						
・ペDESTAL杭		1914(大正3)～1966(昭和41)						
・オールケーシング工法				1954(昭和29) ベノト機導入				
・リバース サーキュレーション工法					1962(昭和37) リバース機械輸入		1971(昭和46) OJP工法開発	
・アースドリル工法					1959(昭和39) 技術導入		1984(昭和59) 拡張杭工法開発 2000 拡張の大径化	
・節付き杭 (壁杭も含む)							2003(平15) ナックル・パイル, ナックル・ウォール*)工法開発	
○国内主要建築物					1962, 東京タワー		2012, 東京スカイツリー	
					1968, 霞が関ビル		2002, 六本木ヒルズ	
○海外					1967(昭和42) 開発			
・インド					1971(昭和46) 開発			
・アメリカ								

*) ナックル・ウォールは節付き壁杭の呼称名

1. 2. 2 節杭の節部抵抗力に関する理論式

表 1.2.2 は節部抵抗力に関する既往の理論式を整理したものである。理論的な節杭の節部抵抗力の算定式を初めて提案したのが石堂らの研究（1965年）¹⁹⁾であり，その後小椋らの研究（1985年）⁹⁾による三軸の模型実験から導かれた提案式が報告されている。これらは，杭体に押込み荷重が作用する場合，節部の突出部の底面によって地盤を押し支圧力が作用する機構とした考え方であって，以下に示す。

①. 石堂らの研究（1965年）¹⁹⁾

石堂らは，図 1.2.1 に示す節部上下傾斜角度 90° の節部を二次元の帯状基礎に模擬し，基礎直下の地盤に主働楔域と対数らせん状のすべり面を仮定して，塑性域を考慮した力のつり合い式から，Prandtl 系の支持力係数 N_q , N_r を用いて，節部抵抗力 R_n を下記のように算定した。

$$R_n = (\gamma \cdot z \cdot N_q + d \cdot \gamma \cdot N_r) \cdot A_n \quad \dots \dots (1.1)$$

ここで， γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

z : 節部の深度 (m)

N_q : 支持力係数 (土の内部摩擦角 ϕ の関数)

N_r : 支持力係数 (土の内部摩擦角 ϕ の関数)

d : 節部の突出幅 (m)

A_n : 節部の鉛直投影面積 (m^2)

②. 小椋らの研究（1985年）⁹⁾

小椋らは，図 1.2.2 に示す節部上下傾斜角度 45° 程度の傾斜面を有する節部円筒面でのせん断抵抗力に，節部下面の支圧力により増大した水平応力によるせん断抵抗力を加算して，節部抵抗力 R_n を下記のように算定した。

$$R_n = P_s + P_h \quad \dots\dots\dots(1.2)$$

ここで， P_s : 節部円筒面へのせん断抵抗力(kN)

P_h : 節部下面の支圧力により付加された円筒面へのせん断抵抗力(kN)

上記①，②の評価法は，密な砂地盤，根入れの深い場合や節部傾斜角度を変化させた場合には，計算精度に欠け実用的な運用は難しい。

1. 2. 3 節付き杭の節部抵抗力に関する理論式

節付き杭の節部抵抗力に関する理論的な算定式を初めて提案したのが八尾らの研究（2002年）²⁰⁾であり，その後には本田らの研究（2011年）²¹⁾がある．以下に各々の概要を示す．

③．八尾らの研究（2002年）²⁰⁾

八尾らは，石堂らが平面問題として導いた節部抵抗力の算定式を参考に，図 1.2.3 の軸対称モデルに示すように塑性域を想定した空洞押し広げ理論による極限内圧の代わりとして，簡易な Rankine の受働土圧と独自の支持力係数 N_{dq} , N_{dr} を用いた節部抵抗力の算定式を提案した．模型実験値との比較の結果，計算式の精度をあげるためには円周方向土圧係数の設定に新たな研究が必要であると報告している．なお，節部下傾斜角度は 90° を設定して，杭体に押し込み荷重が作用する時の検討である．節部抵抗力 R_n は，下記のように算定する．

$$R_n = (q \cdot N_{dq} + d \cdot \gamma \cdot N_{dr}) \cdot A_n \quad \dots \dots (1.3)$$

ここで， q : 鉛直有効応力 (kN/m^2)

d : 節部の突出幅 (m)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

N_{dq} : 節部の支持力係数

N_{dr} : 節部の支持力係数

A_n : 節部の鉛直投影面積 (m^2)

④．本田らの研究（2011年）²¹⁾

本田らは，二次元の個別要素解析 (DEM) から節部周りの地盤挙動を詳細に分析して，上界法による極限引抜き抵抗力の理論式を提案した．特徴は，図 1.2.4 に示す節部の

傾斜面の壁面摩擦角 $\delta=(1/2)\phi$ の設定と節部周りの地盤の進行性破壊を考慮したすべり面の高さを節部傾斜面の立上り高さ h と設定している点である．節部上傾斜角度は 12° を設定した引抜き荷重が作用する時の検討を行っているが， $22\sim 24^\circ$ 程度を超える場合の計算精度には課題があると報告²²⁾している．節部抵抗力 R_n の算定式を以下に示す．

$$R_n = \frac{1}{\sin\alpha + \cos\alpha / \tan(\theta + \delta)} \{ (P_a + W_a) \cdot \sin\alpha + (P_b + W_b) \cdot \sin\alpha + c \cdot h / \cos\theta \cdot \cos\alpha / \sin(\theta + \delta) \cdot \cos\delta + c \cdot h / \sin(\alpha - \phi) \cdot \cos\phi \} \dots (1.4)$$

ここで， P_a : p_a を積分した土かぶり荷重 (kN)

P_b : p_b を積分した土かぶり荷重 (kN)

W_a : 土塊 ABC の重量 (kN)

W_b : 土塊 BCD の重量 (kN)

h : 節部傾斜面の立上り高さ (m)

θ : 節部傾斜角度 ($^\circ$)

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 地盤の内部摩擦角 ($^\circ$)

δ : 節部傾斜面の壁面摩擦角 ($^\circ$)

α : 土塊 ABC の変位方向角 ($^\circ$)

上記③，④の評価法は，前述の①，②と同様に，密な砂地盤，根入れの深い場合や節部傾斜角度を変化させた場合には，計算精度に欠け実用的な運用は難しい．

表 1.2.2 既往の節部抵抗力の評価法（理論式）

No.	算定式（西暦）	節部を有する杭の種別	節部傾斜角度 上部-下部	節部に作用する荷重方法	節部抵抗力成分		備考
					支圧	せん断	
①	石堂式(1965)	節杭 (既製杭)	90°-90°	押込み力	●		Prandtl系の 支持力理論
<p>・節部底面の地盤に主働楔域と対数らせん状のすべり面を仮定した塑性域での力のつり合い式から導いた節部抵抗力の算定式。 $R_n = (d \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot z \cdot N_q) \cdot A_n$ ここで、γ : 土の単位体積重量 N_γ : 支持力係数（土の内部摩擦角 ϕ の関数） z : 節部の深さ N_q : 支持力係数（土の内部摩擦角 ϕ の関数） d : 節部の突出幅 A_n : 円環状の鉛直投影面積</p>							
②	小椋式(1985)	節杭 (既製杭)	45°-45°	押込み力		●	
<p>・三軸の模型実験により節部の抵抗力特性を検討して導いた節部抵抗力の算定式を提案した。それは、節部径円筒面へのせん断抵抗力に、節部底面の支圧力により増大した水平応力によるせん断抵抗力を加えた算定式。 $R_n = P_s + P_h$ ここで、 P_s : 節部円筒面へのせん断抵抗力 P_h : 節部底面の支圧力により付加された節部円筒面へのせん断抵抗力</p>							
③	八尾式(2002)	節付き杭 (場所打ち杭)	12°-90°	押込み力	●		独自の支持力係数を設定
<p>・石堂が平面問題として導いた算定式を軸対称モデルによる極限支持力として導いて節部抵抗力の算定式を提案した。それは、節部の極限支持力について、節部底面に塑性域と想定して空洞押し広げ理論による極限内圧の代わりに簡易なRankineの受働土圧を用いた理論式。 $R_n = (d \cdot \gamma \cdot N_r + q \cdot N_q) \cdot A_n$ ここで、q : 鉛直有効応力 N_q : 支持力係数（土の内部摩擦角 ϕ の関数） γ : 土の単位体積重量 N_r : 支持力係数（土の内部摩擦角 ϕ の関数） d : 節部の突出幅 A_n : 円環状の鉛直投影面積</p>							
④	本田式(2011)	節付き杭 (場所打ち杭)	12°-45°	引抜き力	●		
<p>・二次元の個別要素解析から拡径部周りの地盤挙動を詳細に分析することで、上界法による極限引抜き抵抗力の理論解をもとめ、軸対称条件における連続式を採用した算定式。 $R_n = \frac{1}{\sin \alpha + \cos \alpha / \tan(\theta + \delta)} \{ (P_a + W_a) \cdot \sin \alpha + (P_b + W_a) \cdot \sin \alpha + c \cdot h / \cos \theta \cdot \cos \alpha / \sin(\theta + \delta) \cdot \cos \delta + c \cdot h / \sin(\alpha - \phi) \cdot \cos \phi \}$ ここで、P_a : p_a を積分した土かぶり荷重 θ : 節部傾斜角度 P_b : p_b を積分した土かぶり荷重 c : 地盤の粘着力 W_a : 土塊ABCの重量 ϕ : 地盤の内部摩擦角 W_b : 土塊ABCの重量 δ : 節部傾斜面の壁面摩擦角 h : 節部傾斜面の立上り高さ α : 土塊ABCの変位方向角</p>							

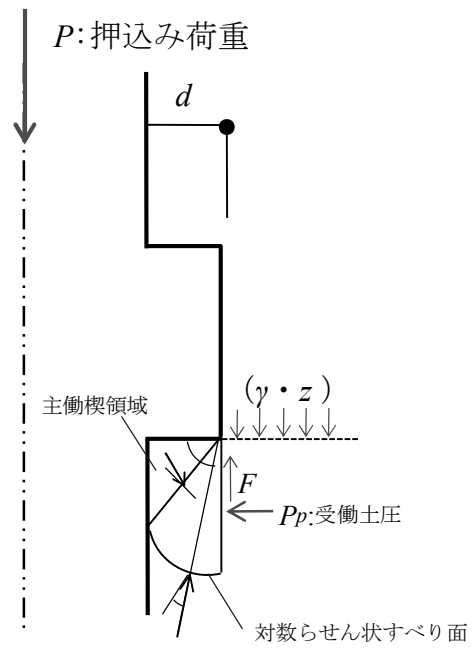


図 1.2.1 石堂らの研究¹⁹⁾

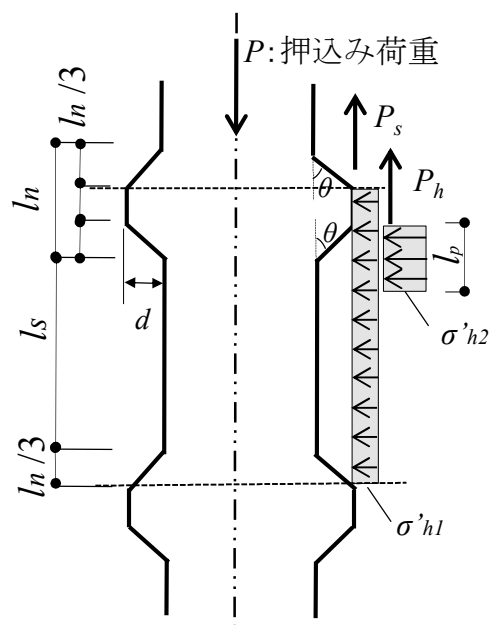


図 1.2.2 小椋らの研究⁹⁾

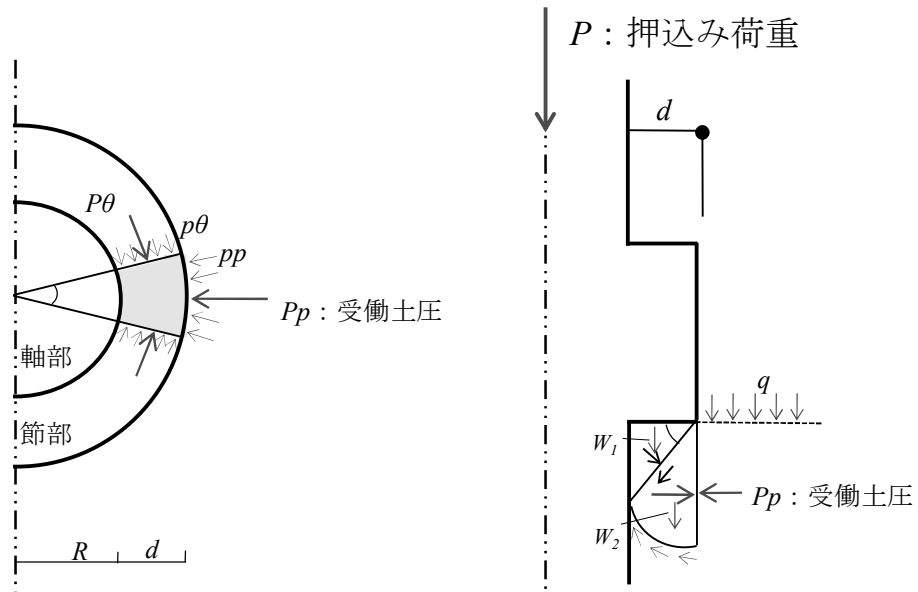


図 1.2.3 八尾らの研究²⁰⁾

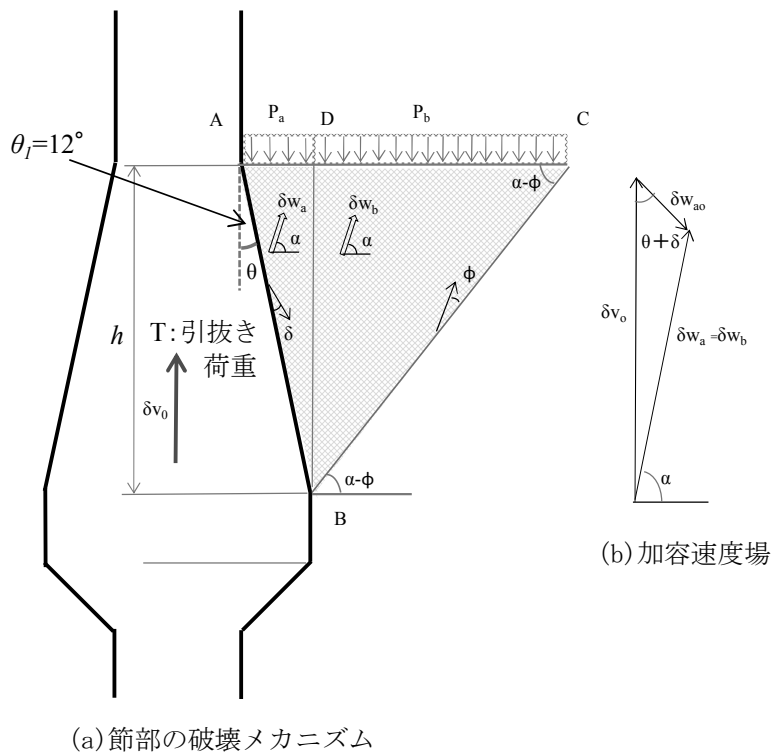


図 1.2.4 本田らの研究²¹⁾

1. 2. 4 節付き杭の節部抵抗力に関する経験式

表 1.2.3 は節付き杭の節部抵抗力に関する既往の経験式を整理したものである。日本建築センターの場所打ち杭底杭評定基準の改定（2000年）以降，密な砂質地盤に十分根入れされた杭底杭や節付き杭の引抜き試験¹⁶⁾ および筆者らが実施した節付き杭の押し込み・引抜きの試験^{14,15)} による節部抵抗力の調査がなされている。

節部抵抗力を算定する経験式には，平井らの研究による「せん断法」（2003年）¹⁶⁾ と茶谷らの研究による「支圧法」（2006年）¹⁴⁾ が提案されている。以下に各々の概要を示す。

⑤ . 平井らの研究による「せん断法」（2003年）¹⁶⁾

平井らは，節部に引抜き荷重が作用する時，図 1.2.5 に示す節部傾斜角度 12° の節部の引抜き支持力が節部円筒面へのせん断抵抗力として作用すると仮定して，節部抵抗力の算定法「せん断法」を提案している。節部抵抗力 R_n の算定式を以下に示す。

$$R_n = \pi \cdot D_n \cdot h \cdot \tau_u \quad \dots \dots (1.5)$$

$$\tau_u = 5 \cdot N \quad \dots \dots (1.6)$$

ここで， D_n : 節部径 (m)

h : 節部の有効高さ， $h = 2D_n$ と設定 (m)

τ_u : 単位面積あたりの地盤の極限せん断抵抗力
(kN/m^2)

N : 節部近傍地盤の N 値の平均値 (上限値 60)

ただし， τ_u の上限値は 300 kN/m^2 とする。

⑥ . 茶谷らの研究による「支圧法」（2006年）¹⁴⁾

茶谷らは，節部に押し込みや引抜き荷重が作用する時，図 1.2.6 に示す節部上傾斜角度 20° ，節部下傾斜角度 45° の節

部の押込み・引抜き支持力が，節部鉛直投影面への支圧抵抗力として作用すると仮定して，節部抵抗力の算定法「支圧法」を提案している．節部抵抗力 R_n の算定式を以下に示す．

$$\begin{aligned} R_n &= P_v \cdot A_n \\ &= 100 \cdot N \cdot A_n \quad \dots \dots (1.7) \end{aligned}$$

ここで， P_v ：円環状の鉛直投影面積あたりの極限支圧抵抗力（ kN/m^2 ）

A_n ：円環状の鉛直投影面積（ m^2 ）

N ：節部近傍地盤の N 値の平均値（上限値 60）

上記⑤，⑥の評価法は，実大規模の載荷試験による節部抵抗力と地盤の N 値との相関から導かれた経験的な算定式であり，節部傾斜面から地盤へ伝達する力が複雑なことから節部抵抗力を単純に節部円筒面でのせん断抵抗力や節部鉛直投影面での支圧抵抗力に置換える略算的な手法である．

表 1.2.3 既往の節部抵抗力の評価法（経験式）

No.	算定式（西暦）	節部を有する杭の種別	節部傾斜角度 上部-下部	節部に作用する荷重方法	節部抵抗力成分		備考
					支圧	せん断	
⑤	せん断法(2003)	節付き杭 (場所打ち杭)	12°-45°	引抜き力		●	・せん断抵抗 ・支圧抵抗
・節部の円筒面にせん断抵抗力が作用すると仮定して、引抜き支持力を算定する。 $R_n = \pi \cdot D_n \cdot h \cdot \tau_u$ ここで、 D_n ：拡底部径 h ：拡底部の有効高さ、 $h=2Dn$ と設定 τ_u ：極限せん断抵抗力度（ $\tau_u=5 \cdot N$ ， N 値上限60）							
⑥	支圧法(2006)	節付き杭 (場所打ち杭)	20°-45°	押込み力 引抜き力	●		
・節部の円環状の鉛直投影面積部分に支圧力が作用すると仮定して、引抜き支持力および押込み支持力を算定する。 $R_n = P_v \cdot A_n$ $= 100 \cdot N \cdot A_n$ ここで、 P_v ：節部支圧抵抗力 N ：節部近傍地盤の平均 N 値（上限60） A_n ：円環状の鉛直投影面積							

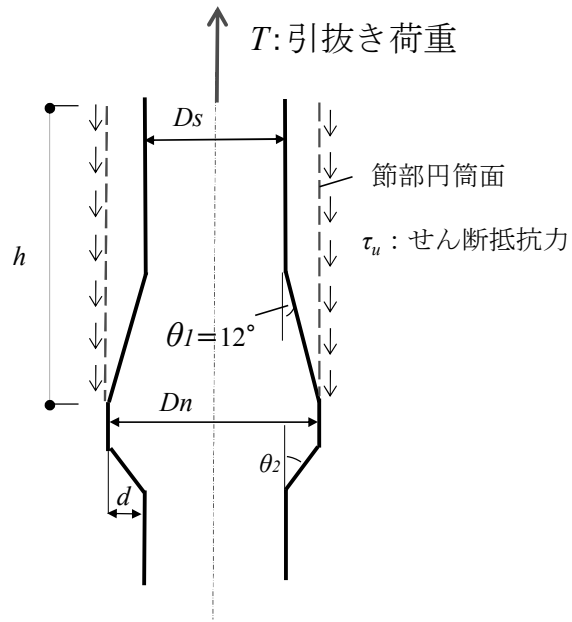


図 1.2.5 平井らの研究¹⁶⁾

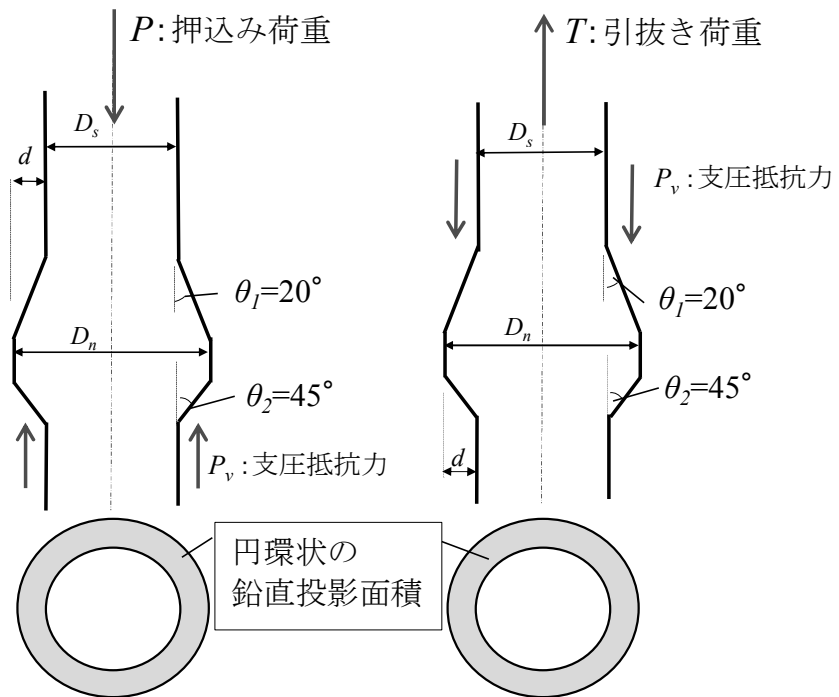


図 1.2.6 茶谷らの研究¹⁴⁾

1. 3 本研究の目的と範囲

前節に記した既往の研究における節部抵抗力の評価法には、以下のような問題点が残されている。

- ①．理論式は提案されてはいるものの、密な砂質地盤，根入れの深い場合や節部傾斜角度を変化させた場合には，計算精度に欠け実用的な運用は難しい。
- ②．経験式は節部の抵抗力を円筒面でのせん断成分や鉛直投影面での支圧成分に略算的に置換えた算定式であり，節部傾斜面からの力の伝達メカニズムが反映されていない。
- ③．既往の理論式および経験式は，特定の節部諸元のみにも適用できるもので，異なる諸元に対する適用性が不明である。

以上の状況に着目し，本論文では，節付き場所打ち杭の実大規模の施工試験および原位置載荷試験を実施し，施工時の節部の形状確認と載荷時の節部の押込み・引抜き挙動の考察を行い，砂質地盤における単一の節部を有する節付き杭の節部抵抗力の新たな評価法を構築することを目的として，図1.3.1のように研究を進める。

最初に，大阪地区の砂質地盤において，3試験体の実大規模の施工試験および原位置載荷試験を実施している。節部を設置する地盤は標準貫入試験の N 値が 20 程度の沖積層と N 値が 45~50 程度の洪積層とし，節部形状は軸部径 1.0m，節部径 1.5m，節部上傾斜角度 20° ，節部下傾斜角度 45° とする。施工試験では，節付き杭の開発にあたって設定した施工手順に従うことで，節部の計画形状が適正に形成されること，載荷試験では，一般の軸部の周面摩擦抵抗力と節部の抵抗力を比較することによって節部抵抗力の増大効果を明らかにしている。

次に，現状の節部抵抗力の算定法の問題点を指摘して，節

節部抵抗力が増大するのは節部傾斜面から地盤に伝達する水平応力成分に起因するとの観点から，節部傾斜面に接続する環状の土塊（本論文では，環状楔と呼ぶ）に作用する力のつり合いに基づいて，新たな実用的な算定式を構築している．更に，上記の算定式による節部抵抗力の計算値と実大規模の節付き杭（節部傾斜角度 20° ， 45° ）の載荷試験による実測値の比較を行い，本論文で構築する算定式の妥当性を検証する．

最後に，本論文で構築する算定式を用いて節部形状（節部傾斜角度，拡張比）を変化させるパラメトリックスタディを行い，効果的な節部抵抗力を発揮する合理的な節部形状の節部傾斜角度 θ と拡張比を見出す．

以上のように，本論文は，節部傾斜面に接続する環状楔に作用する力のつり合いに基づいて，砂質地盤における単一の節部を有する杭の節部抵抗力の実用的な評価法を検討するものである．粘土質地盤への適用性や節部を複数段有する杭については今後の課題とする．

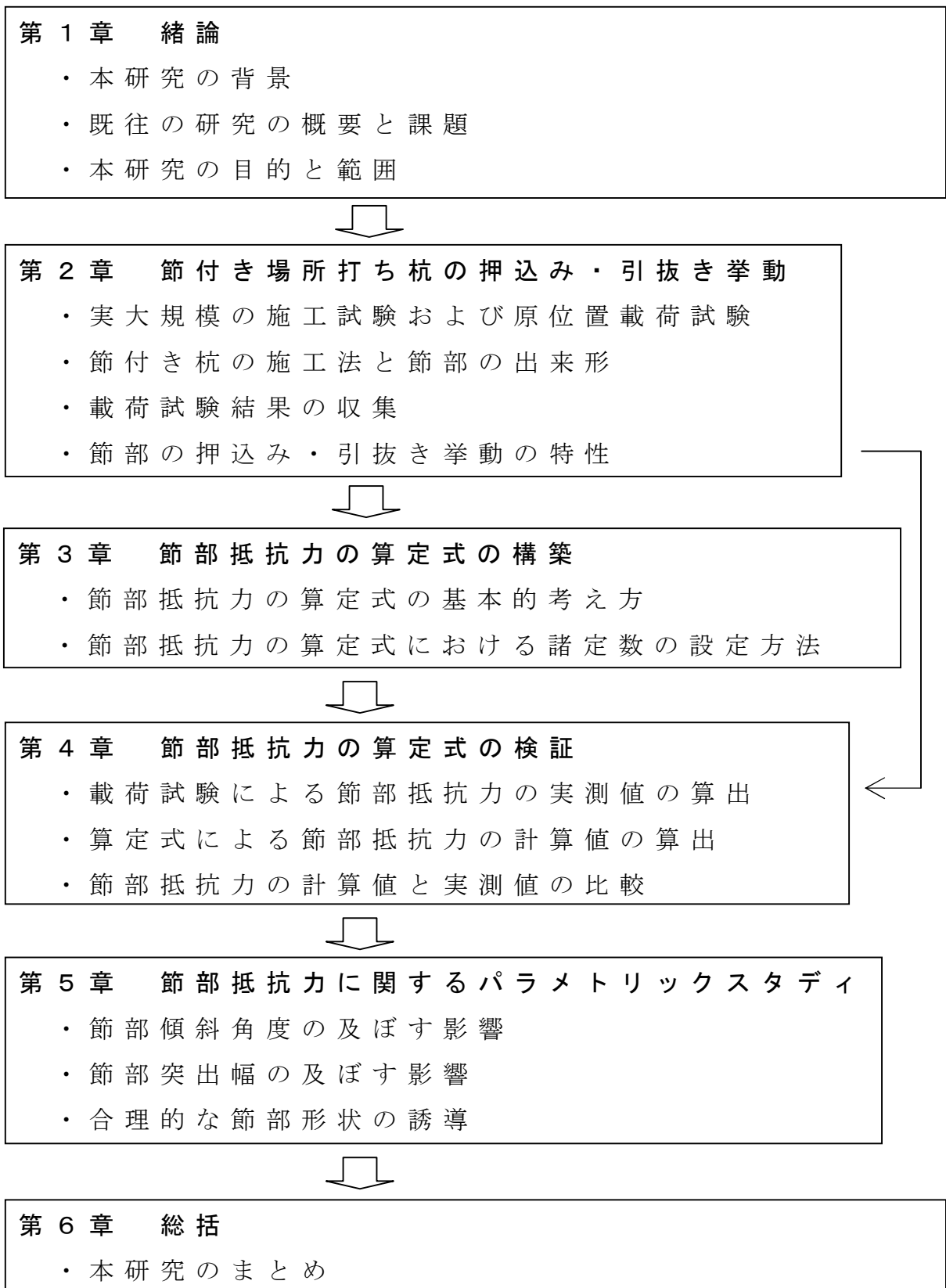


図 1.3.1 本研究の構成

第 2 章

節付き場所打ち杭の押込み・引抜き挙動

2.1 はじめに

本章では，節付き杭の節部の押込み・引抜き挙動を解明するために，実大規模の施工試験および原位置載荷試験を実施し，押込みや引抜き荷重が杭体に作用する時の節部の挙動について考察する．

試験地点は，大阪平野の中央に位置する試験サイト A（天満地区）と北東地区に位置する試験サイト B（高槻地区）である．試験体は 3 体であり，試験サイト A では 2 体（引抜き試験 A-1，交番試験 A-2），試験サイト B では 1 体（押込み試験 B-1）である．図 2.1.1，2.1.2 は，試験サイトと周辺の地質図²³⁾ および地形図²⁴⁾ の関係である．

本章では，試験体の概要，試験体の出来形，載荷試験方法，載荷試験結果および考察について述べる．なお，付章 1～3 では，各試験体の一連の施工手順と施工法の特徴について述べている．

施工試験に関しては，試験体の概要を示した後，節付き杭の開発にあたって設定した施工手順²⁵⁾（以下，節付き杭の施工手順と略記）に従って築造された節部の出来形について考察する．

載荷試験に関しては，試験方法は地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」²⁶⁾（以下，地盤工学会基準と略記）に準拠して実施している．この基準には，載荷試験結果による杭体各断面の軸力評価について，場所打ち杭のコンクリート弾性係数の設定の重要性が指摘されている．本論文では，押込み時は，杭体のコンクリート弾性係数にひずみ依存性を

考慮した値を採用し，引抜き時は，本論文で事前に設定した杭体コンクリートのひび割れ発生ひずみに応じた引張応力度の関係式を採用して，載荷試験における杭体各断面の到達軸力を算出している．その時の杭体の各断面積は，試験体の出来形寸法から求めている．

本章では，3試験体の載荷試験結果による節部上下間の軸力差，すなわち節部抵抗力と節部変位の関係に基づいて，節部の押し込み・引抜き挙動について考察する．なお，特に断りのない限り，節部抵抗力は極限抵抗力を意味している．



図 2.1.1 試験サイトと大阪平野の地質図²³⁾の関係

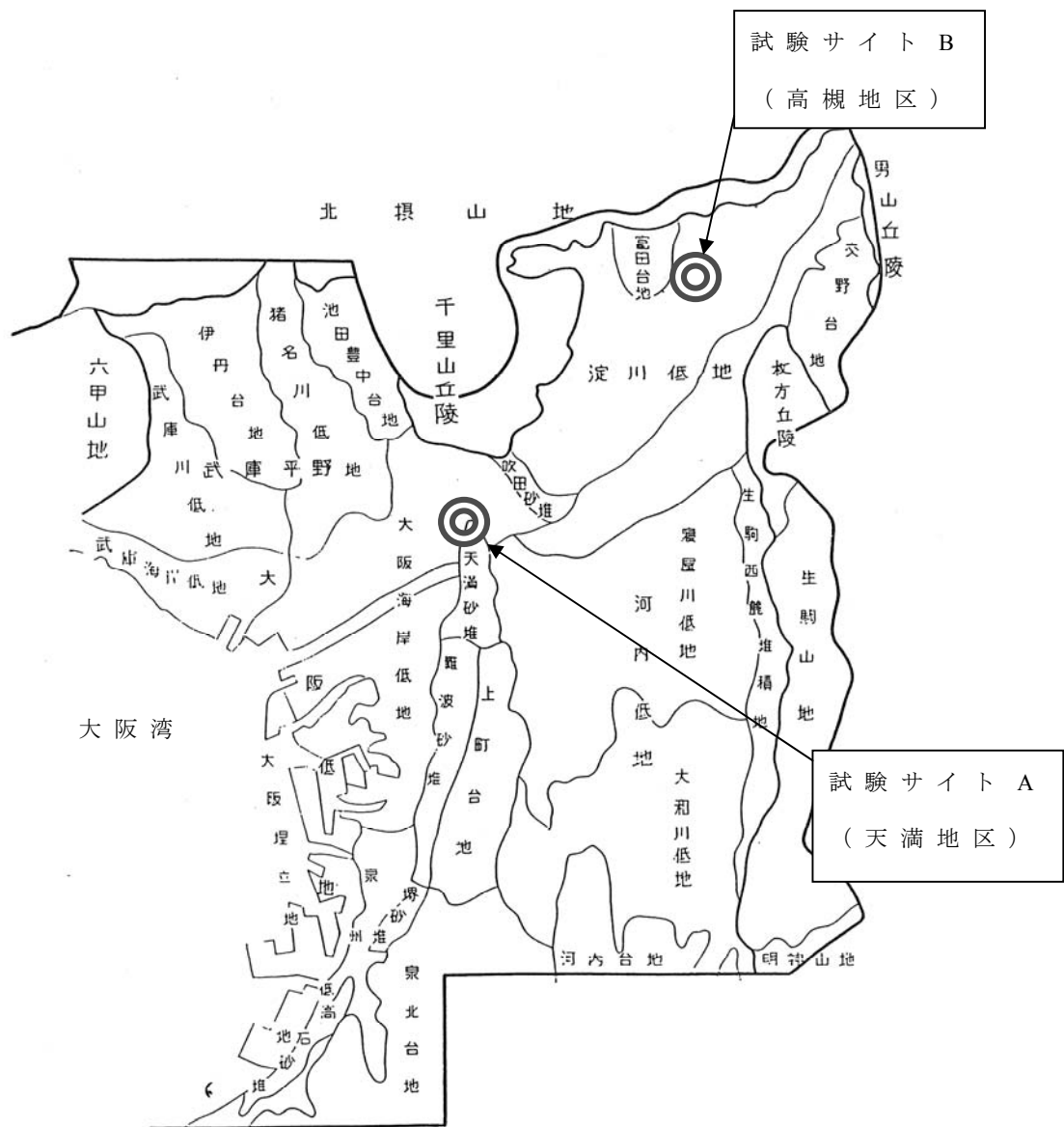


図 2.1.2 試験サイトと大阪平野の地形図²⁴⁾の関係

2.2 実大実験による節部の挙動（引抜き試験 A-1）

2.2.1 実験概要（サイト A）

（1）試験地盤

サイト A は，大阪平野の上町台地の北側に位置する旧淀川沿いの天満地区である．地盤構成は，GL-10.0m 以深に N 値 20 程度の砂礫質の沖積層が堆積しており，GL-26.0m 付近から N 値 45 程度の天満砂礫に相当する洪積層が出現している．標高は O.P+5.0m 程度，地下水位は GL-3.0m 程度である．

（2）試験体

図 2.2.1 は，試験体（A-1，A-2）および反力杭と地盤構成との関係で，図 2.2.2 は，試験体（A-1）の計測位置と地盤構成の関係である．表 2.2.1，2.2.2 は，本論文で扱う 3 試験体（A-1，A-2，B-1）および各々の反力杭の諸元である．

載荷試験時の反力は，試験用に設置した反力杭の 4 本に負担させている．反力杭は，試験体（A-1）の最大引抜き載荷荷重を 25000kN（25MN）と想定して，軸部径 1.0m，節部径 1.75m とし，GL-17.0m 付近の N 値 20 程度の砂礫層に節部を設け，杭の先端部を GL-17.8m まで根入れしている．反力杭の節部形状は，上傾斜角度 30° ，下傾斜角度 45° であり，突出幅 0.35m，立上り高さ 0.5m である．

試験体（A-1）は，軸部径 1.0m，節部径 1.5m であり，GL-31.0m 付近の N 値 45 程度の砂礫層に節部を設け，杭の先端部を GL-32.5m まで根入れしている．節部の形状は，上傾斜角度 20° ，下傾斜角度 45° であり，突出幅 0.25m，立上り高さ 0.5m である．A-1 は引抜き試験なので節部にできる限り大きな荷重が伝達できるように，地表面から 25.7m の間は引張り用の PC 鋼棒のみとしゲル化させた安定液を充填させたケーシングを設置している．杭の実長は 6.8m である．

表 2.2.3, 表 2.2.4 は, 各試験体のコンクリートと主要鉄筋の諸元である. 試験体 (A-1) に使用した主な鉄筋は総ネジ式の PC 鋼棒 C 種 (D36-24 本) とし, 継手は機械式とした. コンクリートの計画圧縮強度は 40N/mm^2 とした.

ここで, 本章で扱う 3 試験体の節部傾斜角度の設定理由を述べる. 本論文では, 節部形状に関して, 同じ節部突出幅でも節部体積を小さくするために, 節部傾斜角度を大きくすることに着眼した. 一般の拡底杭の傾斜角度には, 主に 12° が用いられている. それに対して, 旧建築構造設計指針²⁷⁾には, 施工実績を考慮して拡底部の傾斜角度 30° 以下とする例や筆者ら²⁾により硬質な粘土質地盤において, 節部上下傾斜角度を 45° と設定した節部形状が適正に形成されることが報告されている. これらを考慮して, 本論文では, 砂質地盤での節部上傾斜角度を大きくする施工上の困難さを含めて, 3 試験体の節部上傾斜角度を 12° と 30° の中間の 20° , 節部下傾斜角度を 45° と設定した.

この節部形状の施工検証は, サイト A の 6 本の反力杭の先端部に設けた節部の築造で行い, 節部の計画形状が適正に形成されることを確認した. これらの節部の出来形 (上傾斜角度 30° , 下傾斜角度 45°) の一例を次項 (3) に示している.

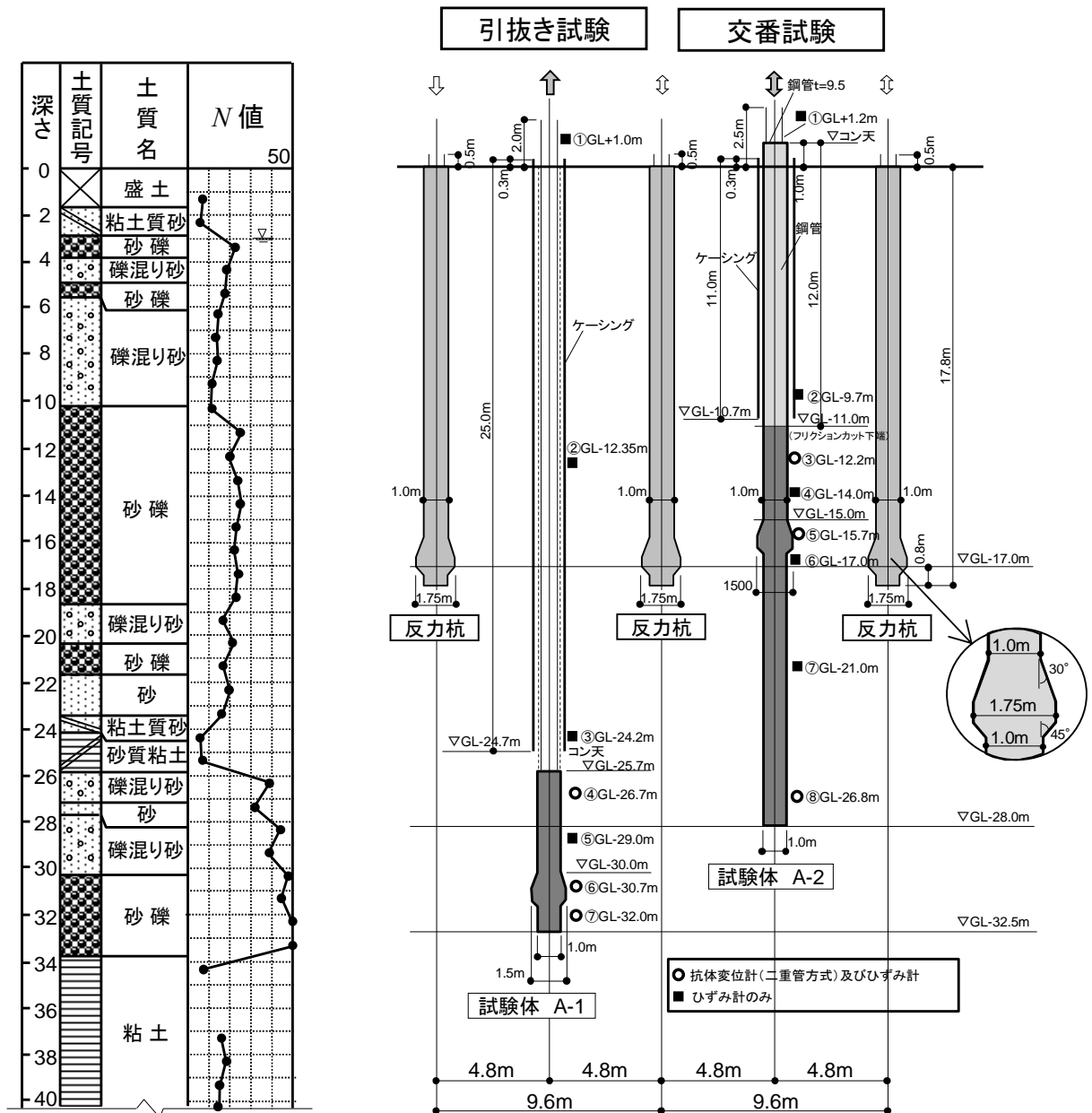


図 2.2.1 試験体および反力杭と地盤構成

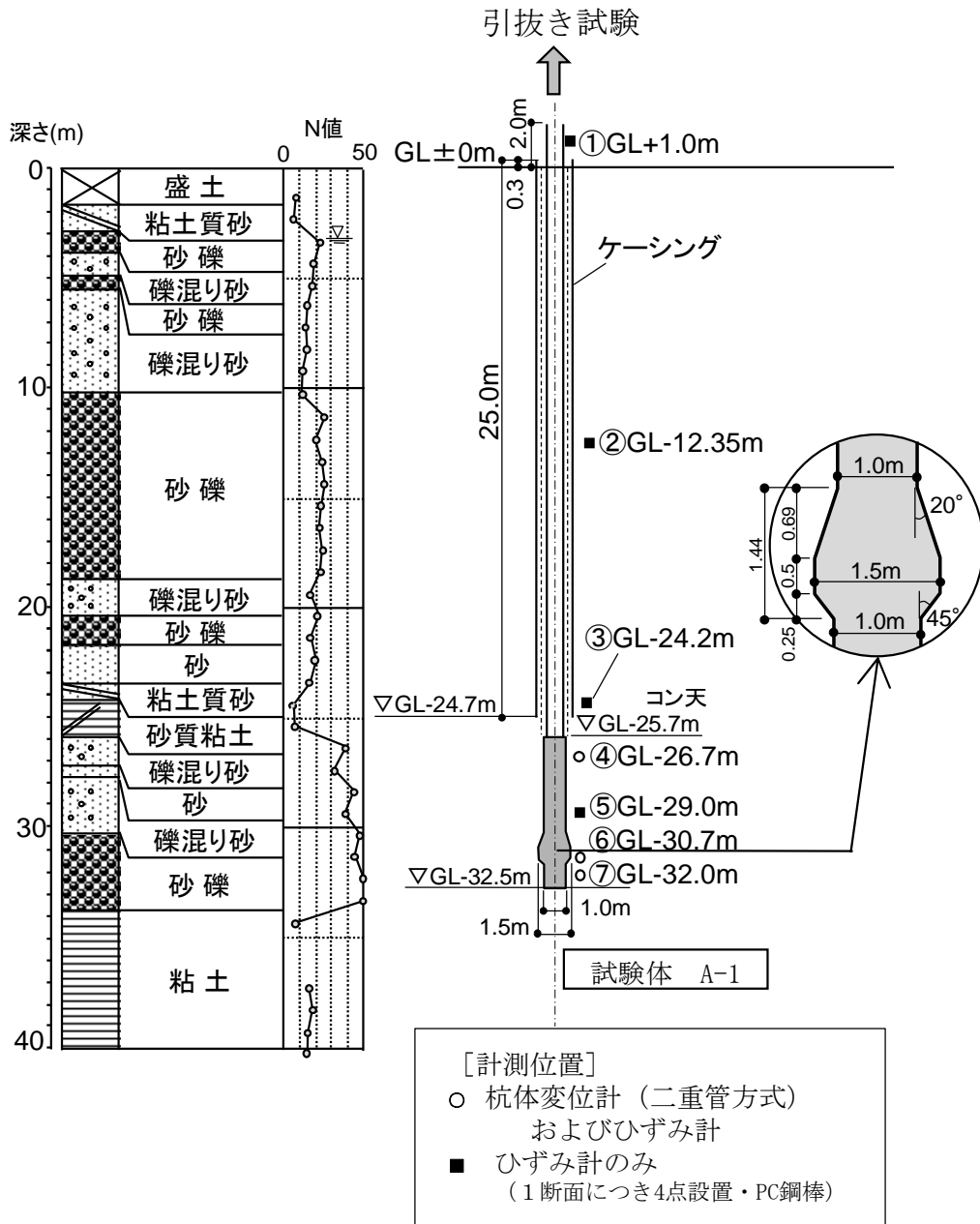


図 2.2.2 試験体の計測位置と地盤構成

表 2.2.1 試験体の諸元

試験体	軸径 D_s (m)	節部径 D_n (m)	杭長 (m)	根入れ長 (m)	設計 杭頭深さ GL-(m)	節部の 深さ z GL-(m)	節部傾斜 角度 θ_1, θ_2 (m)	定着地盤	平均 N 値
A-1	1.0	1.5	6.8	32.5	25.7	31.2	20° -45°	砂礫質土	44
A-2	1.0	1.5	17.0	28.0	11.0	15.7	20° -45°	砂礫質土	23
B-1	1.0	1.5	14.5	21.0	6.5	9.5	20° -45°	砂礫質土	50

表 2.2.2 反力杭の諸元

反力杭	軸径 (m)	節部径 (m)	拡底径 (m)	杭長 (m)	杭の先端 GL-(m)	節部傾斜 角度 θ_1, θ_2 (m)	定着地盤	平均 N 値
A-1	1.0	1.75	-	17.8	25.7	30° -45°	砂礫質土	23
A-2	1.0	1.75	-	17.8	11.0	30° -45°	砂礫質土	23
B-1	1.5	-	2.2	11.0	6.5	12°	砂礫質土	50

表 2.2.3 試験体のコンクリート仕様

試験体	設計強度 F_c (N/mm ²)	打設日後の 経過日 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	杭の先端 GL-(m)
A-1	40.0	30	60.1	34.3	25.7
A-2	40.0	30	53.9	33.8	11.0
B-1	60.0	39	93.0	39.4	6.5

表 2.2.4 試験体の主要鉄筋の仕様

試験体	範囲	規格	名称	呼び径	引張強度	弾性係数	主筋量
					(N/mm ²)	E_p (kN/mm ²)	P_g (%)
A-1	主筋 帯筋	JISG3109	総ネジPC鋼棒C種	D 36	1312.0	205.0	3.0
		JISG3112	SD295A	D 16, 10	-	-	-
A-2	主筋 帯筋	JISG3109	総ネジPC鋼棒C種	D 36	1312.0	205.0	3.0
		JISG3112	SD295A	D 16, 10	-	-	-
B-1	主筋 帯筋	JISG3109	総ネジPC鋼棒C種	D 36	1295.0	205.0	3.1
		JISG3112	SD295A	D 16, 10	-	-	-

表 2.2.5 試験体の節部の出来型計測結果

試験体 A-1 杭体各部	深度 (m)	平均直径 (m)	断面積 (m ²)
節部 (上)	29	1.03	0.833
節部	30.7	1.53	1.839
節部 (下)	32	1.03	0.833

試験体 A-1 杭体各部	深度 (m)	平均直径 (m)	断面積 (m ²)
節部 (上)	14.0	1.10	0.950
節部	15.7	1.70	2.270
節部 (下)	17.0	1.20	1.131

試験体 B-1 杭体各部	深度 (m)	平均直径 (m)	断面積 (m ²)
節部 (上)	7.7	1.00	0.785
節部	9.5	1.56	1.911
節部 (下)	10.3	1.03	0.833

(3) 試験体の施工と節部の出来形

図 2.2.3～2.2.5 は，試験体の施工フローおよび施工手順である．特に重要な施工手順および施工管理方法を網掛け破線で囲んでいる．施工試験は，節付き杭の施工手順²⁵⁾に従って行い，試験体の築造期間は，2007年2月6日から2007年3月9日までの約1ヶ月を要した．

付章1では，試験体の施工法の特徴について述べている．本項では，節部の出来形について述べる．節部出来形の確認は，節部掘削後に超音波孔壁測定器を用いて行い，図 2.2.6はその結果である．節部形状に計画ラインを重ねて表示すると，実測ラインが計画ラインより3cm程度大きく，節部上傾斜面および節部下傾斜面の形状が保持されていることがわかる．図 2.2.7は，反力杭の掘削後の超音波孔壁測定結果である．反力杭の節部形状も実測ラインが計画ラインより5cm程度大きく，節部上傾斜面および節部下傾斜面の形状が保持されていることがわかる．

したがって， N 値 20～45程度の砂質地盤において，節付き杭の施工手順²⁵⁾に従うことで，節部の計画形状（節部上傾斜角度 20° ～ 30° ，節部下傾斜角度 45° ）が適正に形成されると云える．

