

杭基礎構造物の動的相互作用を考慮した  
立体振動性状に関する研究

2009年1月

千葉大学大学院自然科学研究科

人間環境デザイン科学専攻建築デザイン学

木 村 匠

## 目 次

### 論文要旨

	頁
第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究と本研究の位置付け	2
1.2.1 静的解析手法に関する研究	3
1.2.2 動的解析手法（Penzien 型モデル）に関する研究	6
1.2.3 杭基礎建物の地震時立体挙動に関する研究	12
1.2.4 杭基礎建物の耐震設計に関する研究	18
1.2.5 既往の研究のまとめ	27
1.3 本論文の内容と構成	28
第 2 章 杭基礎構造物の地震時挙動に及ぼす基礎梁剛性の影響の検討	42
2.1 はじめに	42
2.2 遠心模型実験に基づく基礎梁剛性の影響の検討	42
2.2.1 実験概要	42
2.2.2 実験結果	46
2.2.3 基礎梁剛性が上屋の応答に及ぼす影響	49
2.3 まとめ	55
第 3 章 地盤－杭－建物一体骨組モデルを用いた連成応答解析手法の構築	56
3.1 はじめに	56
3.2 提案解析手法の概要	56
3.2.1 自由地盤系モデル	56
3.2.2 相互作用ばねのモデル化	57
3.2.3 相互作用ばねの非線形特性	57
3.2.4 相互作用ばねの配分	58
3.3 遠心模型実験のシミュレーション解析	63
3.3.1 解析諸元	63
3.3.2 解析結果	66
3.4 杭頭固定度を剛とみなせる基礎梁剛性の検討	72
3.4.1 想定建物概要	72

3.4.2	検討条件	73
3.4.3	検討結果	75
3.4.4	杭頭回転拘束が十分剛とみなせる基礎梁剛性の検討	78
3.5	まとめ	80
第4章	杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の検討	82
4.1	はじめに	82
4.2	杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動	82
4.2.1	実験概要	82
4.2.2	実験結果	85
4.3	杭偏心率と実験結果の関係	89
4.4	まとめ	92
第5章	地震時3次元挙動を考慮した解析手法への拡張	93
5.1	はじめに	93
5.2	解析手法の拡張と課題	93
5.3	45°入力に対する2方向ばねのモデル化の適用性	95
5.3.1	検討概要	95
5.3.2	検討条件	95
5.3.3	検討結果	98
5.4	遠心模型実験のシミュレーション解析	101
5.4.1	解析諸元	101
5.4.2	解析結果	103
5.5	まとめ	107
第6章	上部建物に偏心を有する杭基礎建物の地震時立体挙動に関する解析的検討	109
6.1	はじめに	109
6.2	検討条件	110
6.2.1	検討建物	110
6.2.2	検討地盤・入力地震動	114
6.2.3	相互作用ばね	115
6.2.4	解析ケース	117
6.3	固有値解析結果・自由地盤解析結果	118
6.3.1	固有値解析結果	118

6.3.2	自由地盤最大応答値分布	122
6.4	不整形 10 層建物と整形 10 層・5 層建物の応答性状の比較	123
6.4.1	最大応答変位	123
6.4.2	最大応答層間変形角	123
6.4.3	最大応答層せん断力、層せん断力係数	123
6.4.4	耐震壁の応答せん断力分布	124
6.4.5	最大応答杭曲げモーメント、杭せん断力	124
6.4.6	杭曲げモーメント時刻歴	125
6.5	不整形 10 層建物の応答性状に及ぼす上部建物重心と杭剛心の偏心の影響	136
6.5.1	最大応答変位	137
6.5.2	最大応答層間変形角	137
6.5.3	最大応答層せん断力、層せん断力係数	137
6.5.4	耐震壁の応答せん断力分布	137
6.5.5	最大応答杭曲げモーメント、杭せん断力	138
6.5.6	杭曲げモーメント時刻歴	138
6.5.7	建物ねじれ変形時刻歴	138
6.6	不整形 10 層建物の応答評価に及ぼす立体骨組モデルと平面骨組モデルの違い	149
6.6.1	最大応答層間変形角	150
6.6.2	最大応答層せん断力、層せん断力係数	150
6.6.3	耐震壁の応答せん断力分布	151
6.6.4	最大応答杭曲げモーメント、杭せん断力	151
6.7	杭応答曲げモーメントと慣性力応力、地盤震動応力の関係	158
6.8	まとめ	161
第 7 章 提案手法を用いた杭基礎建物の耐震性評価に関する解析的検討		163
7.1	はじめに	163
7.2	解析手法と検討建物	164
7.2.1	検討建物・地盤	164
7.2.2	検討手法	164
7.3	解析結果と考察	169
7.3.1	固有値解析結果	169
7.3.2	自由地盤・杭・建物最大応答値分布	169
7.3.3	杭頭曲げモーメントの時刻歴	174
7.3.4	基礎震度	177

7.4 応答変位法による応答応力の評価	181
7.5 まとめ	188
第8章 結論	191
8.1 本論文のまとめ	191
8.2 今後の課題と展望	193
本論文に関連して発表した論文	197
謝辞	198

## 論文要旨

我が国では地盤の軟弱な地域に多くの杭基礎建物が建設されているが、一般の建物では杭の 1 次設計が義務付けられているのみで 2 次設計を行っていないという問題点が指摘されている。2 次設計レベルの地震時杭応力の評価には、地盤と建物との動的相互作用を適切に考慮する必要があり、その影響は超高層建物など周期の長い建物より、中低層の周期の短い建物においてより顕著に表れると考えられる。しかし上部建物を質点系に集約し基礎を剛体と仮定した従来の動的相互作用解析手法では、超高層建物と比較して、相対的に基礎梁剛性が低く平面や立面形状に不整形性を有する場合が多い、中低層杭基礎建物の立体振動性状を適切に評価できない可能性がある。

本研究は動的相互作用を考慮した杭基礎建物の地震時立体挙動の把握と、上部建物と杭基礎を一体とした立体骨組モデルによる動的相互作用解析手法の構築、適用性の確認を目的としている。

本論文では、遠心模型実験に基づいて基礎が剛とみなせない杭基礎構造物や、杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時挙動を明らかにし、本論で提案した上部建物、杭基礎一体骨組モデルの適用性を遠心模型実験のシミュレーション解析により確認している。この提案手法を用いて上部建物に偏心を有する中低層杭基礎建物の上部建物応答や杭応答を検討するとともに、質点系・平面骨組モデルと立体骨組モデルの差異が応答評価に与える影響について検討している。

本論文は 8 章からなり、以下の 3 つの内容から構成されている。

- ① 遠心模型実験に基づく基礎を剛とみなせない杭基礎構造物の地震時挙動の確認、ならびに上部建物、杭基礎一体骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法の構築と検証（第 2 章、第 3 章）
- ② 遠心模型実験に基づく杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の確認、提案解析手法の地震時ねじれ挙動の適用性の検討（第 4 章、第 5 章）
- ③ 提案解析手法に基づく上部建物に偏心を有する杭基礎建物の立体振動性状の確認、ならびに建物周期や根入れの有無が杭応答に及ぼす影響に関する解析的検討（第 6 章、第 7 章）

第 1 章「序論」では、関連する既往の研究を概観し本研究の目的と位置付けを示している。

第 2 章「杭基礎構造物の地震時挙動に及ぼす基礎梁剛性の影響の検討」では、遠心模型実験に基づき杭基礎建物の地震時挙動に及ぼす基礎梁の剛性の影響を検討し、基礎が完全に剛とみなせない杭基礎構造物の地震時挙動は剛体基礎の挙動とは異なり、特に隅杭の応答に影響を及ぼすことを確認している。

第 3 章「地盤－杭－建物一体骨組モデルを用いた連成応答解析手法の構築」では、本研究で用いる上部建物、杭基礎一体骨組モデルによる動的相互作用解析手法の概要を示し、提案した解析手法は第 2 章の遠心模型実験結果を適切に評価できることを確認している。また想定建物に対し基礎梁剛性に関するパラメトリックスタディを行い、基礎を剛とみなせる杭と基礎梁の曲げ剛性比などについて検討している。

第4章「杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の検討」では、遠心模型実験に基づき上部建物重心と杭剛心に偏心を有する杭基礎構造物の地震時挙動を検討している。地震時ねじれ挙動は、本検討にて定義した杭偏心率の増加に応じて増加すること、最大応答ねじれ角が発生する時刻は並進運動によるねじれ角が最大となる時刻とは異なり、X方向杭頭せん断力が最大となる並進運動とY方向杭頭せん断力が最大となるねじれ運動に位相のずれが生じていることを確認している。

第5章「地震時3次元挙動を考慮した解析手法への拡張」では、地震時ねじれ挙動を考慮するため杭周地盤ばねを2方向非線形ばねにモデル化した解析手法の概要を示し、第4章の遠心模型実験結果における基礎部全体として並進とねじれが混在する複雑な挙動をよく表現できることを確認している。

第6章「上部建物に偏心を有する杭基礎建物の地震時立体挙動に関する解析的検討」では、10層部分と5層部分からなるL字型の立面形状を持つ不整形10層建物に対して提案解析手法を適用し、上部建物が有する重心と剛心の偏心や、上部建物重心と杭剛心の偏心が、上部建物ならびに杭の構面ごとの応答に及ぼす影響について検討している。また、上部建物、杭基礎を平面骨組モデルに置換した場合の応答結果と立体骨組モデルの応答結果との比較を通じて、モデル化の差異が不整形建物の応答評価に及ぼす影響について確認している。

第7章「提案手法を用いた杭基礎建物の耐震性評価に関する解析的検討」では、中低層RC造建物の桁行方向および梁間方向の地震応答解析結果を基に、建物周期の違いや地下階の有無が杭応力に与える影響について論じるとともに、弾性支承梁モデルを用いた応答杭応力の評価法について検討している。

第8章「結論」では本研究において得られた成果を要約している。

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景と目的

我が国では 1980 年代後半から今日に至るまでウォーターフロント等の積極的な都市開発により、杭基礎に支持された建築物が軟弱地盤や液状化の発生する恐れのある地域に数多く建設されてきた。さらに近年の集合住宅の高層化の要求の高まりから、地盤が比較的良好な地域においても杭支持構造とせざるを得なくなっている。この状況に拍車をかけるように、既成杭や鋼管杭の高支持力化が進んでおり<sup>1.1), 1.2)</sup>、杭本数の減少や軸径が細くなる傾向が見られる。

このような状況に対する現在の杭基礎の耐震設計についてみると、超高層建物や免震建物の設計に用いる時刻歴応答解析による計算<sup>1.3)</sup>を行う場合には、極めて稀に発生する地震動に対して上部建物と同様に杭基礎に対しても安全性の検討を行う、いわゆる**杭の 2 次設計**が行われている。しかし、上部建物に対して通常の許容応力度設計を行う一般の中低層建物では、杭基礎に生ずる応力に対して短期許容応力度以下を確認する、いわゆる**杭の 1 次設計**が義務付けられているのみである。文献 1.4)では、一般の建物に対して杭基礎の 2 次設計を行わないことに対するリスクは高まっており、時刻歴応答解析による計算を行う建物では 2 次設計法の体系化・高度化、一般建物では 2 次設計を行うこと、そのものが現状の課題であると指摘している。

文献 1.5)では、軟弱地盤や液状化の恐れのある地盤に建設される杭基礎には、通常建物からの慣性力により生じる**慣性力応力**と、地盤からの強制変形により生じる**地盤震動応力**を考慮することを推奨している。杭基礎の 2 次設計においてはこれらの応力の適切な評価が重要であり、そのためには地盤と建物との動的な力のやりとり、すなわち**動的相互作用**を考える必要がある。動的相互作用の研究に関しては、これまで数十年に渡って行われてきた既往の研究成果の蓄積があり、動的相互作用を考慮した比較的簡便な地震応答解析手法が、杭基礎建物の耐震設計実務でも用いられるようになってきている。代表的な解析手法としては図 1.1 に示すような、スウェイ・ロッキングモデル (SR モデル)、群杭を 1 本の梁要素に置換した質点系モデル (Penzien 型モデル)、有限要素法 (FEM) モデルなどが挙げられる。これらの解析手法では、通常基礎を剛体と仮定し上部建物を質点系に集約したモデル化が行われる。地盤の非常に良好な地域に直接基礎として設計された超高層建物では基礎を剛体とする仮定は差し支えないと考えられるが、杭基礎建物、特に中低層の杭基礎建物では相対的に基礎梁の剛性は小さく、基礎を剛体とする仮定は妥当ではない可能性がある。

一般に動的相互作用の影響は超高層建物や免震建物などの周期の長い建物より、周期の短い中低層建物でより顕著に表れるものと考えられる。しかし比較的建物の形状が整形で質点系モデルに置換しても差し支えないと考えられる超高層建物に比べ、中低層建物では平面もしくは立面の形状に不整形性を有する場合が多いこともあり、実情に応じた部材剛性や部材配置を考慮可能な

3次元骨組モデルを用いることが望ましいといえる。現在の構造設計実務では、パーソナル・コンピュータ（PC）上で作動させる市販の一貫解析ソフトにおいても上部建物を3次元骨組にモデル化して応力解析を行うことが可能であり、動的相互作用を考慮した解析手法も、上部建物を質点系に置換するこれまで解析方法から基礎梁や上部建物の剛性を適切に考慮できる**2次元、3次元骨組**にモデル化した解析方法へと高度化を図ることは計算機の処理能力上十分可能であると考えられる。このように3次元骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法を開発することは、一般の中低層建物における杭基礎の2次設計を考える上で重要な課題であると考えられる。

以上の背景を踏まえ、本研究は杭基礎建築物の耐震設計実務に用いるための上部建物、杭基礎一体3次元骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法の構築を目標とする。そのために、杭基礎建物の地震時立体挙動ならびにその性状を適切に評価するための解析手法について研究することを、本論文の目的とする。

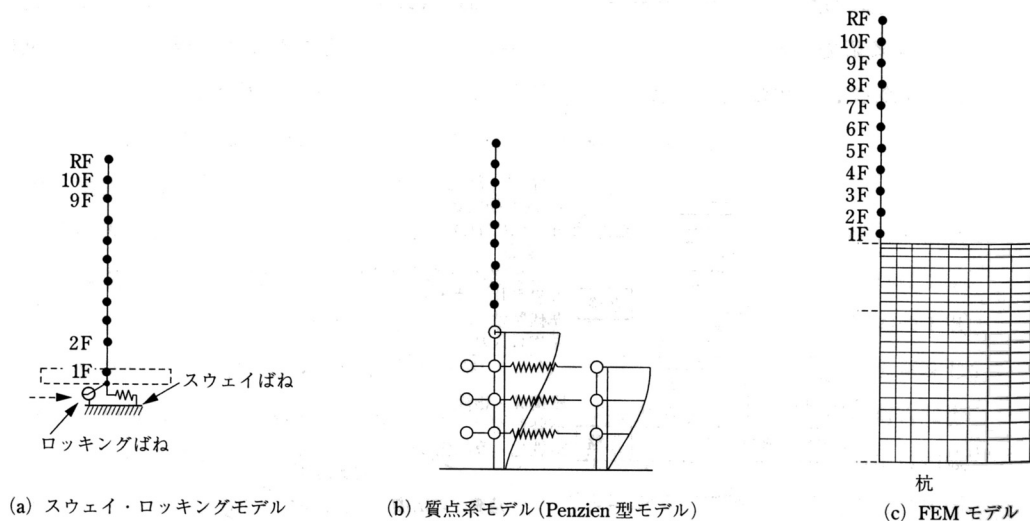


図 1.1 杭基礎建物の代表的な地震応答解析手法<sup>1.5)</sup>

## 1.2 既往の研究と本研究の位置付け

本節では、杭基礎建物の地震時立体性状に関連した既往の研究を参照し、本研究の位置付けを明確にする。

まず杭基礎建物の解析手法に関する既往の研究を示す。解析手法は**静的解析手法**と**動的解析手法**の2つに大きく分けられる。両者の研究の現状を踏まえ、本研究で扱う解析手法の位置付けを示す。

次に**杭基礎建物の地震時立体挙動**に関する研究について述べる。まず耐震設計上配慮が必要と

予想される地震時立体挙動とその要因を地盤・基礎構造と上部構造とに分けて列挙し、関連する研究の現状と本研究で扱う解析手法を踏まえて、本研究の研究対象とする地震時立体挙動を示す。

最後に杭基礎建物の耐震設計の観点から耐震設計上重要な要因を整理し、関連する研究の現状を踏まえ本論文における検討事項を確認する。

## 1.2.1 静的解析手法に関する研究

### a) 弾性理論解

地震力に対する杭基礎の耐震設計の歴史は比較的新しい。1978年宮城県沖地震を契機に上部建物と基礎構造が耐震について同じ水準の設計が必要であるとして、1次設計を対象とした杭頭慣性力に対する弾性支承梁応力の計算法<sup>1.6)</sup>が1984年に指針<sup>1.7)</sup>の形で示された。

中澤・山肩はこの計算法を基に上部架構剛性と杭頭回転角を適合させた弾性支承梁応力の算定法<sup>1.8)~1.10)</sup>を示し、弾性範囲ではあるが地中梁剛性が小さい場合の杭、上部架構の応力は杭頭回転固定の場合に比べ著しく異なることを指摘した。八尾・水門<sup>1.11)</sup>は上部架構に対するD値法を上部架構と杭基礎一体架構に拡張適用する方法を示した。

なお、この指針<sup>1.7)</sup>に基づく耐震設計は、平成13年国交告1113号地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法を定める件、によって初めて法的に義務化される。

### b) 上部建物、杭基礎一体平面骨組モデルによる静的弾塑性解析法

その後、弾性理論解やその略算解を求める研究から、上部建物と杭を一体とした平面骨組モデルを用いた静的弾塑性解析に基づく研究が多くなる。

長瀧らは図1.2に示す2層2スパンの上部建物、杭基礎一体平面骨組モデルを用いた水平加力実験と、実験結果に対する静的弾塑性解析を行い、柱脚固定試験体との破壊性状の違い、地盤剛性の違いが杭応力に与える影響を示し、杭支持建物の限界状態を検討する際には杭基礎と上部建物を一体とした解析が必要であることを指摘した<sup>1.12), 1.13)</sup>。

1995年兵庫県南部地震では杭基礎を含む被災事例が多数みられ、上部建物、杭基礎一体解析手法に基づく研究は杭基礎の2次設計をさらに強く意識したものとなる。文献1.14)では杭基礎の保有耐力を定義し、杭体や地盤ばねに非線形性を考慮した上部建物、杭基礎一体平面骨組解析手法を用いた杭基礎の保有耐力の計算例を示しているほか、地盤震動応力を考慮することの重要性にも言及している。細野らは上部建物、杭基礎一体平面骨組モデルに建物慣性力とSHAKEで求めた地盤応答変位を同時に作用させた試算例を示し、建物慣性力のみ考慮した場合を上回る杭応力が発生することを指摘した<sup>1.15)</sup>。文献1.16), 1.17)では、兵庫県南部地震で杭基礎に被害があった建

物と被害が無かった建物についてシミュレーション解析事例を示し、杭の地盤震動応力は考慮していないものの、SRモデルによる地震応答解析と上部建物、杭基礎一体平面骨組解析モデルを組み合わせた検討により被害状況を説明できたとしている。文献 1.18)～1.20)では、鉄筋コンクリート造板状マンションを想定した上部建物、杭基礎一体平面骨組解析(図 1.3)を行い、特に梁間方向(耐震壁方向)で杭の鉛直ばね剛性の影響が大きいことを示している。

この解析手法は上部建物のみ考慮した場合に比べ、より実際に近い挙動を考慮できることから、限界耐力計算法<sup>1.3)</sup>への適用も試みられている<sup>1.21), 1.22)</sup>。ただし、上部建物、杭基礎一体解析モデルの限界耐力計算法への適用については、動的相互作用を適切に考慮する観点から(基礎入力動の適切な考慮など)乗り越えるべき障害が多いとの指摘<sup>1.23)</sup>もある。この点は静的解析法全般に関する今後の課題といえよう。

### c) 静的解析手法に関する研究のまとめ

- ・ 建物慣性力に対する杭基礎建物の地震時挙動において、上部架構剛性、特に基礎梁剛性が杭基礎応力に与える影響は無視できないものがある。同様に杭基礎剛性が上部建物挙動に与える影響も無視できない。その意味で上部建物、杭基礎一体解析モデルを用いた静的弾塑性増分解析手法は、上部建物や杭基礎の地震時挙動を評価する手法としては実用的である。SRモデルを用いた地震応答解析で建物慣性力を評価することでその精度はさらに高まるものと考えられる。
- ・ ただし静的解析手法であるがゆえ、地盤震動応力の評価や限界耐力設計法への適用など、動的相互作用の影響をいかに取りこむかが課題となる。

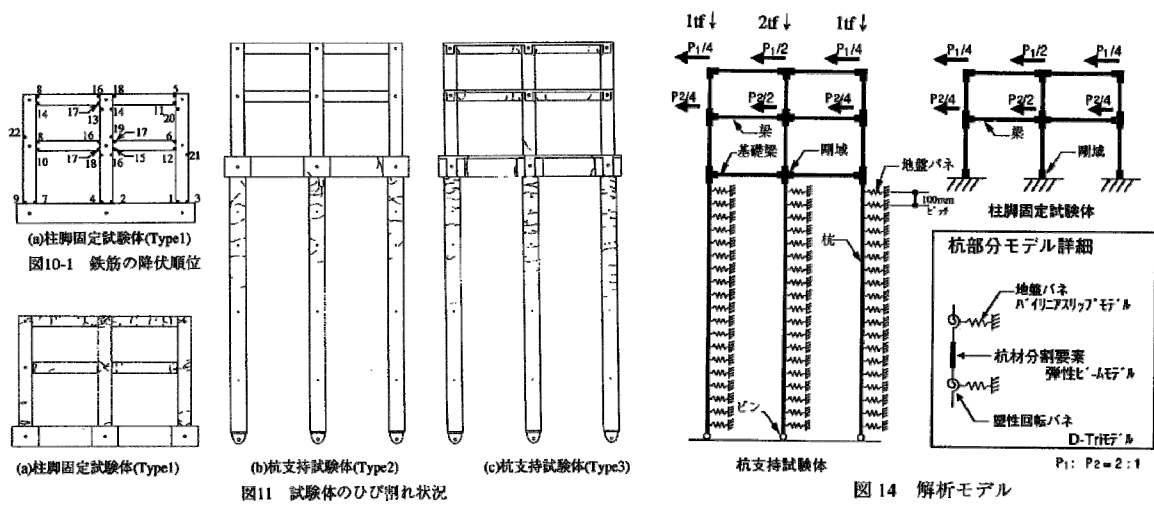


図 1.2 上部建物、杭基礎一体モデルの加力実験および解析モデル<sup>1.13)</sup>

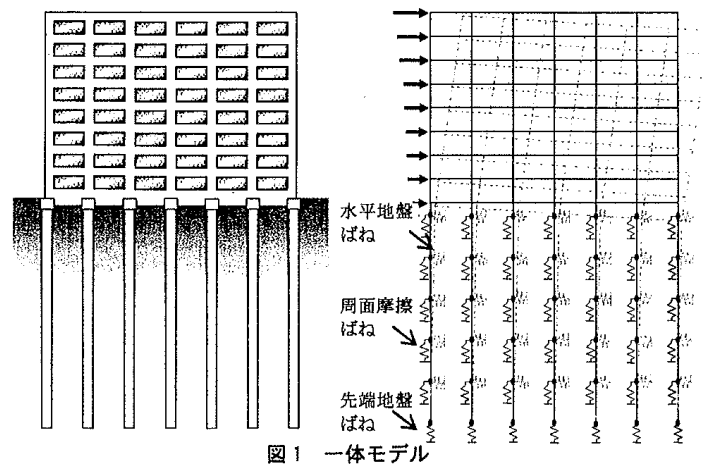


図 1.3 上部建物、杭基礎一体解析モデルの研究事例<sup>1.20)</sup>

## 1.2.2 動的解析手法 (Penzien 型モデル) に関する研究

### a) 本研究にて用いる動的解析手法について

1995年兵庫県南部地震(1995.1.17)以降地震観測網が急速に整備され、ここ数年に限っても2004年新潟県中越地震(2004.10.23)、2005年福岡県西方沖地震(2005.3.20)、2007年能登半島地震(2007.3.25)、2007年新潟県中越沖地震(2007.7.16)、2008年岩手・宮城内陸地震(2008.6.14)など、多くの大地震の観測記録が得られている。これらの地震では地表面で $1000\text{cm/s}^2$ を超える大きな加速度が観測されているが、その観測地点周辺では目立った建物被害が少ないことが指摘されている。この原因のひとつに非線形相互作用の影響が指摘されており、非線形相互作用の影響をいかに耐震設計に考慮するかが今日の動的相互作用研究における重要な課題となっている<sup>1.24)~1.27)</sup>。

その観点から、代表的な動的解析手法であるSRモデル、Penzien型モデル、FEMモデル(図1.1参照)を検討してみる。

SRモデルは簡便で実用的なモデルであるが、杭と杭周地盤を杭頭の水平・回転ばねに集約しているため、地盤ばねや杭の非線形性を実情に応じた形で考慮することは極めて困難である。

FEMモデルは精緻なモデル化により複雑な挙動の把握が可能となるが、質点系モデルに比べ長大な解析時間を要することは否定できない。本研究の目標である設計実務に用いるための解析手法としてFEMモデルを採用するためには、さらなる計算機能の向上と入出力機能の効率UPを待つ必要がある。

これに対して杭を梁要素、杭周地盤ばねをスカラーばねにモデル化したPenzien型モデルは、地盤ばねや杭の非線形性を実情に応じた形で考慮することが可能である。また、上部建物を立体骨組モデルとすることで、上部架構剛性が杭基礎応力に与える影響や杭基礎剛性が上部建物挙動に与える影響を考慮することが可能であろう。

以上を踏まえて、本節ではPenzien型モデルに着目し、既往の動的解析手法に関する研究を見ていくことにする。

### b) Penzien 型モデル

Penzienらは、地盤と杭基礎、上部構造を一体とした解析手法を高速道路の杭支持橋脚の地震応答解析に用いた<sup>1.28)</sup>(図1.4)。この解析モデルを一般にPenzien型モデルと呼んでいる。河村はPenzien型モデルと、杭-建物系モデルの杭周地盤の深さ方向の連成も考慮した集約型モデル(修正Penzien型モデル)との比較を行っている<sup>1.29)</sup>。

1985年には構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム<sup>1.30)</sup>が開催され、杉村、岸田ら、河村らがPenzien型モデルを用いた2階建てRC造建物の地震観測に対するシミュレーション解析結果を示した。第2回の構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム<sup>1.31)</sup>では高木・河村が実施した10階

建て RC 造建物の地震観測に対するシミュレーション解析結果が紹介されている。この時点では地盤ばねは静的地盤ばねや Mindlin 解などが用いられており、観測された地震動も大きなものではない。

宮本らは一連の研究<sup>1.32)~1.34)</sup>にて、Penzien 型モデルの地盤の液状化を考慮した解析手法を提案し遠心模型実験に対するシミュレーション解析を通じて、非液状化地盤、液状化地盤での杭基礎建物の応答性状に対する適用性を示した(図 1.5)。ここでは成層地盤中のリング加振解を用いて群杭全体系の動的な群杭効果が考慮された加振-変位関係を求め、群杭の変位は同一深さで一様であるとして相互作用ばねの初期剛性(軸ばね  $K_a$  とせん断ばね  $K_b$ )を導いている。この解析手法を用いて宮本ら<sup>1.35)</sup>や、酒向・宮本<sup>1.36)</sup>は液状化層と非液状化層の境界に生じる杭応力や入力地震動の特性の違いに伴う過剰間隙水圧の上昇特性の違いが杭応力に与える影響について検討した。

長谷川・護らは同様の手法に相互作用ばねの復元力特性等の設定方法の異なる手法を用いて液状化地盤を含む非線形性を考慮可能な Penzien 型モデルを提案している<sup>1.37)</sup>。なお、本論文はこの長谷川・護らの提案手法を基に解析手法を構築する。

### c) Penzien 型モデルを基にした立体モデル

次に Penzien 型モデルを 2 次元、3 次元に拡張して、杭基礎建物の立体振動性状を検討した研究事例を見てみる。

酒向・宮本ら<sup>1.38), 1.39)</sup>は、図 1.6 に示す上部建物を質点系、杭を加振方向 3 列に配置した平面モデルを用いて杭の変動軸力を考慮した非線形特性を考慮した解析を行い、杭の変形特性に変動軸力の影響を考慮する必要性を指摘した。阿世賀らは相互作用ばねを Nogami 法にて求めた 3 本群杭モデルを用いて Penzien モデルとの応答性状の違いについて検討している<sup>1.40)</sup>。長江らは上部建物も骨組に置換した解析手法(図 1.7)を用いて杭体の非線形が上部構造の応答に与える影響について検討している<sup>1.41)</sup>。宮本らは上部建物は質点系モデルとし、3×4 本の群杭基礎の杭体の非線形性に変動軸力を考慮した検討を行っている<sup>1.42)</sup>。

文献 1.43)~1.52)の一連の研究は大規模発破震動を用いた 1 層 2×2 本杭および 1 層 5×5 本杭の実大地震動実験を行ったもので、それぞれに対して上部建物は質点系に、杭基礎は 2×2 本杭モデルもしくは 5×5 本モデルに置換した 3 方向同時入力に対するシミュレーション解析を行い、実験結果をよく模擬できたとしている(図 1.8)。

基礎梁の実剛性を考慮した解析的研究としては、長江ら<sup>1.53)</sup>によるものと、酒向ら<sup>1.54)</sup>の研究が上げられる。長江ら<sup>1.53)</sup>は上部建物を質点系に集約したモデルではあるが最下層を平面骨組とし基礎梁の非線形性を考慮した場合の上部建物の応答性状について検討している。酒向ら<sup>1.54)</sup>は上部建物を含む平面骨組解析モデル(図 1.9)にて基礎梁の非線形性、杭の変動軸力による非線形性などを考慮したパラメトリックスタディをおこなっている。

#### d) Penzien 型モデルを用いた実建物のシミュレーション解析

最後に Penzien 型モデルを用いた地震被害のシミュレーション解析事例を確認する。

1995 年兵庫県南部地震にて被災した杭基礎構造物に対して Penzien 型モデルを用いてシミュレーション解析を行った事例としては淵本ら<sup>1.55)</sup>、三輪ら<sup>1.56)</sup>などが挙げられる。なお、これらはいずれも杭の復元力特性を線形として扱っている。

長谷川・護らは兵庫県南部地震で被災した RC 造建物<sup>1.37)</sup>、S 造建物<sup>1.57)</sup>に対して Penzien 型モデルに杭の非線形性を取り入れたシミュレーション解析を行っている。古山田らは 2003 年十勝沖地震の RC 造杭基礎建物のシミュレーション解析を行い、地盤の剛性が急変する杭中間部の被害を評価した事例を示した<sup>1.58)</sup>。逆に過大な入力に対して被害がなかった原因として非線形相互作用の影響を示した事例として、土方らは 2004 年新潟県中越沖地震の小千谷の RC 造杭基礎建物のシミュレーション解析事例を示している<sup>1.59)</sup>、<sup>1.60)</sup>。文献 1.60)では建物を 3 次元フレームモデルに、杭は 1 つの柱下に複数本施工されているものを 1 本に集約してモデル化したものを用いている (図 1.10)。

#### e) 動的解析手法 (Penzien 型モデル) に関する研究のまとめ

- Penzien 型モデルは上部建物、杭ならびに液状化を含む地盤の非線形相互作用を考慮できる動的解析手法として遠心載荷実験、実地震に対して被災した杭基礎建物に対するシミュレーション解析の結果など、数多くの研究結果から適用性が確認されていると考えられる。
- Penzien 型モデルの解析手法をベースに杭を 2 次元・3 次元に配置した解析手法も、既に多くの研究事例が示されている。ただし上屋は質点系に集約し基礎は剛体として取り扱っているものが多く、上部建物の架構剛性を適切に考慮した 2 次元、3 次元骨組モデルを用いた研究はまだ数少ない。

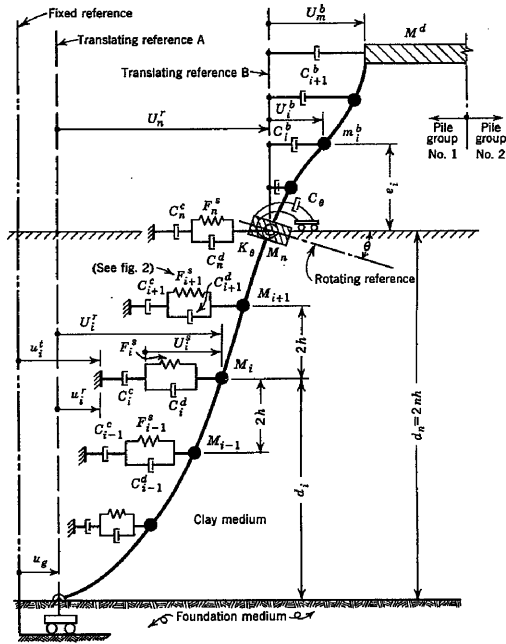


FIG. 4. IDEALIZED STRUCTURAL SYSTEM

図 1.4 Penzien の提案モデル<sup>1.28)</sup>

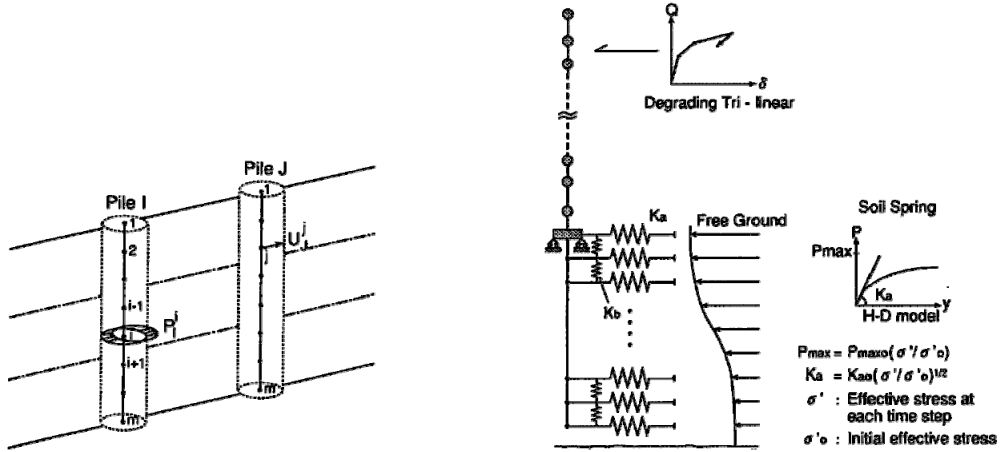


Fig. 1 Evaluation of Green's function by ring load in a layered stratum

Fig. 5 Numerical model for superstructure-pile foundation system

図 1.5 液状化を考慮した Penzien 型モデルの提案<sup>1.33)</sup>

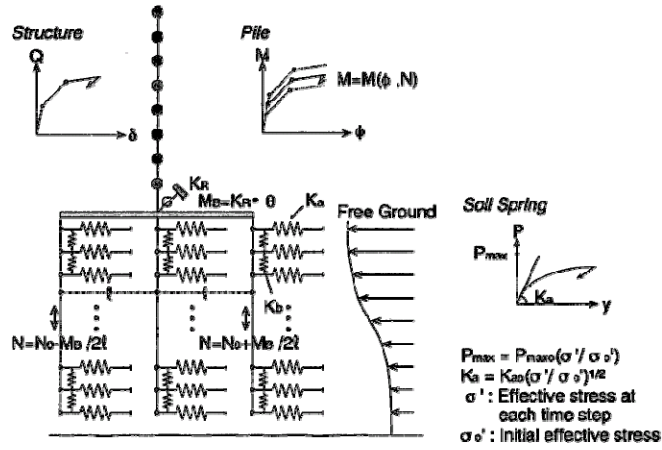


Fig.9 Numerical model for superstructure-pile foundation system

図 1.6 杭基礎を 2 次元にモデル化した解析事例 <sup>1.39)</sup>

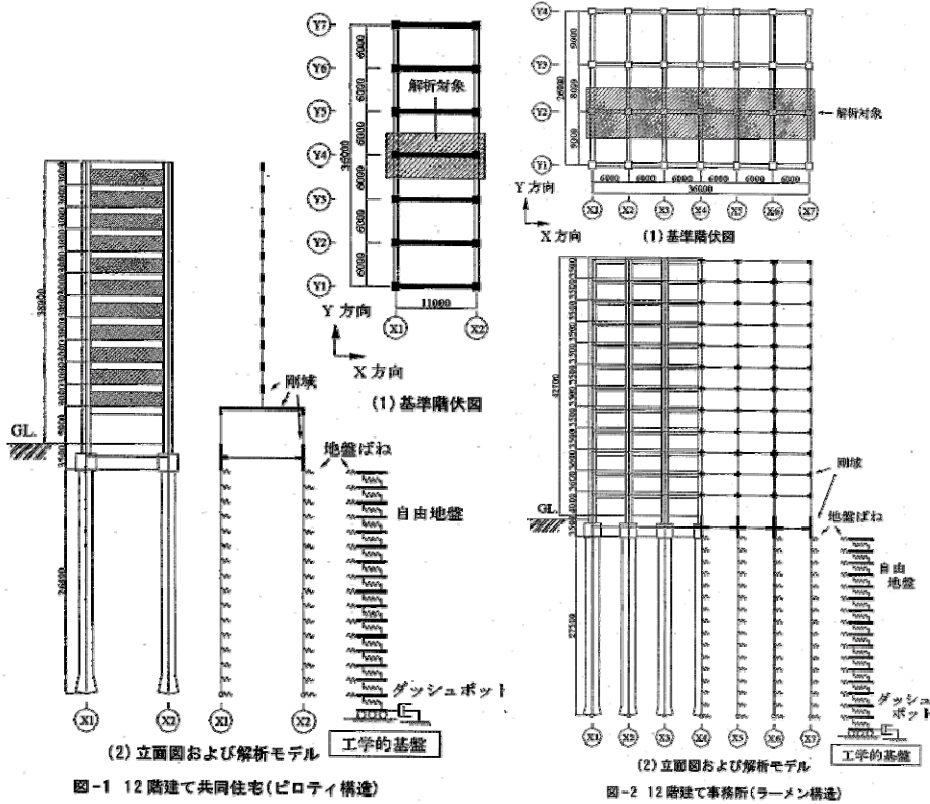


図 1.7 上部建物、杭基礎を 2 次元骨組にモデル化した解析事例 <sup>1.41)</sup>

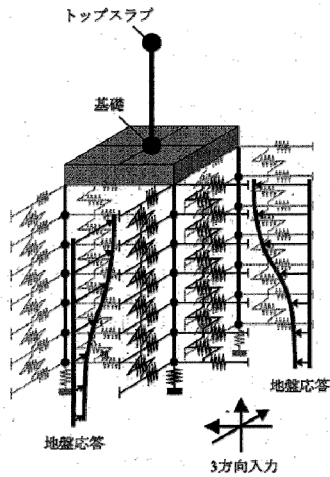


図 11 3 方向入力による応答解析モデル

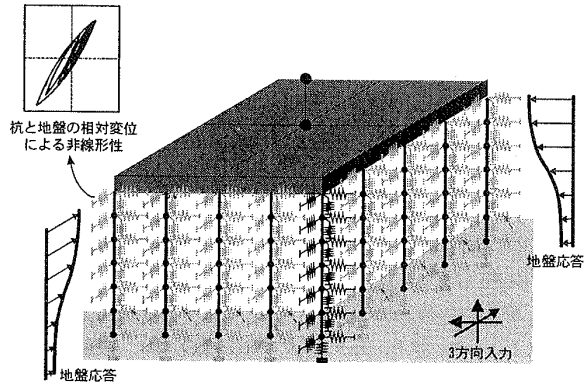


図 18 応答解析モデル

2×2 本群杭試験体に対する解析手法<sup>1.51)</sup>

5×5 本群杭試験体に対する解析手法<sup>1.52)</sup>

図 1.8 杭基礎を 3 次元にモデル化した解析事例

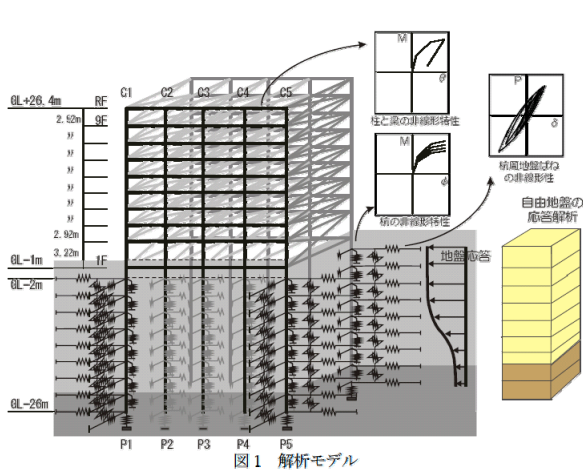


図 1 解析モデル

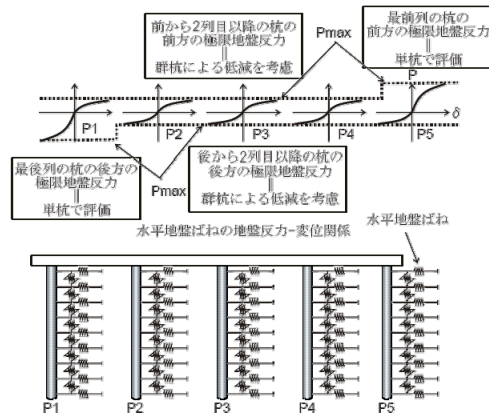


図 1 杭周地盤ばねのモデル化

図 1.9 2 次元骨組モデルによる解析研究事例<sup>1.54)</sup>

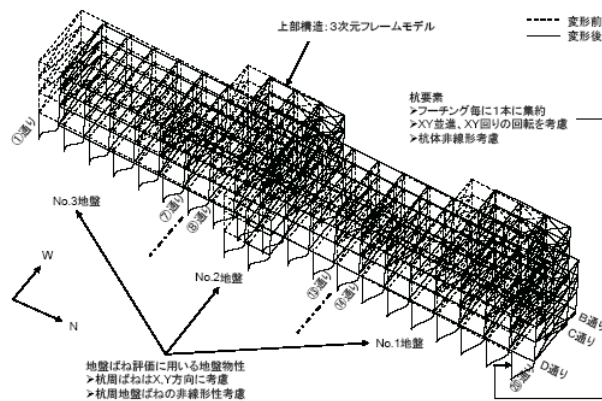


図 1 3 次元地盤-杭-建物モデルと 1 次モード  
(等価地盤物性時、 $T_1=0.646s$ 、X 方向並進)

図 1.10 3 次元骨組モデルによる解析研究事例<sup>1.60)</sup>

### 1.2.3 杭基礎建物の地震時立体挙動に関する研究

#### a) 本研究にて対象とすべき地震時立体挙動

本研究では杭基礎建物の地震時立体挙動を考慮できる解析手法の構築を目指している。しかしながら地震時立体挙動を誘発する原因は様々であり、その全てを扱うことができる万能な解析手法を構築することは本研究の目的外といわざるを得ない。前節で述べたようにPenzien型モデル、すなわち自由地盤や杭周地盤を簡便なモデルに置換することを想定した場合、モデル化に起因する適用限界を有することは明らかであり、その適用範囲の把握することは重要である。

そこで、杭基礎建物の地震時立体挙動を誘発する要因として耐震設計上配慮が必要と考えられる要因を地盤・基礎構造と上部構造とに分けて列挙し、それぞれについて既往の研究を参照してみる。

#### 地盤・基礎構造

- ・支持層の傾斜に伴う異種基礎（直接基礎と杭基礎の併用）や部分地下【(b)】
- ・高層棟と低層棟の基礎の一体化（重量中心と剛性中心の偏心）【(c)】
- ・地盤の非成層性（部分的な地盤改良などを含む）【(d)】
- ・地震動入力の2方向性、長大建物に対する入力地震動の位相差【(e)】

#### 上部構造

- ・上部建物の偏心（整形建物における剛性偏心・耐力偏心、平面的・立面的不整形性）【(f)】

#### b) 地盤・基礎構造：支持層の傾斜に伴う異種基礎（直接基礎と杭基礎の併用）や部分地下

支持層の傾斜に伴う異種基礎の解析的研究がいくつか見られる<sup>1.61)~1.64)</sup>。辻らは水平荷重に対する静的な検討手法を提案した<sup>1.61)</sup>。山田らは三次元有限要素法を改良した手法により、杭と地中連続壁および直接基礎を併用した構造物の弾塑性地震応答解析手法を示した<sup>1.62)</sup>。武山らはタンク基礎の設計にあたり、杭の偏心率に着目し、杭周地盤ばねをウインクラーばねにモデル化した3次元モデル(図1.11)を用いた静的解析による検討事例を示した<sup>1.63)</sup>。関は直接基礎と杭基礎の異種基礎で支持されるRC構造物に対して3次元FEMモデル(図1.12)を用いた地震応答解析を行い、杭応力や杭と直接基礎との水平力分担について検討を行った<sup>1.64)</sup>。これらはいずれも解析的研究が主で、実験的に異種基礎の地震時ねじれ挙動を検討した事例はみあたらない。

#### c) 地盤・基礎構造：高層棟と低層棟の基礎の一体化（重量中心と剛性中心の偏心）

高層棟と低層棟の基礎の一体化による建物重心と杭剛心の偏心の問題を考える。通常、杭基礎は建物重量に応じて杭径が定められるため、極端な偏心は考えにくい。ただし、場所打ちRC杭の設計においては杭先端を拡底させて支持力を確保することが多いため、杭の軸断面は必ずしも

負担軸力に応じて設定されているとは限らない。そのため、高層棟と低層棟の基礎を一体として設計する場合や、コアの偏在などの要因で上部建物の重量分布に偏りがある建物では、重量分布と杭頭付近の軸径より定まる杭基礎の水平剛性分布に大きな偏心が生じる可能性がある。このような建物に対して、偏心に起因する杭基礎構造物のねじれ振動を適切に評価することは、耐震設計上重要な検討課題であるが、上部建物の重心と杭の剛心の偏心による影響に関する研究は筆者の調べた範囲では見当たらなかった。

#### d) 地盤・基礎構造：地盤の非成層性（部分的な地盤改良などを含む）

次に地盤の非成層性や部分地盤改良に伴う杭基礎建物の地震時立体挙動について考える。地盤の非成層性については、先述の支持層の傾斜のほか、地表面の傾斜、地盤剛性の極端に異なる地層の部分混入（部分的な地盤改良もこれに含まれよう）などが考えられる。

建物の3次元的な挙動を伴わない、すなわち平面骨組モデルで扱うことができる地震時挙動については、例えば地表面の傾斜、護岸近傍の側方流動に関してはいくつか研究がみられ、設計的な取り扱いも示されている<sup>1.5)</sup>。しかしながら建物の3次元的な挙動を伴う挙動の取り扱いを厳密に考慮する場合はFEMモデルを用いる必要があり、Penzien型モデルをベースとする本研究の対象外とせざるを得ない。

#### e) 地盤・基礎構造：地震動入力の2方向性、長大建物に対する入力地震動の位相差

前項(d)でも述べたように、地震動入力の2方向性や長大建物に対する入力地震動の位相差の問題もついて、自由地盤を1次元質点系にモデル化する手法では、厳密に扱うことは困難である。ただし斜め入力については、簡便なモデルでも取り扱うことができる可能性がある。この場合、杭にとりつく地盤ばねを複数取り付けて検討することが考えられる。ただし、離散化した非線形地盤ばねを用いることの妥当性については検討が必要である。

#### f) 上部構造：上部建物の偏心（整形建物における剛性偏心・耐力偏心、平面的・立面的不整形性）

建築物の各階において壁、柱などの主要な耐震要素の平面配置が悪いと地震時にねじれ振動を生じ大きな損傷をうける可能性がある。ねじれ振動に起因すると推定される過去の地震被害として1968年十勝沖地震<sup>1.65)~1.67)</sup>や、1983年鳥取地震<sup>1.68)</sup>の事例が報告されており、現在の耐震設計（2次設計）では1次設計の地震力作用時の剛性中心と重量中心を基に偏心率を算出し必要保有耐力を補正係数 $F_e$ で割増すこととしている<sup>1.3)</sup>。

平面的に整形な構造物の剛性と重心の偏心に起因する地震時のねじれ応答に関しては、シンプルな1層偏心構造物から多層骨組構造物まで、これまでに数多くの研究事例が報告されている<sup>1.69)~1.86)</sup>。また平面形状の不整形性（L型など）やセットバックなど立面形状の不整形性を有する建築物のねじれ応答を扱った研究も多く行われている<sup>1.87)~1.97)</sup>。佐武は建物のねじれ応答性状に基づ

き構面ごとに降伏耐力を設定する弾塑性設計の考え方を示し、L型平面を持つ1層構造物や4層でセットバックを有する構造物に対する有効性を検討している<sup>1.96)</sup>(図1.13)。2方向入力を受ける構造物やRC層連層耐震壁の載荷実験においては部材の塑性化に伴いねじれ変形が増大することが指摘されている<sup>1.98)~1.100)</sup>。近年ではセットバックを有する建築物や偏心をする建築物に対する限界耐力設計法の適用を念頭に置いた研究事例が多く報告されている<sup>1.101)~1.109)</sup>。

ただし、これらの研究事例はいずれも基礎固定条件として検討されている。基礎固定条件とは異なる条件にて上部建物のねじれ応答を扱った事例としては、粕本らが免震建物において上部建物の偏心に伴うねじれ応答を扱っており、上部建物の重心と免震層の弾性中心を一致させることで上部建物のねじれ回転の変位応答が生じないことを示している<sup>1.110)</sup>。日本建築学会の免震構造設計指針においても、上部建物が弾性範囲である条件下では、免震層の偏心量が小さく抑えられていれば、上部建物に生じるねじれ応答は基礎固定条件に比べ小さくなることを解析事例を基に示されている<sup>1.111)</sup>。

動的相互作用を考慮した場合の上部建物のねじれ応答に関する研究事例も数は多くない。篠崎は不整形地盤における構造物-地盤系の動的相互作用解析事例を示している<sup>1.112)、1.113)</sup>。井上らは偏心を有する1層構造物の動的相互作用解析を行い、入力波の位相差入力による無偏心構造物の振れ応答量が偏心構造物と同等程度になる場合があること、地盤剛性に対する上部構造物剛性が大きくなると、偏心率が大きくても応答値は無偏心の場合と変わらなくなることを指摘している<sup>1.114)</sup>(図1.14)。なお、これらはいずれも直接基礎条件における知見であり、上部建物のねじれ応答に起因する杭応力の検討事例は、筆者の調べた範囲では見あたらなかった。

#### g) 杭基礎建物の地震時立体挙動に関する研究のまとめ

- ・ 支持層の傾斜に伴う異種基礎の解析的研究がいくつか見られるが、実験的研究は見当たらない。
- ・ 高層棟と低層棟の基礎の一体化による建物重心と杭剛心の偏心に関する研究は見当たらない。
- ・ 地盤の非成層性に起因する建物の3次元的挙動を厳密に考慮する場合はFEMモデルを用いる必要があり、本研究の対象外となる。
- ・ しかしながら上部建物の偏心や上部建物の重心と杭の剛心の偏心によるねじれ挙動、もしくは斜め入力などは、成層地盤においても発生する可能性がある。このような挙動については杭にとりつく地盤ばねを多方向に取り付けることで評価できる可能性がある。これについては、離散化した非線形地盤ばねを用いることの妥当性について検討が必要となる。
- ・ 上部建物のねじれ挙動を誘発する原因としては剛性と重心の偏心によるものはもちろんのこと、建物の塑性化による剛性の変動によるものも考えられ、2方向入力に対してその影響が大きくなる。

- 上部建物剛性に比べ建物脚部（地盤剛性あるいは免震装置の剛性）が小さい場合、上部建物が偏心を有する場合においても、ねじれ応答は抑制される。
- 上部建物のねじれ応答に起因する杭応力の検討事例は見当たらない。

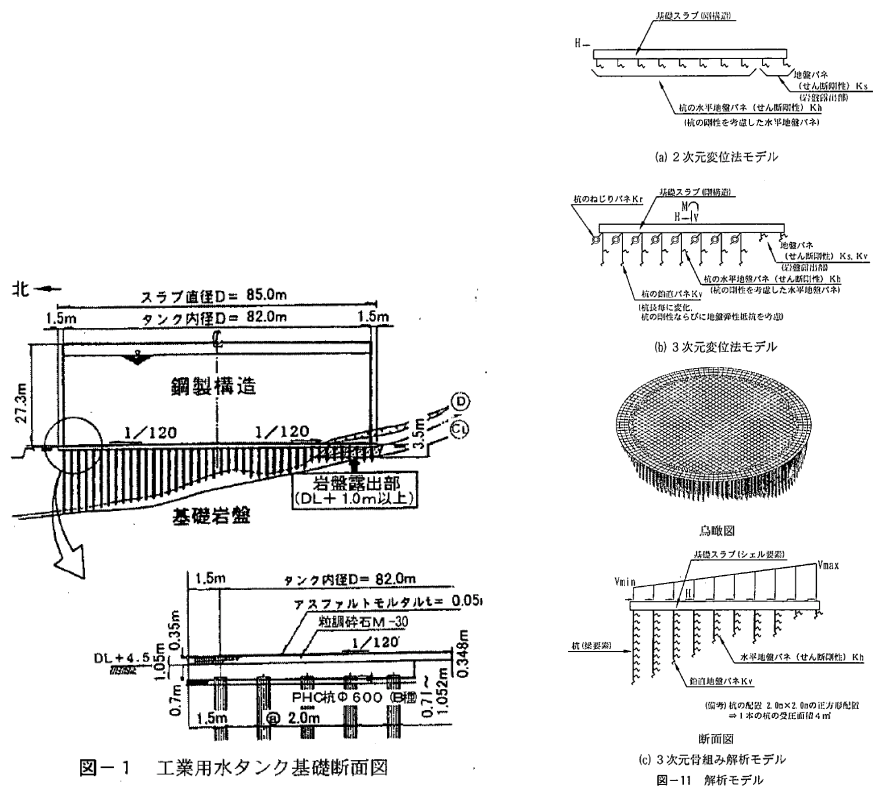


図-1 工業用水タンク基礎断面図

図-11 解析モデル

図 1.11 タンク基礎の地震時のねじれ変形に対する検討事例 1.63)

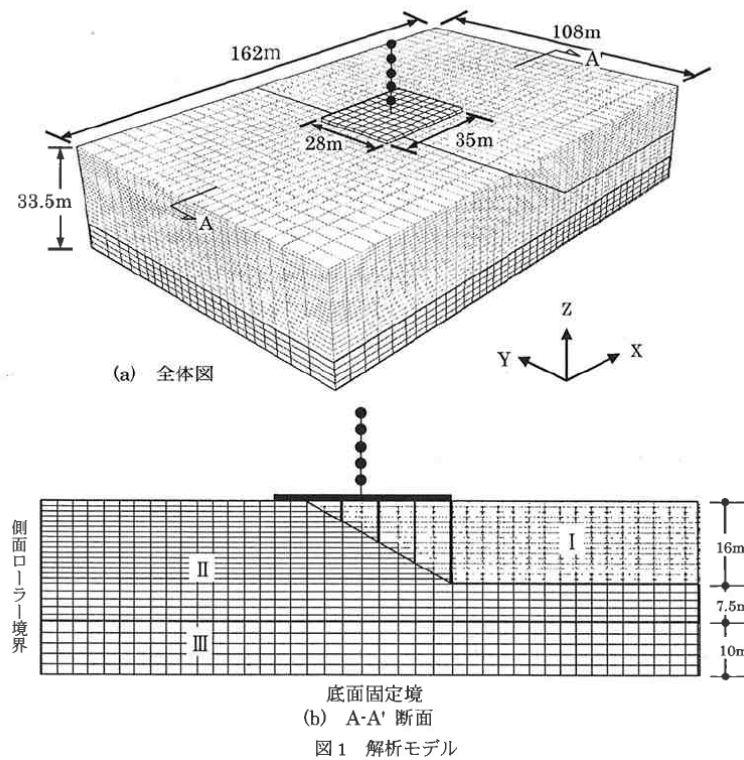
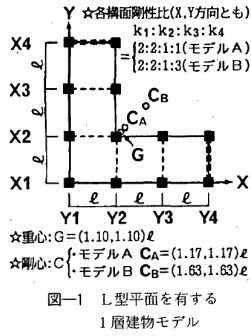


図 1 解析モデル

図 1.12 3次元 FEM による異種基礎の地震時のねじれ挙動に対する検討事例 1.64)



	1次モード	2次モード	3次モード
モデルA	$T=1.01T_0, \beta u=-0.49, \beta v=0.49, \beta w=0.09$	$T=1.00T_0, \beta u=0.50, \beta v=0.50, \beta w=0$	$T=0.79T_0, \beta u=-0.01, \beta v=0.01, \beta w=0.09$
モデルB	$T=1.14T_0, \beta u=-0.44, \beta v=0.44, \beta w=0.23$	$T=1.00T_0, \beta u=0.50, \beta v=0.50, \beta w=0$	$T=0.61T_0, \beta u=-0.06, \beta v=0.06, \beta w=0.23$

図-2 図-1モデルの弾性時における固有周期とY方向加振時刺激関数 ( $T_0$ は並進系モデルの固有周期)

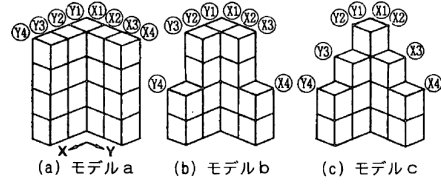


図-6 L型平面を有するセットバック型4層建物モデル (階高および各構面間スパンは、それぞれ同じである)

図 1.13 不整形を有する建物のねじれに対する検討事例 1.96)

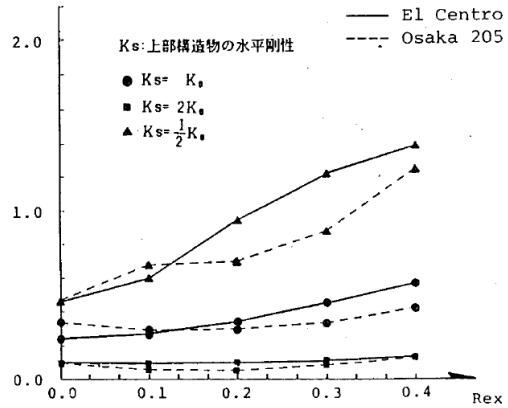
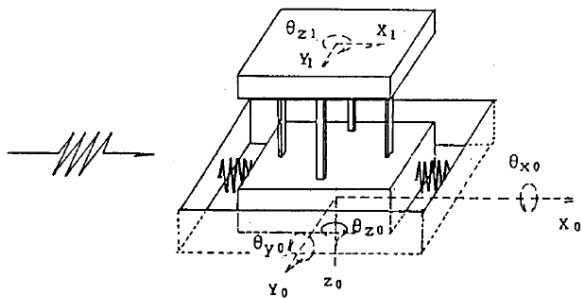


図 1.14 偏心のある構造物と地盤との動的相互作用解析事例 1.114)

## 1.2.4 杭基礎建物の耐震設計に関する研究

### a) 本研究に関連する研究分野

本節では杭基礎の2次設計の観点から耐震設計上重要な要因を整理し、関連する研究の現状を踏まえ本研究での検討事項を確認する。

まず、杭基礎建物に関する地盤と建物との動的相互作用について簡単に確認しておく。

地盤と建物との動的相互作用には異なる効果を持つ2つの現象の把握が重要となる。ひとつは建物の振動に対する地盤の挙動（インピーダンス）と、地盤が基礎を拘束することによる建物の挙動（基礎入力動）で、それぞれ前者を慣性の相互作用（Inertia Interaction）、後者を入力の相互作用（Kinematic Interaction）と呼んでいる<sup>1.24)</sup> (図 1.15)。杭基礎の応力に関しては、慣性の相互作用によるものは建物からの慣性力により生じる応力（慣性力による応力）、入力の相互作用によるものは地盤の強制変位により生じる応力（地盤震動応力）が、それぞれ該当する<sup>1.26)</sup> (図 1.16)。

杭基礎の耐震設計においては、従来慣性力による応力のみ考慮してきた<sup>1.7)</sup>が、免震建物のように建物慣性力の小さい場合や、液状化地盤、地中で剛性の急変するような地盤においては地盤震動応力が無視できないことが指摘されている。しかしそれぞれの応力の算定方法や足し合わせ方など、詳細に関しては構造設計者の工学的判断に委ねられている部分も多く、安全側の配慮が求められている<sup>1.5)</sup>。

ここでは主として、基礎に加わる地震時外力、杭基礎に発生する地震時応力、杭基礎の耐震性能評価の観点から既往の研究を確認してみる。

### b) 地震時土圧

地震時土圧に関しては文献 1.115)に研究の現状と課題がまとめられている。この中で社本は社会的に十分な議論はなされていない、とした上で地下外壁に加わる地震時土圧には a)地盤と地下壁の相対変位によって生じる土圧と b)地下壁の周辺地盤に作用する地震応答加速度の変化によって重力場の方向が変化し土くさびの釣合力が変化することによって生じる土圧、の2つの要因をあげ Penzien 型モデルなど地下部分に相互作用ばねを設けた解析手法では、b)の要因で生じる土圧を考慮していないことになると指摘している。田村らは液状化地盤上に非液状化層を有する振動台実験とその考察 1.116)~1.119)から、地盤変位と基礎部の変位の大小関係によって基礎からの慣性力を地盤が受けとめるか、基礎が地盤から土圧を受けるかが決まること、杭頭慣性力は土圧と建物・基礎の位相特性によっては打ち消しあう場合も逆に両者が加算される場合もあるため杭応力に大きな影響を与えることを指摘している (図 1.17)。

### c) 基礎に生じる慣性力（基礎震度）

基礎に生じる地震時基礎震度は1次設計で $k=0.1$ と定められている<sup>1.3)</sup>。しかし2次設計時に考

慮すべき基礎震度は定められていない。これまでの耐震設計では上部建物における 1 次設計と 2 次設計のベースシアの比で基礎震度を割ります方法が慣用的に行なわれていた。また、文献 1.7) では根入れ深さ  $D_f$  と建物高さ  $H$  に応じて杭頭慣性力を低減する式が示されている。しかし、これらの方法はある意味建物慣性力のみ考慮した場合であるといえ、地盤と構造物の動的相互作用の影響を考慮した場合の妥当性については疑問がある。

建築基礎構造設計指針では 1 次設計と 2 次設計で想定している地表面最大加速度の比から 0.3 ~0.4 程度の値を取ることは許容されうるとしている<sup>1.5)</sup>。宮本<sup>1.120)</sup>は超高層建物の構造性能評価で行った動的解析結果を基に、泉ら<sup>1.121)</sup>は SR モデルを用いたパラメータスタディの結果から 2 次設計レベルでは 0.35 程度から根入れ深さに応じて低減する基礎震度式をそれぞれ提案している(図 1.18、図 1.19)。

#### d) 地下階（根入れ）の影響

地震時土圧や基礎震度の項で見てきたように根入れを有する杭基礎建物の地震時挙動は、地盤と建物との相互作用の影響を大きく受けるものと考えられる。ここでは地下階・根入れが杭応力に与える影響について確認する。土方らは 4 本群杭の杭頭加振実験において基礎底面のグラウトおよび根入れ後の杭応力は Chang の方法によるものよりも深い範囲まで発生しており、基礎底面ないし側面が地盤を震動させ、地盤深部の杭応力を増加させる現象を解析に考慮する必要性を指摘している<sup>1.122)</sup>。喜多村らは埋め込みのある場合慣性力による杭応力は低下するものの地盤震動による応力は増加し、Inertial Interaction の杭評価のみならず Kinematic Interaction による杭応力評価においても埋め込み効果の影響を考慮する必要性を指摘している<sup>1.123)</sup>(図 1.20)。高橋は 3 次元 FEM モデルを用いた解析結果から根入れが大きくなると地盤震動応力が増加することを指摘している<sup>1.124)</sup>。

#### e) 慣性力応力と地盤震動応力、およびその足し合せ方：

前述のように杭基礎に発生する地震時応力は慣性力応力と地盤震動応力に分けて考えられるが、各々の地震時の性状は異なる特徴を持つ。

長谷川らの研究<sup>1.125)</sup>によれば、慣性力による応力は主として杭頭部に集中して働き、群杭効果の影響が顕著で、建物の内側より外側が、また外側でも隅の杭でより応力が大きくなる性状を持つ。地盤震動応力は地層の境界部に集中して働き、群杭効果の影響は小さく各杭が均等に応力を負担する性状を持つ(図 1.21)。

