

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1408 June 2023

長期的な微小繰返し荷重作用時の杭の水平抵抗特性に関する大型模型実験と
要素試験

中村 圭太, 松村 聡, 水谷 崇亮

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

National Institute of Maritime,
Port and Aviation Technology, Japan

目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 大型土槽を用いた杭の繰返し水平載荷実験	4
2.1 模型地盤・模型杭	4
2.2 実験条件	5
2.2.1 貫入実験	5
2.2.2 繰返し載荷実験	5
2.3 実験結果	8
2.3.1 杭の静的貫入実験	8
2.3.2 杭の貫入過程が水平抵抗力に及ぼす影響	8
2.3.3 杭の繰返し水平載荷	10
2.3.4 杭の繰返し水平載荷時の傾斜角変化	11
2.3.5 杭の繰返し水平載荷時の剛性変化	12
3. 微小荷重による繰返し三軸試験	12
3.1 試験条件	12
3.2 試験結果	13
3.2.1 微小繰返し載荷中の軸差応力・体積ひずみ変化	13
3.2.2 微小繰返し載荷が最大軸差応力に与える影響	16
3.2.3 微小繰返し載荷中の剛性変化	16
3.2.4 微小繰返し載荷中の剛性変化に関する追加検討	17
4. おわりに	18
謝辞	19
参考文献	20
付録 A. 水平繰返し載荷実験で用いた無次元化された剛性の導出	21

Large-scale Model Test and Element Test for Horizontal Resistance of Piles Under Long-term Small Cyclic Loadings

Keita NAKAMURA*
Satoshi MATSUMURA*
Takaaki MIZUTANI**

Synopsis

Since offshore wind power facilities are subjected to cyclic loadings (horizontal direction is dominant) over a long period of time, the cumulative strain and the stiffness changes of the ground need to be taken into account because of the concern of structural stability and natural frequencies. Previous studies and the API have focused on the change in horizontal resistance of piles subjected to relatively large cyclic loads. However, since offshore wind power generation facilities are usually in service for 20 years or more, extremely large number of cyclic loads in the order of 10^6 - 10^7 are applied. Therefore, changes in the geomechanical properties around pile foundations are a concern, even with small cyclic loads by waves and winds.

In this study, model tests and element tests were conducted to verify the change in soil reaction around piles under small cyclic loadings. In the model tests, model piles of 3000 mm in length, 150 mm in outer diameter, and 2 mm in thickness were driven into the sandy ground, and then horizontal cyclic tests were conducted. Since the diameter of recent piles in wind power generation facilities have been increasing, the same tests were also conducted on model piles with twice the pile diameter (3000 mm in length, 300 mm in outer diameter, and 4 mm in thickness. In the element tests, cyclic loading tests were conducted using a triaxial compression test apparatus. In this test, small loads that were assumed to be within the elastic range were applied, and the changes in the stiffness of soils during cyclic loadings were observed.

Model tests showed that small cyclic loading to piles in sandy soil had little effect on the ultimate horizontal resistance. The stiffness increased gradually during cyclic loading. In the element tests, the secant stiffness of the sand samples sometimes decreased due to volume expansion during cyclic loadings, but once a relatively large load was applied, volume compression occurred immediately and the stiffness was recovered. For clay specimens, long-term small cyclic loadings were not enough to decrease the stiffness, but rather, the stiffness tended to increase because of the consolidation.

Key Words : open-ended pile, horizontal resistance, large-scale model test, cyclic triaxial test, offshore wind power

* Senior Researcher, Foundations Group, Geotechnical Engineering Department
** Head of Foundations Group, Geotechnical Engineering Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan Port and Airport Research Institute
Phone: +81-46-844-5057 Fax: +81-46-844-0618 e-mail: nakamura-ke@p.mpat.go.jp

長期的な微小繰返し荷重作用時の 杭の水平抵抗特性に関する大型模型実験と要素試験

中村 圭太*・松村 聡*・水谷 崇亮**

要 旨

洋上風力発電施設は長期間にわたって繰返し荷重を受けるため、繰返し作用を受けた地盤の累積ひずみや剛性変化は、構造物の安定性や固有振動数の観点から留意が必要である。既往の研究や API では、比較的大きな繰返し荷重に対する杭の水平抵抗特性変化に着目している。しかし、洋上風力発電施設は供用期間が通常 20 年以上を想定していることから、 10^6 – 10^7 回の極めて多い繰返し荷重が作用する。そのため、常時波浪等による微小な繰返し荷重であっても、杭基礎周辺の地盤力学特性の変化が懸念されている。

このような背景から、本研究では微小な繰返し水平荷重に伴う杭周辺の水平方向の地盤反力特性変化を検証することを目的として、模型実験・要素試験を実施した。模型実験では、長さ 3000 mm、外径 150 mm、肉厚 2 mm の模型杭を砂地盤内に貫入させ、その後繰返し水平載荷実験を実施した。また、近年は杭の大口径化が顕著であることから、杭径による水平抵抗特性の違いについて検証するために、杭径が 2 倍となる長さ 3000 mm、外径 300 mm、肉厚 4 mm の模型杭についても同様に実験を実施した。要素試験では、三軸試験機を用いた繰返し載荷試験を実施した。本試験では、土の弾性変形が支配的と想定される微小な荷重を与え、繰返し載荷中の土の剛性変化等について整理した。

模型実験より、砂地盤では杭に微小な繰返し荷重を与えても極限水平抵抗力にほとんど影響は与えなかった。また、剛性は繰返し載荷中に徐々に増加した。要素試験では、砂試料については繰返し載荷により体積が膨張し、剛性が低下する場合があるものの、一度比較的大きな荷重が作用すると直ちに体積圧縮が生じて剛性が回復した。また、粘土試料については長期的な微小繰返し荷重は剛性を低下させるほどではなく、むしろ圧密が進行することにより剛性は増加する傾向となった。

キーワード：開端杭、水平方向抵抗特性、大型模型実験、繰返し三軸試験、洋上風力発電

* 地盤研究領域 基礎工研究グループ 主任研究官

** 地盤研究領域 基礎工研究グループ グループ長

〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 e-mail：nakamura-ke@p.mpat.go.jp

1. はじめに

近年、特に洋上風力発電の分野で杭基礎に作用する繰返し水平荷重が問題となっている。地震国である日本は、繰返し荷重に伴う地盤力学特性について多くの研究成果・知識が蓄積されてきたが、それらの多くは比較的大きな荷重に対するものであり、地震時等の短期間の構造物の安定性が主な論点となっている。しかし、洋上風力発電の分野では、台風・津波・地震等のこれまで扱ってきた大きな荷重だけでなく、常時波浪等の比較的小さな荷重に対しても構造物の安定性を適切に評価しなければならない。これは、洋上風力発電施設が供用期間において通常 20 年以上を想定しており、 10^6 – 10^7 回の極めて多い繰返し荷重が杭基礎に作用することが要因である。

既往の研究¹⁾や API²⁾では、比較的大きな繰返し荷重に対する杭の軸直角方向（以後、単に水平と称する）の抵抗特性変化に着目しており、例えば API では、砂質地盤において繰返し載荷が生じた場合はその繰返し載荷回数に関わらず、一律に水平抵抗力を 0.9 倍にするとしている。しかし、常時波浪等の微小な繰返し荷重であっても地盤の累積ひずみやそれに伴う剛性変化が生じることが予想され、構造物の安定性や固有振動数の観点から影響が懸念されている¹⁾。

このような背景から、本研究では、微小な繰返し水平荷重に伴う杭周辺の水平方向の地盤反力特性変化を検証することを目的として、模型実験・要素試験を実施した。模型実験では、長さ 3000 mm、外径 150 mm、肉厚 2 mm の模型杭を砂質地盤内に貫入させ、その後繰返し水平載荷実験を実施した。また、近年は杭の大口径化が顕著であることから杭径による水平抵抗特性の違いについて検証するために、杭径が 2 倍となる長さ 3000 mm、外径 300 mm、肉厚 4 mm の模型杭についても同様に実験を実施した。要素試験では、三軸試験機を用いた繰返し載荷試験を実施した。本試験では、土の弾性変形が支配的と想定される微小な荷重を与え、繰返し載荷中の土の剛性変化等について整理した。

2. 大型土槽を用いた杭の繰返し水平載荷実験

2.1 模型地盤・模型杭

実験には、港湾空港技術研究所所有の大型土槽（幅 6000 mm、奥行き 3000 mm、深さ 3000 mm）を用いた。地盤材料は相馬珪砂 4 号（物性値および粒径加積曲線

表-1 相馬珪砂 4 号の物性値

項目	値
土粒子密度 (g/cm^3)	2.64
最大間隙比	0.970
最小間隙比	0.634
平均粒径 D_{50} (mm)	0.77

表-2 地盤作製時の各層の相対密度

地盤層	地盤高さ (mm)	相対密度 (%)
1	361	52.71
2	692	60.95
3	1043	56.30
4	1444	60.65
5	1825	51.65
6	2153	62.76
7	2442	59.30
8	2808	57.63

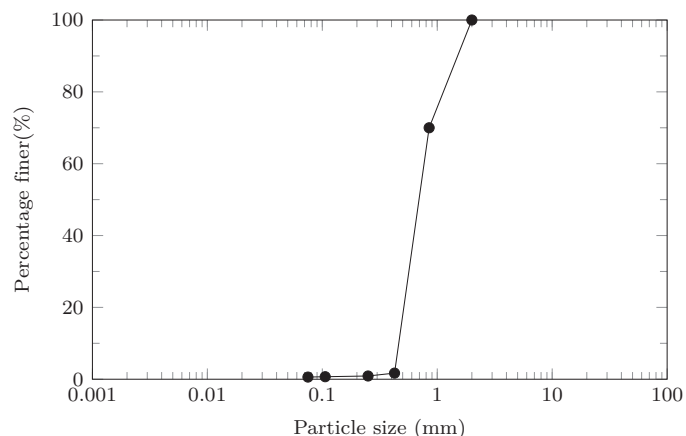


図-1 相馬珪砂 4 号の粒径加積曲線

はそれぞれ表-1、図-1) の乾燥砂で、相対密度 60%、地盤深さ 3000 mm を目標として空中落下法により地盤を作製した。地盤の相対密度の管理は、高さ 500 mm 毎に 300 mm×300 mm 間隔で格子状に地盤高さを計測し、その平均値と地盤試料の投入量から各層の相対密度を算出した（表-2）。地盤作製完了後の模型地盤の深さは 2808 mm、全層の平均相対密度は 57.7% であった。

模型杭は、鋼材 SS490（表-3）を用いて作製した。本研究では、杭径の小さいもの（杭 S）と大きなもの（杭 L）の 2 種類を用意した。それぞれの杭の諸元は、杭 S（写真-1）は長さ 3000 mm、外径 150 mm、肉厚 2 mm、杭

