# 土木研究所資料

# 地盤の圧密沈下により斜杭に作用する 曲げの評価に関する研究

# 平成 24 年 7 月

独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター

Copyright © (2012) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木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、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究 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。

# 地盤の圧密沈下により斜杭に作用する 曲げの評価に関する研究

構造物メンテナンス研究センター

橋梁構造研究グループ	上席研究員	中谷	昌一	
------------	-------	----	----	--

- 上席研究員 七澤 利明
- 元主任研究員 竹口 昌弘1)
- 研 究 員 河野 哲也

1) 現:本州四国連絡高速道路株式会社 坂出管理センター 橋梁維持第一課

### 要旨

斜杭を有する基礎は水平方向の抵抗力が大きいため,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 性土地盤において地盤の圧密沈下が生じる場合があるため,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.圧密沈下によ る荷重に対する照査法については既往の研究成果があるものの,その照査法の根拠とな る実験は少ないために提案されている照査法の適用範囲が明らかではなく,条件によっ てはかなり大きな曲げモーメントが発生することが想定されることがあった.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,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

キーワード:斜杭,軟弱地盤,圧密,曲げモーメント,地震時荷重,地盤反力度,加振実験

# 目 次

1.	はじ	こめに	1
2.	斜枋	に発生する曲げモーメントの評価方法に関する既往の研究と課題	4
	2.1	佐藤らの方法	4
	2.2	高橋の研究	7
3.	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	11
	3.1	実験概要	11
		3.1.1 実験ケースと地盤作製方法	12
		3.1.2 計測概要	16
	3.2	実験結果	20
		3.2.1 地盤作製結果	20
		3.2.2 フーチングの変位	22
		3.2.3 地盤の沈下量	24
		3.2.4 杭に生じた曲げモーメント	24
		3.2.5 地盤反力度の深度方向分布	27
	3.3	遠心実験のまとめ	28
4.	斜枋	に作用する曲げモーメントの評価方法の提案	29
	4.1	提案する解析モデル	29
	4.2	解析対象と解析条件	30
	4.3	解析結果	30
		<b>4.3.1</b> 佐藤らの方法による解析結果	31
		4.3.2 Takahashi et. al の方法に上限値を設定する方法による解析結果	34
5.	提案	宝式を用いたパラメトリック解析	35
	5.1	解析概要	35
	5.2	解析結果	35
6.	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	39
	6.1	載荷領域 L <sub>H</sub> が斜杭に発生する曲げモーメント M に与える影響	39

	6.2	換算載	:荷長 <i>L<sub>H</sub></i> の推定式の提案	40
	6.3	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のまとめ	41
7.	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	42
	7.1	静的載	荷実験	42
		7.1.1	実験概要	42
		7.1.2	地盤作製結果	45
		7.1.3	計測結果	46
	7.2	加振実	験	49
		7.2.1	実験概要	49
		7.2.2	計測結果	50
	7.3	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	51
8.	地盤	の圧密	沈下による荷重を受ける斜杭の設計法	53
9.	まと	め		54
参	考文南	¢		55

# 図目次

1.1	圧密沈下と斜杭に生じる曲げモーメントの概念図	2
2.1	佐藤らの方法の概念図	5
2.2	佐藤らの現場計測の概要 <sup>1)</sup>	5
2.3	佐藤らによる現場計測で計測された曲げモーメントと地盤反力度の深度方向分布	7
2.4	高橋の現場計測の概要 <sup>2,3)</sup>	8
2.5	高橋による現場計測で計測された曲げモーメントと地盤反力度の深度方向分布	9
3.1	遠心実験の概要	12
3.2	計測位置の詳細図	17
3.3	フーチングの変位計測概要	18
3.4	杭のひずみゲージ配置図	19
3.5	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> ),乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> ),間隙比 $e$ ,含水比 $w$ (%)の深度方向分布	21
3.6	載荷時に生じたフーチングの変位の時刻歴	23
3.7	圧密層表面の沈下量の時刻歴 (Case 6)	25
3.8	沈下量の深度分布 (U = 97%)	25
3.9	Case 6 の斜杭に生じた曲げモーメントの深度方向分布	26
3.10	各ケースの杭に生じた曲げモーメントの深度分布	27
3.11	各ケースの地盤反力度の深度分布	28
4.1	実測値と解析値の比較	32
4.2	実測値と解析値の <i>M<sub>max</sub></i>	33
4.3	換算載荷長 L <sub>H</sub> の実測値と解析値の比較	34
5.1	パラメトリック解析の概要とパラメータ	36
5.2	パラメトリック解析の結果	38
6.1	換算載荷長 <i>L<sub>H</sub> と M<sub>max</sub>/M<sub>sato</sub></i> の関係	40
6.2	換算載荷長と圧密沈下による影響評価係数 t <sub>M</sub> の関係	41
7.1	正負交番水平載荷試験の概要	42
7.2	正負交番水平載荷試験の地盤作製および実験手順	45

7.3	作用させた変位の時刻歴	45
7.4	繰返し三軸試験で得られた G/G <sub>0</sub> – γ 関係および h – γ 関係	46
7.5	斜杭に生じた曲げモーメントの時刻歴	47
7.6	同一変位レベルの載荷による最大曲げモーメントの変化	48
7.7	斜杭に生じた曲げモーメントの深度方向分布	48
7.8	加振実験の概要	49
7.9	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 <i>M</i> , 間隙水圧 Δ <i>u</i> の時刻歴	51

# 表目次

2.1	佐藤らの現場計測の斜杭の諸元	5
2.2	佐藤らの現場計測の地盤条件	6
2.3	高橋の現場計測の斜杭の諸元	8
2.4	高橋の現場計測の地盤条件	9
3.1	実験ケース一覧	13
3.2	遠心実験における計測項目一覧	18
3.3	遠心実験に用いた杭のヤング係数 E および断面係数 Z(模型スケール)	20
3.4	S 波速度の計測結果	20
3.5	塩ビ管により地盤から採取した試料に対する物理試験結果	21
3.6	遠心実験に用いた杭のヤング係数 E および断面係数 Z(模型スケール)	22
3.7	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 <sup>2</sup> )	22
3.8	圧密層に対する三軸圧縮試験結果 ( <del>CU</del> ) から求められる強度定数および圧密試験,	
	密度試験結果	22
3.9	各ケースの杭頭・地中部最大曲げモーメントおよび地表面沈下量	27
5.1	解析条件例と解析結果	37
7.1	静的載荷試験における実験模型の諸元	43
7.2	地盤材料の物理特性	46
7.3	粘性土の三軸圧縮試験結果	46
7.4	加振実験における実験模型の諸元	50

# 写真目次

3.1	遠心実験の土槽及び土層構成状況	11
3.2	遠心実験に用いた杭基礎模型(左:正面図,右:側面図)	13
3.3	杭圧入時の状況	14
3.4	セメントによる杭頭固定の状況	15
3.5	メンブレンによる止水状況(左:メンブレン貼付け前,右:メンブレン貼付け後).	15
3.6	中軟地盤の作製に用いた載荷板	15
7.1	正負交番水平載荷試験の状況	43
7.2	実験模型の橋脚部・上部構造(左:側面図,右:正面図)	44
7.3	加振実験の実験模型および計測器のセットアップの状況(左:側面から見た状況,	
	右:上から見た状況)	50

# 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(以下,直杭基礎)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)は水平方向の抵抗力が大きい構造である.そのため, 例えば杭頭付近に軟弱層を有し,大きな水平変位が生じるような条件においては合理的な構造と することができる.昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針くい基礎設計篇(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 計方法が示された<sup>4)</sup>.その結果,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 <sup>5)</sup>.しかし,その後以下に示すように施工上,設計上の課題が生じ,実績は減少した。

施工上の課題としては、斜杭の施工法として一般的な施工法であった打撃工法が、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り、施工できる箇所が極めて少なくなったことで ある.法施行後、斜杭基礎の施工実績は昭和60,61年には5%、平成6年には1%まで低下した<sup>6)、</sup> <sup>7)</sup>.しかし、その後、斜杭基礎の施工も可能な回転杭工法が開発された<sup>8),9)</sup>ことにより、施工上の 課題は解決されたと言える.

一方,振動規制法が定められて回転杭工法が開発されるまでは斜杭の需要がなかったため,設 計法に関する研究は積極的に進められたとは言い難い.以上のことから,設計法に関する主な課 題として以下の二点がある.

• 大地震時における抵抗特性の把握と許容塑性率の設定

• 圧密沈下による荷重に対する設計法

一点目は、平成7年に発生した兵庫県南部地震以降に照査が求められるようになった、レベル 2地震時に対する設計法の開発である。斜杭が使用されていた時代は兵庫県南部地震以前であり、 大地震時における斜杭基礎の挙動や限界状態が明らかにされていなかった。この課題に対しては、 中谷らが大規模な載荷実験を実施して斜杭基礎の大地震時の抵抗特性や破壊メカニズムを分析し ている<sup>10)</sup>.分析の結果、斜杭基礎は直杭基礎に比べて水平荷重に対する抵抗力が大きい一方で、最 大耐力発生後の荷重低下が顕著であることが明らかにされ、この研究成果に基づいて斜杭の許容 塑性率が示された<sup>8)</sup>.この研究成果によって、一点目の課題は解決されたと考えられる.

二点目については,図-1.1に示すように,軟弱地盤の圧密沈下に伴って斜杭に生じる曲げモー メントに対する設計法に関する課題である.

地盤の圧密沈下が生じる地盤中における斜杭においては,杭の軸直角方向に荷重が作用し,斜 杭に曲げモーメントが生じる.この状況に関する設計上の課題としては,2つある.

