

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	シートパイル基礎の開発とその地盤抵抗特性の解明
Title(English)	Development of sheet pile foundation and clarification of its ground resistance characteristics
著者(和文)	西岡英俊
Author(English)	Hidetoshi Nishioka
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3996号, 授与年月日:2009年4月30日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3996号, Conferred date:2009/4/30, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

シートパイル基礎の開発と
その地盤抵抗特性の解明

東京工業大学

平成 21 年度 学位論文

西岡 英俊

シートパイル基礎の開発とその地盤抵抗特性の解明

西岡 英俊

Development of Sheet pile Foundation and clarification of its ground resistance characteristics

Hidetoshi NISHIOKA

In this study, the development of a new bridge foundation termed sheet pile foundation has been proposed. Sheet pile, which is generally used as a temporary member during excavation work, is used as a permanent structure with high bearing capacity by connecting it to the footing concrete of the sheet pile foundation. The construction costs of the sheet pile foundation are lower than those for pile foundation, and the sheet pile foundation can be used more widely than shallow foundation.

The objective of this study is to demonstrate the practical use of this sheet pile foundation. Therefore, its ground resistance characteristic is clarified, and its design method is proposed.

First, in order to clarify the ground resistance characteristic of the sheet pile foundation, a series of static loading tests in laboratory and full-scale field tests were performed. The results of these tests showed that the vertical bearing capacity and the horizontal resistance of the sheet pile foundation were greater than those of the shallow foundation, and the performance of the sheet pile foundation was excellent under the application of seismic force. Further, it was clear that these improved effects mainly depended on the vertical resistance of sheet piles.

Then, from the above results, a method to design the sheet pile foundation has been proposed. The proposed design method uses a simple frame analysis, and can estimate even the nonlinear behavior of sheet pile foundation under an inertia force of large earthquake.

Finally, the cases where the sheet-pile foundations are used in some actual structures are shown. Moreover, it was clarified that the proposed design method was appropriate by loading test for these actual structures.

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 シートパイル基礎の提案と本研究の目的	4
1.3 本論文の構成	7
参考文献 (第 1 章)	9
第 2 章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験 (1g 場, 縮尺約 1/50, 2 次元および 3 次元模型)	11
2.1 実験の概要	11
2.1.1 模型の概要	11
2.1.2 模型シートパイル	12
2.1.3 実験条件と載荷条件	14
2.1.4 計測項目	15
2.2 鉛直載荷実験結果	15
2.2.1 荷重変位関係と極限支持力	15
2.2.2 フーチング底面の地盤反力と荷重分担	17
2.2.3 シートパイルの曲げ変形	18
2.2.4 画像解析による地盤変位計測結果	18
2.3 考察	19
2.4 まとめ	21
参考文献 (第 2 章)	22
図 (第 2 章)	23
第 3 章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験 (1g 場, 縮尺約 1/50, 2 次元模型)	36
3.1 実験の概要	36
3.1.1 載荷装置	36
3.1.2 模型の設置および固定方法	37
3.1.3 目標鉛直荷重および水平変位履歴	38
3.1.4 実験ケースと計測項目	38
3.2 水平交番載荷実験結果	39
3.2.1 荷重変位関係	39
3.2.2 各種パラメーターに対する荷重変位関係の定性的傾向	39
3.2.3 累積沈下量	40
3.2.4 回転中心深度	40

3.2.5	画像解析による地盤変位計測結果	41
3.2.6	フーチング底面の地盤反力	42
3.2.7	シートパイルの曲げ変形	42
3.3	考察	43
3.3.1	フーチング底面反力の負担	43
3.3.2	シートパイルの負担モーメント	44
3.3.3	抵抗成分別の負担比率の比較	45
3.3.4	シートパイルの発生軸力と支持力の比較	45
3.3.5	シートパイルの鉛直支持力の上昇メカニズム	47
3.4	まとめ	52
	参考文献(第3章)	53
	図(第3章)	54
第4章	実物大模型による性能確認試験	75
4.1	試験の概要	75
4.1.1	試験体の概要と施工	76
4.1.2	載荷試験の概要	77
4.2	試験結果	78
4.2.1	荷重 - 変位関係	78
4.2.2	フーチング底面地盤反力分布	79
4.2.3	シートパイルの軸力分布	79
4.2.4	シートパイルの曲げモーメント	82
4.2.5	シートパイル頭部のせん断力	82
4.3	まとめ	83
	参考文献(第4章)	84
	図(第4章)	85
第5章	シートパイル基礎の設計手法の提案	99
5.1	設計手法の基本的な考え方	99
5.1.1	適用の前提条件	100
5.1.2	長期使用限界状態および使用限界状態に対する設計の考え方	101
5.1.3	耐震設計手法の考え方	102
5.2	骨組み解析モデルの適用性の検証	105
5.2.1	室内模型の水平載荷実験に対するシミュレーション	105
5.2.2	実物大模型の水平載荷実験に対するシミュレーション	110
5.3	地盤ばねの設定法の提案と検証	115
5.3.1	地盤ばねの設定法の考え方と算定式の提案	115
5.3.2	提案する地盤ばね算定式の検証	119
5.4	まとめ	121

参考文献 (第 5 章)	123
図 (第 5 章)	125
第 6 章 実構造物への適用と性能確認試験	143
6.1 対象工事の概要	143
6.2 施工	143
6.3 載荷試験	144
6.3.1 試験計画	144
6.3.2 試験結果	145
6.4 設計モデルによる載荷試験のシミュレーション	146
6.5 桁架設時の沈下計測	148
6.6 まとめ	150
参考文献 (第 6 章)	150
図 (第 6 章)	151
第 7 章 結論	164
Appendix.A シートパイルの結合条件に関する模型実験	165
A.1 結合条件の考え方	165
A.2 模型水平交番載荷実験の概要	165
A.3 実験結果および考察	166
A.3.1 荷重変位関係	166
A.3.2 地盤変形状況	167
A.3.3 抵抗モーメントの分担比	167
A.3.4 シートパイルによる抵抗モーメント	168
A.3.5 フーチング底面の地盤反力分布	168
A.3.6 沈下抵抗特性	169
A.4 まとめ	169
Appendix.B 継ぎ手の影響を考慮したシートパイルの断面力測定方法	179
参考文献 (Appendix.B)	182
図 (Appendix.B)	183
謝辞	184

第1章 序論

1.1 研究の背景

兵庫県南部地震以降，耐震設計が整備され，新設鉄道構造物においてもL1地震動およびL2地震動に対する耐震性能の確保が必要となっている^{1),2)}．基礎構造物についても，耐震設計により構造諸元が決定する事例が多くなってきており，十分な耐震性能を確保することが求められている．

その一方で，兵庫県南部地震における基礎構造物の被災事例は主に液状化に起因したものが多く，比較的地盤が良好な場合には橋脚等の上部構造物の損傷が支配的であり，それ以前の基礎構造物の設計自体が根本から否定されたものではなく，液状化等の新たな課題を除けば十分安全側であったとの考え方もある．しかしながら，このように地盤が良好な箇所での基礎構造物の被災事例が少なかった要因の一つとして，従来から基礎構造物の設計においては地盤情報の不確定性や被災後の復旧の困難さ等を勘案して十分に余裕を持って設計される場合が多かったという点は無視できない．今後は，良質な社会資本整備をより効率的に進めるため，このような設計の余裕度に関しても，その妥当性，経済性について十分な説明が求められる．

このほか，建設需要の観点からみると，近年，都市環境の改善に着目した既設鉄道の連続立体交差化事業が数多く実施され，踏切を解消することで交通渋滞の緩和，鉄道および道路交通の安全性の向上が図られつつある．このような都市内の建設事業においては，狭隘区間での施工性に優れることが要求されるほか，低騒音，低振動であることや，産業廃棄物発生量の少ない低環境負荷であることも求められている．特に基礎構造物は一般に地盤の掘削を伴うことから，これらの施工性および環境調和性に優れた工法とする必要がある．

このような背景から，基礎構造物の設計手法の性能規定化が進められており，地盤工学会では2004年に「性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則（地盤工学会基準 JGS 4001-2004）」³⁾を各種設計コードの基本概念として性能規定化の考え方を基準化している．「鉄道構造物等設計標準 基礎構造物」についても，現在性能規定化に向け，改訂作業が進められている段階である．性能規定化された基礎構造物の設計法においては，所定の基礎構造物の耐震性能を確保しつつ，これらの要求（経済性，施工性，環境調和性）を高いレベルで満足させるためには，個別の杭長や杭径，鉄筋量等の諸元決定等の詳細設計より以前に，比較設計の段階で合理的な基礎形式・種別を選定することが，非常に重要となる．特に鉄道や道路等における中小規模の高架橋，橋梁を対象とした場合は，最も経済性に優れた基礎形式である直接基礎が採用できるか否か，すなわち直接基礎で十分な耐震性が確保できるかどうか，経済性を大きく左右する．

以下では，まず最も経済性に優れる直接基礎の設計に関する現状を整理する．その後，直接基礎が選定できない場合に主に代替となる杭基礎について整理し，最後に基礎構造物の研究・開発において必要とされる方向性を示す．

直接基礎の耐震設計は，従来は偏心および傾斜の影響を考慮した支持力（例えば鉄道構

第1章 序論

造物¹⁾ではMeyerhofの方法^{4),5),6)}で低減した極限支持力)の照査と滑動抵抗の照査が主体であった。しかしながら、1995年の兵庫県南部地震による被害を契機として、種々の機関で耐震設計法の見直し⁷⁾がなされた。新しい耐震設計法では、想定する地震力が大きくなる(L2地震動)一方、部材および地盤の降伏を許容して塑性変形性能を制御する設計思想が導入された。鉄道や道路の橋脚・高架橋の直接基礎の耐震設計では、慣性力作用位置が比較的高く、回転変形が主体となるため、L2地震動レベルに対してはフーチングの浮き上がり、端部地盤の降伏が組み合わさった非線形挙動となる。そこで大变位領域までの水平載荷実験に基づき、フーチング底面反力による抵抗モーメントを非線形回転バネでモデル化する設計手法が提案され⁸⁾、現在の鉄道構造物の耐震設計²⁾に適用されている。

また、直接基礎の地震時の問題として、揺すり込み沈下による残留沈下の問題がある。例えば2004年の新潟県中越地震では、沖積段丘堆積層上の直接基礎新幹線橋脚において、約60mm程度の残留沈下が観測^{9),10),11)}されている。近年の鉄道構造物においては、不同変位に対する調整可能幅が小さいスラブ軌道が主体であり、残留沈下量の大小は地震後の復旧性に大きな影響を及ぼす。よって、残留沈下量の低減および定量的な評価法の確立は直接基礎の耐震設計上の課題の一つとなっており、繰返し荷重を作用させる模型実験^{8),12),13)}や、 $M-V-H$ (モーメント-鉛直力-水平力)空間上の降伏曲面^{14),15),16)}および塑性ポテンシャルから沈下量を含めた塑性変形量を評価する手法¹⁷⁾の研究が進められている。

実務設計上は、このような直接基礎の地震時の沈下を抑制するため、直接基礎を適用する支持地盤の条件を制限することで対応されている。例えば鉄道構造物では砂地盤の場合でN値30以上かつ常時の底面反力度が 400kN/m^2 以内と非常に厳しく規定¹⁾されている。この支持地盤条件を満足しない地盤であっても、フーチングを大きく設計して直接基礎を適用した事例^{18),19)}もあるが、入念な地盤調査と施工管理が必要とされる。

このほか、鉄道高架橋のように、その高さ(一般に10~20m程度)に比べて比較的用地幅が狭い(一般に施工基面幅は10~12m)場合には、直接基礎が適用可能な地盤条件であっても、耐震設計上で必要なフーチング寸法が用地内に確保することが不可能となる場合もある。

以上のような背景から、実務設計の多くの事例で杭基礎形式が採用され、直接基礎形式が採用できる場合よりもコスト増となっているのが実状である。

杭基礎は沖積地盤上に人口が密集するわが国では最も適用性の高い基礎形式であるが、一般的に施工機械の規模が大きく、小規模の基礎工事、狭隘区間や近接施工には不向きであり、直接基礎と比較してコストは増加する。

杭の施工法について比較すると、高度成長期以前まではディーゼルハンマー等による打ち込み杭が主流であったが、都市部における騒音・振動の問題と、想定する地震力の増大等による大口径化の必要性から、場所打ち杭へと主たる施工法が変化し、設計法も主に場所打ち杭を対象として支持力算定式等の整備が進められた。場所打ち杭の施工法については、主にオールケーシング工法、リバース工法、アースドリル工法があり、主に土木工事ではオールケーシング工法またはリバース工法、建築工事ではアースドリル工法が主流となっている。オールケーシング工法は比較的騒音が大きいこと、リバース工法は掘削泥水処理施設が比較的大きくなることや他工法に比べて割高なこと、アースドリル工法は安定

液が産業廃棄物となることなど、それぞれ施工性や環境調和性に課題を有している。しかしながら、(積算上は)比較的低コストであることなどから、特に公共工事においては、「場所打ち杭至上主義」ともいえる状況にあるといえる。

なお、近年では、回転杭工法や、ソイルセメント鋼管杭工法、プレボーリング工法などの、打ち込み工法ではない既製杭工法も開発されている。場所打ち杭の施工性や環境調和性の課題を解決するものとして徐々にこれらの新工法の適用が広がりつつあり、特に建築分野では杭の許容支持力に関わる性能評価制度²⁰⁾が確立されたこともあり、「場所打ち杭至上主義」は崩れつつある。しかしながら、土木分野では建築分野よりも比較的杭1本当たりの荷重規模が大きいことのほか、会計検査対象となる公共事業としての発注体系の問題として設計段階から特定の新工法を採用することが敬遠される場合が多いため、一般化された工法として場所打ち杭工法が依然として主流となっている。

また、杭基礎の設計思想の観点からは、その支持機構として、強固な支持層に杭先端を支持する支持杭方式と、主に周面摩擦力に期待する摩擦杭方式が考えられる。しかしながら、摩擦杭方式は過去の沈下事例の影響等もあり、これまで(主に高度成長期以降)は、支持杭方式が主流となっている²¹⁾。例えば内陸部などでは、標準貫入試験のN値が10~20程度と従来の支持層とするには不十分ながらもある程度の中間的な支持力が期待できる地盤が存在する地盤条件も比較的多く見受けられるが、そこでの支持力を有効利用することなく、より深部の支持層に定着させる完全支持杭方式が多く適用されているのが実状であり、「支持杭方式至上主義」にあるといえる。

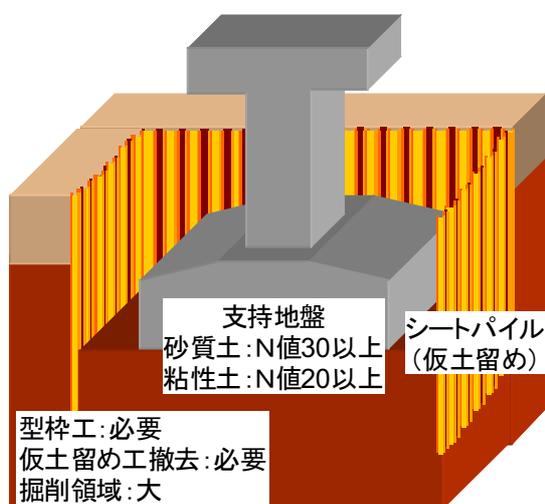
以上より、都市部の狭隘な箇所における基礎構造物の設計、特に基礎形式の選定においては、十分な「施工性」および「環境調和性」を有するとともに、十分な耐震性を有する「低コスト」な基礎形式を選定する必要があることが明らかである。しかしながら、直接基礎、杭基礎ともに強固な支持層に支持させる設計が主流であるため、両者の中間の地盤条件で地盤の支持力を有効に利用した基礎形式を選定できるようにすることが重要となる。

このような直接基礎と杭基礎(完全支持杭)の適用地盤の中間的な性状を有する地盤条件において経済性を高めるためには、一つとして摩擦杭方式の採用が考えられるが、そのほかにはフーチング底面の地盤反力を有効に活用した基礎形式を開発し、直接基礎の適用範囲を広げることが有効と考えられる。このような直接基礎を改良した基礎形式として、パイル・ド・ラフト基礎が主に建築分野で用いられている^{22),23),24)}。この基礎は、不完全支持杭の支持力とフーチング底面での地盤反力の両者を組み合わせるものであり、工場基礎など、杭長に比べて比較的平面規模の大きい構造物での適用が多い。

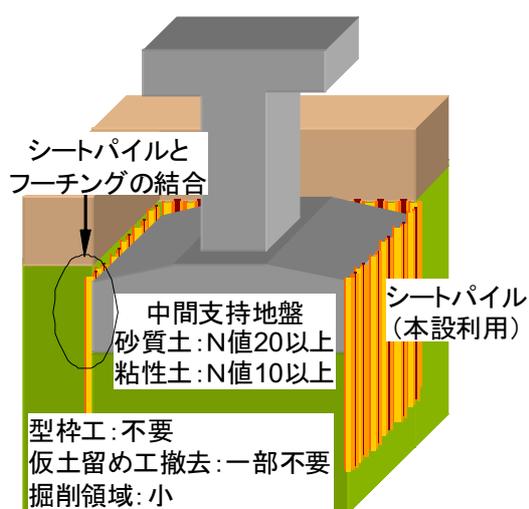
第1章 序論

1.2 シートパイル基礎の提案と本研究の目的

主に鉄道や道路等の橋脚や高架橋などの比較的平面規模が小さい構造物を対象とした場合、直接基礎の適用範囲を広げた新たな基礎形式として、「シートパイル基礎（鋼矢板併用型直接基礎）」²⁵⁾が有効な形式の一つと考えられる。シートパイル基礎は、直接基礎のフーチングの掘削に用いる仮土留め用シートパイル（鋼矢板、図-1.1(a))を図-1.1(b)に示すようにフーチングと一体化して本体利用する複合基礎形式である。図-1.2に示すようにフーチングの型枠工や仮土留め工の撤去が不要となり、掘削面積の削減されるため、工期短縮効果が得られる他、建設発生土の低減が可能になる。また、従来の直接基礎で散見されるシートパイル引抜き時に支持地盤を緩めて沈下、傾斜を生じるトラブルの懸念がないなど、経済性、施工性の観点からも合理的な基礎形式と考えられる。

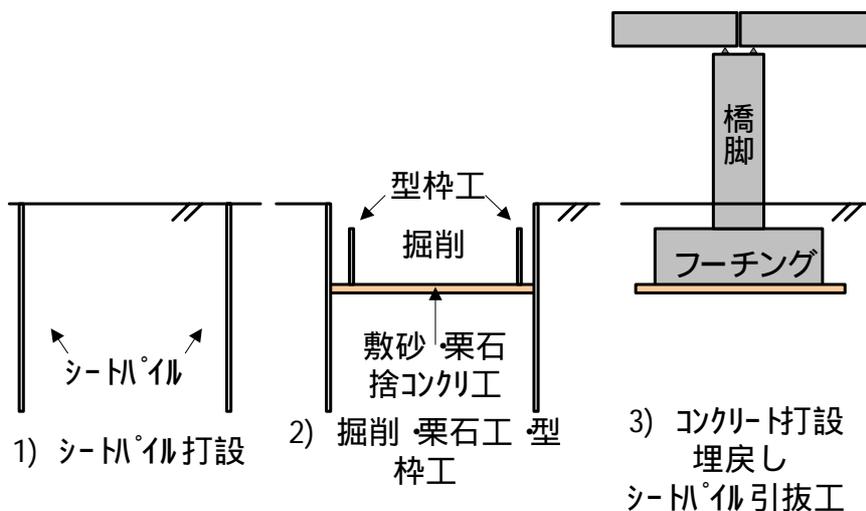


(a) 直接基礎

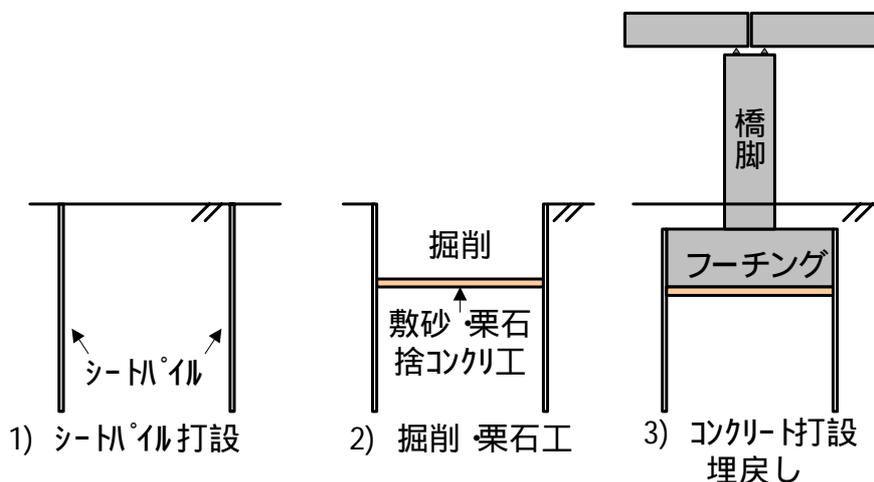


(b) シートパイル基礎

図-1.1 直接基礎とシートパイル基礎



(a) 直接基礎の施工手順



(b) シートパイル基礎の施工手順

図-1.2 直接基礎とシートパイル基礎の施工手順

シートパイル基礎は地盤の拘束効果やひずみの局所化の抑制効果により支持力の上昇が期待でき、過大な沈下や傾斜が避けられる可能性を有する。すなわちシートパイル基礎の地盤抵抗は同一寸法の直接基礎よりも定性的には優れることが容易に想定される。Pongsakorn は遠心場模型実験により、砂地盤上のシートパイル基礎の優位性を明らかにしている²⁶⁾。しかしながら、シートパイル基礎の実用化に向けては、その性能をより定量的に評価し、実務的な設計手法を確立する必要がある。

本研究では、このシートパイル基礎の開発・実用化を目的とし、その地盤抵抗特性の解明とそれに基づく設計手法の開発を行う。なお、本研究で対象とする開発目標として、以下の表-1.1 に示す条件を前提とする。また、既存の他工法との適用区分の目安を図-1.3 に示す。

表-1.1 本研究におけるシートパイル基礎の開発・実用化の前提条件

1. 対象	対象は主に鉄道や道路等の橋脚や高架橋などの比較的平面寸法が小さく（一般に幅 10m 程度以下）の新設構造物の基礎とする。
2. 適用地盤	適用地盤は、液状化や圧密沈下が生じないものとする。ただし、従来直接基礎の支持層とするには不十分な地盤（一般的には洪積粘性土や N 値 30 未満の砂質土）への適用を可能とする。
3. シートパイルの固定条件	シートパイルとフーチングはジベルアンカー等で一体化する。
4. シートパイルの根入れ長さ	シートパイルの根入れ長さ（フーチング底面から先端までの長さ）は、フーチング幅の 0.5～1.0 倍程度とする。ただし仮土留め工としての必要根入れ長さ以上とする
5. シートパイルの品質	シートパイル自体は、新品を使用し、地震時にも塑性化を生じないように必要な板厚を確保する。
6. 設計手法	一般的な直接基礎あるいは杭基礎と同程度の技術レベルの耐震設計手法とする

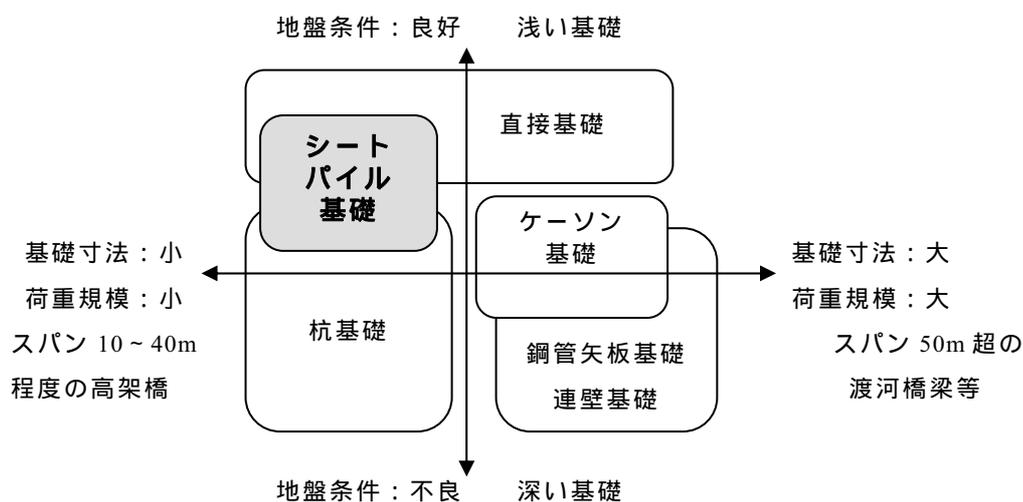


図-1.3 シートパイル基礎と既存基礎形式との適用区分

表-1.1の前提条件は、経済的な観点および新工法として着実に実績を増やしていく目的から、当面の目標として設定したものであり、当然ながら今後の発展を妨げるものではない。例えば、既設構造物の補強の場合にもシートパイル基礎の適用は可能と考えられ、この場合にはシートパイルとフーチングを強固に結合しない条件についても開発の可能性がある。このほか、シートパイルで閉合することで、内部地盤の液状化を抑制する効果^{(27),(28)}も考えられるが、本研究の段階では対象とはしていない。

また、表-1.1中の6の設計手法の考え方については、鉄道構造物等の一般高架橋、橋梁区間での実用化を進めるために重要な事項として設定した。河口部や海峡を渡河する長大橋梁基礎のように1基毎にFEM解析等により詳細に設計するのではなく、比較的同規模の構造物が連続する一般高架橋、橋梁区間では骨組み解析程度の技術レベルで多数の橋脚を効率的に設計することで、設計費用も含めた経済化が図られているのが実情である。これらを対象とした新工法開発としては、このような汎用性の高い設計手法を構築することは、工法の普及において重要な要素である。

1.3 本論文の構成

本論文の構成を図-1.4に示す。第2章と第3章では室内模型実験^{(29),(30)}によりシートパイル基礎の抵抗メカニズムの解明を行っている。第4章では、実物大模型の施工性を確認するとともに実務設計モデルの検証に必要な水平載荷試験⁽³¹⁾を行っている。この試験計画においては第3章での知見が反映されている。第5章ではこれらの知見に基づき、実務的な設計モデルを提案する。具体的には鉄道構造物の耐震設計で多用されている非線形スペクトル法を適用可能とするため、骨組み解析による静的非線形解析モデル^{(32),(33)}を提案する。提案したモデルは第3章および第4章の水平載荷試験事例を対象として検証を行っている。第6章では、提案した設計モデルの実構造物への適用事例を示し、実構造物における性能確認実験結果⁽³¹⁾を示している。なお、本論文では、シートパイル基礎の特性を、「同一フーチング寸法の直接基礎に対する改良効果」として整理、考察する機会が多いことから、これを「シートパイル基礎の改良効果」と略して記載する。

また、シートパイル基礎の実用化に向けては、本論文以外にもさまざまな技術開発要素がある。これらと本論文構成の関係についても図-1.4中に点線枠で示している。模型振動実験(重力場⁽³⁴⁾および遠心場⁽³⁵⁾)については、シートパイル基礎の耐震設計モデルの妥当性を検証するために本研究の第3章での静的水平交番載荷と平行して実施されている。また、シートパイルとフーチングを簡易かつ確実に接合することは、シートパイル基礎の実用化に向けた大きな技術課題の一つであるが、これに対しては新たに施工性に優れた構造を提案してその性能を部材実験⁽³⁶⁾により検証している。このほか、工法の経済性についても試算⁽³²⁾を行って、適用上の優位性を有する条件を整理している。本論文は主に筆者が担当したシートパイル基礎の地盤抵抗特性の解明とそれに基づく設計モデルの提案を主題として取りまとめたものであり、これらの関連する取り組みについては、それぞれ参考文献を参照されたい。

このほか、本論文ではシートパイルとフーチングを剛結した条件を適用の前提条件として整理している。既設構造物の補強を想定した場合には、フーチングとシートパイルの結

第1章 序論

合を十分に確保できない場合も想定されるため、第3章に示した室内模型の水平交番载荷実験のパラメータの一つとして結合条件の影響についての検討³⁷⁾も行っているが、本論文の構成とは直接関係しないため、この結果についてはAppendix.Aにまとめて示している。

なお、これらのシートパイル基礎の開発・実用化は、(財)鉄道総合技術研究所と(株)大林組との共同研究により実施されたものであり、本論文はそのうちの地盤抵抗特性の解明を中心にまとめたものである。

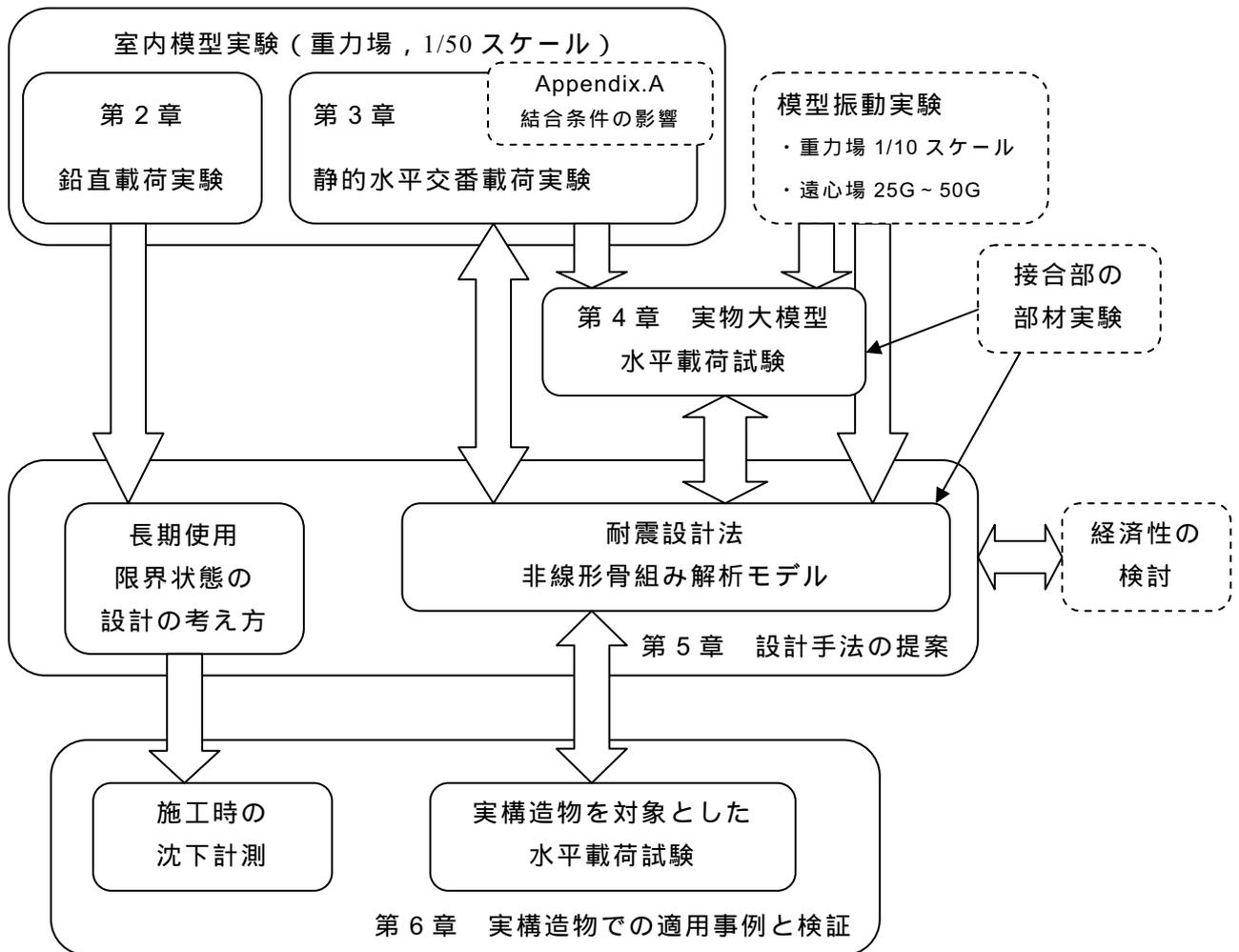


図-1.4 シートパイル基礎の実用化に向けた技術課題と本論文の構成
(点線枠は本論文には含まない技術課題)

参考文献（第1章）

- 1) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（SI単位版）基礎構造物・抗土圧構造物，丸善，2000.6
- 2) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10
- 3) 地盤工学会基準 JGS 4001-2004：性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則
- 4) 地盤工学会編：新編 土と基礎の設計計算演習，pp.47-49，2000.11
- 5) Meyerhof, G. G. : The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, Vol.2, No.4. pp.301-334, 1951.
- 6) Meyerhof, G. G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng.*, Vol.1, pp.440-445, 1953.
- 7) 例えば，土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編 [平成8年制定]，1996.7
- 8) 羽矢洋，西村昭彦：大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案，土木学会論文集，No.595 / VI-39，pp.127-140，1998.6
- 9) 東日本旅客鉄道株式会社：新潟県中越地震復旧記録誌，pp.135，2005.10
- 10) 東日本旅客鉄道株式会社構造技術センター：特集「新潟県中越地震と鉄道」，*SED*，第24号，pp.36，2005.8
- 11) 仁杉巖，久保村圭助，町田富士夫：巨大地震と高速鉄道 新潟県中越地震をふりかえって，pp.219，山海堂，2006.11
- 12) 浅井隆一，白戸真大，福井次郎，野々村佳哲：直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験，第49回地盤工学シンポジウム平成16年度論文集，pp.379-386，2004.12
- 13) 宮浦征宏，三浦清一，川村志麻，横浜勝司：載荷条件の相違による砂地盤の支持力 変形挙動の変化とその評価，土木学会論文集，No.673 / III-54，pp.121-131，2001.3
- 14) Nova, R. and Montrasi, L. : Settlements of shallow foundations on sand, *Geotechnique*, Vol.41, No.2, pp.243-256, 1991.
- 15) Butterfield, R. and Gottardi, G. : A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand, *Geotechnique*, Vol.44, No.1, pp.181-184, 1994.
- 16) Punrattanasin, P., Nishioka, H., Murata, O. and Kusakabe, O. : Development of combined loading apparatus for centrifuge test, *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, Vol.4, pp.1-13, 2003.
- 17) Okamura, M. and Matsuo, O. : A displacement prediction method for retaining walls under seismic loading, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.1, pp. 131-138, 2002.2
- 18) 梅原俊夫，福島弘文：緩い砂地盤に高架橋ができるまで 国鉄釧網線網走高架橋，土と基礎，Vol.34，No.9，pp.33-38，1986.9
- 19) 古山章一，瀧内義男：直接基礎を緩い砂礫地盤へ適用する場合の検討方法，土木学会論文集，No.623 / VI-43，pp.45-55，1999.6
- 20) 桑原文夫：日本建築センターにおける杭の支持力性能評価方法，基礎工，Vol.31，No.9，pp.6-10，2003.

第1章 序論

- 21) 海野隆哉：最近の鉄道杭基礎の設計の考え方，基礎工，Vol.13，No.11，pp.45-50，1985.
- 22) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針2001年版，pp.339-348，2001.10
- 23) 加倉井正昭：パイルド・ラフト基礎の発想と開発の経緯，土と基礎，Vol.54，No.6，pp.25-28，2006.6
- 24) 澤田幸平，竹村次朗，関栄：パイルドラフト基礎の水平載荷遠心模型実験，第43回地盤工学研究発表会講演集，pp.1217-1218，2008.7
- 25) 神田政幸，村田修，西岡英俊，Pongsakorn Punrattanasin，日下部治：シートパイルとフーチングを組み合わせたシートパイル基礎の提案，土と基礎，Vol.51，No.11，pp.8-10，2003.11
- 26) Pongsakorn Punrattanasin：The Physical Modeling of Sheet Pile Foundation on Sand under Combined Loading，東京工業大学学位論文，2004.
- 27) 滝内友則，杉田秀樹，谷本俊輔，高橋章浩：鋼矢板による液状化地盤中の橋脚杭基礎の杭断面力低減効果に関する実験的研究，第42回地盤工学研究発表会講演集，pp.1263-1264，2007.7
- 28) 田中宏征，日下裕貴，安田進，飯田毅：鋼矢板締め切りによる地中構造物の液状化対策に関する実験的研究，土木学会論文集，No.792 / III-71，pp.87-102，2005.6
- 29) 西岡英俊，神田政幸，館山勝，村田修，平尾淳一，樋口俊一：静的模型実験による鋼矢板併用直接基礎の鉛直支持力特性に関する研究，土木学会論文集C，Vol.63，No.4，pp.285-298，2007.
- 30) 西岡英俊，神田政幸，館山勝，喜多直之，平尾淳一，樋口俊一：静的模型実験によるシートパイル基礎の水平抵抗メカニズムに関する研究，土木学会論文集C，Vol.64，No.2，pp.383-402，2008.
- 31) 西岡英俊，神田政幸，平尾淳一，東野光男，前田友章，藤田欽司，近藤政弘：シートパイル基礎の実大規模水平載荷試験，土木学会論文集C，Vol.65，No.2，pp.363-382，2009.
- 32) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物に適用するシートパイル基礎の設計・施工マニュアル（第2版），2006.
- 33) 神田政幸，西岡英俊，平尾淳一，東野光男：シートパイル基礎の設計に用いる解析モデルの提案，第39回地盤工学研究発表会講演集，pp.1423-1424，2004.7
- 34) 樋口俊一，田中浩一，伊藤政人，平尾淳一，西岡英俊，神田政幸：シートパイル基礎の地震時挙動と耐震性に関する検討，土木学会地震工学論文集，Vol.27，pp.1-4，2003.
- 35) 樋口俊一，田中浩一，神田政幸，西岡英俊：シートパイル基礎の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集A，Vol.64，No.4，pp.665-677，2008.
- 36) 喜多直之，田中浩一，平尾淳一，神田政幸，西岡英俊：シートパイルとフーチングの接合構造に関する実験と設計法，土木学会第60回年次学術講演会概要集，6-246，2005.9
- 37) 西岡英俊，神田政幸，村田修，松田隆，平尾淳一：シートパイル基礎の接合方法に関する模型実験，第49回地盤工学シンポジウム平成16年度論文集，pp.275-282，2004.12

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験 (1g場, 縮尺約1/50, 2次元および3次元模型)

本章では, シートパイル基礎の鉛直支持力特性, 特に「直接基礎に対するシートパイル基礎の改良効果」を把握するために実施した静的鉛直載荷実験について示す.

2.1 実験の概要

模型地盤上にシートパイル基礎および直接基礎の模型を設置して静的鉛直載荷実験を実施した. 実験の概要を以下に示す. なお, 模型諸元については, 第3章とほぼ同一であるため, 第3章のみに関係する事項についても, 本章にて一括して記す.

2.1.1 模型の概要

本実験では, 実構造物として鉄道単線橋脚基礎を想定し, 図-2.1に示すフーチング幅 $B=4.8\text{m}$ の直接基礎およびシートパイル基礎に対して, 約1/50スケールとなる幅 $B=100\text{mm}$ の模型を用いることとした.

模型地盤については, 幅2000 mm, 奥行き605 mmの土槽内に乾燥豊浦砂を用いて空中落下法で深さ580 mmとなるように作製した. 地盤強度の違いによる改良効果への影響を検討するため, 密な地盤として相対密度 $D_r = 90\%$ (乾燥密度 1.61 g/cm^3 , 単位体積重量 $\gamma = 15.8\text{ kN/m}^3$) と, 緩い地盤として相対密度 $D_r = 60\%$ (乾燥密度 1.50 g/cm^3 , $\gamma = 14.7\text{ kN/m}^3$) の2種類を用いた. 地盤変位の観察を行うため, 土槽の前背面は透明アクリル板 (厚さ50 mm と30 mmの2枚重ね) とし, 鋼製フレームで2次元平面ひずみ条件とするための剛性を確保した (図-2.2). アクリル板での摩擦低減を図るため, その内面にグリスを塗布した上にメンブレンを貼り付けてから模型地盤を作製した. 地盤変位はあらかじめメンブレンに標点を記しておき, 前面からデジタルカメラで順次撮影して, 画像解析システム¹⁾を用いて標点を追尾することにより観測した.

基礎模型は図-2.3に示すようにアルミ製フーチングによる直接基礎模型と, それにリン青銅製シートパイル模型を剛結 (ネジ止め) したシートパイル基礎模型とした. 模型フーチングの平面形状は, 側面シートパイルの支持力や4辺が閉じられることによる閉塞効果の影響を検討するため, 2次元模型と3次元模型の2種類とした. 2次元模型はフーチングの奥行きを土槽奥行きとほぼ同等の600mmとする長方形として2次元平面ひずみ条件とした. 3次元模型は100mm角の正方形フーチングを土槽中央に設置した. フーチング底面には図-2.3中に示すように2方向門型ロードセル²⁾を配置して底面の鉛直応力度分布を計測した. 底面のロードセルは, 2次元模型では中央部200mmを土槽長手方向に5分割して配置し, 3次元模型では底面全体を土槽長手方向に4分割して配置した. また, 直接基礎の根入れ効果を検討するケース (後述の case-VF4) では, 根入れ深さ D_f 分だけ低い位置まで地盤を作製した段階で, 根入れ部分にアルミブロック製のフーチングのみを別途設置し, 周辺地盤を所定高さまで作製した.

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

2.1.2 模型シートパイル

模型シートパイルの諸元を決定する上では、シートパイルの根入れ深さの他に、シートパイルの曲げ剛性と地盤剛性の比（一般的には杭の特性値 β で無次元化されて表される）と、主にシートパイルの純断面積との関係の深い先端の鉛直抵抗が重要なファクターとなる。実際のシートパイルは凹凸形状とすることにより高い曲げ剛性を確保しつつ、純断面積（全鋼材量）は少ないことが特徴であり、その模型を作製する上では、これらの相似則をどのように考えるかが重要となる。

そこで、本研究では、剛性と先端抵抗の影響の違いを検討するため、曲げ剛性比の相似則を重視する代わりに先端抵抗が過大評価となる厚肉模型と、逆に曲げ剛性が過小評価となるものの先端抵抗の相似則に着目する薄肉模型のほか、曲げ剛性比と先端抵抗の両者の相似則を満足できるよう実物同様の凹凸形状となるようにプレス加工した凹凸模型を加えた3種類の模型シートパイルを使用した。なお、本章での鉛直載荷実験では先端抵抗の影響を重視して凹凸模型と薄肉模型を使用し、第3章に示す水平載荷実験では曲げ剛性比の影響を重視して凹凸模型と厚肉模型を使用した。また、模型シートパイルの根入れ長さ L については、表-1.1の適用前提条件に基づき、図-2.1の想定実構造物形状に応じたフーチング幅 B と同一の100mmと1/2の50mmの2種類を用いた。

実物のIV型鋼矢板と各模型シートパイルの諸元を表-2.1に示す。なお、表中の模型シートパイルの各数値は、奥行き100mm分（フーチング幅 B 相当）での値（すなわち3次元模型の値）である。凹凸模型および薄肉模型の板厚 t は、フーチング幅 B との比 t/B が想定する実構造物と同程度となるよう $t = 0.2\text{mm}$ とした。凹凸模型の断面加工形状（図-2.4）および厚肉模型の板厚 $t = 1.0\text{mm}$ は、実物のIV型鋼矢板の剛性と地盤剛性の相対比を一致させるため、相似則として、式(2-1)に示す杭の特性値 β とシートパイルの根入れ長さ L の積 βL がほぼ等しくなるように決定した。

$$\beta L = \sqrt[4]{k_h D / 4EI} \cdot L \quad (2-1)$$

ここで、 β ：杭の特性値（1/m）、 k_h ：地盤反力係数（kN/m³）、 D ：載荷幅（m）、 EI ：曲げ剛性（kNm²）、 L ：シートパイルの根入れ長さ（m）である。

実物に対する諸元のうち、断面2次モーメント I は、各シートパイルの継手が完全に組み合わせた連続した幅 D の壁体としての値から、片側1mmずつの腐食代を考慮して低減³⁾して、さらに継手効率80%^{4),5)}で低減した。地盤反力係数 k_h については、想定する N 値から、以下に示す鉄道設計標準⁶⁾の直接基礎のフーチング前面の設計水平地盤反力係数算定を参考に式(2-2)により算出した。

$$k_h = 1.7\alpha E_0 D^{-3/4}, \quad E_0 = 2500 N \quad (2-2)$$

ここで、 E_0 ：地盤の変形係数（kN/m²）、 α ：補正係数（標準貫入試験の場合には $\alpha = 2$ ）、 N ：標準貫入試験の N 値である。 N 値は密な地盤は鉄道設計標準⁶⁾における良質な支持層の条件となる $N = 30$ とし、緩い地盤は想定するシートパイル基礎の適用下限値として $N = 10$ とした。

一方、模型シートパイルの βL の算出にあたっては、載荷幅 D は3次元模型の幅100mmとして算出した。地盤反力係数 k_h については、事前実施した直接基礎模型の鉛直載荷実験（後述するcase-VF1およびVF3）における鉛直方向地盤反力係数の実測値を用いた。

模型シートパイルにはひずみゲージ（東京測器研究所製FLA-5-17：一般用単軸ゲージ、ステンレス鋼・銅合金用）を貼付して曲げひずみを計測し、曲率を求めた。ひずみゲージ貼付深度は頭部（基部から10mm）および地中部（基部から50mm、シートパイル長さ $L=50$ mmの模型では未計測）とし、各模型シートパイルの中心部に貼付した。なお、軸ひずみの計測も試みたが、板状ということもあり有意なデータが取得できなかった。また、全実験ケースにおいて実験終了後に模型シートパイルを観察したところ、塑性変形は生じておらず、いずれも弾性範囲内で挙動したと考えられる。

表-2.1 模型シートパイルの断面諸元（3次元模型）

		実物：IV型	厚肉模型	薄肉模型	凹凸模型
形状		凹凸形	矩形板	矩形板	凹凸形
板厚 t		15.5 mm	1.0 mm	0.2 mm	
凹凸高		340 mm	(凹凸なし)		1.5 mm
凹凸幅		400 mm	(凹凸なし)		10 mm
フーチング幅 B		4.8 m	100 mm		
t/B		0.33 %	1.00 %	0.20 %	
ヤング率 E		200 kN/mm ² (鋼)	110 kN/mm ² (リン青銅)		
載荷幅 D		$D = B = 4.8$ m	$D = B = 100$ mm		
断面二次モーメント I (壁幅 D 分)		1.28×10^{-3} m ⁴ ()	8.33mm ⁴ ($I = D t^3 / 12$)	0.067 mm ⁴ ($I = D t^3 / 12$)	7.15 mm ⁴ (実測値)
曲げ剛性 EI		2.55×10^5 kNm ²	917kNm ²	7.33 kNm ²	786 kNm ²
密な地盤	k_h	78,600 kN/m ³ N値 30 砂質土	45,700 kN/m ³ $D_r = 90\%$ (Case-VF1) 実測値		
	L	4.8 m = 1.0B	100 mm = 1.0B		
	βL	3.74	3.30	11.0	3.42
	$1/\beta$	1.28 m	29.9mm	9.1 mm	29.2 mm
緩い地盤	k_h	26,200 kN/m ³ N値 10 砂質土	15,600 kN/m ³ $D_r = 60\%$ (Case-VF3) 実測値		
	L	4.8 m = 1.0 B	100 mm = 1.0 B		
	βL	2.84	2.55	8.54	2.65
	$1/\beta$	1.69 m	39.2 mm	11.7 mm	37.7 mm

両側1mmの腐食代を考慮した値³⁾を継手効率80%^{4),5)}で低減

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

2.1.3 実験条件と載荷条件

実験ケースは表-2.2に示す8ケースとした。2次元模型を基本とし、地盤の目標相対密度 D_r 、模型シートパイル種別およびシートパイルの根入れ長さ L または直接基礎のフーチング根入れ深さ D_f をパラメーターとした。

模型シートパイルの設置方法については、厚肉模型の場合は所定の根入れ位置から約5～10mm上方に仮吊りした状態で地盤を作製して、大半を事前に埋設しておき、載荷試験直前に残り部分を貫入した。凹凸模型の場合は地盤作製後に地表から全長を貫入した。また、3次元模型の場合は、4枚のシートパイル模型をそれぞれ数mm程度離して設置し、隅角部が閉合されていない状態を模擬した。

直接基礎は、フーチングを浮かせた状態から連続して載荷を行った。また、根入れのある直接基礎のケース (case-VF4) では、あらかじめ根入れ部分に埋設しておいたアルミブロックの上に、地上部分のフーチングを降下させてそのまま連続して載荷を行った。シートパイル基礎は、フーチングを浮かせた位置で模型シートパイルをボルトでフーチングに固定し、模型シートパイルの貫入から連続して載荷を行った。そのため、載荷初期は模型シートパイルの貫入のみが計測され、その後フーチング底面が接地して、シートパイル基礎としての抵抗力が計測されることとなる。

載荷装置は、図-2.5に示すようにスクリージャッキをフーチング上面中心にピン結合して、土槽奥行き方向回りのモーメントが除去できるようにした。載荷速度は 1 mm/min とし、変位制御による単調載荷とした。載荷終了条件は、明確な荷重低下を示すか、フーチング幅の10%を大きく超える変位に至るまでとした。

表-2.2 鉛直載荷試験ケース

case	基礎種別	平面形状	目標 D_r	根入れ長 D_f, L	模型シートパイル
case-VF1	直接基礎	2D	90%	0	
case-VF2		3D		0	
case-VF3		2D	60%	0	
case-VF4				50mm (0.5B)	
case-VS1	シートパイル基礎	2D	90%	100mm (1.0B)	厚肉模型 $t=1.0\text{mm}$
case-VS2		3D		100mm (1.0B)	
case-VS3		2D	60%	100mm (1.0B)	凹凸模型 $t=0.2\text{mm}$
case-VS4				50mm (0.5B)	

2.1.4 計測項目

計測項目は、鉛直荷重、沈下量およびフーチング底面地盤反力度、シートパイル曲げモーメントとした。鉛直荷重はジャッキ位置のロードセルにより計測した載荷鉛直荷重 P をフーチング底面積 A_f で除した値を、正規化鉛直荷重 P/A_f として整理する。ここで、正規化鉛直荷重 P/A_f は、直接基礎の場合では平均底面応力度となるが、シートパイル基礎の場合には、シートパイルの軸力を含むため底面応力度とは異なることに注意を要する。

また、沈下量は、フーチング底面が地盤と接触した時点（具体的には底面ロードセルのいずれかが反応した時点）を0mmとし、基礎幅 $B=100\text{mm}$ で除した正規化沈下量 s/B として整理した。なお、 $s/B=0.00\sim 0.01$ 程度までは、底面地盤の不陸により底面が一様に接地するまでに生じる誤差や、表層地盤の緩みの影響を受けると考えられるが、これらについては特別な補正は行っていない。また、シートパイル基礎では、 $s/B=0$ 時点での荷重が模型シートパイル単独での鉛直支持力（貫入抵抗）となる。

2.2 鉛直載荷実験結果

2.2.1 荷重変位関係と極限支持力

各ケースの荷重変位関係を図-2.6に示す。目標相対密度 $D_r=90\%$ の4ケースの荷重変位関係が図-2.6(a)、目標相対密度 $D_r=60\%$ の4ケースの荷重変位関係が図-2.6(b)である。また各ケースの正規化極限支持力 P_{limit}/A_f とその改良効果としてそれぞれ基本ケース（同一地盤条件、同一基礎平面形状、根入れ無しの直接基礎）に対する増加率を表-2.3にまとめて示す。なお、シートパイル基礎では明確な荷重低下を示さないケースが多いことから、地盤工学会基準の「地盤の平板載荷試験」⁷⁾における極限支持力の判定の目安および「杭の押込み試験方法」⁸⁾における第2限界抵抗力にならひ、極限支持力 P_{limit} を「 $s/B=0.1$ までの最大荷重」と定義して整理した。また、地盤の相対密度の実測値も表-2.3中に同時に示す。ここで、シートパイル基礎のケースの相対密度の実測値はシートパイル貫入前の値である。シートパイルの貫入による局所的な相対密度の上昇は計測できていない。

表-2.3 極限支持力とその改良効果

case	相対密度 D_r		基礎種別	平面形状	D_f/B L/B	正規化極限支持力 P_{limit} / A_f	改良効果	
	目標	実測						
case-VF1	90%	87.4%	直接基礎	2D	0	219.9 kN/m ²	17%増	
case-VS1		86.0%	シートパイル基礎		1.0	257.1 kN/m ²		
case-VF2		88.6%	直接基礎	3D	0	209.9 kN/m ²	76%増	
case-VS2		84.6%	シートパイル基礎		1.0	370.2 kN/m ²		
case-VF3	60%	64.4%	直接基礎	2D	0	78.1 kN/m ²	45%増	
case-VF4		60.5%	直接基礎		0.5	113.1 kN/m ²		
case-VS3		60.1%	シートパイル基礎		1.0	120.7 kN/m ²		55%増
case-VS4		60.5%	シートパイル基礎		0.5	103.2 kN/m ²		32%増

相対密度 $D_r=90\%$ の荷重変位関係（図-2.6 (a)）を見ると，直接基礎（case-VF1，VF2）は $s/B=0.07 \sim 0.10$ 程度で $P/A_f=210 \sim 220$ kN/m²程度の明確なピークを示し，その後荷重低下している．荷重低下は2次元模型（case-VF1）の方が著しく， $s/B=0.10$ までにピーク荷重の7割程度まで急激に低下している．それに対してシートパイル基礎（case-VS1，VS2）では， $s/B < 0.0$ の範囲ではシートパイル単独での貫入抵抗が発揮され，フーチング底面と地盤と接触する $s/B=0.0$ 以降でシートパイル基礎としての鉛直抵抗が発揮されている．直接基礎と比較するとピーク荷重の改良効果に加えて，ピーク後の荷重低下量が小さくなるという改良効果も確認できるが，剛性については大きな改良効果は確認できない．シートパイル基礎のうち，シートパイルが4面に配置された3次元模型（case-VS2）は特に改良効果が大きく，荷重は $s/B=0.15$ 付近までほぼ線形に増加し， $s/B=0.30$ まで載荷しても荷重低下は示さなかった． $s/B=0.10$ 時点では直接基礎（case-VF2）のピーク荷重の約1.8倍， $s/B=0.30$ 時点では約3倍の支持力を発揮している．一方，2次元模型（case-VS1）では，ピーク荷重についてはシートパイルの貫入抵抗分（ $s/B=0.0$ 時点での正規化鉛直荷重）程度の改良効果しかみられない．ピーク荷重以降の荷重低下量については改良効果が大きく，荷重低下後でも直接基礎（case-VF1）のピーク荷重を上回っている．

相対密度 $D_r=60\%$ の荷重変位関係（図-2.6 (b)）を見ると，基本ケースとなる根入れ無し
の直接基礎（case-VF3）は $s/B=0.07$ 程度で $P/A_f=80$ kN/m²程度の明確なピークを示し，その後荷重低下している．ピーク荷重は， $D_r=90\%$ の4割以下であるが，ピーク荷重後の荷重低下

の度合いは $D_f=90\%$ の場合よりも小さく、低下幅はピーク荷重の約10%程度である。それに対して根入れした直接基礎（case-VF4, $D_f=0.5B$ ）を比較すると、根入れによる改良効果として、極限支持力および荷重低下量の改良効果が確認できるが、剛性の改良効果は見られない。一方、シートパイル基礎（case-VS3, VS4）の改良効果は、極限支持力に対してシートパイルの貫入抵抗分（ $s/B=0.0$ 時点での鉛直荷重）を大きく上回る改良効果が確認できる他、荷重低下も生じておらず、荷重低下を抑制する効果も確認できる。しかし、剛性に関しては $D_f=90\%$ のケースと同様に大きな改良効果は確認できない。

根入れした直接基礎とシートパイル基礎の極限支持力の改良効果（表-2.3）について根入れ深さに着目して比較すると、根入れした直接基礎（case-VF4, $D_f=0.5B$ ）は、同じ根入れ長さのシートパイル基礎（ $L=0.5B$, case-VS4）よりは改良効果が大きい、倍の根入れ長さのシートパイル基礎（ $L=1.0B$, case-VS3）よりは小さい。

2.2.2 フーチング底面の地盤反力と荷重分担

ここでは底面ロードセルにより計測した底面反力度を整理し、シートパイル基礎のフーチング底面反力の改良効果および負担比率について検討する。図-2.7に $D_f=60\%$ 上で2次元模型の根入れ無しの直接基礎（case-VF3）およびシートパイル長 $L=1.0B$ のシートパイル基礎（case-VS3）のフーチング底面鉛直地盤反力度と s/B の関係を示す。鉛直地盤反力度は、 i 番目の底面ロードセルの値 q_i とそれらの平均値 q_{ave} を示す。また、直接基礎のケース（case-VF3）ではジャッキ側で計測した正規化鉛直荷重 P/A_f も同時に示す。

図-2.7 (a)に示す直接基礎（case-VF3）は、載荷初期段階からフーチング中央部の地盤反力度（ q_3 ）が特に大きくなっている。基礎全体の剛性が低下し始める $s/B=0.06$ 程度から、両端の地盤反力度（ q_1, q_5 ）が先行して荷重低下している。中央部付近の地盤反力度（ $q_2 \sim q_4$ ）は基礎全体でピーク荷重となる $s/B=0.08$ 程度まで増加して最大荷重となり、その後は荷重低下している。

なお、直接基礎の場合は、平均地盤反力度 q_{ave} は正規化鉛直荷重 P/A_f と一致するはずであるが、本実験ではおよそ10%程度の誤差が生じている。これは図-2.3 (a)に示すようにロードセルが中央部のみに配置されているため、奥行き方向の底面反力分布の不均一性の影響から生じる誤差であるが、その影響は比較的小さく、底面反力度の計測方法としては概ね妥当であるといえる。

一方、図-2.7 (b)に示すシートパイル基礎（case-VS3）では、 $s/B=0.1$ 程度で中央部の地盤反力度（ q_3 ）が降伏して荷重低下している。全体としては、 $s/B=0.13$ 付近で地盤反力分布がほぼ均一となり、その後も同程度の地盤反力度を保持している。中央部の地盤反力度の最大値は直接基礎と同等（約 100kN/m^2 程度）であるが、中央部以外での地盤反力度の最大値には改良効果があり、端部ほど改良効果は大きく、結果的に平均地盤反力度 q_{ave} にも改良効果がみられる。

次に、シートパイル基礎のフーチング底面での荷重負担について検討するため、載荷荷重（ P/A_f ）、フーチング底面負担荷重（底面鉛直反力度の平均値 q_{ave} ）、およびシートパイル負担荷重（ $P/A_f - q_{ave}$ ）と沈下量の関係を図-2.8に示す。また比較のため直接基礎の載荷荷重（ P/A_f ）も同時に示した。

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

図-2.8 (a)は $D_r=90\%$ の2次元模型のシートパイル基礎 (case-VS1) である。シートパイル基礎の底面負担分 (q_{ave}) は直接基礎 (case-VF1) とほぼ同等の最大値を示している。その後荷重低下しているものの、荷重低下後の荷重は直接基礎に比べて大きい。図-2.8 (b) は、 $D_r=90\%$ の3次元模型のケース (case-VS2) である。シートパイル基礎の底面負担分は、初期剛性は直接基礎よりも小さいものの、 $s/B=0.10$ 以降で直接基礎 (case-VF2) を上回る。図-2.8 (c)は $D_r=60\%$ の2次元模型のケースであり、シートパイル長さの異なる2ケース (case-VS3, VS4) について記している。底面負担分はシートパイル長さによらず2ケースともほぼ同等で、その最大値は直接基礎を上回り、直接基礎のような荷重低下は生じていない。

シートパイル負担分 ($P/A_f - q_{ave}$) は、フーチング接地前 ($s/B < 0.0$) では、シートパイル単独での貫入抵抗である。図-2.8の各ケースを比較すると貫入抵抗は、密地盤ほど、および根入れが長いほど貫入抵抗が大きくなる定性的な傾向が確認できる。また、いずれのケースでも、フーチング接地後にシートパイル負担分が増加していることがわかる。

また、図-2.8からシートパイル基礎の底面負担分の極限支持力に達するまでの剛性について比較すると、いずれのケースにおいても直接基礎よりも剛性が低くなっている。特にシートパイルの鉛直支持力が大きいほど、底面負担分の剛性の低下が大きい。

2.2.3 シートパイルの曲げ変形

2次元シートパイル基礎模型のシートパイル曲率 (左右2枚の平均値) と沈下量の関係を図-2.9に示し、同時に底面ロードセルによる底面鉛直反力度の平均値も示す。曲率の符号は基礎の外側へ開く方向を正としている。

図-2.9 (a)は $D_r=90\%$ の2次元シートパイル基礎模型のケース (case-VS1) である。シートパイル頭部では、沈下が進むにつれ、基礎の外側へ開く方向の変形が生じ、特にフーチング底面反力度が荷重低下する $s/B=0.08$ 程度を超えてから更に変形が大きくなり、 $s/B=0.2$ まで曲率は増加し続けている。一方、地中部では基礎の内側へ閉じる方向の曲率が生じており、 $s/B=0.10$ 程度以降では曲率の増加は止まっている。図-2.9 (b)は $D_r=60\%$ でのシートパイル長さ $L=1.0B$ の2次元シートパイル基礎模型のケース (case-VS3) である。フーチング接地以前、すなわちシートパイルの貫入段階 ($s/B < 0$) からシートパイル頭部での外方向への曲率が生じている。その曲率の増加傾向はフーチングが接地すると大きくなり、底面反力度の剛性が低下し始める $s/B=0.10$ 程度からはさらに変形が大きくなるが、その後 $s/B=0.15$ 程度からは曲率が若干低下する。一方、地中部では、 $s/B=0.0$ から 0.05 までの間で内側への曲げ変形が増加し、それ以降は変形が元に戻っている。このような変形形状を模式図で示すと図-2.10 のようになり、フーチング下の地盤が外に移動するのをシートパイルが抑えるような変形であることがわかる。

2.2.4 画像解析による地盤変位計測結果

画像解析により求めた地盤変位の計測結果を図-2.11 ($D_r=90\%$)、図-2.12 ($D_r=60\%$) に示す。それぞれ、(a)が直接基礎 ($D_f=0$)、(b)がシートパイル基礎 ($L=1.0B$) の結果であり、図中に示したラインが各標点の変位軌跡である。(c)は、両方のケースの地盤変位をシ

ートパイル近傍を拡大して同時にプロットしたものである。(c)中の地盤変位の軌跡は、極限支持力発揮以前の地盤変位を細線で、極限支持力発揮以降の地盤変位を太線で記している。

図-2.11, 2.12より、いずれも地盤が側方に向かって移動していることがわかる。また図-2.11 (c), 図-2.12 (c)より、極限支持力発揮以前(細線部)は水平変位量は小さく、極限支持力を境に地盤変位方向が側方へ変化していることがわかる(太線部)。また、極限支持力発揮以前(細線部)はシートパイル基礎と直接基礎でほぼ同一の変位軌跡となっているのに対して、極限支持力発揮以降(太線部)では、シートパイル基礎と直接基礎で異なる挙動となっており、特にフーチング端部からシートパイル周辺の地盤でその違いが顕著である。

極限支持力発揮以降(太線部)のシートパイル周辺の地盤変位の水平成分を比較すると、直接基礎では浅い位置の方が水平変位量が大きい。のに対して、シートパイル基礎では地表付近は水平変位は小さく、シートパイル先端付近の方が水平変位が大きくなっている。この形状は、図-2.10に示したシートパイルの変形形状の模式図と同様の形状である。

また、図-2.11 (a)の $D_r=90\%$ の直接基礎のケース(case-VF1)では、色砂の水平ラインの不連続部から、フーチング直下に逆三角形のくさびを形成するようなすべり線が生じていることが確認できる。直接基礎(case-VF1)の色砂の不連続部を通して推定したすべり線を図-2.11 (a)および(c)中に点線で記した。図-2.11 (c)を見ると、すべり線の外側の地盤で極限支持力発揮以降の地盤変位(太線部)が外向きに急変し、内側では極限支持力発揮以降も鉛直に変位しているのがわかる。

なお、 $D_r=90\%$ の直接基礎のケース(case-VF1)以外では色砂の水平ラインを設けていないため、明確なすべり線は確認できなかったが、図-2.11 (b)の $D_r=90\%$ のシートパイル基礎のケース(case-VS1)では、大きくゆがんだ標点があり、その近傍にすべり線が発生していると考えられる。

2.3 考察

ここではシートパイル基礎の鉛直支持力の改良効果発現メカニズムについて、底面ロードセルの計測(図-2.7, 図-2.8), 模型シートパイルのひずみ計測(図-2.9, 図-2.10)および画像解析による地盤変位計測(図-2.11, 図-2.12)を元に考察を行う。

まず、特に改良効果が大きい $D_r=60\%$ の2次元模型について考察する。図-2.8 (c)より極限支持力発揮時では、シートパイル基礎の底面反力分が直接基礎を上回る効果に加えて、シートパイル軸力負担分も大きく上昇していることが明らかである。すなわち、直接基礎の支持力にシートパイルの支持力を単純に合計するよりも高い改良効果が得られていることが大きな特徴である。

このうち、フーチング底面反力の改良効果については、底面反力度分布(図-2.7)より、フーチング中央部での極限支持力度を上昇させるのではなく、直接基礎では先行降伏するフーチング端部での支持力度を上昇させ、底面反力を均一化させることで全体の底面反力負担分の改良効果が発揮されていることがわかる。このような端部支持力の改良効果は、シートパイルが地盤の側方への移動を拘束することで発揮されると考えられる。地盤変位

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

の比較(図-2.12(c))からも、フーチング端部下付近で、地盤が側方へ移動するのを拘束していることがわかる。

もう一方のシートパイルの軸力負担分の増加効果については、周面摩擦力の上昇効果であると推定される。これは、図-2.12のようにフーチング下の地盤が側方に移動しようとするのを、シートパイルは図-2.10に示すように変形しながら拘束しているため、シートパイル表面での土圧が上昇していると考えられ、その結果、周面摩擦力が上昇していくと考えられるからである。しかしながら、本実験では、模型シートパイルの軸力分布や土圧分布の計測を行っていないため、周面摩擦上昇のメカニズムを直接確認することはできていない。

このように、極限支持力については改良効果が発揮されているものの、極限支持力に至るまでの鉛直剛性については、底面負担分単独の剛性が直接基礎を下回って(図-2.8(c))シートパイル負担分の増加と相殺されるために、結果的にシートパイル基礎全体での剛性の改良効果は発揮されていない(図-2.6(b))。これは、フーチング直下地盤が、シートパイルの周面摩擦力の増加分の反力を負担してシートパイルに引き込まれるように沈下して、相対的に底面負担分の剛性が低下したものと考えられる。また、シートパイルが地盤に比べて曲げ剛性が低いために、底面剛性の改良効果が発揮されなかったことも要因と考えられる。図-2.9(b)に示すようにシートパイル基部の曲げ変形は載荷初期から発生しており、図-2.12の極限支持力発揮以前でのシートパイル先端付近の地盤でも直接基礎と同じ程度の若干の水平変位が発生している。すなわち、シートパイル程度の剛性では、極限支持力発揮以前のフーチング直下地盤の弾性的な水平変位の発生を拘束することができないため、極限支持力以前では底面負担分の改良効果が発揮されなかったものと考えられる。

次に、 $D_r=90\%$ の場合について考察する。2次元模型では、図-2.8(a)に示すように底面反力負担分の極限支持力(ピーク荷重)については改良効果は発揮されず、シートパイル負担分の改良効果のみが発揮されていることがわかる。これは、密な地盤で局所的なすべり線の発生により極限支持力が決定される場合には、シートパイルの剛性程度ではすべり線の発生を拘束するほどの剛性が発揮されないため、底面反力負担分の改良効果が発揮されなかったものと考えられる。しかしながら、極限支持力発揮後の荷重低下に対しては、図-2.11に示されるようにすべり線発生後の地盤の水平変位をシートパイルが拘束することで底面負担分の荷重低下を抑制する改良効果が発揮されている。また、図-2.9(a)からも、シートパイルの変形が極限支持力度を發揮した以降で大きくなっており、地盤の拘束効果は極限支持力度を發揮した以降に顕著となっていることがわかる。

一方、 $D_r=90\%$ の3次元模型の底面反力負担分は、 $s/B=0.1$ 時点では改良効果はみられないが、その後も荷重増加しており(図-2.8(b))、シートパイル基礎でも明確な荷重低下を示した2次元模型よりも改良効果が大きいといえる。これは、3次元模型では直接基礎の荷重低下が小さい(図-2.6(a))ことから、2次元模型のような局所的なすべり線は発生していないと考えられ、変形が進むにつれて拘束効果が発揮されるためと考えられる。

以上をまとめると、シートパイル基礎の鉛直支持力の改良効果発現メカニズムは、以下の2点によるものと考えられる。

1. シートパイルが内部土の側方移動を拘束することにより、底面支持力(特に端部)が上昇する
2. 内部土がシートパイルを押し出すように移動することにより、シートパイル側面の接触圧が高くなってシートパイルの周面摩擦力が上昇する

これらの改良効果は、フーチング底面下の地盤の側方への移動量に応じて発現すると考えられる。そのため、地盤が緩い方が極限支持力以前から地盤の水平方向への変位が生じるため、改良効果が大きくなると考えられ、逆に地盤が密な場合では、1.の効果が期待できなくなる場合も生じる。このような改良効果発現メカニズムを十分に発揮させるためには、シートパイルによる支持力負担のみではなく、フーチング底面と地盤を十分に密着させ、シートパイルで拘束された地盤の支持力と組み合わせることが重要と考えられる。

2.4 まとめ

本章では、模型載荷実験によりシートパイル基礎の鉛直支持力特性の改良効果を確認し、その抵抗メカニズムについて考察を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- ・極限支持力の改良効果がある
- ・ピーク荷重後の荷重低下量を抑制する改良効果がある
- ・鉛直剛性については改良効果は期待できない
- ・地盤密度が低いほど改良効果が大きい
- ・3次元模型の方が改良効果が大きい
- ・シートパイル長が長いほど改良効果が大きい

また、シートパイル基礎の鉛直支持力特性の改良効果発現メカニズムとしては、フーチング底面下の地盤が水平方向に変位し、それをシートパイルが拘束することで発現するものであり、具体的には以下の2点として発揮されると考えられる。

- ・シートパイルの内部土拘束により底面支持力が上昇する
- ・内部土拘束によりシートパイルの周面摩擦力が上昇する

なお、本実験では乾燥砂での実験であるため、液状化が懸念される場合や軟弱な粘性土地盤で圧密沈下が懸念されるような地盤では異なるメカニズムとなる可能性がある。また、シートパイルの長さも基礎幅程度を対象としており、シートパイルの支持力が非常に高い場合には、フーチング底面での支持力が発揮されず、改良効果が低下する可能性も考えられる。

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

参考文献（第2章）

- 1) 渡辺健治, 館山勝: 画像解析システムを用いた模型擁壁実験に関する考察, 鉄道総研報告, Vol.17, No.3, pp.19-24, 2003.3
- 2) 谷和夫, 龍岡文夫: 砂地盤上の帯基礎の底面の摩擦角分布測定に用いるロードセルの試作とその特性について, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, pp.775-776, 1985.
- 3) 鋼管杭協会 鋼矢板技術委員会: 鋼矢板 設計から施工まで, 鋼管杭協会, p.467, 2000.
- 4) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル 付属資料・掘削土留め工の手引き, pp.217, 丸善, 2001.3
- 5) 日本道路協会編: 道路土工 仮設構造物工指針, pp.107, 丸善, 1999.3
- 6) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (SI単位版) 基礎構造物・抗土圧構造物, 丸善, 2000.6
- 7) 地盤工学会基準 JGS 1521-2003: 地盤の平板載荷試験方法, 地盤調査の方法と解説, pp.495-504, 地盤工学会, 2004.
- 8) 地盤工学会基準 JGS 1811-2002: 杭の押込み試験方法, 杭の鉛直載荷試験方法・同解説 - 第1回改訂版 -, pp.41-42, 2002.

