圧密沈下が生じる軟弱地盤に用いる斜杭基礎の設計法の提案

河野 哲也¹・田中 宏征²・七澤 利明³・中谷 昌一⁴

¹正会員 国立開発研究法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (CAESAR) 橋梁構造研究グループ 主任研究員
(〒 305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: tkouno@pwri.go.jp

²正会員 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術総括委員
(〒 103-0025 東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10 鉄鋼会館 6 階)

³国立開発研究法人 土木研究所 CAESAR 橋梁構造研究グループ 上席研究員 (〒 305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

⁴国立開発研究法人 土木研究所 CAESAR 橋梁構造研究グループ グループ長 (同上)

斜杭を有する基礎は水平方向の抵抗力が大きいので、軟弱な地盤において大きな水平変位が生じる可能性がある場合には、合理的な設計が可能になる。その一方で、軟弱な粘性土地盤で圧密沈下が生じる場合には、地盤の圧密沈下によって斜杭に作用する荷重を評価し、これに対して安全性を照査する必要があるものの、実務において適用できる照査方法は提案されていない。また、地盤の圧密沈下によって斜杭に生じた曲げモーメントが地震時にどのように変動するのかについては知見がなく、地震時の杭の部材照査にこの曲げモーメントを加味すべきかどうか不明である。そこで、筆者らは実験および解析的研究により、地盤の圧密沈下によって斜杭に作用する荷重およびそれによって斜杭に生じる曲げモーメントの評価方法および地震時の部材照査法を提案した。

Key Words: batter pile, consolidation settlement, soft clay, bend load, centrifuge test

1. はじめに

杭の軸方向が鉛直である杭のみからなる杭基礎に比べ、斜め方向に施工される斜杭を有する杭基礎（以下、「斜杭基礎」と呼ぶ）は水平方向の抵抗力が大きい構造である。そのため、圧密沈下が生じる軟弱地盤のように地盤の水平抵抗力が小さい条件においては、斜杭基礎を用いることによって変位を抑制することができる。また、斜杭は既設橋基礎の補強としても有用であり、軟弱地盤においても適用できるようになれば合理的な補強が可能になると考えられる。以上から、斜杭基礎は昨今求められている道路橋の建設、補強費用の縮減に寄与できると期待される。

昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針（以下、S39 指針）では、斜杭基礎とする場合の群杭効果の考え方、変位や杭本数の計算方法など、斜杭基礎の一般的な設計方法が示されていたこともあり¹⁾、昭和 50 年代には全体の 15% 弱の構造物に斜杭が採用されていた²⁾。しかし、斜杭の施工法として一般的に採用されていた打撃工法が昭和 43 年の騒音規制法や昭和 51 年の振動規制法の施行によって施工できる箇所が極めて少なくなったこと、当時は打撃工法以外に斜杭基礎を施工できる杭工法が無かったことなどから、実績は年々減少し^{3), 4)}、現在はほとんど使用されなくなった。また、他の基礎形式、杭工法においては兵庫県南部地震

を踏まえたレベル 2 地震時の照査方法が規定されるなど、基礎の要求性能の高度化と設計法の提案がなされている中で、斜杭基礎については昭和 50 年代以降の採用が無いことから設計法の開発に関する需要が無かったため、レベル 2 地震動に対する性能確保といった要求性能の高度化への対応、設計法に関する検討がなされていなかった。

しかし、近年、斜杭基礎の施工も可能な回転杭工法が開発された^{5), 6)}こと、中谷らによる大規模な載荷実験に基づいて大規模地震動に対する斜杭の抵抗メカニズムや許容塑性率が提案されたこと^{5), 7)}から、杭工法およびレベル 2 地震時の設計法に関する課題が解決された。これにより、再び斜杭基礎の大きな水平抵抗力やそれに伴うコスト縮減効果が着目されている。

ただし、上記の回転杭工法の開発、レベル 2 地震時の照査法の提案により、斜杭基礎に関する課題が全て解決されたわけではない。具体的には、斜杭基礎がその効果を最も発揮できると考えられる軟弱粘性土地盤において、地盤の圧密沈下に伴って斜杭の軸直角方向に作用する荷重に対する合理的な照査法が無いことが課題として残されている。この照査法を提案するためには、次の 2 つの検討を行う必要がある。

一つめの検討は、地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントを定量的に評価する方法を提案することである。S39 指針が発刊された当時は、地盤の

圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントに関する知見が無く、これを評価することができなかったため、圧密沈下が生じるような地盤に対しては斜杭基礎を採用しないのがよいとされていた。しかし、その後、佐藤らによって実橋において地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる曲げモーメントが計測され、この計測結果に基づいて斜杭に作用する荷重の評価方法および斜杭を梁として設計する方法が提案された⁸⁾。この方法は昭和61年版の杭基礎設計便覧にも反映され⁹⁾、一般の実務者にも広く周知されたものの、この方法により評価される荷重は条件によっては非常に大きくなり、設計が不合理になるという課題があり¹⁰⁾、その後、施工法の衰退も相まって平成4年に改定された杭基礎設計便覧からは削除された¹¹⁾。また、Takahashi¹²⁾に代表される地盤をWinkler地盤としてモデル化する手法も提案されたが^{13),14)}、やはり曲げモーメントが過大になること¹⁵⁾、計算モデルが煩雑となることなどの理由から、実務において一般的に使用されるには至らなかった。

後述するように、佐藤らが提案した方法および地盤をWinkler地盤としてモデル化する方法のいずれも、斜杭に発生する曲げモーメントを精度よく評価するための修正案が検討された。しかし、その妥当性を検証する計測結果は前述の佐藤らの現場計測と高橋が行った現場計測¹⁰⁾等（いずれも詳細は後述）の1,2例程度しかなく、評価方法の適用範囲や汎用性を確認できるだけの検証は行われていない。以上より、地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントについて、汎用的な評価法は提案されていない。

二つ目の検討は、地盤の圧密沈下による荷重を受けている斜杭基礎の地震時の部材照査法を提案することである。地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントは負の周面摩擦力によるものであるが、地震時には地盤の圧密沈下による荷重がどの程度作用し続けているのか明らかではなく、地震に伴う荷重に加えて圧密沈下に伴う荷重をどの程度考慮しておく必要があるのか、具体的には地震時の部材照査において、地震荷重によって生じる応力に加えて地盤の圧密沈下によって生じた応力を考慮すべきかどうかについては、十分な知見が無い。

以上の背景より、本研究は、圧密沈下が生じる地盤中の斜杭を対象とし、圧密沈下によって生じる曲げモーメントの評価方法および地震時の部材照査法を提案するものである。前者については、前述のように地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントの計測結果が少ないため、斜杭に発生する曲げモーメントに影響すると考えられるパラメータを変化させた遠心実験を実施し、地盤物性値や構造物の諸元等が曲げモーメントに与える影響を確認した。次に、遠心実験結果

および既往の計測事例をベンチマーク試験として、これらの計測結果を精度よく推定できる解析モデルを提案し、この解析モデルを用いてさらに多くの条件についてパラメータ解析を行った。そして、計測結果、解析結果に基づき、斜杭に発生する曲げモーメントについて、様々な条件において適用でき、かつ、簡便な評価方法を提案した。後者については、地盤の圧密沈下による荷重を受けている斜杭基礎と受けていない斜杭基礎に対する静的な正負交番水平載荷試験を実施し、載荷によって、両者の曲げモーメントがどのように変動するかを調べた。また、地盤の圧密沈下による荷重を受けている斜杭基礎に対する動的な加振実験も実施し、静的な荷重条件で得られた知見が動的な荷重条件についてもあてはまるかどうかを確認した。これらの実験結果に基づいて地震時の曲げモーメントの変動特性を明らかにし、地震時の部材照査法を提案した。

2. 地盤の圧密沈下によって斜杭に作用する荷重を評価するための遠心実験

斜杭に発生する曲げモーメントの評価方法の提案にあたっては、曲げモーメントがどのようなパラメータに依存するのかを確認するため、また、評価方法の妥当性を評価するためのベンチマーク試験として活用するために、様々な条件における実験結果や実測結果が必要である。しかし、現時点では地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントを計測した事例は少なく、斜杭に発生する曲げモーメントの評価方法を検討することは難しい。そこで本節では、地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントはどのようなパラメータに依存するのかを確認すること、計算モデルの提案に必要なベンチマークデータを得ることを目的とし、斜杭に発生する曲げモーメントに影響すると考えられるパラメータを網羅的に変化させて実施した遠心実験について示す。

(1) 実験概要

実験は、独立行政法人土木研究所（当時、以下「土研」と呼ぶ）遠心力実験施設で実施した。遠心加速度は50Gである。図-1に実験の概要を示す。使用した土槽の寸法は幅1500mm×奥行300mm×高さ500mmである。地盤は支持層となる砂層と、支持層の上に作製された圧密層となる粘性土層、さらに載荷重となる盛土層の三層からなる。

まず土槽底面に支持層となる砂層を作製した後、圧密層となる粘土層を遠心場にて作製し、その後一度重力場に戻して斜杭模型を設置した後に、再度遠心場において圧密層の表面に盛土荷重を作用させて圧密沈下

図-1 遠心実験の概要

を生じさせ、地盤中に設置した斜杭基礎に地盤の圧密沈下による荷重を作用させた。そして、斜杭の内部に張り付けたひずみゲージにより、地盤の圧密沈下によって斜杭に生じるひずみを計測した。なお、以降に示す遠心実験に関する値は、断りの無い限り、全て重力場への換算値である。その際、本実験は圧密沈下を扱うものであるため、時間軸の相似則は $1/G^2$ (G : 遠心加速度) とした。また、初期値は遠心加速度が $50 G$ に到達した時点である。

a) 実験ケースと地盤作製方法

表-1 に実験ケースを示す。なお、Case 2 と Case 3, Case 4 と Case 5 は、図-1 に示すように、本実験では土槽の両脇に模型を一つずつ設置し、一つの土槽で2ケースの実験を同時に実施した。Case 1, 6 も一つの土槽に2つの模型を設置して同時に実験を行ったが、これらの実験に対する報告は、本文では割愛する。

実験パラメータは斜角や杭径という構造条件、圧密層の層厚と強度・剛性、沈下量という地盤条件である。いずれの実験ケースにおいても、杭基礎模型は写真-1 に示すような 3×3 の9本の杭を有する群杭基礎であり、両脇の6本を斜杭とした。なお、条件の簡素化のため、斜角は一方向のみに確保した。杭諸元や斜角は、回転杭工法により施工される鋼管杭を用いた道路橋基礎を想定して定め、杭径 $D = 800 \text{ mm}$ または 950 mm 、斜角 $\theta = 8^\circ$ または 15° とした。いずれのケースにおける模型杭についても、重力場換算で $D = 800 \text{ mm}$ または 950 mm の鋼管杭と同等の曲げ剛性 EI を有するアルミ杭を用いた。また、基礎が沈下すると地盤の圧密沈下によって杭に生じる応力が減少し、危険側の評価となると考えたため、杭先端は土槽底面に着底させた。

圧密層の層厚は 10 m と 15 m とした。これは後述する既往の現場計測で対象とされている層厚が $30 \sim 40 \text{ m}$ と比較的深い一方で、 $10 \sim 15 \text{ m}$ 程度の層厚については実験的な知見がないためである。圧密層および支持層に用いた地盤材料は全てのケースで同じであり、圧密

