
住宅を対象としたパイルド・ラフト基礎の開発研究

1 8 3 6 0 2 6 7

平成 18 年度～平成 19 年度科学研究費補助金
(基盤研究(B)) 研究成果報告書



平成 20 年 3 月

研究代表者 富 永 晃 司
広島大学大学院国際協力研究科教授

<はしがき>

本研究は、「住宅を対象としたパイルド・ラフト基礎の開発研究」と題して、平成18年度～平成19年度の2年間にわたり、下記の研究組織および交付金により実施したものである。本研究を通して得られた研究成果および新しい知見は、下記の研究発表に示すように雑誌論文(4編)および学会発表(12編)により、既に公表している。本報告は、これらの研究成果を冊子にまとめたものである。

研究組織

研究代表者：富永晃司（広島大学・大学院国際協力研究科・教授）

研究分担者：田村昌仁（独立行政法人建築研究所・国際地震工学センター・上席研究員）
（研究組織変更（死亡）日本学術振興会承認：平成20年1月24日）

研究分担者：若井明彦（群馬大学・大学院工学研究科・准教授）

（研究協力者：陳 群麗）

交付決定額(配布額)

(金額単位：円)

	直接経費	間接経費	合計
平成18年度	4,900,000	1,470,000	6,370,000
平成19年度	3,600,000	1,080,000	4,680,000
総計	8,500,000	2,550,000	11,050,000

研究発表

(1) 雑誌論文

1. Koji Tominaga, Qunli Chen, Masahito Tamura and Akihiko Wakai: "Field Press-in Test of Tapered Steel Pipe and Timber Piles", Architectural Institute of Japan - Journal of Asian Architecture and Building Engineering - : Vol.6, No.2, pp.339-345, November 2007.
2. 富永晃司, 陳 群麗, 田村昌仁, 若井明彦: 「圧入工法で施工された鋼管テーパ杭の各種現場実験」日本建築学会技術報告集, 第26号, pp.487-490, 2007.12.
3. 富永晃司, 陳 群麗, 田村昌仁, 若井明彦: 「テーパ杭の水平抵抗に関する解析法-実験結果との比較検討-」日本建築学会構造系論文集, 第622号, pp.115-120, 2007.12.
4. Qunli CHEN, Koji TOMINAGA, Masahito TAMURA, Akihiko Wakai: "Behavior of Tapered- Pile being Pressed-in", Rock and Soil Mechanics, Chong Qing in CHINA, pp.31-37, 2007.11.

(2) 学会発表

1. 田村昌仁, 富永晃司, 若井明彦, 久保豊, 兼平雄吉: 小口径鋼管杭と木杭の支持力評価法に関する研究, 第60回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第III部門, pp.789-790, 2006.9.
2. 若井明彦, 関口貴裕, 小泉匡士, 田村昌仁, 富永晃司, 久保豊, 兼平雄吉: 小口径鋼管杭の鉛直載荷試験に関する有限要素シミュレーション, 第3回地盤工学会関東支部研究発表会 (Geo-Kanto 2006) 講演集, pp.395-399, 2006.11.
3. 池田幸治, 陳群麗, 田村昌仁, 若井明彦, 富永晃司: 「テーパー鋼管杭の押し込み施工実験 (その1: 実験概要とその結果)」日本建築学会中国支部研究報告集, 第30巻, pp.161-164, 2007.3.
4. 池田幸治, 陳群麗, 田村昌仁, 若井明彦, 富永晃司: 「テーパー鋼管杭の押し込み施工実験 (その2: 実験結果の解析)」日本建築学会中国支部研究報告集, 第30巻, pp.165-168, 2007.3.
5. 池田幸治, 陳群麗, 富永晃司, 田村昌仁, 若井明彦: 「木杭の圧入施工実験による圧入力～押し込み量関係」, 地盤工学研究発表会講演集, pp.1219-1220, 2007.7.
6. 陳群麗, 富永晃司, 田村昌仁, 若井明彦: テーパー杭の水平抵抗に関する解析的考察, 第42回地盤工学研究発表会講演集, 名古屋, pp.1239-1240, 2007.7.
7. 田村昌仁, 篠塚重夫, 須々田幸治, 若井明彦, 富永晃司: 「軟弱地盤地域における小口径鋼管杭と木杭の鉛直載荷試験 (その1 概要)」, 地盤工学研究発表会講演集, pp.1403-1404, 2007.7.
8. 須々田幸治, 田村昌仁, 篠塚重夫, 若井明彦, 富永晃司, 久保豊, 兼平雄吉: 「軟弱地盤地域における小口径鋼管杭と木杭の鉛直載荷試験 (その2 試験結果)」, 地盤工学研究発表会講演集, pp.1405-1406, 2007.7.
9. 源田真宏, 若井明彦, 関口貴裕, 田村昌仁, 富永晃司, 兼平雄吉: 「軟弱地盤地域における小口径鋼管杭と木杭の鉛直載荷試験 (その3 支持力解析)」, 地盤工学研究発表会講演集, pp.1407-1408, 2007.7.
10. 小泉匡士, 若井明彦, 関口貴裕, 田村昌仁, 富永晃司, 久保豊, 兼平雄吉: 「軟弱地盤地域における小口径鋼管杭と木杭の鉛直載荷試験 (その4 長期沈下解析)」, 地盤工学研究発表会講演集, pp.1409-1410, 2007.7.
11. 富永晃司, 喬世杰, 小林基浩, 陳群麗, 田村昌仁, 若井明彦: 「テーパー杭の水平抵抗に関する解析法—杭頭半固定度と回転ばねモデルとの関係比較」, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.395-396, 2007.8.
12. 小泉匡士, 若井明彦, 田村昌仁, 富永晃司, 久保豊, 兼平雄吉: 「圧入施工時の影響を考慮した小口径鋼管杭の鉛直載荷試験のための基礎的検討」, 第4回地盤工学会関東支部研究発表会 (Geo-Kanto 2007) 講演集, pp.356-359, 2007.11.

目 次

第1章 序 論	5
1.1 本研究の背景	5
1.2 既往の研究	5
1.3 本研究の目的	6
1.4 参考文献	6
第2章 国内外の木杭の設計施工技術	7
2.1 はじめに	7
2.2 国内外の木杭	7
2.3 米国における木杭の設計施工技術	8
2.4 国内における木杭の設計施工技術	9
2.5 参考文献	10
第3章 解析法	11
3.1 はじめに	11
3.2 圧入力～沈下量関係に関する解析法	11
3.2.1 解析法の概要	11
3.2.2 杭周面抵抗力の算定式	13
3.2.3 先端抵抗力の算定式	17
3.2.4 杭体の剛性について	19
3.3 水平抵抗に関する解析法	20
3.3.1 解析法の概要	20
3.3.2 解析法の誘導	21
3.3.3 テーパー杭体の曲げ剛性評価法	26
3.4 参考文献	28
第4章 テーパー杭の各種実験	29
4.1 佐賀県有明海地区での実験	29
4.1.1 圧入施工実験	29
4.1.2 静的鉛直載荷実験	33
4.2 茨城県猿島郡境町での実験	33
4.2.1 圧入施工実験	33
4.2.2 静的鉛直載荷実験	36
4.2.3 静的水平載荷実験	36
4.3 埼玉県吉川市での実験	36
4.3.1 圧入施工実験	36
4.3.2 静的鉛直載荷実験	39
4.3.3 静的水平載荷実験	39
4.4 参考文献	40
第5章 テーパー杭の各種実験	41
5.1 圧入施工実験について	41

5.1.1	佐賀県有明地区での実験	41
5.1.2	茨城県猿島郡境町での実験	43
5.1.3	埼玉県吉川市での実験	43
5.2	静的鉛直載荷実験	45
5.2.1	佐賀県有明地区での実験	45
5.2.2	茨城県猿島郡境町での実験	46
5.2.3	埼玉県吉川市での実験	46
5.3	静的水平載荷実験	47
5.3.1	茨城県猿島郡境町での実験	47
5.3.2	埼玉県吉川市での実験	48
第6章	解析結果と実験結果との比較検討	49
6.1	圧入施工実験結果の解析	49
6.1.1	佐賀県有明地区での実験結果の解析	49
6.1.2	佐賀県有明地区での解析結果	50
6.1.3	茨城県猿島郡境町での実験結果の解析	52
6.1.4	茨城県猿島郡境町での解析結果	55
6.1.5	埼玉県吉川市での実験結果の解析	57
6.1.6	埼玉県吉川市での解析結果	58
6.2	静的水平載荷実験結果の解析	59
6.2.1	茨城県猿島郡境町での実験結果の解析	59
6.2.2	茨城県猿島郡境町での解析結果	63
6.2.3	埼玉県吉川市での実験結果の解析	65
6.2.4	埼玉県吉川市での解析結果	67
6.3	圧入工法における最終圧入力と極限支持力との関係	70
6.4	参考文献	70
第7章	パイルド・ラフト基礎としての解析例	71
7.1	解析例について	71
7.1.1	建物条件	71
7.1.2	基礎構造条件	71
7.1.3	地盤条件	72
7.1.4	解析におけるメッシュ分割	73
7.2	パイルド・ラフト基礎としての解析例	73
7.2.1	解析条件	73
7.2.2	解析結果	73
7.3	参考文献	78
第8章	結語	79

第1章 序 論

1.1 本研究の背景

住宅品質確保法の創設や建築基準法の改正により、戸建て住宅でも沈下障害に対する関心が高まっている。わが国では、木造を主とする戸建て住宅は年間約50万戸着工されているが、この約2割（年約10万戸）に対して、住宅保証制度を適用している(財)住宅保証機構が調べた結果によると、基礎構造に係わる保証額は全体の約7割を占め、1件当たり平均700万円程度であり、他の構造部位と比較すると圧倒的に多くなっている。この様な状況から、沈下障害を軽減・防止するための技術開発、言い換えれば沈下障害に直結している基礎構造の技術開発は、戸建て住宅の分野で最重要課題のひとつになっている事が伺える。

戸建住宅の沈下対策として、通常は地盤改良や杭が採用されるが、地表面付近に良好な支持層がないため、摩擦杭やこれに近い基礎形式となる場合が多い。このような場合、上部構造は杭と基礎スラブの両方で支持されているため、本来はパイルド・ラフト基礎としての設計が必要となる。しかしながら、現状では杭や柱状改良体としての許容支持力を載荷試験に基づいて評価しており、住宅荷重の全てを杭等で支持する設計を行っている。このため、圧密沈下の怖れのある地盤では、短時間で終了する載荷試験による許容支持力の評価だけでは不十分であり、沈下を考慮した設計法が必要となるが、未だこのような設計法は確立していない状況にある。さらに、暴風や地震時などの水平荷重を受ける場合の設計法に関しても、同様のことが言える。

また、住宅の沈下対策としては、鋼管杭かコラムが一般的に用いられているが、最近では、環境問題や省資源化の関係で木杭なども注目されつつある。木杭は、佐賀県の有明海沿岸では年間1,000戸程度の住宅で使用されているが、木杭の支持力に関しても未解明な部分が多い。ここに、木杭は杭先端部径が杭頭部径よりも一般的に小さい形状となっており、杭工法の分野で最近注目されているテーパー杭に相当し、テーパー杭としての観点から木杭の支持力評価法を検討することも必要である。ここに、杭頭径より杭先端径が細くなっているテーパー杭は、①軟弱表層地盤が厚い場合に採用される摩擦杭、②建物建設後の地盤沈下に対して杭面から地盤が離れるような状態が生じるため、地盤沈下による負の摩擦力を低減させる杭、③同じく建物建設後の地盤沈下に追従性の良いことが想定されるため、直接基礎底面の地盤反力を活用するパイルド・ラフト基礎としての杭、および④建築物の建替え時に撤去が容易でリサイクルが可能な杭基礎など、実杭基礎として考慮しなければならない条件においては、直円柱形のもの（以降、直杭と呼称）より有利であることは想像に難くない。

しかし、現実の杭の施工法は、低騒音低振動工法として、既製杭では杭周辺をソイルセメントで固結する埋込み工法、あるいは場所打ちコンクリート杭などが主流であるため、テーパー杭における形状の有利性を生かせないのが現状であろう。このような諸条件から総合的に判断すれば、比較的短尺な既製杭を地表面から押し込むことが可能な圧入工法においてテーパー杭は有効と思われ、実用的には小・中規模建築物の基礎として使用することが考えられる。

1.2 既往の研究

上述した有利さを有しているテーパー杭に関する研究としては、まず鉛直支持性能に関する実験的研究では、Rybnikov, A.M. による場所打ちコンクリートの直杭とテーパー杭との鉛直支持力を比較することを目的とした現場実験^{1.1)}、佐々木らによる直杭とテーパー杭の模型杭を用いた静的鉛直載荷の比較実験^{1.2)}、あるいは Horvath, J.S. 等によるジョン・F. ケネディー国際空港建設における鋼管テーパー杭の大

掛かりな支持力に関する実験^{1.3), 1.4)}、等の報告がある。ついで、理論的研究としては、J.K. Kodikara らによるテーパ杭の鉛直支持力に関する解析法^{1.5)}が見られる程度である。

一方、テーパ杭の水平抵抗に関する研究としては、Reddy A.S. 等による杭を弾性体、そして杭-地盤系に地表面近傍から杭周辺地盤が塑性化する現象を取り入れた Winkler モデルに基づく解析法^{1.6)}が提案されている程度であり、特に実験的な研究は殆ど成されていないのが現状である。

1.3 本研究の目的

本研究では、軟弱地盤における住宅用鋼管杭や木杭を対象として、既往の載荷試験結果の収集・分析や超軟弱地盤地帯で木杭等の載荷試験及び室内試験等を実施して、これらの単杭としての支持力評価法を検討するとともに、木杭や鋼管杭が設置された戸建住宅の沈下挙動を沈下事例及び現場模型基礎の沈下観測例などに基づき、パイルド・ラフトとしての観点から検討し、造住宅に鋼管杭や木杭を用いる場合の合理的な設計施工法を提案することを目的とする。

1.4 参考文献

- 1.1) A.M.Rybnikov : "Experimental Investigations of Bearing Capacity of Bored Cast in Place Taper Piles"., Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.27, No.2, pp.48-52, 1990.2.
- 1.2) 佐々木隆光 他 3 名 : 「テーパ杭の鉛直支持力に関する基礎的研究」, 第 38 回地盤工学会研究発表講演集, pp.1407-1408, 2003.7.
- 1.3) Horvath, J.S. and Trochalides, T. A half century of tapered-pile usage at the Kennedy International Airport [C]. Proceedings: Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, NY, 2004.
- 1.4) Horvath, J.S., T. Trochalides, A. Burns and S. Merjan. : Axial-Compressive Capacities of a New Type of Tapered Steel Pipe Pile at the John F. Kennedy International Airport, paper No.11-02, Fifth Case Hist. Conf. on Geotech. Engrg., N.Y., NY, U.S.A., 2004.
- 1.5) J.K. Kodikara & I.D. Moore : "Axial Response of Tapered Piles in Cohesive Frictional Ground", Journal of Geotechnical Eng., Vol.119, No.4, ASCE, pp.675-693, 1993.4.
- 1.6) Reddy A.S. and Ramasamy G. : Analysis of an Axially and Laterally Loaded Tapered Pile in Sand, Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.13, No.4, pp.15-28, 1973.12.

第2章 国内外の木杭の設計施工技術

2.1 はじめに

テーパ杭とは、杭先端が杭頭部よりやや小さい形状の杭のことをいう。この形状は、押し込み側の支持力を、同一軸径のものと比較して、高める機能を有しているが、このような杭形状は近年になってあらたに開発されたというより、古来の伝統的な木杭の形状そのものである。

日本では、基礎は原則鉄筋コンクリート造となっている（図-2.1 参照）が、海外には無筋コンクリートだけでなく木質の基礎もある。日本では、腐食の観点から木質の基礎は考えにくいだが、米国では環境の違いや防腐処理が徹底されているためか、Permanent Foundation System と称する本設の木質基礎も存在しており、米国には木杭の設計施工技術類が現在でも存在している（図-2.2 参照）。本章では、テーパ杭を考える上で基本となる木杭の国内外の現状を考察することにする^{2.1)}。

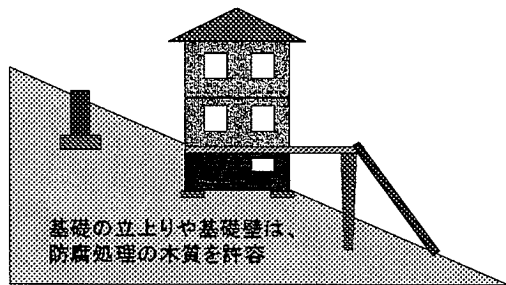


図-2.1 木質基礎の例

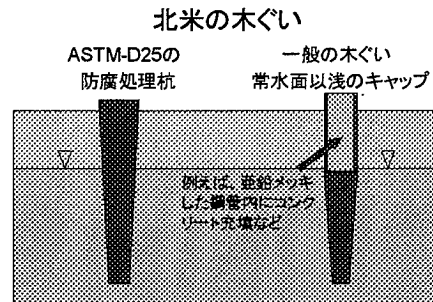


図-2.2 北米の木杭と防腐対策

2.2 国内外の木杭

構造物のための杭になかで最も長い歴史があるのは木杭である。わが国では、最近では鋼管杭やコンクリート杭が大半で木杭は極めて稀であり、木杭が地域は施工性や地盤条件から限定されているが、仮設工事を含める現在でもないわけではない。地下水位が高い有明海沿岸地帯では、現時点でも、年間ほぼ1,000戸の住宅建設で利用実績があるようである(写真-2.1 参照)。

木杭は、建築基準法が創設された1950年当時から現在に至るまで、木杭の杭体許容応力度(通常の木造の許容応力度の70%)が法令に規定されている最も伝統のある杭種である。沈下対策としての地業として扱うこともあるが、構造計算が可能な基礎ぐいとしての扱いも可能ではある。海外も同様であり数千年以上の歴史があるが、薬剤を圧力で浸み込ませた木杭の防食が広まったのは、おそらくは19世紀になってからである。大規模な用例には、19世紀末のサンフランシスコ湾岸の建築物(径42cm、長さ24mのRedwood(セコイア、針葉樹、カリフォルニアレッドウッド)約5,000本打設)がある。写真-2.2は、サンフランシスコ湾のPIER(埠頭)で現在も見られる木杭である。ここでは、木材の防食用の特殊なシートが海水面付近の位置で杭体に巻きつけられていた。木杭に関する基準上の記載としては、IBC/UBCなどにおける『Timber Pile』の規定があるが、木杭の材料規格や試験法に関してはASTM-D25が広く引用されている。

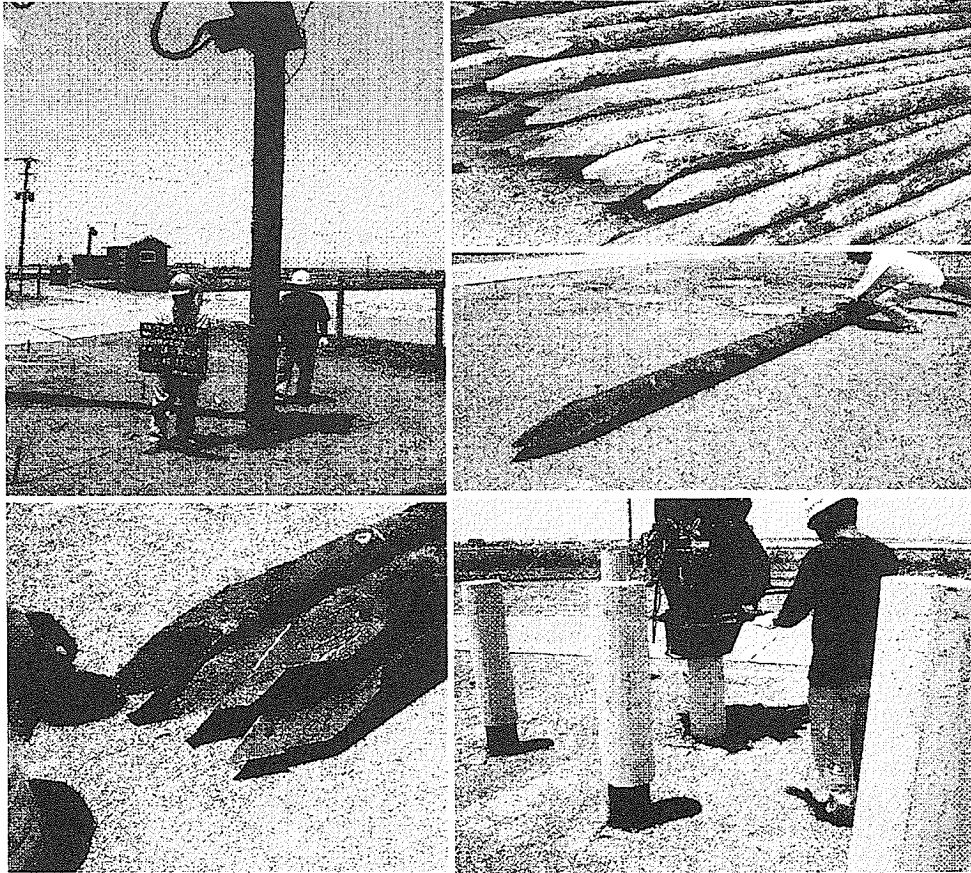


写真-2.1 有明海沿岸部での木杭 (右下:コンクリートキャップ)

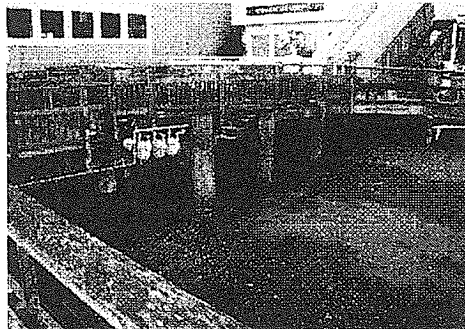


写真-2.2 サンフランシスコの木杭

2.3 米国における木杭の設計施工技術

木杭の設計施工技術に関しては、『Timber Piling Design and Construction Manual』(Timber Piling Council)があり、材料や地盤支持力、防食などの詳細が示されている。材質特性としては、松(Southern Pine 等)、樅(Douglas Fir 等)などがあり、両者とも杭体の長期許容圧縮強度約 8.5N/mm^2 、長期許容曲げ強度約 16N/mm^2 、ヤング率約 $10,335\text{N/mm}^2$ となっている。また、文献^{2.2)}には、米国における木杭の設計施工の

現状が紹介されており、支持力に関しては古典的な打ち込み公式(安全率4や3.5)や地域の経験実績による評価によって用いられているようである。

木杭は一般に常水面以下に設置しない限り、酸素菌等によって腐食するおそれがあり、設計施工上の重要課題となっているが、防食方法に関して、American Wood Preservers Association (AWPA)は、Creosote(クレオソート系)では基礎 192kg/m³、海洋 12.8kg/m³、CCA(クロム・銅・ヒ素系)では基礎 320.4kg/m³、海洋 40.1kg/m³などの防食仕様を提示している。杭として使用した場合、クレオソートは生物分解性があり、CCAは吸着されて溶出しないといった報告がなされており、Environmental Protection Agency(米国環境保護庁)から木杭の防腐剤としての使用が認められている。また、米国での数多くの掘り出し調査などが既になされており、その結果から、北部では75年、南部では40,50年の耐用性があるとされている。また、腐食は、地表から約0.6mまでの範囲で生じることなどが記載されている。日本でも地表面に近く常水面よりも上の部分にコンクリートキャップと称する防食用の円柱状コンクリート部材(直径約200mm前後、高さ1.2m、写真-2.1下段右の杭頭部のコンクリート)を設置することがあるが、上述の文献2.2)にもConcrete capの記述があり、国内外の木杭の防食の重要性と対策は似通っていることがわかる。

2.4 国内における木杭の設計施工技術

国内における木杭は有明海沿岸地域で多く用いられており、木造等の戸建て住宅の沈下軽減・防止を目的として木杭が利用されている。これらの地域では、年間概ね1000戸程度の需要があると考えられている。木杭は、日本は無論のこと、世界的にみても最も古くから存在する伝統的な杭種・杭工法である。今では一般の建築物の基礎ぐいとして使用されることはほとんどないが、地域によっては低層住宅や擁壁等の構造物の基礎工法または沈下対策としては現在でも利用され続けている。

しかしながら、木杭の設計法や施工法は経験・実績による部分が多く、十分確立しているとは言えない。木杭は、住宅用の基礎ぐいとして最近広まっている住宅用の小口径鋼管杭と比較すると、杭径が一般に大きいためより大きな周面抵抗が期待できることや経済性に優れると言った利点があり、この木杭の有効利用を考えることも重要である。今回、木杭の設計施工の現状を分析し、有明海沿岸地域で実施した木杭等の各種載荷試験結果に基づいて木杭の設計施工方法について検討を行なうことになった。以下では、まず木杭の設計施工の現状について述べる。

有明海沿岸地域では、ロシア産の松材を用いた木杭が住宅用の沈下対策として古くから利用されている。木杭の寸法・形状は、概ね元口約250~180mm、末口約200~120mmである。元口とは杭頭部、末口とは杭先端部をいい、一般に木杭の径というとき末口を指す場合が多い。住宅建設で利用される木杭の長さや本数は、地盤条件や建物規模にもよって異なるが、長さ6m前後の場合が多く、住宅一戸当たり約60~80本採用されている。

現状の実務における木杭の設計法は、住宅会社や松杭の設計施工会社によって異なるが、現行基準(国土交通省告示第1113号)で定められている打ち込み杭の支持力式をそのまま準用している場合や基礎スラブ下の地盤の支持力と木杭の支持力を加算している場合など様々であり、ケースバイケースで異なっている。木造等の戸建て住宅に利用される木杭は、一般建築物で用いられる基礎ぐいというより、沈下対策としての地業や地盤改良に類するものとして採用される場合が少なくなく、地盤条件などを加味した経験・実績による杭仕様が地域ごとにあらかじめ設定され、それに基づく設計がなされることもある。地域毎の地盤条件から杭長を定めて、1間毎に杭を打設するようなこともなされている。

木杭の施工は、打撃・圧入・振動もしくはそれらの併用による場合がほとんどである。表層に地中障

害や硬い礫などが存在している場合は、オーガーなどにより先堀し、大きな鉄製の杭を打ち込んで引き抜いた孔に木杭を建て込むこともある。バックホーを用いて、杭の圧入・打撃を行う場合もあるが、打撃による振動・騒音だけでなく、杭の鉛直精度など施工管理上の問題が多い。杭の施工に際しては、①鉛直精度、②打ち止め管理、③施工後の支持力確認、が重要であるため、最近では、高周波などを用いた振動押し込み装置を用いて圧入することが増えている（写真-2.3 参照）。

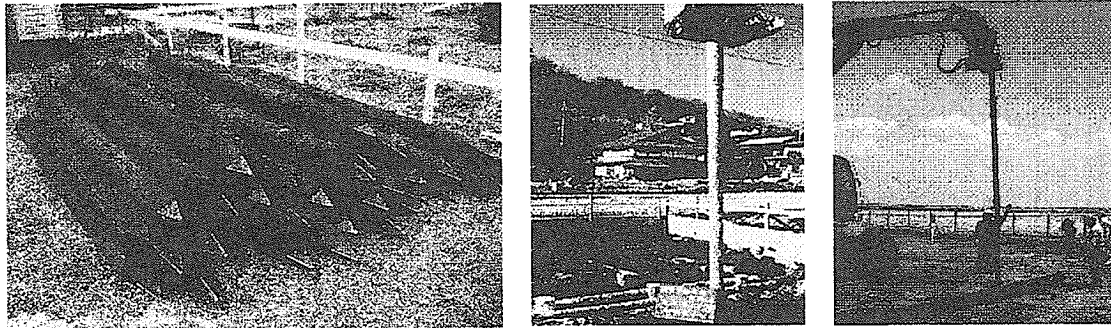


写真-2.3 木杭の最近の利用例

(杭先端の金具、バックホーによる圧入や専用機による圧入・振動などによる施工など)

2.5 参考文献

- 2.1) 田村昌仁、Arion、Neritan、Jorge：戸建て住宅の基礎の設計基準類の国際的比較、シンポジウム講演論文、日本建築学会、pp.23-50、2006.11
- 2.2) J. S. Graham：Design of Timber Foundation Piling for Highway Bridges and Other Structures, National conference on wood transportation structures; pp.301-312, 1996

第3章 解析法

3.1 はじめに

杭を地表面から圧入する工法で杭を設置する場合、杭先端の荷重～沈下量関係を模式的に示せば、打込み工法による排土杭（Displacement-pile）と同じ性状を辿り、図-3.1のように表せる。すなわち、同図のD曲線は、地表面から杭を押し込んで貫入させた場合の荷重と貫入量の関係であって、打込みが終わると杭先端は例えばF点に位置する。したがって、杭の先端は、その根入れ深さに対応する徐荷前のD曲線上、E点の荷重を先行荷重として受けていることになる。ところで地盤の再載荷時の変形はかなり弾性的である。杭の再載荷試験における荷重～沈下量曲線は、打込み杭の場合、杭の受ける荷重履歴からは再載荷に当たるわけであって、杭の打込み深さに応じてD1、D2、D3曲線のように表される。極限支持力は、これらの曲線がD曲線と一致した時の荷重とみなされる。そのため、杭の圧入施工実験時の最終圧入力を知っておけば、その値を杭の極限支持力として扱えるであろう。すなわち、杭の圧入施工における最終圧入力を適切に評価できれば、その杭の有する極限支持力を推定することが可能となる。

以上の考えから、本章ではテーパ杭の圧入時における圧入力～沈下量関係を解析的に解く、解析法を提示する。そして、暴風あるいは地震時の水平荷重が作用する場合に対する、テーパ杭の水平抵抗に関する解析法も提示する。

なお、杭を圧入することで土を排除しながら貫入させていくため、杭の周りの土が攪乱されて、一般的には強度低下を起こしている可能性があり、打設終了後、時間の経過とともに強度は回復していくことが予想される。したがって、杭の圧入施工実験結果に対する養生時間後の静的鉛直載荷試験結果との関係も、後の章で検討を加えることとする。

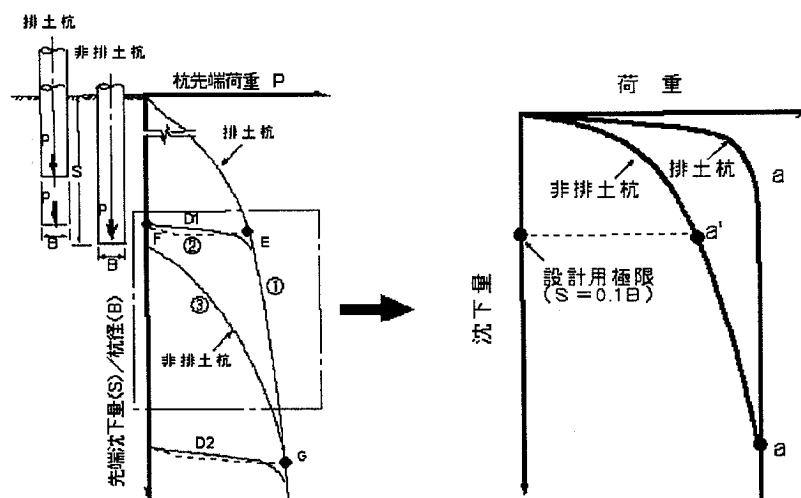


図-3.1 杭施工法による杭先端の荷重～沈下量関係

3.2 圧入力～沈下量関係に関する解析法

3.2.1 解析法の概要

テーパ杭を地表面から圧入するときの押し込み力～杭の圧入量（以降、貫入量と呼称する）関係に関して提案する解析法について、以下に解説する。

解析法に適用する杭－地盤系の解析モデルは、図-3.2 に示すようにテーパ杭を薄層要素に分割した

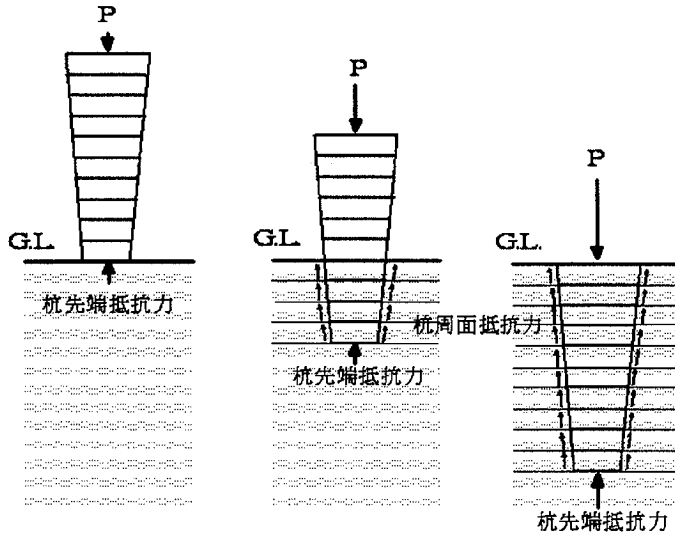


図-3.2 提案する解析法の全体系モデル

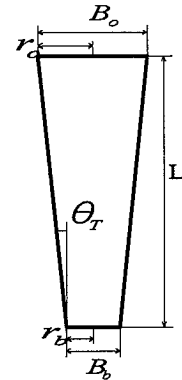


図-3.3 杭体の記号定義

モデルである。実際の解析は、各薄層要素をそれぞれ順次地面に押し込んでいくときの押し込み力と貫入量を解析するものである。ここに、杭を地面から押し込むときの押し込み力は、杭周面極限抵抗力の鉛直成分（以後、杭周面抵抗力と呼称）と、杭先端極限抵抗力（同じく、杭先端抵抗力）との合力として扱う。

この解析法を導くにあたり、以下の仮定をおいている。

- i) 杭は層厚 dz に等区分した薄層モデルで杭-地盤系を表現する。
- ii) 杭モデルは、図-3.3 に示すように、杭頭部直径 B_0 (半径 r_0)、杭先端半径 B_b (半径 r_b)および杭長 L の寸法を有し、次式で定義されるテーパ角度 θ_T は、最大 $1/20$ 程度の小さなものとする。

$$\theta_T = \frac{r_0 - r_b}{L} \quad (3.1)$$

すなわち、本解析法では、テーパ面の傾きの影響が無視できるような角度、いいかえれば $\sin \theta_T \doteq \theta_T$ とみなせる角度までを対象としている。ちなみに $\theta_T = 1/20$ では、 $\sin(0.05) = 0.04998$ である。

- iii) 杭が地盤を破壊しながら貫入しているときの杭周面作用応力（図-3.4 に示す）としては、Coulomb の破壊規準式を適用し、土のせん断応力 τ を次式で表す。

$$\tau = \sigma \tan \phi + C \quad (3.2)$$

ここに、 σ : せん断面に作用する垂直有効応力 (kN/m^2)

C : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 内部摩擦角 (deg)、 $\tan \phi$: 摩擦係数

これを、杭周面作用応力に置き換えると、杭面に垂直な応力と σ_n と平行なせん断応力 τ_n の関係は、次式ようになる。

$$\tau_n = \sigma_n \tan(\mu) + C_a \quad (3.3)$$

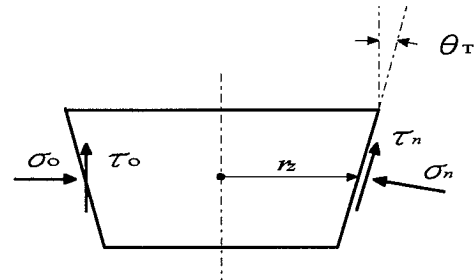


図-3.4 要素モデル

ここに、 μ ：杭表面と地盤間の摩擦角 (deg) ($\mu = \lambda \phi$)

C_a ：杭表面に作用する付着力 (kN/m²) ($C_a = \kappa C$)

λ ：内部摩擦角 ϕ に対する割合

κ ：地盤の粘着力 C に対する割合

そして、式(3.3)の関係を図-3.4の左側に示す水平作用応力 σ_0 および鉛直作用応力 τ_0 の関係に置き換えると、式(3.4)のように表せる。この鉛直作用応力 τ_0 がテーパー杭の周面抵抗力であるとする。

$$\tau_0 = \sigma_0 \tan(\mu + \theta_T) + \frac{C_a \sec \theta_T}{1 - \tan \mu \tan \theta_T} \quad (3.4)$$