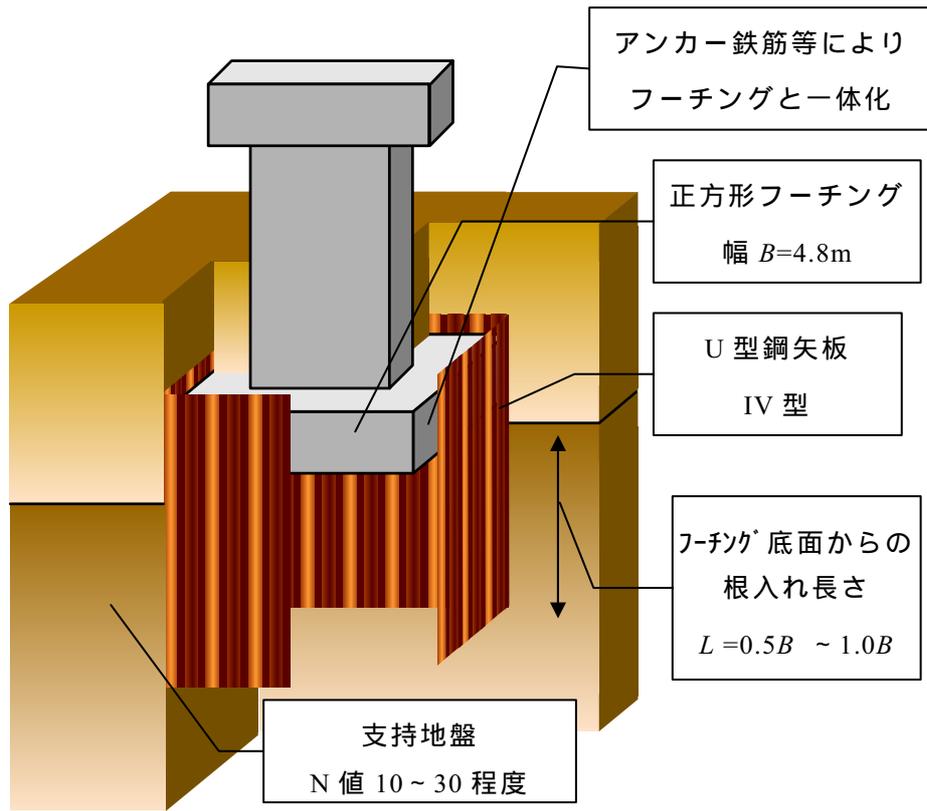


図-2.1 想定する実構造物形状

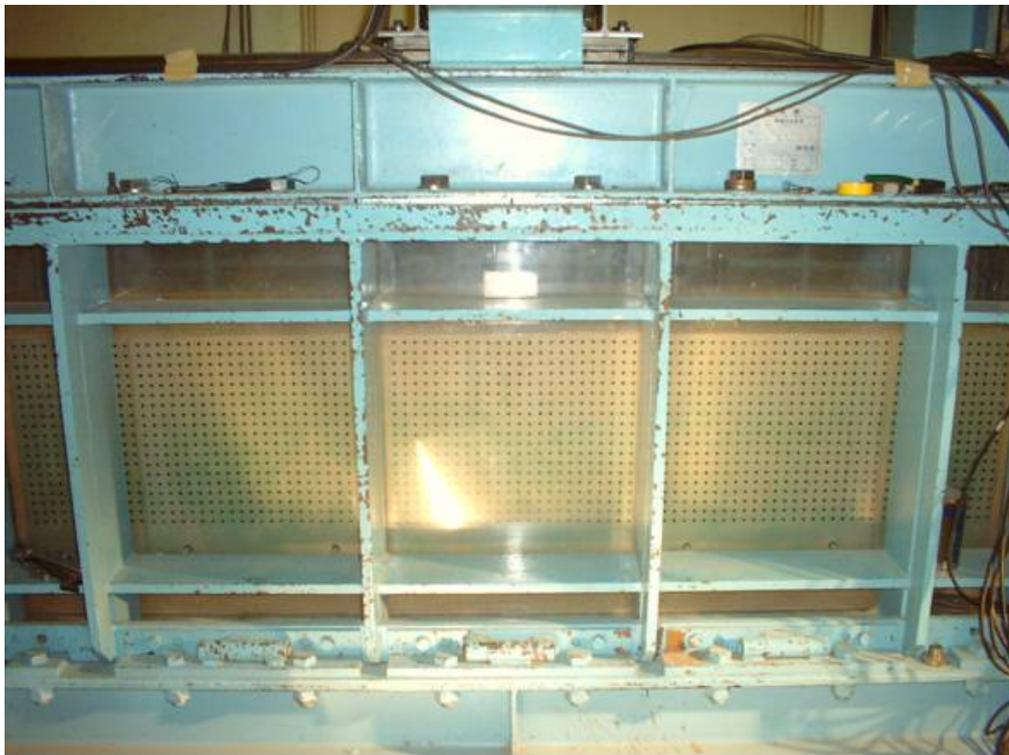


図-2.2 使用した土槽

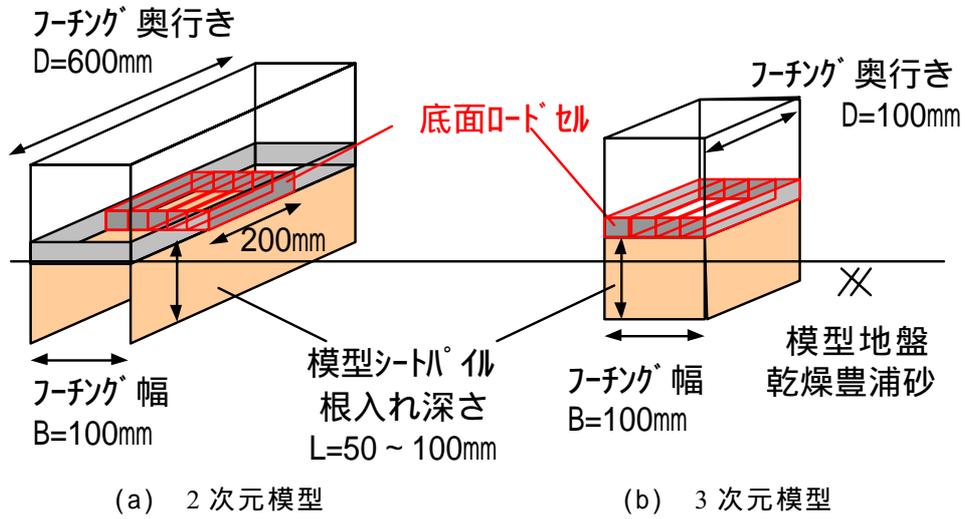


図-2.3 基礎模型形状

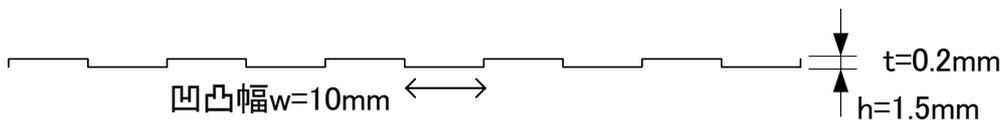


図-2.4 模型シートパイル 凹凸模型 (2次元模型用, 長さ $L=100\text{mm}$)

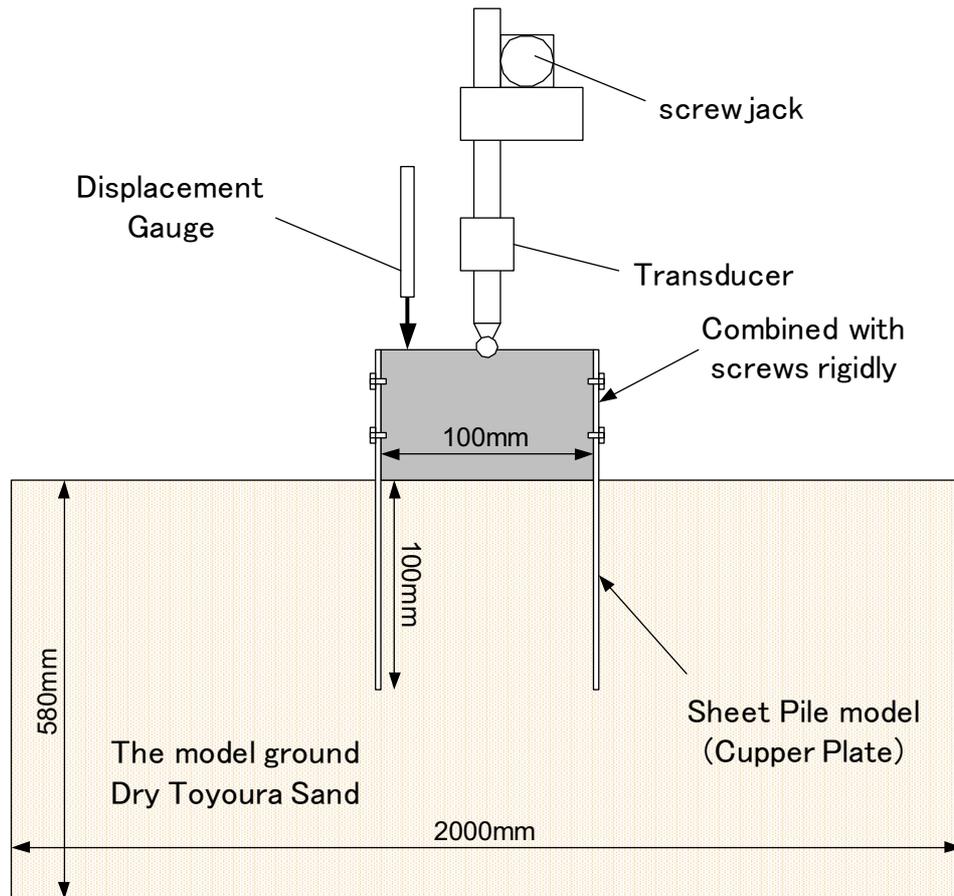
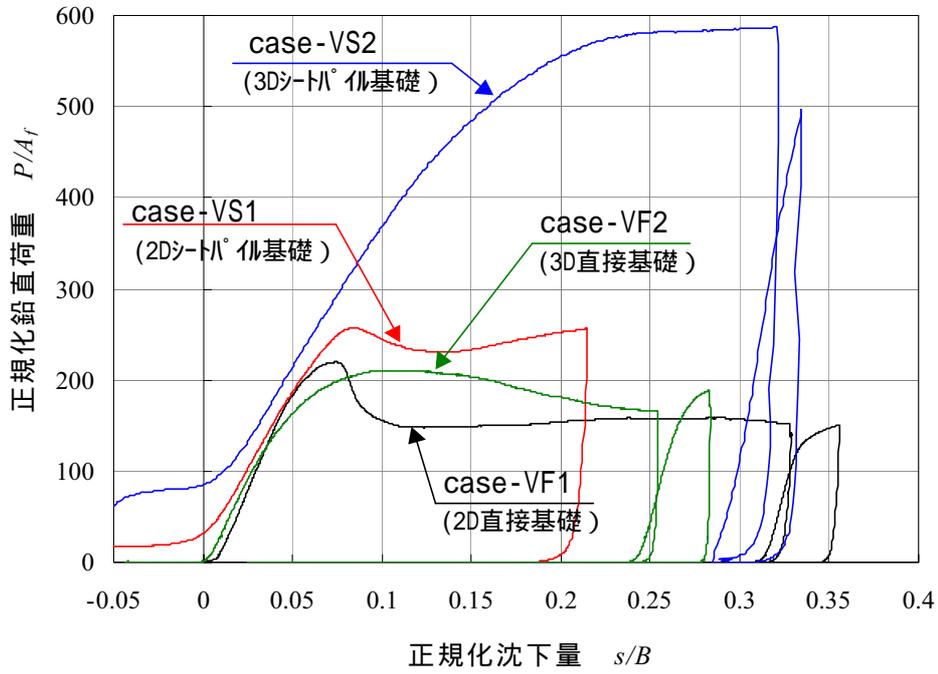
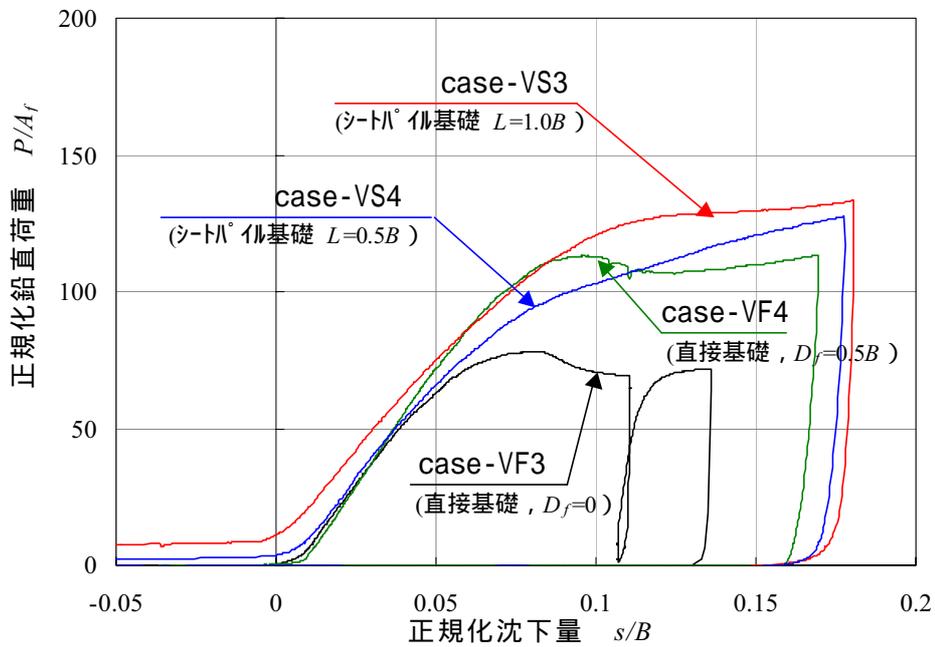


図-2.5 鉛直載荷試験装置 (2次元模型, シートパイルの根入れ長さ $L=100\text{mm}$)

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

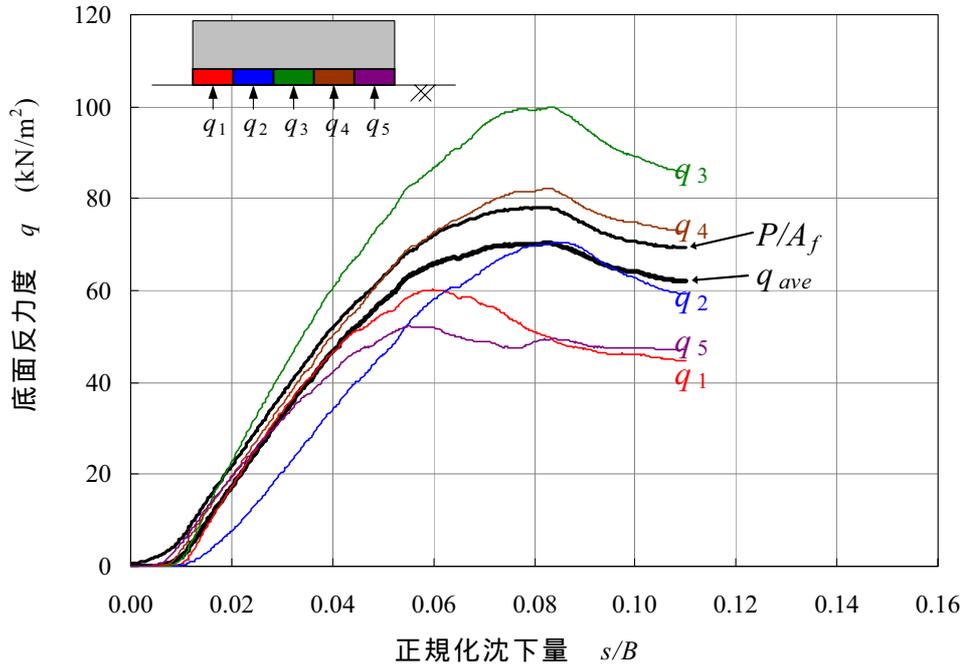


(a) case-VF1,VF2,VS1,VS2 : $D_f=90\%$

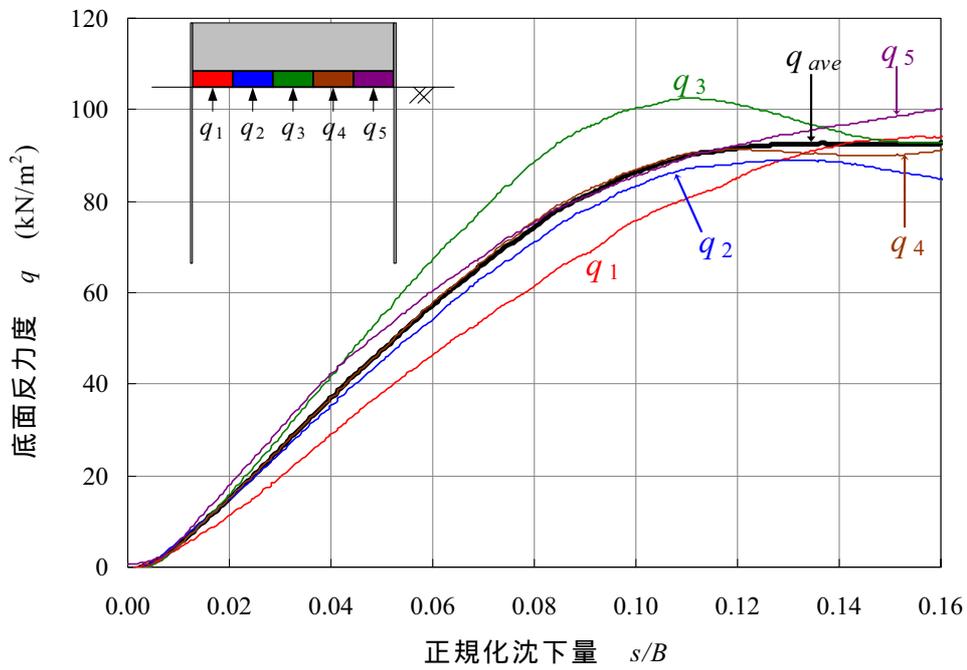


(b) case-VF3,VF4,VS3,VS4 : $D_f=60\%$

図-2.6 荷重変位関係



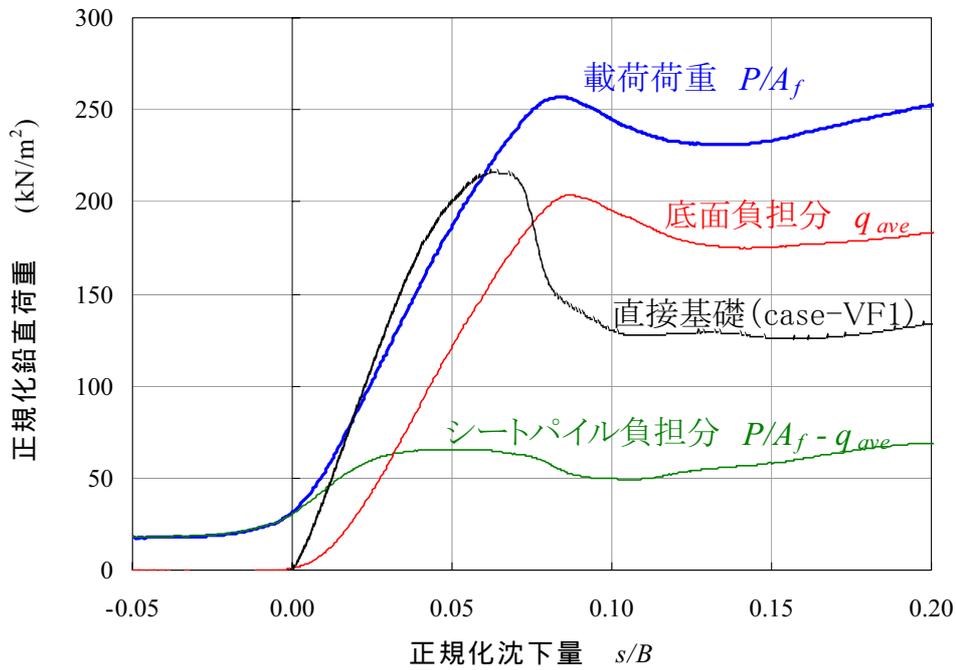
(a) case-VF3 (直接基礎, $D_f=0$)



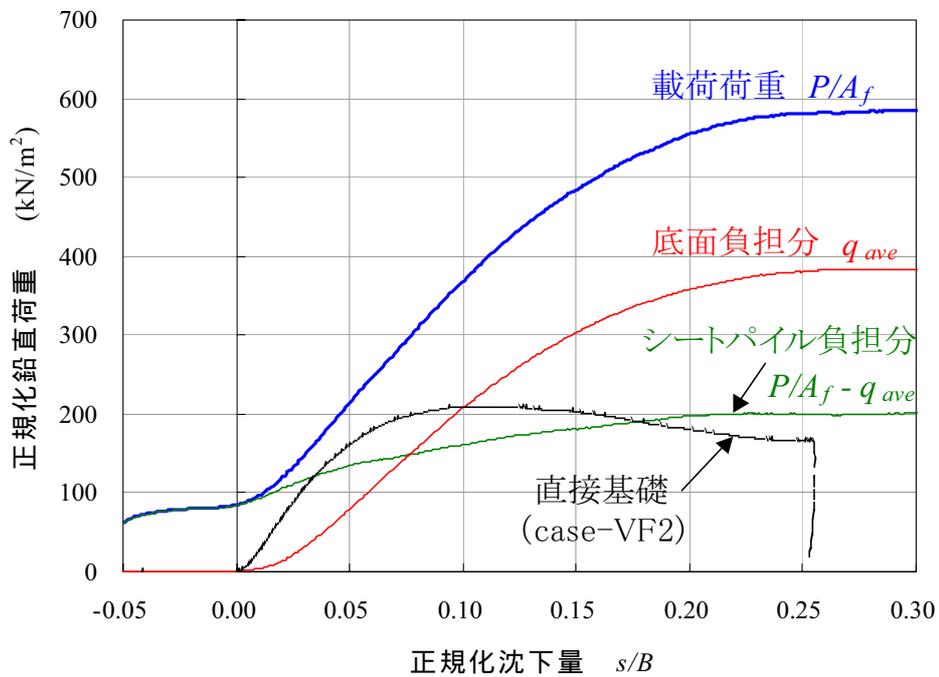
(b) case-VS3 (シートパイル基礎, $L=1.0B$)

図-2.7 底面反力度～沈下量関係 ($D_r=60\%$, 2次元模型)

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

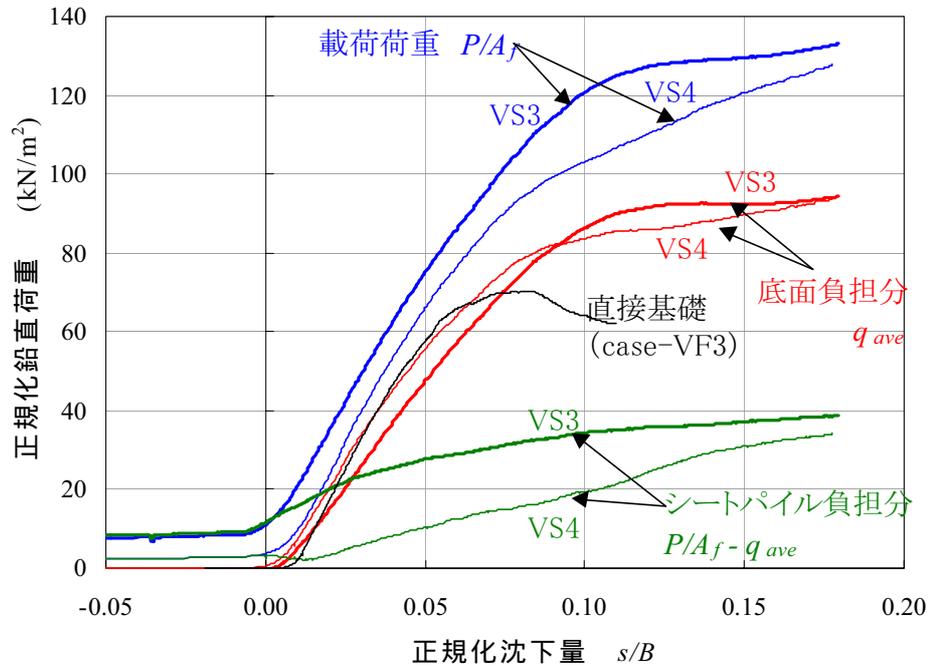


(a) case-VS1 ($D_r=90\%$, 2次元模型)



(b) case-VS2 ($D_r=90\%$, 3次元模型)

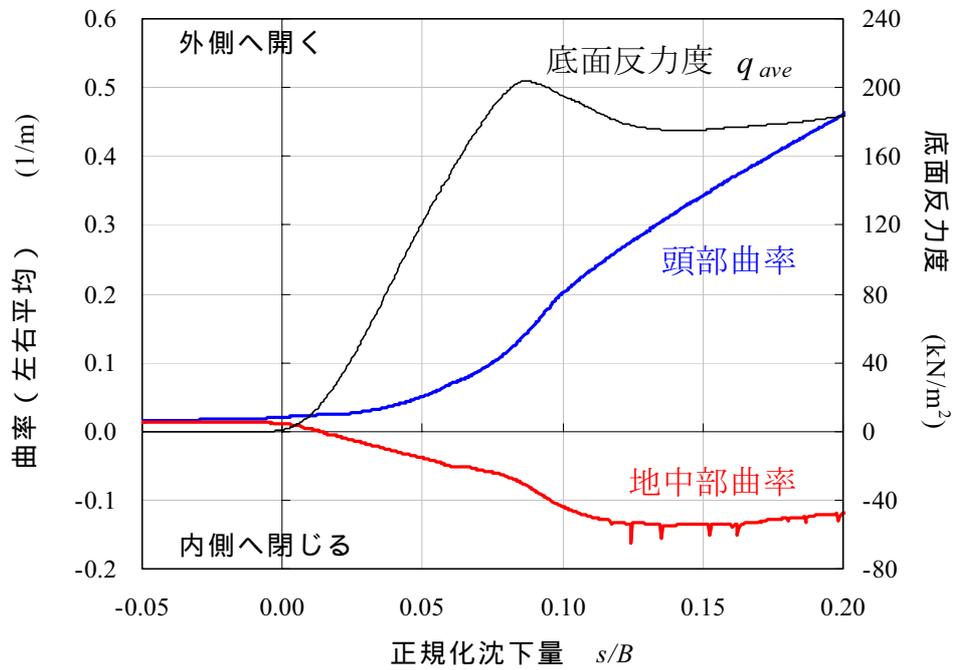
図-2.8 負担箇所別の荷重変位関係



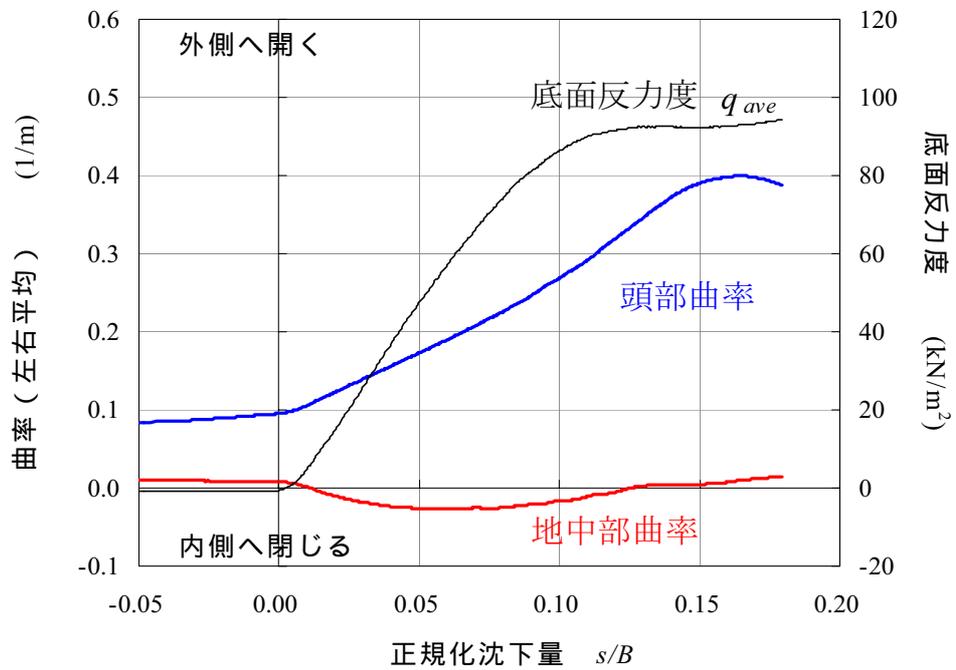
(c) case-VS3, VS4 ($D_r=60\%$, 2次元模型)

図-2.8 負担箇所別の荷重変位関係

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験



(a) case-VS1 : $D_r=90\%$, 2次元シートパイル基礎 , $L=1.0B$



(b) case-VS3 : $D_r=60\%$, 2次元シートパイル基礎 , $L=1.0B$

図-2.9 シートパイル曲率～沈下量関係

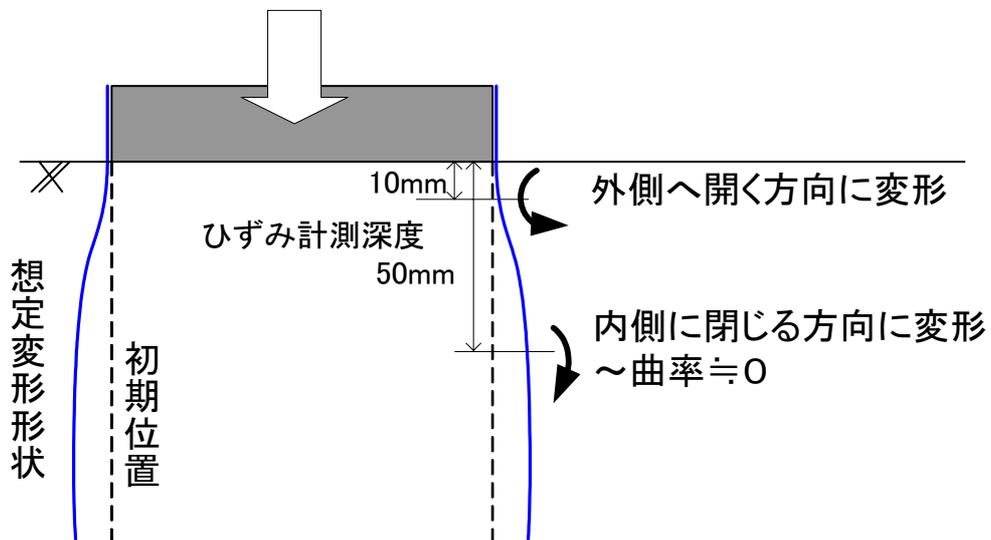
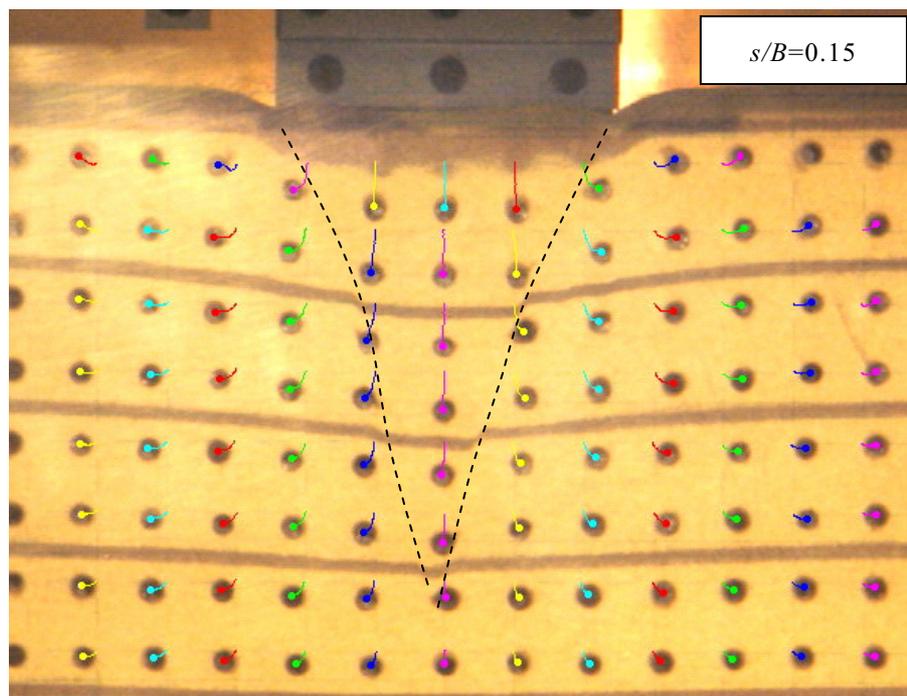


図-2.10 シートパイルの変形形状 (模式図)

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

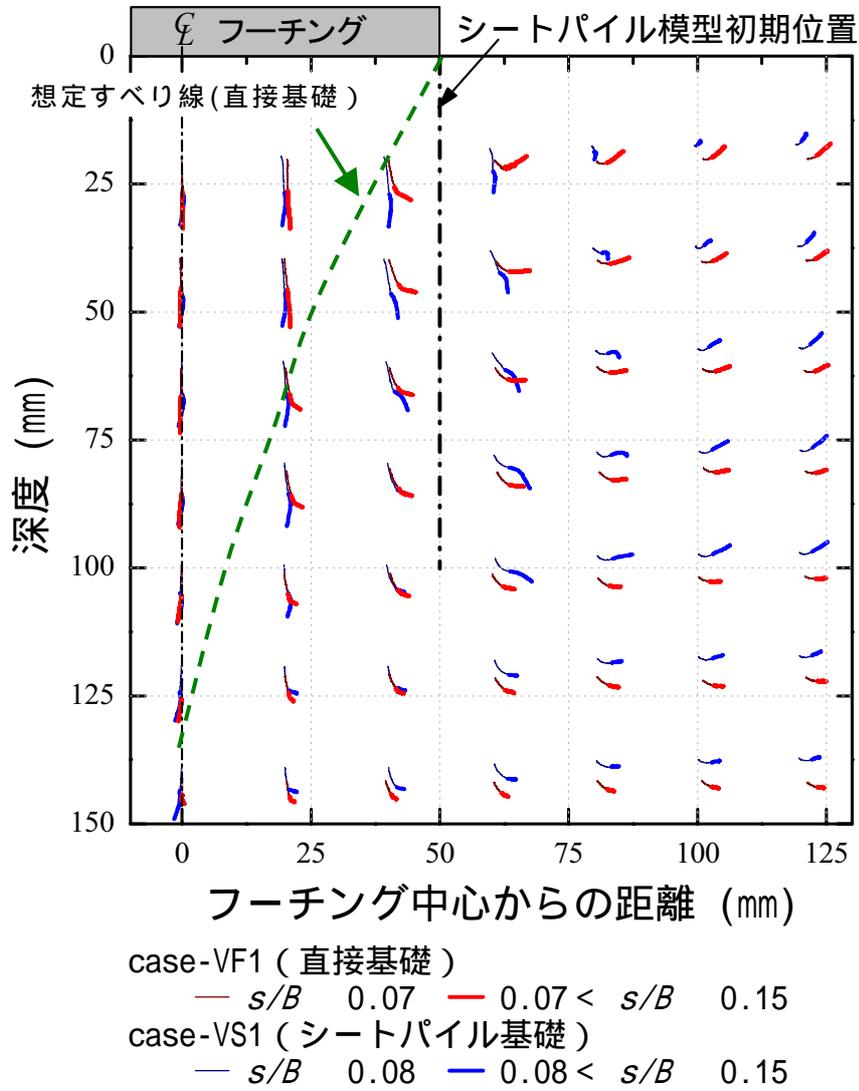


(a) case-VF1 (直接基礎)



(b) case-VS1 (シートパイル基礎, $L=1.0B$)

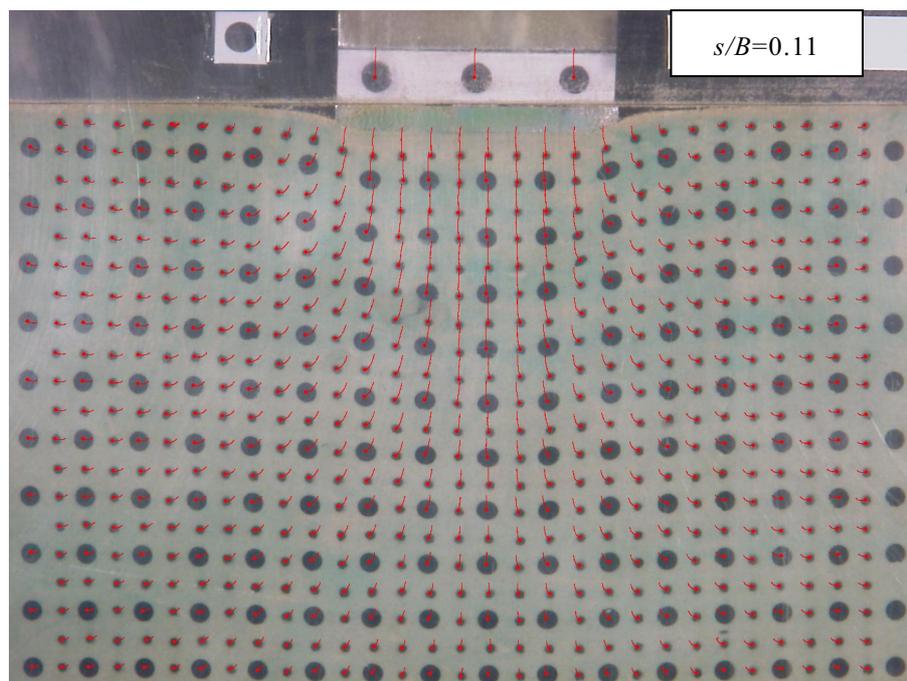
図-2.11 画像解析による地盤変位計測結果 ($D_r=90\%$)



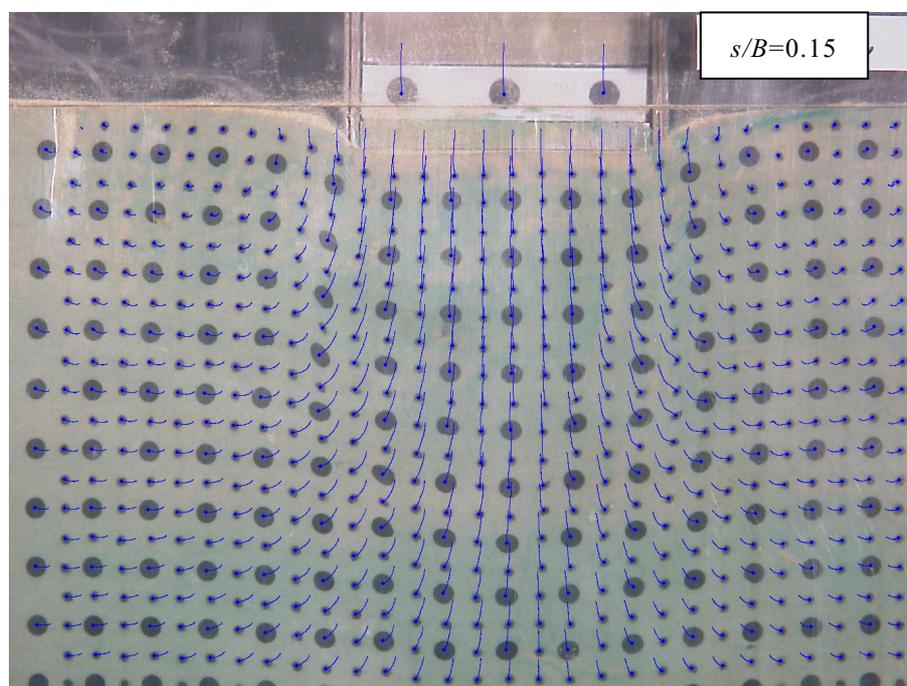
(c) シートパイル近傍での変位比較

図-2.11 画像解析による地盤変位計測結果 ($D_r=90\%$)

第2章 鉛直抵抗特性に関する静的室内模型実験

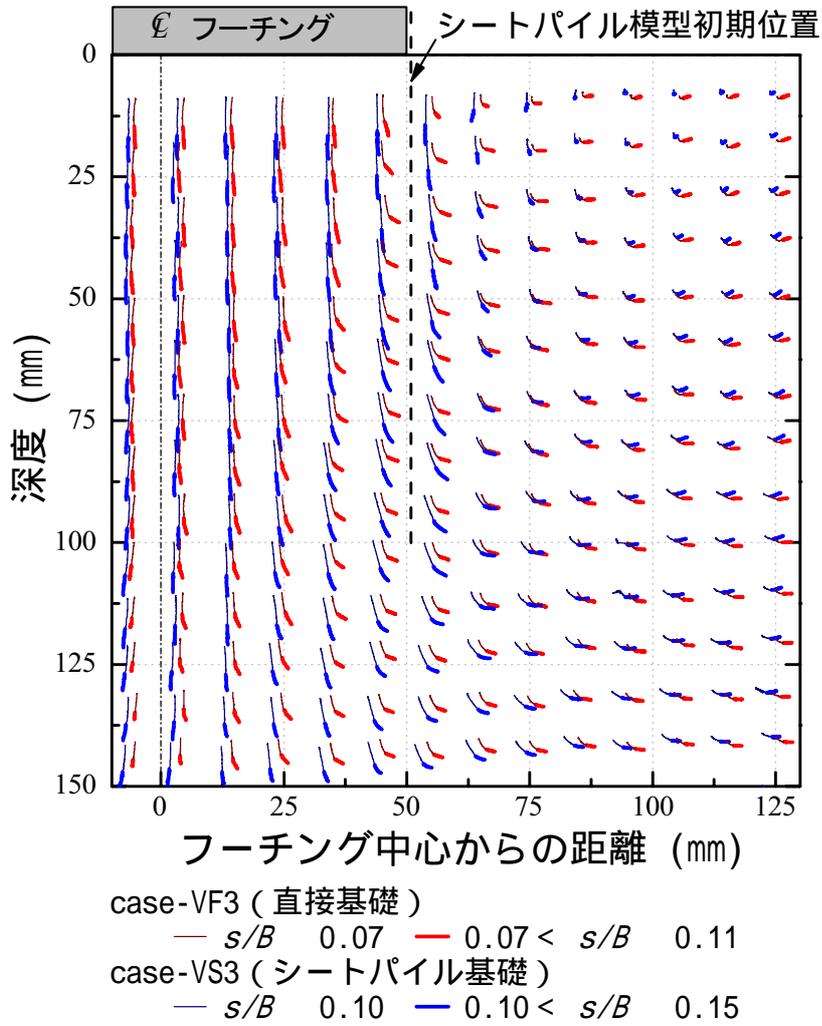


(a) case-VF3 (直接基礎)



(b) case-VS3 (シートパイル基礎, $L=1.0B$)

図-2.12 画像解析による地盤変位計測結果 ($D_r=60\%$)



(c) シートパイル近傍での変位比較

図-2.12 画像解析による地盤変位計測結果 ($D_r=60\%$)

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験 (1g 場, 縮尺約 1/50, 2次元模型)

本章では模型地盤上のシートパイル基礎模型および直接基礎模型に対する静的水平交番載荷実験について示す。

3.1 実験の概要

実験の概要を以下に示す。なお、使用材料や寸法等の模型諸元については、第2章での鉛直載荷実験とほぼ同一であるためここでは記載を省略する。詳細は「2.1.1 模型の概要」、 「2.1.2 模型シートパイル」を参照されたい。

3.1.1 載荷装置

基礎構造物に鉛直荷重と水平荷重および回転モーメントの組み合わせ荷重を作用させる模型実験では、コンクリート部材での2軸試験¹⁾等と比べて変位量が大きくなるため、ジャッキ荷重、特に鉛直荷重を作用させ続けるための工夫が必要となる。最も簡易かつ確実に鉛直荷重を作用させる方法は、鉄塊等の錘の自重による方法²⁾であるが、橋梁の桁相当の死荷重を作用させるには非常に大きな錘が必要となるため、実験可能な鉛直荷重レベルが比較的小さくなってしまふことや、基礎の傾斜により偏心モーメントが生じた場合 ($P-\delta$ 効果) の制御が難しくなることなどの問題がある。一方、鉛直荷重をジャッキにより載荷させる場合には、基礎の大きな変形にジャッキの載荷軸を追随させる特殊な載荷装置が必要となる。鉛直荷重をジャッキで載荷した実験事例としては、滑動装置に固定した水平ジャッキごと鉛直ジャッキで載荷する構造³⁾や、ジャッキをピン固定として基礎の変形に応じてジャッキが回転する構造⁴⁾、滑動装置上にピン固定したジャッキを組み合わせた構造⁵⁾、⁶⁾などがあり、それぞれ実験対象としている基礎の変形の特徴に応じた工夫がなされている。

本実験においては、水平力の載荷高さが比較的高く、回転モーメントが主体となること、基礎の累積沈下が生じること等の条件を考慮し、図-3.1に示すような載荷装置を新たに考案・製作して水平交番載荷実験を行った。以下にその構造を説明する。

鉛直ジャッキは荷重制御とするため、空圧制御のベロフラムシリンダーを使用した。フーチング側のヒンジ部 (くさび構造) を滑動装置 (リニアガイド) の上に配置して、フーチングの変位 (水平変位, 沈下, 回転) に追随できる構造とした。水平ジャッキは変位制御とするため、スクリュージャッキを使用し、水平ジャッキ自体を鉛直リニアガイドに固定して鉛直変位に追随できる構造とした。その際、水平ジャッキはカウンターウェイトによりその自重が基礎模型に作用しないようにした。水平ジャッキの先端は、フーチング底面から 230 mm および 330 mm (フーチング幅の 2.3~3.3 倍) の高さにピン結合した。これは実構造物において高さ 10~16 m 程度の単線鉄道橋脚の桁重心位置として想定したものである。

なお、このような載荷装置の構造上、フーチングの変形が生じると鉛直荷重の作用軸線

とフーチング中心がずれるため、鉛直荷重による偏心モーメントが発生する。これは実際の構造物の自重作用位置が偏心した際に作用する偏心モーメント（いわゆる $P - \delta$ 効果）とは逆方向の作用となるが、いずれの方向の偏心であってもその影響を適切に補正すれば基礎の抵抗特性としての評価には支障は無いと考えられる。そこで、フーチング底面中心に作用するモーメントおよび水平力を、それぞれ補正載荷モーメント M' 、補正水平荷重 P' として次式により補正を行った（図-3.2）。

$$M' = P \times h - V \times u \quad (3-1)$$

$$P' = M' / h \quad (3-2)$$

$$u = \delta - h \tan\theta \quad (3-3)$$

ここで、 P ：水平ジャッキ荷重、 h ：水平力載荷高さ、 V ：鉛直ジャッキ荷重、 u ：フーチング水平変位、 δ ：天端水平変位、 θ ：フーチング回転角である。

3.1.2 模型の設置および固定方法

シートパイル基礎は、実施工においては仮土留めとして用いたシートパイルを外型枠に兼用してフーチングコンクリートを打設することとなるため、鉛直荷重に対してシートパイルの支持力のみで負担するのではなくフーチング底面での荷重負担も十分期待できると考えられる。そこで水平交番載荷試験の初期状態においてもシートパイル基礎のフーチング底面にも鉛直荷重がある程度作用した状態が模擬できるような、フーチングとシートパイルの固定方法とすることが重要であり、本実験では図-3.3 および以下に示す手順で模型を設置、固定し、載荷実験を行った。

手順<1>（図-3.3 (a)） まず所定の高さまで地盤を作製した後に、模型シートパイルを底面のない仮フーチングに固定して鉛直載荷試験用のスクリージャッキ（図-2.5）により貫入した。全長を貫入した後、模型シートパイルから仮フーチングを取り外した。

手順<2>（図-3.3 (b)） 次に載荷装置を水平交番載荷用装置（図-3.1）に取り替え、模型フーチングを所定位置付近に設置した。ここで模型地盤表面の緩みの影響を除去するため、フーチングとシートパイルを結合する前に一旦フーチングのみで底面プレロードを行った。プレロードの荷重は後述する目標鉛直荷重 V_0 と同程度の 1.2 kN程度とした。

手順<3>（図-3.3 (c)） その後、模型フーチングが浮かない程度の最小限の荷重（0.1 kN程度）まで除荷した状態で、模型シートパイルを模型フーチング側面にネジで固定した。そして再度鉛直荷重を増加させて所定の目標鉛直荷重 V_0 に設定した後に、水平交番載荷を行った。

上記の模型設置および固定方法を採用した結果、水平交番載荷試験中のフーチング底面の鉛直反力は、概ね鉛直ジャッキ荷重 V の40～60%程度（後述の図-3.17参照）となり、フーチング底面とシートパイルの両方に反力が発揮された状態を模擬することができた。

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

3.1.3 目標鉛直荷重および水平変位履歴

水平交番荷重は、所定の目標鉛直荷重 V_0 を設定した後に、水平ジャッキにより正負交番でピーク変位を漸増する変位制御により行った。荷重する水平変位履歴は、「杭の水平荷重試験方法・同解説」の交番多サイクル方式⁷⁾を参考に、図-3.4に示す2種類とした。なお、本論文では、天端水平変位 δ が正の方向を紙面右側方向として、シートパイルや地盤の左右方向を表すこととする。

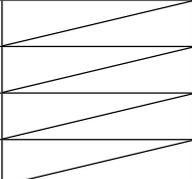
目標鉛直荷重 V_0 は実際の直接基礎構造物の死荷重レベルを模擬することとした。現行の鉄道設計標準により耐震設計された直接基礎橋脚では、死荷重と極限支持力の比がおおよそ 5 ~ 10 %程度となる事例が多い（例えば文献⁸⁾）。そこで本実験では、第2章で実施した相対密度 $D_r = 90\%$ での直接基礎の鉛直荷重実験（case-VF1）から得られた極限支持力度 P_{limit} （表-2.3）の10%程度となる1.2 kN を目標鉛直荷重 V_0 として制御した。ただし、鉛直ジャッキ（ベロフラムシリンダー）の空気圧は、圧力計を目視しながら手で圧力弁を調整したため、荷重中にロードセルで計測した鉛直ジャッキ荷重 V はおよそ 1.1~1.5 kN 程度の範囲で変動した。

3.1.4 実験ケースと計測項目

水平交番荷重実験は、地盤密度、根入れ深さ、シートパイル剛性、水平力作用位置等をパラメーターとする表-3.1に示す9ケースを実施した。

計測項目は、鉛直ジャッキの荷重 V と変位量 s （沈下量）、水平ジャッキの荷重 P と変位量 δ （天端水平変位量）のほか、フーチングの回転角 θ 、底面反力度、模型シートパイルの曲げひずみとした。なお、各変位量は目標鉛直荷重設定完了時をゼロとし、底面反力度はフーチング設置前の無負荷状態をゼロとした。

表-3.1 実験ケース

case	基礎種別	相対密度 D_r		根入長 D_f, L	シートパイル模型	荷重高 h	荷重履歴
		目標	実測				
HF1D	直接基礎	90%	87.4%	0 mm		230 mm	A
HF2L		60%	64.4%	0 mm			
HF3L			60.4%	50 mm			
HF4L		60.4%	0 mm	330 mm			
HS1D	シートパイル基礎	90%	86.2%	100 mm	薄肉模型	230 mm	B
HS2L		60%	64.4%	100 mm	t=0.2mm		
HS3L			60.1%	100 mm	凹凸模型		
HS4L			60.1%	50 mm			
HS5L		60.4%	50 mm	t=0.2mm	330 mm		

ケース名の記号の意味

H：水平荷重

F：直接基礎，S：シートパイル基礎

D：密地盤 ($D_r = 90\%$)，L：緩地盤 ($D_r = 60\%$)

3.2 水平交番載荷実験結果

3.2.1 荷重変位関係

図-3.5に直接基礎とシートパイル基礎の補正水平荷重 P' ～天端水平変位 δ 関係の履歴曲線の例を示す。直接基礎は $\delta = 3 \sim 5 \text{ mm}$ で剛性が大きく低下し、その後の2次勾配がほとんどなく一定荷重を保持している。一方、シートパイル基礎は $\delta = 2 \text{ mm}$ 程度で剛性低下しているが、その後の2次勾配があり、変位が進むにつれて水平抵抗力は増加しつづけている。なお、本章ではこのように荷重変位関係上で剛性低下が生じた時点をも、基礎の「降伏」と定義することとする。図-3.5から降伏荷重について比較すると、シートパイル基礎は直接基礎を上回っている。また、図-3.5の履歴曲線の除荷勾配をみると、シートパイル基礎は同一サイクル時の直接基礎の履歴ループと同等かそれよりも大きくなっている。特に $D_r = 90\%$ の場合（図-3.5 (a)）ではその差が顕著に現れており、シートパイル基礎の方が高い減衰特性・エネルギー吸収特性を有していることがわかる。

図-3.6には、補正水平荷重 P' ～フーチング水平変位 u 関係の履歴曲線を示す。シートパイル基礎の方がフーチング水平変位が大きく、逆に直接基礎はフーチング水平変位は小さく回転変形が主体となっていることがわかる。また、 $D_r = 60\%$ の直接基礎（図-3.6 (b)）では載荷が進むにつれてフーチングの水平変位が負側に累積しており、滑動が生じていることがわかる。シートパイル基礎では正負で差は生じるものの、累積的な変形は生じていない。

3.2.2 各種パラメーターに対する荷重変位関係の定性的傾向

荷重変位関係の定性的傾向を把握するため、正負交番載荷における各載荷サイクルの折り返し点を結んだ骨格曲線で各ケースを比較する。骨格曲線は正負両側に得られるが、ここでは両側を平均して示す。図-3.7が補正水平荷重 P' ～天端水平変位 δ 関係、図-3.8が補正載荷モーメント M' ～回転角 θ 関係の骨格曲線である。なお、これ以降、各ケースの比較を行う上では、「基本ケースとなる根入れのない直接基礎に対する改良効果」に着目することとし、特に断わりのない限り「～の改良効果」と比較対象を省略して表現する。

a) 根入れ長さの影響

図-3.7 (a)では、根入れ長さの異なるケースでの水平抵抗を比較している。根入れ深さ $D_f = 50 \text{ mm}$ の直接基礎（case-HF3L）と同じシートパイル根入れ長さ $L = 50 \text{ mm}$ のシートパイル基礎（case-HS4L）がほぼ同等の改良効果であり、シートパイル根入れ長さは、直接基礎の根入れ深さと同程度の影響があることがわかる。また、根入れ長さが長い $L = 100 \text{ mm}$ のシートパイル基礎（case-HS3L）はさらに高い改良効果を発揮している。

b) シートパイルの剛性の影響

図-3.7 (b)では、シートパイルの曲げ剛性 EI の異なるケースを比較している。曲げ剛性の高い凹凸模型（case-HS3L）の方が、薄肉模型（case-HS2L）よりも初期剛性改良効果が大きい。しかしながら、載荷変位が大きくなるとその差は小さくなり、最終サイクル時

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

($\delta=20\text{mm}$) ではほぼ同等となっており、終局状態でのシートパイル剛性の影響はシートパイル根入れ長さに比べて小さいといえる。

c) 地盤密度の影響

図-3.7 (b)では、地盤密度の異なるケースも比較している。直接基礎同士では、地盤密度の違いはほとんどない。これはフーチングの浮き上がりが非線形化の主要因となったためと考えられる。

一方、シートパイル基礎では、 $D_r=90\%$ のケース (case-HS1D) の方が、 $D_r=60\%$ でシートパイル剛性、根入れ長さが同一のケース (case-HS2L) よりも改良効果が大きくなっており、密な地盤ほど、シートパイル基礎の改良効果は大きくなる傾向にある。

d) 載荷高さの影響

図-3.8では、載荷高さの異なるケースについて、モーメント M' と回転角 θ の関係で整理して比較している。直接基礎 ($D_r=0\text{mm}$)、シートパイル基礎 ($L=50\text{mm}$) とともに載荷高さによらず同等の $M'-\theta$ 関係となっており、実験した範囲では載荷高さは改良効果には大きく影響しないことが確認できる。

3.2.3 累積沈下量

図-3.9は天端水平変位 δ とフーチングの沈下量 s (鉛直ジャッキ変位量) 関係の骨格曲線である。ここで、沈下量 s は目標鉛直荷重 V_0 設定完了時をゼロとしている。この図より、各ケースとも載荷が進むにつれて沈下が累積的に進行していることがわかる。特に $D_r=60\%$ の根入れのない直接基礎 (case-HF2L) では沈下が大きく、最終的に基礎幅の10%を超える沈下量が生じている。一方、シートパイル基礎 (case-HS3L, HS4L) は、根入れされた直接基礎 (case-HF4L) や $D_r=90\%$ の直接基礎 (case-HF1D) と同等の沈下量に抑制されていることがわかる。よって、地盤が緩く直接基礎では沈下が懸念される場合でも、シートパイル基礎とすることで沈下抑制の改良効果が期待できることがわかる。

3.2.4 回転中心深度

シートパイル基礎は根入れのない直接基礎のようなフーチング底面を回転中心としたロッキング動ではなく、フーチング自体が左右に移動するスウェイ成分が大きくなっており (図-3.6)、根入れされた直接基礎のように回転中心が深くなっている。一般に、直接基礎は根入れが深くなるほど減衰が大きくなり、耐震設計上有利となることから、ここではシートパイル基礎の応答特性を評価する指標の一つとして、ロッキング動の回転中心深度 c に着目する。回転中心深度 c は、各サイクルの折り返し点における天端水平変位 δ 、フーチング底面水平変位 u 、載荷点高さ h から式(3-4)により算出した (図-3.10)。

$$c = h \cdot u / (\delta - u) \quad (3-4)$$

式(3-4)により算出した回転中心深度の変化を図-3.11に示す。載荷初期段階では、いずれもフーチング下100mmよりも深い位置が回転中心となっているが、載荷が進むにつれ

て回転中心位置が浅くなり、最終的には根入れのない直接基礎(case-HF2L)で30mm程度、根入れした直接基礎(case-HF3L)およびシートパイル基礎(case-HS3L, HS4L)で60~80mm程度となっている。

以上より、シートパイル基礎の回転中心は根入れされた直接基礎と同程度に深くなっていることが確認できる。

3.2.5 画像解析による地盤変位計測結果

画像解析により求めた地盤変位の計測結果を図-3.12、図-3.13に示す。図-3.12は水平交番载荷中(試験開始から最終サイクル終了後に天端水平変位量 $\delta=0\text{mm}$ に戻した時点まで)のメンブレンに記した各標点の全変位軌跡であり、図-3.13は最大変位($\delta=+20\text{mm}$)付近での変位増分ベクトルを示したものである。ここで、図-3.13の変位増分ベクトルは、天端水平変位 δ が+19mmから+20mmに増加する間の各標点の地盤変位ベクトルを約50倍して表示している。(a)~(c)はそれぞれ、 $D_r=60\%$ の根入れのない直接基礎(case-HF2L)、根入れのある直接基礎(case-HF3L)、シートパイル基礎(case-HS3L)である。シートパイル基礎については、シートパイル模型の曲げ変形を無視した推定位置を点線で図中に記した。

図-3.12(a)の根入れのない直接基礎(case-HF2L)では、基礎直下地盤は左右に広がりながら全体的に沈下し、その外側は円弧すべり状に変位している。図-3.13(a)の変位ベクトルからも、フーチングの端部地盤の支持降伏に伴う破壊領域で円弧すべり状の大きな変位が生じていることがわかる。このような円弧すべり状の地盤変位は、鉛直载荷試験の場合でも観察されるが、鉛直载荷試験ではフーチング幅よりも深い領域まで地盤変位が生じる(図-2.11, 図-2.12)のに対して、水平交番载荷では偏心および浮き上がりに伴って载荷有効幅が狭くなるため、図-3.12(a)で確認できるように、地盤変位が生じる領域が浅い範囲(およそ基礎幅で浅)に限定されるのが特徴といえる。

図-3.12(b)の根入れのある直接基礎(case-HF3L)では、地盤変位の生じる領域が深い領域となり、変位量自体も根入れのない場合に比べて小さくなっている。図-3.13(b)からは、根入れ部分が底面付近を中心にして剛体回転しており、図-3.11で示した回転中心深度が深くなっている状況を確認できる。また、根入れ部分の前面の地盤には、根入れがない場合(図-3.13(a))のような上向きの変位は見られず、ほぼ一様に水平方向に変位している。

図-3.12(c)のシートパイル基礎(case-HS3L)の地盤変位軌跡を見ると、シートパイルの内側の地盤の左右への広がりには図-3.12(a)よりも小さく、シートパイルの外側では、図-3.12(b)の根入れのある直接基礎と同様に水平方向に一様な変位が生じている。すなわち、シートパイルが円弧状のすべり線を遮断するように抵抗し、フーチング直下地盤の外側へのはらみ出しを拘束して沈下量の累積を抑制していることがわかる。

一方、図-3.13(c)のシートパイル基礎(case-HS3L)の地盤変位ベクトルを見ると、全体的に図-3.13(b)の根入れのある直接基礎と同様に回転中心深度が深くなっていることがわかる。特に背面側(载荷方向と反対側)のフーチング直下地盤が斜め右上方に変位しており、根入れのない直接基礎とは異なる挙動を示している。すなわち、各载荷サイクル

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

内においては、背面側シートパイルがフーチング直下地盤を受働側（斜め右上方）に変位させ、シートパイルの内側の地盤はフーチングと一体化して動いていることがわかる。

3.2.6 フーチング底面の地盤反力

図-3.14 にフーチング底面に5分割して配置した2方向ロードセルで計測した底面反力度を示す。 $D_r=60\%$ の根入れのない直接基礎（case-HF2L）とシートパイル基礎（case-HS3L）について、最大変位時（ $\delta=+20\text{mm}$ 時）の底面鉛直応力度 p および底面せん断応力度 τ から、底面反力度ベクトルとして表示した。また、同時に基礎に作用する鉛直ジャッキ荷重 V 、補正水平荷重 P' 、およびフーチングの底面積 A_f から求めた平均応力ベクトル (V/A_f , P'/A_f) および偏心距離 $e_x=M'/V$ も同時に示した。なお、シートパイル基礎の底面せん断応力は、直前の水平荷重 $P'=0\text{kN}$ 時から $\delta=+20\text{mm}$ に到達するまでのせん断応力の増加分でベクトルを図示した。これは、水平変位の正負逆転時にロードセルとシートパイルの間に徐々に砂が入り込み、载荷サイクル毎に計測値が漸増した影響を除去するための処置である。

図-3.14 (a) の直接基礎では、前面側（主に外側の地盤からの土圧を受ける側）の端部に地盤反力が集中しており、底面反力が大きく偏心していることがわかる。また、背面側で鉛直地盤反力がゼロとなっており、浮き上がりが生じている。一方、図-3.14 (b) のシートパイル基礎では、鉛直反力は前面側に集中するもののその程度は直接基礎よりも小さく、底面反力の偏心量は比較的小さい。また、背面側の鉛直反力が残っており、浮き上がりは生じずに、地盤との接触を保持していることがわかる。

3.2.7 シートパイルの曲げ変形

模型シートパイルの頭部（フーチング底面から10mm下）に貼付したひずみゲージから計測した頭部曲率と天端水平変位 δ の関係の履歴曲線を case-HS3L（凹凸模型, $L/B=1.0$ ）について、曲率の正負の定義とともに図-3.15 に示す。载荷が進むにつれて、右側で正の曲率、左側で負の曲率が累積しており、徐々に外側に広がるように変形が進んだことがわかる。これは、シートパイルに囲まれた土塊がはらみ出すように広がって、シートパイルが外側に押し出されたためと考えられ、図-3.13 (c) の地盤変位軌跡と合致する。

3.3 考察

本節では、シートパイル基礎の改良効果発現メカニズムについて考察を行う。まず、抵抗要素を分離して評価するため、-3.16 に示すようにシートパイル基礎の抵抗成分を分解して整理する。ここで、-3.16 中の各記号は以下に示すとおりである。なお、本論文では、載荷側と反力側での比較が容易となるよう、それぞれ符号を一致させて示す（の矢印の方向を正とする）。

<鉛直力>

V : 鉛直ジャッキ荷重

V_f : フーチング底面での鉛直反力

N_R, N_L : 左右のシートパイル頭部の鉛直反力（軸力）

<水平力>

P' : 補正水平荷重

H_f : フーチング底面での水平反力

Q_R, Q_L : 左右のシートパイル頭部の水平反力（せん断力）

<モーメント>

M' ($= P' \times h$) : 補正載荷モーメント（ h : 載荷高さ）

M_f : フーチング底面での反力モーメント

M_R, M_L : 左右のシートパイル頭部での曲げモーメント

M_N : シートパイル頭部での鉛直反力の差によるフーチング中心回りの偶力モーメント（左右合計）

3.3.1 フーチング底面反力の負担

シートパイル基礎の抵抗成分のうち、フーチング底面反力について比較する。フーチング底面での鉛直反力 V_f 、水平反力 H_f 、反力モーメント M_f は、5分割した各ロードセルの鉛直応力度 p およびせん断応力度 τ から、次式により算出した。

$$V_f = p_{ave} \cdot A_f \quad (3-5)$$

$$H_f = \tau_{ave} \cdot A_f \quad (3-6)$$

$$M_f = \sum_{i=1}^5 (p_i \cdot \Delta w \cdot D \cdot \ell_i) \quad (3-7)$$

ここで、 p_i : i 番目の底面ロードセルによる鉛直応力度、 p_{ave} : p_i の平均値、 τ_{ave} : 底面ロードセルによるせん断応力度の平均値、 Δw : 底面ロードセルの受圧板幅（20 mm）、 ℓ_i : i 番目の底面ロードセル中心からフーチング中心までの距離、 D : フーチングの奥行き（600 mm）、 A_f : フーチングの底面積（6,000 mm²）である。なお、底面ロードセルではフーチングの奥行き $D = 600$ mmのうち中央部 200 mmの受圧板区間（）しか計測できていないが、式(3-5)~(3-7)では奥行き方向に均一の底面反力が発生しているものと仮定した。この

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

ため、底面反力分布の奥行き方向の不均一性による誤差が含まれることに注意を要する。例えばcase-HF3Lの直接基礎では、式(3-5)により求めた鉛直反力 V_f と鉛直ジャッキ荷重 V の誤差は約20%程度であった。

式(3-5)より求めたシートパイル基礎のフーチング底面鉛直反力 V_f の負担比率（鉛直ジャッキ荷重 V との比）の骨格曲線（正負両側平均）を図-3.17に示す。いずれのケースにおいてもフーチング底面では40～60%程度を負担しつづけたことがわかる。また、シートパイルの短い方がフーチング底面の負担比率が高くなっており、シートパイルの鉛直支持力の違いが影響していると考えられる。

次に、式(3-6)より求めたフーチング底面での水平反力 H_f の負担比率（補正水平荷重 P' との比）とフーチング水平変位 u の骨格曲線（正負両側平均）を図-3.18に示す。この図では、シートパイルが長いほど負担比率は大きくなっているが、これはシートパイルが長いほどシートパイルで囲まれた地盤とフーチングとの一体性が高まるためと考えられる。また、荷重高さが高い方が負担比率は小さくなっているが、これは荷重高さが高いほどフーチング底面の浮き上がりが生じやすいためと考えられる。

式(3-7)により求めた底面反力モーメント M_f については、フーチング回転角 θ との関係を骨格曲線（正負両側平均）で図-3.19に示す。また、比較のため、直接基礎（case-HF2L）の補正荷重モーメント M' も同時に示す。この図よりシートパイル基礎の底面反力モーメントは直接基礎よりも小さく、当然ながらシートパイル基礎の補正荷重モーメント M' よりも小さい抵抗となっている。これは、図-3.14 (b)で示した底面反力分布の偏心量が小さいことと合致する。また、底面反力モーメント M_f はシートパイルが短いほど大きくなっており、シートパイルが短いほどフーチング底面での鉛直反力の負担比率が大きい（図-3.17）ことの影響と考えられる。

3.3.2 シートパイルの負担モーメント

シートパイルが負担する全モーメントを、荷重補正モーメント M' とフーチング底面反力モーメント M_f の差（ $M'-M_f$ ）として求め、図-3.20に示す。また、比較のため、直接基礎（case-HF2L）の補正荷重モーメント M' も同時に示す。この図より、シートパイルが負担する全モーメントは直接基礎の補正荷重モーメント M' と同等以上の抵抗力を負担し、降伏時で20～30kNmmと、フーチング底面反力モーメント M_f （10～15kNmm、図-3.19）の2倍以上となっていることがわかる。

一方、ひずみ計測結果から求めたシートパイル頭部の曲げモーメントをcase-HS3L（凹凸模型、 $L/B=1.0$ ）について図-3.21に示す。曲げモーメントの正負は、フーチング底面反力モーメント M_f 等と正負の方向が一致するように図-3.16中の矢印の方向を正として示している。図-3.15に示したように、左右のシートパイルはそれぞれ外側に開き出すように累積的に変形しているため、両者を合計したシートパイル曲げ負担分モーメントとしては、それぞれ打ち消し合う傾向にあることがわかる。なお、他のケースでは曲げモーメントはさらに小さく、左右を合計してもいずれも3kNmm未満であった。

3.3.3 抵抗成分別の負担比率の比較

各抵抗成分の負担比率を比較するため、降伏変位付近として $\delta=4\text{mm}$ 時および終局時として $\delta=20\text{mm}$ 時での、各負担モーメントの比率を図-3.22に示す。ここで、直接基礎（根入れなし，case-HS2L）は補正載荷モーメント M' を底面負担分として示した。また、本実験ではシートパイルの頭部軸力が計測できなかったため、シートパイル軸力負担分モーメント M_N を直接的には計測できていないが、ここでは補正載荷モーメント M' からフーチング底面負担分 M_f とシートパイルの曲げ負担分（ M_R+M_L ）を引いて求めた。

図-3.22から全体の抵抗モーメントに対して、シートパイルの軸力による偶力モーメント M_N の負担比率が高いことがわかる。逆にシートパイルの曲げモーメント分（ M_R+M_L ）の負担比率は小さく、特にシートパイルの曲げ剛性の低い薄肉模型のケース（case-HS2L）ではほとんどゼロとなっている。一方、フーチング底面の反力モーメント M_f は、全抵抗モーメントの15～25%程度を負担しており、シートパイルの根入れ長さが短い方（case-HS4L， $L/B=0.5$ ）が、その負担比率が高い。底面反力モーメント M_f は直接基礎に比べると20～35%程度の値しか発揮されていないが、シートパイル基礎の改良効果を評価する上ではこのフーチング底面での反力モーメント M_f を無視することができないことがわかる。

図-3.22から降伏付近（ $\delta=4\text{mm}$ 時）から終局時（ $\delta=20\text{mm}$ 時）までの間では、軸力による偶力モーメント M_N が増加し、フーチング底面の反力モーメント M_f はほとんど変化していないことがわかる。このほか、図-3.19のシートパイル基礎の底面反力モーメント M_f には降伏後の2次勾配がほとんどみられず、直接基礎と同様の傾向である。また、図-3.20のシートパイルが負担する全モーメントには降伏後の2次勾配があり、シートパイルの根入れ長さが長いほど2次勾配が大きい傾向がみられる。これらのことから、シートパイル基礎の降伏後の2次勾配（抵抗力の増加）は、シートパイルの軸力の増加に起因するものと考えられる。

3.3.4 シートパイルの発生軸力と支持力の比較

ここでは、シートパイルの軸力について、発生軸力および鉛直抵抗力（鉛直支持力）の両面から考察する。

まず、水平載荷時に発生する左右のシートパイルの頭部軸力 N_R ， N_L を求める。本実験ではシートパイルの頭部軸力を計測することができなかったため、偶力モーメント M_N からこれらを概算する。力の釣り合いから、 M_N および N_R ， N_L は、以下の関係式を満足する。

$$N_R - N_L = \frac{M_N}{0.5B} \quad (3-8)$$

$$N_R + N_L = V_0 - V_f = V_0 \left(1 - \frac{V_f}{V_0} \right) \quad (3-9)$$

case-HS3L（ $D_r=60\%$ ， $L=100\text{mm}$ ）について、図-3.17より底面反力比 $V_f/V=0.5$ （ $V \cong V_0=1.2\text{kN}$ ），図-3.22より偶力モーメント $M_N=36\text{kNmm}$ （降伏時）～ 49kNmm （終局時）とすると、左右シートパイルの発生軸力は、押込み側で $0.65 \sim 0.8\text{kN}$ ，引抜き側で $-0.05 \sim -0.2\text{kN}$ と推定される。

一方、シートパイルの鉛直支持力自体は、模型シートパイル貫入時（図-3.3（a）設置手順<1>）の抵抗から求めることができる。模型シートパイル貫入時の荷重変位関係を図

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

-3.23に示す。なお、貫入に際しては左右のシートパイルを同時に貫入しているが、図-3.23では貫入抵抗を1/2して1枚分の値として示している。図-3.23より貫入抵抗は地盤密度の影響が大きく、断面形状（凹凸の有無）の影響は小さいことがわかる。シートパイルの鉛直支持力特性に関する研究では、屈曲形状に起因した先端閉塞効果が生じることが報告されているが⁹⁾、本実験では凹凸高さとの比（凹凸高さ1.5mm／凹凸幅10mm=0.15）が実物（凹凸高さ340mm／凹凸幅400mm=0.85）よりも小さいために、閉塞効果はほとんど発揮されなかったと考えられる。 $D_r=60\%$ 、 $L=100\text{mm}$ の場合（case-HS3L、凹凸模型）の一枚あたりの貫入抵抗（鉛直支持力）は0.3kN程度であることがわかる。また、引抜き抵抗（引抜き支持力）は正確には計測していないものの、試験終了後に模型を引き上げて撤去した時の荷重は非常に小さい値であった。

以上のシートパイルの発生軸力および支持力をcase-HS3Lについて表-3.2にまとめて示す。式(3-8)、(3-9)から逆算したシートパイルの発生軸力は、水平載荷前の目標鉛直荷重 $V_0=1.2\text{kN}$ を作用させた段階で既に貫入時の鉛直支持力（0.3kN）に至っており、水平載荷時の発生軸力は押込み側、引抜き側とも貫入時および模型撤去時の鉛直抵抗力を上回る軸力が発生したこととなる。シートパイル基礎の抵抗モーメントは偶力モーメント M_N が主体である（図-3.22）ことから、このように鉛直支持力の上昇（貫入時の鉛直支持力を上回る軸力の発生）により非常に大きな偶力モーメント M_N を発揮することが、シートパイル基礎の改良効果発現上で、重要なメカニズムの一つと考えられる。

表-3.2 シートパイルの発生軸力と支持力（1枚あたりの値）

case-HS3L ($D_r = 60\%$, $L = 100\text{ mm}$)		前面側 (押込み側)	背面側 (引抜き側)
発生軸力	$\delta = 0\text{ mm}$ 時 水平載荷前	0.3 kN	
	$\delta = +4\text{ mm}$ 時 降伏付近	0.65 kN	-0.05 kN (引張)
	$\delta = +20\text{ mm}$ 時 終局時	0.8 kN	-0.2 kN (引張)
支持力	貫入時	0.3 kN	
	模型撤去時		ほぼゼロ

3.3.5 シートパイルの鉛直支持力の上昇メカニズム

本実験では、シートパイルの軸力が計測できなかったため、3.3.4に示すように実際に鉛直支持力が上昇することを十分に実証できていない。しかしながら、既往の研究事例¹⁰⁾でも傾斜荷重（鉛直荷重と水平荷重の組み合わせ）に対する杭の支持力が単独の支持力よりも増大することが模型実験により確認されており、傾斜荷重に対する杭の支持力上昇の要因の一つとして周面摩擦力の影響が指摘されている。ここでは、シートパイルの鉛直抵抗力上昇メカニズムが、シートパイルと地盤との接触圧（すなわち水平土圧）の上昇に伴う周面摩擦力の上昇であると仮定する。そして、支持力公式に基づく鉛直支持力のモデル化を行い、画像解析による地盤変位計測結果やフーチング底面反力分布から上記仮定の検証を行う。

a) シートパイルの鉛直支持力のモデル化

まず、シートパイル表面の水平土圧の上昇による周面摩擦力の上昇を評価するため、図-3.23の貫入時の荷重変位関係のモデル化を行う。貫入量 X におけるシートパイルの鉛直支持力 R を、先端支持力 R_p と周面摩擦力 R_f に分離する。Dörrの支持力公式¹¹⁾にらば、先端支持力が上載圧 $\sigma_0 = \gamma X$ (γ : 単位体積重量) に比例し、周面摩擦力が水平土圧 $\sigma_h = K_h \sigma_0$ (K_h : 水平土圧係数) に対してクーロンの摩擦則が成り立つと仮定すると、貫入量 X での先端支持力度 q_p および深度 x における周面摩擦力度 r_f は、比例係数 λ および摩擦係数 μ を用いて以下のように表すことができる。

$$q_p = \lambda \cdot \gamma \cdot X \quad (3-10)$$

$$r_f = \mu \cdot \sigma_h = \mu \cdot K_h \cdot \gamma \cdot x \quad (3-11)$$

シートパイル全体での先端支持力 R_p は、先端支持力度 q_p に先端面積 A_p を乗じて求めることができる。一方、全体での周面摩擦力 R_f はシートパイルの幅 w の裏表両側で、周面摩擦力度 r_f を深度 $0 \sim X$ について積分して以下のように求めることができる。

$$\begin{aligned} R_f &= 2 \int_0^X r_f \cdot w \cdot dx \\ &= 2\mu \cdot K_h \cdot \gamma \cdot w \cdot \int_0^X x \cdot dx \\ &= \mu \cdot K_h \cdot \gamma \cdot w \cdot X^2 \end{aligned} \quad (3-12)$$