液状化を考慮した場合、各々の杭応力はさらに複雑な性状を呈する。宮本ら<sup>1.33)</sup>は Penzien 型モデルを用いて液状化地盤における杭基礎建物の地震応答解析を行い、地震時応答杭応力を慣性力による応力と地盤震動応力に分離して各々の特性について考察している。群杭効果を考慮した場合、杭 1 本あたりの地盤ばね剛性は杭本数が多いほど低下するため、群杭の応力は単杭の応力

に比べ建物慣性力応力は大きく、地盤震動応力は小さくなる傾向がある。また、地盤ばね剛性は液状化の有無、あるいは地震動の入力レベルの影響も受けるため杭応力に占める慣性力応力と地盤震動応力の比率も異なってくる（図 1.22）。

慣性力の応力と地盤震動応力をどのように組み合わせるかについては、既往の研究からおおよそ地盤周期と建物周期に依存することが明らかとなってきた<sup>1.126)~1.129)</sup>。許斐ら<sup>1.126)</sup>、室野ら<sup>1.127)</sup>（図 1.23）が質点系モデルによる非線形応答解析により、三町<sup>1.128)</sup>が二次元 FEM モデルによる等価線形解析により、時松ら<sup>1.129)</sup>は実大振動台実験より、それぞれ地盤周期と建物周期の関係から慣性力応力と地盤震動応力の足し合せ方を示している。この考え方は Penzien 型モデルを用いた応答解析結果<sup>1.26)</sup>や、田村らの地震時土圧の考えかた<sup>1.116)~1.119)</sup>とも整合しており、杭の耐震設計に動的相互作用の影響を取り入れるひとつの有力な考え方といえよう。

#### f) 杭基礎の耐震性能評価

杭基礎の耐震性能評価に関する既往の研究を見ておく。

杭基礎は地震時に大きな変動軸力を受ける可能性があるため、この影響を適切に考慮する必要がある。前述の酒向・宮本ら<sup>1.38), 1.39)</sup>の研究によれば、杭の軸力によって杭体の終局点(圧縮側の縁コンクリートの圧壊点)に達する変形量が異なるため、圧縮軸力下の杭では塑性率は小さいものの終局点に達し、引張り軸力下の杭では塑性率は大きくなるが終局点に達しない等、変形特性に変動軸力の影響を考慮する必要性を指摘している。また、宮本ら<sup>1.42)</sup>は杭基礎の耐震性能を評価する工学量として杭材の曲げ変形性能（曲率）を基にした評価法を検討している（図 1.24）。なお、大口径杭基礎は上部建物における柱材に比べせん断補強筋量が少ないため、曲げ降伏を許容した設計を行うことが適切なのか実験等で確認する必要があるとの指摘<sup>1.4)</sup>もあり、今後の課題として考えていく必要がある。

#### g) 杭頭接合状況に関する研究

杭基礎の耐震性能評価に影響を与える因子として杭頭の接合状況（剛接合、半剛接合、ピン接合）が挙げられる。護ら<sup>1.130)</sup>は Penzien 型モデルの杭頭をピン接合としたモデル（図 1.25）を用いて地震応答解析を行った結果、杭頭接合条件が地盤震動による曲げモーメントや上部建物の応答に与える影響は小さいことを指摘した。一方、平石らは一連の研究的研究<sup>1.131)~1.133)</sup>にて杭頭にヒンジを有する杭の地震応答解析結果から、上部建物の応答を低減する効果が見られることを示している。また、土方らは 2004 年新潟県中越沖地震の小千谷の RC 造杭基礎建物のシミュレーション解析事例<sup>1.59), 1.60)</sup>において杭頭を剛接合とした場合には上部建物の応答層間変形角は 1/380 と被害が軽微であった状況を説明することができないが、杭頭を半剛接とすることで上部建物の応答層間変形角は 1/1830 となり、損傷度から推定した最大層間変形角を下回る結果が得られたとしている。

## h) その他の研究

最後に杭基礎の耐震性に及ぼす影響が多大な現象として、地盤の液状化や側方流動の問題を無視することはできないことを指摘しておく。地盤の液状化に伴う杭基礎構造物の地震時挙動については振動台実験<sup>例えば 1.129)</sup>、杭設計時の水平地盤反力への影響<sup>例えば 1.134)</sup>などこれまで数多く行われている。液状化地盤中の杭基礎建物の 3 次元挙動に関する研究についても防災科学技術研究所の E-ディフェンスを用いた加振実験や 3 次元 FEM モデルを用いたシミュレーション解析事例<sup>例えば 1.135)</sup>が挙げられる。これらの研究は軟弱地盤や液状化地盤に建設する杭基礎構造物の耐震安全性を高める上で極めて重要な研究課題であることは言を待たない。しかしながら本研究は杭基礎建物の地震時立体挙動に関する基礎的な研究と位置付け、本論文では液状化現象は対象外とする。同様に杭頭接合部の構造性能<sup>1.136)</sup>も重要な研究テーマであるが、同様に本論文の対象外とする。

## i) 杭基礎建物の耐震設計に関する研究のまとめ

- ・ 地下階（根入れ）がある場合、地震時土圧、基礎震度は動的相互作用の影響を大きく受けるため、地下階（根入れ）の有無が杭応力に与える影響を適切に評価することは、杭基礎の耐震設計上重量な課題である。
- ・ 杭に発生する慣性力応力と地盤震動応力の適切な評価とそれぞれの組み合わせ方も重要な課題である。組み合わせ方については、既往の研究から地盤周期と建物周期に依存することが明らかになってきている。この考え方は地震時土圧にも適用できる可能性があり、杭の耐震設計に動的相互作用の影響を取り入れる有力な考え方である。
- ・ 杭の変形性能評価に対しては変動軸力の影響を考慮する必要がある。杭頭の接合状況（剛接合、半剛接合、ピン接合）は、上部建物の応答を低減する効果を指摘する研究事例が見られる。
- ・ 地盤の液状化、側方流動、杭頭接合部の構造性能の問題は杭基礎建物の耐震設計上重量な問題であるが、本研究においては対象外とする。

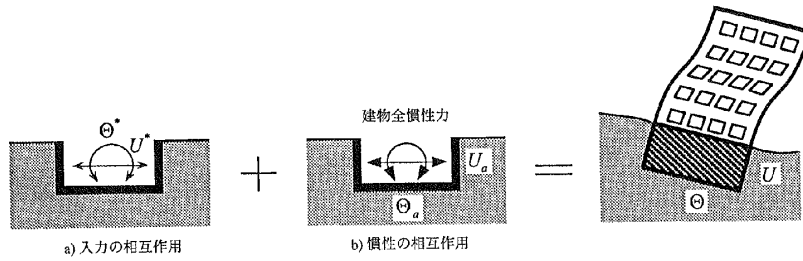


図 1.13 二つの相互作用

図 1.15 入力の相互作用と慣性の相互作用 1.24)

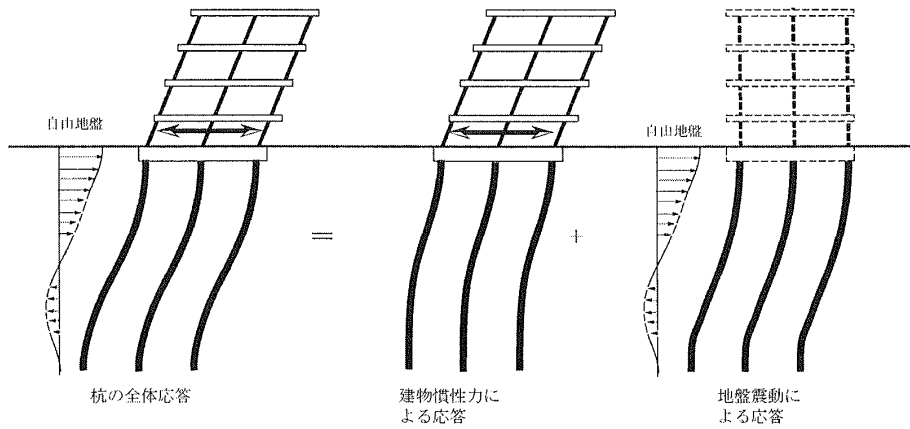


図 6.5.1 地震時に杭に作用する外力と応答

図 1.16 建物慣性力による杭応答と地震震動による杭応答 1.26)

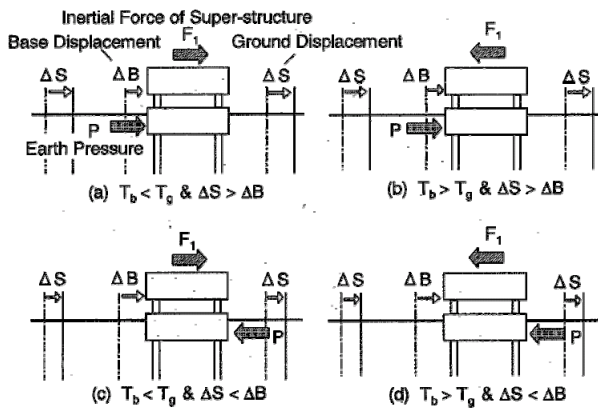


図-1.1 基礎部変位を考慮した土圧合力と上部構造物慣性力の関係 (模式図)

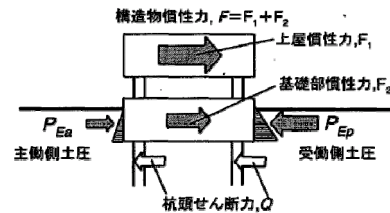


図-3 基礎部に加わる力 (模式図)

図 1.17 基礎部変位を考慮した構造物慣性力、土圧合力、杭頭せん断力 1.116) ~ 1.119)

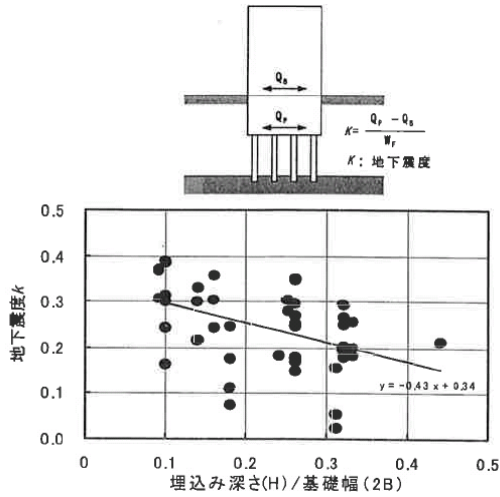


図 11 埋込み深さと地下震度の関係

図 1.18 埋込み深さと地下震度の関係 1.120)

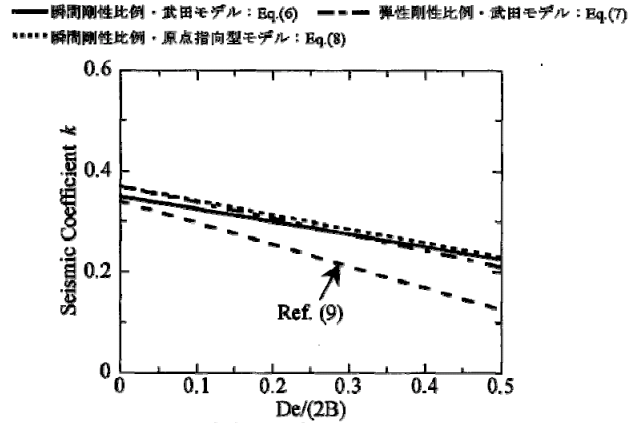


図 16 安全限界時の回帰式の比較

図 1.19 埋込み深さと地下震度の関係 1.121)

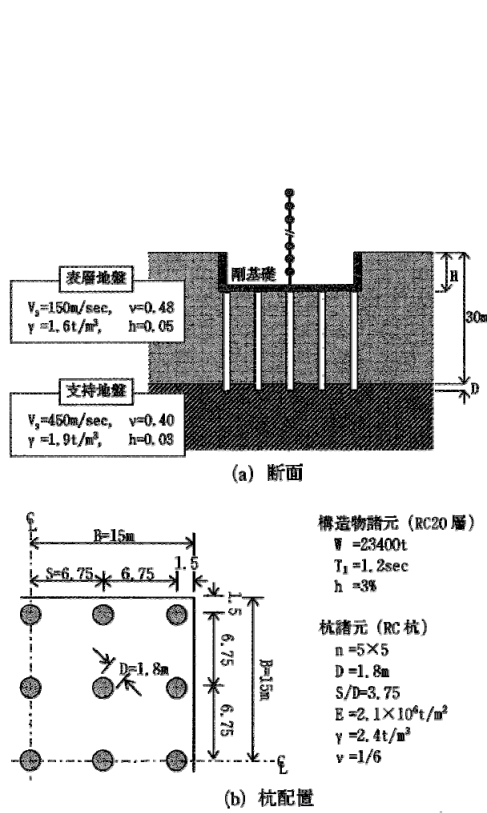
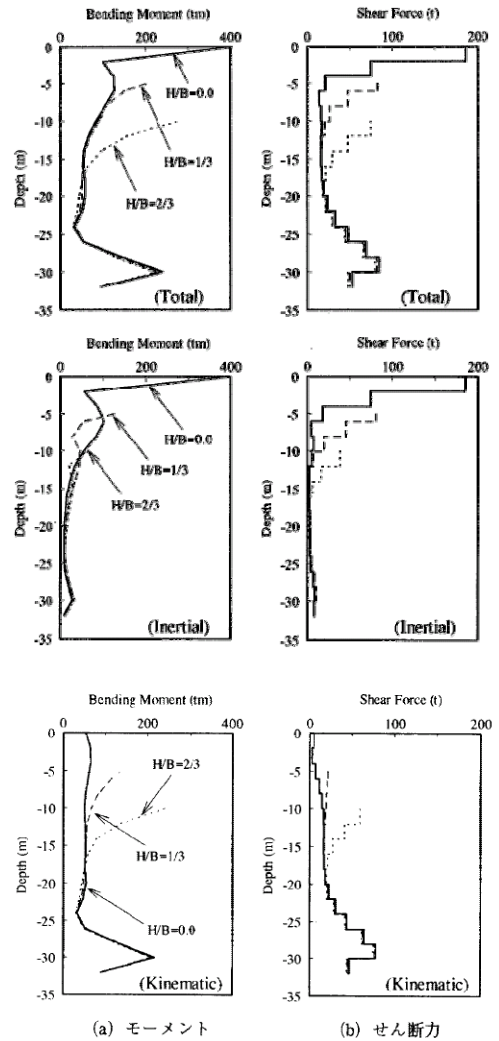


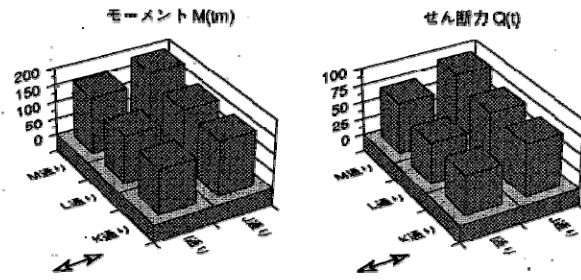
図 9 解析対象



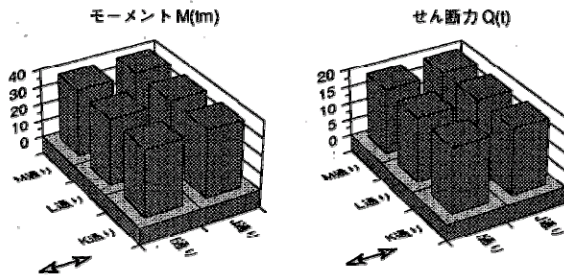
(a) モーメント (b) せん断力

図 17 埋込み深さの違いによる隅杭の応力の比較

図 1.20 埋込み深さが杭応力に与える影響 1.123)



(a) 杭頭部における応力分担



(b) 支持層上端における応力分担

図-11 杭頭部および杭端部における最大応力分布 (モデルB)

図 1.21 慣性力応力と地盤震動応力の杭位置による違い 1.125

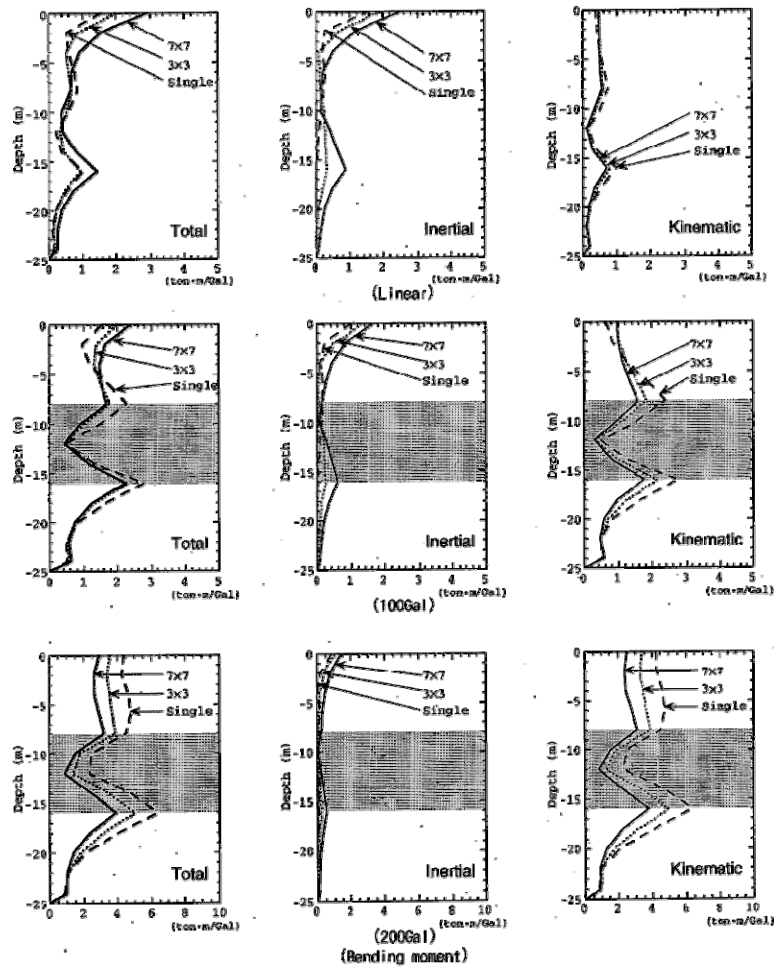


Fig. 12 Comparisons of normalized maximum responses of pile by the difference of the number of piles

図 1.22 杭の慣性力応力と地盤震動応力の杭本数、地震動の入力レベルによる違い 1.33

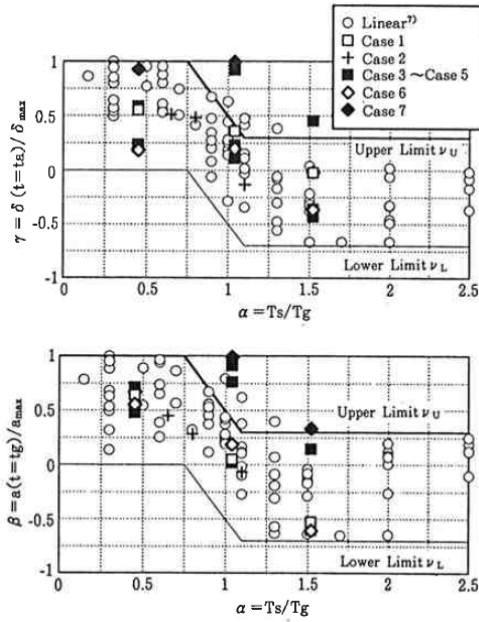


図8 地盤変位と慣性力を組合せるときの係数

図 1.23 慣性力応力と地盤震動応力の足し合わせ方の事例 <sup>1.127)</sup>

表-3 杭基礎の限界状態と変形クライテリア

耐震 グレード	限界状態	杭基礎の変形クライテリア
		場所打ちコンクリート杭
A	損傷限界	$\phi \leq \phi_c$ $\phi_c$ : 縁コンクリートの引張り応力が引張り強度に達する。
B		$\phi_c < \phi \leq \phi_y$ $\phi_y$ : 圧縮側、引張り側の鉄筋が降伏する。
C	修復限界	$\phi \leq \mu \cdot \phi_y < \phi_u$ ( $\mu = 2 \sim 4$ 程度)
D	終局限界	$\phi$ と $\phi_u$ $\phi_u$ : コンクリートの圧壊
		$\Delta u$ = 安定変形の限界値 または 上部構造の限界値 $\Delta u$ : 杭基礎の水平変位

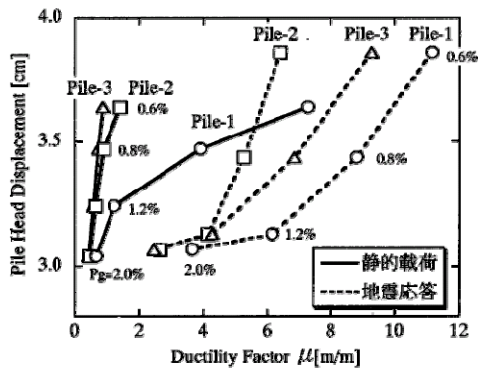


図-14 杭頭における最大塑性率と杭基礎変位の関係

図 1.24 杭基礎の変形性能を検討した事例 <sup>1.42)</sup>



### 1.2.5 既往の研究のまとめ

以上、本研究に関連する既往の研究についてまとめる。

建物慣性力に対する杭基礎建物の地震時挙動において上部架構剛性、特に基礎梁剛性が杭基礎応力に与える影響、ならびに杭基礎剛性が上部建物挙動に与える影響を考慮するためには、上部建物と杭基礎を一体で取り扱う必要がある。しかしながら、静的解析手法は動的相互作用の影響をいかに考慮するかが課題となる。一方、Penzien 型モデルは上部建物、杭ならびに液状化を含む地盤の非線形相互作用を考慮できる手法であり、多くのシミュレーション解析結果から適用性も確認されている。Penzien 型モデルをベースに上部建物、杭基礎を 2 次元・3 次元に配置した研究事例は多くみられるものの、基礎梁の実剛性を考慮した挙動の研究は数が少ないのが現状である。

上部建物の偏心や上部建物の重心と杭の剛心の偏心によるねじれ挙動、もしくは斜め入力など成層地盤においても発生する可能性があるような杭基礎建物の地震時立体挙動に関しては、杭にとりつく地盤ばねを多方向に取り付けることで評価できる可能性がある。これについては、離散化した非線形地盤ばねを用いることの妥当性について検討が必要となる。

上部建物のねじれ挙動を誘発する原因としては剛性と重心の偏心によるものはもちろんのこと、建物の塑性化による剛性の変動によるものも考えられ、2 方向入力に対してその影響が大きくなる。一方、上部建物剛性に比べ建物脚部（地盤剛性あるいは免震装置の剛性）が小さい場合、上部建物が偏心を有する場合においても、ねじれ応答は抑制されるとの指摘がある。このことは杭基礎建物のねじれ挙動に杭基礎の影響を考慮することが重要であることを示唆する。

杭基礎建物の耐震設計に関しては、地下階（根入れ）の有無が杭応力に与える影響を適切に評価することが、杭基礎の耐震設計上重量な課題である。杭に発生する慣性力応力と地盤震動応力の適切な評価とそれぞれの組み合わせ方も重要な課題であるが、組み合わせ方については既往の研究から地盤周期と建物周期に依存することが明らかになってきている。この考え方は地震時土圧にも適用できる可能性があり、杭の耐震設計に動的相互作用の影響を取り入れる有力な考え方であるといえる。

なお、杭の変形性能評価に対する変動軸力の影響や、杭頭の接合状況に伴う上部建物の応答性状については、既往の研究において既に指摘されており、地盤の液状化、側方流動、杭頭接合部の耐力や復元力特性の問題などと併せ、杭基礎建物の耐震設計上重量な問題であるが、本論文においては対象外とする。

### 1.3 本論文の内容と構成

本論文は8章からなり、以下の3つの内容から構成されている。図1.26に本論文の構成を示す。

- ① 遠心模型実験に基づく基礎を剛とみなせない杭基礎構造物の地震時挙動の確認(第2章)、  
ならびに上部建物、杭基礎一体骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法の構築と検証(第3章)
- ② 遠心模型実験に基づく杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の確認(第4章)、  
ならびに提案解析手法の地震時ねじれ挙動の適用性の検討(第5章)
- ③ 提案解析手法に基づく上部建物に偏心を有する杭基礎建物の立体振動性状の確認(第6章)、  
ならびに建物周期や根入れの有無が杭応答に及ぼす影響に関する解析的検討(第7章)

以下、各章の概要を述べる。

第1章「序論」では、中低層杭基礎建物の2次設計レベルの耐震設計を考える上では、上部建物と杭基礎を一体とした立体骨組モデルによる非線形動的相互作用を考慮した解析手法が望ましいことを指摘し、本研究の目的を杭基礎建物の地震時の立体挙動の把握、ならびにその性状を適切に評価するための解析手法について研究することと定め、関連する既往の研究を概観して本研究の位置付けを明確にした。

第2章「杭基礎構造物の地震時挙動に及ぼす基礎梁剛性の影響の検討」では、上部建物と杭基礎を一体とした杭基礎建物の地震時挙動の把握を目的として遠心模型実験を行い、杭基礎構造物の地震時挙動に及ぼす基礎梁剛性の影響を確認した。その結果、本実験における杭間隔、地盤条件などは限定的であるが、基礎の剛性が完全に剛とはみなせない杭基礎構造物の地震時挙動は、剛体基礎の挙動とは異なり、特に隅杭のモーメント、せん断力及び軸力が他の杭より小さくなることが確認された。

第3章「地盤－杭－建物一体骨組モデルを用いた連成応答解析手法の構築」では、本研究で用いる上部建物、杭基礎一体骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法を示し、第2章の遠心模型実験に対するシミュレーション解析を行ってその適用性を検討した。結果として本章で示した振動解析手法は、遠心模型実験結果における基礎梁剛性の違いが各杭の曲げモーメント、軸力の応答に与える影響を、よく表現できることが確認された。次に想定建物を対象としたパラメトリックスタディを行い、基礎梁剛性の変化が建物や杭基礎の応答に与える影響について検討した。この結果、杭の曲げ剛性と基礎梁曲げ剛性の比 $\kappa$ を(3.3)式で定義した場合、 $\kappa$ が約7以上であれば杭頭回転拘束条件が剛であるとみなすことができることを明らかにした。また、 $\kappa$ が7に満た

ない場合には、杭に生じる応力を算定する上で、基礎梁の剛性を考慮する必要があることを明らかにした。

第4章「杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の検討」では、第3章で提案した解析手法に基づき3次元挙動を考慮した解析手法へ拡張することを念頭におき、杭配置に偏心を有する杭支持構造物の遠心模型実験を行い地震時ねじれ挙動を確認した。結果として、地震時ねじれ挙動は、本検討にて定義した杭偏心率の増加に応じて増加すること、最大応答ねじれ角が発生する時刻は並進運動によるねじれ角が最大となる時刻とは異なり、X方向杭頭せん断力が最大となる並進運動とY方向杭頭せん断力が最大となるねじれ運動に位相のずれが生じていることが確認された。

第5章「地震時3次元挙動を考慮した解析手法への拡張」では第3章で提案した解析手法を3次元モデルへ拡張するために2方向非線形地盤ばねを用いたモデル化の提案と検証を行い、第4章の7本杭モデルの遠心模型実験に対するシミュレーション解析を行ってその適用性を検討した。まず、遠心模型実験のシミュレーション解析に先立ち2方向非線形地盤ばねを用いたモデル化の適用性について確認した。結果として、限られた範囲ではあるが2方向非線形地盤ばねのモデル化の差異は地盤反力には大きく影響するが、杭、建物の応答への影響は大きくないことが確認された。次に7本杭モデルの遠心模型実験に対するシミュレーション解析を行った。その結果、加振直交方向の地盤反力ー杭変位関係は杭変位に依存せず剛性が低下する傾向があり、この影響を考慮したシミュレーション解析結果は基礎部全体として並進とねじれが混在する複雑な挙動をよく表現することを確認した。

第6章「上部建物に偏心を有する杭基礎建物の地震時立体挙動に関する解析的検討」では、上部建物に偏心を有する杭基礎建物の地震時立体挙動の把握を目的として、第5章で用いた3次元骨組モデルによる動的相互作用解析手法に基づいて、10層部分と5層部分からなるL字型の立面形状をもつ不整形10層建物の地震応答解析を行った。結果として、不整形10層建物の5階以下の耐震壁の負担せん断力はねじれの影響を大きく受けて、整形10層建物より大きなせん断力を負担する可能性があることなどを確認した。不整形10層建物の杭応答は杭偏心率を小さく抑えることで10層部分では整形10層建物と、5層部分では整形5層建物と各々ほぼ等しくなる結果を得た。

この不整形10層建物に比べて上部建物重心と杭剛心の偏心の大きいモデルでは上部建物のねじれ応答が大きくなり、その影響が耐震壁の負担せん断力分布や杭応答に及ぶことを確認した。

さらに平面骨組モデル、質点系モデルでは耐震壁の負担せん断力や杭応答に及ぼすねじれの影響などを評価することができないことを確認した。

第7章「提案手法を用いた杭基礎建物の耐震性評価に関する解析的検討」では、整形10層・5層の鉄筋コンクリート造集合住宅の桁行（ラーメン）方向および梁間（耐震壁）方向の地震応答解析を行い、建物周期の違いや地下階の有無が杭応力に与える影響について論じた後に、弾性支承梁モデルにより応答解析結果を適切に評価できる慣性力応力と地盤震動応力の算定法、および各々の応力の足し合せについて検討した。結果として杭の地盤震動応力は根入れによって増大する傾向があり、上部建物の慣性力が小さい低層建物ほどこの影響を受けることを示した。基礎震度は根入れの影響により小さくなり、根入れが有る場合の基礎震度を根入れが無い場合の基礎震度で除した基礎震度比は上部建物周期／地盤周期が小さいほど小さくなる傾向があることを示した。応答解析結果による杭頭の応答曲げモーメントは、自由地盤の周期に比べ上部建物周期が長い場合は慣性力応力と地盤震動応力の最大値の二乗和平方根で、上部建物周期が地盤より短い場合最大値同士の足し合せで概ね評価され、この傾向は根入れの有無の影響を受けないことを示した。動的相互作用を考慮した杭基礎建物の挙動を適切に考慮することにより、弾性支承梁モデルを用いた簡便な静的解析手法を用いた応答杭応力評価が可能であることを示した。

第8章「結論」では本研究において得られた成果を要約し、今後の課題について展望した。

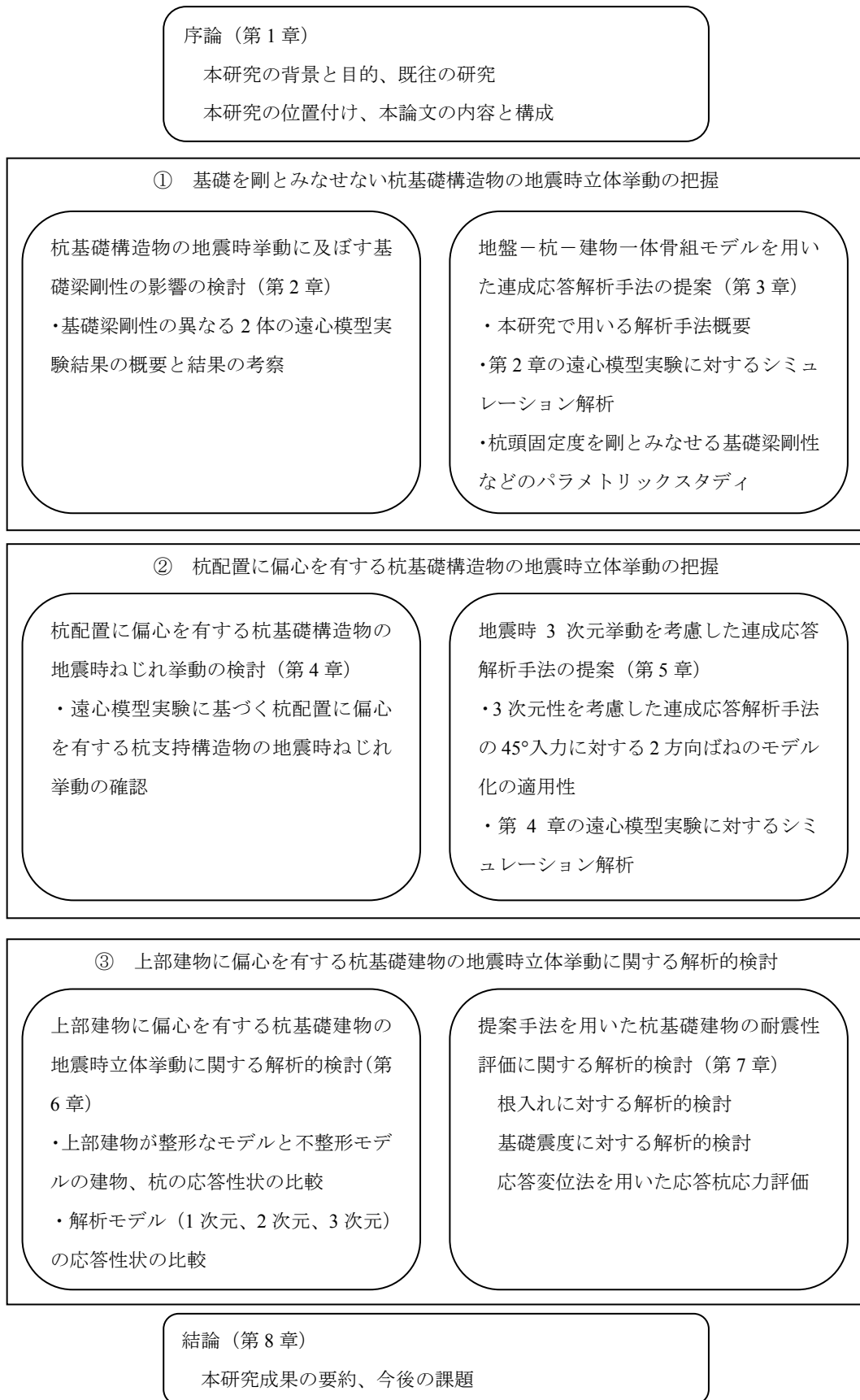


図 1.26 本論文の構成

## 第1章 参考文献

1. 1) 日本建築学会 構造委員会 基礎構造運営委員会：あらためて杭の先端支持力を考える, 2007年度日本建築学会大会（九州）構造部門（基礎構造）パネルディスカッション資料, 2007.8
1. 2) 日本建築学会 構造委員会 基礎構造運営委員会 杭の鉛直支持力小委員会：杭の鉛直支持力を考える —杭基礎の設計・施工の現状と課題—, 2008.8
1. 3) 国土交通省他編：2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
1. 4) 日本建築学会 構造委員会 基礎構造運営委員会：大地震時の杭基礎の耐震設計 —2次設計を導入するのに何が必要か—, 2008年度日本建築学会大会（中国）構造部門（基礎構造）パネルディスカッション資料, 2008.9
1. 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2001
1. 6) Y. L. Chang : Discussion on “Lateral Pile-Loading Test” by L. B. Feagin, A.S.C.E. Trans Paper, No.1959, pp.212-278, 1937
1. 7) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針, 1984
1. 8) 中澤瑤子, 山肩邦男：上部架構の剛性を考慮した杭基礎の水平抵抗について, 第18回土質工学研究発表会, pp.1051-1054, 1983.6
1. 9) 中澤瑤子, 山肩邦男：上部架構を考慮した群杭基礎の水平抵抗理論解, 日本建築学会構造系論文報告集, 第389号, pp.132-143, 1988.7
- 1.10) 中澤瑤子, 山肩邦男：架構剛性を考慮した群杭基礎建物の水平荷重時応力略算法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第404号, pp.129-134, 1989.10
- 1.11) 八尾真太郎, 水門弘行：杭基礎を考慮したD値法（その1、その2）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（構造系）, pp.2435-2436, 1984.10、同, B（構造I）, pp.945-946, 1985.10
- 1.12) 長瀧慶明, 橋詰尚慶, 長尾俊昌ほか：杭基礎建物の保有水平耐力に関する研究（その1～その3）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B（構造I）, pp.1791-1792, 1993.9、同, B（構造I）, pp.1395-1396, 1994.9、同, B-1（構造I）, pp.1061-1062, 1995.8
- 1.13) 長瀧慶明, 青島一樹, 森田耕次：水平力を受ける杭支持建物の破壊性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第487号, pp.103-112, 1996.9
- 1.14) （社）日本建築構造技術者協会 技術委員会・地盤系部会・杭頭接合部WG：杭基礎の耐震設計を考える, 1997.11
- 1.15) 細野久幸, 中川佳久, 松尾雅夫, 野村好男：地盤の応答変位を考慮した杭基礎建物の静的一体解析について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1（構造I）, pp.575-576, 1996.9
- 1.16) 佐原守, 亀井功, 秋野矩之, 森脇登美夫, 五十嵐治世ほか：兵庫県南部地震で被災した上部建物—杭系の被害分析—杭基礎が損傷した事例—（その1～その3）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1（構造I）, pp.509-514, 1998.9

- 1.17) 元井康雄, 佐原守, 秋野矩之, 五十嵐治世ほか: 兵庫県南部地震で被災した建物一杭系の被害分析—杭基礎がほぼ無損傷の事例— (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造 I), pp.515-520, 1998.9
- 1.18) 渡辺一弘, 梅野岳, 勅使河原正臣, 田村昌仁, 梅村美孝, 井川望, 武内義夫, 廣瀬智治ほか: 杭基礎構造の耐震設計手法に関する研究 (その 1~その 11), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造 I), pp.395-406, 2001.9、同, B-1 (構造 I), pp.573-582, 2002.8
- 1.19) 渡辺一弘, 勅使河原正臣, 田村昌仁, 富永晃司, 国府田誠, 佐藤秀人, 根本恒, 金子治ほか: 一体解析による耐震性能評価手法の検討 (その 1~その 10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造 I), pp.509-516, pp.679-680, 2004.8、同, B-1 (構造 I), pp.485-494, 2005.9
- 1.20) 井川望, 渡辺一弘, 根本恒, 梅村美孝, 金子治, 高野公寿, 勅使河原正臣: 一体解析による杭基礎構造の地震時応力・変形の検討, 構造工学論文集, Vol.53B, pp.345-352, 2007.3
- 1.21) 梅村美孝, 飯場正紀, 勅使河原正臣, 田村昌仁, 渡辺一弘, 木村匡, 井川望, 高野公寿: 静的一体解析と応答スペクトル法を組み合わせた建物の動的相互作用効果の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造 I), pp.593-594, 2003.9
- 1.22) 飯場正紀, 梅村美孝, 栗本修, 井上芳生ほか: 一体モデルの静的増分解析結果を用いた応答スペクトル法による集合住宅建物の地震応答算定 (その 1~その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造 I), pp.99-106, 2007.8
- 1.23) 中井正一, 木村匠: 動的相互作用から見た杭基礎の耐震設計, 日本建築学会 構造委員会 基礎構造運営委員会: 大地震時の杭基礎の耐震設計—2 次設計を導入するのに何が必要か—, 2008 年度日本建築学会大会 (中国) 構造部門 (基礎構造) パネルディスカッション資料, pp.29-40, 2008.9
- 1.24) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, 1996.3
- 1.25) 日本建築学会構造委員会 振動運営委員会 基礎構造系振動小委員会: 第 7 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム—動的相互作用を考慮した耐震設計法—, 2003.12
- 1.26) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006.2
- 1.27) 日本建築学会 構造委員会 振動運営委員会 基礎構造系振動小委員会: 第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム—非線形相互作用の解明と設計への組み込み—, 2006.12
- 1.28) Penzien, J., Scheffey, C.F., and Parmelee, R.A.: Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.90, EM3, pp.223-254, 1964
- 1.29) 河村壮一: 埋立軟弱地盤に建つ杭支持建物の地震動観測と解析 (その 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.415-416, 1975.10
- 1.30) 日本建築学会 構造委員会 振動分科会 基礎構造系振動小委員会: 構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 1985.4
- 1.31) 日本建築学会 構造委員会 振動分科会 基礎構造系振動小委員会: 第 2 回構造物と地盤の動

的相互作用シンポジウム—杭支持建物の地震応答性状と耐震設計—, 1989.9

- 1.32) Yuji MIYAMOTO, Kenji MIURA, Ronald F. SCOTT and Behnam HUSHMAND: Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit During Strong Earthquakes, Journal of Struct. Constr. Engng. AIJ, No.439, pp.49-63, 1992.9
- 1.33) 宮本裕司, 酒向裕司, 喜多村英司, 三浦賢治: 非線形, 液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 471 号, pp.41-50, 1995.5
- 1.34) 宮本裕司, 酒向裕司, 古山田耕司, 三浦賢治: 1995 年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液状化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 493 号, pp.23-30, 1997.3
- 1.35) 宮本裕司, 福岡篤信, 安達直人, 古山田耕司: 液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究(飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討), 日本建築学会構造系論文集, 第 494 号, pp.51-58, 1997.4
- 1.36) 酒向裕司, 宮本裕司: 入力地震動の波形特性の違いによる液状化地盤の杭基礎の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 514 号, pp.133-140, 1998.12
- 1.37) 長谷川正幸, 護雅史, 淵本正樹, 浅香美治: 1995 年兵庫県南部地震における RC 造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.87-95, 2001.5
- 1.38) 酒向裕司, 宮本裕司, 池田孝: 杭の変動軸力が杭基礎の地震応答に及ぼす影響, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.1813-1818, 1998
- 1.39) 酒向裕司, 宮本裕司: 変動軸力を考慮した杭基礎の地震応答に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 523 号, pp.79-86, 1999.9
- 1.40) 阿世賀宏, 新井寿昭, 笠原章, 鈴木順一, 花田和史, 塩尻弘雄, 仲村成貴: 動的相互作用ばねを用いた地盤—杭基礎系の動的応答解析の一手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 526 号, pp.45-52, 1999.12
- 1.41) 長江拓也, 香取慶一, 林静雄: 軸部を細くした場所打ちコンクリート杭の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 542 号, pp.139-146, 2001.4
- 1.42) 宮本裕司, 酒向裕司, 岡安隆史: 杭支持建物の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 547 号, pp.59-65, 2001.9
- 1.43) 齋藤英明, 竹内雅之, 三浦賢治, 紺谷修ほか: 大規模発破震動を用いた杭支持構造物の液状化振動実験(その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.377-382, 2000.9
- 1.44) 齋藤英明, 上條直隆, 宮本裕司, 紺谷修ほか: 大規模発破震動を用いた杭支持構造物の振動実験(その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.939-944, 2000.9
- 1.45) 上條直隆, 石田智昭, 宮本裕司, 紺谷修ほか: 大規模発破震動を用いた杭支持構造物の振動実

- 験の解析（その1～その3），日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2（構造Ⅱ），pp.945-950, 2001.9
- 1.46) 齋藤英明, 上條直隆, 宮本裕司, 紺谷修ほか：大規模発破震動を用いた杭支持構造物の液化振動実験の解析（その1～その4），日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2（構造Ⅱ），pp.321-328, 2002.8
- 1.47) 田中英朗, 齋藤英明, 加藤朝郎, 宮本裕司, 紺谷修ほか：大規模発破震動を用いた群杭基礎の振動実験（その1～その5），日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2（構造Ⅱ），pp. 331-340, 2003.9
- 1.48) 田中英朗, 土方勝一郎, 石田智昭, 加藤朝郎, 藤原一成, 宮本裕司, 紺谷修ほか：大規模発破震動を用いた群杭の振動実験のシミュレーション解析（その1）発破震動による振動実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2（構造Ⅱ），pp.725-734, 2004.8
- 1.49) 伊東賢伸, 土方勝一郎, 杉山達也, 石田智昭, 藤原一成, 酒向裕司, 宮本裕司ほか：群杭基礎の振動実験の3次元非線形モデルによるシミュレーション解析（その1～その4），日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2（構造Ⅱ），pp.507-514, 2005.9
- 1.50) 齋藤英明, 田中英朗, 石田智昭, 古山田耕司, 紺谷修, 宮本裕司：大規模発破震動を用いた液化地盤における杭支持構造物の振動実験，－実験方法と地盤－杭基礎－構造物の応答性状－，日本建築学会構造系論文集, 第553号, pp.41-48, 2002.3
- 1.51) 齋藤英明, 田中英朗, 石田智昭, 古山田耕司, 紺谷修, 宮本裕司：大規模発破震動を用いた液化地盤における杭支持構造物の振動実験，－振動実験のシミュレーション解析－，日本建築学会構造系論文集, 第557号, pp.85-92, 2002.7
- 1.52) 土方勝一郎, 杉山達也, 伊東賢伸, 藤原一成, 酒向裕司, 宮本裕司：群杭基礎の非線形挙動に関する振動実験および解析研究－25本杭試験体の実験結果とシミュレーション解析－，日本建築学会構造系論文集, 第615号, pp.109-117, 2007.5
- 1.53) 長江拓也, 内村均, 小林恒一, 吉田望, 林静雄：基礎梁の降伏を利用した上部構造の地震応答抑制, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1（構造Ⅰ），pp.585-586, 2003.9
- 1.54) 酒向裕司, 引田真規子, 宮本裕司：基礎梁－杭体と杭周地盤ばねの非線形性を考慮した群杭支持建物の地震応答（その1, その2），日本地震工学会・大会－2007梗概集, pp.158-161, 2007
- 1.55) 淵本正樹, 木村匠, 寺田岳彦, 河内武, 大槻明, 矢部喜堂：1995年兵庫県南部地震による杭基礎構造物の被害シミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2（構造Ⅱ），pp.503-504, 1996.9
- 1.56) 三輪滋, 池田隆明, 原田尚幸, 高津忠：兵庫県南部地震により被災した埋立地盤に建つ鋼管杭基礎の地震時挙動に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1（構造Ⅰ），pp.567-568, 1998.9

- 1.57) 長谷川正幸, 護雅史, 淵本正樹, 浅香美治: 1995 年兵庫県南部地震における鉄骨造杭支持建物の被災シミュレーションと杭の耐震性検討, 構造工学論文集, Vol.47B, pp.451-458, 2001.3
- 1.58) 古山田耕司, 宮本裕司, 福田孝晴: 2003 年十勝沖地震における杭の実被害調査とその解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 589 号, pp.97-104, 2005.3
- 1.59) 土方勝一郎, 杉山達也, 徳光亮一, 宮本裕司, 岡野創, 山添正稔, 加藤大介ほか: 新潟県中越地震における RC 造学校建物を対象とした入力地震動と建物被害に関する研究 (その 1~その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.151-158, 2007.8
- 1.60) 土方勝一郎, 杉山達也, 徳光亮一, 山添正稔, 古山田耕司, 岡野創, 宮本裕司: 2004 年新潟県中越地震で被害を免れた RC 造校舎の入力地震動と地震時応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 631 号, pp.1519-1527, 2008.9
- 1.61) 辻英一, 松尾雅夫, 小野俊博, 細野久幸: 異種の基礎を併用した建築物の検討法に関する研究 (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.747-748, 1998.9
- 1.62) 山田有孝, 三浦賢治: 異種の基礎を併用した構造物の弾塑性地震応答性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 529 号, pp.113-119, 2000.3
- 1.63) 武山正人, 末澤等, 岩原廣彦, 井桜政泰: 傾斜基礎岩盤における大型タンク基礎の設計, 土木学会論文集, No.687/III-56, pp.259-271, 2001.9
- 1.64) 関崇夫: 杭基礎の耐震性に関する諸問題 (その 2) 9. 異種基礎の地震応答, 日本建築学会構造委員会 基礎構造運営委員会, pp.126-136, 2006.4
- 1.65) 岡田恒男, 村上雅也, 宇田川邦明, 西川孝夫, 大沢胖, 田中尚: 1968 年十勝沖地震による八戸市立図書館の被害に関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第 167 号, pp.47-58, 1970.1
- 1.66) 西川孝夫, 宇田川邦明, 村上雅也, 岡田恒男, 大沢胖, 田中尚: 1968 年十勝沖地震による八戸市庁舎の被害に関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第 169 号, pp.9-19, 1970.3
- 1.67) 菅野忠, 今井弘: むつ市庁舎の十勝沖地震被害に関する解析的研究 (その 1), 日本建築学会論文報告集, 第 169 号, pp.21-31, 1970.3
- 1.68) 塚越英夫, 広沢雅也: 1983 年鳥取地震による倉吉市東庁舎の被害と分析 (その 1) 建物と被害の概要、李康寧, 塚越英夫, 小谷俊介, 広沢雅也: (その 2) 静的解析による被害の検討、山崎裕: (その 3) ねじれ応答性状の検討, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造系, pp.2129-2134, 1984.10
- 1.69) 山崎裕: 2 方向地震動による偏心構造物の非線形応答, 日本建築学会論文報告集, 第 310 号, pp.61-69, 1981.12
- 1.70) 秋山宏, 東清仁: 鋼構造多層骨組の捩れに対する Fe 値について, 日本建築学会論文報告集, 第 339 号, pp.57-64, 1984.5
- 1.71) 鈴木哲夫, 武田寿一: 偏心のある建物の耐震性評価に関する研究 その 1. 弾塑性ねじれ応

- 答解析に基づく損傷分布の傾向, 日本建築学会論文報告集, 第 354 号, pp.23-31, 1985.8
- 1.72) 尾崎昌凡, 曾田五月也, 安田征一郎, 波川智明: 1 層偏心構造物の保有水平耐力と塑性変形に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 364 号, pp.53-60, 1986.6
- 1.73) 山崎裕: 偏った剛性分布をもつ構造物のねじれ応答, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 369 号, pp.31-41, 1986.11
- 1.74) 尾崎昌凡, 曾田五月也, 安田征一郎, 加藤修: 強震を受ける多層偏心構造物の損傷予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 375 号, pp.18-27, 1987.5
- 1.75) 坂本順, 小浜芳朗, 渡辺雅生, 辻井孝: 立体架構の動的ねじれ連成挙動に関する考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 380 号, pp.22-31, 1987.10
- 1.76) 坂本順, 河野守, 村松匡太: 立体骨組の剛性・床質量分布の不規則性によるねじれ偏心に関する確率論的考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 390 号, pp.79-87, 1988.8
- 1.77) 山田稔, 河村廣, 谷明勲, 亜洲: 有限共振原理に基づく偏心構造物の極限応答解析 (II 一軸偏心の場合のパラメトリック応答解析), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 410 号, pp.81-92, 1990.4
- 1.78) 寺田岳彦, 矢部喜堂, 真瀬伸治: 偏心を有する柔剛混合鉄骨架構の弾塑性捩れ応答, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 425 号, pp.47-56, 1991.7
- 1.79) 小豆畑達哉, 高橋徹, 胡明, 尾崎昌凡: 強震を受ける 1 層 1 軸偏心構造物の損傷評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 426 号, pp.59-66, 1991.8
- 1.80) 小豆畑達哉, 高橋徹, 引地健彦, 尾崎昌凡: 強震を受ける 1 層偏心構造物の弾塑性変形応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 426 号, pp.45-52, 1994.11
- 1.81) 高橋元美, 磯崎浩, 萩原一: 偏心を有する高層 RC 造立体骨組の 2 方向入力による弾塑性地震応答解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 499 号, pp.85-92, 1997.9
- 1.82) 島崎大, 秋山宏: 捩れを伴う 1 層構造物の最適強度分布と損傷分布: 日本建築学会構造系論文報告集, 第 506 号, pp.101-107, 1998.4
- 1.83) 聲高裕治, 井上一朗: 鋼構造強柱偏心立体骨組におけるエネルギー消費部材の必要塑性変形能力 (1 層 1 スパン耐力偏心骨組), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 524 号, pp.125-132, 1999.10
- 1.84) 高山正春, 木村雄一: 1 層骨組のねじれ地震応答性状: 日本建築学会構造系論文報告集, 第 526 号, pp.53-59, 1999.12
- 1.85) 山下忠道, 向井洋一, 井上豊: 偏心を有する構造系の最大塑性率応答に着目した地震応答制御に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 528 号, pp.59-66, 2000.2
- 1.86) 高山正春, 木村雄一: 多層骨組のねじれ地震応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 540 号, pp.27-32, 2001.2
- 1.87) 志賀敏男: セットバックのある建物のねじれ振動: 日本建築学会研究報告, 第 60 号, pp.300-303, 1961

- 1.88) 坪井義勝, 田治見宏, 相沢覚, 櫛田裕, 広松猛: セットバックをもつ高層建物の振動性状, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造系, pp.895-896, 1973.10
- 1.89) 長田正至, 福沢栄治, 花島実ほか: 段形平面をもつ立体架構の地震応答(その1), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造系, pp.665-666, 1980.9、(その2、3), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造系, pp.751-754, 1981.9、(その4), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造系, pp.889-890, 1982.10、(その5、6), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造系, pp.1059-1062, 1983.9
- 1.90) 福沢栄治, 岡野昌明, 奥津一雄: 不整形平面をもつ高層立体架構の剛心と剛性の主軸(その1、2), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造系, pp.801-804, 1984.10
- 1.91) 加藤修, 尾崎昌凡, 曾田五月也: 多層偏心構造物の保有水平耐力と塑性変形とに関する研究(その2)セットバックのある4層建物の場合, 日本建築学会学術講演梗概集, B(構造I), pp.721-722, 1985.8
- 1.92) 志賀敏男, 柴田明德, 渋谷純一, 佐藤幸伸: 多層建物のねじれ振動指標, 日本建築学会学術講演梗概集, B(構造I), pp.723-724, 1986.8
- 1.93) 志賀敏男, 柴田明德, 佐武直紀: セットバック建物の弾塑性ねじれ地震応答解析, 日本建築学会学術講演梗概集, B(構造I), pp.725-726, 1986.8
- 1.94) 柴田明德, 佐武直紀: セットバック型試設計建物の弾塑性ねじれ地震応答解析, 日本建築学会学術講演梗概集, B(構造I), pp.267-268, 1987.10
- 1.95) 林幸雄, 安達守弘, 長田正至, 深田良雄, 磯崎浩, 池崎正浩, 田辺次郎: 偏ってセットバックする超高層ビルのねじれコントロール(その1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, B(構造I), pp.571-576, 1990.10
- 1.96) 佐武直紀: 不整形形状を有する建物のねじれに対する保有耐力の適正配分に関する検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第445号, pp.45-54, 1993.3
- 1.97) 村杉昌治, 清田清司: セットバック建物に与える捩じれ影響, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2(構造II), pp.429-430, 1999.9
- 1.98) 松井千秋, 森野捷輔, 内田保博: 水平2方向外力を受ける鋼構造立体骨組の弾塑性性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第349号, pp.22-33, 1985.3
- 1.99) 今西達也, 平石久廣, 藤井栄, 森田司郎: 二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の面外方向の構造性状, 日本建築学会構造系論文集, 第466号, pp.97-105, 1994.12
- 1.100) 堀田久人, 長尾真奈: 独立耐震壁と純ラーメンが直交するRC構造物の2方向地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第572号, pp.139-146, 2003.10
- 1.101) 稲川努, 波田裕之, 渡辺一弘, 井上芳生, 勅使河原正臣: セットバック建築物への限界耐力計算の適用, 日本建築学会学術講演梗概集, B-1(構造I), pp.53-54, 2002.8
- 1.102) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士: 1方向地震入力を受ける多層1軸偏心建物の各構面最大応答変位の推定手法, 日本建築学会構造系論文集, 第583号, pp.99-106, 2004.9

- 1.103) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海: 偏心鉄筋コンクリート構造物の非線形変形モードに基づく地震応答推定手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 596 号, pp.87-94, 2005.10
- 1.104) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士, 坂田弘安, 和田章: 等価 1 自由度系モデルによる単層 2 軸偏心建物の応答推定精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 596 号, pp.101-108, 2005.10
- 1.105) 倉本洋, 三浦直之, 星龍典: 単層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.123-130, 2006.8
- 1.106) 星龍典, 倉本洋: 多層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 616 号, pp.89-96, 2007.6
- 1.107) 吉川和秀, 岡野創, 小鹿紀英: 高次モードを考慮した等価線形化法による単層偏心建物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.57-65, 2007.11
- 1.108) 倉本洋, 星龍典: 多層偏心建築物における各構面の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 624 号, pp.251-257, 2008.2
- 1.109) 佐藤昌紀, 倉本洋: 偏心建築物の地震応答評価に関する研究 (その 9) セットバックを有する建築物の等価 1 自由度系への縮約, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.95-96, 2008.9
- 1.110) 粕本修広, 村上浩也, 馬場研介, 井上豊: 免震化した偏心建物のねじり振動, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.661-662, 1997.9
- 1.111) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 2001
- 1.112) 篠崎祐三: 不整形地盤における構造物-地盤系の動的相互作用, 日本建築学会構造系論文集, 第 475 号, pp.55-64, 1995.9
- 1.113) 篠崎祐三: 不整形地盤における地動位相差を考慮した構造物-地盤系の動的相互作用, 日本建築学会構造系論文集, 第 475 号, pp.65-74, 1995.9
- 1.114) 井上豊, 福岡篤信, 島裕昭: 偏心のある構造物と地盤との動的相互作用解析 (その 1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, B (構造 I), pp.599-604, 1986.8、井上豊, 島裕昭: (その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, B (構造 I), pp.537-538, 1987.10
- 1.115) 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会: 地震時土圧をどう考えるか-研究の現状と設計への取組み-, 2004 年度日本建築学会大会 (北海道) 構造部門 (基礎構造) パネルディスカッション・基調講演資料, 2004.8
- 1.116) 田村修次, 時松孝次, 宮崎政信, 八幡夏恵子, 土屋富男: 大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧, 日本建築学会構造系論文集, 第 554 号, pp.95-100, 2002.4
- 1.117) 田村修次, 時松孝次, 内田明彦, 船原英樹, 阿部秋男: 大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力と構造物慣性力の関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 559 号, pp.129-134, 2002.9

- 1.118) 時松孝次, 田村修次, 宮崎政信, 吉澤睦博: 大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 570 号, pp.101-106, 2003.8
- 1.119) 田村修次: 遠心載荷実験における基礎の根入れ効果が杭頭水平力に及ぼす影響と液状化層厚 —上部構造物慣性力と土圧合力・側面摩擦力の位相差—, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 卷, 第 625 号, pp.409-415, 2008.3
- 1.120) 宮本裕司: 基礎と地震荷重と相互作用, 地震動と地震荷重を繋ぐ—現状と将来の課題—, 2002 年度日本建築学会大会構造部門 (振動) パネルディスカッション資料, pp.36-46, 2002.8
- 1.121) 泉洋輔, 三浦賢治: 基礎の耐震設計用地下震度に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 597 号, pp.47-53, 2005.11
- 1.122) 土方勝一郎, 三浦賢治, 宮本祐司, 諸井孝文: 群杭基礎の振動特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 408 号, pp.89-98, 1990.2
- 1.123) 喜多村英司, 宮本裕司, 三浦賢治, 増田潔: 埋込みを有する群杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 492 号, pp.53-60, 1997.2
- 1.124) 高橋郁夫: 地下室の効果に関する解析的検討, 杭基礎の耐震性に関する諸問題 (その 2), 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会, pp.19-39, 2006.4
- 1.125) 長谷川正幸, 中井正一: 杭の地震時応力とその評価法に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 432 号, pp.105-118, 1992.2
- 1.126) 許斐信三, 松尾雅夫, 三町直志: 応答変位法による杭の耐震設計の研究, 第 5 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.225-230, 1998.5
- 1.127) 室野剛隆, 西村昭彦: 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法, 鉄道総研報告, Vol.13, No.2, pp.41-46, 1999.2
- 1.128) 三町直志: 4. 応答解析から見た杭の設計用地震荷重・応力の評価, 杭基礎の耐震性に関する諸問題 (その 2), 日本建築学会構造委員会 構造委員会基礎構造運営委員会, pp.40-54, 2006.4
- 1.129) 時松孝次, 鈴木比呂子, 佐藤正義: 地盤—杭—構造物系動的相互作用が杭応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp.125-132, 2005.1
- 1.130) 護雅史, 長谷川正幸: 杭頭接合条件の異なる杭基礎建物の耐震性能に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 554 号, pp.87-94, 2002.4
- 1.131) 平石久廣, 野村俊輔, 小林正人, 井上芳生, 木村匡: 杭頭ヒンジを有する杭の制震効果に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 (構造IV), pp.125-128, 2006.9
- 1.132) 野村俊輔, 平石久廣, 小林正人, 井上芳生, 木村匡: 杭頭及び地中部にヒンジを有する建物の地震応答に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 (構造IV), pp.453-454, 2006.9

- 1.133) 野村俊輔, 平石久廣, 齋藤元嗣, 小林正人, 井上芳生, 木村匡 : 杭頭ヒンジを有する鉄筋コンクリート造建物の地震応答に関する研究 (その 1、その 2) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 (構造Ⅳ) , pp.763-766, 2007.8
- 1.134) 船原英樹 : 飽和砂地盤における杭の動的水平地盤反力, 日本建築学会構造委員会振動運営委員会基礎構造系振動小委員会, 第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.29-36, 2006.12
- 1.135) 田端憲太郎, 佐藤正義, 時松孝次, 鈴木比呂子ほか : E-ディフュゼンスによる液状化地盤中の杭基礎の震動実験 (その 1~その 4) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造Ⅰ) , pp.705-712, 2008.9
- 1.136) 小林勝巳, 丸隆宏, 大西靖和, 寺岡勝, 和田章 : 側柱下の場所打ち杭ー基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 520 号, pp.61-68, 1999.6

## 第2章 杭基礎構造物の地震時挙動に及ぼす基礎梁剛性の影響の検討

### 2.1 はじめに

既往の動的相互作用に関する研究は、高速道路の橋脚や原子力発電所の原子炉建屋のような基礎を剛体として扱うことが妥当な構造物を対象として行われてきた。そのため、既往の知見の多くは基礎が剛体であるとの仮定に基づいている。

一方、一般の中低層杭基礎建物を想定した場合、基礎を剛体とする仮定は妥当でない可能性がある。しかしながら、基礎を剛体と仮定できない杭基礎構造物に対する動的相互作用の影響の把握を目的とした実験的研究はみあたらない。

そこで、基礎を剛体とみなせない杭基礎構造物の上部建物と杭基礎の地震時挙動を把握するために、基礎梁剛性の異なる2体の杭基礎構造物の遠心模型振動実験を実施し地震時挙動に及ぼす基礎梁剛性の影響を確認した。本章では、この遠心模型実験の概要ならびに結果について述べる。

### 2.2 遠心模型実験に基づく基礎梁剛性の影響の検討

#### 2.2.1 実験概要

遠心模型実験は、基礎の剛性以外は同じ諸元を有する杭基礎構造物模型を用いて、遠心加速度30g（縮尺1/30）下で実施した。本遠心実験装置の有効振動数は50Hz～350Hzである。実験模型を図2.1に、模型諸元とそれを実構造物に換算したものを表2.1に示す。

地盤は気乾状態の豊浦砂とし、遠心载荷中に密度変化による条件の変化ができるだけ小さくなるよう、相対密度を約93%と設定した。模型地盤中には2深度にベンダーエレメントを設置し、遠心加速度の異なる条件下でせん断波速度を測定することで加振ごとの地盤条件のばらつきが小さいことを確認した。S波速度の深度方向の分布を図2.1に示す。本試験における豊浦砂のせん断波速度は実大換算で下式で表すことができる<sup>2.1)</sup>。ここでZは地表面からの深さ(m)である。

$$V_s = 140Z^{0.25} \text{ (m/s)} \quad (2.1)$$

構造物は、杭基礎が梁でつながれた基礎梁モデルと、基礎が剛体と見なせる剛基礎モデルの2種類とした。模型建物は1層、2×2スパンの杭基礎構造物で、杭基礎はφ12mm（実換算360mm）、地中部の杭長270mm（同8.1m）、正方配列の9本群杭とした。杭間隔は90mm（実換算2.7m、杭径の7.5倍）とした。

加速度計を底板（BASE）部、構造物側方の地盤中（AG3）、上屋（ASH）および基礎（AFH）に設置した（図 2.1）。

9本杭のうち、図 2.1 の平面図に示した3本の杭（隅杭、中杭、辺杭）の内面には、図 2.2 に示す位置に歪みゲージを取り付けた。

基礎梁モデルの基礎は、30mm 角の剛なパイルキャップ部を 7mm×7mm、長さ 60mm の鉄製の基礎梁で連結する構造とした。基礎梁の剛性は、RC 部材換算で  $B \times D = 200 \times 450\text{mm}$  程度の断面となり、上部建物に水平震度  $C_0=0.3$  を作用させた場合の基礎梁に生じる応力が短期許容応力度以内におさまることを確認している。剛基礎モデルは、基礎を厚さ 37mm のアルミ板とし、両モデルの基礎質量が等しくなるようにした。