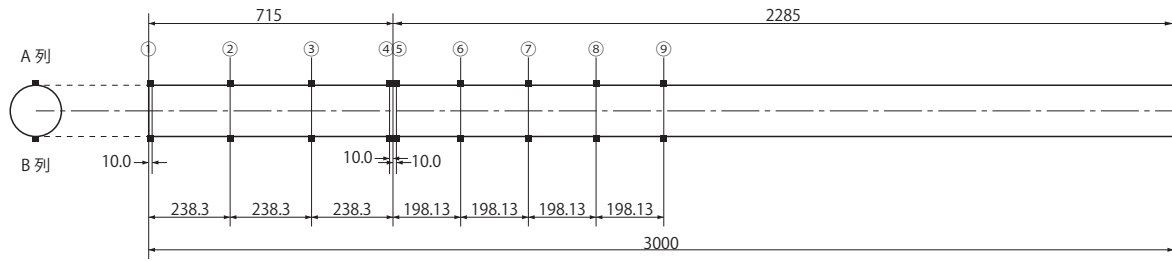


図-2 模型杭 S, L のひずみゲージ貼り付け位置

表-3 模型杭に用いた鋼材 SS490 の諸元

項目	値
密度 (g/cm ³)	7.85
ヤング係数 (N/mm ²)	205,000
ポアソン比	0.3

表-4 模型杭の諸元

項目	杭 S	杭 L
長さ (mm)	3000	3000
外径 (mm)	150	300
肉厚 (mm)	2	4



写真-1 模型杭 S (杭径小)



写真-2 模型杭 L (杭径大)

L (写真-2) は長さ 3000 mm, 外径 300 mm, 肉厚 4 mm である。写真のように模型杭には溶接部があるが、支持力には影響しないように滑らかに加工を施している。

モノパイル型の洋上風力発電施設の杭基礎では、杭径 D と根入れ長 L の比 L/D はおよそ 4-8 の値であることが多い。本実験では杭の根入れ長を 1200 mm としていることから (後述)、杭 S は $L/D = 8$ 、杭 L は $L/D = 4$ となり、通常用いられる L/D の両端の値となっている。

2.2 実験条件

2.2.1 貫入実験

実験ケースを表-5 に示す。S-1 の埋込杭のケースをのぞいて、全てのケースで杭の貫入実験を実施した。S-1 の埋込杭では、杭を地盤作製前にあらかじめ土槽内に建て込み、その後地盤を作製することで貫入過程のない杭を模擬している。本実験ケースを実施した理由は、S-1 と貫入ありのケース S-2 との比較を行うことで、杭の貫入過程 (施工過程) が水平抵抗特性に及ぼす影響について検証するためである。実務では、原地盤 (施工前の地盤) の調査結果 (N 値等) を用いて設計をすることから、その取扱いの妥当性検証の参考になるものと考え、貫入過程は、模型杭を地盤内に貫入速度一定 (10 mm/min) で 1200 mm 押し込むことで模擬した。この際、一度の载荷で 1200 mm 貫入することは载荷装置のストローク (500 mm) の制約から困難であるため、概ね 400 mm 毎に除荷し、载荷装置の盛替え後に再度载荷する工程を複数回繰り返すことで所定の貫入深さまで貫入している。また、貫入量 1200 mm 付近では载荷装置を設置している架台の柱との位置関係から一度に貫入可能な量が小さく、载荷装置の盛替え回数が多くなっている。

貫入実験の計測項目は、杭体のひずみ (図-2)、杭頭荷重 (定格容量 100 kN の引張圧縮両用型ロードセル)、杭頭鉛直変位 (定格容量 2000 mm のワイヤー変位計)、杭内地盤変位 (定格容量 2000 mm のワイヤー変位系) である。貫入時の治具の概略図を図-3 に示す。なお、本実験での貫入機構は過去に実施した実験^{3,4)}とも同様である。杭の模型地盤内での配置は図-4 に示す。

2.2.2 繰返し载荷実験

S-3, S-4, L-2 については繰返し载荷を実施しており、繰返し载荷後に単調载荷を実施することで繰返し载荷がその後の極限抵抗に与える影響について検証を行った。繰返し载荷はケース S-2 の単調载荷実験により得られた極限抵抗 P_u をもとに、所定の荷重を 1 方向 (交番載

表-5 杭の水平載荷実験ケース

ケース	杭の種類	繰返し載荷
S-1	埋込杭 (杭径小)	なし
S-2	貫入杭 (杭径小)	なし
S-3	貫入杭 (杭径小)	0.1 P_u ($N = 10^5$) 0.35 P_u ($N = 1400$)
S-4	貫入杭 (杭径小)	0.6 P_u ($N = 2$)
L-1	貫入杭 (杭径大)	なし 0.1 P_u ($N = 10^5$)
L-2	貫入杭 (杭径大)	0.35 P_u ($N = 1400$) 0.6 P_u ($N = 2$)

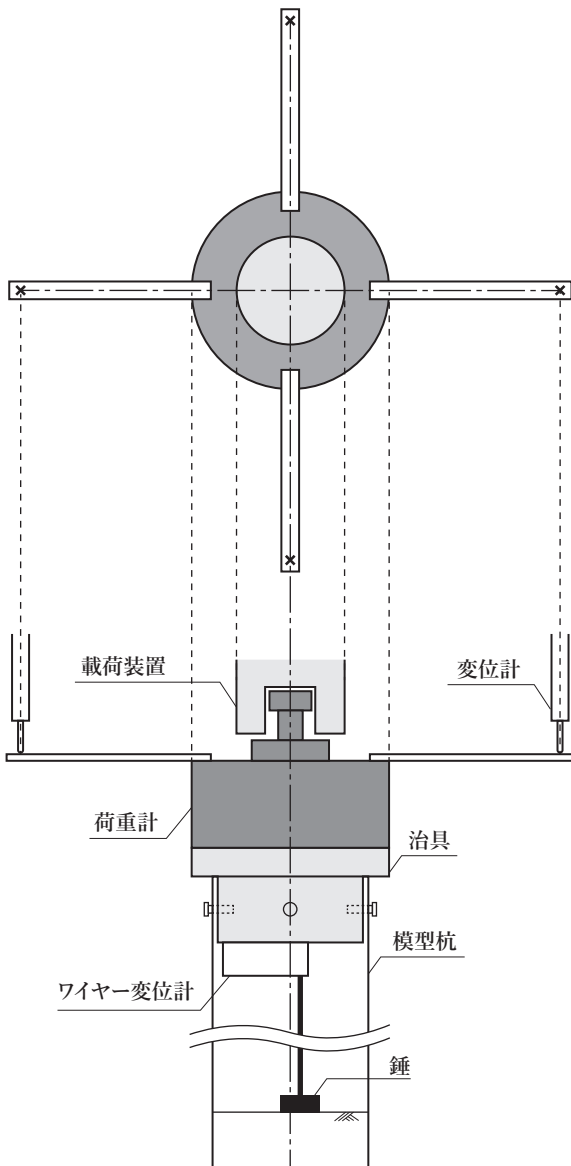


図-3 杭の貫入実験時の治具の概略図

荷ではない) に繰返し与えている. この極限抵抗 P_u は, 杭径 D に対して地盤面での杭の水平変位がおよそ $0.1D$ となったときの荷重として設定した. この $0.1D$ という値は, 経験的によく用いられているものである⁵⁾.

繰返し載荷の条件は表-5 に示したとおりで, 例えばケース S-3 では $0.1P_u$ の荷重を 10^5 回与え, その後に $0.35P_u$ の荷重を 1400 回与えている. 既往の現地盤での実験では, 常時波浪等の微小な荷重は想定される最大荷重に対しておよそ 15-20 分の 1 程度の値として設定している⁶⁾. しかし, 本模型実験では荷重が微小過ぎると制御が難しいことから, 最も小さい荷重レベルは $0.1P_u$ とした. $0.1P_u$ の荷重の繰返し回数については実験期間との兼ね合いから 10^5 回とした. このとき要した期間は, 載荷速度 10 mm/min でおおよそ 8 日間である. 次の荷重レベル $0.35P_u$ については台風等の大きな荷重を想定しており, 常時の微小荷重に対しておよそ 3-4 倍として設定した⁶⁾. 本荷重レベルの繰返し回数は, 実験期間との兼ね合いから可能な限り大きな値として 1400 回に設定した. 最後の繰返し回数 2 回の最も大きい荷重レベル $0.6P_u$ については, 極めて大きな荷重を与えた際の杭の水平抵抗特性を観察するために実施した.

杭径の大きい L-2 のケースでは, 杭 S とは違い一つの杭に対して全ての荷重レベル $0.1P_u$, $0.35P_u$, $0.6P_u$ を順に与えてた. これは, 杭 S を実施した際に微小繰返し荷重による杭の水平抵抗特性への大きな影響が見られなかったため, 実験ケース数の兼ね合いからこのように設定した.

全ての杭について, 杭の根入れ長は 1200 mm , 載荷点は地表面から 1200 mm の位置とした. 載荷速度は, 単調載荷時は 6 mm/min , 繰返し載荷時は 10 mm/min で