以上より、貫入量 X における鉛直支持力 $R = R_p + R_f$ が、以下の2次式でモデル化でき、1次項が先端支持力、2次項が周面摩擦力に分離される。

$$\begin{aligned} R &= \lambda \cdot \gamma \cdot A_p \cdot X + \mu \cdot K_h \cdot \gamma \cdot w \cdot X^2 \\ &= \alpha_1 \cdot X + \alpha_2 \cdot X^2 \end{aligned} \quad (3-13)$$

なお、図-3.23中には、case-HS1D ($D_r = 90\%$) およびcase-HS3L ($D_r = 60\%$) について、それぞれ切片ゼロでの近似2次曲線を点線で示しており、上記の2次式でのモデル化が妥当であることがわかる。

上記のモデル化に基づき、各ケースの貫入抵抗を評価する。図-3.23中の全ケースの近

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

似2次曲線（切片はゼロ）の係数 a_1 , a_2 と、得られた係数から式(3-13)で逆算した各ケースの所定の根入れ長さ L での鉛直支持力 R , R_p , R_f を表-3.3に示す。また、表-3.3中には、各項の係数に対して単位体積重量 γ ($D_r=90\%$ で $\gamma=15.8\text{kN/m}^3$, $D_r=60\%$ で $\gamma=14.7\text{kN/m}^3$) およびシートパイルの先端面積 A_p , 幅 w , 摩擦係数 μ から逆算した先端支持力の比例係数 λ および水平土圧係数 K_h を逆算した。ここで摩擦係数 μ は Dörr の支持力公式の下限側 $\mu=(3/4)\tan\phi$ とし¹¹⁾, ϕ は平面ひずみ圧縮試験における内部摩擦角として, $D_r=90\%$ で $\phi=50^\circ$, $D_r=60\%$ で $\phi=45^\circ$ とした^{12),13)}。

逆算した水平土圧係数 K_h (表裏両側の平均値) は, 1.8~4.3 程度と一般的な静止土圧係数 $K_0=0.5$ 程度よりも大きくなっている。模型シートパイルは板厚 $t=0.2\text{mm}$ と薄い模型ながら, 貫入に伴い地盤を若干左右に押し広げたものと想定されるが, 受働土圧係数 $K_p=\tan^2(45^\circ+\phi/2)$ ($D_r=90\%$ で $K_p=7.55$, $D_r=60\%$ で $K_p=5.83$) までには至っていないことから, 周面摩擦力が上昇する余地は十分残されているといえる。

一方, 引抜き抵抗については, 水平土圧係数 K_h を静止土圧係数 $K_0=0.5$ として周面支持力を算出すると, $D_r=60\%$ で $R_f=-0.03\text{kN}$ 程度と押込み側支持力の1/10程度の小さい値なる。これは実際の模型撤去時の引抜き抵抗が非常に小さい値であったことと整合しており, 模型撤去時にはシートパイル表面の水平土圧は静止土圧程度か, それ以下まで低下したものと考えられる。

表-3.3 模型シートパイルの貫入抵抗の近似結果

case	相対密度 D_r	シートパイル 模型の 断面形状	根入れ 長さ L	1次項 (先端抵抗分)			2次項 (周面摩擦分)				全体抵抗	
				α_1 (kN/m)	λ	R_p (kN)	α_2 (kN/m ²)	$\mu \cdot K_h$	K_h	R_f (kN)	R $=R_p + R_f$ (kN)	R_f / R
HS1D	$D_r = 90\%$	薄肉模型 $t = 0.2 \text{ mm}$	100 mm	1.68	888	0.17	36.7	3.88	4.34	0.37	0.54	69%
HS2L				0.92	520	0.09	17.5	1.99	2.65	0.18	0.27	67%
HS3L	$D_r = 60\%$	凹凸模型 $t = 0.2 \text{ mm}$	50 mm	1.06	600	0.11	18.0	2.04	2.72	0.18	0.29	62%
HS4L				1.34	759	0.067	17.7	2.00	2.67	0.044	0.11	40%
HS5L				1.33	751	0.067	11.8	1.34	1.78	0.030	0.10	30%

補足1: R , R_p , R_f は $X=L$ での値

補足2: $\mu = (3/4) \tan \phi$, $\phi = 50^\circ$ ($D_r = 90\%$) および 45° ($D_r = 60\%$)

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

b) シートパイル周辺の地盤変形状況

シートパイル表面に作用する水平土圧の変化について考察するため、シートパイル基礎の画像解析結果のうち、最大変位時での地盤変位ベクトル図（図-3.13 (c)）を元に、シートパイル周辺の地盤変位状況を整理する。

前面側（図中の右側）シートパイルの外側では、深さ70～80mm程度まで一様に外向きの水平方向の地盤変位が生じており、明確な変位の不動点は見られず、前面側シートパイルは前面地盤を全体的に外側へ押していると考えられる。一方、前面側シートパイルの内側の地盤では、外側下向きの変位が生じている。また、図-3.14 (b)の底面反力ベクトルからは、地盤変位と同じ方向に底面反力が発揮されていることがわかる。よって、フーチング底面がシートパイルの内側の地盤を押し、その地盤がシートパイルを内側から外側へ向かって押しているものと考えられる。このことは、模型シートパイルの剛性 ($1/\beta=37.7\text{mm}$) に比べて比較的深い範囲まで地盤変位が生じていることや、シートパイルの曲率計測結果（図-3.15）でシートパイルが累積的に外側に開いていく傾向が見られたことなどからも推定できる。

背面側（図-3.13 (c)中の左側）シートパイル周辺をみると、シートパイルの内側の地盤で、フーチング中心へ向かう斜め上方向の変位ベクトルが生じており、背面側シートパイルが受働側に変位させたものと考えられる。一方、シートパイルの外側では地盤変位がほとんど生じておらず、シートパイルの近傍地盤は、空隙が生じるか、非常に緩い状態になっていると考えられる。

以上のシートパイル周辺の地盤変位状況の模式図を図-3.24に示す。シートパイル基礎の変形に伴い、フーチング底面の前面側は、内部地盤（図中B部）を押し、前面側シートパイルを内側から押し、前面側シートパイルはフーチング経由で生じる頭部断面力のほかに、内部地盤（図中B部）からの土圧を受け、大きな曲率を生じることなく前面地盤（図中A部）を比較的一様に押して受働状態となる。一方、背面側シートパイルは、フーチングに連動して移動するため、背面側の内部地盤（図中C部）を受働状態で変位させ、背面側の外側の地盤（図中D部）を主働状態とする。

このような地盤変位状況下においては、シートパイル表面の接触圧（水平土圧）が上昇するという仮定は妥当であると考えられ、前面側シートパイルの外側および背面側シートパイルの内側は最大で受働土圧程度まで上昇する可能性が十分に考えられる。また、このとき前面側シートパイルの内側に作用する水平土圧も、内部地盤（図中B部）にフーチング底面の鉛直反力が上載圧として作用するため比較的高い土圧となり、深い位置までシートパイルが外側に変位していることから、内側の水平土圧も外側と同程度まで上昇しているものと考えられる。

c) 水平載荷時のシートパイルの鉛直支持力の推定

シートパイルに作用する土圧がb)での考察に基づき受働土圧になると仮定した場合の鉛直支持力をa)のモデル化に基づいて推定する。ここでは、表-3.2のcase-HS3L ($D_r=60\%$, $L=100\text{mm}$) を対象とする。

前面側（押し込み側）シートパイルについては内外両面とも受働土圧に達したと仮定 ($K_h=$

$K_p=5.83$) とすると、鉛直支持力は $R=0.5\text{kN}$ まで増加する。一方、背面側（引抜き側）シートパイプでは、内面側のみ受働土圧による周面抵抗が発揮され、外面での周面抵抗は発揮されないものと仮定すると、引抜き抵抗力は $R_f=-0.2\text{kN}$ 程度と、水平土圧係数 K_h を静止土圧係数 $K_0=0.5$ とした場合の10倍近い値まで上昇する。

これらの水平載荷時の鉛直支持力の上昇を、表-3.2の水平載荷時の発生軸力と比較すると、押し込み側では発生軸力を下回るものの、引抜き側では発生軸力と同程度の値となっていることがわかる。表-3.2の発生軸力を底面反力から逆算して求めていることによる評価精度の問題などを考慮すると、これらは概ね一致していると判断できる。よって、ここで示した水平載荷時の周面摩擦力が貫入および撤去時よりも上昇するメカニズムは、妥当なものであると考えられる。ただし、先端支持力の上昇の有無や、水平土圧が実際に受働土圧まで上昇しているのか（特に前面側シートパイプの内側）、シートパイプ全長にわたって上昇しているのかなど、不明な点も残されており、今後の検討課題といえる。

なお、極度に地盤が軟らかくシートパイプの剛性が極端に高い場合には、前面側シートパイプの内面（図-3.24中のBの領域）が主働状態となり、周面摩擦力向上メカニズムが十分に発揮されない可能性もある。しかしながら、本研究で対象とするシートパイプ基礎は仮土留め工のシートパイプを本設利用することを前提としている。仮土留め工の設計では土留め壁のたわみについて検討を要する程度の比較的low剛性なシートパイプを使用するのが一般的であることから、通常のシートパイプ基礎ではこのような問題は生じないと考えられる。

また、シートパイプ先端のみが岩着する場合や、シートパイプの根入れ長が非常に長くなる場合などでは、シートパイプの鉛直剛性が高くなるため、フーチング底面での接地圧が低くなると考えられ、極度に地盤が軟らかい場合と同様に、周面摩擦力向上メカニズムが十分に発揮されない可能性がある。この場合、シートパイプの鉛直支持力には余裕があることとなるので、改良効果は十分に発揮されると考えられるが、抵抗メカニズムは本章での知見と大きく異なり、底面反力による負担分を考慮すると過大評価となる可能性があるため設計上は注意を要する。

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

3.4 まとめ

本章では、主にシートパイル基礎のフーチング底面と前背面シートパイルでの地盤抵抗に着目した2次元平面ひずみ条件での模型水平交番載荷実験を実施し、シートパイル基礎の地震時の水平抵抗特性の改良効果を確認するとともに、シートパイル基礎の抵抗メカニズムについて考察を行った。特にその改良効果の定性的特徴と抵抗メカニズムについて得られた知見を以下にまとめる。

<改良効果の定性的特徴>

- a. 降伏震度，降伏剛性，累積沈下量に対する改良効果があり，回転中心深度が深くなる
- b. シートパイルの根入れが長いほど，改良効果が大きく，直接基礎の根入れと同程度の改良効果がある
- c. シートパイル剛性の違いは主に初期剛性に影響し，降伏以降の改良効果への影響は小さい
- d. 地盤が密なほど改良効果が大きい

<抵抗メカニズムに関する知見>

- A. 底面地盤の外向きの水平変位がシートパイルにより拘束され，累積沈下量が抑制される
- B. 抵抗モーメントの大半は，シートパイルの鉛直支持力による偶力モーメントであるが，フーチング底面反力による回転モーメントも発揮されている
- C. 水平載荷時はシートパイルの鉛直支持力（特に周面摩擦力）が貫入時よりも上昇し，高い偶力モーメントが発揮される
- D. シートパイルの曲げ抵抗の負担は小さい

なお，シートパイル基礎の改良効果を十分に発揮するためには，特に上記BおよびCの抵抗メカニズムを発揮させる必要がある。そのためには以下の条件が必要となる。

1. シートパイルの曲げ剛性を底面地盤の剛性に比べて極度に硬くしないこと（仮土留めとして設計する）
2. シートパイルの先端を極度に硬い支持層に定着させないこと（完全支持杭としないこと）

上記の2条件は本研究で想定するシートパイル基礎の開発コンセプト「直接基礎と杭基礎の中間程度の地盤条件において直接基礎と仮土留め工用のシートパイルとを組み合わせた基礎形式」と表-1.1の前提条件の範囲において，新設設計段階であればいずれも容易に満足できる条件である。ただし，既設基礎の補強工法としてシートパイル基礎を適用する場合には，特に2.の条件を満足しない（先端支持させる）ことも多い。そのような場合には，フーチング底面での反力を期待しない設計とするなどの配慮が必要であろう。このほか，極度に地盤が軟らかい場合なども本研究で得られた知見の対象外と考えられる。

参考文献（第3章）

- 1) 例えば, 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683 / V-52, 2001.8
- 2) 羽矢洋, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集, No.595 / VI-39, pp.127-140, 1998.6
- 3) 大槇正紀, 西村右敏: 偏心傾斜荷重を受ける粘性土地盤の模型実験と解析, 第35回土質工学シンポジウム論文集, IV-2, pp.93-100, 土質工学会, 1990.11
- 4) Dean, E. T. R., James, R. G., Schofield, A. N. and Tsukamoto, Y. : Theoretical modelling of spudcan behaviour under combined load, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.2, pp.1-15, 1997.
- 5) Punrattanasin, P., Nishioka, H., Murata, O. and Kusakabe, O. : Development of combined loading apparatus for centrifuge test, *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, Vol.4, pp.1-13, 2003.
- 6) 神田政幸, 西岡英俊, 山畑栄, 高橋一人, 甲斐輝雅: 鉛直力・水平力・モーメントおよび鉛直変位・水平変位・回転角による載荷制御可能な基礎構造物の載荷試験装置の開発, 第40回地盤工学研究発表会平成17年度発表講演集, pp.1461-1462, 2005.7
- 7) 地盤工学会基準 JGS 1831-1983: 杭の水平載荷試験方法・同解説, pp.28, 土質工学会, 1983.
- 8) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 設計計算例 鉄筋コンクリート橋脚(直接基礎), 鉄道総合技術研究所, 2000.
- 9) 妙中真治, 大谷順, 佐藤宇紘: 鋼矢板の鉛直支持力特性の評価, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.1, pp.285-298, 2007.
- 10) 坂田隆博, 前田良刀, 落合英俊, 安福規之, 横田康行: 傾斜荷重を受ける柱状基礎の水平方向塑性地盤反力, 土木学会論文集, No.610 / III-45, pp.69-82, 1998.
- 11) 土木学会編, 大橋勝弘・矢作枢編著: 新体系土木工学 45 基礎工 (I), pp. 124-126, 技報堂出版, 1980.
- 12) 地盤工学会編: 入門シリーズ 13 土の強さと地盤の破壊入門, pp.65, 地盤工学会, 1987.
- 13) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. : Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.65-84, 1986.

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

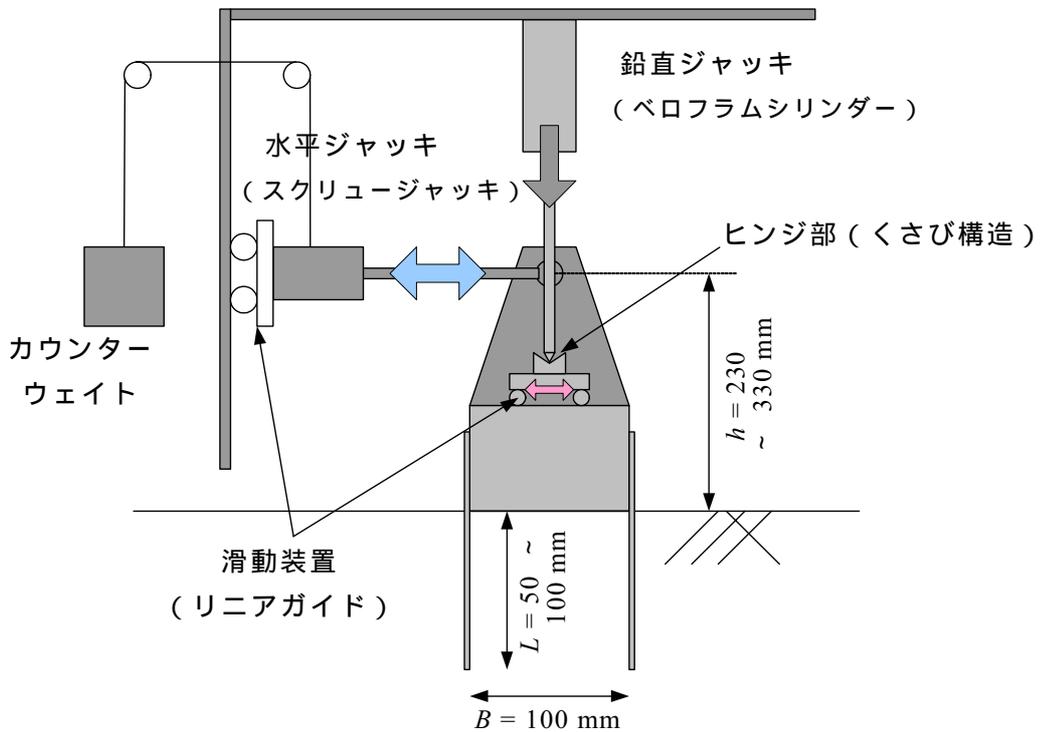
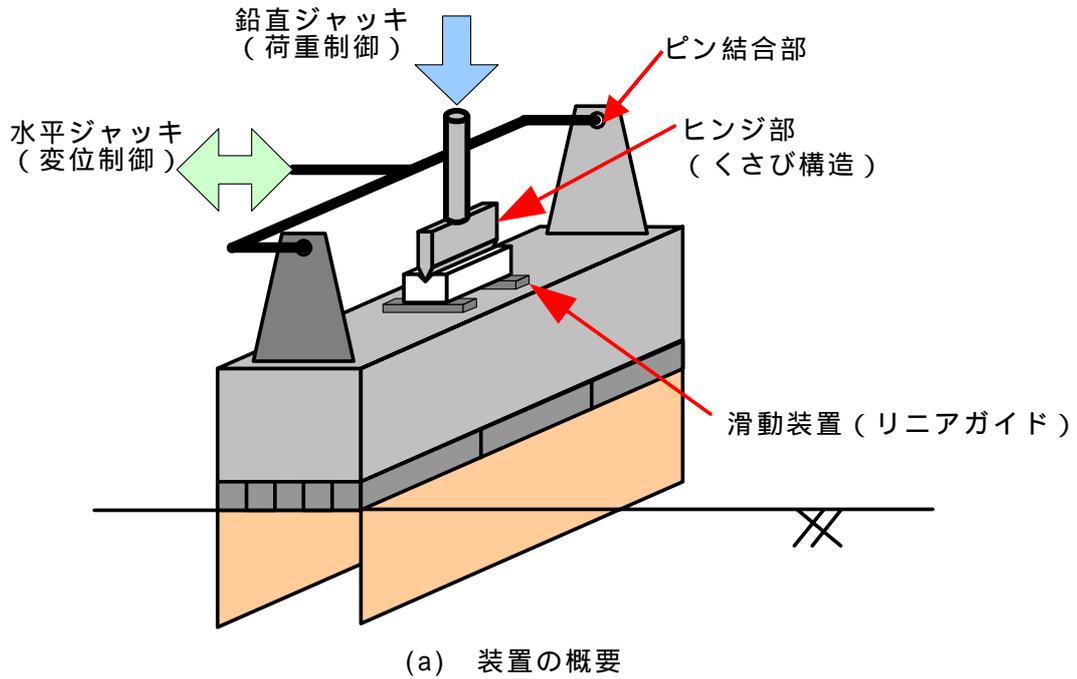
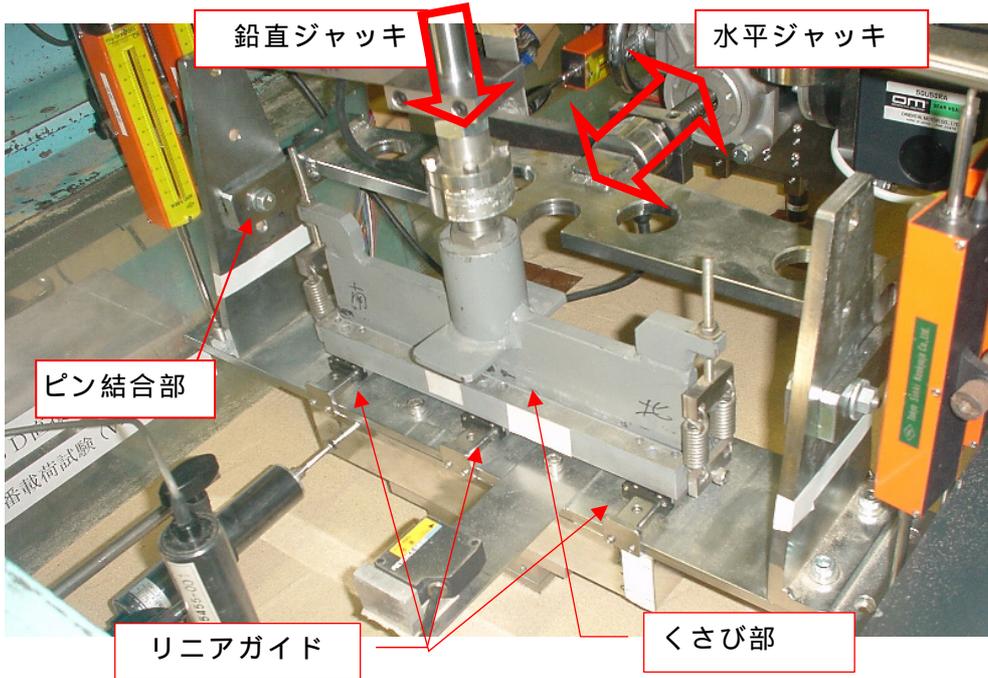
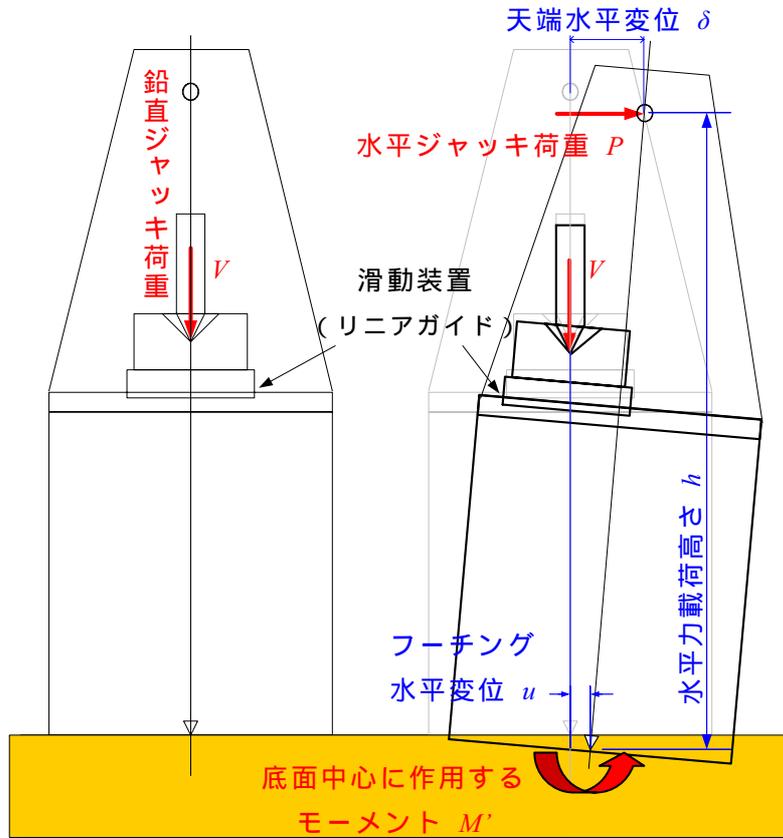


図-3.1 水平載荷実験装置



(c) 载荷装置 写真

図-3.1 水平载荷実験装置

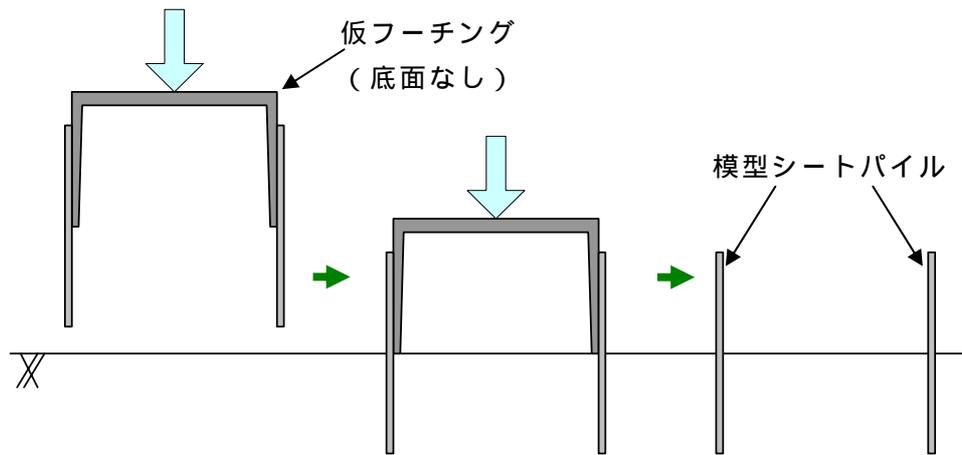


(a) 変形前

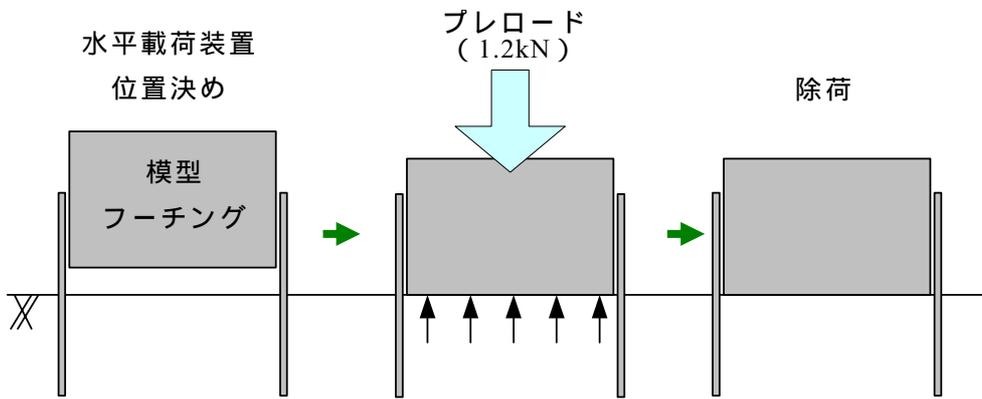
(b) 変形後

図-3.2 载荷モーメントおよび载荷水平力の補正

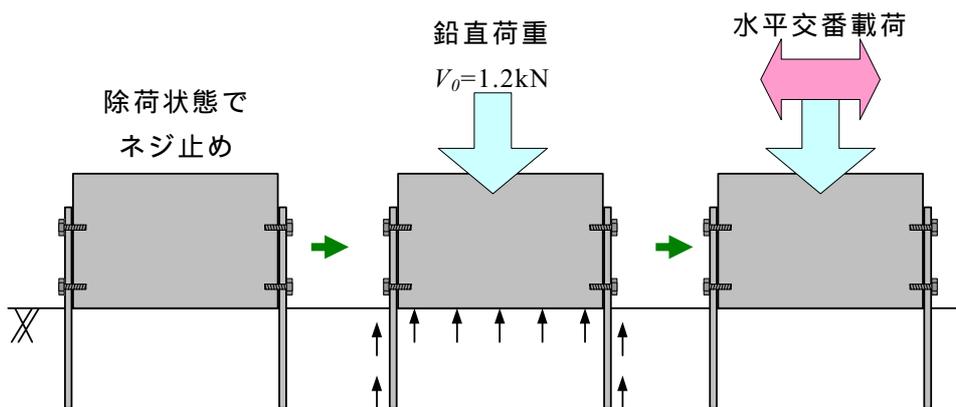
第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験



(a) 手順<1> 模型シートパイルの貫入



(b) 手順<2> 底面プレロード



(c) 手順<3> 模型シートパイルの固定から荷重実験

図-3.3 模型設置から荷重実験の手順

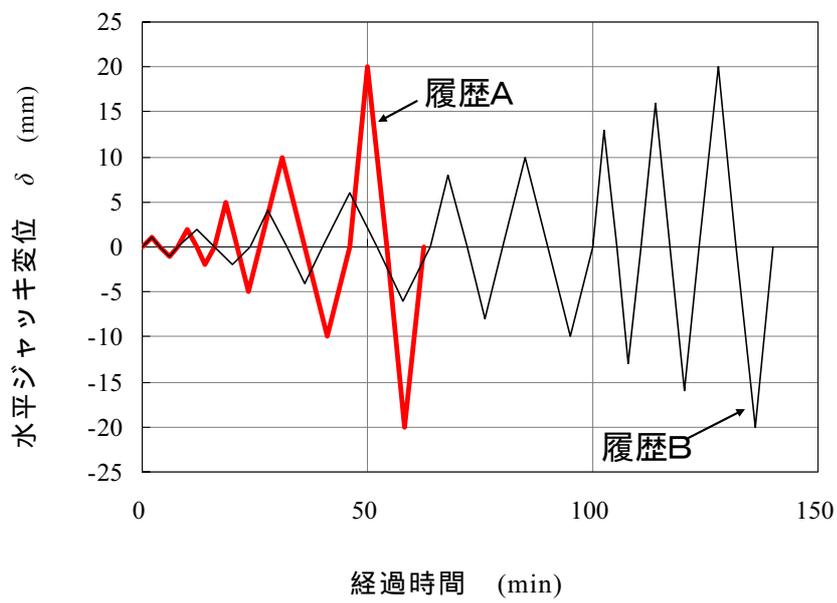
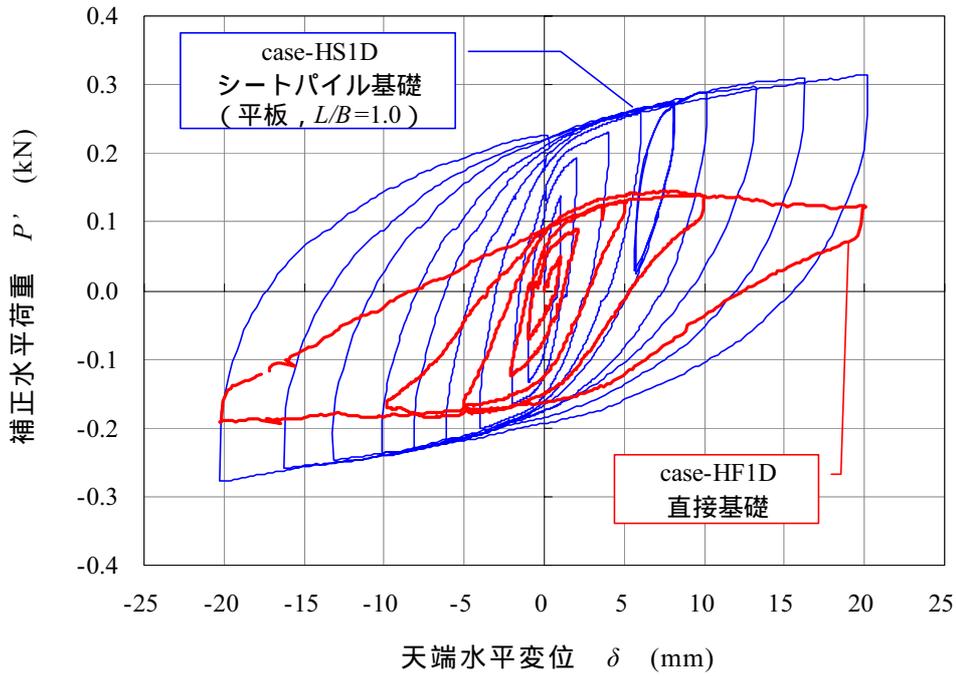
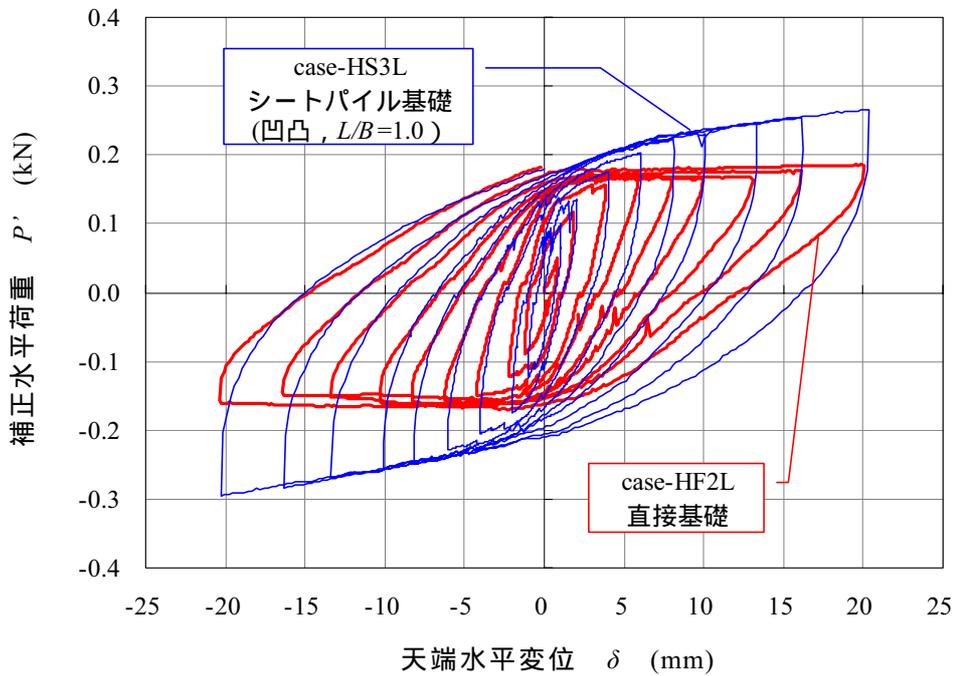


図-3.4 正負交番载荷 作用変位履歴

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

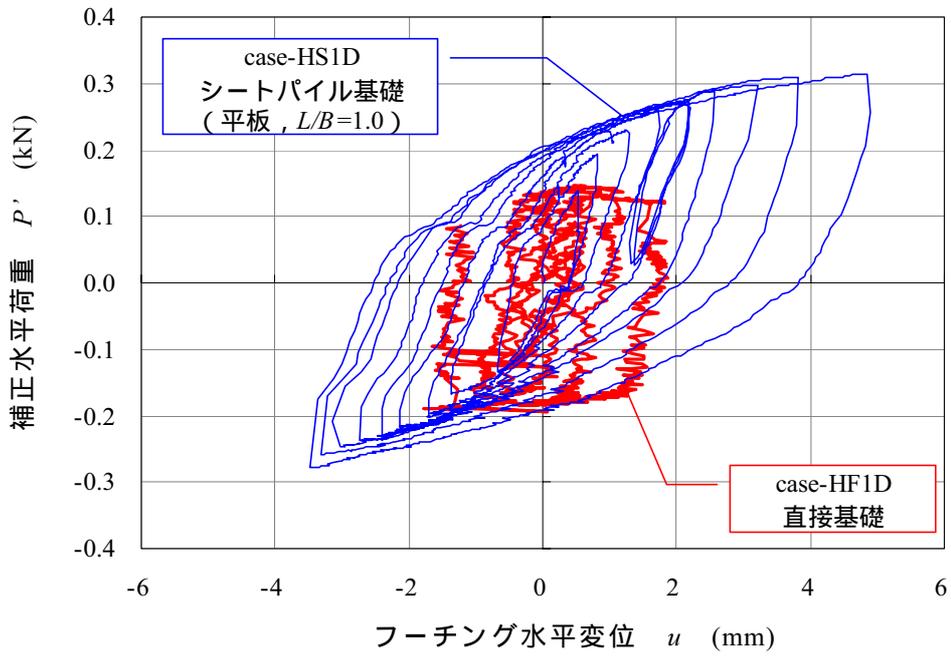


(a) case-HF1D, HS1D ($D_r = 90\%$)

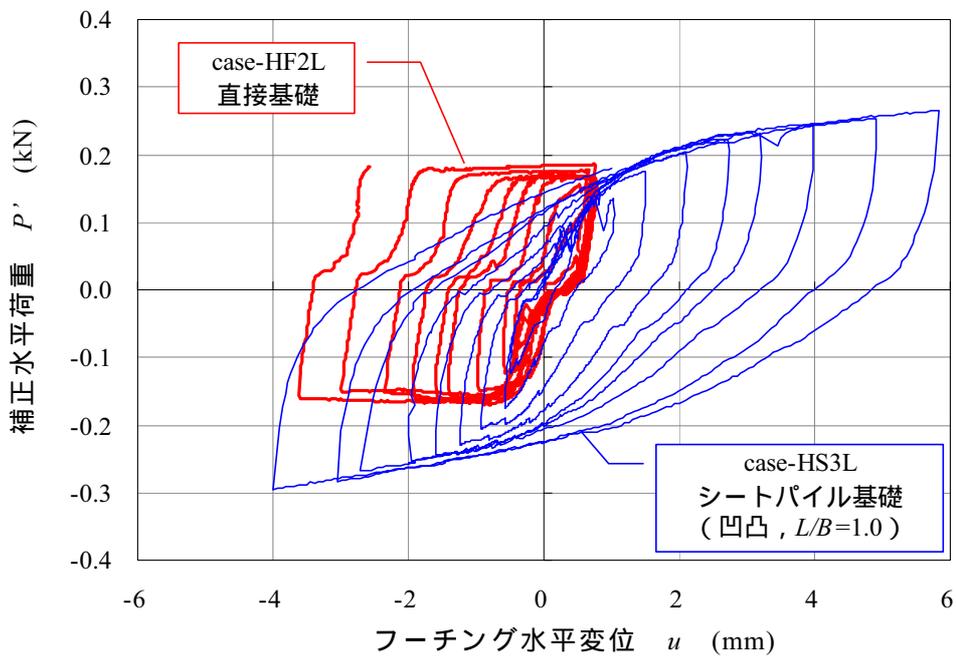


(b) case-HF2L, HS3L ($D_r = 60\%$)

図-3.5 水平荷重 P' ~ 天端水平変位 δ 関係



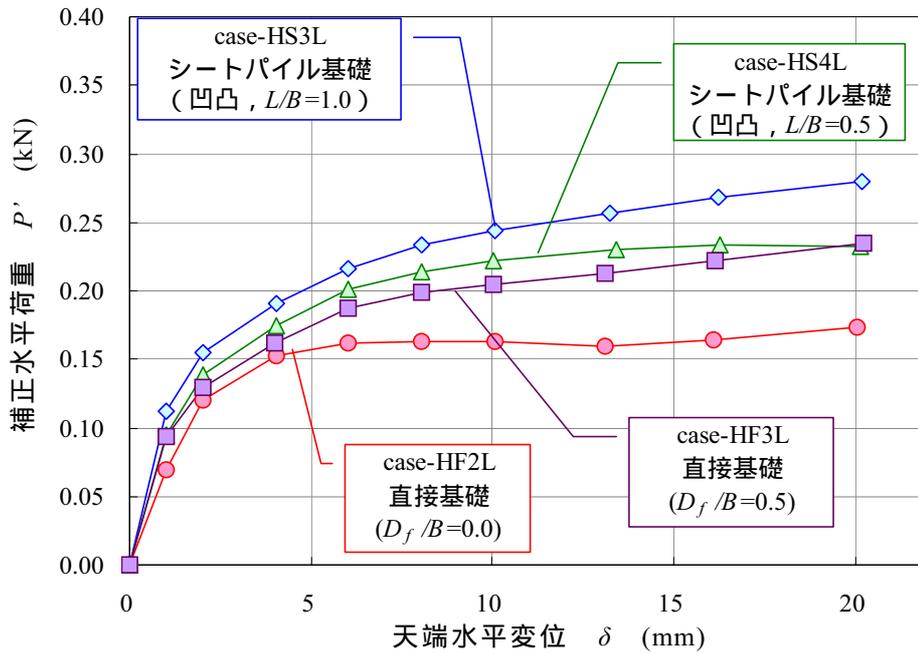
(a) case-HF1D, HS1D ($D_r = 90\%$)



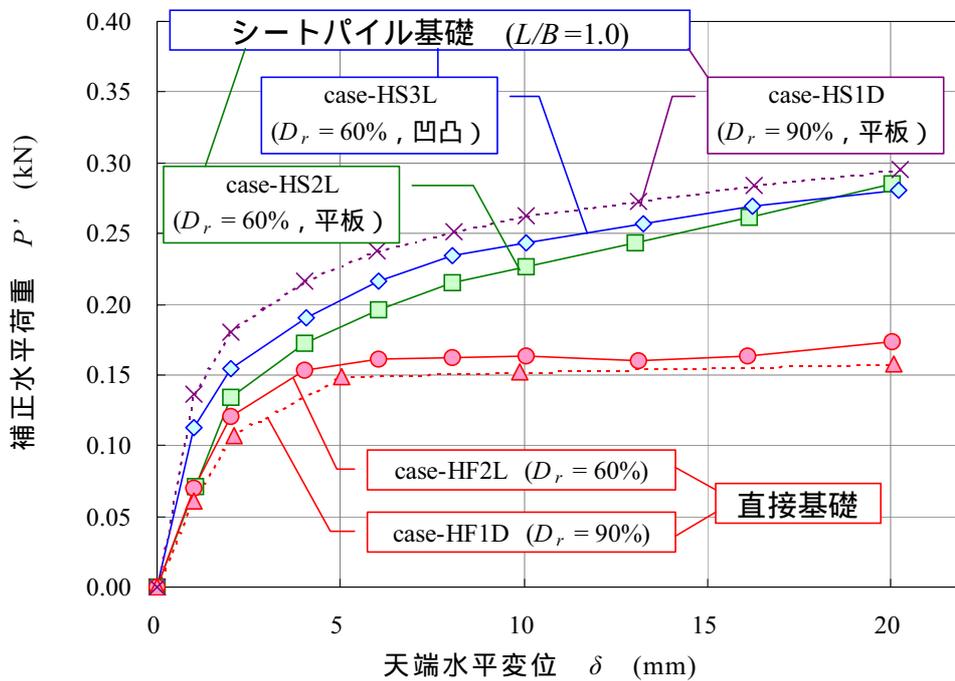
(b) case-HF2L, HS3L ($D_r = 60\%$)

図-3.6 水平荷重 P' -フーチング水平変位 u 関係

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験



(a) 根入れ長さの影響比較 ($D_r = 60\%$)



(b) シートパイル剛性および地盤密度の影響比較

図-3.7 水平荷重 $P' \sim$ 水平変位 δ 関係 (骨格曲線)

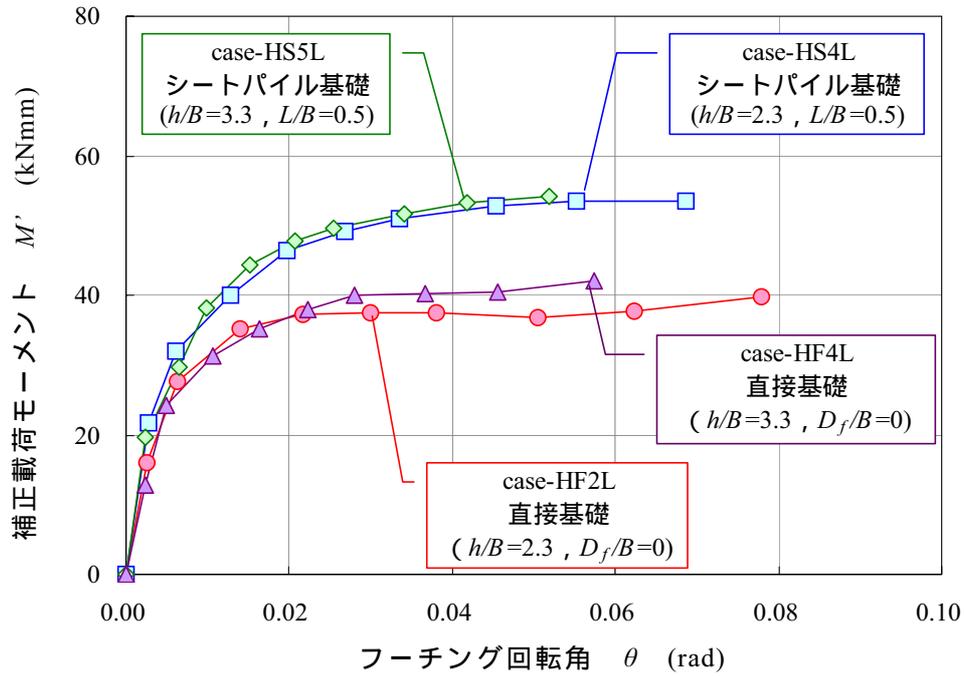


図-3.8 作用モーメント M' ~ 回転角 θ 関係 (骨格曲線)

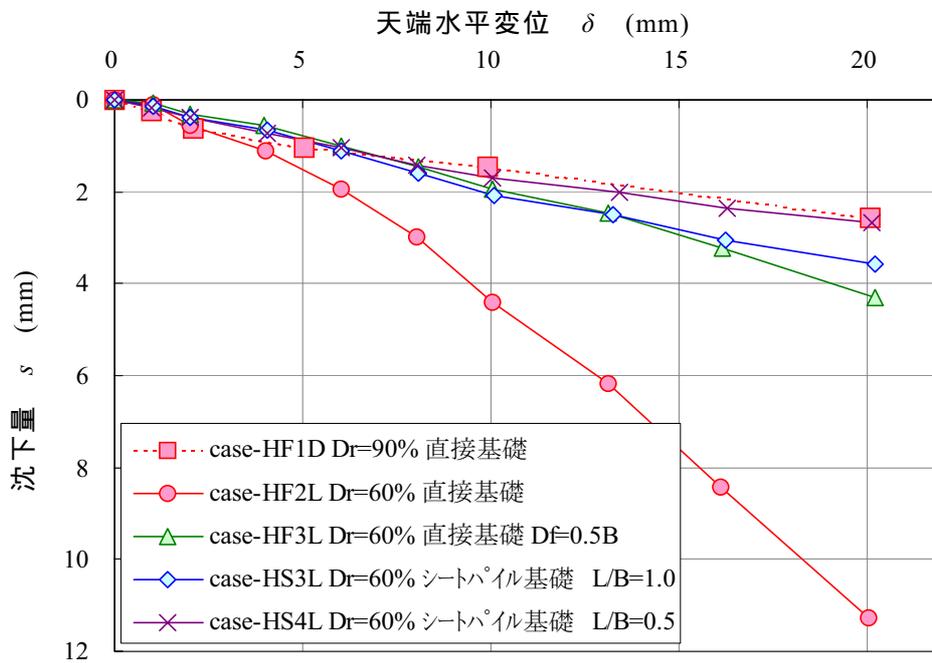


図-3.9 水平変位 δ ~ 累積沈下量 s 関係 (骨格曲線)

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

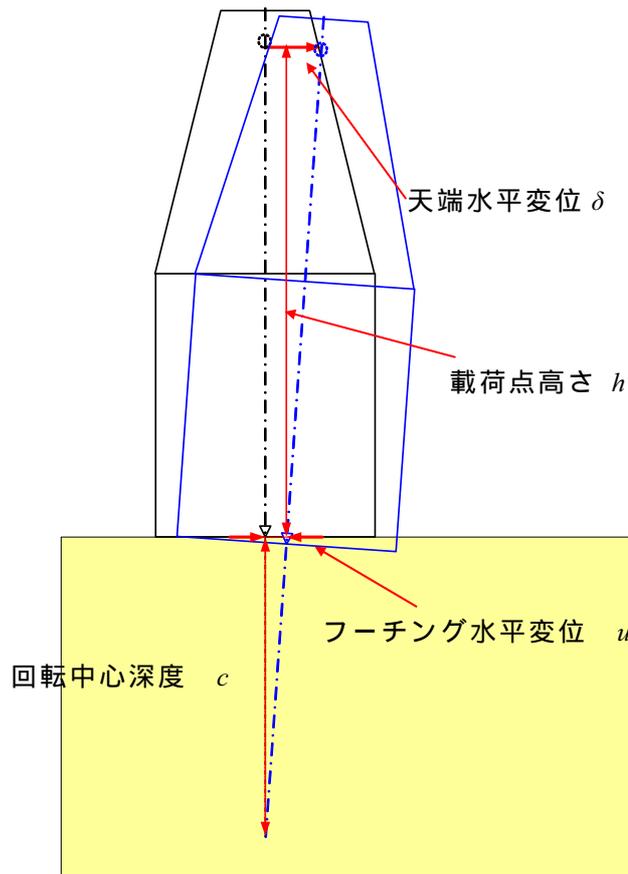


図-3.10 回転中心深度 c

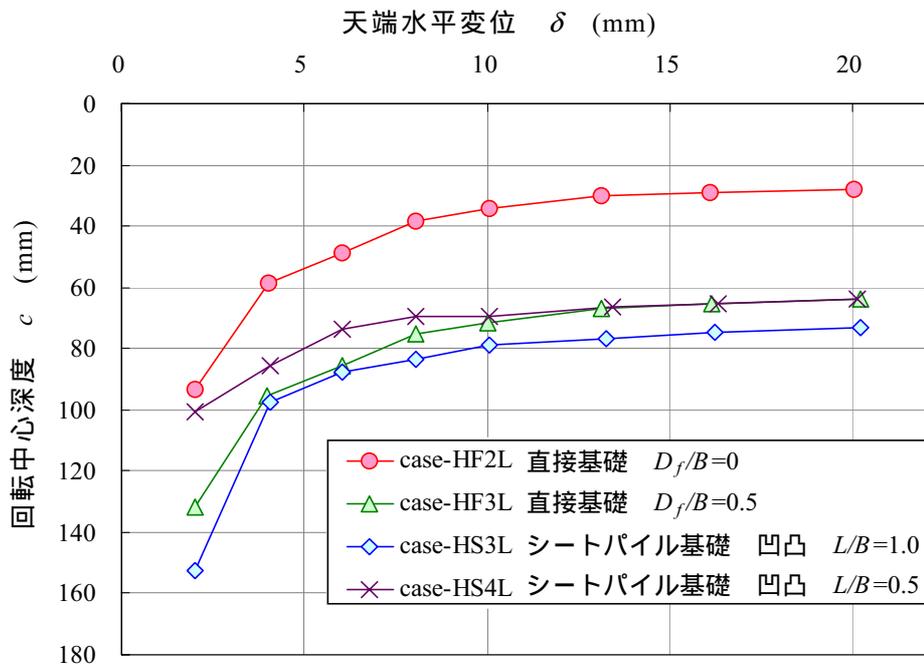
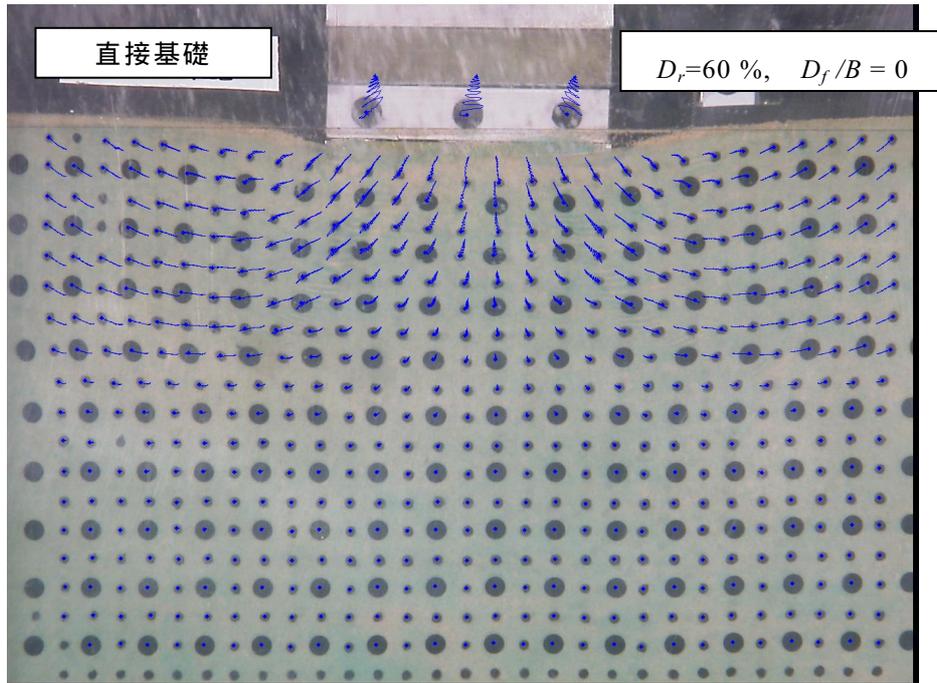
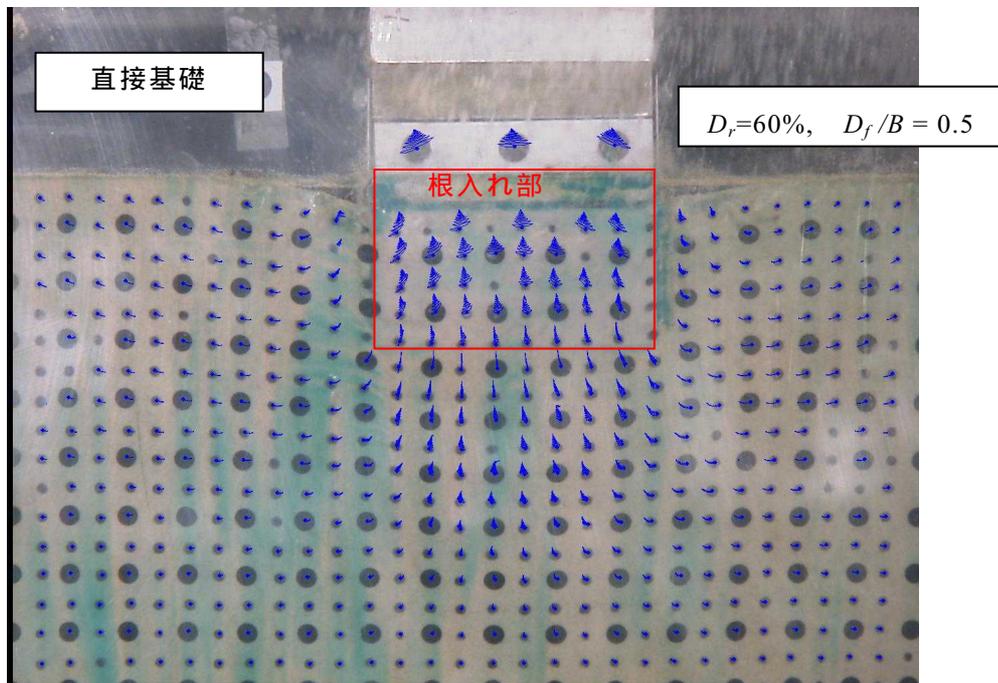


図-3.11 水平変位 δ ~ 回転中心深度 c 関係 (骨格曲線)

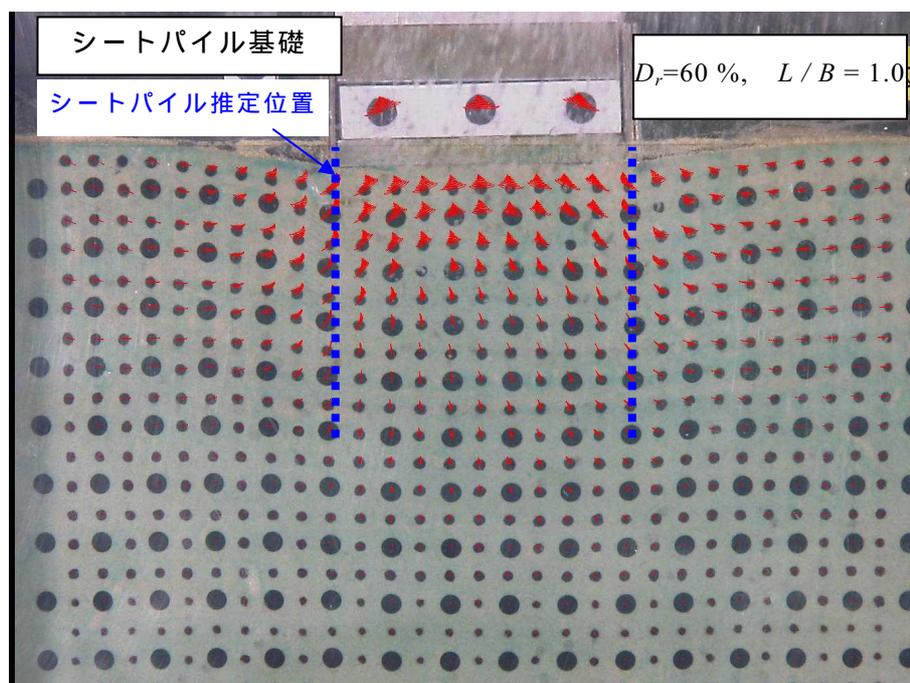


(a) case-HF2L



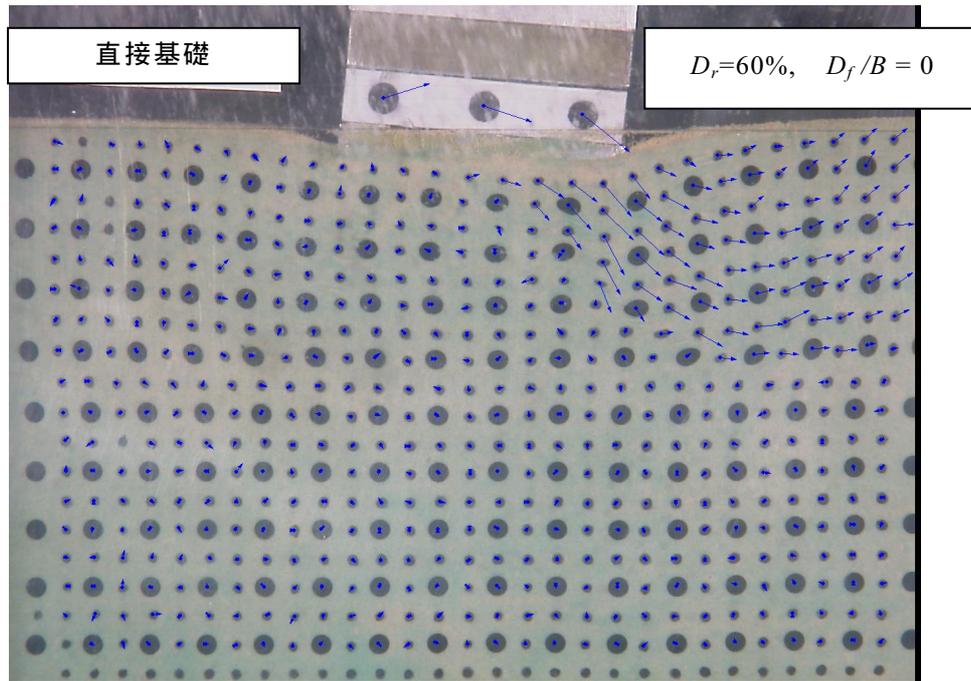
(b) case-HF3L

図-3.12 画像解析により求めた地盤変位軌跡

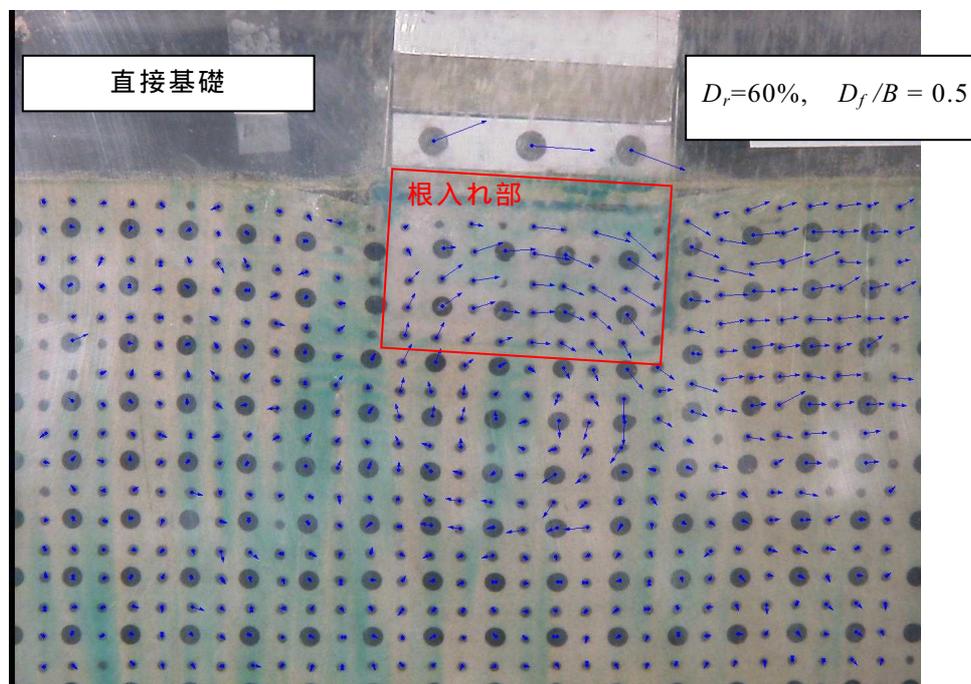


(c) case-HS3L

図-3.12 画像解析により求めた地盤変位軌跡

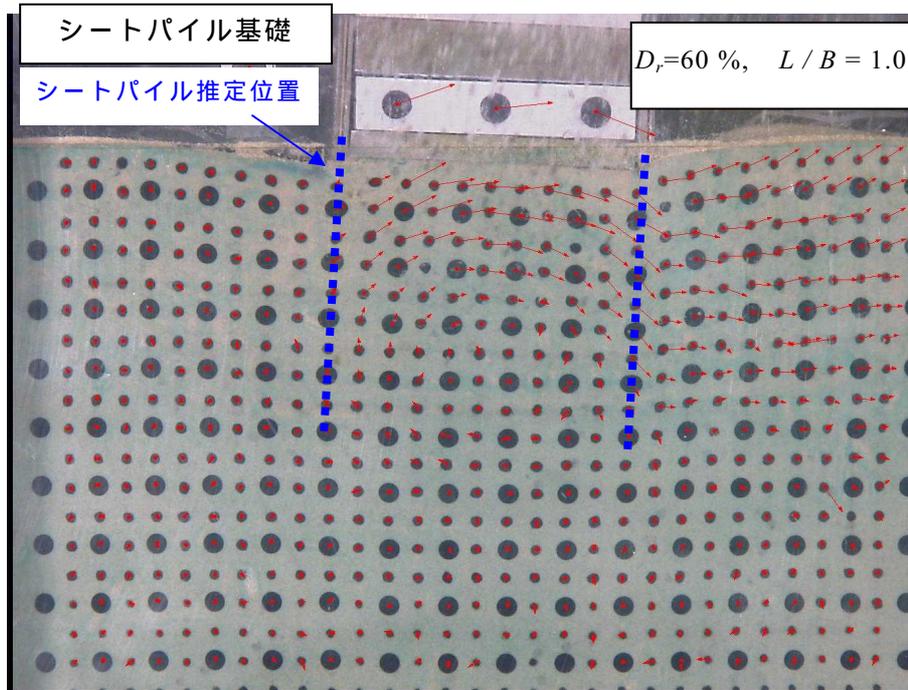


(a) case-HF2L



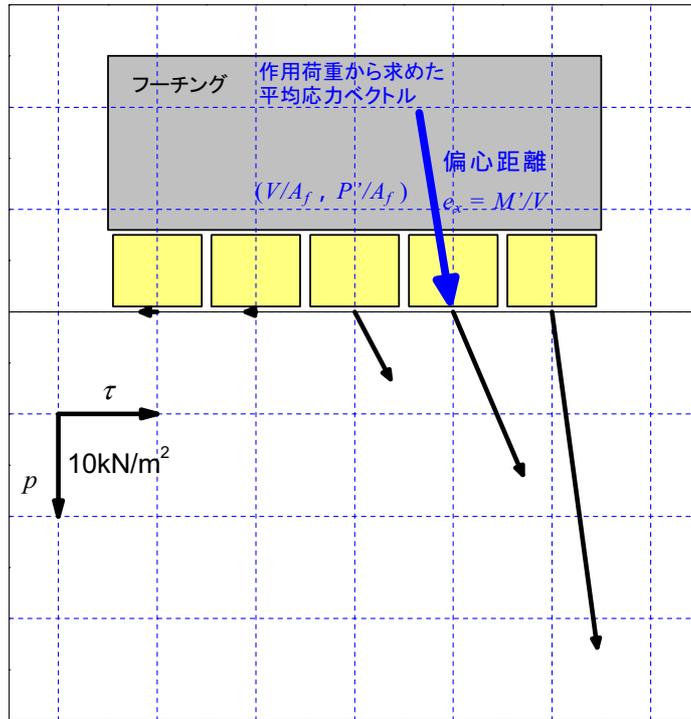
(b) case-HF3L

図-3.13 最大変位付近での地盤変位増分ベクトル

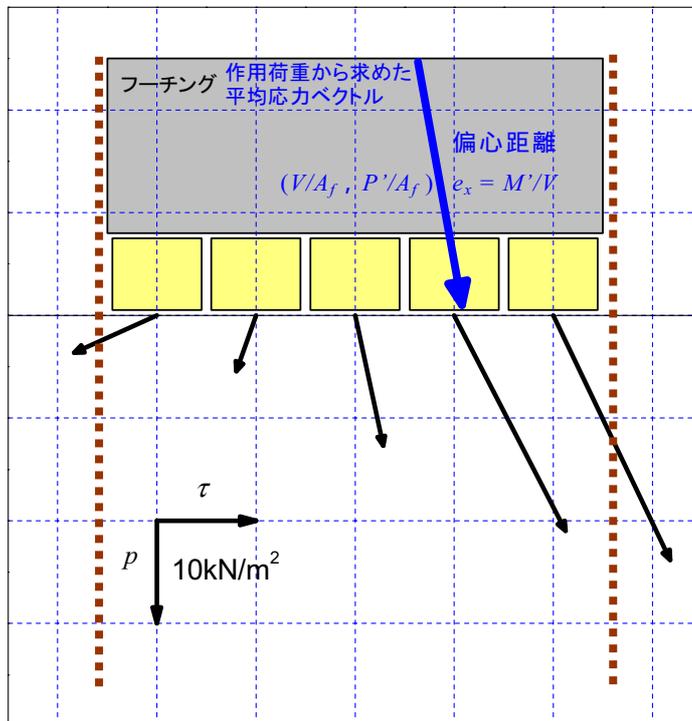


(c) case-HS3L

図-3.13 最大変位付近での地盤変位増分ベクトル



(a) 直接基礎 (case-HF2L , $D_f/B=0$)



(b) シートパイル基礎 (case-HS3L , 凹凸 , $L/B = 1.0$)

図-3.14 底面反力分布 ($\delta = 20 \text{ mm}$ 時 , $D_r = 60\%$)

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

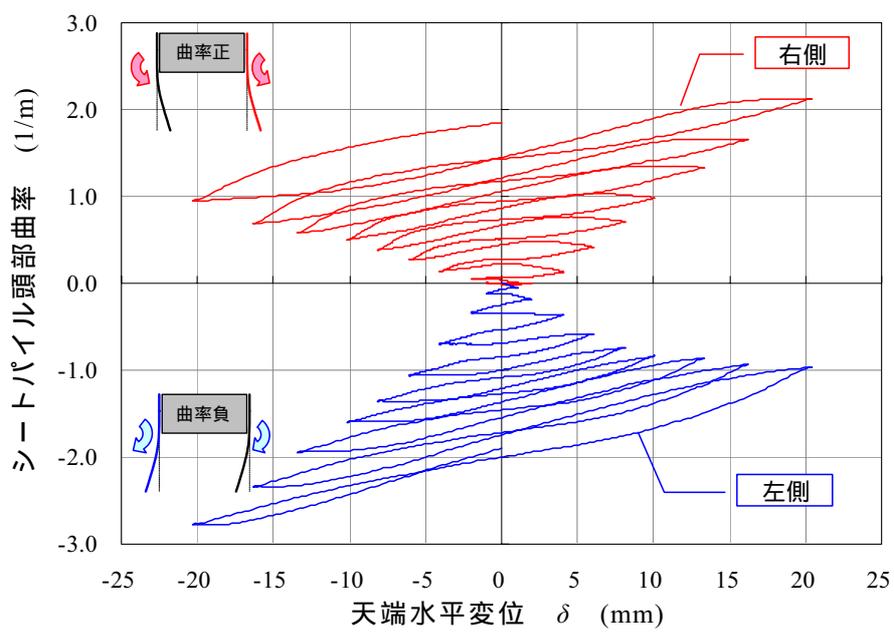


図-3.15 頭部曲率～水平変位関係 (case-HS3L)

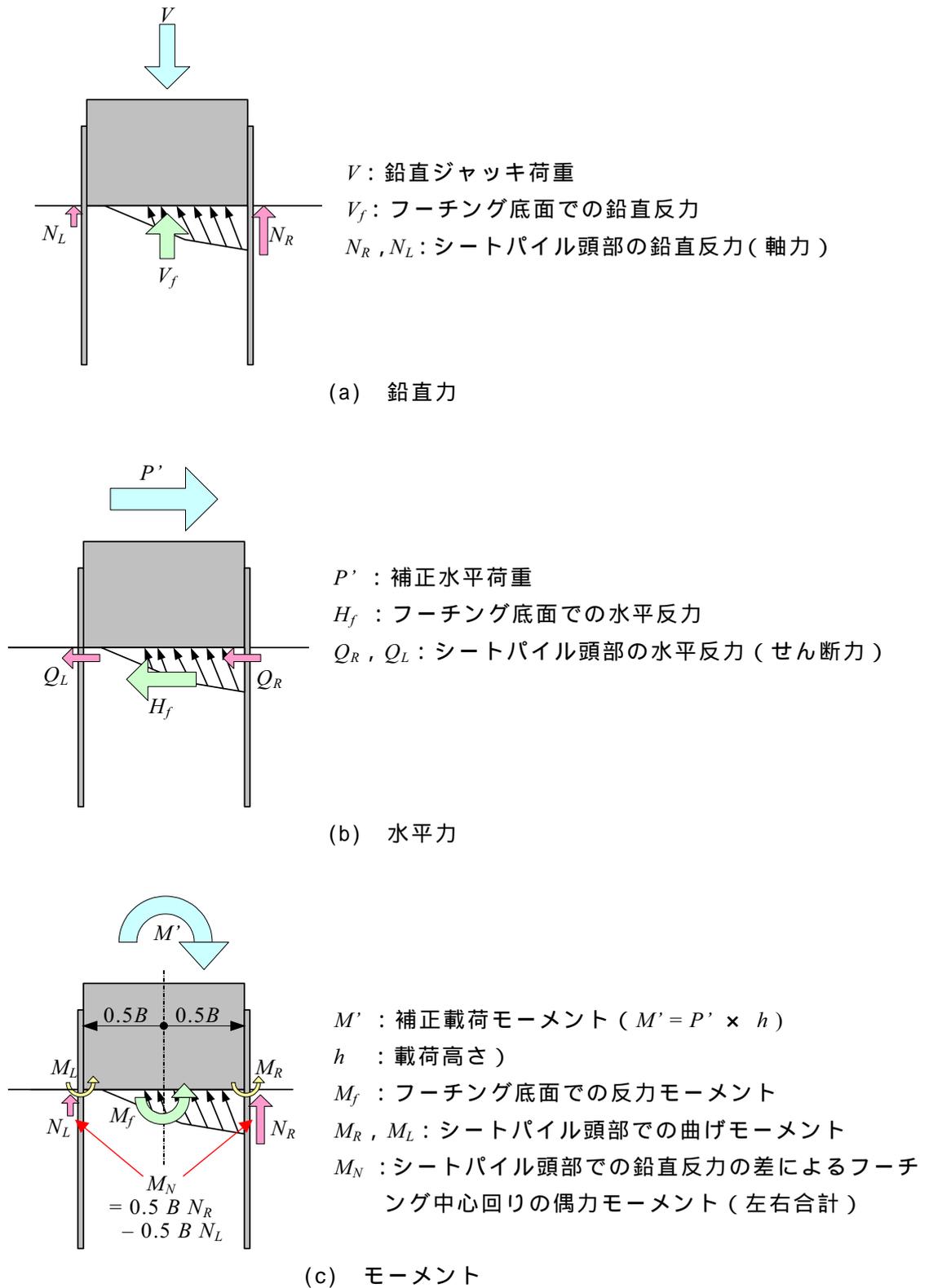


図-3.16 シートパイル基礎の抵抗成分の分解

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

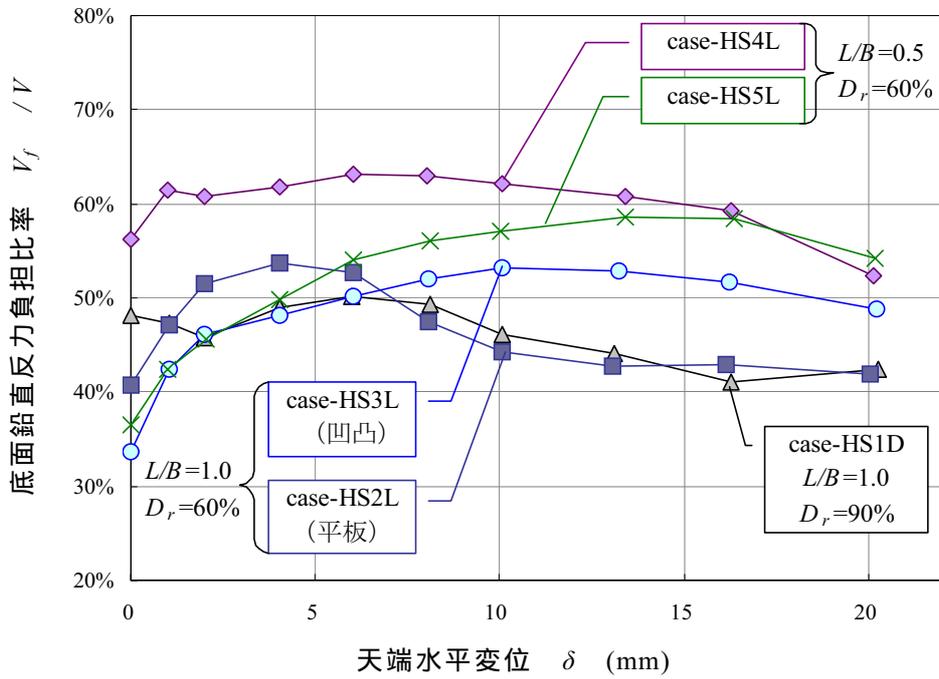


図-3.17 底面鉛直反力負担比率～天端水平変位関係

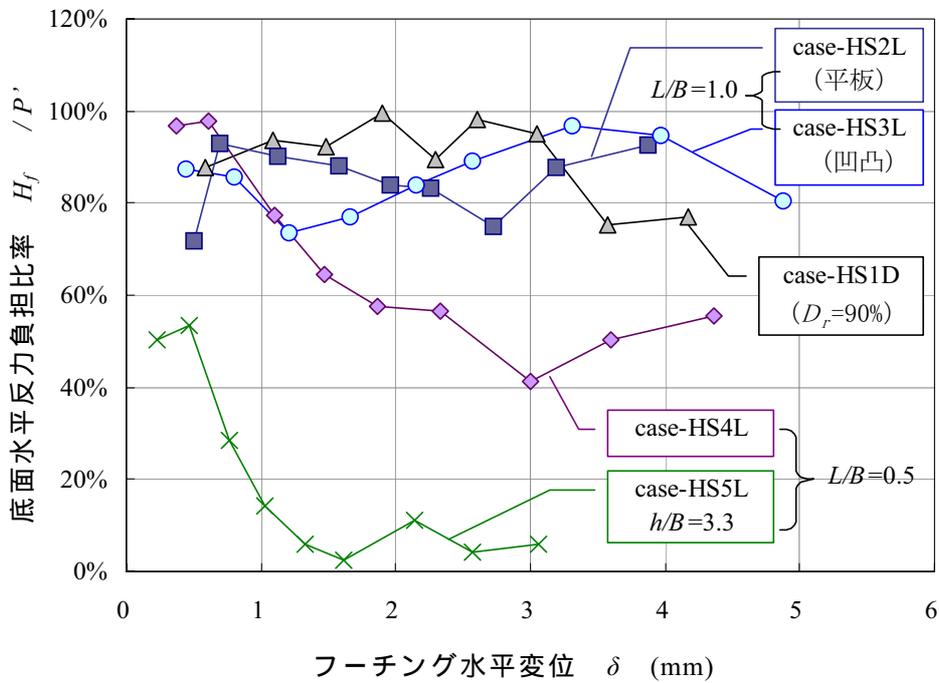


図-3.18 底面水平反力負担比率～フーチング水平変位関係

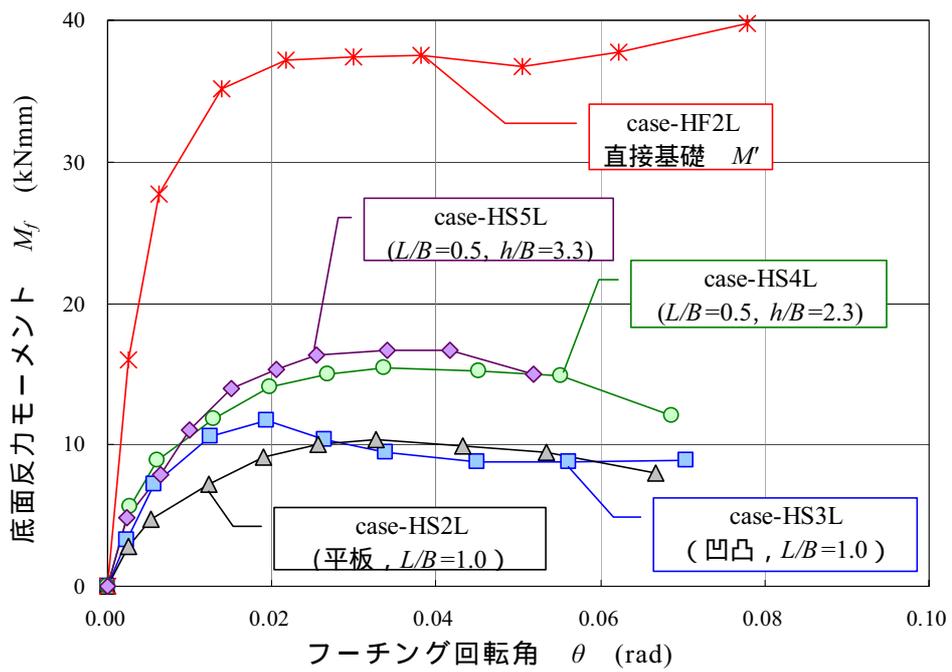


図-3.19 底面反力モーメント～回転角関係 ($D_r=60\%$)