- iv) 式(3.4)中の水平作用応力 σ_0 は、図-3.5に示すように、対象深さ Z における杭要素が沈下することにより杭周辺地盤が水平方向に dU_z 押し広げられて（以降、水平変位と呼称）生じる水平地盤反力 dp_{uz} （一様分布）とその位置に作用する静止土圧 p_0 の和に等しいとする。ここで、静止土圧 p_0 の鉛直圧 γZ （ここに、 γ =土の単位体積重量）に対する比は静止土圧係数 K_0 となるので、静止土圧 p_0 は、

$$p_0 = K_0 \gamma Z \quad (3.5)$$

と書くことができる。したがって、水平作用応力の σ_0 は式(3.6)で表される。

$$\sigma_0 = dp_{uz} + K_0 \gamma Z \quad (3.6)$$

そして、この水平地盤反力 dp_{uz} は、対象地盤層以外の地盤層からの影響がないものと仮定し、対象深さ Z で厚さ dZ をもつ微小要素が、その厚さを持つ弾性体（あるいは弾塑性体）中で水平方向に変位する問題、すなわち二次元弾性地盤（あるいは弾塑性地盤）中の空洞押し広げ問題として評価する。

- v) 本解析法における杭先端抵抗力は、杭先端下方地盤の極限状態における破壊機構として、杭先端の外周縁真下方向よりわずかに外方向へ広がった領域内の地盤が締固められ、それより外領域の地盤はほとんど変化していないという、X線観察結果に基づき、パンチングせん断破壊を想定した円筒空洞押し広げ理論による高野の第2極限支持力式^{3.1)}で評価することとした。

3.2.2 杭周面抵抗力の算定式

杭周面抵抗力の算定法として、テーパー杭による水平方向の押し広げ量 dU_z が小さい場合の地盤が弾性状態、および dU_z が大きくなった場合の弾・塑性状態について考える。ここに、 dU_z の大きさに対応

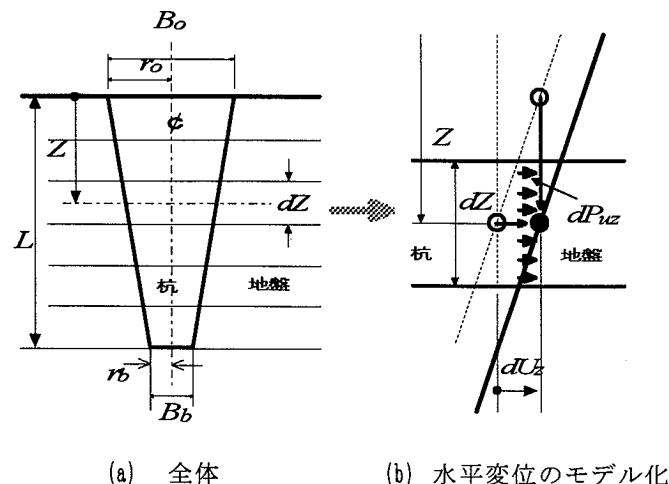


図-3.5 杭周面地盤反力解析モデル

して、式(3.6)における地盤からの水平地盤反力 dp_{uz} は、二次元空洞押し拡げ理論に基づく弾性解析あるいは弾塑性解析を行わなければならない。

1) 弾性解析

前仮定 4)に基づき、半径 $R_z(=r_z+dU_z)$ に内圧が作用する二次元弾性問題として水平地盤反力 dp_{uz} を導くこととした。(図-3.6)。ここに、半径 R_z の円空洞に内圧を受ける平面内で、半径 r での半径方向応力 σ_r 、及び円周方向応力 σ_θ は、それぞれ下式となる。

$$\sigma_r = \frac{A}{r^2} + B \quad (3.7)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{A}{r^2} + B \quad (3.8)$$

ここに、A および B は、境界条件で決定される未定係数である。

無限遠 $r \rightarrow \infty$ のとき、静止土圧($K_0\gamma Z$)が作用しているのので、式(3.7)および式(3.8)において、 $B = K_0\gamma Z$ となる。しかし、内圧の作用による平面内 r 方向の変位は、静止土圧を除いた応力増分で生じるので、 r 方向のひずみ ε_z は次式で表される。

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{A}{E} \frac{1}{r^2} + \frac{A\nu}{E} \frac{1}{r^2} \\ &= \frac{A(1+\nu)}{E} \frac{1}{r^2} \end{aligned} \quad (3.9)$$

ここに、E および ν は、地盤の弾性係数およびポアソン比である。

上式を r に関して $R_z(=r_z+dU_z)$ から ∞ まで積分すれば、水平変位 dU_z は式(3.10)で表される。

$$\begin{aligned} dU_z &= \int_{R_z}^{\infty} \varepsilon_z dr \\ &= \int_{R_z}^{\infty} \frac{A}{E} (1+\nu) \frac{dr}{r^2} \\ &= \frac{1+\nu}{E} \frac{A}{r_z + dU_z} \end{aligned} \quad (3.10)$$

これより、未定係数 A は以下のように定まる。

$$A = \frac{E}{1+\nu} (r_z + dU_z) dU_z \quad (3.11)$$

上式を式(3.7)に代入すれば、 $B = K_0\gamma Z$ かつ $r = r_z + dU_z$ において、 $\sigma_r = dp_{uz} + K_0\gamma Z$ であるので、水平変位 dU_z による水平地盤反力 dp_{uz} は、次式となる。

$$dp_{uz} = \frac{E}{1+\nu} \frac{dU_z/r_z}{1+dU_z/r_z} \quad (3.12)$$

したがって、弾性域での水平作用応力 σ_θ は次式で表される。

$$\sigma_\theta = K_0\gamma Z + \frac{E}{1+\nu} \frac{dU_z/r_z}{1+dU_z/r_z} \quad (3.13)$$

2) 弾塑性解析

上記の水平変位 dU_z が大きくなると、杭周辺近傍地盤が塑性化することが考えられるので、弾塑性問

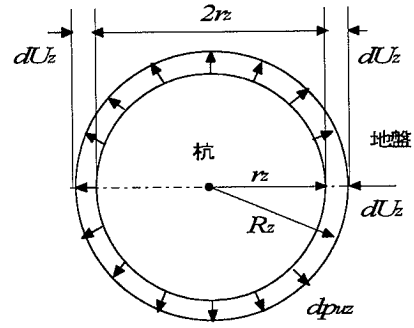


図-3.6 杭周面地盤反力解析モデル

題として扱う必要がある。図-3.7に示すように、半径 R_{pz} まで塑性化したと仮定すれば、塑性域内の応力のつり合いから、次の基本方程式が得られる。

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3.14)$$

この基本方程式に対して、塑性条件の式(3.15)を考慮すれば、式(3.16)の微分方程式に書き換えられる。

$$\sigma_r - \sigma_\theta = (\sigma_r + \sigma_\theta) \sin \phi + 2C \cos \phi \quad (3.15)$$

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \left(\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_r + \frac{2 \cos \phi}{1 + \sin \phi} C \right) \frac{1}{r} = 0 \quad (3.16)$$

上式の積分を実行し、次式を得る。

$$\sigma_r = \left(\frac{D}{r} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} - C \cot \phi \quad (3.17)$$

ここに、D は未定係数である。

図-3.7を参照すれば、 $r = R_z$ のとき、 $\sigma_r = dp_{uz} + K_0 \gamma Z$ という条件から式(3.17)の未定係数 D は次式で決定でき、かつ $r = R_{pz}$ のとき $\sigma_r = \sigma_{pz}$ であるので、 σ_{pz} は式(3.19)で与えられる。

$$\left(\frac{D}{R_z} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} = dp_{uz} + K_0 \gamma Z + C \cot \phi \quad (3.18)$$

$$\sigma_{pz} = (dp_{uz} + K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \left(\frac{R_z}{R_{pz}} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} - C \cot \phi \quad (3.19)$$

以上の結果、式(3.19)で与えられる σ_{pz} が半径 R_{pz} における円空洞の内圧として作用する二次元弾性平面問題に帰結される。

一方、弾塑性境界での応力 σ_{pz} は、式(3.7)および式(3.8)で表される弾塑性域内応力から求められる。ここに、式(3.7)および式(3.8)において $r \rightarrow \infty$ で σ_r および σ_θ は、共に静止土圧に等しく、 $B = K_0 \gamma Z$ と表されるので、 $r = R_{pz}$ として式(3.7)および式(3.8)を塑性条件式(3.15)に代入すれば、未定係数 A が次式で定められる。

$$A = (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi \cdot R_{pz}^2 \quad (3.20)$$

これらの結果から、式(3.7)および式(3.8)による σ_r および σ_θ は、それぞれ以下の各式で表される。

$$\sigma_r = K_0 \gamma Z + (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi \cdot \left(\frac{R_{pz}}{r} \right)^2 \quad (3.21)$$

$$\sigma_\theta = K_0 \gamma Z - (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi \cdot \left(\frac{R_{pz}}{r} \right)^2 \quad (3.22)$$

式(3.21)において $r = R_{pz}$ のとき $\sigma_r = \sigma_{pz}$ であり、式(3.19)の σ_{pz} と等しいので、塑性域を生じさせる内圧 dp_{uz} は、次式で表される。

$$dp_{uz} = (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) (1 + \sin \phi) \left(\frac{R_{pz}}{R_z} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} - C \cot \phi - K_0 \gamma Z \quad (3.23)$$

上式において、 dp_{uz} は (R_{pz}/R_z) が定めれば決定できるので、前項の弾性解析と同様に杭体の沈下に

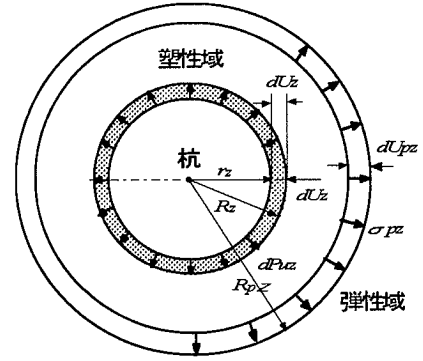


図-3.7 杭周面地盤反力解析モデル

伴う地盤内応力の増分に基づいた弾性域の水平変位 dU_{pz} を考える。すなわち、式(3.21)および式(3.22)の右辺第一項を零として導かれる r 方向ひずみ ε_z の式(3.24)を、 r に関して R_{pz} から ∞ まで積分すれば、水平変位 dU_{pz} は、式(3.25)となる。

$$\varepsilon_z = \frac{1+\nu}{E} (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi \cdot R_{pz}^{-2} \frac{1}{r^2} \quad (3.24)$$

$$dU_{pz} = \frac{1+\nu}{E} (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi \cdot R_{pz} \quad (3.25)$$

一方、塑性域での体積変化は生じないと仮定すれば、図-3.7 で r_z から dU_z 押し広げられた体積は弾塑性境界の水平変位 dU_{pz} による体積と等しいので、微小な二次項 (dp_{uz}/R_{pz}) を無視して、次式の関係を得る。

$$\left(\frac{R_{pz}}{R_z} \right)^2 = \frac{1 - (r_z/R_z)^2}{2(dU_{pz}/R_{pz})} \quad (3.26)$$

上式の dp_{uz}/R_{pz} は、式(3.25)であたえられるので、 R_{pz}/R_z は式(3.27)で表される。

$$\frac{R_{pz}}{R_z} = \left[\frac{G \left\{ 1 - 1 / (1 + dU_{pz}/r_z)^2 \right\}}{(K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.27)$$

ここに G はせん断弾性係数で、 $G = E / \{2(1+\nu)\}$ である。

ただし、塑性域が生じる $R_{pz} > R_z$ の条件から、 dU_z/r_z は次式を満足しなければならない。

$$\frac{dU_z}{r_z} > \frac{1}{\left[1 - (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi / G \right]^{\frac{1}{2}}} - 1 \quad (3.28)$$

式(3.27)を式(3.23)に代入すれば、弾塑性状態が生じる内圧 dp_{uz} が決定でき、式(3.4)中の σ_0 は、次式で与えられる。

$$\sigma_0 = (K_0 \gamma Z + C \cot \phi) (1 + \sin \phi) \left[\frac{G \left\{ 1 - 1 / (1 + dU_z/r_z)^2 \right\}}{(K_0 \gamma Z + C \cot \phi) \sin \phi} \right]^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} - C \cot \phi \quad (3.29)$$

以上の結果を基にして、砂質土地盤 ($C=0$, $\phi \neq 0$)、および粘性土地盤 ($C \neq 0$, $\phi=0$) における $\sigma_0 \sim dU_z$ 関係式を表せば、以下のとおりである。

A) 砂質土地盤

式(3.29)における粘着力 $C=0$ であるので、次式で表すことができる。

$$\sigma_0 = K_0 \gamma Z (1 + \sin \phi) \left[\frac{G \left\{ 1 - 1 / (1 + dU_{pz}/r_z)^2 \right\}}{K_0 \gamma Z \sin \phi} \right]^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} \quad (3.30)$$

なお、弾塑性状態が生じる条件は、次式となる。

$$\frac{dU_z}{r_z} > \frac{1}{\left[1 - K_0 \gamma Z \sin \phi / G \right]^{\frac{1}{2}}} - 1 \quad (3.31)$$

B) 粘性土地盤

粘性土地盤では、式(3.29) に内部摩擦角 $\phi=0$ を代入すれば、分母が零になる。したがって、解析法の誘導において式(3.15) で $\phi=0$ とした塑性条件を与えて導きなす必要がある。このようにして求めた $\sigma_0 \sim dU_z$ 関係は次式で表される。

$$\sigma_0 = K_0 \gamma Z + C + C \log \left[\frac{G}{C} \left\{ 1 - \frac{1}{(1 + dU_z/r_z)^2} \right\} \right] \quad (3.32)$$

そして、弾塑性状態が生じる条件は、次式で表される。

$$\frac{dU_z}{r_z} > \frac{1}{\left[1 - \frac{C}{G} \right]^{\frac{1}{2}}} - 1 \quad (3.33)$$

3.2.3 先端抵抗力の算定式

前述した仮定 v) に基づき、杭先端抵抗力としては、打ち込み杭工法に対応する排土杭の条件に適合すると考えられるので、高野が文献 3.1) で提案した第 2 極限支持力の評価式を適用する。この支持力式の概要は以下のとおりである。

単位面積当たりの極限支持力の解析モデルとして、図-3.8 に示すすべり線場を仮定する。

図-3.8 (a)において、杭底面下には土楔△ABC が形成され、この両側には過渡領域 ACD、BCD が存在すると仮定する。

したがって、例えば BD 面より外側の土は、杭の貫入に伴って側方に押しつけられるので、図-3.8(b) に示す破壊機構が想定できる。ここに、円筒空洞を押し広げるときの破壊機構を考え、BD 面の境界応力 P_{ur} は円柱空洞を押し広げるときの極限内圧(山口:1973)に等しいと仮定すると、次式で与えられる。

$$P_w = CF_{c2} + P_m F_{q2} \quad (3.34)$$

$$\text{ここに、} F_{c2} = \left\{ (1 + \sin \phi_2) I_{u2}^{\frac{\sin \phi_2}{1 + \sin \phi_2}} - 1 \right\} \cot \phi_2 \quad (3.34a)$$

$$F_{q2} = \frac{3(1 + \sin \phi_2)}{2(1 + \nu)} I_{u2}^{\frac{\sin \phi_2}{1 + \sin \phi_2}} \quad (3.34b)$$

$$I_{u2} = \frac{E}{2(1 + \nu) \left\{ C + \frac{3}{2(1 + \nu)} \tan \phi_2 P_m \right\} \cot \phi_2} \quad (3.34c)$$

ϕ_2 : 図-3.8(b)の塑性域内の地盤の有効内部摩擦角

P_m : 杭先端地盤の有効平均拘束圧(= $(1 + 2K_0/3)\gamma Z$)

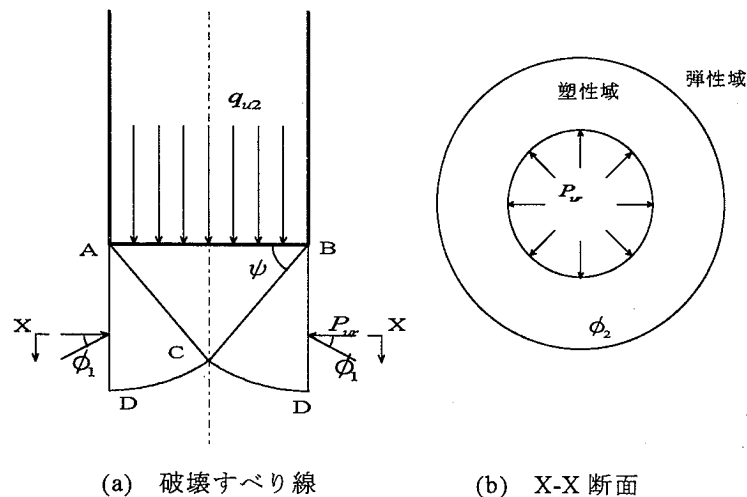


図-3.8 杭先端における破壊すべり線解析モデル

次に、図-3.8 (a)における、BD面の境界応力とAB面の境界応力、すなわち、第2極限支持力 q_{u2} の解析においては次の仮定をおく。

- i) 地盤は剛塑性体で、剛塑性理論を適用
- ii) すべり領土内の土の自重は無視
- iii) 軸対称二次元解析

これらの仮定のもとに、過渡領域内の地盤のつり合いを Kötter-massau の方程式（最上ら：1957）で解くこととすれば、土楔△ABCにおける力のつりあいより、第2極限支持力 q_{u2} は次式で与えられる。

$$q_{u2} = CF_{c1} + p_{ur}F_{q1} \quad (3.35)$$

$$\text{ここに、 } F_{c1} = (\cot \phi_1 + \tan \psi) \exp\{(\pi - 2\psi) \tan \phi_1\} - \cot \phi_1 \quad (3.35a)$$

$$F_{q1} = (1 + \tan \phi_1 \tan \psi) \exp\{(\pi - 2\psi) \tan \phi_1\} \quad (3.35b)$$

ϕ_1 : 土楔□ABC および過渡領域内の地盤の有効内部摩擦角

なお、土楔の底角 ψ は杭底面と地盤との摩擦が生じないとき、 $\psi = 45 + \phi_1/2$ (deg) となり、杭底面と地盤との間に完全に摩擦が作用するとき、 $\psi = \phi_1$ となる。実際の杭の場合には、この中間にあると考えられるが、その値は明らかでない。

式(3.34)の P_{ur} を式(3.35)に代入すると、次式が得られる。

$$q_{u2} = CN_{c2} + p_m N_{q2} \quad (3.36)$$

ここに、 N_{c2} および N_{q2} は次式で与えられる支持力係数である。

$$N_{c2} = F_{q1} \cdot F_{c2} + F_{c1} \quad (3.36a)$$

$$N_{q2} = F_{q1} \cdot F_{q2} \quad (3.36b)$$

ここで、杭底面は円形なので、形状係数を考える必要がある。 α_c については、文献 3.1) に示され、今日一般的に利用されている 1.2 を与える。 α_q については文献 3.2) による基礎の形状と荷重～沈下量関係の比較実験から 1.0 を用いる。

これより、第2極限支持力式は次式で表すことができる。

$$q_{u2} = \alpha_c CN_{c2} + \alpha_q p_m N_{q2} \quad (3.37)$$

杭底面下の地盤の力学的性質が一様であると仮定すると、すなわち $\phi_1 = \phi_2 = \phi$ とおくと、 N_{c2} および N_{q2} は次式で与えられる。

$$N_{c2} = (1 + \tan \phi \tan \psi) \exp\{(\pi - 2\psi) \tan \phi\} \left\{ (1 + \sin \phi) I_{u2} \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} - 1 \right\} \cot \phi \\ + (\cot \phi + \tan \psi) \exp\{(\pi - 2\psi) \tan \phi\} - \cot \phi \quad (3.37a)$$

$$N_{q2} = (1 + \tan \phi \tan \psi) \exp\{(\pi - 2\psi) \tan \phi\} \frac{3(1 + \sin \phi)}{2(1 + \nu)} I_{u2} \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.37b)$$

$$I_{u2} = \frac{G}{\left\{ C_u + \frac{3}{2(1 + \nu)} p_m \tan \phi \right\} \cos \phi} \quad (3.37c)$$

以上の条件で、杭先端地盤の砂質土地盤 ($C=0$ 、 $\phi \neq 0$)、および粘性土地盤 ($C \neq 0$ 、 $\phi = 0$) における単位面積当たりの第2極限支持力式の中の支持力係数は、それぞれ以下のように表せる。

A) 砂質土地盤 ($C=0$ 、 $\phi \neq 0$)

$$N_{q2} = (1 + \tan \phi \tan \psi) \exp\{(\pi - 2\psi) \tan \phi\} \frac{3(1 + \sin \phi)}{2(1 + \nu)} I_{u2} \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.38a)$$

$$I_{u2} = \frac{E}{3p_m \sin \phi} \quad (3.38b)$$

B) 粘性土地盤 ($C \neq 0$, $\phi = 0$)

$$N_{q2} = \frac{3}{2(1+\nu)} \quad (3.39a)$$

$$N_{c2} = \text{Log}\left(\frac{G}{C}\right) + \pi - 2\psi + 1 + \tan \psi \quad (3.39b)$$

3.2.4 杭体の剛性について

1) 剛杭の場合

解析を簡単にするための一方法としては、軸方向の剛性が無限大である剛杭を想定すればよい。ここに前節で示した解析法は杭が地盤に対して相対的に変位するときの杭周面および杭先端に発生する極限抵抗力を評価する式である。一方、杭の押し込み量に対応して生ずる抵抗力、言い換えれば、押し込み力は杭先端が先端下の地盤を破壊する抵抗力および杭周面に生じる極限摩擦抵抗力の合力である。

したがって杭体を剛体と仮定すれば、杭の押し込み量(沈下量 S)に対して計算される前節の杭周面抵抗力および杭先端抵抗力の合力 P として、押し込み力～沈下量関係が算定できる。具体的には、図-3.9に示す全体形のモデルにおいて、杭要素が地表面から層厚不変の状態、地盤中へ貫入するとして、解析を実行すればよい。

2) 弾性杭の場合

前項では、解析を簡単にする一方法として、杭体を剛体と仮定した解析法について示したが、実際の杭は軸剛性が無限大ではなく、ある有限の剛性を持っている。より詳細な杭の押し込み力～沈下量関係を算定するには、杭体は有限軸剛性を有するとして解析する必要がある。

したがって、周面抵抗や軸力を受けると図-3.9に示す各要素において、圧縮ひずみを生じるので、この場合の解析法としては、杭要素が一層ずつ貫入されたことを想定して、圧縮量を求めることになる。ただし、解析法を導くための仮定は、基本的に剛杭と変わらないが、それに加えて図-3.9(b)に示すよう

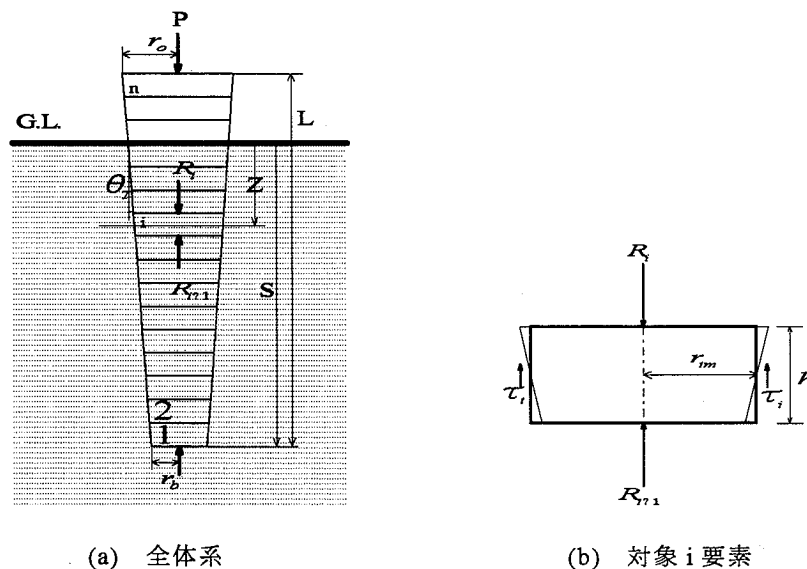


図-3.9 解析モデル

に圧縮を受ける杭要素の軸剛性を評価するための断面積 A は、要素の中央位置で評価するものとした。

応力とひずみの関係は、 E を弾性係数とし、Hooke の法則に基づく、次式を与える。

$$\sigma = \varepsilon E \quad (3.40)$$

これにその要素に作用する軸力 P と、要素長さ L および圧縮量 ΔL を代入すると以下のように書き改められる。

$$\frac{P}{A} = \frac{\Delta L}{L} E \quad \therefore \quad \Delta L = \frac{PL}{AE} \quad (3.41)$$

この式をもとに、杭要素の圧縮量を求めることとする。ここに、 i 要素の圧縮量は ΔS_i 、平均半径は r_i 、および平均断面積は A_i である（図-3.9 参照）。

A) 対象要素が地盤中の場合

まず、対象とする杭要素が地盤中にあるときの圧縮量を考える。

たとえば、 i 要素の底面における力と上面の力との合力の平均を、平均軸力として次式で与える。

$$R_{im} = (R_i + R_{i+1})/2 \quad (3.42)$$

ここに、 $R_{i+1} = R_i - \frac{\psi_i h_i}{2} \tau_i$

$$\psi_i = 2\pi r_{im}$$

$$r_{im} = r_b + (S - z) \tan \theta_T$$

したがって、 i 要素周面抵抗力度を τ_i として、式(4.43)の平均軸力 R_{im} は、次式で表される。

$$R_{im} = R_i - \frac{\pi r_{im} h_i}{2} \cdot \tau_i \quad (3.43)$$

上式の R_{im} により、 i 要素の圧縮量は次式によって求めることができる。

$$\Delta S_i = \frac{R_{im} h_i}{A_i E_p} \quad (3.44)$$

ここに、 $A_i = \pi r_{im}^2$

以上により、圧縮量 ΔS_i は以下のように導ける。

$$\Delta S_i = \frac{h_i}{\pi r_{im}^2 \cdot E_p} \left(R_i - \frac{\pi r_{im} h_i}{2} \cdot \tau_i \right) \quad (3.45)$$

B) 対象要素が地上の場合

地表面より上方にある杭部分では、杭周面抵抗力が作用しない。したがって、杭要素に関係なく、地上部の要素はひとつの要素として考えることができる。軸力は上からは押し込み力、下からは地盤中の最上部の杭要素の作用力(=P) に等しい。このことより、未貫入部分の杭の平均半径が式(3.46)で表されるので、未貫入部分の杭の圧縮量は、式(3.47)で表すことができる。

$$r_u = r_0 - (L - S) \tan \theta_T \quad (3.46)$$

$$\Delta S_u = \frac{L - S}{\pi r_u^2 \cdot E_p} P \quad (3.47)$$

3.3 水平抵抗に関する解析法

3.3.1 解析法の概要

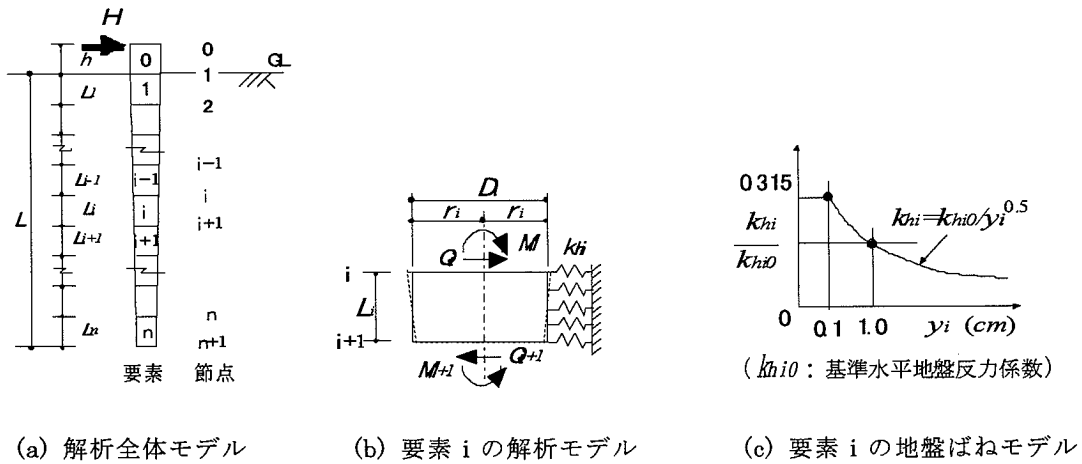


図-3.10 杭施工法による杭先端の荷重～沈下量関係

提案する解析法の概要を以下に示す。テーパ杭は杭頭から杭先端へと先細りする形状であるため、杭の諸元および杭周辺地盤から受ける水平地盤反力が深さ方向に変化する。したがって、杭の水平抵抗問題として地盤バネに一般的な線形弾性地盤反力バネを適用する場合であっても、テーパ杭は直杭のようにその解析解を陽に表すことは困難である。

ここに、図-3.10(a)のテーパ杭―地盤系の全体解析モデルに示すように、本解析法は杭―地盤系を要素分割する方法に基づいて導くこととした。ただし、提示する解析法は、基本的には Winkler モデルによる弾性支承梁理論に基づいており、その具体的な解析法の誘導は以下の通りである。

3.3.2 解析法の誘導

1) 基本方程式

- i) 図-3.10 (b)に示すように、ある要素（例えば、要素 i を代表要素とすれば）の杭軸方向に変化する断面を一樣な断面とし、等価な曲げ剛性を有する線材に置換できると仮定する。
- ii) 対象要素 i が周辺地盤から受ける水平地盤反力 p_i は、一樣な水平地盤反力係数 k_{hi} を有する連続ばねモデルとし、この地盤バネは水平変位の平方根に反比例する非線形バネを仮定し、建築学会編「建築基礎構造設計指針」^{3.2)}（以降、学会指針と略記）において推奨される、次式で評価する。

$$\begin{aligned}
 0.0 \leq y_i \leq 0.1 & \quad : \quad k_{hi} = 3.16 \cdot k_{h0i} \\
 0.1 < y_i & \quad : \quad k_{hi} = k_{h0i} \cdot y_i^{-1/2} \\
 \text{ただし、} p_i = k_{hi} \cdot y_i \leq p_{yi} & \quad \therefore \quad k_{hi} \leq p_{yi} \cdot y_i^{-1}
 \end{aligned} \tag{3.48}$$

なお、塑性水平地盤反力についても、Broms に基づく学会指針に準じて、評価した。

以上の仮定の下では、例えば要素 i の水平抵抗を表す基本方程式は次式となる。

$$\frac{d^4 y_i}{dz_i^4} + \frac{k_{hi} B_i}{EI_i} y_i = 0 \tag{3.49}$$

ここに、 B_i : 要素 i の平均杭径 (m)

$E I_i$: 要素 i の平均杭体曲げ剛性 (kN・m²)

y_i : 要素 i の平均水平変位 (m)

z_i : 要素 i の上端からの深さ (m)

基本方程式 (3.49) の一般解は、次式で与えられる。

$$y_i = e^{\beta_i z_i} (A_1 \cos \beta_i z_i + A_2 \sin \beta_i z_i) + e^{-\beta_i z_i} (A_3 \cos \beta_i z_i + A_4 \sin \beta_i z_i) \quad (3.50)$$

ここに、 $\beta_i = [k_{hi} B_i / 4EI_i]^{1/4}$

$A_1 \sim A_4$: 未定積分定数

要素 i 間の各物理量 (撓み角 $\theta_i = -dy_i/dz_i$ 、曲げモーメント $M_i = -EI_i d^2 y_i / dz_i^2$ 、せん断力 $Q_i = -EI_i d^3 y_i / dz_i^3$) は、式 (3.50) に基づいて要素 i 上端の物理量をもって表されるので、同要素上端および下端 (図-3.10 中の節点 i および節点 $i+1$) の各物理量の関係式は、 $z_i = L_i$ とおいた次式で表される。

$$\begin{pmatrix} y_i \\ \theta_i \\ M_i \\ Q_i \end{pmatrix}_{\text{下端}} = \begin{pmatrix} C_i C & -(S_i C + C_i S)/2\beta_i - S_i S/2EI_i \beta_i^2 & (S_i C - C_i S)/4EI_i \beta_i^3 \\ \beta_i (C_i S - S_i C) & C_i C & (S_i C + C_i S)/2EI_i \beta_i - S_i S/2EI_i \beta_i^2 \\ 2EI_i \beta_i^2 S_i S & EI_i \beta_i (S_i C - C_i S) & C_i C & (S_i C + C_i S)/2\beta_i \\ 2EI_i \beta_i^3 (S_i C + C_i S) & -2EI_i \beta_i^2 S_i S & \beta_i (S_i C - C_i S) & C_i C \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_i \\ \theta_i \\ M_i \\ Q_i \end{pmatrix}_{\text{上端}} \quad (3.51)$$

ここに、 $C_i = \cosh(\beta_i L_i)$

$S_i = \sinh(\beta_i L_i)$

$C = \cos(\beta_i L_i)$

$S = \sin(\beta_i L_i)$ である。

各要素上・下端での連続条件の下で関係式(3.51)を用いて杭頭から杭先端へと各物理量を順次伝達させれば、杭頭と杭先端の各物理量は式(3.52)のように関係付けられる (添字 p 、 o はそれぞれ杭先端および杭頭を表す)。ただし、杭頭突出部は式(3.49)で $k_{hi} = 0$ とした方程式の解を適用する。

$$\begin{pmatrix} y_p \\ \theta_p \\ M_p \\ Q_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_o \\ \theta_o \\ M_o \\ Q_o \end{pmatrix} \quad (3.52)$$

2) 境界条件

杭頭条件により 2 物理量が既知で、他の 2 物理量が未知であるが、一般的な杭頭境界条件は、以下のようになる。

$$\text{i) 自由} : M_o = 0, Q_o = -H \quad (3.53)$$

$$\text{ii) 固定} : \theta_o = 0, Q_o = -H \quad (3.54)$$

$$\text{iii) 半固定} : M_o = \alpha M_{\text{固}}, Q_o = -H \quad (3.55)$$

ここに、 α : 杭頭固定度 ($0.0 \leq \alpha \leq 1.0$)

$M_{\text{固}}$: 杭頭固定モーメント

一方、杭先端条件としては、以下が考えられる。

$$\text{iv) 摩擦杭 (自由)} : M_{n+1} = 0, Q_{n+1} = 0 \quad (3.56)$$

$$\text{v) 支持杭 (ピン)} : y_{n+1} = 0, M_{n+1} = 0 \quad (3.57)$$

$$\text{vi) 支持杭 (岩盤中=固定)} : y_{n+1} = 0, \theta_{n+1} = 0 \quad (3.58)$$

以上の杭頭と杭先端の境界条件 i)~vi) を計算条件に照らして適用すれば、9 組の組み合わせにより杭頭および杭先端の未知の各物理量が定められる。

以下に、各境界条件に対する解析解の誘導を示す。

A) 杭頭自由 - 杭先端自由の例

杭頭自由あるいは杭頭固定の場合は、以下の例と同じように誘導できる。ここに、その具体的例として組合せ i)~iv) の場合 (自由 - 自由) を以下に示す。ただし、式中の添字の「未」は未定物理量、「既」

は既知物理量を意味している。

$$\begin{pmatrix} M_{n+1} \\ Q_{n+1} \end{pmatrix}_{\text{既}} = \begin{pmatrix} a_{31} & a_{32} \\ a_{41} & a_{42} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix}_{\text{未}} + \begin{pmatrix} a_{33} & a_{34} \\ a_{43} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_0 \\ Q_0 \end{pmatrix}_{\text{既}} \quad (3.59)$$

$$\begin{pmatrix} y_{n+1} \\ \theta_{n+1} \end{pmatrix}_{\text{未}} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix}_{\text{未}} + \begin{pmatrix} a_{13} & a_{14} \\ a_{23} & a_{24} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_0 \\ Q_0 \end{pmatrix}_{\text{既}} \quad (3.60)$$