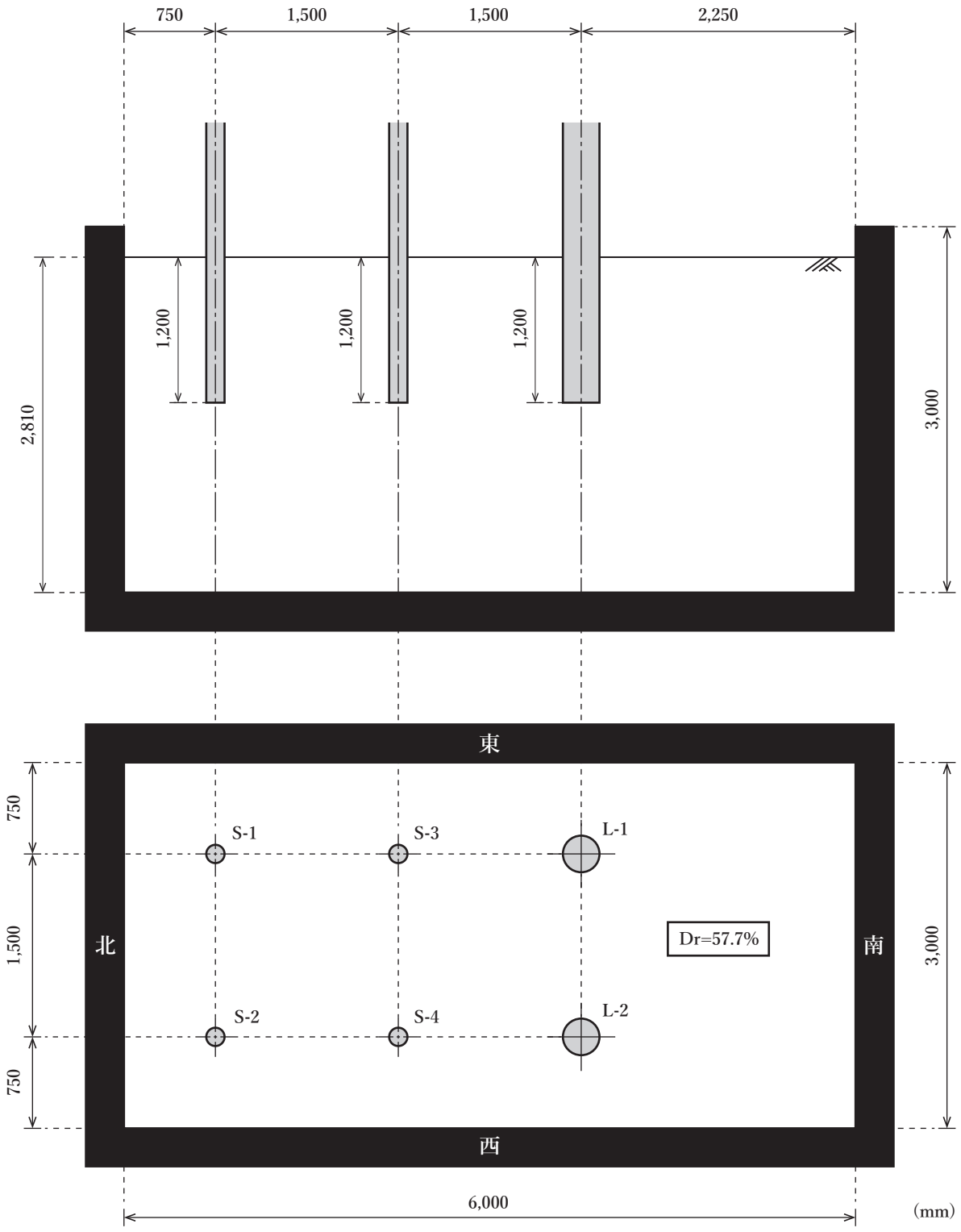


図-4 杭の配置図

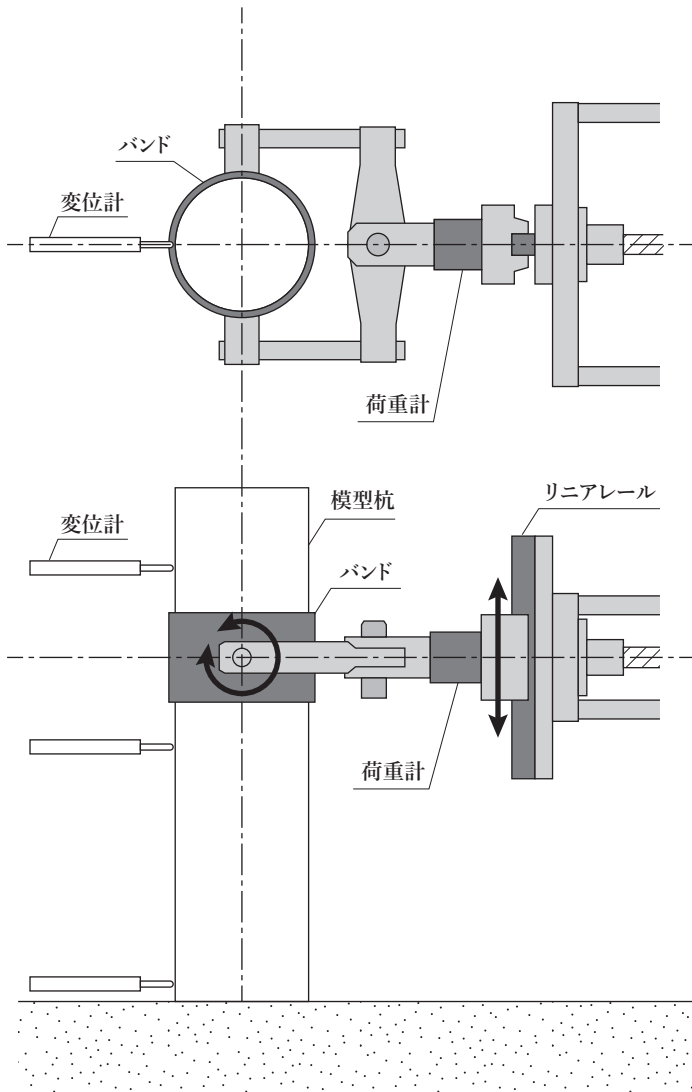


図-5 杭の水平載荷実験時の治具の概略図

ある。載荷点においては、杭の上下・回転方向の拘束はしないように載荷を行った。

水平載荷実験の計測項目は、杭体のひずみ(図-2)、載荷点での水平荷重(定格容量 20 kN の引張圧縮両用型ロードセル)、載荷点から鉛直方向に ± 100 mm の位置と、地表面位置での水平変位(定格容量 100 mm の変位計)である。繰返し水平載荷時の治具の概略図は図-5 に示す。また、水平載荷時の様子は写真-3 に示す。

2.3 実験結果

2.3.1 杭の静的貫入実験

図-6、図-7、図-8 に、杭 S の貫入時の荷重および杭の管内土深さと杭頭変位の関係を示す。S-2 のケース(図-6)では、2 回目の貫入の際(貫入深さおよそ 440 mm)に、計測装置の不具合があったことから、一度除荷し、



写真-3 水平載荷時の様子

計測装置の不具合解消後に再度貫入を行っている。この間は、荷重の計測が正しく行えていなかったため、図のような不自然な荷重-変位関係となっている。所定の貫入量 1200 mm 付近では、S-2-4 のいずれのケースにおいても、おおよそ同等の貫入抵抗力が発揮されていることから、実験の再現性が確認できる。図-6、図-7、図-8 の管内土深さ-変位のグラフは、開端杭の閉塞状況の目安として示している。図の点線は、杭先端の深さを表しており、この傾きに近いほど杭の貫入と同じだけ杭内部の地盤も低下しているため、先端閉塞が生じていると考えることができる。図より、貫入量 1000 mm を超えたあたりから閉塞が生じており、荷重-変位関係から先端閉塞時特有の閉塞の進展と破壊による貫入抵抗の変動^{3,4)}も確認することができる。

図-9、図-10 に、杭 L の貫入時(写真-4)の荷重-変位関係を示す。図より、荷重-変位関係から先端閉塞時特有の貫入抵抗の変動は見られるものの、管内土深さ-変位関係では杭先端と比較するとその変化量が小さいことから、杭 S に比べて先端閉塞の程度は小さいと推察される。また、杭 L-1、L-2 の両者において同程度の地盤抵抗力が発揮されていることから、実験の再現性が確認できる。

2.3.2 杭の貫入過程が水平抵抗力に及ぼす影響

図-11 に埋込杭 S-1 と、貫入杭 S-2 における荷重-変位関係の比較を示す。一般的に、貫入杭は杭の貫入に伴って地盤を押し上げるため周辺地盤の密度は上昇傾向にある。そのため、貫入杭の方が埋込杭に比べて大きな水平抵抗力を発揮するように予想される。しかし、図-11 からわかるように、本実験では埋込杭 S-1 と貫入杭 S-2 の両者は同等の水平抵抗力を発揮しており、明