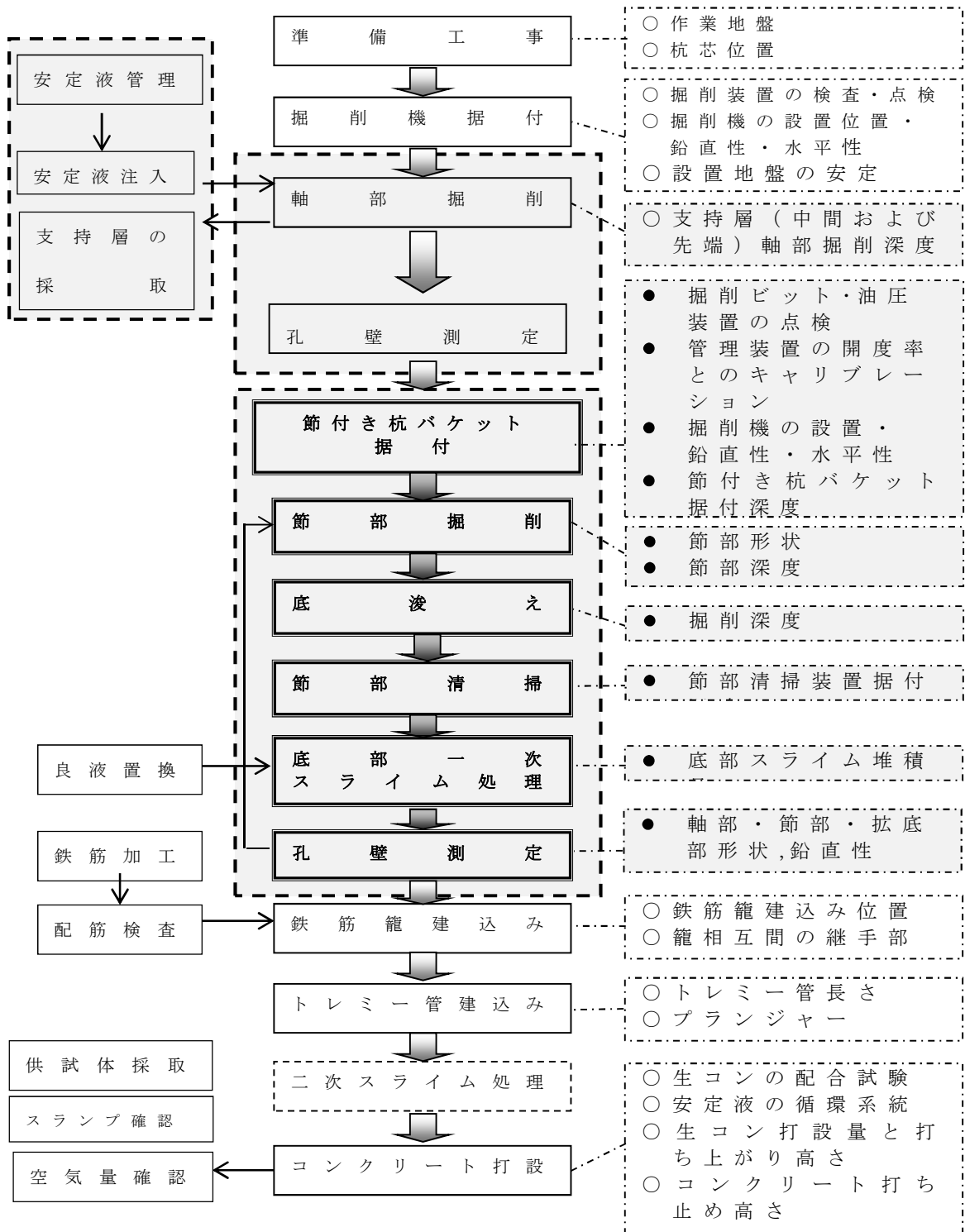


図 2.2.3 施工フローチャート

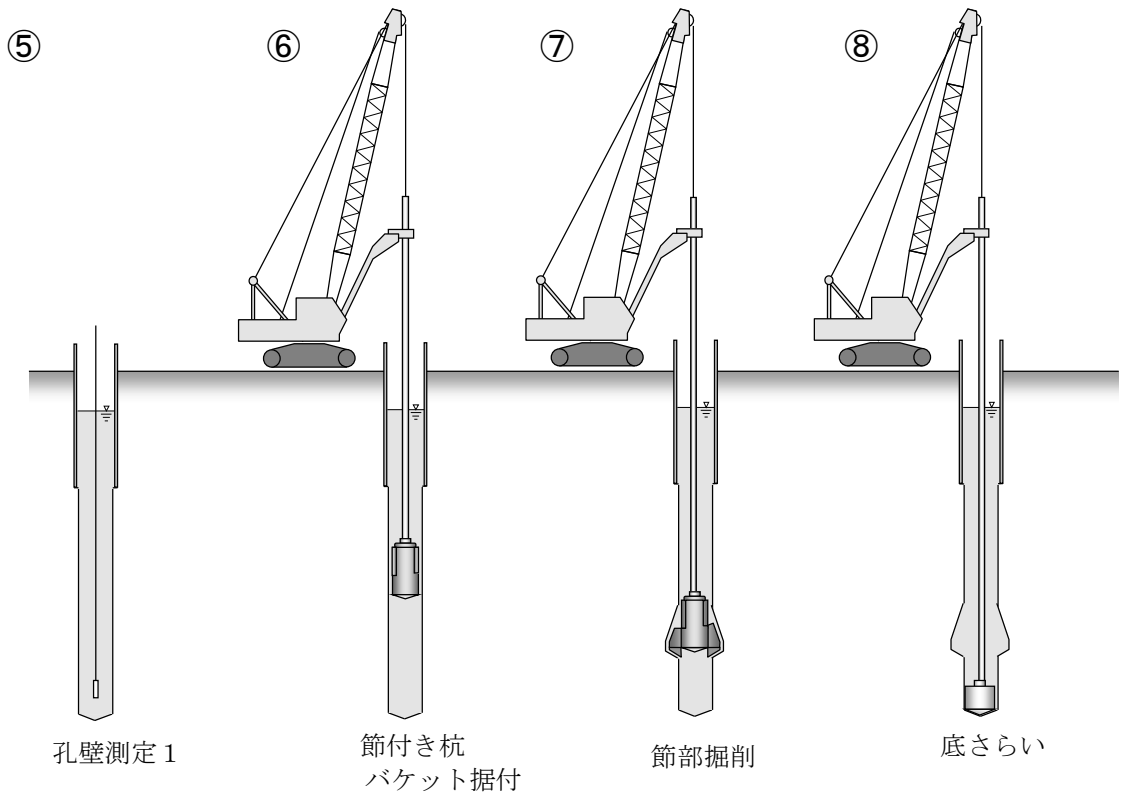
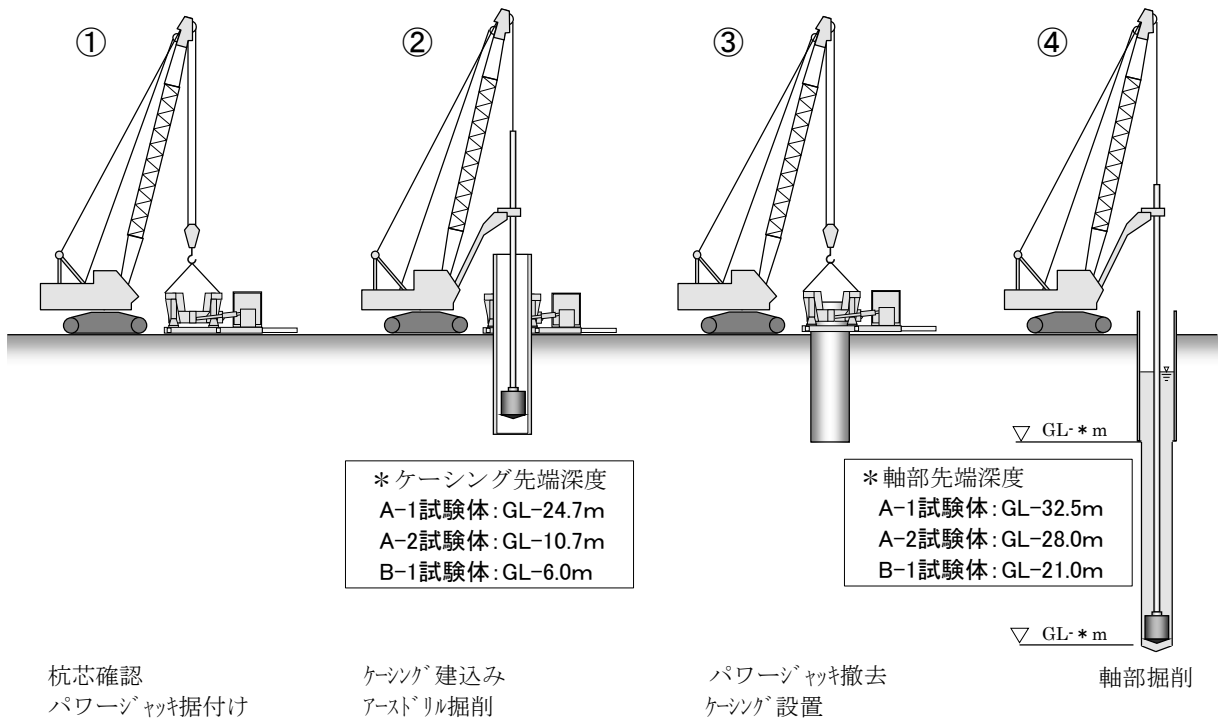


図 2.2.4 施工手順 (1)

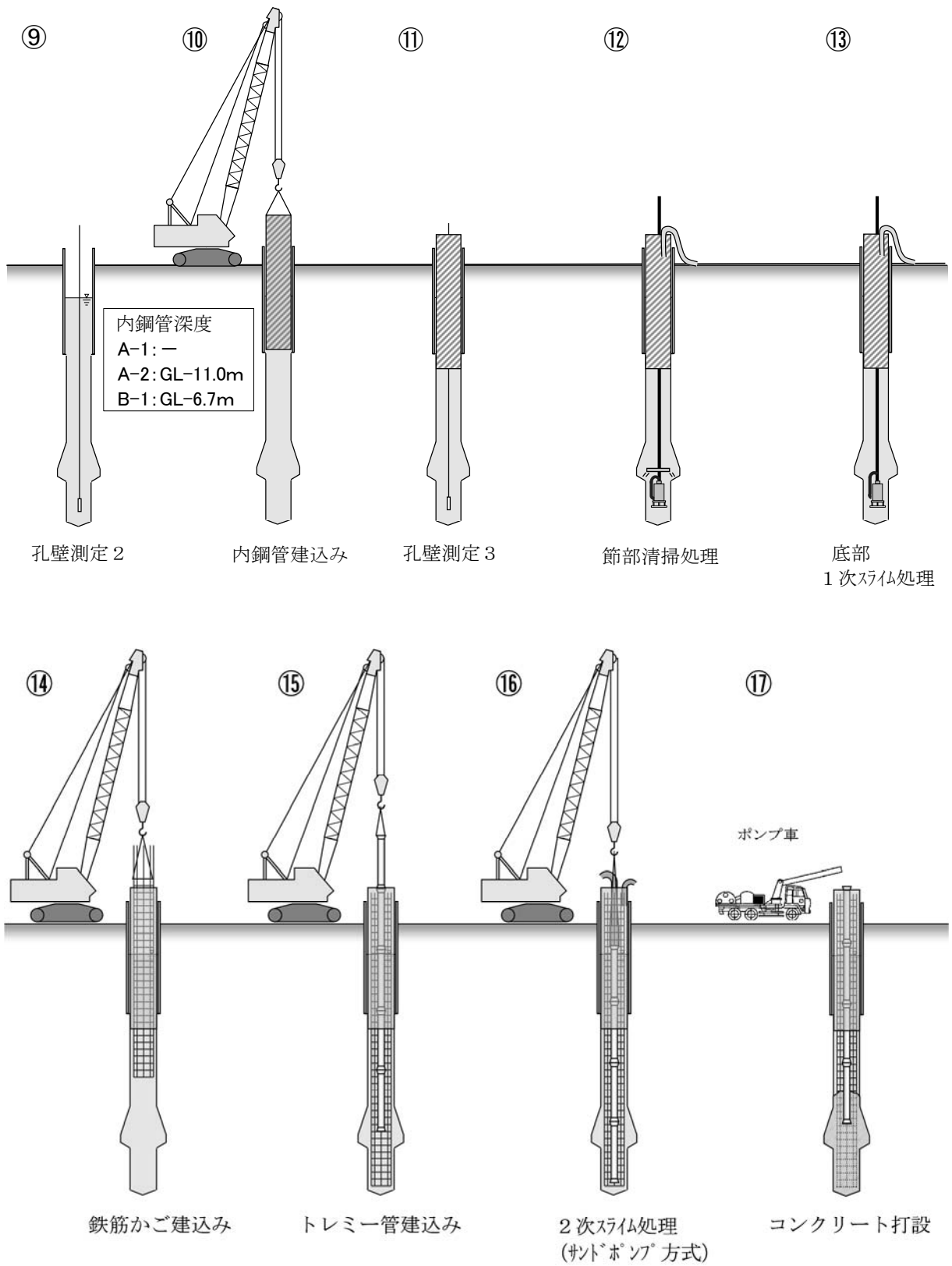


図 2.2.5 施工手順 (2)

○試験体 A-1

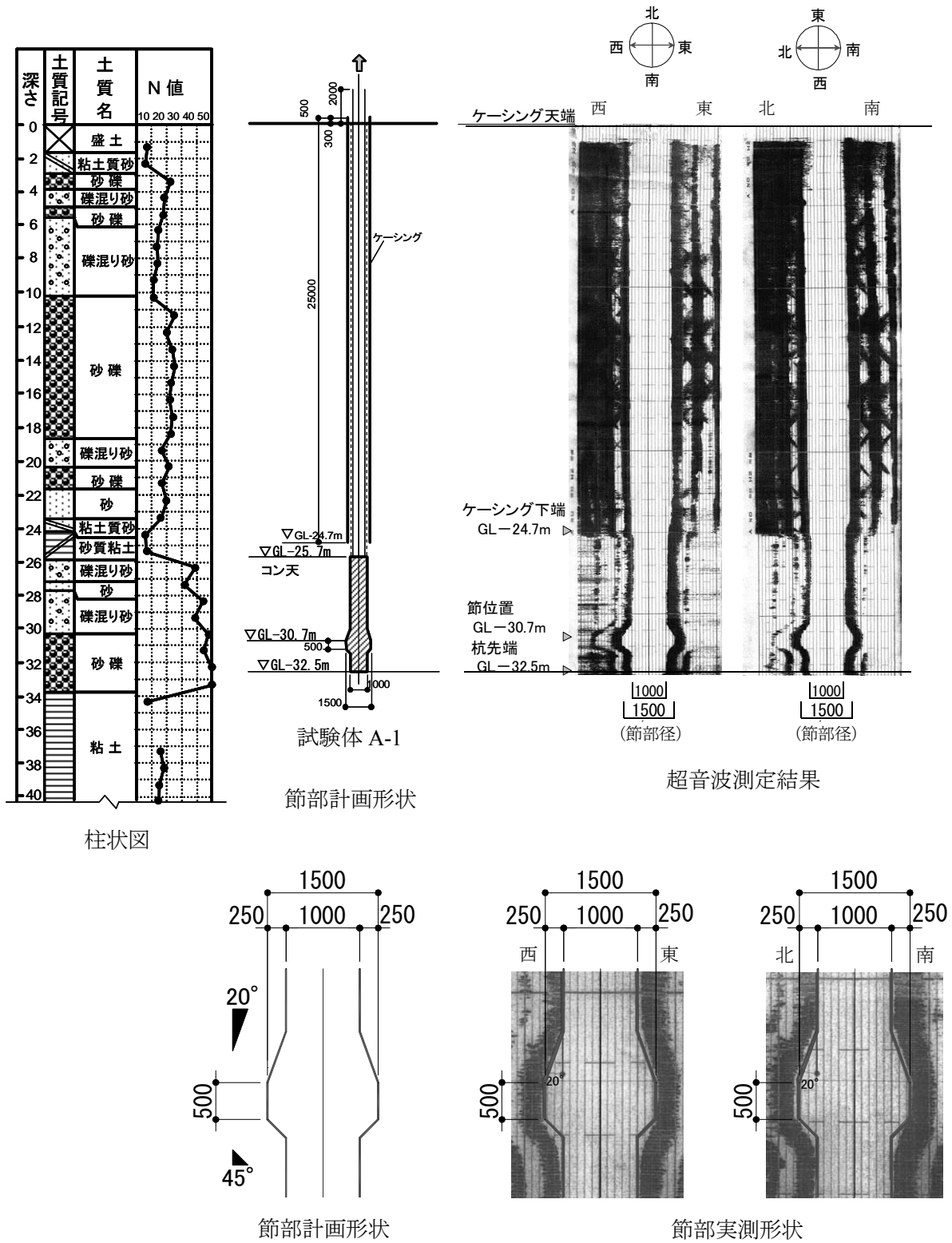


図 2.2.6 超音波計測結果 (試験体 A-1)

○引抜き試験 A-1 用の反力杭

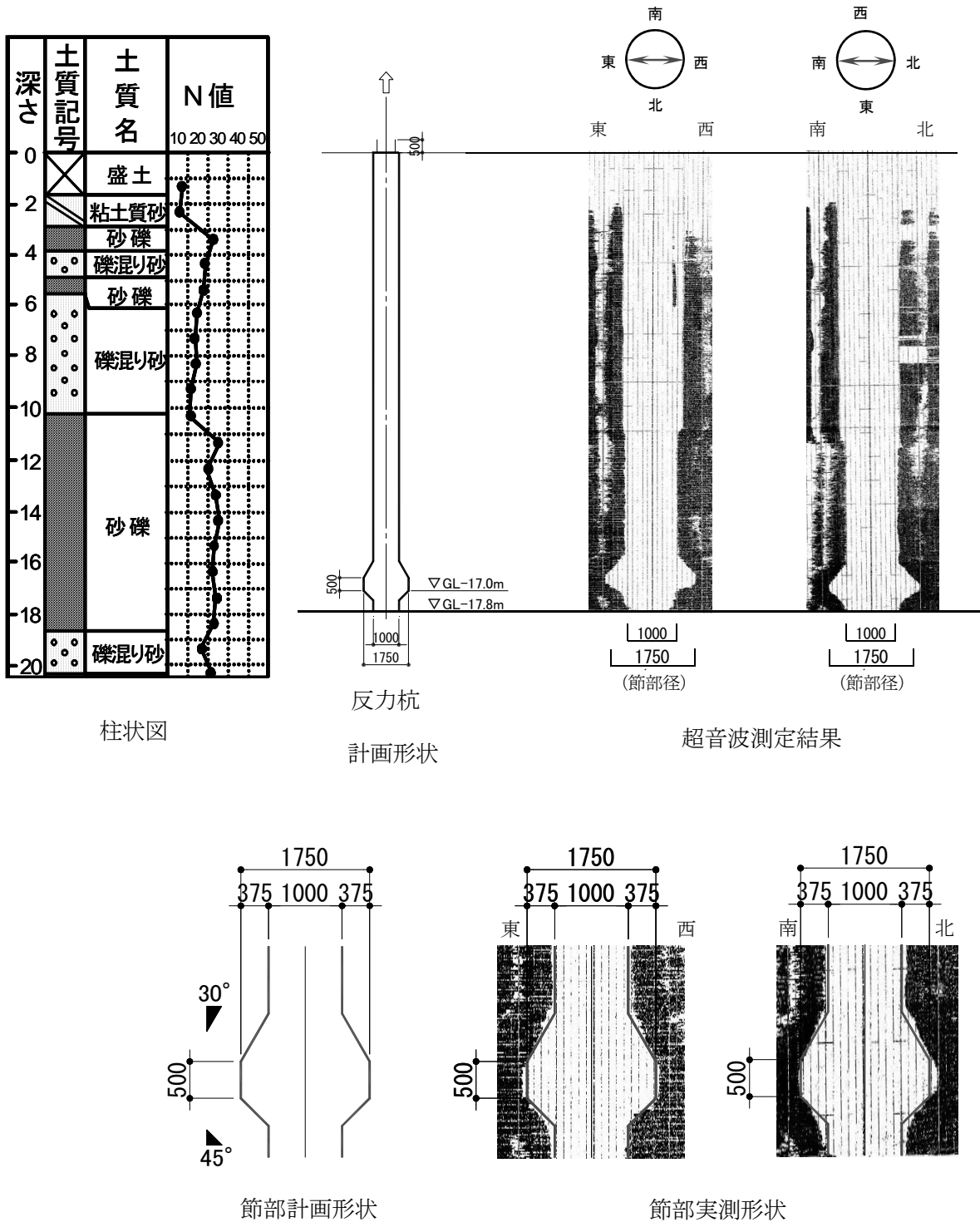


図 2.2.7 超音波計測結果 (A-1 用の反力杭)

(4) 載荷試験方法

載荷試験は、地盤工学会基準²⁶⁾に準拠して実施した。載荷方法は、段階載荷の多サイクル方式を採用し、荷重保持時間は新規荷重時30分、履歴荷重時2分、ゼロ荷重時30分とした。測定項目は、荷重、杭頭変位、杭体内の節部変位、PC鋼棒の軸ひずみ等である。図2.2.8は、試験体に計測器（変位計、軸ひずみ計）を配置した配筋図である。

図2.2.9、写真2.2.1は、節部の変位計測計の設置をまとめたものである。載荷試験において、節部の挙動の正確な計測方法は重要となる。その方法は、あらかじめ杭体内に40A（外径48.6mm）の外ガス管を設置してコンクリート打設を完了させる。その後、外ガス管の中に15A（外径21.7mm）の内ガス管を挿入して各計測位置でネジ固定する仕組みである。この二重管の方式を用いることによって、内ガス管の先端の変位の計測、つまり節部変位を地上で確実に計測できることが可能となる。

載荷試験は、試験体のコンクリート打設（2007年3月8日）後35日間静置し、引抜き試験を2007年4月13日～19日の6日間で行った。そのうち4日間は、節部の挙動計測のため、長期載荷と繰返し載荷の影響を調査する試験を行った。

図2.2.10～2.2.13に載荷試験装置の外観、試験体の平面配置、載荷装置の立面図、平面図を示し、表2.2.6に載荷装置の部材リストを示し、写真2.2.2に引抜き試験状況を示す。

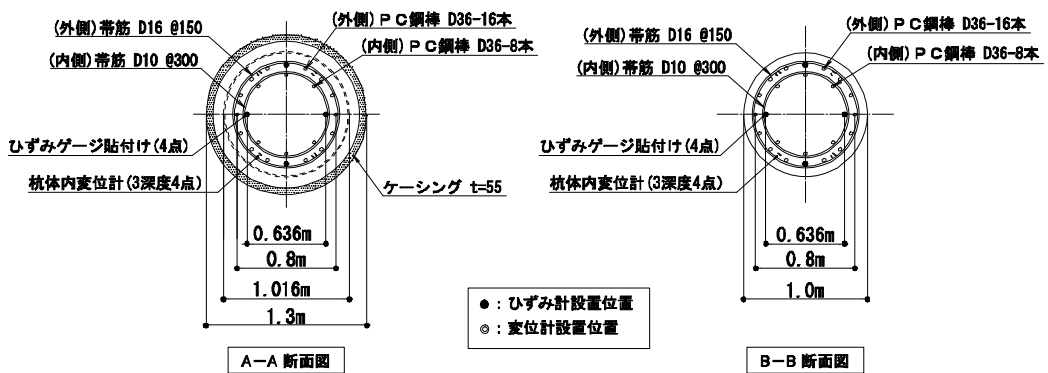
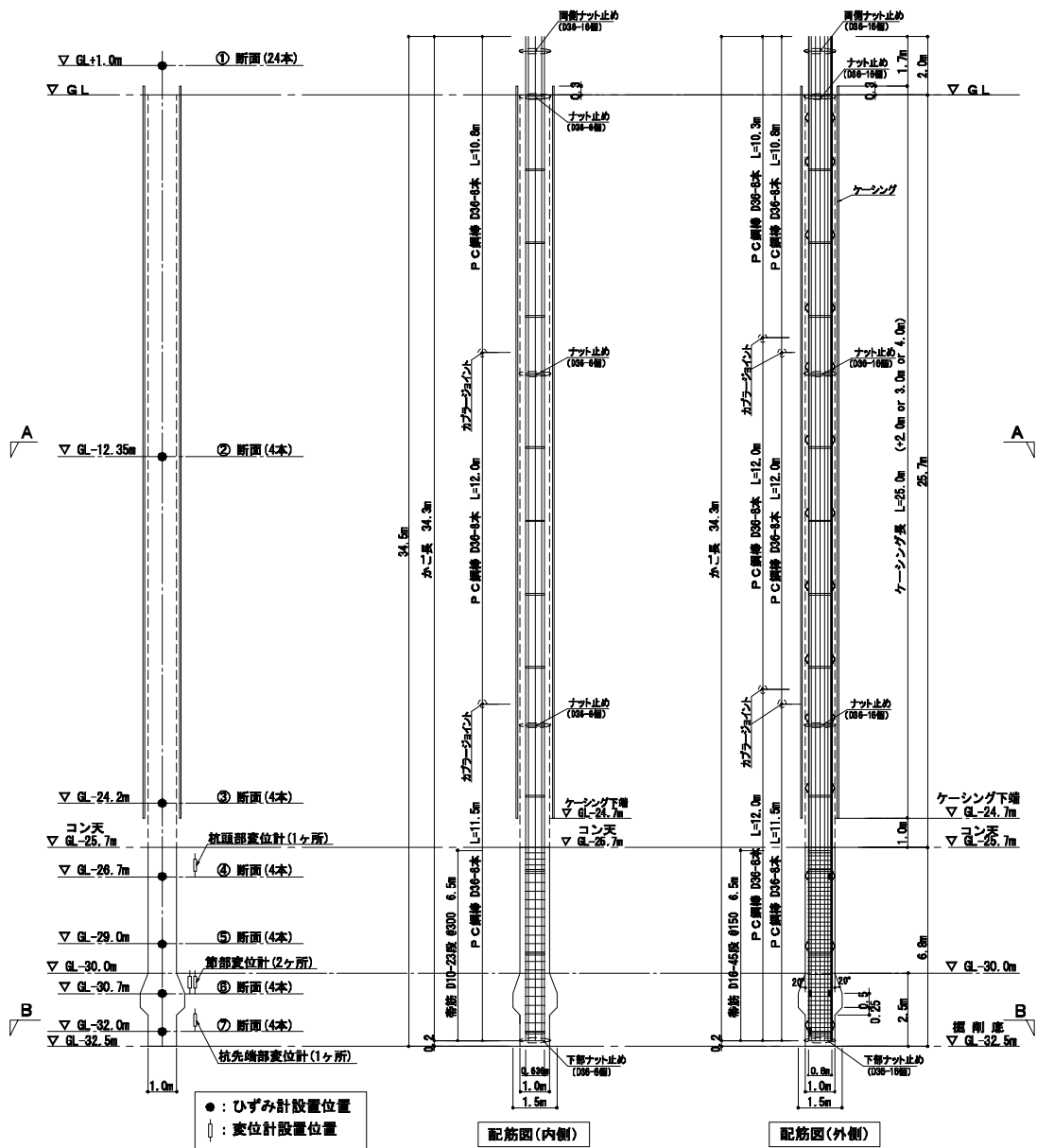


図 2.2.8 試験体 A-1 配筋図

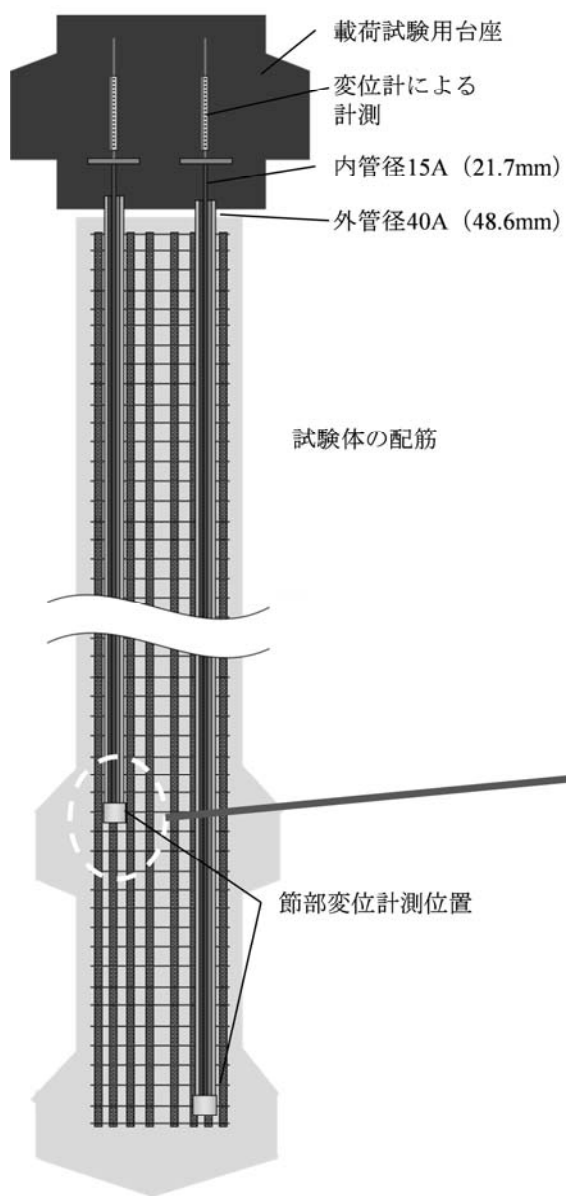


図 2.2.9 変位計測計

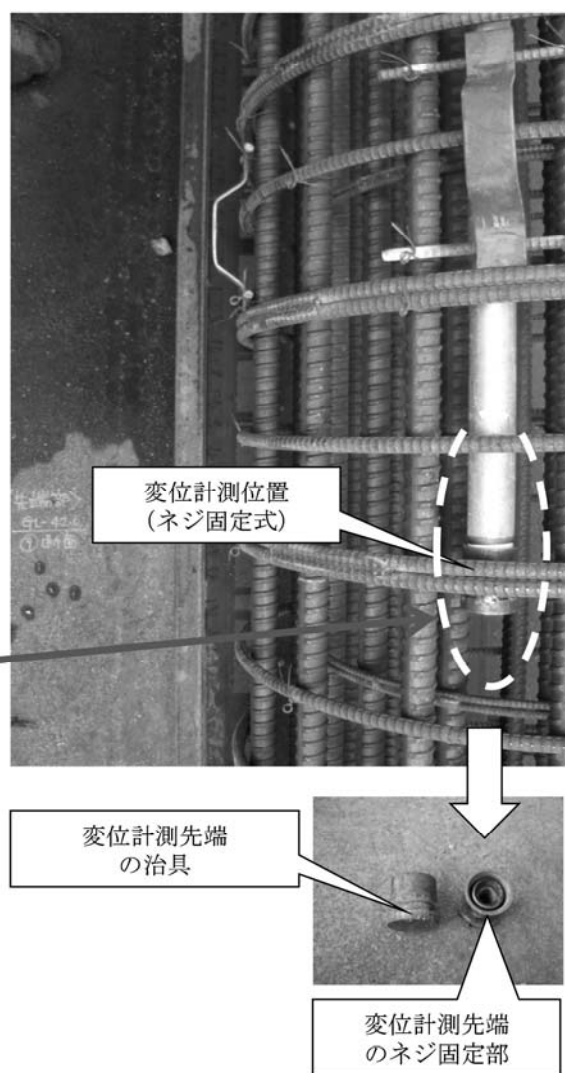


写真 2.2.1 変位計測計

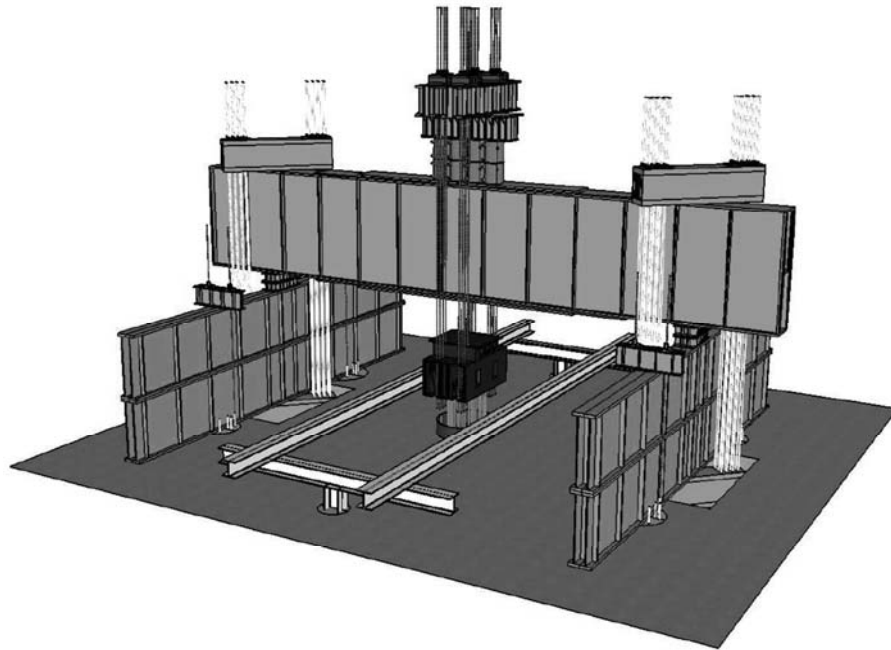


図 2.2.10 載荷試験装置の外観

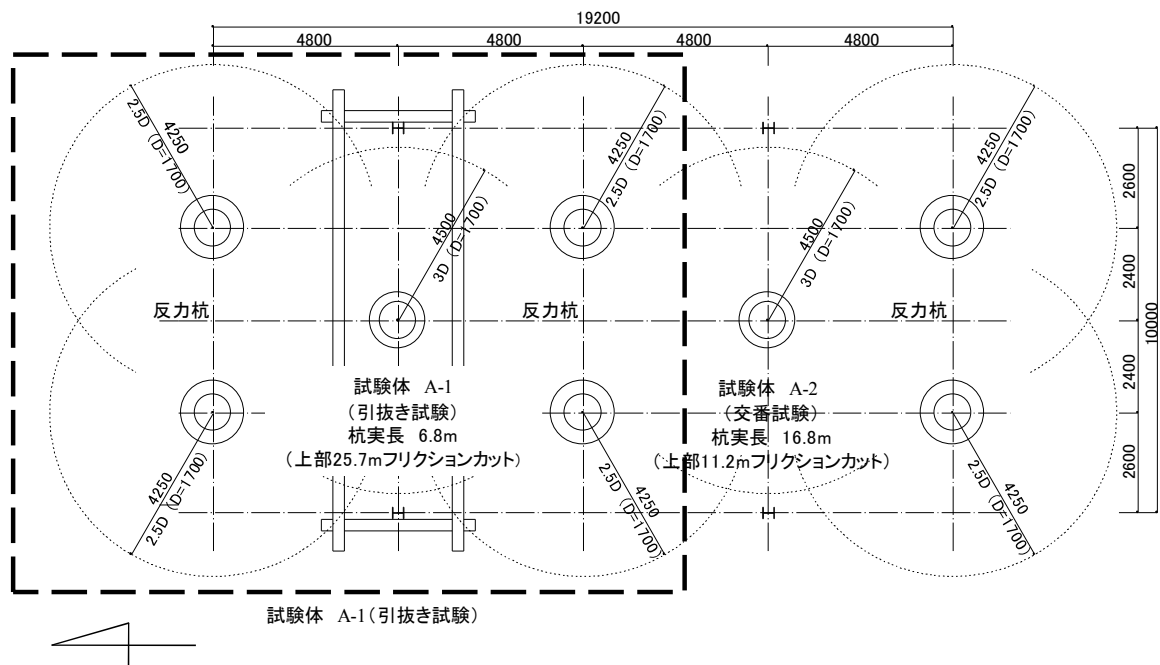


図 2.2.11 試験体の平面配置

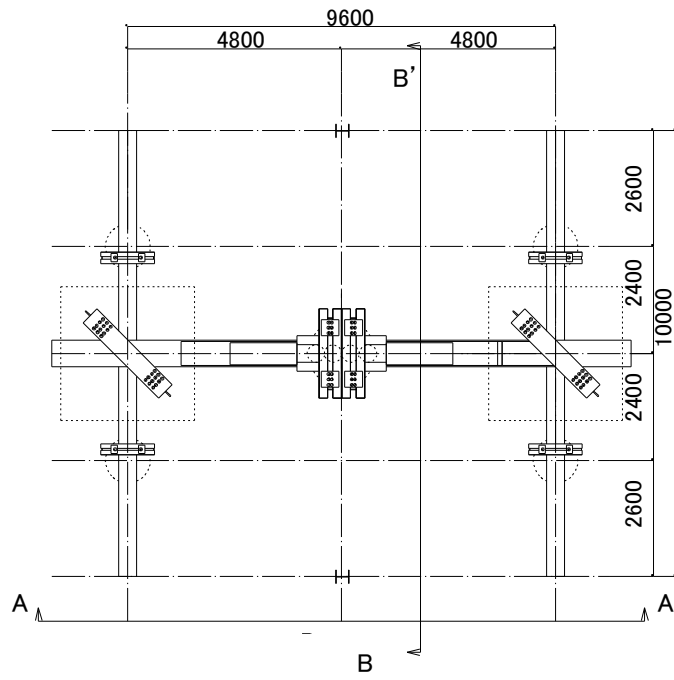


図 2.2.12 試験装置の平面図

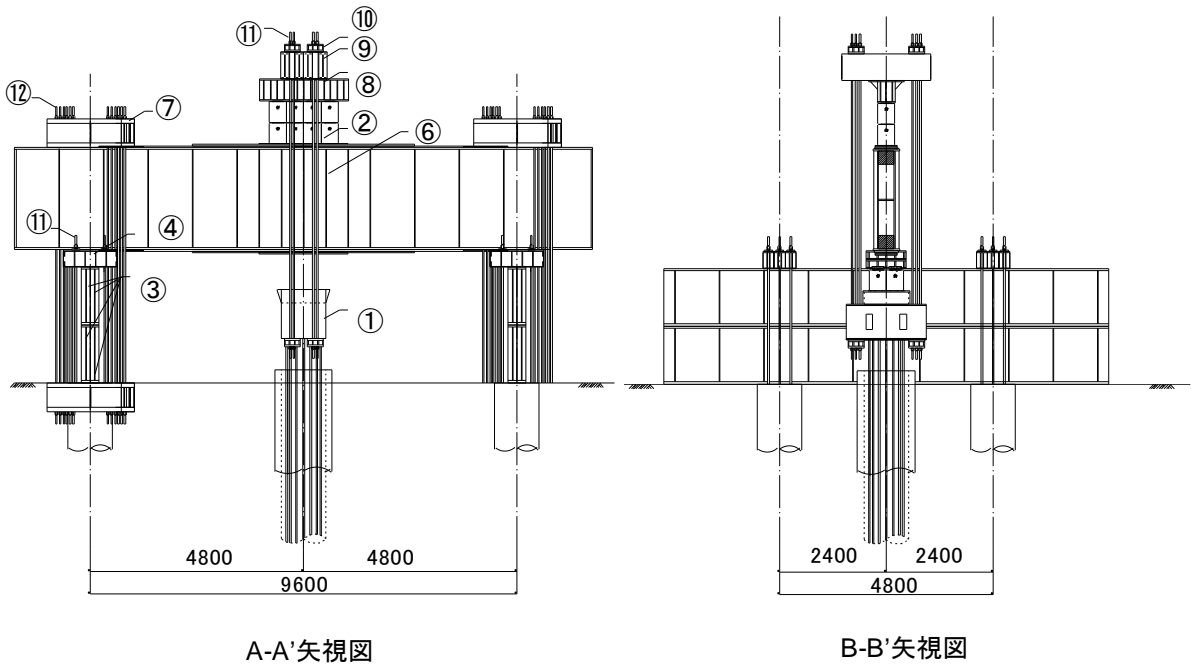


図 2.2.13 載荷試験装置の立面図

表 2.2.6 載荷試験装置の部材リスト

No.	部材名称	仕様	個数(単位)	単体重量 (ton)	備考
①	台座	1800×1000, H=1100	1 ケ	10.0	
②	油圧ジャッキ	径390, H=540	8 台	0.5	5000kN
③	副桁] -1300×200, L=10m	8 本	4.50	
④	副桁用笠材] [-380×250, L=1.2m	12 本	0.15	
⑤	主桁受台座	□ -400×900, H=200	4 本	0.23	
⑥	主桁] [-2468×600, L=13.0m	1 本	21.0	
⑦	主桁副桁用笠材	Ⅲ -650×430, L=2.4m	4 本	3.20	
⑧	引きジャッキ上台座	□ -800×2000, H=0.5m	1 ケ	1.25	
⑨	試験体用笠材] [-600×520, L=2.0m	2 ケ	1.28	
⑩	笠台座	□ -360×400, H=180	8 ケ	0.07	
⑪	仮設用PC鋼棒	径36, L=3m以上	32 本	0.008/m	反力杭用
⑫	仮設用PC鋼棒	径32, L=7.5m以上	24 本	0.008/m	主桁拘束用



写真 2.2.2 引抜き試験状況 (A-1)

2. 2. 2 載荷試験の結果および考察

図 2.2.14 は，A-1 の引抜き試験の載荷ステップである．載荷試験は，1500kN，3000kN，4500kN を最大荷重とする 3 回の繰返し載荷を行った後，節部の極限抵抗力を確認するために，節部径の 10% 程度の変位が生じるまで行った．最大引抜き荷重は 10000kN (= 10MN) に達した．載荷荷重 1500kN の段階で節部の長期の挙動を計測するために 110 時間（約 4 日間）の載荷も行った．なお，引抜き荷重表示は全て +（プラス）表示とした．

（1）載荷点の荷重と杭体の各部変位の関係

図 2.2.15 は，載荷点の荷重（GL-24.2m 杭頭 PC 鋼棒のひずみ値からの算出値）と各部の変位の関係である．引抜き荷重 1500kN を 110 時間保持した間の節部変位の増加量は 1.5mm であり，ゼロ荷重と 1500，3000，4500kN の間で載荷を繰り返した時の節部変位の増加量は，それぞれ 1.4mm，4.1mm，7.3mm であった．これは， N 値 45 程度の密な砂質地盤において，節部に作用する荷重に対する変位の影響が小さいことを示している．更に，最大引抜き荷重 10000kN（GL-24.2m 杭頭引張り軸力 9410kN）の節部変位が 178mm と節部径の 12% 程度までの挙動を確認できた．最大荷重時の最大変位が大きいこと，杭長が短いため杭頭部と節部および杭先端の変位が小さいことがわかった．

図 2.2.15 の曲線の形状は滑らかであり，杭体各部の変位はほぼ杭頭部 > 節部 > 杭先端となっており，荷重および変位の測定は良好になされたと考えられる．初期段階の載荷荷重と節部変位の関係から，曲線の初期勾配がほぼ急な直線を示しているのは，節部上傾斜面と近傍地盤の間に，節部掘削過程における掘り屑（スライム）がほとんどないことを示唆している．したがって，節付き杭の施工手順²⁵⁾に従うことで，

節部の初期段階の載荷荷重～節部変位の関係と節部の出来形から、節部形状が適正に形成されるものと云える。

(2) ひずみおよび軸力分布と深度の関係

場所打ち杭の場合、引抜き時の軸力算定では杭体のひび割れを考慮することが重要となる。本項では、引抜き時の軸力は、各断面の荷重～ひずみの関係から算出した PC 鋼棒の軸力にコンクリートの引張り力を加えて算定する方法を採用した。

コンクリートの引張り力は、コンクリートのひび割れ発生ひずみを求め、長沼らの文献²⁸⁾のコンクリートのひび割れを考慮した **Tension Stiffening Effect** (以下、TS 特性) の基本モデルに基づいて算出した。図 2.2.16 は、長沼らの文献²⁸⁾による TS 特性の基本モデルに基づいて、コンクリートの引張り応力度とひずみの関係である。その基本モデルは、ひびわれ発生直後の安定時のコンクリートの負担引張応力度をひび割れ発生時の引張応力度とコンクリートの圧縮強度の比から計算し、その時のひずみを鉄筋比 P_g から計算した値とひび割れ発生時の値からなる下降領域と、それ以降の水平領域の **bi-linear** 型となる。

以下に、算出手順を具体的に示す。初めに、各断面の荷重～ひずみ関係から、コンクリートのひび割れ発生時のコンクリートの引張り応力度を (2.1) 式で与える。次に、TS 特性の基本モデルの下降領域と水平領域の交点を (2.2)、(2.3) 式で与える。なお、ひび割れ発生ひずみは 70μ 程度とし、杭頭部は直上のコンクリートが打設されていない部分 (GL-24.2m) の PC 鋼棒の引張り軸力の値と大きく乖離しないように σ_1 の値を調整した。

$$\sigma_1 = \varepsilon_1 \times E_c \quad (\varepsilon_1 \text{ は } 70\mu \text{ 程度}) \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

$$\sigma_2 = (0.6 - F_c/180) \times \sigma_1 \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

$$\varepsilon_2 = 0.0016 - 0.024 \times P_g \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

ここで， σ_1 : コンクリートのひび割れ発生時
引張り応力度 (N/mm²)

ε_1 : コンクリートのひび割れ発生時ひずみ

σ_2 : コンクリートのひび割れ発生直後
引張り応力度 (N/mm²)

ε_2 : コンクリートのひび割れ発生直後ひずみ

F_c : コンクリートの計画基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートの弾性係数 (N/mm²)

P_g : コンクリートの全断面積に対する
主筋全断面積の比率 (%)

引抜き時における任意断面の軸力は，PC 鋼棒の軸力とコンクリートの引張り応力度に杭体の各断面積を乗じた軸力の和となり，(2.4) 式によって求めた。

$$N_t = \varepsilon_{pc} \times E_{pc} \times A_{pc} + \sigma_t \times A_c \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

ここで， N_t : 杭体の引張り軸力 (N)

ε_{pc} : PC 鋼棒の平均ひずみ

E_{pc} : PC 鋼棒の弾性係数 (N/mm²)

A_{pc} : PC 鋼棒の全断面積 (mm²)

σ_t : コンクリートの引張り応力度 (N/mm²)

A_c : コンクリートの全断面積 (mm²)

図 2.2.17 は，各断面のひずみ分布と深度の関係をまとめたものである。表 2.2.7 に軸力算定条件を示した。なお，杭体の各断面積は掘削完了後の超音波測定結果(表 2.2.5)から，軸部径 1.0m，節部径 1.5m の値を採用した。上記の方法によ

って、各荷重段階における各深度の到達軸力を算出した。

図 2.2.18 は、軸力分布と深度の関係であるが、引抜き荷重が大きくなるに伴い節部上下間の到達軸力差、すなわち節部抵抗力が著しく増大することがわかった。

図 2.2.18 に示すように、単位長さあたりの節部抵抗力 2455kN/m と上部軸部の周面摩擦抵抗力 588kN/m を比較すると、節部抵抗力は、軸部周面摩擦抵抗力より 4.18 倍も大きいことが明らかになった。

(3) 各区間の周面摩擦力度と各部変位の関係

図 2.2.19 は、各区間の周面摩擦力度と深度の関係である。周面摩擦力度は、節部抵抗力の効果を確認するために、節部の存在する区間を含め、すべての区間を軸部径 1.0m として計算した。図 2.2.19 の最大荷重時の周面摩擦力度は、節部の存在する区間 $\text{GL}-29.0\sim 32.0\text{m}$ がほかの区間にくらべて約 5 倍程度と著しく大きいことがわかった。

図 2.2.20 は、周面摩擦力度と各部変位の関係である。節部径の 10% 変位時点（節部変位 150mm ）でも、節部の存在する区間および上部の軸部区間は、いずれも漸増傾向にあることがわかった。

(4) 節部抵抗力と節部変位の関係

図 2.2.21 は、節部上下間の到達軸力差、すなわち節部抵抗力と節部変位の関係である。節部抵抗力は、節部径の 10% 変位時点（節部変位 150mm ）を極限抵抗力とみなすと、節部抵抗力の実測値は 7000kN であり、十分に大きな変位の稼働がされていて、最大荷重の残留変位も大きくほぼ極限状態に達しているものと考えられる。

図 2.2.22 は、節部支持力度と節部変位の関係である。節部支持力度は、節部抵抗力を節部の円環状の鉛直投影面積で除

した値とした。これは、現行の日本建築学会の基礎構造設計指針²⁹⁾（以下、基礎指針と略記）の場所打ち杭の極限先端支持力度の評価と節部支持力度の評価を同様と考えたことによる。極限荷重時の節部支持力度は 7160 kN/m^2 であり、節部近傍地盤の平均 N 値を 44 とすると支持力係数 α は 160 となり、基礎指針²⁹⁾ の杭先端支持力係数 100 より 1.6 倍程度大きいことが明らかになった。

なお、節部近傍の平均 N 値の採用範囲は、茶谷らの文献¹⁴⁾ に示されているように、節部立上り高さに節部突出幅の 3 倍を加えた値とした（図 2.2.23）。

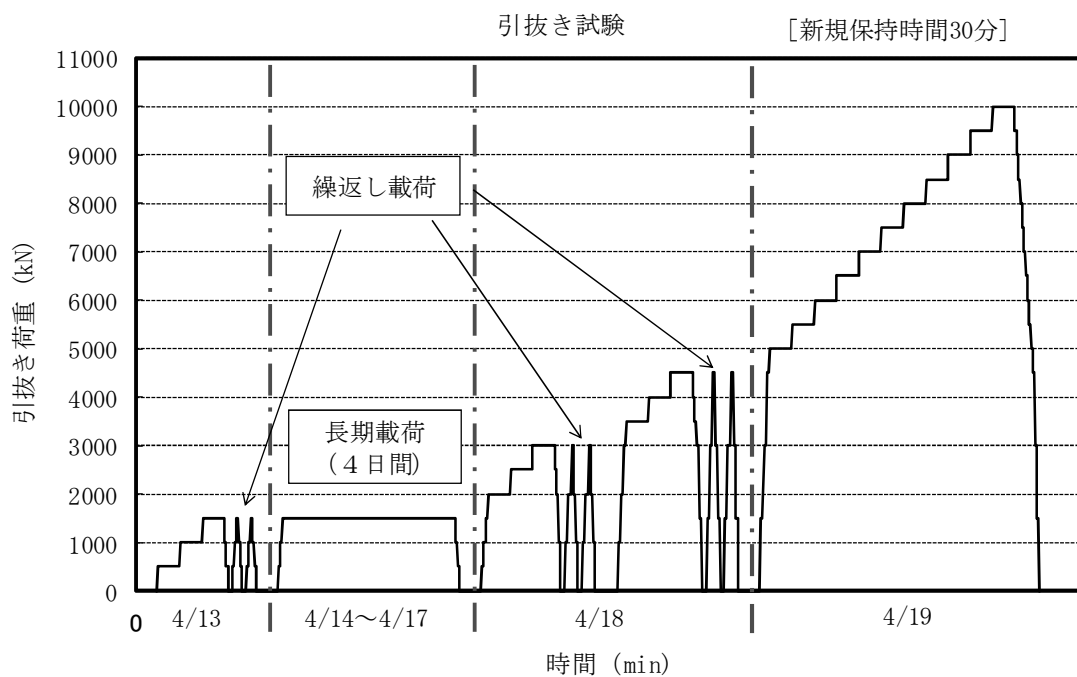


図 2.2.14 载荷ステップ

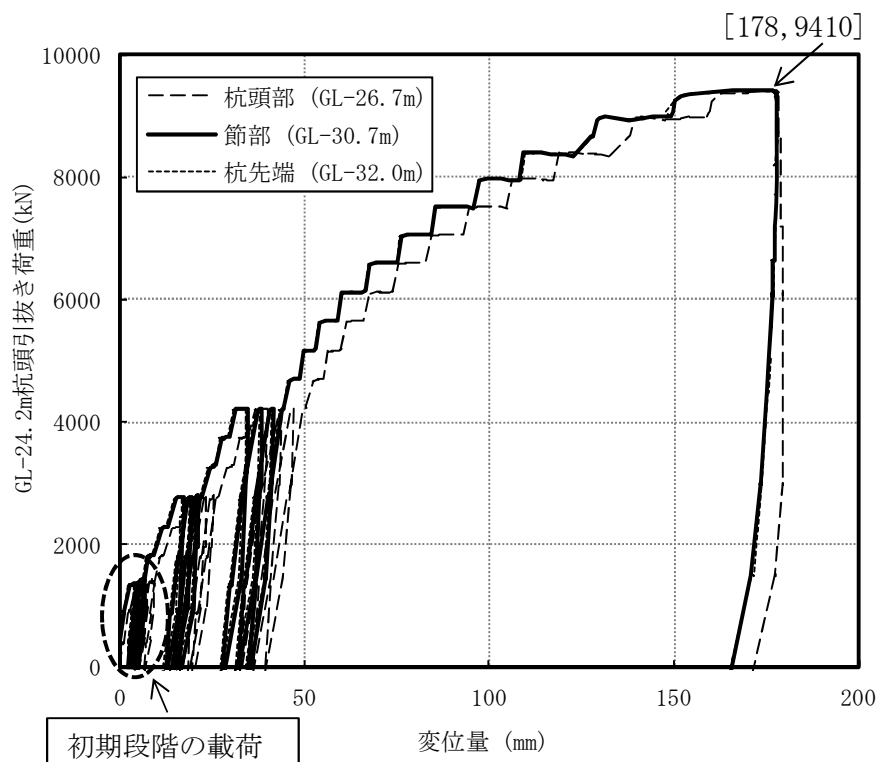


図 2.2.15 荷重と変位の関係

表 2.2.7 軸力算定条件

部位	軸部	節部
計測区間 (m)	GL-26.7~29.0	GL-29.0~32.0
杭径 (m)	1.0	1.0-1.5-1.0
PC鋼棒断面積 A_{pc} (mm^2)	2.44×10^4	2.44×10^4
PC弾性係数 E_{pc} (N/mm^2)	2.05×10^5	2.05×10^5
CON断面積 A_c (mm^2)	7.61×10^5	7.61×10^5
CON弾性係数 E_c (N/mm^2)	算定式より算出	