写真-1 杭基礎模型

写真-2 杭の設置状況

層となる粘土層の地盤材料はカオリン ASP-100、支持層となる砂層の地盤材料は粒径 5 mm 以下の江戸崎砂である。支持層は層厚 1.25 m ずつ作製することとし、最適含水比程度に調整した江戸崎砂を各層の作製に必要な分量だけ土槽に投入した後、締め固め度 85% を目標に突固め棒により締め固めて作製した。支持層完成後は、支持層の上に作製される圧密層の土粒子が支持層内に侵入することを防ぐために支持層表面に濾紙を敷き、その上に鉛直変位計を設置して支持層の沈下量を計測した。なお、Case 1~3 と Case 4~6 で圧密層の作製方法を変化させることで、強度・剛性の異なる圧密層を作製した。以降、Case 1~3 の圧密層の地盤を軟弱地盤、Case 4~6 の圧密層の地盤を中軟地盤と呼ぶ。

Case 1~3 における軟弱地盤の作製方法は下記の通りである。まず粉末状のカオリン ASP-100 に水道水を注入して含水比 95% 程度のスラリー状にした。必要な分量を土槽に投入した後、 $50 G$ の遠心場で圧密を促進して正規圧密状態の粘土地盤を作製する。過去の経験より、本地盤材料を用いて粘土層を作成する場合、圧密層が大きすぎると深さ方向の物性がばらつき、均質な地盤が作製できないことが分かっている。そこで本実験では、圧密層を均等に三層に分けて一層ずつ圧密し、土槽側面には粘土の沈下を妨げないように潤滑剤(グリース)を塗布した。なお、Case 1~3 の場合、一層あたりの地盤材料の投入量は約 60 kg である。

所定の層厚の地盤が作製された後に一度土槽を重力場に戻して表面を成形後、斜杭を手動で圧入して杭頭をフーチングに固定する。斜杭を手動で圧入する際には、曲りなどが生じず、かつ、所定の角度で設置できるように、写真-2 に示すような治具を用いて慎重に圧入したうえで、圧入後は所定の角度で設置されていることを計測した。また、圧入時にひずみの計測を行い、圧入により有意なひずみが生じていないことを確認した。その後、再度遠心場に土槽を置き、圧密層表面に実寸換算で高さ 2 m 程度の砂盛土に相当する盛土荷重を作用させて圧密を促進させる。盛土による単位面積当たりの重量は、表-1 中に p_w として示す通りである。本実験では盛土材料として水を用いた。これは、遠心場においてはコリオリの力の作用により、砂のような粒状の物質では土槽内に均一な盛土を作製することはできないためである。なお、盛土材料の水が土中に浸

表-1 実験ケース一覧

Case	模型杭				盛土	地盤			載荷板
	外径	肉厚	曲げ剛性	斜角	重量 *1	圧密層 (粘土層)		支持層	重量
	D (mm)	t (mm)	EI (N·m ²)	θ (°)	p_w (kN/m ²)	強度・ 剛性	層厚 (mm)	層厚 (mm)	p_p (kN/m ²)
1	16.0 [800]	1.0 [16.1]	2.23×10^2 [6.07×10^8]	8	[30.4]	軟弱	200 [10000]	150 [7500]	—
2	19.0 [950]	1.5 [23.2]	9.72×10^1 [1.39×10^9]	15	[35.3]				—
3	16.0	1.0	2.23×10^2	8	[29.9]	中軟	300 [15000]	50 [2500]	—
4	[800]	[16.1]	[6.07×10^8]						[29.3]
5				15					
6					[33.4]				

*: [] 無しは遠心場の値 (模型スケール), [] 内は実寸換算値. *1: 水の単位体積重量は 9.81 kN/m³.

透しないように、軟弱地盤の表面にメンブレンを敷いて止水処理を施している。

Case 4～6 の中軟地盤においても、スラリー状のカオリン ASP-100 を作製する過程や、圧密層を三層に分けて作製する過程、その後の模型の設置方法は Case 1-3 と同じである。ただし、軟弱地盤よりも硬い粘性土を作製するために、三層に分けて圧密させる過程で各層の表面に載荷板を載せ、排水を促進させることで強度定数を増加させた。一層あたりの地盤材料の投入量は Case 4, 5 の場合は約 72 kg, Case 6 の場合は約 100 kg である。載荷板には圧密を妨げないように水抜き孔を設けている。載荷板の仕様は、質量 26.3 kg, 幅 1496 mm × 奥行 296 mm × 厚さ 7.3 mm であり (いずれも模型スケール)、遠心場における単位面積当たりの重量は、表-1 中に p_p として示す通りである。この載荷板は、盛土荷重を作用させるときにも中軟地盤の表層に載せ、盛土層は載荷板の上に作製した。

b) 計測概要

本実験で計測した項目は、地盤の沈下量と杭のひずみ、フーチングの鉛直・水平変位、間隙水圧である。間隙水圧は地盤の圧密の促進状況を確認するための参考として計測したものである。フーチングの鉛直・水平変位は、実験中にフーチングに傾斜が生じているかどうかを確認するために計測したものの、本実験では有意な変形が確認されなかったため言及しない。以下では、地盤の沈下量と杭のひずみについて述べる。

前述のように、本実験においては、粘土層を三層に分けて作製している。そのため、圧密の進行状況が確認できるように、各層に層別沈下計を設置して各層の沈下量を計測した。沈下計は、計測対象地盤より上の層の圧密に伴って生じる負の周面摩擦力による影響を除外するために、二重管式のものをを用いた。

図-1 に示すように、ひずみを計測した杭は土槽の側壁に近い方の杭である。杭のひずみは、杭の内面に張り付けたひずみゲージにより計測した。いずれのケースにおいても、ひずみゲージはほぼ等間隔で 8 深度に取り付けている。各深度には対面に 2 枚のひずみゲージを取り付けており、対面の 2 枚のひずみゲージの計測結果から式 (1) により、曲げモーメントを算出した。

$$M(l) = E \cdot \epsilon_M(l) \cdot Z \quad (1)$$

ここに、 $M(l)$: 杭軸方向の深度 l における曲げモーメント (kN·m) である。 E : 杭のヤング係数 (kN/m²)、 Z : 杭の断面係数 (m³) であり、値は表-2 に示す通りである。 $\epsilon_M(l)$: 杭軸方向の深度 l における曲げひずみである。

(2) 地盤作製結果

軟弱地盤と中軟地盤の 1 ケースずつに対して実験終了後に試料を採取し、土の圧密試験 (JIS A 1217)、圧密非排水 ($\overline{CU}$) 三軸圧縮試験 (JGS 0523、背圧はいずれも 200 kN/m²)、密度試験を実施した。各試料の採取深度は各地盤のほぼ中心である。

表-3 に、三軸圧縮試験から求められる強度定数および圧密試験、密度試験の結果を示す。表-3 に示した水中単位体積重量 γ' は中軟地盤の方が大きな値が得られた。また、強度定数について見てみると、内部摩擦角 ϕ は軟弱地盤と中軟地盤で大きく変わらない一方で、粘着力 c は中軟地盤の方が大きな値が得られている。圧密試験結果について見てみると、軟弱地盤は中軟地盤に比べて圧縮指数 C_c が大きいことから圧密沈下量が大きく、圧密降伏応力 P_c が小さいことから圧密しやすい状態にあることが分かる。

表-4 に三軸圧縮試験から求められた地盤の変形係数 E_{50} の結果を示す。軟弱地盤の供試体は Case 2 および 3 の地盤から、中軟地盤の供試体は Case 4 および 5 か

ら採取したものである。なお、軟弱地盤に対する三軸圧縮試験として、主応力差を 100 kN/m^2 とした供試体にも試験を実施したが試験装置の誤作動によって変形係数が適切に評価できなかったため、表-4にはこれを除いた2供試体の結果のみを示している。軟弱地盤と中軟地盤の E_{50} を比較すると、軟弱地盤の E_{50} は中軟地盤の E_{50} よりも小さい。中軟地盤においては、載荷板を上載したことによって地盤が締め固められ、変形係数が増加したものと考えられる。

なお、これらの室内試験の結果は実験終了後の地盤から採取した供試体に対して実施されたものであるため、圧密が発生している時よりも大きな値が得られていると考えられる。例えば中軟地盤の圧密降伏応力 P_c は、三軸圧縮試験では 50 kN/m^2 程度の値が得られているが、実験では圧密試験で得られた圧密降伏応力よりも小さい荷重しか作用させていないにもかかわらず、後述するように圧密はほぼ完了している。また、三軸試験で得られた P_c は実験で作用させた盛土荷重と載荷版の重量にほぼ等しく、圧密開始時、進行時に比べると強度が強くなっていると考えられる。ただし、いずれの室内試験結果においても軟弱地盤は中軟地盤よりも弱い地盤である結果となっていること、さらに、圧密層厚が等しいケースでも前述の通り投入した地盤材料の量が中軟地盤の方が多きことなどから、載荷板を上載したことによって圧密が促進された結果、密度や降伏強度が大きく、変形しにくい地盤が作製されたと言える。また、後述する軟弱地盤と中軟地盤の相対比較や設計法の提案は、後述するようにいずれのケースもほぼ圧密が完了し、圧密度に差がない時点の結果に基づいて行っていることから、大きな影響はないと考えられる。

図-2は、軟弱地盤のCase 3、中軟地盤のCase 6に対して、実験終了後に圧密層から採取した試料に対して実施した物理試験で得られた結果を示したものであり、縦軸に採取深度 z (m)、横軸に湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)、乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)、間隙比 e 、含水比 w (%) を示している。本実験の圧密層は最大でも 300 mm であることから、室内試験において拘束圧を考慮できる程度の大きさの供試体を多深度にわたって採取することはできないため、図-2の結果は、圧密層に直径約 2 mm の塩ビ管を挿入して塩ビ管内に取り込んだ試料に対して試験したものである。拘束圧の無い状態での結果であるものの、図-2より、圧密排水によって間隙比や含水比は下層の方が小さく、密度は上層の方が小さくなっており、そしてその勾配は深度方向にほぼ直線であることが分かる。以上から、地盤作製時に圧密層を分けて作製したことによって各層が不連続になることはなく、全層にわたって均質な地盤ができたと考えられる。

表-2 杭のヤング係数 E および断面係数 Z (模型スケール)

	$E(\text{kN/m}^2)$	$Z(\text{m}^3)$
Case 2 以外の杭	7.30×10^6	2.08×10^{-2}
Case 2 の杭	7.00×10^6	4.18×10^{-2}

表-3 圧密層に対する三軸圧縮試験結果 ($\overline{CU}$) から求められる強度定数および圧密試験、密度試験結果

			単位	軟弱 地盤	中軟 地盤
水中単位 体積重量	圧密層	γ'	kN/m^3	5.62	5.81
	支持層	γ'	kN/m^3	8.25	
粘着力		c	kN/m^2	7.93	10.30
内部摩擦角		ϕ	°	12.0	11.7
圧縮指数		C_c		0.483	0.442
圧密降伏応力		P_c	kN/m^2	37.3	50.9

表-4 圧密層に対する三軸圧縮試験 ($\overline{CU}$) から求められた地盤の変形係数 E_{50} (kN/m^2) と主応力差 $\sigma_a - \sigma_r$ (kN/m^2)

	軟弱地盤		中軟地盤		
主応力差 $\sigma_a - \sigma_r$	60	120	100	150	200
変形係数 E_{50}	12.2	14.9	23.1	26.1	33.3

