

博士論文

二重管削孔を用いた小口径合成鋼管杭工法
の鉛直支持力特性および水平抵抗特性に
関する研究

粕谷悠紀

《 目 次 》

第1章 序論	1
1.1 研究の背景および目的	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 小口径杭工法（マイクロパイル工法）の歴史	2
1.2.2 国内で開発されたマイクロパイル工法	4
1.2.3 マイクロパイル工法の鉛直支持力特性に関する既往の研究	5
1.2.4 マイクロパイル工法の水平抵抗特性に関する既往の研究	9
1.2.5 マイクロパイル工法の実工事への適用事例	13
1.2.6 道路橋示方書における杭の実大載荷試験結果の整理方法	15
1.2.7 荷重-変位曲線を定量的に表現するワイブル分布曲線の考え方	16
1.2.8 杭の水平抵抗に関する解析法	17
1.2.9 スライム量の違いによる場所打ち杭の支持力特性に関する既往の研究	20
1.2.10 コンクリート充填鋼管の曲げ強度に関する既往の研究	21
1.3 既存工法との比較	22
1.4 本論文の構成	23
第2章 本研究で対象とした杭工法の概要	29
2.1 概要	29
2.2 杭部材	32
2.2.1 鋼管	32
2.2.2 ねじ継手	32
2.2.3 先端攪伴ビット	37
2.2.4 口元スペーサー	38
2.2.5 杭頭結合部材	39
2.2.6 既存工法とのコスト比較	40
2.3 施工方法	41
2.3.1 施工手順	41
2.3.2 削孔およびスライム処理方法	42
2.3.3 鋼管建込み方法	43
2.3.4 杭先端の地盤改良方法	44
2.4 軸方向の支持力機構	45
2.5 施工機械	46
2.6 仮設設備	47
2.7 まとめ	48

第3章 杭の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討	50
3.1 鋼管とグラウトとの付着強度試験	51
3.1.1 試験概要	51
3.1.2 試験結果	53
3.1.3 付着応力度の推定式の提案	55
3.2 継手を有する鋼管の圧縮試験	56
3.2.1 試験概要	56
3.2.2 試験結果	58
3.2.3 圧縮強度における規格値との比較	60
3.3 継手を有する鋼管の引張試験	61
3.3.1 試験概要	61
3.3.2 試験結果	63
3.3.3 引張強度における規格値との比較	65
3.4 杭先端部の支持力模型実験	66
3.4.1 実験概要	66
3.4.2 実験結果	69
3.4.3 杭先端部の改良体効果	73
3.5 杭先端部の小規模押込み載荷試験	74
3.5.1 載荷試験概要	74
3.5.2 セメント改良土の配合試験結果	76
3.5.3 載荷試験結果	77
3.6 杭先端形状や攪拌方法に着目した浅層施工性実験	79
3.6.1 実験概要	79
3.6.2 実験結果	81
3.6.3 杭先端部材の仕様選定	82
3.7 杭先端部材の圧縮模型実験	83
3.7.1 実験概要	83
3.7.2 実験結果	85
3.7.3 目標強度との比較	88
3.8 杭先端部の出来形・品質管理に関する浅層施工性実験	90
3.8.1 実験概要	90
3.8.2 実験結果	91
3.8.3 改良体の出来形評価	93
3.8.4 改良体およびグラウトの圧縮強度評価	94
3.9 地下水位より深い地盤の出来形に関する室内実証実験	96
3.9.1 実験概要	96

3.9.2	実験結果	98
3.10	地下水位より深い地盤の実大試験杭の試掘調査	100
3.10.1	調査概要	100
3.10.2	調査結果	101
3.11	押し込み載荷試験杭の出来形・品質管理に関する試掘調査	104
3.11.1	調査概要	104
3.11.2	調査結果	106
3.12	まとめ	108
第4章	鉛直載荷試験による杭の鉛直支持力評価	111
4.1	押し込み載荷試験	112
4.1.1	試験概要	112
4.1.2	試験結果	115
4.1.3	杭先端の極限支持力度の比較	126
4.1.4	杭の周面摩擦力度の比較	130
4.1.5	各支持力の計算値と実測値の比較	134
4.1.6	H24年道示IVとH29年道示IVにおける極限支持力の比較	136
4.1.7	H24年道示IVとH29年道示IVにおける設計支持力の比較	143
4.1.8	実測値の平均値となる極限支持力推定式の提案	145
4.2	ワイブル近似法による杭の鉛直支持力特性に関する検討	151
4.2.1	ワイブル分布曲線による近似方法	151
4.2.2	各荷重-変位関係のワイブル近似により得られた降伏沈下量	152
4.2.3	ワイブル分布曲線の近似法による杭の極限支持力の算定	154
4.2.4	ワイブル分布曲線式による比較	156
4.3	押し込み載荷試験による杭の軸方向ばね定数評価	158
4.3.1	H24年道示IVに基づく杭の軸方向ばね定数推定式の提案	158
4.3.2	H29年道示IVに基づく杭の軸方向ばね定数推定式の提案	163
4.4	引抜き載荷試験	171
4.4.1	試験概要	171
4.4.2	試験結果	174
4.4.3	杭の周面摩擦力度の比較	180
4.4.4	周面摩擦力の計算値と実測値の比較	183
4.4.5	H24年道示IVとH29年道示IVの極限引抜き抵抗力の比較	184
4.4.6	H24年道示IVとH29年道示IVの設計引抜き抵抗力の比較	187
4.4.7	実測値の平均値となる極限引抜き抵抗力推定式の提案	189
4.5	まとめ	191

第5章 杭の水平抵抗特性に関する基礎的な検討	193
5.1 継手を有する鋼管の曲げ試験	194
5.1.1 試験概要	194
5.1.2 試験結果および数値計算結果との比較	198
5.1.3 曲げモーメントおよび曲げ剛性における規格値との比較	202
5.2 継手を有する鋼管の正負交番曲げ試験	203
5.2.1 試験概要	203
5.2.2 試験結果および数値計算結果との比較	207
5.2.3 繰返し条件下の曲げモーメントおよび曲げ剛性における規格値との比較	211
5.3 継手を有する鋼管のせん断試験	212
5.3.1 試験概要	212
5.3.2 試験結果	216
5.3.3 せん断強度における規格値との比較	220
5.4 まとめ	221
第6章 水平交番載荷試験による杭の水平方向地盤反力係数評価	223
6.1 水平交番載荷試験	224
6.1.1 試験概要	224
6.1.2 試験結果	227
6.1.3 水平方向地盤反力係数の算定	232
6.2 水平方向地盤反力係数の比較	234
6.2.1 各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数	234
6.2.2 実測値と計算値の比較	236
6.2.3 水平抵抗に関する H24 年道示Ⅳと H29 年道示Ⅳの比較	238
6.3 ワイブル近似法による杭の水平抵抗特性に関する検討	239
6.3.1 ワイブル分布曲線による近似方法	239
6.3.2 各荷重－変位関係のワイブル近似により得られた弾性限界変位	240
6.3.3 杭の水平抵抗における弾性限界変位の統計分析	242
6.3.4 ワイブル分布曲線の近似法による杭の水平極限支持力の算定	243
6.3.5 杭の水平抵抗における極限支持力比の統計分析	245
6.4 まとめ	247
第7章 現場適用と現場計測による杭の性能評価	249
7.1 適用現場概要	249
7.2 設計	250
7.2.1 設計対象	250

7.2.2	設計条件	253
7.2.3	基礎杭に作用する設計外力	253
7.2.4	鉛直支持力照査	256
7.3	施工	264
7.3.1	施工状況	264
7.3.2	品質管理	266
7.3.3	施工管理	266
7.3.4	出来形管理	268
7.4	施工した基礎杭の性能検証	269
7.4.1	現場計測概要	269
7.4.2	現場計測ケース	271
7.4.3	二重管杭における軸力および曲げモーメントの算定方法	272
7.4.4	現場計測結果	273
7.5	まとめ	291
第8章	結論	293
8.1	結論	293
8.2	今後の課題	294
	謝辞	295

第1章 序論

1.1 研究の背景および目的

1960年代を中心とする高度経済成長期に建設された橋梁や土構造物等の老朽化が社会的に大きな課題になってきている。2015年の調査では、建設後50年を経過する橋梁が約18%であるが、10年後には約43%、さらに20年後には約67%に急増するといわれている¹⁾。今後、これら社会インフラの維持管理・補強・更新の増加が予想されており、これらの既設構造物に対する合理的な補強対策の開発が求められている。

一方、平成8年の道路橋示方書の改定に伴う設計荷重の増大によって、地震時の支持力不足あるいは杭の耐力不足が懸念される既設構造物の補強対策の1つとして、増し杭工法がある。しかし、都市部においては大型重機を使用した場合に、道路占有に伴う交通規制が生じるだけでなく、狭隘地では施工が困難である等の課題がある。また、周辺構造物付近での増し杭の掘削等によって地盤が緩む危険性もあり、周辺の地盤や構造物に影響を与える可能性などの課題が挙げられる。このため、交通規制を最小限に抑えられるコンパクトな施工機械を用い、周辺の地盤や構造物への影響が比較的小さい小口径杭（以下、マイクロパイルという）の採用が望まれる。

マイクロパイルの設計面の特長として、1)細い形状で大きな支持力が得られるためフーチング面積や補強寸法が小さくなる、2)高張力鋼管等を用いることで小口径杭でも大きな杭体の耐力を確保できる、3)水平剛性の確保が求められる基礎には、斜杭を活用できるなどがある。一方、施工面の特長として、1)施工機械が小さいため、空頭制限がある場所や狭隘地での施工が可能である、2)杭径が小さいため、施工時の近接構造物への影響が小さい、3)施工時の騒音や振動が少ない等が挙げられる。

一方、場所打ち杭工法では、掘削後のスライム残留による支持力低下が課題されていた。また、我が国で使用されている既存のマイクロパイル工法は、鋼管をケーシングとして削孔する自穿孔式であるため、グラウトを段階的に加圧注入しているものの鋼管外周のかぶりが10mm程度と小さいうえに確実に確保されるかどうか、杭周面の摩擦抵抗が適切に発揮されるかどうかは不明であった。さらに、設計上支持力から決まる場合でも施工上の理由から特殊鋼管を使用し、継ぎ杭1本あたりが1.5mと短尺であるため、鋼管のコストが高いうえに高価な継手が多く必要であることが多い。

上述の課題に対して、既設構造物基礎における補強工事等において、十分なかぶりを確保でき、狭隘地や空頭制限下等でも施工可能かつ低コストで高品質な小口径合成鋼管杭工法を開発した。本研究は、かぶりを20mm以上確保することおよび杭先端部を地盤改良することを特徴とした杭工法の鉛直支持力特性および水平抵抗特性等を明らかにすることを目的とした（図-1.1.1）。

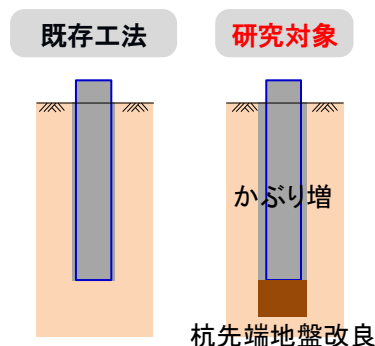




図-1.1.1 既存工法と本研究で対象とした杭工法の比較図

1.2 既往の研究

1.2.1 マイクロパイル工法の歴史

マイクロパイル工法は、直径300mm以下の場所打ち杭あるいは埋込み杭の総称である^{1),2)}。マイクロパイル工法は、レンガや石造りの寺院、-1.2.1に示すような教会等の歴史的建造物の基礎の補強工事用に開発された技術であり、1952年にイタリアのF. Lizziによって開発されたルートパイルをその起源としている^{2),3),4),5)}。Lizziは、口径150mm以下の小径で異形棒鋼とグラウトで構成されるマイクロパイルを考案し、主として地盤補強や構造物のアンダーピニングに用いた⁶⁾。マイクロパイルは、現在では世界各地に広まり、イギリス、ドイツ、フランス、アメリカ、またアジアの一部でも用いられている^{7),8)}。

アメリカ合衆国カリフォルニア州では、1971年、1989年、1994年大地震に見舞われ、道路橋に多くの被害が生じ、それ以来橋脚基礎の補強、落橋防止補強等に用いられている⁹⁾。1993年に米国の連邦道路管理局（Federal Highway Administration (FHWA)）は、マイクロパイルの適用実態に関する共同研究グループを発足している。この共同研究グループは、建設会社、コンサルタント、大学および発注者から構成されており、国際的な既往研究の調査、既往研究や開発時における実験結果の詳細解析、室内および現場実験、設計法、施工方法、現場調査およびケーススタディを実施した内容を1997年に報告している。しかし、この適用実態に関する研究のみではいくつか解明されない内容があると評価され、追加でさらなる研究を実施している。特に、実務者、高速道路管理者、地盤工学技術者が利用できるマイクロパイルの設計マニュアルおよび施工ガイドラインの策定が大きな目的であった。これらの成果を踏まえて、2000年にFHWA監修による「マイクロパイルの設計マニュアルおよび施工ガイドライン」が発行された³⁾。当該マニュアルにおけるマイクロパイルは、ケーシングで孔壁を保護しながら削孔して地盤中に穴を造成し、補強材を挿入してグラウトを打設したのちにケーシングを部分的に回収して補充注入し、コンクリート等を打設して杭頭部と構造物を一体化させる施工方法が主流であった（-1.2.2）。

日本国内においては、1979年に新設シールドトンネルに近接する東京都飛鳥山展望台のアンダーピニングとしてマイクロパイルの一種であるルートパイルが適用され⁶⁾、その後、山岳トンネルの脚部補強、狹隘地における構造物の基礎杭、既設構造物の補強杭、斜面抑止杭などで用いられている¹⁰⁾。1998年から2000年にかけて、土木研究所、先端建設技術センターおよび民間12社により、既設構造物直下でも現場条件の制約を受けない耐震補強技術の開発を目的として「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究を実施し、3つのマイクロパイル工法の設計・施工法を確立した^{1),11)}。3つの工法は、高耐力マイクロパイル工法、STマイクロパイル工法、ねじ込み式マイクロパイル工法である。

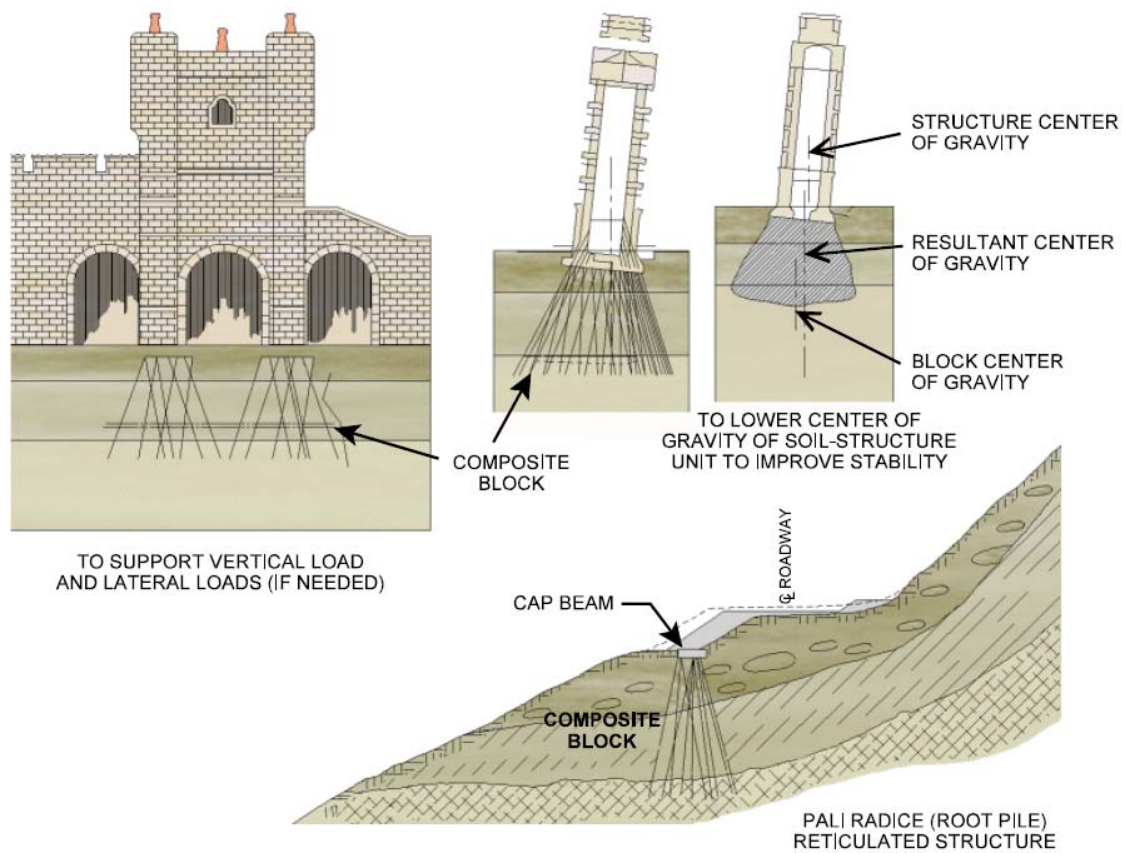


図-1.2.1 マイクロパイルによる基礎の補強³⁾

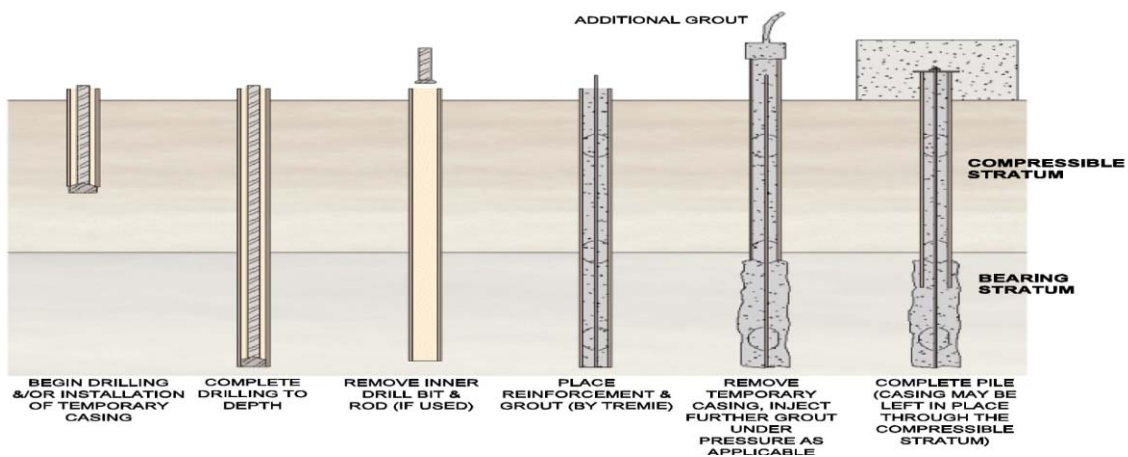


図-1.2.2 米国のマイクロパイルの施工方法³⁾

1.2.2 国内で開発されたマイクロパイル工法

2000年前後に国内で開発された3つのマイクロパイル工法は、高耐力マイクロパイル工法、STマイクロパイル工法、ねじ込み式マイクロパイル工法である。図-1.2.3および以下に各工法の概要と特徴を示す。

a) 高耐力マイクロパイル工法

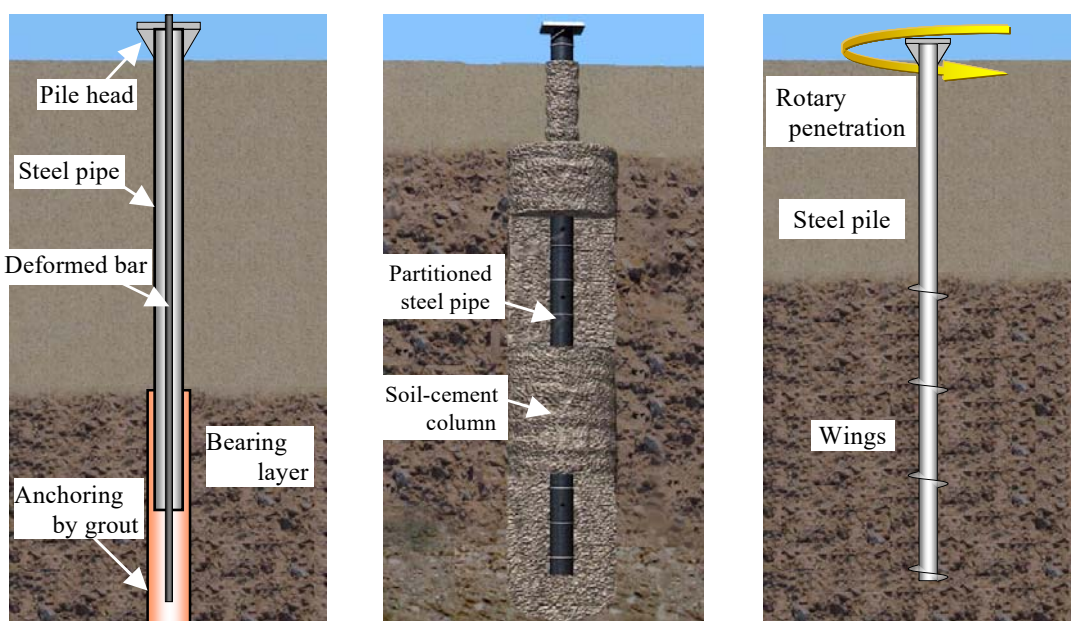
高耐力マイクロパイル工法は、ボーリングマシンにより地盤を削孔して、異形棒鋼や高強度鋼管などの補強材を挿入し、定着部分のグラウトを加圧注入することで高い周面摩擦力が期待できるように築造した高耐力・高支持力のマイクロパイル工法である。当該工法は、軟弱地盤から砂礫地盤、岩盤まであらゆる地盤での施工が可能である。米国の施工方法と類似している。

b) STマイクロパイル工法

STマイクロパイル工法は、セメントミルク高圧噴射攪拌による地盤改良を行い、その改良体を再削孔し鋼管を挿入した後、鋼管と削孔壁の隙間にセメントミルクを加圧充填する工法である。当該工法は、地盤改良を先行することによって、施工時に地山を乱すことがない。

c) ねじ込み式マイクロパイル工法

ねじ込み式マイクロパイル工法は、小口径の鋼管の先端部に、外径の異なる4枚の翼を一定間隔でテーパ状に取り付け、鋼管を直接地中に回転埋設する工法である。当該工法は、回転推進力により施工を行うため、無排土で施工が可能である。



a) 高耐力マイクロパイル

b) STマイクロパイル

c) ねじ込み式マイクロパイル

図-1.2.3 国内で開発されたマイクロパイル工法の種類¹¹⁾

1.2.3 マイクロパイル工法の鉛直支持力特性に関する既往の研究

福井ら¹²⁾は、高耐力マイクロパイル工法の支持力特性を確認するために鉛直交番載荷試験を行い、その支持機構は主に定着部の摩擦によって支持されることを確認している。また、道路橋示方書・同解説IV下部構造編¹³⁾（以下、道示IV）に準じて極限引抜き抵抗力を算定すると、場所打ち杭や中掘り杭の算定結果よりも実測値のほうが大きいことから、小口径の杭としては高い支持力（特に周面摩擦力）を期待できることを報告している（図-1.2.4）。

市村ら¹⁴⁾は、高耐力マイクロパイル工法の施工方法も紹介している（図-1.2.5）。硬質砂質土を支持層とした押し込み載荷試験を行い、杭先端支持力は極限支持力の1~2割程度で、杭周面摩擦力と比較して非常に小さいと報告している（図-1.2.6, 表-1.2.1）。さらに、N値50の細砂区間の最大周面摩擦力度は、Pile Aで288kN/m²、Pile Bで325kN/m²であり、道示IV¹³⁾における場所打ち杭の最大周面摩擦力度200kN/m²を上回っており、N値50のグラウンドアンカーの周面摩擦力度294~392kN/m²と同等程度であることを確認している。

大谷ら¹⁵⁾は、高耐力マイクロパイル工法の押し込み支持力として、1)地盤の支持力不足による沈下、2)鋼管部の圧縮破壊、3)非鋼管部の圧縮破壊の3つの限界状態に着目し、それらの構成要素の不確定性を確率論的に検討した上で、部分係数設計法を適用した結果、2)および3)はクリティカルではないため照査の必要がないことを明らかにしている（図-1.2.7）。また、43の事例に対して信頼性解析を実施し、部分係数設計法で設計された高耐力マイクロパイルは、押し込み支持力に対して十分な安全性を確保していると結論付けている。

黒崎ら¹⁶⁾や村田ら¹⁷⁾は、STマイクロパイル工法の支持力特性を確認するため、砂質土地盤における鉛直載荷試験を行い、小口径合成鋼管杭タイプ（I）では、緩い砂質土地盤でも加圧注入により、大きな周面摩擦力が得られることを確認している。地盤改良併用タイプ（II）では、マイクロパイルの支持力性能を十分に発揮させるために、節突起が鋼管の付着性能の確保に有効であること、グラウトと改良体間の付着力も考慮する必要があることを確認している（図-1.2.8）。また、地盤改良併用タイプの出来形平均径は約1mであり、タイプIの7~10倍の支持力があるだけでなく、杭径1mとして道示IV¹³⁾の場所打ち杭の極限支持力推定式に準じて求めた計算値の約1.3倍であることを報告している（図-1.2.9）。

赤本ら¹⁸⁾は、埋立地のように支持層が深い地盤におけるSTマイクロパイルタイプ（I）の摩擦杭としての性能を検討するために押し込み載荷試験を行い、ある載荷途中で杭が大きく沈下する結果を得ていることから、一度摩擦切れが生じると変位が大きく進行することを確認している（図-1.2.10）。

Stuedleinら¹⁹⁾は、礫質土地盤においてマイクロパイルの押し込み載荷試験と引抜き載荷試験を実施し、設計式により算出した支持力は載荷試験で得られた極限支持力に比べて過度に保守的な傾向にあると結論付けている。

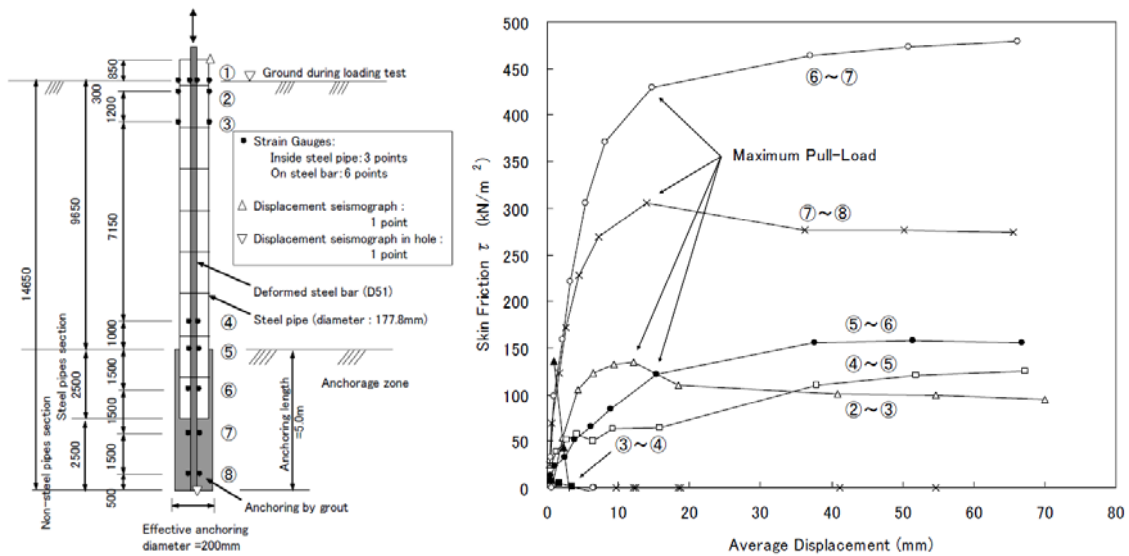


図-1.2.4 高耐力マイクロパイル工法の鉛直交番载荷実験¹²⁾

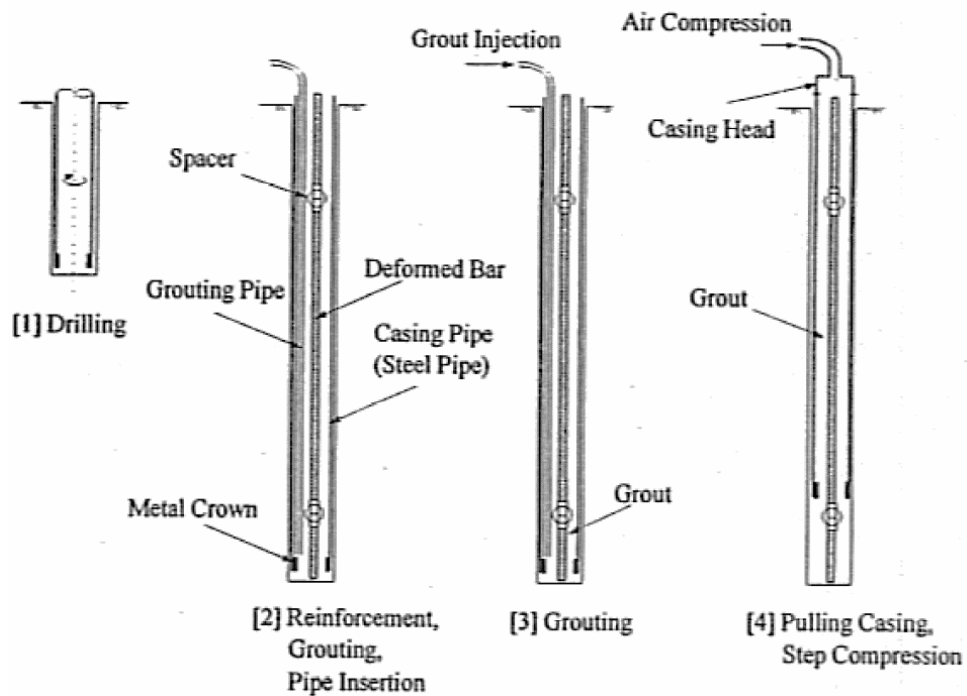


図-1.2.5 高耐力マイクロパイル工法の施工手順¹⁴⁾

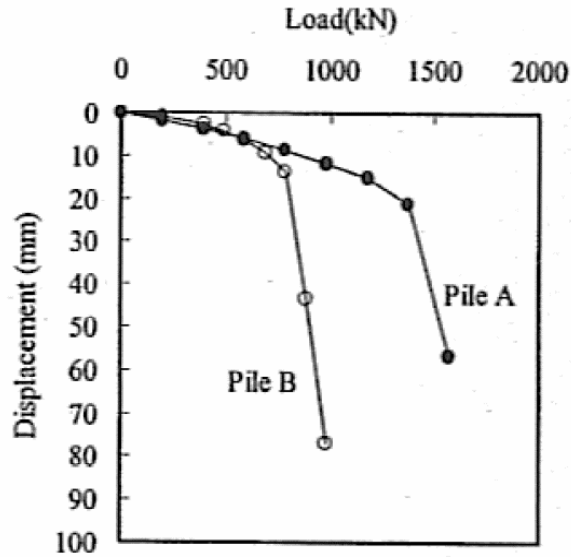
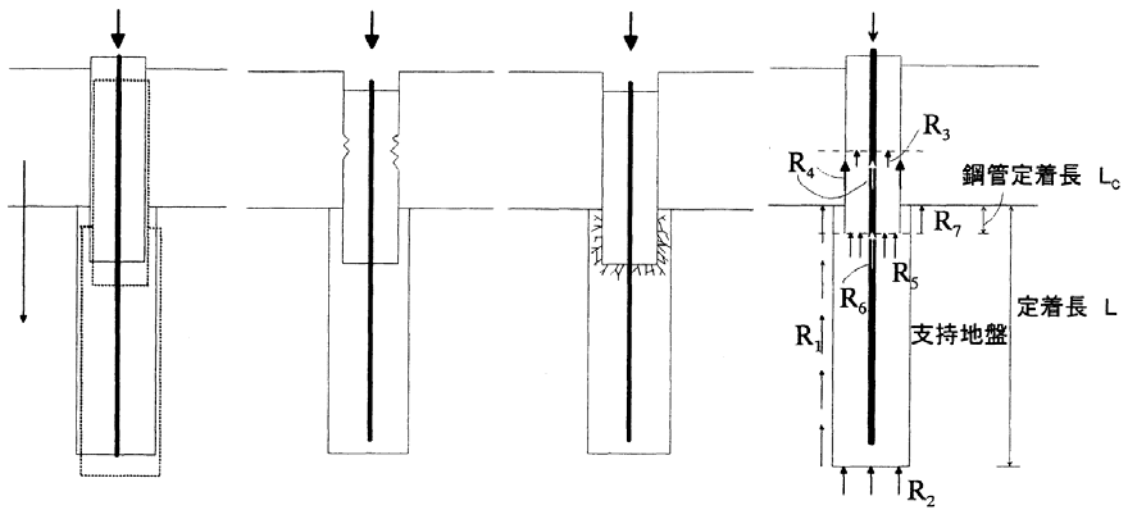


図-1.2.6 高耐カマイクロパイル工法の押し込み荷試験結果¹⁴⁾

表-1.2.1 高耐カマイクロパイル工法の先端支持力と周面摩擦力¹⁴⁾

		Pile A	Pile B
The Second Limit Load		1,570kN	981kN
Skin Friction	Steel Pipe Section	202kN	543kN
	Grout Bond Section	1,192kN	262kN
Toe Resistance		176kN	176kN



a) 地盤の支持力不足 b) 鋼管部の圧縮破壊 c) 非鋼管部の圧縮破壊 d) 各抵抗力の概略図

図-1.2.7 高耐カマイクロパイル工法の各限界状態における概念図¹⁵⁾

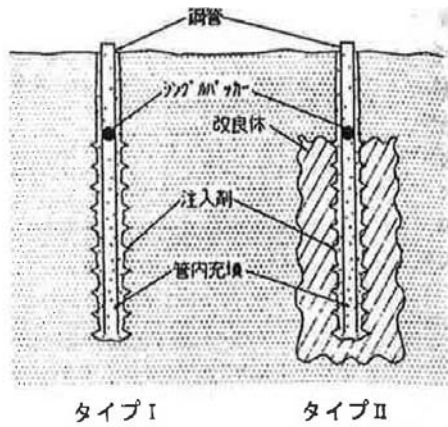


図-1.2.8 ST マイクロパイル工法の施工タイプ^{16), 17)}

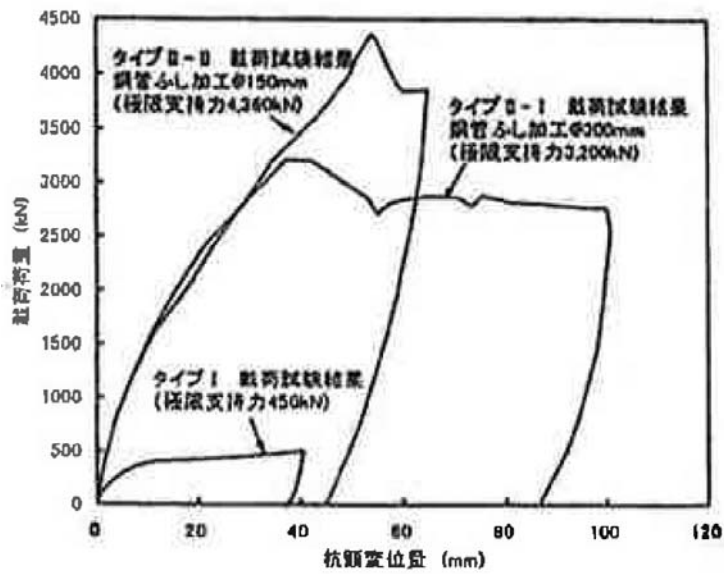


図-1.2.9 ST マイクロパイル工法の押し込み荷重試験結果（支持杭）^{16), 17)}

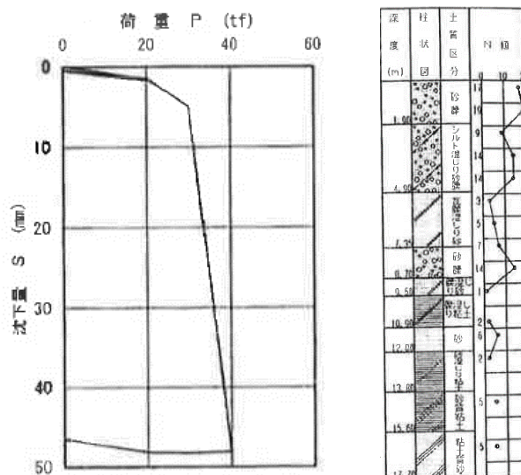


図-1.2.10 ST マイクロパイル工法の押し込み荷重試験結果および柱状図（摩擦杭）¹⁸⁾

1.2.4 マイクロパイル工法の水平抵抗特性に関する既往の研究

石田ら²⁰⁾は、高耐力マイクロパイル工法の水平抵抗特性を確認するために水平交番載荷試験を実施しており、明確な終局状態は確認できなかったものの、杭体の変形特性を適切に評価することにより荷重-変位関係を概ね推測できるという結論を得ている（図-1.2.11）。また、群杭としての耐震補強効果を考えた場合には比較的大口径の既設杭と小口径マイクロパイルの水平抵抗分担や、網羅状に打設されたネットワーク効果などの課題が残るとしている。

三木ら²¹⁾は、STマイクロパイル工法の水平抵抗特性を確認するため、砂質地盤における水平載荷試験を実施しており、小口径合成鋼管杭タイプ（I）では、荷重-変位関係より明確な耐力低下などは生じておらず、高張力鋼管による荷重の安定性とたわみ性に富んだ杭体性能が確認できたという結論を得ている。地盤改良併用タイプ（II）では、改良体が受け持つ地盤反力増加等の拡張効果により、変形量や杭体に生じる発生応力の低減傾向など、基礎データが得られたと結論付けている（図-1.2.12）。

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書¹⁾では、異種群杭基礎の群杭による影響を把握するとともに、マイクロパイルによる補強効果を適切に考慮できる合理的な補強設計法を検討するために静的水平載荷実験を行っている。実験は普通径の既設杭の単杭、補強杭の単杭、既設杭の4本群杭、既設杭の4本+補強杭6本の群杭などのケースを行っている（表-1.2.2, 図-1.2.13）。実験の結果、既設杭における水平方向地盤反力係数の群杭効率は1/3程度であったのに対し、マイクロパイルにおける水平方向地盤反力係数の群杭効率は明確に求められなかったものの、1に近い値になるものと結論付けている。

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書¹⁾では、さらに既設杭とマイクロパイルの荷重分担率やマイクロパイルの配置間隔や配置位置による群杭の影響を確認するため、遠心場水平載荷実験も実施している（図-1.2.14, 図-1.2.15）。実験の結果、遠心場でもマイクロパイルの補強効果を確認することができること、荷重載荷方向に対して直角方向にマイクロパイルを配置するよりも、荷重載荷方向に配置するほうがマイクロパイルの間隔による影響を受けやすい。

Awad²²⁾は、削孔後注入ホースの周りに4本配置した補強鉄筋を挿入し、グラウトを充填して造成するMinipiles（直径200mm）の施工方法を紹介している（図-1.2.16）。杭長8mと10mの水平載荷試験を実施しており、当該水平抵抗特性はBroms²³⁾の仮説（図-1.2.17）に基づく標準的な設計法によって評価できることを確認している。

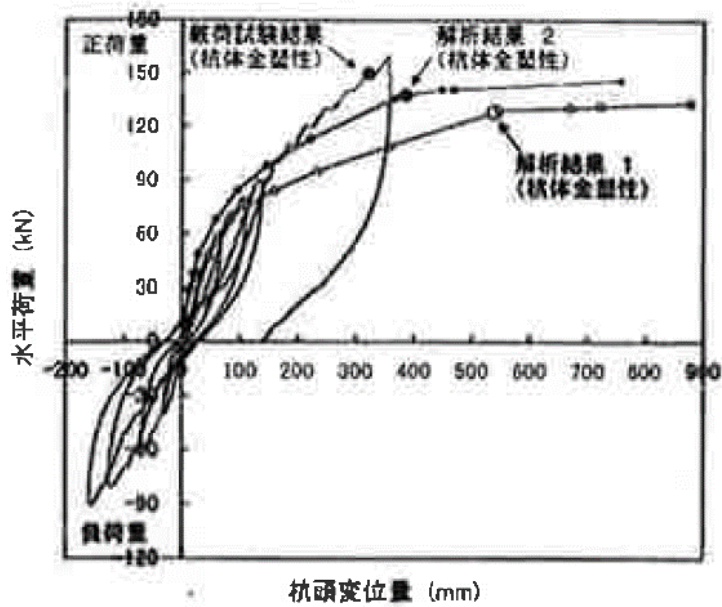
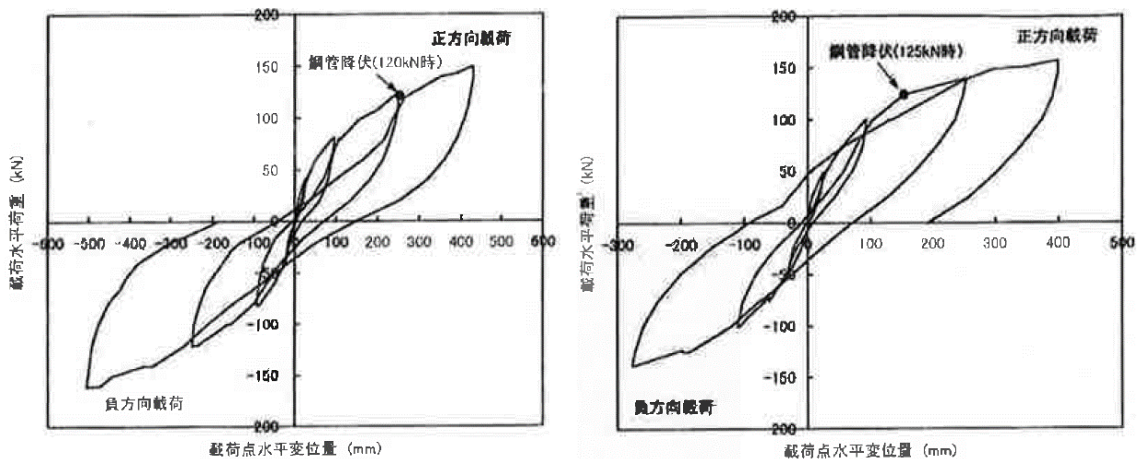


図-1.2.11 高耐カマイクロパイル工法の水平交番載荷試験結果 荷重－変位関係²⁰⁾



a) 小口径合成鋼管杭タイプ (I)

b) 地盤改良併用タイプ (II)

図-1.2.12 ST マイクロパイル工法の水平交番載荷試験結果 荷重－変位関係²¹⁾

表-1.2.2 水平載荷実験ケース²¹⁾

CASE	杭の構成	既設杭と補強杭の間隔 (mm)	斜杭の角度 (°)	載荷方法
1	単杭 (既設杭)	—	—	一方向
2	単杭 (補強杭)	—	—	一方向
3	群杭 (既設杭4本)	—	—	一方向
4	群杭 (既設杭4本+補強杭6本)	200	—	交番
5	群杭 (既設杭4本+補強杭6本)	400	—	一方向
6	群杭 (既設杭4本+補強杭6本 (斜杭))	200	10	一方向
7	群杭 (既設杭4本+補強杭6本 (斜杭))	200	20	一方向

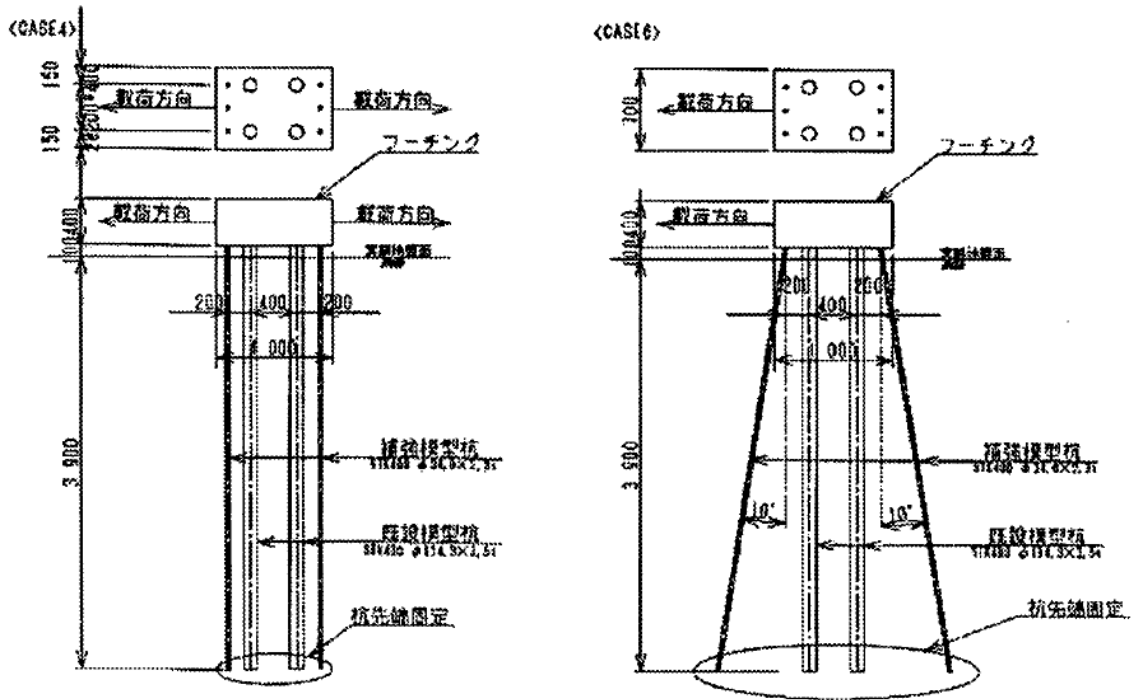


図-1.2.13 水平載荷実験ケースの概要図 (Case4, Case6) ²¹⁾

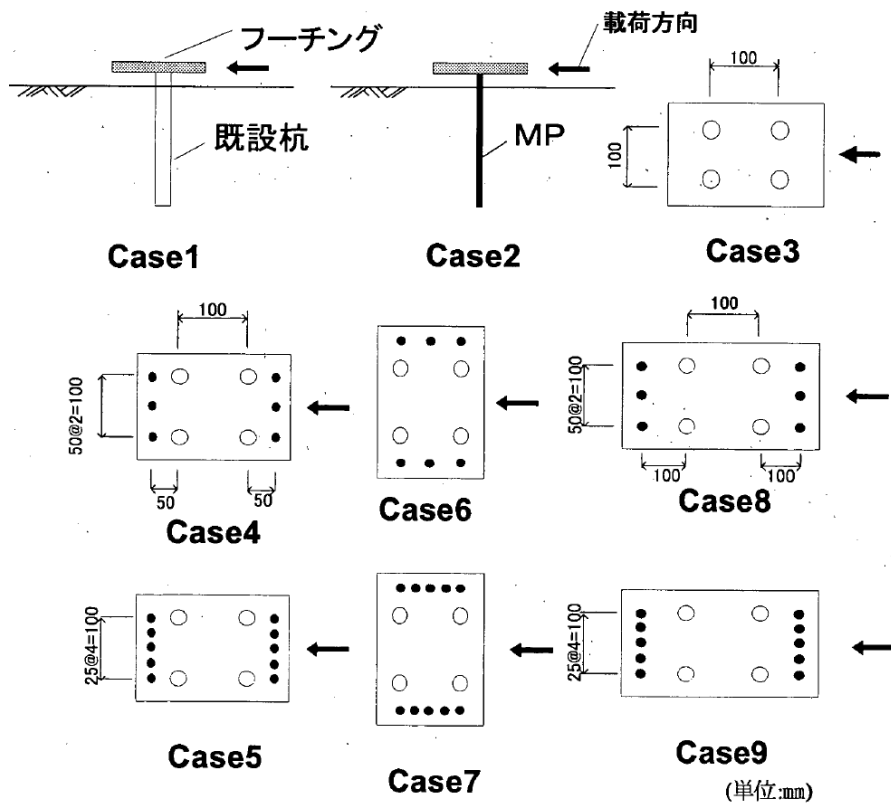


図-1.2.14 遠心場水平載荷実験ケース ²¹⁾

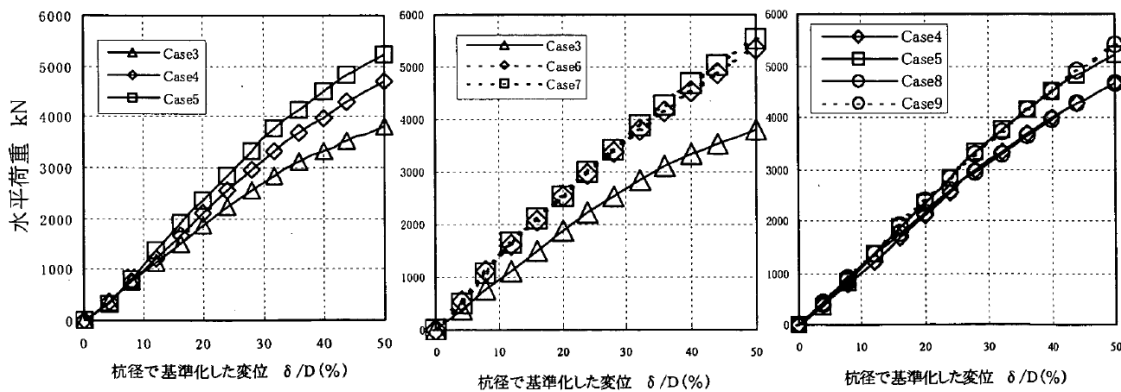
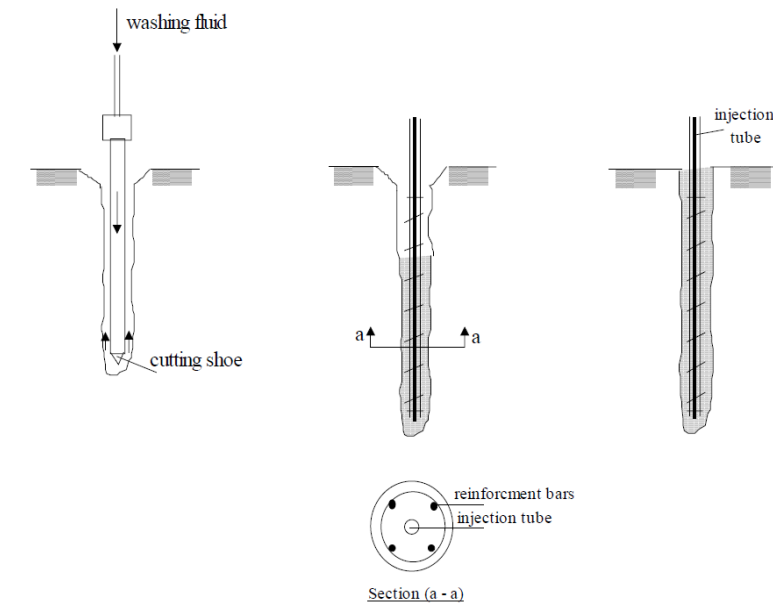
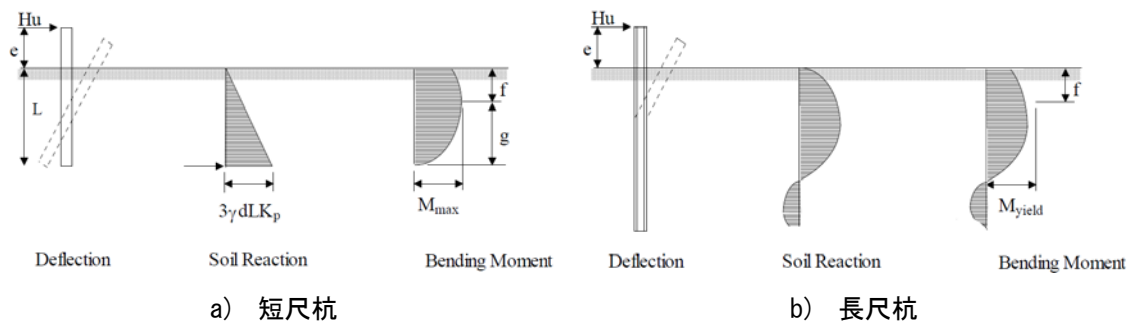


図-1.2.15 遠心場水平荷重実験結果 荷重-変位関係²¹⁾



a. Drilling with external flushing b. Installation of reinforcement & injection c. Completed pile

図-1.2.16 Minipilesの施工手順²²⁾



a) 短尺杭

b) 長尺杭

図-1.2.17 杭頭自由の非粘性土における水平抵抗の概念図 (Broms²³⁾の仮説)

1.2.5 マイクロパイル工法の実工事への適用事例

岸下ら²⁴⁾は、基礎の耐震補強工法として米国のカリフォルニア州交通局で採用された、高耐力マイクロパイル工法の施工事例について紹介している。サンフランシスコのフリーウェイ 280 号線の橋脚基礎の耐震補強として採用された理由は、1)桁下空間が 5m と狭い、2)近接に鉄道が走行している、3)地下埋設物が存在する等であった。施工概要は、152mm の削孔系に径約 70mm のねじ鉄筋を挿入し、セメントミルクを充填して岩盤部への定着を 11m としている。米国での耐震補強事例を基に日本における適用性についてフレーム解析による検討も行った結果、マイクロパイルの支持機構や変形性能に不明な点があるものの、環境や施工性を考えると日本における適用性は十分あると結論付けている。

岸下ら²⁵⁾は、差海橋大橋のパイルベント橋脚の耐震補強対策として適用された高耐力マイクロパイル工法の施工概要について紹介している(写真-1.2.1, 図-1.2.18)。φ177.8mm, t12.8mm 鋼管とねじ節異形棒鋼 SD490 の D51 を組み合わせた仕様の補強杭について、空頭制限 4m でクローラタイプのボーリングマシンを使用して施工している。支持層は泥岩とし、杭長 33.5m, 施工本数 10 本である。最短施工幅が 2.5m, 空頭が 4.0m といった狭隘な施工場所についても優れた施工性が発揮できたことを結論としている。なお、別途実施した押込み載荷試験により、1,650kN/本の極限支持力が確認されたことも報告している。

NIJ 研究会²⁶⁾では、ST マイクロパイル工法が採用された施工事例についていくつか紹介している。橋梁の架け替え工事に伴い新設する橋台基礎に適用された事例(写真-1.2.2, 図-1.2.19)では、φ216.3mm, t12.0mm 鋼管仕様の新設杭についてクローラタイプのボーリングマシンを使用して施工している。支持層は玉石・巨礫層とし、杭長 5.5m, 施工本数 4 本である。現場は住宅と極めて近接し、川に面していたためグラウト材の逸走が懸念されたため、逸走防止性の夜会グラウト添加剤を使用している。また、本現場の地盤条件では施工制度を出すのが困難であったため、ベースコンクリートを設けたことにより作業性を向上させたことを報告している。

橋立ら²⁷⁾は、柏尾川大橋の P6 橋脚基礎の耐震補強対策として適用されたねじ込み式マイクロパイル工法の施工概要について紹介している(写真-1.2.3, 図-1.2.20)。φ267.4mm, t15.1mm 鋼管仕様の補強杭について、桁下の低空頭条件下でクローラタイプのボーリングマシンを使用して施工している。支持層は N 値 50 以上の固結シルト層とし、杭長 12.5m, 打設角度 20.8 度, 施工本数 20 本である。貫入性に関しては施工上大きな支障はなく、杭 1 本あたりの実質施工時間は接合時間を含め約 2 時間であり、軟岩地盤への適用も可能であることを確認している。



写真-1.2.1 高耐久マイクロパイル工法の施工事例²⁵⁾

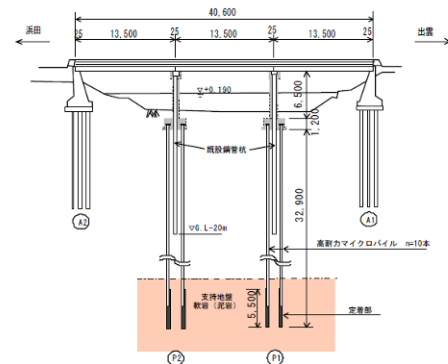


図-1.2.18 側面図²⁵⁾



写真-1.2.2 STマイクロパイル工法の施工事例²⁶⁾

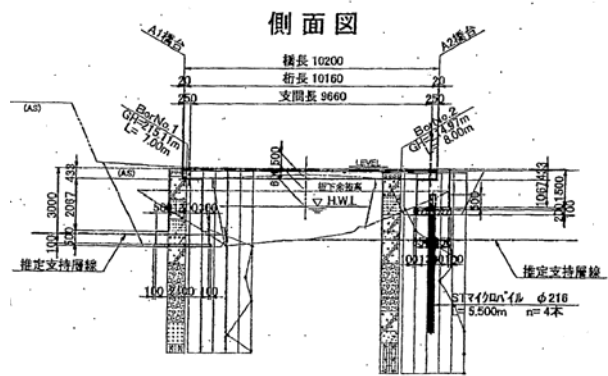


図-1.2.19 側面図²⁶⁾



写真-1.2.3 ねじ込み式マイクロパイル工法の施工事例²⁷⁾

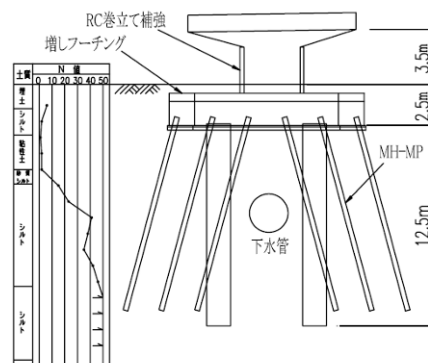


図-1.2.20 側面図²⁷⁾

1.2.6 道路橋示方書における杭の実大载荷試験結果の整理方法

押し込み载荷試験結果の整理方法は、道示IV¹³⁾における杭の極限支持力の算定方法を参考にした。杭先端を良質な支持層に杭径程度以上根入れした条件の载荷試験を基に、支持層内の杭先端から杭径程度上方までの杭周面および底面の地盤抵抗を杭先端の極限支持力とする。

図-1.2.21に押し込み载荷試験から得られた杭先端の極限支持力と杭の周面摩擦力の整理方法を示す。鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力 (=A, B) より、鋼管の先端から $1D_g$ 上方の軸力 (=C) を外挿して算定した。なお、杭の周面摩擦力は、杭の極限支持力から杭先端の極限支持力を差し引いた値とする。

引抜き载荷試験結果の整理方法も道示IV¹³⁾を参考とした。地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力は、杭の極限支持力算定式の第2項となる最大周面摩擦力に準じた取扱いができる。ただし、引抜き抵抗力の場合には、杭先端位置までの範囲の周面摩擦力を考慮できる。

図-1.2.22に引抜き载荷試験から得られた杭の最大周面摩擦力の整理方法を示す。鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力 (=A, B) より、鋼管先端の軸力 (=C) を外挿して算定している。なお、杭の極限引抜き抵抗力は杭の自重を差し引いた値とし、杭の最大周面摩擦力は、杭の極限引抜き抵抗力から杭先端部に作用する荷重を差し引いた値とする。

極限支持力および極限引抜き抵抗力の算定に際しては、地表面から $1/\beta$ までの深さ、グラウト充填長さおよび改良体長さの周面摩擦抵抗は安全側として考慮しない。

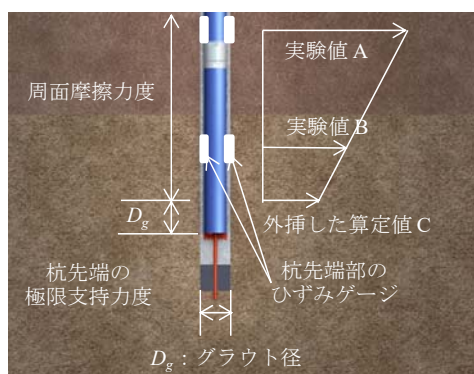


図-1.2.21 押し込み载荷試験結果の整理方法

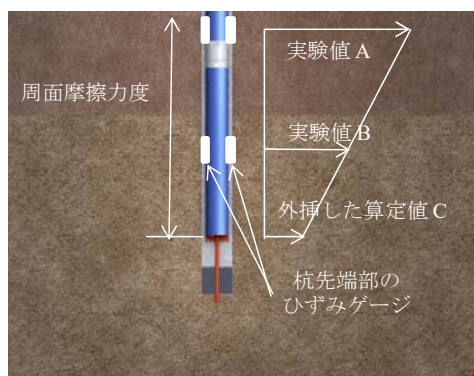


図-1.2.22 引抜き载荷試験結果の整理方法

1.2.7 荷重－変位曲線を定量的に表現するワイブル分布曲線の考え方

杭の荷重試験結果から設計に必要な極限支持力や降伏支持力などを判定する方法として、従来からいろんな方法が提案されている。極限支持力の推定方法は、1)視覚による方法、2)logP－logS法、3)Van de been²⁸⁾による $S - \log(1 - P/P_{\max})$ 法などがあり、降伏支持力の推定方法としては、1)logP－logS法²⁹⁾、2)S－logt法³⁰⁾、3) $\Delta S / \Delta \log t - P$ 法などがあり、一般的によく用いられている。しかし、これらの推定方法には荷重、変位量軸のスケールの違いによって違った性質の図形に見えて誤って判断をしたり、個人差によって違った値を推定したりすることがあるようである。また、杭の荷重試験結果では、荷重－変位曲線が変位軸と平行になるような極限まで荷重される事例は少なく、極限支持力や降伏支持力を明確に推定できないことがある。

宇都ら³¹⁾が提案するワイブル分布曲線の考え方は、杭の荷重試験結果から得られる荷重－変位曲線を定量的に表現するための数学モデルを設定し、測定値によってこの数学モデルを当てはめて得られた回帰係数によって極限支持力や降伏支持力を推定することを目的としており、主観を入れずに杭の支持力を評価するものである。一般化した数学モデル式(1.1)を以下に示す。また、 $S = \delta_s$ として極限支持力から降伏荷重を推定した式(1.2)も併せて示す。なお、図-1.2.23は式(1.1)を図化したものであり、式(1.1)を P_{\max} で除して基準化すれば式(1.3)となる。

$$P = P_{\max} (1 - e^{-(S/\delta_s)}) \quad (1.1)$$

$$P_y = (1 - e^{-1}) \times P_{\max} \approx 0.63P_{\max} \quad (1.2)$$

$$P / P_{\max} = (1 - e^{-(S/\delta_s)}) \quad (1.3)$$

ここに、P：荷重 (kN)，S：変位量 (m)， P_{\max} ：極限支持力 (kN)， δ_s ：基準変位量 (降伏支持力 P_y に対する変位) (m) である。

本研究では押し込み荷重試験結果で得られた荷重－変位関係について、4.1.6でワイブル分布曲線の考え方をを用いて本研究で対象とした杭工法の小口径杭と場所打ちコンクリート杭による比較を行っている。

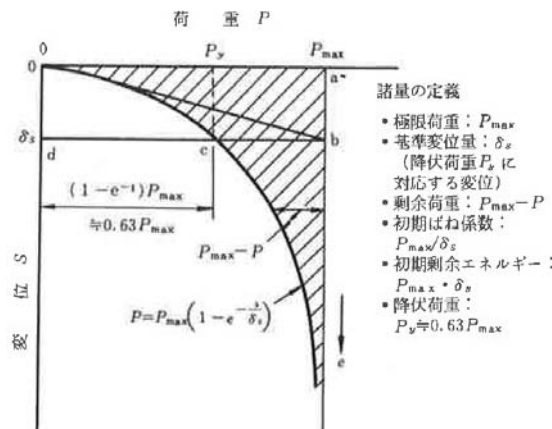


図-1.2.23 荷重－変位曲線の数学モデル式(1.1)³¹⁾

1.2.8 杭の水平抵抗に関する解析法

杭の水平抵抗に関する解析法について、杭基礎設計便覧(2015年)³²⁾の考え方を参考にした。

図-1.2.24のように、杭頭に軸直角方向力とモーメントが作用するとき、杭の地中に埋め込まれた部分には地盤反力が作用する。微小要素に関する力のつり合い条件とはりの曲げ理論から、杭の応力と変位の基本方程式は式(1.4)で表される。

$$\left. \begin{aligned} EI(d^4y / dx^4) &= 0 & (0 \leq x \leq h) \\ EI(d^4y / dx^4) + p &= 0 & (h \leq x) \end{aligned} \right\} \quad (1.4)$$

ここに、 EI ：杭の曲げ剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}^2$)， x ：設計上の地盤面からの深さ (m)， y ：深さ x における杭の水平変位 (m)， p ：深さ x における杭に作用する水平地盤反力 (kN/m) である。

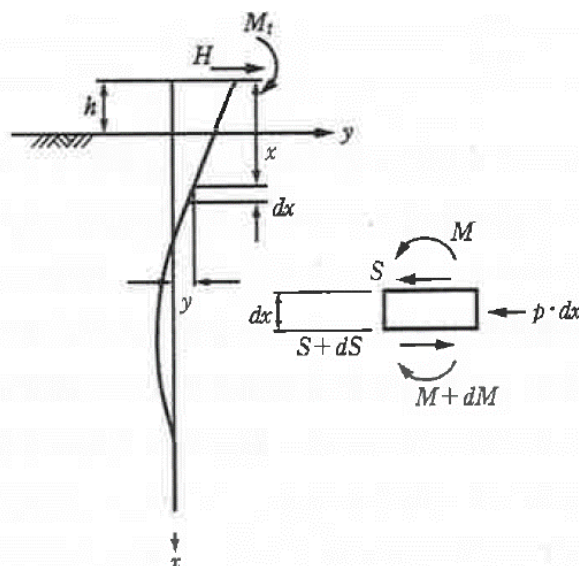


図-1.2.24 軸直角方向力とモーメントが作用するときの杭の応力と変位³²⁾

杭の水平載荷試験を行うと、荷重－変位関係は非線形性を示す。これは、地盤は非線形体ではなく、式(1.4)の地盤反力 p は非線形性の関係を示すためである。この地盤反力をどのように取り扱うかについては、実用的な方法として様々なものがあるため、各方法の概要について簡単に触れる。

図-1.2.25 に深い基礎の水平抵抗に関する解析法の分類と特徴を示す。以降では、a) 極限地盤反力法と b) 弾性地盤反力法について述べる。

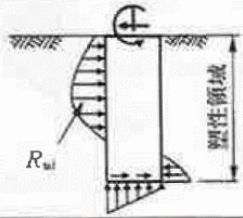
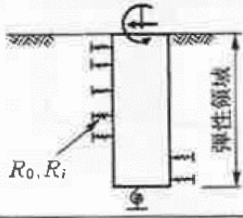
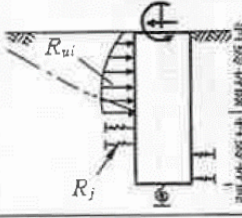
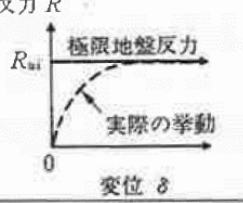
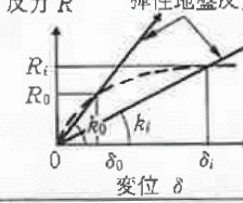
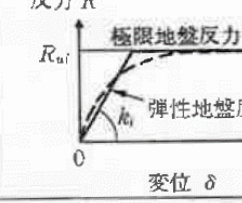
解析法	① 極限地盤反力法	② 弾性地盤反力法	③ 複合地盤反力法
計算モデル			
地盤の要素における荷重強度と変位の模式図			
得失	<ul style="list-style-type: none"> ○ 根入れの短い剛な基礎に適用 ○ 基礎の変形との関係が明確でない 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 実用的には基礎の変位に対応した計算が可能 ○ 地盤の極限支持力との関係が明確でない 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 理論的には変形と極限支持力を同時に評価できる ○ 地盤定数や計算モデルに敏感である

図-1.2.25 深い基礎の水平抵抗に関する解析法の分類と特徴³²⁾

a) 極限地盤反力法

杭の根入れ部分の全長にわたって地盤が極限状態に達するものと仮定し、その時の地盤反力を求める方法である。極限状態における地盤反力が与えられるので、杭全体の力のつり合い条件から、軸直角方向に対する地盤から決まる極限支持力が求められる。

しかし、与えられる地盤反力が変位と無関係であるので、一般的には杭の変位は定められない。適用される杭は、上記の仮定が成立する根入れの短い (βL_e の小さい) 杭である。代表的なものに、建築の基準に採用されている Broms の方法や、古くからケーソンなどの設計に用いられてきた Engel-物部の方法等がある。図-1.2.26 に Broms の地盤反力を、図-1.2.27 に Engel-物部の方法の地盤反力を示す。

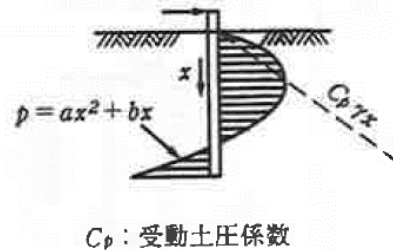
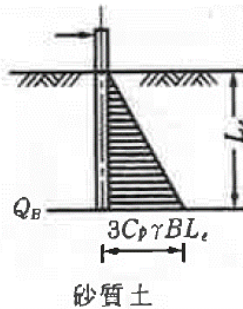
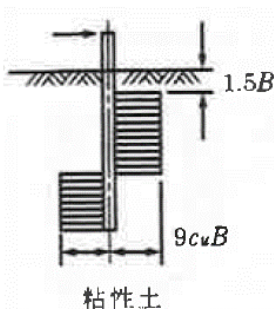


図-1.2.26 Broms の地盤反力³²⁾

図-1.2.27 Engel-物部の方法の地盤反力³²⁾

極限地盤反力法は、基礎本体の変形よりも地盤の破壊が先行する剛な基礎に適しており、道示 IV¹³の杭基礎には適用されていない。

b) 弾性地盤反力法

線形弾性地盤反力法と非線形弾性地盤反力法の 2 つに分けられる。線形弾性地盤反力法は、地盤反力が杭の変位に比例するものと仮定する。地盤を弾性体としているので、極限状態の地盤反力は求められず、杭の軸直角方向に対する地盤から決まる極限支持力は求められない。しかし、杭頭あるいは杭先端の境界条件等により杭の変位が求められるので、与えられる許容変位に対する荷重が求められる。

適用される杭は、その変位を上記の仮定が成立する範囲に小さく抑えた杭で、かつ杭の根入れ部分の全長にわたる地盤の破壊が生じない杭である。代表的なものに道示 IV¹³で採用されている林-Chang の方法があり、その地盤反力は図-1.2.28 のとおりである。また、 k 値が深さ x の関数となる場合は、差分法や反力載荷法、弾性床上の梁部材の剛性マトリクスを用いた方法等がある。

非線形弾性地盤反力法は、地盤反力と杭の変位との間に非線形関係を仮定するが、仮定する非線形関係によっては、複合地盤反力法と明確に区別できない。非線形弾性地盤反力法も線形弾性地盤反力法と同様に、杭の軸直角方向力に対して地盤から決まる極限支持力は求められず、変位から決まる荷重が求まる。適用される杭は、その変位が上記の仮定が成立する範囲まで、比較的大きく許容される杭である。代表的なものに港湾の基準で採用されている港研方式があり、その地盤反力は図-1.2.29 のとおりである。

弾性地盤反力法は、基礎本体の変形を基本にして、水平抵抗を検討する場合に適しており、道示 IV¹³では杭基礎の常時、暴風時およびレベル 1 地震時の照査に一般的に用いられている。

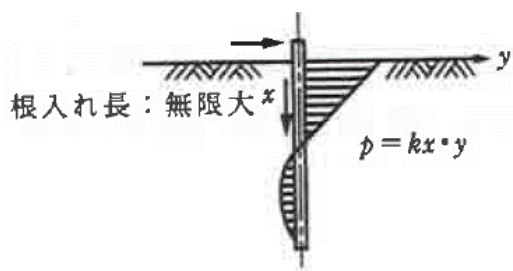


図-1.2.28 林-Chang の地盤反力³²⁾

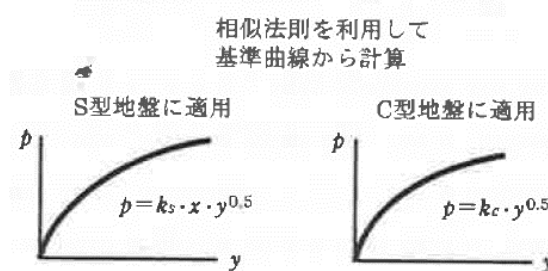


図-1.2.29 港研方式の地盤反力³²⁾

1.2.9 スライム量の違いによる場所打ち杭の支持力特性に関する既往の研究

松尾ら³³⁾および藤岡ら³⁴⁾は、場所打ち杭の孔底に残留するスライムの影響等を把握するため、先端押し込み載荷試験を実施している。残留したスライムによる支持力低下対策として、先端プレロード型の場所打ち杭工法（写真-1.2.4）を検討している。先端載荷試験では、杭長 11.3m のうちの GL-10m 付近に先端ジャッキを設置して載荷しており（図-1.2.30）、試験のパラメータは二次スライム処理の有無および対策の有無としている。載荷試験の結果、No.1（二次スライム処理なし、無対策、スライム量が 70~100mm）が最も沈下しやすく、杭径 10%時の設計上の極限支持力も最小であるのに対し、No.3（二次スライム処理あり、対策あり、スライム量が 47~96mm）の極限支持力が最大であった（図-1.2.31）。No.2（二次スライム処理なし、対策あり、スライム量が 70~140mm）と No.3 でスライム量の違いに着目して比較すると、No.2 の杭先端の極限支持力度は No.3 のそれと比較して 12%減少することから、残留したスライムにより 1 割程度先端支持力が低下するという結論を得ている（図-1.2.32）。

また、試験杭を掘り起こしてスライムを採取して粒度試験を行っている。中間層に主にローム、支持層に粘土混じり砂礫という地盤条件で孔底に残留したスライムは、中間層のロームの粒度分布と類似することという結論を得ている。

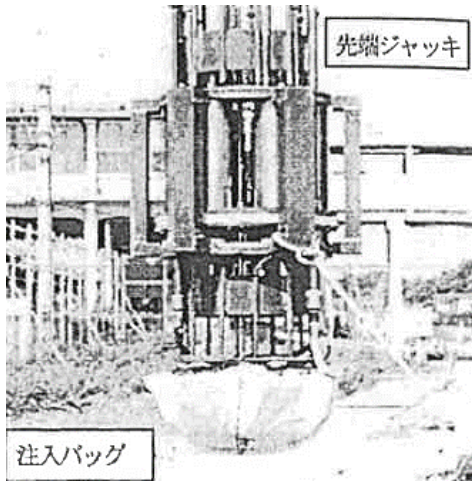


写真-1.2.4 先端プレロード型の場所打ち杭工法³³⁾

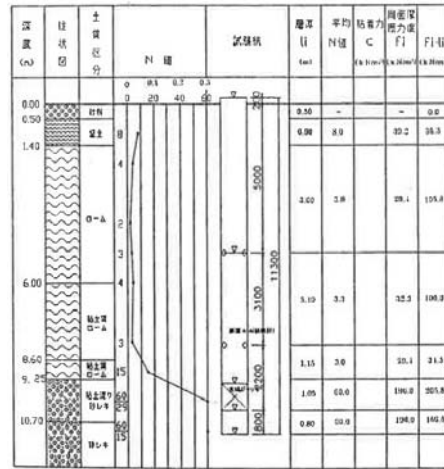


図-1.2.30 試験杭と土質柱状図³³⁾

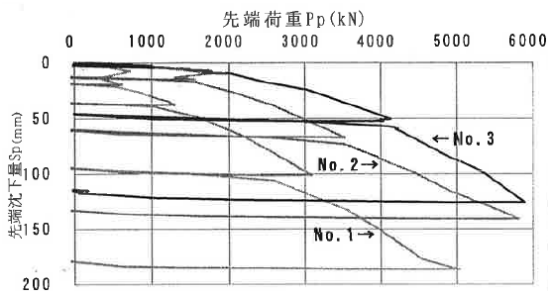


図-1.2.31 杭先端荷重-杭先端変位関係³³⁾

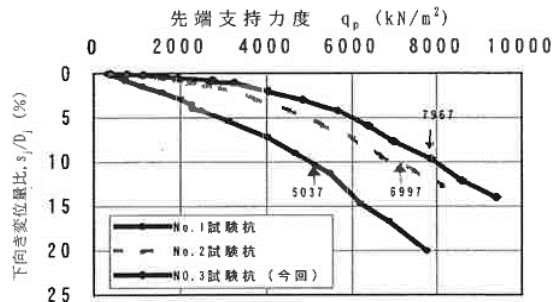


図-1.2.32 杭先端支持力度-杭先端変位比関係³³⁾

1.2.10 コンクリート充填鋼管の曲げ強度に関する既往の研究

長谷川ら³⁵⁾は、コンクリート充填鋼管の座屈補剛効果および曲げ強度を把握するために曲げ試験を実施している(図-1.2.33)。試験体は鋼種が STK400、外径がφ200mm、肉厚が t3.2, 4.5, 6.0mm としている。曲げ試験の結果より、コンクリート充填鋼管の最大曲げモーメントは、中空鋼管のそれに比べて肉厚やコンクリートの強度によらず 1.5 倍以上となる結論を得ている(表-1.2.3)。また、鋼管の肉厚が薄いものほどコンクリートを充填することによって座屈補剛効果が大きくなるという結論を得ている。曲げモーメント M-曲率φ関係に着目すると、コンクリート充填鋼管の初期勾配は中空鋼管のそれと比較して 2 倍以上大きくなることも確認している(図-1.2.34)。

コンクリート充填鋼管に鉄筋を挿入させた場合、鉄筋を挿入しない場合に比べて最大曲げモーメントは大きくなるものの、その増加率は 5%程度とわずかであることを確認している。また、二重配筋の鉄筋コンクリート充填鋼管の最大曲げモーメントは、単管の鉄筋コンクリート充填鋼管のそれに比べて大きくなるものの、その増加率は 1 割未満という結論を得ている。

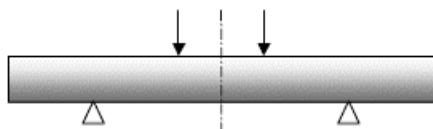


図-1.2.33 曲げ試験概要図³⁵⁾

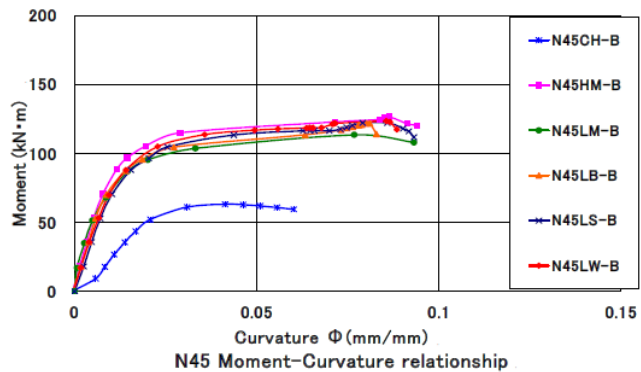


図-1.2.34 M-φ関係 (N45 シリーズ)³⁵⁾

表-1.2.3 コンクリート充填鋼管の曲げ試験結果³⁵⁾

試験体		最大曲げモーメント (kN·m)	中空鋼管に対する強度増大率	靱性率	試験体		最大曲げモーメント (kN·m)	中空鋼管に対する強度増大率	靱性率
充填状況	No.				充填状況	No.			
中空	N32CH-B	36.9	-	2.5	かぶり小	N32LB-B	82.3	2.23	5.8
	N45CH-B	63.2	-	2.0		N45LB-B	110.9	1.75	4.7
	N60CH-B	92.2	-	4.1		N60LB-B	144.4	1.57	7.6
	R60CH-B	80.1	-	5.5		R60LB-B	129.2	1.61	8.1
	N32HM-B	87.3	2.37	8.4		N32LS-B	80.6	2.18	5.3
高強度	N45HM-B	120.5	1.91	4.3	かぶり大	N45LS-B	116.7	1.85	5.3
	N60HM-B	152.6	1.66	8.6		N60LS-B	143.3	1.55	6.4
	R60HM-B	131.0	1.64	6.8		R60LS-B	127.4	1.59	10.3
	N32LM-B	80.7	2.19	11.7		二重配筋	N32LW-B	89.9	2.44
低強度	N45LM-B	110.6	1.75	6.4	N45LW-B		118.8	1.88	5.9
	N60LM-B	140.1	1.52	9.2	N60LW-B		148.6	1.61	7.7
	R60LM-B	122.9	1.53	8.2	R60LW-B		131.7	1.64	9.8

1.3 既存工法との比較

表-1.3.1 に本研究で対象とした杭工法と同分類である高耐力マイクロパイル工法と ST マイクロパイル工法との比較表を示す。既存工法と主に異なる点は、継杭 1 本あたりの鋼管長、継手、ケーシングの有無および杭構築方法である。

表-1.3.1 既存工法と本研究で対象とした杭工法の比較

項目	高耐力マイクロパイル ³⁶⁾	ST マイクロパイル ³⁷⁾	研究対象の杭工法	
概要	高強度鋼管により自穿孔削孔し、異形鉄筋、鋼管およびグラウトを地盤中に定着させる工法。	高強度鋼管により自穿孔削孔し、段階加圧注入によって地盤中に鋼管を定着させる工法。	ボーリングマシンを用いて二重管削孔し、鋼管を建込んだ後にグラウトを充填し、地盤中に鋼管を定着させる工法。	
杭諸元	鋼材	異形鉄筋と鋼管	鋼管	
	鋼種	API 規格 5CT N80	STK540, STKT590	STK400, 490, 540, STKT590
	外径	φ 177.8, φ 219.1	φ 165.2, φ 216.3, φ 267.4	φ 165.2, φ 190.7, φ 267.4
	肉厚	10.4mm と 12.7mm, 11.4mm	7.1mm, 12.0mm, 12.0mm	4.5~7.1, 10.0, 12.0mm 5.3~8.2, 11.0, 13.0mm 6.0~9.3, 12.0, 15.0mm
	継手	カップラー式ねじ継手	カップラー式ねじ継手	ねじ継手
施工	鋼管長/本	1.5m	1.5m, 3.0m	0.5~6.0m
	掘削方式	非排土	非排土	非排土
	ケーシング	なし (自穿孔型)	なし (自穿孔型)	あり (二重管削孔)
	スライム	回収	回収	グラウトと攪伴・固化
	加圧注入	あり	あり	通常しないが、可能
	杭構築方法	削孔から注入まで 1 本ごとに杭構築	削孔・鋼管建込みを先行し、後日まとめて注入	削孔から注入まで 1 本ごとに杭構築
	かぶり	10mm 程度	10mm 程度	20~40mm 程度
	占用面積	50m ²	80m ²	64m ²
	機械重量	3.0~10.0 トン	3.0~13.0 トン	3.0~12.0 トン
	最小空頭 (機械高)	3.5m	(3.6m)	(2.6m)
	最小施工幅 (機械幅)	3.5m	(2.2m)	(1.6m)
斜杭	20°まで (施工実績)	45°まで (施工実績)	45°まで (施工実績)	
適用深度	最大 33.5m (施工実績)	20m 程度	最大 21.3m (施工実績)	

1.4 本論文の構成

本論文は、本研究で対象とした杭工法の鉛直支持力特性および水平抵抗特性について明記したものである。表-1.4.1に本論文の構成を示す。表-1.4.2にキーワード、研究内容および検証規模の一覧を示す。

第1章では、本研究に至る背景や経緯および本研究の目的について明記した。また、既存のマイクロパイル工法に関する既往の研究や適用事例などについて概説し、本論文の位置付けを明確にした。

第2章では、本研究で対象とした杭工法の基本的な考え方、技術概要、特徴、杭構造、各部材等について明記した後、施工手順や各工程の施工方法について詳述した。汎用的な鋼管と独自に開発したねじ継手により、既存工法と比べて杭部材が低コストとなる検討結果も併せて表記した。また、標準的な施工機械や仮設設備について示した。

第3章では、杭の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討結果について明記した。具体的には、鋼管とグラウトとの付着強度や継手を有する鋼管の圧縮試験および引張試験など杭部材の性能実験結果や、杭先端部に改良体を構築したときの支持力模型実験結果や小規模押し込み載荷試験結果について示した。また、杭先端の攪拌形状を選定するために行った浅層施工性試験や施工した杭の試掘調査により出来形・品質特性を確認した結果についても併せて示した。

第4章では、地盤に打設した杭の押し込み載荷試験および引抜き載荷試験から得られた杭先端支持力度や杭の最大周面摩擦力度などの鉛直支持力特性について明記した。また、異なる杭径、杭長および土質等を正規化して検証したワイブル分布の考え方³¹⁾を用いて、本研究で対象とした杭工法の極限支持力に関するデータと一般的な杭径の場所打ち杭のデータを比較した結果を示した。さらに、12例の押し込み載荷試験データより杭の軸方向ばね定数の推定式を導出した。

第5章では、杭の水平抵抗特性に関する基礎的な検討結果について明記した。ここでは鋼管同士を接続するねじ継手部に着目し、継手を有する鋼管の曲げ試験・繰返し曲げ試験・せん断試験などの構造実験結果について示した。

第6章では、地盤に打設した杭の水平交番載荷試験から得られた荷重-変位関係や、Changの考え方³⁸⁾を用いて算定した水平方向地盤反力係数-地表面変位量関係などについて明記した。また、道示IV¹³⁾や建築基礎構造物設計指針³⁹⁾に基づく許容水平変位量での水平方向地盤反力係数と各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数の比較結果について示した。

第7章では、鉄道盛土上に計画された大型重機揚重作業用の工事用栈橋基礎杭について、設計・施工・現場計測を行った結果を明記した。梁ばねモデル解析により各基礎杭に作用する設計外力を算定し、鉛直支持力などを照査した。また、鉄道営業線との近接施工や架空線による空頭制限を受ける厳しい条件下で施工した状況や品質・施工・出来形管理結果について示した。さらに、施工した杭の鉛直支持力および水平抵抗力に関する性能を確認するため、75tクローラクレーンを用いて実施した現場計測結果について示した。

第8章では、各章で得られた成果を総括して、本論文の結論と今後の課題を示す。

表-1.4.1 本論文の構成

	タイトル	目的	検討内容
1章	序論		研究の背景および目的 既往の研究
2章	小口径合成鋼管杭工法の概要	工法の整理	工法概要 杭部材 施工方法 施工機械
3章	杭の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討	鋼管－グラウトの付着強度，鉛直方向における継手部強度と母材強度の関係，地盤改良した杭先端部の鉛直支持力特性，先端攪拌形状の選定，出来形・品質特性などの把握	鋼管－グラウトの付着強度試験 継手を有する鋼管と鋼管単体の圧縮試験・引張試験 支持力模型実験 小規模押込み載荷試験 浅層施工性試験 試掘調査 杭先端部の圧縮模型実験
4章	鉛直載荷試験による実大杭の鉛直支持力評価	地盤に打設した実大杭の鉛直支持力特性の把握	押込み載荷試験 杭の軸方向ばね定数評価 引抜き載荷試験
5章	杭の水平抵抗特性に関する基礎的な検討	水平方向における継手部強度と母材強度の関係	継手を有する鋼管と鋼管単体の曲げ試験・繰返し曲げ試験 継手を有する鋼管のせん断試験
6章	水平交番載荷試験による実大杭の水平方向地盤反力係数評価	地盤に打設した実大杭の水平抵抗特性の把握	水平交番載荷試験 水平方向地盤反力係数評価
7章	現場適用と現場計測による杭の性能評価	施工時の品質・施工・出来形管理の把握 設計値と現場計測値の比較検証	栈橋基礎杭の設計・施工・現場計測
8章	結論		結論 今後の課題

表-1.4.2 キーワード，研究内容および検証規模の一覧

キーワード	研究内容	検証規模	章
杭先端部の地盤改良 (既存工法との相違①)	鉛直支持力 軸方向ばね定数	模型杭	3章
		試験杭	4章
		実施工杭	7章
二重管削孔・ 杭上下のセンタリング →かぶり増 (既存工法との相違②)	鉛直支持力 水平方向地盤反力係数	試験杭	4章
		実施工杭	6章
			7章

<参考文献>

- 1) 独立行政法人土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その3），第282号（6分冊の1），2002.9.
- 2) Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation: Drilled and Grouted Micropiles: State of Practice Review, Volume 1: Background, Classifications, Cost, Pub. No. FHWA-RD-96-016, July, 1997.
- 3) Federal Highway Administration, Micropile Design and Construction Guidelines, Implementation Manual. Publication No. FHWA-SA-97-070, 2000.
- 4) S. S. Liew and C. C. Fong. Design and Construction of Micropiles, Geotechnical Course for Pile Foundation Design and Construction, Ipoh Sep 29-30, 2003.
- 5) D. A. Bruce, M.ASCE ; A. W. Cadden, M.ASCE ; and P. J. Sabatini. 2005. Practical Advice for Foundation Design - Micropiles for Structural Support, ASCE GSP NO. 131, Contemporary Issues in Foundation Engineering, pp.1-25.
- 6) Lizzi, F.: The static restoration of monuments, Sadeq Publisher, p. 70, 1982.
- 7) Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation: Drilled and Grouted Micropiles: State of Practice Review Volume IV: Case Histories, Pub. No. FHWA-RD-96-019, July, 1997.
- 8) Muhra, H.: Micropiles in Northern and Middle Europe, Pub. No. 39, Geotechnical Laboratory, Tampere University of Technology, 1997.
- 9) Proc. of First International Workshop on Micropiles, Doubletree Inn, Seattle, Washington, September, 1997.
- 10) NIJ 研究会：ST マイクロパイルタイプ I 設計・施工マニュアル（四訂版），2010.7.
- 11) Masahiro Ishida, Takeshi Umehara, Jiro Fukui.: Joint Study on Seismic Retrofitting Technologies for Existing Foundations, The 6th International Workshop on Micropiles, 2003.9.
- 12) 福井次郎，石田雅博，加藤秀章，三木健男：小口径摩擦杭（高耐力マイクロパイル）の支持力特性（その1）－鉛直交番載荷試験－，土木学会第54回年次学術講演会概要集第三部(A)，pp.892-893, 1999.9.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp.377-456, 2012.3.
- 14) Ichimura, Y. Oshita, T. and Sagara, M.: Vertical load tests of micropiles reinforced with steel pipe, Proc. of the Second International Workshop on Micropiles, Ube, Oct. 1999.
- 15) 大谷義則，浅倉佳，星谷勝：高耐力マイクロパイルの押し込み支持力の信頼性解析，土木学会論文集 No. 715/III-60, pp.215-226, 2002.9.
- 16) 黒崎和保，村田大宜，小林洋一，岡憲二郎，三木健男：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その1），第35回地盤工学研究発表会，pp.1843-1844, 2000.6.

- 17) 村田大宜, 黒崎和保, 岡憲二郎, 三木健男, 斎藤孝夫: 砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験 (その 2), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.1845-1846, 2000.6.
- 18) 赤本弘文, 岡憲二郎: 埋立地におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験結果, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.1499, 1999.7.
- 19) Stuedlein, A. W., Gibson, M. D. and Horvitz, G. E.: Tension and compression micropile load tests in gravelly sand, 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, August 11-16, 2008.
- 20) 石田雅博, 福井次郎, 加藤秀章, 三木健男: 小口径摩擦杭 (高耐力マイクロパイル) の支持力特性 (その 2) - 水平交番載荷試験結果 -, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集第三部(A), pp.894-895, 1999.9.
- 21) 三木健男, 岡憲二郎, 村田大宜, 黒崎和保, 小林洋一: 砂質地盤におけるマイクロパイルの水平載荷試験, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.1847-1848, 2000.6.
- 22) Awad, M. : Lateral load tests on mini-piles, *Islamic University Journal*, Vol. 7, No. 1, pp.15-29, 1999.
- 23) Broms, B. B : Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 90, SM3, pp.123-156, 1964.
- 24) 岸下崇裕, 中村正博, 稲木孝義, 大谷義則, 山根隆志: 米国における基礎の耐震補強事例について, 第 24 回地震工学研究発表会論文集, pp.361-364, 1997.7.
- 25) 岸下崇裕, 田坂友次郎, 杉内茂美, 畑野俊久, 江口孝: 高耐力マイクロパイルによる基礎の耐震補強事例, 土木学会第 55 回年次学術講演会, VI-117, 2000.9.
- 26) NIJ 研究会: ST マイクロパイル施工報告, 2017.9.
- 27) 橋立健司, 西村泰治, 深谷利行, 金井重夫: ねじ込み式マイクロパイル工法による既設基礎の耐震補強工事事例, 第 39 回地盤工学研究発表会, pp.1813-1814, 2004.7.
- 28) Van der Veen : The Bearing Capacity of a Pile, Proc, 3rd ICSMFE, Vol.2, 1953.
- 29) 村山 朔郎, 柴田 徹: 粘土中の摩擦グイの支持力とその新測定法, 土木学会論文集 59, 1958.11.
- 30) 山肩邦男: 支持杭の載荷試験における降伏荷重の力学的意義に関する考察(その 1, その 2), 日本建築学会論文報告集, No.79,80, 1962.11,12.
- 31) 宇都一馬, 冬樹衛, 桜井学: 杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工, pp.21-30, 1982.9.
- 32) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, pp.213-218, 2015.3.
- 33) 松尾伸之, 藤沢一, 佐藤豊: 礫地盤における先端にプレロードを与えた杭の支持力性状, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.1601-1602, 2001.6.
- 34) 藤岡豊一, 藤沢一, 松尾伸之: 場所打ち杭の支持力に及ぼすスライムの影響, 土木学会第 56 回年次学術講演会, pp.704-705, 2001.10.
- 35) 長谷川明, 塩井幸武, 工藤浩, 鈴木拓也: (12) 鉄筋コンクリート充填鋼管の曲げ耐力試験, 第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.1-6, 2009.11.

- 36) 高耐力マイクロパイル研究会：高耐力マイクロパイル工法 設計・施工マニュアル[新設基礎編]，2003.9.
- 37) NIJ 研究会：ST マイクロパイル工法 設計・施工マニュアル（五訂版） ， 2013.7.
- 38) Chang, Y. L.: Discussion on “Lateral Pile Loading Tests” by Feagin, *Trans. ASCE*, 1937.2.
- 39) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針， pp.244-263, 1988.1.