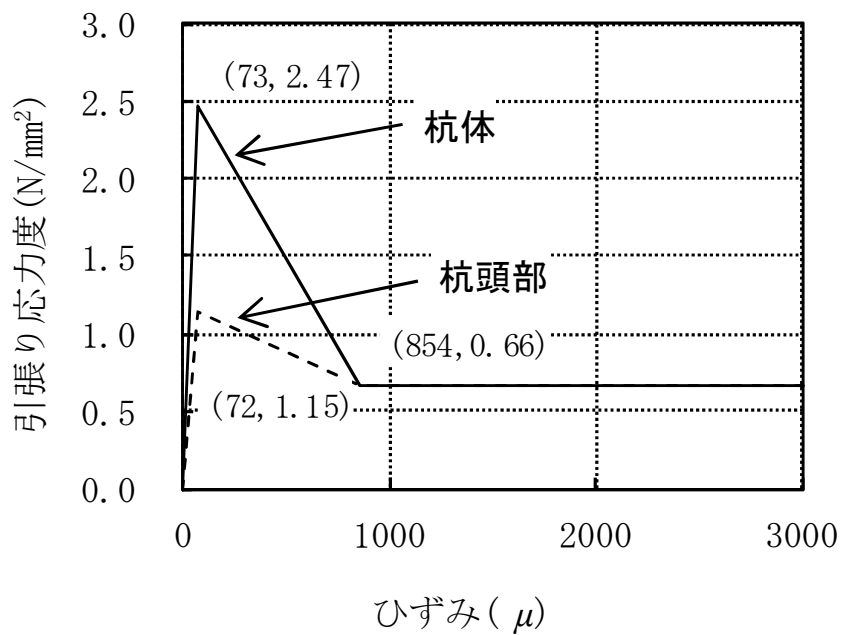


図 2.2.16 引張り応力度とひずみの関係

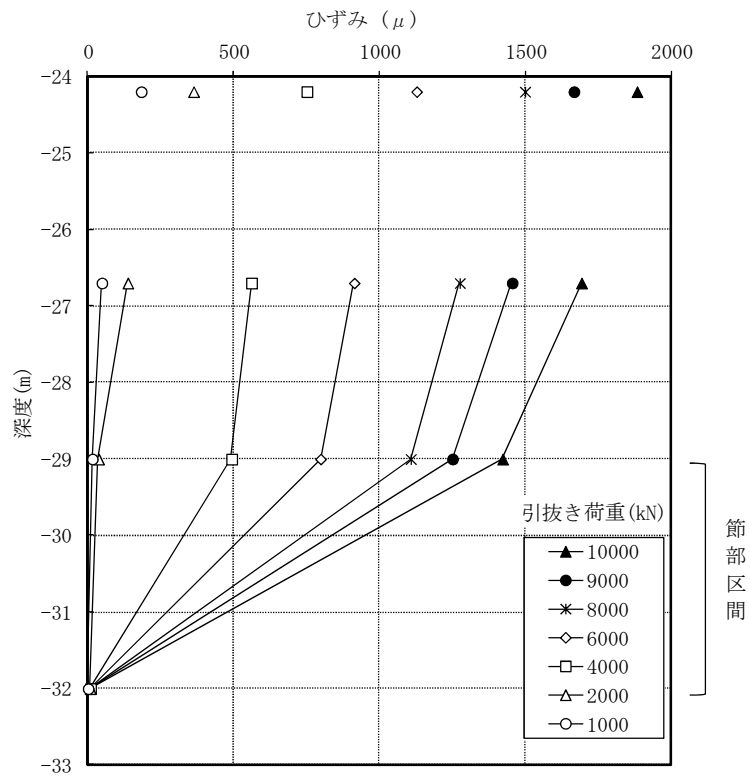


図 2.2.17 ひずみ分布と深度の関係

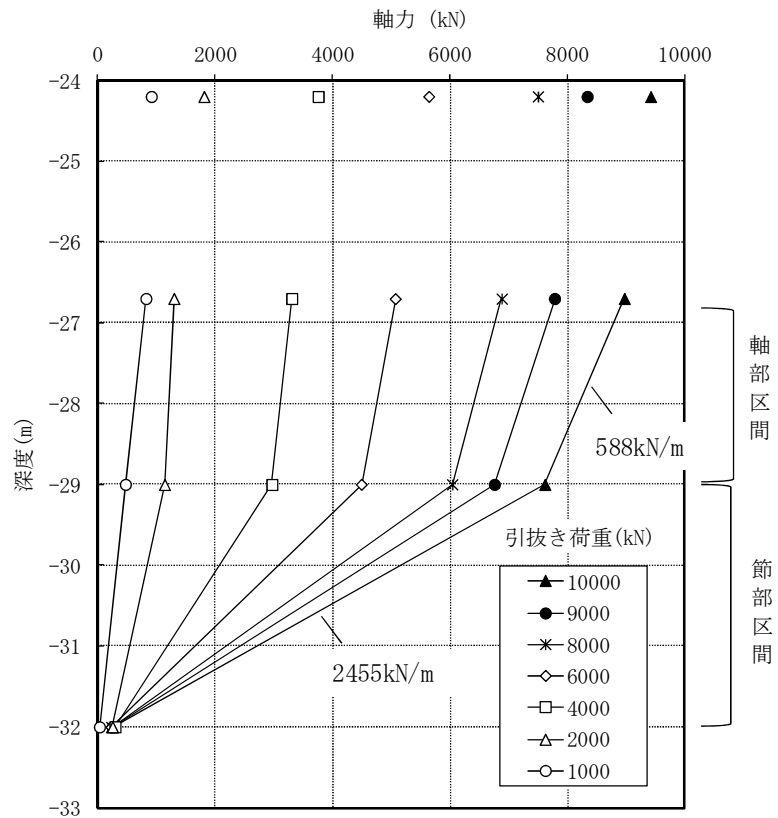


図 2.2.18 軸力分布と深度の関係

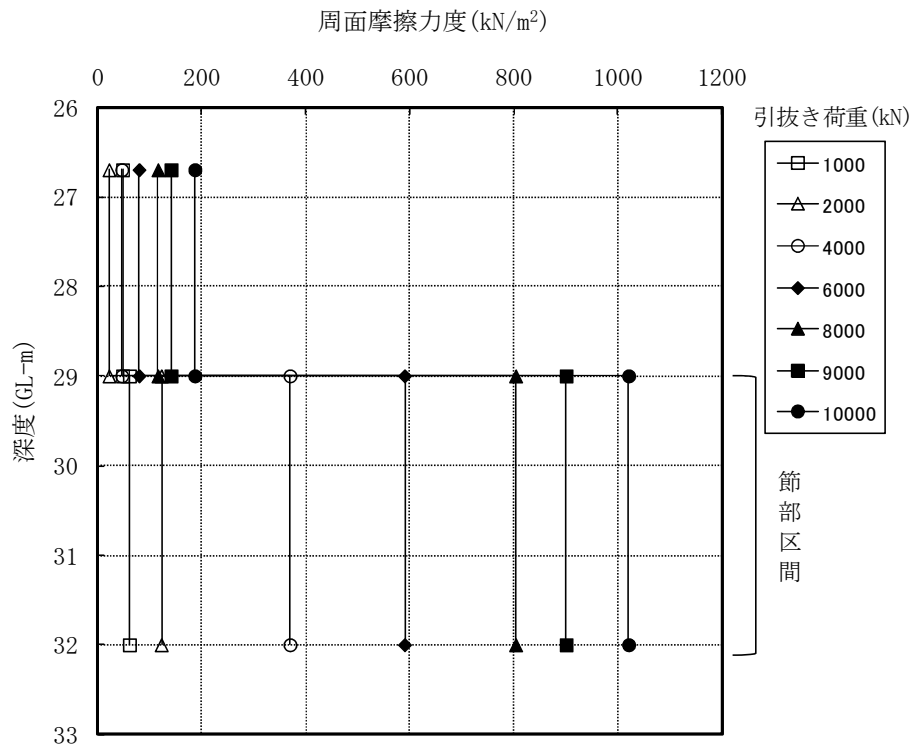


図 2.2.19 周面摩擦力度と深度の関係

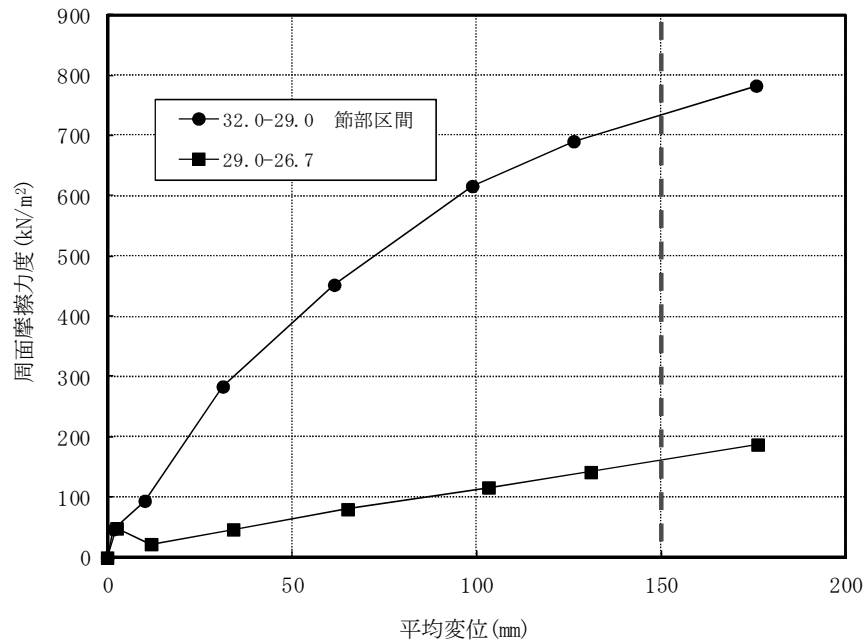


図 2.2.20 周面摩擦力度と変位の関係

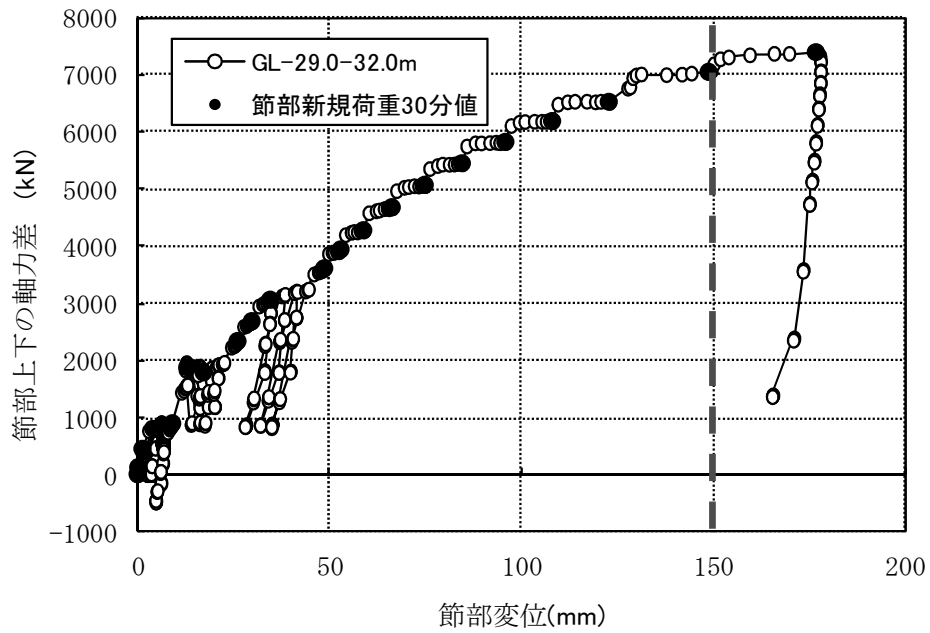


図 2.2.21 節部抵抗力と変位の関係

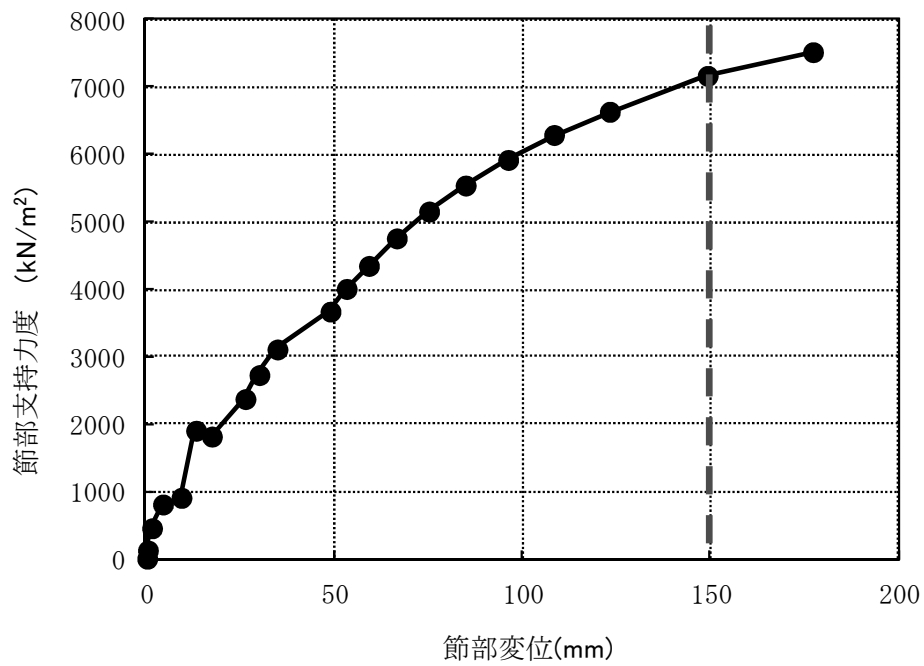


図 2.2.22 節部抵抗力度と変位の関係

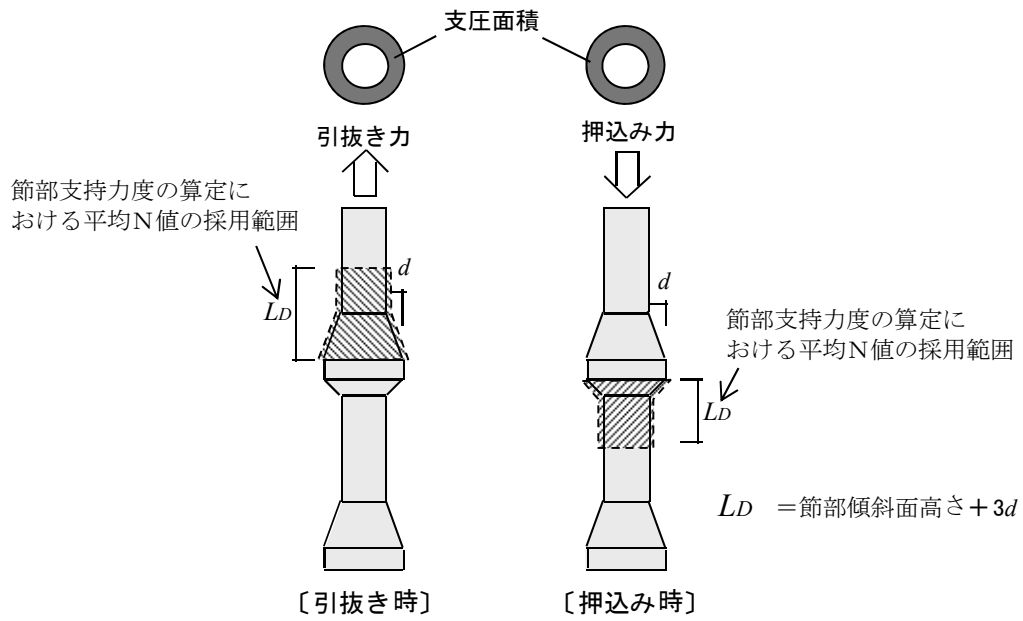


図 2.2.23 節部抵抗力算定における平均 N 値の採用範囲 ¹⁴⁾

2.3 実大実験による節部の挙動（交番試験 A-2）

2.3.1 実験概要（サイト A）

（1）試験地盤

試験地点は，試験体（A-1）と同一である．

（2）試験体

図 2.2.1，2.3.1 は，試験体（A-2）の計測位置と地盤構成の関係である．表 2.2.1～2.2.4 は，A-2 と反力杭の諸元をまとめたものである．

載荷試験時の反力は，試験用に設置した反力杭の 4 本に負担させている．反力杭は，A-2 の節部に作用する押込みおよび引抜き荷重への影響範囲を考慮し，かつ押込み・引抜き支持力を十分発揮できるように GL-17.0m 付近の N 値 20 程度の砂礫層に節部を設け，杭の先端部を GL-17.8m まで根入れしている．反力杭の節部形状は，上傾斜角度 30° ，下傾斜角度 45° であり，突出幅 0.35m，立上り高さ 0.5m である．なお，反力杭の 2 本は A-1 と兼用している．

A-2 は，軸部径 1.0m，節部径 1.5m の計画であり，GL-16.0m 付近の N 値 20 程度の砂礫層に節部を設け，杭の先端部を砂礫層の GL-28.0m まで根入れしている．節部形状は，上傾斜角度 20° ，下傾斜角度 45° であり，突出幅 0.25m，立上り高さ 0.5m である．A-2 は鉛直交番試験なので節部に大きな押し・引き荷重が伝達できるように，地表面から 11.0m 付近まで杭体と地盤の周面摩擦抵抗を極力発現させないようにするため，二重管方式によるフリクションカットの仕様としている．

A-2 に使用した主な鉄筋は総ネジ式の PC 鋼棒 C 種（D36-24 本）とし，継手は機械式継手とした．コンクリートの計画圧縮強度は 40N/mm^2 とした．

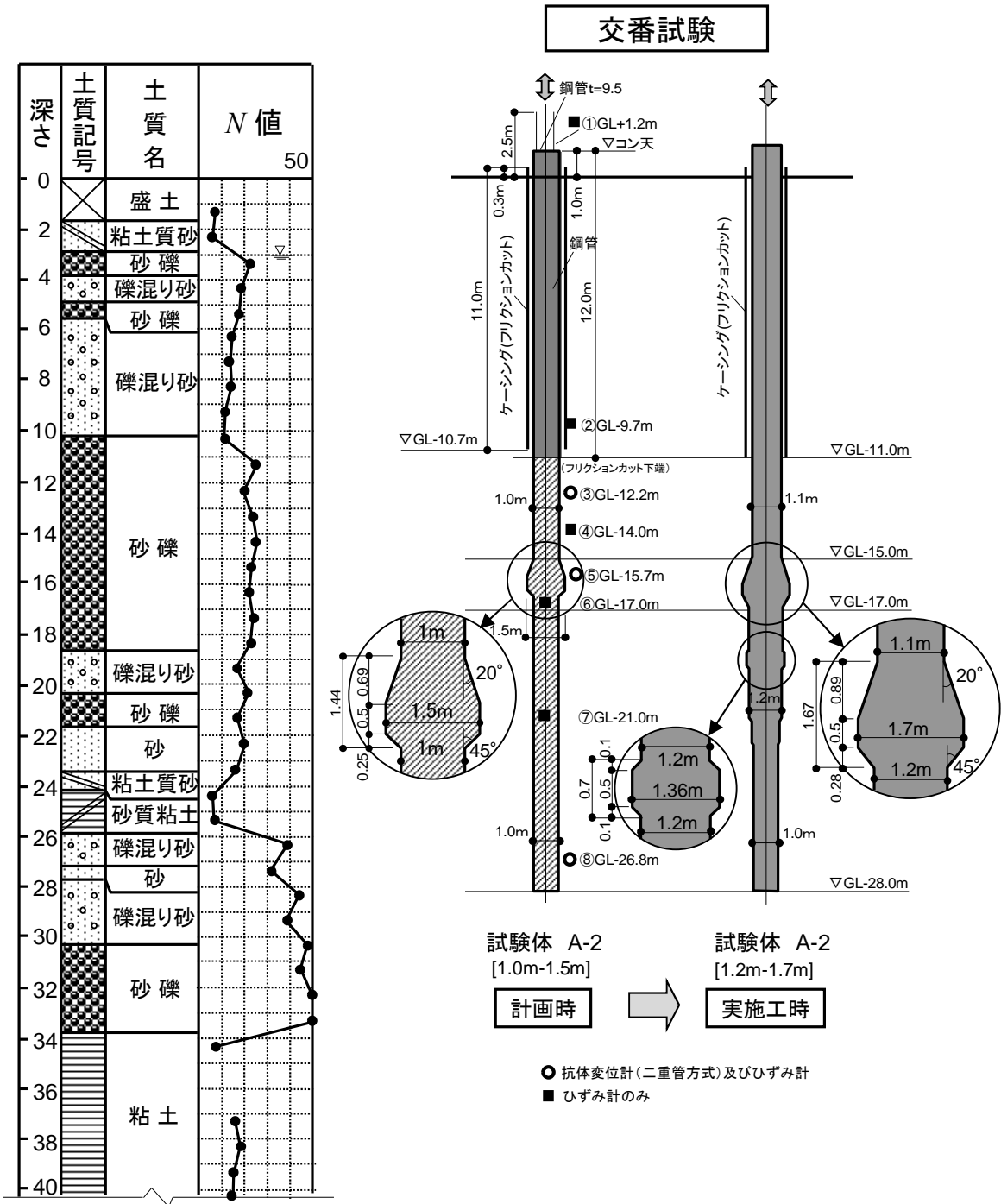


図 2.3.1 地盤および試験体の概要

(3) 試験体の施工と節部の出来形

試験体の施工フローおよび施工手順は、前項 2.2.1 (3) とほぼ同様である。なお、各深度は表 2.2.1 に示すとおりである。施工試験は、節付きの施工手順²⁵⁾に従って行い、試験体の築造期間には、2007年2月6日から2007年3月9日までの約1ヶ月を要した。

付章1, 2では、試験体の施工法について述べている。本項の特徴は、杭体上部の周面摩擦抵抗を極力発現させないようにするためのフリクションカットの施工である。これは、後述する載荷試験結果による各断面の到達軸力の算出の時に、杭体コンクリートの弾性係数の評価にとって重要となる。

A-2では、節部の近傍の軸部形状が計画径1.0mに対して、軸部の肌落ちにより平均軸部径1.2m程度に大きく形成された。そのため、節部形状を計画寸法1.5mから1.7mに変更して節部を形成することとした。これは、節部の突出幅0.25mを確保するためである(図2.3.1)。軸部掘削時に孔壁の肌落ちにより軸部径が計画径より大きくなった原因は、節部を配置した区間(GL-10.0m~GL-23.0m)が緩いN値20程度の砂礫層で構成され、かつ地下水レベルが高いこと(GL-3.0m)や地下水の流速、流量、流れ方向などの影響によるものと推測される¹⁴⁾。

図2.3.2は、節部掘削後の超音波孔壁測定結果である。節部形状に計画ラインを重ねて表示しているが、実測ラインが計画ラインよりも3.0~5.0cm程度大きく、節部上傾斜面および節部下傾斜面の形状が保持されていることがわかる。

したがって、N値20程度の砂質地盤において、節付き杭の施工手順²⁶⁾に従うことで、節部形状(節部上傾斜角度20°、節部下傾斜角度45°)が適正に形成されると云える。

○試験体 A-2

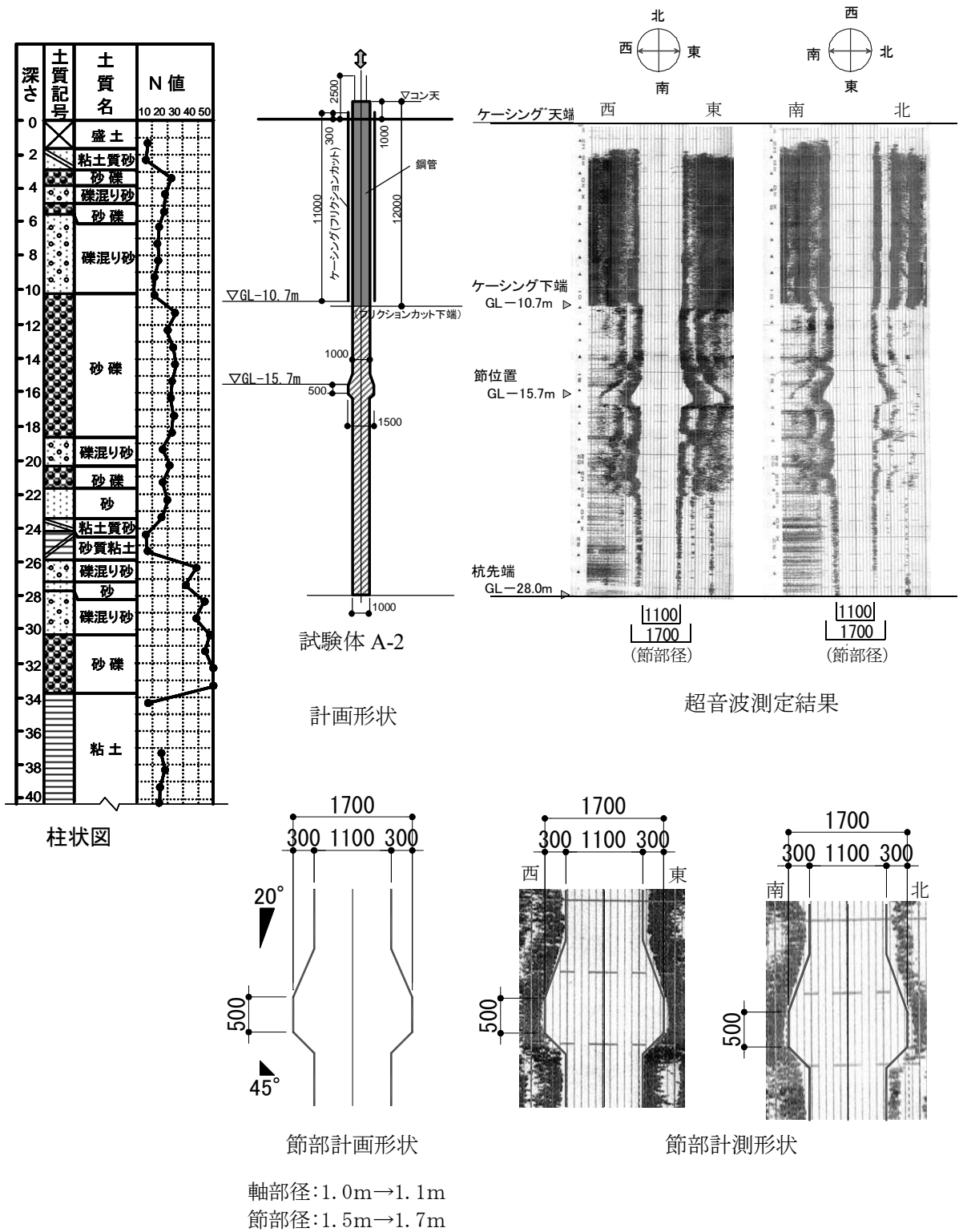


図 2.3.2 超音波計測結果 (試験体 A-2)

(4) 載荷試験方法

載荷試験は，地盤工学会基準²⁶⁾に準拠して実施した．載荷方法は，段階載荷の多サイクル方式を採用し，荷重保持時間は新規荷重時30分，履歴荷重時2分，ゼロ荷重時30分とした．測定項目は，荷重，杭頭変位，杭体内の節部変位，PC鋼棒の軸ひずみ等である．杭体内の変位は二重管方式によって計測した．図2.3.3は，試験体に計測器（変位計，軸ひずみ計）を配置した配筋図である．

載荷試験は，試験体のコンクリート打設（2007年3月2日）後30日間静置し，交番試験を2007年4月2日～5日の4日間で行った．

図2.3.4～2.3.7に載荷試験装置の外観，試験体の平面配置，載荷装置の立面図，平面図を示し，表2.3.1に載荷装置の部材リストを示し，写真2.3.1に交番試験状況を示す．

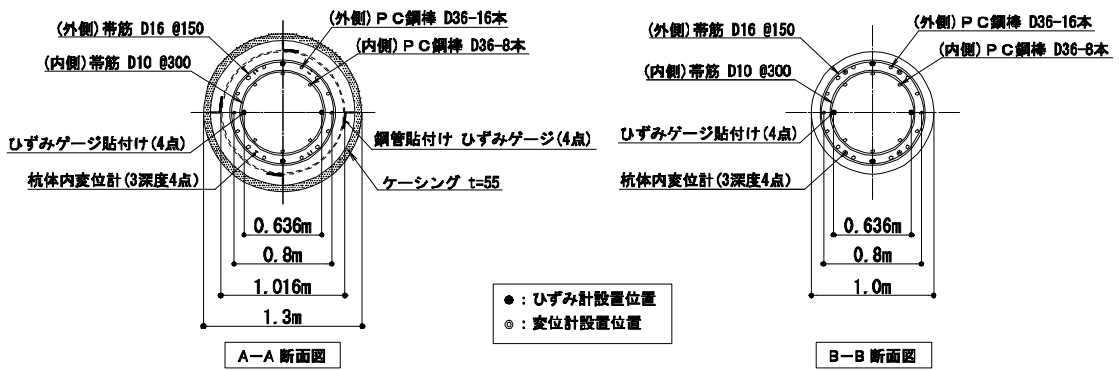
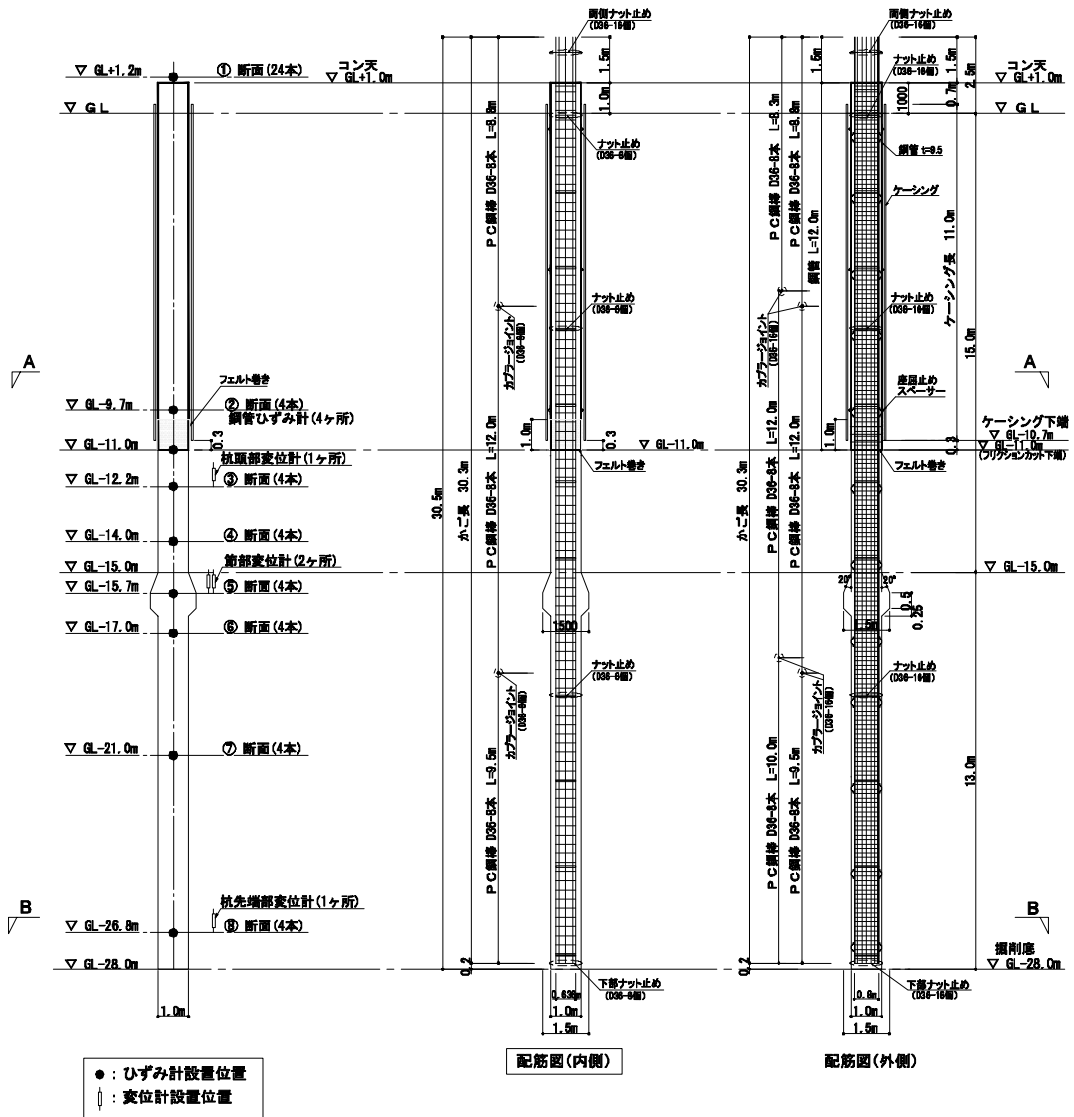


図 2.3.3 試験体 A-2 配筋図

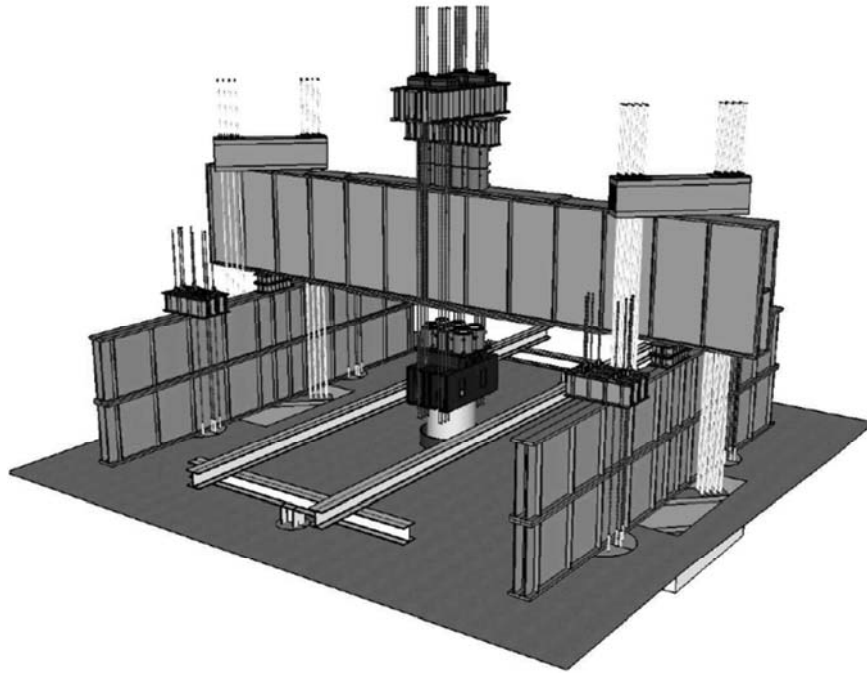


図 2.3.4 載荷試験装置の外観

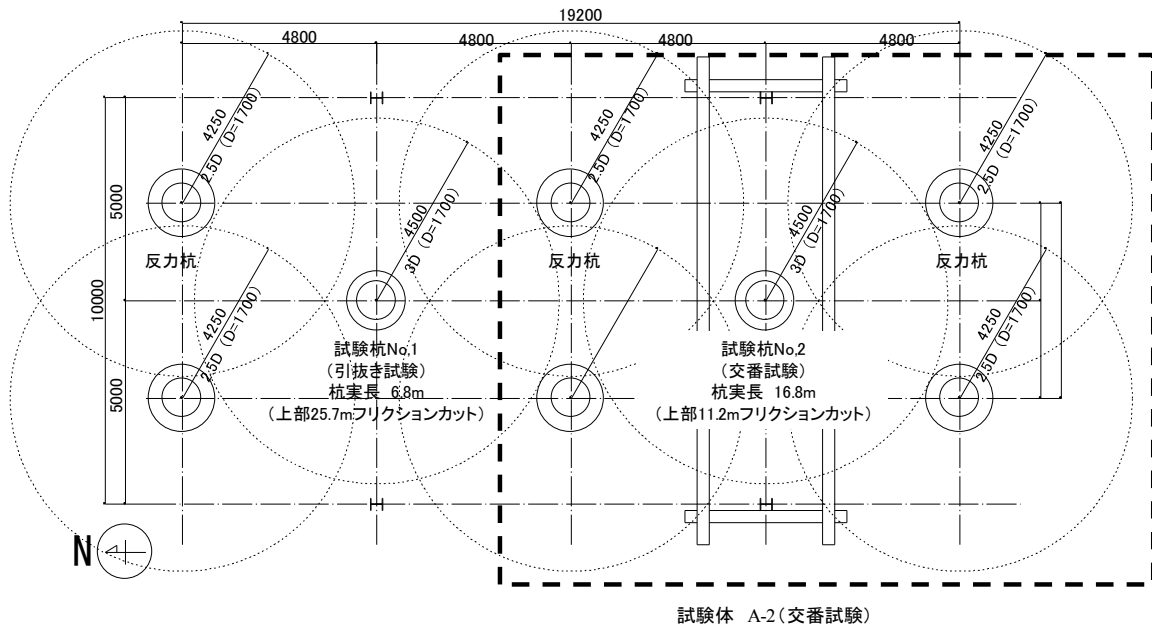


図 2.3.5 試験体の平面配置

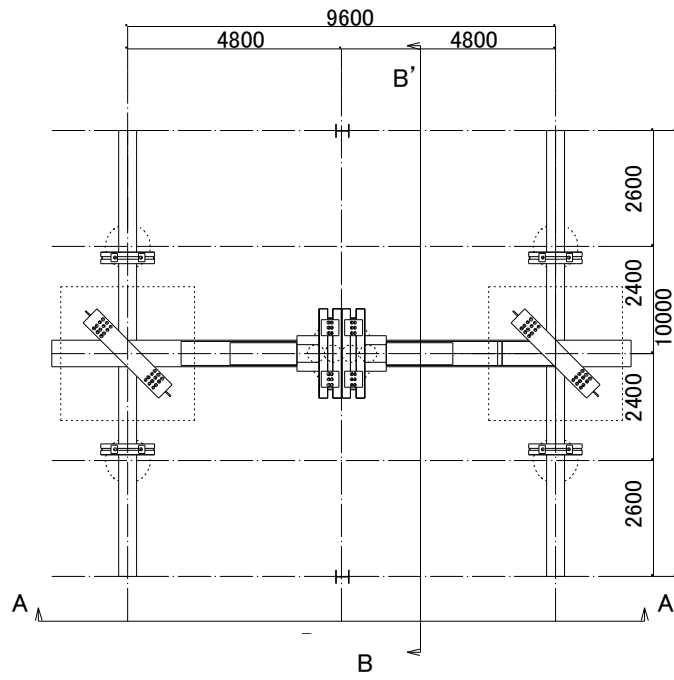


図 2.3.6 試験装置の平面図

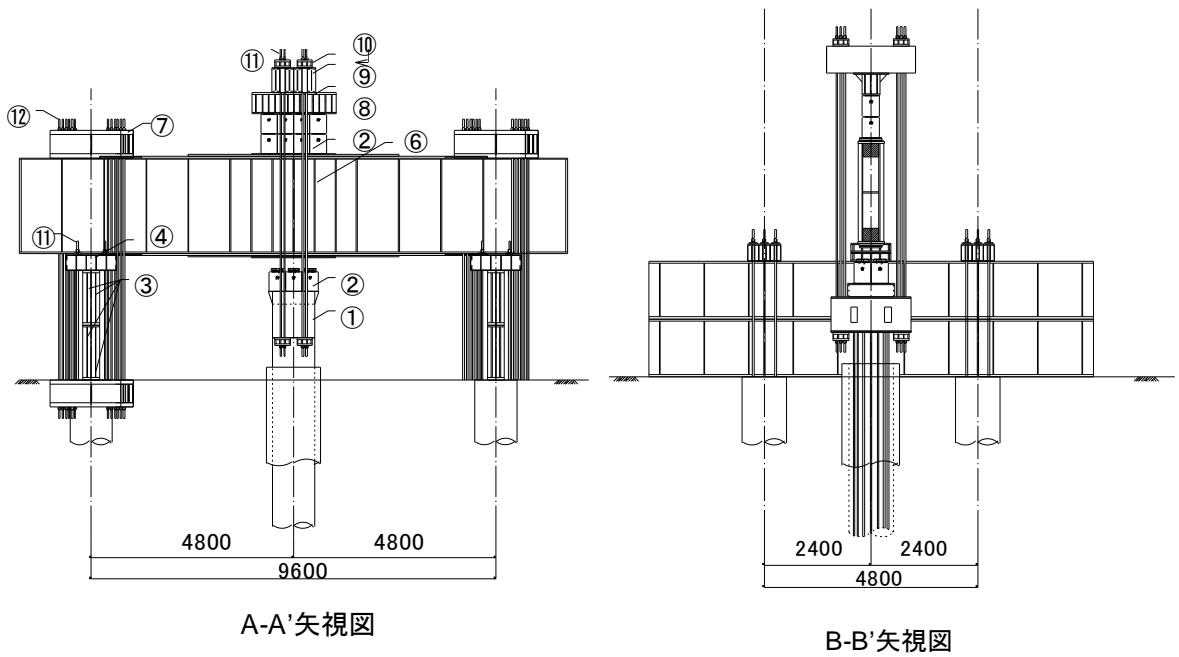


図 2.3.7 載荷試験装置の立面図

表 2.3.1 載荷試験装置の部材リスト

No.	部材名称	仕様	個数(単位)	単体重量 (ton)	備考
①	台座	1800×1000, H=1100	1 ケ	10.0	押し引き兼用
②	油圧ジャッキ	径390, H=540	14 台	0.5	5000kN (6台, 8台)
③	副桁] -1300×200, L=10m	8 本	4.50	
④	副桁用笠材] [-380×250, L=1.2m	12 本	0.15	
⑤	主桁受台座	□ -400×900, H=200	4 本	0.23	
⑥	主桁] [-2468×600, L=13.0m	1 本	21.0	
⑦	主桁副桁用笠材	III -650×430, L=2.4m	4 本	3.20	
⑧	引きジャッキ上台座	□ -800×2000, H=0.5m	1 ケ	1.25	
⑨	試験体用笠材] [-600×520, L=2.0m	2 ケ	1.28	
⑩	笠台座	□ -360×400, H=180	8 ケ	0.07	
⑪	仮設用PC鋼棒	径36, L=7m以上	56 本	0.008/m	反力杭用
⑫	仮設用PC鋼棒	径32, L=7m以上	64 本	0.007/m	主桁拘束用



写真 2.3.1 交番試験状況 (A-2)

2. 3. 2 載荷試験の結果および考察

図 2.3.8 は，A-2 の交番試験の載荷ステップである．地震時などの繰返し荷重の影響による節部の挙動も調べるため，図 2.3.8 に示すように 3000kN を初期荷重とみなして 2 段階の鉛直交番載荷（ $\pm 3000\text{kN}$ ， $\pm 6000\text{kN}$ ）と繰返し載荷を行い，押込み側の最大荷重まで載荷した．次に，引抜き側の最大荷重までに， -5000kN 時および -7000kN 時にそれぞれ 3 サイクルの繰返し載荷を行った．交番試験時の初期荷重 3000kN は，A-2 について事前に想定した極限荷重の 1/3 程度の長期荷重を示す．なお，押込み方向は+（プラス），引抜き方向は-（マイナス）表示とした．

（1）載荷点の荷重と杭体の各部変位の関係

図 2.3.9 は，載荷点の荷重と各部変位の関係である．最大押込み荷重 16000kN の節部変位が 150mm と節部径の 10% 程度までの挙動を確認できた．さらに，最大引抜き荷重 -9000kN の節部変位が 220mm と節部径の 15% 程度までの挙動を確認できた．曲線の形状は，繰返し載荷の影響により，押込み荷重では 9000kN，引抜き荷重では -6000kN の載荷時に変位がかなり増大しており，新規荷重時の変位を包絡した荷重～変位曲線におおきな段差が生じているのがわかる．しかし，繰返し載荷を行わない場合には，このような段差が生じずに，スムーズな包絡曲線になるものと考えられる．そこで，各繰返し載荷終了以降の荷重～変位曲線を原点方向に移動し，スムーズな包絡曲線となるように修正した．図 2.3.10 は，繰返し載荷の影響を除去した荷重～変位曲線である．最大押込み荷重 16000kN の節部変位は 120mm と節部径の 8% 程度までの挙動を示し，最大引抜き荷重 -9000kN の節部変位は 170mm と節部径の 11% 程度までの挙動を示すことがわかった．

図 2.3.10 の曲線の形状は滑らかであり，押込みおよび引抜

き荷重とともに杭体各部の変位はほぼ載荷点＞杭頭部＞節部＞杭先端となっており、荷重および変位の測定は良好になされたと考えられる。初期段階の載荷荷重と節部変位の関係から、曲線の初期勾配がほぼ急な直線を示しているのは、節部上下傾斜面と近傍地盤の間に、節部掘削過程における掘り屑（スライム）がほとんどないことを示唆している。

図 2.3.10 の引抜き側の変位量が押込み側よりかなり大きくなっているのは、節部を配置している地盤が N 値 20 程度の緩い砂礫層であること、杭の先端地盤の抵抗力がほとんど作用しないこと、繰返し載荷の影響により軸部の周面摩擦抵抗力が極限に達したためと考えられる。

（２）ひずみおよび軸力分布と深度の関係

場所打ち杭の場合、押込み時の軸力算定では、実際のコンクリート弾性係数の値は公称値や設計値とかなり異なることが多く、コンクリートの応力-ひずみ関係も非線形特性を有し一定値を示さないため、弾性係数の設定が重要となる。それに対して、引抜き時の軸力算定では、杭体のひび割れを考慮することが重要となる。以下に、算出手順を具体的に示す。

図 2.3.11 はコンクリート弾性係数と圧縮ひずみの関係である。本項では、コンクリート弾性係数の評価には、杭体上部のフリクションカットにより、杭体と地盤の周面摩擦抵抗が極力低下するものと仮定し、載荷点の荷重がそのまま設計杭頭（GL-12.2m）に伝達されるものとして、コンクリート弾性係数のひずみ依存性を評価する方法を採用した。

押込み時における任意断面の軸力の算出は、各断面のひずみの値に杭体の PC 鋼棒とコンクリートの弾性係数と断面積を乗じた和となり、(2.5) 式によって求めた。

$$N_c = \varepsilon_{pc} \times E_c \times A_c + \varepsilon_{pc} \times E_{pc} \times A_{pc} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (2.5)$$

ここで， N_c : 杭体の圧縮軸力 (N)

ε_{pc} : PC 鋼棒の平均ひずみ

A_c : コンクリートの全断面積 (mm^2)

E_c : コンクリートの圧縮時の弾性係数でひずみ依存性を考慮する (N/mm^2)

E_{pc} : PC 鋼棒の弾性係数 (N/mm^2)

A_{pc} : PC 鋼棒の全断面積 (mm^2)

引抜き時における任意断面の軸力の算出は，前項 2.2.1 と同様とした．図 2.3.12 は，TS 特性の基本モデルに基づいて，コンクリートの引張り応力度とひずみの関係をまとめたものである．引抜き軸力は，PC 鋼棒の軸力に加えて，コンクリートの引張り応力度に杭体の各断面積を乗じた軸力の和となり，(2.6) 式によって求めた．なお，ひび割れ発生ひずみは 70μ 程度とした．

$$N_t = \varepsilon_{pc} \times E_{pc} \times A_{pc} + \sigma_t \times E_c \times A_c \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (2.6)$$

ここで， N_t : 杭体の引張り軸力 (N)

ε_{pc} : PC 鋼棒の平均ひずみ

A_{pc} : PC 鋼棒の全断面積 (mm^2)

σ_t : コンクリートの引張り応力度 (N/mm^2)

E_c : コンクリートの圧縮時の弾性係数でひずみ依存性を考慮する (N/mm^2)

A_c : コンクリートの全断面積 (mm^2)

図 2.3.13 は，各断面のひずみ分布と深度の関係をまとめたものである．表 2.3.1 に軸力算定条件を示した．なお，杭体の各断面積は掘削完了後の超音波測定結果（表 2.2.5）から算出し，軸径 1.2 m，節部径 1.7m の値を採用した．上記の方

法によって、各荷重段階における各深度の到達軸力を算出し、各軸力と深度の関係を求めた。

図 2.3.14 は、上記の方法によって各荷重段階における各深度の到達軸力を算出し各軸力と深度の関係をまとめたものである。引抜き側では荷重が大きくなるに伴い節部上下間の到達軸力差、すなわち節部抵抗力が大きくなることが明確にわかる。それに対して、押込み側では軸力分布がほぼ直線形状を示しており節部の効果が明確に認められない。その原因は、節部直下の肌落ちにより形成された突起部の影響により、この区間の抵抗力が増大したものと考えられる。したがって、本論文では、節部の抵抗力が明確に発揮している交番試験の内の引抜き試験の結果を採用して検討を進める。

A-2 の引抜き試験結果では、図 2.3.14 に示すように、単位長さあたりの節部抵抗力 1340kN/m と軸部の周面摩擦抵抗力 677kN/m を比較すると、節部抵抗力は、軸部周面摩擦抵抗力の 1.98 倍大きいことが明らかになった。

(3) 各区間の周面摩擦力度と変位の関係

図 2.3.15 は、各区間の周面摩擦力度と深度の関係をまとめたものである。周面摩擦力度は、節部抵抗力の効果を確認するために、節部の存在する区間を含め GL-12.0 m～27.0m の区間を平均軸部径 1.1m として算出している。図 2.3.15 の最大荷重時の周面摩擦力度は、押込み側、引抜き側とも節部区間がほかの区間に比べて大きく、特に引抜き側においてその傾向が顕著であり、ほかの区間と比べると 2 倍程度大きいことがわかった。

図 2.3.16 は、各区間の周面摩擦力度と変位の関係である。押込み側は節部の存在する区間の上下の軸部区間において、変位が 40mm 程度を超えるとすべて極限に達しているものと考えられる。それに対して、引抜き側は節部の存在する区間

の上下の軸部区間において，変位が 20mm 程度から極限状態に達しているものと考えられるが，節部の区間は漸増傾向にあることがわかった。

(4) 節部抵抗力と節部変位の関係

図 2.3.17 は，節部上下の到達軸力差，すなわち節部抵抗力と節部変位の関係である。節部抵抗力は，節部径の 10% 変位時点（押し込み時節部最大変位 120mm，引抜き時節部変位 150 mm）を極限抵抗力とみなすと，押し込み側で 2640kN，引抜き側で 3817kN であり，十分に大きな変位の稼働がされていて，最大荷重の残留変位も大きくほぼ極限状態に達しているものと考えられる。

図 2.3.18 は，節部支持力度と節部変位の関係である。節部支持力度は，節部抵抗力を節部の円環状の鉛直投影面積で除した値とした。これは，基礎指針²⁹⁾の場所打ち杭の極限先端支持力度の評価と節部支持力度の評価を同様と考えたことによる。極限荷重時の節部支持力度は，押し込み側で 1840 kN/m²，引抜き側で 2786 kN/m²である。節部近傍地盤の平均 N 値を 23 とすると支持力係数 α は 80，121 となり，基礎指針²⁹⁾の杭先端支持力係数 100 より引抜き時では 1.21 倍程度大きいことが明らかになった。なお，節部近傍の平均 N 値の採用範囲は，茶谷らの文献¹⁴⁾に示されているように，節部立上り高さに節部突出幅の 3 倍を加えた値とした(図 2.2.23)。

