共同研究報告書

整理番号第479号

橋台に作用する側方流動力の評価および側方流 動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価 に関する共同研究報告書

平成28年3月

国立研究開発法人土木研究所

地中連続壁協会

Copyright © (2016) 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、国立研究開発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、国立研 究開発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。

橋台に作用する側方流動力の評価および側方流 動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価 に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所 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

グループ長中谷昌一 上席研究員 七澤利明 主任研究員 西田秀明^{※1} 主任研究員 河野哲也 交流研究員 稲積一訓^{※2}

地中連続壁協会

田坂幹雄

※1 現 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物管理研究部 構造・基礎研究室 主任研究官

※2 交流研究員在任期間 平成25年4月1日~平成27年3月31日

要旨

軟弱地盤における橋台の側方移動対策のうち,基礎体により抵抗する方法を採用する場合に は、基礎の剛性が大きく、かつ、作用する流動力に対して効果的に配置できる基礎形式を選定 することが望ましい.この点において、地中連続壁基礎は剛性が高く、壁の配置の自由度が高 いことから、側方移動対策として大きな効果を発揮できると期待される基礎形式である.ただ し、地盤から基礎壁に作用する流動力や、壁の配置に応じた違いなどについては知見が無い. そこで本研究では、遠心実験および数値解析を行い、地盤条件や部材配置によって流動力や 抵抗メカニズムがどのように変わるかを調べた.

キーワード:側方移動,地中連続壁基礎,遠心実験,有限要素解析

側方流動力の評価および側方流動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価に 関する共同研究報告書

目 次

		PAGE
1.	はじめに	1
	1.1 研究の背景と目的	<u>1</u>
	1. 2 研究体制	3
2.	遠心実験	4
	2. 1 実験概要	4
	2. 1. 1 実験ケース	4
	2. 1. 2 実験供試体諸元	5
	2.1.3 地盤条件と地盤の作製方法および計測器の設置	9
	2. 1. 4 載荷方法	13
	2.1.5 計測概要	14
	2. 2 実験結果	20
	2. 2. 1 土質試験結果	20
	2.2.2.荷重—変位関係	25
	2.2.3 壁基礎と地盤の変位	27
	2.2.4 壁基礎に生じた曲げモーメント	30
	 2.2.5 基礎周面の地盤抵抗と流動力の推定に用いる測定値 	33
	2.2.6 実験結果の考察	45
3.	解析	46
	3. 1 有限要素解析	46
	3.1.1 二次元有限要素解析	46
	3.1.2 三次元有限要素解析	54
	3. 2 骨組構造解析	63
	3.2.1 解析ケース	63
	3.2.2 解析結果	64
	 3 解析結果のまとめ 	72
4.	側方流動が生じる地盤における壁基礎に作用する流動力および抵抗メカニズム	73
	4.1 流動力の評価	73
	4.1.1 既往の流動力評価式	73
	 4.1.2 実験結果に基づく流動力評価式 	74
	4. 2 抵抗メカニズム	79
	4. 2. 1 基礎背面抵抗	<u>79</u>
	4. 2. 2 基礎前面抵抗	80
	4. 2. 3 基礎側面抵抗	81
	4.2.4 基礎間隔の影響	81
5.	まとめ	83
	5.1 本研究で得られた成果	83

5.2	2 今後の課題	
参考文献		85

1. はじめに

1. 1 研究の背景と目的

側方移動は、軟弱地盤上の橋台において、背面盛土によって軟弱層の流動化が生じ、主 に橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じる現象である(図-1.1.1). このような損傷が生じる と、遊間の目詰まりや支承の変状、桁とパラペットの接触、さらには杭体のひび割れなど の損傷が生じる.このような変状が生じた橋梁に対する補修・補強は甚大なものとなるた め、側方移動が生じると想定される橋台については、事前に側方移動が生じない対策を行 うことが基本であり、道路橋示方書では盛土下の粘性土層に基礎に影響を与えるような変 位を生じさせないようにすることが必要であると示されている.



基礎:変形•損傷

図-1.1.1 側方移動の概念図

この時の側方移動対策としては、大きく分けて、主として地盤の強度を高めることによ って偏載荷重に対する抵抗力を増す地盤改良法、偏載荷重を直接低減したり、橋台前後の 土圧の均衡を考慮した設計を行う荷重軽減・均衡法、基礎本体の剛性を高めることによっ て構造物自体の抵抗力を増加させ、構造物の側方移動に抵抗する基礎体抵抗法の3つの方 法が考えられる.一般的には、地盤改良法の一部である載荷重工法により、地盤の圧密沈 下を促進させる対策が検討される.載荷重工法は比較的安価な工法であり、かつ、確実な 対策効果が得られることが確認されている.しかし、載荷重工法による対策効果を確実に 発揮させるために必要となる盛土の規模および期間が確保できない場合には、対策効果が 得られなかった事例も報告されており、このような場合には他の工法を併用する必要があ る.ただし、載荷重工法以外の工法については、依然課題も多い.例えば地盤改良法の一 部である固結工法については、改良範囲や改良強度、改良率等の仕様によっては対策効果 が得られないことが報告されているが、適切な仕様の設定方法については必ずしも十分な 知見がない.また、荷重軽減・均衡法として盛土荷重を軽減するために良質な土の代わり に軽量材料を用いた結果、過度な沈下が生じた事例も報告されているが、その定量的な評 価は現時点では難しい. 一方,基礎体抵抗法については,杭基礎設計便覧に過去に適用された設計の考え方が記 載されているものの,その他の工法に比べて実務においては採用された事例は少なく,研 究的な知見も少ない.この一因として,基礎体抵抗法の基礎形式として杭基礎を採用する 場合には,斜杭としたり,杭の本数や諸元を増加させて杭基礎の剛性を増したとしても, 側方移動対策効果がその他の工法に比べて小さいことが挙げられる.しかし,例えば地中 連続壁基礎であれば,杭よりも剛性が大きいためにより効果的に対策効果が得られる可能 性がある.また,一般的な地中連続壁基礎は図·1.1.2(a)に示すように四方を囲むものであ るが,(b)に示すように地中連続壁基礎を側方流動力と平行に壁状に配置する場合には,側 方流動力の一部を前方に流すことにより,橋台に作用する側方流動力を軽減させる効果も 期待できる.このような工法の対策効果が明らかになり,設計法が整備されれば,合理的 な側方移動対策が取られるものと考えられる.



図-1.1.2 地中連続壁基礎による側方移動の基礎体抵抗法の概念図

上記のような対策工法の対策効果の評価および設計法の整備のためには、側方流動力と してどの程度の荷重が作用するのか、側方流動力に対して地中連続壁基礎がどのように抵 抗するのか、さらに、効果的に対策効果を得るための壁の配置はどのようなものかを検討 する必要がある.以上より、本文では、これらを明らかにすることを目的として実施した 遠心実験および解析の結果を報告するものである.

1. 2 研究体制

本研究は、国立研究開発法人土木研究所 CAESAR と、地中連続壁協会との共同研究により実施したものである.表-1.2.1 に、研究担当者を示す.

担当者			検討事項				
				②実験結 里の敷理	③設計法の検討		
所属	属 役職 氏名		 	来 の 盤 理 お よ び と り ま と め	流動力お よび壁基 礎挙動の 評価・分析	流動力推 定式の検 討	壁基礎計 算モデル および設 計法の検 討
	グループ長	中谷昌一	Ø	Ø	0	0	Ø
国立研究	上席研究員	七澤利明	0	Ø	0	0	Ø
開発法人	主任研究員	白戸真大	Ø	Ø	0	0	Ø
土木研究	主任研究員	西田秀明	Ø	Ø	0	0	Ø
所 CAESAR	研究員	河野哲也	Ø	Ø	0	0	Ø
	交流研究員	稲積一訓	0	Ø	0	0	Ø
地中連続 壁協会		田坂幹雄	0	0	Ø	Ø	0

表-1.2.1 研究体制一覧

2. 遠心実験

2. 1 実験概要

実験は(国研)土木研究所 中型遠心力載荷試験施設において実施した. 遠心力加速度は 80G である.

2.1.1 実験ケース

実験ケースは,流動力への影響を把握するため,粘土層厚と壁基礎枚数,基礎間隔をパラメータに設定した.表-2.1.1 に実験ケースの一覧を示す.

ケース	粘土層厚	支持層厚	壁基礎枚数	壁厚	基礎間隔
Casal	250mm	175mm	1 #	15mm	—
Casel	(20m)	(14m)	1 12	(1.2m)	_
Case2	250mm	175mm	2 **	15mm	52.5mm
Cast2	(20m)	(14m)	3 12	(1.2m)	(4.2m)
Casa?	250mm	175mm	2 #	15mm	75.0mm
Cases	(20m)	(14m)	5 12	(1.2m)	(6.0m)
Case4	125mm	300mm	2 **	15mm	75.0mm
Case4	(10m)	(24m)	5 12	(1.2m)	(6.0m)

表-2.1.1 実験ケース一覧

※()内は重力場での値

2. 1. 2 実験供試体諸元

軟弱層に基礎が建設されることを想定し、粘土層(カオリン材料)と支持層(セメント改良)の二層構成 とした. 壁基礎は曲げ剛性が実物と整合するようアルミで作製した(表-2.1.2). 各実験ケースの概要を図 -2.1.1~図-2.1.4 に示す. いずれのケースについても、壁基礎の背面に取り付けたモータージャッキによ り、壁基礎背面地盤の地表面に下向きの鉛直荷重を作用させることにより壁基礎に流動力を作用させた.