図-2 湿潤密度 ρ_t 、乾燥密度 ρ_d 、間隙比 e 、含水比 w の深度方向分布

(3) 実験結果

a) 地盤の沈下量

図-3に、Case 6で計測された盛土荷重作用時の地表面の沈下量の時刻歴を示す。縦軸に下向きを正として鉛直方向の沈下量 s (mm)、横軸に時間 (h) を示している。図中には圧密度 U が 80% , 90% , 95% , 97% , 99% に達した点、地表面の沈下量が最終沈下量 s_M に達した点と s_M の 20% , 40% , 60% , 80% に達した点も示している。なお、各圧密度に達したかどうかは $\sqrt{t}$ 法により行うこととし、各圧密段階における時間係数 T_v の平方根と目標とする圧密度 U の比率 ($= \sqrt{T_v}/U$) と圧密の初期勾配 ($= 0.886$) の比率分だけ傾きを変化させた直線と、 $\sqrt{t} - s$ 関係が交わるか否かで判断した。

図-3より、載荷時間が増加するに伴って沈下量が増加していることがわかる。ただし、沈下量の増加速度は時間依存性を有している。例えば沈下量 s が 0 から

図-3 圧密層表面の沈下量の時刻歴 (Case 6)

 図-4 沈下量の深度分布 ($U = 97\%$) 図-5 曲げモーメントの杭軸方向分布 (Case 6)

$0.2s_M$ に達するまでの時間は、 s が $0.8s_M$ から s_M に達するまでの時間の 1/10 程度であり、沈下量は初期の方が大きく、時間が経過するに伴って減少していく傾向がみられる。なお、この傾向はいずれのケースにおいても同様であった。以上から、圧密は荷重初期に大きく進行し、圧密が進行するに伴って沈下量の増加速度が低下していく傾向が確認された。

図-4 に、各ケースの沈下量の深度分布を示す。縦軸が鉛直方向の深度 z (mm)、横軸が沈下量 s (mm) である。図-4 に示した沈下量 s は、支持層および圧密層を三層に分けて作製した際に各層の上面に取り付けた鉛直変位計によって計測された値であり、圧密度 U が 97% に達したと判定された時刻の結果を示している。

いずれのケースにおいても、沈下は圧密層のみに生じており、支持層はほとんど沈下していない。また、圧密層の沈下量は地表面に近いほど大きく、一次圧密理論の通り、逆三角形の分布を示している。

b) 杭に生じた曲げモーメント

図-5 に、Case 6 を例として斜杭に生じた曲げモーメント M の杭軸方向分布を示す。図の縦軸に杭軸方向の深度 l (m)、横軸に曲げモーメント M (kN·m) を示している。図-5 中の曲げモーメントは、圧密層表面の沈下量が図-3 に示した $0.2s_M$ 、 $0.4s_M$ 、 $0.6s_M$ 、 $0.8s_M$ 、 s_M に達した時の結果である。

図-5 に示すように、圧密層表面の沈下量が $0.2s_M$ 程度ではモーメントはほとんど発生していない一方で、圧

密層表面の沈下量が $0.4s_M$ 以上では、杭頭と地中の二点に大きなモーメントを有する分布が確認できる。以後、杭頭曲げモーメントを M_{top} 、地中部における最大曲げモーメントを M_{mid} 、両者における大きい方、すなわち杭全長において最も大きな曲げモーメントを M_{max} と称する。 M_{mid} は、地盤の圧密沈下に対して、杭体が杭先端の支持層への根入部および杭頭を支点として抵抗したことにより生じたもの、 M_{top} は、地盤の圧密沈下によって杭に生じた曲げに対し、杭頭が剛結されていることにより生じたものと考えられる。図-5 に示すように、 M_{top} 、 M_{mid} とともに、地盤の沈下量が増加するに伴って増加していることが確認できる。以上から、地盤の圧密沈下によって斜杭に曲げが生じ、その値は沈下量とともに増加することが確認された。

図-6 (a) に、各ケースの斜杭に生じた曲げモーメントの杭軸方向分布を示す。縦軸が杭軸方向の深度 l (m)、横軸が曲げモーメント M (kN·m) である。また、表-5 に、図-6 (a) における各ケースの M_{top} 、 M_{mid} および地表面沈下量 s (mm) を示す。図-6 (a)、表-5 に示した曲げモーメントおよび沈下量は各ケースで圧密が完了したと判断された時の値であり、その時の圧密度は Case 1 が $U = 0.97$ 、Case 4, 5 が $U = 0.98$ 、Case 2, 3, 6 が $U = 0.99$ の時の値である。ケース間によって圧密度が異なる理由は、実験開始時には圧密度を目視で確認していたために正確な値を計算することができなかったことによる。ただし、いずれのケースにおいても圧密はほぼ 100% となっており、後述する計算においても各ケースの圧密度および沈下量の違いを考慮しているため、圧密度の違いが結果に与える影響はないと考え、本文では各ケースにおける圧密完了時の値を用いることとする。なお、表-5 の M_{top} 、 M_{mid} のうち、□で囲んだ方が M_{max} である。ひずみゲージの配置の都合上、 M_{top} の計測深度は $\theta = 8^\circ$ の Case 1, 4 と $\theta = 15^\circ$ の Case 2, 3, 5, 6 で 0.5 m ほどの差がある。各ケースの値を比較するために、表-5 において示した M_{top} は、最も杭頭に近いひずみゲージと、その下のひずみゲージの値から、 $l = 0$ の深度における値を線形補間で求めた値として示している。

図-6 (a) に示すように、いずれのケースにおいても図-5 に示した Case 6 と同様に、杭頭と地中部に大きな曲げモーメントが生じている。表-5 に示すように、 M_{top} が M_{max} となるケースと M_{mid} が M_{max} となるケースがあるが、これは、地盤と杭の剛性差や杭頭の結合条件によって変化するものと考えられる。

また、図-6 (b) に、実験で計測された斜杭の曲げモーメントから算出した地盤反力度の杭軸方向分布を示す。縦軸に杭軸方向の深度 l (m)、横軸に地盤反力度 p (kN/m²) を示している。地盤反力度の杭軸方向分布は、文献¹⁶⁾に記載されている式 (2) を用いて、曲げモーメントを深

度方向に二階微分することにより算出した。

$$p(l) = \frac{\frac{M_{i+1}-M_i}{l_{i+1}-l_i} - \frac{M_i-M_{i-1}}{l_i-l_{i-1}}}{\frac{l_{i+1}+l_i}{2} - \frac{l_i+l_{i-1}}{2}} \cdot \frac{1}{D} \quad (2)$$

ここに、 i は計測点を示しており、 $i+1$ は i よりも一つ下の計測点、 $i-1$ は i よりも一つ上の計測点を示している。図-6(b)において、地盤反力度が正となる領域は、地盤の沈下量が杭のたわみ量よりも大きく、杭にとって荷重側となる領域である。支持層内においては地盤反力度が負となっているが、これは杭のたわみに対して地盤が抵抗して反力が生じていることを示している。

いずれのケースにおいても、 l が深くなるに伴って正の地盤反力度が増加するものの、圧密層下端よりやや上側で減少し始めている。減少し始める深度は、図-6(a)において M_{mid} が計測された深度とほぼ同じである。そして、圧密層下端付近ではほぼ 0 となり、圧密層より下の支持層の部分では負の地盤反力度が計測されている。以上より、圧密層のほぼ全層が杭にとっての荷重として作用し、支持層のほぼ全層が荷重に対する抵抗領域となっていることが分かる。以後、荷重として作用する領域を換算荷重長 L_H と呼ぶ。

各ケースの M_{max} の値を比較し、構造条件や地盤条件によって M_{max} がどのように異なるかを確認する。まず、構造条件のうち杭径 D の影響を確認する。杭径 $D = 800$ の杭を用いた Case 3 では、 $D = 950$ の杭を用いた Case 2 の 6 割程度である。これは、杭径が大きいほど荷重幅（杭径）が大きくなることに加え、杭の剛性が大きいためにたわみにくくなるためである。また、斜角 $\theta = 8^\circ$ の Case 1 と $\theta = 15^\circ$ の Case 3 を比較すると、Case 1 では Case 3 の 7 割程度の値しか生じていない。中軟地盤の Case 4 と 5 を比較しても、斜角の大きな Case 5 の方が大きい。この要因は、斜角 θ が大きいほど、杭直上の地盤量が多くなるため、また、沈下量のうちの杭の曲げモーメントに影響する杭軸直角方向成分が大きくなるためであると考えられる。このように、 D や θ が大きいほど M_{max} が大きい傾向が見られた。

次に地盤の剛性の影響について確認するために、軟弱地盤の Case 3 と中軟地盤の Case 5 の M_{max} を比較すると、軟弱地盤の Case 3 は、中軟地盤の Case 5 の倍ほどの沈下量が生じているにもかかわらず、 M_{max} は Case 5 の 75%程度である。一方、表-3に示したように、載荷板を上載した中軟地盤における単位体積重量や粘着力は、軟弱地盤よりも大きな値が得られている。以上より、中軟地盤の Case 5 では、軟弱地盤の Case 3 よりも単位面積当たりの荷重が大きく、それに伴って曲げモーメントも大きくなったものと考えられる。圧密層厚 h が異なる Case 5, 6 について見てみると、 $h = 15$ m の Case 6 では、 $h = 10$ m の Case 5 の倍以上の値が得られている。この要因は、図-6(b)に示すように、圧密

図-6 各ケースの杭に生じた曲げモーメントおよび地盤反力度の杭軸方向分布

表-5 各ケースの杭頭曲げモーメント M_{top} 、地中部最大曲げモーメント M_{mid} および地表面沈下量 s

Case	M_{top} (kN·m)	M_{mid} (kN·m)	s (mm)
Case 1	119.3	-90.5	334
Case 2	296.2	-216.5	373
Case 3	144.2	-176.2	
Case 4	153.4	-106.7	168
Case 5	235.0	-146.5	
Case 6	512.5	-280.7	319

層が最も厚い Case 6 は、他のケースよりも換算荷重長 L_H 、すなわち斜杭に作用する荷重が大きかったためであると考えられる。

c) 実験結果のまとめ

以上のように、地表面の沈下量 s 、杭の剛性（杭径 D ）、斜角 θ 、圧密層の剛性や強度、層厚 h が大きいほど、斜杭に発生する最大曲げモーメント M_{max} が大きくなる傾向が見られた。また、圧密層のほぼ全層にわたって正の地盤反力度が発生したことから、圧密層のほぼ全層が荷重領域となることが分かった。

3. 斜杭に作用する曲げモーメントの評価方法の提案

本節では、2. に示した遠心実験および (1) に示す既往の現場計測の結果をベンチマークとし、いくつかの推定方法を用いた再現解析について示す。そして再現解析結果に基づき、地盤条件や構造条件によらず、斜杭に発生する曲げモーメントを評価できる方法を提案する。

(1) 解析対象の現場計測の概要と計測結果

本文で解析対象とする既往の現場計測は、佐藤らによる現場計測、高橋による現場計測の結果である。以

下に、それぞれの現場計測の概要を示す。

a) 佐藤らの現場計測¹⁷⁾

佐藤らの現場計測の概要を、図-7に示す。杭の諸元は表-6に示す通りであり、杭は杭長 12.0 m の上杭と 12.5 m の下杭からなる、全長 24.5 m の鋼管杭である。上杭・下杭ともに杭径 609.6 mm の鋼管杭で、肉厚は上杭が 12.7 mm、下杭が 9.5 mm である。斜角は明記されていないものの、論文中の土圧計の計測結果などから逆算するとおよそ 15° である。