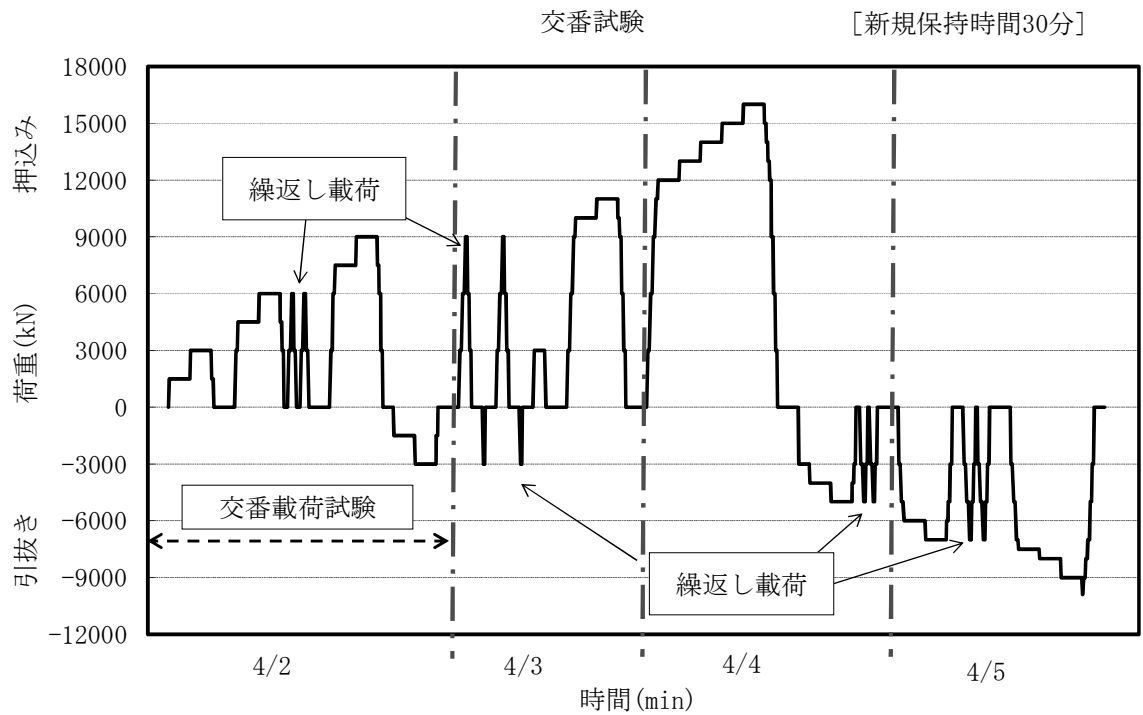


図 2.3.8 载荷ステップ

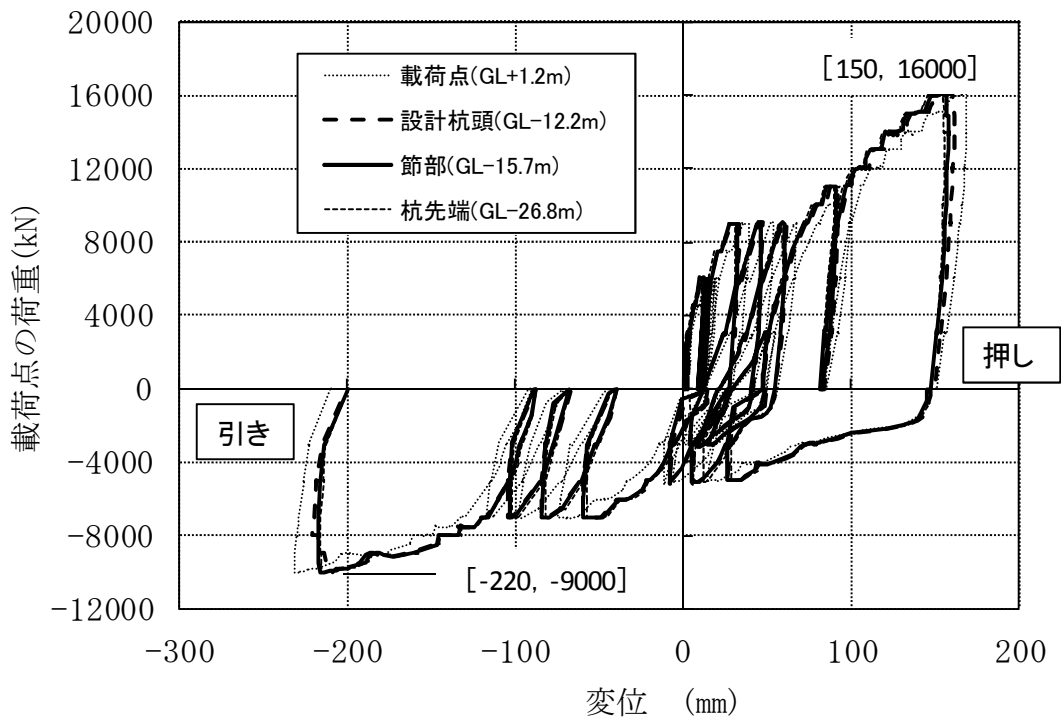


図 2.3.9 荷重と変位の関係

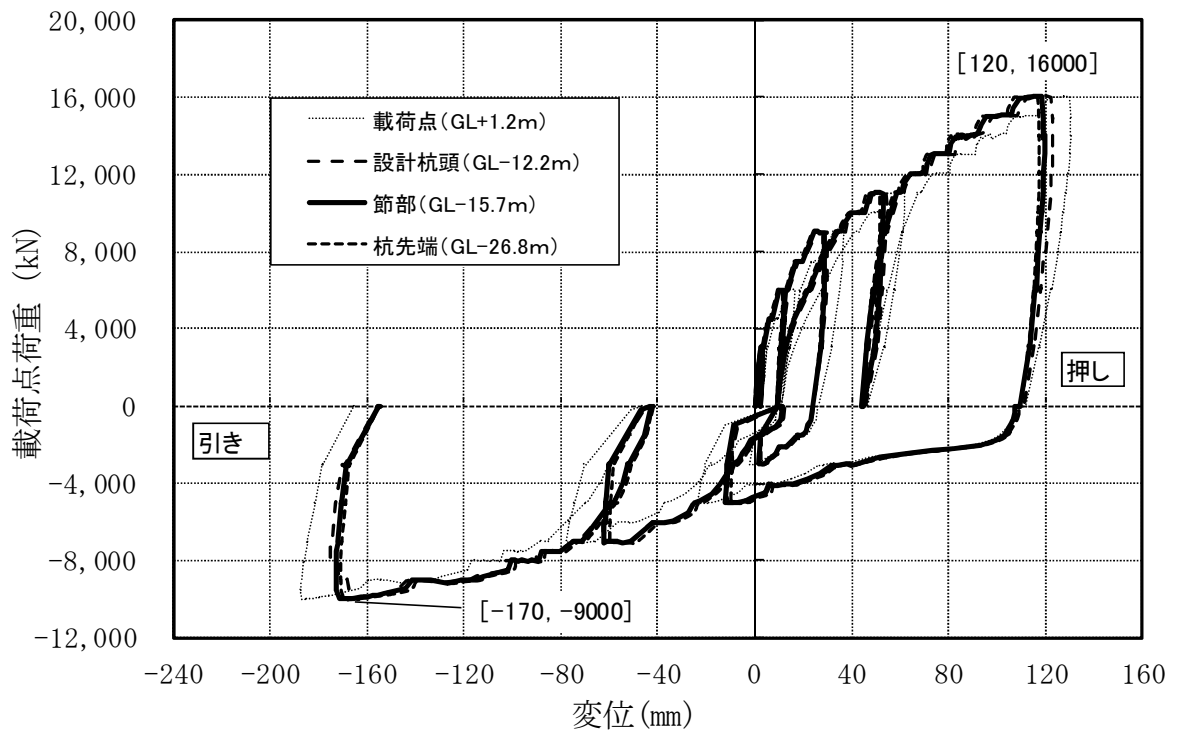


図 2.3.10 荷重と変位の関係（繰返し除去）

表 2.3.1 軸力算定条件

部位	軸部	節部	軸部	軸部
計測区間 (m)	GL-12.2~14.0	GL-14.0~17.0	GL-17.0~21.0	GL-21.0~26.8
杭径 (m)	1.05	1.1-1.7-1.2	1.2	1.0
PC鋼棒断面積 A_{pc} (mm ²)	2.44×10^4	2.44×10^4	2.44×10^4	2.44×10^4
PC弾性係数 E_{pc} (N/mm ²)	2.05×10^5	2.05×10^5	2.05×10^5	2.05×10^5
CON断面積 A_c (mm ²)	8.41×10^5	10.01×10^5	11.07×10^5	7.61×10^5
CON弾性係数 E_c (N/mm ²)	算定式より算出			

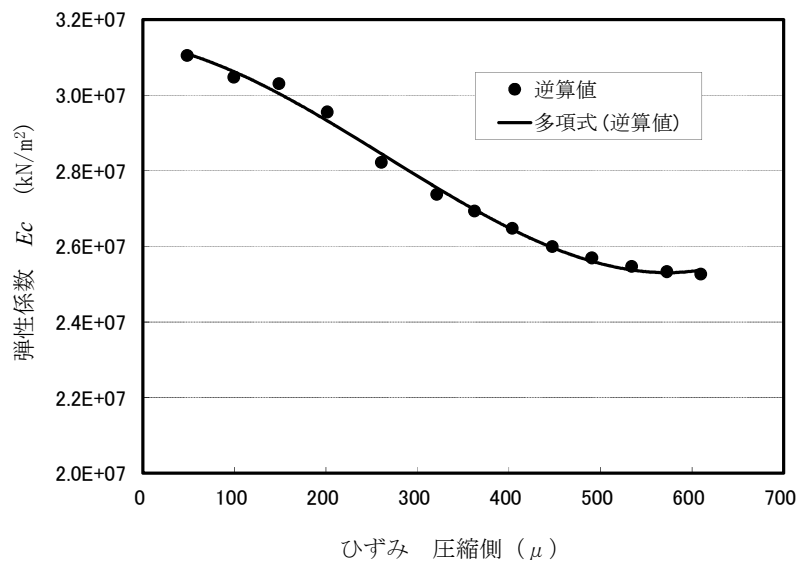


図 2.3.11 コンクリートの弾性係数と
圧縮ひずみの関係

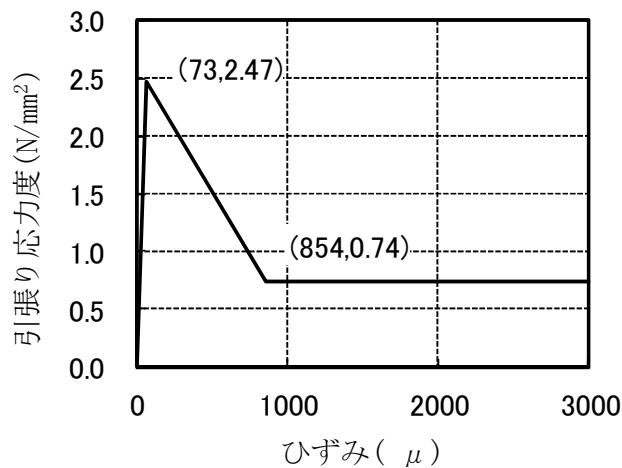


図 2.3.12 引張り応力度とひずみの関係

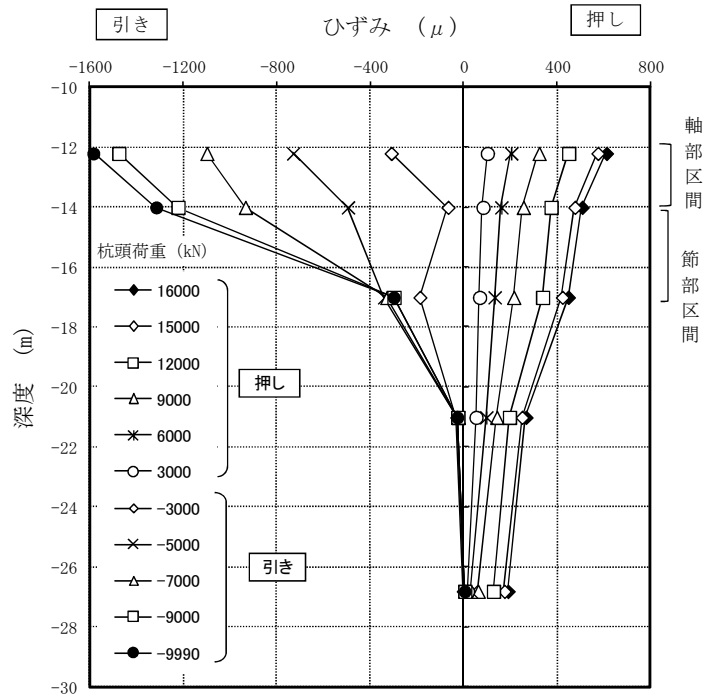


図 2.3.13 ひずみ分布と深度の関係

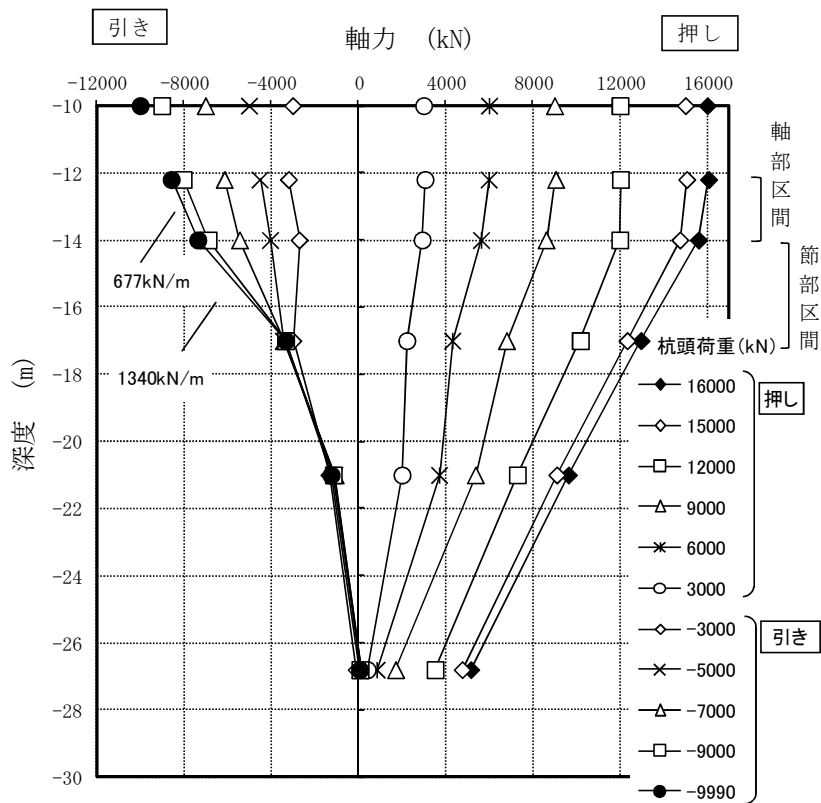


図 2.3.14 軸力分布と深度の関係

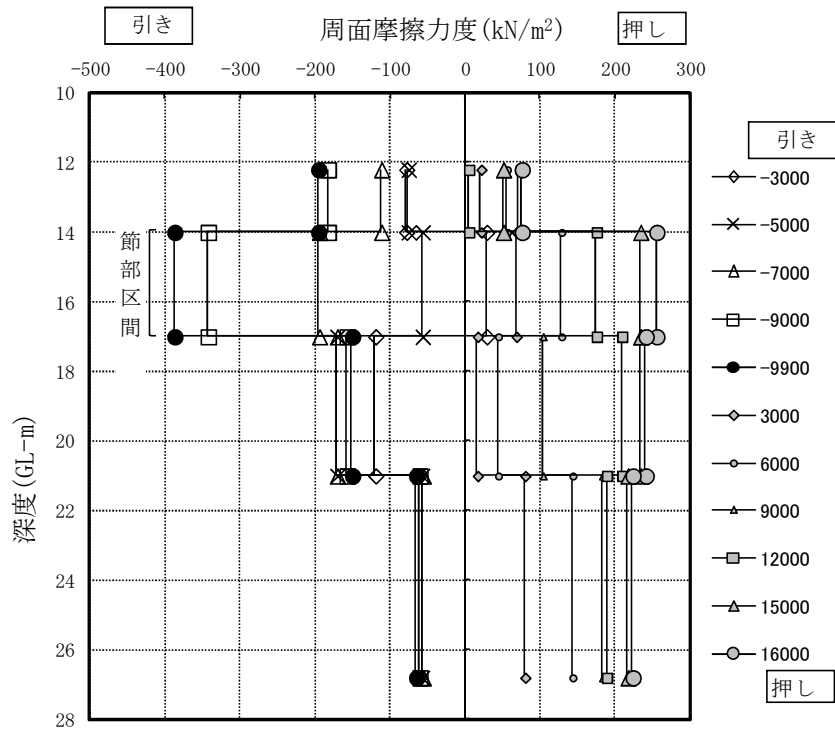


図 2.3.15 周面摩擦力度と深度の関係

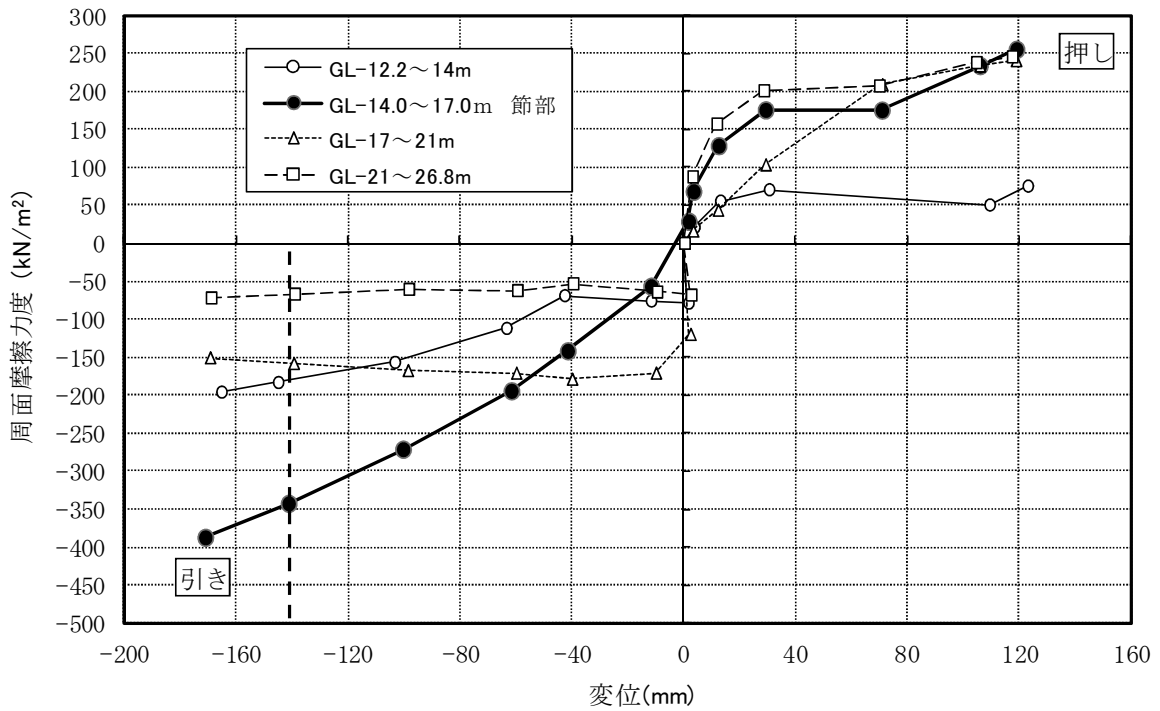


図 2.3.16 周面摩擦力度と変位の関係

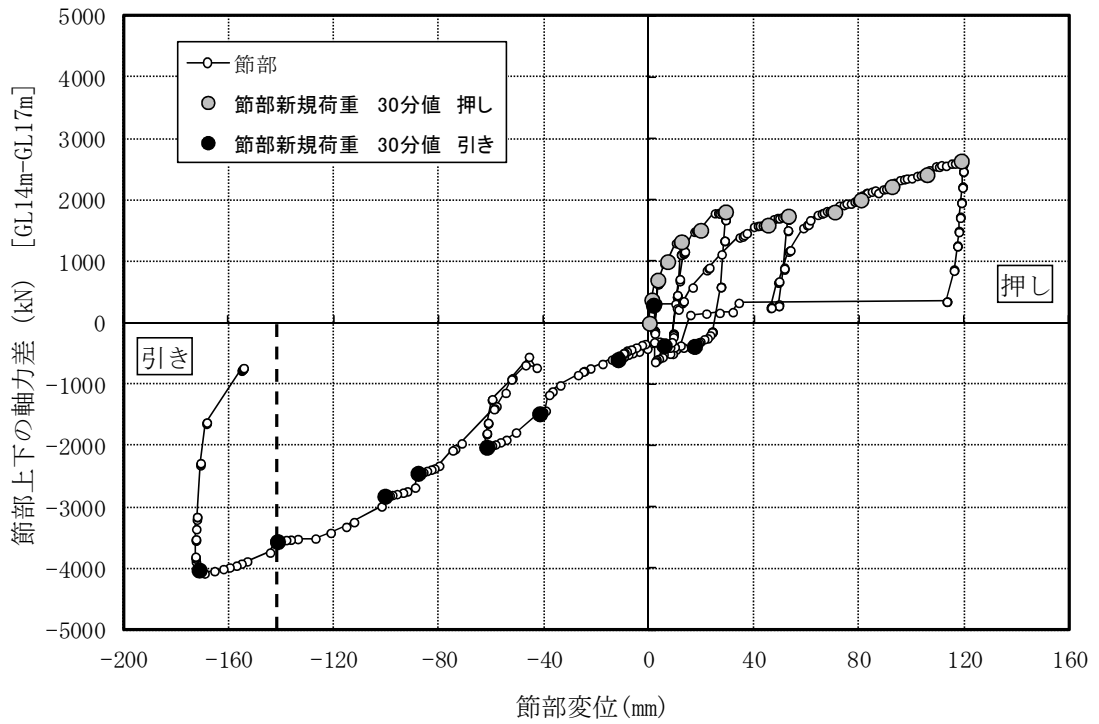


図 2.3.17 節部抵抗力和変位の関係

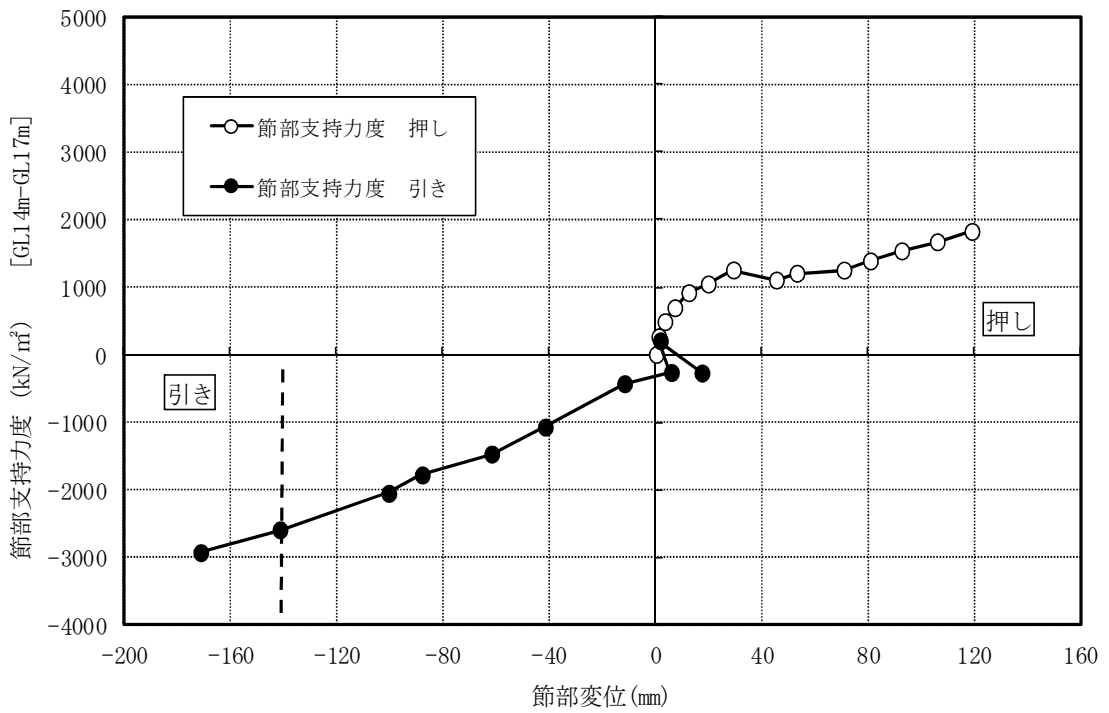


図 2.3.18 節部抵抗力度と変位の関係

2.4 実大実験による節部の挙動（押込み試験 B-1）

2.4.1 実験概要（サイト B）

（1）試験地盤

サイト B は，大阪平野の北限に開けた高槻市街に位置し，JR 高槻駅から 300～500m 程度北東地区の淀川低地の北端部にある．地盤構成は，GL-9.0m 付近までが粘性土の沖積層で，GL-10.0m 付近に N 値 50 程度，厚さ 3.0m 程度の砂礫質の洪積層が出現している．その下には N 値 20 程度のシルト質粘土層が堆積しており，GL-19.0m 付近から N 値 60 以上の洪積砂礫層（大阪層群）が現れる．標高は O.P+12.0m 程度，地下水位は GL-3.0m 程度である．

（2）試験体

図 2.4.1 は，試験体 (B-1) および反力杭と地盤構成との関係で，図 2.4.2 は，試験体 (B-1) の計測位置と地盤構成の関係である．表 2.2.1，表 2.2.2 は，試験杭および反力杭の諸元である．

反力杭は，B-1 の最大押込み載荷荷重を 40000kN (40MN)，最大引抜き載荷荷重を 20000kN (20MN) と想定して，節部への影響範囲を考慮して，杭長 GL-11.0m，軸部径 1.5m，拡底部径 2.2m である．

B-1 は，軸部径 1.0m，節部径 1.5m であり，GL-9.0m 付近の N 値 50 程度の洪積砂礫層中に節部を設け，杭の先端部を GL-20.0m 以深の大阪層群となる N 値 60 以上の締った洪積砂礫層に根入れしている．節部形状は，上傾斜角度 20° ，下傾斜角度 45° ，突出幅 0.25m，立上り高さ 0.5m である．B-1 は押込み試験および引抜き試験なので節部にできる限り大きな荷重が伝達できるように，地表面から 6.0m 付近まで杭体と地盤との周面摩擦抵抗を極力発現させないようにするた

め，二重管方式によるフリクションカットの仕様としている。

表 2.2.3，表 2.2.4 は，試験体のコンクリートと主要鉄筋の諸元である。試験杭に使用した主な鉄筋は総ネジ式の PC 鋼棒 C 種（D36-32 本）とし，継手は機械式とした。コンクリートは計画圧縮強度 60N/mm^2 とした。

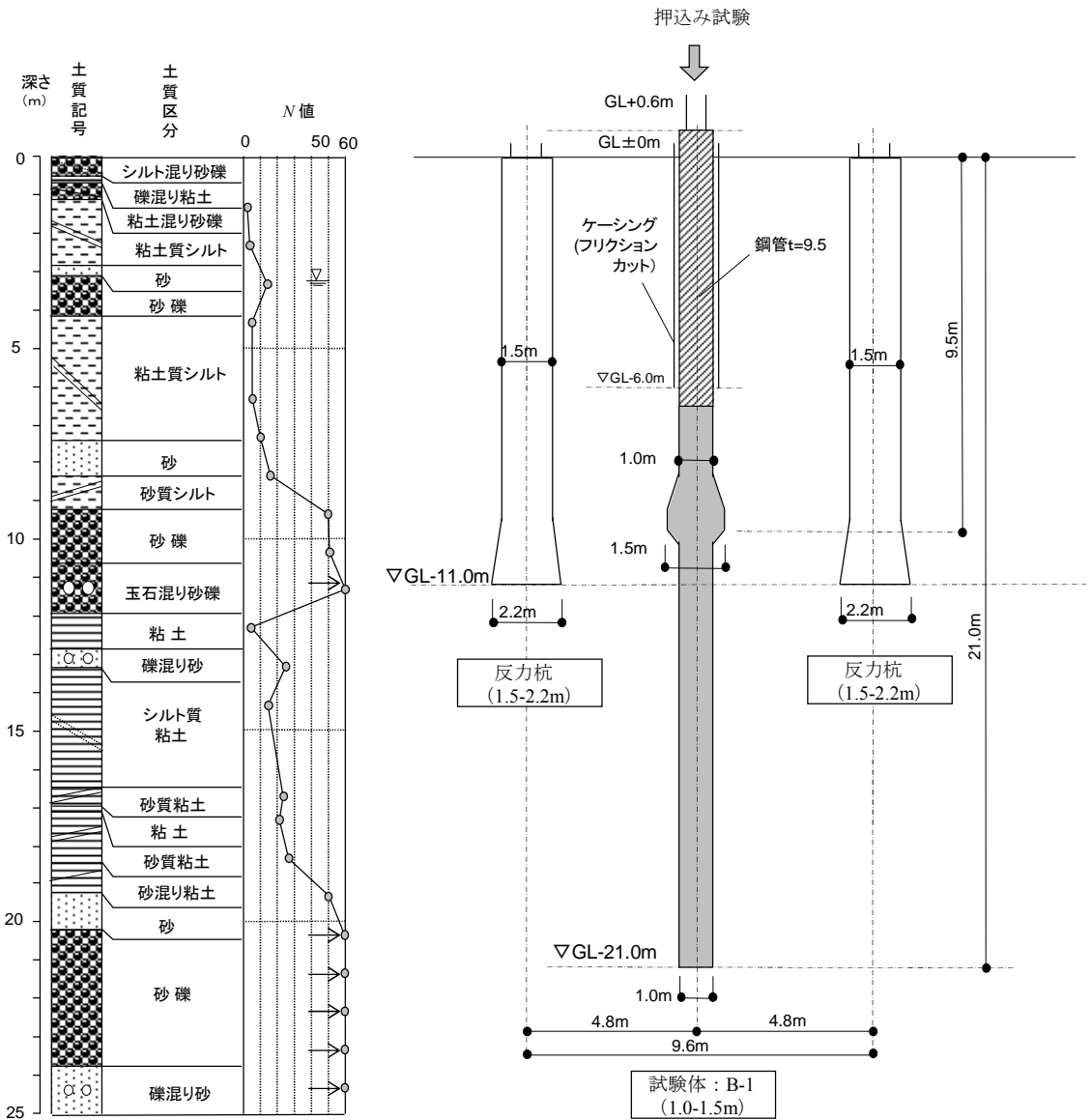


図 2.4.1 地盤および試験杭概要

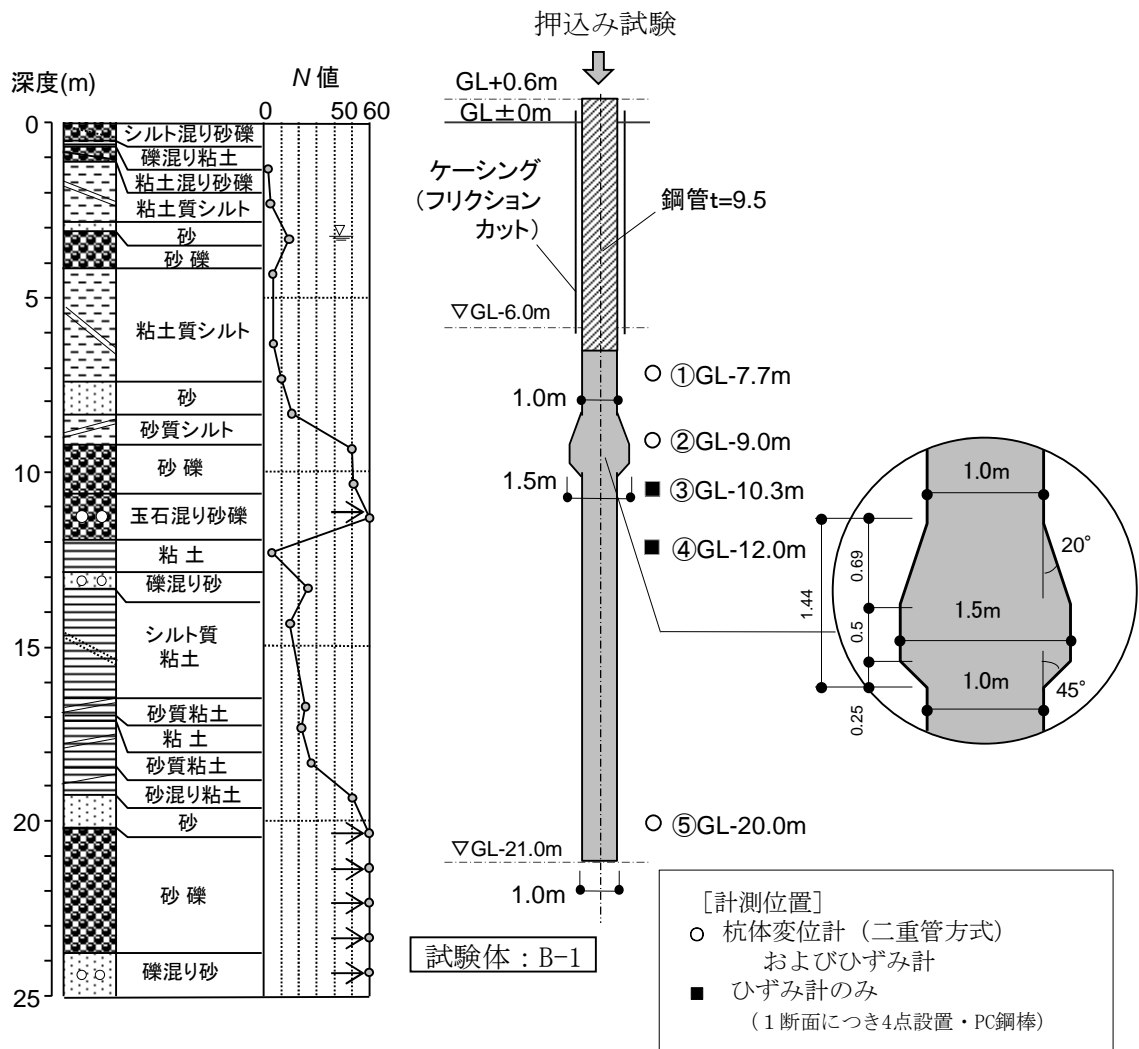


図 2.4.2 試験体の計測位置と地盤構成

(3) 試験体の施工法と節部の出来形

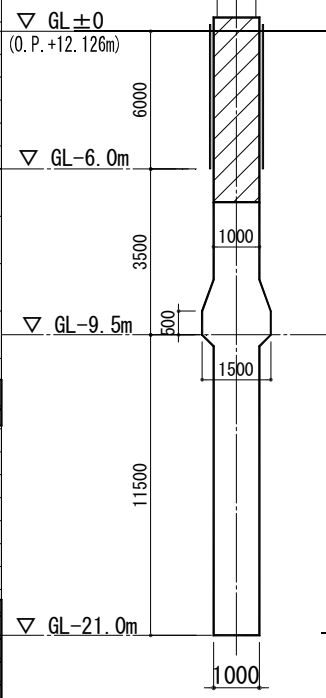
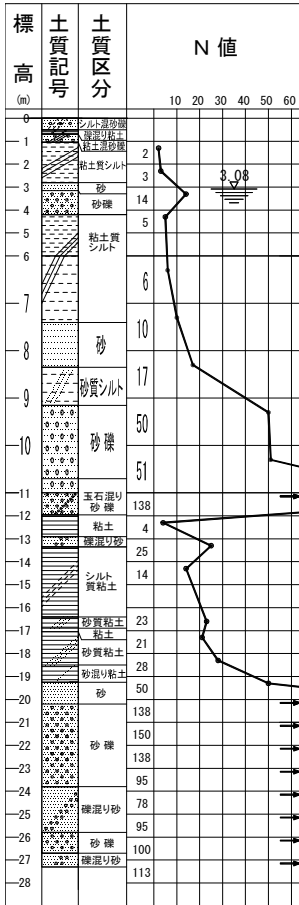
試験体の施工フローと施工手順は、前項 2.2.1(3)、2.2.2(3) とほぼ同様である。なお、各深度は表 2.2.1 に示す。施工試験は、節付きの施工手順²⁵⁾に従って行い、試験体の築造期間には、2008年12月24日から2009年1月25日までの約1ヶ月を要した。

付章3では、試験体の施工法について述べている。本項では、施工試験の節部の出来形について述べる。節部出来形の確認は、節部掘削後に超音波孔壁測定器を用いて行い、図2.4.3はその結果である。節部形状に計画ラインを重ねて表示しているが、実測ラインが計画ラインより3cm～6cm程度大きく、節部上傾斜面および節部下傾斜面の形状が保持されていることもわかる。

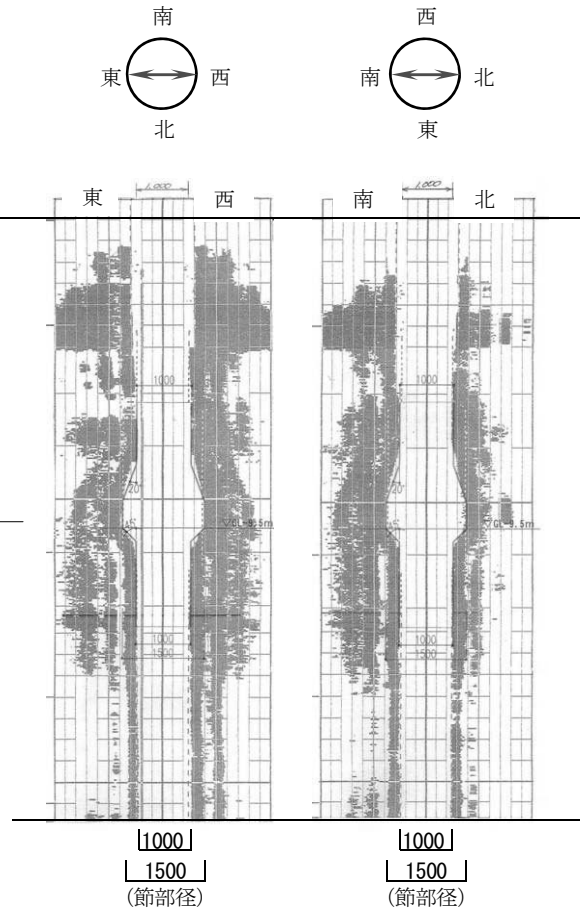
したがって、 N 値50程度の砂質地盤において、節付き杭の施工手順²⁵⁾に従うことで、節部の計画形状が適正に形成されると云える。

○試験体 B-1

調査ボーリング

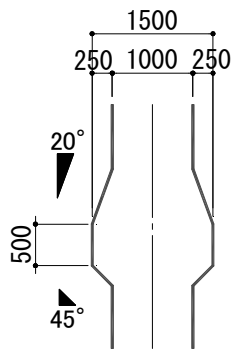


計画形状

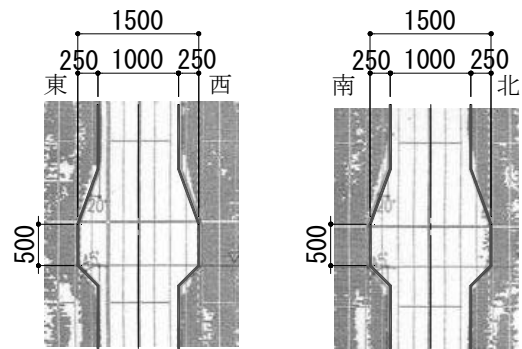


超音波測定結果

柱状図



節部計画形状



節部実測形状

図 2.4.3 超音波計測結果 (試験体 B-1)

(4) 載荷試験方法

載荷試験は、同一試験体での押し込み試験および引抜き試験であり、地盤工学会基準²⁶⁾に準拠して実施した。載荷方法は、段階載荷の多サイクル方式を採用し、荷重保持時間は新規荷重時 30 分、履歴荷重時 2 分、ゼロ荷重時 30 分とした。測定項目は、荷重、杭頭変位、杭体内の節部変位、PC 鋼棒の軸ひずみ等であり、杭体内の変位は二重管方式によって計測した。図 2.4.4 は、試験体に計測器（変位計、軸ひずみ計）を配置した配筋図である。

載荷試験は、試験体のコンクリート打設（2009 年 1 月 16 日）後 40 日間静置し、押し込み試験を 2009 年 2 月 25 日～27 日の 3 日間で行った。その後、地盤の養生期間として 12 日間を確保してから引抜き試験を 2009 年 3 月 10 日～11 日の 2 日間で行った。なお、本論文では、主に密な砂質地盤での節部の挙動特性の解明を目的としており、押し込み試験の結果を採用している。

図 2.4.5～2.4.8 に載荷試験装置の外観、試験体の平面配置図、載荷試験装置の立面図、平面図を示し、表 2.4.1 に載荷試験装置の部材リストを示し、写真 2.4.1 に押し込み試験状況を示す。

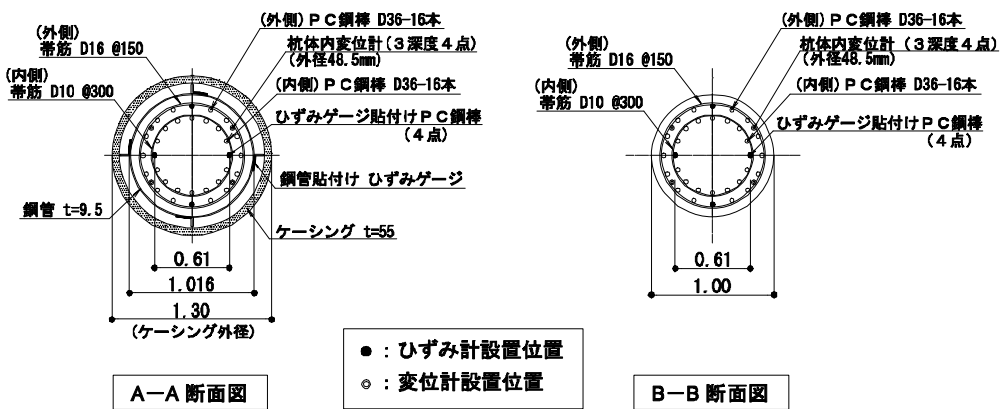
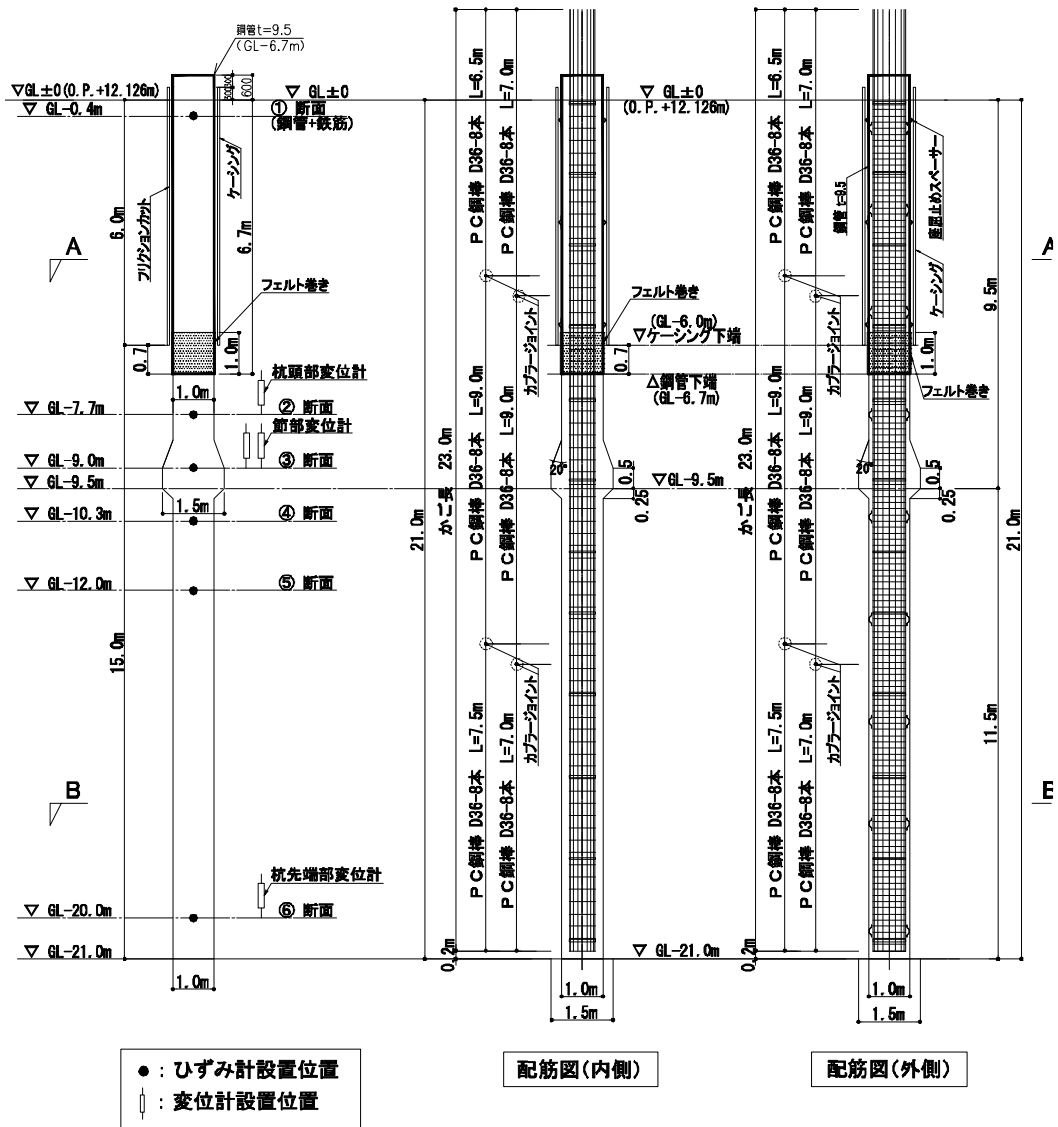


図 2.4.4 試験体 B-1 配筋図

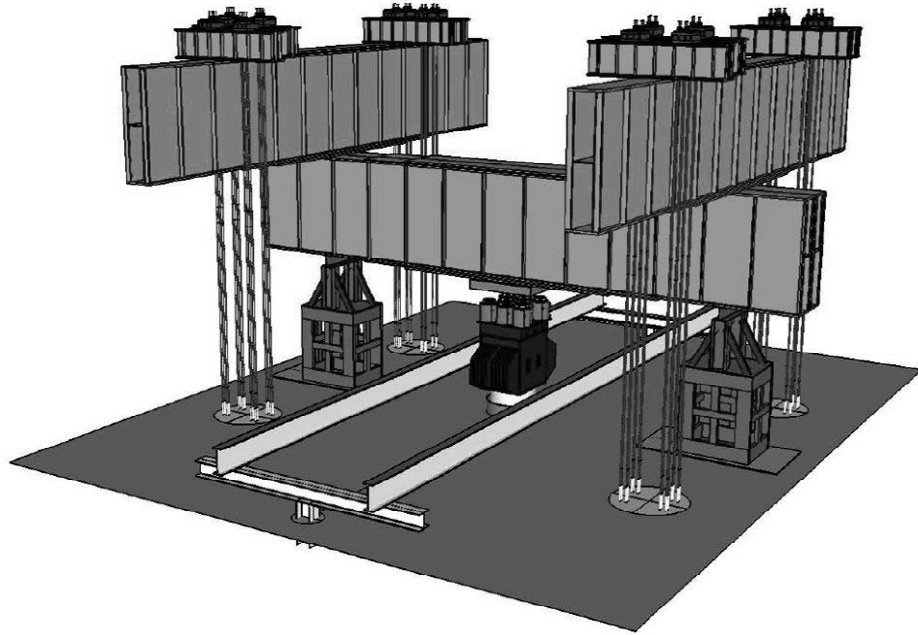


図 2.4.5 載荷試験装置の外観

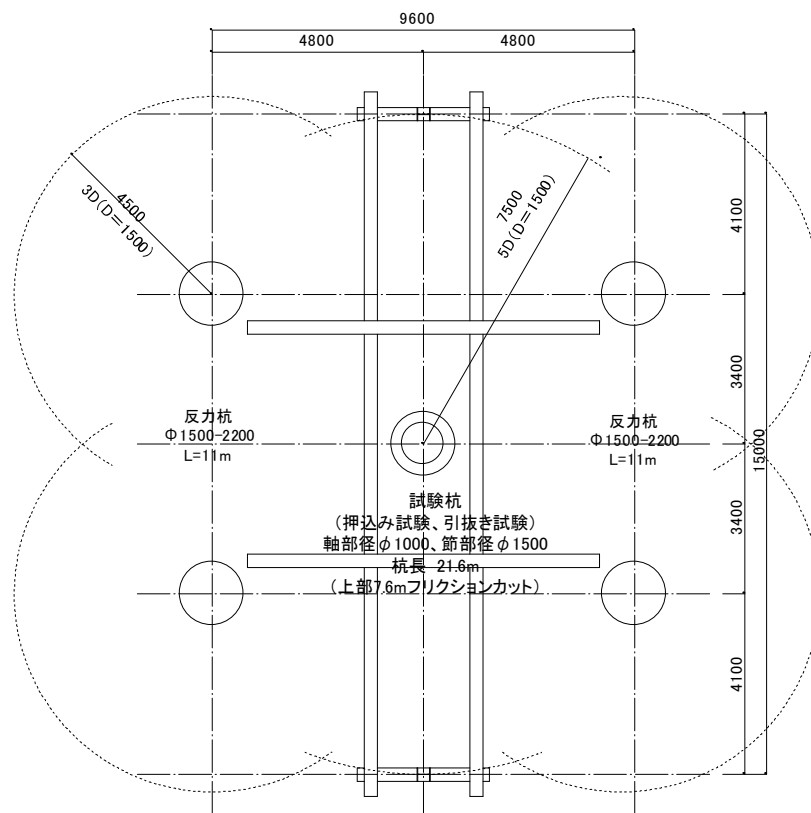


図 2.4.6 試験体の平面配置

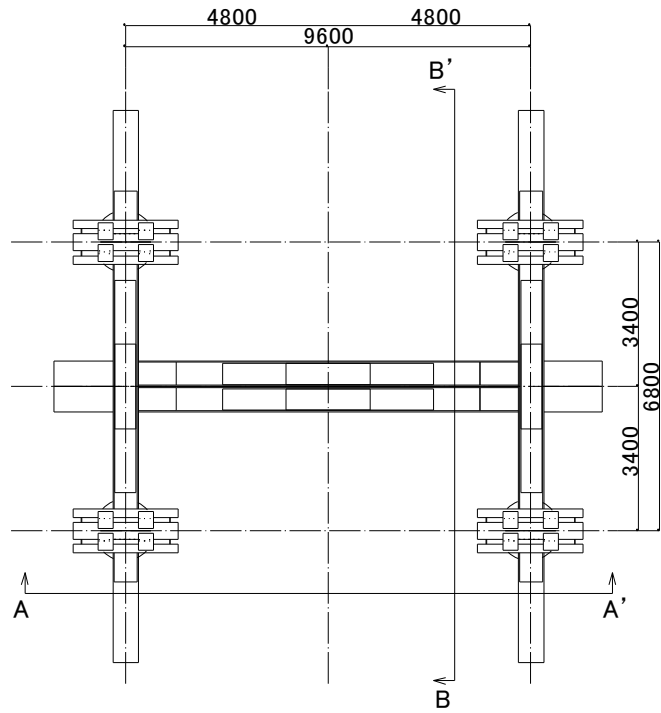


図 2.4.7 試験装置の平面図

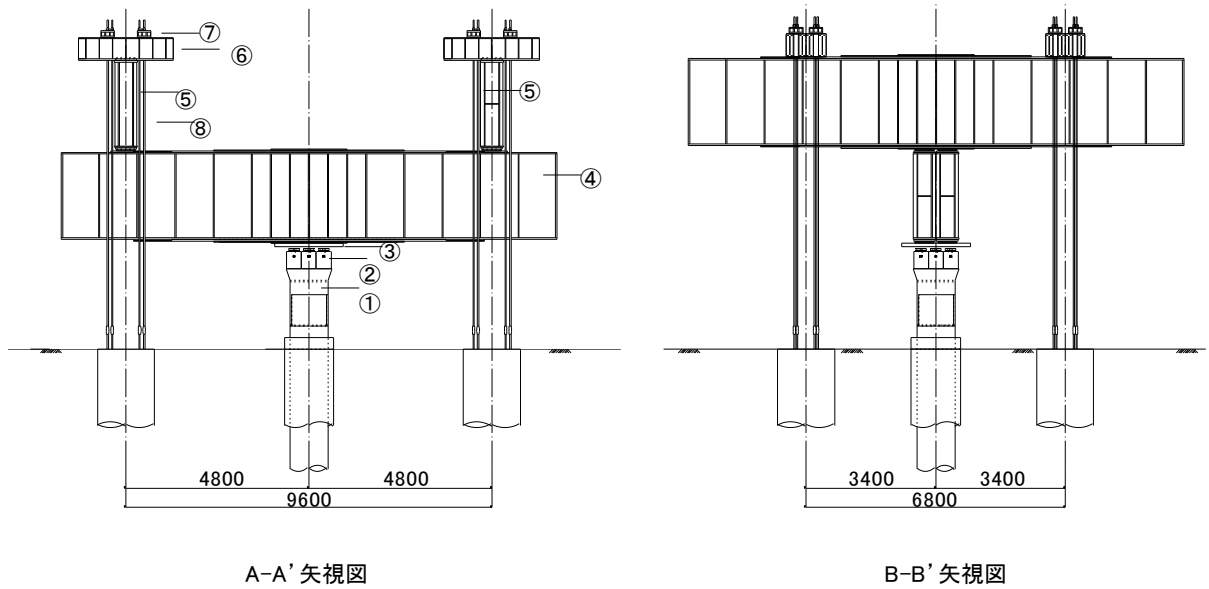


図 2.4.8 載荷試験装置の立面図

表 2.4.1 載荷試験装置の部材リスト

No.	部材名称	仕様	個数(単位)	単体重量 (ton)	備考
①	台座	1200×1000, H=1500	1 ケ	10.0	
②	油圧ジャッキ	径390, H=540	8 台	0.5	5000kN
③	上台座	900×1800, t=90	2 ケ	1.27	
④	主桁	II-2468×600, L=13m	2 本	21.0	
⑤	副桁	II-2468×600, L=13m	2 本	21.0	
⑥	試験体用笠材] [-600×520, L=2.5m	8 ケ	1.60	
⑦	笠台座	□-360×400, t=180	16 ケ	0.07	
⑧	仮設用PC鋼棒	径36, L=7m以上	64 本	0.008/m	