表-2.1.2 実物と模型の曲げ剛性の比較

	曲げ剛性 EI (Nm ²)
実物(σ _{ck} =24N/mm ²)	1.60×10^{18}
模型(アルミ)	1.85×10^{8}





図-2.1.2 Case2の実験概要【粘土層 20m, 基礎枚数 3 枚, 基礎間隔 4.2m】



図-2.1.3 Case3の実験概要【粘土層 20m, 基礎枚数 3 枚, 基礎間隔 6.0m】



図-2.1.4 Case4の実験概要【粘土層 10m, 基礎枚数 3 枚, 基礎間隔 6.0m】

2. 1. 3 地盤条件と地盤の作製方法および計測器の設置

図-2.1.5 に模型地盤の作製方法の概要を示す. 模型地盤の作製は次の手順で行った.



図-2.1.5 模型地盤の作製(Case1~3の例)

 地中ひずみ計は、図-2.1.5に示すように自重圧密によって変形しないようにりん青銅の下端を土 槽底面に、上端を土槽上面にとり付けた治具に固定した.なお、土槽上面の治具は地盤作製後に 撤去するため、載荷時には、りん青銅は下端のみが固定され、上端は固定されていない.



写真-2.1.1 りん青銅の設置

- ② 硅砂7号とセメント添加量3%の混合材料を用いて支持層を作製した.なお、支持層の強度はN 値=50を想定し、上記の混合材料を用いてc=100kN/m², E=100000kN/m²の支持層を作製した. 支持層の作製は2段階に分けて実施し、まず、壁基礎底面までの高さの支持層を作製した.
- ③ ②の支持層の上に、壁基礎を設置させる、壁基礎の上端は、図-2.1.5に示すように固定した.





(a) 模型基礎の設置状況 (b) 模型基礎の設置状況(正面) 写真-2.1.2 模型基礎の設置

④ ②の方法で所定の高さ(175mm)まで支持層を作製し壁基礎を支持層に根入れさせた. その後,支 持層表層に、粘性土が支持層に入らないように、ろ紙を敷いた.







(a) 支持層完成状況 (b) 支持層完成状況(正面) (c) ろ紙設置状況

写真-2.1.3 支持層の完成

⑤ 間隙水圧計を土槽の壁に設置した.



写真-2.1.4 間隙水圧計の設置

⑥ 粘性土層は、スラリー状態に作製したカオリン材料(初期含水比90%)を土槽に投入し、約5cm投入毎にバイブレータによりエア抜き作業を行いながら作製した.なお、N値5未満の軟弱な粘性土を想定している.



(a) カオリン投入・空気抜き作業(b) カオリン投入完了写真-2.1.5 粘性土層の作製

- ⑦ 所定の高さまで(初期高さ39cm)投入した後,カオリンの乾燥を防ぐために水を入れた.水位はカ オリン表面から3cm程度とした.
- ⑧ 80Gまで遠心加速度を上昇させ、自重圧密を行った. 圧密終了の判定は√ t 法に基づき、自重圧 密終了後、粘土地盤を整形し、所定の高さ(粘土地盤高さ25cm)の地盤を作製した.



写真-2.1.6 粘土地盤の整形

⑨ 壁基礎模型やりん青銅等の固定用治具を外し、橋台、レーザー変位計などの計器を設置した.



(a) 模型基礎固定台の取り外し(b) 橋台とフーチングの固定写真-2.1.7 橋台,フーチングの設置

2. 1. 4 載荷方法

載荷方法は以下の手順で行う.

- ① 80Gまで遠心力加速度を上昇させ,80Gに到達した段階で,地盤の間隙水圧が安定するまで放置 する.
- ② 80G 場圧密終了した後、盛土載荷はモータージャッキ(載荷板寸法:幅 37cm×奥行き 22.8cm)を 用いて載荷速度 1mm/min の変位制御で載荷する.なお、載荷荷重の最大値はロードセルの計測 限界値である 20kN とする.

2.1.5 計測概要

本実験の計測項目と計測チャンネル数を表-2.1.3 に示す.

また、実験終了後に、地盤の表面・側面に標点を設置し、載荷時に標点の移動をビデオカメラにより 撮影した. 図-2.16~2.1.10 に計測機器および標点の配置図を示す. なお、巻末に付した CD に保存され ているデータの ch 番号は、図-2.16~2.1.10 に合わせている.

計測項目	数量	仕様	CH 数	備考
地中 ひずみ計	1本	・りん青銅両面に6箇所の ひずみゲージを付着(12点)	12	地盤の変形を計測
壁基礎	3本	 ・ひずみゲージは7箇所両面に 付着(14 点×2本) ・土圧計は7箇所を両面に設置 (14 点×2本) 	56	壁基礎の曲げ モーメント,土圧,底面 のせん断力を計測
間隙水圧計	2個	・土槽壁に設置	2	間隙水圧を測定
変位計	1個	・圧密沈下測定用,載荷版変位	1	地盤沈下測定
ロードセル	3個	 ・基礎底面のせん断力,鉛直力測定 2個×2CH ・盛土荷重 1個×1CH 	5	
レーザー 変位計	4個	 ・橋台に鉛直2箇所, 水平1箇所 ・粘土地盤に鉛直1箇所 	4	壁基礎の水平・鉛直変 位,地盤の沈下量
		合計 CH 数	80	

表-2.1.3 計測項目とチャンネル数のまとめ

その他の計測:画像解析による地盤変位の計測



図-2.1.6 計測機器設置位置(Case1)



図-2.1.7 計測機器設置位置(Case2·3 端壁)



図-2.1.8 計測機器設置位置(Case2·3 中壁)



図-2.1.9 計測機器設置位置(Case4 端壁)



図-2.1.10 計測機器設置位置(Case4 中壁)

2.2 実験結果

以降に示す実験結果は、重力場に換算した値であり、載荷実験結果については、載荷開始時を0とした値である.

2. 2. 1 土質試験結果

本実験で用いた地盤材料について物理試験を実施した.また,粘土層および支持層の強度を確認する ために力学試験を実施した.実施した室内土質試験の一覧を表-2.2.1 に示す.

表-2.2.1 室内土質試験の一覧

試験項目	東北硅砂7号	カオリン ASP-100	支持層 (セメント改良)
土粒子の密度試験	0	0	—
土の粒度試験	—	0	—
砂の最大・最小密度試験	0	—	—
土の三軸圧縮試験(CUbar)	_	0	_
土の一軸圧縮試験	—	—	0

(1) 物理試験結果

表-2.2.2~表-2.2.4 に物理試験結果を示す.

表-2.2.2 土粒子の密度試験結果

試料名	東北硅砂7号	カオリン ASP-100
土粒子の密度 ρ _s (g/cm ³)	2.624	2.601

表-2.2.3 粒度試験結果

試 料 名	カオリン ASP-100
砂分(%)	-
シルト分 (%)	1.5
粘土分 (%)	98.5
細粒分含有率 (%)	100.0
最大粒径 D _{max} (mm)	0.075

表-2.2.4 砂の最大・最小密度試験結果

試 料 名	東北硅砂7号
最大密度 _{の dmax} (g/cm ³)	1.593
最小密度 p _{dmin} (g/cm ³)	1.271

(2) 力学試験結果

粘土層の強度を確認するために、模型地盤材料で用いられているカオリン ASP-100 を用いて三軸圧 縮試験(CUbar)を実施した.供試体は初期含水比 90%に調整したカオリン粘土を直径 15cm×高さ 17.5cm のモールドに入れて 40kN/m² の圧密圧力で予圧密して作製した.三軸圧縮試験の拘束圧は地盤 の土被り圧を考慮して σ_3 =50kN/m², 100kN/m², 200kN/m²で実施した.図-2.2.1 に応力ーひずみ関係, 図-2.2.2 にモール応力円と強度線を示す.



遠心模型実験の粘土地盤は非排水条件であるため、粘着力 c と内部摩擦角 φ を設定する場合は全応力 強度である c_{cu}=7.36kN/m² と φ_{cu}=10.8°を用いる.粘土地盤の深さ(土被り圧)によって地盤の密度が変化 し地盤のせん断強度も変化するため、強度の推定方法が必要である.今回、地盤の深さ方向のせん断強 度を求める方法として、以下の方法を提案した.

三軸圧縮試験における破壊面上の応力(σ_n , τ_n)は、図-2.2.3 に示す破壊時のモールの応力円に基づいて式(2.2.1)と式(2.2.2)を誘導した。図-2.2.4 に σ_n と τ_n の関係を示す。





支持層の強度はセメント配合材料であるため、養生日数によって材料の強度が変わる可能性がある. 支持層の材料強度を確認するために、模型地盤と同時作成した一軸圧縮供試体を用いて、遠心実験終了 後に一軸圧縮試験を実施した.なお、目標値は c=100kN/m²、E=100MN/m² とした. Case1~Case4 の一 軸圧縮試験の結果を表-2.2.5~表-2.2.8 に示す.