地盤の層構成は上から腐植土層(層厚: 7.4 m)、粘土層(同: 9.2 m)、支持層となる砂礫層である。支持層より上の二層は N 値 = 2 程度の軟弱な層であり、これらの層が圧密層とされている。詳細な地盤条件は表-7に示す通りであり、後述する解析にあたってもこの値を用いた。ただし、いくつかの物性値については試験結果が記載されていないため、表-7には下記のように定めた値を示している。

圧密層に対しては室内試験が実施されているものの、地盤の変形係数は示されていない。支持層である砂礫層に対しては標準貫入試験のみ実施されている。そのため、地盤の変形係数については、 $E_0 = 2800N^{18)}$ により、 N 値から求められる値を用いることとした。また、粘着力については、圧密層の値は一軸圧縮試験から求めることとしたが、支持層は ϕ 材とみなし、 $c = 0$ と仮定した。一方せん断抵抗角 ϕ については、圧密層に対しては c 材とみなして 0 と仮定し、支持層に対しては文献¹⁹⁾に示される式($\phi = 15 + \sqrt{15N}$)より求めた。

計測項目としては、斜杭に生じるひずみと地表面の沈下量が計測されている。ひずみゲージの取付け間隔はおよそ 1.5 m ピッチ(16 断面)であり、杭の打込み直後から約 1 年 3 か月にわたって斜杭に生じたひずみが計測されている。最終計測時の地表面の沈下量は 360 mm であった。

なお、以降では、佐藤らの現場計測を Case S と呼ぶ。

b) 高橋の現場計測^{12),10)}

図-8に高橋の現場計測の概要を示す。杭の諸元は、杭径 508 mm、肉厚 9.0 mm、杭長 38.7 m の鋼管杭であり(表-6)、斜角 15° で打込み杭工法によって施工された杭の頭部をピン結合した 2 本組杭である。なお、本文で示すのは文献¹⁰⁾という C 杭である。

地盤条件は三層構成で、最上層に約 2.7 m の盛土層(砂層)、中間層に約 30 m の圧密層(粘性土層)、最下層に支持層を有する。各層の地盤物性値は表-7に示す通りである。文献¹⁰⁾では、圧密層に対して実施された試験結果より、単位体積重量や地盤の変形係数 E_{50} の深度方向の分布図が記載されており¹⁰⁾、表-7に示す値は、この図より読み取った値である。文献¹⁰⁾の図によれば、単位体積重量は深度方向には大きく変わらない

一方で、地盤の変形係数は深度方向に有意な差がみられることから、本文では、単位体積重量については深度方向に一定とし、地盤の変形係数については圧密層を四層に分けて表-7に示すように設定した。

C 杭に対しては、施工直後から約 12 か月間にわたって杭に生じるひずみや地盤の沈下量等が計測された。ひずみゲージは 300 mm-400 mm ピッチで合計 10 断面に取り付けられた。また、地盤の各深度の沈下量を計測するために、地表面の他、図-8中に示した△の 6 深度に沈下計が配置された。最終計測時の地表面の沈下量は、250 mm であった。

なお、以降では、高橋の現場計測を Case T と呼ぶ。

(2) 解析モデル

冒頭に述べたように、現在までに提案されている地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントの評価方法は、大別すると、斜杭の上載圧分の荷重が杭に作用すると考えて斜杭を梁として設計する佐藤らの方法⁸⁾と、Takahashi¹²⁾や Broms and Fredriksson¹³⁾、Shibata et al.¹⁴⁾が提案した、杭の周辺地盤を Winkler 地盤としてモデル化し、地盤の沈下をバネを介して杭に作用させる方法に分けられる。Takahashi, Broms and Fredriksson, Shibata et al. の三法は、方程式を解く際の解として級数解を用いるか¹³⁾、単層系の解析解を用いるか¹⁴⁾、多層系の解析解を用いるかの違いがあるが¹²⁾、大きくは変わらない。そこで本文では、佐藤らの方法(以下、簡便法)と Takahashi の方法(以下、Winkler 法)をベースに検討する。

a) 簡便法

簡便法は、式(3)により各深度において杭の上に存在する地盤の自重を荷重とし、斜杭を梁とみなして曲げモーメントを算出する方法である。

$$p(z) = \zeta DU \gamma z \sin \theta \quad (3)$$

ここに、 $p(z)$: 深度 z の位置に作用する土圧 (kN/m)、 ζ : 荷重分布係数で一般には αD は杭中心間隔(ただし、 ζ の最大値は 3 とする)、 D : 杭径 (m)、 U : 圧密度で一般には 1、 γ : 圧密層の単位体積重量 (kN/m³)、 z : p を求める深度 (m)、 θ : 杭の斜角 (°) である。

式(3)を用いて曲げモーメントを計算するためには、荷重を考慮する範囲を設定する必要がある。水平方向の範囲は、杭径分だけでなく、ある幅をもった範囲の荷重が杭に作用するとの考え方から、杭径に係数 ζ を乗じた範囲としている。杭軸方向の範囲(換算載荷長 L_H)は、3.(1)a)に紹介した現場計測結果に基づき、圧密層内にある杭長 L の 8 割(=0.8 L)とするとされている。

簡便法は簡便であるものの、冒頭に述べたように条件によっては過大な値を与える場合があることが報告されている¹⁰⁾。しかし、その要因は明らかにされてい

表-6 佐藤らの現場計測 (Case S), 高橋の現場計測 (Case T) の斜杭の諸元 (杭径 D , 肉厚 t , 杭長 L , 杭の曲げ剛性 EI)

Case	D (mm)	t (mm)	L (m)	EI ($\text{kN}\cdot\text{m}^2$)
S*	609.6	12.7	12.0	2.23×10^5
	609.6	9.5	12.5	1.69×10^5
T	508	9.0	38.7	1.83×10^5

*: 上段が上杭, 下段が下杭の値

斜角はいずれも 15°

図-7 佐藤らの現場計測 (Case S) の概要¹⁷⁾

図-8 高橋の現場計測 (Case T) の概要¹⁰⁾

表-7 佐藤らの現場計測 (Case S), 高橋の現場計測 (Case T) の地盤条件 (層構成, 土質, 層厚 h , 水中単位体積重量 γ' , 一軸圧縮強度 q_u , 粘着力 c , N 値, せん断抵抗角 ϕ , 変形係数 E_{50})

Case	層構成	土質	h (m)	γ' (kN/m^3)*1	q_u (kN/m^2)	c (kN/m^2)	N 値	ϕ ($^\circ$)	E_{50} (kN/m^2)
S	圧密層	腐植土	7.4	3.43	16.7	8.4	2	0^{*3}	5600
		粘土	9.2	5.88	28.4	14.2	2	0^{*3}	5600
	支持層	砂礫	10 以上	—	—	0^{*2}	15	30^{*4}	42000
T	盛土層	盛土 1	1.5	18.0^{*5}	—	—	—	—	—
		盛土 2	1.2	9.0^{*5}	—	—	—	—	—
	圧密層	粘性土 1	8.2	5.88	30.0	15.0	—	0^{*3}	1000
		粘性土 2	4.3	5.88	42.0	21.0	—	0^{*3}	1500
		粘性土 3	10.0	5.88	72.0	36.0	—	0^{*3}	2500
		粘性土 4	10.0	5.88	100.0	50.0	—	0^{*3}	3500
	支持層	固結シルト	10 以上	9	—	0^{*2}	15	30^{*4}	42000

*1: 水の単位体積重量は $9.81 \text{ kN}/\text{m}^3$. *2: ϕ 材とみなして 0 と仮定.

*3: c 材とみなして 0 と仮定. *4: $\phi = 15 + \sqrt{15N}$ ¹⁸⁾より算出. *5: 文献²⁰⁾より設定.

ない. そこで本文では, 再現解析結果を分析することによって簡便法については過大評価する要因を同定した上で, 斜杭に発生する曲げモーメントを精度よく評価するための修正方法を提案することを試みる.

b) Winkler 法とその修正

Winkler 法は, 式 (4) の方程式を解いて, 杭に発生する曲げモーメントを計算するものである.

$$\frac{EI}{D} \frac{d^4 y}{dx^4} = p(x) = k_H(s \sin \theta - y) \quad (4)$$

ここに, EI : 杭の曲げ剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}^2$), y : 杭の軸直角方向たわみ, x : 杭先端から杭軸方向上向きにとった座標 (m), $p(x)$: x の深度における地盤反力度 (kN/m^2), s : 地盤の沈下量 (m) で実験で計測された値, θ : 杭の斜角 ($^\circ$), k_H : 地盤反力係数 (kN/m^3) である.

式 (4) の右辺を見るとわかるように, 地盤の沈下量の斜杭直角方向成分 $s \sin \theta$ が杭のたわみ y よりも大きく, 地盤反力度が正になる場合は, 斜杭の上側の地盤が斜

杭に荷重として作用することを示し, 負になる場合は斜杭の下側の地盤が杭を支持する抵抗要素として機能することを示している. そして, 換算載荷長 L_H は, 杭の剛性や地盤の変形係数や沈下量を考慮して荷重と杭の変形との釣り合い条件を解くことにより求められ, 簡便法のようにあらかじめ定める必要が無く, その点において簡便法よりも汎用的である. しかし, Winkler 法は地盤を弾性体として扱うものであり, 作用する荷重は地盤の沈下量に伴って無限に大きくなるという問題がある. 佐藤らは, この課題を解決するために, Winkler 法に荷重の上限値を設定する方法を提案している¹⁵⁾. 佐藤らが提案した上限値は, 式 (5) に示すものである.

$$q' = cN_c \quad (5)$$

ここに, q' : 荷重の上限値 (kN/m^2), c : 粘着力 (kN/m^2), N_c は粘着力項に関する支持力係数である. 佐藤らが提案した上限値は, 地盤の圧密沈下を受ける斜杭を帯基礎として考え, Terzaghi が提案した剛塑性理論に基づく

帯基礎の支持力推定式を準用するものである。すなわち、杭前面もしくは上面の地盤の極限支持力度を想定している。Randolph and Houlsby は、軟弱地盤中の杭の水平極限支持力は剛塑性理論により評価できることを示している²¹⁾。しかし、極限支持力が発揮されるためには比較的大きな杭の変位が必要である一方で、本研究で対象としている軟弱粘性土の圧密においては、極限支持力が発揮されるような変位は生じないため、剛塑性理論に基づく支持力を適用することの妥当性は低いと考えた。そこで本文では、上限値として簡便法で求められる値(式(6))、道路橋杭基礎のレベル2地震時の設計で用いる地盤反力度の上限値 p_{HU} (式(7)) の2つを検討した。

$$p(x) \leq \zeta D \gamma z \sin \theta \quad (6)$$

$$p(x) \leq \eta_p \alpha_p \times K_P \gamma z + 2c \sqrt{K_P} + K_P q \quad (7)$$

式(6)の右辺は式(3)で説明した値である。ただし、圧密度は1.0とし、上限値としては杭に上載する自重のみ考慮している。式(7)において、 η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数で1.0、 α_p : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数で1.5、 q : 地表面の載荷荷重 (kN/m^2)、 K_P : 常時の受働土圧強度で式(8)により求める。

$$K_P = \cos^2 \phi / \cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \delta \eta)}{\cos \delta \cos \eta}} \right)^2 \quad (8)$$