写真 2.4.1 押し込み試験状況 (B-1)

2.4.2 載荷試験の結果および考察

図 2.4.9 は、B-1 の押込み載荷試験の載荷ステップである。載荷試験は、節部径の 10% 程度の変位が生じるまで載荷を行い、最大押込み荷重は 28,000kN (28MN) であった。

(1) 載荷点の荷重と杭体各部の変位曲線

図 2.4.10 は、載荷点の荷重と各深度における変位の関係である。最大押込み荷重 28000kN の節部変位が 172mm と節部径の 11% 程度までの挙動を確認できた。曲線の形状は滑らかであり、押込み荷重における杭体各部の変位は載荷点 > 杭頭 > 節部 > 杭先端となっており、荷重および変位の測定は良好になされたと考えられる。初期段階の載荷荷重と節部変位の関係から、変形曲線の勾配がほぼ急な直線を示しているのは、節部下傾斜面と近傍地盤の間に、節部掘削過程における掘り層（スライム）がほとんどないことを示唆している。したがって、節付き杭の施工手順²⁵⁾に従うことで、節部の初期段階の載荷荷重～節部変位の関係と節部の出来形から、節部形状が適正に形成されると云える。

(2) ひずみおよび軸力分布と深度の関係

場所打ち杭の場合は、実際のコンクリート弾性係数の値は公称値や設計値とかなり異なることが多く、コンクリートの応力-ひずみ関係も非線形特性を有し一定値を示さないため、コンクリート弾性係数の設定が重要となる。

図 2.4.11 はコンクリートの弾性係数と圧縮ひずみの関係である。本項では、コンクリートの弾性係数の評価には、杭体上部のフリクションカットの効果により、杭体と地盤の周面摩擦抵抗が極力低下するものと仮定し、載荷点の荷重がそのまま杭頭（GL-7.7m）に伝達されるとして、コンクリート弾性係数のひずみ依存性を評価する方法を採用した。

押し込み時における任意断面の軸力の算出は、各断面のひずみの値に杭体の PC 鋼棒とコンクリートの弾性係数と断面積を乗じた和となり、(2.5) 式によって求めた。

図 2.4.12 は、各断面のひずみと深度の関係である。表 2.4.2 に軸力算定条件を示した。なお、杭体の各断面積は掘削完了後の超音波測定結果（表 2.2.5）から算出し、軸径 1.0m、節部径 1.5m の値を採用した。上記の方法によって、各荷重段階における各深度の到達軸力を算出し、軸力と深度の関係をまとめた。図 2.4.13 は各断面の軸力分布と深度の関係であるが、節部が存在する深度の GL-7.7m～10.3m の区間において、載荷重が大きくなるに伴い著しく大きな軸力差、すなわち節部抵抗力が発揮されていることがわかった。

図 2.4.13 に示すように、単位長さあたりの節部抵抗力 2581kN/m と軸部の周面摩擦抵抗力 708kN/m を比較すると、節部抵抗力は、軸部周面摩擦抵抗力の 3.65 倍も大きいことが明らかになった。

(3) 各区間の周面摩擦力度と変位の関係

図 2.4.14 は、各区間の周面摩擦力度と深度の関係である。周面摩擦力度は、節部抵抗力の効果を確認するために、節部の存在する区間を含め、GL-7.7m～20.0m の区間を軸部径 1.0m として求めた。節部が存在する深度の GL-7.7m～10.3m の区間において、最大荷重時の周面摩擦力度はほかの区間にくらべて 4 倍程度と著しく大きいことがわかった。

図 2.4.15 は、各区間の周面摩擦力度と変位の関係である。節部の存在する区間以深の洪積粘性土層においては、周面摩擦力度は 20mm 程度から極限状態に達しているものと考えられる。それに対して、節部の区間は、節部径の 10% 変位時点（節部変位 150mm）でも漸増することがわかった。

(4) 節部抵抗力と節部変位の関係

図 2.4.16 は，節部上下間の到達軸力差，すなわち節部抵抗力と節部変位の関係である．節部抵抗力は，節部径の 10% 変位時点（節部変位 150mm）を極限抵抗力とみなすと，節部抵抗力の実測値は 6400kN であり，十分に大きな変位の稼働がされていて，最大荷重の残留変位も大きくほぼ極限状態に達しているものと考えられる．この図から，かなり小さな変位で剛性低下が生じているが，この原因は，節部以深の軸部の周面摩擦力が極限に達していることが影響しているものと考えられる．

図 2.4.17 は，節部支持力度と節部変位の関係である．節部支持力度は，節部抵抗力を節部の円環状の鉛直投影面積で除した値とした．これは，基礎指針²⁹⁾の場所打ち杭の極限先端支持力度の評価と節部支持力度の評価を同様と考えたことによる．極限荷重時の節部支持力度は 6500 kN/m² であり，節部近傍地盤の平均 N 値を 50 とすると支持力係数 α は 130 となり，基礎指針²⁹⁾の杭先端支持力係数 100 より 1.3 倍程度大きいことがわかる．なお，節部近傍の平均 N 値の採用範囲は，茶谷らの文献¹⁴⁾に示されているように節部立上り高さに節部突出幅の 3 倍を加えた値とした（図 2.2.23）．

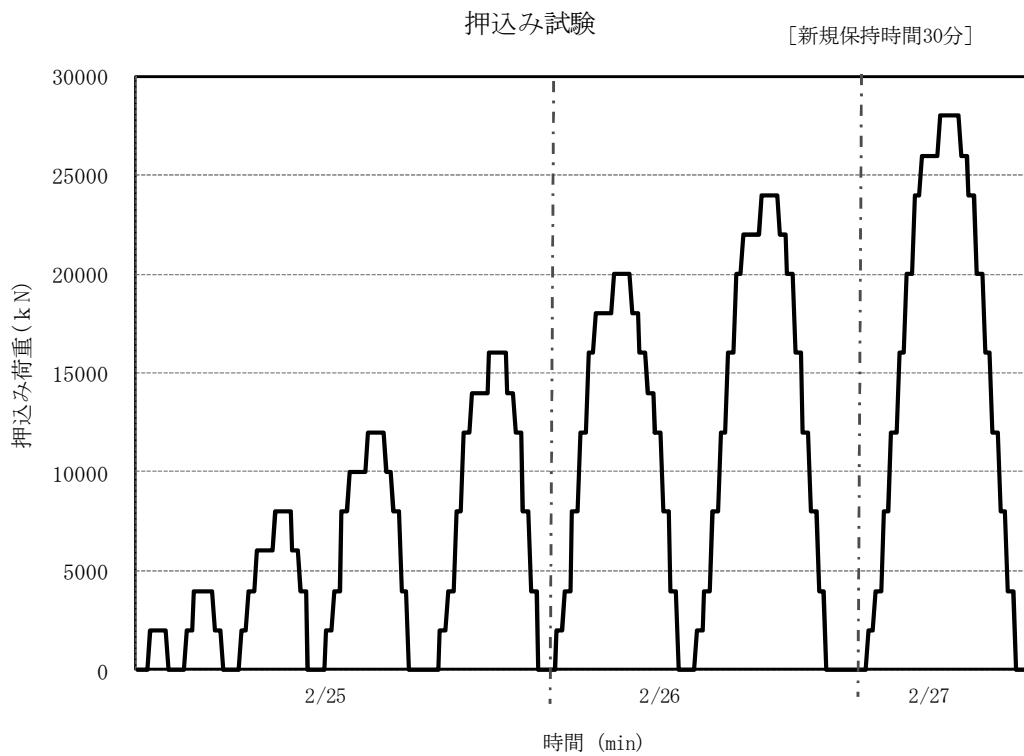


図 2.4.9 荷重ステップ

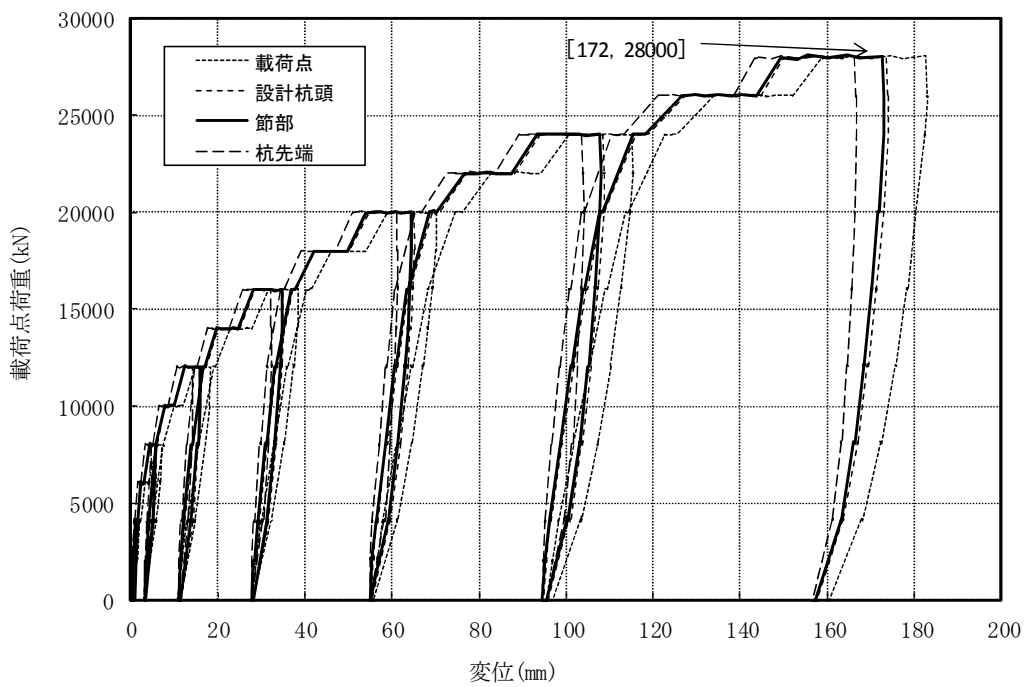


図 2.4.10 荷重と変位の関係

表 2.4.2 軸力算定条件

部位	軸部	節部	軸部	軸部
計測区間 (m)	GL-6.5~7.7	GL-7.7~10.3	GL-10.3~12.0	GL-12.0~20.0
杭径 (m)	1.0	1.0-1.5-1.0	1.0	1.0
PC鋼棒断面積 A_{pc} (mm^2)	3.25×10^4	3.25×10^4	3.25×10^4	3.25×10^4
PC弾性係数 E_{pc} (N/mm^2)	2.09×10^5	2.09×10^5	2.09×10^5	2.09×10^5
CON断面積 A_c (mm^2)	7.85×10^5	7.85×10^5	7.85×10^5	7.85×10^5
CON弾性係数 E_c (N/mm^2)	算定式より算出			

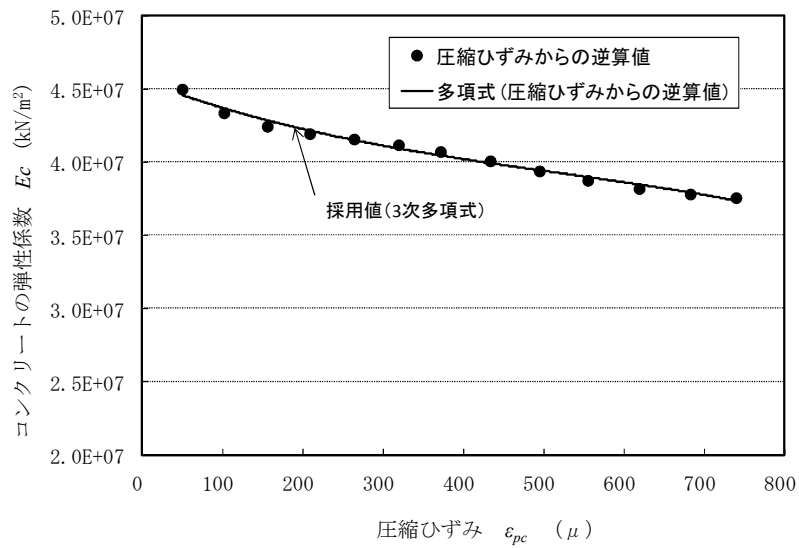


図 2.4.11 コンクリートの弾性係数と
 圧縮ひずみの関係

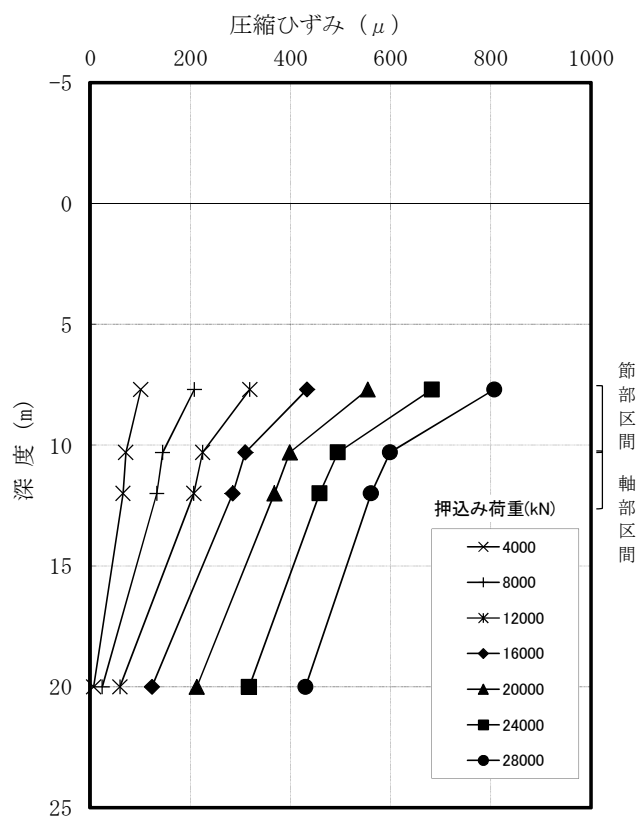


図 2.4.12 ひずみ分布と深度の関係

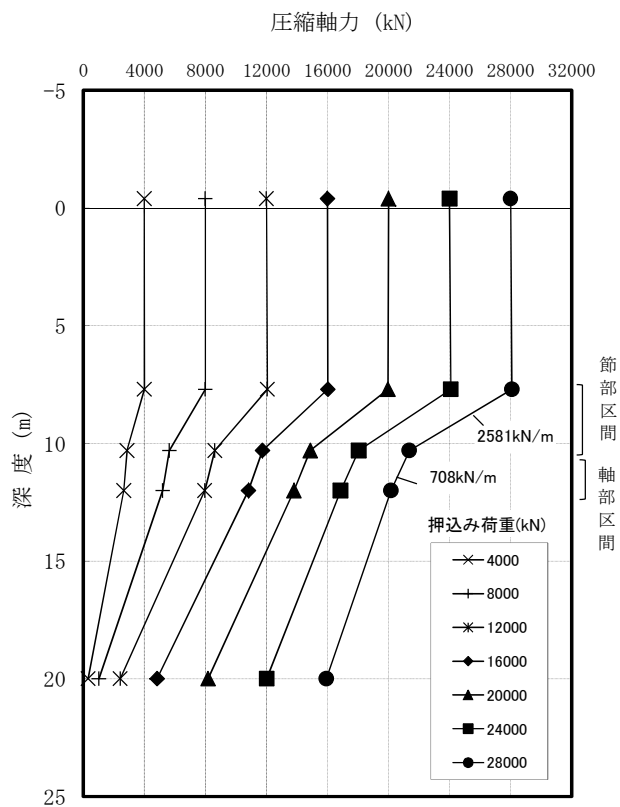


図 2.4.13 軸力分布と深度の関係

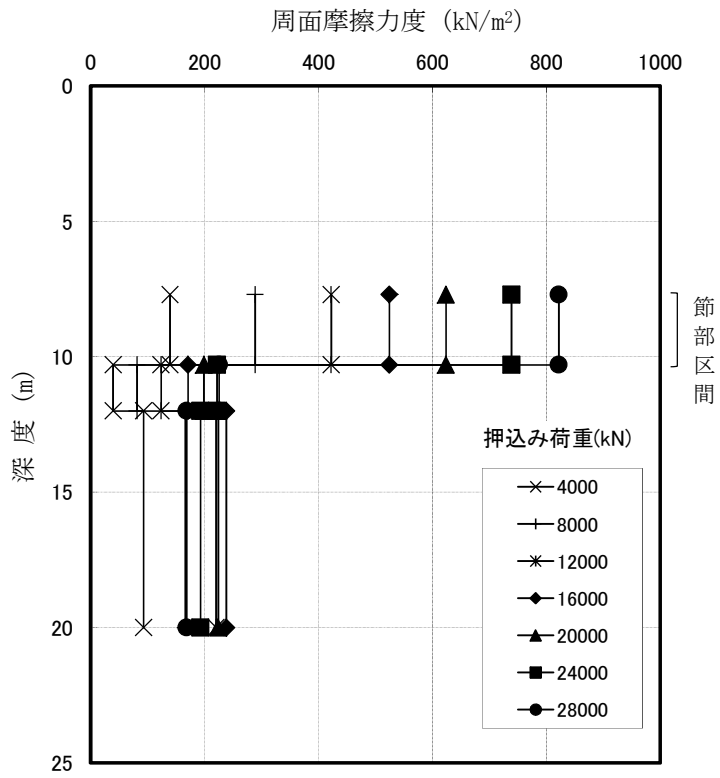


図 2.4.14 周面摩擦力度と深度の関係

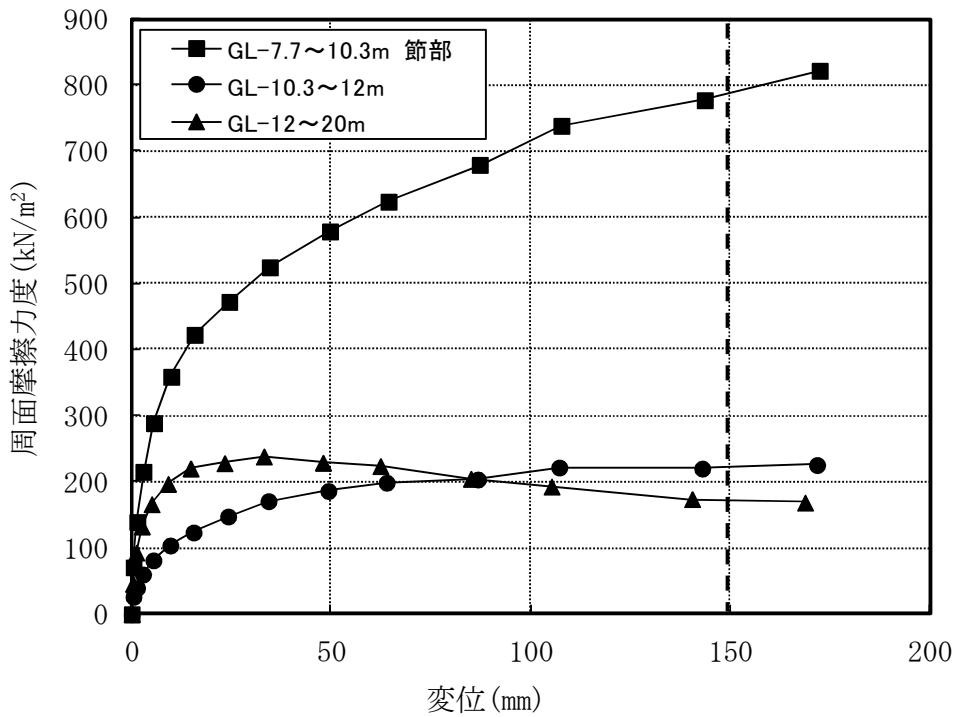


図 2.4.15 周面摩擦力度と変位の関係

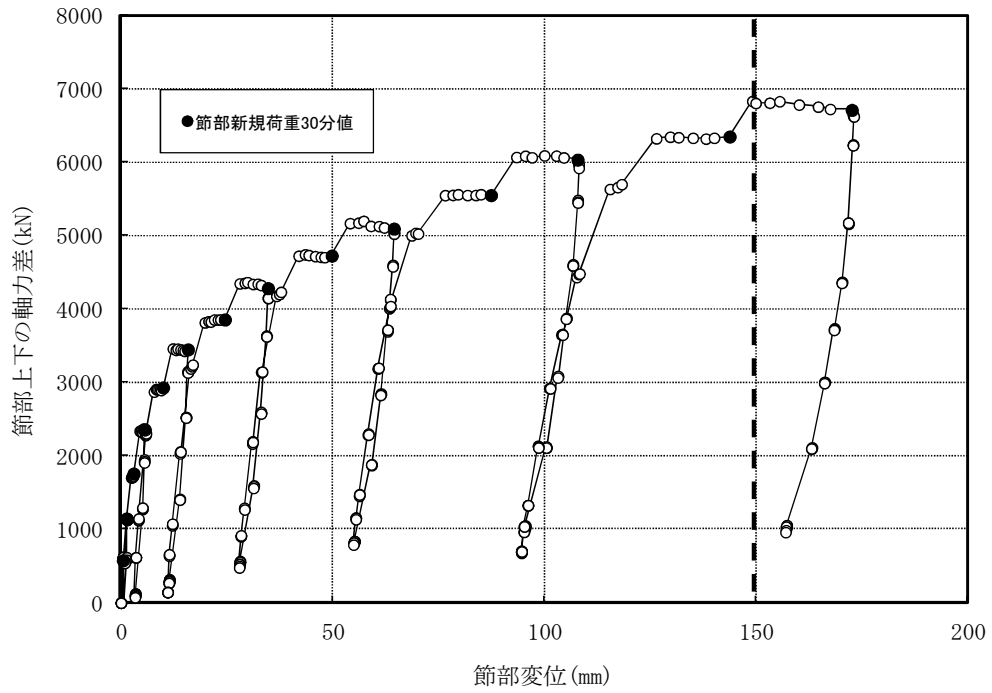


図 2.4.16 節部抵抗力と変位の関係

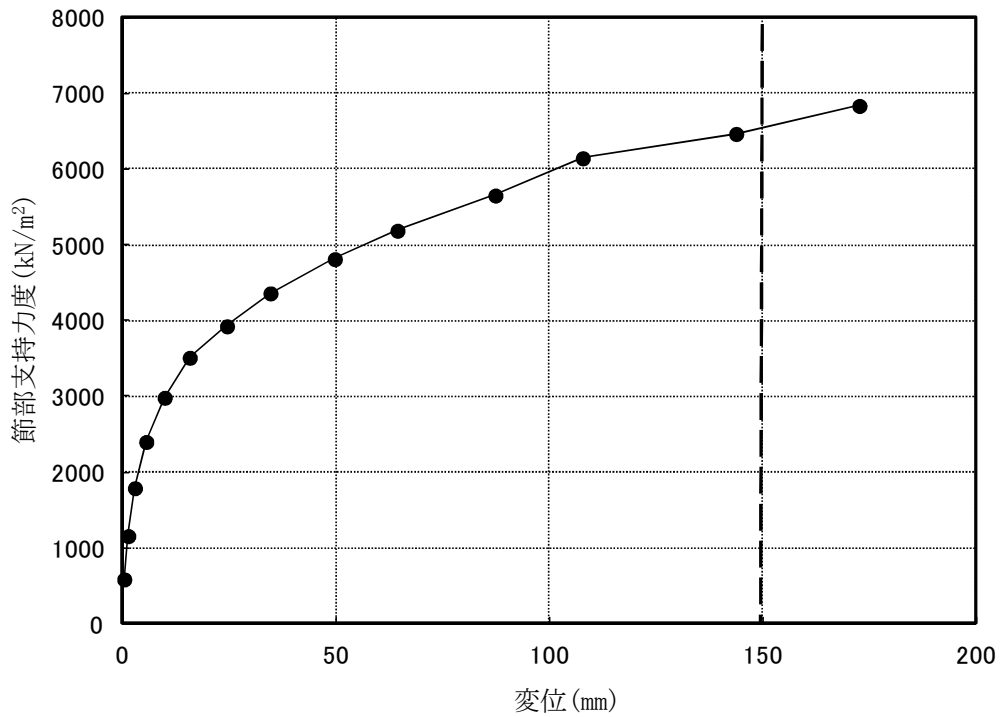


図 2.4.17 節部支持力度と変位の関係

2.5 節部の押込み・引抜き挙動と抵抗力特性

図 2.5.1 は、3 試験体（A-1, A-2, B-1）の節部抵抗力と節部変位の関係をまとめたものである。節部径の 10% 変位時点（節部変位 150mm）においても、節部変位の増加に伴い節部抵抗力は漸増することがわかった。

図 2.5.2 は、3 試験体の節部抵抗力を節部径と軸部径の間の円環状の鉛直投影面積で除した節部支持力度と N 値の相関性をまとめたものである。この図に基礎計指針²⁹⁾に示されている場所打ちコンクリート杭の極限先端支持力度 $q_p=100 \cdot N$ を実線で示すと、3 試験体共に節部支持力度は、 q_p より 1.2~1.6 倍大きいことが明らかになった。

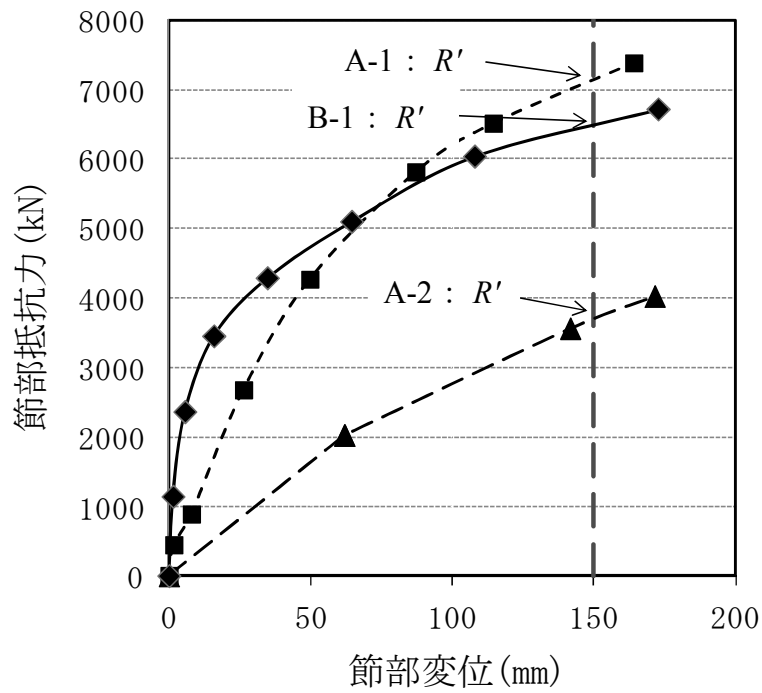


図 2.5.1 節部抵抗力と変位の関係

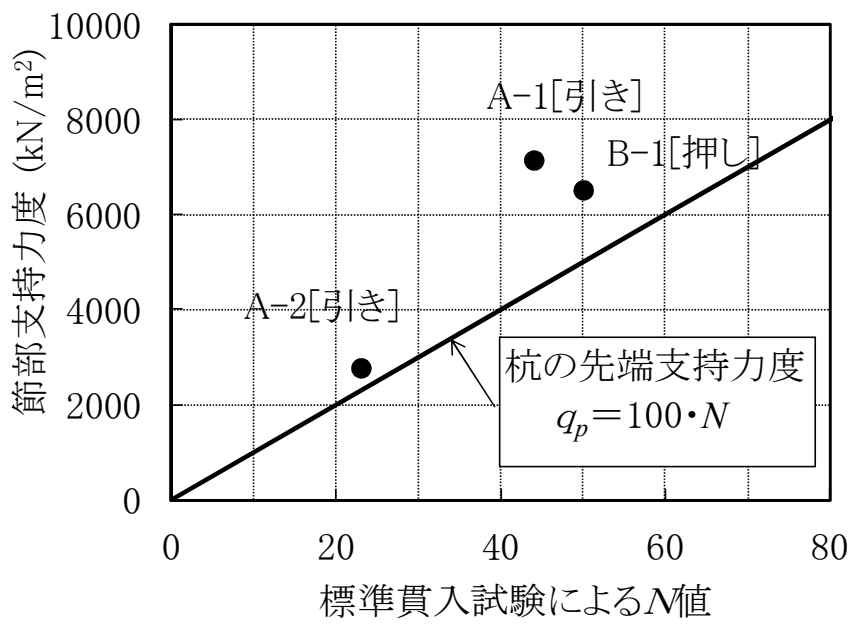


図 2.5.2 節部抵抗力度と N 値との関係

2. 6 ま と め

節付き杭の施工試験および原位置載荷試験を実施し、節部の押込み・引抜きの挙動と節部抵抗力の特性を把握した。得られた知見を以下にまとめて示す。

- ①．施工法に関して、節付き杭の開発にあたって設定した施工手順²⁵⁾に従うことで、砂質地盤において、節部の計画形状（節部上傾斜角度 20° および 30° 、下傾斜角度 45° ）が適正に形成されることがわかった。
- ②．載荷試験に関して、3試験体（A-1, A-2, B-1）の節部抵抗力がほかの区間の軸部周面摩擦抵抗力より2.0~4.0倍にも達することが明らかになった。
- ③．節部支持力度と N 値の関係では、現行の日本建築学会の基礎構造設計指針²⁹⁾の場所打ち杭の極限先端支持力度 $q_p=100 \cdot N$ と比べると、節部支持力度の支持力係数 α は1.2~1.6倍も大きくなることが明らかになった。

第 3 章

節部抵抗力の算定式の構築

3.1 はじめに

節付き杭の節部抵抗力の評価法としては，平井らの研究によるせん断法¹⁶⁾や茶谷らの研究による支圧法¹⁴⁾が提案され実用化されている．前者は節部抵抗力を節部径に外接する円筒面に作用する地盤のせん断力で評価し，後者は節部径と軸部径の間の円環状の鉛直投影面に作用する支圧力で評価する方法である．これらは，節部傾斜面から地盤へ伝達する力が複雑なことから節部抵抗力をせん断抵抗力や支圧抵抗力の一成分に置換えることによって，略算的に算出する評価法として実務面で運用しやすくしたものと考えられる．いずれも載荷試験で得られた節部抵抗力和地盤の標準貫入試験の N 値との相関性から導かれた経験的な算定式である．

一方，理論式による節部抵抗力に関する既往の支持力評価法としては，小椋ら⁹⁾，八尾ら²⁰⁾，本田ら²¹⁾による研究があり，節部傾斜面による支持力増大は節部突出幅と節部傾斜角度，杭表面の壁面摩擦角 δ の大きさに依存すると考えられる．このような傾斜面による支持力増大の考え方は古くから論じられており，1/100程度のテーパ角を有する木杭がストレート杭の2倍程度の周面摩擦抵抗を發揮する報告³⁰⁾もある．しかし，理論式による節部抵抗力の評価法として実用段階まで至っているものは見当たらない．

本章では，節部傾斜面に接続する領域を剛塑性体の環状の土塊（以下，環状楔）と仮定して，これに作用する力のつり合いに基づいて，砂質地盤における単一の節部を有する杭の節部抵抗力の実用的な算定式を構築することを試みている．

本論文で誘導する理論式となる節部抵抗力の算定式の構築には、以下のような特徴がある。

- ①．杭が施工された時点の水平方向地盤応力（杭頭部載荷直前であって初期応力）を評価するために、通常の円形の場所打ち杭の載荷試験結果を収集整理して、深さ方向の水平土圧係数 K の（以下、土圧係数）分布算定式を提案している。
- ②．節部外周面においては、①で誘導した K と周面地盤の境界面でのせん断抵抗角 δ を仮定した上で、地盤の水平方向初期応力に基づいて支持力を評価している。
- ③．節部傾斜面においては、傾斜面に接続する三角形の環状の土塊（本論文では、環状楔と呼ぶ）を仮定して、環状楔の底面に生じる鉛直力と側面に生じる水平力による支持力を評価している。

なお、本論文では節付き杭の各部名称を図 1.1.5 に示すように定義しており、節部とは上部傾斜面の上端から下部傾斜面の下端までの範囲とする。

3. 2 節部抵抗力の基本的考え方

節部抵抗力に関する本論文の基本的考え方を示す。本論文で扱う節部抵抗力は、特に断りがない限り、極限抵抗力を意味している。図 3.2.1 は杭体に押込み荷重が作用する場合を例示したものであるが、節上端の軸力 N_0 と節下端の軸力 N_u の差が節部の全抵抗力 R_n となる。ここで、節上部の傾斜面 (l_{tl} の範囲) は杭周面の地盤から離間する方向に変位するので、この部分の抵抗力を無視すると、節部の全抵抗力は以下に示す 3 成分 (R_s , R_{tb} , R_{ts}) の累加式で表わされると仮定できる。

$$R_n = R_s + R_{tb} + R_{ts} \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、 R_n : 節部の全抵抗力 (kN)

R_s : 節部円筒面のせん断抵抗力 (kN)

R_{tb} : 環状楔の底面に生じる鉛直力による支持力 (kN)

R_{ts} : 環状楔の側面に生じる水平力による支持力 (kN)

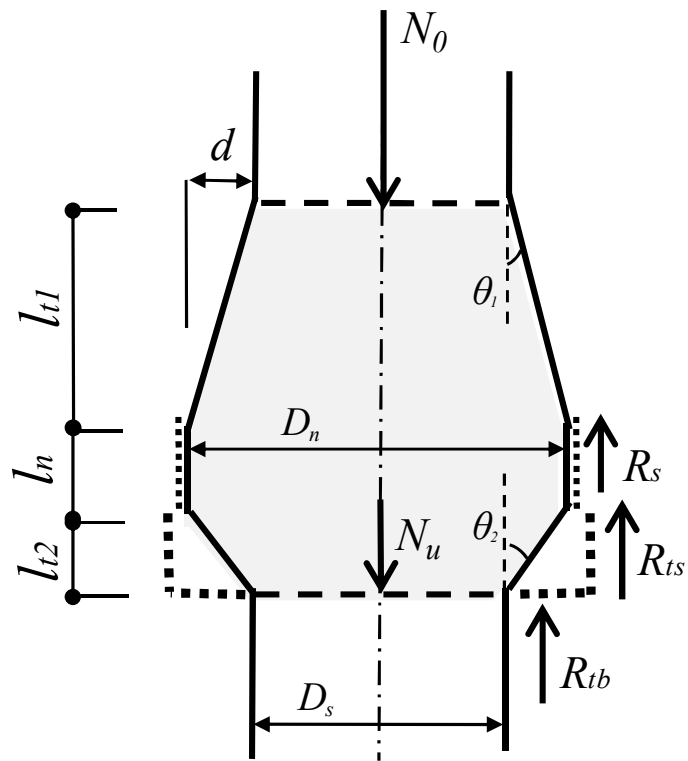
次に、節部傾斜面の支持力のつり合いの考え方を示す。図 3.2.2 は杭体に押込み荷重が作用する場合の節部傾斜面の支持力のつり合いをまとめたものである。

節下部の傾斜面上端の軸力 N_m と節下端の軸力 N_u の差が節部傾斜面から地盤に伝達される。この力 ($N_m - N_u$) は、図 3.2.2 に示す節部傾斜面に接続する三角形 abc の環状の土塊 (以下、環状楔) を介して、下面 (b~c) の支持力 R_{tb} と側面 (a~c) の支持力 R_{ts} で抵抗すると考える。図 3.2.2 の右側にはこのときの節部傾斜面の力のつり合い状態を描いた。水平力 H は半径方向の力であって、一般では a~c 面の垂直応力と b~c

面のせん断応力の和と表わされるが，本論文では $b \sim c$ 面のせん断応力を無視した．その理由は， b 点が杭軸部の表面に接触している状況は，パイルキャップを有する杭頭に近い杭周面部は鉛直荷重に対してほとんど抵抗しない実測例³¹⁾や解折例³²⁾と類似であると考えたことによる．なお， H は全円周で作用するのでつり合い条件を満足する． M_s は円筒面の R_{ts} および M_n は l_{12} 間の軸力差 ($N_m - N_u$) を節部傾斜面に移動させたことによって発生するモーメントであり，いずれも全円周でつり合い条件を満足する．

この節部抵抗力の基本的考え方は，杭体に引抜き荷重が作用する場合も上下方向が逆であるが同様と考えられる．

次項から，上式 (3.1) に示す 3 成分の抵抗力の算定式と諸定数の設定方法について述べる．



R_s : 節部円筒面のせん断抵抗力

R_{tb} : 環状楔の底面に生じる鉛直力による支持力

R_{ts} : 環状楔の側面に生じる水平力による支持力

図 3.2.1 節部の支持力成分
(押し込み力を受ける場合)

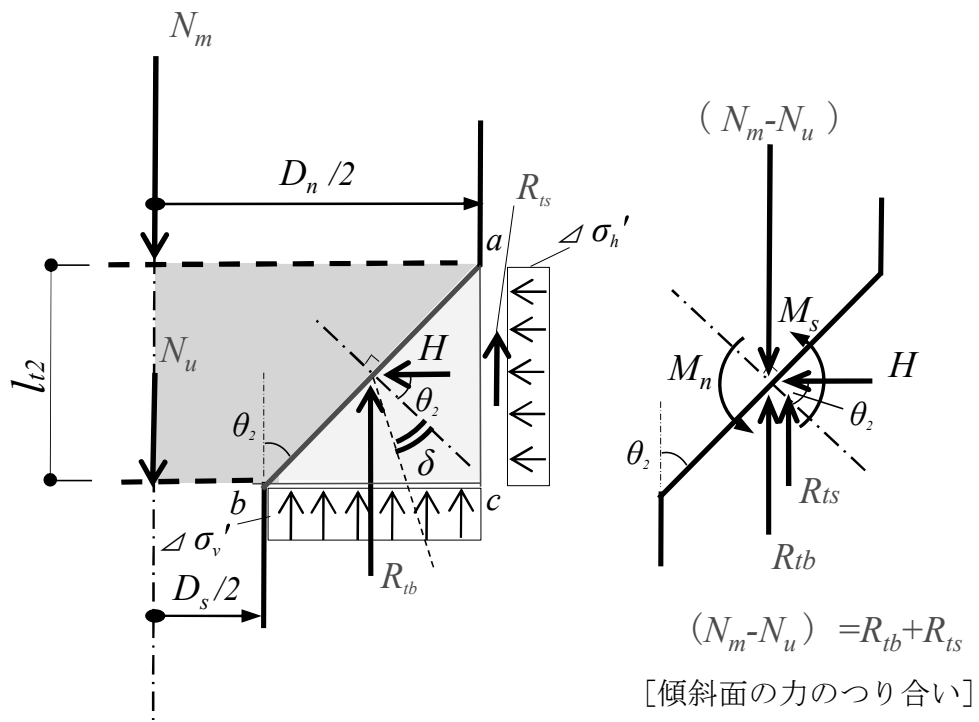


図 3.2.2 節部傾斜面の支持力
 (押し込み力を受ける場合)

3. 2. 1 節部円筒面のせん断抵抗力： R_s

(1) R_s について

R_s は、節部周面 (l_n) の範囲のせん断抵抗力であって、杭が施工された状態における杭周地盤の水平方向初期応力に依存すると考える。この時、 l_n 区間では杭体と杭周地盤の境界面でせん断されると仮定すると、 R_s は以下のように計算できる。

$$R_s = \sigma_{h0}' \cdot \pi \cdot D_n \cdot l_n \cdot \tan \delta \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$= K \cdot \sigma_{z0}' \cdot \pi \cdot D_n \cdot l_n \cdot \tan \delta \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで、 σ_{h0}' : 杭周地盤の水平方向初期応力 (kN/m²)

K : 土圧係数

σ_{z0}' : 杭周地盤の鉛直方向初期応力 (有効上載圧)
(kN/m²)

D_n : 節部径 (m)

δ : 杭周面と杭周地盤の境界面でのせん断抵抗角 (°)

(2) R_s 算定における諸定数

(3.2)式は，有効応力式の考え方を考慮しており，地盤諸定数の δ と K が不明確であるので，以下にその定数の設定方法を示す．

(a) せん断抵抗角 δ の評価

(3.2)式に示す節部 l_n 区間における杭周面摩擦力の評価に際して，杭の周面摩擦力が排水条件で発生すると考えれば，杭周面地盤が砂質土および粘性土にかかわらず，最大杭周面摩擦力度 f_{max} は(3.4)式で与えられる．

$$\begin{aligned} f_{max} &= \sigma_{h0}' \cdot \tan \delta \\ &= K \cdot \sigma_{z0}' \cdot \tan \delta \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここで， f_{max} : 最大杭周面摩擦力度 (kN/m²)

K : 土圧係数

σ_{z0}' : 杭周地盤の鉛直方向初期応力 (有効上載圧)
(kN/m²)

緩い砂質土や軟らかい粘性土の場合には，杭表面からわずかに離れた地盤内でせん断破壊が発生するので，一般的には土の有効内部摩擦角 ϕ' を用いて $\delta = \phi'$ とできる．一方，硬い粘性土や本論文で対象とするような密な砂質土の場合には，杭周面と地盤の境界で滑る可能性が高くなる．この時の摩擦角として，鋼杭で $\delta = (1/2 \sim 3/4) \phi$ ，既製コンクリート杭で $\delta = (3/4 \sim 1) \phi$ が日本建築学会の基礎構造設計規準³³⁾に示されている．それに対して，実大の場所打ちコンクリート杭に関するデータは極めて乏しいのが現状である．地盤にコンクリートを打設した場合として，Potyondy³⁴⁾は密な飽和砂の地表面にコンクリートを打設した場合として， $\delta = 0.9 \phi$ を提示している．しかし，場所打ちコンクリート杭の場合には，施工時に安定液を使用することから，孔壁に 2 mm 程度の薄い

膜（マッドケーキ）が形成される³⁵⁾。マッドケーキの存在は摩擦角を低下させる作用となることが推察される。これらの状況を考慮して、鋼杭と既製コンクリート杭の平均的な値である $\delta = (3/4)\phi$ を仮定することにした。

(b) 土圧係数 K の評価

杭頭部の載荷直前における杭周面に作用する初期応力 σ_{h0}' は、杭種・施工法や地盤の過圧密比によって影響を受けると考えられる。これは、(3.4)式における土圧係数 K の評価に際して極めて重要な問題である。打込み杭や回転貫入杭のような排土杭（Displacement pile）では、静止土圧係数 K_0 よりも大きい K が得られているはずであるが、実杭の載荷試験による杭周面摩擦力は場所打ち杭や埋込み杭のような非排土杭（Non-displacement pile）よりも小さい場合が多い。これについては種々の理由が指摘されているが、場所打ち杭ではコンクリート打設による流動圧が掘削に伴う応力解放を上回る現象も実測³⁶⁾されている。文献³⁷⁾には、表 3.2.1 に示す砂地盤における杭の周面抵抗に関する横力係数 K_L が掲載されている。静止土圧係数 K_0 よりも小さいものから受働土圧係数 K_p に至るまで種々の提唱値が紹介されていることから、対象とする地盤や施工条件によって大きく変化するものと考えられる。

図 3.2.3 は砂質土を対象とした土圧係数に与える過圧密比の影響の概念図である。氷期と間氷期の繰返しによる海面（地下水位）の低下や上昇などにより形成された過圧密地盤では、かつての想定地表面レベルから河川等による浸食などにより上載圧が除去されても、一般に水平方向応力 σ_h' の減少が小さいと考えられる。また、過圧密地盤以外でも地表面の土圧係数が大きくなる現象が小林らの文献³⁸⁾でも示されている。これらのことから、埋立て地盤など特殊なケースを

除く国内の一般地盤の土圧係数 K の値は、深度が深くなるにつれて減少して静止土圧係数 K_0 に漸近する性質をもつと推察される。

以上のことから、本論文では場所打ち杭に対して実施された多数の載荷試験結果を収集分析して、土圧係数が地表面から深さ方向に減少する性質を組み込んだ K 値の算定式を新たに誘導する。

既往の載荷試験結果については、既に文献^{39)~45)}で報告されている場所打ち杭の載荷試験を行った7現場21ヶ所の砂質土と砂礫質土における試験データを収集整理した。表3.2.2は試験サイト一覧の載荷試験結果をまとめたもので、通常の鉛直載荷試験結果の他に先端載荷試験が含まれている。No.3のオールケーシング工法を除いて、全てアースドリル工法で施工している。なお、付章4には、既往の載荷試験結果についての文献^{39)~45)}で報告されている載荷試験の地盤構成と試験杭の関係をまとめたものを示している。

最大周面摩擦力度の算出は、対象とする地層の上下に設置されているひずみ計に基づいている。この時の杭のヤング係数は杭頭付近などの軸力が明確なひずみ測定値や試験杭から採取したコアの圧縮試験などから求め、杭体の周面積は計画軸径寸法と仮定した。

また、対象とする砂質土近傍の粘性土の一軸圧縮強さ q_u が示されているサイトについて、過圧密比 OCR を推定した。すなわち、文献⁴⁶⁾で得られている圧密降伏応力 $P_c = (1.5 \sim 3.0) q_u$ と鉛直有効応力 σ_z' の関係から、SITE A の深度 7m 付近の粘性土は $OCR = 4.2 \sim 8.4$ 、SITE B の深度 19m 付近の粘性土は $OCR = 1.3 \sim 2.7$ となる。いずれも粘性土の OCR であるが、近傍の砂質土も同程度の過圧密地盤であると考えられる。

表中の鉛直有効応力 σ_z' は、単位体積重量 γ と地盤柱状図

に記載された地下水位に基づいて算出した。表中の静止土圧係数 K_0 は、*Jaky* ($K_0=1-\sin\phi$) の式に、建築分野で一般に使用される ($\phi=\sqrt{20N+15}$) より求めたせん断抵抗角を使用した。

図 3.2.4 は、以上の条件を設定した上で、(3.4)式で逆算した場所打ち杭の土圧係数 K を鉛直有効応力 σ_z' の関係でプロットしたものである。それによると、 $\sigma_z'=150\text{kN/m}^2$ 付近から 50kN/m^2 付近へ小さくなるのに伴って K が急増している。図中には静止土圧係数 K_0 も示しているが、 K は σ_z' が大きくなるに伴って K_0 に漸近する傾向を示している。これらの分布傾向に基づいて $\sigma_z'=0$ の地表面では K は無限大となり、 $\sigma_z'=\infty$ では $K=K_0$ となるべき関数 ($y=ax^{-b}+c$) を用いて、杭周面における土圧係数 K を鉛直有効応力 σ_z' (kN/m^2) の関数とする次式を構築した。なお、下式の適用範囲は、表 3.2.2 より洪積層の N 値 20 以上の砂質地盤とする。

$$K = K_0 + (\sigma_z'/150)^{-2.26} \dots\dots\dots(3.5)$$

ここで、 K ：場所打ち杭の周面における土圧係数

$K_0=1-\sin\phi$ ：静止土圧係数

$$\phi=\sqrt{20N+15}$$

表 3.2.1 杭の周面抵抗に関する横力係数 K_L (文献³⁷⁾)

提唱者	K_L
Prandtl(1920), Jaky(1948)	K_0 (0.5~1.0)
Krey(1936), Myere-Ptere(1947)	1.0
Dorr(1922)	$1+\tan^2 \phi$
Benabencq(1911), Bennell(1931)	K_p

ここに K_0 : 静止土圧係数, ϕ : 内部摩擦角, K_p : 受働土圧係数

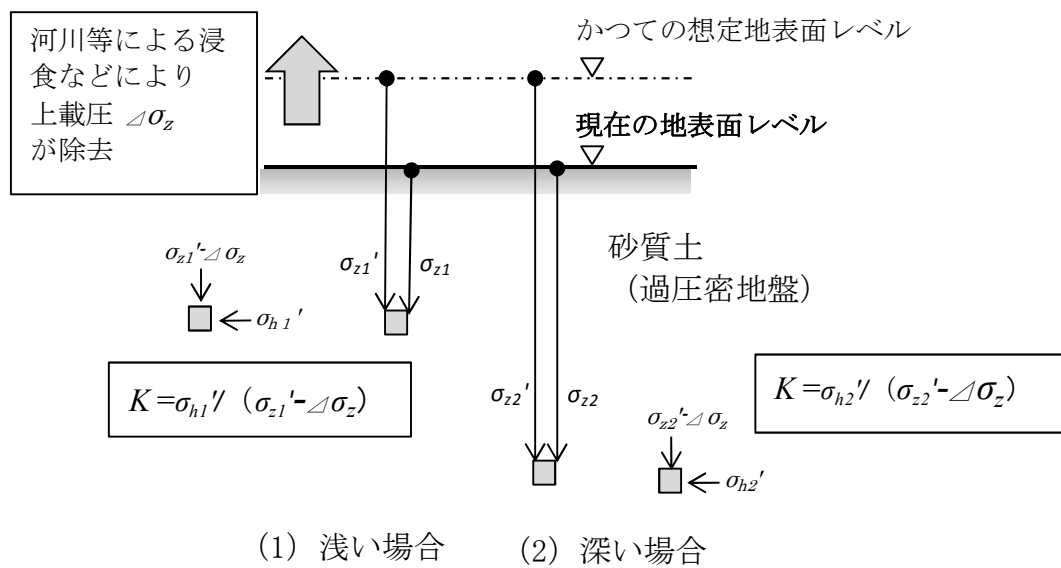


図 3.2.3 砂質土における過圧密比の影響の概念

表 3.2.2 杭の載荷試験結果と土圧係数の関係

No	参考 文献	地層	杭径 (m)	深度 (層厚 下端) (m)	層厚 (m)	平均 N値	鉛直 有効 応力	内部 摩擦 角	せん断 抵抗角	静止 土圧 係数	最大 周面 摩擦 力度	f_{max} から 算出した 土圧係数
							σ'_z (kN/m ²)	ϕ (°)	δ (°)	K_0	f_{max} (kN/m ²)	K
1*)	SITE A ³⁹⁾	細砂	2.5	18.8	8.8	21	139.0	35.5	26.6	0.42	84.4	1.21
		細砂	2.5	22.8	4.0	19	171.0	34.5	25.9	0.43	71.6	0.86
2	SITE B ⁴⁰⁾	細砂	1.0	25.0	4.0	22	191.0	36.0	27.0	0.41	100.0	1.03
		細砂	1.0	26.0	4.0	22	196.0	36.0	27.0	0.41	100.0	1.00
3	SITE C ⁴¹⁾	細砂	1.09	2.2	1.5	25	38.9	37.4	28.0	0.39	191.0	9.23
		砂礫	1.09	3.7	1.5	38	58.1	42.6	31.9	0.32	382.0	10.55
		砂礫	1.09	5.2	1.5	50	76.1	46.6	35.0	0.27	294.0	5.52
		細砂	1.09	2.2	1.5	25	38.1	37.4	28.0	0.39	153.0	7.55
		砂礫	1.09	5.2	1.5	35	68.1	41.5	31.1	0.34	340.0	8.28
		砂礫	1.09	6.7	1.5	50	81.6	46.6	35.0	0.27	191.0	3.35
4	SITE D ⁴²⁾	細砂	1.5	16.5	8.9	34	123.1	41.1	30.8	0.34	68.0	0.93
		細砂	1.5	18.8	2.3	28	141.5	38.7	29.0	0.38	176.0	2.24
5*)	SITE E ⁴³⁾	細砂	2.2	22.0	10.0	30	155.0	39.5	29.6	0.36	78.4	0.89
		砂礫	2.2	48.0	8.0	50	358.0	46.6	35.0	0.27	205.8	0.82
6*)	SITE F ⁴⁴⁾	細砂	1.2	14.5	3.5	35	138.0	41.5	31.1	0.34	58.8	0.71
		砂礫	1.2	19.5	5.0	50	188.0	46.6	35.0	0.27	99.0	0.75
		砂礫	1.2	23.0	3.5	42	219.5	44.0	33.0	0.31	126.4	0.89
		細砂	1.2	25.0	2.0	40	237.5	43.3	32.5	0.31	169.5	1.12
		砂礫	1.2	27.0	2.0	50	257.5	46.6	35.0	0.27	182.3	1.01
7	SITE G ⁴⁵⁾	細砂	1.2	9.0	3.0	46	121.0	45.3	34.0	0.29	343.0	4.20
		砂礫	1.0	9.0	3.0	46	121.0	45.3	34.0	0.29	294.0	3.60