一つは斜杭に発生する曲げモーメントの評価方法である. 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生じる曲げモーメントについての知見が無かったため,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

1



図-1.1 圧密沈下と斜杭に生じる曲げモーメントの概念図

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応力の照査方法(以後,「佐藤らの方法」と 呼ぶ.)が提案された<sup>11)</sup>.

佐藤らの方法は昭和 61 年版の杭基礎設計便覧にも反映され<sup>12)</sup>,一般の実務者にも広く周知され た.しかし,佐藤らの方法により評価した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った<sup>3)</sup>.その後,施工法の衰退も相まって平成4年版の杭基礎設計便覧から は佐藤らの方法に関する記述が削除された<sup>13)</sup>.後述するように,佐藤らの方法以外にも斜杭に発 生する曲げモーメントの評価方法が提案されているが,いずれの方法についても課題があり,実 務において一般的に使用されるには至らなかった.この要因として,斜杭に発生する曲げモーメ ントがどのようなパラメータに依存するのかを十分に評価するだけの計測結果が少なかったこと, その結果,佐藤らの方法やその他の評価方法を修正できなかったことが挙げられる.

もう一つの課題は、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応力状態が不 明であることである.前述の通り、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は負 の周面摩擦力によるものであるが、例えば道路橋基礎の場合は、一般的には負の周面摩擦力に対 しては地震時の照査を行うことは稀である.しかし、部材照査に関しては、既往の研究例も含め て知見が無く、照査の考え方が不明という課題がある.具体的には、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不明となっている.

一方で, 圧密沈下が生じるような軟弱地盤においては, 地盤の水平抵抗力が小さいために直杭 基礎に供用を妨げるような大きな変位(側方移動)を生じた事例もあり<sup>14)</sup>, より安全で, 合理的 な構造の適用が求められている. 軸剛性による抵抗が水平抵抗の一部として寄与する斜杭基礎は, 軟弱地盤のような地盤の水平抵抗が非常に小さい条件においても合理的に変位を抑制することが できる構造であり, 昨今求められている社会インフラ設備の建設費用の縮減に大きく寄与できる と期待される. 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.そのためには,前述の課題を解決し, 地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる曲げを適切に考慮した計算法を提案する必要がある.

以上の背景より,本研究は,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評価方法 および曲げモーメントが生じた斜杭基礎の設計法を提案するものである.具体的には,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の提案と,地盤の圧密沈下による 曲げモーメントの地震荷重作用下における変動の評価である.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 や構造物の諸元等によってどのように変化するかを確認した.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,実験 結果や既往の計測結果,解析結果に基づいて,斜杭に発生する曲げモーメントの簡便な評価方法 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た斜杭基礎,受けていない斜杭 基礎に対して地震時の繰返し荷重を作用させる実験を行い,地盤の圧密沈下による荷重が地震時 の斜杭の発生断面力にどの程度影響するのかを調べた.

なお、本文における座標軸としては、特に断りの無い限り、図–1.1 に示すように、斜杭の杭頭 を原点 *O* とし、鉛直方向を *z*、斜杭の杭軸方向を *l*、斜杭が張り出している方向の水平方向を *y* を 正とする.

# 2. 斜杭に発生する曲げモーメントの評価方法に関

## する既往の研究と課題

冒頭に述べたように,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については,現在 までにいくつかの実験や計測が行われるとともに,曲げモーメントの評価方法が提案されている.

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<sup>11)</sup>と、高橋<sup>3)</sup>や Broms et al.<sup>15)</sup>、Shibata et al.<sup>16)</sup>が提案した、杭の周辺地盤を Winker 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.ここでは、こ れらの方法をその根拠となった現場計測とともに紹介し、さらにそれぞれの方法の課題を確認す る.なお、杭の周辺地盤を Winker 地盤としてモデル化する 3 つの方法は、方程式を解く際の解と して級数解を用いるか<sup>15)</sup>、単層系の解析解を用いるか<sup>16)</sup>、多層系の解析解を用いるかの違いがあ るが<sup>3)</sup>、大きくは変わらないため、本文では高橋の提案した方法について述べる.

### 2.1 佐藤らの方法

佐藤らの方法は、図-2.1 に示すように、斜杭に作用する荷重を三角形分布と仮定し、式(2.1) に より求められる各深度における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.

$$p(z) = \alpha D U \gamma z \sin \theta \tag{2.1}$$

ここに, p(z): 深度 z の位置に作用する土圧 (kN/m),  $\alpha$ : 荷重分布係数で一般には  $\alpha D$  は杭中心間 隔を取ればよい(ただし,  $\alpha$  の最大値は 3 とする), D: 杭径 (m), U: 圧密度で一般には 1 として よい,  $\gamma$ : 圧密層の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>), z: p を求める深度 (m),  $\theta$ : 杭の斜角 (°) である.

式(2.1)は、東名・久能高架橋に対する計測結果に基づいて提案されたものである.以後,久能 高架橋に対する現場計測を佐藤らによる現場計測と呼ぶ.佐藤らの現場計測の概要を,図-2.2 に 示す.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. 杭の諸元は表-2.1 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,図面から読み取るとおよそ 15°である.

詳細な地盤条件は表-2.2 に示す通りであり、4 で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-2.2 には下記のように定めた値を示している.



図-2.1 佐藤らの方法の概念図



図-2.2 佐藤らの現場計測の概要1)

表-2.1 佐藤らの現場計測の斜杭の諸元

杭径		鋼管厚	杭長	斜角	杭の曲げ剛性
	D (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>L</i> ′ (m)	$\theta$ °	EI (kN·m <sup>2</sup> )
上杭	609.6	12.7	12.0	15	$2.23 \times 10^{5}$
下杭	609.6	9.5	12.5	15	$1.69 \times 10^{5}$

	地盤	層厚	水中単位体積	一軸圧縮	粘着力	N	せん断	変形係数
		h	重量γ'	強度 $q_u$	с		抵抗角 $\phi$	$E_{50}$
	種別	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )*1	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	値	0	(kN/m <sup>2</sup> )
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

表-2.2 佐藤らの現場計測の地盤条件

\*1:水の単位体積重量は9.81 kN/m<sup>3</sup>とした.

\*3: c 材とみなして0と仮定.

\*4: 文献<sup>17)</sup>に示される式 (2.2) より算出.

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, $E_0 = 2800N^{17}$ 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 $\phi$ 材とみなし,c = 0と仮定し た.一方せん断抵抗角 $\phi$ 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<sup>18)</sup>に示される式 (2.2)より求めた.

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \tag{2.2}$$

計測項目としては、地表面の沈下量と斜杭に生じるひずみが計測されている.ひずみゲージの 取付け間隔はおおよそ1.5m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.

式(2.1)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. 佐藤らは、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αを乗じた範囲とすることを提案している.一方、深度方向の範囲 は、現場計測の結果に基づいて定められている.図-2.3に、佐藤らによる現場計測で得られた斜 杭に発生した曲げモーメントと、これを3次スプライン補間したうえで二階微分して求められる 地盤反力度の深度方向分布を示す.図-2.3の曲げモーメントの深度方向分布を見ると、杭頭と地 中部に比較的大きな曲げモーメントが生じている.地中部の最大曲げモーメントは圧密層下端よ りやや上の*l*=14m付近で負から正に転じている.地盤反力度の深度方向分布を見てみると、曲 げモーメントが負から正になるあたりの深度で正から負に転じている.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り、地盤反 力度が負となる領域は、地盤の沈下と同等の杭のたわみが生じ、その結果杭の内側に存在する地 盤が杭のたわみを抑制するように作用する領域であることを示している.すなわち、佐藤らによ る現場計測の結果では、約17mの圧密層のうちの約8割の領域が荷重として作用していることに



図-2.3 佐藤らによる現場計測で計測された曲げモーメントと地盤反力度の深度方向分布

なる.以後,この荷重として作用する領域を,換算載荷長  $L_H$  と呼ぶ. 佐藤らの方法では,この計 測結果に基づき,換算載荷長を圧密層の 8 割とするととされた.

佐藤らの方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.高橋は後述する図–2.4の現場計測を対象として,また,冨澤らは遠心実験結果を対象と して佐藤らの方法により斜杭に発生する曲げモーメントを求め,両者ともに佐藤らの式が現場計 測結果および実験結果を過大評価する事を示している<sup>3,19)</sup>.このような差異に対し,冨澤ら,高橋 はそれぞれ佐藤の式の修正案を示している.冨澤らが提案した修正案は,佐藤らが杭間隔として 提案した $\alpha$  を,杭間隔にかかわらず 1.5 程度とするものである<sup>19)</sup>.しかし,冨澤らの結果を見る と,杭下端において実験結果と計算結果の乖離が大きくなっており,実験結果を適切に評価でき ているとは言い難い.また,1.5 とすることで実験結果を再現できる要因も不明である.一方,高 橋は, $\alpha$ は佐藤らの方法と同じ 3.0 としたままで,換算載荷長  $L_H$ を適切に設定することで,計測 結果を推定できることを示している<sup>3)</sup>.すなわち, $L_H$ は条件によって異なり,斜杭に発生する曲 げモーメントを佐藤らの方法で評価しようとする場合には, $L_H$ が斜杭基礎のどのような条件に依 存するのかを明らかにし,個々の条件に応じた  $L_H$ を適切に評価することが重要となる.

### 2.2 高橋の研究

高橋は、野外に施工した実物大の斜杭基礎に対して、地盤の圧密沈下によって斜杭に発生する 曲げモーメントの現場計測を行っており、式(2.4)の推定精度を確認するために、現場計測の再現 解析を行っている.図-2.4に高橋の現場計測の概要を示す.