いずれも基礎は地表面より 5mm 離して設置した。

上部構造は、断面が 3mm×10mm、長さ 85mm の板ばね 9 枚に支持された剛板とした。

模型地盤は、多重ふるいを利用した、空中落下法により作成した。その際、できるだけ杭周辺と群杭間の地盤条件が同一になるように、杭先端をねじで底板に固定した状態で、基礎取り付け前に地盤を作成した。地盤作成後、杭径より若干大きい孔の空いた基礎を設置し、杭頭と基礎の隙間にモルタルを充填して基礎を固定した。

実験は、遠心加速度下において底部より実換算で約  $1.40\text{m/s}^2$  の臨海波<sup>2.2)</sup>を与えることにより実施した。本実験では、杭頭を降伏させない範囲で入力レベルを設定した。

本実験に用いた試験体の写真を写真 2.1 に、地盤作成前の杭の状況を写真 2.2 に、遠心模型実験装置を写真 2.3 に示す。杭のひずみゲージの配線は杭の内側を通して杭先端部分から取り出している。

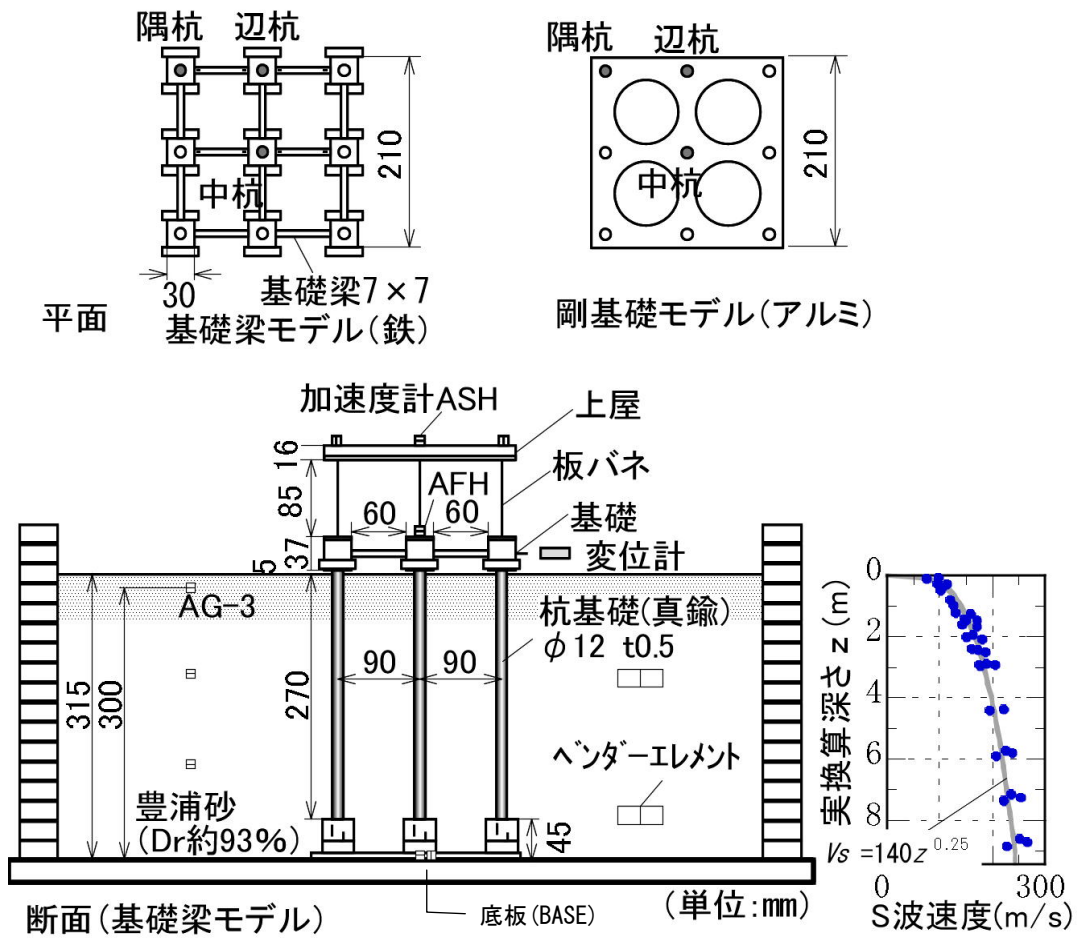


図2.1 実験模型

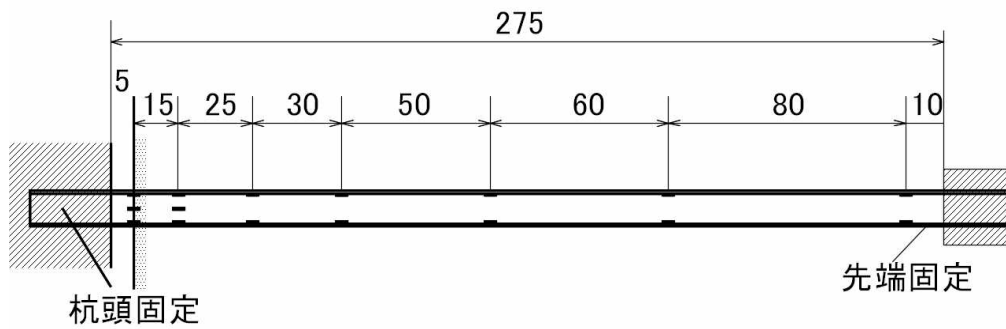
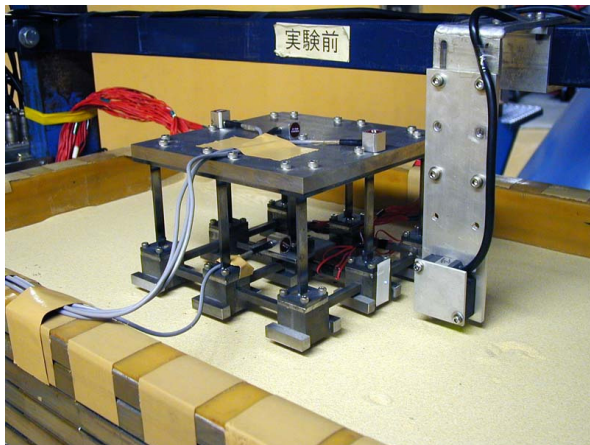


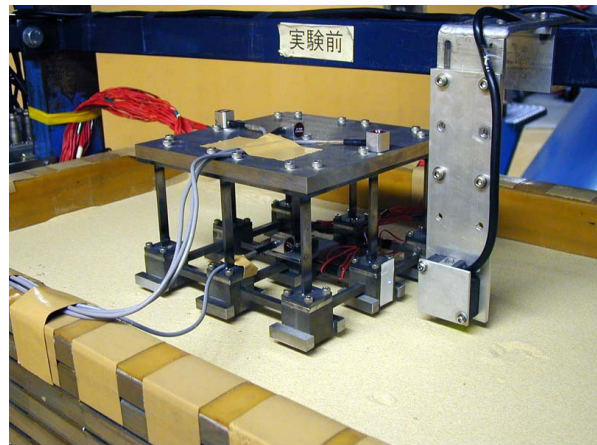
図2.2 杭ひずみゲージ位置

表2.1 実験の相似則

		模型	実大構造物
地盤	層厚	315mm	9.45m
	密度	1.63t/m <sup>3</sup>	1.63t/m <sup>3</sup>
杭	根入れ長	270mm	8.1m
	直径	12mm	0.36m
	曲げ剛性	0.0301kNm <sup>2</sup>	24.38MNm <sup>2</sup>
基礎	基礎質量	2.75kg	74.3t
	基礎梁 曲げ剛性	0.0423 kNm <sup>2</sup>	34.26 MNm <sup>2</sup>
上部 構造	板バネ質量	0.18kg	4.9t
	上部構造質量	4.99kg	134.8t



(a) 基礎梁モデル



(b) 剛基礎モデル

写真2.1 本実験に用いた試験体



写真 2.2 杭模型



写真 2.3 遠心模型実験装置

## 2.2.2 実験結果

実験で得られた加速度の時刻歴波形を図2.3に示す。基礎、上屋の最大加速度は、各々基礎梁モデルで $4.88\text{m/s}^2$ 、 $6.59\text{m/s}^2$ 、剛基礎モデルで $4.76\text{m/s}^2$ 、 $8.46\text{m/s}^2$ で、基礎部の最大応答加速度はほぼ等しいのに対して、上部構造の最大応答加速度は剛基礎モデルのほうが28%大きくなった。

杭頭曲げモーメントの最大値発生時刻における、杭の曲げモーメント分布を図2.4に、最大せん断力分布を図2.5に示す。せん断力は、断面間の曲げモーメントの差を区間距離で除した平均せん断力として求めた。剛基礎モデルでは、隅杭の曲げモーメント、せん断力が他の杭に比べ大きく、基礎梁モデルでは、これとは逆に隅杭の杭頭モーメントは中杭の55%と小さくなった。これは、隅杭頭部には基礎梁が片側にしかなく、杭頭の回転拘束が中杭や辺杭よりも小さいことが原因と考えられる。隅杭の杭頭最大せん断力も、他の杭に比べ80%と小さくなった。

隅杭の軸力の時刻歴波形を図2.6に示す。ここで、軸力は加振開始直前の杭軸力を差し引いた、加振により生じた軸力として示した。基礎梁モデルの最大軸力は268kN、剛基礎モデルは358kNと、基礎梁モデルの軸力変動のほうが小さい。加振時の杭軸力は、①上屋の転倒モーメントによる軸力と、②杭頭曲げモーメントにより基礎梁に生じるせん断力により付加される軸力、の足合せと考えられるが、基礎梁モデルの上部構造の慣性力、隅杭の杭頭曲げモーメントは、いずれも剛基礎モデルより小さいため、軸力変動も小さい。なお、実験結果における上屋の応答加速度と、杭頭曲げモーメントから加振時の杭軸力を試算すると、①の軸力と②の軸力の比率はおよそ0.7 : 0.3となっている。通常の建物では杭の変動軸力に及ぼす影響は①の軸力が大部分であると考えられるが、本試験体は上屋が1層であるため②の軸力の影響が無視できない大きさになっている。

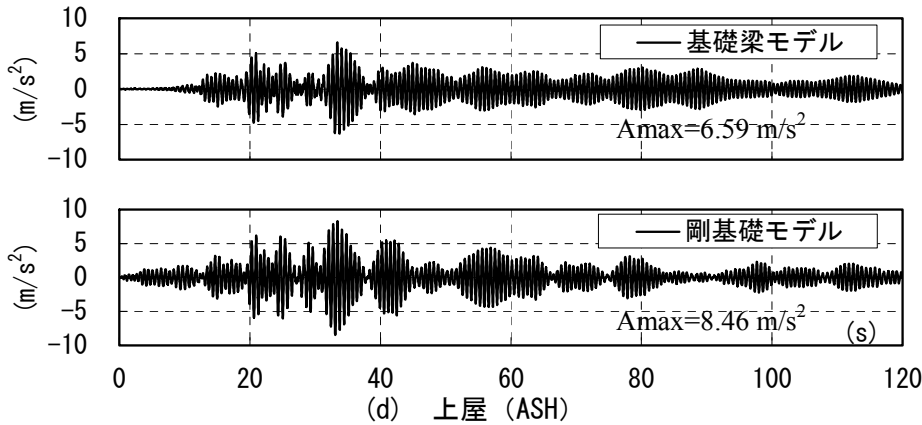
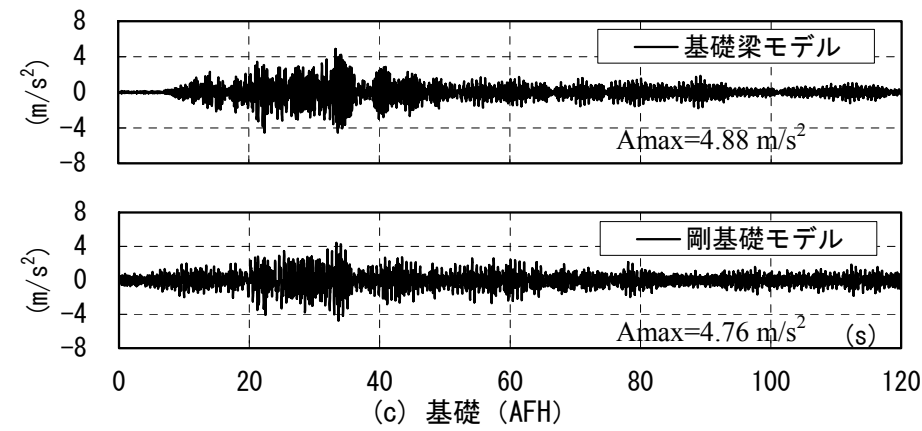
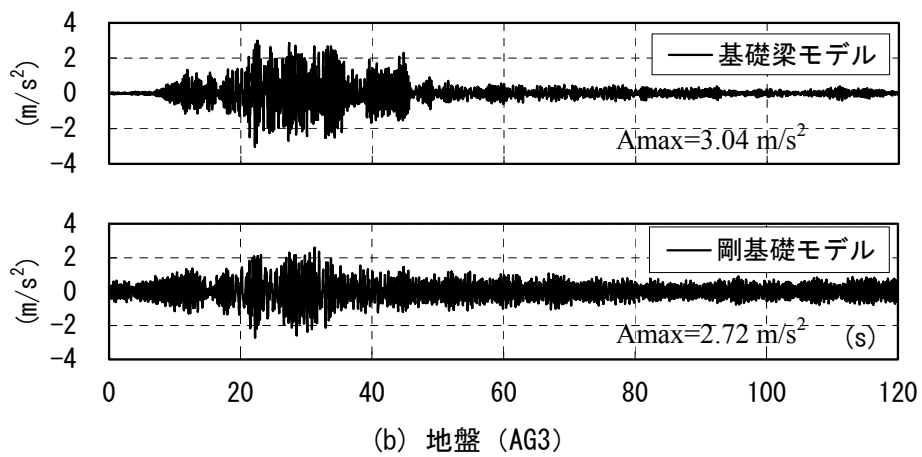
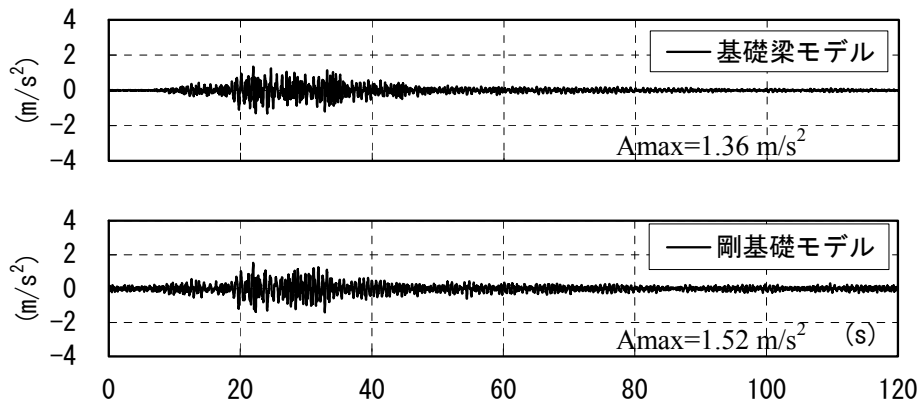


図2.3 基礎・上部構造の加速度の時刻歴波形

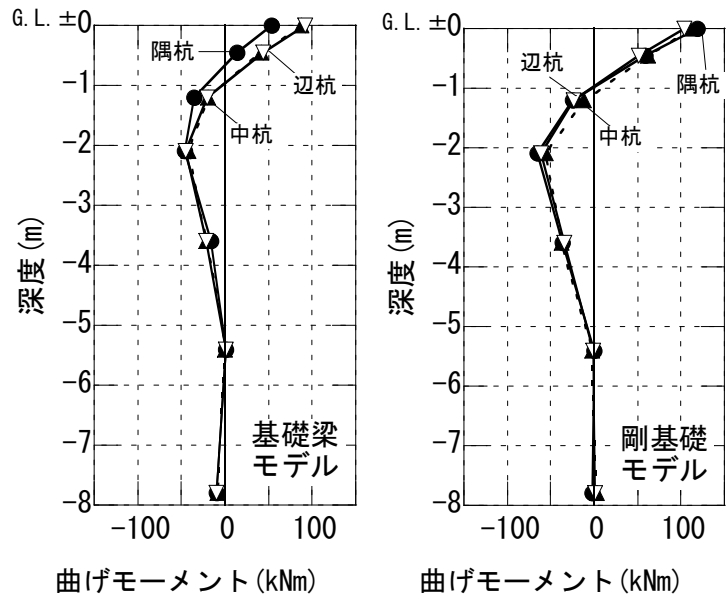


図 2.4 杭の曲げモーメント分布

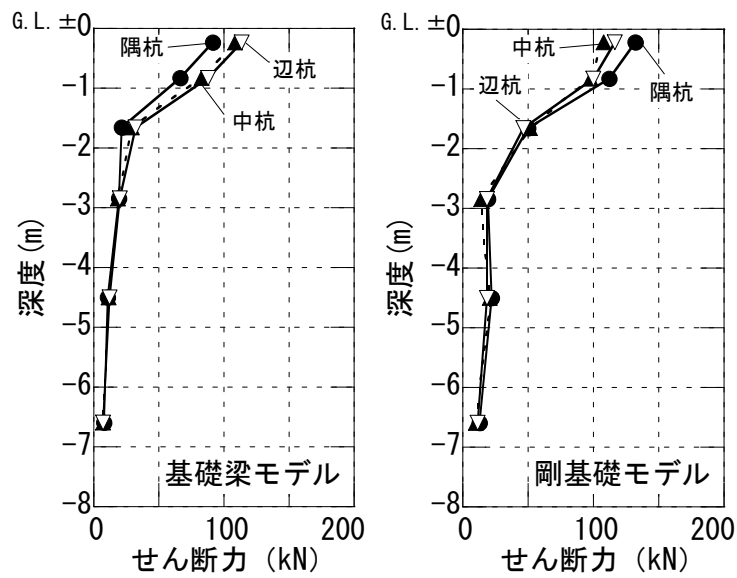


図 2.5 杭の最大せん断力分布

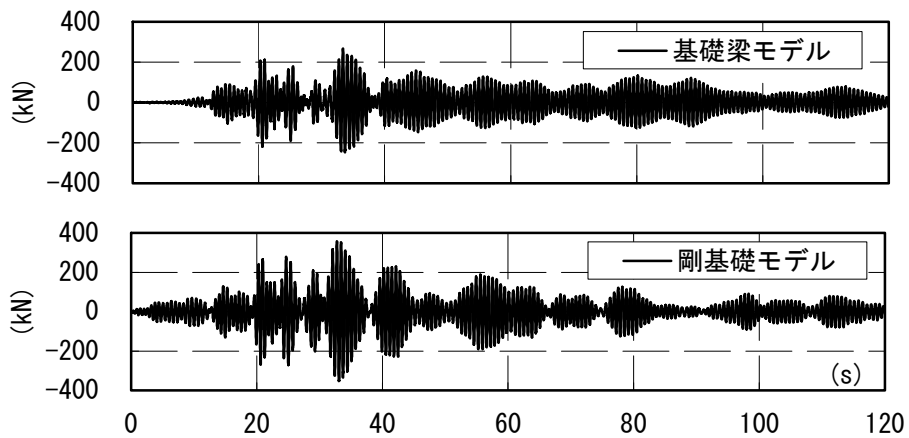


図2.6 隅杭軸力の時刻歴波形

### 2.2.3 基礎梁剛性が上屋の応答に及ぼす影響

基礎梁剛性の違いが上屋の応答性状に及ぼす影響について検討する。基礎梁モデル、剛基礎モデル各々の入力、基礎、上屋の応答加速度のFourier振幅スペクトルを図2.7に、入力に対する基礎と上屋の応答倍率（Fourier振幅スペクトル比）を図2.8に示す。基礎梁モデルと剛基礎モデルについて入力に対する基礎の応答倍率を比較したものを図2.9に、基礎応答に対する上屋の応答倍率を比較したものを図2.10に示す。これらの図より入力に対する上屋の応答は剛基礎モデルのほうが大きい、上屋の応答のピーク付近（約1.5Hz）における入力に対する基礎の応答倍率、基礎応答に対する上屋の応答倍率もほぼ同一とみなせることがわかる。

杭頭の降伏が上屋の応答に及ぼす影響に関する既往の研究<sup>2,3)</sup>で、杭頭の降伏に伴う履歴吸収エネルギーの増大とともに周辺地盤の履歴吸収エネルギーの増大が上屋の応答低減の原因に挙げられている。そこで基礎梁モデルと剛基礎モデルの GL-0.45m における地盤反力と杭-地盤相対変位関係を隅杭と中杭について加振後 10 秒から 50 秒まで、10 秒間ごとにプロットしたものを図 2.11 に示す。ここで地盤反力は杭せん断力の深さ方向の差分より、杭変位は基礎位置の応答加速度の 2 階積分と杭の曲げ回転角の積分値の差分より、地盤変位は地盤の応答加速度の 2 階積分から各々求めた。隅杭のせん断力は剛基礎モデルのほうが基礎梁モデルより大きかった（図 2.5）が、地盤反力は逆に基礎梁モデルのほうが剛基礎モデルより大きく、相対変位は基礎梁モデルのほうが剛基礎モデルより小さい傾向がみられる。

地盤反力と相対変位の履歴吸収エネルギー時刻歴を図 2.12 に示す。図 2.12 より文献<sup>2,3)</sup>の知見とは逆に、上屋の応答が大きい剛基礎モデルのほうが履歴吸収エネルギーが大きいことがわかる。

杭-地盤系に入力された総入力エネルギーが不明であるので早計な判断はできないが、仮に基礎梁モデルと剛基礎モデルの総入力エネルギーが等しいと判断すると、上屋の応答の差は基礎梁の剛性の差による杭頭および柱脚の回転固定度の差、ないしは基礎梁の変形による弾性振動エネルギーの差である可能性が考えられる。

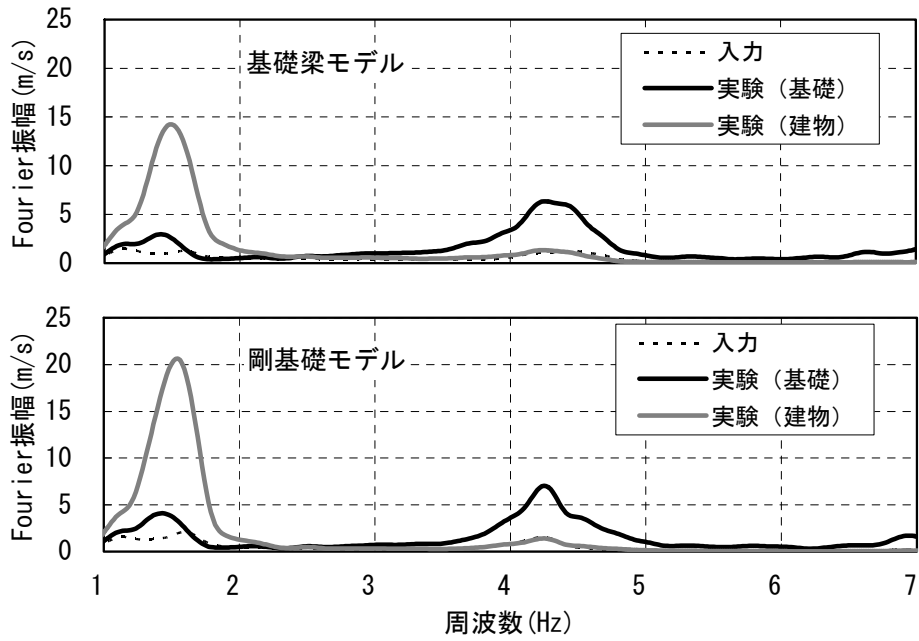


図 2.7 Fourier 振幅スペクトルの比較

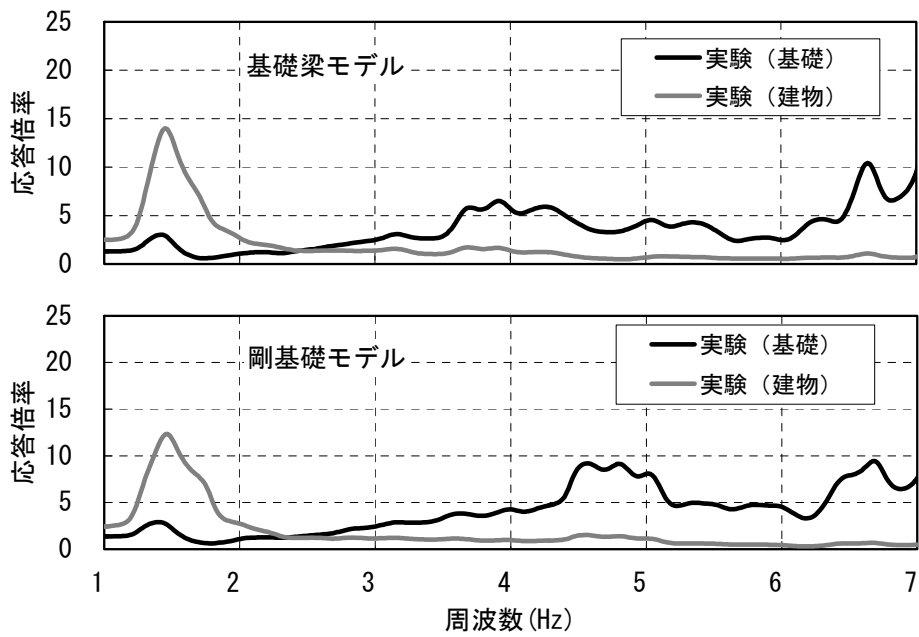


図 2.8 入力に対する応答倍率 (Fourier 振幅比)

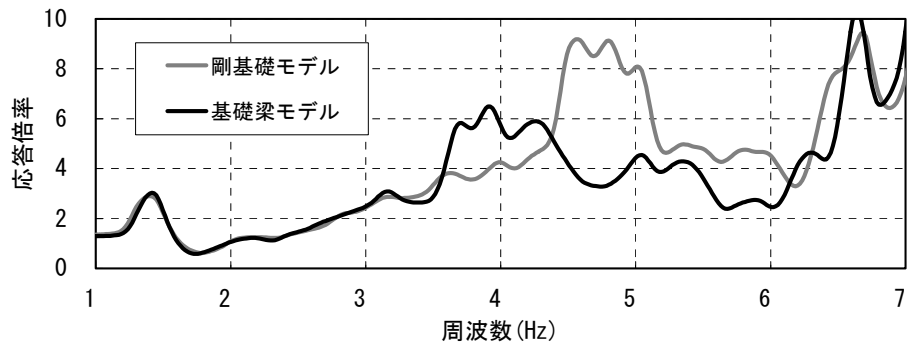


図 2.9 入力に対する基礎の応答倍率の比較

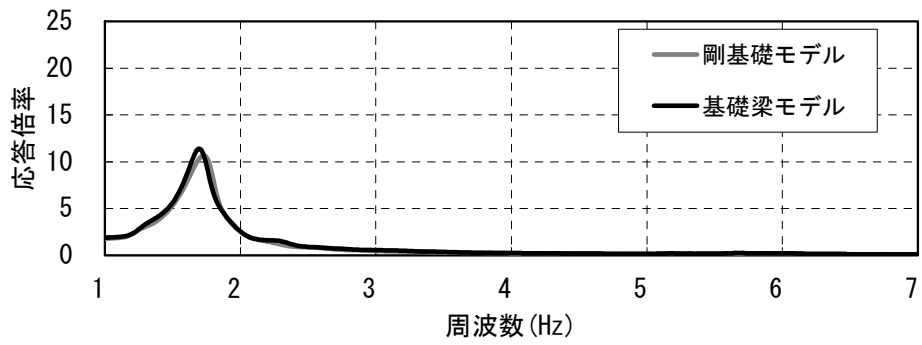


図 2.10 基礎応答に対する応答倍率 (Fourier 振幅比)

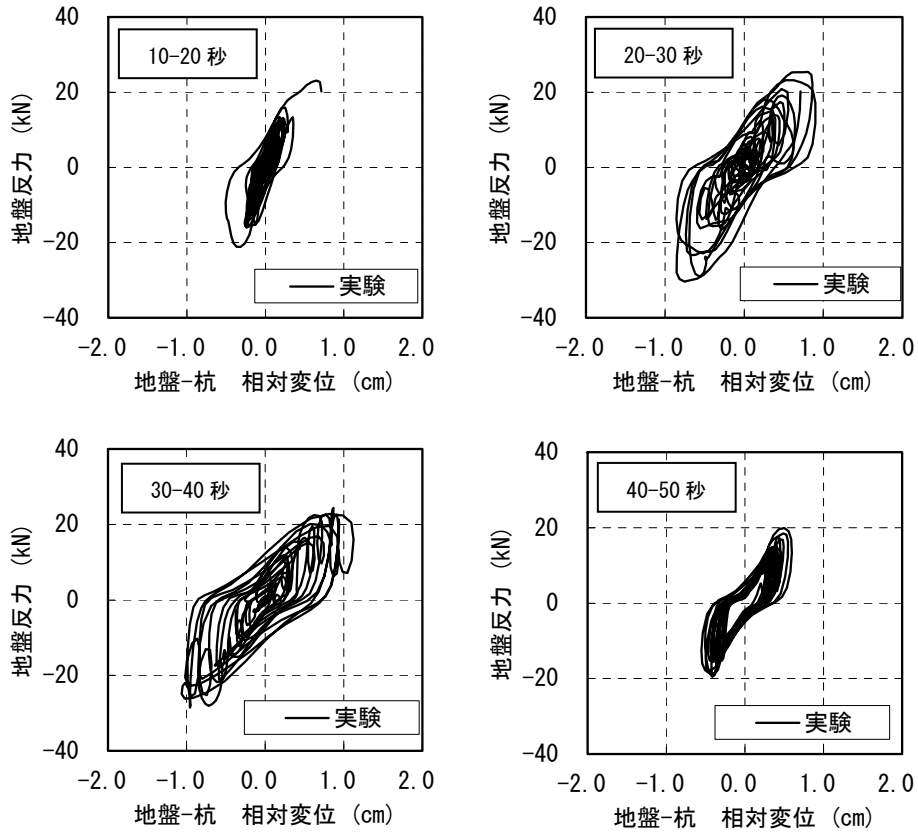


図 2.11 (a) GL-0.45m レベルの地盤反力と杭地盤相対変位関係 (基礎梁モデル：隔杭)

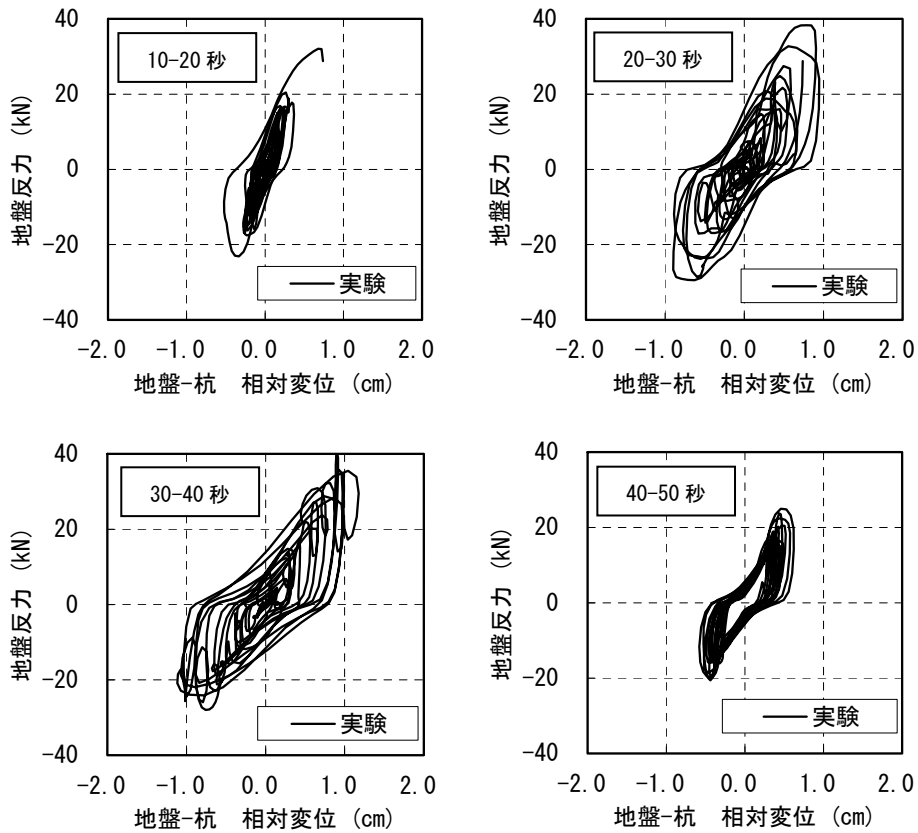


図 2.11 (b) GL-0.45m レベルの地盤反力と杭地盤相対変位関係 (基礎梁モデル：中杭)

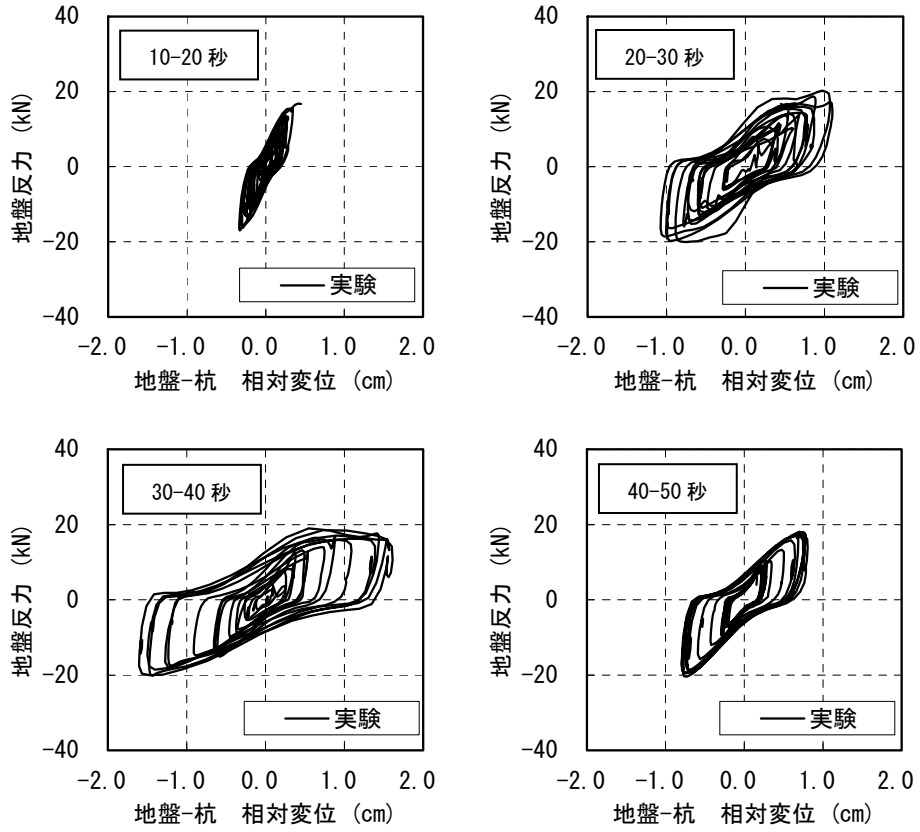


図 2.11 (c) GL-0.45m レベルの地盤反力と杭地盤相対変位関係 (剛基礎モデル：隔杭)

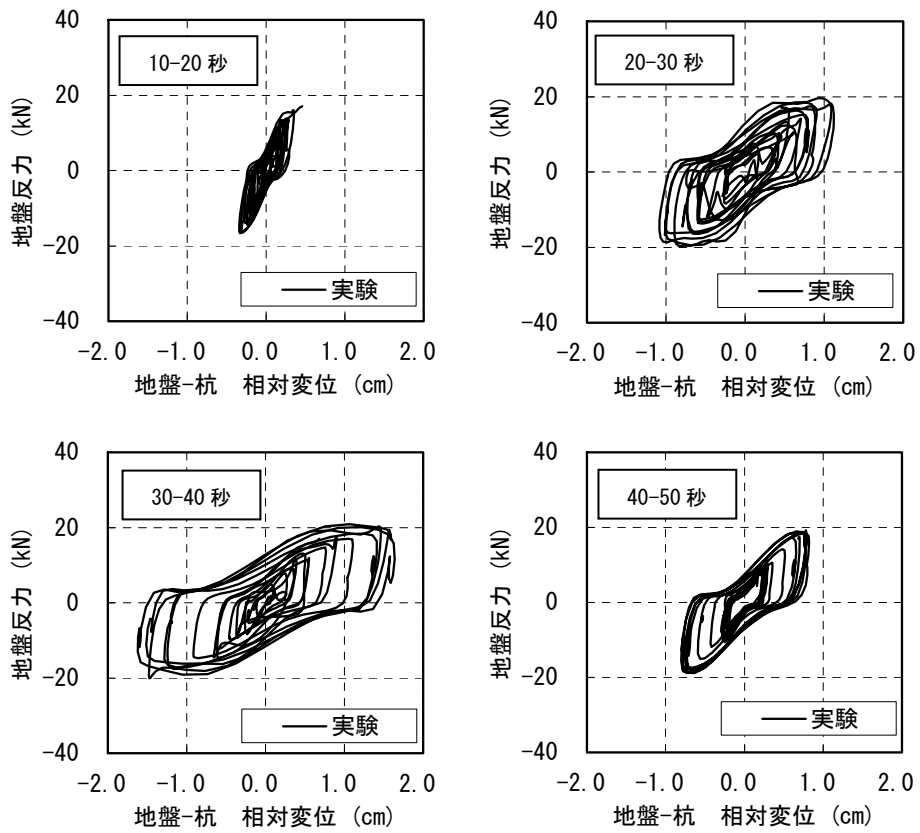
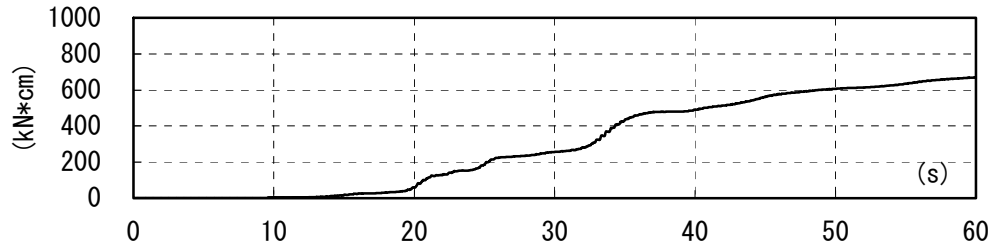
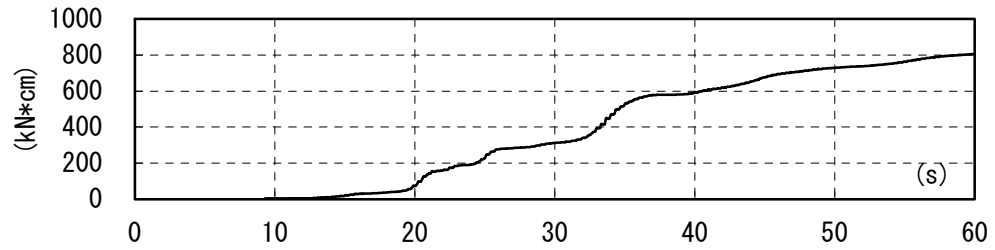


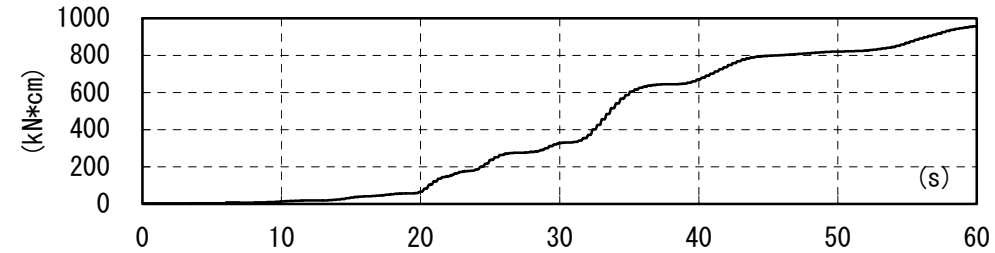
図 2.11 (d) GL-0.45m レベルの地盤反力と杭地盤相対変位関係 (剛基礎モデル：中杭)



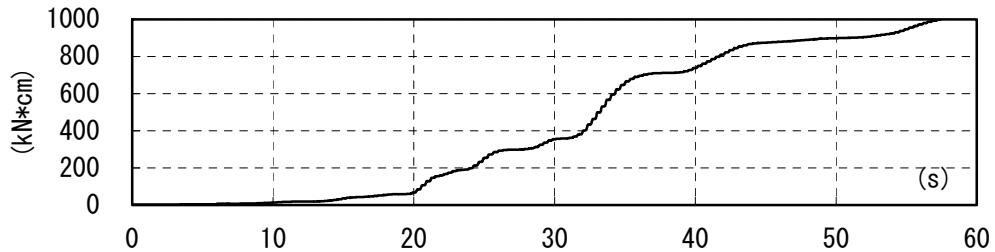
(a) 基礎梁モデル (隅杭)



(b) 基礎梁モデル (中杭)



(c) 剛基礎モデル (隅杭)



(d) 剛基礎モデル (中杭)

図 2.12 GL-0.45m レベルの地盤反力と杭地盤相対変位関係の履歴吸収エネルギー

## 2.3 まとめ

本実験における杭間隔、地盤条件などは限定的なものであるが、基礎の剛性が完全に剛とはみなせない杭基礎構造物の地震時挙動は剛体基礎の挙動とは異なり、特に隅杭のモーメント、せん断力及び軸力が他の杭より小さくなることが確認された。

杭-建物系全体への総入力エネルギーが不明であるため早計な判断はできないが、基礎梁モデルに比べて剛基礎モデルの上屋の応答が大きいのは基礎梁剛性の差による柱脚回転固定度の差か、ないしは基礎梁の変形による弾性振動エネルギー吸収の差である可能性が考えられた。

なお、本実験は杭基礎を降伏させない範囲で入力地震動レベルを設定したため、底板部の応答加速度レベルは極めて稀に発生する地震動の大きさに達していない。さらに大きな入力に対する杭基礎構造物の挙動については、今後の課題であることを追記する。

## 第2章 参考文献

- 2.1) 真野英之, 中井正一: 水平力を受けるパイルドラフト基礎のラフトの接地が杭応力へ与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造 I), pp.485-486, 2003.9
- 2.2) 丹羽正徳, 渡部丹, 横田治彦, 田村保: 東京臨海部における動的設計用入力地震動の検討(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp.361-362, 1991.9
- 2.3) 長江拓也, 香取慶一, 林静雄: 軸部を細くした場所打ちコンクリート杭の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 542 号, pp.139-146, 2001.4

## 第3章 地盤－杭－建物－体骨組モデルを用いた連成応答解析手法の構築

### 3.1 はじめに

本章では、基礎を剛体とみなせない杭基礎構造物の上部建物と杭基礎の地震時挙動を評価するために、Penzien型モデルを基に上部建物、杭基礎を3次元骨組に置換したモデルを用いて、動的相互作用を考慮した地震応答解析手法の概要を示す。

次に2章で述べた基礎梁剛性の異なる2体の杭基礎構造物の遠心模型実験のシミュレーション解析を行い、提案解析手法の適用性について検討する。

最後に想定建物に対するパラメータスタディを行い、基礎梁剛性の変化が建物や杭基礎の応答に与える影響について検討する。この解析結果に基づいて基礎を剛体とみなすことができる、基礎梁と杭の曲げ剛性比について考察する。

### 3.2 提案解析手法の概要

本論で提案する解析モデルのイメージを図3.1に示す。解析手法はPenzien型モデルとよばれる1次元地盤－杭－建物質点系解析手法<sup>3.1), 3.2), 3.3)</sup>を3次元の立体骨組系に拡張したものである。

本論では、基本となるPenzien型モデルの定式化は文献<sup>3.2), 3.3)</sup>にて提案された手法に基づいている。以下、概要について述べる。

本論に示す解析は、地盤－杭－建物の全体系を、自由地盤系と杭－建物系に分離したサブストラクチャ法を採用する。自由地盤系は1次元のばね－マスモデルに置換し、杭－建物系は上部建物、杭基礎を含めて3次元立体骨組に置換する。各杭周辺の地盤は、杭軸方向と直交方向に設けた軸ばねと、軸ばね間に設けたせん断ばねで構成し、軸ばねは剛性成分 $K_a$ と減衰成分 $C_a$ とで構成する。

#### 3.2.1 自由地盤系モデル

自由地盤系モデルのイメージを図3.2に示す。自由地盤は平行成層を仮定して単位面積あたりの土柱を取り出し、層の質量 $M$ は層境界に集約し、層のせん断剛性 $K$ はせん断ばねにてモデル化する。せん断剛性 $K$ はせん断弾性係数 $G$ と層厚 $H$ はから、せん断弾性係数 $G$ は単位体積重量 $\gamma_t$ とせん断波速度 $V_s$ からそれぞれ(3.1)式、(3.2)式で求められる。 $g$ は重力加速度 $9.8\text{m/s}^2$ である。

$$K = \frac{G}{H} \quad (3.1)$$

$$G = \left( \frac{\gamma_t}{g} \right) \times V_s^2 \quad (3.2)$$

層の復元力特性はせん断応力度  $\tau$  とせん断ひずみ  $\gamma$  に修正R-Oモデル<sup>3.4)</sup>を用いる (図3.3)。

修正R-Oモデルのパラメータは初期剛性 $G_0$ と、 $G/G_0=0.5$ となる規準せん断ひずみ $\gamma_{rf}$ 、せん断ひずみが無限大となる時の減衰定数 $h_{max}$ の3つの定数から与える。

規準せん断ひずみ $\gamma_{rf}$ は、原位置試料を用いた動的三軸試験<sup>3.5)</sup>から求めることが原則であるが、既往の実験から多くの $G/G_0-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 曲線が提案<sup>3.6)~3.13)</sup>されておりこれらを用いることも多い。

最大減衰定数は修正R-Oモデルの骨格曲線の形状に大きく影響する。田蔵らの研究によれば $h_{max}=20\%$ 程度を想定することで最大応答せん断ひずみ約1%程度まで既往の $G/G_0-\gamma$ 曲線と修正R-Oモデルの骨格曲線がよい一致を示すことが知られている<sup>3.14)</sup>。本研究においても特に動的変形試験結果と修正R-Oモデルの骨格曲線のフィッティングを行わない限りは最大減衰定数 $h_{max}=20\%$ を採用する。履歴則は一般に地盤の繰り返しの履歴則に用いられるMasing則を本論でも用いる。

### 3.2.2 相互作用ばねのモデル化

本振動解析モデルでは、各杭周辺の地盤は杭軸方向と直交方向に設けた軸ばねと、軸ばね間に設けたせん断ばね $K_b$ で構成し、軸ばねは剛性成分 $K_a$ と減衰成分 $C_a$ とで構成する (図3.1)。文献<sup>3.1)</sup>、<sup>3.3)</sup>において相互作用ばねを軸ばねのみとした場合と、軸ばねとせん断ばねを考慮した場合を比べ、いずれもせん断ばねを設けたほうが精算法に近い結果が得られたと報告しており、本論文においても軸ばねとせん断ばねを併用することとする。

後述のように相互作用ばねには逐次非線形を考慮するため、軸ばね剛性成分 $K_a$ と減衰成分 $C_a$ とせん断ばね $K_b$ は弾性剛性地盤における群杭効果を考慮した値として求める。

各杭の極限地盤反力に対しても群杭効果が表れるものと考えられる。本研究では等価線形的に扱うことで便宜的に考慮されるものと考え、地盤ばね剛性に考慮する群杭効率と同じ比率で群杭の極限地盤反力を算定することにする。

### 3.2.3 相互作用ばねの非線形特性

相互作用ばねに考慮する非線形特性には、杭と周辺地盤の力-変位関係を表す非線形性と、地盤全体が地震動により生じるせん断変形に伴う非線形性を考慮する必要がある。前者をローカルノンリニアリティ、後者をサイトノンリニアリティと呼んでいる<sup>3.15)</sup>。本論においても両者をともに考慮した非線形性を相互作用ばねに取り入れる。

復元力特性の概念図を図 3.6 に示す。ローカルノンリニアリティは次のように考慮する。軸ばね剛性部の非線形性は地盤の極限耐力を考慮して双曲線モデル<sup>3.16)</sup>を採用する。極限地盤反力は岸田、中井<sup>3.17)</sup>の提案式に基づき算定する。せん断ばね $K_b$ の非線形性は自由地盤のせん断の非線形特性によく用いられる修正R-Oモデル<sup>3.4)</sup>を採用する。

サイトノンリニアリティは次のように考慮する。軸ばね剛性 $K_a$ とせん断ばね剛性 $K_b$ は初期剛性にこの時刻歴の $G/G_0$ を乗じたものを剛性として履歴計算を行う。自由地盤の剛性低下率 $G/G_0$

$G_0$ の時刻歴特性は、自由地盤系モデルの応答解析時の骨格曲線の剛性低下率  $G/G_0$ を採用する。当該ステップにおけるせん断ひずみが、その時刻までの最大せん断ひずみを超えた場合は、せん断ひずみが反転するまでその骨格曲線の  $G/G_0$ が更新され、その後せん断ひずみがあらたにせん断ひずみの最大値を超えない間はその時点までの  $G/G_0$ が維持されると考える。

減衰係数に対するサイトノンリニアリティの考慮方法は、一般に減衰係数は  $\rho V_S$  で表され、軸ばね剛性  $K_d$  はせん断剛性  $G$  すなわち  $V_S^2$  に比例することから、減衰係数  $C_d$  は  $\sqrt{K_d}$  に比例させて時刻歴で減衰係数を低下させる。

### 3.2.4 相互作用ばねの配分

Penzien型モデルを骨組モデルに拡張するイメージを図3.4に、各杭に設ける相互作用ばねの算定手順を図3.5に示す。群杭全体の相互作用ばねの合計値はPenzien型モデルの集約杭の相互作用ばねと等しいばね諸元を持つものとする。この集約杭の相互作用ばね  $\Sigma K$  は3次元薄層要素法<sup>3.18)</sup>により求める【図3.5のステップ①】。ここで  $\Sigma K$  は集約杭ばね全体をイメージしたもので軸ばね剛性成分  $K_a$ 、減衰成分  $C_a$ 、せん断ばね  $K_b$  全体を代表した表記として話しを進める。このばねは3次元薄層要素法を用いることで群杭効果が考慮されているものとすることができる。

この集約杭の相互作用ばねを杭配置を考慮して各杭に配分することで各杭の相互作用ばねを設定する。各杭への配分比率は、杭頭加振条件にて3次元薄層法で算出した各杭の杭頭負担せん断力  $dQ_i$  の比率  $dQ_i / \Sigma dQ_i$  を再現することを目標とする【図3.5のステップ②】。ここで  $d$  は動的を、 $i$  は杭位置を表す添字とする。

そこで各杭について、一様地盤中の弾性支承梁の解<sup>3.19)</sup>で杭頭負担せん断力  $sQ_i$  を求め、この分担比率  $sQ_i / \Sigma sQ_i$  を  $dQ_i / \Sigma dQ_i$  と等しくなるよう水平地盤反力係数  $sK_i$  を定める【図3.5のステップ③】。ここで  $S$  は静的を表す添字とする。

最後に各杭の相互作用ばね  $K_i$  は、 $sK_i / \Sigma sK_i$  の比率に応じて  $\Sigma K$  を各杭に配分して定める【図3.5のステップ④】。

本論では1つの杭における深さ方向のばねは全て同じ比率  $sK_i / \Sigma sK_i$  を用いて配分する。それぞれの杭間には相互作用は設けない。自由地盤系の応答結果による地盤応答は杭位置によらず同一であると仮定する。

なお、酒向らや宮本らが杭基礎を立体フレームに拡張した解析事例では、非線形性が強くなると動的な群杭効果は小さくなるとして、杭本数で平均化して配分している<sup>3.20)、3.21)</sup>。

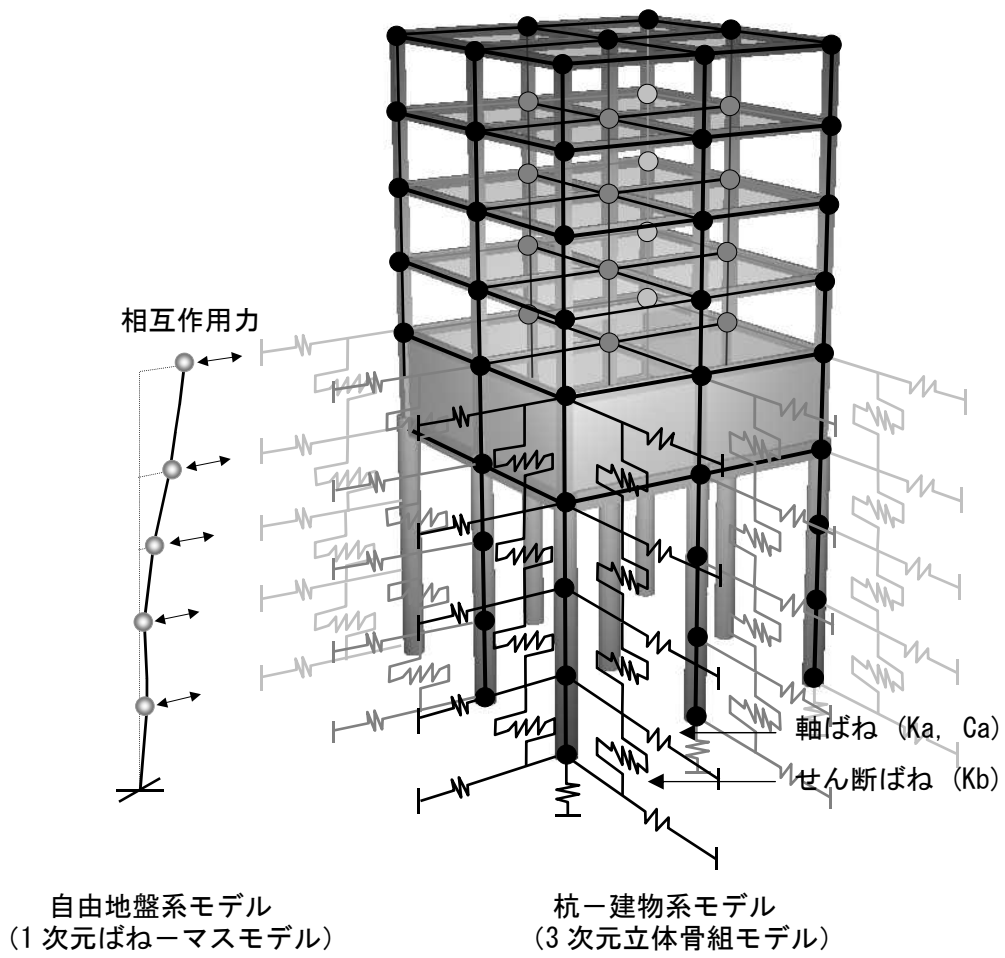


図3.1 解析モデルの概念図

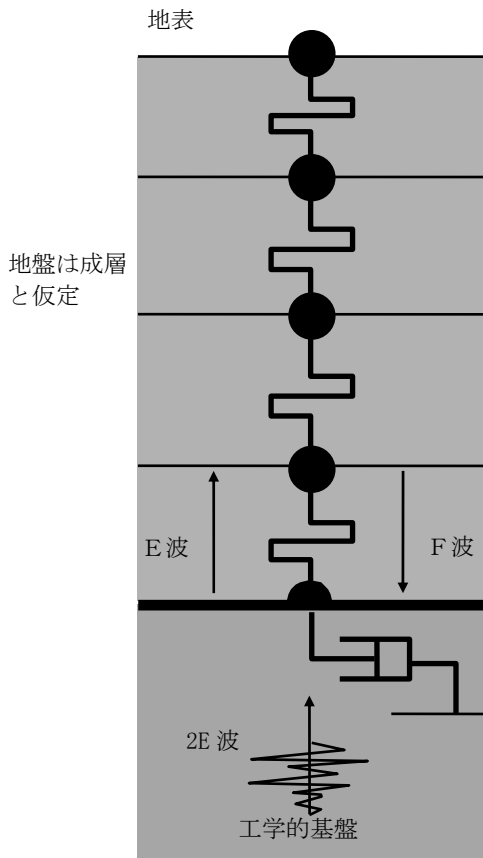


図 3.2 自由地盤解析モデルの概念図

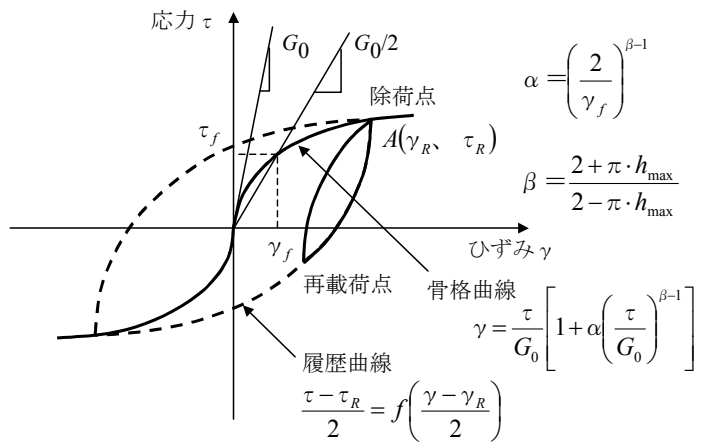


図 3.3 修正 R-O モデルの概念図

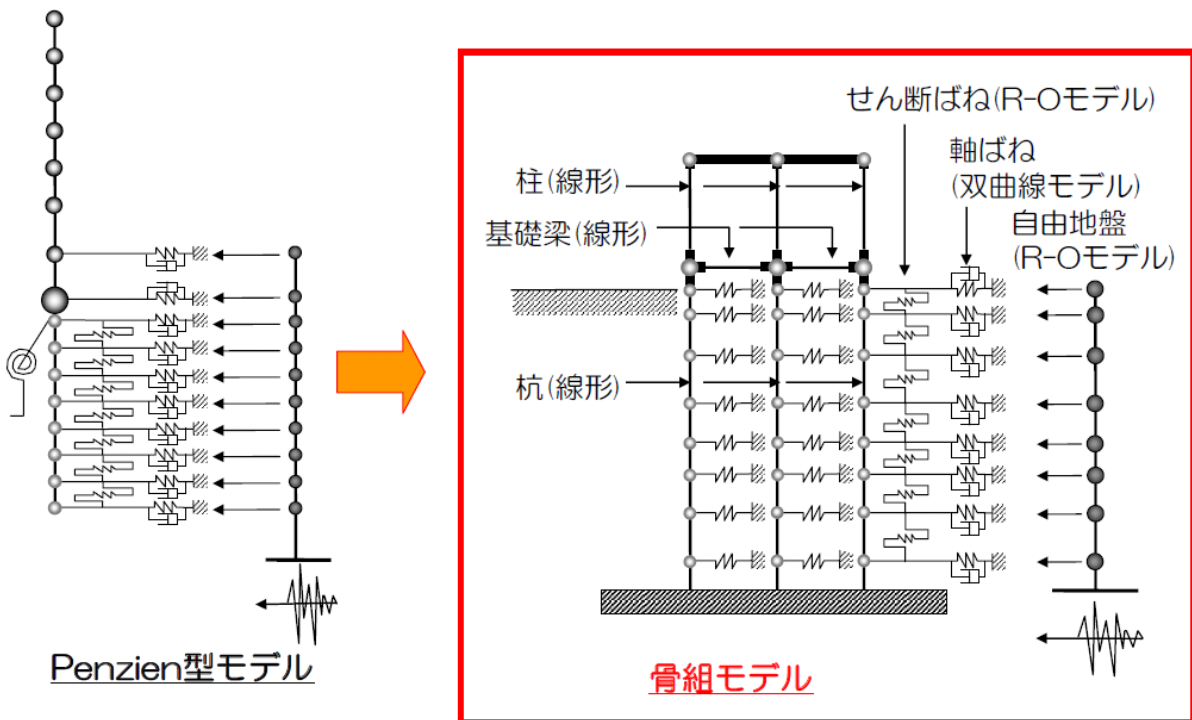
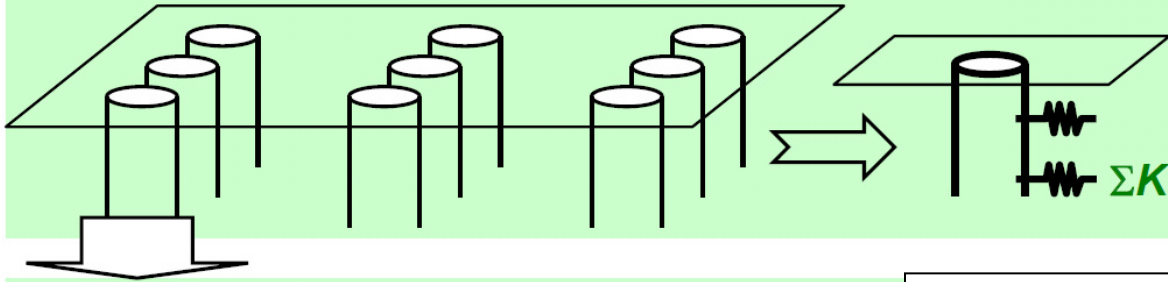


図 3.4 Penzien 型モデルから骨組モデルへの拡張のイメージ

集約杭の相互作用ばね剛性の算定  $\Sigma K$

長谷川、護 (1998)

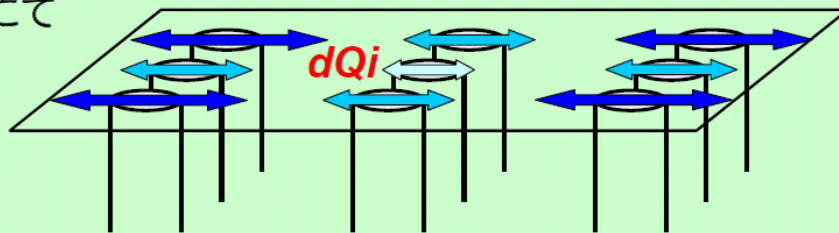
ステップ①



各杭頭におけるせん断力負担率を薄層法にて算定

$$dQi / \Sigma dQi$$

ステップ②

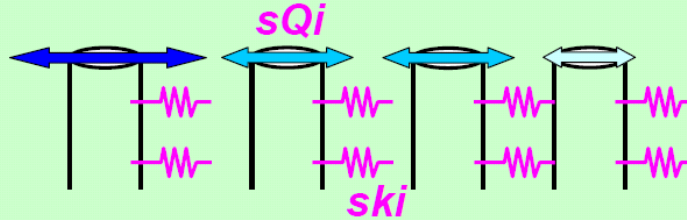


ステップ③

各々の  $s_{ki}$  を以下のように設定

$$dQi / \Sigma dQi = s_{ki} / \Sigma s_{ki}$$

弾性支承梁による  $s_{ki}$



本検討における骨組モデルの相互作用ばね

$$Ki = \Sigma Ki \times s_{ki} / \Sigma s_{ki}$$

ステップ④

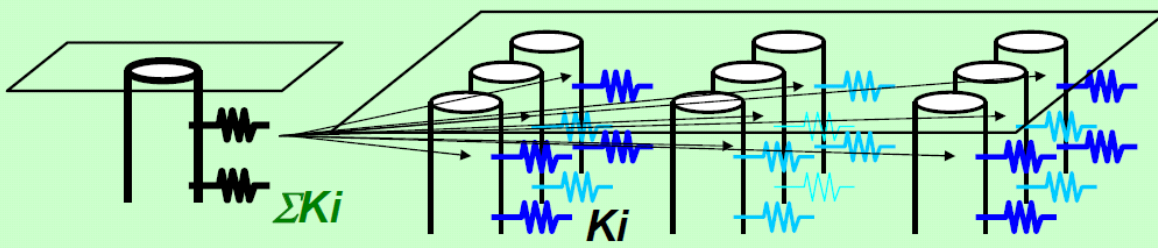
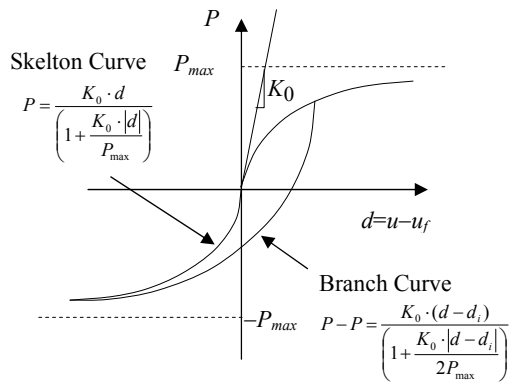
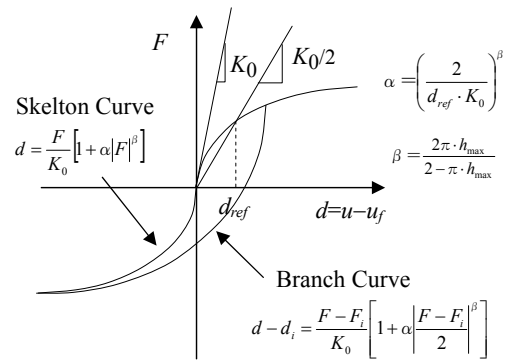