式 (3.59) で $M_{n+1}=0$ 、 $Q_{n+1}=0$ 、 $M_0=0$ および $Q_0=-H$ の条件から杭頭の未知物理量は決定でき、この結果を式 (3.60) に代入すれば、杭頭および杭先端の全物理量が決定できる。

B) 杭頭半固定の場合(固定度 α による解)

杭頭の境界条件が完全固定状態と自由状態の間にある場合、言い換えれば半固定状態にある場合には、その誘導は前述とは若干異なる。ここに、半固定状態を表現する方法には2通りの方法が考えられ、本項ではまず式 (3.54) で示すように完全固定状態に対する固定の度合い(固定度 α) で表す方法を述べる。

i) 杭先端：自由(摩擦杭) $M_p=0$ 、 $Q_p=0$

杭先端境界条件を考慮し、かつ杭頭に杭頭せん断力 Q_0 が作用する下で半固定状態による撓み角 $\theta_{0\#}$ および曲げモーメント $M_{0\#}$ が生じるとすれば、式 (3.51) に基づいて、以下の各式が与えられる。

$$\begin{pmatrix} y_p \\ \theta_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{13} \\ a_{21} & a_{23} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ M_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_{12} & a_{14} \\ a_{22} & a_{24} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.61)$$

$$\begin{pmatrix} M_p=0 \\ Q_p=0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{31} & a_{33} \\ a_{41} & a_{43} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ M_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_{32} & a_{34} \\ a_{42} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.62)$$

$$\therefore \begin{pmatrix} y_0 \\ M_{0\#} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{31} & a_{33} \\ a_{41} & a_{43} \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} a_{32} & a_{34} \\ a_{42} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.63)$$

$$\begin{pmatrix} y_0 \\ M_{0\#} \end{pmatrix} = \frac{-1}{\Delta} \begin{pmatrix} a_{32}a_{43}-a_{33}a_{42} & a_{34}a_{43}-a_{33}a_{44} \\ a_{31}a_{42}-a_{32}a_{41} & a_{31}a_{44}-a_{34}a_{41} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{pmatrix}$$

$$\Delta = a_{31}a_{43} - a_{33}a_{41} \quad (3.64)$$

上式から、杭頭の曲げモーメント $M_{0\#}$ は、杭頭せん断力 Q_0 および撓み角 $\theta_{0\#}$ をもって以下のように表される。

$$M_{0\#} = -\{(a_{31}a_{42}-a_{32}a_{41})\theta_{0\#} + (a_{31}a_{44}-a_{34}a_{41})Q_0\} / \Delta \quad (3.65)$$

一方、杭頭完全固定 ($\theta_0=0$ 、 $Q_0=-H$) の場合における杭頭曲げモーメント $M_{0\#}$ は、式(2.20)で撓み角 $\theta_{0\#}=0$ とすればよいので、次式で表される。

$$M_{0\#} = -(a_{31}a_{44}-a_{34}a_{41})Q_0 / \Delta \quad (3.66)$$

ここに、杭頭固定度 α を次式で定義する。

$$\alpha = \frac{M_{0\#}}{M_{0\#}} \quad (3.67)$$

したがって、式 (3.65) および式 (3.66) を式 (3.67) に代入すると、杭頭固定度 α は次式となる。

$$\alpha = 1 + \frac{a_{31}a_{42}-a_{32}a_{41}}{a_{31}a_{44}-a_{34}a_{41}} \frac{\theta_{0\#}}{Q_0} \quad (3.68)$$

この固定度 α を用いて、他の杭頭物理量は、それぞれ次のように表される。

$$y_0 = -\left\{ (a_{32}a_{43}-a_{33}a_{42})(\alpha-1) \frac{a_{31}a_{44}-a_{34}a_{41}}{a_{31}a_{42}-a_{32}a_{41}} + (a_{34}a_{43}-a_{33}a_{44}) \right\} Q_0 / \Delta \quad (3.69)$$

$$M_0 = -\left\{ (a_{31}a_{42} - a_{32}a_{41})(a-1) \frac{a_{31}a_{44} - a_{34}a_{41}}{a_{31}a_{42} - a_{32}a_{41}} + (a_{31}a_{44} - a_{34}a_{41}) \right\} Q_0 / \Delta \quad (3.70)$$

$$\theta_0 = (a-1) \frac{a_{31}a_{44} - a_{34}a_{41}}{a_{31}a_{42} - a_{32}a_{41}} Q_0 \quad (3.71)$$

$$Q_0 = Q_0 \quad (3.72)$$

ii) 杭先端：ピン（支持杭） $y_p=0$ 、 $M_p=0$

前記の i) と同様に、杭先端境界条件を考慮すれば、式 (3.51) に基づいて、以下の各式が与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \theta_p \\ Q_p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{21} & a_{23} \\ a_{41} & a_{43} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} a_{22} & a_{24} \\ a_{42} & a_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{Bmatrix} \quad (3.73)$$

$$\begin{Bmatrix} y_p=0 \\ M_p=0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{13} \\ a_{31} & a_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} a_{12} & a_{14} \\ a_{32} & a_{34} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{Bmatrix} \quad (3.74)$$

$$\therefore \begin{Bmatrix} y_0 \\ M_{0\#} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{13} \\ a_{31} & a_{33} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} a_{12} & a_{14} \\ a_{32} & a_{34} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{Bmatrix} \quad (3.75)$$

$$\begin{Bmatrix} y_0 \\ M_{0\#} \end{Bmatrix} = \frac{-1}{\Delta} \begin{bmatrix} a_{12}a_{33} - a_{13}a_{32} & a_{14}a_{33} - a_{13}a_{34} \\ a_{11}a_{32} - a_{12}a_{31} & a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{0\#} \\ Q_0 \end{Bmatrix}$$

$$\Delta = a_{11}a_{33} - a_{13}a_{31} \quad (3.76)$$

杭頭の曲げモーメント $M_{0\#}$ は、式 (3.76) から杭頭せん断力 Q_0 および撓み角 $\theta_{0\#}$ をもって以下のように表される。

$$M_{0\#} = -\left\{ (a_{11}a_{32} - a_{12}a_{31})\theta_{0\#} + (a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31})Q_0 \right\} / \Delta \quad (3.77)$$

また、杭頭完全固定の杭頭曲げモーメント $M_{0固}$ は、式(3.75)で $\theta_{0\#}=0$ とした次式で表される。

$$M_{0固} = -(a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31})Q_0 / \Delta \quad (3.78)$$

したがって、杭頭固定度 α は次式となる。

$$\alpha = 1 + \frac{a_{11}a_{32} - a_{12}a_{31}}{a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31}} \frac{\theta_{0\#}}{Q_0} \quad (3.79)$$

この固定度 α を用いて、他の杭頭物理量は、それぞれ次のように表される。

$$y_0 = -\left\{ (a_{12}a_{33} - a_{13}a_{32})(a-1) \frac{a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31}}{a_{11}a_{32} - a_{12}a_{31}} + (a_{14}a_{33} - a_{13}a_{34}) \right\} Q_0 / \Delta \quad (3.80)$$

$$M_0 = -\left\{ (a_{11}a_{32} - a_{12}a_{31})(a-1) \frac{a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31}}{a_{11}a_{32} - a_{12}a_{31}} + (a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31}) \right\} Q_0 / \Delta \quad (3.81)$$

$$\theta_0 = (a-1) \frac{a_{11}a_{34} - a_{14}a_{31}}{a_{11}a_{32} - a_{12}a_{31}} Q_0 \quad (3.82)$$

$$Q_0 = Q_0 \quad (3.83)$$

iii) 杭先端：固定（岩盤支持杭） $y_p=0$ 、 $\theta_p=0$

以上の方法と同じ手順で、杭頭の各物理量は、下記の固定度 α をもって以下のように与えられる。

$$\alpha = 1 + \frac{a_{11}a_{22} - a_{12}a_{21}}{a_{11}a_{24} - a_{14}a_{21}} \frac{\theta_{0\#}}{Q_0} \quad (3.84)$$

この固定度 α を用いて、他の杭頭物理量は、それぞれ次のように表される。

$$y_0 = -\left\{ (a_{12}a_{23} - a_{13}a_{22})(a-1) \frac{a_{11}a_{24} - a_{14}a_{21}}{a_{11}a_{22} - a_{12}a_{21}} + (a_{14}a_{23} - a_{13}a_{24}) \right\} Q_0 / \Delta \quad (3.85)$$

$$M_0 = - \left\{ (a_{11}a_{22} - a_{12}a_{21})(a-1) \frac{a_{11}a_{24} - a_{14}a_{21}}{a_{11}a_{22} - a_{12}a_{21}} + (a_{11}a_{24} - a_{14}a_{21}) \right\} Q_0 / \Delta \quad (3.86)$$

$$\theta_0 = (a-1) \frac{a_{11}a_{24} - a_{14}a_{21}}{a_{11}a_{22} - a_{12}a_{21}} Q_0 \quad (3.87)$$

$$Q_0 = Q_0 \quad (3.88)$$

C) 杭頭半固定の場合 (杭頭回転ばねによる解)

杭頭に回転ばね k (kN・m/rad) を仮定すれば、杭頭における曲げモーメント M_0 と撓み角 θ_0 との間に次式が成り立つ。

$$M_0 = k \theta_0 \quad (3.89)$$

したがって、式 (3.52) は、次式のように書き換えられる。

$$\begin{pmatrix} y_p \\ \theta_p \\ M_p \\ Q_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ \theta_0 \\ k\theta_0 \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.90)$$

ここに、杭先端の境界条件を考慮すれば、それぞれの境界条件に基づいて、以下の各式が求められる。

i) 杭先端：自由 (摩擦杭) $M_p=0$ 、 $Q_p=0$

$$\begin{pmatrix} y_p \\ \theta_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_{13} & a_{14} \\ a_{23} & a_{24} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} k\theta_0 \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.91)$$

$$\begin{pmatrix} M_p=0 \\ Q_p=0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_{13} & a_{14} \\ a_{23} & a_{24} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} k\theta_0 \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.92)$$

式 (3.92) より、 θ_0 および y_0 が決定でき、杭頭の各物理量はそれぞれ以下の各式で表せる。

$$y_0 = - \{ (a_{32} + a_{33}k)\theta_0 + a_{34}Q_0 \} / a_{31} \quad (3.93)$$

$$\theta_0 = \frac{a_{31}a_{44} - a_{41}a_{34}}{(a_{32}a_{41} - a_{31}a_{42}) + (a_{41}a_{33} - a_{31}a_{43})k} Q_0 \quad (3.94)$$

$$M_0 = k \theta_0 \quad (3.95)$$

$$Q_0 = Q_0 \quad (3.96)$$

以上に示した各式により、杭頭の水平荷重 H を与えれば、それに対応した撓み角、水平変位および曲げモーメントが決定できる。

ii) 杭先端：ピン (支持杭) $y_p=0$ 、 $M_p=0$

$$\begin{pmatrix} \theta_p \\ Q_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{21} & a_{22} \\ a_{41} & a_{42} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_{23} & a_{24} \\ a_{43} & a_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} k\theta_0 \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.97)$$

$$\begin{pmatrix} y_p=0 \\ M_p=0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{31} & a_{32} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_{13} & a_{14} \\ a_{33} & a_{34} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} k\theta_0 \\ Q_0 \end{pmatrix} \quad (3.98)$$

式 (3.98) より、 θ_0 および y_0 が決定でき、杭頭の各物理量はそれぞれ以下の各式で表せる。

$$y_0 = - \{ (a_{12} + a_{13}k)\theta_0 + a_{14}Q_0 \} / a_{11} \quad (3.99)$$

$$\theta_0 = \frac{a_{11}a_{34} - a_{31}a_{14}}{(a_{12}a_{31} - a_{11}a_{32}) + (a_{13}a_{31} - a_{11}a_{33})k} Q_0 \quad (3.100)$$

$$M_0 = k \theta_0 \quad (3.101)$$

$$Q_0 = Q_0 \quad (3.102)$$

iii) 杭先端：固定 (岩盤支持杭) $y_p=0$ 、 $\theta_p=0$

$$\begin{Bmatrix} M_p \\ Q_p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{31} & a_{32} \\ a_{41} & a_{42} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} a_{33} & a_{34} \\ a_{43} & a_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k\theta_0 \\ Q_0 \end{Bmatrix} \quad (3.103)$$

$$\begin{Bmatrix} y_p=0 \\ \theta_p=0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_0 \\ \theta_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} a_{13} & a_{14} \\ a_{23} & a_{24} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k\theta_0 \\ Q_0 \end{Bmatrix} \quad (3.104)$$

式 (3.104) より、 θ_0 および y_0 が決定でき、杭頭の各物理量はそれぞれ以下の各式で表せる。

$$y_0 = -\{(a_{12}+a_{13}k)\theta_0 + a_{14}Q_0\} / a_{11} \quad (3.105)$$

$$\theta_0 = \frac{a_{11}a_{24}-a_{21}a_{14}}{(a_{12}a_{21}-a_{11}a_{22})+(a_{13}a_{21}-a_{11}a_{23})k} Q_0 \quad (3.106)$$

$$M_0 = k \theta_0 \quad (3.107)$$

$$Q_0 = Q_0 \quad (3.108)$$

3.3.3 テーパー杭体の曲げ剛性評価法

テーパー杭の曲げ剛性の評価として、まず図-3.11 に示すように、全実験杭の杭軸方向に杭体を等区分に要素分割する。ついで、各要素の杭軸方向中央位置での外径 D_i と杭肉厚 t を用いて断面 2 次モーメントを求め、この値と公称弾性係数との乗算から曲げ剛性を求めることとした。なお、テーパー杭は各要素内でも曲げ剛性が変化するが、以降の解析では各要素の杭軸方向中央位置での値を代表値として採用することとした。

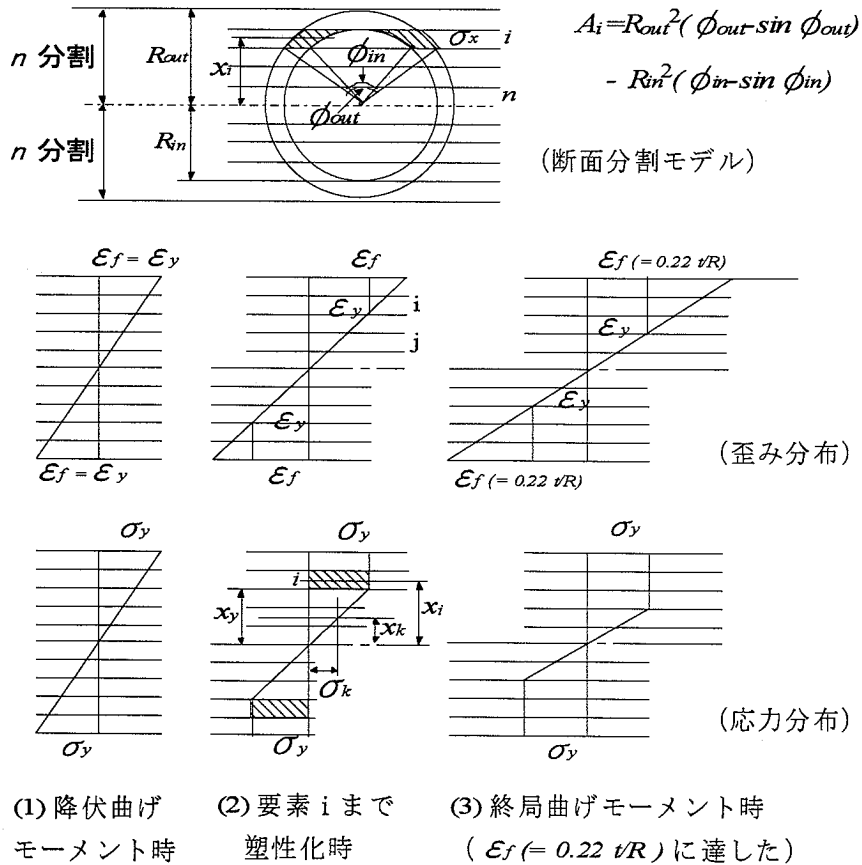


図-3.11 曲げモーメント $M \sim$ 曲率 κ 関係の解析モデル

以上の仮定から、ある要素の曲げモーメント M と曲率 κ の関係は、以下のように計算で求められる。

A) 対象要素の軸方向の中央断面において、曲げモーメントのみの作用により縁応力が降伏応力 σ_y に達した時の曲げモーメント (図-3.12 中の A 点の降伏曲げモーメント M_y 、すなわち図-3.11(1)の状態) を算定する。

B) 降伏曲げモーメント M_y を超えて杭体表面から内部へと塑性化が進行する場合の $M \sim \kappa$ 関係は、対象とする杭形状が円形断面であるので、図-3.11 に示すように断面内を要素分割したモデルで求めることとし、最外縁要素から内部要素へと順次塑性化を進行させる手法を用いる。ここに、図-3.11(2)に示すように、例えば要素 i までが塑性化した時、曲げモーメント M_i と曲率 κ_i は、以下の各式で求められる。式中の記号の詳細は、図-3.11 を参照されたい。

$$M_i = 2 \left[\sum_{k=1}^i A_k \sigma_y x_k + \sum_{k=i+1}^n A_k \sigma_k x_k \right] \quad (3.109)$$

$$\kappa_i = \frac{\epsilon_y}{x_y} \quad (3.110)$$

ここに、

$$A_i = \frac{R_{out}^2}{2} (\varphi_{out} - \sin \varphi_{out}) - \frac{R_{in}^2}{2} (\varphi_{in} - \sin \varphi_{in})$$

$$\sigma_k = \sigma_y \frac{x_k}{x_y}$$

C) 上記 A) および B) で求めた $M \sim \kappa$ 関係曲線は、図-3.12 中の実線のように描かれる。すなわち、杭体の縁応力が降伏応力に達した点 A から上凸の曲線状になり、点 D において極限曲げモーメント M_u に達する。

杭体の非線形性 (対象断面の曲げモーメントに対応した曲げ剛性) を解析に組み入れるには、その断面における曲線状の $M \sim \kappa$ 関係を関数化する必要がある。しかし、 $M \sim \kappa$ 関係は上述したように数値積分法で求めているため、その関数を陽に表すことができない。したがって、杭体曲げ剛性の解析モデルとして、以下のように Bi-linear および Tri-linear で近似させる方法を用いることとした。

i) Bi-linear モデル :

図-3.12 中の原点 O と点 A を延長した直線 (この直線の傾きは、弾性限内の曲げ剛性を意味しており、以降初期勾配 K_1 と呼称) と点 D から横軸に対して勾配 K_2 の直線との交点 B を求める。Bi-linear モデルは、これら 2 本の折れ線で表現するモデルで、下式のように表せる。なお、杭の水平抵抗を解析する際の曲げモーメント値に対する曲げ剛性は、下式で算定される曲げモーメント M と曲率 κ で規定される座標点と原点とを結ぶ、割線勾配で表すこととした。

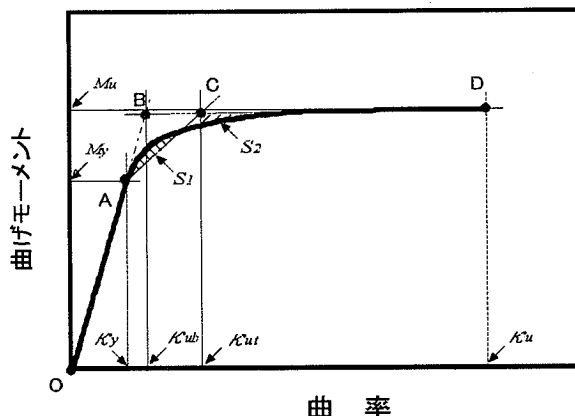


図-3.12 杭体曲げ剛性の解析モデル化

$$\text{I) } \kappa < \kappa_{ub} \quad : \quad M = \kappa \cdot M_y / \kappa_y \quad (3.111)$$

$$\text{II) } \kappa_{ub} \leq \kappa \quad : \quad M = \kappa \cdot M_u \quad (3.112)$$

ii) Tri-linear モデル :

Tri-linear モデルは、Bi-linear モデルに対して 3 本の折れ線で表現するモデルであり、式(3.113)～(3.115)で表すこととする。ここに、式(3.115)における κ_{ut} を一義的に決定することが出来ないので、以下のような仮定の下でモデルを決定することとした。

まず、図-3.12 中の原点から点 A までは Bi-linear モデルと同じにおき、かつ同じように点 D から横軸に対して勾配 K_2 の直線を考える。これに加えて、点 A 以降における勾配 K_1 の第二折れ線を求めるために、図-3.12 に示すように $M \sim \kappa$ 曲線と直線 AC および CD で囲まれる面積 S_1 と S_2 が等しくなる条件を与えた。ここに、 $S_1 = S_2$ となる勾配 K_2 を決定する方法として、適当な点 C を与えてそれぞれの面積を数値積分計算で求め、両者の差が許容誤差以内に収まっていなければ、点 C を移動させて再計算を行い、許容誤差以内に収まるまで繰り返し計算を実行する。

$$\text{III) } \kappa < \kappa_y \quad : \quad M = \kappa \cdot M_y / \kappa_y \quad (3.113)$$

$$\text{IV) } \kappa_y \leq \kappa < \kappa_{ut} \quad : \quad M = \{ \kappa \cdot (M_u - M_y) + (M_y \kappa_{ut} - M_u \kappa_y) \} / (\kappa_{ut} - \kappa_y) \quad (3.114)$$

$$\text{V) } \kappa_{ut} \leq \kappa < \kappa_u \quad : \quad M = M_u \quad (3.115)$$

以上のような手順でテーパー杭の曲げ剛性を評価する。なお、このパラメトリック解析では Tri-linear モデルを採用している。

3.4 参考文献

- 3.1) 高野信昭、岸田英明：「砂地盤に設置された NONDISPLACEMENT PILE の先端支持力」、東京工業大学博士論文、pp159-179,1981.3
- 3.2) 日本建築学会：「建築基礎構造設計指針」、pp.262-284、2001.10

第4章 テーパー杭の各種実験

4.1 佐賀県有明海地区での実験

佐賀県有明海地区の実験現場において、圧入施工実験および静的鉛直載荷実験が行った。これらの実験について、以下にその概要を示す。

4.1.1 圧入施工実験

本実験は、2006年に佐賀県佐賀市東与賀町において実施された実験である。実験内容は、まず杭を地表面から押し込む施工実験を行った。ついで、この実験後にこの杭に静的鉛直載荷試験を実施している。実験現場における敷地関係を、図-4.1に示す。同実験現場の地盤概要は、事前に行なわれたスウェーデン式サウンディング（以降、SWS試験と呼称）と、標準貫入試験により調査された。なお、地表面の掘削、整地などから、SWS試験はボーリングにくらべ地表面位置が0.6m低くなっている。

まず、SWS試験は装置および操作が比較的容易で迅速に測定でき、現在ではほとんどの戸建て住宅など小規模建築物の地盤調査に実施されている。本試験としては、数多くの標準貫入試験を実施することができないため、数多くのSWS試験を実施して、文献^{4.1)}で提案されている下式の稲田式に基づいて、

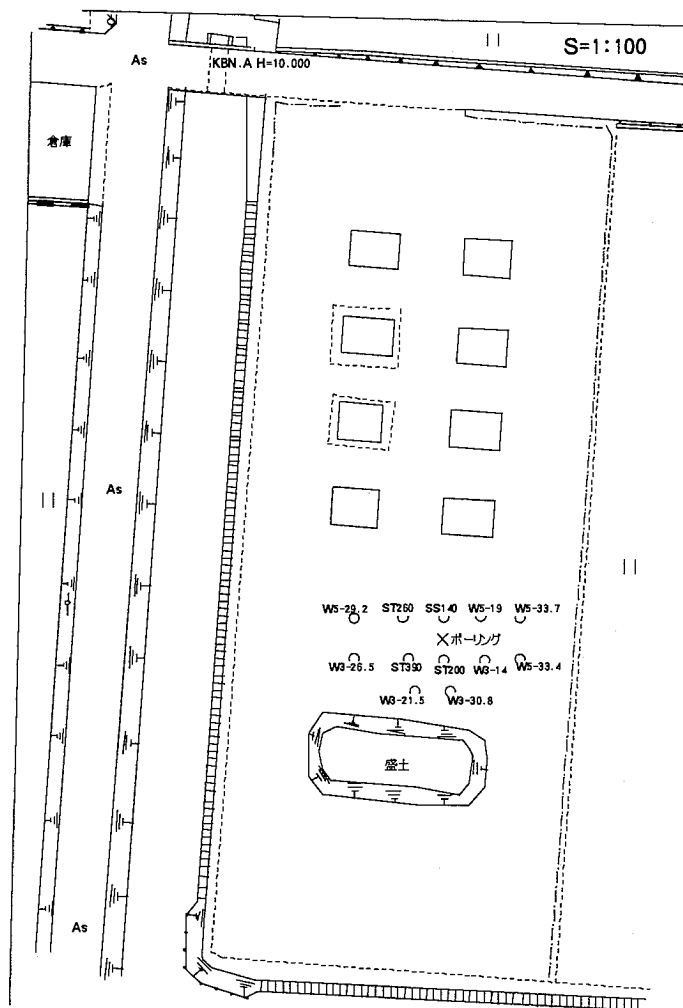


図-4.1 実験現場の配置図

標準貫入試験による N 値と等価な N 値を換算して求めることとした。

$$N = 3W_{SW} + 0.050N_{SW} \quad (4.1)$$

$$N = 2W_{SW} + 0.067N_{SW} \quad (4.2)$$

ここに、

N : 換算 N 値

W_{SW} : 荷重(kN)

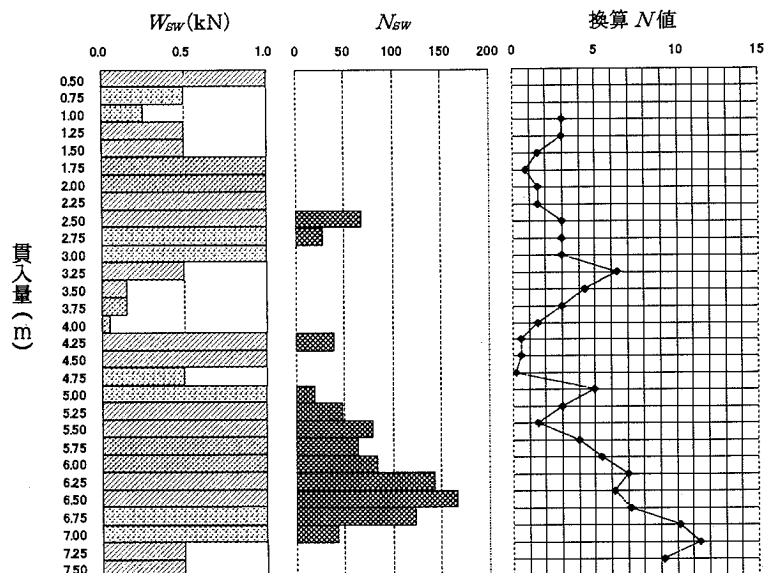
N_{SW} : 貫入量 1m あたりの半回転数

SWS 試験から地盤情報を得るためには、原則として 3ヶ所以上の測定が必要なため、本試験では 4ヶ所で測定が行なわれている。図-4.2 に代表地点における換算 N 値～貫入量の結果を示しておく。なお、同図からも分かるように、1.0 kN 以下の荷重で自沈し、また貫入時の状況が「ストン」という沈下であったことから、換算 N 値を得るために、式(4.1)を用いることとした。

一方、図-4.3 には標準貫入試験による N 値の深さ方向分布を示している。SWS 試験では試験実施者の経験に基づく感覚的な方法で土質判定を行わざるを得ないので、調査地盤地層構成の詳細を把握することは困難である。したがって、実験現場における地層構成の判定は、標準貫入試験に基づいて行うこととした。

図-4.3 から、地層が沖積層であることがわかる。沖積層は堆積時間が短いため、一般に粘性土は非常に軟弱であり、砂質土も緩い状態であるといわれている。沖積層第一粘性土では、標準貫入試験の結果より、N 値=0 回で非常に軟弱な地盤を示している。また第一砂質土については、

GL-3~5m 付近に粘性土が狭在している。これらは SWS 試験結果からも分かるように、荷重 W_{sw} がほぼ 0 kN で貫入され、換算 N 値も 3 以下になっている。しかし、この砂質土層の層厚が薄いので区分していない。このように砂質土層に粘性土が含まれているが、住宅基礎の支持層を考慮した場合は、非常に重要な地盤であるといえる。これらの結果から、砂質土層で N 値が 6~7 あるのを除けば、全体的に



(a) SWS 試験 測定値①

図-4.2 SWS 試験結果

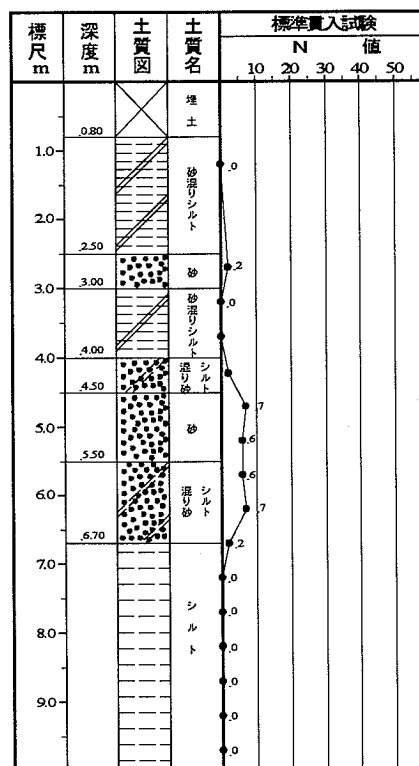


図 3.3 標準貫入試験による N 値分布および土質柱状図

図-4.3 SWS 試験結果 (その 1)

N 値が 2 程度の超軟弱シルト地盤で構成されていることがわかる。

実験に用いられた杭体の概要を、表-4.1 に示している。ただし、本論文で対象とする実験杭は、鋼管杭 4 本で、そのうちテーパ形状の杭は、3 本である。これらの鋼管テーパ杭は、肉厚 $t=3.2\text{mm}$ の ST200、ST260、ST380 の 3 種類で、テーパ角はそれぞれ、0.01、0.02、0.04 である。すべての杭ともに杭長が 3m、および杭先端径（末口）が 139mm になるように作製されている。ちなみに、実験杭全体の配置を図-4.4 に、そして実験用の鋼管テーパ杭の写真を図-4.5 に示しておく。

これらの杭体には、図-4.6 に示すように 3 断面（頭部、中間、先端）にそれぞれ直角になる 4 ヶ所に歪ゲージが設置されており、杭内部を通して各歪ゲージのコードを杭頭部から出されている。杭先端部は鋼板を溶接した閉端である。これらの製作・設置作業は工場で行われており、コードをビニールで保護して実験現場に搬入されている。なお、テーパ杭は断面が変化しており、歪ゲージ設置位置の正確な杭体の剛性評価は不可能である。そこで、各杭体の弾性範囲内で作用荷重 P （最大約 100 kN）と各断面での歪値 ε (μ) を求めるキャリブレーション試験が、圧入施工実験の前に実施されている。

図-4.7 に、それぞれの試験杭の歪ゲージ設置断面での荷重 $P \sim$ 歪 μ （4 ヶ所の平均値）関係、および原点通過線形関数による最小二乗法の関係式を示した。以降、各断面の歪計測値から軸力に変換する際の較正係数として、これらの関係式の線形係数を適用することとした。

図-4.8 に示すように圧入施工実験は、あらかじめ杭先端部を約 50cm 程度地中に貫入させて自立した状態から、杭頭部が約 30cm 残るまで貫入させる方式で実施されている。なお、テーパ鋼管杭の圧入施工実験状況写真を図-4.9 に示しておく。

表-4.1 実験に用いた杭体概要

番号	名称	外径		長さ (m)	鋼管厚 (mm)	杭種	形状	施工試験	押込み試験
		元口 (mm)	末口 (mm)						
1	SS140	139	139	3.00	4	鋼管	ストレート	2006.9.25	2006.9.26
2	ST200	199	139	3.00	3.2	鋼管	テーパ	2006.9.25	-
3	ST260	259	139	3.00	3.2	鋼管	テーパ	2006.9.25	2006.9.26
4	ST380	379	139	3.00	3.2	鋼管	テーパ	2006.9.26	2006.9.26
5	W3-120	120	120	3.00	-	松	ストレート	-	2006.9.26
6	W3-140	140	140	3.04	-	松	ストレート	2006.9.25	-
7	W3-215	215	200	3.02	-	松	テーパ	2006.9.25	2006.9.26
8	W3-265	265	240	3.03	-	松	テーパ	2006.9.25	2006.9.26
9	W3-308	308	287	3.07	-	松	テーパ	2006.9.25	2006.9.26
10	W5-190	190	110	5.02	-	松	テーパ	2006.9.25	2006.9.26
11	W5-292	292	263	5.06	-	松	テーパ	2006.9.25	2006.9.26
12	W5-334	334	225	5.04	-	松	テーパ	2006.9.25	2006.9.26
13	W5-337	337	226	5.06	-	松	テーパ	2006.9.25	2006.9.26