第2章 本研究で対象とした杭工法の概要

2.1 概要

表-2.1.1に本研究で対象とした杭工法の諸元を、図-2.1.1に概要図を示す。この杭工法は、既設構造物の基礎を耐震補強する技術である。狭隘地でも施工でき、経済性にも優れた杭工法であるため、構造物が近接するような厳しい条件下の新設工事にも適用できる。

本研究で対象とした杭工法の施工は、ボーリングマシンを用いて二重管削孔し、鋼管を建込んだ後にグラウトを充填し、地盤中に鋼管を定着させる技術である。施工条件にもよるが、橋脚基礎等の耐震補強工事で小口径合成鋼管杭による増し杭を行う場合、掘削土量を低減できるだけでなく増しフーチングをスリムにすることが可能となり、既往の耐震補強技術に比べてコストを10～20%程度低減させることが可能である。使用する施工機械は、汎用的なロータリーパーカッションドリルであり、クローラ型やスキッド型がある。

鋼管は、一般構造用炭素鋼鋼管（STK400，STK490 など）を標準とする。鋼管の継手は、機械構造用炭素鋼鋼管（STKM13A，S45C など）を標準とし、鋼管単体と同等以上の強度および剛性を有するねじ継手を用いる。削孔時に孔底に残留するスライムによる支持力低下を改善するため、鋼管先端部に取付けた攪伴ビットを用いて地盤改良することがこの杭工法の特徴である。グラウトの設計基準強度は 30N/mm^2 とする。杭頭部の口元スペーサー（グラウトが硬化するまでの仮設利用）と杭先端部のセンタリング材を用いて、杭頭部と杭先端部の2か所を拘束することにより、全長にわたってかぶり 20mm 以上（地山補強土工法の基準値 10mm の2倍以上）を確保する杭頭部は、鋼管を基礎フーチング等へ定着させる支圧板方式を標準とする。

本研究で対象とした杭工法は、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 平成24年度版¹⁾および平成29年度版²⁾（以下、道示IV）の場所打ち杭の設計法に準拠した性能を確保することを目指している。上部構造から伝達された軸方向荷重を先端地盤抵抗と、地盤とグラウトとの周面摩擦抵抗で支持する。杭頭部に伝達された水平、モーメント荷重に対しては、鋼管と鋼管内外のグラウトにおける合成断面の抵抗メカニズムが不明確であるため、安全側として、グラウトを無視した鋼管の剛性・耐力と水平地盤反力で抵抗するものとした。ゆえに杭径は、支持力算定時はケーシング先端ビット径（＝グラウト径： D_g ）、水平抵抗時は鋼管径： D とする。杭長は、地表面から鋼管の先端までの長さとし、支持層への根入れ長は $2D$ を目安とする 0.5m 以上とする。表-2.1.2に適用範囲を示す。

この杭工法の特長を以下に示す。

- 1) 小型機械を使用できるため、 3.5m 程度の低空頭箇所や足場上で施工が可能である。
- 2) 従来工法と比べ、汎用的な鋼管と継ぎ手を使用するため、杭部材が安価となる。継ぎ杭1本当たりの鋼管長が最大 6m であるため、継手が少なくなるうえに施工効率も向上する。
- 3) 従来よりも拡幅基礎を小さくできるため、既設構造物の耐震補強などの維持管理に適する。
- 4) 施工機械が小型であるため、低騒音・低振動で施工できる。杭径が小さいため、施工時に近接構造物への影響が少ない。

表-2.1.1 本研究で対象とした杭工法の諸元

削孔方法		二重管削孔（湿式および乾式）		
削孔機	砂質土，粘性土 砂礫土，風化岩，軟岩	ロータリーパーカッション式		
	中硬岩	ダウンザホールハンマー式		
ケーシング	外径（mm）	φ 216.3	φ 245.0	φ 318.5
	先端ビット径（mm）	φ 225.0	φ 255.0	φ 335.0
インナーロッド外径（mm）		φ 135.0	φ 165.2	φ 216.3
鋼管	鋼種	一般構造用炭素鋼鋼管		
	径（mm）	φ 165.2	φ 190.7	φ 267.4
	肉厚（mm）	4.5～7.1 10.0, 12.0	5.3～8.2 11.0, 13.0	6.0～9.3 12.0, 15.0
ねじ継手 （独自）	鋼種	機械構造用炭素鋼鋼管		
	肉厚（mm）	18～40		
グラウト	径（mm）	φ 225.0	φ 255.0	φ 335.0
	強度（N/mm ² ）	30.0		
	比重	1.89±4%		

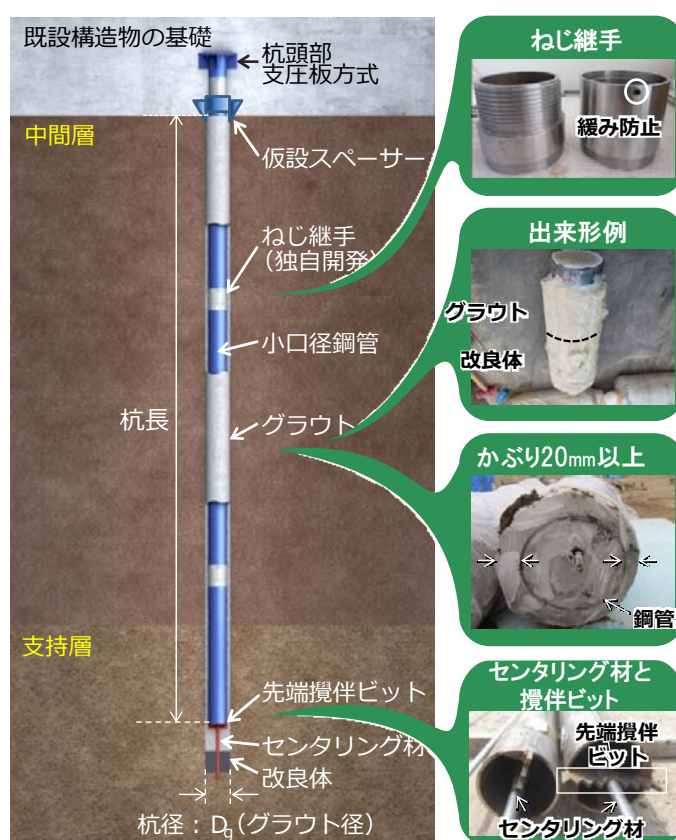


図-2.1.1 杭工法の概要図

表-2.1.2 本研究で対象とした杭工法の適用範囲

周面摩擦を考慮する範囲	地表面から鋼管先端まで。押し込みは地表面から $1/\beta$ を除く $1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ(m). β : 杭の特性値(1/m)	
支持層地盤種別と定義	砂質土・砂礫であり、N 値が 30 以上である地盤 ※道路橋本体構造以外の設計に適用する場合は N 値 15 以上	
支持層への根入れ	0.5m 以上	
杭長	21.3m 以下 (施工実績)	
杭の最小中心間隔	$2.5D_g$ 以上 (D_g : グラウト径)	
最小縁淵距離	0.5m 以上, 杭頭部の設計照査・配筋を考慮し決定	
地盤条件	粘性土	施工可
	砂質土	施工可
	砂礫	礫径 40mm 以下 (施工実績) では施工可
	地下水	地表面近くでも施工可
	湧水量	多くても施工可
施工条件	作業空間	狭くても施工機械が小型なので施工可
	空頭制限	空頭高さ 3.5m でも施工可
	騒音・振動	打込み杭に比べて問題にならない

2.2 杭部材

2.2.1 鋼管

鋼管径は、 $\phi 165.2\text{mm}$ 、 $\phi 190.7\text{mm}$ および $\phi 267.4\text{mm}$ を標準とする。径と肉厚の関係は表-2.1.1 に示すとおりである。鋼種は一般構造用炭素鋼鋼管（STK400、STK490 など）を標準とする。

1本当たりの鋼管長さは、0.5～6.0m まで選択可能であり、空頭条件に応じて選定する。鋼管の品質管理は、出荷時のミルシートによる管理を基本とする。写真-2.2.1 に小口径鋼管の外観を示す。



写真-2.2.1 小口径鋼管の外観

2.2.2 ねじ継手

鋼管の継手は、施工性の向上、杭としての品質確保を目的とし、鋼管本体と同等以上の強度を有するねじ継手（写真-2.2.2、図-2.2.1）とする。本研究で対象とした杭工法では、角形形状のねじおよび継手勘合部に2方向の逆回転防止ねじを付与したねじ継手を開発した。雄ねじの継手根元および雌ねじの継手先端に逆回転防止ねじを挿入するための貫通用タップ孔を設けている。なお、ハイメカねじ³⁾でも同様な緩み防止対策を行っており、継手勘合部に4か所逆回転防止ピンを接合しているが、この杭工法では90°方向に2か所接合することで、鋼管建込み時および杭先端地盤改良時に懸念されるゆるみを防止する。また、ケーシング内に建込んだ鋼管の保持および鋼管同士の締め込みを目的として、雄ねじ・雌ねじそれぞれにレンチカット加工を行う。

図-2.2.2 にねじ継手における設計照査の概要図を示す。ねじ継手の設計照査は、最も肉薄で弱部となる雄ねじ谷部の肉厚 (t_{oi}) と雌ねじ谷部の肉厚 (t_{mi}) のそれぞれで行う。継手の鋼種・肉厚は、最も弱部となる各ねじの降伏髒モーメントが鋼管のそれを上回るように選定する。なお、設計時にねじ継手の肉厚からレンチカット幅 (t_r) を除いた肉厚が各ねじにおける谷部の肉厚を上回ることを確認している。

ねじ継手は、図-2.2.3のフローに示す各照査結果を満足する鋼種・肉厚とする。表-2.2.1にねじ継手における各照査の詳細内容を示す。表-2.2.2に鋼管とねじ継手の組合せ例を、表-2.2.3にねじ継手における応力度の照査結果を示す。参考として、レンチカット部における応力度の照査結果も併せて示す。表-2.2.3より、いずれのケースもねじ継手における各応力度の計算値は、鋼管の各許容応力度以下であることを確認している。なお、継手試験を実施した鋼管と継手の組合せについて、 $\phi 165.2\text{mm}$ のねじ継手は平均的な設計条件で、 $\phi 190.7\text{mm}$ のねじ継手は最も厳しい設計条件と同等レベルで実施しており、いずれの鋼管径においても鋼管本体以上の強度および剛性を有することを確認している。

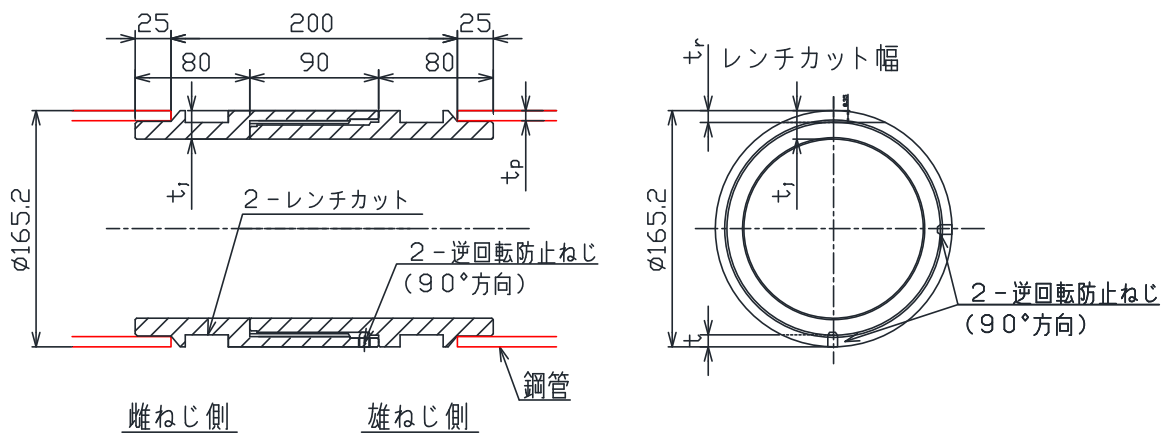
鋼管と継手の接合部は、工場内にて雄ねじ・雌ねじの片端に鋼管を挿入し、全周にわたって開先溶接することで良好な仕上がりを確認している。継手の片側に鋼管の外径よりもわずかに小さい25mmの出っ張り部（インロー）を設けて鋼管と継手の中心を合わせている。現場搬入時には鋼管の両端に雄ねじと雌ねじを溶接して取り付けられた状態で搬入される。交換出荷時には、全数の目視による外観検査と浸透探傷試験（カラーチェック）を、20本あたりに1本の放射性透過試験あるいは超音波探傷試験を実施する。各継手部において出荷前に検査した結果、1本も不具合は生じていないことを確認している。



a) 雄ねじ側

b) 雌ねじ側

写真-2.2.2 ねじ継手（例： $\phi 165.2\text{mm}$ ）



a) 側面図

b) 平面図

図-2.2.1 ねじ継手の構造 (例: $\phi 165.2\text{mm}$)

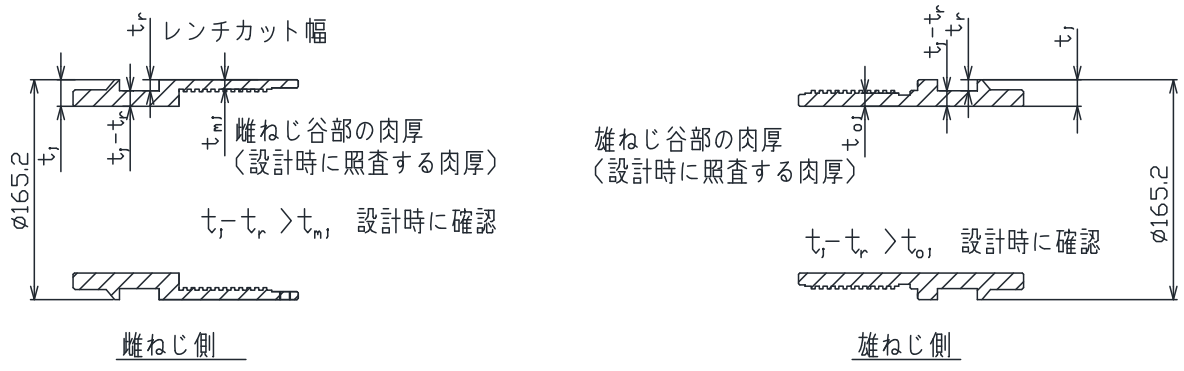


図-2.2.2 ねじ継手における設計照査の概要図 (例: $\phi 165.2\text{mm}$)

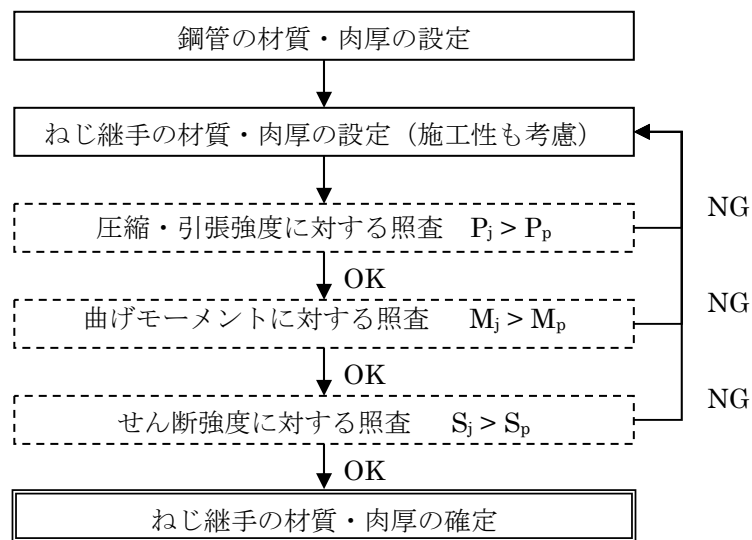


図-2.2.3 ねじ継手の仕様決定フロー

表-2.2.1 ねじ継手における各照査の詳細内容

項 目	設 計 要 領
継 手 部 の 照 査	<p>$P_j > P_p$ (雄ねじ・雌ねじで検討)</p> <p>P_j : ねじ継手の降伏圧縮・引張強度 (kN) = $\sigma_{yj} \cdot A_j$</p> <p>σ_{yj} : ねじ継手の降伏応力度 (kN/m²)</p> <p>A_j : ねじ継手の断面積 (m²)</p> <p>P_p : 鋼管の降伏圧縮・引張強度 (kN) = $\sigma_{yp} \cdot A_p$</p> <p>σ_{yp} : 鋼管の降伏応力度 (kN/m²)</p> <p>A_p : 鋼管の断面積 (m²)</p>
	<p>$M_j > M_p$ (雄ねじ・雌ねじで検討)</p> <p>M_j : ねじ継手の降伏曲げモーメント (kN・m) = $\sigma_{yj} \cdot Z_j$</p> <p>σ_{yj} : ねじ継手の降伏応力度 (kN/m²)</p> <p>Z_j : ねじ継手の断面係数 (m³)</p> <p>M_p : 鋼管の降伏曲げモーメント (kN・m) = $\sigma_{yp} \cdot Z_p$</p> <p>σ_{yp} : 鋼管の降伏応力度 (kN/m²)</p> <p>Z_p : 鋼管の断面係数 (m³)</p>
	<p>$S_j > S_p$ (雄ねじ・雌ねじで検討)</p> <p>S_j : ねじ継手の降伏せん断強度 (kN) = $\sigma_{yj} \cdot A_{sj}$</p> <p>σ_{yj} : ねじ継手の降伏応力度 (kN/m²)</p> <p>A_{sj} : ねじ継手のせん断力を受ける面積 (m²) = $D_o \cdot l_j \cdot \pi$</p> <p>D_o : 雄ねじの谷径 (m)</p> <p>l_j : 有効ねじ山長さ (m) = $p \cdot n_j$</p> <p>p : ねじ山のピッチ (m)</p> <p>n_j : 有効ねじ範囲でオスねじとメスねじがかみ合う山の数</p> <p>S_p : 鋼管の降伏せん断強度 (kN) = $(1/\sqrt{3}) \cdot \sigma_{yp} \cdot A_p$</p> <p>$\sigma_{yp}$: 鋼管の降伏応力度 (kN/m²)</p> <p>A_p : 鋼管の断面積 (m²)</p>

表-2.2.2 鋼管とねじ継手の組合せ例

鋼管径 (mm)	材質	肉厚 (mm)	継手径 (mm)	材質	肉厚 (mm)	継手試験
165.2	STK400	4.5	165.2	STKM13A	18	○
		5			20	
		6			22	
		7.1			25	
	STK490	4.5		S45C	18	
		5			18	
		6			20	
		7.1			22	
		10			30	
		12			40	
		5.3			18	○
		6			20	
190.7	STK400	6	190.7	STKM13A	25	
		7			30	
		8.2			18	
		5.3			20	
	STK490	6		S45C	20	
		7			20	
		8.2			25	○
		11			35	
		13			40	
		6			20	
		7			25	
		8			25	
267.4	STK400	9.3	267.4	STKM13A	30	
		6			18	
		7			20	
		8			25	
	STK490	9.3		S45C	25	
		12			25	
		15			35	
		6			40	
		7			20	
		8			25	
		9.3			25	
		12			35	
15	40					

表-2.2.3 ねじ継手およびレンチカット部における応力度の照査結果
(鋼管の許容応力度に達した段階での応力度の計算値)

鋼管径 (mm)	材質	肉厚 (mm)	継手径 (mm)	材質	肉厚 (mm)	引張応力度の計算値			曲げ応力度の計算値			ねじ継手の 許容応力度 (N/mm ²)				
						雌ねじ (N/mm ²)	雄ねじ (N/mm ²)	レンチカット部 (N/mm ²)	雌ねじ (N/mm ²)	雄ねじ (N/mm ²)	レンチカット部 (N/mm ²)					
165.2	STK400	4.5	165.2	STKM13A	18	162	157	95	167	189	101	215				
		5			20	177	142	87	181	175	96	215				
		6			22	192	153	88	196	191	98	215				
		7.1			25	198	158	89	201	204	103	215				
	STK490	4.5		S45C	18	235	197	133	239	237	143	325				
		5			18	260	218	133	263	261	143	325				
		6			20	275	233	135	278	282	149	325				
		7.1			22	299	243	134	300	300	150	325				
		10			30	321	240	131	320	322	159	325				
		12			40	322	212	124	321	322	164	325				
		5.3			18	202	171	88	204	198	93	215				
		6			20	203	171	89	205	202	96	215				
190.7	STK400	7	190.7	STKM13A	25	189	155	90	192	193	101	215				
		8.2			30	189	148	88	193	193	104	215				
		5.3			18	266	232	135	269	269	142	325				
		6			20	279	224	131	281	265	141	325				
	STK490	7		S45C	20	315	266	134	315	311	145	325				
		8.2			25	294	242	136	296	297	152	325				
		11			35	300	223	131	302	301	160	325				
		13			40	322	227	128	321	321	163	325				
		6			20	189	173	90	191	194	94	215				
		267.4			STK400	7	190.7	STKM13A	25	184	149	87	187	173	94	215
						8			25	199	177	92	201	204	99	215
						9.3			30	192	169	93	195	202	103	215
6	18		291	258		132			292	284	136	325				
STK490	7		S45C	20	295	270		136	296	300	142	325				
	8			25	297	218		124	298	251	135	325				
	9.3			25	309	275		138	309	313	149	325				
	12			35	298	238		134	300	290	154	325				
	15			40	324	260		136	323	324	159	325				

2.2.3 先端攪伴ビット

削孔時に孔底に残留するスライムが引き起こす支持力低下を改善するため、杭先端部を地盤改良することが本研究で対象とした杭工法の特徴である。先端部に攪伴ビット（鋼製の羽根）を取付けた鋼管を回転させながら上下させることでグラウトとスライムを攪拌し、改良体を造成する。先端攪伴ビットは、センタリング材（杭先端部における鋼管と孔壁間のかぶりを確保するための丸鋼）の両側に一文字型の刃形プレートと 1/4 円板の羽根を溶接したものを標準とする（図-2.2.4、写真-2.2.3）。なお、試験施工で N 値 50 以上の砂礫および砂質土にセンタリング材を押し込めることは確認済みであるため、このような地盤の支持層までを本研究で対象とした杭工法の適用の対象としている。

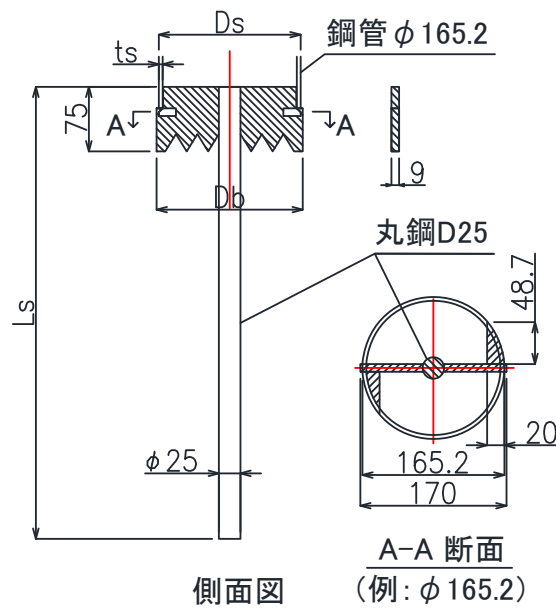


図-2.2.4 杭先端部材（例：φ165.2mm）

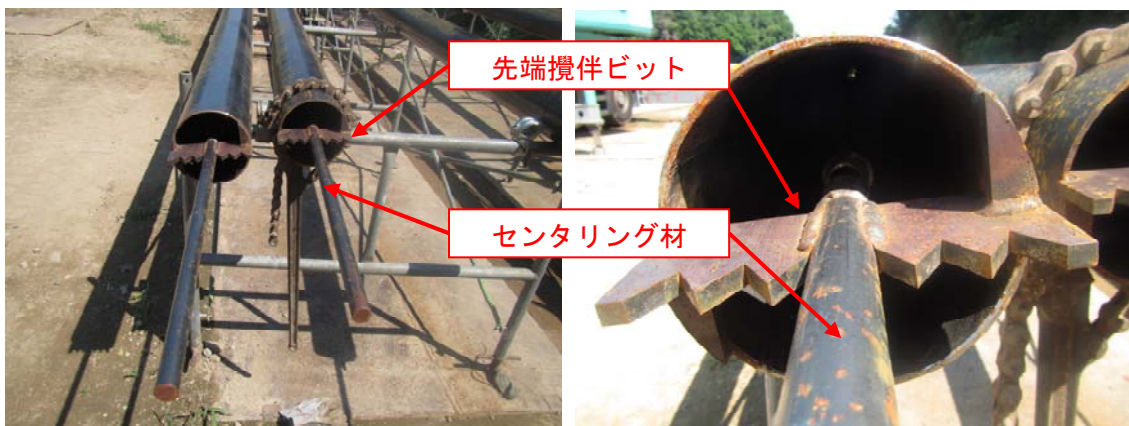


写真-2.2.3 杭先端部材（例：φ165.2mm）

2.2.4 口元スペーサー

杭先端部材（図-2.2.4）と杭頭部の口元スペーサー（鋼管と孔壁間におけるかぶりを適切に確保するため、ケーシングを回収した後に鋼管を通過して地表面に敷設する仮設の鋼製材料，図-2.2.5）を用いて、杭先端部と杭頭部の2か所を拘束することにより、全長にわたってかぶり20mm以上（地山補強土工法の基準値10mmの2倍以上）を確保する（写真-2.2.4）。例えば，図-2.2.5より， $\phi 165.2\text{mm}$ の鋼管を使用する場合は， $\phi 216.3\text{mm}$ 鋼管の肉厚5.8mmと内側のフランジ厚18mmを加えた23.8mm以上のかぶりを確保できる構造である。同様に， $\phi 190.7\text{mm}$ の鋼管を使用する場合は， $\phi 241.8\text{mm}$ 鋼管の肉厚6.2mmと内側のフランジ厚17.5mmを加えた23.7mm以上のかぶりを確保できる構造である。口元スペーサーは開放型であるため，孔内のグラウトが低下しても再充填することができる。

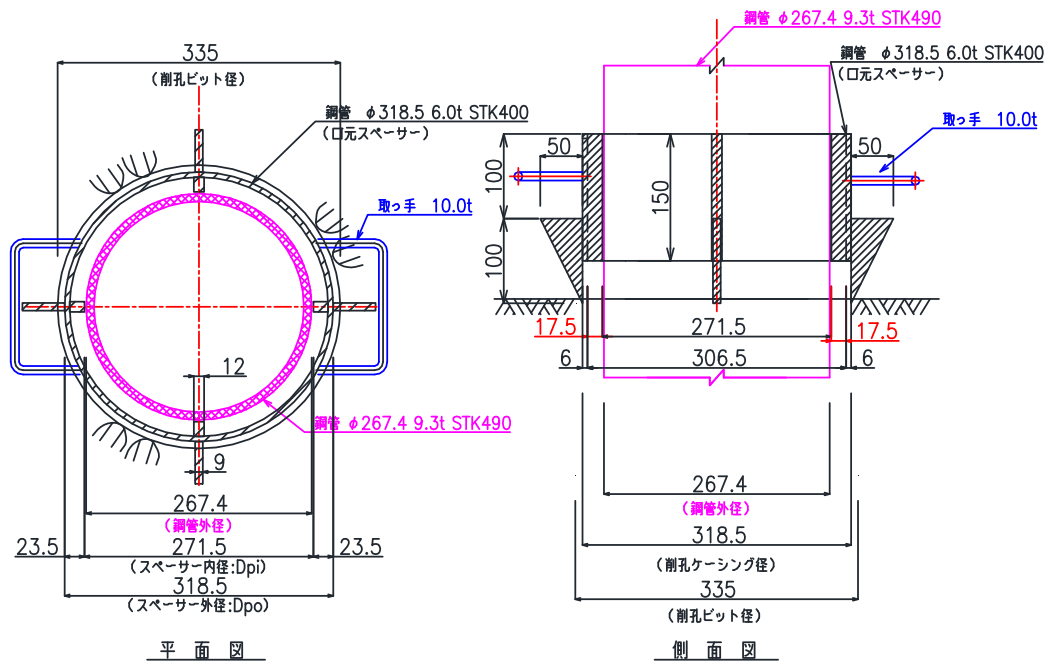


図-2.2.5 口元スペーサーの構造（例： $\phi 165.2\text{mm}$ ）



写真-2.2.4 口元スペーサー

2.2.5 杭頭結合部材

杭頭部は、鋼管を基礎フーチング等へ定着させる支圧板方式を標準とする（図-2.2.6、写真-2.2.5）。支圧版の形状は、円形あるいは矩形とする。支圧板およびスチフナは、あらかじめ工場溶接によって杭頭雌ねじ継手に取り付けておく。なお、鋼管と杭頭部材のジョイント方法は、鋼管同士の接続と同様にねじ継手で行う。

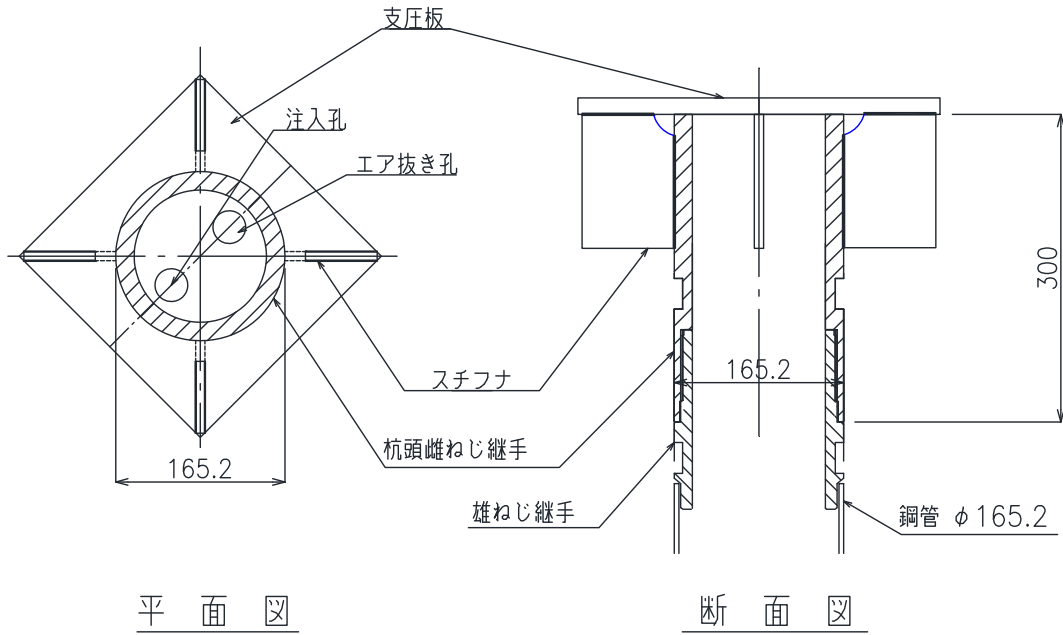


図-2.2.6 杭頭部の構造（例：φ165.2mm用）



写真-2.2.5 杭頭結合部材（左：円形，右：矩形）

2.2.6 既存工法とのコスト比較

表-2.2.4 に杭部材における既存工法とのコスト比較結果を示す。表中の値は、本研究で対象とした杭工法を 1.00 とした場合の比率を示している。

この杭工法は流通している汎用的な一般構造用炭素鋼鋼管を用いるため、鋼管の kg 単価を低減させることが可能となる。継手においても同様に汎用的な材質の鋼材を機械加工するのみであるため、既往工法に比べて 5 割程度までコスト縮減可能である。さらに、既往工法は施工上の理由で鋼管をケーシングとして用いることから、削孔機の回転トルクの上限より継杭長さは 1.5m の場合がほとんどである（一部 1.0m の場合もある）が、この杭工法は二重管削孔により建込む鋼管長さは空頭制限以外に制約はなく最大 6.0m まで建込み可能である。長尺鋼管の建込みにより継手個数が削減されるため、さらなるコスト縮減が期待できる。

表-2.2.5 に杭長 15m の場合における継杭長さによるコスト比較結果を示す。継杭長さ 1.5m の場合を 1.00 とすると、3.0m の場合約 7 割、6.0m の場合約 5 割までコスト縮減が可能である。以上より、継杭が長いほどコスト縮減効果が大きくなることを明らかにした。

表-2.2.4 既存工法とのコスト比較結果

項目		高耐力マイクロパイル工法 ⁴⁾	ST マイクロパイル工法 ⁵⁾	研究対象の杭工法
外 観 図				
コ ス ト 比 率	鋼管 例) φ165.2mm t7.1mm	芯鉄筋他 高張力鋼管 2.40	高張力鋼管 1.60	一般構造用 炭素鋼鋼管 1.00
	継手	カップラー式ねじ継手 1.94		ねじ継手 1.00
	グラウト	0.77	1.06	1.00
継杭長さ/本		1.5m	1.5m	0.5~6.0m
継手個数 例)L=21m		13 個/本	13 個/本	最小 3 個/本

表-2.2.5 継杭長さによるコスト比較結果（杭長 15m の場合）

検討パターン	継杭/本	継手個数	コスト比率
Case1	1.5m	9 組	1.00
Case2	3.0m	4 組	0.70
Case3	6.0m	2 組	0.51

2.3 施工方法

2.3.1 施工手順

図-2.3.1および以下に本研究で対象とした杭工法の標準的な施工手順を示す。

- 1) 施工機械の据付、削孔角度の確認後、インナーロッドを併用した二重管方式ロータリーパーカッションドリルにて削孔する。削孔後にスライム残留高さを計測し、50mmを上回る場合は、50mm以下になるまでケーシング内を洗浄する。
- 2) インナーロッド回収後、揚重機でケーシング内に鋼管を建込む。鋼管接続はねじ継手とする。
- 3) 鋼管内に差込んだ注入ホースからグラウトを下向きに圧送する。このとき、鋼管先端から鋼管外面とケーシング内面とのわずかな隙間もグラウトが上昇し、口元から漏出させることで充填性を確認する。
- 4) 鋼管と削孔機を接続する。センタリング材を有する鋼管を先端地盤に押し込むことでケーシングの内径以内に鋼管先端部を杭中心付近に拘束する。鋼管を回転および上下させスライムとグラウトを先端攪伴ビットで攪拌し、杭先端部に改良体を造成する。
- 5) 地盤中のケーシングを3～5m回収するごとにグラウトを鋼管内外に補充注入する。
- 6) 鋼管を所定の高さまで引き上げ、地表面にくさび状で仮設の口元スペーサーを用いて鋼管頭部を削孔穴の中心に拘束し、バンド固定する。鋼管と杭頭部は、ねじ継手により接続する。

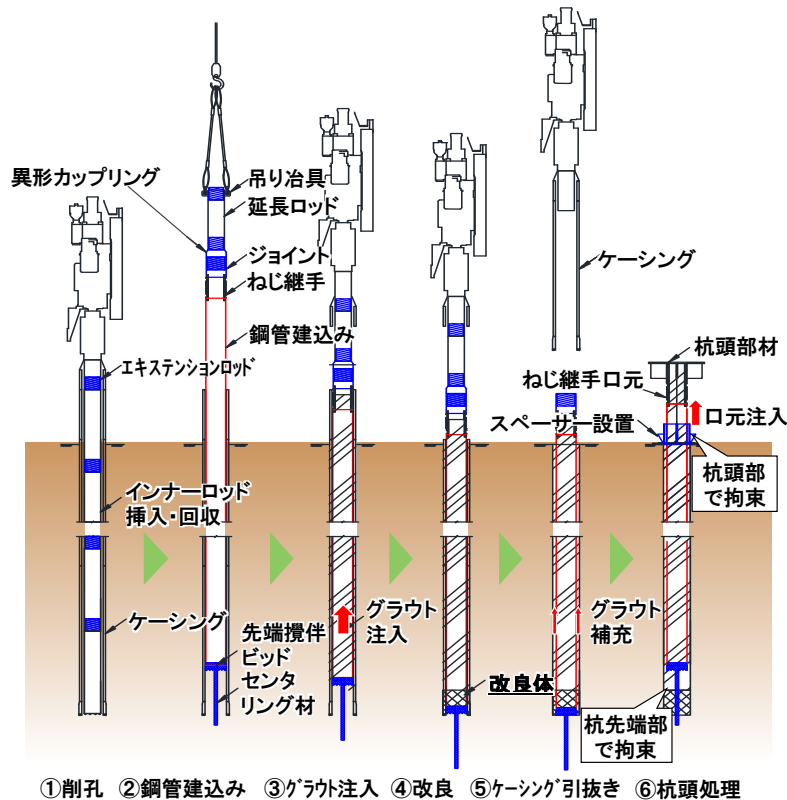


図-2.3.1 施工手順

2.3.2 削孔およびスライム処理方法

削孔機を杭芯付近にセットし、削孔位置および据付角度を確認する。削孔水の外返しによる孔壁崩壊を防止するため、3.0m程度の無水削孔を行う。写真-2.3.1にケーシング（外管）の先端ビットを示す。インナーロッド（内管）を削孔機に接続し、インナーロッド先端（写真-2.3.2）がケーシング先端と同深度まで到達すると、杭先端部に造成する改良体下端の深度まで二重管削孔を行う（図-2.3.2）。二重管削孔とは、削孔後に孔壁が自立しない（落盤する）土質においても二重の独立した削孔管で削孔する方法をいう。なお、削孔はインナーロッド先端から清水を噴射し、泥状となった土砂を内返りする（ケーシングとインナーロッドの隙間から送水することにより行う。二重管削孔後、孔底に残留したスライム（掘削くず）高さの計測、インナーロッドの回収、削孔長の検尺等の一連の作業を行う。対象地盤別のスライム処理方法と管理方法を以下に示す。

- (1) 砂礫地盤以外：スライムの高さが50mm以下になるまで孔内洗浄を行う。
- (2) 砂礫地盤：インナーロッドの回収を慎重に行うとともに、試験施工の実績に基づき、最低3分以上は孔内洗浄を継続する。スライムの検尺と孔内洗浄を2回以上繰り返し、スライムの回収量に差が生じなくなった時点で終了とする。



写真-2.3.1 ケーシング先端ビット



写真-2.3.2 インナーロッド先端

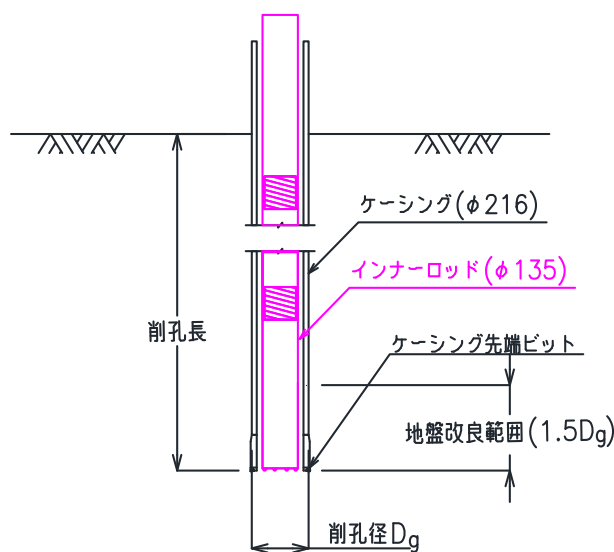


図-2.3.2 二重管削孔のイメージ図

2.3.3 鋼管建込み方法

図-2.3.3 および以下に鋼管建込みの施工手順を示す。

- 1) 頭部に雄ねじを取付けた鋼管をミニクレーンで揚重し、ケーシング内に建込む。
- 2) 頭部の雄ねじのレンチカット部にレンチを差込み、ケーシングとレンチで鋼管を荷受けする。
- 3) 先端部に雌ねじを取付けた鋼管をミニクレーンで揚重し、ねじ継手を接続する。ねじ継手におけるゆるみおよび逆回転を防止するため、六角穴付き止めねじを2か所締め込む。
- 4) 1)~3)の一連の作業を繰り返し、杭先端まで鋼管を建込む。

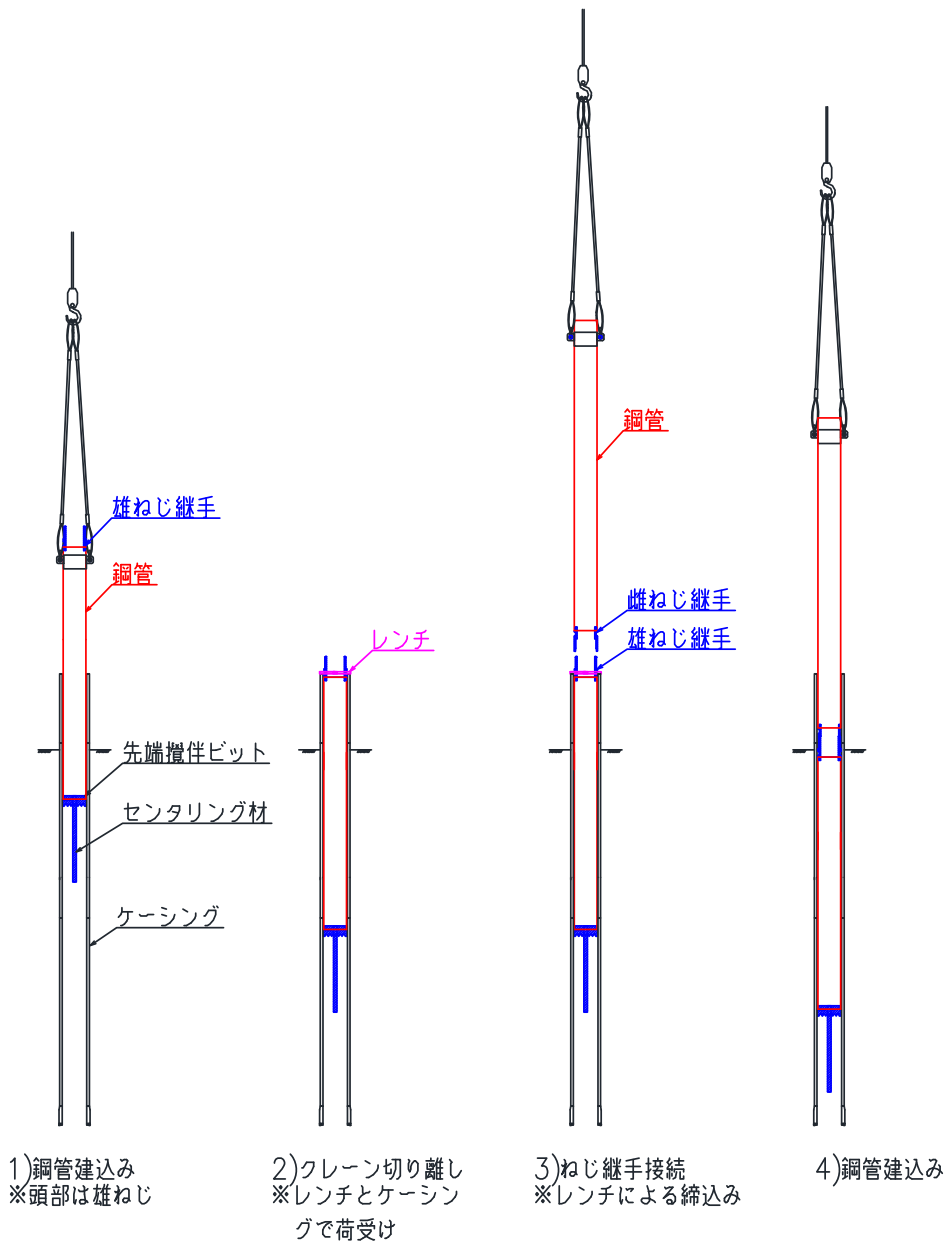


図-2.3.3 鋼管建込みの施工手順

2.3.4 杭先端の地盤改良方法

削孔機と鋼管はジョイント冶具を用いて接続し、削孔機を用いて先端攪伴ビット(写真-2.3.3)が孔底に接地するように鋼管を押込む。鋼管を回転させながら上下させることでスライムとグラウトを攪伴させ、杭先端部に改良体を造成する(図-2.3.4)。改良体長さは削孔径の1.5倍以上とし、地盤改良方法は鋼管ソイルセメント杭工法における根固め部の攪伴方法を参考に0.25m/分×2往復を標準とする。なお、攪伴時間と改良範囲の変位計測によって改良体の品質を管理する。



写真-2.3.3 先端攪伴ビットとセンタリング材

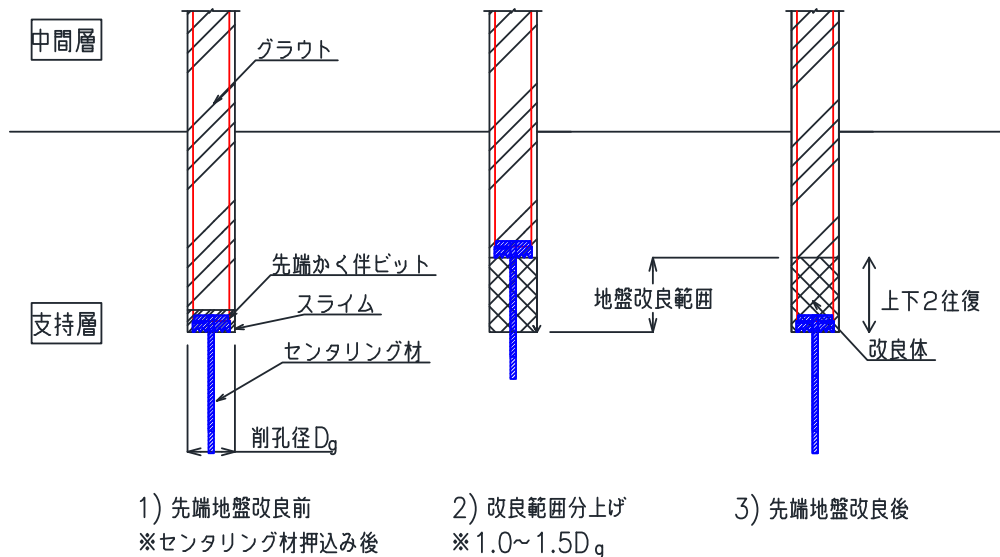


図-2.3.4 杭先端部の地盤改良手順

2.4 軸方向の支持力機構

図-2.4.1 に本研究で対象とした杭工法の軸方向支持力機構図を示す。上部構造から伝達された軸方向荷重を先端地盤抵抗と、地盤とグラウトとの周面摩擦抵抗で支持する。ここで、地盤から決まる極限支持力 R_u と鋼管とグラウトとの付着耐力 R_{FU} は、3.1 に示す鋼管とグラウトとの付着強度試験結果で確認した結果、 $R_u < R_{FU}$ の関係にある。そこで、鉛直支持力の検討に際しては地盤から決まる極限支持力のみを検討することとした。



図-2.4.1 本研究で対象とした杭工法の軸方向支持力機構図

2.5 施工機械

本研究で対象とした杭工法は、施工条件（空頭条件、施工足場）によって削孔機を選定する。写真-2.5.1 に施工条件と削孔機の組み合わせを示す。削孔機は、グランドアンカー等の施工で用いるロータリーパーカッションドリルを基本とし、ミニクレーン等の揚重機を合番とする。

a) 施工空頭 10m 以上



i) クローラ型削孔機（例：RPD-150C）



ii) クローラ型削孔機（例：ECO-13V）

b) 施工空頭 3.5~10m



iii) クローラ型削孔機（例：SM-103）



iv) クローラ型削孔機（例：RPD-103L）

c) 施工空頭 3.5m 以上，軽量



v) スキッド型削孔機（例：RPD-100SL-F2）



vi) スキッド型削孔機（例：RPD-100N3）

写真-2.5.1 施工条件と削孔機の組み合わせ

2.6 仮設備

本研究で対象とした杭工法の施工においては、ベースマシンやミニクレーンのほかに図-2.6.1に示すようなグラウトのプラント設備が必要である。施工においては、プラントからのグラウトの圧送距離・能力を検討する必要がある。打設位置とプラントが50m以上離れた場合は、プラントの移動・据付を行う等、現場の制約条件に応じて検討するものとする。

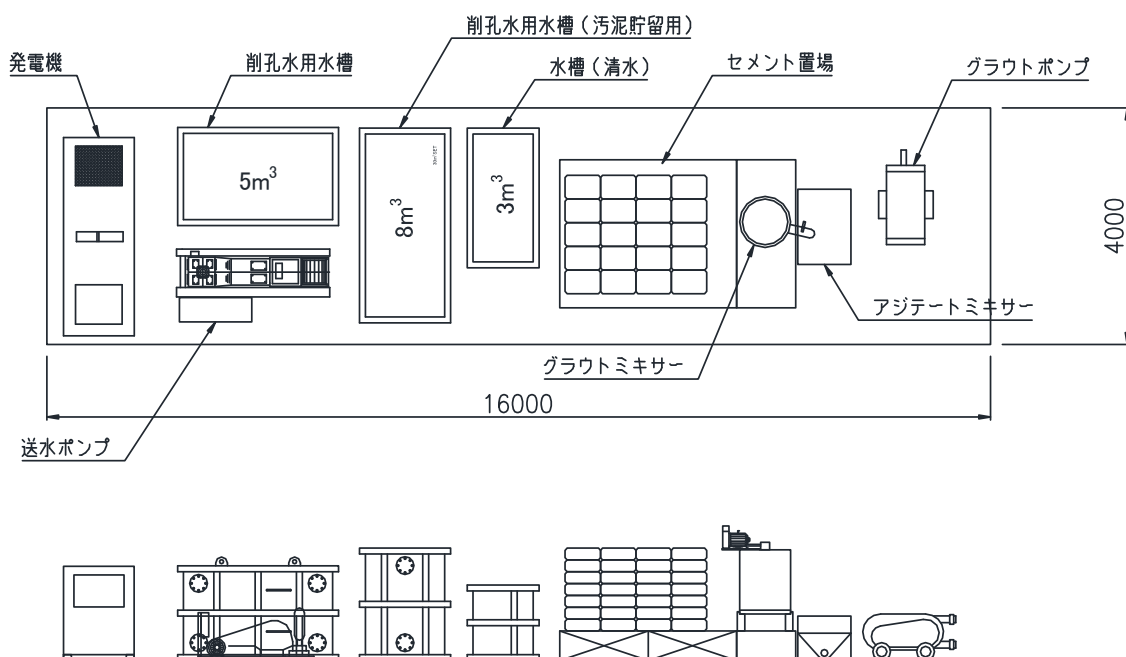


図-2.6.1 プラント設備例

2.7 まとめ

本研究で対象とした杭工法の基本的な考え方，技術概要，特徴，杭構造，各部材等について明記した後，施工手順や各工程の施工方法について詳述した．以下に得られた知見を示す．

- 1) 汎用的な鋼管と独自に開発したねじ継手により，既存工法と比べて杭部材が低コストとなり，コストを縮減できることを明らかにした．
- 2) 継杭が長いほどコスト縮減効果が大きくなることを明らかにした．

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp. 377-456, 2012.3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp. 164-316, 2017.11.
- 3) 土木研究センター：建設技術審査証明報告書，鋼管杭の機械式継手「ハイメカネジTM」，
建技審証第 1101 号，2011.5.
- 4) 高耐力マイクロパイル研究会：高耐力マイクロパイル工法 設計・施工マニュアル[新設基礎
編]，2003.9.
- 5) NIJ 研究会：ST マイクロパイル工法 設計・施工マニュアル（五訂版），2013.7.

第3章 杭の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討

第3章では、杭の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討結果について示す。1.2 研究の目的で示したように、本研究で対象とした杭工法は杭先端部を地盤改良すること、およびかぶりを20mm以上確保することが特徴の一部である。しかしながら、鋼管とグラウトの付着強度、鋼管同士を接続する継手部、杭先端地盤改良効果、先端攪拌ビッドの影響、出来形や改良体強度などが不明であった。図-3.1に杭の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討課題を、表-3.1に検討課題に対応する節を示す。

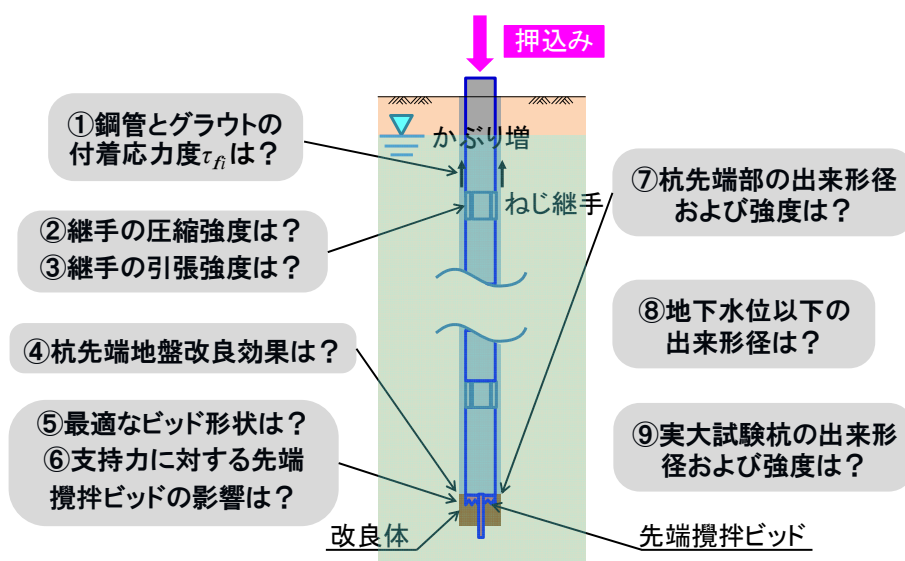


図-3.1 杭の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討課題

表-3.1 検討課題に対応する節

検討課題	節	タイトル
①鋼管とグラウトの付着応力度 τ_{fi} は？	3.1	鋼管とグラウトとの付着強度試験
②継手の圧縮強度は？	3.2	継手を有する鋼管の圧縮試験
③継手の引張強度は？	3.3	継手を有する鋼管の引張試験
④杭先端地盤改良効果は？	3.4	杭先端部の支持力模型実験
	3.5	杭先端部の小規模押し込み載荷試験
⑤最適なビッド形状は？	3.6	杭先端形状や攪拌方法に着目した浅層施工性試験
⑥支持力に対する先端攪拌ビッドの影響は？	3.7	杭先端部材の圧縮模型実験
⑦杭先端部の出来形および強度は？	3.8	杭先端部の出来形・品質管理に関する浅層施工性実験
⑧地下水位以下の出来形径は？	3.9	地下水位より深い地盤の出来形に関する室内実証実験
	3.10	地下水位より深い地盤の実大試験杭の試掘調査
⑨実大試験杭の出来形径および強度は？	3.11	押し込み載荷試験杭の出来形・品質管理に関する試掘調査

3.1 鋼管とグラウトとの付着強度試験

鋼管とグラウトの付着強度試験により、グラウトの一軸圧縮強度と鋼管とグラウトの最大付着応力度の関係を調査し、グラウトの一軸圧縮強度から鋼管とグラウトにおける最大付着応力度の推定式を提案した。

3.1.1 試験概要

図-3.1.1 に試験体概要図を示す。試験体は、JIS 原案「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法（案）¹⁾」に基づいて作製したタイプ 1 と、実寸のかぶりを再現したタイプ 2 の 2 種類とした。タイプ 1 における鋼管外周のかぶりは 128.7mm であり、タイプ 2 におけるそれは 20.8mm である。

試験体の付着長は、鋼管径(φ48.6mm)の約 4 倍の 200mm とし、非付着長は約 2 倍の 100mm とした。村田・河合²⁾が行った異形鉄筋の引抜き試験結果では、非付着長がない場合の試験値の変動係数に比べてある場合のそれは 4 割程度であり、試験誤差の低減に有効であることを報告しているため、今回の付着強度試験も同様に非付着長を付着長の半分設けた。タイプ 1 の試験体における非付着部は、図-3.1.1 の a) に示す発泡スチロールを埋込み作製した。一方、タイプ 2 の試験体における非付着部は、タイプ 1 と同様な構造にすると引抜き力に対する反力の確保が難しいため、図-3.1.1 の b) に示すように鋼管外周にテフロンシート（厚さ 0.2mm）を貼り付けて作製した。なお、試験後に試験体を解体した結果、いずれの非付着部の素材においてもグラウトとは付着しておらず、完全に剥離されていたことから、非付着部の素材の違いによる影響はほとんどないと考えられる。

試験体の作製方法は、外鋼管（タイプ 1：φ318.0mm，タイプ 2：φ101.6mm）をアクリル底版の上に置き、その中心位置に付着鋼管をセットした。次に、練混ぜたグラウトを外鋼管と付着鋼管の間に投入し、打設後は表面乾燥によるひび割れが生じないように、湿潤養生を行った。引抜き試験前に試験体のグラウト上部を高強度石膏（圧縮強さ：59N/mm²）によりキャッピングした。

図-3.1.2 に载荷装置概要図を、写真-3.1.1 に付着強度試験状況を示す。鋼製架台の上に試験体を置き、反力プレートを載せて全ネジボルトで固定した。次に、センターホール型の油圧ジャッキ、ロードセル等をセットし、引抜き载荷用ボルトを付着鋼管と接続した。载荷方式は単調連続载荷方式とし、測定項目は引抜き荷重、ジャッキ変位および鋼管底版部の引抜き変位とした。

表-3.1.1 にグラウトの諸元を示す。グラウトの目標強度は設計基準強度の 30N/mm²以上とした。

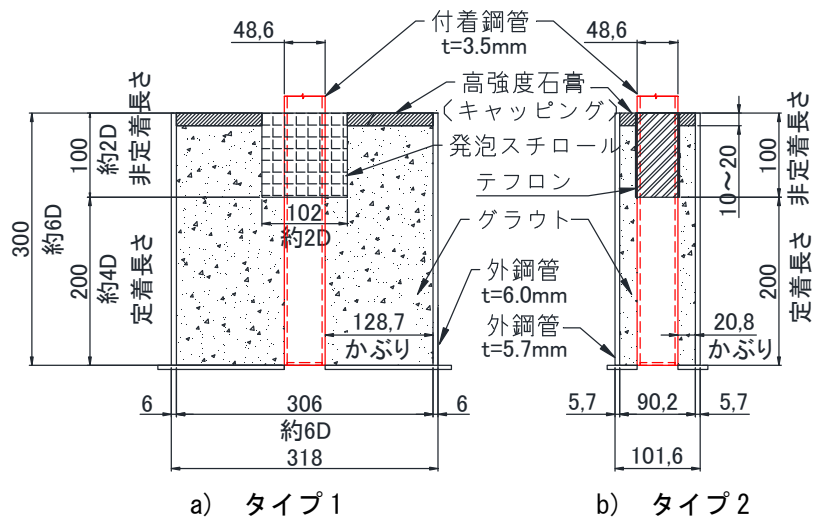


図-3.1.1 試験体概要図

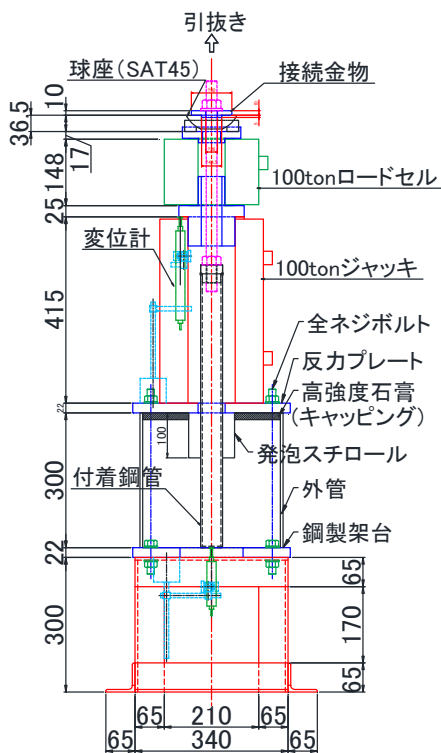


図-3.1.2 荷装置概要図



写真-3.1.1 附着強度試験状況 (タイプ1)

表-3.1.1 グラウト諸元

材 料	名 称	備 考
セメント	普通ポルトランドセメント	
水	清水	W/C=45%
減水剤	レオビルド4000	C×0.02

3.1.2 試験結果

表-3.1.2 に付着強度試験ケースおよび各試験結果を示す。ここで示す一軸圧縮強度は、付着強度試験体打設時に別途モールドで採取した供試体の試験結果である。試験のパラメータは、グラウトの強度（養生日数）およびかぶりとした。なお、付着応力度は引抜き荷重を鋼管の付着面積で除した値である。タイプ1、タイプ2の付着応力度は、いずれも材齢とともに増加する傾向がみられるものの、No.2-7、2-8では最大付着応力度が小さいケースがみられる。この付着応力度が小さくなった原因として、油圧ジャッキで載荷する際に付着鋼管に偏心荷重が作用した可能性がある。

図-3.1.3 に各ケースの付着応力度－引抜き変位関係を示す。No.2-7、2-8は、油圧ジャッキで載荷する際に付着鋼管に偏心荷重が作用した可能性があるため、グラフ表記していない。タイプ1の試験結果より、いずれのケースも載荷初期に急激に付着応力度が増大し、引抜き変位が0.1mm以下で最大値に到達した。最大値に到達した後は緩やかに低下する傾向がみられた。

タイプ2の試験結果より、いずれのケースも載荷初期に付着応力度が増大し、引抜き変位が0.4mm以内で最大値に到達した。タイプ1の試験体よりタイプ2の試験体のほうが最大付着応力度到達までの引抜き変位が大きい理由として、付着鋼管周囲のグラウト断面積がタイプ1の試験体と比べて約1/16と小さく、反力プレート直下におけるグラウトの垂直応力が大きくなり、圧縮変位が増加したことが要因の1つと推測される。

表-3.1.2 付着強度試験ケースおよび各試験結果

タイプ1(JIS原案)				タイプ2(実寸のかぶり程度)			
試験体 No.	養生日数	一軸圧縮強度 N/mm ²	最大付着応力度 N/mm ²	試験体 No.	養生日数	一軸圧縮強度 N/mm ²	最大付着応力度 N/mm ²
1-1	3	36.1	0.32	2-1	7	47.0	0.61
1-2	3	36.1	0.41	2-2	7	47.0	0.67
1-3	7	35.7	0.34	2-3	14	53.5	0.66
1-4	7	35.7	0.44	2-4	14	53.5	0.46
1-5	10	47.2	0.37	2-5	21	54.4	0.84
1-6	10	47.2	0.39	2-6	21	54.4	0.76
1-7	14	58.1	0.38	2-7	28	40.2	0.40
1-8	14	58.1	0.53	2-8	28	40.2	0.32
1-9	28	56.4	0.76	2-9	31	52.5	0.83
1-10	28	72.0	0.84	2-10	31	52.5	0.72
				2-11	31	52.5	0.42

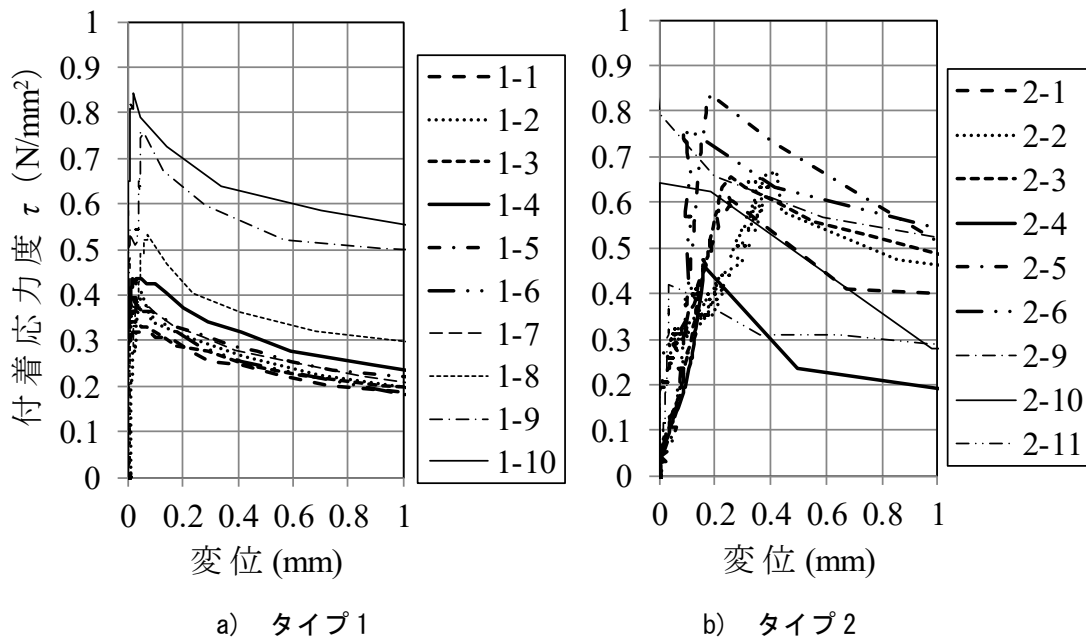


図-3.1.3 付着応力度—引抜き変位

3.1.3 付着応力度の推定式の提案

図-3.1.4 にグラウト一軸圧縮強度—最大付着応力度関係を示す。グラウトの一軸圧縮強度の増大に伴い、最大付着応力度も増大する傾向がみられた。式(3.1)にグラウトの一軸圧縮強度から鋼管—グラウトとの最大付着応力度を求めた推定式を示す。

$$\tau_{\max} = 0.008 \times q_u \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (3.1)$$

鋼管外周のかぶりの違いによる最大付着応力度のばらつきを比較すると、タイプ1における最大付着応力度の最大値は計算値の1.7倍程度であるのに対し、タイプ2におけるそれは計算値の2.0倍程度となり、かぶりの小さいタイプ2のほうが推定式とのばらつきが大きくなることを明らかにした。

グラウトの一軸圧縮強度より鋼管とグラウトの最大付着応力度の下限値を表現でき、式(3.1)により安全側に推定できる。また、道路橋示方書・同解説IV 下部構造編³⁾ (以下、道示IV) の場所打ち杭における最大周面摩擦力度は砂質土で0.2N/mm² (N値40以上相当)、粘性土で0.15N/mm² (N値30以上相当)であり、設計基準強度30N/mm²における最大付着応力度は0.008×30=0.24N/mm² (赤丸)である。最大付着応力度は杭全長にわたって同一であるが、地盤の最大周面摩擦力度は支持層以浅のN値が小さい深度ではさらに小さくなることから、鋼管とグラウトとの付着耐力R_{FU}は地盤から決まる極限支持力R_Uより大きくなることを明らかにした。R_U<R_{FU}の関係にあることを確認できたことから、鉛直支持力の検討に際しては地盤から決まる極限支持力のみを検討することとした。

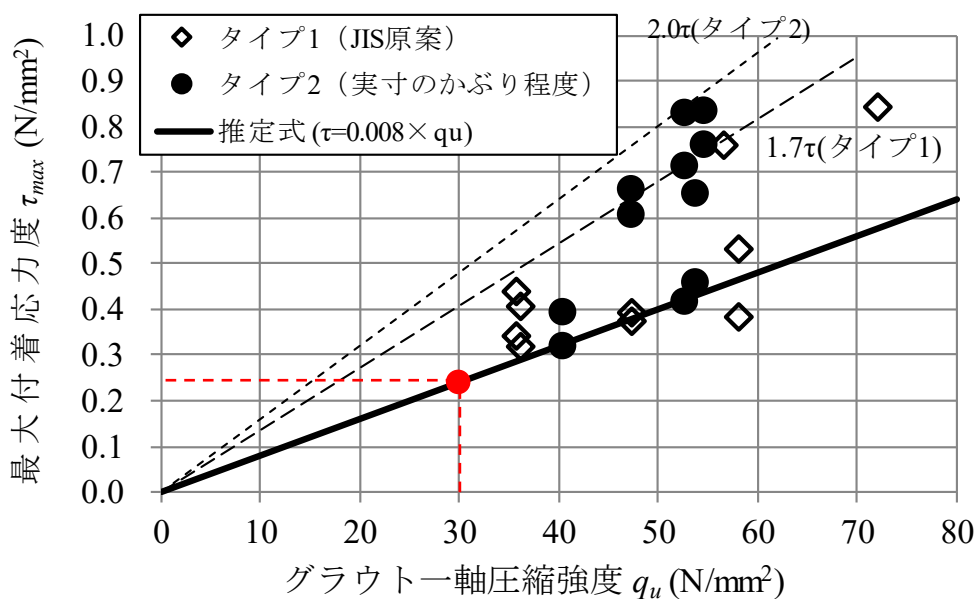


図-3.1.4 グラウトの一軸圧縮強度—最大付着応力度関係

3.2 継手を有する鋼管の圧縮試験

ねじ継手を有する鋼管と鋼管単体の圧縮強度を把握することを目的として、圧縮試験を実施した。

3.2.1 試験概要

表-3.2.1に試験ケース、鋼管の諸元および鋼管の耐力から決まる載荷荷重の諸元を示す。試験体の種類は、 $\phi 190.7\text{mm}$ 、 $t=5.3\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ 、 $t=4.5\text{mm}$ の一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）にねじ継手を有するものが各1体、鋼管単体が各1体の合計4体とした。

表-3.2.2に継手の諸元および継手の耐力から決まる載荷荷重の諸元を示す。 $\phi 190.7\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ の継手母材の肉厚は18mmである。

圧縮試験体は図-3.2.1に示すように、ねじ継手を挟んだ鋼管杭の一部であり、試験体の上下端部にエンドプレートを取り付けた。また、写真-3.2.1に示す鋼管と継ぎ手の溶接に関しては、実施工と同様に雄ねじ・雌ねじの片端に鋼管を挿入し、全周にわたって鋼管と継手を開先溶接した。

図-3.2.2に圧縮試験概要図を示す。圧縮試験は3MN載荷試験装置と3MNロードセルを使用した。ねじ継手を有する鋼管は継手部を鋼管の中心位置に配置した。載荷方式は単調圧縮載荷とし、荷重の低下が認められるまで載荷した。

測定項目は、荷重、変位、ひずみの3項目とした。鋼管軸方向のひずみは、ひずみゲージを用いて測定した。ひずみの測定数は、継手を有する鋼管の継手付近に7断面とし、鋼管単体の場合は3断面とした（図-3.2.1）。変位測定については、試験体上下端部耐圧板間の変位を4か所測定した。

表-3.2.1 試験ケース、鋼管の諸元および鋼管の耐力から決まる載荷荷重の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	降伏点 σ_y N/mm ²	降伏荷重 P_y kN
C-190K	有り	190.7	5.3	STK400	30.87	235	725
C-190S	無し						
C-165K	有り	165.2	4.5		22.72	235	534
C-165S	無し						

表-3.2.2 継手の諸元および継手の耐力から決まる載荷荷重の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t [*] mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	降伏点 σ_y N/mm ²	降伏荷重 P_y kN
C-190K	有り	190.7	6.2	STKM13A	35.94	215	773
C-165K	有り	165.2	6.6		32.88	215	707

※雌ねじの谷部の肉厚

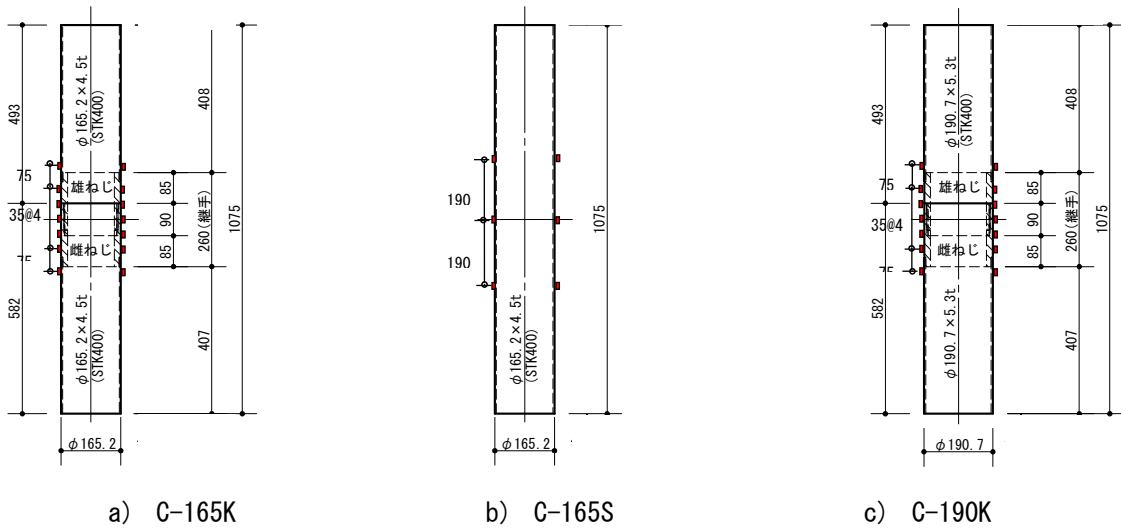


図-3.2.1 圧縮試験体概要例

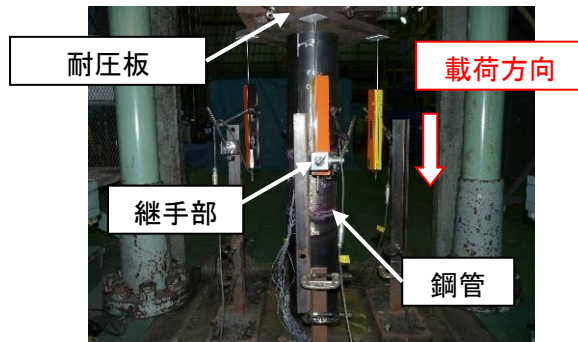


写真-3.2.1 圧縮試験状況

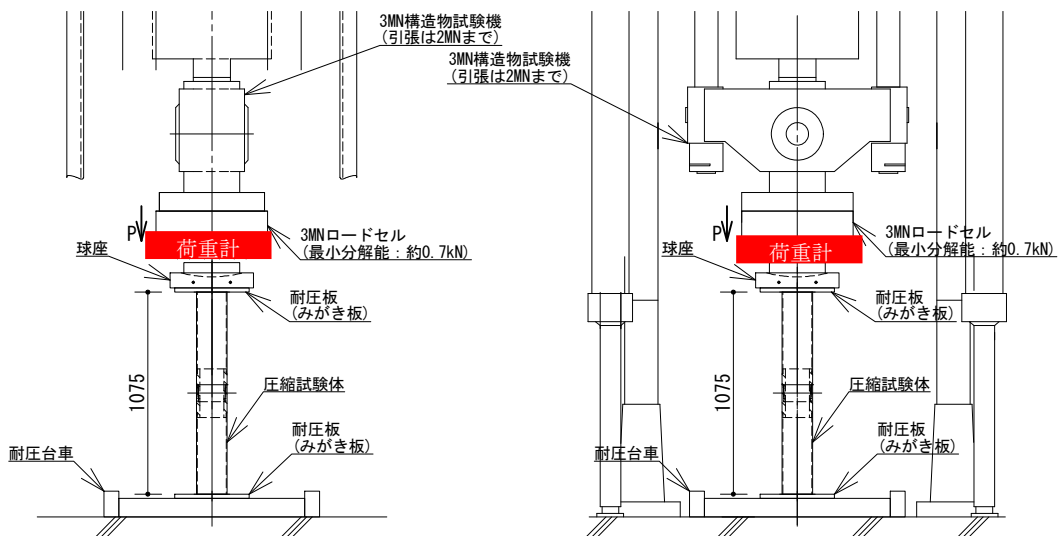


図-3.2.2 圧縮試験概要図

3.2.2 試験結果

a) 荷重－変位関係

図-3.2.3 に $\phi 190.7\text{mm}$ の圧縮試験結果を，図-3.2.4 に $\phi 165.2\text{mm}$ の圧縮試験結果を示す．ここで，変位は 4 か所計測した平均値としている．いずれのケースも，試験体下端側鋼管の座屈進行による荷重低下が生じたため試験を終了とした．鋼管単体（試験体 No.C-S）より，ねじ継手を有する鋼管（試験体 No.C-K）の最大載荷荷重のほうが大きくなる結果を得た．これは，表-3.2.1 および表-3.2.2 に示すように，継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して 1 割程度小さいものの，継手部の抵抗断面積 A が 1 割以上大きいと推察され，ねじ継手部の降伏荷重は鋼管単体部分のそれと比較して $\phi 190.7\text{mm}$ で約 6%， $\phi 165.2\text{mm}$ で約 32% 大きいと推察される．また，試験後も継手ねじ部に食い込みは生じておらず，継手部を解体して（ねじを緩めて）内部を観察したが，雄ねじ，雌ねじとも損傷はなかった．以上の結果より，鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから，ねじ継手は鋼管単体の圧縮強度よりも大きくなることを明らかにした．

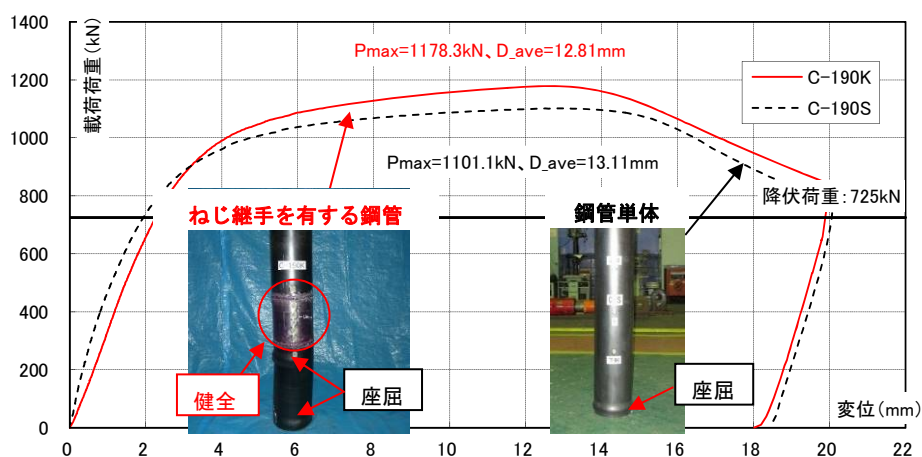


図-3.2.3 荷重－変位関係（圧縮試験， $\phi 190.7\text{mm}$ ）

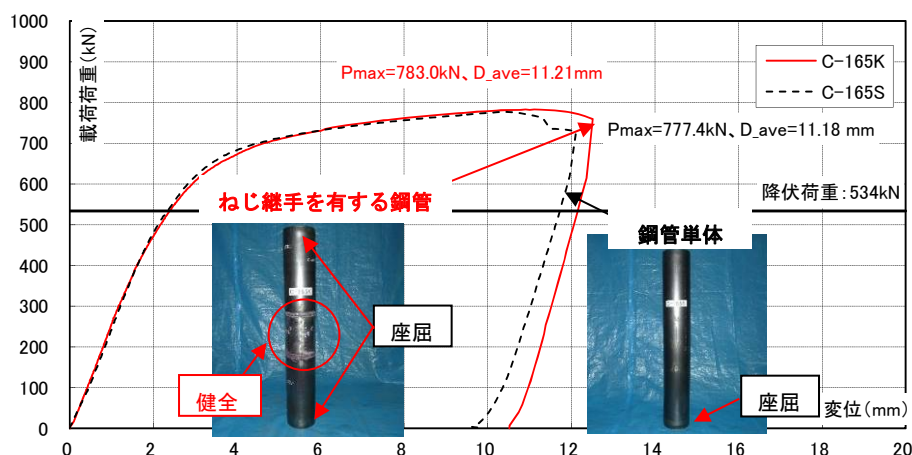


図-3.2.4 荷重－変位関係（圧縮試験， $\phi 165.2\text{mm}$ ）

b) ひずみ分布図

図-3.2.5および図-3.2.6に各載荷荷重におけるひずみ分布図を示す。ひずみ分布図のY軸は、継手中央断面（測定点 SE-C, SW-C）を基準点として、中央断面から上（測定点 SE-3U, SW-3U）側の距離を正、中央断面から下（測定点 SE-3D, SW-3D）側の距離を負として示した。ねじ継手を有する鋼管は、鋼管本体部分のひずみに対して継手部分のひずみ値が小さくなる傾向を示しており、継手部分は鋼管単体部分を上回る強度を有している。これは、箆合したねじ継手部の抵抗断面積（ $\phi 190.7\text{mm} : 78.44\text{cm}^2$, $\phi 165.2\text{mm} : 66.91\text{cm}^2$ ）は鋼管単体部分のそれ（ $\phi 190.7\text{mm} : 30.87\text{cm}^2$, $\phi 165.2\text{mm} : 22.72\text{cm}^2$ ）と比較して2倍以上大きいと推察される。

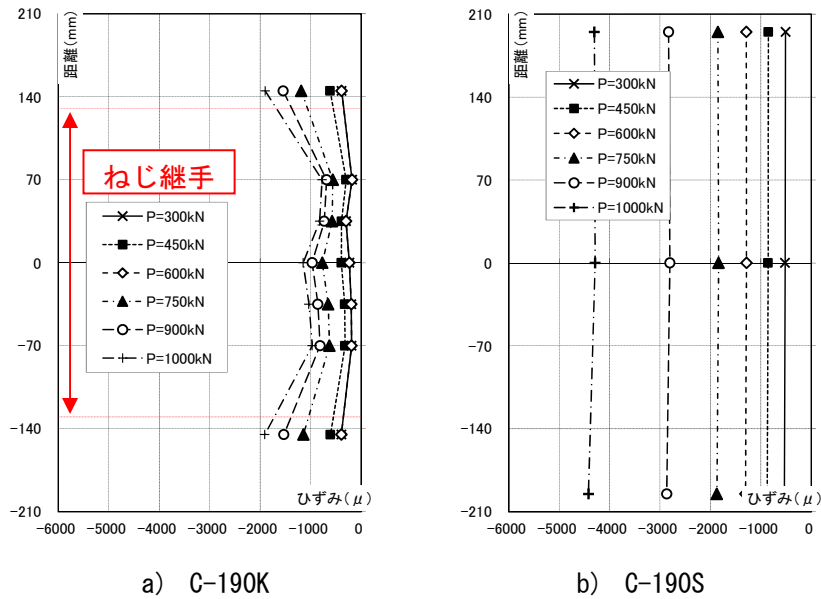


図-3.2.5 各載荷荷重におけるひずみ分布図（圧縮試験， $\phi 190.7\text{mm}$ ）

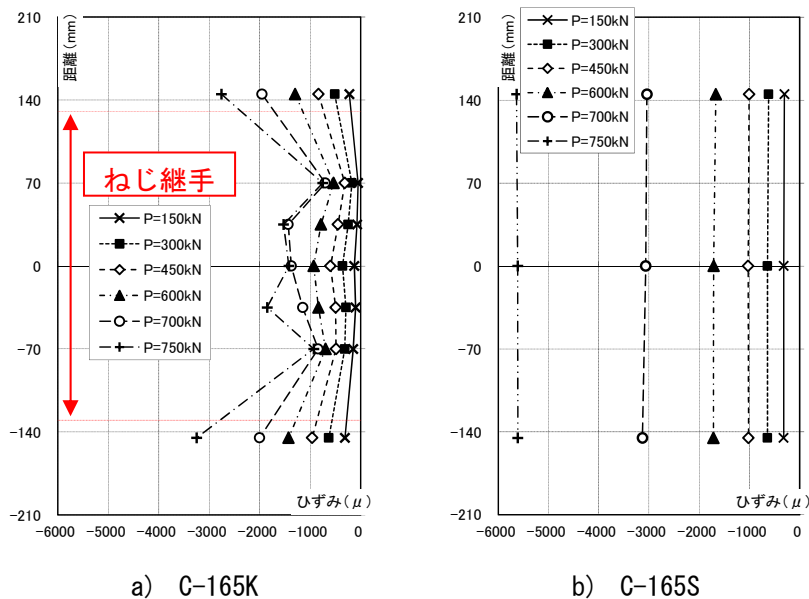


図-3.2.6 各載荷荷重におけるひずみ分布図（圧縮試験， $\phi 165.2\text{mm}$ ）

3.2.3 圧縮強度における規格値との比較

表-3.2.3および図-3.2.7に圧縮方向における載荷荷重の比較結果を示す。以下の結果より、①いずれの試験ケースも圧縮強度の試験値は規格値を上回ること、②ねじ継手を有する鋼管は鋼管単体を上回ることを明らかにした。また、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、ねじ継手は鋼管単体の圧縮強度を上回ることを明らかにした。

表-3.2.3 圧縮方向における載荷荷重の比較結果

試験体 No.	継手の有無	規格値	試験値			
		降伏荷重 kN	降伏荷重 kN	降伏荷重時の変位 mm	最大荷重 kN	最大荷重時の変位 mm
C-190K	有り	725	990	4.0	1178	12.8
C-190S	無し	725	896	3.1	1101	13.1
C-165K	有り	534	626	3.2	783	11.2
C-165S	無し	534	620	3.0	777	10.4

※継手部の最大荷重>試験値（鋼管）の最大荷重

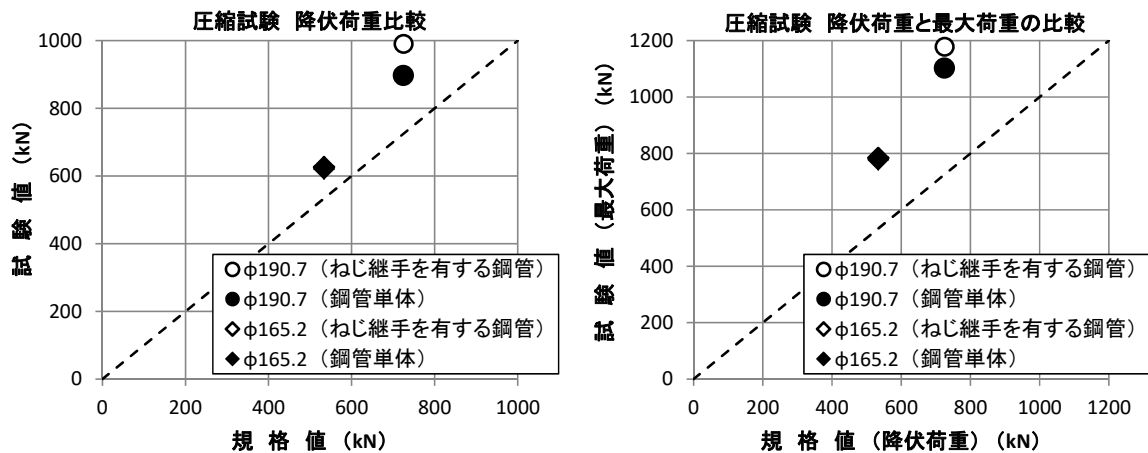


図-3.2.7 圧縮方向における載荷荷重の比較結果

3.3 継手を有する鋼管の引張試験

ねじ継手を有する鋼管と鋼管単体の引張強度を把握することを目的として、引張試験を実施した。

3.3.1 試験概要

表-3.3.1に試験ケース、鋼管の諸元および鋼管の耐力から決まる載荷荷重の諸元を示す。試験体の種類は、 $\phi 190.7\text{mm}$ 、 $t=5.3\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ 、 $t=4.5\text{mm}$ の一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）にねじ継手を有するものが各1体、鋼管単体が各1体の合計4体とした。

表-3.3.2に継手の諸元および継手の耐力から決まる載荷荷重の諸元を示す。 $\phi 190.7\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ の継手母材の肉厚は18mmである。

引張試験体は図-3.3.1に示すように、ねじ継手を挟んだ鋼管杭の一部であり、試験体の上下端部にエンドプレートを取り付けた。また、写真-3.3.1に示す鋼管と継ぎ手の溶接に関しては、実施工と同様に雄ねじ・雌ねじの片端に鋼管を挿入し、全周にわたって鋼管と継手を開先溶接した。

図-3.3.2に引張試験概要図を示す。引張試験は3MN載荷試験装置と3MNロードセルを使用した。ねじ継手を有する鋼管は継手部を鋼管の中心位置に配置した。載荷方式は単調引張載荷とし、荷重の低下が認められるまで載荷した。

測定項目は、荷重、変位、ひずみの3項目とした。鋼管軸方向のひずみは、ひずみゲージを用いて測定した。ひずみの測定数は、継手を有する鋼管の継手付近に7断面とし、鋼管単体の場合は3断面とした（図-3.3.1）。変位測定については、試験体上下端部耐圧板間の変位を4か所測定した。

表-3.3.1 試験ケース、鋼管の諸元および鋼管の耐力から決まる載荷荷重の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	降伏点 σ_y N/mm ²	降伏荷重 P_y kN	引張荷重 P_u kN
T-190K	有り	190.7	5.3	STK400	30.87	235	725	1,235
T-190S	無し							
T-165K	有り	165.2	4.5	STK400	22.72	235	534	909
T-165S	無し							

表-3.3.2 継手の諸元および継手の耐力から決まる載荷荷重の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t [*] mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	降伏点 σ_y N/mm ²	降伏荷重 P_y kN	引張荷重 P_u kN
T-190K	有り	190.7	6.2	STKM	35.94	215	773	1,330
T-165K	有り	165.2	6.6	13A	32.88	215	707	1,217

※雌ねじの谷部の肉厚

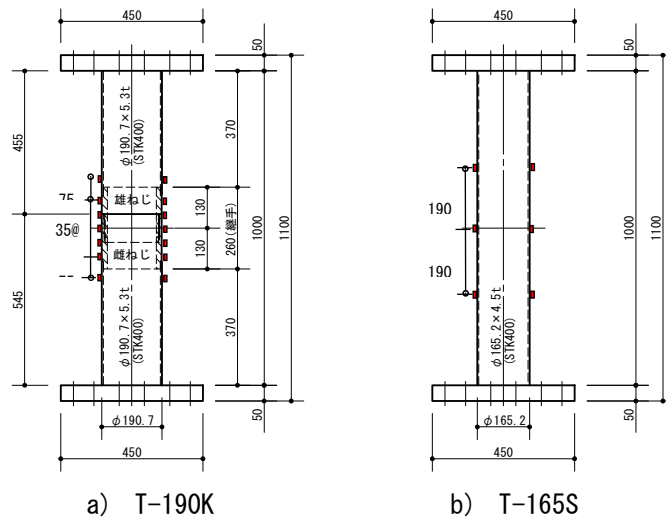


図-3.3.1 引張試験体概要例

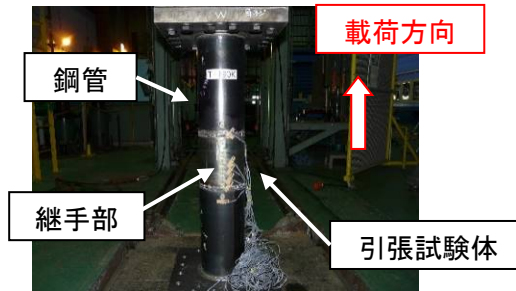


写真-3.3.1 引張試験状況

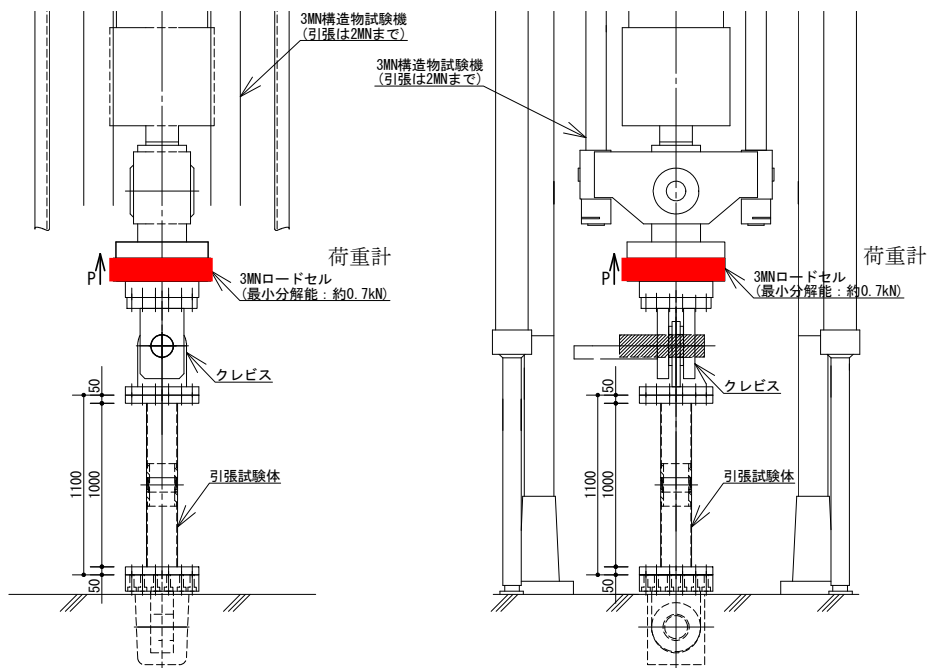


図-3.3.2 引張試験概要図

3.3.2 試験結果

a) 荷重－変位関係

図-3.3.3に $\phi 190.7\text{mm}$ の引張試験結果を、図-3.3.4に $\phi 165.2\text{mm}$ の引張試験結果を示す。鋼管単体 (No.T-S) より、ねじ継手を有する鋼管 (試験体 No.T-K) の最大載荷荷重のほうが大きくなる結果を得た。これは、表-3.3.1および表-3.3.2に示すように、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して1割程度小さいものの、継手部の抵抗断面積Aが1割以上大きいためと推察され、ねじ継手部の引張荷重は鋼管単体部分のそれと比較して $\phi 190.7\text{mm}$ で約8%、 $\phi 165.2\text{mm}$ で約34%大きいためと推察される。試験後も継手ねじ部に食い込みは生じておらず、継手部を解体して (ねじを緩めて) 内部を観察したが、雄ねじ、雌ねじとも目視では損傷はなかった。以上の結果より、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、ねじ継手は鋼管単体の引張強度よりも大きくなることを明らかにした。

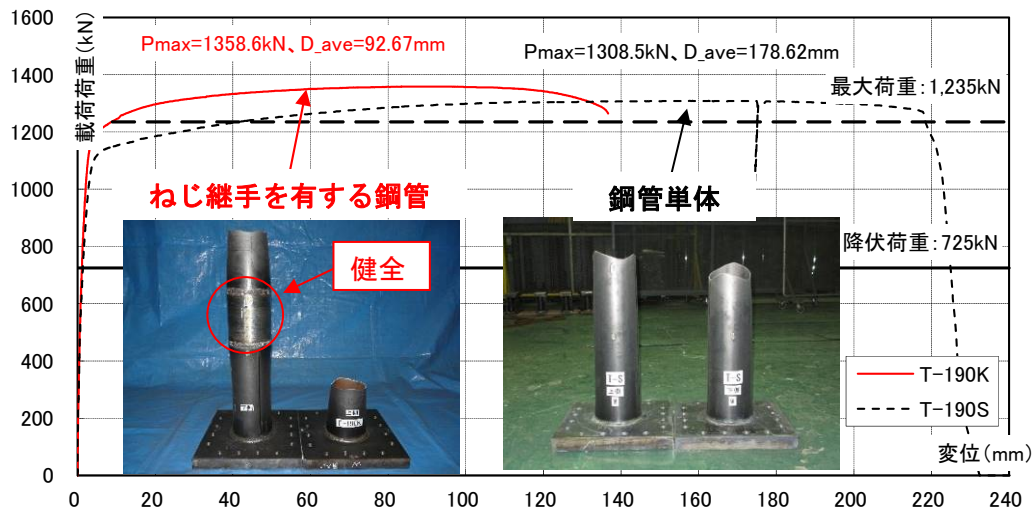


図-3.3.3 荷重－変位関係 (引張試験, $\phi 190.7\text{mm}$)

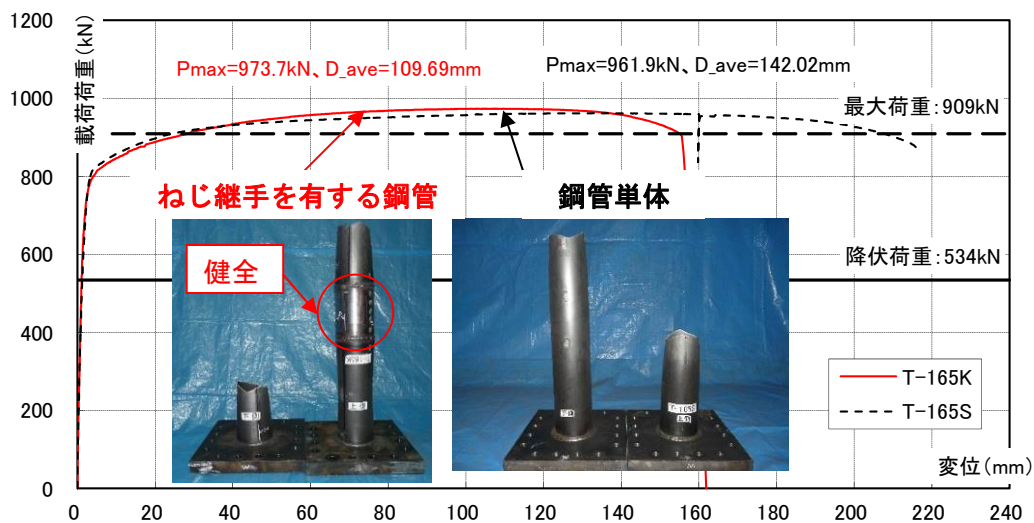


図-3.3.4 荷重－変位関係 (引張試験, $\phi 165.2\text{mm}$)

b) ひずみ分布図

図-3.3.5および図-3.3.6に各載荷荷重におけるひずみ分布図を示す。ひずみ分布図のY軸は、継手中央断面(測定点 SE-C, SW-C)を基準点として、中央断面から上(測定点 SE-3U, SW-3U)側の距離を正、中央断面から下(測定点 SE-3D, SW-3D)側の距離を負として示した。ねじ継手を有する鋼管は、鋼管本体部分のひずみに対して継手部分のひずみ値が小さくなる傾向を示しており、継手部は鋼管単体部分を上回る強度を有している。これは、簇合したねじ継手部の抵抗断面積(φ190.7mm:78.44cm², φ165.2mm:66.91cm²)は鋼管単体部分のそれ(φ190.7mm:30.87cm², φ165.2mm:22.72cm²)と比較して2倍以上大きいためと推察される。

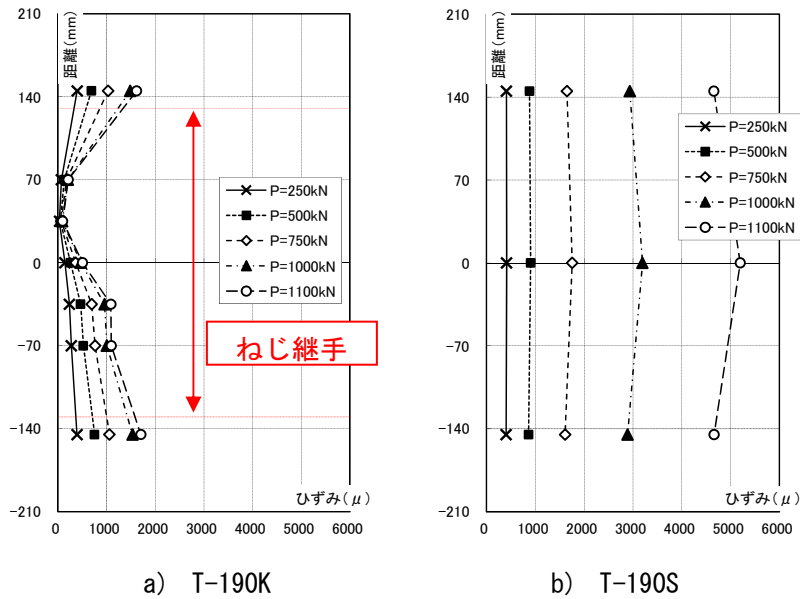


図-3.3.5 各載荷荷重におけるひずみ分布図(引張試験, φ190.7mm)

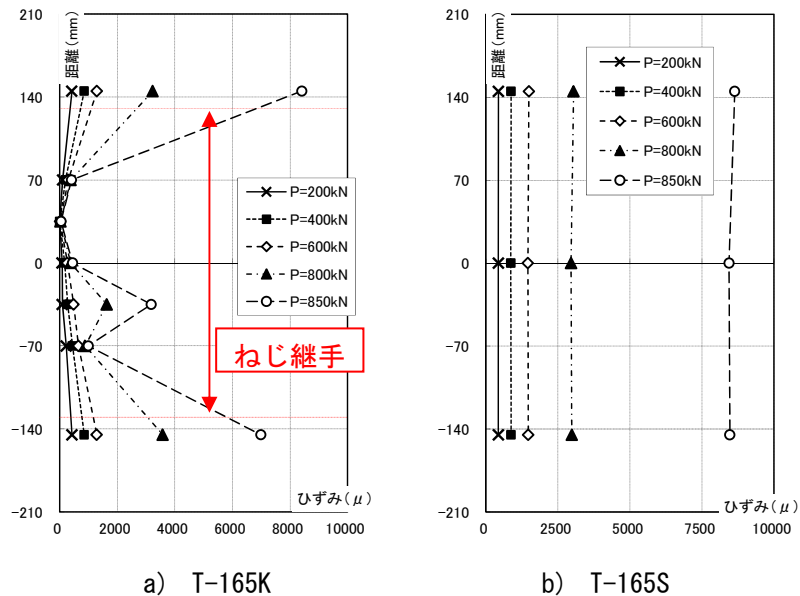


図-3.3.6 各載荷荷重におけるひずみ分布図(引張試験, φ165.2mm)

3.3.3 引張強度における規格値との比較

表-3.3.3および図-3.3.7に引張方向における載荷荷重の比較結果を示す。以下の結果より、①いずれの試験ケースも引張強度の試験値は規格値を上回ることを、②ねじ継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。また、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、ねじ継手は鋼管単体の圧縮強度よりも大きくなることを明らかにした。

表-3.3.3 引張方向における載荷荷重の比較結果

試験体 No.	継手の有無	規格値		試験値			
		降伏荷重 kN	最大荷重 kN	降伏荷重 kN	降伏荷重時の変位 mm	最大荷重 kN	最大荷重時の変位 mm
T-190K	有り	725	1235	1202	5.2	1359	92.7
T-190S	無し	725	1235	1131	5.9	1309	178.6
T-165K	有り	534	909	828	6.8	974	109.7
T-165S	無し	534	909	823	4.6	962	142.0

※継手部の最大荷重>試験値（鋼管）の最大荷重

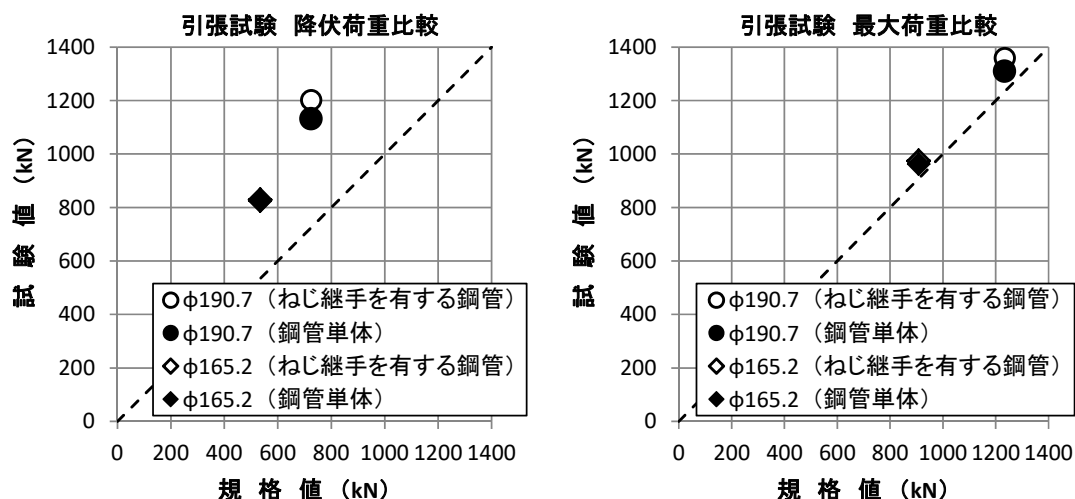


図-3.3.7 引張方向における載荷荷重の比較結果

(左：降伏荷重比較，右：最大荷重比較)

3.4 杭先端部の支持力模型実験

杭先端部におけるスライムの有無および杭先端構造の違いによる支持力特性を把握するため、支持力模型実験を実施した。本実験では、杭先端部の支持機構を可視化するため、半割にした杭模型を土槽前面に設置して上部から押込み载荷した。

3.4.1 実験概要

図-3.4.1に実験概要図を示す。実験には幅300mm、高さ200mm、奥行き110mmの鋼製土槽を使用し、アクリル前面には周面摩擦低減を目的としたテフロンシートを設置した。地盤材料は珪砂7号とし、相対密度98%の乾燥砂である。地盤中には一定層厚ごとに色砂を敷設して沈下状況を確認した。上载荷重は、地表面に10kN/m² (33.7kgf)作用させた。

表-3.4.1に実験ケースを示す。本実験のパラメータは、杭先端部のスライムの有無、改良体の有無、周面摩擦の有無および中空・中実の違いである。実施工で削孔時に残留するスライム(ベントナイト溶液の細粒や泥水中に浮遊する土砂)は、ゼリー状の寒天を用いて再現した。模型地盤の作製方法は、1層20mm分の砂を投入して突固める作業を繰り返して行い、杭模型を設置する深度で土槽前面に固定した後、地表面まで地盤を投入・突き固めを行った。

杭模型は、直径φ20mm、肉厚2mm、長さ80mmのアルミパイプを半割りし、半割部にアルミ板を、模型天端に载荷板を溶接した形状とした。杭先端部の改良体は、石膏($q_u=8.0\text{N/mm}^2$ 程度)を杭模型の先端部に打設して一体化させた。また、杭模型と地盤との周面摩擦状態を再現するため、アルミパイプの外周に接着剤を用いて珪砂7号の乾燥砂を塗布した。杭模型の根入れ長は、土槽底版の影響が出ないように圧力球根を計算して40mmに設定した。写真-3.4.1および写真-3.4.2に杭模型を、写真-3.4.3に模型地盤作製完了を示す。

载荷装置は、弊社技術研究所で所有している一軸圧縮試験装置を使用し、载荷速度は一軸圧縮試験の規格と同様に1.0mm/minで行った。地盤中に押込むストロークは、杭径の20mm以上とした。計測項目は、杭頭荷重、杭頭変位2点および試験機の鉛直変位である。また、载荷中に定点写真を撮影した。写真-3.4.4および写真-3.4.5に実験状況を示す。

表-3.4.1 支持力模型実験ケース

ケース	杭内部	杭先端	杭周面摩擦
Case1	中空	なし	あり
Case2	グラウト+スライム 1.0D _g	なし	あり
Case3	グラウト	なし	あり
Case4	グラウト	なし	フリクションカット
Case5	アルミ中実	なし	あり
Case6	グラウト	石膏 1.0D _g	あり
Case7	グラウト	石膏 1.5D _g	あり

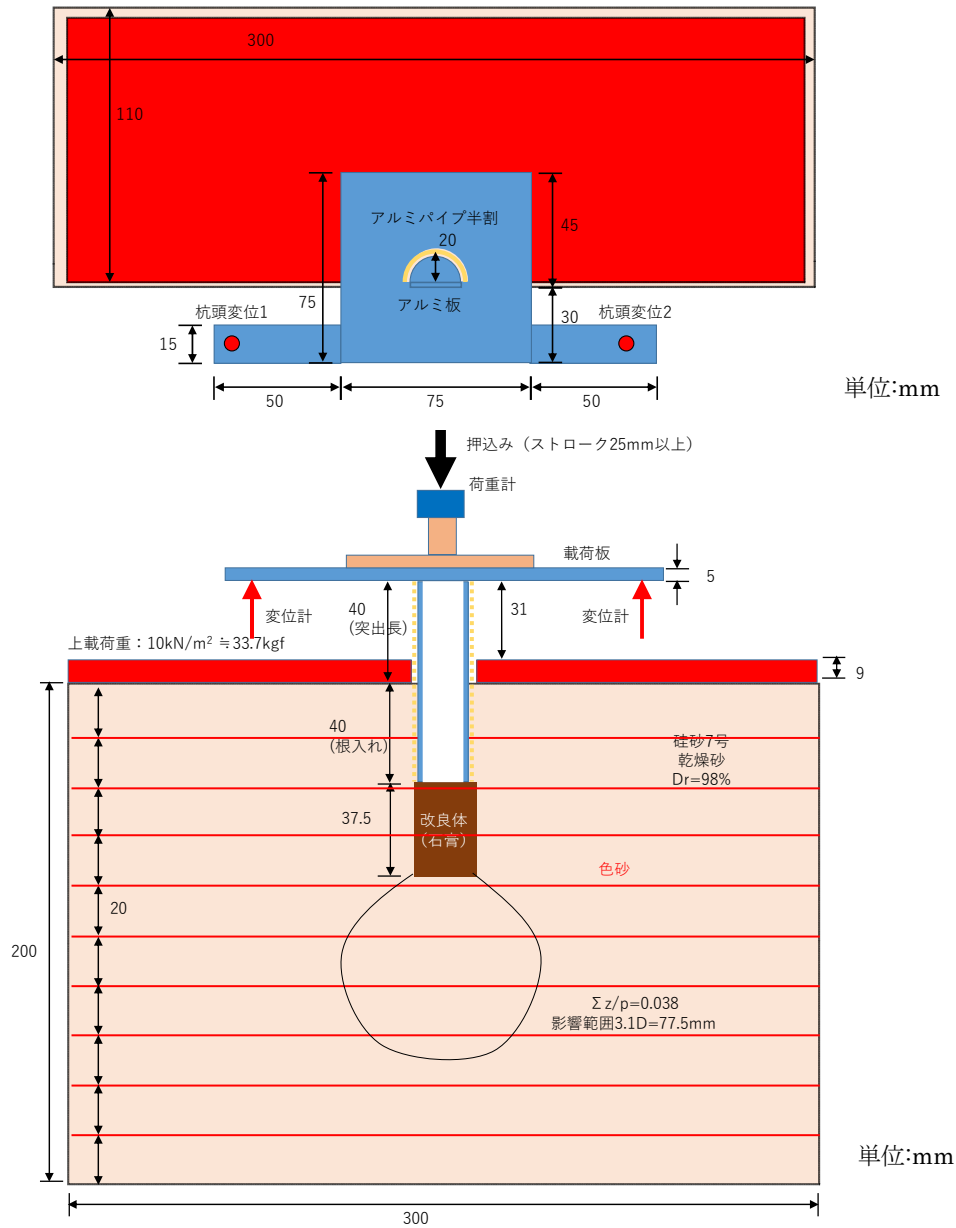


図-3.4.1 支持力模型実験概要図（上：平面図，下：側面図）

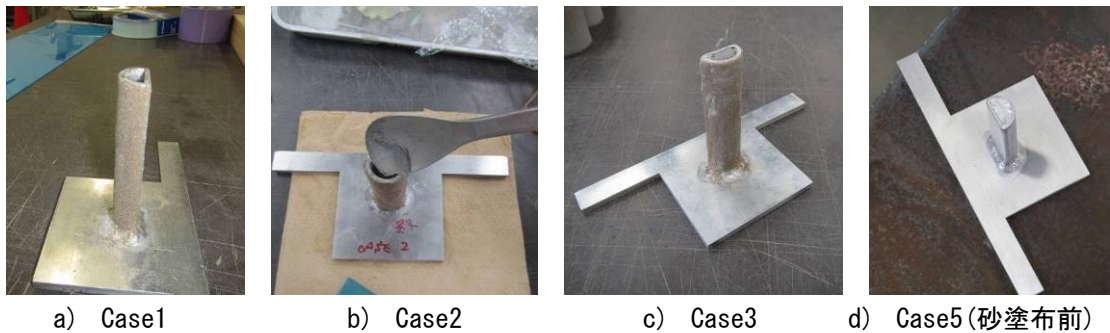
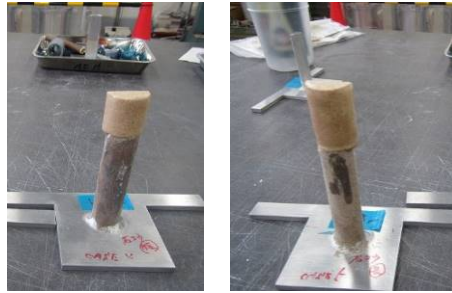


写真-3.4.1 杭模型（その1）



e) Case6

f) Case7

写真-3.4.2 杭模型 (その2)



写真-3.4.3 模型地盤作製完了状況



写真-3.4.4 実験状況 (全景)



a) Case3 (グラウト, 既存工法)

b) Case7 (グラウト+石膏 1.5D_g, 研究対象)

写真-3.4.5 実験状況 (1D相当 20mm 変位時)

3.4.2 実験結果

a) 杭頭荷重

表-3.4.2 に支持力模型実験結果一覧を示す。表中には 0.1D 変位 (=2mm) と 1.0D 変位 (=20mm) における杭頭荷重を示した。各ケースにおける考察は以降に示す。

表-3.4.2 支持力模型実験結果一覧

ケース	杭内部	杭先端	杭周面摩擦	0.1D 荷重 (kN)	1.0D 荷重 (kN)
Case1	中空	なし	あり	0.469	1.496
Case2	グラウト+スライム 1.0D _g	なし	あり	0.554	1.756
Case3	グラウト	なし	あり	0.684	1.777
Case4	グラウト	なし	フリクションカット	0.324	1.703
Case5	アルミ中実	なし	あり	0.619	1.843
Case6	グラウト	石膏 1.0D _g	あり	0.933	2.968
Case7	グラウト	石膏 1.5D _g	あり	1.05	3.454

b) 荷重－変位関係

図-3.4.2 に周面摩擦の有無に着目した荷重－変位関係を示す。同図には 0.1D 変位 (=2mm) 付近の拡大図も併せて示す。Case3 は杭先端と杭周面摩擦の両方で支持する構造であるのに対し、フリクションカットした Case4 は杭模型の外側に塩ビ管を設置しており杭先端部のみで支持する構造である。Case4 における 0.1D 変位の杭先端支持力は 0.324kN であった。Case3 における 0.1D 変位の支持力は 0.684kN であり、杭周面摩擦力は Case4 の結果を利用して算定すると 0.360kN であった。また、0.1D 変位以降で Case4 の杭頭荷重が Case3 の杭頭荷重に近づく理由としては、塩ビ管以深の貫入分は地盤との周面摩擦力が作用するため、貫入するほど両者の差異が低減する傾向がみられるためと推察される。

図-3.4.3 に杭先端部におけるスライムの有無および内空・中実の違いに着目した荷重－変位関係を示す。スライムありの Case2 とスライムなしの Case3 を比較すると、0.1D 荷重ではスライムの影響により杭頭荷重が 8 割程度まで低下するものの、1.0D 荷重ではほぼ差異がない結果となった。この結果より、スライムがあると載荷初期では変位が進行しやすいものの、載荷の進行に伴いスライムが圧縮あるいは脱水されてほとんど影響しなくなることを明らかにした。先端が開口した中空管の Case1 と閉塞した Case3・Case4 と比較すると、0.1D 荷重では先端部の開口の影響により 68～76%程度低下する結果を得た。また、Case1 は 0.1D 変位付近で荷重の低下が認められた。これは、中空管の内部に砂が流入したことによる支持力の低下と推察される。一方、杭内部の充填方法の違いによる荷重－変位関係にほとんど差異はみられなかった。

図-3.4.4 に杭先端部における改良体の有無に着目した荷重－変位関係を示す。杭先端部に改良体がある場合の 0.1D 荷重はない場合に比べて 1.5～1.7 倍程度、1.0D 荷重でも同様に 1.6～

1.9 倍程度大きくなることを明らかにした。これは、改良体あり・ $1.0D_g$ では周面積が 6 割増加し、 $1.5D_g$ では周面積が 9 割増加する比率と概ね合致した。以上の結果より、杭先端部に改良体を構築することで、改良体部分における周面摩擦力も支持力として期待できることを明らかにした。

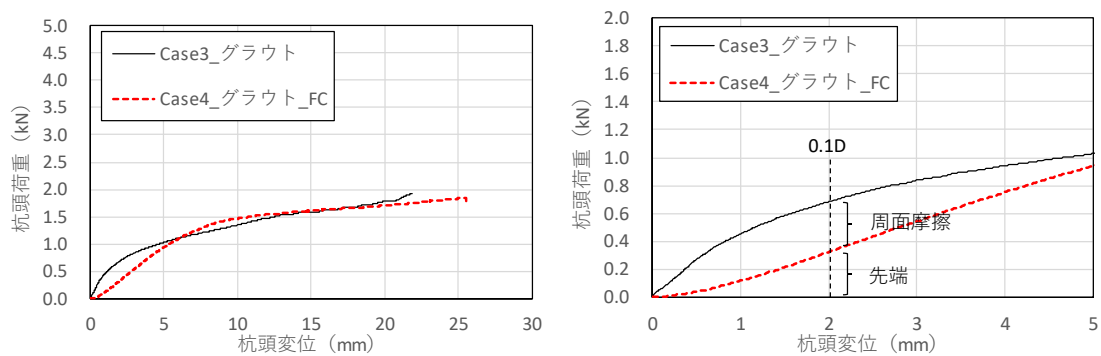


図-3.4.2 周面摩擦の有無に着目した荷重—変位関係

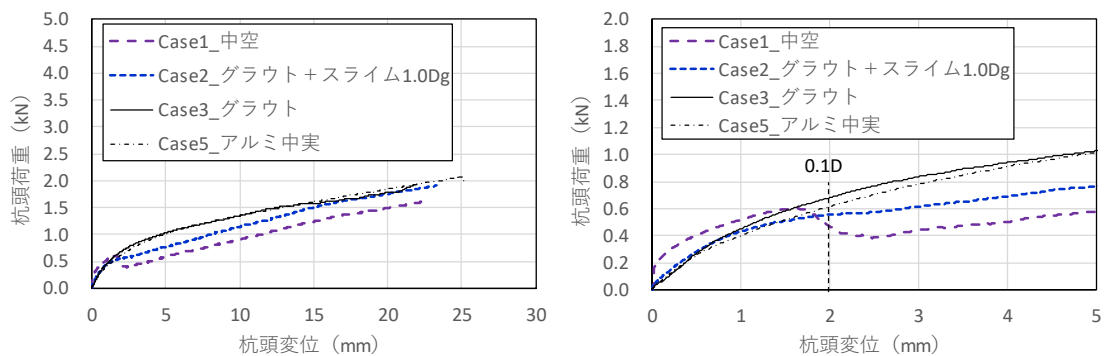


図-3.4.3 杭先端部におけるスライムの有無、内空・中実の違いに着目した荷重—変位関係

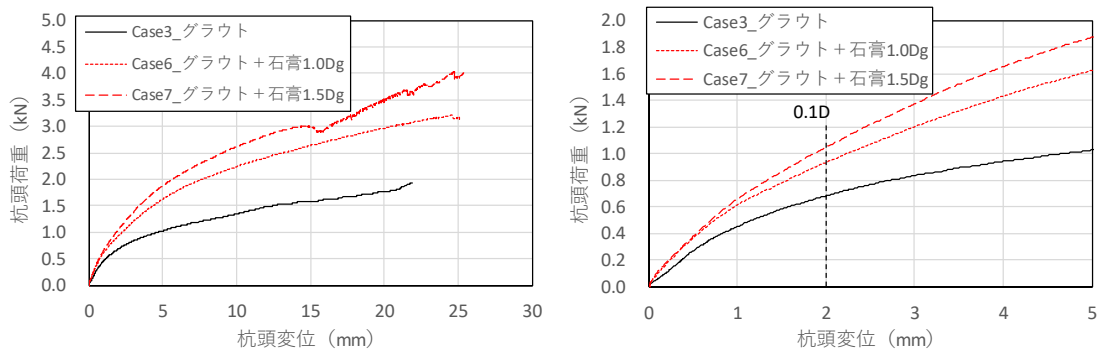


図-3.4.4 杭先端部における改良体の有無に着目した荷重—変位関係

c) 杭先端支持力度と周面摩擦力度

表-3.4.3 に杭先端支持力度と周面摩擦力度の算出結果を示す。Case4 の実験結果より、0.1D 変位における杭先端支持力度は 2,063kN/m² であり、道示 IV³⁾ に示す N 値 30 以上の砂層における杭先端の極限支持力度 $q_d=3000\text{kN/m}^2$ の 7 割弱であった。道示 IV³⁾ の q_d を下回った要因として、相対密度 98% の砂地盤であるものの地表面上に載せた載荷板と土槽に 4 面それぞれ 2mm 程度の隙間があり、押し込まれた珪砂 7 号が隙間から外側に逃げたためと推測される。

図-3.4.5 に N 値-最大周面摩擦力度関係を示す。Case3 および Case5 における杭の周面摩擦力度は、道示 IV³⁾ の場所打ち杭における砂質土の周面摩擦力度の上限 200kN/m² を上回る 273 kN/m² および 224 kN/m² であった。一方、石膏で杭先端部の改良体を構築した Case6 および Case7 における杭の周面摩擦力度は、200kN/m² を下回る 130 kN/m² および 127kN/m² であった。この結果より、アルミ製の杭模型に砂を塗布した結果、N 値 40 以上相当の周面摩擦力度が発揮されているが、石膏の周面には砂を塗布していないため改良体部分の周面摩擦力度が小さいと推察された。Case6 および Case7 について、改良体以浅の杭周面摩擦力度を Case3 および Case5 の平均値 248kN/m² とすると、石膏の周面摩擦力度は 50~75kN/m² と算定される。

図-3.4.6 に Case3 の荷重-変位関係を示す。図中に示す周面摩擦力-変位関係より、0.05D 変位 (=1mm) 付近で周面摩擦力が頭打ちになる傾向を明らかにした。一方、先端支持力-変位関係より、変位の進行に伴い先端支持力も増大する傾向を明らかにした。