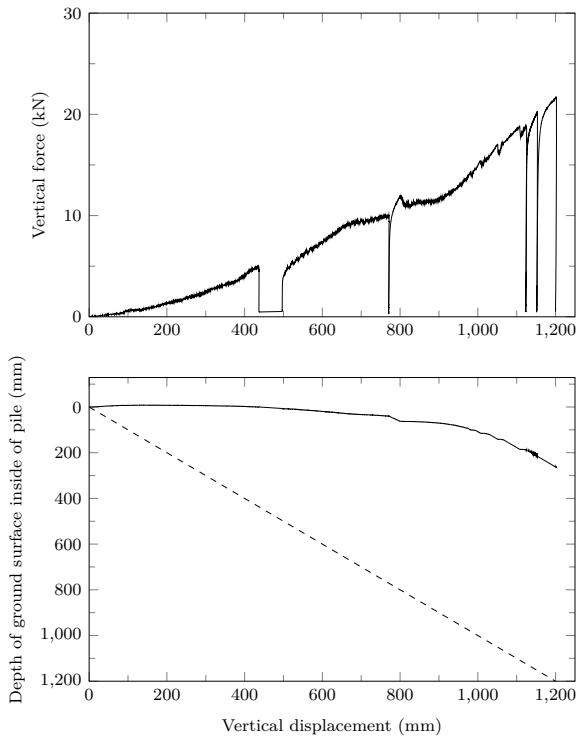


図-6 杭 S-2 の貫入時の荷重-変位関係と管内土深さ-変位関係

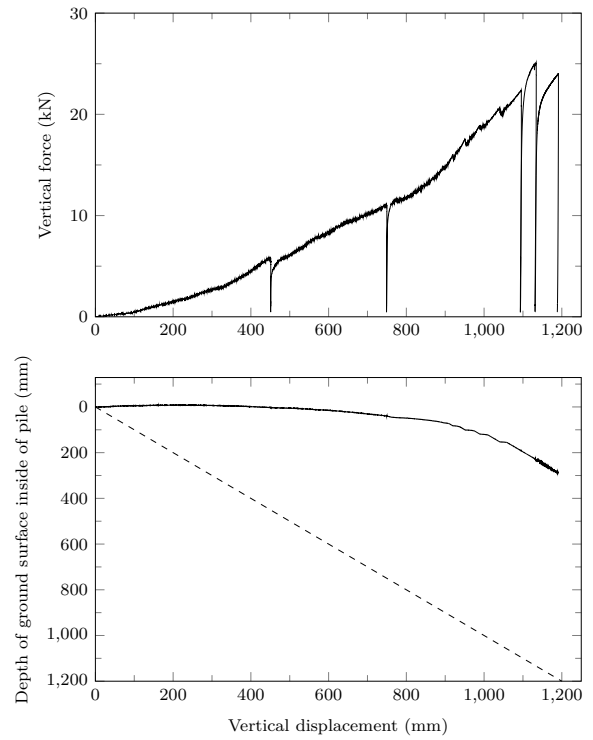


図-8 杭 S-4 の貫入時の荷重-変位関係と管内土深さ-変位関係

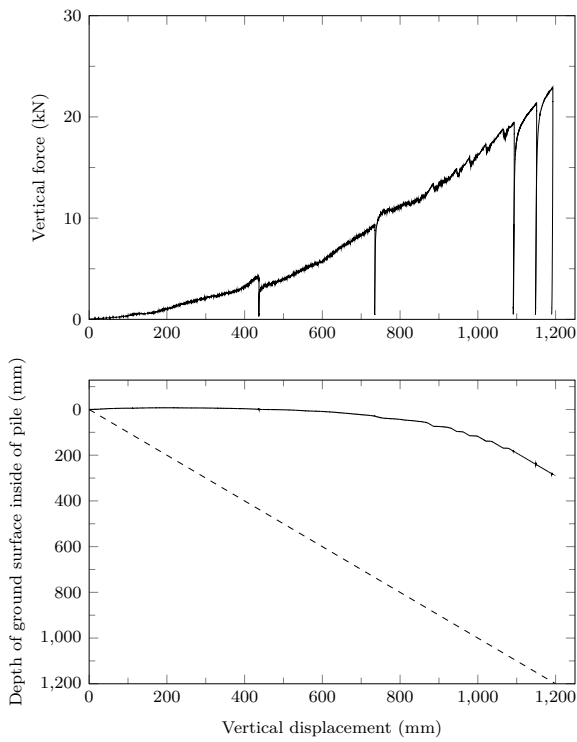


図-7 杭 S-3 の貫入時の荷重-変位関係と管内土深さ-変位関係

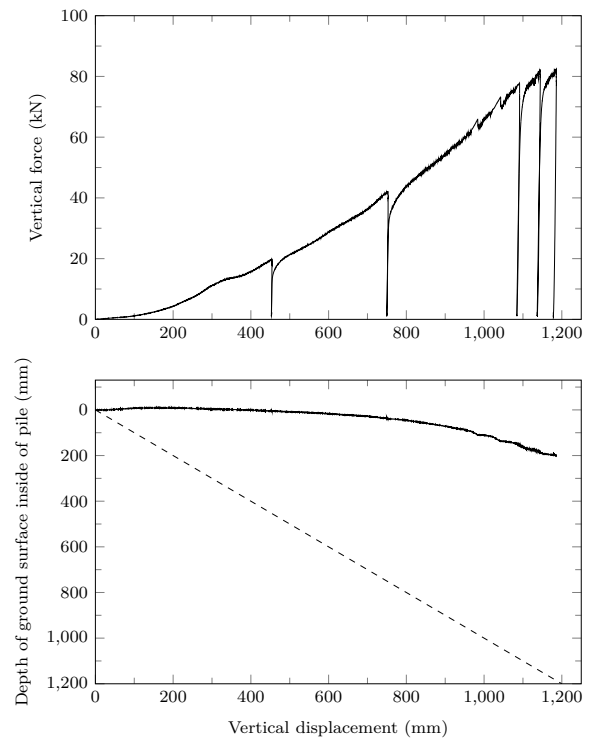


図-9 杭 L-1 の貫入時の荷重-変位関係と管内土深さ-変位関係

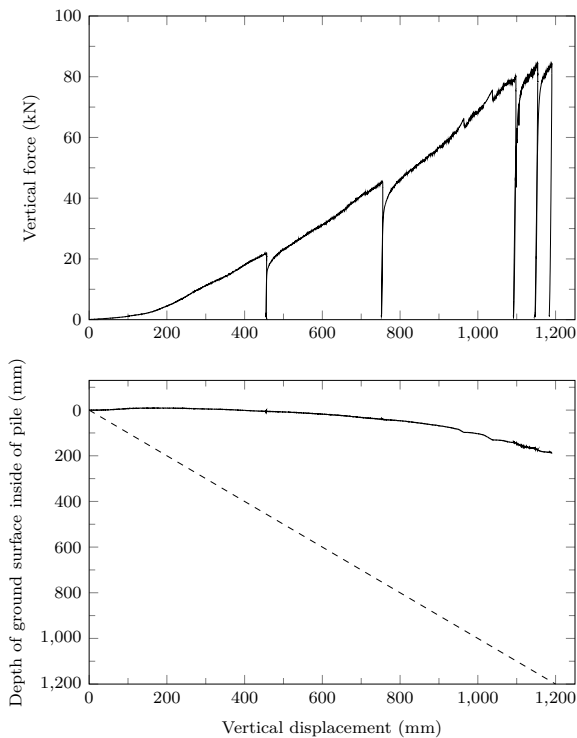


図-10 杭 L-2 の貫入時の荷重-変位関係と管内土深さ-変位関係



写真-4 杭 L の貫入時の様子

確な差は見られなかった。曲線のなめらかさが異なるのは、地盤作製の際に埋込杭の周辺に均一に砂を降らすのが難しく、地盤密度がばらついてしまったことが要因として挙げられる。

2.3.3 杭の繰返し水平載荷

図-12、図-13 に、模型杭 S, L の繰返し水平載荷時の荷重-変位関係を示す。図-12 の杭 S-4 では、水平変位およそ 8 mm 時において荷重が不自然に上昇しているが、これは変位計（最も上側の変位計：図-5 参照）の取付け方法を誤り、水平載荷時に当たってしまったことで余計な荷重がかかったためである。変位計が完全に外れたこ

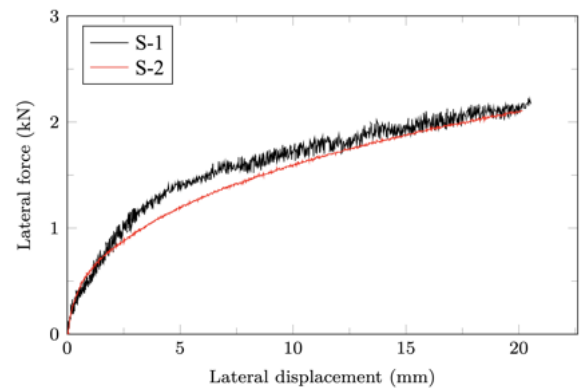


図-11 埋込杭 S-1, 貫入杭 S-2 における荷重-変位関係の比較

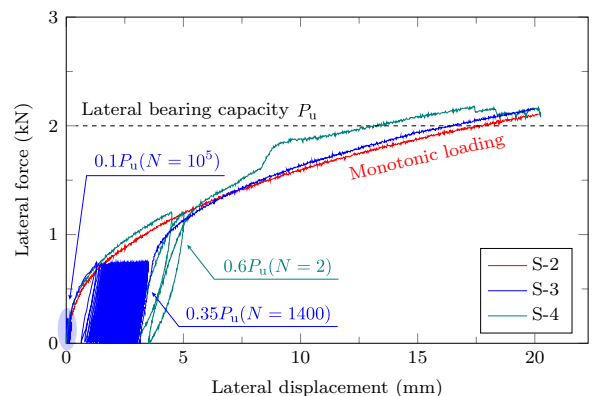


図-12 杭 S の繰返し水平載荷時の荷重-変位関係

とにより、およそ 17 mm 以降では元の曲線に戻っている。なお、図の横軸は地盤面での変位であるため図-12 の横軸には影響はない。図-12、図-13 より、繰返し載荷後の再載荷では単調載荷の曲線上に沿うように推移していることから、繰返し載荷による極限水平抵抗 P_u への影響は小さいという結果になった。これは杭径に関わらず杭 S, 杭 L の両者において同様である。API²⁾ では、砂質地盤において繰返し載荷が生じた場合はその繰返し載荷回数に関わらず一律に水平抵抗力を 0.9 倍にしている。これは、既往の現地実験^{6,7)} をもとした経験則であるが、その現地実験では極限抵抗相当の荷重を複数回与えた際の挙動を観察しており、本研究で与えた荷重レベルと比べて極めて大きく、その結果極限抵抗力が低下したものと考えられる。

図-14、図-15 に、極限抵抗 P_u 時の杭の曲げモーメント分布を示す。図より、S-2 のみ他の杭と異なった傾向が見られる。地盤の不均一性による実験誤差と考えられるが、詳細については今後検討が必要である。S-2 のケースを除けば、どの杭も曲げモーメント分布はおおよ

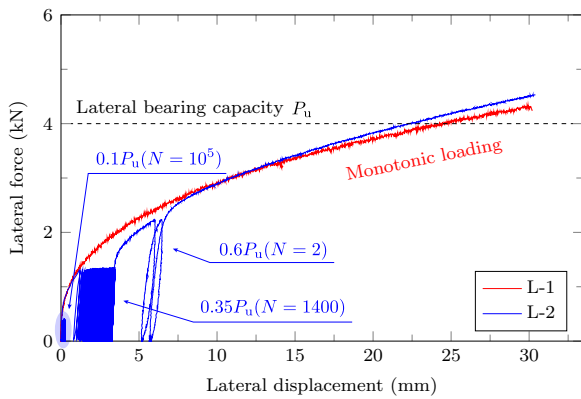


図-13 杭 L の繰返し水平載荷時の荷重-変位関係

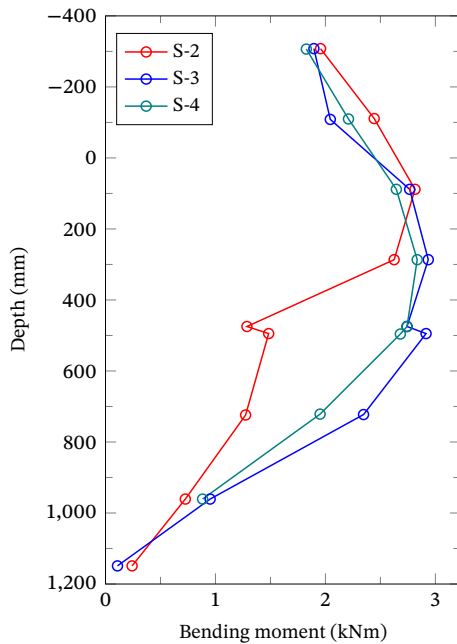


図-14 杭 S の P_u 時のモーメント分布

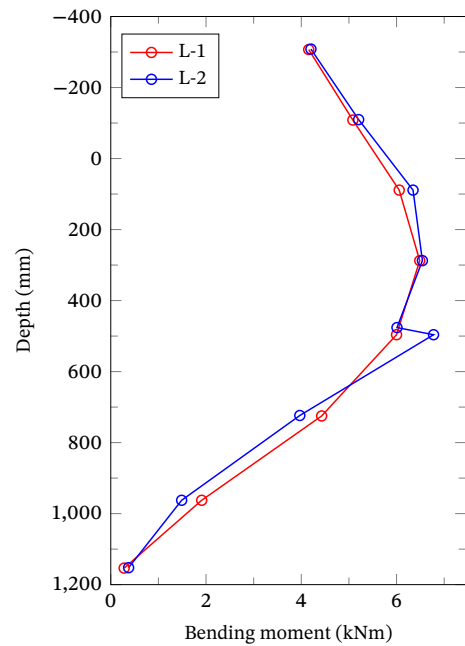


図-15 杭 L の P_u 時のモーメント分布

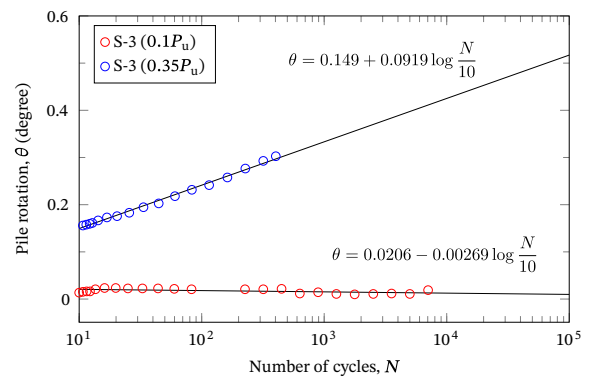


図-16 繰返し載荷中の杭 S の傾斜角変化

そ同等の値を示していることから、繰返し荷重が作用しても杭の水平方向の抵抗特性に大きな差は生じていないと考えられる。

2.3.4 杭の繰返し水平載荷時の傾斜角変化

図-16、図-17 に、杭の繰返し水平載荷時の傾斜角変化を示す。ここでの傾斜角は、載荷点の上下 100mm の位置で計測している変位計 (図-5) から算出した正接の値より求めた。本実験では途中で繰返し荷重レベルを変更しているため、それぞれの荷重レベルでの繰返し回数を用いて実験結果を整理した。なお、繰返し初期は値のばらつきが大きかったため (特に、荷重レベルの小さい $0.1P_u$ のケース) 繰返し回数 10 回以降で整理した。図より、杭の繰返し載荷に伴い徐々に傾斜角が増加している