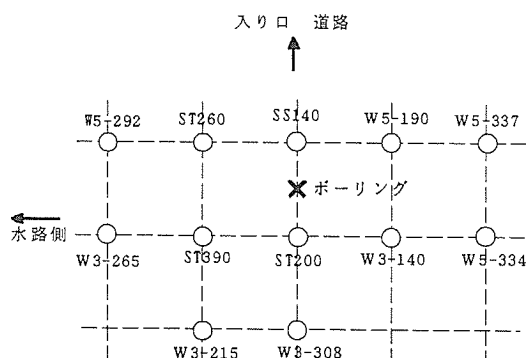


図-4.4 杭配置図

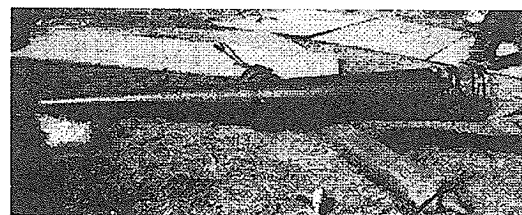


図-4.5 実験用の鋼管テーパ杭

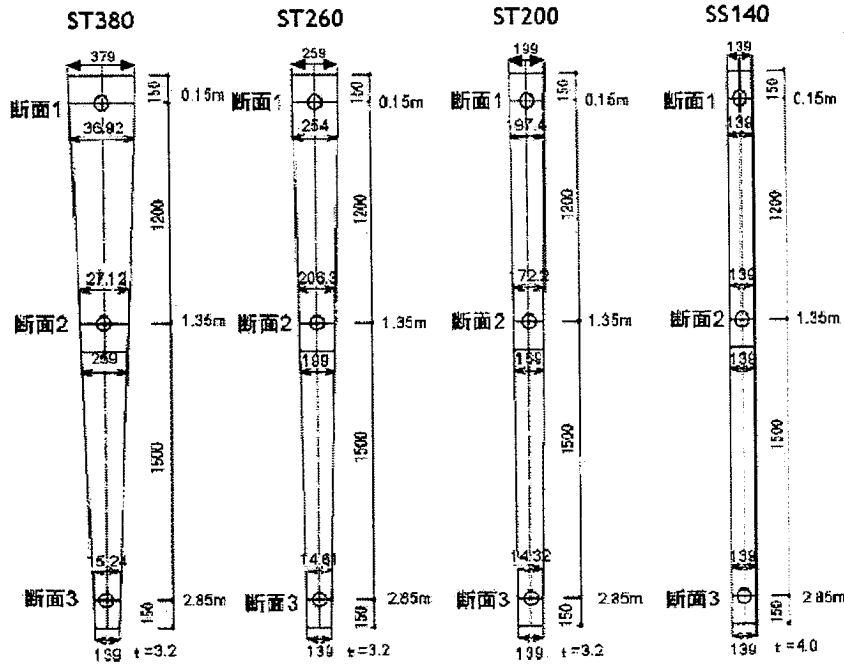


図-4.6 鋼管実験杭の姿図

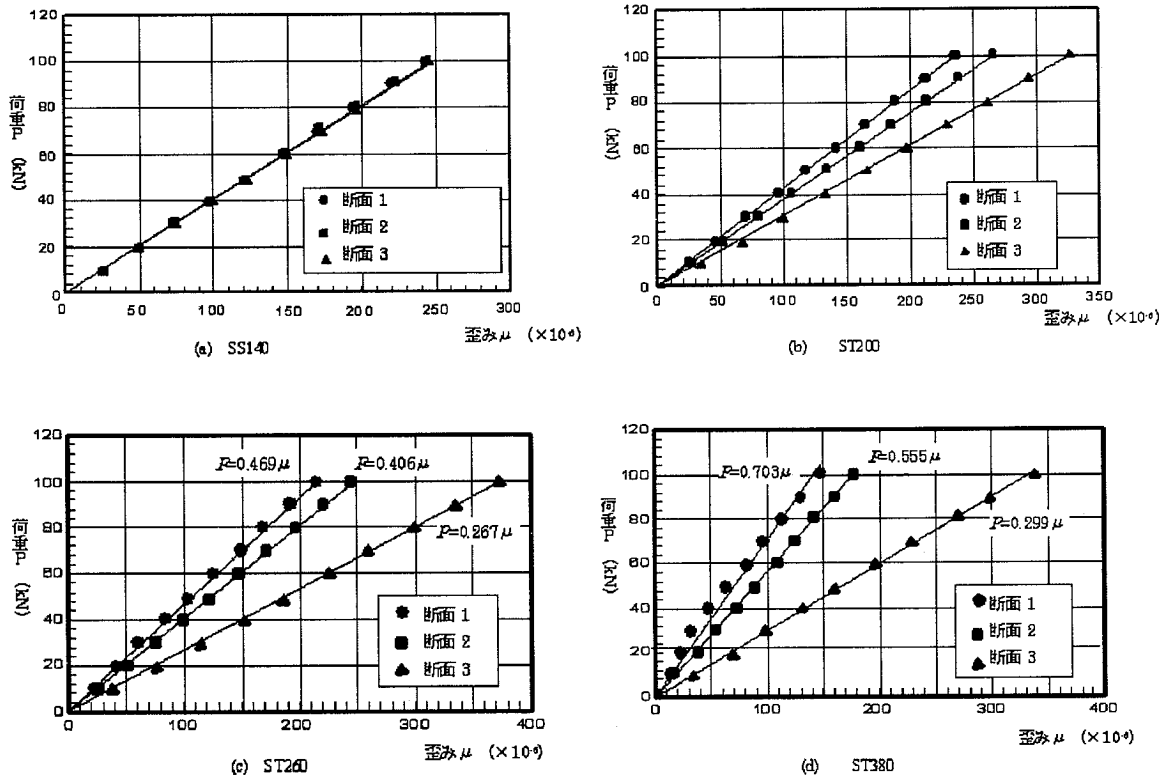


図-4.7 各杭体の軸力～軸ひずみ関係

圧入施工実験での計測事項は、杭の貫入量、杭頭部に設置したロードセルによる押し込み力であり、鋼管杭は杭体ひずみも計測されている。なお、これらの計測は10cm貫入するごとに行われ、杭の貫入量は、杭体表面の目盛りにより目視で計測されている。

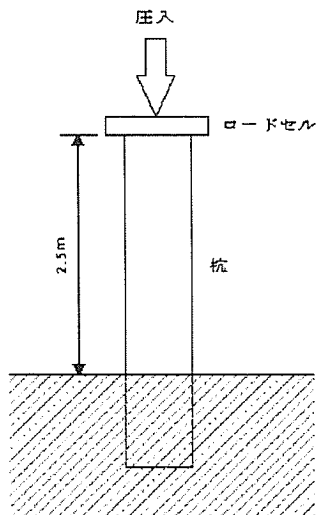


図-4.8 圧入施工実験の略図

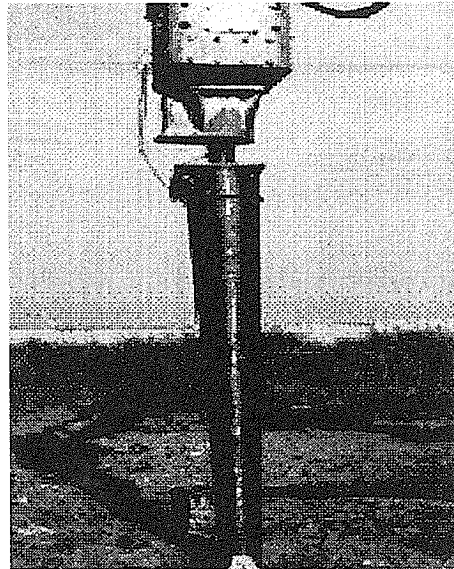


図-4.9 テーパー鋼管杭の圧入施工実験状況写真

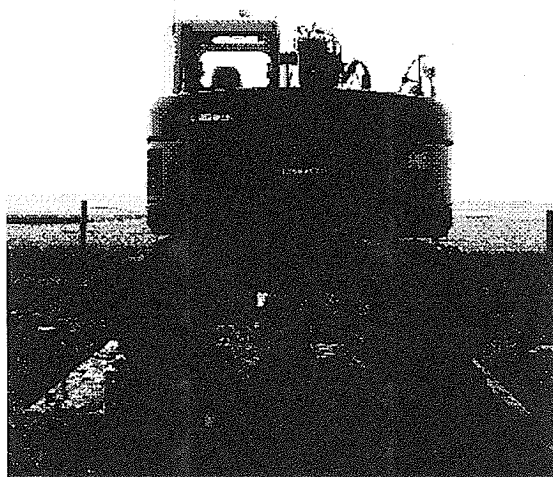


図-4.10 静的鉛直載荷実験状況写真

4.1.2 静的鉛直載荷実験

静的鉛直載荷実験は、図-4.10 に示すようにユンボを反力として油圧ジャッキに圧を加えることで油圧ジャッキの下の杭に押し込み力を与える方式で実施されている。

計測は、杭頭の沈下量として試験杭の杭頭に設置した4点の変位計で行っている。また、載荷を行う油圧ジャッキに接続した圧力変換器により、杭頭に与える荷重が記録されている。さらに、鋼管杭の軸力分布を計測するために、杭体のひずみを6点で計測されている。

4.2 茨城県猿島郡境町での実験

茨城県猿島郡境町では、圧入施工実験、静的鉛直載荷実験および静的水平載荷実験を行った。これらの実験について、以下にその概要を示す。

4.2.1 圧入施工実験

実験敷地地盤は、地盤調査結果より地表面から約 10m までは粘性土化した軟弱な関東ロームが堆積していることが確認されている。本実験に際して、敷地内の 5 地点で SWS 試験を実施した。これらの試験結果から、前節で述べた佐賀での実験同様に、換算 N 値を導く。ここでは粘性土であるため、式(3.1)を用いる。換算 N 値の深さ方向分布を図-4.11 に示しておく。この図から、深度約 4.0m までは N 値 3 のほぼ一様な粘性土層であり、それ以深で N=10~15 に増加する性状であることが分かる。

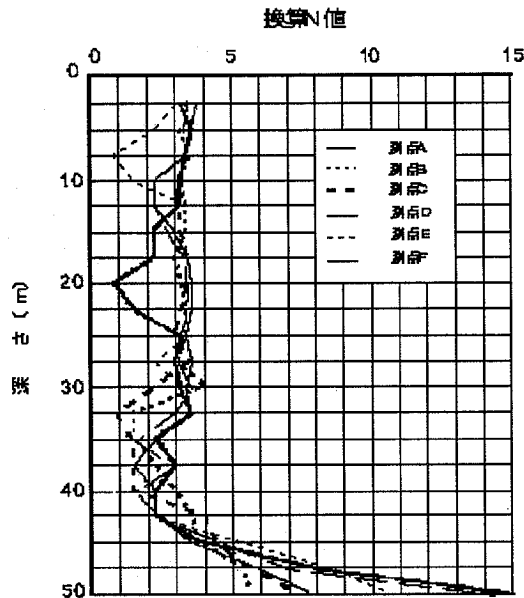


図-4.11 換算N値分布図

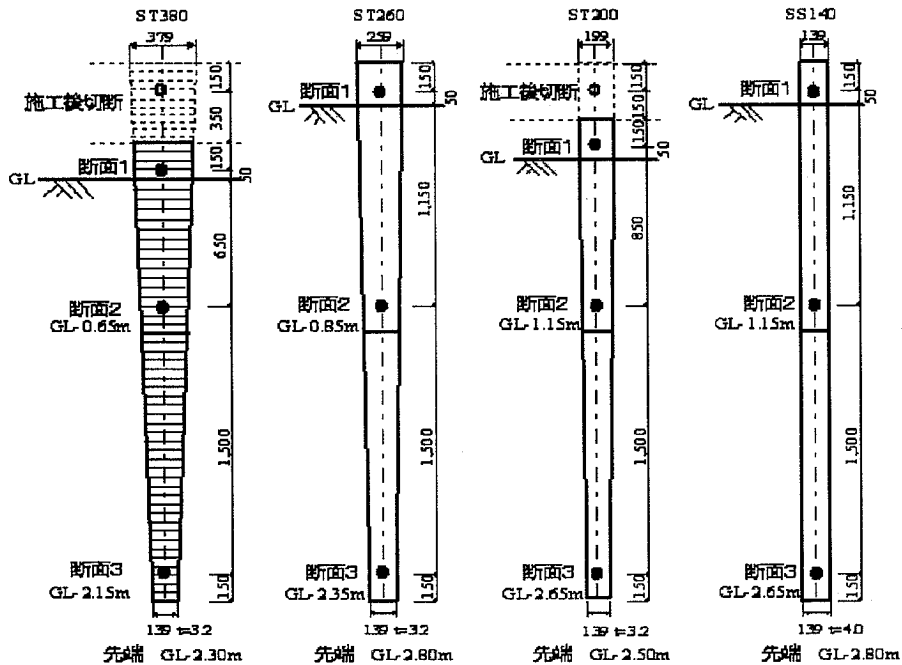


図-4.12 杭体概要図

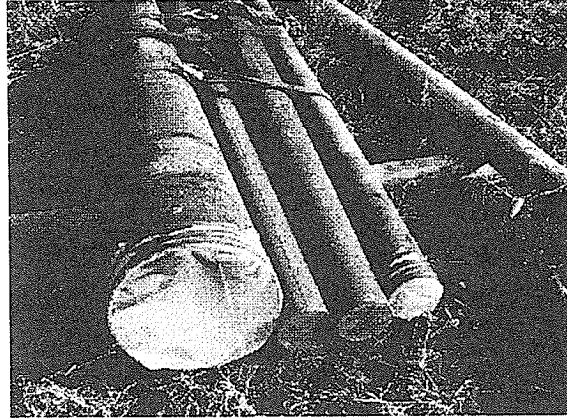


図-4.13 杭姿の写真

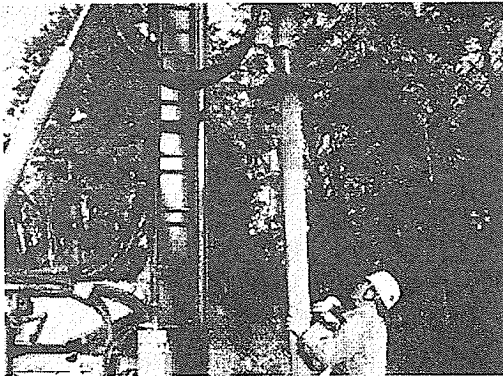


図-4.14 圧入施工実験中写真

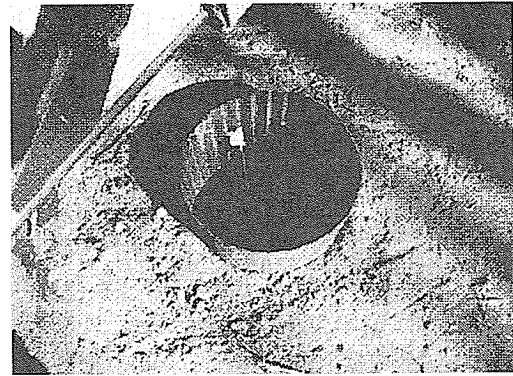


図-4.15 圧入施工実験終了後の状況写真

本実験に用いた杭は、前述した佐賀での実験に用いた鋼管杭 SS140、ST200、ST260、ST380 と同じ杭を用いた。歪ゲージも同様の方式で設置するが、図-4.12 に示すように、ST380 および ST200 の杭は、圧入施工時に貫入不能になったため、地表面から約 20cm を残して切断したのち、地表面から約 5cm 上の内面に歪ゲージを貼付している（図-4.13 参照）。

図-4.14 および図-4.15 に示すように圧入用杭打機(最大反力=約 140kN)を用いて圧入施工実験を実施した。ただし、ST200 および ST380 の杭は、圧入途中で施工機械の能力限界に達したために圧入を止め、図-4.12 中に示したように地表面から約 0.2m 上部で切断した。なお、GL+0.05m の位置の杭内部 4 ヶ所

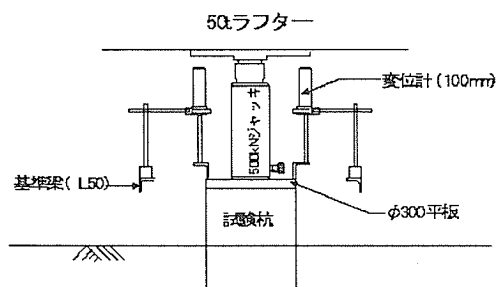


図-4.16 鉛直載荷実験概要

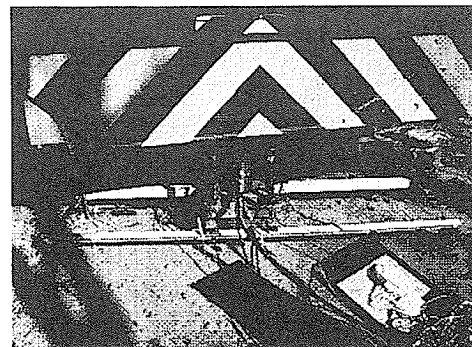


図-4.17 載荷実験中の状況写真

に新しく歪ゲージを設置し、この位置を断面 1 と呼称することとした。ここに各杭の杭中心間隔の最小値は 1,550mm(杭頭径の約 4.0 倍以上)であり、杭相互の影響はほとんど無視できるものと判断できる。実験時の測定事項は、各杭ともに杭の貫入量 0.1m ごとに各断面の軸歪値と経過時間である。

4.2.2 静的鉛直載荷実験

圧入施工実験した杭について、静的鉛直載荷実験を実施した。この実験は、図-4.16 および図-4.17 に示すように、50 ton ラフターを反力として杭頭との間にジャッキ（容量 500kN）を設置して載荷する方式を採用している。

計測は、杭頭の沈下量として試験杭の杭頭に設置した 2 点の変位計で行っている。また、載荷を行う油圧ジャッキに接続した圧力変換器により、杭頭に与える荷重が記録されている。さらに、鋼管杭の軸力分布を計測するために、杭体のひずみは 6 点で計測されている。

4.2.3 静的水平載荷実験

水平載荷実験は、図-4.12 に示す杭頭突出部の地表面から約 0.1m 上部に手動ジャッキおよびロードセルを介した布製バンドを設置し、鋼製の反力桁を反力として水平加力する方式で行った。実験杭の配置、載荷方向（矢印）および歪ゲージ（A～D）との関係などを図-4.18 に示す。

実験時の測定事項は、杭頭水平変位 (GL +0.1m)、杭頭水平荷重および杭体曲げ歪であり、これらの測定は杭頭水平変位が約 0.001m 毎に行った。ただし、載荷は杭全長にわたって弾性限界内に収まるように予測・設定した最大水平荷重（後述の実験結果を参照）までとした。

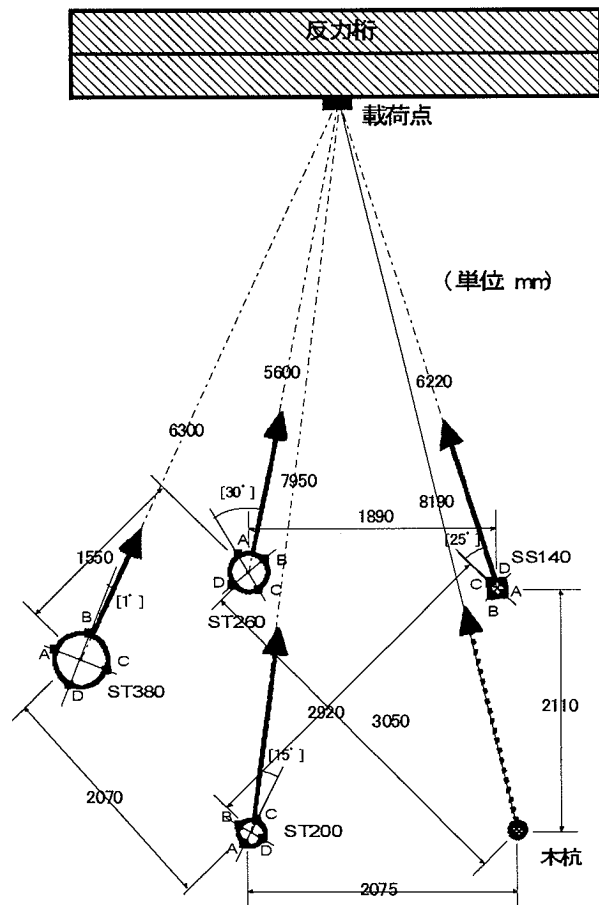


図-4.18 実験杭の配置および載荷方向

4.3 埼玉県吉川市での実験

埼玉県吉川市の実験現場において、圧入施工実験、静的鉛直載荷実験および静的水平載荷実験を行った。本節では、これらの実験について概要を示す。

4.3.1 圧入施工実験

実験現場の敷地は、南側がやや広い扁平の長方形である。敷地内で実施した地盤調査地点の配置関係などは、図-4.19 に示す通りである。

同図で見られるように、本実験敷地においては 6ヶ所で SWS 試験が行なわれている。ただし、試験が

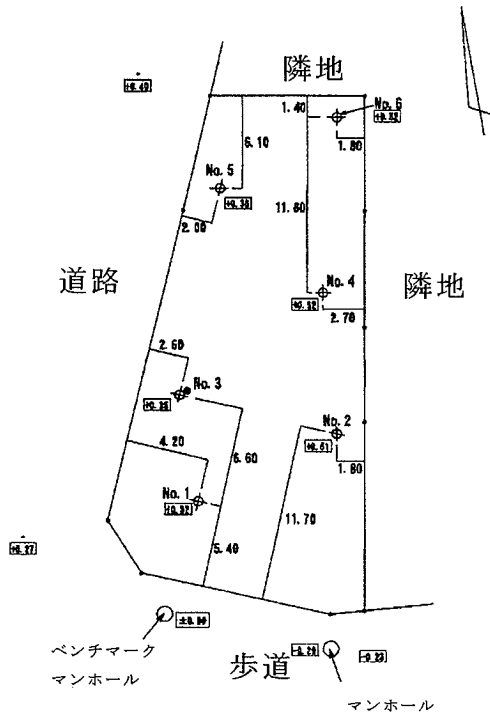


図-4.19 実験現場敷地図

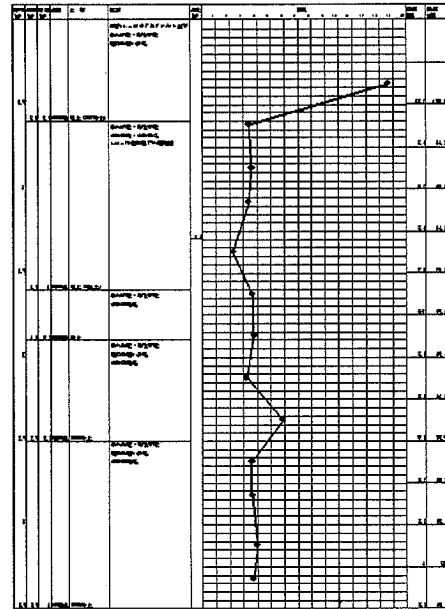


図-4.20 N値の深さ方向分布および土質柱状図

実施された位置に近い試験結果のみを、図-4.20 に示す。本実験敷地地盤は関東ロームに覆われていており、前節に示した茨城県猿島郡境町での実験敷地とは、関東平野におけるかなり近接した地域に位置していることから、地盤状況とその地盤構成はほぼ同様と考えられる。しかし、両敷地地盤で得られた SWS 試験結果からの換算 N 値の図を比較して分かるように、境町の実験現場のように換算 N 値が 3 程度でほとんど深さ方向に一定であるといった性状は、本実験敷地地盤では見られない。なお、この実験現場においては SWS 試験の他に土質サンプリング調査も行っており、本実験敷地地盤では深度約 1.6m までは人工的な盛土であり、それ以深は自然堆積土質であることが確認されている。

本試験に用いられた杭体の諸元およびその姿図は、それぞれ表-4.2 および図-4.21 に示したごとくである。実験に供した杭は、鋼管杭であり、5 本のうちの 3 本がテーパ杭、2 本が直杭である。テーパ杭は、杭頭部径が 290 mm、202 mm および 158 mm で、かつ先端部径は全て 114 mm であり、テーパ角を 0.04、0.02 および 0.01 と変化させている。肉厚は、全ての杭で 3.0 mm としたが、これは公称値である。すなわち、前項で示した実験杭のように、平鋼を溶接加工したが、特に杭体の圧縮試験を実施していないので、公称値を採用することとした。

一方、直杭は直径が 114.3 mm および 190.7 mm であるが、肉厚は圧入時に杭体が局部座屈しないように、それぞれ公称値 4.0 mm および 7.0 mm の鋼管を使用した。杭体の寸法は前述の佐賀および境の実験と異なるが、テーパ角の比率は同じである。歪ゲージ位置は、図に示すように杭体の 3 断面（頭部、中間、先端）にそれぞれ設置した。これらの杭体を現場に搬入し、圧入施工実験を始める前の状況写真を図-4.22 に示しておく。なお、実験杭の名称は No.1 (ST290) ~No.5 (SS190) を基本としているが、表-4.2 中に示したように佐賀市および境町の実験の場合と同じように杭の形状および寸法を考慮した名称（テーパ杭は ST、および直杭は SS）で、図表は表現していることをお断りしておく。

圧入実験は、杭打ち専用機を用い、佐賀市の東与賀および茨城県猿島郡境町の実験とほぼ同じ方法で

表-4.2 実験杭体諸元

実験 名称	実験 杭	頭部径 mm	先端部径 mm	テーパ [°] -角 rad.	肉厚 mm
No.1	ST290	290.0	114.0	0.04	3.0
No.2	ST200	202.0	114.0	0.02	3.0
No.3	ST160	158.0	114.0	0.01	3.0
No.4	SS114	114.3	114.3	0.00	4.0
No.5	SS190	190.7	190.7	0.00	7.0

杭長は全杭とも 200 mm

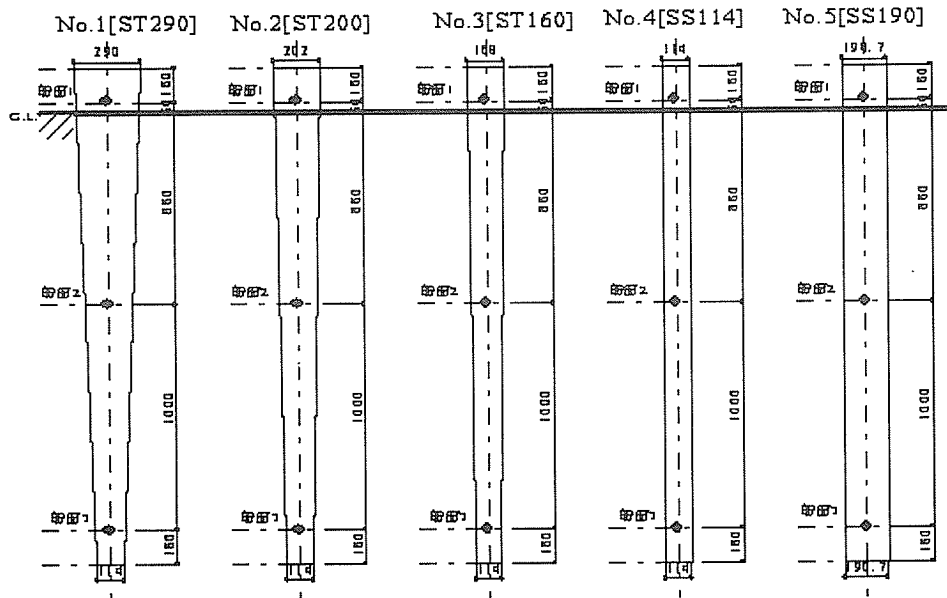


図-4.21 実験杭の姿図

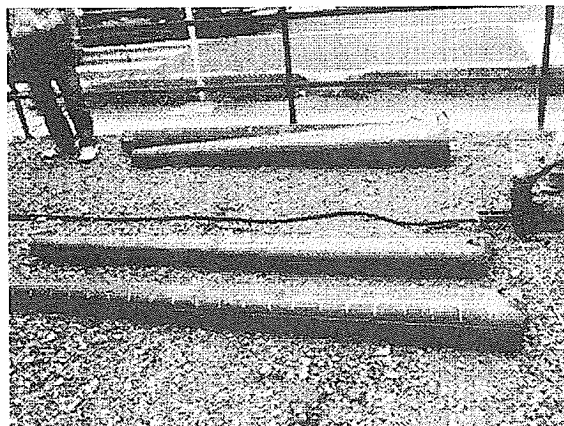


図-4.22 実験杭の写真

実施した。この実施状況の写真を図-4.23 に示しておく。

圧入施工実験時の計測事項は、杭の貫入量および杭頭部に設置したロードセルによる押し込み力である。また、杭体に設置したひずみ計により杭体軸ひずみも計測している。なお、これらの計測は 10cm 貫入するごとに行った。



図-4.23 圧入施工実験の状況写真 (No.5 (SS190) 杭)

4.3.2 静的鉛直載荷実験

圧入施工実験した杭について、静的鉛直載荷実験を実施した。この実験は、茨城県猿島郡境町で実施した実験と同じように、50 ton ラフターを反力として杭頭との間にジャッキ（容量 500kN）を設置して載荷する方式を採用している。

実験時の計測は、杭頭の沈下量として試験杭の杭頭に設置した 2 点の変位計で行っている。また、載荷を行う油圧ジャッキに接続した圧力変換器により、杭頭に与える荷重が記録されている。

4.3.3 静的水平載荷実験

水平載荷実験に供した杭は、境町での試験と同様に圧入用杭打ち機を用いて圧入施工された。そして、図-4.21 に示す杭頭突出部の地表面から約 0.1m 上部に手動ジャッキおよびロードセルを介した布製バンドを設置し、鋼製の反力桁を反力として水平加力する方式で行った。実験を行う様子を図-4.24 に示す。また、実験杭の配置、載荷方向（矢印）および歪みゲージ（A～D）との関係などを図-4.25 に示す。この図で分かるように、境町での実験とは異なり、歪みゲージ位置および載荷方向を全ての杭において一致させている。

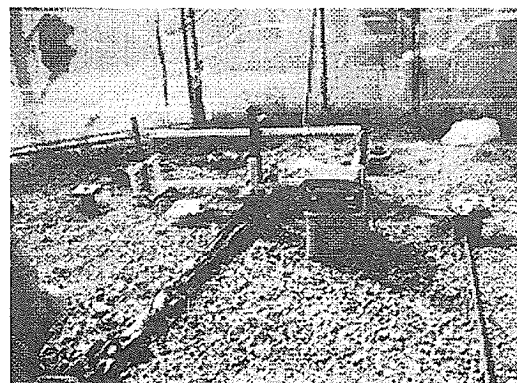
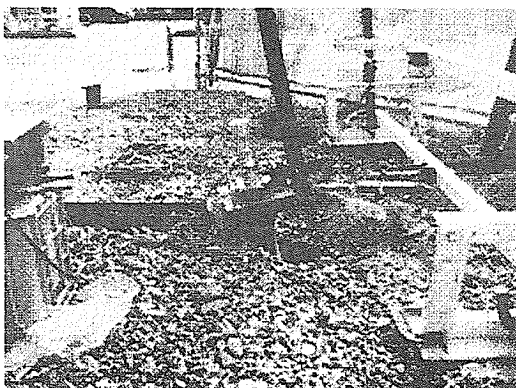


図-4.24 水平載荷試験の状況写真

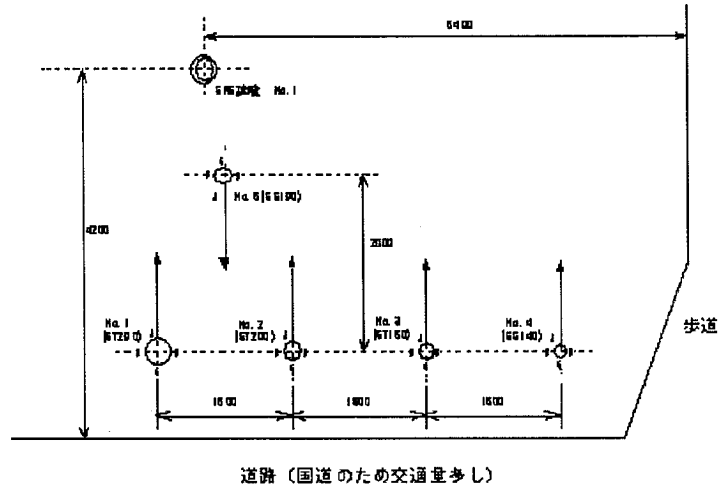


図-4.25 実験杭の配置および荷重方向

4.4 参考文献

- 4.1) 稲田倍穂:「スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について」、土の基礎、8(1),pp.13-18,1960

第5章 実験結果

5.1 圧入施工実験について

5.1.1 佐賀県有明地区での実験

A) 押し込み力～貫入量の関係

圧入施工実験で得られた結果のうち、直杭またはテーパ杭の押し込み力～地表面からの貫入量関係をまとめて図-5.1に示した。この図から、以下のことが指摘できる。

- 1) 押し込み力は、直杭では杭先端の地表面からの貫入に対して最初は直線的に増加して、急激にピーク値に達し、その後低下する。直杭およびテーパ杭のいずれも、押し込み力が急激に増大している部分は、地表面からの貫入量が約1.7m～2.2mにかけてほぼ一致している。これは、前項の図3.3に示した土質柱状図における超軟弱シルト層中のGL-2.5～3.0m間に狭在している砂層で生じていると推測できる。
- 2) 杭先端径が等しい直杭に対して、いずれのテーパ杭とも地表面からの貫入量が約2.1mの部分で押し込み力が大きくなっている。また、それぞれ同じ貫入量における押し込み力を比較すると、ほとんどテーパ杭が直杭よりも大きな値を示している。
- 3) テーパー杭間での比較は、テーパ角が最小のST200の押し込み力が最も小さい。しかし、ST380は最も大きなテーパ角を有するが、深度によってはST260の方が大きな押し込み力を示しているところがある。その理由として、杭貫入時に、杭の向きを鉛直にするために押し込み装置で補正を行なったことが考えられるが、それ以外は不明である。

B) 押し込み時の杭頭荷重と先端抵抗力分布

杭先端の地表面からの貫入量とロードセルによる杭頭押し込み力および歪み測定値からの換算杭先端抵抗力との関係をそれぞれ杭別に図-5.2～図-5.5に示している。なお杭先端の抵抗力は、各杭の断面3の平均歪みに4.1.1項で示した各杭断面3の較正係数を乗じて求めた。ただし、SS140およびST380では測定不良ゲージがそれぞれ一ヶ所あったので、対面に位置する2ゲージの平均値を採用していることとする。また各図とも地表面からの貫入量が約1.0m以深から描いている。

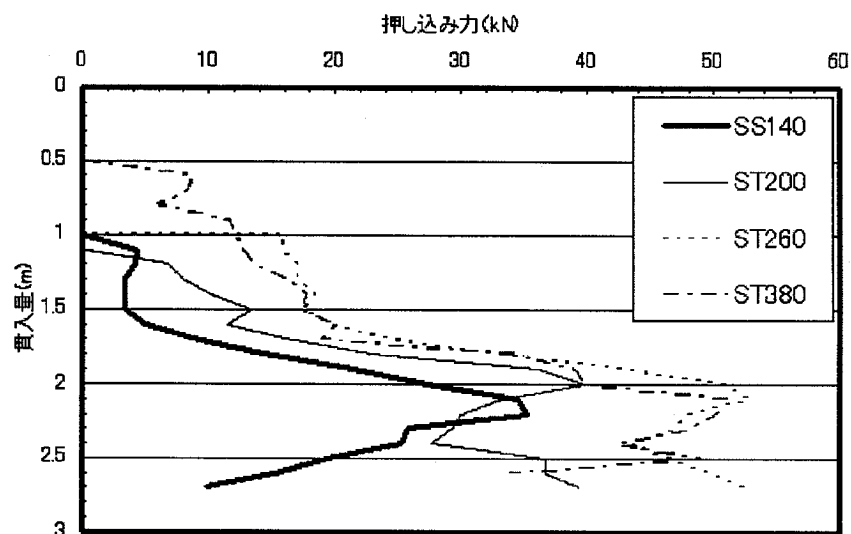


図-5.1 押し込み力～地表面からの貫入量関係

これらの図から、以下のことが読み取れる。

- 4) 4つの図を見てわかるように、直杭は杭頭押し込み力と杭先端抵抗力の差があまり見られないが、これに対しテーパ杭はいずれにおいても、同じ貫入時における杭頭押し込み力と杭先端抵抗力の差が大きい。ST260 および ST380 は貫入し始めから差が大きく表れており、特にピーク値時点が最も大きい。ST380 では、杭頭押し込み力が杭先端抵抗力の約2.5倍の値となっている。これより、全杭の周面抵抗力は、テーパ杭のほうが直杭より大きい値を示すことがわかる。
- 5) 杭頭押し込み力は、テーパ角が大きくなるに伴い増大していることがわかる。ST260 と最も大きなテーパ角を持つST380のピーク値での杭頭押し込み力に差はほとんど見られないが、ST380のピーク値での杭頭押し込み力は最も小さなテーパ角を持つST200のそれの約1.35倍で、直杭であるSS140の約1.5倍となっている。つまり、テーパ杭の全摩擦抵抗力は、テーパ角が大きくなると増大する傾向があるといえる。また、直杭では、ピーク値後の杭頭押し込み力は先端抵抗力に近い値となっており、杭頭押し込み力はピーク値の約30%となる急激な減少が見られる。しかし、テーパ杭では直杭のような急激な減少は見られない。ピーク値後は約15~30%ほどの減少は見られるが、それ以降の杭頭押し込み力は増大していくのがわかる。先端抵抗力は直杭およびテーパ杭のいずれもピーク値後は

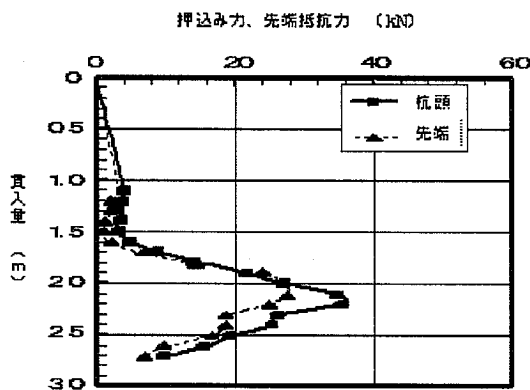


図-5.2 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(SS140)

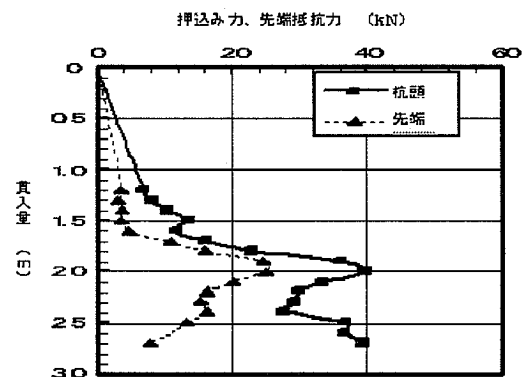


図-5.3 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(ST200)