杭の諸元は表-2.3 に示す通りであり,杭径 508 mm,肉厚 9.0 mm,杭長 38.7 m の鋼管杭である. なお,2 本を杭頭をピン結合した組杭であり,打込み杭工法によって施工された.高橋らはアス



図-2.4 高橋の現場計測の概要<sup>2,3)</sup>

表_2.3	高橋の現場計測の斜杭の諸元

杭径	鋼管厚	杭長	斜角	杭の曲げ剛性		
<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>L</i> ′ (m)	θ (°)	EI (kN·m <sup>2</sup> )		
508	9.0	38.7	15	1.83×10 <sup>5</sup>		

ファルトコーティングの有無によって斜杭に発生する曲げモーメントがどの程度変化するかを確認することを目的とし、アスファルトコーティングした組杭とアスファルトコーティングしていない組杭の2ケースの計測をしているが、高橋は、アスファルトコーティングの有無によって斜杭に作用する曲げは大きくは変わらないという考察を示している<sup>3)</sup>.なお、本文で示すのはアスファルトコーティングをしていないケース(文献<sup>3)</sup>でいうC杭)である.

地盤条件は三層構成であり,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-2.4 に示す通りである.本地盤にお ける圧密層に対しては単位体積重量の他,一軸圧縮試験から得られた地盤の変形係数 E<sub>50</sub> につい ても深度方向の分布図が記載されており<sup>3)</sup>,表-2.4 に示す値は,この図より読み取った値である. なお,文献<sup>3)</sup>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-2.4 に示すように設定した.

	地盤	層厚	水中単位体積	一軸圧縮	粘着力	N	せん断	変形係数
		h	重量 γ'	強度 $q_u$	с		抵抗角 $\phi$	$E_{50}$
	種別	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )*1	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	値	0	(kN/m <sup>2</sup> )
盛	盛土1	1.5	18.0*5			—		
土	盛土 2	1.2	9.0*5			—		
圧	粘性土1	8.2	5.88	30.0	15.0	—	0*3	1000
密	粘性土2	4.3	5.88	42.0	21.0	—	0*3	1500
層	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 ↑	9		0*2	15	30*4	42000

表-2.4 高橋の現場計測の地盤条件

\*3: c 材とみなして0と仮定.\*4: 文献<sup>17)</sup>に示される式(2.2)より算出.

\*5: 文献<sup>20)</sup>に示される値より算出.



図-2.5 高橋による現場計測で計測された曲げモーメントと地盤反力度の深度方向分布

杭は盛土層作製後に打撃工法によって斜角 $\theta$  = 15°で施工され,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表面の沈下量等が計測されている.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ている.また,地盤の各深度の沈下量を計測するために,地表面から深度 0 m, 4.5 m, 10.5 m, 16.5 m, 22.5 m, 28.5 m, 34.5 m の位置に沈下計が配置されている.

図-2.5 に、高橋らによる現場計測で得られた曲げモーメントと地盤反力度の深度方向分布を示 す.なお、地盤反力度の深度方向分布は佐藤らによる現場計測と同様の手法で算出を試みたが、適 切な結果が得られなかった.そこで、高橋らによる現場計測の地盤反力度の深度方向分布につい ては,文献<sup>21)</sup>に記載されている式 (2.3) 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.

$$p(l) = \frac{\frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1} - l_i} - \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i - l_{i-1}}}{\frac{l_{i+1} + l_i}{2} - \frac{l_i + l_{i-1}}{2}} \cdot \frac{1}{D}$$
(2.3)

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.

佐藤らによる現地計測の結果と同様に,曲げモーメントと地盤反力度の深度方向分布の形状は良 く似ている.ただし,高橋の現場計測における換算載荷長 $L_H$ はおよそ10m付近であり, $L_H$ =0.4L程度である.高橋は,この結果を踏まえ, $L_H$ =10mとして佐藤らの方法により曲げモーメントを 計算した結果,計測結果を精度よく評価できたことを報告している<sup>3)</sup>.このような結果から類推す るに,換算載荷長 $L_H$ が圧密層厚Lに占める割合は諸条件によって異なり,斜杭に発生する曲げ モーメントを適切に評価するためには, $L_H$ の推定精度が重要であると考えられる.

しかし,高橋は荷重を三角形分布として与え,地盤の沈下を荷重とし,斜杭を梁として計算する簡便な佐藤らの方法を改良する事よりも,斜杭に発生する曲げモーメントを精緻に推測することを目的としたため,*L<sub>H</sub>/L*が佐藤らによる現場計測と違う要因,すなわち,*L<sub>H</sub>*がどのようなパラメータに依存するのかについては,明らかにされていない.

高橋が提案した計算モデルを式(2.4)に示す.

$$\frac{EI}{D}\frac{d^4y}{dx^4} = p(x) = k_H(s\sin\theta - y)$$
(2.4)

ここに, *EI*: 杭の曲げ剛性 (kN·m), y: 杭の軸直角方向たわみ (m), x: 杭先端から軸方向上向き にとった座標 (m), s: 地盤の沈下量 (m) で実験で計測された値, $\theta$ : 杭の斜角 (°), p(x): x の深度 における地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>),  $k_H$ : 地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) である.

式 (2.4)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 *θ* 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<sub>H</sub>* は,杭の剛性や地盤の変形係数・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,佐藤らの方法のようにあらかじめ定める必要が無いく,その点において佐藤らの方法よりも汎用的である.

しかし,高橋の方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,Takahashi et. al の モデルに地盤反力の上限値を設定する方法を提案している<sup>22)</sup>.佐藤らは,提案したモデルを用い て高橋による現場計測の再現解析を行い,斜杭に発生する曲げモーメントを精度よく評価できる ことを示している.ただし,佐藤らが提案した方法の適用性が確認されているのは高橋による現 場計測事例のみであり,実務において汎用的に用いるためには,設定した上限値の妥当性等につ いてさらに多くのデータとの検証が必要である.

# 3. 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

佐藤らの方法の課題を解決するためには、斜杭に発生する曲げモーメントや*L<sub>H</sub>*に影響すると考えられるパラメータが異なる条件での多数の計測結果に基づいて*L<sub>H</sub>*がどのような条件に依存するのかを確認し、*L<sub>H</sub>*の推定式を提案する必要がある.また、応答変位法の課題を解決するためには、地盤反力の上限値をどの程度に定めるのかを提案する必要があり、やはり計測結果の考察および計測結果との比較が必要である.

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,上記の検討を行うことは難しい.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 に必要となるベンチマークデータを得ることを目的に実施した,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た遠心実験について示す.

### 3.1 実験概要

実験は,独立行政法人土木研究所 遠心力実験施設で実施した.遠心加速度は 50 G である.図 -3.1,写真-3.1に実験の概要を示す.使用した土槽の寸法は幅 1500 mm×奥行 300 mm×高さ 500 mm 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.

まず最初に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



写真-3.1 遠心実験の土槽及び土層構成状況



図-3.1 遠心実験の概要

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<sup>2</sup>(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.

#### 3.1.1 実験ケースと地盤作製方法

表-3.1 に実験ケースを示す. なお, 図-3.1 に示すように,本実験では土槽の両脇に一つずつ設置し,一つの土槽で2ケースの実験を同時に実施した.

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-3.2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,写真-3.2に 示すように斜角は一方向のみに確保した.杭体や杭径,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た.具体的には,杭径は800 mm と950 mm,斜角は8° と15°とし,模型杭は曲げ剛性が重力場換算で鋼管杭の曲げ剛性に相当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10-15 m とした. これは2述べた既往の研究で対象とされている層厚が30-40

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

表-3.1 実験ケース一覧

\*:[]内の数字は実寸換算値,[]の無い数字は遠心場での値(模型スケール).

\*1:水の単位体積重量は, 9.81 kN/m<sup>3</sup>とした.



写真-3.2 遠心実験に用いた杭基礎模型(左:正面図,右:側面図)

m と比較的深い一方で,10-15 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 面に露紙を敷き,その上に後述する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.



写真-3.3 杭圧入時の状況

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.なお,深度方向に均一な粘土層を作 成するために,粘土層は三層に分けて作製することとし,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.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,写真-3.3 に示すように斜杭を手動で圧入する.その後,写真-3.4 に示すよう に,杭頭をセメントによりフーチングに固定する.なお,杭頭の結合のために用いたセメントは グラウト収縮用セメントであり,セメント 1000 g に対して水を 280 g 混合して用いた.なお,一 連の杭設置作業において杭に生じたひずみは 20 µ 以下と極めて小さかったことから,実験準備時 に杭に有意なひずみは生じていないと考えられる.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-3.1 中に *pw* として示す通りである.ただし,遠心場において はコリオリの力が作用するために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,図-3.1,写真-3.5 に示すように,軟弱地盤の表面にメンブレンを敷いて止水処理 を施したうえで,盛土荷重として水を用いた.

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**写真-3.6** に 示す載荷板を載せ、排水を促進させることで強度定数を増加させた.なお、載荷板には圧密を促 進させるため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



写真-3.4 セメントによる杭頭固定の状況



写真-3.5 メンブレンによる止水状況(左:メンブレン貼付け前,右:メンブレン貼付け後)





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-3.1 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.

#### 3.1.2 計測概要

本実験で計測した項目は,表-3.2に示すように,地盤の沈下量と杭のひずみ,フーチングの鉛直 および水平変位,間隙水圧,標点による地盤の沈下量である.詳細な計測位置を,図-3.2に示す. 地盤の鉛直変位は,土槽中心において,深度方向に4点計測した.これは,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ため,各層に層別沈下計を設置して各層の 沈下量を計測するものである.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,二重管式のものを用いた.

フーチングの鉛直,水平変位は,遠心加速度の上昇や圧密によってフーチングに有意な変位,傾斜が生じていないかどうかを確認するために計測した.これらの計測位置は図-3.3 に示す通りであり,計測結果に基づいてフーチングの回転角が算出できるように対角位置において鉛直変位と水平変位をそれぞれ2点ずつ計測した.これらの計測結果に基づき,フーチングの鉛直変位,水平変位,回転角は,下記の通り算出できる.なお,回転角の軸は,図-3.2 に示す通りである.