表-3.4.3 杭先端支持力度と周面摩擦力度の算出結果

ケース	杭内部	杭先端	杭周面摩擦	0.1D 荷重			
				先端+周面 (kN)	先端 (kN)	周面摩擦 (kN)	周面摩擦 力度 (kN/m ²)
Case1	中空	なし	あり	0.469			
Case2	グラウト+ス ライム 1.0D _g	なし	あり	0.554			
Case3	グラウト	なし	あり	0.684	0.324	0.360	273
Case4	グラウト	なし	フリクションカット	0.324	0.324	0.000	
Case5	アルミ中実	なし	あり	0.619	0.324	0.295	224
Case6	グラウト	石膏 1.0D _g	あり	0.933	0.506	0.427	130
Case7	グラウト	石膏 1.5D _g	あり	1.05	0.506	0.544	127

※Case4 より、杭先端支持力度は 2,063kN/m²

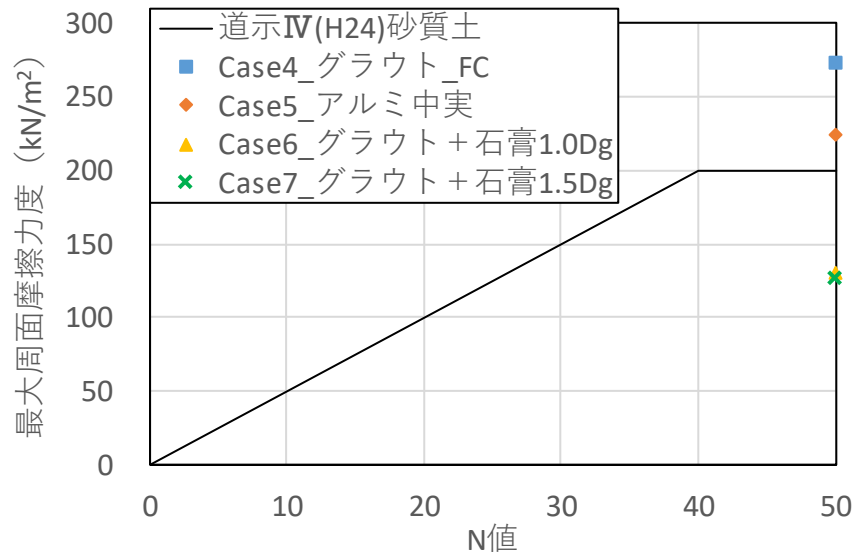


図-3.4.5 N値—最大周面摩擦力度関係

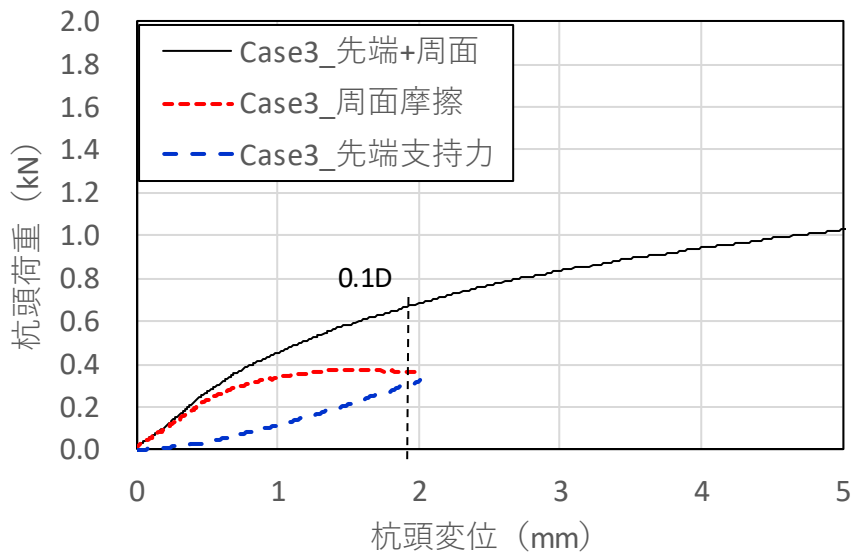


図-3.4.6 Case3の荷重—変位関係

3.4.3 杭先端部の改良体効果

本実験では、杭先端部の改良体は石膏 ($q_u=8.0\text{N/mm}^2$ 程度) を杭模型の先端部に打設して一体化させた。改良体の強度が支持地盤以上の強度であれば、杭と一体となって押し込まれるため、改良体の先端支持力および周面摩擦力を期待できることを明らかにした。実験結果より、杭先端部に改良体がある場合の $0.1D_g$ 荷重は、ない場合に比べて $1.5\sim 1.7$ 倍程度という結果を得た。これは、改良体あり・ $1.0D_g$ では周面積が 6 割増加し、 $1.5D_g$ では周面積が 9 割増加する比率と概ね合致した。

杭先端部を地盤改良することにより、残留したスライムによる鉛直支持力低下を解決できるだけでなく、改良により従来の鉛直支持力よりも大きくなることを明らかにした。これは、**図-3.4.7** に示すように、改良体構築に伴い周面摩擦力が付加されたためと推察される。

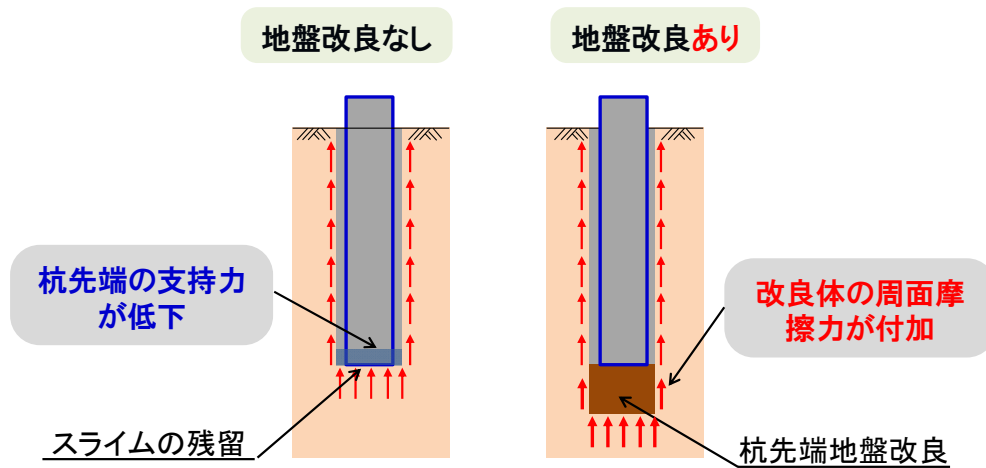


図-3.4.7 杭先端部の地盤改良効果

3.5 杭先端部の小規模押込み載荷試験

杭先端部の地盤改良が及ぼす先端支持力への影響を確認するため、改良パターンを変化させた小規模押込み載荷試験を実施した。

3.5.1 載荷試験概要

長さ 6.0m×幅 3.0m×深さ 2.5m の人工地盤(足利砂による埋戻し地盤, 各層 30cm 撒きだし・転圧)を造成し, 杭先端の改良パターンを変化させた試験杭 (STK400, ϕ 165.2, 4.5t, L=1.65m) を 3 本構築した。図-3.5.1 に押込み載荷試験ケースを, 表-3.5.1 に足利砂の室内土質試験結果を示す。締固め度 90%における粘着力 $c=19.3\text{kN/m}^2$, 内部摩擦角 $\phi=35.5^\circ$ であった。図-3.5.2 に示すように, 地盤造成後に実施した簡易動的コーン貫入試験結果 (2 測点) より, 平均換算 N 値は 10 程度であった。なお, 簡易動的コーン貫入試験と標準貫入試験との関係は, 地盤工学会版の地盤調査の方法と解説の岡田らが提案した式(3.2)⁴⁾を用いた。

$$N = 1.1 + 0.30N_d \quad (\text{砂質土 } N_d > 4) \quad (3.2)^4)$$

Case1 の「削孔深度=鋼管根入れ長」を基本ケースとし, Case2 は鋼管先端から手練の改良土 1D (D:鋼管径), Case3 は手練の改良土を 1D 構築し, グラウト(目標基準強度 $\sigma_{28}=30\text{N/mm}^2$) を鋼管先端まで 1D 充填した。改良土の配合は, セメント添加量 100kg/m^3 のグラウト (W/C=45%) を添加し, Case2 と Case3 の改良土におけるコアの平均一軸圧縮強度 (σ_{28}) は 5.2N/mm^2 であった。また, グラウトは鋼管先端から 1D 上の高さまで注入しており, 杭先端支持力の違いに着目するため鋼管外周にフリクションカット剤を塗布した。なお, 二重管削孔のケーシングを模擬した塩ビ管は鋼管先端から 1D 引き上げた高さに設置した。

押込み載荷試験は反力ウエイトを用いた静的載荷試験方式とし, 載荷方法は単サイクル・段階載荷方式で行った。写真-3.5.1 に押込み載荷試験状況を示す。なお, 試験杭間の距離は, 地盤工学会基準⁵⁾に基づき 1.5m とした。

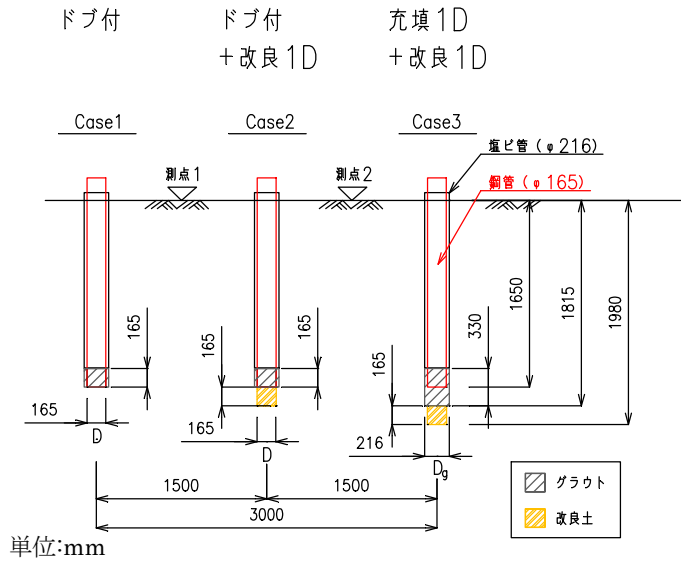


図-3.5.1 押し込み载荷試験ケース

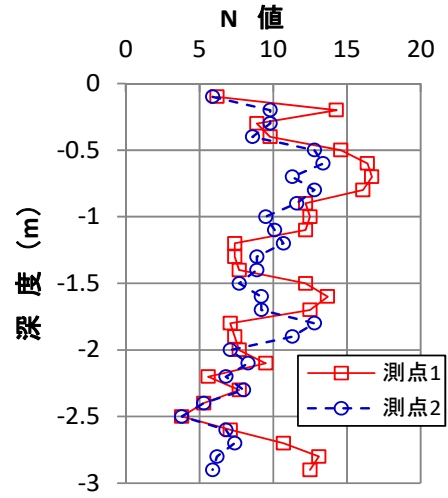


図-3.5.2 簡易貫入試験結果

表-3.5.1 足利砂の室内土質試験結果

物性項目	記号	単位	試験結果
土粒子の密度	ρ_s	g/cm^3	2.638
自然含水比	w	%	6.7
最大粒径	—	mm	9.5
平均粒径	D_{50}	mm	0.95
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	g/cm^3	1.926
最適含水比	w_{opt}	%	12.3
粘着力	c	kN/m^2	19.3
内部摩擦角	ϕ	°	36.5
地盤材料分類名	細粒分まじり砂礫砂		

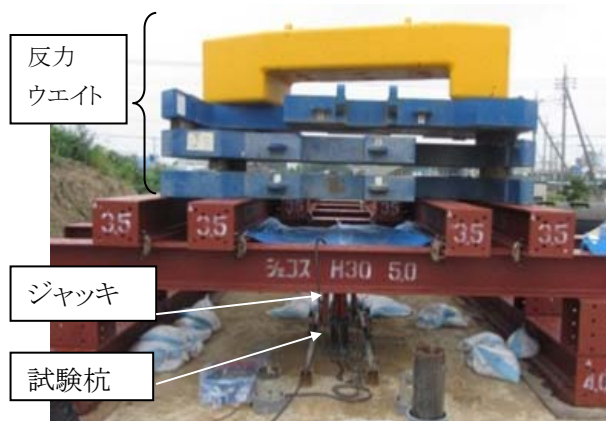


写真-3.5.1 押し込み载荷試験状況

3.5.2 セメント改良土の配合試験結果

表-3.5.2 に 1m³あたりのセメント改良土配合を示す。本実験では、セメント改良土が実施工時の軟岩，土丹 (N 値 30) 以上の強度となるよう、目標一軸圧縮強度を 1.0N/mm² に設定した。セメント添加量は 50, 125, 200 kg/m³ とした。

図-3.5.3 にセメント改良配合試験の一軸圧縮試験結果まとめ (σ_7 , σ_{28}) を示す。セメント添加量が 50kg/m³ で、材齢が 3 日の時点で目標強度を満足する一軸圧縮強度を得た。各配合、各材齢においてばらつきは少ない。試験結果より、セメント添加量が 50kg/m³ とし、(現場/室内) 強度比 0.5 を採用して現場におけるセメント改良土の添加量を 100kg/m³ とした。

表-3.5.2 1m³あたりのセメント改良土配合

セメント添加量 (kg/m ³)	水セメント比 W/C=45% (kg)	レオビルド 4000 C×2% (kg)	練りあがり量 (リットル)	山砂/グラウト 体積比
50	22.5	1.0	38.4	25.0
125	56.3	2.5	96.1	9.4
200	90.0	4.0	153.7	5.5

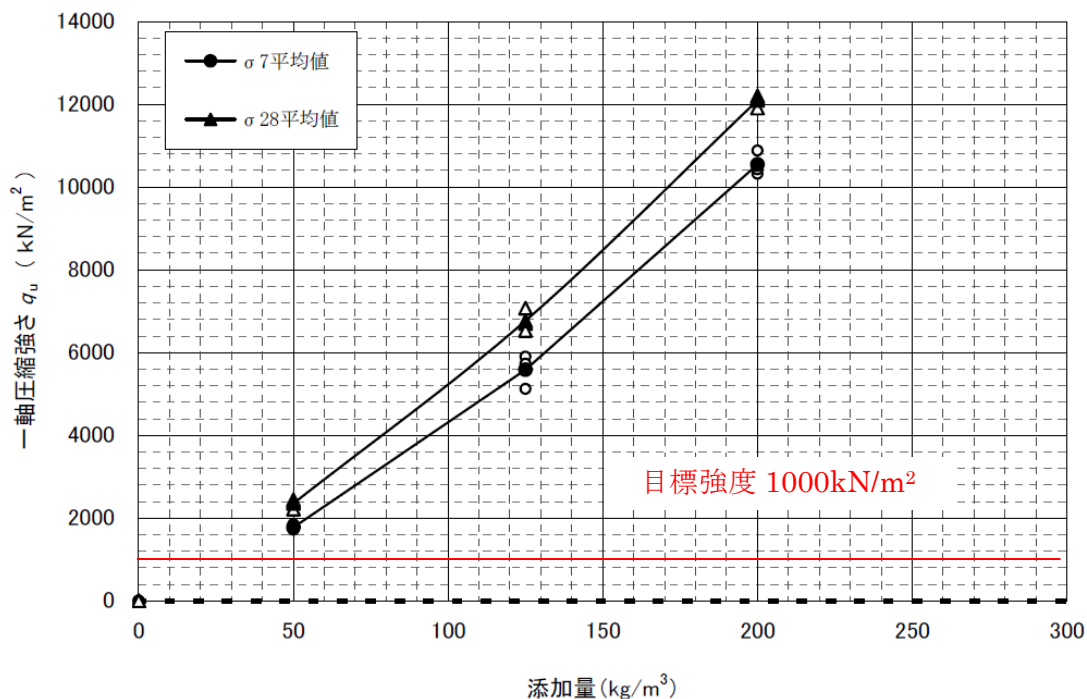


図-3.5.3 セメント改良土における配合試験結果まとめ (σ_7 , σ_{28})

3.5.3 載荷試験結果

図-3.5.4に各ケースにおける押し込み載荷試験の荷重—変位関係を示す。図-3.5.4より、Case1は荷重が30kNで、Case2は荷重が40kNで急激に変位が進行し、頭打ちになる傾向がみられる。一方、Case3は変位量が10mm、荷重が40kN付近で勾配に変化がみられるものの、漸増する傾向がみられた。Case1と比較してCase2の杭頭荷重が大きくなる理由として、改良土区間を設けることにより、周面摩擦抵抗面積が1.76倍(112,000mm²→197,500mm²)増加したためと推察される。同様に、Case1と比較してCase3の杭頭荷重が大きくなる理由として、改良土区間+グラウト充填区間を設けることにより、周面摩擦抵抗面積が2.76倍(112,000mm²→309,500mm²)増大したためと推察される。また、Case1およびCase2は「どん」と破壊する全般せん断破壊タイプの曲線の傾向がみられるのに対し、Case3は「ぐずぐず」と破壊する局所せん断破壊タイプの曲線の傾向がみられた。

図-3.5.5に各指針類の地盤から決まる極限支持力と杭径10%変位時における実験結果を示す。ここで、杭径とはグラウト径(D_g: φ216mm)である。図-3.5.5より、Case2およびCase3の極限支持力は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物⁶⁾」および「建築基礎構造物設計指針⁷⁾」の場所打ちコンクリート杭の計算値よりも大きくなることを明らかにした。また、改良した場合は改良しない場合と比較して先端支持力は1.6~1.9倍増大することを明らかにした。既存工法を模擬したCase1の杭先端支持力：杭の周面摩擦力の比率を5：5(計10)と仮定すると、Case2は周面摩擦面積が2倍なので5：10(計15)、Case3は周面摩擦面積が3倍なので5：15(計20)となり、周面摩擦面積と荷重の増加比率が概ね合致するといえる。

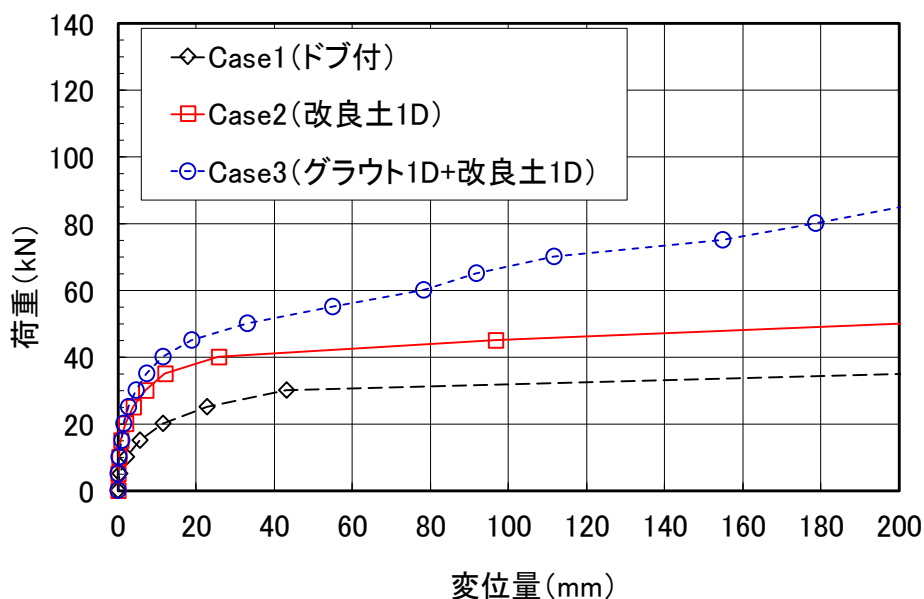


図-3.5.4 杭頭荷重—杭頭変位関係

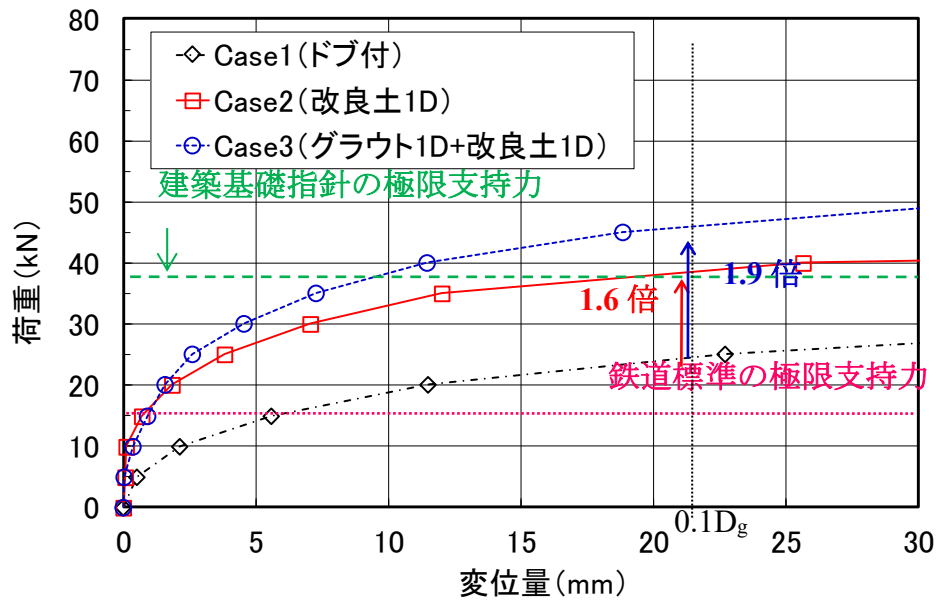


図-3.5.5 杭頭荷重—杭頭変位関係 (0.1D_g 付近)

3.6 杭先端形状や攪拌方法に着目した浅層施工性実験

先端攪拌ビットや攪拌方法の違いに着目し、杭先端部の出来形および強度を確認するため、浅層施工性試験を実施した。

3.6.1 実験概要

延長 3.0m×幅 3.0m×深さ 1.02m の人工地盤（山砂による埋戻し地盤）を造成し、杭先端の改良パターンを変化させた試験杭（STK400, φ165.2, 4.5t, L=0.6m）を 4 本構築した。各試験杭間の距離は 1.0m である。表-3.6.1 に実験ケースを、写真-3.6.1 に各ケースの先端攪拌ビットを、写真-3.6.2 に削孔機を、写真-3.6.3 に杭先端部の地盤改良状況を示す。各ケースで先端攪拌ビット形状を変化させており、Case1 および Case2 は回転のみ、Case3 および Case4 は攪拌時に回転+パイブロさせながら地盤改良した。

図-3.6.1 および以下に試験杭 1 本の施工手順を示す。

- ① 現地盤を地表面から 1.02m 掘削し、0.3m ごとに山砂を敷均し・転圧し、0.69m 分埋戻す。その後、L=0.5m の塩ビ管を設置し、地表面まで同様に埋戻す。
- ② 塩ビ管内に注入ホースを差込み、グラウトを地表面まで注入する。
- ③ 先端に攪拌ビットを溶接した鋼管を建込んだ後に削孔機と鋼管を接続し、杭先端部を 0.215m（165mm[1D]+50mm[先端攪拌ビット長]）地盤改良する。攪拌方法および攪拌時間は鋼管ソイルセメント杭の施工管理方法⁸⁾を参考に 0.25m/分×2 往復とした。
- ④ 鋼管と削孔機を切り離し、塩ビ管を 1D 引上げ、井桁固定する。鋼管は単管やぐらとレバーブロックを用いて高さを調整し、グラウトを補充注入する。

表-3.6.1 実験ケース

ケース	Case1	Case2	Case3	Case4
先端攪拌ビット形状	一文字型	十文字型	三枚刃型	一文字羽根付型
攪拌方法	回転+上下	回転+上下	回転+上下 パイブロあり	回転+上下 パイブロあり



a) 一文字型

b) 十文字型

c) 三枚刃型

d) 一文字羽根付型

写真-3.6.1 各ケースの先端攪拌ビット



写真-3.6.2 削孔機



写真-3.6.3 杭先端部の地盤改良状況

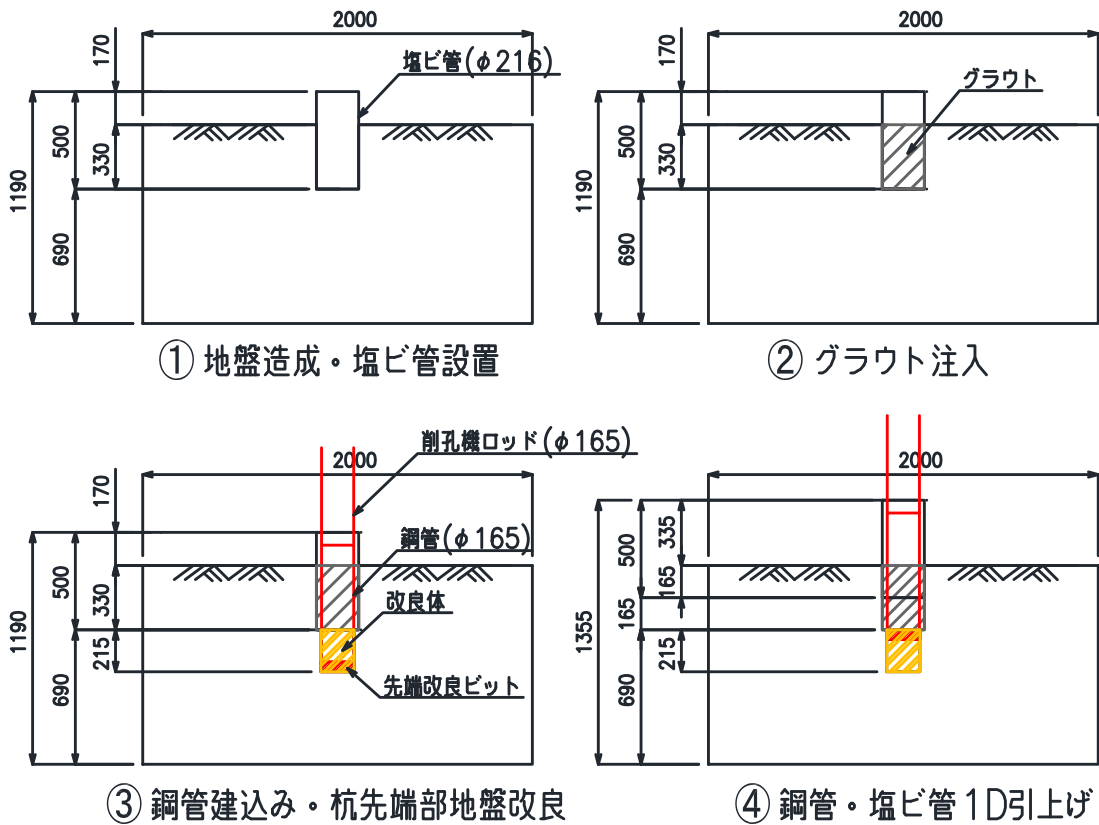


図-3.6.1 試験杭の施工手順

3.6.2 実験結果

図-3.6.2 および図-3.6.3 に施工後に掘り起こした試験杭の出来形計測結果を示す。いずれのケースにおいても、グラウトの杭径および改良体の杭径・造成長は設計値以上であることを確認した。なお、掘り起し後の試験杭と土砂の判別は、フェノールフタレイン液を用いて行った。

表-3.6.2 に各ケースにおける改良体をコア抜きした際の供試体状況およびコアの一軸圧縮試験結果を示す。杭先端部の地盤改良時にバイブロしていない Case1 および Case2 のコアは、グラウトと山砂が上手く攪拌されておらず不均一であるのに対し、杭先端部を地盤改良時にバイブロさせた Case3 および Case4 はグラウトと山砂が概ね均一に攪拌されており、特に Case4 はむらがほとんどないことがわかる。これは、バイブロによる振動効果に加えて Case4 は一文字に羽根が 2 枚設置された攪拌ビット形状であり、鋼管を回転させながら上下させた際に 2 枚の羽根によってグラウトと土砂を効率的に混合することができたためと推察される。

各ケースの一軸圧縮試験を実施した結果、Case4 が最も大きく一軸圧縮強さ q_u (σ_7) =10N/mm² 程度であった。本試験における改良体の目標強度は、鋼管ソイルセメント杭のソイルセメント柱⁶⁾を参考として 1.0N/mm² としており、いずれも満足することを明らかにした。

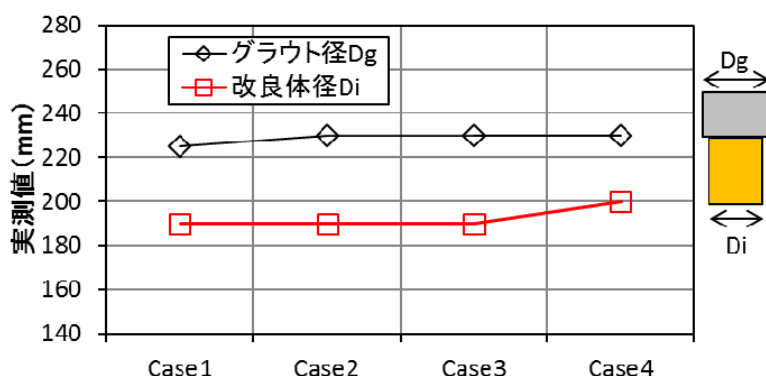


図-3.6.2 出来形計測結果 (杭径)

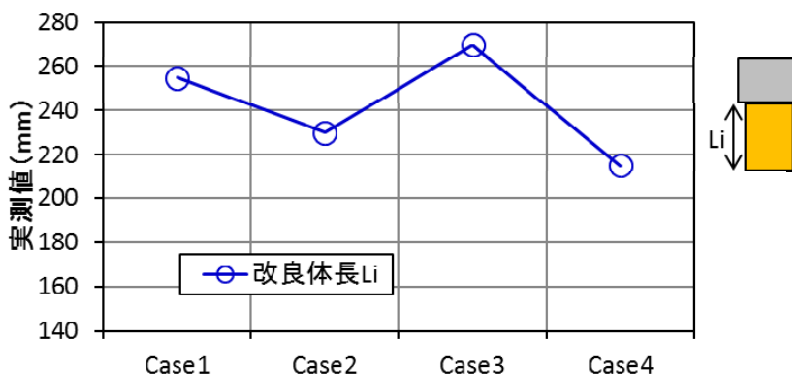
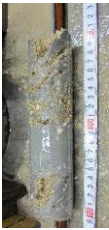





図-3.6.3 出来形計測結果 (改良体長)

表-3.6.2 改良体をコア抜きした際の供試体状況およびコアの一軸圧縮試験結果

ケース	Case1	Case2	Case3	Case4
先端攪拌ビット形状	一文字型	十文字型	三枚刃型	一文字羽根付型
攪拌方法	回転+上下	回転+上下	回転+上下 バイブロあり	回転+上下 バイブロあり
改良体の コア抜き状況				
改良体の均一性	×	×	△	○
一軸圧縮強さ(N/mm ²)	4.0	6.0	10.2	10.3

3.6.3 杭先端部材の仕様選定

表-3.6.2 に示す改良体の均一性および一軸圧縮強度を考慮し、本研究で対象とした杭工法では一文字羽根付型を採用することとした。これ以降に示す施工性試験や実大載荷試験はいずれも一文字羽根付型の先端攪拌ビットを採用している。

3.7 杭先端部材の圧縮模型実験

杭先端部材（杭先端攪拌ビット・センタリング材）の有無および固化体強度の違いによる圧縮抵抗メカニズムを目的として、圧縮模型実験を実施した。

3.7.1 実験概要

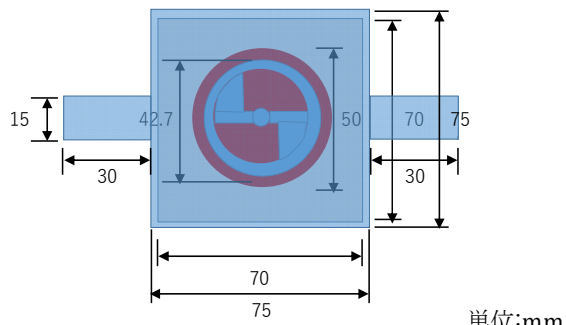
図-3.7.1 に実験概要図を、図-3.7.2 に一例として杭先端部材ありの杭模型概要図を示す。杭模型に使用した鋼管は、直径 $\phi 42.7\text{mm}$ 、肉厚 2.5mm 、長さ 75mm とした。杭先端攪拌ビットは SS400 の一文字羽根付型とし、センタリング材は $\phi 6\text{mm}$ 、長さ 45mm の丸鋼とした。杭模型の天端には変位計測用のプレート（以下、PL）を溶接した。また、杭先端部材ありのケースでは、センタリング材が固化体を貫通するので、模型底版に $t=32\text{mm}$ の PL の中心にセンタリング材用の貫通孔を設け、PL 下端までの離隔を 12mm 確保した。固化体は、軟岩・土丹で目安となる一軸圧縮強さ $q_u=1,000\text{kN/m}^2$ 程度の粘性土系セメント改良土および $q_u=8,000\text{kN/m}^2$ 程度の石膏の 2 種類とした。いずれも固化体と杭模型が一体化するように型枠を設置して打設した。また、鋼管先端の固化体は $\phi 50\text{mm}$ 、長さ 25mm とし、鋼管と合わせて $h100\text{mm}$ となるようにした。写真-3.7.1 に杭模型を示す。

表-3.7.1 に実験ケースを示す。本実験のパラメータは、杭先端部材（杭先端攪拌ビット・センタリング材）の有無および固化体強度の違いである。また、それぞれの固化体の強度を確認するため、サミット管に打設した供試体（ $\phi 50\text{mm} \times h100\text{mm}$ ）の一軸圧縮試験も併せて行った。

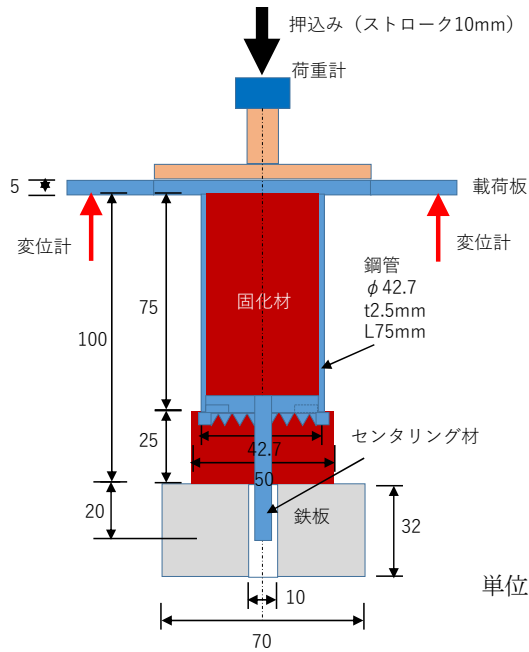
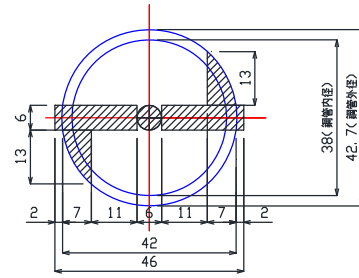
載荷装置は、当社技術研究所で所有している一軸圧縮試験装置を使用し、載荷速度は 0.5mm/min で行った。載荷ストロークは、最大 10mm とした。計測項目は、杭頭荷重、杭頭変位 2 点および試験機の鉛直変位である。また、載荷中に定点写真を撮影した。写真-3.7.2 に実験状況を示す。

表-3.7.1 杭先端部材の圧縮模型実験ケース

ケース	固化体	目標強度	杭先端部材
Case1	粘性土系 セメント改良土	1,000 kN/m ²	なし
Case2			あり
Case3	石膏	8,000 kN/m ²	なし
Case4			あり



単位:mm



単位:mm

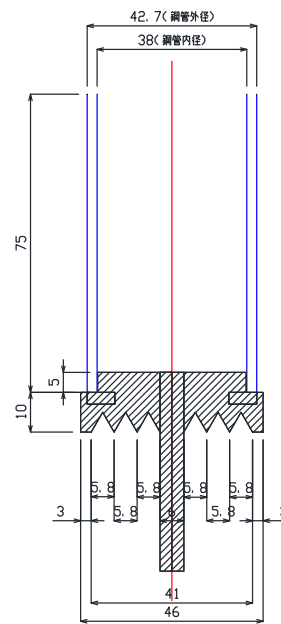


図-3.7.1 実験概要図

(上：平面図，下：側面図)

図-3.7.2 杭模型概要図 (例：杭先端部材あり)

(上：平面図，下：側面図)



a) 杭先端部材あり
(打設前)



b) 固化体打設後
(粘性土系セメント改良土)



c) 固化体打設後
(石膏)

写真-3.7.1 杭模型

3.7.2 実験結果

a) 実験後における圧縮模型の状況

写真-3.7.2 に粘性土系セメント改良土模型の圧縮破壊状況を示す。杭先端部材の有無に関わらず周面方向で縦に亀裂が生じる結果となった。これは、改良体下端が固定されているためおよび杭先端部材周辺よりも鋼管が改良体に押し込まれる外周部分のほうが拘束されておらず、圧縮応力が伝達しやすいためと推察される。写真-3.7.3 に実験後における石膏模型の状況を示す。杭先端部材の有無に関わらず周面方向で縦に亀裂が生じる結果は石膏も同様であったが、杭中心付近には亀裂はみられなかった。以上の結果より、固化体の種類によらず杭先端部材の影響はほとんどみられなかった。

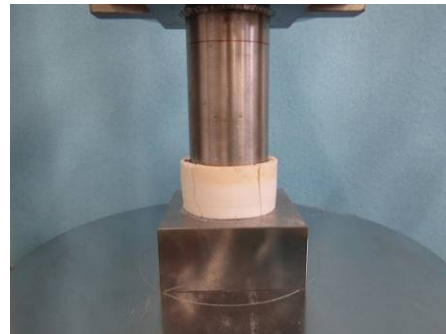
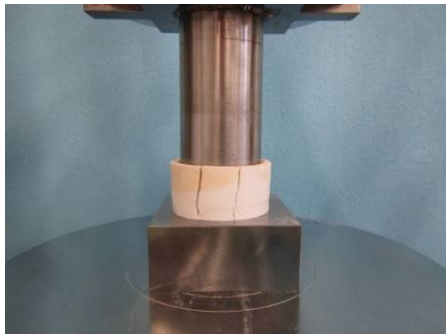


a) Case1 (杭先端部材なし)



b) Case2 (杭先端部材あり)

写真-3.7.2 粘性土系セメント改良土模型の圧縮破壊状況



a) Case3 (杭先端部材なし)

b) Case4 (杭先端部材あり)

写真-3.7.3 石膏模型の圧縮破壊状況

b) 荷重－変位関係

図-3.7.3 に固化体が粘性土系セメント改良土の場合における荷重－変位関係を示す。杭先端部材がある Case2 の最大荷重は、杭先端部材がない Case1 の最大荷重 2.62kN に比べて 1 割程度大きい 2.84kN であった。いずれも最大荷重到達まで急激に増大した後にゆるやかに減少する傾向であり、ほとんど差異はみられなかった。

図-3.7.4 に固化体が石膏の場合における荷重－変位関係を示す。杭先端部材がある Case4 の最大荷重は、杭先端部材がない Case3 の最大荷重 9.49kN に比べて 1 割程度大きい 10.64kN であった。Case3 は最大荷重到達まで急激に増大した後ゆるやかに減少するのに対し、Case4 は急激に減少する傾向を示した。杭先端部材ありのほうがなしの場合に比べて最大荷重が大きくなる要因として、固化体と一文字羽付き型の杭先端部材が一体化することにより、圧縮時に発生する固化体のせん断変形を抑制する効果が発揮されているためと推察される。

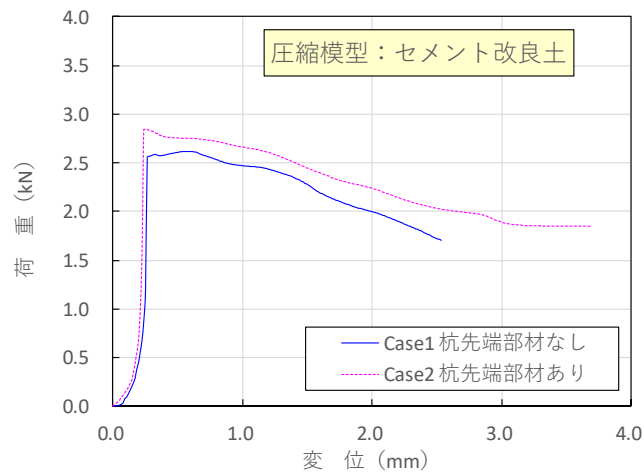


図-3.7.3 荷重－変位関係（粘性土系セメント改良土）

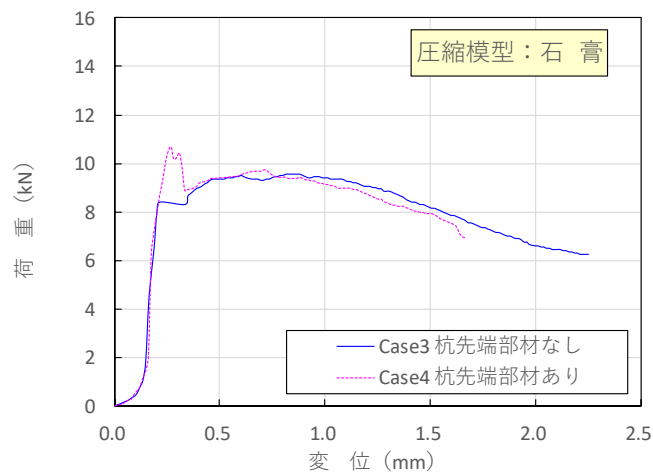


図-3.7.4 荷重－変位関係（石膏）

c) 圧縮応力-圧縮ひずみ関係

図-3.7.5 に固化体が粘性土系セメント改良土の場合における圧縮応力-圧縮ひずみ関係を示す。Case2 の一軸圧縮強さは、Case1 の一軸圧縮強さ $1,295\text{kN/m}^2$ に比べて 1 割程度大きい $1,421\text{kN/m}^2$ であった。

図-3.7.6 に固化体が石膏の場合における圧縮応力-圧縮ひずみ関係を示す。Case4 の一軸圧縮強さは、Case3 の一軸圧縮強さ $4,698\text{kN/m}^2$ に比べて 1 割程度大きい $5,304\text{kN/m}^2$ であった。これらの結果より、固化体の強度によらず杭先端部材がある場合はない場合に比べて 1 割程度一軸圧縮強さが大きいことから、杭先端部材が圧縮抵抗に悪影響を与えることなくやや有効であることを明らかにした。

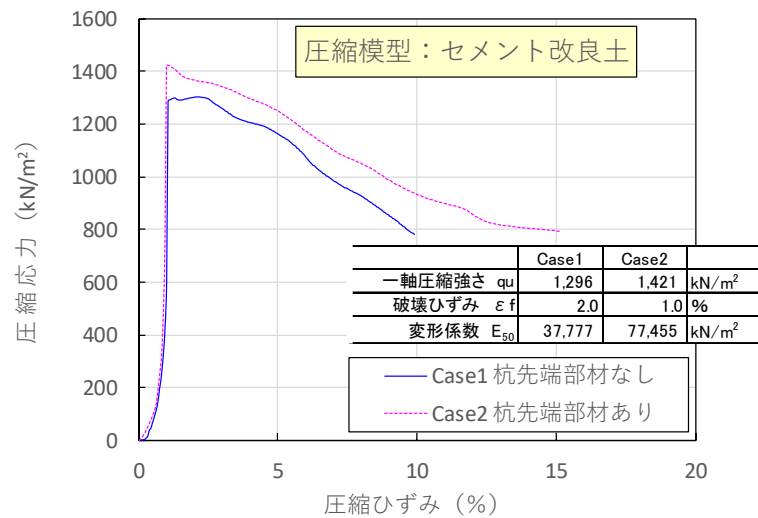


図-3.7.5 圧縮応力-圧縮ひずみ関係（粘性土系セメント改良土）

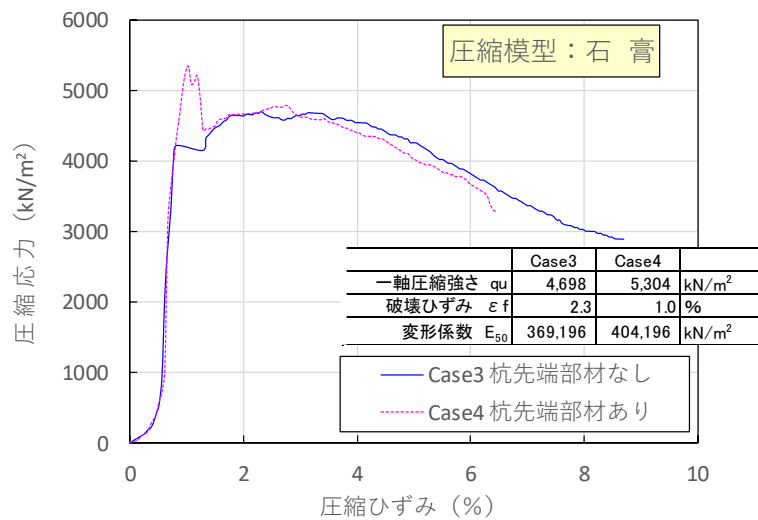


図-3.7.6 圧縮応力-圧縮ひずみ関係（石膏）

3.7.3 目標強度との比較

表-3.7.2 および表-3.7.3 に模型実験結果と一軸圧縮試験結果の比較を示す。図-3.7.7 および図-3.7.8 に目標強度と比較に着目した圧縮応力-圧縮ひずみ関係を示す。

固化体が粘性土系セメント改良土の場合、3本実施した一軸圧縮試験結果はいずれも 1000kN/m^2 を上回っており、目標強度に到達していることを明らかにした。また、杭先端の有無に関わらず圧縮模型の一軸圧縮強さはサミット管に打設した供試体の一軸圧縮強さを上回る結果を得た。これは、固化体と一文字羽付付き型の杭先端部材が一体化することにより、圧縮時に発生する固化体のせん断変形を抑制する効果が発揮されているためと推察される。

一方、固化体が石膏の場合、2本実施した一軸圧縮試験結果はいずれも 8000kN/m^2 を上回っており、目標強度に到達していることを明らかにした。また、杭先端の有無に関わらず圧縮模型の一軸圧縮強さはサミット管に打設した改良土の一軸圧縮強さを下回る結果を得た。これは、鉄の熱膨張係数が $12.0 \times 10^{-6}/\text{C}$ であるのに対し、石膏の熱膨張係数は $1.9 \times 10^{-6}/\text{C}$ と小さいことから、硬化反応の過程で発熱した際に鉄材が膨張して石膏に引張力が作用し、強度低下に影響した可能性が考えられる。

固化体の強度にかかわらず、供試体の破壊ひずみは 0.6% 程度であり、圧縮模型のそれに比べて $1/4 \sim 1/2$ 程度であった。さらに、いずれも供試体は最大値に到達後に急激に低下する傾向を示したのに対し、圧縮模型は最大値到達後ゆるやかに低下する傾向を示した。これは、写真-3.7.3 や写真-3.7.4 に示すように圧縮模型の先端部が固化体に貫入している粘り強く圧縮抵抗しているためと推察される。

表-3.7.2 模型実験結果と一軸圧縮試験結果の比較（粘性土系セメント改良土）

	Case1	Case2	一軸-1	一軸-2	一軸-3	
一軸圧縮強さ q_u	1,296	1,421	1,218	1,096	1,185	kN/m ²
破壊ひずみ ε_f	2.0	1.0	0.6	0.5	0.7	%
変形係数 E_{50}	37,777	77,455	249,444	253,824	179,447	kN/m ²

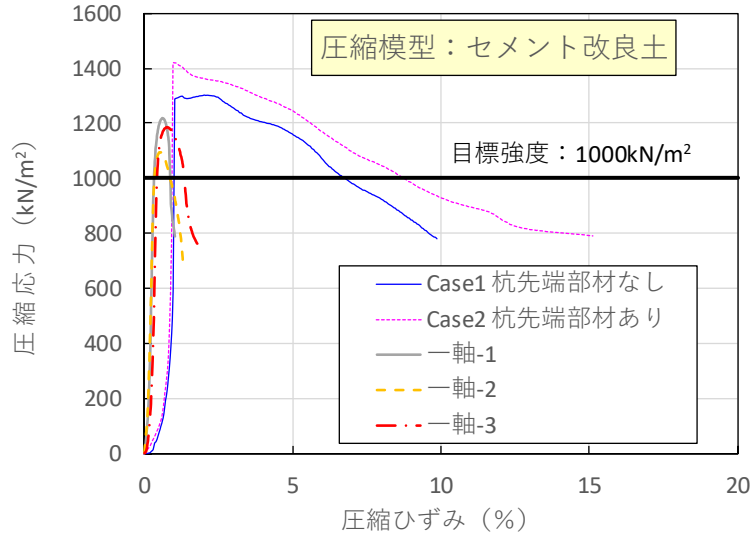


図-3.7.7 目標強度と比較に着目した圧縮応力-圧縮ひずみ関係（粘性土系セメント改良土）

表-3.7.3 模型実験結果と一軸圧縮試験結果の比較（石膏）

	Case3	Case4	一軸-1	一軸-2	
一軸圧縮強さ q_u	4,698	5,304	8,647	8,794	kN/m ²
破壊ひずみ ε_f	2.3	1.0	0.6	0.6	%
変形係数 E_{50}	369,196	404,196	1,345,528	1,113,862	kN/m ²

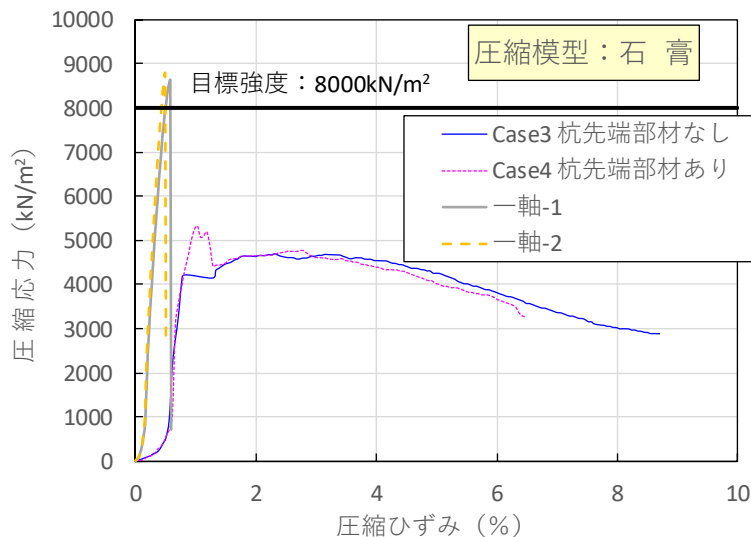


図-3.7.8 目標強度と比較に着目した圧縮応力-圧縮ひずみ関係（石膏）

3.8 杭先端部の出来形・品質管理に関する浅層施工性実験

本研究で対象とした杭工法における杭先端部の出来形および強度を確認するため、浅層施工性試験を実施した。試験施工における確認事項は、1)スライム残留量、2)掘削深さ、3)鋼管外周のかぶり、4)杭先端部に造成する改良体の出来形径、5)改良体およびグラウトの強度である。

3.8.1 実験概要

表-3.8.1に小規模試験施工の概要を、図-3.8.1に同試験の断面図を示す。対象土質は硅砂、山砂、砂礫（最大粒径53mm）の3種類とした。表-3.8.2に各地盤の物理試験結果を示す。小規模試験施工では、杭先端部に着目するため深さ1m程度の浅層地盤をそれぞれ作製した。バックホウで深さ1m程度現地盤を掘削したのちに、重量50kgのランマー転圧機を用いて1層あたり6回の転圧を行い、合計4層で浅層地盤を作製した。試験杭（改良体先端まで750mm）は図-2.3.1に示す施工手順にしたがって造成し、28日以上養生した後に掘り起して地表面から改良体先端までの深度、出来形径（3測点）を計測した。鋼管外周のかぶりの計測位置は、地表面付近の最も薄い部分を基準とし、断面方向に4方向計測した。

改良体およびグラウトの強度は、外径φ50mmのコアドリルを用いてコア抜きした供試体を整形し、一軸圧縮試験により求めた。図-3.8.2にコア採取の概要図を示す。試験杭からは鋼管先端から下部のグラウトと改良体コアを採取した。採取したコア寸法は、改良体と鋼管先端のグラウトでφ45mm×h90mmである。

表-3.8.1 小規模試験施工の概要

対象土質	硅砂，山砂， 砂礫
施工本数	各3本 (砂礫は1本)
鋼管径	φ 165mm
削孔径	φ 225mm
目標改良体長さ	250mm以上

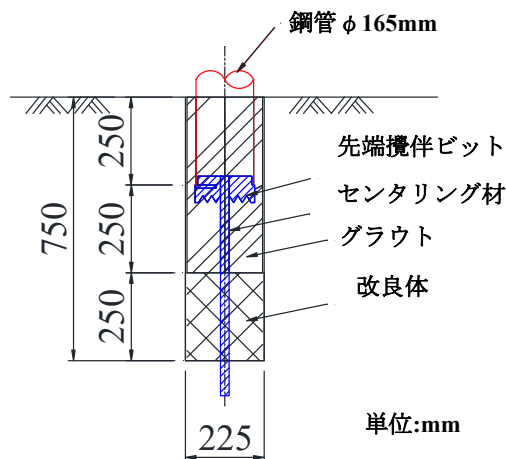


図-3.8.1 小規模試験施工の断面図

表-3.8.2 各地盤の物理試験結果

項目	単位	砂礫	山砂	硅砂
土粒子の密度 ρ_s	g/cm^3	2.475	2.666	2.650
自然含水比 W_n	%	26.0	57.3	21.3
粒度	礫分	%	61.8	16.2
	砂分	%	14.9	33
	シルト分	%	17	36.9
	粘土分	%	6.3	13.9
	最大粒径	mm	53	53
地盤材料の分類名		砂混じり細粒分質礫	砂礫質細粒土	分級された砂

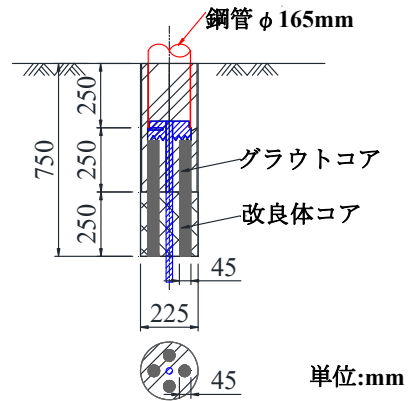


図-3.8.2 コア採取概要図
(断面方向に4か所)

3.8.2 実験結果

a) スライム残留量

表-3.8.3にスライム残留量の計測結果を示す。計測結果より、山砂と硅砂ではほとんどスライムは残留しないものの、砂礫では250mm残留する結果を得た。この理由として、山砂と硅砂と同じように孔内洗浄しても粒径が大きい礫分は上げられない(排出できない)ためと推察される。当該砂礫について粒度試験を実施した結果、最大粒径が53mm、礫分(2mm以上)の割合は61.8%であった。

これらのことから、礫径や礫分の割合に応じてスライムの残留量は異なると考えられる。なお、砂礫ではスライムが250mm残留したため、再度ケーシング内のインナーロッドの先端部に取り付けたインナービットから削孔水を噴射して孔内を洗浄した結果、スライム残留量は50mmまで低下することを明らかにした。したがって、砂礫においても十分な孔内洗浄を行うことで、スライムの残留量を50mm以内に削減できると考える。

表-3.8.3 スライム残留量の計測結果

実験ケース	杭先端地盤の土質	スライム残留量 (mm)		
		インナーロッド回収前	⇒	孔内洗浄後
S-1	砂礫	250	⇒	50
Y-1	山砂	20	/	/
Y-2	山砂	10		
Y-3	山砂	10		
K-1	硅砂	0		
K-2	硅砂	20		
K-3	硅砂	10		

b) 掘削深さ

図-3.8.3に掘削深さの検尺値と掘り起こし時の実測値の関係を示す。いずれの土質においても計画以上の杭先端部の改良体と杭を造成できることを明らかにした。また、掘起した実測値に対して削孔長さは+20mm以内であった。実施工でも数十mmは根入れ不足を避けるため余掘りするのが一般的である。

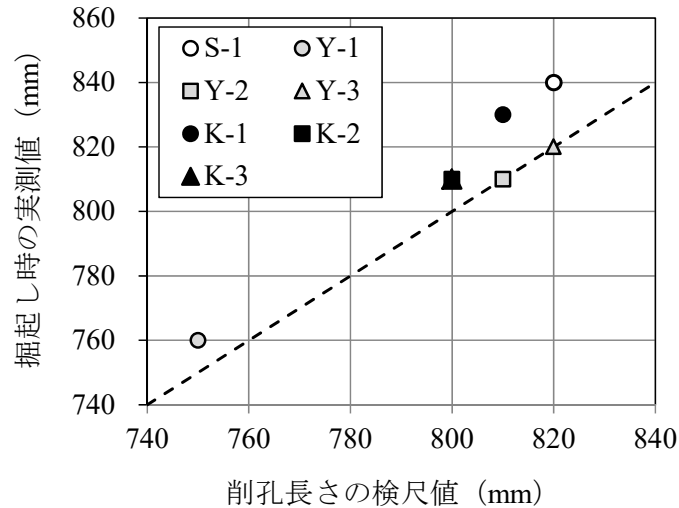


図-3.8.3 掘削深さの出来形計測結果

c) 鋼管外周のかぶり

図-3.8.4に鋼管外周のかぶりのヒストグラムを示す。いずれの土質においても鋼管外周の最小かぶりは25mm以上、平均かぶりは30mm以上となっており、目標値の20mm以上を確保できることを明らかにした。また、砂礫地盤に造成した杭の鋼管外周のかぶりが最も大きい結果を得た。これは、砂礫地盤の場合空隙内に充填したグラウトが浸透したためと推察される。

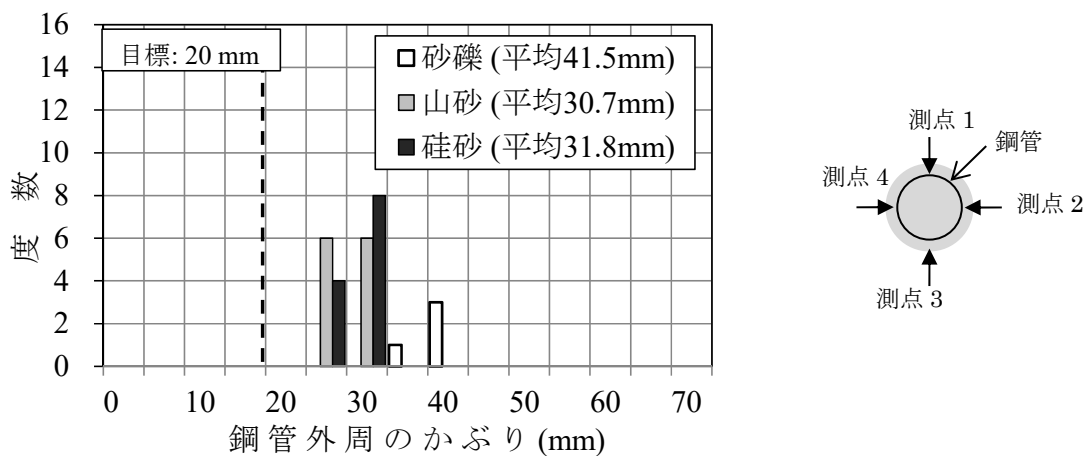


図-3.8.4 鋼管外周のかぶりのヒストグラム

写真-3.8.1に断面方向に切断した試験杭の状況を示す。鋼管外周のかぶり部分を目視で確認したところ、砂等の混在は認められなかった。この結果、本研究で対象とした杭工法の施工方法では比重約1.9のグラウトにより孔壁が保護できることを明らかにした。



写真-3.8.1 断面方向に切断した試験杭

3.8.3 改良体の出来形評価

図-3.8.5に改良体の出来形径のヒストグラムを示す。いずれも削孔径 225mm 以上の改良体を造成できていることを確認した。砂礫地盤に造成した改良体の直径は 250mm 以上で、削孔径より 25mm 以上大きくなる結果を得た。また、山砂地盤と硅砂地盤においても改良体の最小直径は削孔径以上となることを明らかにした。砂礫地盤に造成した改良体の直径が他地盤よりも大きくなった理由として、孔内洗浄による孔壁拡大の影響と空隙が多い砂礫地盤へのグラウトの浸透による影響などの要因が考えられる。

なお、試験施工では実際の施工と比べて拘束圧・水圧が低くなる条件であるが、グラウト注入および先端地盤改良はケーシング内での作業であるため、拘束圧・水圧の影響は小さいものと推察される。地盤の密度が実際の支持層に比べて緩く孔壁が保持しづらい（出来形確保には不利になる）条件でも出来形を確保できることを明らかにした。

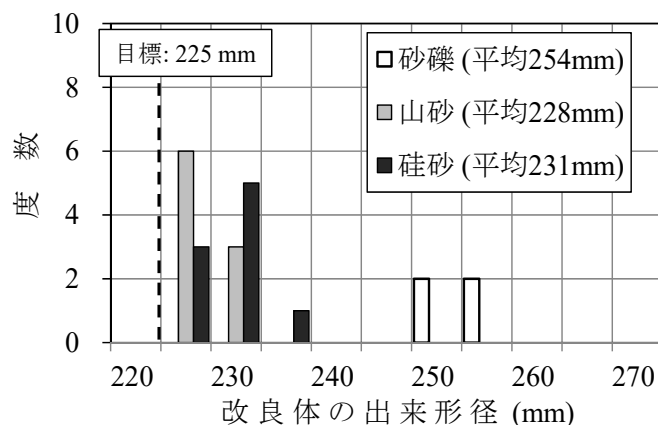


図-3.8.5 改良体の出来形径のヒストグラム

3.8.4 改良体およびグラウトの圧縮強度評価

a) 改良体の強度

図-3.8.6に改良体コアの一軸圧縮強度のヒストグラムを示す。各土質の目標強度は、道示IV³⁾に記載されている場所打ち杭における杭先端の極限支持力度(N値30以上の砂礫層および砂層で 3.0N/mm^2 、N値50以上の良質な砂礫層で 5.0N/mm^2)と同じ値に設定した。この理由として、本研究で対象とした杭工法は支持力低下の一因となるスライムを地盤改良することで、場所打ち杭の支持地盤を上回る強度を有する改良体を構築することを目的としているためである。

土質ごとの改良体の最小一軸圧縮強度は、砂礫地盤で 30.8N/mm^2 、山砂地盤で 5.0N/mm^2 、珪砂地盤で 14.8N/mm^2 である。また、土質ごとの改良体の平均一軸圧縮強度は、砂礫地盤で 58.1N/mm^2 、山砂地盤で 24.3N/mm^2 、珪砂地盤で 58.1N/mm^2 であった。上記の試験結果はいずれも目標強度を満足していることから、支持地盤よりも大きくなる改良体を構築できることを明らかにした。

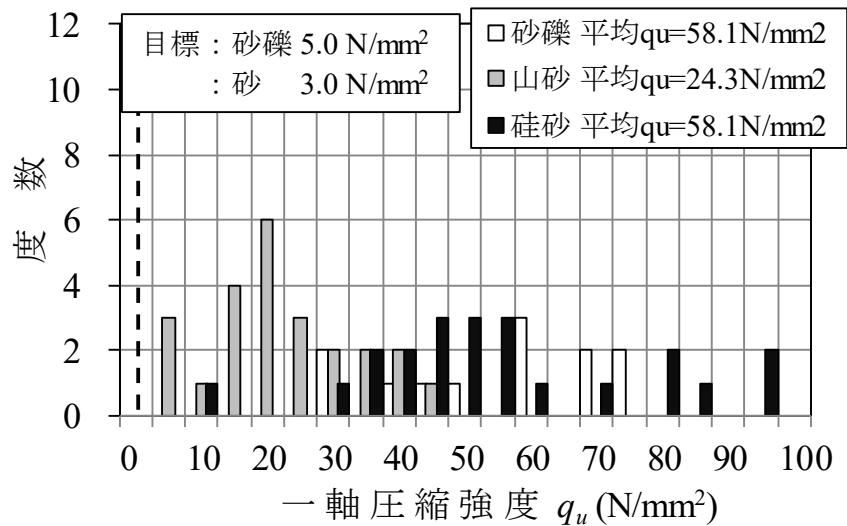


図-3.8.6 改良体コアの一軸圧縮強度のヒストグラム

b) グラウトの強度

図-3.8.7に小規模試験杭から採取したグラウトコアの一軸圧縮強度のヒストグラムを示す。いずれの土質においても設計基準強度の 30N/mm^2 を上回ることを明らかにした。また、土質別で比較すると珪砂地盤に造成したグラウトの一軸圧縮強度が最も大きくなる結果を得た。この理由として、珪砂地盤の地盤改良時に砂が浮遊してグラウトと一部混合し、硬化してモルタル化したために強度が増加した可能性が考えられる。

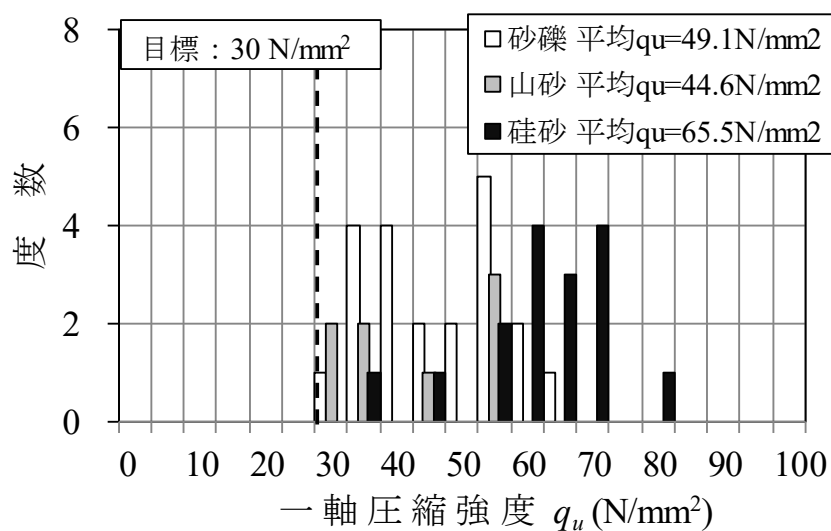


図-3.8.7 グラウトコアの一軸圧縮強度のヒストグラム

3.9 地下水位より深い地盤の出来形に関する室内実証実験

本研究で対象とした杭工法で施工した場合に、実際に地下水位より深い位置で孔壁が崩れていないかは不明であった。そこで、施工手順を再現した室内実証実験を行い、模型杭の掘り起し調査により出来形を確認した。

3.9.1 実験概要

室内実証実験は、表-3.9.1に示すように、グラウトを打設する場合と打設しない場合の2ケース実施した。

表-3.9.1 室内実証実験ケース

ケース	地盤	グラウト打設	備考
Case1	締固度 90%の	あり	28日養生後、出来形確認
Case2	飽和した山砂地盤	なし	

以下と図-3.9.1および図-3.9.2に実験手順を、写真-3.9.1および写真-3.9.2に実験完了状況写真を示す。

a) Case1 (グラウトあり)

- ① 白バケツ (φ29cm, H37cm) の中心にケーシング (VU100 の塩ビ管, H40cm) を設置する。
- ② 締固度 90%になるように山砂地盤を 10cm 毎に突固めて作製する。
- ③ 地盤を乱さないようにゆっくり水を投入し、飽和させる。ケーシング底版からの水の浸水を確認後、ケーシング内の水位が 20cm 程度になるまで水を投入する。
- ④ 注入ホースを取付けた内管 (VU75 の塩ビ管, H45cm) をケーシング内に建込む。このとき、注入ホースの先端が内管の底版付近に位置していることを確認する。
- ⑤ 漏斗のついた注入ホースを用いて、W/C=45%のグラウトを充填する。ケーシングから漏出する水がグラウトになったことを確認して注入終了とする。
- ⑥ ケーシングをゆっくりと上方に引抜く。ケーシング回収後、水位が低下したグラウトを再充填する。
- ⑦ 完成後、28日養生する。養生後、周辺地盤を撤去し、杭体の出来形確認を行う。

b) Case2 (グラウトなし)

- ①～③ Case1 と同様である。
- ④ ケーシングをゆっくりと上方に引抜く。
- ⑤ ケーシング引抜き後の孔壁の状況を観察する。

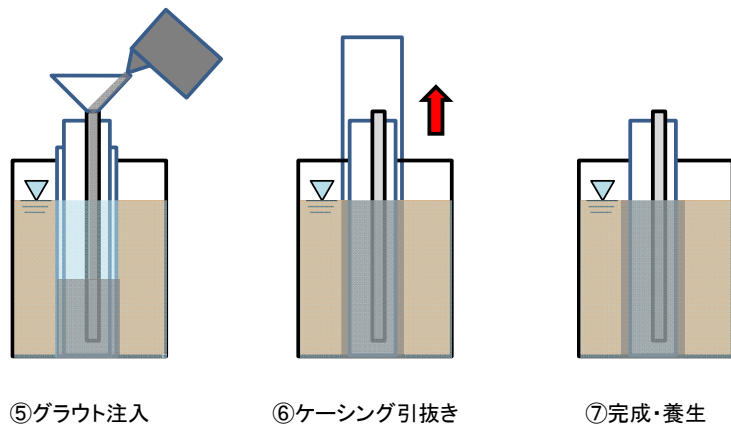
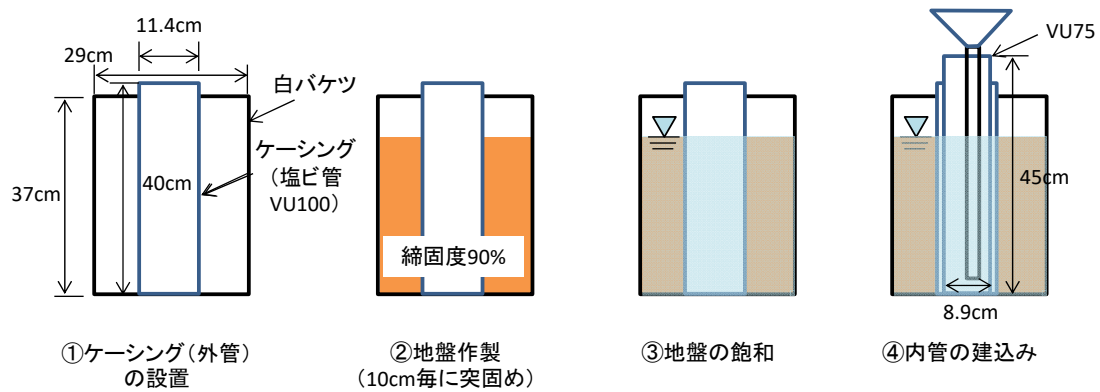


図-3.9.1 Case1 (グラウトあり) の実験手順

写真-3.9.1 実験完了状況

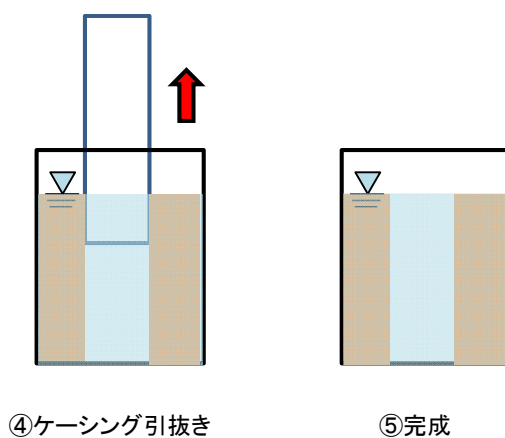


図-3.9.2 Case2 (グラウトなし) の実験手順
(①~③は Case1 と同様)

写真-3.9.2 実験完了状況

3.9.2 実験結果

a) Case1 (グラウトあり)

表-3.9.2 に室内実証実験の結果一覧を示す。Case1 は、28 日養生後に杭体を掘り起こして出来形調査を行った。写真-3.9.3 に示すように、杭体を水で洗浄した後、写真-3.9.4 に示すようなノギスで出来形径を計測した。写真-3.9.5 および写真-3.9.6 に示すように、杭体の断面およびかぶり部分を観察しても土が混ざったような形跡はみられなかった。これは、グラウトの比重が約 1.9 であり、地下水よりも比重が大きいことから孔壁を保護できたと推察される。以上の結果より、地下水位より深い位置を模擬した飽和地盤中においてもグラウトにより孔壁を保護できることを明らかにした。

表-3.9.2 室内実証実験の結果一覧

ケース	グラウト打設	備考
Case1	あり	出来形◎, 土が混ざったような形跡なし
Case2	なし	孔壁崩壊



写真-3.9.3 杭体洗浄状況 (Case1)



写真-3.9.4 出来形径計測状況 (Case1)



写真-3.9.5 杭体断面 (Case1)



写真-3.9.6 杭体かぶり (Case1)

表-3.9.3 に杭体の出来形計測結果を示す。いずれの計測位置・計測方向においても計画径を上回る出来形を有することを明らかにした。この理由として、グラウト体に付着した砂分も杭体とみなすためと推察される。

表-3.9.3 杭体の出来形計測結果 (Case1)

計測位置 上から (cm)	計画径 (cm)	x		y	
		計測値(cm)	差(cm)	計測値(cm)	差(cm)
	11.4	11.98	+0.58	12.10	+0.70
15	11.4	12.01	+0.61	12.09	+0.69
27	11.4	12.31	+0.91	12.12	+0.72

b) Case2 (グラウトなし)

Case2 は、ケーシングをゆっくり引抜いた後、孔壁内の水を回収したところ、地盤内部が抜け落ち、孔壁が崩壊していた (写真-3.9.7, 写真-3.9.8)。この結果、地下水位以下では自立できないような地盤においても本研究で対象とした杭工法で使用するグラウトと鋼管によって孔壁を保持できることを明らかにした。



写真-3.9.7 孔壁崩壊状況 (Case2)

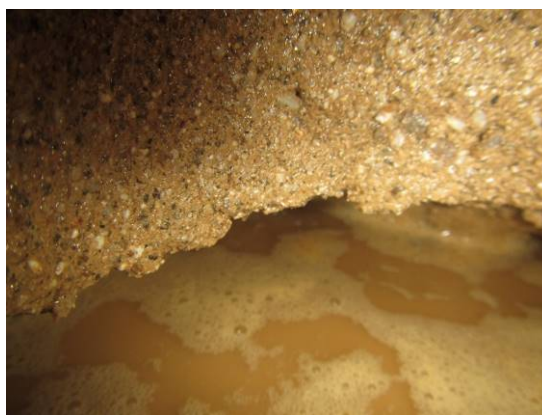


写真-3.9.8 孔壁崩壊状況 (Case2)

3.10 地下水位より深い地盤の実大試験杭の試掘調査

実際の施工時に地下水位より深い位置で孔壁が崩壊していないかを確認するため、実大載荷試験後の試験杭の試掘調査を実施した。

3.10.1 調査概要

表-3.10.1 に試掘調査ケースを、図-3.10.1 に実大試験杭の試掘調査フローを示す。

表-3.10.1 試掘調査ケース

ケース	試験場所	土質	試掘深度 (m)	杭長 (m)	鋼管径 (m)	グラウト径 (m)
SIV C1	茨城県猿島郡稲尾	埋土	2.0	11.9	0.1652	0.225
SIV C2	茨城県猿島郡稲尾	埋土	2.0	11.9	0.1907	0.255

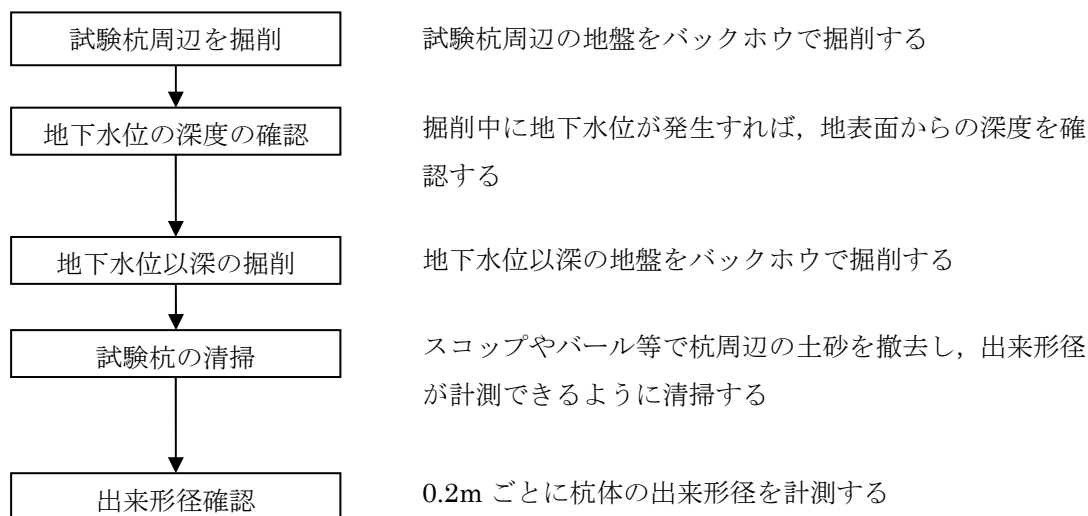


図-3.10.1 試掘調査フロー

3.10.2 調査結果

a) 地下水位の深度

写真-3.10.1, 写真-3.10.2 に試験杭周辺を掘り起こした際に地下水位が発生した深度 GL.-1.5m の状況を示す. 地下水位は大量に出水するのではなく浸み出すような傾向がみられた.



写真-3.10.1 地下水の深度 GL.-1.5m



写真-3.10.2 地下水の発生状況

b) 試験杭の出来形径

図-3.10.2 に掘り起し調査結果を示す. SIV C1 の試験杭周辺をバックホウで掘削していたところ, GL.-1.0m 付近から既製杭のグラウトと当該試験杭の片側のグラウトが一体化していることを確認した(写真-3.10.3, 写真-3.10.4). 確認のため, 既製杭のグラウトを鉛直方向にコア抜きして一軸圧縮試験を実施した. その結果, 一軸圧縮強さ q_u は 10N/mm^2 程度(本研究で対象とした杭工法のグラウトの q_u は 30N/mm^2 以上)であることから, この杭工法のグラウトが逸脱したのではなく, 既製杭のグラウトの一部と一体化した可能性が高いと推察した. また, ハンドブレーカーを用いて既製杭のグラウトを削岩した結果, GL.-2.0m 程度まで一体化していたことを確認した. 計測可能な GL.-0.6m~1.0m の出来形径の平均値は 261mm であった.

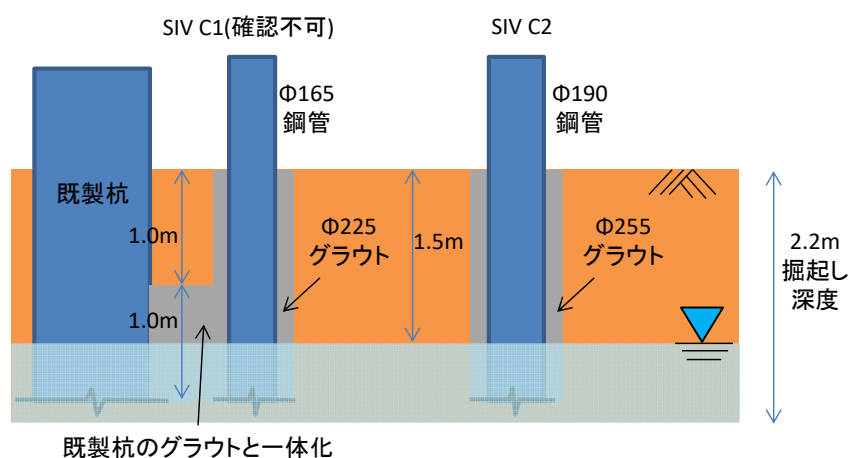


図-3.10.2 掘り起し調査結果

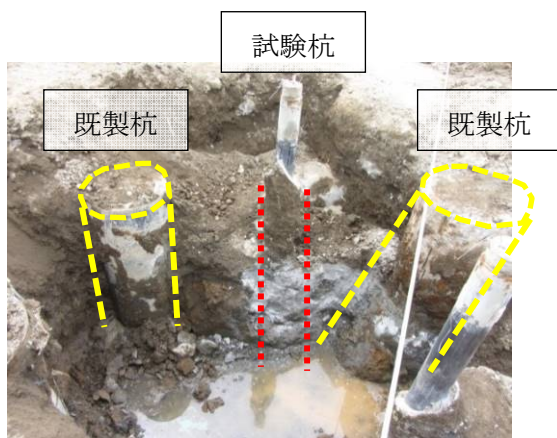


写真-3.10.3 SIV Case1 の掘削状況

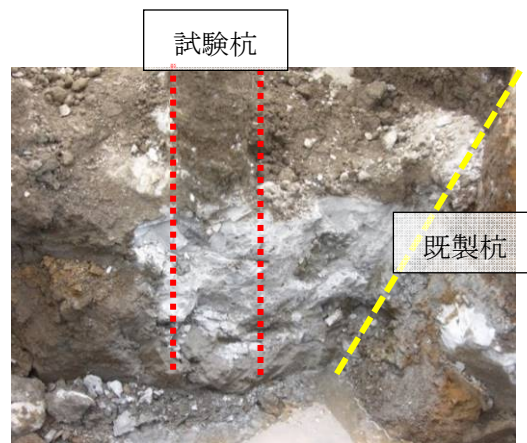


写真-3.10.4 グラウトの固結状況

一方、SIV C2 のケースは、GL.-1.0m～-2.0m まで 0.2m ごとに 6 点計測した。表-3.10.2 に試験杭における出来形径の調査結果を、写真-3.10.5、写真-3.10.6 に出来形の計測状況を示す。地下水位の深度である GL.-1.5m より深い位置においても計画値を上回る出来形を有する結果を得た。この理由として、グラウト体に付着した砂分も杭体とみなすためと推察される。以上の結果より、地下水位以深の地盤においても適切な杭体を構築できることを明らかにした。

表-3.10.2 試験杭における出来形径の調査結果

ケース／グラウト体直径		SIV C1／φ 225.0mm	SIV C2／φ 255.0mm	
深度 GL.	-1.0m	他の既製杭等のグラウトと当該試験杭のグラウトが一体化した可能性があり、バックホウでは掘削不可のため、未計測	285	+30
	-1.2m		288	+33
	-1.4m		278	+23
	-1.6m		279	+24
	-1.8m		297	+42
	-2.0m		300	+45



写真-3.10.5 SIV C2 の計測状況 (GL. -1.2m)



写真-3.10.6 SIV C2 の計測状況 (GL. -2.0m)

c) 極限支持力の比較

表-3.10.3 に各ケースにおける極限支持力の計算値と実測値を、図-3.10.3 に SIV C1 の軸力分布を示す。掘り起こした 2 つの押し込み載荷試験ケースは、杭長が 11.9m で同じであり、杭径が異なる条件である。SIV C1 の当初の計画最大荷重は 628kN であるが、グラウトの付着区間分の周面摩擦力の増加を考慮する（層厚 1m, 周長 1/2, 最大周面摩擦力度を 200kN/m²（道示 IV³）の場所打ち杭, 砂質土 5N (≦200) の最大値を参考）と、700kN となる。ここで、SIV C1 の計画最大荷重は、SIV C2 のそれを上回っていることから、試験の実測値も鋼管径が小さい SIV C1 のほうが極限支持力は大きくなることを明らかにした。なお、既製杭と試験杭のグラウトが一体化していることによる周面摩擦力の影響が不明であるため、当該区間の周面摩擦力を除外した GL.-5.9m 以深についてのみを今回の比較対象とすることとした。

表-3.10.3 各ケースにおける支持力の計算値と実測値（単位：kN）

種別	種別	SIV C1 (φ 165.2mm)		SIV C2
		GL.-5.9m以深	杭全長[参考値] ¹⁾	(φ 190.7mm)
計算値	計画最大荷重	408	700	691
	極限支持力	505	840	699
実測値	杭先端極限支持力	158	158	175
	杭周面摩擦力	347	682	524

1) GL.-1.0m～-2.0m において一部、試験杭と既設杭のグラウトが一体化していた

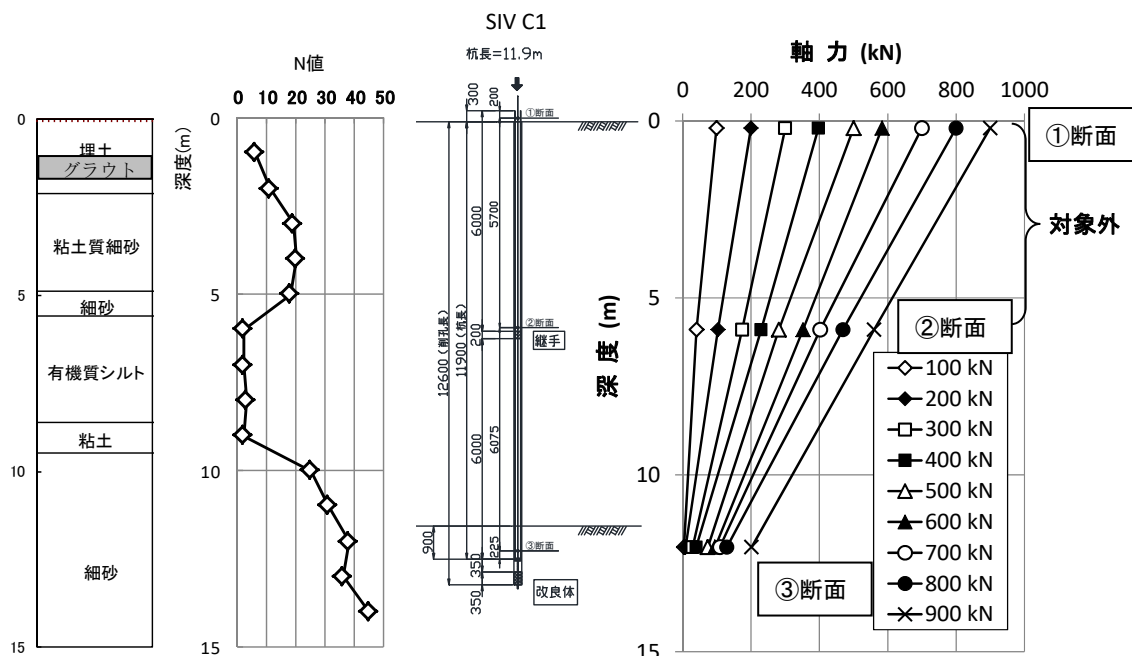


図-3.10.3 軸力分布 (SIV C1)

3.11 押込み載荷試験杭の出来形・品質管理に関する試掘調査

CV1 砂および CV2 砂のケースにおける押込み載荷試験杭の出来形径，鋼管外周のかぶりおよびグラウトのコア強度を確認するため，試掘調査を実施した。

3.11.1 調査概要

表-3.11.1に試掘調査ケースを，図-3.11.1に試掘調査の概要図を示す。押込み載荷試験後に試験杭周辺の地盤をバックホウで2m程度掘削した。GL-2.0mまでの地盤構成は，GL-1.0mまでは砂質系の盛土でGL-1.0~-2.0mまではロームである。試験杭に付着した土砂は，スコップ等を用いて丁寧に除去した。グラウトの出来形を目視で確認した後，試験杭の切断時に鋼管外周のかぶりが落下するのを防止するため，試掘した深度までの全長にわたってラップを巻きつけた。次に，GL-1.9m付近でサンダーを用いて試験杭を切断した（写真-3.11.1）。コンクリートカッターを用いて試験杭を40cmごとに切断し，深度GL-1.1m，-1.5m，-1.9mの出来形径（縦・横）および鋼管外周のかぶり（断面方向に4箇所）を計測した。

40cm ごとに切断された試験杭に対して試料採取が可能な寸法を考慮し，鋼管内部は外径φ50mmのコアドリルを，鋼管外周部は外径φ22mmのコアドリルを用いて断面方向に4箇所グラウトをコア抜きした。図-3.11.1にコア採取の概要図を示す。採取したコアは，所定の長さに切断・研磨して供試体を作製し，一軸圧縮試験を行った。採取したコアの寸法は，鋼管内部のグラウトでφ45mm×h90mm，鋼管外周のかぶりのグラウトでφ19mm×h38mmである。各寸法は通常の供試体に比べて小さいが，供試体の縦横比を確保することで試験結果の精度を確保した。また，押込み載荷試験杭の造成時に採取したグラウトのテストピース（φ50mm×h100mm）の一軸圧縮試験も併せて行った。

表-3.11.1 押込み載荷試験杭の試掘調査ケース

ケース	試験場所	土質	試掘深度 (m)	杭長 (m)	鋼管径 (m)	グラウト径 (m)
CV1 砂	茨城県猿島郡	盛土, ローム	2.0	11.9	0.1652	0.225
CV2 砂	茨城県猿島郡	盛土, ローム	2.0	11.9	0.1907	0.255

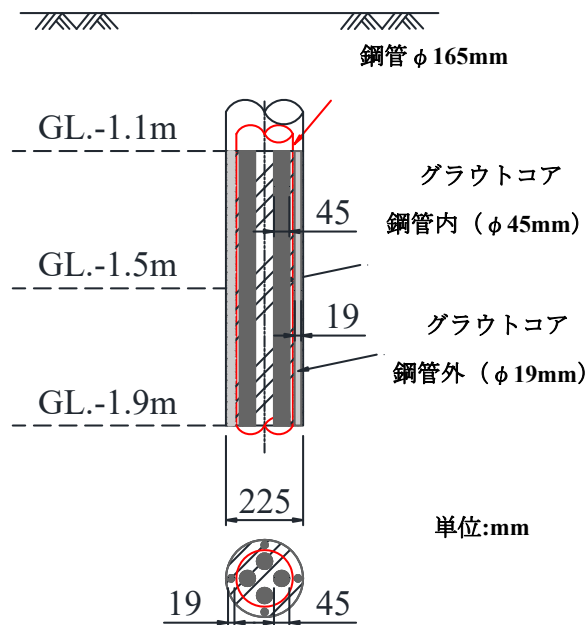


図-3.11.1 試掘調査の概要図 (コア採取は断面方向に4箇所)



写真-3.11.1 押込み載荷試験杭の試掘調査

3.11.2 調査結果

a) グラウトの出来形径

図-3.11.2に押し込み载荷試験杭における出来形径のヒストグラムを示す。計測したGL-1.1m, GL-1.5m, GL-1.9mの縦・横方向におけるグラウトの出来形径は、目標径（削孔径） $\phi 225\text{mm}$ をすべて上回る出来形を有することを明らかにした。最小出来形径は226mmで、平均出来形径は233.2mmであった。出来形径が計画値よりも大きくなる理由として、グラウト体に付着した粘土分も杭体とみなすためと推察される。また、3.8.3 改良体の出来形評価と比較すると、山砂地盤では平均径228mm、硅砂地盤では231mmであることから、ほぼ同等であるといえる。

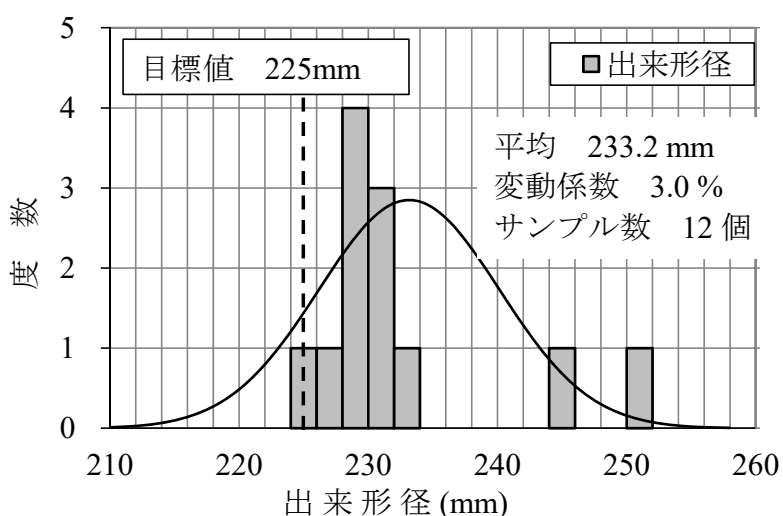


図-3.11.2 押し込み载荷試験杭における出来形径のヒストグラム

b) 鋼管外周のかぶり

図-3.11.3に押し込み载荷試験杭における鋼管外周のかぶりのヒストグラムを示す。計測したGL-1.1m, GL-1.5m, GL-1.9mの断面方向4箇所における鋼管外周のかぶりは、目標値20mmよりもすべて大きくなることを明らかにした。なお、最小かぶり20mmで、平均かぶりは33.8mmであった。また、3.8.2 c) 鋼管外周のかぶりと比較すると、山砂地盤では平均かぶり30.7mm、硅砂地盤では31.8mmであることから、ほぼ同等であるといえる。

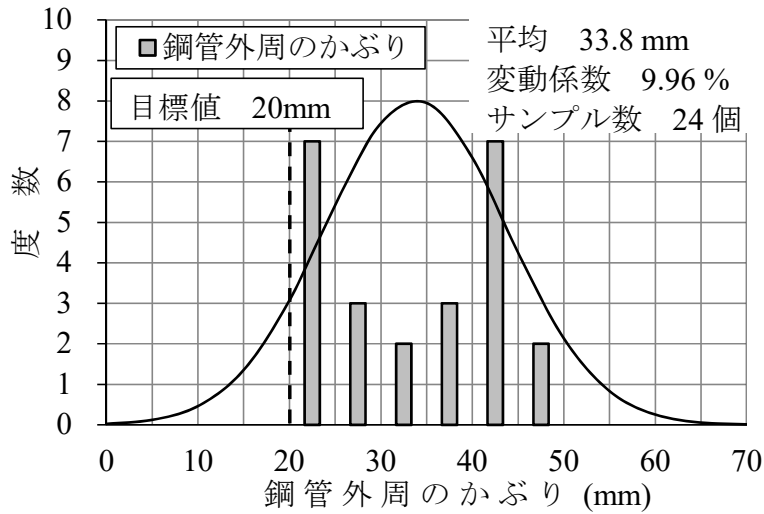


図-3.11.3 押し込み荷重試験杭における鋼管外周のかぶりのヒストグラム

c) グラウトの強度

図-3.11.4に押し込み荷重試験杭の造成時に採取したグラウトのテストピースおよび試験後に採取したグラウトコアの一軸圧縮強度のヒストグラムを示す。いずれの供試体においても設計基準強度 30N/mm^2 よりも大きくなることを明らかにした。また、鋼管内のコアの平均強度は 40N/mm^2 程度で、テストピースの平均強度 48N/mm^2 に比べて若干小さくなる傾向がみられた。これは、鋼管内のグラウトをコア抜きする際の振動等によって強度が低下した可能性が考えられる。一方、鋼管外のコアの強度は $30\sim 95\text{N/mm}^2$ で、ばらつきが大きく、最大値も大きくなる結果を得た。これは、小暮ら⁹⁾による供試体の直径が小さくなると強度のばらつきが大きく、強度の最大値も大きくなるという供試体寸法の影響が要因の1つと推察される。

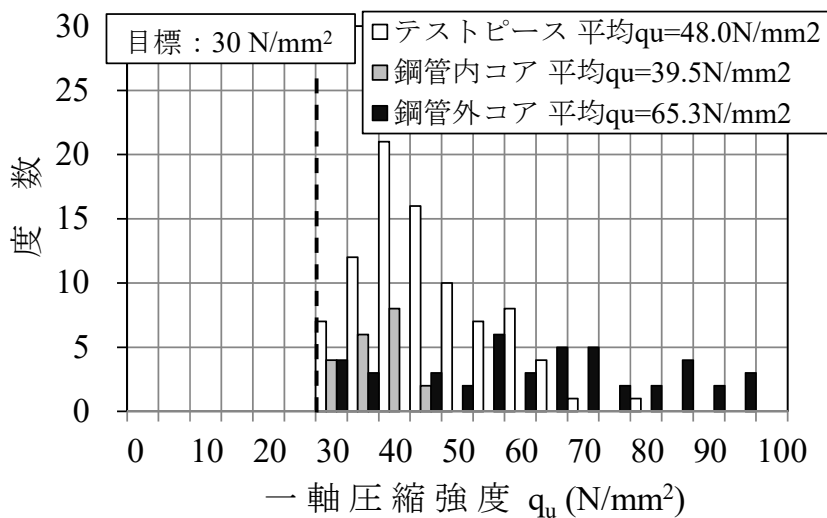


図-3.11.4 押し込み荷重試験杭の造成時および試験後に採取したグラウトにおける一軸圧縮強度のヒストグラム

3.12 まとめ

小口径合成鋼管杭工法の鉛直支持力特性に関する基礎的な検討として、鋼管とグラウトとの付着強度試験、継手を有する鋼管の圧縮試験および引張試験、杭先端に関する支持力模型実験や小規模押し込み載荷試験、浅層施工性試験、地下水位より深い地盤の出来形に関する室内実証実験や実大試験杭の試掘調査および杭先端部材の圧縮模型実験などを実施した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 鋼管とグラウトの付着強度試験では、グラウトの一軸圧縮強度から鋼管とグラウトの最大付着応力度の下限値を表現でき、安全側に設定した推定式を提案した。また、地盤から決まる極限支持力 R_U と鋼管とグラウトとの付着耐力 R_{FU} は、 $R_U < R_{FU}$ の関係にあることを明らかにした。この結果より、鉛直支持力の検討に際しては地盤から決まる極限支持力のみを検討することとした。
- 2) 継手を有する鋼管の圧縮試験では、いずれの試験ケースも圧縮強度の試験値は規格値を上回ることで、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。この理由として、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して 1 割程度小さいものの、継手部の抵抗断面積 A が 1 割以上大きいためと推察される。
- 3) 継手を有する鋼管の引張試験では、いずれの試験ケースも引張強度の試験値は規格値を上回ることで、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。この理由として、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して 1 割程度小さいものの、継手部の抵抗断面積 A が 1 割以上大きいためと推察される。
- 4) 杭支持力模型実験では、杭先端部を地盤改良することにより、残留したスライムによる鉛直支持力低下を解決できるだけでなく、改良により従来の鉛直支持力よりも大きくなることを明らかにした。これは、改良体構築に伴い周面摩擦力が付加されるため、および残留したスライムから改良体が構築されることにより、杭先端支持力が増大すると推察される。
- 5) 杭先端部の小規模押し込み載荷試験では、杭先端部に改良体を構築した極限支持力は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物⁵⁾」および「建築基礎構造物設計指針⁶⁾」の場所打ちコンクリート杭の計算値よりも大きくなることを明らかにした。
- 6) 杭先端部材の圧縮模型実験では、固化体の強度によらず杭先端部材がある場合はない場合に比べて 1 割程度一軸圧縮強さが大きいことから、杭先端部材が圧縮抵抗に悪影響を与えることなくやや有効であることを明らかにした。
- 7) 杭先端形状や攪拌方法に着目した浅層施工性実験では、掘起し・コア抜きして確認した改良体の均一性および一軸圧縮強度を考慮すると、先端攪拌ビットの形状は一字羽根付型が最も有効であることを明らかにした。
- 8) 出来形・品質管理に関する浅層施工性試験では、試験杭の出来形計測により、対象とする土質条件に対して所定の出来形（掘削深さ、出来形径、鋼管外周のかぶり）を確保できることを明らかにした。また、試験杭からコア抜きした改良体およびグラウトの一軸圧縮試験によ

り、対象とする土質条件に対して施工した改良体は目標強度を、グラウトは設計基準強度よりも大きくなることを明らかにした。

- 9) 地下水位より深い地盤の出来形に関する室内実証実験では、地下水位以下では自立できないような地盤においてもグラウトと鋼管によって孔壁を保持し、計画値を上回る出来形を有することを明らかにした。また、杭体の断面およびかぶり部分を観察しても土が混ざったような形跡はみられなかった。
- 10) 地下水位より深い地盤の実大試験杭の試掘調査では、地下水位の深度 GL.-1.5m より深い位置においても計画値を上回る出来形を有していることから、地下水位以深の地盤においても適切な杭体を構築できることを明らかにした。
- 11) 掘り起した押込み載荷試験杭の試掘調査では、所定の出来形（グラウトの出来形径、鋼管外周のかぶり）を上回る出来形を有することを明らかにした。また、試験杭からコア抜きしたグラウトの一軸圧縮試験により、設計基準強度よりも大きくなることを明らかにした。

<参考文献>

- 1) 日本コンクリート工学会:引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法(案),
コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, 1985.3.
- 2) 村田二郎, 河合糺茲:引抜き試験による異形鉄筋の付着強度に関する研究, 土木学会論文集,
第 348 号/V-1, pp. 113-122, 1984.8.
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp. 377-456, 2012.3.
- 4) 地盤工学会:地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 2002.
- 5) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説, 2013.
- 6) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, p.268, 2013.1.
- 7) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針, p.205, 2001.
- 8) 地盤工学会:地盤工学・実務シリーズ 17 杭基礎の調査・設計・施工から検査まで, p.371,
p.393, 2004.
- 9) 小暮哲也, 青木久, 前門晃, 松倉公憲:琉球石灰岩の一軸圧縮強度に与える寸法効果と岩盤
物性の影響, 応用地質, 第 46 卷, 第 1 号, pp. 2-8, 2005.

第4章 鉛直載荷試験による杭の鉛直支持力評価

第4章では、地盤に打設した杭の押し込み載荷試験および引抜き載荷試験から得られた杭先端支持力度や杭の最大周面摩擦力度などの鉛直支持力特性について示す。また、異なる杭径、杭長および土質等を正規化して検証したワイブル分布の考え方をを用いて、本研究で対象とした杭工法の極限支持力に関するデータと一般的な杭径の場所打ち杭のデータを比較した結果を示す。さらに、12例の押し込み載荷試験データより提案した杭の軸方向ばね定数の推定式について示す。図-4.1に杭の鉛直支持力特性に関する検討課題を、表-4.1に検討課題に対応する節を示す。

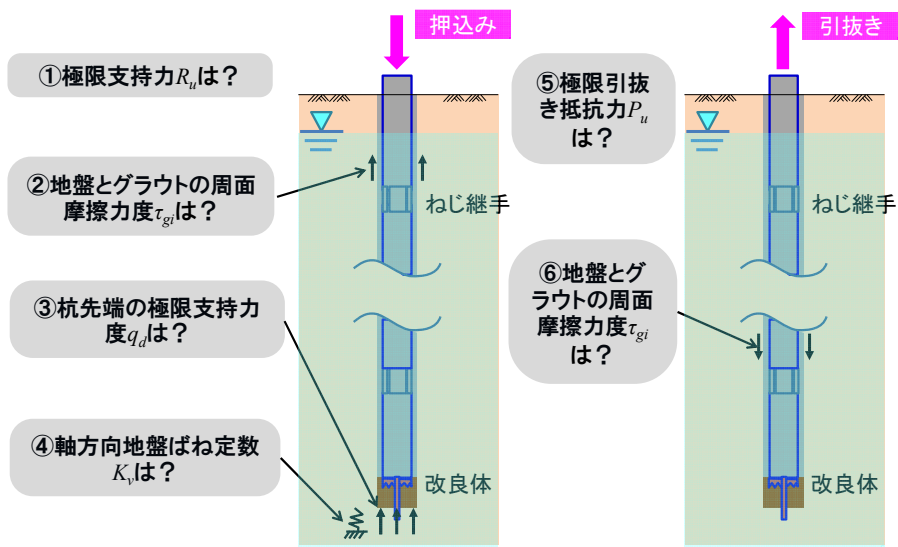


図-4.1 杭の鉛直支持力特性に関する検討課題

表-4.1 検討課題に対応する節

検討課題	節	タイトル
① 極限支持力 R_u は?	4.1	押し込み載荷試験
② 地盤とグラウトの周面摩擦力度 τ_{gi} は?	4.2	ワイブル近似法による杭の鉛直支持力特性に関する検討
③ 杭先端の極限支持力度 q_d は?		
④ 軸方向地盤ばね定数 K_v は?	4.3	
⑤ 極限引抜き抵抗力 P_u は?	4.4	引抜き載荷試験
⑥ 地盤とグラウトの周面摩擦力度 τ_{gi} は?		