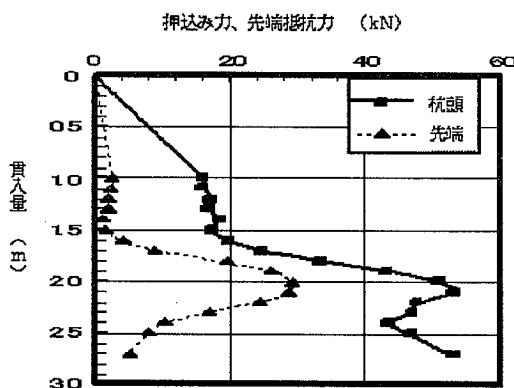


図-5.4 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(ST260)

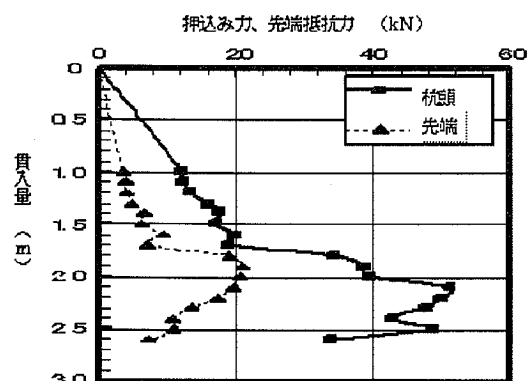


図-5.5 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(ST380)

減少し、増加は見られない。つまり、直杭よりもテーパ杭のほうがピーク値後の杭周面抵抗力が大きく、杭を支持できていることが推測できる。

- 6) いずれの杭において、杭先端抵抗力のピーク値は杭頭押し込み力のそれより若干浅い位置で発生していることがわかる。

5.1.2 茨城県猿島郡境町での実験

押し込み施工実験で得られた結果のうち、直杭およびテーパ杭の押し込み力～地表面からの貫入量関係をまとめて図-5.6 に示している。この図から以下のことがいえる。

- 1) 押し込み力は、直杭、テーパ杭ともに深度が大きくなるにつれてほぼ線形的に増加していて、最終的な押し込み力が、ほとんど、押し込み力のピーク値となっている。これは、前述したように地盤性状がほぼ一定であったためであると考えられる。

- 2) 押し込み力～貫入量関係において、切断

されて全根入れ長が短くなった杭であることを考慮すれば、全体的に圧入力は直杭 SS140 を最小として ST200<ST260<ST380 の順にテーパ角の増大に伴って圧入力が増加する傾向が見られる。

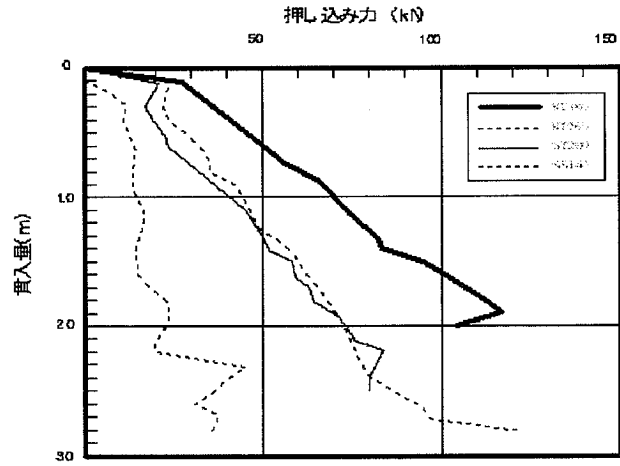


図-5.6 押し込み力～地表面からの沈下量関係

5.1.3 埼玉県吉川市での実験

A) 押し込み力～貫入量の関係

圧入施工実験によって得られた結果から、直杭およびテーパ杭に関する押し込み力～地表面からの貫入量の関係をまとめて図-5.7 に示す。これより以下のことが読み取れる。

- 1) 押し込み力は、貫入量が浅いところで急激な増加を見せており、いずれの杭も深度 0.2～0.3m でピーク

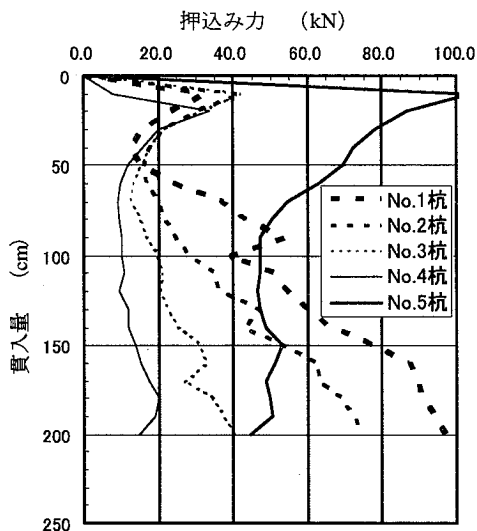


図-5.7 押し込み力～地表面からの貫入量関係

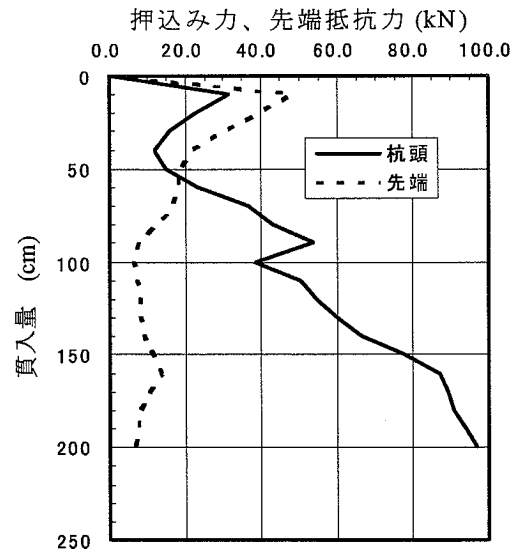


図-5.8 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(No.1杭)

ク値を示す。これらは、図-4.20を見ると分かるように、スウェーデン試験からの換算N値が大きくなっている深度とほぼ一致している。したがって、杭周面摩擦力が余り発揮されていない深度から判断すれば、この深度における押し込み力は杭先端抵抗力に大きく依存した結果となったためと考えられる。そして、ほぼ1.0m以深においては、テーパ杭では押し込み力が増加傾向にあるが、直杭ではほとんど一定の性状を示すことが分かった。

2) 各テーパ杭の間で比較すると、1m以浅では、テーパ角の最も小さいNo.3 [ST160] 杭の押し込み力が、それよりテーパ角の大きいNo.2 [ST200] 杭あるいはNo.1 [ST290] 杭のそれらより若干上回っているところもあるが、最終押し込み力はテーパ角が大きい杭ほど大きな押し込み力を示している。

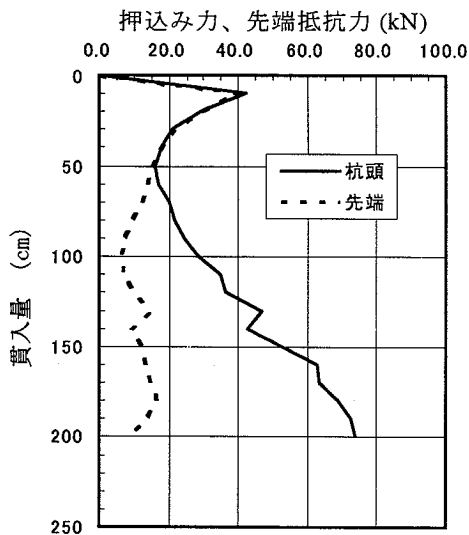


図-5.9 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(No. 2 杭)

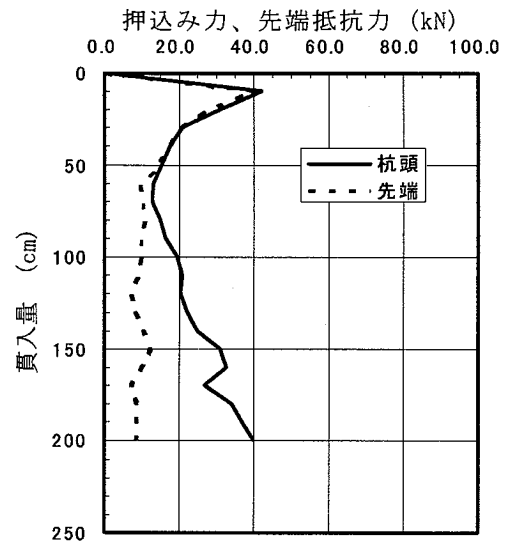


図-5.10 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(No. 3 杭)

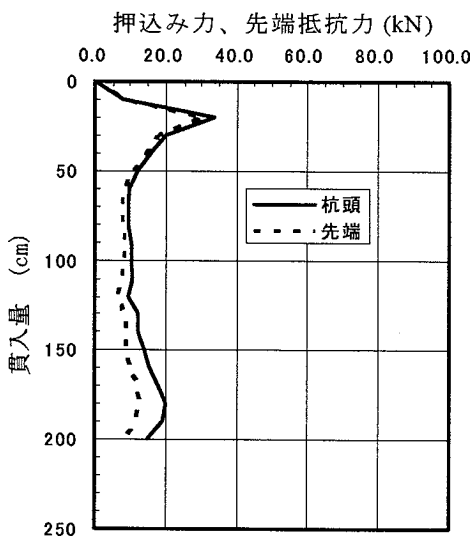


図 5-11 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(No.4 杭)

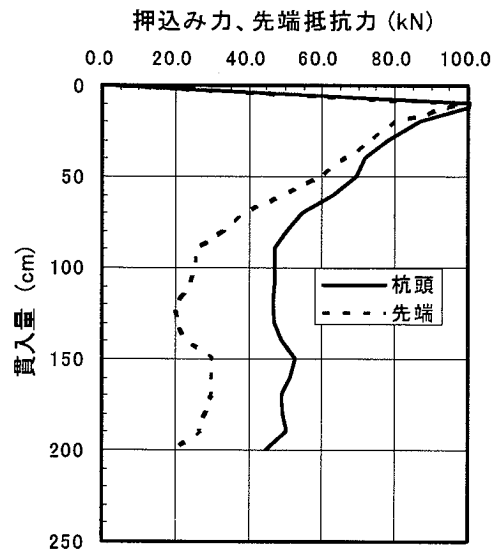


図 5-12 押し込み力&先端抵抗力～貫入量関係
(No.5 杭)

3) 直杭同士での比較では、杭径の大きい No.5 [SS190] 杭が No.4 [SS114] 杭より押し込み力が大きくなっており、最終の押し込み力は前者が後者の約 2.5 倍に達している。

B) 押し込み時の杭頭荷重と先端抵抗力分布

杭先端の地表面からの貫入量とロードセルによる杭頭押し込み力および歪み測定値からの換算杭先端抵抗力との関係をそれぞれ杭別に図-5.8～図-5.12 に示している。なお杭先端の抵抗力は、佐賀県有明地区での実験と同じように、各杭の断面 3 の平均歪みに校正係数を乗じて求めた。これらの図から、以下のことが指摘できる。

- 4) 杭頭押し込み力と先端抵抗力の差、すなわち摩擦力に関してはテーパ角が大きくなるに伴い増大する性状が明確に示されている。
- 5) 上記の性状をより定量的に見るため最終押し込み時の杭表面摩擦力で比較すれば、最大テーパ角の No.1 杭の摩擦力は約 89.0 kN を示すのに対して、No.2 杭では約 65.6 kN および No.3 杭では約 31.4 kN が得られた。これに対して直杭では、杭径 114 mm の No.4 杭が約 6.6 kN、そして直径 190 mm の No.5 が約 25.7 kN となっており、テーパ杭の杭周面摩擦力発揮度が高いことを示す実験結果となっている。

5.2 静的鉛直載荷実験

5.2.1 佐賀県有明地区での実験

静的鉛直載荷実験で得られた結果のうち、載荷荷重～杭頭変位量関係をまとめて図-5.13 に示す。これより以下のことが読み取れる。

- 1) 直杭、テーパ杭ともに、押し込み力を増加させていくと、やがて極限荷重に至る。この極限荷重は、特に SS140、ST380 で顕著だが、前項の圧入施工試験での最終圧入力よりも大きいことが分かる。これより、圧入施工後、地盤の強度回復がおこっていると考えられる。

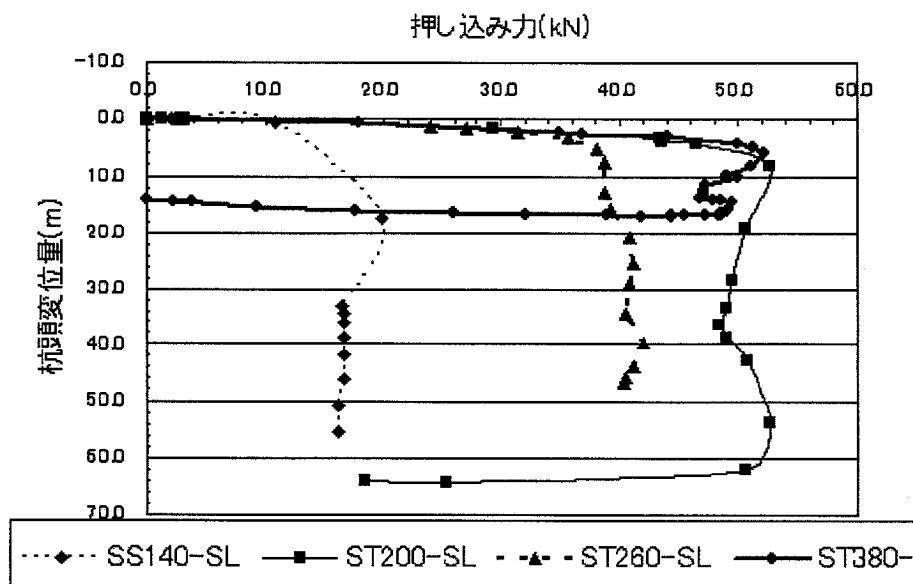


図-5.13 載荷荷重～杭頭変位量関係

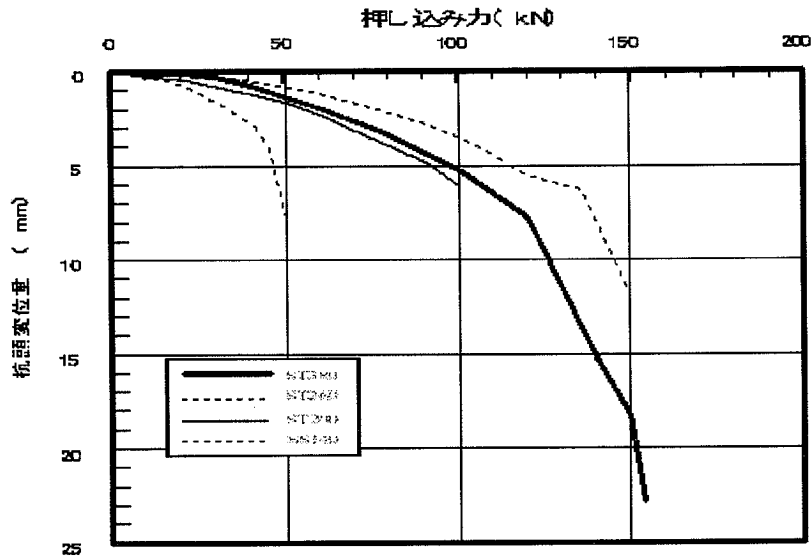


図-5.14 押し込み力～杭頭沈下量関係

2) 圧入施工実験同様、直杭よりもテーパー杭の方が大きな押し込み力を示す。また、大きなテーパー角の杭ほど大きな押し込み力を示すが、ST260とST380の差はあまり顕著ではない。この理由としては、前項で挙げた、杭貫入時に、杭の向きを鉛直にするために押し込み装置で補正を行なったことが考えられるが、それ以外は不明である。

5.2.2 茨城県猿島郡境町での実験

テーパー杭3本および直杭2本で実施した静的鉛直載荷実験で得られた結果のうち、押し込み力（杭頭鉛直荷重）～杭頭変位量関係のこれら全杭をまとめて、図-5.14に示してある。これらの図より、以下のことが読み取れる。

- 1) 直杭、テーパー杭ともに、押し込み力が増加するに従い、杭頭沈下量は増大し、極限荷重に達する。この極限荷重は、前項の圧入施工試験での最終圧入力よりも大きいことが分かる。佐賀での実験同様、圧入施工後、地盤の強度回復がおこったことがうかがえる。
- 2) 前項で記した押し込み力～貫入量関係とは様相を異にしており、同じ変位量での荷重値はテーパー角最大のST380とST260との結果が逆転している。この原因としては、ST380の方がST260よりも約0.5m短い根入れとなったことが、その一因だと考えられる。

5.2.3 埼玉県吉川市での実験

本現場における鉛直載荷実験は、圧入施工実験が終了した直後に第1回目の実験を行っている。しかしこの実験は、通常行われるように杭施工後に一定の養生期間をおいていないため、参考実験と考えて、この実験後約一ヶ月の養生期間をおいた後に改めて第2回目の実験を実施している。したがって、本論文では第2回目の静的鉛直載荷実験を検討の対象実験とした。

テーパー杭3本および直杭2本による静的鉛直載荷実験で得られた結果のうち、押し込み力（杭頭鉛直荷重）～杭頭変位量関係を、これらの全杭をまとめて図-5.15に示してある。これらの図より、以下のこ

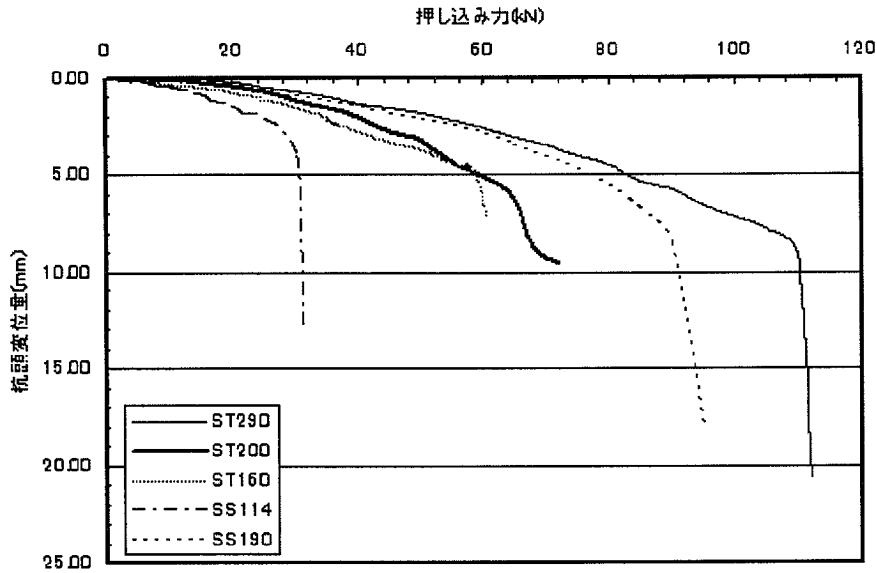


図-5.15 載荷荷重（押し込み力）～杭頭変位量関係

とが読み取れる。

- 1) 直杭、テーパ杭ともに、押し込み力の増加に伴って杭頭沈下量は増大し、No.2 [ST200] 杭を除いては極限荷重に達している。この極限荷重は、前項での圧入施工実験における最終圧入力に対して、大きな値を示している。特に、テーパ杭より直杭の方がその割合は大きくなることが判明した。
- 2) 杭径の異なる直杭を比較すれば、杭径が No.4 [SS114] 杭より約 1.7 倍大きい No.5 [SS190] 杭の方が、極限支持力は約 3 倍大きな値を示している。
- 3) テーパー杭の比較では、杭頭径が大きくなるにつれて極限支持力が増大する傾向は見られる。ただし、No.3 [SS160] 杭より杭頭径が大きな No.2 [SS190] 杭の極限支持力が若干大きい程度の値となっている。しかし、この杭においては図-5.15 に示されたように、最大荷重では未だ極限支持力と見なされる荷重ではないことがその原因である。

5.3 静的水平載荷実験

5.3.1 茨城県猿島郡境町での実験

茨城県猿島郡境町での水平載荷実験から得られた杭頭水平荷重～杭頭水平変位力関係を、図-5.16 に示す。この図から、以下のことが指摘できる。

- 1) 杭体の曲げ剛性が異なるため同一条件での比較は出来ないが、SS140 の直杭に対する各テーパ杭の性状として、同じ杭頭荷重における杭頭水平変位は何れも小さく、杭-地盤系としての抵抗剛性

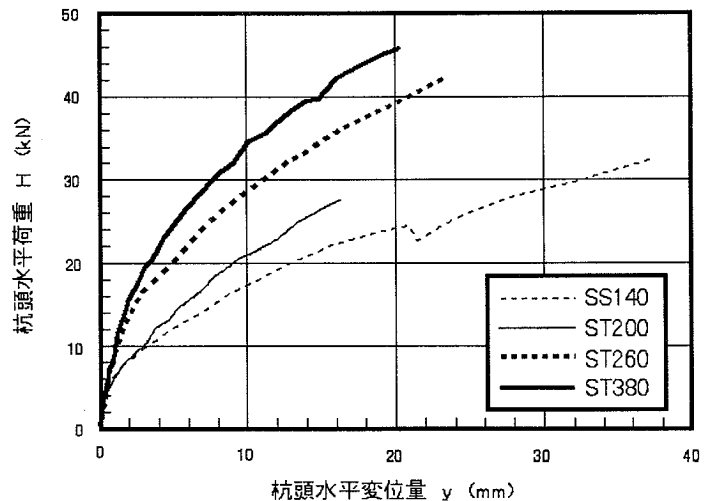


図-5.16 杭頭水平荷重～杭頭水平変位量関係比較図

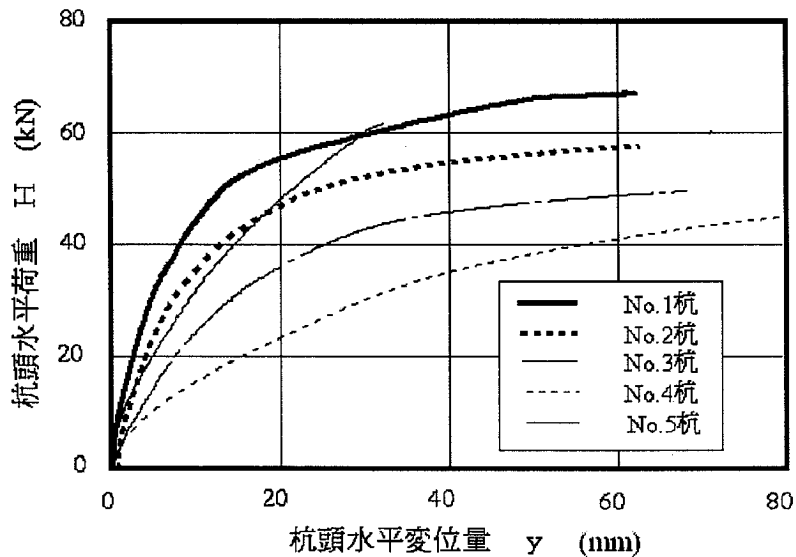


図-5.17 杭頭水平荷重～杭頭水平変位量関係比較図

が高くなる結果が示されている。

- 2) テーパー杭間の抵抗剛性比較では、テーパー角が増大するほど抵抗剛性が高くなっている。
- 3) 上記の事象は定性的なものであり、上述したように杭体の曲げ剛性を考慮した上での比較検討は、次章の解析結果との比較検討において詳述する。

5.3.2 埼玉県吉川市での実験

埼玉県吉川市での水平載荷実験から得られた杭頭水平荷重～杭頭水平変位力関係を、図-5.17 に示す。この図から、以下のことが読み取れる。

- 1) 前項で示した茨城県猿島郡境町での水平載荷実験結果と同じように、テーパー杭間の杭－地盤系の抵抗剛性比較では、テーパー角が増大するほど抵抗剛性が高くなっている。
- 2) 杭頭径がほぼ同じ No.5 直杭 (SS190) と No.2 テーパー杭 (ST200) との比較では、低荷重域での抵抗剛性は若干の相違が見られるが、ほぼ同じ抵抗剛性を示しているが、荷重が大きくなると直杭の方の抵抗剛性が大きくなる性状が認められる。
- 3) 上述したように杭体の曲げ剛性を考慮した上での比較検討は、次章の解析結果との比較検討において詳細に述べる。

第6章 解析結果と実験結果との比較検討

6.1 圧入施工実験結果の解析

6.1.1 佐賀県有明地区での実験結果の解析

A) 解析に用いる定数の決定

佐賀県有明地区での実験結果を解析するにあたり、必要となる地盤定数は、第4章の実験地盤概要で示した SWS 試験結果による換算 N 値について基づいて決めることにした。なお、実験地盤の調査結果をもとに、シルト層と砂層に分けて地盤定数を決定することとした。

B) 解析条件

まず、土の単位体積重量 γ は、東京の地盤の単位体積重量を参考に、砂質、シルト質、粘土質のそれぞれの値を平均して $15.6(\text{kN}/\text{m}^3)$ と定めた。静止土圧係数 K_0 は、既往の実測地、実験値および、長期的な土圧変動などを考慮し、0.5 を採用した。一方、鋼管杭の弾性係数は、鋼材のヤング係数の公称値である $E_p=2.0 \times 10^8(\text{kN}/\text{m}^2)$ を採用することとした。

以上の情報をもとに、解析上の薄層要素に対しては、図-4.2 の SWS 試験に基づき、区分長一定の 0.25m を与え、各要素間では一定の換算 N 値を持つとして杭周面抵抗力を算定する。なお、杭先端抵抗力に関しては、地盤と杭先端面間は摩擦粗面であるとし、図-3.8 に示す杭先端下部の土楔での底角には $\psi = \phi$ を与える。ただし、杭先端の地盤条件は、圧入時の杭先端下にある一つの薄層要素を対象として、地盤定数を与えた。また、杭周面に関しては、第3章の解析方法の式(3.3)において、杭表面と地盤間の摩擦角 μ と杭表面に作用する付着力 C_a はそれぞれ $\mu = \phi$ 、 $C_a = C_u$ と仮定した。これらの定数と条件により解析を行なった。

C) 地盤定数

シルト層に関する地盤定数は、試験操作が最も容易なことから業務において多用されている一軸圧縮試験結果に基づいて決定する。一軸圧縮試験は、サンプリングの際に試料が乱れることが影響するという欠点があるが、今回のシルト層が図-4.3 に示されているように沖積粘性土であり、シンウォールチューブによって比較的容易に乱されない試料を採取することができるため、この方式で行った。土質は 1.5 ~ 2.3m の深さで採取した 2 供試体による試験結果を用いることとした。内部摩擦角 $\phi = 0$ と仮定して、2 供試体の一軸圧縮強さ q_{u2} から式(6.1)により粘着力 C_u を定め、かつ式(6.2)に基づいて変形係数 E_s を求めることとした。

$$C_u = \frac{q_u}{2} \quad (6.1)$$

$$E_s = \frac{\frac{q_u}{2}}{\frac{q_u}{2} \text{に相当するひずみ}} \quad (6.2)$$

ここに、2 試供体の平均として $C_u=7.0(\text{kN}/\text{m}^2)$ および $E_s=260(\text{kN}/\text{m}^2)$ を用いることとした。

しかし、対象となっているシルト層は純粋な粘性土ではなく、細粒砂を多く混在している混合土と思われるため、内部摩擦角 ϕ は零とみなせないものと判断できる。したがって、解析には内部摩擦角を考慮する必要があるが、土質の分類が粘性土または砂質土の 2 つに分けられることが多い。これらのことを考えて、混合土として内部摩擦角は、文献 6.1) で示されている東京都江東区の地下鉄工事現場における土質調査結果などを参考に決定することとした。東京都江東区の地下鉄工事現場は、今回の実験現

場と似た超軟弱シルト地盤である。その工事現場で行われた土質試験結果と照らし合わせ、最も土質の性質が似ている部分の内部摩擦角を用いることとした。その結果、今回の解析においては、内部摩擦角 $\phi=10^\circ$ と仮定することとした。

また、シルト質のポアソン比 ν は砂質土と粘性土との値を平均して定めることとした。文献 6.2) により、砂質土においては 0.25~0.35 の範囲にあることを考慮し、本解析では通常一般的に使用されている 0.3 と、粘性土においては飽和された非圧縮性の場合での 0.5 との平均である 0.4 をシルト層のポアソン比と仮定した。

図-4.3 に見られる GL-2.5m~3.0m 間の砂層に関しては、細粒砂が主体となった極緩土質である。砂層の場合、試料を乱さずに採取することが難しいため、前述の一軸圧縮試験が困難である。そのため、文献 6.3) による「SWS 試験からの換算 N 値より推定することとした。推定するに当たり、砂層の粘着力は $C_u=0(\text{kN/m}^2)$ と定め、変形係数 E_s および内部摩擦角 ϕ については、文献 6.4) を参照した。

$$E_s = 2800 \times N \quad (\text{過圧密された砂}) \quad (6.3)$$

$$E_s = 1400 \times N \quad (\text{正規圧密された砂}) \quad (6.4)$$

ここで、対象となる砂層が沖積砂質土であるため、式(6.4)で評価して変形係数 E_s を定めた。

さらに、内部摩擦角 ϕ についても、式(6.5)で定めることとした。

$$\phi = \sqrt{20N} + \phi_0 \quad (6.5)$$

式(6.5) 中の定数 ϕ_0 は、学会指針では 20° が推奨されており、実験結果との比較において、ばらつきの範囲値が $\pm 3^\circ$ となっている。そこで、直杭 SS140 の押し込み施工試験結果より、逆算により内部摩擦角を求めることとした。その結果、 $\phi_0=25^\circ$ が得られた。

6.1.2 佐賀県有明地区での解析結果

佐賀県佐賀市東与賀町の圧入施工実験について解析した結果のうち、押し込み量~貫入量関係を実験結果と比較して図-6.1~図-6.4 に示した。なお、解析には 4ヶ所で測定した SWS 試験のうち、実験杭と最も近い位置の測定結果による換算 N 値に基づいた定数を用いている。これらの図より、以下のことが指摘できる。

- 1) 直杭およびテーパ杭ともに、解析値は実験値の示す定性的・定量的性状の特性を全体的に良く表している。特に、図-4.3 に示した土質柱状図に見られる G.L.-2.5~3.0m 間に狭在する砂層において発生している実験のピーク値に関しては、解析値はほぼ同じ貫入量の深さで得られており、かつその絶対量もほぼ同じ値が得られている。
- 2) 解析および実験のいずれの結果においても、押し込み力はテーパ角の増大とともに増加しており、テーパ杭の圧入による杭周辺地盤の押し拡げ効果が作用していることを示唆している。具体的には、テーパ角が最小の ST200 杭とテーパ角が最大の ST380 杭を比べると、その押し込み力でおよそ 1.5 倍の差がある。ST200 杭と ST380 杭の先端抵抗力はほぼ同じであるので、杭周面摩擦抵抗力がテーパ角の増大とともに大きくなっていることが理解できる。また、定量的には、テーパ角が最大の ST380 杭において、そのピーク値以降で、解析結果が実験結果を上回っている。すなわち、解析においてテーパ杭の全摩擦抵抗力を若干過大に評価していることが分かった。
- 3) ピーク値を示した位置より以深においては、ST380 杭を除いて解析結果が実験値を下回る結果が示されている。詳細には、実験結果が解析結果よりもやや緩やかに減少していることが明らかとなっ

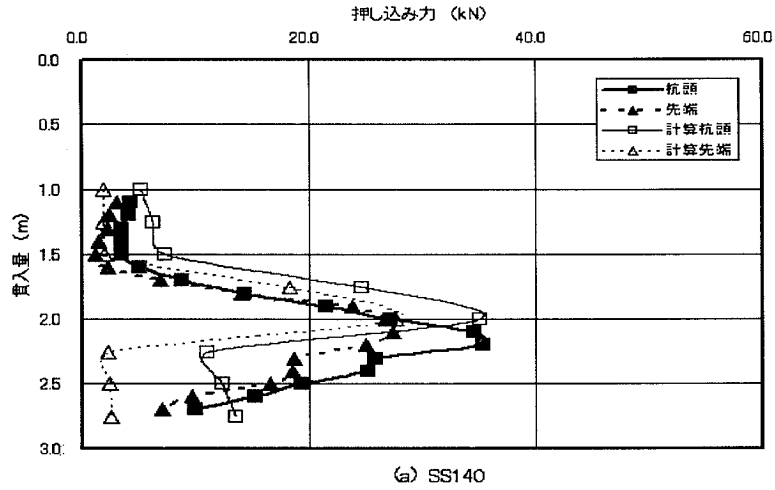


図-6.1 直杭 SS140 に関する比較

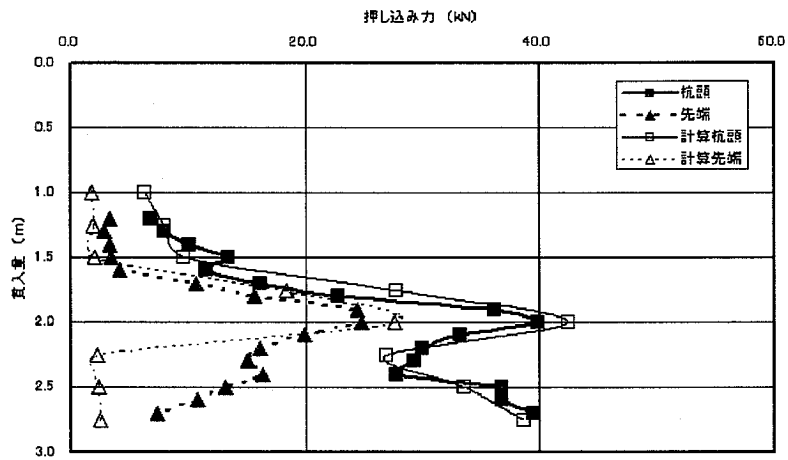


図-6.2 テーパー杭 ST200 に関する比較

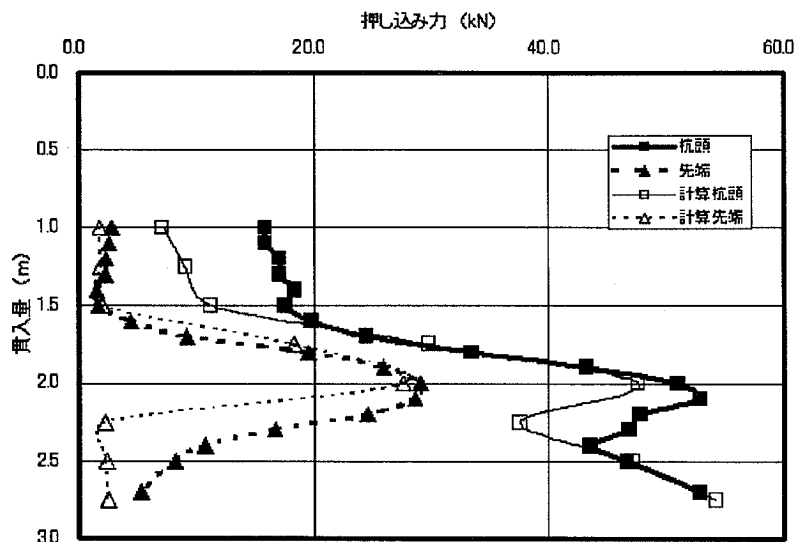


図-6.3 直杭 ST260 に関する比較

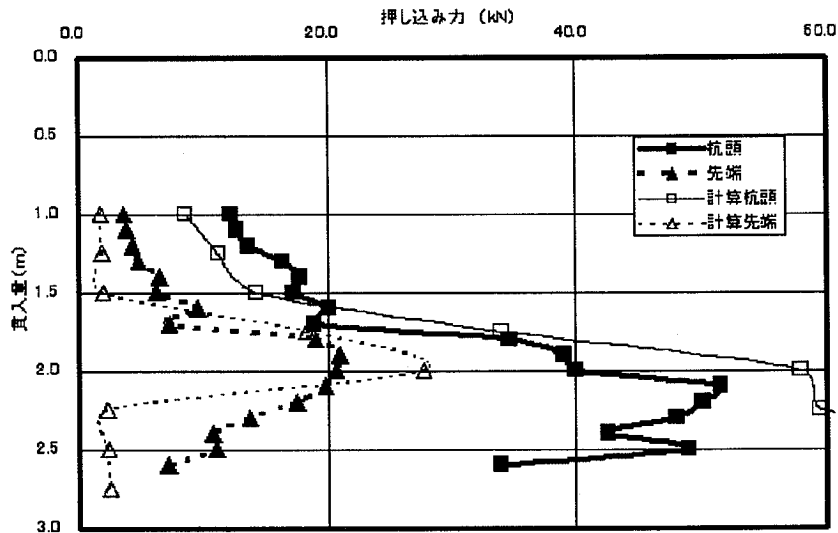


図-6.4 テーパー杭 ST380 に関する比較

た。つまり解析においては、考えられている以上に実大杭のピーク値以深の全摩擦抵抗は大きいものと推測できる。

- 4) 直杭とテーパー杭の比較においては、直杭では、押し込み力の増加はほとんど見られない。しかしテーパー杭では、先端抵抗力は直杭同様に増加する傾向は見られないが、押し込み力では解析結果および実験結果のいずれもピーク値を示した以深では一旦減少する。そして、さらに深度が増すと再び増加する傾向が示されている。つまり、テーパー杭の全摩擦抵抗力はピーク値後に急激な減少をもたらすことなく、直杭よりも十分な支持力を持ち合わせているものと推測できる。