フーチングの鉛直変位:
$$v_f = (DVR1 + DVR2)/2$$
 (3.1)

フーチングの水平変位:
$$u_f = (DHR1 + DHR2)/2$$
 (3.2)

フーチングの回転角 (Z 軸廻り): 
$$\theta_{fz} = (DHR1 - DHR2)/B_H$$
 (3.3)

フーチングの回転角 (Y 軸廻り): 
$$\theta_{f_z} = (DVR1 - DVR2)/B_V$$
 (3.4)

ここに, $B_H$ :水平変位を計測するための変位計のY軸方向の距離で100mm, $B_V$ :鉛直変位を計測するための変位計のX軸方向の距離で120mmである.

間隙水圧計は,地盤中とメンブレン上に設置した.地盤中に設置した間隙水圧計は,地盤の圧 密の程度を評価するための参考情報を得るためのものである.地盤の圧密が平面方向に偏りなく 進行していることを確認するため,地盤中の水圧計は地盤の中央部と両端の側壁付近に取付けた. メンブレン上に取付けた水圧計は,載荷重となる水の水位を計測するためのものである.

ひずみの計測対象とした杭は、図-3.1 に示すように、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. 図-3.4 に示すように、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た. そして、対面の2枚のひずみゲージの計測結果から式(3.5)を用い て曲げモーメントを算出した.

$$M(z) = E \cdot \epsilon_M(z) \cdot Z \tag{3.5}$$



図-3.2 計測位置の詳細図

計測器	設置位置	数量	備考
変位計	地盤(鉛直方向)	4(一地盤あたり)	ポテンション式
	フーチング(鉛直変位)	2(一模型あたり)	ポテンション式
	フーチング(水平変位)	2(一模型あたり)	レーザー式
間隙水圧計	地盤	12(一地盤あたり)	
	メンブレン上	1(一地盤あたり)	載荷重となる水位計測用
ひずみゲージ	杭(杭軸方向)	8(一模型あたり)	伸びひずみ
加速度計	地盤(鉛直方向)	6(一地盤あたり)	
標点	地盤	84(一地盤あたり)	

表-3.2 遠心実験における計測項目一覧



図-3.3 フーチングの変位計測概要

ここに, M(z): 深度 z 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/m<sup>2</sup>), Z: 杭の断面係数 (m<sup>3</sup>) で, 値は表-3.6 に示す通りである.  $\epsilon_M(z)$ : 深度 z における曲げひずみで式 (3.6) により求める.

$$\epsilon_M(z) = (\epsilon_o(z) - \epsilon_i(z))/2 \tag{3.6}$$

ここに,  $\epsilon_o(z)$ ,  $\epsilon_i(z)$ : 深度 z に張り付けられたひずみゲージによって計測された値であり,  $\epsilon_o(z)$  は 土槽側壁に近い側,  $\epsilon_i(z)$  は土槽中心に近い側の計測値である.

加速度計は,実験前後の地盤の状況を確認するためのS波速度の計測のために取付けたもので ある.また,標点は地表面および側面に取付けたものであり,実験前後に各点の位置を目視によ り計測することで各点の地盤の沈下量を計測した.



図-3.4 杭のひずみゲージ配置図

表-3.3 遠心実験に用いた杭のヤング係数 E および断面係数 Z (模型スケール)

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

#### 表-3.4 S 波速度の計測結果

ケース	実験前	実験後
軟弱地盤 (Case 1-3)	140	150
中軟地盤 (Cae 4-6)	180	-

### 3.2 実験結果

#### 3.2.1 地盤作製結果

#### (a) S 波計測結果

表-3.4 に,パルス波を入力して得られたS波速度を示す.実験前の軟弱地盤のS波速度は140 m/sec,中軟地盤のS波速度は180 m/sec であり,中軟地盤の方が密であることが分かる.また,軟弱地盤の実験前後のS波速度を比較すると,実験後は実験前より10 m/sec 大きくなっている.これは,載荷によって地盤が締固められたためであると考えられる.

#### (b) 塩ビ管によって抜き取った供試体の密度試験結果

図-3.5 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  $\rho_t$  (g/cm<sup>3</sup>)、乾燥密度  $\rho_d$  (g/cm<sup>3</sup>)、間隙比 e、含水比 w (%)を示している.ただし、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.そのため、図-3.5 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地盤から採取した試料に対して、拘束 圧の無い状態で試験したものである.

図-3.5 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 地盤ができたものと考えられる.

#### (c) 室内試験結果

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 (*CU*) 三軸圧縮試験 (JGS 0523),密度試験を実施した.それぞれの試料の採



図-3.5 湿潤密度  $\rho_t$  (g/cm<sup>3</sup>),乾燥密度  $\rho_d$  (g/cm<sup>3</sup>),間隙比 e,含水比 w (%)の深度方向分布

地	Case	含水比	湿潤密度	乾燥密度
盤		(%)	$\rho_t  (g/cm^3)$	$\rho_d  (g/cm^3)$
軟	1	70.6	1.570	0.920
	2	68.9	1.575	0.933
弱	3	68.8	1.573	0.932
	平均	69.4	1.573	0.928
中	4	66.5	1.583	0.951
	5	66.1	1.589	0.957
軟	6	66.1	1.591	0.958
	平均	66.3	1.587	0.955

表-3.5 塩ビ管により地盤から採取した試料に対する物理試験結果

取深度は各地盤のほぼ中心である.また,三軸圧縮試験の背圧は,いずれも 200 kN/m<sup>2</sup> である.

表-3.7 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<sup>2</sup> とした供試体にも試験を実施したが、主応力差 100 kN/m<sup>2</sup> のケースに対しては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-3.7 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.

表-3.8 には,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-3.8 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ており,載荷板を上載したことによって圧密が促進され,締固められたことが分かる.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

表-3.6 遠心実験に用いた杭のヤング係数 E および断面係数 Z (模型スケール)

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

表-3.7 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 E50	12.2	14.9	23.1	26.1	33.3

表-3.8 圧密層に対する三軸圧縮試験結果 (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	中軟
				地盤	地盤
水中単位	圧密層	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	5.62	5.81
体積重量	支持層	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	8.	25
粘着	力	с	kN/m <sup>2</sup>	7.93	10.30
内部摩	$\phi$	0	12.0	11.7	
圧縮打	$C_c$		0.483	0.442	
圧密降位	$P_c$	kN/m <sup>2</sup>	37.3	50.9	

 $C_c$ 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.

以上から,載荷板を上載したことによって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.

### 3.2.2 フーチングの変位

図-3.6 に,載荷時にフーチングに生じた鉛直変位,水平変位,回転角の時刻歴を示す.フーチングの変位については,各ケースで大きな違いが無かったため,本文では Case 1 を例に示す.

図-3.6を見ると,鉛直変位は0.2 mm (実寸換算で10 mm)程度の沈下および浮上りが生じてい るが,本実験においては杭先端を土槽底面に定着させていることから沈下が生じることはないと 考えられること,計測結果は極めて短周期で変動していることから,計測された鉛直変位は計測 器の計測誤差によるものであると考えられる.

一方,フーチングの水平変位は最大で 0.05 mm (実寸換算で 2.5 mm)程度,水平変位の計測結 果から算出される Z 軸廻りの回転角は 0.05 程度であり,いずれもかなり微小である.以上より, 本実験において生じたフーチングの変位は極めて微小であり,杭のひずみ,曲げモーメントに大 きな影響は与えないと考えられるため,本文においてはフーチングの変位による杭のひずみの補 正は行わないこととする.



(a) 鉛直変位および Y 軸廻りの回転角



(b) 水平変位および Z 軸廻りの回転角

図-3.6 載荷時に生じたフーチングの変位の時刻歴

#### 3.2.3 地盤の沈下量

図-3.7 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) を示しており, 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*<sub>M</sub> に達した点と *s*<sub>M</sub> の 1/5, 2/5, 3/5, 4/5 に達した点も合わせて示している.

図-3.7 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.ただし,沈下量の増加速度 は時間依存性を有しており,初期の方が大きく,時間が経過するに伴って減少している.図-3.7 に おいては,例えば沈下量 *s* が 0 から (1/5)*s*<sub>M</sub> に達するまでの時間は,*s* が (4/5)*s*<sub>M</sub> から *s*<sub>M</sub> に達する までの時間の 1/10 程度であった.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,圧密は載荷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-3.8に、各ケースの実験時に生じた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-3.8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、地表面の沈下量を  $\sqrt{t}$ 法で判定した結果、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,沈下が確認されたのは圧密層のみであり,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なっており,一次圧密理論と同様 に逆三角形の分布を示している.

#### 3.2.4 杭に生じた曲げモーメント

図-3.9 に, Case 6 を例として斜杭に生じた曲げモーメント *M* の深度方向分布を示す. 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-3.9 中の曲げモーメ ントは,圧密層表面の沈下量が図-3.7 に示した (1/5)*s*<sub>M</sub>, (2/5)*s*<sub>M</sub>, (3/5)*s*<sub>M</sub>, (4/5)*s*<sub>M</sub>, *s*<sub>M</sub> に達した 時の結果である.

図-3.9 に示すように, 圧密層表面の沈下量が(1/5)s<sub>M</sub> 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(2/5)s<sub>M</sub> 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. 地中部に生じた曲げモーメントは, 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, 杭頭に生じた曲げモーメント 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であると考えられる. 図-3.9 に示すように, *M*top, *M*mid 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. なお, 式(2.1)に示したように, 佐藤らの提案式



図-3.8 沈下量の深度分布 (U = 97%)

により求められる荷重は圧密度に比例する形となっており,図-3.9 に示すような圧密層の圧密状況によって荷重が変わる傾向が考慮されている.