ことが確認できる。この増加率は対数表示でおおよそ線形に増加しており、荷重レベルが大きいほどその増加率も大きいという結果が得られた。このような傾向は既往の研究⁸⁾でも報告されている。本研究では以下の式を用いて近似直線 (最小二乗法により算出) を示している。

$$\theta = \theta_r + a \log \frac{N}{10} \quad (1)$$

ここで、 θ_r 、 a は、フィッティングパラメーターである。近似直線より、本実験では杭径の大きい L 杭よりも杭径の小さい S 杭の方が、 $0.1P_u$ から $0.35P_u$ に荷重レベルが上がる際に、傾斜角の変動が大きい結果となった (両荷重レベルの θ_r の差が大きい)。

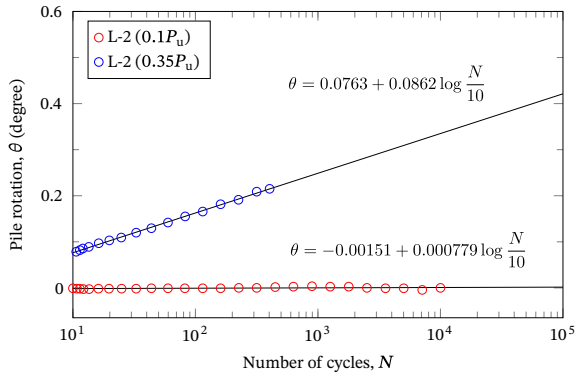


図-17 繰返し载荷中の杭 L の傾斜角変化

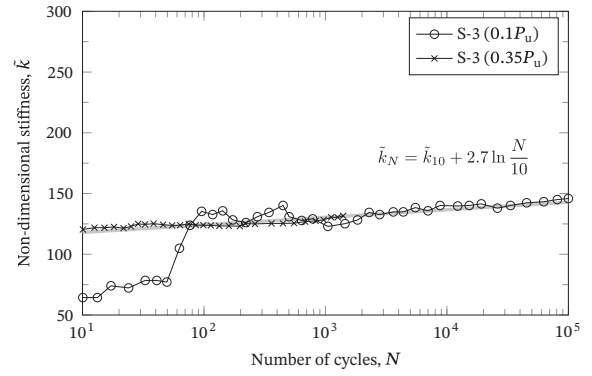


図-18 繰返し载荷中の杭 S の剛性変化

2.3.5 杭の繰返し水平载荷時の剛性変化

洋上風力発電施設において、繰返し荷重による杭の剛性変化（杭の荷重-変位関係（水平方向）の接線勾配）は、構造物の安定性や固有振動数の観点から留意が必要である。本研究では、水平载荷時の剛性は曲げモーメント M 、傾斜角 θ を用いた割線勾配として定義した⁹⁾。また、剛性変化については、既往の研究で無次元化した剛性 \tilde{k} を用いた評価手法が提案されている⁹⁾。本手法は、模型実験規模で主に問題となる地盤の拘束圧を考慮した評価手法であり、模型実験結果を整理する際に広く用いられている。具体的には、微小ひずみレベルでのせん断剛性 G (small strain shear modulus) について、地盤の拘束圧依存性を考慮して以下のように表す。

$$\frac{G}{p_a} = c_1 \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^n \quad (2)$$

ここで、 p_a は大気圧、 σ'_v は有効上載圧、 c_1 、 n は材料パラメータである¹⁰⁾。詳細は付録 A に示しているが、式 (2) と杭の水平荷重作用時の力の釣り合い式を連立方程式として解くことで、最終的に無次元化した剛性 \tilde{k} は以下のように表される。

$$\tilde{k} = \frac{k}{L^{5/2} D \sqrt{p_a} \gamma'} \quad (3)$$

ここで、 L は杭の根入れ長、 D は杭径、 γ' は有効単位体積重量である。本手法は、砂質地盤に限定されるものの、実験規模で問題となる拘束圧の影響を受けにくい評価が可能となる。既往の研究では、無次元化された剛性 \tilde{k} について整理すると、地盤の密度、繰返し载荷の特性に関わらず一定の増加率で剛性が上昇する傾向が報告されている⁹⁾。

図-18、図-19 に、杭の繰返し水平载荷時の剛性 \tilde{k} の変化を示す。なお、前節の傾斜角と同様に、繰返し初期

は値のばらつきが大きかったため繰返し回数 10 回以降で整理した。既往の研究結果と同様に、本実験においても杭 S (図-18)、杭 L (図-19) それぞれにおいて、荷重レベルに関わらずおおよそ同等の増加率で上昇する結果となった。図の直線は、以下の式を用いてフィッティングしている。

$$\tilde{k}_N = \tilde{k}_{10} + A_k \ln \frac{N}{10} \quad (4)$$

ここで、 A_k はフィッティングパラメータである⁹⁾。

本研究で用いた剛性 \tilde{k} は無次元化された剛性であることから、近似式をそのまま剛性変化の予測式として用いることができる。例えば、杭 L について荷重レベル $0.1P_u$ の荷重が、 10^7 回繰返された際の剛性は以下のように求められる。

$$\tilde{k}_{10^7} = \tilde{k}_{10} + 6.9 \ln \frac{10^7}{10} \approx 245.3 \quad (5)$$

ここで、 $\tilde{k}_{10} = 150$ とした。ゆえに、その増加率は

$$\frac{\tilde{k}_N - \tilde{k}_{10}}{\tilde{k}_{10}} = 63.3\% \quad (6)$$

となる。よって、無次元化された剛性 \tilde{k} と繰返し回数 N との間に片対数軸で線形関係を仮定すれば、この洋上風力発電施設の供用期間中（繰返し载荷回数は 10^7 回と仮定）の剛性の増加率はおおよそ 63.3% と推測できる⁹⁾。なお、原著論文⁹⁾ においても実験で実施した繰返し回数は 10^4 程度であるため、 10^7 回まで線形関係と仮定できるかは今後更に検討が必要である。

3. 微小荷重による繰返し三軸試験

3.1 試験条件

繰返し载荷試験は、「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法 (JGS 0542-2009)」に準拠し

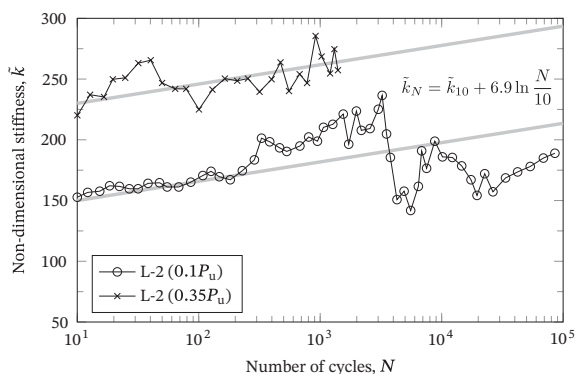


図-19 繰返し载荷中の杭Lの剛性変化



写真-5 相馬珪砂4号

て、表-6 に示す内容で実施した。杭の周辺地盤について要素として着目する場合は、深さ方向で杭から受ける力の大きさが異なるため、杭頭に加わった荷重が微小な荷重であっても、それぞれの深さで杭から地盤に伝わる荷重の大きさは様々である。本研究では小さなひずみレベル（ 10^{-3} 程度以下）に対する力学特性に着目して試験を行うこととした。表-6 にあるように、最も小さい荷重は $0.025q_{max}$ として設定している。このとき砂試料で生じたひずみ（荷重 $0.025q_{max}$ を与えた際の軸ひずみ）はおよそ 5×10^{-5} であった。最も小さい荷重レベルの繰返し回数は 10^5 回とした（試験期間の制約上、可能な限り大きな値を設定した）。荷重レベル（ひずみレベル）の違いを確認するために、 $0.05q_{max}$ 、 $0.1q_{max}$ の荷重レベルについても同様に試験を行った。なお、表の q_{max} は、単調载荷のケース（ケース1と5）での最大軸差応力を示す。砂試料である相馬珪砂4号（写真-5）は、前述した杭の繰返し水平模型実験で用いた試料と同じであり、物性値は表-1 に示す。粘土試料については、表-7 に示す大阪浚渫粘土（写真-6）を用いた。

本試験では、砂・粘土試料両者について排水条件で試験を行った。砂は常時波浪等の荷重の周期は間隙水が排水可能な程度に十分ゆっくりであるため排水条件が妥当である。一方、粘土については通常排水条件で三軸試験は行われぬ。これは、粘土の透水係数が極めて小さく排水条件を厳密に満たすことが困難であり、粘性土に対して排水条件として試験を行った場合は部分排水となるためである。しかし、洋上風力発電施設の供用期間中の長期的な問題においては、非排水条件での試験は実現象とやや乖離してしまう。そこで本研究では、繰返し载荷周期を沖合での常時波浪の周期と同程度（8秒程度）に設定し、排水条件とすることで、長期的な繰返し荷重¹¹⁾に伴う土の力学特性変化に着目した。



写真-6 大阪浚渫粘土

初期条件は、砂試料については相対密度を60%とし、粘土試料については予圧密40kPa（正規圧密状態）とした。拘束圧は50kPa、载荷速度0.1%/minである。写真-7に試験時の様子を示す。本試験では、微小なひずみを測定するためにLDTを用いた微小ひずみの計測を実施している（写真-8）。繰返し载荷試験を実施した試験ケース2-4、6-8については、繰返し载荷試験後に単調载荷試験を実施している。

3.2 試験結果

3.2.1 微小繰返し载荷中の軸差応力・体積ひずみ変化

本節では、微小繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ変化を示す。体積ひずみに関しては、全ての軸ひずみの値に対して図示するとグラフの読み取りが難しいことから、繰返し载荷中の軸差応力が0の時の値のみを抽出している。また、体積ひずみは圧縮を正としている。

図-20、図-21、図-22に砂試料の繰返し载荷中の軸差

表-6 繰返し三軸試験ケース

試験ケース No.	地盤試料	繰返し載荷荷重	繰返し載荷回数
1	砂 (相馬珪砂 4号)	—	—
2	砂 (相馬珪砂 4号)	0.025 q_{max}	100,000 回
3	砂 (相馬珪砂 4号)	0.05 q_{max}	50,000 回
4	砂 (相馬珪砂 4号)	0.1 q_{max}	1,000 回
5	粘土 (大阪浚渫粘土)	—	—
6	粘土 (大阪浚渫粘土)	0.025 q_{max}	100,000 回
7	粘土 (大阪浚渫粘土)	0.05 q_{max}	50,000 回
8	粘土 (大阪浚渫粘土)	0.1 q_{max}	1,000 回