4.1 押込み載荷試験

本研究で対象とした杭工法における杭の鉛直支持力特性を確認するため、押込み載荷試験を実施した。

4.1.1 試験概要

図-4.1.1に地盤条件および試験杭模式図を示す。押込み載荷試験は地盤条件の異なる2箇所の試験ヤードで実施した。試験ヤード1の地盤は、GL-4.7mまでロームおよび凝灰質粘土、GL-4.7m以深は粘土質細砂と細砂層で構成されている。一方、試験ヤード2の地盤は、GL-5.5mまでロームおよび砂混じり粘土、GL-5.5m以深は砂礫と粘土質砂礫で構成されている。

表-4.1.1に試験杭の諸元を示す。押込み載荷試験杭は4本施工し、支持層および杭長を変化させている。いずれも鋼管径は $\phi 165.2\text{mm}$ 、削孔径は $\phi 225.0\text{mm}$ である。試験ヤード1の地盤（砂質土地盤）の支持杭はN値30程度に根入れしており、試験ヤード2の地盤（砂礫地盤）の支持杭はN値40程度に根入れしている。図-4.1.2に試験ヤード1における押込み載荷試験杭および反力杭の配置を示す。載荷装置は、試験ヤード1では、反力杭2本（セメントミルク合成杭： $\phi 700\text{mm}$ 、 $H350 \times 350\text{mm}$ 、 $L=30\text{m}$ ）を使用する反力杭方式とした。試験ヤード2では、反力杭を使用せず、鉄板とウエイトによる実荷重を反力とする実荷重ウエイト方式とし、試験杭間のピッチは 3.0m とした。写真-4.1.1に実荷重ウエイト方式の実験状況を、写真-4.1.2に反力杭方式の実験状況を示す。

押込み載荷試験は、地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説¹⁾」に準拠し、載荷方法は段階載荷・多サイクル方式で実施した（図-4.1.3）。測定項目は、杭頭荷重、杭頭および杭先端変位、鋼管のひずみである。杭先端変位は、あらかじめ鋼管先端に取り付けた $\phi 21.7\text{mm}$ のガス管を用いた二重管方式で測定した。

載荷装置は、杭体の短期許容応力度を最大荷重と想定して、所定の安全率（ $F_s=1.2$ ）を満足するように設計した。ジャッキは、油圧電動式で 500kN 用を複数台、あるいは 2000kN 用を使用した。

表-4.1.1 試験杭の諸元（押込み載荷試験）

ケース	CV1砂	CV2砂	CV3礫	CV4礫
鋼種	STK400		STK490	
鋼管径	$\phi 165.2\text{ mm}$			
鋼管肉厚	4.5 mm		7.1 mm	
削孔径	$\phi 225.0\text{ mm}$			
杭長	11.9 m	11.9 m	6.4 m	6.9 m
改良体長	0.25 m		0.35 m	

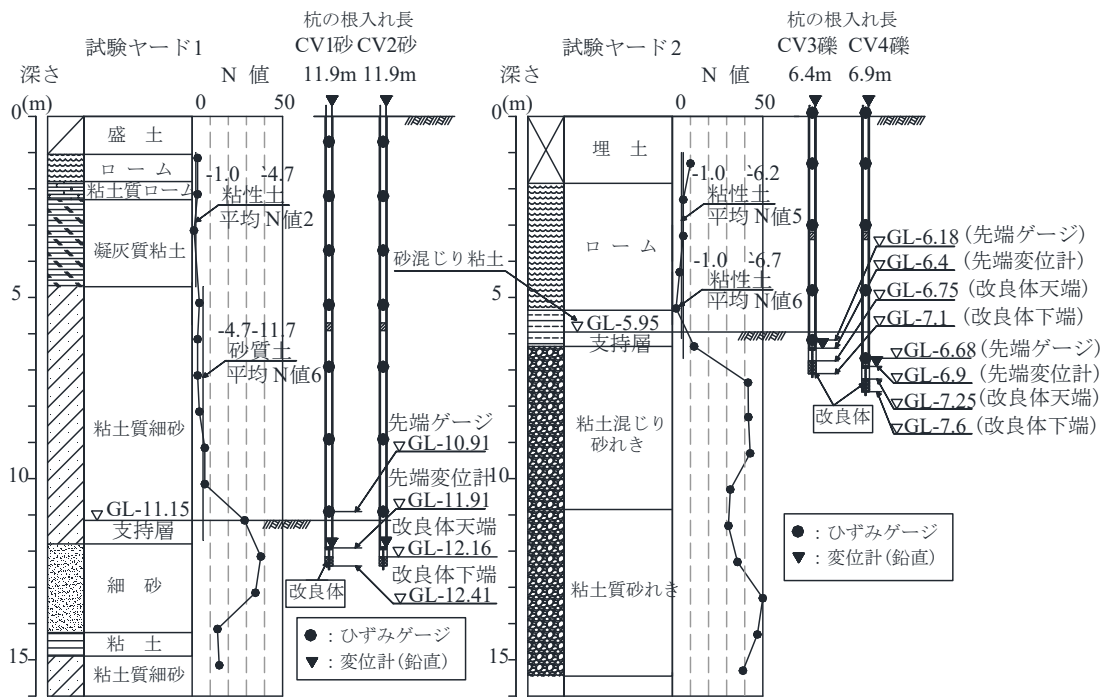


図-4.1.1 地盤条件と試験杭模式図（押し込み载荷試験）



写真-4.1.1 実荷重ウエイト方式試験状況



写真-4.1.2 反力杭式試験状況

セメントミルク合成杭φ700mm,
H350×350mm, L=30m

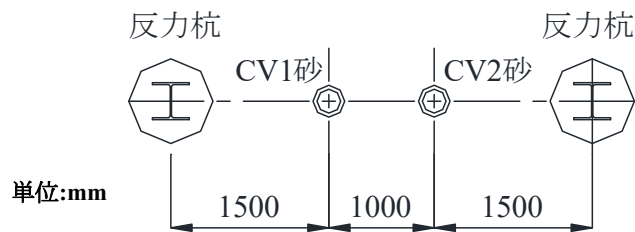


図-4.1.2 試験杭と反力杭の配置（砂質土地盤）

サイクル	荷重 (kN)																								
1	0	-	50	-	100	-	50	-	0																
2	0	-	100	-	150	-	200	-	150	-	100	-	0												
3	0	-	100	-	200	-	250	-	300	-	250	-	200	-	100	-	0								
4	0	-	100	-	200	-	300	-	350	-	400	-	350	-	300	-	200	-	100	-	0				
5	0	-	100	-	200	-	300	-	400	-	450	-	500	-	450	-	400	-	300	-	200	-	100	-	0

注 **太字** は、新規荷重を示す。

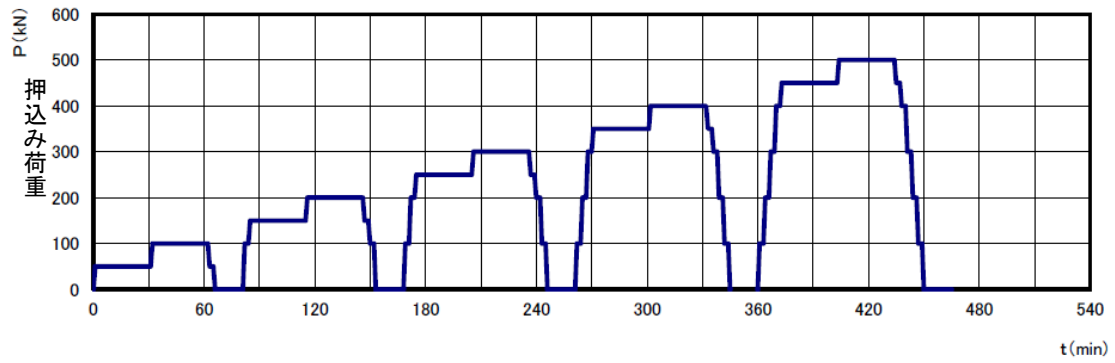


図-4.1.3 押込み荷試験の荷重サイクル図 (例: 50kNピッチ)

4.1.2 試験結果

a) 試験結果総合図

図-4.1.4にCV1砂のケースにおける押し込み載荷試験結果総合図を示す。図中には、杭頭荷重－時間、杭頭荷重－杭頭変位量、杭頭変位量－時間の関係図を示す。荷重ピッチは75kNとし、荷重サイクルは4サイクル8段階であった。

図-4.1.5にCV2砂のケースにおける押し込み載荷試験結果総合図を示す。図中には、杭頭荷重－時間、杭頭荷重－杭頭変位量、杭頭変位量－時間の関係図を示す。荷重ピッチは75kNとし、荷重サイクルは4サイクル8段階（途中）であった。

図-4.1.6にCV3礫のケースにおける押し込み載荷試験結果総合図を示す。図中には、杭頭荷重－時間、杭頭荷重－杭頭変位量、杭頭変位量－時間の関係図を示す。荷重ピッチは50kNとし、荷重サイクルは6サイクル18段階であった。

図-4.1.7にCV4礫のケースにおける押し込み載荷試験結果総合図を示す。図中には、杭頭荷重－時間、杭頭荷重－杭頭変位量、杭頭変位量－時間の関係図を示す。荷重ピッチは75kNとし、荷重サイクルは6サイクル15段階であった。

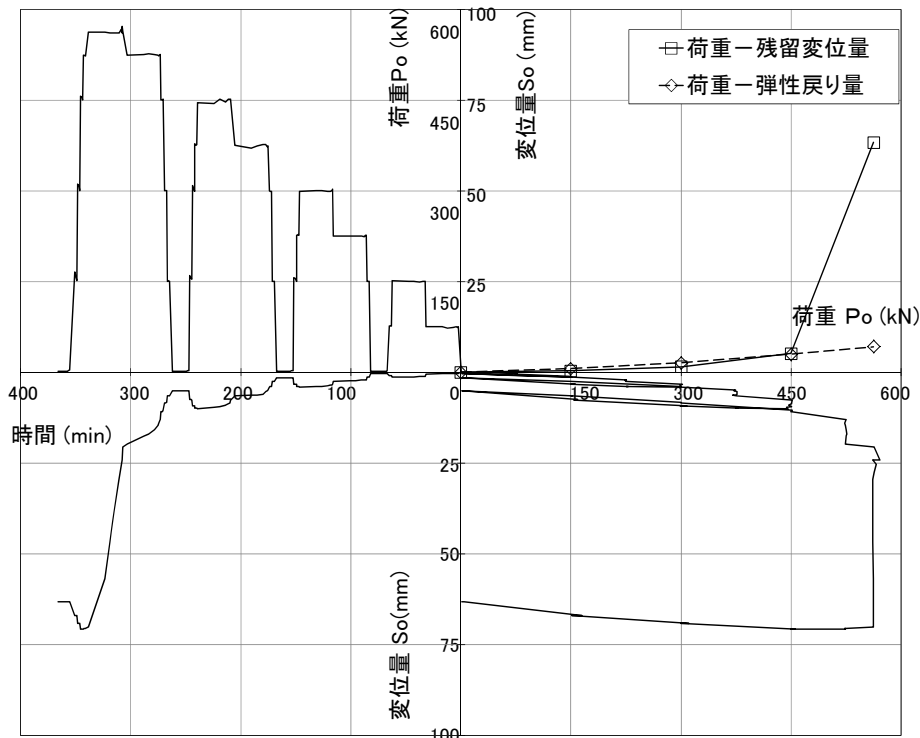


図-4.1.4 押し込み載荷試験総合図 (CV1砂)

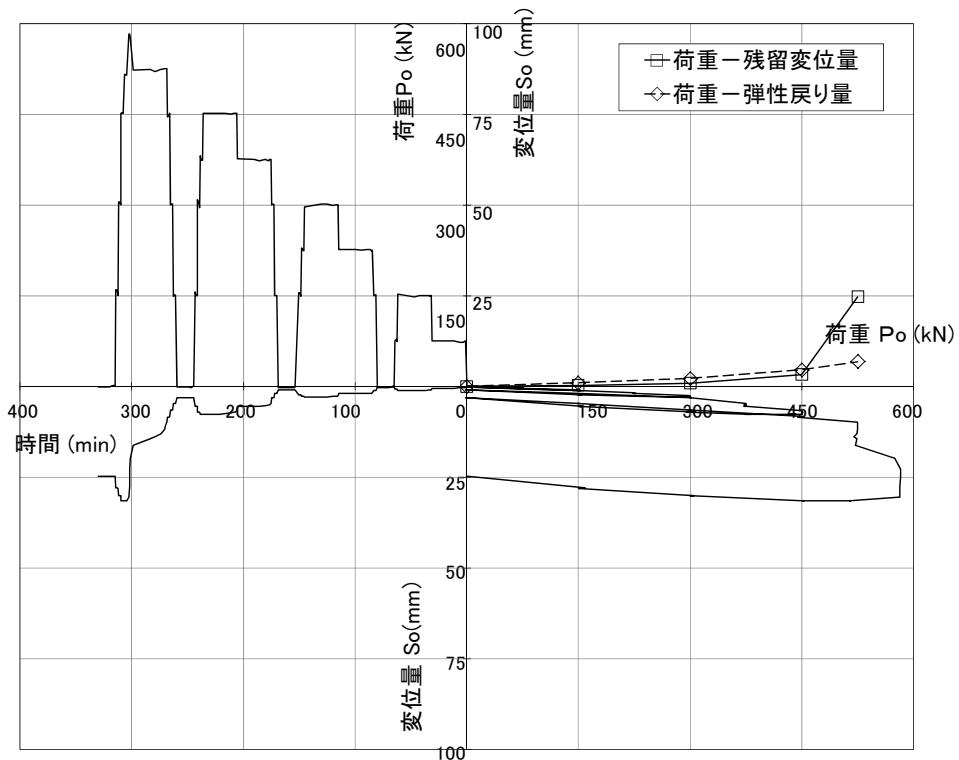


図-4.1.5 押込み载荷試験総合図 (CV2砂)

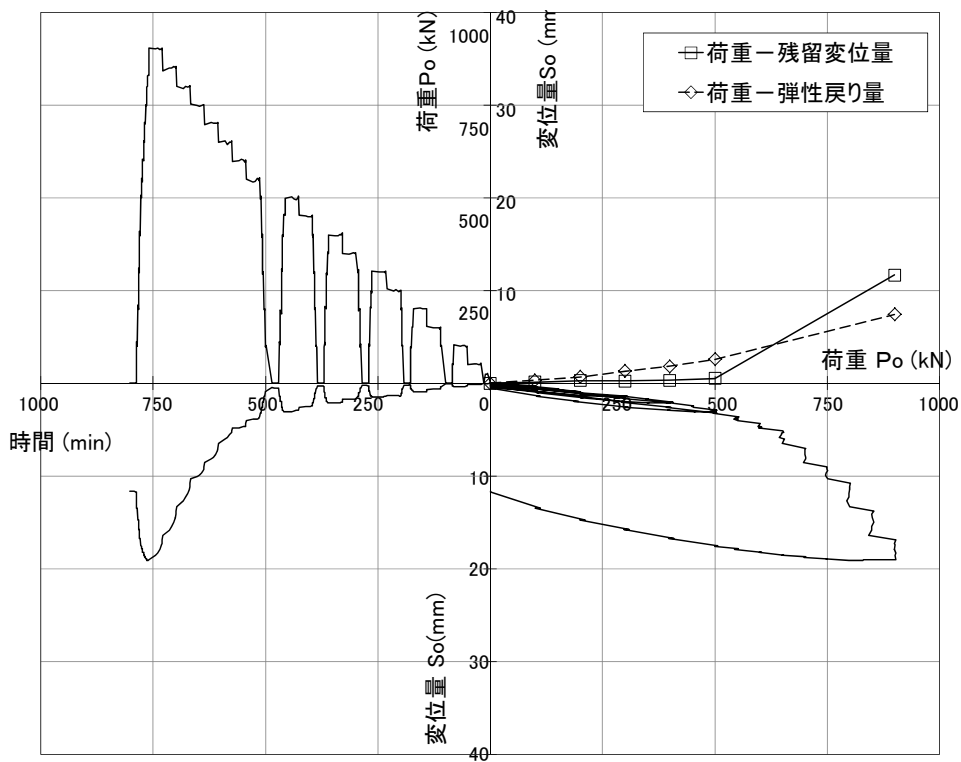


図-4.1.6 押込み载荷試験総合図 (CV3礫)

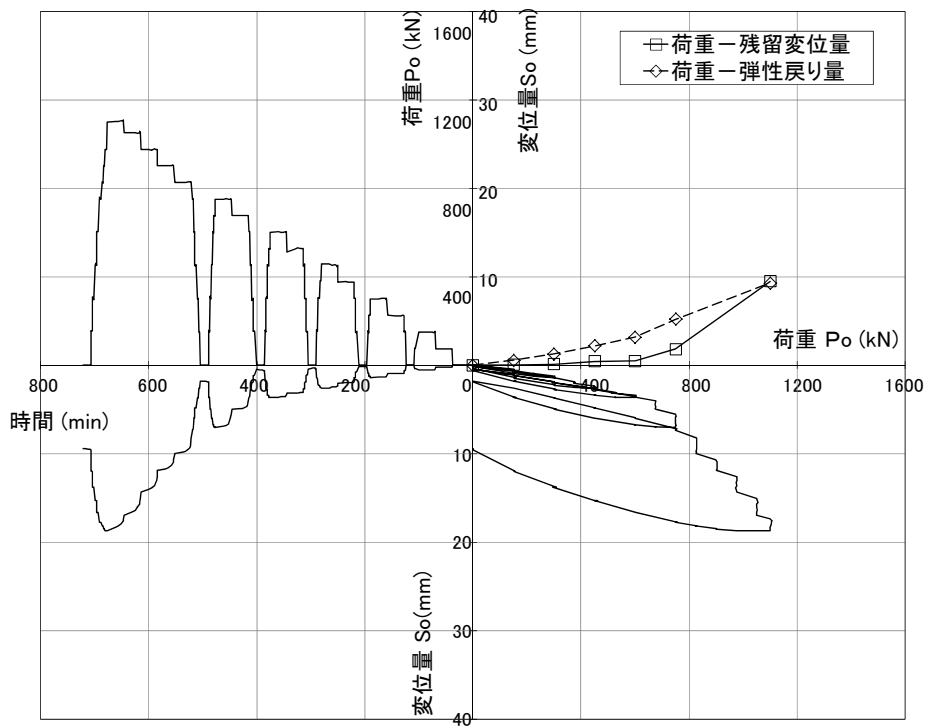


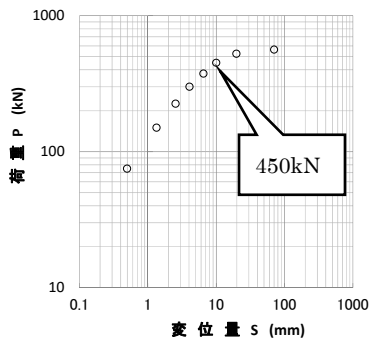
図-4.1.7 押し込み載荷試験総合図 (CV4礫)

b) 杭頭の降伏荷重

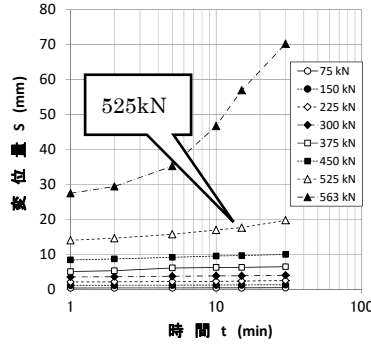
図-4.1.8～図-4.1.11に示す各ケースのlogP-logS曲線法，S-logt曲線法， $\Delta S / \log t - P$ 曲線法による実測値を総合的に判断して，CV1砂およびCV2砂における杭頭の降伏荷重は450kN，CV3礫における杭頭の降伏荷重は500kN，CV4礫における杭頭の降伏荷重は600kNと導出した（表-4.1.2）．CV3礫とCV4礫のケースでは降伏荷重に差異がみられ，根入れ長の違いによる影響を明らかにした．

表-4.1.2 各ケースにおける杭頭の降伏荷重

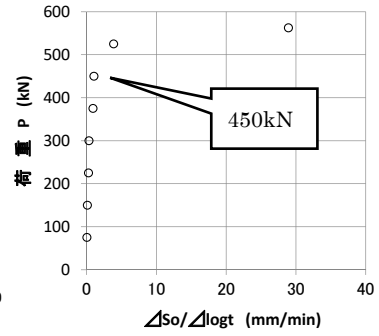
項目	CV1 砂	CV2 砂	CV3 礫	CV4 礫
logP-logS 曲線法	450 kN	450 kN	500 kN	600 kN
S-logt 曲線法	525 kN	525 kN	650 kN	675 kN
$\Delta S / \log t - P$ 曲線法	450 kN	450 kN	600 kN	600 kN
降伏荷重の実測値	450 kN	450 kN	500 kN	600 kN



a) logP-logS曲線法

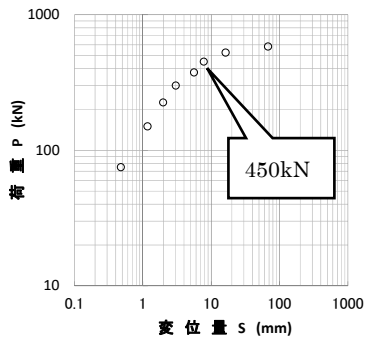


b) S-logt曲線法

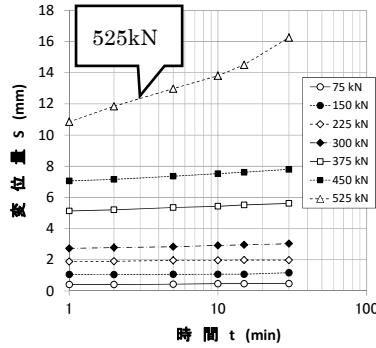


c) $\Delta S / \log t - P$ 曲線法

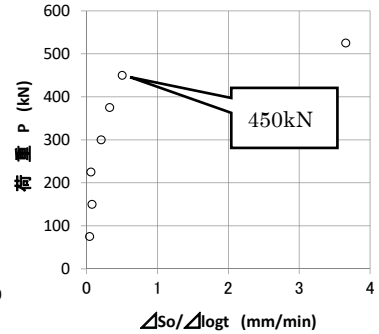
図-4.1.8 杭頭の降伏荷重に関するグラフ (CV1砂)



a) logP-logS曲線法

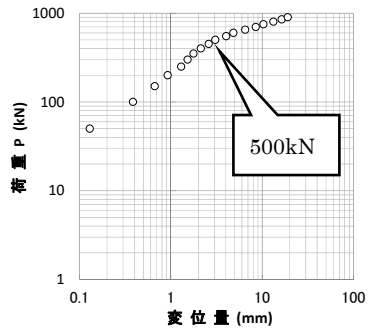


b) S-logt曲線法

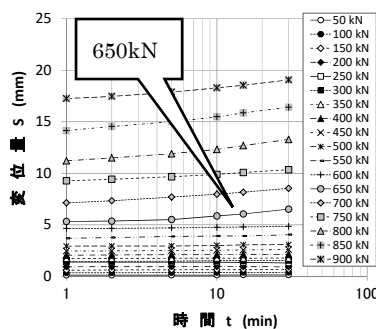


c) $\Delta S / \log t - P$ 曲線法

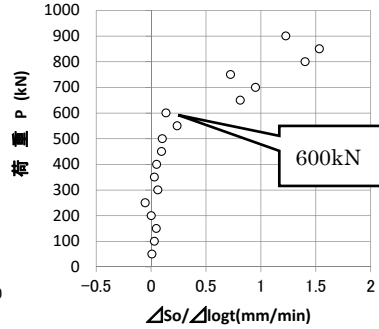
図-4.1.9 杭頭の降伏荷重に関するグラフ (CV2砂)



a) logP-logS曲線法

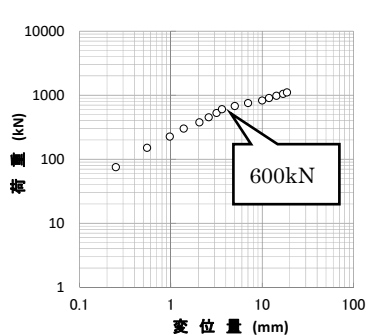


b) S-logt曲線法

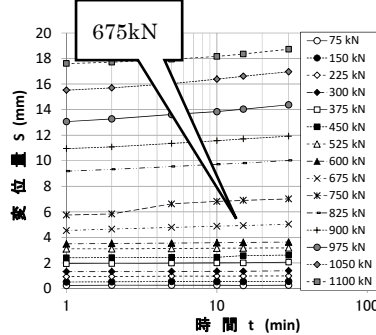


c) $\Delta S / \log t - P$ 曲線法

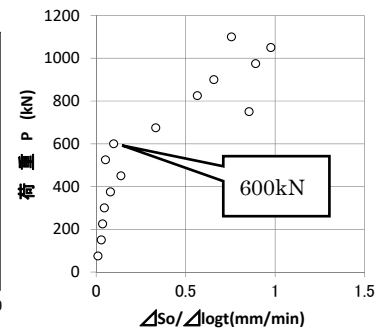
図-4.1.10 杭頭の降伏荷重に関するグラフ (CV3礫)



a) logP-logS曲線法



b) S-logt曲線法



c) $\Delta S / \log t - P$ 曲線法

図-4.1.11 杭頭の降伏荷重に関するグラフ (CV4礫)

c) 杭頭荷重－杭頭変位関係

図-4.1.12に杭頭荷重P－杭頭変位S関係を示す。「杭の鉛直載荷試験方法・同解説¹⁾」によると、押し込み載荷試験による設計上の極限支持力は、最大荷重時の杭頭変位量が杭径の10%を超える場合は、杭径の10%を超える時の荷重としている。いずれのケースも杭径10%の杭頭変位は22.5mmである。

CV1砂とCV2砂のケースでは、525kNをわずかに上回った段階で極限支持力に到達した。施工条件が同一な両者のケースの荷重－変位曲線にはほとんど相違がみられず、再現性が高い結果が得られた。CV3礫とCV4礫のケースでは、載荷の初期段階では弾性的な挙動を示しており、CV1砂とCV2砂に比べて大きな初期勾配を有することを明らかにした。なお、CV3礫とCV4礫のケースは、杭頭変位が杭径10%の22.5mmに到達していないものの、杭頭荷重が反力装置の実荷重を上回る危険性が生じたため、安全を考慮して試験を終了している。杭長（支持層への根入れ長）が異なる両者のケースを比較すると、CV4礫の極限支持力のほうが200kN大きくなっており、根入れ長の違いによる影響を確認した。これは、実測値で22%増、計算値で15%増であり、概ね一致する結果を得た。これらの結果から、極限支持力はN値30の砂層でそれぞれ527kN、532kN、N値40の礫層でそれぞれ900kN、1100kNであった。

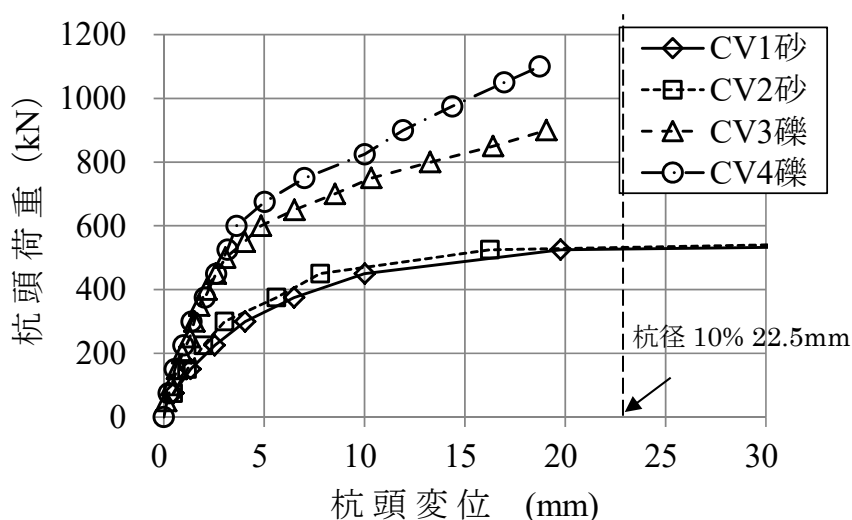


図-4.1.12 杭頭荷重－杭頭変位関係（押し込み載荷試験）

d) 軸力分布

図-4.1.13のa)～d)に各杭の軸力分布を示す。ここで、軸力は鋼管と鋼管内外のグラウトを考慮し、試験で得られたひずみに各断面積および各ヤング係数を乗じる式(4.1)により算出した。

$$P_i = \varepsilon_i (A_p \times E_p + A_g \times E_{g0}) \quad (4.1)$$

ここに、 P_i ：各深度の軸力 (kN) ， ε_i ：各深度の軸ひずみ， A_p ：鋼管の有効断面積 (m²) ， E_p ：鋼管のヤング係数 (kN/m²) ， A_g ：グラウトの有効断面積 (m²) ， E_{g0} ：グラウトのヤング係数 (kN/m²) である。なお、 E_{g0} は、杭頭荷重Pと杭頭部の軸ひずみ ε_0 の関係から逆算して求めた。

CV1砂およびCV2砂における杭先端の極限支持力は、鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力より、鋼管の先端から杭径1D_g上方の軸力を外挿して算定した。CV3礫とCV4礫における杭先端の極限支持力は、鋼管の先端から杭径1D_g上方のひずみゲージから算定した軸力とした。なお、1.2.6に道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成24年度版²⁾ (以下、道示IV)を参考にした押し込み載荷試験の整理方法を示す。

いずれの杭も荷重の増加に伴い、杭先端部に到達した軸力(=杭先端支持力)も増加しており、支持杭の挙動を示している。CV1砂のケースでは、GL-3.7～-6.9mの凝灰質粘土の下層と粘土質細砂の上層で周面摩擦が大きく発揮されているのに対し、CV2砂のケースでは、GL-6.9～-8.9mの粘土質細砂で周面摩擦が大きく発揮されている。CV3礫とCV4礫のケースを比較すると、いずれも杭頭荷重が600kNまでは杭先端まで荷重が到達せず、周面摩擦のみで抵抗しており、その後順次杭先端まで荷重が到達する傾向がみられた。

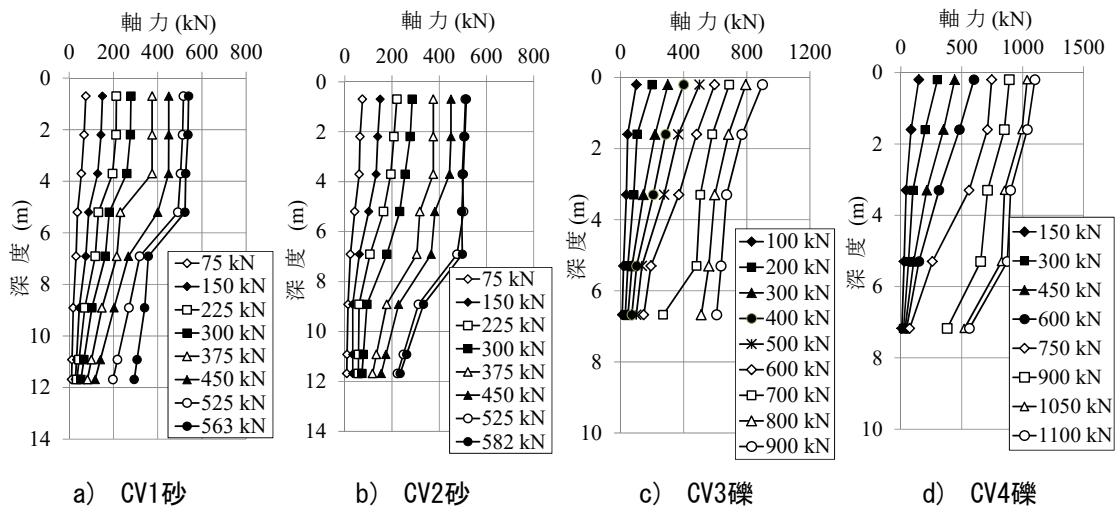


図-4.1.13 軸力分布 (押し込み載荷試験)

e) 杭の周面摩擦力度

杭の最大周面摩擦力度は、杭頭荷重と軸力分布の関係から算出した各地層における周面摩擦力を杭径 D_g の周長と各地層厚を除いて求めた。また、杭頭変位から杭体のひずみを積分して各区間の平均変位量を算定した

図-4.1.14にCV1砂のケースにおける周面摩擦力度分布図を示す。③-④断面では杭頭荷重が375kN時に最大周面摩擦力度となる約130kN/m²を、④-⑤断面では杭頭荷重が525kN時に最大周面摩擦力度となる約140kN/m²を計測しており、いずれもN値が5以下の粘土区間および砂質土区間で大きな周面摩擦力を得た。

図-4.1.15にCV1砂のケースにおける区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係を示す。区間ごとの変位量がいずれも5mm以内で増加する傾向がみられた。⑥-⑦断面の周面摩擦力度は変位量の増加に伴い大きくなる傾向を示しており、杭先端付近に伝達されている状況を確認した。

図-4.1.16にCV2砂のケースにおける周面摩擦力度分布図を示す。⑤-⑥断面では杭頭荷重が525kN時に最大周面摩擦力度となる約120kN/m²を、⑥-⑦断面では杭頭荷重が525kN時に最大周面摩擦力度となる約70kN/m²を計測しており、いずれもN値が5以下の砂質土区間で大きな周面摩擦力を得た。

図-4.1.17にCV2砂のケースにおける区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係を示す。区間ごとの変位量がいずれも5mm以内で増加する傾向がみられた。

図-4.1.18にCV3礫のケースにおける周面摩擦力度分布図を示す。①-②断面では杭頭荷重が500kN時に最大周面摩擦力度となる約140kN/m²を、③-④断面では杭頭荷重が600kN時に最大周面摩擦力度となる約130kN/m²を計測しており、いずれもN値が10以下の埋土およびローム区間で大きな周面摩擦力が得られている。また、④-⑤断面では杭頭荷重が700kN時に最大周面摩擦力度となる約220kN/m²を計測しており、砂礫区間では非常に大きな周面摩擦力度が得られることを明らかにした。

図-4.1.19にCV3礫のケースにおける区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係を示す。①-②断面の周面摩擦力度が最初に増加し、変位の進行に伴い②-③断面および③-④断面の周面摩擦力度がほぼ同時に増加し、最後に④-⑤断面の周面摩擦力度が増加しており、杭頭から先端に向かって徐々に伝達されていることを確認した。

図-4.1.20にCV4礫のケースにおける周面摩擦力度分布図を示す。③-④断面では杭頭荷重が750kN時に最大周面摩擦力度となる約210kN/m²を計測しており、N値が10以下のローム区間で大きな周面摩擦力を得た。④-⑤断面では杭頭荷重が1,100kN時に最大周面摩擦力度となる約240kN/m²を計測しており、砂礫区間では非常に大きな周面摩擦力度が得られることを明らかにした。

図-4.1.21にCV4礫のケースにおける区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係を示す。変位の進行に伴い①-②断面、②-③断面および③-④断面の周面摩擦力度がほぼ同時に増加し、最後に④-⑤断面の周面摩擦力度が増加することを明らかにした。

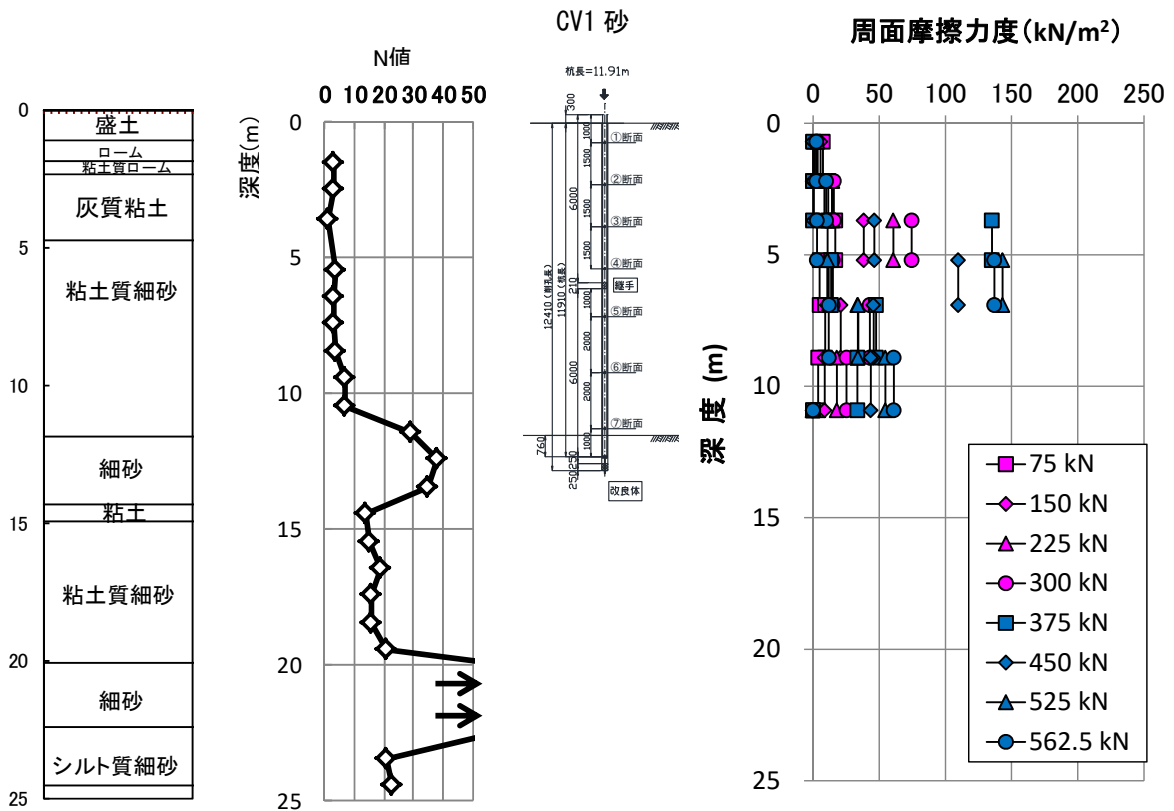


図-4.1.14 周面摩擦力度分布図 (CV1 砂)

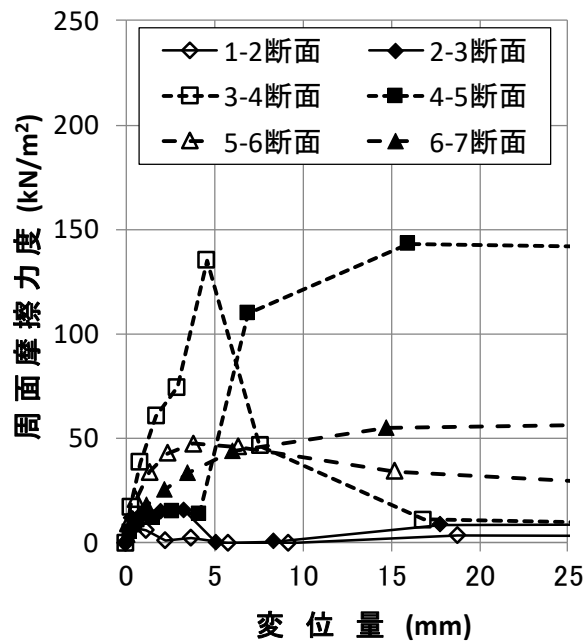


図-4.1.15 区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係 (CV1 砂)

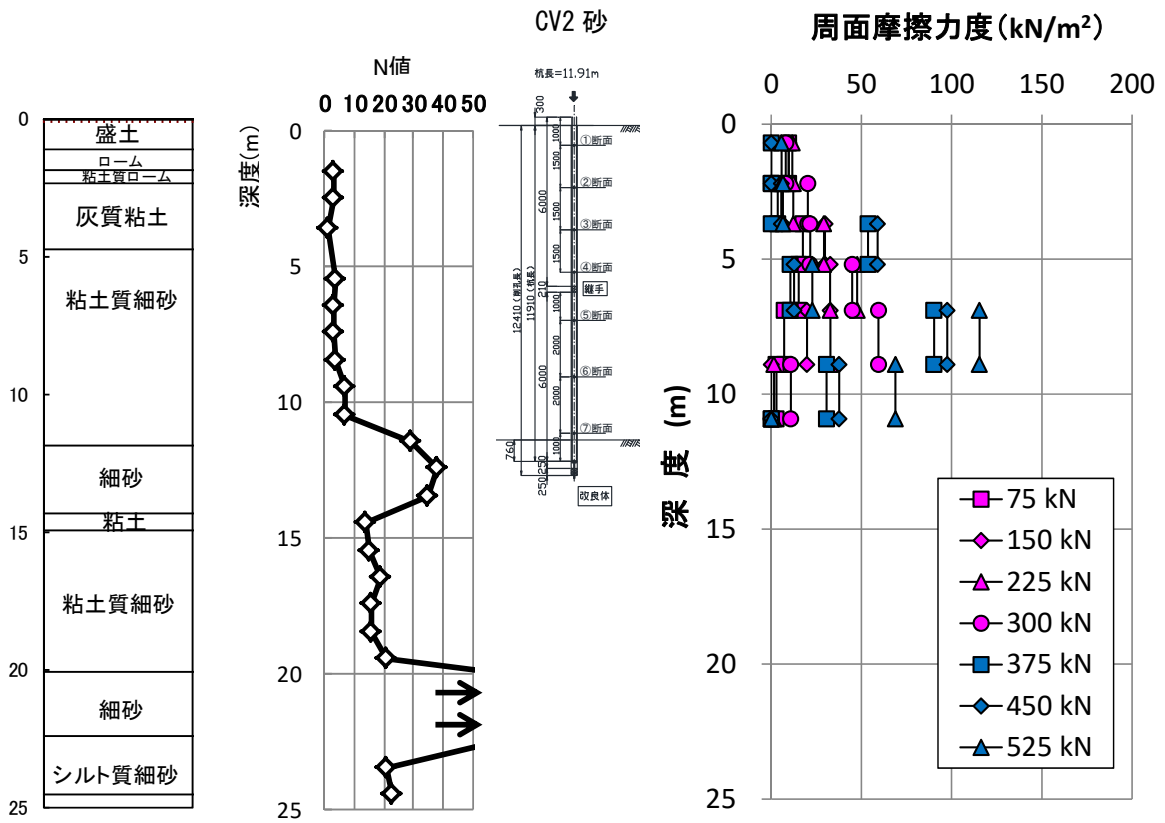


図-4.1.16 周面摩擦力度分布図 (CV2 砂)

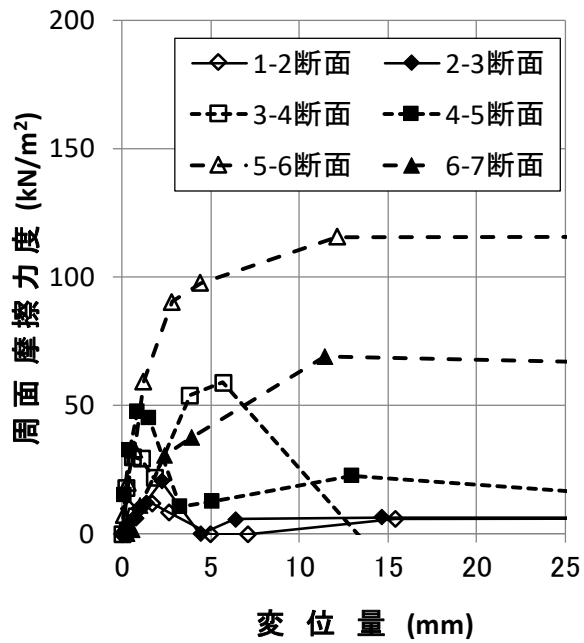


図-4.1.17 区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係 (CV2 砂)

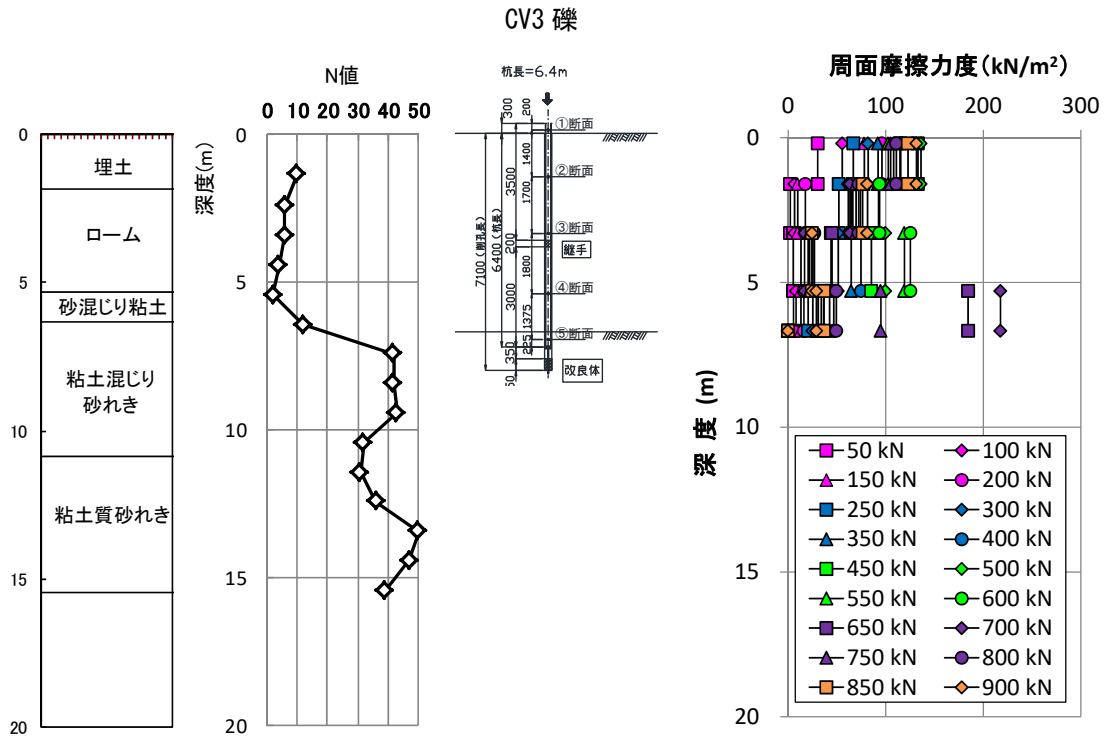


図-4.1.18 周面摩擦力度分布図 (CV3 礫)

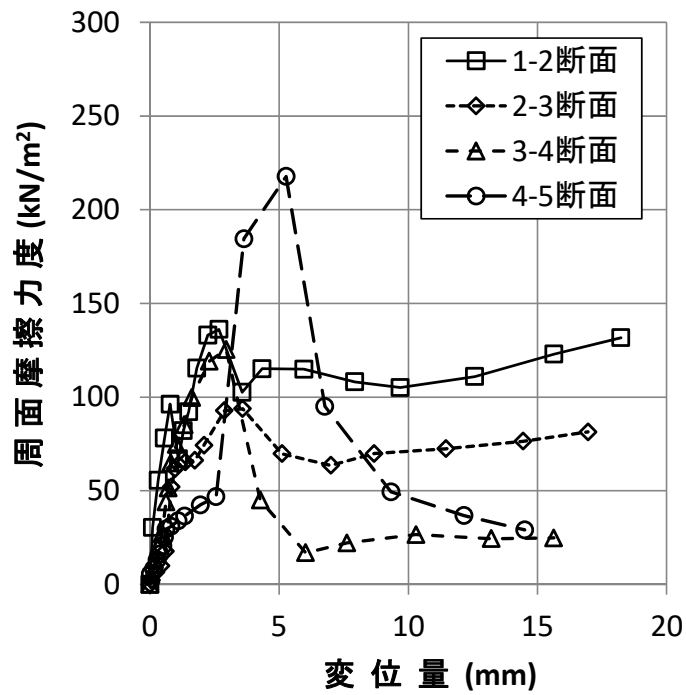


図-4.1.19 区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係 (CV3 礫)

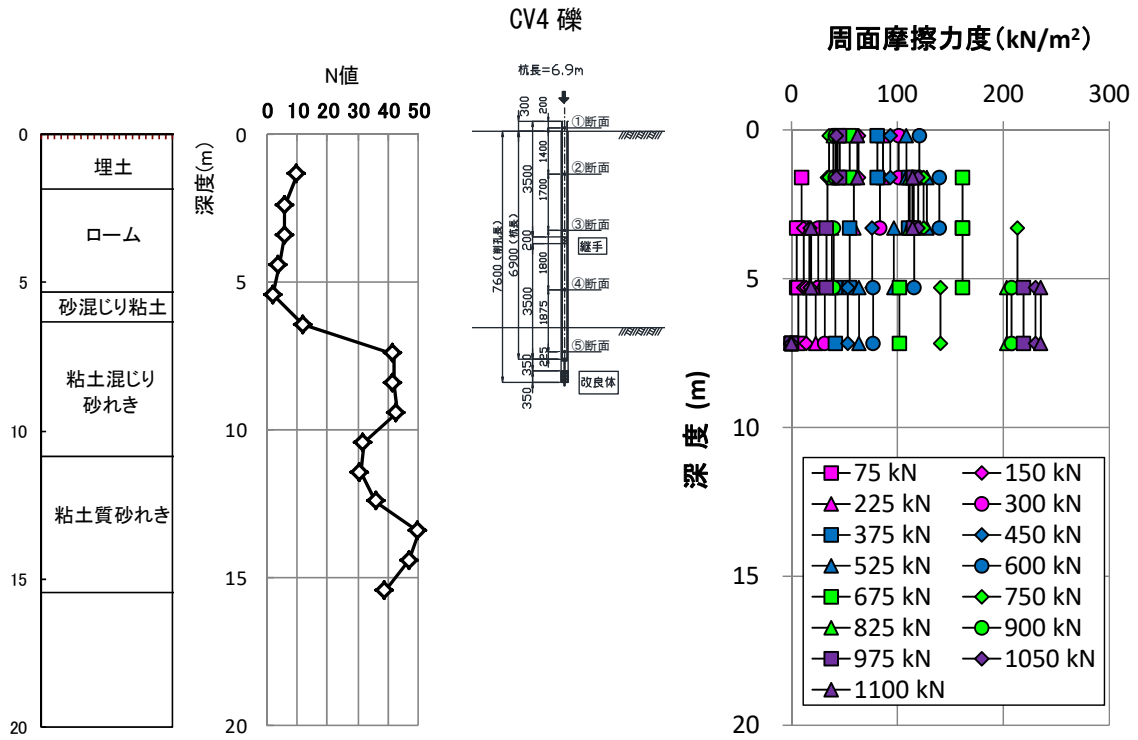


図-4.1.20 周面摩擦力度分布図 (CV4 礫)

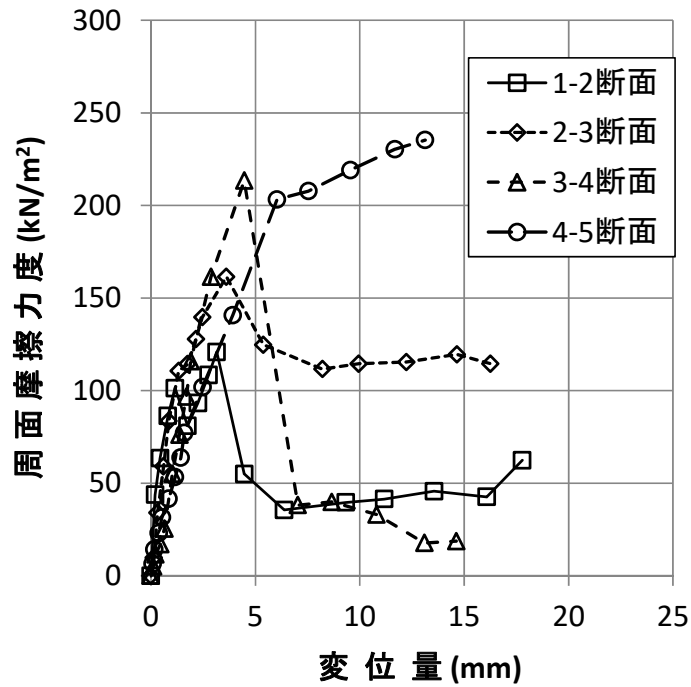


図-4.1.21 区間ごとの周面摩擦力度と変位量の関係 (CV4礫)

4.1.3 杭先端の極限支持力度の比較

表-4.1.3に本研究で対象とした杭工法における杭先端の極限支持力度の目標値を示す。この目標値は、道示IV²⁾の場所打ちコンクリート杭を参考にして設定した数値である。

図-4.1.22に土木研究所資料「杭の支持力、変形特性に関する研究³⁾」に示されている場所打ちコンクリート杭における杭先端の極限支持力度-N値の関係に実測値を加筆した結果を示す。当該資料では、砂質地盤は施工による乱れが大きいことから、N値30以上の場合は地盤の強度にかかわらず杭先端の極限支持力度は3,000kN/m²を用いると記載されている。その根拠データとなる図-4.1.22の白抜きのデータ（砂層）をみると、杭先端の極限支持力度が6,000kN/m²以上生じたケースもあるものの、安全側として下限値付近の3,000kN/m²に設定されている。

一方、N値が50程度以上の良質な砂礫地盤の場合には、杭先端の極限支持力度は概ね5,000kN/m²が期待できると記載されている。その根拠データとなる図-4.1.22の黒塗りのデータ（砂礫層）をみると、杭先端の極限支持力度が9,000kN/m²程度生じたケースもあるものの、安全側として下限値付近の5,000kN/m²に設定されている。

表-4.1.3 杭先端の極限支持力度の目標値
(道示IV²⁾の場所打ちコンクリート杭を参考)

地盤の種類	N 値	杭先端の極限支持力度 (kN/m ²)
砂層	N ≥ 30	3,000
砂礫層	N ≥ 30	5,000

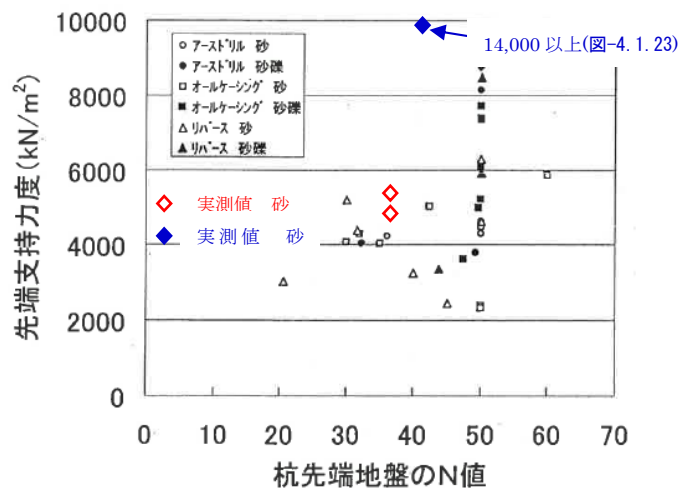


図-4.1.22 杭先端の極限支持力度-N値の関係³⁾に加筆
(場所打ちコンクリート杭の統計値)

図-4.1.23に杭先端支持力度－杭頭変位関係を示す。CV1砂とCV2砂のケースにおける杭径10%時の杭先端支持力度は5,000kN/m²を上回ることを明らかにした。また、杭頭変位が15mmを超過すると杭先端支持力度は頭打ちとなる傾向がみられた。これは、杭が破壊しているのではなく先端地盤が破壊していると推察される。砂地盤の杭先端支持力度が目標値（3,000kN/m²）を大きく上回る理由として、図-4.1.22に示す道示IV²の設定値が安全側の設定であること、砂地盤にグラウトが浸透することにより、杭先端の抵抗面積（試験工事实績：φ231mm（図-3.8.5）、A=約41,900mm²）が計画抵抗面積（計画：φ225mm、A=約39,800mm²）の1.05倍程度に増大しているものの、計画径で算定していることなどが挙げられる。

CV3礫とCV4礫のケースにおける杭径10%時の杭先端支持力度は14,000kN/m²を上回ることを明らかにした。また、試験終了時まで杭先端支持力度－杭頭変位関係は概ね線形的な傾向がみられた。砂礫地盤の杭先端支持力度が目標値（5,000kN/m²）を大きく上回る理由として、図-4.1.22に示す道示IV²の設定値が安全側の設定であること、砂礫地盤の空隙内にグラウトが浸透することにより、杭先端の抵抗面積（試験工事实績：φ254mm（図-3.8.5）、A=約50,700mm²）が計画抵抗面積の1.27倍程度に増大しているものの、計画径で算定していることなどが挙げられる。

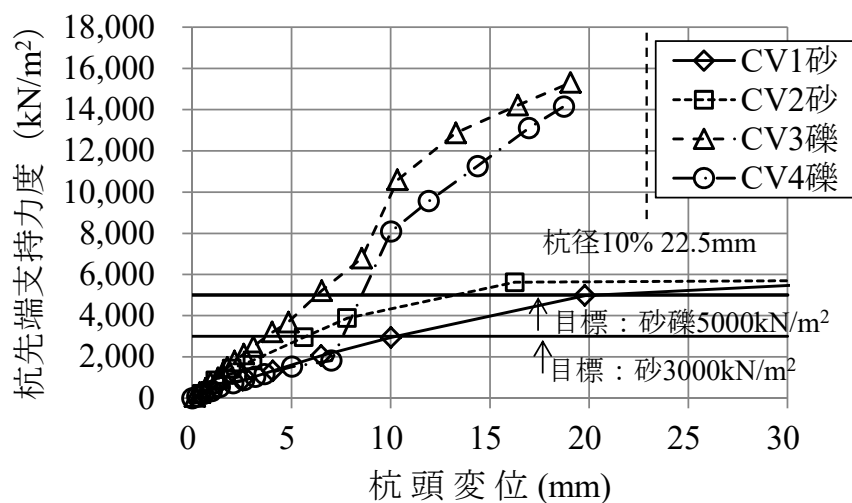


図-4.1.23 杭先端支持力度－杭頭変位関係

本研究で対象とした杭工法は残留するスライムとグラウトを攪拌して改良体を構築することにより、杭先端部の支持力を確保することを特徴としている。これは、杭先端根固め部を構築するプレボーリング杭や、現地盤とセメントミルクを混合攪拌して築造する鋼管ソイルセメント杭と類似する。そこで、礫地盤の杭先端支持力度が目標値の $5,000\text{kN/m}^2$ を大きく上回る $14,000\text{kN/m}^2$ が生じた理由について、上記2工法の杭先端支持力度を追加調査した。

図-4.1.24に土木研究所資料「杭の支持力、変形特性に関する研究³⁾」に示されているプレボーリング杭における杭先端の極限支持力度-N値の関係に実測値を加筆した結果を、図-4.1.25に同資料に示されている鋼管ソイルセメント杭の同結果を示す。杭先端支持力度の実測値は、プレボーリング杭工法の算定式 ($347N$) の根拠となる数値と類似し、鋼管ソイルセメント杭工法の算定式 ($200N \leq 10,000\text{kN/m}^2$) を上回ることを明らかにした。

以上より、杭先端部を地盤改良した結果、杭先端支持力度は道示IV²⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定される計算値よりも大きくなること、砂礫地盤のそれはプレボーリング杭の算定式の根拠となる数値に類似することを明らかにした。

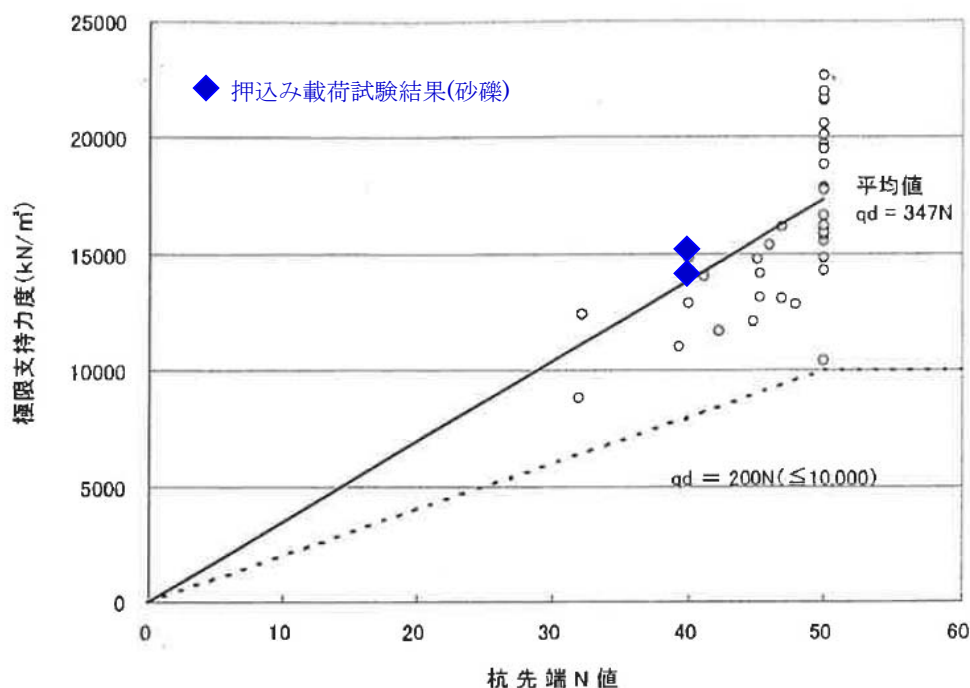


図-4.1.24 杭先端の極限支持力度-N値の関係³⁾に加筆
(プレボーリング杭の統計値)

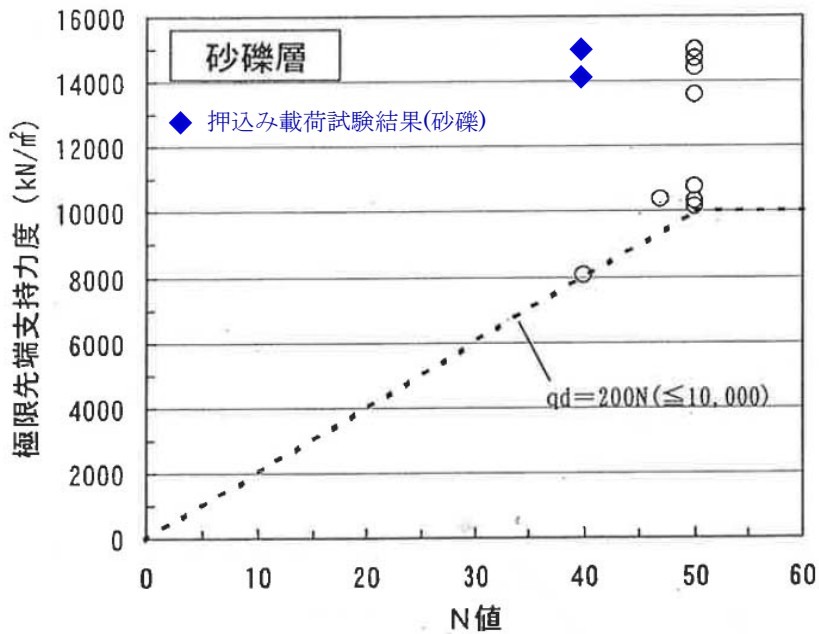


図-4.1.25 杭先端の極限支持力度-N値の関係³⁾に加筆
(鋼管ソイルセメント杭の統計値)

図-4.1.26に杭先端支持力度-杭先端変位関係を示す。CV1砂とCV2砂のケースは、杭先端変位が10mmを超過すると杭先端支持力度は頭打ちとなる傾向がみられた。CV3礫とCV4礫のケースは、杭頭変位の場合に比べて初期剛性が大きく、杭先端変位が5mmのときに勾配変化点が見られる。土質条件がほぼ同一な杭先端支持力度-変位関係にはほとんど相違がみられず、再現性が高い結果を得た。

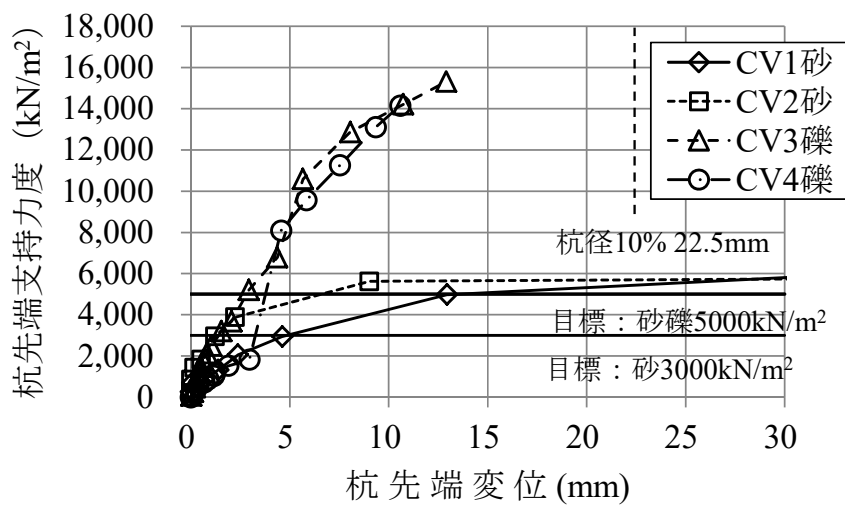


図-4.1.26 杭先端支持力度-杭先端変位関係

4.1.4 杭の周面摩擦力度の比較

杭の最大周面摩擦力度は、杭頭荷重と軸力分布の関係から算出した各地層における周面摩擦力を杭径 D_g の周長と各地層厚を除いて求めた。平均N値は、各地層の平均的なN値とし、小数点以下を四捨五入した値とした。

表-4.1.4に本研究で対象とした杭工法における杭の最大周面摩擦力度の目標値を示す。この目標値は、道示IV²の場所打ちコンクリート杭を参考にして設定した数値である。

図-4.1.27に土木研究所資料「杭の支持力、変形特性に関する研究³⁾」に示されている砂質土地盤における場所打ち杭の最大周面摩擦力度 f -N値関係と本研究で対象とした杭工法の試験結果を併せて示す。N値の増大に伴い最大周面摩擦力度も増大する傾向がみられた。また、道示IV²に示されている場所打ち杭の最大周面摩擦力度の推定式 $5N$ (kN/m^2)と比較するといずれも上回ることを明らかにした。この理由として、図-4.1.27に示す道示IV²の設定値は統計データの平均値を採用しており、安全側の設定であること、砂地盤にグラウトが浸透することにより、杭の出来形径（試験工事実績： $\phi 231\text{mm}$ （図-3.8.5））が計画径（ $\phi 225\text{mm}$ ）の1.03倍程度に増大しているものの、計画径で算定していることなどが挙げられる。また、既往の場所打ち杭の実験結果と比較しても近似していることから、杭径が小さいことによる寸法効果の影響は小さいと考えられる。

図-4.1.28に土木研究所資料「杭の支持力、変形特性に関する研究³⁾」に示されている粘性土地盤における場所打ち杭の最大周面摩擦力度 f -N値関係と本研究で対象とした杭工法の試験結果を併せて示す。比較的小さいN値で大きな最大周面摩擦力度を発現しており、道示IV²に示されている場所打ち杭の最大周面摩擦力度の推定式 $10N$ (kN/m^2)と比較するといずれも上回ることを明らかにした。なお、N値5~6における最大周面摩擦力度の実測値が計算値を大きく上回る理由として、図-4.1.28に示す道示IV²の設定値は統計データの平均値を採用しており、安全側の設定であること、土質が礫混じり粘性土であり、礫分が混入していた影響などと推定される。図-4.1.28に示す場所打ち杭の実験結果でも同様に、N値が小さい場合に最大周面摩擦力度が計算値を大きく上回る事例は報告されている。また、バラつき範囲以上の実測値もみられた。

既往の場所打ち杭の実験結果と比較しても近似していることから、杭径が小さいことによる寸法効果の影響は小さいと考えられる。

表-4.1.4 杭の最大周面摩擦力度の目標値
(道示IV²の場所打ちコンクリート杭を参考)

地盤の種類	杭の最大周面摩擦力度 (kN/m^2)
砂質土	$5N$ (≤ 200)
粘性土	c または $10N$ (≤ 150)

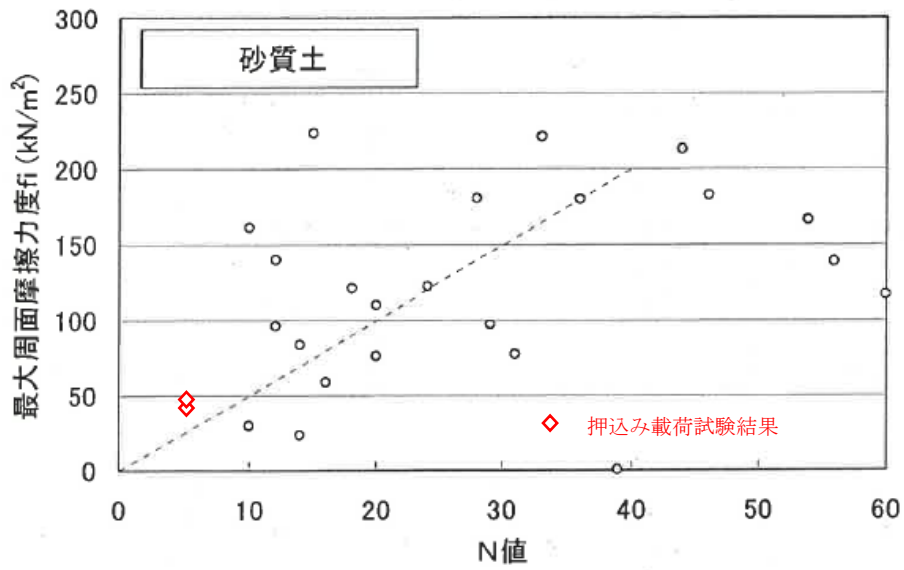


図-4.1.27 最大周面摩擦力度 f - N 値に加筆（砂質土地盤）³⁾に加筆
（場所打ちコンクリート杭の統計値）

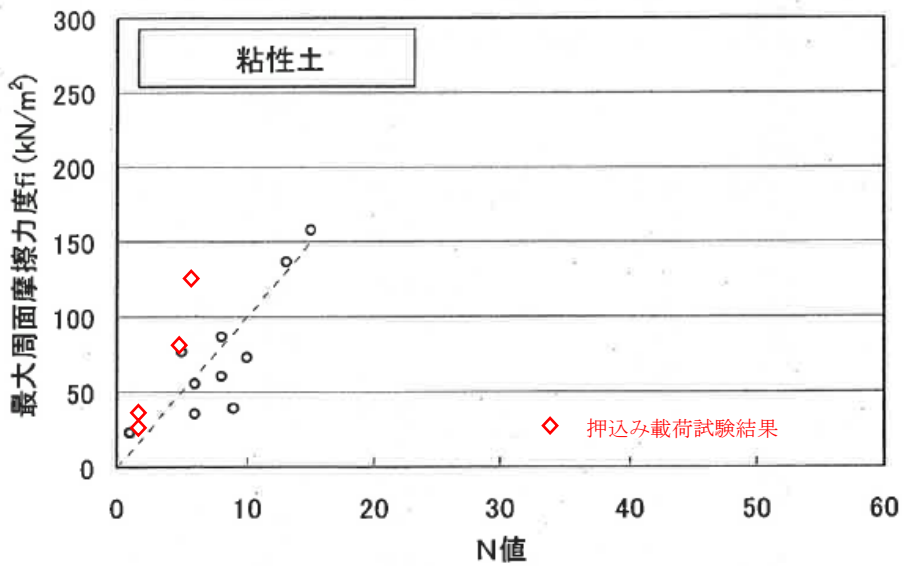


図-4.1.28 最大周面摩擦力度 f - N 値に加筆（粘性土地盤）³⁾に加筆
（場所打ちコンクリート杭の統計値）

本研究で対象とした杭工法は、二重管削孔と杭上下のセンタリング機構で適切にかぶりを設けることにより、周面摩擦力を確保することを特徴としている。これは、杭周固定液を注入するプレボーリング杭や、現地盤とセメントミルクを混合攪拌して築造する鋼管ソイルセメント杭と類似する。そこで、粘性土地盤の最大周面摩擦力度において、バラつき範囲以上の実測値が生じた理由について、上記2工法の最大周面摩擦力度を追加調査した。

図-4.1.29に土木研究所資料「杭の支持力、変形特性に関する研究³⁾」に示されているプレボーリング杭における最大周面摩擦力度-N値の関係に実験値を加筆した結果を、図-4.1.30に同資料に示されている鋼管ソイルセメント杭の同結果を示す。最大周面摩擦力度の実験値は、プレボーリング杭の算定式および鋼管ソイルセメント杭の算定式 ($10N$ ($\leq 200\text{kN/m}^2$)) の根拠となる数値と類似する結果が得られた。

以上より、二重管削孔と杭上下のセンタリング機構で適切にかぶりを確保した結果、最大周面摩擦力度は道示IV²⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定される計算値よりも大きくなること、粘性土地盤のそれはプレボーリング杭および鋼管ソイルセメント杭の算定式の根拠となる数値に類似することを明らかにした。

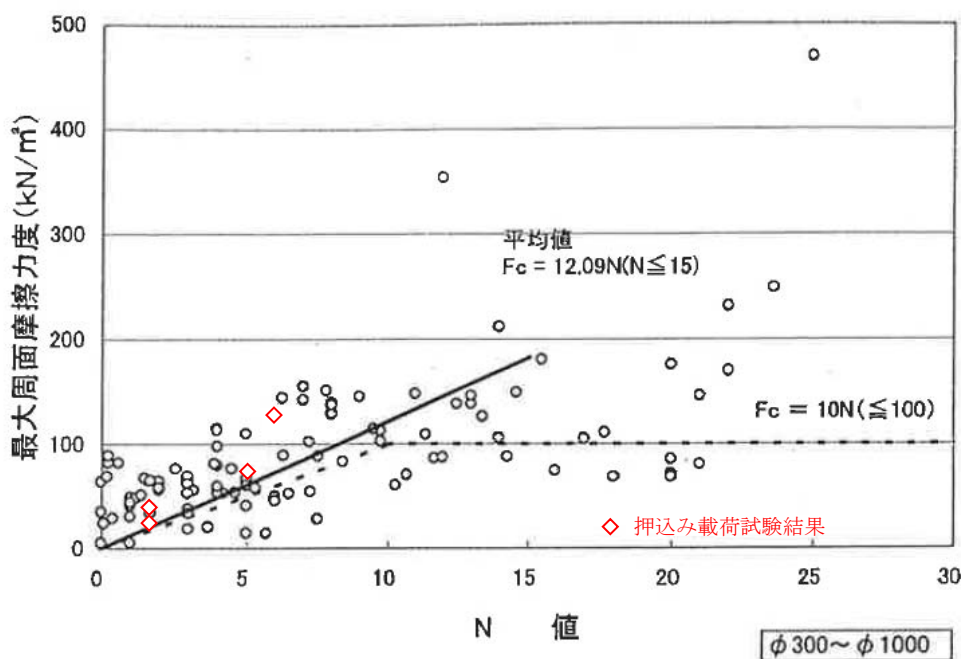


図-4.1.29 最大周面摩擦力度 f -N値に加筆 (粘性土地盤)³⁾に加筆
(プレボーリング杭の統計値)

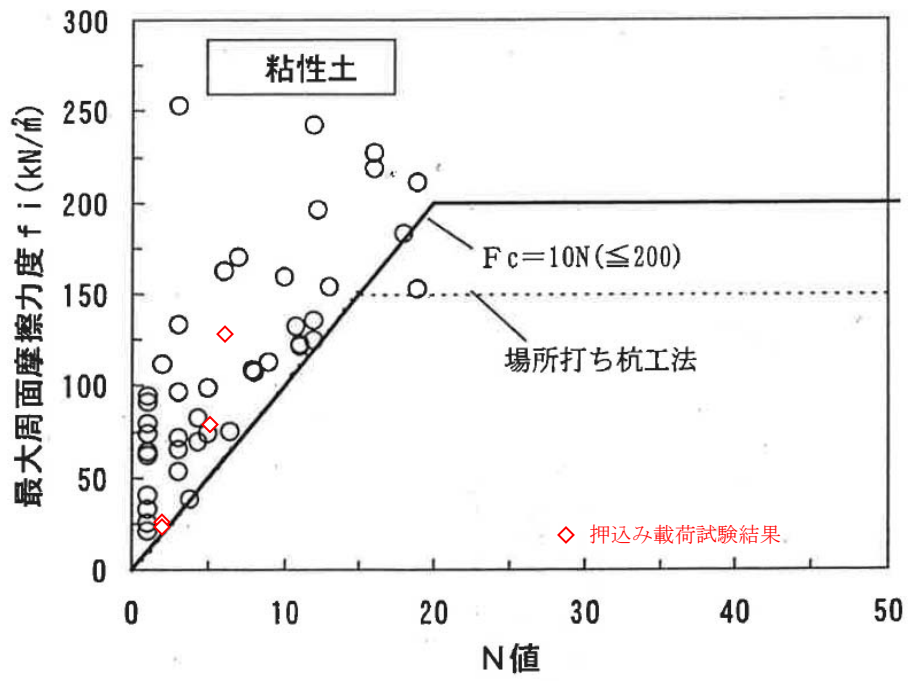


図-4.1.30 最大周面摩擦力度 f -N値に加筆（粘性土地盤）³⁾に加筆
（鋼管ソイルセメント杭の統計値）

4.1.5 各支持力の計算値と実測値の比較

図-4.1.31に道示IV²⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定した杭先端極限支持力と杭の周面摩擦力の和として与えられる計算値 (=A) と実測値 (=B) の比較を示す。二重管削孔と杭上下のセンタリング機構で適切にかぶりを確保した結果、いずれのケースにおいても杭先端極限支持力と杭の周面摩擦力の実測値は計算値の1.5倍程度以上であることから、道示IV²⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定される鉛直支持力よりも大きくなることを明らかにした。計算値が実測値を上回る理由として、1)図-4.1.22に示すように、砂質土地盤・砂礫地盤いずれも計算値の杭先端極限支持力度は統計データの下限値相当であり、安全側の設定であること、2)図-4.1.27および図-4.1.28に示すように、砂質土地盤・粘性土地盤いずれも計算値の最大周面摩擦力度は統計データの平均値相当であり、安全側の設定であること、3)実大試験杭の出来形径は計画径よりも1.03~1.12倍程度大きく構築できるものの計画径で算定していることなどが挙げられる。

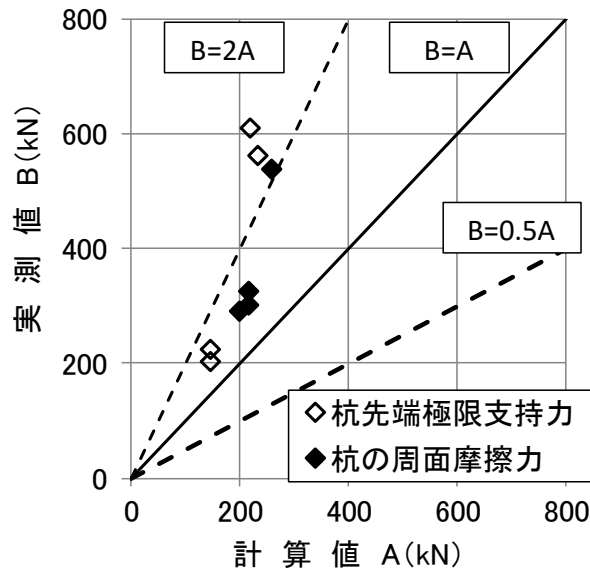


図-4.1.31 各支持力の計算値と実測値の比較

図-4.1.32に摩擦杭の押し込み荷試験模式図を、図-4.1.33に摩擦杭の押し込み荷試験結果から得られた各支持力の計算値と実測値の比較を示す。摩擦杭の押し込み荷試験を2か所実施しており、各支持力の実測値は計算値よりも大きくなることを明らかにした。ただし、軟弱な粘性土地盤でしか検証できておらず、中間層の土質やN値の違いによる鉛直支持力特性を検証するためには新たな実験データを蓄積する必要がある。

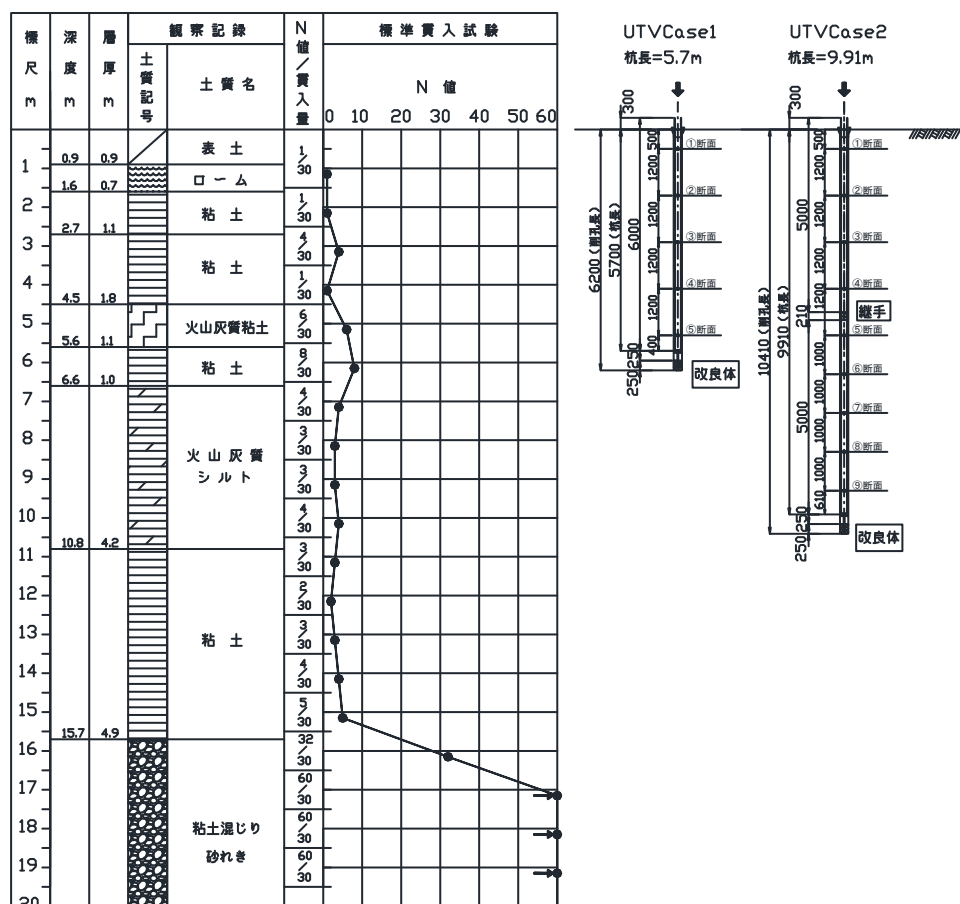


図-4.1.32 押し込み荷試験の模式図（摩擦杭）

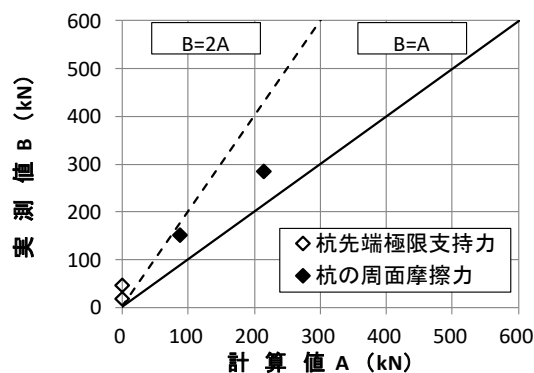


図-4.1.33 各支持力の計算値と実測値の比較（摩擦杭）

4.1.6 H24 年道示IVと H29 年道示IVにおける極限支持力の比較

本研究で対象とした杭工法における極限支持力の算定方法は、H24 年道示 IV²⁾の場所打ちコンクリート杭の支持力推定式を参考にしている。本節では、12 例の押し込み載荷試験結果から得られた極限支持力の実測値と H24 年道示 IV²⁾および H29 年 11 月に改訂された道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編⁴⁾ (以下、H29 年道示 IV という) の場所打ちコンクリート杭の支持力推定式を基に算定した極限支持力の計算値を比較した。さらに、H24 年道示 IV²⁾の計算値と H29 年道示 IV⁴⁾の計算値を比較し、大小関係を考察した。

H24 年道示 IV²⁾を含め、これまでの道路橋示方書は「許容応力度設計法」の考え方で設計されてきた。許容応力度設計法は、ばらつきの要因を 1 つの安全率で考慮する手法であり、不確実性の大きなものに対しては大きな安全余裕を、不確実性の小さなものに対しては小さな安全余裕を持たせてきた。設計照査手法の概念を式(4.2)に示す。ここで、安全率は 1.0 以上である。

$$\begin{array}{c} \text{(外力)} \\ F < R \times \frac{1}{\text{安全率}} \end{array} \quad \begin{array}{c} \text{(抵抗力)} \\ \\ \end{array} \quad (4.2)$$

H29 年道示 IV⁴⁾では、「部分係数設計法」の考え方が導入されている。部分係数設計法は、安全の要因を要因別に分類して考慮する手法であり、部分の改善を反映させるものである。また、設計共用機間を 100 年と規定し、性能目標が明確化させるとともに 100 年の間に橋が遭遇する荷重組み合わせについて再評価している。設計照査手法の概念を式(4.3)に示す。

$$\begin{array}{c} \text{(外力)} \\ \gamma_1 F_1 + \gamma_2 F_2 + \gamma_3 F_3 + \dots < R \times \frac{1}{\Phi_R \times \xi_1 \times \xi_2 \times \dots} \end{array} \quad (4.3)$$

車両
死荷重
温度
材料・耐荷力
調査・解析
部材非線形性

式のばらつき
の質
挙動特性

表-4.1.5 に H24 道示 IV²⁾における杭先端の極限支持力度を、表-4.1.6 に杭の最大周面摩擦度を示す。図-4.1.34、図-4.1.38 および表-4.1.7 に極限支持力における計算値と実測値の比較結果を示す。支持層が砂礫地盤、砂質土地盤のいずれにおいても実測値は計算値よりも大きくなることを明らかにした。また、極限支持力の実測値／計算値の平均値は 1.58 であった。

表-4.1.8 に H29 道示 IV⁴⁾における杭先端の極限支持力度を、表-4.1.9 に杭の最大周面摩擦度を示す。土木研究所資料「杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究⁵⁾」によると、杭先端の極限支持力度は一定値から N 値の関数に変更されており、砂質土地盤は N 値 30 を上限に 110N ($\leq 3,300\text{kN/m}^2$)、砂礫土地盤は N 値 50 を上限に 160N ($\leq 8,000\text{kN/m}^2$) に設定されている(図-4.1.36)。この結果より、杭先端の極限支持力度は、砂質土地盤で一定値 $3,000\text{kN/m}^2$ から上限値 $3,300\text{kN/m}^2$ で 1.1 倍なのに対し、砂礫地盤は一定値 $5,000\text{kN/m}^2$ から上限値 $8,000\text{kN/m}^2$ で 1.6 倍に設定されている。一方、砂質土地盤における杭の最大周面摩擦度は、 $5N$ (N : N 値) のままであるが、上限値が 200kN/m^2 から 120kN/m^2 に見直されている(図-4.1.37)。粘性土地盤における杭の最大周面摩擦度は、 $10N$ から $5N$ に見直されており、上限値も 150kN/m^2 から 100kN/m^2 に見直されている(図-4.1.38)。図-4.1.35、図-4.1.39 および表-4.1.10 に計算値と実測値の比較結果を示す。支持層が砂礫地盤、砂質土地盤のいずれにおいても極限支持力の実測値は計算値よりも大きくなることを明らかにした。また、極限支持力の実測値／計算値の比率の平均値は 2.04 であった。

図-4.1.40 に H24 年道示 IV²⁾における極限支持力の計算値と H29 年道示 IV⁴⁾における極限支持力の計算値の比較結果を示す。H29 年道示 IV⁴⁾の計算値は H24 年道示 IV²⁾のそれと比較して 0.82 倍に低減することを明らかにした。杭先端の極限支持力度は推定式の上限値が増加したものの、周面摩擦力度の推定式の係数や上限値が低下したことにより、全体的に低減したものと推察される。

表-4.1.5 杭先端の極限支持力度 (H24 年道示IV²⁾)

項目	土質	数式
杭先端の極限支持力度 $q_d(\text{kN/m}^2)$	砂質土	$3,000 (N \geq 30)$
	砂礫土	$5,000 (N \geq 30)$

表-4.1.6 杭の最大周面摩擦度 (H24 年道示IV²⁾)

項目	土質	数式
杭の最大周面摩擦力度 $\tau_{gi}(\text{kN/m}^2)$	砂質土	$5N (\leq 200)$
	粘性土	$10N (\leq 150)$

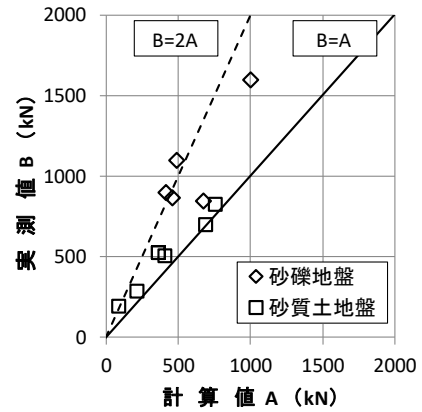


図-4.1.34 計算値と実測値の比較 (H24 年道示IV²⁾)

表-4.1.7 計算値と実測値の比較 (H24 年道示IV²⁾)

試験杭名称	杭径Ds、削孔径Dg 杭長L、杭の種類	支持層 土質	計算値			実測値			実測値/計算値		
			杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN
01 TKV Case1 (筑西)	Ds=190.7mm Dg=245.0mm L=13.0m 支持杭	砂礫	295	705	1000	458	1138	1596	1.55	1.61	1.60
02 UTV Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.7m 摩擦杭	-	-	87	87	-	151*	195	-	1.74	2.24
03 UTV Case2 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=9.9m 摩擦杭	-	-	214	214	-	265*	283	-	1.24	1.32
04 UTV Case3 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=16.6m 支持杭	砂礫	231	440	671	323	522	845	1.40	1.19	1.26
05 SMV Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	146	215	361	203	324	527	1.39	1.51	1.46
06 SMV Case2 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	146	215	361	225	300	525	1.54	1.40	1.45
07 SMV Case3 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=21.3m 支持杭	砂質土	151	604	755	156	671	827	1.03	1.11	1.10
08 KGV Case1 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	217	198	415	609	291	900	2.81	1.47	2.17
09 KGV Case2 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.9m 支持杭	砂礫	232	257	489	562	538	1100	2.42	2.09	2.25
10 KGV Case3 (川越)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	244	214	458	360	505	865	1.48	2.36	1.89
11 SIV Case1 (猿島稲尾) 括弧内は参考値	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	142	266 (558)	408 (700)	158	347 (682)	505 (840)	1.11	1.30	1.24
12 SIV Case2 (猿島稲尾)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	168	523	691	175	524	699	1.04	1.00	1.01

※極限支持力から杭先端極限支持力を差し引いた値

1.58 1.50 1.58

表-4.1.8 杭先端の極限支持力度 (H29 年道示IV⁴⁾)

項目	土質	数式
杭先端の極限支持力度 $q_d(\text{kN/m}^2)$	砂質土	$110N (\leq 3,300)$
	砂礫土	$160N (\leq 8,000)$

表-4.1.9 杭の最大周面摩擦度 (H29 年道示IV⁴⁾)

項目	土質	数式
杭の最大周面摩擦力度 $\tau_{gi}(\text{kN/m}^2)$	砂質土	$5N (\leq 120)$
	粘性土	$5N (\leq 100)$

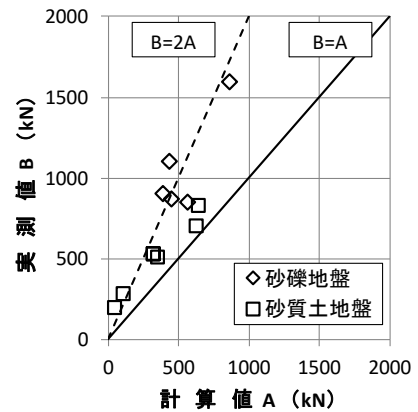


図-4.1.35 計算値と実測値の比較 (H29 年道示IV⁴⁾)

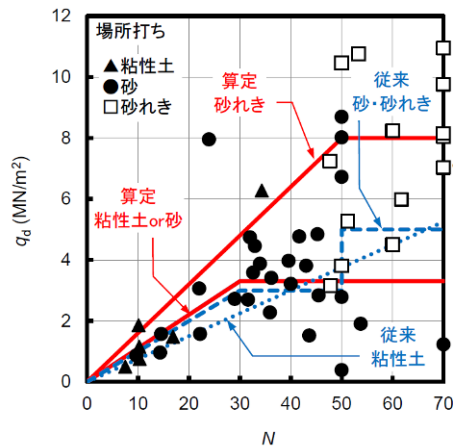
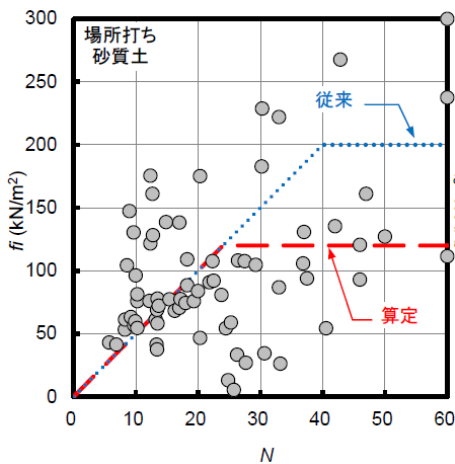
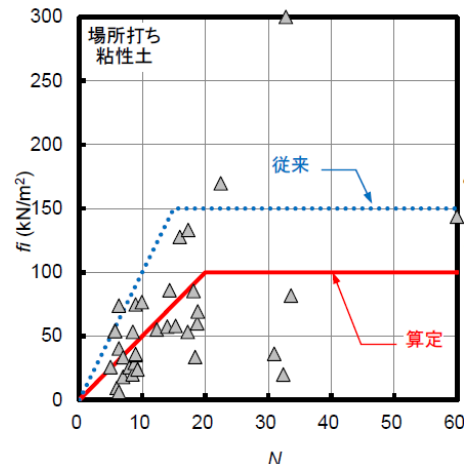


図-4.1.36 杭先端の極限支持力度-N 値の関係⁵⁾ (場所打ちコンクリート杭)



a) 砂質土地盤



b) 粘性土地盤

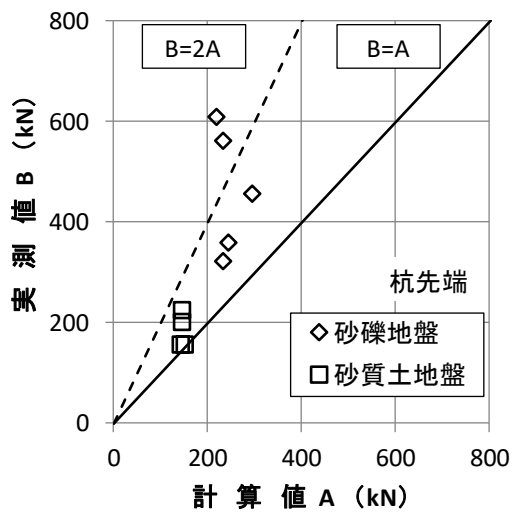
図-4.1.37 杭の最大周面摩擦力度-N 値の関係⁵⁾ (場所打ちコンクリート杭)

表-4.1.10 計算値と実測値の比較 (H29 年道示IV⁴⁾)

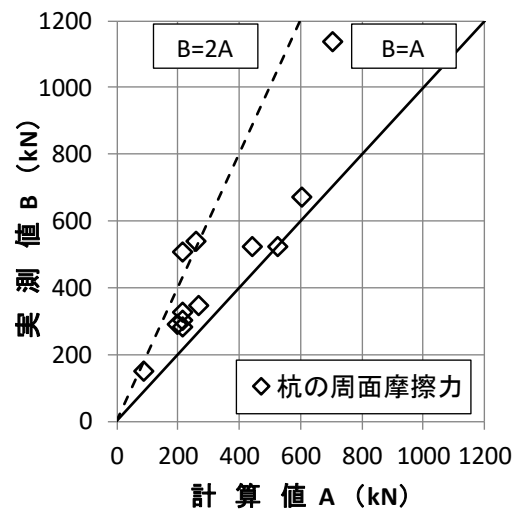
試験杭名称	杭径Ds、削孔径Dg 杭長L、杭の種類	支持層 土質	計算値			実測値			実測値/計算値		
			杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN
01 TKV Case1 (筑西)	Ds=190.7mm Dg=245.0mm L=13.0m 支持杭	砂礫	376	488	864	458	1138	1596	1.22	2.33	1.85
02 UTV Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.7m 摩擦杭	-	-	43	43	-	151*	195	-	3.51	4.53
03 UTV Case2 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=9.9m 摩擦杭	-	-	107	107	-	265*	283	-	2.48	2.64
04 UTV Case3 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=16.6m 支持杭	砂礫	337	230	567	323	522	845	0.96	2.27	1.49
05 SMV Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	150	167	317	203	324	527	1.35	1.94	1.66
06 SMV Case2 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	150	167	317	225	300	525	1.50	1.80	1.66
07 SMV Case3 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=21.3m 支持杭	砂質土	150	490	640	156	671	827	1.04	1.37	1.29
08 KGV Case1 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	286	105	391	609	291	900	2.13	2.77	2.30
09 KGV Case2 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.9m 支持杭	砂礫	286	147	433	562	538	1100	1.97	3.66	2.54
10 KGV Case3 (川越)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	339	112	451	360	505	865	1.06	4.51	1.92
11 SIV Case1 (猿島稲尾) 括弧内は参考値	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	141	210 (500)	351 (641)	158	347 (682)	505 (840)	1.12	1.65	1.44
12 SIV Case2 (猿島稲尾)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	168	460	628	175	524	699	1.04	1.14	1.11

※極限支持力から杭先端極限支持力を差し引いた値

1.34 2.45 2.04

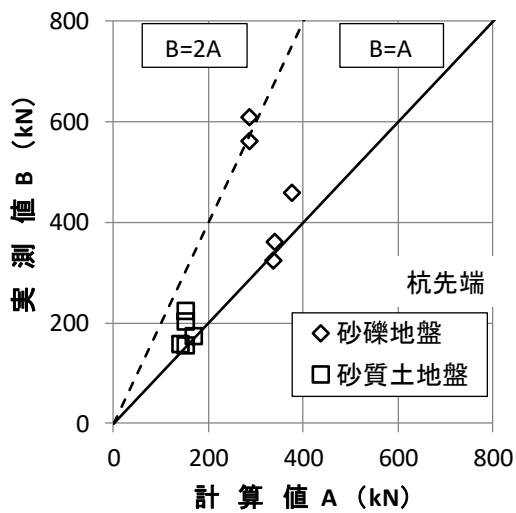


a) 杭先端の極限支持力

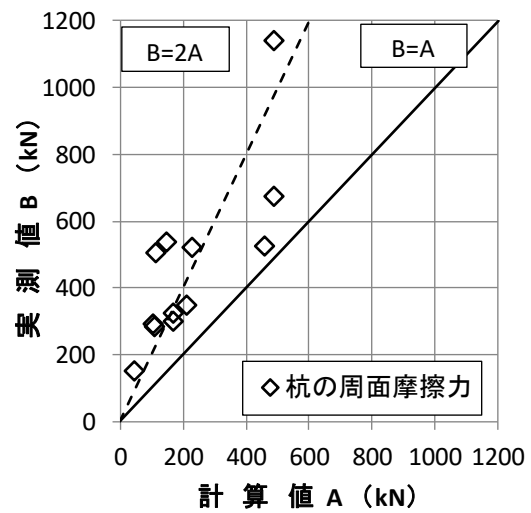


b) 杭の周面摩擦力

図-4.1.38 計算値と実測値の比較 (H24 年道示IV²⁾)



a) 杭先端の極限支持力



b) 杭の周面摩擦力

図-4.1.39 計算値と実測値の比較 (H29 年道示IV⁴⁾)

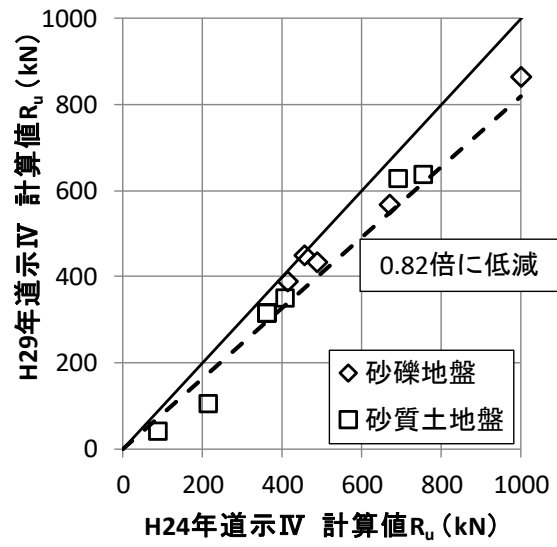


図-4.1.40 極限支持力における H24 年道示IV²⁾と H29 年道示IV⁴⁾の比較

4.1.7 H24 年道示IVと H29 年道示IVにおける設計支持力の比較

H24 年道示 IV²⁾における常時，暴風時及びレベル 1 地震時の杭の許容支持力 R_a は，地盤から決まる極限支持力 R_u に対して，安全率を考慮して算定する．式(4.4)に許容支持力 R_a の算定式を示す．

$$R_a = R_u / n \quad (4.4)$$

ここに， n ：安全率（支持杭：3，摩擦杭：4）である．

H29 年道示 IV⁴⁾における押込み力の制限値は，軸方向押込み力に対する支持の限界状態を超えないための制限値と基礎の変位を抑制するための制限値の 2 種類がある．式(4.5)に支持の限界状態を超えないための押込み力の制限値 R_d の算定式を，式(4.6)に基礎の変位を抑制するための押込み力の制限値 R_{dp} の算定式を示す．

$$R_d = \xi_1 \cdot \Phi_r \cdot \lambda_f \cdot \lambda_n \cdot R_y \quad (4.5)$$

$$R_{dp} = \lambda_s \cdot \lambda_f \cdot (R_y - W_s) + W_s - W \quad (4.6)$$

ここに， ξ_1 ：調査・解析係数（=0.90）， Φ_r ：抵抗係数（=0.80）， λ_f ：支持形式の違いを考慮する係数（=1.00）， λ_n ：杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数（=1.00）， R_y ：降伏支持力（kN）（=0.65 R_u ）， λ_s ：沈下量を抑制するための係数（=0.55）， W_s ：杭で置き換えられる土の有効重量（kN）， W ：杭の有効重量（kN）である．

表-4.1.11 および図-4.1.41 に H24 年道示 IV²⁾における許容支持力の計算値と H29 年道示 I V⁴⁾における押込み力の制限値の計算値の比較結果を示す．H29 年道示 IV⁴⁾の計算値は H24 年道示 IV²⁾のそれと比較して 0.86 倍に低減することを明らかにした．これは極限支持力が 0.82 倍に低減する比率と概ね同等であることも明らかにした．

4.1.8 実測値の平均値となる極限支持力推定式の提案

a) H24 年道示IV²⁾

場所打ちコンクリート杭の支持力推定式を参考にした場合、極限支持力における実測値／計算値の平均値は1.58であった(表-4.1.7)。そこで、実測値の平均値(比率が概ね1.00)となる杭先端の極限支持力度と杭の最大周面摩擦力度の推定式を提案した。表-4.1.12、図-4.1.42～図-4.1.44に実測値の平均値となる極限支持力推定式の算定結果を示す。砂質土地盤における杭先端の極限支持力度は3,000kN/m²から4,000kN/m²に、砂礫地盤における杭先端の極限支持力度は5,000kN/m²から9,000kN/m²に設定した。また、砂質土地盤における杭の最大周面摩擦力度は5Nから6Nとし、上限値もN値40相当の200kN/m²から240kN/m²に設定した。粘性土地盤における杭の最大周面摩擦力度は10Nから18Nとし、上限値は150kN/m²から144kN/m²に設定した。表-4.1.13に示す算定結果より、極限支持力における実測値／計算値の平均値は1.05であることから、提案した極限支持力の推定式により概ね実測値の平均値を算定できることを明らかにした。

表-4.1.12 実測値の平均値となる極限支持力推定式の算定結果 (H24 年道示IV²⁾)

項目	地質	場所打ちコンクリート杭の推定式	実測値の平均値 (提案値)
杭先端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	砂質土	3,000 (N \geq 30)	4,000 (N \geq 30)
	砂礫土	5,000 (N \geq 30)	9,000 (N \geq 30)
杭の最大周面摩擦力度 τ_{gi} (kN/m ²)	砂質土	5N (\leq 200)	6N (\leq 240)
	粘性土	10N (\leq 150)	18N (\leq 144)

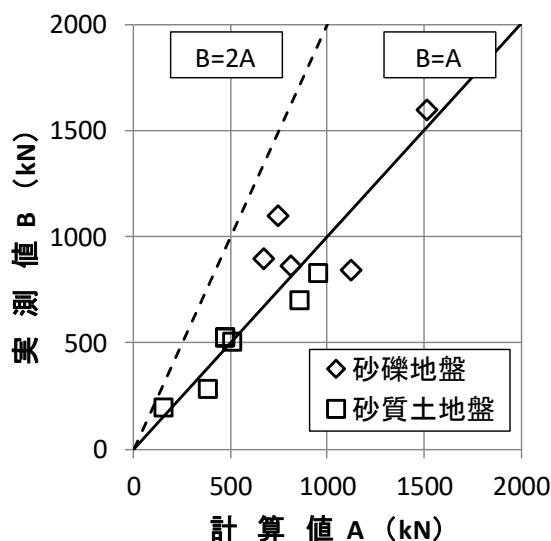
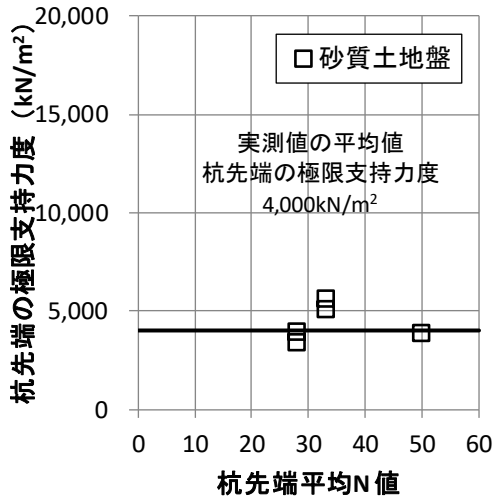
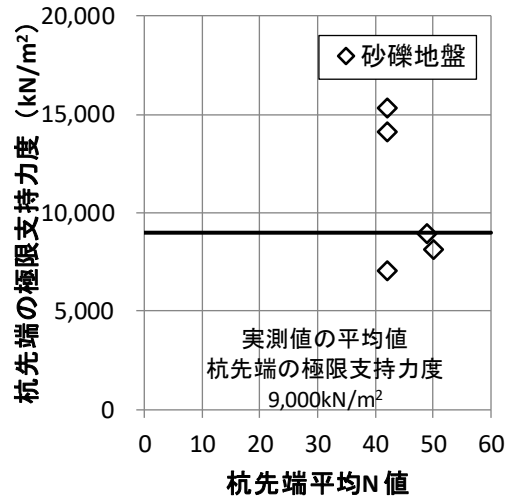


図-4.1.42 実測値と計算値の比較

(実測値の平均値となる極限支持力推定式, H24 年道示IV²⁾)

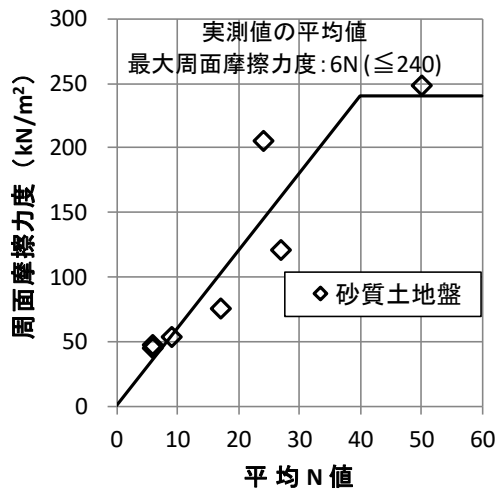


a) 砂質土地盤

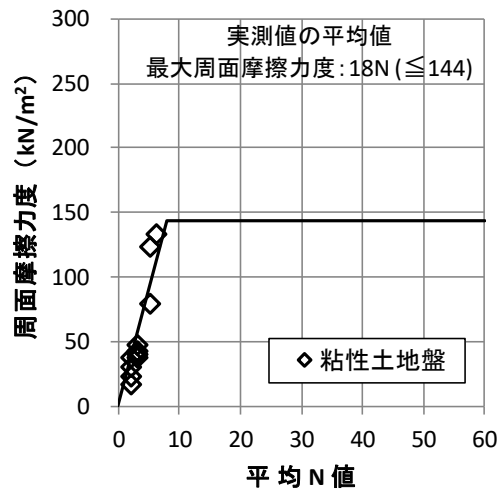


b) 砂礫地盤

図-4. 1. 43 実測値の平均値となる杭先端の極限支持力度の提案値 (H24 年道示IV²⁾)



a) 砂質土地盤



b) 粘性土地盤

図-4. 1. 44 実測値の平均値となる杭の最大周面摩擦力度の提案値 (H24 年道示IV²⁾)

表-4.1.13 実測値と計算値の比較（実測値／計算値＝1.00を目標，H24年道示Ⅳ²⁾）

試験杭名称	杭径Ds、削孔径Dg 杭長L、杭の種類	支持層 土質	計算値			実測値			実測値／計算値		
			杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周面摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN
01 TKV Case1 (筑西)	Ds=190.7mm Dg=245.0mm L=13.0m 支持杭	砂礫	507	1013	1520	458	1138	1596	0.90	1.12	1.05
02 UTV Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.7m 摩擦杭	-	-	156	156	-	151	195	-	0.97	1.25
03 UTV Case2 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=9.9m 摩擦杭	-	-	386	386	-	265	283	-	0.69	0.73
04 UTV Case3 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=16.6m 支持杭	砂礫	396	732	1128	323	522	845	0.82	0.71	0.75
05 SMV Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	191	288	479	203	324	527	1.06	1.13	1.10
06 SMV Case2 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	191	288	479	225	300	525	1.18	1.04	1.10
07 SMV Case3 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=21.3m 支持杭	砂質土	197	759	956	156	671	827	0.79	0.88	0.87
08 KGV Case1 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	396	278	674	609	291	900	1.54	1.05	1.34
09 KGV Case2 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.9m 支持杭	砂礫	396	356	752	562	538	1100	1.42	1.51	1.46
10 KGV Case3 (川越)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	507	311	818	360	505	865	0.71	1.62	1.06
11 SIV Case1 (猿島稲尾) 括弧内は参考値	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	166	350	516	158	347	505	0.95	0.99	0.98
12 SIV Case2 (猿島稲尾)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	197	663	860	175	524	699	0.89	0.79	0.81

※極限支持力から杭先端極限支持力を差し引いた値

1.03 1.09 1.05

b) H29 年道示IV⁴⁾

場所打ちコンクリート杭の支持力推定式を参考にした場合、極限支持力における実測値／計算値の平均値は 2.00 であった（表-4.1.10）。そこで、実測値の平均値（比率が概ね 1.00）となる杭先端の極限支持力度と杭の最大周面摩擦力度の推定式を提案した。表-4.1.14、図-4.1.45～図-4.1.47 に実測値の平均値となる極限支持力推定式の算定結果を示す。砂質土地盤における杭先端の極限支持力度は 110N（ $\leq 3,300\text{kN/m}^2$ ）から 150N（ $\leq 4,500\text{kN/m}^2$ ）に、砂礫地盤における杭先端の極限支持力度は 160N（ $\leq 8,000\text{kN/m}^2$ ）から 240N（ $\leq 12,000\text{kN/m}^2$ ）に設定した。また、砂質土地盤における杭の最大周面摩擦力度は 5N から 6N とし、上限値も 120kN/m^2 から 240kN/m^2 に設定した。粘性土地盤における杭の最大周面摩擦力度は 5N から 18N とし、上限値も 100kN/m^2 から 144kN/m^2 に設定した。なお、杭の最大周面摩擦力度の推定式は H24 年道示IV²⁾で提案した推定式と等しくなるように設定した。表-4.1.15 に示す算定結果より、極限支持力における実測値／計算値の平均値は 1.01 であることから、提案した極限支持力の推定式により概ね実測値の平均値を算定できることを明らかにした。