供試体No.	No. 1	No. 2	平均
q_u (kN/m ²)	225.0	244.0	234.5
E_{50} (MN/m ²)	133.6	137.8	135.7
$c (kN/m^2)$	112.5	122.0	117.3

表-2.2.5 Casel の支持層の一軸圧縮試験結果

表-2.2.6 Case2の支持層の一軸圧縮試験結果

供試体No.	No. 1	No. 2	No. 3	平均
q_u (kN/m ²)	148.1	165.8	177.5	163.8
E_{50} (MN/m ²)	187.2	69.3	65.1	107.2
$c (kN/m^2)$	74.0	82.9	88.8	81.9

表-2.2.7 Case3 の支持層の一軸圧縮試験結果

供試体No.	No. 1	No. 2	No. 3	平均
q_u (kN/m ²)	139.0	153.3	217.4	169.9
E_{50} (MN/m ²)	38.3	32.3	96.9	55.9
$c (kN/m^2)$	69.5	76.7	108.7	85.0

表-2.2.8 Case4の支持層の一軸圧縮試験結果

供試体No.	No. 1	No. 2	No. 3	平均
$q_u (kN/m^2)$	155.8	136.9	162.5	151.7
E_{50} (MN/m ²)	58.8	71.8	84.7	71.8
$c (kN/m^2)$	77.9	68.4	81.3	75.9

(3) 地盤定数

表-2.2.9 に地盤物性値の一覧を示す.

支持層については、表-2.2.5~表-2.2.8 に示す各ケースの結果の平均値を示したものである。粘土層の 粘着力ついては、図-2.2.4 の強度線($\tau = 6.45 + 0.1712 \sigma n$)と有効応力度分布より算定した。また、変形 係数については、表-2.2.10 に示す予備試験結果より、 $E_{50}=30 \cdot c$ として推定した。

	粘土層(カオリン材料)		支持層(セメント改良)	
ケース	粘着力c	変形係数 E50	粘着力c	変形係数 E50
	(kN/m^2)	(MN/m^2)	(kN/m^2)	(MN/m^2)
Case1	11.1~33.3	0.33~1.00	117.3	135.7
Case2	11.6~32.9	0.35~0.99	81.9	107.2
Case3	11.6~33.2	0.35~1.00	85.0	55.9
Case4	13.4~23.8	0.40~0.71	75.9	71.8

表-2.2.9 地盤物性值一覧

		粘着力 c (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)	E ₅₀ /c
地盤の上部	供試体 No.1	4.20	0.078	18.57
	供試体 No.2	4.30	0.132	30.70
	平 均	4.25	0.105	24.71
地盤の中部	供試体 No.1	6.10	0.345	56.56
	供試体 No.2	6.00	0.190	31.67
	平 均	6.05	0.267	44.13
地盤の下部	供試体 No.1	10.40	0.257	24.71
	供試体 No.2	10.70	0.396	37.01
	平 均	10.55	0.327	31.00
全平均		—	—	33.20

表-2.2.10 粘土層の予備試験結果

2. 2. 2 荷重-変位関係

Case1~Case4の荷重-変位関係を図-2.2.5~図-2.2.8 に示す. ここで、荷重は背面盛土からの荷重を想定したモータージャッキによる載荷荷重で、変位は橋台壁に取付けた変位計(図-2.1.1~図-2.1.4のDisp-H1)により計測した橋台壁の水平変位を示している.



図-2.2.5 荷重-変位関係(Casel)



図-2.2.6 荷重-変位関係(Case2)



図-2.2.7 荷重-変位関係(Case3)



図-2.2.8 荷重-変位関係(Case4)

2.2.3 壁基礎と地盤の変位

図-2.2.9~図-2.2.12 に Case1~Case4 の壁基礎の変位,図-2.2.13 に画像解析結果から得られた地盤変位 を示す.

壁基礎の変位は盛土高 lm, 2m, 3m, 4m の時の値であり,地盤の変位は壁基礎中心位置における盛 土高 4m の時の変位である.

壁基礎の変位は基礎上端が最も大きく、深くなるに伴って小さくなり、支持層上面でほぼ0になるという、逆三角形分布となっている地盤の変位については、地表面よりやや深い位置で最大となっている.

壁基礎の変位を地盤の変位と比較すると、地盤の最大変位は1m~3.5mとなっている一方で、壁基礎の変位は最大でも0.35m程度であり、地盤の変位の方が100倍ほど大きい.

以上より,壁基礎は地盤の変位に追随することなく,初期の位置から大きく移動しなかったことがわ かる.



図-2.2.9 壁基礎の変位(Case1)






図-2.2.12 壁基礎の変位(Case4)



2. 2. 4 壁基礎に生じた曲げモーメント

図-2.2.14~図-2.2.17に Case1~Case4 の壁基礎に発生した曲げモーメントを示す.

いずれのケースにおいても、壁基礎背面に生じる曲げモーメントは、荷重の増加に伴って増加していることが分かる. その深度方向分布は、壁基礎上端で0となっている.

最大曲げモーメントが生じる位置は、粘土層厚が大きい Case1~3 では支持層の直上であり、粘土層が小さい Case4 では支持層内であった.



図-2.2.14 壁基礎背面の曲げモーメント(Case1)



図-2.2.16 壁基礎背面の曲げモーメント(Case3)



図-2.2.17 壁基礎背面の曲げモーメント(Case4)

2.2.5 基礎周面の地盤抵抗と流動力の推定に用いる測定値

(1) 基礎周面の地盤抵抗

基礎周面の地盤抵抗要素としては,道示IVに示されるように基礎底面の鉛直方向地盤抵抗,水平方向 せん断地盤抵抗,基礎前面の水平方向地盤抵抗,基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗,基礎側面の水 平方向せん断抵抗,鉛直方向せん断抵抗の6種類がある(図-2.2.18).本実験では,このうち基礎前面の 水平方向地盤抵抗として基礎前面土圧,基礎底面の鉛直方向地盤抵抗として基礎底面鉛直反力,基礎底 面の水平方向地盤抵抗として基礎底面水平反力をそれぞれ測定した.



図-2.2.18 地盤抵抗要素

図-2.2.19~図-2.2.22 に基礎前面に取り付けた土圧計により測定された Case1~Case4 の基礎前面土圧 を示す. なお、本部以降の図中に示す盛土 1.0m、2.0m、3.0m、4.0m は、盛土の単位体積重量を γ_t =18kN/m³として載荷荷重を盛土高さに換算したものであり、それぞれ、載荷板下面の設置圧が 18kN/m²、36kN/m²、54kN/m²、72kN/m²になったときに対応している.

図中には、式(2.2.3)で示される道示IVにおける基礎前面の水平地盤反力度の上限値もあわせて示す.

式(2.2.4)

$$K_{P} = \frac{\cos^{2} \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta)\sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}}\right]}$$

ここに,

- γ : 土の単位体積重量(kN/m³)
- *p_P*: 深さxにおける受働土圧強度(kN/m²)
- K_p:受働土圧係数
- x :深さ(m)
- c : 土の粘着力(kN/m²)
- q : 地表載荷荷重(kN/m²)
- δ : 基礎壁面と土の摩擦角(度)で, φ/3とする.
- α :地表面と水平面のなす角(度)

いずれのケースにおいても、載荷重が増加するに伴って基礎前面の土圧が増加しており、前面地盤が 壁基礎の変位を抑制する抵抗要素として機能していることが分かる.ただし、その値は4m程度の盛土 高さでは、式(2.2.3)の値よりも小さい.











図-2.2.22 壁基礎前面土圧(Case4)

図-2.2.23~図-2.2.26 に Case1~Case4 の基礎底面水平反力を示す.また,図-2.2.27~図-2.2.30 に Case1 ~Case4 の基礎底面鉛直反力と載荷重の関係を示す.基礎底面の水平反力・鉛直反力はいずれも壁基礎 底面に取り付けたロードセルにより計測された値である.ここで,底面鉛直反力の符号は,正が鉛直下 向きに押し込まれた時に生じる反力である.

荷重の増加に伴って基礎底面の水平反力・鉛直反力のいずれにおいても増加しており、荷重に対する 抵抗要素として機能していることがわかる.ただし、鉛直反力については、荷重規模が大きくなると負 側への累積が生じており、浮上りが生じていることが分かる.



図-2.2.23 壁基礎底面水平反力(Casel)



図-2.2.24 壁基礎底面水平反力(Case2)



図-2.2.25 壁基礎底面水平反力(Case3)





















(2) 流動力の推定に用いる測定値

壁基礎に作用する流動力は,壁基礎背面に作用する土圧と壁基礎側面に作用する摩擦力を把握することにより評価できると考えられる(図-2.2.31). ここでは,実験で計測された背面に作用する土圧の結果について示す.一方,側面に作用する摩擦力は実験では,測定していないため,次章以降の解析結果を踏まえて考察する.



