

水平力を受ける建物基礎根入れ部と地盤間の  
摩擦抵抗に関する研究

渡邊 徹

広島大学大学院国際協力研究科博士論文

2007年9月

## 論文要旨

建築基礎構造の設計は、日本建築学会において限界状態設計法を指向した設計指針が提示されるなど、性能規定型設計あるいは限界状態設計法へ移行する段階にある。基礎の限界状態に関連する問題のうち、特に重要となるのは、地震時における杭を含めた基礎の保有耐力の問題であると考えられる。建物に地下室などの根入れ部がある場合、水平力に対して大きな抵抗が期待できるが、現状では主に受働側の土圧を考慮しているにすぎず、地下壁側面と地盤などの摩擦抵抗については十分に考慮された設計が行われているとは言い難い。

本論文は、根入れ部を有する建物基礎の限界状態を考慮する上で重要となる、地盤と基礎の摩擦抵抗に着目し、この抵抗を含めた基礎の水平挙動の評価方法を提案するものである。論文ではまず、研究例の少ない地盤と基礎根入れ部の摩擦抵抗性状に関して実験的に明らかにするため、遠心模型実験や原位置実験を行い、その挙動が一次の双曲線関数で評価できることを示している。ついで、地盤の抵抗を集中ばねでモデル化し、地盤ばねの非線形性を双曲線関数により規定した解析モデルを提案し、同関数の初期勾配を弾性論に基づいて決定する手法を示している。そして、模型実験や建物根入れ部を模擬した既存ケースンによる実験結果との比較を行い、提案手法の妥当性を明らかにしている。

本論文は6章から構成されており、その概要は以下の通りである。

第1章 「序論」では、地下室などの根入れ部を有する建物基礎の水平抵抗に関する既往の研究内容を示し、本論文の位置づけ、本論文の目的や構成を明らかにした。

第2章 「根入れ部側面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験」では、水平力を受ける地下壁側面と地盤との摩擦抵抗性状を把握する目的で行った遠心模型実験の内容を示した。実験では、根入れ側面部を模擬した壁要素模型を乾燥砂地盤中に設置し、模型に遠心力を付与した状態で静止状態から地下壁が水平に変位した場合の摩擦力を測定した。実験結果を分析し、壁の表面粗さや地盤の相対密度が摩擦抵抗性状に与える影響などについて考察した。

第3章 「根入れ部底面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験」では、基礎底面部と地盤との摩擦抵抗を遠心模型実験及び原位置小型模型実験により測定した内容を示した。いずれの実験ともに、直接基礎模型と直接基礎に杭基礎を併用したパイルド・ラフト基礎模型を用いて終局状態に至るまで水平載荷を行っており、両者の

比較から基礎直下に伝達される鉛直応力が異なる場合の摩擦抵抗性状について検討した。

第4章 「既存ケーソンを用いた原位置水平載荷実験」では、建物根入れ部と同様に躯体剛性の高い既存ケーソン基礎を用いた水平載荷実験を行い、ケーソンの受働抵抗力や側面摩擦力を測定した。実験では、現状地盤の状態で通常に載荷する試験体に加え、側面摩擦力を測定するために既存ケーソンの前背面の地盤抵抗を出来るだけ除去して側面摩擦要素を抽出した試験体に対して静的な水平載荷を行った。両者の実験結果を比較検討し、受働抵抗や側面摩擦の抵抗性状について考察した結果を述べた。

第5章 「根入れを有する建物基礎の水平挙動に関する解析モデルの提案」では、根入れ部の抵抗要素の非線形挙動を考慮した解析モデルを提案した。解析法には、各地盤抵抗を集中ばねでモデル化した実用的な手法を適用し、地盤ばねの非線形性は、実験結果を基に構築した1次の双曲線関数で規定した。双曲線関数を特性づける極限抵抗値と初期勾配について、前者は地盤のせん断強度から、後者は弾性論に基づき地盤の初期せん断弾性係数から求める方法を示した。第3章及び第4章の実験結果に対して提案する解析モデルを用いた解析を行い、解析モデルの妥当性を明らかにした。

第6章 「結論」では、本研究を通して得られた結果や知見を総括して示した。

# 水平力を受ける建物基礎根入れ部と地盤間の摩擦抵抗に関する研究

## 目 次

### 論 文 要 旨

第1章 序 論 .....	1
1.1. まえがき .....	1
1.2. 既往の研究 .....	2
1.2.1 建物基礎根入れ部の水平抵抗に関する研究 .....	3
1.2.2 基礎構造と地盤の摩擦力に関する研究 .....	8
1.3. 本研究の目的 .....	10
1.4. 本論文の構成と内容 .....	12
参考文献 .....	13
第2章 根入れ部側面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験 .....	17
2.1. まえがき .....	17
2.2. 遠心模型実験について .....	17
2.2.1 遠心模型実験の原理 .....	17
2.2.2 遠心力載荷装置 .....	18
2.3. 実験の概要 .....	20
2.3.1 遠心模型と実験装置 .....	20
2.3.2 実験ケース .....	25
2.4. 実験結果 .....	26
2.4.1 土圧分布及び土圧の変動 .....	26
2.4.2 摩擦力～水平変位量関係 .....	28
2.4.3 摩擦応力度～水平変位量関係 .....	30
2.4.4 摩擦応力度の深度分布 .....	30
2.5. 実験結果の考察 .....	33
2.5.1 地下壁表面の表面粗さと最大摩擦力の関係 .....	33
2.5.2 摩擦応力度～水平変位量関係における初期勾配 .....	35
2.5.3 摩擦力～水平変位量関係のモデル化 .....	36
2.5.4 土質試験結果に基づく摩擦力～水平変位量関係の推定 .....	40
2.6. まとめ .....	44
参考文献 .....	45

第3章	根入れ部底面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験	46
3.1.	まえがき	46
3.2.	遠心模型実験	46
3.2.1	実験の概要	46
	(1)遠心模型と実験装置	46
	(2)実験ケース	51
	(3)実験手順	54
3.2.2	実験結果とその考察	55
	(1)直接基礎単体の水平挙動	55
	(2)パイルド・ラフト基礎の水平挙動	57
3.3.	小型模型を用いた原位置実験	61
3.3.1	実験の概要	61
	(1)試験体	61
	(2)載荷方法	65
	(3)測定項目と測定方法	68
	(4)地盤の概要	70
3.3.2	実験結果	71
	(1)水平荷重～水平変位量関係	71
	(2)基礎下部地盤の変位挙動	74
	(3)基礎端部の鉛直変位量～水平変位量関係	76
	(4)杭の断面力	78
	(5)基礎底面の接地圧	80
3.3.3	実験結果の考察	81
	(1)小変形時の挙動	81
	(2)大変形時の挙動	84
3.4.	まとめ	87
	参考文献	88
第4章	既存ケーソンを用いた原位置水平載荷実験	89
4.1.	まえがき	89
4.2.	実験の概要	89
4.2.1	試験体	89
4.2.2	地盤状況	94
4.2.3	載荷方法	95
4.2.4	測定項目と測定位置	97

4.3.	実験結果とその考察	99
4.3.1	水平荷重～水平変位量関係	99
4.3.2	ケーソン躯体の水平変位量分布	102
4.3.3	周辺地盤の地表面の水平変位量分布	104
4.3.4	荷重分担性状	107
4.4.	まとめ	110
	参考文献	111
第5章	根入れを有する建物基礎の水平挙動に関する解析モデルの提案	112
5.1.	まえがき	112
5.2.	解析法の概要	112
5.3.	地盤ばねの非線形性の評価	113
5.3.1	側面摩擦	113
5.3.2	受働抵抗と底面摩擦	115
5.4.	解析モデル定数の設定方法に関する提案	116
5.4.1	側面摩擦要素の初期ばね定数	116
5.4.2	受働抵抗及び底面摩擦要素の初期ばね定数	120
5.5.	底面摩擦に関する模型実験との比較	121
5.5.1	遠心模型実験との比較	121
5.5.2	原位置小型模型実験との比較	125
5.6.	既存ケーソンの水平載荷実験との比較	127
5.6.1	解析モデル	127
5.6.2	解析定数の設定	129
5.6.3	解析結果	131
5.7.	まとめ	135
	参考文献	136
第6章	結論	138
	本論文に使用した記号の説明	142
	本研究に関連して発表した論文	144
	謝辞	147

# 第1章 序 論

## 1.1. まえがき

建築基礎構造（基礎と呼称）の設計は，日本建築学会において限界状態設計法を指向した設計指針<sup>1.1)</sup>が提示されるなど，従来の許容応力度設計法から性能規定型設計あるいは限界状態設計法へ移行する段階にある．性能規定型の設計では，想定した要求性能レベル（例えば，使用限界状態，損傷限界状態，終局限界状態など）に応じて，基礎の性能が確保されていることを検討する必要がある．したがって，許容応力度設計で行われてきた力の釣り合いだけから設計することは困難であり，想定される外力に対して基礎に発生する変形を考慮した検討が必要となる．建物に地震力などの水平力が作用する場合には，基礎に発生する水平変位量について地盤の非線形性を考慮した予測を行うことが重要となる．

水平力を受ける建物基礎の挙動予測手法については，杭基礎では多数の研究結果を基に具体的な評価手法が建築基礎構造設計指針<sup>1.1)</sup>で示されるなど，既に設計に反映される段階にある．一方，地下室など建物が地中に根入れされている場合の水平抵抗については十分研究が行われているとはいえず，実務的な予測手法が提案されているとは言い難い．周辺地盤が液状化する場合などを除き<sup>例えば 1.2)</sup>，建物根入れ部には大きな水平抵抗が期待できることから，基礎全体の水平抵抗を評価する上で，根入れ部の抵抗性状を正確に予測することが重要と考えられる．

建物根入れ部の水平抵抗要素の一例を基礎形式毎に図 1.1 に模式的に示した．根入れ部がある場合，各基礎形式の主要な抵抗要素（底面摩擦抵抗や杭の抵抗）に加え，加力方向前面の受働抵抗，側面の側面摩擦抵抗などが抵抗要素として考えられる．これら根入れ部分の抵抗の実務的な評価方法としては，文献 1.3)が知られている．同文献では根入れ部前面の受働抵抗を地盤の弾性ばねにより，側面摩擦抵抗をバイリニア型の非線形ばねにより仮定した解析モデルを用い，受働抵抗と側面摩擦抵抗の分担に関して，建物や地盤条件をパラメータにした検討が行われている．その結果，受働抵抗と側面摩擦抵抗の分担率が根入れ長さや建物規模（水平力の大きさ）によって変化すること，側面摩擦抵抗の分担率が比較的大きいことなどが示されている．しかし，実験などによる検証が十分行われておらず，仮定した地盤ばねの妥当性が十分明らかとなっているとは言い難い．最近の研究から，根入れ部の受働抵抗に関する評価法が提案されつつある<sup>1.4), 1.5)</sup>が，側面摩擦抵抗を含めた根入れ部全体の非線形水平挙動を評価する実務的な手法が確立されているとは言い難い．特に基礎と地盤の摩擦抵抗性状については，未だ明らかになっていない．

これらの状況に鑑み，本論文は，根入れを有する建物基礎の水平挙動を評価する上で重要となる基礎と地盤の摩擦抵抗に着目し，この抵抗を含めた基礎の水平挙動の評価方法を提案するものである．論文ではまず，研究例の少ない地盤と地下壁や基礎底面との摩擦抵

抗性状に関して実験的に明らかにするため、遠心模型実験や原位置実験を行い、その挙動を一次の双曲線関数で評価できることを示している。ついで、地盤の抵抗を集中ばねでモデル化し、地盤ばねの非線形性を双曲線関数により規定した評価法を提案し、同関数の初期勾配を弾性論に基づいて決定する手法を示している。そして、小型模型や建物根入れ部を模擬した既存ケーソンによる実験結果との比較を行い、提案手法の妥当性を明らかにしている。

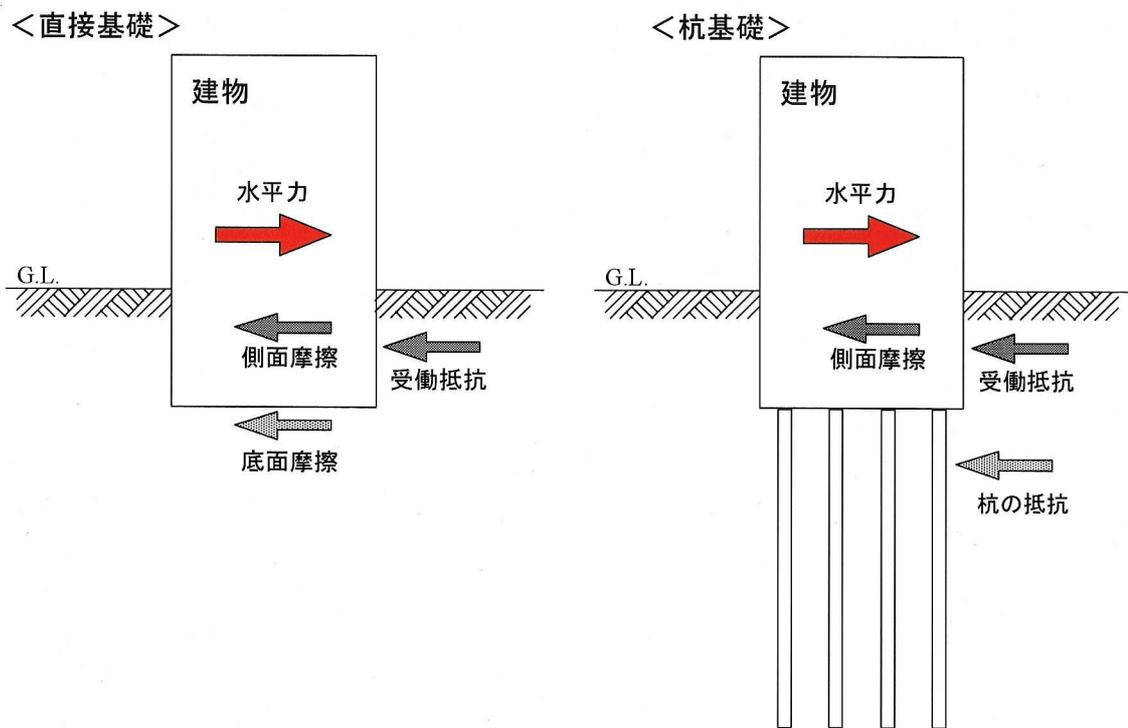


図 1.1 建物の根入れ部の抵抗に関する模式図

## 1.2. 既往の研究

建物基礎根入れ部の水平抵抗に関する研究は、主に杭基礎建物を対象として、根入れ部の抵抗を考慮した結果、杭への作用地震荷重がどの程度低減されるかという観点で静的及び動的な問題について実施されてきた。これらの研究のうち主に静的荷重の検討結果を基に中小地震動を対象とした入力低減式が文献 1.3)で提案され、実務設計で用いられている。また動的な地震動を考慮した研究からは、建物及び地盤条件によっては根入れ部が地震時に抵抗要素とならない場合があることなどが報告されている。

根入れ部の水平抵抗要素には、前述の通り、受働抵抗、側面や底面の摩擦抵抗などが考えられる。既往の解析的な検討では、摩擦抵抗が比較的多くの荷重を分担することなどが示されている。しかしながら、これらの研究における摩擦抵抗の解析モデルは、変形を考

慮せずに摩擦力を一定値で与えたり，場所打ち杭と同様の関係を適用したりと曖昧な根拠に基づいたものとなっている。これは，実験時に摩擦力の測定が困難なこともあり，根入れ部の摩擦力～水平変位量に関する実測データが少ないことに起因していると考えられる。

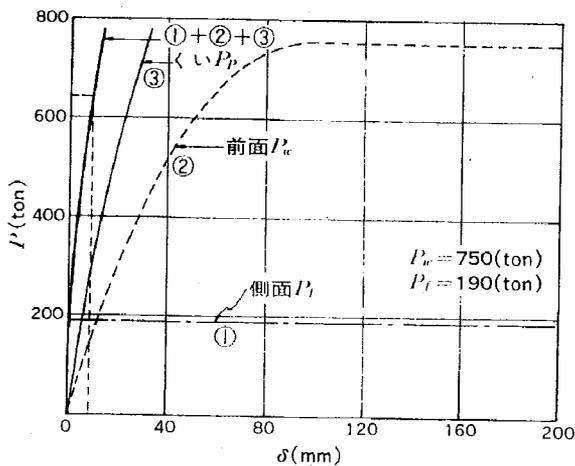
以下には，まず根入れ部の水平抵抗に関する研究について紹介し，ついで本研究で着目する基礎と地盤の摩擦について既往の研究を概観する。なお摩擦抵抗については，根入れ部の摩擦抵抗を直接取り扱った研究が少ないことから，これに準じる研究として地中連続壁や壁杭などの原位置水平載荷試験及び単純せん断試験装置を用いた室内要素実験の結果について紹介する。

### 1.2.1 建物基礎根入れ部の水平抵抗に関する研究

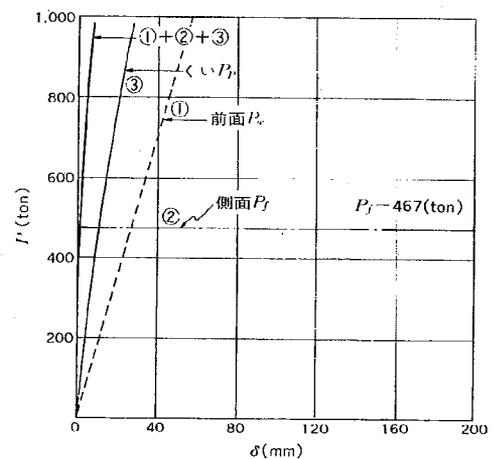
基礎根入れ部の水平抵抗の研究は，上部構造の慣性力を対象とした静的な水平力に関する研究と，動的な地盤震動による建物と地盤の動的相互作用に関する研究に大別される。

静的な水平力に関する研究では，主に根入れ部を有する杭基礎を対象として，根入れ部と杭の水平力の分担に関する具体的な算定法が，岸田ら<sup>1.6)</sup>，建築センター指針<sup>1.3)</sup>，<sup>1.7)</sup>，酒井ら<sup>1.8)</sup>などによって提案されている。

岸田ら<sup>1.6)</sup>の研究では，根入れ部の抵抗を考慮した杭の水平抵抗の計算手法が提案され，杭および受働抵抗に関して実験値との比較から提案手法の妥当性が確認されている。建物と地盤条件をパラメータとした数値解析から，根入れ部分の受働土圧が完全に発揮されるには大きな水平変位量が必要となり相対的に側面摩擦の分担が大きくなること，杭に相当の水平荷重が伝達されることが示されている（図 1.2 参照）。根入れ部の抵抗は，前面の受働抵抗と側面摩擦抵抗が考慮され，底面部は地盤との間に隙間が生じる可能性があることから考慮されていない。受働抵抗は弾性論に基づく弾性勾配をもつバイリニア型の地盤ばねが設定され，側面摩擦については変位によらず一定値とするモデルが用いられている。杭については「エネルギー法」と呼ばれる非線形解析法によりその挙動が評価されている。



(a)地上5階地下1階



(b)地上11階地下1階

図 1.2 各抵抗要素の水平荷重  $P$ ～水平変位量  $\delta$  関係の試算結果例 (砂質土)

建築センター指針<sup>1.3), 1.7)</sup>においても、岸田らと同様の手法により、根入れ部と杭との分担が評価されている。同指針では受働抵抗は弾性論に基づく線形ばね、側面摩擦抵抗は1cmで最大値に達するバイリニア型の地盤ばね特性が与えられている。側面摩擦抵抗の最大値は既往の推定評価式の8割に設定されているが、これは地震力の方向によっては両側側面が有効に作用しない可能性があることを考慮したものとされている。このモデルを用いて建物と地盤の条件を図1.3に示すように設定しパラメトリックな検討が行われている。図1.3はその一例を示したものであるが、側面摩擦抵抗の分担(△印)は総じて受働抵抗より大きくなっていることを確認できる。これらの試算結果をもとに、根入れ部分の地震力負担率 $\alpha$ の評価式が提案されている(図1.4参照)。同評価式は単位が合っておらず物理的な意味合いが明確でないことや、平面形状によってはばらつきが大きいこと、実験などの比較が十分行われていないことなど不十分な点もあるが、岸田ら<sup>1.6)</sup>の検討結果に比較して根入れ部の抵抗を小さめに評価すること(杭の設計にとって安全側)や取り扱いが簡便なこともあり、中小地震動時の検討式として設計実務で用いられるに至っている。

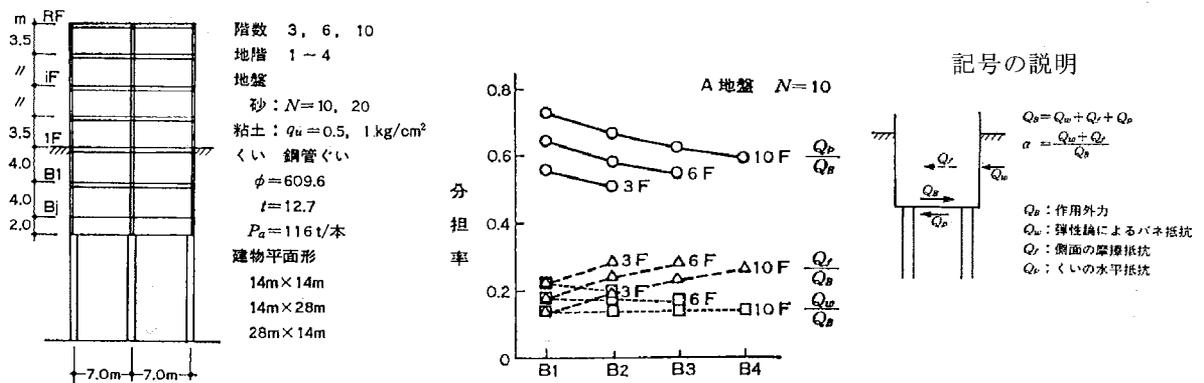


図 1.3 試算建物の条件と試算結果の一例 (平面 14m×14m)

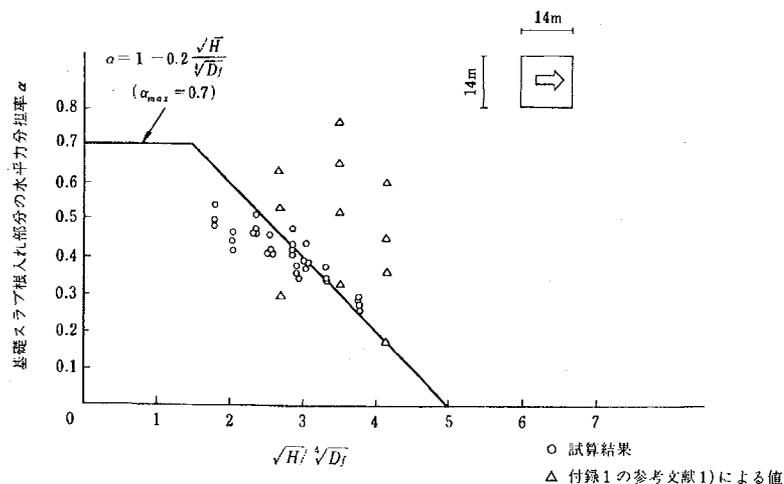


図 1.4 根入れ部の水平力分担率 $\alpha$

酒井ら<sup>1.8)</sup>は、受働抵抗及び側面摩擦に双方に非線形性を考慮した根入れ抵抗の評価モデルを提案している。受働抵抗は非線形有限要素法による検討結果を、側面摩擦には場所打ち杭の載荷試験から得られた関係を適用して指数関数により非線形性が考慮されている。この手法は、文献<sup>1.9)</sup>の算定例で適用されており、図 1.5 に示すような試算結果が示されている。前述の事例と同様に側面摩擦抵抗の分担率が比較的大きいことが示されている。

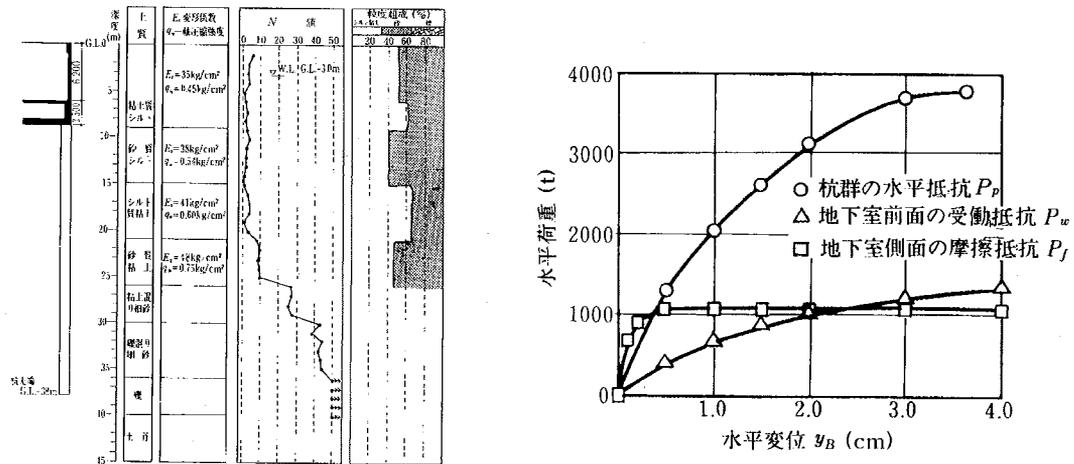


図 1.5 試算検討モデルと各抵抗要素の分担荷重の変化

以上に示したように、根入れ部の受働抵抗及び側面摩擦抵抗に関する解析モデルは定まったものが示されていない。最近の研究から、受働抵抗に関しては、社本ら<sup>1.5), 1.10), 1.11)</sup>によって主働状態から受働状態に至る過程の土圧の発揮性状を表現可能な手法が提案され、その妥当性が時松ら<sup>1.4)</sup>によって示されるなどの進展がみられる。一方、側面摩擦については、田村ら<sup>1.12), 1.13)</sup>、Gadre<sup>1.14)</sup>らより乾燥砂を用いた遠心模型実験事例が報告されているが、全体に実測データの蓄積が少なく、摩擦力～水平変位量関係に関する解析モデルが提案されるに至っていない。

Gazetas<sup>1.15)</sup>らは、根入れ部の水平剛性を簡便に求める算定式を提案している（図 1.6 参照）。境界要素法を用いた多数の数値解析結果を整理し、根入れ部の水平剛性、回転剛性に関する算定式が求められている。この算定式の特徴として、弾性地盤を前提とした評価式であること、底面摩擦剛性は個別に算定可能であるが受働抵抗及び側面摩擦抵抗については一体の剛性として評価されていることなどが挙げられる。

土木分野では、建物根入れ部と同様に矩形形状を有するケーソンや地中連続壁の設計において、受働抵抗や側面摩擦抵抗の解析モデルが提案されている。代表的なものに道路橋示方書<sup>1.16)</sup>があり、図 1.7 に示す解析モデルが提示されている。同解析モデルでは、各地盤ばねの非線形特性はすべてバイリニア型で与えられている。側面摩擦抵抗については、前面の地盤ばねの地盤反力係数をもとにケーソンの幅や奥行きを考慮した係数を乗じて算定する式が提案されている。

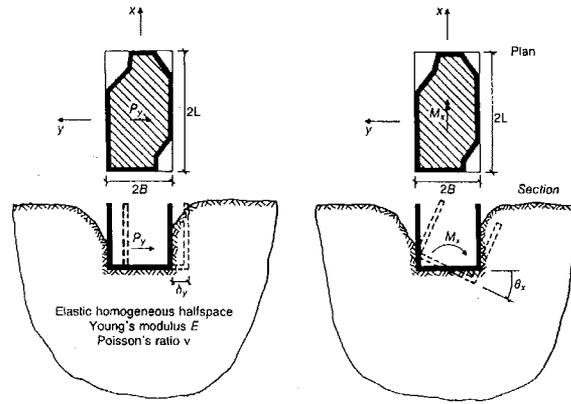


図 1.6 水平剛性の検討模式図

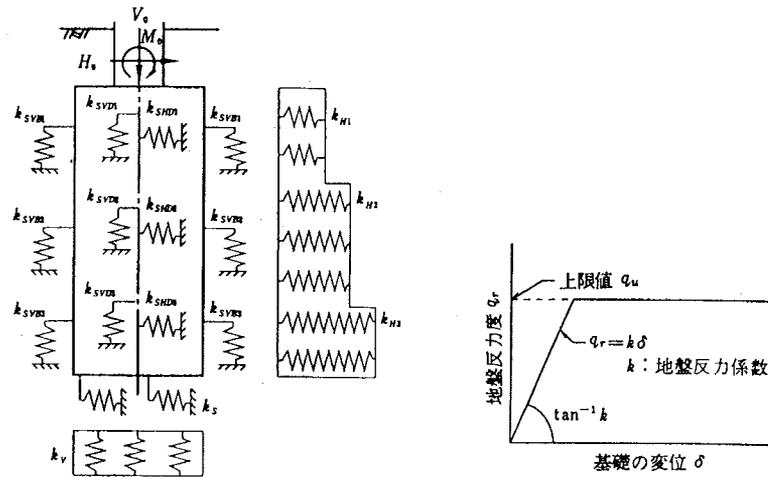


図 1.7 ケーソンの設計モデル

地震時土圧などの動的な挙動に関して、実験的な研究<sup>例えば 1.17)-1.20)</sup>、解析的な研究<sup>例えば 1.21)-1.29)</sup>、液状化地盤を対象とした研究<sup>1.2), 1.4)</sup>などの研究が報告されている。これは、根入れ部の挙動について単純に上部構造の慣性力としてのみでは扱えないのではないかとことや、地震時の地盤変位により地盤が根入れ部を押して杭への入力を増大させるのではないかという視点で行われているものが多い。

実験的な検討では、実建物における地震時の壁面土圧の観測事例<sup>1.20)</sup>も報告されているが、模型実験によるものが多い。模型実験では、図 1.8 に示すような振動台を用いた 1g 場での実験<sup>1.2)</sup>が多く、模型地盤材には豊浦砂などの土材料やシリコン等が用いられている。

解析的な検討では、質点と地盤ばねに集約した比較的簡便なモデル<sup>例えば 1.24), 1.26), 1.28)</sup>から、2次元有限要素法<sup>例えば 1.21), 1.23), 1.27)</sup>、3次元薄層法<sup>例えば 1.22)</sup>及び3次元有限要素法<sup>例えば 1.29)</sup>によるものまで様々な手法により検討が行われている。図 1.9 は2次元有限要素法の解析モデルの一例<sup>1.23)</sup>であるが、非線形性を考慮した検討は、簡便なモデルや2次元有限要素法などで比較的多く行われている。根入れ部分の解析モデルに着目すると、根入れ部の各抵

抗要素をまとめて基礎底面位置に集約した地盤ばねが用いられたり、2次元有限要素法において底面と受働抵抗のみが考慮されたりと、この部分の取り扱いは様々である。

これらの研究から、長周期建物では杭頭水平力が上部構造物の慣性力に対して減少すること、短周期建物では根入れに伴う杭頭水平力の低減効果が少ないこと等が報告されている(図 1.10 参照)。また、基礎底面の接地の有無によって杭の応答性状が変化すること、地震時に地盤が液状化し液状化層の上に非液状化層がある場合には、根入れ部への入力が大きくなることなども指摘されている。文献<sup>1.30)</sup>では、一般的な建物では地下室がある方が杭に有利に働くが、地下室があることによって結果的に杭が短杭になる場合や地下室がかなり深く周囲の地盤が軟弱である場合には不利になることなどが指摘されている。

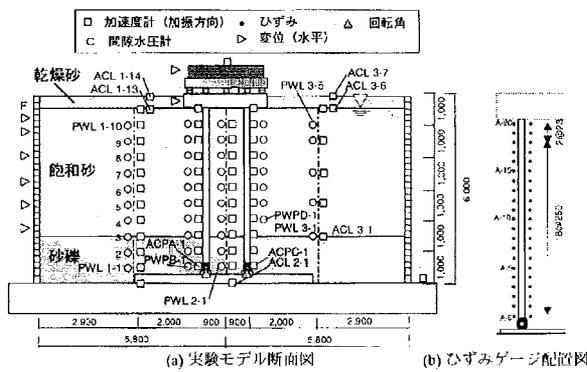


図 1.8 大型せん断土槽を用いた実験

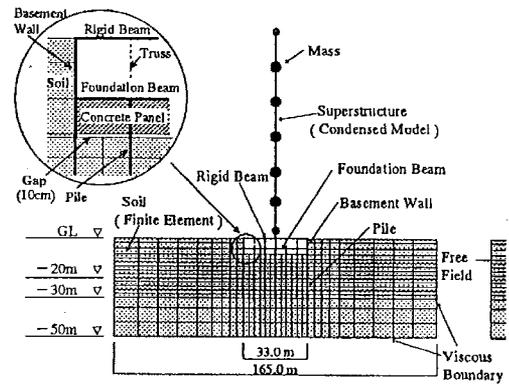


図 1.9 2次元有限要素法による解析モデル

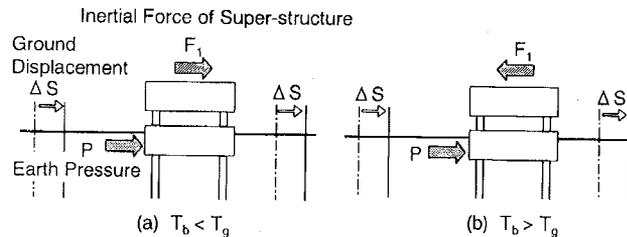


図 1.10 根入れ部の土圧と上部構造物慣性力の関係

### 1.2.2 基礎構造と地盤の摩擦力に関する研究

本研究では、水平力を受ける基礎根入れ部と地盤の摩擦抵抗に着目しているが、この分野に関する研究が少ないことから、これに準じる研究として、室内の単純せん断試験による研究及び、地中連続壁や壁杭などの原位置水平載荷試験について概観する。

Uesugi らは、図 1.11 に示すような単純せん断型の試験装置を用いて要素試験を実施することにより、構造材料（コンクリート及び鋼材）と乾燥砂との摩擦特性について明らかにしている<sup>例えば 1.31)-1.33)</sup>。実験装置は、図に示すように砂のせん断変形量と砂と構造材とのすべり量を個別に測定できるような仕組みになっている。一連の研究から、構造材料の表面粗さと砂の粒径と形状が摩擦係数の決定要因となっていること、摩擦面に接する砂のせん断強さが摩擦係数の上限になっていることなどが示されている。摩擦係数と表面粗さの関係については、一例として図 1.12 のような関係が報告されている。加藤らも、Uesugi らと同様の仕組みでやや大きい寸法の実験装置を用いて、湿潤砂を含めた摩擦実験を行っている<sup>例えば 1.34)</sup>。実験により Uesugi らと同様の挙動性状を確認するとともに、せん断応力度／垂直応力度～変位量関係（図 1.13 参照）が双曲線関数で近似できること、その初期勾配は相対密度が高いほど大きいこと、湿潤砂の初期勾配は乾燥砂のそれ比べて大きいことなどが示されている。

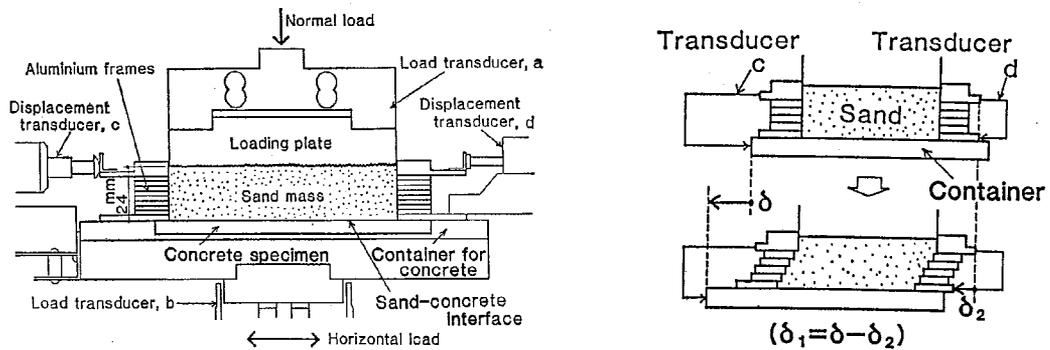


図 1.11 摩擦測定のための実験装置

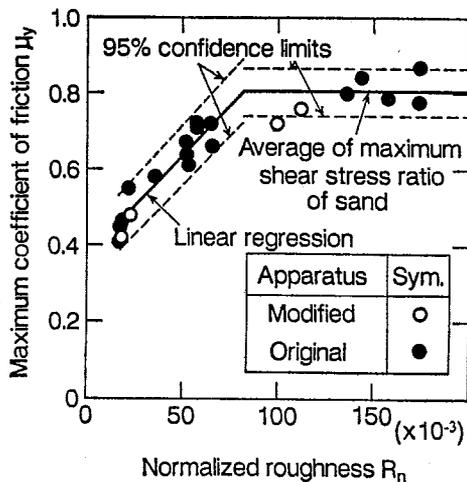


図 1.12 最大摩擦係数と表面粗さの関係

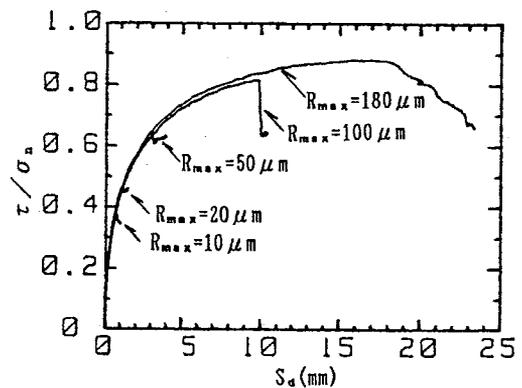


図 1.13 実験結果の一例

原位置において水平力を受ける基礎構造と地盤との摩擦力を測定した事例に壁杭や地中連続壁基礎の水平載荷実験がある(例えば 1.35)-1.39)。図 1.14 及び図 1.15 はその一例を示したものである。実験結果から、摩擦力が地盤抵抗の主体で躯体剛性の大きい面内方向の水平抵抗力が面外方向の水平抵抗に比較して大きい値を示すことなどが報告されている。これらの載荷実験では地盤をばねでモデル化した解析的な検討が加えられており、壁杭の挙動が受働抵抗と側面摩擦抵抗の和で説明できることなどが示されている。地盤ばねのモデル化に着目すると、文献 1.36)では受働抵抗には非線形有限要素法による結果を、側面摩擦には場所打ち杭の載荷試験に基づいて指数関数をばね特性に適用することにより地盤の非線形性が考慮されている。文献 1.37)-1.39)では地盤ばねはバイリニア型でモデル化され、受働地盤ばねの弾性勾配と側面地盤ばねそのの比率が概ね図 1.16 となることなどが報告されている。

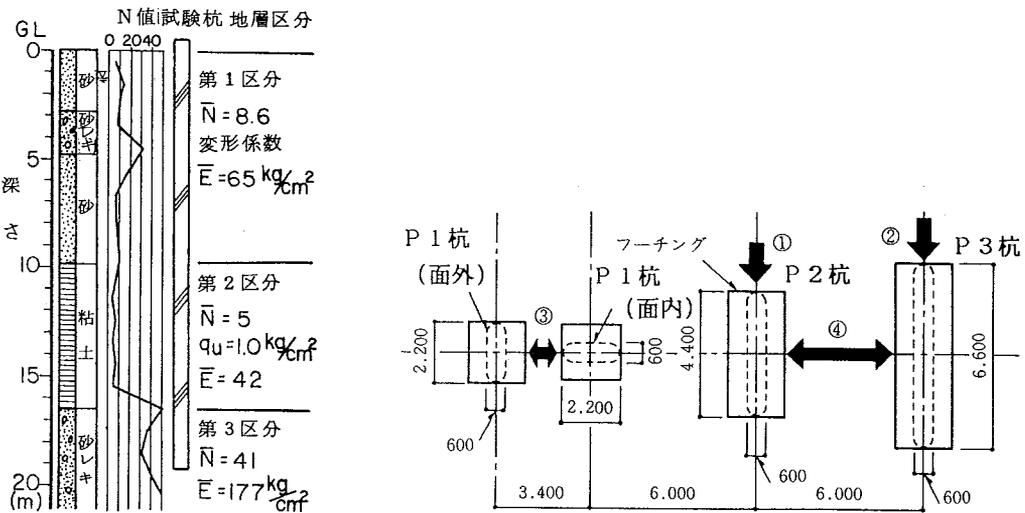


図 1.14 壁杭の実大水平載荷実験

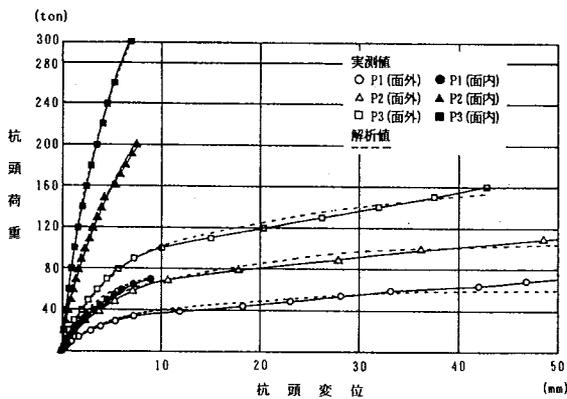


図 1.15 水平荷重～水平変位量関係の一例

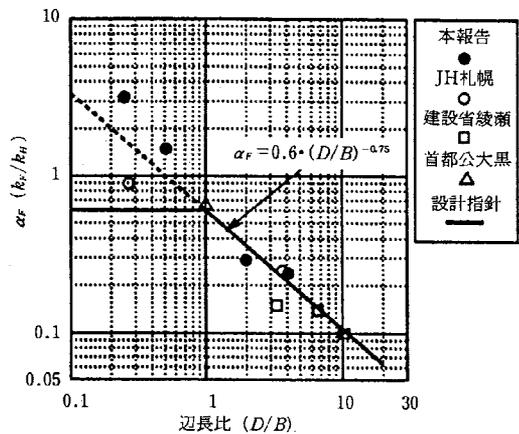


図 1.16 前面と側面地盤ばねの比率

### 1.3. 本研究の目的

建物に地下室などの根入れ部がある場合、根入れ部には地震荷重などの水平荷重に対して大きな抵抗が期待できるが、現状では主に受働側の土圧を考慮しているにすぎず、地下側壁側面と地盤との摩擦抵抗などは積極的に設計に考慮されているとは言い難い。側面摩擦抵抗の大きさが受働抵抗のそれに比較して小さいと考えられていることや、水平力を受ける地下側壁の摩擦抵抗性状が十分明らかにされていないことなどが理由として考えられる。しかし、受働抵抗が完全に発揮されるためには、通常の設計で想定する水平変位量に比較して大きな変位量を要するため<sup>例えば 1.3),1.6),1.8)</sup>、現実には全体抵抗に対して側面摩擦抵抗などの要素が分担する割合が大きいと推察され、その評価が重要であると考えられる。

基礎の設計は、従来の許容応力度設計法から外力に対して発生する変形を考慮した性能規定型の設計法へ移行する段階にある。根入れ部を有する建物が水平力を受ける場合には、根入れ部の抵抗を適切に評価することが基礎全体の水平挙動を予測する上で重要となる。しかしながら、根入れ部全体の非線形水平挙動を評価する実務的な手法が確立されているとは言い難い。特に基礎と地盤の摩擦抵抗性状に関する研究例は殆ど報告されておらず、その性状について未だ明らかになっていないといえない。

本研究では、根入れ部を有する建物基礎の水平挙動を評価する上で重要となる、基礎と地盤の摩擦抵抗について実験を通じて把握することを第1の目的とした。実験では、まず摩擦抵抗に関連する地下側面及び基礎底面の各要素の抵抗性状について、模型実験により個別に挙動性状を把握することとした。模型実験では、縮尺模型においても実物と同様の地盤の応力状態を再現可能な遠心模型実験を主体とし、静的な水平載荷を実施した。つぎに、建物根入れ部を模擬した既存ケーソンによる原位置水平載荷実験により、側面摩擦ならびに全体抵抗に関する挙動性状を把握するとともに、基礎の摩擦力～水平変位量関係を表現する解析モデルを提案する。

本研究の第2の目的は、根入れ部の水平抵抗を考慮した建物基礎の水平荷重～水平変位量関係の予測手法を提案することである。評価手法は実務設計で用いられることの多い地盤を集中ばねで構造体を梁要素などでモデル化する手法を用いるものとし、地盤ばねの非線形性は提案する双曲線関数で評価する。論文では非線形地盤ばねの入力定数の決定方法について提案し、模型実験や既存ケーソンによる実験結果との比較を通じて提案手法の適用性について検討する。

以上に示すように、本研究では建物基礎根入れ部と地盤との摩擦抵抗を研究対象とした。一般に摩擦とは「接触している2物体が相対的に運動し、または運動し始めるとき、その接触面で運動を妨げようとする向きに力の働く現象、またはその力」とされている<sup>例えば 1.40)</sup>。一方、基礎構造－地盤間の摩擦については、本研究や既往の研究<sup>例えば 1.31)-1.34)</sup>などから、摩擦抵抗の発揮性状が基礎表面の粗さによって異なることが明らかとなっており、基礎の表

面が滑らかな場合には基礎表面の境界部で生じる摩擦抵抗により、粗い場合には基礎表面の近傍地盤のせん断抵抗により抵抗の大きさが決まることが確認されている。建築基礎構造の分野では、基礎表面の境界部に生じる摩擦抵抗及び近傍地盤内で生じるせん断抵抗を区別することなく慣用的に摩擦抵抗と呼称しており<sup>例えば 1.41), 1.42)</sup>、本論文においてもこれに準拠して摩擦抵抗という表現を適用することとした。

本研究では水平力を受ける基礎根入れ部の摩擦力～変位量関係の骨格曲線をモデル化することを主要な目的としている。そして、骨格曲線を求める手法として4種類の静的な水平載荷実験を行った。地震時などの動的な荷重下での摩擦力～変位量関係については、本研究で得られた骨格曲線を基に、地盤条件に応じた動的な時間効果を考慮して評価する手法が考えられるが、その具体的な評価方法については、別途の実験的な研究が必要であると判断され、本研究の対象外とする。

#### 1.4. 本論文の構成と内容

本論文は6章から構成されており、その概要は以下の通りである。

第1章 「序論」では、地下室などの根入れ部を有する建物基礎の水平抵抗に関する既往の研究内容を示し、本論文の位置づけ、本論文の目的や構成を明らかにした。

第2章 「根入れ部側面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験」では、水平力を受ける地下壁側面と地盤との摩擦抵抗性状を把握する目的で行った遠心模型実験の内容を示した。実験では、根入れ側面部を模擬した壁要素模型を乾燥砂地盤中に設置し、模型に遠心力を付与した状態で静止状態から地下壁が水平に変位した場合の摩擦力を測定した。実験結果を分析し、壁の表面粗さや地盤の相対密度が摩擦抵抗性状に与える影響などについて考察した。

第3章 「根入れ部底面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験」では、基礎底面部と地盤との摩擦抵抗を遠心模型実験及び原位置小型模型実験により測定した内容を示した。いずれの実験ともに、直接基礎模型と直接基礎に杭基礎を併用したパイルド・ラフト基礎模型を用いて終局状態に至るまで水平載荷を行っており、両者の比較から基礎直下に伝達される鉛直応力が異なる場合の摩擦抵抗性状について検討した。

第4章 「既存ケーソンを用いた原位置水平載荷実験」では、建物根入れ部と同様に躯体剛性の高い既存ケーソン基礎を用いた水平載荷実験を行い、ケーソンの受働抵抗力や側面摩擦力を測定した。実験では、現状地盤の状態ですべて通常に載荷する試験体に加え、側面摩擦力を測定するために既存ケーソンの前背面の地盤抵抗を出来るだけ除去して側面摩擦要素を抽出した試験体に対して静的な水平載荷を行った。両者の実験結果を比較検討し、受働抵抗や側面摩擦の抵抗性状について考察した結果を述べた。

第5章 「根入れを有する建物基礎の水平挙動に関する解析モデルの提案」では、根入れ部の抵抗要素の非線形挙動を考慮した解析モデルを提案した。解析法には、各地盤抵抗を集中ばねでモデル化した実用的な手法を適用し、地盤ばねの非線形性は、実験結果を基に構築した1次の双曲線関数で規定した。双曲線関数を特性づける極限抵抗値と初期勾配について、前者は地盤のせん断強度から、後者は弾性論に基づき地盤の初期せん断弾性係数から求める方法を示した。第3章及び第4章の実験結果に対して提案する解析モデルを用いた解析を行い、解析モデルの妥当性を明らかにした。

第6章 「結論」では、本研究を通して得られた結果や知見を総括して示した。

## 参考文献

- 1.1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 1.2) 田村修次，時松孝次，内田明彦，船原英樹，阿部秋男：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力と構造物慣性力の関係，日本建築学会構造系論文集，第559号，pp.129-134，2002.
- 1.3) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，1985.
- 1.4) 時松孝次，田村修次，宮崎政信，吉澤睦博：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力の評価，日本建築学会構造系論文集，第570号，pp.101-106，2003.
- 1.5) Zhang,J.M., Shamoto,Y. and Tokimatsu,K. : Seismic earth pressure theory for retaining walls under any lateral displacement, *Soils and Foundations*, Vol.38,No.2, pp.143-163, 1998.
- 1.6) 岸田英明，大和真一，中井正一：基礎の根入れを考慮したくい水平抵抗，建築技術，No.329，pp.147-163，1979.
- 1.7) 杉村義広：地震力に対する建築物の基礎の設計指針－その背景と根拠(1)－，建築技術，No.402，pp.454-461，1985.
- 1.8) 酒井吉郎，桜井良夫，茶谷文雄，鈴木哲夫：建物の根入れ効果を考慮した既設杭の耐震診断法に関する試案，pp.971-978，1988.
- 1.9) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，pp.167-209，1990.
- 1.10) 張建民，社本康広，時松孝次：構造物の地下壁に加わる地震時土圧の評価法，第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，日本建築学会，pp.231-236，1998.
- 1.11) 社本康広：地下外壁に作用する地震時土圧－地下壁と地盤の相対変形を考慮した常時および地震時土圧の考え方－，2004年度日本建築学会大会構造部門（基礎構造）・パネルディスカッション資料，日本建築学会，pp.57-72，2004.

- 1.12) 田村修次, 今吉毅: 遠心実験に基づく基礎根入れ部の側面に働く摩擦力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.509-512, 2005.
- 1.13) 坂本忠, 田村修次, 今吉毅, 初山将克: 遠心実験に基づく乾燥砂地板での基礎根入れ部に働く土圧と側面摩擦力の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.633-634, 2006.
- 1.14) Gadre,A. and Dobry,R.: Lateral response of square embedded foundation in dry sand, Proc.,Int. Conf. Centrifuge 98, Vol.1, Balkema, 465-470, 1998.
- 1.15) G. Gazetas and E. Hatzikonstantinou : Elaxtic formulae for lateral displacement and rotation of arbitrarily-shaped embedded foundations, Geotechnique38, No.3, pp439-444, 1988.
- 1.16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002.
- 1.17) 杉村義広, 平出務: 基礎根入れによる水平力低減効果に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.2409-2412, 1984.
- 1.18) 水野二十一, 飯場正紀, 北川良和: 模型試験体による動的相互作用効果に関する研究 (その 10), 日本建築学会大会学術梗概集, pp.193-194, 1985.
- 1.19) 山内一秀, 伊藤隆文, 鈴木善雄, 野嶋治, 宮木宗和, 恒川裕史: 構造物の地下部に作用する地震時外力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.515-522, 1987.
- 1.20) 国吉秀城, 深堀康夫, 色摩康弘, 千葉脩, 渡壁守正, 保井美敏: 深い根入れを有する建築物の地震観測, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.565-566, 1992.
- 1.21) 鈴木康嗣, 内藤幸雄, 堀越清視: 埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 438 号, pp.83-92, 1992.
- 1.22) 喜多村英司, 宮本裕司, 三浦賢治, 増田潔: 埋め込みを有する群杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 492 号, pp.53-60, 1997.

- 1.23) Sugimura,Y., Fujiwara,K., Ohgi,T. and Madan B.Karkee : Seismic Behavior of Piles Supporting Tall Buildings and the Consideration of Ground Response Effects in Design, Proc. of 4th Conference on Tall Buildings in Seismic Regions, pp.303-317, 1997.
- 1.24) 徐挺, 杉村義広 : 単純化モデルによる地盤と構造物の地震時動的相互作用のメカニズムに関する基礎的研究, 日本建築学会, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.433-440, 1997.
- 1.25) 小堀鐸二, 立川剛, 宿里勝信 : 支持基盤の水平振動時における沖積層地盤と根入れ基礎を持つ構造物との動的相互作用について—根入れ基礎を持つ構造物の振動特性(5)—, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 514 号, pp.89-96, 1998.
- 1.26) 藤森健史, 八幡夏恵子, 羽鳥敏明, 中川太郎, 田中勝 : スウェイロッキングモデルに基づいた埋め込みを有する群杭基礎の地震時杭応力簡易評価法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 523 号, pp.55-62, 1999.
- 1.27) 山本耕司 : 根入れを有する構造物の入力低減に及ぼす地盤非線形の影響に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 573 号, pp.89-95, 2003.
- 1.28) 泉洋輔, 三浦賢治 : 基礎の耐震設計用地下震度に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 597 号, pp.47-53, 2005.
- 1.29) 日本建築学会 : 杭基礎の耐震性に関する諸問題, pp.19-39, 2006.
- 1.30) 日本建築学会 : 杭基礎の耐震性に関する諸問題, pp.19-28, 2000.
- 1.31) Uesugi,M. and Kishida,H. : Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel, Soils and Foundations, Vol.26, No.4, pp.139-149, 1986.
- 1.32) Uesugi,M., Kishida,H. and Tsubakihara,Y. : Friction between sand and steel under repeated loading, Soils and Foundations, Vol.29, No.3, pp.127-137, 1989.
- 1.33) Uesugi,M., Kishida,H. and Uchikawa,Y. : Friction between dry sand and concrete under monotonic and repeated loading, Soils and Foundations, Vol.30, No.1, pp.115-128, 1990.