6.1.3 茨城県猿島郡境町での実験結果の解析

A) 解析に用いる定数の決定

境町の地盤は地盤調査結果により地表面から約 10m までは関東ロームに覆われているため、主として粘土層として扱った(図-4.11 参照)。

B) 解析条件

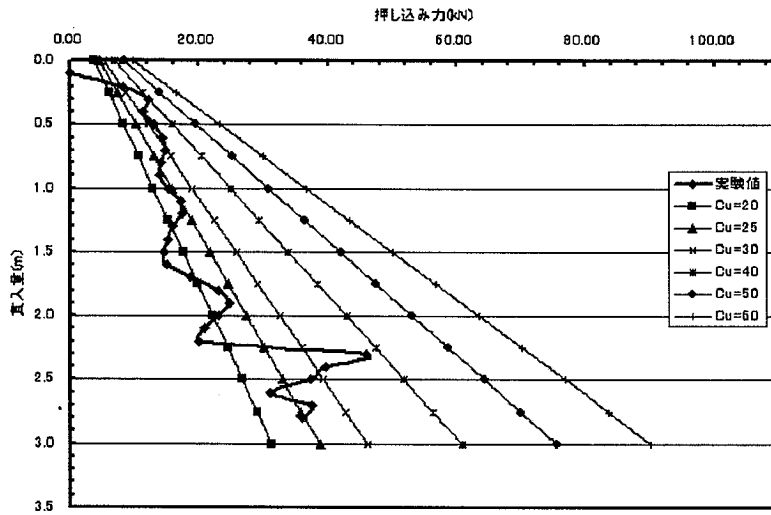
佐賀での実験同様、静止土圧係数 K_0 を 0.5 とし、また単位体積重量 γ を $15.6(\text{kN}/\text{m}^3)$ とした。一方、鋼管杭の弾性係数としては、 $E_p=2.0 \times 10^8$ を採用して、杭体の圧縮性についても解析では考慮している。

薄層要素は実験現場の SWS 試験に基づいて全区分長 0.25m に分割した。各要素間では一定の換算 N 値を持つとして杭周面抵抗力を算定した。杭先端抵抗力に関しては、地盤と杭先端の間には摩擦があると仮定して $\psi=\phi$ を採用した。その他の解析条件は、佐賀の場合と同じ設定にした。

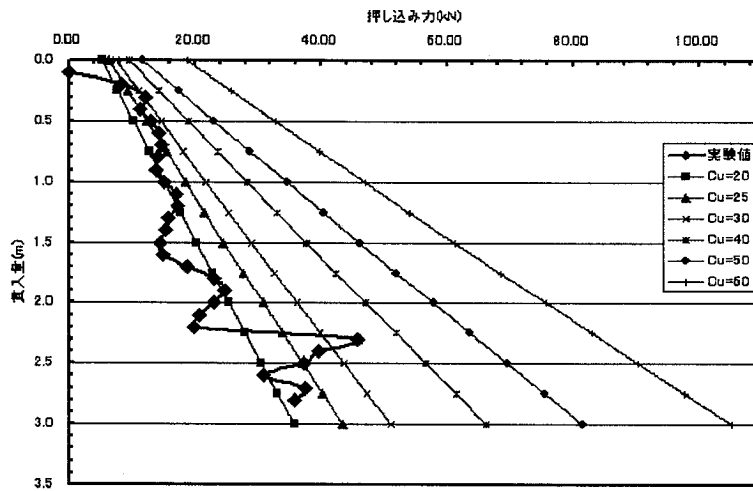
C) 地盤定数

文献 6.2)を参考にして、関東ロームの地盤定数を決定することとした。同文献によると関東ロームの内部摩擦角 ϕ は $0^\circ \sim 10^\circ$ の範囲に分布し、粘着力 C_u としては $20 \sim 60 (\text{kN}/\text{m}^2)$ 、変形係数 E_s は $20,000(\text{kN}/\text{m}^2)$ が示されている。ただし、 ϕ および C_u を決定するにあたり、直杭 SS140 に対する押し込み施工試験結果から ϕ および C_u の最適値を逆算で求めることとした。

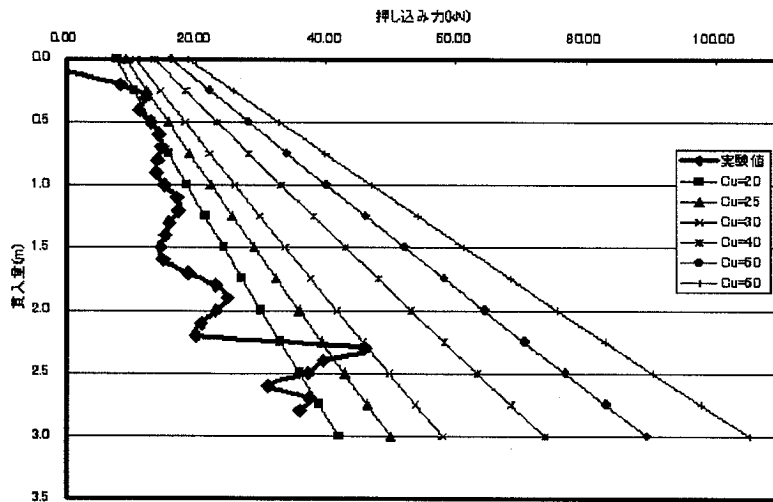
逆算を行なうにあたって、地盤定数を内部摩擦角 $\phi=0^\circ$ 、 5° 、 10° と変化させるとともに、それぞれ



(1) SS140 ($\phi=0.0\text{deg}$)



(2) SS140 ($\phi=5.0\text{deg}$)



SS140 ($\phi=10.0\text{deg}$)

図-6.5 直杭(SS140)に関する最適地盤定数を決定するパラメトリック解析

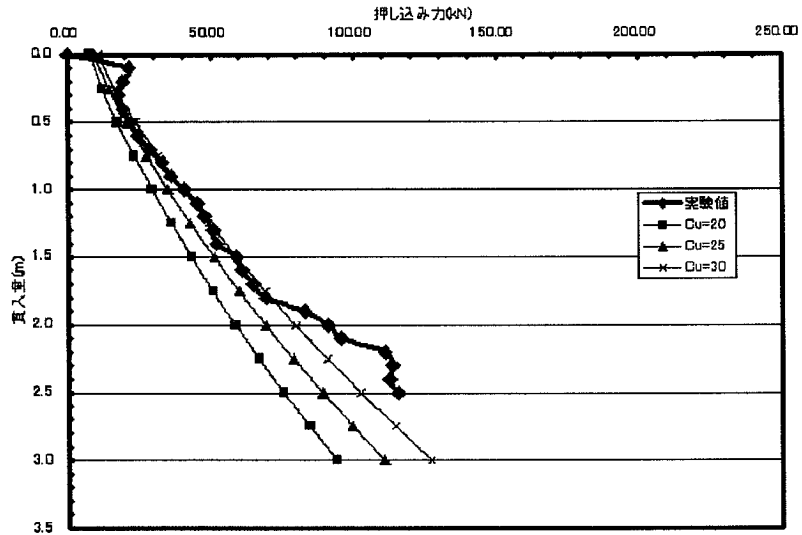


図-6.6 ST200($\phi=10.0\text{deg}$)

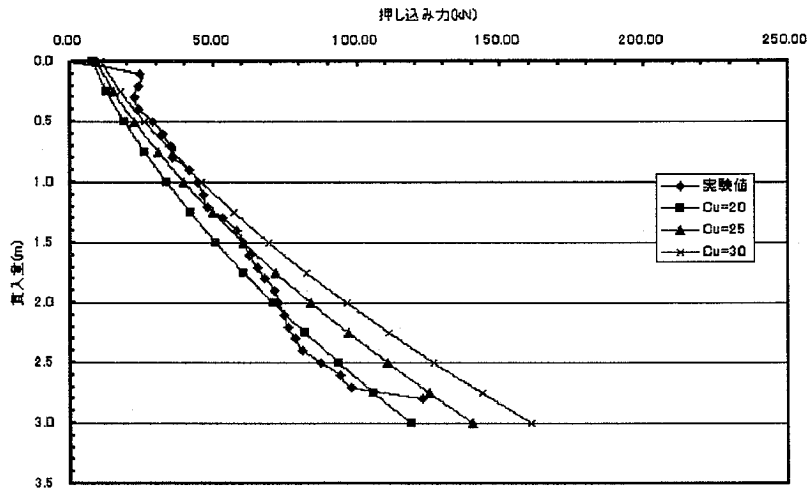


図-6.7 ST260($\phi=10.0\text{deg}$)

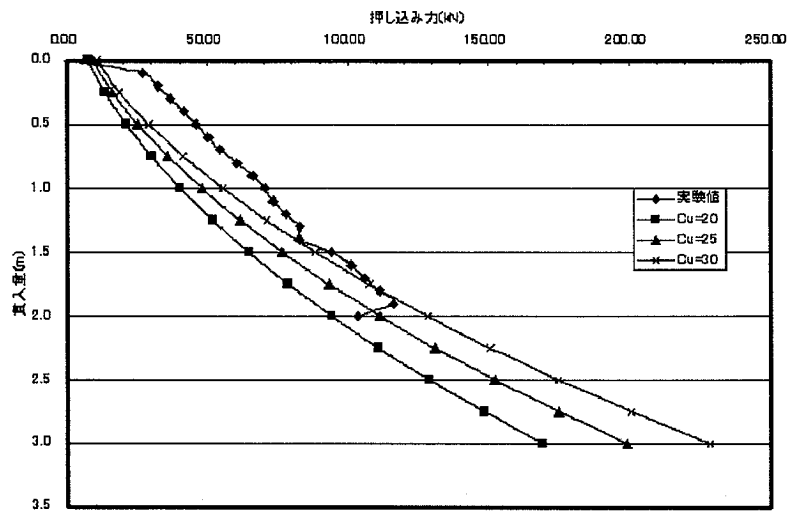


図-6.8 ST380($\phi=10.0\text{deg}$)

に粘着力 $C_u=20\text{kN/m}^2$ 、 30kN/m^2 、 40kN/m^2 、 50kN/m^2 、 60kN/m^2 を変化させたパラメトリック解析を行い、最も適当なものを選び出すこととした（図-6.5）。なお、基本的には直杭による結果に基づいて判断するが、テーパ形状であるため、締め固め効果により ϕ を大きく見積もることができることを考慮し、テーパ杭の解析結果も参考にして決定することとした。

直杭では、内部摩擦角 ϕ を小さくして解析を行なったものの方が実験結果に寄っている（図-6.5 参照）が、図-6.6～図-6.8 に示すテーパ杭の解析結果を見た場合、 ϕ を直杭よりも大きくした方がよい結果を与えることが分かる。これは、上述したようにテーパ杭の場合、地盤の締め固め効果があり、押し込み力が大きくなるためである。このことを考慮すると、 $\phi=10.0^\circ$ で $C_u=20\text{kN/m}^2\sim 30\text{kN/m}^2$ のときが最も実験値に近づいていると判断できる。この結果より、 $C_u=25\text{kN/m}^2$ を加えて比較すると、一致度の高い結果を示しており、実際の解析は $\phi=10.0^\circ$ および $C_u=25\text{kN/m}^2$ を採用することにした。なお、ポアソン比については、非圧縮性の飽和粘性土である $\nu=0.5$ を採用した。

6.1.4 茨城県猿島郡境町での解析結果

図-5.6 に示した茨城県猿島郡境町の圧入施工実験結果について、解析を行った。これらの解析結果における押し込み力へ貫入量関係を、図-6.9～図-6.12 に示した。解析結果と実験値の比較を示したこれらの図より、以下のことが読み取れる。

- 1) 本実験敷地地盤は、図-4.11 の換算N値分布図に見られるように、杭の圧入予定深さの G.L.-3m 付近までは換算N値が3程度のほぼ一様な関東ロームが堆積する地盤であることから、押し込み力は実験値および解析値ともに一様に増加する傾向が示されている。さらに詳細に押し込み力の増加性状を見れば、いずれの杭においても貫入量に対して若干下凸の曲線形状で増加する性状を示すことが分かる。すなわち、これらの結果は、実験地盤は関東ロームで粘性土と判定できるが、地盤特性としては解析で仮定した粘着力と内部摩擦角を有する中間土と評価する方が適していることを示唆している。
- 2) 直杭およびテーパ杭ともに、解析では実験結果の示す定性的性状を良く表現できている。そして定量的にみれば、直杭では解析値が実験値より全体的に大きな分布値を示すが、反対にテーパ杭では解析結果の方が実験結果より若干大き目の分布値となっている。しかし何れの場合においても、解析結果と実験結果との間には、定性的にもかなり良い一致性を示す結果が得られている。
- 3) 各テーパ杭における押し込み力の分布性状を比較すれば、解析結果および実験結果のいずれにおいても、テーパ角が 0.01、0.02 および 0.04 と増大するに伴って、杭の押し込み力は増加している。具体的には、深さ 3.0 m における解析結果を比較すれば、テーパ角 $\theta=0.01$ (ST200) 杭を基準として、 $\theta=0.02$ (ST260) 杭および $\theta=0.04$ (ST380) 杭は、それぞれ約 1.3 倍および 1.8 倍となることが分かった。ちなみに、同じ条件における直杭 (SS140) との比較としては、ST200 杭に対して約 0.5 倍の小さな押し込み力を示すことが判明した。
- 4) 解析値をみると、直杭では貫入量が大きくなっても押し込み力の増加の割合が一定であるが、テーパ杭の場合では、貫入量が大きくなると押し込み力の増加する割合も大きくなる。この増加する割合も、テーパ角が大きくなるほど、より大きくなる傾向にある。実験値もこれとよく似た傾向にあることが見てとれる。これは、杭先端での押し込み力を比較すると分かるように、いずれの杭でもほぼ同じ値であるが、杭頭の押し込み力が直杭よりもテーパ杭の方が大きくなっていることから、テーパ杭の場合、杭周面抵抗力の影響を受けていることが推測できる。さらに、テーパ角が大きいほど杭周面抵抗力の影響を大きく受けることも推測できる。

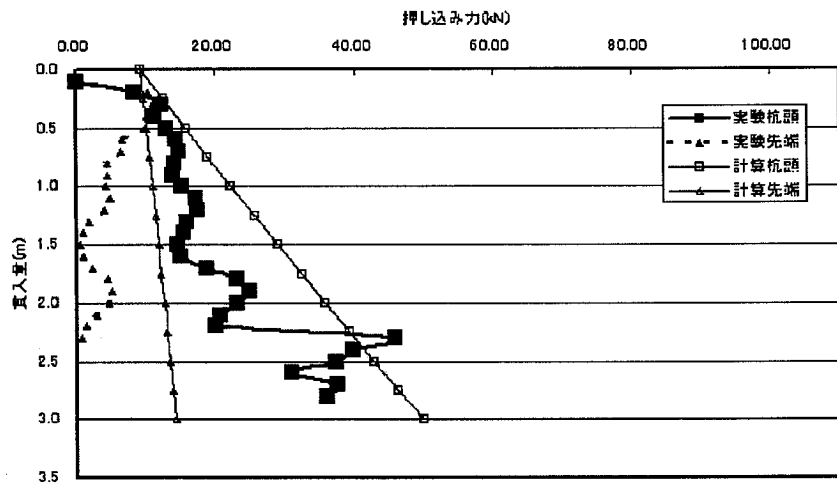


図-6.9 直杭 SS140 に関する比較

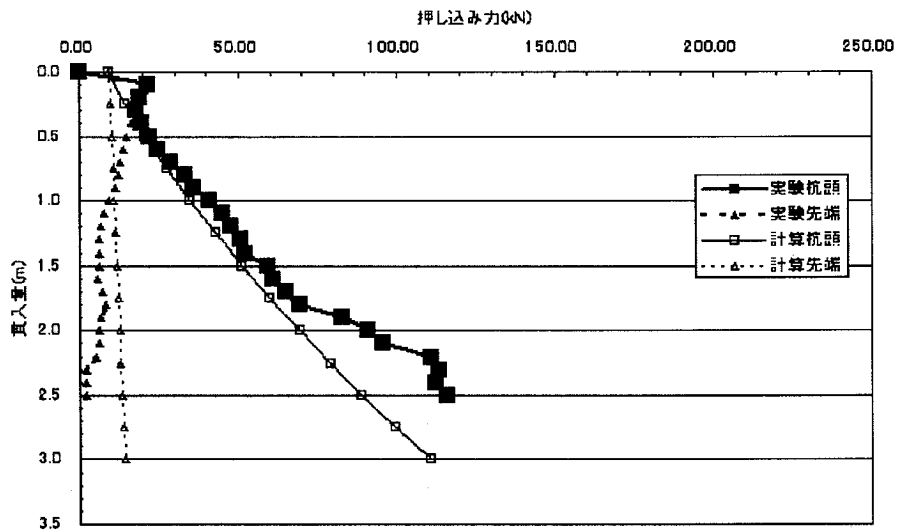


図-6.10 テーパー杭 ST200 に関する比較

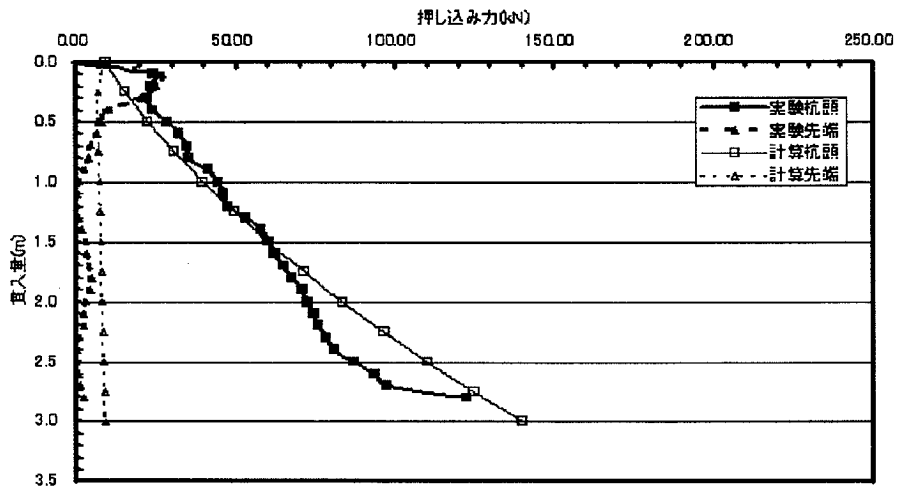


図-6.11 テーパー杭 ST260 に関する比較

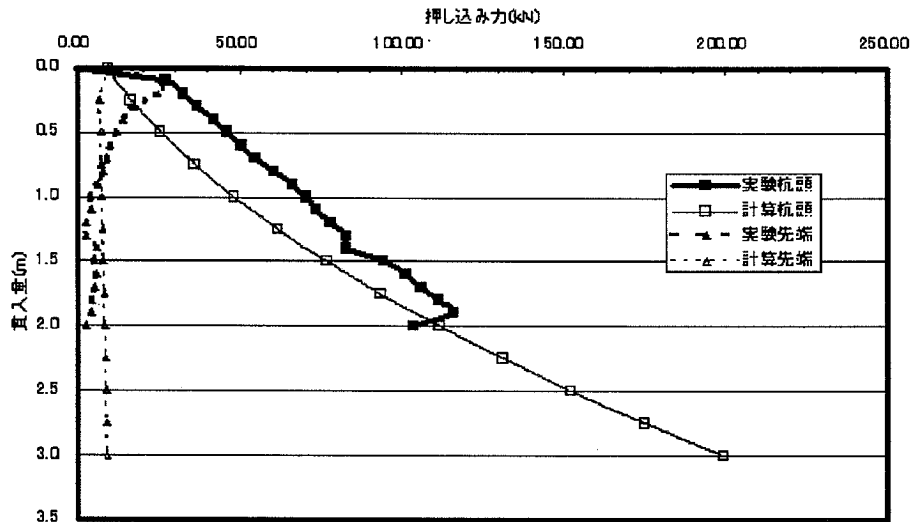


図-6.12 テーパー杭 ST380 に関する比較

6.1.5 埼玉県吉川市での実験結果の解析

A) 解析に用いる定数の決定

埼玉県吉川市の実験敷地地盤は、図-4.20に見られるように、茨城県猿島郡境町の実験現場と同じように地表付近は関東ローム層に覆われている。したがって、解析では主に粘土層として扱うこととした。

B) 解析条件

必要な解析定数および解析条件は、前節までに述べた佐賀および境での実験と同様の方法で決定することとした。なお、この実験現場では採取した土の供試体による室内土質試験を行っており、採取対象土質が軟らかい粘土であることから、水圧式固定ピストンサンプラーを用いて採取している。水圧式サンプラーは、ボーリングポンプの水圧を利用して、地中にサンプラーを静的に圧入するものである。採取後の試料は、振動を与えないように注意して試験室に搬入した。これにより、土の単位体積重量 $\gamma = 16.4 \text{ kN/m}^3$ であることが分かった。

解析上仮定する薄層要素は、実験現場のSWS試験に基づいて決定するが、本実験に用いた杭の長さは2,200mmであるため、SWS試験の250mm間隔に合わせるために44分割とし、各薄層要素の層厚を50mmとした。その他は佐賀市および境町での実験と同じ設定にした。

C) 地盤定数

地盤定数の内部摩擦角 ϕ と、粘着力 C_u はSWS試験結果に基づいて決定する。今回の実験敷地地盤は前述した境の地盤状況とは異なり、深度によって地盤性状が変化しているため、粘着力 C_u を決定するにあたっては、SWS試験結果から換算された q_u 値を用いることとした。SWS試験による荷重 W_{sw} と貫入量1m当たりの半回転数 N_{sw} の値と粘性土の一軸圧縮強度 q_u との関係については、次式の関係により換算している^{6.3)}。

$$q_u = 0.045W_{sw} (W_{sw} \leq 1000N) \quad (6.6)$$

$$q_u = 45W_{sw} + 0.75N_{sw} (W_{sw} = 1000N) \quad (6.7)$$

これらの換算 q_u 値を、前出の図3.27の右欄に示してある。

一方、内部摩擦角 ϕ は、佐賀での実験結果の解析と同様に、次式による評価を行なった。

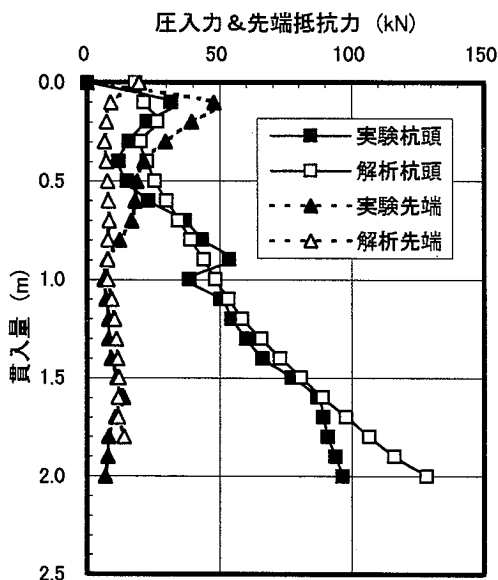
$$\phi = \sqrt{20N} + 20(\text{deg}) \quad (6.8)$$

直杭の SS114 および SS190 に対してこれらの C_u および ϕ を用いて解析を行ったところ、押し込み力は実験結果よりかなり大きな値となった。この結果に基づいて、 ϕ は式(6.8)で評価した値をもつと仮定し、換算 q_u 値を 0.25 倍、0.20 倍、0.15 倍、0.10 倍および 0.05 倍と変化させて解析を行なった結果、0.1 倍の計算結果が実験値に最も近い結果を与えることが分かったので、これらの値で解析することとした。

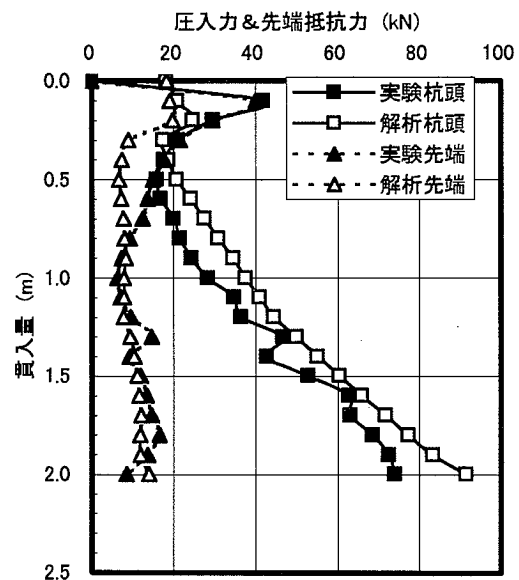
6.1.6 埼玉県吉川市での解析結果

以上の考察結果に基づき、各杭の実験結果に対して解析した結果のうち、杭頭圧入力および杭先端抵抗力～貫入量関係を図-6.13 に示す。これらの図より、以下のことが読み取れる。

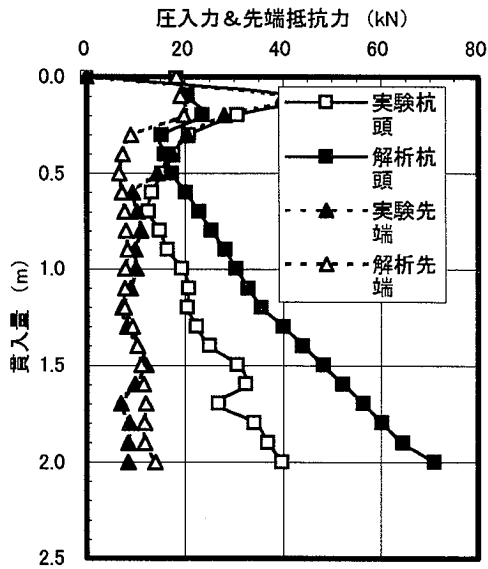
- 1) 直杭およびテーパ杭ともに、解析値は実験値の示す定性的・定量的性状の特性を全体的に良く表している。ただし、図-4.20 に示した土質柱状図に見られる G.L.-0.3m 付近に換算 N 値の大きな層が狭在している位置で発生する圧入力のピーク値に対して、No.1 杭および No.2 杭の解析値は若干小さな値を示すが、全体的に良い一致を示す結果が得られている。
- 2) 圧入力のピーク値以深において、テーパ杭 No.3 および直杭 No.5 の解析値が実験値よりかなり小さな値を示すが、その他の杭は定量的に良い一致を示している。
- 3) 杭先端抵抗力の解析値は、いずれの杭においても実験結果の示す定性的性状を良く表現しており、かつ定量的にもその一致性が高い結果が示されている。
- 4) 以上の考察結果を基にすれば、圧入力はテーパ角の増大とともに増加しており、テーパ杭の圧入による杭周辺地盤の押し広げ効果が作用していることを表している。具体的には、テーパ角が最小の No.3 (ST160) 杭とテーパ角が最大の No.1 (ST290) 杭を比べると、その圧入力でおおよそ 2.4 倍の差がある。テーパ杭の先端抵抗力は、いずれの杭もほぼ同じ値を示しているため、杭周面摩擦抵抗力がテーパ角の増大とともに大きくなっていることが理解できる。



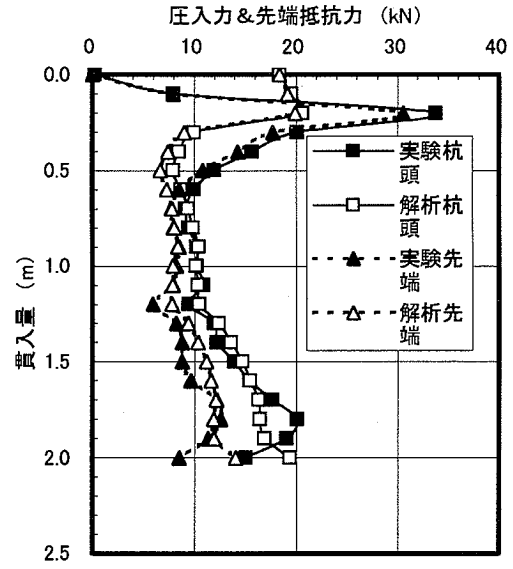
(1) No.1 (ST290) 杭



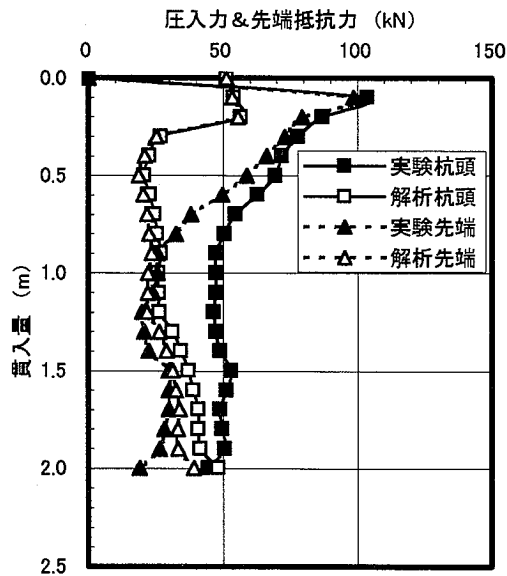
(2) No.2 (ST200) 杭



(3) No.3 (ST160) 杭



(4) No.2 (SS114) 杭



(5) No.5 (SS190) 杭

図-6.13 圧入力&先端抵抗力～貫入量関係

5) 直杭とテーパ杭の比較においては、直杭では圧入力のピーク値以深における増加はほとんど見られない。しかし、テーパ杭では先端抵抗力は直杭同様に増加する傾向は見られないが、圧入力はピーク値以深においては増加しており、上述したようにテーパ杭は圧入により杭周面摩擦力が増加する性状が示されている。

6.2 静的水平載荷実験結果の解析

6.2.1 茨城県猿島郡境町での実験結果の解析

A) 解析に用いる杭体曲げ剛性の評価

実験に供した杭は、全杭とも切断・加工・溶接等の製作工程を踏んでおり、かつテーパ杭は先細り下形状であるため、公称値による歪ゲージ設置位置の正確な杭体剛性の評価は不可能に近い。したがって、各杭体の圧入施工前に弾性範囲内で作用荷重 P (最大約 100kN) と各断面での歪値 ε (μ) から軸剛性を求めるキャリブレーション試験を実施し、これらの試験結果に基づいて各杭体の曲げ剛性を以下のように評価した。

いずれのキャリブレーション試験においても、例として示した図-6.14 の ST200 杭のように、各断面における $P \sim \varepsilon$ 関係は、最大荷重 ($P=100$ (kN)) までほぼ直線関係となる結果が得られているため、まず $P=100$ (kN) とその時の歪値 ($\varepsilon_{100}(\mu)$) から各断面の較正係数 ($A E_p = P / \varepsilon_{100}$ 、ここに、 A = 杭断面積、 E_p = 杭弾性係数) を求めた。これらの値は、図-6.15 および表-6.1 に示すとおりである。同表に示された較正係数は、各杭の各断面における軸剛性を意味しており、例えば SS140 直杭の断面 1 に関しては、以下の式が与えられる。

$$A E_p = 0.412 \times 10^6 \text{ (kN)} \quad (6.9)$$

上式において、製造工程を含めた杭体軸剛性に与える影響要因としては、杭体の弾性係数 (E_p) より断面積 A の方が影響度は高いと考えられる。したがって、

その影響要因に杭体の断面厚を対象として、考察を加えてみることにした。式(6.9)に杭体の弾性係数として公称値 ($E_p = 2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$) を与えれば、断面積 A は次式で計算できる。

$$A = 0.412 \times 10^6 / 2.05 \times 10^8 = 0.00201 \text{ m}^2 \quad (6.10)$$

ここに、SS140 直杭の断面 1 における外径は 139mm であるので、杭体の見かけ上の肉厚 t は、次式で求められる。

$$A = \pi \times \{(0.139/2)^2 - (0.139/2 - t)^2\} = 0.00201 \implies t^2 - 0.139 \cdot t + 0.00064 = 0$$

$$\therefore t = 0.0695 - (0.0695^2 - 0.00064)^{0.5} = 0.0048 \text{ m (SS140)} \quad (6.11)$$

上記のように、SS140 直杭の断面 1 で評価された肉厚 t は 4.8 mm となり、公称値 4.0 mm より若干大きな評価値となっている。

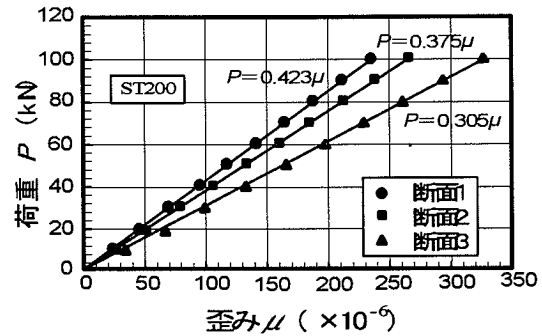


図-6.14 キャリブレーション試験による圧縮荷重～歪関係 (ST200 杭)

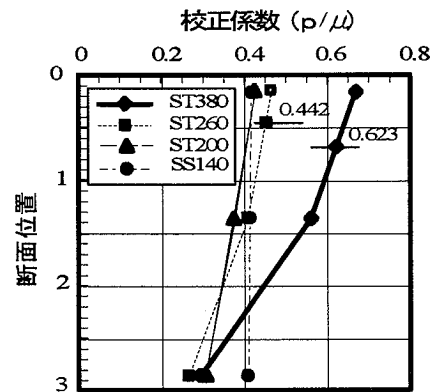


図-6.15 各杭の較正係数の軸方向分布

表-6.1 各杭の各断面の較正係数

名称	較正係数		
	断面 1	断面 2	断面 3
SS140	0.412	0.409	0.404
SS200	0.424	0.376	0.306
ST260	0.465	0.409	0.268
ST380	0.669	0.559	0.294

このようにして求めた各杭の各断面における肉厚の評価値を表-6.2に示した。この表から、同一杭の各断面における評価された肉厚は若干異なった値を示しているが、その誤差は小さいこと、およびこれらの平均値は鋼板肉厚の公称値に対しても

表-6.2 各杭の各断面の換算肉厚

名称	換算肉厚 (mm)				
	断面 1	断面 2	断面 3	平均	公称値
SS140	4.77	4.73	4.67	4.72	4.0
ST200	3.42	3.40	3.35	3.39	3.2
ST260	2.89	3.05	2.81	2.92	3.2
ST380	2.85	3.10	2.85	2.94	3.2

かなり近い値となっていることから、各杭の曲げ剛性を評価するための肉厚としてこれらの平均肉厚（以降、換算肉厚と呼称）を採用することとした。

上記の換算肉厚 t および公称弾性係数 E_p の他、降伏応力度 σ_y および局部座屈による圧縮限界歪度 ε_u などを用いて 3.3.3 項で示したように、対象断面の最外縁から順次塑性化を杭断面内区分長ずつ深部に進行させる方法で $M \sim K$ 関係を求めた。この結果に基づいて、テーパ杭の水平抵抗の解析に供する曲げ剛性を定めることとした。