*)先端載荷試験を示す

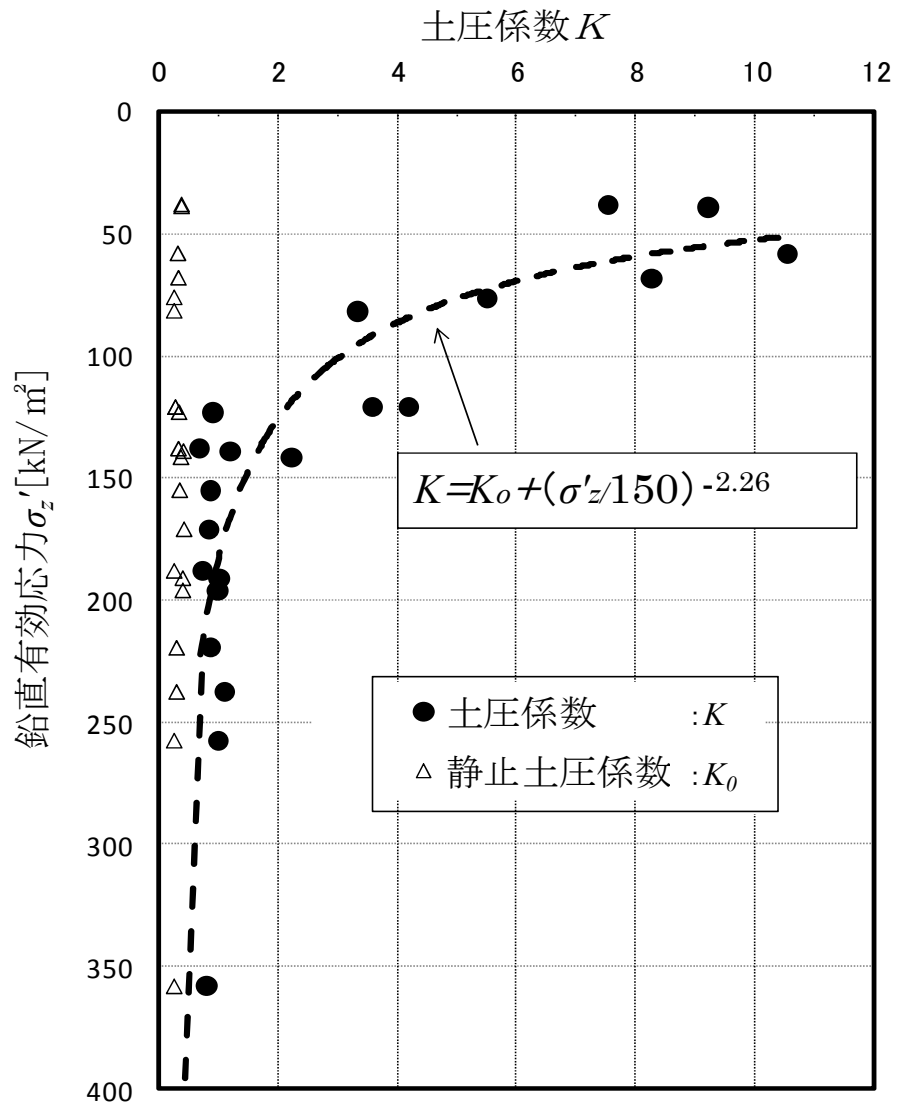


図 3.2.4 土圧係数 K と鉛直有効応力 σ'_z の関係

3 . 2 . 2 節部傾斜面に接続する環状楔の底面に生じる鉛直力による支持力： R_{tb}

(1) R_{tb} について

R_{tb} は，節部と軸部間の円環状の鉛直投影面に作用する支圧抵抗力に等しいとして，下記のように計算する．

$$R_{tb} = q_{tb} \cdot \pi (D_n^2 - D_s^2) / 4 \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

ここで， D_s : 軸部径 (m)

q_{tb} : 節部支持力度 (kN/m²)

(2) R_{tb} 算定における諸定数

(3.6)式における節部と軸部間の円環状の鉛直投影面に作用する支圧抵抗力の考え方は、場所打ち杭の載荷試験結果と先端地盤の N 値の関係を統計処理した経験的な方式に基づくことにした。その理由は、杭の先端支持力に関する理論式がこれまでにいくつか提案されているものの、精度的な問題から実務面ではほとんど適用されていないためである。ただし、現行の建築基礎構造設計指針²⁹⁾に示されている場所打ち杭の先端支持力度 $q_p = 100 \cdot N$ は、杭先端面から $1.0 \sim 1.5 m$ 程度浅い深度での杭体軸力に基づいたものであり、杭先端面からの軸力計測深度までの周面摩擦抵抗力も含まれている。

そこで、本論文では場所打ち杭の杭先端載荷試験結果から杭先端近傍の周面摩擦力を分離する考察がなされた文献⁴⁷⁾を整理して、通常の前端支持力度 q_p (図中の白抜き印◇) および杭先端面のみでの支持力度 q_b (図中の黒塗り印●) と N 値 (杭先端面から下へ杭直径までの範囲) の関係を図 3.2.5 に示した。それによると、 q_b が q_p より明らかに小さい傾向がみられる。

以上のことから、 q_{tb} と N 値の相関性に基づき、本論文では(3.6)式の q_{tb} の支持力係数を $\alpha = 75$ と設定する。 N 値の採用範囲は、押し込み荷重時では節部傾斜面の下端より D_n までの範囲、引抜き荷重時では節部傾斜面の上端より D_n までの範囲とした。

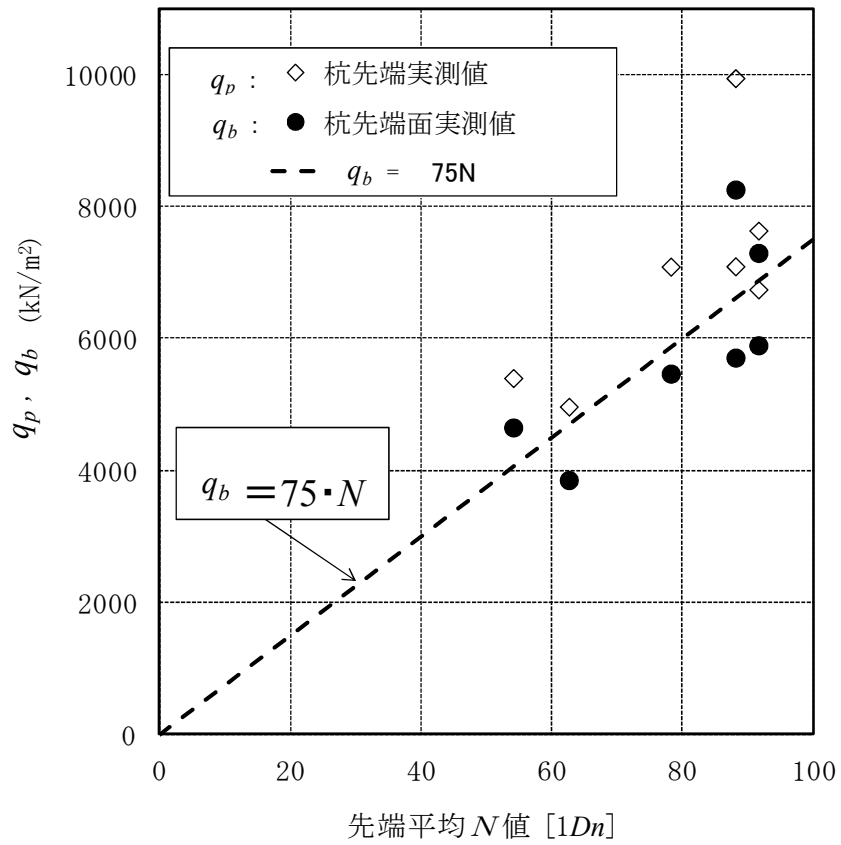


図 3.2.5 杭の先端面支持力度と N 値の関係

3. 2. 3 節部傾斜面に接続する環状楔の側面に生じる水平力による支持力： R_{ts}

(1) R_{ts} について

R_{ts} は、節部傾斜面の水平投影面となる円筒状に作用するせん断抵抗力であって、次式で得られる。

$$\begin{aligned} R_{ts} &= H \cdot \tan \phi \\ &= R_{tb} \cdot \tan(90^\circ - \theta_2 - \delta) \cdot \tan \phi \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

ここで、 H : 傾斜面から水平に伝達する力 (kN)

θ_2 : 節部下傾斜角度 (°)

δ : 節傾斜部と近傍地盤の境界面でのせん断抵抗角 (°)

ϕ : 杭周面地盤のせん断抵抗角 (内部摩擦角) (°)

(2) R_{ts} 算定における諸定数

節部傾斜面の水平投影面となる円筒面に作用するせん断抵抗力 R_{ts} を算定する(3.7)式においては，(3.4)式中で計算される R_{tb} の値を使用する．また，節部傾斜面のせん断抵抗角 δ は 3.2.1 節の R_s 算定に用いた値と同様の $\delta = (3/4)\phi$ を設定する．

3. 4 ま と め

以上のことから，押し込み荷重および引抜き荷重が作用する節付き杭に関して，以下に示す①～③の成分を累加する新たな節部抵抗力の理論式となる実用的な算定式を構築した．

①．節部円筒面のせん断抵抗力 R_s

既往の場所打ち杭の鉛直載荷試験結果を収集整理して，過圧密状態を考慮した新たな土圧係数 K の深度分布算定式を誘導した後，節部周面地盤の水平方向初期応力 $\sigma_{ho'}$ とせん断抵抗角 δ に基づいて R_s を計算した．

②．環状楔の底面の支圧抵抗力 R_{tb}

節部突出幅部分（円環断面）の支圧抵抗力であって，通常の場所打ち杭（円形断面）の先端支持力から杭周面摩擦抵抗分を差し引いた先端面抵抗と同様とみなして，標準貫入試験の N 値に基づいて R_{tb} を計算した．

③．環状楔の側面のせん断抵抗力 R_{ts}

節部傾斜面に接続する環状楔に発生する水平力 H と地盤の内部摩擦角 ϕ に基づいて R_{ts} を計算した．

第 4 章

節部抵抗力の算定式の検証

4.1 はじめに

第 4 章では，第 3 章で構築した節部の押込みおよび引抜き抵抗力に関する算定式の妥当性を検証するために，第 2 章の原位置載荷試験結果との比較を行う．比較に用いた載荷試験体は，第 2 章の引抜きに関する 2 試験体および押込みに関する 1 試験体である．なお，節部上端から節部下端までの抵抗力に着目するので，後述する 4.2 節によって計測区間の補正を施した実測値を使用している．

4. 2 載荷試験による節部抵抗力の実測値

表 4.2.1 は節部抵抗力の評価法を検証するために用いた試験体の仕様である。図 4.2.1 は、試験体の節部形状とその近傍のひずみ計測位置を示したものである。本論文で定義した節部抵抗力を求めるためには、節部上端または節部下端から計測位置までの軸部周面による抵抗力を除去する必要がある。そこで、図 4.2.2 および表 4.2.2 の節部抵抗力の算出過程の手順に従って、第 2 章で示した載荷試験結果から、節部の上側軸部および下側軸部の軸力分布をそれぞれ外挿して、次のように節部抵抗力を算出した。

$$R_n' = R' - R_{ds}' \quad \dots \dots (4.1)$$

ここで、 R_n' : 節部抵抗力の実測値 (kN)

R' : 節部のひずみ計測区間の抵抗力 (kN)

R_{ds}' : 節部上下端から計測位置までの軸部抵抗力 (kN)

図 4.2.3, 4.2.5 および 4.2.7 は、節部上端から上側および節部下端から下側の軸力分布をそれぞれ直線で外挿して、節部上端および節部下端の軸力を算定した結果(図中の白抜き)である。それによると、節部抵抗力 R_n' は軸部区間よりは明らかに大きい。載荷進行に伴う抵抗力の増加傾向は軸部のそれと同様である。

図 4.2.4, 4.2.6 および 4.2.8 は節部抵抗力と変位の関係である。節部径の 10% 変位時点(変位 150mm)を極限抵抗力とみなすと、節部抵抗力の実測値 R_n' は、A-1 試験体: 6281kN, A-2 試験体: 2873kN, B-1 試験体: 5888kN となった。これらの値は、ひずみ計測区間軸力 R' の 75~90% であった。

表 4.2.1 試験体の仕様

試験体	軸部径 D_s (m)	節部径 D_n (m)	杭長 (m)	節部 深度 z (GL-m)	載荷 方向	節部 傾斜角 θ_1, θ_2	定着 地盤	平均 N 値	計画 最大荷重 (kN)
A-1	1.0	1.5	6.3	31.2	引き	$\theta_1 = 20^\circ$	砂礫土	44	10000
A-2	1.0	1.5	17.0	15.7	引き	$\theta_1 = 20^\circ$	砂礫土	23	10000
B-1	1.0	1.5	15.0	9.5	押し	$\theta_2 = 45^\circ$	砂礫土	50	28000

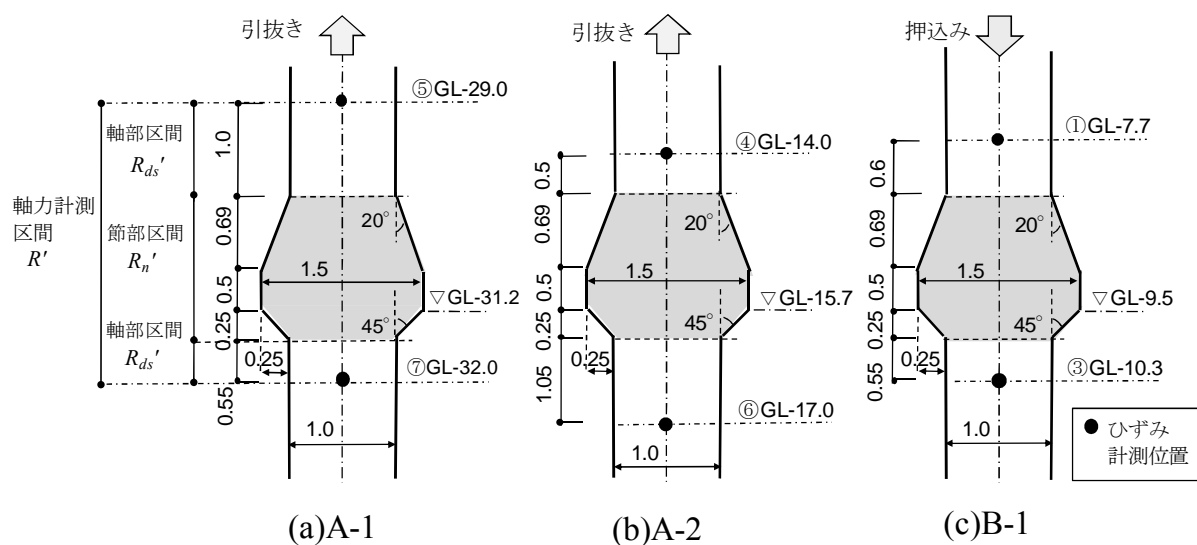


図 4.2.1 節部形状とひずみ計測位置 (単位: m)

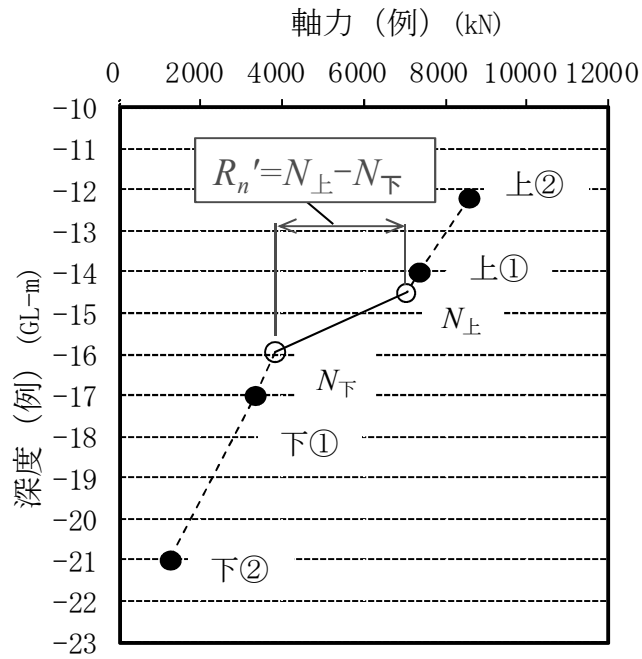


図 4.2.2 節部抵抗力 R_n' の算出過程の手順

表 4.2.2 節部抵抗力 R_n' の算出結果

試験体	軸力 N (kN)						R_n' (kN)
	上②	上①	$N_{上}$	$N_{下}$	下①	下②	
A-1	8395	7290	6810	529	245	240	6281
A-2	8399	7142	6718	3845	3325	1191	2873
B-1	2589	25986	25917	20037	19474	18196	5880

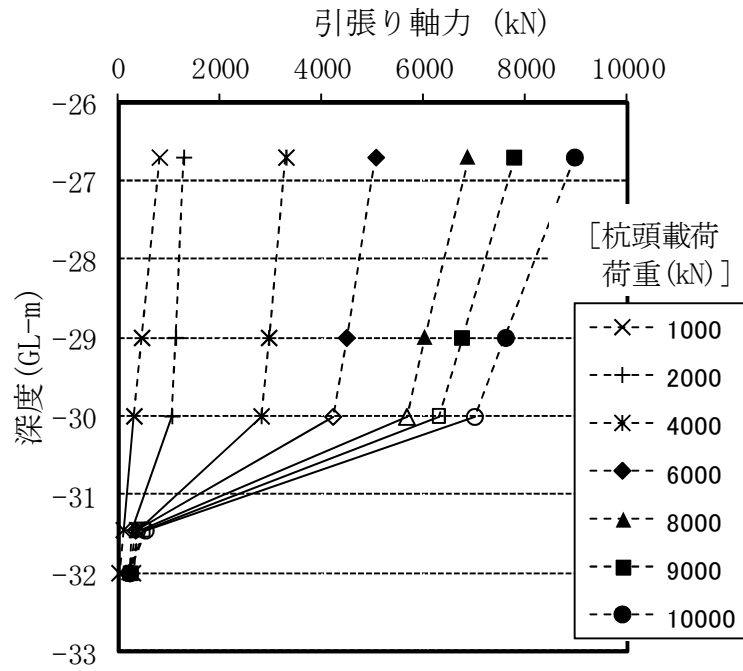


図 4.2.3 軸力と深度の関係 A-1

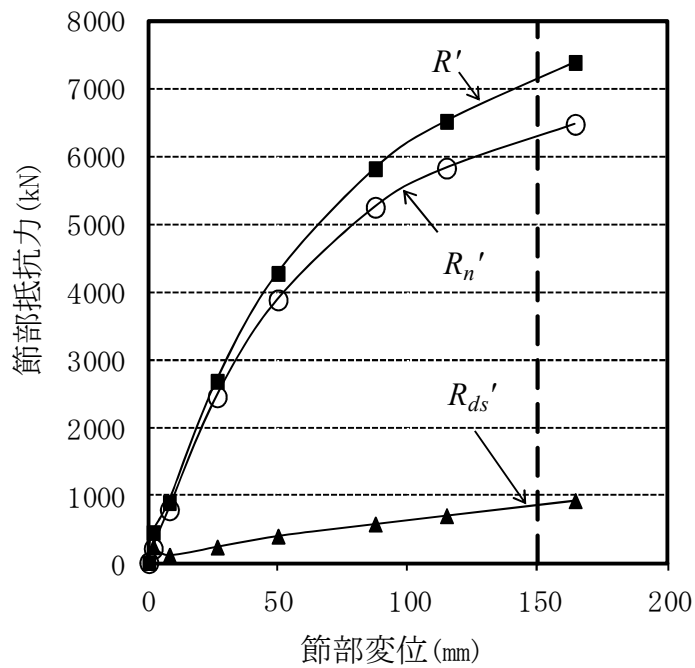


図 4.2.4 節部抵抗力と変位の関係 A-1

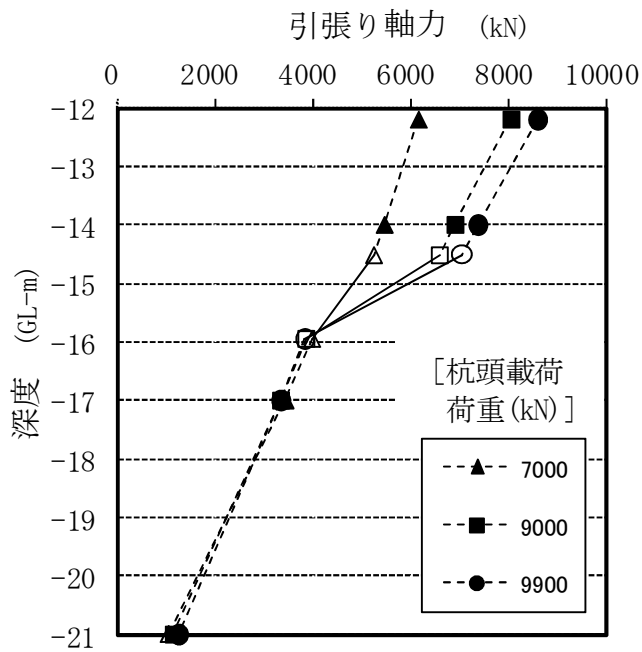


図 4.2.5 軸力と深度の関係 A-2

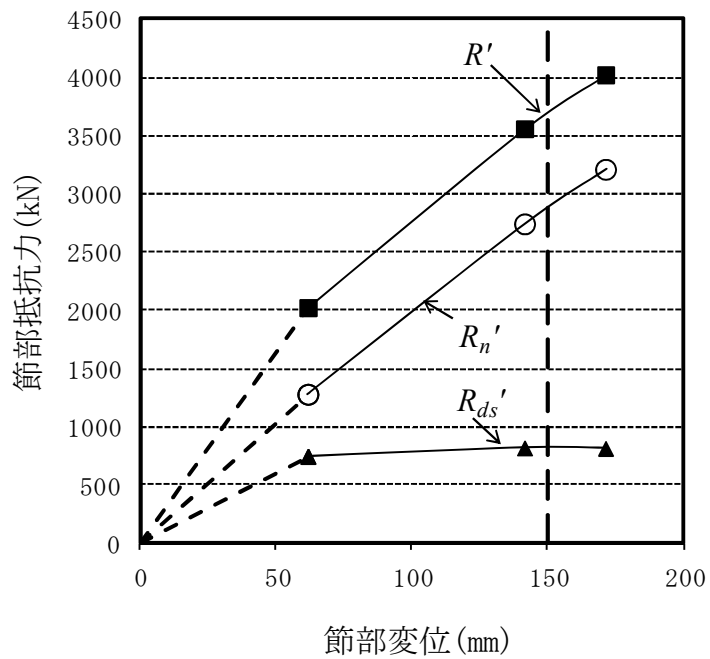


図 4.2.6 節部抵抗力と変位の関係 A-2

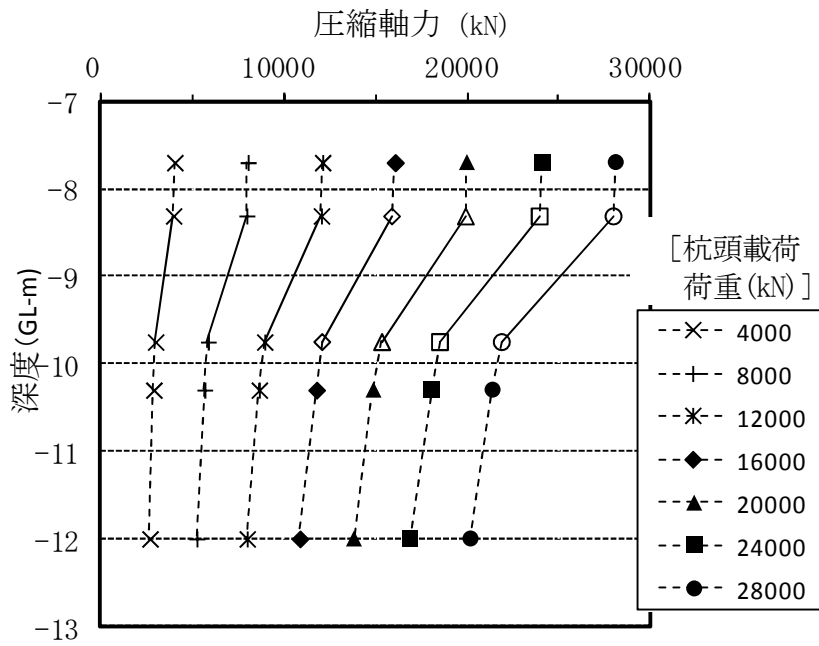


図 4.2.7 軸力と変位の関係 B-1

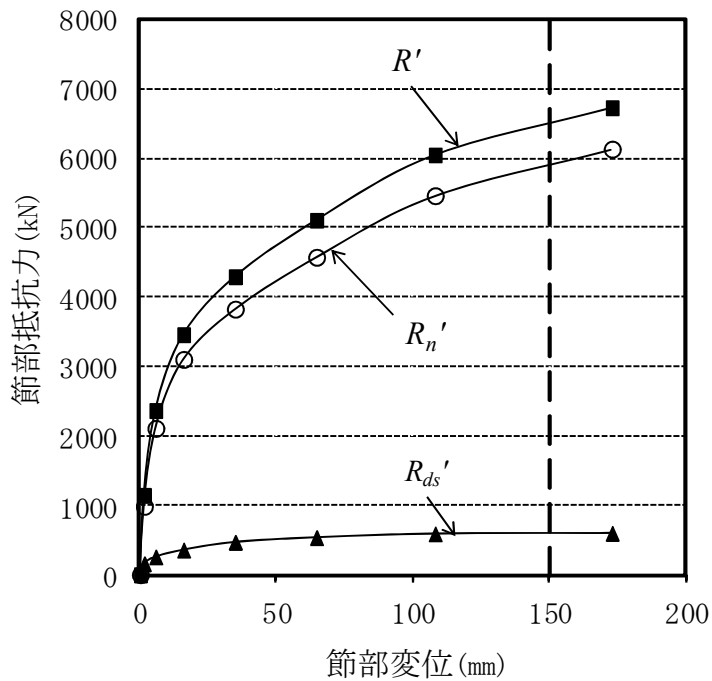


図 4.2.8 節部抵抗力と変位の関係 B-1

4.3 節部抵抗力の計算値と実測値の比較

載荷試験の節部形状と地盤の諸定数を用いて、第3章で導いた算定式から節部抵抗力を以下のように計算した。節部抵抗力の算定式は、第3章の式(3.1)、(3.3)、(3.6)、(3.7)をまとめると下式となる。

$$\begin{aligned}
 R_n &= R_s + R_{tb} + R_{ts} \\
 &= K \cdot \sigma_{z0}' \cdot \pi \cdot D_n \cdot l_n \cdot \tan \delta + q_{tb} \cdot \pi \cdot [(D_n^2 - D_s^2) / 4] \\
 &\quad + q_{tb} \cdot \pi \cdot [(D_n^2 - D_s^2) / 4] \cdot \tan(90^\circ - \theta_2 - \delta) \cdot \tan \phi \\
 &= K \cdot \sigma_{z0}' \cdot \pi \cdot D_n \cdot l_n \cdot \tan \delta + q_{tb} \cdot \pi \cdot [(D_n^2 - D_s^2) / 4] \\
 &\quad \cdot (1 + \tan(90^\circ - \theta_2 - \delta) \cdot \tan \phi) \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (4.1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= K \cdot \sigma_{z0}' \cdot \pi \cdot D_n \cdot l_n \cdot \tan \delta + 75 \cdot N \cdot \pi \cdot [(D_n^2 - D_s^2) / 4] \\
 &\quad \cdot (1 + \tan(90^\circ - \theta_2 - \delta) \cdot \tan \phi) \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (4.2)
 \end{aligned}$$

ここで、 K : 土圧係数

σ_{z0}' : 杭周地盤の鉛直方向初期応力 (有効上載圧)
(kN/m^2)

D_n : 節部径 (m)

D_s : 軸部径 (m)

l_n : 節部立上り高さ (m)

θ_2 : 節部下傾斜角度 ($^\circ$)

q_{tb} : 節部支持力度 (kN/m^2)

δ : 杭周面と杭周地盤の境界面でのせん断抵抗角 ($^\circ$)

ϕ : 杭周面地盤のせん断抵抗角 (内部摩擦角) ($^\circ$)

N : 節部近傍地盤の平均 N 値

表 4.3.1 は，試験体 A-1，A-2，B-1 についての計算結果である．なお，試験体の形状寸法は，いずれも計画寸法とした．

それによると，節部傾斜角度が 20° である A-1 および A-2 では，節部抵抗力 R_n に占める R_{tb} 成分は 55% 程度で， R_{ts} 成分が 40% 程度である．また，土圧係数 K が大きくなるに伴い R_s が増大することがわかる．それに対して，節部傾斜角度が 45° である B-1 の節部抵抗力は， R_{tb} 成分は 75% 程度にもなること， R_{ts} 成分が 15% 程度となることがわかる．

図 4.3.1 は表 4.3.1 の計算値 R_n と実測値 R_n' をプロットしたものである．試験体は 3 体であるが，節部傾斜角度が 20° および 45° の両ケース共に，計算値と実測値の比 (R_n/R_n') は 0.82～1.04 と良く近似することが明らかになった．

表 4.3.1 節部抵抗力の計算結果

試験体	節部形状				地盤の諸定数						計算値			
	軸部径 D_s	節部径 D_n	節部 深度 z	節部傾斜 角度 θ_1, θ_2	定着 地盤	平均 N 値	内部 摩擦角 ϕ	せん断 抵抗角 δ	鉛直有効 応力 σ_z'	土圧 係数 K	R_s (kN)	R_{tb} (kN)	R_{ts} (kN)	R_n (kN)
	(m)	(m)	GL-(m)	(°)			(°)	(°)	(kN/m ²)		$[R_s/R_n]$	$[R_{tb}/R_n]$	$[R_{ts}/R_n]$	$[R_n/R_n]$
A-1	1.0	1.5	31.2	$\theta_1=20$	砂礫土	44	44.7	33.5	300	0.50	234 [0.04]	3234 [0.56]	2356 [0.40]	5824 [1.00]
A-2	1.0	1.5	15.7	$\theta_1=20$	砂礫土	23	36.4	27.3	150	1.41	257 [0.09]	1691 [0.57]	1036 [0.34]	2984 [1.00]
B-1	1.0	1.5	9.5	$\theta_2=45$	砂礫土	50	46.6	35.0	100	2.77	456 [0.09]	3675 [0.76]	689 [0.15]	4820 [1.00]

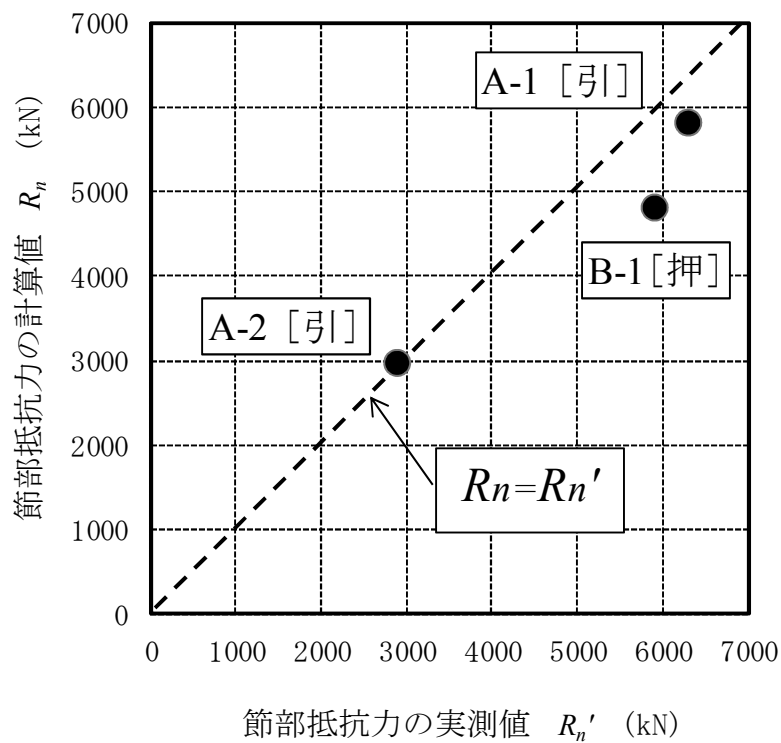


図 4.3.1 節部抵抗力の計算値と実測値との関係

4. 4 ま と め

本章では，第3章で構築した節部抵抗力の算定式による計算値について，第2章の原位置載荷試験による節部抵抗力の実測値との比較を行った．

試験体は3体であるが，節部傾斜角度 20° および 45° の両ケース共に，計算値 R_n と実測値 R_n' の比(R_n/R_n')は， $0.82 \sim 1.04$ と良く近似することを示した．

以上のことから，押込み荷重および引抜き荷重が作用する節付き杭に関して， R_s （節部円筒面のせん断抵抗力）， R_{tb} （環状楔の底面の支圧抵抗力）， R_{ts} （環状楔の側面のせん断抵抗力）の3成分を累加する節部抵抗力の算定式の妥当性を検証した．

第 5 章

節部抵抗力に関するパラメトリックスタディ

5.1 はじめに

節付き杭が押込みや引抜き荷重を受ける時，節部の抵抗力には，節部の形状が大きく影響するものと推測される．本章では効果的な節部抵抗力を発揮する節部形状を見出すために，第3章で構築した算定式を用いて節部抵抗力に及ぼす節部傾斜角度 θ および節部突出幅 d の影響を検討する．

なお，本論文では節部形状の効率化を示す一つの指標として，節部の単位体積あたりの抵抗力 R_v に着目する．

本章のパラメトリックスタディに関しては，下記の仮定条件を設定した．

- ①．節部近傍の地盤定数や節部の設定深度 z は，第2章に示した3試験体（A-1，A-2，B-1）と同一とする．
- ②．3試験体（A-1，A-2，B-1）共に，節部立上り高さ l_n は 0.5m の一定値とする．
- ③．節部傾斜角度 θ は，同一の節部において押込み・引抜き支持力の算定を行うため，上下の傾斜角度は同一とする．
- ④．3試験体（A-1，A-2，B-1）共に，節部傾斜部と近傍地盤の境界面でのせん断抵抗角 δ は $(3/4)\phi$ とする．
- ⑤． N 値の採用範囲は，押込み荷重時では節部傾斜面の下端より D_n の範囲，引抜き荷重時では節部傾斜面の上端より D_n の範囲とする．
- ⑥．節部のコンクリート耐力は，地盤抵抗力より大きいものとする．

5.2 節部傾斜角度の及ぼす影響

本論文の前章までで取り扱った節部傾斜角度は，第2章の節部の施工法と節部形状の結果から，節部上傾斜角度 20° あるいは 30° ，節部下傾斜角度 45° と設定していた．一般的には場所打ち杭の拡底部傾斜角度は 12° 以下と設定されているが，旧建築基礎構造設計指針²⁷⁾には，拡底部の傾斜角度に関して，施工法を考慮すると傾斜角度が 30° 以下となる例も示されている．

秋野ら⁴⁸⁾や西山ら^{49, 50)}は，砂質土中での模型実験やソイルセメント中での模型実験に基づいて，引抜き支持力に対する拡底部の傾斜角度の影響は， $12^\circ \sim 90^\circ$ の範囲内でほとんどないと報告している．山崎ら⁵¹⁾は，押し込み支持力に対する拡底部の底面の傾斜角度の影響がほとんどないとするFEM解析による検討結果を報告している．それに対して，山本ら⁵²⁾は，模型実験に基づいて，拡底部の底面の傾斜角度が $45^\circ \sim 90^\circ$ の範囲内では押し込み支持力に対する角度の影響があると報告している．このように，傾斜角度と支持力の関係については異なる見解が示されており，いまだに不明な点が残されている．

本節では，第3章で構築した節部抵抗力の算定式を用いて，節部傾斜角度 θ の及ぼす影響について検討する．

図5.2.1は，節部傾斜角度と節部形状をまとめたものであり，節部傾斜角度 θ が 12° ， 20° ， 30° ， 45° ， 55° の5ケースを検討の対象とした．なお，節部突出幅 d は一定値とし，節部上下とも同一の傾斜角度とした．

表5.2.1，図5.2.2～5.2.4，は，3試験体（A-1，A-2，B-1）の節部傾斜角度と節部抵抗力の関係をまとめたものであり，以下のような傾向が得られた．

(1) A-1 試験体の場合

図 5.2.2 から，節部抵抗力 R_n は節部傾斜角度 θ が 55° から 12° へ小さくなるに伴い大きくなる． R_s （節部円筒面のせん断抵抗力）と R_{tb} （環状楔の底面に生じる鉛直力による支持力）の成分は一定値を示すことから， R_n の増大は R_{ts} （環状楔の側面に生じる水平力による支持力）の成分によるものである．節部傾斜角度の大きい $\theta=55^\circ$ のケースでは， R_{ts} 成分はほとんどゼロであるが， $\theta=12^\circ$ のケースでは， R_{tb} に匹敵する抵抗力を示し，全抵抗力 R_n の 47.3% を占めている．

(2) A-2 試験体の場合

図 5.2.3 から， θ の変化に伴う R_{tb} ， R_{ts} ， R_s の変化傾向は A-1 と同様であるが，A-1 よりも R_{tb} ， R_{ts} の占める割合が小さいことがわかる．これは，A-2 の節部近傍地盤の定数が平均 N 値 23， $\phi=36.4$ と A-1 の平均 N 値 44， $\phi=44.7$ を比べると小さく緩めの砂質地盤である影響を反映したものと考えられる．

(3) B-1 試験体の場合

図 5.2.4 から， θ の変化に伴う R_{tb} ， R_{ts} ， R_s の変化傾向は A-1 と同様であるが，A-1 よりも R_{tb} ， R_{ts} ， R_s の占める割合が 1.13～1.94 倍大きいことがわかる．これは，B-1 の節部近傍地盤の定数が平均 N 値 50， $\phi=46.6$ と A-1 の定数を比べると大きく更に密実な砂質地盤である影響を反映したものと考えられる．

各試験体の共通的な特徴として，節部傾斜角度が 55° の場合， R_{ts} の全体に占める割合は第 3 章の (3.7) 式の θ ， δ の関係からほとんどゼロに近い値を示す．したがって，砂質地盤の節部傾斜角度が 55° より大きいケースでは， R_{ts} がマイナスの

結果となり，本論文の適用範囲外であることに注意が必要である．また， 12° 以下の角度に関しても角度を小さくすると節部抵抗力は更に大きくなるが，傾斜部が長くなって施工面で困難なことや，後述する節部の単位体積あたりの抵抗力 R_v の指標では不利になるという欠点を有している．したがって，本章の節部傾斜角度の適用範囲は， $12^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ と設定する．

図 5.2.5 は，3 試験体の節部傾斜角度 θ と R_v の関係をまとめたものである．それによると，節部傾斜角度 12° の R_v に対して，節部傾斜角度 $20^\circ \sim 45^\circ$ の R_v は 1.28～1.82 倍程度となることがわかる．また，節部抵抗力と節部傾斜角度の関係を多項式で近似すると，A-2 を除いては，節部傾斜角度 θ が 45° 付近で R_v が最大となることが明らかになった．

以上，図 5.2.2～図 5.2.5 の傾向や砂質地盤での節部上傾斜角度を大きくする施工上の困難さも含めると，効果的な節部抵抗力を発揮する節部傾斜角度としては，上傾斜角度 $\theta_1 = 20^\circ \sim 30^\circ$ ，下傾斜角度 $\theta_2 = 45^\circ$ が優れていると判断する．

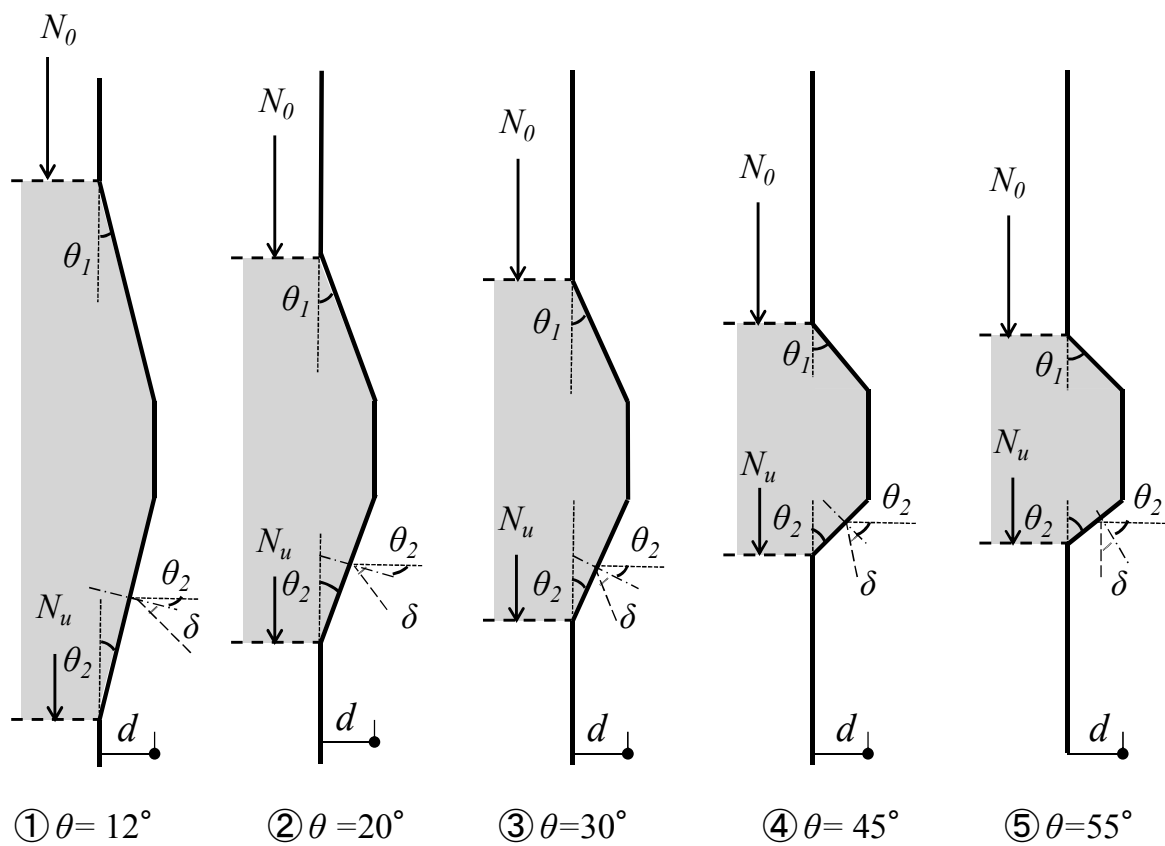


図 5.2.1 節部傾斜角度 θ と節部形状の関係

表 5.2.1 各試験体の節部傾斜角度 θ と節部抵抗力 R_n の関係

◎ A-1 試験体 (節部傾斜角度 θ を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	θ	平均 N 値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	R_{tb} (kN)	計算値				単位節部抵抗力	
														R_n (kN) [R_n/R_n]	R_{tb} (kN) [R_{tb}/R_n]	R_{ts} (kN) [R_{ts}/R_n]	R_s (kN) [R_s/R_n]	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
1	A	A-1 引き	31.2	1.5	1.0	20	44	0.98	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	5824 1.0	3234 0.56	2356 0.40	234 0.04	2.59	2249
2	A	A-1 引き	31.2	1.5	1.0	30	44	0.98	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	5059 1.0	3234 0.64	1591 0.31	234 0.05	1.95	2594
3	A	A-1 引き	31.2	1.5	1.0	45	44	0.98	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	4118 1.0	3234 0.79	650 0.16	234 0.06	1.51	2736
4	A	A-1 引き	31.2	1.5	1.0	12	44	0.98	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	6589 1.0	3234 0.49	3121 0.47	234 0.04	3.80	1734
5	A	A-1 引き	31.2	1.5	1.0	55	44	0.98	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	3552 1.0	3234 0.91	84 0.02	234 0.07	1.31	2711

◎ A-2 試験体 (節部傾斜角度 θ を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	θ	平均 N 値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	R_{tb} (kN)	計算値				単位節部抵抗力	
														R_n (kN) [R_n/R_n]	R_{tb} (kN) [R_{tb}/R_n]	R_{ts} (kN) [R_{ts}/R_n]	R_s (kN) [R_s/R_n]	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
6	A	A-2 引き	16.2	1.5	1.0	20	23	0.98	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	2983 1.0	1691 0.57	1035 0.35	257 0.22	2.59	1152
7	A	A-2 引き	16.2	1.5	1.0	30	23	0.98	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	2704 1.0	1691 0.63	756 0.28	257 0.19	1.95	1387
8	A	A-2 引き	16.2	1.5	1.0	45	23	0.98	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	2339 1.0	1691 0.72	392 0.17	257 0.17	1.51	1554
9	A	A-2 引き	16.2	1.5	1.0	12	23	0.98	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	3239 1.0	1691 0.52	1292 0.40	257 0.27	3.80	852
10	A	A-2 引き	16.2	1.5	1.0	55	23	0.98	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	2116 1.0	1691 0.80	168 0.08	257 0.27	1.31	1615

◎ B-1 試験体 (節部傾斜角度 θ を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	θ	平均 N 値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	R_{tb} (kN)	計算値				単位節部抵抗力	
														R_n (kN) [R_n/R_n]	R_{tb} (kN) [R_{tb}/R_n]	R_{ts} (kN) [R_{ts}/R_n]	R_s (kN) [R_s/R_n]	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
11	B	B-1 押し	9.5	1.5	1.0	45	50	0.98	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	4821 1.0	3675 0.76	690 0.14	456 0.15	1.51	3192
12	B	B-1 押し	9.5	1.5	1.0	30	50	0.98	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	5962 1.0	3675 0.62	1831 0.31	456 0.15	1.95	3058
13	B	B-1 押し	9.5	1.5	1.0	20	50	0.98	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	6907 1.0	3675 0.53	2776 0.40	456 0.17	2.59	2667
14	B	B-1 押し	9.5	1.5	1.0	12	50	0.98	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	7874 1.0	3675 0.47	3743 0.48	456 0.21	3.80	2072
15	B	B-1 押し	9.5	1.5	1.0	55	50	0.98	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	$75 \cdot N \cdot Av$ 75	4134 1.0	3675 0.89	3 0.00	456 0.21	1.31	3156

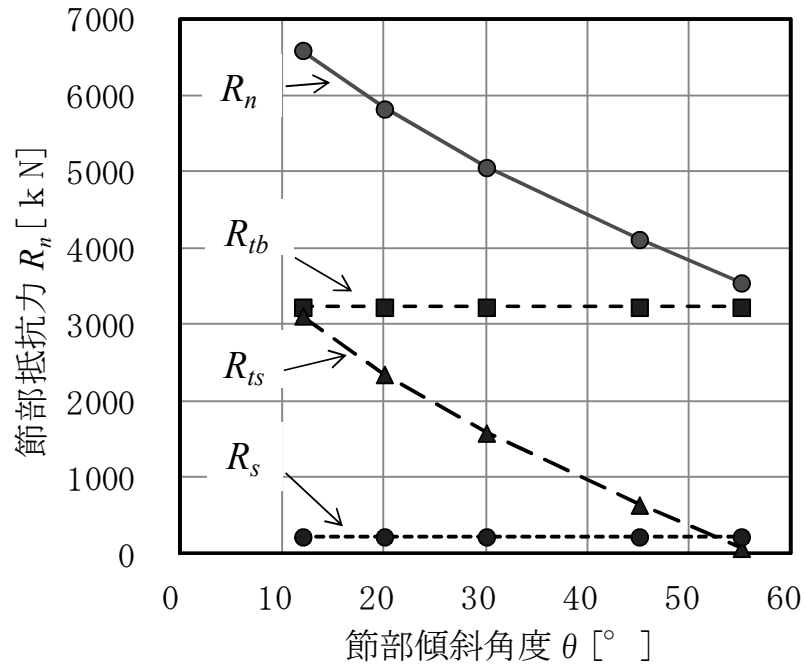


図 5.2.2 節部傾斜角度 θ と R_n の関係 (A-1)

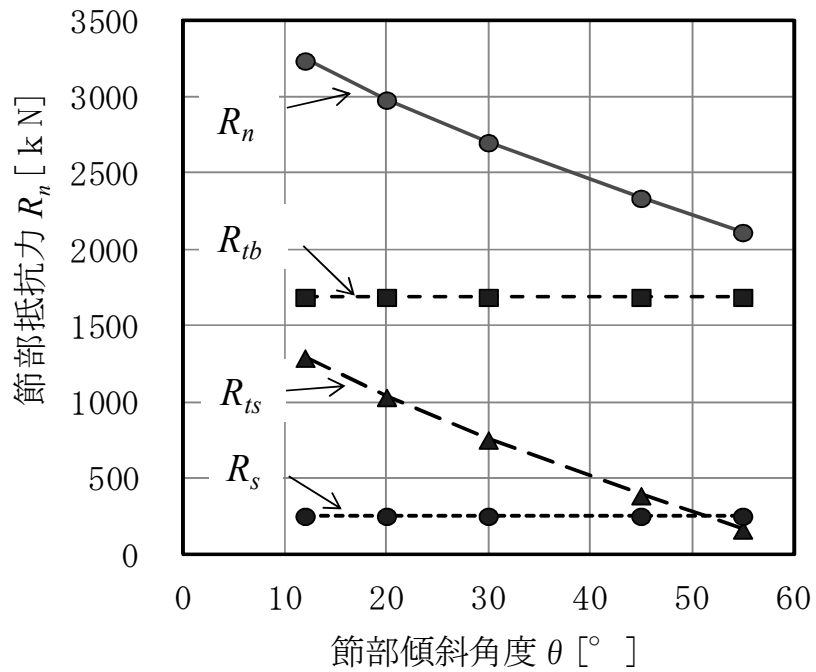


図 5.2.3 節部傾斜角度 θ と R_n の関係 (A-2)