表-4.1.14 実測値の平均値となる極限支持力推定式の推定結果（H29 年道示IV⁴⁾）

項目	地質	場所打ちコンクリート杭の推定式	実測値の平均値 (提案式)
杭先端の極限支持力度 $q_d(\text{kN/m}^2)$	砂質土	110N ($\leq 3,300$)	150N ($\leq 4,500$)
	砂礫土	160N ($\leq 8,000$)	240N ($\leq 12,000$)
杭の最大周面摩擦力度 $\tau_{gi}(\text{kN/m}^2)$	砂質土	5N (≤ 120)	6N (≤ 240)
	粘性土	5N (≤ 100)	18N (≤ 144)

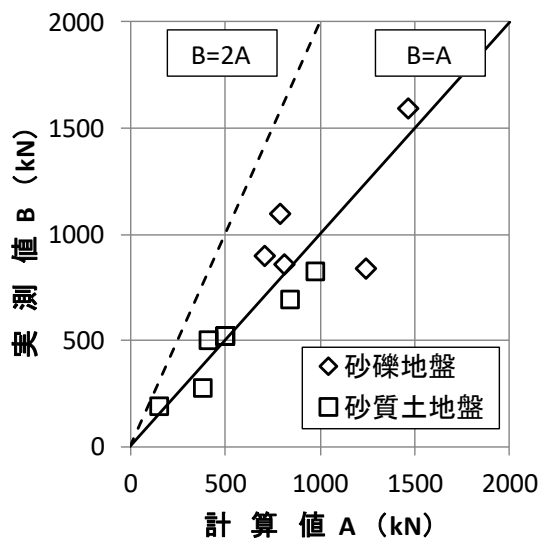
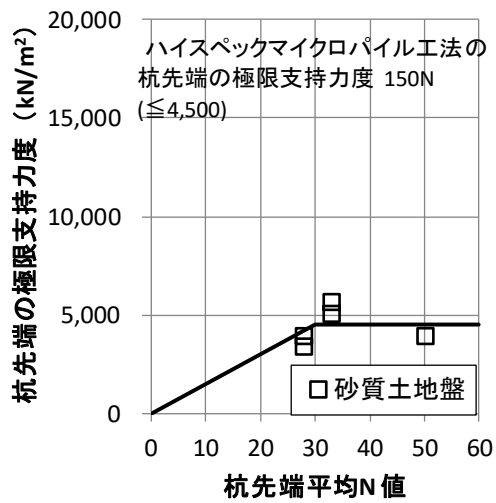
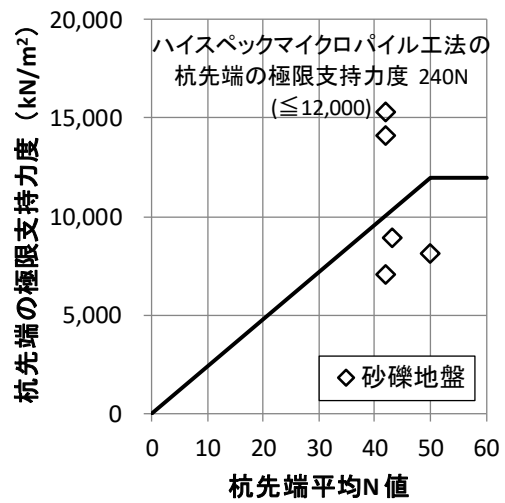


図-4.1.45 実測値と計算値の比較

(実測値の平均値となる極限支持力推定式, H29 年道示IV⁴⁾)

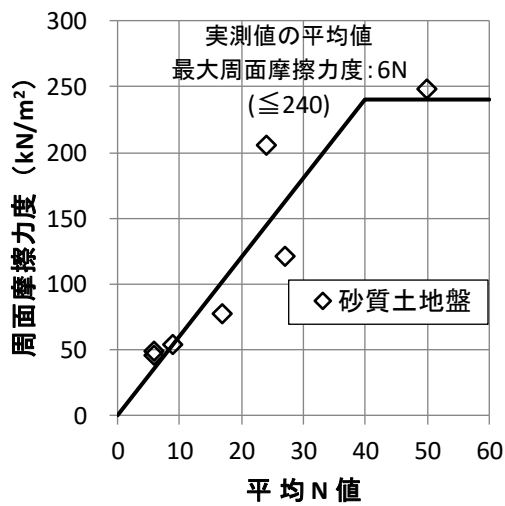


a) 砂質土地盤

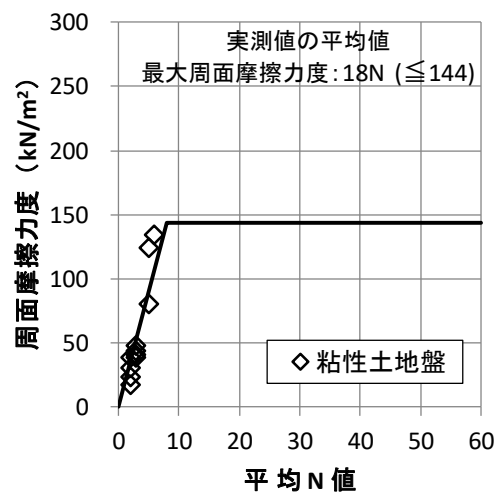


b) 砂礫地盤

図-4. 1. 46 実測値の平均値となる杭先端の極限支持力度の提案値 (H29 年道示IV⁴⁾)



a) 砂質土地盤



b) 粘性土地盤

図-4. 1. 47 実測値の平均値となる杭の最大周面摩擦力度の提案値 (H29 年道示IV⁴⁾)

表-4. 1. 15 実測値と計算値の比較（実測値／計算値＝1.00 を目標，H29 年道示Ⅳ⁴）

試験杭名称	杭径Ds、削孔径Dg 杭長L、杭の種類	支持層 土質	計算値			実測値			実測値／計算値		
			杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周囲摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周囲摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN	杭先端の 極限支持力 kN	杭の 周囲摩擦力 kN	杭頭の 極限支持力 kN
01 TKV Case1 (筑西)	Ds=190.7mm Dg=245.0mm L=13.0m 支持杭	砂礫	576	888	1464	458	1138	1596	0.80	1.28	1.09
02 UTV Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.7m 摩擦杭	-	-	156	156	-	151	195	-	0.97	1.25
03 UTV Case2 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=9.9m 摩擦杭	-	-	385	385	-	265	283	-	0.69	0.74
04 UTV Case3 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=16.6m 支持杭	砂礫	515	732	1247	323	522	845	0.63	0.71	0.68
05 SMV Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	210	294	504	203	324	527	0.97	1.10	1.05
06 SMV Case2 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	210	294	504	225	300	525	1.07	1.02	1.04
07 SMV Case3 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=21.3m 支持杭	砂質土	217	759	976	156	671	827	0.72	0.88	0.85
08 KGV Case1 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	439	270	709	609	291	900	1.39	1.08	1.27
09 KGV Case2 (川越)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=6.9m 支持杭	砂礫	439	349	788	562	538	1100	1.28	1.54	1.40
10 KGV Case3 (川越)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=6.4m 支持杭	砂礫	520	291	811	360	505	865	0.69	1.74	1.07
11 SIV Case1 (猿島稲尾) 括弧内は参考値	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	194	350	544	158	347	505	0.81	0.99	0.93
12 SIV Case2 (猿島稲尾)	Ds=190.7mm Dg=255.0mm L=11.9m 支持杭	砂質土	178	663	841	175	524	699	0.98	0.79	0.83

※極限支持力から杭先端極限支持力を差し引いた値

0.93 1.07 1.01

4.2 ワイブル近似法による杭の鉛直支持力特性に関する検討

4.2.1 ワイブル分布曲線による近似方法

土木研究所資料「杭の軸方向の変形特性に関する研究」⁶⁾を参考とし、荷重－変位曲線上の弾性限界点を評価した。一般的に荷重－変位曲線上の弾性限界点を荷重変位曲線から明確に定義することはできないが、荷重変位曲線の初期勾配から二次勾配へ移行する点として考えることができる⁶⁾。この移行点を見つける手段として、ワイブル分布曲線式を用いた荷重－変位曲線を数学的にフィッティングし、得られる降伏荷重に対応する点を弾性限界点とする手法が考えられる。

図-4.2.1にワイブル分布曲線式のイメージ図を示す。なお、ワイブル分布曲線式は式(1.1)～式(1.3)に示すとおりである。

降伏沈下量 S_y に対応する荷重は、ワイブルフィッティングで得られた弾性限界点の荷重 R_0 であり、常に、 $R_0 = R_{uw} \times (1 \times e^{-1}) = 0.63R_{uw}$ の関係にある。ここで、 R_{uw} ：ワイブル分布曲線式により推定した極限支持力である。この R_0 および S_y は、鉛直支持の弾性限界に対応する点であるとと考えられ、鉛直支持は降伏沈下量 S_y の時に弾性限界に至ったと解釈される。

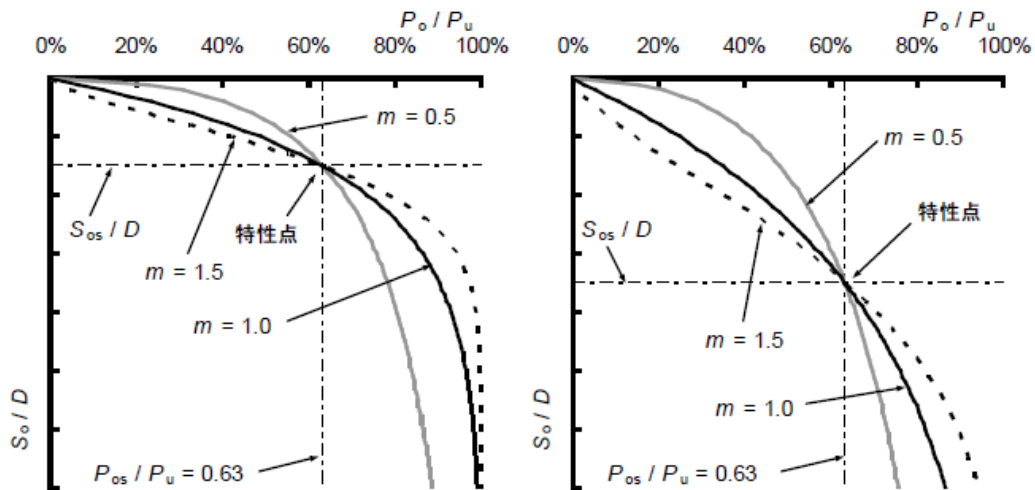


図-4.2.1 ワイブル分布曲線のイメージ図⁶⁾

4.2.2 各荷重－変位関係のワイブル近似により得られた降伏沈下量

表-4.2.1 に各荷重－変位関係のワイブル近似により得られた降伏沈下量 S_y を、図-4.2.2 に各押し込み荷重試験結果とワイブル近似結果を示す。ここで、杭径 D は周面摩擦抵抗径としてグラウト径とした。ワイブル近似の結果より、各ケースの降伏沈下量は 5～7mm 程度であり、 S_y/D は 0.02～0.03 程度で、平均値は 0.025、変動係数は 0.132 であった。また、 S_y/D は土質の違いによる差異はみられなかった。

表-4.2.2 に施工法別の採用データ数と統計分析結果⁶⁾に加筆した結果を示す。小口径合成鋼管杭における S_y/D の平均値は、鋼管ソイルセメント杭の 0.0236 とほぼ同程度であり、場所打ち杭の 0.011 に比べて大きくなる結果を得た。また、既存工法全種類の平均値 0.0251 とほぼ同程度という結果を得た。

図-4.2.3 に岡原ら⁷⁾がまとめた場所打ち杭の降伏支持力－降伏沈下量関係に 4 つの荷重試験データを加筆した結果を示す。小口径合成鋼管杭の降伏沈下量 S_y は、場所打ち杭における支持杭のデータに比べてやや小さくなる傾向を示した。これは、小口径合成鋼管杭が既往の場所打ち杭と比べて杭径が小さいためと推察される。

表-4.2.1 各荷重－変位関係のワイブル近似により得られた降伏沈下量

ケース	降伏沈下量 S_y mm	杭径 D mm	S_y/D		
			算定値	平均値 Ave.	変動係数 COV
CV1砂	5.9	225	0.026	0.025	0.132
CV2砂	5.2	225	0.023		
CV3礫	5.0	225	0.022		
CV4礫	6.9	225	0.031		

表-4.2.2 施工法別の採用データ数と統計分析結果⁶⁾に加筆

施工方法	データ数	S_y/D
打撃	90	0.0158
バイプロハンマ	4	0.0296
場所打ち杭	59	0.011
中掘り杭	87	0.0475
鋼管ソイルセメント杭	24	0.0236
回転杭	20	0.0362
プレボーリング杭	18	0.0473
全種類	302	0.0251
高性能小口径杭	4	0.025

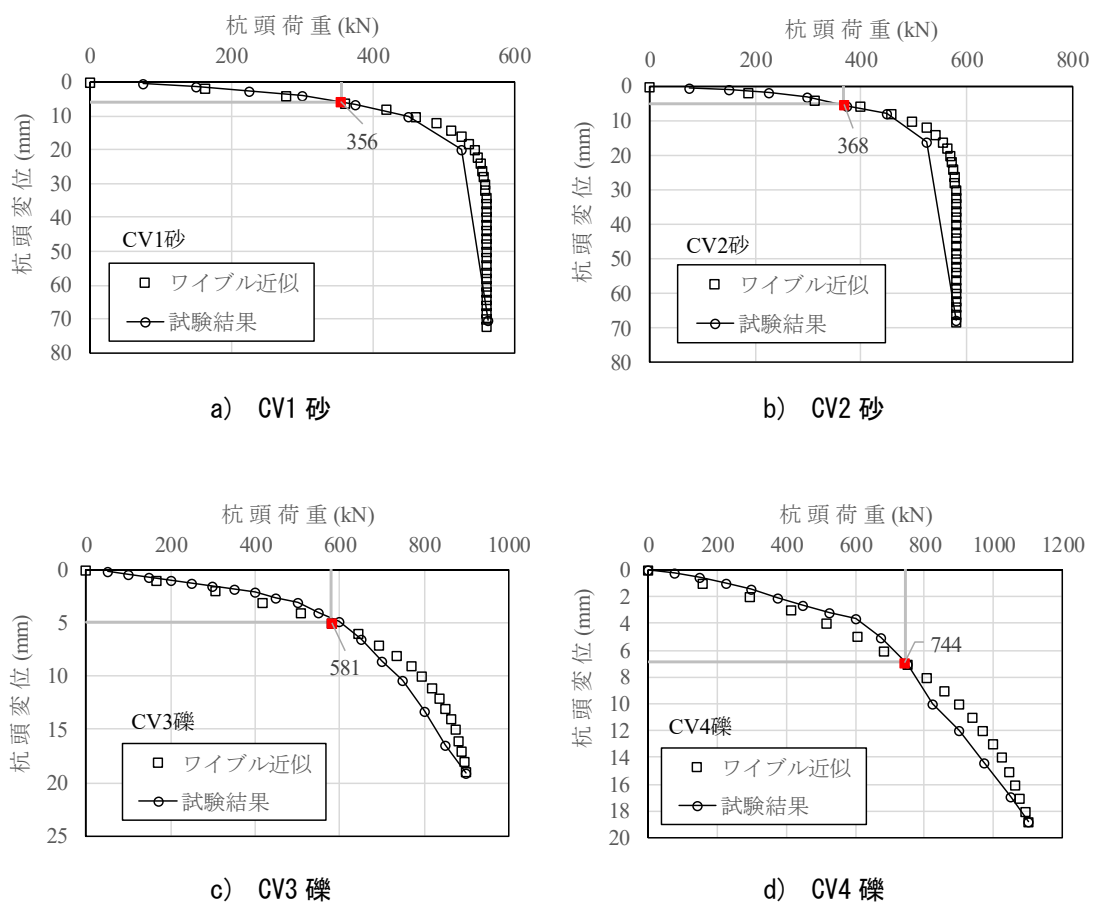


図-4.2.2 各押し込み荷重試験結果とワイブル近似結果

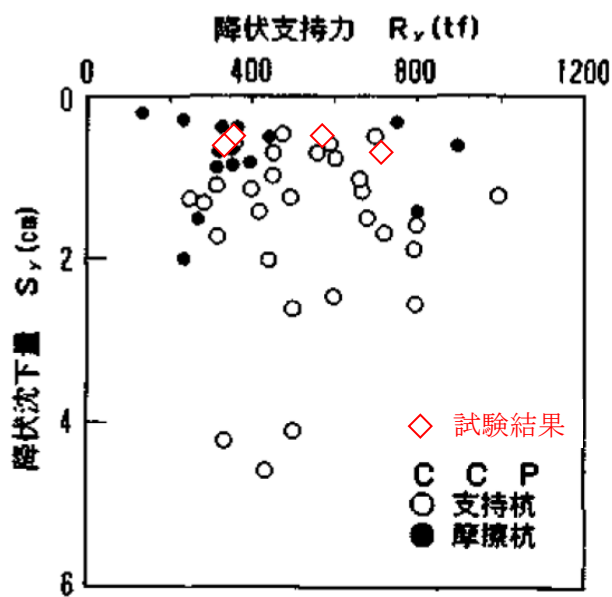


図-4.2.3 岡原ら⁷⁾が示す降伏支持力-降伏沈下量に加筆

4.2.3 ワイブル分布曲線の近似方法による杭の極限支持力の算定

図-4.2.4 に杭頭荷重—ひずみ S/D を示す。図中の赤丸点は、載荷試験の最大荷重時を示している。砂礫系ではひずみが 10%以下で最大荷重に到達するのに対し、砂質土系では 500kN 強で急激にひずみが進行する傾向を示した。

図-4.2.5 に近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の極限支持力 R_{uw} に対する杭頭荷重 P の比 (P/R_{uw}) とひずみ S/D の関係を示す。いずれも試験荷重の最大値は、ワイブル分布曲線の極限支持力を概ね上回っていることがわかる。また、ひずみが 7%以下では、土質および試験ケースによらず概ね一定となることを明らかにした。

図-4.2.6 に近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の極限支持力 R_{uw} に対するワイブル杭頭荷重 P_w の比 (P_w/R_{uw}) とひずみ S/D の関係を示す。図-4.2.6 より、変位レベルが杭径の 10% 時の支持力は、すべてのケースについてワイブル近似で求められる極限支持力 R_{uw} の 99%以上の支持力が得られている。以上より、杭径の 10%程度の変位が生じたときの荷重は、ほぼ杭の極限支持力に近いことを明らかにした。なお、この結果は、土木研究所資料「杭の軸方向の変形特性に関する研究」⁶⁾で示された、打撃工法、場所打ち杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法（摩擦杭）の 99%~100%と同等であった。

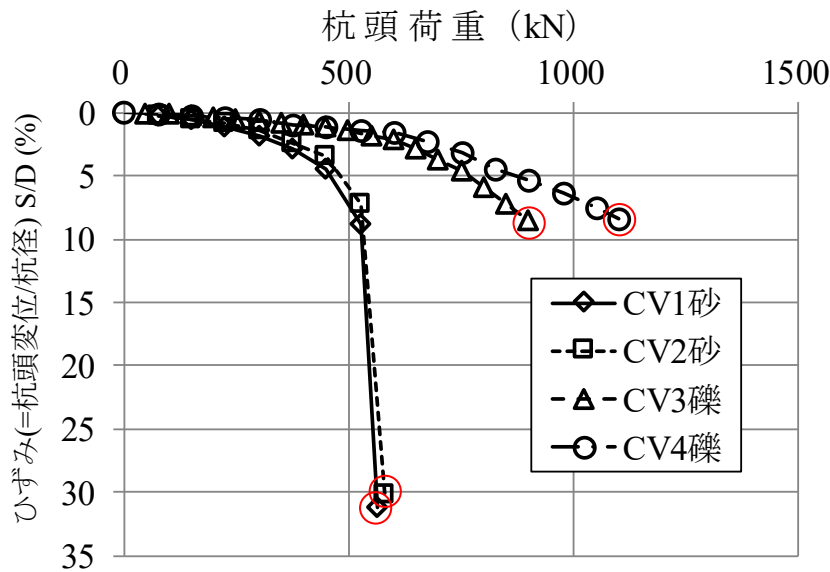


図-4.2.4 杭頭荷重—ひずみ S/D

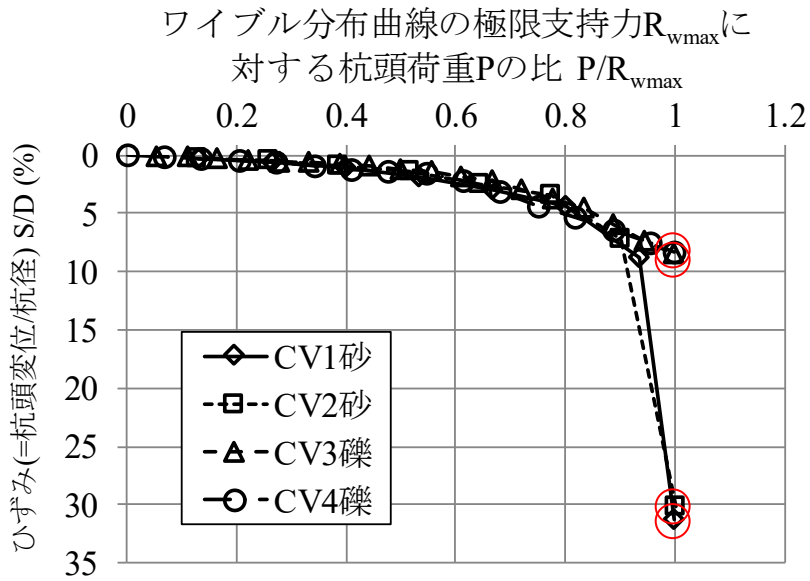


図-4.2.5 近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の極限支持力 R_{uw} に対する杭頭荷重 P の比 (P / R_{uw}) とひずみ S / D の関係

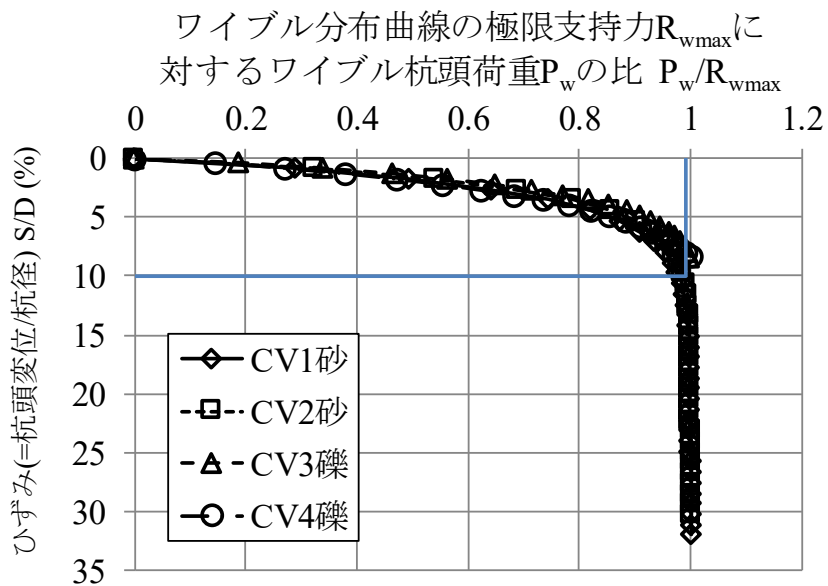


図-4.2.6 近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の極限支持力 R_{uw} に対するワイブル杭頭荷重 P_w の比 (P_w / R_{uw}) とひずみ S / D の関係

4.2.4 ワイブル分布曲線式による比較

土木研究所資料「単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究⁸⁾」によると、道示IV²⁾における場所打ち杭の極限支持力は概ね杭径600mm以上の載荷試験の集積結果から導いており、実務的には杭径800mm以上が多くなっている。杭径300mm以下の本研究で対象とした杭工法の支持力を推定する際に場所打ち杭の支持力推定式を参考にしても問題ないかどうか、宇都ら⁹⁾が提案しているワイブル分布曲線を用いて検証した。押し込み載荷試験結果から得られた杭頭荷重 R_0 —沈下量 S_0 関係は、杭径、杭長および土質等で異なるため、 R_0 を極限支持力 R_u で、 S_0 を杭径 D で除して正規化して比較した。ワイブル分布曲線は、式(4.7)で表される。降伏支持力 R_y は、ワイブル曲線上では常に式(4.8)の関係で表される。

$$R_0 / R_u = 1 - \exp(-S_0 / D / S_y / D)^m \quad (4.7)$$

$$R_y = 0.63R_u \quad (4.8)$$

ここに、 R_0 ：杭頭荷重 (kN) ， R_u ：極限支持力 (kN) ， S_0 ：杭頭沈下量， D ：杭径（本研究で対象とした杭工法ではグラウト径 D_g ） ， m ：変位指数， S_y ：降伏支持力 (kN) ， R_y 時の杭頭沈下量 (mm) である。

杭基礎設計便覧¹⁰⁾に示されている施工法・支持形式別の $R_0 / R_u - S_0 / D$ 曲線のうち、場所打ち杭・支持杭のデータを図-4.2.7に示した。また、各押し込み載荷試験結果の杭頭荷重 P_0 —沈下量 S_0 関係から算定した $R_0 / R_u - S_0 / D$ 曲線も併せて示した。図-4.2.7より、支持層が砂地盤でも礫地盤でも $R_0 / R_u - S_0 / D$ 曲線は既往の場所打ち杭の曲線とほぼ同様な傾向を示すことから、寸法効果の影響はほとんどないと考えられる。

表-4.2.3に杭工法別の降伏沈下比および変位指数を示す。岡原¹¹⁾によって示された場所打ち杭（支持杭）における各データも併せて示す。CV1砂とCV2砂の試験ケースにおける降伏沈下比 S_y / D_g の平均値は3.96%、CV3礫とCV4礫の試験ケースのそれは1.49%、全体平均で2.7%程度であった。CV1砂とCV2砂の降伏沈下比 S_y / D_g の平均値が比較的大きい理由として、一般構造用炭素鋼鋼管の種類がSTK400で、肉厚は4.5mmと薄肉であるため、軸方向の杭耐力が小さく、降伏沈下量 S_y が大きくなったためと推察される。一方、礫地盤を対象としたCV3礫とCV4礫の降伏沈下比 S_y / D_g の平均値が比較的小さい理由として、一般構造用炭素鋼鋼管の種類がSTK490で、肉厚は7.1mmであるため、軸方向の杭耐力も比較的大きく、降伏沈下量 S_y を抑制できたと考えられる。実施工では、鋼管の降伏点が小さいかつ肉厚が薄いと杭体の応力度照査でNGとなることから、降伏点が大きく肉厚の大きい鋼管を採用するケースが多い。

本研究で対象とした杭工法における降伏沈下比 S_y / D_g の平均値は場所打ち杭の1.7%に比べてやや大きくなることを明らかにした。また、降伏沈下比の標準偏差や変動係数は場所打ち杭と比べて概ね同等である。

この杭工法における変位指数 m の平均値は0.9%程度で、場所打ち杭の0.7%とほぼ同等な結果となることを明らかにした。変位指数 m の標準偏差や変動係数は場所打ち杭より大きい、デー

タ数が少ない影響が要因の一つと推察される。以上より、ワイブル分布曲線式を用いて調査した結果、寸法効果の影響はみられないため、場所打ち杭の支持力推定式を参考にしても問題ないことを明らかにした。

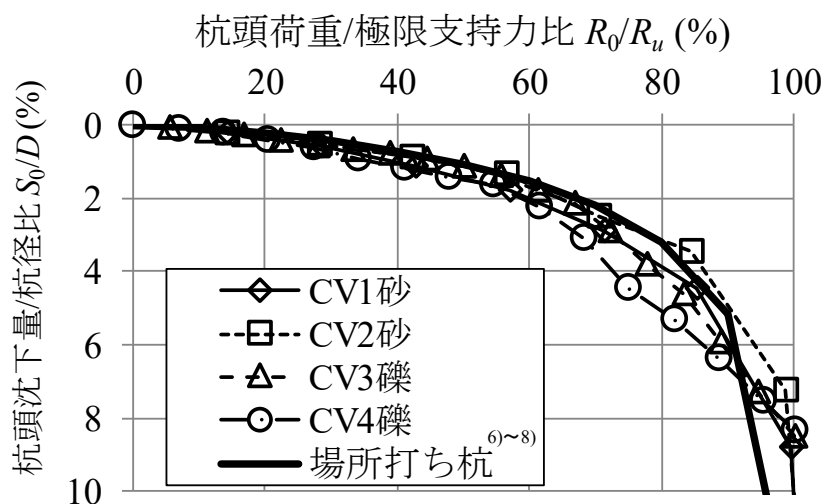


図-4.2.7 $R_0 / R_u - S_0 / D$ 曲線

表-4.2.3 杭工法別の降伏沈下比および変位指数¹¹⁾に加筆

名称	データ数	比較対象	平均 %	標準偏差 %	変動係数
場所打ち杭 (支持杭)	19	降伏沈下比 S_y/D	1.716	0.933	0.544
		変位指数 m	0.714	0.201	0.282
高性能 小口径杭	4	降伏沈下比 S_y/D	2.726 CV1砂, CV2砂平均: 3.96 CV3礫, CV4礫平均: 1.49	1.286	0.472
		変位指数 m	0.905	0.760	0.840

4.3 押し込み荷試験による杭の軸方向ばね定数評価

4.3.1 H24 年道示IVに基づく杭の軸方向ばね定数推定式の提案

a) H24 年道示IVに基づく杭の軸方向ばね定数の推定方法

杭の軸方向ばね定数 K_v は、道示IV²⁾によると、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力と定義され、杭反力の算定や杭基礎の弾性沈下量を算定するのに用いる。 K_v は、杭の押し込み荷試験による杭頭荷重 P —杭頭沈下量 S の曲線から、 $\log P$ — $\log S$ 法等により判定される降伏時における割線勾配を実測 K_v として求めた。表-4.3.1に実施した12例の押し込み荷試験から得られた降伏荷重時における杭の軸方向ばね定数 K_v 、根入れ比および a 値を示す。

道示IV²⁾および杭基礎設計便覧¹⁰⁾には、既往の荷試験に基づく推定法として、式(4.9)が示されている。多数の荷試験における実測 K_v および鋼管の軸剛性ばね $A_p E_p / L$ から式(4.9)の a_p を逆算し、 a_p と根入れ比 L / D との関係に着目した。

$$K_{vp} = a_p \times A_p \times E_p / L \quad (4.9)$$

ここに、 K_{vp} ：鋼管の軸剛性ばねから算定した杭の軸方向ばね定数 (kN/m) ， A_p ：鋼管の有効断面積 (m²) ， E_p ：鋼管のヤング係数 (kN/m²) ， L ：鋼管の根入れ長 (m) ， D ：鋼管径 (m) である。本研究で対象とした杭工法の杭長 L は、地表面から軸方向押し込み力に抵抗する鋼管先端部までの根入れ長としているため、鋼管径 D との比率 L / D で整理した (表-4.3.1) 。

一方、この杭工法は軸方向押し込み力を先端地盤抵抗と地盤とグラウトとの周面摩擦抵抗で支持するため、支持力算定時の杭径は、グラウト径 D_g とした。そのため、式(4.10)に示すように、鋼管の軸剛性ばね $A_p E_p / L$ とグラウトの軸剛性ばね $A_g E_g / L$ を合成した評価式も併せて整理した。

$$K_{vpg} = a_{pg} \times (A_p \times E_p + A_g \times E_g) / L \quad (4.10)$$

ここに、 K_{vpg} ：鋼管とグラウトの合成軸剛性ばねから算定した杭の軸方向ばね定数 (kN/m) ， A_g ：グラウト体の有効断面積 (m²) ， E_g ：降伏荷重時におけるグラウトのヤング係数 (kN/m²) ， D_g ：グラウト径 (m) である。

表-4.3.1 押し込み載荷試験から得られた杭の軸方向ばね定数 K_v , 根入れ比および a 値

No.	試験場所	土質	L m	実測 K_v kN/m	鋼管のみで評価				鋼管+グラウトで評価			
					D m	L/D	a_p	計算 K_{vp} kN/m	D_g m	L/D_g	a_{pg}	計算 K_{vpg} kN/m
1	茨城県筑西市	粘土, 砂, 砂礫	13.0	98,260	0.1907	68.2	2.07	69,993	0.2550	51.0	0.92	93,547
2	栃木県宇都宮市	粘土	5.7	57,416	0.1652	34.5	0.72	86,349	0.2250	25.3	0.77	91,977
3	栃木県宇都宮市	粘土, シルト	9.9	64,690	0.1652	60.0	1.41	63,220	0.2250	44.0	0.88	61,836
4	栃木県宇都宮市	粘土, シルト, 砂礫	16.6	60,965	0.1652	100.6	2.23	50,577	0.2250	73.9	1.05	38,817
5	茨城県猿島郡	粘土, 細砂	11.9	44,910	0.1652	72.1	1.18	57,961	0.2250	52.9	0.93	62,913
6	茨城県猿島郡	粘土, 細砂	11.9	57,692	0.1652	72.1	1.51	57,961	0.2250	52.9	0.93	73,104
7	茨城県猿島郡	粘土, 細砂	21.3	42,686	0.1652	129.1	2.00	46,454	0.2250	94.8	1.17	56,375
8	埼玉県川越市	粘土, 粘土質砂礫	6.4	162,470	0.1652	38.7	1.47	124,792	0.2250	28.4	0.79	119,098
9	埼玉県川越市	粘土, 粘土質砂礫	6.9	165,175	0.1652	41.8	1.62	119,338	0.2250	30.7	0.80	119,251
10	埼玉県川越市	粘土, 粘土質砂礫	6.4	103,053	0.1907	33.6	0.82	135,371	0.2550	25.1	0.77	135,673
11	茨城県猿島郡稲尾	粘土, シルト, 細砂	11.9	70,547	0.1652	72.0	1.19	90,005	0.2250	52.9	0.93	71,263
12	茨城県猿島郡稲尾	粘土, シルト, 細砂	11.9	72,046	0.1907	62.4	1.06	95,519	0.2550	46.7	0.89	78,935

b) H24年道示IVに基づく杭の軸方向ばね定数推定式の提案

図-4.3.1に鋼管の軸剛性ばねから算定した a_p と根入れ比 L/D との関係を示す。図中には式(4.11)に示した回帰式 $a_p = \alpha(L/D) + \beta$ 、回帰直線の決定係数 R^2 を併記した。

$$a_p = 0.0116 \times (L/D) + 0.683 \quad (4.11)$$

なお、式(4.11)はすべてのデータが $L/D \geq 30$ であるため、根入れ比が30以上の杭に適用するものとする。

図-4.3.2に鋼管とグラウトの合成軸剛性ばねから算定した a_{pg} と根入れ比 L/D_g を示す。図中には式(4.12)に示した回帰式 $a_{pg} = \alpha(L/D_g) + \beta$ 、回帰直線の決定係数 R^2 を併記した。

$$a_{pg} = 0.0058 \times (L/D_g) + 0.6235 \quad (4.12)$$

なお、式(4.12)はすべてのデータが $L/D_g \geq 25$ であるため、根入れ比が25以上の杭に適用するものとする。

図-4.3.1および図-4.3.2を比較すると、 $D < D_g$ の関係にあるため直線勾配の係数 α は、 $L/D - a_p$ 関係よりも $L/D_g - a_{pg}$ 関係のほうが小さくなる結果となった。 $L/D_g - a_{pg}$ 関係 ($R^2 = 0.1531$)よりも $L/D - a_p$ 関係 ($R^2 = 0.4564$)のほうが回帰直線の決定係数 R^2 が大きく、適合度が高い結果となった。

式(4.13)に道示IV^{2),3)}における場所打ち杭の軸方向ばね定数 K_{vb} における回帰式を示す。

$$a = 0.031 \times (L/D) - 0.15 \quad (4.13)$$

ここに、 K_{vb} ：場所打ち杭の軸方向ばね定数、 L ：杭長（m）、 D ：杭径（m）である。

押込み載荷試験により得られた杭の軸方向ばね定数を「実測 K_v 値」、式(4.11)、式(4.12)および式(4.13)より算出した杭の軸方向ばね定数を「計算 K_{vp} 値」、「計算 K_{vpg} 」および「計算 K_{vb} 値」とする。

図-4.3.3に実測 K_v 値と計算 K_{vp} 値および K_{vb} 値の比較図を、図-4.3.4に実測 K_v 値と計算 K_{vpg} 値および K_{vb} 値の比較図を示す。図中には、近似式と回帰直線の決定係数 R^2 を併記した。実測 K_v 値は計算 K_{vp} 値および計算 K_{vpg} 値と概ね合致するものの計算 K_{vb} 値を下回る結果となった。

杭の軸方向ばね定数 K_{vp} と K_{vpg} の決定係数 R^2 にはほとんど差異がみられなかった。しかし、鋼管とグラウトの合成軸剛性ばねから算定した式(4.12)よりも鋼管の軸剛性ばねから算定した式(4.11)のほうが決定係数 R^2 は大きく適合度が高いことから、実験結果に基づく推定式としては式(4.11)を採用する。一方、場所打ち杭の軸方向ばね定数 K_{vb} の推定式である式(4.11)を用いた場合、計算 K_{vb} 値は実測値を上回るため、過大評価となる。したがって、杭の軸方向ばね定数は、鋼管の軸剛性ばねを用いた実験結果に基づく推定式によって算定することとした。

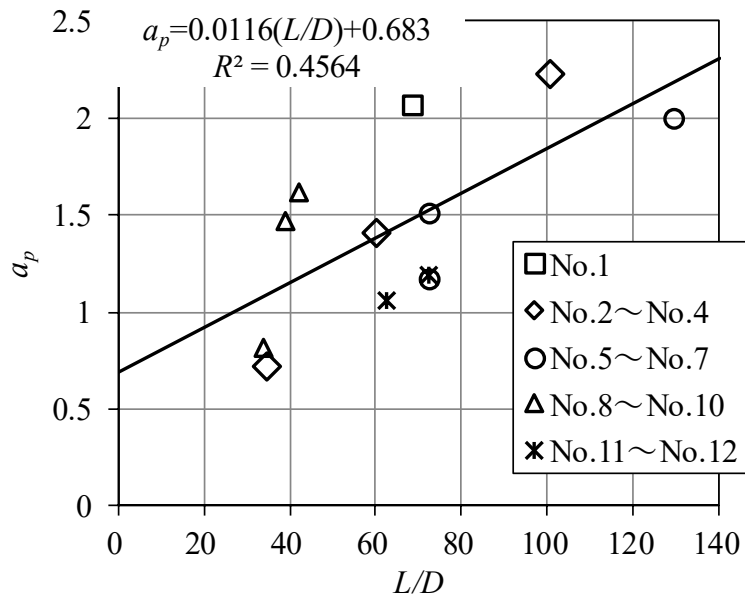


図-4.3.1 押し込み荷試験結果に基づく a_p 値-L/D 関係

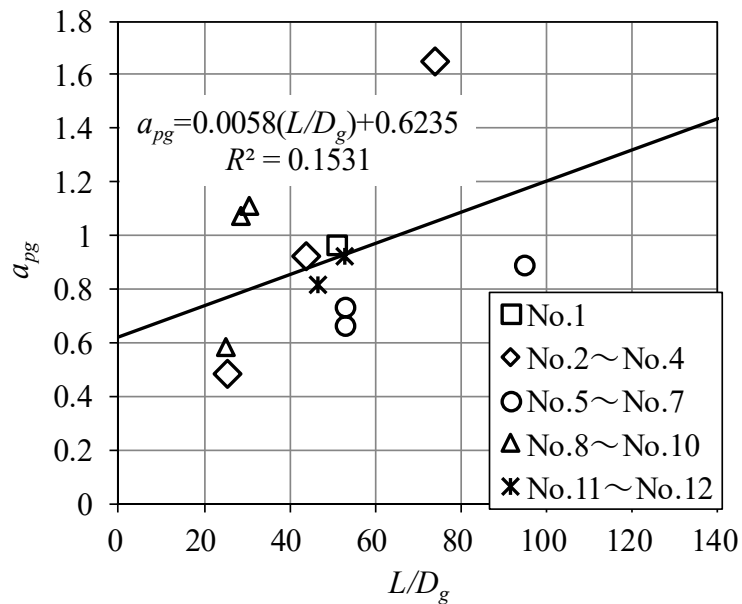


図-4.3.2 押し込み荷試験結果に基づく a_{pg} 値-L/D_g 関係

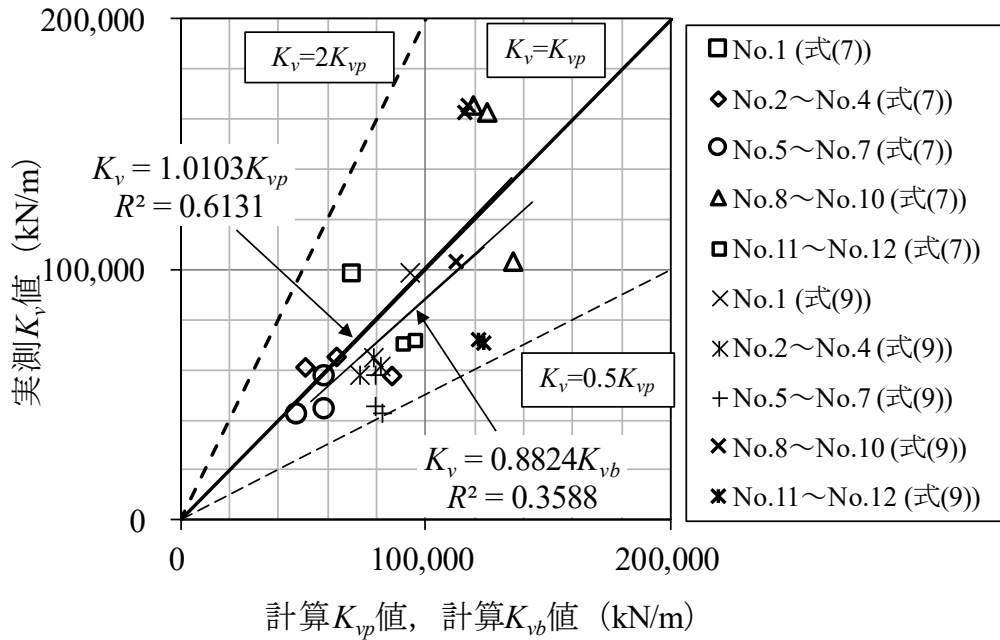


図-4.3.3 実測 K_v 値と計算 K_{vp} 値および計算 K_{vb} 値の比較

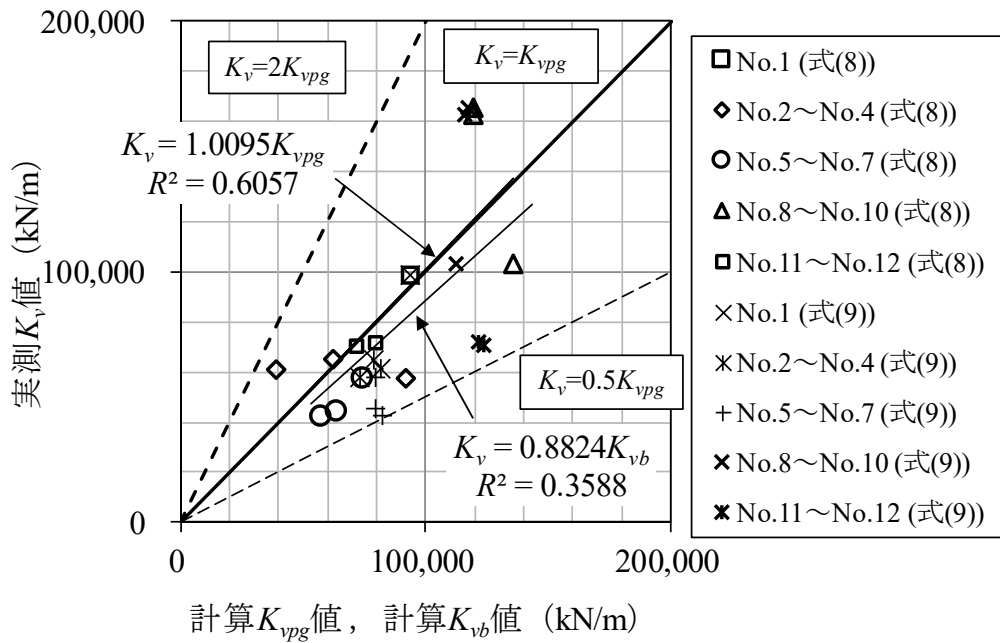


図-4.3.4 実測 K_v 値と計算 K_{vpg} 値および計算 K_{vb} 値

4.3.2 H29 年道示Ⅳに基づく杭の軸方向ばね定数推定式の提案

a) H29 年道示Ⅳに基づく杭の軸方向ばね定数の推定方法

H29 年道示Ⅳ⁴⁾によると、H24 年道示Ⅳ²⁾までの杭の軸方向ばね定数 K_v の推定式は、杭体の軸剛性と根入れ比の関係となっており、短い杭や軸剛性の高い場合など杭先端の地盤抵抗の影響が大きい場合には推定精度が低くなると指摘している。そのため、H29 年道示Ⅳ⁴⁾では、支持杭に対しては、杭体変形と杭先端変位に寄与する項をそれぞれ設けて、杭先端地盤の影響を評価できるように式の形が見直されている。式(4.14)に H29 年道示Ⅳ⁴⁾における K_v の推定式を示す。

$$K_v = \frac{P_{oy}}{\Delta L_y + S_{py}} = \frac{1}{\underbrace{\frac{L}{2A_p E_p}}_{\text{杭体変形}} (1 + \gamma_y \cdot \zeta_e) + \zeta_d \underbrace{\frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_v}}_{\text{杭先端変位}}} \quad (4.14)$$

ここに、 P_{oy} ：杭頭降伏荷重 (kN) ， ΔL_y ：杭頭降伏時の杭体収縮量 (m) ， S_{py} ：杭頭降伏時の杭先端変位 (m) ， γ_y ：杭頭降伏支持力の杭先端への伝導率の計算値 ($=\lambda_{yu} \cdot \gamma_u$, $0 \leq \gamma_y \leq 1$) ， λ_{yu} ：先端伝導率の補正係数 ($=0.48$) ， γ_u ：杭頭極限支持力の杭先端への伝導率の計算値 ($=R_{up} / R_u$) ， R_{up} ：杭先端の極限支持力 (kN) ， R_u ：極限支持力 (kN) ， ζ_e ：杭体収縮量に関する補正係数 ($=0.13$) ， ζ_d ：杭の先端変位量に関する補正係数 ($=0.29$) ， A_p ：鋼管の断面積 (m²) ， E_p ：鋼管のヤング係数 (kN/m²) ， L ：杭長 (m) ， D_p ：杭先端の鋼管径 (m) ， k_v ：杭先端の地盤反力係数 (kN/m³) である。

摩擦杭は従来と同じ式(4.9)を適用することとされている。この理由として、H24 年道示Ⅳ²⁾までの K_v の推定式は、摩擦杭の載荷試験結果に対して比較的精度よく推定できることが確認されていること、摩擦杭の先端地盤は支持杭の先端地盤に比べて地盤抵抗が小さく、傾向が異なるため、支持杭の載荷試験結果に基づき提案された式(4.14)では精度よく推定できないことの2点が挙げられる。

b) 先端伝導率算出のための補正係数 λ_{yu} の算出根拠

土木研究所資料「杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究 5)」を参考にし、先端伝導率算出のための補正係数 λ_{yu} を導出した。

先端伝導率とは、杭先端荷重と杭頭荷重の比である。ここでは、極限支持力時の先端伝導率 γ_u として、H24 年道示IV²⁾の計算 γ_u と支持杭 10 例の載荷試験結果に基づく実測 γ_u の比率 (= 実測値/計算値) を求めた。次に、式(4.14)から K_v を算出するには杭頭降伏時の先端伝導率 γ_y の値が必要になる。ここでは、極限支持力時の先端伝導率 γ_u から杭頭降伏時の先端伝導率 γ_y を推定する方法について、載荷試験データにおける実測 γ_y と、4.1 で示した支持力推定式から求める計算 γ_y について検討を行った。なお、杭頭降伏時の先端伝導率 γ_y の実測値は式(4.15)より求めた。

$$\gamma_y = P_{py} / P_{oy} \quad (4.15)$$

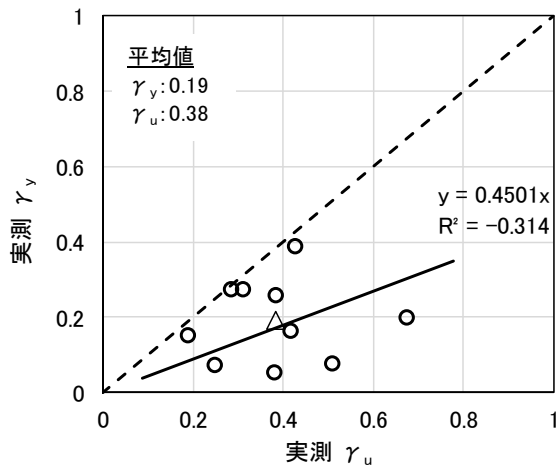
ここに、 P_{oy} : logP-logS 法等により求めた杭頭降伏荷重 (kN) , P_{py} : 杭先端部の軸ひずみから算定した杭頭降伏時の杭先端荷重 (kN) である。

表-4.3.2 に先端伝導率 γ_y , γ_u , 先端伝導率算出の補正係数 λ_{yu} の算出結果を、図-4.3.5 に実測 γ_y -実測 γ_u 関係を示す。10 例の支持杭の載荷試験データより、実測 $\gamma_y=0.450$ 実測 γ_u という回帰式が得られた。また、場所打ちコンクリート杭の実測 $\gamma_y=0.492$ 実測 γ_u と概ね合致する結果となった。

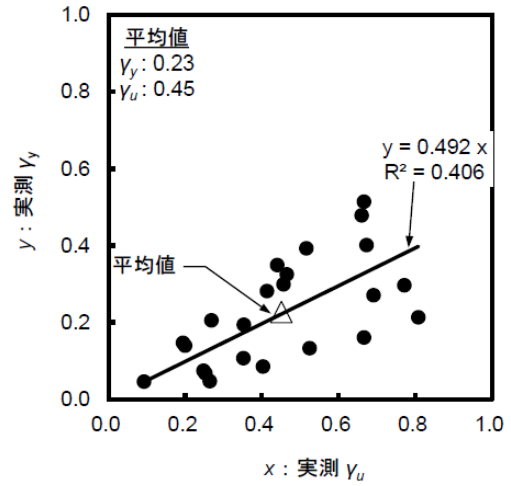
図-4.3.6 に実測 γ_y -計算 γ_u 関係を示す。10 例の支持杭の載荷試験データと計算結果より、実測 $\gamma_y=0.478$ 計算 γ_u という回帰式が得られた。回帰式の決定係数 R^2 値で比較すると、実測 γ_y -実測 γ_u 関係よりも実測 γ_y -計算 γ_u 関係のほうがばらつきは小さいことから、後者の補正係数 $\lambda_{yu}=0.48$ を先端伝導率の補正係数 λ_{yu} として導出した。また、場所打ちコンクリート杭の実測 $\gamma_y=0.479$ 実測 γ_u とほぼ合致する結果となった。

表-4.3.2 先端伝導率 γ_y , γ_u , 先端伝導率の補正係数 λ_{yu} の算出結果

No.	試験場所	L m	D m	実測値						計算値				
				R_{yu} kN	R_u kN	γ_u = R_{yu}/R_u	P_{py} kN	P_{oy} kN	γ_y = P_{py}/P_{oy}	R_{yu} kN	R_u kN	γ_u = R_{yu}/R_u	λ_{yu} γ_y/γ_u	
1	茨城県筑西市	13.0	0.1907	458	1596	0.29	328	1200	0.27	295	1000	0.30	0.48	
4	栃木県宇都宮市	16.6	0.1652	323	845	0.38	24	450	0.05	231	671	0.34		
5	茨城県猿島郡	11.9	0.1652	203	527	0.39	117	450	0.26	146	361	0.40		
6	茨城県猿島郡	11.9	0.1652	225	525	0.43	175	450	0.39	146	361	0.40		
7	茨城県猿島郡	21.3	0.1652	156	827	0.19	113	750	0.15	151	755	0.20		
8	埼玉県川越市	6.4	0.1652	609	900	0.68	100	500	0.20	217	415	0.52		
9	埼玉県川越市	6.9	0.1652	562	1100	0.51	47	600	0.08	232	489	0.47		
10	埼玉県川越市	6.4	0.1907	360	865	0.42	89	540	0.16	244	458	0.53		
11	茨城県猿島郡稲尾	11.9	0.1652	158	505	0.31	129	469	0.28	142	408	0.35		
12	茨城県猿島郡稲尾	11.9	0.1907	175	699	0.25	36	500	0.07	168	691	0.24		
関係式				$\gamma_y = 0.450\gamma_u$						$\gamma_y = 0.478\gamma_u$				

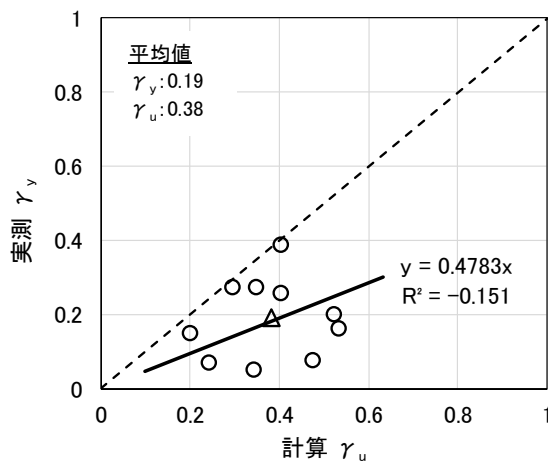


a) 本研究で対象とした杭工法

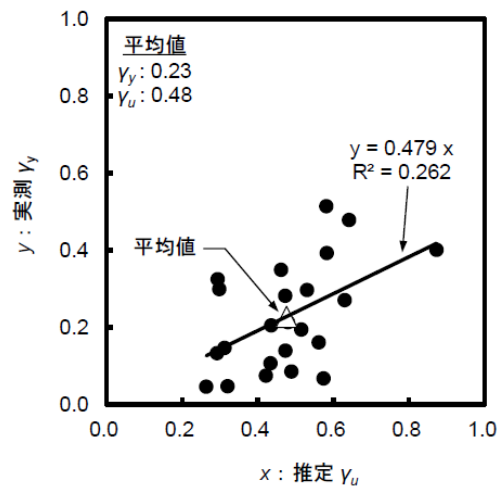


b) 場所打ちコンクリート杭

図-4.3.5 実測 γ_y —実測 γ_u 関係⁵⁾



a) 本研究で対象とした杭工法



b) 場所打ちコンクリート杭⁵⁾

図-4.3.6 実測 γ_y —計算 γ_u 関係

c) 杭体収縮量に関する補正係数 ζ_e の算出根拠

土木研究所資料「杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究⁵⁾」を参考にし、杭体収縮量に関する補正係数 ζ_e を導出した。

杭頭降伏変位 S_{oy} は、杭体収縮量 ΔL_y と杭先端変位 S_{py} の和である。杭体収縮量 ΔL_y の推定式を式(4.16)に示す。

$$\Delta L_y = L / 2A_p E_p \cdot (1 + \gamma_y - \zeta_e) \cdot P_{oy} \quad (4.16)$$

ΔL_y の実測値は式(4.17)より、 ΔL_y の補正前の計算値は式(4.18)より算定した。

$$\Delta L_y = S_{oy} - S_{py} \quad (4.17)$$

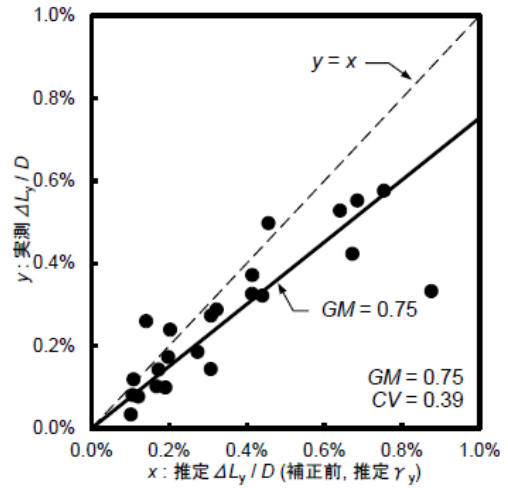
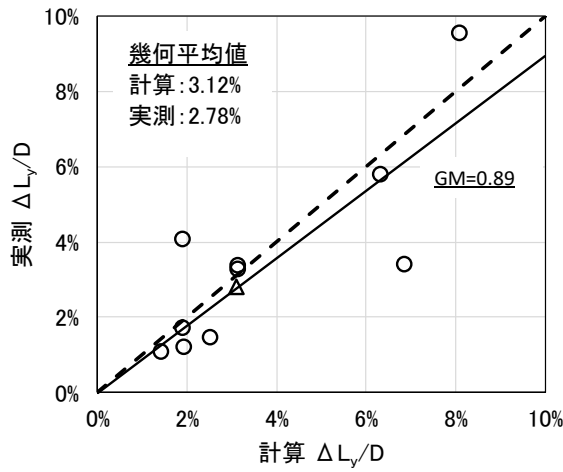
$$\Delta L_y = L / 2A_p \cdot E_p \cdot (1 + \gamma_y) \cdot P_{oy} \quad (4.18)$$

統計手法として、土木研究所資料「杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究⁵⁾」では幾何平均 GM を採用しているため、本文でも同様に幾何平均で比較した。幾何平均の算出方法を式(4.19)に示す。

$$GM = (x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_n)^{1/n} \quad (4.19)$$

図-4.3.7に $\Delta L_y / D$ の実測値と補正前の計算値の関係を示す。 $\Delta L_y / D$ の実測値と補正前の計算値における幾何平均 GM の比率は 0.89 であった。また、場所打ちコンクリート杭の幾何平均 GM の比率は 0.75 であり、若干差異がみられた。

表-4.3.3に杭体収縮量レベル $\Delta L_y / D$ の補正前の推定精度と補正係数 ζ_e の値を示す。ここで、算術平均とは通常のアVERAGEを示している。 $\Delta L_y / D$ の実測値の幾何平均と計算値のそれが一致する補正係数 $\zeta_e=0.13$ を導出した。また、場所打ちコンクリート杭における補正係数 $\zeta_e=0.30$ であり、若干差異がみられた。



a) 本研究で対象とした杭工法

b) 場所打ちコンクリート杭⁵⁾

図-4.3.7 ΔLy/Dの実測値-計算値関係 (補正前, 推定γy)

表-4.3.3 杭体収縮量に関する補正係数ζcの導出結果

No.	試験場所	L m	D m	実測値				計算値(補正前)				計算値(補正後)		ζc			
				Spy mm	Soy mm	ΔLy mm	ΔLy/D (%)	Poy kN	γy =λyuγu	ΔLy mm	ΔLy/D (%)	ΔLy mm	ΔLy/D (%)				
1	茨城県筑西市	13.0	0.1907	1.17	12.21	11.04	5.8	1005	0.14	12.08	6.3	10.73	5.6	0.13			
4	栃木県宇都宮市	16.6	0.1652	0.31	5.91	5.60	3.4	532	0.18	11.33	6.9	10.09	6.1				
5	茨城県猿島郡	11.9	0.1652	4.63	10.02	5.39	3.3	332	0.18	5.19	3.1	4.64	2.8				
6	茨城県猿島郡	11.9	0.1652	2.24	7.80	5.56	3.4	331	0.21	5.17	3.1	4.62	2.8				
7	茨城県猿島郡	21.3	0.1652	1.83	17.57	15.74	9.5	521	0.09	13.38	8.1	11.82	7.2				
8	埼玉県川越市	6.4	0.1652	1.04	3.03	1.99	1.2	567	0.32	3.22	1.9	2.89	1.7				
9	埼玉県川越市	6.9	0.1652	1.20	3.63	2.43	1.5	693	0.25	4.16	2.5	3.73	2.3				
10	埼玉県川越市	6.4	0.1907	3.16	5.24	2.08	1.1	545	0.20	2.71	1.4	2.43	1.3				
11	茨城県猿島郡稲尾	11.9	0.1652	4.63	11.34	6.71	4.1	318	0.15	3.13	1.9	2.79	1.7				
12	茨城県猿島郡稲尾	11.9	0.1907	3.67	6.94	3.27	1.7	440	0.12	3.62	1.9	3.21	1.7				
平均値				算術平均				3.49	算術平均				3.73		算術平均		3.31
				幾何平均				2.78	幾何平均				3.12		幾何平均		2.78

0.89

d) 杭先端変位に関する補正係数 ζ_d の算出根拠

土木研究所資料「杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究⁵⁾」を参考にし、杭先端変位に関する補正係数 ζ_d を導出した。

杭頭降伏変位 S_{oy} は、杭体収縮量 ΔL_y と杭先端変位 S_{py} の和である。ここでは、杭先端変位 S_{py} の計算値と実測値との乖離を補正するための係数 ζ_d を導出した。杭先端変位 S_{py} の推定式を式(4.20)に示す。

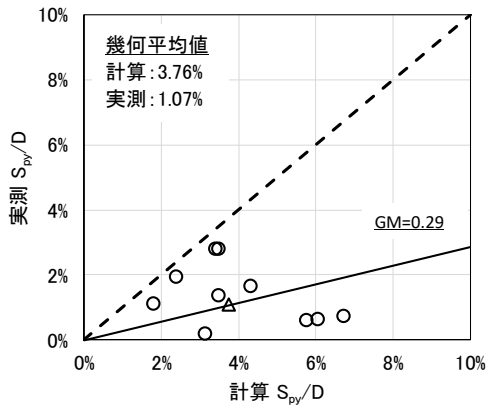
$$S_{py} = \zeta_d \cdot 4 \gamma_y \cdot P_{oy} / \pi D_p^2 k_v \quad (4.20)$$

杭先端の地盤反力係数 k_v は、道路橋示方書に示される載荷幅依存性を考慮した鉛直地盤反力係数の推定式として式(4.21)を用いる。

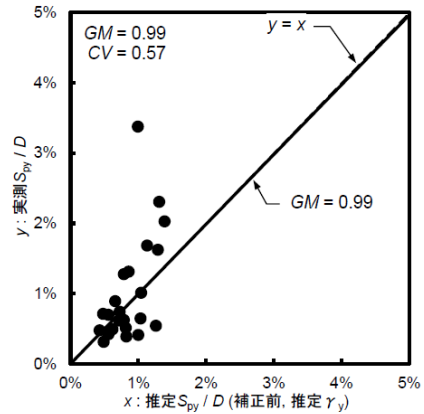
$$k_v = k_{v0} \times (B_v / 0.3)^{-3/4} = (1 / 0.3) \times \alpha \times E_0 \times (D / 0.3)^{-3/4} \quad (4.21)$$

ここに、 k_{v0} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 α ：地盤反力係数の換算係数、 E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^2)、 B_v ：基礎の換算載荷幅 (m) で、円形である杭基礎の場合には直径 D (m) である。

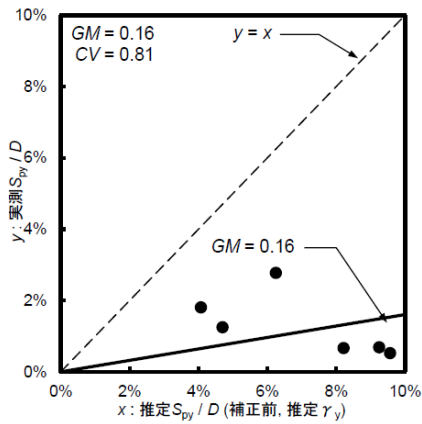
図-4.3.8 および表-4.3.4 に杭先端変位レベル S_{py} / D の補正前の推定精度と補正係数 ζ_d の値を示す。 S_{py} / D の実測値の幾何平均と計算値のそれが一致する補正係数 $\zeta_d=0.29$ を導出した。また、場所打ちコンクリート杭の幾何平均 GM の比率は 0.99 であり、差異がみられた。これは、本研究で対象とした杭工法の S_{py} / D は最大で 7%程度であるのに対し、杭径が大きい場所打ちコンクリート杭の S_{py} / D は最大でも 1.5%程度と小さいことが要因と推察される。比較的杭径が小さいプレボーリング杭の補正係数 ζ_d は 0.16、鋼管ソイルセメント杭の補正係数 ζ_d は 0.48 であり、本研究で対象とした杭工法は 2 つの杭工法の間程度であることを明らかにした。



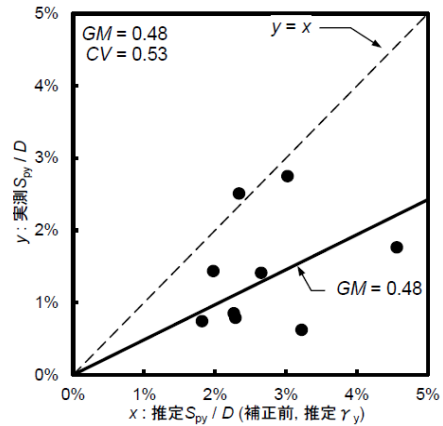
a) 本研究で対象とした杭工法



b) 場所打ちコンクリート杭⁵⁾



c) プレボーリング杭⁵⁾



d) 鋼管ソイルセメント杭⁵⁾

図-4.3.8 S_{py}/D の実測値—計算値関係 (補正前, 推定 γ_y)

表-4.3.4 杭先端変位に関する補正係数 ζ_d の導出結果

No.	試験場所	L m	D m	実測値		計算値 (補正前)		計算値 (補正後)		ζ_d	
				S_{py} mm	S_{py}/D (%)	S_{py} mm	S_{py}/D (%)	S_{py} mm	S_{py}/D (%)		
1	茨城県筑西市	13.0	0.1907	1.17	0.6	11.00	5.8	3.13	1.6	0.29	
4	栃木県宇都宮市	16.6	0.1652	0.31	0.2	7.09	3.2	2.02	0.9		
5	茨城県猿島郡	11.9	0.1652	4.63	2.8	7.87	3.5	2.24	1.0		
6	茨城県猿島郡	11.9	0.1652	2.24	1.4	7.84	3.5	2.23	1.0		
7	茨城県猿島郡	21.3	0.1652	1.83	1.1	4.03	1.8	1.15	0.5		
8	埼玉県川越市	6.4	0.1652	1.04	0.6	13.65	6.1	3.89	1.7		
9	埼玉県川越市	6.9	0.1652	1.2	0.7	15.14	6.7	4.31	1.9		
10	埼玉県川越市	6.4	0.1907	3.16	1.7	11.02	4.3	3.14	1.2		
11	茨城県猿島郡稲尾	11.9	0.1652	4.63	2.8	7.65	3.4	2.18	1.0		
12	茨城県猿島郡稲尾	11.9	0.1907	3.67	1.9	6.09	2.4	1.74	0.7		
平均値				算術平均	1.38	算術平均	4.06	算術平均	1.16		
				幾何平均	1.07	幾何平均	3.76	幾何平均	1.07		

0.29

e) H29 年道示IVに基づく杭の軸方向ばね定数推定式の提案

式(4.14)に H29 年道示IV⁴⁾における K_v の推定式を再掲する。表-4.3.5 に各補正係数 λ_{yu} , ζ_e , ζ_d の算出結果を示す。表中には H29 年道示IV⁴⁾における各杭工法の補正係数も併せて示す。 λ_{yu} が他工法と比較して小さい理由として、小口径杭は杭径が小さいために周面摩擦力の割合が大きくなるため、先端伝導率の割合が相対的に小さくなるためと推察される。

図-4.3.9 に実測 K_v と計算 K_v の比較結果を示す。本研究で対象とした杭工法独自の補正係数を用いた実測 K_v / 計算 K_v の比率は概ね 1.00 であり、高い精度の K_v 推定式を提案出来た。

$$K_v = \frac{P_{oy}}{\Delta L_y + S_{py}} = \frac{1}{\underbrace{\frac{L}{2A_p E_p} (1 + \gamma_y \cdot \zeta_e)}_{\text{杭体変形}} + \underbrace{\zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_v}}_{\text{杭先端変位}}} \quad (4.14)$$

表-4.3.5 各補正係数 λ_{yu} , ζ_e , ζ_d ⁴⁾に加筆

杭工法	先端伝導率算出のための補正係数 λ_{yu}	杭体収縮量に関する補正係数 ζ_e	杭先端変位量に関する補正係数 ζ_d
打込み杭工法	0.76	0.22	0.25
場所打ち杭工法	0.48	0.30	0.99
中掘り杭工法	0.66	0.07	0.42
プレボーリング杭工法	0.58	0.04	0.16
鋼管ソイルセメント杭工法	0.71	0.42	0.48
回転杭工法	0.84	0.25	0.58
小口径合成鋼管杭工法	0.48	0.13	0.29

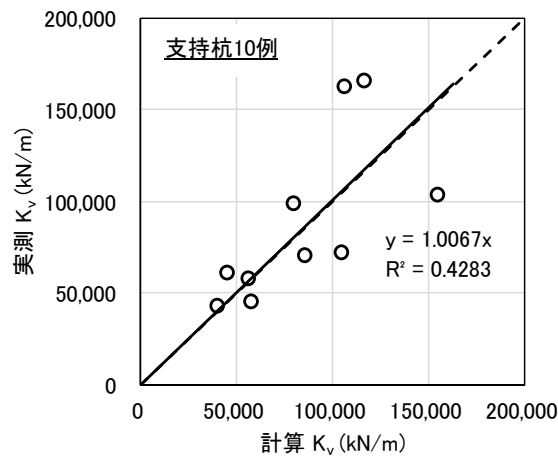


図-4.3.9 実測 K_v と計算 K_v の比較結果 (H29 年道示IV⁴⁾)

4.4 引抜き載荷試験

本研究で対象とした杭工法における杭の引抜き抵抗特性を確認するため、引抜き載荷試験を実施した。

4.4.1 試験概要

図-4.4.1に地盤条件および試験杭模式図を示す。引抜き載荷試験は地盤条件の異なる2箇所の試験ヤードで実施した。試験ヤード3の地盤は、GL-15mまでロームおよび火山灰質シルトで構成されている。一方、試験ヤード1の地盤は、GL-4.7mまでロームおよび凝灰質粘土、GL-4.7m以深は粘土質細砂と細砂層で構成されている。

表-4.4.1に試験杭の諸元を示す。引抜き載荷試験杭は2本施工し、土質および杭長を変化させている。いずれも鋼管径は $\phi 165.2\text{mm}$ 、削孔径は $\phi 225.0\text{mm}$ である。試験ヤード3（粘性土地盤）の杭は支持層に根入れしておらず、試験ヤード1（砂質土地盤）の杭はN値30程度に根入れしている。図-4.4.2に各試験ヤードにおける引抜き載荷試験杭および反力杭の配置を示す。載荷装置は、CP1粘土では反力杭2本（回転杭： $\phi 355\text{mm}$ 、先端羽根径 $\phi 700\text{mm}$ 、 $L=20\text{m}$ ）を、CP2砂では反力杭2本（PHC杭： $\phi 1000\text{mm}$ 、 $L=50\text{m}$ ）を使用する反力杭方式とした。

引抜き載荷試験は、地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説¹⁾」に準拠し、載荷方法は段階載荷・多サイクル方式で実施した（図-4.4.3）。測定項目は、杭頭荷重、杭頭および杭先端変位、鋼管のひずみである。杭先端変位は、あらかじめ鋼管先端に取り付けた $\phi 21.7\text{mm}$ のガス管を用いた二重管方式で測定した。

載荷装置は、杭体の短期許容応力度を最大荷重と想定して、所定の安全率（ $F_s=1.2$ ）を満足するように設計した。ジャッキには、油圧電動式で500kN用を複数台用いた。

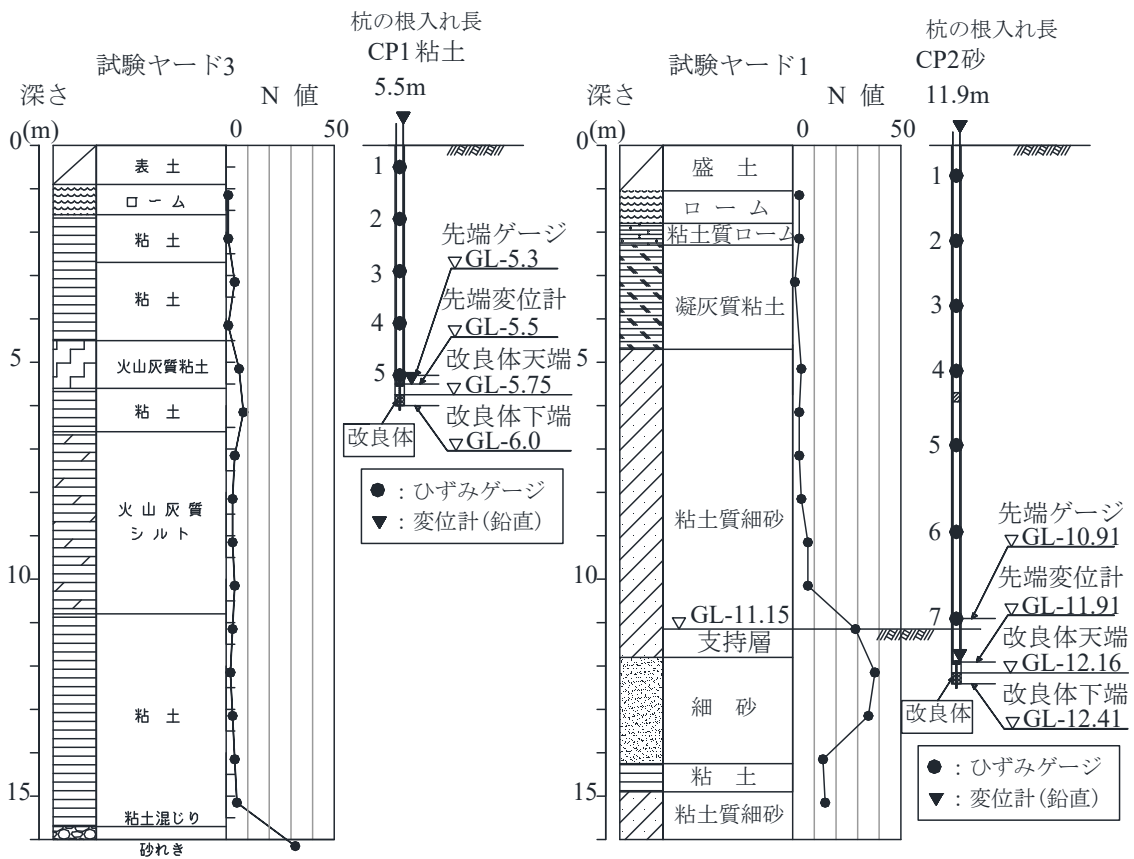


図-4.4.1 地盤条件と試験杭模式図（引抜き载荷試験）

表-4.4.1 試験杭の諸元（引抜き载荷試験）

ケース	CP1粘土	CP2砂
鋼種	STK400	
鋼管径	φ 165.2 mm	
鋼管肉厚	4.5 mm	
削孔径	φ 225.0 mm	
杭長	5.5 m	11.9 m
改良体長	0.25 m	

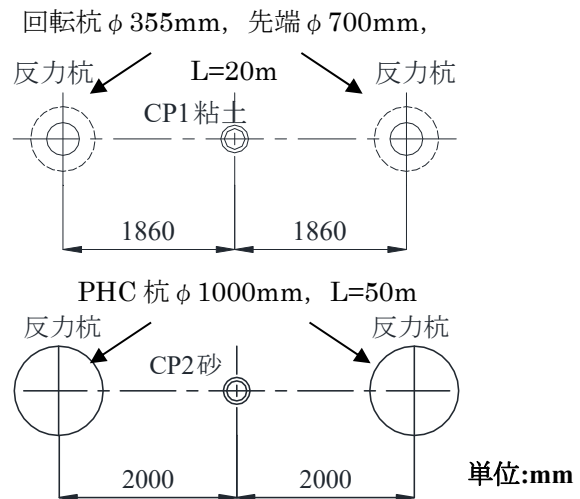


図-4.4.2 試験杭と反力杭の配置（引抜き载荷試験）

サイクル	荷重(kN)																								
1	0	-	-50	-	-100	-	-50	-	0	-															
2	0	-	-100	-	-150	-	-200	-	-150	-	-100	-	0	-											
3	0	-	-100	-	-200	-	-250	-	-300	-	-250	-	-200	-	-100	-	0	-							
4	0	-	-100	-	-200	-	-300	-	-350	-	-400	-	-350	-	-300	-	-200	-	0						
5	0	-	-100	-	-200	-	-300	-	-400	-	-450	-	-500	-	-450	-	-400	-	-300	-	-200	-	-100	-	0

注 太字 は、新規荷重を示す。

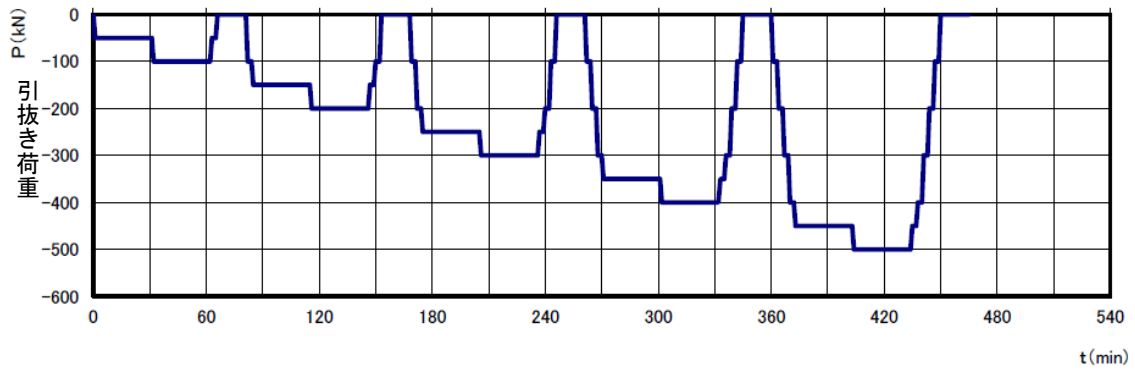


図-4.4.3 引抜き荷重試験の荷重サイクル図 (例: 50kNピッチ)

4.4.2 試験結果

a) 試験結果総合図

図-4.4.4にCP1粘土のケースにおける引抜き载荷試験結果総合図を示す。図中には、杭頭荷重－時間、杭頭荷重－杭頭変位量、杭頭変位量－時間の関係図を示す。荷重ピッチは18kNとし、荷重サイクルは5サイクル11段階（途中）であった。

図-4.4.5にCP2砂のケースにおける引抜き载荷試験結果総合図を示す。図中には、杭頭荷重－時間、杭頭荷重－杭頭変位量、杭頭変位量－時間の関係図を示す。荷重ピッチは50kNとし、荷重サイクルは5サイクル10段階（途中）であった。

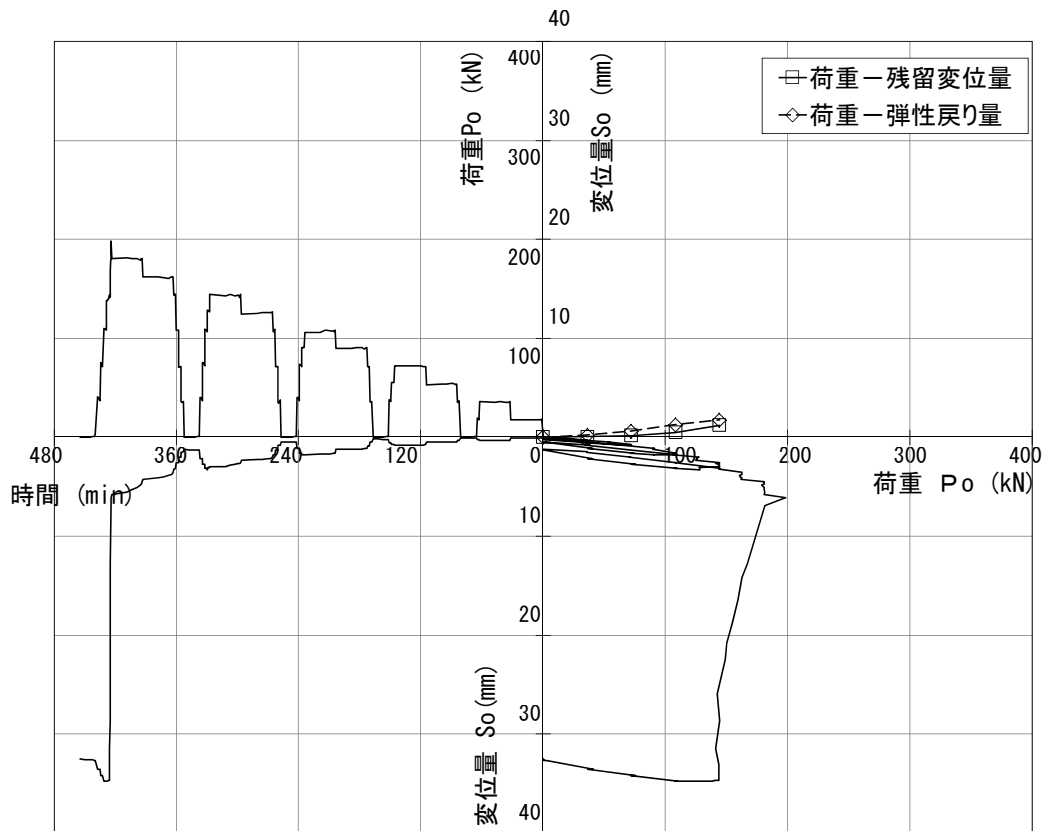


図-4.4.4 引抜き载荷試験総合図 (CP1粘土)

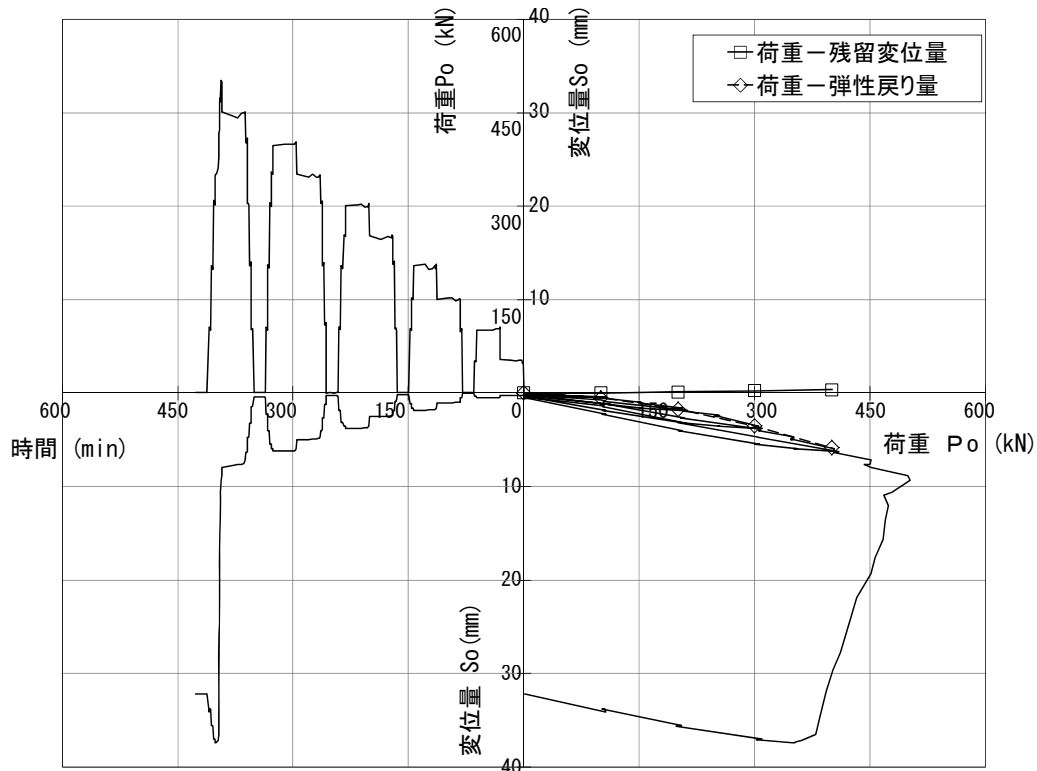


図-4.4.5 引抜き载荷試験総合図 (CP2砂)

b) 杭頭の降伏荷重

図-4.4.6および図-4.4.7に示す各ケースのlogP-logS曲線法, S-logt曲線法, ΔS / logt-P曲線法による実測値を総合的に判断して, CP1粘土における杭頭の降伏荷重は144kN, CP2砂における杭頭の降伏荷重は450kNと導出した(表-4.4.2)。

表-4.4.2 各ケースにおける杭頭の降伏荷重

項目	CP1 粘土	CP2 砂
logP-logS 曲線法	144 kN	500 kN
S-logt 曲線法	144 kN	450 kN
ΔS / logt-P 曲線法	126 kN	450 kN
降伏荷重の実測値	144 kN	450 kN

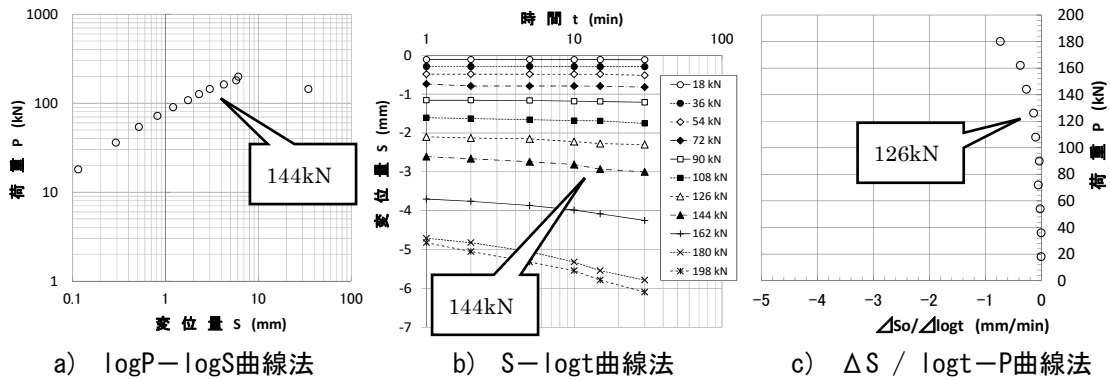


図-4.4.6 杭頭の降伏荷重に関するグラフ (CP1粘土)

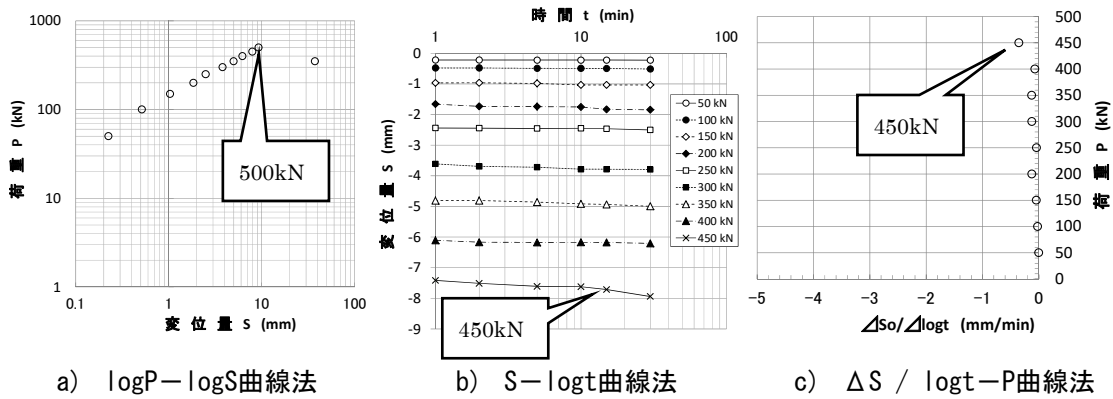


図-4.4.7 杭頭の降伏荷重に関するグラフ (CP2砂)

c) 杭頭荷重－杭頭変位関係

図-4.4.8に杭頭荷重P－杭頭変位S関係を示す。「杭の鉛直載荷試験方法・同解説¹⁾」によると、引抜き載荷試験による設計上の極限引抜き抵抗力は、最大荷重時の杭頭変位量が杭径の10%を超える場合は、杭径の10%を超える時の荷重としている。いずれのケースも杭径10%の杭頭変位は22.5mmである。CP1粘土のケースでは、杭頭変位・6mm程度で極限引抜き抵抗力は193kNに到達し、CP2砂のケースでは、杭頭変位・9mm程度で極限引抜き抵抗力は489kNに到達する結果となった。いずれのケースも極限引抜き抵抗力に到達した直後に荷重が低下し、変位が急激に進行する傾向がみられた。また、CP2砂のケースでは、載荷の初期段階では弾性的な挙動を示しており、CP1粘土に比べて大きな初期剛性を有する結果となった。

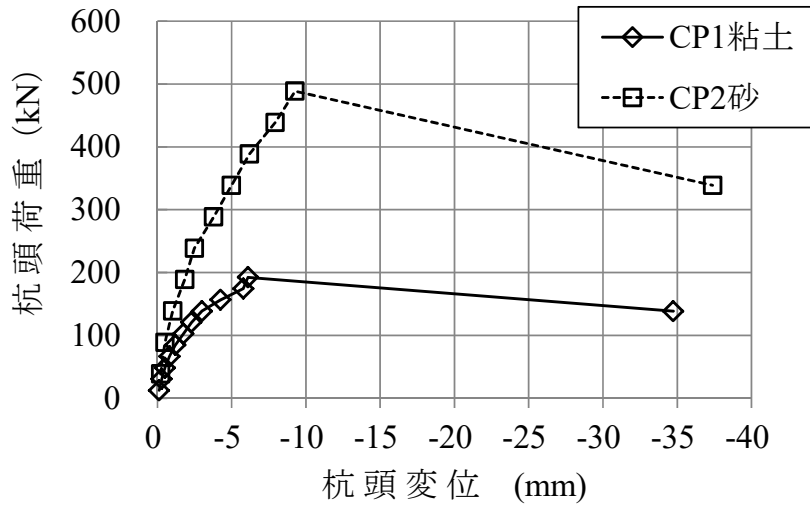


図-4.4.8 杭頭荷重－杭頭変位関係（引抜き载荷試験）

d) 軸力分布

図-4.4.9のa)～b)に各杭の軸力分布を示す。杭先端の軸力は、鋼管先端から上方の2つのひずみゲージから算定した軸力より外挿して算定した。なお、1.2.6に道示IV²⁾を参考にした引抜き载荷試験の整理方法を示す。

いずれの杭も全長にわたって、粘性土層および砂質土層における周面摩擦抵抗が作用していることが確認できた。CP2砂のケースでは、N値30程度の細砂層に根入れしたケースであるため、GL-9.0m～GL-11.0mの区間の周面摩擦力（軸力差）が若干大きくなる傾向がみられた。

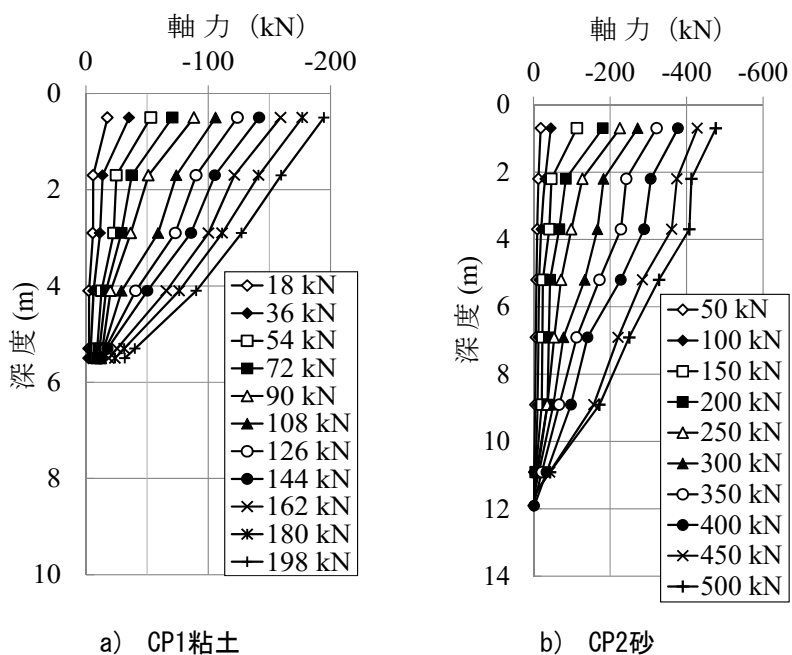


図-4.4.9 軸力分布（引抜き载荷試験）

e) 杭の周面摩擦力度

杭の最大周面摩擦力度は、杭頭荷重と軸力分布の関係から算出した各地層における周面摩擦力を杭径 D_g の周長と各地層厚を除して求めた。

図-4.4.10にCP1粘土のケースにおける周面摩擦力度分布図を示す。①-②断面では杭頭荷重が162kN時に最大周面摩擦力度となる約65kN/m²を、④-⑤断面では杭頭荷重が198kN時に最大周面摩擦力度となる約80kN/m²を計測しており、いずれもN値が5以下の粘性土区間で大きな周面摩擦力が得られている。

図-4.4.11にCP2砂のケースにおける周面摩擦力度分布図を示す。①-②断面では杭頭荷重が250kN時に最大周面摩擦力度となる約130kN/m²を計測しており、N値が5以下の粘性土区間で大きな周面摩擦力が得られることを確認した。④-⑤断面では杭頭荷重が500kN時に最大周面摩擦力度となる約125kN/m²を計測しており、N値が5~30程度の砂質土地盤で良好な周面摩擦力が得られることを明らかにした。

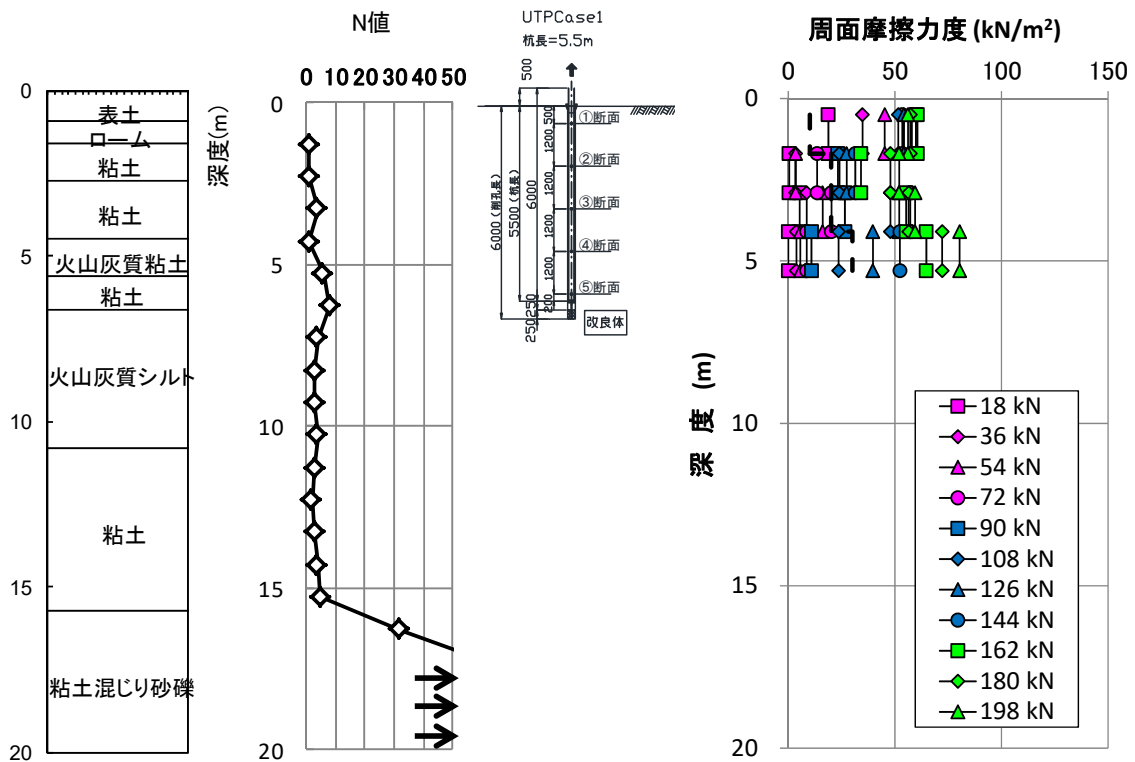


図-4.4.10 周面摩擦力度分布図 (CP1 粘土)

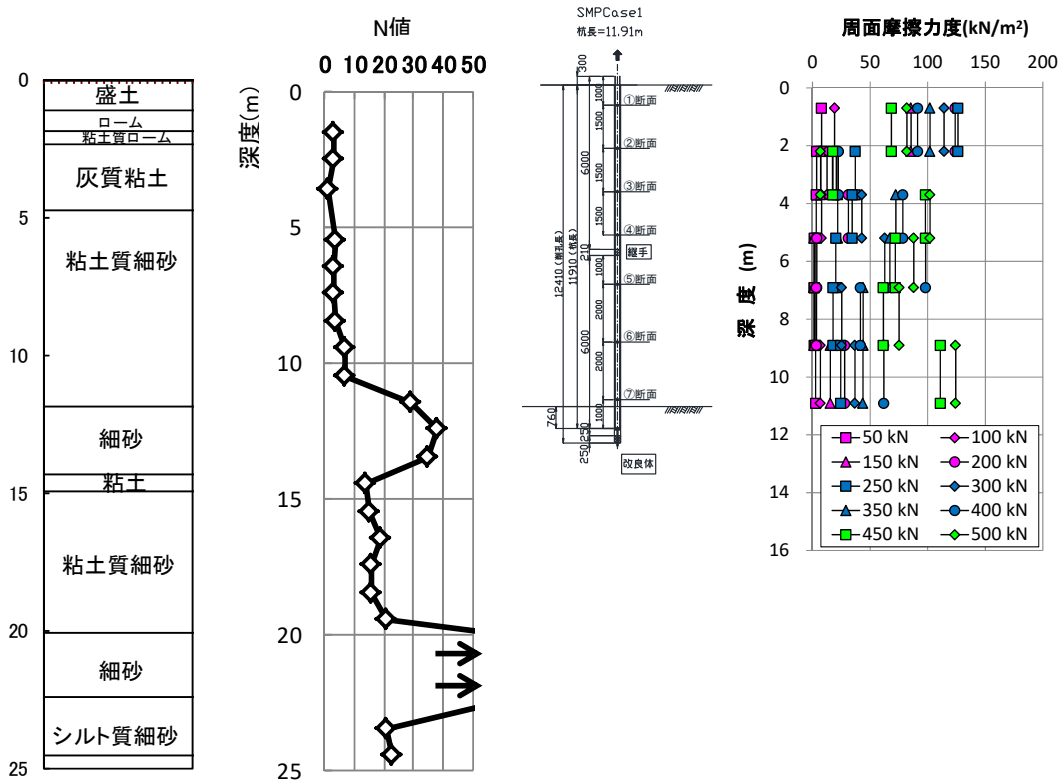


図-4.4.11 周面摩擦力度分布図 (CP2 砂)

4.4.3 杭の周面摩擦力度の比較

図-4.4.12にCP1粘土のケースにおける杭周面摩擦力度（軸力差を杭周面積で除した値）と変位量（図-4.4.9に示すひずみ測定点間の平均変位量）の関係を示す。2-3区間を除いて概ね変位量が2mmで周面摩擦力度は50kN/m²に到達し、残留強度状態に至っている。最も深い4-5区間では、変位量が5mm弱で80kN/m²に到達した。なお、得られた周面摩擦力度は道示IV²⁾の場所打ち杭におけるN値から算定した周面摩擦力度24.4kN/m²よりも大きくなることを確認した。

図-4.4.13にCP2砂のケースにおける杭周面摩擦力度と変位量の関係を示す。粘性土区間は、変位量が2mm弱で最大周面摩擦力度に到達し、1-2区間で126kN/m²、2-3区間で37kN/m²であった。一方、砂質土区間（3～7区間）は変位量の増大に伴い周面摩擦力度も増加する傾向がみられ、最大周面摩擦力度は75～124kN/m²であった。なお、得られた周面摩擦力度は、道示IV²⁾の場所打ち杭におけるN値から算定した周面摩擦力度24.9kN/m²（粘性土）と35.3kN/m²（砂質土）よりも大きくなることを明らかにした。

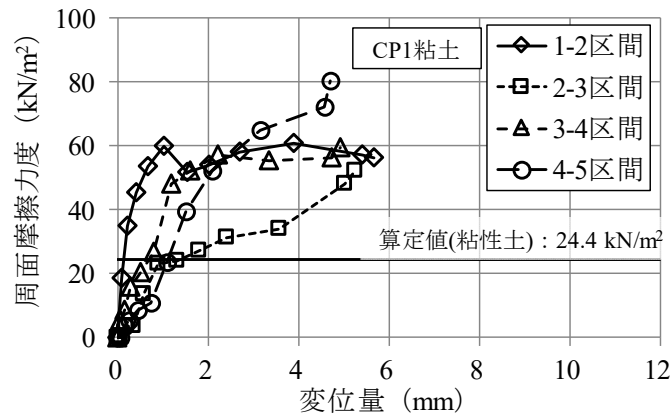


図-4.4.12 杭周面摩擦力度－変位量関係（CP1 粘土）

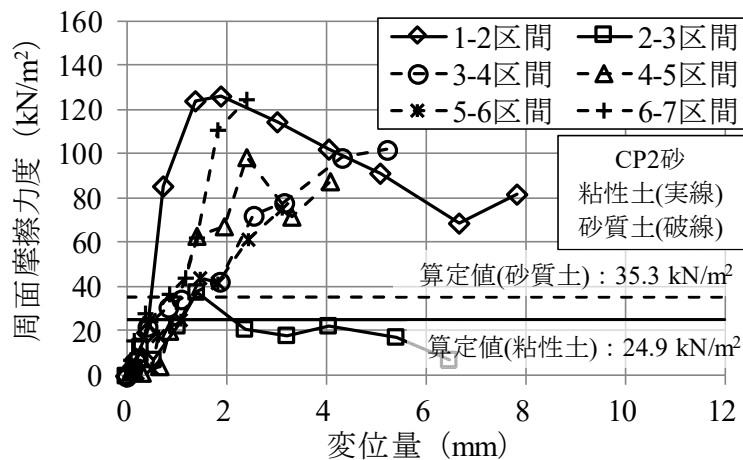


図-4.4.13 杭周面摩擦力度－変位量関係（CP2 砂）

図-4.4.14に土木研究所資料「杭の支持力，変形特性に関する研究³⁾」に示されている粘性土地盤における場所打ち杭の最大周面摩擦力度 f - N 値関係と本研究で対象とした杭工法の試験結果を併せて示す。比較的小さい N 値で大きな最大周面摩擦力度を発現しており，道示IV²⁾に示されている場所打ち杭の最大周面摩擦力度の推定式 $10N$ (kN/m^2)と比較するといずれも上回ることを明らかにした。この理由として，図-4.4.14に示す道示IV²⁾の設定値は統計データの平均値を採用しており，安全側の設定であることなどと推定される。

図-4.4.15に砂質土地盤における場所打ち杭の最大周面摩擦力度 f - N 値関係³⁾と本研究で対象とした杭工法の試験結果を併せて示す。道示IV²⁾に示す場所打ち杭の最大周面摩擦力度の推定式 $5N$ (kN/m^2)と比較するといずれも上回ることを明らかにした。この理由として，図-4.4.15に示す道示IV²⁾の設定値は統計データの平均値を採用しており，安全側の設定であること，杭の出来形径（試験工事実績： $\phi 231\text{mm}$ （図-3.8.5））が計画径（ $\phi 225\text{mm}$ ）の1.03倍程度に増大しているものの，計画径で算定していることなどが挙げられる。

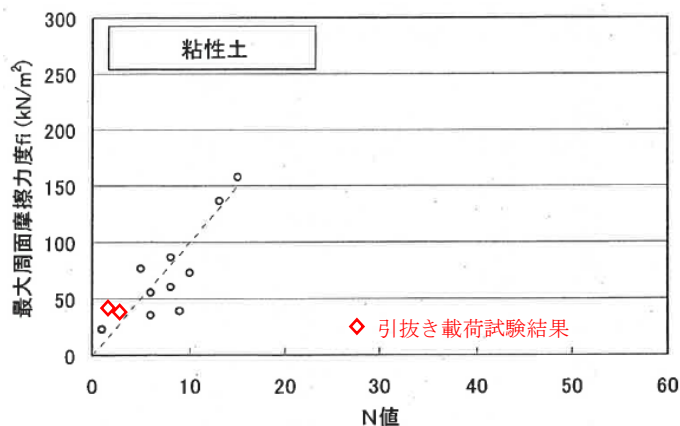


図-4.4.14 最大周面摩擦力度 f - N 値に加筆（粘性土地盤）³⁾に加筆
（場所打ちコンクリート杭の統計値）

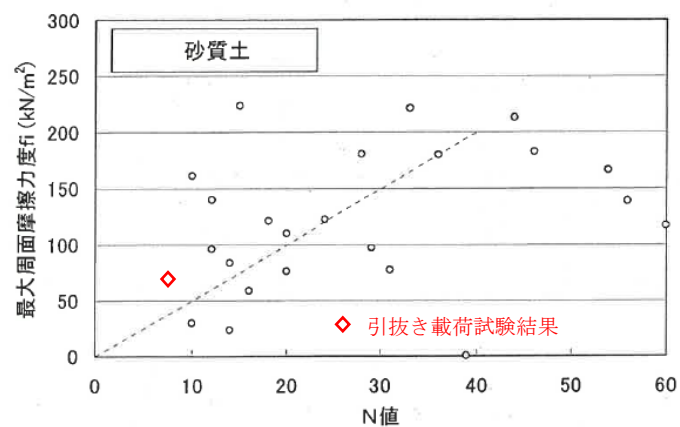


図-4.4.15 最大周面摩擦力度 f - N 値に加筆（砂質土地盤）³⁾に加筆
（場所打ちコンクリート杭の統計値）

図-4.4.16に土木研究所資料「杭の支持力，変形特性に関する研究³⁾」に示されているプレボーリング杭における最大周面摩擦力度－N値の關係に実測値を加筆した結果を，図-4.4.17に同資料に示されている鋼管ソイルセメント杭の同結果を示す．最大周面摩擦力度の実験値は，プレボーリング杭の算定式 ($10N (\leq 100) \text{ kN/m}^2$)，鋼管ソイルセメント杭の算定式 ($10N (\leq 200) \text{ kN/m}^2$) の根拠となる数値と類似する結果が得られた．

以上より，二重管削孔と杭上下のセンタリング機構で適切にかぶりを確保した結果，最大周面摩擦力度は道示IV²⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定される計算値よりも大きくなること，粘性土地盤のそれはプレボーリング杭や鋼管ソイルセメント杭の算定式の根拠となる数値に類似することを明らかにした．