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

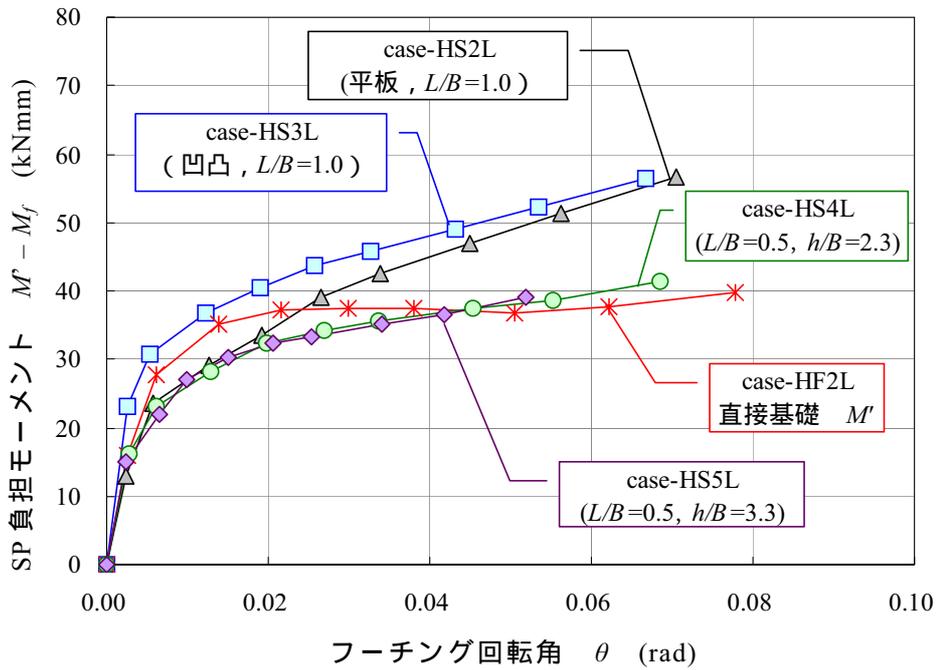


図-3.20 シートパイル負担モーメント～回転角関係

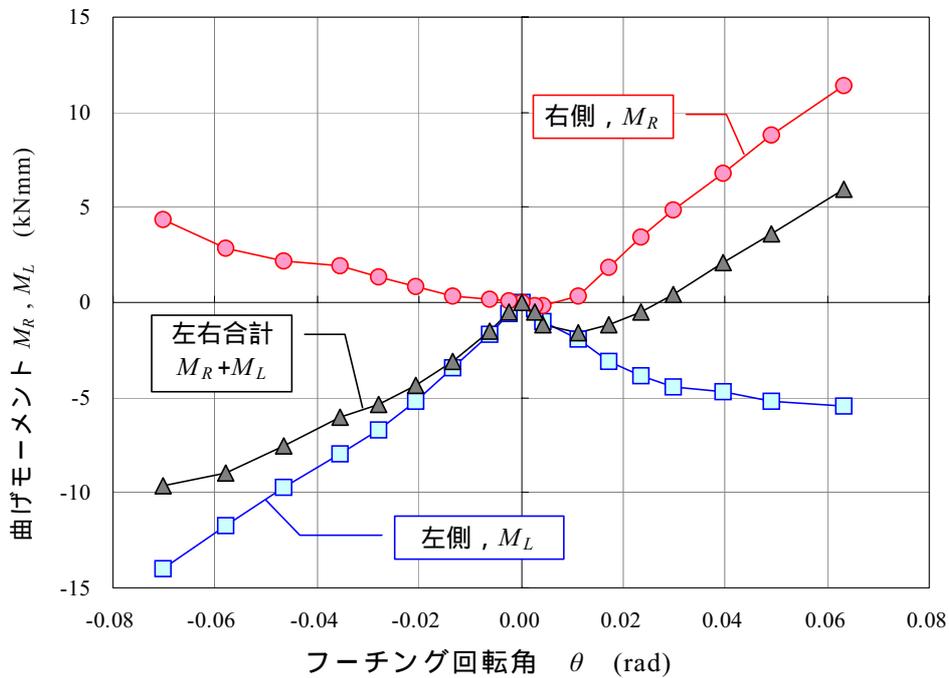
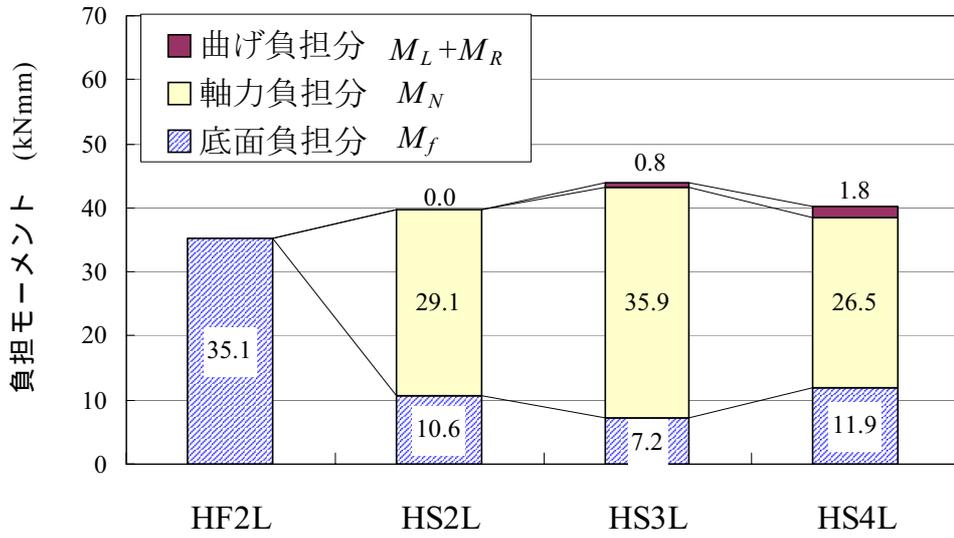
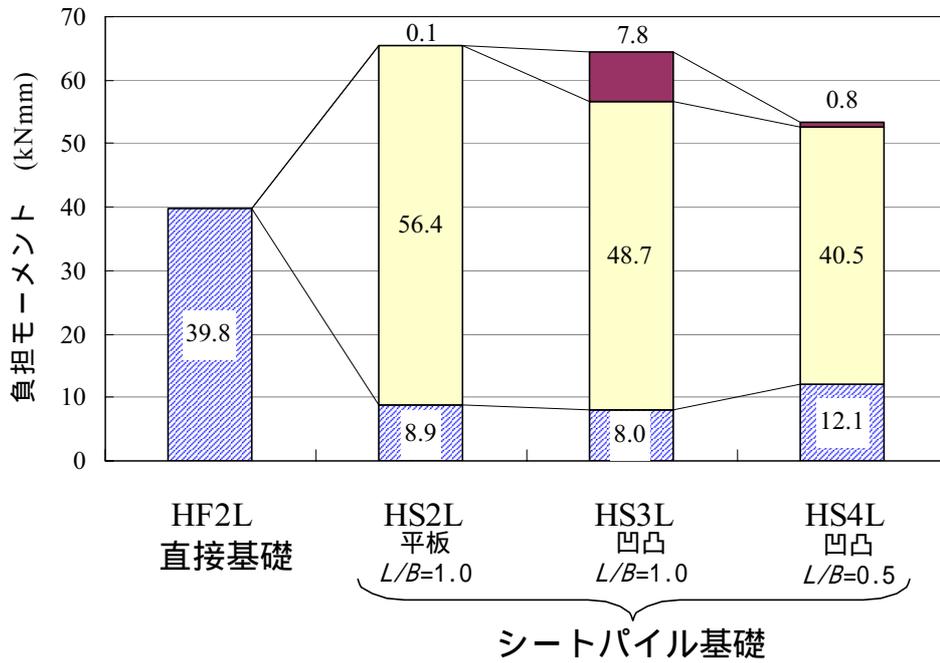


図-3.21 曲げモーメント～水平変位関係 (case-HS3L)



(a) $\delta=4\text{mm}$ 時 (降伏付近, $D_r=60\%$, $h/B=2.3$)



(b) $\delta=20\text{mm}$ 時 (終局時, $D_r=60\%$, $h/B=2.3$)

図-3.22 負担比率の比較

第3章 水平抵抗特性に関する静的室内模型実験

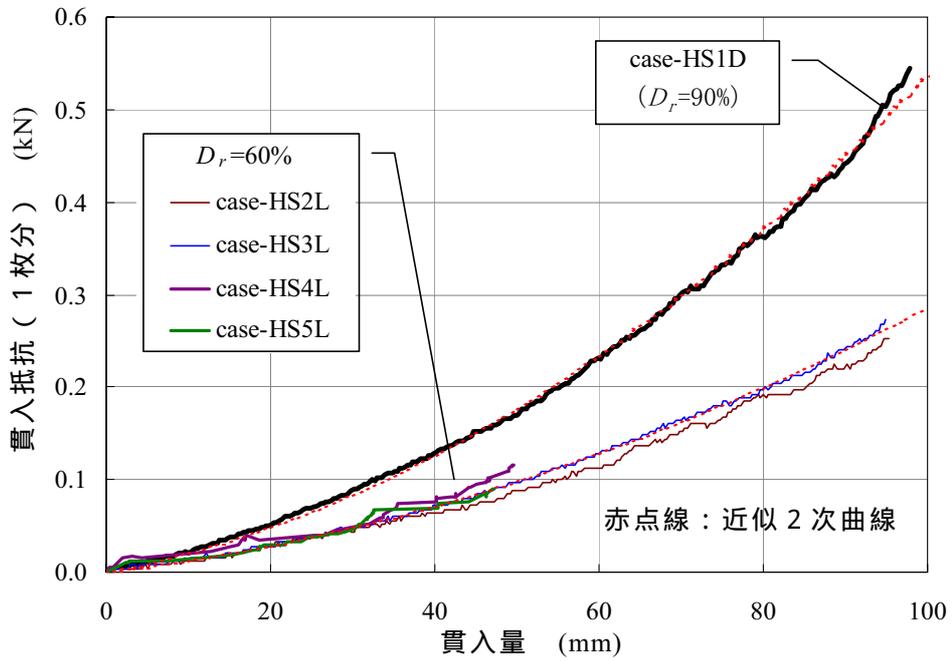


図-3.23 模型シートパイルの貫入抵抗

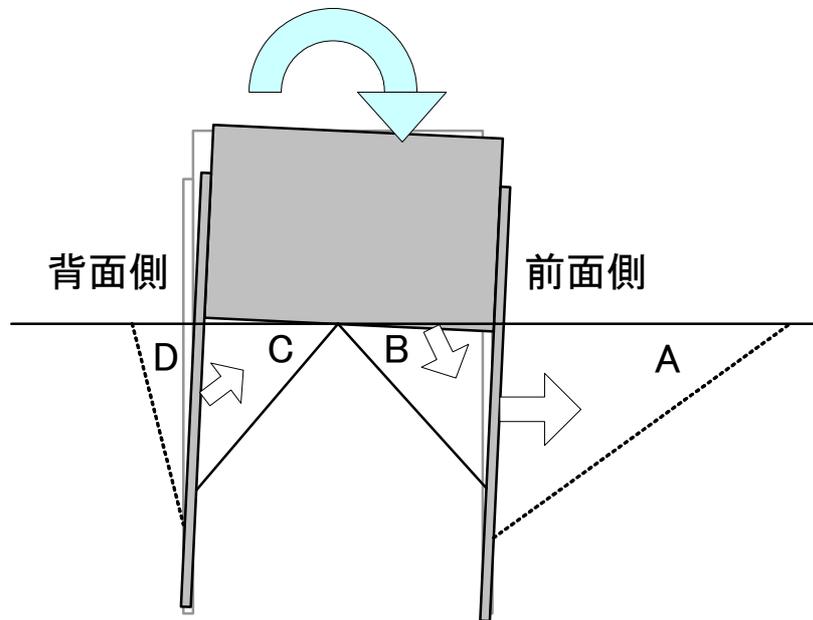


図-3.24 シートパイル周辺の地盤変位状況の模式図

第4章 実物大模型による性能確認試験

本章では、シートパイル基礎の実用化に向けて実物大規模での性能を確認するため、および提案する設計モデルの妥当性を検証する資料を得るために実施した、実物大規模模型の水平載荷試験について示す。

4.1 試験の概要

本試験は、従来の直接基礎の適用範囲外となるN値30未満の地盤上に構築した実大規模のシートパイル基礎模型に対して、その地震時水平抵抗の極限を確認するとともに、提案する設計モデルの妥当性を検証することを目的として実施したものである。また、実大規模の試験体の施工により、別途提案しているシートパイルとフーチングの接合構造（孔あき鋼板ジベルによる一体化）¹⁾の施工性について検証することも目的としている。

本実験の試験計画にあたっては、設計実務上で支配的となる荷重状態を作用させることを重視した。一般的な鉄道構造物基礎の設計では、地震時の上部工の慣性力により、基礎に水平力とモーメントが同時に作用する状態が、設計の決定ケースとなる場合が多い。また、L2地震動への耐震性能を照査するためには、基礎の非線形化を考慮した解析を行うことが前提となる²⁾。そこで、加力位置を橋脚天端に相当する位置に設定し、シートパイル基礎を十分非線形領域まで変形させることを目標とした。

また、シートパイル基礎の性能として、同一寸法の直接基礎に対する水平抵抗特性の改良効果を明確に実証するため、同一地盤上の根入れの無い直接基礎を反力体とし、両者を相互に引き合う水平載荷試験を行うこととした。直接基礎はそのままの状態ではシートパイル基礎の反力体として耐力不足であるため、一旦直接基礎を十分非線形化させるまで載荷試験を実施したのち、グラウンドアンカーで直接基礎を補強した反力体として、シートパイル基礎の載荷を行う計画とした。

なお、シートパイルを組み合わせることで直接基礎よりも水平抵抗が増加することはある程度予想されることであるが、抵抗メカニズムの異なる成分を組み合わせた場合に両者が有効に抵抗するとは限らない。また、第2章、第3章の室内模型実験においても、シートパイル基礎の抵抗特性を同一寸法の直接基礎に対する改良効果として系統的に評価・整理している。これらのことから、本実験でも比較対象を同一寸法の直接基礎としてシートパイルの有無による違いを明確に評価することとした。当然ながら実務設計においては、シートパイル基礎と等価な水平抵抗特性を有する直接基礎を設計するには、さらに大きなフーチング寸法（あるいは根入れ長）が必要とされるが、これは既往の設計手法により個別に対応が可能である。このほか、フーチングの根入れを設けない計画としたのは、直接基礎のフーチング前面の埋め戻し部分の地盤抵抗は現場によっては十分な締め固め管理が難しいことなどから、実務設計上で無視される場合が多く、その影響を除外する方が評価が明確になると考えられたためである。また、フーチングの根入れの無い直接基礎とシートパイル基礎を直接比較することで、シートパイルによる改良効果を明確に評価することができる。

第4章 実物大模型による性能確認試験

4.1.1 試験体の概要と施工

試験体は、高さ6mの単線鉄道高架橋を想定し、上部工を考慮した死荷重相当分(約900kN)に対して、直接基礎で鉛直支持力の安全率を3以上確保できるフーチング寸法(幅・奥行き3.6m)とし、シートパイル基礎も同一のフーチング寸法とした。図-4.1に両試験体の形状および配置を示す。

試験場所(埼玉県川越市)の土質構成は、表層0.7mまでは埋戻し土、その下に平均N値5の関東ローム層(粘着力 $c = 75.9\text{kN/m}^2$)が約5mあり、さらに下層には砂混じりの締まった礫層がある。フーチングは、表層の埋め戻し土を撤去して関東ローム層上に床付けし、地上に構築した。シートパイル(U型鋼矢板, III型)は、フーチング底面から3.4mまで根入れさせ、先端を関東ローム層内に留めている。

シートパイル基礎のフーチングとシートパイルの一体化は、図-4.2に示す3通りの方法で施工を行った。これらは、モーメントにより発生するシートパイルとフーチング間に発生する引張り力に対する抵抗方式が異なり、鉄筋スタッド方式(図-4.2(a)), 孔あき鋼板に貫通させた鉄筋にU型鉄筋を添わせる方式(図-4.2(b)), 孔あき鋼板に切り欠きを設けてU型鉄筋を引っ掛ける方式(図-4.2(c))の3通りである。いずれも接合面でのせん断力については孔あき鋼板ジベル(PBL)により負担させるものとして設計している³⁾。

鉄筋スタッド方式は鋼管矢板基礎で実績のある方式⁴⁾である。一方、U型鉄筋を用いる2方式はシートパイル基礎のフーチング鉄筋の配筋作業が非常に狭隘な条件となることを勘案して、現場での溶接作業を不要とするために新たに考案した方式であり、別途部材実験を行ってその抵抗特性を評価している¹⁾。なお、これらの孔あき鋼板ジベルを用いた接合方法の他にも、せん断抵抗も含めて全て鉄筋スタッドにより抵抗する接合方法も考えられる。

シートパイル基礎の施工状況を図-4.3に示す。あらかじめ工場内でシートパイルに孔あき鋼板ジベルを溶接しておき、これをパイロハンマにて打設した(図-4.3(a))。なお、隅角部はシートパイルの継ぎ手を噛み合わせずに打設した。これは実施工において隅角部の継ぎ手を噛み合わせるだけの施工精度が確保できない場合を想定したものである。

全シートパイルを打設した後、実施工であればフーチング部の掘削を行うが、本事例では省略され、すぐに鉄筋スタッドの溶接を行った(図-4.3(b))。その後、フーチング鉄筋の配筋作業を行い(図-4.3(c), (d)), フーチングおよび橋脚コンクリートを打設した。

各接合方式の施工性については、鉄筋スタッド方式(図-4.2(a))では溶接作業に時間を要するだけでなく、溶接により固定された鉄筋スタッドがフーチング鉄筋の配筋作業上の支障となることから、フーチング鉄筋の仮配筋後に設置が可能となるU型鉄筋を用いる方が施工性に優れていた。

また、貫通鉄筋とU型鉄筋を用いる方式(図-4.2(b))では貫通鉄筋を保持するために焼きなまし鉄線での緊結作業が比較的多くなり、切り欠き部にU型鉄筋を引っ掛ける方式(図-4.2(c))が最も施工性に優れていた。

4.1.2 載荷試験の概要

載荷装置（油圧ジャッキ）は、図-4.1に示すように地震時の桁の慣性力の作用位置として、フーチング底面から高さ6.5mの位置に設置した。載荷方法は、「杭の水平載荷試験方法・同解説」の一方向多サイクル方式⁵⁾に準拠し、新規荷重における荷重保持時間は2分間を原則としたが、一部の新規荷重段階（515kNおよび800kN）では載荷装置の安全確認および計測機器の調整等に時間を要したため、その直前の荷重保持時間が10分程度となった（図-4.4）。なお、次節以降では主に「新規荷重段階到達時」の計測値を示すが、これらは全て2分間の荷重保持を行う前の値である。

載荷順序は、まずシートパイル基礎を反力体として直接基礎の載荷を行い（ケースA）、その後、直接基礎をグラウンドアンカー2本で補強して反力体として、シートパイル基礎の載荷（ケースB）を行った。両ケースの最大変位時の試験状況を図-4.5に示す。なお、準備および試験時間の都合から、直接基礎を載荷した5日後にシートパイル基礎の載荷を最大荷重750kNまでの4サイクルを載荷し、その翌日に最終サイクル（最大荷重800kN）を実施した。その間、直接基礎載荷（ケースA）の前後は降雨は無かったが、シートパイル基礎載荷（ケースB）の前日から2日目の試験開始前までに台風に伴う比較的強い降雨（累積雨量167mm、最大時間雨量19mm/h）があった。そのため、試験中は盤下げした床付け面が冠水しないようポンプ排水を行った。

計測項目はフーチング底面地盤反力（図-4.6）のほか、図-4.7に示す鉛直変位、水平変位、傾斜角やシートパイルのひずみ（図-4.8）など、合計260点である。

フーチング底面の土圧計およびシートパイルのひずみ計については、試験体構築中も断続的に静ひずみ計による計測を行った。ここで、シートパイル基礎の試験体完成時のフーチング底面反力とシートパイル軸力との鉛直荷重負担比率についての検討結果を示す。フーチング底面の土圧計の計測値（後述の図-4.13(b)の0kN時）から2次元的な土圧分布形状を仮定して算出した鉛直反力のフーチング底面負担分は303kNとなった。一方、シートパイルのひずみ計測値から頭部軸力の平均値を求め、全36枚分のシートパイル負担分（頭部軸力の合計）を求める489kNであった。これらの反力の合計792kNは、試験体の自重837kN（＝フーチング部486kN+橋脚部351kN）と同程度となり、フーチング底面とシートパイルの分担比率は概ね4:6であった。フーチング底面負担分（303kN）がフーチング自重（486kN）よりも小さいことから、フーチングコンクリートの硬化時にその荷重をフーチング底面地盤とシートパイルがある比率で分担し、その後に施工した橋脚荷重（351kN）は主にシートパイルが分担したと推測される。

また、シートパイル基礎はケースA（直接基礎載荷）において反力体として用いており、小さいながらも変形を生じている。そのため、変位計および傾斜計についてはケースA開始時の初期値をゼロとし、反力体としての挙動についても計測、整理した。ただし、ケースA終了時からケースB（シートパイル基礎載荷）開始までのクリープ的な挙動は計測していない。そのためケースB開始時の初期値はケースA終了時の残留値がそのまま保持されたものと仮定して整理した。一方、ひずみ計については、温度変化等の影響があるため、ケースB（シートパイル基礎載荷）の初期値をゼロとして整理した。

第4章 実物大模型による性能確認試験

4.2 試験結果

4.2.1 荷重 - 変位関係

図-4.9 に荷重水平荷重と天端水平変位 (= 載荷点水平変位) の関係 (P - δ 関係) を示し、図-4.10 にフーチング底面に作用するモーメントと回転角の関係 (M - θ 関係) を示す。また、図-4.11 に基礎に作用するせん断力 (= 載荷水平荷重) とフーチング底面の水平変位の関係 (S - u 関係) を示す。なお、天端水平変位 δ およびフーチング水平変位 u は、橋脚が剛体回転したと仮定して水平変位計と傾斜計 (図-4.7) から算出している。また、変形モードの違いを表す指標として、ロッキング動の回転中心深度 c に着目し、新規荷重段階での天端水平変位 δ との関係を図-4.12 に示す。ここで回転中心深度 c は変形後の橋脚の変形後の軸線が変形前の軸線と交差する深さとして、3.2.4 と同様に天端水平変位 δ 、フーチング底面水平変位 u 、載荷点高さ $H = 3600\text{mm}$ から式(4-1)により算出した。

$$c = u \cdot H / (\delta - u) \quad (4-1)$$

直接基礎については、載荷荷重100kNを越えた付近から剛性の低下が顕著となり、載荷荷重186kNで終局状態に至った。また、天端水平変位 δ に比べてフーチング水平変位 u が小さく、回転中心深度 c は比較的フーチング下500mm付近と比較的浅い位置となっている。このことから、直接基礎の橋脚天端位置での水平抵抗特性の非線形は主にフーチングの回転抵抗 (M - θ 関係) の非線形化によって生じていることがわかる。なお、地盤が塑性化しない場合の理論上の最大抵抗モーメント M_{md} は底面反力が端部に集中した状態として $M_{md} = BV/2 = 1500\text{kNm}$ (B : フーチング幅, V : 鉛直荷重) と求められる。図-4.10の直接基礎の終局時の載荷モーメントはこれを下回っており、端部地盤の塑性化が生じているものと考えられる。このほか、最大変位量に対する除荷後の残留変位量の比率については、最終サイクルの天端水平変位 δ で約25%程度と比較的小さい値である。

一方、シートパイル基礎は載荷荷重300kNを越えた付近から荷重の増加に伴い徐々に剛性が低下し、載荷荷重800kNで終局状態に至った。天端水平変位 δ に比べてフーチング水平変位 u は概ね30%程度であり、回転中心深度 c は地表面から2~3m付近とシートパイルの根入れ長を若干下回る程度にまで深くなっている。また、最大変位量に対する除荷後の残留変位量の比率については、直接基礎よりも大きく、最終サイクルの天端水平変位 δ で約60%程度が残留した。

シートパイル基礎の同一寸法の直接基礎に対する改良効果という点で比較すると、載荷点における P - δ 関係上での同一変位時の水平荷重の改良効果は4倍程度となっており、第3章の2次元室内模型実験での改良効果 (1.5~2倍程度) を大きく上回った。この違いの大きな要因としては側面シートパイルの有無の影響のほか、重力場での縮尺1/50程度の室内模型に比べて実構造物では地盤の拘束圧が高く、シートパイルを介した地盤抵抗が相対的に高いことなどが考えられる。

また、荷重変位関係の改良効果は、 M - θ 関係 (図-4.10) 上で顕著にあらわれており、逆に S - u 関係上の初期剛性 (図-4.11中の微小変位区間拡大図) に関しては、載荷荷重100kN程度までは、明確な改良効果はみられない。このほか、シートパイル基礎の回転中心 c が深くなることなど、これらの定性的な傾向は第3章と同様の傾向である。

シートパイル基礎の同程度の最大応答変位量に対する残留変位量の比率としての観点からすれば、シートパイル基礎は直接基礎よりも残留変位量の比率が大きくなっている。現行の鉄道構造物の耐震設計ではこのような直接基礎の除荷時の戻り量が大きいことが、応答計算上で原点指向型の履歴モデル^{2),6)}として考慮されているが、シートパイル基礎に対してはそのような効果を見込むことは不適切と考えられる。

4.2.2 フーチング底面地盤反力分布

図-4.13に新規荷重到達時の底面鉛直地盤反力度分布を示す。図中の地盤反力度は、フーチングコンクリート打設前の無負荷の状態をゼロとしており、図中の $P=0\text{kN}$ 時の地盤反力度が自重によって生じた試験体構築完了時の値である。

直接基礎では荷重に伴い前面側（図中Eの土圧計）の地盤反力分布が上昇し、重心が前面側に移動している。また背面側では地盤反力がほぼゼロとなって浮き上がりが生じており、荷重 $P=100\text{kN}$ の時点で最後列（図中A）の地盤反力ほぼゼロとなっている。その後、荷重が進むにつれて浮き上がり発生範囲が広がっていき、終局状態（ $P=186\text{kN}$ 時）では最前列（図中E）のみに地盤反力が集中している。直接基礎周辺の地盤観察の結果（図-4.14）からも、荷重 125kN 程度から背面側フーチングの浮き上がりが目視確認され、荷重が進むにつれて浮き上がり量は大きくなっていくことが確認できている。このように浮き上がりを生じながら、底面反力分布が前面側に集中していき、端部地盤が塑性化することによって底面反力モーメントが最大値に至るという直接基礎の抵抗メカニズムは、既往の知見⁶⁾と同一である。

一方、シートパイル基礎では、試験前（ $P=0\text{kN}$ 時）から底面反力分布は一様ではなく、絶対値も直接基礎より小さくなっており、4.1.2に示したように試験体自重の一部がシートパイルの軸力により負担されていることがわかる。また、荷重に伴って底面反力の重心が前面側に移動し、背面側鉛直地盤反力の低下が生じて一部の区間で浮き上がりが生じるものの、極端な鉛直地盤反力の喪失は見られず、終局状態においても鉛直荷重（自重）の一部はフーチング底面により負担されつづけていることがわかる。一方、最前列（図中A）の鉛直地盤反力の上昇はほとんど生じておらず、底面反力モーメントは直接基礎に比べて小さい値となっていると考えられる。このように底面反力分布が平滑化される効果は、水平抵抗特性に対する直接的な改良効果としては表れないものの、底面地盤の塑性化が生じにくくなることは、第3章で述べたような繰り返し荷重時の累積沈下量の改良効果（図-3.9）が期待できることを示唆するものである。

4.2.3 シートパイルの軸力分布

図-4.15に前面および背面シートパイルの頭部軸力とそれぞれの鉛直変位量の関係を示し、図-4.16に前面および背面シートパイルの深度方向の軸力分布を示す。また、図-4.17には側面の各シートパイル頭部の軸力分布の変化を示す。ここで軸力は圧縮軸力を負とし、初期軸力のばらつきを補正するためにシートパイル基礎荷重（ケースB）の試験開始直前の状態で、構築時の鉛直反力のシートパイル負担分（1枚あたり $13.6\text{kN} = 489\text{kN} \div 36$ 枚）の圧縮軸力が一様に発生していたものと仮定して整理している。図-4.16、図-4.17の軸力は

第4章 実物大模型による性能確認試験

凡例に示す各新規荷重到達時の値である。このほか、図-4.15の鉛直変位量については、背面側は直近の鉛直変位計の値をそのまま用い、前面側はフーチングが剛体回転したものと仮定して背面側の鉛直変位計と傾斜計から算出している。

図-4.15をみると、荷重にともなって前面シートパイルが押込まれて鉛直反力(圧縮軸力)が増加していく傾向がわかる。その荷重変位関係は、1枚あたり80kN程度で剛性が大きく低下するもの、その後も増加傾向にある。

一方、背面シートパイルは荷重に伴って引き抜かれ、1枚あたり55kN程度を最大値として、その後は荷重が進むにつれて引抜き力(引張軸力)が低下している。図-4.15に示した範囲以降も引抜き力は低下しつづけ、最終的には載荷荷重 $P=800\text{kN}$ 時で圧縮軸力となった。特に載荷荷重 $P=375\text{kN}$ 時以降の挙動を詳細に見ると、それぞれ新規荷重段階(中途りのプロット)から次の計測点(白抜きのプロット)までは、それぞれ荷重保持時間中の変化を表しており、クリープ変形に伴って引張軸力が低下していく傾向がわかる。なお、載荷荷重 $P=375\text{kN}$ 時の荷重保持終了後から $P=515\text{kN}$ 時の新規荷重段階の計測が完了するまでには載荷装置および計測装置の不具合のために10分程度を要しており、この間にもクリープ変形が進んで引張軸力の低下が顕著に表れたものと考えられる。また、その後の載荷サイクル($P=550\text{kN}$ 時)では、その直前の除荷直前軸力を經由していることから、除荷・再載荷に伴って周面摩擦力が低下するような傾向ではないことがわかる。

図-4.16からは、前面シートパイルは荷重に伴い頭部で圧縮軸力が増加しているのに対して、先端では大きく変化しておらず、シートパイルの鉛直抵抗は大半が周面摩擦力により発揮されていることがわかる。載荷荷重が大きくなると軸力分布が上下で逆転している点が見られるが、シートパイルの曲げモーメントは頭部よりも地中部が大きくなっており(後述の図-4.21)、継ぎ手のずれに伴う摩擦抵抗の変化や打設時の残留ひずみの解放などの影響により軸力計測の誤差が大きくなっているものと考えられる。また、背面シートパイルの引張軸力の低下は杭頭部だけでなく地中部においても発生していることがわかる。

図-4.17の側面シートパイルの頭部軸力からは荷重が進んでフーチングが回転するのに伴って、シートパイル頭部反力の重心が前面側に移動し、前面寄りでは圧縮力、背面寄りでは引張力となっていることがわかる。また、軸力の分布形状が、載荷初期には直線的な分布であったのが、載荷荷重が大きくなるにつれて直線性が失われている。これは、載荷初期にはシートパイルの継ぎ手のずれが生じずに一体的に挙動していたものが、載荷荷重が大きくなるにつれて継ぎ手のずれが大きくなり、一体性が失われたものと考えられる。

各面のシートパイルの軸力および軸力負担モーメントの変化を図-4.18、図-4.19に示す。軸力負担モーメントは、新規荷重段階到達時の各シートパイルの軸力にフーチング中心からの距離を乗じて求め、背面シートパイルが圧縮側となった載荷荷重 $P=700\text{kN}$ 以降は、背面シートパイルの軸力負担モーメントはゼロとして整理した。なお、全シートパイルの軸力は計測していないため、各シートパイルの個別の軸力(図-4.15~図-4.17)からその他のシートパイルの軸力を推定して合計した。そのため、図-4.18および図-4.19には軸力分布の不均一性などの影響による誤差が含まれている。

載荷初期は載荷モーメントの大半がシートパイルの軸力によって負担されているが、載荷荷重 $P=515\text{kN}$ 以降では、軸力負担モーメントは徐々に低下している。ただし、最終荷重

段階でも載荷モーメントの半分程度はシートパイルの軸力によって負担されており、シートパイル基礎の主たる抵抗成分がシートパイルの軸力負担モーメントであることは、第3章と同様の知見である。なお、載荷モーメントと軸力負担モーメントとの差分はフーチング底面の鉛直反力および各シートパイル曲げモーメントによって負担されていると考えられる。

ここで背面シートパイルの引張軸力が、載荷途中から大きく低下している点について考察する。頭部の引張軸力がピークとなった時点（載荷荷重 $P=375\text{kN}$ 時）は、地表面の目視観察で背面シートパイル外側に空隙が確認された時期と概ね一致している。この空隙の大きさを試験終了後に計測したところ、幅 200mm 、深さ 1m 程度となっており、その内部は滞水していた（図-4.20）。載荷試験中の降雨に対して地表面での排水を行って冠水は防いでいたが、シートパイル表面と地盤との空隙に雨水が流れ込み、周面支持力を低下させた可能性が考えられる。荷重保持に伴うクリープ変形に応じて荷重低下が進行しているのも、荷重保持時間が長くなるほど雨水流入の影響が大きくなっていくためと考えられる。特に最終サイクル（載荷荷重 $P=800\text{kN}$ 時）では、一晩の放置時間中に雨水の浸透が進み、引抜き抵抗力がほとんど発揮されなかったものと考えられる。なお、実際の地震時では1波あたりの荷重の継続時間が短いことから、このような大幅な周面支持力の低下は生じにくいと想定される。

次に、シートパイルの軸力計測結果と鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）⁷⁾に示される打ち込み工法によるH鋼杭の支持力算定式をシートパイルに準用して求めた値を比較する。地盤定数を N 値 $=5$ として算定すると、シートパイル1枚につき先端支持力が 7.6kN 、周面支持力が 68kN と得られる。ここで先端支持力はシートパイルの実断面積のみが抵抗するものとし、周面支持力は裏表のうち一面のみが抵抗するもの（抵抗面積はシートパイル幅 0.4m ×根入れ深さ 3.4m ）として算定した。これらの値を図-4.15の荷重変位関係と比較すると、押込み側（前面シートパイル）では設計支持力程度で剛性が低下し、その後は設計支持力を上回る抵抗を発揮している。一方、引張側（背面シートパイル）では、設計支持力の8割程度の値で最大値となっている。ただし、実測値と設計支持力との差分は仮定した初期軸力（ 13.6kN ）と同程度であり、この初期軸力仮定の誤差や上述の雨水の流入による周面摩擦力の低下の影響などを考慮すれば、シートパイルの鉛直支持力は押込み側、引抜き側とも概ね打ち込み工法によるH鋼杭の支持力算定式を準用できるものと考えられる。

なお、図-4.16の押込み側の軸力分布で得られた先端軸力（約 30kN ）は設計先端支持力を大きく上回っており、既往の実鋼矢板の鉛直載荷試験⁸⁾と同様に凹凸形状に起因した先端の閉塞効果が発揮されている可能性もある。ただし、シートパイル基礎はシートパイルの先端を明確な支持層に到達させずに適用する機会が多いと想定され、相対的に先端支持力の負担割合は非常に小さくなる。よって先端閉塞効果を無視して支持力を算定しても、実務上の影響は小さいと考えられる。

第4章 実物大模型による性能確認試験

4.2.4 シートパイルの曲げモーメント

図-4.21に新規荷重到達時の各面のシートパイルの曲げモーメント分布を示す。ここで、曲げモーメントは打設および直接基礎載荷（ケースA）での残留応力の影響を無視し、シートパイル基礎載荷（ケースB）の試験開始直前の状態をゼロとして整理した。また、前面側および背面側のシートパイルの曲げモーメントは、凹凸が組み合わされた壁体としての曲げモーメントとなるように、継手近傍に配置したひずみ計から継手を介したひずみ分布の不連続量を求め（各シートパイル内でのひずみ分布は線形分布と仮定）、継手のずれ変形による抵抗力の影響^{9), 10)}を考慮し、Appendix.Bに示す方法で算定した。一方、側面のシートパイルについては、継ぎ手の抵抗を無視して個別のシートパイルの曲げモーメントの和として算定した。

図-4.21より、前面および背面は地中部のモーメントが大きいものの、頭部では小さくなっており、載荷モーメントに対する抵抗としての寄与は小さいことがわかる。また、前面シートパイルに比べて背面シートパイルの発生曲げモーメントが相対的に小さくなっていることがわかる。特に深度0.3m（2断面目）付近での曲げモーメントの勾配が $P = 750\text{kN}$ 時までは前面シートパイルと逆の傾向になっており、比較的浅い位置での地盤抵抗が前面シートパイルよりも小さくなっていると考えられる。

一方、側面は載荷荷重 $P = 600\text{kN}$ 以降で頭部のモーメントが増加していくことがわかる。これは図-4.19に示す軸力負担モーメントが頭打ちとなって不足しはじめた抵抗モーメントが側面シートパイルの頭部の曲げモーメントにより負担されていったためと考えられる。ただし、側面シートパイルの頭部モーメントの合計は載荷荷重 $P = 800\text{kN}$ 時でも約 400kNm 程度となっており、抵抗モーメントの不足分に全て補うには至っていない。

なお、本試験で測定されたシートパイルの発生応力度は、前面シートパイルの地中部で載荷荷重 750kN 時に約 60N/mm^2 、載荷荷重 800kN 時に約 170N/mm^2 （側面シートパイルの頭部では載荷荷重 800kN 時に約 80N/mm^2 ）と、許容応力度（ 270N/mm^2 ）¹¹⁾に比べて十分に小さいことが確認されている。このことは、シートパイル基礎の実務設計において耐震設計時のシートパイルの応力度自体は必ずしも断面設計（シートパイルの型式選定）の決定要因とならず、フーチング掘削時の仮土留め工としての設計が決定要因となる可能性を示唆するものである。

4.2.5 シートパイル頭部のせん断力

図-4.22に新規荷重到達時の前面・背面・側面の各シートパイルの頭部に発生するせん断力の変化状況を示す。せん断力は、曲げモーメント分布を4次曲線（側面は3次曲線）で近似し、それを微分して求めた。

主体となる前面シートパイルの負担分は載荷荷重の増加に伴い増加しており、特に全体の荷重変位関係の剛性が低下し始める載荷荷重 $P = 515\text{kN}$ 以降で、増加割合が高まっている。また、全シートパイルを合計した頭部せん断力の載荷水平荷重に対する比率を比較すると、載荷初期では、載荷水平荷重の半分程度となっているが、 $P = 515\text{kN}$ 以降ではせん断力の負担比率が増加して最終的には80%を超えるまでになっている。載荷荷重と全シートパイルの頭部せん断力の差は、主にフーチング底面でのせん断抵抗によるものであり、これがお

よそ100～200kN程度で上限値に達しているものと考えられる。また、 $P = 800\text{kN}$ 時には載荷荷重をシートパイル頭部のせん断力のみで負担していることとなるが、これは一晩放置した際にフーチング底面と地盤との接触が失われて、フーチング底面のせん断抵抗が失われたためと考えられる。

4.3 まとめ

従来の直接基礎の適用範囲外である N 値 5 程度の関東ローム層上において、シートパイル基礎の実大模型の施工および載荷試験を実施し、同一寸法の直接基礎と比較することによって以下の知見を得た。

1. 実大規模でのシートパイル基礎の施工に大きな問題は生じず、施工性に優れることを確認した。
2. シートパイル基礎は同一寸法の直接基礎に比べて高い水平抵抗特性を有する。
3. シートパイル基礎の抵抗成分は、主に前背面のシートパイルの軸力負担および前面シートパイルのせん断力の負担分が大きい。

なお、水平抵抗特性に関する 2. および 3. の知見は、第 3 章と定性的に同様の知見である。

第4章 実物大模型による性能確認試験

参考文献（第4章）

- 1) 喜多直之, 田中浩一, 平尾淳一, 神田政幸, 西岡英俊: シートパイルとフーチングの接合構造に関する実験と設計法, 土木学会第60回年次学術講演会, pp.491-492, 2005.9
- 2) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10
- 3) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会編: 構造工学シリーズ11 複合構造物の性能照査指針(案) 参考資料2.ずれ止め, pp.197-206, 2002.
- 4) 鋼管杭協会編: 鋼管矢板基礎, pp.272, 2002.
- 5) 地盤工学会基準 JGS 1831-1983: 杭の水平載荷試験方法・同解説, pp.28, 土質工学会, 1983.
- 6) 羽矢洋, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集, No.595 / VI-39, pp.127-140, 1998.6
- 7) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物 SI単位版, 2000.6
- 8) 妙中真治, 大谷順, 佐藤宇紘: 鋼矢板の鉛直支持力特性の評価, 土木学会論文集C, Vol.63, No.1, pp.285-298, 2007.
- 9) 鴻池一季: 鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.373 / VI-5, pp.78-82, 1986.9
- 10) 白石基雄: U形鋼矢板の継手せん断抵抗と断面性能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.385 / VI-7, pp.49-58, 1987.9
- 11) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル付属資料: 掘削土留め工の設計, 2001.3

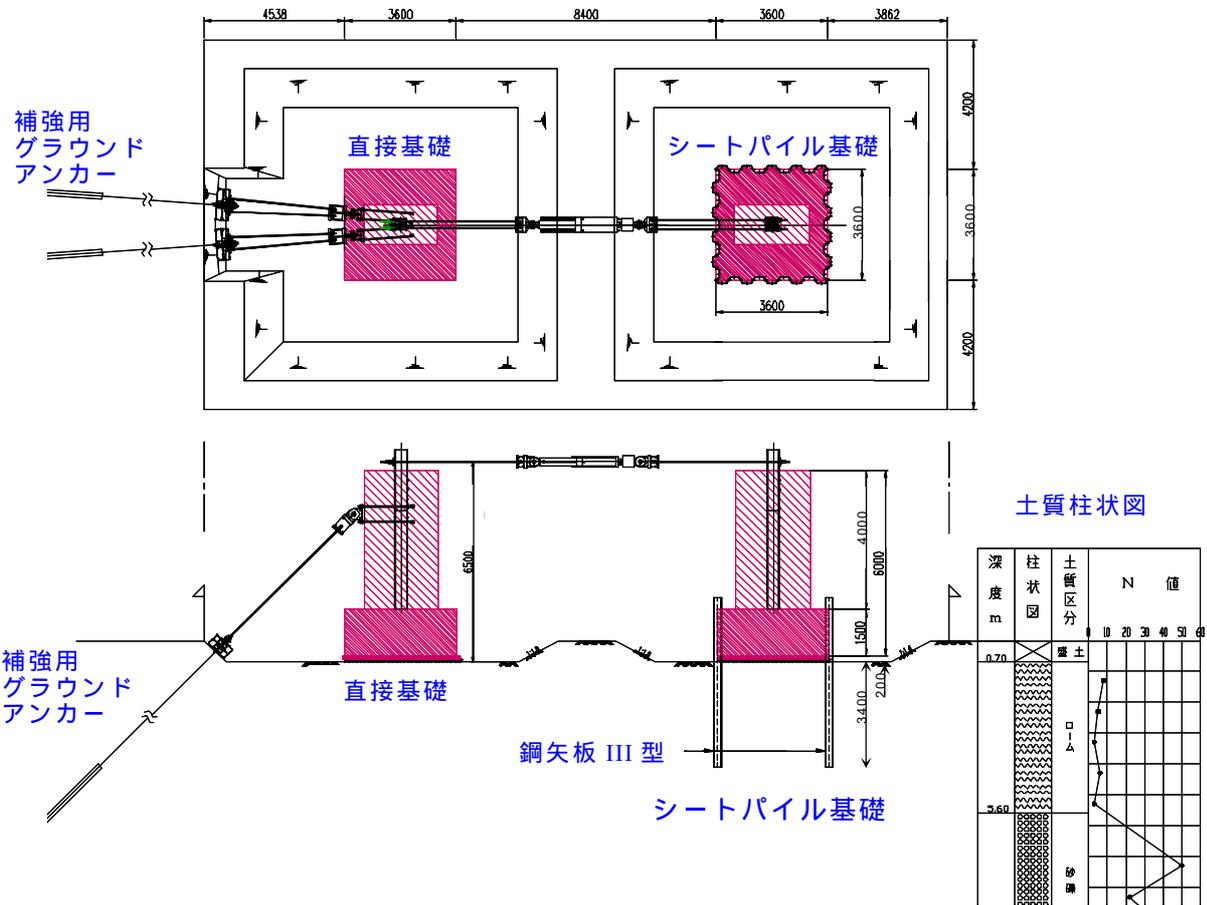
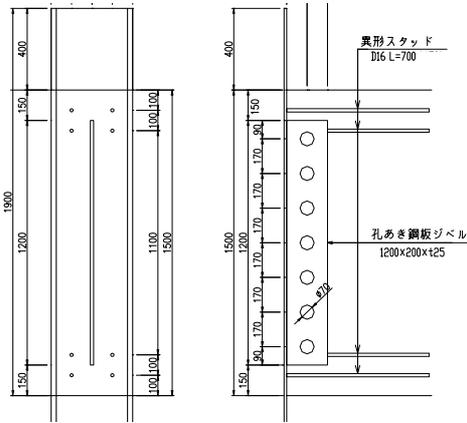
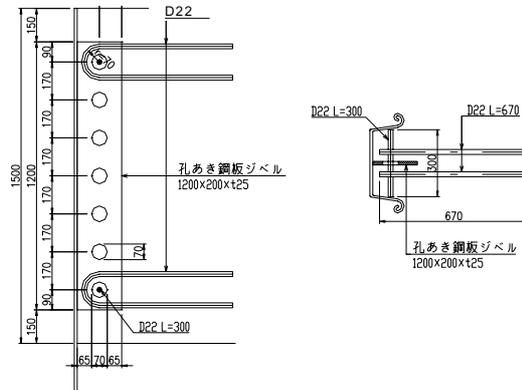


図-4.1 実大試験体の形状および配置 (単位: mm)

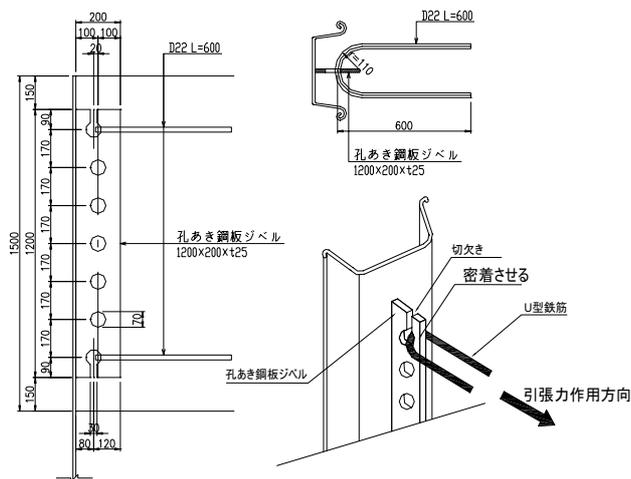
第4章 実物大模型による性能確認試験



(a) 鉄筋スタッド方式



(b) 貫通鉄筋 + U型鉄筋方式



(c) 孔あき鋼板切り欠き + U型鉄筋方式

図-4.2 シートパイルとフーチングの接合構造 (単位: mm)



(a) シートパイルの打設



(c) フーチング鉄筋組み立て



(b) 鉄筋スタッド溶接



(d) フーチング配筋完了

図-4.3 施工状況

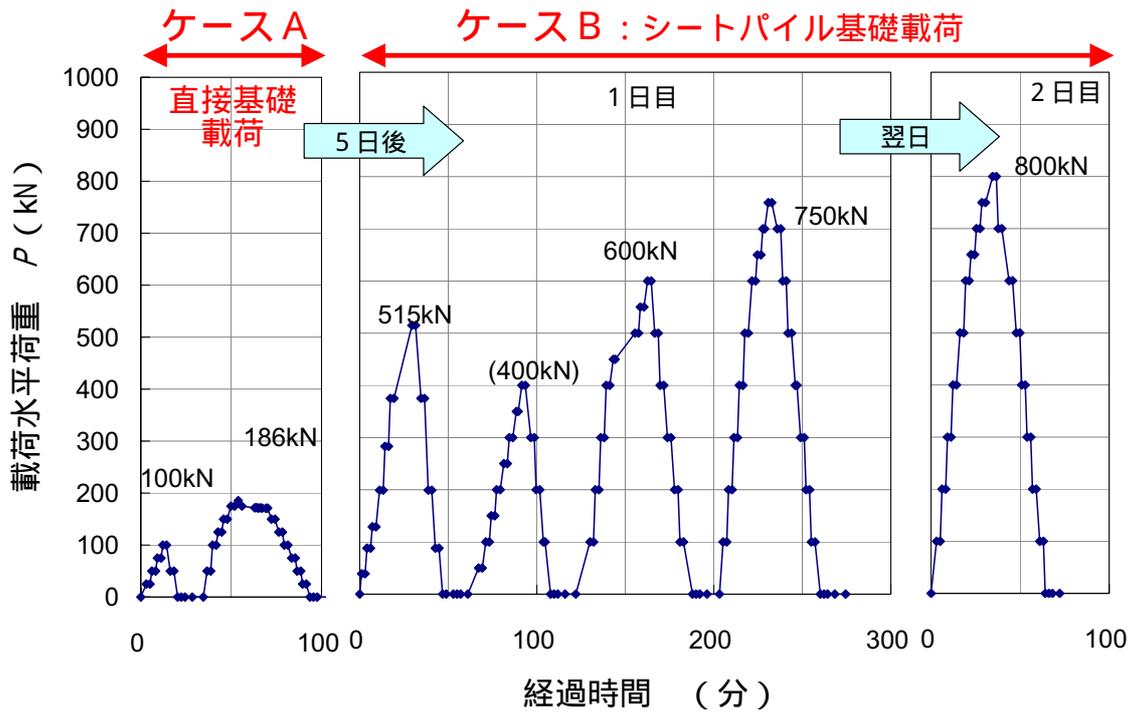
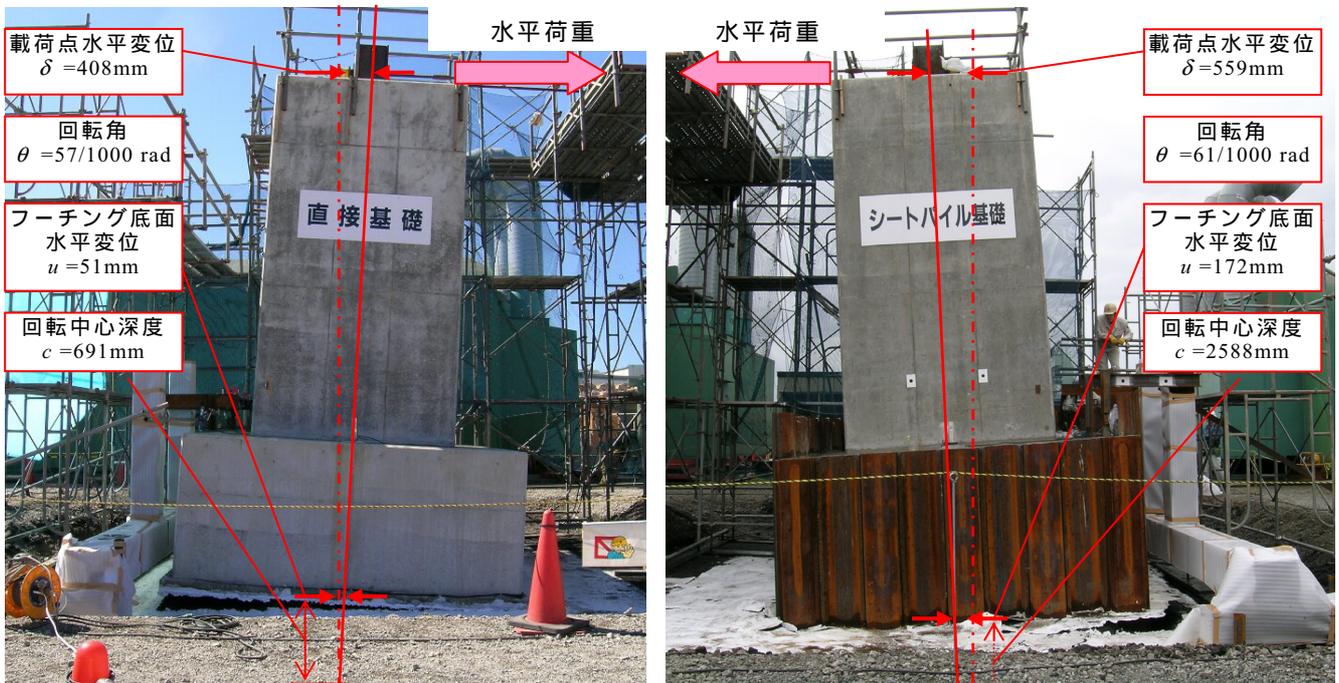


図-4.4 荷重サイクル



(a) ケース A (直接基礎荷重)

(b) ケース B (シートパイル基礎荷重)

図-4.5 試験体の変形状況 (最大変位時)

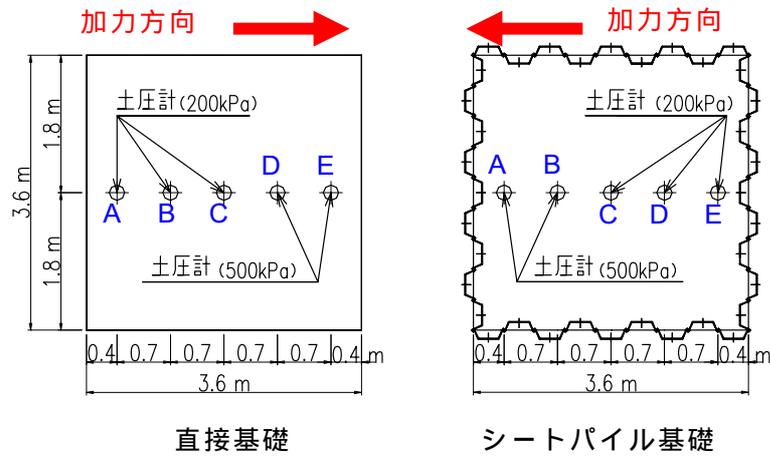


図-4.6 フーチング底面の土圧計の配置

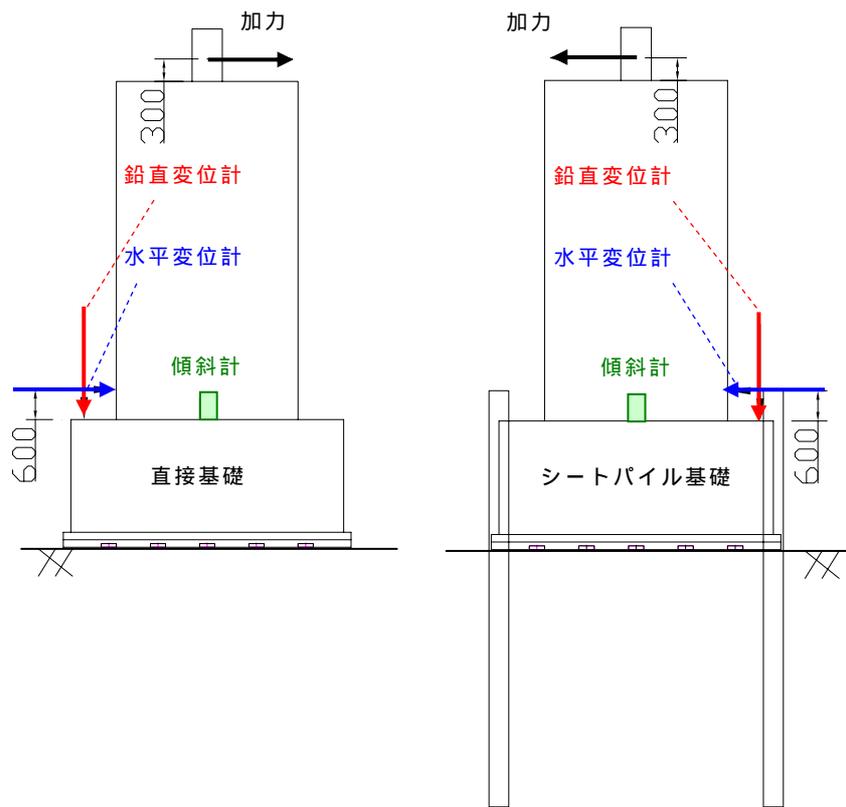


図-4.7 変位計，傾斜計の配置

第4章 実物大模型による性能確認試験

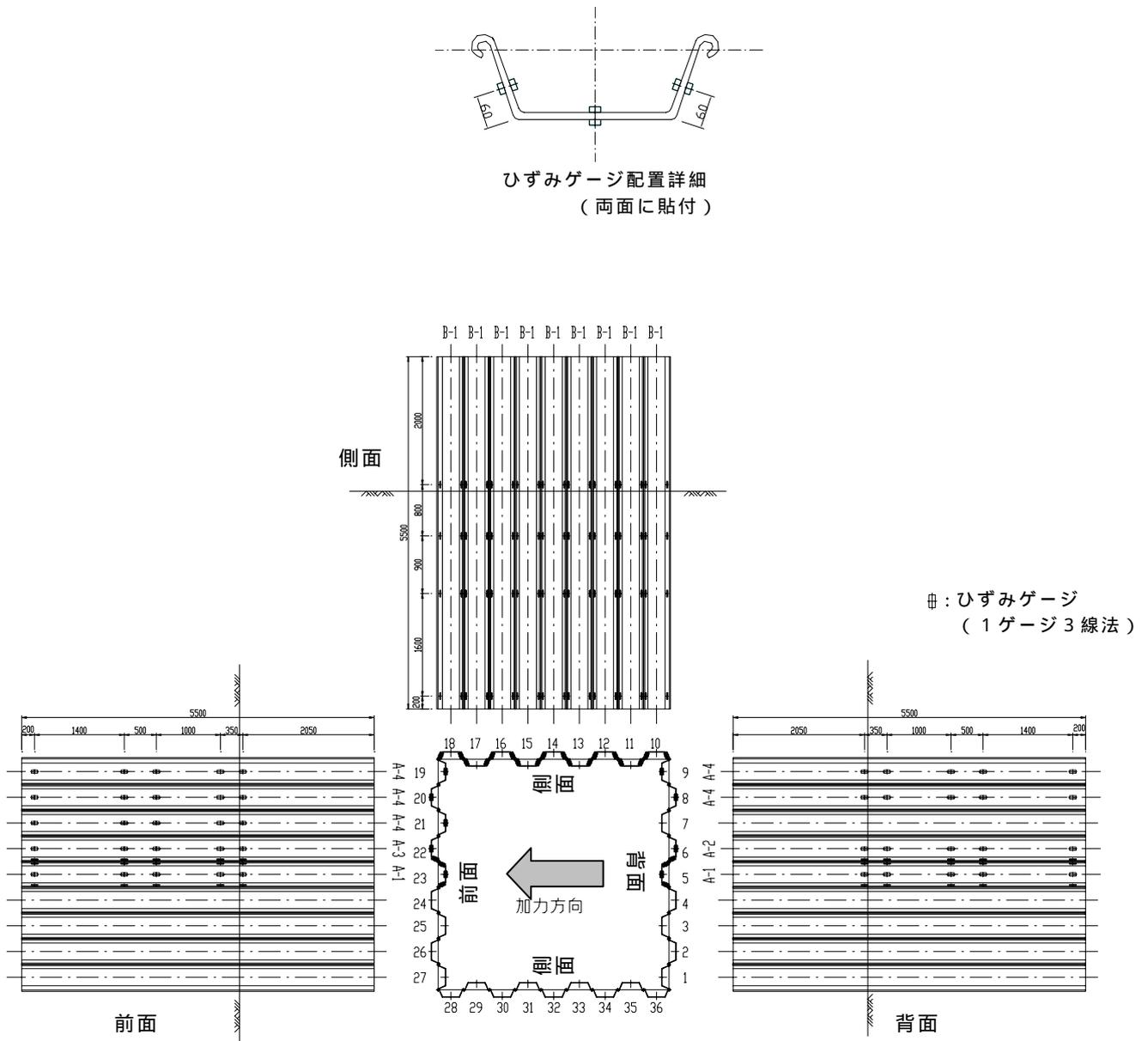


図-4.8 シートパイルのひずみ計配置 (単位: mm)

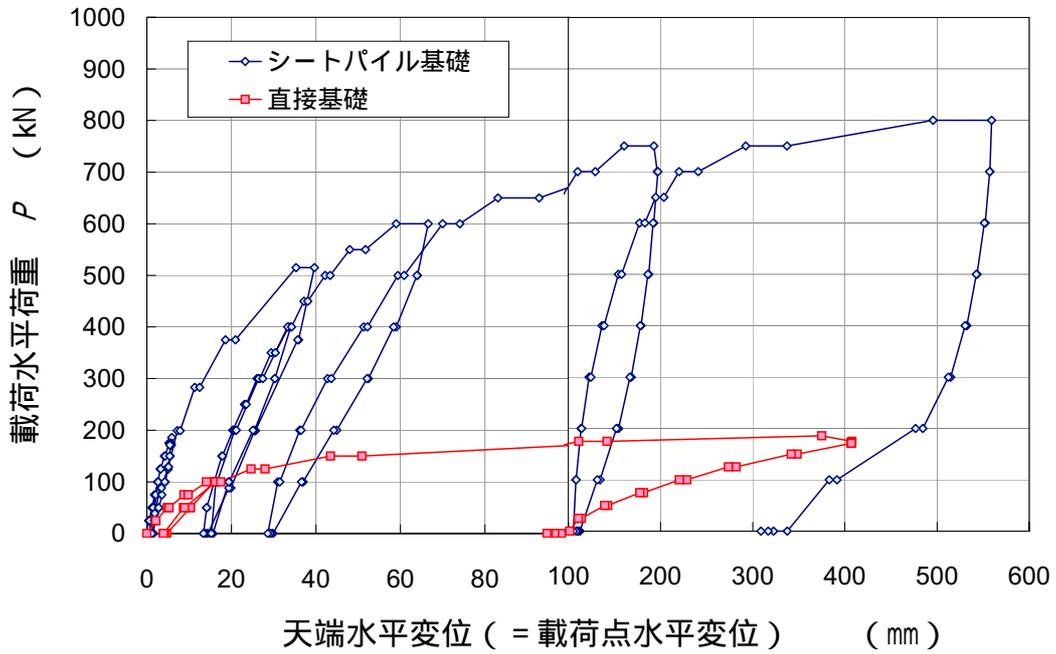


図-4.9 載荷水平荷重 - 天端水平変位関係 ($P-\delta$ 関係)

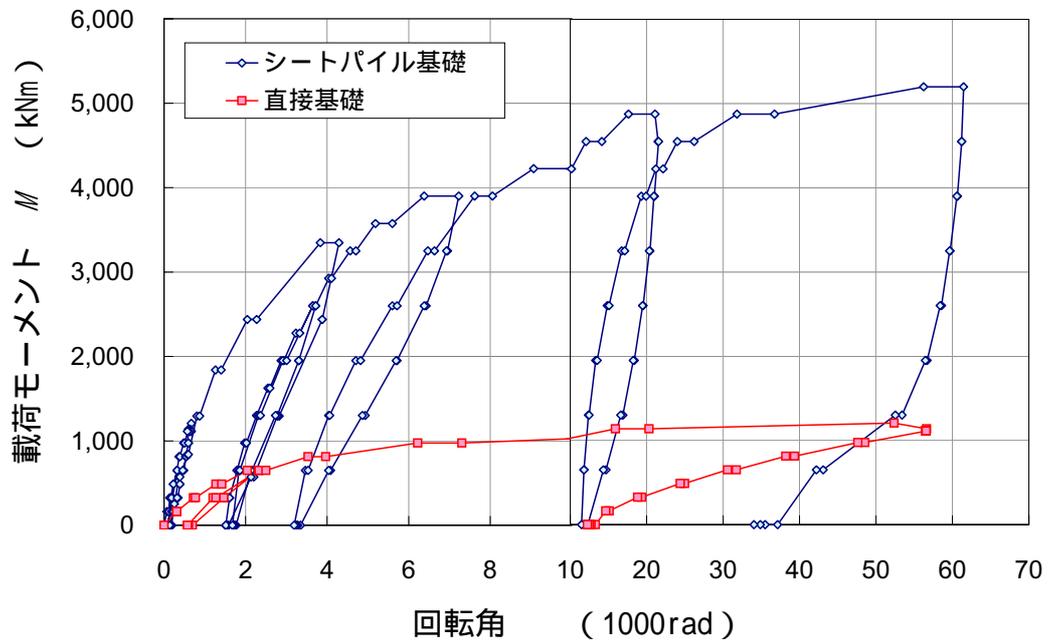


図-4.10 載荷モーメント - 回転角関係 ($M-\theta$ 関係)

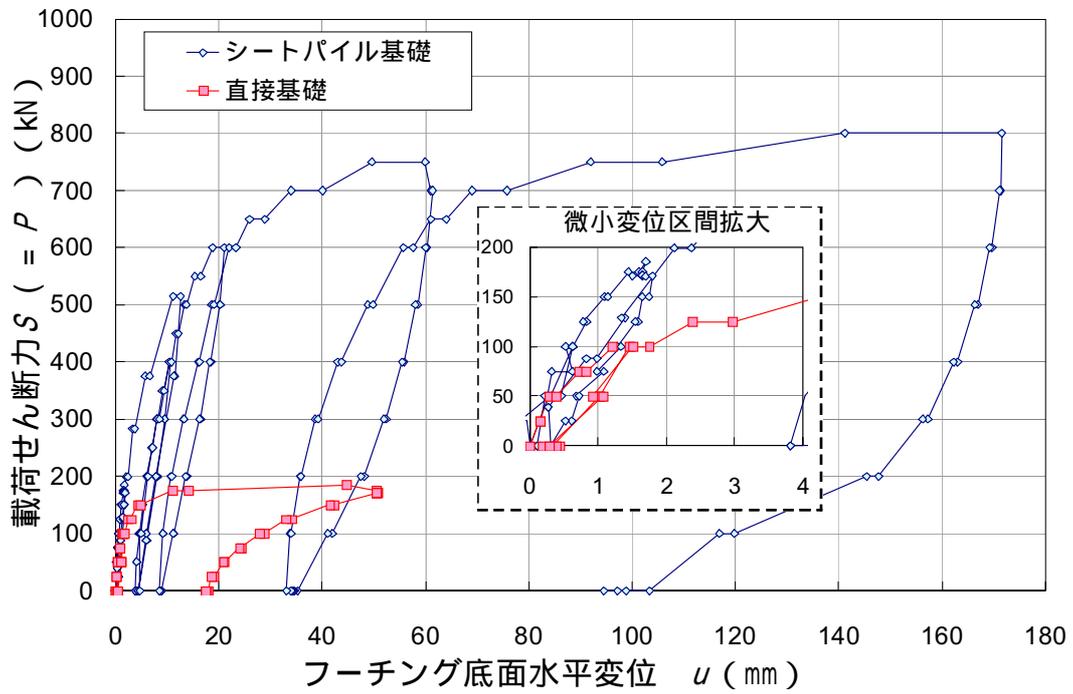


図-4.11 載荷せん断力 - フーチング底面水平変位関係 ($S-u$ 関係)