図-2.2.31 流動力が作用する基礎の概念

図-2.2.32~図-2.2.35 に背面盛土高 1m, 2m, 3m, 4m の場合に壁基礎背面に作用した土圧をケースご とに示す.ここで,図中に示す盛土 1.0m, 2.0m, 3.0m, 4.0m は,盛土の単位体積重量を _{γt}=18kN/m³ と して載荷荷重を盛土高さに換算したものである.

図-2.2.32~2.2.35 に示すように、背面土圧の値は盛土高さに応じて増加している.いずれのケースに おいても、その深度方向分布は、粘性土層表面でほぼ0となっているが、最大値が生じる深度は、 Case1~3 では、粘土層中心あたりである一方で、粘土層厚が小さい Case4 では中心よりもやや深く、ま た、支持層内において、正側の有意な値が計測されている.



図-2.2.32 壁基礎背面に作用する土圧(Case1)







図-2.2.34 壁基礎背面に作用する土圧(Case3)



図-2.2.35 壁基礎背面に作用する土圧(Case4)

2.2.6 実験結果の考察

側方移動が生じる軟弱地盤中に存在する複数の連続壁式基礎を平行に配列した橋台基礎を対象として、 側方移動力の評価および連続壁式基礎の挙動を確認するための遠心載荷実験を実施した.その結果,以 下に示す事項を確認することができた.

- ・壁基礎に作用する土圧や壁基礎の応答値、地盤抵抗は、荷重の増加に伴って増加する傾向がみられた.
- ・側方流動力に対する本構造の地盤抵抗としては、基礎前面と基礎底面(水平および鉛直)が考えられる.
- ・地盤変位が 1.0~3.5m(図-2.2.13)にも及んでいる中,橋台変位は最大でも 0.35m 程度(図-2.2.5~2.2.8)で
- あり、流動力に平行に壁基礎を配置する構造が側方移動に対して高い抵抗性能を持つことを確認した.

3. 解析

3. 1 有限要素解析

第2章で記載した遠心実験の流動状態を再現するため、有限要素解析を実施した.本研究では、まず 地盤の解析モデルを検討するために二次元有限要素解析を行い、その後、三次元有限要素解析を行った.

3. 1. 1 二次元有限要素解析

(1) 解析ケース

二次元有限要素解析の実施ケースを表-3.1.1 に示す. 解析手法は, Mohr-Coulomb の降伏基準による 完全弾塑性モデルを用いた解析と関ロ・太田モデルを用いた弾粘塑性解析の2通りを検討した.

	····· // //	
解析ケース	構成モデル	解析条件
Case-2FEM_1		初期応力 : 湿潤重量,ポアソン比=0.40
Case-2FEM_2	完全弾塑性モデル	初期応力 : 湿潤重量,ポアソン比=0.49
Case-2FEM_3		初期応力 : 水中重量,ポアソン比=0.40
Case-2FEM_4	関口・太田モデル	圧密試験および C _{UB} 試験より定数設定

表-3.1.1 二次元有限要素解析ケース一覧

解析モデルを図-3.1.1 に示す.



単位: mm

図-3.1.1 二次元有限要素解析モデル

(2) 解析モデル

本研究においては、地盤モデルとして、Mohr-Coulombの降伏基準による完全弾塑性モデルと関ロ・ 太田モデルの2通りを検討している.以下に、それぞれのモデルの概要を示す.

a. 完全弾塑性解析の地盤モデル

・Mohr-Coulomb の降伏基準¹⁾

Coulomb は、ある面に働くせん断抵抗 τ は、見かけの粘着力 c と内部摩擦角 ϕ および面に働く直 応力(圧縮) σ によって、

と表される降伏基準を提案した.この基準を Mohr の応力円を用いて三次元応力状態に拡張したものを Mohr-Coulomb の降伏基準と呼ぶ(図-3.1.2 参照). Mohr-Coulomb の降伏基準は、最大圧縮応力と最小圧縮応力の関数であり、中間主応力 σ_2 の影響はない.また、Mohr-Coulomb の降伏基準を 主応力空間で表示すると、空間対角線上に頂点を持つ六角錐となる(図-3.1.3 参照).



図-3.1.2 Mohr-Coulomb の降伏基準



図-3.1.3 主応力空間で表示した Mohr-Coulomb の降伏基準

完全弾塑性モデルにおける粘着力は、粘性土の内部摩擦角 ϕ を0と仮定し、図-3.1.4 に示す深度とせん断強度の関係より求めた各深度のせん断応力 τ とした.変形係数は粘着力との関係式 $E_s=210C(C: 粘着力)$ より求めた.完全弾塑性モデル解析定数を表-3.1.2 に示す.

Ne	深度	E (m)	中心深度	有効上載圧	湿潤重量	粘着力	変形係数 B	Es (kN/m^2)
NO.	上端	下端	(m)	(kN/m^2)	(kN/m ³)	C (kN/m ²)	E=210C	三軸試験
1	0.0	2.0	1.0	5.5	15.5	12.2	2, 570	3, 553
2	2.0	4.0	3.0	16.5	15.5	14.4	3, 030	6, 954
3	4.0	6.0	5.0	27.5	15.5	16.7	3, 490	9, 503
4	6.0	8.0	7.0	38.5	15.5	18.9	3, 960	11,672
5	8.0	10.0	9.0	49.5	15.5	21.1	4, 420	13, 610
6	10.0	12.0	11.0	60.5	15.5	23.3	4, 890	15, 386
7	12.0	14.0	13.0	71.5	15.5	25.5	5, 350	17,040
8	14.0	16.0	15.0	82.5	15.5	27.7	5, 820	18, 598
9	16.0	18.0	17.0	93.5	15.5	29.9	6, 280	20,076
10	18.0	20.0	19.0	104.5	15.5	32.1	6, 750	21, 489

表-3.1.2 完全弾塑性解析の地盤モデル



b. 弾粘塑性解析の地盤モデル

関ロ・太田による弾粘塑性構成モデルは、二次元圧密、クリープやリラクゼーションなどの粘土 の時間依存性挙動を表現しようと提案された.ひずみ増分は、可逆的なひずみ増分(弾性ひずみ増 分)と時間依存性を含む非可逆的なひずみ増分(粘塑性ひずみ増分)との和であると仮定している.弾 粘塑性モデルによる圧密過程を図-3.1.5 に、弾粘塑性モデルの理論線群を図-3.1.6 に示す.



関ロ・太田による弾粘塑性モデルの解析定数は,標準圧密試験及び圧密非排水三軸圧縮試験(間隙水圧 測定)から算出した.表-3.1.3 に弾粘塑性解析の地盤モデルを示す.

記号	算出方法	単位	Clay 1	Clay 2	Clay 3	Clay 4	Clay 5	備考
D	$D = \frac{\lambda \cdot \Lambda}{M (1 + e_0)}$		0.093	0.107	0.115	0.121	0.126	
Λ	1- κ / λ		0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	
М	$M = 6\sin\phi'/(3 - \sin\phi')$		1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	
ν	ν =K0/(1+K0)		0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	
K ₀	KO=1-sinφ		0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	
Ki	Ki=KO(OCR)^(0.54exp(-Ip/122))		0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	
OCR	圧密試験結果より		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Cc	土質試験結果より		0.945	0.945	0.945	0.945	0.945	
а	e=a-Cc • log(p')		3.420	3.420	3. 420	3.420	3.420	
e ₀	土質試験結果より		2.436	1.985	1.775	1.637	1.534	
α	α =0. 434 · C α e/(1+e0) C α e=0. 05 × Cc		0.006	0.007	0.007	0.008	0.008	
V ₀	$V0=\alpha/tc$, $tc = t90$ $t90=0.848*H^2/Cv$	1/day	2.82E-06	3.24E-06	3.49E-06	3.67E-06	3.82E-06	H=1000cm Cv=100cm2/day
k_0	圧密試験結果より	cm/sec	7.28E-07	3.09E-07	2.07E-07	1.59E-07	1.31E-07	
λ	λ=1/2. 3Cc=0. 434Cc		0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	
Cs	圧密試験結果、又は Cs=Cc/10		0.095	0.09	0.095	0.095	0.095	
σ,	試験結果を考慮して算出	kN/m^2	11.00	33.00	55.00	77.00	99.00	
λk	圧密試験結果		0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	e = 0.5258Ln(k) + 9.8668
b	$e = \lambda k \cdot \ln(k) + b$		9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	
κ	κ=1/2.3Cs=0.434Cs		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	
sinφ'			0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	
φ'	三軸CU-試験	度	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	
Ip	試験結果	%	73. 8	257. 5	88. 0	96. 1	96. 1	

表-3.1.3 関口・太田モデルによる弾粘塑性解析の地盤モデル

※ Clay1:深度 0.0~4.0m, Clay2:深度 4.0~8.0m, Clay3:深度 8.0~12.0m, Clay4:深度 12.0~16.0m, Clay5:深度 16.0m~20.0m

i) 初期有効土被り圧

初期有孔土被り圧 Poは、各層の中心位置の有効上載圧で代表させた.表-3.1.4 に有効上載圧を示す.