図-3.10 に、各ケースの斜杭に生じた曲げモーメントの深度方向分布を示す。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-3.9 に、図-3.10 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-3.10、表-3.9 に示した曲げモーメントおよ び沈下量は、Case 1 が U = 0.97 の時の値であり、その他のケースは U = 0.99 の時の値である。図 -3.10 に示すように、なお、表-3.9 の  $M_{top}$ ,  $M_{mid}$  のうち、 つで囲んだ方が  $M_{max}$  である。また、ひ ずみゲージの配置の都合上、 $M_{top}$  の計測深度は  $\theta$  = 8° の Case 1,4 と  $\theta$  = 15° 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-3.9 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-3.9 Case 6 の斜杭に生じた曲げモーメントの深度方向分布

図-3.10,表-3.9に示すように,いずれのケースにおいても図-3.9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. *M*<sub>top</sub> が *M*<sub>max</sub> となるケースと *M*<sub>mid</sub> が *M*<sub>max</sub> 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であると考えられる.

各ケースの  $M_{\text{max}}$  の値を比較し、構造条件や地盤条件によって  $M_{\text{max}}$  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 は、 D = 950 の杭を用いた Case 2 の 6 割程度の値しか生じていない.この要因は、杭径が大きいほど、荷重として作用する領域と載荷幅(杭径)が大きくなるためである.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、 $M_{\text{max}}$  は斜角の大きな Case 5 の方が大きい.この要因は、斜角  $\theta$ 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、 $D や \theta$ が大きいほ ど $M_{\text{max}}$ が大きい傾向が見られた.

次に地盤条件について見てみる.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  $M_{\text{max}}$ 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関わらず, $M_{\text{max}}$ は Case 5 の 75%程度の値しか得られていない.換算載荷長はほぼ同じである一方で,表-3.8 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 においては,軟弱地盤の Case 3 よりも単位面積当たりの荷重が大きいと想定され,それに伴って

Case	$M_{\rm top}$ (kN·m)	$M_{\rm mid}$ (kN·m)	<i>s</i> (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

表-3.9 各ケースの杭頭・地中部最大曲げモーメントおよび地表面沈下量



図-3.10 各ケースの杭に生じた曲げモーメントの深度分布

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が斜杭に発生する曲げモーメントの影響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–3.10(b)に示すように, 圧密層が最も厚い Case 6 においては, 他のケースよりも換算載荷長 $L_H$ , すなわち斜杭に作用する荷重が最も大きかったためであると考えられる.

#### 3.2.5 地盤反力度の深度方向分布

図-3.11 に,斜杭に計測された曲げモーメントから算出した地盤反力度の深度方向分布を示す. 地盤反力度の算出方法は,高橋による現場計測で用いた方法と同じである.

いずれのケースにおいても、地盤反力度が正の領域は圧密層のほぼ全層にわたっており、 $L_H = L$ となっていることが分かる.高橋による現場計測における換算載荷長  $L_H$  は、佐藤らが提案した 0.8L より小さかったが、遠心実験では 0.8L よりも大きくなっており、 $L_H$  が条件によって複雑に 変化することが分かる.



図-3.11 各ケースの地盤反力度の深度分布

### 3.3 遠心実験のまとめ

以上のように, 沈下量 s, 杭径 D, 斜角  $\theta$ , 層厚 h が大きいほど  $M_{max}$  が大きくなる傾向が見られた. これは, 佐藤らの式と同じ傾向である. また, 中軟地盤と軟弱地盤において見られた  $M_{max}$ の違いについては, 表-3.7 に示したように 2 つの地盤で地盤の密度が異なること, 佐藤らの式で  $\gamma$  が考慮されていることを鑑みれば, 地盤の強度・剛性の違いも佐藤らの式で考慮されていると言える. 各ケースで変化させたパラメータ以外にも, 各ケースで沈下量が異なる等の条件の違いがあるため, 各ケースの  $M_{max}$ の違いが変化させたパラメータだけの違いで生じたものとは言えないものの,本実験の結果は概ね佐藤らの式と同じ傾向にあると考えられる.

# 4. 斜杭に作用する曲げモーメントの評価方法の

### 提案

3.2.4 に示したように,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は斜角や杭径という構造条件のパラメータの値や,層厚や地盤の強度,沈下量という地盤条件のパラメータの値によって異なる.本節では,これらのパラメータの値によらず,斜杭に発生する曲げモーメントを評価できる方法を検討する.

2に示したように、現在までに提案されている評価方法は、いずれもモデル上の課題がある. 佐藤らの方法を用いる場合には、現場計測結果や実験結果に基づいて *L<sub>H</sub>*の評価式を提案することで斜杭に発生する曲げモーメントを精度よく評価できると考えられるが、より適切に評価するためには、さらに多くのデータが必要であると考えた.そこで、まず Takahashi et al. の方法に荷重の上限値を考慮し、斜杭に発生する曲げモーメントを適切に評価できるように修正することを試みた.

### 4.1 提案する解析モデル

前述のように, Takahashi et. al が提案したモデルに荷重の上限値を考慮する解析方法について は, 佐藤らが検討した例がある. 佐藤らが提案した上限値は, 式(4.1)に示すものである.

$$q' = cN_c \tag{4.1}$$

ここに, q':荷重の上限値 (kN/m<sup>2</sup>), c:粘着力 (kN/m<sup>2</sup>), N<sub>c</sub> 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.しかし,筆者らは,軟弱な粘性土に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,上限値として佐藤らの方法で求められる 値 (式 (4.2)),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<sub>HU</sub> (式 (4.3)) の2つについて検討した.

$$p(z) \le \alpha D\gamma z \sin\theta \tag{4.2}$$

$$p(z) \le \eta_p \alpha_p \times K_P \gamma z + 2c \sqrt{K_P + K_P q}$$

$$\tag{4.3}$$

ここに,  $p(z) = \frac{EI}{D} \frac{d^4 y}{dz^4} = k_H(s \sin \theta - y)$ である.式(4.3)において, $\eta_p$ :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, $\alpha_p$ :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<sup>2</sup>), K<sub>p</sub>:常時の受働土圧強度で式 (4.4) により求める.

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin \left(\phi - \delta\right) \sin \left(\phi + \delta\eta\right)}{\cos \delta \cos \eta}}\right)^2}$$
(4.4)

ここに, $\phi$ :土のせん断抵抗角(°), $\delta$ : 杭体と地盤との摩擦角で  $-\phi/3$ (°), $\eta$ : 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(°) である.

### 4.2 解析対象と解析条件

本文で解析対象とするのは、2.1 に示した佐藤らによる現場計測、2.2 に示した高橋による現場 計測、および3 に示した遠心実験である.そして、これらの現場計測結果、実験結果に対して、 Takahashi et al. が提案したモデルに、式(4.2)、式(4.3)の上限値を与えたモデルにより再現解析を 行った.また、参考に佐藤らの方法を用いた場合についても検討した.

解析にあたって必要な物性値のうち,構造条件である杭径 D,杭の曲げ剛性 EI,斜角θの値は, 遠心実験の再現解析においては表-3.1 に示した値を,佐藤ら,高橋の現場計測に対する再現解析 においては,2および表-2.1,表-2.3 に示した値を用いた.

遠心実験の再現解析に用いる地盤物性値は,表-3.7 および表-3.8 に示した値を用いた.地盤の 変形係数  $E_0$ は,表-3.7 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<sup>3</sup>,中軟地盤に対しては 20 MN/m<sup>3</sup> とした.ただ し,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 $N^{17}$ を用いて 84,000 kN/m<sup>2</sup> とした.佐藤らおよび高橋らの現場計測に対する再現解析に用 いる地盤物性値は,表-2.2,表-2.4 に示す値を用いた.

また,地盤反力係数 k<sub>H</sub> は,式(4.5)により求めた.

$$k_H = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \tag{4.5}$$

ここに,  $E_0$ : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>),  $B_H$ : 換算載荷幅 (m) で  $\sqrt{D/\beta}$  とした. ここに $\beta$  は基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>) であり,  $\sqrt[4]{k_HD/4EI}$  として求めた.  $\alpha$  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値から定める久能高架橋に対する再現解析では  $\alpha = 1$ ,  $E_0$  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高橋らの現場計測に対する再現解析では  $\alpha = 4$  とした.

地表面の沈下量*s*は,遠心実験については表-**3.9**に示した値を用い,佐藤ら,高橋らの現場計 測については前述の 360 mm, 250 mm とした.

### 4.3 解析結果

3 に示した遠心実験および佐藤ら,高橋の現場計測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-4.1 に比較する. 各ケースの左側が曲げ モーメントの杭軸方向分布,右側が地盤反力度の杭軸方向の分布であり、横軸に M (kN·m) もし くは p (kN/m<sup>2</sup>),縦軸に斜杭の軸方向の深さ l (m)を示している. なお、それぞれの軸スケールは、 各ケースにおいて最適化している. 図-4.2 は、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)を示したものである. また、図-4.3 は、遠心実験および佐藤ら、高 橋の現場計測から求められる  $L_H$  (以下、「 $L_{Hm}$ 」と呼ぶ)を、佐藤らの式から得られた  $L_H$  (以後、  $L_{Hs}$ とする.) または、Takahashi et al. の方法に上限値として佐藤らの式で求められる値を用いた 式 (4.2) から得られた  $L_H$  (以下、「 $L_{Ht}$ 」と呼ぶ)で除した値を比較したものである.

#### 4.3.1 佐藤らの方法による解析結果

本文で解析対象とする2つの現場計測に対しては、佐藤らおよび高橋によって、佐藤らの方法 による再現解析が実施されているため、まずはこれらの研究成果をレビューする.