ここに、 ϕ : 土のせん断抵抗角 ($^\circ$)、 δ : 杭体と地盤との摩擦角で $-\phi/3$ ($^\circ$)、 η : 地表面と水平面のなす角で本文で対象とする実験ではいずれも 0 ($^\circ$) である。以後、式(6)を上限値 S 法、式(7)を上限値 K_P 法と呼ぶ。

c) 解析条件

解析に用いる物性値は前述の通りである。なお、遠心実験の再現解析に用いる地盤の変形係数 E_0 は、表-4に示した値のうち、圧密層下端付近の拘束圧を作用させた三軸圧縮試験の結果を参考に、軟弱地盤に対しては 10 MN/m^3 、中軟地盤に対しては 20 MN/m^3 とした。一方、支持層に対しては試験を実施していないため、 N 値 = 30 と仮定し、道示 IV に記載される $E_0 = 2800 N^{18)}$ を用いて $84,000 \text{ kN/m}^2$ とした。地盤反力係数 k_H は、式(9)により求めた。

$$k_H = (1/0.3) \alpha E_0 (B_H/0.3)^{-3/4} \quad (9)$$

ここに、 E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)、 α は E_0 の推定方法に応じて定められる地盤反力係数の換算係数である。本研究においては、取り扱う荷重状態は常時であり、上述のように E_0 を N 値から定める Case S に対する再現解析では1、 E_0 を室内試験から得られた E_{50} から定める遠心実験および Case T に対する再現解析では4とした。 B_H : 換算載荷幅 (m) で $\sqrt{D/\beta}$ とした。ここ

に β は基礎の特性値 (m^{-1}) であり、文献¹⁸⁾に示される次式から算出した。

$$\beta = \sqrt[3]{k_H D / 4EI} \quad (10)$$

なお、遠心実験の変形係数については、前述のように、三軸圧縮試験の E_{50} は圧密時の値よりも高くなっていると考えられる。また、本実験で使用したカオリン ASP-100 の粒子構造は扁平な粒子が堆積する構造で一般的な圧密沈下が生じる粘性土よりも間隙比が小さく、土質試験における変形係数は高めに評価される傾向にある。以上から、本文においては遠心実験の再現解析における粘土の変形係数として、 E_{50} に加えて、変形係数が極めて小さいと仮定した場合、具体的には $\alpha E_0 = 5600 \text{ kN/m}^2$ (N 値 = 2 相当) とした場合も解析した。しかし、変形係数に E_{50} を用いた場合と $\alpha E_0 = 5600 \text{ kN/m}^2$ とした場合で解析結果にほとんど違いが無かったため、本文では E_{50} を用いた場合についてのみ報告する。

地表面の沈下量 s は、遠心実験については表-5に示した値を用い、Case S, Case T については前述の 360 mm, 250 mm とした。

(3) 解析結果

遠心実験および Case S, Case T で計測された斜杭に生じた曲げモーメント M および地盤反力度 p について、実験および計測で得られた値(実測値)と、それぞれの解析モデルで得られる値(解析値)を、杭軸方向分布として図-9に比較する。各ケースの左側が M の杭軸方向分布、 p の杭軸方向の分布であり、横軸に M ($\text{kN}\cdot\text{m}$) もしくは p (kN/m^2)、縦軸に斜杭の軸方向の深さ l (m) を示している。図-10に実測値の最大曲げモーメント(縦軸)と解析値の最大曲げモーメント(横軸)を示す。また、図-11に、実測値から求められる L_H (以下、「 L_{Hm} 」と呼ぶ)を、簡便法から得られた L_H (以後、 L_{Hs} とする。)または、上限値 K_P 法から得られた L_H (以下、「 L_{Ht} 」と呼ぶ)で除した値を比較する。

a) 簡便法による解析結果

Case S, T に対しては、佐藤らおよび高橋が簡便法による再現解析を実施しているため、まずはこれらの研究成果をレビューする。

図-9(g)の Case S の曲げモーメントの杭軸方向分布を見てみると、遠心実験と同様に杭頭と地中部の二点に大きな曲げモーメントが生じている。ただし、佐藤らは供試体の杭頭接合部の剛結度が低かったために杭頭部の曲げモーメントは真値よりも低い値が計測されていることを示唆していることから¹⁷⁾、本文では Case S については M_{mid} についてののみ言及する。実測値をみると、 M_{mid} の発生箇所はおおよそ $l = 8 \text{ m}$ であり、 $l = 13 \text{ m}$ 付近ではほぼ0となっている。解析値の曲げモーメント分

 図-9 曲げモーメント M 、地盤反力度 p の杭軸方向分布 (実測値と解析値の比較)

布を見てみると、 M_{mid} の発生箇所は実測値とほぼ同じ深度である。また、図-10に示すように、 $M_{\text{max}} (=M_{\text{mid}})$ の値は実測値と解析値でほぼ同じであり、当然ながら簡便法により、Case S を精度よく推定できている。

一方 Case T に対しては、高橋が簡便法による再現解析を実施している¹⁰⁾。その結果は、図-9(h)に示す通りであり、 M_{mid} の発生深度は、実測値では $l = 5 \text{ m}$ 付近であるのに対し、解析値は $l = 13 \text{ m}$ 付近であり、杭軸方向の分布が推定できていない。また、図-10に示すように、解析で得られた M_{max} の値は実測値の倍以上の値であり、簡便法では Case T の結果を推定できていない。

以上のように、既往の研究成果により、簡便法は Case S に対しては精度よく評価でき、Case T に対しては評価できないことが分かっている。ただしその要因については詳しく調べられていない。本文では、この要因を調べるため、地盤反力度 p に着目した。図-9(g)の Case S の実測値における地盤反力度 p の杭軸方向分布より換算載荷長 L_{Hm} を確認すると、曲げモーメントがほぼ 0 となる $l = 13 \text{ m}$ 付近で $p = 0$ となっていることから、 L_{Hm} は約 13 m である。Case S における圧密層の

層厚 (軸方向深さ L) はおよそ 17 m であることから、 L_{Hm} は圧密層の約 8 割であり、この計測結果が簡便法において $L_H = 0.8L$ とされた根拠となっている。一方、図-9(h)の Case T の p の杭軸方向分布より L_{Hm} は約 10 m である。Case T における L は約 33 m であることから、 $L_H = 0.3L$ である。しかし、図-11より $L_{Hm} / L_{Hs} = 0.4$ 程度である。すなわち、簡便法で定められた換算載荷長の推定式 $L_H = 0.8L$ は、Case T に対しては実測値の換算載荷長を過大評価しており、そのために解析値における M_{mid} の発生深度が深くなり、 M_{max} を過大評価したものと考えられる。

次に、遠心実験に対する解析結果を確認する。図-9(a)-(f)に示す曲げモーメント M の杭軸方向分布を見てみると、いずれのケースにおいても、簡便法による解析値の M_{mid} の発生深度は実測値より 1~2 m ほど浅い。右側に示した p の杭軸方向分布から実測値の換算載荷長 L_{Hm} を見てみると、前述の通り、 $L_{Hm} \cong L$ である。しかし、図-11より、 $L_{Hm} / L_{Hs} = 1.2 \sim 1.3$ 程度である。すなわち、簡便法で設定した換算載荷長 $L_H = 0.8L$ は、遠心実験に対しては実測値の換算載荷長を 2~3 割程度

 図-10 最大曲げモーメント $M_{\max}$ の実測値と解析値の比較

 図-11 換算載荷長 L_H の実測値と解析値の比較

過小評価しており、その結果、 M_{mid} の発生深度が浅めに評価されたものと考えられる。その一方で、図-10に示すように、いずれのケースにおいても、 M_{max} の値は実測値と解析値で概ね一致していることから、換算載荷長を過小評価した影響は見られない。遠心実験においては、 L_H を過小評価したことが M_{max} に与える影響は少なかったことが分かる。さらに、図-10において実測値と解析値がほぼ一致していることから、本実験の範囲では、簡便法が、杭の剛性（杭径 D ）、斜角 θ 、圧密層厚 h 、地盤の剛性や硬さが大きいほど M_{max} が大きくなるという実験で得られた傾向を推定できている。

以上より、簡便法によって斜杭に発生する曲げモーメントの分布や値を適切に評価するためには、換算載荷長 L_H を適切に評価する必要がある。ただし L_H は条件によって異なるため、 L_H がどのような条件によってどの程度変化するのかを明らかにする必要がある。さらに、遠心実験では L_H を過小評価していたにもかかわらず、解析値の最大曲げモーメント M_{max} は実測値とほぼ同じ値であったことから、 L_H が M_{max} に与える影響度合いは条件によって異なり、その影響評価も行う必要がある。

b) 上限値 S 法、上限値 K_p 法による解析結果

次に、Takahashi のモデルに式 (6) による上限値を設定した上限値 S 法、および式 (7) による上限値を設定した上限値 K_p 法の解析結果を見てみる。図-9(a)-(f) に示した遠心実験に対する解析結果を見てみると、上限値 S 法による解析値は、実験で得られた曲げモーメント

の杭軸方向分布や値を精度よく評価できている一方で、上限値 K_p 法の場合は $l = 12 \text{ m}$ 付近で正側に大きく膨らんで実測値から乖離する傾向が見られるなど、全体的に実測値を過大評価している。上限値 K_p 法で適用した上限値 p_{HU} は、杭の水平載荷試験結果に合うように定められた値である²²⁾が、圧密沈下の場合に杭に作用する荷重は受働土圧強度のような大きな荷重が作用しないため、実測値との乖離が生じたものと考えられる。逆説的に言えば、上限値 S 法は比較的精度が良いことから、圧密沈下の場合に杭に作用する荷重は杭に上載している土の自重程度であると言える。以上から、上限値としては簡便法で求められる値程度を考慮しておけばよいと、以降では上限値 S 法を提案法とし、提案法についてのみ考察する。

簡便法では予測できなかった Case T に対する提案法の推定結果を見てみると、図-11に示すように、 L_{Hm} / L_{Ht} はほぼ 1 となっており、提案法は計測で確認された換算載荷長を精度よく評価できている。また、 M_{mid} の発生深度についても実測値とほぼ同じであるなど、深度方向の分布形状も実測値をよく予測できている。さらに、図-10に示すように、 M_{max} 実測値もほぼ同じ値が得られている。遠心実験に対する解析結果については、図-9に示すように、簡便法による場合よりも M_{mid} の発生深度が実測値に近くなっており、推定精度が向上している。簡便法から求められる換算載荷長 L_{Hs} は、実測値を 2~3 割程度小さめに評価していたが、 L_{Hm} / L_{Ht} はいずれのケースにおいても 1 程度となっている。Case S に対しても、精度よく推定できていることが分かる。

なお、いくつかのケースでは、簡便法の値を上限値とした提案法で得られた曲げモーメントが簡便法で得られた曲げモーメントよりも大きな値が得られている。これは (2b) で述べたように、簡便法においては圧密度を考慮した一方で提案法における上限値は $U = 1.0$ としたためである。

以上より、提案法による場合は換算載荷長を適切に評価でき、斜杭に発生する曲げモーメントの値や深度方向分布を精度よく評価することができた。

4. 提案式を用いたパラメトリック解析

以上の検討の結果、地盤の圧密沈下によって斜杭に作用する荷重は、斜角や杭の剛性などの構造条件、地盤の層厚や剛性などの地盤条件によって異なることが明らかになり、このような条件の違いによらず斜杭に生じる曲げモーメントを再現できる方法を提案した。