表-7 大阪浚渫粘土の物性値

項目	単位	値
土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.675
礫分 (2-75 mm)	%	0.0
砂分 (0.075-22 mm)	%	1.8
シルト分 (0.005-0.075 mm)	%	58.9
粘土分 (0.005 mm 未満)	%	39.3
最大粒径	mm	2
圧縮指数 C_c	—	0.922
液性限界	%	113.5
塑性限界	%	43.5
塑性指数	—	70.0

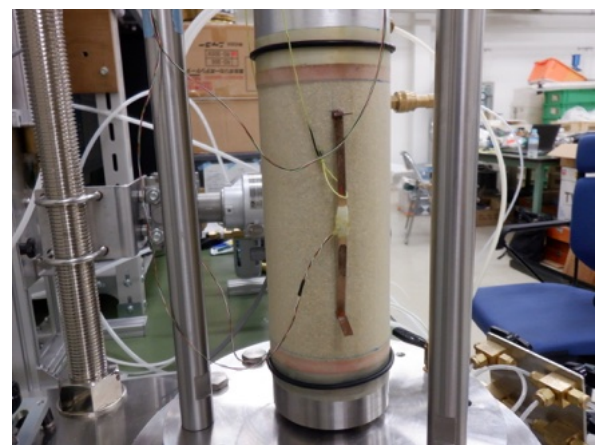


写真-8 供試体に取り付けた LDT

応力・体積ひずみ変化を示す。図より、いずれのケースにおいても、繰返し載荷に伴い徐々に軸ひずみ ϵ_a が蓄積しているのがわかる。この度合いは、荷重レベルが大きいほどより大きく蓄積される結果となった。また、体積ひずみについては、繰返し載荷荷重が比較的小さい Case-2, 3 では、初期に圧縮傾向を呈しその後膨張傾向を示しているが、一番大きな荷重レベルを与えた Case-4 については、常に圧縮傾向となった。

次に、図-23、図-24、図-25 に粘土試料の繰返し載荷中の軸差応力・体積ひずみ変化を示す。図より、いずれのケースにおいても、砂試料と同様に繰返し載荷に伴い徐々に軸ひずみ ϵ_a が蓄積しているのがわかる。しかし、粘土試料では荷重レベルが最も小さい Case-6 が最も蓄積するひずみ量が大きく、反対に荷重レベルが最も高い Case-8 が蓄積ひずみ量が小さいという結果となった。これは、排水条件で試験を行っていることから、圧密の進行の程度が影響したと考えられる (後述)。