- 1.34) 加藤史彦, 山肩邦男, 小椋仁志, 伊藤淳志: 摩擦試験による砂-杭材間の摩擦特性の検討, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1785-1788, 1993.
- 1.35) 茶谷文雄: 水平力を受ける壁杭の挙動について-壁杭の水平抵抗に関する研究(その1)-, 日本建築学会構造系論文報告集, 第406号, pp.81-92, 1989.
- 1.36) 茶谷文雄, 宮本良平: 壁杭の水平抵抗力の評価法について-壁杭の水平抵抗に関する研究(その2)-, 日本建築学会構造系論文報告集, 第411号, pp.131-142, 1990.
- 1.37) 前田良刀, 森山陽一, 伊藤政人: 第2東名東海大府高架橋工区における壁基礎の原位置載荷試験, 基礎工, vol.24, No.5, pp.60-66, 1996.
- 1.38) 伊藤政人, 岡原美知夫, 黒澤和男: 東京外かく環状道路における地中連続壁基礎の水平載荷試験, 基礎工, vol.24, No.5, pp.67-71, 1996.
- 1.39) 浜田義継, 土谷和博: 札幌自動車道(札幌西~札幌間)壁基礎の水平載荷試験, 基礎工, vol.17, No.1, pp.52-55, 1989.
- 1.40) 岩波書店: 広辞苑 第5版, 2005.
- 1.41) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.156-157, 2001.
- 1.42) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.203-219, 2001.

## 第2章 根入れ部側面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験

### 2.1. まえがき

根入れを有する建物に水平力が作用すると、加力方向に対して側面となる地下壁は主に地盤との摩擦により抵抗するものと考えられる。地盤条件、地下室の形状、想定する外力の大きさなどによっては、基礎の全水平抵抗に対して側面摩擦抵抗の占める割合が高くなることも十分考えられる。このような場合には、建物の水平挙動を把握する上で側面摩擦抵抗の評価が重要となるものと判断される。しかしながら、前述の通り水平力を受ける根入れ側面部がどのような挙動を呈するのかを扱った研究はあまり報告されていない。

本章では、建物根入れ部側面と地盤間の摩擦抵抗性状を把握するために実施した模型実験の結果について示す。地下壁側面部を模擬した模型を用いて、静止状態から地下壁が水平に変位した場合の地下壁側面－地盤間の摩擦抵抗性状を調べ、側面摩擦力～水平変位量関係を評価可能な解析モデルを提案する。なお、実験は地盤に関連する模型実験の一手法であり、縮尺模型でも実地盤における地盤の応力状態を再現できる遠心模型実験<sup>2.1)～2.3)</sup>により行った。

### 2.2. 遠心模型実験について

#### 2.2.1 遠心模型実験の原理

地盤の強度や変形特性は地盤が受ける応力により大きく変化し、その応力は地盤の自重が支配的である。そのため、地盤を含む構造物系を、通常重力場すなわち  $1g$  場 ( $g$ : 重力加速度) で、縮尺模型を用いて実験する場合には、(自重の影響がごく小さいため) 実物の構造物の変形や地盤の破壊挙動を再現することは困難である。

遠心模型実験は、 $1/n$  に縮尺された模型を遠心力載荷装置に搭載し、縮尺模型に重力加速度の  $n$  倍の遠心力を付与することによって、地盤内に実物と同じ応力状態を再現しようとする実験方法である。これにより、模型地盤においても実物と同様の挙動を再現することが可能と考えられている。

遠心模型実験を行うに当たっては、まず相似則の検討が必要となる。以下に実物 ( $p$  の添字で表示) と同じ土質材料で幾何学的に相似的な  $1/n$  の模型 ( $m$  の添字で表示) を用いる場合の相似則について示す。長さ  $L$ 、面積  $A$  及び体積  $V$  に関して、幾何学的に以下の関係がそれぞれ成立する。

$$L_m = L_p / n \quad (2.1)$$

$$A_m = A_p / n^2 \quad (2.2)$$

$$V_m = V_p / n^3 \quad (2.3)$$

土の単位体積重量  $\gamma$  及び土の重さ  $W$  に関してはそれぞれ下記の関係となる。

$$\gamma_m = n \cdot \gamma_p \quad (2.4)$$

$$W_m = V_m \gamma_m = W_p / n^2 \quad (2.5)$$

模型地盤の深さ  $z$  における土の自重による鉛直応力  $\sigma$  に関して、模型と実物では次式の関係となり、模型と実物で鉛直応力は等しくなる。

$$\sigma_m = \gamma_m \cdot z_m = (n \cdot \gamma_p) \cdot (z_p / n) = \gamma_p \cdot z_p = \sigma_p \quad (2.6)$$

模型材料は実物と同一であり、鉛直応力は等しいので両者の土圧も等しい。鉛直応力だけでなく全ての方向の応力が等しくなり、地盤を水で飽和させている場合には発生する間隙水圧も実物と等しくなる。したがって土要素のひずみ  $\varepsilon$  及びひずみを積分して得られる変形量  $S$  は次式の関係となる。

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (2.7)$$

$$S_m = S_p / n \quad (2.8)$$

本実験に関して遠心模型実験における相似則は、表 2.1 のようにまとめられる。

表 2.1 遠心模型実験の相似則（遠心加速度  $ng$  の場合）

長さ	面積	体積	重量	応力	ひずみ	変位
1/n	1/n <sup>2</sup>	1/n <sup>3</sup>	1/n <sup>2</sup>	1	1	1/n

## 2.2.2 遠心力載荷装置

模型に遠心力を付与するための遠心力載荷装置を写真 2.1 及び図 2.1 に、その緒元を表 2.2 に示す<sup>2,4)</sup>。遠心力の載荷は、ビーム状の回転アームを主軸を中心に回転させることによって行う。縮尺模型は、アーム先端部にピン接合されたバスケット内に搭載され、アームの回転とともにバスケットが振れ上がり、回転数に応じた遠心加速度を受けることになる。縮尺模型への加力や計測は、スリップリングないしは光ロータリージョイントと呼ばれる機構を介して、計測室内の加力制御ならびにデータ処理用の制御機器やコンピューターに接続され、遠隔操作やデータ収録が可能なシステムとなっている。

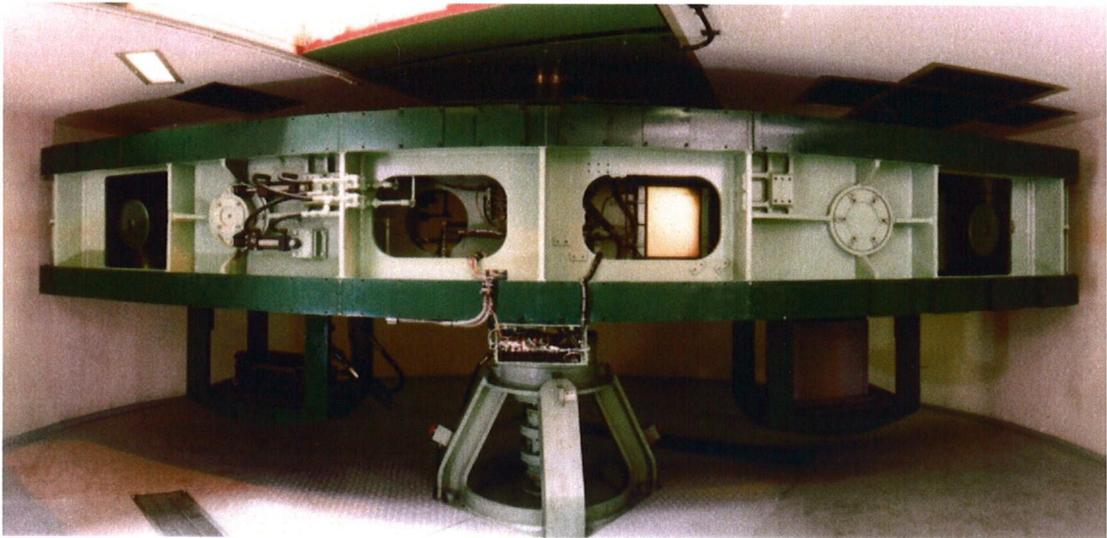


写真 2.1 遠心载荷装置の全景

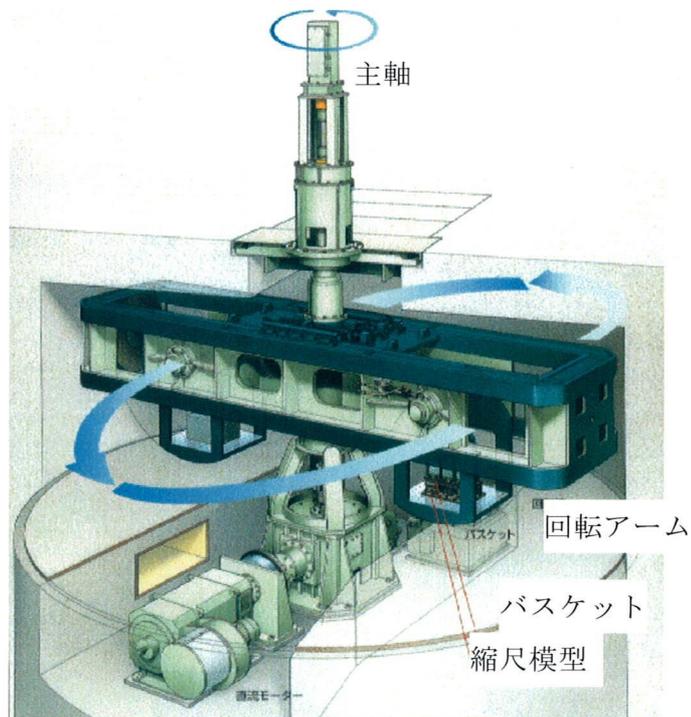


図 2.1 遠心载荷装置の概要

表 2.2 遠心力载荷装置の性能緒元

項目	性能
アーム半径	6.9m
有効回転半径	2.65m
駆動電力	300kW
最大回転数	260r.p.m
最大遠心加速度	200g
最大積載量	4.0kN
積載スペース	幅1,000×奥行き900×高さ1,000mm

### 2.3. 実験の概要

本節では、遠心模型及び実験装置の概要について示す。遠心模型の縮尺は 1/100 とし、100g の遠心加速度場で実験を行った。遠心模型の縮尺は、実物換算した場合の模型地下壁の深度や模型地盤の粒径、及び粒径と基礎寸法の比率<sup>2.5)</sup>などを勘案して決定した。後述するように模型地下壁は実物に換算して約 20m の深度となり、地下 3 階程度に相当する比較的深い深度までを模擬している。以下では、特記しない限り、モデルスケールで記載している。

#### 2.3.1 遠心模型と実験装置

図 2.2, 写真 2.2 及び写真 2.3 に遠心力载荷装置に搭載した実験装置の概略を示す。実験装置は、せん断土槽、模型地下壁、及び加力部から構成されている。せん断土槽は、コの字型の部材を壁面と平行に並べたものであり、地下壁の変位に追従して動くことが可能な構造となっている。模型地盤は、幅 240mm×奥行き 200mm×深さ 230mm (実物換算 24m×20m×23m) の大きさである。模型地下壁の下端は、せん断土槽底面の影響を防ぐため、地表面から 180mm の深さとした。

図 2.3, 写真 2.4 及び写真 2.5 には模型地下壁の詳細を示す。模型地下壁は作用する摩擦力及び土圧分布を測定するため、深さ方向に 10 個の要素に分割した。各壁要素中央部には、土圧測定用の超小型ロードセル A を、要素端部と加力フレームの間には、摩擦力測定用の小型ロードセル B を設置した。なお、各要素間での力の伝達を防止するため、要素間にテフロンシートを挿入した。加力フレームはシャフトを介して水平加力モーターに接続されており、押し引きの変位を与えることが可能である。地下壁の変位量はレーザー変位計により、地下壁全体の摩擦力はロードセル C で測定した。

模型地盤には、気乾状態の豊浦砂を使用した。表 2.3 に豊浦砂の物理的性質と三軸圧縮試験<sup>2.6), 2.7)</sup> (写真 2.6 参照) から求めた内部摩擦角を示す。模型地盤の作製は、所定の相対密度 ( $D_r$  と呼称) を得ることが比較的容易な空中落下法<sup>2.8)</sup>により行った (写真 2.7 参照)。

摩擦力の測定は、100g の遠心加速度場で地下壁に水平変位を与えることで行った。水平変位の速度はできるだけ低速度とし (約 0.34mm/min), 最終の変位量は摩擦力がほぼ一定値を示すまで変位を与えた。

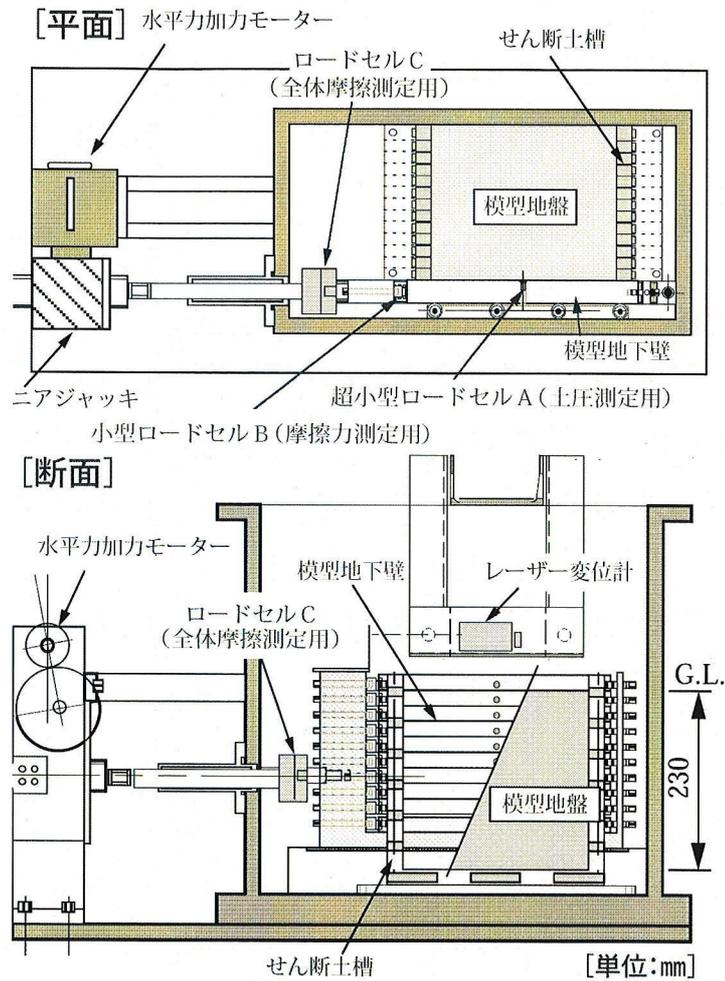


図 2.2 実験装置図

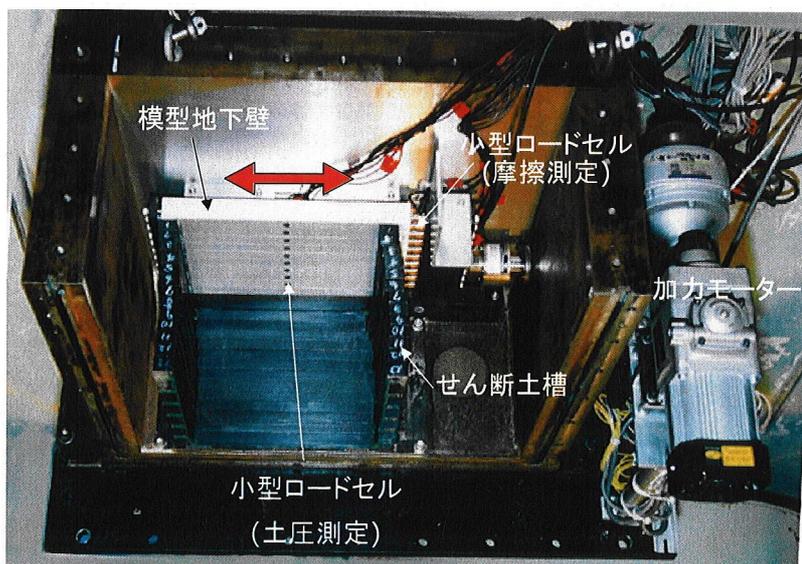


写真 2.2 実験装置 (模型地盤設置前)

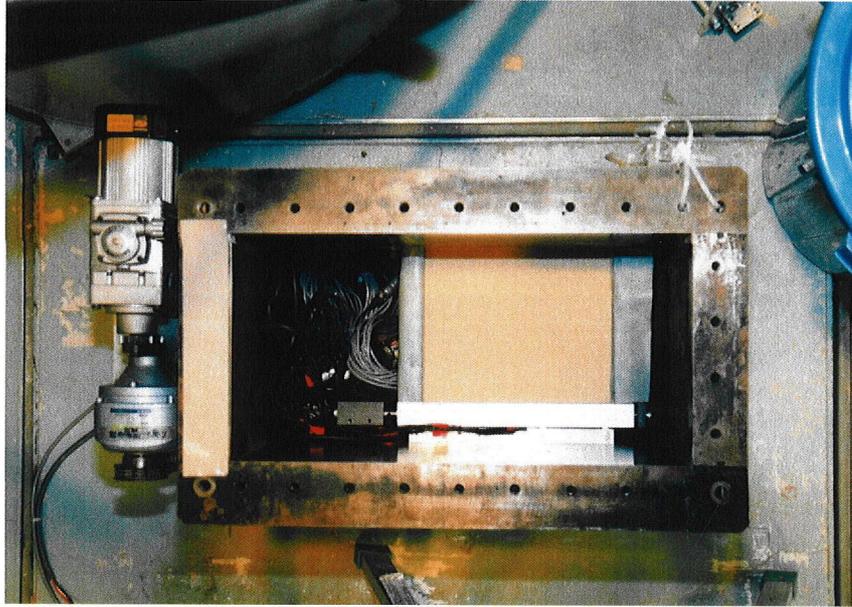


写真 2.3 実験装置（模型地盤設置後）

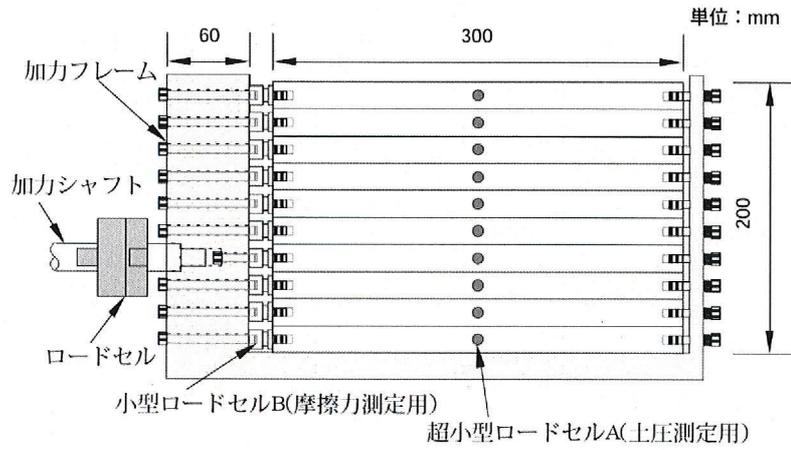


図 2.3 模型地下壁の詳細

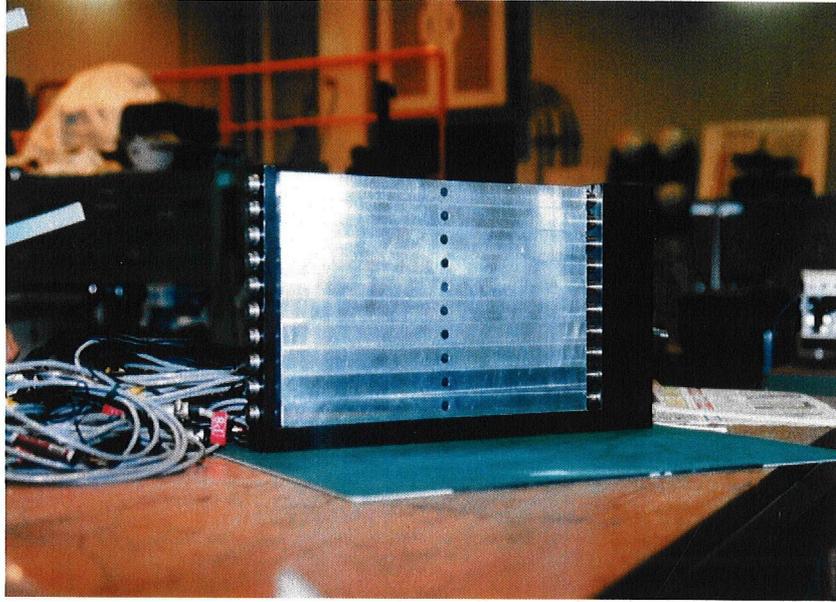


写真 2.4 模型地下壁の詳細

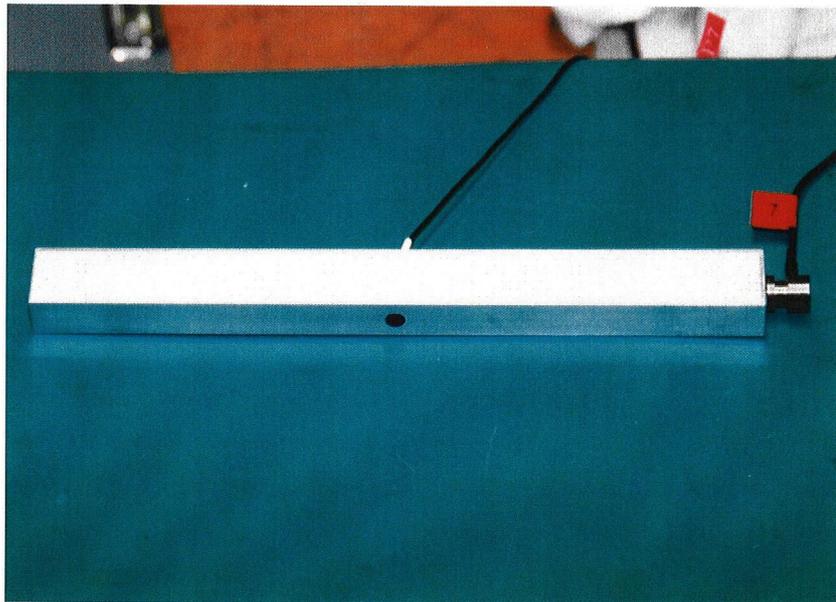


写真 2.5 模型地下壁の壁要素

表 2.3 豊浦砂の物理的性質

土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	密度(g/cm <sup>3</sup> )		間隙比e		平均粒径 D <sub>50</sub> (mm)	Dr=60%		Dr=90%	
	最大 $\rho_{dmax}$	最小 $\rho_{dmin}$	最大 $e_{max}$	最小 $e_{min}$		$\rho^*$	$\varphi^{**}$	$\rho^*$	$\varphi^{**}$
2.638	1.628	1.358	0.943	0.620	0.16	1.51	38.8	1.60	43.5

\* $\rho$  : 密度(g/cm<sup>3</sup>), \*\* $\varphi$  : 内部摩擦角 (°)

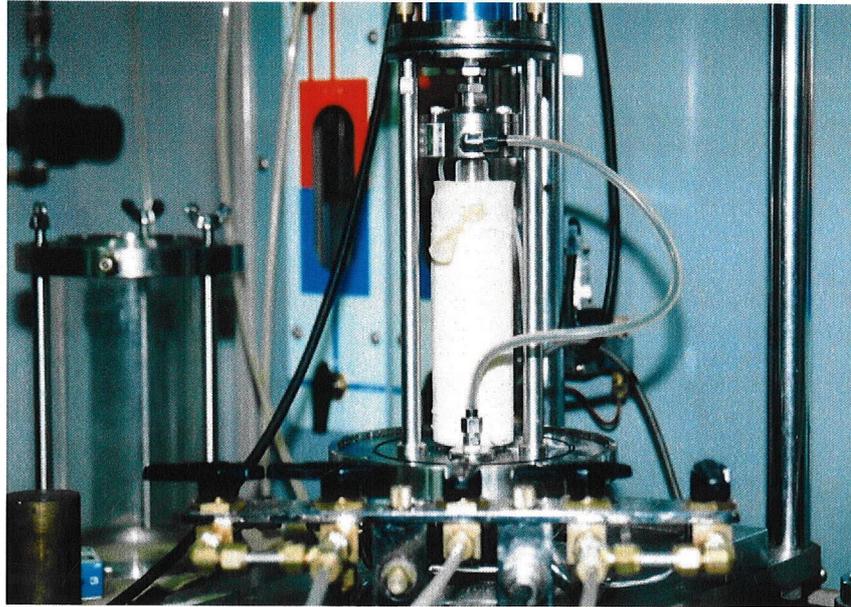


写真 2.6 豊浦砂の三軸試験準備状況



写真 2.7 空中落下法による地盤の作製状況

### 2.3.2 実験ケース

表 2.4 に実験ケースの一覧を示す。実験は、模型地下壁の表面粗さと  $Dr$  をパラメータにとり、各ケースで再現性を確認するため3回程度実施した。表面粗さは、既往の研究<sup>2,9)</sup>を参考に、限界粗さと想定される粗度及びそれに比較して十分小さい粗度を、それぞれ粗いケースと滑らかなケースとして設定した。壁面が粗いケースでは、 $Dr=90\%$ の地盤で繰返しの加力も実施した。

実建物の基礎根入れ部表面の粗さは、地下工事を行う際の山留め工法や山留め壁の種類など施工方法の影響を受けるものと考えられる。掘削山留めの方法は、文献 2.10) に示されるようにいくつかの方法があるが、壁面が滑らかなケースに近いのは、法付けオープンカット工法などで掘削し地下躯体を型枠を用いて施工した後に埋戻すような場合であると判断される。一方壁面が粗いケースに近いのは、山留め壁にソイルセメント壁や地中連続壁など地盤と密着性が高くなる工法を用いる場合であると考えられる。実験で設定した模型地下壁の粗さはこれらの両極端なケースを想定しており、実際の地下壁の粗さはその中間的な位置づけになるものと判断される。

表 2.4 実験ケース

実験の方法				
	CASE-R1	CASE-R2	CASE-S1	CASE-S2
表面粗さ*	粗 ( $R_{max}=30\sim35\mu m$ )		滑 ( $R_{max}=3\sim4\mu m$ )	
相対密度 (%)	60	90	60	90
載荷方向	一方向・繰返し		一方向	
地盤材	豊浦標準砂			
遠心加速度	100g (1g=重力加速度)			

\*：基準長さ0.2mmの間の表面の最大の粗さをいい、 $R_{max}$ と表示する

## 2.4. 実験結果

### 2.4.1 土圧分布及び土圧の変動

図 2.4 は、 $Dr$  が 90% 及び 60% の壁面土圧  $p$  (静止土圧) の分布を遠心加速度毎に示したものである。いずれの図とも、静止土圧は壁の深さに比例して直線的に増加していること、同一深度の静止土圧の大きさが  $Dr$  の小さい (b) 図の分布で大きいことが分かる。

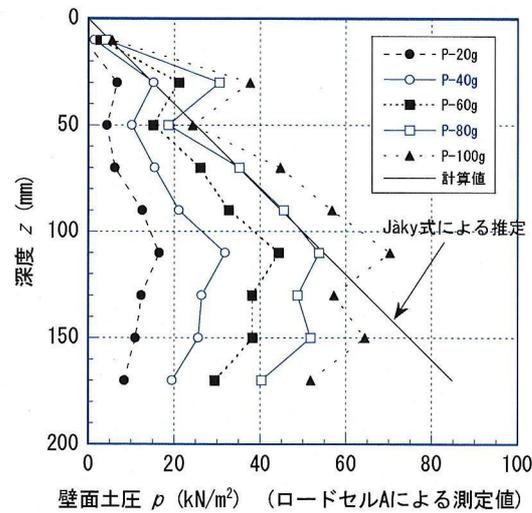
図には、100g における下式で求めた静止土圧分布を実線で併記した。両者は概ね対応しており、静止土圧の大きさが Jaky 式<sup>2.11)</sup>で基に推定できることが分かる。

$$p = K_0 \gamma z \quad (2.9)$$

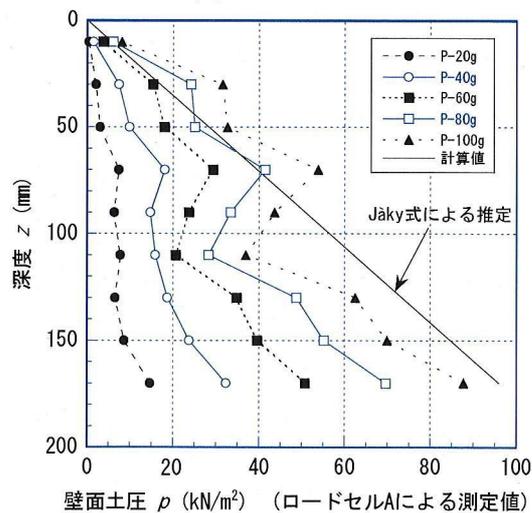
ここに、 $K_0$ : 静止土圧係数 (ここでは、Jaky 式<sup>2.11)</sup> ( $=1-\sin \phi$ ) で推定。  $\phi$  は三軸圧縮試験から求めた豊浦砂の内部摩擦角 (表 2.3 参照)

$\gamma$ : 単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$z$ : 深度 (m)



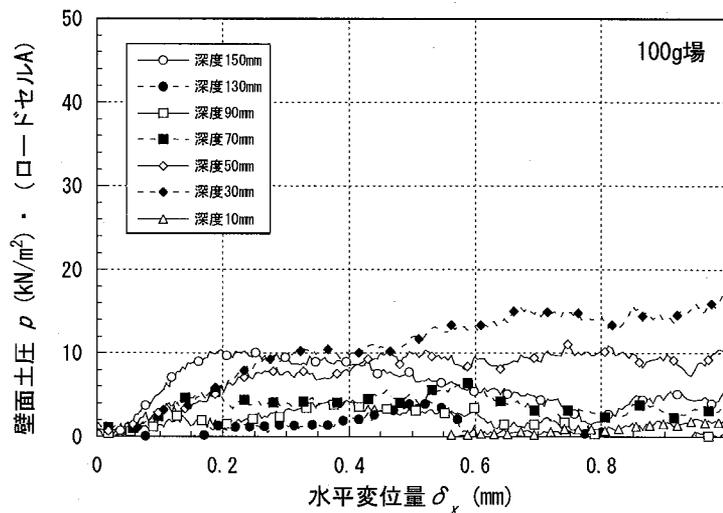
(a)  $Dr=90\%$



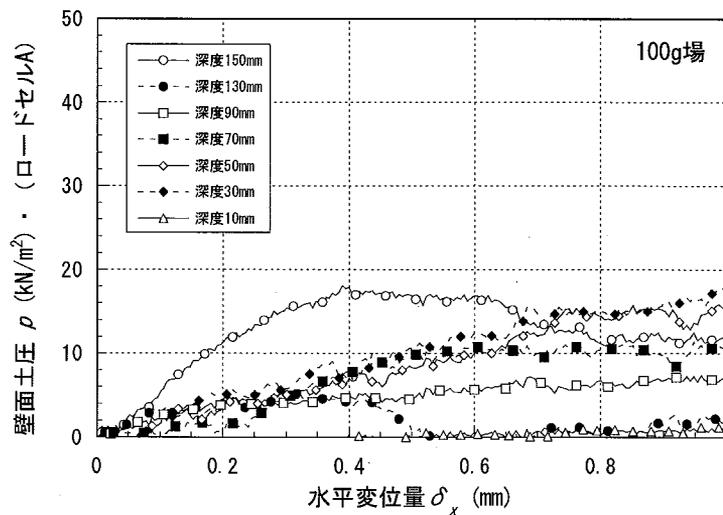
(b)  $Dr=60\%$

図 2.4 静止土圧の分布

図 2.5 に、加力時(100g 場)の壁面土圧  $p$  (ロードセルA) ~水平変位量  $\delta_x$  関係を、壁表面が粗いケースについて、 $Dr$  毎に整理して示す。図は、加力直前の壁面土圧をゼロクリアして整理し、加力中の増分土圧を示したものである。これらの図より、いずれの  $Dr$  ともに加力時の土圧は  $\delta_x$  とともに増加する傾向にあるが、測定値のバラツキが大きく、総じて再現性の良いデータを得られなかった。これらの傾向は、壁が滑らかなケースでも同様であった。



(a)  $Dr=90\%$



(b)  $Dr=60\%$

図 2.5 壁面土圧  $p$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係

## 2.4.2 摩擦力～水平変位量関係

摩擦力  $F$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係は、前述と同様、加力直前の測定値をゼロクリアして、加力中の増分摩擦力で整理した。また実験に先立ち、模型地盤を作製しない状態（地盤抵抗がない状態）の実験装置に 100g の遠心加速度を与えて加力を行い、模型地下壁の自重による水平荷重と水平変位量を測定した（図 2.6 参照）。実験結果を整理する際には、その抵抗力を図中の近似式で評価して実験結果から差し引いている。この修正は、模型地下壁の鉛直方向の自重を対象としたものであり、水平方向に圧力が作用した状態での抵抗力成分については考慮されていない。したがって、実験結果にはこの水平抵抗力成分が含まれているが、後述するように土質試験結果や既往文献<sup>2)9)</sup>による実験結果との比較検討などから、摩擦力～水平変位量関係の性状に大きな影響を与えていないものと判断した。

図 2.7 に、各実験ケースの模型地下壁全体の  $F$ （ロードセル C）～ $\delta_x$  の関係を示す。図 2.7 は、模型地下壁を単調に一方向に載荷した結果である。

図より、 $F$  の大きさは  $\delta_x$  が小さい領域（約 0.1～0.5mm）から非線形性を示し、 $\delta_x$  の増加とともに一定値に収束する傾向がある。このときの最大摩擦力は、CASE-R2 で最も大きいことが分かる。壁面が滑らかな場合（S1,S2）の最大摩擦力は、粗い場合に比較して明らかに小さくなっている。また、粗い場合の最大摩擦力には、 $Dr$  による大きな差が確認できるが、滑らかな場合には明確な差は確認できなかった。

図 2.8 に、地下壁に繰返し変位を与えた場合の模型地下壁全体に作用する摩擦力について、CASE-R2 の結果を示す。実験では、一定振幅で 2 回の繰返しを与えながら次第に振幅を大きくした（図 2.9 参照）。この図から、繰返しを与えた場合には、一方向に載荷した場合に見られる特徴に加え、以下のような特性があることが分かる。

- ・ 載荷方向による摩擦力の大きさに差はない。
- ・ 繰返しによる  $F$ ～ $\delta_x$  関係は殆ど変化しない。
- ・ 振幅が大きくなると、 $F$ ～ $\delta_x$  関係は面積の大きいループ形状を描くようになる。

これらの特性から、繰返し載荷時には、摩擦力によって大きなエネルギー吸収が行われていると判断できる。

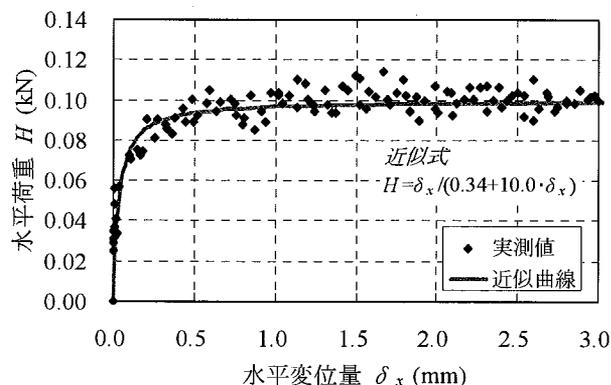


図 2.6 水平荷重  $H$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係

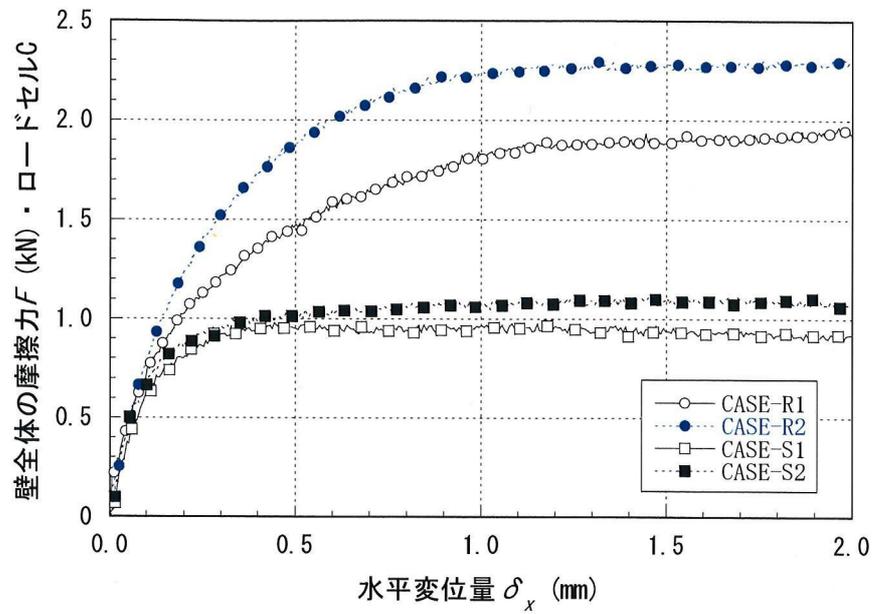


図 2.7 摩擦力  $F$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係

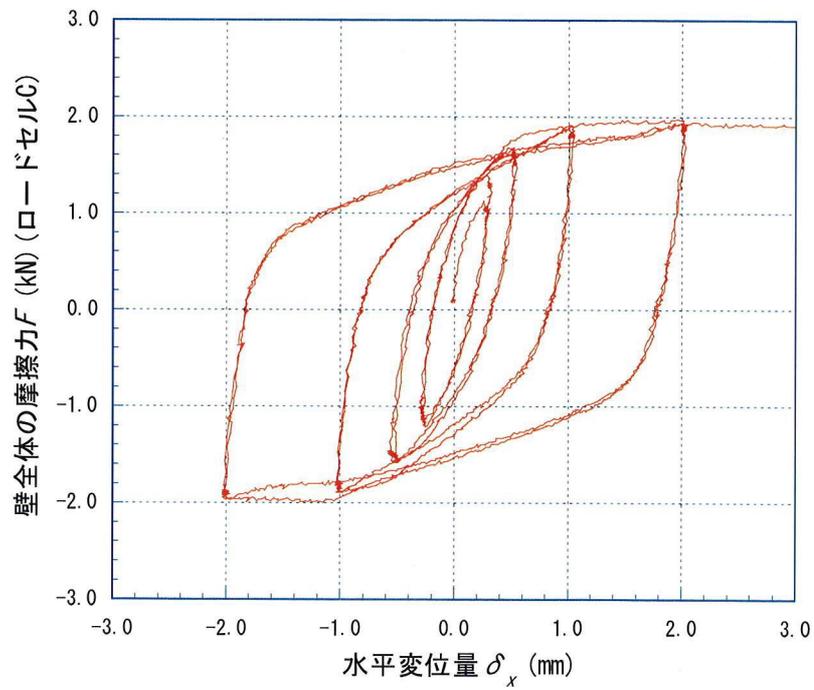


図 2.8 摩擦力  $F$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (繰返し加力)

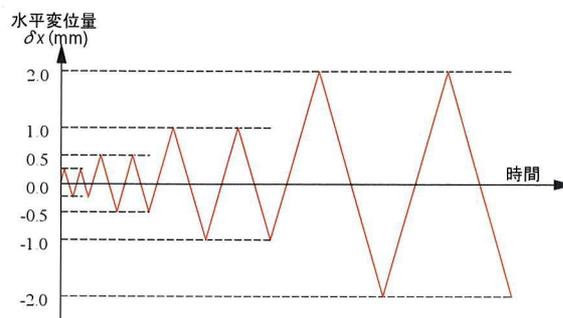


図 2.9 繰返し加力のサイクル

### 2.4.3 摩擦応力度～水平変位量関係

図 2.10 に、CASE-R1 及び CASE-R2 の摩擦応力度  $f$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係を示す。 $f$  は、模型壁要素に作用した摩擦力（ロードセル B）を地盤と接する面積で除して求めたものである。また同図は、壁の中心の深度が 50mm, 90mm, 150mm の結果をプロットしたものである。

図から、 $f$  の大きさは、壁全体の受ける摩擦力同様、 $\delta_x$  のごく初期から非線形性を示し、ある変位量で一定値に収束するような性状を示すことが分かる。最大摩擦応力度  $f_{max}$  とその変位量は、両ケースとも深度に従って大きくなる傾向にある。また両ケースで各深度の  $f_{max}$  及び加力初期の勾配を比較すると、 $Dr$  の大きな CASE-R2 で大きくなっている。このように表面が粗い場合では、 $Dr$  による影響が顕著になることを確認できる。

一方、図 2.11 は壁表面が滑らかな場合の  $f$ ～ $\delta_x$  関係を示したものである。この場合には、 $\delta_x$  が 0.2～0.3mm で摩擦応力度は降伏するような性状を示し、 $\delta_x$  が 0.5mm 以上では概ね一定値となっている。発揮される  $f_{max}$  は、S1 と S2 で大きな差はなく、最深部（地盤表面から 150mm）で約 30kN/m<sup>2</sup> であり、表面が粗い場合のように  $Dr$  による影響は見られない。各深度における摩擦応力度はバラツキがやや大きいものの、深度が大きくなるのに従って増加する傾向にあることが分かる。

### 2.4.4 摩擦応力度の深度分布

図 2.12 及び図 2.13 に壁表面が粗い場合と滑らかな場合の摩擦応力度  $f$  の深度分布を示す。なお図では、水平変位量  $\delta_x$  が 0.1, 0.5, 1.0mm の 3 つの段階について示した。

図 2.12 の壁表面が粗い場合は、地盤表面からの深度が大きいほど、 $f$  が大きくなる直線的な分布性状を示している。同じ  $\delta_x$  における  $f$  の大きさは、 $Dr$  が大きな CASE-R2 で明らかに大きくなる傾向を示している。

これに対し、表面が滑らかな場合（図 2.13）には、 $\delta_x$  が 0.1mm となるまでに、最大摩擦応力度の約 50% が発揮されていることが影響して、 $\delta_x$  による  $f$  の大きさや変動は小さい。また、得られた分布形状は、ややバラついているが、表面が粗い場合同様ほぼ直線分布となっている。この場合には、各深度における  $f$  の大きさには、 $Dr$  による明瞭な差は確認できなかった。

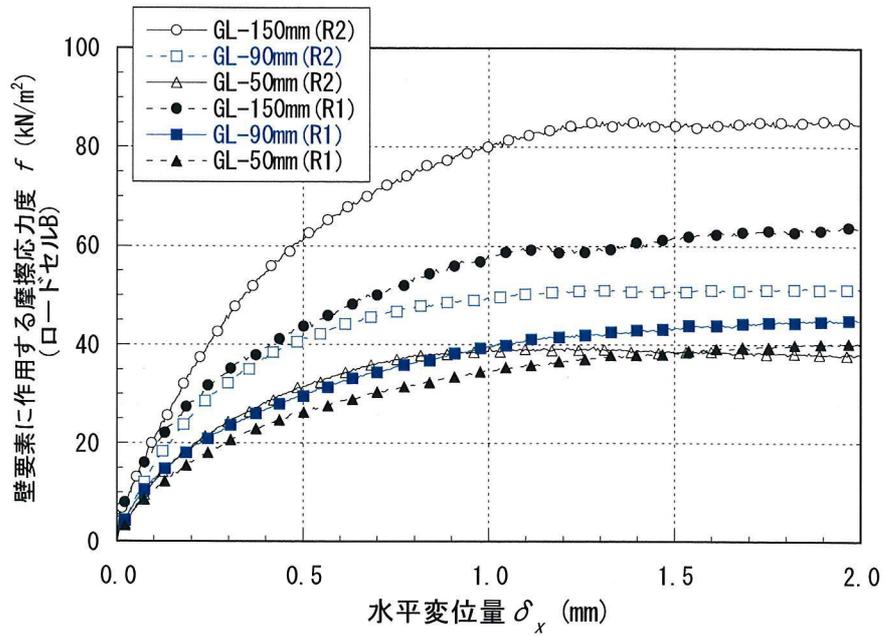


図 2.10 摩擦応力度  $f$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (壁面が粗い)

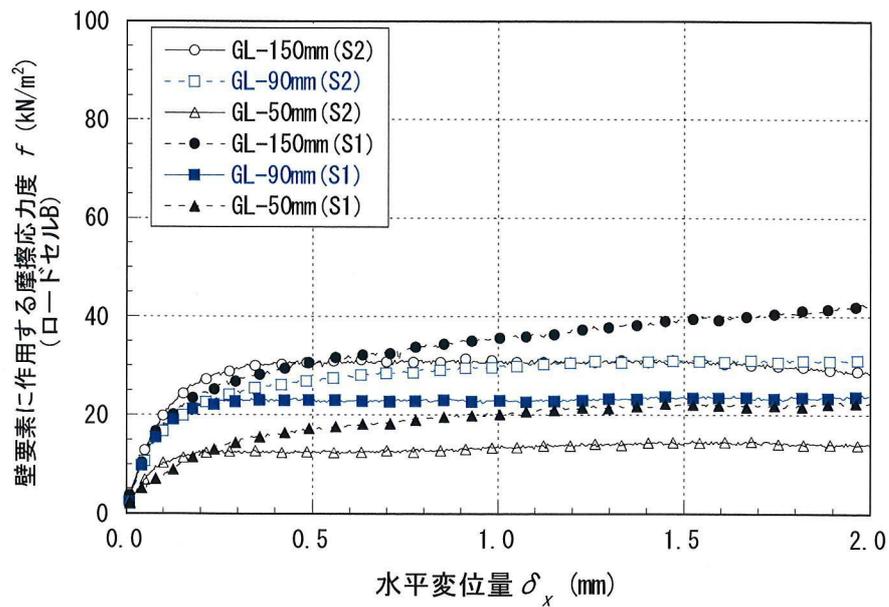


図 2.11 摩擦応力度  $f$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (壁面が滑らか)

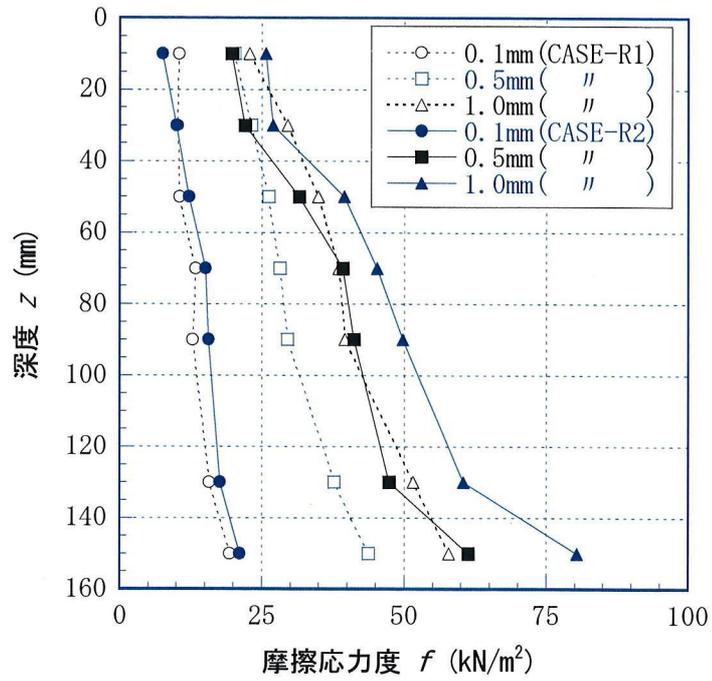


図 2.12 摩擦応力度  $f$  の深度分布 (壁面が粗い)

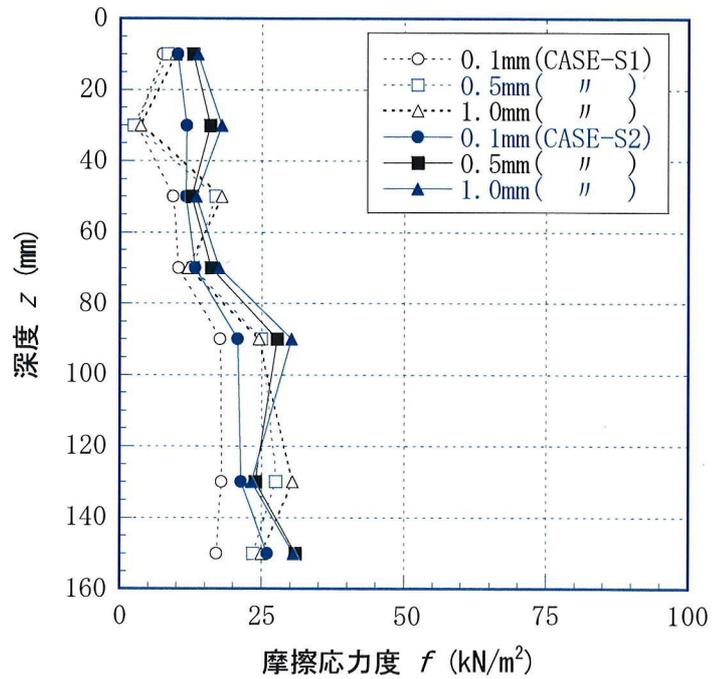


図 2.13 摩擦応力度  $f$  の深度分布 (壁面が滑らか)

## 2.5. 実験結果の考察

### 2.5.1 地下壁表面の表面粗さと最大摩擦力の関係

図 2.14 に、各実験ケースの最大摩擦応力度  $f_{max}$  の深度分布をまとめて示す。図より、壁面に作用する  $f_{max}$  の大きさは、深度とともに直線的に大きくなっていることを確認できる。同一深度での  $f_{max}$  及び深度に伴う  $f_{max}$  の増加割合は、壁面が粗い場合に大きくなっている。

図 2.15 には、地下壁面の摩擦係数  $\mu$  の深度分布を示す。 $\mu$  は、摩擦応力度を壁面に作用する垂直土圧で除して得られるが、土圧の測定精度が十分でなかったため、図では、加力中に一定の静止土圧が作用するものと仮定して、下式で  $\mu$  を求めた。

$$\mu = \frac{f_{max}}{K_0 \cdot \gamma \cdot z} \quad (2.10)$$

ここに、 $f_{max}$ ：実験より得られた最大摩擦応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_0$ ：静止土圧係数 (Jaky 式<sup>2.11)</sup> ( $=1-\sin \phi$ ) で推定)

$\gamma$ ：単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$z$ ：深度(m)

図では、摩擦応力度が比較的安定している 4 つの深度の結果を表示した。同図には、豊浦砂の  $\phi$  を用いて  $\tan \phi$  で求めた値を併記している。

この図から、(1)  $\mu$  の深度分布は、壁面が粗い場合、浅い深度で  $\mu$  が大きくなる傾向があるが、深度によらずほぼ一定となること、(2)  $\mu$  の大きさは粗い場合に大きいこと等が分かる。表面が滑らかな場合には、 $Dr$ によらずほぼ同じ  $\mu$  が得られているのに対して、粗い場合には、 $Dr$  が大きい場合に大きな  $\mu$  が得られており、その値は  $\phi$  から推定される値と概ね良い対応をしていると判断できる。

表面粗さと  $\mu$  の関係は、Uesugi ら<sup>2.9)</sup>が室内の要素実験で行った結果では、 $Dr$  が 90% で壁面が滑らかな場合約 0.3、壁面が粗い場合約 0.85 となっており、本実験結果と比較して、同じ表面粗さに対する  $\mu$  は小さくなっている。この主要な原因としては、本実験では壁が移動中には土圧が大きくなるためと考えられる。