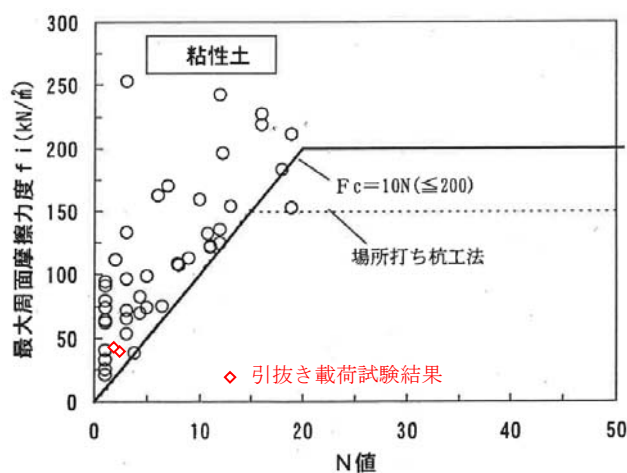


図-4.4.16 最大周面摩擦力度 f －N値に加筆（粘性土地盤）³⁾に加筆
（プレボーリング杭の統計値）

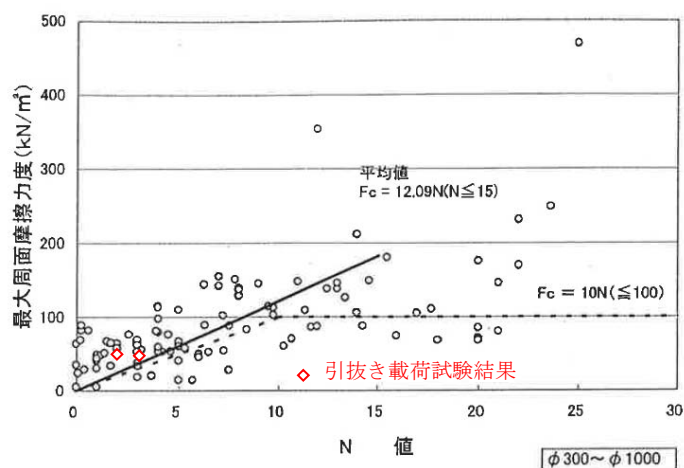


図-4.4.17 最大周面摩擦力度 f －N値に加筆（粘性土地盤）³⁾に加筆
（鋼管ソイルセメント杭の統計値）

4.4.4 周面摩擦力の計算値と実測値の比較

図-4.4.18 に道示 IV²)に基づいて算定した場所打ち杭の周面摩擦力における計算値 (=A) と引抜き载荷試験時の実測値 (=B) の比較を示す。二重管削孔と杭上下のセンタリング機構で適切にかぶりを確保した結果、いずれのケースにおいても杭の周面摩擦力の実測値は計算値の 2 倍程度であることから、道示 IV²)の場所打ち杭の設計法に基づいて算定される引抜き抵抗力よりも大きくなることを明らかにした。実測値が計算値を上回る理由として、1)図-4.4.14 および図-4.4.15 に示すように、砂質土地盤・粘性土地盤いずれも計算値の最大周面摩擦力度は統計データの平均値相当であり、安全側の設定であること、2)杭の出来形径が計画径の 1.03 倍程度に増大しているものの、計画径で算定していることなどが挙げられる。

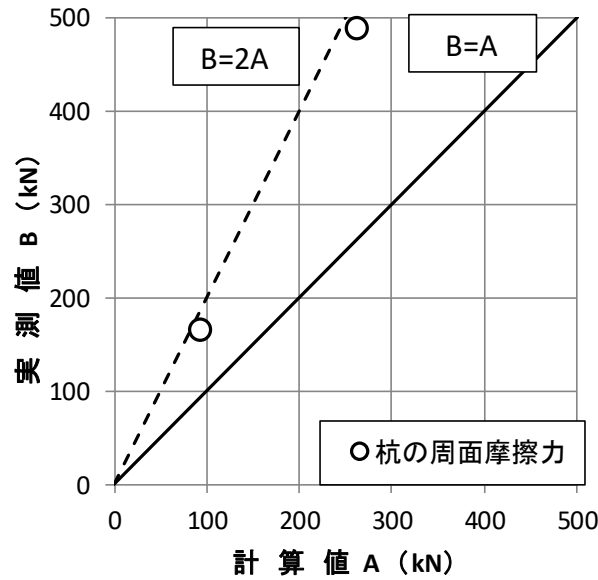


図-4.4.18 各引抜き抵抗力の計算値と実測値の比較

4.4.5 H24 年道示IVと H29 年道示IVの極限引抜き抵抗力の比較

本研究で対象とした杭工法における極限引抜き抵抗力の算定方法は、H24 年道示 IV²⁾の場所打ちコンクリート杭の支持力推定式を参考にしている。本節では、2 例の引抜き載荷試験結果から得られた極限引抜き抵抗力の実測値と H24 年道示 IV²⁾および H29 年道示 IV⁴⁾の場所打ちコンクリート杭の支持力推定式を基に算定した極限引抜き抵抗力の計算値を比較した。さらに、H24 年道示 IV²⁾の計算値と H29 年道示 IV⁴⁾の計算値を比較し、大小関係を考察した。

表-4.4.3 に H24 年道示 IV²⁾における杭の最大周面摩擦度を示す。図-4.4.19 および表-4.4.4 に極限引抜き抵抗力の計算値と実測値の比較結果を示す。比較結果より、極限引抜き抵抗力の実測値は計算値よりも大きくなることを明らかにした。また、実測値/計算値の平均値は 1.95 であった。

表-4.4.5 に H29 年道示 IV⁴⁾における杭の最大周面摩擦度を示す。土木研究所資料「杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究⁵⁾」によると、砂質土地盤における杭の最大周面摩擦度は、5N (N : N 値) のままであるが、上限値が 200kN/m²から 120kN/m²に見直されている(図-4.1.37)。粘性土地盤における杭の最大周面摩擦度は、10N から 5N に見直されており、上限値も 150kN/m²から 100kN/m²に見直されている(図-4.1.38)。図-4.4.20 および表-4.4.6 に極限引抜き抵抗力における計算値と実測値の比較結果を示す。極限引抜き抵抗力の実測値は計算値よりも大きくなることを明らかにした。また、実測値/計算値の平均値は 3.29 であった。

図-4.4.21 に H24 年道示 IV²⁾の計算値と H29 年道示 IV⁴⁾の計算値の比較結果を示す。H29 年道示 IV⁴⁾における極限引抜き抵抗力の計算値は H24 年道示 IV²⁾のそれと比較して 0.62 倍に低減することを明らかにした。これは、周面摩擦力度の推定式の係数や上限値が低下した影響によるものと推察される。

表-4.4.3 杭の最大周面摩擦度 (H24 年道示IV²⁾)

項目	土質	数式
杭の最大周面摩擦力度 τ_{gi} (kN/m ²)	砂質土	5N (≤ 200)
	粘性土	10N (≤ 150)

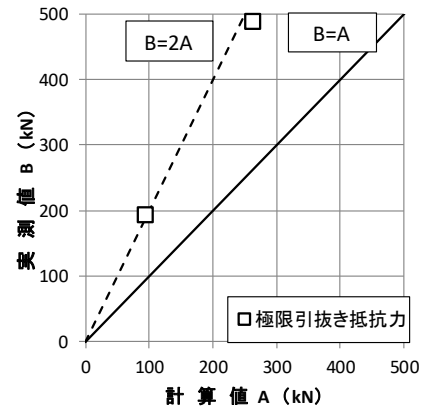


図-4.4.19 計算値と実測値の比較 (H24 年道示IV²⁾)

表-4.4.4 計算値と実測値の比較 (H24 年道示IV²⁾)

試験杭名称	杭径Ds、削孔径Dg 杭長L、杭の種類	計算値		実測値		実測値/計算値	
		杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN	杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN	杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN
13 UTP Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.5m 摩擦杭	95	95	166	193	1.75	2.03
14 SMP Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	263	263	489	489	1.86	1.86

1.80 1.95

表-4.4.5 杭の最大周面摩擦度 (H29 年道示IV⁴⁾)

項目	土質	数式
杭の最大周面摩擦力度 τ_{gi} (kN/m ²)	砂質土	5N (≤ 120)
	粘性土	5N (≤ 100)

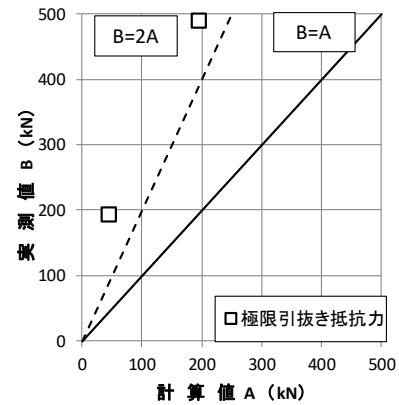


図-4.4.20 計算値と実測値の比較 (H29 年道示IV⁴⁾)

表-4.4.6 計算値と実測値の比較 (H29 年道示IV⁴⁾)

試験杭名称	杭径Ds、削孔径Dg 杭長L、杭の種類	計算値		実測値		実測値/計算値	
		杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN	杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN	杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN
16 UTP Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.5m 摩擦杭	47	47	166	193	3.53	4.11
17 SMP Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	197	197	489	489	2.48	2.48

3.01 3.29

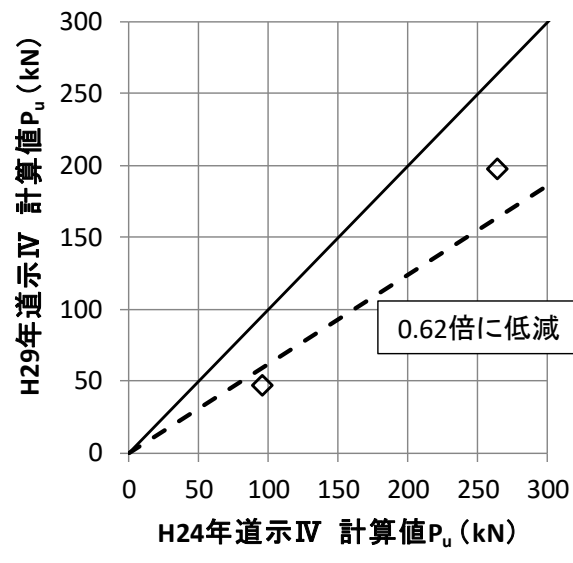


図-4.4.21 極限引抜き抵抗力における H24 年道示IV²⁾と H29 年道示IV⁴⁾の比較

4.4.6 H24 年道示IVと H29 年道示IVの設計引抜き抵抗力の比較

H24 年道示 IV²⁾における常時，暴風時及びレベル 1 地震時の杭の許容引抜き抵抗力 P_a は，地盤から決まる極限引抜き抵抗力 P_u に対して，安全率を考慮して算定する．式(4.22)に許容引抜き抵抗力 P_a の算定式を示す．

$$P_a = P_u / n \quad (4.22)$$

ここに， n ：安全率 (=6) である．

H29 年道示 IV⁴⁾における引抜き力の制限値は，軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態を超えないための制限値と基礎の変位を抑制するための制限値の 2 種類がある．式(4.23)に抵抗の限界状態を超えないための引抜き力の制限値 P_d の算定式を，式(4.24)に基礎の変位を抑制するための引抜き力の制限値 P_{dp} の算定式を示す．

$$P_d = \xi_1 \cdot \Phi_r \cdot \lambda_n \cdot P_y + W \quad (4.23)$$

$$P_{dp} = \lambda_p \cdot R_y + W \quad (4.24)$$

ここに， ξ_1 ：調査・解析係数 (=0.90)， Φ_r ：抵抗係数 (=0.55)， λ_n ：杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 (=1.00)， P_y ：降伏引抜き抵抗力 (kN) (=0.65 P_u)， λ_p ：引抜き変位を抑制するための係数 (=0.25)， W ：杭の有効重量 (kN) である．

表-4.4.7 および図-4.4.22 に H24 年道示 IV²⁾における許容引抜き抵抗力の計算値と H29 年道示 IV⁴⁾における引抜き力の制限値の計算値の比較結果を示す．H29 年道示 IV⁴⁾の計算値は H24 年道示 IV²⁾のそれと比較して 0.88 倍に低減する結果が得られた．これは極限引抜き抵抗力が 0.62 倍に低減する比率と比較して実測値と類似することを明らかにした．

表-4.4.7 H24年道示IV²⁾の許容引抜き抵抗力と
H29年道示IV⁴⁾における引抜き力の制限値の比較結果

試験杭名称	杭径Ds、削 孔径Dg 杭長L、杭 の種類	H24年道示IV		H29年道示IV					
		計算値		計算値					
		極限引抜き 抵抗力 kN	許容引抜き 抵抗力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN	H29極限 /H24極限	杭頭の引抜き 力制限値 抵抗限界状態1 kN	H29制限値 /H24許容引 抜き力	杭頭の引抜き 力制限値 変位の制限値 kN	H29制限値 /H24許容引 抜き力
16 UTP Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.5m 摩擦杭	95	16	47	0.49	20	1.26	13	0.79
17 SMP Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	263	44	197	0.75	74	1.69	43	0.97
					0.62		1.48		0.88

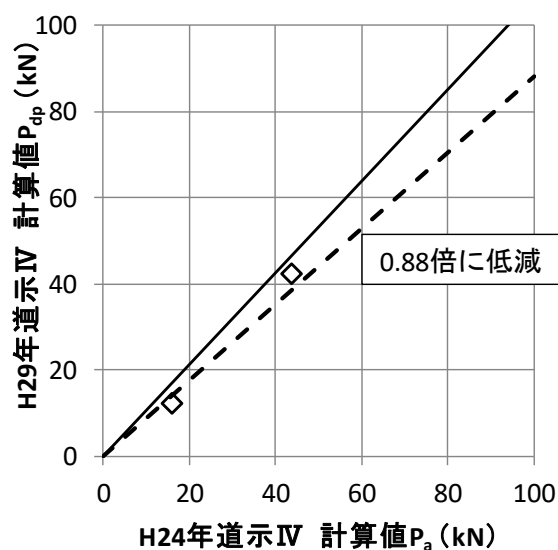


図-4.4.22 H24年道示IV²⁾の許容引抜き抵抗力と
H29年道示IV⁴⁾における引抜き力の制限値の比較結果

4.4.7 実測値の平均値となる極限引抜き抵抗力推定式の提案

場所打ちコンクリート杭の支持力推定式を参考にした場合、H24 年道示IV²⁾における極限引抜き抵抗力の実測値／計算値の平均値は 1.95 (表-4.4.4)，H29 年道示IV⁴⁾における実測値／計算値の平均値は 3.24 (表-4.4.6) であった。そこで、実測値の平均値となる極限支持力推定式を用いた極限引抜き抵抗力を算定した。表-4.4.8，図-4.4.23 および図-4.4.24 に実測値の平均値となる極限支持力推定式の計算結果を示す。砂質土地盤における杭の最大周面摩擦力度は 5N から 6N とし、上限値も N 値 40 相当の 200kN/m² から 240kN/m² に設定した。粘性土地盤における杭の最大周面摩擦力度は 10N から 18N とし、上限値は 150kN/m² から 144kN/m² に設定した。表-4.4.9 に示す算定結果より、極限引抜き抵抗力における実測値／計算値の平均値は 1.24 であることから、提案した極限支持力の推定式を用いて極限引抜き抵抗力の実測値の平均値付近を算定できることを明らかにした。

表-4.4.8 押し込み力における実測値の平均値となる極限支持力推定式の計算結果
(H24 年道示IV²⁾ および H29 年道示IV⁴⁾)

項目	地質	場所打ちコンクリート杭の推定式		押し込み力における 実測値の平均値
		H24 年道示IV	H29 年道示IV	H24 年・H29 年道示IV
杭の最大周面摩擦力度 τ_{gi} (kN/m ²)	砂質土	5N (≤ 200)	5N (≤ 120)	6N (≤ 240)
	粘性土	10N (≤ 150)	5N (≤ 100)	18N (≤ 144)

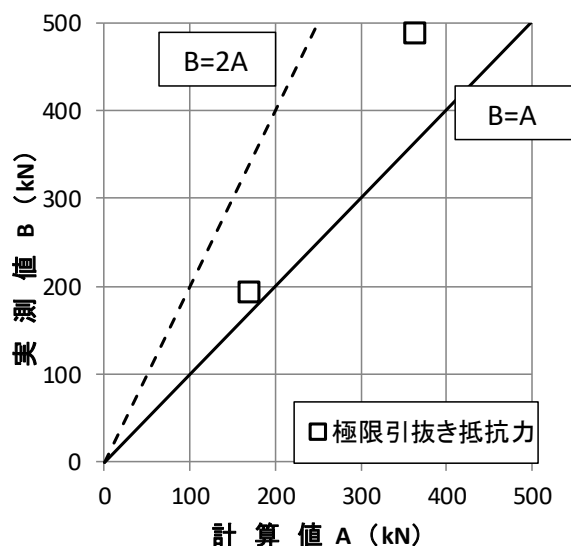
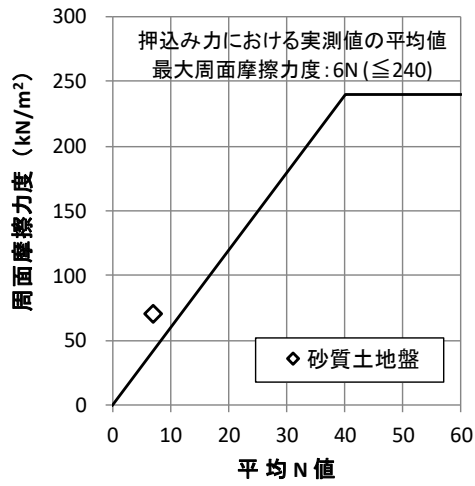
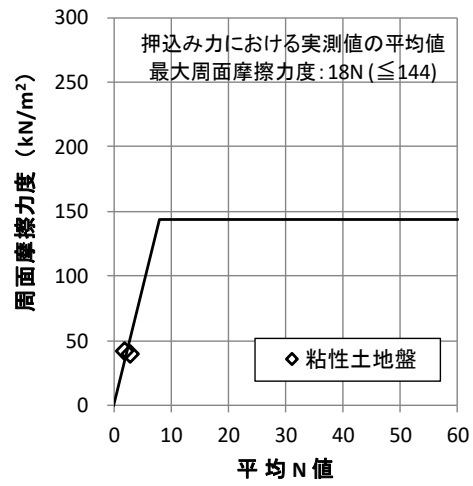


図-4.4.23 実測値と計算値の比較

(押し込み力における実測値の平均値となる極限支持力推定式，H24 年道示IV²⁾)



a) 砂質土地盤



b) 粘性土地盤

図-4.4.24 押込み力における実測値の平均値となる杭の最大周面摩擦力度 (H24 年道示IV²⁾)

表-4.4.9 実測値と計算値の比較 (実測値/計算値=1.00 を目標, H24 年道示IV²⁾)

試験杭名称	杭径Ds、削孔径Dg 杭長L、杭の種類	計算値		実測値		実測値/計算値	
		杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN	杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN	杭の周面 摩擦力 kN	極限引抜き 抵抗力 kN
13 UTP Case1 (宇都宮)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=5.5m 摩擦杭	170	170	166	193	0.98	1.14
14 SMP Case1 (猿島)	Ds=165.2mm Dg=225.0mm L=11.9m 支持杭	365	365	489	489	1.34	1.34
						1.16	1.24

4.5 まとめ

押し込み載荷試験を実施し、杭の先端支持力や周面摩擦力などの支持力特性を確認するとともに杭の軸方向ばね定数の推定式を提案した。さらに、引抜き載荷試験を実施し、杭の周面摩擦力などの引抜き抵抗力特性を確認した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 杭頭荷重－杭頭変位関係より、支持層が N 値 30 程度の砂地盤のケースよりも N 値 40 程度の砂礫地盤のケースのほうが初期勾配は大きくなる傾向がみられた。
- 2) 杭先端の極限支持力の実測値は、いずれの土質も道示 IV²⁾に記載されている場所打ち杭の計算値よりも大きくなることを明らかにした。杭の最大周面摩擦力の実測値は、いずれの土質も N 値を用いた計算値よりも大きくなることを明らかにした。
- 3) 二重管削孔と杭上下のセンタリング機構で適切にかぶりを確保した結果、杭先端極限支持力と杭の周面摩擦力の実測値は、いずれも計算値の 1.5 倍程度以上であることから、道示 IV²⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定される鉛直支持力よりも大きくなることを明らかにした。計算値が実測値を上回る理由として、1)砂質土地盤・砂礫地盤いずれも計算値の杭先端極限支持力度は統計データの下限值相当であり安全側の設定であること、2)砂質土地盤・粘性土地盤いずれも計算値の最大周面摩擦力度は統計データの平均値相当であり、安全側の設定であること、3)実大試験杭の出来形径は計画径の 1.03～1.12 倍程度であるものの計画径で算定していることなどが挙げられる。
- 4) 押し込み載荷試験結果から得られた杭頭荷重 R_0 －沈下量 S_0 関係をワイブル分布曲線式($R_0 / R_u - S_0 / D$ 曲線)により正規化し、場所打ち杭と比較した。その結果、 $R_0 / R_u - S_0 / D$ 曲線はいずれの試験ケースも場所打ち杭の曲線と類似した傾向を示し、降伏沈下比や変位指数も概ね同等な値を示したことから、寸法効果の影響はみられず、場所打ち杭の支持力推定式を参考にしても問題ないことを明らかにした。
- 5) 実測 K_v 値と計算 K_{vp} 値の関係および実測 K_v 値と計算 K_{vpg} 値の関係における回帰曲線の決定係数 R^2 ではほとんど差異がみられないものの、 $L / D_g - a_{pg}$ 関係より $L / D - a_p$ 関係のほうが回帰直線の適合度が高いことから、本研究で対象とした杭工法の杭の軸方向ばね定数は、鋼管の軸剛性ばねを用いた実験結果に基づく推定式によって算定することとした。
- 6) 土木研究所資料⁵⁾を参考に、本研究で対象とした杭工法独自の補正係数を用いて H29 年道示 IV⁴⁾における杭の軸方向ばね定数を算定した結果、実測 K_v / 計算 K_v の比率は概ね 1.00 であったことから、高い精度の杭の軸方向ばね定数の推定式を提案することが出来た。
- 7) 杭の周面摩擦力の実測値は、いずれのケースにおいても計算値の 2 倍弱であることから、道示 IV²⁾の場所打ち杭の設計法に基づいて算定される引抜き抵抗力よりも大きくなることを明らかにした。実測値が計算値を上回る理由として、1)計算値の最大周面摩擦力度は統計データの平均値相当であり安全側の設定であること、2)杭の出来形径が計画径の 1.03 倍であるものの、計画径で算定していることなどが挙げられる。

<参考文献>

- 1) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説，2004.9.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp. 377-456, 2012.3.
- 3) 独立行政法人土木研究所：杭の支持力，変形特性に関する研究，土木研究所資料第 3836 号，2001.9.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp. 164-316, 2017.11.
- 5) 国立研究開発法人土木研究所：杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究，土木研究所資料第 4374 号，2018.3.
- 6) 国立研究開発法人土木研究所：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第 4139 号，2009.3.
- 7) 岡原美智夫，中谷昌一，田口啓二，松井謙二：軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究，土木学会論文集，No. 418/III-13, pp. 257-266, 1990.6.
- 8) 岡原美智夫，高木章次，中谷昌一，木村嘉富：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，土木研究所資料第 2919 号，1991.
- 9) 宇都一馬，冬樹衛，桜井学：杭の載荷試験結果の整理方法，基礎工，pp. 21-30, 1982.9.
- 10) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，2007.1.
- 11) 岡原美智夫：道路橋基礎の設計基準化に関する研究と展望，土木学会論文集，No. 784/VI-66, pp. 1-18, 2005.3.

第5章 杭の水平抵抗特性に関する基礎的な検討

第5章では、杭の水平抵抗特性に関する基礎的な検討結果について示す。ここでは鋼管同士を接続するねじ継手部に着目し、継手を有する鋼管の曲げ試験・繰返し曲げ試験・せん断試験の構造試験結果について示す。図-5.1に杭の水平抵抗特性に関する基礎的な検討課題を、表-5.1に検討課題に対応する節を示す。

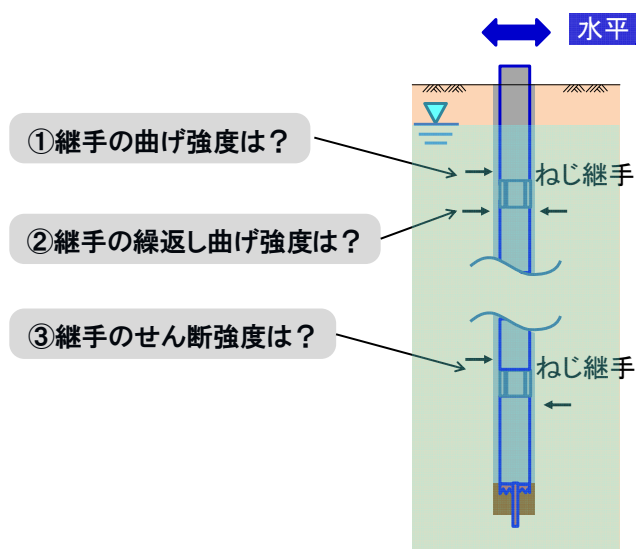


図-5.1 杭の水平抵抗特性に関する基礎的な検討課題

表-5.1 検討課題に対応する節

検討課題	節	タイトル
①継手の曲げ強度は？	5.1	継手を有する鋼管の曲げ試験
②継手の繰返し曲げ強度は？	5.2	継手を有する鋼管の正負交番曲げ試験
③継手のせん断強度は？	5.3	継手を有する鋼管のせん断試験

5.1 継手を有する鋼管の曲げ試験

継手を有する鋼管および鋼管単体の曲げ強度と曲げ剛性を把握することを目的として、単調曲げ試験を実施した。

5.1.1 試験概要

表-5.1.1に試験ケースおよび鋼管本体部の諸元を、表-5.1.2に継手部の諸元を、表-5.1.3に鋼管の規格値とミルシート値から算定した諸元を、表-5.1.4に継手部の規格値から算定した諸元を示す。試験体の種類は、 $\phi 190.7\text{mm}$ 、 $t=5.3\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ 、 $t=4.5\text{mm}$ の一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）に継手を有するものが各1ケース、鋼管単体が各1ケースの合計4ケースである。なお、ミルシート値の各モーメントは規格値のそれに比べて約1割程度大きくなっている。 $\phi 190.7\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ の継手母材の肉厚は18.0mmである。

曲げ試験体は図-5.1.1および写真-5.1.1に示すように、継手を挟んだ鋼管杭の一部であり、試験体の支点および載荷点位置にあたる部分に鞍治具を取り付けた。図-5.1.2に示すように、鋼管単体のケースも同様に鞍治具を取り付けている。また、写真-5.1.1に示す鋼管と継手の溶接に関しては、実施工と同様に雄ねじ・雌ねじの片端に鋼管を挿入し、全周にわたって鋼管と継手を開先溶接した。

図-5.1.3に単調曲げ試験の概要図を、写真-5.1.2に試験状況を示す。試験は、3MN 載荷試験装置と500kN ロードセルを使用し、載荷スパン 900mm、支点間スパン 2,700mmの4点載荷とした。継手部は、最も曲げモーメントが発生する載荷スパンの中心に配置し、継手部と鞍治具までの長さが継手部の長さ以上になるように載荷スパンを決定した。載荷方式は単調載荷とし、荷重の低下が認められるまで荷重を増加させた。

測定項目は、荷重、変位、ひずみの3項目とした。鋼管軸方向のひずみは、ひずみゲージを用いて測定した。ひずみの測点数は、継手を有する鋼管の継手付近を中心に7断面とした（図-5.1.1）。なお、鋼管単体のケースにおけるひずみの測点は、図-5.1.2に示す3断面とした。試験体中心の変位は、左右2ヶ所の平均値とした。

表-5.1.1 試験ケースおよび鋼管本体部の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	断面二次モーメント A cm ⁴	断面係数 Z cm ³	全塑性断面係数 Z cm ³
M-190K	有り	190.7	5.3	STK400	30.87	1,330	139	182
M-190S	無し							
M-165K	有り	165.2	4.5		22.72	734	88.9	116
M-165S	無し							

表-5.1.2 継手部の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t※ mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	断面二次モーメント A cm ⁴	断面係数 Z cm ³	全塑性断面係数 Z cm ³
M-190K	有り	190.7	6.2	STKM	35.94	1,531	161	211
M-165K	有り	165.2	6.6	13A	32.88	1,036	125	166

※Min (雄ねじの谷部, 雌ねじの谷部)

表-5.1.3 鋼管の規格値とミルシート値から算定した諸元

項目	外径 D mm	板厚 t mm	鋼管の規格	降伏点 σ_y N/mm ²	常時許容曲げモーメント M_y kN・m	降伏曲げモーメント M_y kN・m	全塑性曲げモーメント M_p kN・m
規格値	190.7	5.3	STK400	235	18.9	32.7	42.8
	165.2	4.5		235	12.1	20.9	27.3
ミルシート	190.7	5.3		257	20.6	35.7	46.8
	165.2	4.5		242	12.4	21.6	28.1

表-5.1.4 継手部の規格値から算定した諸元

項目	外径 D mm	板厚 t ※ mm	鋼管の規格	降伏点 σ_y N/mm ²	常時許容曲げモーメント M_y kN・m	降伏曲げモーメント M_y kN・m	全塑性曲げモーメント M_p kN・m
規格値	190.7	6.2	STKM	215	19.9	34.5	45.4
	165.2	6.6	13A	215	15.5	27.0	35.7

※Min (雄ねじの谷部, 雌ねじの谷部)

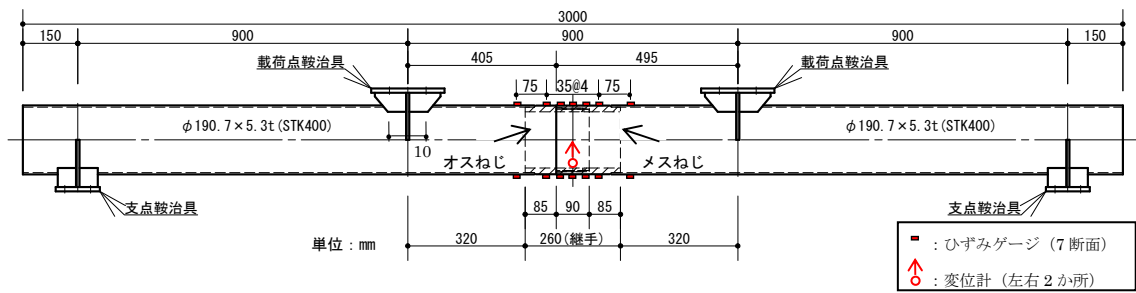


図-5.1.1 単調曲げ試験体の計器配置図 (例 : M-190K)

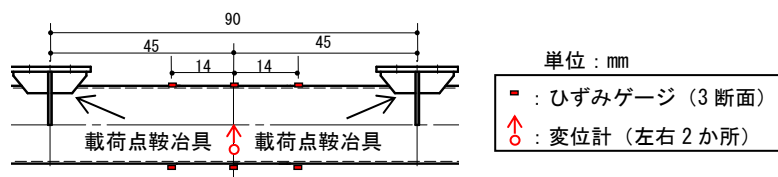


図-5.1.2 単調曲げ試験体の計器配置図 (例 : M-190S)

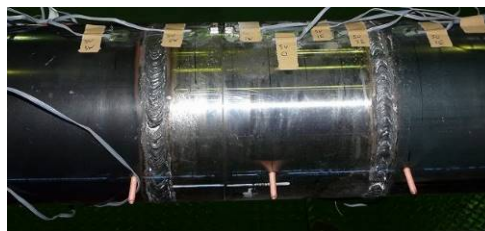


写真-5.1.1 嵌合した継手部

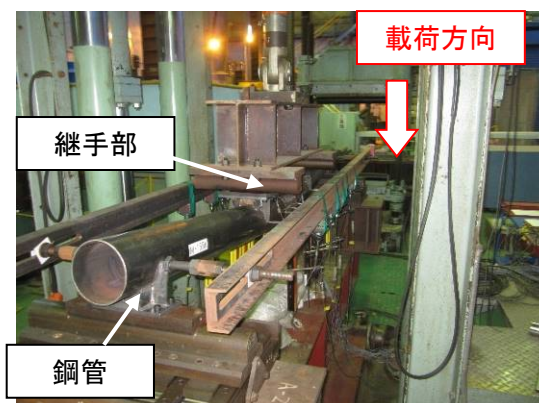


写真-5.1.2 単調曲げ試験状況

5.1.2 試験結果および数値計算結果との比較

a) 荷重－変位関係

図-5.1.4および図-5.1.5に鋼管φ190.7mmと鋼管φ165.2mmの単調曲げ試験における荷重－変位関係を示す。ここで、変位は左右2ヶ所計測した平均値としている。また、鋼管の規格値およびミルシートから算定した降伏時荷重と全塑性時荷重も併せて示す。最大載荷荷重は、鋼管単体（試験体 No. M-190S, No. M-165S）より継手を有する鋼管（試験体 No.M-190K, No. M-165K）の方が大きくなることを明らかにした。これは、各継手の出っ張り部に鋼管を25mm挿入して開先溶接しており、曲げ変形の進行に伴い出っ張り部と鋼管の合成断面として抵抗するためと推察される。

各鋼管径のねじ継手について設計照査を行った結果、φ190.7mm継手の降伏曲げモーメントは同径鋼管のその約1.06倍、φ165.2mm継手の降伏曲げモーメントは同径鋼管のその約1.14倍である（表-5.1.5）。そのため、継手部の全塑性曲げモーメントは、鋼管のその約1.1倍程度と推察される。継手の有無の影響について、試験結果の最大荷重を比較した結果、φ190.7mmの継手を有する鋼管の最大荷重は鋼管単体のその約1.04倍、φ165.2mm継手を有する鋼管の最大荷重は鋼管単体のその約1.07倍となり、概ね継手と鋼管の曲げ剛性比と合致する結果を得た。また、荷重－変位関係における勾配変曲点は鋼管降伏時荷重の規格値およびミルシート計算値を上回り、最大載荷荷重も鋼管全塑性時荷重の規格値およびミルシート計算値を大きく上回ることを確認した。なお、ミルシートに示された結果は1ロットあたりのうちの1本の試験結果であるうえ、今回使用した鋼管の要素試験（引張試験）までは実施していないため、各荷重がミルシート計算値を大きく上回る理由を特定することは難しいと考える。

試験は各最大載荷荷重を記録後、継手を有する鋼管では継手端部外側の鋼管座屈変形進行による荷重低下が、鋼管単体では載荷スパンのほぼ中央断面における鋼管の座屈変形進行による荷重低下が認められたため、各中央変位において載荷を終了とした（写真-5.1.3, 写真-5.1.4）。各鋼管径について、鋼管単体よりも継手を有する鋼管のほうが先に荷重低下する曲げ座屈現象を確認した。この結果より、継杭が短く多数の継手を有する場合、杭体全体としての変形性能・エネルギー吸収性能は鋼管単体よりも低下することに留意する必要がある。ただし、継手を有する鋼管が荷重低下した際の変位は100mm以上で、道路橋示方書・同解説IV下部構造編¹⁾（以下、道示IV）に示す許容変位15mmと比べると十分に大きいことから、実際はほとんど影響ないと考えられる。

試験後も継手部に食い込みやがたつきなどは生じておらず、健全であることを明らかにした。この結果より、継手部が補剛材として機能したと推察され、最大荷重が4%増加した要因の一つと推察される。

以上の結果より、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、継手部は鋼管単体の曲げ強度よりも大きくなることを明らかにした。

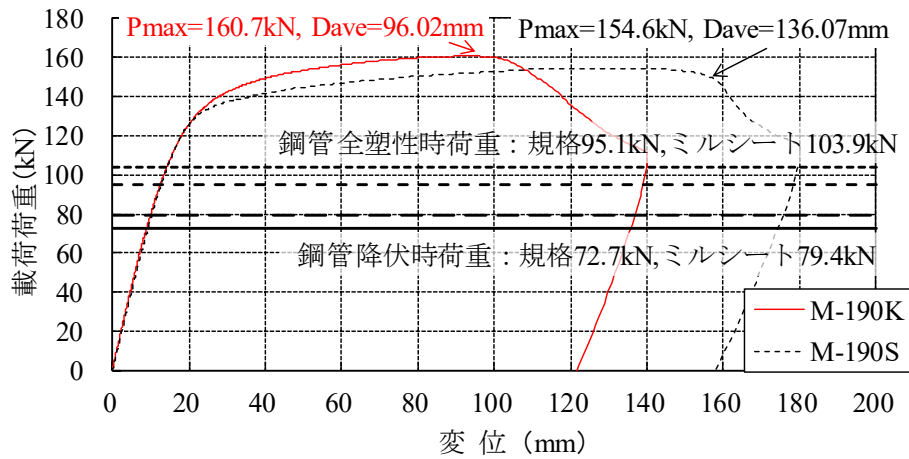


図-5.1.4 荷重-変位関係 (単調曲げ試験, φ 190.7mm)

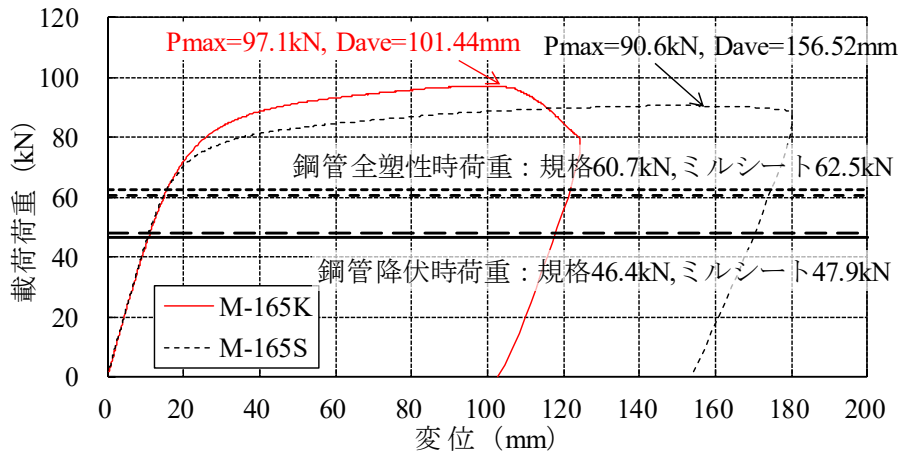


図-5.1.5 荷重-変位関係 (単調曲げ試験, φ 165.2mm)

表-5.1.5 継手を有する鋼管が鋼管単体を上回る理由

項目	鋼管	継手
降伏点 σ_y (N/mm ²)	<u>235</u>	<u>215</u> (0.91)
断面係数 Z (cm ³)	φ 165.2 : <u>88.9</u> φ 190.7 : <u>139.2</u>	φ 165.2 : <u>110.6</u> (1.25) φ 190.7 : <u>160.5</u> (1.15) Min (雄, 雌)
降伏モーメント比率	1.00	φ 165.2 : 1.14 φ 190.7 : 1.06
【参考】断面二次モーメント I (cm ⁴)	φ 165.2 : <u>734</u> φ 190.7 : <u>1327</u>	φ 165.2 : <u>802</u> (1.09) φ 190.7 : <u>1415</u> (1.07) Min (雄, 雌)



写真-5.1.3 鋼管φ190.7mm 単調曲げ試験後の状況

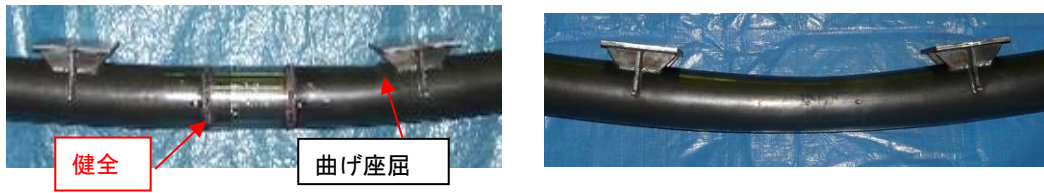


写真-5.1.4 鋼管φ165.2mm 単調曲げ試験後の状況

b) ひずみ分布図

図-5.1.6および図-5.1.7にφ190.7mmとφ165.2mmの継手を有する鋼管の各載荷荷重におけるひずみ分布図を示す。図中には、鋼管単体の比較的ひずみレベルが大きい載荷荷重におけるひずみ分布も併記している。ひずみ分布図の X 軸は、載荷スパン中央断面を基準点として、中央断面から右側の距離を正、中央断面から左側の距離を負とし、ひずみ分布図は引張側と圧縮側を分けて示した。

継手を有する鋼管は、鋼管本体部分のひずみに対して継手部分のひずみ値が小さな値を示しており、継手部が単調曲げ載荷に対して弱部にならないことを確認した。また、ひずみ分布は左右非対称に進行しており、-35mmの距離におけるひずみ値が最も小さくなった。これは、雄ねじ継手の谷部（+側）より雌ねじ継手の谷部（-側）のほうが外径は大きく、曲げ剛性が大きくなるためである。一方、鋼管単体のひずみ分布は、ひずみレベルが増大しても計測箇所による差異は小さく、概ね左右対称な分布を示した。また、φ190.7mmの鋼管単体ではP=140kN、φ165.2mmの鋼管単体ではP=80kNで圧縮側・引張側ともにひずみが急増したのに対し、ねじ継手部におけるひずみ増分はわずかであることから、継手を有する鋼管は鋼管単体の曲げ剛性よりも大きくなることを明らかにした。

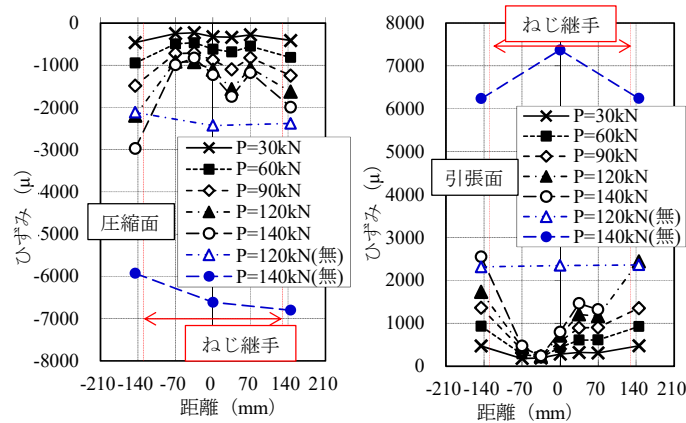


図-5.1.6 各載荷荷重のひずみ分布図（鋼管φ190.7mm）

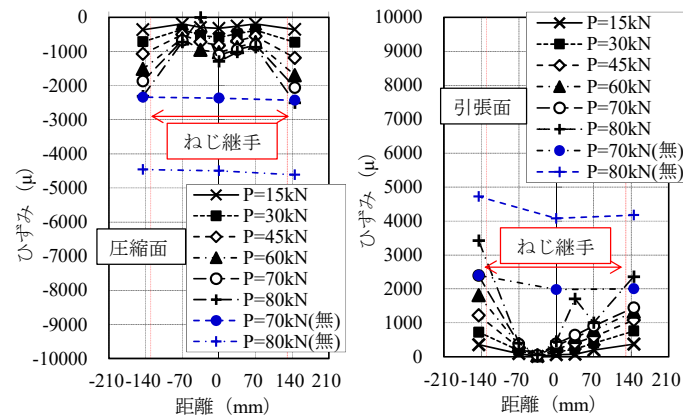


図-5.1.7 各載荷荷重のひずみ分布図（鋼管φ165.2mm）

5.1.3 曲げモーメントおよび曲げ剛性における規格値との比較

表-5.1.6および図-5.1.8に単調曲げ載荷の規格値(鋼管全塑性時曲げモーメント)と試験値(最大曲げモーメント)の比較結果を示す。いずれの試験ケースも試験値の最大曲げモーメントは規格値を上回ることで、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。これは、各継手の出っ張り部に鋼管を25mm挿入しており、曲げ変形の進行に伴い出っ張り部と鋼管の合成断面として曲げ荷重に抵抗するためと推察される。また、表-5.1.2に示すように各鋼管径におけるミルシート値は、規格値より1割程度全塑性時曲げモーメントが大きくなるが、試験値との大小関係には影響を及ぼさない結果となった。鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、継手部は鋼管単体の全塑性時における曲げ剛性よりも大きくなることを明らかにした。

表-5.1.6 単調曲げ載荷における曲げモーメント・曲げ剛性の比較結果

試験体 No.	継手の有無	規格値			試験値				
		降伏曲げモーメント kN・m	全塑性曲げモーメント kN・m	降伏時の曲げ剛性 kN・m ²	降伏曲げモーメント kN・m	降伏曲げモーメント時の変位 mm	全塑性曲げモーメント kN・m	全塑性曲げモーメント時の変位 mm	降伏時の曲げ剛性 kN・m ²
M-190K	有り	32.7	42.8	2,655	52.7	17.20	72.3	96.0	2,789
M-190S	無し	32.7	42.8	2,655	52.7	17.23	69.6	130.3	2,785
M-165K	有り	20.9	27.3	1,468	30.9	18.22	43.7	101	1,544
M-165S	無し	20.9	27.3	1,468	30.1	17.81	40.8	157.0	1,538

変形係数 $E=2.00 \times 10^8$ kN/m² , 曲げ剛性から算定した変形係数 $E \approx 2.10 \times 10^8$ kN/m²

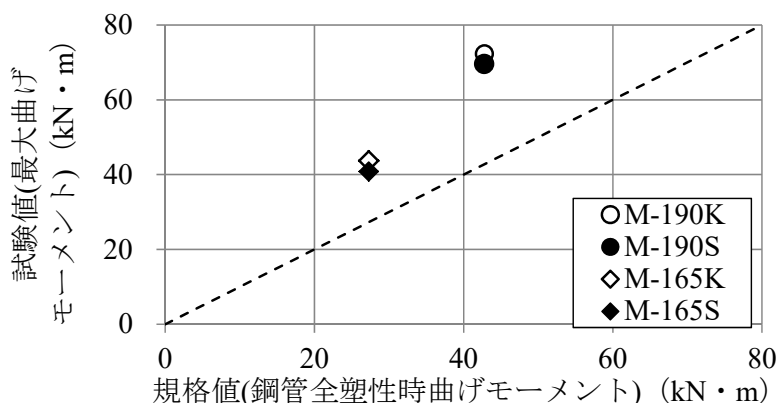


図-5.1.8 単調曲げ載荷の規格値(鋼管全塑性時曲げモーメント)と試験値(最大曲げモーメント)の比較

5.2 継手を有する鋼管の正負交番曲げ試験

地震のような繰り返し荷重を受けた場合の継手を有する鋼管および鋼管単体の曲げ強度と曲げ剛性を把握することを目的として、正負交番曲げ試験を実施した。

5.2.1 試験概要

表-5.2.1に試験ケースおよび鋼管本体部の諸元を、表-5.2.2に継手部の諸元を、表-5.2.3に鋼管の規格値とミルシート値から算定した諸元を、表-5.2.4に継手部の規格値から算定した諸元を示す。試験体の種類は、 $\phi 190.7\text{mm}$, $t=5.3\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$, $t=4.5\text{mm}$ の一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）に継手を有するものが各1ケース、鋼管単体が1ケースの合計3ケースである。なお、ミルシート値の各モーメントは規格値のそれに比べて約1割程度大きくなっている。 $\phi 190.7\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ の継手母材の肉厚は18.0mmである。

曲げ試験体は図-5.2.1に示すように、継手を挟んだ鋼管杭の一部であり、試験体の支点および載荷点位置にあたる部分に鞍治具を取り付けた。図-5.2.2に示すように、鋼管単体のケースも同様に鞍治具を取り付けている。また、鋼管と継手の溶接に関しては、実施工と同様に雄ねじ・雌ねじの片端に鋼管を挿入し、全周にわたって鋼管と継手を開先溶接した。

図-5.2.3に正負交番曲げ試験の概要図を、写真-5.2.1に試験状況を示す。試験は、3MN載荷試験装置と500kNロードセルを使用し、載荷スパン 1000mm、支点間スパン3,000mmの4点載荷とした。試験のステップは、正曲げ→負曲げ→正曲げ→…と正負交番の繰り返し曲げ荷重を載荷した。ここで、正曲げは鉛直下方への載荷、負曲げは鉛直上方への載荷を示す。各ステップのピーク荷重は、1)常時許容荷重、2)地震時許容荷重（常時許容荷重 $\times 1.5$ ）、3)鋼管降伏荷重、4)鋼管全塑性荷重とした。各ステップの繰り返し回数は、1)、2)で各1サイクル、3)、4)で各3サイクルとした。図-5.2.4に各ステップにおける目標載荷荷重を示す。 $P=M/x$ の関係より、各載荷荷重Pは表-5.2.2に示す規格値の各曲げモーメントMを載荷スパンの半分xで除して算出した。繰り返し載荷後は、終局載荷として荷重の低下が認められるまで荷重を増加させた。

測定項目は、荷重、変位、ひずみの3項目とした。鋼管軸方向のひずみは、ひずみゲージを用いて測定した。ひずみの測点数は、継手を有する鋼管の継手付近を中心に7断面とした（図-5.2.1）。なお、鋼管単体のケースにおけるひずみの測点は、図-5.2.2に示す3断面とした。試験体中心の変位は、左右2ヶ所の平均値とした。

表-5.2.1 試験ケースおよび鋼管本体部の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	断面二次モーメント A cm ⁴	断面係数 Z cm ³	全塑性断面係数 Z cm ³
KM-190K	有り	190.7	5.3	STK400	30.87	1,330	139	182
KM-190S	無し							
KM-165K	有り	165.2	4.5					

表-5.2.2 継手部の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t※ mm	鋼管の規格	断面積 A cm ²	断面二次モーメント A cm ⁴	断面係数 Z cm ³	全塑性断面係数 Z cm ³
M-190K	有り	190.7	6.2	STKM	35.94	1,531	161	211
M-165K	有り	165.2	6.6	13A	32.88	1,036	125	166

※Min (雄ねじの谷部, 雌ねじの谷部)

表-5.2.3 鋼管の規格値とミルシート値から算定した諸元

項目	外径 D mm	板厚 t mm	鋼管の規格	降伏点 σ_y N/mm ²	常時許容曲げモーメント M_y kN・m	降伏曲げモーメント M_y kN・m	全塑性曲げモーメント M_p kN・m
規格値	190.7	5.3	STK400	235	18.9	32.7	42.8
	165.2	4.5		235	12.1	20.9	27.3
ミルシート	190.7	5.3		257	20.6	35.7	46.8
	165.2	4.5		242	12.4	21.6	28.1

表-5.2.4 継手部の規格値から算定した諸元

項目	外径 D mm	板厚 t ※ mm	鋼管の規格	降伏点 σ_y N/mm ²	常時許容曲げモーメント M_y kN・m	降伏曲げモーメント M_y kN・m	全塑性曲げモーメント M_p kN・m
規格値	190.7	6.2	STKM	215	19.9	34.5	45.4
	165.2	6.6	13A	215	15.5	27.0	35.7

※Min (雄ねじの谷部, 雌ねじの谷部)

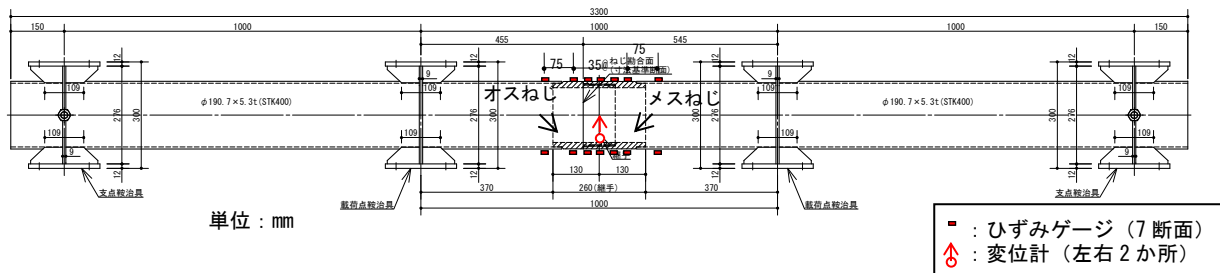


図-5.2.1 正負交番曲げ試験体の計器配置図（例：KM-190K）

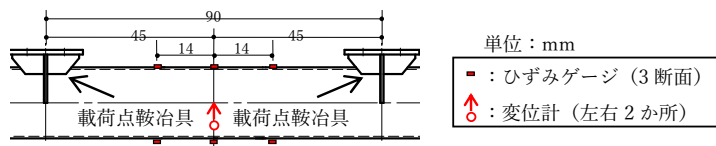


図-5.2.2 正負交番曲げ試験体の計器配置図（例：KM-190S）

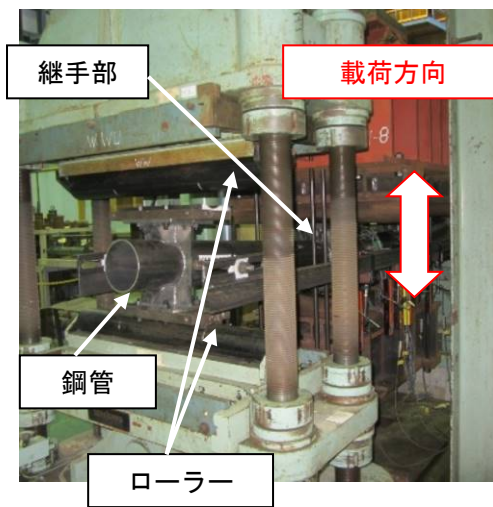


写真-5.2.1 正負交番曲げ試験状況

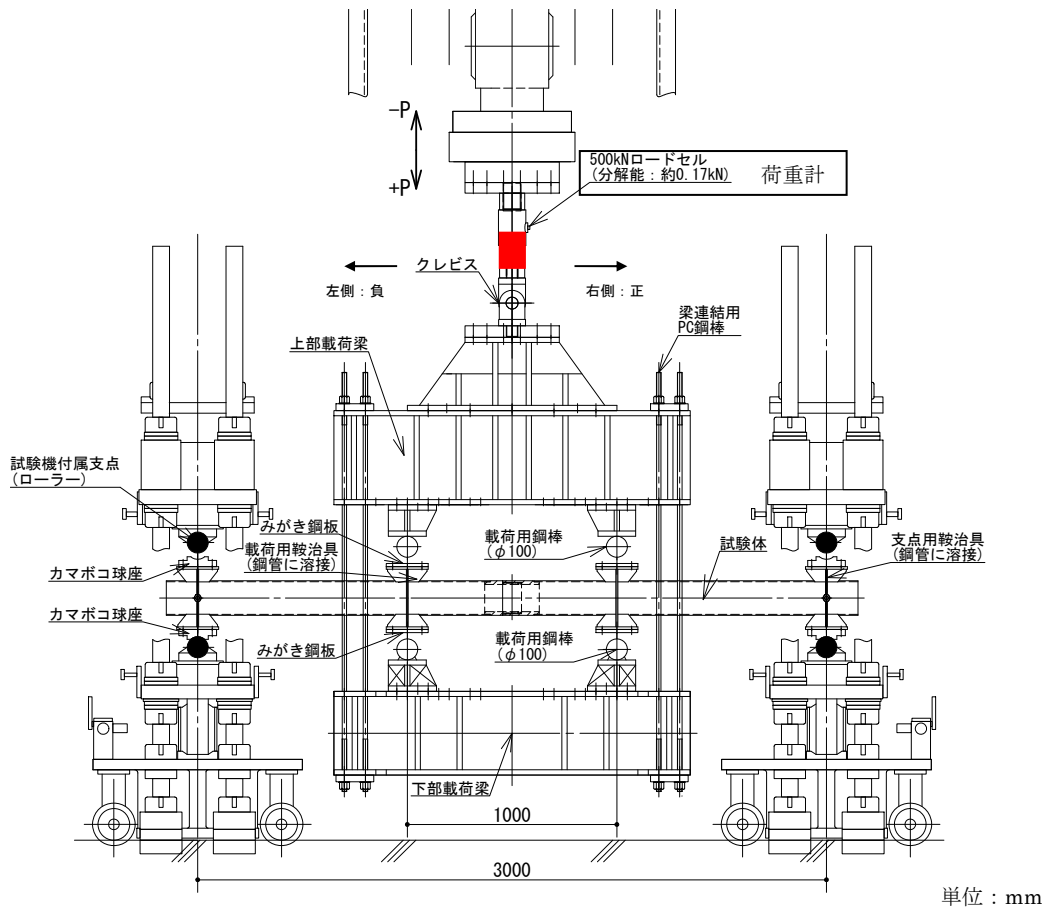


図-5.2.3 曲げ試験概要図

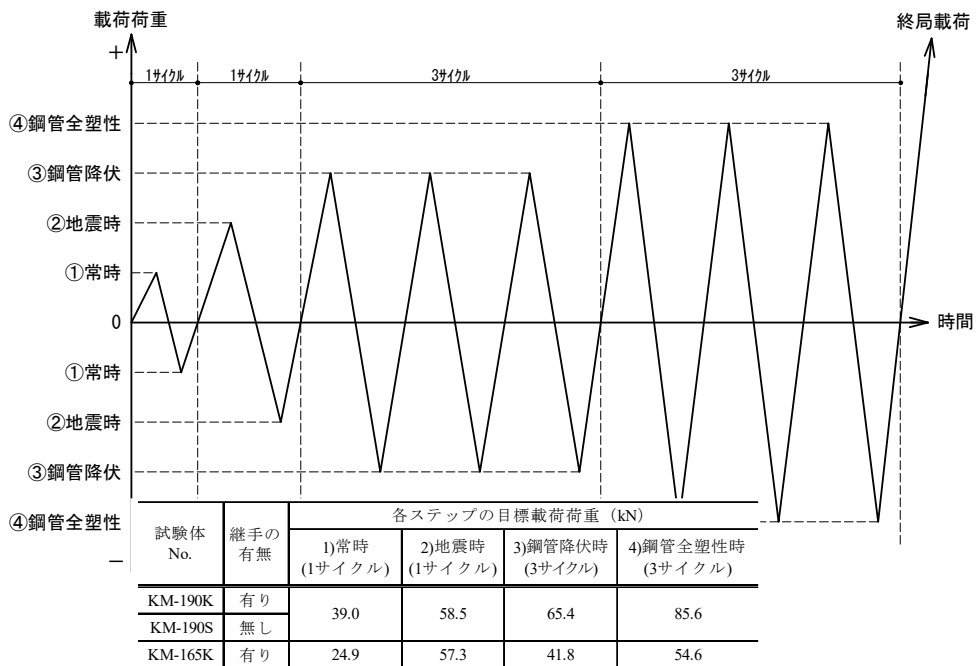


図-5.2.4 正負交番曲げ試験の載荷サイクル

5.2.2 試験結果および数値計算結果との比較

a) 荷重－変位関係

図-5.2.5および図-5.2.6に鋼管φ190.7mmと鋼管φ165.2mmの正負交番曲げ試験における荷重－変位関係を示す。ここで、変位は左右2ヶ所計測した平均値としている。図-5.2.5より、継手を有する鋼管（試験体 No.KM-190K）の最大載荷荷重は、鋼管単体（試験体 No.KM-190S）のそれより大きくなる結果となった。これは、各継手の出っ張り部に鋼管を25mm挿入しており、曲げ変形の進行に伴い合成断面として抵抗するためと推察される。

継手の有無の影響について、試験結果の最大荷重を比較した結果、φ190.7mmの継手を有する鋼管の最大荷重は鋼管単体のその1.04倍となった。φ190.7mmにおける鋼管径のねじ継手について設計照査を行った結果、継手の降伏曲げモーメントは同径鋼管のその1.06倍である（表-5.2.5）。実測値と設計照査値の比率は概ね合致することを明らかにした。

試験は終局載荷時に各最大載荷荷重を記録後、継手を有する鋼管では継手端部外側の鋼管座屈変形進行による荷重低下が、鋼管単体では載荷スパンのほぼ中央断面における鋼管の座屈変形進行による荷重低下が認められたため、各中央変位において載荷を終了とした（写真-5.2.2、写真-5.2.3）。各鋼管径について、鋼管単体よりも継手を有する鋼管のほうが先に荷重低下する曲げ座屈現象を確認した。この結果より、継杭が短く多数の継手を有する場合、杭体全体としての変形性能・エネルギー吸収性能は鋼管単体よりも低下することに留意する必要がある。ただし、継手を有する鋼管が荷重低下した際の変位は100mm以上で、道示IV¹⁾に示す許容変位15mmと比べると十分に大きいことから、実際はほとんど影響ないと考えられる。

曲げ結果の試験後も継手部に食い込みやがたつきなどは生じておらず、健全であることを確認した。この結果より、継手部が補剛材として機能したと推察され、最大荷重が4%増加した要因の一つと推察される。

以上の結果より、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、正負交番曲げ載荷でも継手部は鋼管単体の曲げ強度よりも大きくなることを明らかにした。

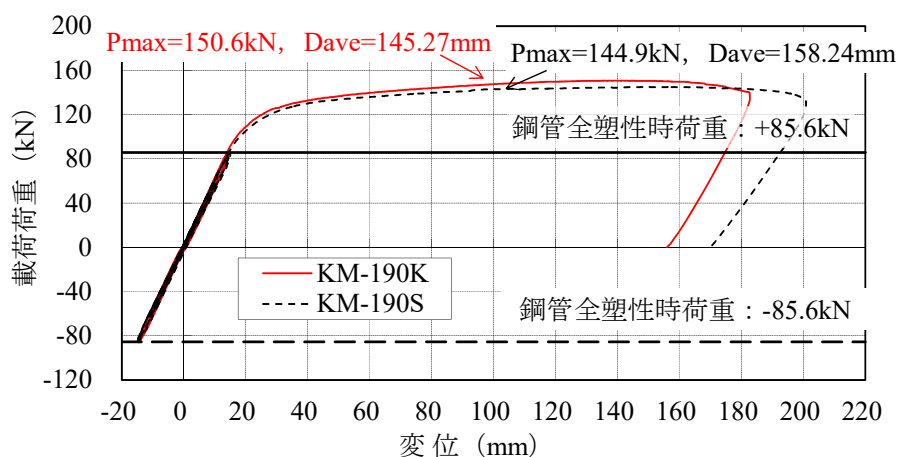


図-5.2.5 正負交番曲げ試験 荷重-変位関係 (鋼管φ190.7mm)

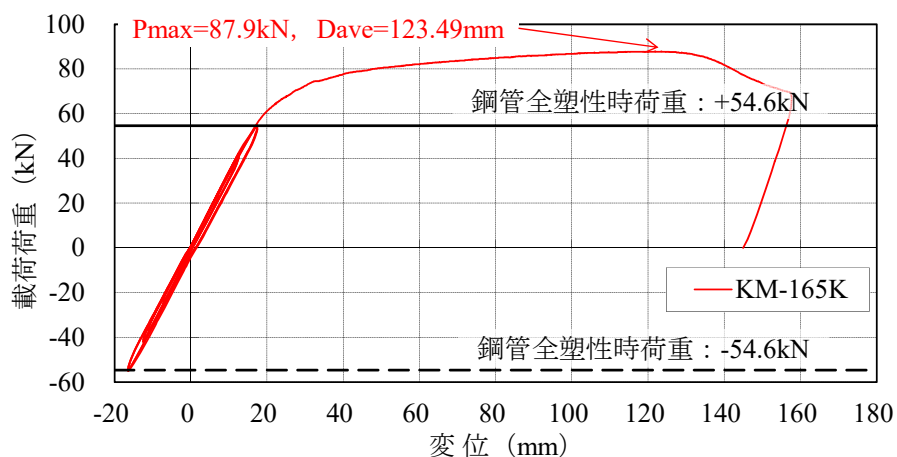


図-5.2.6 正負交番曲げ試験 荷重-変位関係 (鋼管φ165.2mm)

表-5.2.5 継手を有する鋼管が鋼管単体を上回る理由

項目	鋼管	継手
降伏点 σ_y (N/mm ²)	<u>235</u>	<u>215</u> (0.91)
断面係数 Z (cm ³)	φ 165.2 : <u>88.9</u> φ 190.7 : <u>139.2</u>	φ 165.2 : <u>110.6</u> (1.25) φ 190.7 : <u>160.5</u> (1.15) Min (雄, 雌)
降伏モーメント比率	1.00	φ 165.2 : 1.14 φ 190.7 : 1.06
【参考】断面二次モーメント I (cm ⁴)	φ 165.2 : <u>734</u> φ 190.7 : <u>1327</u>	φ 165.2 : <u>802</u> (1.09) φ 190.7 : <u>1415</u> (1.07) Min (雄, 雌)



写真-5.2.2 鋼管φ190.7mm 正負交番曲げ試験後の状況

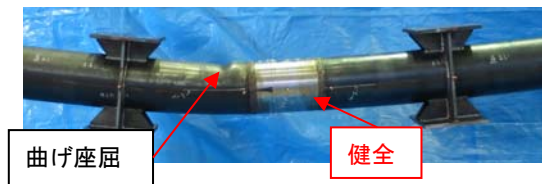
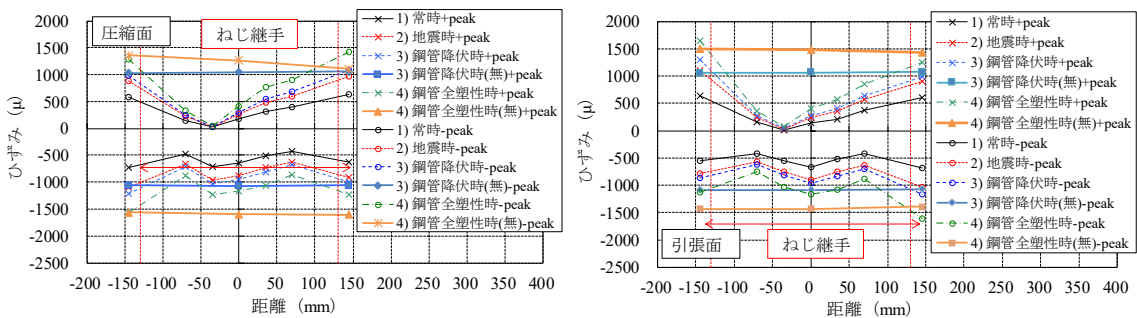


写真-5.2.3 鋼管φ165.2mm 正負交番曲げ試験後の状況

b) ひずみ分布図

図-5.2.7 および図-5.2.8 に各試験体における各サイクルピーク時のひずみ分布図を示す。図-5.2.7 には、鋼管単体の一部のピーク時 (3) 鋼管降伏時と 4) 鋼管全塑性時) におけるひずみ分布も併記している。各図において、a) に正載荷時に圧縮側となる鋼管上側のひずみ測定値を、b) に正載荷時に引張側となる鋼管下側のひずみ測定値を示す。また、ひずみ分布図の X 軸は、載荷スパン中央断面を基準点として、中央断面から右側載荷点側の距離を正、中央断面から左側載荷点側の距離を負として示した。継手を有する鋼管は、鋼管本体部分のひずみに対して継手部分のひずみ値が小さな値を示しており、継手部分が正負交番曲げ載荷に対して弱部にならないことを明らかにした。また、ひずみ分布は左右非対称に進行しており、-35mm の距離におけるひずみ値が最も小さくなった。これは、雄ねじ継手の谷部 (+側) より雌ねじ継手の谷部 (-側) のほうが外径は大きく、曲げ剛性が大きいことが理由として挙げられる。

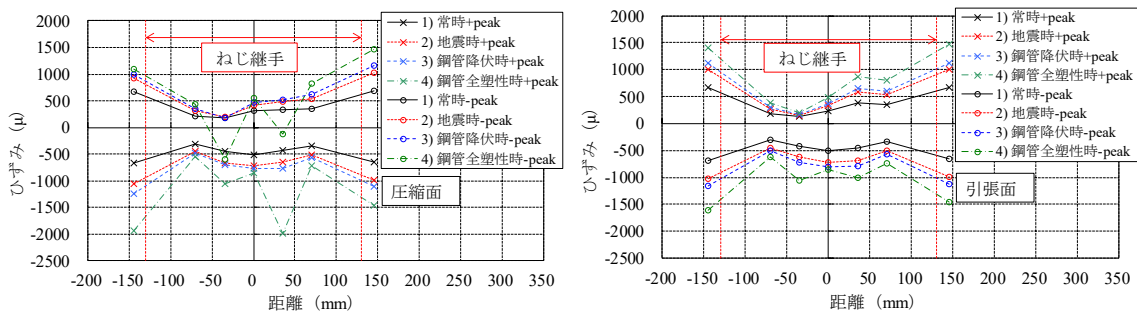
一方、鋼管単体のひずみ分布はひずみレベルが増大しても貼付位置による差異は比較的小さく、概ね左右対称な分布を示している。また、継手の有無によるひずみの絶対値に明確な差異はみられなかった。



a) 正曲げ時に圧縮側

b) 正曲げ時に引張側

図-5.2.7 各載荷荷重のひずみ分布図 (鋼管φ190.7mm)



a) 正曲げ時に圧縮側

b) 正曲げ時に引張側

図-5.2.8 各載荷荷重のひずみ分布図 (鋼管φ165.2mm)

5.2.3 繰返し条件下の曲げモーメントおよび曲げ剛性における規格値との比較

表-5.2.6 および図-5.2.9 に正負交番曲げ载荷の規格値（鋼管全塑性時曲げモーメント）と試験値（最大曲げモーメント）の比較結果を示す。いずれの試験ケースも、試験値の最大曲げモーメントは、規格値を上回ることを明らかにした。また、鋼管φ190.7mmにおいて、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。以上の結果より、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、正負交番曲げ载荷においても継手部は、鋼管単体の全塑性時における曲げ剛性よりも大きくなるといえる。

表-5.2.6 正負交番曲げ载荷における曲げモーメント・曲げ剛性の比較結果

試験体 No.	継手の有無	規格値		試験値				
		全塑性曲げモーメント kN・m	全塑性時の曲げ剛性 (3サイクル目) kN・m ²	全塑性曲げモーメント (3サイクル目) kN・m	全塑性曲げモーメント時の変位 (3サイクル目) mm	全塑性曲げモーメント kN・m	全塑性曲げモーメント時の変位 mm	全塑性時の曲げ剛性 (3サイクル目) kN・m ²
KM-190K	有り	42.8	2,655	42.9	14.1	75.3	145.3	3,421
				-43.0	-14.1			3,439
KM-190S	無し	42.8	2,655	42.9	14.6	72.5	158.2	3,297
				-43.0	-14.9			3,247
KM-165K	有り	27.3	1,468	27.5	17.4	44.0	123.5	1,778
				-27.6	-16.5			1,883

$E = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

曲げ剛性から算定した変形係数 $E = 2.42 \sim 2.59 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
 ※正負交番用曲げ試験体の治具による曲げ剛性の増大

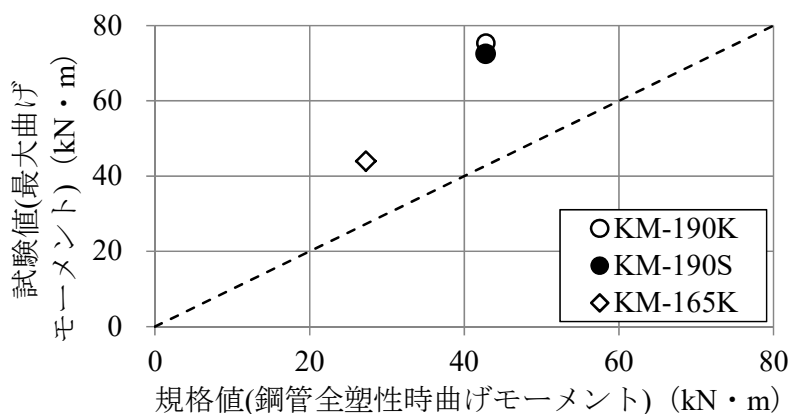


図-5.2.9 正負交番曲げ载荷の規格値（鋼管全塑性時曲げモーメント）と試験値（最大曲げモーメント）

5.3 継手を有する鋼管のせん断試験

ねじ継手を有する鋼管と鋼管単体のせん断力を把握することを目的として、せん断試験を実施した。

5.3.1 試験概要

表-5.3.1に試験ケース、鋼管の諸元および鋼管の耐力から決まる載荷荷重の諸元を示す。試験体の種類は、 $\phi 190.7\text{mm}$ 、 $t=5.3\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ 、 $t=4.5\text{mm}$ の一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）にねじ継手を有するものが各1体の合計2体とした。表-5.3.2に継手の諸元および継手の耐力から決まる載荷荷重の諸元を示す。 $\phi 190.7\text{mm}$ および $\phi 165.2\text{mm}$ の継手母材の肉厚は18mmである。せん断試験体は図-5.3.1に示すように、ねじ継手を挟んだ鋼管杭の一部であり、試験体の上下端部にエンドプレートを取り付けた。また、写真-5.3.1に示す鋼管と継ぎ手の溶接に関しては、実施工と同様に雄ねじ・雌ねじの片端に鋼管を挿入し、全周にわたって鋼管と継手を開先溶接した。図-5.3.2に継手部の切り欠き、回転防止用ボルト位置を示す。

図-5.3.3にせん断試験概要図を示す。せん断試験は3MN 載荷試験装置と500kN ロードセルを使用した。試験は直接せん断試験とし、汎用構造物試験機に載荷フレームを組み、油圧ジャッキで載荷した。図-5.3.4に示すように、載荷方式は鋼管本体部の各許容せん断力に基づいた多ステップの単調漸増載荷であり、各ステップのピーク荷重は、①鋼管許容せん断力、②鋼管降伏せん断力とした。各ステップにおける繰り返し回数は各2サイクルとした。表-5.3.3に各ステップにおける目標せん断力を示す。単調漸増載荷後には終局載荷として、荷重の低下が認められるまで単調に載荷した。なお、載荷装置の最大載荷能力500kNに達した場合や、安全上懸念が生じた場合にも試験を終了とした。

測定項目は、荷重、変位、ひずみの3項目とした。鋼管と継手のひずみは、3軸ひずみゲージを用いて測定した。3軸ひずみゲージで測定したひずみ値については、ロゼット解析の方法により、主ひずみの大きさと方向を求めた。変位測定については、鉛直変位2点、下ベースプレートの水平変位2点、上ベースプレートの水平変位2点、対角方向の変位4点の合計10点の変位を測定した。図-5.3.5にひずみの測定位置を、図-5.3.6に変位の測定位置を示す。

表-5.3.1 試験ケース、鋼管の諸元および鋼管の耐力から決まる載荷荷重の諸元

試験体 No.	継手の 有無	外径 D mm	板厚 t mm	断面積 A cm ²	許容せん断 応力度 τ_a N/mm ²	降伏点 σ_y N/mm ²	許容せん 断力 S_a kN	降伏せん 断力 S_y kN	最大せん 断力 S_{max} kN
S-190K	有り	190.7	5.3	30.87	80	235	123.5	209.4	356.5
S-165K	有り	165.2	4.5	22.72	80	235	90.9	154.1	262.3

$$\text{許容せん断力 } S_a = \text{許容せん断応力度 } \tau_a \times \text{断面積 } A / 2$$

$$\text{降伏せん断力 } S_y = \text{降伏点 } \sigma_y / \sqrt{3} \times \text{断面積 } A / 2$$

$$\text{最大せん断力 } S_{max} = \text{引張強さ } P / \sqrt{3} \times \text{断面積 } A / 2$$

表-5.3.2 継手の諸元および継手の耐力から決まる載荷荷重の諸元

試験体 No.	継手の有無	外径 D mm	板厚 t mm	断面積 A cm ²	許容せん断応力度 τ_a N/mm ²	降伏点 σ_y N/mm ²	許容せん断力 S _a kN	降伏せん断力 S _y kN	最大せん断力 S _{max} kN
S-190K	有り	190.7	6.2	35.94	80	215	134.8	223.1	383.9
S-165K	有り	165.2	6.6	32.88	80	215	123.3	204.1	351.2

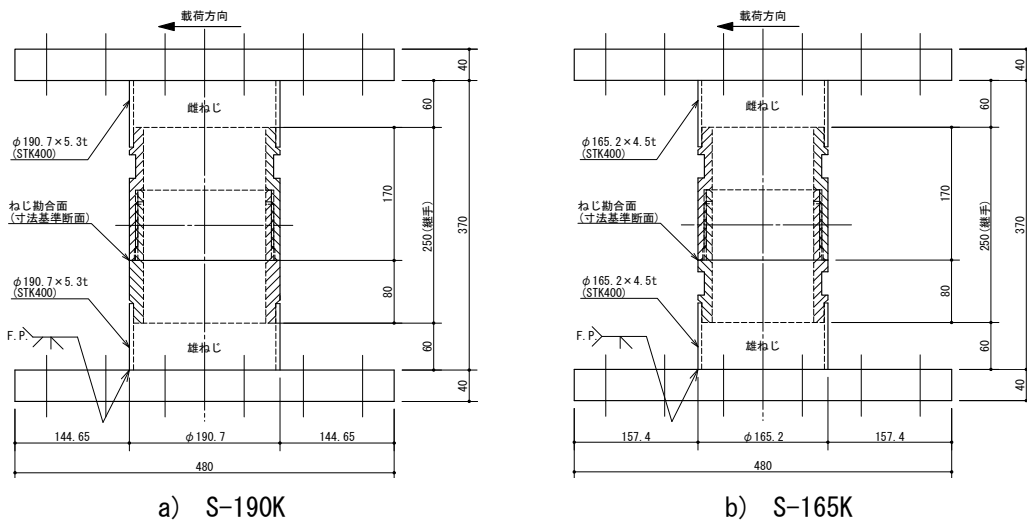


図-5.3.1 せん断試験体概要

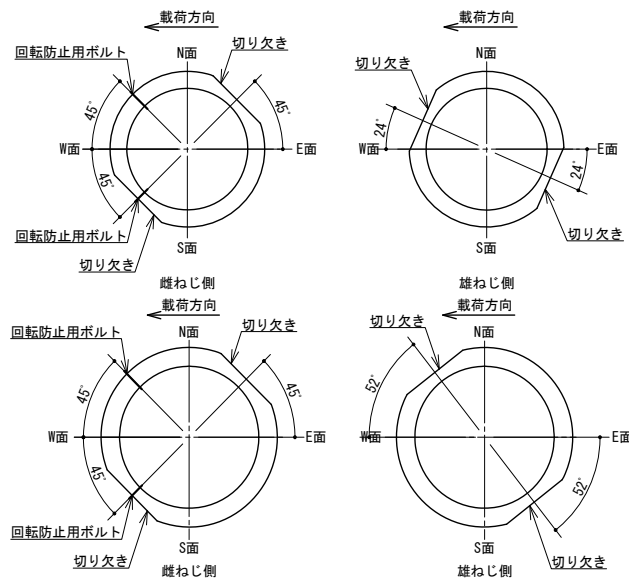


図-5.3.2 継手部切り欠き、回転防止用ボルト位置 (上図 : $\phi 165.2$ mm, 下図 : $\phi 190.7$ mm)

※E面・W面・N面・S面にひずみゲージを貼り付けるため、載荷方向に対して雌ねじ側の切欠きを45°回転した。また、鋼管径によってねじ継手の嵌合完了位置が異なるため、載荷方向と雌ねじ側における切欠きの角度は異なる。

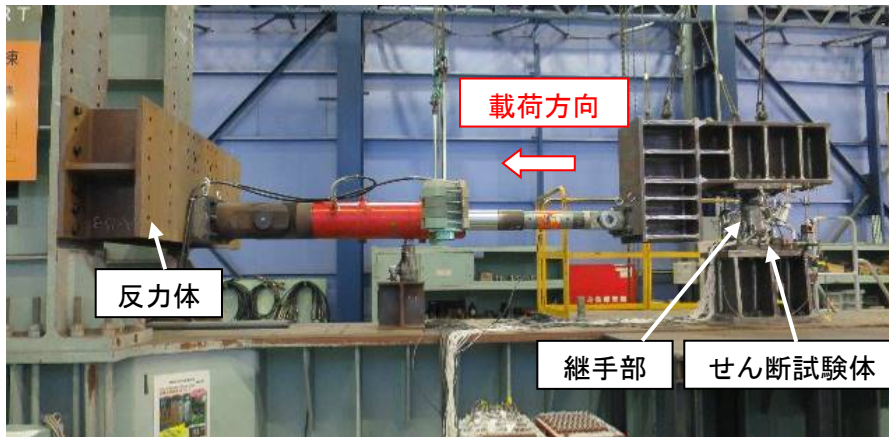


写真-5.3.1 せん断試験状況

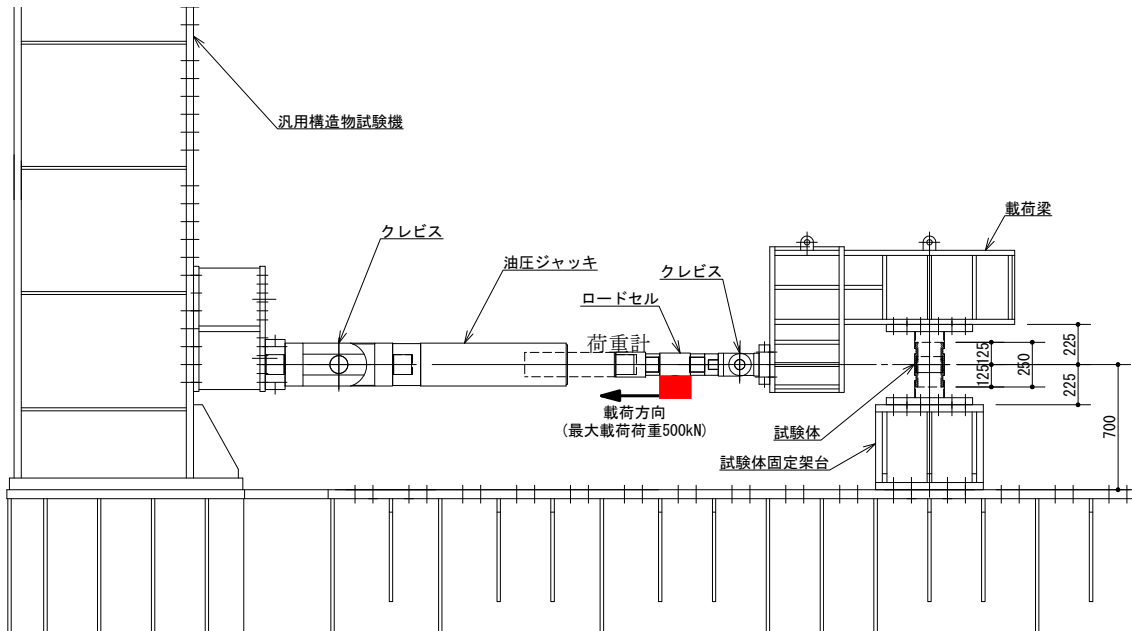


図-5.3.3 せん断試験概要図

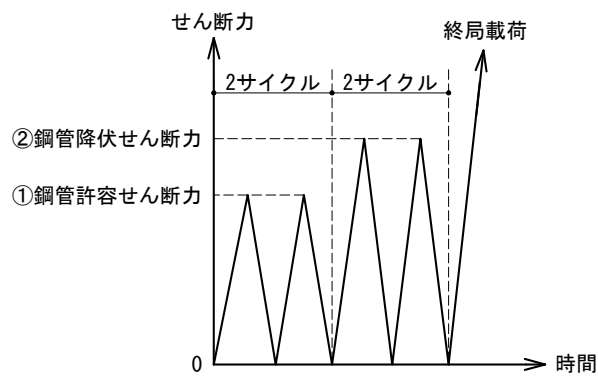


図-5.3.4 载荷サイクル

表-5.3.3 各ステップの目標せん断力

試験体 No.	継手の有無	各ステップの目標せん断力 (kN)	
		①鋼管許容せん断力 (サイクル数)	②鋼管降伏せん断力 (サイクル数)
S-165K	有り	90.9 (2 サイクル)	154.0 (2 サイクル)
S-190K	有り	123.0 (2 サイクル)	209.0 (2 サイクル)

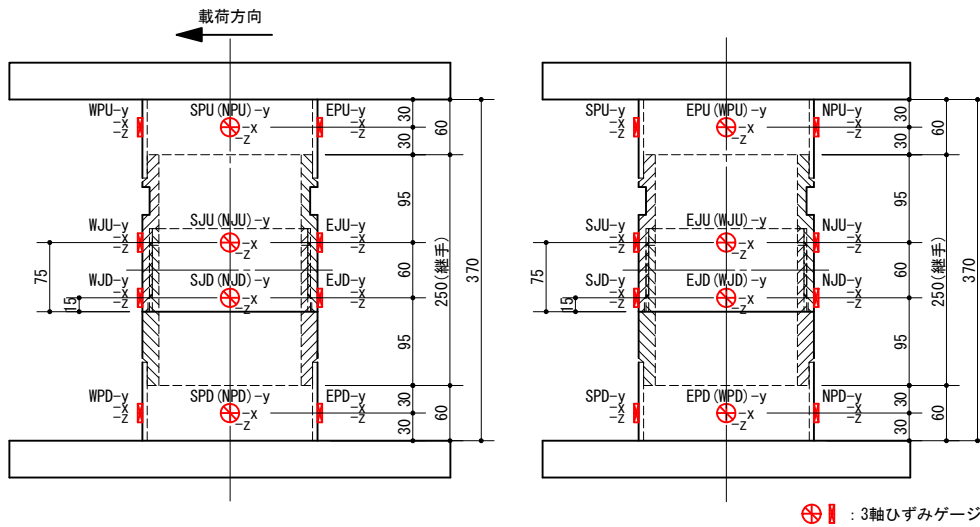


図-5.3.5 ひずみの測定位置 (φ190.7mm, φ165.2mm 共通)

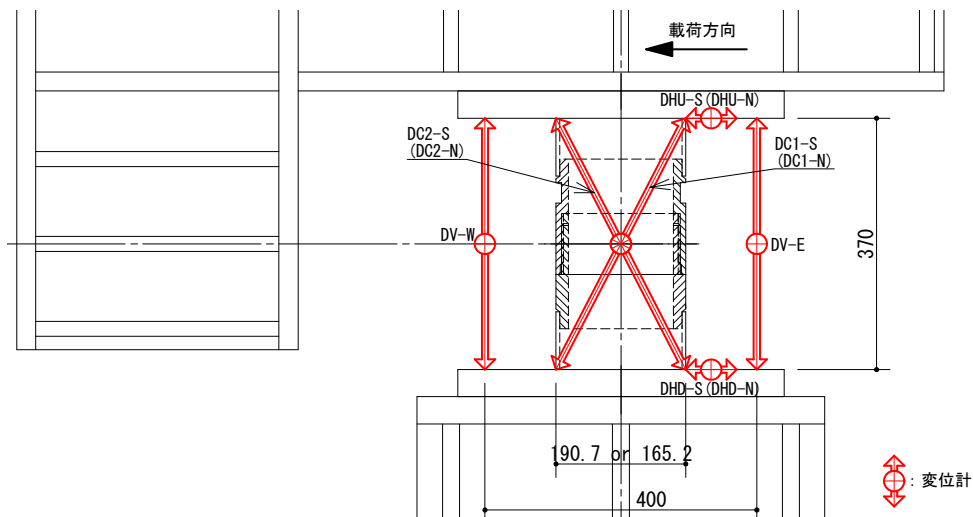


図-5.3.6 変位の測定位置 (φ190.7mm, φ165.2mm 共通)

水平変位の算定式を以下に示す。

(DH-S)=(DHU-S)-(DHD-S)...S側 (測定点 DHU-S, 測定点 DHD-S側) の水平変位

(DH-N)=(DHU-N)-(DHD-N)...N側 (測定点 DHU-N, 測定点 DHD-N側) の水平変位

5.3.2 試験結果

a) 荷重－変位関係

図-5.3.7にφ190.7mmのせん断試験結果を、図-5.3.8にφ165.2mmのせん断試験結果を示す。試験は終局載荷サイクルの水平変位28.82mm（φ190.7mm）、19.72mm（φ165.2mm）時に最大載荷荷重381.2kN、273.2kNを記録後、鋼管根元部分の座屈進行に伴う荷重低下が認められたため、水平変位35mmと30mmにて載荷を終了とした。各最大荷重は図中に示した鋼管の規格から決まる最大せん断力（φ190.7mm：356.5kN、φ162.5mm：262.3kN）よりも大きくなる結果となった。これは、表-5.3.1および表-5.3.2に示すように、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して1割程度小さいものの、継手部の抵抗断面積Aが1割以上大きいためであり、ねじ継手部の最大せん断力は鋼管単体部分のそれと比較してφ190.7mmで約8%、φ165.2mmで約34%大きいことなどが挙げられる。また、試験後も継手部に食い込み等は生じておらず、継手部を解体（ねじを緩める）して内部を観察したが、雄ねじ、雌ねじとも大きな傷は確認できなかった。以上の結果より、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、継手部は鋼管単体のせん断強度よりも大きくなることを明らかにした。

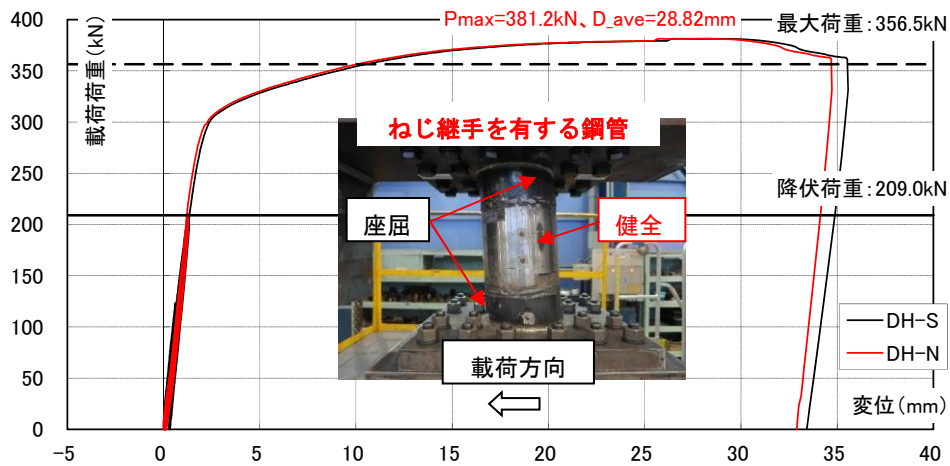


図-5.3.7 荷重－変位関係（せん断試験，φ190.7mm）

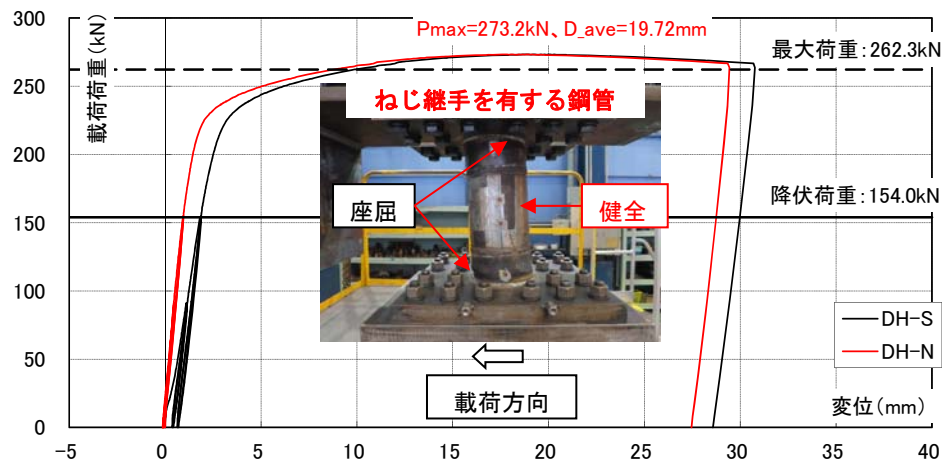


図-5.3.8 荷重－変位関係（せん断試験，φ165.2mm）

b) 荷重－主ひずみ関係， 荷重－最大せん断ひずみ関係

主ひずみおよび最大せん断ひずみは， 図-5.3.9 に示すようなロゼット解析の方法により算出した． 3 軸ひずみゲージで測定したひずみ値を下記の式を使用して， 最大せん断ひずみの大きさと方向を求めた（今回の測定に使用した， 直角 3 軸型ロゼットゲージの場合）．

図-5.3.10 に載荷荷重－主ひずみ関係図を， 図-5.3.11 に載荷荷重－最大せん断ひずみ γ_{\max} の関係を示す． ここでは， 一例として N 側（北側）の結果のみを示す． 継手部の最大せん断ひずみは， 鋼管の最大せん断ひずみと比較して非常に小さい結果であり， 継手部は鋼管単体のせん断強度よりも大きくなると評価できる． これは， 箆合したねじ継手部の抵抗断面積（ $\phi 190.7\text{mm} : 78.44\text{cm}^2$ ， $\phi 165.2\text{mm} : 66.91\text{cm}^2$ ）は鋼管単体部分のそれ（ $\phi 190.7\text{mm} : 30.87\text{cm}^2$ ， $\phi 165.2\text{mm} : 22.72\text{cm}^2$ ）と比較して 2 倍以上大きいと推察される．

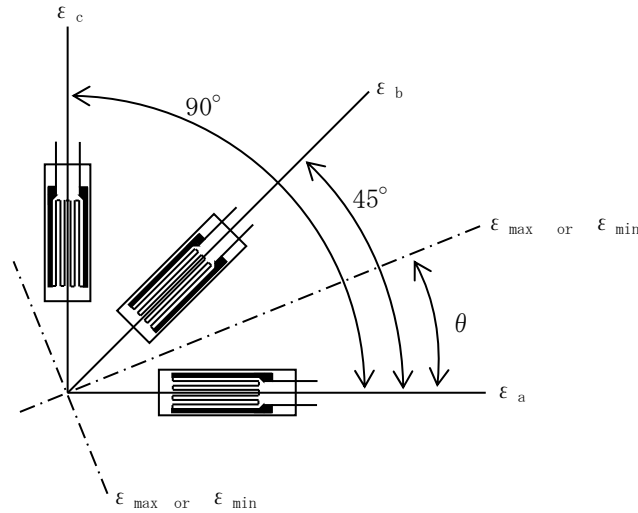


図-5.3.9 ロゼット解析の方法

$$\text{最大最大せん断ひずみ} \quad \varepsilon_{\max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_a + \varepsilon_c + \sqrt{2 \{ (\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2 \}} \right] \quad (5.1)$$

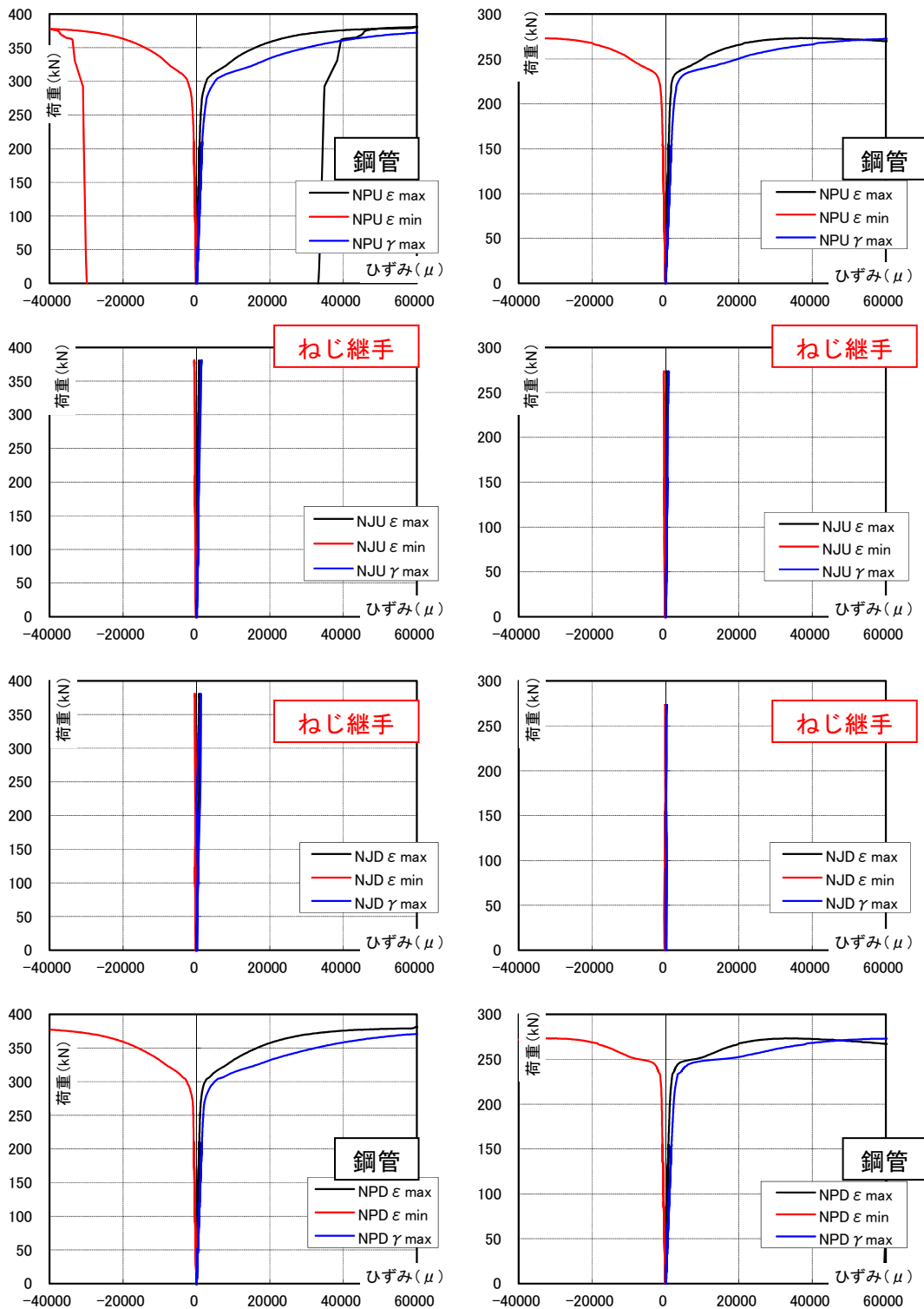
$$\text{最小最大せん断ひずみ} \quad \varepsilon_{\min} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_a + \varepsilon_c - \sqrt{2 \{ (\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2 \}} \right] \quad (5.2)$$

$$\text{最大せん断ひずみの方向} \quad \theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{2\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_c}{\varepsilon_a - \varepsilon_c} \right] \quad (5.3)$$

$$\text{最大せん断ひずみ} \quad \gamma_{\max} = \sqrt{2 \{ (\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2 \}} \quad (5.4)$$

※ $\varepsilon_a \rightarrow \varepsilon_b \rightarrow \varepsilon_c$ 軸回りを正方向とする

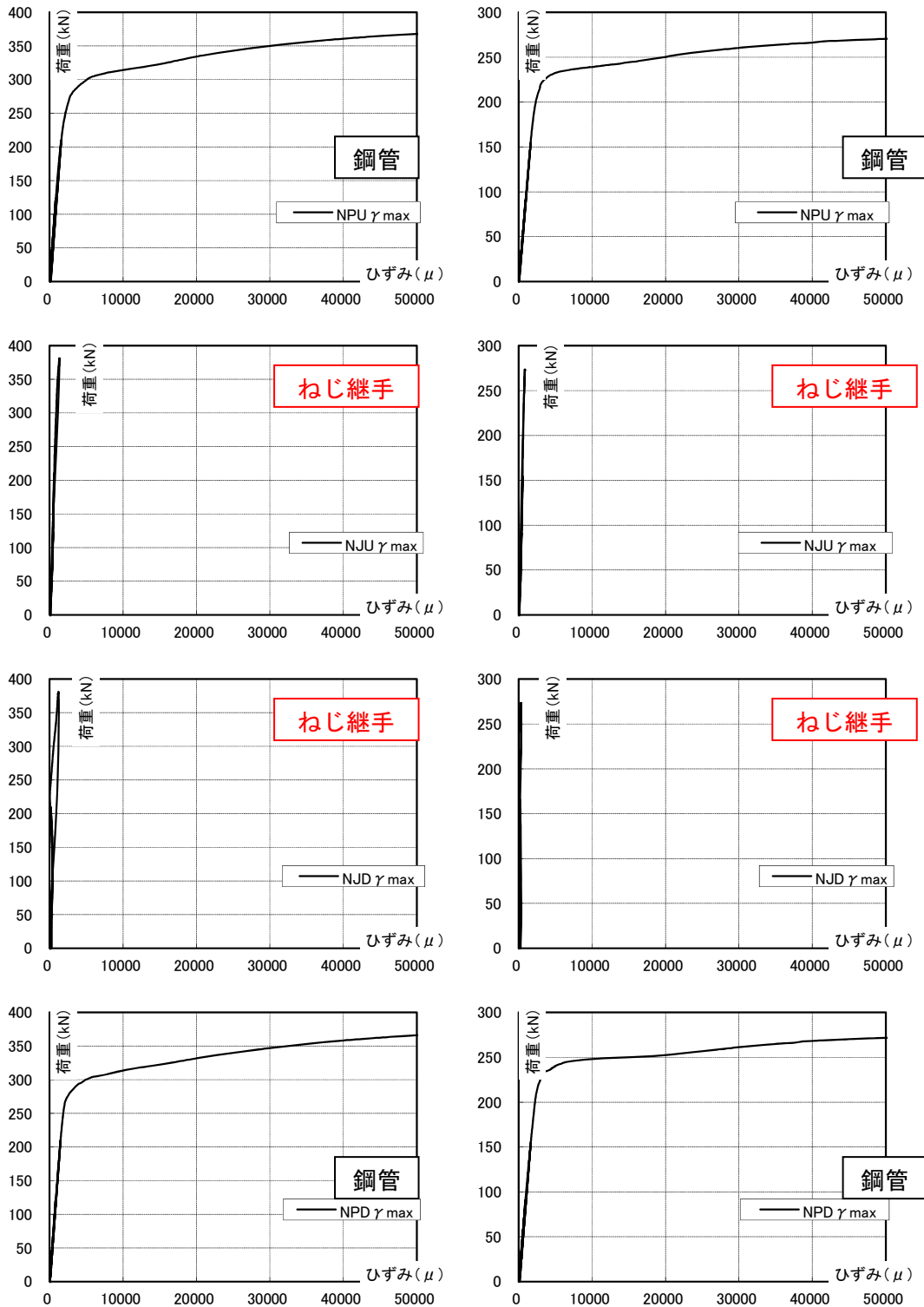
※ 角度 θ は， $\varepsilon_a > \varepsilon_c$ の場合， ε_a 軸と最大ひずみのなす角をあらわす
 $\varepsilon_a < \varepsilon_c$ の場合， ε_a 軸と最小ひずみのなす角をあらわす
 ε_a と ε_c の大きさの比較は \pm の符号を含める



a) S-190K

b) S-165K

図-5.3.10 載荷荷重—主ひずみの関係 (例 : N側)



a) S-190K

b) S-165K

図-5.3.11 載荷荷重—最大せん断ひずみの関係 (例: N側)

5.3.3 せん断強度における規格値との比較

表-5.3.4および図-5.3.12にせん断方向における載荷荷重の比較結果を示す。以下の結果より、いずれの試験ケースもせん断強度の試験値は規格値よりも大きくなることを明らかにした。また、鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから、継手部は鋼管単体のせん断強度よりも大きくなることを明らかにした。

表-5.3.4 せん断方向における載荷荷重の比較結果

試験体 No.	継手の有無	規格値		試験値			
		降伏荷重 kN	最大荷重 kN	降伏荷重 kN	降伏荷重時の変位 mm	最大荷重 kN	最大荷重時の変位 mm
S-190K	有り	209	357	308	2.7	381	28.8
S-165K	有り	154	262	230	2.9	273	19.7

※継手部の最大荷重>試験値（鋼管）の最大荷重

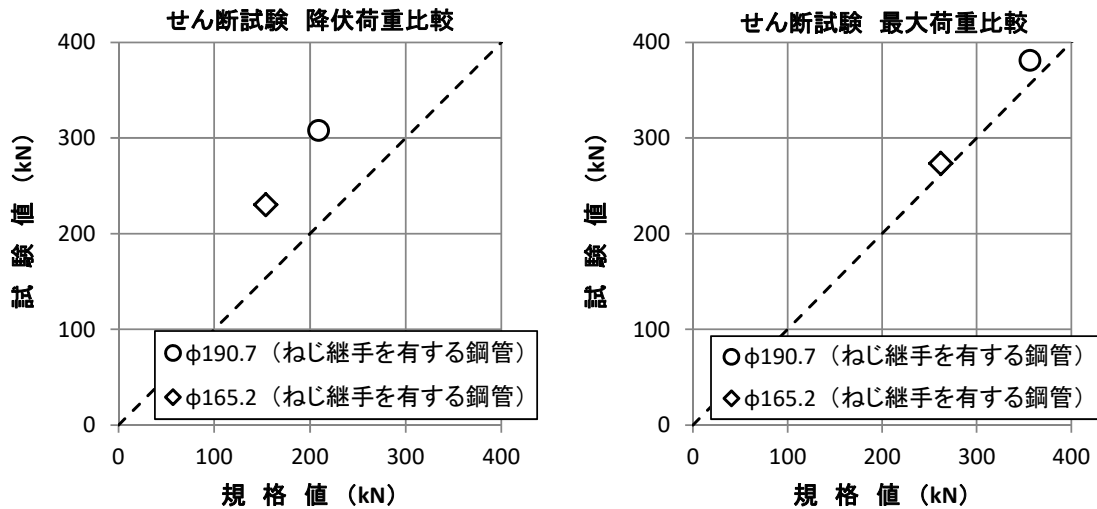


図-5.3.12 せん断方向における載荷荷重の比較結果

(左：降伏荷重比較, 右：最大荷重比較)

5.4 まとめ

小口径合成鋼管杭工法の水平抵抗力特性に関する基礎的な検討として、継手を有する鋼管および鋼管単体の単調曲げ試験・正負交番曲げ試験・せん断試験を実施した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 単調曲げ試験では、いずれの試験ケースも最大曲げ強度および最大曲げモーメントの試験値は規格値よりも大きくなること、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。継手を有する鋼管は鋼管単体を上回る理由として、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して1割程度小さいものの、継手部の断面係数 Z および断面二次モーメント I が1割以上大きいためと推察される。
- 2) 正負交番曲げ試験では、いずれの試験ケースも鋼管全塑性時における最大曲げ強度および最大曲げモーメントの試験値は規格値よりも大きくなること、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。継手を有する鋼管は鋼管単体を上回る理由として、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して1割程度小さいものの、継手部の断面係数 Z および断面二次モーメント I が1割以上大きいためと推察される。
- 3) せん断試験では、いずれの試験ケースも降伏せん断強度および最大せん断強度の試験値は規格値よりも大きくなること、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。継手を有する鋼管は鋼管単体を上回る理由として、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して1割程度小さいものの、継手部の抵抗断面積 A が1割以上大きいためと推察される。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp. 377-456, 2012.3.