写真-7 繰返し三軸試験の様子

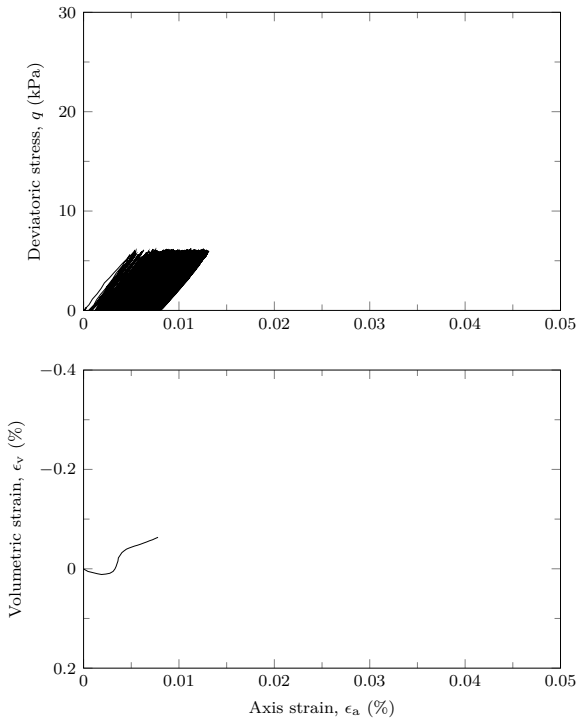


図-20 Case-2 の繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ関係

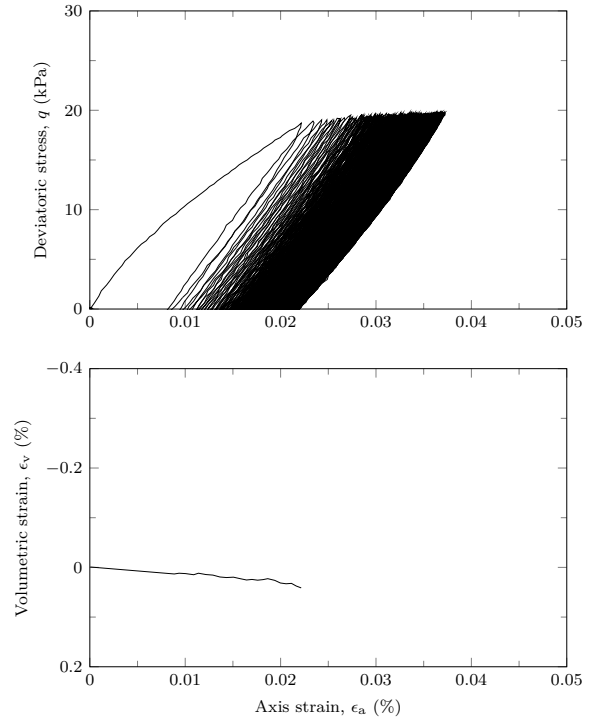


図-22 Case-4 の繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ関係

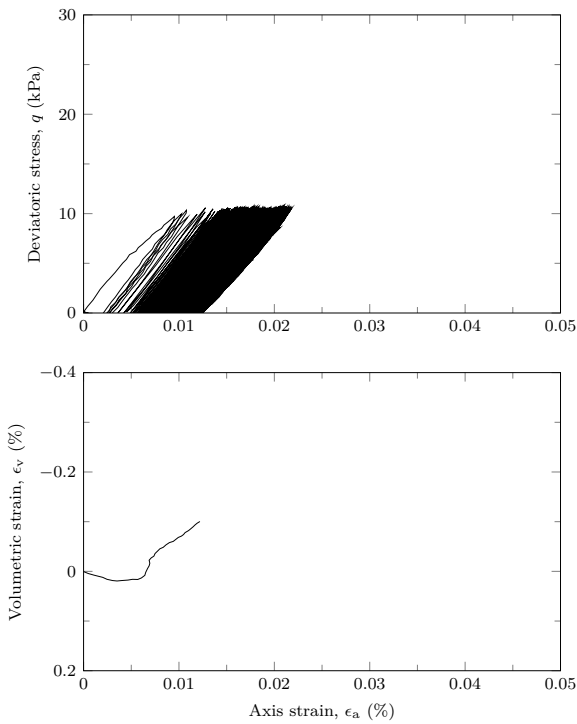


図-21 Case-3 の繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ関係

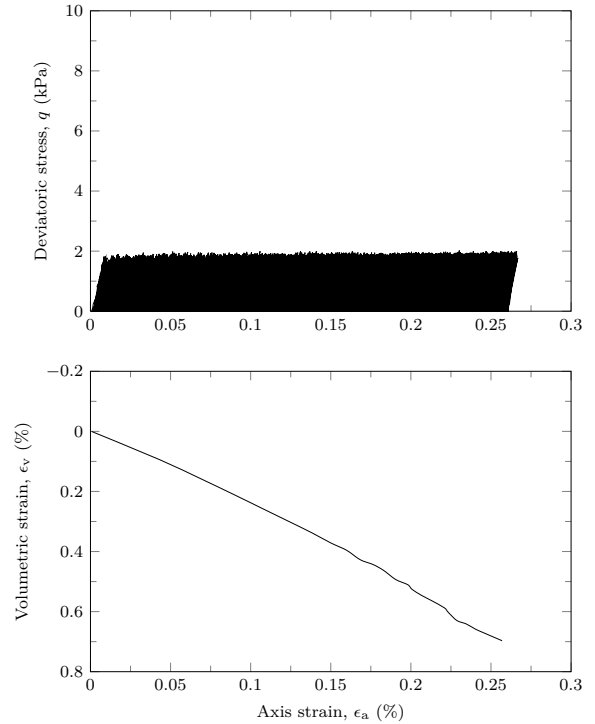


図-23 Case-6 の繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ関係

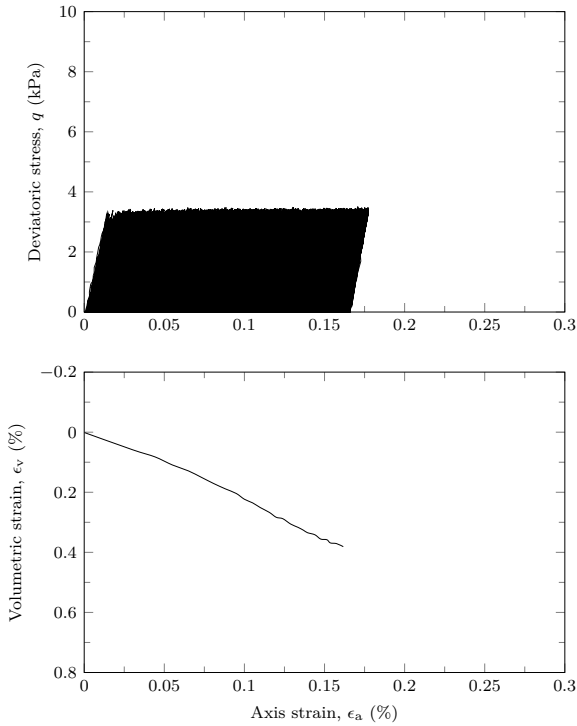


図-24 Case-7 の繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ関係

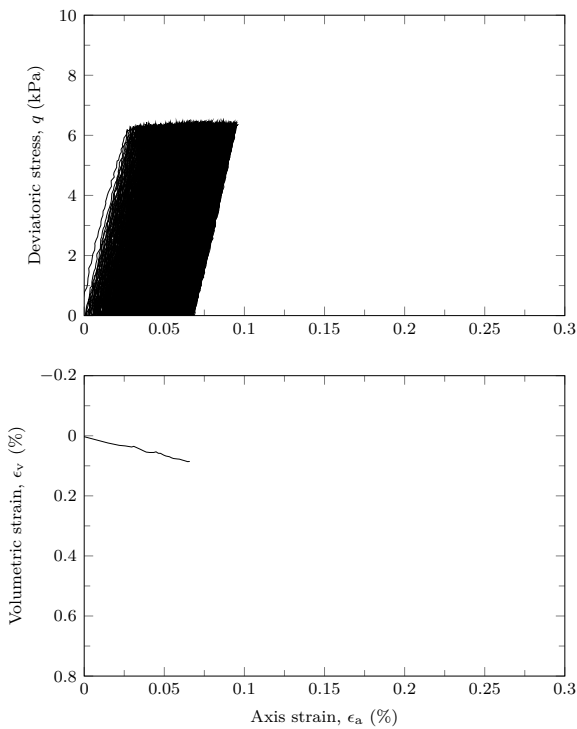


図-25 Case-8 の繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ関係

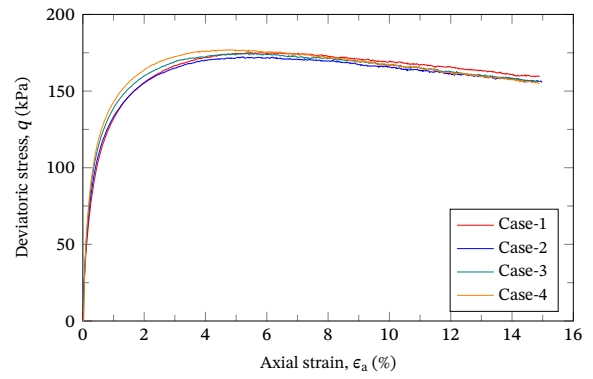


図-26 砂試料の単調载荷時の軸ひずみ-軸差応力関係

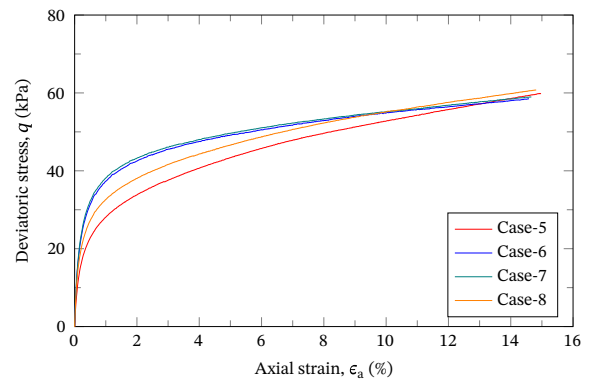


図-27 粘土試料の単調载荷時の軸ひずみ-軸差応力関係

3.2.2 微小繰返し载荷が最大軸差応力に与える影響

微小繰返し载荷を実施した Case-2-4, 6-8 については、繰返し载荷後に単調载荷も実施し、微小な繰返し载荷がその後の最大軸差応力に与える影響について検証した。図-26 に、砂試料の軸ひずみ-軸差応力関係を示す。図より、Case-1-4 のいずれのケースにおいても、おおよそ同様の軸ひずみ-軸差応力関係を示しており、微小繰返し载荷の影響は認められなかった。

図-27 に、粘土試料の軸ひずみ-軸差応力関係を示す。粘土試料では、繰返し载荷回数が多かった Case-6 と Case-7 において、初期の傾きがより急となっている。これは、圧密により（後述）粘土試料の初期剛性が増加したことが要因と考えられる。

3.2.3 微小繰返し载荷中の剛性変化

繰返し载荷中の剛性は、軸ひずみ-軸差応力関係における割線勾配として E を定義した（図-28）。図-29 に、砂試料の繰返し载荷中の剛性・体積ひずみ変化を示す。図の縦軸は、繰返し载荷 1 回目の剛性 E_1 で正規化している。図より、繰返し载荷により徐々に体積ひずみは膨

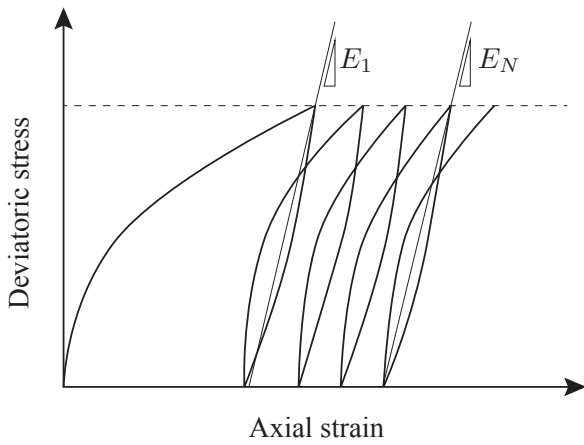


図-28 繰返し三軸試験における剛性の定義

張傾向を示し、それに伴って剛性も低下していることがわかる。そのため、土の密度低下が剛性低下の要因として考えられるが、繰返し載荷レベルの大きな Case-4 については、体積ひずみは常に圧縮傾向であったものの剛性は低下した。繰返し載荷回数が 1000 回を超えたあたりから、体積ひずみは log スケールで急激に膨張しており、剛性も同様の低下傾向を示していることから相関はあるように推察されるが、今後より詳細な検討が必要である。また、繰返し回数が多くなるにつれ間隙水圧に多少の変動が見られた。砂の膨張傾向が顕著になるにつれ間隙水圧の変化が生じているが、この原因については今後検討が必要である。

次に、図-30 に粘土試料の繰返し載荷中の剛性・体積ひずみ変化を示す。繰返し回数 1000 回を超えたあたりから、過剰間隙水圧に顕著な変動が見られ、一度発生した過剰間隙水圧が消散する様子を確認できる。既往の研究¹¹⁾においてもこの過程で圧密が生じていたことから、本実験でも繰返し載荷に伴って圧密が進行していると考えられる。この圧密の進行により体積ひずみは常に圧縮傾向となり、剛性 E も増加している。

以上のように、粘土試料の場合、長期的な微小繰返し載荷においては圧密特性が支配的になると推察される。本研究では正規圧密粘土を用いていることから、現地盤の比較的軟弱な粘土層について考えれば、微小な繰返し荷重は剛性を低下させるほどではなく、むしろ圧密が進行することにより剛性は増加傾向となる可能性がある。

3.2.4 微小繰返し載荷中の剛性変化に関する追加検討

前節での試験結果より、砂試料の場合は、要素レベルでは微小な繰返し載荷に伴い徐々に剛性が低下する傾向となった。しかし、実際の洋上風力発電施設では微小な

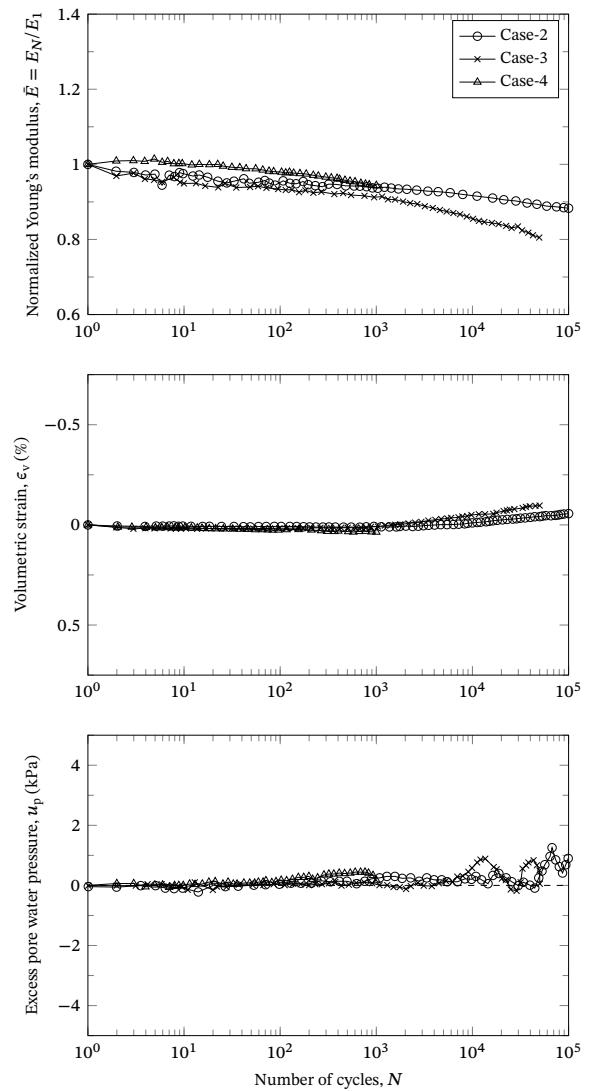


図-29 砂試料の繰返し載荷時の繰返し回数-剛性、繰返し回数-剛性体積ひずみ、繰返し回数-間隙水圧の関係

荷重のみが作用する訳ではなく、強風や台風等の大きな荷重も作用する。そこで追加検討として、Case-3 の条件下での繰返し載荷中、繰返し回数が 10^4 回となった際に一度大きな荷重を与えて、その後再度微小な繰返し荷重を与える実験を行った。

図-31 に、実験の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ変化を示す。前節と同様に図の体積ひずみは軸差応力が 0 のときの値を図示しているため、一度大きな荷重を与えた際はグラフのプロットが飛んでしまう。そのため、大きな荷重を与える直前と与えた直後の値は点線で繋いでいる。

図より、初期の微小繰返し載荷では体積ひずみは圧縮傾向を示し、その後膨張に転じた。体積膨張は大きな荷重が与えられるまで継続し、 10^4 回目の大きな荷重を与

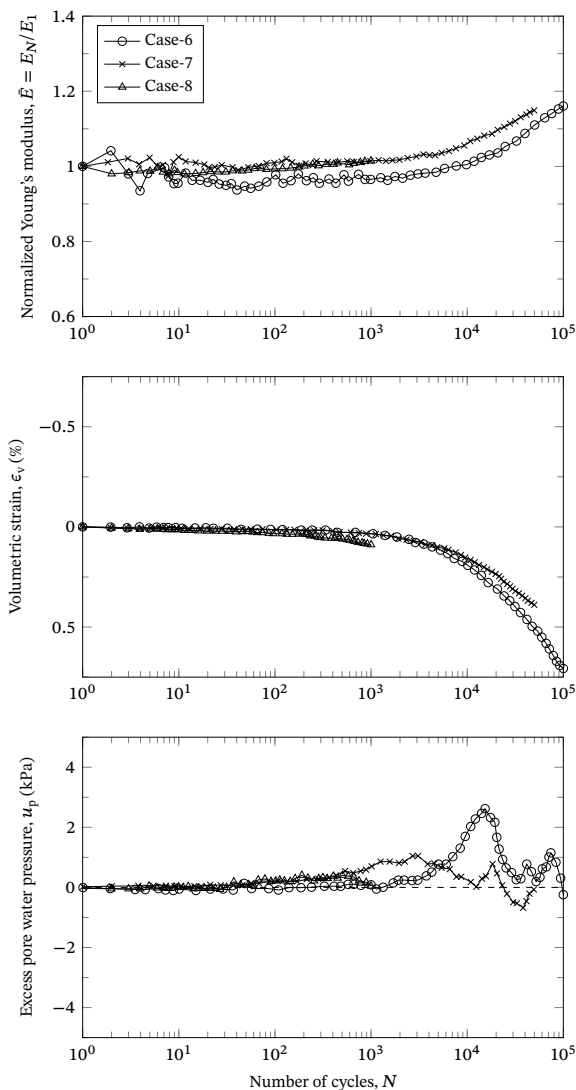


図-30 粘土試料の繰返し载荷時の繰返し回数-剛性，繰返し回数-剛性体積ひずみ，繰返し回数-間隙水圧の関係

えた際は体積圧縮が生じている。その後の微小な繰返し荷重では、再度体積膨張が顕著である。この際の体積膨張では、载荷（荷重増加）時の軸方向圧縮量より除荷時の軸方向膨張量の方が大きく、一度大きく生じた軸ひずみが回復するような挙動が見られた。繰返し载荷中の剛性変化を見ると（図-32）、体積膨張が生じている際は剛性が低下しているが、一度大きな荷重を作用し体積圧縮が生じた際は剛性が増加していることがわかる。