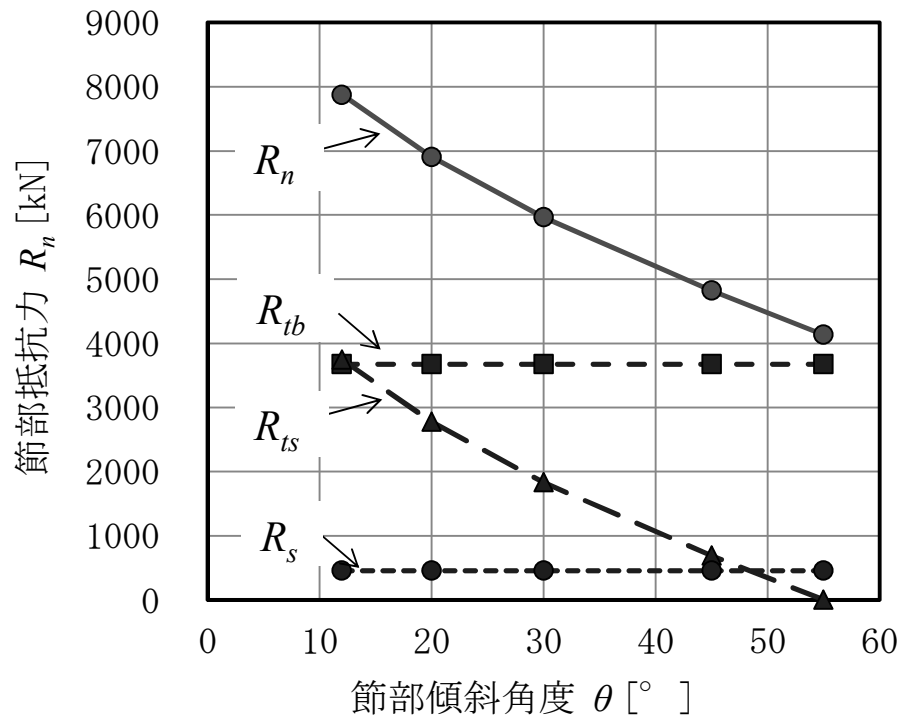


図 5.2.4 節部傾斜角度度 θ と R_n の関係 (B-1)

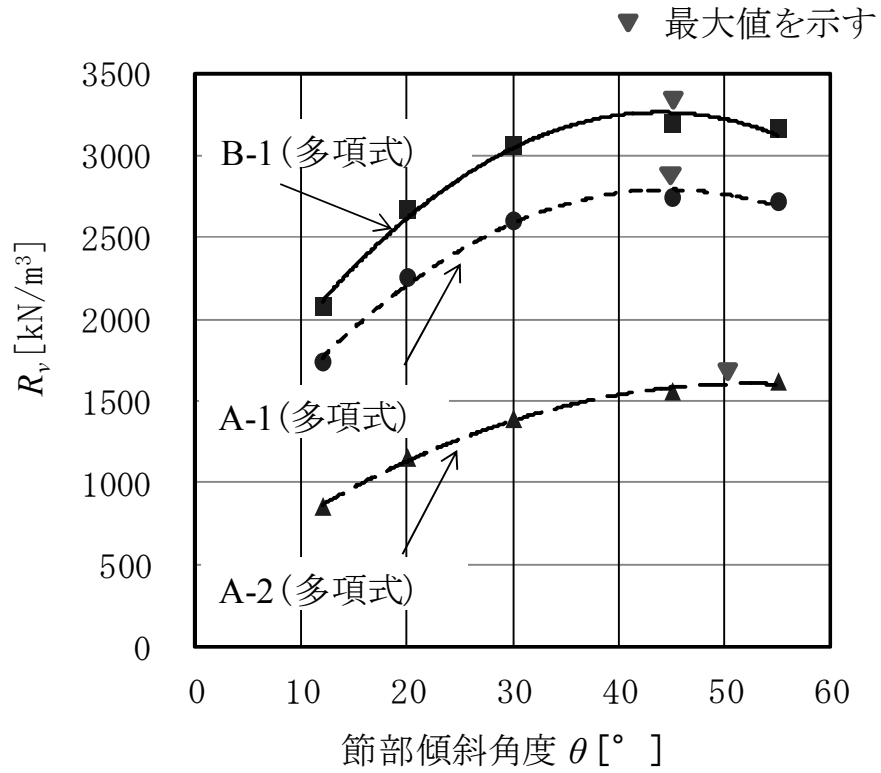


図 5.2.5 節部傾斜角度 θ と R_v の関係

5.3 節部突出幅の及ぼす影響

本節では，節部突出幅による影響を明らかにするために，節部径 D_n を軸部径 D_s で除した拵径比を変化させた節部抵抗力について検討する．

場所打ち拵底杭工法の拵径比は，一般的に 2.0 程度であり，節部専用バケットを装備するアースドリル機械も同様な機械能力であることを参考にして，本論文では，図 5.3.1 に示す 1.0, 1.2, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 の 6 ケースの拵径比を設定した．なお，節部径 D_n は一定値とし，節部傾斜角度 θ は 20° , 30° , 45° の 3 ケースとした．

表 5.3.1～5.3.3, 図 5.3.2 は，3 試験体 (A-1, A-2, B-1) の拵径比と節部抵抗力 R_n の関係をまとめたものである．それによると，いずれの試験体も拵径比が大きくなるに伴い節部抵抗力は増大していることがわかる．節部抵抗力と拵径比の関係を多項式で近似すると，拵径比が 3 試験体共に 2.6 付近で最大となって，それ以上の拵径比では節部抵抗力が減少することが明らかになった．更に，節部抵抗力は拵径比 1.0 に対して 21.2～77.5 倍も大きくなることがわかる．

図 5.3.3 は，拵径比と R_v の関係である．それによると，拵径比が大きいかほど R_v が増大することがわかる．しかし，軸部面積 A_s は拵径比が大きいかほど減少することから，軸部の単位面積当たりの軸力 N_s が急増することになる．表 5.3.4 は 3 試験体の節部傾斜角度 (20° , 30° , 45°) を変化させて拵径比と軸部の負担軸力 N_s の関係をまとめたものであるが，拵径比が大きくなるに伴い，軸部の杭体コンクリートに要求される強度が急激に大きくなる傾向が理解されよう．一般的なコンクリート強度の上限値は 45N/mm^2 程度なので，長期許容応力度を $45/4=11.25\text{N/mm}^2$ とすると，B-1 の節部傾斜角度 20° , 拵径比 2.5 の場合の最大発生軸力における長期状態の軸力

$N_s/3 = 11.79 \text{ N/mm}^2$ の方が大きくなり，拡張比 2.5 以上の形状はかなり困難と云えよう．

節部の杭体コンクリートの耐力に関しては，文献⁵³⁾に示されている算定式を用いて，図 5.3.4 に示す節部区間 l_N の軸部円筒面のコンクリート耐力で照査する．すなわち，節部区間 l_N の最も小さい B-1 の節部傾斜角度 45° の節部抵抗力 $R_n (=R_{tb}+R_{ts}+R_s)$ に対して， l_N の軸部円筒面に作用する①主応力度式により求まるせん断ひび割れ耐力 Q_{su} と②曲げの弾性理論より求まる曲げひび割れ耐力 Q_{fu} の小さい値を Q_{max} として算出し比較する．以下に各々の算定式を示す．

① せん断ひび割れ耐力

$$Q_{su} = \tau_{su} \cdot l_N \cdot \pi \cdot D_s \quad \dots \dots \dots (5.1)$$

ここで， τ_{su} : せん断ひび割れ応力度 (kN/m²)

l_N : 節部区間 (m)

D_s : 節部径 (m)

② 曲げひび割れ耐力

$$Q_{fu} = \tau_{fu} \cdot l_N \cdot \pi \cdot D_s \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

ここで， τ_{fu} : 曲げひび割れ応力度 (kN/m²)

$$Q_{max} = \min(Q_{su}, Q_{fu}) \quad \dots \dots \dots (5.3)$$

上記は，押込時の検討を示したものであるが，引抜き時においても同様の方法で算出する．付章 5 には，節部の杭体のコンクリートの耐力に関する評価法を示している．

表 5.3.5 は上記の算定式による B-1 の節部傾斜角度 45° の拡張比と $R_n, Q_{su}, Q_{fu}, Q_{max}$ の関係をまとめたものである．それによると，拡張比が 2.5 の場合 R_n に対する Q_{max} の比が 1.0~1.1 と余裕度が小さくなり，拡張比 2.5 以上の形状は困

難と云えよう。更に，節部を配置する地盤強度が大きな場合は，拡径比の上限はより小さくなる。

以上より，効果的な節部抵抗力を発揮する拡径比としては，杭体のコンクリート強度や地盤強度の状況にもよるが 2.0～2.3 程度に抑えるべきと考える。

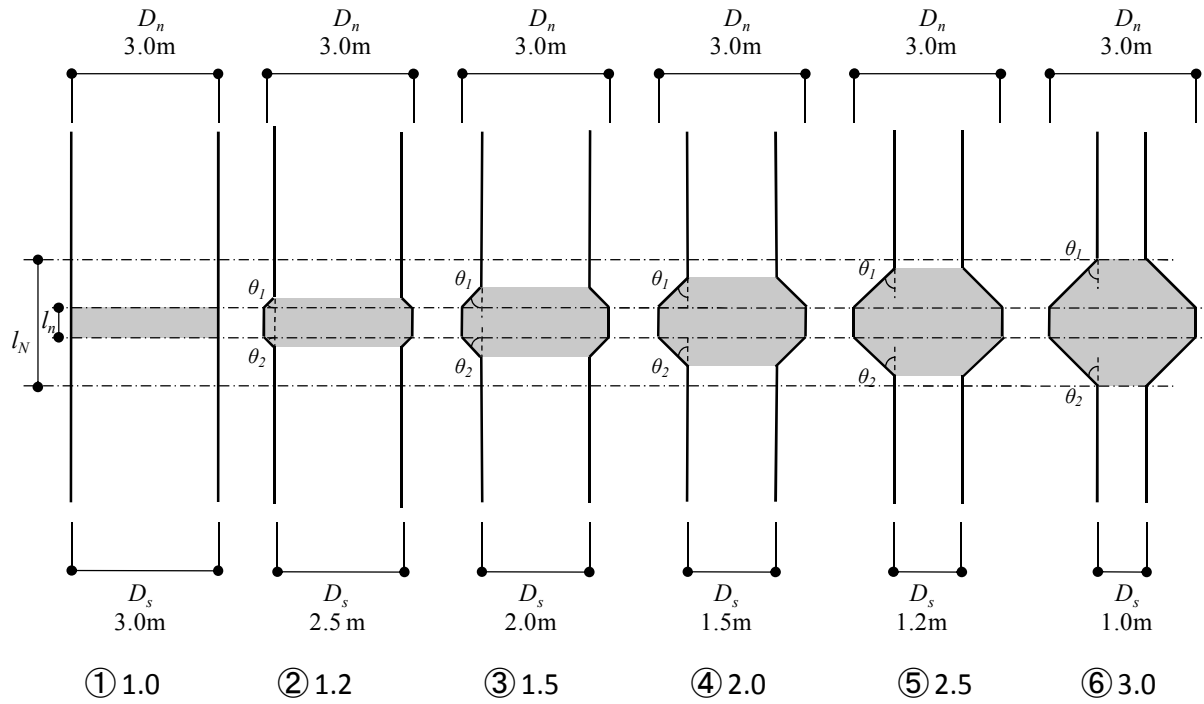


図 5.3.1 拡径比と節部形状の関係

表 5.3.1 拡径比と節部抵抗力の関係 ($\theta=20^\circ$)

◎ A-1 試験体 (拡径比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡径比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN)	R_{ib} (kN)	R_{is} (kN)	R_s (kN)	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
														$[R_n/R_n]$	$[R_{ib}/R_n]$	$[R_{is}/R_n]$	$[R_s/R_n]$		
1	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.0	3.0	20.0	44	6.28	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	36291 1.0	20724 0.57	15099 0.42	468 0.01	22.2	1632
2	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.2	2.5	20.0	44	5.93	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	34321 1.0	19584 0.57	14269 0.42	468 0.01	21.7	1579
3	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.5	2.0	20.0	44	5.30	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	30694 1.0	17486 0.57	12740 0.42	468 0.02	20.5	1496
4	A	A-1 引き	31.2	3.00	2.0	1.5	20.0	44	3.93	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	22858 1.0	12953 0.57	9437 0.41	468 0.02	17.2	1328
5	A	A-1 引き	31.2	3.00	2.5	1.2	20.0	44	2.16	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	12782 1.0	7124 0.56	5190 0.41	468 0.04	11.6	1100
6	A	A-1 引き	31.2	3.00	3.0	1.0	0.0	44	0.00	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	468 1.0	0 0.00	0 0.00	468 1.00	3.5	133

◎ A-2 試験体 (拡径比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡径比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN)	R_{ib} (kN)	R_{is} (kN)	R_s (kN)	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
														$[R_n/R_n]$	$[R_{ib}/R_n]$	$[R_{is}/R_n]$	$[R_s/R_n]$		
7	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.0	3.0	20.0	23	6.28	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	18127 1.0	10833 0.60	6634 0.37	660 0.28	22.2	815
8	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.2	2.5	20.0	23	5.93	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	17166 1.0	10237 0.60	6269 0.37	660 0.28	21.7	790
9	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.5	2.0	20.0	23	5.30	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	15397 1.0	9140 0.59	5597 0.36	660 0.22	20.5	750
10	A	A-2 引き	16.2	3.00	2.0	1.5	20.0	23	3.93	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	11577 1.0	6771 0.58	4146 0.36	660 0.21	17.2	673
11	A	A-2 引き	16.2	3.00	2.5	1.2	20.0	23	2.16	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	6664 1.0	3724 0.56	2280 0.34	660 0.20	11.6	574
12	A	A-2 引き	16.2	3.00	3.0	1.0	0.0	23	0.00	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	660 1.0	0 0.00	0 0.00	660 0.20	3.5	187

◎ B-1 試験体 (拡径比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡径比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN)	R_{ib} (kN)	R_{is} (kN)	R_s (kN)	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
														$[R_n/R_n]$	$[R_{ib}/R_n]$	$[R_{is}/R_n]$	$[R_s/R_n]$		
13	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.0	3.0	20.0	50	6.28	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	42250 1.0	23550 0.56	17788 0.42	912 0.23	22.2	1900
14	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.2	2.5	20.0	50	5.93	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	39976 1.0	22255 0.56	16809 0.42	912 0.23	21.7	1839
15	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.5	2.0	20.0	50	5.30	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	35791 1.0	19870 0.56	15008 0.42	912 0.15	20.5	1744
16	B	B-1 押し	9.5	3.00	2.0	1.5	20.0	50	3.93	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	26748 1.0	14719 0.55	11117 0.42	912 0.13	17.2	1554
17	B	B-1 押し	9.5	3.00	2.5	1.2	20.0	50	2.16	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	15122 1.0	8095 0.54	6115 0.40	912 0.12	11.6	1301
18	B	B-1 押し	9.5	3.00	3.0	1.0	0.0	50	0.00	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	912 1.0	0 0.00	0 0.00	912 0.12	3.5	258

表 5.3.2 拡張比と節部抵抗力の関係 ($\theta=30^\circ$)

◎ A-1 試験体 (拡張比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡張比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN)	R_{tb} (kN)	R_{ts} (kN)	R_s (kN)	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
														$[R_n/R_n]$	$[R_{tb}/R_n]$	$[R_{ts}/R_n]$	$[R_s/R_n]$		
1	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.0	3.0	30.0	44	6.28	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	31386 1.0	20724 0.66	10194 0.32	468 0.01	15.3	2047
2	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.2	2.5	30.0	44	5.93	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	29686 1.0	19584 0.66	9634 0.32	468 0.02	15.0	1980
3	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.5	2.0	30.0	44	5.30	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	26555 1.0	17486 0.66	8602 0.32	468 0.02	14.2	1865
4	A	A-1 引き	31.2	3.00	2.0	1.5	30.0	44	3.93	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	19792 1.0	12953 0.65	6371 0.32	468 0.02	12.1	1630
5	A	A-1 引き	31.2	3.00	2.5	1.2	30.0	44	2.16	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	11096 1.0	7124 0.64	3504 0.32	468 0.04	8.7	1281
6	A	A-1 引き	31.2	3.00	3.0	1.0	0.0	44	0.00	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	468 1.0	0 0.00	0 0.00	468 1.00	3.5	133

◎ A-2 試験体 (拡張比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡張比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN)	R_{tb} (kN)	R_{ts} (kN)	R_s (kN)	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
														$[R_n/R_n]$	$[R_{tb}/R_n]$	$[R_{ts}/R_n]$	$[R_s/R_n]$		
7	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.0	3.0	30.0	23	6.28	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	16341 1.0	10833 0.66	4848 0.30	660 0.28	15.3	1066
8	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.2	2.5	30.0	23	5.93	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	15478 1.0	10237 0.66	4581 0.30	660 0.28	15.0	1033
9	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.5	2.0	30.0	23	5.30	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	13891 1.0	9140 0.66	4090 0.29	660 0.22	14.2	975
10	A	A-2 引き	16.2	3.00	2.0	1.5	30.0	23	3.93	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	10460 1.0	6771 0.65	3030 0.29	660 0.21	12.1	862
11	A	A-2 引き	16.2	3.00	2.5	1.2	30.0	23	2.16	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	6050 1.0	3724 0.62	1666 0.28	660 0.20	8.7	699
12	A	A-2 引き	16.2	3.00	3.0	1.0	0.0	23	0.00	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	660 1.0	0 0.00	0 0.00	660 0.20	3.5	187

◎ B-1 試験体 (拡張比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡張比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN)	R_{tb} (kN)	R_{ts} (kN)	R_s (kN)	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
														$[R_n/R_n]$	$[R_{tb}/R_n]$	$[R_{ts}/R_n]$	$[R_s/R_n]$		
13	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.0	3.0	30.0	50	6.28	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	36198 1.0	23550 0.65	11736 0.32	912 0.23	15.3	2361
14	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.2	2.5	30.0	50	5.93	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	34257 1.0	22255 0.65	11091 0.32	912 0.23	15.0	2285
15	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.5	2.0	30.0	50	5.30	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	30685 1.0	19870 0.65	9902 0.32	912 0.15	14.2	2155
16	B	B-1 押し	9.5	3.00	2.0	1.5	30.0	50	3.93	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	22966 1.0	14719 0.64	7335 0.32	912 0.13	12.1	1892
17	B	B-1 押し	9.5	3.00	2.5	1.2	30.0	50	2.16	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	13042 1.0	8095 0.62	4034 0.31	912 0.12	8.7	1506
18	B	B-1 押し	9.5	3.00	3.0	1.0	0.0	50	0.00	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	912 1.0	0 0.00	0 0.00	912 0.12	3.5	258

表 5.3.3 拡径比と節部抵抗力の関係 ($\theta=45^\circ$)

◎ A-1 試験体 (拡径比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡径比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN) [R_n/R_n]	R_{tb} (kN) [R_{tb}/R_n]	R_{ts} (kN) [R_{ts}/R_n]	R_s (kN) [R_s/R_n]	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
1	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.0	3.0	45.0	44	6.28	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	25359 1.0	20724 0.82	4167 0.16	468 0.02	10.3	2452
2	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.2	2.5	45.0	44	5.93	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	23990 1.0	19584 0.82	3937 0.16	468 0.02	10.2	2364
3	A	A-1 引き	31.2	3.00	1.5	2.0	45.0	44	5.30	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	21469 1.0	17486 0.81	3515 0.16	468 0.02	9.7	2209
4	A	A-1 引き	31.2	3.00	2.0	1.5	45.0	44	3.93	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	16025 1.0	12953 0.81	2604 0.16	468 0.03	8.5	1883
5	A	A-1 引き	31.2	3.00	2.5	1.2	45.0	44	2.16	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	9024 1.0	7124 0.79	1432 0.16	468 0.05	6.5	1388
6	A	A-1 引き	31.2	3.00	3.0	1.0	0.0	44	0.00	44.7	3/4 ϕ	300	0.5	468 1.0	0 0.00	0 0.00	468 1.00	3.5	133

◎ A-2 試験体 (拡径比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡径比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN) [R_n/R_n]	R_{tb} (kN) [R_{tb}/R_n]	R_{ts} (kN) [R_{ts}/R_n]	R_s (kN) [R_s/R_n]	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
7	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.0	3.0	45.0	23	6.28	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	14004 1.0	10833 0.77	2511 0.18	660 0.28	10.3	1354
8	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.2	2.5	45.0	23	5.93	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	13270 1.0	10237 0.77	2373 0.18	660 0.28	10.2	1307
9	A	A-2 引き	16.2	3.00	1.5	2.0	45.0	23	5.30	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	11919 1.0	9140 0.77	2119 0.18	660 0.22	9.7	1226
10	A	A-2 引き	16.2	3.00	2.0	1.5	45.0	23	3.93	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	9000 1.0	6771 0.75	1569 0.17	660 0.21	8.5	1058
11	A	A-2 引き	16.2	3.00	2.5	1.2	45.0	23	2.16	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	5247 1.0	3724 0.71	863 0.16	660 0.20	6.5	807
12	A	A-2 引き	16.2	3.00	3.0	1.0	0.0	23	0.00	36.4	3/4 ϕ	150	1.4	660 1.0	0 0.00	0 0.00	660 0.20	3.5	187

◎ B-1 試験体 (拡径比を変数とする)

No.	サイト	試験体	節深度 z (m)	D_n (m)	D_s (m)	拡径比	θ	平均 N値	A_n (m^2)	ϕ	δ	σ_z' (kN/m^2)	K	計算値				単位体積節部抵抗力	
														R_n (kN) [R_n/R_n]	R_{tb} (kN) [R_{tb}/R_n]	R_{ts} (kN) [R_{ts}/R_n]	R_s (kN) [R_s/R_n]	V_n (m^3)	R_v (kN/m^3)
13	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.0	3.0	45.0	50	6.28	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	28881 1.0	23550 0.82	4419 0.15	912 0.23	10.3	2793
14	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.2	2.5	45.0	50	5.93	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	27343 1.0	22255 0.81	4176 0.15	912 0.23	10.2	2694
15	B	B-1 押し	9.5	3.00	1.5	2.0	45.0	50	5.30	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	24511 1.0	19870 0.81	3729 0.15	912 0.15	9.7	2522
16	B	B-1 押し	9.5	3.00	2.0	1.5	45.0	50	3.93	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	18392 1.0	14719 0.80	2762 0.15	912 0.13	8.5	2161
17	B	B-1 押し	9.5	3.00	2.5	1.2	45.0	50	2.16	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	10526 1.0	8095 0.77	1519 0.14	912 0.12	6.5	1619
18	B	B-1 押し	9.5	3.00	3.0	1.0	0.0	50	0.00	46.6	3/4 ϕ	100	2.8	912 1.0	0 0.00	0 0.00	912 0.12	3.5	258

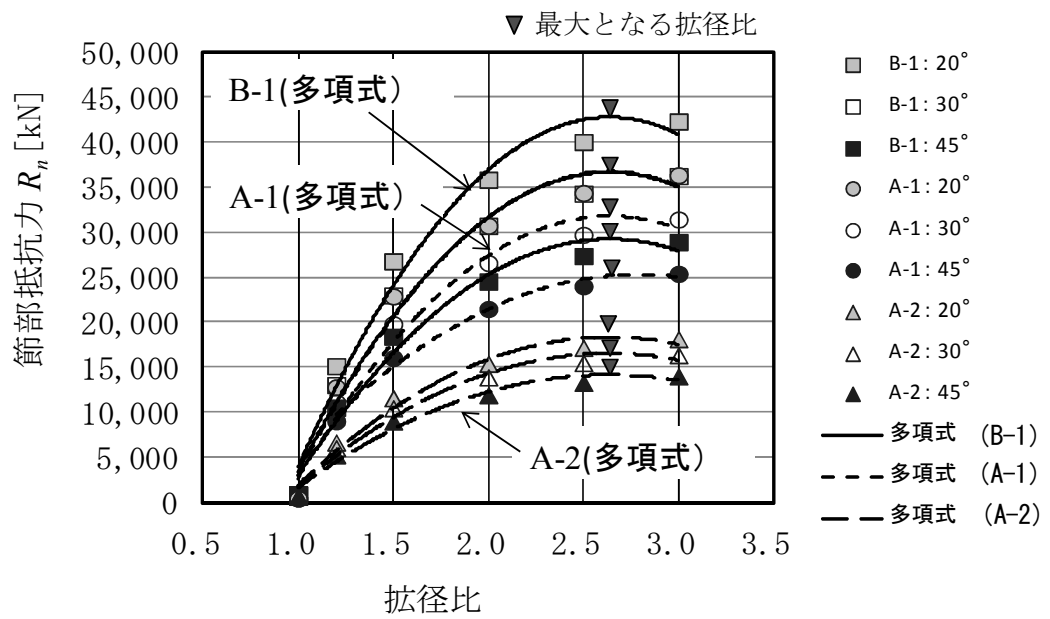


図 5.3.2 拡張比と節部抵抗力 R_n の関係

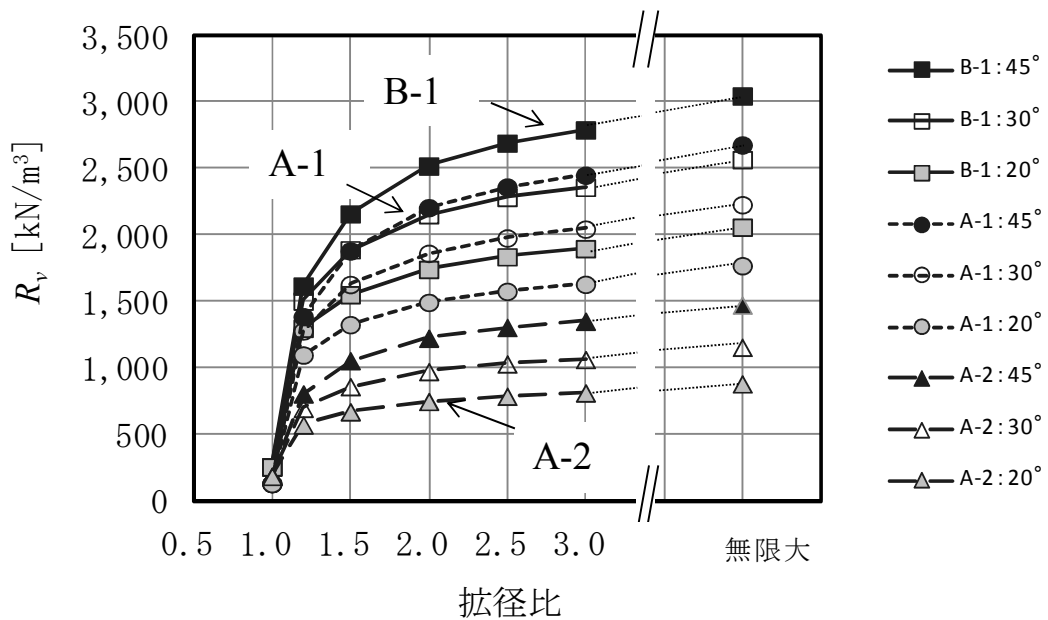


図 5.3.3 拡張比と R_v の関係

表 5.3.4 拡張比と軸部の軸力の関係

拡張比 D_n/D_s		1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	∞
節部傾斜角度 $\theta=20^\circ$ 最大発生軸力 N_s (N/mm ²)	A-1	0.07	2.61	7.28	17.38	30.36	46.23	∞
	A-2	0.09	1.36	3.69	8.72	15.19	23.09	
	B-1	0.13	3.08	8.52	20.26	35.36	53.82	
節部傾斜角度 $\theta=30^\circ$ 軸力 N_s (N/mm ²)	A-1	0.07	2.26	6.30	15.03	26.26	39.98	∞
	A-2	0.09	1.23	3.33	7.86	13.69	20.82	
	B-1	0.13	2.66	7.31	17.37	30.31	46.11	
節部傾斜角度 $\theta=45^\circ$ 軸力 N_s (N/mm ²)	A-1	0.07	1.84	5.10	12.16	21.22	32.30	∞
	A-2	0.09	1.07	2.87	6.75	11.74	17.84	
	B-1	0.13	2.15	5.86	13.88	24.19	36.79	
● 発生応力度 (長期状態) ($\theta=20^\circ$ の N_s) / 3 (N/mm ²)	A-1	0.02	0.87	2.43	5.79	10.12	<u>15.41</u>	∞
	A-2	0.03	0.45	1.23	2.91	5.06	7.70	
	B-1	0.04	1.03	2.84	6.75	<u>11.79</u>	<u>17.94</u>	
● $F_c=45$ (N/mm ²) の場合の 長期許容応力度 $F_c/4$ (N/mm ²)		11.25	11.25	11.25	11.25	<u>11.25</u>	<u>11.25</u>	

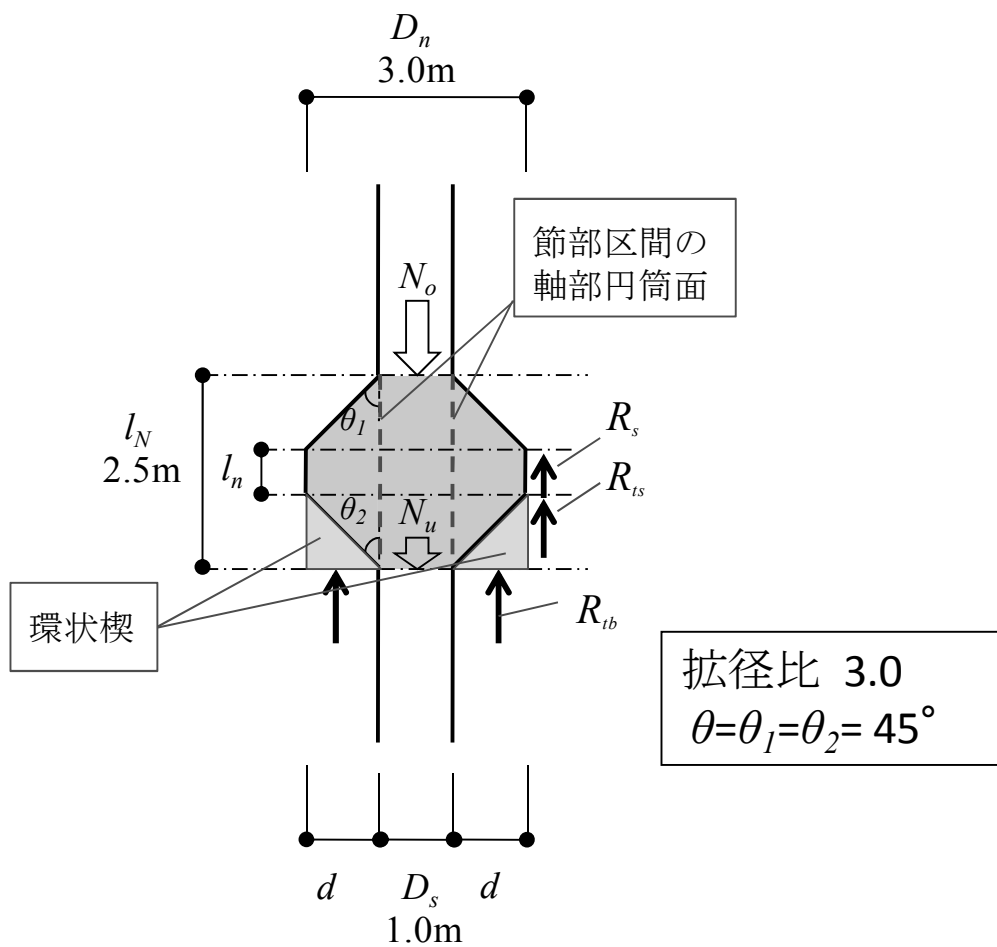


図 5.3.4 節部区間の軸部円筒面のコンクリート耐力

表 5.3.5 拡張比と R_n , Q_{su} , Q_{fu} , Q_{max} の関係

拡張比 D_n/D_s		1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	∞
節部抵抗力 R_n (kN)	B-1 $\theta=45^\circ$	910	10520	18390	24510	<u>27340</u>	<u>28880</u>	∞
節部区間の軸部円筒面のせん断ひび割れ耐力 Q_{su} (kN)	B-1 $\theta=45^\circ$	0	28100	33720	33720	31020	28100	-
節部区間の軸部円筒面の曲げひび割れ耐力 Q_{fu} (kN)	B-1 $\theta=45^\circ$	0	0	0	297670	197590	154640	-
節部の杭体の許容せん断耐力 $Q_{max} = \min(Q_{su}, Q_{fu})$ (kN)	B-1 $\theta=45^\circ$	0	28100	33720	33720	<u>31020</u>	<u>28100</u>	-
○ Q_{max} / R_n		-	2.7	1.8	1.4	<u>1.1</u>	<u>1.0</u>	-

5. 4 ま と め

効果的な節部抵抗力を発揮させる合理的な節部形状を見出すために、本論文で構築した節部抵抗力の算定式を用いて、節部傾斜角度 θ 、拡張比を変化させたパラメトリックスタディを行った。節部形状の効率化を表わす一つの指標として、節部の単位体積あたりの抵抗力を R_v と定義し、節部抵抗力に及ぼす節部傾斜角度 θ や拡張比の影響を示した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ①. 節部突出幅 d を一定とした条件の節部傾斜角度 θ に関するパラメトリックスタディでは、節部傾斜角度が小さいほど節部抵抗力 R_n は増大するが、 R_v は減少する性質を示す。 R_v の観点からは、 45° の節部傾斜角度が効率的である。しかし、砂質地盤の場合、節部上傾斜角度を 45° での施工は困難であることも考慮して、本論文では、効果的な節部抵抗力を発揮する節部傾斜角度としては、上傾斜角度 $\theta_1=20^\circ \sim 30^\circ$ 、下傾斜角度 $\theta_2=45^\circ$ が優れていると判断する。
- ②. 節部径 D_n を一定とした条件の拡張比に関するパラメトリックスタディでは、節部抵抗力 R_n は拡張比が 2.6 付近で最大となり、拡張比 1.0 に対して 21.2~77.5 倍も大きくなる。 R_v の指標によると、拡張比が大きいほど効率的となるが、軸部面積 A_s が減少して杭体コンクリートに要求される強度が過大になる問題が生じる。並びに、節部のコンクリート耐力においても同様にコンクリート強度が過大になる問題が生じる。これらを考慮して、コンクリート強度や地盤強度、更に施工性を考慮した総合的な観点から、効果的な節部抵抗力を発揮する拡張比としては、2.0~2.3 程度に抑えるべきである。

第 6 章

総 括

本論文は、砂質地盤における節付き場所打ち杭の実大規模の載荷試験および原位置載荷試験を実施し、施工時の節部の形状確認と載荷時の節部の押込み・引抜き挙動の考察を行い、節付き場所打ち杭の節部抵抗力の新たな評価法を構築したものである。

本論文の要点を記すと以下のようなになる。

最初に、大阪地区の砂質地盤において、3試験体の実大規模の施工試験および原位置載荷試験を実施した。節部を設置した地盤は標準貫入試験の N 値が 20 程度の沖積層と N 値が 45~50 程度の洪積層とし、節部形状は軸部径 1.0m、節部径 1.5m、節部上傾斜角度 20° 、節部下傾斜角度 45° とした。施工試験では、節付き杭の開発にあたって設定した施工手順に従うことで、節部の計画形状が適正に形成されたこと、載荷試験では、一般の軸部の周面摩擦抵抗力に比べて節部の抵抗力が 2.0~4.0 倍にも達することを明らかにした。

上記の節部の抵抗力特性から、節部抵抗力が増大するのは節部傾斜面から地盤へ伝達する水平力成分に起因するとの観点から、節部傾斜面に接続する環状楔に作用する力のつり合いに基づいて、①節部円筒面のせん断抵抗力 R_s 、②節部傾斜面に接続する環状楔の底面の支圧抵抗力 R_{tb} 、③節部傾斜面に接続する環状楔の側面のせん断抵抗力 R_{ts} の 3 成分を累加する新たな実用的な算定式を構築した。更に、上記の算定式を用いた節部抵抗力の計算値 R_n と実大規模の節付き杭(節部傾斜角度 $20^\circ, 45^\circ$) の載荷試験による実測値 R_n' の比 (R_n/R_n') が 0.82~1.04 と良く近似することから、本論文で構築した算定式の妥当性を検証した。

最後に，本論文で構築した算定式を用いて節部形状（節部傾斜角度 θ ，拡張比）を変化させたパラメトリックスタディを行い，効果的な節部抵抗力を発揮する合理的な節部形状としては，節部傾斜角度として上傾斜角度 $20^{\circ} \sim 30^{\circ}$ ，下傾斜角度 45° が優れていると判断し，拡張比として $2.0 \sim 2.3$ 程度に抑えるべきであると考えます。

以上のように本論文では，砂質地盤における単一の節部を有する杭の節部抵抗力の新たな評価法を構築したものである。粘土質地盤や節部を複数段有する杭，更には，通常の場所打ち拡張底杭への展開を今後の研究課題としたい。

付章 1 試験体の施工法（引抜き試験 A-1）

付章 1 では，試験体 A-1 の施工法について述べる．試験体の施工手順は，本章の図 2.2.3～2.2.5 に示すように実施した．施工は，付写真 1.1 に示すようなアースドリル機を用いて，はじめに軸部の掘削を行いながら，孔壁防護とフリクションカットの機能を備えたケーシングをパワージャッキにより揺動圧入しその先端を GL-24.7m に設置した．節部形成には軸部からの突出寸法の確保が重要となるので，以深の軸部掘削は慎重に行い，特に節部を設ける深度の範囲の孔壁が計画軸部径の寸法を確保していることを超音波孔壁測定によって確認した．A-1 は引抜き試験なので節部を設ける深度の上部の範囲の軸部径の寸法に注意した．

節部掘削では，付写真 1.2，付図 1.1 に示す節付き杭バケットの掘削翼の開閉のキャリブレーションを地上で行い，掘削翼の開いた寸法と計画節部径の寸法を確認した．その後，バケットを計画深度に設置し，掘削機のケリーバーを回転させ徐々に掘削翼を開きながら土を削り取って節部を形成した．掘削に伴うバケットの水平方向のブレ防止のために，付図 1.2，付写真 1.3，に示すようなスタビライザーをバケットの上部に装備している．

次に，付図 1.3，付写真 1.4，1.5 に示す節部清掃装置を用いて，節部傾斜面近傍の安定液を 5 分程度循環させて節部傾斜面の清掃を行った．その後，杭の先端部のスライム処理を行い，孔壁の安定液を全て良液に置換して孔内の安定液性状の品質を保持した．

次に，計測器（変位計，ひずみ計等）を設置している鉄筋かごを下かごから順次建込み所定の深度に設置した．鉄筋かごの縦方向の接合には機械式継手（ネジ式の PC 鋼棒）を採用した．鉄筋かご設置完了後は，各計測器の稼働状況の異常

のないことを確認した。

コンクリート打設前には，節部深度 z で採取した安定液の砂分率試験を行い，試験結果はほとんど 0% に近い値であった。コンクリート打設は，一般の場所打ち杭の施工手順と同様であり，鉄筋かごの中にトレーミー管を設置してコンクリートを打設した。コンクリートの打設は約 40 分で終えた。計画体積に対する打設数量の割増率は 3% であり，幾分施工形状が計画形状より大きいことがわかる。

ここで，付章 1～3 の 3 試験体の施工法に関する節付き杭の施工手順²⁵⁾の主な確認事項を下記にまとめて示す。

- ①．節付き杭バケットの設定深度と計画開度率⁵⁴⁾の確認。
- ②．節部形状を保持するための安定液材料の選定と安定液性状の品質の確認。
- ③．節部掘削完了後の節部の実測形状が計画形状として適正に形成されていることの確認。

次に，節付き杭の施工手順²⁵⁾の節部の施工管理に関する特徴について述べる。

(1) 節部の施工形状について

一般的な拡底杭の施工寸法は，計画寸法に対して，10cm 程度大きく設定⁵⁵⁾されている。それに対して，節部は杭体の中間に設けられるので，杭先端に比べると，節部近傍の安定液の砂分率が小さいことと節部下傾斜面の形状から，傾斜面への掘り屑（スライム）の堆積が少ないと考えられる。更に，筆者らの文献²⁾には，節付き杭の載荷試験後に，掘出し検証を行い節部形状が計画寸法より大きく形成されたこと，並びに節部傾斜面に掘り屑（スライム）の堆積がほとんどないことが報告されている。これらを考慮して，節部の施工寸法は計画寸法と同一と設定されている。

(2) 安定液材料について

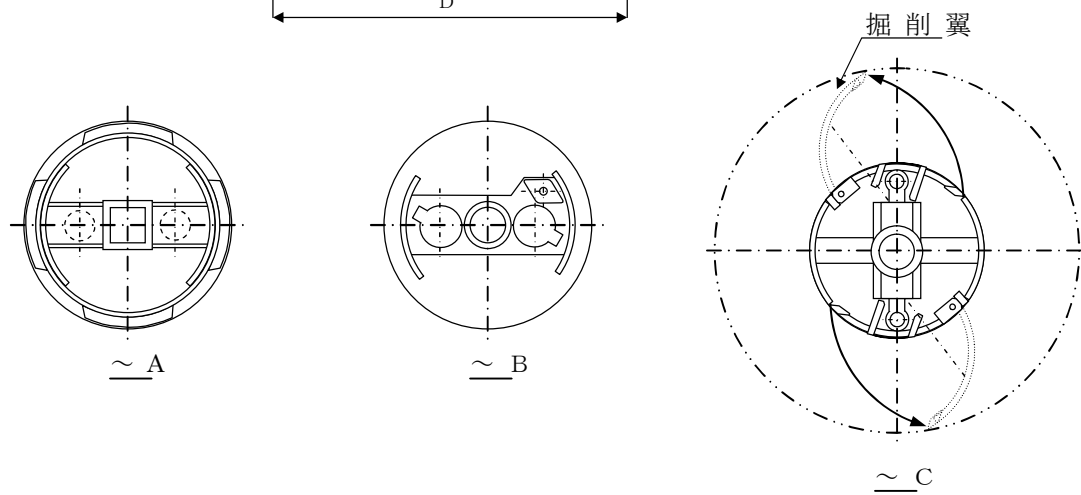
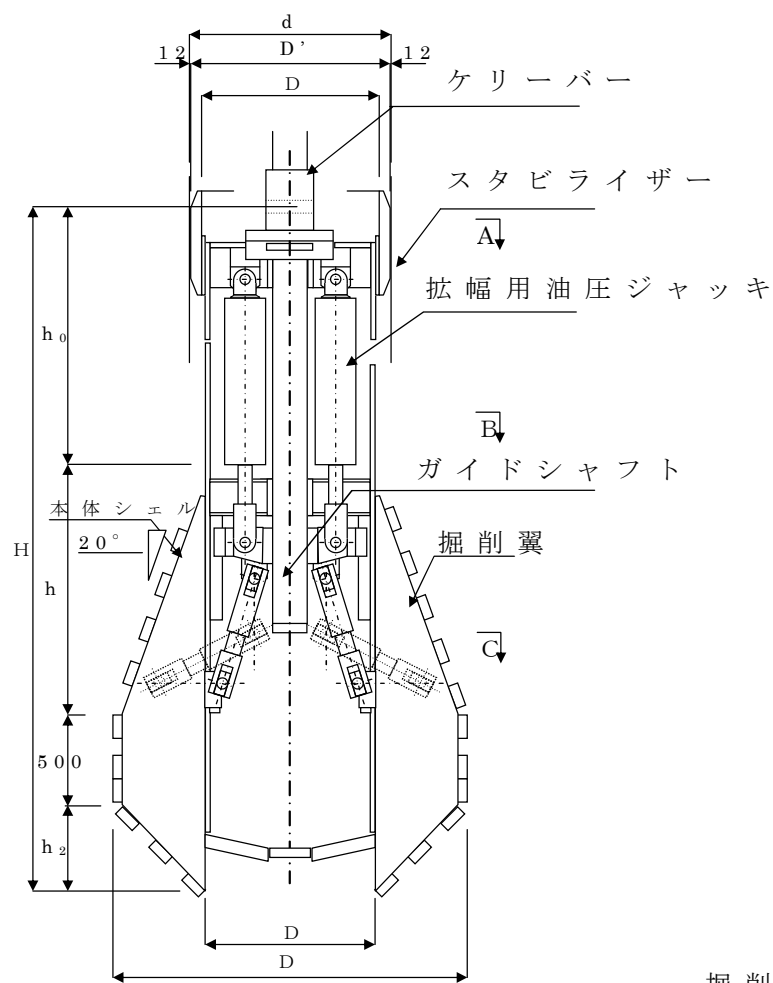
節付き杭の施工手順²⁵⁾の安定液の材料には、地中連続壁工法の施工実績数の多いOWS (Obayashi Wet Screen) 工法で主に使用されているものと同様のポリマー安定液材OP (Obayashi Polymer) が使用されている⁵⁶⁾。



付写真 1.1 アースドリル掘削機



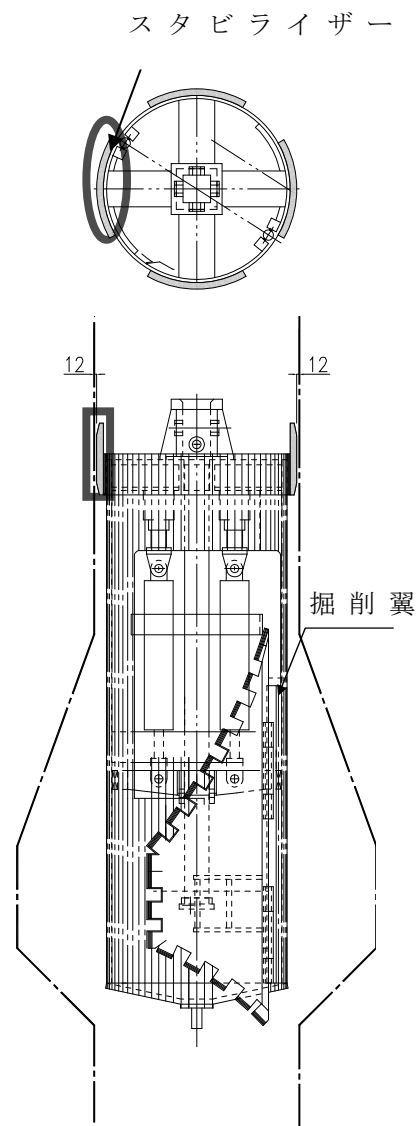
付写真 1.2 節付き杭バケット



付図 1.1 節付き杭バケット



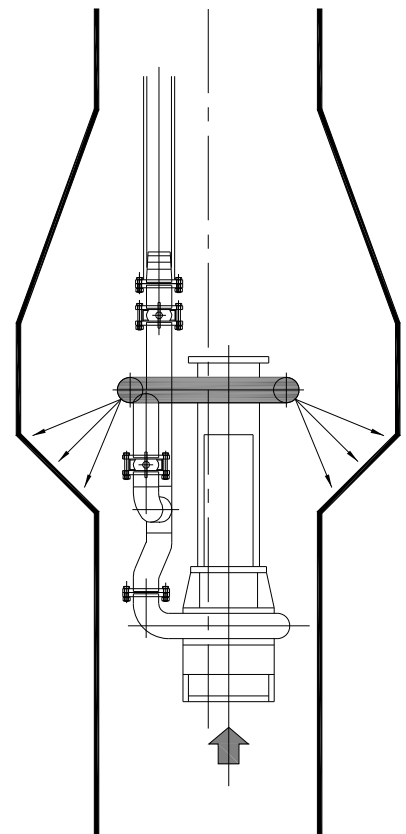
付写真 1.3 節付き杭バケット



付図 1.2 節付き杭バケット



付写真 1.4 節部清掃装置



付図 1.3 節部清掃装置



付写真 1.5 地上での
キャリブレーション状況

付章 2 試験体の施工法（交番試験 A-2）

付章 2 では，試験体 A-2 の施工法について述べる．試験体の施工手順は，本章の図 2.2.3～2.2.5 に示すように実施した．

A-2 の施工の特徴は，杭体上部の周面摩擦抵抗を極力発現させないようにするためのフリクションカットである．これは，載荷試験結果を整理する時，載荷荷重と杭頭部の軸力が等しいと仮定して，コンクリートの弾性係数を評価するので重要となる．載荷試験用のフリクションカット用の内鋼管の設置は，節部掘削の完了後に行った．鋼管先端部の外鋼管（外径 1300 mm，肉厚 22 mm）と内鋼管（外径 1016 mm，肉厚 9.5 mm）の隙間（120mm）からコンクリートの回り込み防止として，付写真 2.1 に示すように鋼管先端から 1.0m の部分をフェルトで巻き覆った．更に，付写真 3.8 に示すようにフェルト巻き以外の部分は鋼管の全周にグリスを塗り，フィルム（ $t=0.2\text{mm}$ ）で巻き覆った．なお，内鋼管の先端位置は，外鋼管位置より 300mm 程度深くし GL-11.0m とした．

次に，計測器（変位計，ひずみ計等）を設置している鉄筋かごを下かごから順次建込み所定の深度に設置した．鉄筋かごの縦方向の接合には機械式継手（ネジ式の PC 鋼棒）を採用した．鉄筋かご設置完了後は，各計測器の稼働状況の異常のないことを確認した．

コンクリート打設前には，節部深度 z で採取した安定液の砂分率試験を行い，試験結果はほとんど 0% に近い値であった．コンクリートの打設は約 90 分で終えた．計画体積に対する打設数量の割増率は 10% 程度であった．A-2 の割増が大きい原因は，節部以深の地盤が N 値 20 程度の緩い砂質地盤（GL-18.0m～GL-23.0m）で孔壁の肌落ちが見られたためと考えられる．

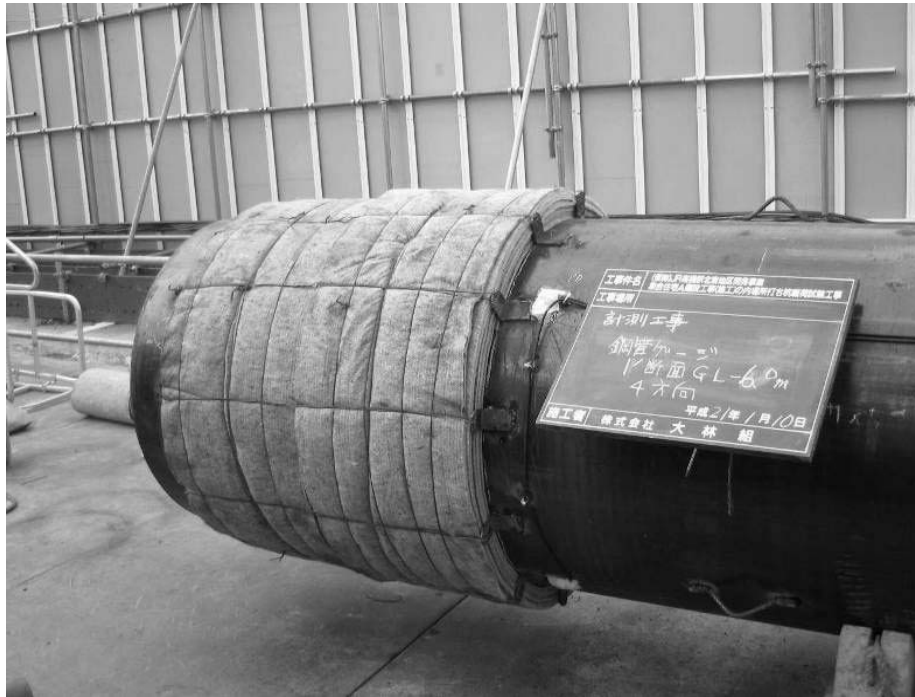


写真 2.1 フリクションカット先端部

付章 3 試験体の施工法（押込み試験 B-1）

付章 3 では，試験体 B-1 の施工法について述べる．試験体の施工手順は，本章の図 2.2.3～2.2.5 に示すように実施した．節付き杭の施工に関する主な確認事項と施工手順は，前付章 1，2 で既に述べている．