No	深度	Ē (m)	中心深度	有効上載圧	湿潤重量
NO.	上端	下端	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^3)
1	0.0	4.0	2.0	11.0	15.5
2	4.0	8.0	6.0	33.0	15.5
3	8.0	12.0	10.0	55.0	15.5
4	12.0	16.0	14.0	77.0	15.5
5	16.0	20.0	18.0	99.0	15.5

表-3.1.4 有効上載圧計算表

ii) 圧縮指数λおよび膨潤指数κ

圧縮指数λは、土の等方圧密試験から、横軸に圧力の自然対数、縦軸に圧密終了後の間隙比をプロットした近似直線の傾きである.また、等方圧密終了後に圧力を減少させ、圧縮指数の場合と同様に圧力と間隙比を整理すると近似曲線が得られる.その傾きが膨潤指数κである.

応力比(σ_3/σ_1)を一定として圧密させた e~lnp 関係は,等方圧力で圧密させた e~lnp に平行な直線となる. ここに平均圧密圧力 p は p=($\sigma_1+2\cdot\sigma_3$)/3 で求まる. また,標準圧密試験結果は一次元圧密条件下(σ_3/σ_1 =K₀:静止土圧係数)での e~log σ_1 で整理される. これより得られる圧縮指数 C_c および膨潤指数 C_sを用い, Δ (lnp)=2.3 Δ (logp)の関係から λ および κ は次式で求められる.

 $\lambda = 1/2.3C_{c} = 0.434C_{c}$ 式(3.1.2) $\kappa = 1/2.3C_{s} = 0.434C_{s}$ (本検討では $\kappa = \lambda/10$) 式(3.1.3) 図-3.1.7 に圧密試験から得られた e ~log p 曲線を示す.



図-3.1.7 e~logp曲線

iii) 初期間隙比 e₀

初期間隙比 eoは, e ~log p 曲線から有効上載圧に相当する間隙比とした.

iv) 二次圧縮指数 α

一定の応力を加えられたままで放置された地盤は、長期に渡って変形が進行する.この土の変形量を 時間の対数で整理すると、その関係は線形に近似する.

二次圧縮指数 α は、等方応力下での体積ひずみの時間の自然対数に対する直線勾配として定義されている。体積ひずみに関する二次圧縮指数 α は、正規圧密粘土では応力比に無関係にほぼ一定であることが実験的に確かめられており、標準圧密試験(ϵ -logt)から二次圧縮指数 α が求められる。二次圧縮指数 α は、常用対数で示された C α e を自然対数に変換することで、次式で求められる。

 $\alpha = 0.434 \cdot C \alpha e/(1+e_0)$ $\exists (3.1.4)$

ここに、Cαe:標準圧密試験のe~logt 関係における直線部分の勾配

また Mesri and Godlewski は、 $C \alpha e/CC = 0.05 \pm 0.02$ の関係があるとしている.

v) 初期体積ひずみ速度 V₀

背面の盛土荷重に伴い,地盤にひずみが生じるが,増加荷重以前に載荷されている荷重に対して,二次圧密が進行している.こうした増加荷重の以前に生じている二次圧密による体積ひずみ速度 V₀は,次式で表される.

 $V_0 = \alpha / t_C$ $\vec{x}(3.1.5)$

ここに、tc:荷重を増加させる前の圧密時間(ここでは、上式のtcを圧密度 90%に要する時間、day)

vi) 限界状態指数

土が破壊するときの平均有効応力 $P=(\sigma_1+2\cdot\sigma_3)/3$ を横軸に、縦軸に主応力差 $q=\sigma_1-\sigma_3$ で整理すると、原点を通る直線で近似される.この直線を限界状態線といい、その勾配が限界状態指数 M である.限界状態指数 M は、過剰間隙水圧を測定する三軸圧密非排水試験結果から求められる.p~q 関係を表-3.1.5 および図-3.1.8 に示す.

最大主応力	最小主応力	軸差応力	平均主応力
σ1	σ3	q'	p'
(kN/m^2)	(kN/m ²)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
50.5	12.5	38.0	25.2
78.3	25.5	52.8	43.1
152.4	55.0	97.4	87.5

表-3.1.5 p~q 関係



vii) 初期透水係数 k₀および透水性変化指数 λ_k

圧密試験結果の正規圧密領域における間隙比 e を縦軸,そのときの透水係数 k の自然対数を横軸にとって整理すると近似直線が得られる.この直線の傾きが透水性変化指数 λ_k である.図-3.1.9 に e~logkの関係図とその回帰直線および回帰式を示す.また,初期透水係数 k₀ は,初期間隙比 e₀ に対応する値を設定した.



図-3.1.9 e~logkの関係図

viii)静止土圧係数K₀およびポアソン比v

一次元変形条件下(K₀ 状態:変形が鉛直方向だけで、水平には変形が生じない状態)で土が変形する時の鉛直応力 σ_y と水平応力 σ_x の比(σ_x / σ_y)を静止土圧係数という.自然堆積地盤は土の自重によって K₀ 状態となっている.静止土圧係数 K₀は、過去にいくつかの実験的研究がなされており、正規圧密粘土 では 0.5~0.6 であることが確かめられている.本検討では、下記に示すヤーキー式より推定した.

 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ $\vec{x}(3.1.6)$

ここに、 (4):有効応力表示の内部摩擦角(度)

また、ポアソン比νは次式より求めた.

 $v = K_0/(1+K_0)$ $\vec{x}(3.1.7)$

(3) 荷重条件

荷重は 5 kN/m^2 の増分荷重とし、 100 kN/m^2 になるまでの載荷とした.

(4) 解析結果

a. リン青銅位置での変位分布

リン青銅位置における水平変位分布の比較を図-3.1.10 に示す. 完全弾塑性解析は地盤変位が実験に 比べて非常に小さいが,関ロ・太田モデルによる弾粘塑性解析は地盤変位のオーダーは再現できている.



図-3.1.10 実験結果と二次元有限要素解析の地盤変位分布の比較

b. 全体変形モード

実験結果と弾粘塑性解析の盛土高 4.0m における全体変形モードの比較を図-3.1.11 に示す. 解析は実験のすべり形状を比較的良く再現できている.



図-3.1.11 実験結果と弾粘塑性解析の盛土高 4.0m における全体変形モードの比較

以上の検討の結果より、以下の検討では、地盤モデルとしては関ロ・太田の弾粘塑性モデルを用いる こととする.

3. 1. 2 三次元有限要素解析

二次元有限要素解析結果を踏まえ、実験の流動状態を詳細に再現するため、実験 Case1~3(軟弱粘土 層厚 20m)に対して三次元有限要素解析を実施した.

(1) 解析モデル

解析は、実験土層のサイズでモデル作成し、遠心加速度 80G 場で実施した.荷重は、実験と同様に 地表面に 1.0mm/min の速度で変位を与えた.解析モデルを図-3.1.12 に示す.



図-3.1.12 三次元有限要素解析モデル

(2) 地盤モデル

a. 粘土層

地盤の非線形性を表現するため、二次元有限要素解析での再現状況から、関ロ・太田による弾塑性構成モデルによる弾粘塑性解析とした.粘土層の弾塑性モデルを表-3.1.6に示す.

主 21/ 明ロ, 七田の相安(1077)にトズ北上屋の脳間株で	
$\overline{\alpha}$ - 1 0	デル

圧縮指数	体積ひずみ の非可逆率	限界状態で の応力比	ポアソン比	先行圧密時 の間隙比	過圧密比	有効土被り圧	静止土圧係数	先行圧密時の 静止土圧係数	透水係数
1	٨	М	au'			σvi	K:	Ka	k
Л	Λ	IVI	ν	eo	UCR	KN/m ²	NI	NO	cm/sec
0.41	0.9	1.6	0.37	5.0	1	0.23	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	4.1	1	1.82	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.6	1	6.08	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.3	1	11.86	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.2	1	17.63	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.1	1	22.80	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.0	1	27.36	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.9	1	31.92	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.9	1	36.48	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.8	1	41.80	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.8	1	47.88	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.7	1	53.96	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.7	1	58.14	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.7	1	63.27	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.6	1	71.25	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.6	1	78.66	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.5	1	85.50	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.5	1	92.34	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.5	1	99.18	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.4	1	105.34	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.4	1	110.81	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.4	1	113.78	0.58	0.58	7.E-07

b. 支持層

支持層(セメント改良土)は、Drucker-Prager の破壊規準による弾塑性モデルとした.支持層の弾塑性 モデルを表-3.1.7 に示す.

変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	有効土被り圧	静止土圧係数	透水係数
E		С	φ	σvi	K.	k
MN/m^2	ν	KN/m ²	度	KN/m ²	Ki	cm/sec
135.7	0.35	117.300	0.0	114.228	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	116.508	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	121.182	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	126.426	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	133.836	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	143.412	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	148.428	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	152.988	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	164.160	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	182.400	0.5	1.00E-03

表-3.1.7 Drucker-Prager の破壊規準による支持層の弾塑性モデル

(3) 解析結果

a. 地盤変位分布

解析結果の地盤変位分布と実験結果の比較を図-3.1.13 に示す.図-3.1.13 に示す結果は、実験値・計算値ともに、壁基礎中心位置における値である.