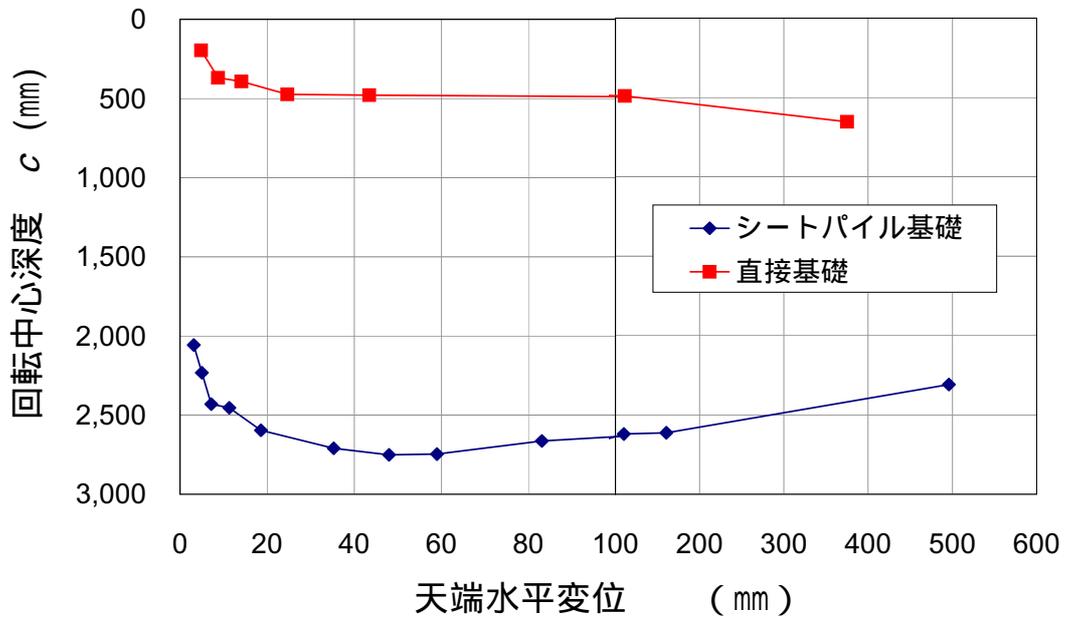
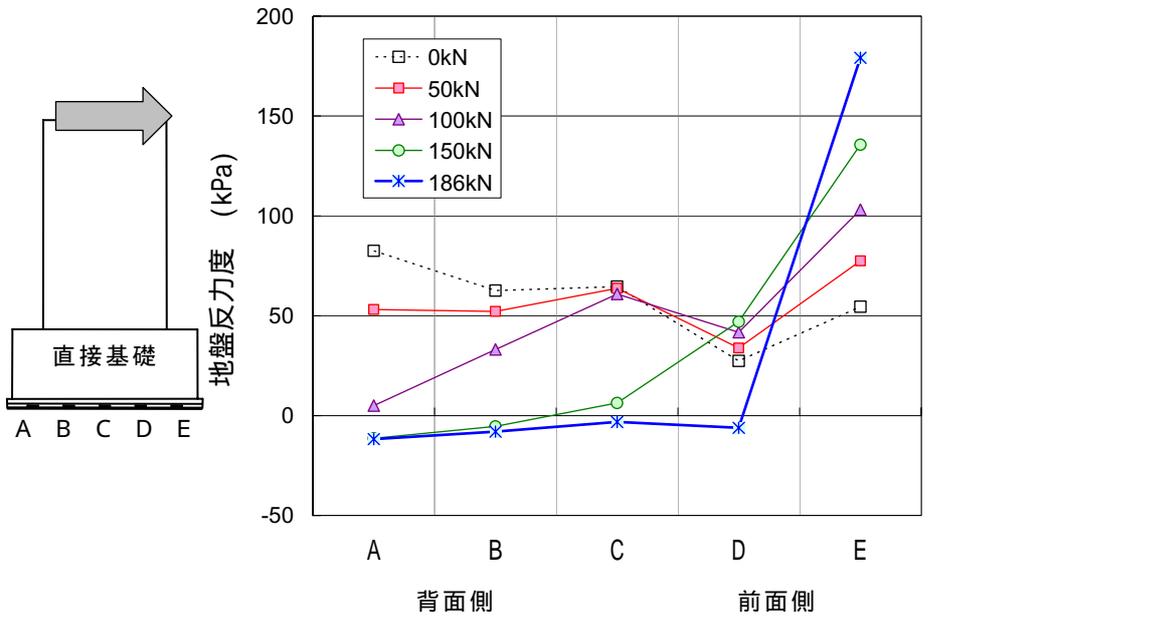
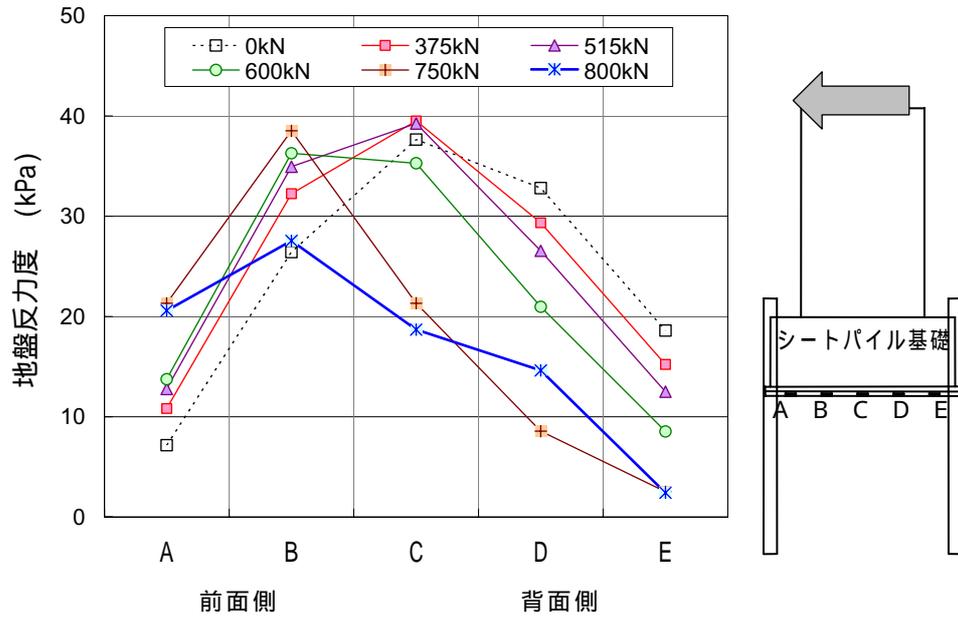


図-4.12 回転中心深度 - 天端水平変位関係



(a) 直接基礎



(b) シートパイル基礎

図-4.13 フーチング底面の鉛直地盤反力度分布の変化

第4章 実物大模型による性能確認試験



(a) $P=150\text{kN}$ 時



(b) $P=186\text{kN}$ (最大荷重) 時

図-4.14 直接基礎底面の浮き上がりの状況
写真中の白い部分はクラックを
目立たせるために設けた石膏の薄層

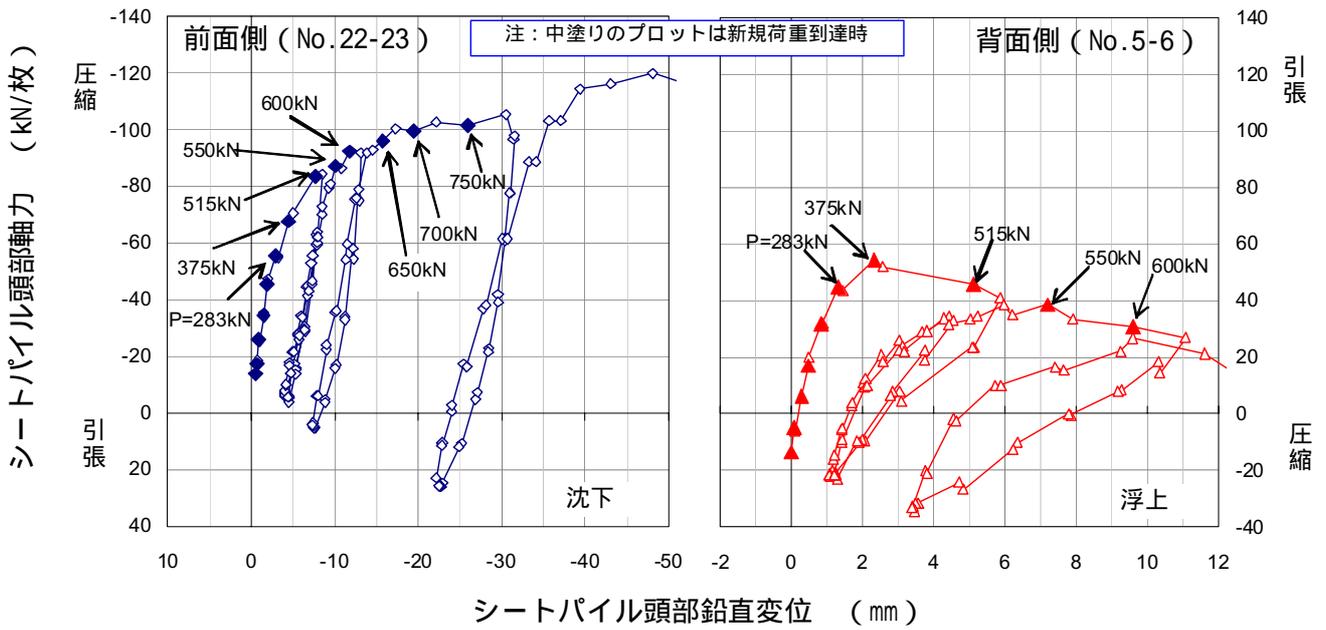


図-4.15 前面および背面シートパイルの頭部軸力と鉛直変位の関係

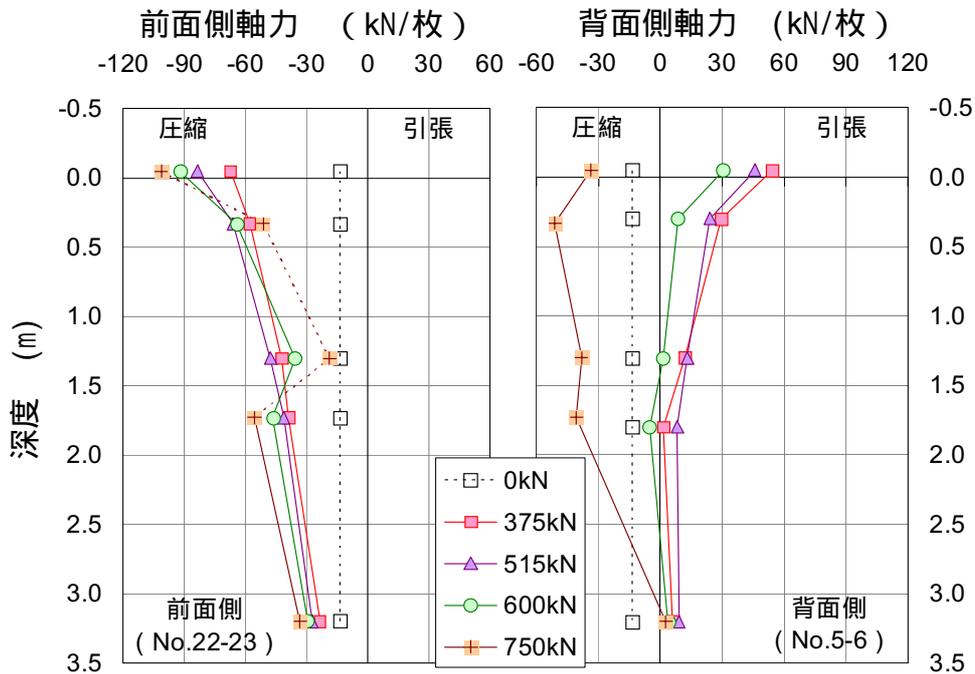


図-4.16 前面・背面シートパイル軸力分布

第4章 実物大模型による性能確認試験

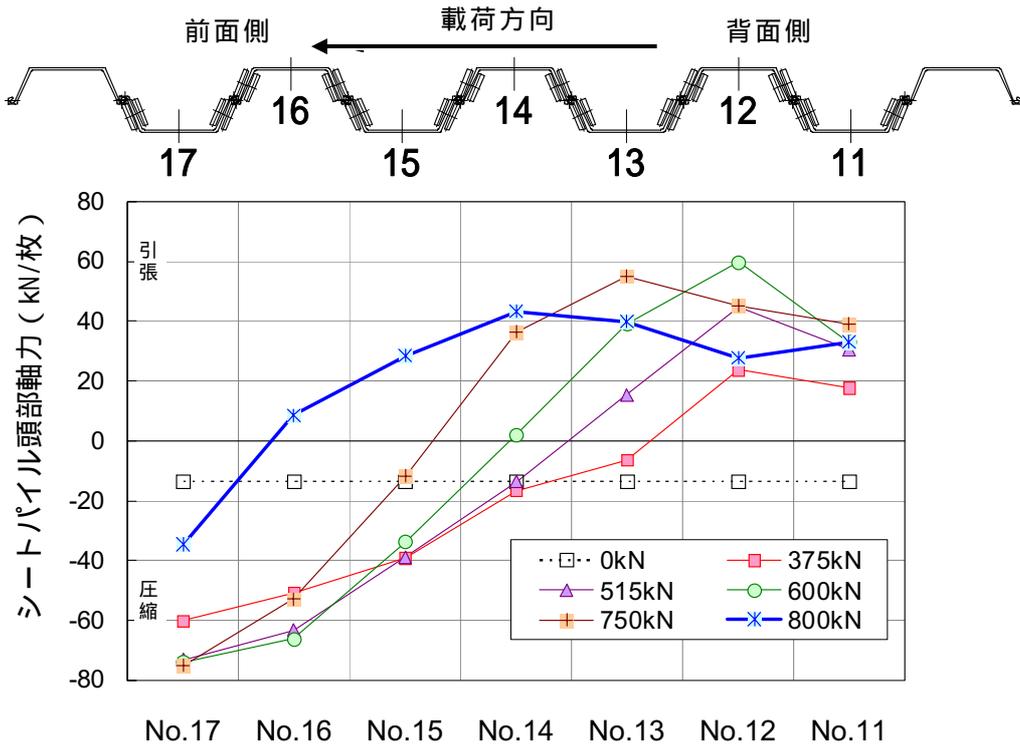


図-4.17 側面シートパイルの頭部軸力の変化

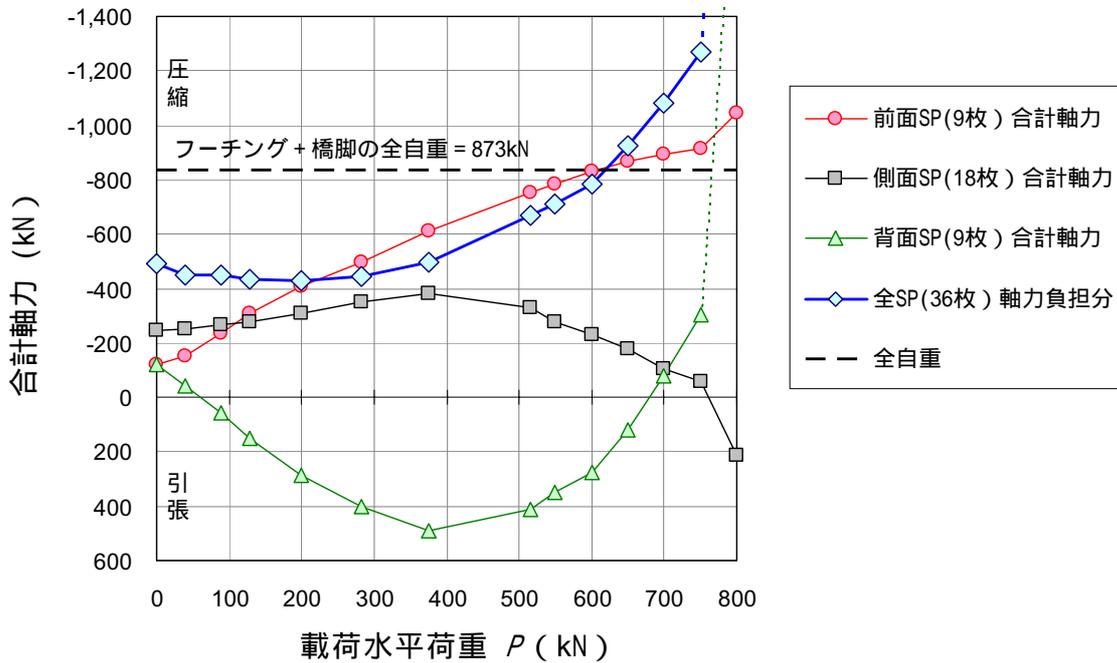


図-4.18 シートパイル頭部の合計軸力の変化

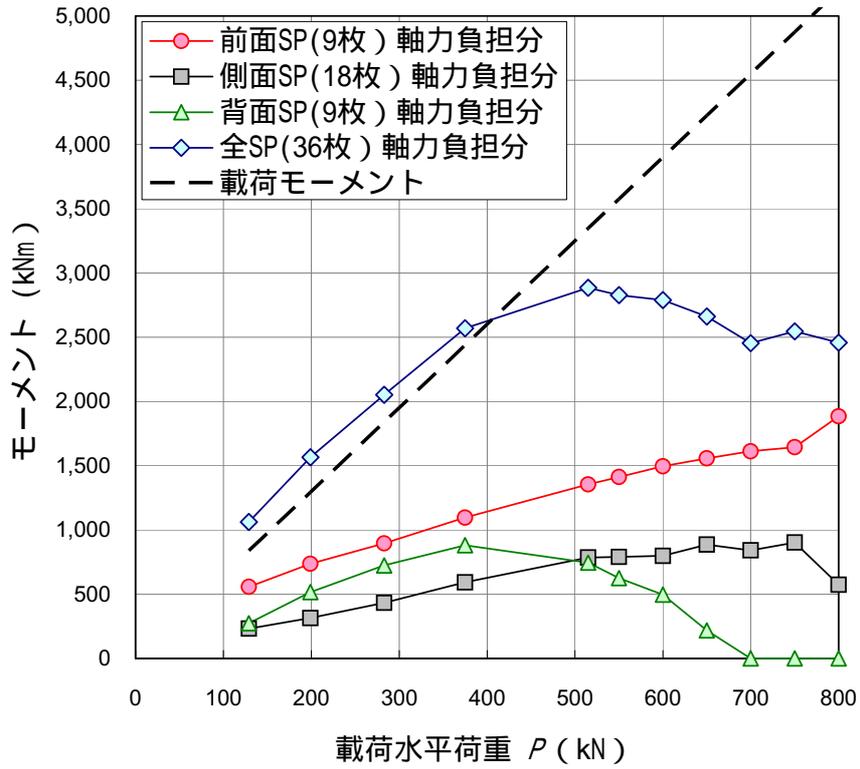


図-4.19 シートパイルの軸力負担モーメントの変化



写真中の白い部分はクラックを目立たせるために設けた石膏の薄層



図-4.20 背面側シートパイルと地盤の空隙（試験終了時）

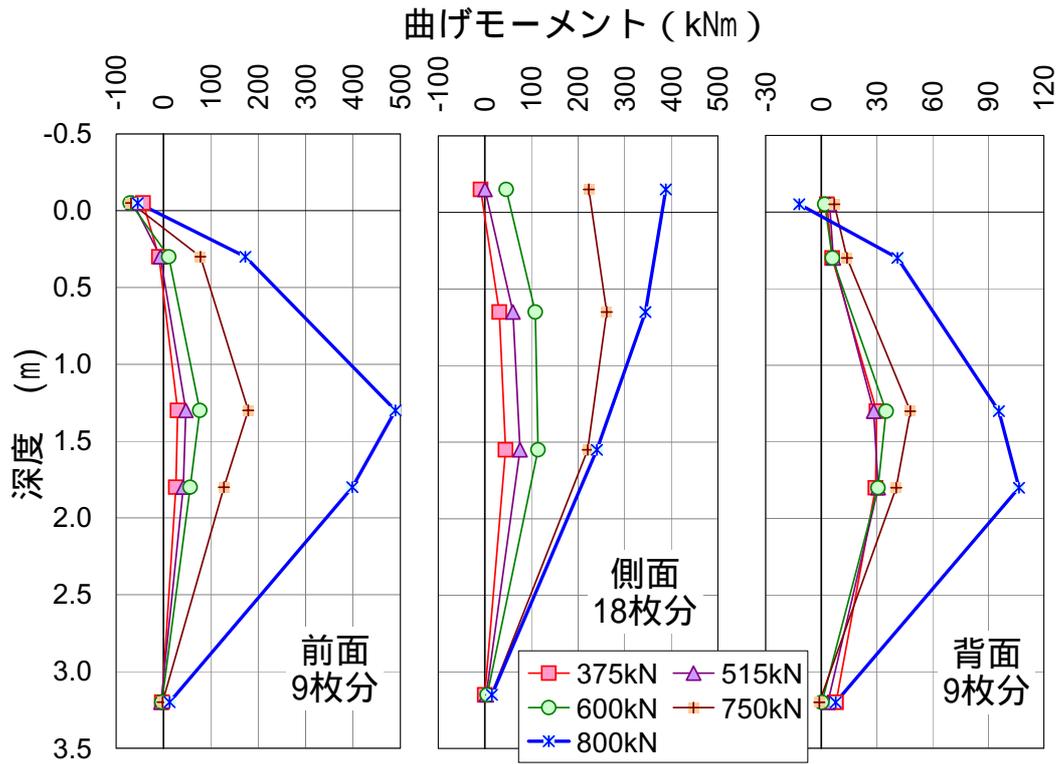


図-4.21 前面・背面側シートパイルの曲げモーメント

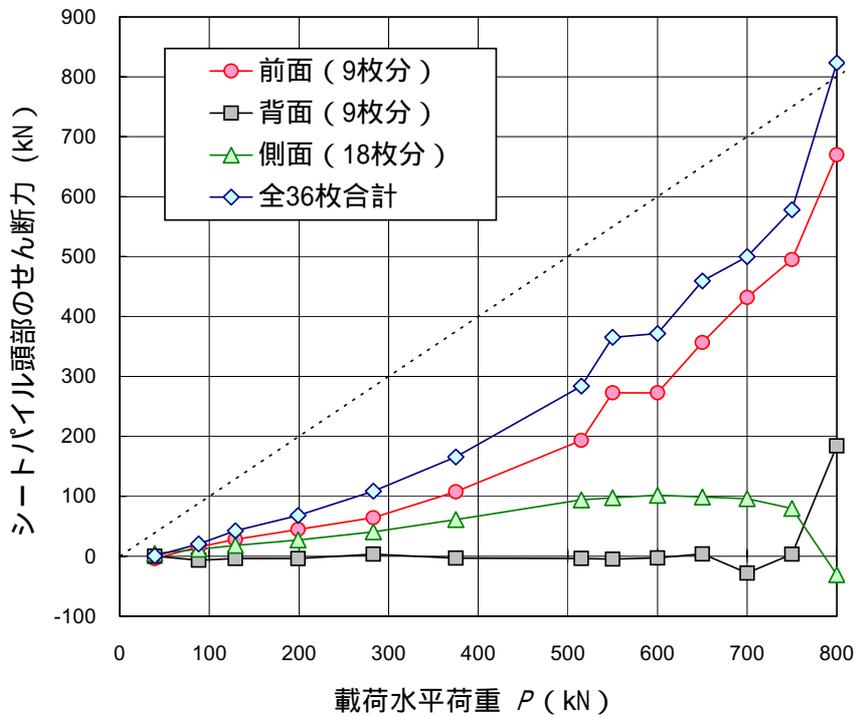


図-4.22 シートパイル頭部のせん断力

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

本章では，一般的な鉄道構造物基礎にシートパイル基礎を適用する場合の実務的な設計手法を提案する．まず 5.1 にて提案手法の基本的な考え方と耐震設計に用いる骨組み解析モデルの概要を示した後，5.2 にて第3章および第4章に示した水平載荷試験に対するシミュレーションを行い，提案する骨組み解析モデルによってシートパイル基礎の非線形挙動を評価可能であることを示す．そして 5.3 にて実務設計に用いる具体的な地盤ばねの設定法の考え方を提案する．

5.1 設計手法の基本的な考え方

現在，鉄道構造物基礎の設計には，1997年に改訂された鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物¹⁾(以下，基礎標準と記す)により，限界状態設計法が導入されている．また，耐震設計に関しては，それから2年後の1999年に発行された鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計²⁾(以下，耐震標準と記す)に移行する体制となっている．表-5.1に基礎標準で規定される地震時以外の各限界状態，表-5.2に耐震標準に規定される設計地震動と耐震性能を示す．

表-5.1 鉄道構造物基礎の設計で考慮する地震時以外の限界状態¹⁾

	考慮する作用	想定する限界状態
長期使用 限界状態	構造物の自重や土圧など，常時作用している荷重や長期に渡って持続的に作用する荷重	基礎が所要の使用性や耐久性を失う状態
使用 限界状態	列車荷重など頻繁に作用する荷重	基礎が所要の使用性や耐久性を失う状態または基礎の変位が弾性とみなされる範囲を超える状態もしくは列車の走行性や乗り心地から定まる変位量の制限値を越える状態
終局 限界状態	列車走行に伴って付加される荷重および洪水時の流水圧や強風時の風圧などまれに作用する荷重	基礎が安定や機能を失う状態，または基礎の変位が降伏点を越える状態

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

表-5.2 鉄道構造物の設計で考慮する耐震性能²⁾

耐震性能	考慮する作用	耐震性能の定義
耐震性能	L1 地震動：設計耐用期間中に数回程度発生する確率を有する地震動	地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない
耐震性能	L2 地震動：設計耐用期間中に発生する確率は低いが非常に強い地震動	地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる
耐震性能		地震によって構造物全体が崩壊しない

L2 地震動に対しては、重要度の高い構造物で耐震性能 を、その他の構造物で耐震性能 を満足するものとしている。

本研究で提案するシートパイル基礎の設計手法も、現行の鉄道構造物基礎の各限界状態および耐震性能と対応させたものとする必要がある。以下で、本研究で提案するシートパイル基礎の設計手法の適用の前提条件と、各限界状態および耐震性能に応じた設計手法の基本的な考え方を示す。

5.1.1 適用の前提条件

本研究で提案するシートパイル基礎の設計手法の適用に際しては、表-5.3 の条件を満足することを前提とする。これらの前提条件は、模型実験によりシートパイル基礎の抵抗メカニズムが検証できた範囲に限定することや、設計手法を簡素化することを目的として設定したものであり、当然ながら今後の発展を妨げるものではない。

表-5.3 シートパイル基礎を適用する前提条件

1	対象は主に鉄道や道路等の橋脚や高架橋などの比較的平面寸法が小さく（一般に幅 10m 以下程度）の新設構造物の基礎とする
2	従来直接基礎の支持層とするには不十分な地盤（N 値 10 程度の洪積粘性土地盤や N 値 20 程度の砂質土）への適用を可能とする ただし、適用地盤は、 <u>液状化や圧密沈下が生じないものとする</u>
3	シートパイルとフーチングはジベルアンカー等で <u>一体化する</u>
4	シートパイルの根入れ長さ（フーチング底面から先端までの長さ）は、フーチング幅の <u>0.5 ~ 1.0 倍程度とする</u> ただし仮土留め工としての必要根入れ長さ以上とする
5	シートパイル自体は新品を使用し、掘削時の仮土留め工として必要な剛性・強度を確保した上で、地震時にも <u>塑性化を生じないように設計する</u>

5.1.2 長期使用限界状態および使用限界状態に対する設計の考え方

基礎標準における長期使用限界状態は、「構造物の自重や土圧な常時作用している荷重や長期にわたって持続的に作用する荷重に対して、基礎が所要の使用性や耐久性を失う状態をいう」と定義されており、設計実務上では鉛直方向の荷重に対する照査を行うこととされている。その設計限界値の設定においては、長期的なクリープ沈下量に対する配慮がなされており、例えば直接基礎の場合には、剛塑性論から得られた支持力公式に対して所要の安全率（一般に 3.0）を確保するだけでなく、基礎の過大な沈下の発生を回避するために、フーチング底面での鉛直地盤反力度に表-5.4の制限値を設けている。

表-5.4 直接基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値^{1), 3)}

地盤の種類	最大地盤反力度
砂礫地盤	700 kN/m ²
砂地盤	400 kN/m ²
粘性土地盤	200 kN/m ²

また、使用限界状態については、「列車荷重など頻繁に作用する荷重に対して、基礎が所要の使用性や耐久性を失う状態、または基礎の変位が弾性とみなされる範囲を超える状態もしくは列車の走行性や乗り心地から定まる変位量の制限値を越える状態をいう」と定義されている。設計実務上では長期使用限界状態と比べて水平荷重や鉛直荷重の偏心が若干大きくなるものの、それでも相対的な影響が大きい鉛直方向の荷重に対して照査を行うこととされている。

本研究では、第2章の鉛直載荷実験で同一荷重レベルでの鉛直剛性については改良効果が認められなかったことや、より長期的な挙動については十分な検証が行われていないことから、長期使用限界状態および使用限界状態に関しては安全側の配慮として、シートパイルによる改良効果を見逃し、直接基礎として照査することを提案する。ただし、長期使用限界状態に対する表-5.4の制限値は、従来の直接基礎の支持層となる条件（砂質土でN値30以上）を前提として設定されているため、シートパイル基礎をそれよりも強度の低い地盤に構築する場合には、表-5.4を地盤強度に応じて低減するだけでなく、平板載荷試験等に基づく沈下量の予測値に対して照査する必要がある。

なお、現状の鉄道構造物の直接基礎の寸法諸元は、主として耐震設計で決定されており、長期使用限界状態および使用限界状態に対しては、大きな余裕を有している事例が多い。例として、図-5.1に現状の直接基礎の設計事例を収集して長期使用限界状態およびL2地震動に対する塑性率の照査値を橋脚高さ別に整理した結果を示す。概ね橋脚高さが15m以下の一般的な高さの範囲においては、長期使用限界状態の照査値は0.5以下となっており、十分な余裕を有していることがわかる。また、使用限界状態の照査値は長期使用限界状態よりもさらに小さい値である。このことから、シートパイル基礎の長期使用限界状態および使用限界状態の照査において、シートパイルの改良効果を見逃したとしても、直接的に基礎寸法諸元の拡大には繋がらず、経済効果は失われないものと想定される。

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

5.1.3 耐震設計手法の考え方

a) 骨組み解析モデルの概要

基礎標準では、杭基礎の標準的な構造解析モデルとして、図-5.2に示すような杭やフーチングの各部材を線材とし、各節点に弾塑性型の地盤ばねを設けた2次元骨組み解析モデルが示されている。また、耐震標準では、L2地震動に対して構造物の非線形性を評価し、動的解析法により応答値を算定することを原則としており、一般的な場合（振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかな場合）には、非線形スペクトル法により応答値を算定してよいとしている。非線形スペクトル法は、構造物の静的非線形解析により得られた荷重～変位関係から、等価固有周期および降伏震度を求め、あらかじめ地盤種別および初期降伏箇所に応じて設定された所要降伏震度スペクトルにより、構造物の非線形動的応答値を算定する手法である。

本研究では、シートパイル基礎の実務的な設計手法を提案することを目的としており、具体的には一般的な直接基礎あるいは杭基礎と同程度の解析技術を提案する必要がある。そこで上記の杭基礎の耐震設計の現状を考慮し、静的非線形解析（いわゆるプッシュオーバー解析）が可能な2次元骨組み解析モデルを提案する。提案するモデルの基本的な考え方を表-5.5に示し、モデル化の具体例を図-5.3に示す。全体モデルは2次元モデルとしているが、側面シートパイルを介した地盤抵抗を考慮するため、これを解析面に投影した擬似3次元モデルとしている。このような郡杭モデルは、鋼管矢板井筒基礎の耐震設計モデルとして実績のあるモデル化である。

なお、基礎標準における終局限界状態については、「列車走行に伴って付加される荷重および洪水時の流水圧や強風時の風圧などまれに作用する荷重に対して、基礎が安定や機能を失う状態、または基礎の変位が降伏点を越える状態」と地震時以外の荷重に対する限界状態として定義されている。このような終局限界状態についても、本研究で提案する骨組み解析モデルを適用することが可能である。

表-5.5 シートパイル基礎の骨組み解析モデルの考え方

1.全体モデル	上部構造物と基礎を一体とし、側面のシートパイルを解析面に投影させた2次元骨組み解析モデルとする。
2.地盤のモデル化	フーチング底面の鉛直地盤抵抗、フーチング前面の水平地盤抵抗、シートパイルの鉛直地盤抵抗、シートパイルの水平地盤抵抗を弾塑性型の地盤ばねでモデル化する。
3.部材のモデル化	フーチングおよびシートパイルを棒部材でモデル化する。フーチングおよびフーチングとシートパイルの接合部は剛域とする。

b) 地盤抵抗のモデル化の考え方

本提案モデルにおいて考慮する地盤抵抗は、図-5.3 に示す k_1 から k_9 の地盤ばねに細分化できる。このうちフーチング底面の水平せん断地盤抵抗（図-5.3 中の k_2 ばね）は、第3章の模型水平載荷実験での画像解析結果において、フーチング直下地盤が一体化して水平変位を生じており、フーチングと地盤の相対変位がほとんど生じていないことから、この抵抗を考慮しないものとする。

これらの地盤ばねの非線形性は、基礎標準および耐震標準の他の地盤ばねと同様に図-5.4 に示す弾塑性型（バイリニア型、一部は非対称）として表現する。ここでの弾塑性型地盤ばねの弾性剛性は、微小ひずみレベルでの初期剛性ではなく、弾性限界変位レベルでの等価線形剛性に相当する。なお、一般に弾性剛性については、ばね定数（一般的な単位：kN/m）を抵抗面積で除した地盤反力係数（一般的な単位：kN/m³）で表される。次節以降では、5.2 においてこのような骨組み解析モデルでもシートパイル基礎の非線形特性が適切に評価可能であることを示した後、5.3 において具体的な地盤ばねの設計値の設定方法を提案する。

なお、このような地盤の非線形性を考慮した骨組み解析モデルは、数多くの汎用のプログラムで実施可能であり、実務設計でも数多くの適用実績がある。本研究では、鉄道構造物の設計での使用実績が豊富な「静的非線形解析プログラム JRSNAP Ver.4.0-L03」（開発元：鉄道総合技術研究所）を用いた。

c) シートパイルのモデル化および照査の考え方

骨組み解析モデルにおける各シートパイルのモデル化の考え方および部材としての照査の考え方を表-5.6 に示す。

表-5.6 シートパイルのモデル化および部材照査の考え方

1.部材特性 (非線形性の取り扱い)	各シートパイルの非線形性の影響はモデル化せず、線形としてモデル化し、得られた発生断面力に対する照査を行う。
2.前背面シートパイル	前背面は、各シートパイルが凹凸に組み合わされた壁体として棒部材でモデル化する。壁体の曲げ剛性 EI および断面係数 Z は、継ぎ手効率（80%）で低減する。
3.側面シートパイル	側面シートパイル間の継ぎ手はせん断力を伝達しないものとして、各シートパイルを分離させて1列づつモデル化する。分離された各側面シートパイルは、単独の状態での曲げ剛性 EI および断面係数 Z を用いる。
4.隅角部の継ぎ手	隅角部のシートパイルの継ぎ手は、せん断力を伝達しないものとして分離してモデル化する。
5.腐食に対する考え方	シートパイルの両面に腐食代を考慮し、曲げ剛性 EI および断面係数 Z の低減を行う。（特殊な腐食環境条件の場合は別途検討を行う）

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

部材特性の取り扱いについては、第4章の実物大水平載荷試験においてシートパイルに発生する応力が許容応力度に比べて十分余裕があることを確認していることや、フーチング掘削時の仮土留め工としての検討（重要仮設工事では労働安全衛生の観点からⅡ型以上が標準とされている⁴⁾）を満足することを前提とすれば地震時にも塑性化を生じさせないように設計することが実務上で十分達成可能と考えられることから、本研究ではシートパイル自体の非線形モデルの提案は行わずに簡便な線形モデルとして扱うことを提案する。なお、当然ながら、モデル化は線形を前提とするが、発生断面力に対して継ぎ手効率で低減した断面係数を用いた部材照査は別途実施する必要がある。

前背面のシートパイルについては、凹凸に組み合わされた壁体としての挙動を適切に評価する必要があり、第4章の実物大模型の水平載荷試験においても継ぎ手のせん断変形の影響を考慮して断面力の算定を行っている。各種の仮土留め工の設計指針類においては、このような継ぎ手のせん断変位の影響を「継ぎ手効率」として簡易的に評価しており、鉄道構造物の掘削土留め工指針では、「天端付近をコンクリートで連結したU型鋼矢板」について、継ぎ手効率（低減係数）を80%と、連結しない一般の場合の60%よりも高く設定している。シートパイル基礎の場合もその頭部がフーチングと一体化されるため、本提案手法ではこれを準用することを提案する。

側面のシートパイルについては、継ぎ手を介したせん断力の挙動は前背面以上に複雑となる。シートパイル基礎では、鋼管矢板基礎のような継ぎ手管処理（基礎標準では各鋼管矢板打設後に継ぎ手管内の洗浄とモルタル充填を行うことが仕様として定められている）が行えないことや、第4章の実物大模型の水平載荷試験において側面シートパイルの軸力が不連続となっていたこと（図-4.17）などから、設計上は側面シートパイル間の継ぎ手の影響は無視することを提案する。なお、側面シートパイルの曲げ剛性（強軸方向）は前背面シートパイルの曲げ剛性に比べて非常に大きいため、本提案モデルにおいて側面シートパイル間の継ぎ手抵抗の有無がシートパイル基礎全体の荷重変位関係に与える影響は小さいと考えられる。

隅角部については、実施工上でこれを完全に閉合するには高い施工精度が要求され、実際に完全な閉合が困難な場合が多いと想定されるため、設計上はこれらを閉合しないものとして取り扱うこととする。なお、第4章の実物大模型の施工においては、あらかじめ隅角部の継ぎ手を噛み合わせずに施工している。ただし、実施工においては完全に併合させることは困難であっても、コーナー鋼矢板を使用することによってある程度までは噛み合わせることが比較的容易に（大きな費用をかけずに）可能となる。よって、より高い改良効果が発現できるよう、可能な限り隅角部を閉合するよう努力するのがよいと考えられる。

このほかシートパイルの腐食に対する考え方として、基礎標準における鋼管杭の考え方を準用して1mmの腐食代を考慮することを提案する。ただし、鋼管杭では外面のみに腐食代を考慮するのに対して、シートパイルでは両面に対して腐食代を考慮するものとする。なお、参考文献⁵⁾には腐食代を考慮した場合の断面性能の算定図表が示されており、例えばU型鋼矢板Ⅲ型の場合には、両面1mmの腐食代により断面2次モーメント I および断面係数 Z ともに85%に低減される。

5.2 骨組み解析モデルの適用性の検証

5.2.1 室内模型の水平載荷実験に対するシミュレーション

ここでは提案する骨組み解析モデルによりシートパイル基礎の地震時の非線形挙動が適切に評価できることを明らかとするため、第3章の室内模型(1g場, 縮尺1/50, 2次元模型)に対する静的水平交番載荷実験を対象としたシミュレーションを行う。対象とするのは $D_r=60\%$ での根入れの無い直接基礎(Case-HF2L)と、根入れ比 $L/B=1.0$ の凹凸模型を用いたシートパイル基礎(Case-HS2L)である。

a) 骨組み解析モデルおよび地盤ばね特性の設定

シートパイル基礎の骨組み解析モデルの形状を図-5.5に示す。直接基礎はシートパイル基礎のモデルからシートパイルを外したものである。フーチングは底面ロードセルと同様に5節点に分割した。前面および背面シートパイルの物性(ヤング率 E , 断面2次モーメント I , 断面積 A)は、表-2.1の値を用いた。なお、対象とするのは2次元模型であるため、側面シートパイルおよびそれらに関連する地盤ばね(図-5.3中の $k_7 \sim k_9$)およびフーチング前面の水平地盤ばね k_3 はモデル化していない。

模型地盤($D_r=60\%$)の基本的な物性のうち、フーチング底面の鉛直地盤反力係数 k_v は直接基礎模型(Case-HF2L)の設置時に所定の鉛直荷重($V=1.2\text{kN}$)までの繰り返し載荷を行っており、その再載荷剛性から $k_v=42,400\text{kN/m}^3$ と求めた。内部摩擦角 ϕ については、3.3.5と同様に平面ひずみ圧縮試験における内部摩擦角^{6),7)}として $\phi=45^\circ$ とした。

フーチング底面の鉛直地盤ばね(k_f)は、鉛直地盤反力係数 k_v を初期剛性として、5分割した節点それぞれに分散させて配置した。上限値となる極限支持力度 q_d は、第2章の直接基礎(case-VF3)の実測値(表-2.3) $P_{lim}/A_f=78.1\text{kN/m}^2$ に対して、基礎標準の水平載荷による傾斜荷重の影響を補正する低減係数 I_γ 元々はMayerhof^{8),9)}の傾斜荷重の補正の考え方)を乗じて低減した。

$$I_\gamma = (1 - \delta/\phi)^2, \quad \delta = \tan^{-1}(H/V) \quad (5-1)$$

ここで、 H : 水平荷重, V : 鉛直荷重であり、 H は直接基礎の $\phi=4\text{mm}$ 時(降伏付近)の補正載荷水平荷重 P' とした。

シートパイルの鉛直地盤抵抗(先端ばね k_4 および周面ばね k_5)は、シートパイルの鉛直支持力および鉛直ばね定数に関係する。シートパイル先端鉛直ばね(k_4)の鉛直地盤反力係数 k_p については、フーチング底面の鉛直地盤反力係数 k_v を基本として、フーチング底面に比べて載荷面積が小さいことによる寸法効果の影響を考慮することとする。ここでは、基礎標準のH鋼杭の先端の鉛直地盤反力係数の寸法効果に倣い、以下の式(5-2)によりシートパイル先端の鉛直地盤反力係数 k_p を求めた。

$$k_p = \left(\frac{\sqrt{A_p}}{\sqrt{A_f}} \right)^{-3/4} k_v \quad (5-2)$$

ここで、 A_p : シートパイルの実断面積(厚さ $0.2\text{mm} \times$ 奥行き 600mm), A_f : フーチング底面積(幅 $100\text{mm} \times$ 奥行き 600mm)である。一方、シートパイル周面鉛直ばね(k_5)のせん断地

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

盤反力係数 k_{sv} については、耐震標準におけるケーソン基礎底面の鉛直地盤反力係数とせん断地盤反力係数の関係に倣い、以下の式(5-3)により求めた。

$$k_{sv} = 0.3k_v \quad (5-3)$$

シートパイルの鉛直地盤抵抗（先端ばね k_4 および周面ばね k_5 ）の上限値となる鉛直支持力については、水平載荷時の発生軸力が貫入時よりも上昇していたことを 3.3.4 で示し、その理由がシートパイルに作用する土圧の上昇により周面摩擦が上昇したためであると 3.3.5 で考察した。そこで本検討では先端支持力は貫入時の値を用い、周面支持力については表-3.2、表-3.3 に基づき、貫入時のほかに降伏付近（ $\delta = 4\text{mm}$ 時）および終局時（ $\delta = 20\text{mm}$ 時）の計3ケースを設定した。

シートパイルの水平地盤ばね（ k_6 ）の水平地盤反力係数 k_h については、基礎標準でのケーソン基礎の水平地盤反力係数算定式に倣えば、鉛直地盤反力係数と同等として評価されることとなる。しかしながら、本解析対象実験のような重力場での小型模型実験では、地盤の変形係数の拘束圧依存性（応力レベル依存性）の影響が顕著に表れ、拘束圧の低いシートパイル前面地盤の水平地盤反力係数 k_h は拘束圧の高いフーチング底面地盤の鉛直地盤反力係数 k_v に比べて小さい値となることが想定される。土の変形係数の拘束圧依存性については、後藤ら¹⁰⁾が豊浦砂の排水三軸圧縮試験（単調載荷）において、割線変形係数が初期の有効拘束圧の n 乗に比例するとして、パラメーター n をひずみレベルに応じて $n=0.3 \sim 0.9$ 程度となることを示している。ここでは、シートパイル前面地盤の水平地盤反力係数 k_h を、フーチング直下とシートパイル前面の拘束圧の違いの影響をこの拘束圧依存性を表すパラメーター n を用いて以下の式(5-4)により補正して求めた

$$k_h = \left(\frac{\gamma \cdot L/2}{\sigma_v} \right)^n k_v \quad (5-4)$$

ここで、 σ_v ：鉛直地盤反力係数算出 k_v 時の底面反力度（ $=20\text{kN/m}^2$ ）、 L ：シートパイルの根入れ長さ（ $=100\text{mm}$ ）、 γ ：地盤密度（ $=14.7\text{kN/m}^3$ ）である。パラメーター n は、後藤らの結果から、ひずみレベル 0.01% 付近における値として $n=0.5$ を用いた。

シートパイルの水平地盤ばね（ k_6 ）の上限値は、基礎標準における杭基礎やケーソン基礎の水平地盤抵抗の上限値である有効抵抗土圧力度に倣い、次式(5-5)により深さに応じて増加する設定とした。

$$p_e(z) = \alpha_h \gamma z K_p \quad (5-5)$$

ここで、 $p_e(z)$ ：深さ $z(\text{m})$ における有効抵抗土圧力度（ kN/m^2 ）、 α_h ：基礎前面の形状係数、 γ ：土の単位体積重量（ kN/m^3 ）、 K_p ：受働土圧係数で $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ 、 ϕ ：土の内部摩擦角（度）である。なお、基礎前面の形状係数 α_h については杭基礎では一定値（地震時で $\alpha_h=3$ ）としているが、ケーソン基礎では抵抗土塊の3次元的な広がりを考慮して $\alpha_h=1+Z/2L$ （ L ：基礎前面の抵抗幅）とされている。ここでは解析対象が平面ひずみ条件での2次元模型の実験であることから、形状係数は $\alpha_h=1$ とした。

以上の各地盤ばねの値あるいは考え方を表-5.7 にまとめて示す。また、最終的な解析ケースは表-5.8 に示す直接基礎1ケースおよびシートパイル基礎4ケースである。シートパ

イル基礎の HS3L-3113 のケースは，モデル化においてフーチング底面を無視すると改良効果を十分に評価できないという 3.3.3 での考察を検証するため，フーチング底面ばねを 1/10 に低減したケースとして実施したものである．

表-5.7 室内模型実験の解析に用いた地盤ばねの設定

(a) シートパイルの周面支持力以外の地盤ばね

地盤ばね	地盤反力係数 k ，地盤ばね定数 K	上限値
フーチング底面鉛直 k_1	$k_v=42,400\text{kN/m}^3$ ， $K_v=2,544\text{kN/m}$ 繰り返し載荷時の実測値	$q_d=55.3\text{kN/m}^2$ ， $q_d \times A_f=3.4\text{kN}$ 傾斜荷重の影響を補正
シートパイル先端鉛直 k_4	$k_p=417,000\text{kN/m}^3$ ， $K_p=56.3\text{kN/m/枚}$ k_v から寸法効果を補正	0.11kN/枚 貫入時の先端支持力（表-3.3）
シートパイル周面鉛直 k_5	$k_{sv}=12,7200\text{kN/m}^3$ ， $K_{sv}=1520\text{kN/m/枚}$ $k_{sv}=0.3 k_v$ で補正	（下表(b)参照）
シートパイル水平 k_6	$k_h=8,130\text{kN/m}^3$ k_v から拘束圧依存性を補正	有効抵抗土圧強度 p_e （ $=45^\circ$ ） シートパイル先端で $p_e = 8.56\text{kN/m}^2$

(b) シートパイルの周面支持力

	押し込み側の上限値	引抜き側の上限値
貫入時	0.18kN/枚	0.18kN/枚
降伏付近	0.54kN/枚	0.05kN/枚
終局時	0.69kN/枚	0.20kN/枚

表-5.8 室内模型実験の解析ケース

解析ケース名	対象	特徴
HF2L-11	直接基礎 HF2L	-
HS3L-1111	シートパイル基礎 HS3L	周面支持力：貫入時
HS3L-1112		周面支持力：降伏付近
HS3L-1113		周面支持力：終局時
HS3L-3113		周面支持力：終局時 フーチング底面ばね k_1 を 1/10 に低減

なお，シートパイル先端鉛直ばね(k_4)の鉛直地盤反力係数 k_p およびシートパイル周面鉛直ばね (k_5) のせん断地盤反力係数 k_{sv} については，シートパイル模型の貫入（図-3.3 (a) 手順<1>）後の除荷時の実測値から求めた鉛直ばね定数から評価するのがよいと考えられるが，実際の除荷時の変位の戻り量が約 0.1～0.3mm 程度と貫入全長に対して小さい値であり十分な精度での計測が行えなかったことと，先端と周面の分離が行えなかったことから，上述の式(5-2)，式(5-3)により算定した．ただし，実測のばね定数の概算値は貫入抵抗 0.29kN（表-3.3）を戻り変位量 0.1～0.3mm で除した 967～2900kN/m であり，表-5.7 の設定（ $K_p+K_{sv}=1576.3\text{kN/m}$ ）は概ね妥当な値であると考えられる．

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

b) 静的非線形解析結果と実験結果との比較

静的非線形解析は、初期荷重として実験と同様の鉛直荷重 1.2kN を作用させた後（自重解析）に、載荷点高さの変位を 0.2mm づつ漸増させる変位増分法により行った。表-5.8 の各ケースに対する静的非線形解析結果のうち、載荷点における荷重変位関係を実験値とともに図-5.6 に示し、直接基礎モデル（HF2L-11）およびシートパイル基礎モデル（HS3L-1113）の $\delta=20\text{mm}$ 時の変形図を図-5.7 に示す。

シートパイルを考慮しない直接基礎モデル（HF2L-11）は、初期剛性を過小評価しているものの、浮き上がりから端部地盤の塑性化までの非線形化を表現するとともに、終局荷重を精度良く評価できていることがわかる。図-5.7 の変形図からも、フーチングの浮き上がりが表現できていることがわかる。

シートパイル基礎については、貫入時の周面支持力のケース（HS3L-1111）では、実験値を下回るものの、直接基礎の実験値および解析値を上回っており、シートパイルの地盤抵抗を組み合わせた提案モデルにより改良効果が表現できている。周面支持力に水平載荷時の発生軸力を設定したケース（HS3L-1112, 1113）については、それぞれ周面支持力を設定した変位レベル（HS3L-1112 は $\delta=4\text{mm}$ 付近, HS3L-1113 は $\delta=20\text{mm}$ 付近）において実験値と解析値がよく一致しており、貫入時のケースよりも評価精度が高いことがわかる。また、図-5.7 の変形図（HS3L-1113）からは、背面側の浮き上がりを伴いながらフーチング自体の水平変位量が大きくなっており、模型実験における回転中心が深くなる傾向（図-3.11）が表現できていることがわかる。

一方、フーチング底面ばねを 1/10 に低減したケース（HS3L-3113）については、他の 3 ケースの中で最も高い周面支持力を有する終局時（HS3L-1113）と同じ周面支持力を設定したにも関わらず、荷重変位関係は直接基礎を下回る結果となっている。これは直接基礎との設計結果の連続性を確保する（すなわち、直接基礎に比べてシートパイル基礎の方が荷重変位関係が大きいという定性的関係を確保する）ためには、フーチング底面ばねを考慮すべきであるあることを意味している。

次に、シートパイル基礎の各ケースについて、フーチング底面とシートパイルの荷重負担率を比較する。自重解析時（ $\delta=0\text{mm}$ ）から $\delta=4\text{mm}$ および 20mm までのフーチング底面の各地盤ばね反力とシートパイル軸力を抽出して求めた鉛直反力分担を図-5.8 に、反力モーメント分担比率を図-5.9 に示す。それぞれ第 3 章の図-3.17, 図-3.22 に対応しており、対象ケースの実験値のみ同時に示している。なお、実験値については、3.3.1 で考察したように底面ロードセルがフーチングの奥行き方向の中心部 200mm 区間のみで計測となっているため、奥行き方向の反力分布の不均一性に起因した誤差を有している。また、模型実験では施工をイメージした段階的な載荷（図-3.3）を行っているが、解析では自重解析として同時に載荷しており、このような段階載荷の影響は考慮できていない。

図-5.8 の底面反力負担比率は、貫入時の周面支持力のケース（HS3L-1111）では、自重解析時からフーチング底面反力の負担の方が大きく、その後、水平変位の増加に伴い鉛直荷重の大半がフーチング底面で負担されている。一方、水平載荷時の発生軸力を設定したケース（HS3L-1112, 1113）については、初期状態から水平載荷時まで概ねシートパイル軸力とフーチング底面がほぼ同程度の荷重負担となっており、模型実験と同程度となった。

図-5.9の水平載荷時の反力モーメントについても、貫入時の支持力を設定したケース(HS3L-1111)ではフーチング底面反力によるモーメントが主体となっているのに対して、水平載荷時の発生軸力を設定したケース(HS3L-1112, 1113)では、シートパイルの軸力負担によるモーメントが主体的となっており、こちらも模型実験と同様の傾向となった。その一方で、フーチング底面ばねを1/10に低減したケース(HS3L-3113)に着目すると、底面負担モーメントが小さくなるのは当然ながら、HS3L-1113と同じ周面支持力を有するにも関わらず、シートパイルの軸力負担モーメントがそれよりも小さくなっていることがわかる。

このようにフーチング底面の負担について大きな違いが生じたのは、貫入時の周面支持力のケース(HS3L-1111)のみが、初期状態(自重解析時)からシートパイルの負担荷重が鉛直支持力($0.2\text{kN} \times 2$ 枚)に達して非線形化していたことが影響していると考えられる。鉛直支持力が不足する分を底面反力が負担することとなるために底面反力の負担比率が高くなることは当然ながら、その後の水平荷重の増加(すなわち偏心量の増加)に伴う前面側の鉛直荷重の増加をフーチング底面のみが受け持つこととなる。一方、他の2ケース(HS3L-1112, 1113)は、自重解析時の死荷重 1.2kN を上回る鉛直支持力(HS3L-1112で $1.3\text{kN}=0.65\text{kN} \times 2$ 枚)を設定しているため、初期状態ではシートパイルの鉛直地盤ばね(k_4, k_5)の非線形化は生じていない。その後、水平載荷に伴って背面シートパイルの引抜き降伏および前面シートパイルの押し込み降伏が生じるものの、鉛直反力の負担は同程度を維持しながら、反力モーメントは、最外縁のシートパイルの軸力が主体的に負担することとなる。

同様に、フーチング底面ばねを1/10に低減したケース(HS3L-3113)では、底面で鉛直荷重が負担できないため、シートパイルの鉛直支持力への依存が大きくなり、軸力負担モーメントが十分に発揮されれないこととなった。これが、シートパイル基礎の改良効果を適切に表現できなかった要因の一つと考えられる。

c) 室内模型の水平載荷実験に対するシミュレーションのまとめ

以上より、フーチング底面の鉛直ばねとシートパイルを介した地盤ばねを組み合わせた骨組み解析モデルに対して、特にシートパイルの鉛直支持力を適切に設定することにより、シートパイル基礎の非線形挙動が表現できることが確認できた。また、変形モードや抵抗メカニズムも模型実験から得られた知見と同様の傾向となっていることから、提案手法が妥当であることが示された。このほか、直接基礎に対する改良効果を表現するためには、フーチング底面の鉛直ばねを考慮する必要があることが示された。

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

5.2.2 実物大模型の水平載荷実験に対するシミュレーション

ここでは第4章の実物大模型の水平載荷試験に対するシミュレーションを行い、提案する骨組み解析モデルが、実物大規模の構造物に対しても非線形特性を適切に評価できることを確認するとともに、その地盤ばね特性の設定方法について検討する。

a) 骨組み解析モデルおよび地盤ばね特性の設定

実物大模型試験を対象としたシートパイル基礎の骨組み形状を図-5.10に示す。前面および背面シートパイルは全幅3.6m分の壁体として集約し、側面シートパイルは9列それぞれが2枚分（紙面上の手前と奥）を集約した。各シートパイルはそれぞれ分離してモデル化している。シートパイルのモデル化は、表-5.6の考え方に従って行ったが、腐食代の低減は行っていない。設定した部材特性を表-5.9にまとめて示す。

表-5.9 実物大模型水平載荷試験の解析に用いたシートパイルの部材特性

部材	部材特性	設定の考え方
前面・背面 シートパイル	断面積 $A = 68,760 \text{ mm}^2$ 断面2次モーメント $I = 4.84 \times 10^8 \text{ mm}^4$ ヤング率 $E = 200 \text{ kN/mm}^2$	幅3.6m(9枚分)の壁体分として算定、継ぎ手効率80%で低減
側面 シートパイル	断面積 $A = 68,760 \text{ mm}^2$ 断面2次モーメント $I = 4.84 \times 10^8 \text{ mm}^4$ ヤング率 $E = 200 \text{ kN/mm}^2$	単独の左右2枚分として算定、断面2次モーメントは凹凸形状を無視して、板厚 t と幅 B から長方形断面として $I = tB^3/12$ として算出

地盤の基本物性については、 N 値=5の粘性土として、変形係数 E_0 を基礎標準にならいうり $E_0=2500 N=12,500 \text{ kN/m}^2$ 、粘着力度を文献^{(11),(12)}を参考に $c=10 N=50 \text{ kN/m}^2$ と設定した。

フーチング底面の鉛直地盤ばね(k_1)については、基礎標準の直接基礎の鉛直地盤反力係数 k_v および極限鉛直支持力度 q_{vd} を用いた。なお、極限鉛直支持力度 q_{vd} について、直接基礎の解析では5.2.1と同様に最大変位時の水平荷重を用いて傾斜荷重の低減を行ったが、シートパイル基礎の解析では低減に用いる水平荷重の設定が困難なため、この傾斜荷重の低減を行っていない。

シートパイルの鉛直地盤ばね(k_4, k_5, k_7, k_8)については、載荷試験時の前面および背面シートパイルの鉛直変位と頭部軸力の関係の実測値(図-4.15)に一致するように設定することを基本とした。鉛直ばね定数については、先端ばねと周面ばねを合計した頭部での鉛直ばね定数が、押し込み側(前面)シートパイルの5mm沈下時の割線剛性($K_v=12,480 \text{ kN/m/枚}$)と一致するように設定した(シートパイルの弾性圧縮量の影響は無視)。なお、この基準変位量5mmは、基礎標準において杭の載荷試験に基づき鉛直ばね定数を設定する場合の基準変位量(打ち込み杭に対する値)である。具体的には先端の鉛直ばね定数を基礎標準のH鋼杭先端の鉛直ばね定数を準用して設定した上で、シートパイル1枚あたりの杭頭の鉛直ばね定数実測値から先端ばね定数を減じた値が全周面ばね定数となるように、深さ方向に分割して配置した。引抜き側(背面)についても押し込み側(前面)の鉛直ばねと同一とした。

一方、鉛直地盤ばね (k_4, k_5, k_7, k_8) の上限値となる支持力については、基礎標準に示される H 鋼杭の算定式が概ね準用できることが 4.2.3 で確認できているので、先端支持力、周面支持力ともに、H 鋼杭の算定式をそのまま用いた。ただし、載荷試験では引抜き側で途中から引張軸力の低下が生じていた。解析上でこのような荷重低下を評価するのは一般に困難（例えば計算しても収束性が非常に悪い）ことから、ここでは背面シートパイルのせん断ばね (k_5) については引抜き抵抗を考慮するケース（解析ケース名：SPF-1111）と無視するケース（解析ケース名：SPF-1113）の 2 ケースについて解析を行う。

側面シートパイルの水平せん断ばね (k_9) は、それぞれ側面の外面のみで抵抗を考慮するものとし、その特性は鉛直方向のせん断ばね (k_5, k_8) と同一とした。これはシートパイルで囲まれた内部の土塊は、フーチング底面鉛直ばね (k_1) と背面シートパイルの水平地盤ばね (k_6 の内向きの抵抗) による作用を受けるため、それらと同時に側面シートパイルの内面側考慮することは過大評価になると考えたためである。

前背面シートパイルの水平地盤ばね (k_6) については、既存の基礎構造物の水平地盤抵抗特性に準じて設定する。水平地盤特性については、ひずみレベルや寸法効果など様々な要因の影響を受けるため、基礎種別に応じて骨格の形状も含めて種々の考え方が提案されている^{例えは^{13), 14)}}。基礎標準および耐震標準ではバイリニア型の地盤ばねにより水平地盤抵抗を考慮するものとしており、その特性はそれぞれ地盤反力係数（初期剛性）と有効抵抗土圧（上限値）によって設定される。

水平地盤ばね (k_6) の初期剛性となる水平地盤反力係数 k_h に関しては、地盤の変形係数自体が支配的であるのは当然ながら、そのほかにも載荷面積の依存性（寸法効果）の影響が重要である。この寸法効果については、載荷面積が大きくなるほど地盤ばね定数は増加するものの、ばね定数自体はその面積分ほどは増加しないという実測結果^{15), 16), 17)}を考慮する必要があり、シートパイルの壁体としての水平地盤反力係数についても、壁体の幅が広くなるにつれてシートパイル単体時の水平地盤反力係数よりも減少する可能性が実験的にも報告されている¹⁸⁾。設計上はこの地盤反力係数の寸法効果を、ある基準幅の-3/4 乗に比例する^{19), 20), 21)}（載荷面積が大きくなるほど低減する）ものとして扱われている場合が多い。

基礎標準においてはこの水平地盤反力係数に対する寸法効果の基準値の考え方が杭基礎と大型基礎で異なっており、杭基礎は実杭の水平載荷試験から得られる杭頭変位 10mm 時の実測値²²⁾を基本として杭径に対して寸法効果を補正しているのに対して、大型基礎では載荷幅 300mm の載荷板による平板載荷試験で得られる k_{30} 値を基本として載荷面積に応じた換算載荷幅に対して補正しているという違いがある。前者は円柱状の杭形状に応じた 3 次元的な挙動を実杭の載荷試験からの逆算として統計的に取り込んでいると考えることができる。一方、後者は壁体としてのたわみにより実際の載荷面積を適切に影響する必要があり、換算載荷幅を基礎幅と基礎の根入れ長さに応じて定義している。

なお、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編では、1990 年（平成 2 年）の改訂以降、杭基礎についても後者の考え方（換算載荷幅に対して補正）を採用しており、載荷面積を $1/\beta$ の範囲（ β : 杭の特性値）で算定する^{23), 24)}ものとしている。この場合、杭の特性値 β は水平地盤反力係数自体の関数となるため、最終的に水平地盤反力係数を決定するために収束計算が必要となっている。このほか、鉄道の掘削土留め工の設計²⁵⁾においては、十分に奥

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

行きが長く、2次元的な構造と評価できる場合には寸法効果の換算載荷幅を10mとして扱ってよいこととしている。

シートパイル基礎の水平地盤反力係数 k_h への準用を考えた場合、地盤と接触するという実挙動を考慮すると、壁体の剛性の違いがあるものの平板載荷試験を基準としている大型基礎の方が適しているという考えもある。また、杭の地盤反力係数を適用する場合で寸法効果の基準幅（杭の場合は杭径）を矢板幅としてしまった場合には、シートパイルの枚数に正比例して水平ばね定数が大きくなってしまいうため、基礎寸法が大きくなるほど過大評価となる恐れがある。これらの点を考慮して、ここでは水平地盤反力係数 k_h を大型基礎に倣い以下の算定式で設定することとした。

$$k_h = 1.7\alpha E_0 B_h^{-3/4} \quad (5-6)$$

ここで、 α ：変形係数の算出方法に対する補正係数で標準貫入試験に対しては $\alpha=2$ （長期使用限界状態では $\alpha=1$ ）、 E_0 ：地盤の変形係数、 B_h ：基礎前面の換算載荷幅である。換算載荷幅 B_h は、ケーソン基礎の基礎幅 B と根入れ長 L が同程度の場合の規定に準じて $B_h=B$ とした。実際には一般的なケーソン基礎よりもシートパイル基礎の剛性が低いため、換算載荷幅としては過大に評価していることとなるが、結果的には地盤反力係数を小さめに評価していることとなる。なお、ケーソン基礎の場合は沈設に伴う周辺地盤の緩みの影響を考慮した低減（緩み係数）を考慮しているが、シートパイル基礎ではこのような緩みは生じないので低減は行っていない。

一方、水平地盤ばね（ k_0 ）の上限値となる有効抵抗土圧についての考え方は、基礎標準および耐震標準において基礎種別によらずほぼ同一であり、以下の算定式(5-7)で表される。

$$p_e(z) = \alpha_h (\bar{\gamma}_e z K_p + 2c\sqrt{K_p}) \quad (5-7)$$

ここで、 $p_e(z)$ ：深さ z (m)における有効抵抗土圧力度（ kN/m^2 ）、 α_h ：基礎前面の形状係数、 $\bar{\gamma}_e$ ：深さ z までの平均有効単位体積重量（ kN/m^3 ）、 K_p ：受働土圧係数で $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ 、 ϕ ：深さ z の土の内部摩擦角（度）、 c ：深さ z の土の粘着力度（ kN/m^2 ）である。

ただし、杭基礎と大型基礎では、初期の静止土圧分の取り扱いの考え方の違いがあるほか、抵抗土塊の広がり程度の程度を表す形状係数 α_h の値が異なっている。杭基礎は深さ方向に依存せず一定値（地震時は $\alpha_h = 3$ ）とされているのに対して、大型基礎では抵抗土塊の3次元的な広がりを考慮して形状係数 α_h を次式で示される深さ z と基礎幅 B の関数として設定されている。

$$\alpha_h = 1 + z/2B \quad (5-8)$$

シートパイル基礎については、外側に向かっては面的な載荷形状となり大型基礎に近い挙動になると想定されるが、内側に向かっては側面シートパイルにより抵抗土塊の広がりには遮られ、その外側の地盤は側面シートパイルの外側でのせん断地盤ばねを介して抵抗するものと考えられる。以上の点を考慮し、ここでは前面シートパイルの外側の水平地盤ばねの上限値については形状係数 α_h を大型基礎に準じて式(5.8)で算定し、内側については抵抗土塊の広がりを考慮せずに $\alpha_h=1$ として算定した。

以上の地盤ばね特性の設定値およびその考え方を表-5.10 にまとめて示す。

表-5.10 実物大模型水平載荷試験の解析に用いた地盤ばねの設定

地盤ばね	地盤反力係数 k , 地盤ばね定数 K	上限値
フーチング底面鉛直 k_1	$k_v=9,030\text{kN/m}^3$, $K_v=117,000\text{kN/m}$ 直接基礎の粘性土の算定式準用	$q_d=308\text{kN/m}^2$, $q_d \times A_f=3990\text{kN}$ 直接基礎の粘性土の算定式準用 (偏心・傾斜の影響は無視)
フーチング前面水平 k_3	(フーチング突出のため未考慮)	
シートパイル先端鉛直 k_4 , k_7	$k_p=498,000\text{kN/m}^3$, $K_p=3,800\text{kN/m/枚}$ $K_p=68,400\text{kN/m}$ (全 36 枚分) H 鋼杭の算定式	$q_p = 100N = 500\text{kN/m}^2$, $R_p=7.6\text{kN/枚}$ $R_p=274\text{kN}$ (全 36 枚分) H 鋼杭の算定式
シートパイル周面鉛直 k_5 , k_8	$k_{sv}=9,130\text{kN/m}^3$, $K_{sv}=12,420\text{kN/m/枚}$ $K_{sv}=447,000\text{kN/m}$ (全 36 枚分) 押込み側実測値 (5mm 時割線勾配)	$r=50\text{kN/m}^2$, $R_f=68\text{kN/枚}$ $R_p=2,448\text{kN}$ (全 36 枚分)
側面シートパイル水平 k_9	$k_{sh}=9,130\text{kN/m}^3$ 鉛直せん断ばね (k_5 , k_8) と同一	$r=50\text{kN/m}^2$ 鉛直せん断ばね (k_5 , k_8) と同一
前面・背面 シートパイル水平 k_6	$k_h=1.7 \alpha E_0 B_h^{-3/4}=16,262\text{kN/m}^3$ 大型基礎算定式準用	有効抵抗土圧力度 p_e シートパイル先端で外側 $p_e = 214\text{kN/m}^2$, 内側 $p_e = 145\text{kN/m}^2$

b) 静的非線形解析結果と実験結果との比較

静的非線形解析は、初期荷重としてフーチングおよび橋脚の自重分 837kN を作用させた後 (自重解析) に、載荷点の変位を 1mm づつ漸増させる変位増分法により行った。なお、4.1.2 では、施工段階に応じたフーチング底面反力とシートパイル軸力の負担の変化について考察しているが、ここでは段階施工の影響は考慮せずに所定の自重を同時に作用させている。そのため解析上の初期状態 (自重解析後) でのフーチング底面ばねの合計反力は 106kN と、実際の試験体完成時の底面反力 303kN よりも小さな値となっている。

載荷点における荷重変位関係の解析結果を実測値とともに図-5.11 に示す。実測値とシミュレーション結果を比較すると、直接基礎は載荷初期の剛性を過小評価しているものの、フーチングが浮き上がった後の最大荷重を精度良く評価できている。一方、シートパイル基礎について解析上の引抜き抵抗の有無の両ケースと実測値を比較すると、引抜き抵抗を期待するモデルの方が載荷初期で実測値との整合性が良いのに対して、載荷荷重 600kN 付近からは引抜き抵抗を無視したモデルの方が整合性が良い傾向となっている。このように実際の軸力抵抗を適切に評価することで、シートパイル基礎の非線形特性をよく表現できるとともに、側面の抵抗を考慮することによって直接基礎に対する水平抵抗特性の改良効果の大きさも適切に評価できていることがわかる。

次に、変形モードの評価が適切であることを確認するため、シートパイル基礎 (引抜き

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

抵抗を考慮したケース、SPF-1111)の $\delta = 500\text{mm}$ 時の変形図(図-5.12)に示す。フーチング底面での水平変位が生じ、回転中心深度がフーチングより深く、シートパイル先端より浅い位置となっており、試験結果と同様の変形モードが表現できていることがわかる。

さらに各抵抗要素の負担比率を比較するため、引抜き抵抗を考慮したケース(SPF-1111)について $P=750\text{kN}$ での断面力図を図-5.13~図-5.15に示す。また、 $P=375\text{kN}$ 、 550kN 、 750kN の3段階について各シートパイルの頭部軸力および底面地盤ばねの反力を抽出し、鉛直力、モーメント、せん断力のそれぞれについて内訳を実測値とともに図-5.16~図-5.18に示す。なお、図-5.17および図-5.18の内訳のうち、底面反力負担分の実測値は、載荷荷重からシートパイルが負担する抵抗分の合計を減じた差分として算出している。また、底面ばね反力の分布形状を図-5.19に示す。

図-5.17より各段階において、解析上も実測と同様にモーメント抵抗が前面および背面(引抜き抵抗を考慮する場合のみ)のシートパイル軸力によるモーメントが主体となっていることがわかる。また引抜き抵抗を無視した場合(SPF-1113)の影響を同一載荷荷重時の引抜き抵抗を考慮したケース(SPF-1111)との違いから検討すると、背面シートパイル(=引抜き側)で引抜き抵抗力が負担されない分、側面シートパイルの軸力負担モーメントに移行しているほか、各シートパイルの曲げモーメントに分散されていることがわかる。

このほか、前面・背面シートパイルのモーメントの分布形状について、実測(図-4.21)と解析結果(図-5.14)を比較すると、実測では頭部ではほとんどゼロから負の値に逆転する程度まで収束するような形状となっていたのに対して、解析では頭部にも正のモーメントが比較的多く発生しており十分に収束しきっていない。このほか、地中部の曲げモーメントの最大値自体も、実測では前面が背面よりも大きな値となっているのに対して、解析では前面と背面でほとんど同程度の値となっている。これは実際には前面シートパイルの外側への水平地盤抵抗に比べて、背面シートパイルの内部地盤側への水平地盤抵抗が相対的に小さくなっていることを意味しており、解析上の有効抵抗土圧の形状係数 α_h に内外で差を設けた程度では表現しきれないものと考えられる。さらに、シートパイルに発生する曲げモーメントの絶対値を実測値と比較すると、解析結果は地中部でも杭頭部でも実測値より大きな断面力を算定している。地震時でも弾性範囲内となるように設計・照査する本提案手法においては、解析上で実際よりも大きな断面力が算定されることは、シートパイルの部材照査にとっては安全側となる。

図-5.18のせん断力に関しては、実測では前面が主体であり背面はほぼゼロとなっているのに対して、解析では前面と背面がほぼ同程度となっていることがわかる。

図-5.19のフーチング底面反力の分布形状は、実測は反力分布の変化が小さいのに対して、解析では前面側へ偏心して背面側の浮き上がりや前面側の三角形分布の反力の発生が明確に表れている。ただし、最前面でも圧縮側の上限値には達しておらず、また全体的な底面反力モーメントの負担比率は小さくなっており(図-5.17)、荷重変位関係に対する底面反力モーメントの寄与は小さくなっている。また、鉛直反力の合計(図-5.16)は、載荷荷重が大きくなるにつれて鉛直反力の負担比率は増加している。これは解析上でシートパイルの鉛直地盤ばねが塑性化していくにつれて、自重分がフーチング底面ばねに移行しているためである。

c) 実物大模型の水平載荷実験に対するシミュレーションのまとめ

以上より，提案する骨組み解析モデルが，側面シートパイルを含む実物大模型に対しても，非線形挙動を表現できるとともに，前面・背面のシートパイルの軸力負担モーメントが主たる抵抗要素となる抵抗メカニズムを反映できていることが確認できた．また，特にシートパイルの軸力抵抗を精度よく評価することによって，同一寸法の直接基礎に対する水平抵抗特性の改良効果を定量的に評価できることが確認できた．

なお，提案モデルでは前面・背面シートパイルの断面力分布形状の評価などで，実測値との乖離が生じることも明らかとなった．この原因は主に水平地盤抵抗のモデル化に起因すると考えられるが，地表面付近の断面力は相対的に小さくなるという定性的な傾向は評価できており，その結果として基礎全体系の水平抵抗特性については大きな影響はない．また，地中部のシートパイルの断面力は実測値よりも大きく算定される傾向にあり，シートパイルを弾性範囲内となるように設計する前提の下では，安全側となっていることを確認した．

5.3 地盤ばねの設定法の提案と検証

ここでは5.2での検討結果に基づき，5.3.1にて図-5.3に示す各地盤ばねの設計実務用の具体的な設定方法の考え方，算定式を提案する．なお，提案する算定式は可能な限り，基礎標準および耐震標準に示される既往の各種基礎構造物の地盤ばねの考え方を準用，踏襲するようにしている．これは異種構造物間での設計の連続性を確保するためである．また，5.3.2にて提案する算定式によって，実物大模型の水平載荷試験を再度シミュレーションし，その評価精度を検証する．

5.3.1 地盤ばねの設定法の考え方と算定式の提案

a) フーチング底面の鉛直地盤ばね (k_1)

シートパイル基礎のフーチング底面の鉛直ばねは，反力モーメントとしての寄与は小さいものの，ある一定の鉛直荷重を負担する役割を果たしているため，これをモデル化することが必要と考えられる．具体的な地盤ばね特性としては，直接基礎の鉛直地盤ばねを準用して設定することを提案する．なお，非線形特性として浮き上がり側に抵抗しないようにモデル化し，底面全体に適切に分布させて配置することが重要である．一方，押込み側の上限値（極限鉛直支持力度 q_{vd} ）の設定については，一般的なシートパイル基礎の諸元ではシートパイル自体の鉛直支持力がある程度確保できるためにフーチング底面反力が上限値に達することは少ないと考えられ，もし上限値に達するとしてもその上限値の大きさがシートパイル基礎全体系の荷重変位関係に与える影響は相対的に小さいと考えられる．よって，極限鉛直支持力度 q_{vd} の算定は簡易的に偏心・傾斜荷重の低減を無視して設定してよいと考えられる．

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

b) フーチング底面の水平地盤ばね (k_2)

5.1.3 a)で述べたように、フーチング底面の水平せん断地盤抵抗は、第3章の模型水平載荷実験での画像解析結果において、フーチング直下地盤が一体化して水平変位を生じており、フーチングと地盤の相対変位がほとんど生じていないことから、これを考慮しないことを提案する。

なお、第4章の実物大模型実験では、シートパイル頭部のせん断力の合計が作用水平荷重未満となっていることや、フーチング底面の鉛直地盤反力が失われて浮き上がりが生じている範囲は局所的であることなどから、フーチング底面でのせん断抵抗が少なからず発揮されていることが示唆される。しかしながら、シートパイル頭部のせん断力の計測誤差の影響なども考慮すると、フーチング底面でのせん断抵抗を定量的に評価する根拠には至らないと考え、これを考慮しないこととする。

c) フーチング前面および側面の水平地盤ばね (k_3)