ここではさらに多くの条件における斜杭に作用する荷重を調べるため、前節までの検討で妥当性が確認さ

図-12 パラメトリック解析の概要とパラメータ

表-8 パラメトリック解析の条件例と解析結果

解析条件							解析結果		
Case	θ (°)	s/h	h (m)	D (m)	N_1	N_2	M_{top} (kN·m)	M_{mid} (kN·m)	L_H/L
1	15	0.01	30	0.4	2	20	181.5	-81.1	0.33
2	15	0.01	30	0.4	2	50	181.5	-81.1	0.33
3	15	0.01	10	1.2	2	50	280.1	-156.6	0.96
4	15	0.01	30	0.4	5	10	185.0	-85.5	0.32
5	15	0.01	30	1.2	5	10	2871.2	-1532.1	0.60
6	15	0.03	10	1.2	2	50	355.0	-210.8	0.97
7	8	0.01	10	1.2	2	50	141.6	-79.4	0.93
8	15	0.01	30	1.2	2	50	2679.6	-1366.9	0.68

N_1, N_2 : それぞれ圧密層と支持層の N 値

れた提案法を用い、条件を様々に変化させたパラメトリック解析について述べる。

(1) 解析概要

変化させたパラメータおよびその値を図-12に示す。地盤の物性値としては地表面の沈下量 s (mm)、圧密層の層厚 h (m)、圧密層および支持層の強度 (N 値) を、杭の物性値としては、斜角 θ (°)、杭諸元 (杭径 D (m) および板厚 t (mm)) であり、これらのパラメータを組みあわせて 120 ケースの解析を実施した。圧密層の層厚 h (m)、圧密層および支持層の強度 (N 値)、杭径 D や斜角 θ 等は、過去の斜杭や鋼管杭の施工実績等に基づいて定めている一方で、沈下量 s については過度な圧密沈下が生じる場所においては事前にプレロードするなど圧密沈下対策が一般に講じられることから、沈下量が 1 m 以下となる範囲内ではばらつかせた。なお、図-4に述べたように、地盤の沈下量は支持層上面においてほぼ 0 となる逆三角形分布を示すことが確認されたため、本解析においても地表面の沈下量 s が深度方向に直線的に減少する逆三角形分布として与えた。

(2) 解析結果

本節では、120 ケースのうち、変化させた全てのパラメータを網羅するように選定した 8 ケース (表-8 参照) について示す。図-13は選定した 8 ケースの解析結果を示すものであり、上段は斜杭に発生した曲げモーメント M の杭軸方向分布、下段は地盤反力度 p の杭軸方向分布を示している。両図とも縦軸が杭軸方向の深度 (m) であり、横軸が M (kN·m) もしくは p (kN/m²) である。図-13に示す M の杭軸方向分布をみてもわかるように、前節までに述べた遠心実験や Case S 結果と同様に、杭頭部と地中部に大きな曲げモーメントが生じている。

表-8に、杭頭部の最大曲げモーメント M_{mid} 、地中部の最大曲げモーメント M_{mid} 、圧密層内の杭長に占める換算載荷長の割合 (L_H / L) の値を合わせて示す。なお、いずれのケースにおいても $M_{top} > M_{mid}$ であり、最大曲げモーメント M_{max} は M_{top} であった。

図-13(a)、表-8に示すように、地表面の沈下量 s が異なる Case 3 と Case 6 を比較すると、 M_{max} 、 L_H / L ともに、沈下量が多い Case 6 の方が大きい。 L_H は、地盤の沈下量が杭のたわみよりも大きくなる範囲である。地表面の沈下量 s が大きくなるほど地中部の沈下量も大きくなるため、斜杭に対して荷重として作用する領域 L_H が大きくなり、それに伴って曲げモーメントも大きくなったものと考えられる。

図-13(b)、表-8に示すように、斜角 θ が異なる Case 3 と Case 7 を比較すると、 M_{max} 、 L_H / L ともに、斜角が多い Case 3 の方が大きい。2.(3)b) で報告したように、斜角が大きくなると杭直上の地盤の量が増加するため、また、沈下量のうちの杭軸直角方向成分が大きくなるため、 M_{max} 、 L_H / L が増加したと考えられる。

次に、図-13(c)、(d) について、杭や地盤の剛性の違いによる L_H / L の違いについて見てみる。(c) より、杭の剛性 (杭径 D) が大きい Case 5 は、杭の剛性が小さい Case 4 よりも L_H / L が大きい。また、(d) より、圧密層の剛性 (N 値) が大きい Case 4 は、圧密層の剛性が小さい Case 1、2 よりも L_H / L が小さい。すなわち、杭の剛性が地盤の剛性に比べて小さくなる条件においては、 L_H / L が小さくなる。これは、杭の剛性が地盤の剛性に比べて小さくなると杭がたわみやすくなる一方で、地盤の剛性よりも杭の剛性が大きい場合は杭がたわまず、地盤の沈下の影響が杭に荷重として作用するためである。なお、支持層の N 値のみが異なる Case 1 と Case 2 を比較すると、 L_H / L 、 M_{max} ともに大きな違いはない。以上より、支持層の剛性は L_H / L 、 M_{max} に

 図-13 パラメトリック解析結果 (曲げモーメント M と地盤反力度 p の杭軸方向分布)

有意な影響を与えないと考えられる。

圧密層厚 h が異なる Case 3 ($h = 10 \text{ m}$) と Case 2 ($h = 30 \text{ m}$) の L_H / L を比較すると, L_H の絶対値は圧密層厚の大きい Case 2 の方が大きい。一方, 圧密層厚が小さい Case 3 ではほぼ全層が換算載荷長となっているのに対し, 圧密層厚が大きい Case 2 の換算載荷長 L_H は, 圧密層の 7 割程度である。以上より, 圧密層厚が大きいほど, L_H / L が小さくなることが分かった。これは, 圧密層厚が大きいほど, 杭の上に存在する地盤が大きく, その結果, L_H が大きくなるものの, 杭がたわむ領域も大きくなるためであると考えられる。

以上より, L_H / L は, 斜角 θ , 沈下量 s が大きいほど, また, 地盤の剛性に対する杭の剛性や圧密層の層厚 h が小さいほど大きくなる傾向が確認できた。ただし, 図-13, 表-8 に示すように, 各パラメータの値が L_H / L に与える影響はパラメータによって異なる。例えば本節で示した 8 ケースでは, 沈下量 s や斜角 θ の違いによって生じる L_H / L の違いは 0.05 未満であるが, 杭径 D や圧密層厚 h の違いによって生じる L_H / L の違いは 0.30 程度である。各パラメータが L_H / L に与える影響の定量的な評価は, 本節に示した 8 ケースだけでなく,

その他のケースや実験結果も踏まえて検討する必要がある。これについては, 次節において検討する。

5. 地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる曲げモーメントの簡便な評価方法

3. の結果より, 提案法を用いれば, 様々な条件において, 地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる曲げモーメントを適切に評価することができると考えられるが, 設計実務においてはより簡便な評価手法を提案することが望ましい。そこで, ここでは, 3., 4. の結果に基づいて, 地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる曲げモーメントを簡便に評価する方法を検討する。

(1) 換算載荷長 L_H が斜杭に発生する曲げモーメント M に与える影響

前節までに述べた実験的, 解析的検討から, 地盤や構造の条件によって曲げモーメント M や地盤反力度 p の分布が異なり, 沈下量 s , 杭径 D (杭の曲げ剛性 EI), N 値, 斜角 θ , 圧密層厚 h が大きいほど最大曲げモーメント $M_{\max}$ や換算載荷長 L_H が大きくなるとともに, 圧

密層厚に占める換算載荷長 L_H の割合 (L_H/L) については、圧密層厚が大きいほど小さくなるなどの傾向が見られた。簡便法では地盤・構造条件によってはモーメント分布を推定できなかったが、その要因は $L_H/L = 0.8$ と一定としているためであり、 L_H を適切に評価すれば $M_{\max}$ の精度精度が向上すると考えられる。そこで本節では、 L_H と $M_{\max}$ の定量的な関係を明らかにする。

図-14(a) は、遠心実験や現場計測、解析で得られた L_H と $M_{\max}$ の関係を示したものである。縦軸の L_H は圧密層内の杭長 L で、横軸の $M_{\max}$ は簡便法を用いて算出される最大曲げモーメント M_{sato} で除している。一部のケースについては、 L/L_H が 1 をわずかに超えており、圧密層厚以上の載荷領域が生じている結果となっている。しかし、図-4 に示したように支持層はほとんど沈下していないことから L/L_H が 1 を超えることはないと考えられ、 L/L_H が 1 以上の値となった要因は、実測値に対しては二階微分の誤差や数少ない計測点を補間した際の数値計算上の誤差であると考えられる。

図-14(a) より、 $L_H/L = 0.8$ においては $M_{\max}/M_{\text{sato}}$ がほぼ 1 となっていることから、簡便法の妥当性が再確認できる。一方、 $L_H/L \leq 0.8$ では $M_{\max}/M_{\text{sato}} \leq 1$ となっていることから簡便法は実測値を過大評価し、 $L_H/L \geq 0.8$ では $M_{\max}/M_{\text{sato}} \geq 1$ となっていることから簡便法は実測値を過小評価しており、斜杭に生じる曲げモーメントが推定できていない。ただし、 $M_{\max}/M_{\text{sato}}$ は、 L_H/L とほぼ線形関係にある。これは、前節までの検討で述べた M の値や深度方向分布が条件によって異なる主要因が L_H が異なるためであると結論付けることができるとともに、 L_H を適切に線形補間でできれば、比較的簡便な簡便法を用いても地盤の圧密沈下によって生じる最大曲げモーメントを推定できることを示している。

(2) 換算載荷長 L_H の推定式の提案

(1) の結果より、様々な条件においても、換算載荷長 L_H を適切に評価すれば斜杭に生じる曲げモーメントを適切に評価できることが分かった。そこで本節では、 L_H を適切に評価できる方法を検討する。前節までに述べているように、 L_H は沈下量 s 、杭径 D 、 N 値（地盤の剛性）、斜角 θ 、圧密層厚 h 等の構造条件や地盤物性値等によって変化することが明らかとなっていることから、 L_H とこれらの条件との関係を調べる。

L_H は、地盤の圧密沈下の影響が、斜杭に荷重として作用する範囲を示すパラメータであり、その値は地盤の沈下のうち杭直角方向成分が杭のたわみよりも大きな範囲を示すものである。前述までの実験や現場計測、パラメトリック解析より、 L_H/L は斜角 θ 、沈下量 s が大きいほど、また、地盤の剛性に対する杭の剛性や、圧密

層の層厚 h が小さいほど大きくなることが分かった。そして、4. に示したように、 L_H に与える影響はパラメータによって異なり、本研究で対象とした範囲では、 s, θ に比べて、 L や D および N 値（杭・地盤の剛性比）は L_H に与える影響が大きい。そこでまず、圧密層厚 L および杭・地盤の剛性比と L_H の関係を確認する。

杭・地盤の剛性比を表すパラメータとしては β を採用した。Case 1~6 の β は、6.(1) に示す Case A, B の正負交番水平載荷実験から逆算して求められる値（以下、「逆算 β 」と呼ぶ）を参考に定めた。逆算 β は杭頭から 4~6 m の深度の地盤反力 p と杭軸直角方向の変位 y の関係から、杭頭変位が杭径の 1% に達した時の傾きを逆算 k_H とし、式 (10) から求めた。