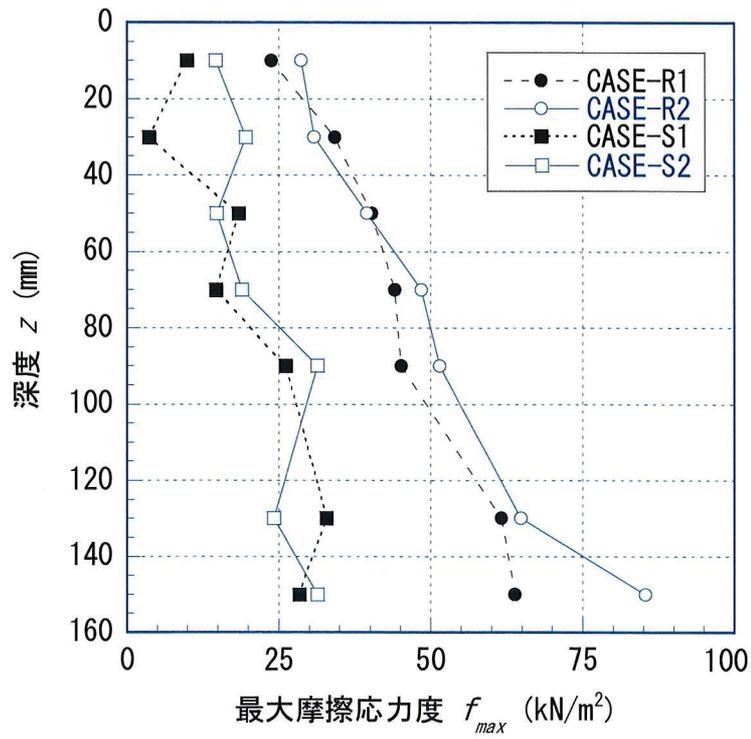


図 2.14 最大摩擦応力度  $f_{max}$  の分布

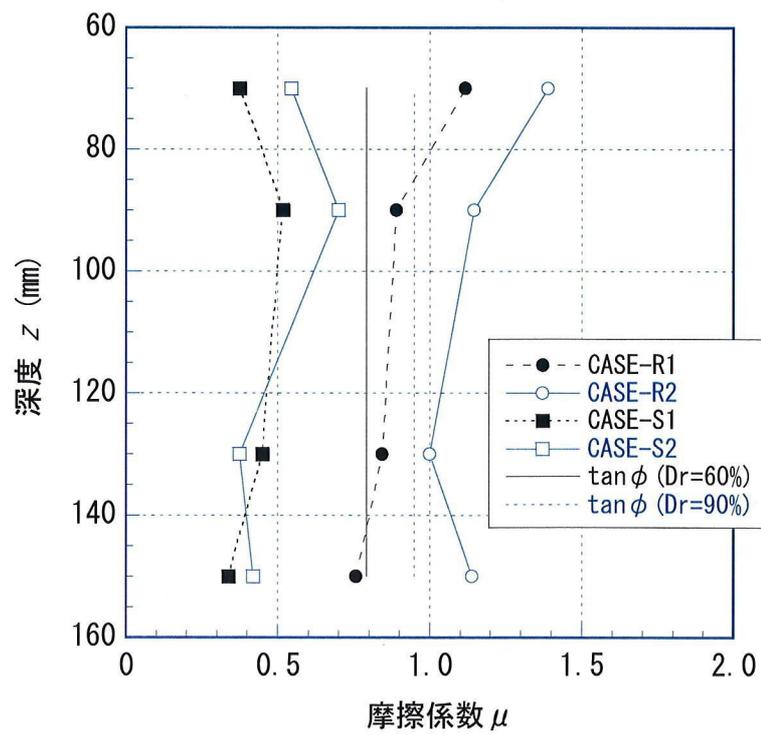


図 2.15 摩擦係数  $\mu$  の分布

## 2.5.2 摩擦応力度～水平変位量関係における初期勾配

実験結果で示したように、摩擦応力度  $f$  と水平変位量  $\delta_x$  の関係は、 $\delta_x$  のごく初期から非線形性を示している。壁面に作用する摩擦力が最大となるまでは、壁面と地盤の間で滑りは生じないと考えられるため、この非線形性は壁変位による地盤剛性の変化によるものと考えられる。

図 2.16 は、 $f \sim \delta_x$  関係の初期勾配を求め、深度毎にプロットした結果を示したものである。なお初期勾配は、後述する一次の双曲線関数により近似して求めている。この図から、深度の浅い部分で結果にバラツキがあるものの、初期勾配は地盤の深度とともにほぼ直線的に大きくなるのが分かる。同一深度における勾配の大きさは、 $D_r$  が大きい場合に明らかに大きくなっているが、壁面の粗さの違いによる有意な差は見られないことが分かる。これより、地盤の物性が初期勾配の決定要因となっていると考えられる。

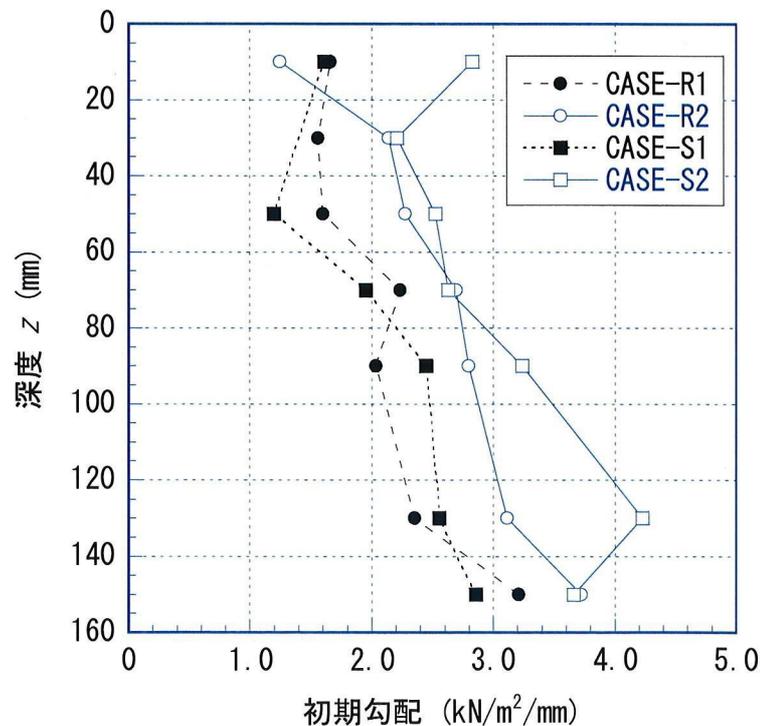


図 2.16 初期勾配の深度分布

### 2.5.3 摩擦力～水平変位量関係のモデル化

図 2.17 は、水平変位量  $\delta_x$  を壁全体の摩擦力  $F$  で除した値 ( $\delta_x/F$ ) と  $\delta_x$  の関係を示したものである。この図から、 $\delta_x/F$  と  $\delta_x$  との間には直線関係が認められる。実験結果から、壁面の粗さ及び  $Dr$  によらずこの関係が成立することを確認できる。図 2.17 から  $F \sim \delta_x$  関係は次式で示すことができる。

$$\frac{\delta_x}{F} \approx a + b\delta_x \quad (2.11)$$

これを変形すると、次式が得られる。

$$F \approx \frac{\delta_x}{a + b\delta_x} \quad (2.12)$$

上式では、 $1/a$  が  $F \sim \delta_x$  関係の初期勾配を、 $1/b$  が極限摩擦力を示している。このように壁全体の  $F \sim \delta_x$  関係には 1 次の双曲線関数により近似されるが、これは図 2.18 に一例 (CASE-R2) を示すように深度毎の壁要素に同様の関係があるためと判断できる。

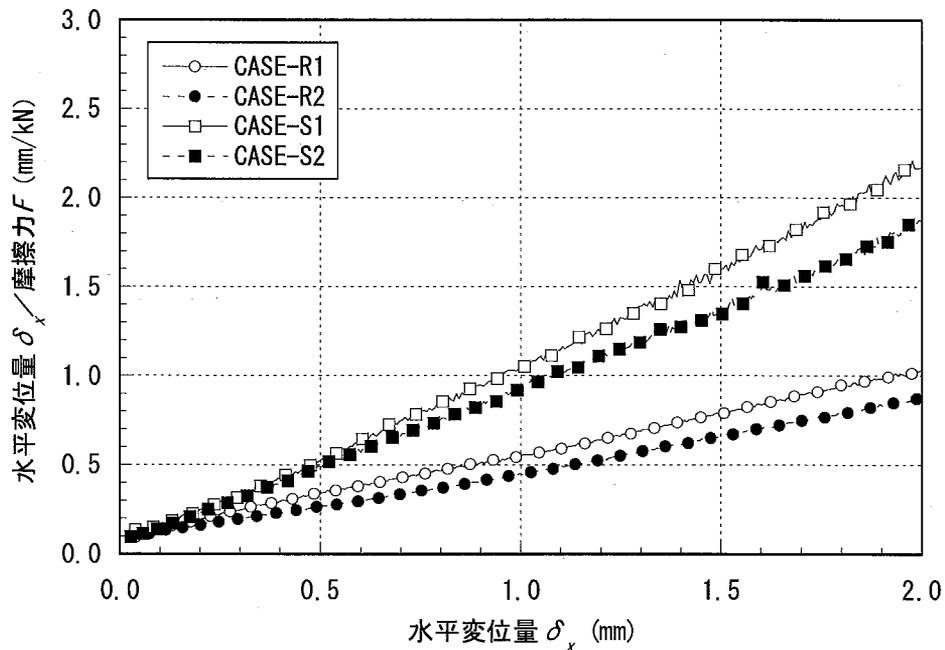


図 2.17 水平変位量  $\delta_x$ /摩擦力  $F \sim \delta_x$  関係 (壁全体の摩擦力)

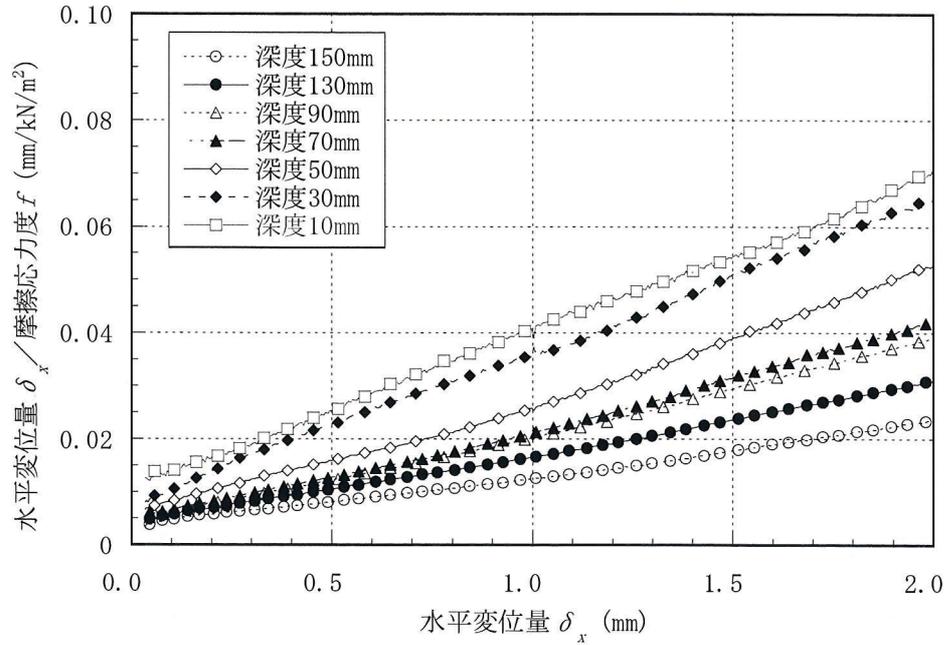


図 2.18 水平変位量  $\delta_x$  / 摩擦応力度  $f \sim \delta_x$  関係 (壁要素, CASE-R2)

図 2.19 には繰返し加力時の  $\delta_x / F \sim \delta_x$  関係を示す．ここで除荷及び再加力時は，変位方向を逆転させる点を基準として整理した結果である．図から，繰返し加力時にも  $F \sim \delta_x$  関係は双曲線で近似可能であると考えられる．この場合，除荷・再載荷時の極限荷重 (図 2.19 の傾きの逆数) は初期加力時の約 2 倍となっている．

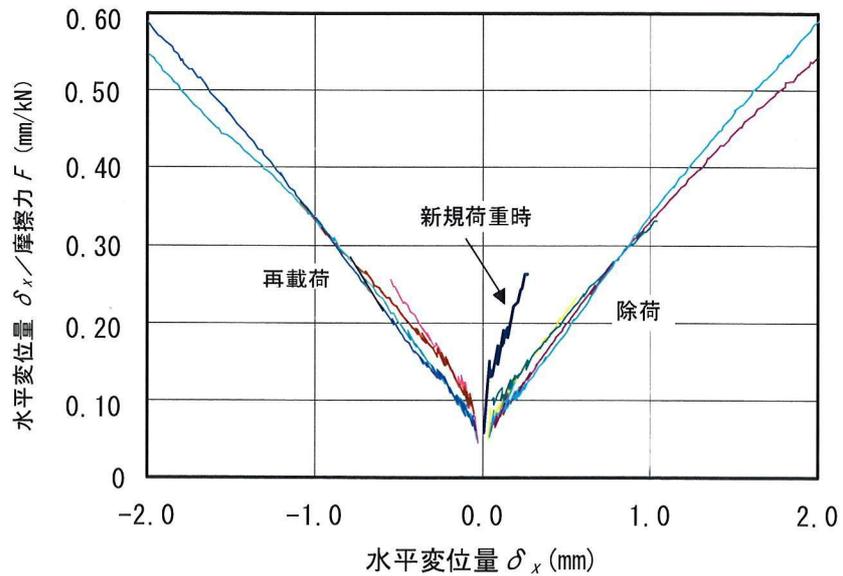


図 2.19 繰返し加力時の水平変位量  $\delta_x$  / 摩擦力  $F \sim \delta_x$  関係

以上のように根入れ部側面の  $F \sim \delta_x$  関係は、繰返し時の挙動も含めて一次の双曲線関数で近似できることが分かった。したがって、 $F \sim \delta_x$  関係の初期加力部分（骨格曲線）を次式で表すこととした。

$$F = \frac{\delta_x}{\frac{1}{k_{F0}} + \frac{\delta_x}{F_u}} \quad (2.13)$$

ここに、 $F$ ：摩擦力(kN)、 $\delta_x$ ：水平変位量(mm)、 $k_{F0}$ ：初期勾配(kN/mm)、 $F_u$ ：極限摩擦力(kN)

一方、除荷を含む繰返し加力部分（履歴曲線）は、見かけの極限荷重が変位振幅によらず、初期加力時の約2倍となることから、下式で表される。

$$F = \frac{(\delta_x - \delta_{xi})}{\frac{1}{k_{F0}} + \frac{\alpha}{2F_u} \cdot (\delta_x - \delta_{xi})} + F_i \quad (2.14)$$

ここに、 $F_i$ ：折り返し点の摩擦力(kN)、 $\delta_{xi}$ ：折り返し点の水平変位量(mm)、

$\alpha$ ：加力方向で定まる係数（初期加力の方向に加力する場合 1.0、その逆方向の場合には-1.0）

(2.13)式及び(2.14)式で求められる  $F \sim \delta_x$  関係を実験結果と比較して図 2.20 及び図 2.21 に示す。双曲線近似に必要な初期勾配  $k_{F0}$  及び極限摩擦力  $F_u$  はそれぞれ実験結果から同定した値を用いている。これらの図から明らかなように、(2.13)式及び(2.14)式で算定された  $F \sim \delta_x$  関係は実験結果と良く一致することを確認できる。

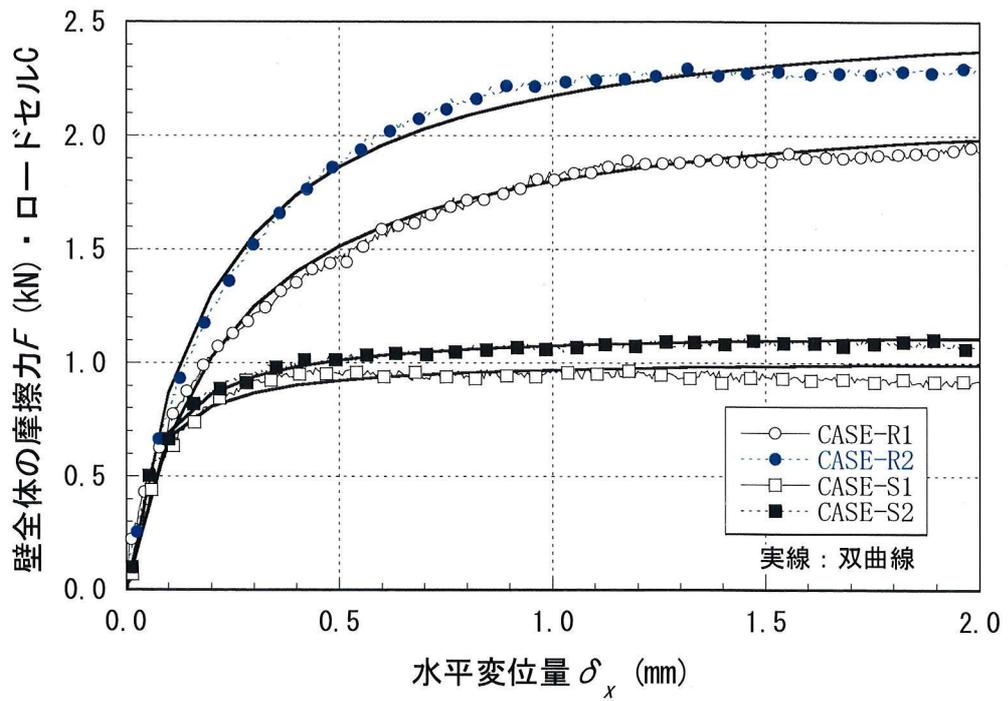


図 2.20 実験値と双曲線関数による近似曲線の比較 (単調加力)

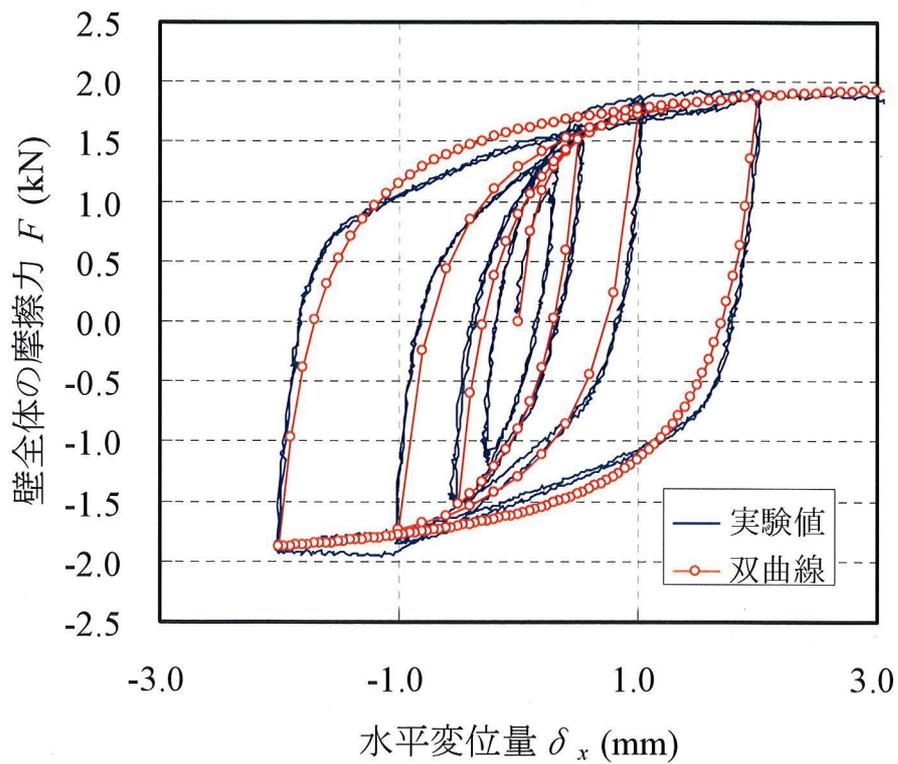


図 2.21 実験値と双曲線関数による近似曲線の比較 (繰返し加力)

## 2.5.4 土質試験結果に基づく摩擦力～水平変位量関係の推定

(2.13)式及び(2.14)式の双曲線モデルでは、初期勾配  $k_{F0}$  及び極限摩擦力  $F_u$  の2つの定数によって、地下側壁の  $F \sim \delta_x$  関係が特性づけられる。本項では、土質試験結果に基づいて実験で得られた摩擦挙動を再現できるか検討する。双曲線モデルで必要となる  $k_{F0}$  及び  $F_u$  は以下に示す方法で求めた。

### (1) 初期勾配 $k_{F0}$

$k_{F0}$  は加力初期に模型地盤が単純せん断変形して抵抗するものと仮定して、壁要素毎に次式で求める。

$$k_{F0} = (G_0 \cdot L \cdot d) / h \quad (2.15)$$

ここに、 $G_0$  : 地盤の初期せん断弾性係数(kN/mm<sup>2</sup>)

$L$  : 壁要素幅(mm),  $d$  : 壁要素厚さ(mm)

$h$  : 奥行き方向の地盤幅(=200mm)

本実験では、遠心加速度場の模型地盤に対して、せん断波速度測定等を実施していないため、初期勾配に相当する微小ひずみレベルでの地盤定数が直接得られていない。そこで、実験に用いた豊浦砂の三軸試験結果を基に、以下の手順で地盤の初期変形係数  $E_0$  ならびに  $G_0$  を推定した。

(i) 三軸試験から得られた軸応力度～軸ひずみ関係から、初期勾配  $E_0'$  を求める。

(ii) 三軸試験条件毎に、 $E_0'$  値が異なるため、 $E_0'$  と初期拘束圧  $\sigma_3$  の関係を近似式(図 2.22 参照)で求める。

(iii) 遠心模型実験では、地盤の深度毎に拘束圧が異なり、かつ鉛直方向  $\sigma_z$  と水平方向  $\sigma_h$  で拘束圧が異なることから、次式で平均の拘束圧  $\sigma_m$  を求める。

$$\sigma_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma_z \quad (2.16)$$

ここに、 $K_0$  : 静止土圧係数 (ここでは、Jaky 式<sup>2.11)</sup>により、 $(1-\sin \phi)$  で推定)

(iv)  $\sigma_m$  を(ii)で求めた近似式に代入して所定の深度の  $E_0$  を求め、ポアソン比  $\nu_s$  を介して  $G_0 (=E_0/(1+2\nu_s))$  に変換する。

### (2) 極限摩擦力 $F_u$

$F_u$  については、(2.10)式を変形して以下の式で求めた。

$$F_u = \mu \cdot (1-\sin \phi) \cdot \gamma \cdot z \cdot A \quad (2.17)$$

ここに、 $\mu$  : 摩擦係数で壁面が粗い場合は  $\mu = \tan \phi$

$A$  : 壁要素の面積(m<sup>2</sup>)

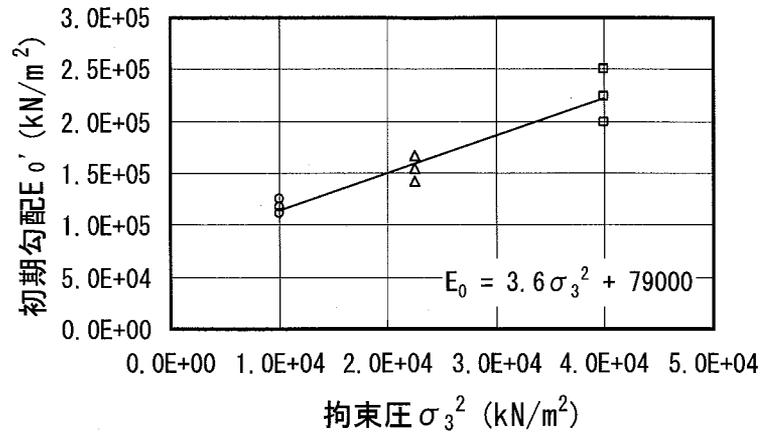
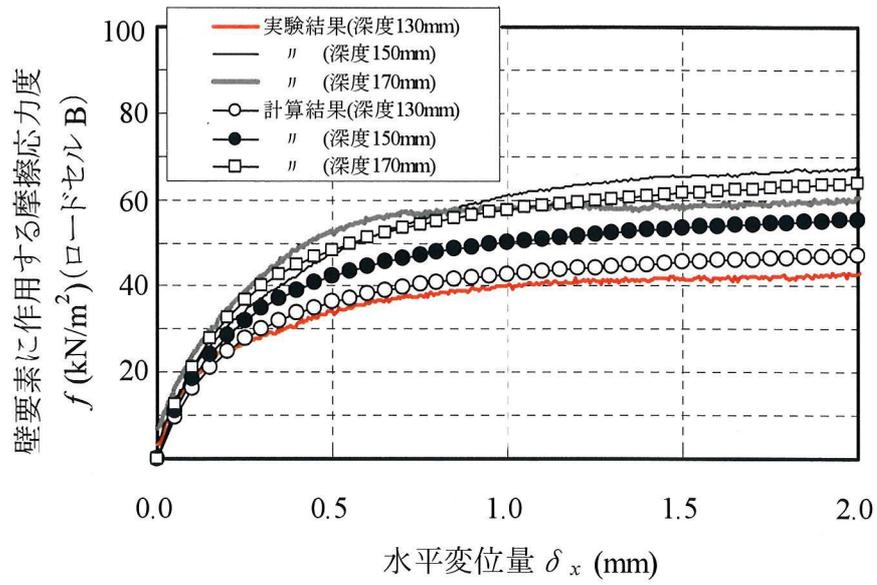


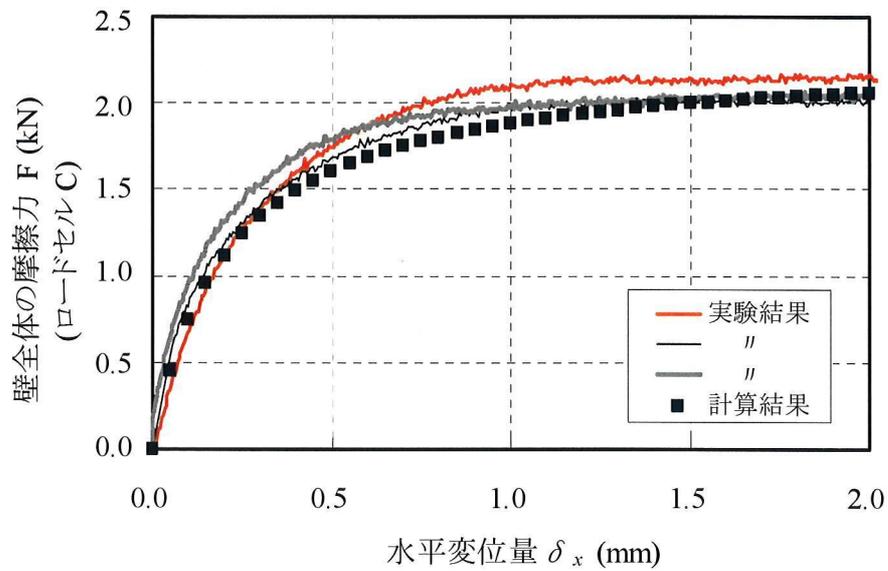
図 2.22 初期勾配  $E_0'$  と拘束圧  $\sigma_3$  の関係

図 2.23 及び図 2.24 に、側壁の  $F \sim \delta_x$  曲線について、実験値と双曲線関数を用いた計算結果の一例を示す。図 2.23 は単調加力の結果、図 2.24 には変位振幅を変えた結果であり、比較のため CASE-R2 の実験結果を併記している。またそれぞれの図で(a)図は壁の要素レベルの比較、(b)図は壁全体での比較である。壁全体の摩擦力は各要素の結果の合計で算定している。単調加力の(b)図については、実験毎の結果の変動を見るため、3つの実験結果を併記した。

単調加力、繰返し加力のいずれの場合でも、(a)図の要素レベルでは計算値と実験値は一致しないものも見られるが、(b)図の壁全体の結果より、同一変位時の摩擦力は実験結果に比較して計算結果がやや小さくなっているものの、両者はよく対応していることを確認できる。図 2.23 に見られる実験値のバラツキなどを考慮すると、土質試験結果を基に各定数を一義的に決定した計算結果は、実験値をよく説明できていると判断される。

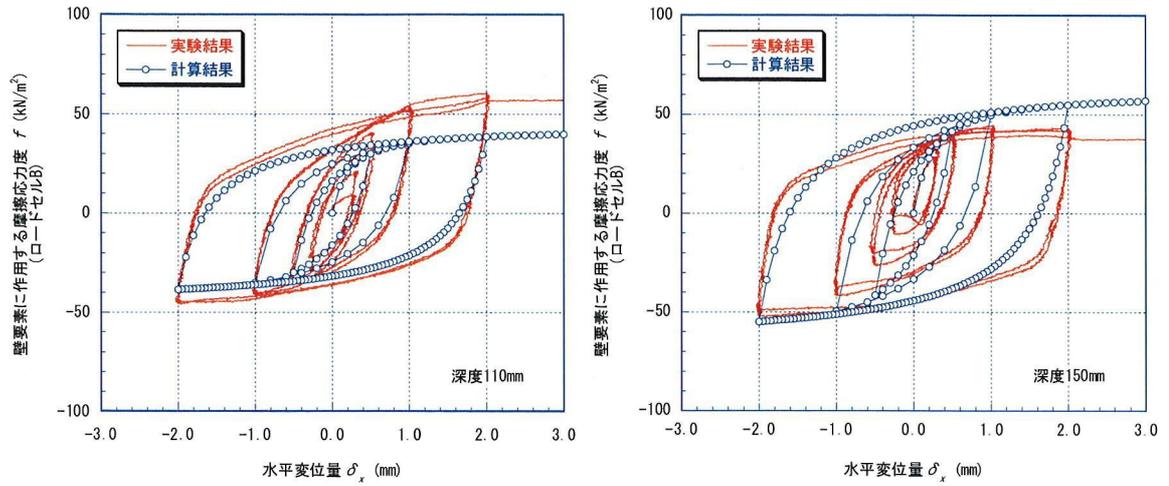


(a)壁要素

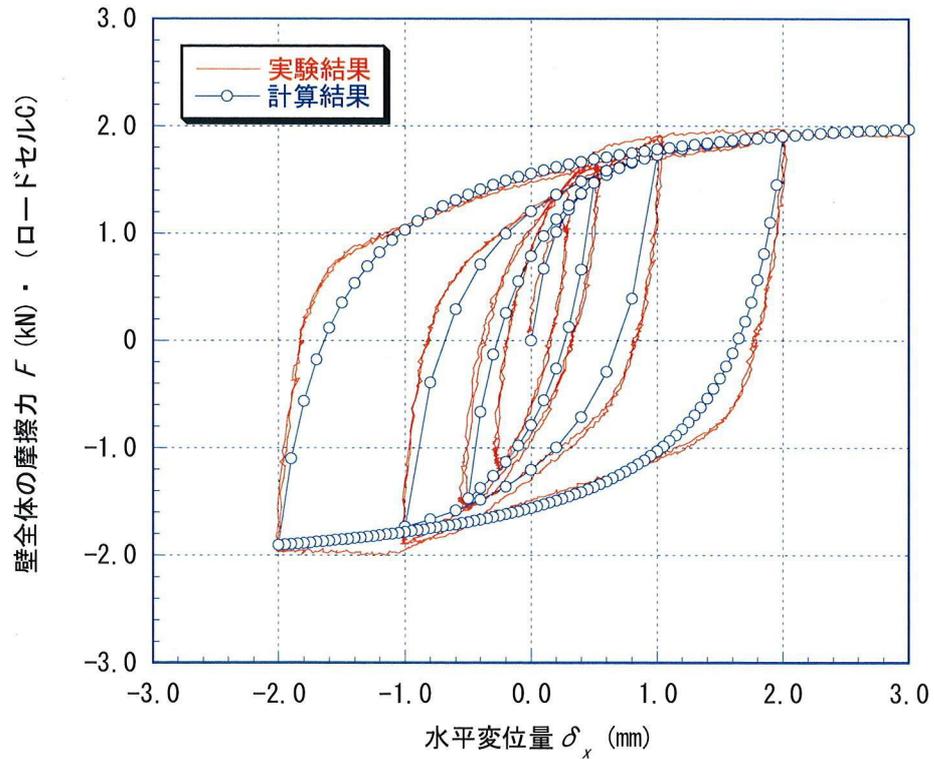


(b)壁全体

図 2.23 実験値と双曲線モデルによる計算結果の比較 (単調加力)



(a)壁要素



(b)壁全体

図 2.24 実験値と双曲線モデルによる計算結果の比較 (繰返し加力)

## 2.6. まとめ

水平力を受ける建物根入れ部側面と地盤との摩擦抵抗性状を明らかにする目的で遠心模型実験を行い、実験結果とその考察について述べた。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 模型地盤に遠心力を付与し土の自重を増加させた結果、模型地下壁に作用する静止土圧は深度に応じて直線的に増加する分布形状を示し、Jaky式を用いた土圧の推定値と概ね一致することが確認された。
- 2) 100gの遠心加速度場で静止状態から壁要素模型を水平に変位させて得られた摩擦力～水平変位量関係は、水平変位量が小さい領域から非線形性を示し、水平変位量の増加とともに摩擦力が一定値に収束する性状を示した。また繰返し加力の結果、摩擦力の大きさは加力方向によらず概ね一定の値を示すこと、繰返しによって摩擦力～水平変位量関係の形状は殆ど変化しないこと、面積の大きなループ形状を示し摩擦力によって大きなエネルギー吸収が行われていることが明らかとなった。
- 3) 模型地下壁側面に作用する摩擦力は、深度とともにほぼ直線的に大きくなり、最大摩擦力を壁面に作用する垂直応力度（静止土圧）で除した摩擦係数は深度によらず概ね一定の値を示した。最大摩擦力の大きさは壁面粗さの影響を受けるが、一定の粗さ以上では地盤のせん断強さで決定されることが確認された。
- 4) 摩擦応力度～水平変位量関係の初期勾配は、模型地盤の相対密度が大きい場合に大きくなるが、壁面の表面粗さには影響されないことが確認された。摩擦応力度～水平変位量関係の初期勾配は、地盤のせん断剛性の大きさの影響を受けるものと判断された。
- 5) 模型地下側壁の摩擦力～水平変位量関係は、初期勾配と極限摩擦力によって特性づけられる、双曲線関数によりモデル化できることが分かった。三軸圧縮試験から求めた模型地盤の内部摩擦角及びせん断剛性を基に、双曲線関数を用いて模型地下壁全体の摩擦力～水平変位量関係を推定できることが確認された。

## 参考文献

- 2.1) 地盤工学会：講座・遠心模型実験，土と基礎，地盤工学会，1987.11-1988.9.
- 2.2) 地盤工学会：講座・遠心模型実験—実験技術と実務への適用—，土と基礎，地盤工学会，2004.10-2005.3.
- 2.3) 地盤工学会：地盤工学における模型実験入門，地盤工学会，pp.60-64，1994.
- 2.4) 名倉克博，田中満，川崎宏二，樋口雄一：遠心力载荷装置を用いた土質模型実験手法の研究，大成建設技術研究所報，第25号，pp.141-148，1992.
- 2.5) 地盤工学会：地盤工学における模型実験入門，地盤工学会，pp.74-77，1994.
- 2.6) 地盤工学会：地盤工学会基準（JGS 0520-2000）土の三軸試験の供試体作成設置方法，土質試験の方法と解説，地盤工学会，pp.443-462，2000.
- 2.7) 地盤工学会：地盤工学会基準（JGS 0524-2000）土の圧密排水（CD）三軸圧縮試験方法，土質試験の方法と解説，地盤工学会，pp.473-501，2000.
- 2.8) 長尾俊昌，若命善雄，真島正人：傾斜地盤中の地下壁に作用する土圧に関する遠心模型実験，大成建設技術研究所報，第28号，pp.259-264，1995.
- 2.9) Morimichi Uesugi and Hideki Kishida：Influential Factors of Friction between Steel and Dry Sands, Soils and Foundations Vol.26, No.2, pp.33-46, 1986.
- 2.10) 日本建築学会：山留め設計施工指針，pp.23-44，2002.
- 2.11) Jaky,J.：Pressure in Soils, Proc.2nd Int.Conf.SMFE, Vol.1, pp.103-107, 1948.

## 第3章 根入れ部底面と地盤間の摩擦抵抗に関する模型実験

### 3.1. まえがき

本章では、構造物基礎底面と地盤の摩擦抵抗性状を把握するために実施した模型実験の結果について示す。模型実験として、遠心力載荷装置<sup>3.1)</sup>を用いた遠心模型実験、及び小型模型を用いた原位置実験の2種類の実験を行った。

遠心模型実験は、乾燥砂を用いた模型地盤上に設置された直接基礎模型及びパイルド・ラフト基礎模型に50gの遠心加速度場で静的な水平力を加え、基礎底面摩擦の抵抗性状を調べた。なおパイルド・ラフト基礎とは、直接基礎に杭基礎を併用した基礎形式<sup>3.2)</sup>であり、パイルド・ラフト基礎に用いる杭は基礎に生じる沈下を低減する目的で設置されるものである。直接基礎模型の大きさは平面が80mm×80mm、パイルド・ラフト模型の杭には直径10mmで長さ170mmの4本のアルミ製パイプを用いた。

原位置小型模型実験においても、遠心模型実験同様、直接基礎模型及びパイルド・ラフト模型に静的な水平加力を行い、底面摩擦の抵抗性状を調査した。実験は、ローム質の粘性土地盤上に平面の大きさが2.0m×2.0mの鉄筋コンクリート製の試験体を構築し、静的な水平力を多サイクル段階載荷方式で与えて実施した。杭には杭長3.0m、直径48.6mmの鋼管杭を4本用いた。

直接基礎模型の底面は、いずれの実験ともに基礎地盤との密着を高めるように工夫している。これは、実際の建物基礎底面には捨てコンクリートが打設され、捨てコンクリートの下面には支持地盤へ敷き砂利などが施工されるため、基礎底面と支持地盤とのかみ合わせが高いと判断したためである。

### 3.2. 遠心模型実験

#### 3.2.1 実験の概要

##### (1)遠心模型と実験装置

実験に用いた遠心模型の概要を図3.1及び模型の設置状況を写真3.1に示す。幅700mm、奥行き400mm、高さ700mmの剛土槽を用い、同一の模型地盤上に直接基礎模型とパイルド・ラフト模型の2つのモデルを設置して実験を行った。模型地盤の中央部ではコーン貫入試験<sup>3.3)</sup>を実施した。土槽側面にはテフロンシートを設置し、模型地盤と土槽との間に発生する摩擦力を極力低減している。

遠心模型の縮尺は1/50であり、前述の装置<sup>3.1)</sup>(写真2.1及び図2.1参照)を用いて、模型に50gの遠心加速度を付与した状態で水平加力実験を行った。以下では、特記しない限り、実験装置や実験結果をモデルスケールで記述している。

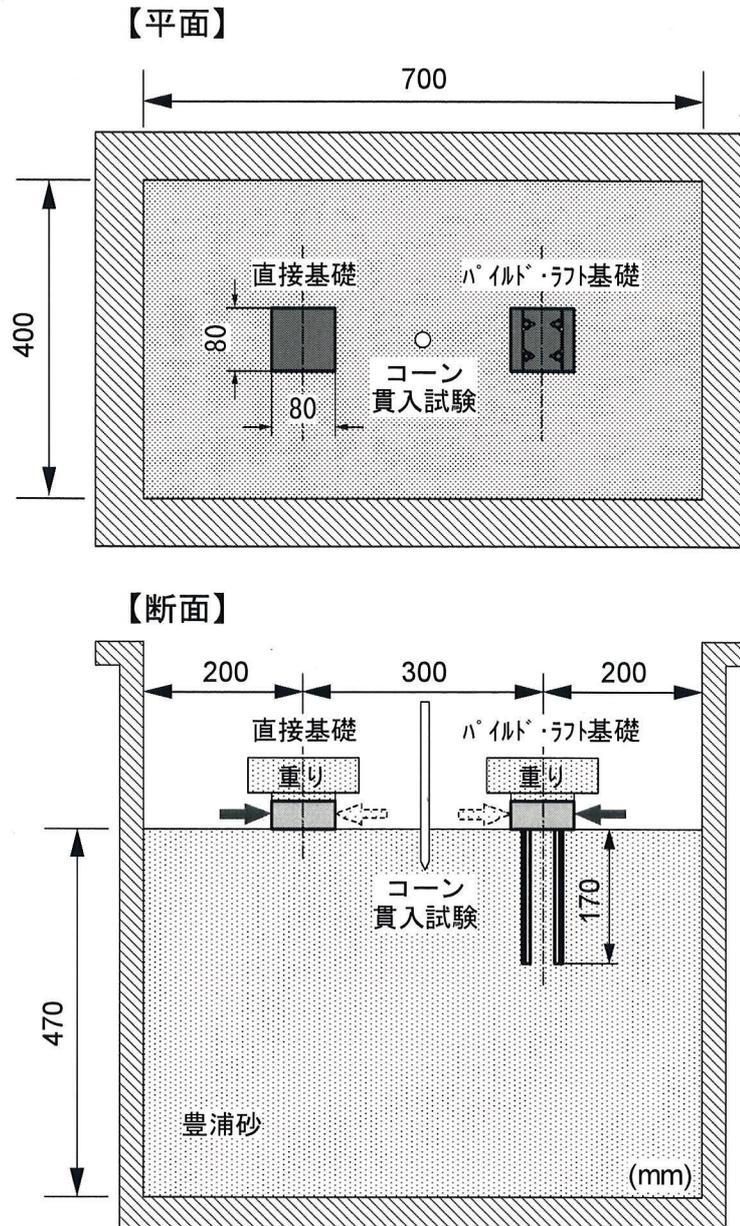


図 3.1 実験装置図

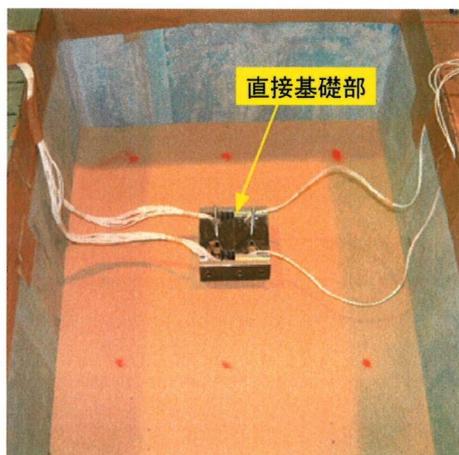


写真 3.1 模型の設置状況

模型地盤には乾燥豊浦砂を用いた。豊浦砂の物理的特性は表 3.1 に示す通りである。地盤の厚さは 470mm (実物換算で 23.5m) であり、空中落下法で相対密度が約 60%となるように作製した。空中落下法による地盤の作製状況を写真 3.2 に示す。

実験では模型地盤の強度や均一性の再現性を確認する目的でコーン貫入試験を実施した。試験に用いたのは、遠心実験用に開発された小型のコーン貫入試験機<sup>3.3)</sup> である (写真 3.3 参照)。直径 10mm のコーンを 1mm/秒の速度で貫入しながら先端抵抗  $q_c$  を測定した。コーン貫入試験の結果を図 3.2 にまとめて示す。図より、実験毎のばらつきが小さく、ほぼ同じ地盤条件が確保されていることを確認できる。

表 3.1 実験で用いた豊浦砂の物理定数

土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	密度(g/cm <sup>3</sup> )		間隙比e		平均粒径 D <sub>50</sub> (mm)
	最大 $\rho_{dmax}$	最小 $\rho_{dmin}$	最大 $e_{max}$	最小 $e_{min}$	
2.661	1.654	1.349	0.973	0.609	0.16



写真 3.2 空中落下法による地盤の作製状況

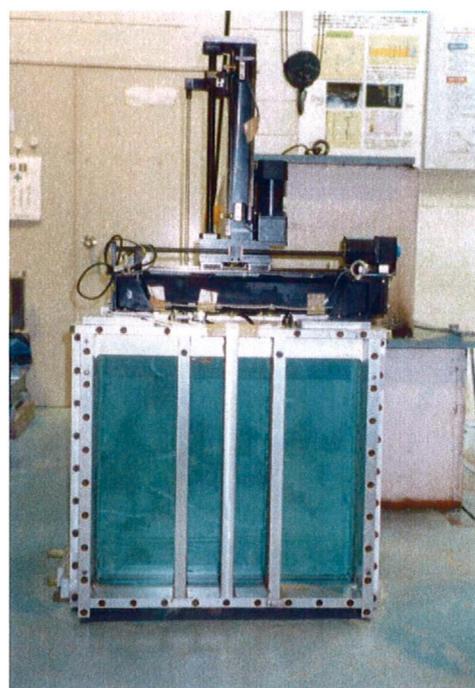


写真 3.3 コーン貫入試験機

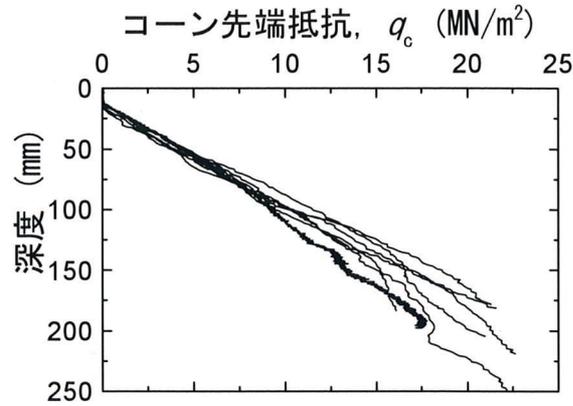


図 3.2 コーン貫入試験の結果

図 3.3 及び写真 3.4 に水平加力装置の概要を示す。加力点は地表面から 25 mm であり、ローラーを介して繰返し加力が可能な構造となっている（写真 3.5 参照）。実験では、側壁から離れる方向（容器の中心に向かう方向）に押す場合を主とし、0.1 mm/min の変位制御にて加力した。加力中の水平荷重はロードセルにより、変位量はレーザー変位計により計測した。

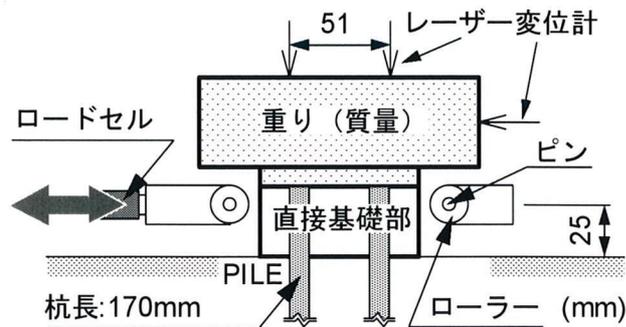


図 3.3 遠心模型頭部の詳細（断面図）

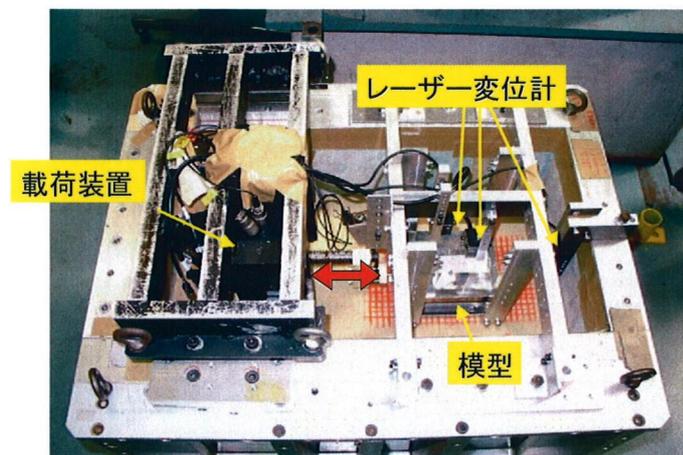


写真 3.4 実験土槽と加力装置

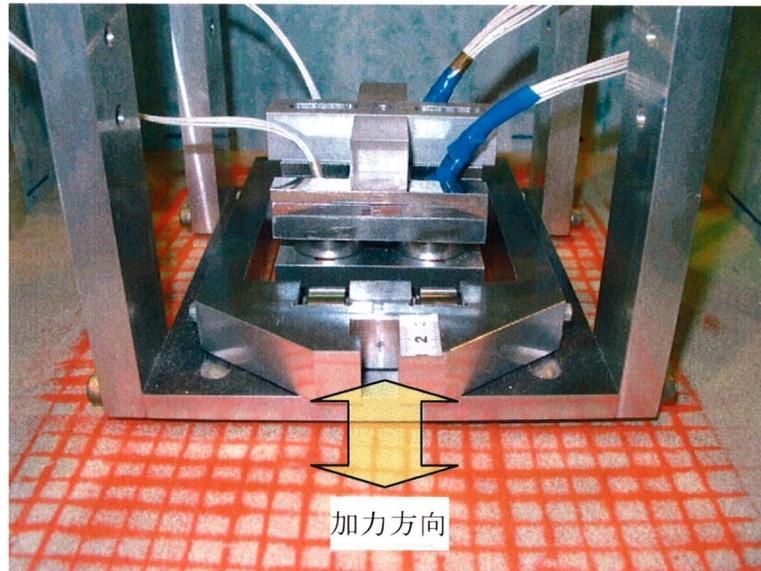


写真 3.5 遠心模型の頭部の状況

図 3.4 に模型杭の詳細を示す。直径 10 mm、肉厚 1mm のアルミニウム製パイプを使用した。模型杭には、軸力と曲げモーメント等の断面力を計測するひずみゲージを貼り付けている。パイプの降伏及び破断応力度は、別途に実施した材料試験から、それぞれ 149  $\text{MN/m}^2$ 、243  $\text{MN/m}^2$ であった。表 3.2 は、模型杭から相似率を基に換算した実杭諸元を示している。模型杭は、直径 500 mm の中実コンクリート杭に相当する曲げ剛性を有している。なお表中の実物換算値は、杭の曲げ剛性から換算されたものであるが、軸剛性から換算すると  $E_p=25\text{GN/m}^2$  程度になる。

図 3.5 は、パイルド・ラフト模型の平面詳細図である。模型は幅が 80mm の剛な直接基礎部と 4 本の杭で構成されている。地表面と接する部分は、硬質アルミ製で、その上に荷重調整のための鋼板を載置する構造となっている。直接基礎底面は粗くして地盤との摩擦係数の増加を図っている。

直接基礎模型及びパイルド・ラフト模型の両模型には、直接基礎部の全質量が 4.7 kg となるように調整し、ほぼ同じ鉛直荷重を作用させた。50g の遠心加速度場では、約 2300 N の鉛直荷重で、平均接地圧は  $360\text{kN/m}^2$  程度となる。遠心載荷実験の趣旨からすれば、遠心加速度場における拘束圧条件下でモデルに鉛直荷重を作用させて、この状態を保持しながら水平力を作用させるのが望ましい。しかし、鉛直と水平載荷を同一装置で行う必要があり載荷機構が複雑となることから、直接基礎部の自重によってパイルド・ラフト模型に鉛直荷重を作用させる方式を採用した。

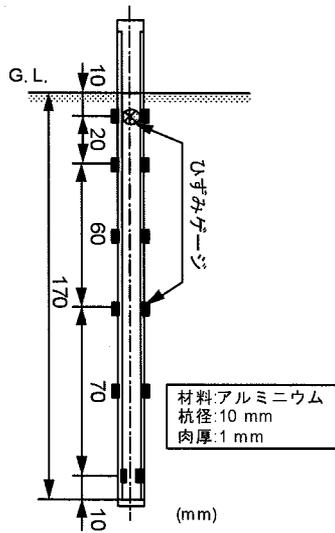


図 3.4 模型杭の詳細

表 3.2 模型杭の緒元

	模型	実物換算
材質	アルミニウム	コンクリート
直径	10 mm	500 mm
肉厚	1 mm	中実杭を想定
杭長, $L_p$	170 mm	8.5 m
弾性係数, $E_p$	71 GN/m <sup>2</sup>	40 GN/m <sup>2</sup>

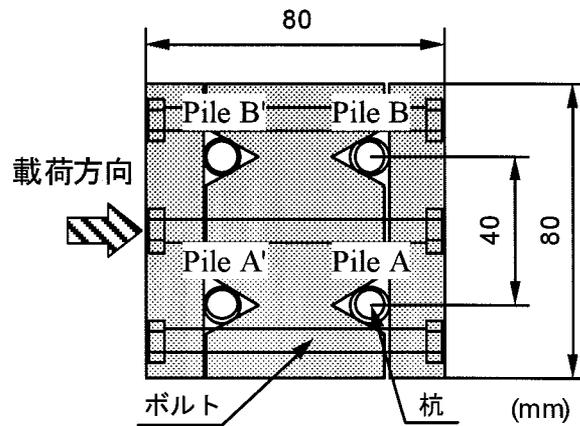


図 3.5 遠心模型頭部の詳細 (平面図)

## (2) 実験ケース

遠心模型実験ケースの一覧を表 3.3 に示す. 表には, 杭長及びラフトの模型寸法を記載している. 模型実験では, パイルド・ラフト基礎とそれを構成する要素 (単杭及び直接基礎) に対して水平加力を行った.