第6章 水平交番載荷試験による杭の水平方向地盤反力係数評価

第6章では、地盤に打設した杭の水平交番載荷試験から得られた荷重－変位関係や、Changの考え方をを用いて算定した水平方向地盤反力係数－地表面変位量関係などについて示す。また、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（以下、H24 年道示 IV²⁾）や建築基礎構造物設計指針³⁾（以下、建築基礎指針）に基づく許容水平変位量での水平方向地盤反力係数と各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数の比較結果について示す。図-6.1 に杭の水平抵抗特性に関する検討課題を、表-6.1 に検討課題に対応する節を示す。

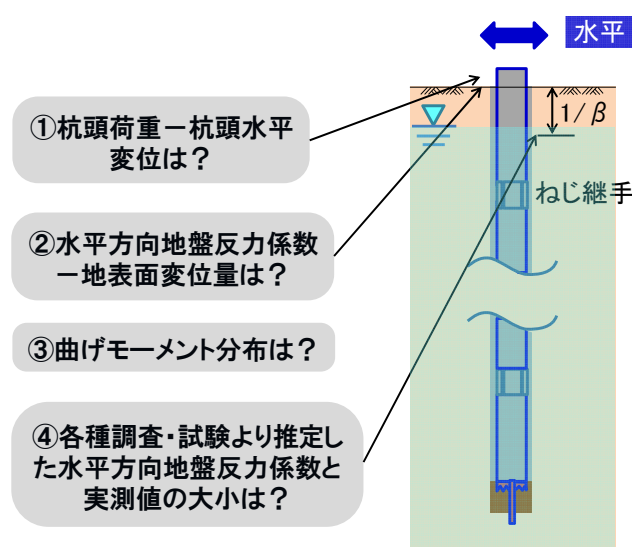


図-6.1 杭の水平抵抗特性に関する検討課題

表-6.1 検討課題に対応する節

検討課題	節	タイトル
①杭頭荷重－杭頭水平変位は？	6.1	水平交番載荷試験
②水平方向地盤反力係数－地表面変位量は？		
③曲げモーメント分布は？		
④各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数と実測値の大小は？	6.2	水平方向地盤反力係数の比較
	6.3	ワイブル近似法による杭の水平抵抗特性に関する検討

6.1 水平交番載荷試験

杭の水平抵抗特性を確認するため、地盤に打設した杭の水平交番載荷試験を実施した。また、水平抵抗に関与する地盤深さ $1/\beta$ における変形係数を把握するため、標準貫入試験、孔内水平載荷試験、三軸圧縮（UU）試験を実施した。

6.1.1 試験概要

図-6.1.1および図-6.1.2に地盤条件およびねじ継手を含む試験杭模式図を示す。試験地盤1は、GL-4.7mまでロームおよび凝灰質粘土、GL-4.7m以深は粘土質細砂、GL-11.8m以深はN値30以上の細砂層で構成されている。試験地盤2は、GL-15.7mまでローム、粘土および火山灰質シルト、GL-15.7m以深はN値50以上の粘土混じり砂礫で構成されている。いずれの試験地盤においても、表層地盤のN値は概ね2以下の軟弱地盤で、水平抵抗が期待しづらい地盤条件となっている。なお、本研究で対象とした杭工法は小口径杭であり、水平抵抗に関与する地盤の深さ $1/\beta$ はGL0~-2.0m程度と推察されるため、継手は水平抵抗の影響が小さいGL-6.0m前後に配置した。

表-6.1.1に試験杭の諸元を示す。水平交番載荷試験杭は3本施工しており、CH1砂とCH2砂は土質および杭長も同じ条件である。いずれも鋼管径は $\phi 165.2\text{mm}$ 、削孔径は $\phi 225.0\text{mm}$ で、杭先端部の改良体長は0.25mである。試験地盤1の杭はN値30程度に0.7m程度貫入している。

図-6.1.3に水平交番載荷試験杭および反力杭の平面配置図を、写真-6.1.1に水平交番載荷試験状況を示す。載荷方法は、押し引きジャッキ（500kN）を1台直列に使用し、鋼材を介して行う。水平荷重はジャッキと接続された圧力変換器を用いて計測した。また、反力杭2本（PHC杭 $\phi 1000\text{mm}$ 、 $L=50\text{m}$ ）を使用する反力杭方式とした。なお、CH1粘土のケースにおいても同様な載荷方式（反力杭2本：回転杭 $\phi 355\text{mm}$ 、先端羽根径 $\phi 700\text{mm}$ 、 $L=20\text{m}$ ）としている。試験中に計測した反力杭の水平変位はほとんど発生しなかったことから、ジャッキで作用させた荷重は概ね試験杭に伝達されていると考えられる。

水平交番載荷試験は、地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説⁴⁾」に準拠して行った。同基準より、基準杭、基準梁の配置は、試験杭から5.0D以上、反力杭から5.0Dの影響範囲外に設置した。測定項目は、杭頭荷重、載荷点変位および載荷点+0.5m変位、鋼管のひずみである。変位量の測定にあたって、試験杭載荷点変位量、試験杭載荷点+0.5m変位量の測定は、高感度型変位計を用いた。なお、これら2点の変位量と変位計間の高さより杭変形角を算出し、地表面変位量を推定した。

載荷方法は、段階載荷・多サイクル方式による正負交番で実施した。荷重段階は、いずれのケースとも5kNピッチで載荷を行った。図-6.1.4 a)~c)に各ケースの荷重サイクルを示す。CH1砂のケースは、+50kNの後に-90kNまで水平載荷し、試験を終了した。CH2砂のケースは、 $\pm 50\text{kN}$ の後に+80kN、-90kNまで水平載荷し、試験を終了した。CH1粘土のケースは、 $\pm 35\text{kN}$ の後に+55kN、-50kNまで水平載荷し、試験を終了した。

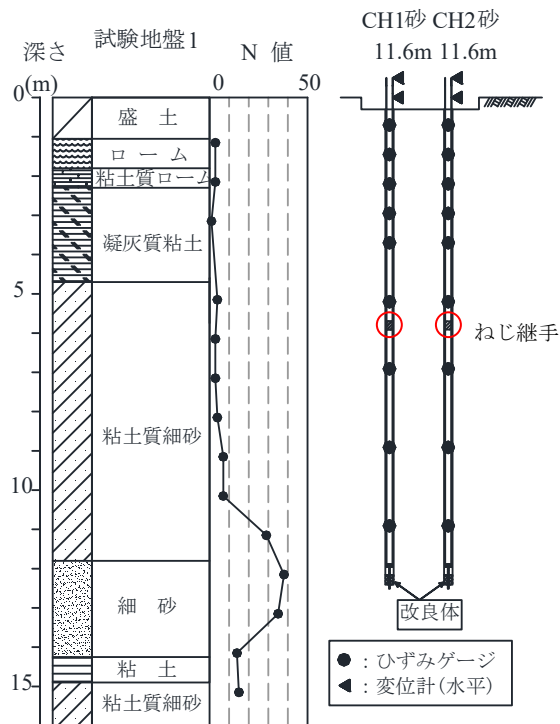


図-6.1.1 地盤条件と試験杭模式図
(CH1 砂・CH2 砂)

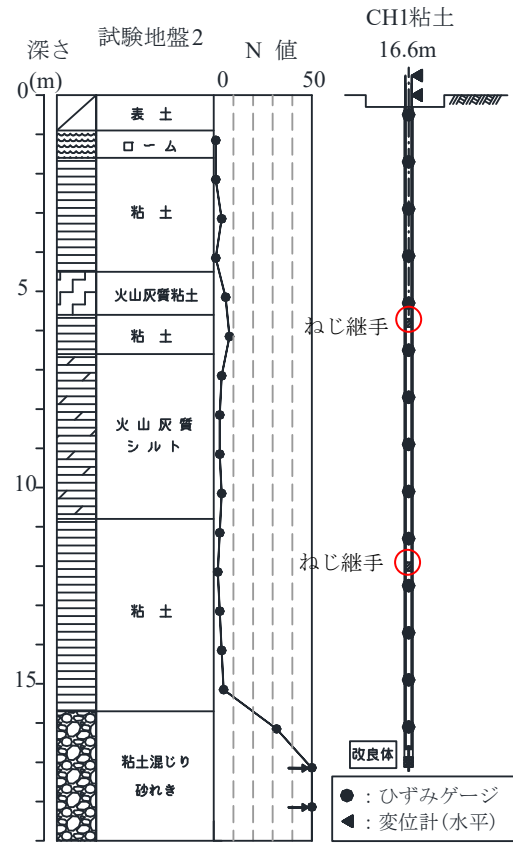


図-6.1.2 地盤条件と試験杭模式図 (CH1 粘土)

表-6.1.1 試験杭の諸元
(水平交番載荷試験)

ケース	CH1砂	CH2砂	CH1粘土
鋼種	STK400		
鋼管径	φ 165.2 mm		
鋼管肉厚	4.5 mm		
杭径	φ 225.0 mm		
杭長	11.9 m		16.6 m
改良体長	0.25 m		

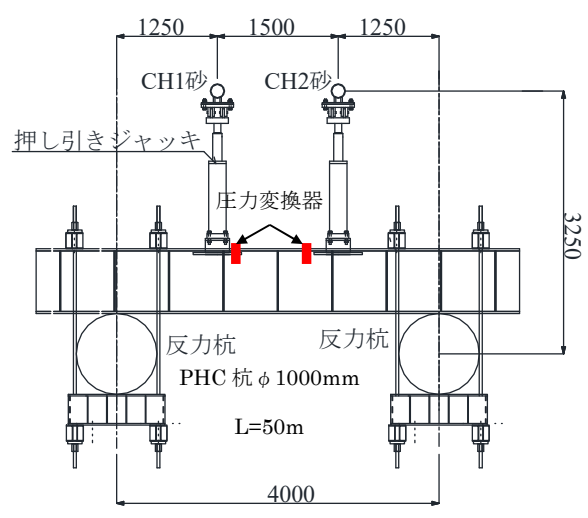


図-6.1.3 試験杭および反力杭の平面配置図
(水平交番載荷試験)

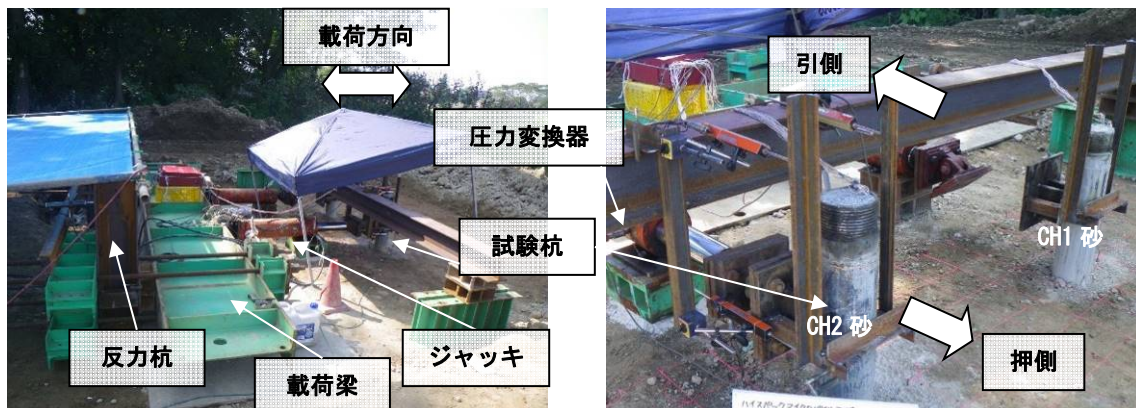
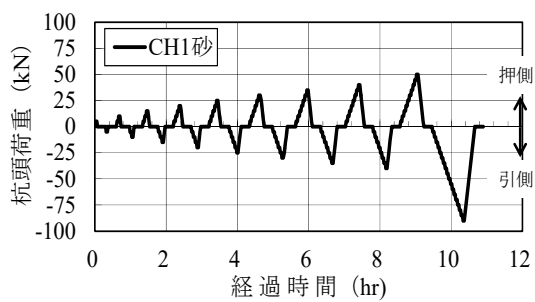
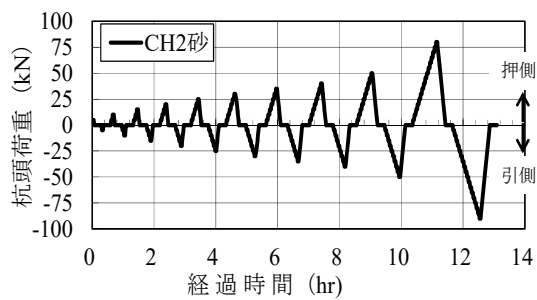


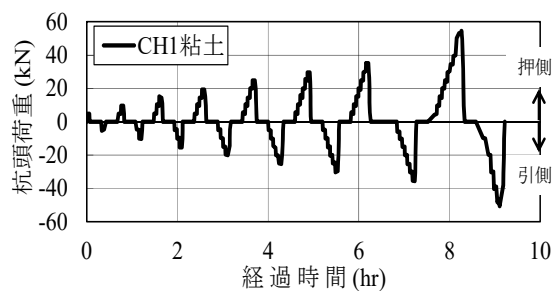
写真-6.1.1 水平交番載荷試験状況



a) CH1 砂



b) CH2 砂



c) CH1 粘土

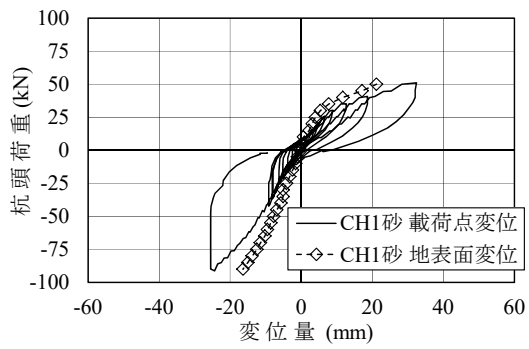
図-6.1.4 荷重サイクル

6.1.2 試験結果

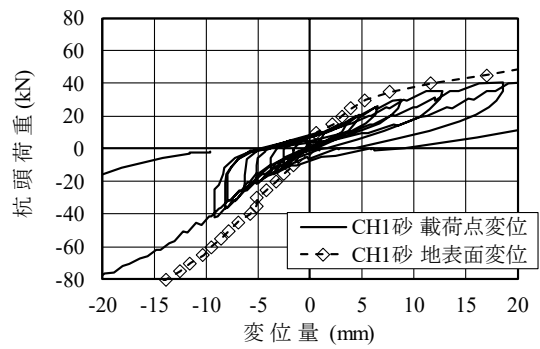
a) 杭頭荷重－杭頭水平変位関係

図-6.1.5 a)～c)に杭頭荷重－載荷点および地表面での杭の水平変位関係を示す。水平交番載荷試験の場合は、荷重および変位量が正負交番に発生する。なお、図中の地表面変位は載荷点変位と載荷点+0.5m変位から換算して算出した。載荷点変位の荷重履歴曲線より、いずれの杭も水平変位量で±4～6mm程度、杭頭荷重で±30kN程度までは弾性的な挙動を示すことを明らかにした。±40kN到達後は載荷とともに曲線の勾配が変化し、最大荷重に到達している。水平載荷の進行に伴い各水平変位も増大するが、水平荷重は最大荷重まで増加傾向であることから、粘り強く水平抵抗を発揮することを明らかにした。これは、杭が鋼管とグラウトから構成される合成鋼管杭であるため、小口径杭でも曲げ座屈しにくい構造であることを示唆している。

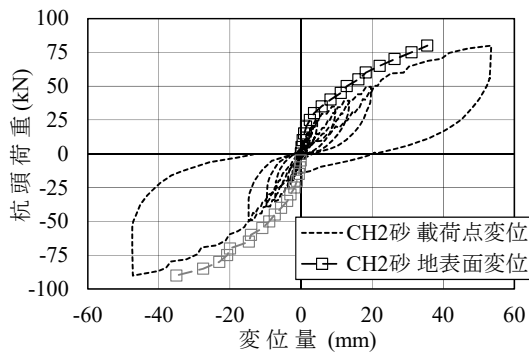
道示IV²⁾によると、許容水平変位量は杭径1.5m以下では15mmとしている。各杭・各方向における水平変位量が15mm時の水平抵抗力は、CH1砂の押側：43kN、CH1砂の引側：-85kN、CH2砂の押側：53kN、CH2砂の引側：-65kNであった。CH1粘土における水平変位量が15mm時の水平抵抗力は、押側：35kN、CH1砂の引側：-40kNであった。また、各水平抵抗力の最大値は押側より引側のほうが大きくなる傾向がみられた。これは、引側に試験杭の杭径の3倍以上となるφ700mm以上の反力杭を配置しており、5.0D以上と十分な離隔を有しているものの、水平抵抗に影響を与えたことによるもの、および試験杭施工時に削孔機を引側に据え付けたことによって表層地盤が締固まり、水平地盤反力が増大したことなどと推察される。なお、図-6.1.6に示すように、既存のマイクロパイル工法の水平交番載荷試験でも押側（正方向載荷）より引側（負方向載荷）のほうが同一水平荷重時に生じる水平変位が大きくなるという結果が報告されている。



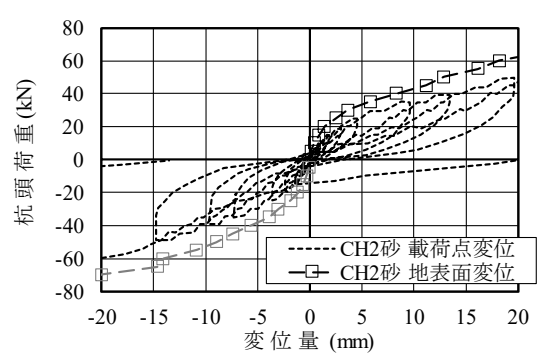
a) CH1 砂



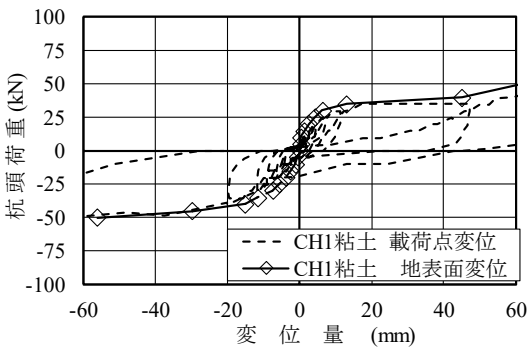
b) CH1 砂 (擴大圖)



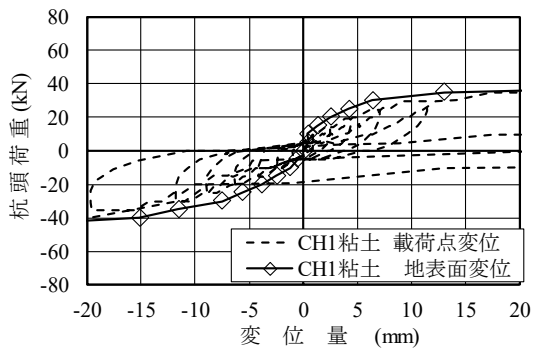
c) CH2 砂



d) CH2 砂 (擴大圖)



e) CH1 粘土



f) CH1 粘土 (擴大圖)

圖-6.1.5 杭頭荷重—水平變位關係

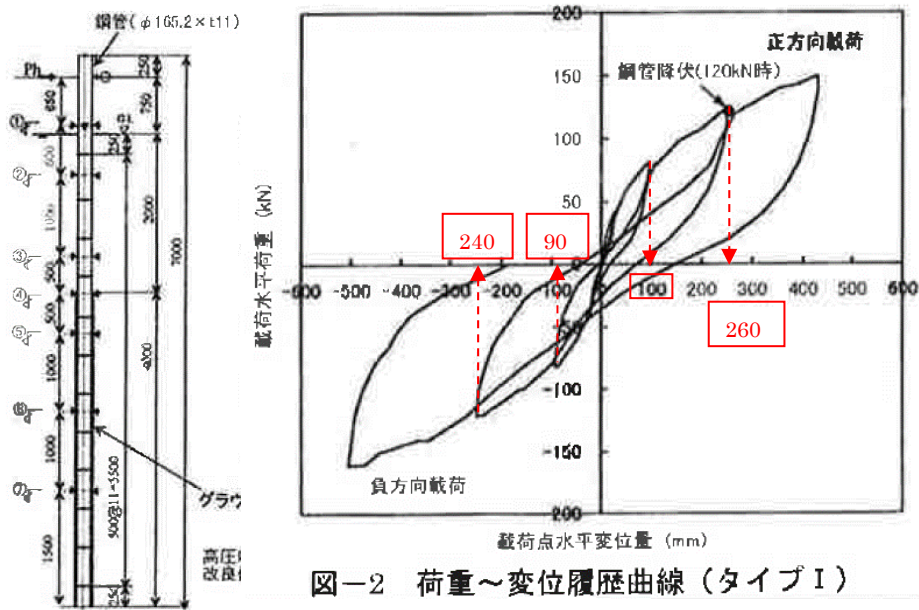


図-6.1.6 載荷点水平荷重—載荷点水平変位関係 (図-1.2.12 再掲) 5)に加筆

b) 杭頭荷重—杭頭回転角関係

図-6.1.7に杭頭荷重—杭頭回転角関係を示す。杭頭回転角は、載荷点変位と載荷点+0.5m変位から求めた。図-6.1.7には、押側と引側を併せて示した。杭頭回転角が0.01radにおける杭頭荷重は30～40kNで比較的ばらつきが小さいものの、0.02radにおける杭頭荷重は40～70kNで杭や載荷方向によって差異が生じる結果を得た。また、試験地盤の土質の違いに着目すると、杭頭回転角はCH1砂・CH2砂のケースよりもCH1粘土のケースの方が大きくなる傾向がみられた。

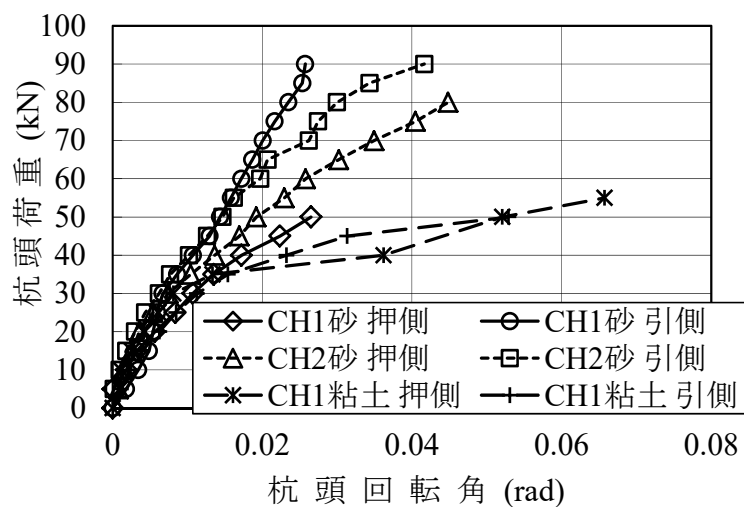


図-6.1.7 杭頭荷重—杭頭回転角関係

c) 曲げモーメント分布

図-6.1.8 a)~c)に各杭の曲げモーメント分布を示す。図中には、実測値（表記：実線）に加えてChangの方法¹⁾から算定した計算値（表記：点線）を示す。図-6.1.8より、いずれの杭および荷重方向においても曲げモーメントは、GL-1.0m付近で最大となる傾向を示し、GL-3.0m以下ではほとんどゼロであった。さらに、曲げモーメント分布は、計算値と実測値が概ね一致することを明らかにした。なお、鋼管本体の降伏曲げモーメント $M_y=20.9\text{kN}\cdot\text{m}$ に相当する水平荷重は $\pm 40\text{kN}$ 程度であった。

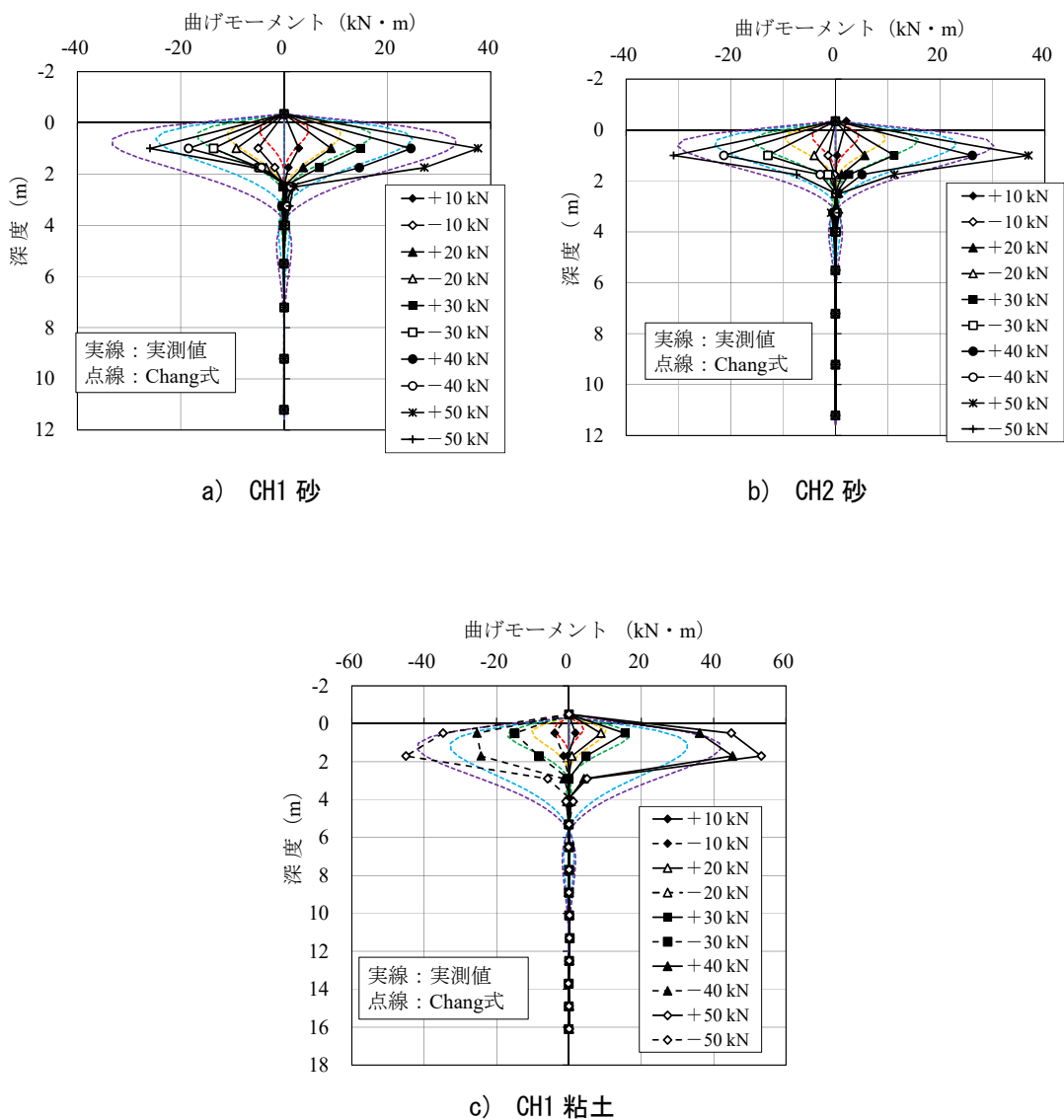


図-6.1.8 曲げモーメント分布

d) 水平変位量分布

図-6.1.9 a)～c)に各杭の水平変位量分布を示す。各深度の水平変位量は、各深度に設置したひずみを積分して曲率を算出し、その曲率を積分して変位を算定した。杭の水平変位量分布は、荷重段階ごとに±50kNまで図示した。なお、図中には、実測値（表記：実線）に加えてChangの方法¹⁾から算定した計算値（表記：点線）を示す。

図-6.1.9より、いずれの杭および荷重方向においても水平変位量は地表面付近で最大となる傾向を示し、GL-2.0m以深ではほとんどゼロである。CH1砂のケースは、押側の水平変位量に対して引側の水平変位量は半分程度となっている。一方、CH2砂とCH1粘土のケースは、押側よりも引側の方が水平変位量は小さくなるものの、荷重方向による差異はほとんどみられなかった。押側より引側の方が水平変位量は小さくなる理由として、試験杭施工時に削孔機を引側に据え付けたことによって表層地盤が締固まり、水平地盤反力が増大したためと推察される。

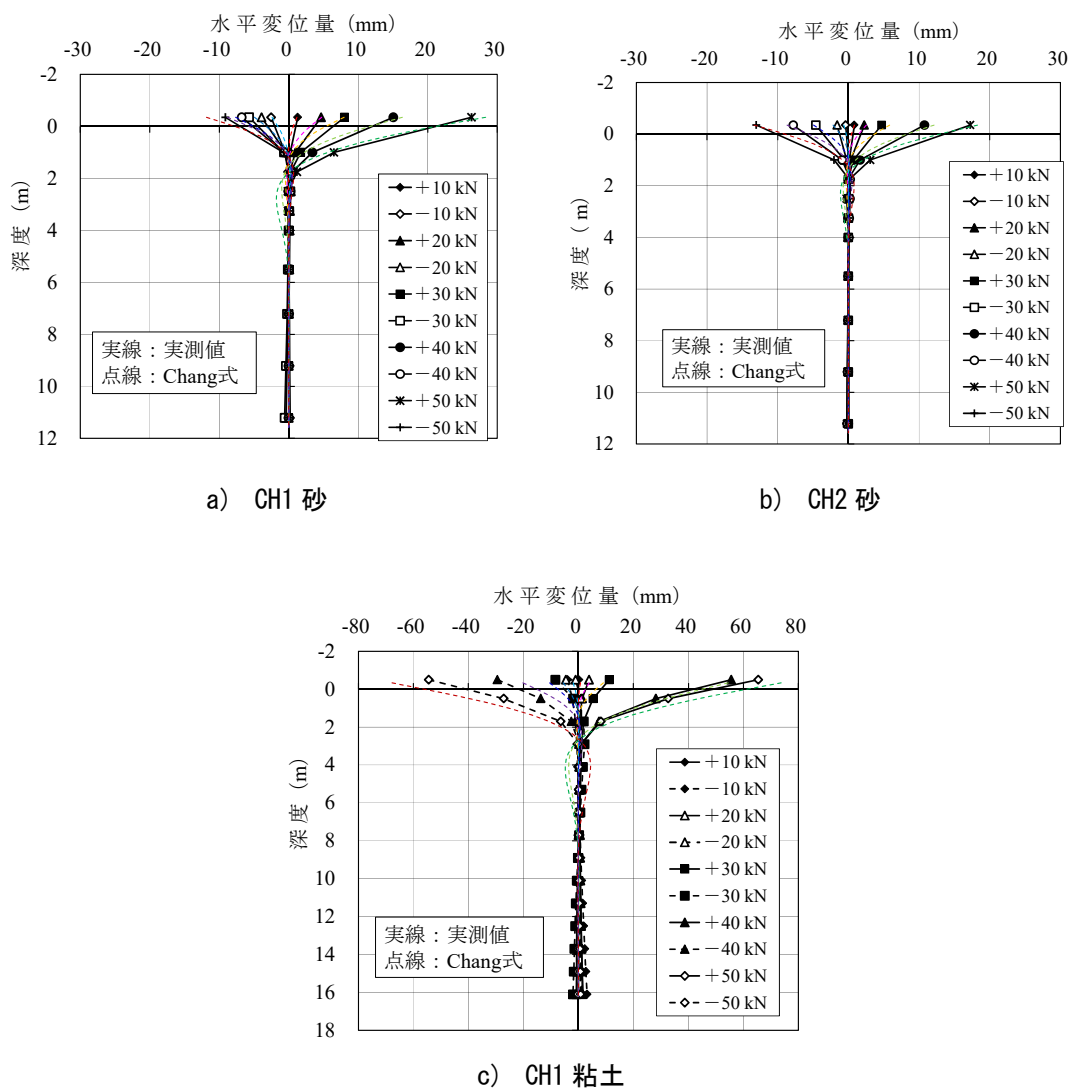


図-6.1.9 水平変位量分布

6.1.3 水平方向地盤反力係数の算定

a) 水平方向地盤反力係数—地表面変位量関係

図-6.1.10に水平方向地盤反力係数（以降、 k_H ）—地表面変位量関係を示す。載荷点の変位量から杭の特性値 β を算出し、各荷重や水平変位量に対する k_H を求める。図-6.1.10より、 k_H は水平変位量の増大に伴い急激に低下する傾向がみられた。図中には、各杭・各方向における水平変位量が10mm（建築基礎指針³⁾）と15mm（道示IV²⁾における杭径1.5m以下の許容水平変位量）時の k_H も併せて示している。

CH1 砂・CH2 砂の k_H は、38,000～100,000kN/m³ であり、CH1 粘土の k_H は、31,000～33,000kN/m³ であり、いずれも 30,000kN/m³ 以上であった。なお、CH1 砂の引側の k_H の低下が小さい理由として、押側の試験初期に載荷方向を誤って作用させたことにより初期の水平荷重時でも水平変位量が発生したためと推察される。

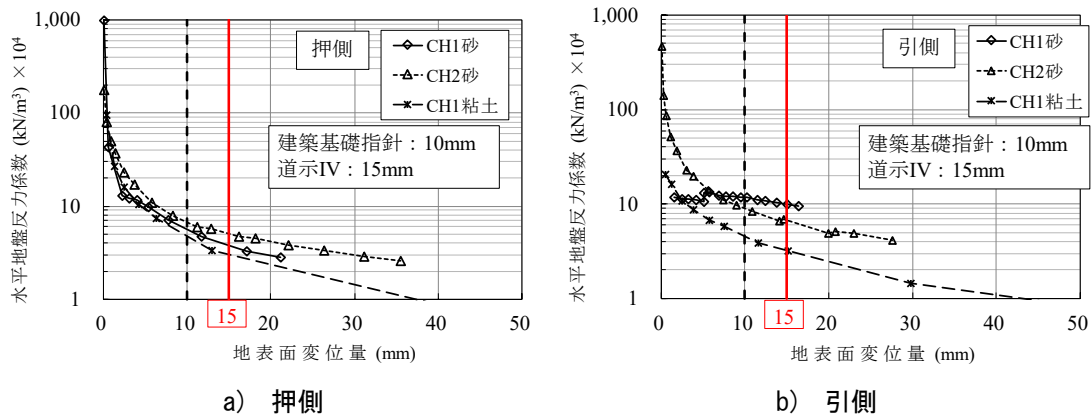


図-6.1.10 水平方向地盤反力係数—地表面変位量関係

b) 水平方向地盤反力係数と $1/\beta$

水平方向地盤反力係数（以降， k_H ）は，式(6.1)～式(6.4)により算出した。また，杭頭荷重—地表面変位量関係と Y.L.Chang の式¹⁾で算定した k_H より，杭の特性値 β を算出した。

$$k_H = k_{H0} \times (B_H / 0.3)^{3/4} \quad (6.1)$$

$$k_{H0} = (1/0.3) \times \alpha \times E_0 \quad (6.2)$$

$$B_H = \sqrt{D/B} \quad (6.3)$$

$$\beta = (k_H \times D / 4EI)^{1/4} \quad (6.4)$$

ここに， k_H ：水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）， k_{H0} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）， E_0 ：設計の対象とする位置での地盤の変形係数（ kN/m^2 ）， α ：水平方向地盤反力係数の推定に用いる係数， B_H ：載荷作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）， D ：鋼管径（m）， $1/\beta$ ：水平抵抗に関与する地盤の深さ（m）である

表-6.1.2 に k_H と杭の特性値 β の算定結果を示す。地表面の許容変位量 15mm における $1/\beta$ は約 1.0m という結果であった。また， k_H は押側より引側のほうが大きくなる傾向がみられた。これは，引側に試験杭の杭径の 3 倍以上となる $\phi 700\text{mm}$ 以上の反力杭を配置しており，5.0D 以上と十分な離隔を有しているものの，水平抵抗に影響を与えたことによるもの，および試験杭施工時に削孔機を引側に据え付けたことによって表層地盤が締固まり，水平地盤反力が増大したことなどと推察される。

表-6.1.2 水平方向地盤反力係数 k_H と杭の特性値 β

指針	試験ケース		k_H	$k_H D / 4EI$	β	$1/\beta$
			(kN/m^3)	(m^{-2})	(m^{-1})	(m)
道示IV 水平変位量 15mm	CH1 粘土	押側	31,527	0.889	0.97	1.03
		引側	32,528	0.918	0.98	1.02
	CH1 砂	押側	38,494	1.086	1.02	0.98
		引側	99,254	2.800	1.29	0.77
	CH2 砂	押側	50,882	1.435	1.09	0.91
		引側	68,199	1.924	1.18	0.85

6.2 水平方向地盤反力係数の比較

6.2.1 各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数

a) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編による計算結果

表-6.2.1 に変形係数 E_0 と水平方向地盤反力係数（以降， k_H ）の推定に用いる係数 α を示す。各種調査・試験結果を用いて k_H を推定する際に使用する α は，常時における孔内水平載荷試験で測定した変形係数の場合 4，供試体の三軸圧縮試験から求めた変形係数の場合 4，標準貫入試験の N 値よりで推定した変形係数（ $E_0=2,800N$ ）の場合 1 である^{2),11)}。

k_H の推定で対象とする深度は，図-6.2.1 に示す曲げモーメント分布より水平抵抗に関与する地盤深さは概ね GL0~-2.0m であることから，中間深度の GL-1.0m とした。表-6.2.2 に各ケースの GL-1.0m 付近における標準貫入試験結果，孔内水平載荷試験結果，三軸圧縮（UU）試験結果（第 1 孔と第 2 孔）に基づく変形係数から計算した k_H を示す。各種調査・試験結果から計算した k_H は，CH1 砂・CH2 砂で 14,000~26,000kN/m³，CH1 粘土で 13,000~30,000kN/m³ であり，いずれも 30,000kN/m³ 以下であった。

表-6.2.1 変形係数 E_0 と k_H の推定に用いる係数 α ²⁾

変形係数 E_0 の推定方法	係数 α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値よりで推定した変形係数 $E_0 = 2800N$	1	2

表-6.2.2 各種調査・試験結果から求めた k_H （道示 IV²⁾）

試験ケース	各種調査・試験	E_0 (kN/m ²)	α	β (m ⁻¹)	$1/\beta$ (m)	k_H (kN/m ³)
CH1砂 CH2砂	標準貫入試験	8,400	1	0.88	1.14	21,237
	孔内水平載荷試験	2,454	4	0.92	1.09	25,238
	三軸圧縮(UU)試験	1,487	4	0.8	1.25	14,524
CH1 粘土	標準貫入試験	5,600	1	0.79	1.27	13,596
	孔内水平載荷試験	2,826	4	0.95	1.05	29,475
	三軸圧縮(UU)試験	2,553	4	0.93	1.08	26,348
		2,197	4	0.89	1.12	22,366

b) 建築基礎構造物設計指針による計算結果

建築基礎指針³⁾によると、実大杭の水平載荷試験結果から換算した k_h 値は、式(6.5)のように基準水平地盤反力係数（以降、 k_{h0} ：水平変位量 y が1(cm)時の水平地盤反力係数）に対して無次元化水平変位 y の-0.5乗との積で表現できる。 k_{h0} は、式(6.6)により求める。

$$K_h = k_{h0} \times y^{-1/2} \quad (6.5)$$

$$k_{h0} = \alpha \times \xi \times E_0 \times B^{3/4} \quad (6.6)$$

ここに、 k_{h0} ：基準水平地盤反力係数（ kN/m^3 ）， α ：評価法によって決まる定数（ m^{-1} ）， ξ ：群杭効果を考慮した係数で単杭の場合は $\xi=1.0$ ， E_0 ：変形係数（ kN/m^2 ）， B ：無次元化杭径（杭径（鋼管径）を cm で表す）である。

各種調査・試験結果を用いて k_{h0} を推定する際に使用する定数 α を以下に示す。ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数の場合、粘性土・砂質土いずれも80，一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数の場合、粘性土・砂質土いずれも80，平均 N 値より $E_0=700 \cdot N$ で推定した変形係数の場合、粘性土で60，砂質土で80である。

表-6.2.3に各ケースの標準貫入試験結果，孔内水平載荷試験結果，三軸圧縮（UU）試験結果（第1孔と第2孔）から推定した k_{h0} を示す。各種調査・試験結果から計算した k_{h0} は，CH1砂・CH2砂で14,000～24,000 kN/m^3 ，CH1粘土で10,000～28,000 kN/m^3 であり，30,000 kN/m^3 以下であった。

表-6.2.3 各種調査・試験結果から求めた k_h （建築基礎指針³⁾）

試験ケース	各種調査・試験	α (m^{-1})	ξ	E_0 (kN/m^2)	B	k_{h0} (kN/m^3)
CH1砂 CH2砂	標準貫入試験	60	1	2,100	16.52	20,502
	孔内水平載荷試験	80	1	2,454	16.52	23,958
	三軸圧縮(UU)試験	80	1	1,487	16.52	14,518
CH1 粘土	標準貫入試験	80	1	1,400	16.52	10,251
	孔内水平載荷試験	80	1	2,826	16.52	27,590
	三軸圧縮(UU)試験	80	1	2,553	16.52	24,925
		80	1	2,197	16.52	21,449

6.2.2 実測値と計算値の比較

a) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編との比較結果

表-6.2.4は各試験杭について、H24年道示IV²⁾およびH29年道示IV¹⁾に示される各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数の計算値（以降、計算 k_H ）と水平交番載荷試験結果を基にChangの式¹⁾から求めた水平方向地盤反力係数（以降、実測 k_H ）をまとめて示している。二重管削孔と杭上下のセンタリング機構でグラウトと地盤を一体化した結果、実測 k_H は計算 k_H よりも大きくなることを明らかにした。実測 k_H が計算 k_H よりも大きくなる理由として、図-6.2.1⁶⁾に示すように、 k_H の実測値は計算値以上のデータが2/3程度あり、推定法が安全側であること、杭の水平抵抗について鋼管内外のグラウトを考慮せず鋼管のみとしていること、計画径（ $\phi 225\text{mm}$ ）よりも出来形径（砂質土地盤の試験工事実績の場合： $\phi 231\text{mm}$ 、図-3.8.5）のほうが3%程度大きいことなどが挙げられる。

表-6.2.4 水平方向地盤反力係数 k_H の比較（道示IV²⁾）

試験杭名称	杭径 D 削孔径 D_g 杭長 L 杭の種類	計算値			実測値
		標準貫入試験結果から計算した k_H kN/m ³	孔内水平載荷試験結果から計算した k_H kN/m ³	三軸圧縮試験結果から計算した k_H kN/m ³	Y.L.Changの式から求めた k_H kN/m ³
CH1 砂	$D=165.2\text{mm}$ $D_g=225.0\text{mm}$ $L=12.2\text{m}$ 支持杭	21,237	25,238	14,524	押側 38,494
					引側 99,254
CH2 砂	$D=165.2\text{mm}$ $D_g=225.0\text{mm}$ $L=12.2\text{m}$ 支持杭	21,237	25,238	14,524	押側 50,822
					引側 68,199
CH1 粘土	$D=165.2\text{mm}$ $D_g=225.0\text{mm}$ $L=16.8\text{m}$ 支持杭	13,596	29,475	1) 26,348 2) 22,366	押側 31,527
					引側 32,528

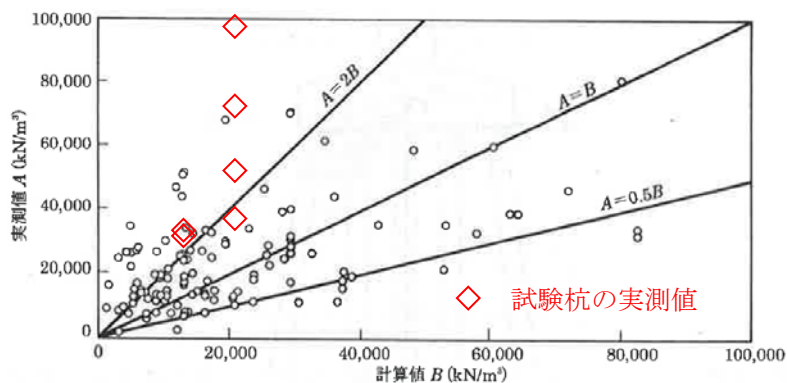


図-III.2.7 水平方向地盤反力係数 k_H の推定精度

図-6.2.1 水平方向地盤反力係数の比較（杭基礎設計便覧⁶⁾に加筆）

b) 建築基礎構造物設計指針との比較結果

表-6.2.5 は各試験杭について、建築基礎指針³⁾に示される各種調査・試験より推定した計算 k_H と水平交番載荷試験結果を基に Chang の式¹⁾で算定した実測 k_H をまとめて示している。二重管削孔と杭上下のセンタリング機構でグラウトと地盤を一体化した結果、地表面変位 10mm における実測 k_H は、計算 k_H よりも大きくなることを明らかにした。実測 k_H が計算 k_H を上回る理由として、図-6.2.2^{7)~10)}に示すように、 k_H の実測値は計算値以上のデータが 6 割程度あり、推定法が安全側であること、杭の水平抵抗について鋼管内外のグラウトを考慮せず鋼管のみとしていること、計画径 ($\phi 225\text{mm}$) よりも出来形径 (砂質土地盤の試験工事実績の場合： $\phi 231\text{mm}$ 、図-3.8.5) のほうが 3%程度大きいことなどが挙げられる。

表-6.2.5 水平方向地盤反力係数 k_H の比較 (建築基礎指針³⁾)

試験杭名称	杭径 D 削孔径 D_g 杭長 L 杭の種類	計算値			実測値
		標準貫入試験結果から計算した k_H kN/m^3	孔内水平載荷試験結果から計算した k_H kN/m^3	三軸圧縮試験結果から計算した k_H kN/m^3	Y.L.Changの式から求めた k_H kN/m^3
CH1 砂	$D=165.2\text{mm}$ $D_g=225.0\text{mm}$ $L=12.2\text{m}$ 支持杭	20,502	23,958	14,518	押側 57,912
					引側 117,205
CH2 砂	$D=165.2\text{mm}$ $D_g=225.0\text{mm}$ $L=12.2\text{m}$ 支持杭	20,502	23,958	14,518	押側 66,046
					引側 90,291
CH1 粘土	$D=165.2\text{mm}$ $D_g=225.0\text{mm}$ $L=16.8\text{m}$ 支持杭	10,251	27,590	1) 24,925 2) 21,449	押側 51,770
					引側 46,691

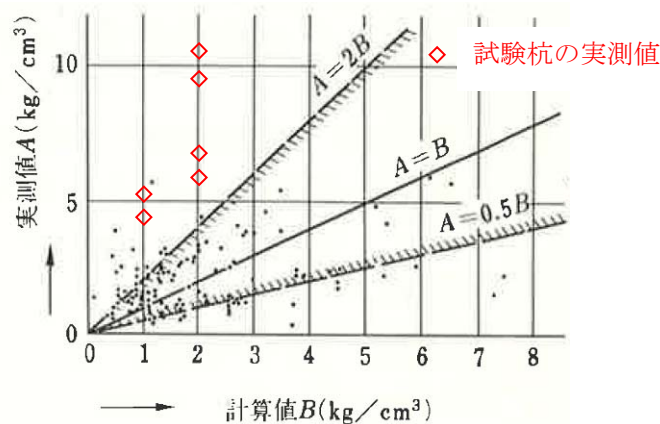


図-6.2.2 日本道路協会の推定法による k_H の計算値と実測値の比較^{7)~10)}に加筆

6.2.3 水平抵抗に関する H24 年道示IVと H29 年道示IVの比較

表-6.2.6 に水平抵抗に関する H24 年道示IV²⁾と H29 年道示IV¹⁾の比較結果を示す。水平方向地盤反力係数は、H24 年道示IV²⁾と H29 年道示IV¹⁾で算定式における表記の変更や係数の追加はあるものの基本的には差異はみられない。係数 λ も 1.0 とされている。

H24 年道示IV²⁾までの許容水平変位は、杭径の 1%か 15mm のどちらか大きなほうで設定されており、杭径が 300mm 以下の本研究で対象とした杭工法では 15mm としている。一方、H29 年道示IV¹⁾では、橋脚基礎の水平変位の制限値 d_a については、式(6.7)により算出する。橋台基礎の水平変位の制限値 d_a は杭径の 1%で $15 \leq d_a \leq 50$ としている。橋脚基礎の場合は地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値 d_y によるが、杭径が 300mm 以下の本研究で対象とした杭工法では水平変位の制限値は 15mm となると想定される。

$$d_a = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot d_y \quad (15 \leq d_a \leq 50) \quad (6.7)$$

ここに、 ξ_1 ：調査・解析係数（表-6.2.7 に示す値）， Φ_r ：抵抗係数， d_y ：地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値（mm）である。

表-6.2.6 水平抵抗に関する H24 年道示IV²⁾と H29 年道示IV¹⁾の比較

項目	H24 年道示IV ²⁾	H29 年道示IV ¹⁾
水平方向地盤反力係数 k_H	$k_{H0} \cdot (B_H / 0.3)^{-3/4}$	$\lambda \cdot k_0 \cdot (B' / 0.3)^{-3/4}$
直径 0.3m の剛体円板による 平板載荷試験の値に相当する k_H	$\alpha \cdot E_0 / 0.3$	$\alpha \cdot E_0 / 0.3$
換算載荷幅	$B_H = (D / B)^{1/2}$	$B' = (D / B)^{1/2}$
基礎の特性値 β	$(k_H D / 4EI)^{1/4}$	$(k_H D / 4EI)^{1/4}$
H24 年道示IV ²⁾ ：許容水平変位 H29 年道示IV ¹⁾ ：水平変位の制限値	杭径の 1%か 15mm の 大きい方	橋脚基礎： $d_a = \xi_1 \Phi_y d_y$ $15 \leq d_a \leq 50$ 橋台基礎：杭径の 1%か 15mm の大きい方

表-6.2.7 調査・解析係数 (H29 年道示IV¹⁾)

地盤の変形係数の推定方法	ξ_1	
杭の水平載荷試験により求める場合	0.95	
標準貫入試験に加えて室内試験または孔内水平載荷試験を行って求める場合	0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	N 値が 5 以上の砂質土	0.85
	N 値が 5 以上の粘性土	0.80
	N 値が 5 未満	0.75

6.3 ワイブル近似法による杭の水平抵抗特性に関する検討

6.3.1 ワイブル分布曲線による近似方法

土木研究所資料「杭の水平抵抗における限界状態に関する研究」¹²⁾を参考とし、荷重－変位曲線上の弾性限界点を評価した。一般的に荷重－変位曲線上の弾性限界点を荷重－変位曲線から明確に定義することはできないが、荷重－変位曲線の初期勾配から二次勾配へ移行する点として考えることができる¹³⁾。この移行点を見つける手段として、ワイブル分布曲線式を用いた荷重－変位曲線を数学的にフィッティングし、得られる降伏荷重に対応する点を弾性限界点とする手法が考えられる。図-6.3.1 にワイブル分布曲線式のイメージ図を示す。なお、ワイブル分布曲線式は式(4.7)および式(4.8)に示すとおりである。

弾性限界変位（降伏変位） δ_s に対応する荷重は、ワイブルフィッティングで得られた弾性限界点の荷重 R_0 であり、常に、 $R_0 = R_{uw} \times (1 \times e^{-1}) = 0.63R_{uw}$ の関係にある。ここで、 R_{uw} ：ワイブル分布曲線式により推定した極限支持力である。この R_0 および δ_s は、杭体が曲げにより降伏していなければ、地盤抵抗の弾性限界に対応する点であると考えられ、地盤抵抗は変位 δ_s の時に弾性限界に至ったと解釈される。

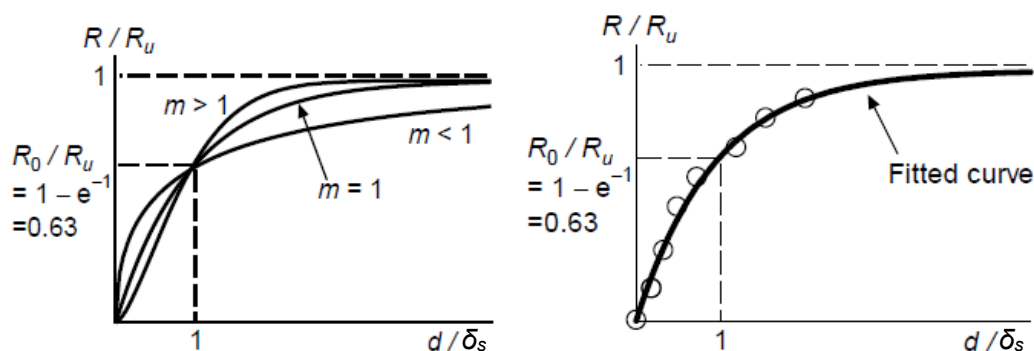


図-6.3.1 ワイブル分布曲線式（丸印は計測値をイメージ）¹²⁾を修正

6.3.2 各荷重－変位関係のワイブル近似により得られた弾性限界変位

表-6.3.1に各荷重－変位関係のワイブル近似により得られた弾性限界変位を、図-6.3.2に各水平載荷試験結果とワイブル近似結果を示す。ここで、杭径 D は地盤の水平抵抗径としてグラウト径とし、水平変位は地表面変位とした。ワイブル近似の結果より、各ケースの弾性限界変位は7～19mm程度であり、 δ_s/D は0.03～0.09で、平均値は0.057、変動係数は0.30であった。また、 δ_s/D は土質の違いによる差異はみられなかった。

表-6.3.2に施工法別の採用データ数と統計分析結果¹²⁾に加筆した結果を示す。ここで、複合杭の杭径は、掘削径とする。これは、杭基礎が用いられるような軟弱な地盤中においては、ソイルセメントと杭が一体となって挙動することが考えられ、ソイルセメント部が地盤抵抗を受ける表面になっていると考えるためである。

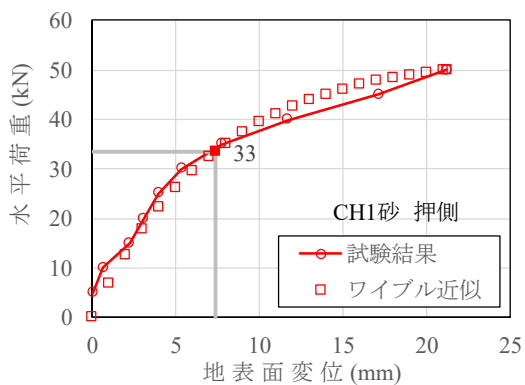
小口径合成鋼管杭における δ_s/D の平均値は、非複合杭の平均値0.052～0.064とほぼ同様な値を示すことを明らかにした。一方で、鋼管ソイルセメント杭やプレボーリング杭の δ_s/D の平均値0.033～0.036に比べて大きくなる結果となった。これは、小口径合成鋼管杭におけるグラウトの曲げ剛性は鋼管のそれより小さいものの差異が比較的少ないため、弾性限界変位は非複合杭と同等程度まで期待できるのに対し、鋼管ソイルセメント杭やプレボーリング杭におけるソイルセメントの曲げ剛性が鋼管のそれに比べて著しく小さいため、弾性限界変位も小さくなる傾向を示したものと推察される。また、小口径合成鋼管杭の変動係数は、既存工法とほぼ同程度であることを明らかにした。

表-6.3.1 各荷重－変位関係のワイブル近似により得られた弾性限界変位

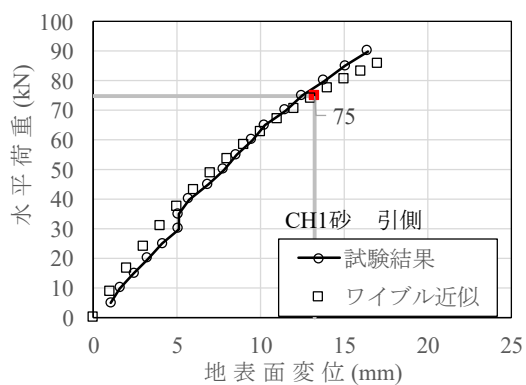
ケース	載荷方向	弾性限界変位 δ_s mm	杭径 D mm	δ_s/D		
				算定値	平均値 Ave.	変動係数 COV
CH1砂	押側	7.3	225	0.033	0.057	0.299
	引側	13.2	225	0.059		
CH2砂	押側	15.4	225	0.068		
	引側	12.6	225	0.056		
CH1粘土	押側	18.9	225	0.084		
	引側	9.1	225	0.041		

表-6.3.2 施工法別の採用データ数と統計分析結果¹²⁾に加筆

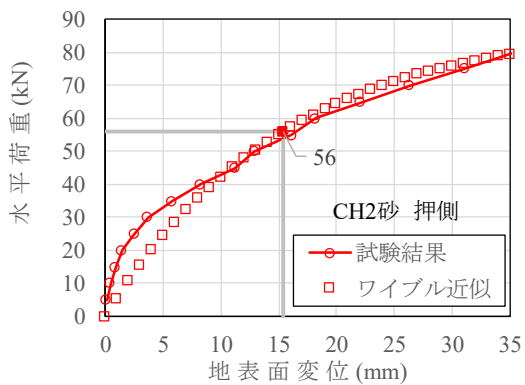
施工方法		データ数	δ_s/D の平均値	δ_s/D の変動係数
非複合杭	打込み杭	21	0.060	0.39
	回転杭	7	0.064	0.22
	中掘り杭	2	0.052	0.23
複合杭	鋼管ソイルセメント杭	6	0.036	0.28
	プレボーリング杭	1	0.033	-
	小口径合成鋼管杭	6	0.057	0.30



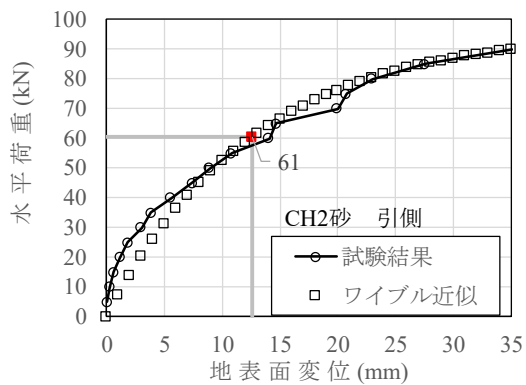
a) CH1 砂 押側



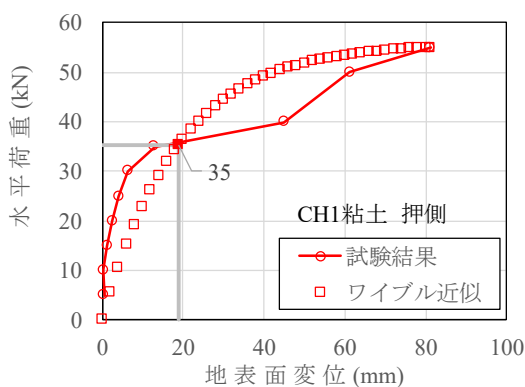
b) CH1 砂 引側



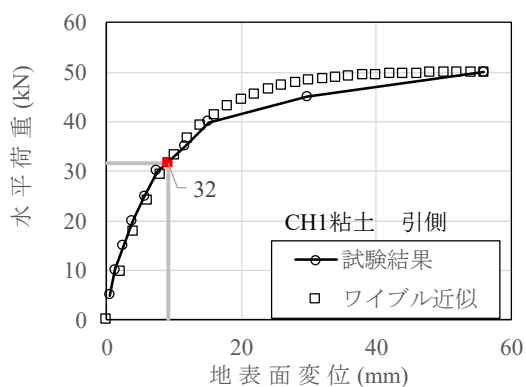
c) CH2 砂 押側



d) CH2 砂 引側



e) CH2 砂 押側



f) CH2 砂 引側

図-6.3.2 各水平載荷試験結果とワイブル近似結果

6.3.3 杭の水平抵抗における弾性限界変位の統計分析

地盤水平抵抗の弾性限界変位について統計分析した結果を述べる。

図-6.3.3 にワイブル分布曲線式により算出された弾性限界変位 δ_s と杭径 D の関係を示す。土木研究所資料「杭の水平抵抗における限界状態に関する研究」¹²⁾を参考としており、表-6.3.2 に示す非複合杭を N.C. (Non-Concrete Pile)、複合杭を C. (Concrete Pile) と示す。図中に小口径合成鋼管杭（杭径 D : 225mm）における試験結果のワイブル近似値を追記したところ、既存工法と同様な傾向を示すことを明らかにした。なお、弾性限界変位 δ_s と杭径 D の比率を示した δ_s/D における N.C. および C. の平均値は 0.057 であり、試験結果のそれも 0.057 で同程度であった。また、ほとんどのデータにおいて、弾性限界変位 δ_s が 20mm 以上となっており、杭径 D が増加するにつれて δ_s の値も増加するという傾向がみられた。

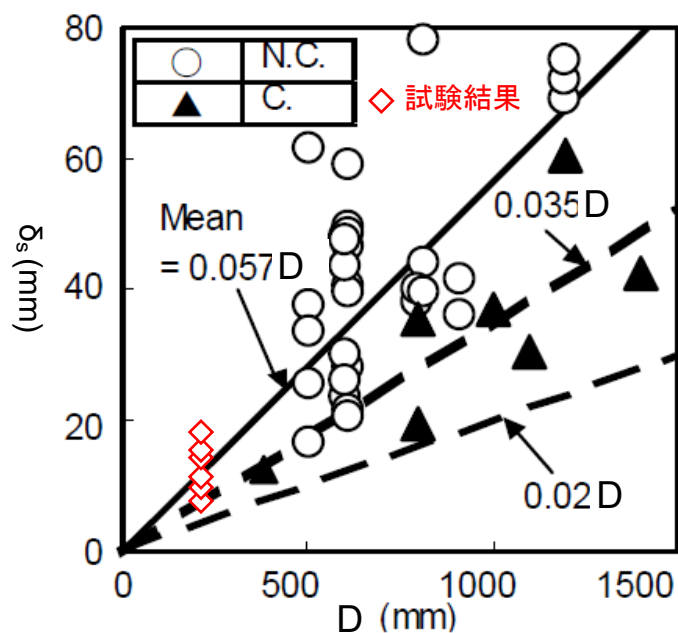


図-6.3.3 弾性限界変位 δ_s と杭径 D の関係 ¹²⁾に加筆

6.3.4 ワイブル分布曲線の近似方法による杭の水平極限支持力の算定

図-6.3.4 に水平荷重—ひずみ S/D を示す。図中の赤丸点は、载荷試験の最大荷重時を示している。砂質土系ではひずみが 10%前後で最大荷重に到達するのにに対し、粘性土系では 40kN 前後で急激にひずみが進行する傾向を示した。

図-6.3.5 に近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の水平極限支持力 R_{uw} に対する水平荷重 P の比 (P/R_{uw}) とひずみ S/D の関係を示す。試験荷重の最大値は、ワイブル分布曲線の水平極限支持力を概ね上回っていることがわかる。また、ひずみが 5%以下では、土質、試験ケース、载荷方向によらず概ね一定となる結果となった。

図-6.3.6 に近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の水平極限支持力 R_{uw} に対するワイブル水平荷重 P_w の比 (P_w/R_{uw}) とひずみ S/D の関係を示す。図-6.3.6 より、変位レベルが杭径の 15%時の支持力は、すべてのケースについてワイブル近似で求められる水平極限支持力 R_{uw} の 84%以上の支持力が得られている。また、全杭の平均値の場合は、杭径の 15%の変位が生じているときのワイブル近似で求められる水平極限支持力 R_{uw} の 96%以上である。以上より、杭径の 15%程度の変位が生じたときの荷重は、ほぼ杭の水平極限支持力に近いといえる。なお、この結果は、土木研究所資料「杭の水平抵抗における限界状態に関する研究」¹²⁾で選定された、打込み杭や回転杭などの载荷試験データ 16 例の水平極限支持力 R_{uw} の 95%以上と同等であった。

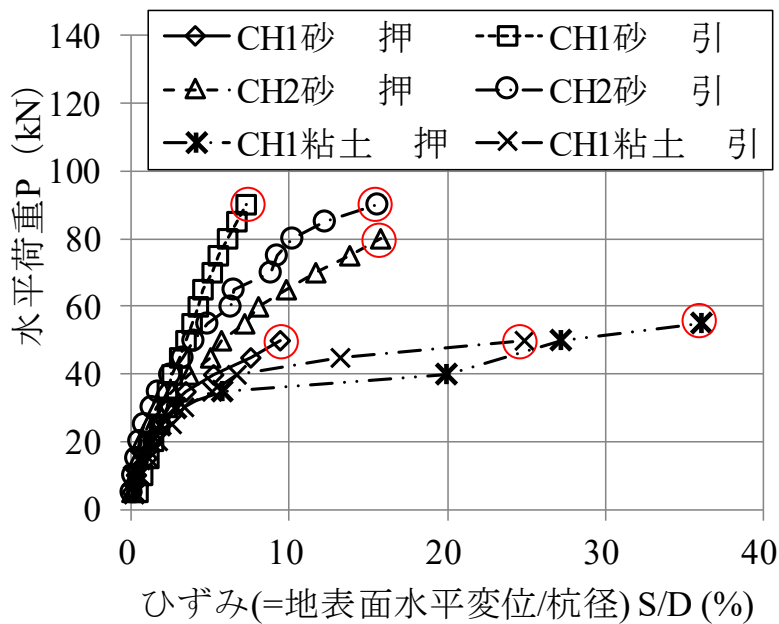


図-6.3.4 水平荷重—ひずみ S/D

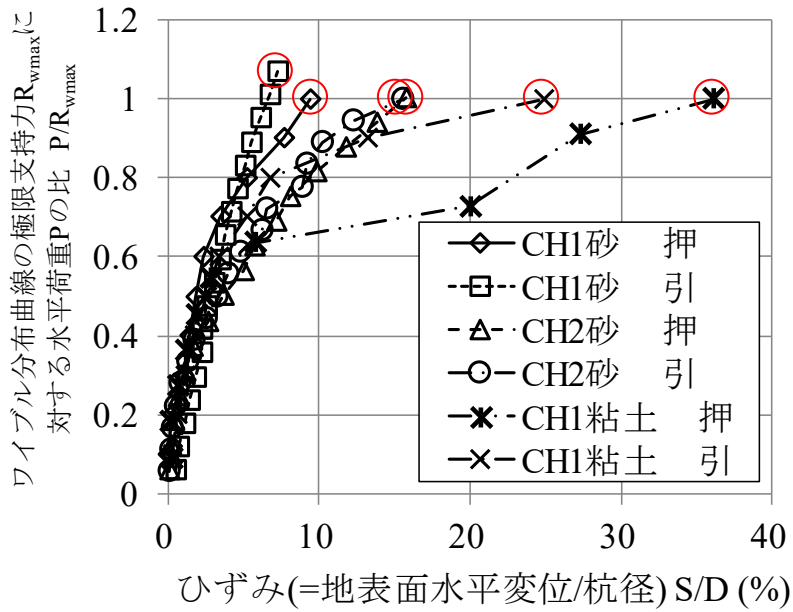


図-6.3.5 近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の水平極限支持力 R_{uw} に対する水平荷重 P の比 (P/R_{uw}) とひずみ S/D の関係

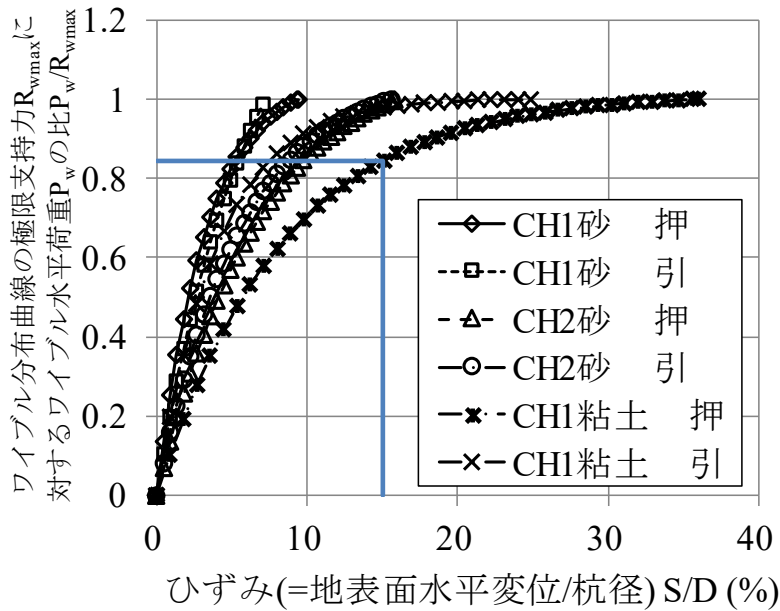


図-6.3.6 近似したワイブル分布曲線 ($m=1$) の杭の水平極限支持力 R_{uw} に対するワイブル水平荷重 P_w の比 (P_w/R_{uw}) とひずみ S/D の関係

6.3.5 杭の水平抵抗における極限支持力比の統計分析

土木研究所資料「杭の水平抵抗における限界状態に関する研究」¹²⁾を参考とし、ワイブル分布曲線の近似方法による水平極限支持力比の統計分析を行った。水平載荷試験結果の荷重－変位曲線とワイブル分布曲線（ $m=1$ ）との誤差を得るため、**図-6.3.7**に示すように試験最大変位 S_{max} 時の載荷試験の荷重 P_{max} とワイブル分布曲線式による計算値 $R_w(S_{max})$ を調査した。

表-6.3.3 に水平載荷試験データとワイブル近似結果を示す。表中には、ワイブル近似の精度をある程度大きな変位レベルまで確保し、ワイブル分布曲線の降伏点近傍においてもある程度の近似精度を確保するための条件¹²⁾として、 $P_{max} > 1.2P_y$ を満たすことを確認している。

表-6.3.4 に水平極限支持力比 $P (= P_{max}/R_w(S_{max}))$ の統計量を、**図-6.3.8** に P_{max} と $R_w(S_{max})$ の比較結果を示す。これらの結果からわかるように、 P_{max} と $R_w(S_{max})$ の値は、水平極限支持力比 P の平均値が 1.01 前後とほぼ同等である。この結果は、土木研究所資料「杭の水平抵抗における限界状態に関する研究」¹²⁾で選定された、打込み杭や回転杭などの載荷試験データ 16 例の水平極限支持力比 1.04 よりも高精度であった。また、ばらつきを示す変動係数は 2.5% 程度とばらつきが小さく、16 例の変動係数 2.4% とほぼ同程度であった。したがって、ワイブル分布曲線（ $m=1$ ）は、水平載荷試験の荷重－変位曲線を精度良く近似していることを明らかにした。

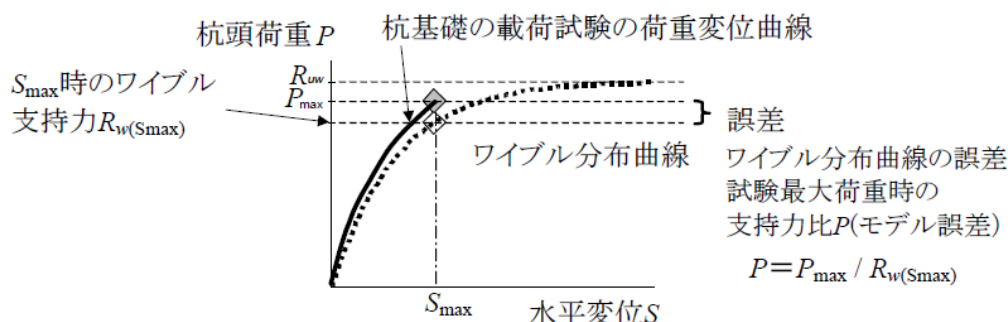


図-6.3.7 試験最大変位 S_{max} 時の載荷荷重 P_{max} とワイブル分布曲線 ($m=1$) における支持力 $R_w(S_{max})$ の誤差¹²⁾

表-6.3.3 水平載荷試験データとワイブル近似結果

ケース	載荷方向	杭径 mm	杭径5% 0.05D mm	水平載荷試験 最大荷重 kN	最大変位 mm	ワイブル近似降 伏荷重の1.2倍 kN	ワイブル分布曲線の 極限支持力 $R_w(S_{max})$ kN
CH1砂	押側	165.2	8.26	50	21.19	40.2	50.0
	引側	165.2	8.26	90	16.39	89.9	84.2
CH2砂	押側	165.2	8.26	80	35.49	67.4	80.0
	引側	165.2	8.26	90	35.06	72.8	90.0
CH1粘土	押側	165.2	8.26	55	81.17	42.3	55.0
	引側	165.2	8.26	50	55.98	38.0	50.0

表-6.3.4 水平極限支持力比 $P (= P_{max}/R_{w(Smax)})$ の統計量

		砂質土	粘性土	区別なし
既存工法	データ数n	10	6	16
	平均値u	1.045	1.037	1.042
	標準偏差σ	0.031	0.011	0.025
	変動係数%	2.967	1.061	2.399
本工法	データ数n	4	2	6
	平均値u	1.017	1.000	1.011
	標準偏差σ	0.030	0.0001	0.026
	変動係数%	2.914	0.010	2.526

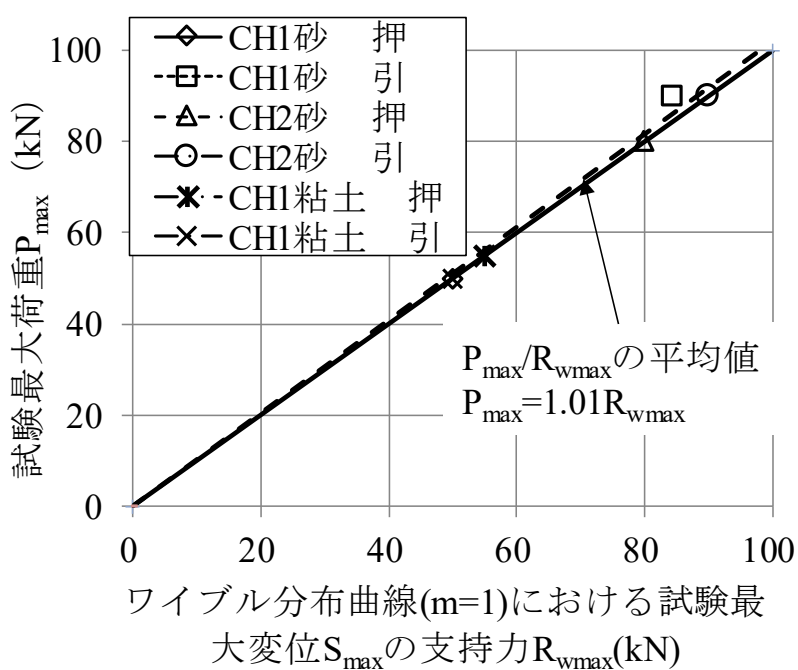


図-6.3.8 P_{max} と $R_{w(Smax)}$ の比較結果

6.4 まとめ

地盤に打設した杭の水平交番載荷試験を実施し、曲げモーメント分布や水平方向地盤反力係数と地表面変位量の関係を検証するとともに、H24 年道示 IV²⁾および H29 年道示 IV¹⁾と建築基礎指針³⁾における各種調査・試験結果を用いて推定した水平方向地盤反力係数の計算値と実測値を比較した。以下に得られた知見を示す。

- 1) CH1 砂・CH2 砂の地表面の許容変位量 15mm における水平抵抗力は、押側で 43～53kN、引側で-65～-85kN という結果であった。一方、CH1 粘土の地表面の許容変位量 15mm における水平抵抗力は、押側で 35kN、引側で-40kN という結果であった。
- 2) 曲げモーメント分布は、Chang の方法から求めた計算値と実測値は概ね一致する結果を得た。いずれの杭および載荷方向においても曲げモーメントは $1/\beta$ となる GL-1.0m 付近で最大となる傾向を示した。
- 3) 二重管削孔と杭上下のセンタリング機構でグラウトと地盤を一体化した結果、地盤に打設した杭の地表面変位量 15mm における水平方向地盤反力係数の実測値は、H24 年道示 IV²⁾および H29 年道示 IV¹⁾に基づく各種調査・試験結果の変形係数から算定した計算値よりも大きくなることを明らかにした。実測値が計算値よりも大きくなる理由として、 k_H の実測値は計算値以上のデータが 2/3 程度あり、推定法が安全側であること、杭の水平抵抗について鋼管内外のグラウトを考慮せず鋼管のみとしていることなどが挙げられる。
- 4) 二重管削孔と杭上下のセンタリング機構でグラウトと地盤を一体化した結果、地盤に打設した杭の地表面変位量 10mm における水平方向地盤反力係数は、建築基礎指針³⁾に基づく各種調査・試験結果の変形係数から算定した値よりも大きくなることを明らかにした。実測値が計算値よりも大きくなる理由は 3)と同様である。
- 5) ワイブル分布曲線による近似方法より算定した弾性限界変位 δ_s と杭径 D の比率 (δ_s/D) の平均値および変動係数は、打込み杭や回転杭などの既存工法のそれとほぼ同等であることを明らかにした。
- 6) 変位レベルが杭径の 15%時の支持力は、すべてのケースについてワイブル近似で求められる水平極限支持力 R_{uw} の 84%以上の支持力が得られており、全杭の平均値は水平極限支持力 R_{uw} の 96%以上であることから、杭径の 15%程度の変位が生じたときの荷重は、ほぼ杭の水平極限支持力に近いことを明らかにした。

<参考文献>

- 1) Chang, Y. L.: Discussion on “Lateral Pile Loading Tests” by Feagin, *Trans. ASCE*, 1937.2.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.377-456, 2012.3.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造物設計指針, pp.262-296, 2001.10.
- 4) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説, 2010.7.
- 5) 三木健男, 岡憲二郎, 村田大宜, 黒崎和保, 小林洋一：砂質地盤におけるマイクロパイルの水平載荷試験, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.1847-1848, 2000.6.
- 6) 日本道路協会：杭基礎設計便覧, pp.126-131, 2007.1.
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造物設計指針, pp.244-263, 1983.1.
- 8) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針 付・設計例題, pp.48-56, 1983.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.271-273 1980.5.
- 10) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・同解説 くい基礎の設計編, 1964.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp. 164-316, 2017.11.
- 12) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 井落久貴, 桐越拓也：杭の水平抵抗における限界状態に関する研究, 土木研究所資料第 4151 号, 2009.
- 13) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料第 2919 号, 1991.

第7章 現場適用と現場計測による杭の性能評価

7.1 適用現場概要

対象となる鉄道営業線は、河川堤防を越えるためにその両端部が盛土構造となっており、特に当該工事区間では盛土高約6～10mの高盛土区間となっている（写真-7.1.1）。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震後、貨物路線も兼ねる重要度の高い当該営業線では地質調査が行われた。その結果、液状化を伴う大きな変状が生じた場合には早期復旧が困難となることが判明したため、約3年をかけて鉄道盛土の耐震補強工事を行うことになった。しかし、1)盛土隣接部は道路幅が狭いため大型重機が使用できない、2)民家や工場が建ち並び工事用ヤードが確保しづらい、3)住民の要望により夜間作業（線路閉鎖）が制限されるなどの制約があった。そのため、大型重機の作業足場として、鉄道盛土に隣接した工事用栈橋を設置する必要があった。

鉄道営業線に近接した工事事例として、棒状補強材打設用の作業足場を仮設で設置する事例はあるものの、大型重機が安定して作業できる工事用栈橋を鉄道盛土上に設置した事例はほとんどない。工事用栈橋設置工事のうち、基礎杭造成工事も営業線に近接しており、一部の杭は施工時に6600Vの高圧配電線によって空頭制限を受ける厳しい条件で杭工法を選択する必要があった。一般に、仮設杭にはアースドリル杭やBH杭が採用されるが、高圧配電線があるため仮設足場上で大型機械の使用が困難であるうえに、長時間泥水を張ると降雨等による水位の上昇に伴って盛土のすべり崩壊が生じる危険性があった。そのため、補助工法として薬液注入工法を併用する必要があり、工期遅延および工費拡大の課題があった。

また、杭径が大きくなると施工時に鉄道営業線に影響を及ぼす可能性が高くなるだけでなく、あと施工となる棒状補強材と干渉する懸念があった。このため、交通規制を最小限に抑えられるコンパクトな施工機械を用い、周辺の地盤や構造物への影響が比較的小さい小口径杭（以下、マイクロパイルという）の採用が望まれた。



写真-7.1.1 対象となる鉄道営業線の平面図

7.2 設計

7.2.1 設計対象

本研究で対象とした杭工法の設計対象は、鉄道盛土の耐震補強工事における大型重機揚重作業における工事用栈橋の基礎杭である。工事用栈橋は、**図-7.2.1**に示すように、盛土耐震対策用のシートパイル打設を行う際の重機足場であり、鉄道盛土法面上に長さ約60m、幅最大11m設置する計画であった。当該現場では鉄塔用高張力鋼管 STKT590 を使用し、 $\phi 216\text{mm}$ 、 $t=12.0\text{mm}$ （杭頭部4mのみ）と $\phi 165\text{mm}$ 、 $t=7.1\text{mm}$ の二重管構造を設計検討した。杭径は $\phi 225\text{mm}$ 、杭長は約12m～17m、杭本数は40本である。

図-7.2.2に工事用栈橋と基礎杭のA-A断面図を、**図-7.2.3**にB-B断面図を、**図-7.2.4**にC-C断面図を示す。いずれも営業線に近接しており、一部の杭は施工時に架空線による空頭制限を受ける厳しい条件である。C-C断面図の下段杭付近には逆T型擁壁があり、杭を支持層まで根入れさせることができないため、 $\phi 1200\text{mm}$ の深礎杭で検討した。

A-A断面(Bor.1)の地層構成は、斜面上と擁壁基礎までは概ねN値10以下の盛土からなり、擁壁基礎以深から3m程度はN値10程度のシルト細砂からなり、それ以深はN値25～50程度の細砂からなる。設計N値は**図-7.2.2**に示す10および50とした。B-B断面とC-C断面(Bor.2)の地層構成は、斜面上と擁壁基礎まではN値10以下の盛土からなり、擁壁基礎以深はN値15～50程度の細砂からなる。設計N値は**図-7.2.3**および**図-7.2.4**に示す10、15および50とした。

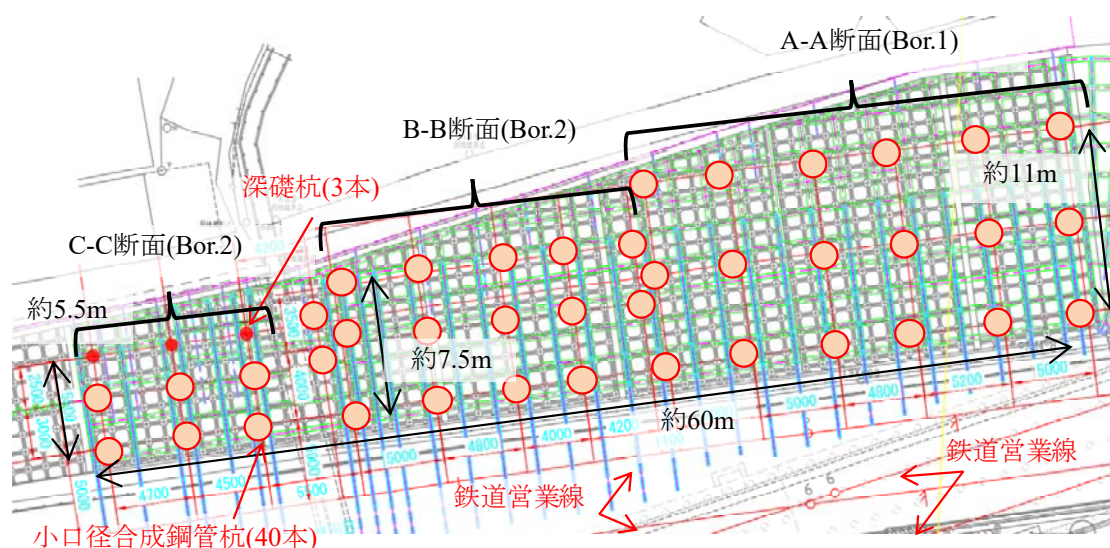


図-7.2.1 工事用栈橋および基礎杭の平面図

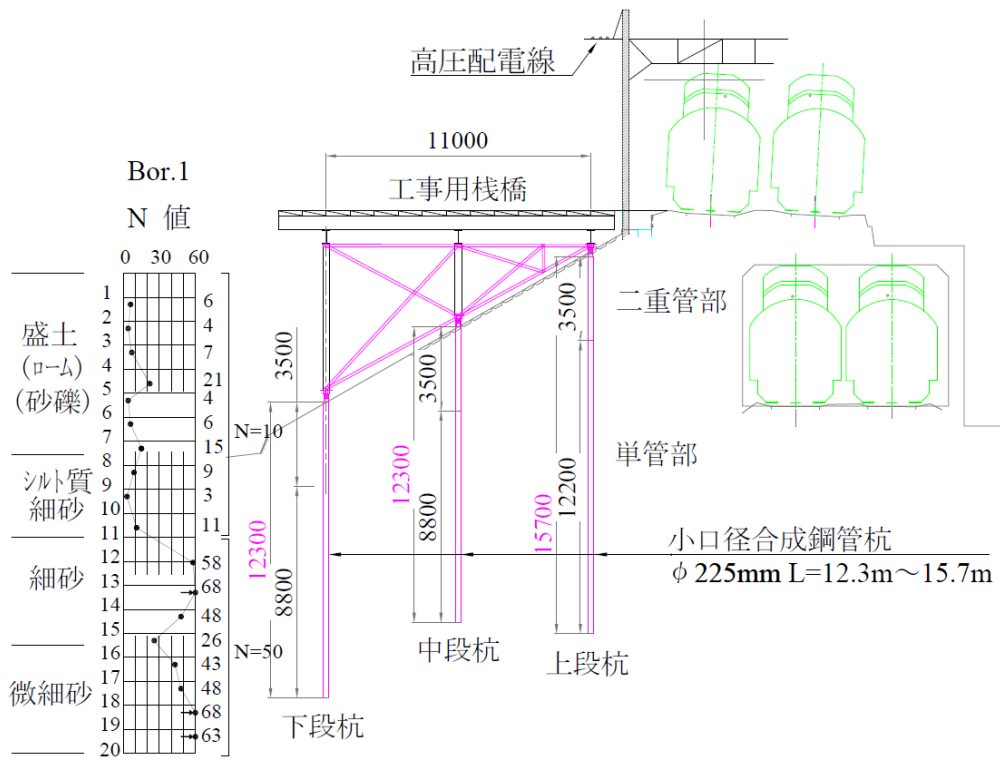


図-7.2.2 工事用栈橋と基礎杭 (A-A 断面)

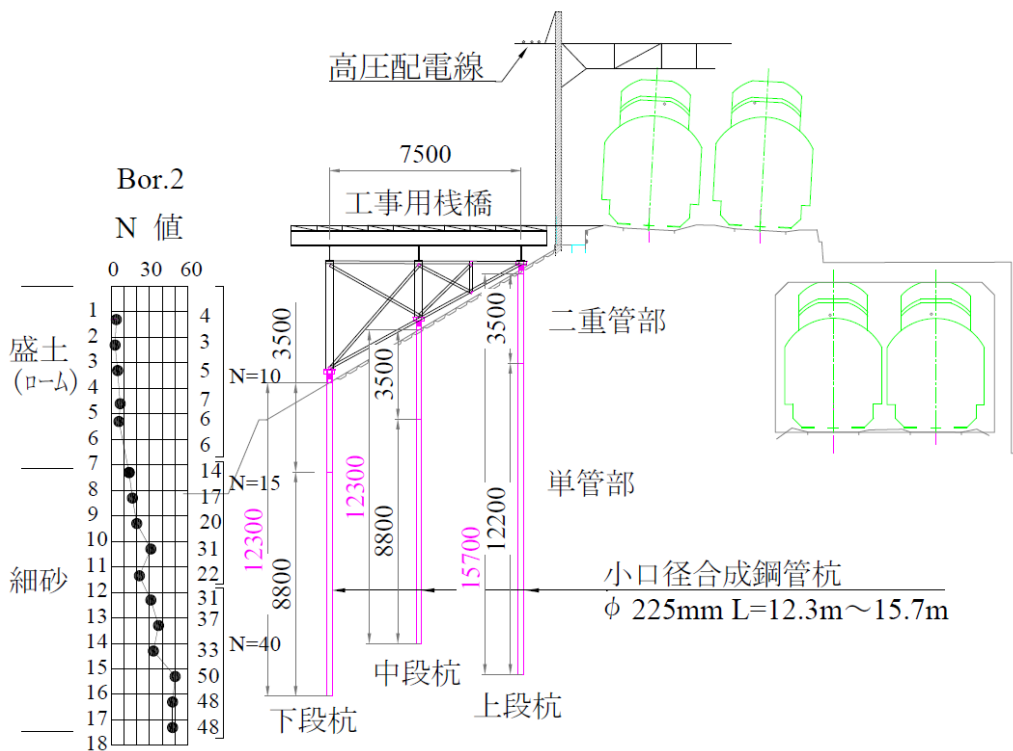


図-7.2.3 工事用栈橋と基礎杭 (B-B 断面)

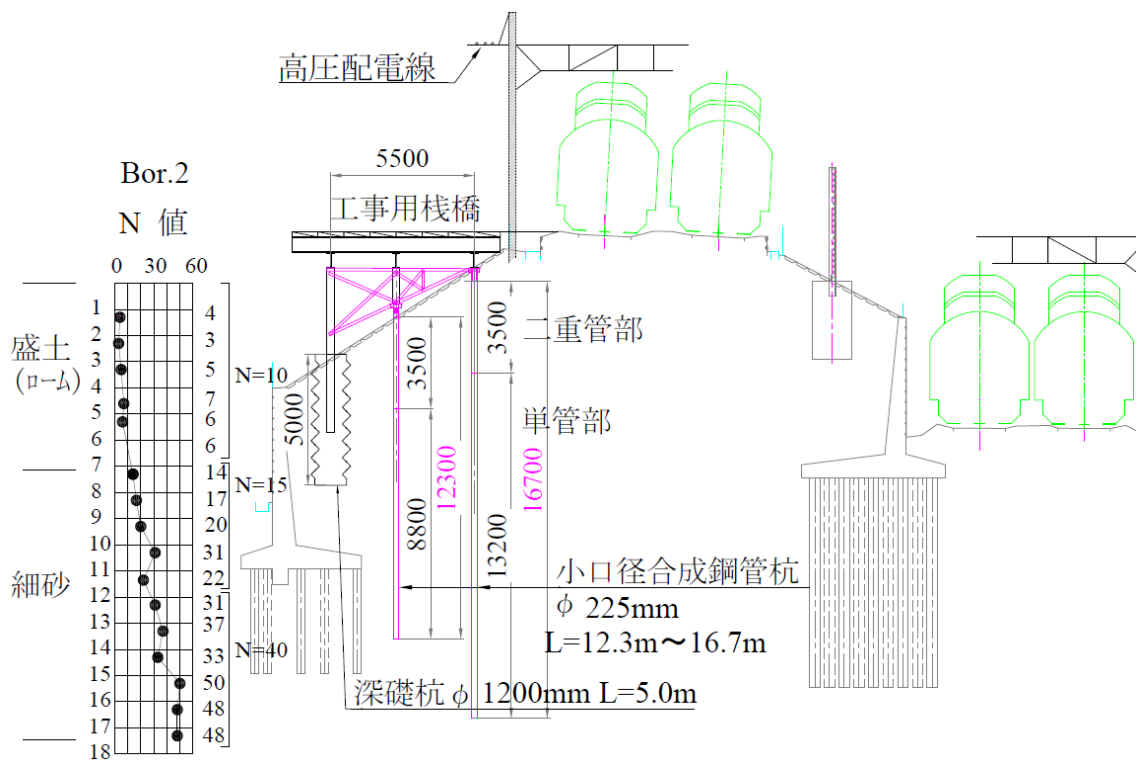


図-7.2.4 工事用棧橋と基礎杭 (C-C 断面)

7.2.2 設計条件

基礎杭の設計のうち、支持力および地盤ばね定数については、鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物¹⁾(以下、鉄道指針という)の場所打ち杭に準じて行った。鉛直支持力は、使用限界状態による性能照査法にて行った。許容応力度の割増係数や曲げ圧縮許容応力度については設計マニュアル第4巻²⁾に、杭体の応力度照査と座屈安定については国鉄建造物設計標準(鋼鉄道橋)解説³⁾に準じて行った。なお、許容応力度照査において、軸力は内管のみ、曲げモーメントは外管と内管の曲げ剛性比率、せん断力は外管と内管の断面積比率で負担するものとして照査した。

基礎杭の荷重条件として、栈橋死荷重、75tクローラクレーンの活荷重(走行荷重、作業時荷重)と水平荷重を考慮した。走行荷重の衝撃係数*i*は0.3を採用し、水平荷重は重機の制動、始動荷重として重機自重の15%を考慮した。地震時については設計水平震度0.2で検討を行った。

7.2.3 基礎杭に作用する設計外力

各断面について、栈橋・支柱・基礎杭一体型の梁ばね解析モデルを作成した。図-7.2.5に一例として、A-A断面の梁ばね解析モデルを示す。杭頭部から4mの範囲について外管(φ216.3mm鋼管)と内管(φ165.2mm鋼管)の二重管とすることで、水平力に対して杭頭補強した杭構造としている。なお、外管と内管の間にもグラウトが充填された一体構造とみなすこととした。また、支柱と基礎杭のジョイント部は剛構造とした。

斜面上に工事用栈橋を構築することから、斜面の低い側の地盤ばね定数があまり期待できないと考えられた。そこで、杭の突出長を1.0m(GL+0.5m~-0.5m)とし、GL-0.5mまでの地盤ばね定数をゼロとし、GL-0.5~-1.5mまでの地盤ばね定数を半分と設定した。

鉄道指針¹⁾に基づき、杭先端の鉛直地盤反力係数、杭先端のせん断地盤反力係数、杭周面のせん断地盤反力係数および水平地盤反力係数を算定した。この結果を基に各柱状図における*N*値ごとの杭先端の鉛直ばね定数、杭周面のせん断地盤ばね定数および水平地盤ばね定数を算定した。表-7.2.1に各地盤反力係数の算定結果を、表-7.2.2に各地盤ばね定数の算定結果を示す。

栈橋天端に鉛直荷重(栈橋死荷重および重機の自重)を、栈橋側面に水平荷重(重機の制動、始動荷重および地震荷重)を作用させて梁ばね解析を行い、各基礎杭に作用する最大の軸力、せん断力、曲げモーメントおよびたわみ量を算定した。この時、75tクローラクレーンが各杭の直上に配置された場合を想定してパラメータスタディーを行っている。

表-7.2.3に算定した各基礎杭に作用する設計外力を示す。各断面の軸力は、いずれも下段杭が最も大きくなるのに対し、せん断力および曲げモーメントは概ね均等に作用する結果となった。なお、C-C断面の上段杭および中段杭のせん断力および曲げモーメントが他断面に比べて小さい理由は、下段杭の深礎杭の杭径がφ1200mmと大きくいために負担割合が小さくなっている。また、C-C断面における上段杭と下段杭の軸力が大きい理由として、C-C断面のみ75tクローラクレーンの揚重作業時が設計で最も厳しい条件であること、栈橋直角方向の幅が他の断面に比べて最も狭く、上段杭と下段杭に軸力が集中しやすいことなどが考えられる。

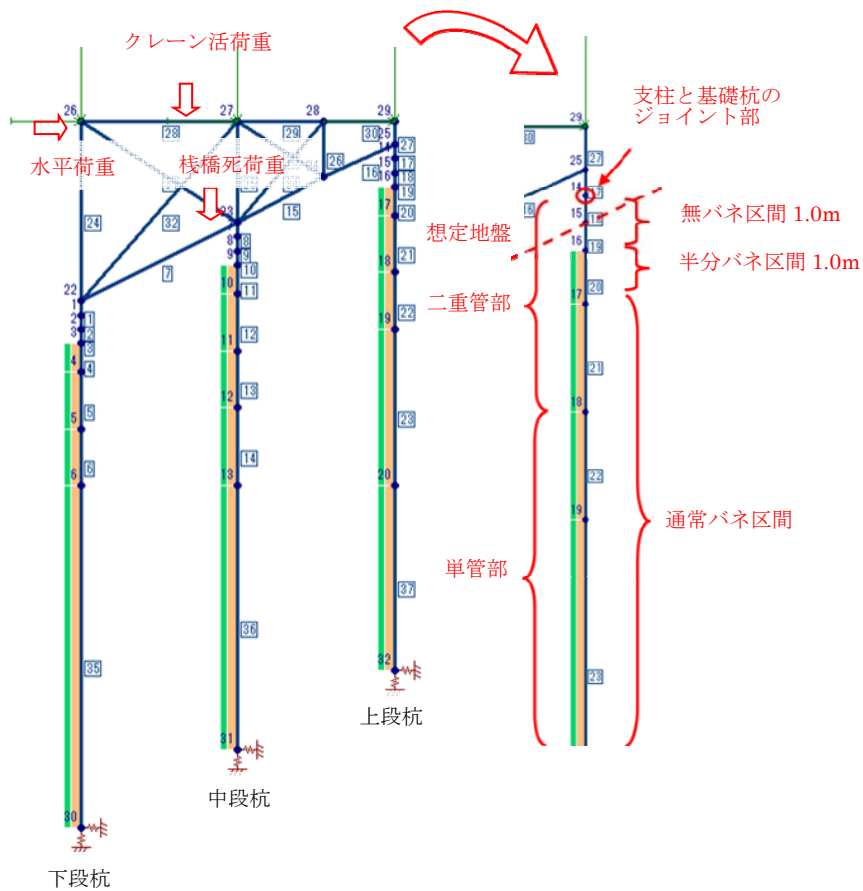


図-7.2.5 梁ばね解析モデル (例：A-A 断面)

表-7.2.1 各地盤反力係数の算定結果

場所	鋼管	N値	αEo $\alpha=2$ (kN/m^2)	鋼管径 D (m)	鉛直地盤反力係数		水平地盤反力係数	
					杭先端 k_v (kN/m^3)	杭周面 k_{sv} (kN/m^3)	杭周面 k_h (kN/m^3)	杭先端 k_{sh} (kN/m^3)
A-A 断面	内管 $\phi 165.2$	10	50000	0.1652	91,830	13,774	115,775	30,610
		50	250000	0.1652	459,150	68,872	578,874	153,050
	外管 $\phi 216.3$	10	50000	0.2163	91,830	13,774	94,586	30,610
		50	250000	0.2163	459,150	68,872	472,932	153,050
B-B C-C 断面	内管 $\phi 165.2$	10	50000	0.1652	91,830	13,774	115,775	30,610
		15	75000	0.1652	137,745	20,662	173,662	45,915
		40	200000	0.1652	367,320	55,098	463,099	122,440
	外管 $\phi 216.3$	10	50000	0.2163	91,830	13,774	94,586	30,610
		15	75000	0.2163	137,745	20,662	141,880	45,915
		40	200000	0.2163	367,320	55,098	378,346	122,440

表-7.2.2 各地盤ばね定数の算定結果

場所	鋼管	N値	αEo $\alpha=2$ (kN/m ²)	鋼管径 D (m)	鉛直ばね	水平ばね	
					杭先端 K_v (kN/m)	杭周面 K_{sv} (kN/m ²)	水平 K_h (kN/m ²)
A-A 断面	内管 $\phi 165.2$	10	50000	0.1652	3,649	9,732	19,126
		50	250000	0.1652	18,247	48,658	95,630
	外管 $\phi 216.3$	10	50000	0.2163	3,649	9,732	20,459
		50	250000	0.2163	18,247	48,658	102,295
B-B C-C 断面	内管 $\phi 165.2$	10	50000	0.1652	3,649	9,732	19,126
		15	75000	0.1652	5,474	14,598	28,689
		40	200000	0.1652	14,598	38,927	76,504
	外管 $\phi 216.3$	10	50000	0.2163	3,649	9,732	20,459
		15	75000	0.2163	5,474	14,598	30,689
		40	200000	0.2163	14,598	38,927	81,836

表-7.2.3 各基礎杭に作用する設計外力

適用場所		軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)	最大たわみ量 S (mm)
A-A断面	上段杭	443.0	35.0	38.5	4.0
	中段杭	450.0	35.4	39.0	4.1
	下段杭	568.0	34.1	37.6	3.9
B-B断面	上段杭	402.0	35.0	38.5	4.0
	中段杭	359.0	35.1	38.7	4.0
	下段杭	431.0	34.3	37.7	3.9
C-C断面	上段杭	712.0	7.4	8.2	0.9
	中段杭	380.0	6.8	7.5	0.8
	下段杭 ※深礎杭	759.0	113.9	178.5	0.0

7.2.4 鉛直支持力照査

a) 照査方法

鉛直支持力照査は、鉄道指針 Ⅱに基づき使用限界状態による性能照査法によって行った。式(7.1)に単杭における設計鉛直支持力の算定式を、式(7.2)に単杭における最大周面支持力の算定式を、式(7.3)に単杭における基準先端支持力の算定式を示す。なお、各地盤抵抗係数は、鉄道指針 Ⅱに基づき場所打ち杭の使用限界状態における値とした。

$$R_{vd} = f_{rf} \times R_f + f_{rp} \times R_p \quad (7.1)$$

$$R_f = U \sum r_{fi} \times l_i \quad (7.2)$$

$$R_p = q_p \times A_p \quad (7.3)$$

ここに、 R_{vd} ：単杭の設計鉛直支持力（kN）、 R_f ：単杭の最大周面支持力（kN）、 R_p ：単杭の基準先端支持力（kN）、 f_{rf} ：杭の周面支持力に対する地盤抵抗係数（=0.8）、 f_{rp} ：杭の先端支持力に対する地盤抵抗係数（=0.5）、 U ：杭の周長（m） $=\pi \times D_g$ 、 l_i ：周面支持力を考慮する層の層厚（m）、 r_{fi} ：周面支持力を考慮する層の最大周面支持力度（kN/m²）、 D_g ：杭径（m）、 q_p ：単杭の基準先端支持力度（kN/m²）、 A_p ：グラウト体の先端面積（kN/m²）である。

鉛直支持力に対する照査は、杭頭に作用する設計鉛直力 V_d と設計鉛直支持力 R_{vd} の比率に使用限界状態での構造物係数 r_i （=1.2）を乗じた数値が 1.0 以内であることを確認した。式(7.4)に照査式を示す。

$$r_i \times V_d / R_{vd} \leq 1.0 \quad (7.4)$$

b) 各断面における鉛直支持力の照査結果

図-7.2.6 に A-A 断面の設計図を、図-7.2.7 に A-A 断面の鉛直支持力照査結果を、図-7.2.8 に A-A 断面の支持力計算結果を示す。いずれの杭も照査値は 0.8 以下であり、1.0 以下を満足する結果となった。

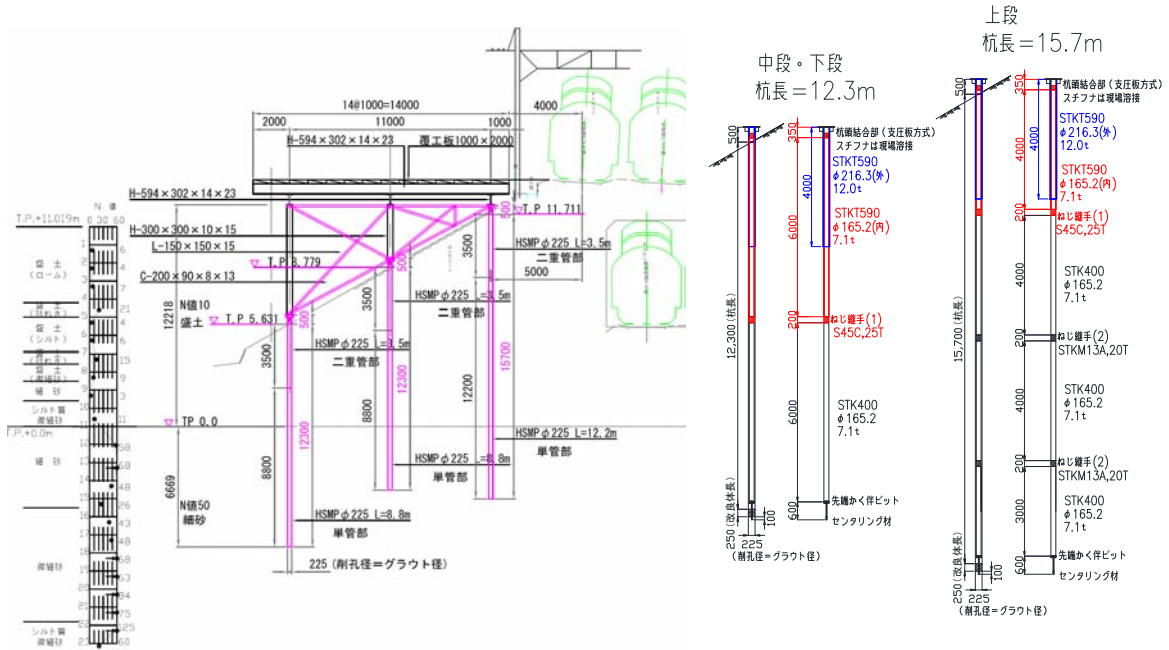


図-7.2.6 A-A 断面の設計図

A-A断面 上段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
	139	0.50	937	0.80	819

> 443

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{443}{819} = 0.65 \leq 1.0$$

A-A断面 中段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
	139	0.50	763	0.80	680

> 450

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{450}{680} = 0.79 \leq 1.0$$

A-A断面 下段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
	139	0.50	1103	0.80	952

> 568

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{568}{952} = 0.72 \leq 1.0$$

図-7.2.7 A-A 断面の鉛直支持力照査結果

設計鉛直支持力の算定と鉛直支持の検計
(ハイスぺックマイクロパイル工法)

鉄道標準・抗土圧(2000)、場所打ち杭

基準先端支持力度 q_p (kN/m ²)		
砂質土	砂礫	粘性土
70N \leq 3,500	100N \leq 7,500	3 q_u または60N \leq 9,000
最大周面支持力度 r_i (kN/m ²)		
砂質土、砂礫		粘性土
5N \leq 200		10Nまたは $q_u/2 \leq 150$

【A-A断面 上段 杭長】 L=15.7m T.P=11.711m

二重管杭

1. 基準先端支持力

グラウト体径 D_g (mm)	グラウト体の 先端面積 A_p (m ²)	杭先端極限 支持力度 q_p (kN/m ²)	基準先端 支持力 R_p (kN)
225.0	0.03976	3500	139

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N}	周面摩擦力度 r_i (kN/m ²)	r_{ili} (kN/m)	U (m)	$U r_{ili}$ (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	50	115	0.7069	81
1層目	盛土	8.2	10.5	10	50	410	0.7069	290
2層目	細砂	4.0	14.5	50	200	800	0.7069	565
合計			15.7				$R_f = U \sum r_{ili} =$	937

1/ β =1.2m考慮

3. 設計鉛直支持力

A-A断面 上段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)	$r_i \cdot V_d / R_{vd}$
	139	0.50	937	0.80	819	0.65

> 443

【A-A断面 中段 杭長】 L=12.3m T.P=8.779m

二重管杭

1. 基準先端支持力

グラウト体径 D_g (mm)	グラウト体の 先端面積 A_p (m ²)	杭先端極限 支持力度 q_p (kN/m ²)	基準先端 支持力 R_p (kN)
225.0	0.03976	3500	139

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m 地表面~3.5mまでグラウト径 244.5 mm

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N}	周面摩擦力度 r_i (kN/m ²)	r_{ili} (kN/m)	U (m)	$U r_{ili}$ (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	50	115	0.7069	81
1層目	盛土	5.3	7.6	10	50	265	0.7069	187
2層目	細砂	3.5	11.1	50	200	700	0.7069	495
合計			12.3				$R_f = U \sum r_{ili} =$	763

1/ β =1.2m考慮

3. 設計鉛直支持力

A-A断面 中段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)	$r_i \cdot V_d / R_{vd}$
	139	0.50	763	0.80	680	0.79

> 450

【A-A断面 下段 杭長】 L=12.3m T.P=5.63m

二重管杭

1. 基準先端支持力

グラウト体径 D_g (mm)	グラウト体の 先端面積 A_p (m ²)	杭先端極限 支持力度 q_p (kN/m ²)	基準先端 支持力 R_p (kN)
225.0	0.03976	3500	139

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m 地表面~3.5mまでグラウト径 244.5 mm

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N}	周面摩擦力度 r_i (kN/m ²)	r_{ili} (kN/m)	U (m)	$U r_{ili}$ (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	50	115	0.7069	81
1層目	盛土	2.1	4.4	10	50	105	0.7069	74
2層目	細砂	6.7	11.1	50	200	1340	0.7069	947
合計			12.3				$R_f = U \sum r_{ili} =$	1103

1/ β =1.2m考慮

3. 設計鉛直支持力

A-A断面 下段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)	$r_i \cdot V_d / R_{vd}$
	139	0.50	1103	0.80	952	0.72

> 568

図-7.2.8 A-A断面の支持力計算結果

図-7.2.9 に B-B 断面の設計図を、図-7.2.10 に B-B 断面の鉛直支持力照査結果を、図-7.2.11 に B-B 断面の支持力計算結果を示す。いずれの杭も照査値は 0.7 以下であり、1.0 以下を満足する結果となった。