図 3.5 相互作用ばね算定手順



軸ばね ( $k_a$ ) 復元力特性

: 双曲線モデル



せん断ばね ( $k_b$ ) 復元力特性

: 修正 R-0 モデル

図 3.6 相互作用ばねの復元力特性

### 3.3 遠心模型実験のシミュレーション解析

2章に示した遠心模型実験に対して、前節で構築した解析手法を用いたシミュレーション解析を行い、解析手法の適用性について検討した。

#### 3.3.1 解析諸元

シミュレーション解析モデルは図 3.4 に示した骨組モデルである。

解析諸元は、遠心模型を実スケールに換算して設定した。自由地盤の解析諸元を表 3.1 に示す。模型地盤の単位体積重量は、豊浦砂の単位体積重量  $1.63\text{t/m}^3$  に、模型せん断土槽の側面フレームの質量を地盤体積で除した付加質量  $0.33\text{t/m}^3$  を加えたものとした。地盤のせん断波速度は、模型地盤中に設置したベンダーエレメント間の伝播速度より算出し [図 3.7]、 $V_s=140 Z^{0.25} (\text{m/s})^{3.22}$  として求めた。ここで  $Z$  は地盤の地表面からの深さ(m)である。

自由地盤の非線形特性である修正 R-O モデルのパラメータである規準せん断ひずみは、豊浦砂の繰返変形試験に拘束圧を考慮して算定した。自由地盤の振動解析は全応力解析で行い、入力地震動は、遠心模型実験におけるベース位置での応答加速度波形 [図 3.8] を用い、自由地盤系にいわゆる E+F 入力とした。なお、せん断剛性と拘束圧は豊浦砂の単位体積重量  $1.63\text{t/m}^3$  に比例させて算定しており、模型せん断土槽分はあくまでも付加質量としてマスに追加する。

柱、梁、杭は線材（ビーム要素）に置換し、上部構造と基礎位置は剛床を仮定した。柱-梁接合部、及び基礎梁芯から杭頭フェイス位置までは剛域を考慮した。上部構造、基礎梁、杭の復元力特性はいずれも線形とした。杭頭は基礎に剛結、杭先端は固定とした。

上部構造の柱剛性は、上部構造模型のみ振動台に固定して実施した、微小スイープ加振で得られた 1 次固有振動数  $1.76\text{Hz}$  に、解析モデルの 1 次固有振動数が一致するように設定した。内部粘性減衰は、連成系の 1 次固有振動数に対して減衰定数  $\eta=0.1\%$  の剛性比例型とした。

集約杭の相互作用ばねを各杭に配分した比率を表 3.2 に示す。三次元薄層法に用いた地盤諸元は、自由地盤系の応答結果から得られた等価剛性、等価減衰を採用した [表 3.1]。加振条件は杭頭固定条件とした。三次元薄層法で算定した杭頭せん断力負担率は振動数に依存するが、本解析では静的とみなせる振動数の値を用いた。結果として、中杭を 1.0 とした場合の隅杭の比率は 1.32 となった。本検討では、剛基礎モデル、基礎梁モデルとも同じ配分比率を用いた。

表 3.1 自由地盤解析諸元(遠心模型実験)

層レベル (m)	層厚 (m)	$V_s$ (m/s)	規準せん断ひずみ $\gamma_{rf} (\times 10^{-4})$	等価せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	等価減衰定数
0.00					
0.45	0.45	96	0.63	3651	0.24
0.81	0.36	125	1.13	6230	0.23
1.20	0.39	140	1.47	7883	0.23
2.10	0.90	159	1.95	10601	0.23
2.85	0.75	176	2.47	14229	0.22
3.60	0.75	188	2.87	17654	0.21
4.20	0.60	197	3.20	20513	0.20
4.86	0.66	204	3.48	23793	0.19
5.40	0.54	211	3.74	26407	0.19
5.85	0.45	216	3.94	28489	0.18
6.45	0.60	220	4.15	30906	0.18
7.05	0.60	226	4.37	33926	0.17
7.80	0.75	231	4.62	37532	0.16
8.55	0.75	237	4.88	41412	0.16
9.45	0.90	242	5.07	45111	0.15

(共通) 単位体積重量  $\rho = 1.63 \text{ t/m}^3$  最大減衰定数  $h_{max} = 0.25$

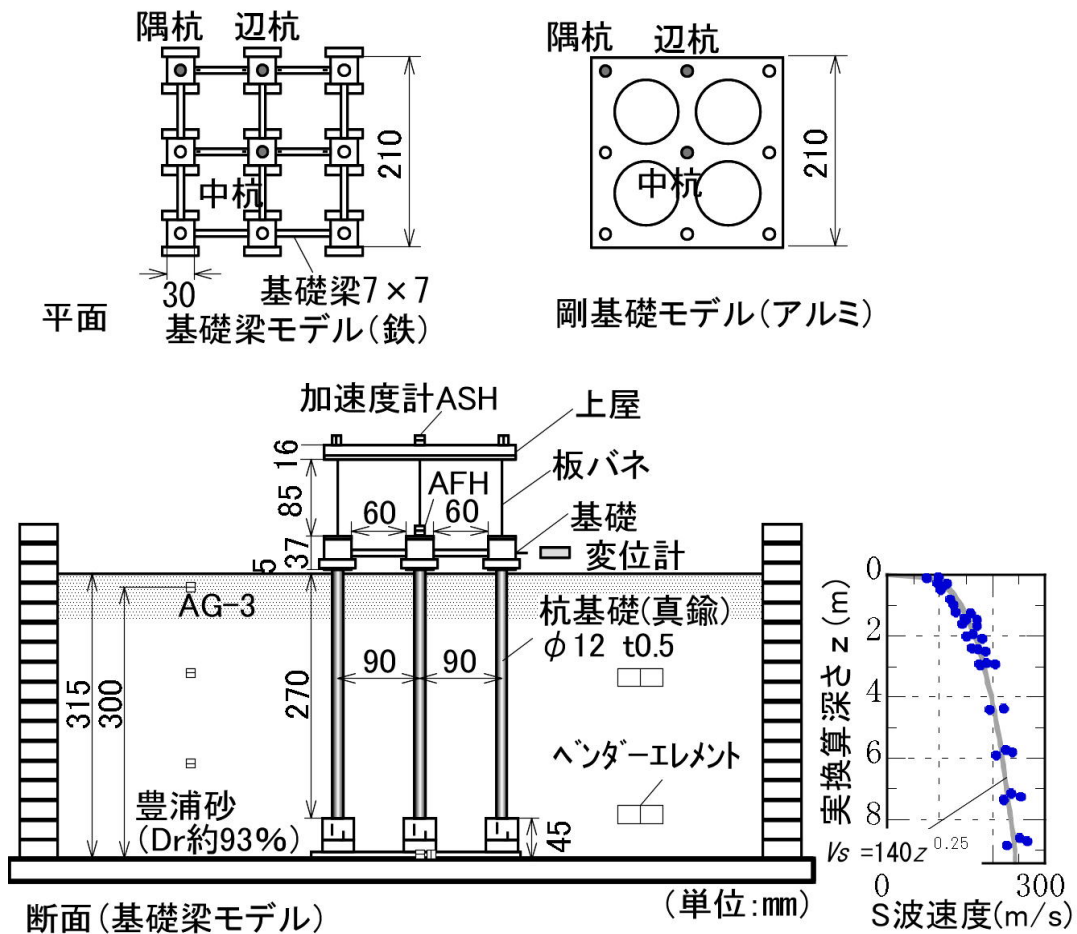


図3.7 実験模型

表 3.2 相互作用ばね配分比率

杭位置	配分比率	中杭比
隅杭	0.120	1.32
前杭	0.108	1.19
辺杭	0.105	1.15
中杭	0.091	1.00

※中杭比:中杭を1.0とした比率

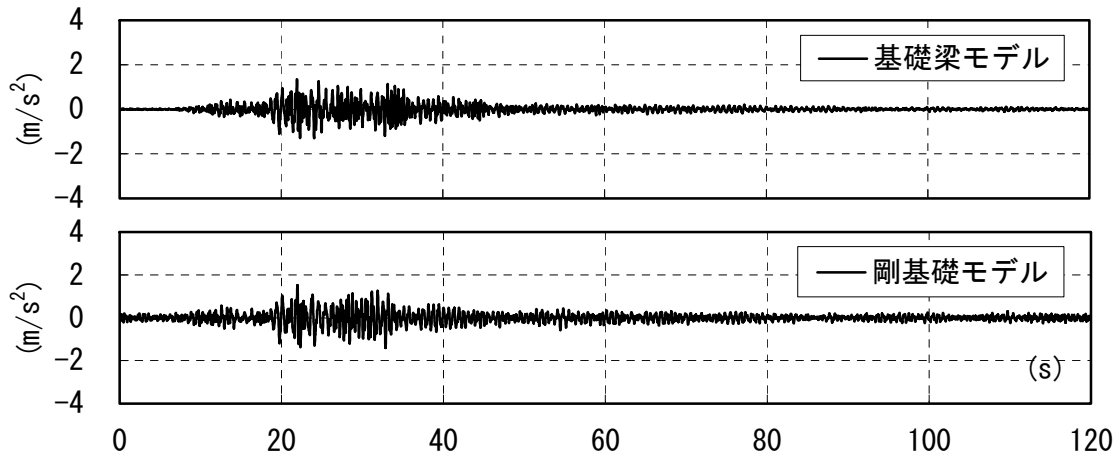
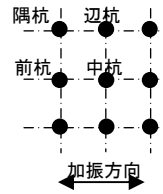


図3.8 入力地震動の時刻歴波形 (ベース位置応答加速度)

### 3.3.2 解析結果

自由地盤系モデルの1次固有振動数は5.27Hz、杭-建物系モデルの1次固有振動数は基礎梁モデルが1.63Hz、剛基礎モデルが1.68Hzであった。

地盤中の加速度計AG-3位置（地表面-0.45m、図3.7）の、20~40秒間の応答加速度波形の実験結果と解析結果の比較を図3.9に、Fourier振幅スペクトルの比較を図3.10に示す。両者の応答加速度波形は振幅、位相ともよく一致した。Fourier振幅スペクトルは、4.5~5.5Hzにかけて解析値が大きくなる点を除いて両者は概ね一致し、AG-3の位置は自由地盤とみなしてよいことが分かる。

20~40秒間の基礎および上部構造の応答加速度波形の比較を図3.11、図3.12に、Fourier振幅スペクトルの比較を図3.13に示す。33秒以降の建物の解析値が、実験結果に比べてやや小さいことを除き、基礎梁モデル、剛基礎モデルの応答加速度の時刻歴は、振幅、位相ともよく一致した。33秒以降の建物の解析値が小さいことを反映して、基礎梁モデルの1次固有振動数でのFourier振幅スペクトルがやや小さいが、全体としてシミュレーション解析結果は、実験結果をよく表現している。

中杭、隅杭の杭頭曲げモーメントの時刻歴波形の比較を図3.14に示す。位相については、解析結果と実験結果はよく一致しているが、振幅については解析結果のほうが大きい。

各杭の杭頭曲げモーメント最大値発生時刻における、杭モーメント分布を図3.15に、最大値一覧を表3.3に示す。杭頭曲げモーメントはいずれの場合も解析結果のほうが大きく、地中部最大モーメント発生深さは、解析結果が実験結果より深い。これは、一様地盤中の弾性支承梁の解<sup>3.19)</sup>において、杭頭固定度を低下させた場合の傾向に一致し、模型構造物における杭頭の固定度が、完全に剛ではなかった可能性が考えられる。また、相互作用ばねのモデル化や、非線形性状等の影響も可能性として挙げられる。この点を除いて、解析結果は隅杭、辺杭、中杭の違いや、基礎梁モデルと剛基礎モデルの違いなどの傾向をよく表している。

隅杭の軸力の時刻歴波形を図3.16に、軸力の比較を表3.4に示す。軸力はいずれも加振開始直前の杭軸力を差し引いた、加振により生じた軸力として示した。建物加速度の時刻歴と同様に33秒以降の解析値が実験結果に比べてやや小さいことを除き、解析結果と実験結果は、振幅、位相ともよく一致した。

以上より、前節で示した振動解析手法は、比較的簡便な手法であるものの、遠心模型実験結果において、基礎梁剛性の違いが各杭の曲げモーメント、軸力の応答に与える影響をよく表現できることが確認された。

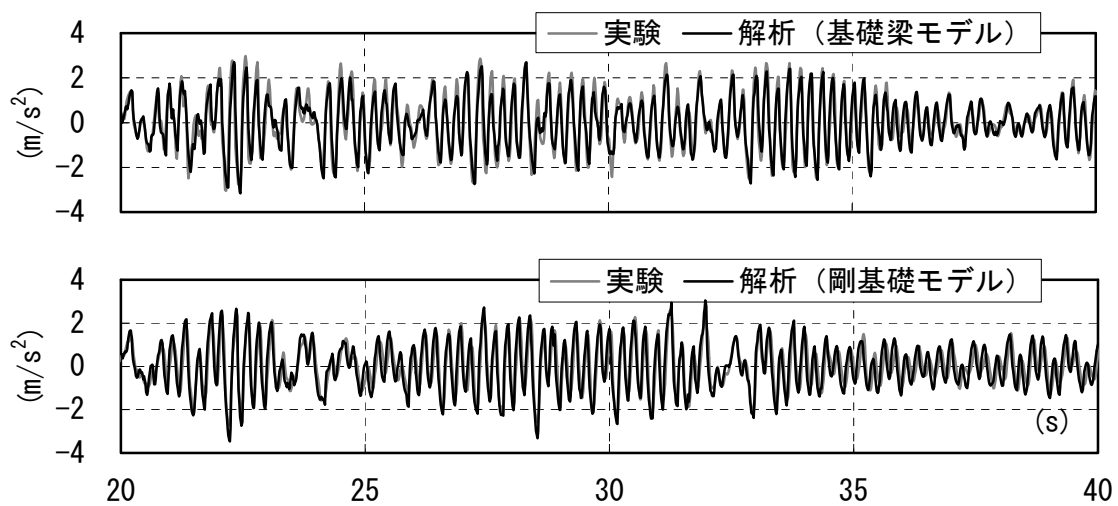


図3.9 AG-3位置の地盤加速度の時刻歴波形

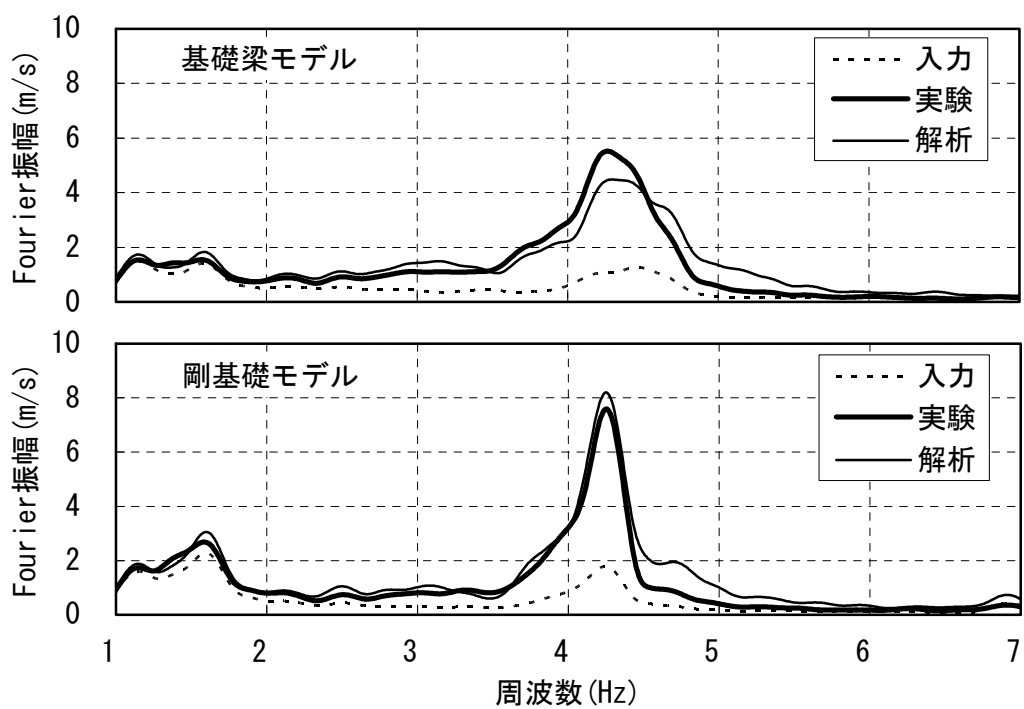


図3.10 AG-3位置の地盤のFourier振幅スペクトルの比較

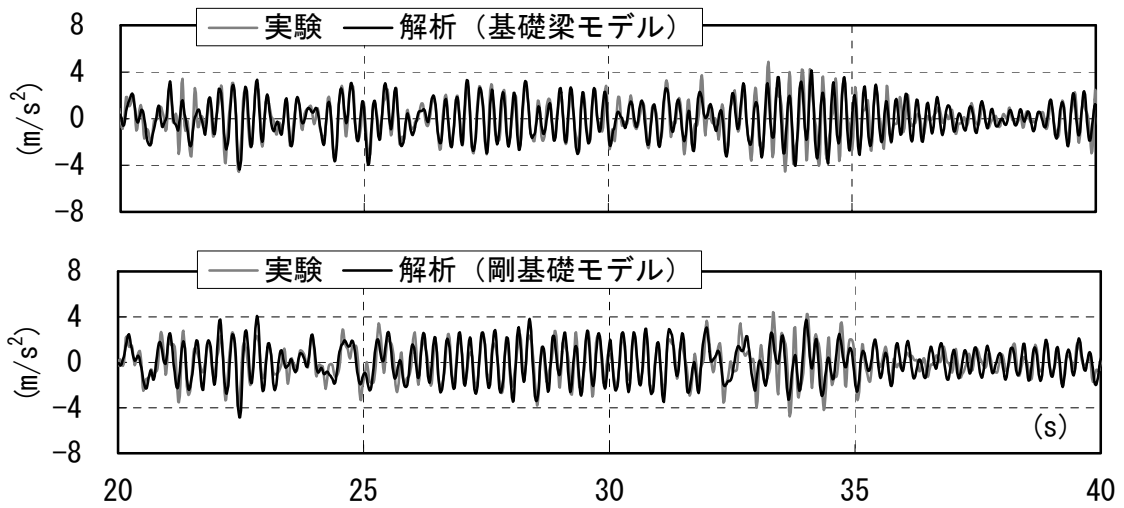


図3.11 基礎加速度の時刻歴波形

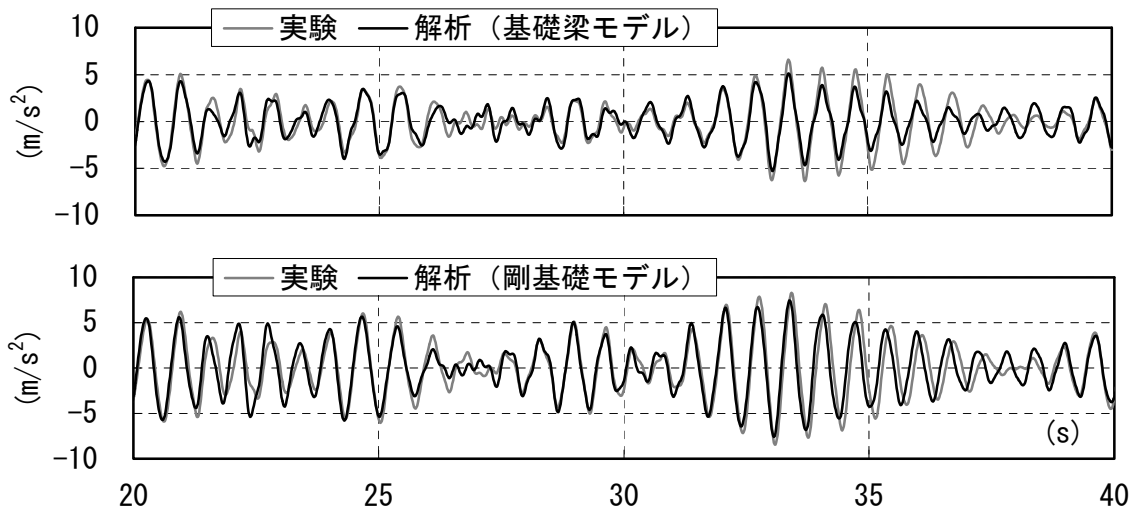


図3.12 上部構造加速度の時刻歴波形

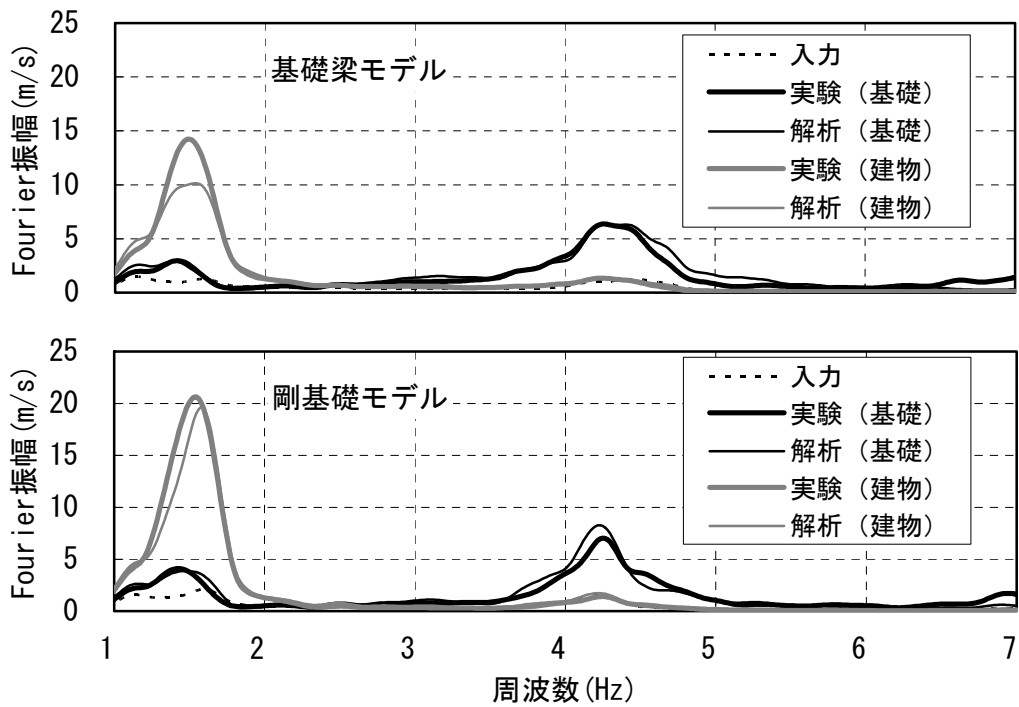


図3.13 基礎および建物のFourier振幅スペクトルの比較

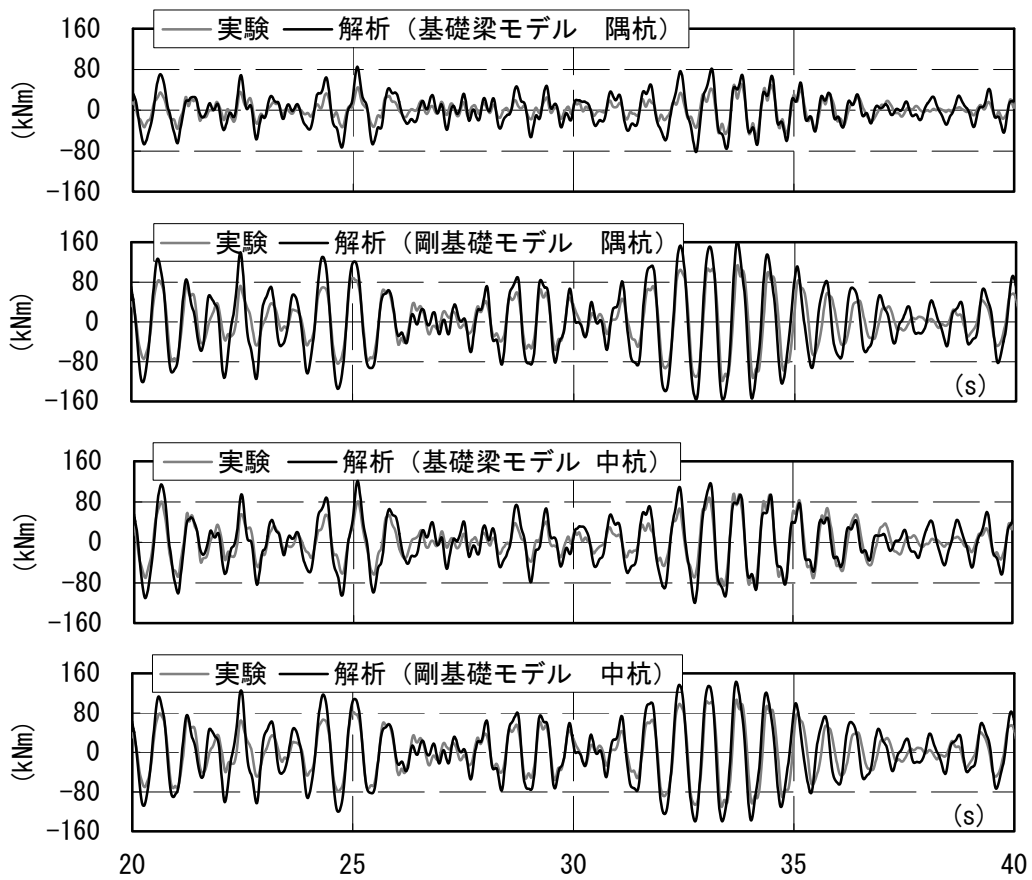
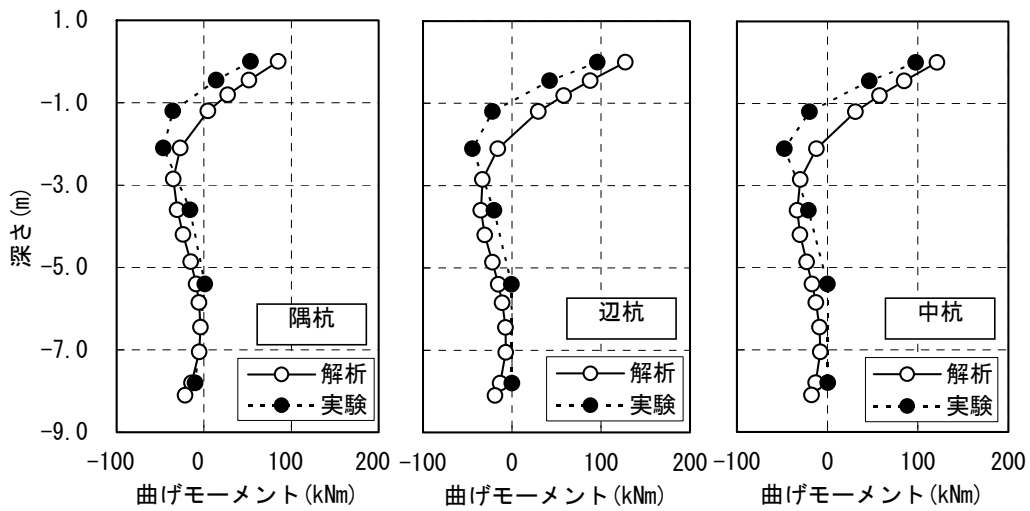


図 3.14 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形

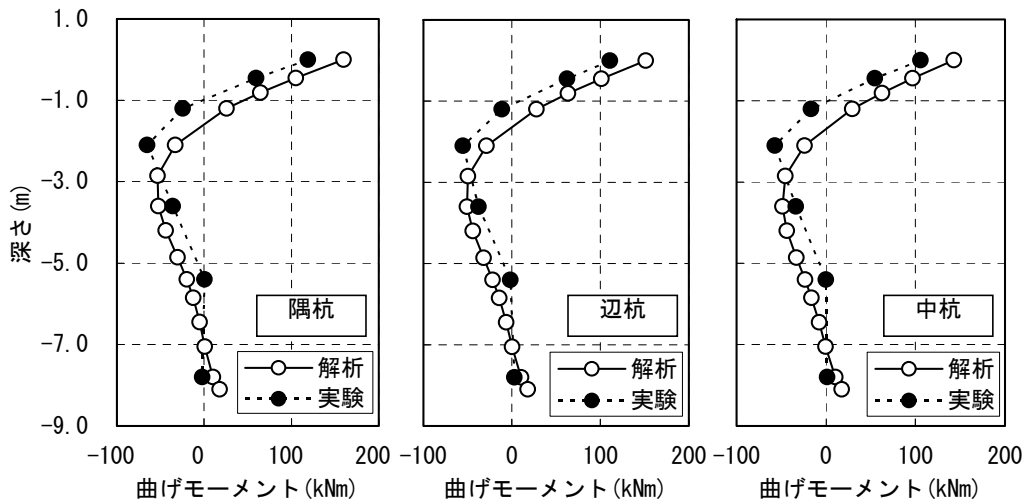
表3.3 最大杭頭モーメントの中杭に対する比

基礎梁モデル	隅杭	辺杭	中杭
基礎梁モデル 実験	53.5	97.5	96.0
	0.56	1.02	1.00
基礎梁モデル 解析	85.1	127.4	121.1
	0.70	1.05	1.00
剛基礎モデル 実験	119.0	105.6	110.8
	1.07	0.95	1.00
剛基礎モデル 解析	159.8	151.4	142.8
	1.12	1.06	1.00

上段：杭頭モーメント(kNm)、下段：中杭に対する比



(a) 基礎梁モデル



(b) 剛基礎モデル

図 3.15 杭の曲げモーメント分布

表3.4 隅杭軸力の比較

	基礎梁モデル		剛基礎モデル	
	圧縮側	引張側	圧縮側	引張側
実験	268	-247	358	-353
解析	215	-208	343	-340

単位：(kN)

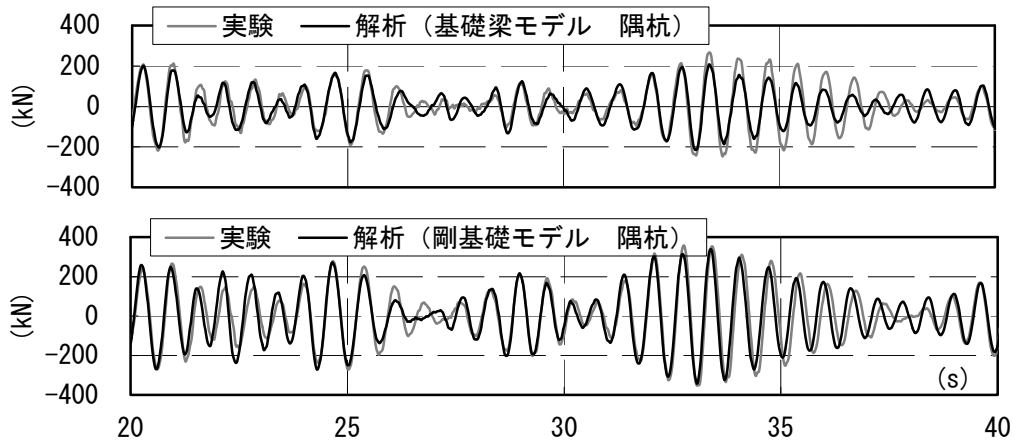


図3.16 隅杭軸力の時刻歴波形

### 3.4 杭頭固定度を剛とみなせる基礎梁剛性の検討

前節で示した振動解析手法を用いて、基礎梁剛性の変化が建物・杭応答に与える影響を、解析的に検討した結果を示す。

#### 3.4.1 想定建物概要

想定建物の諸元ならびに荷重条件を表 3.5 に、柱配置を図 3.17 に示す。想定建物は、柱および梁は鉄骨造、床、杭および基礎梁は RC 造とした地上 6 階地下無、2×2 スパンの建物である。階高は各階 4m、積載荷重は事務所を想定し、外壁荷重は PC 版を想定した。各部材断面は、長期荷重時応力ならびに  $A_i$  分布を仮定した設計用地震力に対する地震時応力に対して、許容応力度以内となるように設定した。杭径は 1.5m で、杭間隔は加振方向スパンで杭径の 6 倍である。

想定地盤の解析諸元を表 3.6 に示す。想定地盤は、東京湾岸の埋立地を対象とし、沖積粘土層が GL-20m まで堆積し、その下方より出現する砂礫層を杭の支持層とした。GL-30m を工学的基礎とした。

表 3.5 想定建物 諸元

階	階高 (m)	柱部材	梁部材	$W$ (kN)	$W/A$ (kN/m <sup>2</sup> )
6	4.00	□-500x19	H-600x300x12x19	4106	14.3
5	4.00	□-500x19	H-600x300x12x19	2924	10.2
4	4.00	□-500x19	H-600x300x12x28	2968	10.3
3	4.00	□-500x19	H-600x300x12x28	2968	10.3
2	4.00	□-500x19	H-600x300x12x28	2992	10.4
1	4.00	□-500x22	BxD=700x1200	4392	15.3

杭：1500φ、 $L=21.0\text{m}$  (根入深さ1m)

梁の曲げ剛性割増率 片側スラブ付  $\phi=1.2$

両側スラブ付  $\phi=1.4$

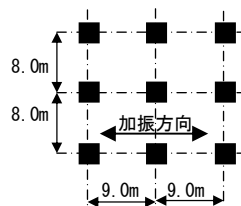


図 3.17 想定建物柱配置

表 3.6 自由地盤解析諸元 (想定地盤)

	層 レベル (m)	層厚 (m)	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$V_S$ (m/s)	$h_{max}$	規準せん断 ひずみ $\gamma_{rf}$ ( $\times 10^{-4}$ )	等価せん断 弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	等価 減衰定数
▽地表面	0.0							
(粘土層)	2.0	2.0	1.60	120	0.20	2.36	8173	0.086
	4.0	2.0	1.60	120	0.20	4.43	6127	0.132
	6.0	2.0	1.60	120	0.20	5.93	5308	0.145
	8.0	2.0	1.60	120	0.20	7.18	5195	0.148
	10.0	2.0	1.60	120	0.20	8.29	5370	0.149
	12.0	2.0	1.60	160	0.20	9.30	14269	0.129
	14.0	2.0	1.60	160	0.20	10.23	14276	0.131
杭	16.0	2.0	1.60	160	0.20	11.11	14085	0.134
	18.0	2.0	1.70	250	0.20	10.00	61457	0.123
▽支持層	20.0	2.0	1.70	250	0.20	10.00	61477	0.123
(砂礫層)	21.0	1.0	1.80	400	0.20	4.77	159091	0.121
工学的	25.0	4.0	1.80	400	0.20	5.18	156969	0.124
▽基盤	30.0	5.0	1.80	400	0.20	5.87	154157	0.127
			1.90	500				

### 3.4.2 検討条件

検討ケース一覧を表 3.7 に示す。パラメータは基礎梁剛性とし、想定建物の基礎梁剛性をそのまま評価した C1、基礎梁剛性が剛とみなせる C5、および両者の中間の剛性を想定した C2、C3、C4 の 5 ケースを検討した。

自由地盤の非線形特性は修正 R-O モデルを用い、規準せん断ひずみは岩崎、龍岡らの提案する値<sup>3.6)~3.9)</sup>に拘束圧を考慮して定めた。

上部構造、基礎梁および杭は、いずれも線形とした。内部粘性減衰は剛性比例型とし、連成系の 1 次固有振動数に対して減衰定数  $h=2\%$  とした。

各杭の相互作用ばねの配分比率を、表 3.8 に示す。三次元薄層法に用いた地盤諸元を表 3.6 に示す。中杭を 1.0 とした場合の隅杭の比率は 1.78 となった。

解析に用いた入力地震動の時刻歴波形を図 3.18 に示す。入力地震動は、平成 12 年建設省告示第 1461 号に示された、極めて稀に発生する地震動のレベルを想定し、位相特性はランダム位相とした。入力位置は GL-30m の工学的基盤位置とし、いわゆる 2E 入力とした。

表 3.7 検討ケース一覧

ケース名	曲げ剛性割増率
C1	x1
C2	x5
C3	x10
C4	x25
C5	x100

※想定建物の基礎梁断面 (BxD=700x1200) に対する曲げ剛性割増率を示す

表 3.8 相互作用ばね配分比率

杭位置	配分比率	中杭比
隅杭	0.130	1.78
前杭	0.105	1.44
辺杭	0.100	1.37
中杭	0.073	1.00

※中杭比は中杭を1.0とした比率

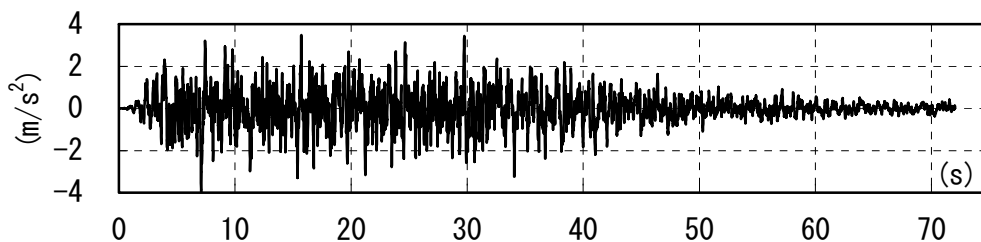
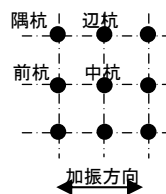


図 3.18 入力地震動の時刻歴波形

### 3.4.3 検討結果

自由地盤の1次固有振動数は1.94Hz、杭-建物系の1次固有振動数は各ケースとも約0.75Hzで、固有振動数に与える基礎梁剛性の影響は顕著ではなかった。

自由地盤系の最大応答値分布を図3.19に、杭-建物系の最大応答値分布を図3.20に示す。加速度、変位、層間変位の応答値は、同一レベルの平均値を示し、曲げモーメントおよびせん断力の応答値は、柱もしくは杭の最大応答値を合計したものを示した。応答変位を除いて、上部構造の応答値、および杭頭曲げモーメントは、基礎梁剛性が小さいほど小さくなる傾向を示した。この原因の一つとして、基礎梁剛性が小さいほど、基礎梁の変形によるエネルギー消費が大きくなる可能性が考えられる。

各解析ケースの隅杭、前杭、辺杭、中杭の最大応答値を図3.21に示す。C5では、隅杭・前杭の杭頭曲げモーメントが辺杭・中杭の杭頭曲げモーメントより大きく、いわゆる群杭効果が見られた。一方、C1~C4ではその関係が逆になっており、基礎梁の剛性が小さいほどその傾向が顕著である。これは基礎梁が両側から取り付く中杭・辺杭と、基礎梁が一方にのみ取り付く隅杭・前杭の杭頭回転拘束条件が、異なるためと考えられる。上部構造、杭ともC4の応答結果はC5とほぼ同等で、杭頭回転拘束条件は剛とみなすことができる。

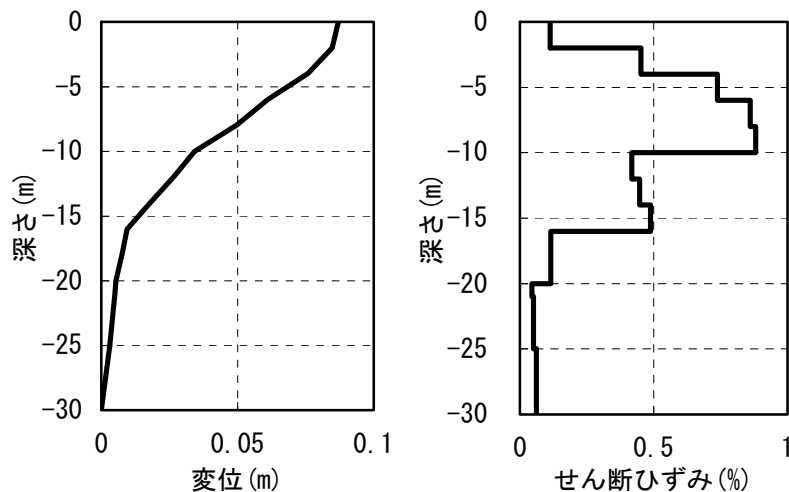
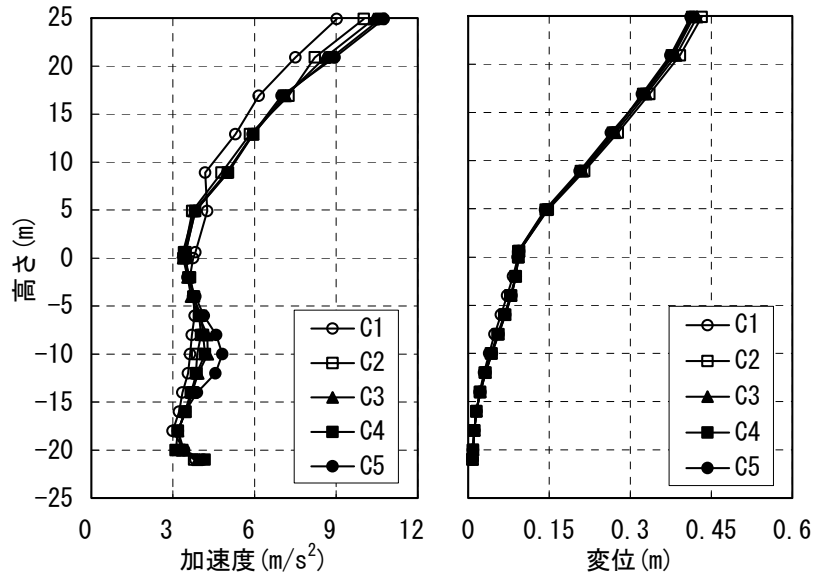
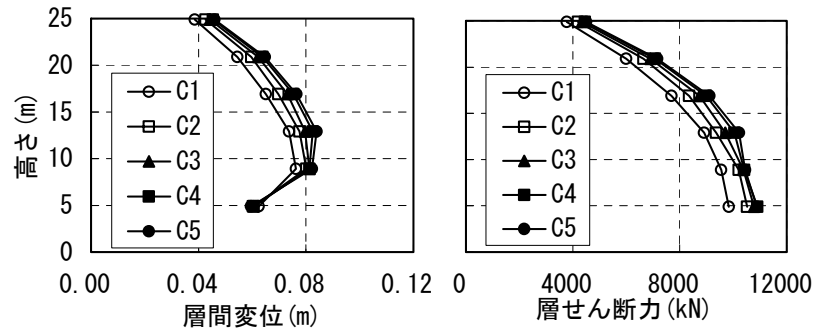


図 3.19 自由地盤系 最大応答値分布 (想定地盤)



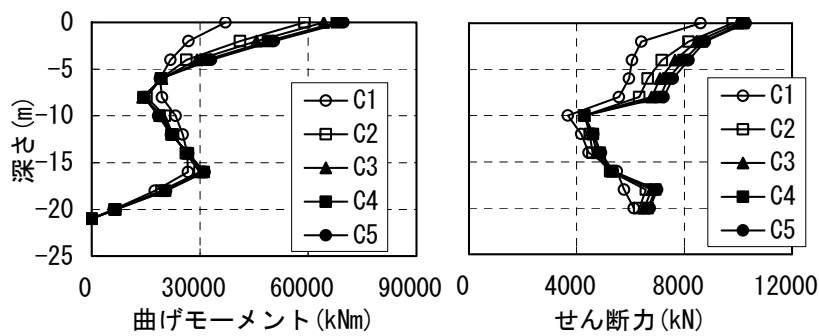
a) 応答加速度

b) 応答変位



c) 応答層間  
(上部構造)

d) 応答層せん断力  
(上部構造)



e) 応答曲げモーメント(杭)

f) 応答せん断力(杭)

図 3.20 杭-建物系 最大応答値分布

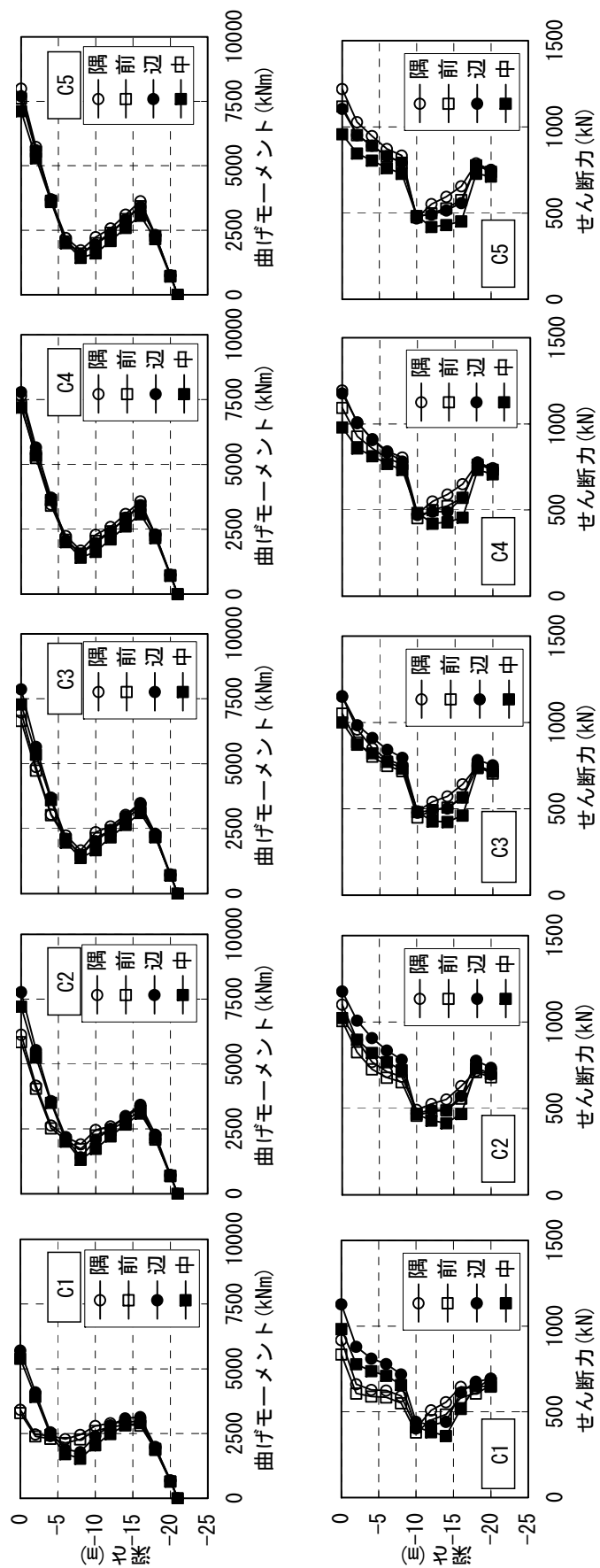


図 3.21 杭の最大応答値分布

### 3.4.4 杭頭回転拘束が十分剛とみなせる基礎梁剛性の検討

本パラメトリックスタディの結果に対して、基礎梁曲げ剛性と杭曲げ剛性の関係が杭応力に与える影響を検討するために、曲げ剛性比  $\kappa$  を(3.3)式で定義する。曲げ剛性比の算定結果を表 3.9 に示す。ここで、基礎梁曲げ剛性を(3.4)式、杭曲げ剛性を(3.5)式で評価した。

$$\text{曲げ剛性比 } \kappa = \text{基礎梁曲げ剛性 } k_g / \text{杭曲げ剛性 } k_p \quad (3.3)$$

$$\text{基礎梁曲げ剛性 } k_g = \alpha \times E_g \times I_g / L_g \quad (3.4)$$

$$\text{杭曲げ剛性 } k_p = E_p \times I_p / L_p \quad (3.5)$$

(3.4)、(3.5)式において、 $E$  はヤング率、 $I$  は断面 2 次モーメント、 $L$  は部材長さとし、 $g$  は基礎梁、 $p$  は杭を示す添字である。 $L_g$  は柱心間スパン 9m とした。本検討において、 $L_p$  は便宜的に杭頭から地中での曲げモーメントが最大となる位置までの杭長さとして定義し、図 3.20 e) より  $L_p=16\text{m}$  として  $\kappa$  を算定した。(3.4)式における  $\alpha$  は取り付く基礎梁本数に対応し、隅杭・前杭で  $\alpha=1$ 、辺杭・中杭では  $\alpha=2$  とした。

曲げ剛性比  $\kappa$  と杭頭曲げモーメントの関係を図 3.22 に示す。 $\kappa$  が同一である隅杭・前杭、辺杭・中杭では、各ケースとも相互作用ばね剛性の大きい隅杭および辺杭の杭頭曲げモーメントが大きい。

C2 の辺杭・中杭の杭頭曲げモーメントは、C3、C4、C5 の辺杭・中杭の杭頭曲げモーメントと同等で、杭頭回転拘束条件が剛であるとみなせる。このときの  $\kappa$  は 7.2 である。一方、C3 の隅杭・前杭の杭頭曲げモーメントは、C4、C5 の隅杭・前杭の杭頭曲げモーメントの約 90% であるが、おおよそ杭頭回転拘束条件を剛とみなせる。このときの  $\kappa$  も同様に 7.2 である。

以上より、上部構造および杭の応答性状は基礎梁剛性の影響をうけて変動し、基礎梁の剛性を適切に考慮した検討を行う必要があることが確認された。また、杭に生じる応力を算定する上で、(3.3)式で定義した杭の曲げ剛性と基礎梁曲げ剛性の比  $\kappa$  を用いた場合には、 $\kappa$  が約 7 以上であればおおよそ杭頭回転拘束条件が剛であるとみなすことができるが、 $\kappa$  が 7 に満たない場合には基礎梁の剛性を考慮する必要があることが確認された。

表 3.9 曲げ剛性比の算定結果

杭径	1500	mm
$L_p$	16000	mm
$I_p$	$2.49 \times 10^{11}$	mm <sup>4</sup>
$k_p$	$3.37 \times 10^{11}$	N/mm
$L_g$	9000	mm
$I_g$	$1.01 \times 10^{11}$	mm
$k_g$	$2.43 \times 10^{11}$	N/mm
$F_c$ (共通)	21	N/mm <sup>2</sup>
$E_p, E_g$	21682	N/mm <sup>2</sup>

ケース名	$\kappa$ (隅・前)	$\kappa$ (辺・中)
C1	0.72	1.44
C2	3.61	7.21
C3	7.21	14.42
C4	18.03	36.06
C5	72.11	144.22

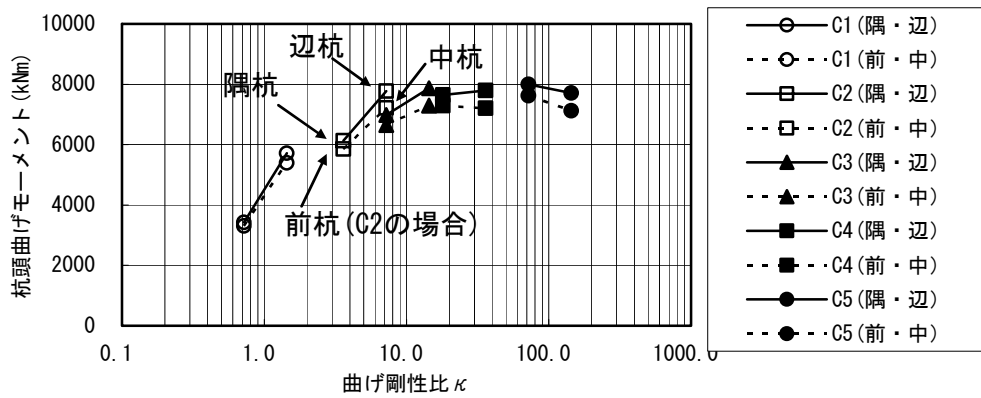


図 3.22 曲げ剛性比と杭頭曲げモーメントの関係

### 3.5 まとめ

Penzien 型モデルを基にした上部建物、杭基礎一体 3 次元骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法の概要を示した。本解析手法を用いて基礎梁剛性の異なる 2 体の遠心模型実験に対するミュレーション解析を行った。この振動解析手法を想定建物に対して用い、基礎梁の剛性が異なる 5 ケースについて解析的検討を行った。この解析結果に基づいて基礎を剛体とみなすことができる、基礎梁と杭の曲げ剛性比について考察を行った。

その結果、本論で示した解析手法は比較的簡便なものであるが、遠心模型実験で明らかとなった基礎梁の剛性の違いによる杭基礎構造物の地震時挙動を適切に評価できることを確認した。剛体基礎を仮定して求めた杭頭せん断力負担率を再現するように集約杭の相互作用ばねを各杭に分配することで、基礎を剛体とみなせる場合とみなせない場合のいずれの応答杭応力も評価することができた。

本解析手法を用いた想定建物のパラメータスタディにより、(3.3)式にて定義した場合、杭頭回転拘束条件が剛であるとみなすことができる杭の曲げ剛性と基礎梁曲げ剛性の比は約 7 程度であることを明らかにした。

## 第 3 章 参考文献

- 3.1) 宮本裕司, 酒向裕司, 喜多村英司, 三浦賢治: 非線形, 液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.471, pp.41-50, 1995.5
- 3.2) 長谷川正幸, 護雅史, 淵本正樹, 浅香美治: 1995 年兵庫県南部地震における RC 造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No.543, pp.87-95, 2001.5
- 3.3) 護雅史: 杭基礎建物の強震時における非線形応答性状と耐震性能評価に関する研究, ORI 研究報告 02-01, 2002.12
- 3.4) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰り返し入力に対する応力-ひずみ関係のモデルについて (I)、生産研究、1978.9
- 3.5) 地盤工学会: JGS0542 地盤材料の変形特性を求めるための繰り返し三軸試験
- 3.6) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II), 土木研究所報告, 第 153 号, 1980.3
- 3.7) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 横田耕一郎: 不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果, 第 12 回土質工学研究発表会梗概集, pp.433-436, 1977
- 3.8) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一, 龍岡文夫: 粘性土の動的変形特性に関する実験, 第 14 回土質

- 工学研究発表会梗概集, pp.629-632, 1979
- 3.9) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一: 沖積粘性土の動的変形・強度特性について, 第 15 回土質工学研究発表会梗概集, pp.625-628, 1980
- 3.10) 今津雅紀, 福武毅芳: 砂礫材料の動的変形特性, 第 21 回土質工学研究発表会梗概集, pp.509-512, 1986.6
- 3.11) 清田芳治, 萩原庸嘉, 田村英雄: 珪砂 6 号の動的変形特性に関する研究, 第 30 回土質工学研究発表会梗概集, pp.851-852, 1995.7
- 3.12) 内田明彦, 畑中宗憲, 時松孝次: 地盤材料の繰返し変形特性の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第 544 号, pp.69-75, 2001.6
- 3.13) 古山田耕司, 宮本裕司, 三浦賢治: 多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性, 第 38 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.2077-2078, 2003
- 3.14) 田蔵隆, 清水勝美, 佐藤正義, 広瀬利光, 横田治彦: 地盤の非線形地震応答特性に関する研究, 清水建設研究報告, Vol. 47, pp.25-45, 1988.4
- 3.15) 例えば、日本建築学会: 第 4 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム —非線形相互作用問題の現状と課題—, 1995.10
- 3.16) Bobby O. Hardin and Vincent P. Drnevich: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM7, pp.667-692, 1972
- 3.17) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp.41-55, 1979.7
- 3.18) 長谷川正幸: 点加振 3 次元薄層法による群杭基礎の動的解析, 第 7 回日本地震工学シンポジウム, pp.979-984, 1986
- 3.19) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001
- 3.20) 酒向裕司, 宮本裕司, 池田孝: 杭の変動軸力が杭基礎の地震応答に及ぼす影響, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.1813-1818, 1998
- 3.21) 宮本裕司, 酒向裕司, 岡安隆史: 杭支持建物の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 547 号, pp.59-65, 2001.9
- 3.22) 真野英之, 中井正一: 水平力を受けるパイルドラフト基礎のラフトの接地が杭応力へ与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.485-486, 2003.9

## 第4章 杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の検討

### 4.1 はじめに

3章にて提案した動的相互作用解析手法は、地震動の1方向入力に対する1方向の動的挙動を対象とした遠心模型実験結果をよく評価できることが明らかとなった。次に本解析手法を3次元の挙動に拡張することを考える。

本解析手法は自由地盤や杭周地盤については簡便なモデル化を想定しているため、非成層地盤を取り扱うことは基本的には困難である。そのため本論文では成層地盤における斜め入力と、上部建物の重量中心と杭配置の剛性中心の偏心に伴うねじれ挙動を検討対象とする。

本章では、杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動に関する基礎的な知見を得ることを目的として、杭に偏心のない9本群杭構造物、加振方向に非対称に杭を配置した8本群杭構造物、7本群杭構造物の遠心模型実験から、杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の動的なねじれ挙動を明らかにする。

### 4.2 杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動

#### 4.2.1 実験概要

実験模型を図4.1に、模型諸元とそれを実構造物に換算したものを表4.1に示す。遠心模型実験は、遠心加速度30g（縮尺1/30）下で実施した。本遠心実験装置の有効振動数は50Hz～350Hzである。

地盤は気乾状態の豊浦砂を用いて、遠心载荷中に密度変化による条件の変化ができるだけ小さくなるよう、密な模型地盤（相対密度約93%）を作成した。模型地盤中には、図4.1に示す深度にベンダーエレメントを平行に設置し、遠心加速度の異なる条件下でせん断波速度を測定した。S波速度の深度方向の分布を図4.1中に示す。

試験体は、支持杭を3×3の正方形に配置した9本杭モデル、隅杭を1本取り除いた8本杭モデル、隅杭を2本取り除いた7本杭モデルで、いずれも基礎は平面形状が正方形で重量分布に偏りが無い剛基礎である。8本杭モデルでは加振方向（X方向）、加振直交方向（Y方向）のいずれに対しても非対称に杭が配置されており、7本杭モデルでは加振方向は非対称であるが、加振直交方向は対称に杭が配置されている。地震時ねじれ挙動の基本的な性状を確認するため、上部建物は剛体と仮定して質量のみ基礎に付与した。杭基礎はφ12mm（実換算360mm）、地中部の杭長270mm（同8.1m）、杭間隔は90mm（同2.7m、杭径の7.5倍）とした。

底板 (BASE) 部、構造物側方の地盤中 (AG3) および構造物の基礎に加速度計を設置した (図 4.1)。構造物基礎の加速度測定位置は、9 本杭モデルの E 杭直上の X、Y 方向 (AS-X, AS-Y)、8 本杭モデルの A 杭、I 杭直上の X、Y 方向 (AS-XA, AS-YA, AS-XI, AS-YI) ならびに 7 本杭モデルの A 杭、C 杭、H 杭直上の X、Y 方向 (AS-XA, AS-YA, AS-XC, AS-YC, AS-XH, AS-YH) である。

図 4.1 の平面図に杭体の歪みを測定した杭位置を示す。杭の曲げ歪みの測定は、9 本杭モデルで隅杭 (A 杭)、辺杭 (B 杭)、中杭 (E 杭) の 3 本の杭で行った。8 本杭モデルでは 9 本杭モデルの測定位置に I 杭を加えた。7 本杭モデルでは隅杭 (A 杭)、中杭 (E 杭) の他に H 杭と、Y 軸に対して A 杭と対称となる隅杭 (C 杭) の 4 本の杭を測定した。歪ゲージの位置を図 4.2 に示す。各々の杭の内面に歪ゲージを取り付け、杭頭に近い 2 断面は、X、Y 方向の曲げ歪みが計測できるよう 4 枚/断面とし、他の 5 断面は X 方向のみの曲げ歪みを計測した。7 本杭モデルの C 杭のみ Y 方向の歪みを 7 断面計測した。

模型地盤は、杭先端をねじで底板に固定した状態で、基礎取り付け前に多重ふるいを用いて空中落下法により作成した。地盤作成後、杭径より若干大きい孔の空いた基礎スラブを設置し、杭頭と基礎スラブの隙間にモルタルを充填して基礎を固定した。基礎は厚さ 37mm のアルミ板とし、地表面より 5mm 離して設置した。実験は、遠心加速度場で底部より実換算で約  $1.40\text{m/s}^2$  の臨海波<sup>4.1)</sup>を与えることにより実施した。

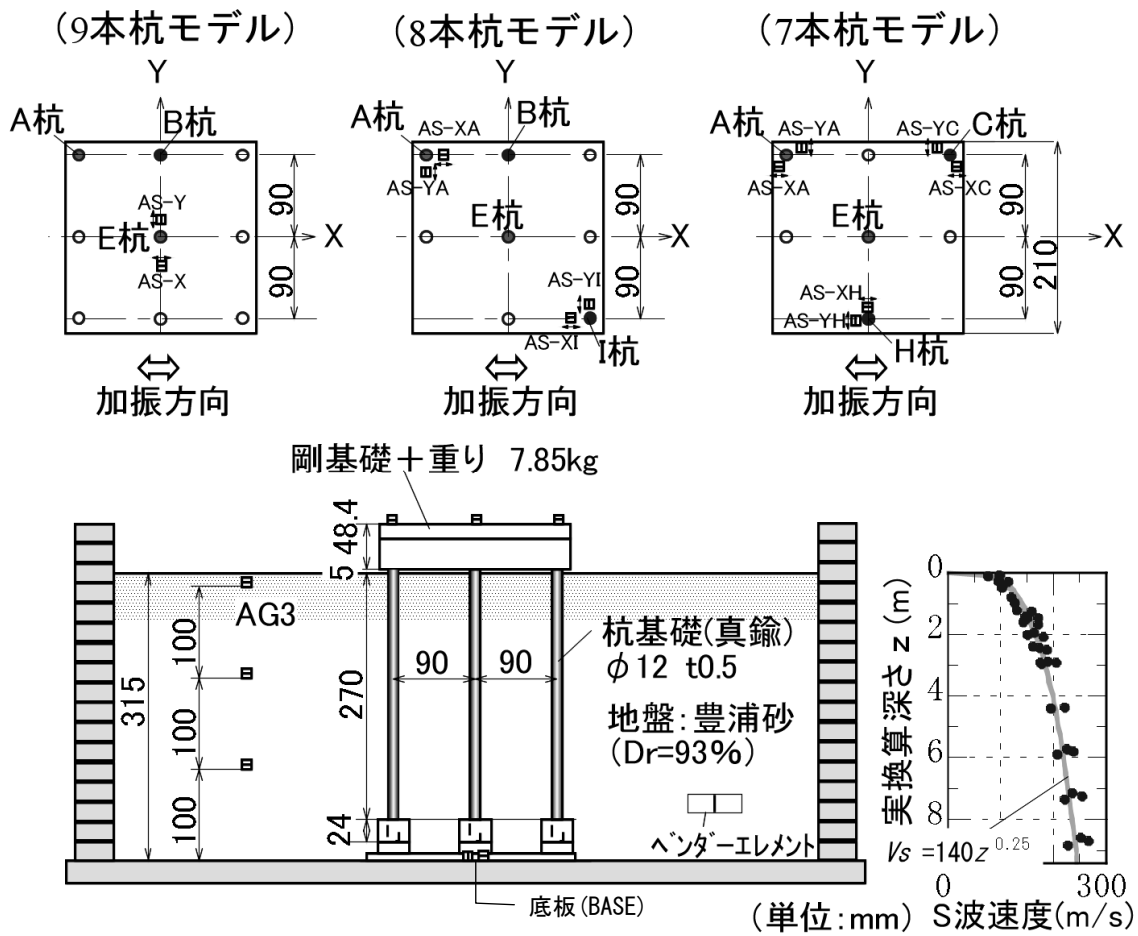
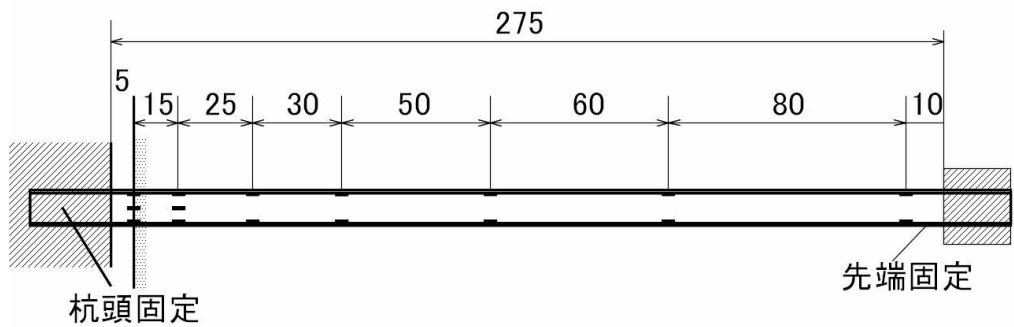