図-4.1(b-i)の佐藤らの現場計測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ため<sup>1)</sup>,本文では佐藤らの現場計測については地中部最大曲げモーメントについてのみ言及する.実測値をみると,地中部最大曲げモーメント*M*<sub>mid</sub>の発生箇所はおよそ*l*=8mであり,*l*=13m付近でほぼ0となっている.解析値の曲げモーメント分布を見てみると,地中部最大曲げモーメント*M*<sub>mid</sub>の発生箇所は実測値とほぼ同じ深度である.また,図-4.2に示すように,最大曲げモーメントの値は実測値と解析値でほぼ同じであり,当然ながら佐藤らの方法により,佐藤らの現場計測を精度よく推定できることが分かる.

一方,高橋の現場計測に対しては,高橋が佐藤らの方法による再現解析を実施している<sup>3)</sup>.その結果は,図-4.1(b-ii)に示す通りであり,地中部最大曲げモーメント *M*<sub>mid</sub>の発生深度は,実測値では*l*=5m付近であるのに対し,解析値は*l*=13m付近であり,杭軸方向の分布が推定できていない.また,図-4.2に示すように,解析で得られた最大曲げモーメントの値は実測値の倍以上の値が得られており,佐藤らの方法では高橋の現場計測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,佐藤らの方法は,佐藤らの現場計測に対しては精度よく評価でき,高橋の現場計測に対しては評価できないことが分かっている.この要因について考察するために,それぞれの地盤反力度分布を見てみる.図–4.1(b-i)の佐藤らの現場計測の実測値における地盤反力度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 m 付近で p = 0 となっていることから,換算載荷長  $L_H$  は約 13 m である.佐藤らの現場計測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,換算載荷長は圧密層の約 8 割であり,この計測結果が佐藤らの方法において  $L_H = 0.8L$  とされた根拠となっている.一方,図–4.1(b-ii)の高橋の現場計測地盤反力度の杭軸方向分布を見てみると,実測値の  $L_{Hm}$  は約 10 m であり,図–4.3 より, $L_{Hm}/L_{Hs} = 0.4$ 程度である.すなわち,佐藤らの方法で定められ

31



図-4.1 実測値と解析値の比較



図-4.2 実測値と解析値の M<sub>max</sub>

た換算載荷長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地中部最大 曲げモーメントの発生深度が深くなり,最大曲げモーメント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-4.1(a) に示す曲げモーメントの杭軸方向分布 を見てみると、6ケースのいずれについても、佐藤らの方法による解析値の地中部最大曲げモーメ ント  $M_{mid}$  の発生深度は、実測値より 1~2 m ほど浅い位置である. 右側に示した地盤反力度の杭 軸方向分布から実測値の換算載荷長  $L_H$  を見てみると、前述の通り、 $L_H = L$ となっており、図-4.3 より、 $L_{Hm}/L_{Hs} = 1.2 \sim 1.3$  程度である. すなわち、佐藤らの方法で設定した換算載荷長  $L_H = 0.8L$ は実測値の換算載荷長を 2~3 割程度小さめに評価しており、その結果、地中部最大曲げモーメン ト  $M_{mid}$  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-4.2 に示すように、い ずれのケースにおいても、最大曲げモーメント  $M_{max}$ の値は実測値と解析値で概ね一致しており、 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、換算載荷長を過小評価した ことが最大曲げモーメントに与える影響は少なかったことが分かる. さらに、図-4.2 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、佐藤らの方法が、杭の剛性(杭 径 D)、斜角  $\theta$ 、圧密層厚 h、地盤の剛性や硬さが大きいほど最大曲げモーメントが大きくなると いう実験で得られた傾向を推定できていることがわかる.

佐藤らの方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 算載荷長を適切に評価する必要がある.そして,換算載荷長は条件によって異なるため,換算載 荷長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である.さらに,遠心 実験では換算載荷長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は実測値 とほぼ同じ値であったことから,換算載荷長が最大曲げモーメント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.

33



図-4.3 換算載荷長 LH の実測値と解析値の比較

#### **4.3.2 Takahashi et. al** の方法に上限値を設定する方法による解析結果

次に, Takahashi et. al のモデルに式(4.2) および式(4.3) による上限値を設定した解析結果を見て みる. 図–4.1(a) に示した遠心実験に対する解析結果を見てみると, 上限値として式(4.2) で求めら れる値を用いた解析値は, 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,式(4.3)の場合は*l* = 12 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.式(4.3) で適用した上限値 *p<sub>HU</sub>* 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<sup>23)</sup>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ではなく,杭に上載している土の自重程度であることが分かった. 以上から,上限値としては佐藤らの式で求められる程度を考慮しておけばよいため,以降では上 限値として佐藤らの式を用いた場合を提案式とし,提案式についてのみ考察する.

佐藤らの式では予測できなかった高橋の計測に対する提案式の推定結果を見てみると,図-4.3 に 示すように, *L*<sub>Hm</sub> / *L*<sub>Ht</sub> はほぼ1となっており,提案式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*<sub>mid</sub>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-4.2 に示すように,最大曲げモーメント*M*<sub>max</sub> 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-4.1 に示すよう に,佐藤らの方法による場合よりも*M*<sub>mid</sub>の発生深度が実測値に近くなっており,さらに精度よく 評価できていることが分かる.佐藤らの方法から求められる換算載荷長 *L*<sub>Hs</sub> は,実測値を 2~3 割 程度小さめに評価していたが,*L*<sub>Hm</sub> / *L*<sub>Ht</sub> はいずれのケースにおいても1程度となっている.佐藤 らの現場計測に対しても,佐藤らの方法と同程度の精度で推定できていることが分かる.

以上より,提案式による場合は換算載荷長を適切に評価する事ができ,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ことが分かる.

# 5. 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,式(4.2)により,このような条件の違いによらず,斜杭に作用する荷重を再現できることが分かった.

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、実験結果および計測 結果との再現解析を踏まえて妥当性が確認された式 (4.2)を用いて、条件をさまざまに変化させた パラメトリック解析について述べる.

### 5.1 解析概要

変化させたパラメータを図-5.1 に示す.地盤の物性値としては,地表面の沈下量s(m), 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 $\theta(^{\circ}$ ),杭緒元(杭 径D(m)および板厚t(mm))である.それぞれのパラメータの具体的な値は図-5.1中に示す通り 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 $\theta$ 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1m以下となる範囲内で ばらつかせた.なお,図-3.8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.また,実橋に対して設計する際には最も荷重が大き くなる状態に対して設計することが安全側となることから,圧密度Uはいずれのケースにおいて も 1.0 とした.

### 5.2 解析結果

図-5.2に120ケースのうち8ケースの解析結果を示す.

この8ケースは、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ものであり、その条件は、表-5.1に示す通りである.図-5.2の上段は斜杭に発生した曲げモーメントの深度方向分布,下段は地盤反力度の深度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、横軸が曲げモーメント *M*(kN·m)もしくは地盤反力度*p*(kN/m<sup>2</sup>)である.図-5.2に示す曲げモーメントの深度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佐藤らの現場計測結果と同様に、杭頭部と地中部に大きな曲げモーメントが生じている.



図-5.1 パラメトリック解析の概要とパラメータ

表-5.1 に,  $M_{\text{top}}$ ,  $M_{\text{mid}}$ ,  $L_H/L$ の値を合わせて示す. なお, いずれのケースにおいても  $M_{\text{top}} > M_{\text{mid}}$ であり, 最大曲げモーメント  $M_{\text{max}}$  は  $M_{\text{top}}$  であった.

図-5.2(a), 表-5.1 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, 沈下量が大きい 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-5.2(b), 表-5.1 に示すように、斜角 $\theta$ が異なる Case 3 と Case 7 を比較すると、 $M_{\text{max}}$ ,  $L_H/L$  と もに、斜角が大きい Case 3 の方が大きい. 3.2.4 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に、曲げモーメントは大きくなる. ただし、 $L_H/L$  も斜角が大きいほど 大きくなっていることから、斜角が大きい条件では杭直上の地盤の量の増加だけでなく、上述の 斜角が大きい場合と同様に、杭軸直角方向の荷重が大きくなり、それに伴って  $M_{\text{max}}$  も増加したこ とが分かる.

次に、図-5.2(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、圧密層の N 値や杭径 D は同一で、支持層の N 値を変化させた 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