Case-1 および Case-2 は、実験結果に比べ変位量が小さいが、分布形状は比較的良く再現できている. Case-3 については、変位量・分布形状とも良く再現できている. 画像解析による誤差等を踏まえると、 解析はある程度実験を再現できていると考える.



図-3.1.13 三次元有限要素解析による地盤変位分布の比較

b. 背面土圧分布

解析結果の基礎背面の土圧分布と実験結果の比較を図-3.1.14 に示す. 背面土圧分布は,解析が若干大きい傾向にあるが,分布形状は概ね再現できている.



Case1 Case2 Case3 → 盛土1.0m
 → 盛土2.0m
 → 盛土3.0m
 → 盛土4.0m
 ● 実験(盛土高4.0m) → 盛土1.0m → 盛土2.0m → 盛土3.0m → 盛土4.0m ● 実験(盛土 → 盛±1.0m
 → 盛±2.0m
 → 盛±3.0m
 → 盛±4.0m
 実験(盛±高4.0m) 5.0 5.0 5.0 地表面 :高4.0m) 地表面 地表面 0.0 0.0 0.0 (E) 10.0 (E) 10.0 (E) 10.0 -10.0 -15.0 (町) 15.0 (町) 10.0 (町) 10.0 (町) 10.0 (町) 15.0 (町) 10.0 (町) 10.0 (町) 10.0 支持層 支持層 支持層 -20. 0 -20. 0 -20. 0 -25.0 -25.0 -25.0 -3.0 3.0 , -3.0 0.0 3. 0 , -3. 0 3.0 -1.5 0.0 1.5 -1.5 1.5 -1.5 0.0 1.5 中壁背面土圧(×10²kN/m²) 中壁背面土圧(×10²kN/m²) 中壁背面土圧(×10²kN/m²)

図-3.1.14(2) 三次元有限要素解析による背面土圧分布の比較:中基礎

図-3.1.15 は荷重と背面土圧の関係を示している. 解析は実験よりやや大きいが、荷重に対して比例 的に増加する傾向は再現できている.



c. 前面土圧分布

解析結果の基礎前面の土圧分布と実験結果の比較を図-3.1.16に示す.

前面土圧分布は,解析では粘土層において殆ど土圧がないのに対し,実験では土圧が計測されている. 解析では側方流動の影響が大きく出る傾向にあると推察される.



d. 荷重~背面土圧の関係(解析結果)

解析結果の側面せん断力分布を図-3.1.17に示す.

実験では計測できていないが,基礎側面には流動力によるせん断力が作用している. せん断応力度と しては背面土圧に比べ小さいが,作用面積が大きいため,その影響は無視できない.



図-3.1.17(2) 三次元有限要素解析による側面せん断力分布:中基礎

荷重と側面せん断力の関係を図-3.1.18 に、荷重~背面土圧に対する作用荷重の比率を図-3.1.19 に示 す. 側面せん断力が作用するため、基礎作用荷重は背面の流動土圧の2.2~3.0 倍程度になっている. 流 動力が作用する軟弱地盤では、基礎側面に作用するせん断力の影響が大きいと考えられる.



e. 基礎周辺地盤の動き

三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動きを図-3.1.20 に示す.

実験では平面的な地盤の動きは確認することができなかったが,解析結果を見ると,軟弱粘土が基礎 前面も含めて右方向(基礎の前面方向)に流れていることが分かる.この結果より,基礎前面地盤の抵抗 は,殆ど期待できないと推察される.

-			<u> </u>	-		- - +	>			· »	$\rightarrow \rightarrow$	» —»			
		→	\rightarrow	-		•••		>	<u> </u>	• • •	> →	» —»	» — »		-•
	.	.	→	-			>		-+>		$\gg \longrightarrow$	» —	► →		-
	.→	→	·•	-			>	>		• • • •	$\gg \longrightarrow$	⇒ —x	• •		
	+	.	.	-					_ ;		⇒>	> _*	• —•		-•
	→	→	→	-			>		>		> →	>	•		-+
			→	-				>		• • • • •	⇒ →	» —»	 → 		
++		. →	→	-		-					> →	» —	•		
	. 	-	↔	-	. .			>		>+	> →	> _>	•		-+
				-			>			• • • • • • • • • • • • • • • • • • •	> →	> _⇒	•		
	+			-	.		>	>	\rightarrow	• • > >	$\rightarrow \rightarrow$	» —		-+	-+
↔	.→	+	+	-			>	~~ >	-+->	• • >>	$\rightarrow \rightarrow$	» — "	•		-+
→	. →	.		-		~ *	>	>	_ → →	* **	> →	>>	·		
~*				-				>		+ **	»	» —»			
				-				>	>	• • >>	»	⊳ —•		-+	-+
	**			-	.			>	→ →	***	> →	>			-+
			+	-			>	>	\rightarrow	* ***	» —•	• — •			
				-	er.		>	>			>>		-+	-+	
~		~~	~~	-	t.			>			~ ~»				-+
	~	-	~	-	er.				→			+	-		
-		-	-	-		~**							-+		ľ→
-		And a second	· ·	-	-	-				The Party of the P	The second diversity of the se				
			~	-											E
	7			-											

中基礎

図-3.1.20(1) 三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動き: Case1

											~	No.	2			
	÷	→	→		-	** -				• → ⁻	× **	- «	*~ -	* -	-	
		-	→		-			>			** **	> -	»» —	* -		
		+			-	** -	⊷ ≫	>	_ >	•	>	> -	** -	*		
				. >						• —		- ∢	** -	* -•		
	+		+		~			>				> -		*		
					-	- + 4	~~	>			> > -}>⇒	>	98	* -•		
		-			-	æ.» _				•	 	> ~	•fa	* -*	-	
		-			~		•>>					× -	s>	* -•	-	-
	~	-			-	Z. P -	>-	>			>-	* ~	w	* -*	-	
			~		*	Z-> -				·		۰ م		• •		~
	1		1	1	-		**			~~*						
_	-	~	1	1	1	-	-				1 m m	-		-		
_					-			_	_			~	~			-
			-	-	1			お出生	「五林」					\rightarrow		
_		~~						判而互	51定			-+			-	-
			.	~	~						/ /	~	-	-	-	
			→	~~.	-		~	-			- x				-	
	1		~	~	-						, an an an	· _ ~	· ~	·		
	+	→	~	~~	-		~~		>	·>		• -•	•	• -•	-	
		\rightarrow	\rightarrow		-	••• -						► →	*	• -•	-	-
	1	. →	→		-	* * -	~>			• —		>	* -	•	-	-
	-				~	- **	>	>			• • >•	⊳ →	• -		-	-
	-+				-	×+ -		>	>	·	* >>	>>	•	· ~-		-
				-	-	 -							. ~	. -		1
-	<u>,</u>		-		-	_					1 m m	~				
_																