表 3.3 実験ケース

模型の種類	水平載荷
単杭	$L_p=170\text{mm}$
直接基礎単体	$B=80\text{mm}$
パイルド・ラフト	$B=80\text{mm}$ $L_p=170\text{mm}$

$L_p$ : 杭長,  $B$ : 正方形ラフトの辺長

なお模型の寸法については、水平載荷実験に先立って実施した鉛直載荷実験結果<sup>3.4)</sup>を踏まえてパイルド・ラフト基礎における杭と直接基礎の分担割合が50%程度となるように杭と直接基礎部の寸法を設定したものである。杭模型の杭径は地盤材の平均粒径の約60倍であり、砂粒子の寸法が支持力特性に影響を与える目安とされる35倍程度以上を満足している<sup>3.5)</sup>。鉛直載荷実験では、本実験と同様の地盤条件で、表3.4に示す試験体に対して実施し、パイルド・ラフト模型の荷重～沈下特性や杭とラフトの荷重分担性状などが測定されている。既往の実験結果をまとめると下記の通りとなる。

・単杭の鉛直挙動（図3.6参照）

鉛直荷重～沈下量関係は載荷初期段階から非線形性を示すものの杭径の1.5～2倍程度載荷した後も明確な極限值が得られないこと、軸力分布の分析から先端抵抗の寄与率が高いことが確認されている。

・直接基礎単体の鉛直挙動（図3.7参照）

各試験体の初期の鉛直剛性は、約3.0kN/mm (B=80mm)、約5.2kN/mm (B=120mm)となり、杭のそれと比較して大きい値を示すことが分かった。

・パイルド・ラフト基礎の鉛直挙動（図3.8及び図3.9参照）

鉛直荷重の増加とともに杭と直接基礎の鉛直分担が変化すること、鉛直荷重が3kN以降では増加傾向が鈍化し両者の分担率が40～60%の間の値を示すことが確認された。

表 3.4 本実験に関連して実施した実験<sup>3.4)</sup>

模型の種類	鉛直載荷
単杭	$L_p=120,170,200\text{mm}$
直接基礎単体	$B=80,120\text{mm}$
パイルド・ラフト	$B=80\text{mm}$ $L_p=170\text{mm}$

$L_p$ ：杭長， $B$ ：正方形ラフトの辺長

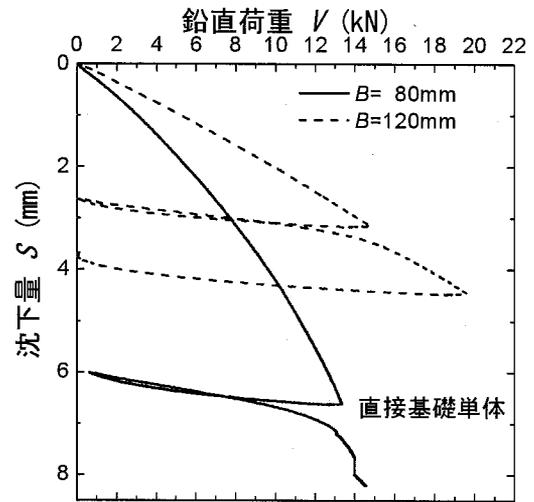
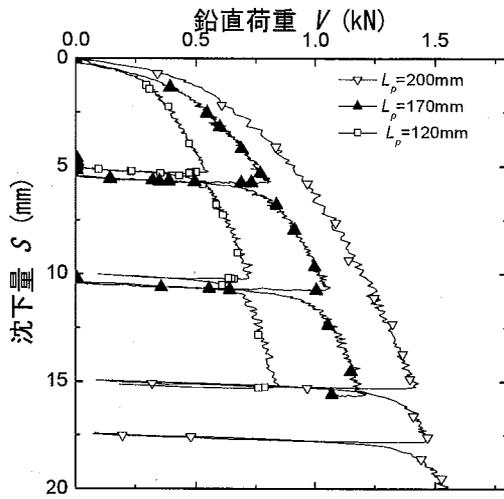


図 3.6 鉛直荷重～沈下量関係 (単杭) 図 3.7 鉛直荷重～沈下量関係(直接基礎単体)

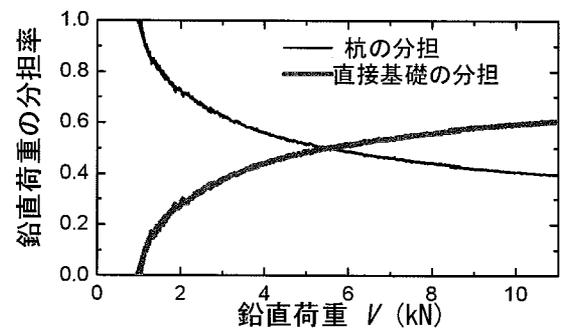
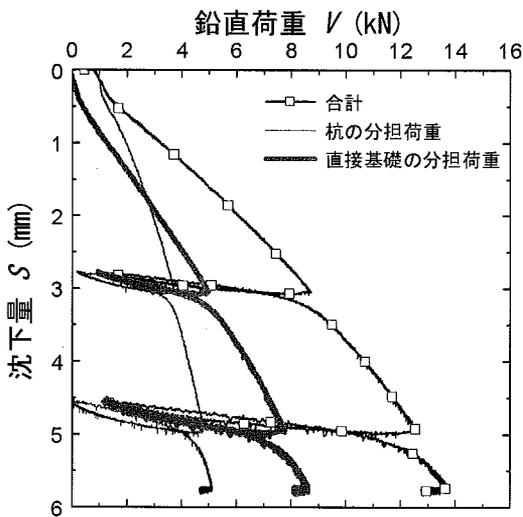


図 3.8 鉛直荷重～沈下量関係 (パイルド・ラフト)

図 3.9 鉛直荷重分担の変化

### (3)実験手順

水平載荷実験に関する実験手順を以下に整理して示す。

- 1) 土槽側面にテフロンシートを貼り付ける。
- 2) 空中落下法により土槽底面より杭先端深度までの砂地盤を作製する。
- 3) 4本の杭の杭頭部を治具により固定し所定の位置に設置する（写真 3.6 参照）。
- 4) 所定の高さまで地盤を作製し杭頭治具を取り外した後，吸引装置により表面を平らに成形する。
- 5) 模型全体の重量を計測し，地盤の相対密度を確認する。
- 6) 予備遠心載荷（50g）を行い，土や杭試験体の自重沈下による模型のなじみをとる。
- 7) 50g 場でコーン貫入試験を行い，コーン貫入抵抗を測定する。
- 8) 予備遠心後，地盤の相対密度を確認する。
- 9) 直接基礎模型では，模型を所定の位置に設置する。パイルド・ラフト模型では，杭頭部に分割された直接基礎と杭頭部をボルトナットにより固定する。
- 10) 鉛直荷重となる鋼板を模型に固定する。
- 11) 計測・加力機器を設置し，遠心力（50g）を載荷する。
- 12) 50g 場で水平加力を行う。

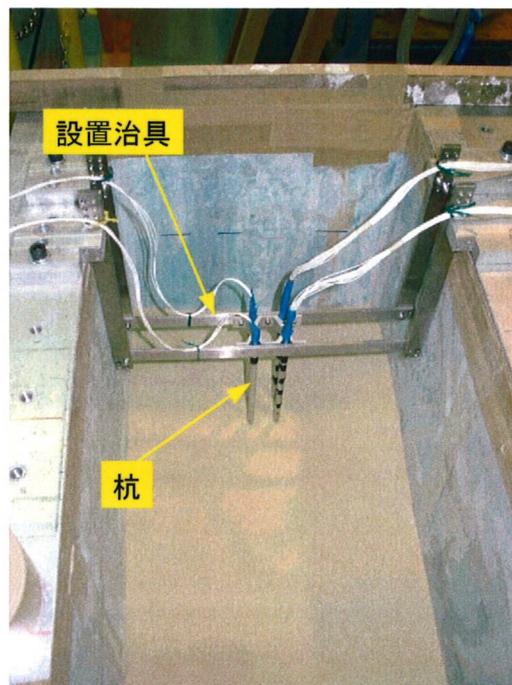


写真 3.6 杭設置状況

図 3.10 は、直接基礎を設置してから 50 g の遠心加速度を作用させる過程における、パイルド・ラフト模型中の杭と直接基礎の鉛直荷重分担の推移を示したものである。約 2300 N の直接基礎部の自重により、模型は 1.8 mm 沈下し、4 本の杭は最終的に全荷重の 62% を分担する結果が得られた。

なお、前述の鉛直載荷試験結果（図 3.9 参照）より、2300 N の鉛直荷重が作用した際の杭の荷重分担率は約 60%であった。これらの結果より、鉛直荷重の載荷方法が、水平載荷試験前の鉛直方向荷重分担率に与える影響は小さいものと判断できる。

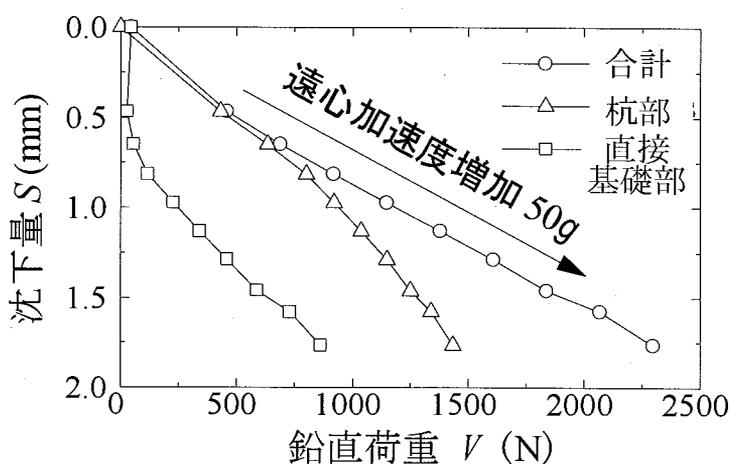


図 3.10 遠心加速度増加時の鉛直荷重の分担

### 3.2.2 実験結果とその考察

#### (1) 直接基礎単体の水平挙動

直接基礎単体の水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係を図 3.11 に示す。図より、 $H$  ~  $\delta_x$  関係は、加力初期から非線形性を示しながら  $H$  が増加するが、1.2kN 付近で増加傾向が鈍化し、5.1mm、1.45kN で最大荷重を示した。その後荷重はやや低下するものの、1.2kN 程度の荷重を保持しつつ変位が進行している。最大荷重を鉛直荷重（約 2.3kN）で除して摩擦係数を求めると 0.62 となり、摩擦角に直すと約 32 度であった。残留荷重（約 1.2kN）に関する摩擦係数と摩擦角はそれぞれ、約 0.52 及び約 28 度であった。

直接基礎の  $H$  ~  $\delta_x$  関係が双曲線関数で近似可能か検討を試みるため、第 2 章と同様に、 $\delta_x$  を  $H$  で除した値と  $\delta_x$  で整理して図 3.12 に示す。図では、最大荷重となる 5mm 変位までの関係をプロットした。この図から、両者の関係は線形関係にあり、図中の直線で近似できることが分かる。

図 3.12 で得られた近似直線の勾配と切片の値を基に双曲線を描いた結果を図 3.13 に示す。実験値と計算値は良く一致しており、最大荷重までの挙動を双曲線関数で近似可能であることを確認できる。

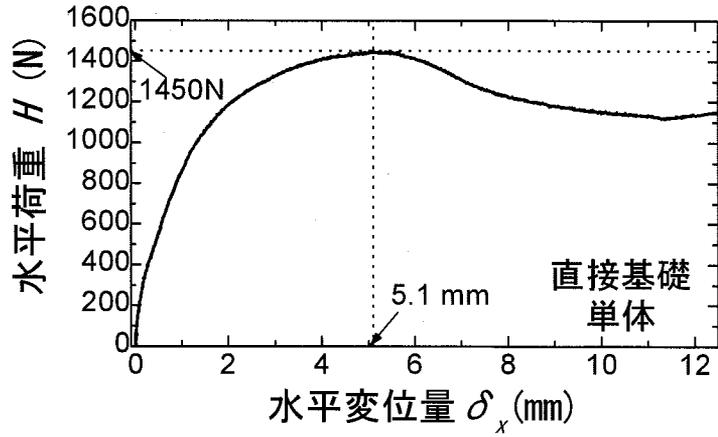


图 3.11 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (直接基礎单体)

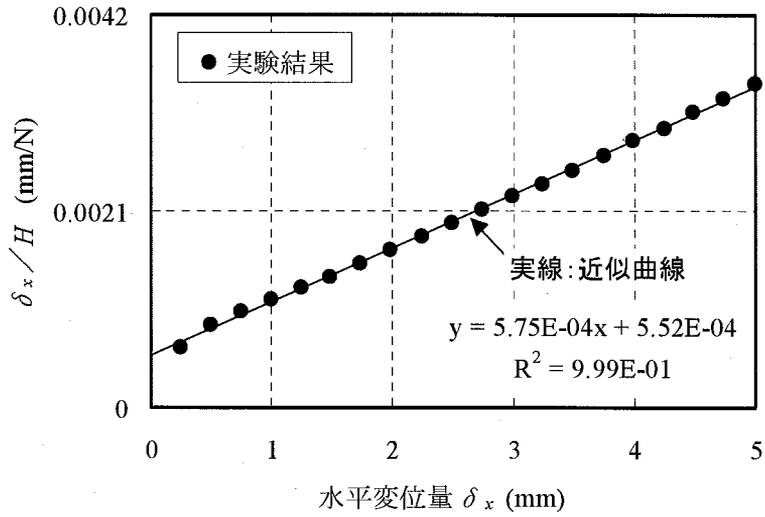


图 3.12  $\delta_x/H \sim \delta_x$  関係

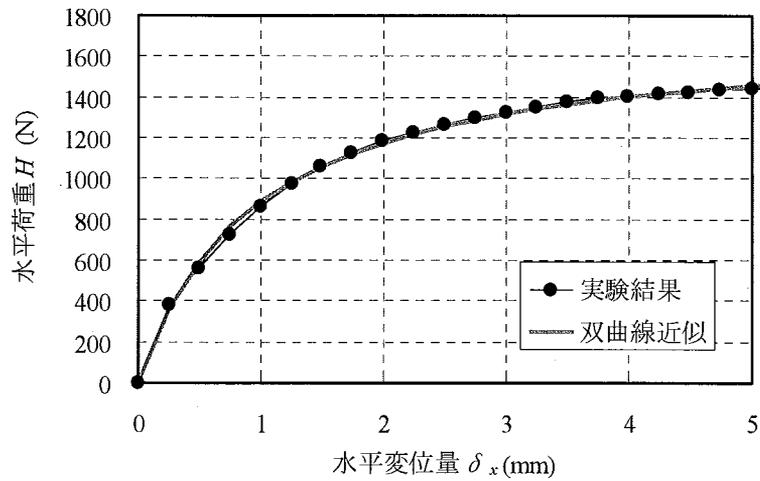


图 3.13 双曲線関数による近似

## (2)パイルド・ラフト基礎の水平挙動

図 3.14 は、 $\delta_x$ が杭径（10 mm）程度までのパイルド・ラフト基礎と直接基礎単体の  $H \sim \delta_x$  関係を示したものである。図中のパイルド・ラフト基礎における直接基礎の分担荷重は、ロードセルによる全水平荷重から各杭の杭頭せん断力を差し引いた値で求めたものである。全水平抵抗では、直接基礎単体では 5 mm の  $\delta_x$  で極限值 1450 N を示しているのに対し、パイルド・ラフト基礎では杭の水平抵抗の影響で 10 mm の  $\delta_x$  を与えても依然  $H$  が増加傾向にあり、10mm 変位時の抵抗が大きいことを確認できる。

直接基礎底面の抵抗に着目すると、パイルド・ラフト基礎を構成する直接基礎の極限水平抵抗は 450 N 程度であり、直接基礎単体のそれ（1450 N）に比較して小さいことが分かる。パイルド・ラフト基礎の  $\delta_x$  が 2~4mm の際の直接基礎の鉛直荷重分担率が 0.5 程度（図 3.18 参照）であり、ラフト重量と摩擦係数から推定される最大水平抵抗は 713 N（2300 N × 分担率 0.5 × 摩擦係数 0.62）となるが、実際に得られた抵抗はその 60% 程度であった。

パイルド・ラフト基礎中の直接基礎単体の抵抗が小さいことは、水平加力中の鉛直荷重  $V$  と水平荷重  $H$  の比（摩擦係数= $H/V$ ）と  $\delta_x$  との関係で整理した図 3.15 でも確認できる。なお、パイルド・ラフト基礎中の直接基礎が分担する鉛直荷重は杭頭に貼付したひずみ値を基に算出している。図より、パイルド・ラフト基礎中の直接基礎の最大摩擦係数（約 0.46）は直接基礎単体のそれ（約 0.52）に比較して小さいこと、最大値を示す 2mm 変位時以降から低下の度合いが大きいことなどが分かる。この原因としては、パイルド・ラフトでは杭の存在により地盤の一部が杭と一体化して水平に変位するため、ラフト底面摩擦がその最大値まで発揮されない領域が存在する可能性があるものと考えられる。

本実験では、 $H \sim \delta_x$  関係の初期勾配は、パイルド・ラフト基礎と直接基礎単体とではほぼ同じであった。これは、パイルド・ラフト基礎では、載荷初期においては、主に直接基礎底面と表層の砂との間のせん断抵抗で外力に抵抗しようとするが、杭の存在によって直接基礎直下地盤に伝達される鉛直荷重が直接基礎単体に比較して小さく、この部分の拘束効果が小さいことが影響したものと考えられる。また、パイルド・ラフト基礎における模型地盤の作製方法の影響も考えられる。すなわち、杭を土槽中の所定位置に設置した状態で砂を空中落下させて模型地盤を作製しており、杭近傍地盤の  $D_r$  が十分に高くなっていなかった可能性も考えられる。

このように実験から得られた直接基礎底面の摩擦挙動は、パイルド・ラフト基礎では複雑な挙動性状を示すことが確認された。特に本実験条件では、拘束圧の強い影響を受ける砂地盤の地表面に模型を設置していること、直接基礎の接地面積に対する杭の断面積の比率が比較的大きいことなどが、複雑な挙動をより明瞭にしたものと考えられる。

図 3.16 は、載荷初期段階において、全水平抵抗を杭の水平抵抗成分（杭頭せん断力の和）と直接基礎のせん断抵抗成分に分けて示したものである。載荷初期では、直接基礎の荷重分担が卓越しているが、変位が約 0.3 mm を超えると杭の抵抗が卓越している。

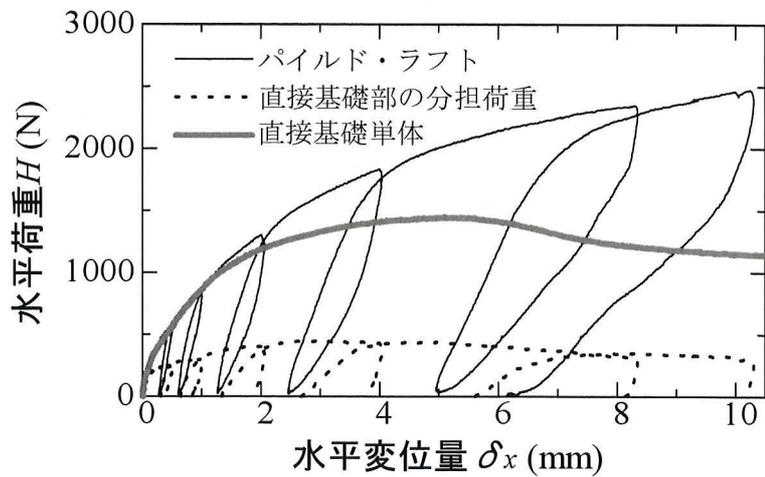


図 3.14 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (パイルド・ラフト基礎)

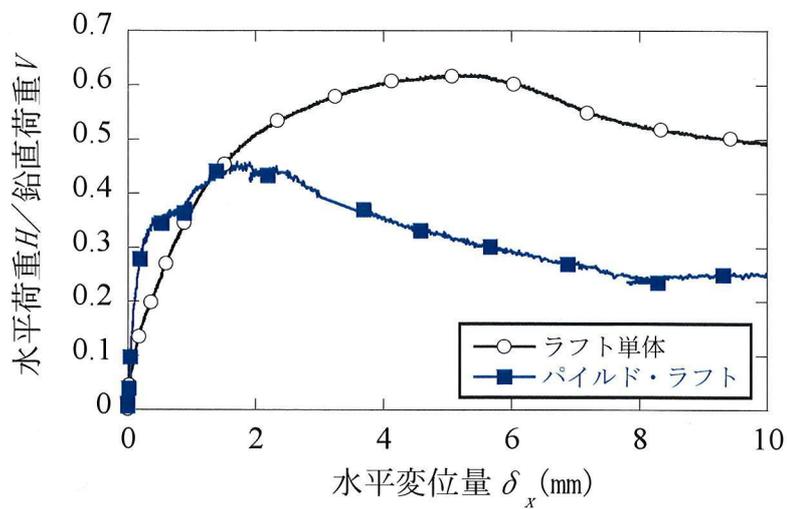


図 3.15  $H/V$  ~  $\delta_x$  関係

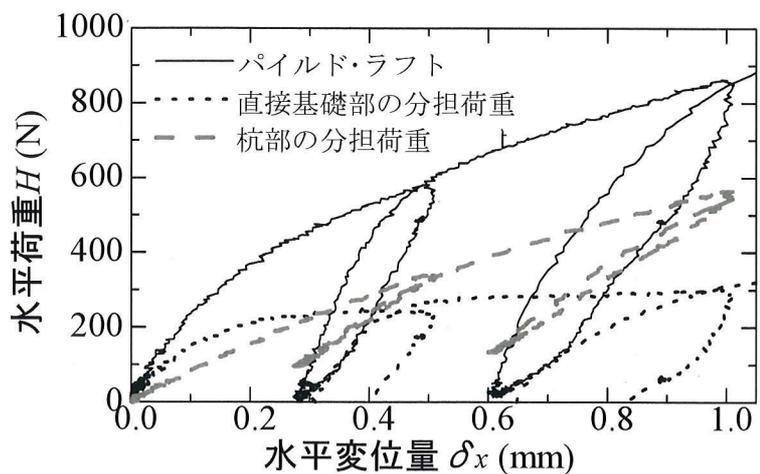


図 3.16 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (初期部分を拡大)

図 3.17 は、杭と直接基礎の水平荷重分担率の推移を示したものである。水平変位が増大するにつれて、杭の荷重分担率が増大している。パイルド・ラフト基礎の水平変位に応じて直接基礎と杭との間の荷重分担が大きく変わること示しており、設計においてどのレベルの外力を想定するのかが重要であることを示している。

図 3.18 は、水平載荷中の鉛直方向荷重分担率の推移を示したものである。水平変位の増加につれて、直接基礎の鉛直方向荷重分担率は約 20%増加した。水平荷重分担率と比較して変化が少なく、特に水平変位が小さい範囲では、この傾向が顕著となっている。

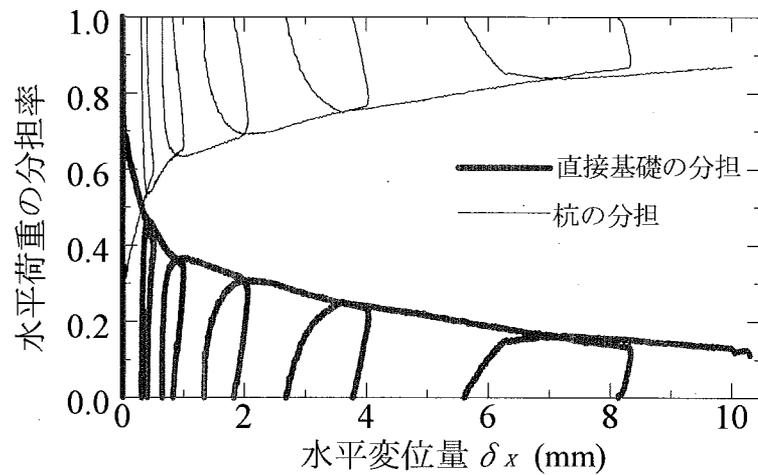


図 3.17 水平荷重の分担率の変化

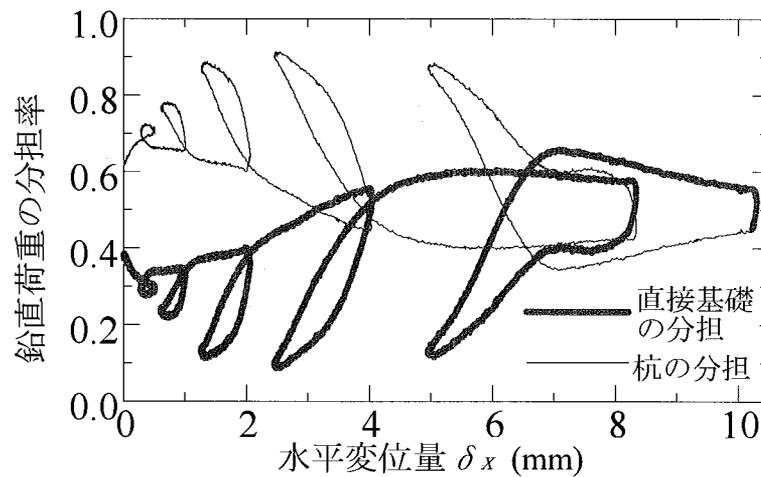


図 3.18 鉛直荷重の分担率の変化

図 3.19 は杭の曲げモーメント分布の推移を示したものである。杭頭固定条件を意図したが、計測で得られた杭頭曲げモーメントは常に小さく、むしろ杭頭自由条件に近い結果となった。水平変位が 3 mm までは、Pile A (圧縮側) と A' (引抜き側) の分布はよく一致しているが、水平変位 6 mm では、地中の最大曲げモーメントは Pile A の方が大きく、その位置も深いことが分かる。なお杭のひずみは水平変位が約 7 mm で  $2100\mu$  (降伏強度  $149\text{MN/m}^2$  と弾性係数  $72\text{GN/m}^2$  から逆算される降伏ひずみ) を超えており、それまでは弾性範囲にあることが判明している。すなわち、パイルド・ラフトの  $H \sim \delta_x$  関係の非線形性の大部分は直接基礎底面摩擦の非線形性に起因していると考えられる。

図 3.20 は単杭の水平載荷試験結果とパイルド・ラフト中の杭の杭頭せん断力～水平変位量  $\delta_x$  関係とを比較したものである。パイルド・ラフト中の杭は、単杭よりも大きな変位剛性及び水平抵抗を示している。これは、直接基礎底面からの荷重伝達により直下地盤の拘束圧が増加し、この部分の地盤の剛性や強度が増加したことが原因と考えられる。パイルド・ラフト中の杭に着目すると、載荷の初期では全ての杭がほぼ均等に水平荷重を分担しているが、水平変位が約 2mm を超えた時点から圧縮側の杭 (Pile A, B) が受け持つ水平荷重が増加し、引抜き側の杭 (Pile A', B') の荷重が頭打ちとなっている。

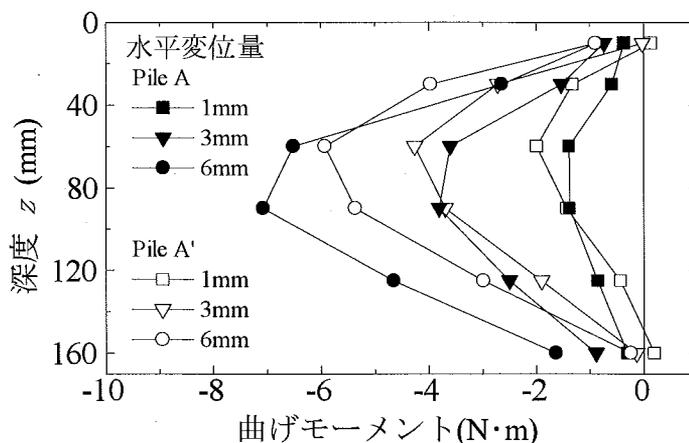


図 3.19 杭の曲げモーメント分布

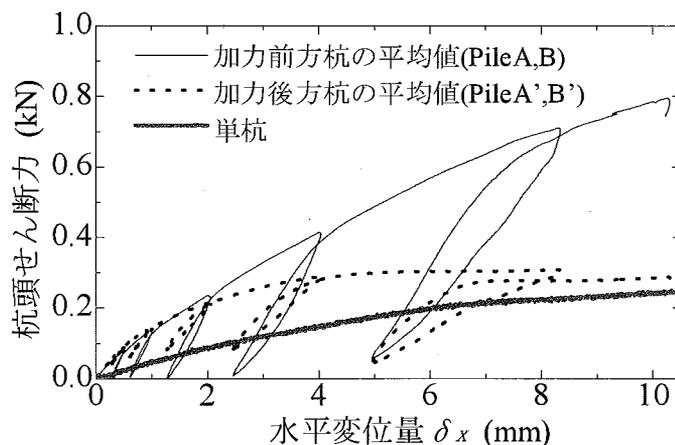


図 3.20 杭頭せん断力の推移

### 3.3. 小型模型を用いた原位置実験

本節では、小型模型を用いた原位置水平載荷実験により、基礎底面の摩擦抵抗特性を調べた結果を述べる。実験に用いた小型模型は、平面の大きさが  $2\text{m} \times 2\text{m}$  であり、直接基礎、杭基礎、及びパイルド・ラフト基礎の3体の試験体を粘性土地盤上に構築した。以下では、実験の方法、実験結果及び基礎底面の摩擦挙動性状に着目した考察について述べる。

#### 3.3.1 実験の概要

##### (1) 試験体

表 3.5 に試験体一覧を、図 3.21 に試験体の形状及び寸法を示す。実験に用いた試験体は3体の小型基礎であり、前述の遠心模型実験と同様、パイルド・ラフト基礎とそれを構成する要素（直接基礎、杭基礎）を模擬したものである。これらの試験体は鉄筋コンクリート製（RC 製）で、平面的な大きさは  $2\text{m} \times 2\text{m}$  である。水平載荷実験は、表 3.5 に示す大きさの鉛直荷重をコンクリート自重により試験体に与えた状態で実施する計画とした。図中に各試験体の高さは、各々に作用させる鉛直荷重に応じた高さを示している。写真 3.7 には、試験体の状況を示す。

パイルド・ラフト基礎及び杭基礎の杭には、直径  $48.6\text{mm}$ 、肉厚  $2.4\text{mm}$ 、長さ  $3\text{m}$  の鋼製パイプを4本用い、地盤中に回転圧入して施工した。杭長の  $3\text{m}$  は、地盤調査と沈下解析<sup>3.6), 3.7)</sup>より、パイルド・ラフト基礎の杭が負担すると考えられる鉛直荷重が、概ね極限支持力の  $2/3$  となるように設定した。

直接基礎及び杭基礎の鉛直荷重は、パイルド・ラフト基礎の荷重分担の測定結果から直接基礎試験体及び杭試験体がそれぞれ負担する荷重を作用させることを基本とした。すなわち、各試験体を構築した後、まずパイルド・ラフト基礎に所定の鉛直荷重を付与し直接基礎部及び杭部の鉛直荷重分担を杭頭に貼付したひずみゲージ測定値より算定する。ついで、直接基礎部の分担荷重と同じ大きさの荷重を直接基礎試験体へ、同様に杭の分担荷重分を杭基礎試験体に作用させる計画とした。このように試験体毎に鉛直荷重を変化させたのは、鉛直荷重に起因して直接基礎底面部の摩擦抵抗が変化する影響をなくし、個々の実験結果を基に各試験体間の挙動を直接比較できると考えたからである。

今回、パイルド・ラフト基礎へ与えた鉛直荷重は  $151\text{kN}$  であり、直接基礎部と杭部の鉛直荷重分担率は、それぞれ約  $40\%$  と  $60\%$  であった。したがって、それぞれの直接基礎試験体には約  $60\text{kN}$ 、杭基礎試験体に  $90\text{kN}$ （杭1本当たり  $22.5\text{kN}$ ）を載荷する計画となる。しかし、試験体の製作に平行して実施した鋼製パイプの鉛直載荷試験からは、杭の極限支持力として当初計画した値が得られなかった。このため杭基礎試験体では、鋼製パイプの鉛直荷重を水平載荷時の鉛直荷重増分を考慮して、パイルド・ラフト基礎の杭負担荷重の  $60\%$  とした。なお杭材には鋼管を用いており、杭の水平挙動に及ぼす鉛直荷重の影響は小さいと判断される。

パイルド・ラフト基礎及び直接基礎の試験体の底面には、載荷によって滑りが生じるよ

うに密度を調整した気乾状態の6号珪砂を約30mmの厚さで敷設した。基礎底面には6号珪砂を接着し、直接基礎底面部の摩擦係数を高めている。杭基礎試験体では、基礎底面が地盤に接しないよう地盤との間に隙間を設けている。

各試験体ともに2m×2mのRC製基礎部は、予め製作したRC床版を各試験体位置に設置する方式とした。これは、敷設した砂層の厚さを均一に確保すること、パイルド・ラフト基礎試験体の土圧計設置のためなどの理由による。杭基礎試験体及びパイルド・ラフト基礎試験体では、RC床版の杭位置に貫通孔を設けておき、設置後、杭頭部をグラウト材により固定した。

以上に述べた試験体作製手順を図3.22に、試験体作製の状況を写真3.8～写真3.11に示す。

表 3.5 試験体の種類

基礎種別	試験体の寸法 (幅・奥行き・高さ)	杭	鉛直荷重	杭とラフトの鉛直荷重分担 <sup>*1</sup>
直接基礎	2.0m×2.0m×0.62m	—	58.8kN (14.7kN/m <sup>2</sup> )	—
杭基礎	2.0m×2.0m×0.53m	杭材:鋼管 杭径:48.6mm 長さ:3.0m	50.0kN (12.7kN/本)	—
パイルド・ラフト基礎	2.0m×2.0m×1.60m	本数:4本	151.0kN (37.3kN/m <sup>2</sup> )	杭:60% ラフト:40%

\*1:パイルド・ラフト基礎における杭とラフトの荷重分担を実測した値

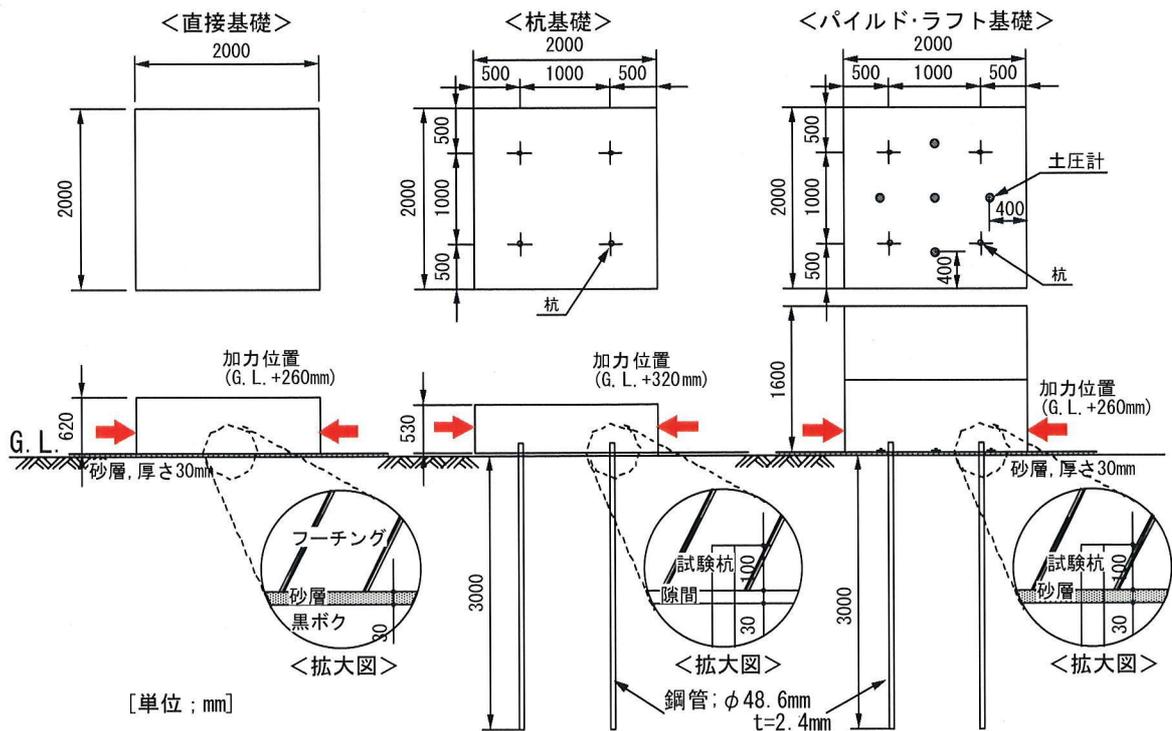


図 3.21 小型模型試験体の概要

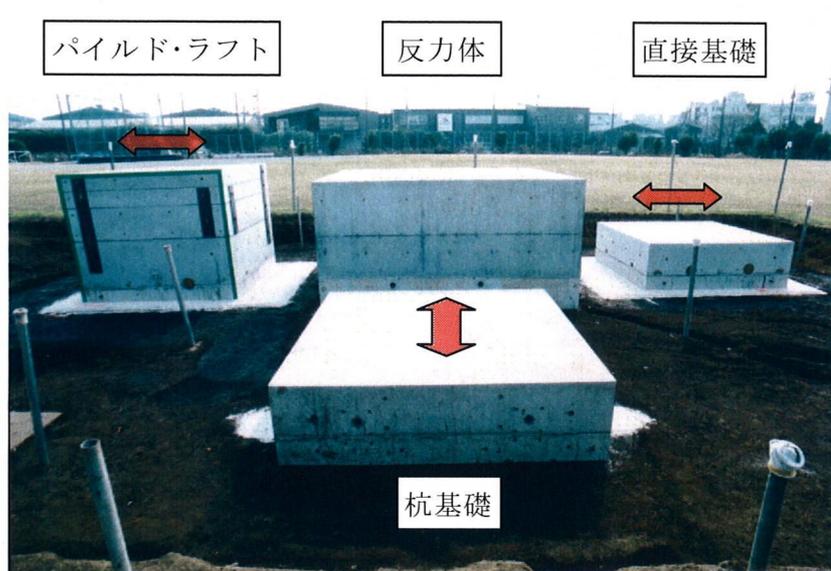


写真 3.7 試験体の状況

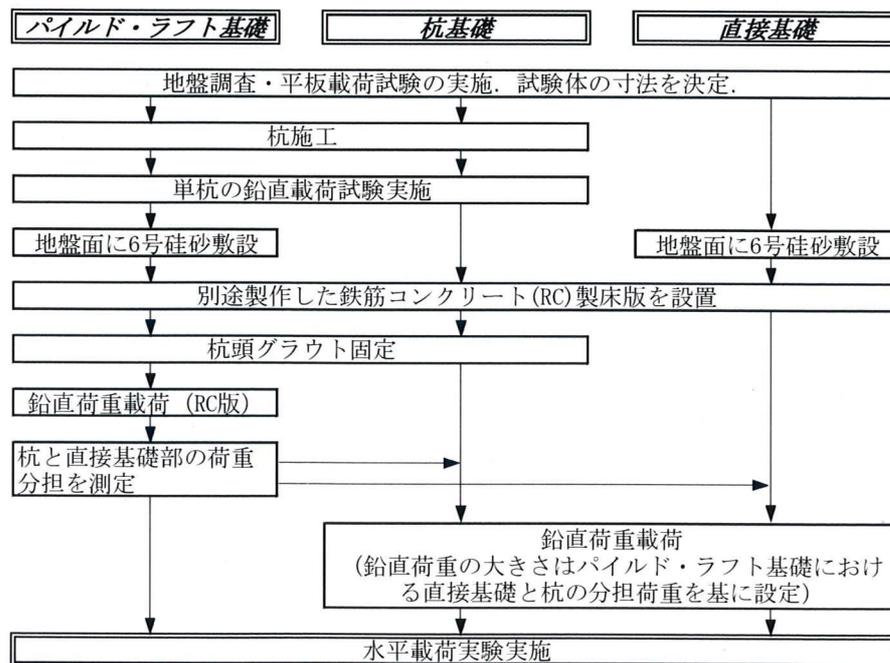


図 3.22 試験体作製手順



写真 3.8 杭の施工状況



写真 3.9 RC版設置状況

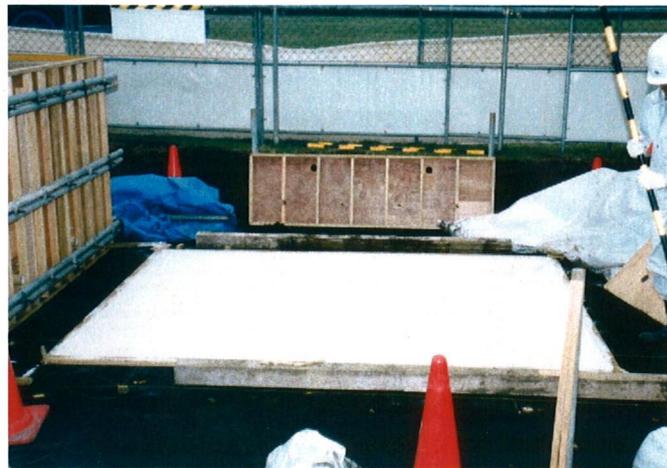


写真 3.10 珪砂敷設状況



写真 3.11 RC版による鉛直載荷状況

## (2) 載荷方法

図 3.23 に試験体の平面的な配置を、図 3.24 に水平力の載荷方法と変位の測定位置を示す。水平載荷は平面の大きさが  $3\text{m} \times 3\text{m}$  で高さが  $1.5\text{m}$  の反力ブロック（重量約  $320\text{KN}$ 、9本の杭で支持）を利用して行い、載荷方向毎に2個の油圧ジャッキを用いて、試験体にねじれが生じないように行った。載荷の方法は、多サイクル段階載荷方式とし、正負交番に載荷した。図 3.25 に載荷サイクルと除荷点の決定方法を示す。はじめに正方向（反力体から離れる方向）に水平変位  $50\text{mm}$  載荷した後、負方向（反力体に近づく方向）に水平変位  $-50\text{mm}$  まで載荷し、更に正方向に水平変位  $100\text{mm}$  まで載荷した。水平変位  $50\text{mm}$  までの正方向載荷時では、2回の除荷・再載荷を行った。載荷速度、荷重保持時間等の載荷方法は、地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」<sup>3,8)</sup> に準拠した。載荷速度は  $2\text{kN}/\text{min}$  を目安とし、荷重保持時間は、3分（0荷重時は15分）を設けた。写真 3.12～写真 3.15 に水平載荷実験の状況を示す。

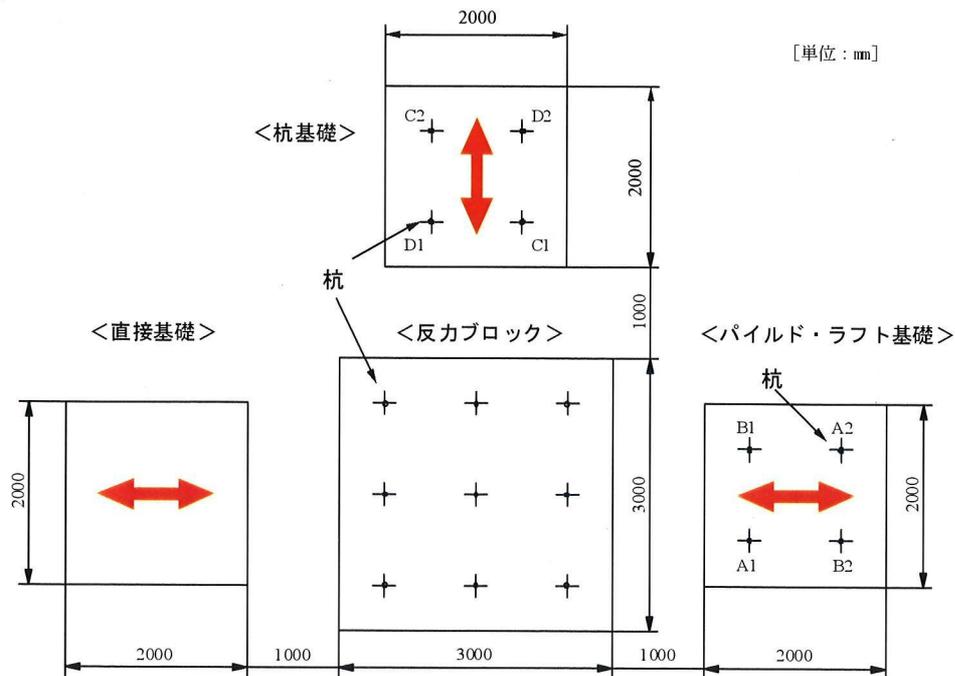


図 3.23 試験体の配置図





写真 3.13 水平載荷実験の状況（直接基礎）



写真 3.14 水平載荷実験の状況（杭基礎）



写真 3.15 水平載荷実験の状況（パイルド・ラフト基礎）

### (3)測定項目と測定方法

表 3.6 に測定項目をまとめて示した。実験では、水平荷重、水平及び鉛直方向の変位量、杭基礎では杭のひずみを、パイルド・ラフト基礎では杭のひずみと基礎底面の接地圧（土圧計）を測定した。

各方向の変位量の測定は図 3.24 及び図 3.26 に示す位置で行った。変位計測の基準は、試験体面から 1.5m の位置に打設した仮設の基準杭とした。基準杭に鋼製の基準梁を取り付け、そこから変位計測を行った。载荷中は、直射日光による基準梁の熱膨張を防ぐため、試験体全体をビニールシートで覆い、直射日光を遮った（写真 3.13～写真 3.15 参照）。

直接基礎とパイルド・ラフト基礎では、図 3.27 に示す方法で基礎底面に敷設した砂層部分に生じる変位量（以下、相対変位と呼称）の計測を試みた。すなわち、アルミ製のアンクル材を変位ターゲットとして表層地盤中に打設し、試験体に固定した変位計により、試験体と変位ターゲットとの相対変位を測定するものである。表層地盤と試験体がともに変位する場合には計測値がゼロとなる。相対変位の変位計測状況を写真 3.16 に示す。

図 3.28 には、杭のひずみゲージの取り付け位置を示した。各杭に生じる曲げモーメントを精度良く測定するため、杭頭部に密に配置した。

表 3.6 測定項目と数量

測定項目		記号	試験体種類			
			直接基礎	杭基礎	パイルド・ラフト基礎	
水平荷重		P	2点	2点	2点	
試験体 変位量	水平変位	载荷方向(X方向)	DX	2点	2点	2点
		载荷直交方向(Y方向)	DY	2点	2点	2点
	相対変位 载荷方向(X方向)	SX	2点	—	2点	
	鉛直変位	Z方向	DZ	4点	4点	4点
反力体 変位量	水平変位	载荷方向(X方向)	B-DX	2点	2点	2点
		载荷直交方向(Y方向)	B-DY	2点	2点	2点
杭体ひずみ量		G	—	C杭:10点 D杭:6点	A杭:10点 B杭:6点	
土圧		EP	—	—	5点	

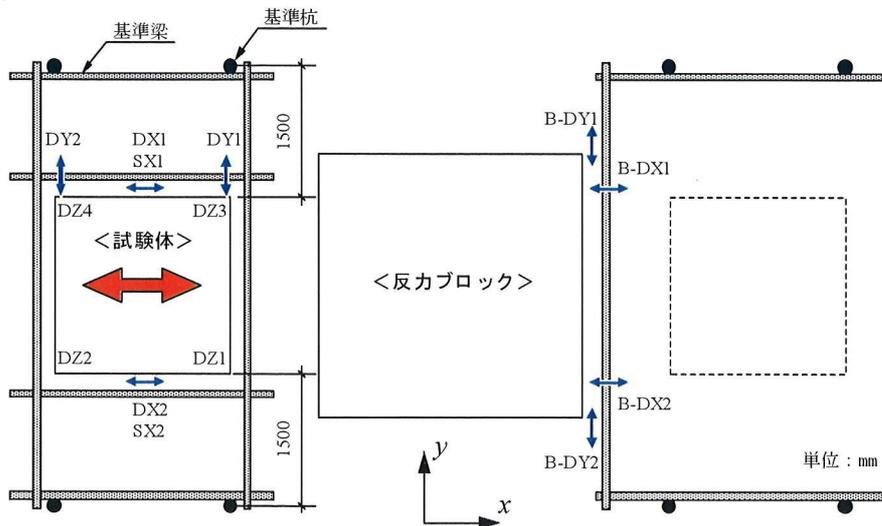


図 3.26 変位計測位置

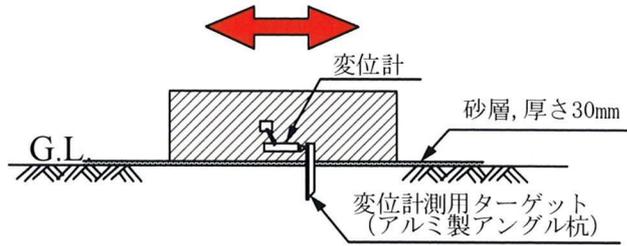


図 3.27 相対変位の測定方法



写真 3.16 相対変位の測定状況

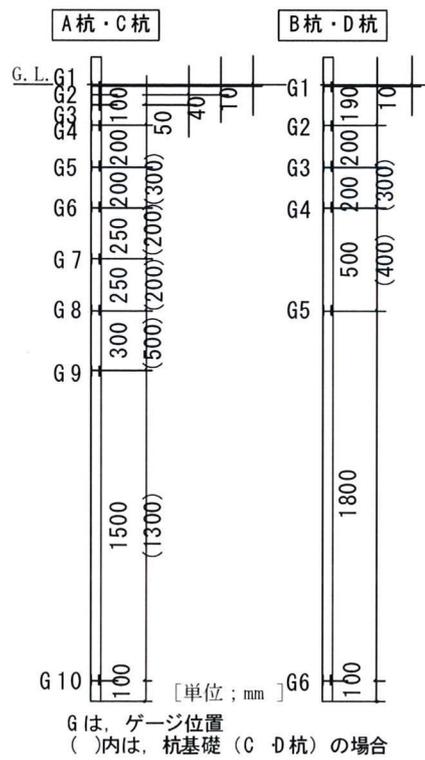


図 3.28 ひずみゲージ位置

#### (4)地盤の概要

実験は、神奈川県綾瀬市で実施した。図 3.29 に実験を行った地盤の概要を示す。実験を行った地盤は、表層から表土、黒ボク、ロームの順に構成されており、PS 検層の結果より、地盤のせん断波速度（S波速度）は黒ボク層で 140m/s、ローム層で 210m/s を示した。黒ボク層表面における平板载荷試験より得られた極限支持力は  $250\text{kN/m}^2$  であり、パイルド・ラフト基礎試験体の荷重度  $37.3\text{kN/m}^2$  がすべて基礎底面に作用したとしても十分な耐力があることが確認された。そのため、今回の実験では、黒ボク層上部を試験体の床付け面とした。同時に実施した長さ 3m の鋼製パイプの鉛直载荷試験結果より、単杭の極限鉛直支持力として約 23kN が得られた。この値は当初予測した極限荷重（地盤の極限摩擦力を平均  $80\text{kN/m}^2$  で計算）36.6kN の 2/3 以下である。このため、杭基礎試験体では、前述したように鉛直荷重をパイルド・ラフト基礎中の杭分担分の 60% とした。図 3.30 及び図 3.31 に平板载荷試験及び単杭の载荷試験結果を示す。一軸圧縮強  $q_u$  の値は試験結果の平均値を示している。

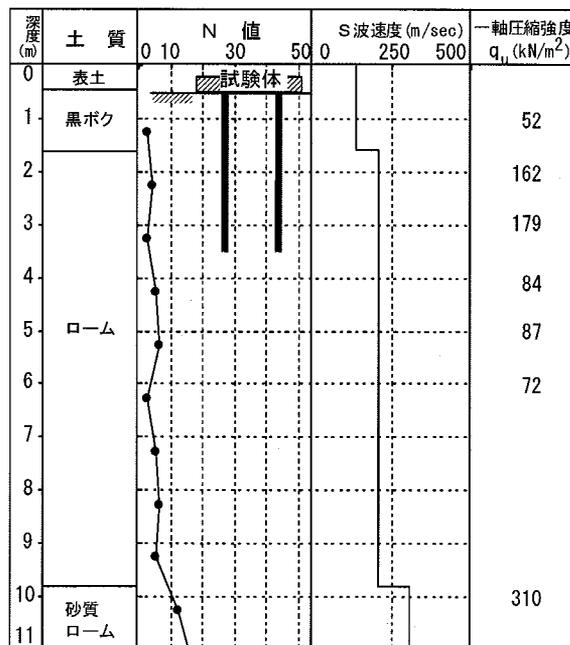


図 3.29 地盤概要

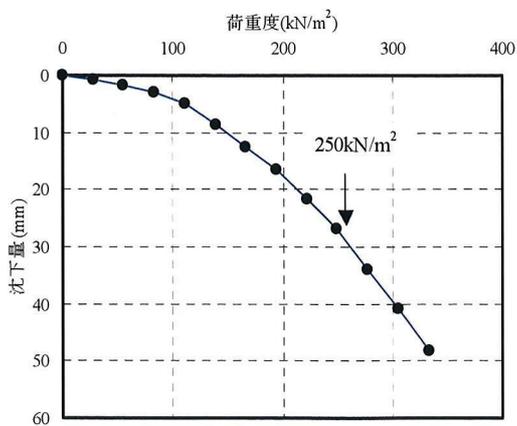


図 3.30 平板載荷試験結果

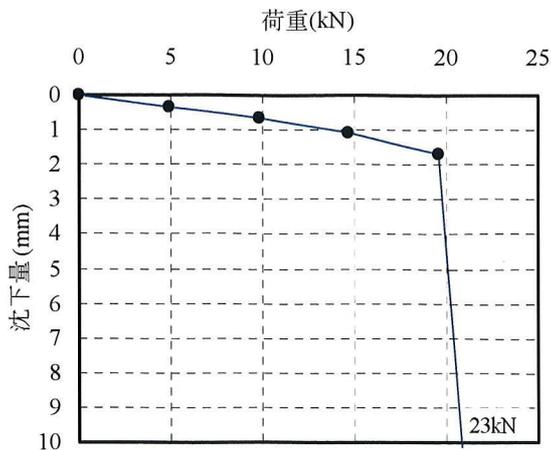


図 3.31 単杭の載荷試験結果

### 3.3.2 実験結果

#### (1) 水平荷重～水平変位量関係

図 3.32～図 3.34 にそれぞれの試験体より得られた水平荷重  $H$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係を示す。これらの図では、それぞれの基礎の履歴形状を把握するために縦軸の最大値を一致させていない。これらの図から、それぞれの基礎について以下のような特徴があることが分かる。