解析条件							解析結果	
θ	s/h	h	D	$N_1$	N <sub>2</sub>	M <sub>top</sub>	M <sub>mid</sub>	$L_H/L$
(°)		(m)	(m)			(kN·m)	(kN·m)	
15	0.01	30	0.4	2	20	181.5	-81.1	0.33
15	0.01	30	0.4	2	50	181.5	-81.1	0.33
15	0.01	10	1.2	2	50	280.1	-156.6	0.96
15	0.01	30	0.4	5	10	185.0	-85.5	0.32
15	0.01	30	1.2	5	10	2871.2	-1532.1	0.60
15	0.03	10	1.2	2	50	355.0	-210.8	0.97
8	0.01	10	1.2	2	50	141.6	-79.4	0.93
15	0.01	30	1.2	2	50	2679.6	-1366.9	0.68
	<ul> <li>θ</li> <li>(°)</li> <li>15</li> <li>15</li> <li>15</li> <li>15</li> <li>15</li> <li>15</li> <li>8</li> <li>15</li> </ul>	<ul> <li>解:</li> <li>の./h</li> <li>(°)</li> <li>15</li> <li>0.01</li> <li>15</li> <li>0.01</li> <li>15</li> <li>0.01</li> <li>15</li> <li>0.01</li> <li>15</li> <li>0.01</li> <li>15</li> <li>0.03</li> <li>8</li> <li>0.01</li> <li>15</li> <li>0.01</li> </ul>	解析条件 の s/h h (°) 2001 30 15 0.01 30 15 0.01 30 15 0.01 10 15 0.01 30 15 0.01 30 15 0.03 10 8 0.01 10 15 0.01 30	解析条件       θ     s/h     h     D       (°)     (m)     (m)       15     0.01     30     0.4       15     0.01     30     0.4       15     0.01     10     1.2       15     0.01     30     0.4       15     0.01     30     1.2       15     0.01     30     1.2       15     0.03     10     1.2       15     0.03     10     1.2       15     0.01     30     1.2       15     0.01     30     1.2	解析条件θs/hhDN1(°)(m)(m)(m)150.01300.42150.01300.42150.01101.22150.01300.45150.01301.25150.03101.2280.01101.22150.01301.22	解析条件θs/hDN1N2(°)(m)(m)(m)(m)150.01300.4220150.01300.4250150.01101.2250150.01300.4510150.01301.2510150.03101.225080.01101.2250150.01301.2250	解析条件N1N2 $M_{top}$ ( $^{\circ}$ ) $\theta$ $s/h$ $h$ $D$ $N_1$ $N_2$ $M_{top}$ ( $kN\cdotm$ )150.01300.4220181.5150.01300.4250181.5150.01101.2250280.1150.01300.4510185.0150.01301.25102871.2150.03101.2250355.080.01101.2250141.6150.01301.22502679.6	解析条件       解析結果         θ       s/h       h       D       N1       N2       Mtop       Mmid         (°)       (m)       (m)       (m)       (m)       (m)       (m)       (m)       (m)         15       0.01       30       0.4       2       20       181.5       -81.1         15       0.01       30       0.4       2       50       181.5       -81.1         15       0.01       30       0.4       2       50       181.5       -81.1         15       0.01       30       0.4       2       50       280.1       -156.6         15       0.01       30       0.4       5       10       185.0       -85.5         15       0.01       30       1.2       2       50       355.0       -210.8         8       0.01       10       1.2       2       50       141.6       -79.4         15       0.01       30       1.2       2       50       2679.6       -1366.9

表-5.1 解析条件例と解析結果

N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub>: それぞれ圧密層と支持層の N 値

は*L<sub>H</sub> / L, M<sub>max</sub>*に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 m) と Case 2 (h = 30 m) の  $L_H / L$  を比較すると、 $L_H$  は圧密 層厚の大きい Case 2 の方が大きいものの、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、 $L_H / L$  は小さくなったものと考えられる。

以上より、 $L_H/L$ は斜角 $\theta$ ,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という、定性的な傾向が確認できた.

ただし、図-5.2、表-5.1に示すように、各パラメータの値の違いによって、 $L_H/L$ がどの程度変化するかは、パラメータによって異なる。例えば本節で示した8ケースにおいては、沈下量*s*や斜角 $\theta$ 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、次章において検討する。



図-5.2 パラメトリック解析の結果

## 6. 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

4の結果より,提案式を用いれば,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,4,5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.

### **6.1** 載荷領域 *L<sub>H</sub>* が斜杭に発生する曲げモーメント *M* に与える影響

前章までに述べたように、実験的、解析的検討から、地盤や構造の条件によってモーメントや 地盤反力度の分布が異なり、沈下量 s、杭径 D(杭の曲げ剛性 EI)、N 値、斜角  $\theta$ 、圧密層厚 h が 大きいほど最大曲げモーメント  $M_{\text{max}}$  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. 佐藤らの方法では地盤・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 要因は圧密層厚に占める換算載荷長の割合を一定としているためであり、 $L_H$  を適切に評価すれば  $M_{\text{max}}$  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  $M_{\text{max}}$  の定量的な関係を明ら かにする.

図-6.1 は、遠心実験や現場計測、解析で得られた  $L_H \ge M_{max}$ 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  $M_{max}$  は佐藤らの方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-3.8 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値計算上の数少ない計測点を補間した際の数値誤差であると考えられる。

図-6.1 より,  $L_H/L=0.8$  においては  $M_{max}/M_{sato}$  がほぼ1となっていることから, 佐藤らの方法 の妥当性が再確認できる一方で, 佐藤らの方法は,  $L_H/L$  が 0.8 より小さくなると実測値を過大 評価し,  $L_H/L$  が 0.8 より大きくなると実測値を過小評価していることが分かる. そして,  $M_{max}/M_{sato}$  は,  $L_H/L$  とほぼ線形関係にあることが分かる. これは, 比較的簡便な佐藤らの方法によっ ても,  $L_H$  を適切に評価できれば地盤の圧密沈下によって生じる曲げモーメントを推定できること を示している.



図-6.1 換算載荷長 L<sub>H</sub> と M<sub>max</sub>/M<sub>sato</sub> の関係

### **6.2** 換算載荷長 *L<sub>H</sub>* の推定式の提案

6.1 の結果より、様々な条件においても、 $L_H$ 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 s, D, N,  $\theta$ , 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.

換算載荷長  $L_H$  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  $\theta$ 、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。そこで、各パラメータと  $L_H/L$ の実測値・計算値との関係を調べ、 $L_H$ の推定式を提案 した。

図-6.2 に提案した式と $L_H/L$ の関係を示す. 横軸の $t_M$ は実測値,解析値への各パラメータの影響度合いを個々に分析したうえでまとめた係数であり,式(6.1)で求められる無次元数である.本文では, $t_M$ を圧密沈下による影響評価係数と呼ぶ.

$$t_M = \beta L (L/s\sin\theta)^{1/5} \tag{6.1}$$

ここに、nは各パラメータがL<sub>H</sub>/Lに与える影響度合いを考慮するための補正係数で1/5である.

式(6.1)においては、杭と地盤の剛性差は $\beta$ として表現しており、 $\beta$ に含まれる $k_H$ は圧密層における値を用いる.式(6.1)を見るとわかるように、分子に $\beta$ , L、分母にs,  $\theta$ 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. また、分析の結果、 $\beta$ やLに比べてsや $\theta$ が $L_H/L$ に与える影響は小さかったことから、sや $\theta$ については、実測値に合うように 1/5 乗するように補正している.



図-6.2 換算載荷長と圧密沈下による影響評価係数 t<sub>M</sub>の関係

図-6.2 を見ると、 $t_M \le 10$  程度の範囲においては、 $L_H/L = 1$ であり、圧密層の全層が載荷領域 となっている。 $10 \le t_M \le 30$  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  $L や \beta$  が大きいほど、 $L_H/L$ が小さくなる。一方、斜角  $\theta$  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、 $t_M \ge 30$  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  $10 \le t_M \le 30$  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 (6.2) を提案する。

$$t_M \le 10 : L_H = L$$
  
 $10 \le t_M \le 30 : L_H = (-0.025t_M + 1.25)L$  (6.2)  
 $t_M \ge 30 : L_H = 0.5L$ 

# 6.3 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載荷長 *L*<sub>H</sub> 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.

## 7. 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

前章までの検討で、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が明らかになった. ただし、地震時のような繰返し荷重が作用する場合にこの荷重が発生断面力にどのように影響す るかについては十分な知見が無い.

本章では、地震時のような繰返し荷重が作用する場合に、地盤の圧密沈下による荷重を受けて いる斜杭の発生断面力がどのように変動するのかを確認することを目的として実施した、静的載 荷実験および動的な加振実験について述べる.

### 7.1 静的載荷実験

#### 7.1.1 実験概要

写真-7.1, 図-7.1 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 3と同じ(独) 土木研究所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るもの である.

本実験は圧密沈下による荷重が作用しているケース (Case 1),作用していないケース (Case 2)の 2ケースに対して正負交番水平荷重を作用させる対照実験とした.したがって,作用させる荷重や



図-7.1 正負交番水平載荷試験の概要



写真-7.1 正負交番水平載荷試験の状況

部位	材料	寸法(mm,高さ×幅×奥行)	質量 (g)			
上部構造	鎁	40×60×110	4170*1			
橋脚(その1)	鋼	102×60×50*2				
橋脚(その2)	鋼	35×60×50				
フーチング	アルミ	30×150×150	1685			

表-7.1 静的載荷試験における実験模型の諸元

\*1:上部構造と橋脚(その1),橋脚(その2)の合計

\*2:フランジ厚,ウェブ厚はともに5mm

地盤条件,杭の構造条件などはCase1と2で同じである.

地盤材料や地盤の作製方法は3章における軟弱地盤と同じである.実験に用いた模型の斜杭基 礎の構造条件は実寸換算で800mm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 θ = 15°で配置した.また,正負交番水平荷重を作用させるために, フーチングの上に写真-7.2に示す橋脚部,上部構造部の模型を取付けた.上部構造,橋脚,フーチ ングは剛な構造とし,その詳細な諸元は表-7.1に示す通りである.橋脚はH鋼の部位(橋脚(そ の1))と,橋脚(その1)の下に取付ける充実矩形の部位(橋脚(その2))からなる.そして, 上部構造,橋脚(その1),橋脚(その2),フーチングをボルトで結合して一体構造とし,上部 構造のジャッキ取付け部にジャッキを連結して荷重を作用させた.なお,フーチングと杭の結合方 法は,3章と同様に,杭頭部にセメントを入れて剛結とするものである.



写真-7.2 実験模型の橋脚部・上部構造(左:側面図,右:正面図)

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に根 入れさせるにとどめ、土槽底面に着底させていない.3章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 1 と 2 で圧密荷重の有無を考慮するために,図-7.2 に示すような手順で実験した.まず,3 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 態で正負交番水平載荷を行う Case 1 の模型を設置し,Case 1 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作用した状態で Case 1 の正負交番水平荷重を 作用させた.次に,Case 1 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 2 に正負交番水平荷重を作用させる.Case 2 の 実験を実施する際には,既に地盤の圧密沈下がほぼ完了しているために地盤の圧密沈下による荷 重は Case 2 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-7.3 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<sup>24)</sup>、 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.