基礎標準には直接基礎や杭基礎に対するフーチング前面および側面の水平地盤ばねの考え方が示されているが、一般的にはフーチング周辺の埋め戻し土の強度を十分に確保した施工管理を行うことが難しいため、実務設計上では（特に新設構造物の設計では）フーチングを介した水平地盤抵抗を無視して設計するが多い。しかしながら、仮土留めを本体利用し、シートパイルがフーチングコンクリート打設の外型枠となるシートパイル基礎の場合には、積極的にこれを考慮できるものと考えられる。第3章および第4章での水平載荷試験では、このフーチング前面および側面の水平地盤ばねを検証することはできていないが、上記の背景から、この地盤ばねの設定方法として直接基礎のフーチング前面の水平地盤ばねの準用、あるいは後述の前面シートパイルの水平ばね (k_6) および側面シートパイルの水平せん断ばね (k_9) をフーチング部まで配置することを提案する。

d) 前面シートパイルおよび背面シートパイルの水平地盤ばね (k_6)

シートパイルの水平地盤ばねについては、5.2.2 中で述べたように、基礎標準で杭基礎と大型基礎での考え方が異なっているが、地盤を「面」で押すという挙動を考慮して大型基礎の水平地盤ばねの考え方を準用することを提案する。

なお、水平地盤反力係数については、載荷試験結果から明確な評価を行うことができていないため、一定の寸法以下に適用を限定すれば杭基礎を準用するという考え方も可能である。そこで後述の検証解析においては、杭基礎を準用して水平地盤反力係数を算定した場合の結果も参考として示すこととする。ただし、5.2.2 中で述べているように、杭基礎を準用した場合にはシートパイル枚数に正比例して地盤ばね定数が増加するため、検証した平面規模を上回る設計に適用する際には過大評価となる恐れがある点に注意が必要である。

同様に有効抵抗土圧の算定は、外側への抵抗（主に前面シートパイルの抵抗）については大型基礎の形状係数 α_h を準用し、内側への抵抗（主に背面シートパイルの抵抗）については抵抗土塊の広がり期待できないことから形状係数 α_h を 1.0 とすることを提案する。また、有効抵抗土圧を算定する際の土被り圧は、外側への抵抗については地表面からの土被り圧を用いるのに対して、内側への抵抗についてはフーチング底面からの土被り圧のみ

を考慮することを提案する。

5.2.2のシミュレーションでは、特に背面シートパイルの曲げモーメント分布評価の誤差が大きく、水平地盤反力の設定が過大となっている可能性が示されている。しかしながら、フーチング底面のせん断抵抗 (k_2) を無視していることや、側面シートパイル周囲の水平せん断抵抗 (k_9) を外面のみ考慮して内面側を無視していることを前提として、シートパイルで囲まれた内面地盤の抵抗を全て背面シートパイルの水平地盤ばねに集約したものと考えて、このような設定を行うこととした。ただし、土被りが深くなった場合には、外側への抵抗では地表面までの抵抗土塊が期待できるのに対して、終局時には背面側のフーチングが浮き上がるか底面の鉛直反力が大きく低下しているために、内側への抵抗土塊はフーチング底面までしか期待できないことは考慮する必要がある。土被り圧の考え方は外側と内側で使い分けることとした。

e) シートパイルの先端地盤ばね (k_4 : 前面・背面, k_7 : 側面)

シートパイル先端の地盤ばねについては、4.2.3での押込み側シートパイルの軸力分布に関する検討結果を元に、基礎標準に示される打ち込み工法によるH鋼杭の算定式を準用することを提案する。先端の鉛直地盤反力係数を算定する場合の載荷幅は、H鋼杭では実断面積の平方根を用いていることから、シートパイルの場合も1枚単位の実断面積の平方根とするのがよいと考えられる。なお、シートパイル基礎では明確な支持層を設けないことから、相対的にシートパイルの周囲支持力 (k_5, k_8) に比べて小さな支持力となるため、便宜上先端地盤ばねを無視しても影響は少ないと考えられる。

f) シートパイルの鉛直方向周囲せん断地盤ばね (k_5 : 前面・背面, k_8 : 側面)

シートパイル周囲の鉛直方向の地盤ばねについては4.2.3の実物大載荷試験での押込み側シートパイルの軸力分布に関する検討結果を元に、基礎標準に示される打ち込み工法によるH鋼杭のせん断地盤ばねを片面のみ(前面で外側、背面で内側)で考慮することを提案する。また、通常の杭の地震時の設計においては、杭のたわみによって周辺地盤との剥離等が生じる可能性を考慮し、杭頭から $1/\beta$ の区間については周囲摩擦抵抗を無視することとしている^{1),2)}。シートパイル基礎についても、前面および背面の鉛直方向周囲地盤ばねについては杭基礎と同様に杭頭から $1/\beta$ の区間については周囲摩擦抵抗を無視することを提案する。ちなみに、周囲摩擦抵抗を無視する区間 $1/\beta$ は、単純にシートパイルの曲げ剛性が大きくなるほど(すなわち規格を上げるほど)長くなる。そのため、実務設計上で基礎の抵抗を大きくするためには、安易にシートパイルの規格のみを大きくしても効果は薄く、フーチング寸法自体を大きくするなど全体的な検討が必要となる。

なお、第4章の実物大載荷試験では引抜き抵抗の低下が確認され、5.2.2のシミュレーションでは引抜き抵抗を無視したモデルの方が荷重が大きい領域での荷重変位関係の整合性がよい結果となった。しかしながら、載荷試験での荷重低下の発生は、荷重保持に伴うクリープ変形とその間の雨水の浸透が低下の主要因と考えられ、1波あたりの継続時間が短い実際の地震時には大幅な低下は生じないと想定される。また、通常の杭の周囲支持力も載荷条件の厳しい正負交番載荷試験で途中から荷重低下する事例²⁶⁾も報告されている。

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

が、現状の各種設計基準ではこのような荷重低下の影響は直接的には考慮されておらず、上述の $1/\beta$ 区間の摩擦抵抗を無視することや引抜き抵抗の安全率を大きめに設定するなどの対応により間接的に対処されていると考えることができる。以上の点から、シートパイル周面の鉛直方向の地盤ばねの引抜き抵抗については特別な低減は行わず ($1/\beta$ の周面摩擦抵抗の無視は考慮する) に、押込み側と同等の周面摩擦抵抗を考慮することとする。

また、周面のせん断地盤反力係数についても、水平地盤反力係数と同様に既往の算定式の考え方が杭基礎と大型基礎で異なっている。杭基礎のせん断地盤反力係数は杭の施工法毎に鉛直載荷試験の統計値として杭径の $-3/4$ 乗に比例するように算定式が提案されているのに対して、大型基礎では周面のせん断地盤反力係数が同位置での水平地盤反力係数の 0.3 倍 (あるいは $1/3$) 程度として評価されている。本研究では、水平地盤反力係数の準拠元と整合させることを重視して、大型基礎の算定式と同様に、水平地盤反力係数の 0.3 倍として設定することを提案する。

ただし、水平地盤ばねと同様に杭基礎を準用するという考え方も可能であるため、後述の検証解析においては、周面のせん断地盤反力係数についても杭基礎を準用した場合の評価を参考として示すこととする。

g) 側面シートパイルの水平方向せん断地盤ばね (k_9)

側面シートパイルの鉛直方向の地盤ばねについては、外面のみ考慮するものとし、そのばね特性は鉛直方向のせん断地盤ばね (k_8) と同一として評価することを提案する。

なお、シートパイルの凹凸形状を考慮すれば、鉛直方向では鋼材と地盤の界面でのせん断が生じると考えられるのに対して、水平方向では凹凸によってせん断面は鋼材と地盤の界面以外にも広がると考えられる。そのため、定性的には鉛直方向よりも水平方向のほうが高い地盤ばね特性 (せん断地盤反力係数、周面支持力度ともに) を発揮すると考えられるが、これを定量的に評価することは現時点では困難であるために、上記のように提案することとした。

5.3.2 提案する地盤ばね算定式の検証

ここでは実物大模型の水平載荷試験のシミュレーションの解析条件を，上記の各算定式に変更して，その妥当性を検証する．具体的に変更となった条件は，シートパイルのせん断地盤反力係数が実測値から設計値へ変更になったことと，頭部から $1/\beta$ の区間の周面摩擦力を無視した点である．解析条件として，提案式による地盤ばねの設定値を表-5.11 に示す．また，比較のため，表-5.12 に示す条件を変化させた解析を行った．このうち，水平地盤反力係数およびせん断地盤反力係数を H 形鋼杭の算定式としたケース（ケース名：SPF-1222）の地盤ばね設定値を表-5.13 に示す．

各ケースの荷重変位関係を図-5.20 に示す．提案する算定式による解析結果は，試験結果を概ね安全側に設定していることがわかる．一方，地盤反力係数を杭基礎準拠とした場合では試験結果と同等の評価となっている．なお，両者の主な違いは地盤反力係数の違いであり，降伏変位の違いとして表れている．また，水平地盤反力係数の違いによって杭の特性値 β が変化する分だけ周面支持力が変化する影響があるものの，終局荷重は概ね同程度となっている．なお，解析結果はいずれも途中から試験結果を上回っているが，試験で観測された引抜き抵抗の低下は実際の地震時には生じにくいことを考慮すれば，提案モデルは概ね妥当な評価であると考えられる．

表-5.11 実物大模型水平載荷試験に対する提案手法による設定値

地盤ばね	地盤反力係数 k ，地盤ばね定数 K	上限値
前面・背面 シートパイル水平 k_6	$k_h = 1.7 \alpha E_0 B^{-3/4} = 16,262 \text{ kN/m}^3$ 大型基礎算定式準用	有効抵抗土圧力度 p_e シートパイル先端で外側 $p_e = 214 \text{ kN/m}^2$ ， 内側 $p_e = 145 \text{ kN/m}^2$
シートパイル先端鉛直 k_4, k_7	$k_p = 498,000 \text{ kN/m}^3$ ， $K_p = 3,800 \text{ kN/m/枚}$ $K_p = 68,400 \text{ kN/m}$ （全 36 枚分） H 鋼杭の算定式	$q_p = 100N = 500 \text{ kN/m}^2$ ， $R_p = 7.6 \text{ kN/枚}$ $R_p = 274 \text{ kN}$ （全 36 枚分） H 鋼杭の算定式
前面・背面 シートパイル周面 k_5	$k_{sv} = 0.3 k_h = 4880 \text{ kN/m}^3$	$r = 50 \text{ kN/m}^2$ ， $R_f = 36 \text{ kN/枚}$ H 鋼杭の算定式 頭部から $1/\beta = 1.6 \text{ m}$ まで無視
側面シートパイル 周面鉛直 k_8		$r = 50 \text{ kN/m}^2$ ， $R_f = 68 \text{ kN/枚}$ H 鋼杭の算定式
側面シートパイル水平 k_9	$k_{sh} = k_{sv} = 0.3 k_h = 4880 \text{ kN/m}^3$	$r = 50 \text{ kN/m}^2$ 鉛直せん断ばね（ k_5, k_8 ）と同一

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

表-5.12 設計用地盤ばね算定式の検証および感度解析に用いる解析ケース

解析ケース名	特徴	備考
SPF-1111	周面ばね：実測値，引抜き抵抗考慮 水平ばね：大型基礎準拠	5.2.2 の再掲
SPF-1113	周面ばね：実測値，引抜き抵抗無視 水平ばね：大型基礎準拠	5.2.2 の再掲
SPF-1141	水平ばね：大型基礎準拠 周面ばね：0.3kh，引抜き抵抗全長考慮	
SPF-1142	水平ばね：大型基礎準拠 周面ばね：0.3kh，1/ 無視	提案モデル
SPF-1143	水平ばね：大型基礎準拠 周面ばね：0.3kh，引抜き抵抗無視	
SPF-1222	水平ばね：杭基礎準拠 周面ばね：H鋼杭準拠，1/ 無視	

表-5.13 実物大模型水平載荷試験に対する H 形鋼杭を準用した場合の設定値

地盤ばね	地盤反力係数 k ，地盤ばね定数 K	上限値
前面・背面 シート [°] 水平 k_6	$k_h=0.6\alpha E_0 D^{-3/4}=29,800\text{kN/m}^3$ 杭算定式準用， $D=0.4\text{m}$ （矢板幅）	有効抵抗土圧力度 p_e シート [°] 先端で外側 $p_e = 214\text{kN/m}^2$ ， 内側 $p_e = 145\text{kN/m}^2$
前面・背面 シート [°] 周面 k_5	$k_{sv}=0.3\alpha E_0 B_s^{-3/4}=14,900\text{kN/m}^3$	$r=50\text{kN/m}^2$ ， $R_f=40\text{kN/枚}$ H 鋼杭の算定式 頭部から $1/\beta=1.38\text{m}$ まで無視
側面シート [°] 周面鉛直 k_8	H 形鋼杭算定式準用， $B_s=0.4\text{m}$ （矢板幅）	$r=50\text{kN/m}^2$ ， $R_f=68\text{kN/枚}$ H 鋼杭の算定式
側面シート [°] 水平 k_9	$k_{sh}=k_{sv}=14,900\text{kN/m}^3$	$r=50\text{kN/m}^2$ 鉛直せん断ばね（ k_5 ， k_8 ）と同一

5.4 まとめ

本章では、シートパイル基礎の具体的な設計手法として、大きく以下の2点を特徴とする設計の考え方を提案した。

1. 地震時以外はシートパイルによる改良効果を見捨てた直接基礎として設計する。
2. 耐震設計では、杭基礎等と同様の骨組み解析モデルにより、地盤抵抗の非線形性を考慮する。シートパイル自体は弾性範囲内となるように照査する。

また、耐震設計モデルについては具体的に考慮できる抵抗要素とその設定方法を提案し、第3章および第4章の載荷試験結果のシミュレーションにより、手法の妥当性を検証した。本章で得られた知見および成果は以下の通りである。

- ・簡易な骨組み解析モデルでも、シートパイル基礎の抵抗メカニズムを反映することで適切に非線形挙動が表現できる。
- ・地盤ばね定数、特にシートパイルの鉛直地盤ばねを適切に設定することで、終局荷重の予測精度が高まる。
- ・実務設計用の地盤ばねの設定方法として、既往の基礎構造物に対する地盤ばね算定式の準用の考え方を提案し、実物大模型の載荷試験を適切に評価できる。

なお、本研究では、シートパイル基礎の実務的な設計法を提案することを目的としており、提案したモデルは、未解明な現象に対して既存の直接基礎あるいは杭基礎の標準的な設計手法の考え方を参考にして、概ね安全側となるように工学的に割り切った判断を行って設定したものである。この中でも重要な判断を以下に記す。

シートパイルで囲まれた内側の地盤の3次元的な抵抗メカニズム

シートパイルで囲まれた内側の地盤挙動は、各シートパイルとフーチング底面との相互作用の影響を受けて複雑な挙動となることが想定されるが、第3章の室内模型実験は2次元モデルでの検証となっており、3次元的な抵抗メカニズムについては未解明な部分が残されている。これに対して提案した設計モデルでは、前面および側面シートパイルの内側の摩擦抵抗を見捨てることで2次元的な挙動を仮定し、フーチング底面の押込み側の鉛直抵抗と背面シートパイルの内側の地盤抵抗を考慮することとした。これにより全体的な地盤抵抗は同程度になり、背面シートパイルの部材照査上は安全側となる。

シートパイルの引抜き抵抗の低下

実物大載荷試験ではシートパイルの引抜き抵抗の低下が確認されたが、提案した設計モデルではこのような荷重低下の影響は考慮せず、押込み側と同等の周面摩擦抵抗を考慮した。これは載荷試験での荷重低下の発生が主に荷重保持に伴うクリープ変形とその間の雨水の浸透が低下の主要因と考えられることと、現状の杭に対する各種設計基準でもこのような荷重低下の影響は直接的には考慮されていないことから判断したものである。

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

地盤反力係数の寸法効果

提案した設計モデルの各地盤抵抗モデルは，他工法との連続性を確保した設計法とするために，既存の各種基礎工法の算定式の考え方と定性的な整合性を確保できるように設定した．特に地盤反力係数の寸法効果の影響については，十分な検証が行われていない．そのため，提案した設計モデルの適用前提条件を「比較的平面寸法が小さいもの（目安として幅 10m 程度以下）（表-1.1 中の 1）」に限定した．

長期的な沈下挙動

実物大載荷試験においては，桁荷重相当の鉛直荷重を作用できていない上，長期的なクリープ変形等の計測も行っていない．シートパイル基礎の実際の長期的な変位挙動については未解明な部分が残されている．ただし，地震時以外の検討については，通常の設計諸元においては寸法決定要因とならないことから，安全側の対応としてシートパイルによる改良効果を見逃して直接基礎として照査することとした．

上記については，今後の研究課題と考えられ，特に ， についてはシートパイル基礎のみならず，既存の各種基礎形式の設計体系全体として，地盤ばねを基本とした骨組み解析モデル自体の採用の是非を含めた大きな課題である．

参考文献（第5章）

- 1) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（SI単位版）基礎構造物・抗土圧構造物，丸善，2000.6
- 2) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10
- 3) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.252，1996.
- 4) 国土交通省：建設工事公衆災害防止対策要綱【土木工事編】，第49，1993.
- 5) 鋼管杭協会 鋼矢板技術委員会：鋼矢板 設計から施工まで，鋼管杭協会，p.467，2000.
- 6) 地盤工学会編：入門シリーズ13 土の強さと地盤の破壊入門，pp.65，地盤工学会，1987.
- 7) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. :Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.65-84, 1986.
- 8) 地盤工学会編：新編 土と基礎の設計計算演習，pp.47-49，地盤工学会，2000.11
- 9) Meyerhof, G. G. : The ultimate bearing capacity of foundations, *Géotechnique*, Vol.2, No.4. pp.301-334, 1951.
- 10) 後藤聡，龍岡文夫，朴春植，S.Teachavorasinskum，末岡徹：土の変形特性と拘束圧依存性，第28回土質工学研究発表会，pp.578-579，1993.6
- 11) 地盤工学会編：N値とc・ ϕ の活用法，pp.131-132，地盤工学会，1998.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.236，日本道路協会，1996.
- 13) 神田政幸，竹村次朗，日下部治：砂地盤中の単杭のp-y関係のモデル化，土木学会論文集，No.645 / III-50，pp.191-207，2000.
- 14) 緒方辰男，倉知禎直，古関潤一：地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性を考慮した水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性，土木学会論文集，No.631 / III-48，pp.371-381，1999.
- 15) 海野隆哉，西村昭彦，青木一三三：直接基礎の地盤係数(1)，構造物設計資料，No.60，pp.19-25，1979.
- 16) 海野隆哉，西村昭彦，青木一三三：直接基礎の地盤係数(2)，構造物設計資料，No.64，pp.18-23，1980.
- 17) 海野隆哉，西村昭彦，青木一三三，真田道夫：直接基礎の地盤係数(3)，構造物設計資料，No.80，pp.24-25，1984.
- 18) 大堀晃一，莊司喜博，塩田啓介：鋼矢板壁の横方向地盤反力係数，土木学会年次学術講演会講演概要集第3部，Vol.38，pp.613-614，1983.
- 19) 吉中竜之進：地盤反力係数と，その載荷幅による補正，土木研究所資料，No.299，1967.
- 20) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数，土木技術資料，Vol.10，No.11，1968.
- 21) Yoshida, I. and Yoshinaka, R. :A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, *Soils and Foundations*, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1972.
- 22) 青木一三三，真田道夫：杭の設計に用いる地盤反力係数，構造物設計資料，No.83，pp.20-25，1985.
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.201-203，日本道路協会，1994.
- 24) 岡原美智夫，高木章次，中谷昌一，木村嘉富：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

土木研究所資料，No.2919，1991.

- 25) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル
附属資料：掘削土留め工の設計，pp.196，2001.3
- 26) 例えば，棚村史郎，西岡英俊，青木一二三，小松章：回転圧入鋼管杭の鉛直交番載荷試験，基礎
工，Vol.30，No.8，pp.50-53，2002.8

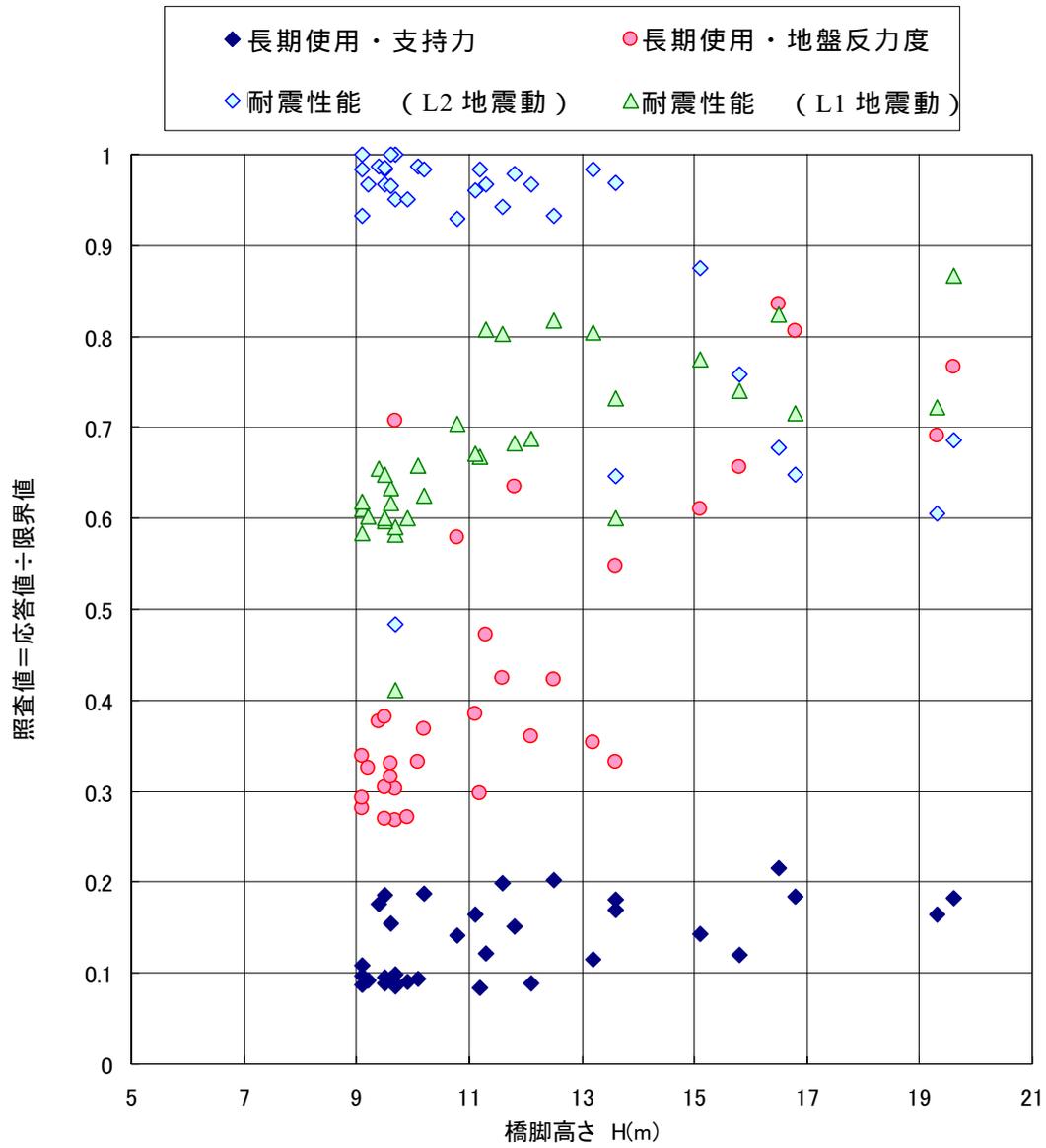
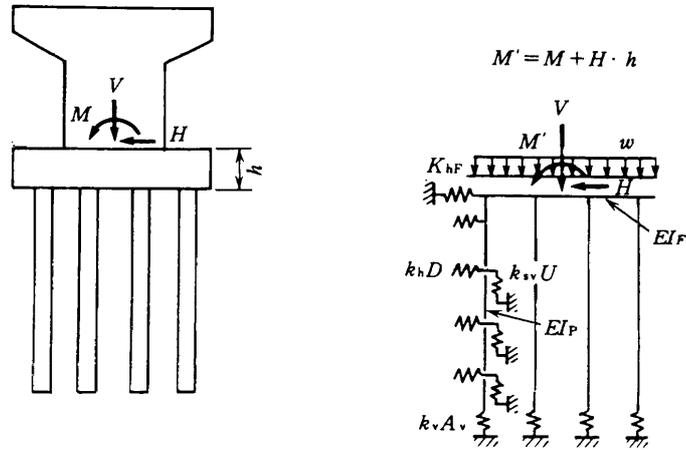
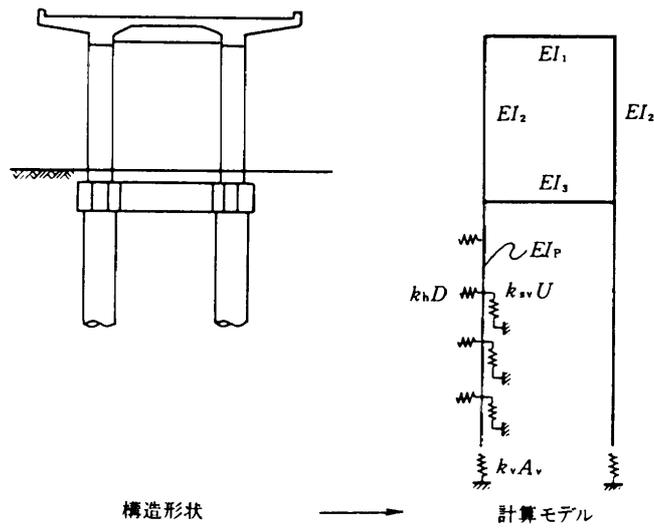


図-5.1 現状の直接基礎設計事例の照査値の傾向

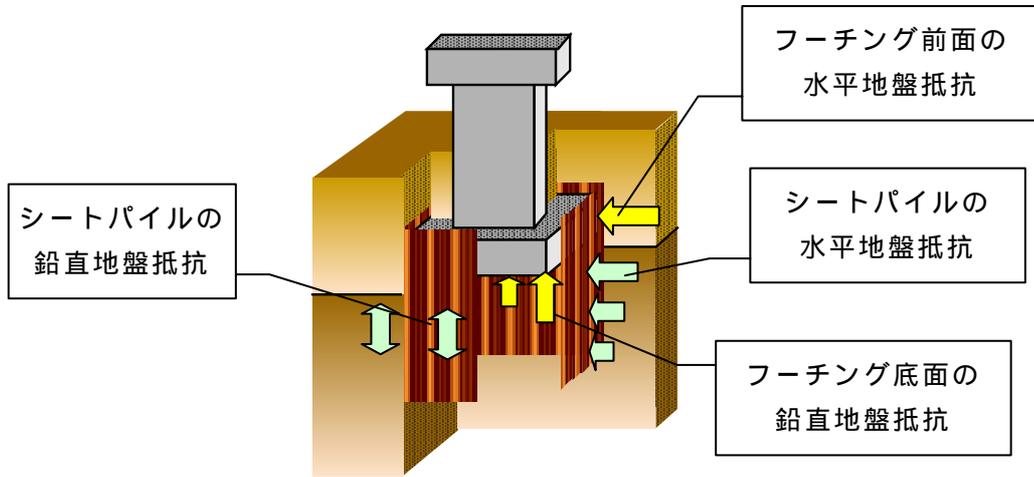


(a) フーチングを有する群杭基礎の例

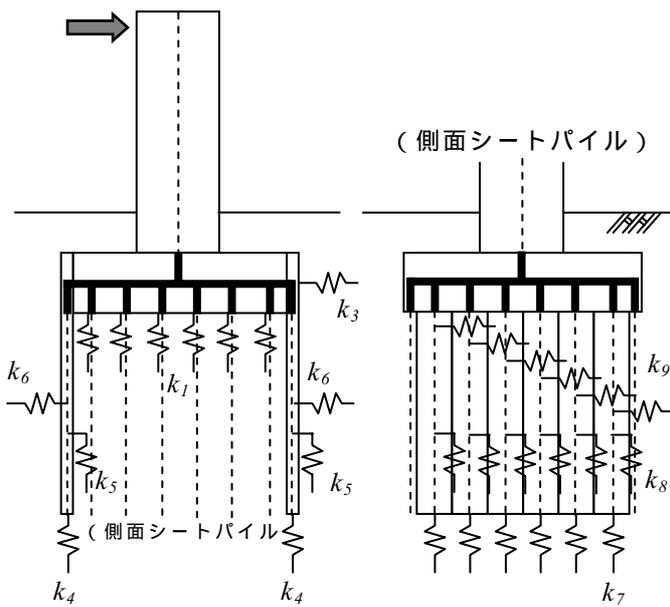


(b) 1柱1杭式ラーメン高架橋の例

図-5.2 基礎標準¹⁾に示される杭基礎の骨組み解析モデルの例



(a) 考慮する地盤抵抗要素



k_1	フーチング底面鉛直ばね
k_2	フーチング底面せん断ばね (未考慮)
k_3	フーチング前面水平ばね
k_4	前背面シートパイル先端鉛直ばね
k_5	前背面シートパイル鉛直せん断ばね
k_6	前背面シートパイル水平ばね
k_7	側面シートパイル先端鉛直ばね
k_8	側面シートパイル鉛直せん断ばね
k_9	側面シートパイル水平せん断ばね

(b) 骨組み解析モデル

図-5.3 シートパイル基礎の骨組み解析モデル

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

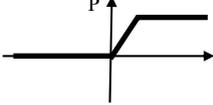
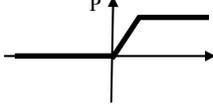
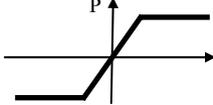
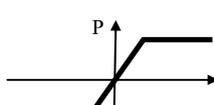
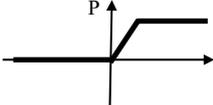
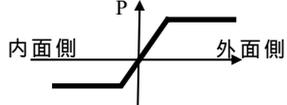
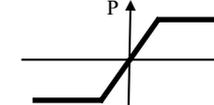
フーチング	前背面シートパイル	側面シートパイル(2面)
k_1 (底面鉛直) 	k_4 (先端鉛直) 	k_7 (先端鉛直) 
k_2 (底面せん断) 考慮しない	k_5 (鉛直せん断) 片面 	k_8 (鉛直せん断) 外面 x2 
k_3 (前面水平) 	k_6 (水平) 内面側 外面側 	k_9 (水平せん断) 外面 x2 

図-5.4 シートパイル基礎の地盤抵抗モデル

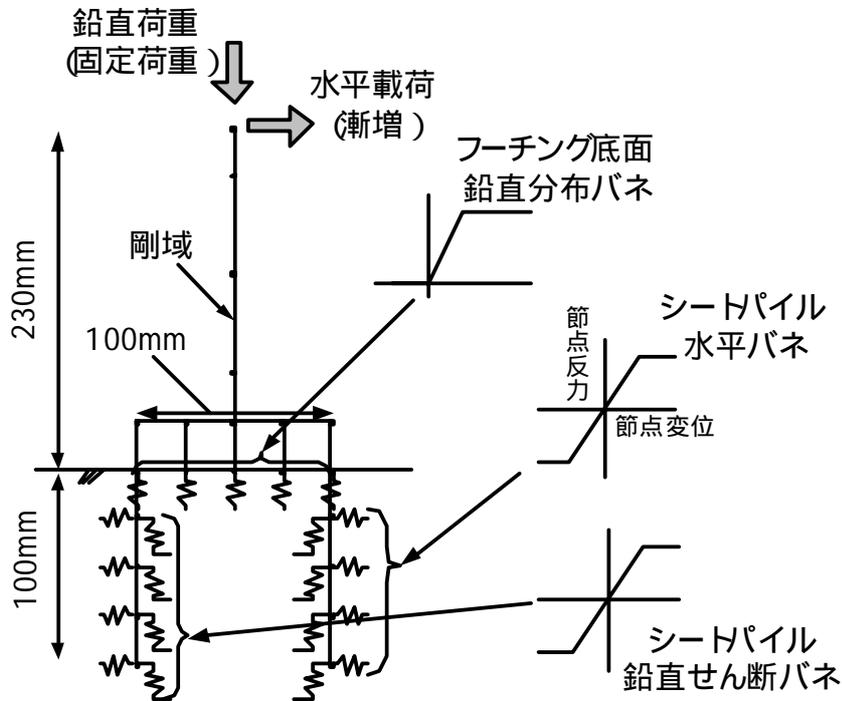
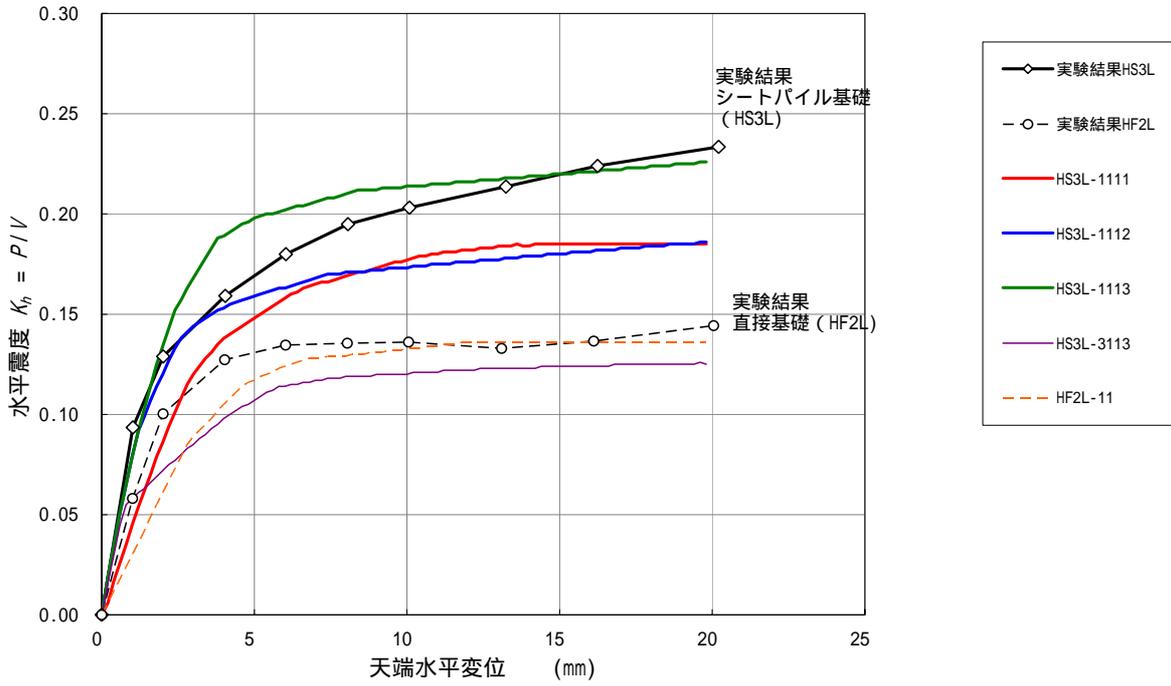
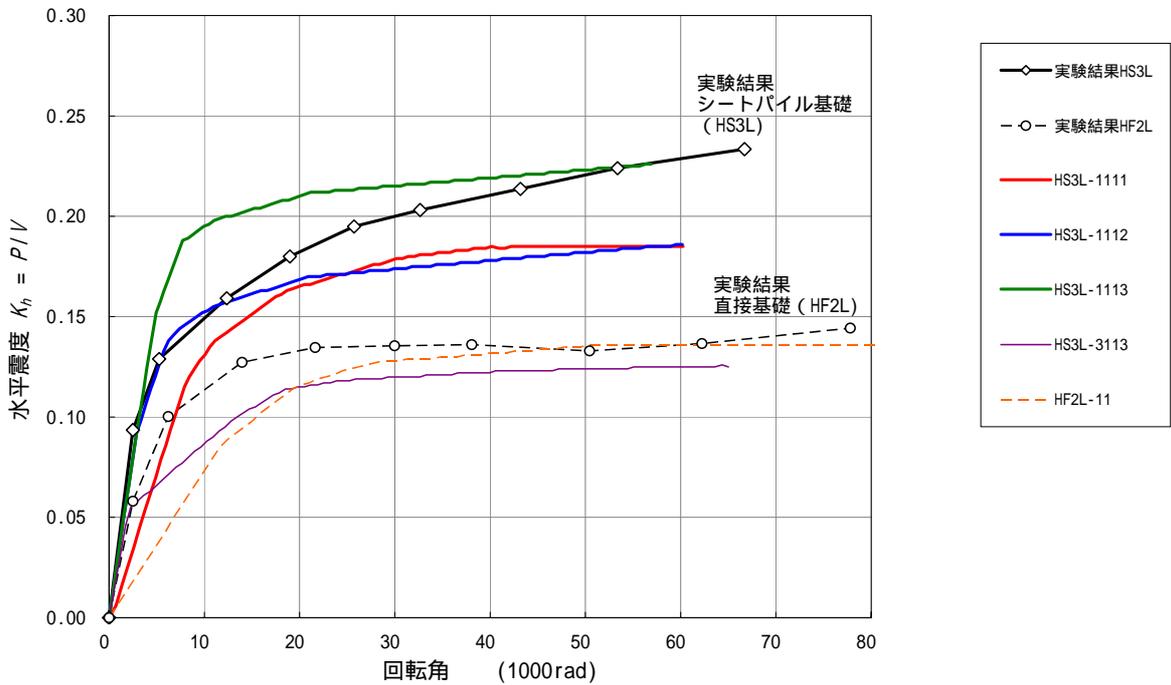


図-5.5 室内模型の水平荷重実験に対するシートパイル基礎の骨組み解析モデル

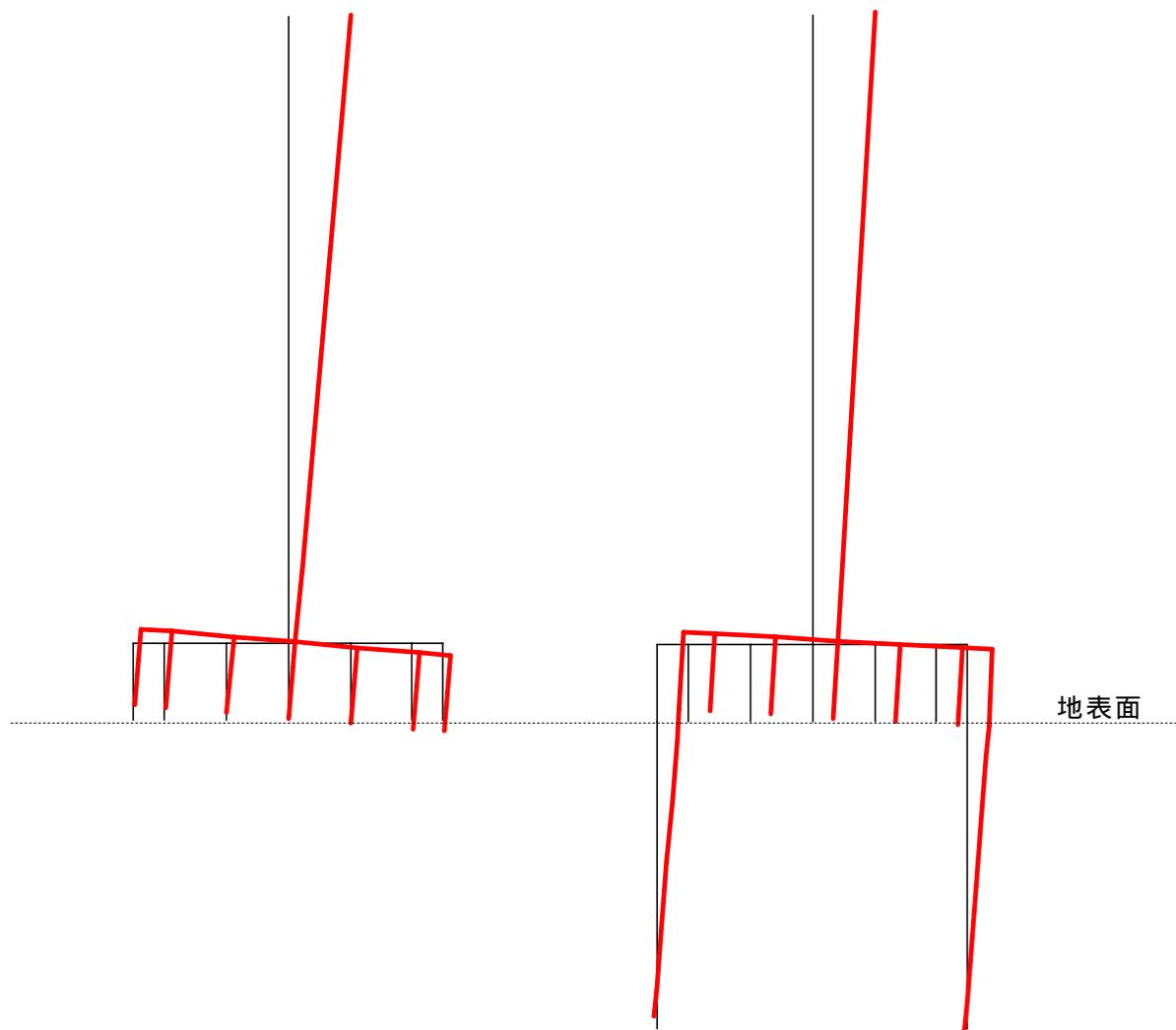


(a) 水平震度～天端水平変位関係



(b) 水平震度～回転角関係

図-5.6 室内模型の水平載荷実験に対するシミュレーション結果（荷重変位関係）



(a) 直接基礎 (HF2L-11)

(b) シートパイル基礎 (HS3L-1113)

図-5.7 室内模型の水平載荷実験に対するシミュレーション結果 ($\Delta = 20\text{mm}$ 時の変形図)

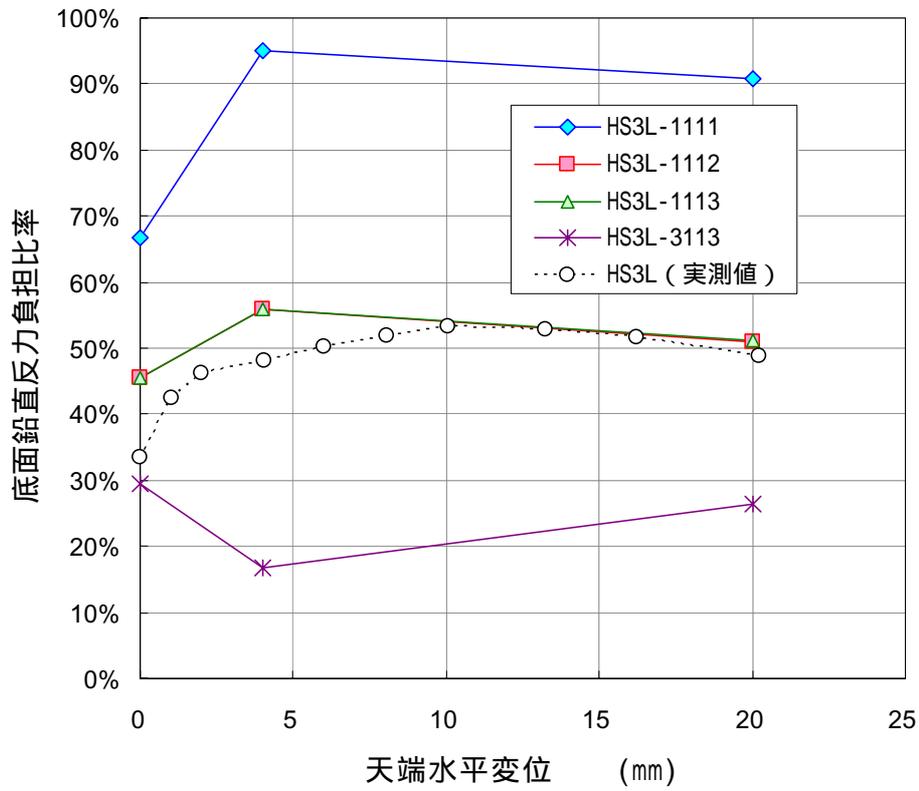
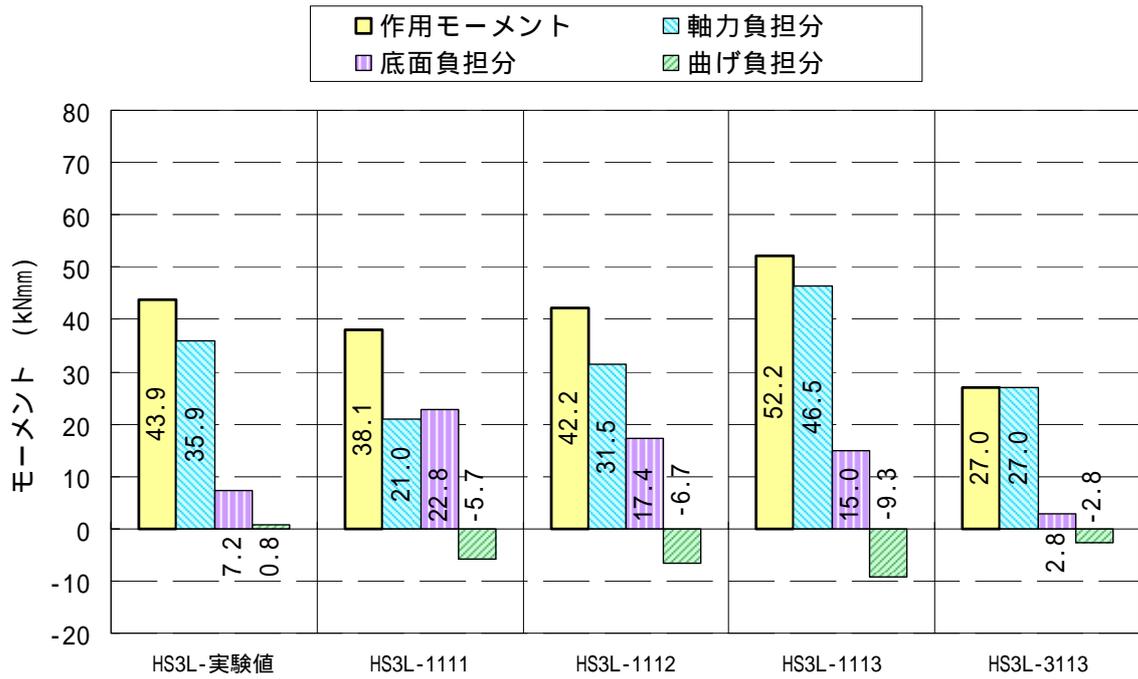
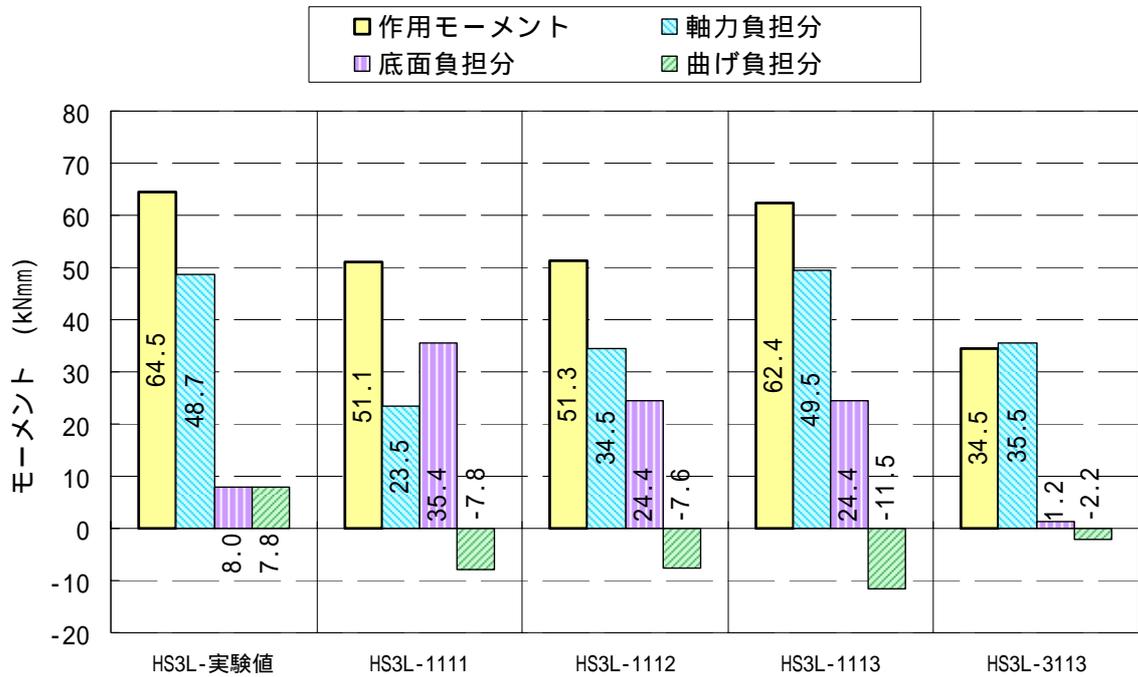


図-5.8 底面反力の負担比率の変化

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案



(a) 降伏付近 ($\delta = 4\text{mm}$ 時)



(b) 終局付近 ($\delta = 20\text{mm}$ 時)

図-5.9 抵抗モーメントの負担内訳

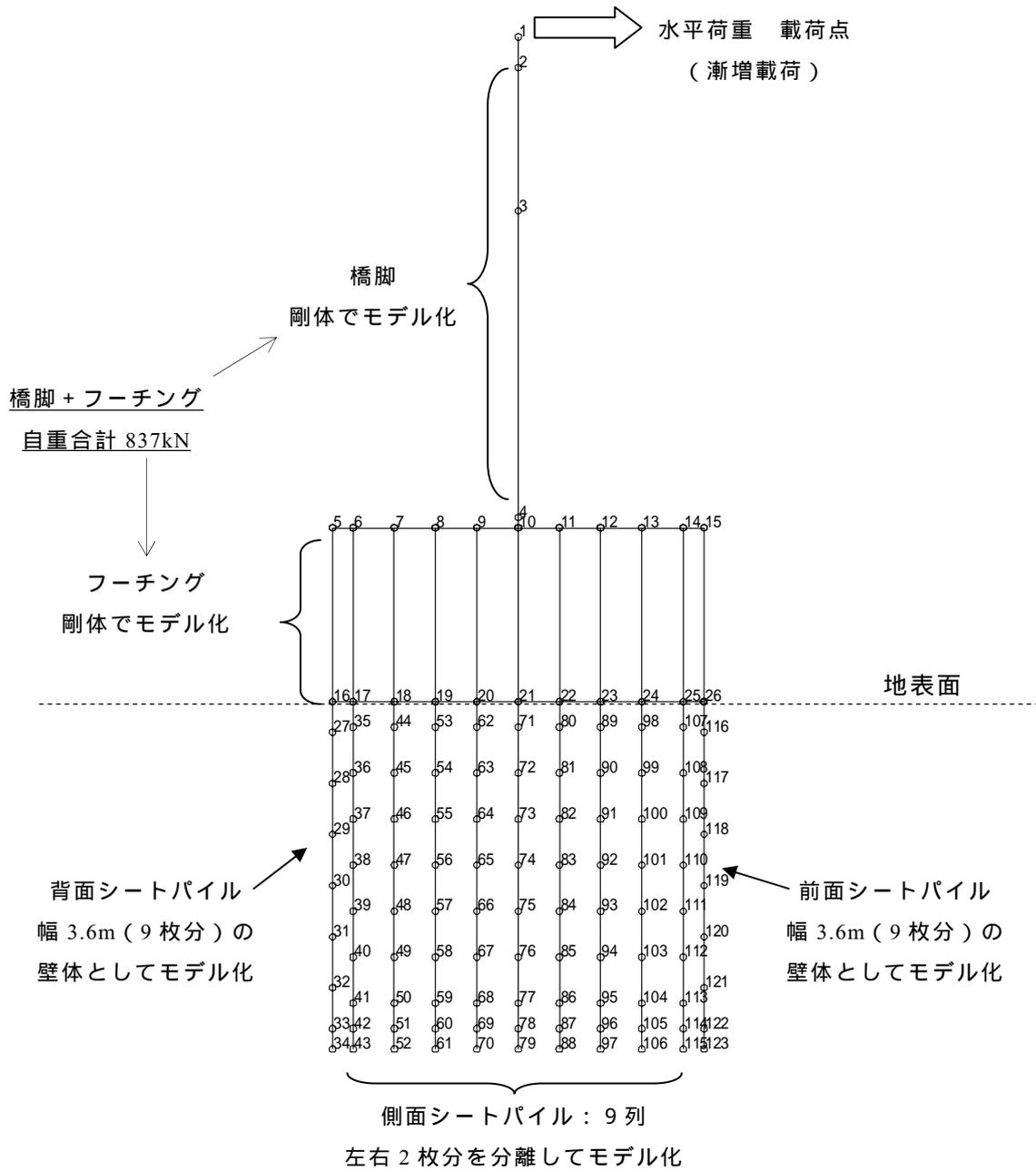
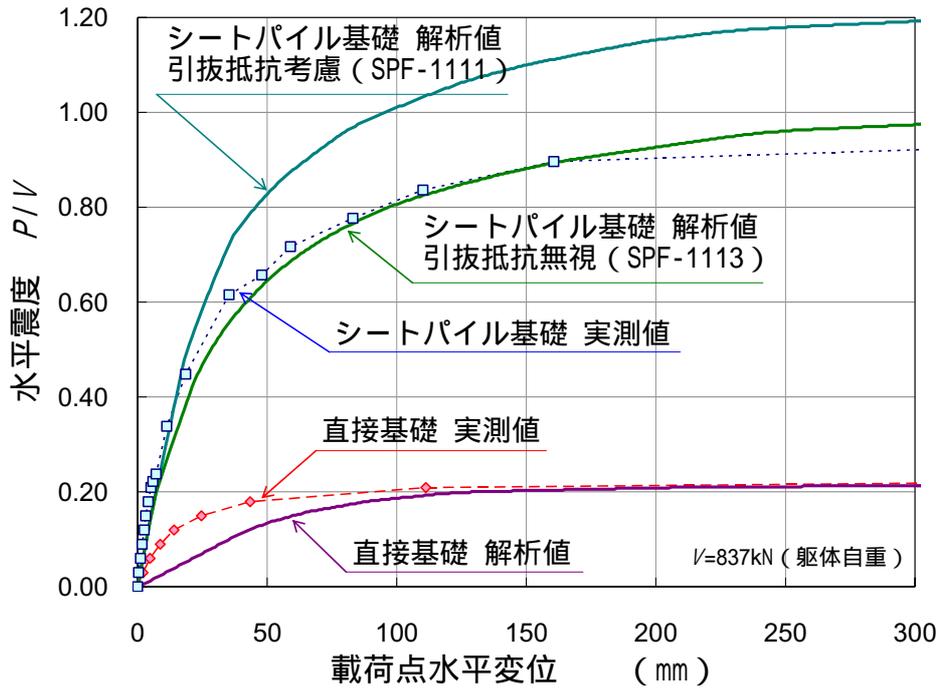
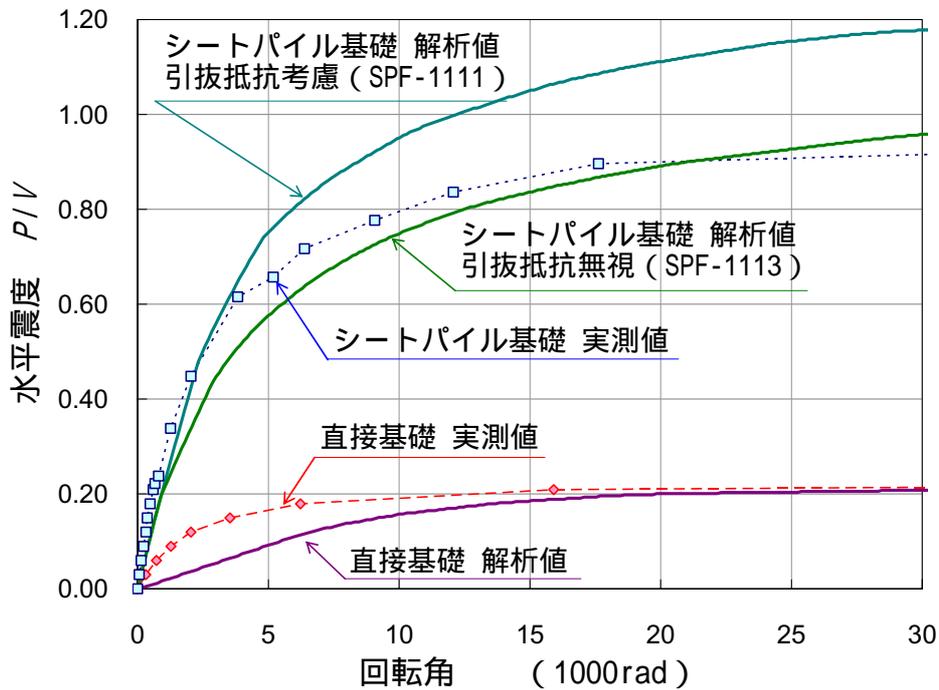


図-5.10 実物大模型の水平載荷試験の骨組み解析モデル(節点番号図)



(a) 水平震度～載荷点水平変位関係



(b) 水平震度～回転角関係

図-5.11 実物大模型の水平載荷試験のシミュレーション結果 (荷重変位関係)

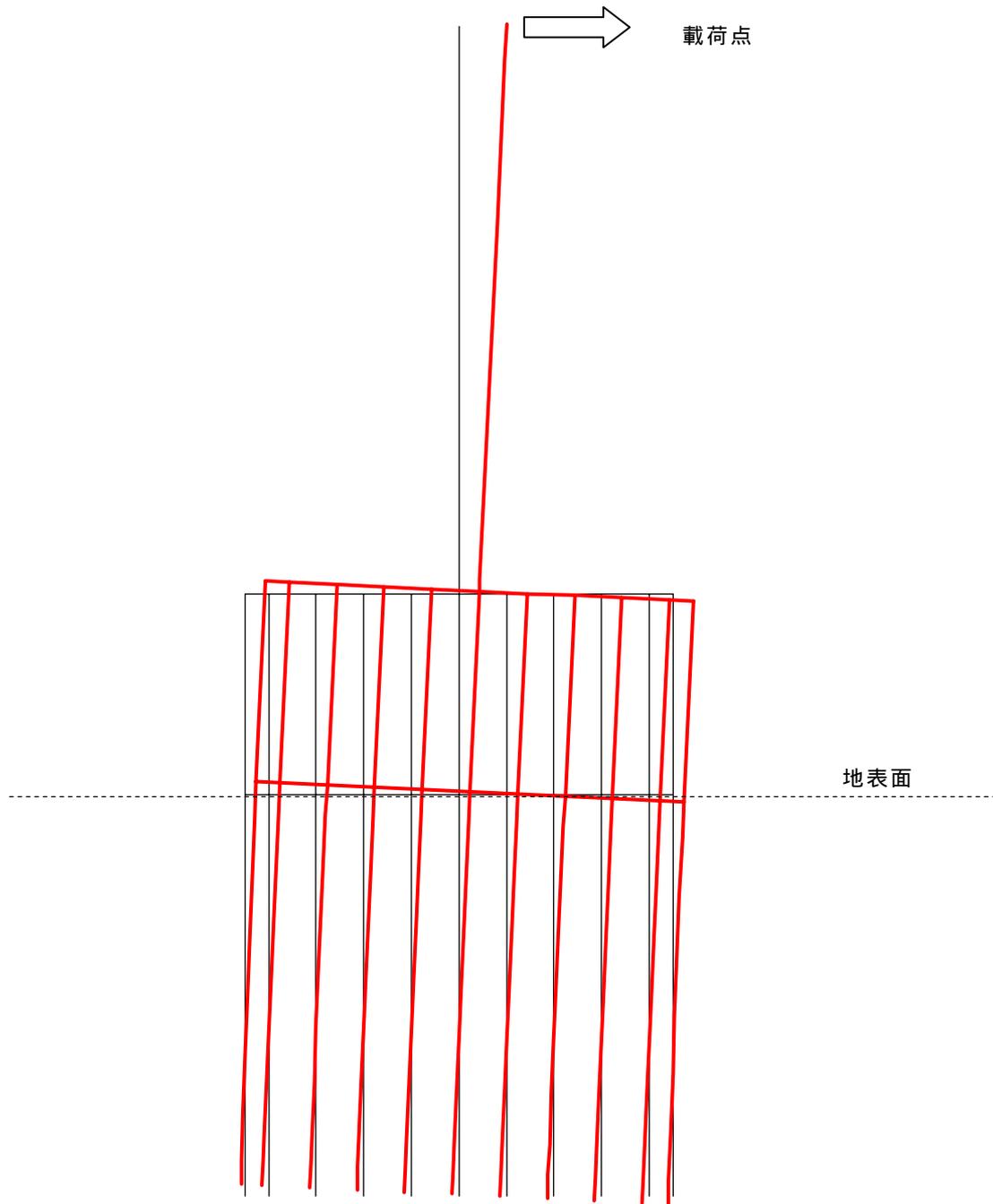


図-5.12 =500mm 時の変形図 (ケース SPF-1111 : 引抜き抵抗考慮)

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

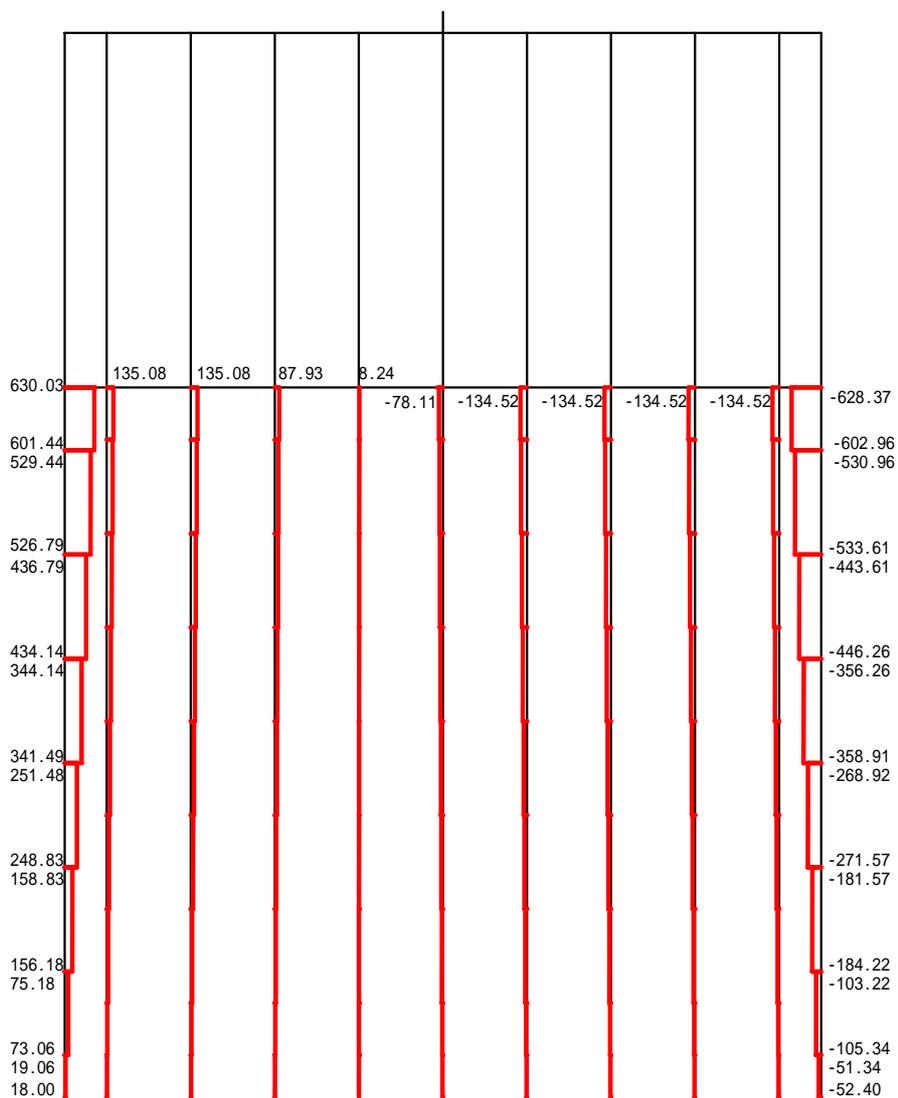


図-5.13 $P=750\text{kN}$ 時の軸力図 (ケース SPF-1111 : 引抜き抵抗考慮)

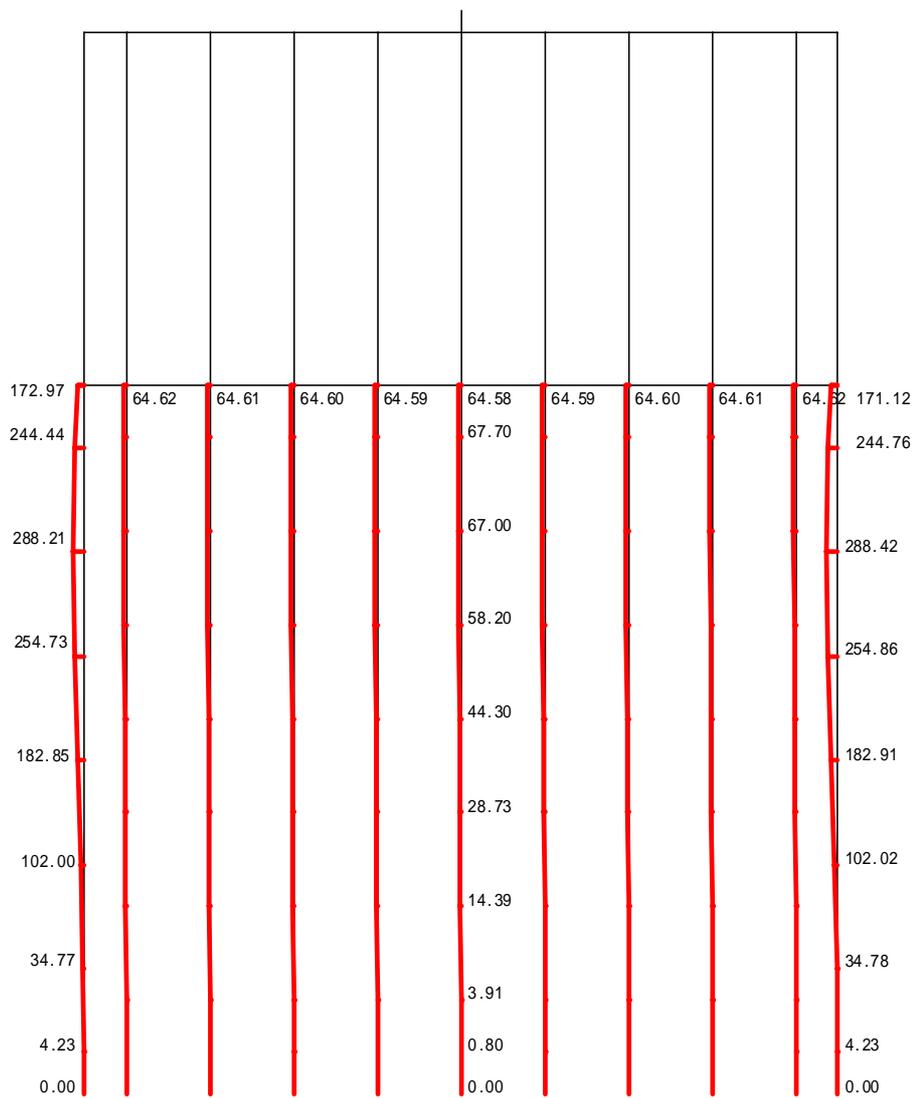


図-5.14 $P=750\text{kN}$ 時のモーメント図 (ケース SPF-1111 : 引抜き抵抗考慮)

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

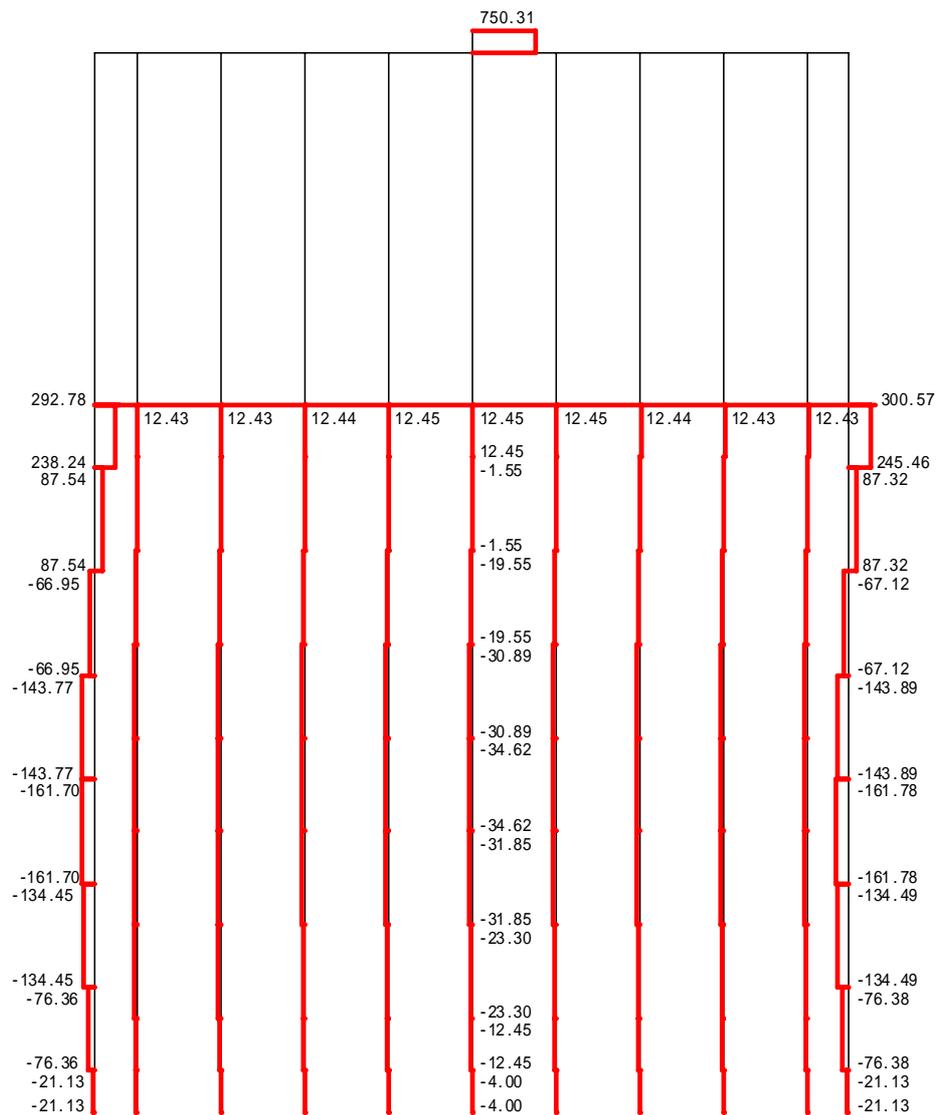


図-5.15 $P=750\text{kN}$ 時のせん断力図 (ケース SPF-1111 : 引抜き抵抗考慮)