##### ○直接基礎 (図 3.32)

$H$ ～ $\delta_x$  曲線の初期の剛性が大きく、全体に剛塑性的な挙動を示すことが分かる。 $\delta_x$  が 1mm 程度までは線形的な挙動であるが、1mm を超えるあたりからやや非線形的な挙動となり、約 5mm で最大の水平荷重 (37.7kN) を示した。その後  $H$  が漸減し、一定の値 (約 35kN) に残留した。このように  $H$ ～ $\delta_x$  曲線には明確な上限が存在することが分かる。基礎底面にはコンクリート表面での滑りを防ぐ目的で珪砂を接着してあるため、最大の水平荷重の大きさは、砂層のせん断耐力と考えられる。最大ならびに残留の水平荷重を基礎の重量 (58.8kN) で除して得られる摩擦係数は、それぞれ 0.64 ( $=37.7/58.8$ ) と 0.60 ( $=35.0/58.8$ ) であった。

繰返し載荷による履歴形状は、概ね正負対称で面積の大きなループ形状を示しており、エネルギー吸収が大きいことを確認できる。

##### ○杭基礎 (図 3.33)

杭基礎の  $H$ ～ $\delta_x$  関係には、水平変位が小さな状態から非線形性が見られるとともに、直接基礎に比較して小さな初期剛性を示した。杭頭のひずみ計測の結果より、 $\delta_x$  が約 5mm を示す (水平荷重約 30kN) 付近より杭頭部の降伏 (杭体のひずみが 2000 $\mu$  を超える) が始まり、C2→D1→D2→C1 杭の順に降伏した。杭頭部の降伏によって、水平剛性は低下するが、全ての杭頭の降伏後も  $H$  は増加している。これは杭にじん性の大きい鋼製パイプを

使用したためと思われる。

繰返し载荷より得られる履歴形状は、原点付近がくびれるスリップ型となることを確認できる。地盤が粘性土であり、载荷時に地盤と杭との間に隙間が生じたことによると判断できる。なお地盤－杭間の隙間は、実験終了後の試験体解体時に観察されている。

#### ○パイルド・ラフト基礎 (図 3.34)

パイルド・ラフト基礎の  $H \sim \delta_x$  関係初期の剛性は杭基礎より大きい値を示した。杭基礎の場合と同様、 $\delta_x$  が約 5mm を超えたあたりから、B2 杭の杭頭部で降伏が生じ、A2→A1→B1 杭の順に杭頭部が降伏した。すべての杭が降伏 (水平荷重が約 65kN の点) した後も、水平荷重が大きくなる点は杭基礎と同様であるが、パイルド・ラフト基礎では、変位の増加に対してほぼ直線的に抵抗力が大きくなる点が他の基礎と異なる点である。

繰返しによる履歴特性には、杭基礎同様スリップ型の形状が見られる。直接基礎、杭基礎に比べて極めて大きな水平耐力を有しているとともに、ループの面積が大きくエネルギー吸収も大きいことが分かる。

図 3.35 は、3 つの基礎試験体の  $H \sim \delta_x$  関係を重ねて表示したものである。各試験体の  $H \sim \delta_x$  曲線の初期剛性は、パイルド・ラフト基礎で最も大きく、直接基礎、杭基礎の順となっている。水平抵抗の大きさは、パイルド・ラフト基礎が直接基礎や杭基礎に比較して大きいことを確認できる。 $\delta_x$  が 30mm 程度までは、パイルド・ラフト基礎の  $H \sim \delta_x$  曲線は他の試験体のそれを重ね合わせたような形状をしていることが分かる。また、3 つの基礎に共通の特徴として、原点を中心として水平抵抗がほぼ正負対称となっていることを認める。

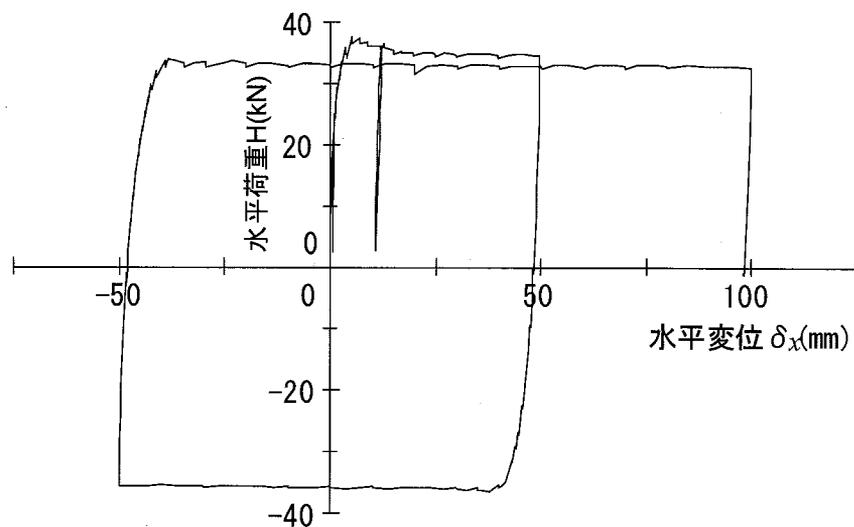


図 3.32 水平荷重  $H \sim$  水平変位量  $\delta_x$  関係 (直接基礎)

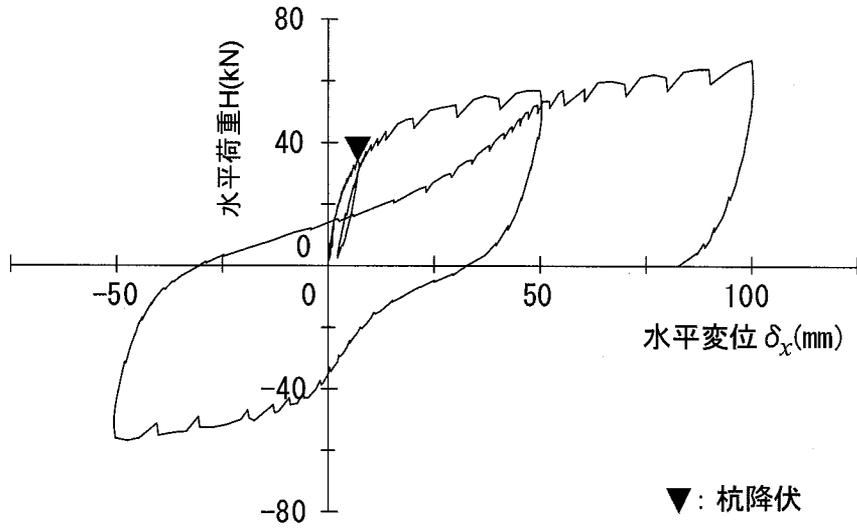


図 3.33 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (杭基礎)

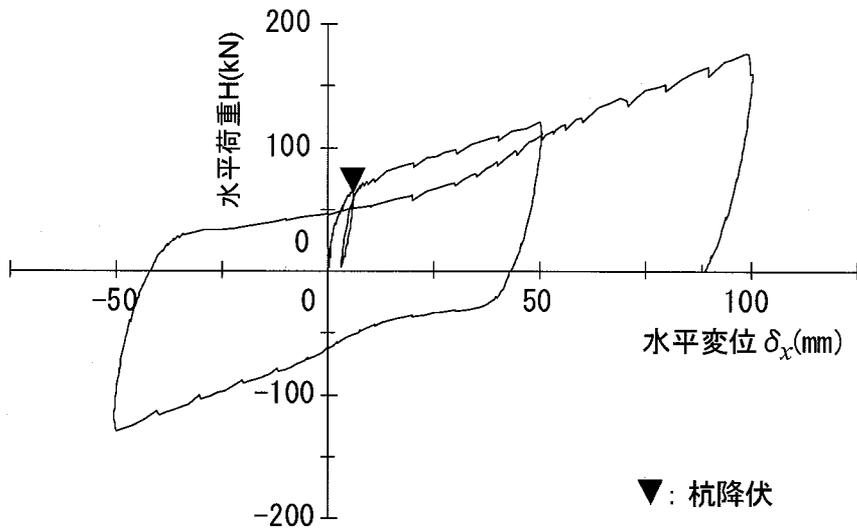


図 3.34 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係 (パイルド・ラフト基礎)

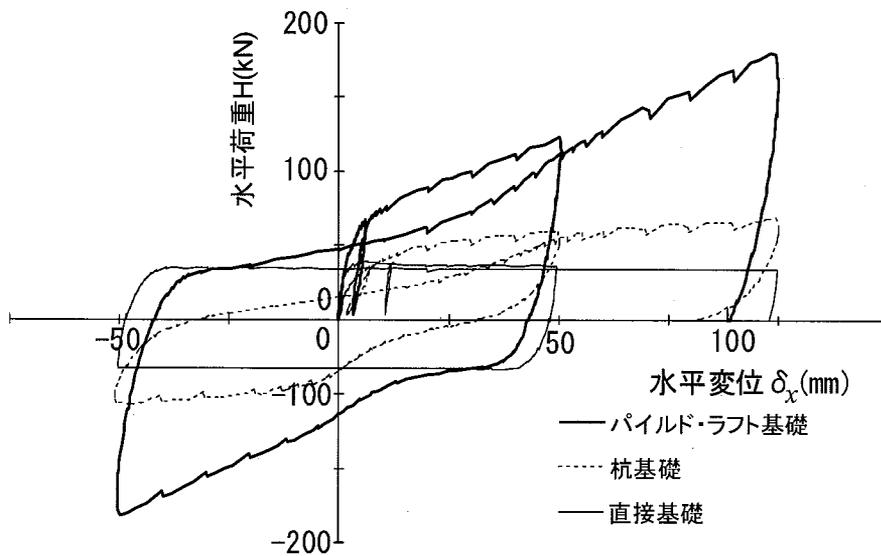


図 3.35 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係の比較

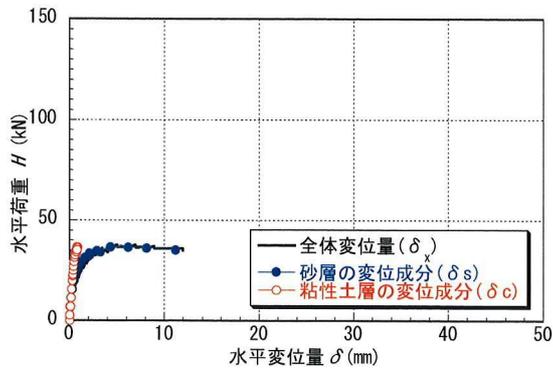
## (2)基礎下部地盤の変位挙動

相対変位計測の結果から基礎直下の砂層とその下層の粘性土層で生じた変位量を算定した。その結果を図 3.36 及び図 3.37 に基礎全体の  $H \sim \delta_x$  関係とともに示す。各層で生じた変位量の算定は、図 3.38 に示すように、全水平変位量 ( $\delta_x$ ) と相対変位量 ( $\delta_s$ ) の計測値から求めている。相対変位量は試験近傍に設置した計測杭と試験体との変位量を計測したものであり (図 3.27 参照)、計測杭が砂層下部の粘性土地盤とともに変位していると考えると、砂層のせん断変形量を計測していることになり、図中の  $\delta_s$  に相当する。粘性土の変位量 ( $\delta_c$ ) は  $\delta_x$  から  $\delta_s$  を差し引いて算定した。なお直接基礎では、相対変位量を 10mm 程度までしか測定出来なかったことから、図 3.36(a)では測定範囲までをプロットしている。

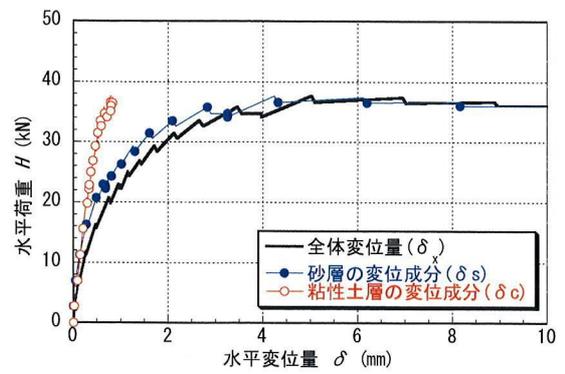
図 3.36 及び図 3.37 において、基礎直下に敷設した砂層の変位量 ( $\delta_s$ ) に着目すると、両試験体ともに、载荷のごく初期の部分 ( $H$  が約 10kN 以下) では  $\delta_s$  が殆どゼロで相対変位を生じていない (試験体の変位  $\delta_x$  が粘性土の変位  $\delta_c$  に等しい) が、 $H$  の増加とともに  $\delta_s$  が非線形性を伴って増加していくことが分かる。 $H \sim \delta_s$  曲線の形状ならびに大きさは共に  $H \sim \delta_x$  曲線のそれと概ね同様となっており、 $\delta_x$  に占める  $\delta_s$  の割合が高いことを確認できる。

一方、粘性土層の水平変位量については、 $H \sim \delta_c$  関係が  $H \sim \delta_s$  曲線とは異なり概ね線形関係にあること、 $\delta_c$  の大きさが  $\delta_s$  に比較して小さいことなどを確認できる。 $H \sim \delta_x$  関係にみられる非線形性は砂層の変形に依存しており、最大耐力も砂層で決定されているなど、砂層がすべり層となるような挙動を示していることを確認できる。図 3.32 に示す  $H \sim \delta_x$  曲線において、遠心模型実験と比較してやや剛塑性的な挙動を示したのは、砂層が介在することによる影響であると判断できる。

これらの傾向は、 $\delta_x$  に対する各層の変位成分が占める比率 ( $\delta_s / \delta_x$ ,  $\delta_c / \delta_x$ ) で整理した図 3.39 においても確認できる。両試験体ともに载荷初期には粘性土層の変位量が占める割合が大きいが、その割合は変位とともに急激に減少し、 $\delta_x$  が 2mm 以降は 80% 以上の変位量が砂層のせん断変形量となることを確認できる。直接基礎で最大耐力を示す 5mm 変位付近の変位成分の割合は、両試験体ともに  $\delta_s$  で約 85% を示した。

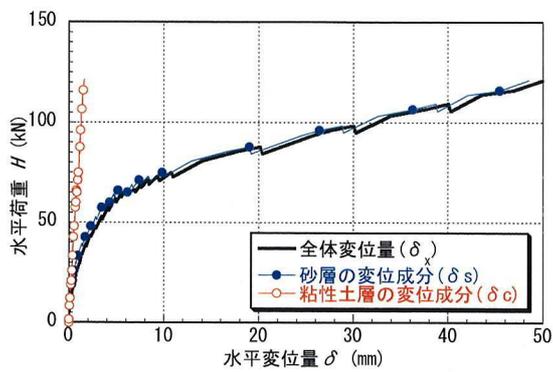


(a)全体

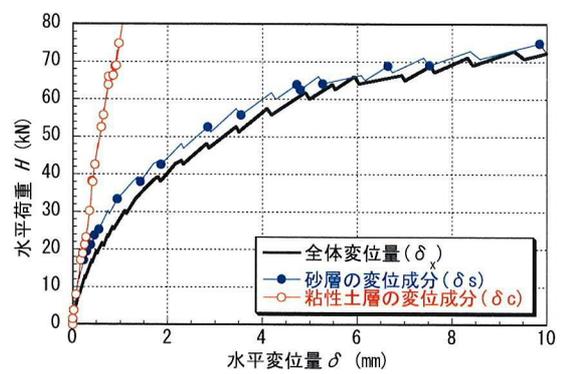


(b)初期荷重部分を拡大

図 3.36 砂層と粘性土層の変形量 (直接基礎)



(a)全体



(b)初期荷重部分を拡大

図 3.37 砂層と粘性土層の変形量 (パイルド・ラフト基礎)

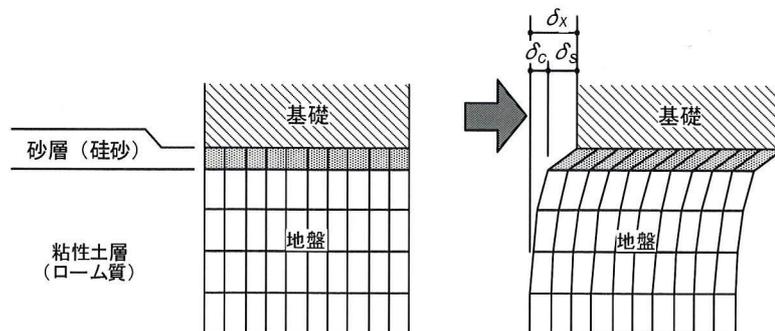


図 3.38 基礎下部地盤の変位量の成分

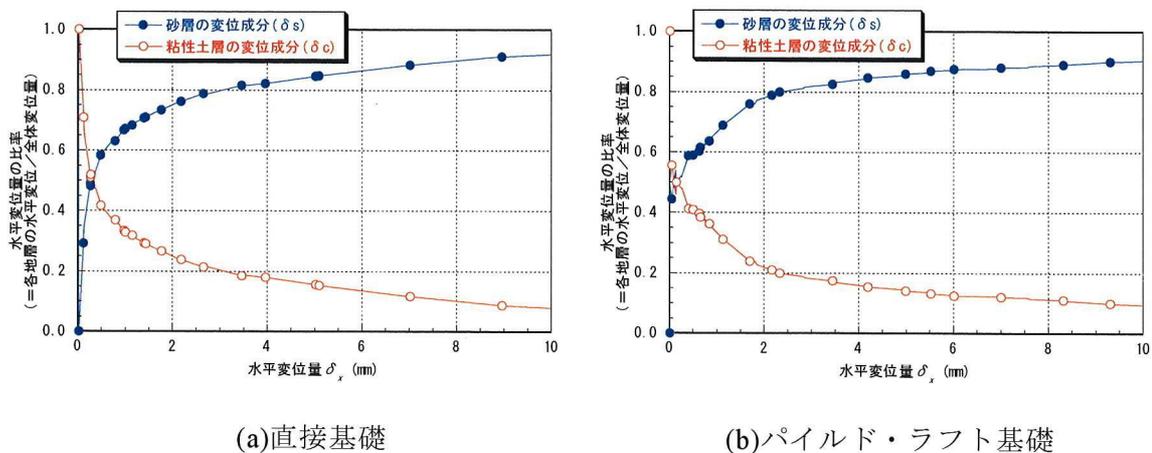


図 3.39 全体水平変位量に対して砂層と粘性土層の変位成分が占める比率

### (3)基礎端部の鉛直変位量～水平変位量関係

各試験体の水平載荷に伴う基礎端部の鉛直変位量を水平変位量  $\delta_x$  との関係で整理した結果を図 3.40～図 3.42 に示す。これらの図では、浮き上がり方向の変位を正で、沈下する方向の変位を負の値で表している。

直接基礎では、繰り返し載荷によって基礎全体が沈下することが分かる。特に載荷方向を逆転させた時に比較的大きな沈下が生じている。載荷方向の背面（正方向載荷時の DZ1 及び負方向載荷時の DZ2）では載荷方向によらず浮き上がりが生じるが、載荷方向前面においても、正方向載荷時に浮き上がる傾向が見られる（特に-50mm→100mm 時）。一方、杭基礎では最終的（100mm 変位時）には、基礎全体が沈下するが、それまでの挙動は直接基礎とは異なっている。杭基礎の場合、載荷方向前面では沈下し、背面では浮き上がる傾向が明確である。はじめの載荷時（0→50mm）を除いて、除荷から逆方向への載荷時には、鉛直変位と水平変位の関係はループを描かず、非線形弾性の履歴カーブを示している。これは、杭周囲の地盤の弾性的な戻りによる影響（除荷時）と、杭の鉛直支持力の殆どが摩擦力で負担されており、押し込み時と引き抜き時の摩擦挙動に大きな差がないためと考えられる。正負の水平変位が最大となる点で大きな沈下が生じるのは、杭の鉛直支持力が極限值に達しているためと推定される。

パイルド・ラフト基礎は、直接基礎と杭基礎の特徴を併せ持っている。全体の挙動は杭基礎に近いが、載荷方向を逆転させた時に基礎端部で沈下する特徴は直接基礎と同様である。最大変位時に基礎に生じる沈下は杭基礎よりも小さくなるが、左右の繰り返しによって、基礎全体に沈下が生じている。水平変位 0 付近における基礎の沈下量は、直接基礎と比較して大きい値となっている。

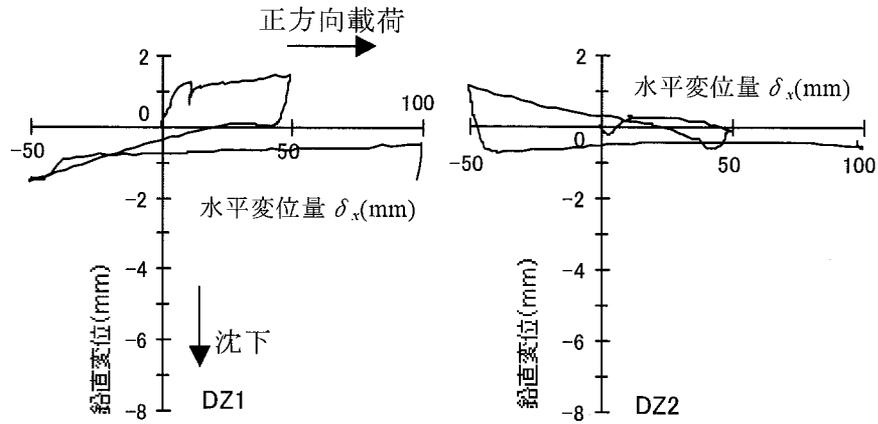


図 3.40 基礎端部の鉛直変位量～水平変位量  $\delta_x$  関係 (直接基礎)

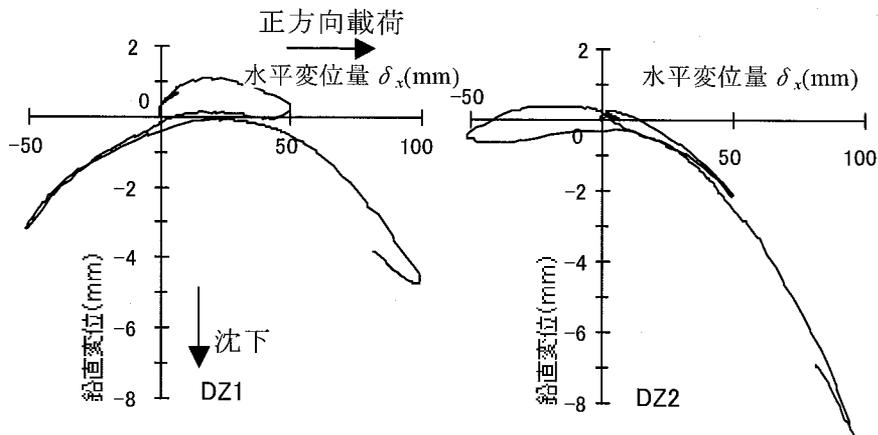


図 3.41 基礎端部の鉛直変位量～水平変位量  $\delta_x$  関係 (杭基礎)

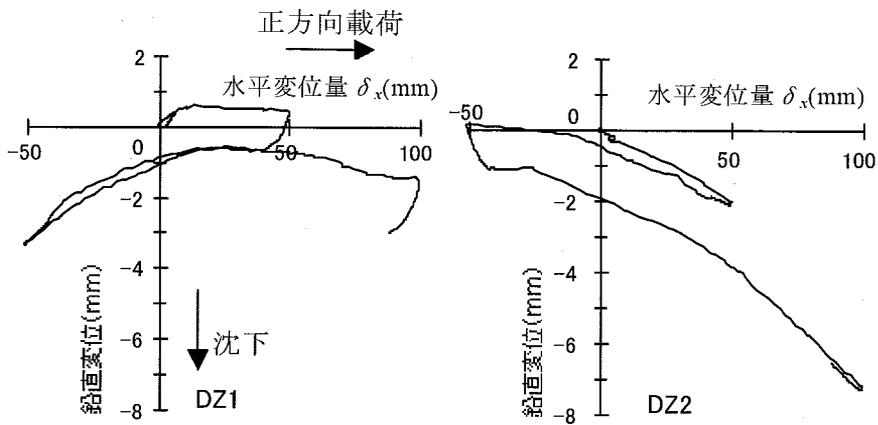


図 3.42 基礎端部の鉛直変位量～水平変位量  $\delta_x$  関係 (パイルド・ラフト基礎)

#### (4) 杭の断面力

図 3.43 に杭基礎及びパイルド・ラフト基礎の杭の曲げモーメント分布を示す。曲げモーメントの値は杭に貼付したひずみゲージから算定したもので、図では基礎の水平変位がほぼ等しくなる場合の分布を示した。

杭の曲げモーメント分布は、杭頭部が最大で地中部に極大となる点を有する杭頭固定の場合の典型的な形状を示している。また地表面下 1m 以深では、殆ど曲げモーメントが発生しておらず長い杭の挙動を呈している。杭基礎とパイルド・ラフト基礎のモーメント分布を比較すると、パイルド・ラフト基礎の杭の曲げモーメントは、杭基礎に比較してやや小さいことが分かる。パイルド・ラフト基礎では、水平荷重の一部が直接基礎底面から地盤に伝達されることによって、杭周囲の地盤が変位し杭と地盤の相対変位が小さくなるためと考えられる。

図 3.44 は、杭頭部のひずみゲージより軸力を計算し、基礎の水平変位との関係で示したものである。図では圧縮力を正で引張を負で表している（この時の杭の軸力分布は図 3.45 に示すようになる）。この図から、杭基礎では荷重前面の杭には圧縮力が作用し、荷重背面側では引張力が作用するのに対して、パイルド・ラフト基礎では、荷重方向によらず原点からの水平変位が概ね 10mm 以上となると、荷重方向前面の杭でも軸力が減少する（引張側に向かう）傾向があることが分かる。これは、パイルド・ラフト基礎の場合、後述するように、基礎底面の接地圧が水平変位とともに大きくなるためと思われる。

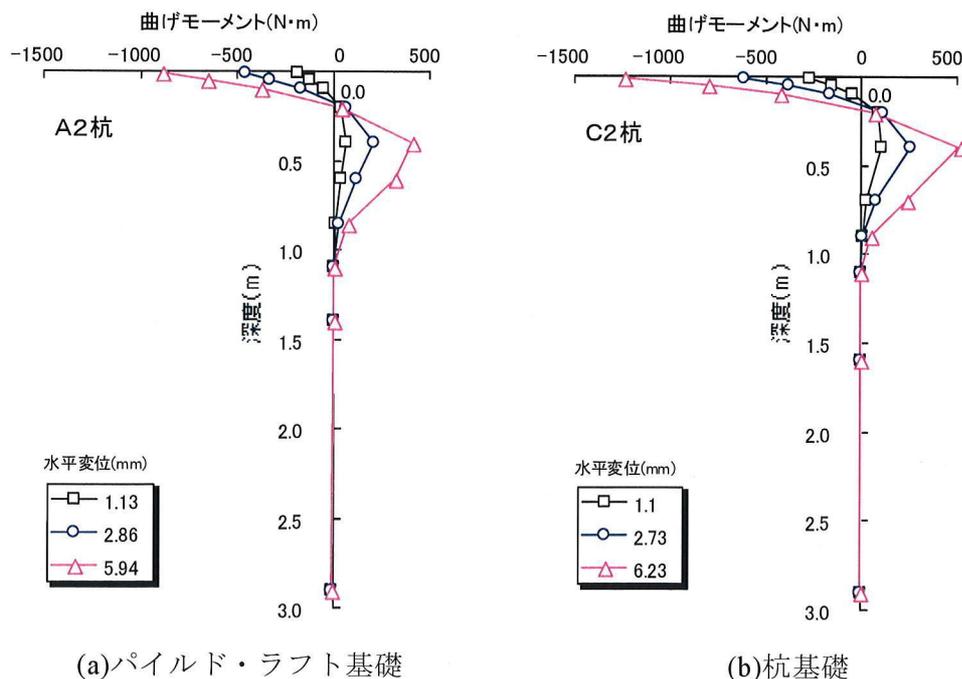
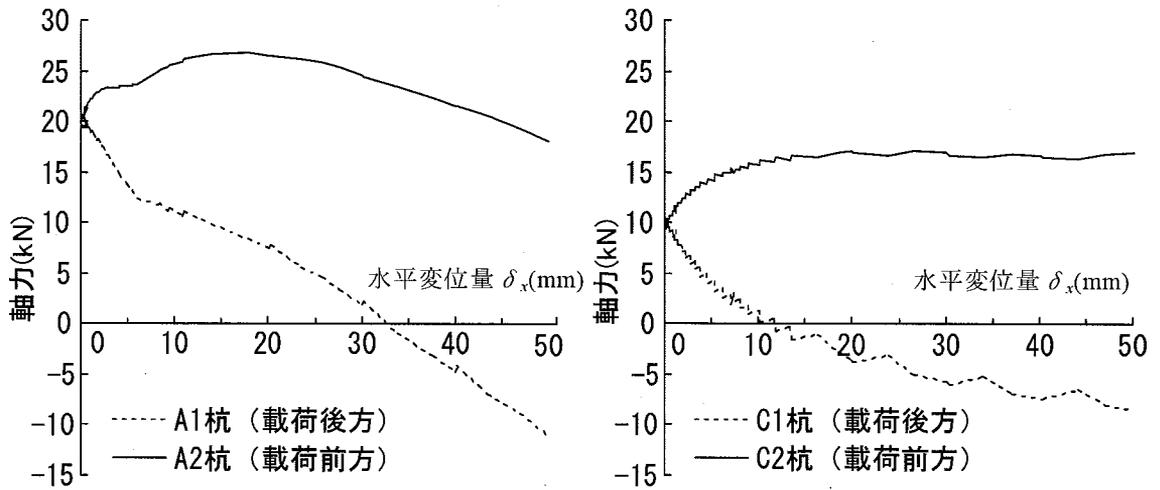
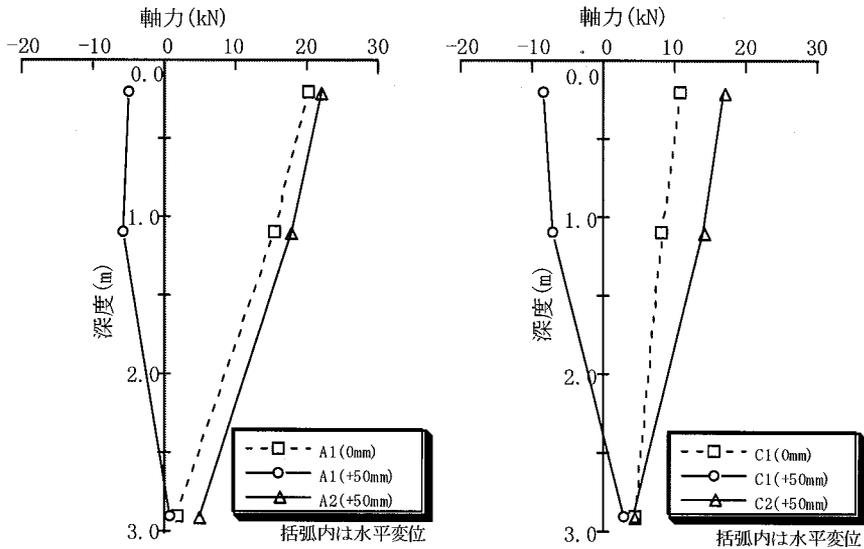


図 3.43 杭体のモーメント分布比較（基礎同一変位）



(a) パイルド・ラフト基礎 (b) 杭基礎

図 3.44 軸力～水平変位量  $\delta_x$  関係



(a) パイルド・ラフト基礎 (b) 杭基礎

図 3.45 軸力分布の比較

### (5)基礎底面の接地圧

図 3.46 は、パイルド・ラフト基礎の底面の土圧計により測定された接地圧と基礎の水平変位の関係を示したものである。土圧は基礎下5箇所で測定したが、水平変位に伴って大きな土圧変化があるのは、荷重方向側となる P1 と P3 である。この2点では、水平変位が大きくなると接地圧も大きくなることが分かる。また、初期荷重時ならびに荷重方向が逆転する点では、接地圧が急激に減少している。他の3点 (P2, P4, P5) においても荷重に伴って土圧が大きくなる傾向が見られることから、基礎底面に敷設した砂層が基礎の荷重に伴って体積変化 (体積膨張) を生じているものと考えられる。

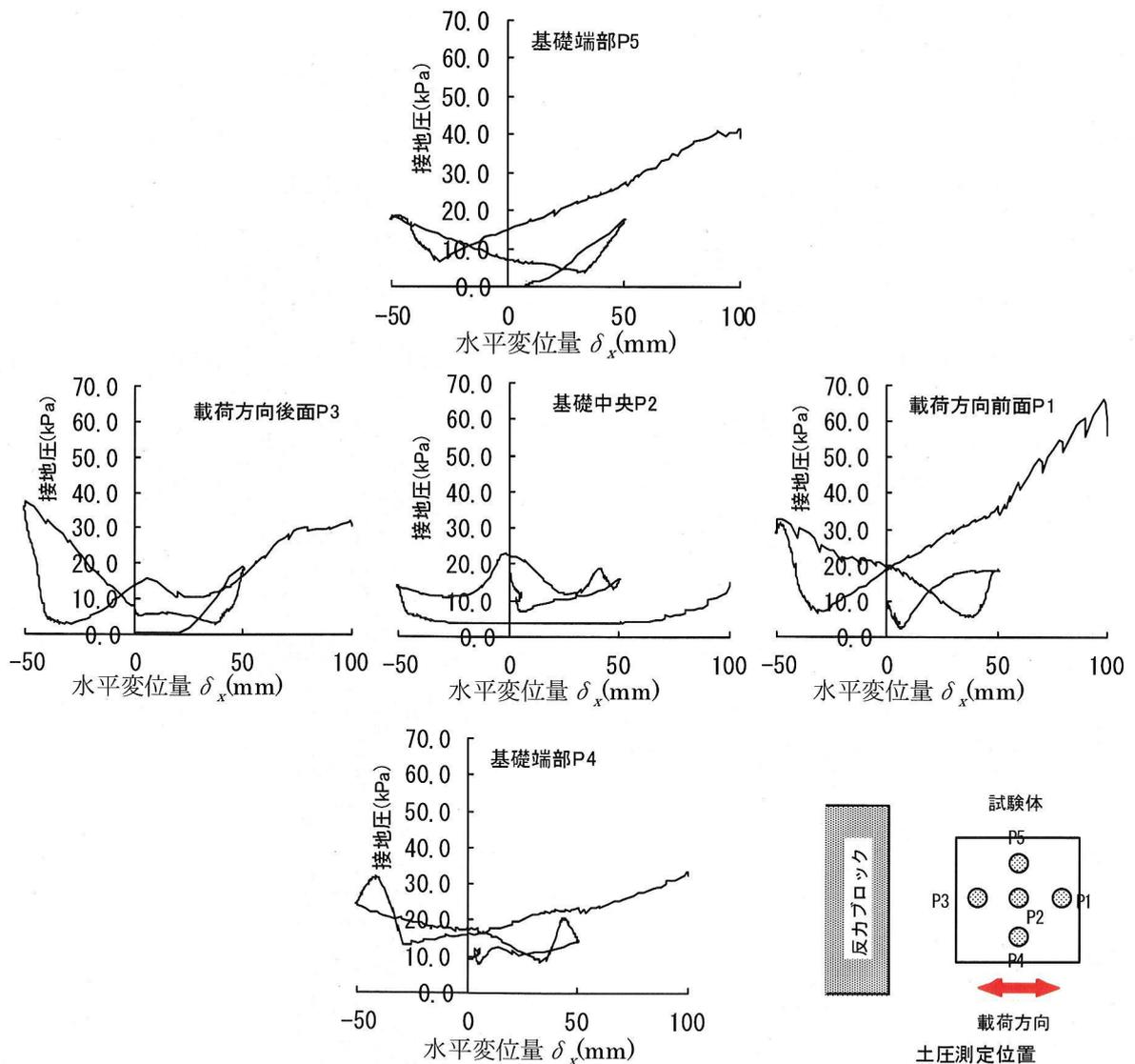


図 3.46 直接基礎部の接地圧

### 3.3.3 実験結果の考察

以下では、杭材が降伏する変位量（水平変位量約 6mm）を目安として、載荷開始から約 5～10mm 程度までの挙動とそれ以降の挙動に分けて、小変形時と大変形時の挙動と称して考察を加える。

#### (1)小変形時の挙動

図 3.47 に水平変位 10mm までの  $H \sim \delta_x$  関係の骨格曲線を示す。図には、3つの基礎の結果に加えて、直接基礎と杭基礎の水平荷重を足し合わせた結果も示している。前述したように、同一変位における水平荷重は、杭基礎、直接基礎、パイルド・ラフト基礎の順に大きくなる。直接基礎と杭基礎の水平荷重を足し合わせた  $H \sim \delta_x$  曲線は、パイルド・ラフト基礎と良く似た形状となっているが、図の範囲ではパイルド・ラフト基礎よりも大きな水平荷重を示している。

一方、図 3.48 はパイルド・ラフト基礎中の杭部と直接基礎部の水平分担荷重を他の基礎（直接基礎と杭基礎）の  $H \sim \delta_x$  曲線と併せて示したものである。杭の水平分担荷重は杭のひずみ測定結果から求め、直接基礎の分担荷重は試験体全体の水平荷重（ジャッキ荷重）から杭の分担荷重を差し引くことで算定している。なお図では、分担荷重を算定可能な杭降伏までの変位量（水平変位量 6mm まで）を示している。

図より、パイルド・ラフト基礎の直接基礎部分の  $H \sim \delta_x$  曲線は、直接基礎のそれと殆ど一致する結果となった。杭基礎との比較では同一変位に対する抵抗がパイルド・ラフト基礎中の杭において小さくなるのが分かる。杭の分担荷重に着目すると、パイルド・ラフト基礎の杭の抵抗が小さくなっている。これは直接基礎部より地盤に伝達された水平力によって基礎直下のある範囲の地盤が変位し、杭―地盤間で生じる相対変位の大きさが杭基礎の場合に比較して小さくなるためと考えられる。杭の変位によって杭周辺地盤に変位が生じ直接基礎部の抵抗が低下する方向に影響を与えるはずであるが、直接基礎部分の面積が杭径に対して十分大きいことからこの影響が殆ど現れていないものと考えられる。

図 3.47 の  $\delta_x$  が比較的小さい領域においてパイルド・ラフト基礎の水平抵抗が直接基礎と杭基礎の足し合わせたものより小さくなっているのは、直接基礎底面の地盤変形の影響によりパイルド・ラフト基礎中の杭の抵抗が減少した影響と考えられる。

図 3.49 は、パイルド・ラフト基礎中の杭部と直接基礎部の水平荷重分担率の変化を示したものである。載荷の初期では大部分の水平力を直接基礎部が負担し、水平変位の増加とともに、次第に杭の負担が大きくなることを確認できる。杭が曲げ降伏する 6mm 変位時の分担率は、杭 40%、ラフト 60%であった。

図 3.50 に杭降伏までの鉛直荷重分担の推移を示す。鉛直荷重分担は各杭の杭頭部の軸力を合計した値を用いており、直接基礎の分担は全鉛直荷重から杭の分担荷重を差し引いて求めている。

図から、(水平载荷を行う前の) コンクリート重量により作用させた鉛直荷重に対する杭と直接基礎の鉛直荷重分担はそれぞれ約 55%と 45%であり、水平载荷実験中も概ね初期の分担荷重を保持した状態で変動が少ないことを確認できる。図 3.48 において、パイルド・ラフト基礎中の直接基礎部の水平分担荷重と直接基礎の  $H \sim \delta_x$  曲線とが概ね一致したのは、基礎直下の砂層に作用する鉛直荷重の大きさが両試験体で同様であったためと考えられる。

図 3.51 には、基礎直下地盤の地層毎の変位量を改めて示す。パイルド・ラフト基礎については、前述の図 3.37 の縦軸を直接基礎部の水平分担荷重で整理し直している。図から明らかなように、各基礎で  $H \sim \delta_s$  関係及び  $H \sim \delta_c$  関係は共に良く一致していることが分かる。図 3.48 で示したように両試験体で水平分担荷重と水平変位量の関係が概ね一致しており、基礎底面の地盤も同様の変形を生じたものと判断できる。図中には、直接基礎模型の  $H \sim \delta_x$  関係について、前述と同様の 1 次の双曲線関数によって近似した結果を併記した。 $H \sim \delta_x$  関係は、双曲線による近似線と良く一致しており、実験結果を同関数で近似できることを確認できる。

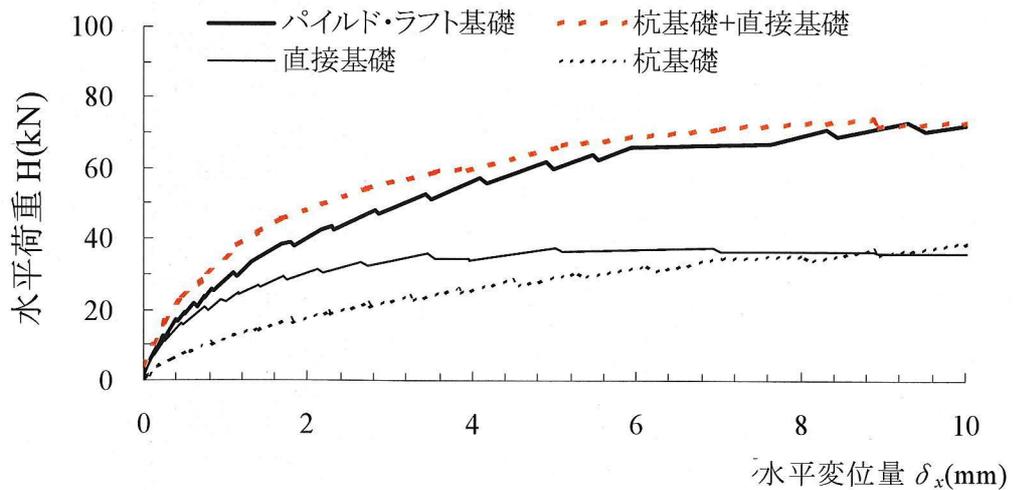


図 3.47 水平荷重  $H \sim$  水平変位量  $\delta_x$  の比較

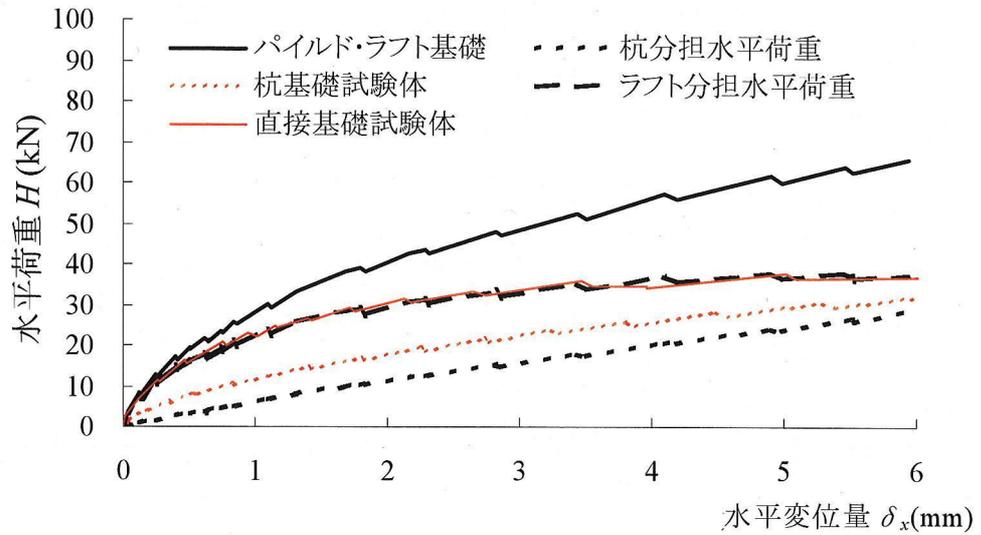


図 3.48 パイルド・ラフト基礎中の各要素の水平分担荷重の比較

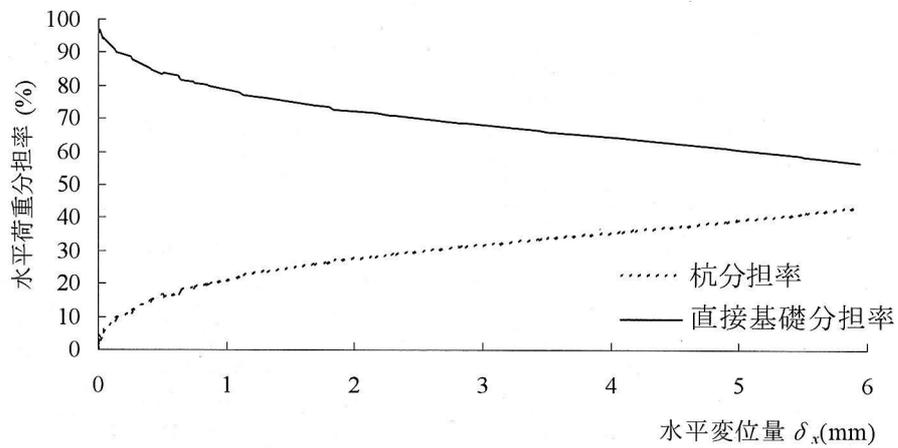


図 3.49 パイルド・ラフト基礎の杭部と直接基礎部の水平荷重分担率の変化

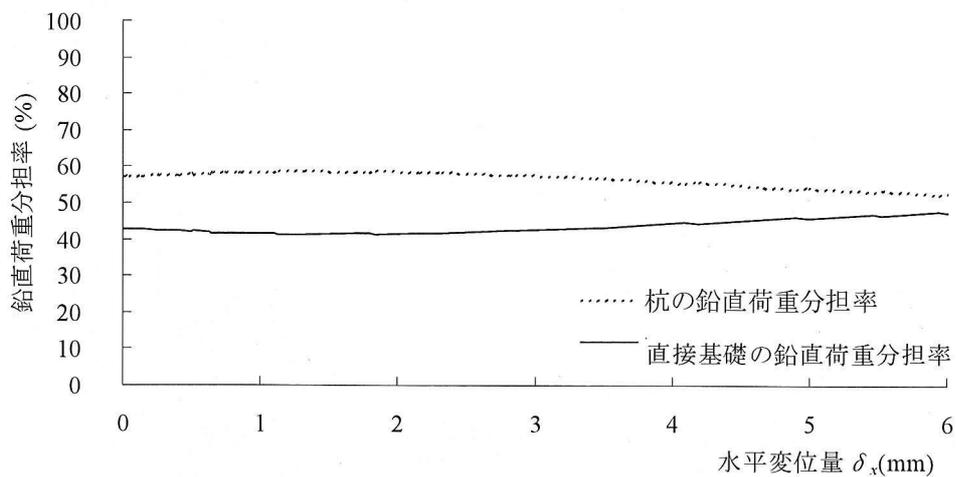


図 3.50 パイルド・ラフト基礎の杭部と直接基礎部の鉛直荷重分担率の変化

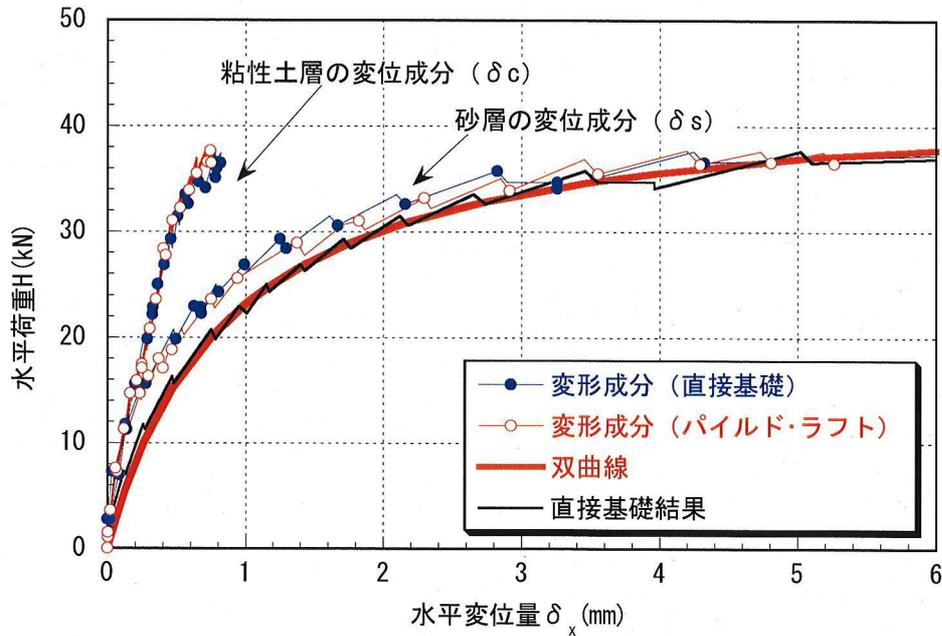


図 3.51 基礎直下地盤の水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係

## (2)大変形時の挙動

図 3.52 は図 3.47 と同様の整理を  $\delta_x$  が 50mm となるまで行ったものである。この図から、 $\delta_x$  が概ね 10mm を超えると、パイルド・ラフト基礎の水平抵抗は直接基礎と杭基礎の水平抵抗を足し合わせた抵抗より大きくなるのが分かる。これは、パイルド・ラフト基礎の直接基礎部の接地圧が水平変位とともに大きくなるためと考えられる。

図 3.53 は図 3.46 を  $\delta_x$  が 50mm となるまでを改めて示したものであるが、载荷前面だけでなく後面側の直接基礎部の接地圧も  $\delta_x$  とともに大きくなっていることを確認できる。このような傾向は、図 3.54 に示す杭頭軸力の計測値から得られた鉛直分担荷重の変化からも読み取れる。直接基礎の下部には砂層があり、この砂層のせん断耐力は上載圧の影響を強く受けるため、直接基礎部の接地圧が上がれば耐力も上昇すると考えられる。一方、直接基礎部の水平抵抗が大きくなれば、直接基礎部から地盤へ伝達される水平力も大きくなるため、杭の水平抵抗が杭基礎に比較して小さくなる影響がより顕著になるはずである。しかしながら、直接基礎部の接地圧上昇による直接基礎の水平耐力向上分が、その影響を上回るため、結果として基礎全体の水平抵抗が大きくなったものと考えられる。

基礎底面の接地圧が上昇した原因は、直接基礎とパイルド・ラフト基礎の载荷に伴う基礎端部の鉛直変位量の変化から考察できる (図 3.55 参照)。図より、直接基礎では全体として基礎盤が浮き上がる傾向にあり基礎底面の砂層が体積膨張していると判断されるのに対して、パイルド・ラフト基礎では全体に沈下する傾向にあることなどが確認できている。パイルド・ラフト基礎では、杭の存在により直接基礎部分が地表に押しつけられるような

挙動となっているものと考えられる。このような挙動に基礎直下の砂層のせん断変形に伴う膨張も加わり基礎底面の接地圧が上昇したものと考えられる。

この傾向は、 $\delta_x$ が100mmと大きくなっても継続されることが確認されている。杭のひずみゲージから得られた値（杭頭部はすでに降伏しており正確な値は不明）によれば、 $\delta_x$ が100mmでは荷重前面・後面とも引っ張り力が作用している。

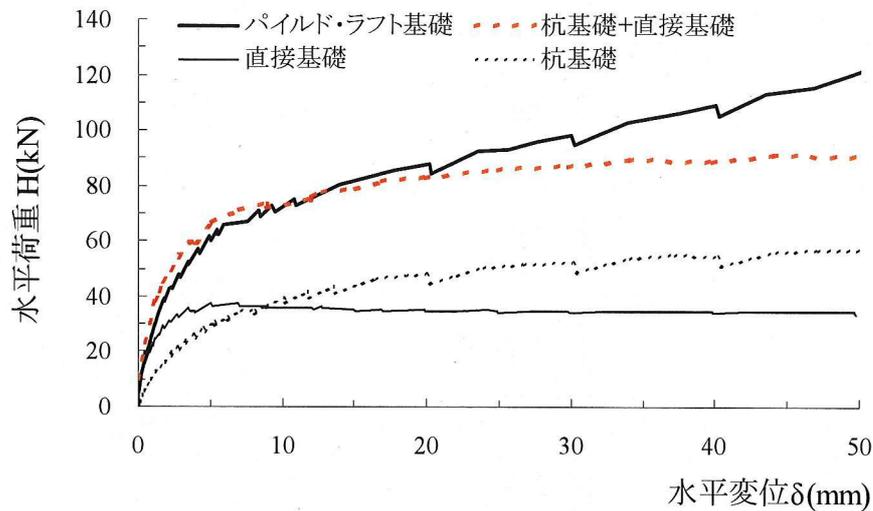


図 3.52 水平荷重  $H$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係の比較

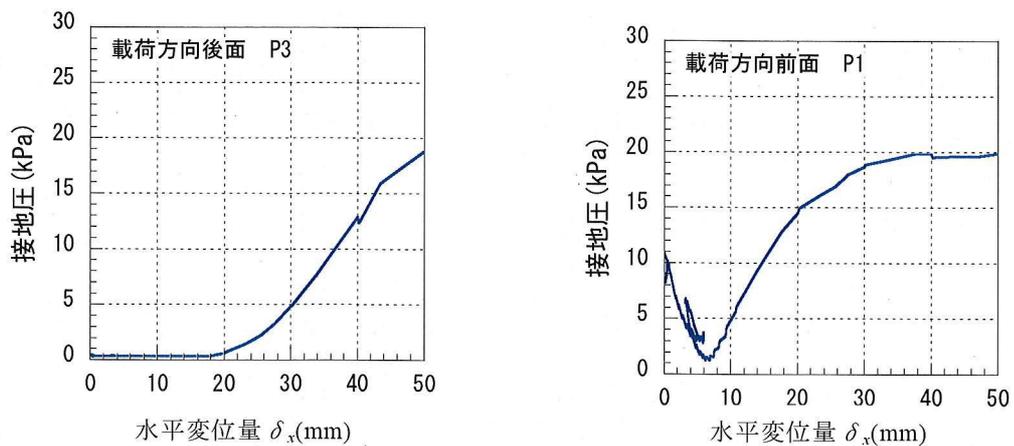


図 3.53 パイルド・ラフト基礎底版の接地圧～水平変位量  $\delta_x$  関係

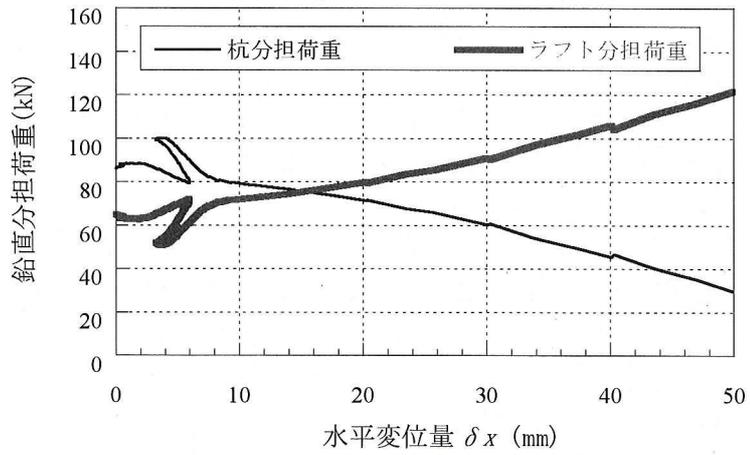


図 3.54 パイルド・ラフト基礎中の杭と直接基礎の鉛直分担荷重の変化

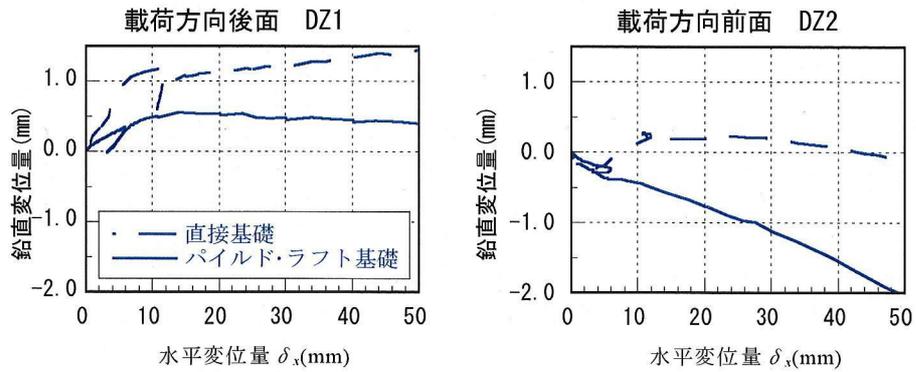


図 3.55 鉛直変位量～水平変位量  $\delta_x$  関係

### 3.4. まとめ

建物基礎底面の摩擦挙動に関する遠心模型実験及び原位置小型模型実験から得られた結果は、以下のようにまとめられる。

#### <遠心模型実験>

- 1) 直接基礎模型の水平荷重  $H$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係は、載荷初期から非線形性を示しながら最大荷重に達し、その後荷重が低下して残留値を示す形状を示した。最大水平荷重を鉛直荷重で除して求めた摩擦係数は 0.62 であった。 $H$ ～ $\delta_x$  関係は双曲線関数により評価できることが確認された。
- 2) 直接基礎に杭を併用したパイルド・ラフト基礎模型の極限抵抗は、杭の抵抗により、同じ寸法及び重量の直接基礎模型に比較して大きくなることが確認された。しかし、初期変位剛性は両者で大きな差が生じないこと、パイルド・ラフト中の直接基礎部の最大摩擦係数が直接基礎単体のそれに比較して小さくなる等の複雑な挙動が確認された。このような挙動は、杭－直接基礎間の相互作用に加え、拘束圧の変化により地盤剛性が変化したためと考えられる。砂質地盤で直接基礎の底面摩擦挙動を評価する際には、鉛直荷重が地盤物性に与える影響を適切に評価することが重要である。

#### <原位置小型模型実験>

- 3) 直接基礎の  $H$ ～ $\delta_x$  関係は、遠心模型実験同様、載荷初期から非線形性を帯びながら最大値を示し、その後やや荷重が低下して一定値に収束する形状となった。遠心模型実験の  $H$ ～ $\delta_x$  曲線と比較すると、基礎底面に敷設した砂層がすべり層となりやや剛塑性的な挙動を示した。最大水平荷重時の摩擦係数は 0.64 であった。 $H$ ～ $\delta_x$  関係は、双曲線関数により近似できることが確認された。
- 4) パイルド・ラフト基礎模型の水平抵抗は、杭が降伏するまでの水平変位では、直接基礎と杭基礎の抵抗を加算したものよりわずかに小さくなった。これは、直接基礎部の変形に伴って基礎直下の地盤がせん断変形を受け、杭－地盤間の相対変位量が小さくなり杭の水平抵抗が小さくなったためと考えられる。
- 5) 水平変位が大きくなると、パイルド・ラフト基礎模型の水平抵抗は、直接基礎と杭基礎の抵抗を加算したものよりも大きくなった。杭の存在により直接基礎部が地表に押しつけられるような挙動を示すなどして直接基礎部の接地圧が大きくなり、直接基礎直下の砂層のせん断耐力が大きくなったためと考えられる。遠心模型実験同様、砂層に加わる鉛直荷重が変動するような条件では、基礎底面の挙動が複雑になることが確認された。

## 参考文献

- 3.1) 名倉克博, 田中満, 川崎宏二, 樋口雄一: 遠心力載荷装置を用いた土質模型実験手法の研究, 大成建設技術研究所報, 第 25 号, pp.141-148, 1992.
- 3.2) 日本建築学会, 建築基礎構造設計指針, pp327-348, 2001.
- 3.3) 石井裕泰, 堀越研一, 樋口雄一: 遠心場における液状化実験前後でのコーン貫入抵抗値の測定, 土木学会第 54 回年次講演会, pp.302~303, 1999.
- 3.4) 福山英樹: 遠心実験によるパイルド・ラフト基礎の水平抵抗特性に関する研究, 平成 12 年度金沢大学大学院修士論文, 2001.
- 3.5) 地盤工学会: 地盤工学における模型実験入門, pp.74-77, 1994.
- 3.6) 長尾俊昌, 篠崎洋三, 渡邊徹, 桑原文夫: パイルド・ラフト基礎の沈下挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.809-810, 1998.
- 3.7) 小林治男, 長尾俊昌, 渡邊徹, 篠崎洋三, 西尾博人, 真島正人: パイルド・ラフト基礎の沈下挙動に関する研究, 大成建設技術研究所報, 第 32 号, pp.141-144, 1999.
- 3.8) 地盤工学会 (編): 杭の水平載荷試験方法・同解説, 1983.