Case A の逆算 β は 0.145、Case B の逆算 β は 0.122 であり、両者に大きな違いはない。これらの結果から逆算 β を 0.15 とし、Case A, B と同じ杭で、同じ軟弱地盤の Case 1, 3 の β を 0.15 とする。また、Case 1, 3 と杭径・杭の剛性が同じで地盤が中軟の Case 4~6 については、三軸圧縮試験の変形係数が軟弱地盤の 2 倍程度であることから、式 (9) で求められる k_H が Case 1, 3 の 2 倍であるとし、式 (10) より k_H が 2 倍になると β は約 1.2 倍になることから、 β を Case 1, 3 の 1.2 倍の 0.18 とする。Case 1, 3 と地盤が同じで杭径・杭の剛性が異なる Case 2 については、Case 1, 3 の逆算 β 、逆算 k_H を参考に杭径・杭の剛性分を収束計算により補正して、 $\beta = 0.11$ とした。Case S, T の β は、地盤調査で得られた変形係数から収束計算を行って求め、Case S については 0.25、Case T については 0.39 とした。

図-14(b) は、縦軸に L_H 、横軸に β と L の積 (βL) の関係を示している。同図より、 βL が大きくなるほど L_H が小さくなる傾向がみられる。ただし、図-14(b) 中の解析結果については地盤の沈下量ごとに示しているが、沈下量が小さいケースは下側に、沈下量が多いケースは上側に分布するという明確な傾向がみられる。これは、地盤の沈下量を考慮することで、より精度よく L_H を評価できることを示している。そこで、 $L_H - \beta L$ 関係に対して、地盤の沈下量の補正を行う。 L_H に影響するのは、地盤の沈下量の杭軸直角方向成分であることから $s \sin \theta$ をパラメータとして検討した結果、最終的に横軸を式 (11) で求められる t_M とすれば、 L_H との相関が最も良いことを確認した（図-14(c)）。本文では、 t_M を圧密沈下による影響評価係数と呼ぶ。

$$t_M = \beta L (L/s \sin \theta)^{1/5} \quad (11)$$

式 (11) においては、杭と地盤の剛性差は β として表現している。なお、 β に含まれる k_H は圧密層における値を用いる。また、分子に β, L 、分母に s, θ が含まれており、解析および実験から得られた、それぞれのパラメータが L_H/L に与える定性的な影響と整合している。

 図-14 換算载荷長 L_H と各物性値の関係

ただし、上述の通り、 s や θ が M および L_H に与える影響は、 β や L が M および L_H に与える影響に比べて小さい。 $s \sin \theta$ の $1/5$ 乗はこの影響度合いの違いを考慮するためのものであり、収束計算により、 $L_H - t_M$ 関係が最もばらつきが少なるように定めたものである。

図-14(c)を見ると、 $t_M \leq 10$ 程度の範囲においては、 $L_H / L = 1$ であり、圧密層の全層が载荷領域となっている。 $10 \leq t_M \leq 30$ の範囲においては t_M の増加に伴って L_H / L が減少している。すなわち、圧密層厚中の杭長 L や β が大きいほど、 L_H / L が小さくなる。一方、斜角 θ や地表面の沈下量が大きいほど、 L_H / L が大きくなる。また、 $t_M \geq 30$ の範囲においては、 t_M の増加に伴って L_H / L も緩やかに低下しているものの、 L_H / L の低下程度は $10 \leq t_M \leq 30$ の範囲に比べると小さく、 $L_H / L = 0.5$ 以下である。これらの値の上限値を包含するように L_H を定めれば安全側の結果となることから、設計で用いる L_H の推定式として、式(12)を提案する。

$$\begin{aligned} t_M \leq 10 : L_H &= L \\ 10 \leq t_M \leq 30 : L_H &= (-0.025 t_M + 1.25) L \\ t_M \geq 30 : L_H &= 0.5 L \end{aligned} \quad (12)$$

(3) 地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントの評価方法のまとめ

遠心実験や既往の計測結果、および本文で提案した精緻な解析モデルによるパラメトリック解析の結果に基づいて換算载荷長 L_H の推定式を提案した。この方法により、設計実務において地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントを簡便に評価できるものと考えられる。

6. 地盤の圧密沈下による荷重が地震時の発生断面力に及ぼす影響

前節までの検討で、地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントを評価することができるようになった。ただし、地震時のような繰返し荷重が作用

する場合において曲げモーメントがどのように変動するか、地震時の部材照査に地盤の圧密沈下によって生じた曲げモーメントを付加しなければならないのかどうかについては、十分な知見が無い。本節では、上記の点について知見を得ることを目的として実施した静的载荷実験および動的な加振実験について述べる。

(1) 静的载荷実験

a) 実験概要

図-15に実験概要を示す。図中の数値は、遠心場スケールである。用いた実験装置は2.と同じ土研の大型遠心実験施設であり、土槽や遠心加速度も同じである。土槽に地盤を作製し、土槽内に設置した杭基礎模型の上部構造位置に正負交番水平荷重を作用させた。本実験は圧密沈下による荷重が作用しているケース (Case A)、作用していないケース (Case B) の2ケースを対象とする対照実験とした。したがって、作用させる荷重や地盤条件、杭の構造条件などは Case A と B で同じである。

圧密層の地盤は、2.でいうところの軟弱地盤であり、その地盤材料や地盤の作製方法は2.で示したものと同じである。実験に用いた模型の斜杭基礎は実寸換算で800 mmの杭径を有する鋼管杭を模擬したアルミパイプ9本からなる杭のうち、外側の6本を斜角 $\theta = 15^\circ$ で配置した。用いたアルミパイプは、2.における Case 1, 3 ~ 6 で用いたものと同じものである。軟弱粘性土の層厚は250 mm (実寸換算で12.5 m) である。本実験は模型に正負交番水平荷重を作用させるものであるため、土槽底面からの反力が作用しないように杭先端を良質な支持層 (層厚: 130 mm (実寸換算で6.5 m)) に根入れさせるにとどめ、土槽底面に着底させていない。フーチングや橋脚躯体、上部構造は剛な構造とした。2.と同様に斜杭の内側には深度方向に7つのひずみゲージを取り付け、この計測結果に基づいて斜杭に発生する曲げモーメントを評価した。

Case A と B で圧密荷重の有無を考慮するために、以下に示すような手順で実験した。まず、2.と同様な方

法で土槽全面に支持層を作製する．その後、地盤の圧密沈下による荷重を作用させた状態で正負交番水平荷重を行う Case A の模型を設置し、Case A の模型の設置後に土槽全面に圧密層の地盤材料を投入し、50G の遠心場にて圧密を促進させる．そして、圧密が促進し、圧密度 U が 97% になった状態、すなわち圧密沈下による荷重が斜杭に作用した状態で Case A に正負交番水平荷重を作用させた．Case A の実験終了後に一度土槽を重力場に戻し、圧密が完了した地盤に Case 2 の模型を設置する．そして遠心場に戻して Case B に正負交番水平荷重を作用させる．Case B の実験を実施する際には、既に地盤の圧密沈下が完了しているために地盤の圧密沈下による荷重は Case B の斜杭には作用しないと考えた．

載荷は変位制御にて行った。載荷点は上部構造位置であり、フーチング上面から 160 mm（実寸換算で 8.0 m）の高さである。図-16 に作用させた正負交番荷重の時刻歴を示す。作用させた荷重は、プレート境界型の大規模な地震による地震動に対する検証として示されているものであり²³⁾、基準変位 $1\delta_0$ を基準とし、その整数倍の大きさの水平変位を n 回ずつ静的に繰返し与えるものである。ここに、各変位レベルにおける繰返し回数は、載荷変位が $1\delta_0$, $2\delta_0$ の時は 10 回、 $3\delta_0$, $4\delta_0$ の時は 5 回、 $5\delta_0$, $6\delta_0$ の時は 3 回、 $7\delta_0$ 以降は 2 回である。基準変位 $1\delta_0$ は 0.35 m とした。これは、試算によって求めた、杭頭位置での水平変位が許容変位（杭径の 1.0%）となるときの上部構造位置の変位である。

b) 計測結果

本文に示す斜杭の計測結果は、図-15に示す左側の杭に対する計測結果である。

斜杭に発生した曲げモーメントの計測結果のうち、載荷によって最も大きな曲げモーメントが生じた深度 ($l = 6.07\text{m}$) のひずみゲージにより計測された曲げモーメントの時刻歴を図-16に示す。なお、図-16には、フーチング下面の水平変位 δ_f が、H24 道示 IV で常時における杭の許容変位として示されている杭径 D の 1% (8 mm) に達した時刻も合わせて示す。

載荷が始まる前の時刻 0 における曲げモーメントを
 見てみると、Case A には大きな負の曲げモーメントが
 発生している一方で、Case B の曲げモーメントはほぼ
 0 である。Case A に生じた曲げモーメントは地盤の圧
 密沈下によって作用したものであり、前述の模型の設置
 のタイミングを変化させたことによって Case A と Case
 B で地盤の圧密沈下による荷重の有無を再現できたこ
 とが分かる。

Case A, B ともに載荷によって曲げモーメントが増減しているが、両ケースで曲げモーメントの増減履歴が異なる。すなわち、同一変位レベルの曲げモーメントの履歴を見ると、Case 2 は 0 を基準として正負にほぼ等間隔

図-15 正負交番水平載荷試験の概要

図-16 作用させた変位 δ と斜杭に生じた曲げモーメント M の時刻歴（上段： δ ，下段： M ）

で増減しているのに対し、Case A では、 n 回目の繰返し荷重が作用したことによって曲げモーメントが負側に増加する際、 $n-1$ 回目の繰返し荷重が作用した時の負側の最大曲げモーメントの値にまで戻りきっていない。これを説明するために、Case A において、載荷変位が $1\delta_0$ および $2\delta_0$ の時の 10 回の繰返し変位で生じた負側の最大曲げモーメントを図-17 に示す。図-17 は、横軸にそれぞれの変位レベルにおける繰返し回数 n 、縦軸に負側の最大曲げモーメント $M_{\max}$ を示している。図-17 を見るとわかるように、 $1\delta_0$ の 10 回の繰返しのうち、最も大きな曲げモーメントが生じていたのは最初の繰返し載荷 ($n=1$) であり、 n の増加に伴って $M_{\max}$ は小さくなっている。載荷変位が $2\delta_0$ となると載荷変位が増加したことによって $M_{\max}$ も増加するが、 $1\delta_0$ の時と同様に $2\delta_0$ においても $M_{\max}$ は n の増加に伴って減少している。以上から、荷重の繰返し作用によって負側の曲げモーメントが減少していることが分かる。

図-16、図-17において、Case A で載荷が繰り返されるにしたがって負側の曲げモーメントの絶対値が減少するということは、載荷を受ける度に地盤の圧密沈下による曲げモーメントが減少していることを示してい