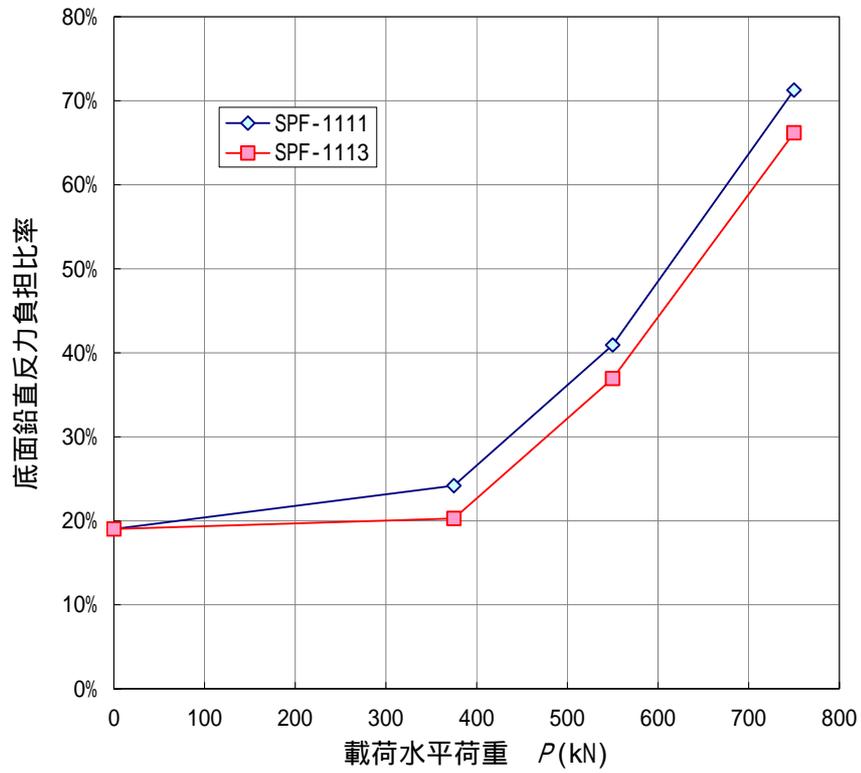


図-5.16 解析上のフーチング底面の鉛直反力負担比率の変化

第5章 シートパイル基礎の設計手法の提案

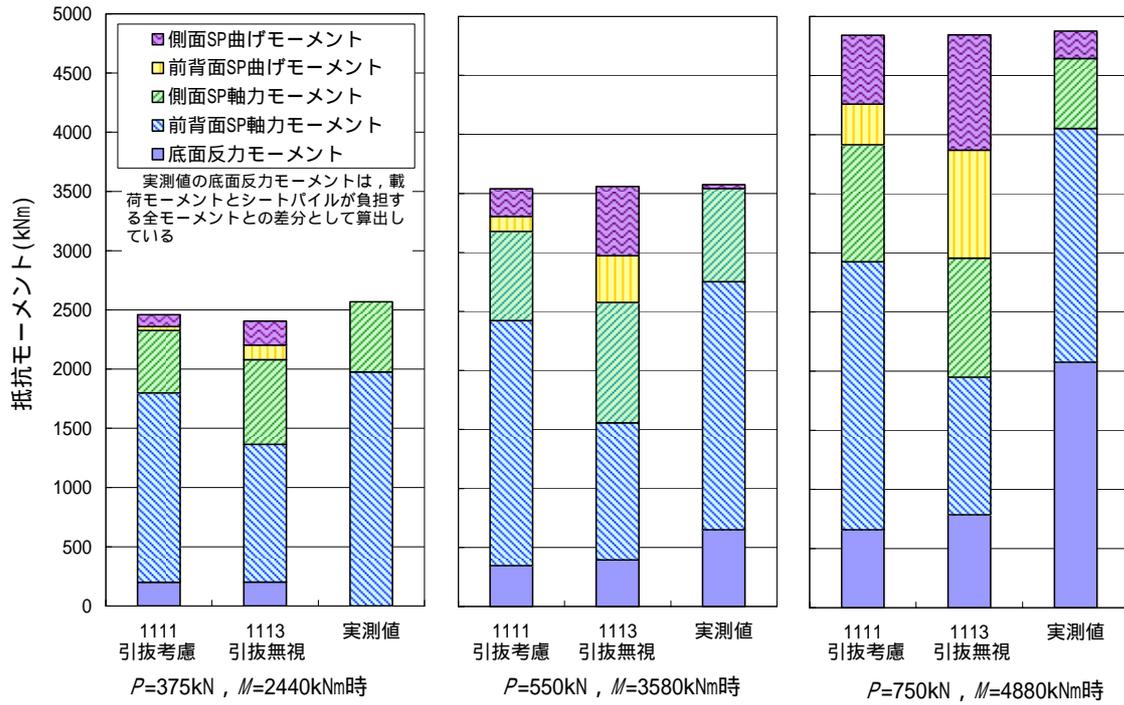


図-5.17 抵抗モーメントの負担割合の内訳

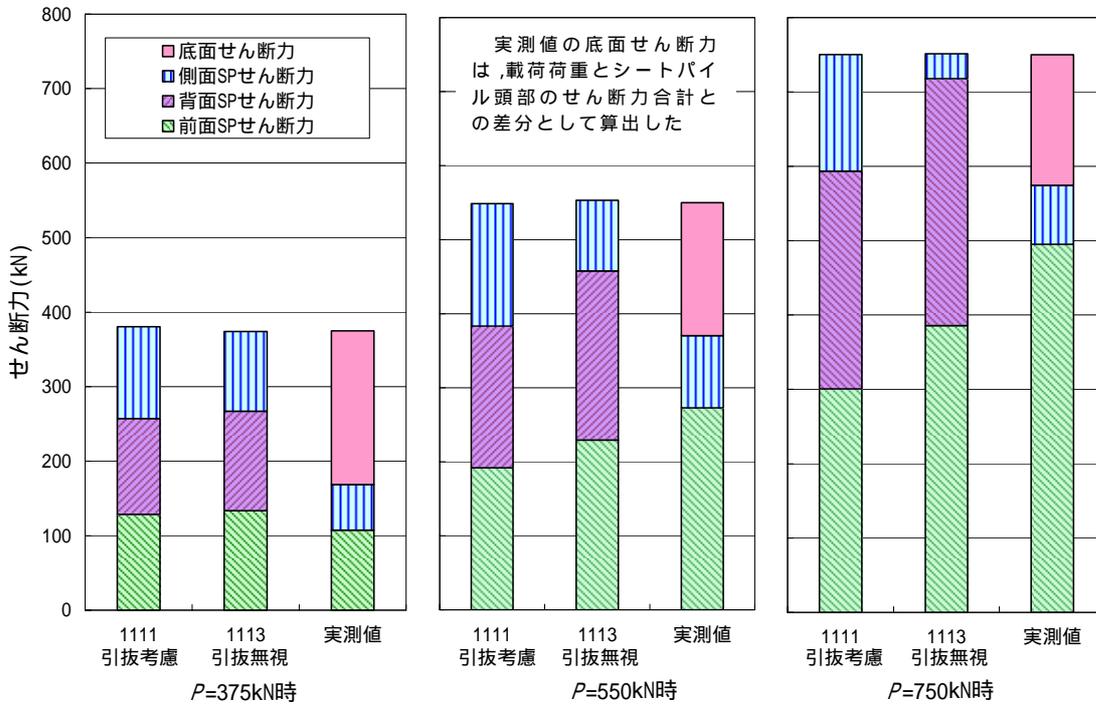


図-5.18 せん断力の負担割合の内訳

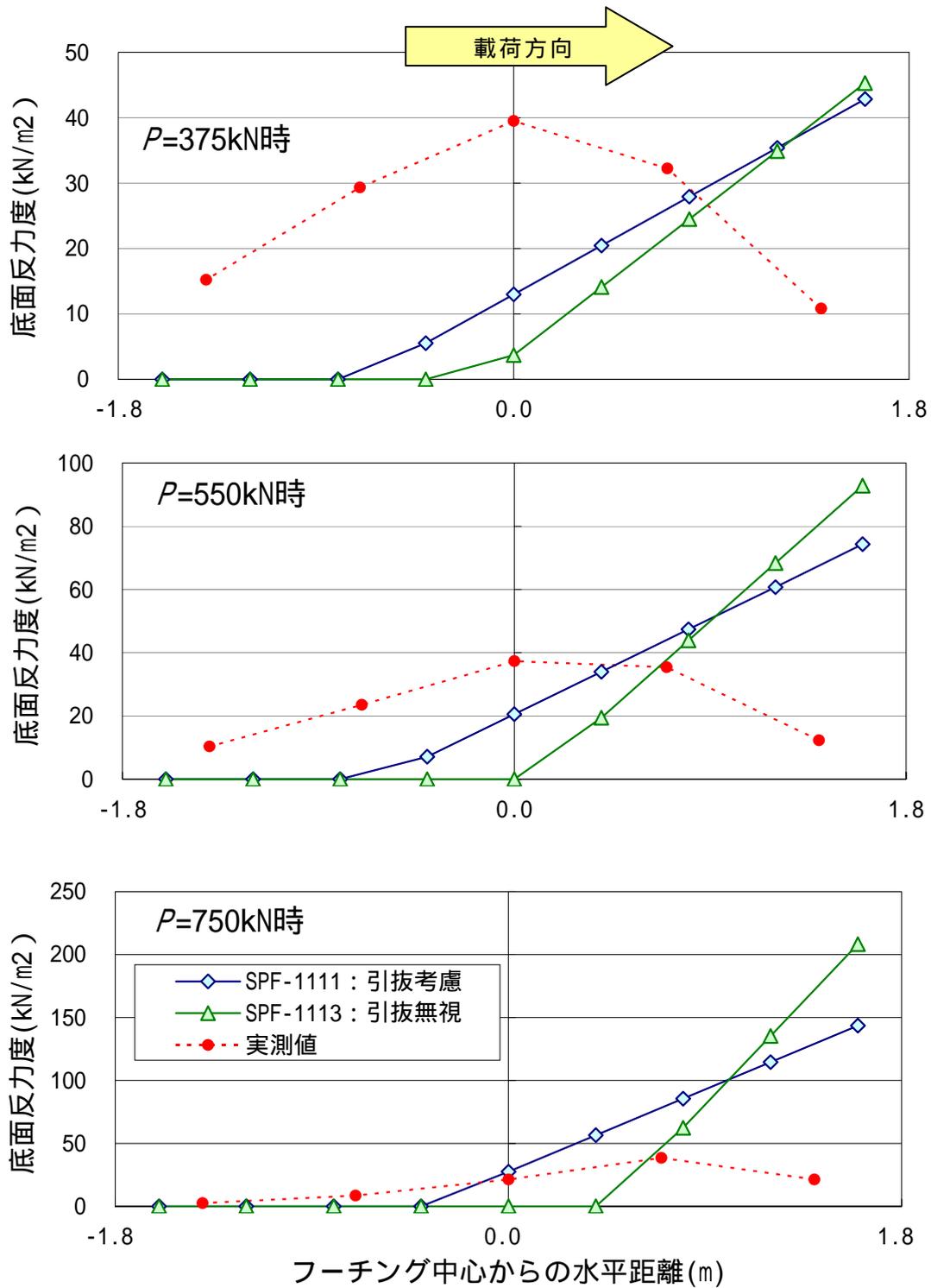
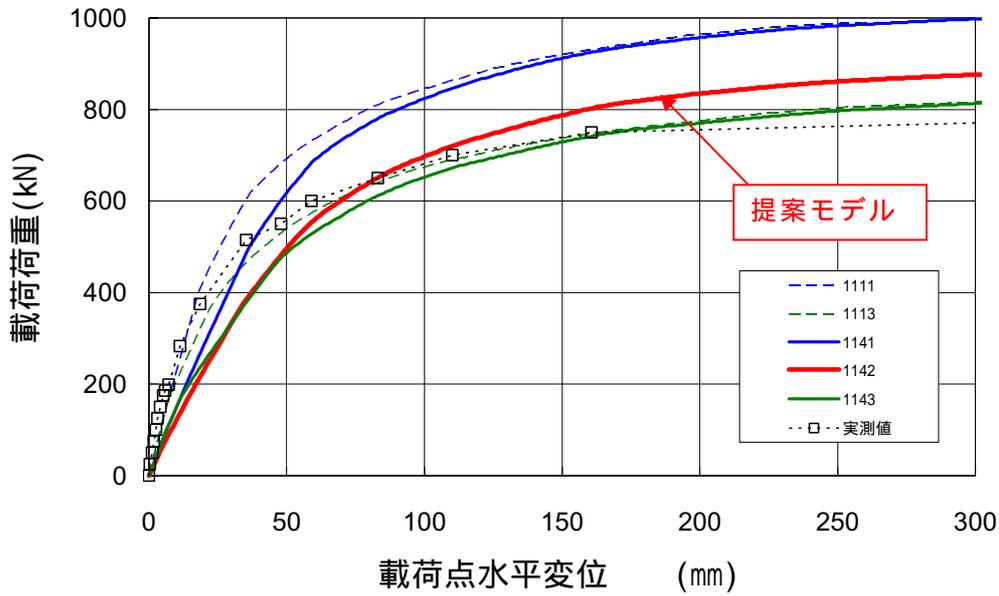
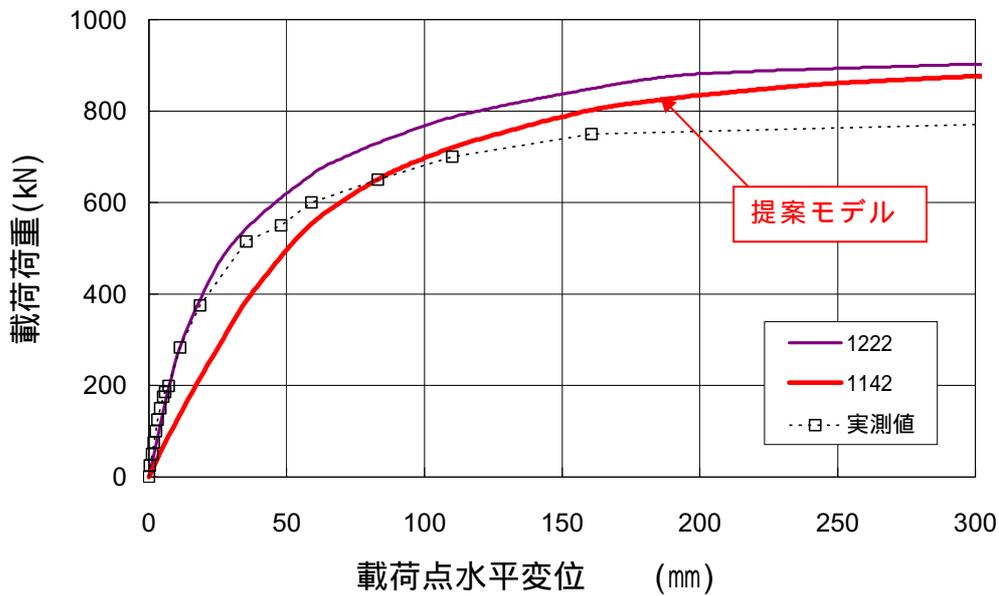


図-5.19 フーチング底面の鉛直地盤反力度の変化



(a) 鉛直ばね定数および周面摩擦考慮範囲の違いの比較



(b) H鋼杭算定式との比較

図-5.20 提案する設計モデルによる荷重変位関係

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

本章では、実際の鉄道構造物に初めてシートパイル基礎を適用した事例について示すとともに、その最終の性能確認のために実施した実構造物を対象とした水平載荷試験について記す。

6.1 対象工事の概要

当該工事は、山陰線京都～園部間の単線区間約 22.8km を複線化する嵯峨野線輸送改善事業の一環として、既設の単線高架橋（1996年竣工）に併設して高架橋を新設する工事である。新旧高架橋共に上部構造は2～3径間連続RCホロー桁である。当該箇所の地盤は礫層を中心とした比較的良好な地盤（図-6.1）であるが、一部にN値20未満の粘土層が介在することから、既設高架橋の基礎には杭基礎（端部橋脚で場所打ち杭 1000mm×4本、中間橋脚でPHC杭 600mm×5本、杭長は11～15m）が採用されていた。この新設高架橋一部区間（14橋脚、延長約160m）において杭施工に比較して工事量の低減が図れるシートパイル基礎が採用された。設計されたシートパイル基礎の諸元は、フーチングの平面寸法が端部橋脚で4m×4m、中間橋脚で2.8m×4mであり、シートパイル（U型鋼矢板、III型）はフーチング底面から3.5mの深さまで根入れされている。

シートパイル基礎の本設構造物への採用が初めての事例であることから、水平抵抗性能を実構造物で確認することを目的として、実物の端部橋脚のシートパイル基礎同士（図-6.1）を互いに反力体として引き合う水平載荷試験を実施した。なお、当該橋脚の耐震設計においては、L2地震動に対して橋脚基部の鉄筋コンクリート部材の降伏が先行する設計となっている。そのため、耐震設計上で必要とされる基礎の耐力を確認できれば（非線形領域までの載荷を行わなくても）、L2地震動に対する基礎の耐震性能を実証したことに相当する。

6.2 施工

当該高架橋のシートパイル基礎の設計においては、第5章で提案した耐震設計手法により、フーチング前面の水平地盤抵抗とシートパイルの鉛直および水平地盤抵抗を考慮している。そのため、シートパイル基礎の施工にあたっては、所定の打設長を確実に確保するとともにシートパイル打設に伴う地盤の乱れを極力抑え、シートパイルと地盤との接触面積を確保できるよう、適切な施工方法の選定および施工管理を行うことが重要となる。

当該高架橋では、工事の制約条件として、シートパイル先端付近の地盤が局所的にN値50以上の玉石層であることと、施工上で既設高架橋による空頭制限があった。そこで、通常のシートパイルの打設方法では不適切と判断し、先行掘削によるセメントベントナイト置換工法を採用することとした。これは低空頭の掘削機（径600mm）による先行掘削を行い（図-6.2）、一旦セメントベントナイト（普通ポルトランドセメント:350kg、ベントナイト250メッシュ:50kg、水:850kg、目標強度1N/mm²）により柱列状に置換した後に、シートパイルを圧入する工法である。圧入は目標強度の70%程度の強度発現となる置換後約1

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

週間後に行った。これにより十分なシートパイルの施工性と打設精度を確保することができた。また、隅角部には、90度での咬み合わせが可能なコーナー鋼矢板¹⁾を使用し、全ての隅角部を閉合させることができた。

シートパイル打設後はこれをを仮土留めとして用い、フーチング底面位置まで地盤を掘削し、「地盤の平板載荷試験方法」²⁾により、平板載荷試験を実施した。載荷板は直径300mmの円形とし、載荷方法は荷重保持時間30分の単サイクル法とした。載荷試験対象橋脚の一つであるP11橋脚における平板載荷試験結果を図-6.3に示す。P11橋脚では、設計荷重から目標極限支持力を約900kN/m²と設定したが、フーチング底面付近に局所的に強度の低い層が現れたため、目標荷重に到達する前に載荷直径の10%の沈下を生じた。このため、床付け面から礫層が現れるまで掘削して（P9橋脚で約0.2m、P11橋脚で約1.4m）、碎石で置換した。これにより、目標荷重を満足する支持力が得られた。

その後、シートパイルとフーチングを結合するための鉄筋スタッドを溶接し、フーチングおよび橋脚躯体の鉄筋を配筋した。なお、4.1.1で施工性に優れることを確認した孔あき鋼板ジベルによる結合構造（図-4.2）については、本事例では施工機械の都合から打設前に溶接することが不可能であり、打設後の鉛直面での孔あき鋼板ジベルの溶接品質の確保が難しいと考えられたことから採用を見送り、鋼管矢板基礎で実績の豊富な鉄筋スタッド方式のみでせん断および曲げに抵抗する構造を採用した。そのため、多数の鉄筋スタッドとフーチングおよび躯体鉄筋と輻輳することとなり（図-6.4）、その組立順序には特段の配慮を要した。配筋完了後、フーチングのコンクリートを打設し、橋脚の施工に移っている（図-6.5）。

6.3 載荷試験

6.3.1 試験計画

水平載荷試験の概要を図-6.6に示す。本設構造物となるシートパイル基礎橋脚同士（P9橋脚およびP11橋脚）を互いに反力体とし、あらかじめ橋脚内にシース管を埋設しておき、貫通させたPC鋼棒（φ36）6本を油圧ジャッキにより緊張させて載荷を行った。

本事例では、反力体の位置関係の都合上、載荷方向が矩形橋脚の弱軸方向となってしまうため、橋脚に損傷を生じない範囲での載荷計画とする必要があった。そこで載荷高さを事例1のような橋脚天端付近ではなく、地表面付近に低く設定して橋脚基部への影響を抑えることとした。その一方で、載荷高さが低すぎると基礎底面中心に作用する回転モーメントに比べてせん断力（水平荷重）の影響が支配的となる。耐震設計上では、上部工の慣性力によるモーメントが支配的であるため、せん断力よりもモーメントの影響が荷重変位関係上大きくあらわれるように（すなわち、ある程度の回転変形を生じさせられるように）、設計モデルにより事前にシミュレーションして、適切な載荷高さおよび計画最大荷重を設定した。なお、セメントベントナイト置換によりシートパイルと周辺地盤の摩擦力の上昇効果がある程度期待できると考えられるが、事前解析においてはその影響を無視している。

載荷高さを変化させた複数の条件でシミュレーションを実施した結果、橋脚基部から800mmの高さを載荷高さとした場合に、橋脚コンクリート（設計基準強度 $f_{ck}' = 24\text{N/mm}^2$ ）の曲げひび割れ発生荷重の予測値（3787kN）が、シートパイル基礎の剛性が低下する際の

荷重の予測値（約2400kN，耐震設計上の基礎の降伏荷重に相当）を上回り，なお且つその剛性低下が主に背面シートパイルの鉛直抵抗の非線形化（引抜き降伏）に起因する回転剛性の低下によって生じるという結果が得られた．

そこで載荷試験の計画としては，載荷高さをP9橋脚の基部から800mm（P11橋脚では612mm）とし，計画最大荷重を耐震設計上の基礎の降伏荷重に相当する約2400kNに対して十分に余裕をとって3600kNとした．載荷試験の目標として，計画最大荷重においても回転剛性の低下が生じないことおよび事前解析の予測変位量（引抜き降伏を生じないと仮定して予測した値で載荷点で14mm，橋脚天端で27mm）を下回ることを確認することをもって，当該橋梁が耐震設計上で必要となる基礎の抵抗特性の実証に相当するものとした．また，橋脚のひずみおよび支承位置の水平変位量に試験中止基準を設けて，橋脚の損傷や支承の施工に有害な残留変位を生じさせない計画とした．なお，事前解析による計画最大荷重時の支承位置での水平変位量の予測値は，支承位置の施工余裕（シュー座の移動可能長さ）以下となることを確認しており，この予測値を試験中止基準とした．

載荷方法は，「杭の水平載荷試験方法・同解説」の一方多サイクル方式³⁾に準拠し，目標最大荷重を1200kN，2400kN，3600kNとする3サイクルで行った．新規荷重における荷重保持時間は3分間とした．計測項目は載荷点の荷重（PC鋼棒全6本の荷重を個別にロードセルで計測），橋脚のひずみ，および図-6.7に示す各変位計など合計30点である．また，橋脚天端の変位については，あらかじめ橋脚にスケールを貼り付けておき，トランシットにより変位を読むことで計測している．

6.3.2 試験結果

水平載荷試験より得られた載荷水平荷重と水平変位（載荷点変位および橋脚天端変位）の関係（ $P-\delta$ 関係）を図-6.8に示す．また，フーチング底面回りの載荷モーメントと橋脚の回転角の関係（ $M-\theta$ 関係）を図-6.9に示す．ここで回転角は載荷点と橋脚天端の水平変位の差分から算出した値（橋脚部）とフーチング鉛直変位の前後での差分から算出した値（フーチング部，P9橋脚のみ）のそれぞれについて示す．そしてP9橋脚の載荷荷重とフーチングの鉛直沈下量（前後および全点平均）の関係を図-6.10に示す．

なお，1サイクル目（目標荷重1200kN）が終了した段階での各変位計の残留値のばらつきが大きく，基準梁との馴染み等の問題が考えられたため，1サイクル目を予備載荷として位置付け，1サイクル目終了時の変位量をゼロとして整理した2サイクル目以降の結果についてのみ図示する．このほか，載荷試験中は橋脚のひずみがひび割れ発生限界内であることを確認すると共に，試験終了後には目視調査によりひび割れが生じていないことを確認している．また，P9橋脚の同一高さの水平変位計の差分（図-6.7のH1-H2およびF1-F2）は0.1mm以下となっており，橋脚のねじれはほとんど生じていないことも確認している．

図-6.8の $P-\delta$ 関係より，P9橋脚，P11橋脚ともに最大荷重時で変位の目標値（載荷点14mm，橋脚天端27mm）以下であり，図-6.9の $M-\theta$ 関係からも急激な回転剛性の低下は生じていないことが確認できる．また，試験終了後の残留変位量も載荷点で2mm以下，橋脚天端でも最終的には6mm以下と，最大変位の1/4程度まで戻っており，その後の桁架設に支障の無い範囲となった．このほか，図-6.10の背面側フーチングの鉛直変位量は載荷に応じて浮き上

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

がる傾向が確認できるが、除荷時の残留変位量は0.5mm程度と小さく、シートパイルの引抜き降伏は生じていないと判断でき、この点でも載荷試験の目標をクリアしている。

変形モードの観点から、載荷条件の妥当性について検討する。トランシットで読み取った橋脚天端水平変位(図-6.8)は載荷点変位の約2倍の値となっている。M- θ 関係からはP9橋脚の橋脚部の回転角とフーチング部の回転角が同程度となっており、フーチングから橋脚までが剛体的に挙動していると判断して式(4-1)に準じて回転中心深度を算出すると概ねフーチング底面下2.5m程度となる。このほか、図-6.10のフーチング中心の鉛直変位量(前後の平均値)としては最終サイクルで全体的にも浮き上がる傾向が確認できるものの、その値は0.5mm程度と小さい値であることがわかる。以上より、変形モードは回転中心がフーチング底面よりも深くなるというシートパイル基礎の特徴がよく表れており、耐震設計上の変形モードに近い載荷条件となっていることが確認できる。

P9橋脚とP11橋脚とを比較すると図-6.8のP- δ 関係では、P11橋脚の方が大きな水平変位を生じており、P9橋脚の方が高い水平抵抗を有することがわかる。また、図-6.9のM- θ 関係で比較しても、P11橋脚の方が載荷高さが約200mm低く、基礎に作用する載荷モーメントとしては小さくなるにも関わらず大きな回転角を生じており、M- θ 関係でもP9橋脚の方が高い抵抗特性を有することがわかる。このような違いが生じたのは、フーチング底面付近の強度の低い層の置換厚がP11橋脚の方が厚かった(約1.4m)ことから、シートパイルの外側の現地盤にはその弱層が残されているためと考えられる。

以上より、両橋脚ともに載荷試験の目標値(計画最大荷重時まで回転剛性の低下が生じないことおよび載荷点での変位が目標値を下回ることを)をクリアすることを確認できたことから、当該橋梁の耐震設計上で必要となる基礎の抵抗特性を有することが確認できたものとし、残る橋脚の施工および上部工の架設を行うこととした。

6.4 設計モデルによる載荷試験のシミュレーション

ここでは実設計を基本として、橋脚毎の地盤条件の違いや施工条件の違いを考慮して、改めて載荷試験のシミュレーションを行い、第5章で提案した設計モデルの適用性について検証する。事前解析からの大きな変更点としては、事前解析では当該構造物の実設計での地盤条件(N値)を用いていたものを、近傍のボーリング結果(図-6.1)を参考に、特に影響が大きいと考えられるシートパイル回りの地盤条件を表-6.1の値に修正したことである。実設計では、連続する全14橋脚(線路延長約160m)での設計結果の連続性を確保し、また設計結果の転用を可能とするために、離散的な地盤調査結果から工区全体で安全側の地盤条件(小さめのN値)を設定していたため、実態に合わせた修正を行ったものである。また、P11橋脚についてはP9橋脚との載荷試験結果の違いを検討するため、砕石置換厚を参考に現地盤をフーチング下1.4mまで表土と同程度(N値4の砂質土)まで低減した。ただしフーチング底面の鉛直地盤ばね(図-5.3の k_1)は砕石置換したので低減していない。

このほか、実設計および事前解析ではシートパイルの周面支持力度 r として打ち込み工法によるH鋼杭の算定式(砂質土で $r = 3N - 150 \text{ kN/m}^2$, N : 標準貫入試験のN値)を採用していたが、本事例ではセメントベントナイト置換により施工しており、これよりも高い周面支持力度が期待できることから、ここでは参考として場所打ち杭の算定式(砂質土で $r =$

5 N 200 kN/m²) に変更して再シミュレーションを行った。これらの設定条件の違いを表-6.1にまとめ、P9橋脚に対する具体的な設定値を表-6.2に示す。また、骨組み解析モデルの形状を図-6.11に示す。

表-6.1 シミュレーションにおける主な解析条件の違い

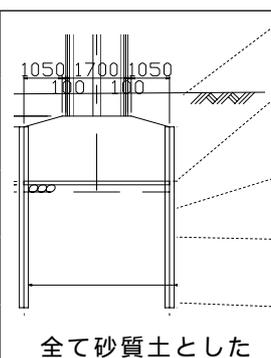
	実設計 事前解析	事後解析		
		P9 橋脚	P11 橋脚	
 地層構成・N値	表土	N=30	N=4	N=4
	フーチング下 ~ 0.6m	N=30	N=45	N=4
	~ 1.4m	N=12	N=45	N=4
	~ 3.5m	N=33	N=45	N=45
	全て砂質土とした 先端	N=33	N=33	N=33
シートパイルの周面せん断ばね (k_5, k_8, k_9) の最大周面支持力度 r (kN/m ²)	$r = 3N \quad 150$	$r = 5N \quad 200$ (場所打ち杭準用)		
前面・背面シートパイルの周面ばね (k_5) を考慮する範囲	フーチング下から $1/\beta=0.6m$ 以深	全長で周面ばねを考慮 (載荷試験のため)		

表-6.2 P9 橋脚の事後解析における地盤ばねの設定値

地盤ばね	地盤反力係数 k , 地盤ばね定数 K	上限値
前面シートパイル水平 k_6	$k_h = 1.7 \alpha E_0 B^{-3/4} = 135,000 \text{ kN/m}^3$ 大型基礎算定式準用	フーチング下端で $p_e = 244 \text{ kN/m}^2$ シートパイル先端で $p_e = 436 \text{ kN/m}^2$
背面シートパイル水平 k_6		フーチング下端で $p_e = 0 \text{ kN/m}^2$ シートパイル先端で $p_e = 166 \text{ kN/m}^2$
シートパイル先端鉛直 k_4, k_7	$K_p = 25,000 \text{ kN/m/枚}$ H形鋼杭の算定式準用	$q_p = 9900 \text{ kN/m}^2, R_p = 76 \text{ kN/枚}$ H鋼杭の算定式
シートパイル周面鉛直 k_5, k_8	$k_{sv} = 0.3 k_h = 40,500 \text{ kN/m}^3$ 大型基礎算定式準用	$r = 200 \text{ kN/m}^2, R_f = 280 \text{ kN/枚}$ H鋼杭の算定式
側面シートパイル水平 k_9	$k_{sh} = k_{sv} = 0.3 k_h = 40,500 \text{ kN/m}^3$ 鉛直せん断ばね (k_5, k_8) と同一	$r = 200 \text{ kN/m}^2$ 鉛直せん断ばね (k_5, k_8) と同一

上記の条件で行ったシミュレーション結果を図-6.12から図-6.16に示す。図-6.12は、載荷点水平変位および回転角に対する荷重変位関係であり、縦軸を載荷荷重を耐震設計上の水平震度1.0における慣性力(水平力)で除した「換算水平震度 K_h 」で正規化している。載荷試験時には桁は架設されていなかったが、この慣性力には桁による慣性力を含めている。図-6.13はP9橋脚の計画最大荷重(3600kN)時の変形図であり、図-6.14から図-6.16は同

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

じくP9橋脚の計画最大荷重（3600kN）時の断面力図である。

図-6.12より、地盤条件を見直した解析結果は、載荷試験結果を安全側に評価する荷重変位関係が得られ、またP9橋脚とP11橋脚の違いも表現できていることがわかる。P11橋脚の方が載荷荷重を過小評価（変位は過大評価）している（ K_b - δ 関係、図-6.12(a)）が、これは砕石で置換した範囲の地盤ばねの設定が過小であったためと考えられる。図-6.13の変形図からも回転変形が生じており、解析上で適切な変形モードが表現できていることがわかる。実測値には1サイクル目の変位量が無視されていることや直近での地盤調査結果が得られていないこと、既設橋脚基礎に近接することによる影響などを考慮すれば、解析結果は比較的精度よく試験結果をシミュレーションできているといえよう。

また、図-6.14の軸力図からは、前背面の軸力負担が生じており、5.2.2で示した実物大模型のシミュレーション結果（図-5.13）と同様の傾向となっていることがわかる。その一方で、図-6.15のモーメント図と図-6.16のせん断力図では、前面シートパイルが背面シートパイルよりも発生断面力が大きくなっている。5.2.2での実物大模型のシミュレーションでは前面と背面での発生断面力に有意な差は見られず、本解析結果は第4章での実測のモーメント図（図-4.21）や頭部せん断力の変化（図-4.22）に近い傾向となった。

5.2.2のシミュレーションでは、フーチングの土被りが無い条件であったため、前背面シートパイルの水平地盤ばね（ k_6 ）の上限値である有効抵抗土圧の前面（外向き）と背面（内向き）の差が、形状係数 α_b の差のみであり、特に地表面付近では前面と背面での差が小さかったために前面と背面の断面力に違いが表れなかった。それに対して、本解析では5.3.1d)での提案に基づき、前面（外向き）の有効抵抗土圧の算定ではフーチング底面より上の表土の土被り圧を考慮し、背面（内向き）の有効抵抗土圧の算定ではフーチング底面での土被り圧をゼロとしているため、前面と背面で有効抵抗土圧に大きな差（表-6.2）があり、解析上も前面の断面力が大きくなった。これは、前面シートパイルの負担が背面よりも大きいという定性的な傾向が実務設計上でも表現できることから、5.3.1d)での提案（背面の有効抵抗土圧の算定時にフーチング底面より上の土被りは考慮しない）が妥当であることを示唆するものである。

6.5 桁架設時の沈下計測

当該工区では施工管理の一環として、当該橋脚に桁を架設した際の沈下計測を実施した。当該橋脚は、5.1.2での提案に基づき、長期使用限界状態の鉛直支持力の照査を、シートパイルを無視した直接基礎として照査している。ただし、フーチング寸法自体は耐震設計が決定要因となっており、常時の支持力照査については直接基礎として照査した場合でも、余裕のある設計となっている。しかしながらシートパイル基礎が明確な支持層を持たないことから常時の沈下量が比較的大きくなり、沈下量の制限の厳しい鉄道構造物（特にスラブ軌道）へ適用するには支障があるのではないかという懸念があるため、所定の鉛直支持性能（有害な沈下により使用性を損ねないための性能）の実証試験として実施したものである。

シートパイル基礎を採用した連続する14橋脚について、全桁の架設が完了する前後での橋脚の沈下量増分を水準測量により計測した。桁は、スパン12mの2～3径間連続RCホロー

桁（断面 $3.86\text{m}^3/\text{m}$ ）あるいはスパン 10m のH鋼埋め込み桁（高架橋の両端部）で、桁架設前後での増加重量は1橋脚あたり約 1200kN 程度である。計測された沈下量のヒストグラムを基礎寸法別に図-6.17に示す。いずれも 4mm 以下となっており、桁下空頭の確保や軌道工事に対して支障の無い沈下量の収まっていることが確認でき、ばらつきを生じる中でも、平均的には基礎寸法が小さい橋脚の方が沈下量が大きくなる傾向が見られた。

ここで、実測沈下量の比較の目安として、平板載荷試験に基づく沈下量の予測値を求めてみる。実測地盤反力係数 k_{30} （図-6.3の砕石石置換後で $k_{30}=140\text{MN}/\text{m}^3$ ）から、式(6-1)による載荷幅依存性⁴⁾を考慮して同一フーチング寸法の直接基礎としての鉛直地盤反力係数 k_v を求めると、桁架設前後での荷重増分から沈下量を推定することができる。

$$k_v = (B / 0.3)^{-3/4} k_{30} \quad (6-1)$$

ここで、 k_v ：実際の鉛直地盤反力係数、 B ：直接基礎底面の換算載荷幅（m）、 k_{30} ：直径 0.3m の載荷板による平板載荷試験での地盤反力係数である。当該橋梁において上記の計算により得られた推定沈下量は $4\sim 5\text{mm}$ 程度となった。シートパイル基礎の実測沈下量（図-6.17）は、この同一フーチング寸法の直接基礎と仮定した場合の沈下量（すなわち設計上の仮定に基づく推定沈下量）を下回っていることがわかる。

このように実際の沈下量が推定値を下回った理由として、一つには上述の直接基礎としての予測式自体が安全側となるように沈下量が大きめに算定される可能性があることも考えられるが、（乾燥砂での室内実験では期待できないという知見であったが）実地盤においてはシートパイル基礎の沈下剛性についても改良効果が期待できるという可能性も考えられる。特に後者については事例1の初期状態においてシートパイルの軸力抵抗が発揮されていることから、今後の検討の余地があると考えられる。

以上より、当該橋脚において、明確な支持層で支持しないシートパイル基礎であっても、施工時に有害な沈下（桁下空頭を確保できなくなったり、軌道工事あるいは保守に支障を生じるような沈下）は生じなかったことが確認できた。ここでの検討は実際の沈下量のオーダーに対して比較的精度が低い水準測量による検討結果であり、また鉛直支持力に対する余裕度が十分に大きい事例であるため、これをもってシートパイル基礎全般としての鉛直支持性能を実証するには至らない。しかしながら、少なくとも当該橋脚（の桁架設段階）においては必要な鉛直支持性能を確認することができ、今後のシートパイル基礎の適用にとって重要な知見を得た。

なお、新形式の基礎構造であるシートパイル基礎の実際の沈下挙動についてはいまだ未解明な点も多く、今後も沈下剛性や長期的な挙動について検討を深める必要があり、当該橋梁の今後の追跡調査や今後の他の施工事例においても同様の沈下計測を行っていく必要があると考えている。

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

6.6 まとめ

シートパイル基礎を実構造物に初めて適用した鉄道高架橋新設工事において、性能確認を目的とした載荷試験および施工時計測を実施し、以下の知見を得た。

1. 補助工法（セメントベントナイト置換）の採用により、砂礫地盤でも所定の精度でシートパイル基礎の施工が可能である。
2. 設計に用いた構造解析モデルによる事前解析結果を上回る抵抗特性を水平載荷試験で確認し、十分な耐震性能を確認した。
3. 桁架設時にも有害な鉛直沈下は生じず、十分な支持性能を確認した。

なお、本事例では、載荷試験費用に比べて当初設計の杭基礎形式（概ね既設高架橋と同じ杭諸元）からシートパイル基礎に変更したことによる直接工事費縮減分（全14橋脚分合計）の方が大きくなっており、工事費縮減効果が得られた。また、工程について概ね杭打設分の工期短縮効果が得られ、場所打ち杭施工に伴う排土量を大幅に削減することができた。これにより市街地工事での周辺環境への影響を小さくすること（工期短縮や土砂運搬車両の走行台数の削減等）ができた。本事例が性能設計の概念に基づく新工法・新技術の導入のメリットを実証する事例であることを示す有用な情報として、上記についてここに付記する。

参考文献（第6章）

- 1) 鋼管杭協会 鋼矢板技術委員会：鋼矢板 設計から施工まで，鋼管杭協会，pp.4，2000.
- 2) 地盤工学会基準 JGS 1521-2003：地盤の平板載荷試験方法，地盤調査の方法と解説，pp.495-504，地盤工学会，2004.
- 3) 地盤工学会基準 JGS 1831-1983：杭の水平載荷試験方法・同解説，pp.28，土質工学会，1983.
- 4) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（SI単位版）基礎構造物・抗土圧構造物，丸善，2000.6

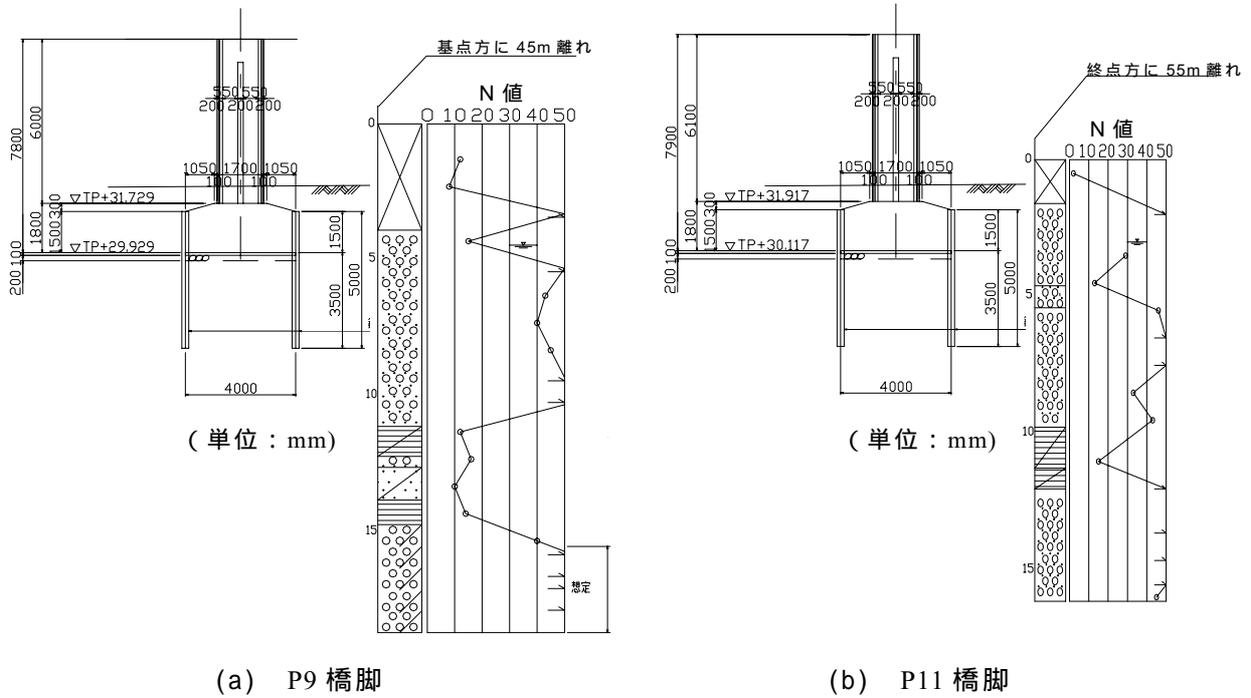


図-6.1 試験対象橋脚と土質柱状図



図-6.2 先行削孔状況

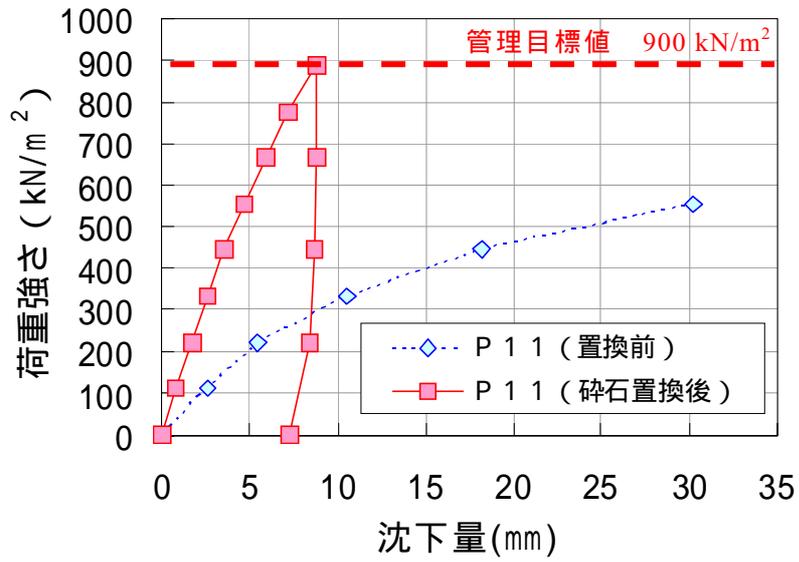


図-6.3 平板載荷試験結果

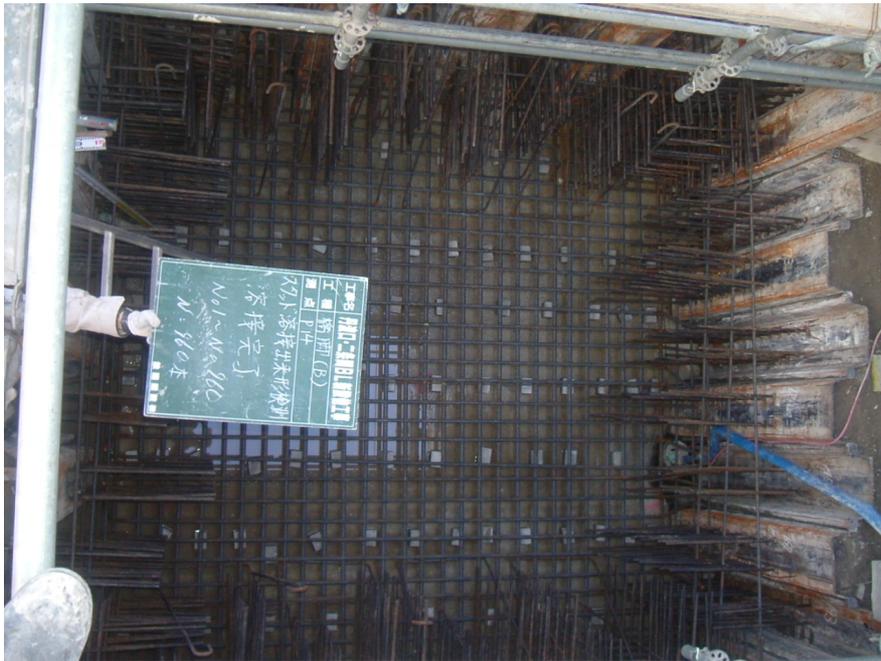


図-6.4 フーチング鉄筋の施工状況



図-6.5 試験対象橋脚

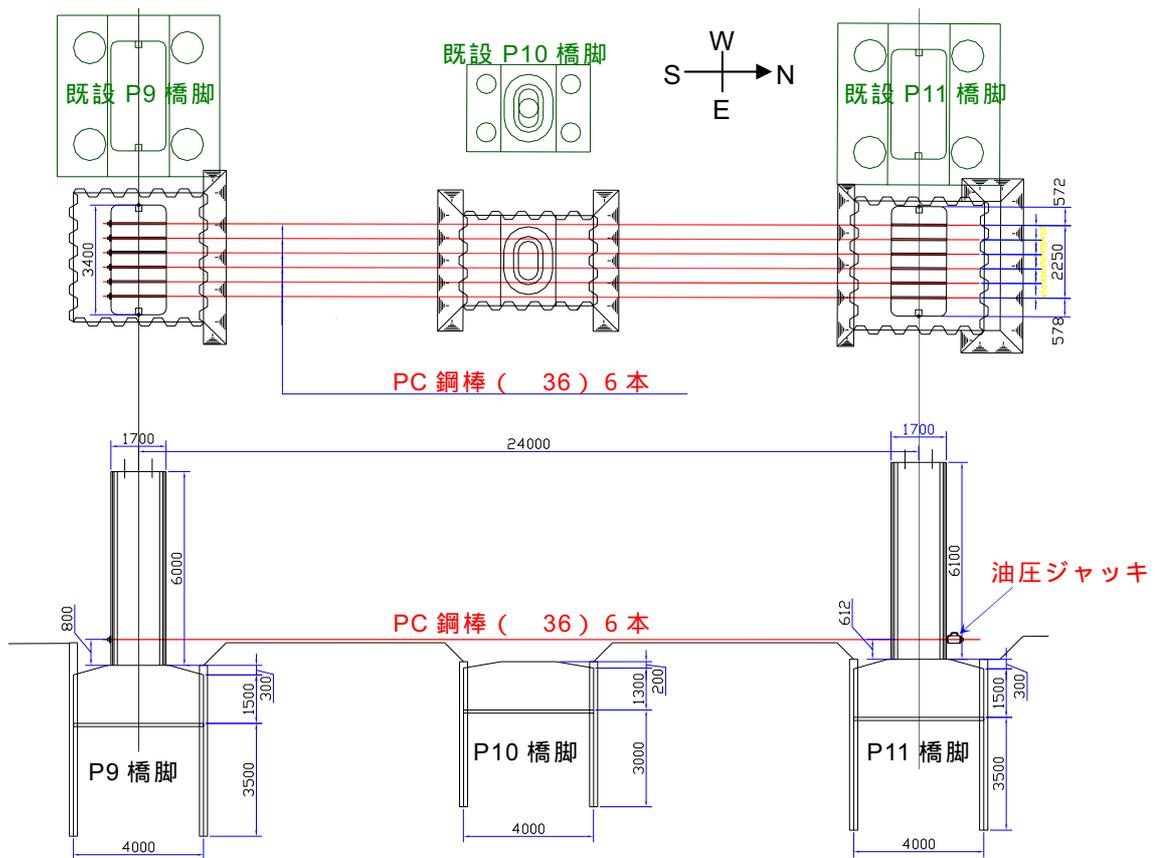


図-6.6 載荷試験の概要 (単位: mm)

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

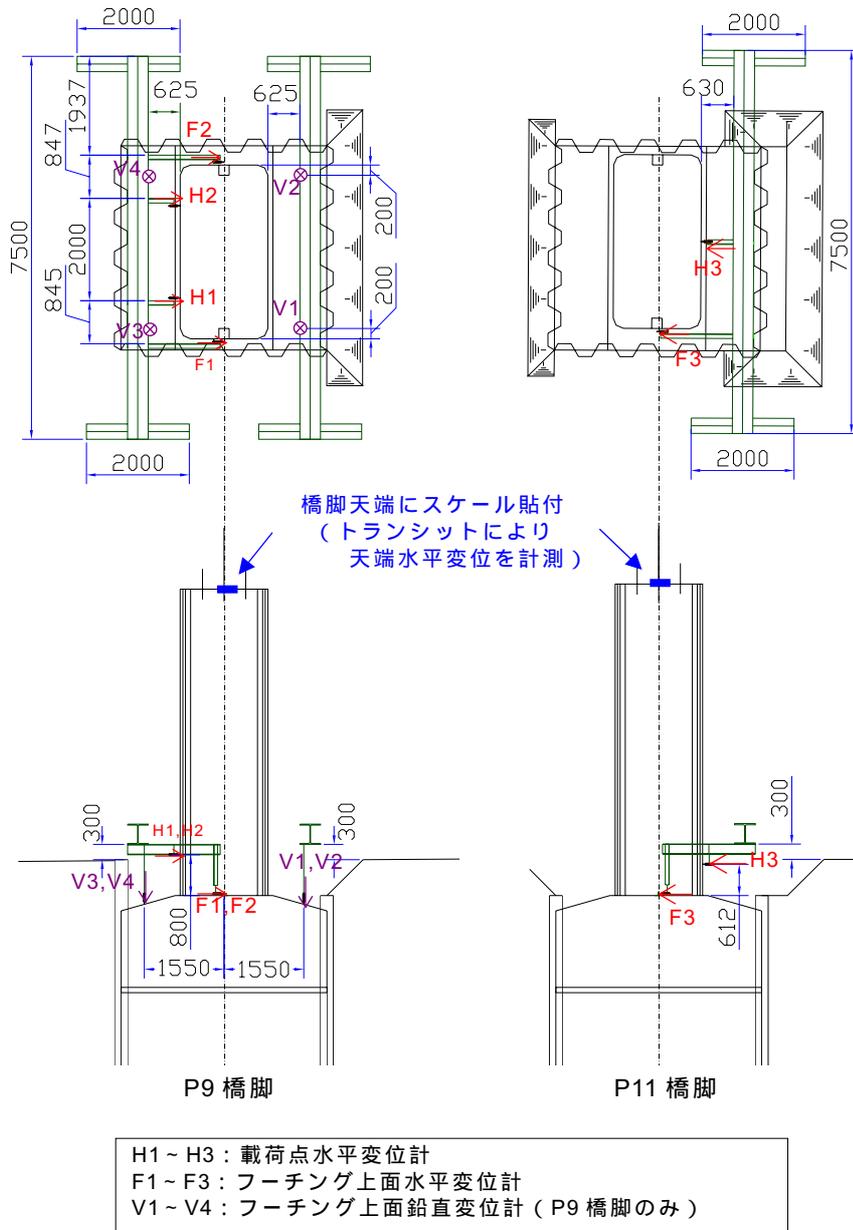


図-6.7 変位計配置図 (単位: mm)

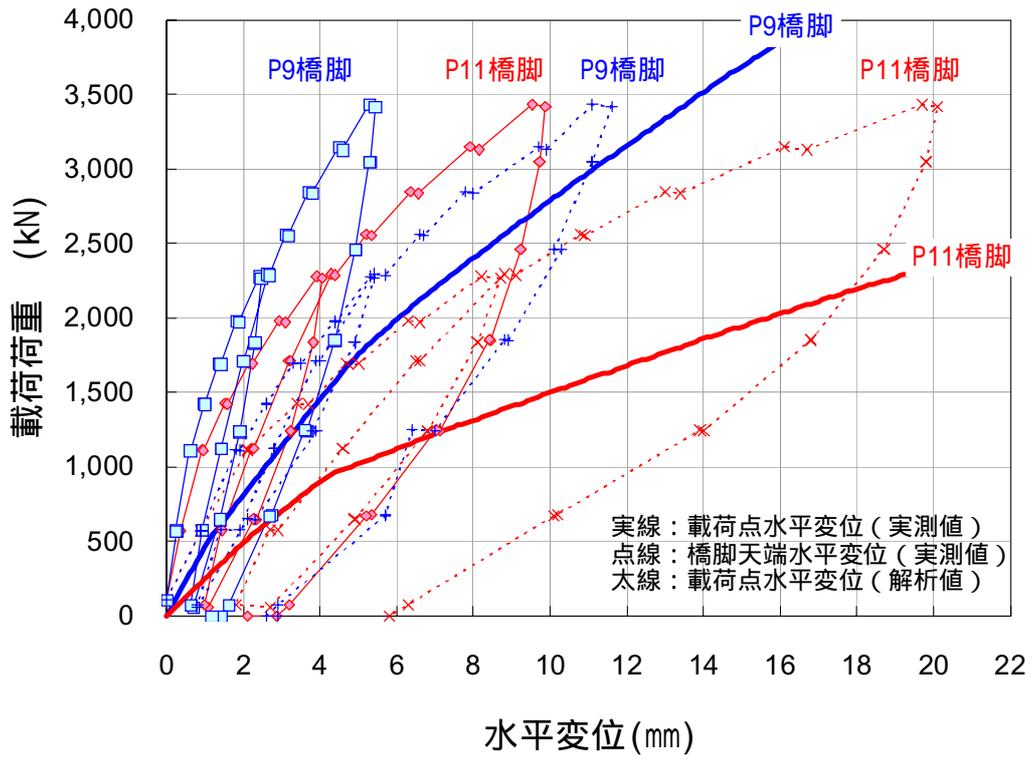


図-6.8 載荷水平荷重 - 水平変位関係 ($P-\delta$ 関係)

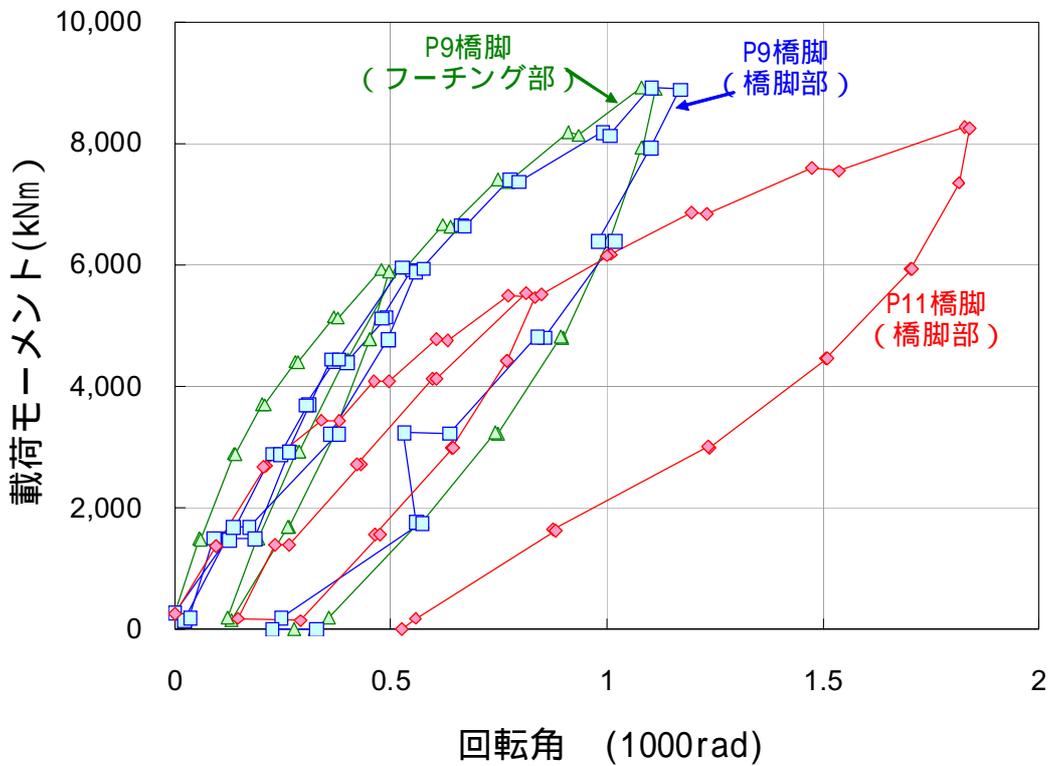


図-6.9 載荷モーメント - 回転角関係 ($M-\theta$ 関係)

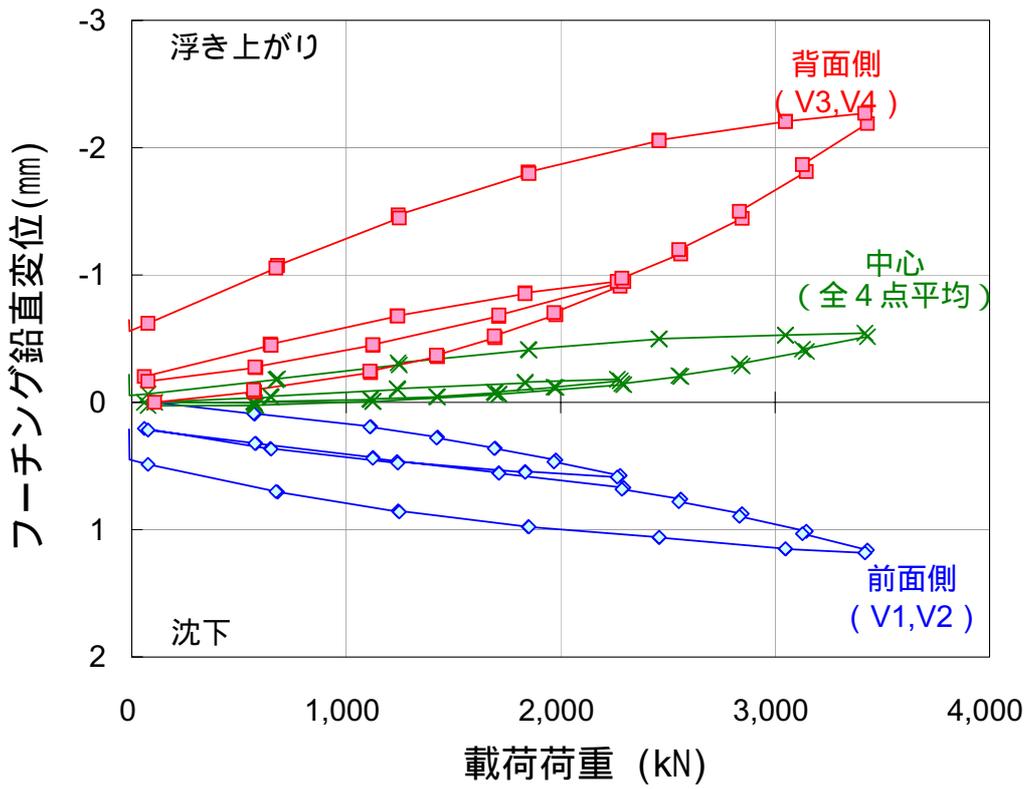


図-6.10 載荷荷重 - フーチング沈下量関係 (P9 橋脚)

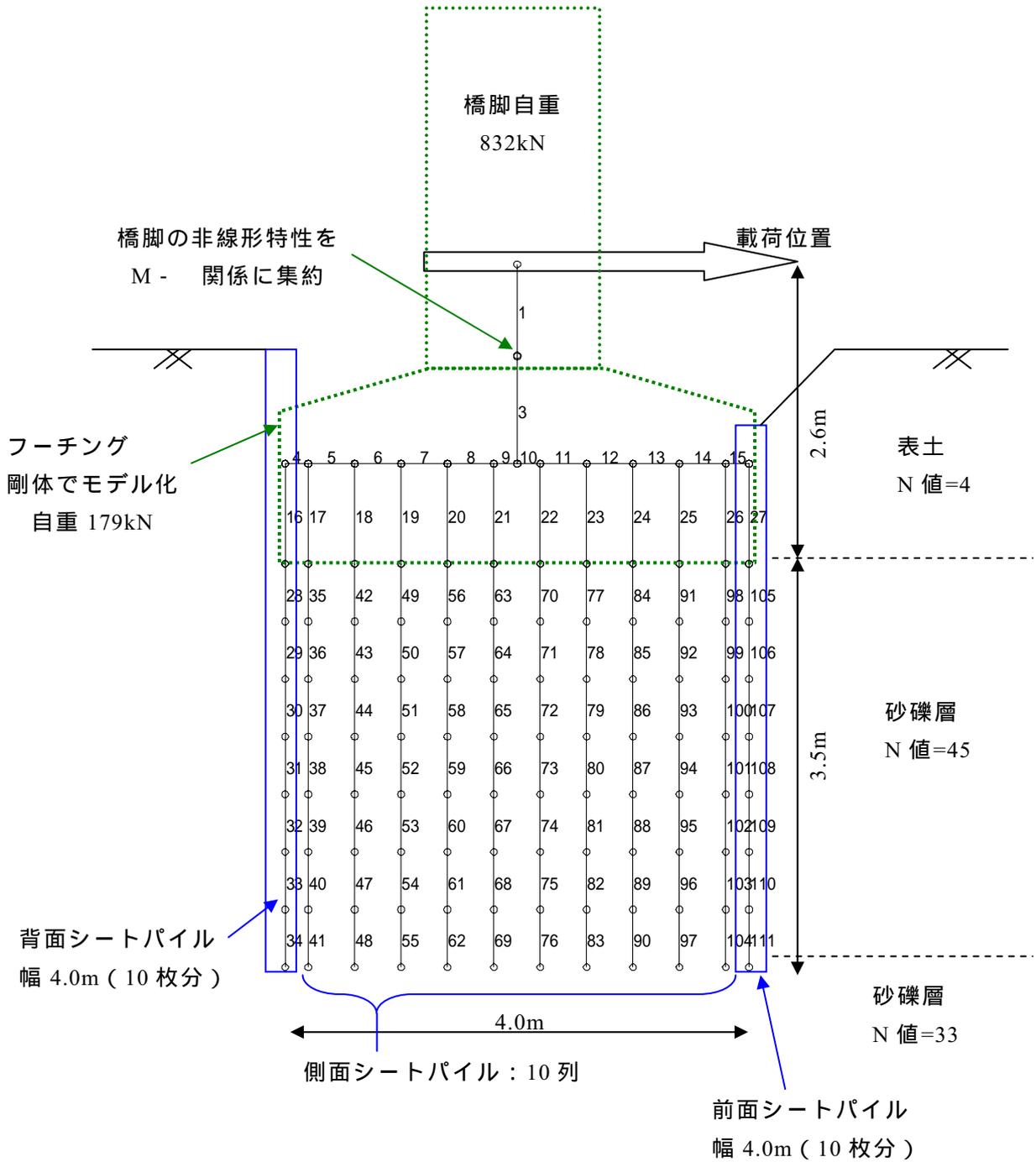


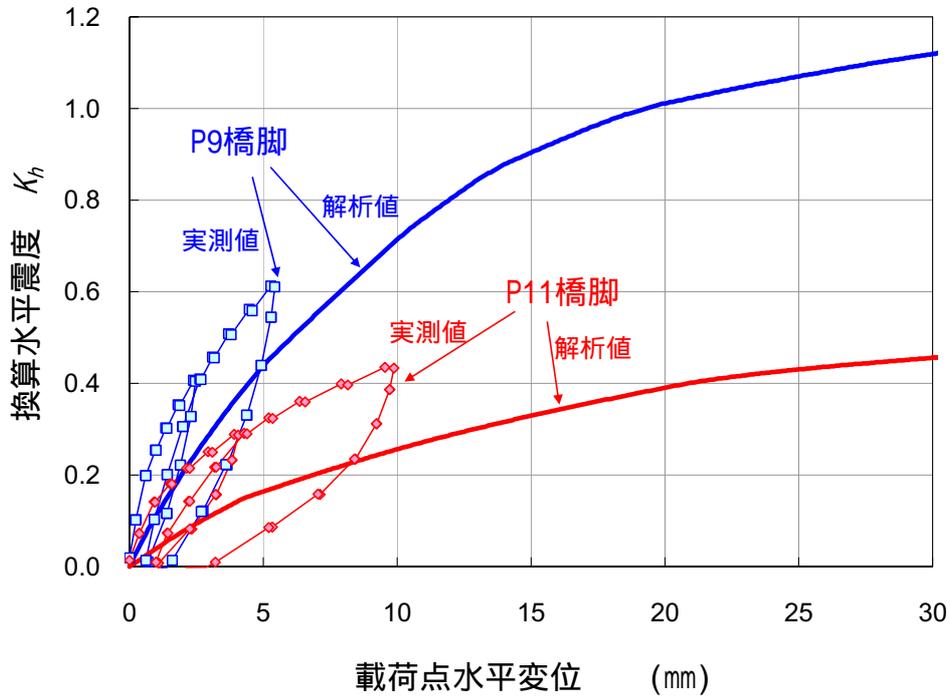
図-6.11 載荷試験シミュレーション用の骨組み解析モデル (P9 橋脚, 要素番号図)

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

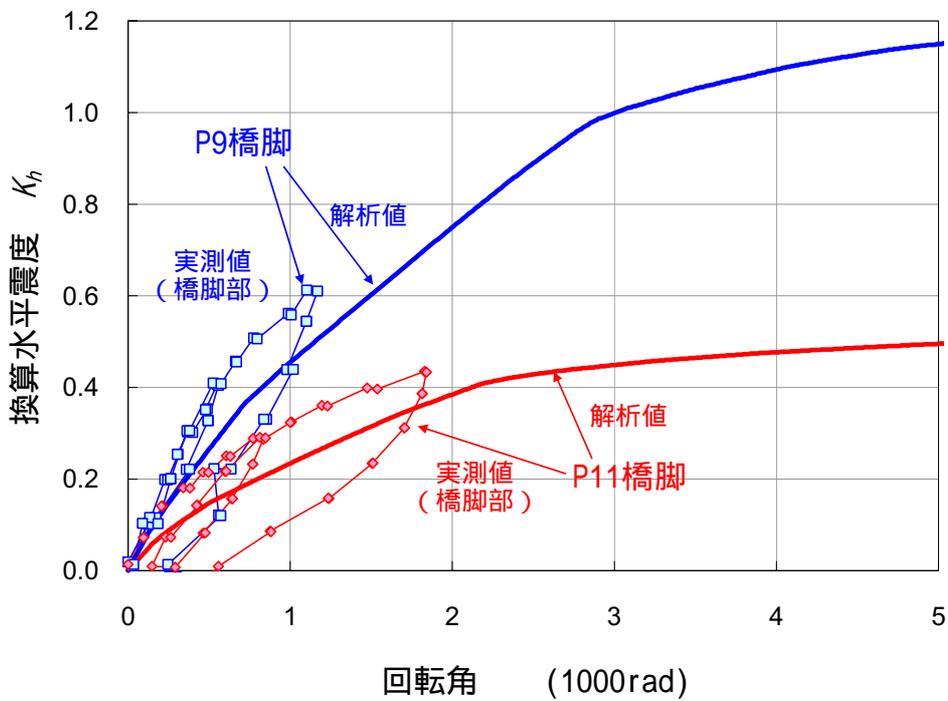
換算水平震度 $K_h = P/H_{EQ}$

P : 載荷荷重, H_{EQ} : 耐震設計上の震度 1.0 での慣性力

P9 橋脚 : $H_{EQ} = 5600\text{kN}$, P11 橋脚 : $H_{EQ} = 7888\text{kN}$



(a) 換算水平震度 K_h ~ 載荷点水平変位 δ 関係



(b) 換算水平震度 K_h ~ 回転角 θ 関係

図-6.12 提案モデルによる解析結果 (荷重変位関係)

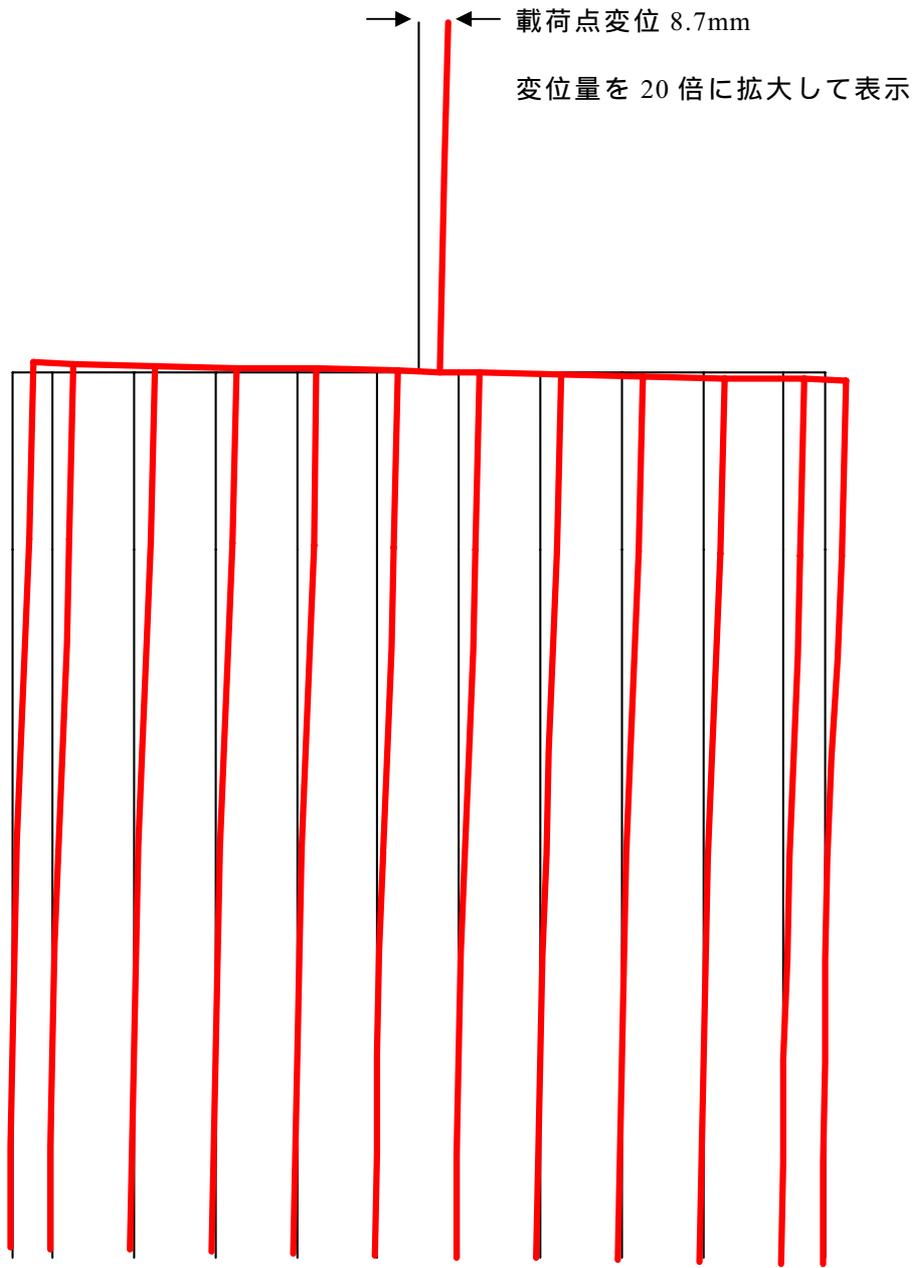


図-6.13 提案モデルによる解析結果 (P9 橋脚, P=3600kN 時, 変位図)

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

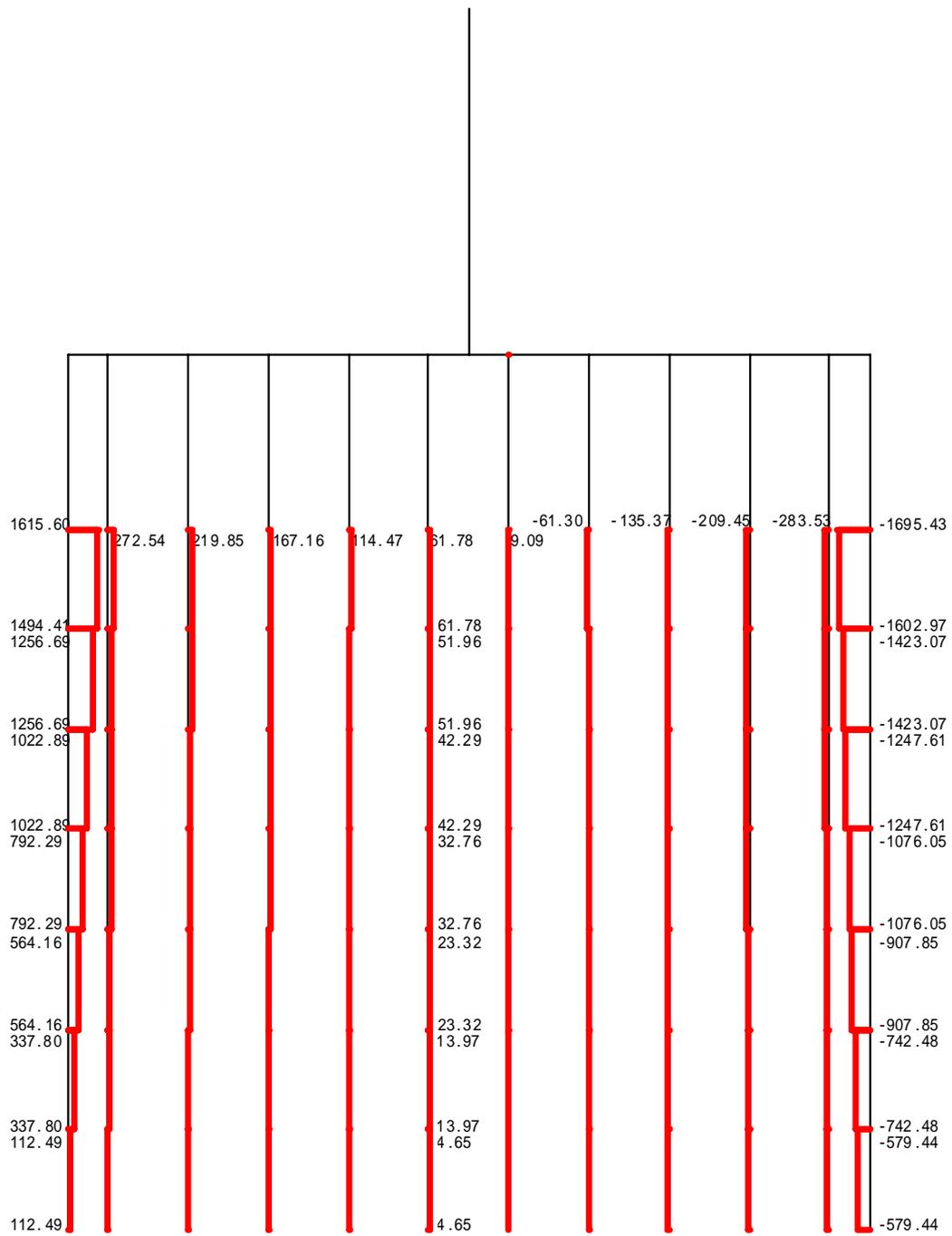


図-6.14 提案モデルによる解析結果（P9 橋脚，P=3600kN 時，軸力図）

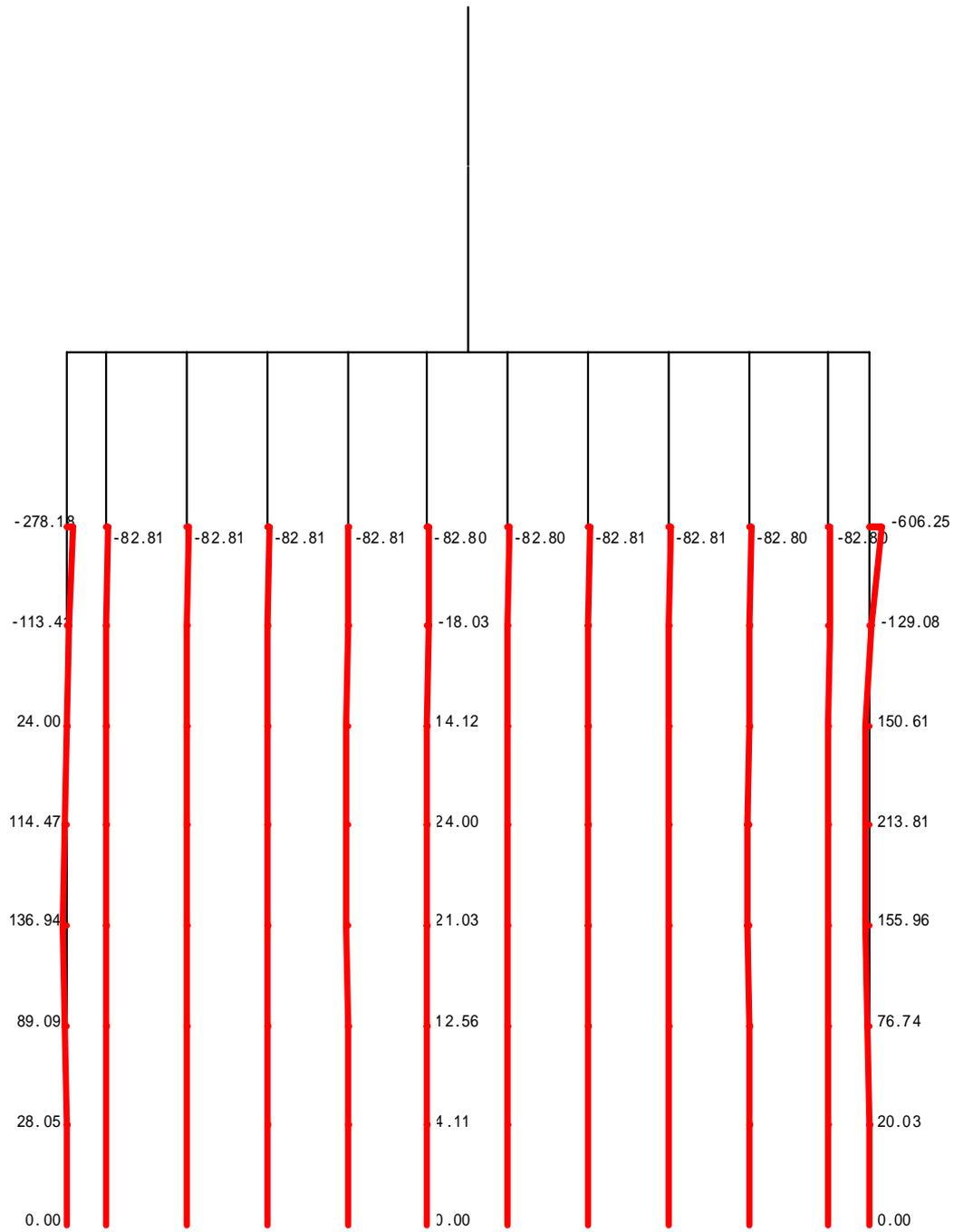


図-6.15 提案モデルによる解析結果 (P9 橋脚, P=3600kN 時, モーメント図)