## 第4章 既存ケーソンを用いた原位置水平載荷実験

### 4.1. まえがき

建物根入れ部と地盤との側面摩擦力及び受働抵抗力に関する原位置実験として、既存ケーソンを利用した水平載荷実験を行った。実験に用いた既存ケーソンの寸法は平面が 4.0m × 5.0m で長さが 30.5m であり、平面長さに比較して根入れ深度が深い形状であること、実際の地下部分の大きさに相当する試験体寸法ではないことなどから、既存ケーソンの実験から得られる挙動性状が根入れ部の挙動性状を十分模擬できない可能性も考えられる。しかし、基礎剛性が大きいこと、平面形状が矩形で側面抵抗力と受働抵抗力が協同して水平抵抗を発揮することなどの共通点があること、解析的な検討により実験結果をある程度説明できればその応用も可能であることから、本実験として建物基礎根入れ部を模擬した実験と位置づけた。また実験では、現状地盤の状態で通常に載荷する試験体に加え、側面摩擦の挙動性状を把握するために既存ケーソンの前背面の地盤抵抗を除去して側面摩擦要素を抽出した試験体に対して静的な水平載荷を行った。

原位置で基礎と地盤の摩擦力を測定した事例は、壁杭の載荷試験<sup>例えば 4.1) ~ 4.3)</sup>などが報告されているが、このように前背面の抵抗を除去し純粹に側面摩擦に着目した原位置実験が行われた事例は報告されていない。同様の地盤条件で同じ寸法の試験体に載荷していることから、両者の実験結果を比較することで、基礎と地盤の側面摩擦ならびに受働抵抗の挙動性状について検討することができる。本章では、水平載荷実験の方法、実験結果及びその考察について述べる。

### 4.2. 実験の概要

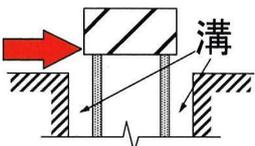
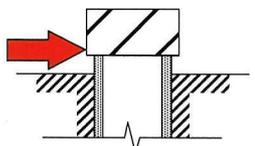
#### 4.2.1 試験体

実験で対象とした既存ケーソンの概要、実験ケースを表 4.1 及び図 4.1 に示す。既存ケーソンは鉄筋コンクリート製で、実験時には築後約 40 年経過していた。試験体には、機械基礎として利用されていた同形状の 2 体のケーソンを選定した。試験体の形状は、平断面が約 4m × 5m (肉厚約 0.6m) の矩形で、長さ 30.5m であり、試験体頭部には、ケーソンと同様の平面形状で、厚さ約 3m の鉄筋コンクリート製の既存マットスラブを残置している。2 体の試験体のうち一体は、現状地盤でのケーソンの水平抵抗を調査する実験 (C2 試験体と呼称) とし、もう一体はケーソンの側面摩擦抵抗を測定する目的で、載荷方向前面の抵抗をできるだけ除去した実験 (C1 試験体と呼称) とした。前背面の抵抗を除去する方法には高圧噴射攪拌工法 (JSG 工法)<sup>4.4)</sup>を用いた。JSG 工法は、図 4.2 に示すように空気を伴った超高压硬化材液を地盤中に噴射させ、地盤を切削すると同時に柱状の固化体を造成する地盤改良工法の一つである。今回は、硬化材の代わりに極めて強度の低いベントナイ

ト泥水を用いて G.L.-16m までの地盤を切削するとともに、地盤の切削後の孔壁保護を行っている。以下では、地盤の切削部分を溝切り部と呼称する。溝切りの実施状況と施工後の状況写真を写真 4.1 及び写真 4.2 に示す。

既存ケーソンのコンクリート強度、ヤング係数及び実験時に傾斜計測を実施するため挿入孔製作を目的として、 $\phi 114\text{mm}$  のコアサンプリングを行った。最終のコア長さは C1 試験体で約 28m、C2 試験体で約 25m であった（図 4.1 参照）。コアサンプリングした供試体（写真 4.3 参照）による圧縮試験の結果及び設計図書や解体時の調査から推定した配筋状況を表 4.2 に示す。コンクリートの圧縮強度及びヤング係数は両試験体でほぼ一致する値を示した。

表 4.1 既存ケーソンの概要と実験ケース

試験体名称	C1試験体	C2試験体
実験目的	側面摩擦測定	現地盤での水平抵抗測定
試験体イメージ(頭部)		
溝切り*	有り	無し
平面寸法(頭部)	4.0m×5.0m (肉厚0.6m)	
長さ	30.5m	
構造	鉄筋コンクリート製	
種類	ニューマチックケーソン	
施工年	1958年	

\*:側面摩擦計測のため、加力方向前後面をJSG工法により切削、ベントナイト泥水へ置換。

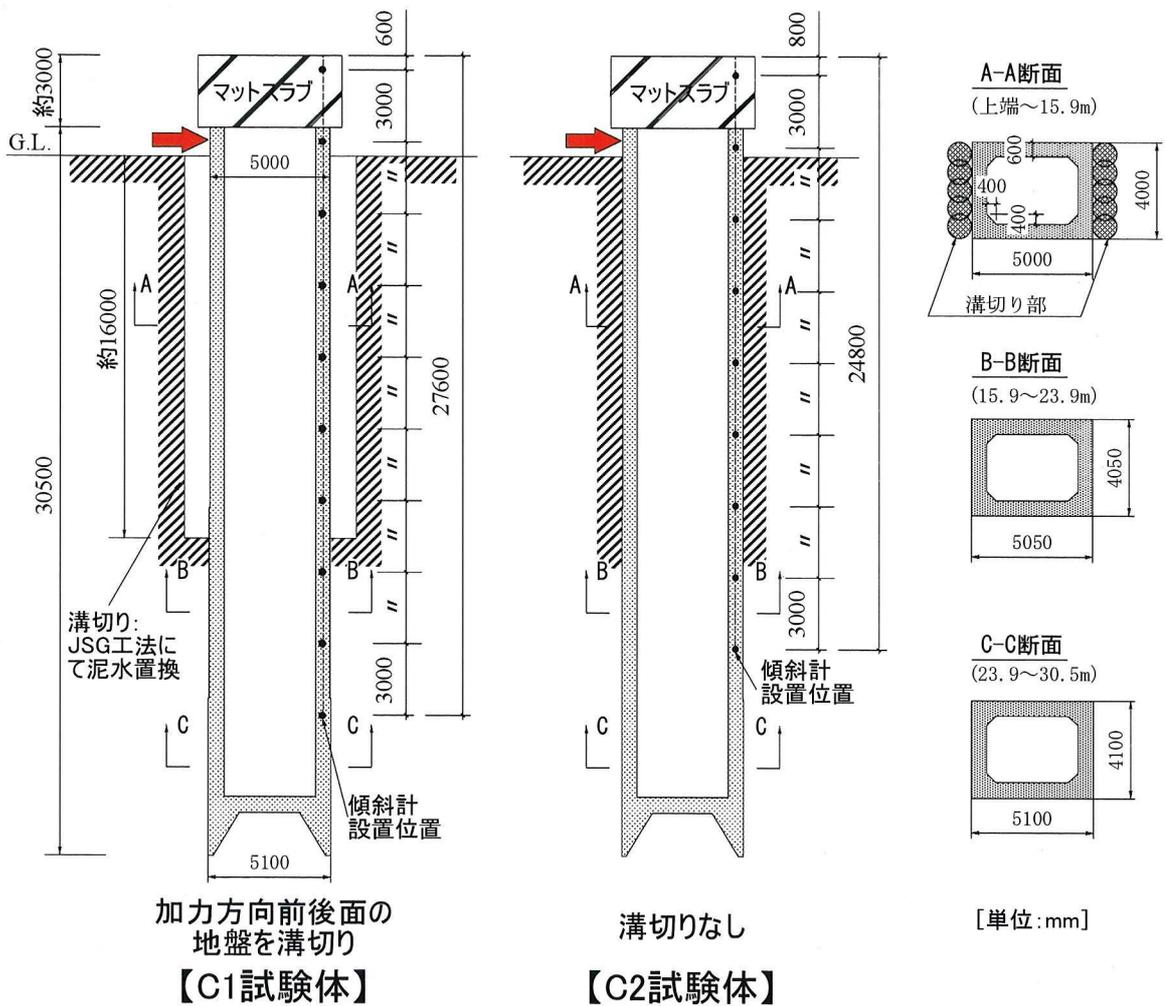


図 4.1 既存ケーソンの概要

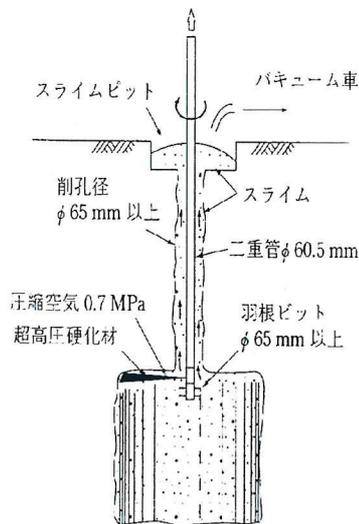


図 4.2 JSG 工法の概要

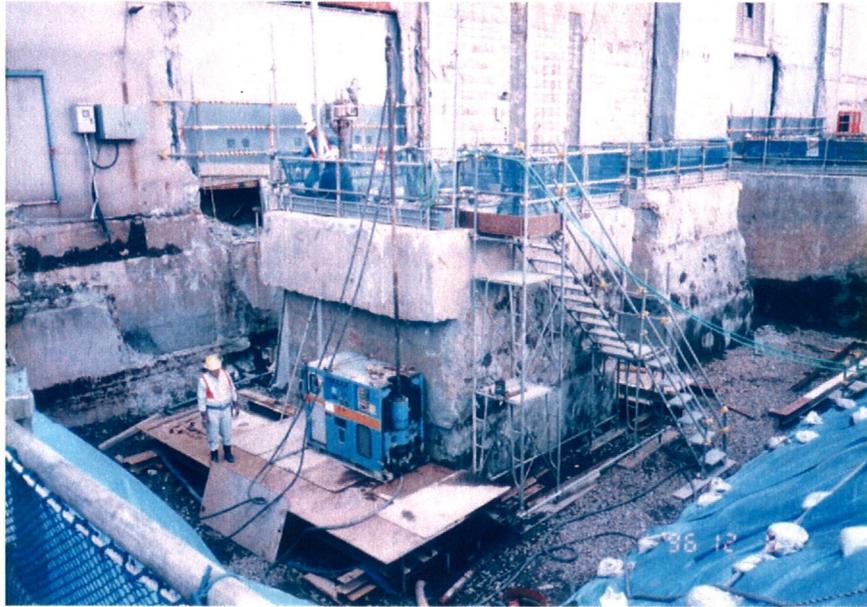


写真 4.1 JSG 工法による溝切り状況 (C1 試験体)



写真 4.2 JSG 工法による溝切り後の状況 (C1 試験体)



写真 4.3 採取したコアサンプルの状況

表 4.2 ケーソン部材の調査結果

	C1試験体			C2試験体		
	深度 (m)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	深度 (m)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	3.0	43.1	3.8	4.0	48.1	3.5
	6.5	38.2	2.9	7.0	49.0	3.8
	9.0	49.0	3.7	10.5	52.0	4.1
	10.0	50.0	3.5	12.5	44.1	2.9
	11.5	44.1	3.5	16.0	36.3	3.1
	12.5	43.1	3.0	19.5	43.1	3.5
	平均値	44.6	3.4	平均値	45.4	3.5
	標準偏差	4.3	0.4	標準偏差	5.5	0.4
	変動 係数(%)	9.7	10.5	変動 係数(%)	12.2	12.3
	鉄筋	縦筋：φ16-@300ダブル，横筋：φ16-@400ダブル 設計時の許容引張り及び圧縮応力度： 155N/mm <sup>2</sup> （長期），235N/mm <sup>2</sup> （短期）				

#### 4.2.2 地盤状況

載荷試験近傍で実施した地盤調査結果の概要を図 4.3 に示す。地盤は、表層から N 値が 2～3、地盤のせん断波速度 (S 波速度) が 100m/s 前後の軟弱な埋土層及び沖積シルト層が堆積し、約 G.L.-20m で堅固な洪積砂礫層ならびに洪積砂層が出現する地層構成となっている。

既存ケーソンの先端は、N 値 30 以上の洪積砂質土層に 10m 程度根入れされている。ただし、他のボーリングデータから、洪積砂礫層や砂層の出現深度や N 値分布は、敷地内で変化することが確認されている。室内土質試験による粘着力  $c_u$  はややばらついており、今回の調査結果からは、各地層で地盤物性が深度方向に変化するような明確な傾向が得られなかったため、図 4.3 では各物性を平均値で示している。なお、三軸圧縮試験(UU)の平均値は埋土層で  $32\text{kN/m}^2$ 、沖積シルト層では  $56\text{kN/m}^2$  であった。

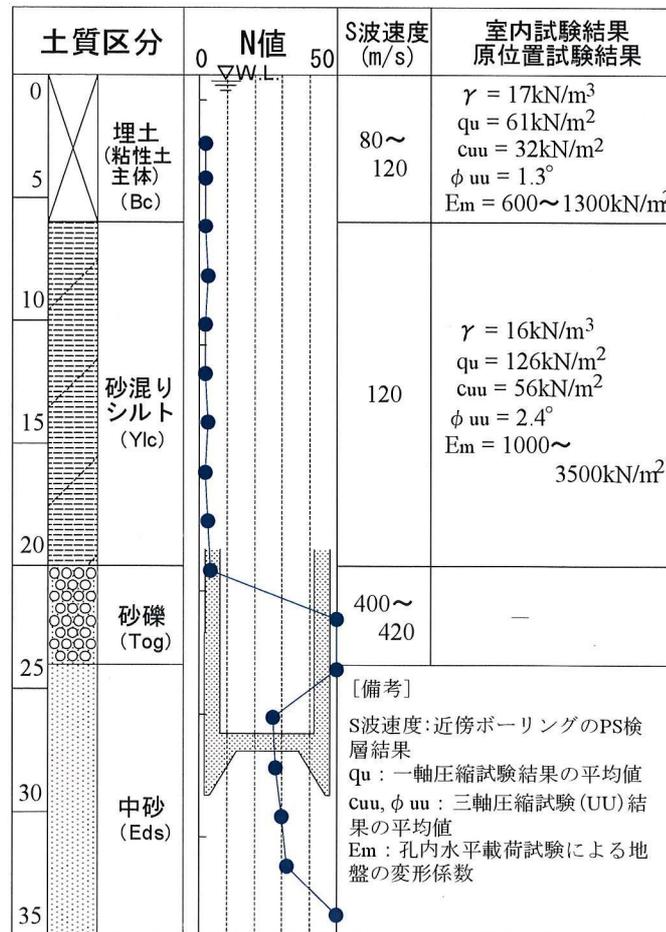


図 4.3 土質柱状図

### 4.2.3 載荷方法

載荷実験は、地盤工学会編「杭の水平載荷試験方法・同解説」<sup>4.5)</sup>に準拠して行った。試験体の平面配置を図 4.4 に、それぞれの試験体の載荷状況を写真 4.4 及び写真 4.5 に示す。載荷は、試験体に隣接する既存ケーソンを反力とし、油圧ジャッキにより試験体平面の長辺方向に行った。

各試験体の実験時の水平荷重  $H$ ～時間関係は図 4.5 に示す通りであり、載荷方式は 3 サイクル・段階載荷方式とし、反力体の影響を考慮して 1 方向に載荷した。各荷重段階での荷重保持時間は 0 荷重時に 15 分、それ以外は 3 分間とした。第 1・第 2 サイクルの載荷ピーク荷重は、C2 試験体の設計想定荷重等を参考に設定し、C1 試験体の値は C2 試験体の 60% とした。最終サイクルは、試験体の最大耐力を求めるため、油圧ジャッキの能力が許容する範囲まで載荷した。

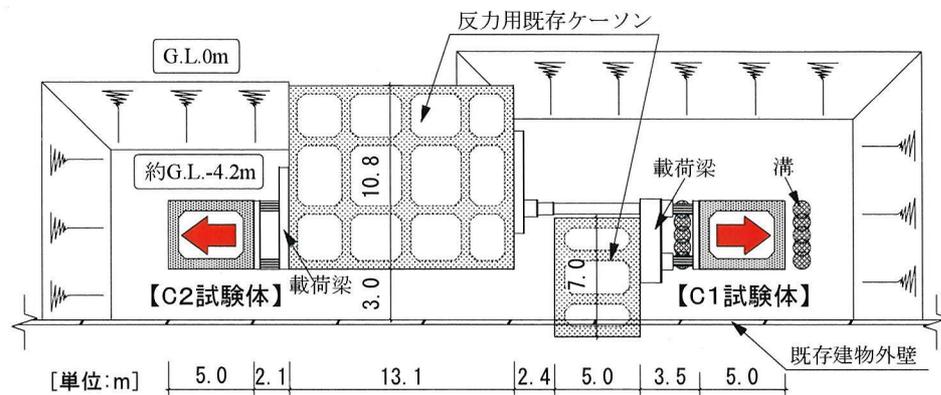
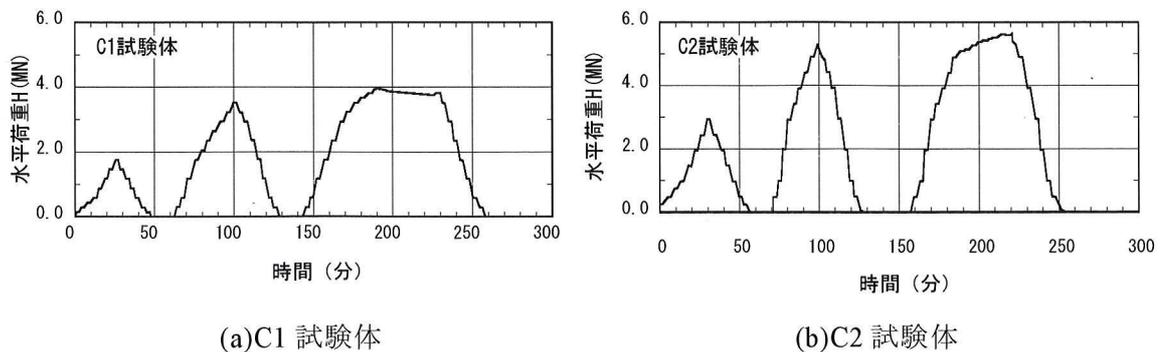


図 4.4 試験体の配置図



(a)C1 試験体

(b)C2 試験体

図 4.5 水平荷重  $H$ ～時間関係

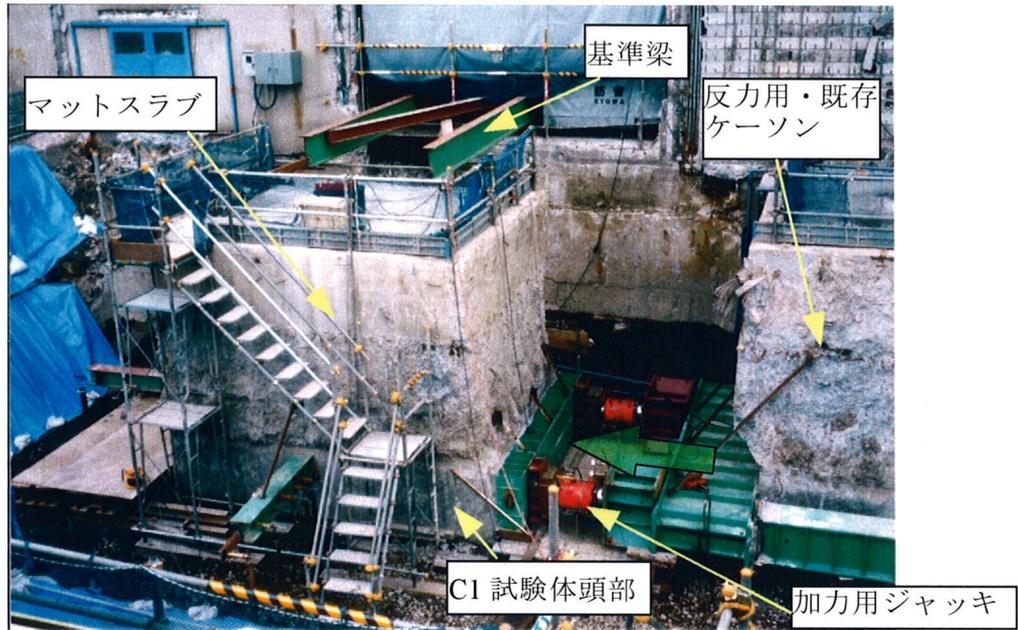


写真 4.4 載荷時の状況 (C1 試験体)

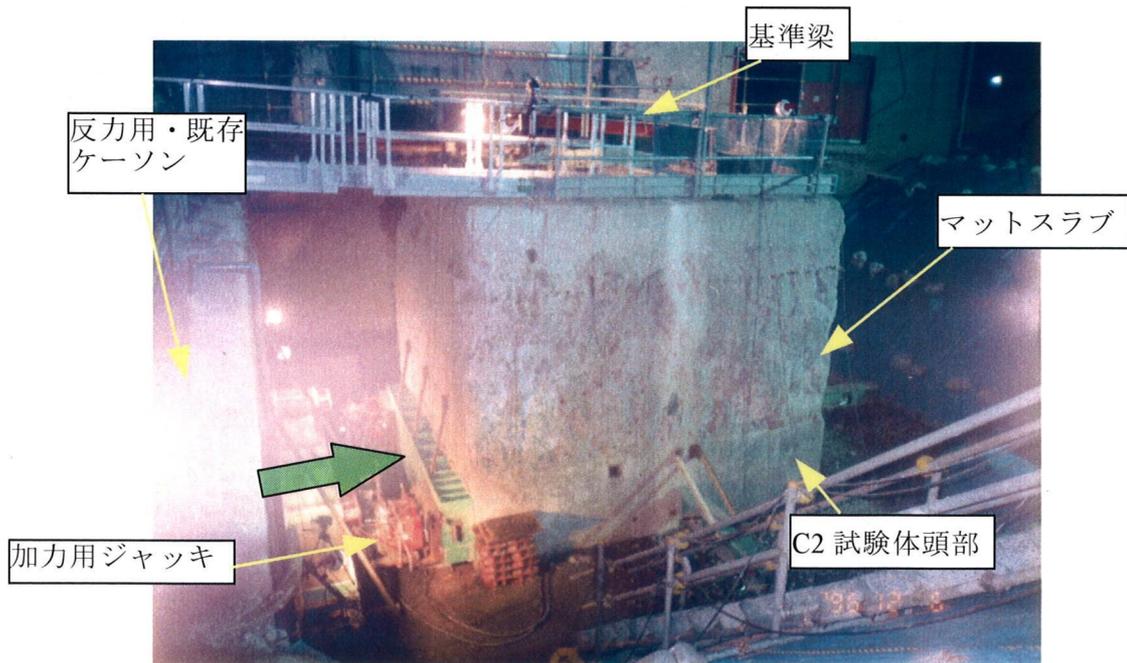


写真 4.5 載荷時の状況 (C2 試験体)

#### 4.2.4 測定項目と測定位置

測定項目及び測定点数を表 4.3 に示す。主要な測定項目は、水平載荷荷重、試験体頭部の水平変位量と鉛直変位量、周辺地盤の水平変位量、試験体の深さ方向の傾斜量である。図 4.6 に試験体ならびに周辺地盤の変位測定位置を示した。試験体の変位量測定は、既存建物を基準点とした基準梁を用いて、図 4.6 に示す平面位置のマットスラブ上で行った。加力方向前面及び側面の地表面水平変位量の測定は、約 2～3 m の試験体周辺地盤を対象として、アンカー等により試験体に固定した鋼製支柱 (H-300×300×10×15) を基準梁におき、地表面に埋め込んだターゲット (山形鋼) の変位量を測定する方式で行った (写真 4.6 参照)。

傾斜測定は、図 4.6 に示す加力前面部で各試験体とも 1 測線のみ、コアボーリングした孔を利用して行った。傾斜計の設置深度は図 4.1 中に示す通りであり、C1 試験体ではマットスラブ上端から約 28m を、C2 試験体は約 25m の範囲を 3m 間隔で計測した。なお、コアサンプルを用いて、圧縮試験 (表 4.2 参照) 及びケーソン躯体のひび割れ状況等の観察を行った。

表 4.3 測定項目

測定対象	測定項目	測定方向	測点数	
			C1試験体	C2試験体
ケーソン	水平荷重	y	1	1
	水平変位量	x, y	2, 3	2, 3
	鉛直変位量	z	2	2
	傾斜量	-	10	9
周辺地盤	加力前面部水平変位量	y	2	5
	加力側面部水平変位量	y	5	5
反力体	水平変位量	x, y	-	2
その他	時間, 温度	-	1	1

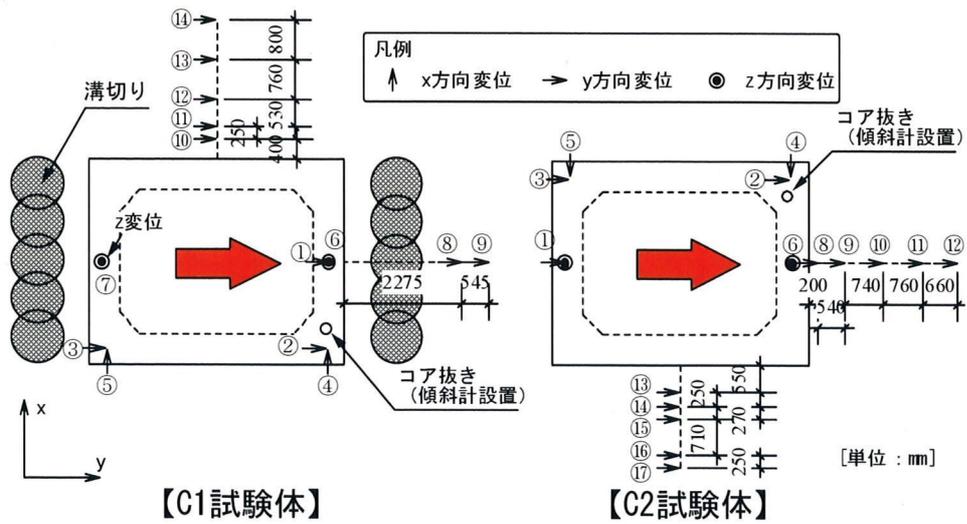


図 4.6 変位置測定位置

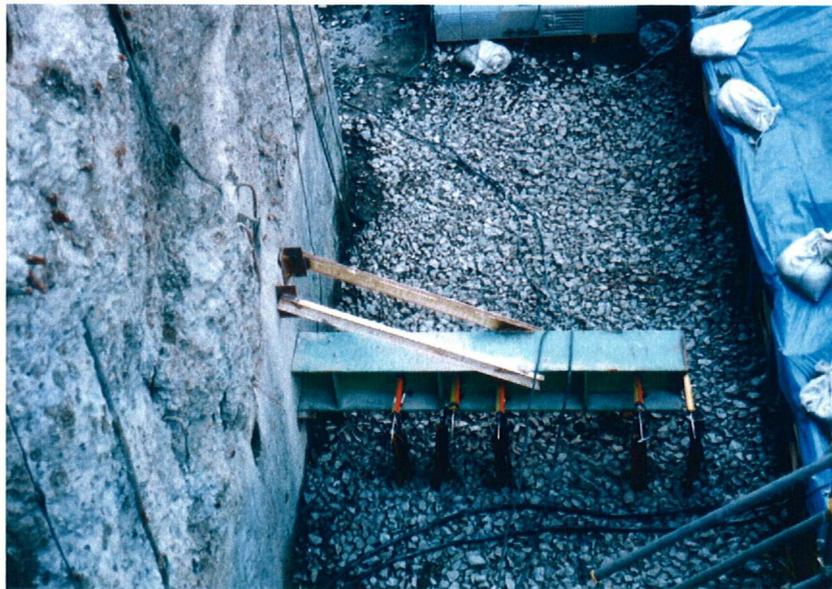


写真 4.6 周辺地盤変位の測定状況

### 4.3. 実験結果とその考察

#### 4.3.1 水平荷重～水平変位量関係

図 4.7 に載荷実験より得られた水平荷重  $H$ ～水平変位量  $\delta_x$  (図 4.6 の①の計測値) 関係を示す。両試験体の  $H$ ～ $\delta_x$  曲線はともに、載荷初期から約 5～10mm の変位量まで  $H$  の値が直線的に急増した後、増加傾向が鈍化し始め、 $\delta_x$  が 30～40mm 付近で急折して横軸と概ね平行となる形状を示していることが分かる。最大荷重は、C2 試験体で約 5.7MN を示し、前面地盤を除去した C1 試験体の値 (約 4.0MN) に比較して約 1.5 倍大きくなっている。

図 4.8 は、図 4.7 に示す  $H$ ～ $\delta_x$  関係の骨格曲線を両対数グラフで整理したものである。両試験体とも、 $\log H$ ～ $\log \delta_x$  関係は、ほぼ 3 本の直線部分に分けられることが分かった。これらの各部分に補助線を引いた直線の交点 (図 4.8 中の矢印) は、試験体－地盤系の中で挙動性状が変化した点と考えられ、図 4.7 中にも矢印で示した。

図 4.7 において、 $\log H$ ～ $\log \delta_x$  関係の第 1 折れ点荷重以降は、両試験体ともに荷重の増加傾向が鈍化することが確認できる。線形的な挙動から変化する荷重と判断でき、降伏荷重とした。降伏荷重は、後述のケーソン躯体が深部で折れ曲がり始める荷重に概ね対応している。

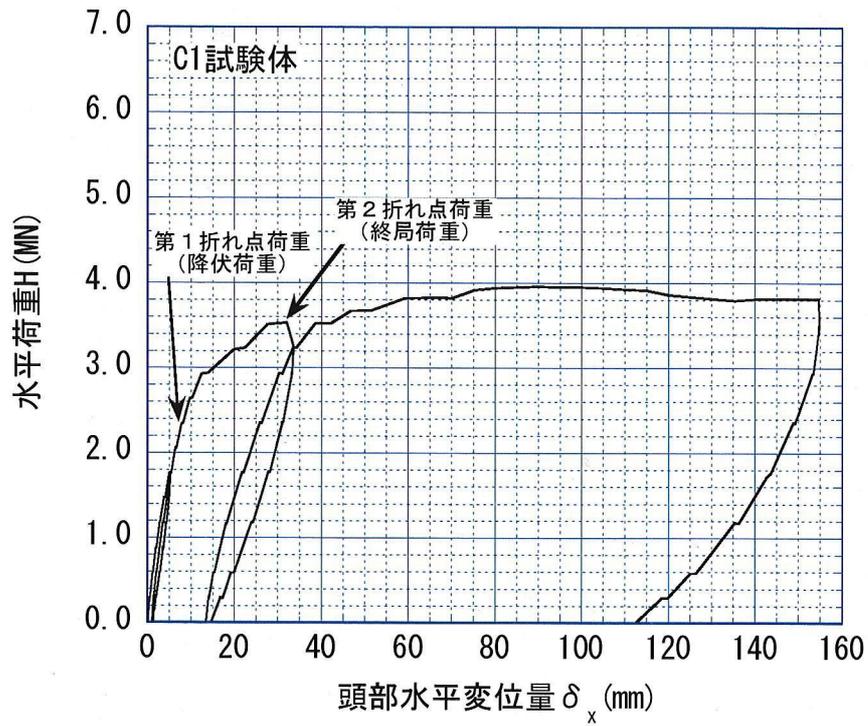
$\log H$ ～ $\log \delta_x$  関係の第 2 折れ点荷重を終局荷重と定義した。終局荷重以降では、図 4.7 に示す  $H$ ～ $\delta_x$  曲線が概ね横軸に平行となることが確認できる。

以上の検討で得られた特性値を最大荷重とともに表 4.4 に示す。降伏荷重時の水平変位量は、前背面地盤を除去して水平剛性の小さい C1 試験体で大きいこと、終局荷重時の変位量は、前面抵抗が発揮されるまでに変位を要する C2 試験体で大きいこと等を確認できる。

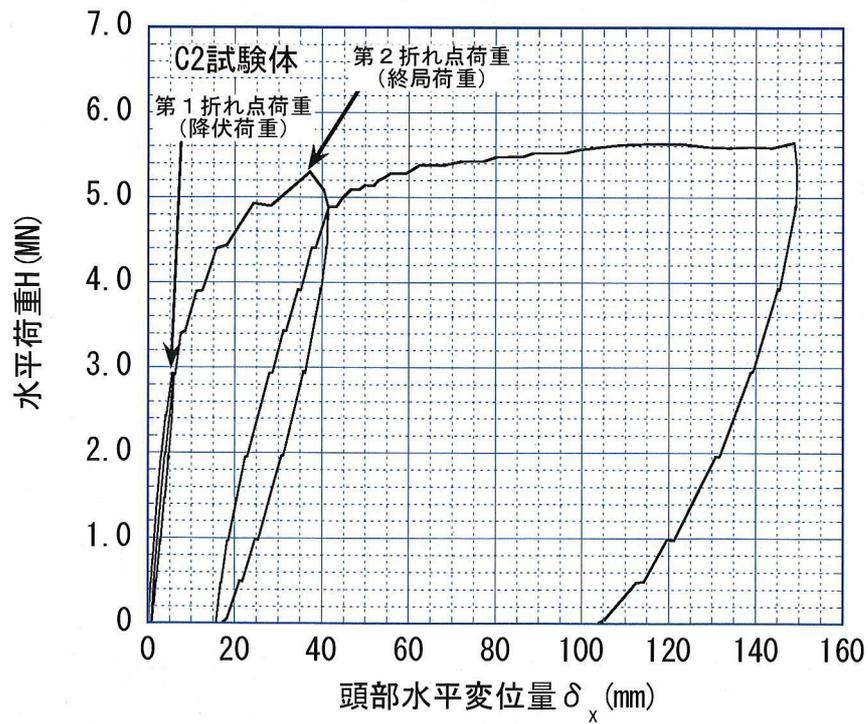
表 4.4 実験結果の概要

	C1試験体	C2試験体
降伏荷重(MN)	2.35 (8.3)	2.92 (5.9)
終局荷重(MN)	3.53 (32.2)	5.30 (37.6)
最大荷重(MN)	3.96 (90.1)	5.65 (150.2)
降伏時の水平剛性(MN/m)	284	495

( )内は水平変位量 (mm)

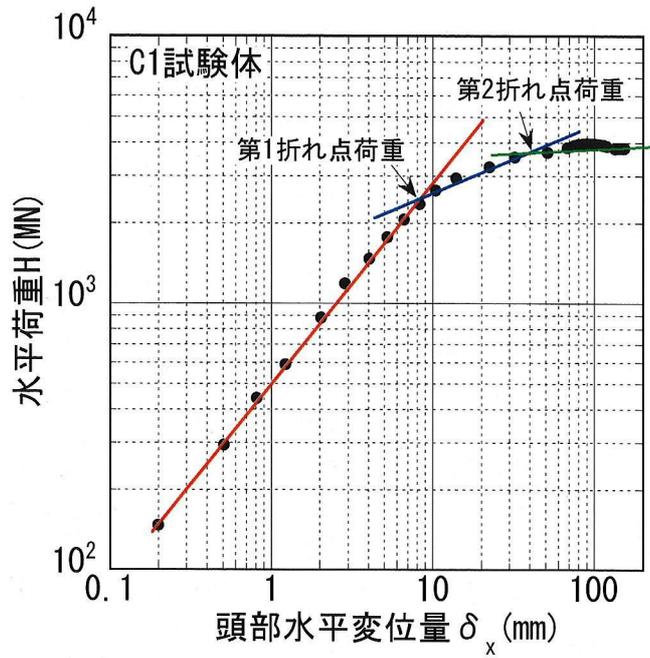


(a)C1 試験体

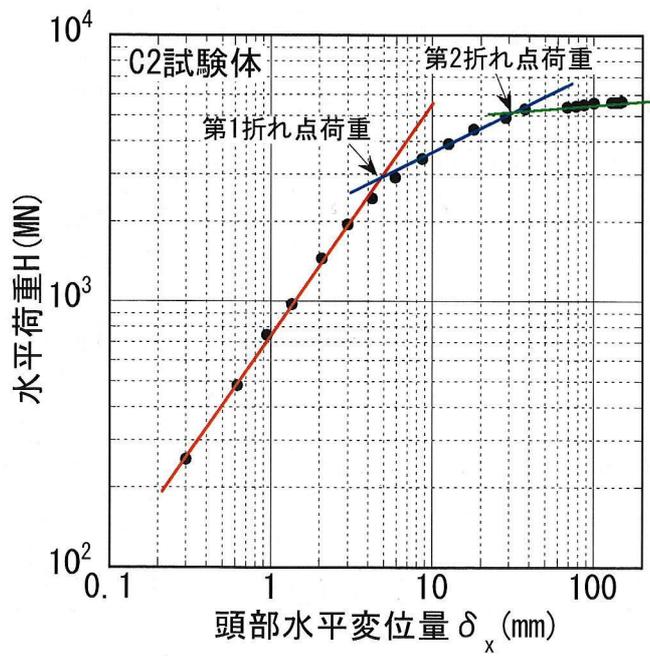


(b)C2 試験体

図 4.7 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係



(a)C1 試験体



(b)C2 試験体

図 4.8  $\log H \sim \log \delta_x$  関係

#### 4.3.2 ケーソン躯体の水平変位量分布

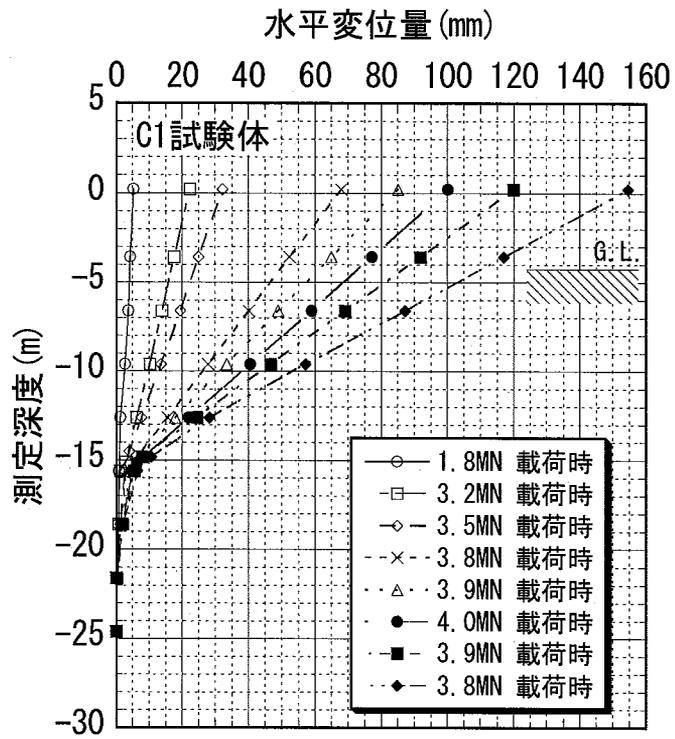
図 4.9 は傾斜測定から求めたケーソン躯体の水平変位量の深度方向分布である。傾斜角から水平変位量の算定は、次の手順で行った。

- (i) 頭部変位量を基準として変位分布を算定。
- (ii) 下端変位量(0mm と仮定)を基準として変位分布算定。
- (iii) それぞれの交点を求め、交点以浅は(i)で求めた値を、以深は(ii)の値を変位量とする。

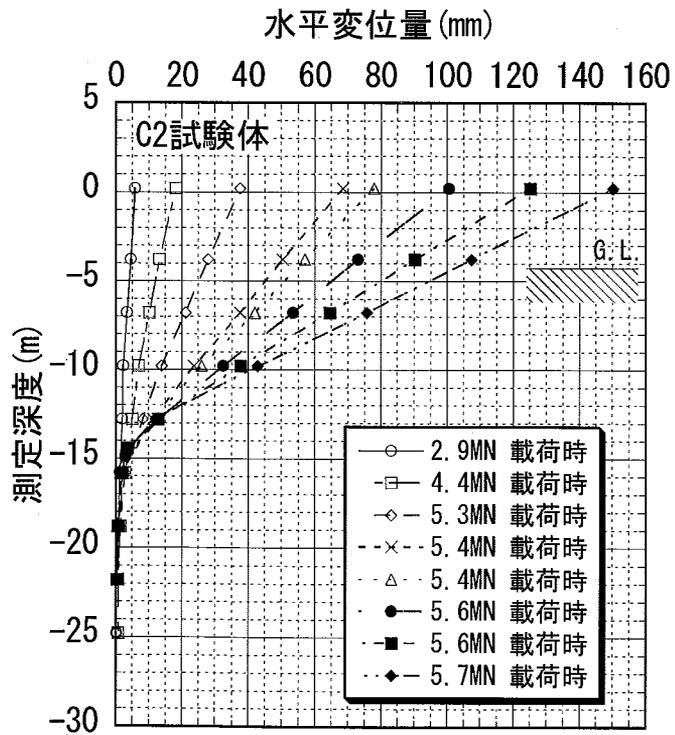
上記の方法による算定は、傾斜角が急変する測定区間では変位量算定時に近似誤差が発生しやすいこと、载荷初期から下端付近(約-22m 以深)の傾斜計データに殆ど変動がなく先端部が変位していないと判断できることを考慮し、上下端の変位量の整合を取るために行ったものである。

図 4.9 より、水平変位量分布は、両試験体とも、(1)頭部から約-12m 以浅では直線的であること、(2)頭部の変位量が増加するに伴い約-15m 付近で折れ曲がる変形挙動を示すこと、(3)折れ曲がりの挙動は  $\delta_x$  が 10mm を超えるあたりから顕著になること、(4)折れ曲がり点以深の変位量の変化が小さいこと等が認められる。

C1 試験体から採取したコアサンプルより、折れ曲がり深度付近 (-14.3m) で、割れを伴う不連続面が確認されており、折れ曲がり挙動に影響を及ぼしたものと考えられる。不連続面が水平で比較的平滑であったこと、コンクリートを打ち継ぎながら構築する施工方法であること<sup>4,6)</sup>等から、この面を打ち継ぎ面と判断した。C2 試験体では、-15m 付近で割れを伴う不連続面は確認されていないが、施工方法を考慮すると同様に存在するものと考えられる。



(a)C1 試験体



(b)C2 試験体

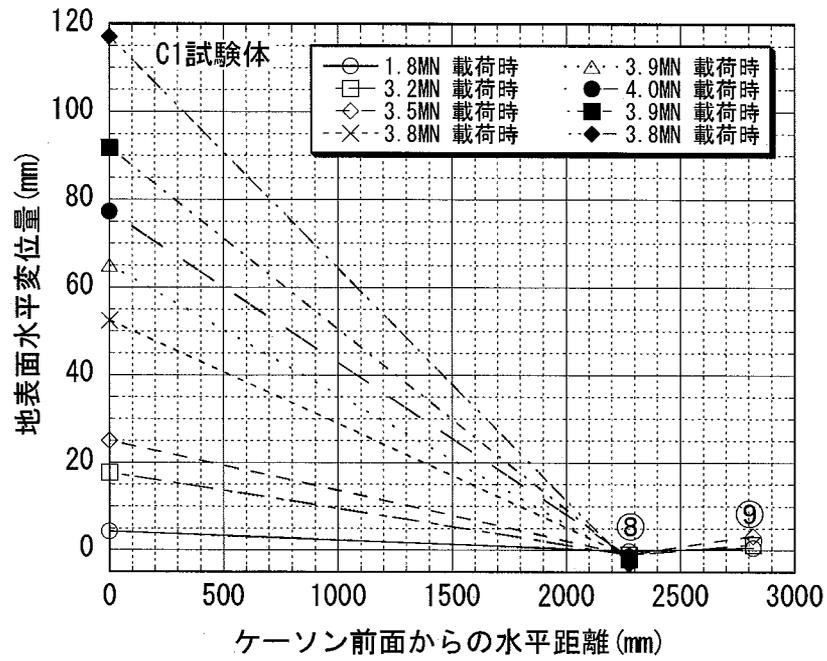
図 4.9 試験体の水平変位量の深度分布

### 4.3.3 周辺地盤の地表面の水平変位量分布

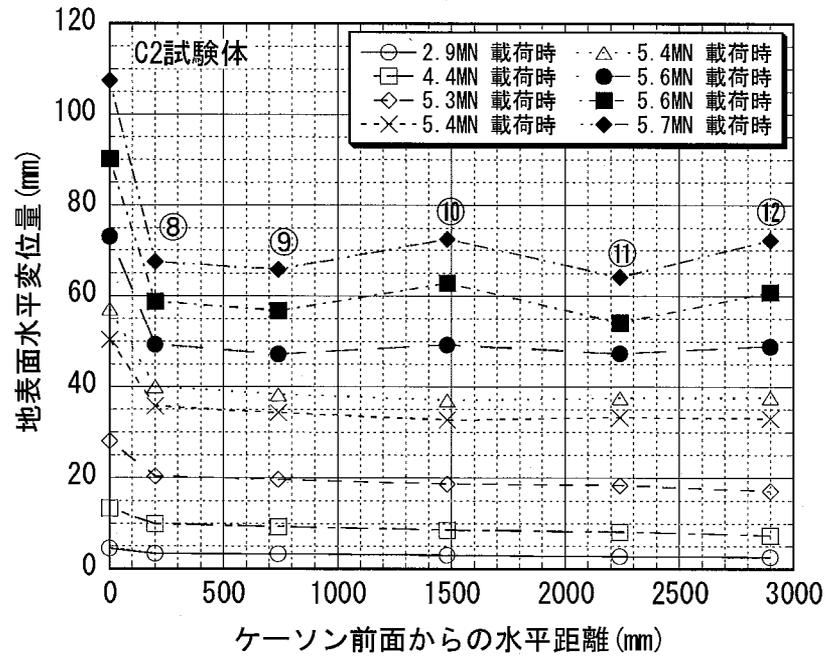
載荷に伴って生じる載荷方向前面部と側面部の地表面水平変位量は、試験体の回転や傾斜の測定値を考慮して補正したものである。これらの結果を図 4.10 及び図 4.11 に示した。なお、側面部の変位量は、上記の載荷に伴って試験体に生じたねじれ量（最大値 C1 試験体： $2.8 \times 10^{-3} \text{rad}$ ，C2 試験体： $3.8 \times 10^{-3} \text{rad}$ ）の影響を考慮して修正しているが、C1 試験体では、実験途中に一部の測点で測定不能となったため、図では、修正可能な範囲のみプロットしている。また、図中の水平距離が 0mm の変位量は、試験体自体の地表面位置における変位量に修正した値である。前述のケーソン躯体の水平変位量分布で地表面付近の値に対応するものである（図 4.9 参照）。