図 4.1 実験模型と地盤の S 波速度分布



単位: mm

図 4.2 杭ひずみゲージ位置

表 4.1 実験の相似則

		模型	実大構造物
地盤	層厚	315mm	9.45m
	密度	1.63g/cm <sup>3</sup>	1.63g/cm <sup>3</sup>
杭	根入れ長	270mm	8.1m
	直径	12mm	0.36m
	断面積	18.06mm <sup>2</sup>	0.0163m <sup>2</sup>
	曲げ剛性	0.0301kN・m <sup>2</sup>	24.38MN・m <sup>2</sup>
基礎	大きさ	210mm×210mm	6.3m×6.3m
	質量	7.85kg	212t

#### 4.2.2 実験結果

遠心模型実験における底板（BASE）位置の応答加速度波形を図 4.3 に、構造物側方の地盤中の AG3 位置（地表面□0.45m）の応答加速度波形を図 4.4 に示す。9 本杭モデルの E 杭直上の基礎の X 方向加速度（AS-X）、8 本杭モデルの A 杭直上の基礎の X、Y 方向加速度（AS-XA、AS-YA）、7 本杭モデルの A 杭直上の基礎の X 方向加速度（AS-XA）、H 杭直上の基礎の X 方向加速度（AS-XH）、C 杭直上の基礎の Y 方向加速度（AS-YC）の時刻歴を図 4.5 に示す。

7 本杭モデルの実験結果における 22.91sec～24sec の X、Y 方向変位時刻歴を図 4.6 に示す。なお、変位は加速度を 2 階積分して求めた。A、C 杭位置の X 方向の応答変位はほぼ同じ（図 4.6 中ではほとんど重なっている）であるのに対し、Y 方向の応答変位は位相が 180° 反転していることから、ねじれが生じていることがわかる。H 杭は中心軸上にあるので、Y 方向の応答は小さい。土槽底面に対する X 方向相対変位は、A、C 杭 12mm に対し、H 杭は 15.2mm と H 杭の方が大きく振られる挙動を示した。図 4.6 の横軸に示した区間(a)、(b)、(g)、(h)では、H 杭と A、C 杭は似た周期で振動しているが、(c)～(f)にかけて周期が 2 倍近く延びており、H 杭の X 方向の応答変位は A、C 杭とは有意な位相差を有している。

各加速度波形の Fourier 振幅スペクトルの比較を図 4.7 に示す。9 本杭モデルの底板（BASE）、地盤（AG3）、基礎の X 方向[図 4.7(a)]、8 本杭モデルの底板、地盤、基礎部の X 方向[図 4.7(b)]、および 8 本杭モデルの基礎部の Y 方向[図 4.7(c)]の Fourier 振幅スペクトルのピークは、いずれも 3.7～3.8Hz の振動数付近に生じた。7 本杭モデルの底板、地盤、A 杭基礎部の X、Y 方向[図 4.7(d),(e)]の Fourier 振幅スペクトルのピークは、いずれも 4.2Hz 付近に生じたのに対し、A 杭に比べて応答変位の大きい H 杭部の X 方向では 2.8Hz 付近と低振動数側にピークが発生した。これは、図 4.6 の H 杭 X 方向変位の長周期化の挙動と対応した、ねじれ挙動の影響によるものと考えられる。

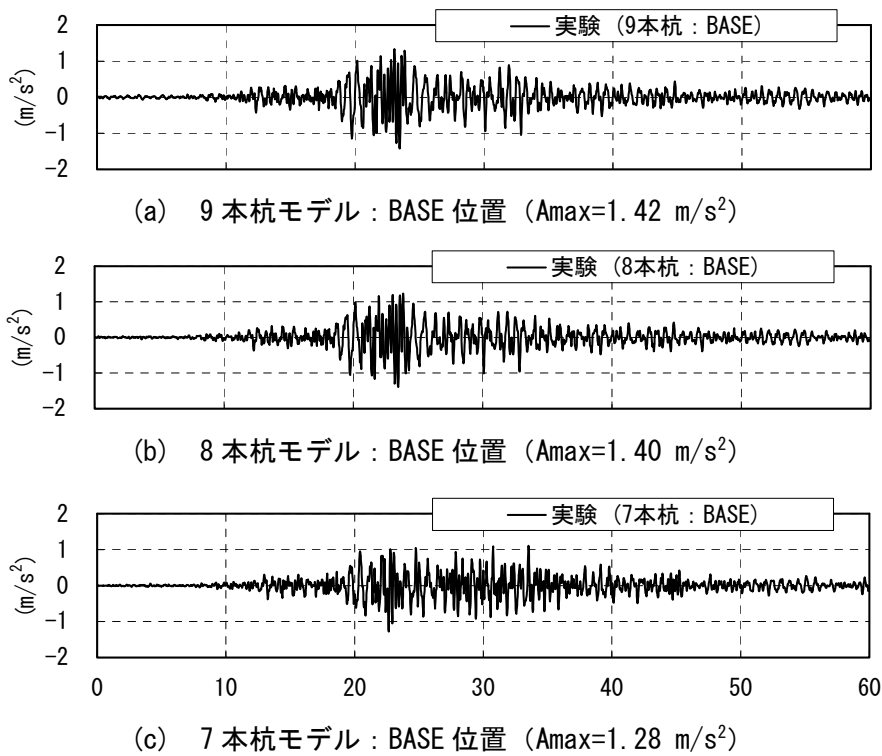


図 4.3 底板 (BASE) 位置の応答加速度時刻歴

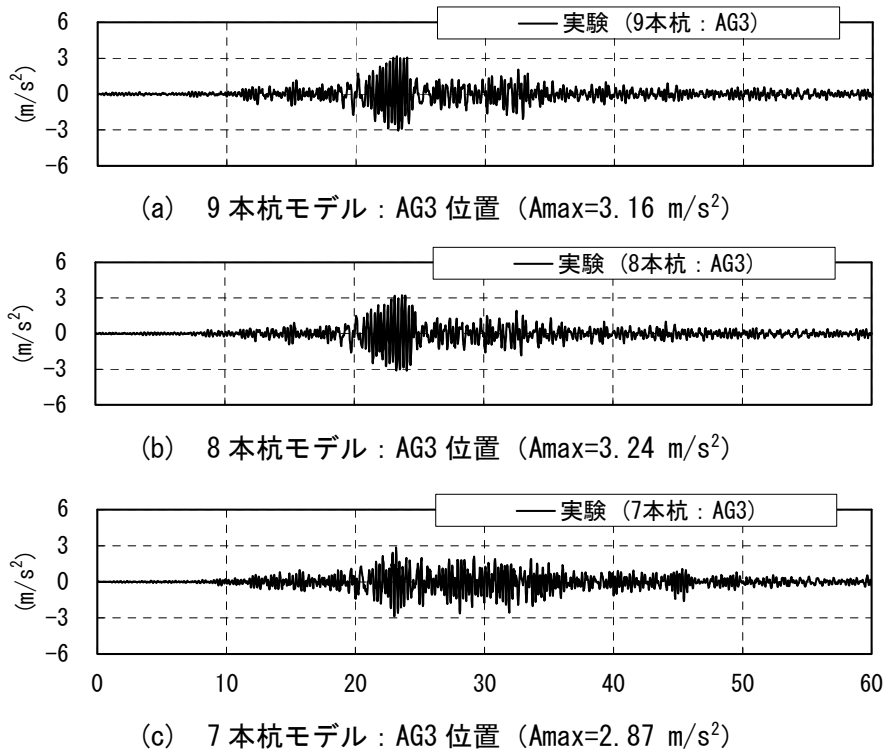


図 4.4 地盤応答加速度時刻歴 (AG3 位置)

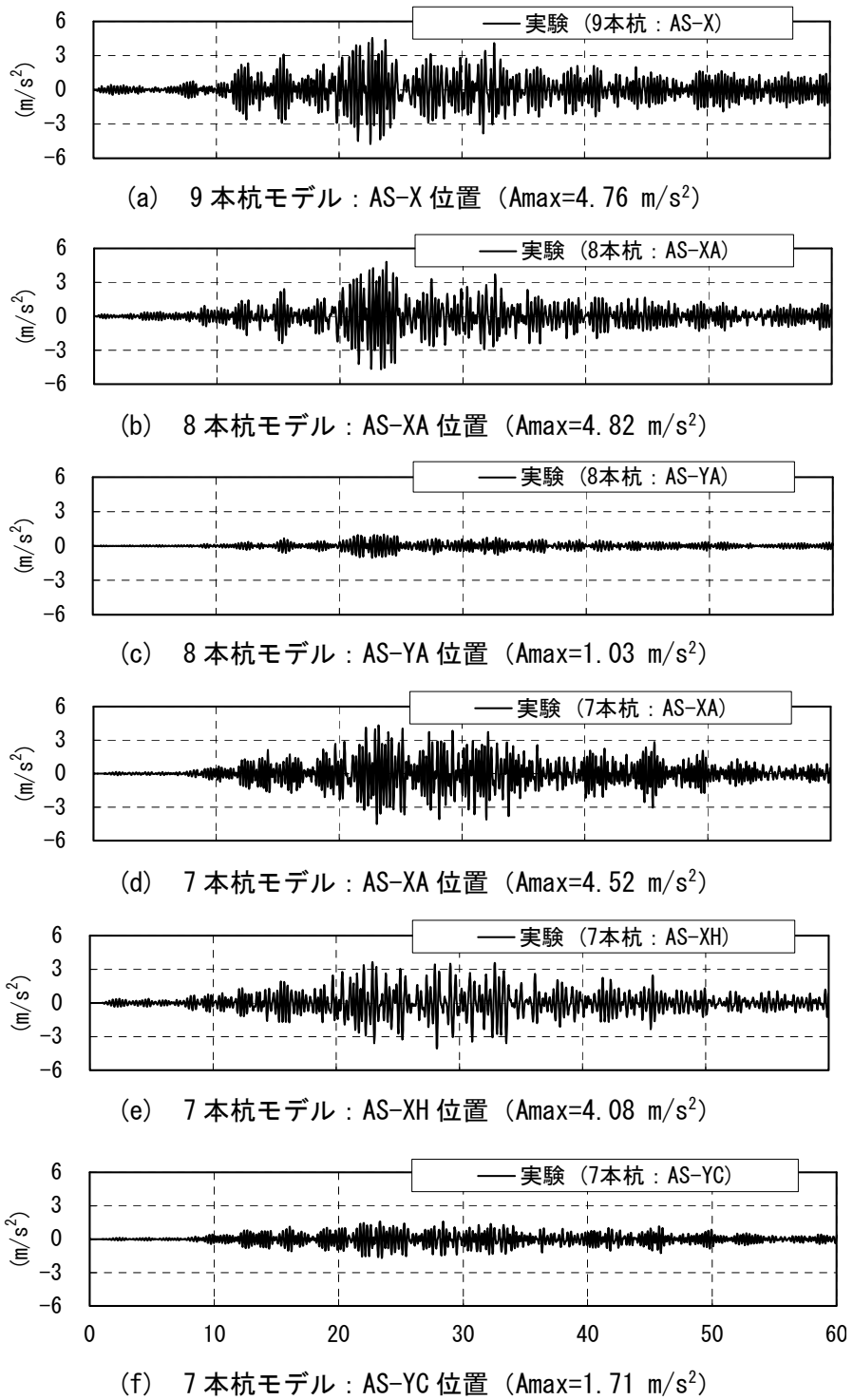


図 4.5 基礎応答加速度時刻歴

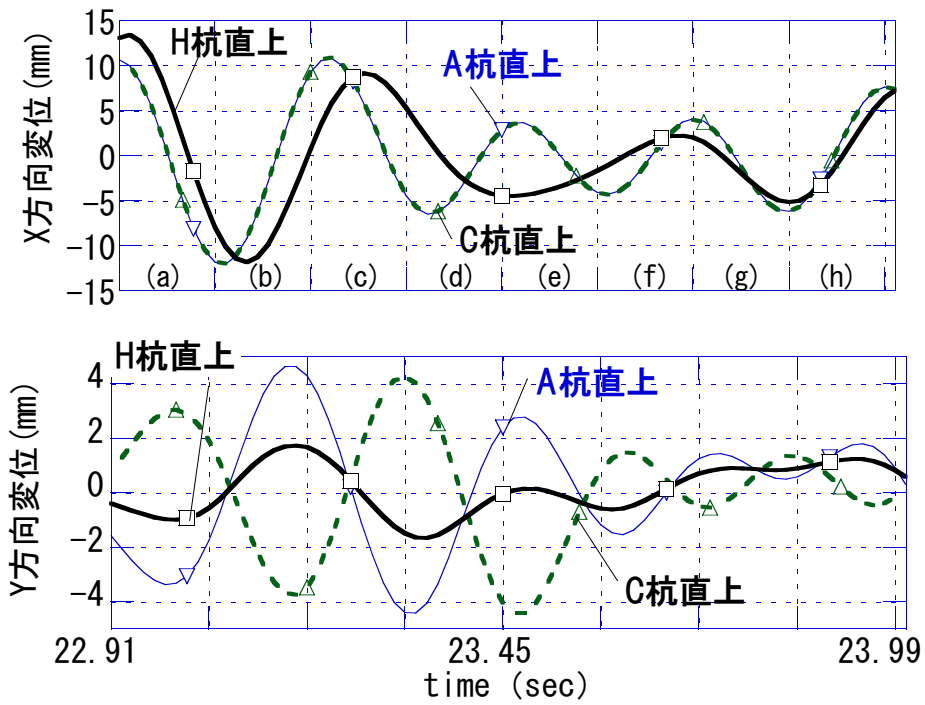


図 4.6 基礎応答変位時刻歴 (7 本杭モデル : 22.9~24sec 間)

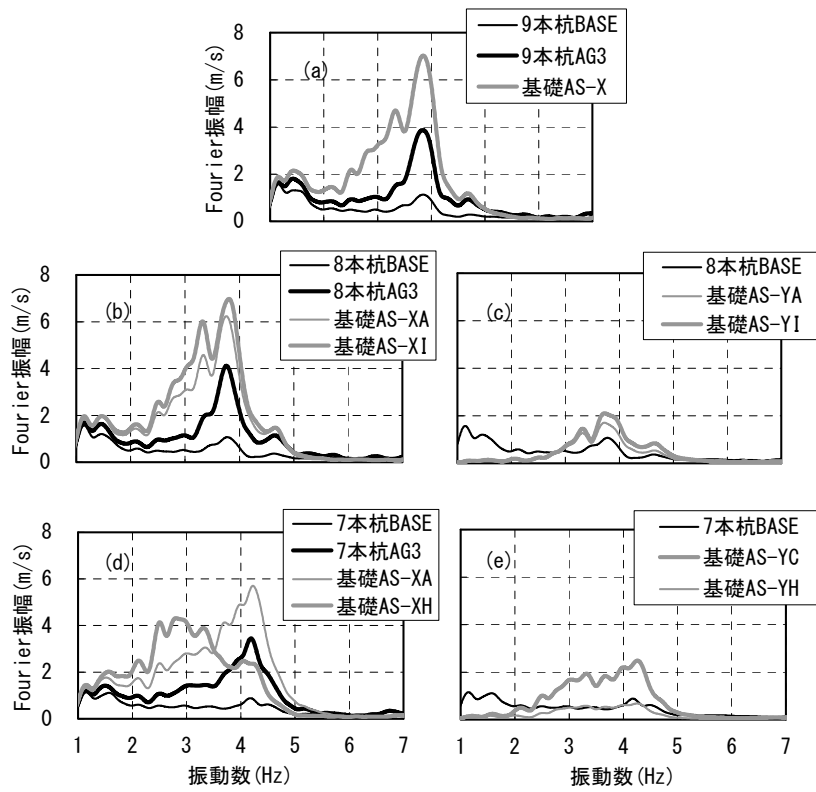


図 4.7 Fourier 振幅スペクトルの比較

### 4.3 杭偏心率と実験結果の関係

杭配置の偏心の影響を定量的に評価するため、杭偏心率を定義し実験結果との関係を比較した。ここで杭偏心率は、上部建物の偏心率算定方法<sup>4.2)</sup>により杭頭における水平剛性を柱の水平剛性に置き換えて求めた。模型試験体の杭頭水平剛性は、以下の手順にて求めた。

- 1) 三次元薄層要素法<sup>4.3)</sup>により、等価線形地盤における杭頭加振時の、振動数 0.25Hz における杭頭水平変位と各杭の杭頭せん断力を求める。
- 2) 加振力と杭頭水平変位から杭頭水平剛性を求める。各杭の杭頭せん断力の合計値に対する各杭の杭頭せん断力の比を杭頭せん断力分担率とする。
- 3) 2) で求めた杭頭水平剛性に各杭の杭頭せん断力分担率を乗じた剛性を、各杭の杭頭水平剛性とする。

算定した杭偏心率の値を表 4.2 に示す。

基礎部の最大応答変位と杭偏心率の関係を図 4.8 に示す。図 4.8(a)より、8 本杭モデルの I 杭、7 本杭モデルの H 杭の X 方向変位は、いずれも各々の A 杭 X 方向変位より大きく、杭偏心率の増加に伴いその差は大きくなる。8 本杭モデル、7 本杭モデルの A 杭 Y 方向変位も杭偏心率が大きいほど大きくなる[図 4.8(b)]。

杭頭せん断力と杭偏心率の関係を図 4.9 に示す。杭頭せん断力も、図 4.8 の応答変位と同じ傾向が見られる。

基礎部の最大応答ねじれ角と杭偏心率との関係を図 4.10(a)に示す。基礎のねじれ角は、8 本杭モデルは A 杭と I 杭、7 本杭モデルは A 杭と C 杭の Y 方向の時刻歴相対変位を隅杭間距離 5.4m で除して算定した。図 4.10(a)より杭偏心率の増加に応じて、基礎の最大応答ねじれ角も増加する傾向が認められる。8 本杭モデルの I 杭、7 本杭モデルの H 杭の X 方向変位が最大となる時刻の応答ねじれ角と杭偏心率の関係を図 4.10(b)に示す。図 4.10(b)は並進運動に伴って生じる最大ねじれ角と考えられ、やはり杭偏心率の増加に応じて増加する傾向が認められる。ただし図 4.10(a)に示した最大応答ねじれ角に比べ、8 本杭モデルで 0.49 倍、7 本杭モデルで 0.61 倍であり、最大応答ねじれ角は並進運動に伴って生じるねじれ角とは異なる挙動であることが分かる。

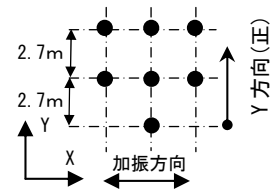
7 本杭モデル、8 本杭モデルの A 杭の X 方向杭頭せん断力と Y 方向杭頭せん断力の合力と杭偏心率の関係を図 4.11(a)に、A 杭 X 方向杭頭せん断力に対する杭頭せん断力の合力の比と杭偏心率の関係を図 4.11(b)に示す。ここで杭頭せん断力の合力は、X 方向杭頭せん断力と Y 方向杭頭せん断力の時刻歴ベクトル和として求めた。Y 方向杭頭せん断力は X 方向杭頭せん断力の 27%、63% 発生している[図 4.9(b)]ものの、杭頭せん断力の合力は A 杭の X 方向せん断力の 1.01 倍であった。これは、X 方向杭頭せん断力が最大となる並進運動と、Y 方向杭頭せん断力が最大となるねじれ

運動に位相差があることを示している。

以上のことから、杭配置に偏心を有する杭基礎構造物基礎部に生じる地震時ねじれ挙動は、本検討にて定義した杭偏心率の増加に応じて増加すること、最大応答ねじれ角が発生する時刻は並進運動によるねじれ角が最大となる時刻とは異なり、X 方向杭頭せん断力が最大となる並進運動と、Y 方向杭頭せん断力が最大となるねじれ運動に位相のずれが生じていることが確認された。

表 4.2 杭偏心率算定結果

試験体	8 本杭 モデル	7 本杭 モデル
Y 方向重心(m)	2.70	2.70
Y 方向剛心(m)	3.01	3.40
偏心距離(m)	0.31	0.70
ねじり剛性(kN*m)	$1.33 \times 10^6$	$1.26 \times 10^5$
杭偏心率	0.10	0.25



※杭偏心率は実大構造物に換算して算定

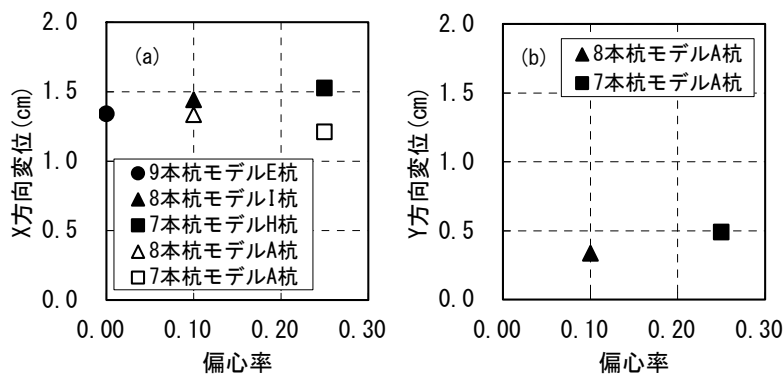


図 4.8 応答変位と杭偏心率の関係

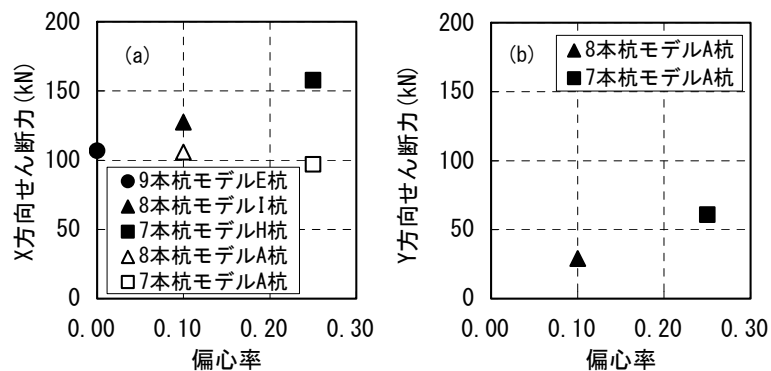


図 4.9 杭頭せん断力と杭偏心率の関係

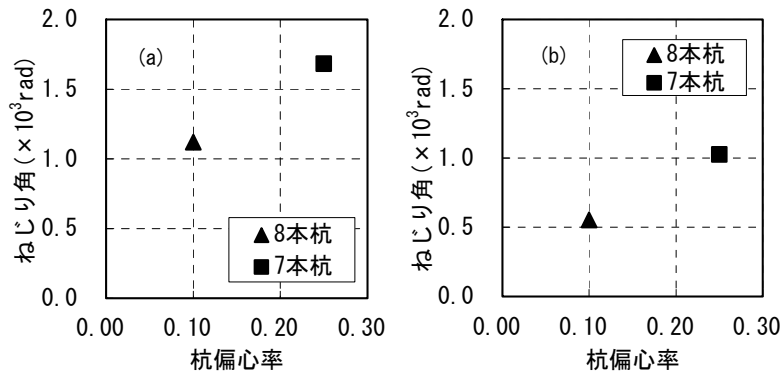
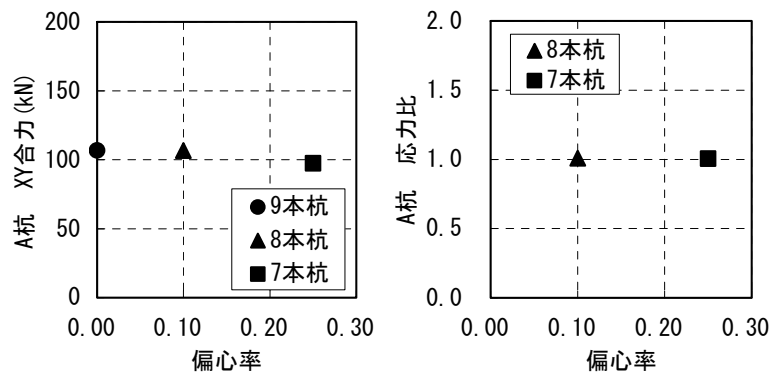


図 4.10 応答ねじれ角と杭偏心率の関係



(a) A 杭の XY 合力

(b) A 杭の X 方向せん断力  
に対する XY 合力の比

図 4.11 A 杭の XY 合力と杭偏心率の関係

#### 4.4 まとめ

杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動に関する基礎的な知見を得ることを目的として、杭に偏心のない 9 本群杭構造物、加振方向に非対称に杭を配置した 8 本群杭構造物、7 本群杭構造物の遠心模型実験を行った。

その結果、上部建物の偏心率算定法に準じて定義した杭偏心率の増加に応じて上部建物の応答ねじれ角が増加すること、最大応答ねじれ角が発生する時刻は並進運動によるねじれ角が最大となる時刻とは異なり、加振方向杭頭せん断力が最大となる並進運動と加振直交方向杭頭せん断力が最大となるねじれ運動に位相のずれが生じていることを確認した。

#### 第 4 章 参考文献

- 4.1) 丹羽正徳, 渡部丹, 横田治彦, 田村保:東京臨海部における動的設計用入力地震動の検討(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp.361-362, 1991.9
- 4.2) 国土交通省他編: 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 4.3) 長谷川正幸: 点加振 3 次元薄層法による群杭基礎の動的解析, 第 7 回日本地震工学シンポジウム, pp.979-984, 1986

## 第5章 地震時3次元挙動を考慮した解析手法への拡張

### 5.1 はじめに

本章では、3章にて示した解析手法を4章で述べた7本杭モデルの遠心模型実験結果に対して適用した結果について示す。シミュレーション解析の実施に先立って、2方向非線形ばねを用いたモデル化の解析上の課題を示し、その適用性について確認する。

### 5.2 解析手法の拡張と課題

4章にて示した杭配置の偏心に伴う地震時ねじれ挙動に対するシミュレーション解析を行うために、3章に示した解析手法を3次元モデルへ拡張する。具体的には3次元立体骨組に置換した杭-建物系モデルの相互作用ばねを2方向に配置するモデル化を行う。自由地盤系は従来通り1次元のばね-マスモデルに置換する(図3.1参照)。

ここで次の2点を課題として検討する。

1点目は2方向地盤ばねに非線形特性を与えることの問題点、2点目は相互作用ばねの加振直交方向へのサイトノンリニアリティの扱いである。なお、1点目は次の5.3節にて検討しここでは省略する。

3章で示したシミュレーション解析では建物応答と地震動の入力方向は同一であった。4章で実施した遠心模型実験は、加振方向は1方向であるが杭基礎構造物の応答は平面的なねじれを伴う2方向振動である。ここで、本論で扱う2種類の相互作用ばねの非線形性(サイトノンリニアリティとローカルノンリニアリティ)を加振方向に設ける相互作用ばねと、加振直交方向に設ける相互作用ばねとに分けて整理して考える。

相互作用ばねに考慮する非線形特性には、杭と周辺地盤の力-変位関係を表す非線形性と、地盤全体が地震動により生じるせん断変形に伴う非線形性を考慮する必要があり、前者をローカルノンリニアリティ、後者をサイトノンリニアリティと呼ぶことは既に述べた。本論で扱う地震時ねじれ挙動では1方向加振実験であるため、加振直交方向には自由地盤変位は生じない。そのため加振直交方向の相互作用ばねにサイトノンリニアリティを考慮するかどうかは課題となる。社本らは攪乱砂の異方応力条件下での砂の繰り返し変形特性について検討し、平均主応力を一定としたまま鉛直応力を変動させて繰り返し変形試験を行った結果、鉛直方向の初期剛性は鉛直応力に依存するものの、剛性低下や減衰のひずみ依存性は鉛直応力には依存せず平均主応力に依存することを明らかにしている<sup>5.1)</sup>。

これを本件に置き換えると、加振直交方向の剛性低下や減衰のひずみ依存性は、平均主応力＝

加振方向のせん断応力に依存する、と考えることができる。

そこで、本提案解析モデルの加振直交方向の非線形地盤ばねについても自由地盤応答結果から得られる剛性低下率の変動に応じて、軸ばね剛性部とせん断ばねの剛性を変動させるとともに軸ばねダッシュポットの減衰係数を変動させることにする。この仮定の妥当性は 5.4 節の遠心模型実験のシミュレーション解析結果との比較にて後ほど論じる。

以上、本論における相互作用ばねの非線形性（サイトノンリニアリティとローカルノンリニアリティ）の解析上の取り扱いを整理して表 5.1 に示す。

表 5.1 本解析における 2 方向非線形相互作用ばねの非線形性の扱い

	加振方向	加振直交方向
サイト ノンリニアリティ	加振方向の自由地盤解析結果から得られる剛性低下率の変動を考慮	同 左
ローカル ノンリニアリティ	加振方向の自由地盤応答変位（速度）と杭の応答変位（速度）の相対値に対して非線形性を考慮	加振直交方向の杭の応答変位（速度）に対する非線形性を考慮 自由地盤応答変位（速度）は 0 とする

## 5.3 45° 入力に対する2方向ばねのモデル化の適用性

### 5.3.1 検討概要

杭周地盤を水平剛性  $KX$ 、 $KY$ 、極限地盤反力  $PX$ 、 $PY$  の  $X$ 、 $Y$  の2方向の非線形ばねに置換した場合[図 5.1(a)]、加振角度  $\theta$  に対する剛性  $K\theta$ 、極限地盤反力  $P\theta$  は各々(5.1)、(5.2)式となる。ここで杭周地盤の水平剛性、極限地盤反力は加振方向に依存しないと考えた場合、このモデル化は  $\theta=45^\circ$  で  $P\theta$  を最大 $\sqrt{2}$ 倍過大評価する。

$$K\theta = KX \cdot \cos^2 \theta + KY \cdot \sin^2 \theta \quad (5.1)$$

$$P\theta = PX \cdot \cos \theta + PY \cdot \sin \theta \quad (5.2)$$

本節では2方向非線形地盤ばねの配置の違いによる地盤反力の差が、 $\theta=45^\circ$  方向の地震動入力時の杭支持構造物の応答性状に与える影響を検討した結果を示す。

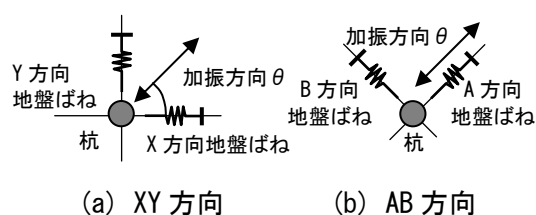


図 5.1 2方向非線形地盤ばねのモデル化

### 5.3.2 検討条件

検討に用いた想定地盤の諸元を表 5.2 に示す。

本検討では非線形地盤ばね配置の他に、地盤ばねの極限地盤反力、上部建物、入力地震動に関して複数のパラメータを設定した。以下それぞれについて述べる。

非線形地盤ばねは、 $X(0^\circ)$ 方向、 $Y(90^\circ)$ 方向に設置した CASE-XY モデル[図 5.1(a)]と、 $A(45^\circ)$ 方向、 $B(135^\circ)$ 方向に設置した CASE-AB モデル[図 5.1(b)]を設定した。本検討では、群杭効果を考慮した  $45^\circ$  方向加振時の集約杭の地盤ばね【軸ばね(ばね  $Ka$ 、ダッシュポット  $Ca$ )、せん断ばね  $Kb$ ]を3次元薄層法により算出し、各杭へ均等に配分したものを各杭の地盤ばねとした。XY方向、AB方向いずれも同じ地盤ばねを配置した。軸ばねの復元力特性は双曲線モデル、せん断ばねは修正 R-O モデルとし、杭近傍地盤の非線形性のみ考慮した。

軸ばねの極限地盤反力は岸田・中井式により算定し、表 5.2 に示した一軸圧縮強度  $qu$  から設定

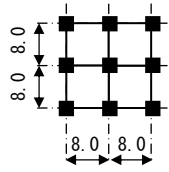
した場合を Pmax(1)、qu を 0.5 倍して想定した場合を Pmax(2)とした。

建物は加振 45° 方向に対称な建物(1)と、XY 方向の剛性、耐力が異なる建物(2)を対象とした[図 5.2]。

入力地震動は極稀レベルの告示波とし、位相特性として 1995 年兵庫県南部地震 JMA 神戸 NS 位相と、ランダム位相を対象とした。入力は工学的基盤に 2E 入力とした。

表 5.2 想定地盤 諸元一覧

No.	種別	N値	層下端 レベル(m) 0.0	湿潤 密度 (kN/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)	規準 ひずみ ×10 <sup>-4</sup>	最大 減衰 定数	qu (kN/m <sup>2</sup> )	
1	シルト	2	-1.2	16.0	140	3.1	0.20	96	▽杭頭
2	シルト	2	-2.4	16.0	140	5.8	0.20		
3	シルト	2	-3.6	16.0	140	7.2	0.20		
4	シルト	2	-4.8	16.0	140	7.9	0.20		
5	シルト	2	-6.0	16.0	140	8.5	0.20		
6	シルト	2	-7.2	16.0	140	9.1	0.20		
7	シルト	2	-8.4	16.0	140	9.7	0.20	134	
8	シルト	2	-9.6	16.0	140	10.2	0.20		
9	シルト	2	-10.8	16.0	140	10.8	0.20		
10	シルト	2	-12.0	16.0	140	11.3	0.20		
11	シル質砂	4	-13.2	17.5	210	4.2	0.20	504	
12	シル質砂	4	-14.4	17.5	210	4.4	0.20		
13	シル質砂	4	-15.6	17.5	210	4.6	0.20		
14	シル質砂	4	-16.8	17.5	210	4.8	0.20		
15	シル質砂	4	-18.0	17.5	210	4.9	0.20		
16	粘土	12	-19.0	16.5	250	11.0	0.20	504	
17	粘土	12	-20.0	16.5	250	11.0	0.20		
18	粘土	12	-21.0	16.5	250	11.0	0.20		
19	粘土	12	-22.0	16.5	250	11.0	0.20		
20	砂	60	-23.5	19.0	400	5.7	0.20	504	▽杭先端
21	砂	60	-25.0	19.0	400	5.9	0.20		
	砂	60		19.0	400				



建物(1) S造6層建物

階高 :  $h=4.0\text{m}$  (1~6F)

柱 :  $B-500 \times 19 \sim 22$

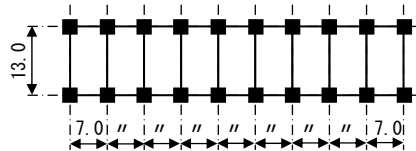
大梁 :  $H-700 \times 300 \times 12 \times 25 \cdot 28$

(2~RF)

$B \times D=700 \times 1200$  (1F)

W/A : 12.2 (RF), 8.9 (2~6F), 13.2 (1F)

杭 :  $1500 \phi$



建物(2) RC造11層板状マンション

階高 :  $h=4.26\text{m}$  (1F),  $3.06\text{m}$  (2~11F)

柱 :  $B \times D=1300 \times 1000$  (1~11F)

大梁 :  $B \times D=1000 \times 800$  (2~RF)

$B \times D=1000 \times 2500$  (1F)

W/A : 16.2~17.4 (2~RF), 26.4 (1F)

戸境壁 :  $t=220$ , 杭 :  $2000 \phi$

図 5.2 検討建物

### 5.3.3 検討結果

CASE-XY モデルの応答結果を CASE-AB モデルの応答結果で除した値を表 5.3 に一覧で示す。表 5.3 では値が 1.0 を越えている箇所を色づけして示した。

地盤ばねの反力（ばね+ダッシュポット）～地盤杭相対変位関係の例を図 5.3 に、杭のせん断力と曲げモーメントの最大値分布の例を図 5.4 に、建物(2)の X、Y 方向の層せん断力の最大値分布の例を図 5.5 に示す。

表 5.3 の地盤ばね反力の比は CASE-XY の  $45^\circ$  方向の合力の最大値を CASE-AB の A 方向のばね反力の最大値で除して求めたもので、いずれも 1.0 以上である。また、極限地盤反力が小さい Pmax(2)の方が軸ばねの反力の差は大きくなる。

杭、建物の応答をみると、CASE-XY モデルと CASE-AB モデルの応答値の大小関係は建物の性状や、地震動によって異なり、全体の傾向として地盤反力の過大評価が必ずしも杭、建物応答を低めに評価するとは限らないことが確認された。杭、建物の最大応答値の比率については、杭せん断力で最大 9%の差がみられたが、杭モーメントや杭軸力の差は 3%、上部建物についてもベースシアや層間変形角の差は 3～5%程度であった。

以上のことから、限られた範囲ではあるが 2 方向非線形地盤ばねの配置の違いが  $45^\circ$  方向の地震動入力時の杭・建物の応答に与える影響を検討した結果、CASE-XY モデルは CASE-AB モデルに比べ加振方向の地盤反力を大きく評価するが、杭、建物の応答を低めに評価するとは限らないことが確認された。

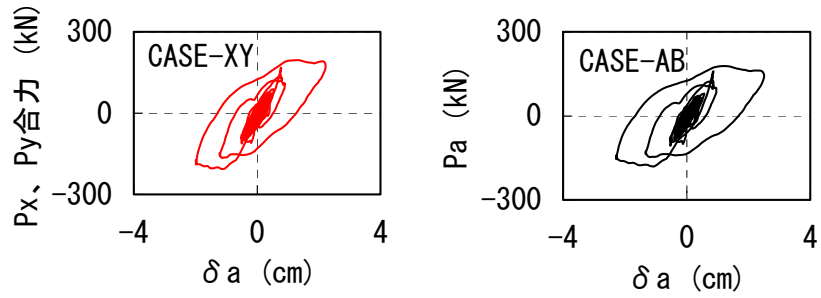


図 5.3 地盤ばね履歴【建物(1) 告示(神戸 NS) Pmax(2)】

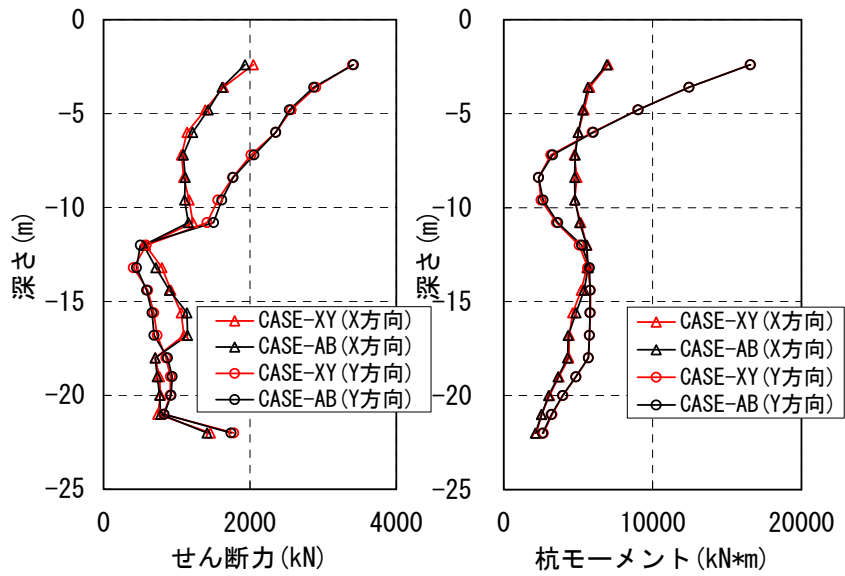


図 5.4 杭応力【建物(2) 告示(ランダム) Pmax(2) 中杭】

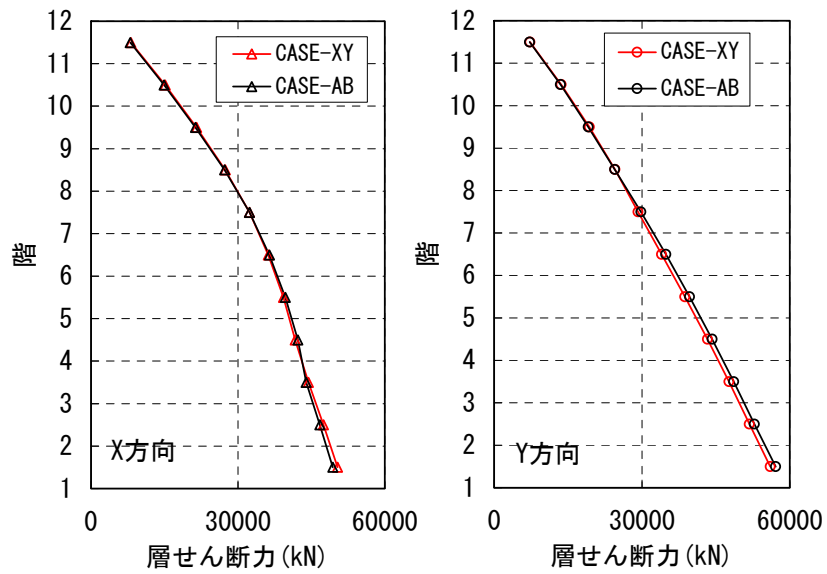


図 5.5 建物せん断力【建物(2) 告示(神戸 NS) Pmax(2)】

表 5.3 (a) 最大応答値の比率 (CASE-XY / CASE-AB) 建物 (1) X、Y 方向

入力地震動	Pmax	軸ばね 反力	せん断ばね 反力	ダッシュボット 反力	軸ばね+ ダッシュボット	隅杭 せん断力	中杭 せん断力	隅杭 モーメント	中杭 モーメント	隅杭 軸力	建物 バースト	建物 層間変形角
告示(ワガマ)	(1)	1.13	1.11	1.11	1.10	1.03	1.04	1.01	1.02	1.00	1.00	1.02
	(2)	1.21	1.10	1.07	1.13	1.04	1.05	1.02	1.02	1.00	1.01	1.03
告示(神戸NS)	(1)	1.15	1.11	1.06	1.12	1.04	1.05	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00
	(2)	1.23	1.10	1.05	1.14	1.04	1.05	1.00	0.99	0.99	1.00	1.01

表 5.3 (b) 最大応答値の比率 (CASE-XY / CASE-AB) 建物 (2) X 方向

入力地震動	Pmax	軸ばね 反力	せん断ばね 反力	ダッシュボット 反力	軸ばね+ ダッシュボット	隅杭 せん断力	中杭 せん断力	隅杭 モーメント	中杭 モーメント	隅杭 軸力	建物 バースト	建物 層間変形角
告示(ワガマ)	(1)	1.15	1.08	1.02	1.03	1.07	1.04	0.99	1.01	1.00	1.01	0.99
	(2)	1.21	1.08	1.03	1.05	1.09	1.06	1.02	1.01	1.01	1.00	0.98
告示(神戸NS)	(1)	1.19	1.08	1.08	1.09	1.06	1.04	0.99	0.99	1.02	1.02	1.01
	(2)	1.25	1.09	1.10	1.07	1.07	1.05	0.98	0.99	1.03	1.02	1.01

表 5.3 (c) 最大応答値の比率 (CASE-XY / CASE-AB) 建物 (2) Y 方向

入力地震動	Pmax	軸ばね 反力	せん断ばね 反力	ダッシュボット 反力	軸ばね+ ダッシュボット	隅杭 せん断力	中杭 せん断力	隅杭 モーメント	中杭 モーメント	隅杭 軸力	建物 バースト	建物 層間変形角
告示(ワガマ)	(1)	1.15	1.08	1.02	1.03	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	0.97	0.97
	(2)	1.21	1.08	1.03	1.05	0.99	1.00	0.99	1.00	1.01	0.97	0.95
告示(神戸NS)	(1)	1.19	1.08	1.08	1.09	0.99	1.00	1.00	1.00	1.02	0.99	0.98
	(2)	1.25	1.09	1.10	1.07	0.99	0.99	1.00	1.00	1.03	0.98	0.98

## 5.4 遠心模型実験のシミュレーション解析

### 5.4.1 解析諸元

4.2 節に示した 7 本杭モデルの遠心模型実験に対するシミュレーション解析について述べる。

解析諸元は、遠心模型を実スケールに換算して設定した。

自由地盤の解析諸元を表 5.4 に示す。模型地盤材料に関する解析条件は 2 章と同じである。自由地盤の振動解析は全応力解析で行い、入力地震動は、遠心模型実験における底板 (BASE) 位置での応答加速度波形を用い、解析モデル下端を固定とする、いわゆる E+F 入力とした。

基礎、杭の復元力特性はいずれも線形とした。杭頭は基礎に剛結、杭先端は固定とした。内部粘性減衰は、連成系の 1 次固有振動数に対して減衰定数 0.1% の剛性比例型とした。

集約杭の相互作用ばねを各杭に配分した比率を表 5.5 に示す。三次元薄層要素法に用いた地盤諸元は、自由地盤系の応答結果を考慮した等価剛性、等価減衰を採用した [表 5.4]。加振条件は杭頭固定条件とした。加振振動数に依存する杭頭せん断力負担率は静的とみなせる振動数 0.25Hz の値を用いた。

同様に振動数に依存する相互作用ばね剛性は 0.25Hz の値を、減衰係数は 7 本杭モデルの 1 次固有振動数付近の 4Hz の値を採用した。極限地盤反力は、相対密度 93% の豊浦砂の内部摩擦角を  $45^\circ$  とし、3 章と同様に岸田、中井の提案式により算定した。

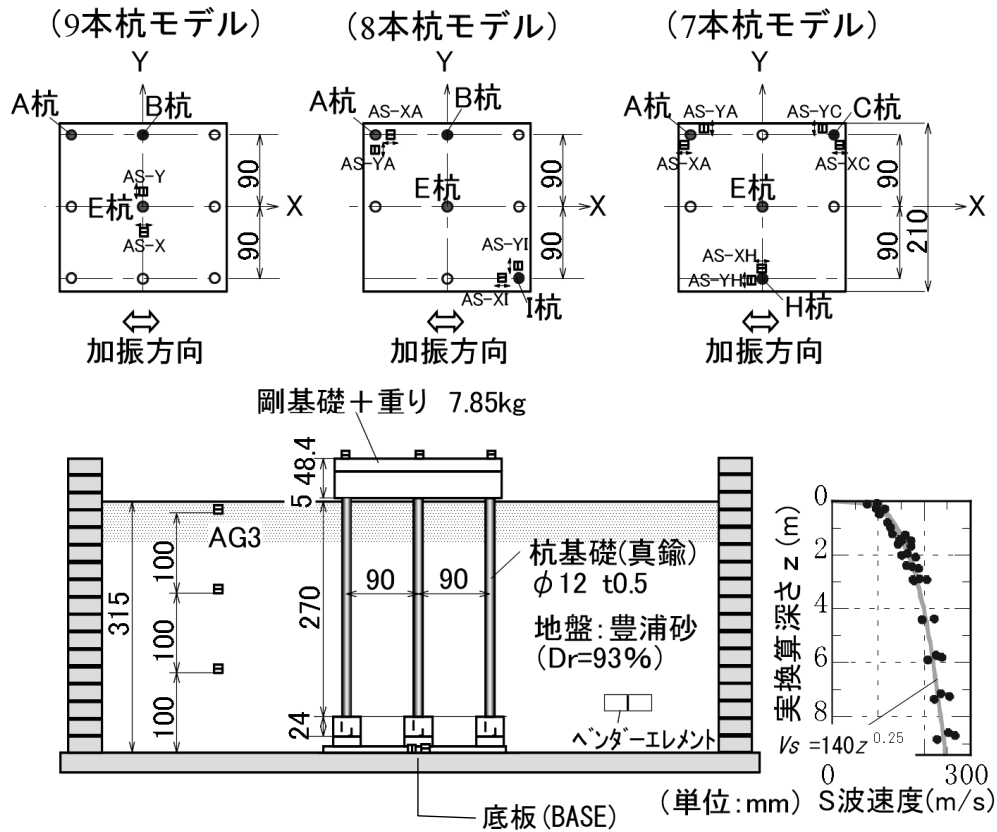


図 5.6 実験模型と地盤の S 波速度分布

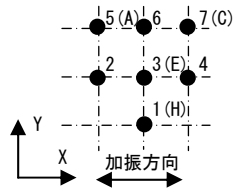
表 5.4 自由地盤解析諸元

層レベル	層厚 (m)	$V_s$ (m/s)	規準せん断ひずみ $\gamma_f (\times 10^{-4})$	等価せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	等価減衰定数
地表面	0.00				
	0.45	96	0.62	3760	0.23
	1.20	133	1.31	7077	0.23
	2.10	159	1.95	10871	0.23
	3.60	182	2.67	16446	0.21
	5.40	204	3.47	24153	0.19
BASE位置	7.80	224	4.32	33617	0.17
	9.45	240	5.03	43541	0.15

(共通) 単位体積重量  $\rho = 1.63 \text{ t/m}^3$   
 最大減衰定数  $h_{max} = 0.25$

表 5.5 相互作用ばね配分比率

杭No.	X	Y
1	0.166	0.146
2, 4	0.142	0.147
3	0.123	0.123
5, 7	0.148	0.151
6	0.130	0.136



## 5.4.2 解析結果

構造物側方地盤中の AG3 位置（地表面□0.45m）、A 杭直上の基礎の X 方向加速度（AS-XA）、C 杭直上の Y 方向加速度（AS-YC）、H 杭直上の基礎の X 方向加速度（AS-XH）の、20～40 秒間の加速度時刻歴の実験結果と解析結果の比較を図 5.7 に、0～60 秒間の Fourier 振幅の比較を図 5.8 に示す。図 5.7(a)より AG3 位置の実験、解析各々の時刻歴は振幅、位相ともよく一致していることがわかる。図 5.8(a)より、Fourier 振幅スペクトルのピークは実験・解析とも約 4.2Hz で生じており、解析値が 4.5～5.5Hz にかけて実験値より大きくなる点を除いて両者は概ね一致し、構造物側方の AG3 位置の応答は自由地盤の挙動とほぼ同じとみなしてよいことが分かる。

基礎位置の応答加速度時刻歴 [図 5.7(b)～(d)] の解析値は、いずれも 30 秒以降の振幅を小さめに評価する傾向にあるものの、位相は実験結果とよく一致した。基礎位置の Fourier 振幅スペクトル[図 5.8(b)～(d)]の解析結果のピークは、実験結果より低めとなったが、ピークが生ずる振動数はほぼ一致した。実験結果にて確認された H 杭基礎部の X 方向の振動数が低下する傾向は、解析結果でも確認された。

A 杭と C 杭の 20～30 秒間の X 方向応答加速度と Y 方向応答加速度の軌跡を、実験結果と解析結果について比較したものを図 5.9 に示す。A 杭、C 杭とも X 方向の振動成分に Y 方向の振動成分が加わり複雑な挙動を示しているが、解析結果は実験結果の傾向をよくとらえている。

A 杭、C 杭、H 杭の 22.91 秒から 23.45 秒の変位の軌跡を図 5.10 に示す。図中の三角形は A、C、H 杭を結んだ形状を表している。解析結果は実験結果の変位性状をよく表している。

A 杭と C 杭の Y 方向変位より求めた基礎のねじれ角の時刻歴を図 5.11 に示す。最大ねじれ角は実験結果  $1.66 \times 10^{-3}$  (rad)、解析結果  $1.84 \times 10^{-3}$  (rad)と解析結果が大きいが、時刻歴の位相はよく一致している。

A 杭 X 方向、C 杭 Y 方向、H 杭 X 方向の、杭頭曲げモーメントが最大の時刻における杭の曲げモーメント分布について、実験結果と解析結果を比較したものを図 5.12 に、杭頭曲げモーメントの最大値の一覧を表 5.6 に示す。X 方向の杭頭曲げモーメントの実験結果は、H 杭、E 杭、A・C 杭の順に大きくなっている。解析値は、実験値の 1.33 倍～1.46 倍大きいが、杭頭曲げモーメントの大小関係の傾向は実験結果と同様である。E 杭、H 杭の Y 方向曲げモーメントは、杭配置の対称性から解析では発生していないが、実験では X 方向曲げモーメントの 15～18%の値が生じている。

実験結果における A 杭と H 杭の杭頭曲げモーメントの X 方向 Y 方向の応答の軌跡を図 5.13 に示す。A 杭の杭頭曲げモーメントの軌跡は、X 方向の振動成分に Y 方向の振動成分が加わり複雑な挙動を示している。H 杭ではほぼ 1 方向の軌跡を示している。

GL-0.45m レベルにおける C 杭 Y 方向の地盤反力と杭変位の関係を図 5.14 に示す。実験結果の地盤反力は杭せん断力の差分より、杭変位は基礎位置の応答加速度の 2 階積分と杭の曲げ回転角

の積分値の差分より各々求めた。解析結果の地盤反力は軸ばね剛性部の内力とダッシュポットの内力を時刻歴で足し合わせて求めた。実験結果の履歴性状をみると、杭変位はほぼ一定のまま、剛性が次第に低下する傾向がみられる。加振方向のせん断ひずみに基づく自由地盤の剛性低下を、加振直交方向の相互作用ばねにも考慮した本解析結果の履歴性状は、実験結果と同様に剛性が次第に低下する傾向を示している。

以上のことから、本検討によるシミュレーション解析結果は、基礎部全体として並進とねじれが混在する複雑な挙動をよく表現していることを確認した。

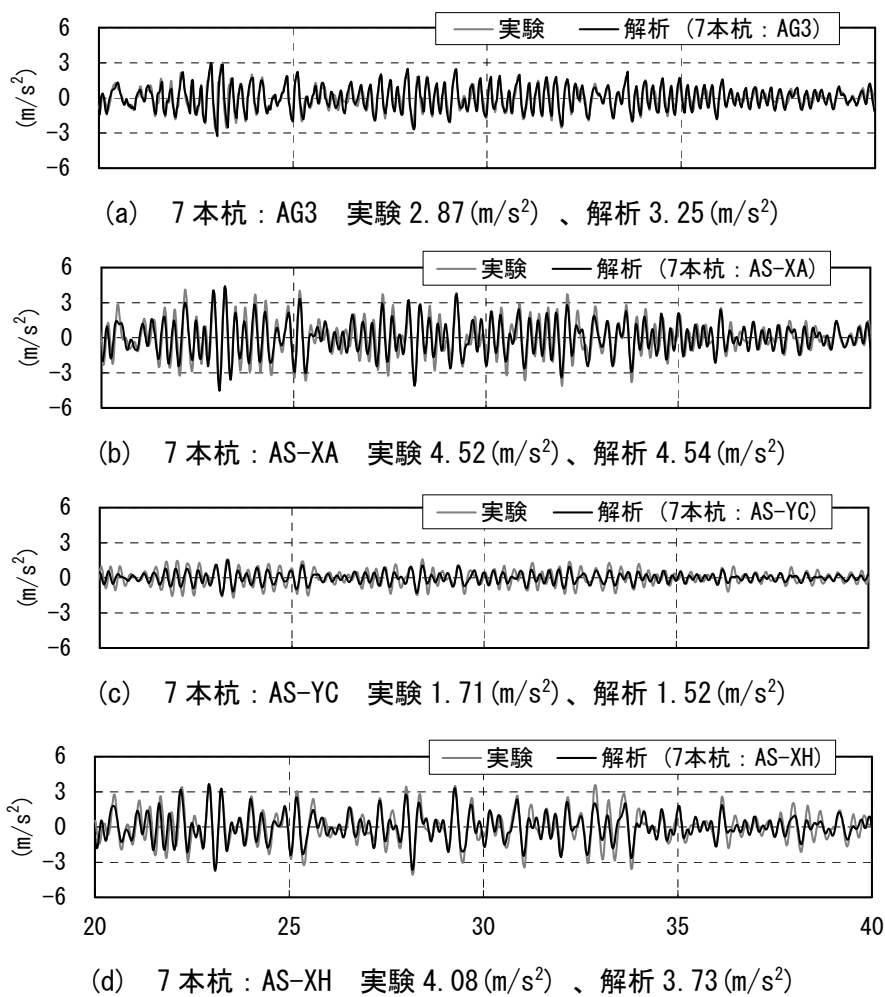


図 5.7 応答加速度時刻歴の比較 (20~40 秒)

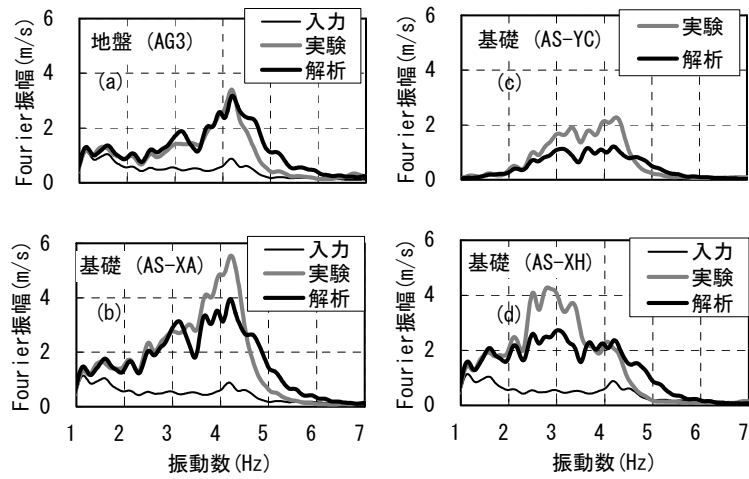


図 5.8 Fourier 振幅スペクトルの比較 (0~60 秒)

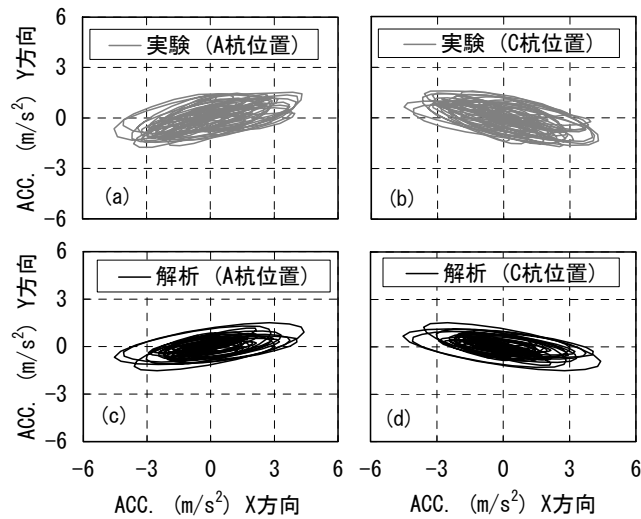


図 5.9 応答加速度の軌跡の比較 (20~30 秒)

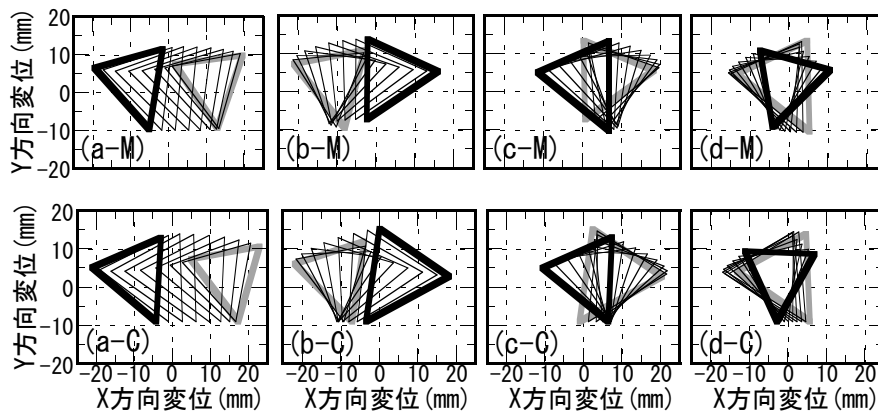


図 5.10 基礎の変位状況の比較 (上段：実験、下段：解析)  
(薄い太線から濃い太線へ変位)

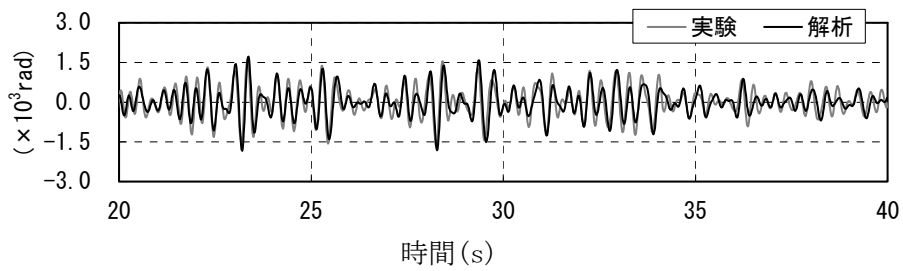


図 5.11 基礎の応答ねじれ角の時刻歴 実験  $1.66 \times 10^{-3}$  (rad)、解析  $1.84 \times 10^{-3}$  (rad)

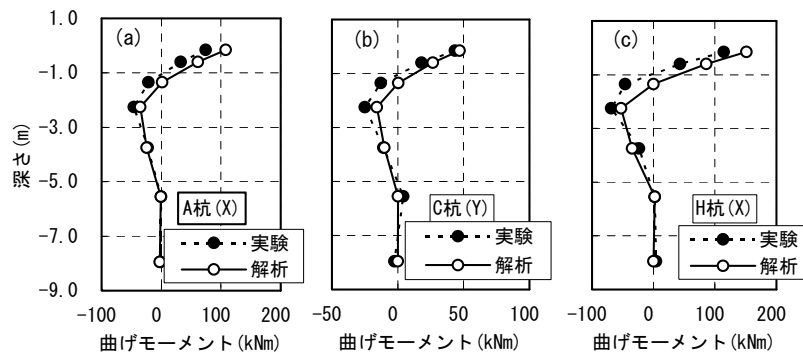
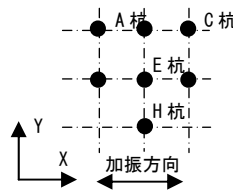


図 5.12 杭の曲げモーメント分布

表 5.6 杭頭最大曲げモーメントの比較 (kNm)

	A 杭	C 杭	E 杭	H 杭
X 方向	74.3	78.4	87.4	114.4
	108.5	108.5	116.1	152.9
Y 方向	42.3	43.5	13.0	21.1
	47.5	47.5	0.0	0.0



※各々上段：実験値、下段：解析値を示す

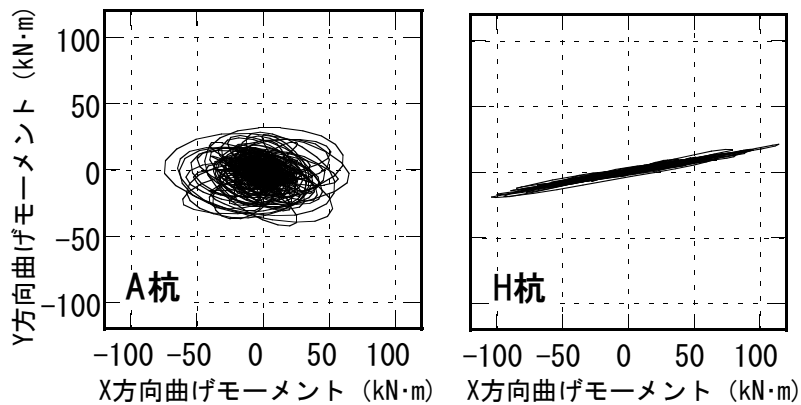


図 5.13 杭頭の X, Y 方向曲げモーメントの変化

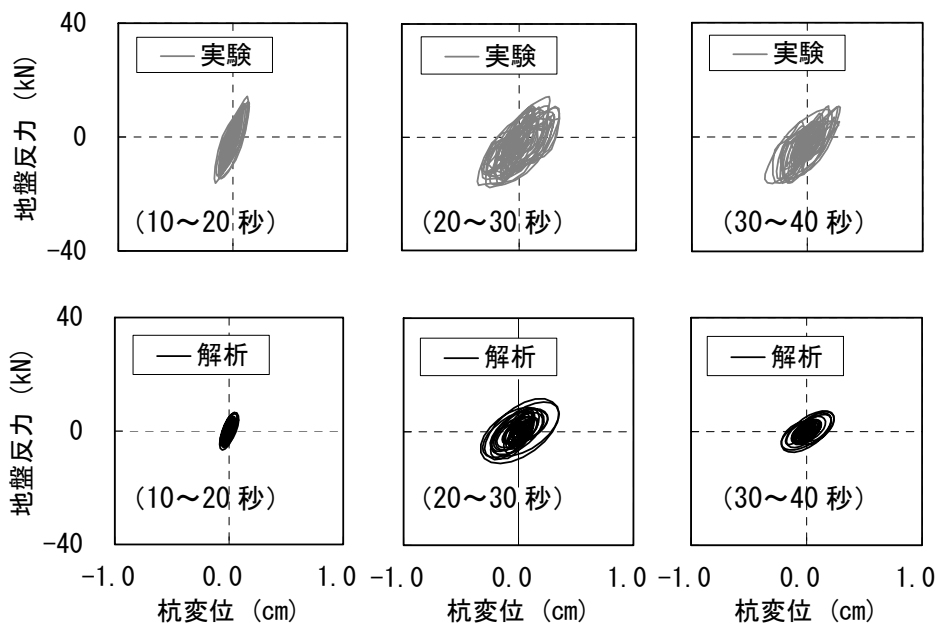


図 5.14 加振直交方向の地盤反力-杭変位関係

## 5.5 まとめ

杭配置の偏心に伴う地震時ねじれ挙動に対するシミュレーション解析を行うために、3次元立体骨組に置換した杭-建物系モデルの相互作用ばねを2方向に配置し、自由地盤系は従来通り1次元のばね-マスモデルに置換するモデルを行った。ここで2方向地盤ばねに非線形特性を与えることの問題点と、加振直交方向の相互作用ばねのサイトノンリニアリティの扱いについて検討した。