実験の解析におけるテーパ杭の曲げ剛性の評価は、Tri-linear モデルで行った。水平載荷実験に用いたテーパ杭を解析

するため、これらの杭体に関する曲げ剛性の解析モデルを求めることとし、以下の諸条件を与えた。

- i) 杭体の降伏応力 : $\sigma_y = 2.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
- ii) 杭体の弾性係数 : $E_p = 2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
- iii) 杭軸方向区分長 : $L_i = 0.05 \text{ m} \therefore n = 60 \text{ 区分 (全長 3.0 m)}$
- iv) 杭断面内区分長 : $D_i = 0.0001 \text{ m}$
- v) 圧縮側縁歪度限界値 : $\varepsilon_u = 0.22 t/r$ (ここに、 t : 肉厚、 r : 杭半径)

日本建築学会編「建築基礎構造設計指針」にならい、杭体の圧縮側縁歪度が上記限界値に達した時をその断面の終局限界曲げモーメント M_u とした。

以上の諸条件下で、各杭の曲げモーメント $M \sim$ 曲率 K 関係を計算し、Tri-linear による解析モデルを求め、図-4.12 に示した各杭における断面 1~3 のそれぞれ直下の要素に対する $M \sim K$ 関係曲線、および実際の解析に用いた同モデルとの関係を図-6.17 に示した。なお、各図中の数字はモデルの折れ点座標値であり、前者が曲率 K および後者が曲げモーメント M を表している。また、図-6.17 には各杭の弾性限内曲げ剛性 EI の深さ方向分布および歪みゲージを貼付した断面位置を記入して示してある。

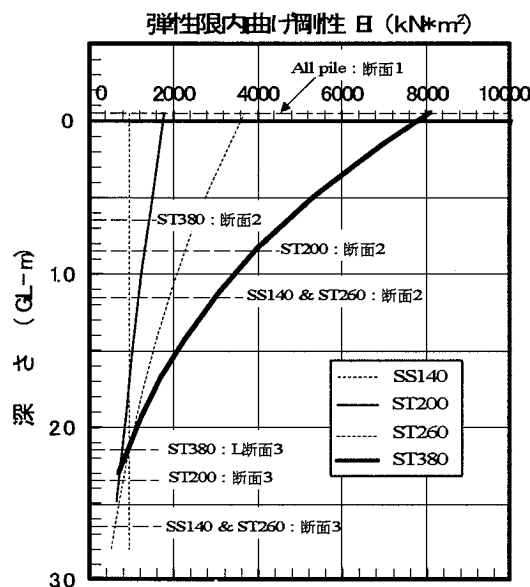
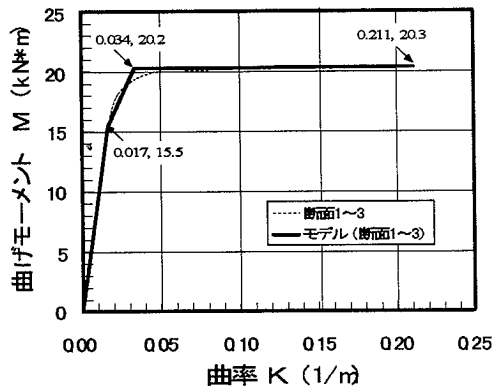
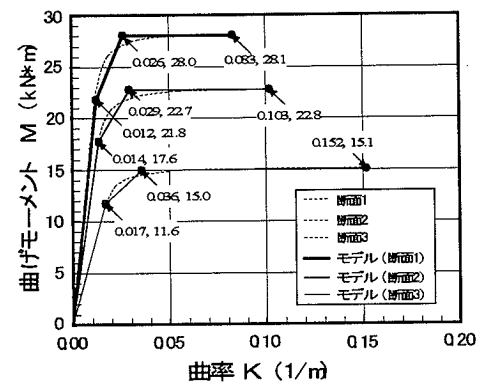


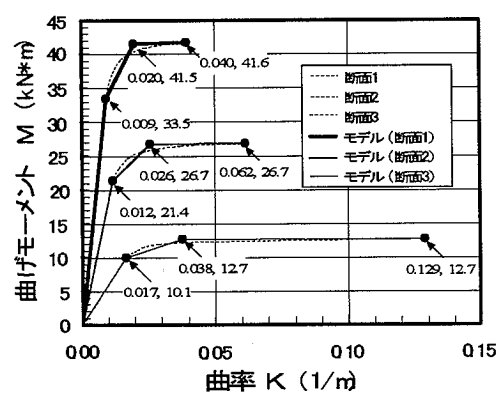
図-6.16 各杭の弾性限内曲げ剛性の深さ方向分布



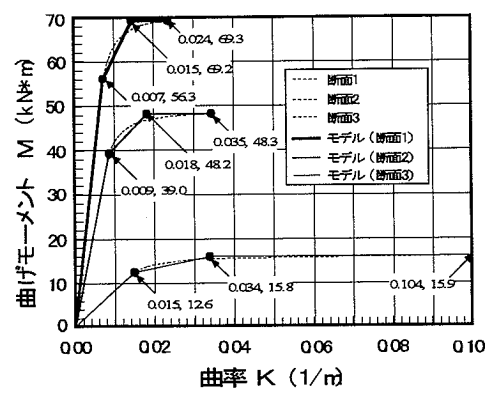
(1) SS140



(2) ST200



(3) ST260



(4) ST380

図-6.17 各杭体の曲げモーメント～曲率関係および Tri-Linear モデル

B) 実験地盤に関する解析用定数の評価

いずれの水平載荷実験も杭頭自由で杭先端が軟弱層にある状態で実施されているので、解析における境界条件は杭頭と先端共に自由とし、載荷点および水平変位測定点は GL+0.1mとした。なお、本実験杭で対象となる地盤はシルト地盤であり、図-4.11 に示した換算 N 値を標準貫入試験 N 値の代用として、解析に必要となる地盤の諸定数を以下のように決定した。ただし、全ての杭が $N \approx 3$ を示す範囲に根入れされていること、および圧入による杭の周辺地盤が締め固められる効果が期待できること、などを考慮して $N=3 \sim 8$ と N 値を1ずつ変化させた一様地盤として解析を行っている。

各杭の各要素における基準水平地盤反力係数 k_{ho} は、学会指針によって推奨される式(6.12)および式(6.13)で表される。

$$\begin{aligned}
 0.0 \leq y \leq 0.1 & : k_h = 3.16 \cdot k_{ho} \\
 0.1 < y & : k_h = k_{ho} / y^{1/2}
 \end{aligned}
 \tag{6.12}$$

ただし、 $p = k_h \cdot y^{1/2} p_y \quad \therefore k_h = p_y / y^{1/2}$

$$k_{ho} = \alpha \cdot \zeta \cdot E_o \cdot B^{-3/4}
 \tag{6.13}$$

ここに、 k_{ho} = 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)
 α = 評価法によって決まる定数 (m⁻¹)
 ζ = 群杭の影響を考慮した係数 (単杭の場合は、 $\zeta=1.0$)

E_o = 変形係数 (kN/m²)

B = 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

なお、(6.13)式中的変形係数 E_o は $E_o = 700 \cdot N$ で推定したものを、定数 α (m⁻¹) は実験地盤が粘性土のため $\alpha = 60$ として扱うこととした。一方、塑性水平地盤反力 p_y については、粘性土に対応する次式を適用した。

$$\frac{z}{B} \leq 2.5 \text{ の場合 : } \frac{p_y}{\gamma B} = 2 \left(1 + \mu \frac{z}{B} \right) \frac{C_u}{\gamma B} \quad (6.14)$$

$$\frac{z}{B} \geq 2.5 \text{ の場合 : } \frac{p_y}{\gamma B} = \lambda \frac{C_u}{\gamma B}$$

ここに、 μ , λ = 群杭の影響を考慮した係数

(単杭の場合 は、 $\mu = 1.4$, $\lambda = 9.0$)

C_u = 非排水せん断強度 (kN/m²)

本解析においては、塑性水平地盤反力 p_y を定めるために必要なシルト層の単位体積重量 γ は 15 kN/m³ とし、また粘着力 C_u は一軸圧縮強度の換算式 ($q_u = 0.4 + N/20$ (kgf/cm²)) から S I 単位へ変換した値を適用した。なお、シルト地盤は小さな内部摩擦角 ϕ を有していると指摘されているが、本解析では $\phi = 0$ と仮定した。

6.2.2 茨城県猿島郡境町での解析結果

上記で示したような地盤および杭体に関する試験条件による諸定数を用いて、実験結果を提案する解析法で解析した。結果として、まず $H \sim y$ 関係曲線を比較して図-6.18 に示した。ただし、解析は、地中

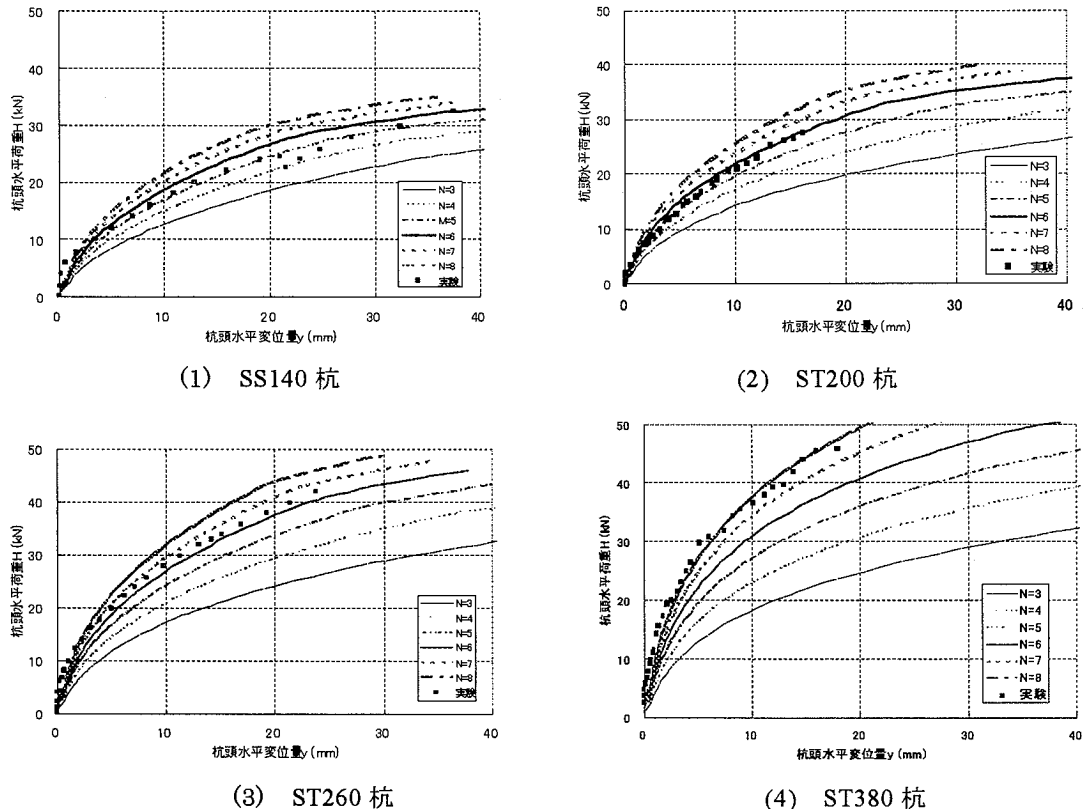


図-6.18 水平変位量 y ~ 関係杭頭水平荷重 H

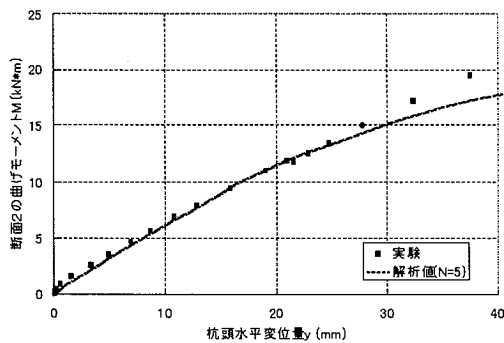
部最大曲げモーメントが全塑性曲げモーメント M_u に達するか、あるいは地盤がほぼ杭全長にわたって塑性水平地盤反力 p_y に達するまで行っている。この図から、以下のことが指摘できる。

- 1) 全ての杭において、実験値と近似度が高いのは換算 N 値 (≈ 3.0) より大きな N 値の場合であった。
- 2) 実験値と対応する N 値が最も小さいのは直杭(SS140)の $N \approx 5.0$ であり、ついで ST200 の $N \approx 6.0$ 、ST260 の $N \approx 6.5$ 、ST380 の $N \approx 8.0$ というように、テーパ杭のテーパ角が大きくなるほど実験値に対応する N 値の大きさが増加するという結果が得られた。
- 3) 上記 1)および 2)で示された結果は、杭の圧入が直杭よりテーパ杭、そしてテーパ角の大きな杭へと杭周辺地盤を締め固める効果を増大させることを示唆している。

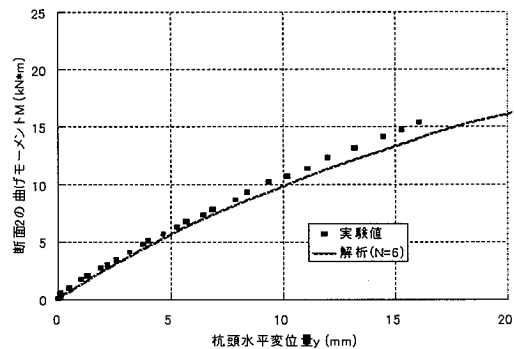
ついで、断面 2 における曲げモーメント M と杭頭水平変位量 y の関係を図-6.19 に実験値と併記した。ただし、この図の曲げモーメント解析に用いた N 値は、それぞれの杭における $H \sim y$ 関係の実験値に近似する上記 ii) に示した N 値を採用している。

これらの図から、以下のことが指摘できる。

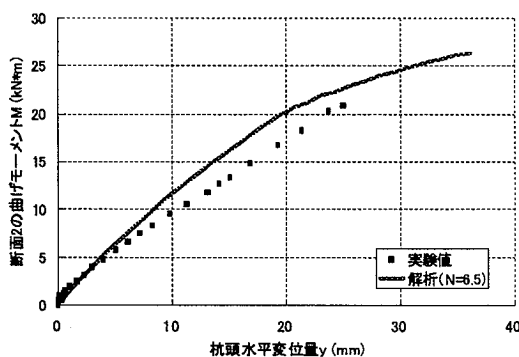
- 4) 実験杭によって多少の差があるが、杭頭水平変位量 y が約 5mm 程度までの低変位領域では、解析値と実験値の近似度は高いと言える。
- 5) 直杭(SS140)およびテーパ角の小さな $\theta = 1/100$ 杭(ST200)では解析値が実験値を若干下回り、反対にテーパ角 $\theta = 2/100$ 杭(ST260)や θ の大きな $\theta = 4/100$ 杭(ST380)では大きく上回る傾向がある。



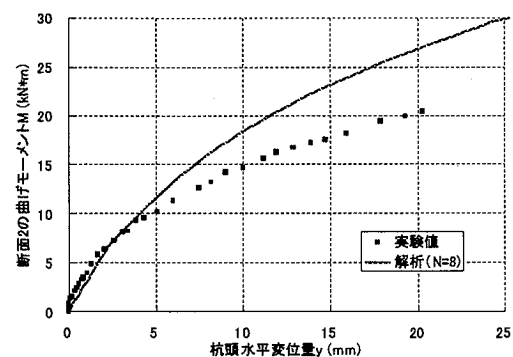
(1) SS140 杭



(2) ST200 杭

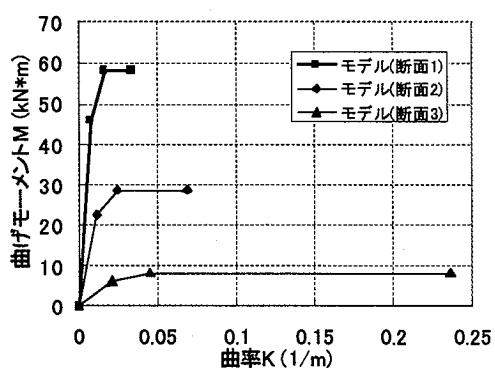


(3) ST260 杭

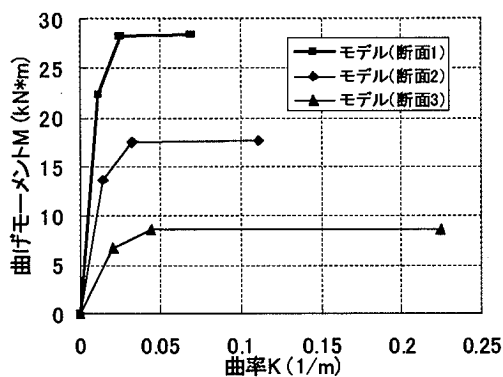


(4) ST380 杭

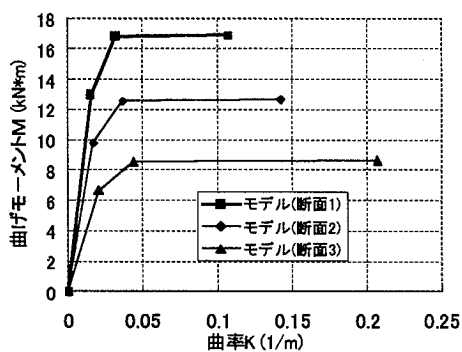
図-6.19 杭頭水平荷重 $H \sim$ 水平変位量 M 関係



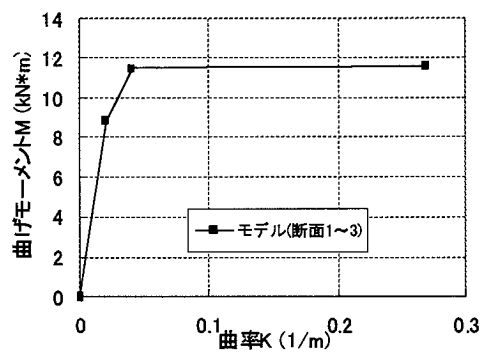
(1) No.1(ST290)杭



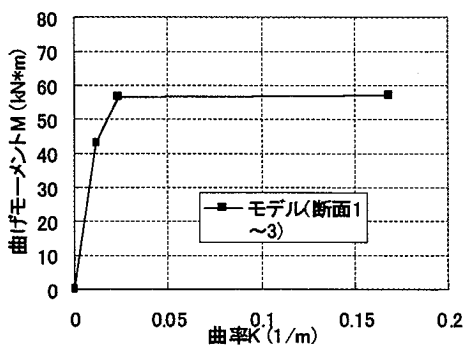
(2) No.2(ST200)杭



(3) No.3(ST160)杭



(4) No.4(SS114)杭



(5) No.5(SS190)杭

図-6.20 各杭体の曲げモーメント～曲率関係および Tri-Linear モデル

6.2.3 埼玉県吉川市での実験結果の解析

A) 実験に供したテーパ杭の曲げ剛性の解析モデル

吉川市の実験の解析におけるテーパ杭の曲げ剛性の評価は、境町と同様に Tri-linear による曲げ剛性解析モデルで行った。杭体に関する以下の諸条件を与えた。

- i) 杭体の降伏応力 : $\sigma_y = 2.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
- ii) 杭体の弾性係数 : $E_p = 2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
- iii) 杭軸方向区分長 : $L_i = 0.05 \text{ m} \therefore n = 60 \text{ 区分 (全長 3.0 m)}$

iv) 杭断面内区分長 : $D_i = 0.0001 \text{ m}$

v) 圧縮側縁歪度限界値 : $\varepsilon_u = 0.22 t/r$ (ここに、 t : 肉厚、 r : 杭半径)

日本建築学会編「建築基礎構造設計指針」にならい、杭体の圧縮側縁歪度が上記限界値に達した時その断面の終局限界曲げモーメント M_u とした。

以上の諸条件下で、各杭の曲げモーメント M ~ 曲率 K 関係を計算し、Tri-linear による解析モデルを求めた。各杭における断面 1~3 のそれぞれ直下の要素での M ~ K 関係曲線、および実際の解析に用いた Tri-linear モデルとの関係を図-6.20 に示す。

B) 実験地盤に関する解析用定数の評価

No.1~No.5 の全ての杭における水平載荷実験は杭頭自由で杭先端が軟弱層にある状態で実施されている。よって解析における境界条件は杭頭と先端共に自由とし、載荷点および水平変位測定点は GL+0.1m とした。なお、吉川の地盤は、茨城県猿島郡境町の実験現場と同じように地表面近傍は関東ローム層に覆われており、図-4.20 からわかるとおり解析の対象となる地盤は粘土層である。しかし、土質サンプリング調査から対象地盤が砂質粘土の性質を持っていること明らかになったため、砂質土の性状および粘性土の性状を考慮した「中間土」として扱うこととした。

ここに、本実験敷地地盤は前項で示した茨城県猿島郡境町の地盤状況と異なり、深度によって地盤性状が変化していることを考慮して、粘着力 c_u の値は、SWS 試験結果から換算された q_u 値を用いて式(6.15)により決定した。

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (6.15)$$

SWS 試験による荷重 W_{sw} と貫入量 1m 当たりの半回転数 $N_{s,w}$ の値と粘性土の一軸圧縮強度 q_u との関係については、土質試験報告書に書かれている、以下の式により換算している。

$$\begin{aligned} q_u &= 0.045W_{sw} (W_{sw} \leq 1000N) \\ q_u &= 45W_{sw} + 0.75N_{s,w} (W_{sw} = 1000N) \end{aligned} \quad (6.16)$$

これらの換算 q_u 値を、前出の図-4.20 の右欄に示した。

一方、内部摩擦角 ϕ は、学会指針で推奨される次式によって評価を行なった。

$$\phi = \sqrt{20N} + 20(\text{deg}) \quad (6.17)$$

本水平載荷実験を解析するにあたって、適用する地盤定数としては、まず鉛直支持力関係の解析で使った地盤定数を基本として採用することとした。ここに、テーパー杭の鉛直抵抗機構における解析との適合性を検討するため、本実験地盤における圧入施工実験結果およびその解析結果の比較検討において、解析値が実験値に最も近似する場合の地盤定数を水平載荷試験の解析においても適用する。すなわち、鉛直の圧入抵抗に関する解析では、粘着力 C_u および内部摩擦角 ϕ を様々に変化させ、最も実験値に近似する場合の C_u および ϕ を決定し、さらに内部摩擦角 ϕ に関しては、式(6.17)中の N 値を α 倍した次式を用いて評価されている。

$$\phi = \sqrt{20\alpha N} + 20(\text{deg}) \quad (4.18)$$

水平抵抗における解析では、内部摩擦角 ϕ だけでなく基準水平地盤反力係数 k_{ho} を決定する際にも換算 N 値を用いているので、 k_{ho} の計算過程で考慮されている N 値に関しても α 倍することとした。また、学会指針においては、 C_u 値に関しても図-4.20 右欄で与えられている換算 q_u 値の何倍が最適となるかの検討がなされているため、同様の逆算方式の検討を行うこととした。

鉛直抵抗に関する解析において得られた、解析に用いる地盤定数を表-6.3 に示す。

表-6.3 鉛直抵抗の解析における近似性の高い地盤定数

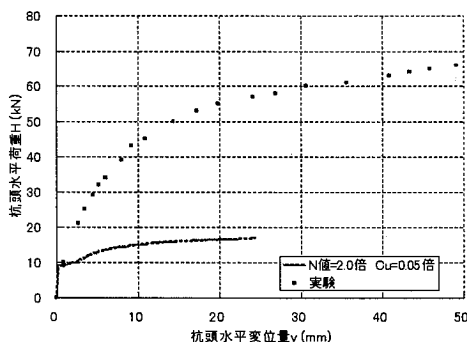
杭名称	Cu	α
No.1(ST290)	0.05 倍	2.0
No.2(ST200)	0.05 倍	1.5
No.3(ST160)	0.05 倍	1.5
No.4(SS190)	0.05 倍	0.25
No.5(SS114)	0.05 倍	0.25

6.2.4 埼玉県吉川市での解析結果

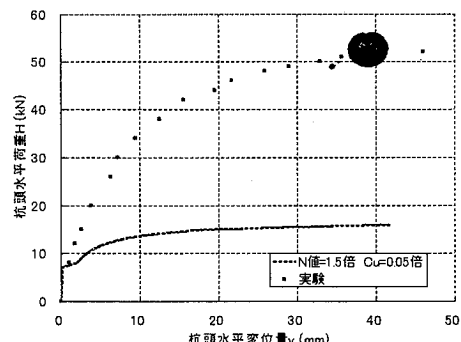
前項で示した杭体曲げ剛性および地盤定数を用いて解析し、実験値と比較した結果として、杭頭水平荷重 H ~ 杭頭水平変位量 y 関係を図-6.21 に示した。この図から、以下のことが指摘できる。

- 1) 全てのテーパ杭および直杭において、解析値が実験値を大きく下回り、ほとんど一致していない。このことから、水平抵抗に関する解析においては、鉛直抵抗で最適となる地盤定数を解析に用いた場合、実験結果とはかなり異なった杭頭水平荷重 H ~ 杭頭水平変位量 y 関係を示すことがわかった。
- 2) 特に、いずれのテーパ杭 (No.1(ST290)杭、No.2(ST200)杭、および No.3(ST160)杭) においても比較的小さい荷重域では変位量 y が殆ど生ぜずに、ある荷重時に至ると一気に変位が増加する曲線形状となり、実験結果が示す性状とは定性的に異なった結果となっている。これは、前出の図-4.20 から分かるように、地表面近くに換算 $N=13.6$ を有する堅固な薄い地盤層を介在しており、それ以深では $N=3$ ~ 4 程度の柔らかい地盤層が続いていることが要因であると思われる。つまり、杭および地盤を等区分に区分した解析法を採用しているため、地表面付近の堅い地盤要素が塑性化すると、下部地盤の深い要素まで塑性化が一気に進むので、急激に変位が増加する解析結果となっている。
- 3) 上記 2) の考察から、吉川市の実験地盤のような、特殊な地盤条件 (地表面近傍に堅固な薄い地盤層が存在し、その下部層に軟弱層が存在する場合) を解析対象とする場合には、地表面近傍に対する要素幅を短くするなどの改良が必要であることが分かった。

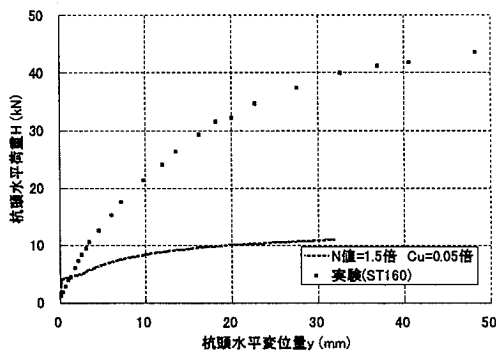
上記のように、鉛直支持力問題の解析に用いた地盤定数を採用した場合、解析結果は実験結果とは大きく異なった性状を示した。鉛直支持力問題の解析における地盤定数 ($Cu=1.0$ 倍、 N 値=1.0 倍) を用いた解析を行った後、さらに地盤定数を種々変化させて、実験値と最も近似度の高くなる地盤定数を逆算で求めた。この検討法にならって、実験値との近似度が最も高くなる解析結果を求めるために、地盤定数を変化させた解析結果による杭頭水平荷重 H ~ 水平変位量 y 関係を、図-6.22 に示した。なお、No.1 ~ No.5 のそれぞれの解析結果には、以下の条件のものを掲載している。



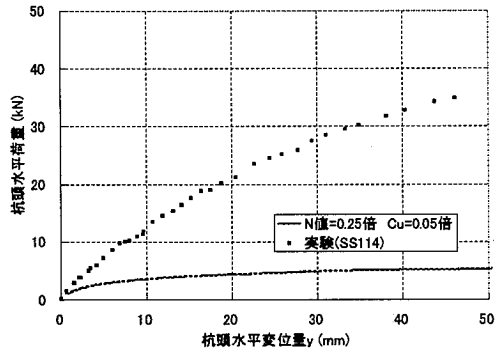
(1) No.1 (ST290) 杭



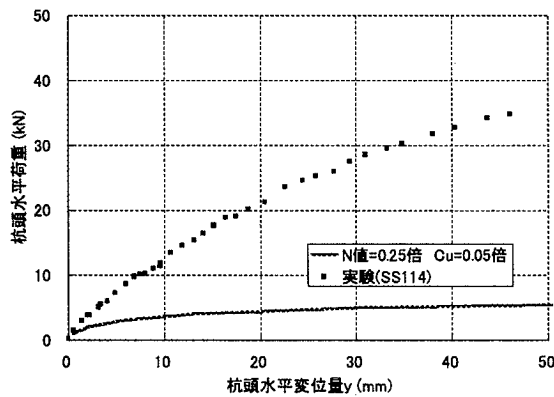
(2) No.2 (ST200) 杭



(3) No.3 (ST160)杭



(4) No.4 (SS114)杭



(5) No.5 (SS190)杭

図-6.21 杭頭水平荷重 H ~ 杭頭水平変位量 y 関係

- i) No.1(ST290)・・・ N 値は地盤条件と同じ値 (N 値=1.0 倍) で固定し、粘着力 C_u を 1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍、および 2.5 倍と増加させた場合。
- ii) No.2(ST200)・・・No.1 と同様に、 N 値=1.0 倍で固定し、粘着力 C_u を 1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍、および 2.5 倍と増加させた場合。加えて、 N 値=0.8 倍で $C_u=2.5$ 倍の場合も補足的に記載した。
- iii) No.3(ST160)・・・ N 値=0.6 倍で固定し、粘着力 C_u を 1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍、および 2.5 倍と増加させた場合。
- iv) No.4(SS114)・・・ N 値=0.5 倍で固定し、粘着力 C_u を 1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍、および 2.5 倍と増加させた場合。
- v) No.5(SS190)・・・ N 値=0.8 倍で固定し、粘着力 C_u を 1.0 倍、2.5 倍、および 5.0 倍と増加させた場合。

図-6.21 から、以下のことが読み取れる。

- 4) 実験値に最も近い地盤条件は、順に、No.1 では N 値=1.0 倍で $C_u=2.0$ 倍、No.2 では N 値=1.0 倍で $C_u=2.0$ 倍 (または N 値=0.8 倍で $C_u=2.5$ 倍)、No.3 では N 値=0.6 倍で $C_u=2.5$ 倍、No.4 では N 値=0.5 倍で $C_u=2.5$ 倍、No.5 で N 値=0.8 倍で $C_u=5.0$ 倍となった。
- 5) 上記 4) の考察から、SWS 試験結果から換算した C_u 値に対して、2 倍～5 倍を見積もらねばならないことが明らかとなった。
- 6) No.1 杭 (テーパ角 $\theta=0.01$)、No.2 杭 ($\theta=0.02$) および No.3 杭 ($\theta=0.04$) の比較においては、

最も実験値と近似する解析結果を与える N 値の倍率は、それぞれ 0.6 倍、0.8 倍および 1.0 倍と、テーパ角が大きくなるほど増加している。すなわちこのことは、テーパ角が大きくなるほど杭周辺地盤の締め固め効果が大きくなって、水平抵抗が増加することを示唆している。

7) No.4 (杭径 $D=114$ mm) および No.5 ($D=190$ mm) の直杭に関しては、解析上の中間土としての内部摩擦角 ϕ を換算 N 値で評価する場合には、杭径の大きな No.5 の方が、より大きな換算 N 値において実験値と近似性が高くなること示されている。

8) なお、No.5 において、 $C_u=5.0$ 倍と粘着力が他の杭に比べて 2 倍近くも倍率が高くなったのは、図-4.25 の杭配置図で見られるように、実験現場敷地が国道に近接した角地にあり、No.1~No.4 の杭配置が No.5 より角地に近いため、大型車両などの交通振動による影響が No.1~No.4 より大きく、粘性土としての強度低下（鋭敏比による）が No.5 に較べて大きかったと推測できる。

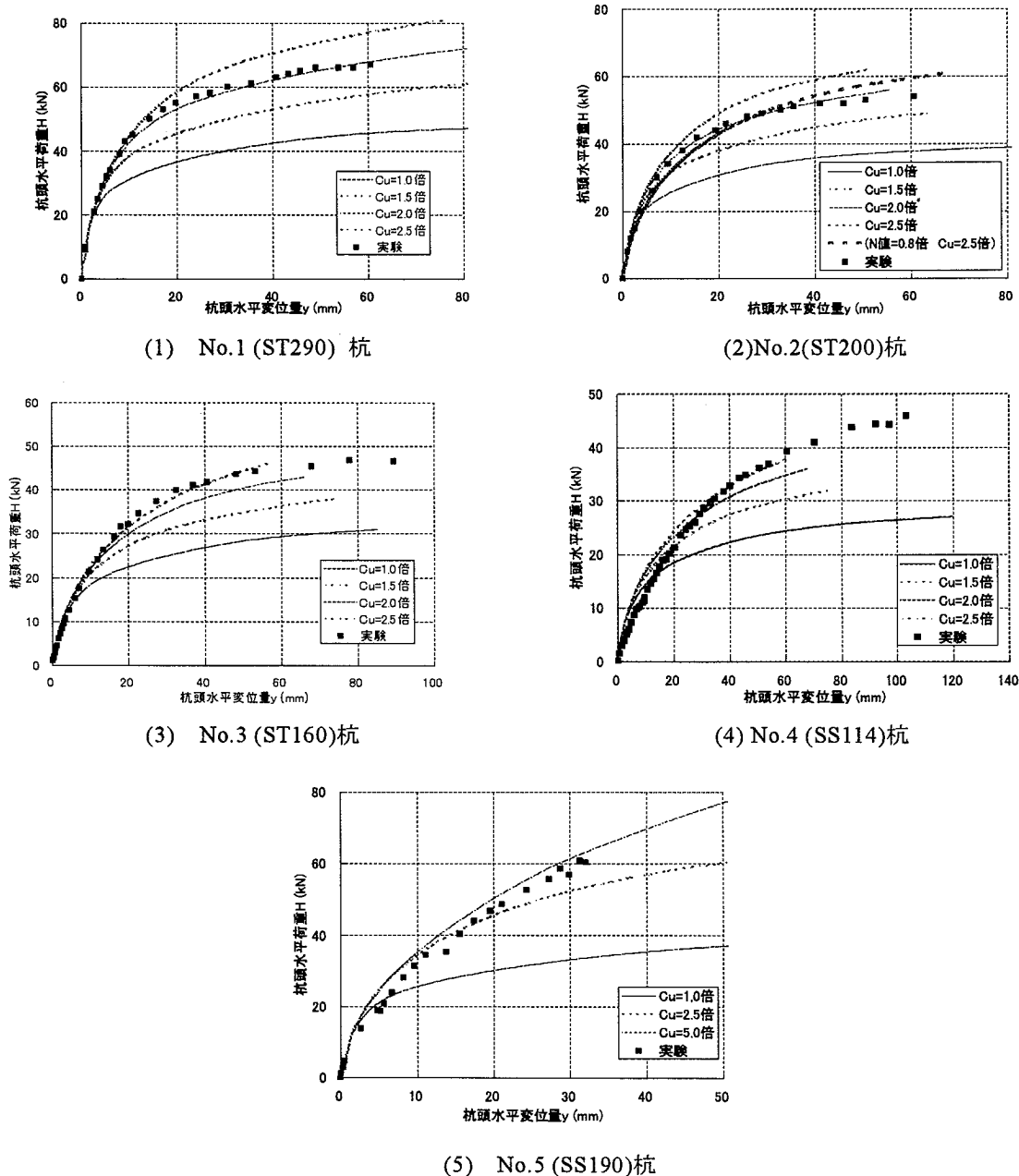


図-6.21 杭頭水平荷重 H ~ 杭頭水平変位量 y 関係

6.3 圧入工法における最終圧入力と極限支持力との関係

杭の支持力機構は 3.1 節で述べたように施工法の相違によって大きく異なるが、本研究で対象とする杭の施工法は、基本的には圧入工法である。したがって、排土杭としての支持力機構を考えればよいので、図-3.1 (a) における E 点に対応する先行荷重を極限支持力とみなして良い。ここに、第 4 章で示した圧入施工実験における最終荷重が先行荷重に相当するので、この荷重値と静的鉛直載荷実験における極限荷重（極限支持力）との比較検討を、以下で試みる。

圧入施工実験における最終圧入力(R_u)と、静的鉛直載荷実験での極限支持力(R_{pu})との関係を、まとめて図-6.22 に示す。同図より、以下のことが明らかとなった。ただし、直杭は●印、そしてテーパー杭は▲印で表している。

- 1) 全体的に見て、ほとんどの値が 45 度線よりも上側にあり、鉛直載荷実験によって得られた極限支持力は、圧入施工試験時の最終施工圧入力を上回っている。すなわち、鉛直載荷実験は、圧入施工して原則的には約 4 週間の養生期間をおいた後に実施されているので、杭施工時に乱された杭周辺地盤が強度回復していることを示唆している。
- 2) 極限支持力が圧入施工試験時の最終施工圧入力を上回る程度を把握するため、極限支持力の最終施工圧入力に対する比の平均値を求めた結果は 1.63 であった。また、直杭の平均比率は 2.66 倍であり、そしてテーパー杭の平均比率は 1.18 倍を示し、前者の方が後者より極限支持力が最終施工圧入力に対して大きな値を示すことが判明した。なお、図-6.22 中に全平均値の直線を示しておく。
- 3) ほとんどの実験結果において、極限支持力が最終施工圧入力を上回ることが確認されたが、最終圧入力よりも極限支持力が下回っているデータも若干示されている。本研究ではデータ数があまり多くなかったため、今後、多くの実験データを得てさらなる検討を進める必要がある。

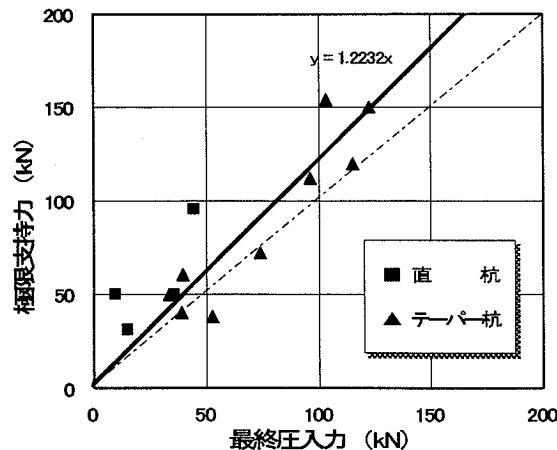


図-6.22 最終圧入力～極限支持力関係

6.4 参考文献

- 6.1) 土質工学会：「建設工学における土質工学の実用例」、土質工学会、pp272-273,1,1969.3
- 6.2) 土質工学会：「日本の特殊土」、土質工学会、pp50-51、1974.8
- 6.3) 稲田倍徳：「スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について」、土の基礎、8(1),pp.13-18,1960
- 6.4) 日本建築学会：「建築基礎構造設計指針」、2001.10.