このように、微小な繰返し荷重を常に与えている場合は、そのときの土のダイレイタンス特性によっては体積膨張（密度の減少）が生じ、土の剛性低下に繋がることもあるものの、一度比較的大きな荷重が作用すると直ちに圧縮傾向（密度の増加）に転じ、剛性は回復することがわかる。これは、砂が常に粒子の再配列が可能な材

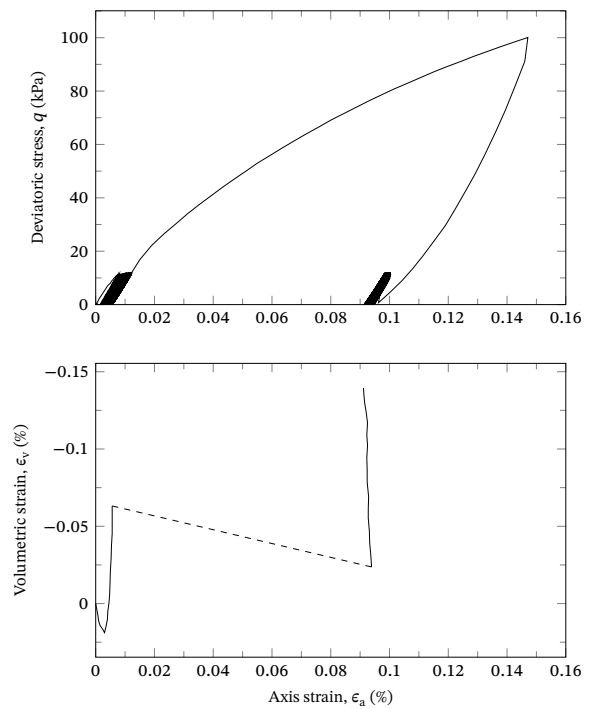


図-31 砂試料（追加検討）の繰返し载荷中の軸ひずみ-軸差応力と軸ひずみ-体積ひずみ関係

料であることに起因すると考えられる。よって、本三軸試験で得られた結果に基づく、微小な繰返し荷重によって構造物の不安定化を引き起こすまで剛性が低下し続けるような現象は考えにくく（その前に粒子の再配列が生じて密度は回復する）、剛性変化においてはそれに伴う構造物の固有周期の変化がより重要な論点になると推察される。

4. おわりに

本研究では、微小な繰返し荷重に伴う杭周辺の地盤反力特性変化を検証することを目的として、模型実験・要素試験を実施した。模型実験は、砂地盤に杭を貫入し、その後繰返し水平载荷を実施した。その結果、砂地盤では杭に微小な繰返し荷重を与えても極限水平抵抗力 P_u に影響はほとんどなかった。また、構造物の固有周期に影響を与える剛性については、繰返し载荷中に徐々に剛性は増加するという結果となった。API²⁾では、砂質地盤において繰返し载荷が生じた場合は、その繰返し载荷回数に関わらず一律に水平抵抗力を0.9倍にするとしているが、これはAPIがもとにしている現地実験^{6,7)}では極限抵抗相当の荷重を複数回与えたためと考えられる。

要素試験では、三軸試験装置を用いて繰返し三軸試験

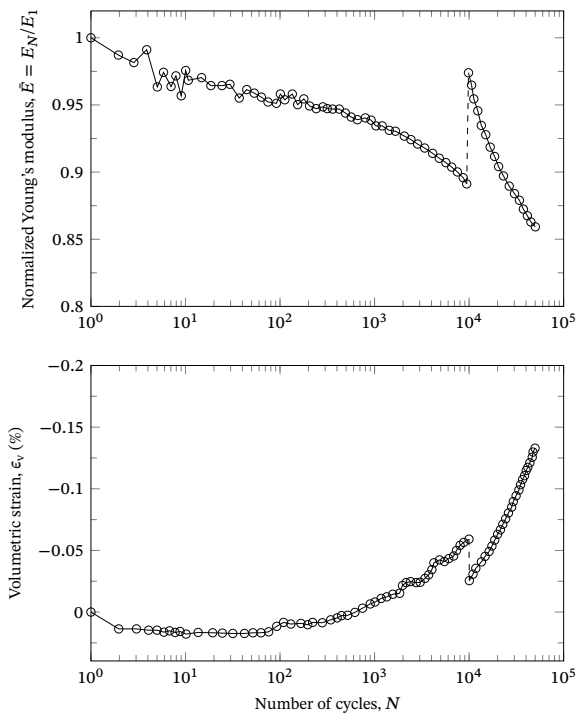


図-32 砂試料（追加検討）の繰返し載荷時の剛性と体積ひずみの変化

を実施した。試験の結果、砂試料については繰返し載荷により体積膨張し剛性が低下する場合はあるものの、荷重レベルが比較的大きな荷重では直ちに体積圧縮が生じて剛性が回復したことから、現地盤において剛性が低下し続けるような状況は想定しにくいと考えられる。また、粘土試料については、長期的な微小繰返し荷重は、剛性を低下させるほどではなく、むしろ圧密が進行することにより剛性は増加傾向となる可能性が示唆された。

以上のように、洋上風力発電施設ではその供用期間中に 10^6 – 10^7 回の極めて多い繰返し荷重が作用するが、常時波浪等の微小な繰返し載荷によって大きく地盤力学特性が変化し、構造物の安定性が損なわれることは考えにくい。一方で、模型実験（砂地盤）では剛性増加が認められたため、構造物の固有周期の変化については引き続き留意が必要である。

本研究で得られた結果は、今後より多くの実験データが蓄積されなければ一般論として結論づけることはできないが、今後の洋上風力発電施設建設の際に基礎資料として役立つと考えられる。

(2023年4月25日受付)

謝辞

本成果は、一般財団法人港湾空港総合技術センター (SCOPE) と一般財団法人沿岸技術研究センター (CDIT) との共同研究において得られたもので、貴重な御助言を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Christelle Nadine Abadie. *Cyclic lateral loading of monopile foundations in cohesionless soils*. PhD thesis, University of Oxford, 2015.
- 2) API. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, RP2A-WSD*. American Petroleum Institute, Washington, 2010.
- 3) 中村圭太, 元水佑介, 松村聡, 水谷崇亮, 新谷聡, 大下英治, 末政直晃. 開端杭の引抜き抵抗力に及ぼす施工過程と杭形状の影響に関する模型実験. 港湾空港技術研究所資料, No. 1364, 2019.
- 4) 中村圭太, 元水佑介, 松村聡, 水谷崇亮, 大下英治, 新谷聡, 坂本易隆, 末政直晃. 開端ストレート・テーパ杭の支持力特性に関する大型模型実験. 港湾空港技術研究所資料, No. 1391, 2021.
- 5) BW Byrne, R McAdam, H Burd, G Houlsby, C Martin, and W Beuckelaers. New design methods for offshore wind turbine monopiles. In *Proc 8th*, 2017.
- 6) William R Cox, Lyman C Reese, and Berry R Grubbs. Field testing of laterally loaded piles in sand. In *Offshore Technology Conference*. OnePetro, 1974.
- 7) Lyman C Reese, William R Cox, and Francis D Koop. Analysis of laterally loaded piles in sand. In *Offshore Technology Conference*. OnePetro, 1974.
- 8) San-Shyan Lin and Jen-Cheng Liao. Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 125, No. 9, pp. 798–802, 1999.
- 9) C LeBlanc, GT Houlsby, and BW Byrne. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. *Geotechnique*, Vol. 60, No. 2, pp. 79–90, 2010.
- 10) RB Kelly, GT Houlsby, and BW Byrne. A comparison of field and laboratory tests of caisson foundations in sand and clay. *Geotechnique*, Vol. 56, No. 9, pp. 617–626, 2006.

- 11) Masayuki Hyodo, Kazuya Yasuhara, and Kazutoshi Hirao. Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests. *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 4, pp. 117–127, 1992.
- 12) CP Wroth, MF Randolph, GT Houlsby, and M Fahey. A review of the engineering properties of soils, with particular reference to the shear modulus. 1979.

付録 A. 水平繰返し載荷実験で用いた無次元化された剛性の導出

ここでは、既往の研究⁹⁾で提案されている杭水平載荷時の無次元化された剛性 \tilde{k} の導出過程を示す。一般に、模型実験レベルでは実スケールの土の拘束圧を再現できないことから、模型実験結果の考察を行う際は注意が必要となる。そこで、土のせん断剛性の拘束圧依存性を考慮し、杭の水平載荷時の力の釣り合い式を解くことで、無次元化された剛性を導いている。

まず、土の微小ひずみレベルでのせん断剛性 G (small strain shear modulus) の拘束圧依存性を以下のように考慮する。

$$\frac{G}{p_a} = c_1 \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \quad (\text{A.1})$$

ここで、 p_a は大気圧、 σ'_v は有効上載圧、 c_1 と n は材料パラメーターである¹⁰⁾。上載圧 σ'_v は深さ方向で変化するため、代表的値として以下を用いる。

$$\sigma'_v = c_2 L \gamma' \quad (\text{A.2})$$

ここで、 γ' は有効単位体積重量、 L は根入れ長、 c_2 は無次元パラメーターである。式 (A.1) のパラメーター n は、微小ひずみレベルでの 0.435 から大きなひずみレベルでの 0.765 で変化するとの報告がある¹²⁾。

海底で水平荷重 H 、モーメント M を受けるモノパイルを想定すれば、その際に生じる水平変位 u と回転角 θ は、弾性関係を仮定すると以下のように表される。

$$\begin{Bmatrix} \frac{M}{L} \\ H \end{Bmatrix} = DG \begin{bmatrix} k_1 & k_2 \\ k_2 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} L\theta \\ u \end{Bmatrix} \quad (\text{A.3})$$

ここで、 k_1 、 k_2 、 k_3 は無次元パラメーター、 D は杭径を示す。連立方程式を解いて変位 u を除去すれば以下のモーメント-回転角の関係が得られる。

$$M = \left[\frac{GL^2 D (k_1 k_3 - k_2^2)}{k_3 - k_2 (HL/M)} \right] \theta \quad (\text{A.4})$$

式 (A.4) に、式 (A.1)、(A.2) を代入すれば、無次元化されたモーメント-回転角関係が得られる。

$$\frac{M}{DL^3 \gamma'} = \frac{c_1 \sqrt{c_2} (k_1 k_3 - k_2^2)}{k_3 - k_2 (HL/M)} \sqrt{\frac{p_a}{L \gamma'}} \theta \quad (\text{A.5})$$

ここで、 \tilde{k} 、 \tilde{M} 、 $\tilde{\theta}$ はそれぞれ無次元化された剛性、モーメント、回転角である。最後に、実験で計測される剛性 $k = M/\theta$ を式 (A.5) に代入して整理すれば以下を得る。

$$\tilde{k} = \frac{k}{L^{5/2} D \sqrt{p_a \gamma'}} \quad (\text{A.6})$$

港湾空港技術研究所資料 No.1408

2023.6

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

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

Copyright © (2023) by MPAT

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

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。