図-3.1.20(2) 三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動き:Case2

							-							
→				-	~~ ~~		·	► →	> →	»»	»*		-	
→			،		** - *	>		>	>• →	» ->	>>	+	+	
. →					~~ ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~			~ →		» -+	» -*		+	
				**	* <u>-</u>	>	·>			* -*	•			
					2->>	>	>	· _•_,		» - +>	•			
			~	-				>	*****	*	1	+		
		~~		1					· ·	~	~			
			~	1		_			1		~	~~	-•	
				1		- 铣1	其礎		• •	~•				
			~~	7		거빠스	es me				-			
	~~~	~	~	2		- 10			10 10					
<b>→</b>	~	~	1	-							-*	-+		
<b>→</b>	-	~	1	•	** -*	>	>	<b>.</b> _>		אייי ש		-+	-+	
			~	•	<del>~~</del>	>	• • • • • •	•		≫+	• -+		-+	
→	~		~					► _ <del>+</del> _		> -+		-+		
		~	••		** >		•;	>	>•• >>	≫>	>	-+		
→	<b>→</b>	<b>→</b>	>	-	<u> </u>		•		»• >>	> →	» —*		-+	
→			↔	-	** • >		•	» —	<u>&gt;&gt;&gt;</u>	$\gg \rightarrow$	» —•		-•	
<b>.</b>				-	<del>**</del> * • • *	>	•	>	<u></u>	> →	» — •	<b>→</b>	-+	
					æ.»			r —				+	-+	
					#~ >	~~>	·>	•		<u>ب</u> ه به			-+	
				-	Z-**	>				» ~**	+		<b>-</b> ,	
-				-						-	-			
				- I					1 m 1	~~~	~	Terrain.	~	
			-	1					1.1		~		_ <b>-</b> -	
-				-					• •	-		~-•		

中基礎

図-3.1.20(3) 三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動き: Case3

#### 3.2 骨組構造解析

側方流動力を受ける地中連続壁基礎の設計モデルを検討するため,「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編(以下,道示Ⅳ編)」に示されている梁~ばね解析を実施した.

#### 3.2.1 解析ケース

道示IV編では、図-3.2.1 に示すように、壁基礎を6種類の弾塑性ばねで支持された梁~ばねモデルを 用いている.検討ケースは、三次元有限要素解析結果を踏まえ、側方流動力の大きさや地盤抵抗をパラ メータとして表-3.2.1 に示す5ケースを設定した.また、壁基礎に作用させる流動力は、実験結果を基 に、図-3.2.2 に示すように、背面盛土荷重をピークとした放物線分布を仮定した(流動力の評価について は、「4.1 流動力の評価」を参照).荷重ケースとしては、背面の流動力のみを考慮した場合(荷重 荷重 1.0 倍)と側面のせん断力も考慮した場合(荷重荷重 2.0 倍)を考えた.



ケーフ	侧卡法動力		地盤抵抗	
	间刀机到刀	前面抵抗	側面抵抗	三次元広がり
ケースA	1倍	考慮(1.0倍)	考慮(1.0倍)	考慮(3.0倍)
ケースB	2倍**	考慮(1.0 倍)	考慮(1.0 倍)	考慮(3.0倍)
ケースC	2倍**	考慮(0.5 倍)	考慮(0.5 倍)	考慮(3.0倍)
ケースD	2倍**	無 視	無 視	考慮(3.0倍)
ケースE	2倍**	無 視	無 視	無 視

表-3.2.1 骨組解析検討ケース

※ 側面に作用するせん断力を考慮
## 3.2.2 解析結果

## (1) 橋台変位

a. 荷重~橋台水平変位

荷重~橋台水平変位の比較を図-3.2.3 に示す.粘土層厚 10m の Case4 は,実験の変位量が非常に小さいため,必ずしも良い一致は示していない.一方,粘土層厚 20m の Case1~3 については, Case-E(基礎前面および基礎側面の抵抗無視+支持地盤基礎前面抵抗の三次元的な広がりを無視)が変位の急増する傾向も含めて,比較的良く実験を再現できている.



図-3.2.3 荷重~橋台水平変位の比較

## b. 荷重~橋台回転角

荷重~橋台回転角の比較を図-3.2.4 に示す.荷重~橋台水平変位の関係と同様に,粘土層厚 10m の Case4 は,実験の変位量が非常に小さいため,必ずしも良い一致は示していない.一方,粘土層厚 20m の Case1~3 については,(基礎前面および基礎側面の抵抗無視+支持地盤基礎前面抵抗の三次元的な広 がりを無視)が変位の急増する傾向も含めて,比較的良く実験を再現できている.



図-3.2.4 荷重~橋台回転角の比較

(2) 基礎底面反力

a. 荷重~基礎底面鉛直反力

荷重~基礎底面鉛直反力の比較を図-3.2.5 に示す.粘土層厚 10m の Case4 は、実験では荷重の増加に 伴い鉛直反力が変化しているが、解析では基礎が回転しないため、鉛直反力が殆ど発生していない.一 方、粘土層厚 20m の Case1~3 については、基礎の回転が発生するため鉛直反力は生じているが、実験 結果とはあまり良い一致は示していない.この一因は、実験では背面盛土に伴う鉛直荷重が基礎背面に 周面摩擦力として作用している一方で、解析においてはこれを考慮していないためであると考えられる.



図-3.2.5 荷重~基礎底面鉛直反力の比較

### b. 荷重~基礎底面水平反力

荷重~基礎底面水平反力の比較を図-3.2.6 に示す.粘土層厚 10m の Case4 は、荷重~基礎底面鉛直反 力と同様に、実験では荷重の増加に伴い水平反力が変化しているが、解析では水平反力が殆ど発生して いない.一方、粘土層厚 20m の Case1~3 については、Case3 が実験に比べ反力が大きくなっているも のの、Case-E(前面および側面の抵抗および3次元的な広がりを無視)が水平反力の急増する傾向も含め て、比較的良く実験を再現できている.



図-3.2.6 荷重~基礎底面水平反力の比較

#### (3) 基礎の曲げモーメント

盛土高 4.0m における基礎の発生曲げモーメントの比較を図-3.2.7 に示す. 粘土層厚 10m の Case4 が 支持層根入れ部で実験に比べ曲げモーメントが小さくなっているが,全体的には分布形状を比較的良く 再現できている.

(4) 基礎の前背面土圧

a. 基礎の背面土圧

盛土高 4.0m における基礎の背面土圧の比較を図-3.2.8 に示す.粘土層での背面土圧は実験と解析で 良い一致を示しており,背面盛土荷重をピークとした放物線分布を仮定した流動力分布は妥当であると 判断できる.

b. 基礎の前面土圧

盛土高 4.0m における基礎の前面土圧の比較を図-3.2.9 に示す.粘土層厚 10m の Case4 では,解析は 粘土層での前面土圧が殆ど発生せず支持層で抵抗しており,実験を良く再現できている.一方,粘土層 厚 20m の Case1~3 では,解析では前面土圧が殆ど発生しておらず実験結果と一致していない. 三次元 有限要素解析では,基礎前面地盤は側方流動とともに移動するため前面反力が殆ど発生していないが, 骨組構造解析はその傾向と一致している.











1.0













図-3.2.8(2) 基礎背面の土圧分布の比較:中基礎











図-3.2.9(2) 基礎前面の土圧分布の比較:中基礎

### 3.3 解析結果のまとめ

有限要素解析および骨組構造解析を実施した結果,下記の事項が確認された.

- ・側方流動力を受ける基礎の遠心実験結果は,関ロ・太田による弾塑性構成モデルによる弾粘塑性解析 によって再現可能である.
- ・三次元有限要素解析結果から,基礎前面地盤は大きく移動し,流動地盤における前面地盤の抵抗は殆 ど期待できないことが確認された.
- ・三次元有限要素解析結果から、軟弱地盤層の基礎側面には流動力によるせん断力が作用していることが確認された.このせん断力の影響によって、基礎全体に作用する荷重は、基礎背面に作用する流動力の2.2~3.0倍程度になっている.ただし、鉛直荷重に対する反力が解析では生じないなど、荷重の作用等に対する仮定の差異によると思われる乖離が一部で生じている.
- ・流動力が作用する地中連続壁基礎は、①軟弱地盤の前面および側面抵抗を無視し、②流動力による作用荷重を「4.1 流動力の評価」に示す分布荷重の2倍程度と考えることによって、道示IV編に示される解析モデルで挙動をある程度は再現可能である.

4. 側方流動が生じる地盤における壁基礎に作用する流動力および抵抗メカニズム

# 4.1 流動力の評価

## 4. 1. 1 既往の流動力評価式

既往の研究¹⁾によると,表-4.1.1 に示す模型実験および実物試験結果の要約から,杭体深さ方向の曲 げモーメント分布に着目して図-4.1.1 に示す側方流動圧評価式が示されている.

$\wedge$			流	動 圧	測定值	直より	抵力	亢 側		
		モデル	形状	流動圧 係 数 作用 (α)	a モーメ ン ト	水 平 変 位	k值 (kg/cm)	E (kg∕cm²)	F値	備考
模型	(道公) 試験所	荷重	不等辺台 形 Pmax =α・ rH •B	平均 0.7 平均 2 D	あり )	くい頭 3.5 cm	0.048 (E _む より)	E ₅₀ = 0.143 (qu = 0.0215)	75 ₹ 28	報告書 S. 52.3 P. 255 くい32mm×3 mm×900 mm E = 21 × 10.6 kg/cm
実験	(建) 土木 研究所		三角形	1.0 —	あり	くい頭 9.7 cm	なし	$\begin{array}{l} {\rm E_{50}} = \\ 0.\ 86 \\ \thicksim \ 0.80 \\ ({\rm qu} = \\ 0.029) \end{array}$	60 \$ 20	報告書 S. 53.3