第7章 パイルド・ラフト基礎としての解析例

7.1 解析例について

本章では三次元弾性・弾塑性連成圧密解析プログラム BIOT-CAM^{7.1)}を用いて、実際にパイルド・ラフト基礎としての解析例について解析を行うこととした。ここで採用する解析例は、以下の諸条件を想定している。具体的には、パイルド・ラフト基礎の他に、直接基礎としての布基礎およびべた基礎も解析している。しかし、紙面の都合上、本章ではこれらの解析条件は示すが、解析結果はパイルド・ラフト基礎についてのみ示していることをお断りしておく。

7.1.1 建物条件

地盤上に立つ建物は、一般的な木造2階建て戸建て住宅を想定している。また、建物の荷重は、日本建築学会編「小規模建築物基礎設計の手引き」^{7.2)}に記載されている軽い荷重を用いており、その具体的な値を表-7.1に示してある。また、解析において施工過程が考慮されており、かつ基礎自重も含めて段階的に載荷する方式である。約1ヶ月で上部構造完成に至る。また、この建物荷重（基礎部分は除く）は基礎のフーチング突出面で負担させることとする。基礎の荷重分布を図-7.1に示す。

7.1.2 基礎構造条件

解析で想定する基礎構造は、戸建て住宅に一般的に採用されるべた基礎と布基礎が対象である。基礎

表-7.1 建物の荷重

	単位面積重量 (tf/m ²)	面積 (m ²)	総荷重 (tf)
屋根	0.08	60.75	4.86
壁	0.09	187.20	15.90
床	0.40	60.75	24.30

	単位体積重量 (tf/m ³)	体積 (m ³)	総荷重 (tf)
べた基礎	2.40	4.76	11.43
布基礎	2.40	3.14	7.53

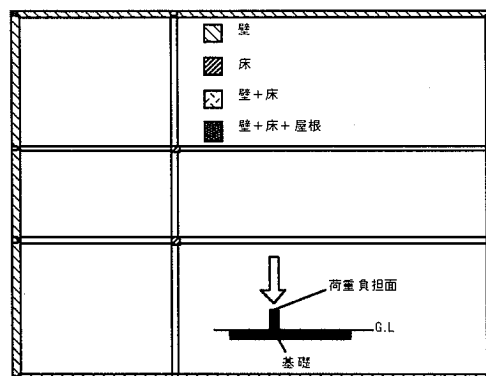


図-7.1 基礎の荷重分担

の平面図・断面図を図-7.2に示す。

7.1.3 地盤条件

図-7.3に示すように、地盤は全層厚14.5mで、上部砂層・粘土層・下部砂層から成る。地下水位はG.L.-0.5mの位置にあると仮定している。また、今回は全て正規圧密層として解析を行った。

また、砂層は線形弾性体、粘土は Cam-Clay モデルでそれぞれ表現している。ここで、解析で設定し

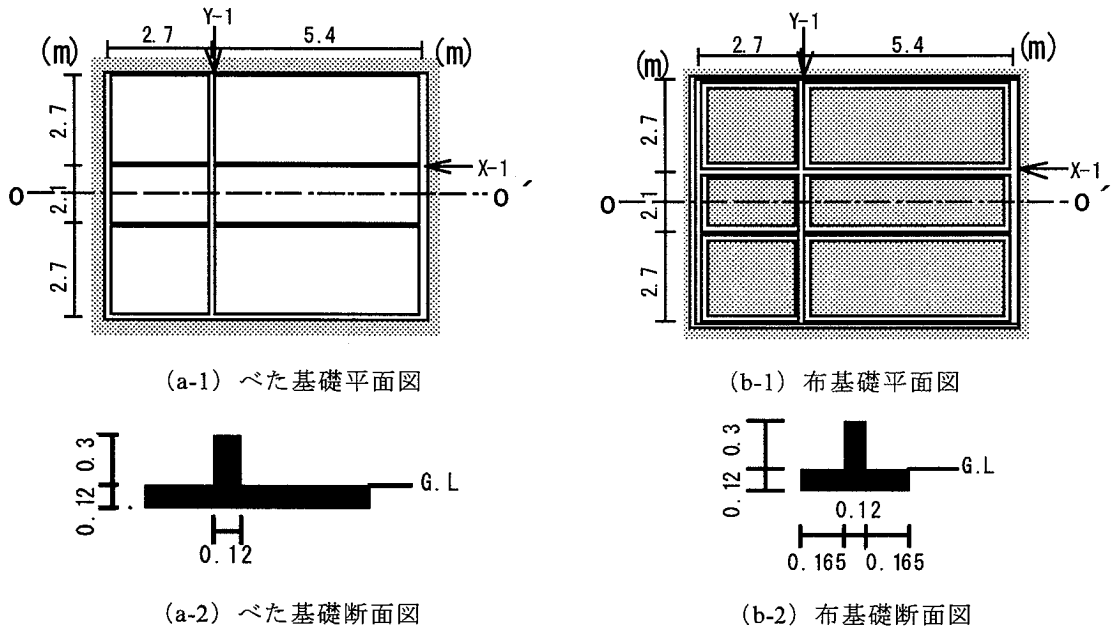


図-7.2 基礎の平面図・断面図

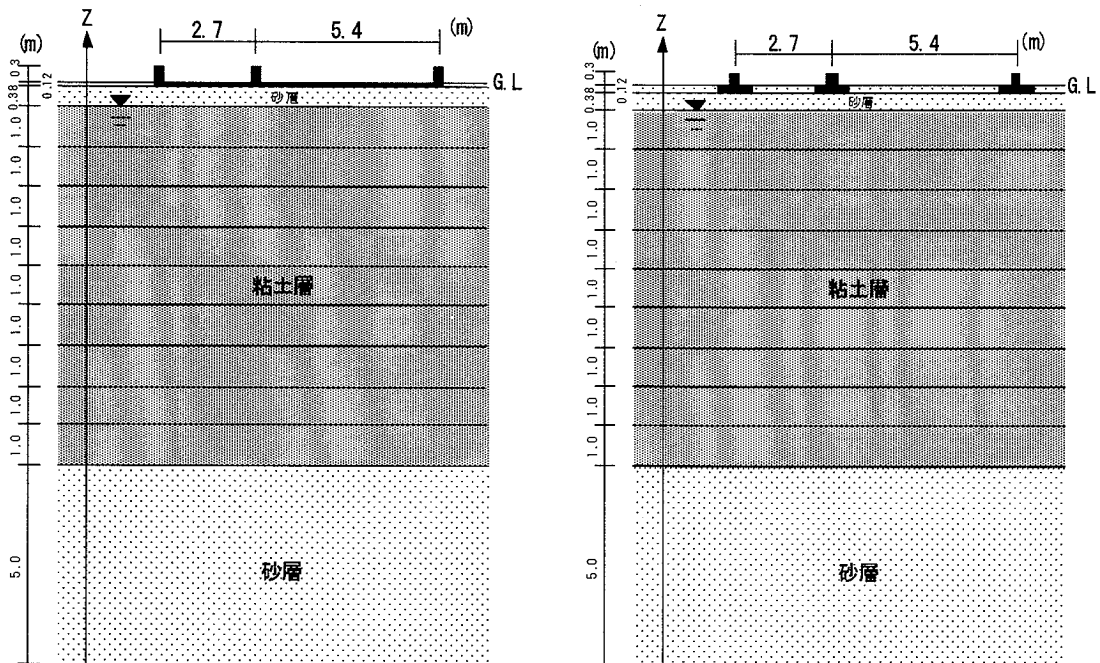


図-7.3 地盤構成

表-7.2 地盤の主な土質定数

	単位体積重量 (tf/m ³)	粘着力 (tf/m ²)	内部摩擦力 (°)	ヤング率 (tf/m ²)	ポアソン 比	透水係数 (m/s)
基礎部分	1.80	0.00	29.00	2.7E+06	0.15	1.0E-12
上部砂層	1.80	0.00	29.00	1.4E+03	0.33	1.0E-04
粘土層	0.65	0.20	40.50	4.2E-02*	0.31	1.0E-08
下部砂層	0.80	0.00	35.00	2.8E+03	0.33	1.0E-04

※Cam-Clay モデルの場合はヤング率：E→膨張指数：κ

た地盤の主な土質定数を表-7.2 に示す。

7.1.4 解析におけるメッシュ分割

圧密層のメッシュ分割数についての検討を行い、圧密層を9分割すれば解析結果はほぼ収斂するという結果が得られており、これ以上圧密層を増やせば膨大な解析時間が必要となるため圧密層は9分割とすることにした。べた基礎および地盤のX、Y、Z方向のメッシュ分割を、図-7.4 に示す。

以上より、解析モデルにおける総要素数と総節点数は、べた基礎（杭基礎も含む）の場合には、それぞれ1456および1890となった。ちなみに、布基礎の場合には、それぞれ3822および3120となった。また、地盤改良時には、べた基礎の場合には、それぞれ1568および2025、そして布基礎の場合には、それぞれ3360および4095となった。

7.2 パイルド・ラフト基礎としての解析例

7.2.1 解析条件

上部構造から基礎スラブに伝達される荷重に対して、基礎スラブ下に存在する地盤が確実に支持する能力が無い場合、上部構造を安全に支持するために基礎スラブ下の地盤中に設けられる柱状の地業を杭という。戸建て住宅などの小規模建築物基礎においても、田や畑などを埋め立てた敷地に建物を建設する場合には、小型の杭基礎で上部構造を支持するケースが多い。このような場合、建物下部の基礎の支持機構は、現実にはパイルド・ラフト基礎としての抵抗機構となる。

以上のことを想定して、パイルド・ラフト基礎としての解析モデルは、図-7.5 に示すように、べた基礎において上部構造の柱位置に杭基礎が存在するモデルを対象とする。ここに、杭の根入れ長さによる影響度を考察するために、図-7.6 に示すように基礎スラブの厚さを考慮して、杭長を1.38m、2.38m、3.38m、4.38m、5.38m および 6.38m と変化させた解析を行うこととした。

7.2.2 解析結果

得られた解析結果として、図-7.5 に示したXおよびY通りでの各杭長における基礎底位置の沈下量分布、柱間の最大相対沈下量、柱間の最大相対変形角～杭長の関係を、図-7.7～図-7.10 に示してある。

これらの図から、以下のことが分かる。

- 1) 杭長が 3.38m までは杭長の増大に伴って最終絶対沈下量は低下していき、4.38m を超えると沈下量はほぼ収斂した状態になる。

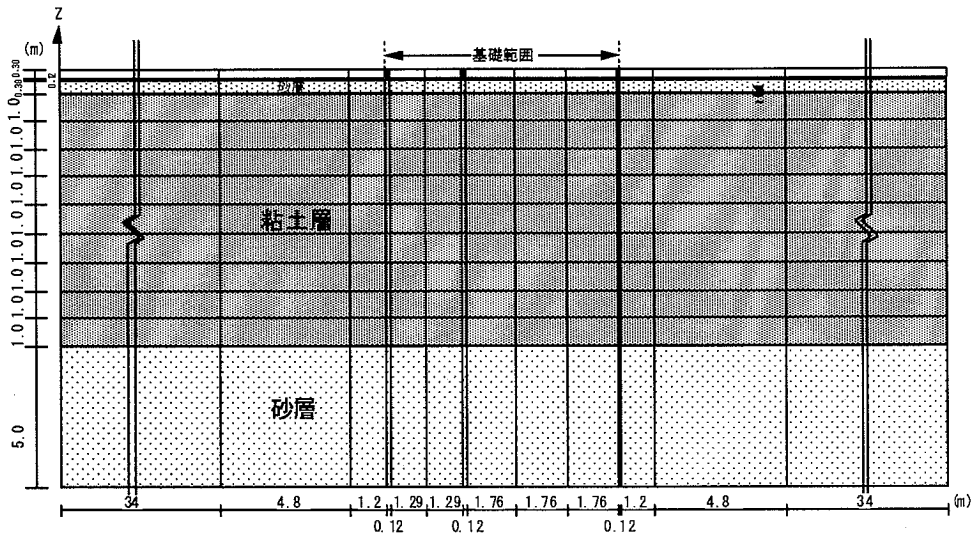
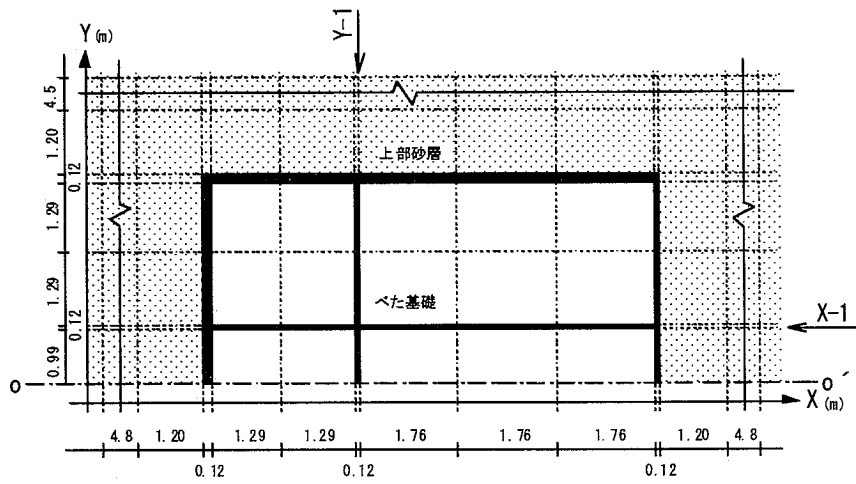
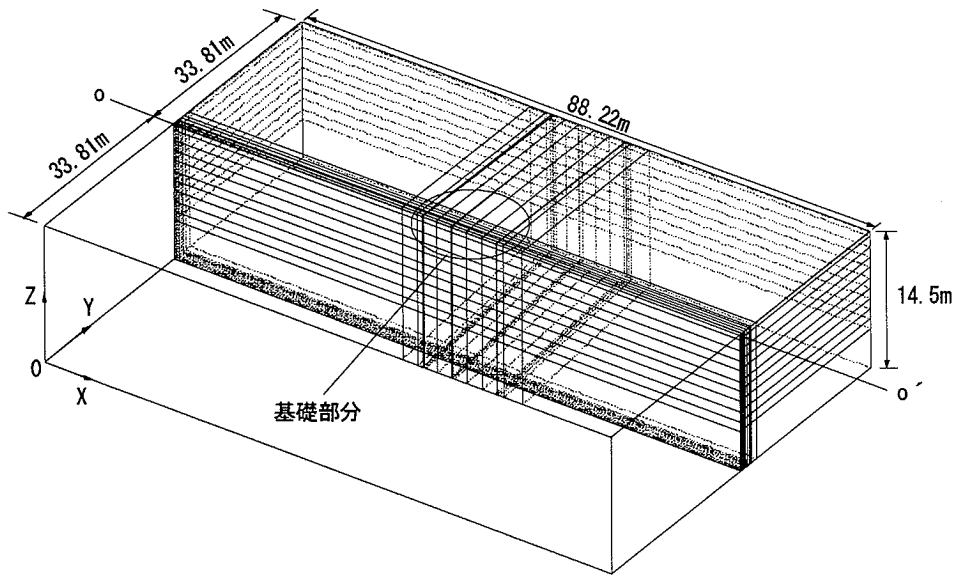


図-7.4 基礎および地盤のメッシュ分割 (べた基礎および杭基礎)

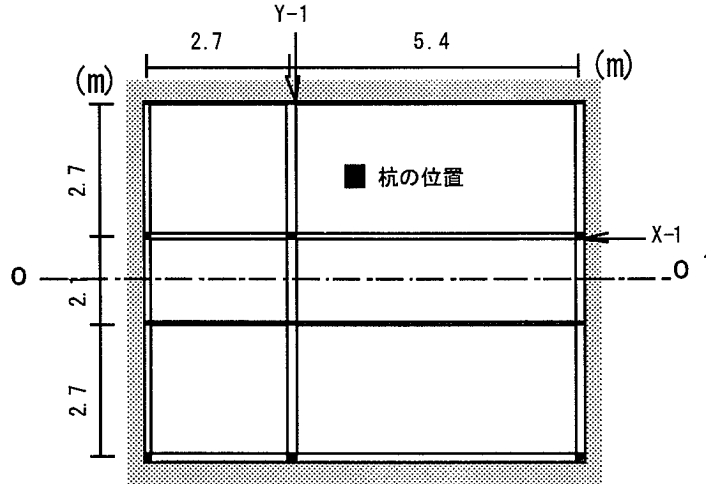


図-7.5 杭基礎平面図

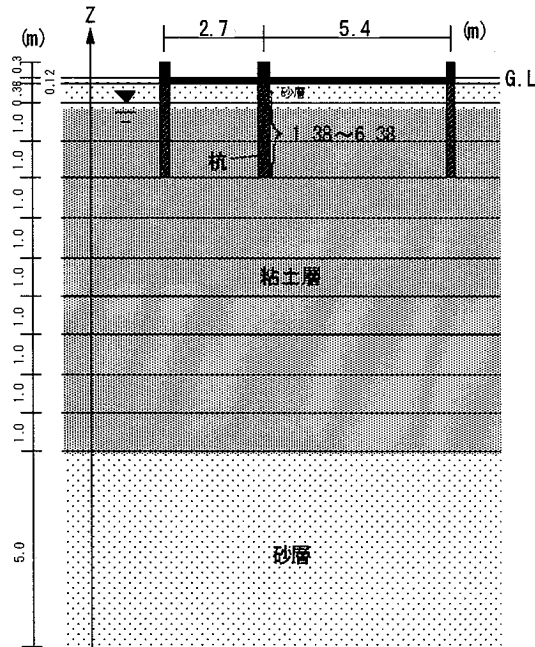


図-7.6 地盤構成（杭基礎）

- 2) 柱間の最大相対沈下量および最大相対変形角は、杭の長さによる大きな変化は見られなく、その沈下性状もほぼ剛体的な一様沈下となることが推察できる。
- 3) 絶対沈下量は、直接基礎および浅層地盤改良を含めた全解析例の中で、杭基礎の場合が最も小さくなっている。ここに、日本建築学会編「小規模建築物基礎設計の手引き」から、柱間の最大相対沈下量および最大相対変形角の値が生活に支障をきたすような値にはいずれの杭長でも至っていないことが判断できることを踏まえれば、ただ単純に沈下量を抑える手段としては、長さが約 3m までの杭が一番効果的であると判断できる。

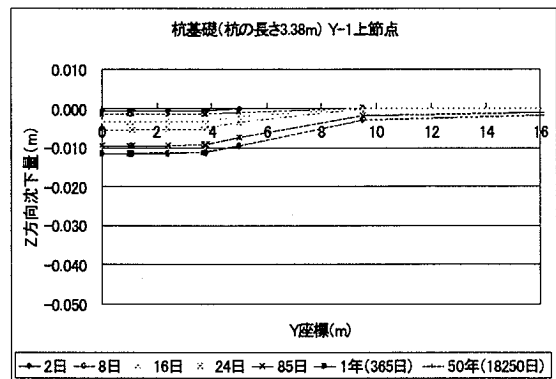
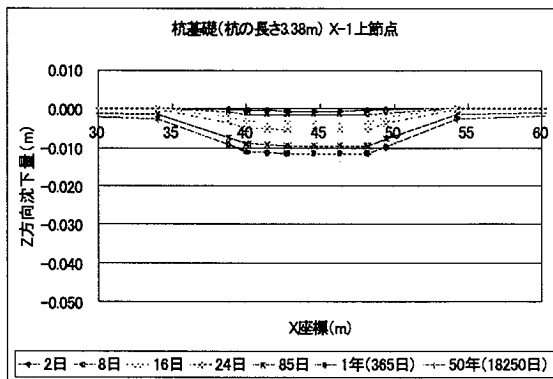
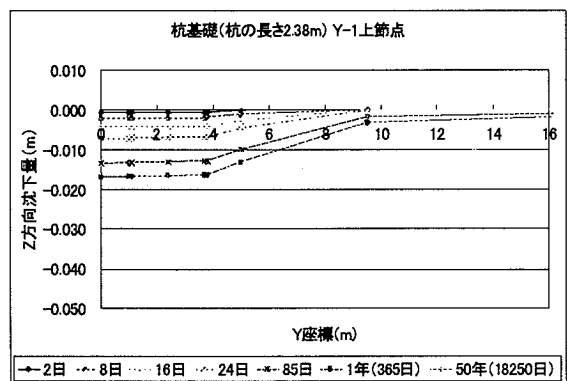
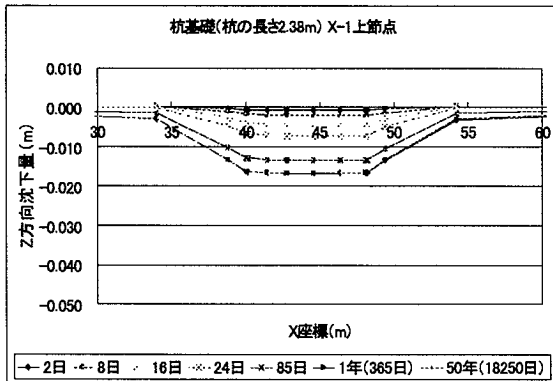
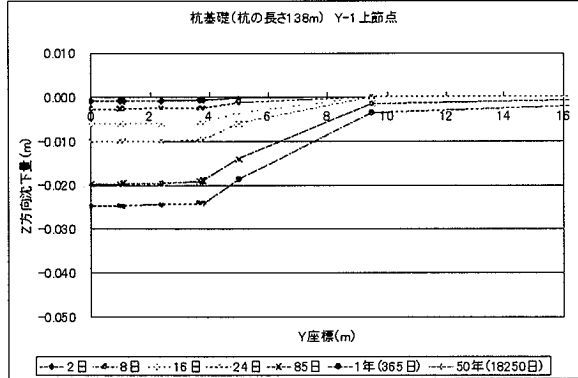
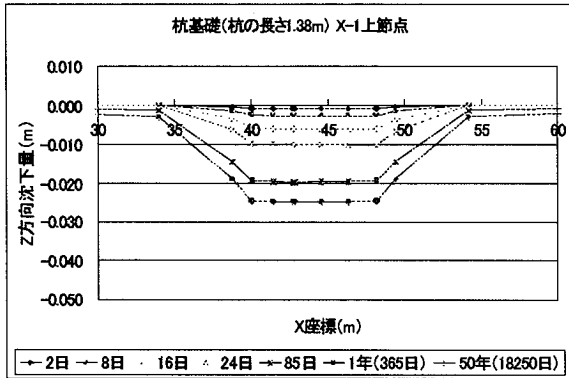


図-7.7 解析結果

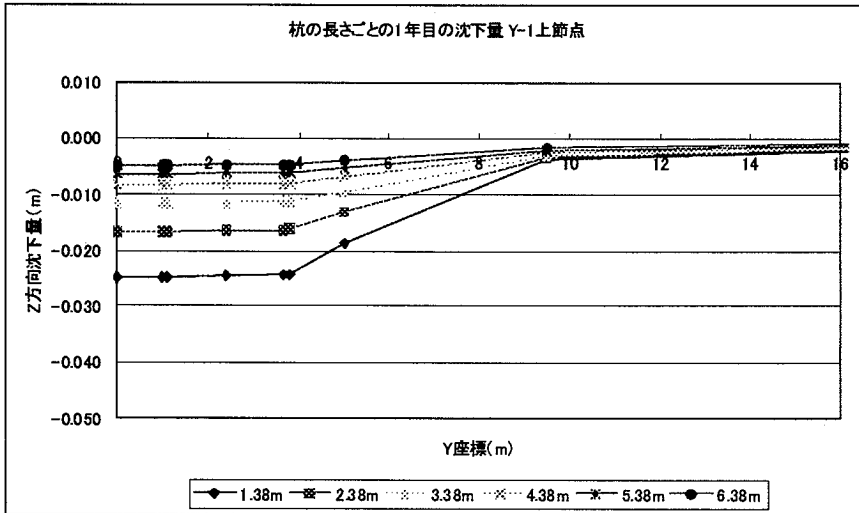
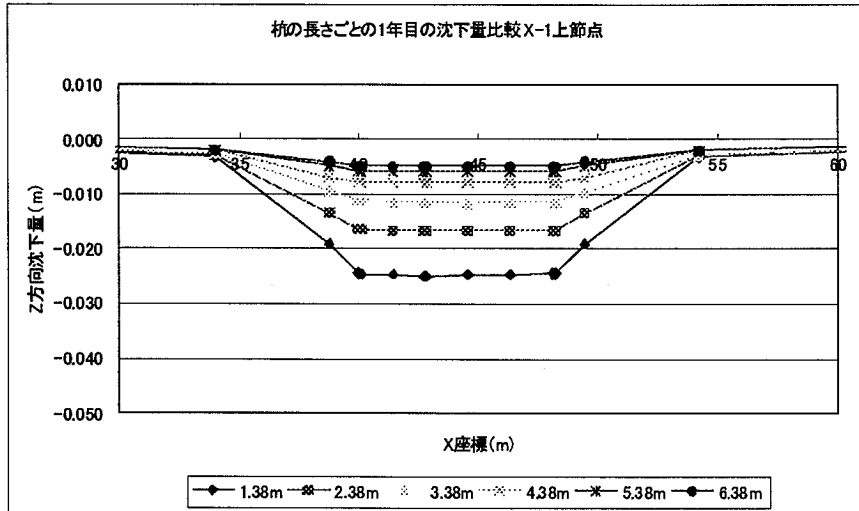


図-7.8 絶対沈下量比較

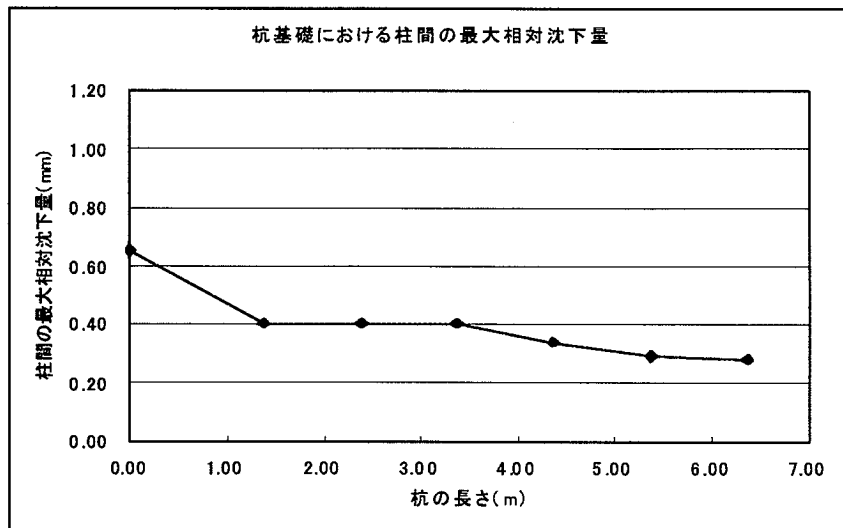


図-7.9 柱間の最大相対沈下量比較

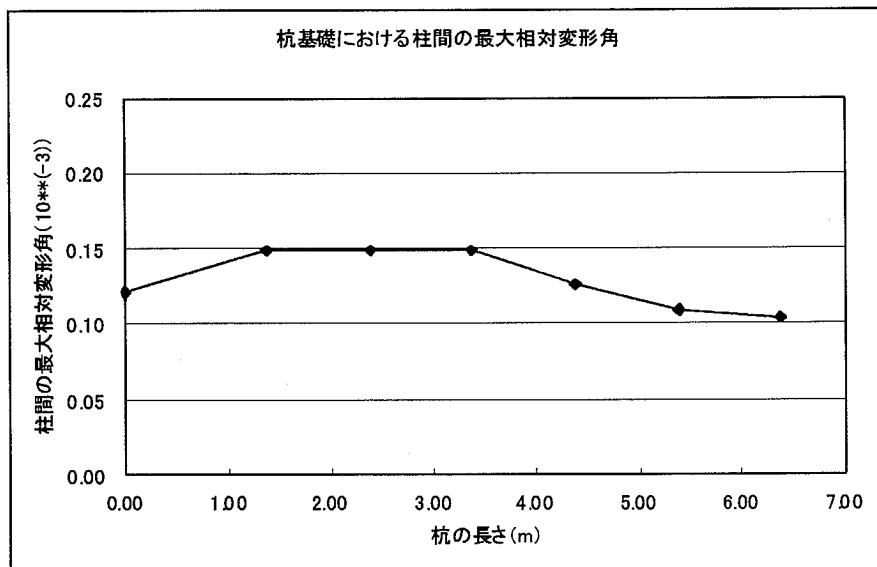


図-7.10 柱間の最大相対変形角比較

7.3 参考文献

- 7.1) 田中忠次、鵜飼恵三、河邑眞、坂上最一、大津広康：「地盤の三次元弾塑性有限要素解析」、丸善、pp.47-77、pp150-153、1996
- 7.2) 日本建築学会編：「小規模建築物基礎設計の手引き」、p111、1988

第8章 結 語

本研究では、軟弱地盤上に建設される戸建て住宅基礎として、比較的短尺な摩擦杭を採用する場合を想定した支持力問題を扱うことを目的とし、「住宅を対象としたパイルド・ラフト基礎の開発研究」と題した研究を行った。特に、この基礎に間伐材を有効利用することを目的としているため、まず間伐材のもつテーパ形状の単杭としての支持力評価法を扱っている。具体的には、軟弱地盤における住宅用木杭を対象として、国内外での設計・施工法の収集・分析を行った。ついで、テーパ杭の特性を生かすために、杭の施工法として圧入工法を採用することに限定した場合の押込み力～貫入量関係に関する解析法を提案した。この解析法は、博搜要素法に基づく弾塑性空洞押し抜け理論による杭体表面の摩擦力の評価および高野等が提案した杭先端の極限支持力理論との合成した解析法である。そして、地震あるいは暴風による水平力に対する水平抵抗力を非線形 Winkler ばねモデルに基づく弾塑性解析法を提案した。

以上の解析的研究に対して、実験的研究としては3現場における圧入施工実験、静的鉛直載荷実験および静的水平載荷実験を行うと共に、これらの杭を供用後に回収することをも考えた引抜き抵抗実験を付加的に実施した。そして、提案した押込み力～貫入量関係および水平抵抗問題に関する解析法と3現場で実施した実験結果との比較検討を加え、提案する解析法の妥当性を検証した。これらの検証結果を踏まえて、静的鉛直載荷実験で得られた極限支持力と圧入施工実験による最終圧入時の押込み力との関係について検討を加えた。すなわち、圧入工法による杭は排土杭としての支持力機構を有しているため、その最終圧入時の押込み力はその杭がもつ極限支持力に等価となることを検証する意味をもっている。

さらに、戸建て住宅基礎としてのパイルド・ラフト基礎の鉛直挙動性状について、三次元有限要素法 (FEM) により解析的検討を加えた。これらの研究で得られた知見は、以下の通りである。

- 1) 圧入施工実験における杭頭押込み力は、テーパ角が大きくなるに伴い増大する。そして、直杭は杭頭押込み力と杭先端抵抗力の差があまり見られないが、これに対しテーパ杭はいずれにおいても、同じ貫入時における杭頭押込み力と杭先端抵抗力の差が大きい。
- 2) 圧入施工実験結果に関する解析では、直杭およびテーパ杭ともに解析値は実験値の示す定性的・定量的性状の特性を全体的に良く表しており、解析および実験のいずれにおいても押し込み力はテーパ角の増大とともに増加しており、テーパ杭の圧入による杭周辺地盤の押し抜け効果が作用していることを示している。
- 3) 静的鉛直載荷実験では、直杭およびテーパ杭ともに鉛直荷重の増加に伴い杭頭沈下量は増大し、極限荷重に達する。この極限荷重は、圧入施工試験での最終圧入力よりも大きく、圧入施工後の養生期間において杭周辺地盤に強度回復が生じていることが示された。
- 4) 以上の結果より、圧入施工後の建物建設までの期間における地盤の強度回復を考慮すれば、圧入施工最終時の杭圧入力からその杭のもつ極限支持力の評価が可能となる結論が得られた。
- 5) 静的水平載荷実験では、直杭に対する各テーパ杭の性状としては、同じ杭頭荷重における杭頭水平変位は何れも小さく、杭-地盤系としての抵抗剛性が高くなるが、テーパ杭間の抵抗剛性比較ではテーパ角が増大するほど抵抗剛性が高くなっている。
- 6) 静的水平載荷実験結果に関する解析では、実験杭によって多少の差があるが、全体的に解析値と実験値の近似度は高く、かつ杭の圧入が直杭よりテーパ杭、そしてテーパ角の大きな杭へと杭周辺地盤を締め固める効果を増大させている。

- 7) 三次元有限要素法によるパイルド・ラフト基礎として杭長を変化させたパラメトリック解析では、杭長が 3.38m までは杭長の増大に伴って最終絶対沈下量は低下していき、4.38m を超えると沈下量はほぼ収斂した状態になる。そして、柱間の最大相対沈下量および最大相対変形角は、杭の長さによる大きな変化は見られなく、その沈下性状もほぼ剛体的な一様沈下となり、沈下量を抑える手段としては、長さが約 3m までの杭が一番効果的であるとの結論を得た。

本研究課題の「住宅を対象としたパイルド・ラフト基礎の開発研究」に関して目的とする成果が得られたが、これらはいくまでも限られた実験結果および解析結果によるものである。したがって、本研究成果をより精度の高いものにするための研究を継続していく必要がある。