B-1 に関して，コンクリート打設前に節部深度 z で採取した安定液の砂分率試験を行い，試験結果はほとんど 0% に近い値であった．コンクリート打設は，一般の場所打ち杭の施工手順と同様であり，鉄筋かごの中にトレーミー管を設置しコンクリートを打設した．コンクリートの打設は約 60 分で終えた．計画体積に対する打設数量の割増率は 3% であり，幾分施工形状が計画形状より大きいことがわかる．

付写真 3.1～3.11 は，B-1 の一連の施工手順をまとめたものを示す．



付写真 3.1 試験体の鉄筋かご組立



付写真 3.2 軸部の掘削



付写真 3.3 節部の掘削



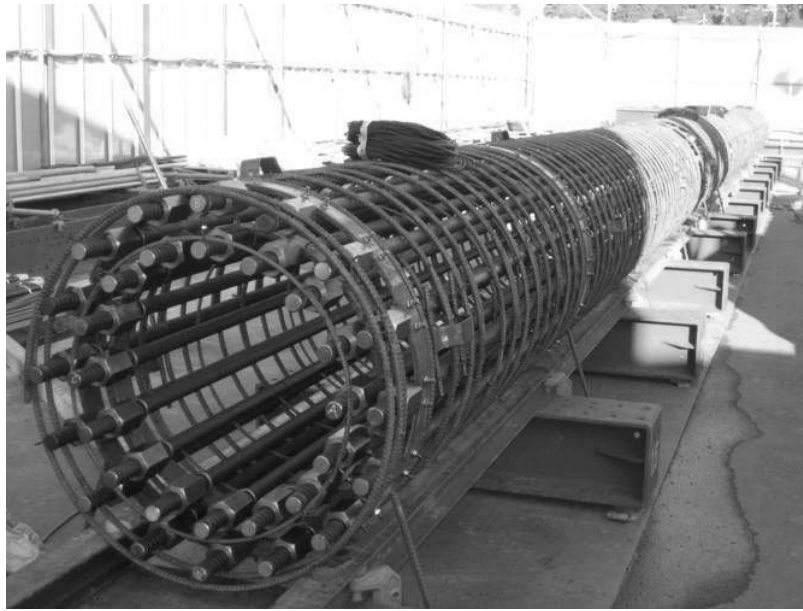
付写真 3.4 節付き杭バケツト



付写真 3.5 節部清掃装置



付写真 3.6 節部清掃状況
(地上部でのキャリブレーション)



付写真 3.7 試験体の鉄筋かご



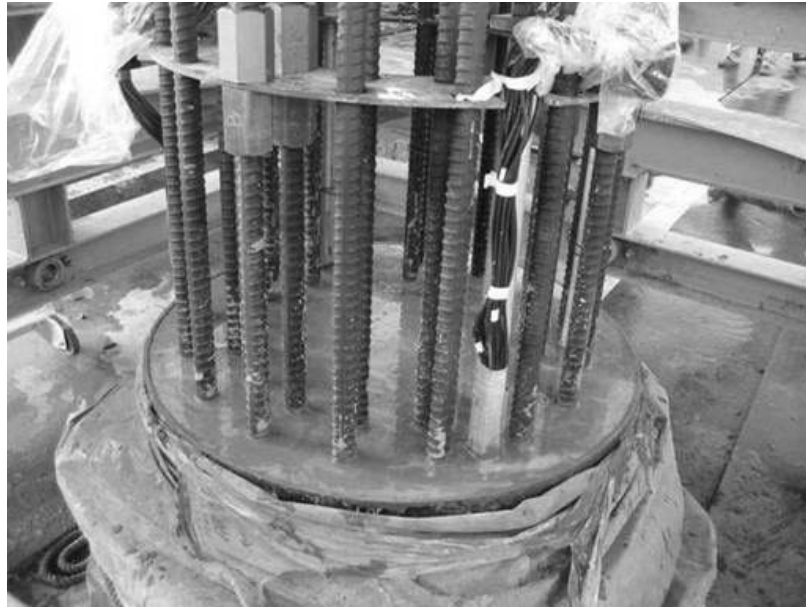
付写真 3.8 フリクシオンカットの鋼管



付写真 3.9 鉄筋かごジョイント



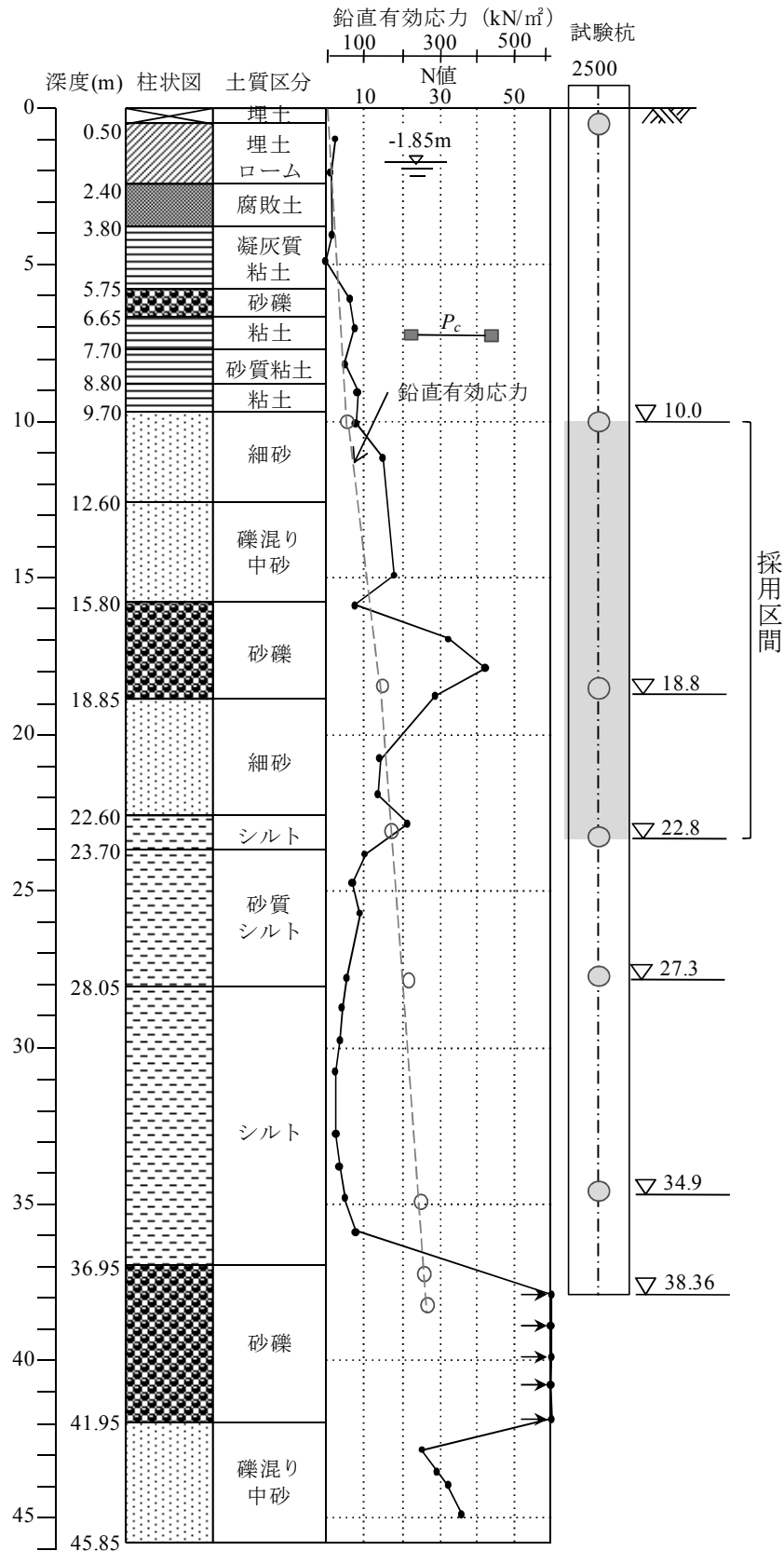
付写真 3.10 コンクリート打設



付写真 3.11 コンクリート打設完了

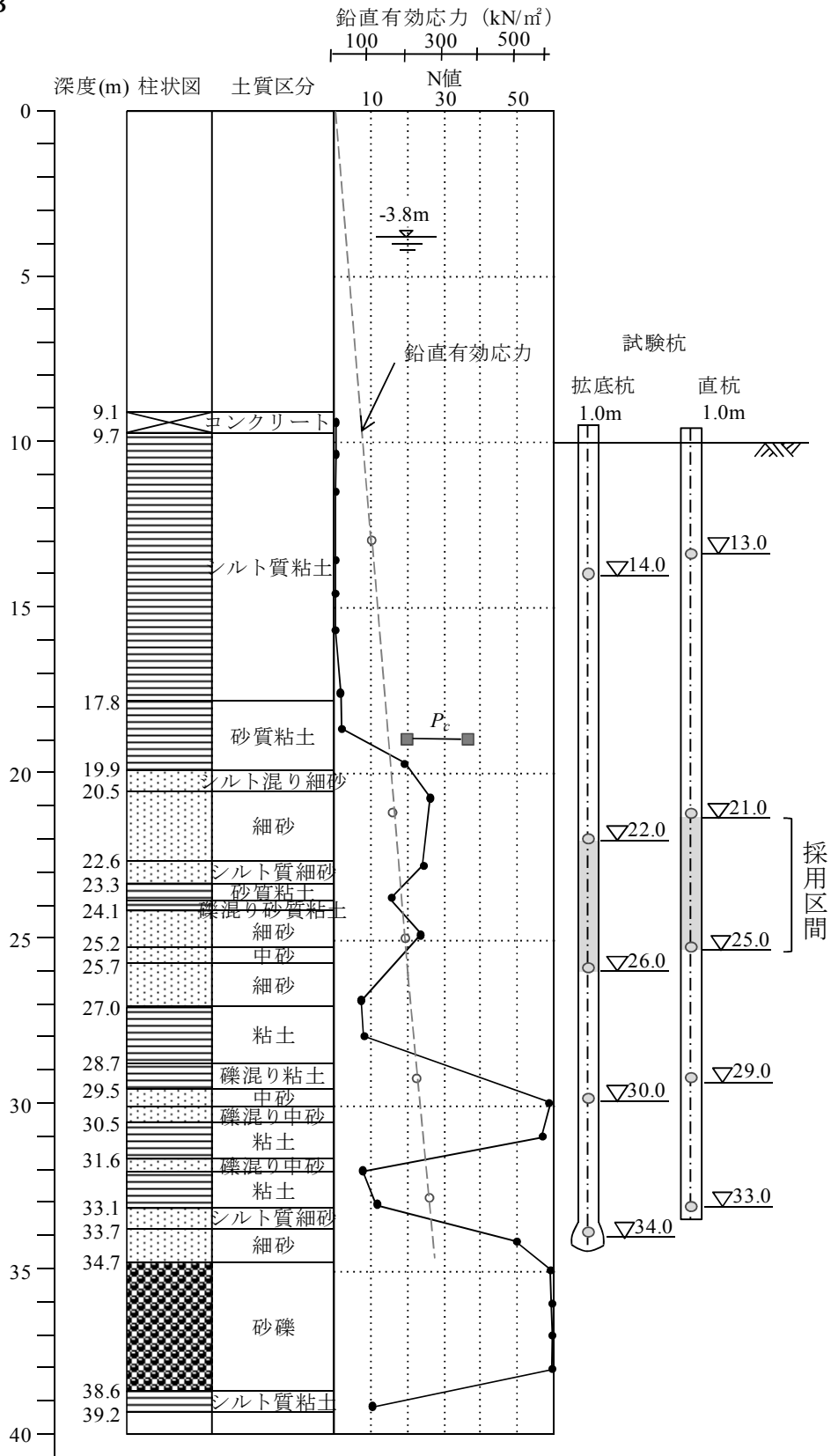
付章 4 地盤構成と試験杭の関係

○ SITE A



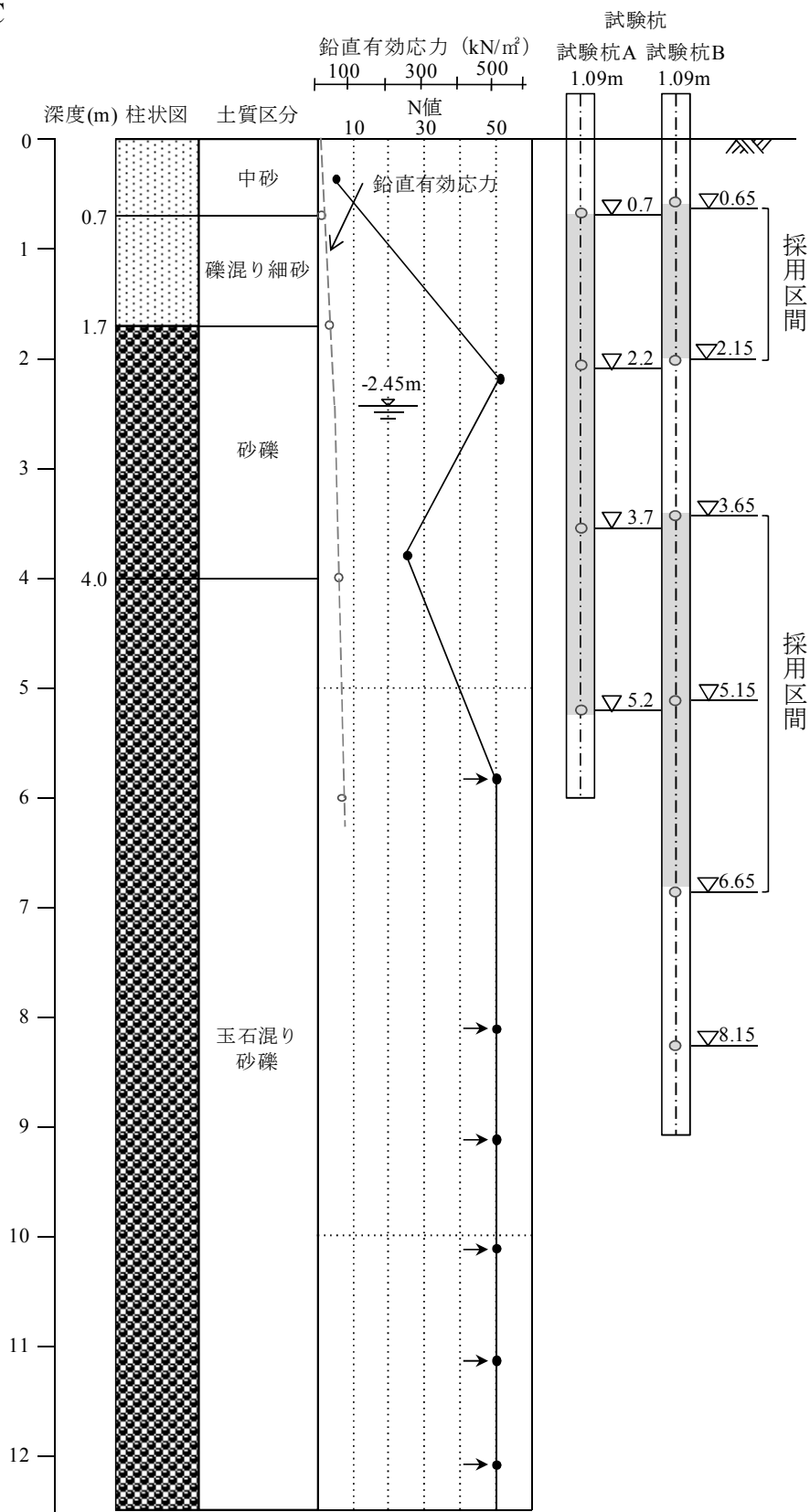
付図 4.1 地盤構成と試験杭の関係 ³⁹⁾

○ SITE B



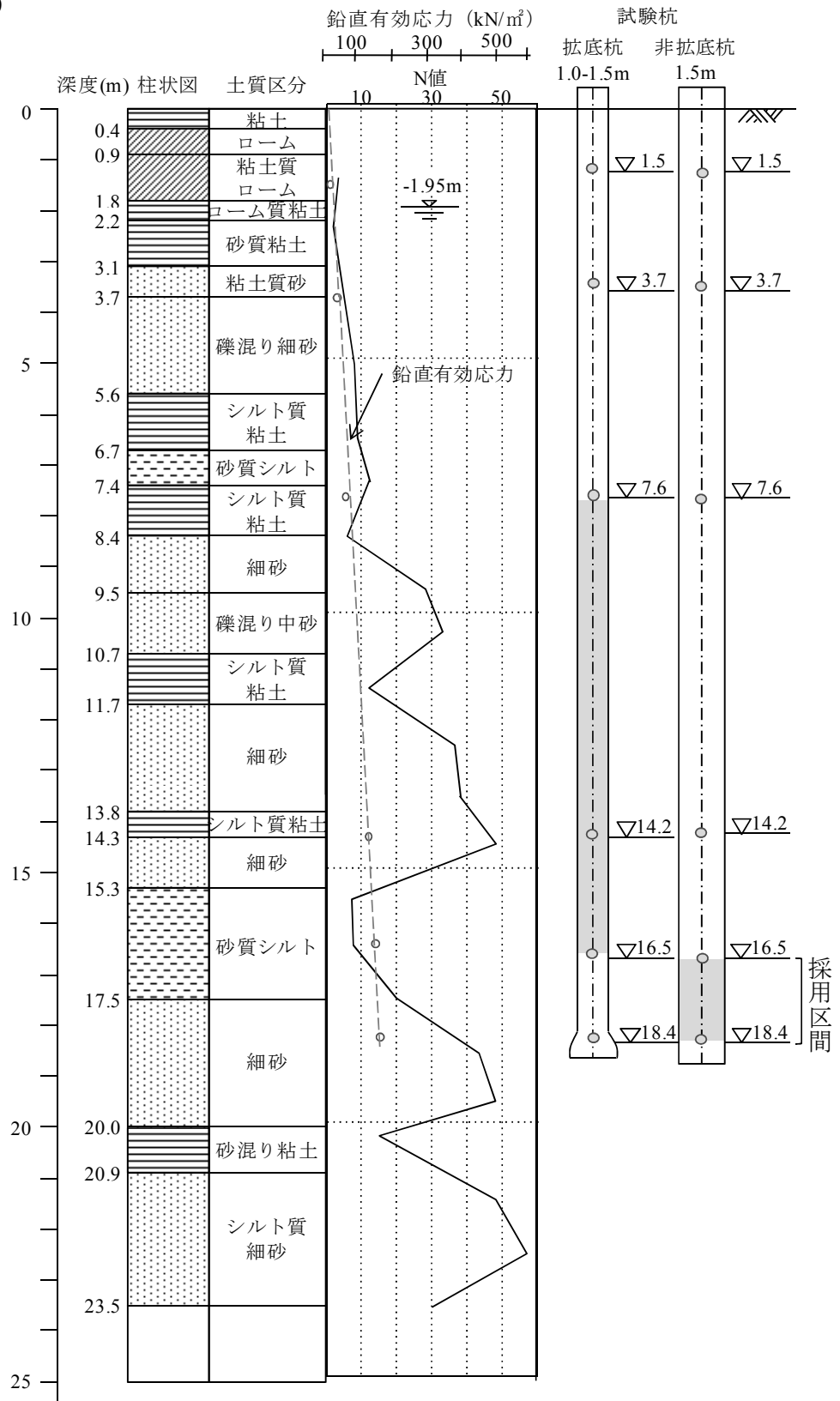
付図 4.2 地盤構成と試験杭の関係⁴⁰⁾

○ SITE C



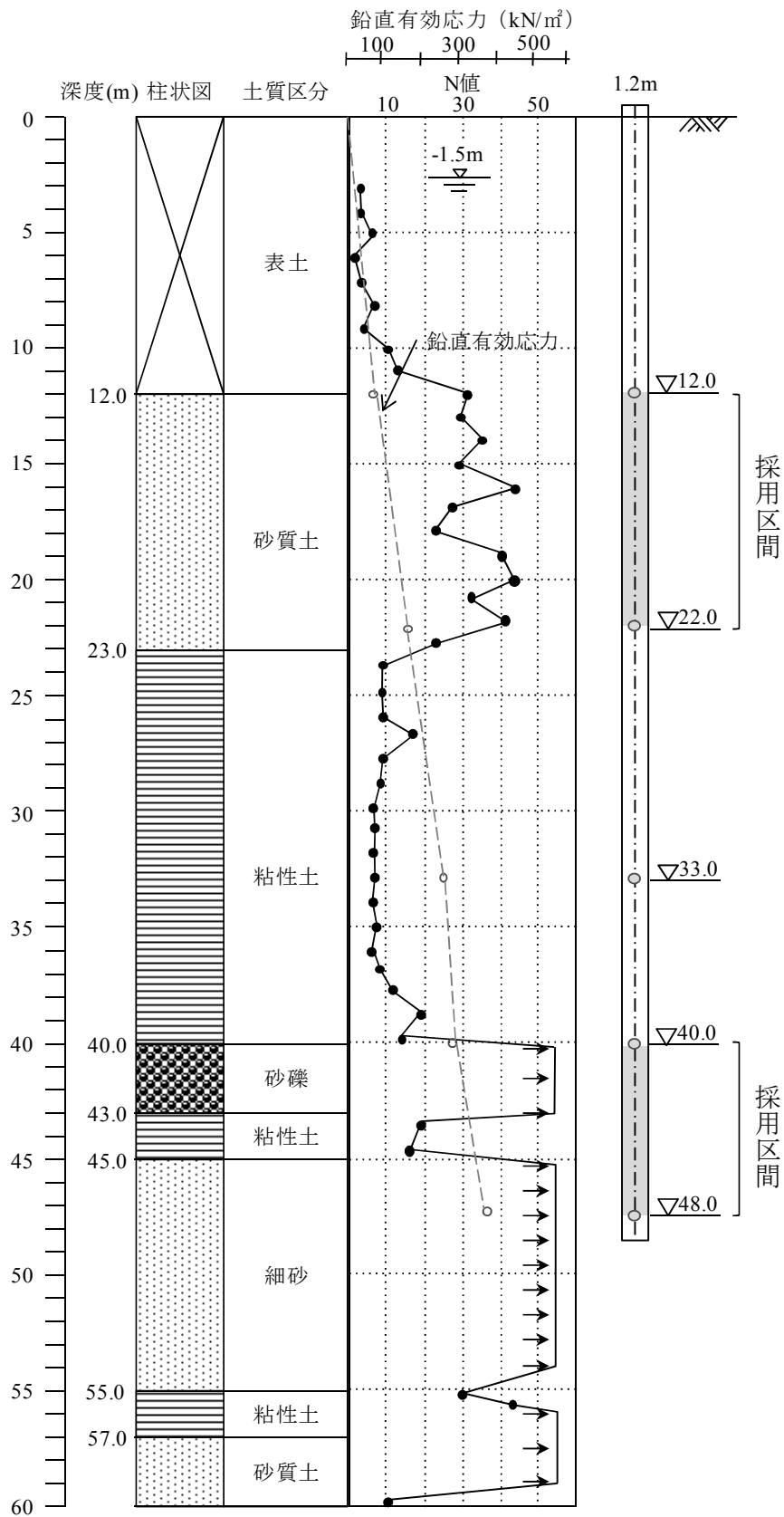
付図 4.3 地盤構成と試験杭の関係⁴¹⁾

○ SITE D



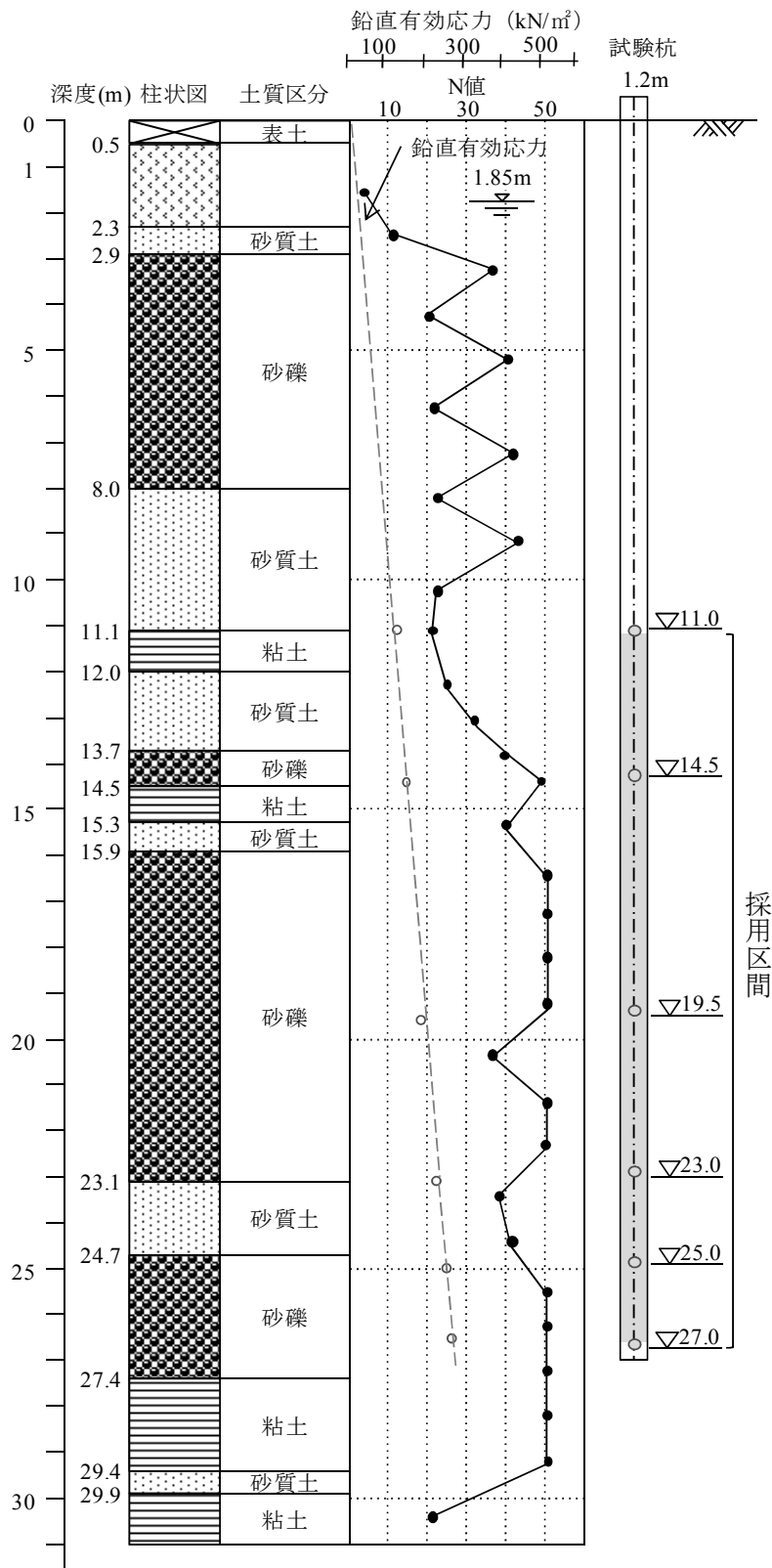
付図 4.4 地盤構成と試験杭の関係 ^{4.2)}

○ SITE E



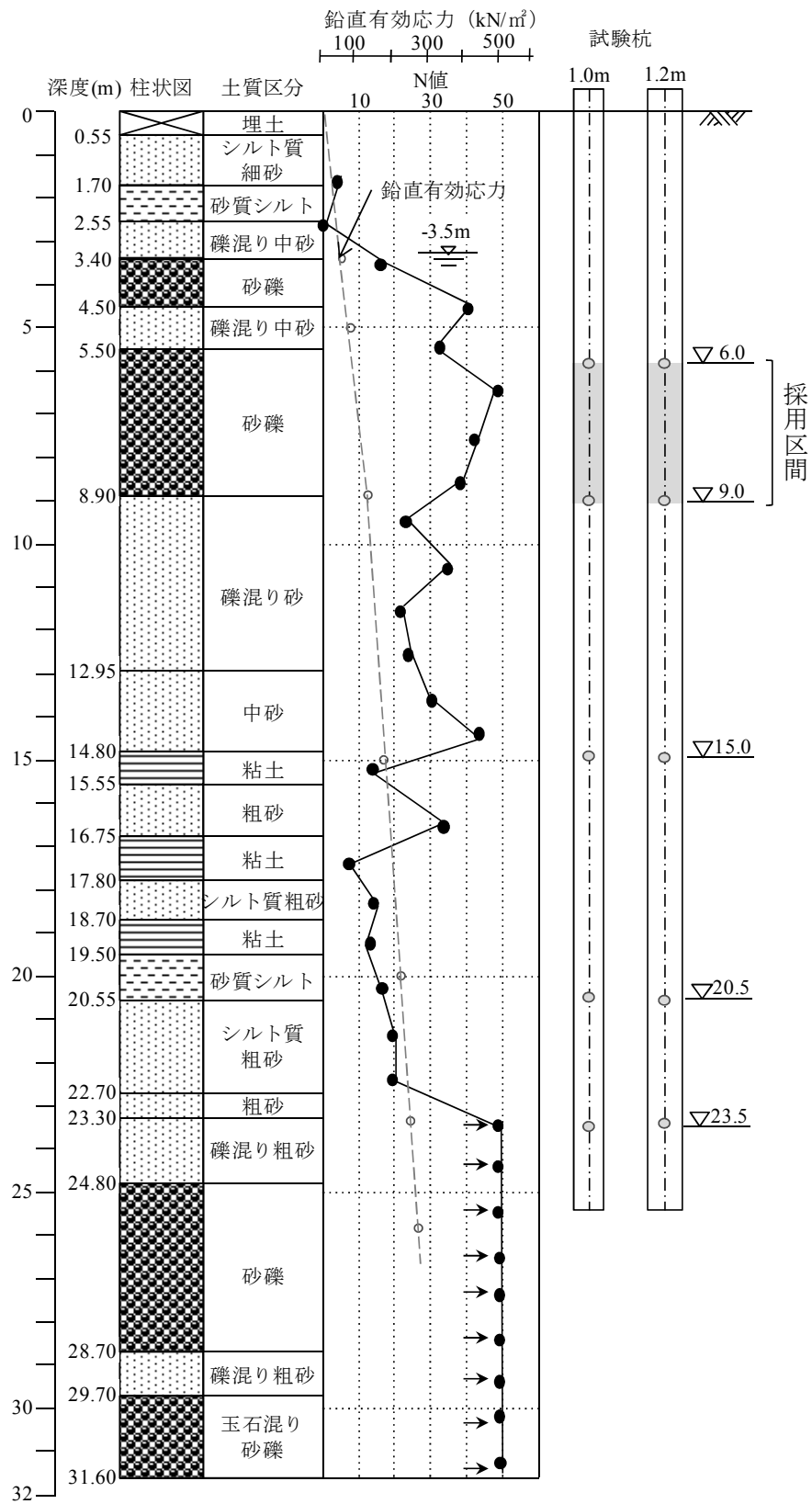
付図 4.5 地盤構成と試験杭の関係 ⁴³⁾

○ SITE F



付図 4.6 地盤構成と試験杭の関係 ⁴⁴⁾

○ SITE G



付図 4.7 地盤構成と試験杭の関係 ⁴⁵⁾

付章 5 節部の杭体コンクリートの評価法

節部の杭体コンクリートの耐力に関する評価⁵⁴⁾は、節部区間の軸部円筒面の耐力で照査するものとする。これは、付図 5.1 に示すように、節部傾斜面に接続する環状楔の底面に作用する支持力度 q_{tb} の最大値が N 値の上限を 75 とすると、 $q_{tb} = 75 \cdot N = 5624 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 5.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ と計算でき、一般の杭体のコンクリート強度の上限 45 N/mm^2 と比べると約 8% 程度となり十分に小さいことによる。

節部の杭体コンクリートの耐力の評価は、節部抵抗力 R_n に対する、付図 5.1 に示すように節部区間 l_N の軸部円筒面に作用する①主応力度式により求まるせん断ひび割れ耐力 Q_{su} と②曲げの弾性理論より求まる曲げひび割れ耐力 Q_{fu} の小さい値との比を、杭体コンクリートの耐力の余裕度として評価する。以下に算定式を示す。

$$Q_{max} = \min(Q_{su}, Q_{fu}) \quad \dots \dots \dots \text{(付 5.1)}$$

せん断ひび割れ耐力 Q_{su} と曲げひび割れ耐力 Q_{fu} は、軸部円筒面の単位幅あたりの値で以下のように算出する。

①. 節部区間の軸部円筒面にせん断ひび割れが生じる場合

せん断ひび割れ耐力は、節部抵抗力によるせん断応力度が節部区間の高さに均等に生じるものとして算出する。

$$Q_{su} = \tau_{su} \cdot l_N \cdot \pi \cdot D_s \quad \dots \dots \dots \text{(付 5.2)}$$

ここで、 τ_{su} : せん断ひび割れ応力度 (N/mm^2)

l_N : 節部区間 (mm)

D_s : 軸部径 (mm)

せん断ひび割れ応力度は，下式で表わされる．

$$\tau_{su} = \frac{\sigma_s}{2} \left(\frac{1}{\tan \theta_2} + \sqrt{\frac{1}{\tan^2 \theta_2} + 4} \right) \quad \dots \dots \dots (付 5.3)$$

ここで， σ_s : せん断ひび割れ耐力算定用のコンクリート引張応力度 (N/mm²)， $\sigma_s = 0.33 \cdot \sqrt{F_c}$
 θ_2 : 節部下傾斜角度 (°)

② . 節部区間の軸部円筒面に曲げひび割れが生じる場合
 曲げひび割れ耐力は，以下のように計算する．

$$Q_{fu} = \tau_{fu} \cdot l_N \cdot \pi \cdot D_s \quad \dots \dots \dots (付 5.4)$$

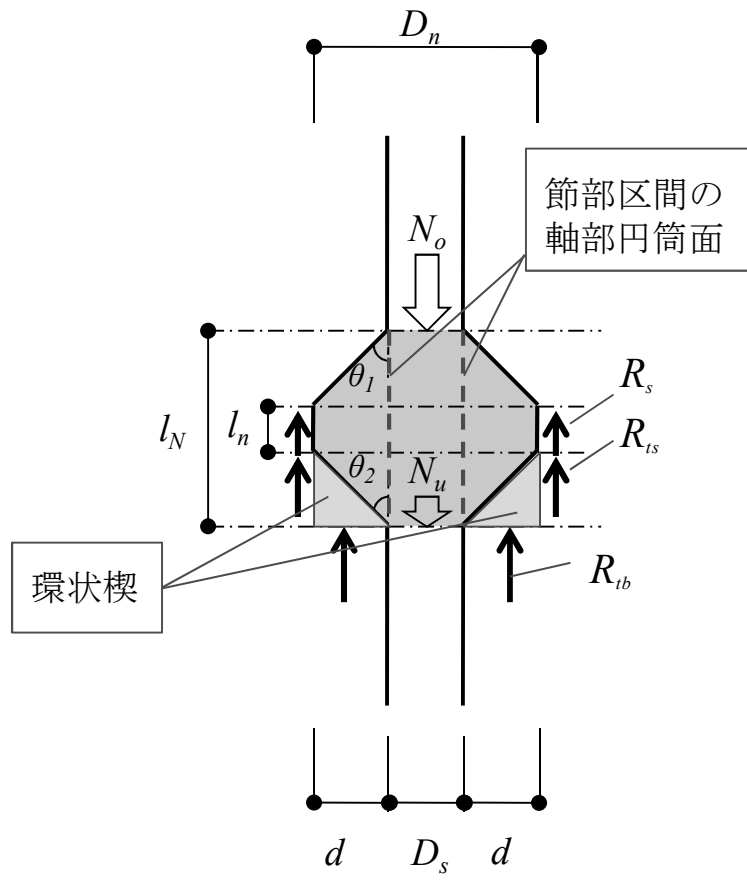
ここで， τ_{fu} : 曲げひび割れ応力度 (N/mm²)

曲げひび割れ応力度は，下式で表わされる．

$$\tau_{fu} = \frac{\sigma_f}{\frac{3d}{l_N} - \frac{1}{\tan \theta_2}} \quad \dots \dots \dots (付 5.5)$$

ここで， σ_f : 曲げひび割れ耐力算定用のコンクリート引張応力度 (N/mm²)， $\sigma_s = 0.59 \cdot \sqrt{F_c}$
 θ_2 : 節部下傾斜角度 (°)
 d : 節部突出幅 (mm)

以上は，押込み荷重時の検討を示した．引抜き荷重時においても同様の方法で算出する．



付図 5.1 節部区間の軸部円筒面のコンクリート耐力

謝 辞

本論文は、筆者が勤務している 株式会社大林組 特殊工法部 での業務の過去 10 年間携わってきた節付き場所打ち杭（ナックル・パイル）の実大規模の施工試験、載荷試験、節部抵抗力の評価法を取り纏めたものであり、この間多くの方々の御指導、御鞭撻を賜りました。

室蘭工業大学教授工学博士 土屋 勉 先生には、浅学非才な筆者が 室蘭工業大学大学院工学研究科博士後期課程在籍中に、研究手法、論文の纏め方などの御指導と御教授を賜りました。研究の途中では、挫折しそうになったときなどもありましたが、本論文を著すことができましたのは、親身も及ばぬ温かい御助言、御指導の賜物だと心より謝意を表します。

本論文の審査を通じ、貴重な御助言賜りました 室蘭工業大学教授工学博士 荒井康幸 先生、同教授工学博士 木幡行広 先生に心より謝意を表します。

本研究は、筆者が 株式会社大林組 特殊工法部の主担当として、平成 15 年からの節付き場所打ち杭の研究開発に初期の段階から参画し、実大規模の施工試験、載荷試験の実施の施工管理を遂行し試験結果を取り纏めたものです。この機会と環境を整えて戴いた 株式会社大林組 理事 特殊工法部 佐藤真弘 部長に心より謝意を表します。また、本論文の作成にあたり、様々な御協力を戴きました 株式会社大林組 特殊工法部 水本 実 副部長、高橋恵美子 担当課長ほか特殊工法部の皆様に深く感謝を申し上げます。

本論文で対象とした実大規模の載荷試験の実施と試験結果を取り纏めるにあたり多大な御協力を戴いた 株式会社大林組 技術研究所 石井雄輔 部長、渡邊康司 主任研究員ほかの皆様、並びに 株式会社特殊構工法計画研究所の皆様に深く感謝を申し上げます。また、本論文を纏めるにあたり親身な御指導、御助言を賜りました 株式会社特殊構工法計画研究所 工学博士 森脇登美夫 部長に心より謝意を表します。

室蘭工業大学大学院博士後期課程での本研究を纏めるにあたり、同大学助教工学博士 永井 宏 先生、同大学技官 島田正夫 氏には、励ましとご支援を戴き心より感謝を申し上げます。また、同大学院の在学期間における地盤・構造研究室の学生および卒業生諸氏に感謝を申し上げます。

最後に、本論文を作成するにあたり、筆者を応援してくれた妻 弥生 に深謝します。

平成 25 年 12 月
須藤 敏 巳

参考文献

- 1) 日本建築学会：超高強度コンクリート技術の現状 第6章 適用建物，pp. 48-53, 2007. 8
- 2) 須藤敏巳，佐藤眞弘，吉崎正明，石井雄輔，清 広歳，森脇登美夫，西山高士，平田昌美，関 崇夫，津田和明，後閑章吉，茶谷文雄：場所打ち節付き杭の鉛直交番試験（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1 分冊，pp. 579-584, 2005. 9
- 3) 財団法人日本建築総合試験所：建築の試験・研究情報誌 GBRC Vol. 35, No. 01, p. 67, 2010. 1
- 4) 財団法人国土技術研究センター：第12回（平成22年度）国土技術開発賞，pp. 15-16, 2010. 7
- 5) 一般財団法人日本建築センター：ビルディングレター，p. 40, 2012. 2
- 6) 一般財団法人日本建築センター：ビルディングレター，p. 52, 2013. 9
- 7) 渡邊康司，須藤敏巳，石井雄輔，佐藤眞弘：地盤工学会技術開発賞を受賞して，地盤工学会誌，Vol. 61, No. 8, p. 67, 2013. 8
- 8) 土質工学会：構造物基礎入門，pp. 98-110, 1981
- 9) 小椋仁志，山肩邦男，岸田英明：模型実験による節付き円筒杭の支持力特性の検討，日本建築学会論文報告集，第374号，pp. 87-97, 1987. 4
- 10) 土質工学会：構造物基礎入門，pp. 110-148, 1981
- 11) 脇村典夫：拡底ぐい工法，OJP 工法，基礎工，pp. 64-66, 1979. 7
- 12) 茶谷文雄：場所打ちコンクリート杭の施工法の歴史 拡底杭，基礎工，pp. 79-83, 2011. 11
- 13) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p. 248, 2001
- 14) 須藤敏巳，佐藤眞弘，西村勝尚，石井雄輔，西山高士，森脇登美夫，江村勝，津田和明，渡邊康司，高橋恵美子，長谷川智仁，鈴木直子，茶谷文雄，福本義之，笹本克紀，和田裕介：場所打ち節付き杭の鉛直交番載荷試験および引抜き試験（その1～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1 分冊，pp. 567-576, 2008. 9
- 15) 須藤敏巳，佐藤眞弘，石井雄輔，西村勝尚，渡邊康司，高橋恵美子，森脇登美夫，毎田泰之，和知康晴，市村喜作，吉澤和夫，鈴木直子，佐原 守：場所打ち節付き杭の押込み試験および引抜き試験（その1～4），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1 分冊，pp. 613-620, 2010.

- 16) 平井芳雄, 青木雅路: 拡径部を有する場所打ちコンクリート杭の引抜き性状に関する原位置引抜き試験, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 54B, pp. 59-66, 2008. 3
- 17) D. Mohan, G.S. Jain, and D. Sharma: Bearing Capacity of Multiple Under-reamed Bored Piles, Proceeding of the 3rd Asian Regional Conference on S.M.F.E, vol.1, pp.103~106, 1967
- 18) M. Barrett Clisby and Robert M. Mattox: Comparison of Single and Multiple-under-reamed Bored Piles Based Laboratory and Field Experiments, Highway Research Record, No.354, pp80-89, 1971
- 19) 石堂 稔: 砂地盤における節杭の支持力, 九州産業大学研究報告, 第 6 号, pp. 40-50, 1970. 6
- 20) 八尾眞太郎, 伊藤淳志, 梶井 健, 伊藤 仁: 節付き場所打ちコンクリート杭の節部底面支持力算定式, 日本建築学会構造系論文集, 第 556 号, pp. 79-84, 2002. 6
- 21) Honda, T., Hirai, Y. and Sato, E.: Uplift capacity of belled and multi-belled piles in dense sand, Soils and Foundations, Vol.51, No.3, pp.483-496, June 2011
- 22) 本田 剛, 若井修一, 平井芳雄: 拡底杭の引抜き抵抗力に影響する各種要因の感度分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 分冊, pp. 443-444, 2012. 9
- 23) 創元社: 大阪層群, p. 14, 1993. 6
- 24) 青木書店: 大阪平野のおいたち, p. 57, 1986. 11
- 25) 財団法人日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 ナックル・パイルおよびナックル・ウォール工法, GBRC 性能証明第 09-14 号, pp. 79-103, 2009. 9
- 26) 地盤工学会: 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 2002
- 27) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, p. 312, 1988
- 28) 長沼一洋, 山口恒雄: 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 分冊, pp. 649-650, 1990
- 29) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp. 203-216, 2001
- 30) 平山英喜, 藪内貞男, 山下啓明, 上紺屋好行: 砂中のテーパー杭の周面摩擦抵抗, 第 26 回土質工学研究発表会, pp. 1385-1388, 1981. 7
- 31) 桑原賢治, 榎並 昭, 児島又一, 宮崎祐助, 森田鋼一, 山本和夫, 大山 弘, 森脇登美夫, 秋野矩之, 四本 紘, 浜田敬二, 川上俊二, 末松清治: 鹿児島県庁舎新築工事の基礎工に関する解析と実測 (その 1~4), 第 31 回地盤工学研究発表会, pp. 1519-1526, 1996

- 32) 土屋 勉：併用（パイルド・ラフト）基礎における相互作用，基礎工，pp. 21-25，2009. 10
- 33) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，pp. 282-283，1974
- 34) J.G. Potyondy：Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials, Geotechnique, Vol.11, No. 4, pp.339~353, 1961
- 35) 喜田大三，川地 武：泥水工法における泥水管理装置に関する研究（第25報），大林組技術研究所所報，pp. 110-114，1980
- 36) 地盤工学会：入門シリーズ 22 土圧入門，pp. 198-206，1997
- 37) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，p. 314，1974
- 38) 小林勝巳，大西靖和：有効応力に基く砂地盤における場所打ち杭の周面摩擦抵抗の評価，第36回地盤工学研究発表会，pp. 1579-1580，2001. 6
- 39) 杉村義広，板橋 薫，田村昌仁，鳥井信吾，萩原庸嘉，藤岡豊一：低コストを目的とした大口径場所打ち杭の鉛直載荷試験，基礎工，pp. 129-135，1997. 12
- 40) 青木雅路，平井芳雄，丸岡正夫，加倉井正昭，毛井崇博：場所打ち掘削杭の原位置引抜き試験結果（その1~2），第36回地盤工学研究発表会，pp. 1561-1564，2001. 6
- 41) 海野隆哉，青木一二三，成田吉松：短尺場所打ち杭の鉛直載荷試験，第18回土質工学研究発表会，pp. 989-992，1983. 6
- 42) 筒井通剛，高垣太平，加藤克己，嶋谷欣巳：場所打ち掘削杭の引抜き抵抗に関する研究（その1~3），第29回地盤工学研究発表会，pp. 1543-1548，1994. 6
- 43) 渋谷孝男，小椋仁志，川村 明，妹尾博明，カルキーマダン，斎藤基治：関東郵政局等庁舎新築工事における大口径場所打ち杭の先端載荷試験（その1~2），第32回地盤工学研究発表会，pp. 1431-1434，1997. 7
- 44) 小椋仁志，打越瑞昌，金井重夫，菱沼 登：太田市新庁舎建設工事における場所打ち杭先端載荷試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1 分冊，pp. 929-930，1995. 8
- 45) 藤岡豊一，青木一二三，谷口正嗣，住 義雄，阿部智之：高品質アースドリル杭の開発実験（その3），第33回地盤工学研究発表会，pp. 1385-1386，1998. 7
- 46) 久保裕一，坪田邦治：伊勢湾と濃尾平野地域の圧密特性について，中部地質調査業協会 土と岩，pp. 42-44，2008. 4
- 47) 日本建築学会：杭の鉛直支持力小委員会報告書 第2章先端支持力，pp. 58-61，2008. 8

- 48) 秋野矩之, 金谷祐二: 深い拡底基礎の極限抵抗機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 分冊, pp. 2673-2674, 1983
- 49) 西山高士, 石井雄輔: 粘着力を有する地盤に根入れされた拡底杭の引抜き抵抗について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 分冊, pp. 585-586, 2007
- 50) 西山高士, 石井雄輔: 粘着力を有する地盤中の拡底杭の引抜き抵抗に関する研究, 第 42 回地盤工学研究発表会, pp. 1179-1180, 2007
- 51) 山崎雅弘, 長岡弘明, 中村恒善: 拡底場所打ちコンクリート杭耐力に対する先端部施工形状の影響の解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 470 号, pp. 95-103, 1995
- 52) 山本春行, 李 偉, 富永晃司, 小椋仁志: 杭の先端支持力に及ぼす土被り圧と先端形状に関する模型実験, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 49B, pp. 157-162, 2003
- 53) 財団法人日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 ナックル・パイルおよびナックル・ウォール工法, GBRC 性能証明第 09-14 号, pp. 73-75, 2009. 9
- 54) 財団法人日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 ナックル・パイルおよびナックル・ウォール工法, GBRC 性能証明第 09-14 号, pp. 53-54, 2009. 9
- 55) 榎並 昭: 拡底ぐいについて, 基礎工, pp. 46-49, 1979. 7
- 56) 中村 靖, 阿部照男: 壁体基礎, 基礎工, pp. 86-97, 1986. 7

本研究に関連して発表した論文

審 査 論 文

- 1 須藤敏巳，土屋 勉，渡邊康司：節付き場所打ち杭の節部抵抗力の実用的な評価方法，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻，第 692 号，pp.1769-1775（2013 年 10 月）
- 2 鈴木直子，須藤敏巳，茶谷文雄，福本義之，西村勝尚：超高層建物を支持する節付き場所打ち杭の鉛直載荷試験と常時および地震時沈下挙動，日本建築学会技術報告集，第 15 巻，第 30 号，pp.399-404（2009 年 6 月）

研 究 報 告

- 3 佐原 守，須藤敏巳，渡邊康司，鈴木直子，渡辺一成：超高層タワーを支持する節付き壁杭の引抜き・押込み試験，第 54 回地盤工学シンポジウム，pp.339-346（2009 年 11 月）
- 4 鈴木直子，須藤敏巳，関 崇夫，福本義之，西村勝尚：超高層建物を支持する節付き場所打ち杭の鉛直載荷試験と沈下解析，大林組技術研究所所報，No.75，pp.1-10（2011 年 12 月）
- 5 渡邊康司，須藤敏巳，石井雄輔，西村勝尚：節付き場所打ちコンクリート杭の実大載荷試験，地盤工学誌 Vol.60，No.8 Ser.No655，pp.6-9（2012 年 8 月）
- 6 Watanabe, K.,Sudo,T.,Nishimura,K.,Ishii,Y. : Static load tests of nodular cast-in-place concrete pile and estimation on resistance of nodular part, The 9th International Conference on Testing and Design Methods for Deep Foundations, pp.749-756 (September,2012,Kanazawa,Japan)
- 7 渡邊康司，須藤敏巳，石井雄輔，和知康晴：節付き場所打ちコンクリート杭・節付き壁杭工法，地盤工学誌 Vol.61，No.1 Ser.No660，pp.36-37（2013 年 1 月）
- 8 渡邊康司，須藤敏巳，石井雄輔，西村勝尚：節付き場所打ち杭コンクリート杭の実大載荷試験，基礎工 Vol.41，No.8，pp.76-78（2013 年 8 月）
- 9 佐原 守，須藤敏巳，鈴木直子，渡邊康司：場所打ち節付き杭・壁杭（ナックル・パイル、ナックル・ウォール）の引抜き抵抗，基礎工 Vol.39，No.11，pp.64-66（2011 年 11 月）

口 頭 発 表

- 10 須藤敏巳，佐藤眞弘，吉崎正明，石井雄輔：場所打ち節付き杭の鉛直交番
載荷試験（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 579-580
（2005-9 近畿）
- 11 須藤敏巳，佐藤眞弘，西村勝尚，石井雄輔：場所打ち節付き杭の鉛直交番
試験および引抜き試験（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，
pp. 567-568（2008-9 中国）
- 12 須藤敏巳，石井雄輔，佐藤眞弘，橋本康則：超高層タワーを支持する節付
き壁杭の引抜き試験および押込み試験（その1），日本建築学会大会学術講
演梗概集，pp. 439-440（2009-8 仙台）
- 13 須藤敏巳，石井雄輔，佐藤眞弘，西村勝尚：場所打ち節付き杭の押込み試
験および引抜き試験（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，
pp. 613-614（2010-9 北陸）
- 14 森脇登美夫，須藤敏巳：沖積砂礫層に設置したグラウンドアンカーの引
抜き試験結果（その2），第45回地盤工学研究発表会，pp. 1233-1234
（2010-8 松山）
- 15 佐原守，須藤敏巳，渡邊康司，藤井彰人，：固結シルト・固結砂の非線
形性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 411-412（2011-8 関東）
- 16 渡邊康司，須藤敏巳，石井雄輔，荒川真：地盤改良を併用した鋼管杭の
開発（その1），第46回地盤工学研究発表会，pp. 1299-1300
（2011-7 神戸）
- 17 渡邊康司，須藤敏巳，石井雄輔，和知康晴：節付き壁杭の引抜き抵抗力に
関する遠心模型実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 425-426
（2012-9 東海）
- 18 渡辺和博，須藤敏巳，和知康晴，佐原守：超高層集合住宅を支持する場
所打ち節付き杭基礎（その3），第48回地盤工学研究発表会，
pp. 1269-1270（2013-7 富山）

以上