実物	東北道 夏川橋		三角形	1.0 2.5 D $p = \alpha \cdot \gamma H \cdot H$ $\Sigma \alpha = 1.0$ B:くい間隔 2.5 D	あり 3,	くい頭 5 mm (信頼 性なし)	原 0.2 モトして0.1 ~ ジ対 0.5 変対 0.5 と	E = 28 N =26.75	1. 9	報告書 S. 53.10 Ø 800 t=14, 12 H = 7.5 m
試験	北海道 岩見沢		三角形に 近い	0.8 1.51 pmax = 7.2 t / n $= \alpha 1.8 \times 5$ $\therefore \alpha = 0.8$ $\alpha' = 1.5$	) あり f )	地中部 最大約 6.0 cm	モーメ ントに 対して 0.2	$E_{50}$ (qu $\div 0.3$ )	1.4	<pre>\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$</pre>
	東名 歌 川		三角形	最大 1.0 2列×8t/r = $\alpha$ (2×6) × $\alpha$ '×0.6 $\alpha \alpha$ '=22	க்ற f	フレキ シブル チュー ブ 25(m)	原地盤 の qu から推 定	qu = 0.1 ∼0.2	20	

表-4.1.1 過去の測定および解析結果の一覧表2)



図-4.1.1 既往の流動力評価式²⁾

### 4. 1. 2 実験結果に基づく流動力評価式

実験結果の基礎背面ピーク荷重と既往評価式の比較結果を表-4.1.2 に示す.既往評価式では,流動力 を盛土荷重の80%としているが,実験結果では凡そ100%作用していることがわかる.また,同じ盛土 高で比べると, Case1~4 で大きな差は発生していない.したがって,基礎に作用する流動力は,軟弱 層厚や実験範囲内での基礎間隔(3.0~8.8mの範囲)等には影響されないと判断できる.

$\sim$	Case1	Case2		Cas	e3	Cas	e4	評価式による流動力※
	中基礎	端基礎	中基礎	端基礎	中基礎	端基礎	中基礎	0.8γ·Z (1.0γ·Z)
_ 盛土高1.0m	0.197	0. 248	0.198	0.243	0. 236	0. 272	0.398	0.144 (0.180)
盛土高2.0m	0.398	0. 472	0.436	0.386	0. 424	0. 413	0.436	0. 288 (0. 360)
盛土高3.0m	0.598	0.619	0. 592	0.564	0. 572	0. 687	0.730	0.432 (0.540)
	0. 778	0. 711	0. 702	0.698	0. 750	0. 861	0.925	0.576 (0.720)

表-4.1.2 基礎背面のピーク荷重と既往評価式の比較結果

 $\approx \gamma = 18.0 \text{kN/m}^3$ 

一方,流動力の分布は,図-4.1.2~図-4.1.5 に示すように,放物線分布を仮定すると実験結果に比較的 よく合っている.

以上より,基礎に作用する流動力の評価として,盛土荷重をピークにした放物線分布を提案する.























図-4.1.3(2) 基礎に作用する流動力の比較結果: Case2(中基礎)









盛土高 1.0m 10.0 背面土圧: Case3(中基礎) 盛土高=1.0m 0.0 ) ≠u−10.0 账 -20.0 ◆ 実験結果 - 既往評価式 案評価式 -30.0 -1.0 -0.5 0.0 0.5 -1.5 背面土圧(×10²kN/m²)









図-4.1.4(2) 基礎に作用する流動力の比較結果: Case3(中基礎)









盛土高 1.0m 10.0 背面土圧: Case4(中基礎) 盛土高=1.0m 0.0 ) ≠u−10.0 账 -20.0 ◆ 実験結果 - 既往評価式 案評価式 -30.0 -1.0 -0.5 0.0 0.5 -1.5 背面土圧(×10²kN/m²)









図-4.1.5(2) 基礎に作用する流動力の比較結果: Case4(中基礎)

## 4. 2 抵抗メカニズム

## 4. 2. 1 基礎背面抵抗

実験結果と三次元有限要素解析結果の基礎背面土圧分布の比較を図-4.2.1 に示す.基礎背面の土圧分 布は、実験と解析で比較的良く一致している.支持地盤では、基礎の倒れこみによって背面側に反力 (土圧)が発生しており、側方流動力に対して抵抗要素となっている.





### 4. 2. 2 基礎前面抵抗

実験結果と三次元有限要素解析結果の基礎前面土圧分布の比較を図-4.2.2 に示す.実験では,粘性土 部分で土圧が発生しており,流動化が生じる地盤においても荷重に抵抗している.一方,三次元有限要 素解析では,粘性土部分で土圧が殆ど発生しておらず荷重に抵抗していない.これは,実験と三次元有 限要素解析で,地盤と基礎の相対変位差に差が生じているためと推察される.解析においては,支持地 盤の極限支持力や前面および側面抵抗の上限値を含めて適切に評価することが重要である.





### 4. 2. 3 基礎側面抵抗

実験では、基礎側面抵抗に関する計測は出来なかったが、図-4.2.3 に示すように、三次元有限要素解 析では軟弱粘土が基礎背面から前面に流れており、基礎側面の抵抗は殆ど期待できないと推察される. このことは、「3.2 骨組構造解析」で示したように、基礎の側面抵抗を無視した場合の結果が実験 に近似していることからも窺える.



図-4.2.3 三次元有限要素

### 4.2.4 基礎間隔の影響

実験結果の基礎発生曲げモーメント分布を図-4.2.4 に示す.基礎が1枚の Casel がやや大きくなって いるものの,各盛土段階で基礎の発生する曲げモーメントに大きな差は生じていない.実験では,基礎 間隔が 3.0m~8.8m であったが,壁厚の 2.5 倍(=2.5×1.2m=3.0m)を確保すれば,流動荷重が基礎と基 礎の間をすり抜けると推察される.



図-4.2.4 基礎に発生する曲げモーメント分布

5. まとめ

5.1 本研究で得られた成果

本研究は、地中連続壁基礎を流動力と並行に壁状に配置する構造について、作用する側方流動力や側 方流動力に対する抵抗メカニズムの評価方法を明らかにすることを目的として遠心実験および有限要素 解析を実施するとともに、これらの実験・解析から得られた知見を踏まえ、設計法を検討したものであ る。

本研究で得られた主な成果は、下記の通りである.

- 遠心実験の結果より、側方流動力によって壁基礎に生じた変位は、地盤に生じた変位の1/100 以下であったことから、壁基礎は側方流動力に対する抵抗機構として有効に機能するものと考 えられる。
- 2) 遠心実験の結果より,壁基礎に作用する流動力は盛土の高さに依存する一方で,壁基礎の間隔 によって大きく異ならないことが分かった.流動力は,盛土高さが1m 程度までは逆三角形状 の分布,盛土高さが2m 以上になると半円形状の分布になることが分かった.
- 3) 二次元有限要素解析の結果,完全弾塑性モデルよりも,粘弾塑性モデルの方が実験値に近い結果が得られた.
- 4)遠心実験および粘弾塑性モデルを用いた三次元有限要素解析の結果より、壁基礎に作用する荷 重として、壁基礎背面に作用する側方流動力と、壁基礎間をすり抜ける地盤によるせん断力を 考慮する必要があることが分かった.三次元有限要素解析の結果、背面に作用する側方流動力 の大きさは、側面に作用するせん断力の1/3~1/2 程度であった.
- 5) 遠心実験の結果より、側方流動力に対する壁基礎の抵抗要素としては、前面の水平地盤抵抗と 基礎底面の鉛直地盤抵抗が期待できることが分かった.ただし、前面の地盤抵抗は、壁基礎全 長にわたって期待できるものではなく、軟弱層の下側の一部のみである.
- 6) 骨組構造解析の結果,壁基礎の挙動は、側方流動力を適切に評価することにより、道路橋示方 書に記載されている設計計算モデルによって評価できる可能性があることがわかった.
- 5.2 今後の課題

5.1に示したように、本研究によって壁基礎に作用する側方流動力やその抵抗特性についていくつ かの知見が得られたが、設計法を確立するためには、以下の課題が残されている.

- (1) 側方流動力の評価に関する課題
- 5.1 2)に示したように、背面に作用する側方流動力の深度方向分布形状は、盛土高さによって異なる.このため、盛土高さに応じて側方流動力の深度方向分布を適切に評価できるような評価式が必要である.
- 2) 三次元有限要素解析の結果より、周面に作用するせん断力が作用することが分かった一方で、 背面の鉛直方向、側面に作用するせん断力について、条件の違いを考慮した定量的な評価方法

が必要である.

(2) 地盤抵抗力の評価に関する課題

- 1)壁基礎前面の地盤抵抗について、遠心実験においては部分的に有意な値が計測され、抵抗要素 として機能していることが分かった.しかし、三次元有限要素解析では基礎前面に地盤抵抗が 発揮されないという結果になった.これは、壁基礎と壁基礎前面の地盤の相対水平変位(地盤 の水平変位-壁基礎の水平変位)を過大評価したことによるものと考えられ、解析モデルの改 善が望まれる.
- 2)遠心実験の結果より、壁基礎前面の地盤抵抗の深度方向分布は深度に比例して大きくなる傾向 が見られた.しかし、基礎前面の地盤抵抗を考慮した骨組構造解析の結果は、深度に比例して 減少する結果となった.これは、基礎前面の地盤と壁基礎の相対変位の深度方向分布を適切に 考慮できなかったためであると考えられる.すなわち、遠心実験で計測された壁基礎前面の地 盤反力度分布より、壁基礎と壁基礎前面の地盤の相対水平変位は、深い位置では反力が生じて いることから壁基礎と地盤が接していると考えられる一方で浅い位置では地盤の変位のほうが 大きいが、骨組構造解析においては壁基礎全長にわたって地盤に接しているとしたため、回転 が卓越する壁基礎頭部の地盤反力度が大きくなったと考えられる.壁基礎前面の地盤抵抗を適 切に評価するためには、前面の地盤と壁基礎の相対変位を適切に評価する必要がある.
- 3)前面の地盤と壁基礎の相対変位は、三次元有限要素解析モデルにより評価することができると 考えられる.しかし、三次元有限要素解析には1)に示したような課題がある.また、設計実 務において三次元有限要素解析を実施するのは煩雑であり、最終的には骨組構造解析程度の計 算で評価できるようにする必要がある.今後、実験的知見の蓄積とそれを踏まえた精度の良い 解析モデルを開発し、開発したモデルを用いたパラメトリック解析等を踏まえ、地盤抵抗や基 礎の挙動の簡便な評価方法を提案することが望まれる.

参考文献

共同研究報告書 Cooperative Research Report of PWRI No.479 March 2016

編集·発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754