図 4.10 より、前面地盤の水平変位量分布は、前面地盤が除去された C1 試験体では、殆ど水平変位量が生じておらず、試験体の変位に伴う周辺地盤変形（側面部）の影響が測定位置まで及んでいないことを確認できた。一方、C2 試験体では、測定位置間での地表面変位量の変化が小さく、試験体から 3m の測定範囲の地盤は、概ね一体となって挙動していると判断できる。C2 試験体の最大変位時(107mm)の地表面変位量は測定位置に関わらず、約 70mm となった。なお C2 試験体では、水平変位に伴い、前面では地盤面の盛り上がり、とケーソン隅角部からの放射状の亀裂、背面部ではケーソン表面と地盤との間に隙間が確認された。

図 4.11 に示す側面部の地表面変位量は、両試験体ともに試験体から離れるにつれて減衰し、約 2m の位置では非常に小さな値となっている。前述の前面部地盤変位と比較すると、側面部の地盤変形の影響範囲は小さくなっている。変位量が水平距離とともに減衰する度合いはケーソンの水平変位量の増加に従って大きくなっている。すなわち周辺地盤変形の多くがケーソン近傍地盤に集中する性状が確認できた。このような性状は、C1 試験体の終局荷重到達後に特に顕著となっている。目視調査から、側面部の地表面に亀裂等は確認されておらず、側面摩擦抵抗はケーソン表面と側面地盤との境界付近でズレて発揮されたものと考えられる。

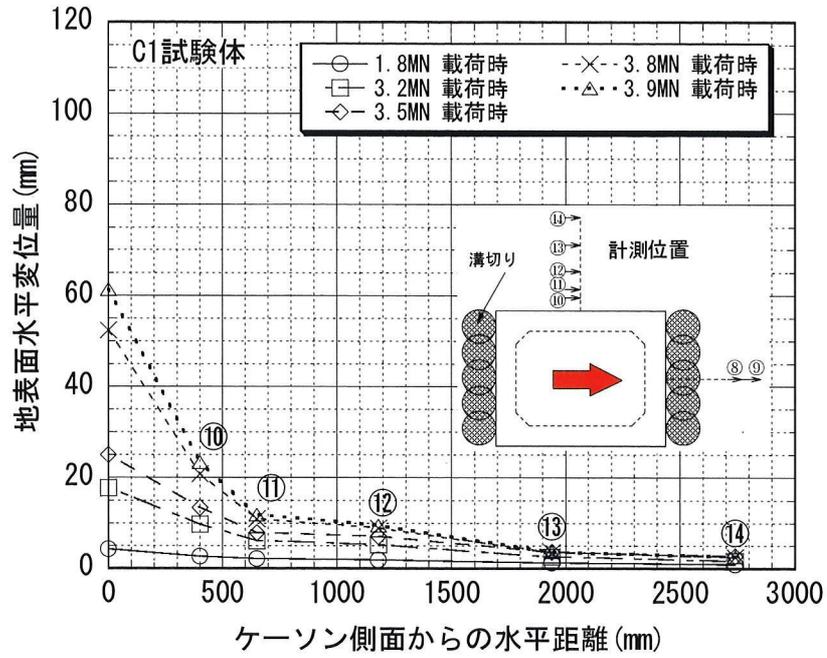


(a)C1 試験体

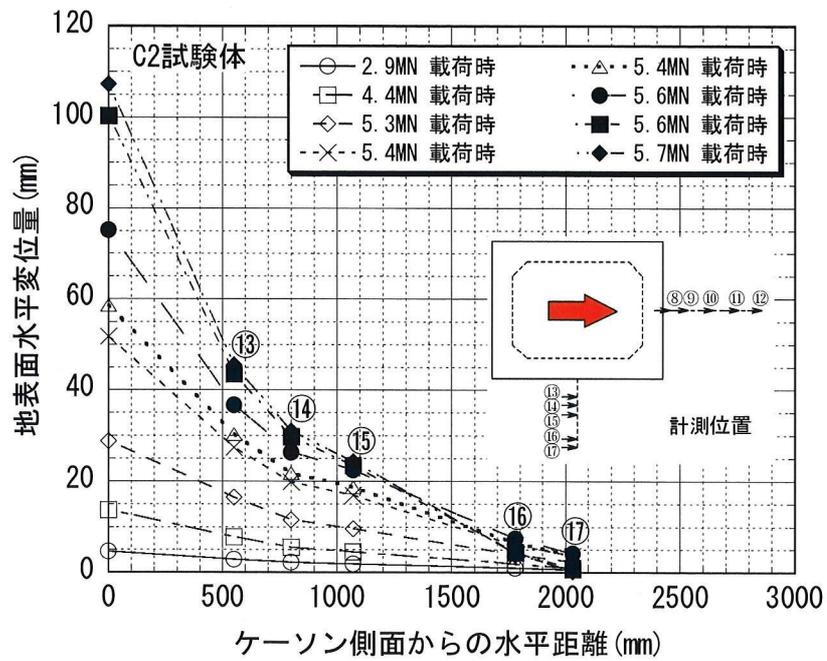


(b)C2 試験体

図 4.10 荷重方向前面部地盤の地表面水平変位量



(a)C1 試験体



(b)C2 試験体

図 4.11 載荷方向前面部地盤の地表面水平変位量

#### 4.3.4 荷重分担性状

本試験体の水平荷重に抵抗する要因としては、図 4.12 に示すようにケーソン本体の曲げ抵抗（本体抵抗と呼称）、前面及び側面地盤から受ける抵抗（前面抵抗及び側面抵抗と呼称）の 3 要素が考えられる。本節では、後述する解析的検討を利用して、各抵抗要素の水平荷重～水平変位量関係や分担性状について検討を加える。ここに本体抵抗は、C1 試験体における溝切り深度（G.L.-16m）以深の地盤に根入れされた、突出したケーソンの水平抵抗として、解析的に求めたものである。適用した解析法の詳細は第 5 章で述べる。

C1 試験体で前背面の地盤を除去しているため、C2 試験体の前面抵抗は、両試験体で本体抵抗と側面抵抗が同一と仮定すると、両試験体の水平抵抗の差から求められる。ここでは、両者の差を連続的に求めるため、実験で得られた  $H \sim \delta_x$  曲線を双曲線関数で表現することを試みた。これは第 2 章及び第 3 章の実験結果や既往の研究<sup>例えば 4.7)</sup> から、特に摩擦力～水平変位量関係へ同関数の適用性が高いとの結果を得ているためである。双曲線近似は、前述同様、 $H$  と  $\delta_x$  との間に (4.1) 式が成立するものと仮定し、(4.1) 式を変形した (4.2) 式と実験結果の対応を見ることによって係数  $a$  及び  $b$  を求めるものである。

$$H = \frac{\delta_x}{a + b\delta_x} \quad (4.1)$$

$$\frac{\delta_x}{H} = a + b\delta_x \quad (4.2)$$

実験結果を  $\delta_x/H \sim \delta_x$  関係で整理して図 4.13 に示す。図中には、最小二乗法により求めた近似直線ならびにその係数を示す。相関係数  $R$  が 99%以上を示し、実験結果は双曲線で近似可能であることを確認できる。図 4.13 で得られた係数をもとにプロットした双曲線近似曲線及び両者の差（前面抵抗）を、図 4.14 に示す。図より、本実験での双曲線関数により各試験体の挙動を同関数で良く表現できることを改めて確認できる。実験結果の差し引きで得られた前面抵抗は  $\delta_x$  の増加に伴って約 1.6MN に収束しており、その値は C2 試験体の終局荷重（約 5.3MN）の約 30%となることが分かった。

本体抵抗は、後述の解析法（図 5.15 参照）により推定することとした。解析のモデル化や地盤定数の設定法などは、文献 4.8)、4.9) に準拠し、表 5.3 に示す各式で解析定数を設定している。ここでは、実験結果との対応が良くなるように表 5.3 中の  $\alpha$  値を 8 に設定して解析した結果を用いている<sup>4.10)</sup>。本体抵抗を求めるに当たっては、解析モデルにおいて G.L.-16m（前面地盤除去範囲）までの地盤抵抗を無視している。解析の結果、弾性範囲での本体抵抗の水平剛性として 123MN/m が得られた。この結果を基に、側面抵抗を C1 試験体の実験結果から本体抵抗を差し引いて求めることとした。

以上の検討で得られた各抵抗要素の分担水平抵抗と水平変位量  $\delta_x$  との関係を図 4.15 に

示す。なお前述の通り，側面抵抗は実験結果と解析結果の差し引きによる推定値であり，線形的な挙動をする範囲で，より正確な分担抵抗～ $\delta_x$ 関係が得られると考えられることから，図では降伏荷重以下の関係を示している。

図 4.15 より，側面及び前面抵抗ともに载荷初期から非線形性を示すこと，同一変位時の分担抵抗は側面抵抗で大きな値を示すことが分かる。側面抵抗が大きくなるのは，一般に摩擦剛性は高い値を示す傾向にあることや，側面の面積が比較的大きいことに起因していると考えられる。

図 4.16 は，各抵抗要素の水平荷重分担率の変化を示したものであり，前面及び側面抵抗の分担率が漸減する傾向にあることを確認できた。分担率は，側面抵抗，前面抵抗，本体抵抗の順に小さくなり，降伏荷重付近の水平荷重分担の割合は，側面抵抗：前面抵抗：本体抵抗で概ね 40：35：25 であった。

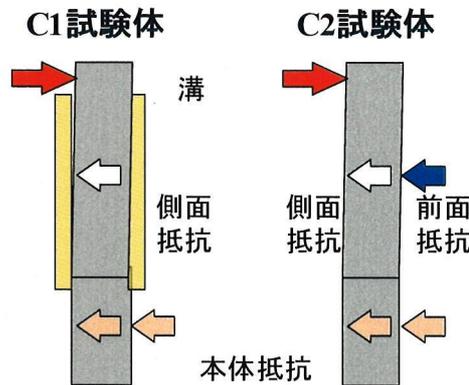


図 4.12 水平抵抗要素

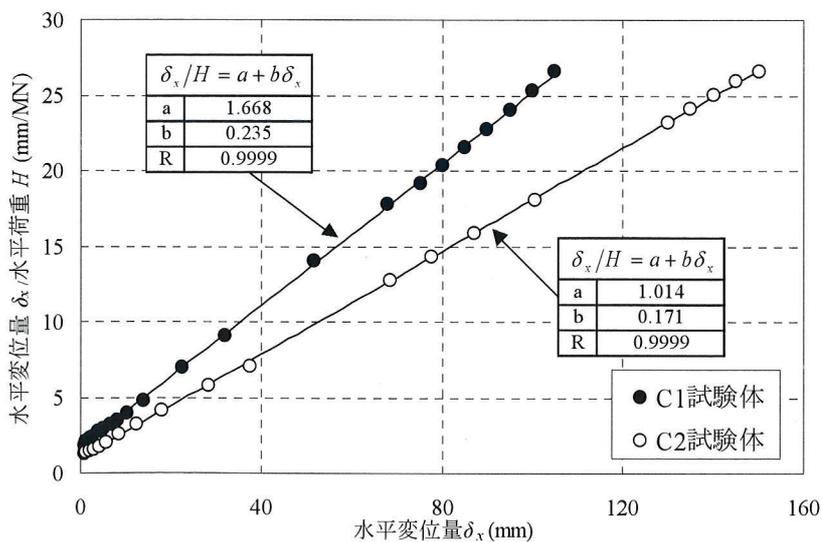


図 4.13 水平変位量  $\delta_x$  / 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係

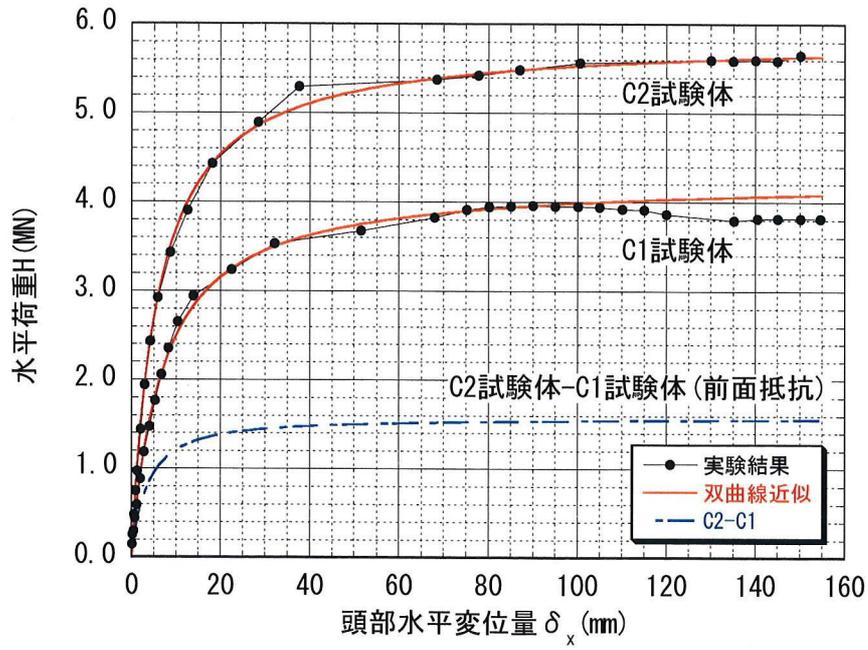


図 4.14 水平荷重  $H$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係

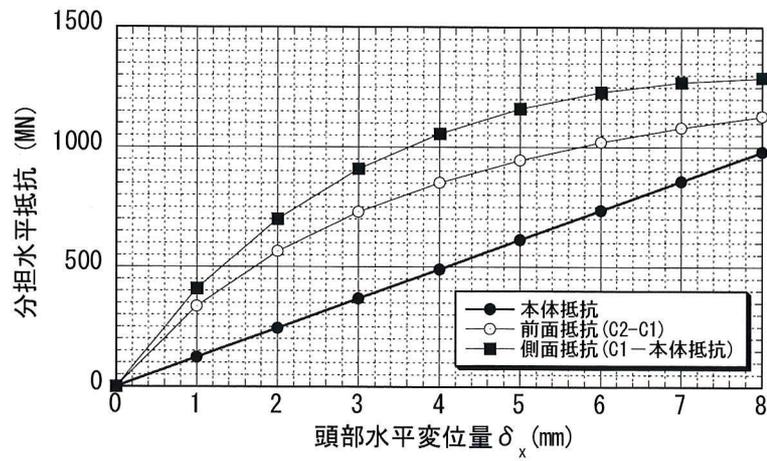


図 4.15 分担水平抵抗 ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係

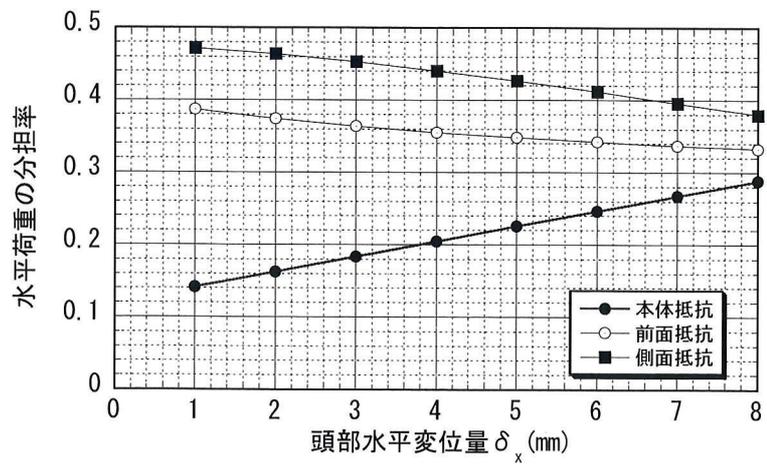


図 4.16 水平荷重の分担率 ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係

#### 4.4. まとめ

築後約 40 年経過した既存ケーソン 2 体に対して原位置水平荷重実験を行った。1 体は現状地盤のまま、他の一体は、既存ケーソン側面と地盤間との摩擦抵抗性状を調査する目的で、ケーソン前背面の地盤抵抗を除去して側面摩擦要素を抽出した試験体に対して水平荷重を行った。実験結果及び解析的な分析などから、側面及び前面地盤抵抗の挙動性状に関して、以下の知見が得られた。

- 1) 側面摩擦力を測定するために前背面の地盤抵抗を除去した C1 試験体、及び現状地盤に設置された C2 試験体の水平荷重  $H$ ～水平変位量  $\delta_x$  曲線は、いずれも  $\delta_x$  が 5～10mm で降伏荷重を示すまで  $H$  が線形的に急増した後、増加傾向が緩やかになり、終局荷重となる 30～40mm 以降は水平荷重を維持したまま  $\delta_x$  が増大する形状を示した。 $H$ ～ $\delta_x$  曲線は、両試験体ともに双曲線関数で近似できることが分かった。
- 2) 傾斜計による水平荷重中のケーソン躯体の水平変位量の深度分布から、両試験体ともに、G.L.-15m 付近でケーソン躯体が折れ曲がる様な変形挙動が確認され、折れ曲がり挙動は降伏荷重を示した後に顕著となった。
- 3) 降伏荷重までのケーソン本体抵抗を解析的に求め、これと 2 体の実験結果を比較することにより、ケーソンの各抵抗要素の水平荷重分担割合を求めた。降伏荷重付近の水平荷重分担の割合は、側面抵抗：前面抵抗：本体抵抗で概ね 40：35：25 となり、側面抵抗で大きな割合を示した。
- 4) 荷重に伴う C2 試験体の前面地盤の変位量は、測定範囲（3m 以上）を超えて広範囲に及ぶのに対して、側面部の周辺地盤変位は、試験体からの距離が増大するのに伴い減衰する形状を示し、試験体から約 2m の距離で非常に小さい値となった。

## 参考文献

- 4.1) 茶谷文雄：水平力を受ける壁杭の挙動について(その1)，日本建築学会構造系論文集，第406号，pp.81-91，1989.
- 4.2) 前田良刀，森山陽一，伊藤政人：第2東名東海大府高架橋工区における壁基礎の原位置載荷試験，基礎工，vol.24，No.5，pp.60-66，1996.
- 4.3) 伊藤政人，岡原美知夫，黒澤和男：東京外かく環状道路における地中連続壁基礎の水平載荷試験，基礎工，vol.24，No.5，pp.67-71，1996.
- 4.4) ジェットグラウト協会：ジェットグラウト工法技術資料，2003.
- 4.5) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説，1983.
- 4.6) 地盤工学会：構造物基礎入門，pp.245-275，1994.
- 4.7) 長尾俊昌，桑原文夫，小林治男，渡邊徹：水平力を受けるパイルド・ラフト基礎の挙動解析，日本建築学会構造系論文集，第577号，pp.63-68，2004.
- 4.8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，2002.
- 4.9) 地盤工学会：地盤・基礎構造物の耐震設計，pp179-188，2001.
- 4.10) 渡邊徹，石井善一，長尾俊昌，真島正人，富永晃司：既存ケーソンを用いた地盤と基礎の側面摩擦に関する原位置水平載荷実験，日本建築学会構造系論文集，第606号，pp.163-169，2006.

## 第5章 根入れを有する建物基礎の水平挙動に関する解析モデルの提案

### 5.1. まえがき

本章では、地盤の非線形性を考慮した根入れを有する建物基礎の水平挙動に関する解析モデルを提案する。提案する解析モデルは、地盤の挙動を地盤ばねに集約し、地下室や杭などの構造体を線材や板要素などでモデル化する手法を用いる。この方法は、杭や地中連続壁、ケーソン基礎などの評価法として実務設計に用いられている手法である<sup>例えば5.1)~5.3)</sup>。ここでは、同解析法に用いる地盤ばねの非線形性の評価に重点を置き、実験結果に基づいて1次の双曲線関数で評価することを提案する。そして、その初期勾配を弾性論を用いて求める方法について述べる。提案する解析モデルの適用性について検討するため、底面摩擦に関する実験結果、及び既存ケーソンの実験結果と提案する解析法による解析結果との比較検討を加える。

### 5.2. 解析法の概要

水平力を受ける基礎構造物の挙動を予測する代表的な手法として、①有限要素法<sup>例えば5.4)</sup>、②境界要素法とその拡張・応用方法<sup>例えば5.5)~5.7)</sup>、③弾性支承梁理論に基づく手法<sup>例えば5.1)~5.3)</sup>などが挙げられる。

①の有限要素法は、基礎構造及び地盤を線材や固体要素でモデル化する方法であり、杭や根入れ部が地盤を介して互いに影響する効果や地盤の非線形性を解析モデルで直接考慮できる。しかし、基礎構造-地盤系を3次元問題としてモデル化する場合、多くの要素数が必要となり、モデル化、計算時間及び解析結果の処理のいずれも多大な労力を要することが多く、実務的な手法とはなっていない。

②の方法は、地盤を半無限弾性体と仮定し、Mindlin 解などの弾性解を利用することで、基礎間の相互作用効果を比較的簡便に考慮する方法である。地盤のモデルが①の手法に比べて簡素になるため、モデル作製の手間や計算時間等が低減されるメリットがある。基礎-地盤間に非線形地盤ばねなどを評価可能な手法も開発されつつあるが、地盤の弾性定数の設定や、多層地盤への対応などに課題があり、現状では実務設計で多用されるに至っていない。

これらに対して③の手法は、基礎を線材や板要素などにより、地盤を集中ばねに仮定したモデルにより算定する方法である。基礎及び地盤の非線形性の考慮や多層地盤のモデルかなど、比較的簡便に取り扱えることから、実務設計において一般的に用いられている手法である。

本研究では、実用的な評価方法を提案することを目的とすることから、上記の③の解析法に該当する地盤を集中ばねに置換して評価する集中ばねモデルを解析法として採用する。

図 5.1 に、提案する解析モデルの一例を示す。図では杭基礎の場合を示しており、杭は線材で地盤は集中ばねでモデル化する。根入れ部分の抵抗は、側面摩擦抵抗、受働抵抗、底面摩擦抵抗の 3 要素に分けて評価し、それぞれ地盤ばねでモデル化する。根入れ部分の地盤ばねの水平荷重～水平変位量関係は、実験で得られた挙動をもとに 1 次の双曲線関数で仮定し、その非線形性を考慮する。杭材や杭節点に接続する地盤ばねの非線形性の設定は、既往の研究<sup>例えば 5.5)</sup>に準拠するものとする。なお解析は、実務での利用を考慮し、汎用の解析コード TDAPⅢ<sup>5.8)</sup>を用いるものとした。

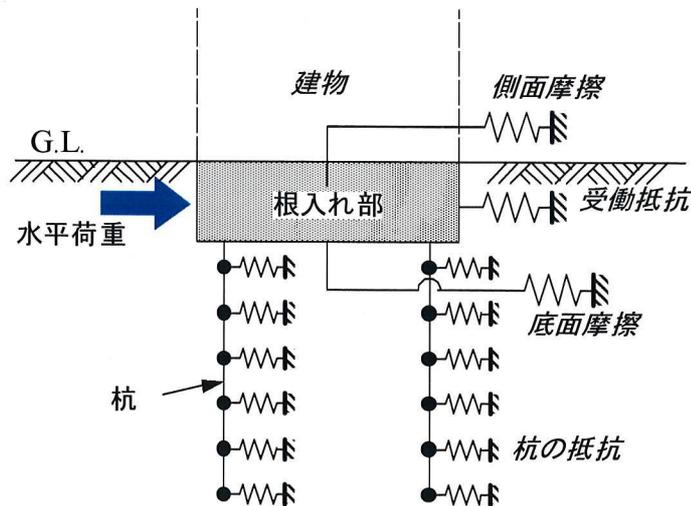


図 5.1 解析モデルの一例

### 5.3. 地盤ばねの非線形性の評価

#### 5.3.1 側面摩擦

根入れ部側面と地盤との側面摩擦力  $F$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係に関して、第 2 章の遠心模型実験で得られた結果 (図 2.21) を図 5.2 に改めて示す。図には(2.13)及び(2.14)式による 1 次の双曲線関数を用いた近似曲線を併記しているが、 $F$ ～ $\delta_x$  関係は同関数で評価できることを確認できる。第 4 章の既存ケーソンの水平載荷実験 (図 4.14 参照) から同様の挙動性状が得られている。

これらの実験結果をもとに、側面摩擦に関する地盤ばねの  $F$ ～ $\delta_x$  関係は、骨格曲線と繰り返し載荷について(2.13)及び(2.14)式と同じく次式で仮定する。なお、式中の記号は図 5.3 に示す通りである。

○骨格曲線

$$F = \frac{\delta_x}{\frac{1}{k_{F0}} + \frac{\delta_x}{F_u}} \quad (5.1)$$

ここに、 $F$ ：側面摩擦力(kN)、 $\delta_x$ ：水平変位量(mm)、 $k_{F0}$ ：初期ばね定数(kN/mm)、 $F_u$ ：極限側面摩擦力(kN)

○繰返し载荷

$$F = \frac{(\delta_x - \delta_{xi})}{\frac{1}{k_{F0}} + \frac{\alpha}{2F_u} \cdot (\delta_x - \delta_{xi})} + F_i \quad (5.2)$$

ここに、 $F_i$ ：折り返し点の側面摩擦力(kN)、 $\delta_{xi}$ ：折り返し点の水平変位量(mm)

$\alpha$ ：加力方向で定まる係数（初期加力の方向に加力する場合 1.0、その逆方向の場合には-1.0）

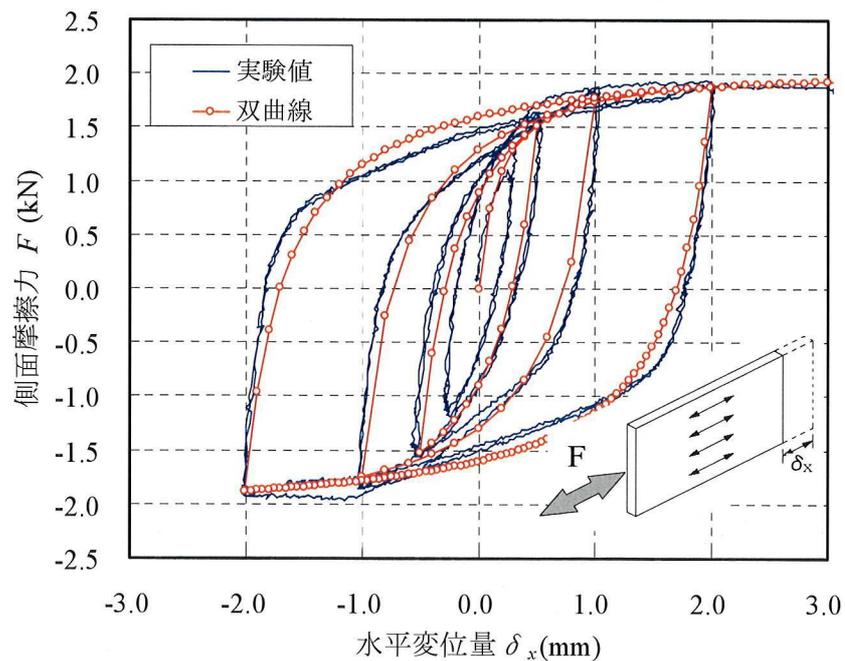


図 5.2 遠心模型実験で得られた側面摩擦力  $F$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係

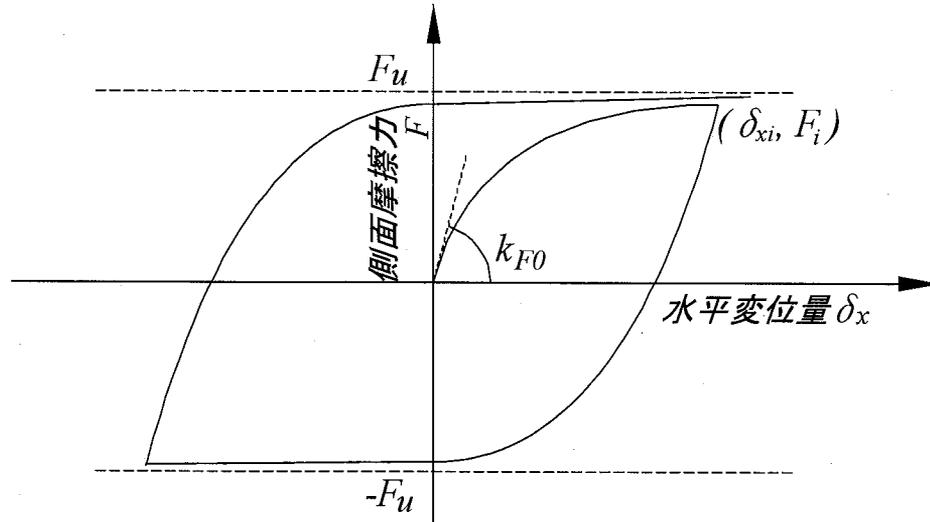


図 5.3 側面摩擦に仮定した双曲線関数による地盤ばねモデル

### 5.3.2 受働抵抗と底面摩擦

加力方向前面の受働抵抗力  $P_w$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係及び底面摩擦力  $R_f$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係においても、それぞれ第3章及び第4章の実験結果（図 3.13, 図 3.51 及び図 4.14）より双曲線関数により評価である結果が得られている。それぞれの抵抗要素の  $P_w$  ~  $\delta_x$  関係及び  $R_f$  ~  $\delta_x$  関係を次式 of 双曲線関数で仮定する。

○受働抵抗力  $P_w$

$$P_w = \frac{\delta_x}{\frac{1}{k_{H0}} + \frac{\delta_x}{P_{wu}}} \quad (5.3)$$

ここに、 $P_w$  : 受働抵抗力(kN),  $\delta_x$  : 水平変位量(mm),  $k_{H0}$  : 初期ばね定数(kN/mm),  $P_{wu}$  : 極限受働抵抗力(kN)

○底面摩擦力  $R_f$

$$R_f = \frac{\delta_x}{\frac{1}{k_{R0}} + \frac{\delta_x}{R_{fu}}} \quad (5.4)$$

ここに、 $R_f$  : 底面摩擦力(kN),  $\delta_x$  : 水平変位量(mm),  $k_{R0}$  : 初期ばね定数(kN/mm),  $R_{fu}$  : 極限底面摩擦力(kN)

## 5.4. 解析モデル定数の設定方法に関する提案

双曲線関数では，初期ばね定数と極限抵抗の2つの定数を規定する必要がある．このうち極限抵抗力は，受働抵抗力については Rankine の受働抵抗<sup>5.9)</sup>，側面及び底面摩擦については側面ならびに底面の地盤のせん断強度など<sup>5.10), 5.11)</sup>に基づいて求める．

初期ばね定数は双曲線関数の変位がゼロの勾配であり，地盤が弾性的な挙動を行っているとは仮定できることから，弾性論に基づいて各抵抗に関して図 5.4 に示す弾性解を用いて求めることを提案する．初期ばね定数の求め方について，側面摩擦の手順を説明する．

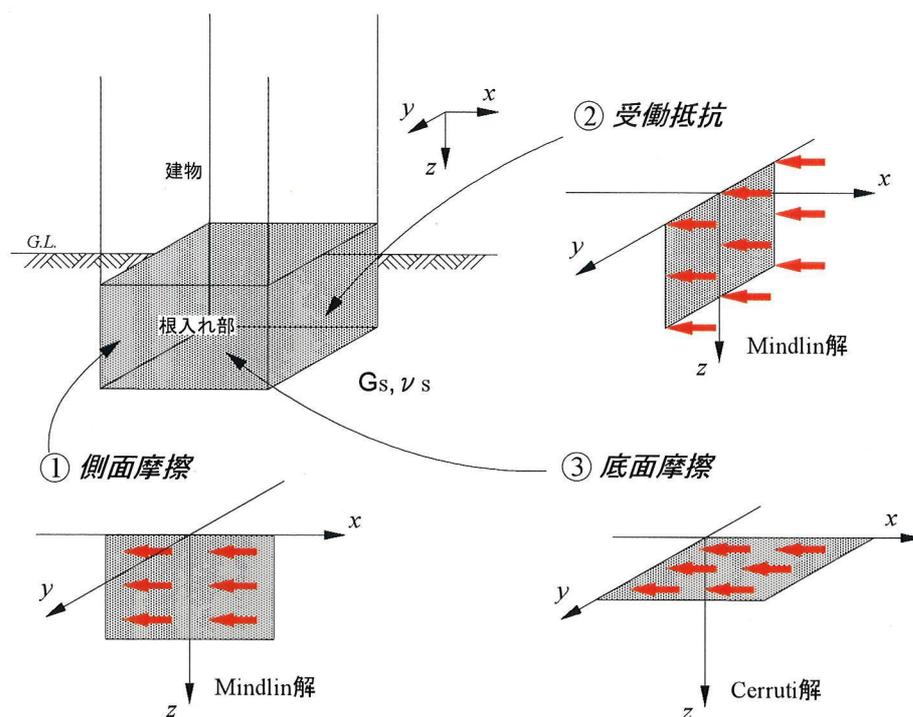


図 5.4 初期ばね定数の算定に用いる弾性解

### 5.4.1 側面摩擦要素の初期ばね定数

側面摩擦の初期ばね定数  $k_{F0}$  の算定に当たって基本的な仮定を以下のようにおいた．

- 1) 図 5.4 に示すように，半無限弾性体と仮定した地盤中に剛な平板（厚さゼロ）が設置された力学モデルを検討モデルとする．地盤内応力の伝達の現象は弾性理論解を適用し，変位影響係数の考え方をを用いる．ここに，弾性体中の任意の1点  $(x,y,z)$  の加力方向の水平変位量  $\delta_x$  は，Mindlin により，次式のように与えられている（図 5.5 参照）<sup>5.12), 5.13)</sup>．

$$\delta_x = \frac{Q_x}{G_s} \cdot I_s \quad (5.5)$$

ここに， $I_s$  は変位影響係数であり，次式で求められる．

$$I_s = \frac{1}{16\pi(1-\nu_s)} \left[ \frac{3-4\nu_s}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{2zz_0}{r_2^3} + \frac{4(1-\nu_s)(1-2\nu_s)}{r_2+z+z_0} \right. \\ \left. + (x-x_0)^2 \left\{ \frac{1}{r_1^3} + \frac{3-4\nu_s}{r_2^3} - \frac{6zz_0}{r_2^5} - \frac{4(1-\nu_s)(1-2\nu_s)}{r_2(r_2+z+z_0)^2} \right\} \right] \quad (5.6)$$

ここに,  $G_s$ : 地盤のせん断弾性係数

$\nu_s$ : 地盤のポアソン比

$$r_1 = \sqrt{(x-x_0)^2 + (y-y_0)^2 + (z-z_0)^2} \\ r_2 = \sqrt{(x-x_0)^2 + (y-y_0)^2 + (z+z_0)^2} \quad (5.7)$$

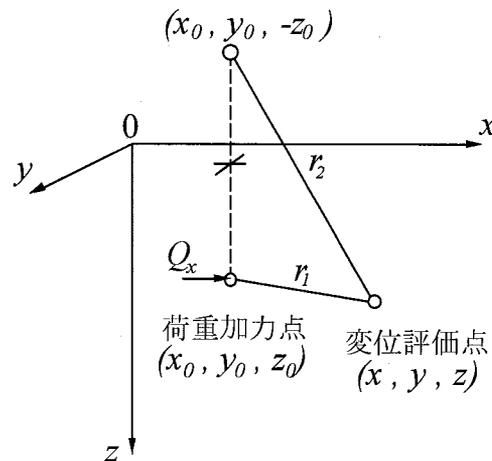


図 5.5 Mindlin 解の記号説明

- 2) 剛な平板 (幅:  $B$ , 根入れ長さ:  $L$ ) は, 図 5.6 に示すように  $x$  及び  $z$  方向に要素分割 ( $n$  分割) して検討する. なお分割した要素に次の仮定を行う. (a)各分割要素内で地盤反力は均一に作用しているものとする. (b)異なる要素間での変位と荷重 (地盤反力) の評価は要素中央部で行う. この場合地盤反力は要素面積を乗じた集中解で評価する. (c)変位と荷重の評価が同じ要素となる場合 ( $i=j$  要素) は, 荷重による変位については特異解となるため, 要素内を 4 つに細分割して細分割要素中央の地盤反力に対して要素中央の変位量进行评估する.

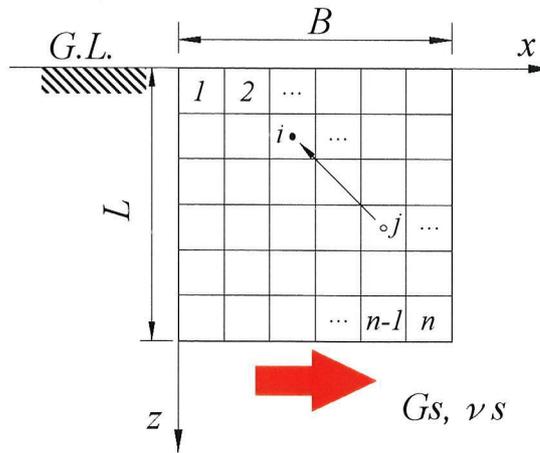


図 5.6 弾性地盤中の剛板と要素の分割

以上の仮定より，図 5.6 中の  $j$  要素に作用する水平力  $Q_{xj}$  によって， $i$  番目の要素の変位  $\delta_{xi}$  は(5.5)式を用いて次式で表すことができる．

$$\delta_{xi} = \frac{1}{G_s} \sum_{j=1}^n I_{ij} Q_{xj} \quad (5.8)$$

ここに， $I_{ij}$ ：前述の変位影響係数であり， $j$  番目の要素に単位の水平力が作用したときの  $i$  番目の要素位置における水平変位量を表す係数．

$Q_{xj}$ ： $j$  要素に作用する地盤反力であり， $Q_{xj} = q_{xj} \times dA_j$  ( $q_{xj}$ ： $j$  要素の地盤反力度， $dA_j$ ： $j$  要素の面積)．この集中力  $Q_{xj}$  を要素の図心に作用させる．

(5.8)式を全ての要素に関して適用すると，次のように書き改めることができる．

$$\{\delta_x\} = \frac{1}{G_s} [I_s] \{Q_x\} \quad (5.9)$$

ここに， $\{\delta_x\}$ ：変位ベクトル

$\{Q_x\}$ ：荷重ベクトル

$[I_s]$ ： $n \times n$  の変位影響係数

$$[I_s] = \begin{bmatrix} I_{11} & I_{12} & \cdots & I_{1n} \\ I_{21} & I_{22} & \cdots & I_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ I_{n1} & I_{n2} & \cdots & I_{nn} \end{bmatrix}$$

$[I_s]$ は地盤の柔性マトリクスに相当し、この逆マトリクス $[I_s]^{-1}$ は地盤の剛性マトリクスとなる。 $[I_s]^{-1}$ を用いると(5.9)式は(5.10)式のように書き改めることができる。

$$\{Q_x\} = G_s [I_s]^{-1} \{\delta_x\} \quad (5.10)$$

(5.10)式において、 $\{\delta_x\}$ 及び $[I_s]$ を既知量として与えて方程式を解くことにより、各要素の $\{Q_x\}$ が求められる。なお $\{\delta_x\}$ は剛な平板であるので、同一の値とする。得られた $Q_x$ の和を $\delta_x$ で除して $k_{F0}$ が求められる。平板の片側の $k_{F0}$ を求める場合の算定式を次に示す。

$$k_{F0} = F/2\delta_x \quad (5.11)$$

ここに、 $F=Q_{x1}+Q_{x2}+\dots+Q_{xn}$ である。

以上の方法により、地盤のせん断弾性係数 $G_s$ ならびにポアソン比 $\nu_s$ を与えることにより、基礎の大きさに応じた初期地盤ばね定数が算定できる。ここで用いる $G_s$ は、微小ひずみレベルでの初期地盤せん断弾性係数 $G_0$ を用いることになる。 $G_0$ には、弾性波速度検層(PS検層)による地盤のせん断波速度(S波速度)の測定値が利用できる。S波速度から求められる $G_0$ は、原位置の拘束条件下での測定値であること、サンプリング時の機械的及び応力解放に起因する土の乱れの影響が小さく、比較的正確な微小ひずみレベルの地盤せん断係数であることなどが知られている<sup>5.14), 5.15)</sup>。

### 5.4.2 受働抵抗及び底面摩擦要素の初期ばね定数

受働抵抗及び底面摩擦要素の初期ばね定数  $k_{HO}$  及び  $k_{RO}$  についても、 $k_{FO}$  と同様に、弾性解（図 5.4 参照）を用い、同様の連立方程式を解くことで評価した。各要素間の相互作用は(5.6)式を用い、変位と荷重の評価が同じ要素となる場合の変位量の評価は、Cerruti の解ならびに Mindlin の解を積分して得られる弾性解を、それぞれ以下のように適用する<sup>5.16), 5.17)</sup>。

・受働抵抗の初期ばね定数  $k_{HO}$

図 5.7 のように矩形領域に等分布荷重  $q$  が作用する場合、深さ  $z$  の点の水平変位量  $\delta_x$  は、荷重中心の  $(0, 0, z)$  より上下半分の中心点変位 ( $\delta_{x1}$  及び  $\delta_{x2}$ ) を与える次式を合計して求めることができる。

$$\delta_{x1} = \frac{1}{G_s} \frac{2aq}{16\pi(1-\nu_s)} \left[ (3-4\nu_s)P_3 + (P_4 - P_5) + \left\{ \frac{2(a^2z - cz^2 + 2z^3)}{a^2P_2} - \frac{2(a^2z + 2z^3)}{a^2P_1} \right\} + 4(1-\nu_s)(1-2\nu_s) \left\{ \frac{c^2}{2a^2} - \frac{2cz}{a^2} + \left( \frac{c}{2a^2} - \frac{z}{a^2} \right) P_2 + \frac{P_4}{2} + \frac{zP_1}{a^2} - \frac{P_5}{2} \right\} \right] \quad (5.12)$$

$$\delta_{x2} = \frac{1}{G_s} \frac{2aq}{16\pi(1-\nu_s)} \left[ (3-4\nu_s)P_3 + (P_7 - P_8) + \left\{ \frac{2(a^2z + 2z^3)}{a^2P_1} - \frac{2(a^2z + cz^2 + 2z^3)}{a^2P_6} \right\} + 4(1-\nu_s)(1-2\nu_s) \left\{ \frac{c^2}{2a^2} - \frac{2cz}{a^2} + \left( \frac{c}{2a^2} - \frac{z}{a^2} \right) P_6 + \frac{P_7}{2} + \frac{zP_1}{a^2} - \frac{P_8}{2} \right\} \right] \quad (5.13)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \quad P_1 &= \sqrt{a^2 + 4z^2} & P_2 &= \sqrt{a^2 + c^2 - 4cz + 4z^2} \\ P_3 &= \ln \left[ \frac{c + \sqrt{a^2 + c^2}}{a} \right] - \ln[a] & P_4 &= \ln \left[ \frac{c - 2z + P_2}{a} \right] \\ P_5 &= \ln \left[ \frac{-2z + P_1}{a} \right] & P_6 &= \sqrt{a^2 + c^2 + 4cz + 4z^2} \\ P_7 &= \ln \left[ \frac{c + 2z + P_1}{a} \right] & P_8 &= \ln \left[ \frac{2z + P_1}{a} \right] \end{aligned}$$

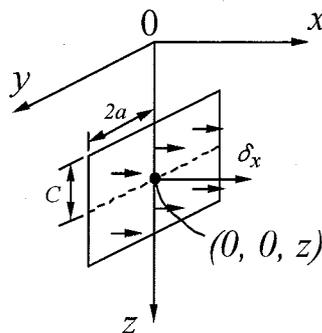


図 5.7 前面に作用する矩形等分布荷重

・底面摩擦の初期ばね定数  $k_{R0}$

地表面に作用する矩形分布荷重  $q$  による隅角部の水平変位量  $\delta_x$  は、図 5.8 のように記号を付けると、次式で求めることができる。

$$\delta_{x1} = \frac{q}{2\pi G_s} \left\{ (\nu - 1) a \ln \left( \frac{a}{b + \sqrt{a^2 + b^2}} \right) + b \ln \left( \frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{b} \right) \right\} \quad (5.14)$$

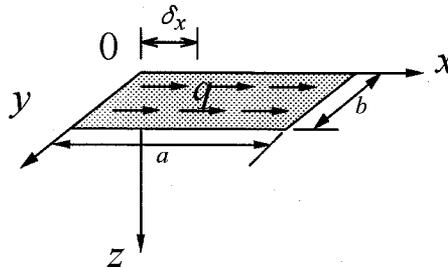


図 5.8 地表面に作用する矩形等分布荷重

## 5.5. 底面摩擦に関する模型実験との比較

第3章で報告した底面摩擦に関する遠心模型実験及び原位置小型模型実験を対象として、提案モデルによる解析を行い実験値と比較検討する。いずれも剛な平板を地表面に設置し、水平に載荷した実験である。

### 5.5.1 遠心模型実験との比較

解析で対象とする実験は、3.2 で述べた遠心模型実験のうち、直接基礎単体の水平載荷実験である。試験体の概要と試験結果は、それぞれ図 3.1 及び図 3.11 に示した通りである。

前述の通り、双曲線関数によるモデルでは、極限底面摩擦力  $R_{fi}$  と底面摩擦の初期地盤ばね定数  $k_{R0}$  を設定する必要がある。

$R_{fi}$  は、模型地盤の地盤のせん断強度及び実験による最大水平荷重 (1.45kN) の2つを設定し、解析ケース1及び解析ケース2とした。なお地盤のせん断強度は、豊浦砂を用いた三軸試験より得られた内部摩擦角 (38.8°、表 2.3 参照) に上載荷重 (ラフト重量: 2.3kN) を乗じて求めた。

$k_{R0}$  の算定に必要な地盤定数は、地盤のせん断剛性  $G_s$  とポアソン比  $\nu_s$  である。 $\nu_s$  は、文献 5.16)~5.18) を参照し、乾燥砂地盤に対応する 0.3 と設定した。 $G_s$  は、模型地盤で実施した水平載荷試験と同じ模型サイズ (80mm×80mm) の鉛直載荷実験の結果 (図 5.9) を基に(5.15)及び(5.16)式を用いて求めた。(5.15)式は地盤を等方弾性体と仮定した場合に地盤の変形係数  $E_s$  を求める算定式である<sup>5.18)</sup>。

$$E_s = IB(1-\nu_s^2) \frac{\Delta p}{\Delta S} \quad (5.15)$$

ここに、 $E_s$  : 地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 基礎底面の形状と剛性によって決まる係数 (剛な方形では 0.88)

$\nu_s$  : 地盤のポアソン比 (0.3 と設定)

$B$  : 載荷板の幅(m)

$\Delta p$  : 鉛直荷重の変化量(kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta S$  :  $\Delta p$  に対応する沈下量で鉛直荷重～沈下量曲線から求める(m)

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \quad (5.16)$$

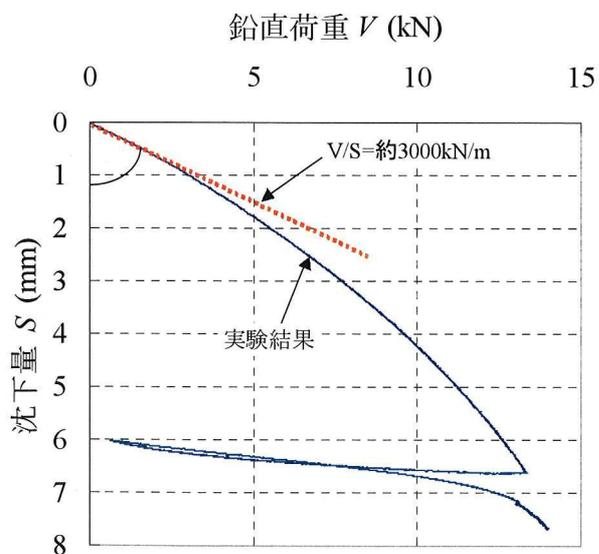


図 5.9 鉛直載荷実験から得られた鉛直荷重  $V$ ～沈下量  $S$  関係

鉛直載荷実験から得られた初期の沈下剛性は約  $3000\text{kN/m}$  であったため、(5.15)及び(5.16)式から、 $G_s$  は約  $12\text{MN/m}^2$  と算定された。 $G_s$  及び  $\nu_s$  を用いて、図 5.10 に示すモデルにより  $k_{R0}$  を算定した。図示するようにラフト模型を  $20 \times 20$  分割して計算した。なお、分割の影響については、 $40 \times 40$  分割した結果と比較した結果地盤反力の合計値の差が  $0.5\%$  であり有意な差が生じていないことを確認している。

単位の水平変位を与えた際の地盤反力度分布を図 5.11 に示す。剛板であるため、端部で大きい地盤反力度を示していることを確認できる。各要素の地盤反力の合計値を与えた変位量で除して求めた  $k_{R0}$  の値は、約  $2500\text{kN/m}$  であった。

以上の検討で得られた  $k_{R0}$  及び  $R_{fu}$  を地盤定数とともに定数をまとめて表 5.1 に示す。表に示す  $k_{R0}$  及び  $R_{fu}$  を用いて、遠心模型の底面摩擦力  $R_f \sim$  水平変位量  $\delta_x$  関係を計算した結果を実験結果とともに図 5.12 に示す。三軸試験結果を基に  $R_{fu}$  を推定した解析ケース 1 では、 $R_{fu}$  が実験結果に比較して大きいことが影響し、 $\delta_x$  が  $0.5\text{mm}$  付近から実験値との対応が悪くなっている。実験結果をもとに  $R_{fu}$  を設定した解析ケース 2 では、全体に実験結果と良く対応しており、提案手法の妥当性を確認できる。

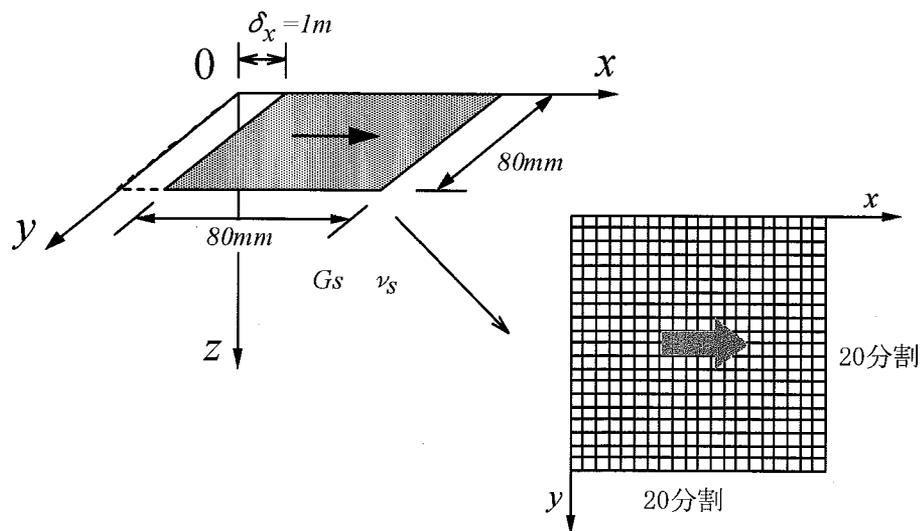


図 5.10 初期地盤ばね定数を求める解析モデル

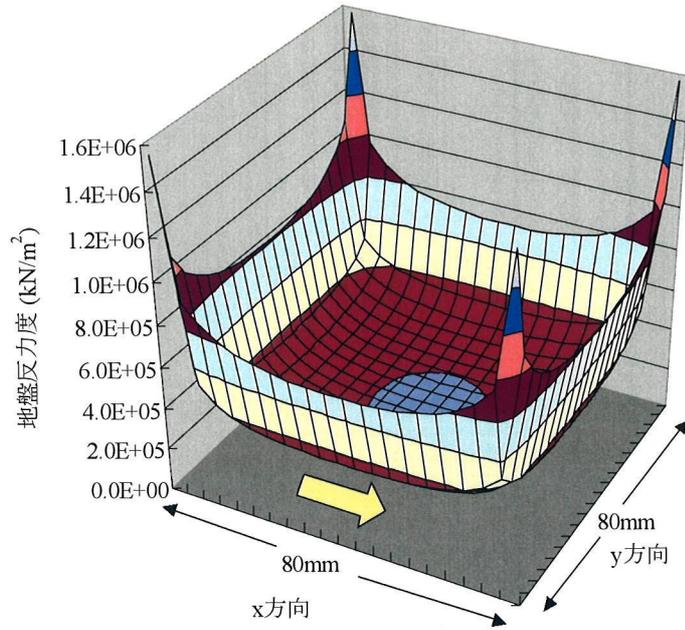


図 5.11 剛な平板を水平変位させた時の地盤反力度分布

表 5.1 解析に用いた定数

地盤のせん断弾性 係数 $G_s$ (MN/m <sup>2</sup> )	地盤の ポアソン比 $\nu_s$	初期地盤ばね 定数 $k_{R0}$ (kN/m)	極限底面摩擦力 $R_{fi}$ (kN)	
			解析ケース1 (三軸試験より推定)	解析ケース2 (実験結果)
12	0.3	2480	1.85	1.45