44



プロセスA: 圧密前の地盤にCase 1模型 設置



プロセスC:盛土荷重を載荷し、十分圧密し た後、交番載荷試験を実施(Case 1) プロセスB:地盤の圧密を実施(正規圧密 粘土作製)



プロセスD:Case 2の模型を設置して、交番 載荷試験(地盤圧密後に設置するため、圧 密荷重は作用せず)

図-7.2 正負交番水平載荷試験の地盤作製および実験手順



図-7.3 作用させた変位の時刻歴

### 7.1.2 地盤作製結果

表-7.2 に,実験地盤から採取した供試体に対して実施した密度試験 (JIS A 1202),土の粒度試験 (JIS A 1204),砂の最大・最小密度試験 (JIS A 1224)から得られた物理特性を示す.

粘性土に対して実施した三軸圧縮試験 (JGS 0523) から得られた粘性土の強度定数の測定結果を 表-7.3 に示す.三軸圧縮試験の供試体は粘性土層からブロックサンプリングにより採取したもの である.

粘性土に対して実施した,変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (JGS 0523) から求められた  $G/G_0 - \gamma$ 関係および $h - \gamma$ 関係を図-7.4に示す.なお, $G/G_0 - \gamma$ 関係を算出するにあたって用い た計算式は,式 (7.1),式 (7.2) に示す通りである.

	物理量	砂質土(東北硅砂7号)	粘性土(カオリン)
	礫分含有率 (%)	0.0	0.0
粒	砂分含有率 (%)	95.6	0.0
	シルト分含有率 (%)	4.4	3.0
度	粘土分含有率 (%)		97.0
	均等係数 Uc	1.49	-
	平均粒径 D <sub>50</sub> (mm)	0.162	-
密	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.600	-
	最小乾燥密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.254	-
	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.640	2.594
度	相対密度 D <sub>r</sub> (%)	97.9	-

表-7.2 地盤材料の物理特性

表-7.3 粘性土の三軸圧縮試験結果



**図-7.4** 繰返し三軸試験で得られた *G*/*G*<sub>0</sub> - *γ* 関係および *h* - *γ* 関係

$$\gamma = (1+\nu)\epsilon \tag{7.1}$$

$$G = \frac{E}{2(1+y)} \tag{7.2}$$

ここで、 $\nu$ はポアソン比であり、図-7.4 は $\nu$  = 0.5 として求めたものである.

### 7.1.3 計測結果

本文に示す斜杭の計測結果は、図-7.1に示す左側の杭に対する計測結果である.



図-7.5 斜杭に生じた曲げモーメントの時刻歴

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 = 6.07m)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-7.5に示す. なお,図-7.5には,フーチング下面の水平変位 $\delta_f$ 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 1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 2の曲げモーメントはほぼ0である. Case 1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 1 と Case 2 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 1,2 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で増減しているのに対し、Case 1 では、曲げモーメントが載荷によっ て負側に増加する際に載荷前の値にまで戻りきっていない.これを説明するために、Case 1 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-7.6 に示す.図-7.6 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-7.6 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-7.1, 図-7.6 において, Case 1 において載荷によって負側の曲げモーメント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-7.7 に, Case 1,2 において, いくつかのタイミングにおいて計測された斜杭の曲げモーメン



図-7.6 同一変位レベルの載荷による最大曲げモーメントの変化



図-7.7 斜杭に生じた曲げモーメントの深度方向分布

トの深度方向分布を示す. (a) は載荷前の曲げモーメントの深度方向である. 前述のように Case 1 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 3 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  $\delta_f$ 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 1 と Case 2 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,静的載荷試験の結果より,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載荷によって減少し,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.



図-7.8 加振実験の概要

### 7.2 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.

#### 7.2.1 実験概要

図-7.8 に加振実験の概要を,写真-7.3 に加振実験の実験模型および計測器のセットアップの状況を示す.加振実験において使用した土槽,遠心加速度は静的載荷実験と同じである.また,地盤材料,地盤の作製方法,地盤の層構成,各層の層厚は,前節に示した静的載荷実験と同じであり,地盤物性値は前節に示した通りである.

実験模型は杭,フーチング,橋脚,上部構造からなる.実験に用いた斜杭模型は,3章の Case 3 と同じものであり,杭径 *D* = 16 mm のアルミパイプ9本(3×3)からなり,外側の6本を斜角15° で配置した.上部構造,橋脚,フーチングの諸元は,表-7.4 に示す通りである.静的載荷試験と 同様に,上部構造,橋脚,フーチングをボルトで結合して一体構造とした.フーチングと杭の結 合方法は,3章と同様に,杭頭部にセメントを入れて剛結とするものである.

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)であり、振動台の加振能力を考慮して 90%に減じて 入力した。入力された地震動の時刻歴は、図–7.9 の *a*g に示す通りである。



**写真-7.3** 加振実験の実験模型および計測器のセットアップの状況(左:側面から見た状況,右: 上から見た状況)

部位	材料	寸法(mm,高さ×幅×奥行)	質量 (g)
上部構造	鎁	24×76×150	4650* <sup>1</sup>
橋脚	鋼	128×12×45	
フーチング	アルミ	30×150×150	1605

表-7.4 加振実験における実験模型の諸元

\*1:上部構造と橋脚の合計

### 7.2.2 計測結果

本文に示す斜杭の計測結果は、図-7.1に示す左側の杭に対する計測結果である.

図-7.9 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* の時刻歴を示す. 同図に示した斜杭に生じた曲げモーメント *M* は、地盤の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 秒付近では,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



図-7.9 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  $\Delta u$  の時刻歴

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、負のダイレイタンシーが生じているものと推察される.すなわち、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シー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.

# 7.3 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シー 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ものと考えられる.

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

タンシー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一般に地 震時には考慮する必要はないと考えられる.

以上から,地盤の圧密沈下によって斜杭に生じる荷重も地震時には考慮する必要はないと考え られる.

## 8. 地盤の圧密沈下による荷重を受ける斜杭の設

## 計法

前節までの検討結果に基づき,地盤の圧密沈下による荷重を受ける斜杭の設計法として,以下 の通り提案する.

圧密沈下を生じる地盤中に施工される斜杭に対する部材設計については,死荷重に加えて,地 盤の圧密沈下によって生じる荷重を考慮した照査を行う.地盤の圧密沈下による荷重は,図-2.1の ように三角形分布と仮定し,その場合の最下端の位置は,式(6.2)により求める.そして,地盤の 圧密沈下によって生じた荷重および死荷重を考慮して,斜杭に発生する曲げモーメントを計算し, 曲げモーメントが最も大きくなる深度において,式(8.1)の照査を行う.

$$\sigma_s \le \sigma_y / 1.2 \tag{8.1}$$

ここに, $\sigma_s$ :鋼材に発生する応力度 (kN/m<sup>2</sup>), $\sigma_y$ :鋼材の降伏点 (kN/m<sup>2</sup>) である.ここに,許容値 は負の周面摩擦力に対する照査で定められる値と同じ値とした.

また,本文で示した一連の研究は鋼管杭を対象としたものである一方で,打撃工法により施工 される既製コンクリート杭に対しても,同様の照査が可能であると考えられる.既製コンクリー ト杭を用いる場合は,圧縮側,引張側の抵抗機構を考慮して,圧縮側に対しては式(8.2),引張側 に対しては式(8.3)の照査を満たすことで,所要の安全性を確保できるものと考えられる.

$$\sigma_c \le 0.85 \sigma_{ck} / 1.2 \tag{8.2}$$

$$\sigma_c \le \sigma_{ce}/1.2 \tag{8.3}$$

ここに, $\sigma_c$ :コンクリートに発生する応力度 (kN/m<sup>2</sup>), $\sigma_{ck}$ :コンクリートの設計基準強度 (kN/m<sup>2</sup>),  $\sigma_{ce}$ :有効プレストレス (kN/m<sup>2</sup>) である.

## 9. 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,およびこの荷重を考慮した設計法を提案した.本研究で得られた主な知見は,以下の 通りである.

- 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.
- 上記の遠心実験をベンチマーク試験として、佐藤らの方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、佐藤らの方法は、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、佐藤らの方法では荷重として 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.
- 3. 筆者らが提案した, Takahashi et al. 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.
- 4. 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、 佐藤らの方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事が可能となる、換算 載荷長の推定式を提案した.
- 5. 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シーが生じ、土粒 子間の結合が弱まるためであると考えられる.

## 参考文献

- 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一袋井地区鋼管杭の歪測定一,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.
- Takahashi, K.: Bending of a batter pile due to ground settlement, *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 4, pp. 75–91, 1985.
- 3) 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.
- 4) (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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 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.
- 8) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 丸善, 2007.
- 9) (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.
- 10) 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.
- 11) 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,日本道路公団試験所報告, No. S44, pp. 76–82, 1970.
- 12) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 丸善, 1986.
- 13) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 丸善, 1992.
- 14) 中谷昌一, 竹口昌弘, 白戸真大, 原田健二, 野村朋之: 橋台の側方移動対策ガイドライン策定に 関する研究(その2), 土木研究所資料, 第4174号, 2010.
- 15) Broms, B.B. and Fredriksosn, A.: Failure of pile-supported structures caused by settlements, *Proc. 6th European Conf. SMFE*, Vol. 1.2, pp. 383–386, 1976.
- Shibata, T., S.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.
- 17) (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.

- 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, 1996.
- 19) 冨澤幸一, 西本聡, 三浦清一: 泥炭性軟弱地盤における斜杭基礎の静的および動的挙動評価に関 する実験的検討, 地盤工学ジャーナル, Vol. 8, No. 2, pp. 209–220, 2013.
- 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) 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.
- 22) 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.
- 23) 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.
- 24) 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.

# 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(土木部門)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.

土木研究所資料 TECHNICAL NOTE of PWRI No.4231 March 2012

編集·発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754