前者に対しては、45度方向加振を対象に2方向非線形地盤ばねを0度方向と90度方向の配置した場合と、45度方向と135度方向に配置した場合の応答性状の違いについて検討した。両者のモデル化の違いは45度方向の地盤反力の合力に大きく影響するものの、杭、建物の応答への影響は大きくないことを確認した。

後者については既往の研究から加振直交方向の相互作用ばねにもサイトノンリニアリティを考慮し、シミュレーション解析からその妥当性を確認した。

本検討によるシミュレーション解析結果は、基礎部全体として並進とねじれが混在する複雑な挙動をよく表現することを確認した。

なお、本実験では上部建物は剛体と仮定しており、上部構造の振動が杭基礎構造物のねじれ挙動に与える影響については、今後の課題としたい。

## 第 5 章 参考文献

- 5.1) 社本康広, 楠亀鉄男: 異方拘束圧下での砂の繰返し変形特性, 第 28 回土質工学研究発表会梗概集, pp.923-924, 1993.6

## 第6章 上部建物に偏心を有する杭基礎建物の地震時立体挙動に関する解析的検討

### 6.1 はじめに

第4章、第5章では杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動について実験的・解析的検討を加えたが、上部建物は剛体と仮定し質量のみ考慮したものであった。本章では上部建物に偏心を有する杭基礎建物の地震時立体挙動について、解析的検討を行う。

上部建物に偏心が生じる要因としては、Fe算定に用いる偏心率<sup>6.1)</sup>の原因となる平面的な剛心と重心の偏心のほか、部材が塑性域に達した後の耐力の中心と重心に偏心が生じる可能性が指摘されている<sup>例えば6.2)</sup>。またセットバックなど立面形状が不整形な場合にはセットバックが始まる階の直下の層で大きな偏心が生じる<sup>例えば6.3)</sup>。さらには高層部分と低層部分が混在することにより生じる振動特性の違いがねじれ応答を誘発する可能性も推測できよう。

本章では立面的な不整形性に起因するねじれ挙動を対象とした検討を行うことを目的として、振動特性の異なる10層部分と5層部分からなるL型の立面形状をもつ鉄筋コンクリート造集合住宅の梁間（耐震壁）方向を検討の対象とすることとした。（以下この想定建物を不整形10層建物と呼ぶ【図6.1(a)】）。比較のため整形な10層建物と5層建物も検討する（同じく、整形10層建物【図6.1(b)】、整形5層建物【図6.1(c)】）。

本章では、この不整形10層建物の地震時立体挙動について以下の3点に着目した検討を行う。

- 1) 整形10層建物、整形5層建物との応答性状の違い
- 2) 不整形10層建物の応答性状に及ぼす上部建物重心と杭剛心の偏心の影響
- 3) 不整形10層建物の応答評価に及ぼす立体骨組モデルと平面骨組モデルの違い

第1点目は動的相互作用を考慮した不整形10層建物の基本的な応答性状を、整形10層建物、整形5層建物との比較より考察する。

第2点目は第1点目で扱った不整形10層建物の杭基礎配置に比べ、上部建物重心と杭剛心の偏心距離が大きくなるような杭基礎配置とした構造とした場合の上部建物や杭の応答性状の変動を検討する。

第3点目は不整形10層建物を3次元立体骨組モデル、2次元平面骨組モデルならびに1次元質点系モデルの3種の異なるモデルで応答解析を行い、それぞれの解析結果の比較を通じて不整形建物に対する解析モデルの適用性について検討する。

## 6.2 検討条件

### 6.2.1 検討建物

検討建物の諸元を図 6.1 に示す。

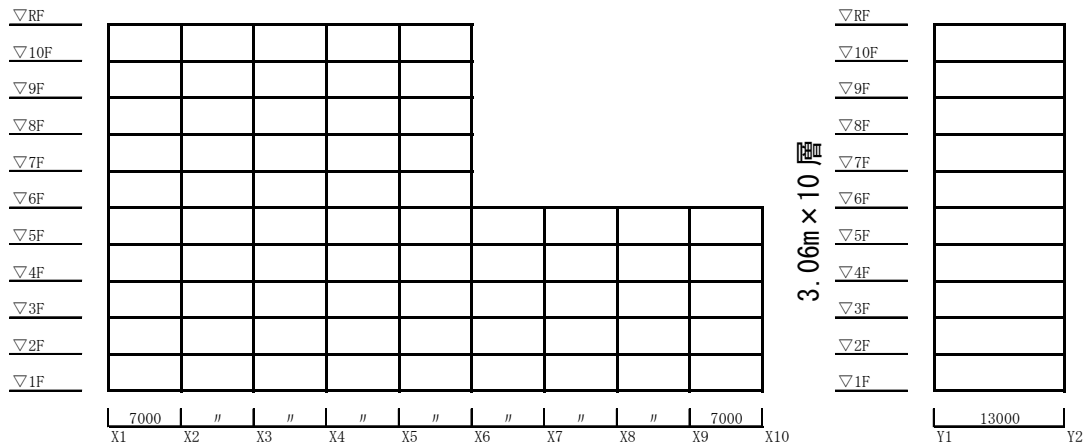
検討建物は、平面形状 X 方向（桁行方向）7m×9 スパン、Y 方向（梁間方向）13m×1 スパンで、各階の階高は全層 3.06m の RC 造板状集合住宅とした。基礎下端基礎下端レベルは GL-2.4m としているが、根入れ部の側面地盤ばねは解析上無視している。立面形状としては X1 通から X6 通まで 10 層、X7 通から X10 通が 5 層の L 字型の形状を設定した。これは東西方向にバルコニーが面した板状集合住宅が北側斜線制限のためセットバックしている形態を想定したものである。一般的には容積制限を最大限活用するため北側斜線に沿って階段状の形状とするが、ここでは基本的な応答性状を確認するためあえて単純な L 字型建物を設定している。

検討建物の柱、梁、耐震壁、杭の断面一覧を表 6.1 に、各建物モデルの地震時荷重を表 6.2 に示す。各断面の設定にあたっては、まず整形 10 層建物を試設計し、その後、整形 10 層建物から部材を削除することで不整形 10 層建物及び整形 5 層建物を設定した。ただし最上階となる床の荷重条件は屋根用と居室用を区別して入力している。梁間方向は全構面に耐震壁を設けた。各階の床レベルでは剛床を仮定した。

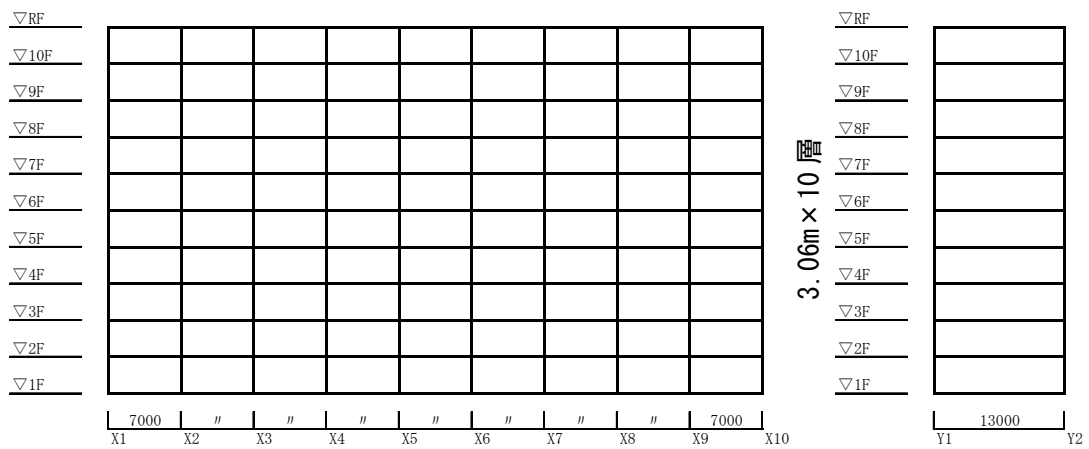
1 次設計用地震力 ( $C_0=0.2$ ) に対して柱脚ピン支持条件としたときの梁間方向の弾性解析結果から求めた剛心・重心位置、剛性率、偏心率を図 6.2 に示す。剛性率は全層で 0.6 以上となっているが、偏心率はセットバックが始まる層の直下の 5 階で最大 0.55 となり、以下 1 階まで全ての層で偏心率は 0.15 以上である。図 6.2 中に文献 6.1) に準じて求めた Fe 値を偏心率とあわせて示す。5 階以下の Fe 値は 1 階を除き上限値 (1.50) となる。1 階もほぼ上限の 1.47 である。

柱、大梁、杭は材端ばねモデルに、耐震壁は十字モデル<sup>6.4)</sup>に置換した。柱、大梁、杭の M- $\theta$  関係と耐震壁の Q- $\gamma$  関係に Degrading Tri-Linear モデル、柱の軸方向の N- $\delta$  関係には修正 N モデルを仮定した。本検討では柱と杭の M- $\theta$  関係に地震時軸力の影響は考慮していない。耐震壁付の梁剛性は断面剛性を 1000 倍し復元力特性は線形とした。

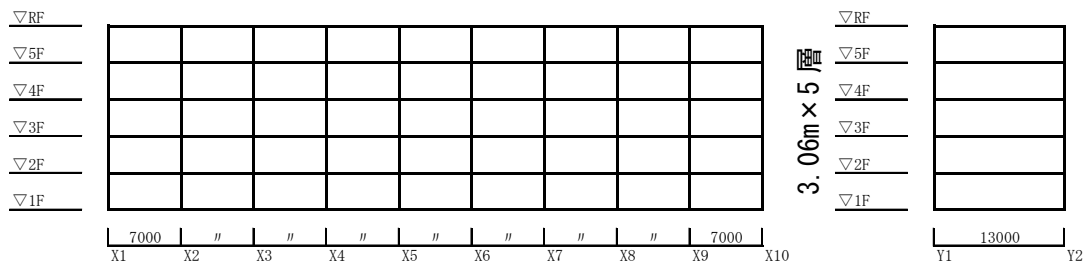
整形 10 層建物と不整形 10 層建物の 10 層部直下 (X1~X6 通) では杭を  $\phi=2000\text{mm}$  の場所打ち RC 杭とした。整形 5 層建物と不整形 10 層建物の 5 層部直下 (X7~X10 通) では杭を  $\phi=1500\text{mm}$  とした。



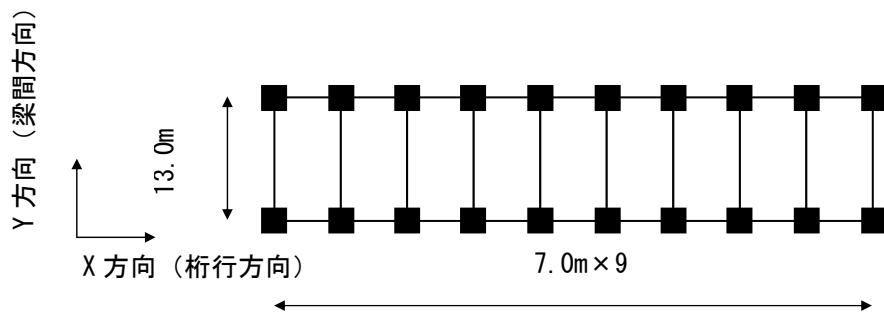
(a) 不整形 10 層建物 桁行方向軸組図



(b) 整形 10 層建物 桁行方向軸組図



(c) 整形 5 層建物 桁行方向軸組図



(d) 検討建物 柱配置

図 6.1 検討建物

表 6.1 断面諸元

柱 : $B \times D = 1300 \times 1000$ (1~10F)
大梁 : $B \times D = 1000 \times 800$ (2~RF)
基礎梁 : $B \times D = 1000 \times 2500$ (1F)
戸境壁 : $t = 220$

表 6.2(a) 地震時重量 (不整形 10 層建物)

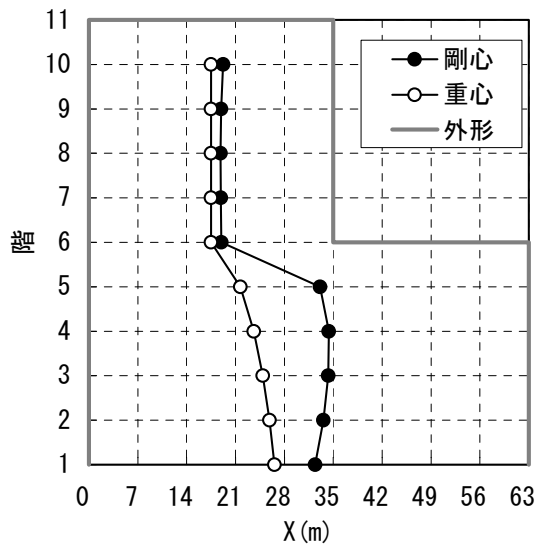
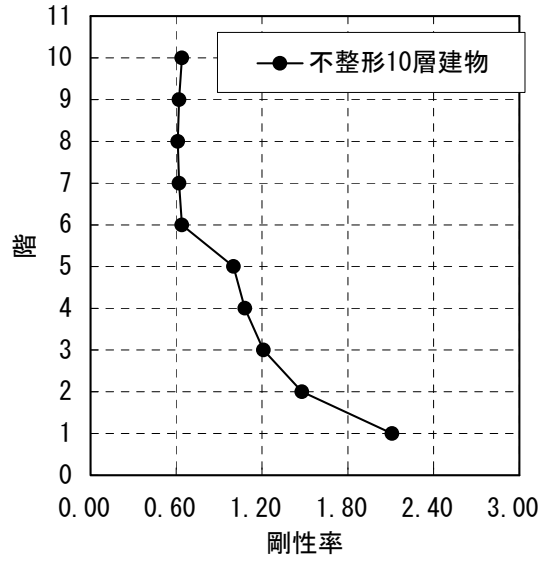
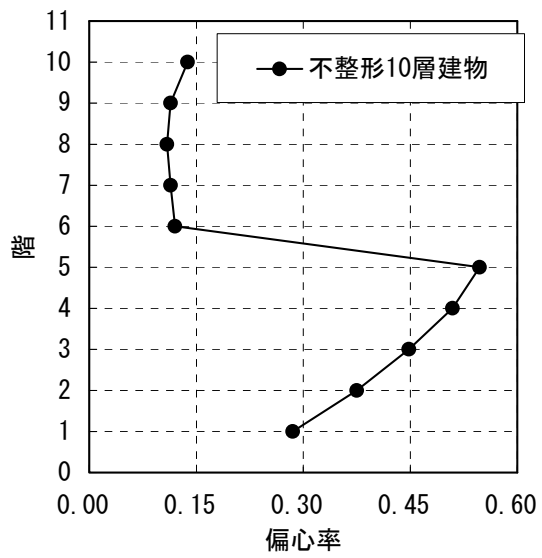
層	W (kN)	$\Sigma W$ (kN)	Ai	Ci	Qi (kN)	W/A (kN/m <sup>2</sup> )
10F	8081	8081	2.526	0.505	4081	17.8
9F	7644	15725	2.053	0.411	6463	16.8
8F	7546	23271	1.823	0.365	8494	16.6
7F	7546	30817	1.672	0.334	10293	16.6
6F	7546	38363	1.558	0.312	11969	16.6
5F	13750	52113	1.400	0.280	14592	16.8
4F	13297	65410	1.279	0.256	16745	16.2
3F	13247	78657	1.177	0.235	18484	16.2
2F	13247	91904	1.085	0.217	19943	16.2
1F	13324	105228	1.000	0.200	21046	16.3
基礎	20761	125989				25.3

表 6.2(b) 地震時重量 (整形 10 層建物)

層	W (kN)	$\Sigma W$ (kN)	Ai	Ci	Qi (kN)	W/A (kN/m <sup>2</sup> )
10F	14235	14235	2.278	0.456	6491	17.4
9F	13411	27646	1.861	0.372	10284	16.4
8F	13247	40893	1.649	0.330	13495	16.2
7F	13247	54140	1.504	0.301	16296	16.2
6F	13247	67387	1.391	0.278	18734	16.2
5F	13247	80634	1.296	0.259	20884	16.2
4F	13247	93881	1.212	0.242	22719	16.2
3F	13247	107128	1.136	0.227	24318	16.2
2F	13247	120375	1.066	0.213	25640	16.2
1F	13324	133699	1.000	0.200	26740	16.3
基礎	20761	154460				25.3

表 6.2(c) 地震時重量 (整形 5 層建物)

層	W (kN)	$\Sigma W$ (kN)	Ai	Ci	Qi (kN)	W/A (kN/m <sup>2</sup> )
5F	14235	14235	1.629	0.326	4641	17.4
4F	13411	27646	1.369	0.274	7575	16.4
3F	13247	40893	1.217	0.243	9937	16.2
2F	13247	54140	1.100	0.220	11911	16.2
1F	13324	67464	1.000	0.200	13493	16.3
基礎	20761	88225				25.3



層	偏心率	Fe
10	0.14	1.00
9	0.11	1.00
8	0.11	1.00
7	0.11	1.00
6	0.12	1.00
5	0.55	1.50
4	0.51	1.50
3	0.45	1.50
2	0.38	1.50
1	0.29	1.47

図 6.2 検討建物の偏心率、剛性率、剛心・重心分布（柱脚ピン支持条件）

## 6.2.2 検討地盤・入力地震動

検討地盤の諸元を表 6.3 に示す。地盤モデルは東京臨海部の地盤調査結果を基に、表層のせん断波速度を 140~250m/s、工学的基盤を GL-22m、杭先端は GL-23.5m と設定した。液状化の発生する恐れはないものとする。 $qu$  および  $E_{50}$  は地盤調査結果を用いた。地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係には修正 R-O モデル<sup>6.5)</sup>を仮定した。

入力地震動の時刻歴加速度波形を図 6.3 に示す。入力地震動は平成 12 年 1 月 15 日 14:11 号の極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルにフィッティングさせて作成したもので、位相特性として 1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸 NS 方向観測波と一様乱数を用いたものと 2 ケースを検討した。

表 6.3 自由地盤モデル

No.	種別	層下端 レベル(m)	層厚 (m)	湿潤 密度 (t/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	最大 減衰 定数	ポアソン 比	$qu$ [ $E_{50}$ ] (kN/m <sup>2</sup> )	杭配置
		0.0							
1	シルト	-1.2	1.2	1.60	140	0.20	0.46	94 [6860]	▽根入深さ(-2.4m)
2	シルト	-2.4	1.2	1.60	140	0.20	0.46		
3	シルト	-3.6	1.2	1.60	140	0.20	0.49		
4	シルト	-4.8	1.2	1.60	140	0.20	0.49		
5	シルト	-6.0	1.2	1.60	140	0.20	0.49		
6	シルト	-7.2	1.2	1.60	140	0.20	0.49		
7	シルト	-8.4	1.2	1.60	140	0.20	0.49		
8	シルト	-9.6	1.2	1.60	140	0.20	0.49	131 [9898]	
9	シルト	-10.8	1.2	1.60	140	0.20	0.49		
10	シルト	-12.0	1.2	1.60	140	0.20	0.49		
11	シル質砂	-13.2	1.2	1.75	210	0.20	0.47		
12	シル質砂	-14.4	1.2	1.75	210	0.20	0.47		
13	シル質砂	-15.6	1.2	1.75	210	0.20	0.47	494 [69678]	
14	シル質砂	-16.8	1.2	1.75	210	0.20	0.47		
15	シル質砂	-18.0	1.2	1.75	210	0.20	0.47		
16	粘土	-19.0	1.0	1.65	250	0.20	0.46		
17	粘土	-20.0	1.0	1.65	250	0.20	0.46	494 [69678]	
18	粘土	-21.0	1.0	1.65	250	0.20	0.46		
19	粘土	-22.0	1.0	1.65	250	0.20	0.43		
20	砂	-23.5	1.5	1.90	400	0.20	0.43		▽杭先端(-23.5m)
21	砂	-25.0	1.5	1.90	400	0.20	0.43		
	砂			1.90	400		0.43		

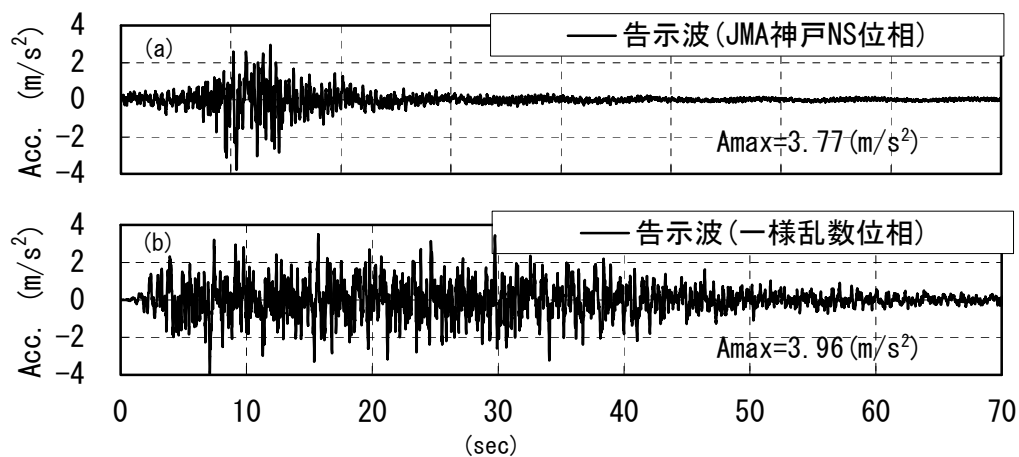


図6.3 入力地震動の加速度時刻歴

### 6.2.3 相互作用ばね

集約杭の相互作用ばね一覧を表 6.4 に示す。本検討においては、全杭が 2000 φ の場合、全杭が 1500 φ の場合それぞれの X、Y 各方向の集約杭の相互作用ばねを 3次元薄層要素法により求め<sup>6.6)</sup>、これを杭本数で除したものを各杭 1本あたりの XY 方向の相互作用ばねとした。それぞれの杭間には相互作用ばねは配置せず、杭位置によらず地盤応答は同一であると仮定した。自由地盤応答結果から得られる剛性低下率の変動に応じて、軸ばね剛性部の極限地盤反力、および軸ばねダッシュポットの減衰係数を変動させた。極限地盤反力は岸田・中井の提案式<sup>6.7)</sup>を用いた。

表 6.4(a) 相互作用ばね (集約杭 : 2000 φ)

深さ (m)	桁行方向相互作用ばね				梁間方向相互作用ばね			
	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)
-2.4	2.4	1.4	9.1	0.8	5.2	3.6	9.7	0.8
-3.6	3.0	1.8	10.5	1.8	4.0	2.8	11.8	1.8
-4.8	3.2	1.9	9.7	2.0	4.5	3.1	10.8	2.0
-6.0	3.1	1.9	9.5	2.0	4.0	2.8	10.6	2.0
-7.2	3.2	1.9	9.4	2.4	4.2	2.8	10.5	2.4
-8.4	3.3	1.9	9.4	2.8	4.3	2.9	10.5	2.8
-9.6	3.5	2.0	9.5	2.8	4.6	3.1	10.5	2.8
-10.8	3.6	2.0	9.2	2.8	4.8	3.1	10.3	2.8
-12.0	7.1	3.9	19.3	5.3	10.8	6.8	19.4	5.3
-13.2	8.7	4.6	20.2	8.0	10.6	6.7	21.2	8.0
-14.4	9.4	4.9	19.5	8.8	11.9	7.3	20.3	8.8
-15.6	10.1	5.2	19.3	9.5	12.8	7.8	20.0	9.5
-16.8	11.0	5.6	19.4	10.2	14.4	8.6	20.1	10.2
-18.0	13.0	6.5	28.7	9.7	17.8	10.6	28.7	9.7
-19.0	14.6	7.2	29.4	8.9	18.9	11.1	29.9	8.9
-20.0	16.6	8.1	29.1	8.9	21.7	12.6	29.5	8.9
-21.0	22.5	10.9	25.9	8.9	28.5	16.3	25.9	8.9
-22.0	57.9	27.9	46.8	28.0	71.1	40.7	45.4	28.0
-23.5	192.1	90.8		23.6	218.7	122.9		23.6

表 6.4(b) 相互作用ばね (集約杭 : 1500 φ)

深さ (m)	桁行方向相互作用ばね				梁間方向相互作用ばね			
	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)
-2.4	2.1	1.2	5.5	0.7	4.2	2.8	5.6	0.7
-3.6	3.2	1.9	6.6	1.5	4.6	3.1	7.1	1.5
-4.8	3.2	1.9	6.1	1.5	4.5	3.0	6.5	1.5
-6.0	3.2	1.8	5.9	1.5	4.3	2.8	6.3	1.5
-7.2	3.3	1.9	5.8	1.8	4.3	2.8	6.3	1.8
-8.4	3.4	1.9	5.8	2.1	4.5	2.9	6.2	2.1
-9.6	3.6	1.9	5.9	2.1	4.8	3.0	6.3	2.1
-10.8	3.8	2.0	6.0	2.1	5.1	3.2	6.5	2.1
-12.0	7.0	3.7	11.9	3.9	10.2	6.2	11.9	3.9
-13.2	9.1	4.7	12.8	6.0	11.5	7.0	13.2	6.0
-14.4	9.7	4.9	12.2	6.6	12.4	7.4	12.6	6.6
-15.6	10.5	5.2	12.1	7.1	13.5	7.9	12.4	7.1
-16.8	11.5	5.7	12.2	7.7	15.1	8.7	12.5	7.7
-18.0	13.5	6.6	17.0	7.3	18.1	10.3	16.9	7.3
-19.0	15.3	7.3	17.1	6.7	19.8	11.2	17.3	6.7
-20.0	17.5	8.3	16.9	6.7	22.5	12.6	17.0	6.7
-21.0	22.4	10.5	15.8	6.7	27.9	15.5	15.7	6.7
-22.0	64.6	30.1	27.1	21.0	76.9	42.4	25.8	21.0
-23.5	167.1	76.9		17.7	189.5	103.3		17.7

## 6.2.4 解析ケース

本章で扱う解析ケース一覧を、該当する節とあわせて表 6.5 に示す。

- 1) 整形 10 層建物、整形 5 層建物との応答性状の違い (6.4 節)
- 2) 不整形 10 層建物の応答性状に及ぼす上部建物重心と杭剛心の偏心の影響 (6.5 節)
- 3) 不整形 10 層建物の応答評価に及ぼす立体骨組モデルと平面骨組モデルの違い (6.6 節)

前述のように 6.4 節では不整形 10 層建物の基本的な応答性状を、整形 10 層建物、整形 5 層建物との比較により考察する。このときの杭基礎は整形 10 層建物で全杭 2000 φ、整形 5 層建物で全杭 1500 φとした。不整形 10 層建物では 10 層部分を 2000 φ、5 層部分を 1500 φとした。

6.5 節では 6.4 節で扱った不整形 10 層建物の杭基礎を全杭 2000 φとし、上部建物重心と杭剛心の偏心距離が大きくなるような杭基礎配置とし、上部建物や杭の応答性状の変動を検討する。

6.6 節では不整形 10 層建物を 3 次元立体骨組モデル、2 次元平面骨組モデル、1 次元質点系モデルの 3 種の異なるモデルで応答解析を行い、それぞれのモデルにて評価される応答性状を比較することで偏心を有する建物の耐震評価に及ぼす解析モデルの適用性について考察する。杭基礎については各モデルとも 10 層部分を 2000 φ、5 層部分を 1500 φとした場合と、全杭 2000 φとした場合の 2 ケースを検討する。

表 6.5 解析ケース一覧

建物	解析モデル	杭基礎	6.4 節	6.5 節	6.6 節
整形 10 層建物	立体骨組モデル	全杭 2000 φ	○		
整形 5 層建物	立体骨組モデル	全杭 1500 φ	○	○	
		全杭 2000 φ			
不整形 10 層建物	立体骨組モデル	10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ	○	○	○
		全杭 2000 φ		○	○
		平面骨組モデル	10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ		
	質点系モデル	全杭 2000 φ			○
		10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ			○
		全杭 2000 φ			○

## 6.3 固有値解析結果・自由地盤解析結果

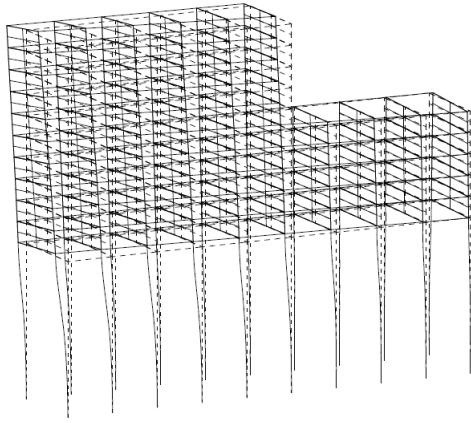
### 6.3.1 固有値解析結果

不整形 10 層建物の立体骨組モデル、平面骨組モデル、質点系モデルの梁間方向の変形モード図を図 6.4～図 6.6 に、同じく柱脚ピン支持モデルの変形モード図を図 6.7 に示す。表 6.6 には、これらに加えて整形 10 層建物、整形 5 層建物の立体骨組モデル、柱脚ピン支持モデルの固有周期を一覧にしたものを示す。表 6.6 において、Y-1(10)、Y-2(10)はそれぞれ 10 層部分の 1 次モード、2 次モードを、Y-1(5)、Y-2(5)はそれぞれ 5 層部分の 1 次モード、2 次モードを意味する。R-1(10)、R-1(5)はそれぞれ 10 層部分と 5 層部分のねじれの 1 次モードを意味する。X 方向の変形モードは省略した。

図 6.4 や図 6.7 に示した不整形 10 層建物の立体骨組モデルの固有値解析結果をみると、主に X1 通に現れる 10 層部分の変形モードと、主に X10 通に現れる 5 層部分の変形モードが別々に得られ、整形モデルに比べ複雑な性状を示すことがわかる。図 6.5 や図 6.6 に示した不整形 10 層建物の平面骨組モデルや質点系モデルでは 10 層部分の変形モードのみ現れ、主に X10 通に現れる 5 層部分が個別に変形するモードは当然ながら評価することはできない。

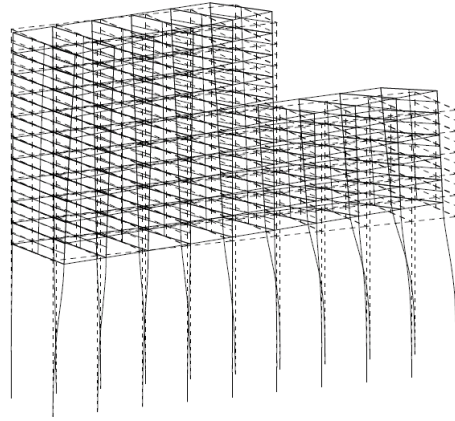
表 6.6 固有周期一覧

建物	解析モデル		Y-1(10)	Y-1(5)	Y-2(10)	Y-2(5)	R-1(10)	R-1(5)
整形 10 層建物	立体骨組モデル	柱脚ピン支持	0.251		0.073		0.240	
		全杭 2000 φ	0.530		0.190		0.496	
整形 5 層建物	立体骨組モデル	柱脚ピン支持		0.093		0.040		0.091
		全杭 1500 φ		0.384		0.126		0.351
		全杭 2000 φ		0.330		0.107		0.308
不整形 10 層建物	立体骨組モデル	柱脚ピン支持	0.242	0.081	0.072		0.153	
		10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ	0.509	0.399	0.185	0.158		
		全杭 2000 φ	0.506	0.353	0.184	0.149		
	平面骨組モデル	柱脚ピン支持	0.204		0.069			
		10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ	0.477		0.181			
	質点系モデル	柱脚ピン支持	0.209		0.071			
		10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ	0.524		0.204			



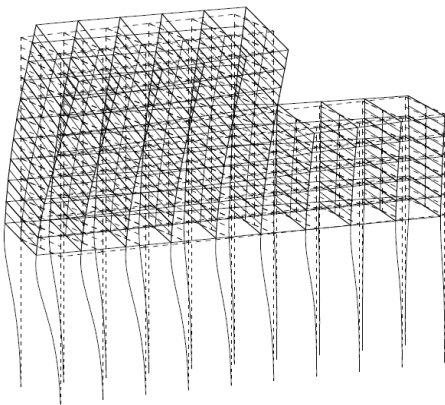
$t(\text{sec}) = 0.509$   
 $\text{beta}(x) = 7.707 \times 10^{-4}$   
 $\text{beta}(y) = 3.044 \times 10^{-3}$   
 $\text{beta}(z) = 8.897 \times 10^{-4}$   
 $\text{beta}(Rx) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Ry) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Rz) = -2.435 \times 10^4$

(a) 2次モード (T=0.509sec)



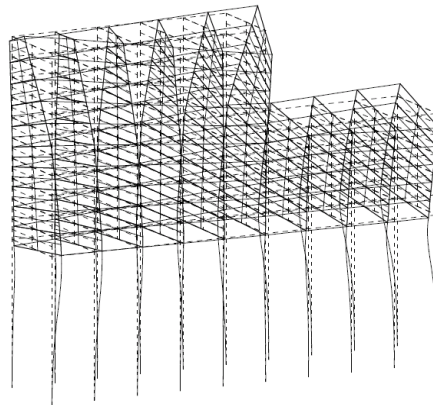
$t(\text{sec}) = 0.399$   
 $\text{beta}(x) = 1.626 \times 10^{-3}$   
 $\text{beta}(y) = 1.833 \times 10^{-3}$   
 $\text{beta}(z) = 1.988 \times 10^{-3}$   
 $\text{beta}(Rx) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Ry) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Rz) = 5.164 \times 10^4$

(b) 3次モード (T=0.399sec)



$t(\text{sec}) = 0.185$   
 $\text{beta}(x) = 3.373 \times 10^{-2}$   
 $\text{beta}(y) = 1.161 \times 10^{-3}$   
 $\text{beta}(z) = 2.897 \times 10^{-4}$   
 $\text{beta}(Rx) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Ry) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Rz) = -2.187 \times 10^4$

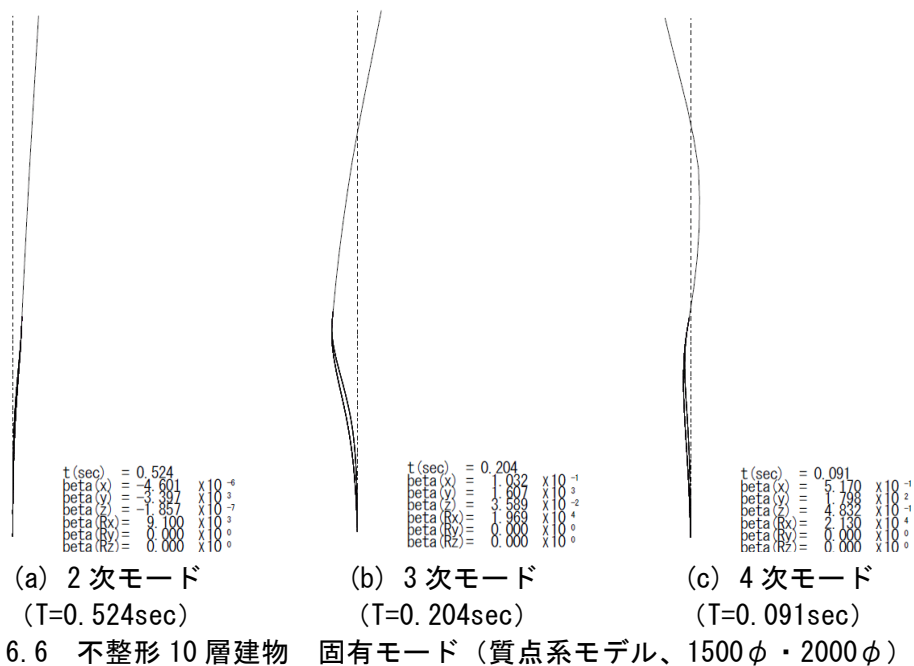
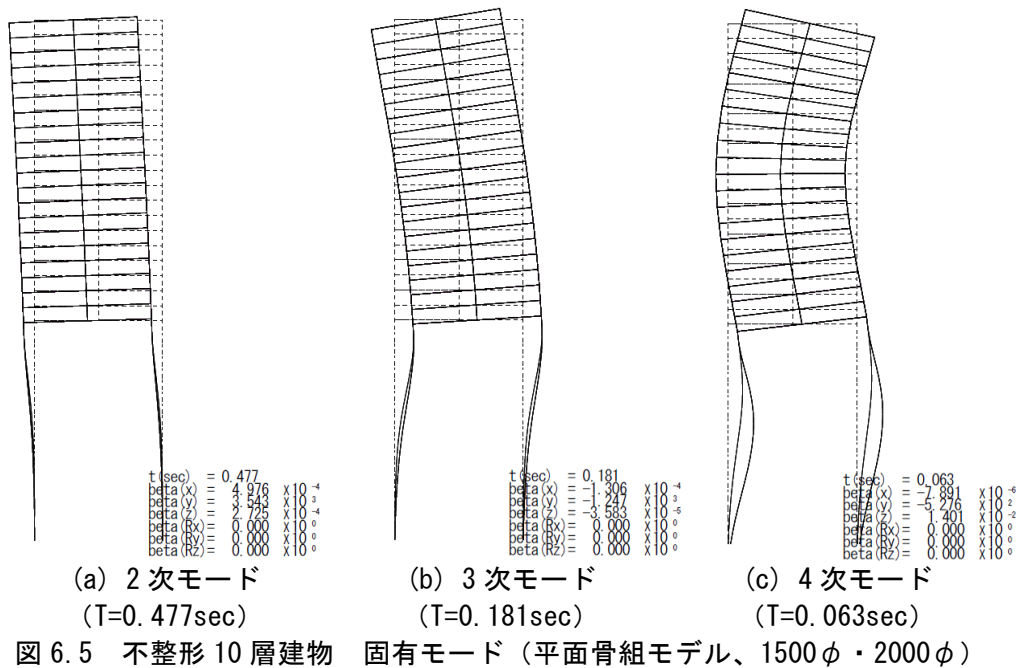
(c) 5次モード (T=0.185sec)

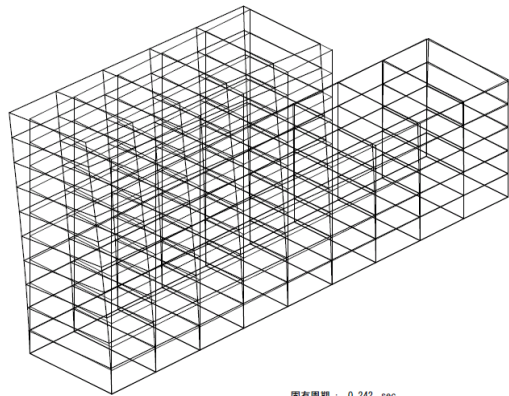


$t(\text{sec}) = 0.158$   
 $\text{beta}(x) = 9.880 \times 10^{-2}$   
 $\text{beta}(y) = 3.311 \times 10^{-2}$   
 $\text{beta}(z) = -3.498 \times 10^{-4}$   
 $\text{beta}(Rx) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Ry) = 0.000 \times 10^0$   
 $\text{beta}(Rz) = 6.534 \times 10^3$

(d) 6次モード (T=0.158sec)

図 6.4 不整形 10 層建物 固有モード (立体骨組モデル、1500φ・2000φ)

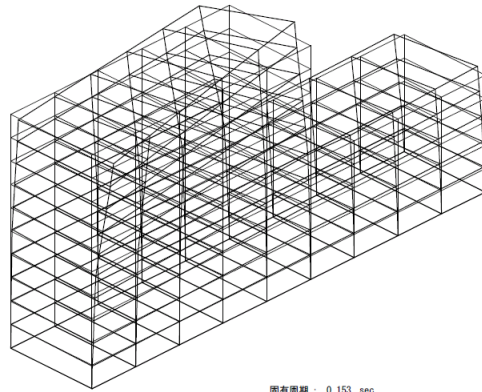




固有周期 : 0.242 sec.  
 刺激係数 : [X] -0 [Y] 2141 [Z] -0

部材系固有モード図 eigen [2]

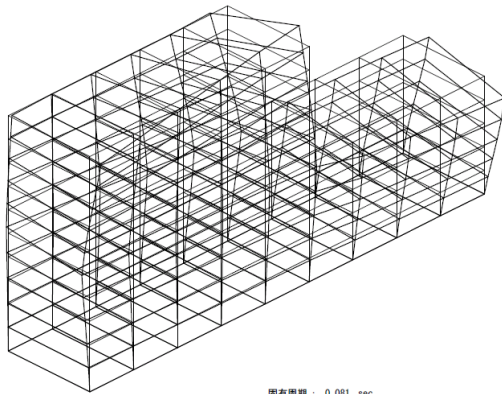
(a) 2次モード (T=0.242sec)



固有周期 : 0.153 sec.  
 刺激係数 : [X] 0 [Y] 952 [Z] 0

部材系固有モード図 eigen [4]

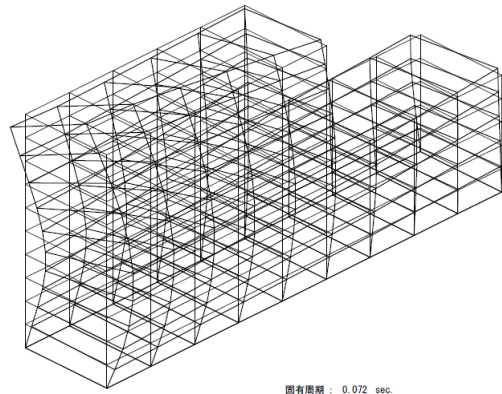
(b) 4次モード (T=0.153sec)



固有周期 : 0.081 sec.  
 刺激係数 : [X] 0 [Y] -1342 [Z] 0

部材系固有モード図 eigen [6]

(c) 6次モード (T=0.081sec)



固有周期 : 0.072 sec.  
 刺激係数 : [X] -0 [Y] -1266 [Z] -0

部材系固有モード図 eigen [9]

(d) 9次モード (T=0.072sec)

図 6.7 不整形 10 層建物 固有モード (柱脚ピン支持モデル)

### 6.3.2 自由地盤最大応答値分布

自由地盤応答解析における最大応答変位ならびに剛性低下率分布を図 6.8 に示す。

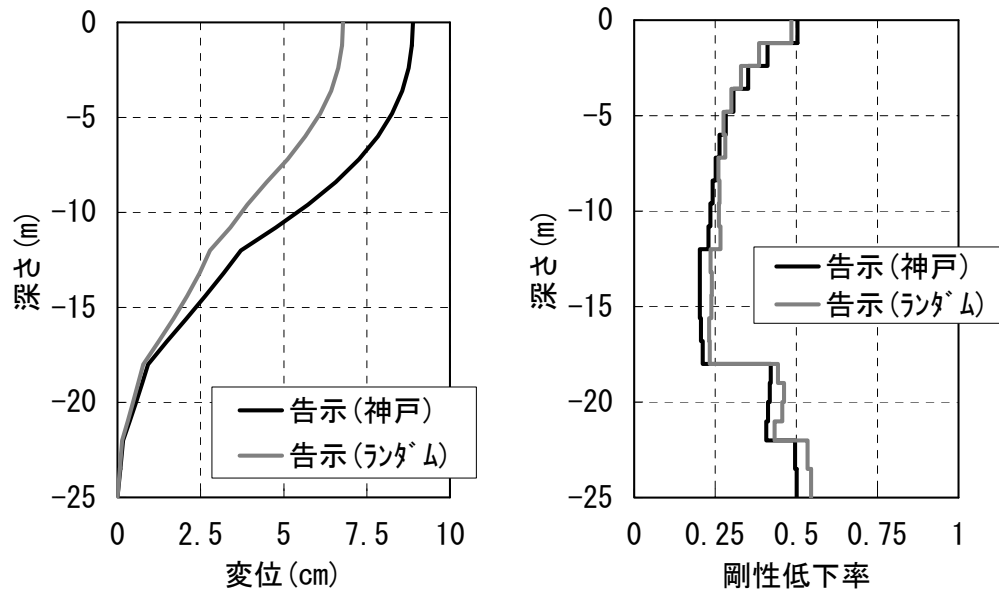


図6.8 最大応答値分布 (自由地盤)

## 6.4 不整形 10 層建物と整形 10 層・5 層建物の応答性状の比較

本節では動的相互作用を考慮した不整形 10 層建物の応答性状を、整形 10 層建物、整形 5 層建物との比較を通じて考察した結果を示す。各モデルの解析条件を表 6.7 に再度示す。

表 6.7 解析ケース一覧

建物	解析モデル	杭基礎
整形 10 層建物	立体骨組モデル	全杭 2000 φ
整形 5 層建物	立体骨組モデル	全杭 1500 φ
不整形 10 層建物	立体骨組モデル	10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ

### 6.4.1 最大応答変位

各建物の X1 通（10 層部分）、X6 通（10 層部分と 5 層部分の境界）、X10 通（5 層部分）の最大応答変位分布（自由地盤の工学的基盤レベルに対する相対変位）の比較を図 6.9 に示す。図 6.9 より不整形 10 層建物の応答変位は X1 通では整形 10 層建物の応答値と、X10 通では整形 5 層建物の応答値とほぼ等しい。本検討建物における 6 階床レベルの応答変位は整形 5 層建物のほうが整形 10 層建物より小さく、X6 通の不整形 10 層建物の応答変位は整形 10 層建物と整形 5 層建物の中間的な応答値となっている。

### 6.4.2 最大応答層間変形角

X1 通、X6 通、X10 通の最大応答層間変形角分布（曲げ変形を含む）の比較を図 6.10 に示す。応答変位分布と同様に、不整形 10 層建物の応答値は X1 通では整形 10 層建物の応答値と、X10 通では整形 5 層建物の応答値とほぼ等しい。

ただし整形 10 層建物では 10 階から 1 階まで応答値が滑らかに連続した分布をしているのに対して、不整形 10 層建物では X1 通では 6 階から 5 階にかけて応答値が増加し、X6 通りでは減少する不連続な分布となる。図 6.9 に示したように整形 10 層建物の 6 階床レベル以下の応答変位は整形 5 層建物の応答変位より大きいため、不整形 10 層建物では X6 通側の 5 階以下が X7～X10 通の 5 層建物部分に引張られ、逆に X1 通側はその反動で押し出されるような挙動をしているものと考えられる。

### 6.4.3 最大応答層せん断力、層せん断力係数

各モデルの最大応答層せん断力分布を図 6.11 に、最大応答層せん断力係数分布を図 6.12 に示

す。応答層せん断力は整形 10 層建物、不整形 10 層建物、整形 5 層建物の順に大きいが、建物剛性と建物重量の関係が似通っているため、応答せん断力係数としては各モデルほぼ等しくなっている。

#### 6.4.4 耐震壁の応答せん断力分布

X1、X3、X6、X10 通の耐震壁の応答せん断力分布の比較を図 6.13 に、各階、各構面の耐震壁の最大応答せん断力の分布の比較を図 6.14 に示す。

図 6.13 より 10 階から 6 階まで不整形 10 層建物と整形 10 層建物の応答値はほぼ同等であるが、5 階以下では図 6.10 の層間変形角分布と同様に X1 通では整形 10 層建物より大きく、X6 通では整形 10 層建物より小さくなっている。X10 通では整形 5 層建物の応答値とほぼ等しくなっている。

図 6.14 より整形 10 層建物、整形 5 層建物では構面間の負担せん断力の差は見られない。

これに対して不整形 10 層建物では層によって耐震壁の負担せん断力は複雑な分布を示す。不整形 10 層建物の 10～6 階では X1 通より X6 通の応答せん断力がやや大きい。これは X6 通側に比べ X1 通側のほうが連層耐震壁全体の曲げ剛性が小さいためと考えられる。不整形 10 層建物の 5 階にて耐震壁のせん断力分布は急変する。具体的には 10 層部分 (X1 から X6 通) では X3～X4 通間を中心に X1 通側の応答せん断力が大きく X6 通側が小さくなる。同様に 5 層部分 (X7 から X10 通) では X8～X9 通間を中心に X7 通側の応答せん断力が大きく X10 通側が小さくなる。これは整形 5 層建物の応答変位のほうが整形 10 層建物より小さいことから、10 層建物の X6 通側が 5 層建物に抑えられているためと思われる。その結果 10 層建物部分は X3～X4 通間廻りに、5 層建物部分は逆に X7 通側が 10 層建物に引きずられて X8～X9 通間廻りに回転しているようなせん断力分布を示している。

5 階から 1 階へせん断力が移行するに従い X6 通と X7 通のせん断力のギャップは解消され、1 階ではほぼ X1 通から X10 通まで直線的に減少するようなせん断力分布となる。

#### 6.4.5 最大応答杭曲げモーメント、杭せん断力

杭の応答曲げモーメント分布を図 6.15 に、応答せん断力分布を図 6.16 に示す。●で示した応答値は建物からの慣性力による応力 (以下、慣性力応力) と地盤の強制変形による応力 (以下、地盤震動応力) が時刻歴で足しあわされた応力と考えることができる。一方、○で示した応答値は建物の質量を無視したモデルで動的相互作用解析を行ったときの応答値で、慣性力応力を含まない地盤震動応力と考えることができる。

まず●で示した応答値に着目すると、10 層部分の 2000 φ【図 6.15(a)～(d)、図 6.16(a)～(d)】、5 層部分の 1500 φ【図 6.15(e)～(f)、図 6.16(e)～(f)】とも、上部建物にねじれ応答が生じているにも関わらず不整形 10 層建物と整形 10 層・5 層建物の応答値はほぼ同等である。これに対し

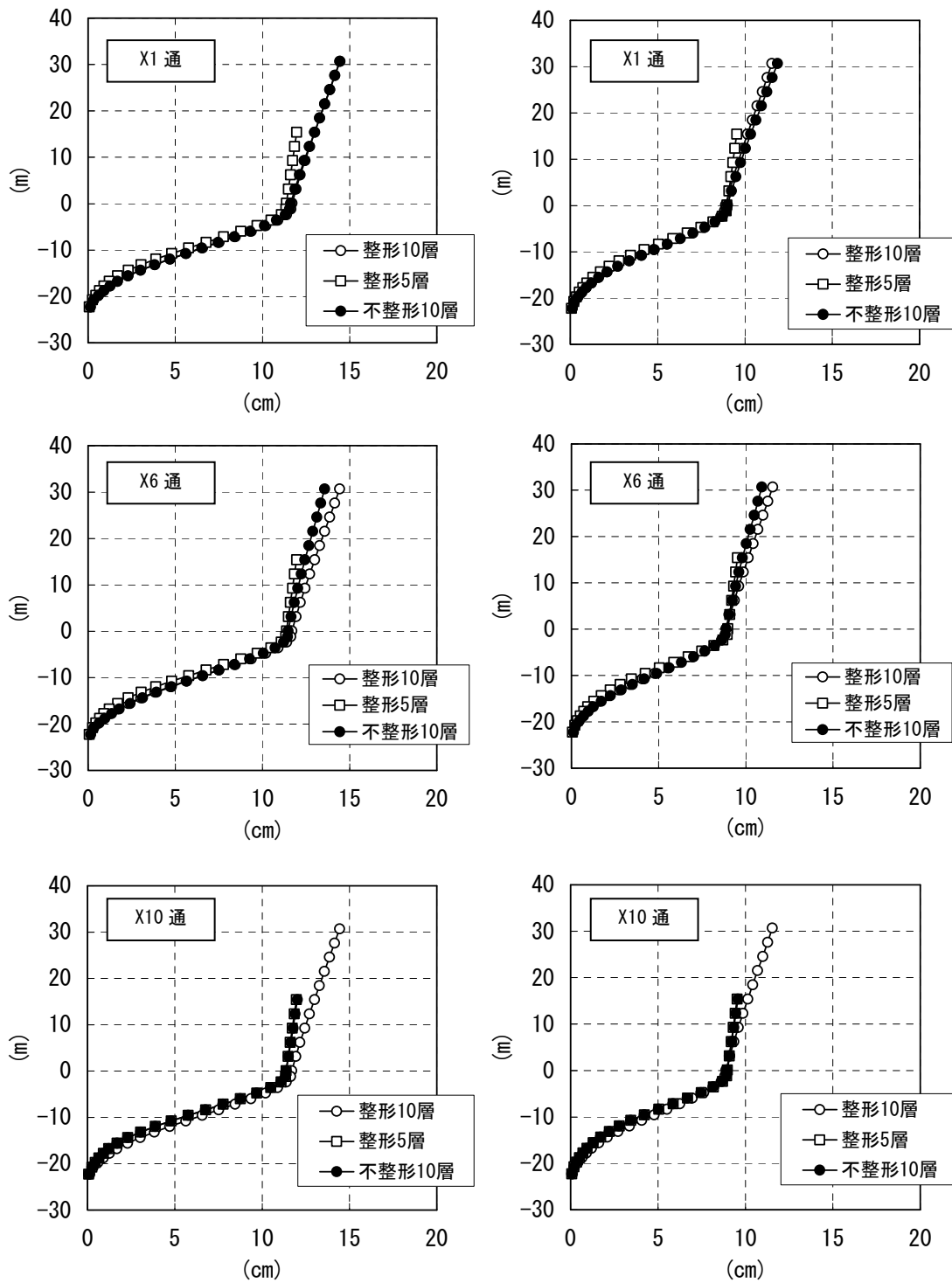
て○で示した地盤震動応力については整形 10 層・5 層建物の応答値は通りによって差がないのに対して、不整形 10 層建物では 2000φ の杭において X1 通より X6 通の応答値が大きくなっている。これは不整形 10 層建物を上部建物の質量を無視した杭基礎のみ考慮した構造物と考えた場合、杭基礎部分の剛心は X1 通側に偏るため、ねじれの影響により X6 通側の杭応答が大きくなるためと考えられる。

この性状を詳細に検討するため、杭頭曲げモーメントについて慣性力応力+地盤震動応力(■)から地盤震動応力(□)を時刻歴で差し引いた残りを慣性力応力(■)と定義し、それぞれの最大値をプロットしたものを図 6.17 に示す。図 6.17 より整形建物では慣性力応力+地盤震動応力、地盤震動応力、慣性力応力の応答値は、各通間の差がみられないのに対して、不整形 10 層建物の 2000φ では地盤震動応力は X1 通から X6 通にかけて大きくなり、慣性力応力はその逆に X1 通側が大きくなっており、結果として慣性力応力+地盤震動応力が X1 通から X6 でほぼ同等な応答になったことがわかる。

#### 6.4.6 杭曲げモーメント時刻歴

図 6.17 にプロットした慣性力応力+地盤震動応力(■)、地盤震動応力(□)、慣性力応力(■)それぞれの時刻歴波形を図 6.18、図 6.19 に示す。

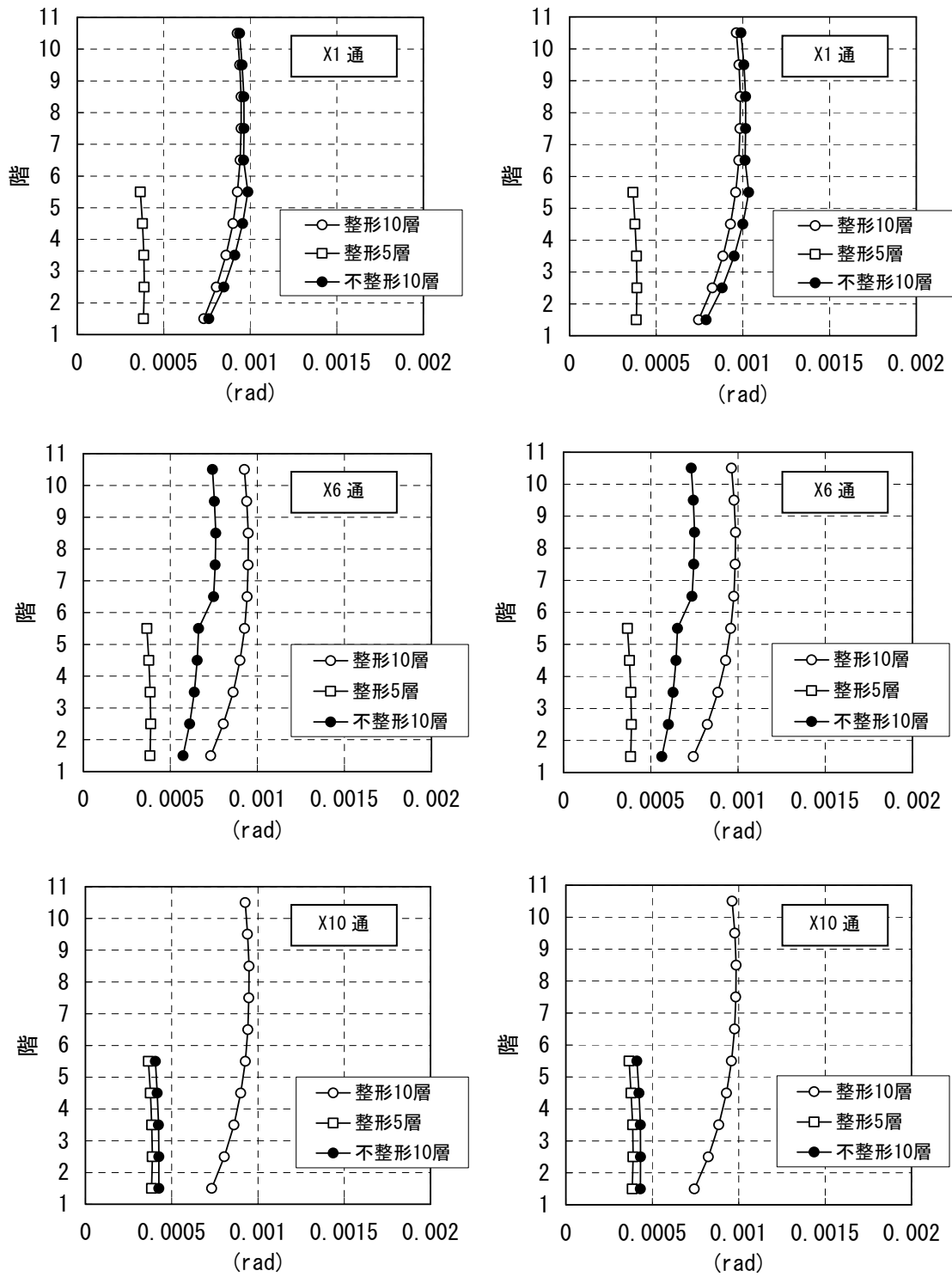
本検討建物は板状集合住宅の梁間(耐震壁)方向であり、建物周期は地盤周期より短周期であることから、地盤震動応力と慣性力応力は同位相となる領域の建物と判断できる(例えば 6.8)が、図 6.18、図 6.19 より、本建物においても地盤震動応力と慣性力応力はほとんど同位相であるといえる。不整形 10 層モデルの X1 通と X6 通の応答値を比較すると、慣性力応力と地盤震動応力の振幅の違いにねじれ応答の影響が表れるが、位相特性に関してはねじれ応答の影響は小さいといえる。



(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

(b) 告示波 (一樣乱數位相)

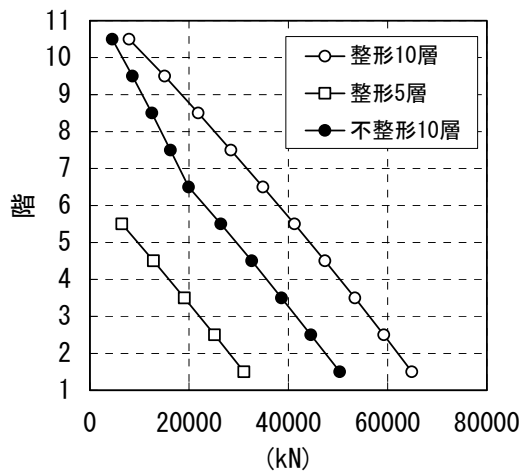
图 6.9 最大応答変位分布



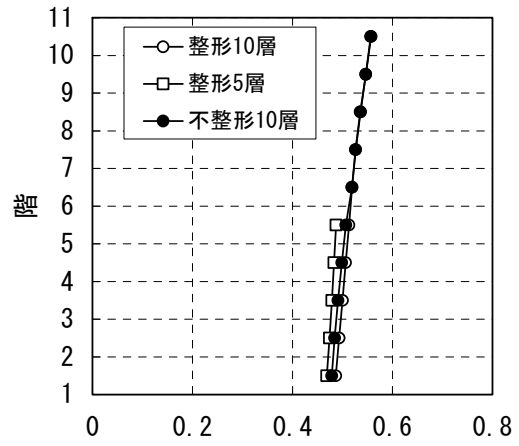
(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

(b) 告示波 (一樣乱数位相)

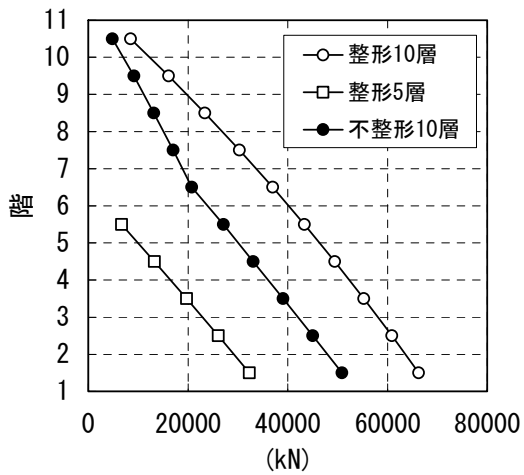
图 6.10 最大応答層間変形角分布



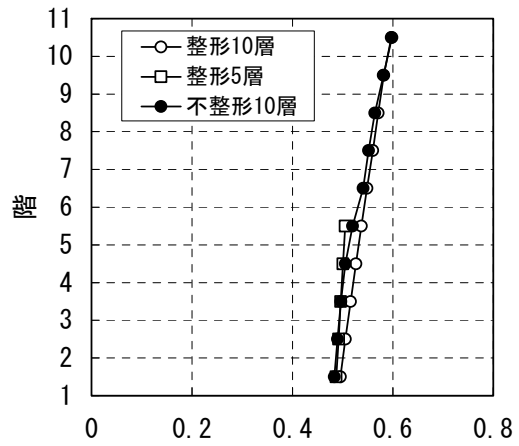
(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



(b) 告示波 (一様乱数位相)



(b) 告示波 (一様乱数位相)