図-17 同一変位レベルの荷重による最大曲げモーメント $M_{\max}$ の変化

図-18 斜杭に生じた曲げモーメント M の杭軸方向分布

る。そして、 $\delta_f = 0.01D$ 程度となった時点では Case 2 とほぼ同じ程度の曲げモーメントの値となっている。

図-18に、Case A, B において計測された斜杭の曲げモーメントの杭軸方向分布を示す。(a)は荷重前の曲げモーメントの杭軸方向分布である。前述のように Case A においては地盤の圧密沈下による曲げモーメントが生じており、その分布は2.で示したように、杭頭と地中部に比較的大きな値を有する分布となっている。(b)は、フーチング下面の水平変位 δ_f が、H24 道示 IV で常時における杭の許容変位として示されている杭径 D の 1% (8 mm) に達した段階の結果である。(b)をみるとわかる通り、フーチング下面の水平変位が常時の許容変位相当に達した段階では、Case A と Case B のモーメントの深度方向分布に大きな違いはない。

以上より、静的荷重試験の結果より、地盤の圧密沈下によって斜杭に発生した曲げモーメントは、いずれの深度においても荷重によって減少し、最終的には地盤の圧密沈下による影響を受けていない杭と同程度の値に収束することが分かった。

(2) 加振実験

前述の通り、地盤の圧密沈下によって斜杭に作用する荷重は、繰返し荷重を受けることによって減少していく傾向が確認された。この傾向が実際の地震時のような動的な荷重に対しても見られるかどうかを確認す

るために、遠心場において地盤の圧密沈下による荷重を作用させた斜杭基礎に対する加振実験を実施した。

a) 実験概要

使用した土槽、遠心加速度、土層構成や基礎の配置状況は静的荷重実験と同じであり、その概要および計測機器の配置位置は図-15と同じである。

実験模型は上部構造、橋脚、フーチング、基礎からなる。基礎以外の部位は剛であり、基礎の諸元は静的荷重実験と同じである。

計測項目は、上部構造・フーチング、各深度の地盤の加速度、上部構造・フーチングの水平変位、斜杭に生じるひずみ、地盤中の過剰間隙水圧である。

入力した地震動は、兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された地震動 (NS 成分) である。静的荷重試験で作用させた荷重がプレート境界型の地震動を想定しているのに対し、加振実験で入力した地震動は内陸直下型地震を想定している。ただし、振動台の加振能力を勘案して、加速度振幅を 90% に減じた。

b) 計測結果

本文に示す斜杭の計測結果は、図-15に示す左側の杭に対する計測結果である。

図-19に、土槽底面に設置した加速度計により計測された応答加速度 a_g 、フーチングの水平変位 u_f 、斜杭に生じた曲げモーメント M 、過剰間隙水圧 Δu の時刻歴を示す。同図に示した曲げモーメント M は、圧密沈下によって最も大きな曲げモーメントが生じた深度 ($l = 8.08$ m) の値であり、過剰間隙水圧 Δu の計測深度もそれとほぼ同じ深度 ($l = 8.50$ m) である。

$t = 0$ 秒の曲げモーメントを見ると約 400 kN·m 程度の曲げモーメントが生じており、地盤の圧密沈下によって斜杭に曲げモーメントが発生していることが分かる。フーチングの水平変位 u_f を見ると、時刻 $t = 3$ 秒あたりから、有意な変位が計測されている。そして、フーチングに有意な変位が生じ始めると同時に、斜杭に生じた曲げモーメントも変動している。 a_g に大きな変動が見られなくなる $t = 10$ 秒以降では、杭に生じた曲げモーメントにも大きな変動は生じていないが、その時の曲げモーメントの値はほぼ 0 となり、最終的には残留曲げモーメントが 0 となっている。すなわち、 $t = 3$ 秒から 10 秒の間の加速度の大きな変動によって $t = 0$ 秒の時点で斜杭に生じていた曲げモーメントが消散したものと考えられる。

過剰間隙水圧 Δu の時刻歴を見ると、加振直後から正の過剰間隙水圧が上昇し、曲げモーメントに変動が見られなくなる $t = 10$ 秒付近以降はほぼ一定の値を示している。正の過剰間隙水圧が増加している間は、負のダイレイタンスが生じているものと推察される。さらに、 Δu は杭の変形に連動して変動していることから、

一般に地震時には考慮する必要はないと考えられる。

7. まとめ

軟弱粘性土地盤中に施工される斜杭について、地盤の圧密沈下によって斜杭に作用する荷重の評価方法、および地震時の部材照査におけるこの荷重の扱いについて提案した。本研究で得られた主な地検を以下に示す。

- (a) 地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する曲げモーメントが、地盤条件や構造条件によってどのように変化するかを確認することを目的とし、遠心実験を実施した。その結果、地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる曲げモーメントは、軟弱粘性土地盤の層厚、杭や地盤の剛性、圧密層の沈下量等の条件によって変化することが明らかになった。
- (b) 上記の遠心実験をベンチマーク試験として、簡便法および本文で提案した解析モデルにより再現解析を実施した。その結果、簡便法は、条件によっては斜杭に発生する曲げモーメントを推定できない場合があった。この要因として、簡便法では荷重として作用する領域（換算載荷長）を適切に評価できなかったためであることを示した。
- (c) 筆者らが提案した、Takahashi の解析モデルに上限値として佐藤らの式で求められる値を設定する方法によれば、換算載荷長を適切に評価することができ、条件によらず、斜杭に発生する曲げモーメントを精度よく推定することができた。
- (d) 斜杭に発生する曲げモーメントの評価方法として、上記の提案した解析モデルよりも簡便な評価方法を提案することを目的とし、筆者らが実施した遠心実験の結果や提案した解析モデルを用いて実施したパラメトリック解析結果、既往の現場計測結果を分析した。その結果、簡便法により斜杭に発生する曲げモーメントを適切に評価することが可能となる、換算載荷長の推定式を提案した。
- (e) 地盤の圧密沈下によって斜杭に生じた曲げモーメントは、地震時に作用する繰返し荷重によって消散することを示した。この傾向は、繰返し荷重が比較的小さい段階からみられた。この要因としては、繰返し荷重により、圧密層において負のダイレイタンスが生じ、土粒子間の結合が弱まるためであると考えられる。
- (f) 上記の正負交番水平載荷試験および加振実験の結果より、圧密沈下によって斜杭に生じた曲げモーメントは、地震時の部材照査においては考慮する必要はないと考えられる。

図-19 土槽底面の応答加速度 a_g 、フーチングの水平変位 u_f 、斜杭に生じた曲げモーメント M 、間隙水圧 Δu の時刻歴

杭に生じる変位によって地盤と杭の相互作用が発生しているものと考えられる。杭・地盤間の動的相互作用により、粘土の物性や杭に作用する荷重は複雑に変化するものと考えられるが、例えば、負のダイレイタンスが助長された可能性が考えられる。以上より、曲げモーメントが加振中に減少した要因は、加振によって軟弱な粘性土において負のダイレイタンスが生じたことによって土粒子の結合が緩くなり、初期に杭に作用していた圧密沈下の影響が消失したためであると推察される。

(3) 地盤の圧密沈下による荷重が地震時の発生断面力に与える影響のまとめ

静的載荷実験、加振実験の結果より、地盤の圧密沈下によって斜杭に発生した曲げモーメントは、静的や動的という荷重の時間特性に依存せず、繰返し荷重によって減少することが明らかになった。加振実験において過剰間隙水圧の上昇がみられたことから、繰返し荷重が作用することによって荷重が減少する要因としては、繰返し荷重が作用することによって負のダイレイタンスによって土粒子の結合が緩くなり、初期に作用していた荷重が消散したのと考えられる。

なお、過剰間隙水圧が上昇しきる前に主要動が生じるような地震動に対しては、負のダイレイタンスによる荷重消散効果が発揮される前の圧密沈下による荷重が残留している状態で繰返し荷重を受けることも考えられる。しかしながら、荷重の消散は杭体への影響が軽微な変位レベルにおいて開始されることなどを鑑みれば、地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる荷重は

謝辞: 本研究の一部は、一般社団法人日本鉄鋼連盟の「鋼構造研究・教育助成事業」による研究助成金給付制度に基づいて寄付された研究助成金により実施いたしました。また、東京大学古関潤一教授には、地震時の発生断面力を調べた静的載荷実験、加振実験の結果の考察についてご指導いただきました。ここに記し、謝辞とします。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針—くい基礎設計篇，丸善，1964.
- 2) 塩井幸武，古屋敏夫，千野啓次：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第 1285 号，1978.
- 3) 岡原美知夫，小幡宏，小池信一：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第 2528 号，1988.
- 4) 福井次郎，中野正則，石田雅博，七澤利明，芦達拓哉，田口博文：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第 3500 号，1996.
- 5) (社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，丸善，2007.
- 6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，丸善，2012.
- 7) 中谷昌一，竹口昌弘，井落久貴，横幕清：鋼管杭を用いた斜杭基礎の変形性能に関する載荷実験，土木研究所資料，第 4108 号，2008.
- 8) 佐藤昭，赤井公昭，舟崎恒義：負の周面摩擦力と斜杭に発生する曲げの計算法に関する研究，昭和 44 年度日本道路公団試験所報告，pp. 76-82, 1970.
- 9) (社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，丸善，1986.
- 10) 高橋邦夫：沈下地盤中の単杭の挙動に関する実験的研究，港湾空港技術研究所資料，第 533 号，1985.
- 11) (社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，丸善，1992.
- 12) Takahashi, K. : Bending of a batter pile due to ground settlement, *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 4, pp. 75-91, 1985.
- 13) Broms, B. B. and Fredriksson, A. : Failure of pile-supported structures caused by settlements, *Proc. 6th European Conf. SMFE*, Vol. 1.2, pp. 383-386, 1976.
- 14) Shibata, T., Sekiguchi, H. and Yukitomo, H. : Model test and analysis of negative friction acting on piles, *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 2, pp. 29-39, 1982.
- 15) 佐藤悟，岩下文彦，大森弘：地盤沈下による端斜杭の曲げモーメントの解析法，土質工学会論文報告集，Vol. 27, No. 2, pp. 75-84, 1987.
- 16) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，野々村佳哲，喜多直之：群杭基礎の大型振動台実験，土木研究所資料，第 4015 号，2006.
- 17) 佐藤昭，赤井公昭，舟崎恒義：ネガティブスキンフリクションと斜杭の曲げモーメントについて—袋井地区鋼管杭の歪測定—，日本道路公団試験所業務研究発表会論文集，No. S44, pp. 375-379, 1969.
- 18) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，丸善，2002.
- 19) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，丸善，1996.
- 20) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，丸善，2012.
- 21) Randolph, M. F. and Houlsby, G. T. : The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, *Geotechnique*, Vol. 34, No. 4, pp. 613-623, 1984.
- 22) 中谷昌一，白戸真大，野々村佳哲，中村祐二：大きな変位を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化について，土木研究所資料，第 4100 号，2008.
- 23) 運上茂樹，星隈順一，西田秀明：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料，第 4023 号，2006.

(2015. 8. 3 受付)

PROPOSAL OF DESIGN METHOD FOR BATTER PILE FOUNDATION ON SOFT CLAY OCCURRING CONSOLIDATION

Tetsuya KOUNO, Hiroyuki TANAKA, Toshiaki NANAZAWA and Shoichi NAKATANI

To use the batter piles foundations in the soft clay, it is necessary to design for the bending moment occurred by consolidation settlement. In this research, we measured the bending moment occurred on the batter piles due to consolidation settlement by centrifuge tests, and proposed an evaluation method of the bending moment. Furthermore, we cleared the variability of the bending moment in seismic situation by cyclic load test and seismic test. Based on these tests results, we proposed the design method for the batter piles on the seismic situation.