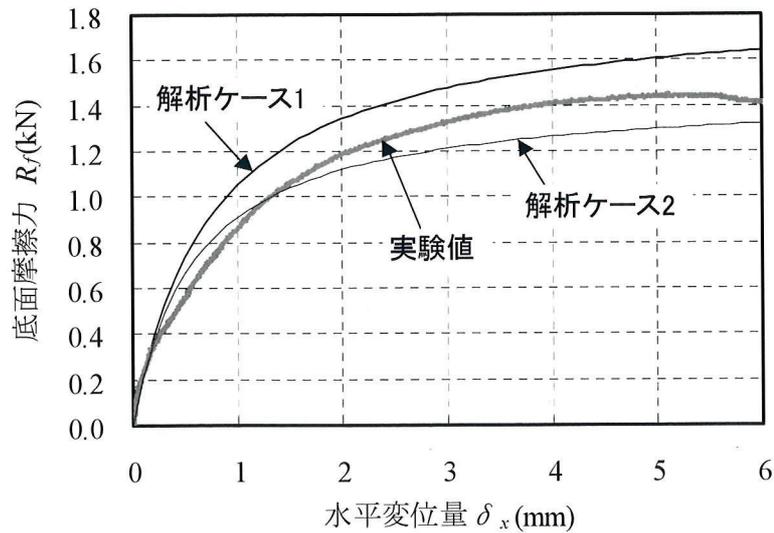


図 5.12 遠心模型実験結果と解析値の比較

## 5.5.2 原位置小型模型実験との比較

解析は、3.3 で述べた原位置で実施した小型模型実験のうち直接基礎試験体の水平載荷実験を対象として行う。繰り返し載荷部分についても(5.2)式を用いて解析する。

表 5.2 に解析に用いる地盤定数を示す。遠心模型実験同様、解析に必要な地盤定数は、初期地盤ばね定数  $k_{R0}$  を算定するための  $G_s$  及び  $\nu_s$ 、地盤のせん断強度  $\tau_{max}$  である。 $G_s$  は PS 検層より得られた地盤のせん断波速度  $V_s$  より (図 3.29 参照) 下式にて算定して求めた初期地盤せん断弾性係数  $G_0$  とした。

$$G_0 = \gamma \cdot V_s^2 / g \quad (5.17)$$

ここに、 $\gamma$  : 地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$V_s$  : 地盤のせん断波速度(m/s)

$g$  : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

$\nu_s$  は、前述同様の文献 5.18)~5.20)を参照して設定した。 $\tau_{max}$  は室内土質試験結果を基に設定した。敷砂層の  $G_s$  及び  $\tau_{max}$  は、 $V_s$  や地盤強度などのデータが得られていないため、実験結果より図 3.51 中に示す近似曲線から同定した。

本ケースは多層の地盤条件となっているため、下記のような手順で解析を行った。

- (1)第1層目の地盤が全層に一樣に分布するものと仮定して、地表面位置での底面摩擦力  $R_f$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係を求める。
- (2)第1層の地層境界深度の変位量を Mindlin 解により算定し、第1層の地層に対応した  $R_f$  ~  $\delta_x$  関係を求める。
- (3)他の地層についても(1),(2)と同様の手順で算定を行い、地層毎の  $R_f$  ~  $\delta_x$  関係を算定する。
- (4)各地層の  $R_f$  ~  $\delta_x$  関係を重ね合わせて全体の関係を求める。

なお、初期ばね定数  $k_{R0}$  の算定は、遠心模型実験の解析同様、地表面位置に 2 m × 2 m の直接基礎を分割 (分割は 40 × 40) したモデルを用いて行った。

図 5.13 に解析結果を実験結果と比較して示す。図より、初期載荷ならびに繰り返し載荷の挙動を、提案する解析モデルにより実験結果と良く表現できることを確認できる。 $R_f$  ~  $\delta_x$  線の初期の段階での対応も良く、弾性論による初期ばね定数の求め方の妥当性を確認できる。

表 5.2 解析に使用した地盤定数

地層	単位体積重量 $\gamma$	せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$	せん断弾性係数 $G_s(\text{MN/m}^2)$	ポアソン比 $\nu_s$	せん断強度 $\tau_{\text{max}}(\text{kN/m}^2)$
敷砂層	-	-	0.75*	0.3	9.2*
黒ボク層	15	140	29	0.45	26
ローム層	15	210	66	0.45	85

\*: 実験結果より逆算

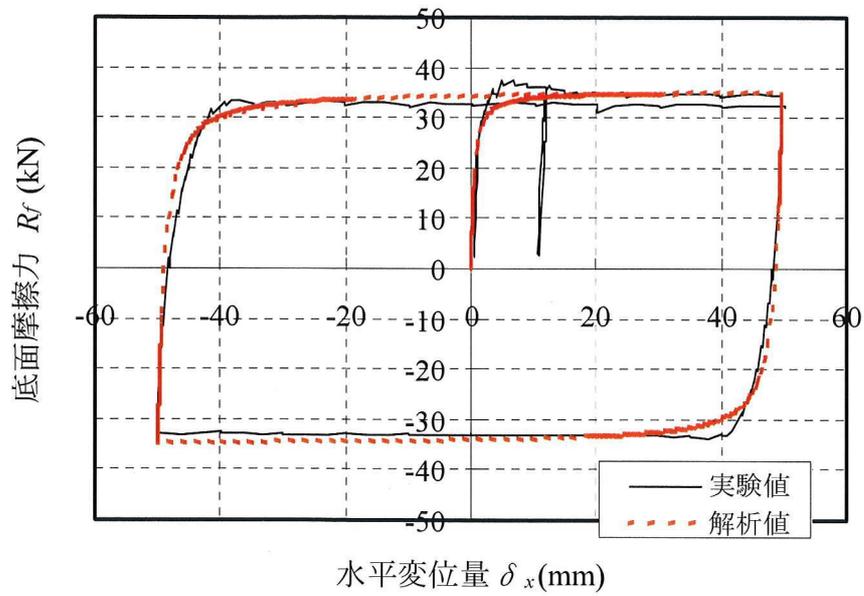


図 5.13 小型模型実験の底面摩擦力  $R_f$  ~ 水平変位量  $\delta_x$  関係の比較

## 5.6. 既存ケーソンの水平載荷実験との比較

第4章の既存ケーソンの水平載荷実験を対象とした解析を実施する。実験では、受働抵抗力を低減した試験体と現状地盤の試験体に水平載荷し、前者は主に側面摩擦力を、後者は側面及び前面の受働抵抗力を測定したものである。解析ではこれら2体の試験体を対象として実施した。

### 5.6.1 解析モデル

解析で対象とした既存ケーソンの試験体と地盤の概要を改めて図5.14に示す。前述の通り、C1及びC2試験体ともに同じ寸法で比較的近接する位置に施工されたものである。C1試験体は、載荷方向前背面の地盤に溝を作製し、主に側面摩擦力で抵抗する試験体である。C2試験体は現状地盤のまま水平載荷を行っている。

図5.15に解析モデルを示す。マットスラブを含むケーソン躯体を線形梁要素、地盤を節点に接続した集中ばね要素によりモデル化している。ケーソン躯体は、約2mに17分割した。なお分割の影響については、ケーソン躯体が剛体的な挙動をすることから、細分割したモデル(1.0m毎に分割)においても両者に有意な差が現れていないことを確認している。周面地盤には、受働抵抗、側面摩擦抵抗、及び回転による前背面抵抗を、ケーソン底面では地盤のせん断抵抗とロッキングによる回転抵抗を解析モデルで考慮した。なお、C1試験体では、溝切り部分の前面及び回転抵抗を考慮していない。

底面の回転抵抗を除く各地盤ばねは、双曲線関数により地盤の非線形性を評価した。底面の回転ばねは文献(5.2), (5.3)に準拠して設定した線形ばねをしている。比較検討のため、ケーソン基礎の検討<sup>(5.2), (5.3)</sup>で用いられている、第2勾配(第1勾配の $1 \times 10^{-4}$ 倍)を持つバイリニア型の非線形特性を与えた地盤ばねも別に設定している。以下では、地盤ばねの非線形特性を双曲線関数で考慮したケースを提案手法、バイリニア型とした場合を従来手法と呼称する。

解析は、地盤ばねの妥当性について検討することを目的としているため、ケーソン躯体が降伏荷重を示す前の弾性的な挙動をする領域を対象として実施した。したがって、C1及びC2試験体ともに水平変位量は10mm以下の変位領域が解析対象となっている。また、その際の鉛直変位量は約2mm以下と非常に小さいことが確認されており、結果として解析で対象とするのは、水平変位に伴う抵抗力が卓越し、回転に伴う抵抗力は小さい変位領域であると判断される。

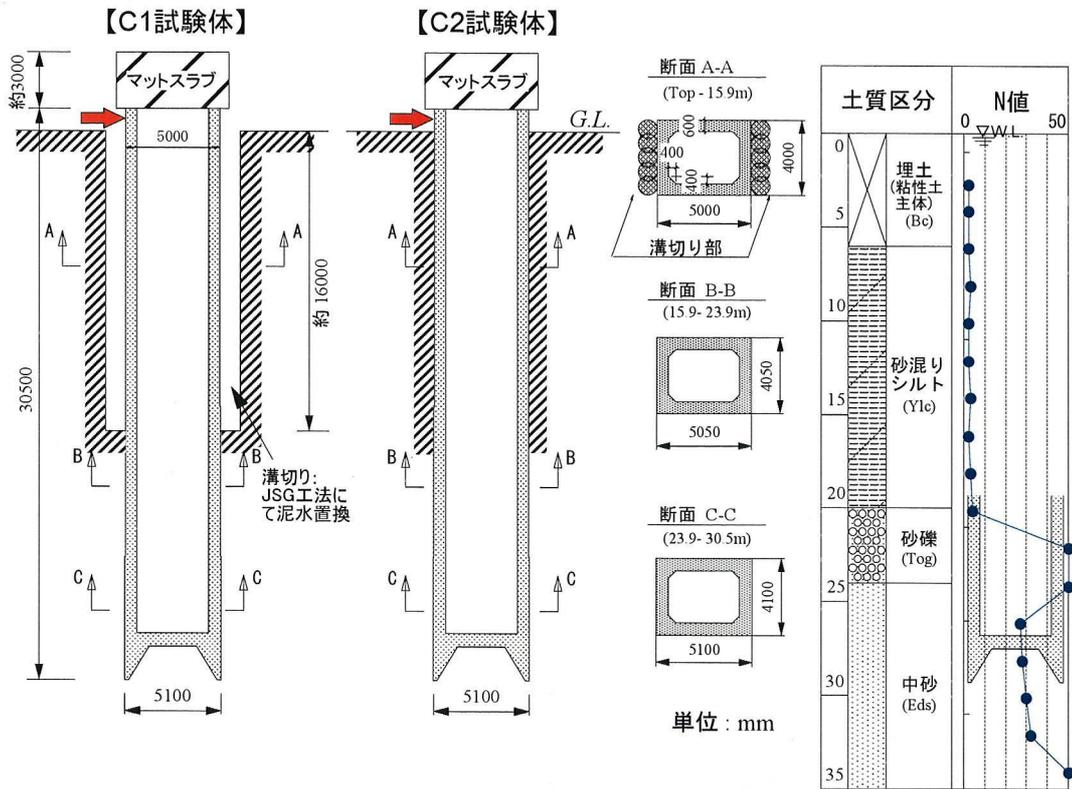


図 5.14 既存ケーソンと地盤断面

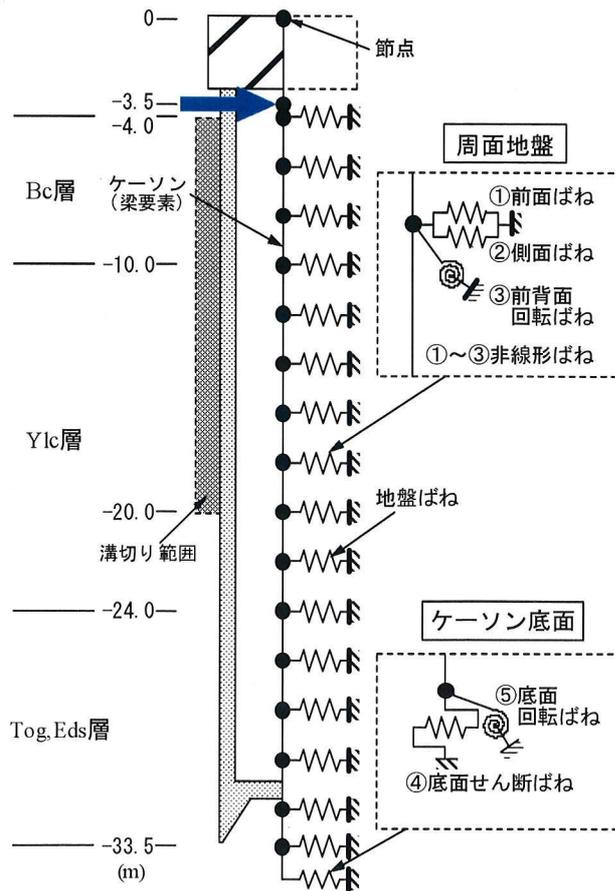


図 5.15 解析モデル

## 5.6.2 解析定数の設定

従来手法の地盤ばねの弾性勾配と剛性の変化点は、文献 5.2),5.3)に準拠して表 5.3 に示す各式を用いて算定した。地盤ばねをバイリニア型で規定していることから、弾性ばね勾配は、ある程度地盤が非線形化した状態での地盤の変形係数を用いることになる。文献 5.2),5.3)では、弾性勾配を求める際に必要となる地盤の変形係数  $E_0$  は、表中の備考欄に示すように、ボーリング孔内水平載荷試験結果から得られた変形係数  $E_m$  を  $\alpha$  倍して求める方法が示されている。本解析における  $\alpha$  値は同文献を参照して 4 (静的荷重の場合) と設定した。剛性の変化点は、前面抵抗については Rankine の受働土圧を、摩擦力に関しては  $N$  値ならびに地盤の粘着力  $c$  などを基に表中の式を用いて設定した。

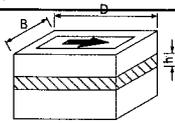
提案手法では、初期地盤ばね定数と極限值が解析に必要な定数である。このうち、極限值については従来手法に準拠して示す式を用いて算定した。初期地盤ばね定数は、前述の手法により弾性論に基づいて求めた。

側面摩擦の初期地盤ばね定数  $k_{F0}$  では、弾性地盤内に設置された幅 4m×深さ 30m の剛な平板に単位水平変位を与え、その反力値に基づき  $k_{F0}$  を算定した。算定時には平板は各方向に 25cm 間隔で分割している。算定で得られた各要素の地盤反力から図 5.15 に示す解析モデルの節点に対応する値を求め、与えた水平変位量で除して節点毎の値を求めた。側面摩擦以外の初期地盤ばね定数についても、同様の手順で算定した。これらの検討で必要となる地盤のせん断弾性係数  $G_s$  は、前述の小型模型と同様、PS 検層結果で得られる  $V_s$  から (5.17)式で算定した  $G_0$  を用いた。

解析に用いる地盤定数を表 5.4 に示す。 $G_0$  及び  $E_m$  は、表 5.5 及び表 5.6 に示す試験地点に比較的近い調査結果をもとに設定した。 $G_0$  及び  $E_m$  にばらつきの見られる地層については上限ならびに下限付近の値を設定して解析を行った。表より、 $G_0$  に比較して  $E_m$  でのばらつきが大きいことを確認できる。

表 5.7 には、梁材でモデル化したケーソン躯体に使用する定数を示す。ケーソン断面が深度方向に変化しているため、これに対応して断面 2 次モーメントを算定している。コンクリートのヤング率は、試験体からコアサンプルした供試体による平均値を採用した。

表 5.3 従来手法 (バイリニアモデル) の地盤ばねの設定方法

	地盤ばねの種類	従来手法の地盤ばねの設定*	上限値		備考
			粘性土	砂質土	
周面地盤	① 受働抵抗	$k_h Bh$	$\int_h^{h+1} (K_p \gamma z + 2c \sqrt{K_p}) B dz$		 <p>バイリニア型  <math>k_h = k_{h0} (B/0.3)^{-3/4}</math>, <math>k_{h0} = \alpha E_0 / 0.3</math>, <math>\alpha = 4</math>  <math>k_p = \alpha_p k_h</math>, <math>\alpha_p = 0.6 (D/B)^{-3/4}</math>  <math>k_v = k_{v0} (B_\gamma/0.3)^{-3/4}</math>, <math>k_{v0} = k_{h0}</math>, <math>B_\gamma = \sqrt{BD}</math>  <math>k_s = \alpha_s k_v</math>, <math>\alpha_s = 1/3</math></p>
	② 側面摩擦	$2k_p Dh$	$2cDh$	$10NDh$	
	③ 回転	$k_p BhD^2/2$	$cBDh$	$10NBDh/2$	
底面地盤	④ 底面回転	$k_v I$	-		
	⑤ 底面摩擦	$k_s BD$	-	$V \tan \phi$	

$k$ : 地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ ),  $B, D, B_\gamma$ : ケーソンの寸法 ( $\text{m}$ ),  
 $K_p$ : Rankine の受働土圧係数 ( $=\tan^2(45^\circ + \phi/2)$ ),  $\phi$ : 内部摩擦角 ( $^\circ$ ),  $C$ : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ ),  
 $\gamma$ : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ),  $z$ : 深度 ( $\text{m}$ ),  $N$ :  $N$  値,  $I$ : 断面 2 次モーメント ( $\text{m}^4$ ),  
 $E_0$ : 地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ ),  $V$ : 鉛直荷重 ( $\text{kN}$ )  
 \* 各節点に対応した値

表 5.4 解析に用いる地盤定数

地層	深度 $z$ (m)	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$c_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ (deg)	提案手法(双曲線)		従来手法		
					$G_0(\text{MN/m}^2)$		$Em(\text{MN/m}^2)$		
					下限値	上限値	下限値	上限値	
Bc	-4.0~-10.0	17	32	-	10 (80m/s)	22 (120m/s)	0.5	0.5	1.5
Ylc	-10.0~-24.0	16	56	-	22 (120m/s)		0.5	1.0	3.5
Tog,Eds	-24.0~-33.5	19	-	45	330 (410m/s)		0.3	50	

( ): PS 検層による S 波速度

表 5.5 近傍ボーリングの PS 検層より得られた地盤の S 波速度

	ボーリング No.	$V_s$	$G_0$ ( $\text{MN/m}^2$ )
Bc	7	80	10
	12	110	19
	13	120	22
	平均	103	17
Ylc	7	120	22
	12	120	22
	平均	120	22
Tog	7	410	334
	12	420	351
	13	400	318
	平均	410	334

表 5.6 近傍ボーリングによるボーリング孔内水平載荷試験の結果

	ボーリング No.	$E_m$ (kN/m <sup>2</sup> )
Bc	7	1,290
		600
	13	1,160
	H3-6-2	930
	平均	990
Ylc	7	1,140
	12	3,410
	H3-6-2	920
		1,520
	平均	1,750

表 5.7 解析に用いるケーソン躯体の定数

深度	断面積 Ac(m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント Ic(m <sup>4</sup> )	圧縮強さ Fc(N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数 Ec(N/mm <sup>2</sup> )	
			C1試験体	C2試験体	C1試験体	C2試験体
0~16m	9.7	29.9	44.6	45.4	3.4×10 <sup>4</sup>	3.5×10 <sup>4</sup>
16~24m	10.1	31.7				
24~30.5m	10.6	33.5				

### 5.6.3 解析結果

前述の解析モデルを用いて、増分法により非線形解析を行った。解析は、実験結果においてケーソン躯体が弾性的な挙動をしている領域を対象として実施した。

C1 試験体（前後面の抵抗低減）の解析より得られた水平荷重  $H$ ～水平変位量  $\delta_x$  関係を実験結果と併せて図 5.16 に示す。図中の「降伏荷重」は、第 4 章の実験結果において降伏荷重と判定された荷重を示している。ケーソンが深部で折れ曲がり、線形的な挙動から非線形挙動へ移行する荷重に対応している。

図 5.16 より、提案手法及び従来手法による解析結果はともに、実験値を下回る位置に分布していることが分かる。提案手法はやや下回っているが、実験結果と比較的良く対応している。従来手法は同一変位の  $H$  の大きさを比較すると、解析値が実験値の約 50%を示しており、この変位領域ではやや過小評価していることが分かる。設定した地盤定数の上下限値の差が大きいことが影響して、従来手法の解析値は提案手法のそれに比較してばらつきが大きいことも確認できる。

図 5.17 は、C2 試験体の  $H$ ～ $\delta_x$  関係の実験値と解析値を比較して示す。図より、いずれの解析値ともに実験値を下回ることで、提案手法の解析値が従来手法に比較して実験値に近

い挙動を示すことなど、C1 試験体と同様の傾向が得られている。提案手法による解析結果は降伏荷重を示す変位量付近まで、平均して実験値の 80%程度の値を示し C1 試験体と同様の比率となっている。受働抵抗力の評価が側面抵抗力と同レベルで行われており、全体として実験結果を比較的良く説明できていると判断される。一方、従来手法による解析結果は、C1 試験体の解析結果に比較して実験値との対応が低下しており、受働抵抗に関する地盤ばね定数の評価が小さくなっているものと考えられる。

図 5.18 及び図 5.19 に、解析で求めたケーソンの  $\delta_x$  の深度分布を実験結果とともに示す。図は C1 及び C2 試験体の結果であり、それぞれ  $H$  が 1.8MN, 1.4MN を示す際の分布をプロットしている。実験結果は、傾斜計による計測結果から求めた分布である。

これらの図より、解析による  $\delta_x$  分布は、頭部のみならず深度方向にも大きい変位を示していることが分かる。提案手法の分布形状に着目すると、C1 及び C2 試験体ともに、 $\delta_x$  の大きさや分布形状いずれも、比較的实验結果に対応しており、実験結果を概ね説明できることを確認できる。

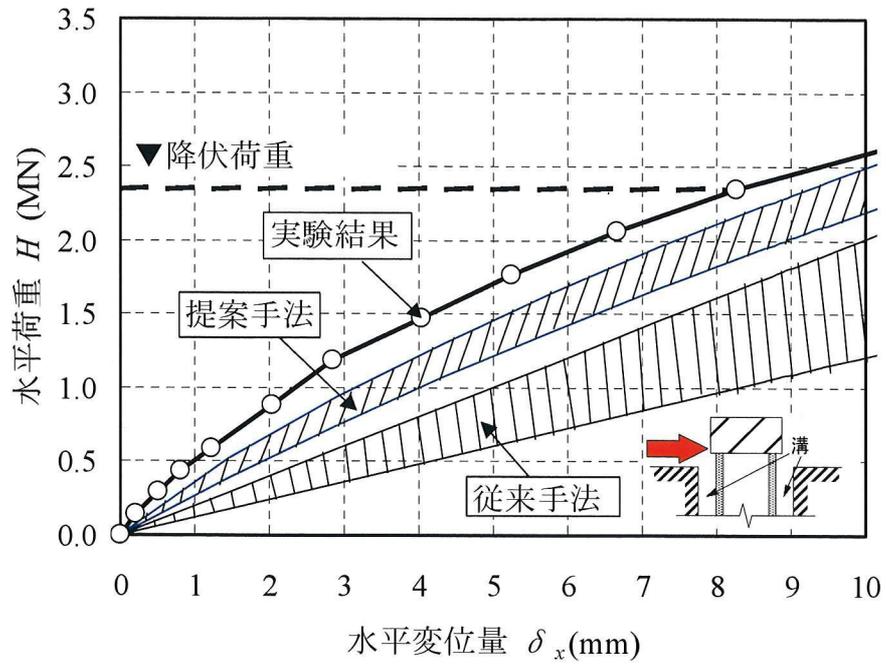


図 5.16 実験結果と解析結果の比較 (C1 試験体)

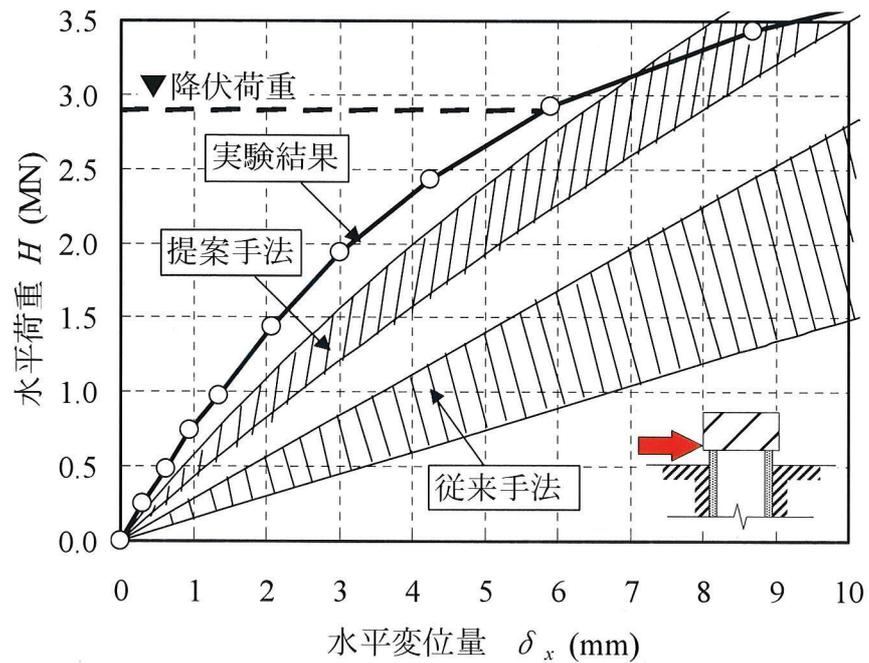


図 5.17 実験結果と解析結果の比較 (C2 試験体)

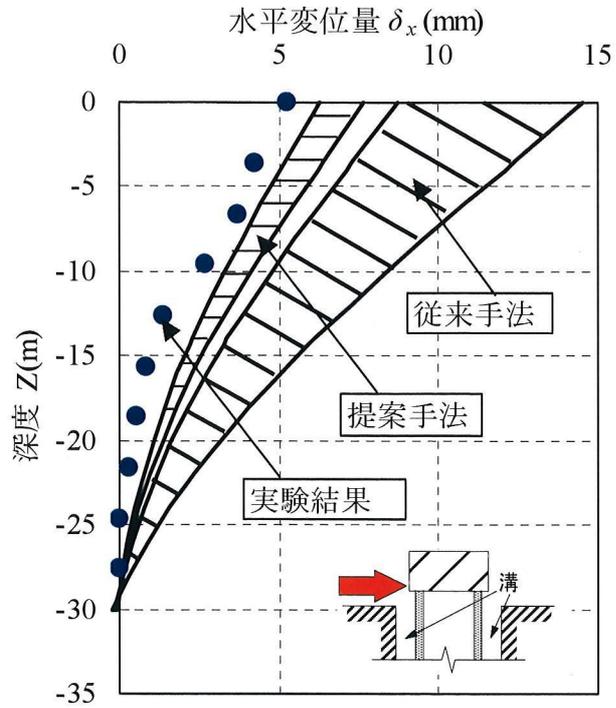


図 5.18 水平変位量分布の実験結果と解析結果の比較  
(C1 試験体,  $H=1.8\text{MN}$ )

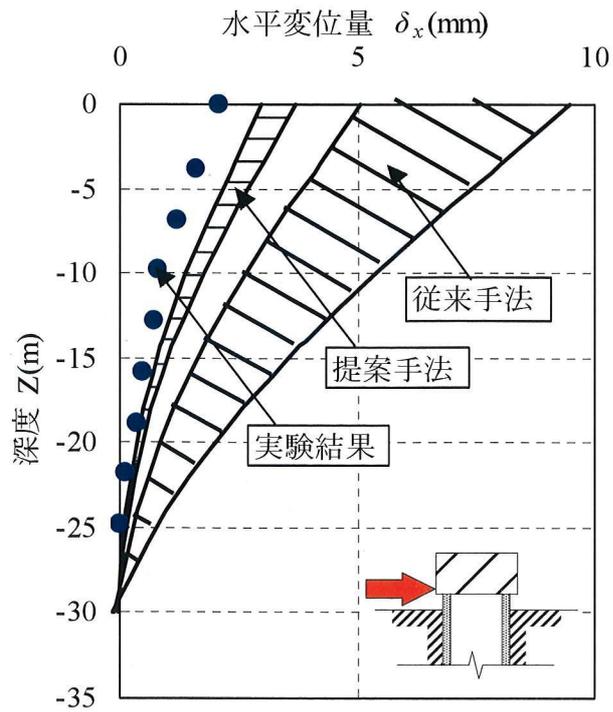


図 5.19 水平変位量分布の実験結果と解析結果の比較 (C2 試験体)  
(C2 試験体,  $H=1.4\text{MN}$ )

## 5.7. まとめ

根入れを有する建物基礎の非線形水平挙動に関する解析モデルを提案し、遠心模型実験、小型模型実験及び既存ケーソンの水平載荷実験の結果と提案モデルによる解析値と比較検討した。本章で示した内容をまとめて、以下に示す。

- 1) 基礎を線材等により地盤を集中地盤ばねでモデル化し、地盤ばねの非線形特性を実験結果に基づいて1次の双曲線関数で与える解析モデルを提案し、双曲線関数の初期勾配となる初期地盤ばね定数を Mindlin 解などの弾性解を用いて求める手法を示した。
- 2) 直接基礎模型に水平力を与えて底面摩擦を測定した遠心模型実験ならびに原位置小型模型実験の結果を対象として提案手法による解析を行い、実験結果との比較検討を行った。地盤ばね定数の上限値はせん断抵抗で求め、初期地盤ばね定数を遠心模型実験では同寸法の試験体による鉛直載荷結果から、小型模型では地盤のせん断波速度から求めたモデルで解析を行い、解析値が実験値と良い対応を示すことが確認された。
- 3) 建物根入れ部の側面摩擦力や受働抵抗力を測定した既存ケーソンの水平載荷実験に対して提案手法による解析を行った。解析は、既存ケーソン前背面の抵抗を低減し主に側面摩擦力で抵抗する試験体、及び現状地盤のまま側面と受働抵抗力の両方で抵抗する試験体の両試験体を対象として実施され、提案する手法による解析結果はいずれの実験結果とも概ね説明できており、提案手法の妥当性が確認された。

## 参考文献

- 5.1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10.
- 5.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2002.
- 5.3) 地盤工学会：地盤・基礎構造物の耐震設計，pp.179-188，2001.
- 5.4) 田中忠次，鵜飼恵三，河邑眞，阪上最一，大津宏康：地盤の3次元弾塑性有限要素解析，丸善，1996.
- 5.5) H.G.Poulos and E.H.Davis：Pile foundation analysis and design, John Wiley&Sons.1980.
- 5.6) 長尾俊昌，桑原文夫，小林治男，渡邊徹：水平力を受けるパイルド・ラフト基礎の挙動解析，日本建築学会構造系論文集，第577号，pp.63-68，2004.3.
- 5.7) K.Pastsakorn, T.Matsumoto, T.Tkahara, H. Todo：A Simplified analytical method for dedormation analysis of piled raft foundations with batter piles, 5th International Conference on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk, pp.319-326, 2001.4.
- 5.8) アーク情報システム：TDAPⅢ機能概要説明書 ver3.00，2007.
- 5.9) 山肩邦男，永井興史郎，富永晃司，伊藤淳志（著）：新版 建築基礎工学，朝倉書店，pp.48-52，2003.
- 5.10) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.156-157，2001.
- 5.11) 山肩邦男，永井興史郎，富永晃司，伊藤淳志（著）：新版 建築基礎工学，朝倉書店，pp.123，2003.
- 5.12) Mindlin,R.D.：Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid, Physics, Vol.7, No.5., 1936.
- 5.13) 大崎順彦：建築基礎構造，技法堂出版，pp.138～144，1991.

- 5.14) 木幡行宏, 山下聡, プラダンテージ: 講座・地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用－2. 室内試験法(その1), 地盤工学会, 土と基礎, Vol.45, No.2, pp.61-66, 1997.
- 5.15) 谷和夫, 杉田信隆, 西尾伸也, 田中達吉: 講座・地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用－4. 原位置試験法(その1), 地盤工学会, 土と基礎, Vol.45, No.6, pp.61-66, 1997.
- 5.16) 土屋勉, 吉田定展, 原口和弥: ハイブリッド法による地盤と基礎の相互作用解析－I, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.68, pp.129-132, 1995.
- 5.17) 長尾俊昌: パイルド・ラフト基礎の水平挙動に関する研究, 日本工業大学博士論文, pp.125-126, 2006.
- 5.18) 山肩邦男, 永井興史郎, 富永晃司, 伊藤淳志(著): 新版 建築基礎工学, 朝倉書店, pp.109-110, 2003.
- 5.19) 地盤工学会: 基礎の沈下予測と実際, pp.192-194, 2000.
- 5.20) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp.495-504, 2004.

## 第6章 結論

本論文では、根入れ部を有する建物基礎の水平抵抗に関して、基礎と地盤の摩擦抵抗に着目した遠心模型実験、原位置小型模型実験及び既存ケーソンによる水平載荷実験を行い、摩擦力～水平変位量関係が1次の双曲線関数で近似できることを確認した。ついで、根入れ部の水平挙動を評価する方法として、根入れ部の地盤抵抗を集中ばねでモデル化し、地盤ばねの非線形特性を実験結果に基づいて1次の双曲線関数で与える解析モデルを提案した。そして、双曲線関数を特性づける初期勾配と極限值の設定方法を示し、実験結果との比較検討から提案する解析モデルの妥当性を確認した。

本研究を通じて得られた結論を要約して以下に示す。

### <根入れ部側面と地盤間の摩擦挙動に関する模型実験に基づいて得られた結論>

- 1) 根入れ部側面を模擬した模型地下壁を乾燥砂で作製した模型地盤内に設置し、模型全体に遠心力（100g）を与えて模型地下壁に作用する静止土圧を測定した。静止土圧は深度に応じて直線的に増加する分布形状を示し、既往の推定式で求めた静止土圧の値と概ね一致することが確認された。
- 2) 遠心加速度場で模型地下壁を静止状態から水平に変位させて得られた摩擦力～水平変位量関係は、水平変位量が小さい領域から非線形性を示し、水平変位量が増加するのに従い一定値に収束する形状となった。繰返し加力を行った結果からは、摩擦力の大きさは載荷方向によらず概ね一定値を示すこと、繰返しによって摩擦力～水平変位量関係の形状は殆ど変化しないこと、面積の大きなループ形状を示し摩擦力によって大きなエネルギー吸収が行われていることが明らかとなった。
- 3) 模型地下壁に作用する摩擦力は、深度とともにほぼ直線的に大きくなり、最大摩擦力を壁面に作用する垂直応力度（静止土圧）で除して求めた摩擦係数は、深度によらず概ね一定の値を示した。最大摩擦力の大きさは壁面粗さの影響を受けるが、一定の粗さ以上では地盤のせん断強さで決定されることが確認された。
- 4) 模型地下壁の摩擦応力度～水平変位量関係の初期勾配は、模型地盤の相対密度が大きい場合に大きくなるが、壁面の表面粗さには影響されないことが確認され、初期勾配の大きさが地盤のせん断剛性の影響を受けることが分かった。

- 5) 模型地下壁の摩擦力～水平変位量関係は、初期勾配と極限摩擦力によって規定される双曲線関数によりモデル化が可能であることが分かった。三軸圧縮試験から求めた模型地盤の内部摩擦角及びせん断剛性を基に、双曲線関数を用いて模型地下壁全体の摩擦力～水平変位量関係を推定できることが確認された。

#### <根入れ部底面と地盤間の摩擦挙動に関する遠心模型実験に基づいて得られた結論>

- 6) 乾燥砂を用いた模型地盤上に設置された直接基礎模型及び直接基礎に杭基礎を併用したパイルド・ラフト基礎模型に 50g の遠心加速度場で水平力を加え、底面摩擦抵抗を測定した。直接基礎模型の水平荷重～水平変位量関係は、載荷初期から非線形性を示しながら最大荷重に達し、その後荷重が低下して残留値を示す形状を示した。最大水平荷重を鉛直荷重で除して求めた摩擦係数は 0.62 であった。また水平荷重～水平変位量関係は、双曲線関数により評価できることが確認された。

- 7) パイルド・ラフト模型の極限水平抵抗は、杭の抵抗により、同じサイズ、重量の直接基礎模型の極限抵抗に比較して大きくなることが確認された。しかし、初期の変位剛性は両者で有意な差が見られなかったこと、パイルド・ラフト基礎中の直接基礎部の最大摩擦係数が直接基礎単体のそれに比較して小さくなることなどが確認された。このような挙動には、杭と直接基礎間の相互作用に加え、拘束圧の変化によって地盤剛性が変化することが大きく影響したものと判断された。砂質地盤に支持される直接基礎では、底面から伝達される鉛直荷重が基礎地盤の物性に与える影響を適切に評価することが重要であることが確認された。

#### <根入れ部底面と地盤間の摩擦抵抗に関する原位置小型模型実験に基づいて得られた結論>

- 8) 硬質な粘性土地盤上に、直接基礎模型、杭基礎模型及びパイルド・ラフト基礎模型を製作して水平載荷実験を行った。直接基礎の水平荷重～水平変位量関係は、遠心模型実験同様、載荷初期から非線形性を帯びながら最大値を示し、その後やや荷重が低下して一定値に収束する形状となった。遠心模型実験の水平荷重～水平変位量関係と比較すると、基礎底面に敷設した砂層がすべり層となり剛塑性的な挙動性状を示した。最大水平荷重時の摩擦係数は 0.64 であった。直接基礎模型の水平荷重～水平変位量関係は、遠心模型実験同様、双曲線関数により近似できることが確認された。

- 9) パイルド・ラフト基礎の水平抵抗は、杭が降伏するまでの水平変位領域では、直接基礎と杭基礎の抵抗を加算したものよりわずかに小さくなった。これは、ラフトの変形に伴って基礎直下の地盤がせん断変形を受け、杭―地盤間の相対変位量が小さくなり杭の水平抵抗が小さくなったためと考えられる。
- 10) 水平変位量が大きくなると、パイルド・ラフト基礎の水平抵抗は直接基礎と杭基礎の抵抗を加算したものよりも大きくなった。杭の存在により直接基礎部が地表に押しつけられるような挙動を示すなどして直接基礎部の接地圧が大きくなり、直接基礎直下の砂層のせん断強度が大きくなったためと考えられる。遠心模型実験同様、砂層に加わる鉛直荷重が変動するような条件では、これらの影響を適切に評価することが重要であることが確認された。

#### <既存ケーソンを用いた原位置水平載荷実験に基づいて得られた結論>

- 11) 近接する同じ寸法の既存ケーソン2体の水平載荷実験を行い、ケーソン側面の摩擦抵抗力や前面の受働抵抗力を測定した。実験では現状地盤の状態ですべて通常に載荷する試験体に加え、側面摩擦力を測定するために前背面の地盤抵抗を除去した試験体に対して水平載荷を行った。実験より得られた水平荷重～水平変位量関係は、いずれの試験体ともに水平変位量が5～10mmで降伏荷重を示すまで水平荷重が線形的に急増した後、増加傾向が緩やかになり、終局荷重となる30～40mm以降は水平荷重を維持したまま水平変位量が増大する形状となった。水平荷重～水平変位量関係は、両試験体ともに双曲線関数で近似できることが分かった。
- 12) 傾斜測定から得られた水平載荷中のケーソン躯体の水平変位量の深度分布から、両試験体ともに、G.L.-15m付近でケーソン躯体が折れ曲がる様な変形挙動を示し、折れ曲がり挙動は降伏荷重を示した後に顕著となることが確認された。
- 13) 2体の実験結果ならびに解析的な検討結果を利用して、降伏荷重までのケーソンの各抵抗要素の水平荷重分担割合について検討した。降伏荷重に至るまで前面及び側面抵抗の水平荷重分担率は漸減する傾向にあることが確認された。降伏荷重付近の荷重分担割合は、側面抵抗：前面抵抗：本体抵抗で概ね40：35：25となり、側面抵抗で大きな割合を示すことが分かった。

- 14) 現状地盤のまま通常に載荷した試験体における載荷に伴う前面地盤の変位量は、測定範囲（3m 以上）を超えて広範囲に及ぶのに対して、側面部の周辺地盤変位は、試験体からの距離が増大するのに伴い減衰する形状を示し、試験体から約 2m の距離で非常に小さい値となった。

#### <根入れを有する建物基礎の水平挙動に関する解析モデルの提案>

- 15) 根入れを有する建物基礎の水平挙動を評価する方法として、基礎を線材等により地盤を集中地盤ばねでモデル化し、地盤ばねの非線形特性を実験結果に基づいて1次の双曲線関数で与える実務的な方法を提案した。また適用する双曲線関数の初期地盤ばね定数について弾性解を用いて求める手法を示した。
- 16) 直接基礎模型に水平力を与えて底面摩擦を測定した遠心模型実験ならびに原位置小型模型実験の結果を対象として提案手法による解析を行い、実験結果との比較検討を行った。地盤ばね定数の極限值は地盤のせん断抵抗から、初期地盤ばね定数は遠心模型実験では同寸法の試験体による鉛直載荷結果から、小型模型では地盤のせん断波速度などから求めたモデルで解析を行い、解析値が実験値と良い対応を示すことが確認された。
- 17) 建物根入れ部の側面摩擦力や受働抵抗力を測定した既存ケーソンの水平載荷実験に対して提案手法による解析を行った。解析は、側面摩擦力で抵抗する試験体、及び側面摩擦力と受働抵抗力の両方で抵抗する試験体の両試験体を対象として実施され、提案する手法による解析結果はいずれの実験結果とも概ね説明できており、提案手法の妥当性が確認された。

## 本論文に使用した記号の説明

- $a$  : 双曲線関数の初期勾配に関する定数  
 $b$  : 双曲線関数の漸近値に関する定数  
 $B$  : 直接基礎の辺長  
 $c_u$  : 土の非排水せん断強度  
 $D_r$  : 土の相対密度  
 $D_{50}$  : 土の平均粒径  
 $e$  : 土の間隙比  
 $E_0$  : 地盤の初期変形係数  
 $E_m$  : 孔内水平載荷試験による地盤の変形係数  
 $E_p$  : 杭材のヤング率  
 $E_s$  : 地盤の変形係数  
 $F$  : (側面) 摩擦力  
 $F_i$  : 双曲線関数における繰り返し載荷時の折り返し点の (側面) 摩擦力  
 $F_u$  : 極限 (側面) 摩擦力  
 $f$  : 側面摩擦応力度  
 $f_{max}$  : 側面最大摩擦応力度  
 $G_s$  : 地盤のせん断弾性係数  
 $G_0$  : 地盤の初期せん断弾性係数  
 $g$  : 重力加速度  
 $H$  : 水平荷重  
 $I_s$  : 変位影響係数  
 $K_0$  : 静止土圧係数  
 $K_p$  : 受働土圧係数  
 $k_{F0}$  : 側面摩擦に関する初期ばね定数  
 $k_{H0}$  : 受働抵抗に関する初期ばね定数  
 $k_{R0}$  : 底面摩擦に関する初期ばね定数  
 $L$  : 根入れ深さ  
 $L_p$  : 遠心模型の杭長  
 $n$  : 解析時の平板の総分割数  
 $P_w$  : 受働抵抗力  
 $P_{wu}$  : 極限受働抵抗力  
 $p$  : 壁面土圧

$Q$  : 平板の分割要素内の地盤反力  
 $q$  : 平板の分割要素内の地盤反力度  
 $q_c$  : コーン貫入試験におけるコーン先端抵抗  
 $q_u$  : 土の一軸圧縮強度  
 $R_f$  : 底面摩擦力  
 $R_{fu}$  : 極限底面摩擦力  
 $R_{max}$  : 壁面の最大粗さ  
 $S$  : 沈下量  
 $V$  : 鉛直荷重  
 $V_s$  : 地盤のせん断波速度  
 $\alpha$  : 双曲線関数における繰り返し載荷時の加力方向で決まる係数  
 $\delta_c$  : 粘性土層の変形成分  
 $\delta_s$  : 砂層の変形成分  
 $\delta_x$  : 水平変位量  
 $\delta_{xi}$  : 双曲線関数における繰り返し載荷時の折り返し点の水平変位量  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量  
 $\phi$  : 土の内部摩擦角  
 $\nu_s$  : 土のポアソン比  
 $\tau_{max}$  : 土の最大せん断強度  
 $\mu$  : 摩擦係数

## 本研究に関連して発表した論文

### 1. 査読論文

- 1) T.Watanabe, H.Fukuyama, K.Horikoshi and T.Matsumoto : Centrifuge modeling of piled raft foundations subjected to horizontal loads, 5th International Conference on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk, pp.371-378, 2001.4.
- 2) 堀越研一, 松本樹典, 福山英樹, 渡邊徹 : 水平荷重を受けるパイルド・ラフト基礎の挙動, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.241-246, 2001.11.
- 3) 長尾俊昌, 桑原文夫, 小林治男, 渡邊徹 : 小型基礎の原位置実験より得られたパイルド・ラフト基礎の水平挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp.121-127, 2002.9.
- 4) 渡邊徹, 長尾俊昌, 真島正人, 冨永晃司 : 地下壁に作用する摩擦に関する基礎的研究, 第48回地盤工学シンポジウム, pp.345-350, 2003.11.
- 5) 長尾俊昌, 桑原文夫, 小林治男, 渡邊徹 : 水平力を受けるパイルド・ラフト基礎の挙動解析, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp.63-68, 2004.3.
- 6) 渡邊徹, 石井善一, 長尾俊昌, 真島正人, 冨永晃司 : 既存ケーソンを用いた地盤と基礎の側面摩擦に関する原位置水平載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 第606号, pp.163-169, 2006.8.
- 7) Toru Watanabe, Toshiaki Nagao, Masato Majima, Koji Tominaga : An Analytical Model for Embedded Foundations of Building Structures Subjected to Horizontal Loads, Journal of Asian Architecture and Building Engineering(JAABE) (投稿中)

### 2. 口頭発表論文

<日本建築学会大会学術講演梗概集>

- 1) 渡邊徹, 小林治男, 桑原文夫, 長尾俊昌, 長瀧慶明, 真島正人 : パイルド・ラフト基礎の原位置水平載荷実験 (その1 : 実験概要および地盤概要, その2 : 実験結果, その3 : パイルド・ラフト基礎の水平挙動の考察), 日本建築学会大会学術梗概集, pp.613-617, 2000.

2)長尾俊昌, 桑原文夫, 小林治男, 長瀧慶明, 真島正人: パイルド・ラフト基礎の原位置水平載荷実験 (その4: 実験結果のシミュレーション), 日本建築学会大会学術梗概集, pp.421-422, 2001.

3)長尾俊昌, 桑原文夫, 小林治男, 長瀧慶明, 真島正人: パイルド・ラフト基礎の原位置水平載荷実験 (その5: ハイブリッドモデルによる解析結果), 日本建築学会大会学術梗概集, pp.483-484, 2003.

<地盤工学研究会発表講演集>

1)渡邊徹, 青島一樹, 長尾俊昌: 地盤と地下壁の摩擦挙動に関する基礎的研究 (その1: 実験方法と静止土圧の測定結果, その2: 主働土圧及び受働土圧の測定結果), 第31回地盤工学研究発表会 (北見), pp.1797-1800, 1996.

2)渡邊徹, 真島正人, 長尾俊昌: 地盤と地下壁の摩擦挙動に関する基礎的研究 (その3: 地下壁に作用する摩擦測定実験, その4: 壁面粗さと地盤密度の影響), 第32回地盤工学研究発表会 (熊本), pp.1637-1640, 1997.

3)渡邊徹, 長尾俊昌, 真島正人, 山口順子: 地盤と地下壁の摩擦挙動に関する基礎的研究 (その5: 繰返し加力時の挙動, その6: 受働状態の地下壁に作用する摩擦力), 第33回地盤工学研究発表会 (山口), pp.1577-1580, 1998.

4)長尾俊昌, 真島正人, 渡邊徹, 山口順子: 地盤と地下壁の摩擦挙動に関する基礎的研究 (その7: 摩擦モデル), 第34回地盤工学研究発表会 (東京), pp.1435-1436, 1999.

5)渡邊徹, 長尾俊昌, 真島正人, 石井善一, 富永晃司: 既存ケーソンの水平載荷実験 (その1: 実験概要, その2: 実験結果, その3: 既存ケーソンの水平挙動の考察), 第40回地盤工学研究発表会 (函館), pp.1513-1518, 2005.

6)渡邊徹, 長尾俊昌, 真島正人, 富永晃司: 既存ケーソンの水平載荷実験 (その4: 側面摩擦に関する挙動解析), 第42回地盤工学研究発表会 (名古屋), 2007. 7.

<その他関係論文>

1)長尾俊昌, 渡邊徹, 青島一樹, 真島正人: 地下壁に作用する摩擦に関する基礎的研究 (地下壁に作用する摩擦力), 大成建設技術研究所報, 第30号, pp.205-210, 1997.

- 2) 長尾俊昌, 渡邊徹, 青島一樹, 真島正人: 地下壁に作用する摩擦に関する基礎的研究 (摩擦モデルの提案), 大成建設技術研究所報, 第 31 号, pp183-186, 1998.
- 3) 渡邊徹, 小林治男, 長尾俊昌, 長瀧慶明, 真島正人, 桑原文夫: パイルド・ラフト基礎の原位置水平載荷実験, 大成建設技術研究所報, 第 33 号, pp.125-128, 2000.
- 4) 長尾俊昌, 真島正人, 小林治男, 渡邊徹, 桑原文夫: パイルド・ラフト基礎の水平抵抗の解析法, 大成建設技術センター報, 第 34 号, pp.26-1-26-4, 2001.
- 5) 堀越研一・Kitiyodom Pastsakorn・松本樹典・渡邊徹: 水平荷重を受けるパイルド・ラフト基礎の挙動 (砂地盤上のパイルド・ラフト基礎の遠心載荷模型実験と検証解析), 大成建設技術センター報, 第 35 号, pp.18-1 - 18-10, 2002.
- 6) 渡邊徹, 堀越研一, 橋爪芳徳, 松本樹典: 杭頭剛結度が静的水平載荷時のパイルド・ラフト基礎の挙動に与える影響, 土木学会第 58 回年次学術講演会, pp.633-634, 2003.

## 謝 辞

筆者が建築基礎構造分野の研究・開発に関わり始めたのは、1992年に広島大学工学部在学時に富永研究室に籍を置いてからです。その後、大学院博士課程前期に進み、1995年に大成建設(株)技術研究所(現技術センター)に在籍してからも、建築基礎構造に関わる研究・開発に携わり、現在に至っています。2004年10月に再び広島大学大学院国際協力研究科博士課程後期(社会人特別選抜)に入学しました。本論文は、大成建設および大学院博士課程後期における研究成果を取りまとめたものです。

恩師広島大学大学院国際協力研究科教授・工学博士 富永晃司先生には、私が大学工学部在学中から今日に至るまで終始懇切丁寧な御指導を賜りました。特に本論文をまとめるにあたりましては、常に貴重な御助言や御教示を頂き、心より深く感謝申し上げます。

論文審査を通じて貴重な御助言を頂きました広島大学国際協力研究科准教授・工学博士 山本春行先生、同教授・工学博士 肥後靖先生、同大学工学部 教授・工学博士 三浦賢治先生ならびに同准教授・工学博士 荒木秀夫先生に深く御礼申し上げます。

研究成果をまとめるにあたりましては、技術センター長 河村壮一博士、副センター長 藤井俊二博士には、様々なご配慮を頂きましたことを深く感謝いたします。また、大成建設に入社以来、建築基礎構造の全般にわたり基礎から高度な研究内容に至るまで、直接御指導頂きました前技術センター部長 真島正人博士(現(株)設計室ソイル取締役社長)および基礎構造チームリーダー 長尾俊昌博士に心より厚く御礼申し上げます。

本論文は実験的な研究が主体となっており、実験の計画及び実施にあたっては、多くの方々の御指導や御協力をいただきました。第2章の遠心模型実験および第3章の原位置小型模におきましては、前基礎構造研究室の青島一樹氏(現技術企画部)、山口順子氏、小林治男氏(現設計本部)より御指導、御協力を頂きました。また、実験の実施に際しては佐藤秀行氏、半田佳正氏、中坪浩太郎氏をはじめとする大成サービス(株)の方々に多大なる御協力を頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

第3章の遠心模型実験は、金沢大学との共同研究で得られた成果の一部をとりまとめたものです。一連の実験の実施やその評価に際して、金沢大学大学院自然科学研究科教授・工学博士 松本樹典先生、前金沢大学大学院生 福山英樹氏(現三重県)をはじめとした金沢大学・松本研究室の方々、および技術センター土質チームリーダー 堀越研一博士に多大な御指導や御協力を頂きました。ここに心より深く感謝申し上げます。

第4章の既存ケーソンの実験におきましては、実験の実施に御協力頂きました石井善一氏をはじめとする大成建設(株)建築本部、設計本部、東京支店ほか社内外の関係する多くの方々に厚く御礼申し上げます。

本研究を進める過程において、技術センター基礎構造チームの研究員の方々、富永研究

室の卒業生，および富永研究室に関係する方々より多大な御激励や御支援を頂きました。  
ここに心より深く感謝申し上げます。

最後に，いつも私を心より励ましてくれた妻をはじめとする家族に感謝の意を記し，謝辞を結びたいと思います。

2007年9月

渡邊 徹