図 6.11 最大応答層せん断力分布

図 6.12 最大応答層せん断力係数分布

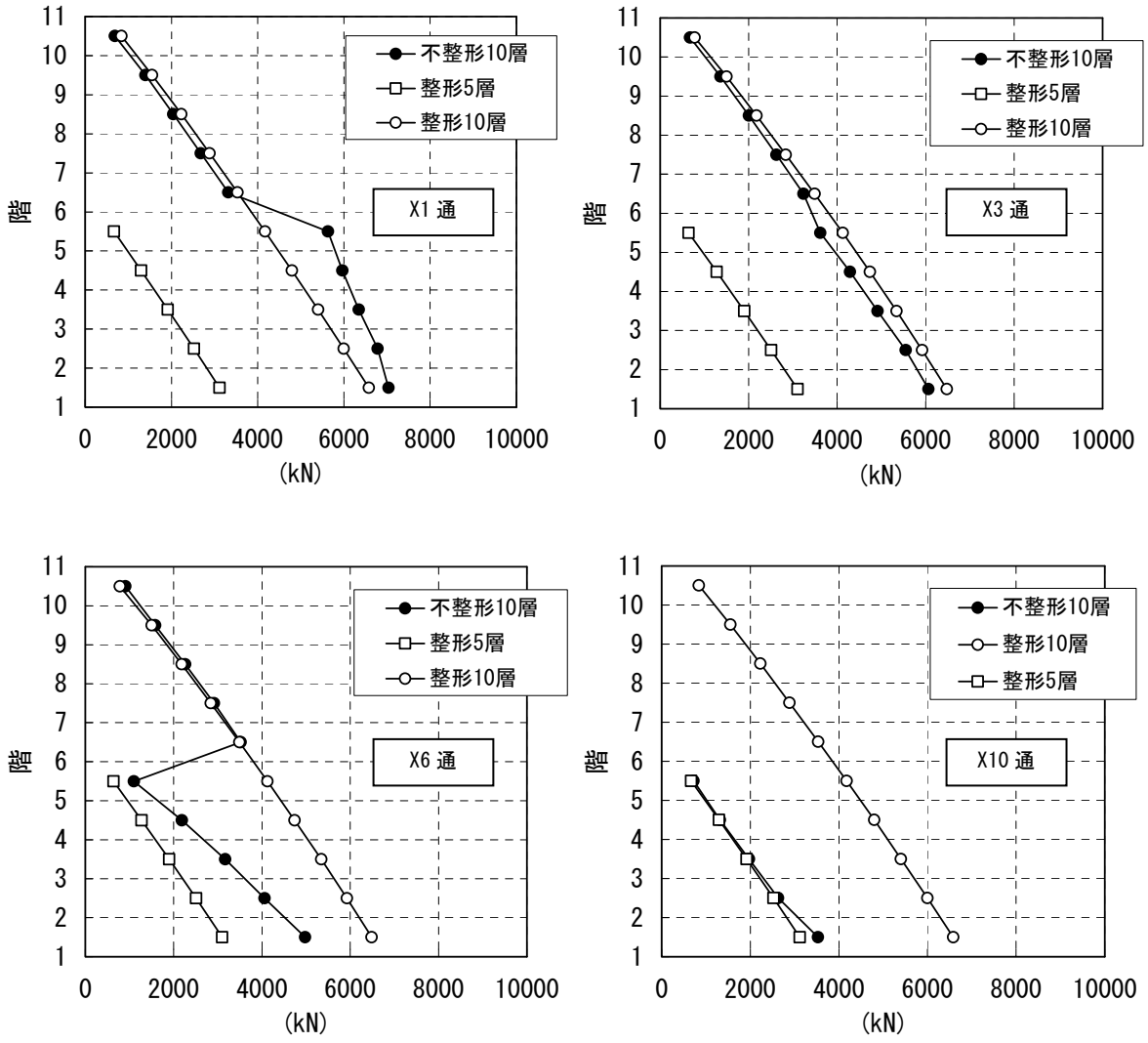
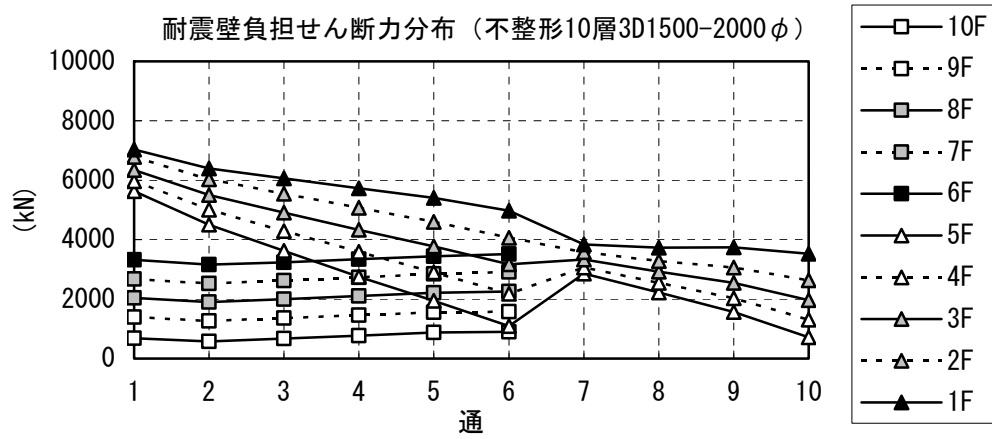
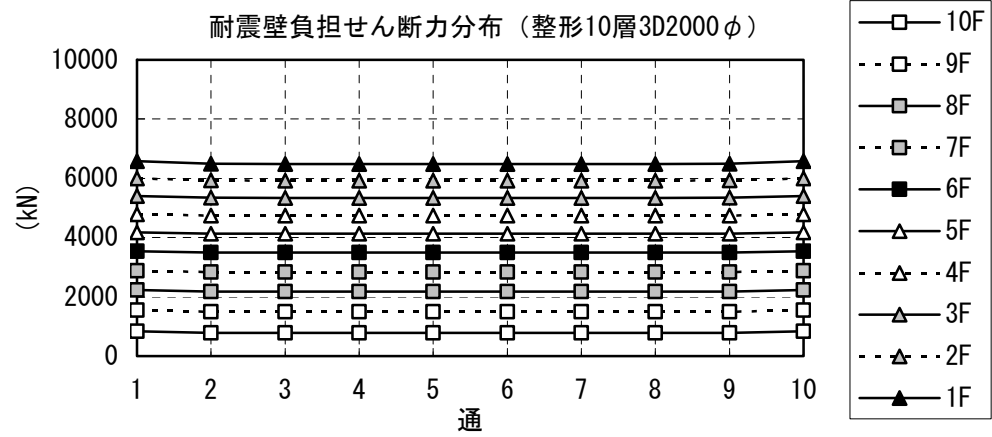


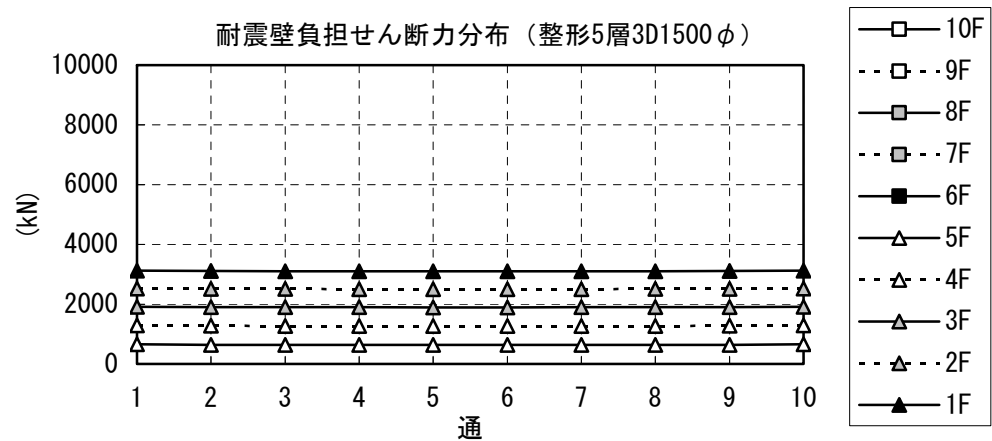
図 6.13 耐震壁の応答せん断力分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



(a) 不整形 10 層建物

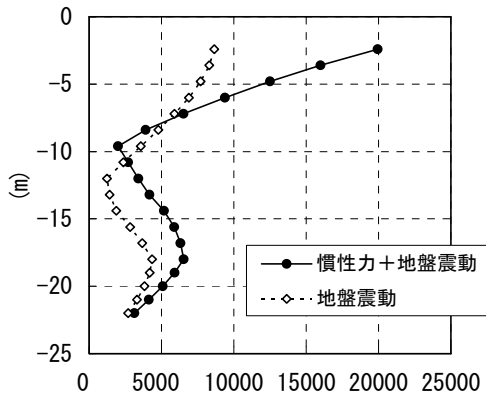


(b) 整形 10 層建物

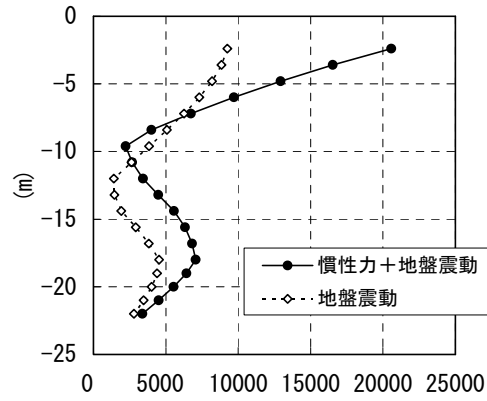


(c) 整形 5 層建物

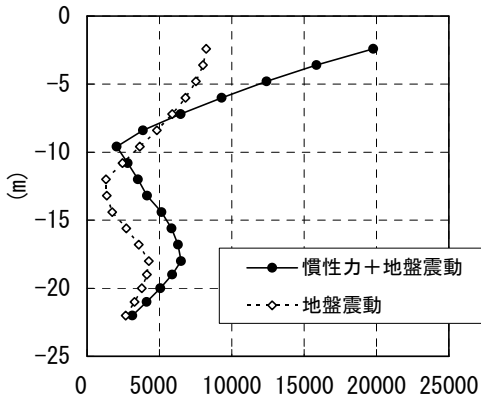
図 6.14 各階、各構面の耐震壁の応答せん断力分布



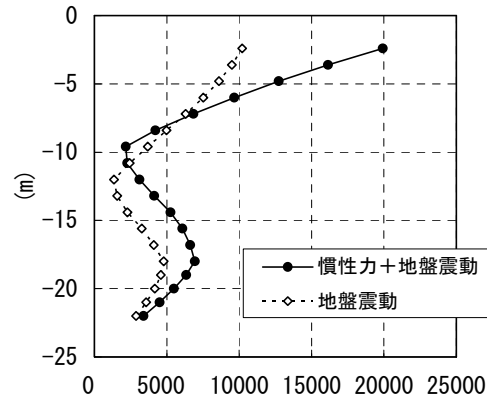
(a) 整形 10 層建物 (X1 通 : 2000  $\phi$ )



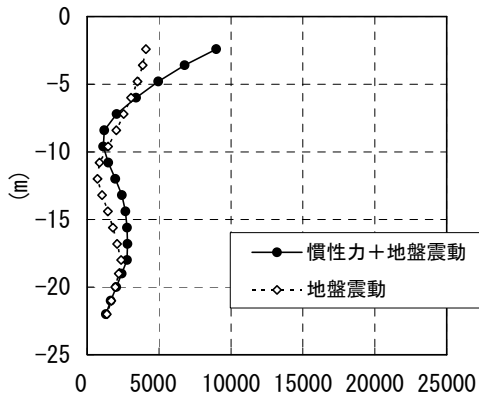
(b) 整形 10 層建物 (X6 通 : 2000  $\phi$ )



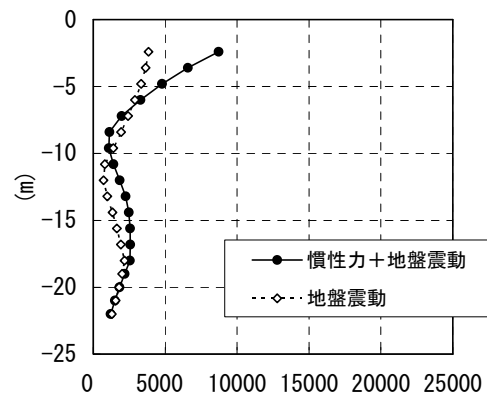
(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000  $\phi$ )



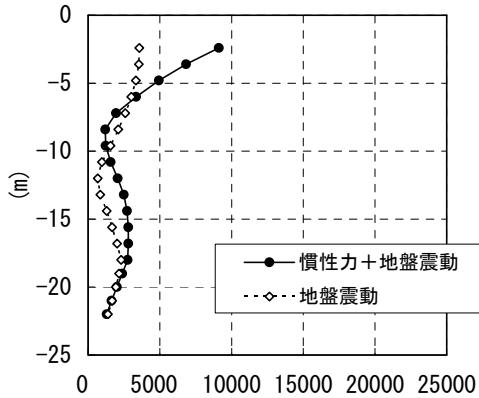
(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000  $\phi$ )



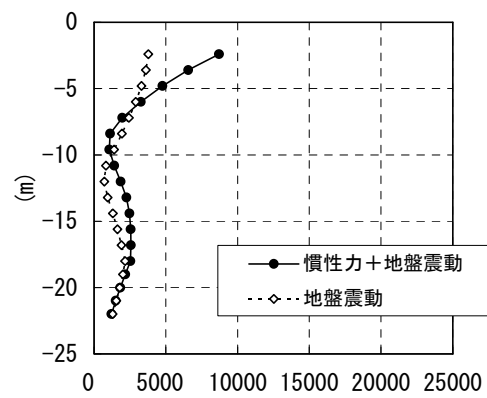
(e) 整形 5 層建物 (X7 通 : 1500  $\phi$ )



(f) 整形 5 層建物 (X10 通 : 1500  $\phi$ )

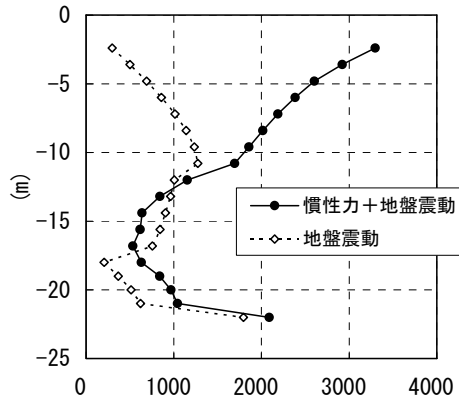


(g) 不整形 10 層建物 (X7 通 : 1500  $\phi$ )

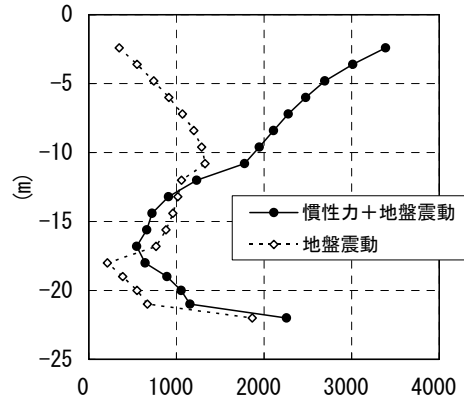


(h) 不整形 10 層建物 (X10 通 : 1500  $\phi$ )

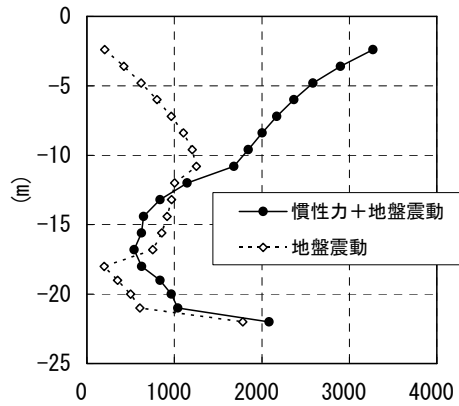
図 6.15 最大応答杭曲げモーメント分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相) 単位 : kNm



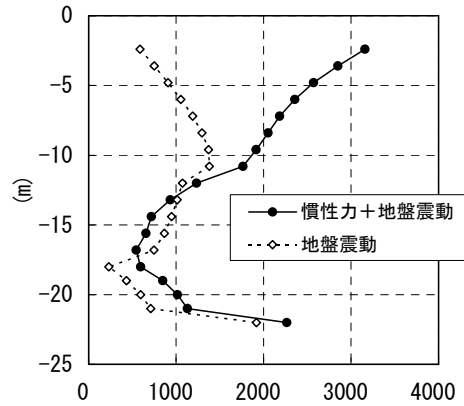
(a) 整形 10 層建物 (X1 通 : 2000  $\phi$ )



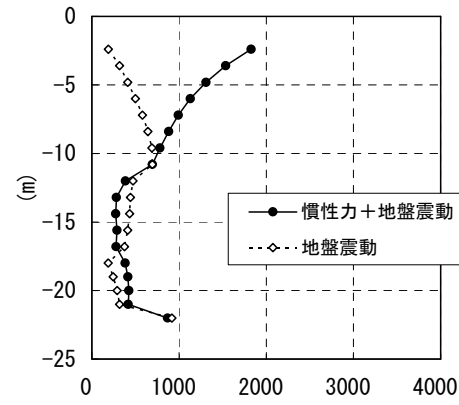
(b) 整形 10 層建物 (X6 通 : 2000  $\phi$ )



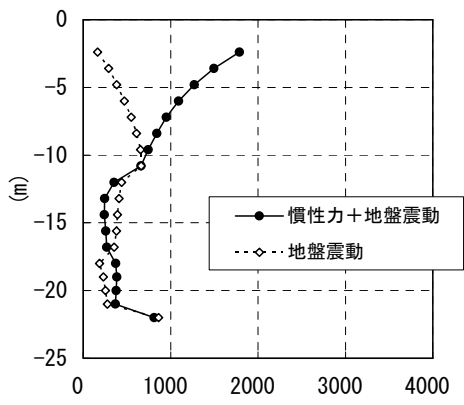
(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000  $\phi$ )



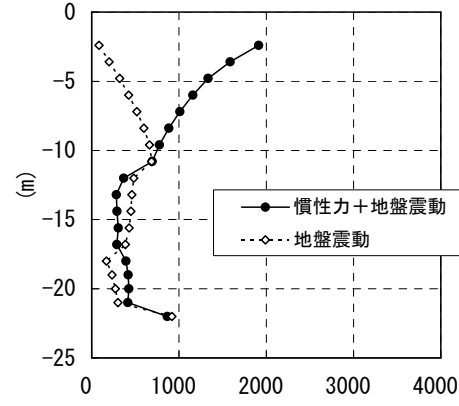
(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000  $\phi$ )



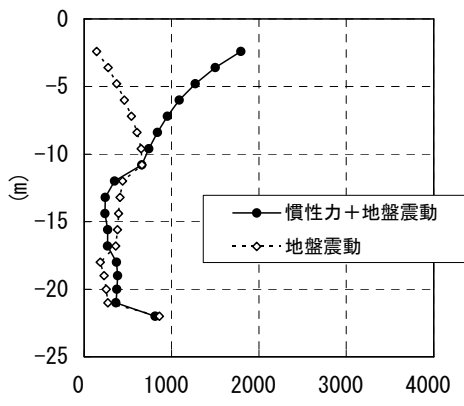
(e) 整形 5 層建物 (X7 通 : 1500  $\phi$ )



(f) 整形 5 層建物 (X10 通 : 1500  $\phi$ )



(g) 不整形 10 層建物 (X7 通 : 1500  $\phi$ )



(h) 不整形 10 層建物 (X10 通 : 1500  $\phi$ )

図 6.16 最大応答杭せん断力分布告示波 (JMA 神戸 NS 位相) 単位 : kN

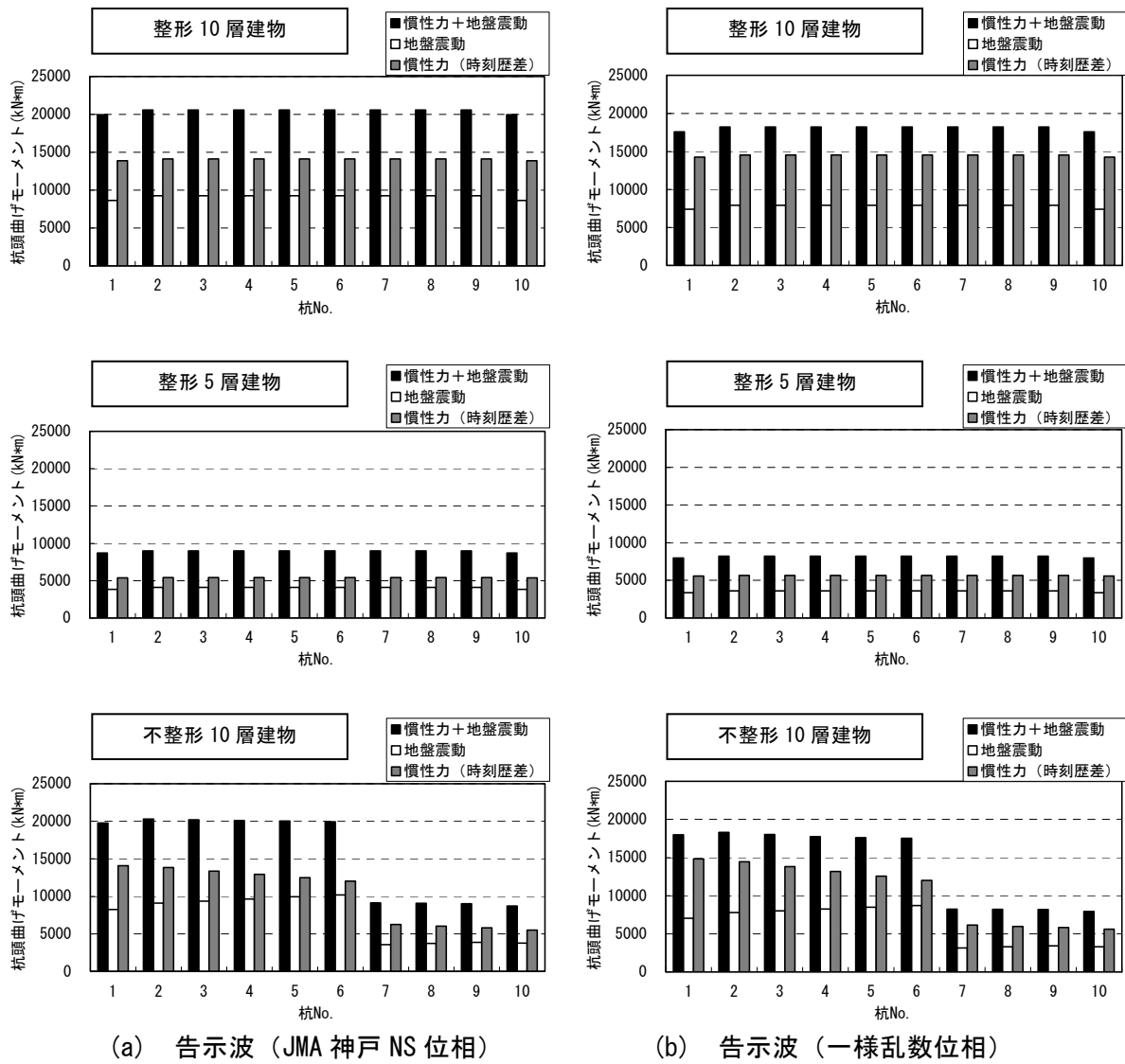
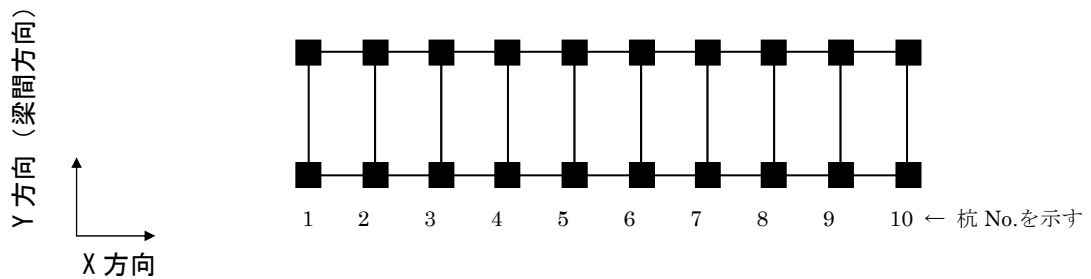
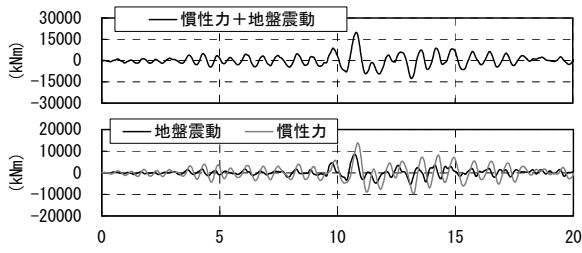
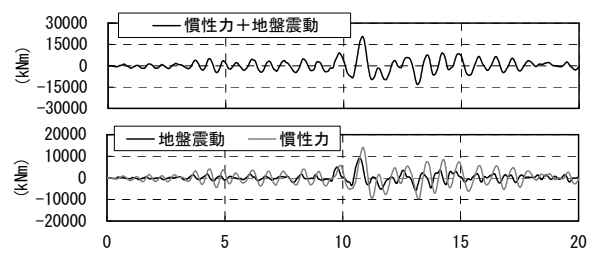


図 6.17 杭頭曲げモーメント分布

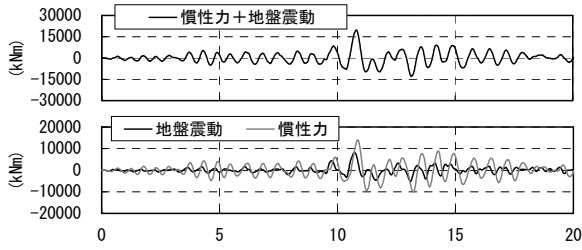




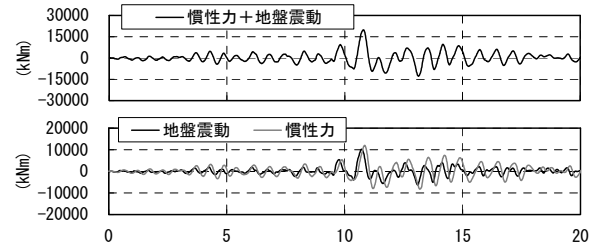
(a) 整形 10 層建物 (X1 通 : 2000φ)



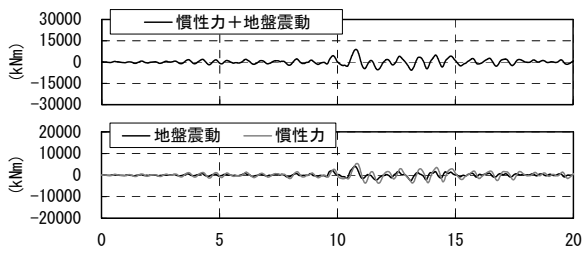
(b) 整形 10 層建物 (X6 通 : 2000φ)



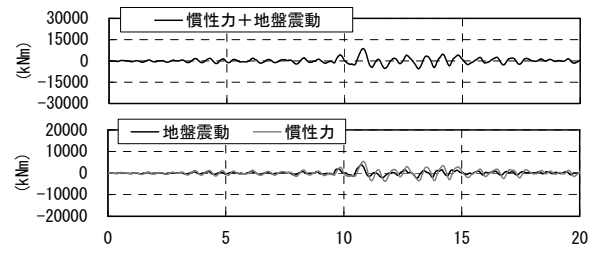
(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000φ)



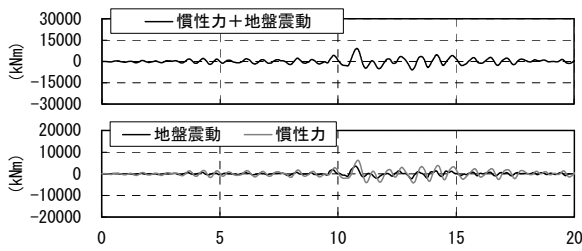
(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000φ)



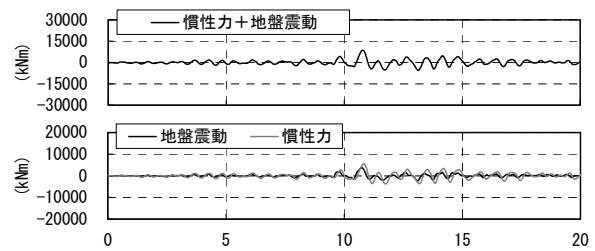
(e) 整形 5 層建物 (X7 通 : 1500φ)



(f) 整形 5 層建物 (X10 通 : 1500φ)

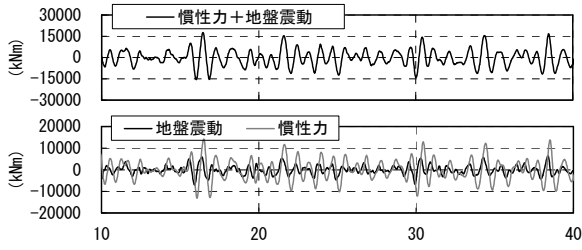


(g) 不整形 10 層建物 (X7 通 : 1500φ)

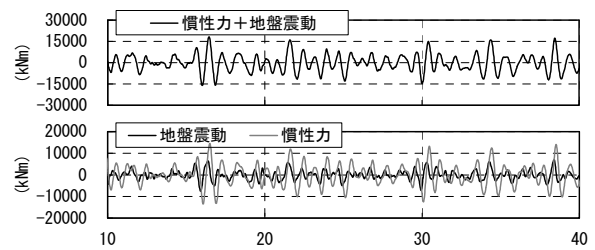


(h) 不整形 10 層建物 (X10 通 : 1500φ)

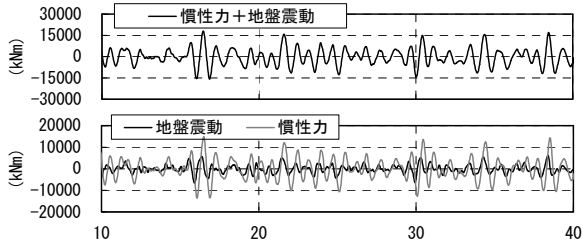
図 6.18 最大応答杭曲げモーメント波形 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



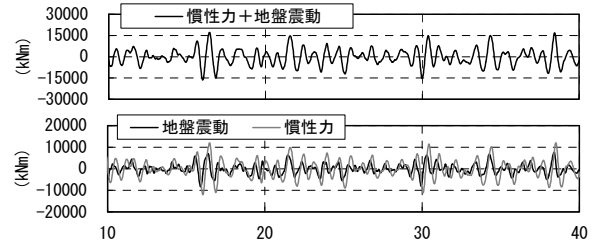
(a) 整形 10 層建物 (X1 通 : 2000φ)



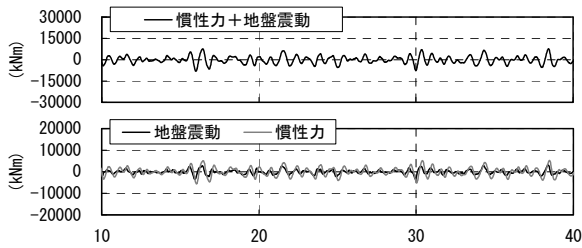
(b) 整形 10 層建物 (X6 通 : 2000φ)



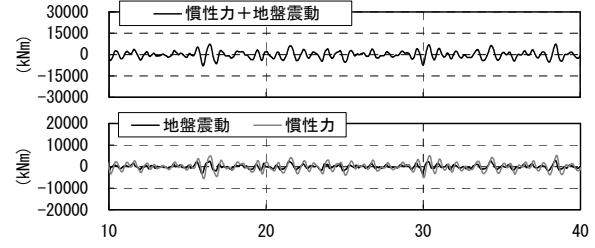
(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000φ)



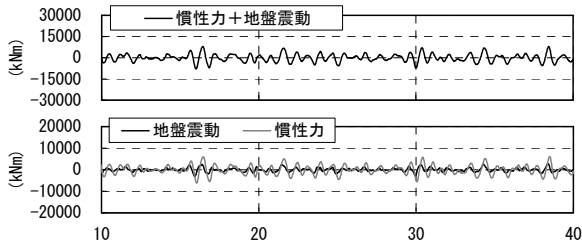
(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000φ)



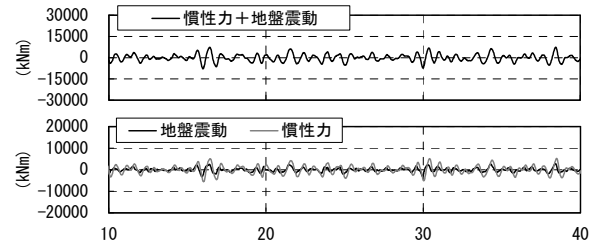
(e) 整形 5 層建物 (X7 通 : 1500φ)



(f) 整形 5 層建物 (X10 通 : 1500φ)



(g) 不整形 10 層建物 (X7 通 : 1500φ)



(h) 不整形 10 層建物 (X10 通 : 1500φ)

図 6.19 最大応答杭曲げモーメント波形 告示波 (一様乱数位相)

## 6.5 不整形 10 層建物の応答性状に及ぼす上部建物重心と杭剛心の偏心の影響

本節では不整形 10 層建物の応答性状に及ぼす上部建物重心と杭剛心の偏心の影響を検討するために、全ての杭を 2000 φ としたモデルについて連成応答解析を行い、6.4 節にて示した 2000 φ と 1500 φ を併用したモデルと比較した結果について示す。本節で検討した解析ケースを表 6.8 に示す。なお、本節では単に「不整形 10 層建物」と記述する場合には 2000 φ と 1500 φ を併用したモデルを指すものとする。不整形 10 層建物で全杭 2000 φ のモデルについては、単に「全杭 2000 φ モデル」と呼ぶこととする。

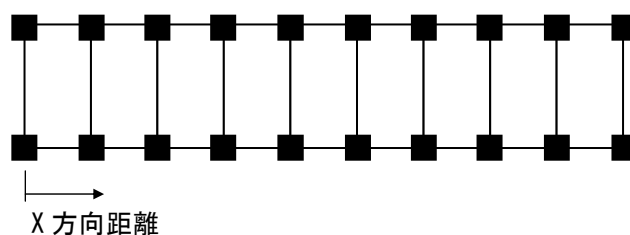
4.3 節にて用いた杭偏心率の考え方を本検討モデルに適用した結果を表 6.9 に示す。ここで建物重心は柱脚ピン支持モデルの鉛直荷重時解析結果における支点反力から求めた。杭剛心は三次元薄層要素法により算出した杭頭水平剛性に基づいて求めた。結果として杭偏心率は不整形 10 層建物全杭 2000 φ モデルで 0.20、不整形 10 層建物で 0.12 となっている。

表 6.8 解析ケース一覧

建物	解析モデル	杭基礎
整形 10 層建物	立体骨組モデル	全杭 2000 φ
整形 5 層建物	立体骨組モデル	全杭 1500 φ
不整形 10 層建物	立体骨組モデル	10 層部直下 2000 φ 5 層部直下 1500 φ
		全杭 2000 φ

表 6.9 杭偏心率算定結果

不整形 10 層建物	10 層部 2000 φ 5 層 1500 φ	全杭 2000 φ
X 方向重心(m)	27.305	27.305
X 方向剛心(m)	29.674	31.500
偏心距離(m)	2.370	4.195
ねじり剛性(kN*m)	$1.104 \times 10^9$	$1.233 \times 10^9$
杭偏心率	0.115	0.201



### 6.5.1 最大応答変位

X1 通（10 層部分）、X6 通（10 層部分と 5 層部分の境界）、X10 通（5 層部分）の最大応答変位分布（自由地盤の工学的基盤レベルに対する相対変位）の比較を図 6.20 に示す。図 6.20 より全杭 2000φモデルの応答値は、X1 通では整形 10 層建物の応答値より大きく、逆に X10 通では小さくなっているおり、不整形 10 層建物全杭 2000φモデルの方が基礎位置でのねじれ変形が大きくなっていることがわかる。すなわち、4.3 節で示したように杭偏心率の増加によって上部建物のねじれ応答が増加することが、この結果からわかる。

### 6.5.2 最大応答層間変形角

X1 通、X6 通、X10 通の最大応答層間変形角分布（曲げ変形を含む）の比較を図 6.21 に示す。応答変位分布と同様に全杭 2000φモデルの応答値は X1 通では整形 10 層建物の応答値より大きく、X10 通では小さくなっており、基礎位置のねじれ変形が大きくなった影響がみられる。層間変形角の分布形状が 6 階から 5 階にかけてやや不連続となる点は、不整形 10 層建物と同様である。

### 6.5.3 最大応答層せん断力、層せん断力係数

各モデルの最大応答層せん断力分布を図 6.22 に、最大応答層せん断力係数分布を図 6.23 に示す。全杭 2000φモデルの応答層せん断力は、入力地震動によらず不整形 10 層建物に比べ若干小さくなる傾向がみられる。ねじれ応答による加振直交方向の振動によるエネルギーの逸散が原因と考えられる。

### 6.5.4 耐震壁の応答せん断力分布

X1、X3、X6、X10 通の耐震壁の応答せん断力分布の比較を図 6.24 に、各階、各構面の耐震壁の最大応答せん断力の分布の比較を図 6.25 に示す。

図 6.24 より全杭 2000φモデルの応答せん断力は 10 階から 6 階まで不整形 10 層建物や整形 10 層建物の応答値とほぼ同等であるが、5 階以下では X1 通では基礎位置のねじれ変形が大きくなった影響で全杭 2000φモデルの応答せん断力は不整形 10 層建物より大きく、X6 通では不整形 10 層建物より小さくなっている。

図 6.25 より全杭 2000φモデルと不整形 10 層建物の耐震壁の負担せん断力分布は全体として似通った分布であるといえる。ただし不整形 10 層建物では 1 階でほぼ X1 通から X10 通まで直線的に減少するようなせん断力分布となるが、全杭 2000φモデルでは、1 階においても X6 通と X7 通でせん断力の逆転現象が生じている点はねじれ変形が大きくなった影響といえる。

### 6.5.5 最大応答杭曲げモーメント、杭せん断力

杭の応答曲げモーメント分布を図 6.26 に、応答せん断力分布を図 6.27 に示す。全杭 2000φモデルの地盤震動応力 (○) は、上部建物の重心と杭基礎の剛心に偏心がないため X1 通から X6 通りまで応答値に差はないが、建物慣性力応力+地盤震動応力 (●) は、X1 通で不整形 10 層建物の応答値より大きく X6 通りでは逆に小さくなっている。この応答の差は明らかに上部建物のねじれ応答の影響であると思われ、杭偏心率の大きい全杭 2000φモデルでより顕著に表れたものと言える。

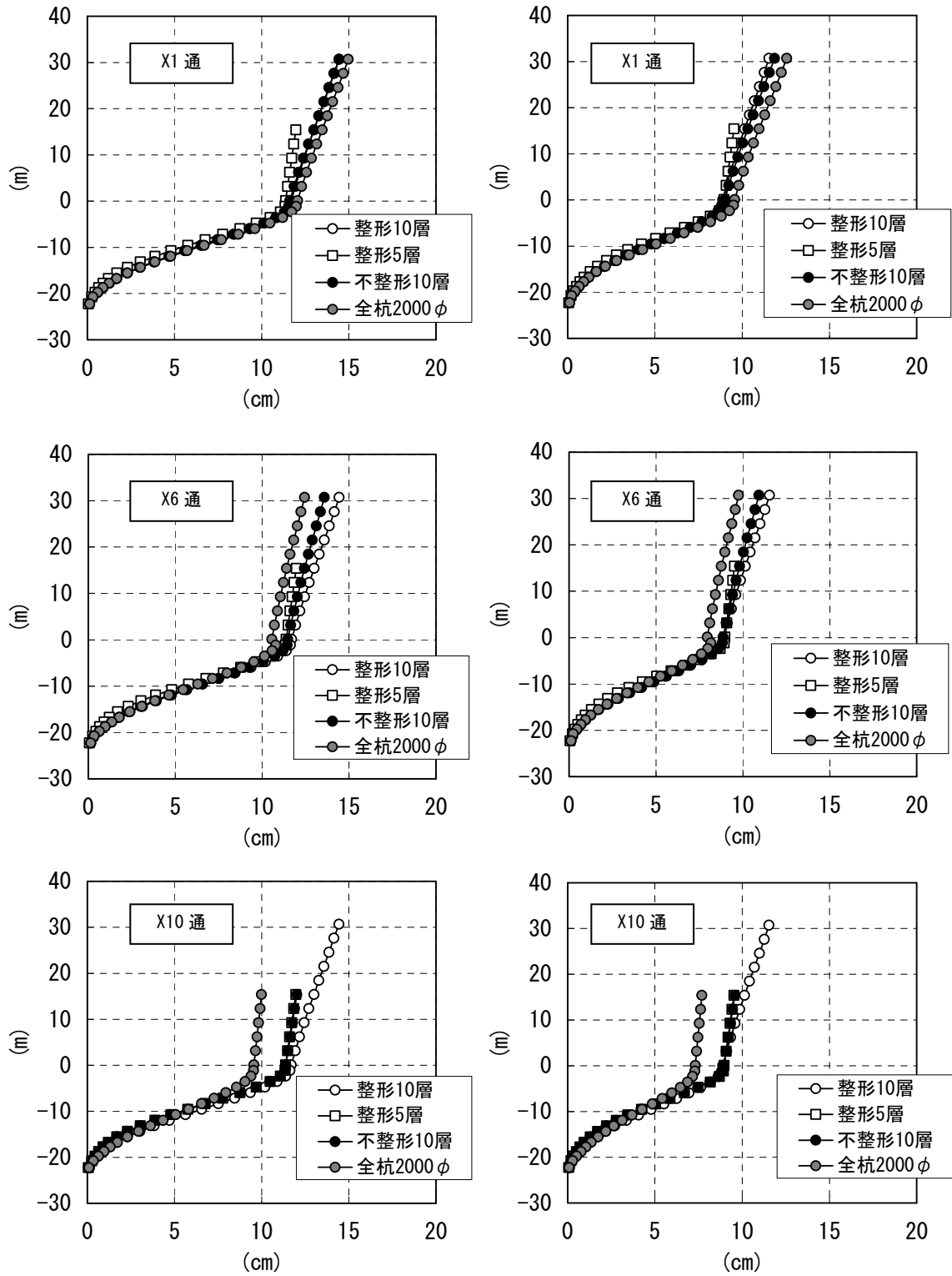
杭頭曲げモーメントについて慣性力応力+地盤震動応力 (■)、地盤震動応力 (□)、慣性力応力 (■) を時刻歴で分離し、それぞれの最大値をプロットしたものを図 6.28 に示す。図 6.28 においても上部建物のねじれ変形が大きくなった影響が慣性力応力に与える影響が全杭 2000φモデルでより顕著に表れていることがわかる。

### 6.5.6 杭曲げモーメント時刻歴

慣性力応力+地盤震動応力、地盤震動応力、慣性力応力それぞれの時刻歴波形を図 6.29、図 6.30 に示す。前述のように慣性力応力+地盤震動応力は、地盤震動応力と慣性力応力の単純和で評価できるといえる。また、慣性力応力と地盤震動応力の振幅の違いにねじれ応答の影響が表れるが、位相特性に関してはねじれ応答の影響は小さいといえる。

### 6.5.7 建物ねじれ変形時刻歴

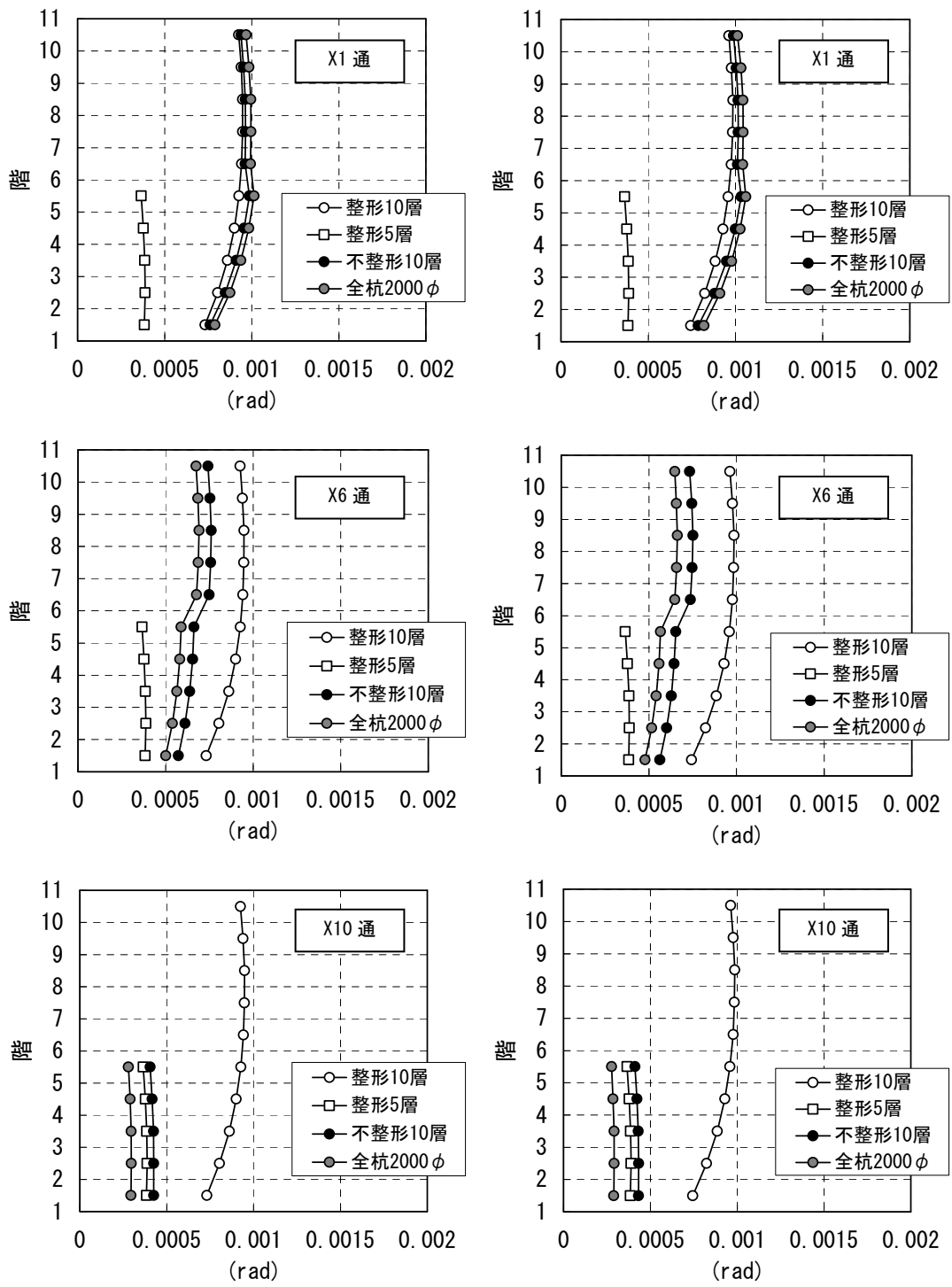
上部建物のねじれ応答性状を比較するために建物両側の応答変位の差分の時刻歴を図 6.31 に示す。RF は X1 通と X6 通、6F と 1F は X1 通と X10 通の差分を求めた。図 6.31 より全杭 2000φモデルの差分波形の最大値は不整形 10 層建物の 1.92~2.45 倍大きくなっている。



(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

(b) 告示波 (一樣乱数位相)

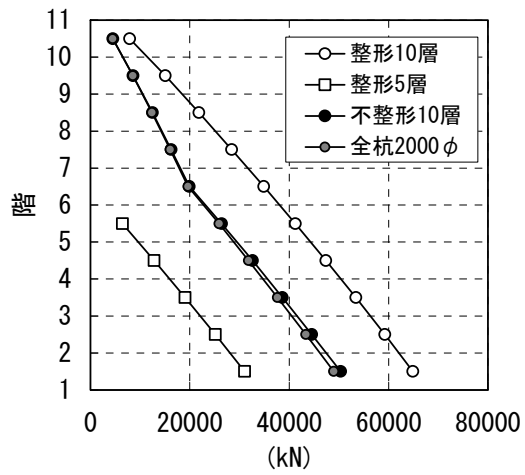
图 6.20 最大応答変位分布



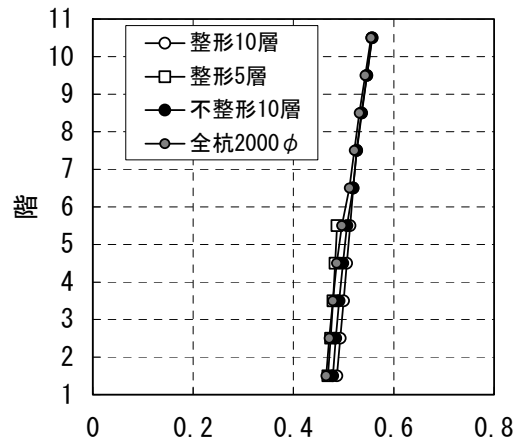
(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

(b) 告示波 (一樣乱数位相)

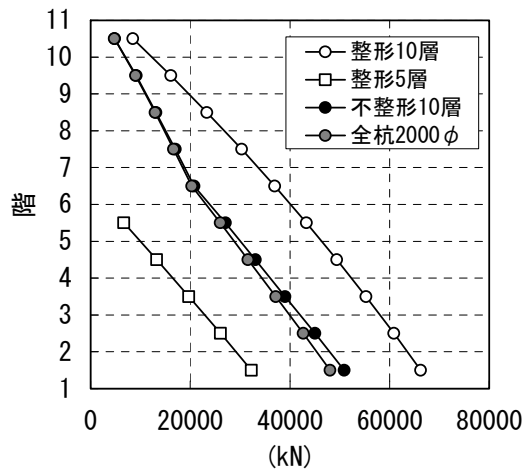
图 6.21 最大応答層間変形角分布



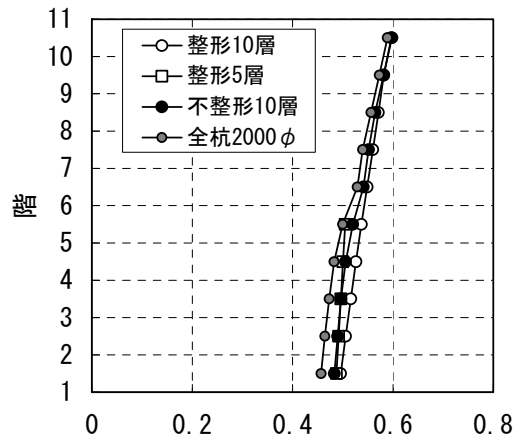
(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



(b) 告示波 (一樣乱数位相)



(b) 告示波 (一樣乱数位相)

図 6.22 最大応答層せん断力分布

図 6.23 最大応答層せん断力係数分布

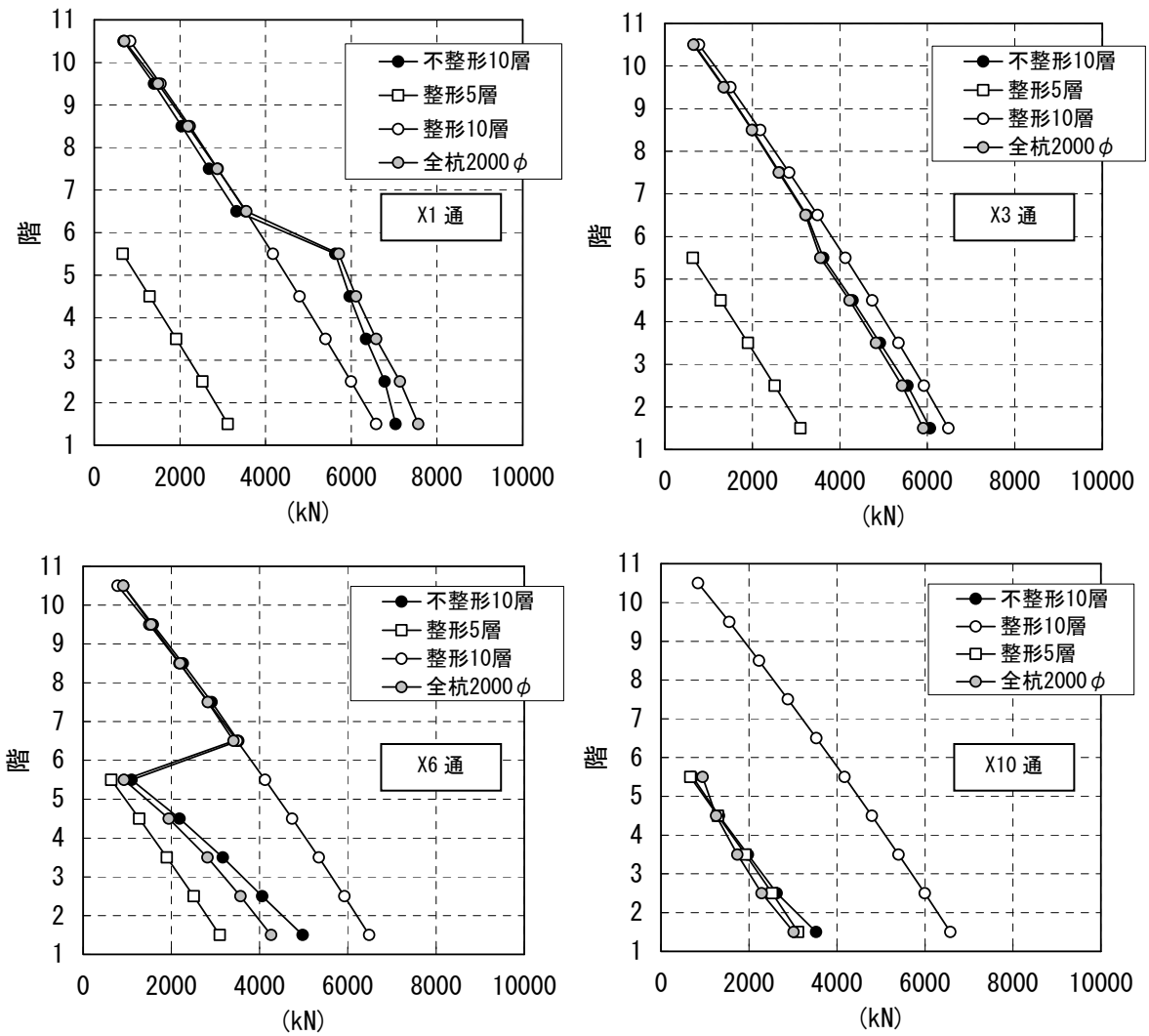
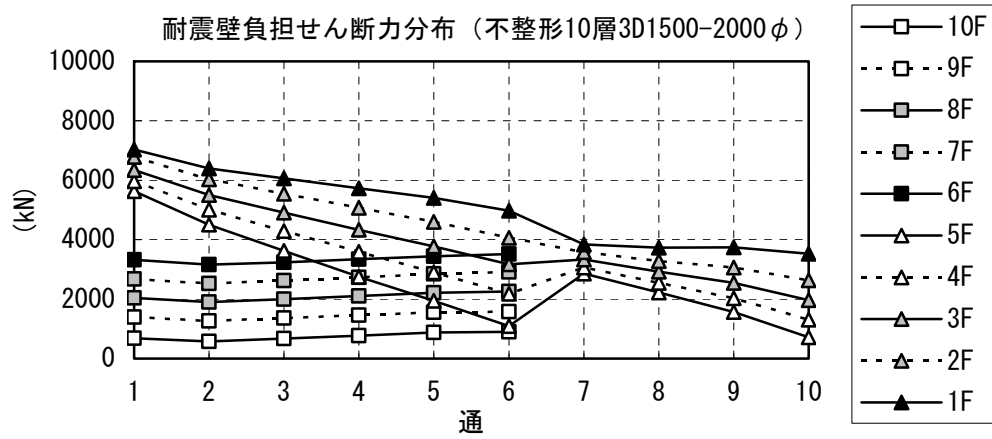
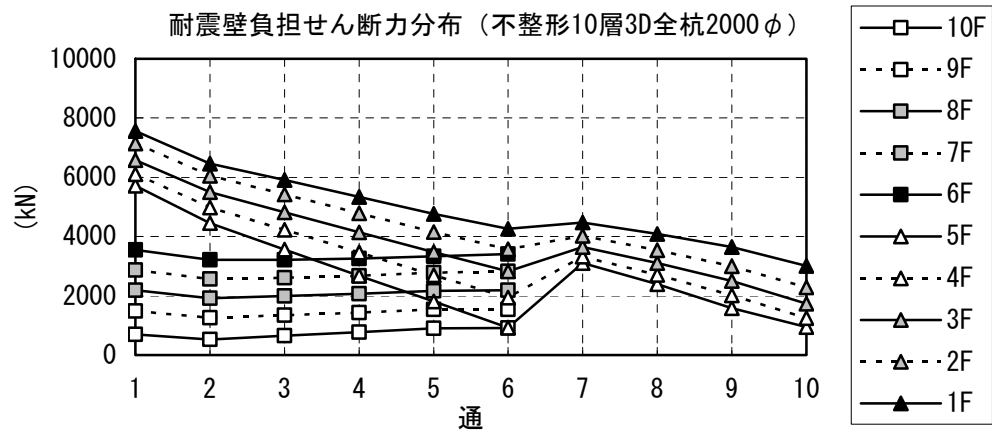


図 6.24 耐震壁の応答せん断力分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

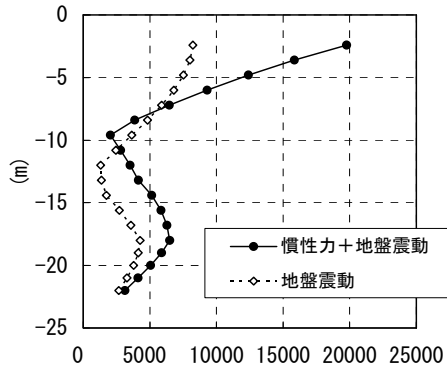


(a) 不整形 10 層建物 (10 層部 2000φ、5 層部 1500φ)

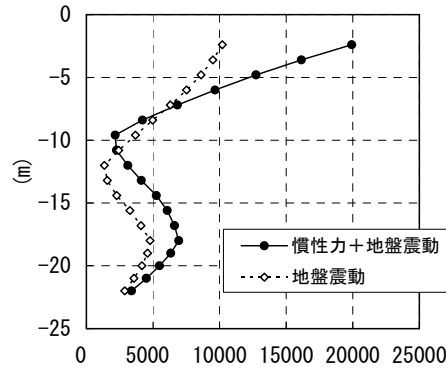


(b) 不整形 10 層建物 (全杭 2000φ)

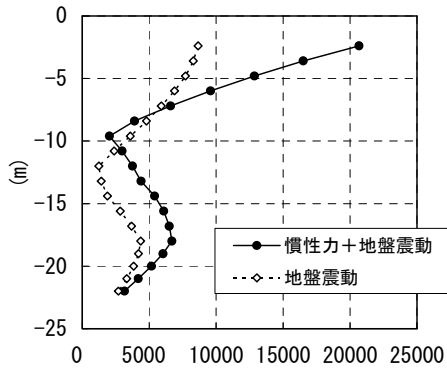
図 6.25 各階、各構面の耐震壁の応答せん断力分布 (JMA 神戸 NS 位相)



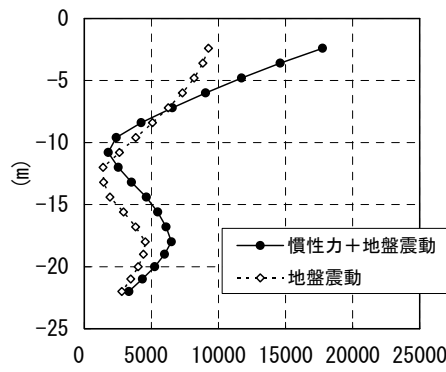
(a) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000 φ)



(b) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000 φ)

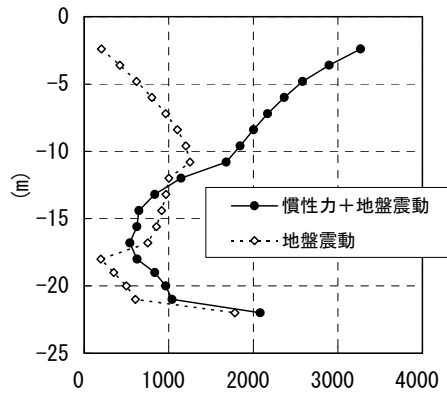


(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 全杭 2000 φ)

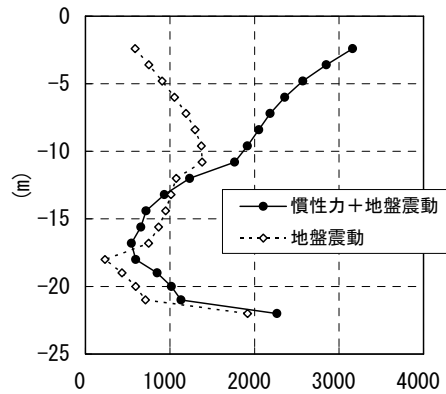


(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 全杭 2000 φ)

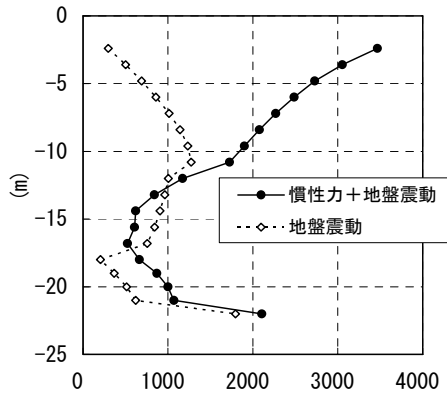
図 6.26 最大応答杭曲げモーメント分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相) 単位 : kNm



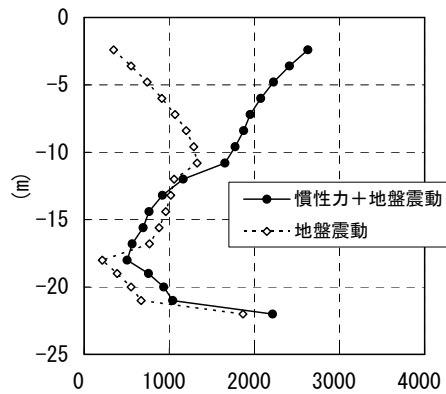
(a) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000 φ)



(b) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000 φ)



(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 全杭 2000 φ)



(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 全杭 2000 φ)

図 6.27 最大応答杭せん断力分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相) 単位 : kN

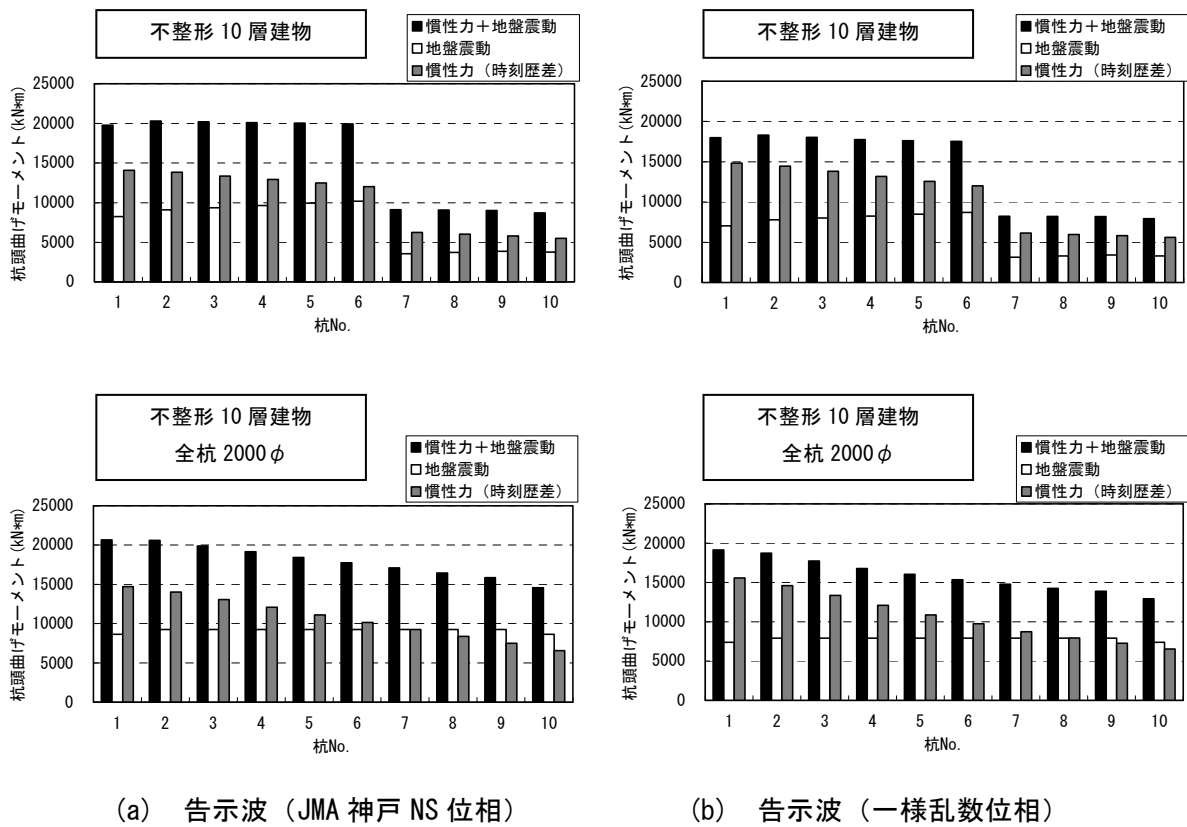
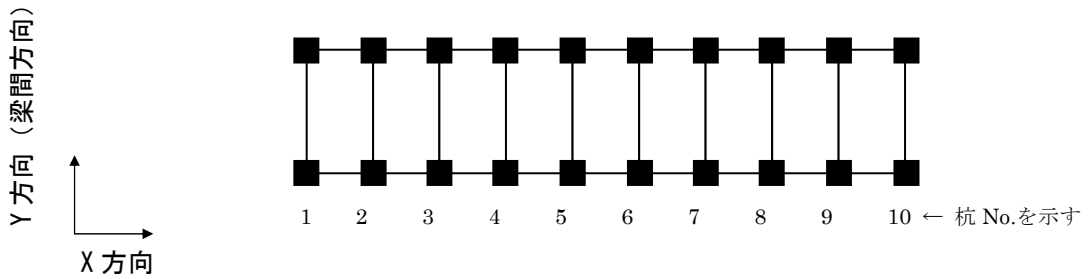
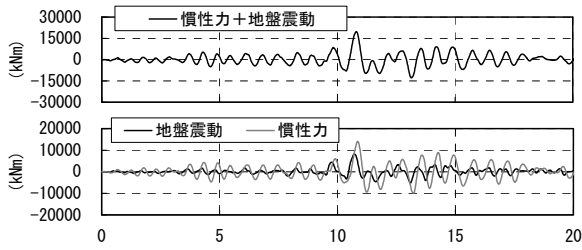
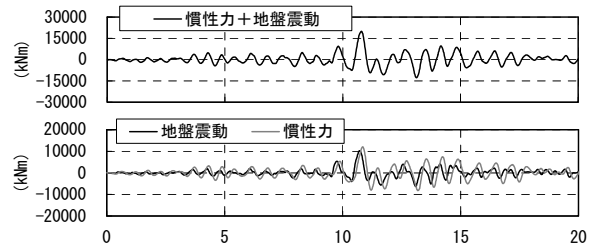