第6章 実構造物への適用と性能確認試験

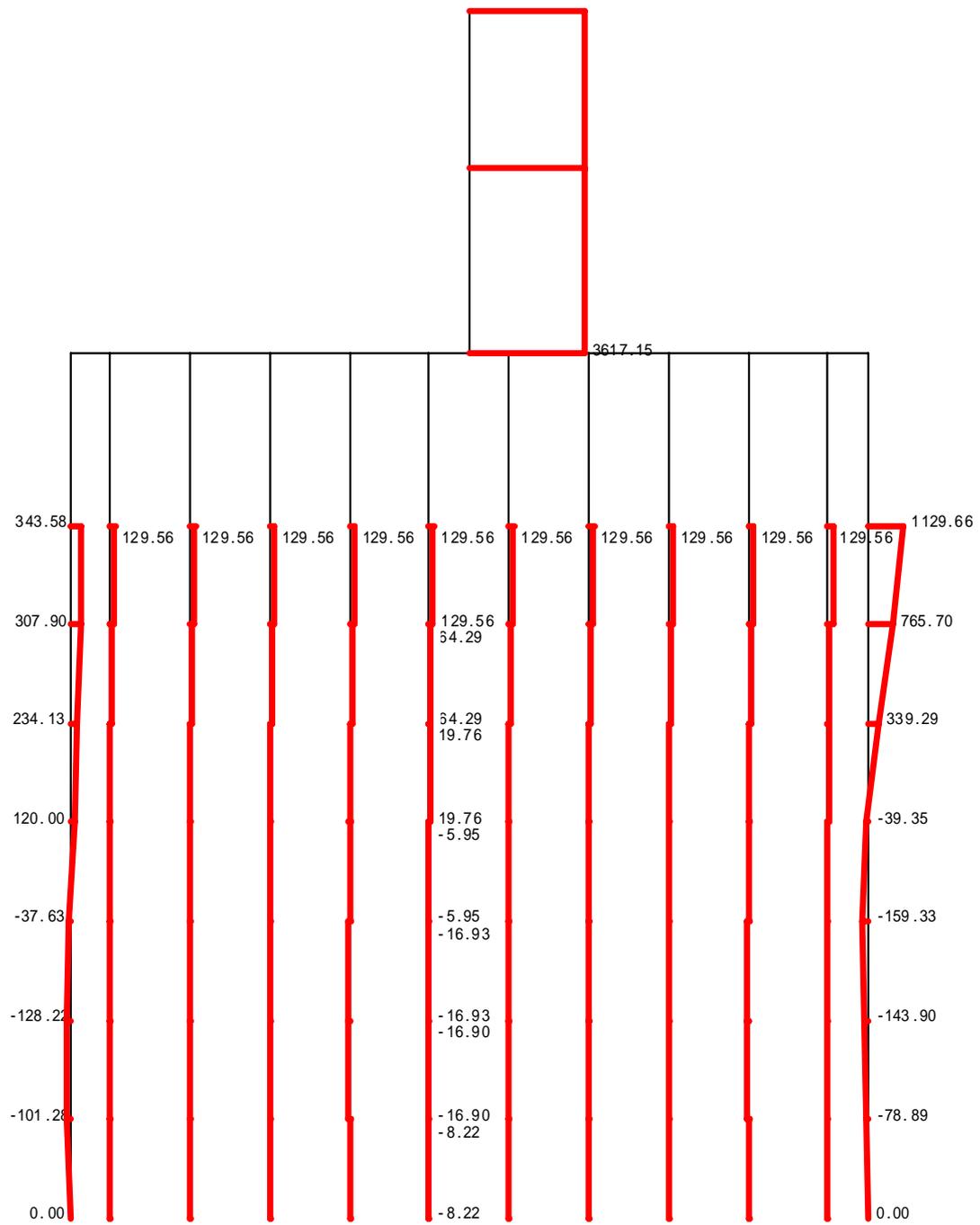


図-6.16 提案モデルによる解析結果 (P9 橋脚, P=3600kN 時, せん断力図)

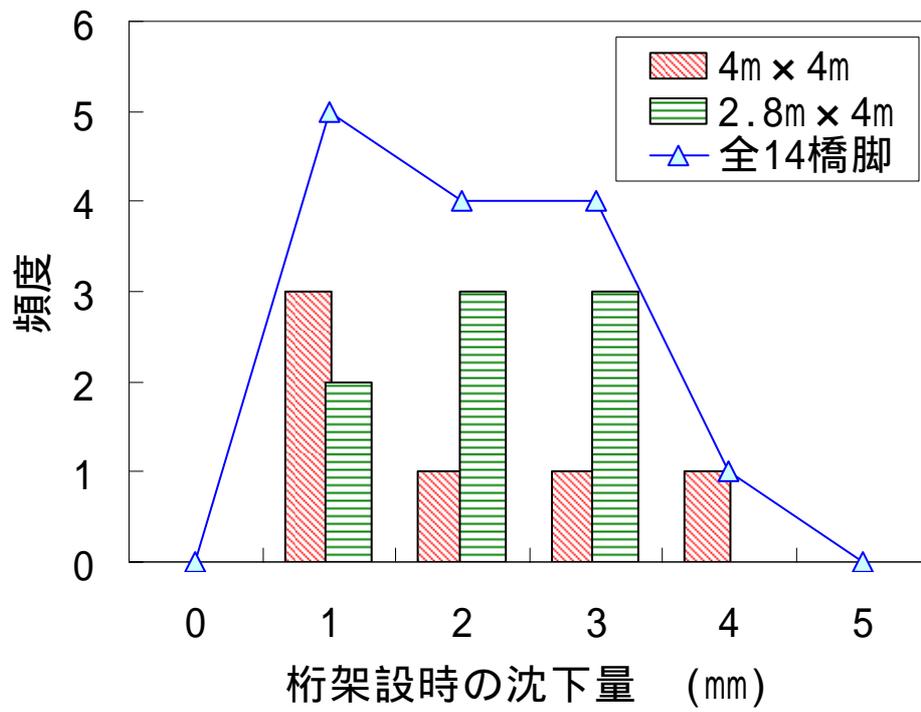


図-6.17 桁架設時の沈下量のヒストグラム（全14橋脚）

第7章 結論

本研究では、シートパイル基礎の開発を目的とし、特に地盤抵抗特性の解明およびそれに基づく設計手法の提案を行った。

第2章では、室内模型を対象とした鉛直載荷実験を行い、シートパイル基礎が直接基礎よりも鉛直支持力特性に優れることを明らかにするとともに、その抵抗メカニズムについて考察した。ただし、同一荷重レベルでの鉛直剛性については、直接基礎とシートパイル基礎で同程度となったことから、設計手法の提案においては、長期使用限界状態の支持力の検討ではシートパイル基礎の改良効果を無視して行うという安全側の手法を提案するに至った。

第3章では、室内模型を対象とした水平交番載荷実験により、シートパイル基礎の地震時の抵抗特性が直接基礎を上回るとともに、その抵抗メカニズムとして、シートパイルを介した地盤抵抗が発揮されることを確認した。この結果から、設計モデルとしてシートパイルを線材として地盤ばねを設定する骨組み解析モデルの提案に至った。また、シートパイルで囲まれた地盤が一体となって挙動し、水平載荷時の回転中心がフーチング底面よりも深くなることを明らかにした。

第4章では、実物大模型の水平載荷試験を行い、室内模型実験での水平交番載荷実験の挙動解明が妥当であることを確認するとともに、第5章で提案するモデルの妥当性を検証するための試験結果を得た。

第5章では、鉄道構造物基礎にシートパイル基礎を適用する場合の実務的な設計手法を提案した。提案においては、第2章～第4章での知見のほか、模型振動実験、部材実験の知見を反映させている。提案したモデルの妥当性は、第3章および第4章での水平載荷試験で検証し、シートパイル基礎の非線形化を含めた荷重変位関係を精度良く評価できることを確認した。

第6章では、実際にシートパイル基礎を初めて実構造物に適用した事例について示し、実構造物を対象とした水平載荷試験により、設計の妥当性を実証した。また、桁架設時の沈下計測結果から、有害な沈下は生じていないことを実証した。なお、本事例では、載荷試験費用を含めても当初設計（杭基礎）よりも建設コストの縮減および周辺環境への影響を最小限に抑えることができしており、性能設計の概念に基づく新工法・新技術の導入のメリットを実証する事例となった。

以上により、本研究では、シートパイル基礎の地盤抵抗特性を解明し、それに基づく設計手法を提案することにより、シートパイル基礎の実用化という当初目標を達成した。ただし、今後の研究課題として、シートパイルで囲まれた内側の地盤の3次元的な抵抗メカニズムの解明、繰り返し載荷を受けるシートパイルの引抜き抵抗の評価、地盤反力係数算定式の高精度化（特に寸法効果の評価）、長期的な沈下挙動の評価等が挙げられる。今後、これらの研究課題の解決に取り組むとともに、本技術が、整備新幹線をはじめとする社会資本の効率的な整備に資することができるよう、普及に努めていきたい。

Appendix.A シートパイルの結合条件に関する模型実験

本研究では主に新設構造物を対象としてフーチングとシートパイルを一体化することを前提としているが、既設構造物の補強などにはこの一体化が技術的に高いハードルとなる場合も考えられる。ここではこれらの結合条件の違いについて、第3章と同じ水平交番載荷実験により検討した結果を示す。

A.1 結合条件の考え方

シートパイル基礎を既設基礎構造物補強工法として考えた場合、シートパイルとフーチングの接合部分の合理的な構造を提案することが重要な課題となる。すなわち、新設構造物の場合は、アンカー鉄筋等によってシートパイルとフーチングを剛結することは、比較的容易であるのに対して、既設基礎構造物の補強の場合では、シートパイルを既存フーチング側面で一体化することは作業領域の確保上施工性に難があり、シートパイル基礎としての性能を保持しながら、シートパイルとフーチングの接合部の合理化を図ることが必要である。

施工性を考慮した現実的な接合部構造の案として、図-A.1 に示すいくつかの方法が考えられる。図-A.1 (a)は、シートパイルとフーチングを剛結するために、フーチング上面および橋脚躯体基部と増し打ちコンクリートを打設するケースであり、ほぼフーチングとシートパイルを結合した新設のシートパイル基礎と同等の性能が期待できる。図-A.1 (b)はフーチングとの結合は行わずに、矢板頭部を全体で一体化させるため頭部コンクリートを打設あるいはH鋼等と結合するケースであり、フーチングからシートパイルには鉛直荷重は伝達されずに、水平荷重および回転モーメントのみが伝達される構造となる。図-A.1 (c)はシートパイルを打設するだけで、フーチングとの結合は行わずに、シートパイル間の結合も継ぎ手のかみ合わせのみで期待するケースである。圧縮側の水平荷重および回転モーメントが伝達されることとなる。なお引張側も継ぎ手強度までは水平荷重および回転モーメントが伝達されるものと期待されるが、不確実性が高く設計上は考慮しないのが望ましいと考えられる。当然ながら、接合部を剛にしようとするほどコストは上昇し、施工性が低下する。すなわち、既設基礎構造物の補強工法としてのシートパイル基礎の応用工法の開発に向けては、上述したように3種類の接合部の施工方法の違いが基礎構造物の性能に与える影響と施工性・コストを適切に評価する必要がある。

ここではフーチングとシートパイルの接合方法をパラメーターとした模型水平交番載荷実験を実施し、その支持力特性、特に水平抵抗特性の違いについて比較、検討した結果を示す。

A.2 模型水平交番載荷実験の概要

模型実験の条件の大半は第3章と同一であるため、以下では異なる条件のみ記載する。実験パラメーターはシートパイル基礎の接合方法の違いとし、図-A.2 に示す結合方法で

作成したシートパイル基礎模型 3 ケース (case-A ~ C) および比較のための直接基礎 1 ケース (case-D) の計 4 ケースである。いずれも地盤条件は相対密度 $Dr=90\%$ としている。

case-A (剛結合) は、地盤から突出した部分のシートパイル模型の剛性を高めるために、厚さ 1mm の鉄板で挟んだ上で、フーチングにネジ止めして剛結としている。case-B (リニアガイド結合) は、リニアガイドレールを鉛直方向に設置し、地盤から突出した部分を厚さ 1mm の鉄板で挟んだシートパイル模型をリニアガイドに結合した。これによりシートパイル模型の鉛直変位は拘束されず、水平変位および回転変位が拘束された状態となる。case-C (未結合) は、シートパイルとフーチングを結合せずに、打設したシートパイル模型の地盤から突出した部分を厚さ 1mm の鉄板で挟み接着した。これにより、フーチングがシートパイルに接触する場合は水平変位および回転変位が拘束され、離れた場合は変位が拘束されない状態となる。なお、実構造物では未結合でも隅角部のシートパイルは継ぎ手により閉合され、シートパイルは継ぎ手強度までは一体化していると考えられる。しかしながら、本研究では安全側の評価としてシートパイルが隅角部で分離している場合のモデル化として完全に未結合の模型とした。それぞれ case-A, B, C は前述した図-A.1 (a), (b), (c) のフーチングとシートパイルの結合部の具体的施工方法をモデル化したものである。

また、シートパイル模型の設置位置は、case-A, C ではシートパイルに接するように打設したが、case-B ではフーチング側面からリニアガイドレールの厚さ (20mm) 離れた位置に打設した。実験ケースを表-A.1 にまとめて示す。

表-A.1 水平交番載荷実験の実験ケース

case	Dr	基礎形式	結合方法	シートパイルの変形拘束
A	90%	シートパイル基礎	剛結合	鉛直, 水平, 回転
B			リニアガイド結合	水平, 回転
C			未結合	圧縮側の水平, 回転
D		直接基礎	シートパイルなし	-

A.3 実験結果および考察

A.3.1 荷重変位関係

実験結果のうち、載荷水平力 P - 天端水平変位 関係の履歴曲線を図-A.3 に、骨格曲線を図-A.4 に示す。骨格曲線は、正負の同一の折り返し変位量での水平荷重を平均して求めた。表-A.2 に最大水平荷重 P_{max} をまとめ、case-D (直接基礎) に対する比率を示した。

シートパイル基礎は 3 ケースともすべて直接基礎 (case-D) を上回る水平抵抗特性を示していることがわかる。また、接合方法の違いを見ると、剛結合 (case-A) とリニアガイド結合 (case-B) が同程度の抵抗特性となり、ただし、case-A と B では、case-A の履歴ループが大きく、履歴減衰特性の面では、フーチングとシートパイルを剛結する方が有利であることがわかる。また、未結合 (case-C) でも直接基礎 (case-D) を上回っていることがわかり、シートパイルを打設するだけでも効果が期待できることを示唆している。

表-A.2 最大水平荷重の改良効果

	$P_{max}(kN)$	対直接基礎比
case-A (剛結合)	0.32	2.00
case-B (リニアガイド結合)	0.30	1.88
case-C (未結合)	0.25	1.56
case-D (直接基礎)	0.16	1.00

A.3.2 地盤変形状況

図-A.5 に各ケースの天端水平変位 $\delta = 20\text{mm}$ 時の地盤の変形状況および画像解析により求めた各標点の変位軌跡を示す。また、シートパイルの目安位置を点線で示し、評点の変位量の大きい領域を図中に実線枠で示した。

直接基礎 (case-D) では、フーチング端部の限られた領域のみが大きく変位しており、塑性化した領域は局所的であることがわかる。これに対して、シートパイル基礎 (case-A ~ C) は、圧縮側のフーチング底面直下地盤で変位が生じているが、直接基礎よりも広い領域で一体的に挙動しており、シートパイルが浅い位置での地盤のひずみの局所化を抑制していることがわかる。またシートパイル外側の地盤もシートパイルを介して広い領域で変位し抵抗していることがわかる。

また、case-B では、シートパイル頭部の標点の鉛直変位は観測されず、リニアガイドによってシートパイルの鉛直変位が拘束されていないことが確認できる。しかし、シートパイルとフーチングの間が、case-A よりも広いため、その間の地盤が盛り上がり、繰り返し繰り返し荷重によって地盤が押し出されたことがわかる。

case-C は繰り返し荷重により、フーチング直下の地盤がフーチングとシートパイルの間に押し出されてしまい、シートパイルとフーチングが離れ、フーチングの沈下が進んでいることがわかる。

なお、case-A ~ C において実験終了後にシートパイル模型を観察したところ、塑性変形は生じていなかった。

A.3.3 抵抗モーメントの分担比

天端水平変位 δ とフーチング底面中心回りの作用モーメントおよびフーチング底面が負担する反力モーメントの関係について履歴曲線を図-A.6 に示す。作用モーメントは天端水平力 P に載荷点高さ $h=230\text{mm}$ を乗じて求め、底面負担モーメントは各底面ロードセルで計測された鉛直地盤反力 R にフーチング底面中心からロードセル中心までの距離 L を乗じて求めた値を合計して求めた。

case-A (剛結合) では、作用モーメントに比べて、底面反力モーメントが小さく、剛結したシートパイルがモーメントを負担していることがわかる。また、case-B (リニアガイド結合)、case-C (未結合) では、作用モーメントと底面反力モーメントに近い値となっており、底面反力による抵抗が主であることが明らかである。

A.3.4 シートパイルによる抵抗モーメント

case-A（剛結合）はシートパイルの鉛直変位を拘束しているためシートパイルの軸力によってモーメントが負担されている。図-A.7に天端水平変位とcase-Aの左右のシートパイル頭部の軸力にフーチング中心からの距離50mmを乗じて求めた軸力負担の関係を示す。それは最大で30kNmm程度となっており、図-A.6に示した底面負担モーメント（最大15kNmm）よりも大きい値となっていることが分かる。

一方、case-A～Cの全てで、シートパイルの曲げモーメントによる負担が期待できるが、図-A.8にcaseA～Cの天端水平変位と左右のシートパイル頭部の曲げモーメントの関係を示す。頭部の曲げモーメントはフーチング底面から10mmの位置に貼付したひずみゲージから求めた。頭部の曲げモーメントはいずれのケースも最大で1.5kNmm以下となっており、図-A.6の作用モーメント（最大で約60kNmm）および、図-A.7のcase-Aのシートパイル軸力負担モーメントに対して、非常に小さいことが明らかであり、シートパイルによる負担モーメントのほとんどが軸力に由来するものであることがわかった。

A.3.5 フーチング底面の地盤反力分布

図-A.9に、天端水平変位 $\delta = 2\text{mm}$ および 10mm 時の底面鉛直反力度の分布形状を示し、図-A.10に天端水平変位 δ と底面ロードセルで計測した鉛直地盤反力度の関係を示す。いずれのケースも終局耐力時はフーチング底面の載荷方向の反対側では、底面反力度はほぼゼロとなり、浮き上がりが生じていることが確認できる。

case-AとBは、全体の荷重 P -変位 δ 関係が同程度であるものの、底面反力度はcase-Bの方が大きく上昇していることがわかる。すなわち、剛結されたシートパイルの負担により抵抗モーメントを発揮するcase-Aに対して、鉛直軸力を伝達しないcase-Bは、フーチング底面の鉛直反力度が上昇することで、case-Aと同程度の水平抵抗力を発揮したと考えられる。

また、case-D（直接基礎）では、 $\delta = \pm 5\text{mm}$ 付近で端部の地盤反力がピークとなり、その後大きく低下し、その分、内側の地盤反力度が上昇しているが、case-B、Cではそれほど大きな低下傾向は見られない。すなわちA.3.2で指摘したようにシートパイルが地盤のひずみの局所化を抑制することによって、地盤反力の低下を防いでいると考察することができる。

なお、case-D（直接基礎）の端部ロードセルの鉛直地盤反力度の最大値がcase-C（未結合）よりも大きい値となっているが、これは奥行き方向で地盤反力度が不均一となっていたためと考えられ、全体の荷重変位曲線でcase-Cよりもcase-Dが小さいことと矛盾するものではない。

A.3.6 沈下抵抗特性

図-A.11に天端水平変位と沈下量の関係を示す。case-A（剛結合）およびはcase-B（リアガイド結合）は、鉛直変位の拘束の違いが有るにも関わらず同等の沈下抵抗特性を有しており、累積的に沈下が進んでいるものの、各サイクル内では天端水平変位 δ が大きくなると沈下量が減少する傾向がある。一方、case-D（直接基礎）は繰り返し回数が異なる

ため、直接比較することは難しいが、累積的な沈下の進行に加えて、各サイクル内で天端水平変位が10mmを越える領域では、天端水平変位が大きくなるにつれ沈下量も増加する傾向が見られる。これは、直接基礎は押込み側フーチング端部直下地盤の支持降伏の発生により沈下が進行するのに対して、case-A, B, Cに示すシートパイル基礎では、押込み側地盤の支持降伏が生じにくく支持降伏前に反対側の浮き上がりが生じたため、フーチングの回転が進むにつれフーチング中心も浮き上がって上方に変位したためと考えられる。すなわち、シートパイル基礎は繰り返し水平載荷に伴う揺すり込みによる累積的沈下は直接基礎と同様に生じるものの、押込み側地盤の支持降伏は直接基礎よりも生じにくく、終局時の沈下抵抗特性は直接基礎よりも優れていると考えられる。

なお、未結合(case-C)の場合に沈下量が大きくなっているが、これはA.3.2に示す地盤変形状況から明らかなように、シートパイルとフーチングが離れ、底面地盤の乾燥砂が押し出されたことが原因である。実構造物においては、未結合であっても隅角部は継ぎ手で結合することとなり、本実験のように自由に開いて隙間が広がることは生じにくい上、フーチング底面の土が隙間に押し出されていくという現象も自然地盤では生じにくく、乾燥砂を用いたために顕著に表れたものと考えられる。したがって、実構造物では未結合であっても、シートパイルがフーチングを閉合されれば結合した場合と同程度の沈下抵抗特性を有するものと予想される。

A.4 まとめ

シートパイルとフーチングの結合方法をパラメータとした乾燥砂地盤上の模型基礎の水平交番載荷実験の結果から、以下の知見が得られた。

- ・シートパイルとフーチングを剛結した構造では、直接基礎に対して水平抵抗が約2.0倍に増加した。抵抗増加の主たる要因はシートパイルの地盤抵抗によって生じた軸力によるモーメントであり、底面反力モーメントは直接基礎のそれよりも小さい。
- ・シートパイルの軸力がフーチングに伝達されない構造および結合しない構造では、直接基礎に対して水平抵抗がそれぞれ約1.9倍、1.6倍に増加した。抵抗は主に底面反力モーメントが負担しており、シートパイルによるフーチング端部の地盤のひずみの局所化抑制効果により上昇したと考えられる。
- ・エネルギー吸収性の面では、シートパイルをフーチングに剛結する構造が履歴減衰特性に優れている。
- ・繰り返し水平交番載荷を受けたシートパイル基礎の終局時の沈下抵抗特性は直接基礎よりも優れ、急激な沈下増加は生じにくい。

以上より、シートパイル基礎のシートパイルとフーチングの結合方法については、剛結合としなくとも頭部の閉合が確保されれば、同程度の水平抵抗特性を発揮できることが確認できた。すなわち、既設構造物の補強として、シートパイルとフーチングの結合は省略し、シートパイルの頭部をコンクリートによる巻立て等により閉合することでシートパイルとフーチングを剛結合した場合と同程度の性能を有する可能性を十分説明できる結果が得られた。

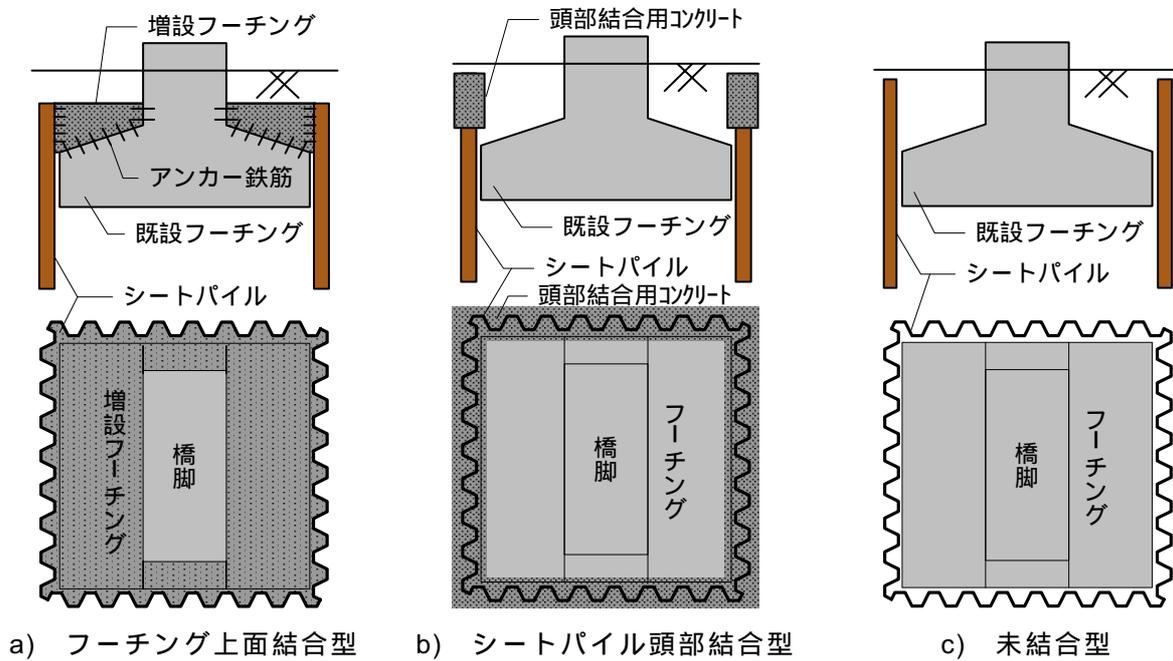


図-A.1 既設基礎構造物の補強方法

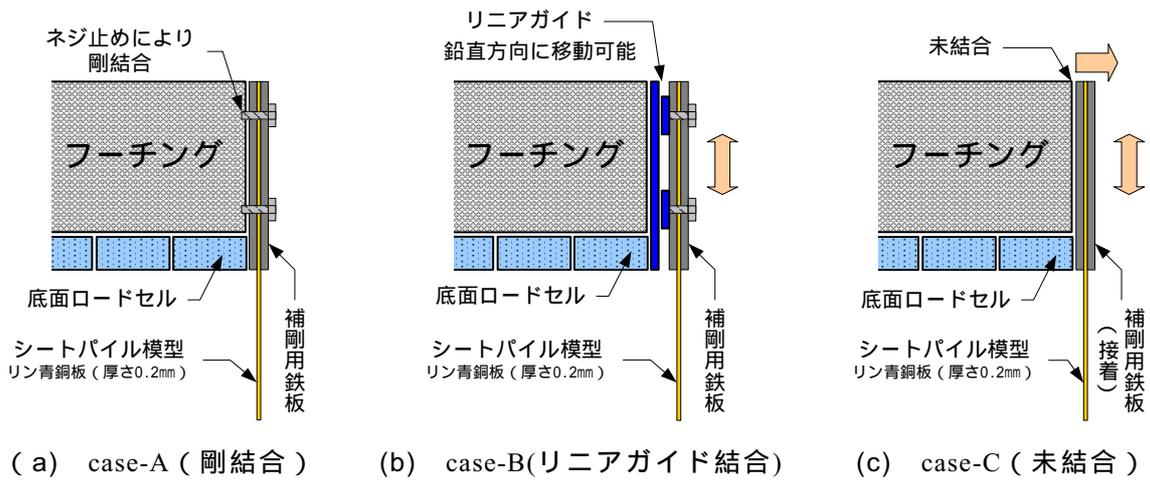


図-A.2 シートパイル基礎模型のフーチングとシートパイルの結合方法

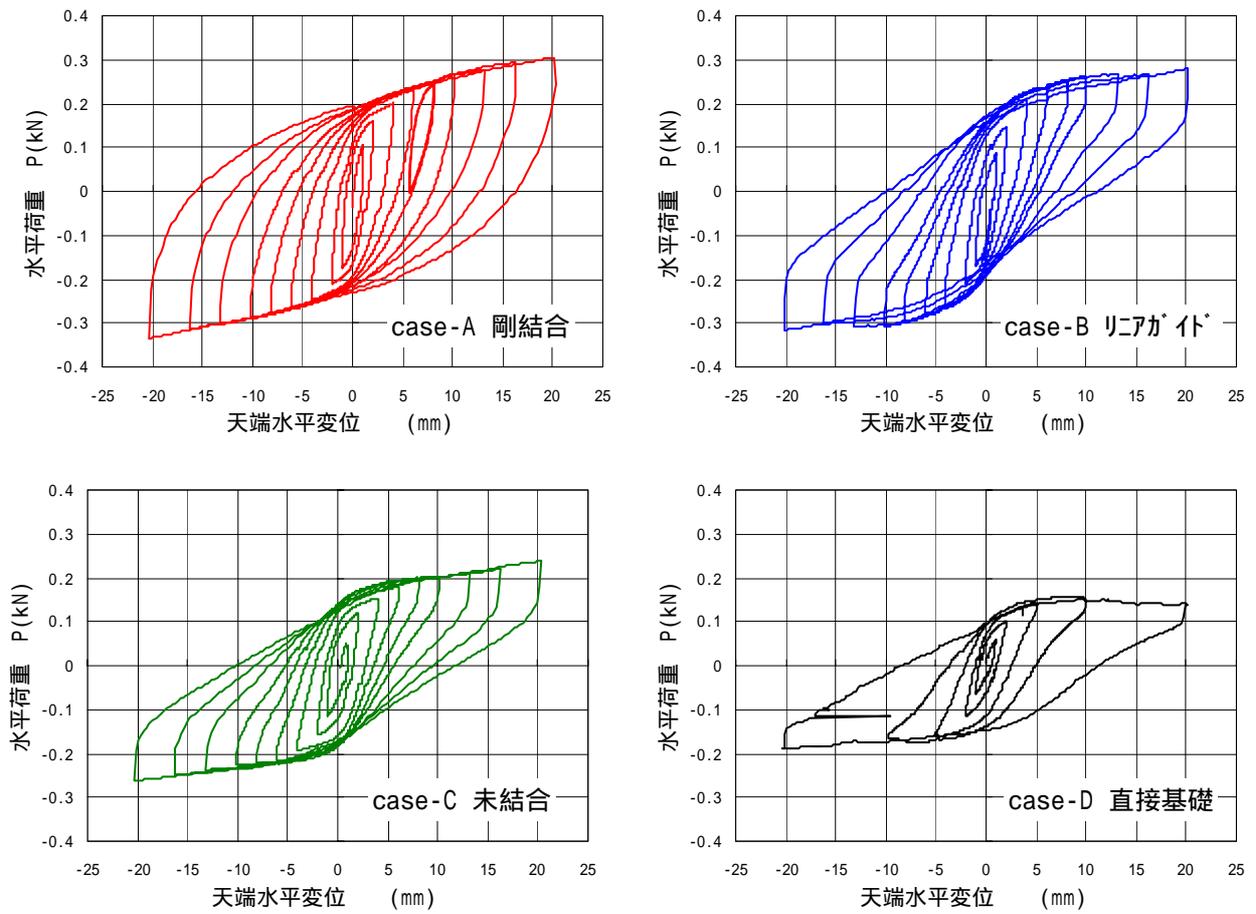


図-A.3 $P - \delta$ 関係 (履歴曲線)

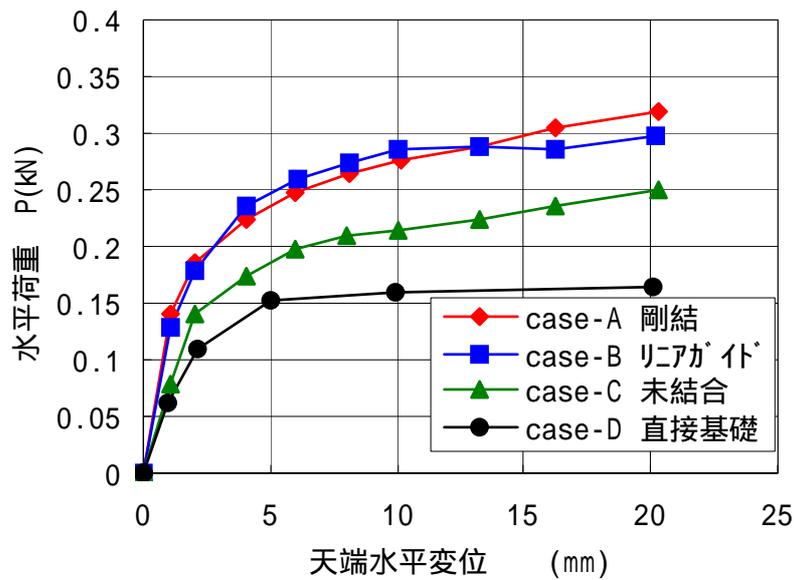
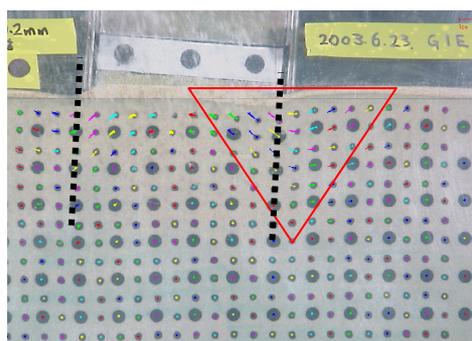
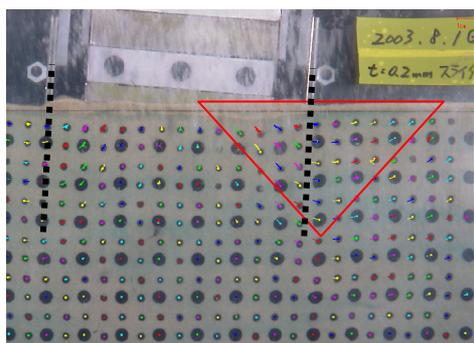


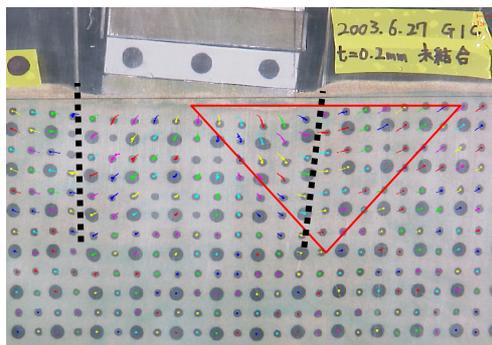
図-A.4 $P - \delta$ 関係 (骨格曲線)



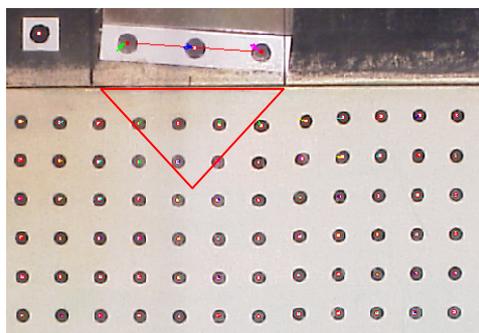
a) case-A (剛結合)



c) case-B (リニアガイド結合)

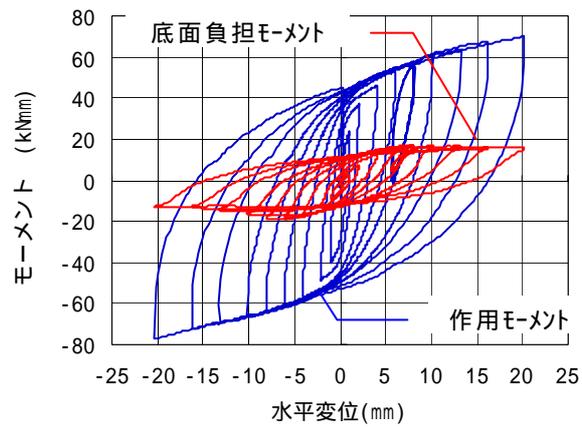


c) case-C (未結合)

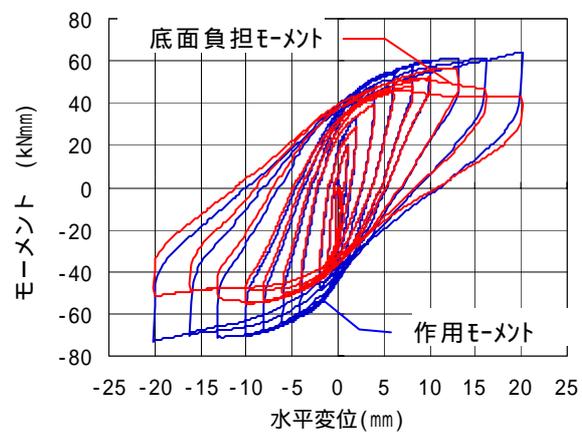


d) case-D (直接基礎)

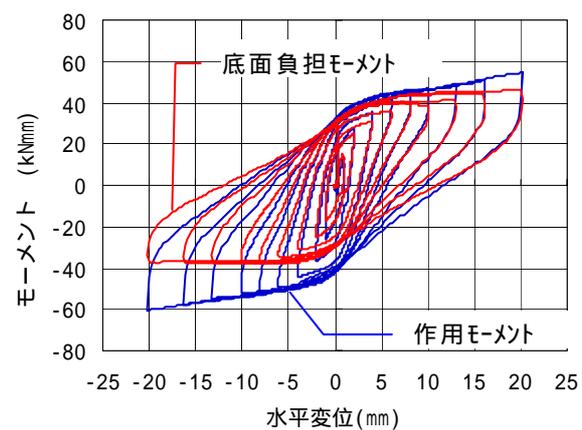
図-A.5 天端水平変位 $\delta=20\text{mm}$ 時の地盤変形状況



a) case-A (剛結合)



b) case-B (リニアガイド結合)



c) case-C (未結合)

図-A.6 モーメント分担

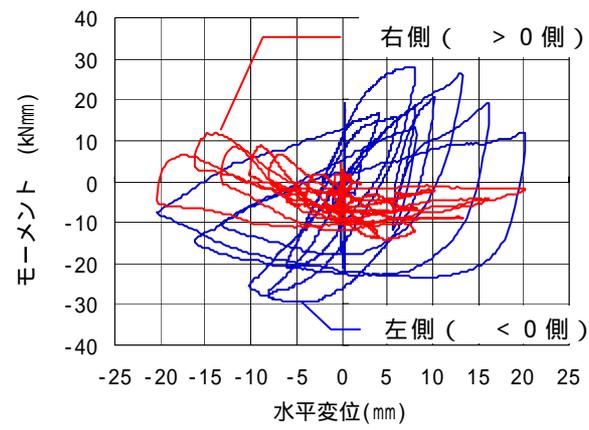
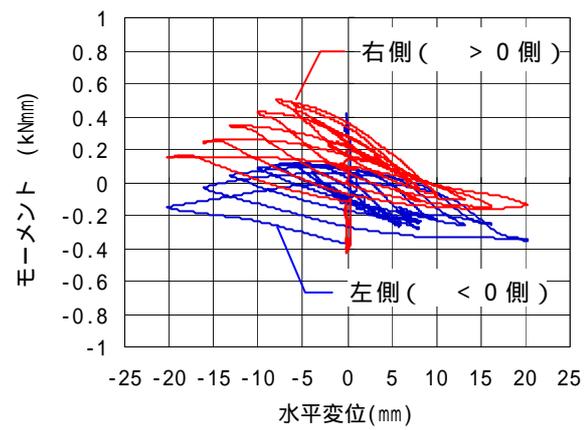
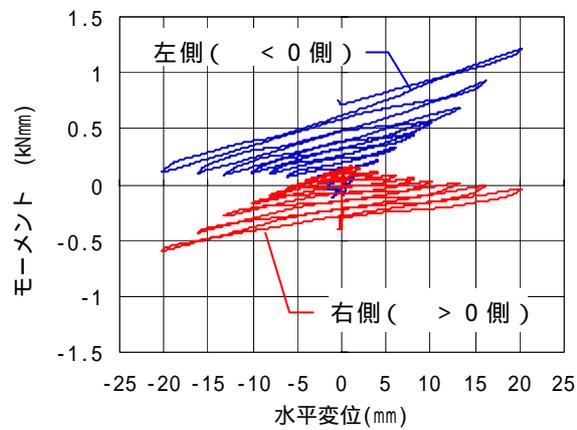


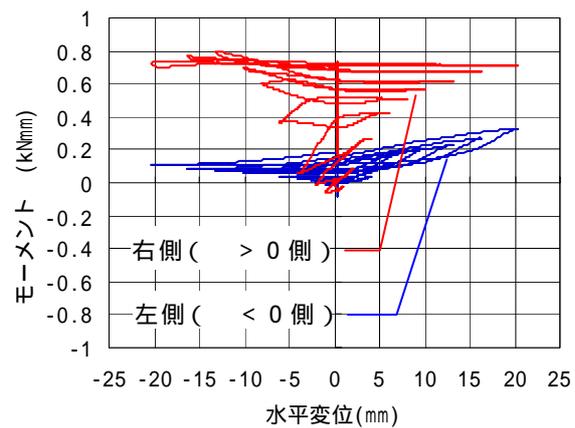
図-A.7 シートパイル頭部軸力負担モーメント



a) case-A (剛結合)

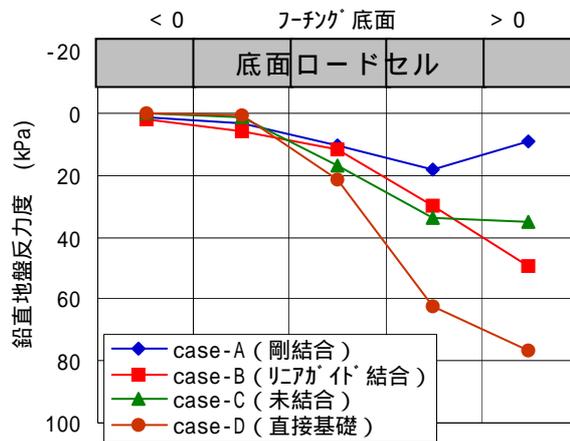


b) case-B (リニアガイド結合)

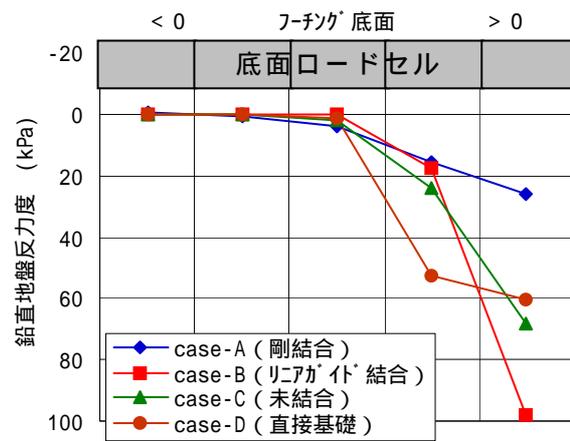


c) case-C (未結合)

図-A.8 シートパイル頭部曲げモーメント

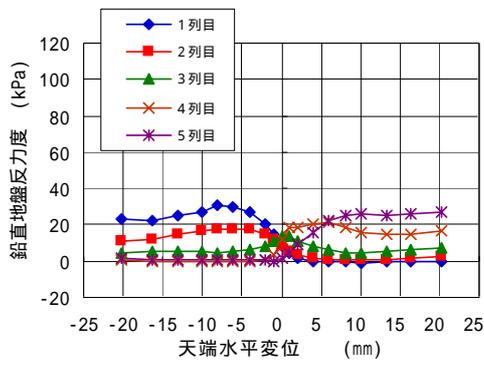


a) 天端水平変位 $\delta = 2\text{mm}$ 時

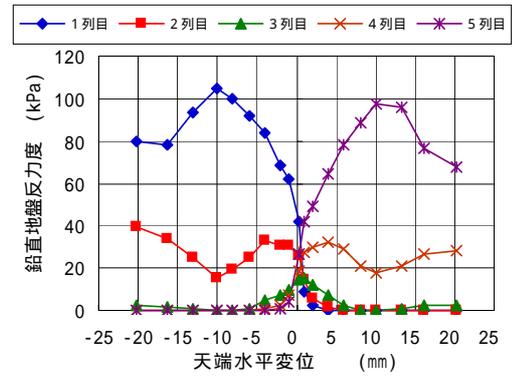


b) 天端水平変位 $\delta = 10\text{mm}$ 時

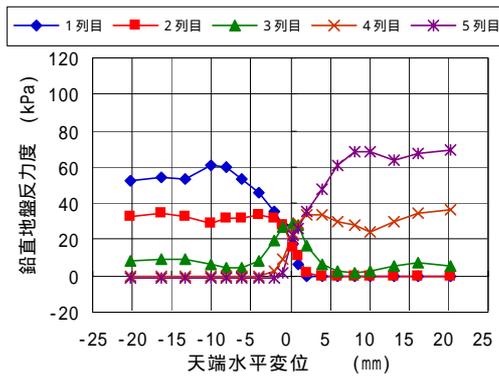
図-A.9 底面鉛直地盤反力度分布形状



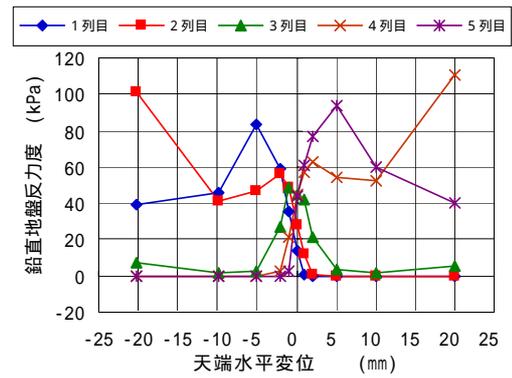
a) case-A (剛結)



b) case-B (リニアガイド)



c) case-C (未結合)



d) case-D (直接基礎)

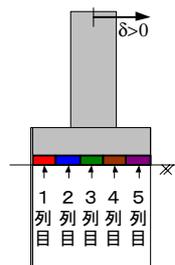
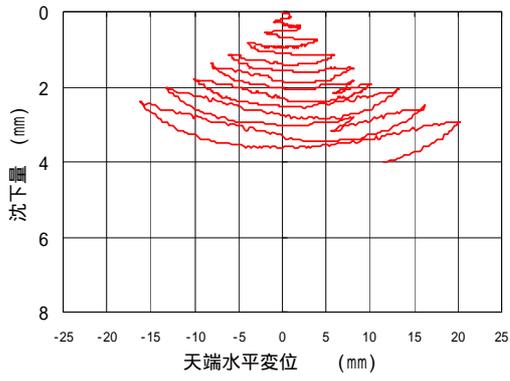
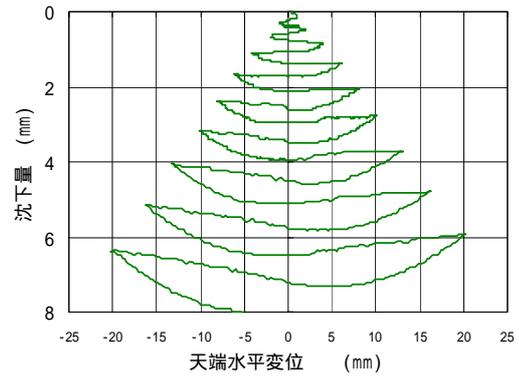


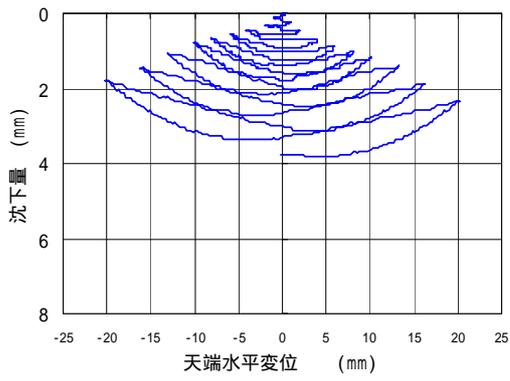
図-A.10 天端水平変位 底面鉛直反力度関係



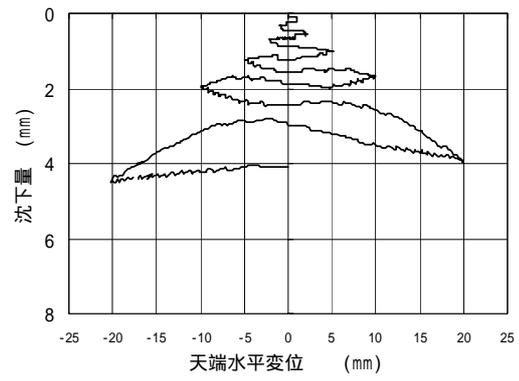
a) case-A (剛結合)



c) case-C (未結合)



b) case-B (リニアガット)



d) case-D (直接基礎)

図-A.11 天端水平変位 沈下量関係

Appendix.B 継ぎ手の影響を考慮したシートパイルの断面力測定方法

継ぎ手を有するシートパイル（U型鋼矢板）の壁体としての断面剛性等についての研究は従来より数多く実施されており，ひずみ計測結果から継ぎ手部の抵抗力の影響を考慮して断面剛性や断面力を算定する方法が提案されている^{1),2)}．しかしながら，従来のシートパイルの主な用途は，護岸や土留め等，軸力抵抗を考慮しないものが主であったため，これらの算定方法も曲げ剛性や曲げモーメントのみに着目したものであった．しかしながら，シートパイル基礎の場合には，その抵抗メカニズムとしてシートパイル自体の軸力と曲げの両方で抵抗すること重要となる．ここでは，第4章での前面および背面シートパイルの断面力測定方法として，U型鋼矢板の凹凸形状が組み合わされた壁体としての断面力を継ぎ手部の抵抗力の影響の他に軸力の影響も考慮して算定する方法を示す．

凹凸が組み合わされたシートパイルの壁体が曲げと軸力を受けた場合の，各シートパイル縁ひずみ（U型の底と継ぎ手位置におけるひずみ）を図-B.1に示すように $\varepsilon_{d1} \sim \varepsilon_{d4}$ とする．また，各単独のシートパイルの中立軸位置におけるひずみをそれぞれ ε_{d01} ， ε_{d02} とする．これらの下付き添え字 d を有する各ひずみの値は，各単独のシートパイル内でのひずみ分布が線形と仮定して，U型の底面と側面に貼り付けたひずみゲージによる計測値からゲージ位置の関係を用いて容易に算定できる．

この凹凸が組み合わされたシートパイルの壁体が曲げと軸力を受けた場合の壁体内のひずみ分布は，継ぎ手のずれ変形が生じると継ぎ手を介して不連続な分布形状となる．このときの分布形状を，継ぎ手の摩擦抵抗がゼロの場合（完全に各シートパイルが分離している場合）のひずみ分布と継ぎ手の摩擦抵抗 F により生じるひずみ分布形状の差として表すこととする（図-B.1）．なお，このような分離の考え方は既往の算定手法^{1),2)}と同様である．

一方，このときに凹凸が組み合わされたシートパイルの壁体としての断面力は図-B.2に示すように，壁体としての曲げモーメント M_w および軸力 N_w から，上下の矢板単独での曲げモーメント M_1 ， M_2 と軸力 N_1 ， N_2 のほか，上下の軸力差によって生じる偶力モーメント M_C に分解される．

これらの関係を以下のように整理することにより，継ぎ手の影響を考慮した壁体としての断面力（曲げモーメント，軸力）を算定することができる．

$$\text{継ぎ手位置での釣り合い} \quad \frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} = \varepsilon_N \quad (\text{B-1})$$

$$\text{単体の中立軸位置（上側）での釣り合い} \quad \varepsilon_{d01} = \varepsilon_N + \varepsilon_C - \varepsilon_{FN} \quad (\text{B-2})$$

$$\text{最外縁（上側）での釣り合い} \quad \varepsilon_{d1} = \varepsilon_N + \varepsilon_M + \varepsilon_C - \varepsilon_{FN} - \varepsilon_{FM} \quad (\text{B-3})$$

各曲げひずみ成分はそれぞれ作用荷重と以下の関係が得られる．

$$\text{曲げモーメント } M_1 \text{ による曲げひずみ} \quad \varepsilon_M = \frac{M_1}{EI_0} y_0 \quad (\text{B-4})$$

Appendix.B

継ぎ手の摩擦抵抗 F による曲げひずみ $\varepsilon_{FM} = \frac{F \cdot g}{EI_0} y_0$ (B-5)

ここで継ぎ手の摩擦抵抗 F は ε_F を積分して求めることができ、結局は軸ひずみ分 ε_{FN} のみを用いて以下で表すことができる。

$$F = E \cdot A_0 \cdot \varepsilon_{FN} \quad (B-6)$$

式(B-5), (B-6)より $\varepsilon_{FM} = \frac{E \cdot A_0 \cdot g \cdot y_0}{EI_0} \varepsilon_{FN}$ (B-7)

一方、偶力モーメント M_C による軸ひずみについても、同様に積分して求めることができ、以下で表すことができる。

$$M_c / g = 2 \cdot E \cdot A_0 \cdot \varepsilon_C \quad (B-8)$$

式(B-2), (B-8)より, $\varepsilon_{FN} = \frac{M_c}{2EA_0g} + \frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} - \varepsilon_{d01}$ (B-9)

式(B-2), (B-3)より, $\varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d01} = \varepsilon_M - \varepsilon_{FM}$ (B-10)

式(B-7)より, $\varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d01} = \varepsilon_M - \frac{E \cdot A_0 \cdot g \cdot y_0}{EI_0} \varepsilon_{FN}$ (B-11)

式(B-4), (B-9)より, $\varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d01} = \frac{M_1}{EI_0} y_0 - \frac{E \cdot A_0 \cdot g \cdot y_0}{EI_0} \left(\frac{M_c}{2EA_0g} + \frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} - \varepsilon_{d01} \right)$ (B-12)

$$= \frac{M_1 + M_c/2}{EI_0} y_0 - \frac{A_0 \cdot g \cdot y_0}{I_0} \left(\frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} - \varepsilon_{d01} \right)$$

整理すると $M_1 + M_c/2 = \frac{EI_0}{y_0} \left\{ \varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d01} + \frac{A_0 \cdot g \cdot y_0}{I_0} \left(\frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} - \varepsilon_{d01} \right) \right\}$ (B-13)

下側のシートパイルでも同様に

単体の中立軸位置 (下側) の釣り合い $\varepsilon_{d02} = \varepsilon_N + (-\varepsilon_C) - (-\varepsilon_{FN})$ (B-14)

最外縁 (下側) の釣り合い $\varepsilon_{d4} = \varepsilon_N + \varepsilon_M + (-\varepsilon_C) - (-\varepsilon_{FN}) - \varepsilon_{FM}$ (B-15)

曲げモーメント M_2 による曲げひずみ $\varepsilon_M = \frac{M_2}{EI_0} (-y_0)$ (B-16)

継ぎ手の摩擦抵抗 F による曲げひずみ $\varepsilon_{FM} = \frac{F \cdot g}{EI_0} (-y_0)$ (B-17)

同様に継ぎ手の摩擦抵抗 F を ε_F を積分して求め、軸ひずみ分 ε_{FN} のみを用いて以下のよう表すことができる。

$$F = E \cdot A_0 \cdot \varepsilon_{FN} \quad (B-18)$$

$$\text{式(B-17), (B-18)より} \quad \varepsilon_{FM} = \frac{E \cdot A_0 \cdot g \cdot (-y_0)}{EI_0} \varepsilon_{FN} \quad (\text{B-19})$$

$$(-M_c)/(-g) = 2 \cdot E \cdot A_0 \cdot (-\varepsilon_c) \quad (\text{B-20})$$

$$(-\varepsilon_c) = \frac{M_c}{2EA_0g} \quad (\text{B-21})$$

$$\text{式(B-14), (B-21)より,} \quad \varepsilon_{FN} = \frac{-M_c}{2EA_0g} - \frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} + \varepsilon_{d02} \quad (\text{B-22})$$

$$\text{式(B-14), (B-18)より,} \quad \varepsilon_{d02} - \varepsilon_{d4} = -\varepsilon_M + \varepsilon_{FM} \quad (\text{B-23})$$

$$\text{式(B-19)より,} \quad \varepsilon_{d02} - \varepsilon_{d4} = -\varepsilon_M + \frac{E \cdot A_0 \cdot g \cdot (-y_0)}{EI_0} \varepsilon_{FN} \quad (\text{B-24})$$

式(B-16), (B-22)より,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{d02} - \varepsilon_{d4} &= -\frac{M_2}{EI_0}(-y_0) + \frac{E \cdot A_0 \cdot g \cdot (-y_0)}{EI_0} \left(\frac{-M_c}{2EA_0g} - \frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} + \varepsilon_{d02} \right) \\ &= \frac{M_2 + \frac{M_c}{2}}{EI_0} y_0 + \frac{A_0 \cdot g \cdot y_0}{I_0} \left(\frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} - \varepsilon_{d02} \right) \end{aligned} \quad (\text{B-25})$$

$$\text{以上を整理して} \quad M_2 + \frac{M_c}{2} = \frac{EI_0}{y_0} \left\{ \varepsilon_{d02} - \varepsilon_{d4} + \frac{A_0 \cdot g \cdot y_0}{I_0} \left(\frac{\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}}{2} - \varepsilon_{d02} \right) \right\} \quad (\text{B-26})$$

よって、壁体としての曲げモーメント M_w は、図-B.1 に示すように各シートパイル単体の曲げモーメント M_1, M_2 と各シートパイル間の軸力差に起因する偶力モーメント M_c の合計として、以下により算定することができる。

$$M_w = M_1 + M_2 + M_c = \frac{EI_0}{y_0} \left\{ \varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d01} + \varepsilon_{d02} - \varepsilon_{d4} + \frac{A_0 \cdot g \cdot y_0}{I_0} (\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3} - \varepsilon_{d01} - \varepsilon_{d02}) \right\} \quad (\text{B-27})$$

一方、壁体としての軸力 N_w は、 ε_N を 2 枚分積分して以下で求めることができる。

$$N_w = 2 \cdot E \cdot A_0 \cdot \varepsilon_N = E \cdot A_0 \cdot (\varepsilon_{d2} + \varepsilon_{d3}) \quad (\text{B-28})$$

以上により、壁体としての断面力が各単体のシートパイル内のひずみの測定値（下付き添え字 d のひずみ）から算出することができることを示した。

なお、第 4 章の計測のうち、曲げモーメントの算定（図-4.21）では、前面および背面の中央部の前後 2 枚の組み合わせから 2 枚分の壁体としての曲げモーメントを算定し、これに壁面全体のシートパイルの枚数（9 枚）を乗じて壁体全体としての曲げモーメントとしている。一方、軸力の算定では、上記の 2 枚分の壁体としての軸力を 1/2 として、一枚あたりの軸力として示している。

Appendix.B

参考文献 (Appendix.B)

- 1) 鴻池一季：鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.373 / VI-5，pp.78-82，1986.9
- 2) 白石基雄：U形鋼矢板の継手せん断抵抗と断面性能に関する解析的研究，土木学会論文集，No.385 / VI-7，pp.49-58，1987.9

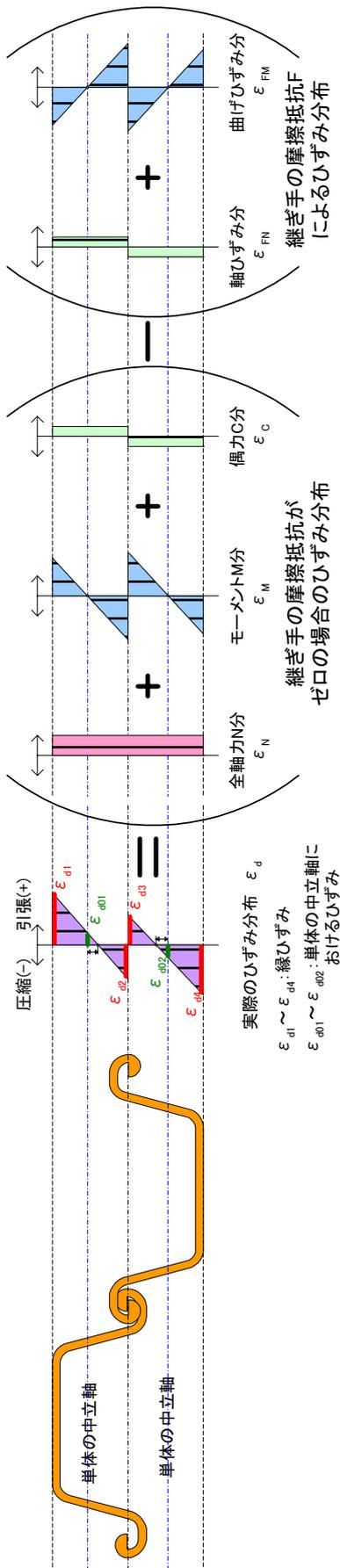


図-B.1 シートパイルのひずみ分布

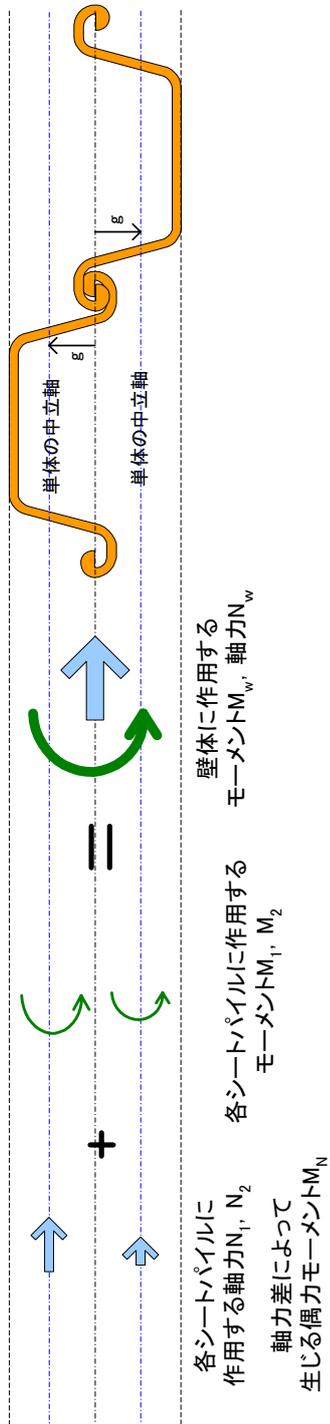


図-B.2 断面力の分解

謝辞

謝辞

本論文をまとめるにあたり，ご指導頂きました東京工業大学・日下部治教授，また審査において内容や構成について大変丁寧なご指導を頂きました東京工業大学・太田秀樹教授（現・中央大学研究開発機構），東京工業大学・川島一彦教授，東京工業大学・竹村次朗准教授，東京工業大学・高橋章浩准教授に深く感謝の意を表します．

日下部治教授には，この研究の初期段階からご指導いただきました．特に模型実験の載荷装置の考案などでは数多くのヒントを頂き，論文の最後の取りまとめの方向性についても貴重なご指導を頂きました．心より感謝いたします．また，日下部先生は著者の出身高校の大先輩でもあり，このようにご指導いただく縁に恵まれたことに，感謝いたします．

太田秀樹教授には「良い研究だと思います」とお褒めの言葉を掛けていただくとともに，さらに斬新なアイデアに取り組むように叱咤激励を頂きました．川島一彦教授には，基礎の耐震設計，性能評価の方向性について貴重なアドバイスを頂きました．竹村次朗准教授と高橋章浩准教授からは，当初の論文構成案における実験結果から設計手法への展開論理の弱さを厳しくご指摘いただき，第5章での試算による検証の方向性を明確にすることができました．先生方の御指導に心より感謝いたします．

本研究の対象であるシートパイル基礎は，著者が（財）鉄道総合技術研究所（鉄道総研）に入社した平成13年頃に，主幹研究員・村田修博士（当時・構造物技術研究部長）と基礎・土構造研究室長・神田政幸博士が日下部治教授のご指導の下，基本思想を考案したものであります．その後，東京工業大学・日下部研究室での基礎的な模型実験をベースとして，（株）大林組との共同研究として実鉄道構造物への適用を目指した本格的な研究開発プロジェクトがスタートしました．本研究は，そのプロジェクトのうち，主に著者が関与した部分を地盤工学的な観点からまとめたものであります．

村田修博士には，入社時の筆記試験の合格最低ラインだった著者を面接試験での元気の良さ（だけ）で採用していただき，入社早々にこのような魅力的な研究に関わらせていただきました．また，（株）大林組との共同研究体制の構築やJR西日本・嵯峨野線でのシートパイル基礎の採用に向けた働きかけなど，プロジェクトの推進を強力にサポートしていただきました．神田政幸博士には入社以来直属の上司として，本研究のみならず公私にわたり御指導いただきました．基礎構造物の性能をいかに評価するかという答えの出ない熱いディスカッションを深夜まで続けながら，徐々に本研究のアプローチの仕方が定まっていきました．本論文はお二人の斬新な発想と，それを実現させようとする強い熱意に導かれて完成に至りました．心より感謝いたします．

著者が勤務する鉄道総研・基礎土構造研究室では，恵まれた研究環境の下，多くの方々にご指導いただきました．構造物技術研究部長・館山勝博士には，研究テーマの進め方など数多くの御指導をいただきました．特に研究成果をいかに設計・施工の実務へ結びつけるかというアプローチについて，経験に裏打ちされたきめ細かい御指導が無くては，本研究は完成しなかったと思います．入社当時の研究室長である棚村史郎氏（現・JR東日本

コンサルタンツ)には、設計標準への取り込み方の観点でアドバイスいただきました。羽矢洋博士(現・JR東日本コンサルタンツ)は、シートパイル基礎の耐震設計法のベースとなる直接基礎の現行耐震設計法を構築された方であり、その考え方を直接ご指導いただいたことは、シートパイル基礎の設計法構築の大きな柱となりました。羅休博士には、第5章で使用した静的非線形解析プログラム(JR-SNAP)の開発担当者として、その使用方法だけでなく内部計算の考え方について詳細にご指導いただきました。室野剛隆博士(現・耐震構造研究室長)、小島謙一博士、澤田亮博士には、耐震設計標準をはじめとする設計基準の基本思想を、その制定に至った背景から丁寧に指導いただきました。篠田昌弘博士、渡邊健治博士には、模型実験の経験が全くなかった著者に一から実験のノウハウを教えてくださいました。また、同じ基礎グループであった勅使川原敦氏(現・復建エンジニアリング)、濱田吉貞氏(現・JR西日本)、千葉佳敬氏(現・JR東海コンサルタンツ)、出羽利行氏(現・JR西日本)、阿部慶太氏、西村昌宏氏(復建エンジニアリングより出向中)をはじめ、基礎・土構造研究室の多くのメンバーと共に励ましあいながら研究業務に取り組むことができました。多くの方からの御指導、御協力に感謝いたします。

田村幸彦氏、太田剛弘氏、森腰慎一氏ほか(株)複合技術研究所の方々には、鉄道総研で実施した室内模型実験(本論文の第2章、第3章)での模型地盤の作成を中心に実験の実施に御協力頂きました。また、(有)TOMOテスト・テクニカルの岡田友良氏には、第3章で使用した水平載荷試験装置の開発に貴重なアドバイスを頂きました。再現性の高い模型地盤作成技術と水平載荷試験装置は本研究に欠かせないものでありました。

本プロジェクトの初期段階は、東京工業大学・日下部研究室での小型模型実験が先行しており、当時、博士課程(後期)でタイから留学していた Pongsakorn Punrattanasin 博士と二人で思うように動かない載荷装置を前に、悪戦苦闘しましたが、小型の模型実験によりシートパイル基礎の特性を感覚的に掴むことができました。小型模型実験の実施には高橋章浩准教授、井澤淳助教にお世話になりました。

共同研究としてプロジェクトを進めていただいた(株)大林組の多くの方々にお世話になりました。崎本純治氏(現・エスコ)、平尾淳一氏には共同研究を力強く推進していただきました。特に本論文第4章の実物大模型載荷試験は大林組の機械工場の敷地で実施したものであり、試験体の施工から載荷試験の実施に至るまで辻奈津子氏、坂田隆氏をはじめとする万全の体制で大林組のノウハウを存分に発揮していただきました。今、思い出せるのは載荷試験当日の雨にまつわるエピソードです。試験日前夜から台風が接近しており、メンバーの大半が試験の延期を考えていた中で雨天決行を崎本氏が決断されました。結果的に1日目は試験中に限って降雨が小康状態となり、その晩は暴風雨となったものの、2日目は台風一過の青空の下で最終段階まで載荷することができ、データの欠損等も無く無事試験を終了することができました。そのわずか2日後に平成16年新潟県中越地震が発生しており、もし延期していたらとても試験が実施できるような状況ではなかったものと思われま。本試験で貴重なデータが精度良く得られたのは、メンバー全員の日頃の行いが良い事を信じた崎本氏の英断によるものだと思います。

このほか、技術研究所の松田隆博士、伊藤政人博士、樋口俊一博士、田中浩一博士、武田篤氏は、主に模型振動実験とシートパイルとフーチングの接合方法の検討を担当されて

謝辞

おり、お互いの模型実験についてディスカッションし、研究開発の方向性を議論することが出来ました。都市土木技術部の東野光男氏、山本忠久氏、喜多直之博士とは設計手法構築に向けて、試設計を繰り返しながら実務上の課題を議論させていただきました。

(株)地盤試験所の高野公作氏、宮坂亨明博士、北條豊氏には、実物大載荷試験の実施およびそのデータ整理において御協力頂き、特に Appendix.B に記した曲げモーメントの実測値の算出について貴重なアドバイスを頂きました。

シートパイル基礎の JR 西日本・嵯峨野線での採用と載荷試験の実施に際しては、JR 西日本大阪工事事務所の森満夫次長、藤田欣司京都工事所長(当時)、前田友章氏、ジェイアール西日本コンサルタンツ近藤政弘氏をはじめ、多くの関係者に御協力を頂きました。新しい技術を積極的に導入し、より効率的な社会資本整備に貢献しようとする関係者全員の取り組みとその姿勢に敬意を表します。

本プロジェクトの成果として、平成 18 年度土木学会技術開発賞および平成 20 年度土木学会論文賞を受賞することができました。これも関係者全員の成果であり、その御指導、御協力に感謝いたします。

著者は、大学および大学院修士課程まで、東北大学土木工学科・材料力学研究室で過ごし、岸野佑次教授、京谷孝史教授、寺田賢二郎准教授に主に応用力学という観点で数多くの御指導を頂きました。また、同じ研究室の金子賢治博士(現・八戸工業大学准教授)、石井建樹博士(現・木更津高専講師)ほか、多くの方々と刺激しあいながら研究に取り組むことができました。特に京谷先生には、研究に対する取り組み方、チームとして取り組む姿を学びました。心より感謝いたします。本研究のテーマは当時とは大きく異なっていますが、東北大学で学んだことは著者の研究スタイルの根幹になっています。

また、著者は平成 16 年 11 月からの約 2 年間、(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構に出向する機会を得ました。多くの方々に設計実務から施工管理に至るまで数多くの御指導と頂きました。設計技術部の青木一二三博士、丸山修氏、米澤豊司氏、山崎貴之氏には、シートパイル基礎を実務で採用できるレベルとするには、どのような設計法を構築する必要があるのかという観点で、貴重なアドバイスを頂きました。特に青木一二三博士の基礎構造物全般に対する高い技術力と技術に真摯に向き合う姿は、著者の目標とするところであります。

長くなりましたが、まだ書ききれないほど多くの人に出会い、助けていただきました。全ての方に心より感謝申し上げるとともに、この感謝の気持ちを忘れずに、今後一層努力することで恩返しをしていきたいと考えています。

最後に、私事ではありますが、両親には学生時代からスキーばかりしていてちゃんと勉強しているのか？ちゃんと就職する気があるのか？と心配ばかりかけていましたが、遠くから暖かく見守ってくれたことに感謝いたします。また、本論文の執筆を力強く励ましてくれた妻・智恵、そして最高の笑顔で応援し、論文執筆の追い込み時には著者に抱かれながら最高の寝顔で癒してくれた息子・大英^{はるひで}に心から感謝します。