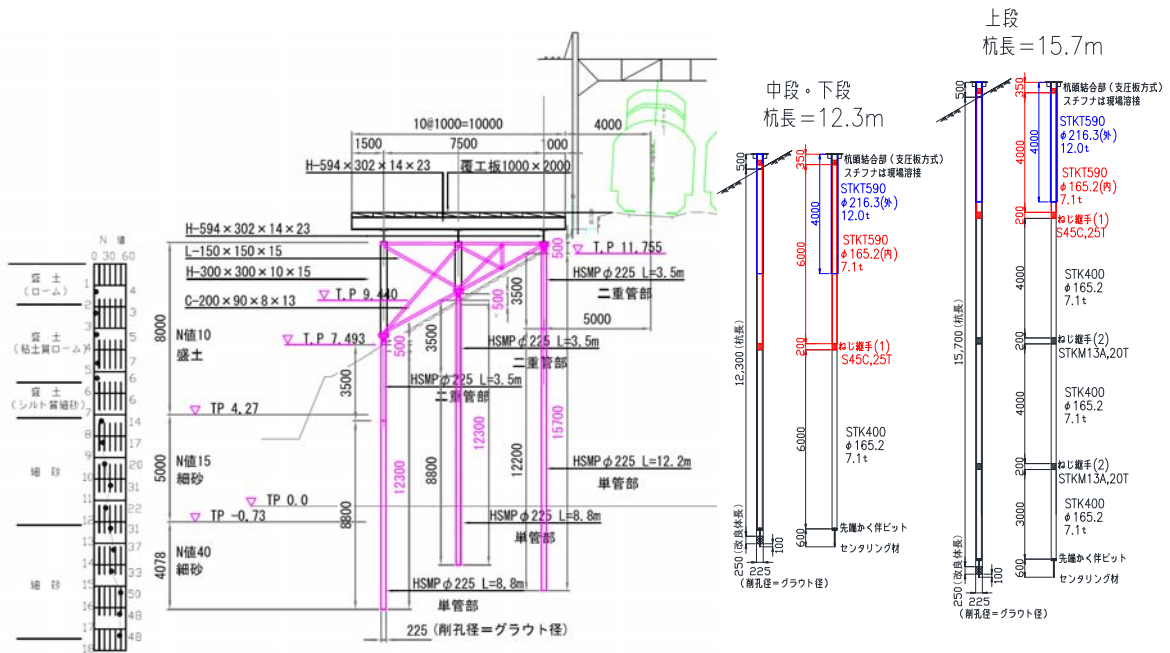


図-7.2.9 B-B 断面の設計図

B-B断面 上段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
		111	0.50	940	0.80

> 402

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{402}{808} = 0.60 \leq 1.0$$

B-B断面 中段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
		111	0.50	774	0.80

> 359

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{359}{675} = 0.64 \leq 1.0$$

B-B断面 下段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
		111	0.50	986	0.80

> 431

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{431}{845} = 0.61 \leq 1.0$$

図-7.2.10 B-B 断面の鉛直支持力照査結果

設計鉛直支持力の算定と鉛直支持の検討
(ハイスベックマイクロパイル工法)

鉄道標準・抗土圧(2000)、場所打ち杭

【B-B断面 上段 杭長】 **L=15.7m** T.P=11.732m

二重管杭

1. 基準先端支持力

グラウト体径D _g (mm)	グラウト体の 先端面積A _p (m ²)	杭先端極限 支持力度q _p (kN/m ²)	基準先端 支持力R _p (kN)
225.0	0.03976	2800	111

基準先端支持力度q _p (kN/m ²)		
砂質土	砂礫	粘性土
70N ≤ 3,500	100N ≤ 7,500	3q _u または60N ≤ 9,000
最大周面支持力度r _i (kN/m ²)		
砂質土、砂礫		粘性土
5N ≤ 200		10Nまたはq _u /2 ≤ 150

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N} (m)	周面摩擦力度r _i (kN/m ²)	r _{ili} (kN/m)	U (m)	U _{rili} (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	50	115	0.7069	81
1層目	盛土	4.0	6.3	10	50	200	0.7069	141
2層目	細砂	5.0	11.3	15	75	375	0.7069	265
3層目	細砂	3.2	14.5	40	200	640	0.7069	452
合計			15.7				Rf = U ∑ r _{ili} =	940

1/β=1.2m考慮

3. 設計鉛直支持力

B-B断面 上段	基準先端 支持力 R _p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 fr _p	最大周面 支持力 R _f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 fr _f	設計鉛直 支持力 R _{vd} (kN)
	111	0.50	940	0.80	808

> 402

$r_1 \cdot V_d / R_{vd}$
0.60

【B-B断面 中段 杭長】 **L=12.3m** T.P=9.440m

二重管杭

1. 基準先端支持力

グラウト体径D _g (mm)	グラウト体の 先端面積A _p (m ²)	杭先端極限 支持力度q _p (kN/m ²)	基準先端 支持力R _p (kN)
225.0	0.03976	2800	111

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N} (m)	周面摩擦力度r _i (kN/m ²)	r _{ili} (kN/m)	U (m)	U _{rili} (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	100	230	0.7069	163
1層目	盛土	1.8	4.1	10	50	90	0.7069	64
2層目	細砂	5.0	9.1	15	75	375	0.7069	265
3層目	細砂	2.0	11.1	40	200	400	0.7069	283
合計			12.3				Rf = U ∑ r _{ili} =	774

1/β=1.2m考慮

3. 設計鉛直支持力

B-B断面 中段	基準先端 支持力 R _p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 fr _p	最大周面 支持力 R _f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 fr _f	設計鉛直 支持力 R _{vd} (kN)
	111	0.50	774	0.80	675

> 359

$r_1 \cdot V_d / R_{vd}$
0.64

【B-B断面 下段 杭長】 **L=12.3m** T.P=7.493m

二重管杭

1. 基準先端支持力

グラウト体径D _g (mm)	グラウト体の 先端面積A _p (m ²)	杭先端極限 支持力度q _p (kN/m ²)	基準先端 支持力R _p (kN)
225.0	0.03976	2800	111

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N} (m)	周面摩擦力度r _i (kN/m ²)	r _{ili} (kN/m)	U (m)	U _{rili} (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	100	230	0.7069	163
1層目	盛土	0.3	2.6	10	50	15	0.7069	11
2層目	細砂	4.4	7	15	75	330	0.7069	233
3層目	細砂	4.1	11.1	40	200	820	0.7069	580
合計			12.3				Rf = U ∑ r _{ili} =	986

1/β=1.2m考慮

3. 設計鉛直支持力

B-B断面 下段	基準先端 支持力 R _p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 fr _p	最大周面 支持力 R _f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 fr _f	設計鉛直 支持力 R _{vd} (kN)
	111	0.50	986	0.80	845

> 431

$r_1 \cdot V_d / R_{vd}$
0.61

図-7.2.11 B-B断面の支持力計算結果

図-7.2.12にC-C断面の設計図を, 図-7.2.13にC-C断面の鉛直支持力照査結果を, 図-7.2.14にC-C断面の支持力計算結果を示す。いずれの杭も照査値は1.0以下を満足する結果となった。

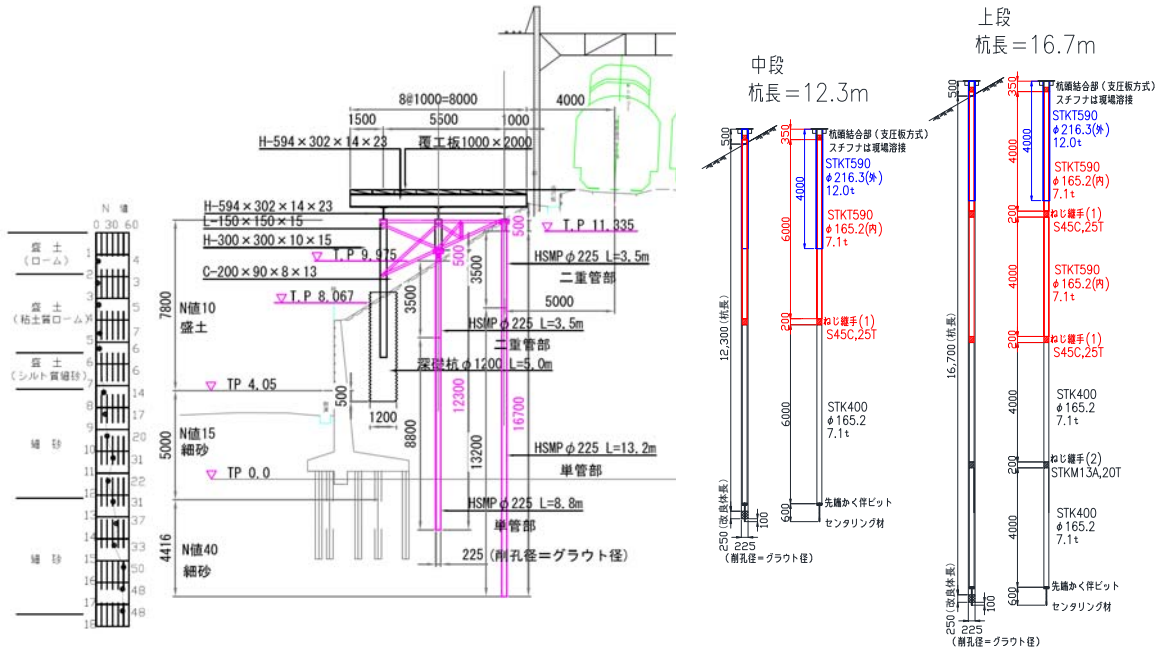


図-7.2.12 C-C断面の設計図

C-C断面 上段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
		111	0.50	1103	0.80

> 712

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{712}{938} = 0.91 \leq 1.0$$

C-C断面 中段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
		111	0.50	629	0.80

> 380

$$r_i \frac{V_d}{R_{vd}} = 1.2 \times \frac{380}{559} = 0.82 \leq 1.0$$

図-7.2.13 C-C断面の鉛直支持力照査結果

設計鉛直支持力の算定と鉛直支持の検討
(ハイスペックマイクロパイル工法)

鉄道標準・抗土圧(2000)、場所打ち杭

基準先端支持力度 q_p (kN/m²)

砂質土	砂礫	粘性土
$70N \leq 3,500$	$100N \leq 7,500$	$3q_u$ または $60N \leq 9,000$
最大周面支持力度 r_i (kN/m ²)		
砂質土、砂礫		粘性土
$5N \leq 200$		$10N$ または $q_u/2 \leq 150$

【C-C断面 上段 杭長】 **L=16.7m** T.P=11.335m

二重管杭

1. 基準先端支持力

グラウト体径 D_g (mm)	グラウト体の 先端面積 A_p (m ²)	杭先端極限 支持力度 q_p (kN/m ²)	基準先端 支持力 R_p (kN)
225.0	0.03976	2800	111

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N}	周面摩擦力度 r_i (kN/m ²)	r_{ili} (kN/m)	U (m)	$U r_{ili}$ (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	50	115	0.7069	81
1層目	盛土	3.8	6.1	10	50	190	0.7069	134
2層目	細砂	5.0	11.1	15	75	375	0.7069	265
3層目	細砂	4.4	15.5	40	200	880	0.7069	622
合計			16.7				$R_f = U \sum r_{ili} =$	1103

$1/\beta = 1.2m$ 考慮

3. 設計鉛直支持力

C-C断面 上段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
	111	0.50	1103	0.80	938

> 712

$$r_i \cdot V_d / R_{vd}$$

0.91

【C-C断面 中段 杭長】 **L=12.3m** T.P=9.975m

二重管杭

1. 極限先端支持力

グラウト体径 D_g (mm)	グラウト体の 先端面積 A_p (m ²)	杭先端極限 支持力度 q_p (kN/m ²)	基準先端 支持力 R_p (kN)
225.0	0.03976	2800	111

2. 最大周面支持力 T.P=11.019m

	土質	層厚 (m)	累計深度 (m)	平均N値 \bar{N}	周面摩擦力度 r_i (kN/m ²)	r_{ili} (kN/m)	U (m)	$U r_{ili}$ (kN)
1層目	盛土	2.3	2.3	10	50	115	0.7069	81
1層目	盛土	2.4	4.7	10	50	120	0.7069	85
2層目	細砂	5.0	9.7	15	75	375	0.7069	265
3層目	細砂	1.4	11.1	40	200	280	0.7069	198
合計			12.3				$R_f = U \sum r_{ili} =$	629

$1/\beta = 1.2m$ 考慮

3. 設計鉛直支持力

C-C断面 中段	基準先端 支持力 R_p (kN)	先端に対する 地盤抵抗係数 f_{rp}	最大周面 支持力 R_f (kN)	周面に対する 地盤抵抗係数 f_{rf}	設計鉛直 支持力 R_{vd} (kN)
	111	0.50	629	0.80	559

> 380

$$r_i \cdot V_d / R_{vd}$$

0.82

図-7.2.14 C-C断面の支持力計算結果

c) 鉛直支持力照査まとめ

表-7.2.4 に鉛直支持力照査結果を示す。各断面の最大照査値は、A-A 断面で中段杭が 0.79、B-B 断面で中段杭が 0.64、C-C 断面で上段杭が 0.91 であり、いずれの断面においても 1.0 以内であることを確認した。また、C-C 断面の照査値が大きい理由として、C-C 断面のみ 75t クローラクレーンの揚重作業時が設計で最も厳しい条件であること、栈橋直角方向の幅が他の断面に比べて最も狭く、上段杭と下段杭に軸力が集中しやすいことなどが考えられる。

図-7.2.15 に設計鉛直支持力の内訳と設計鉛直力× r_i (=1.2) との比較を示す。杭の設計基準先端支持力は設計鉛直支持力の 1 割程度で、杭の周面支持力に対して非常に小さくなることを明らかにした。これは市村ら⁴⁾の押込み載荷試験結果と同様な傾向を示した。

表-7.2.4 鉛直支持力照査結果

適用場所		基準先端支持力 R_p (kN)	最大周面支持力 R_f (kN)	設計鉛直支持力 R_{vd} (kN)	設計鉛直力 V_d (kN)	照査結果
A-A 断面	上段杭	139	937	819	443	0.65
	中段杭	139	763	680	450	0.79
	下段杭	139	1103	952	568	0.72
B-B 断面	上段杭	111	940	808	402	0.60
	中段杭	111	774	675	359	0.64
	下段杭	111	986	845	431	0.61
C-C 断面	上段杭	111	1103	938	712	0.91
	中段杭	111	629	559	380	0.82

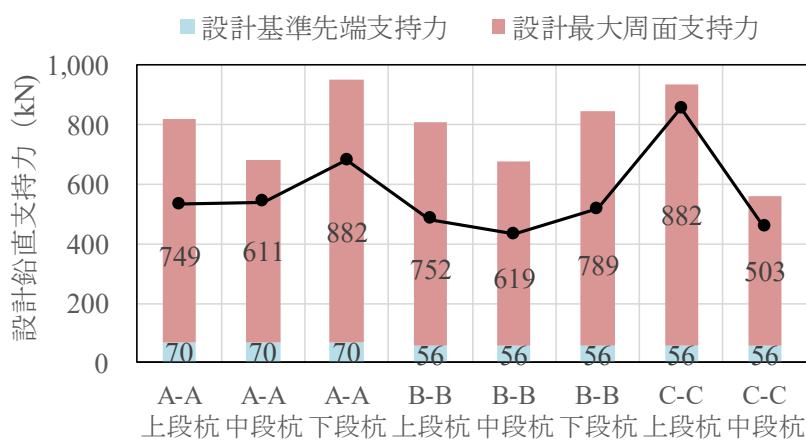


図-7.2.15 設計鉛直支持力の内訳と設計鉛直力× r_i (=1.2) との比較

7.3 施工

7.3.1 施工状況

二重管杭の施工手順は、標準的な施工手順に加えて以下の作業を行った。

- 1) 内管外周にφ216mm鋼管（外管，L=4m）を建込む。
- 2) 内管の引き上げ，杭頭部の接続後，内管の高さ調整を行う。その後，杭頭部へグラウトを補充注入する。なお，支圧板とスチフナは工場で溶接済みである。
- 3) 外管側面とスチフナを現場溶接し，一体化させる。

なお，当該現場では設計上の理由で杭頭部のみ二重管としているが，通常は単杭施工のため上記の作業は発生しない。

写真-7.3.1に上段部における基礎杭の削孔状況を，写真-7.3.2に施工完了状況を示す。上段部の施工では，鉄道営業線に最も近接しており，列車通過時には列車見張員の合図により揚重作業は一時停止とするが，削孔・グラウト充填作業は継続した。また，作業足場から6.8m上空の架空線の影響と鉄道近接作業による安全性を考慮して，上段部のみ内管1本あたりの長さは6mから4mに変更した。しかしながら，風の影響や架空線との離隔を考慮すると，もう少し余裕を持った長さのほうが望ましいと考えられる。

一部の削孔箇所にて，盛土造成時に埋めたと思われるガラを，多い場所では2.0m程度続いた箇所もあり，削孔時間の延長となったため，今後は事前調査の情報を十分確認する必要がある。

二重管削孔時に発生する内返しの削孔水が足場から漏れ，のり面に流出する事態が発生した。そこで，防水シート等で簡易的な釜場を作製し，水循環することで水漏れを防止することができた。

支持層となるN値30程度の細砂層が厚く堆積しており，ケーシングを長時間存置すると回収できなくなることが予想されたため，増粘剤を投入することで防止することができた。

足場上で施工するため，削孔機はスキッドタイプ，揚重機はカニクレーンタイプを使用した。通常のクローラタイプの施工機械に比べて特に機動力が劣るため，足場上で施工する際は移動距離や盛り替え回数等をいかに少なくするかが重要なポイントであることを明らかにした。そのため，施工前の打合せで施工効率を向上させるための調整が必要である。

内管と孔壁のスペースが狭隘であるため，一部の杭で外管を建込む作業が困難を強いられる結果となった。この理由として，上段部では線路の碎石らしきものが表層付近にみられ，ケーシング引抜き後の削孔穴に流入した可能性があること，孔壁との周面摩擦の影響，あるいは杭下部のグラウトの初期硬化などが挙げられる。外管の建込みが困難である場合の対処方法として，杭頭結合部材設置後に削孔機を反力として押し込むことで解決することができた。

外管の固定作業は本来鋼材等によって行うが，のり面上での固定は容易ではなく，レバーブロックを使用した吊り固定とした。しかしながら，施工位置によっては作業員が立ち入って行うにはスペースが狭く，困難を強いられた。二重管杭を採用する場合は，外管の固定方法および足

場とのり面との離隔等を十分検討する必要がある。

施工中に苦勞を強いられる場面はいくつかあったものの大きなトラブルや不具合等もなく、順調に施工できることを明らかにした。

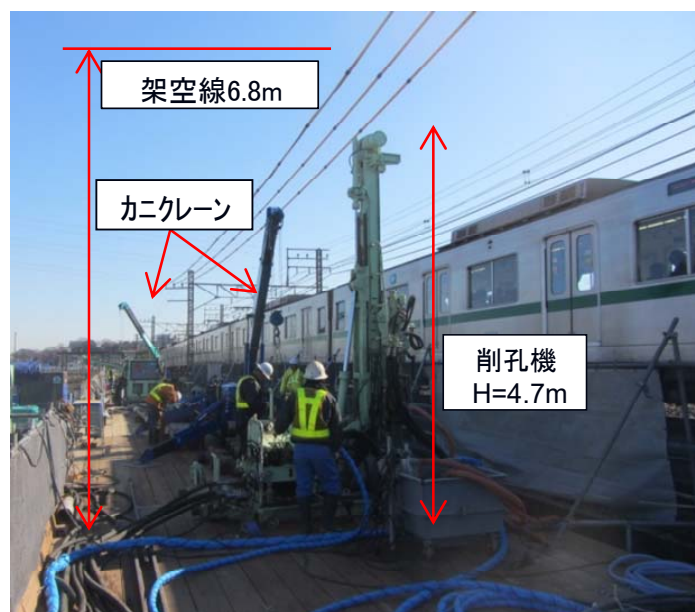


写真-7.3.1 鉄道営業線での近接施工状況



写真-7.3.2 施工完了状況

7.3.2 品質管理

注入材となるグラウトの品質管理項目は、流動性、練混ぜ比重および圧縮強度であり、いずれの全杭に対して行った。流動性の管理方法としてはPロート試験を行い、基準値 13 ± 3 秒以内であることを確認した。練混ぜ比重の管理方法としては比重測定試験を行い、設計比重($1.89\text{g/cm}^3 \pm 4\%$)以内であることを確認した。圧縮強度の管理方法としては一軸圧縮試験を行い、設計基準強度以上であることを確認した。

図-7.3.1に流動性に関するフロー値のヒストグラムを示す。グラウトのフロー値は平均で13.8秒、変動係数は5.2%であった。また、フロー値の8割以上が13.0~14.5秒であり、ヒストグラムは正規分布を示した。いずれの杭施工時も基準値内であることを明らかにした。

グラウトの比重は平均で 1.87g/cm^3 、変動係数は 1.0%であり、ばらつきが小さく品質面で安定していることを明らかにした。また、いずれの杭施工時も基準値内であることを明らかにした。

グラウトの一軸圧縮強度は最大で 43.3N/mm^2 、平均で 38.9N/mm^2 、変動係数は 6.3%となり、いずれの杭施工時も設計基準強度よりも大きくなることを明らかにした。以上の結果より、本研究で対象とした杭工法の注入材となるグラウトは安定した品質を有することを明らかにした。

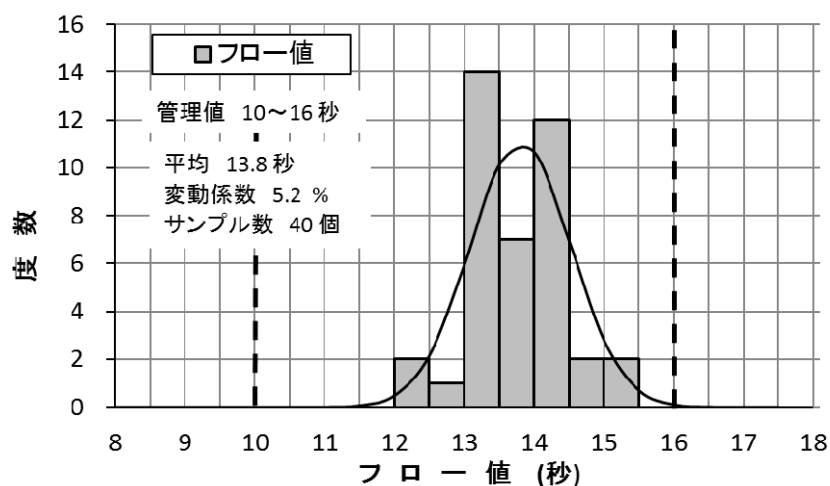


図-7.3.1 グラウトフロー値のヒストグラム

7.3.3 施工管理

基礎杭の施工管理項目は、削孔角度(削孔開始前のケーシング角度)、注入量の2項目であり、いずれも全数検測した。削孔角度の管理方法は1本につきXY方向の2か所計測しており、管理基準の $\pm 1.0^\circ$ 以内であることを確認した。注入量の管理方法としては、1本ごとに注入量を実測し、設計量以上注入していることを確認した。

設計注入量は削孔長に応じて異なり、各断面の中段杭・下段杭は499L(削孔長:12.55m)、上段杭は634~674L(削孔長:15.95~16.95m)であった。なお、グラウト径(=杭径)は、削孔ビット径の $\phi 225.0\text{mm}$ である。

図-7.3.2に削孔角度のヒストグラムを示す。削孔角度の7割が -0.2° 以内であり、平均で -0.21° であった。また、いずれの杭施工時および削孔方向においても基準値内であることを確認した。

図-7.3.3に練混ぜたグラウトにおける注入量のヒストグラムを示す。注入率(=実測値/設計注入量)はほとんどが $1.0\sim 3.0$ であり、平均で 1.41 であった。いずれの杭施工時も設計量以上注入していることを明らかにした。なお、設計量に対して実測値が大きい杭が2箇所あるが、これは、ガラや碎石の混入等により増大したと考えられる。

以上の結果より、施工管理項目となる削孔角度と注入量において、管理基準を満足した施工が実施されていることを明らかにした。

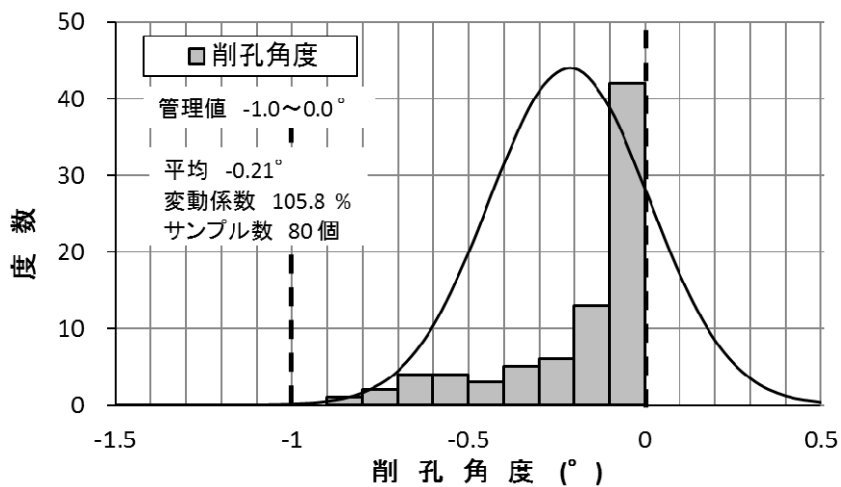


図-7.3.2 削孔角度のヒストグラム

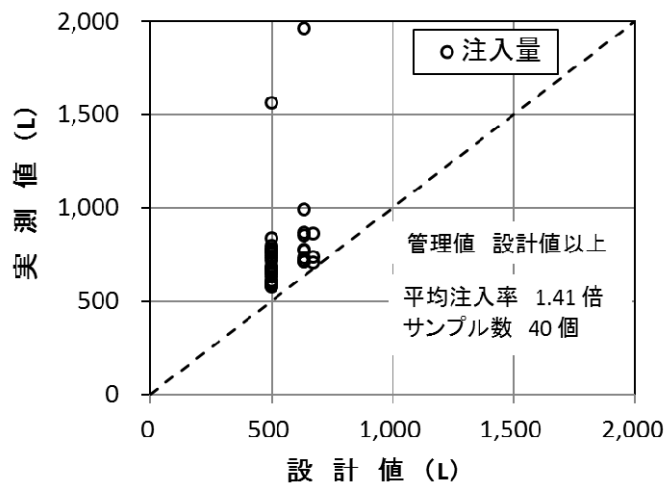


図-7.3.3 グラウト注入量の比較

7.3.4 出来形管理

基礎杭の出来形管理項目は、打設角度、杭頭高、杭根入れ長の3項目であり、いずれも全数検測した。打設角度の管理方法としては、1本につきXY方向の2か所計測しており、管理基準の±2.5°以内であることを確認した。杭頭高の管理方法としては、施工足場から杭天端までの距離を計測しており、管理基準の0～100mm以内であることを確認した。

図-7.3.4に打設角度のヒストグラムを示す。打設角度の9割が-1.0°以内であり、平均で-0.54°であった。また、いずれの杭も基準値-2.5°以内に対して-1.5°以内であることを明らかにした。

杭頭高の9割以上が-50mm以下であり、平均で-25.7mm、変動係数は56.6%であった。いずれの杭も管理基準の0～100mm以内を十分満足することを明らかにした。

杭根入れ長は削孔完了時に計測しており、全数にわたって設計値以上であることを明らかにした。このことから、出来形管理項目となる打設角度、杭頭高および杭根入れ長において、管理基準を満足した施工が実施されていることを確認した。また、厳しい施工条件下においても管理基準値が妥当であることを明らかにした。

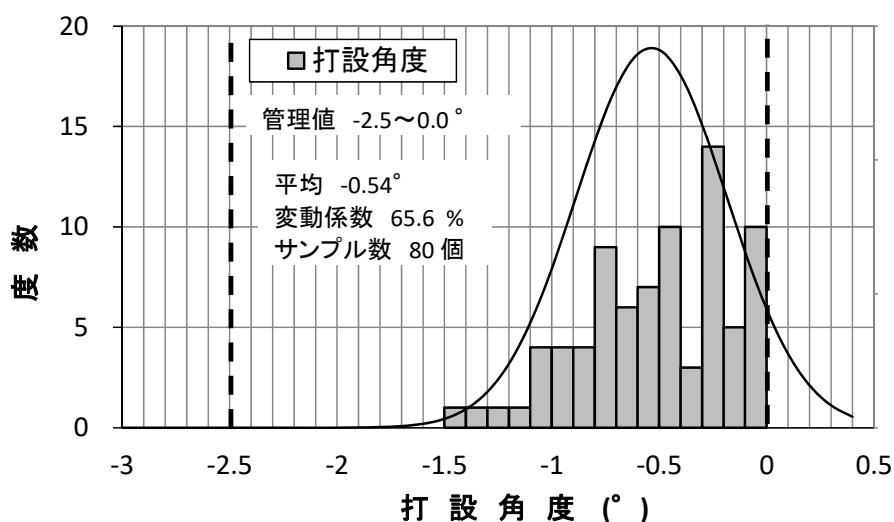


図-7.3.4 打設角度のヒストグラム

7.4 施工した基礎杭の性能検証

7.4.1 現場計測概要

実現場で施工した杭の性能を確認するため、75tクローラクレーン（写真-7.4.1）を用いて現場計測を実施した。現場計測は、死荷重作用時と基礎杭±5mの距離を5往復走行させた衝撃荷重作用時の2種類を実施した。

計測対象は、図-7.4.1に示す位置における上段杭、中段杭および下段杭の3本である。計測項目は、杭体のひずみ、鉛直変位および水平変位である。図-7.4.2に各杭におけるひずみゲージの断面位置を示す。杭体のひずみは、内管で5深度、外管で3深度配置し、軸力と曲げモーメント分布を確認した。各測定点は中継コードより遠隔操作し、コンピューターによる自動計測とした。

計測計器を設置する不動杭は、基礎杭の中心から橋軸方向に1.9m離れた箇所に1.5mの単管を2本打込んだ。このとき、不動梁が基礎杭の中心から約0.2m程度離れた位置に設置した。

工事用栈橋完成後、75tクローラクレーンを用いたシートパイル打設工事中の約2か月間について、基礎杭の長期沈下計測を計5回実施した。図-7.4.3に長期沈下計測を行った15本の位置図を示す。計測方法は水準測量である。



写真-7.4.1 現場計測に用いた 75t クローラクレーン

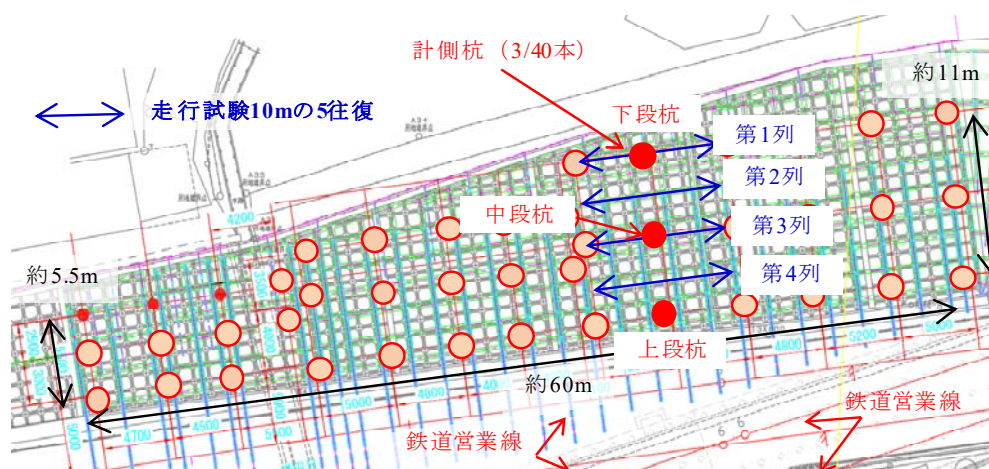


図-7.4.1 現場载荷試験杭の位置図

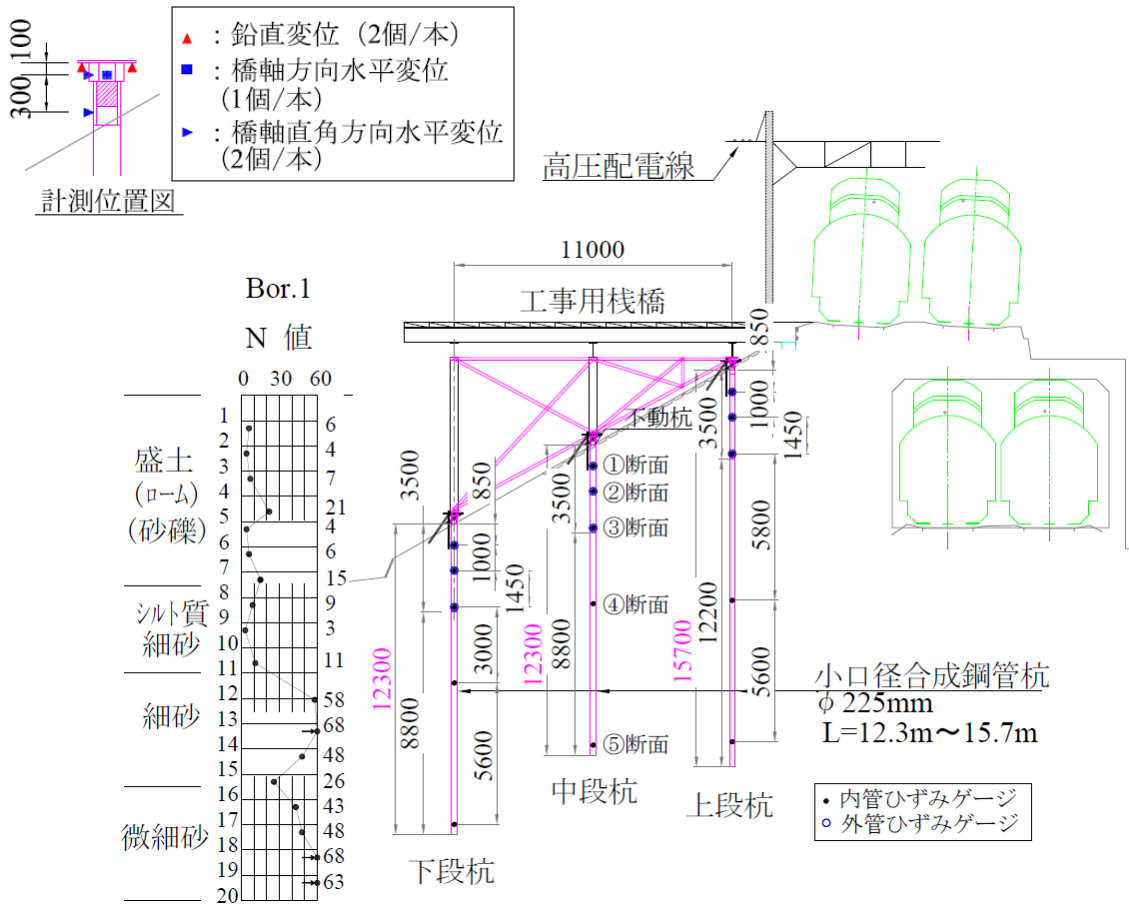


図-7.4.2 計測杭の断面図と計測位置図

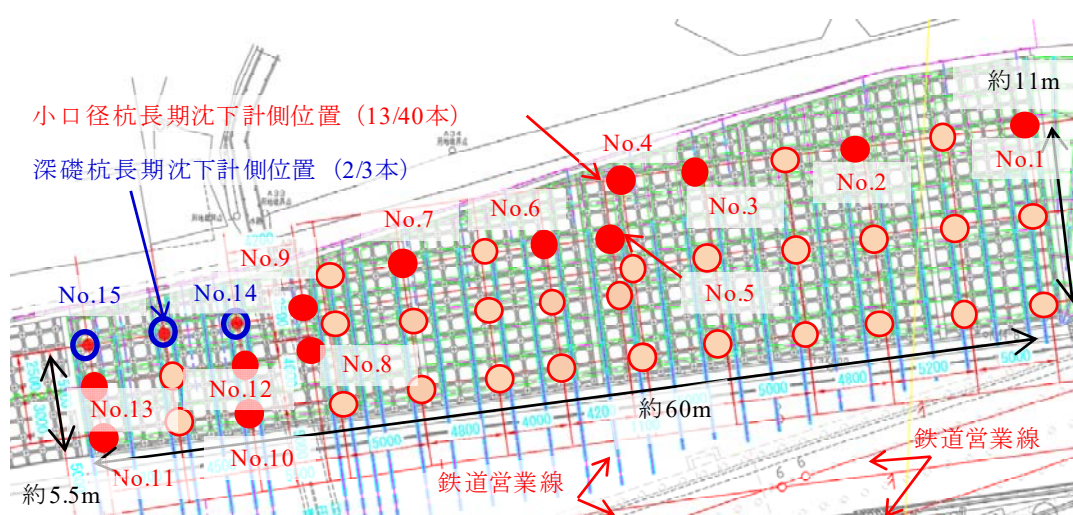


図-7.4.3 杭の長期沈下計測位置

7.4.2 現場計測ケース

表-7.4.1に現場計測ケースを、図-7.4.1に75tクローラクレーンが走行した4列を示す。予備ケースとして、栈橋の死荷重を計測し、杭体のひずみや鉛直変位および水平変位にばらつきが生じないことを確認した。現場計測ケースは、走行レーンが第1列→第2列→第3列→第4列の順に実施し、それぞれ死荷重を5分計測したのちに、走行距離10mを5往復する走行試験を行った。なお、75tラフタークレーンの重心位置が上段杭の中心となる走行試験については、クレーンのブームと高圧電線が近接するため中止した。

表-7.4.1 現場計測ケース

走行レーン	試験ケース	使用機械	保持時間	往復回数	走行距離	計測対象
なし	栈橋死荷重	なし	15分			初期値
第1列	死荷重-1	75tクローラクレーン	5分			下段杭 中段杭
	走行荷重-1	75tクローラクレーン		5往復	10m	
第2列	死荷重-2	75tクローラクレーン	5分			下段杭 中段杭
	走行荷重-2	75tクローラクレーン		5往復	10m	
第3列	死荷重-3	75tクローラクレーン	5分			中段杭 上段杭
	走行荷重-3	75tクローラクレーン		5往復	10m	
第4列	死荷重-4	75tクローラクレーン	5分			中段杭 上段杭
	走行荷重-4	75tクローラクレーン		5往復	10m	

7.4.3 二重管杭における軸力および曲げモーメントの算定方法

式(7.5)に二重管杭における軸力の算定式を、式(7.6)に曲げモーメントの算定式を示す。ここで、軸力は鋼管と鋼管内外のグラウトを考慮し、試験で得られたひずみに各断面積および各ヤング係数を乗じることにより算出した。式(7.5)は、外管と内管それぞれが有する軸力と内管内のグラウトが有する軸力、内管と外管の間のグラウトが有する軸力の和によって求めることができる。式(7.6)の曲げモーメントについても同様な考え方とした。なお、外管と内管の間のグラウトにおける断面積および断面係数は、内管と外管それぞれの軸ひずみに均等に配分されると考え、それぞれの軸ひずみに0.5倍乗じた。

$$P = (\varepsilon_{1i} \times A_{pi} + \varepsilon_{1o} \times A_{po}) \times E_p + \varepsilon_{1i} \times (A_{gi} + 0.5 \times A_{go}) \times E_g + \varepsilon_{1o} \times 0.5 \times A_{go} \times E_g \quad (7.5)$$

$$M = (\varepsilon_{2i} \times Z_{pi} + \varepsilon_{2o} \times Z_{po}) \times E_p + \varepsilon_{2i} \times (Z_{gi} + 0.5 \times Z_{go}) \times E_g + \varepsilon_{2o} \times 0.5 \times Z_{go} \times E_g \quad (7.6)$$

ここに、P: 軸力 (kN), ε_{1i} : 内管の軸ひずみ, ε_{1o} : 外管の軸ひずみ, A_{pi} : 内管の断面積 (m²), A_{po} : 外管の断面積 (m²), E_p : 鋼管の変形係数 (kN/m²), A_{gi} : 内管内におけるグラウトの断面積 (m²), A_{go} : 内管と外管の間におけるグラウトの断面積 (m²), E_g : グラウトの変形係数 (kN/m²), M: 曲げモーメント (kN・m), ε_{2i} : 内管の曲げひずみ, ε_{2o} : 外管の曲げひずみ, Z_{pi} : 内管の断面係数 (m³), Z_{po} : 外管の断面係数 (m³), Z_{gi} : 内管内におけるグラウトの断面係数 (m³), Z_{go} : 内管と外管の間におけるグラウトの断面係数 (m³) である。なお、式(7.7)に本研究で対象とした杭工法の押込み載荷試験結果より算定した、軸ひずみから求まるグラウトの変形係数の回帰式を示す。

$$E_g = 0.00421 \times \varepsilon_i^2 - 8.518 \times \varepsilon_i + 11624 \quad (7.7)$$

現場計測結果と式(7.5)および式(7.6)で得られた軸力および曲げモーメントと表-7.2.3のA-A断面における基礎杭の設計外力を比較した。ただし、設計軸力には栈橋の死荷重が含まれているため、荷重増分の現場計測結果と比較する場合は栈橋の死荷重を差し引いた軸力値と比較する必要がある。A-A断面における栈橋死荷重を算定した結果、上段杭で90.6kN、中段杭で93.5kN、下段杭で96.0kNであった。

7.4.4 現場計測結果

a) 杭頭荷重－時間関係, 杭頭鉛直変位－時間関係

図-7.4.4に杭頭荷重－時間関係および杭頭鉛直変位－時間関係を示す。ここで、杭頭鉛直変位は沈下量を表しており、杭頭荷重は栈橋死荷重のみが作用した初期状態をゼロとしている。各計測杭直下において75tクローラークレーンの死荷重時は荷重が一定であるのに対し、5往復の走行時は荷重、変位ともに上下する際の挙動が類似しており、計測状況は良好であることを確認した。

下段杭では、杭頭荷重が400kN程度まで作用した際に杭頭鉛直変位は2mm程度発生し、計測終了後の残留値は0.5mm程度であった。中段杭では、杭頭荷重が300kN程度まで作用した際に杭頭鉛直変位は1.5mm程度発生し、計測終了後の残留値はほぼゼロであった。上段杭では、杭頭荷重が150kN程度まで作用した際に杭頭鉛直変位は0.8mm程度発生し、計測終了後の残留値はほぼゼロであった。下段杭のみ残留変位が生じた理由として、地中の突出長が最も大きく、クレーンの走行に伴うモーメント荷重が大きい影響、および中段杭は上段杭と下段杭に荷重が分散するもの下段杭の真上を走行するとクレーンの死荷重が集中しやすい影響などが挙げられる。

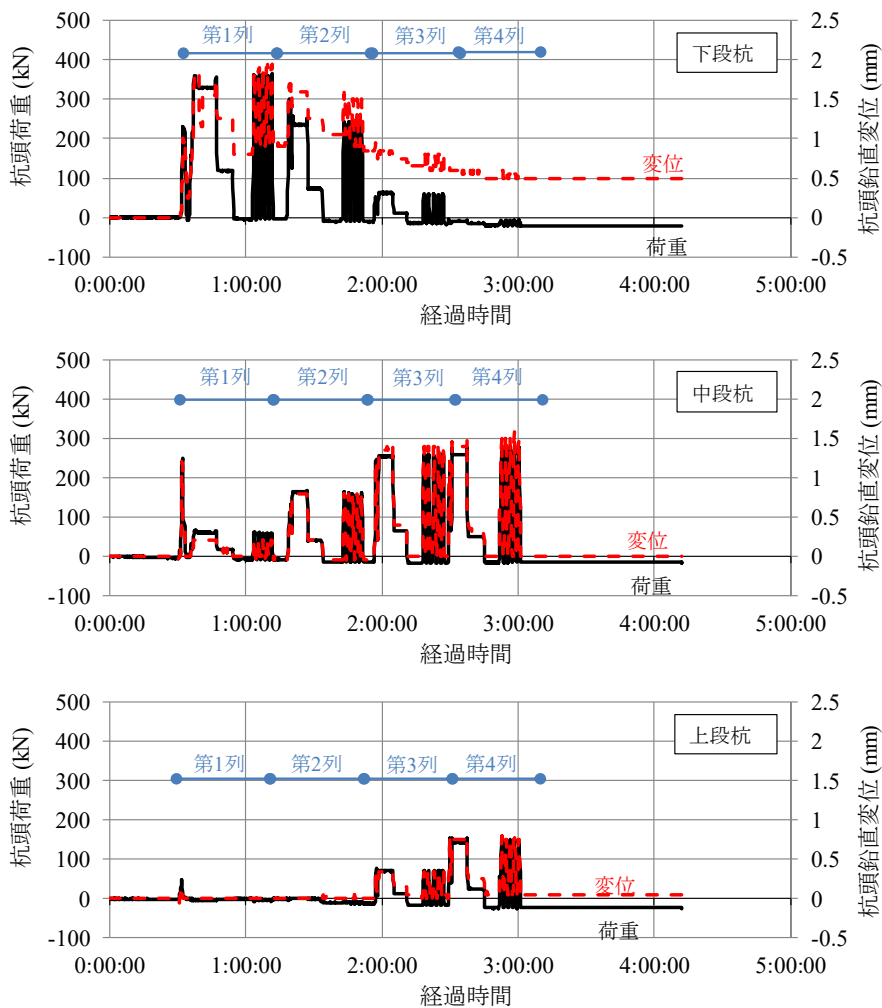


図-7.4.4 杭頭荷重－時間関係, 杭頭鉛直変位－時間関係

b) 杭頭荷重－杭頭鉛直変位関係

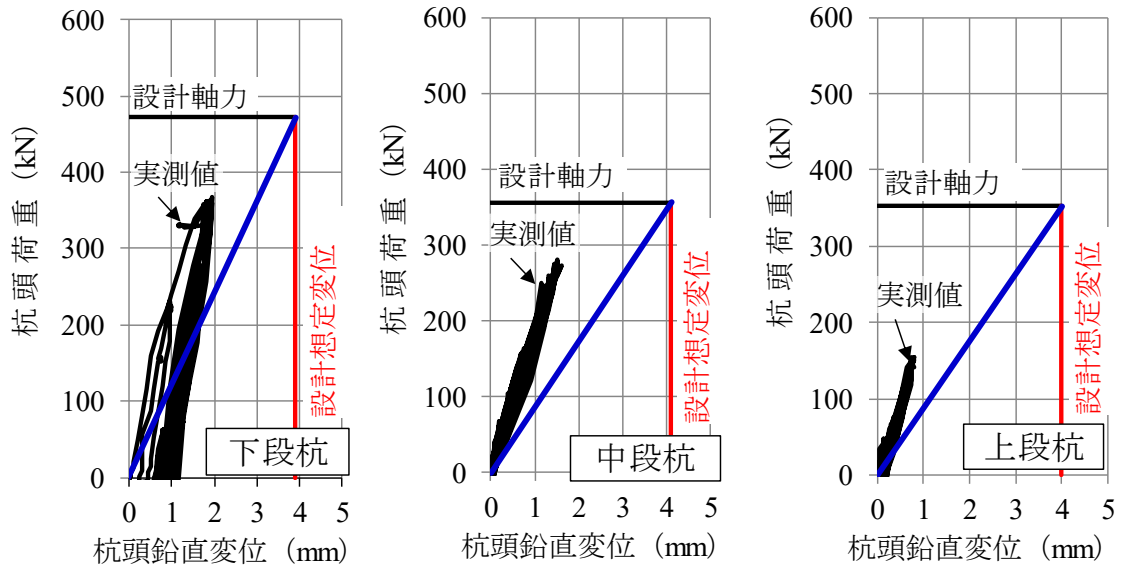
図-7.4.5に計測した各杭における杭頭荷重－杭頭鉛直変位関係を示す。a) 設計値に対する比較図には、各杭に作用する設計軸力および設計想定変位を、b) 極限支持力に対する比較図には、道路橋示方書・同解説IV下部構造編⁵⁾（以下、道示IV）の場所打ち杭工法に準拠した小口径合成鋼管杭の極限支持力の計算値および4.2で検討した実験値のワイブル近似結果を併記した。

a) 設計値に対する比較図より、中段杭および上段杭の杭頭荷重－杭頭鉛直変位関係は弾性的な挙動を示すことを明らかにした。下段杭は初期に残留変位が発生したものの、その後は弾性的な挙動を示すことを明らかにした。また、荷重－変位関係の初期勾配は、原点と設計軸力および設計想定変位の交点を通る直線の勾配を上回る結果を得た。計測した各杭の最大荷重は、75tクローラクレーンが計測杭の真上付近に位置する死荷重時および走行荷重時に発生しており、上段杭で152kN、中段杭で283kN、下段杭で369kNであった。各最大荷重と表-7.2.3に示す各軸力から栈橋死荷重を差し引いた値との比率は、上段杭で0.43、中段杭で0.79、下段杭で0.78であった。この結果より、中段杭および下段杭については設計軸力の8割程度まで作用することができた。なお、上段杭の最大荷重と設計外力に差異が大きいののは上段杭の上部に架空線があり、75tクローラクレーンが上段杭の真上に載荷できなかったためである。

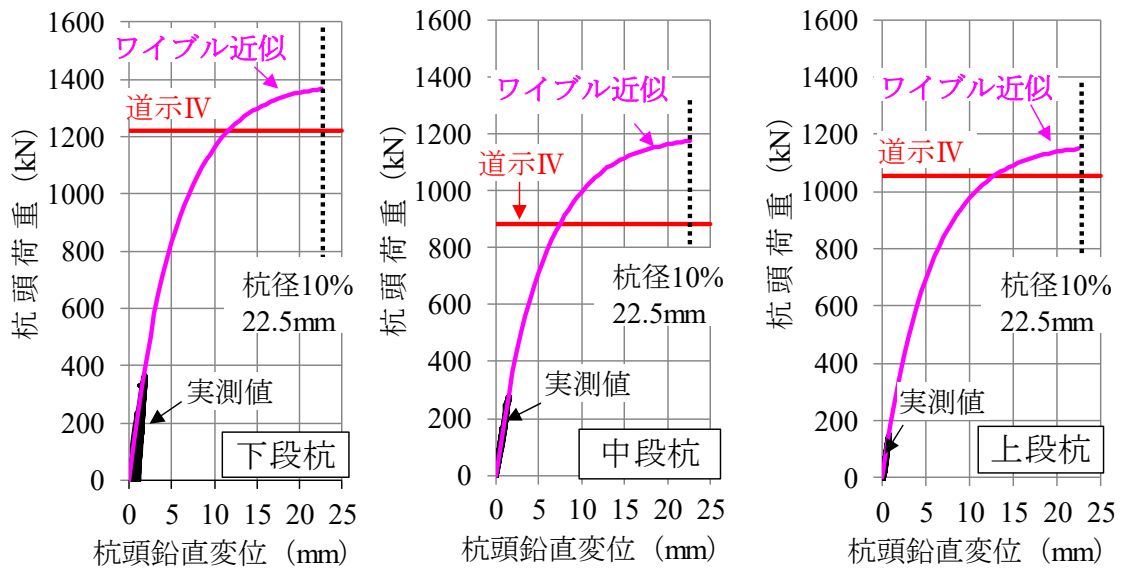
b) 極限支持力に対する比較図では、4.2で検討したワイブル近似法により実験値の荷重－変位曲線から極限支持力を推定した。その結果、いずれの計測杭においても道示IV⁵⁾に準拠した計算値よりも大きくなることを明らかにした。

図-7.4.6に計測した各杭の先端支持力および周面支持力－杭頭鉛直変位関係を示す。設計軸力の8割程度では先端支持力がほとんど発生していないことから、周面支持力は極限状態に到達していないと推察される。また、いずれの杭も周面支持力と杭頭変位の関係は概ね同様な初期勾配であることを明らかにした。

図-7.4.7に計測した各杭の先端支持力－杭頭鉛直変位関係を示す。3本の杭のうち、最大先端支持力は中段杭で、杭頭変位量1.6mmのときに10kNであった。また、上段杭の先端支持力は計測範囲ではゼロであった。これは、下段杭直下をクレーンが走行した際に上段杭には引抜力が作用して隆起し、上段杭付近を走行して押込み力が作用しても沈下に移行しなかった可能性が考えられる。



a) 設計値に対する比較



b) 極限支持力に対する比較

図-7.4.5 杭頭荷重—杭頭鉛直変位関係

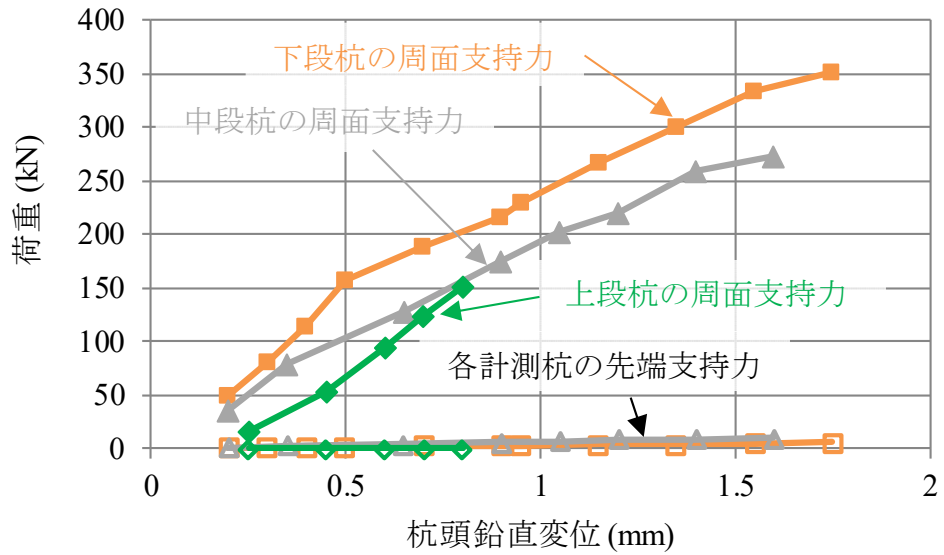


図-7.4.6 各杭の先端支持力および周面支持力—杭頭鉛直変位関係

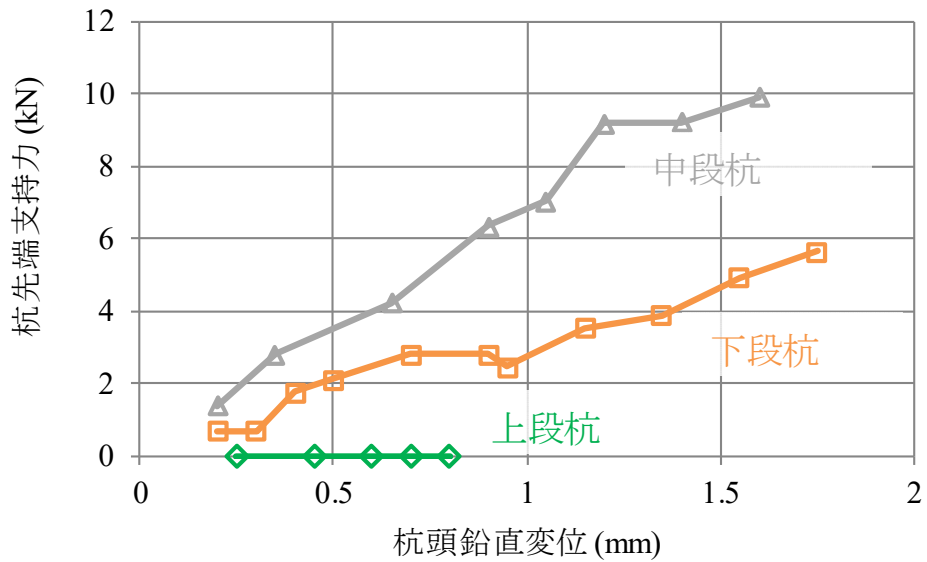


図-7.4.7 各杭の先端支持力—杭頭鉛直変位関係

c) 軸力分布

図-7.4.8に計測した各杭の軸力分布を示す。各図の荷重段階は、各杭と関連性が高いケースを選定して示した。ここで、軸力は①断面～③断面（二重管部の下端）までは内管の軸力と外管の軸力の和とし、④、⑤断面は内管の軸力とした。図中には鉄道指針¹⁾を用いて算定した設計軸力分布も併せて示す。

軸力分布は、ロームの盛土区間（①断面～③断面の区間）においてはほとんど周面摩擦抵抗が発揮されていないが、砂礫あるいは細砂の盛土区間（③断面～⑤断面の区間）において主に周面摩擦抵抗が発揮されている。いずれの杭も荷重の増加に伴い軸力差が増大し、周面摩擦力が良好に発揮されている。一方、75tクローラークレーンの自重あるいは走行しただけでは杭先端部に軸力がほとんど発生していない。これは、各区間の周面摩擦力が極限状態に到達していないためと推定される。また、各最大荷重時の軸力と設計軸力の分布形状はおおむねよい対応を示すことを明らかにした。

図-7.4.9に計測した各杭における外管の軸力分布を示す。下段杭はロームの盛土区間（②断面～③断面）で、中段杭はロームの盛土区間（①断面～③断面）で軸力差が増大し、周面摩擦力が良好に発揮されている。一方、上段杭はほとんど軸力差が発生せず、③断面の深度まで軸力が伝達する結果となった。

図-7.4.10に計測した各杭における内管の軸力分布を示す。下段杭では、ロームの盛土区間（②断面～③断面）でいずれも軸力が増大し、砂礫あるいは細砂の盛土区間（③断面～⑤断面の区間）で軸力が減少し、周面摩擦力が発揮される結果となった。中段杭および下段杭では、④断面の深度まで軸力が伝達され、④断面～⑤断面の区間で軸力が減少し、周面摩擦力が発揮される結果となった。

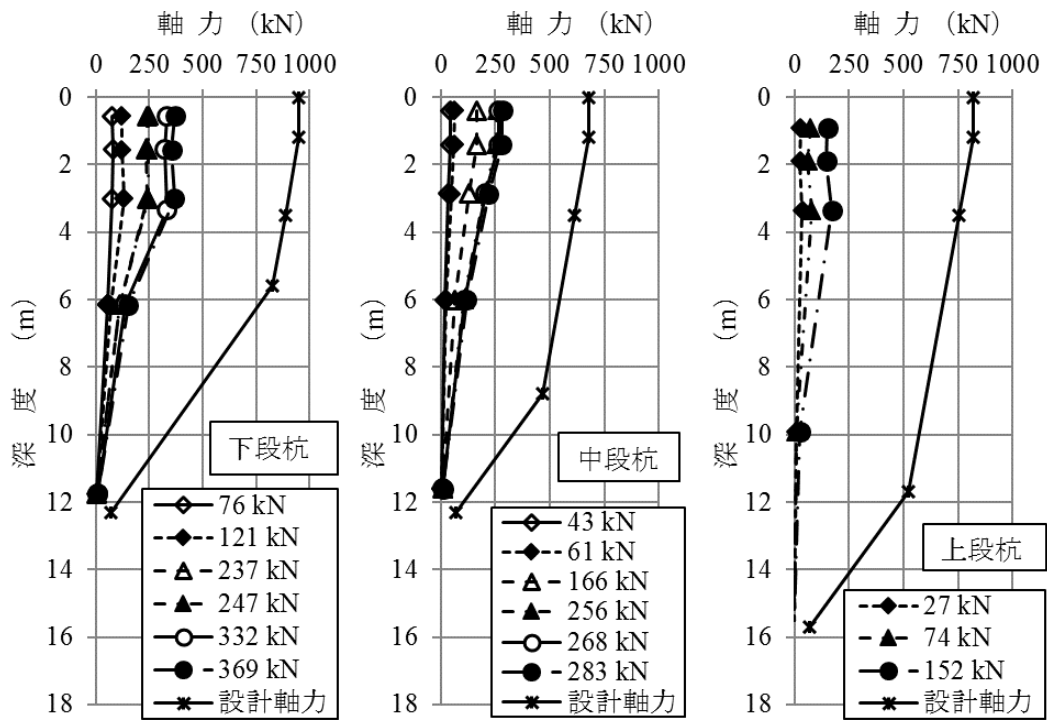


図-7.4.8 軸力分布 (内管と外管の合計)

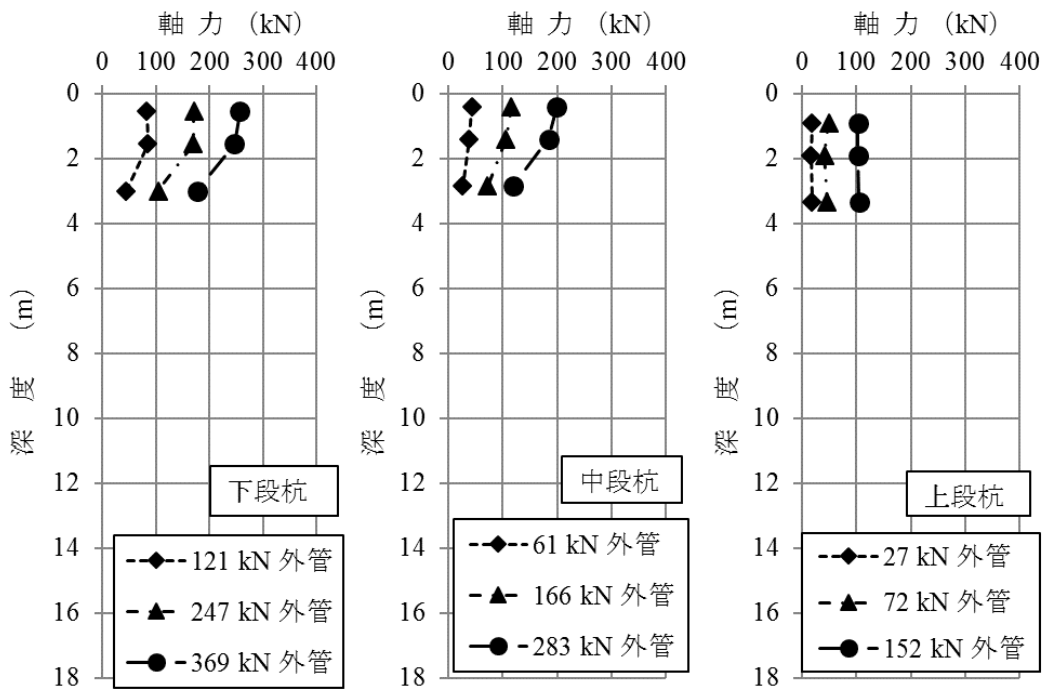


図-7.4.9 軸力分布 (外管)

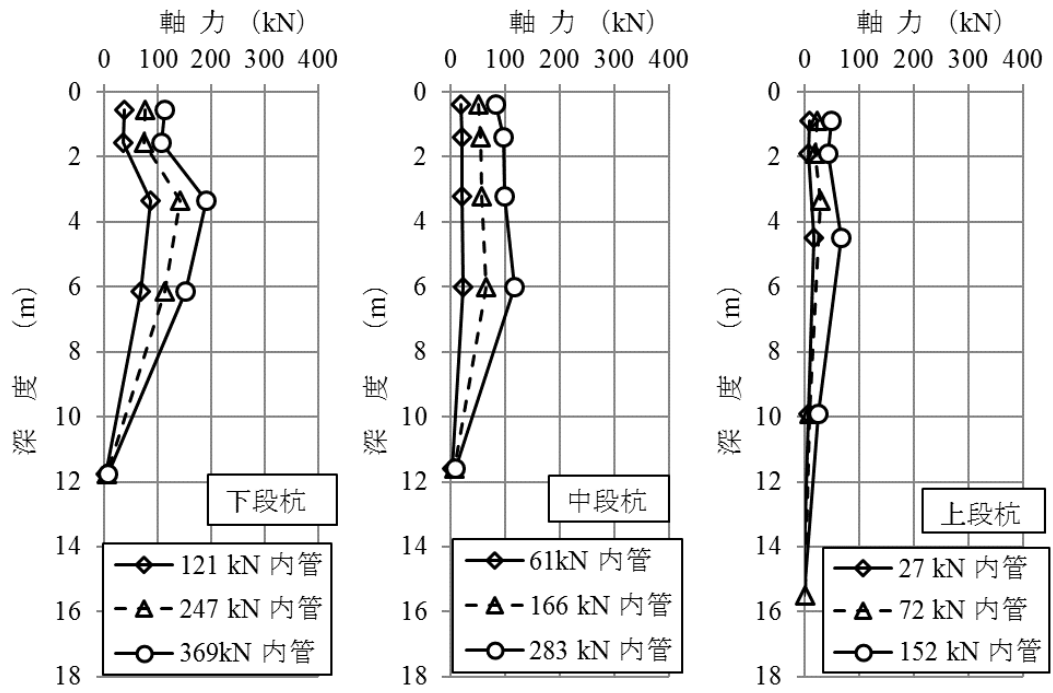


图-7.4.10 轴力分布 (内管)

d) 軸力の負担割合

表-7.4.2に杭頭付近の二重管部における軸力の負担割合を示す。各計測杭の軸力は、図-7.4.9および図-7.4.10に示す値を選定した。

杭頭部の①断面および外管中央付近の②断面では、外管が70%程度、内管が30%程度負担する結果となった。これは、鋼管断面積の比率である外管：内管=69%：31%と概ね合致したことから、二重管部における軸力の負担割合は鋼管断面積の比率に相当することを明らかにした。この結果より、杭全長を二重管構造とする場合における軸力の負担割合は、鋼管断面積の割合に準じて支持力照査できることを明らかにした。

一方、外管先端付近における③断面では、外管が30~60%程度、内管が40~70%程度負担し、①断面および②断面とは異なる傾向を示す結果となった。これは、二重管部から単管部への断面が変化する深度付近であるため、軸力の一部が外管から内管へ伝達されているものと推定される。

表-7.4.2 軸力の負担割合

項目	ゲージ位置	軸力								
		下段杭			中段杭			上段杭		
		121 kN	247 kN	369 kN	61 kN	166 kN	283 kN	27 kN	72 kN	152 kN
外管	ゲージ1	69%	69%	70%	70%	70%	71%	69%	69%	68%
	ゲージ2	70%	70%	70%	65%	66%	66%	71%	69%	70%
	ゲージ3	34%	42%	48%	56%	56%	54%	54%	61%	61%
内管	ゲージ1	31%	31%	30%	30%	30%	29%	31%	31%	32%
	ゲージ2	30%	30%	30%	35%	34%	34%	29%	31%	30%
	ゲージ3	66%	58%	52%	44%	44%	46%	46%	39%	39%

e) 杭の最大周面摩擦力度—平均N値関係

杭の最大周面摩擦力度は、杭頭荷重と軸力分布の関係から算出した各地層における周面摩擦力を杭径 D_g の周長と各地層厚を除して求めた。平均N値は、各地層の平均的なN値とし、小数点以下を四捨五入した値とした。

図-7.4.11に鉄道指針¹⁾の場所打ち杭における砂質土地盤の最大周面摩擦力度—N値関係と実験結果を併せて示す。表層付近の盛土区間では、いずれの杭も実験値は青線の算定式とおおむね合致する結果となった。盛土～細砂区間および細砂区間では、現場計測では極限状態まで荷重できていない影響により、いずれの杭も最大周面摩擦力度まで到達していないことがわかる。

盛土～細砂区間について計測した杭別に比較すると、杭頭荷重が最も大きい下段杭の周面摩擦力度が鉄道指針¹⁾の曲線と最も近接する結果が得られた。

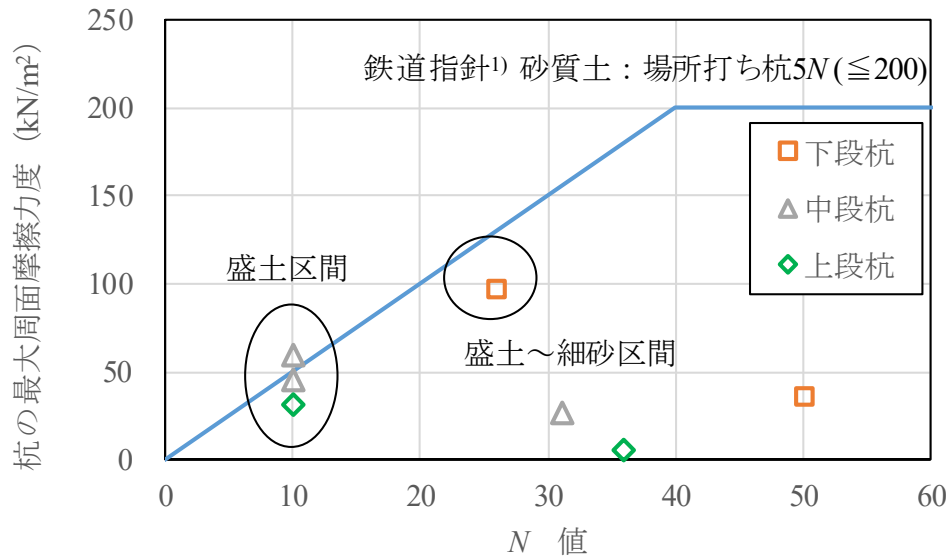


図-7.4.11 杭の最大周面摩擦力度と N 値関係

f) 沈下量の経時変化

図-7.4.12に各杭における沈下量の経時変化を示す。なお、図-7.4.3に長期沈下計測を実施した杭位置を示している。A-A断面およびB-B断面のNo.1～No.7は、工事期間中も75tクローラクレーンが数回走行した程度であり、40日経過後も沈下量はいずれも0mmであったため、この時点で計測を終了することとした。C-C断面のNo.8～No.13は、75tクローラクレーンが揚重作業を実施した地点である。

B-B断面とC-C断面の境界付近の下段杭となるNo.9の沈下量は-2～-4mm発生するものの、頭打ちとなる傾向がみられた。中段杭となるNo.8の沈下量はいずれの期間中も0mmのままであった。

C-C断面の上段杭となるNo.10およびNo.11はいずれも47日経過時に-1mm沈下したものの、それ以降は沈下しなかった。一方、中段杭となるNo.12およびNo.13は47日経過後に-5mmおよび-7mm沈下が発生するものの、これ以降は頭打ちとなる結果となった。

深礎杭のNo.14およびNo.15は47日経過後に-6mmおよび-13mm沈下が発生した。この結果、深礎杭は杭径が大きいものの支持層まで根入れされていない摩擦杭であったため、本研究で対象とした小口径杭よりも沈下量が大きくなる結果となった。以上の結果より、小口径合成鋼管杭は施工によるばらつきが比較的小さいことおよび長期的にも支持力特性に優れることを明らかにした。

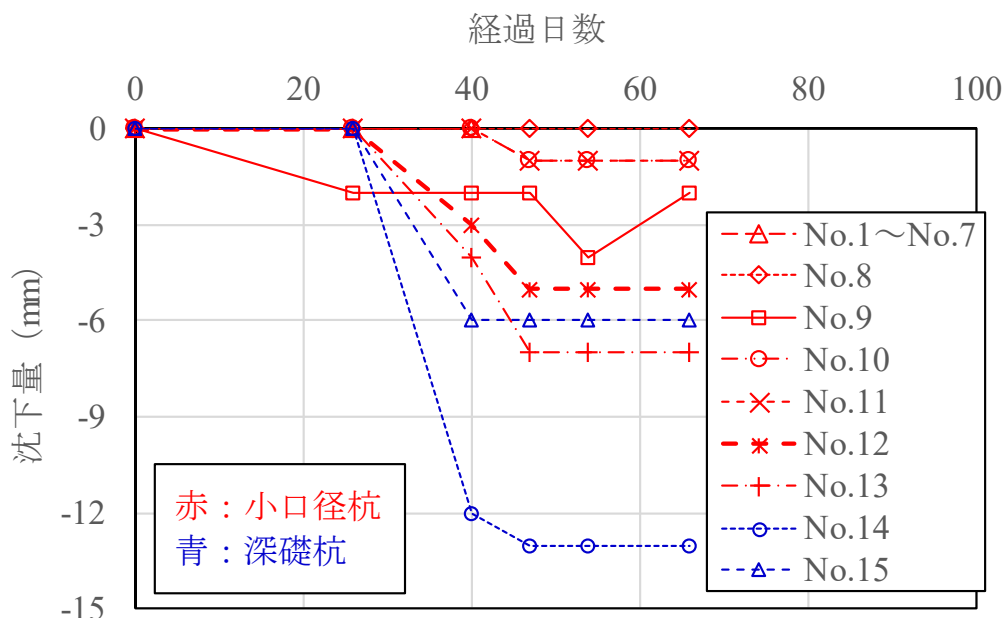


図-7.4.12 各杭における沈下量の経時変化

g) 杭の軸方向ばね定数

表-7.4.3に計測した各杭の軸方向ばね定数 K_v の比較を示す。表中には、杭頭最大荷重時とそのときの杭頭鉛直変位から求めた杭の軸方向ばね定数の実測値（以降、実測 K_v と示す）と降伏荷重時における軸方向ばね定数の計算値（以降、計算 K_v と示す）を示す。4.3 押込み載荷試験による杭の軸方向ばね定数評価で検討した計算 K_v の算定式を式(7.8)に示す。

$$K_{vp} = a_p \times A_p \times E_p / L \quad (7.8)$$

4.3 押込み載荷試験による杭の軸方向ばね定数評価で検討したように、計算 K_v の算定に用いる a 値は、12例の押込み載荷試験結果に基づき式(7.9)より算定した。式(7.9)は、載荷試験結果の実測 K_v から a_p 値を逆算し、杭の根入れ比（ L/D ）との関係を整理したものである。

$$a_p = 0.0116 (L/D) + 0.683 \quad (7.9)$$

図-7.4.13に降伏荷重時における実測 K_v と計算 K_v の比較結果を示す。降伏荷重時の計算 K_v は79,000～88,000kN/mであるのに対し、実測 K_v は176,000～190,000kN/mであり、実測 K_v は計算 K_v の2倍程度であった。ここで、試験杭12例の降伏荷重時における杭頭鉛直変位の平均値は約7.5mmであるのに対し、計測した杭3例のそれは約1.5mmで2割程度の変位量であった。地盤は杭材と比較して塑性化しやすく、杭の軸方向ばね定数は載荷初期の微小な変位のほうが大きくなる傾向にあることから、実測 K_v は計算 K_v を大きく上回ったと推察される。また、杭の軸方向ばね定数は支持地盤の影響を大きく受けるため、砂質土と砂礫土の両方を含む12例ではなく、砂質土の試験結果に着目して整理する必要がある。

そこで、計算 K_v の算定に用いる a_p 値は、支持地盤が砂質土地盤の5例を対象とし、さらに微小な杭頭鉛直変位での押込み載荷試験結果（図-7.4.14、表-7.4.4）に基づき、式(7.10)より算定した。同表には杭長 L と杭径 D で正規化した数値も併せて示した。

$$a_p = 0.0503 (L/D) - 0.785 \quad (7.10)$$

参考までに砂質土地盤の5例を対象とした降伏荷重時の計算 K_v の算定に用いる a_p 値は、押込み載荷試験結果（図-7.4.14、表-7.4.5）に基づき、式(7.11)より算定した。

$$a_p = 0.0132 (L/D) + 0.315 \quad (7.11)$$

表-7.4.6および図-7.4.15に実測 K_v と式(7.10)から算定した計算 K_v の比較結果を示す。計算 K_v は170,000～180,000kN/mであるのに対し、実測 K_v は176,000～190,000kN/mであり、計算 K_v と概ね合致する結果となった。また、砂質土地盤の5例を対象とした平均 δ/L は0.00010、平均

δ / D は0.0076で、計測した杭3例の平均 δ / L の0.00011および平均 δ / D の0.0088と概ね合致した。この結果より、計測した杭3例は砂質土地盤の5例を対象とした微小変位時と同等な変位レベルの計算 K_v と比較できているといえる。

現場計測で得られた実測 K_v は、4.3および砂質土地盤の5例を対象とした微小変位時の杭の軸方向ばね定数推定式を用いて算定した計算 K_v と概ね合致することから、実施工杭でも本研究で対象とする杭工法の推定式で評価できることを明らかにした。

表-7.4.3 杭の軸方向ばね定数の比較

項目	単位	下段杭	中段杭	上段杭
杭頭最大荷重	kN	369	283	152
杭頭鉛直変位（最大荷重時）	mm	1.95	1.6	0.8
軸方向ばね定数（実測 K_{vp} ）	kN/m	189,231	176,875	190,000
杭長	m	12.55	12.55	15.95
降伏荷重時（計算値） 試験杭12例	a_p	1.56	1.56	1.80
	K_{vp}	kN/m	87,908	87,908
微小変位時（計算値） 砂質土限定5例	a_p	3.04	3.04	4.07
	K_{vp}	kN/m	170,648	170,648
[参考]降伏変位時（計算値） 砂質土限定5例	a_p	1.32	1.32	1.59
	K_{vp}	kN/m	74,058	74,058

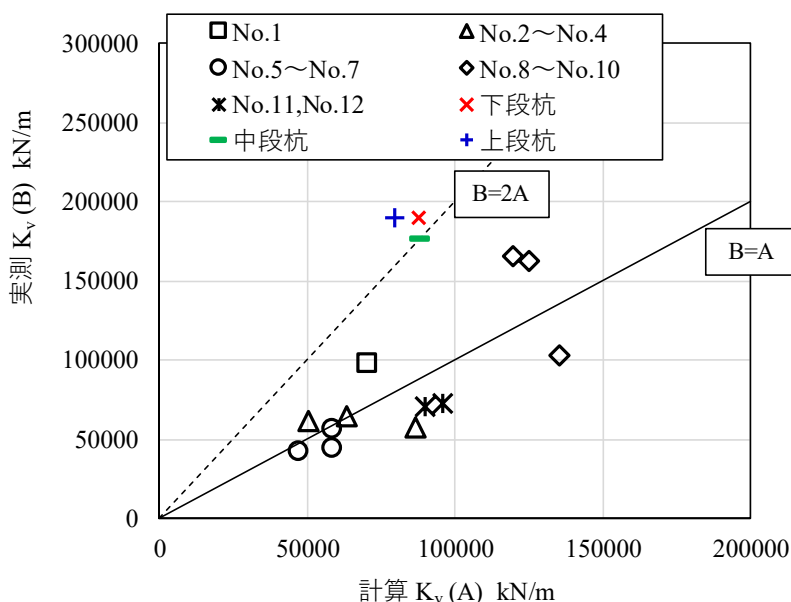


図-7.4.13 実測 K_v と計算 K_v の比較（降伏荷重時）

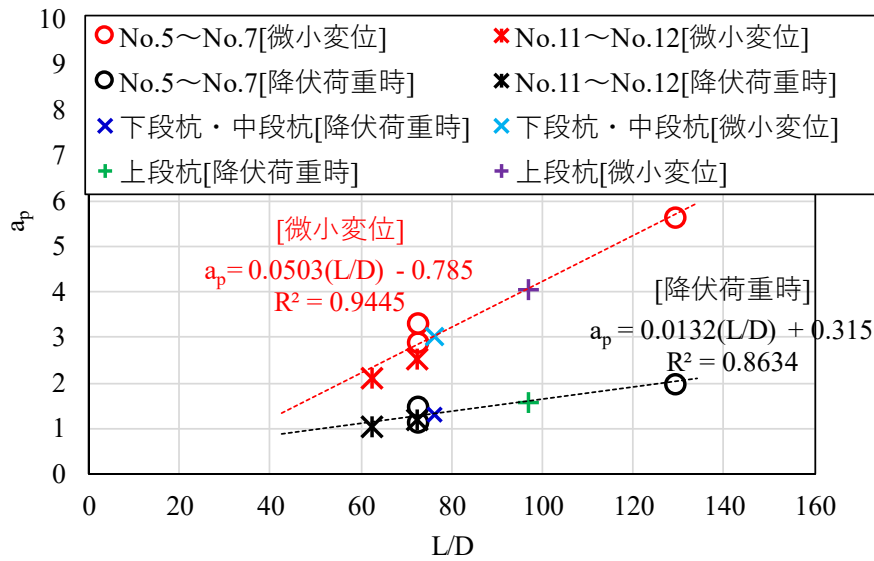


図-7.4.14 砂質土地盤5例を対象とした a_p 値-L/D関係

表-7.4.4 杭の軸方向ばね定数の比較（微小変位，砂質土地盤5例）

No.	試験場所	L m	実測 K_v kN/m	鋼管のみで評価						
				D m	L/D	a_p	微小変位 δ mm	δ/L	δ/D	計算 K_{vp} kN/m
5	茨城県猿島郡	11.9	111,732	0.1652	72.0	2.93	1.3	0.00011	0.0081	111,732
6	茨城県猿島郡	11.9	127,932	0.1652	72.0	3.35	1.2	0.00010	0.0071	127,932
7	茨城県猿島郡	21.3	120,724	0.1652	128.9	5.66	1.2	0.00006	0.0075	120,724
11	茨城県猿島郡稲尾	11.9	149,813	0.1652	72.0	2.53	1.3	0.00011	0.0081	149,813
12	茨城県猿島郡稲尾	11.9	143,113	0.1907	62.4	2.11	1.4	0.00012	0.0073	143,113
平均値							1.3	0.00010	0.0076	—

表-7.4.5 杭の軸方向ばね定数の比較（降伏荷重時，砂質土地盤5例）【参考】

No.	試験場所	L m	実測 K_v kN/m	鋼管のみで評価						
				D m	L/D	a_p	降伏変位 δ_y mm	δ_y/L	δ_y/D	計算 K_{vp} kN/m
5	茨城県猿島郡	11.9	44,910	0.1652	72.0	1.18	10.0	0.00084	0.0607	44,910
6	茨城県猿島郡	11.9	57,692	0.1652	72.0	1.51	7.8	0.00066	0.0472	57,962
7	茨城県猿島郡	21.3	42,686	0.1652	128.9	2	17.6	0.00082	0.1064	42,686
11	茨城県猿島郡稲尾	11.9	70,547	0.1652	72.0	1.19	11.3	0.00095	0.0686	70,547
12	茨城県猿島郡稲尾	11.9	72,046	0.1907	62.4	1.06	6.9	0.00058	0.0364	72,046
平均値							10.7	0.00077	0.0639	—

表-7.4.6 杭の軸方向ばね定数の比較（微小変位，計測した杭3例）

項目	L m	実測 K_v kN/m	鋼管のみで評価						
			D m	L/D	a_p	微小変位 δ mm	δ/L	δ/D	計算 K_{vp} kN/m
下段杭	12.55	189,231	0.1652	76.0	3.04	2.0	0.00016	0.0118	170,648
中段杭	12.55	176,875	0.1652	76.0	3.04	1.6	0.00013	0.0097	170,648
上段杭	15.95	190,000	0.1652	96.5	4.07	0.8	0.00005	0.0048	180,049
平均値						1.5	0.00011	0.0088	—

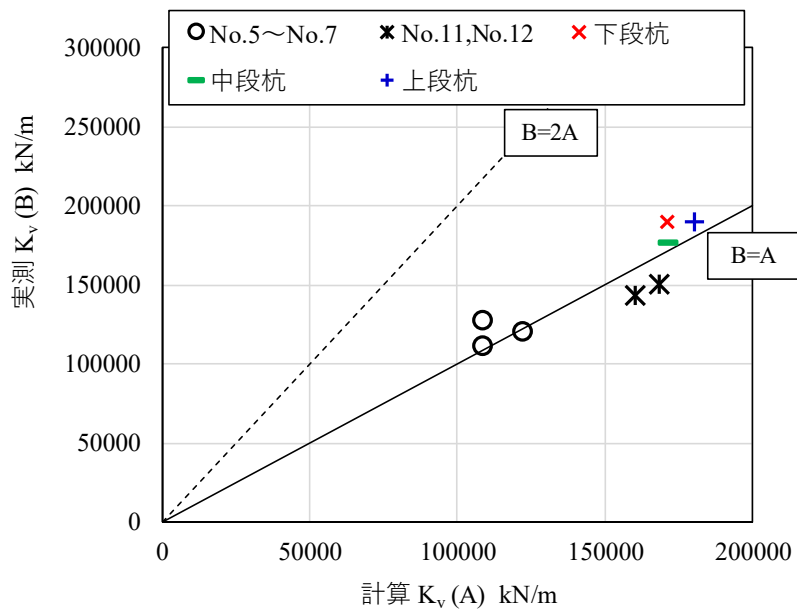


図-7.4.15 実測 K_v と計算 K_v の比較（微小変位）

h) 曲げモーメント分布

図-7.4.16に各計測杭の曲げモーメント分布を示す。各図の荷重段階は、軸力分布と同様とした。下段杭の曲げモーメントは、二重管と単管の断面変化点付近で最大 $3.0\text{kN}\cdot\text{m}$ 発生する結果となった。しかしながら、表-7.2.3に示す設計外力で想定された $37.6\text{kN}\cdot\text{m}$ と比較して1/10以下と非常に小さな値であった。

中段杭と上段杭の曲げモーメントは、杭頭付近で最大 $\pm 1.0\text{kN}\cdot\text{m}$ 発生するものの設計外力に比べて非常に小さな値であった。これらの理由として、設計段階では栈橋軸直角方向の曲げを対象として2次元で検討しているのに対し、現場計測では栈橋軸方向のブレースにより曲げ変形が抑制されている3次元効果の影響などが挙げられる。

図-7.4.16に実測した曲げモーメントを元に逆算した水平荷重（重機自重の1%荷重）の計算結果を併せて示す。設計で考慮した重機自重の15%を1%に低減させて梁ばね計算した結果、最大曲げモーメントは概ね一致するか実測値をやや上回る結果となった。これは、地表面から1.5mまで地盤ばね定数をゼロまたは半減して設定していること、両側の杭列も荷重を負担していることおよび重機自重の15%は安全側の係数であること等の影響によると推察される。

中段杭および下段杭における曲げモーメントの分布形状は梁ばね計算におけるそれと概ね一致する結果が得られた。一方、下段杭における曲げモーメントの分布形状は梁ばね計算におけるそれとやや異なる結果となった。この理由として、実際は下段杭の付近に重力式擁壁があるために擁壁天端が支点となり、最大曲げモーメントの発生深度が深くなる傾向を示すが、梁ばね計算では考慮することが難しいためと推察される。

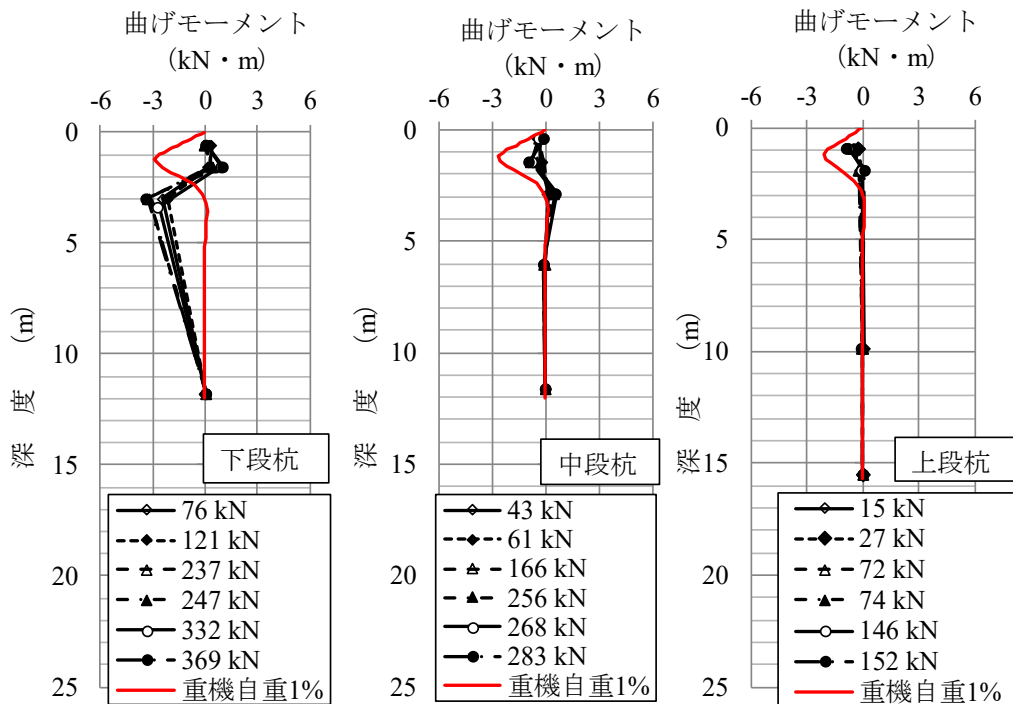


図-7.4.16 曲げモーメント分布（内管と外管の合計）

i) 曲げモーメントー水平変位関係

図-7.4.17に各杭の曲げモーメントー水平変位関係を示す。図中にはすべての試験ケースおよび75tクローラクレーンの走行移動中の計測データを示している。なお、図中における曲げモーメントのデータは、図-7.4.16に示した各最大値が計測された深度を選定した。

下段杭における曲げモーメント発生時の最大水平変位は、 -0.8mm であった。一方、中段杭および上段杭における曲げモーメント発生時の最大水平変位は、 $\pm 0.3\text{mm}$ であった。この結果、現場計測中に発生した水平変位は 1.0mm 以内と非常に小さな値であることを明らかにした。

下段杭について、橋軸方向に比べて橋軸直角方向の水平変位の方が大きくなる結果を得た。これは栈橋の橋軸方向は縦長であるため、橋軸直角方向のほうが曲げ変形しやすいことが影響していると推察される。

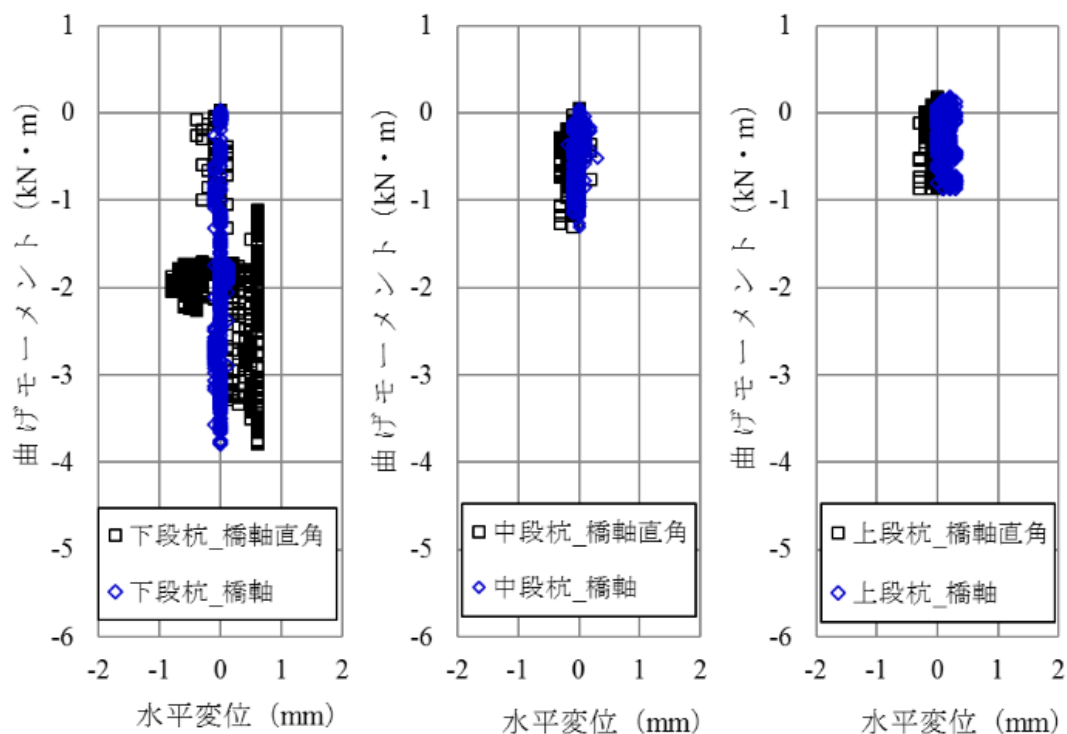


図-7.4.17 曲げモーメントー水平変位関係

j) 水平方向地盤反力係数の比較

表-7.4.7に道示IV⁵⁾に準じて標準貫入試験結果から求めた各杭の水平方向地盤反力係数 k_H を示す。図-7.4.16に示した重機自重1%の曲げモーメント分布を参考とし、A-A断面の各杭におけるGL-1m付近の平均N値は5~6であった。標準貫入試験結果から推定した水平方向地盤反力係数 k_H は、上段杭で約44,000kN/m³、中段杭と下段杭で約33,000kN/m³であった。

図-7.4.18に計測した杭におけるひずみ値の微分積分による k_H の算定方法を示す。計測した杭のひずみ値と鋼管の断面諸元から曲率 ϕ を算定する。曲率 ϕ を積分して傾斜角 θ を、傾斜角 θ を積分して変位 δ を算出する。一方、鋼管諸元と曲率 ϕ から曲げモーメント M を算定する。曲げモーメント M を微分してせん断力 S を、せん断力 S を微分して地盤反力 q を算定する。水平方向地盤反力係数 k_H は地盤反力 q を変位 δ で除することで求められる。

表-7.4.8 および図-7.4.19 に水平方向地盤反力係数 k_H の実測値と計算値の比較結果を示す。なお、 k_H の比較深度は $1/\beta$ 付近におけるひずみゲージの深度とした。各杭のひずみ値について、上段杭および中段杭は図-7.4.1に示す第4列における75tクローラークレーンの走行時の最大値を、下段杭は第1列走行時の最大値を用いた。

現場計測結果を基に算定した各杭の水平方向地盤反力係数は、道示IV⁵⁾に基づく標準貫入試験の変形係数から推定した水平方向地盤反力係数をいずれも上回ることから、実施工杭でも実測値は計算値よりも大きくなることを明らかにした。

表-7.4.7 標準貫入試験結果から求めた各杭の k_H (道示 IV⁵⁾)

杭位置	N値	E_0 (kN/m ²)	α	β (1/m)	$1/\beta$ (m)	計算 k_H (kN/m ³)
上段杭	6	16800	1	1.01	0.99	40,459
中段杭	5	14000	1	0.96	1.04	33,099
下段杭	5	14000	1	0.96	1.04	33,099

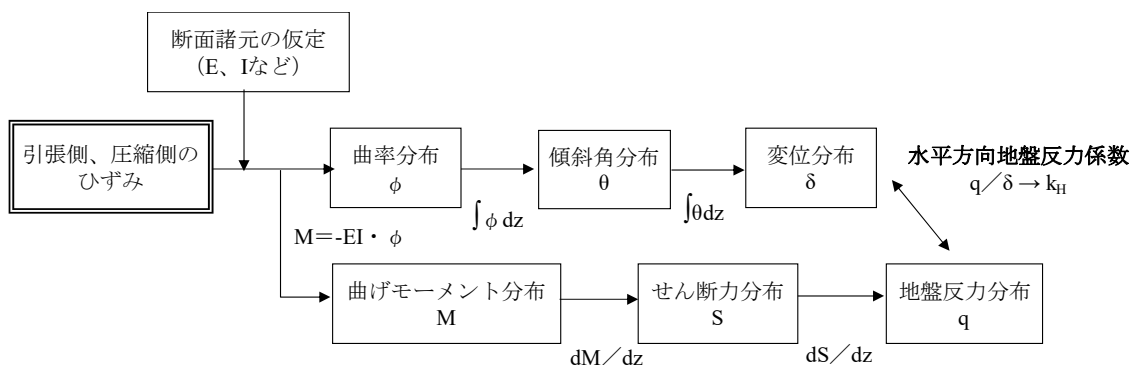


図-7.4.18 計測した杭におけるひずみ値の微分積分による k_H の算定方法

表-7.4.8 水平方向地盤反力係数 k_H の比較結果

杭位置	$1/\beta$ 付近のひずみゲージ深度 (m)	地盤反力 q (kN/m^2)	地層変位 δ (mm)	実測 k_H (kN/m^3)	標準貫入試験結果から推定した計算 k_H (kN/m^3)
上段杭	0.9	6.66	0.12	55,322	> 40,459
中段杭	0.4	13.92	0.42	33,297	> 33,099
下段杭	0.55	5.91	0.14	40,834	> 33,099

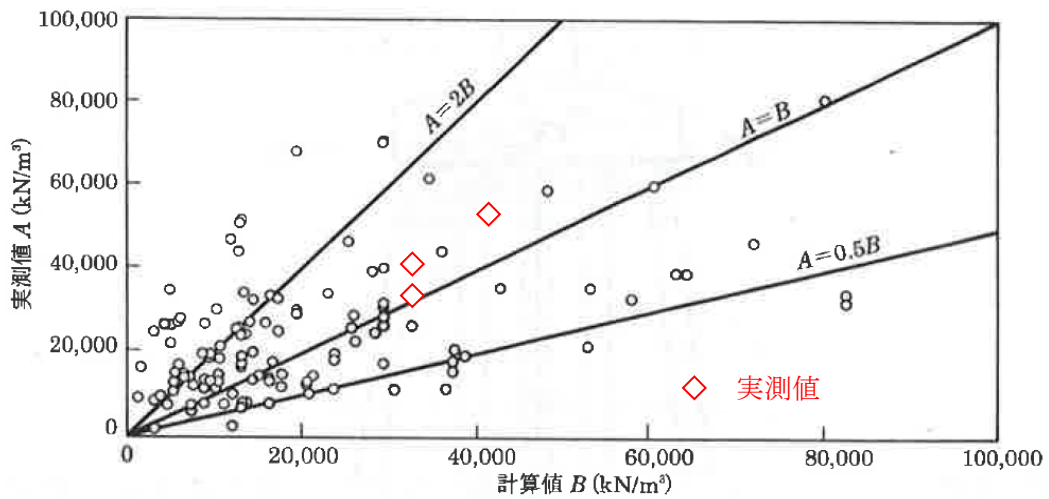


図-III. 2.7 水平方向地盤反力係数 k_H の推定精度

図-7.4.19 水平方向地盤反力係数の比較⁶⁾に加筆

7.5 まとめ

鉄道盛土上に計画された大型重機揚重作業用の工事用栈橋基礎杭について、梁ばねモデル解析により各基礎杭に作用する設計外力を算定した。その結果を用いて本研究で対象とする杭工法の鉛直支持力照査などの設計検討を行った。また、鉄道営業線との近接施工や架空線による空頭制限を受ける厳しい条件下で小口径合成鋼管杭工法を施工した。加えて、施工した杭の性能を確認するため、75tクローラクレーンを用いて現場計測を実施した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 施工時の品質管理結果、施工管理結果および出来形管理結果より、目標の管理基準を満足する基礎杭が構築できていることを確認した。この結果より、厳しい施工条件下においても管理基準値が妥当であることを明らかにした。
- 2) 実施工杭の性能確認を行った結果、中段杭および上段杭の杭頭荷重－杭頭鉛直変位関係は弾性的な挙動を示すことを明らかにした。下段杭は初期に残留変位が発生したものの、その後は弾性的な挙動を示すことを明らかにした。また、荷重－変位関係の初期勾配は、原点と設計軸力および設計想定変位の交点を通る直線の勾配を上回る結果を得た。
- 3) 杭頭部補強を目的として今回初めて導入した二重管部における軸力の負担割合は、鋼管断面積の比率に相当する結果を得た。この結果より、杭全長を二重管構造とする場合における軸力の負担割合は、鋼管断面積の割合に準じて支持力照査できることを明らかにした。
- 4) 実施工杭の長期沈下量を計測した結果、施工によるばらつきが比較的小さいことおよび長期的にも支持力特性に優れることを明らかにした。
- 5) 現場計測で得られた実測 K_v は、4.3 および砂質土地盤の 5 例を対象とした微小変位時の杭の軸方向ばね定数推定式を用いて算定した計算 K_v と概ね合致することから、実施工杭でも本研究で対象とする杭工法の推定式で評価できることを明らかにした。
- 6) 計測した各杭の曲げモーメントは、杭頭付近で最大 $\pm 1.0 \sim 3.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 発生するものの設計外力に比べて非常に小さく、現場計測中に発生した水平変位は 1.0 mm 以内と非常に小さな値であった。設計で考慮した重機自重の 15% を 1% に低減させて梁ばね計算した結果、最大曲げモーメントは概ね一致するか実測値をやや上回ることを明らかにした。
- 7) 現場計測結果を基に算定した各杭の水平方向地盤反力係数は、道示 IV⁵⁾ に基づく標準貫入試験の変形係数から推定した水平方向地盤反力係数をいずれも上回ることから、実施工杭でも実測値は計算値よりも大きくなることを明らかにした。

<参考文献>

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物，pp.217-255, 2002.6.
- 2) 東日本旅客鉄道：設計マニュアル第4巻，2004.12.
- 3) 日本国有鉄道：国鉄建造物設計標準（鋼鉄道橋）解説，1983.4.
- 4) Ichimura, Y. Oshita, T. and Sagara, M.: Vertical load tests of micropiles reinforced with steel pipe, Proc. of the Second International Workshop on Micropiles, Ube, Oct. 1999.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp. 377-456, 2012.3.
- 6) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，pp.126-131, 2007.1.

第8章 結論

8.1 結論

本博士論文では、対象とした小口径合成鋼管杭工法の鉛直支持力特性と水平抵抗特性に関する研究成果についてまとめた。以下に得られた結論を示す。

- 1) 杭先端部を地盤改良することにより、残留したスライムによる鉛直支持力低下を解決できるだけでなく、改良により従来の鉛直支持力よりも大きくなることを明らかにした。これは、改良体構築に伴い周面摩擦力が付加されたためと推察される。
- 2) 二重管削孔と杭上下のセンタリング機構で適切にかぶりを確保した結果、杭先端極限支持力と杭の周面摩擦力の実測値は、いずれも計算値の1.5倍程度であることから、H24年およびH29年道示IVの場所打ち杭の設計法に基づいて算定される鉛直支持力よりも大きくなることを明らかにした。実測値が計算値を上回る理由として、計算値の統計データは下限値～平均値相当であり安全側の設定であること、実大試験杭の出来形径は計画径の1.03～1.12倍であるものの計画径で算定していることなどが挙げられる。また、実施工杭で杭頭荷重－杭頭鉛直変位関係は弾性的な挙動を示すことを確認した。
- 3) 杭の軸方向ばね定数を算定する推定式の係数 a_p は、鋼管の軸剛性ばねを用いた12例の押込み載荷試験結果と杭の根入れ比(L/D)により算定した。この推定式を実施工杭の微小変位レベルで比較検証した結果、実測 K_v は計算 K_v と概ね同等であることを明らかにした。
- 4) 杭部材の構造試験として圧縮試験、引張試験、曲げ試験、繰返し曲げ試験およびせん断試験を行った結果、継手を有する鋼管は鋼管単体よりも大きくなることを明らかにした。この理由として、継手部材の降伏点は鋼管部のそれと比較して1割程度小さいものの、継手部の抵抗断面積 A 、断面係数 Z および断面二次モーメント I が1割以上大きいためと推察される。
- 5) 二重管削孔と杭上下のセンタリング機構でグラウトと地盤を一体化した結果、杭の地表面変位量15mmにおける水平方向地盤反力係数は、H24年およびH29年道示IVに示す各種調査・試験結果の変形係数から算定した値よりも大きくなることを明らかにした。実測値が計算値よりも大きくなる理由として、計算値の統計データは平均値以下であり安全側の設定であること、杭の水平抵抗について鋼管内外のグラウトを考慮せず鋼管のみとしていることなどが挙げられる。

8.2 今後の課題

本研究で対象とした小口径合成鋼管杭工法の鉛直支持力特性と水平抵抗特性に関する今後の課題を以下に示す。

- 1) 支持力模型実験と小規模押し込み載荷試験により、杭先端部の地盤改良効果を明らかにしたが、実大試験杭での地盤改良効果についても今後追究する必要がある。
- 2) 杭先端に残留したスライムが鉛直支持力に悪影響を与えることは明らかにしたものの、残留量と支持力低下に関して定量的な評価まではできていないため、新たな実験データを蓄積して比較検証する必要がある。
- 3) 摩擦杭の押し込み載荷試験を2か所実施しており、H24年およびH29年道示Ⅳの場所打ち杭の設計法に基づいて算定される鉛直支持力よりも大きくなることを明らかにした。ただし、軟弱な粘性土地盤でしか検証できておらず、中間層の土質やN値の違いによる鉛直支持力特性を検証するためには新たな実験データを蓄積する必要がある。
- 4) 押し込み載荷試験で得られた極限支持力の実測値は、H24年およびH29年道示Ⅳの場所打ち杭の設計法に基づいて算定される計算値の1.5～2.0倍であった。実測値／計算値の比率が1.00付近の支持力算定式を提案したが、今後実務展開していくためには現場試験等を実施し、信頼性に関わるデータを取得するとともにその統計分析を行う必要がある。
- 5) 杭の軸方向ばね定数を算定する推定式の係数 a_p は、杭の根入れ比(L/D)が30以上130未満の押し込み載荷試験結果より算定している。根入れ比の適用範囲外についても今後実験データを蓄積して検討する必要がある。
- 6) 杭の水平抵抗は、安全側としてグラウトを無視した鋼管の剛性・耐力と水平地盤反力で抵抗するものとしているが、グラウトによる抵抗力の増分(余裕度)を把握するためには曲げ試験等を実施する必要がある。
- 7) 鋼管外周におけるかぶりの有無および大きさの違いによる水平抵抗について、模型杭および実大試験杭でも比較できていないため、今後追究する必要がある。

謝辞

本論文は、(株)大林組技術研究所で行った業務を東京大学でとりまとめたものです。

本論文をまとめるにあたって、東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻 古関潤一教授には、ご多忙にもかかわらず、方向性の示唆から論文の細部に至るまで、全編懇切丁寧なご指導、ご鞭撻を賜りました。心より深く御礼申し上げます。

副査を務めて頂いた東京大学生産技術研究所 桑野玲子教授、清田隆准教授には数多くの助言を頂くとともに、論文の審査に際して丁寧なご指導を頂きました。同じく副査を務めて頂いた東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻 渡邊健治准教授、東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 高橋章浩教授には論文の審査等に際して新たな可能性に関する多くの有益なご助言を頂きました。皆様に心より深く御礼申し上げます。

本研究開発は、一般財団法人 先端建設技術センター監修による技術審査証明を取得した「ハイスペックマイクロパイル工法」での研究開発成果の一部を取りまとめたものです。技術審査証明全般に関わる手続きおよびご助言をいただきました先端建設技術センターの北橋建治理事長をはじめ、加納敏行常任参与、岩崎辰志次長、中澤直樹参事役、ならびに可児幸嗣参事に深く感謝の意を表します。また認証技術の審査を通じ、貴重なご助言を賜りました、東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 高橋章浩教授、国土交通省関東地方整備局道路部道路工事課 川端道雄課長および佐久間博之課長、国土技術政策総合研究所道路構造物研究部 七澤利明上席研究員および間瀬利明室長に心より御礼申し上げます。

研究開発の初期段階から大いなる熱意をもって本研究業務を導いてこられ、著者に勇気と希望を与えてくれた、(株)大林組東京本社技術本部技術研究所 山本彰副所長、ならびに長年にわたり技術研究所において、本研究のみならず著者の研究開発業務に多くのご助言をいただいた技術研究所地盤技術研究部 高橋真一上級首席技師、そして本研究開発における開発実験計画・準備・実施に至るまで親切にご指導いただいた土木本部生産技術本部技術第二部第二課 稲川雄宣課長に、心より感謝の意を表します。

開発した小口径合成鋼管杭工法における初めての現場適用および現場計測に際して多大なるご尽力とご助言をいただきました、当時(株)大林組東京本店金町耐震JV工事事務所 渡辺郁夫所長、富田泰史工事長、ならびに施工管理をご担当いただきました松木勇太工事長に深く感謝いたします。また、採用段階および設計段階でご支援いただきました土木本部生産技術本部設計第四部 山本忠久担当部長、北出啓一郎課長、ならびに土木本部工務部工務第二課 大井隆平副課長に感謝の意を表します。

著者が東京大学で論文博士号を取得することを快諾いただきました技術研究所地盤技術研究部 畑浩二部長、ならびに良好な業務環境に配慮していただきました技術研究所 勝俣英雄所長に心より感謝申し上げます。本論文をまとめるにあたっては、技術研究所をはじめとして(株)大林組各部門の多くの方々にご支援、ご指導をいただきました。皆様に深く感謝いたします。

最後に、本論文をまとめる間に支えてくれた家族と両親に感謝します。