図 6.28 杭頭曲げモーメント分布

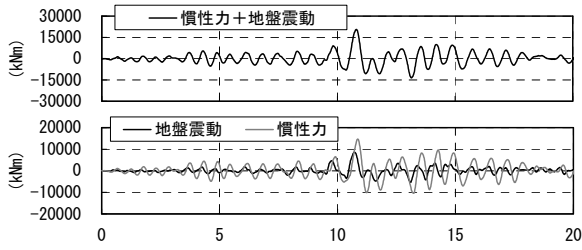




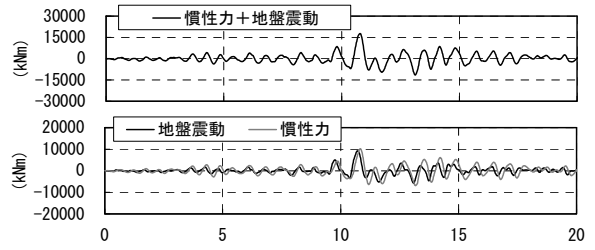
(a) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000 φ)



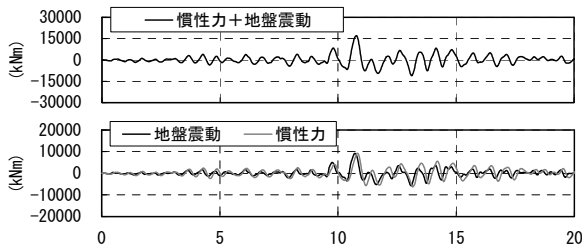
(b) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000 φ)



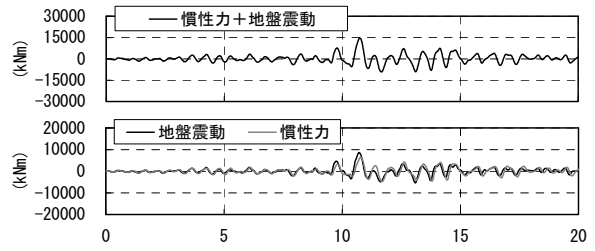
(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 全杭 2000 φ)



(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 全杭 2000 φ)

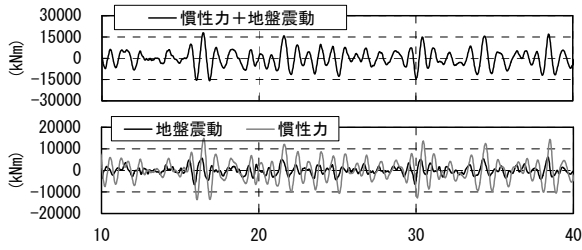


(e) 不整形 10 層建物 (X7 通 : 全杭 2000 φ)

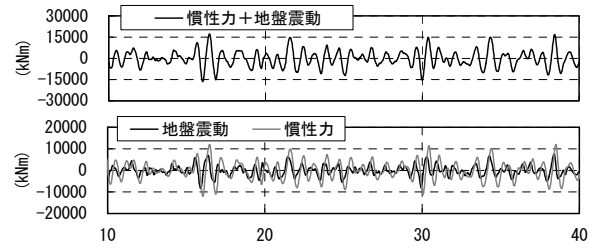


(f) 不整形 10 層建物 (X10 通 : 全杭 2000 φ)

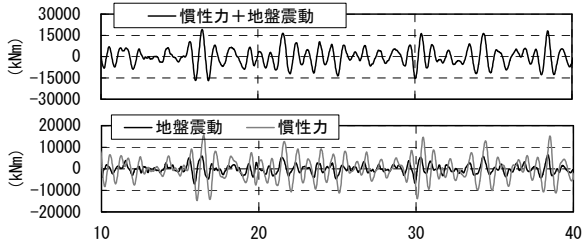
図 6.29 最大応答杭曲げモーメント波形 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



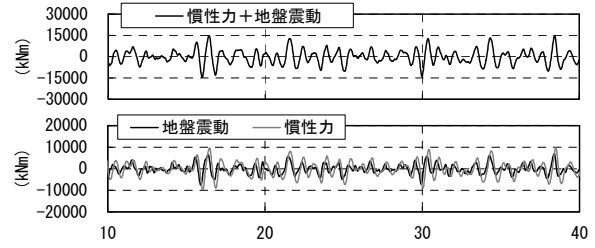
(a) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 2000 φ)



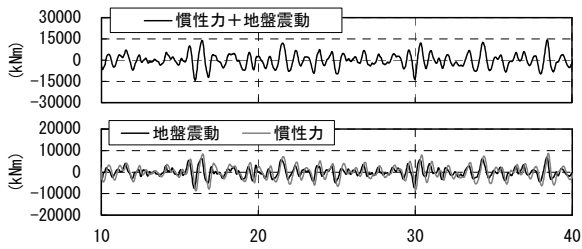
(b) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 2000 φ)



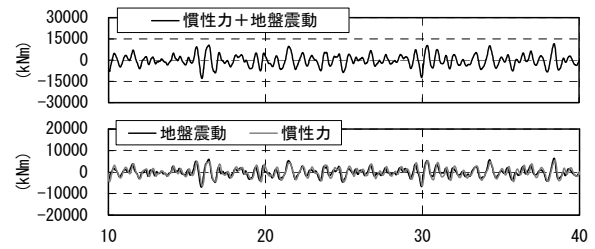
(c) 不整形 10 層建物 (X1 通 : 全杭 2000 φ)



(d) 不整形 10 層建物 (X6 通 : 全杭 2000 φ)

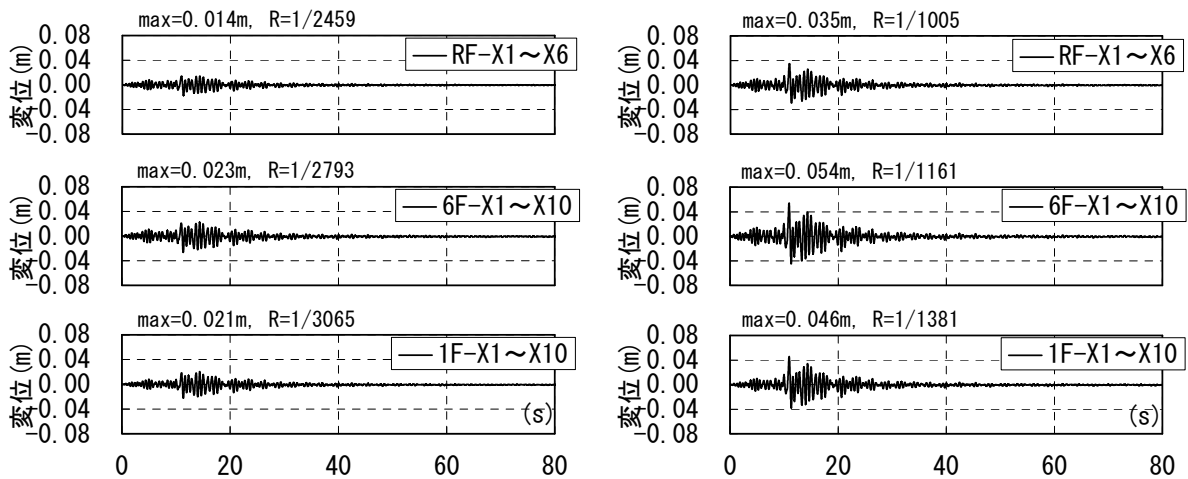


(e) 不整形 10 層建物 (X7 通 : 全杭 2000 φ)



(f) 不整形 10 層建物 (X10 通 : 全杭 2000 φ)

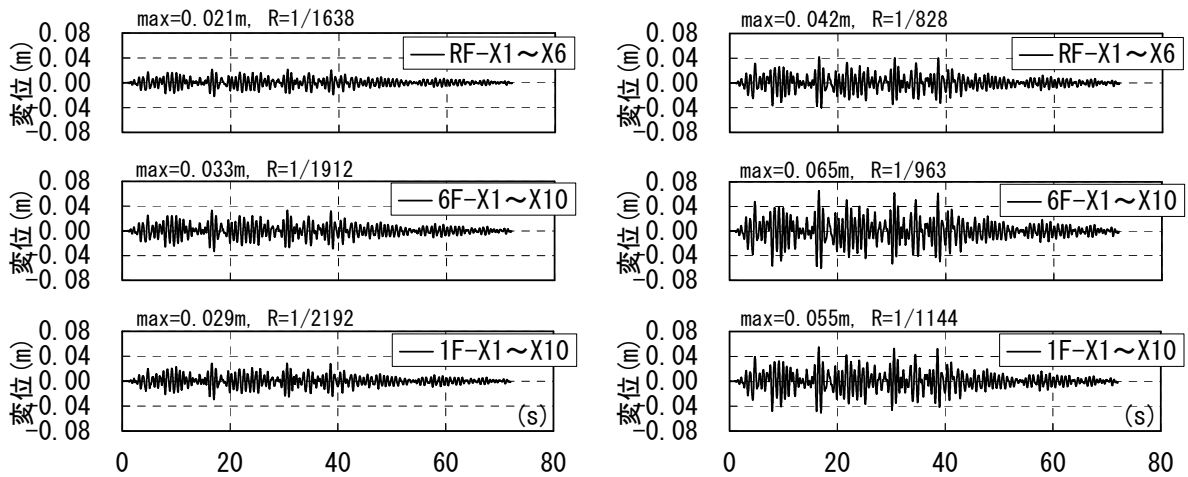
図 6.30 最大応答杭曲げモーメント波形 告示波 (一様乱数位相)



不整形 10層建物

全杭 2000φ

(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



不整形 10層建物

全杭 2000φ

(b) 告示波 (一様乱数位相)

図 6.31 応答ねじれ変位波形の比較

## 6.6 不整形 10 層建物の応答評価に及ぼす立体骨組モデルと平面骨組モデルの違い

6.4 節、6.5 節では不整形 10 層建物の地震応答性状を 3 次元立体骨組モデルにより検討してきた。本節では 2 次元骨組モデルと 1 次元質点系モデルの応答解析結果と 3 次元立体骨組モデルの応答結果との比較を通じて、偏心を有する建物の地震時応答評価における立体骨組モデルと平面骨組モデルの違いを考察する。

2 次元平面骨組モデルの上部建物は、3 次元骨組モデルを基に X1 から X10 通の各構面の柱梁節点を共有したモデルとした。杭節点は共有させず 2000  $\phi$  と 1500  $\phi$  では挙動が異なることを許容した。

1 次元質点系モデルの上部建物は、3 次元骨組モデルの梁間方向に対して加振方向の並進成分のみ許容しねじれ変形を生じさせないようにして実施した静的弾塑性増分解析の結果より得られた各階の Q- $\delta$  関係と等価な曲げ剛性、せん断剛性をもつ 1 本の梁要素にモデル化した。ねじれ変形を生じさせないようにした理由は、ねじれ変形を許容した場合、構面ごとに異なる Q- $\delta$  関係が得られるためであり、質点系モデルと 2 次元平面骨組モデルと建物の振動特性を合わせることを目的とした措置である。梁要素に置換するにあたり、曲げ剛性は静的弾塑性増分解析時の柱軸力の軸変形から平面保持を仮定して求め、全体の水平変形から曲げ変形を除いた残りをせん断変形とした。復元力特性はせん断変形成分に与え、履歴則は武田モデルとした。1 次元質点系モデルにおいても杭は 1 本に集約せず、個々の杭頭を質点系モデルの 1 階床の節点に接続した。杭中間の節点は 2 次元平面骨組モデルと同様に共有させず 2000  $\phi$  と 1500  $\phi$  では挙動が異なることを許容した。杭頭のロッキング剛性は 3 次元薄層要素法から求めた。

表 6.10 に本節における解析ケース一覧を示す。不整形 10 層建物を対象とし、立体骨組モデル、平面骨組モデル、質点系モデルについて、それぞれ杭基礎を 10 層部 2000  $\phi$ 、5 層部 1500  $\phi$  としたモデルと、全杭 2000  $\phi$  としたモデルについて検討した。

表 6.10 解析ケース一覧

建物	上部建物	杭基礎
整形 10 層建物	立体骨組モデル	10 層部直下 2000 φ
		5 層部直下 1500 φ
		全杭 2000 φ
	平面骨組モデル	10 層部直下 2000 φ
		5 層部直下 1500 φ
		全杭 2000 φ
質点系モデル	10 層部直下 2000 φ	
	5 層部直下 1500 φ	
	全杭 2000 φ	

### 6.6.1 最大応答層間変形角

X1 通、X6 通の最大応答層間変形角分布（曲げ変形を含む）の比較を図 6.32（10 層部 2000 φ、5 層部 1500 φ）、図 6.33（全杭 2000 φ）に示す。平面骨組モデル、質点系モデルでは X7～X10 通の 5 層部分個別の挙動を評価できないことは自明であるので、10 層部分（X1 から X6 通）の層間変形角を比較する。図 6.32、図 6.33 から以下の点を指摘できる。

立体骨組モデルの応答層間変形角は X1 通りでは質点系モデルと、X6 通りでは平面骨組モデルの応答値とほぼ等しくなった。X6 通りにて立体骨組モデルと平面骨組モデルの応答値が同等となるのは概ね妥当であると考えられる。

立体骨組モデルの応答値に関して 6 階から 5 階にかけて X6 通で 5 階以下の層間変形角が小さく抑えられる傾向は平面骨組モデル、質点系モデルにも表れるが、X1 通で 5 階以下の層間変形角が大きくなる傾向は平面骨組モデル、質点系モデルでは表れない。

### 6.6.2 最大応答層せん断力、層せん断力係数

各モデルの最大応答層せん断力分布を図 6.34、図 6.35 に、最大応答層せん断力係数分布を図 6.36、図 6.37 に示す。基礎部のねじれ応答が大きい全杭 2000 φ モデルの応答層せん断力は、入力地震動によらず立体骨組モデル、平面骨組モデル、質点系モデルの順に小さくなる傾向がみられる。2000 φ と 1500 φ に杭を使い分けた不整形 10 層建物モデルでは全杭 2000 φ モデルに比べこの傾向がやや小さくなる。ねじれ応答による加振直交方向の振動によるエネルギーの逸散が原因と考えられる。

### 6.6.3 耐震壁の応答せん断力分布

X1、X3、X6、X10 通の耐震壁の応答せん断力分布の比較を図 6.38(a)に、各階、各構面の耐震壁の最大応答せん断力の分布の比較を図 6.39 に示す。

図 6.38(a)、図 6.39 よりねじれを無視した平面骨組モデルでは、上部建物のねじれ応答の影響により立体骨組モデルで見られた 5 階以下で X1 通ではせん断力が増加、X6 通ではせん断力が減少する現象が明らかに評価できないことが確認できる。

平面骨組モデルにおいて各構面とも 6 階の耐震壁の応答せん断力が 5 階に比べ小さくなるのは、連層耐震壁の構面数が 10 階から 6 階が 6 スパンであるのに対して 5 階から 1 階では 10 スパンあり、6 階から 5 階への層せん断力の増分より耐震壁構面数の増分の方が大きいためと考えられる。

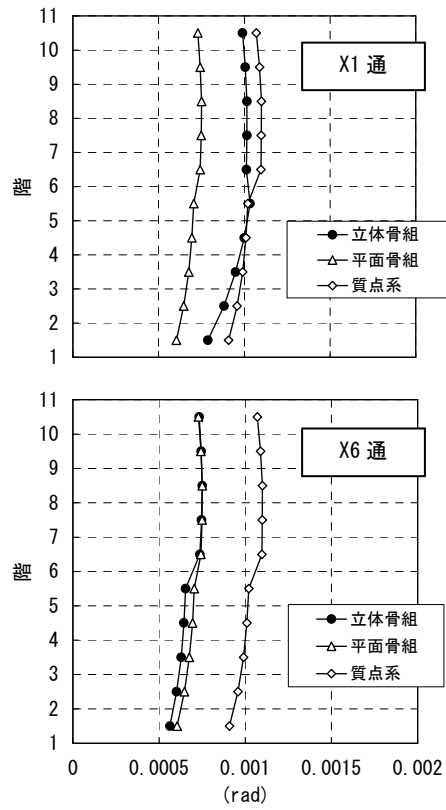
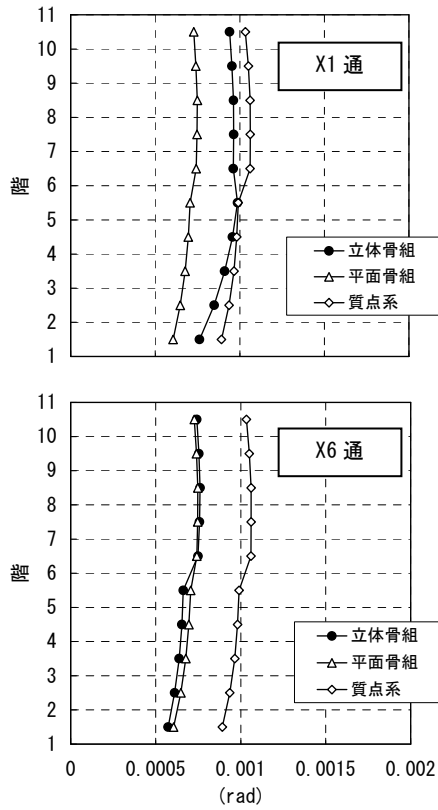
整形 10 層建物（10 層部分 2000φ、5 層部分 1500φ）の X1 通と X3 通について、平面骨組モデルの耐震壁の応答せん断力に偏心率から求めた Fe 値（図 6.2 参照）を乗じたものを、立体骨組モデルの応答値と比較したものを図 6.38(b)に示す。図 6.38(b)より、X1 通では Fe 値による補正を行った場合でも平面骨組モデルの応答値は立体骨組モデルの応答値より小さくなることがわかった。

### 6.6.4 最大応答杭曲げモーメント、杭せん断力

杭の応答曲げモーメント分布を図 6.40、図 6.41 に示す。慣性力応力+地盤震動応力、地盤震動応力、慣性力応力を時刻歴で分離し、それぞれの最大値をプロットしたものを図 6.42、図 6.43 に示す。

図 6.40 より杭偏心率の小さい不整形 10 層建物（10 層部分 2000φ、5 層部分 1500φ）では立体骨組モデル、平面骨組モデル、質点系モデルの応答値にほとんど差がないことが確認できる。

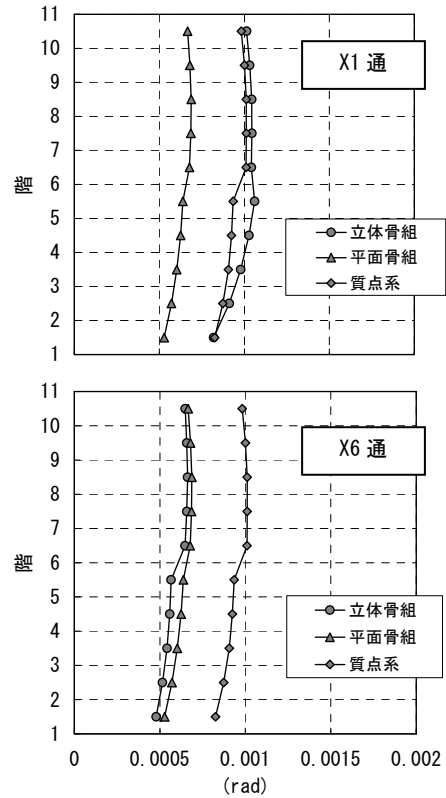
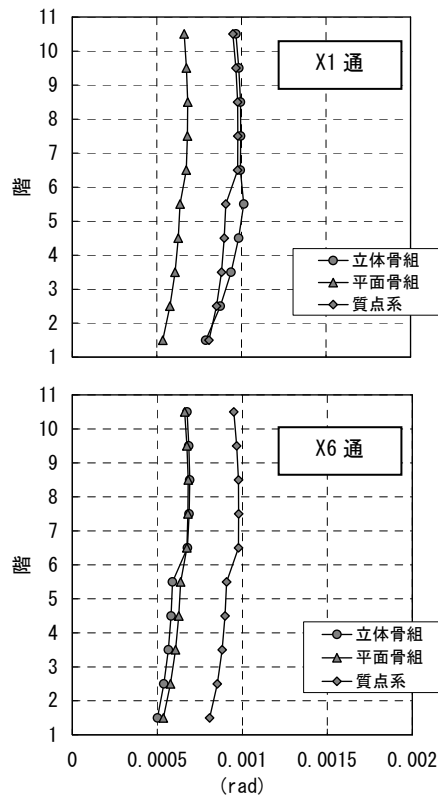
これに対して図 6.41 の全杭 2000φモデルでは平面骨組モデルと質点系モデルの応答値にはほとんど差がないものの、立体骨組モデルの応答値に比べると、X1 通では平面骨組モデル、質点系モデルの応答値が立体骨組モデルに比べ小さく、X10 通では大きくなっていることがわかる。



(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

(b) 告示波 (一樣乱数位相)

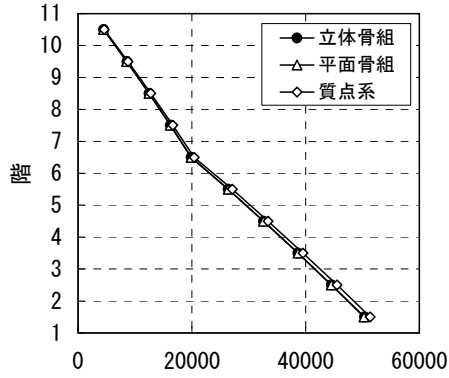
図 6.32 最大応答層間変形角分布 (不整形 10 層建物)



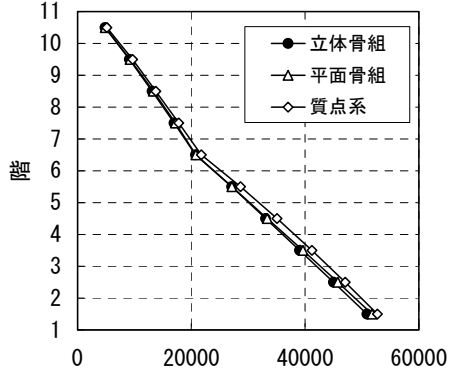
(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

(b) 告示波 (一樣乱数位相)

図 6.33 最大応答層間変形角分布 (不整形 10 層建物 : 全杭 2000φ)

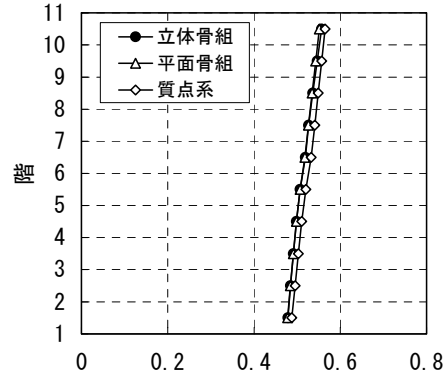


(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

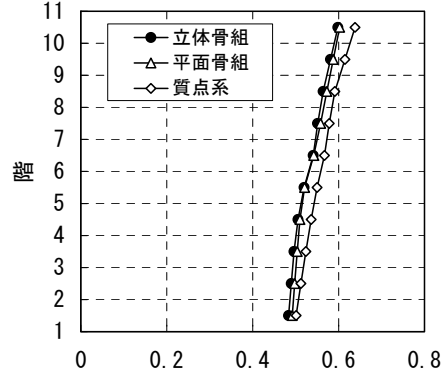


(b) 告示波 (一樣乱数位相)

図 6.34 最大応答層せん断力分布

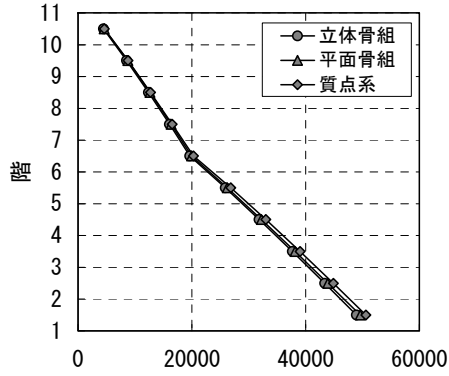


(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

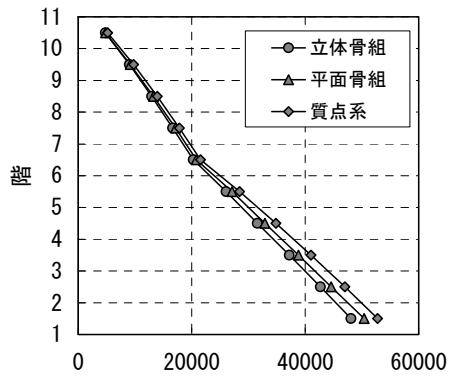


(b) 告示波 (一樣乱数位相)

図 6.36 最大応答層せん断力係数分布

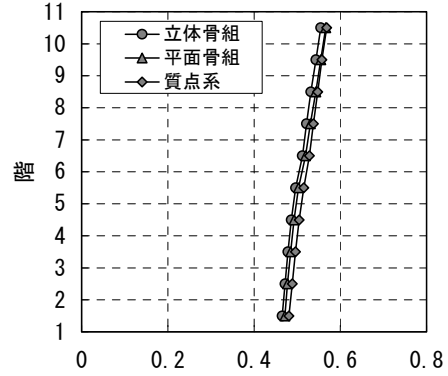


(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

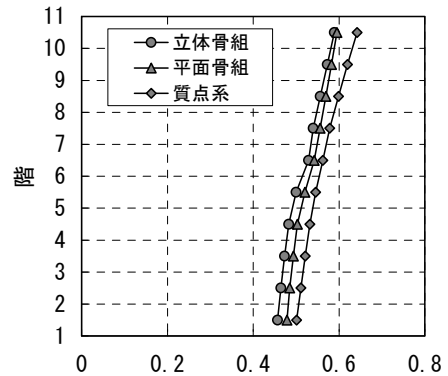


(b) 告示波 (一樣乱数位相)

図 6.35 最大応答層せん断力分布



(a) 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



(b) 告示波 (一樣乱数位相)

図 6.37 最大応答層せん断力係数分布

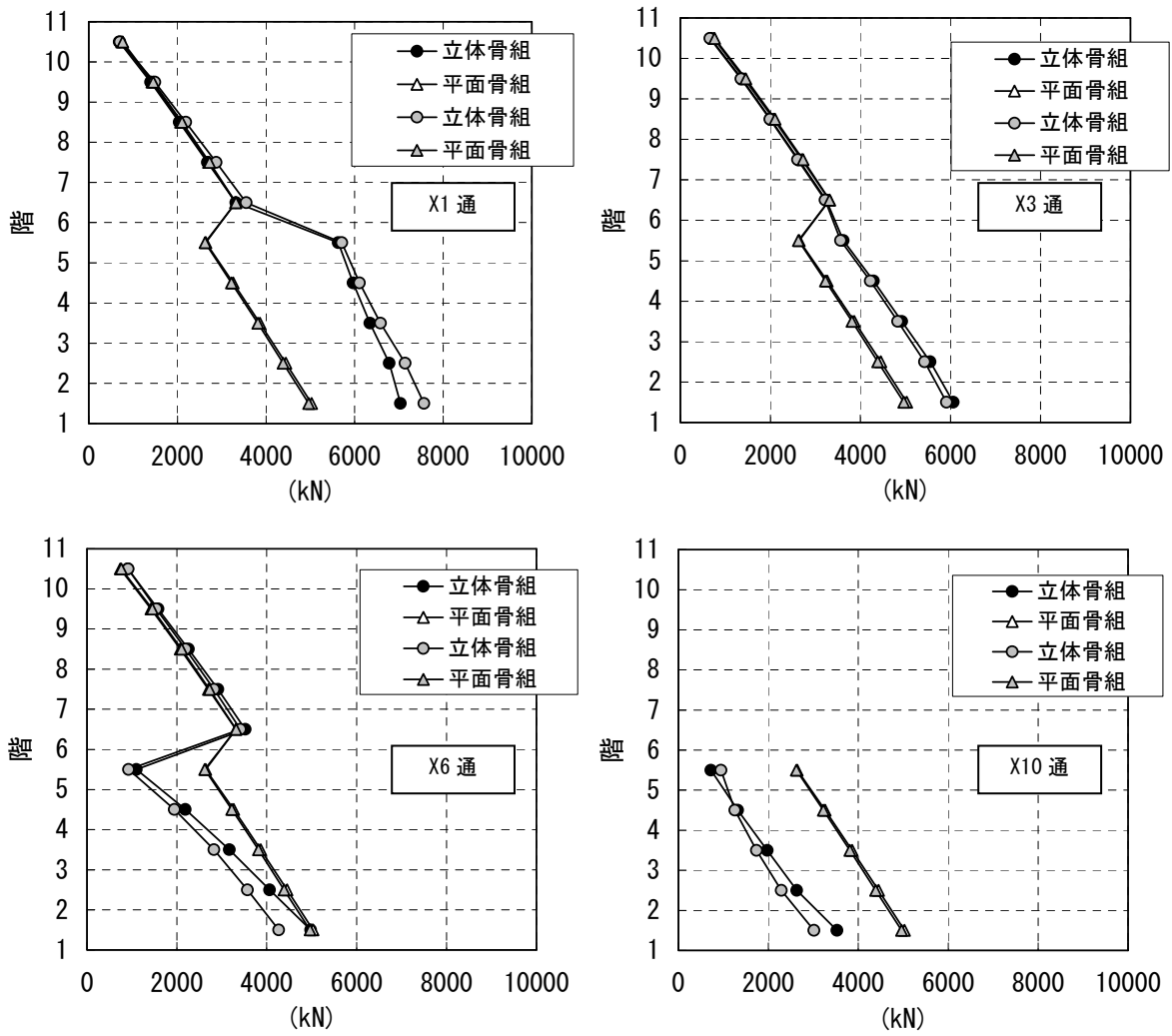


図 6.38 (a) 耐震壁の応答せん断力分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

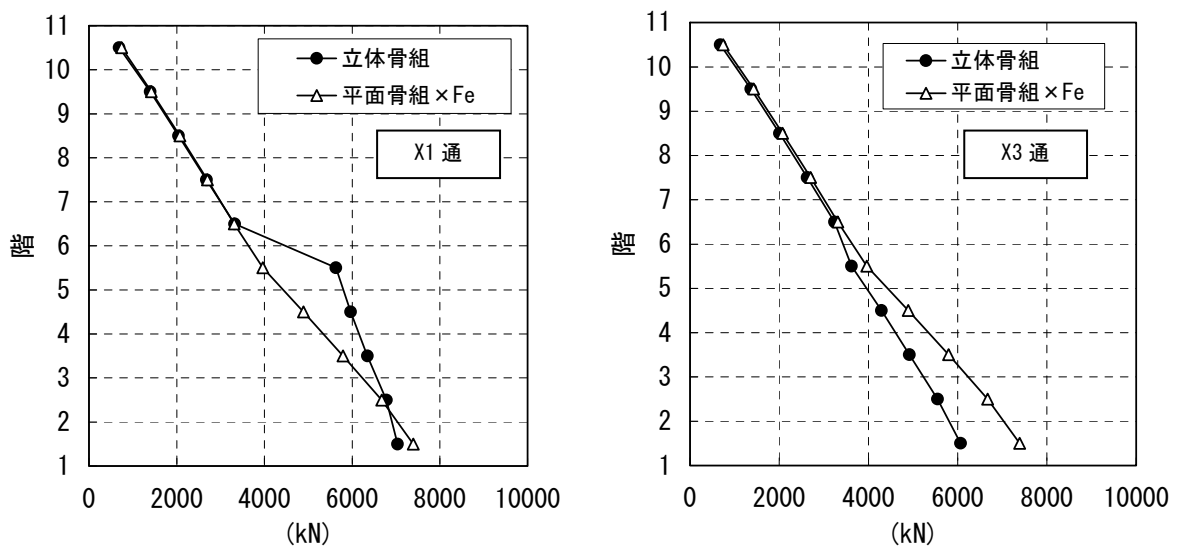
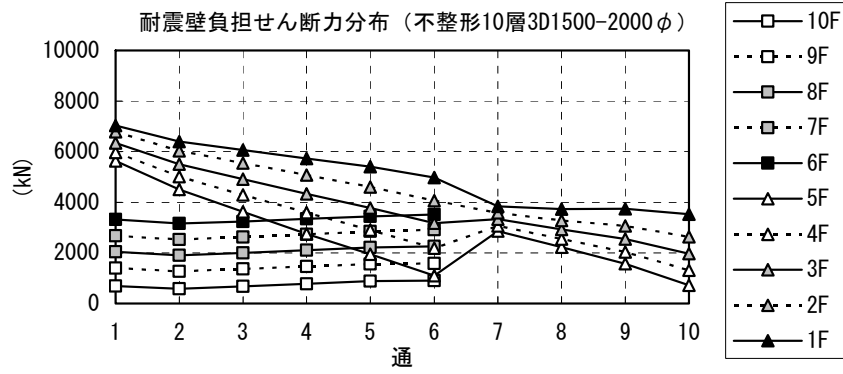
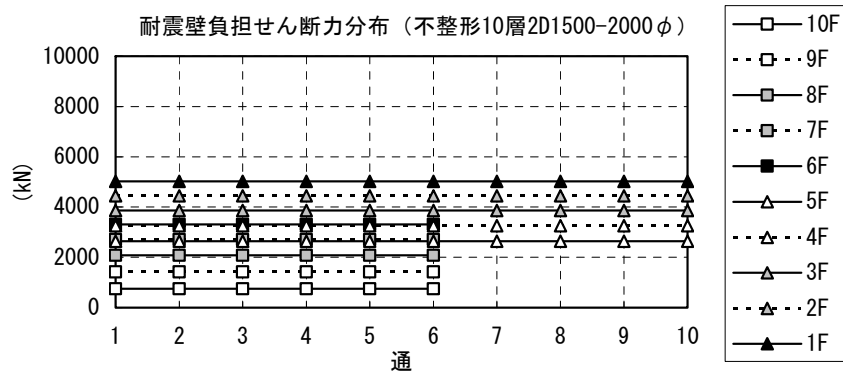


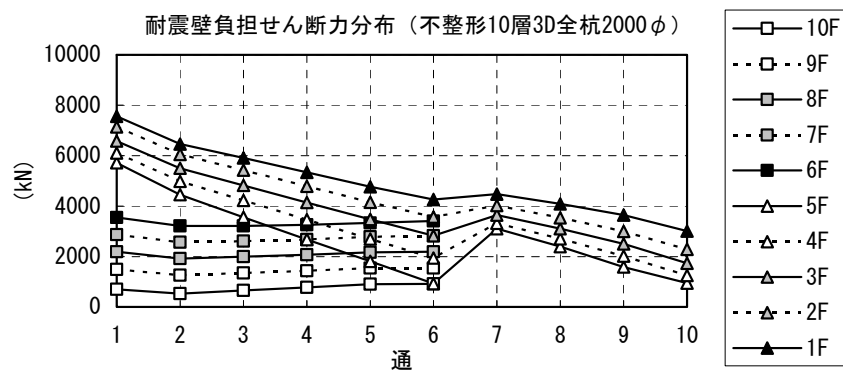
図 6.38 (b) X1 通の耐震壁の応答せん断力分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)



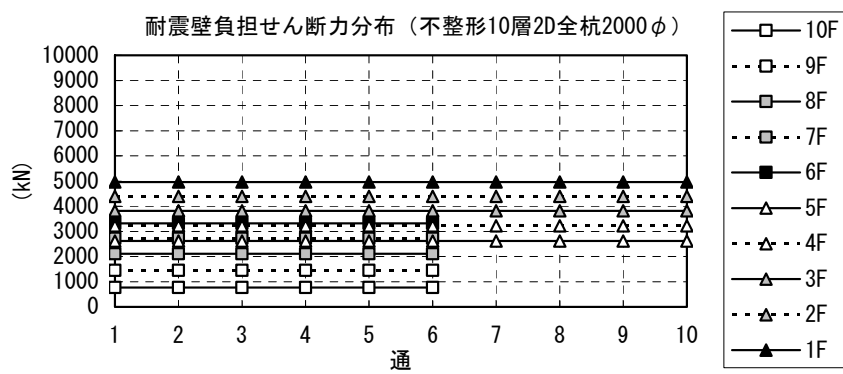
(a) 立体骨組モデル (10層部 2000φ、5層部 1500φ)



(b) 平面骨組モデル (10層部 2000φ、5層部 1500φ)



(c) 立体骨組モデル (全杭 2000φ)



(d) 平面骨組モデル (全杭 2000φ)

図 6.39 各階、各構面の耐震壁の応答せん断力分布 (JMA 神戸 NS 位相)

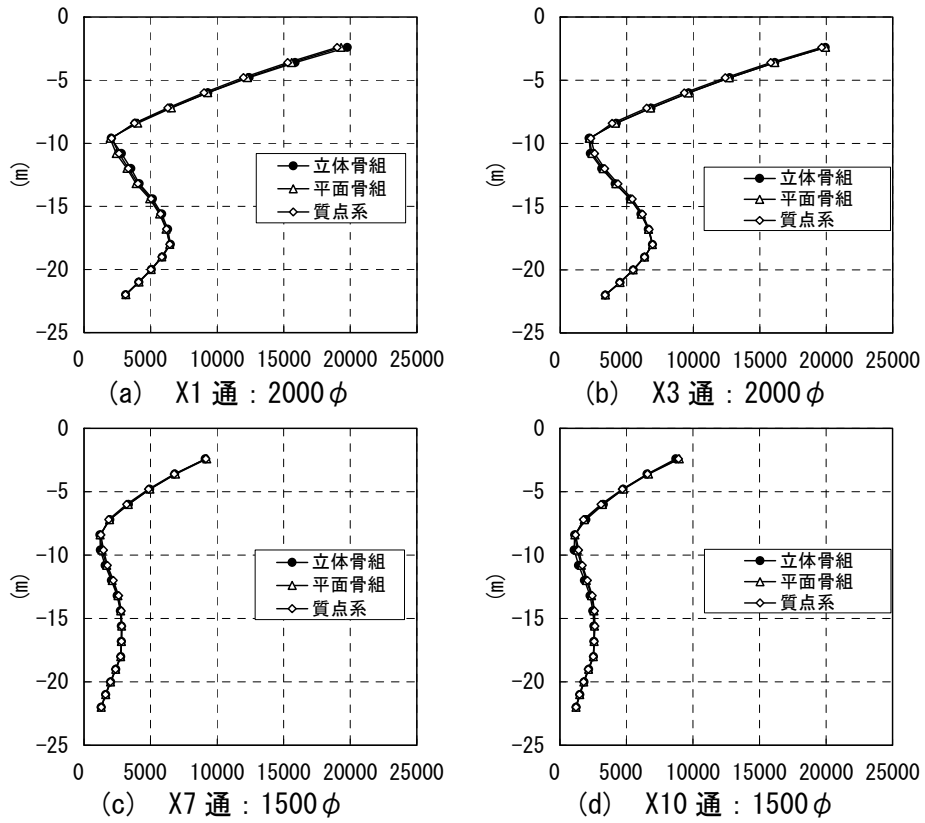


図 6.40 最大応答杭曲げモーメント分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相) 単位 : kNm

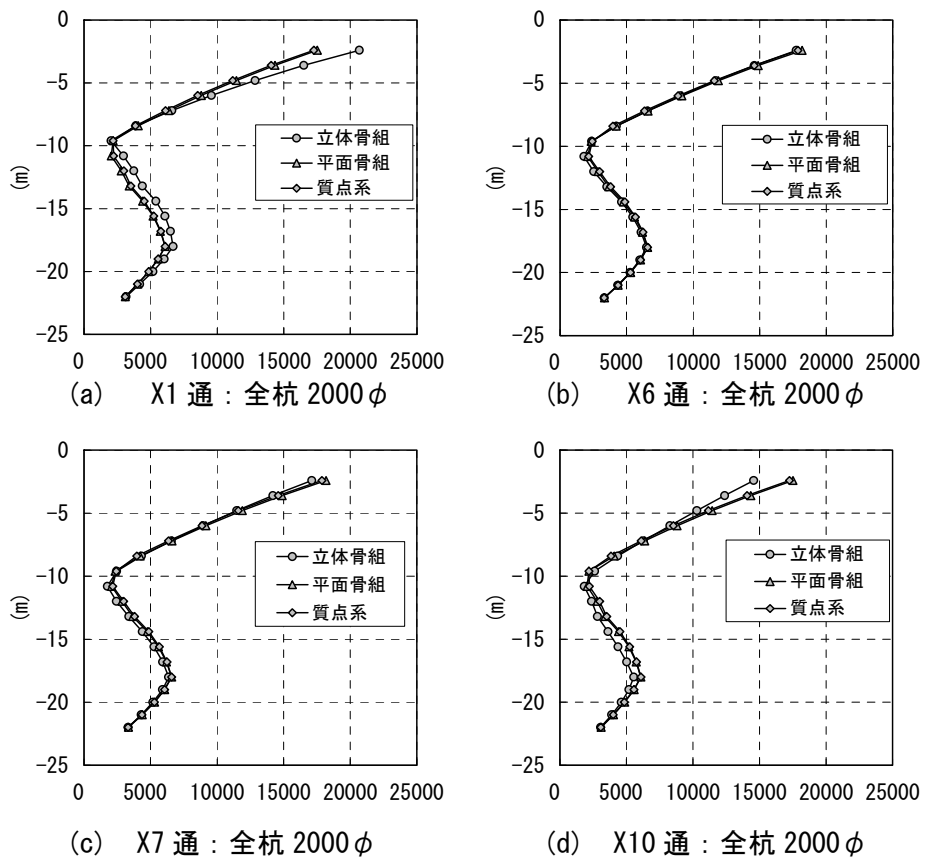
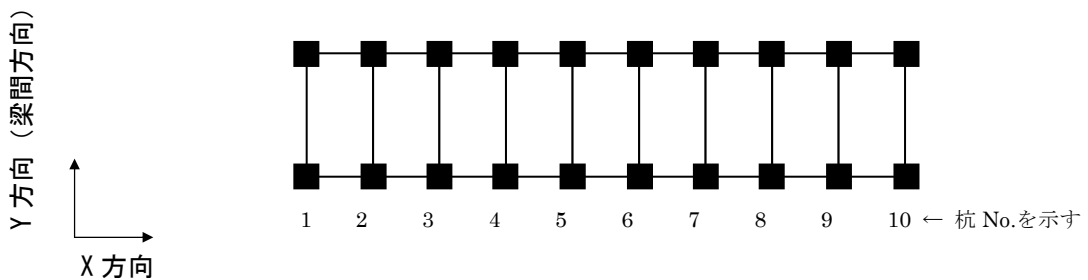
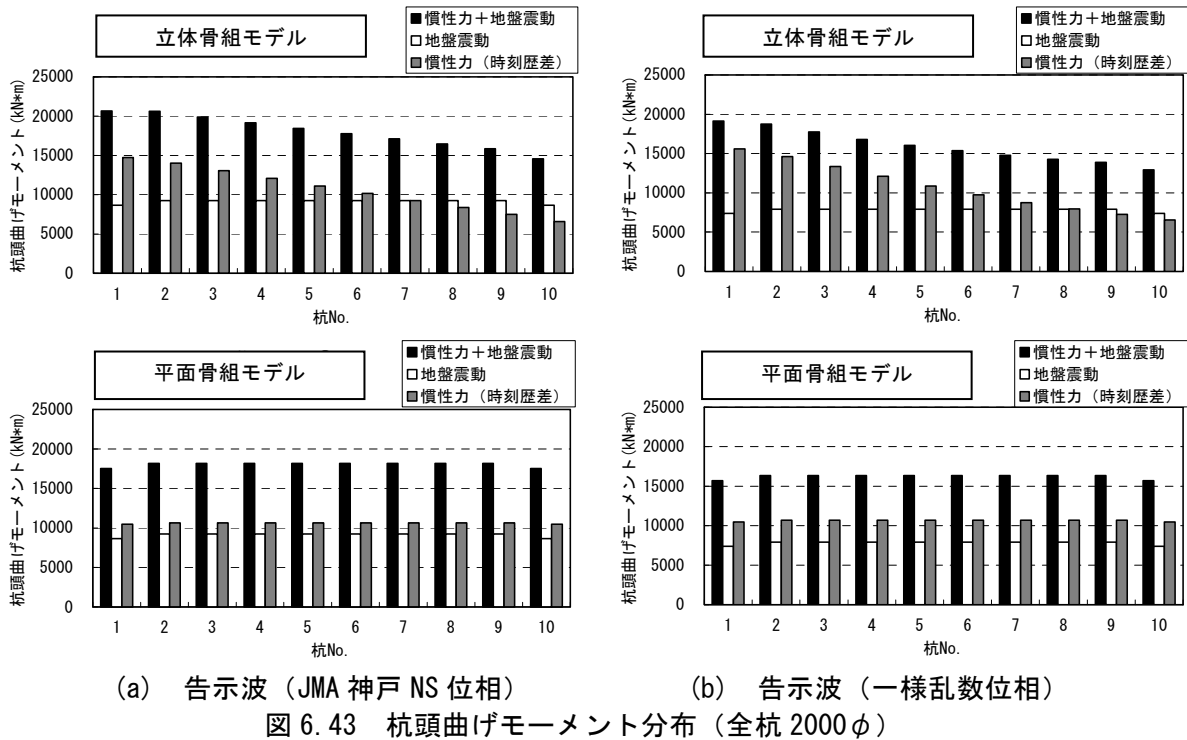
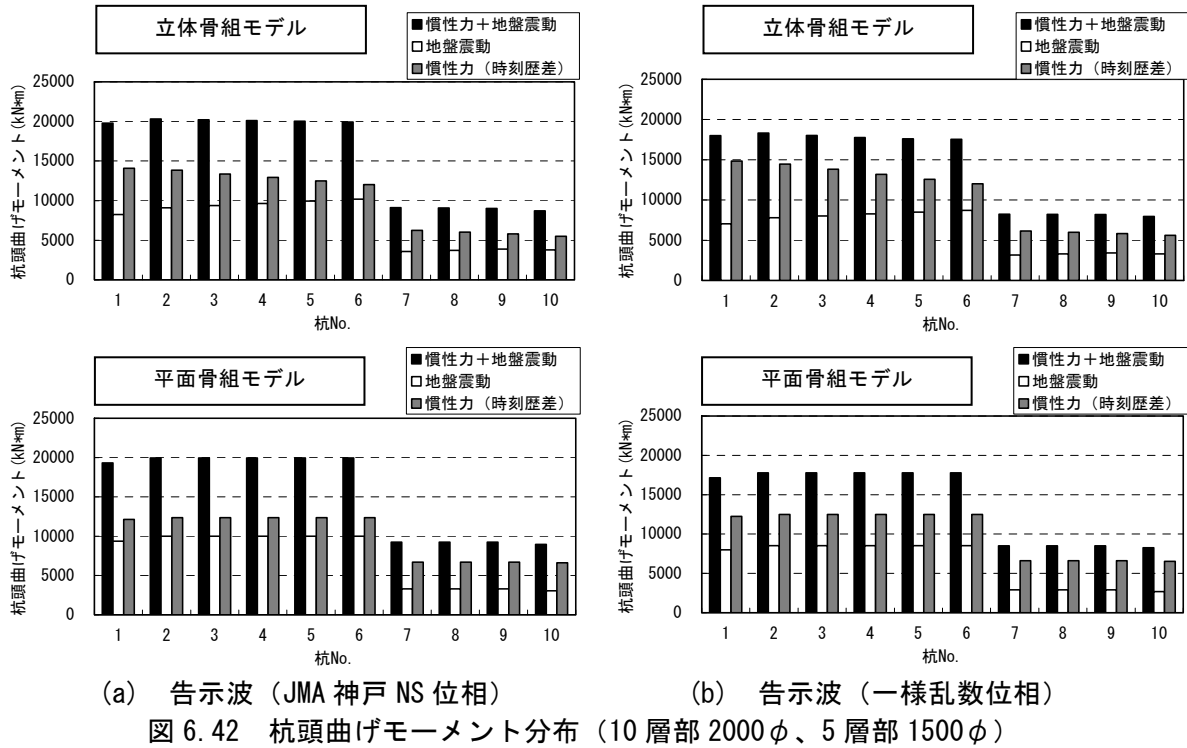


図 6.41 最大応答杭曲げモーメント分布 告示波 (JMA 神戸 NS 位相) 単位 : kNm



## 6.7 杭応答曲げモーメントと慣性力応力、地盤震動応力の関係

本章にて検討したすべての解析ケースについて、杭頭曲げモーメントを一覧にしたものを表 6.11 に示す。

前述のように本検討建物は板状集合住宅の梁間（耐震壁）方向であり、建物周期は地盤周期より短周期であることから、地盤震動応力と慣性力応力はほとんど同位相であるといえる。そのため本検討の範囲では、すべての解析ケースにおいて、慣性力応力と地盤震動応力の単純和は応答杭応力（慣性力応力+地盤震動応力）を安全側に評価し、SRSS（二乗和平方根）は応答杭応力を過小評価する結果となった。

表 6.11(a) 杭頭曲げモーメント一覧 告示波 (JMA 神戸 NS 位相)

告示波 (JMA神戸NS位相)		応答応力 (kNm)			応力足合せ (kNm)			
		慣性力+ 地盤震動	地盤震動	慣性力	最大値+最大値		SRSS	
X1 通杭	整形10層3D	19940	8643	13883	22526	1.13	16354	0.82
	整形5層3D①	14510	8643	6482	15125	1.04	10803	0.74
	整形5層3D②	8716	3836	5383	9219	1.06	6610	0.76
	不整形10層3D①	20670	8643	14717	23360	1.13	17067	0.83
	不整形10層3D②	19770	8234	14074	22308	1.13	16305	0.82
	不整形10層2D①	17520	8639	10473	19112	1.09	13577	0.77
	不整形10層2D②	19300	9361	12147	21508	1.11	15336	0.79
	不整形10層1D①	17250	8590	10458	19048	1.10	13534	0.78
不整形10層1D②	19010	9318	12188	21506	1.13	15342	0.81	
X2 通杭	整形10層3D	20580	9251	14107	23358	1.13	16870	0.82
	整形5層3D①	15160	9251	6598	15849	1.05	11363	0.75
	整形5層3D②	8974	4089	5428	9517	1.06	6796	0.76
	不整形10層3D①	20620	9251	14019	23270	1.13	16796	0.81
	不整形10層3D②	20310	9103	13828	22931	1.13	16555	0.82
	不整形10層2D①	18180	9251	10641	19892	1.09	14100	0.78
	不整形10層2D②	19950	9990	12352	22342	1.12	15886	0.80
	不整形10層1D①	17880	9202	10622	19824	1.11	14053	0.79
不整形10層1D②	19660	9947	12391	22338	1.14	15890	0.81	
X6 通杭	整形10層3D	20580	9250	14107	23357	1.13	16869	0.82
	整形5層3D①	15160	9250	6598	15848	1.05	11362	0.75
	整形5層3D②	8974	4089	5428	9517	1.06	6796	0.76
	不整形10層3D①	17750	9250	10164	19414	1.09	13743	0.77
	不整形10層3D②	19930	10200	12021	22221	1.11	15765	0.79
	不整形10層2D①	18180	9251	10641	19892	1.09	14100	0.78
	不整形10層2D②	19950	9990	12352	22342	1.12	15886	0.80
	不整形10層1D①	17880	9202	10622	19824	1.11	14053	0.79
不整形10層1D②	19660	9947	12391	22338	1.14	15890	0.81	
X7 通杭	整形10層3D	20580	9250	14107	23357	1.13	16869	0.82
	整形5層3D①	15160	9250	6598	15848	1.05	11362	0.75
	整形5層3D②	8974	4089	5428	9517	1.06	6796	0.76
	不整形10層3D①	17110	9250	9263	18513	1.08	13090	0.77
	不整形10層3D②	9117	3564	6254	9818	1.08	7198	0.79
	不整形10層2D①	18180	9251	10641	19892	1.09	14100	0.78
	不整形10層2D②	9230	3286	6700	9986	1.08	7462	0.81
	不整形10層1D①	17880	9202	10622	19824	1.11	14053	0.79
不整形10層1D②	9161	3271	6771	10042	1.10	7520	0.82	
X9 通杭	整形10層3D	20580	9251	14107	23358	1.13	16870	0.82
	整形5層3D①	15160	9251	6598	15849	1.05	11363	0.75
	整形5層3D②	8974	4089	5428	9517	1.06	6796	0.76
	不整形10層3D①	15840	9251	7508	16759	1.06	11915	0.75
	不整形10層3D②	9018	3872	5786	9658	1.07	6962	0.77
	不整形10層2D①	18180	9251	10641	19892	1.09	14100	0.78
	不整形10層2D②	9230	3286	6700	9986	1.08	7462	0.81
	不整形10層1D①	17880	9202	10622	19824	1.11	14053	0.79
不整形10層1D②	9161	3271	6771	10042	1.10	7520	0.82	
X10 通杭	整形10層3D	19940	8643	13883	22526	1.13	16354	0.82
	整形5層3D①	14510	8643	6482	15125	1.04	10803	0.74
	整形5層3D②	8716	3836	5383	9219	1.06	6610	0.76
	不整形10層3D①	14560	8643	6559	15202	1.04	10850	0.75
	不整形10層3D②	8712	3771	5491	9262	1.06	6661	0.76
	不整形10層2D①	17520	8639	10473	19112	1.09	13577	0.77
	不整形10層2D②	8971	3038	6632	9670	1.08	7295	0.81
	不整形10層1D①	17250	8590	10458	19048	1.10	13534	0.78
不整形10層1D②	8911	3022	6705	9727	1.09	7355	0.83	

※ ①は全杭 2000φモデル、②は10層部 2000φ、5層部 1500φモデルを意味する

表 6.11 (b) 杭頭曲げモーメント一覧 告示波（一様乱数位相）

告示波 (一様乱数位相)		応答応力 (kNm)			応力足合せ (kNm)			
		慣性力+ 地盤震動	地盤震動	慣性力	最大値+最大値		二乗和平均	
X1 通航	整形10層3D	17580	7386	14246	21632	1.23	16047	0.91
	整形5層3D①	12690	7386	6230	13616	1.07	9662	0.76
	整形5層3D②	7964	3363	5572	8935	1.12	6508	0.82
	不整形10層3D①	19140	7386	15585	22971	1.20	17246	0.90
	不整形10層3D②	17990	7028	14823	21851	1.21	16405	0.91
	不整形10層2D①	15690	7383	10470	17853	1.14	12811	0.82
	不整形10層2D②	17150	7987	12241	20228	1.18	14616	0.85
	不整形10層1D①	15250	7341	10370	17711	1.16	12706	0.83
不整形10層1D②	16880	7949	12547	20496	1.21	14853	0.88	
X2 通航	整形10層3D	18220	7917	14532	22449	1.23	16548	0.91
	整形5層3D①	13320	7917	6371	14288	1.07	10162	0.76
	整形5層3D②	8200	3596	5636	9232	1.13	6685	0.82
	不整形10層3D①	18740	7917	14601	22518	1.20	16609	0.89
	不整形10層3D②	18320	7791	14460	22251	1.21	16425	0.90
	不整形10層2D①	16330	7917	10705	18622	1.14	13314	0.82
	不整形10層2D②	17790	8524	12493	21017	1.18	15124	0.85
	不整形10層1D①	15880	7875	10619	18494	1.16	13221	0.83
不整形10層1D②	17510	8487	12798	21285	1.22	15356	0.88	
X6 通航	整形10層3D	18220	7917	14531	22448	1.23	16548	0.91
	整形5層3D①	13320	7917	6371	14288	1.07	10162	0.76
	整形5層3D②	8200	3596	5635	9231	1.13	6685	0.82
	不整形10層3D①	15350	7917	9750	17667	1.15	12559	0.82
	不整形10層3D②	17530	8714	11995	20709	1.18	14826	0.85
	不整形10層2D①	16330	7917	10705	18622	1.14	13314	0.82
	不整形10層2D②	17790	8524	12493	21017	1.18	15124	0.85
	不整形10層1D①	15880	7875	10619	18494	1.16	13221	0.83
不整形10層1D②	17510	8487	12798	21285	1.22	15356	0.88	
X7 通航	整形10層3D	18220	7917	14531	22448	1.23	16548	0.91
	整形5層3D①	13320	7917	6371	14288	1.07	10162	0.76
	整形5層3D②	8200	3596	5635	9231	1.13	6685	0.82
	不整形10層3D①	14770	7917	8743	16660	1.13	11795	0.80
	不整形10層3D②	8239	3154	6145	9299	1.13	6907	0.84
	不整形10層2D①	16330	7917	10705	18622	1.14	13314	0.82
	不整形10層2D②	8507	2912	6619	9531	1.12	7231	0.85
	不整形10層1D①	15880	7875	10619	18494	1.16	13221	0.83
不整形10層1D②	8477	2899	6816	9715	1.15	7407	0.87	
X9 通航	整形10層3D	18220	7917	14532	22449	1.23	16548	0.91
	整形5層3D①	13320	7917	6371	14288	1.07	10162	0.76
	整形5層3D②	8200	3596	5636	9232	1.13	6685	0.82
	不整形10層3D①	13870	7917	7269	15186	1.09	10748	0.77
	不整形10層3D②	8185	3409	5832	9241	1.13	6756	0.83
	不整形10層2D①	16330	7917	10705	18622	1.14	13314	0.82
	不整形10層2D②	8507	2912	6619	9531	1.12	7231	0.85
	不整形10層1D①	15880	7875	10619	18494	1.16	13221	0.83
不整形10層1D②	8477	2899	6816	9715	1.15	7407	0.87	
X10 通航	整形10層3D	17580	7386	14246	21632	1.23	16047	0.91
	整形5層3D①	12690	7386	6230	13616	1.07	9662	0.76
	整形5層3D②	7964	3363	5572	8935	1.12	6508	0.82
	不整形10層3D①	12930	7386	6530	13916	1.08	9859	0.76
	不整形10層3D②	7947	3305	5608	8913	1.12	6510	0.82
	不整形10層2D①	15690	7383	10470	17853	1.14	12811	0.82
	不整形10層2D②	8272	2689	6546	9235	1.12	7077	0.86
	不整形10層1D①	15250	7341	10370	17711	1.16	12706	0.83
不整形10層1D②	8240	2676	6732	9408	1.14	7244	0.88	

※ ①は全杭 2000φモデル、②は10層部 2000φ、5層部 1500φモデルを意味する

## 6.8 まとめ

上部建物に偏心を有する杭基礎建物の地震時立体挙動の把握を目的として、10層部分と5層部分からなるL字型の立面形状をもつ不整形10層杭基礎建物の地震応答解析を行った。

以下の3点に着目した検討を行い、本検討の範囲では以下の結果が得られた。

- 1) 整形10層建物、整形5層建物との応答性状の違い
  - ・ 不整形10層建物の上部建物の応答性状は10層側の外端(X1通)では整形10層建物、5層側の外端(X10通)では整形5層建物に近い。10層部と5層部の境界(X6通)では両者の平均的な応答性状に近い。
  - ・ 不整形10層建物の5階以下の耐震壁のせん断力分布は、10層建物より相対的に剛性の小さい5層建物に引き戻されて10層建物部分および5層建物部分が各々回転したような分布を示す。結果的に不整形10層建物はX1通側の耐震壁は整形10層建物より大きなせん断力を負担する。
  - ・ 不整形10層建物の杭応答(慣性力応力+地盤震動応力)は10層部分の2000φは整形10層建物と、5層部分の1500φは整形5層建物と各々ほぼ等しくなった。杭応力に与える上部建物のねじれ応答の影響が大きくないのは、慣性力応力は上部建物のねじれの影響によりX1通側が大きくなるものの、地盤震動応力は杭基礎自体の振れが上部建物と逆に振れるため慣性力応力と地盤震動応力を足し合わせると双方が相殺されるためである。
  - ・ 本検討建物では建物が自由地盤より短周期であることから、杭応答における慣性力応力と地盤震動応力はほぼ同位相で振動する。上部建物のねじれ応答は振幅に影響するが位相特性に与える影響は小さい。
- 2) 不整形10層建物の応答性状に及ぼす上部建物重心と杭剛心の偏心の影響
  - ・ 不整形10層建物に比べて杭偏心率の大きい全杭2000φモデルでは上部建物のねじれ応答は大きくなる。これに応じてX1通側の耐震壁の負担せん断力分布も大きくなる。杭の応答応力についても同様の傾向がみられる。すなわち、4.3節で示したように杭偏心率の増加によって上部建物のねじれ応答が増加することがわかった。
- 3) 不整形10層建物の応答評価に及ぼす立体骨組モデルと平面骨組モデルの違い
  - ・ 平面骨組モデルや質点系モデルでは不整形10層建物のX7~X10通の5層部分個別の挙動や、X1通側の耐震壁のせん断力が整形10層建物より大きくなる挙動を評価することができない。

- ・ねじれの影響が大きい X1 通については、平面骨組モデルの耐震壁応答せん断力に偏心率より求めた Fe 値を乗じて、立体骨組モデルの耐震壁応答せん断力を過小評価した。
- ・杭応答に関しても不整形 10 層建物に比べて杭偏心率の大きい全杭 2000 φ モデルの X1 通側の杭応力が増加する挙動を平面骨組モデルや質点系モデルでは評価できない。
- ・ただし上部建物重心と杭剛心の偏心を小さく抑えた不整形 10 層建物の杭応答については、平面骨組モデルでも評価可能であることが確認された。

## 第 6 章 参考文献

6. 1) 国土交通省他編, 2007 年度版建築物の構造関係技術解説書, 2007
6. 2) 堀田久人, 長尾真奈: 独立耐震壁と純ラーメンが直交する RC 構造物の 2 方向地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 572 号, pp.139-146, 2003.10
6. 3) 志賀敏男: セットバックのある建物のねじれ振動: 日本建築学会研究報告, 第 60 号, pp.300-303, 1961
6. 4) 鈴木泰介: 新しい耐力壁解析用モデル(SCE モデル)の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.491-492, 2002.8
6. 5) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰返し入力に対する応力-歪関係のモデル化について (1), 生産研究, pp.26-29, 1978.9
6. 6) 長谷川正幸, 護雅史, 淵本正樹, 浅香美治: 1995 年兵庫県南部地震における RC 造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No.543, pp.87-95, 2001.5
6. 7) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp.41-55, 1979.7
6. 8) 時松孝次, 鈴木比呂子, 佐藤正義: 地盤-杭-構造物系動的相互作用が杭応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp.125-132, 2005.1

## 第7章 提案解析手法を用いた杭基礎建物の耐震性評価に関する解析的検討

### 7.1 はじめに

極めて稀に発生する地震動に対する杭基礎の耐震安全性を検討する場合、上部建物から杭頭に加わる慣性力により発生する応力（以下慣性力応力）と、表層地盤の震動による応力（以下地盤震動応力）をそれぞれ足し合わせたものを杭設計用応力とする方法が用いられる<sup>例えは<sup>7.1)</sup></sup>ことが多いが、それぞれの応力の算定方法や足し合わせ方など詳細に関しては構造設計者の工学的判断に委ねられている部分も多く、安全側の配慮が求められている<sup>7.2)</sup>。また、2000年の建築基準法改正以降、限界耐力計算法<sup>7.3)</sup>に動的相互作用の影響が取り入れられるとともに、設計実務に地盤と構造物との動的相互作用を取り入れることを念頭においた解析手法や解析事例が提示されている<sup>7.1)、7.4)</sup>。

これに対して一般の中低層建物では杭基礎の二次設計は義務付けられておらず、実施設計では上記のような杭基礎の耐震安全性の検討も通常行われぬ。それ故、極めて稀に発生する地震動レベルにおいて、地盤－杭－建物の動的相互作用が中低層杭基礎建物の地震時挙動に与える影響を把握することは重要な課題といえる。

本報告は、三次元骨組モデルによる解析手法<sup>7.5)、7.6)、7.7)</sup>を用いて、動的相互作用を考慮した中低層 RC 造建物の地震時挙動を定性的に把握するとともに、簡便な静的応力解析手法を用いた応答杭応力評価手法について検討することを目的とする。ここでは、設計用杭応力の評価にあたって影響が大きいと思われる上部建物周期と自由地盤周期の関係、ならびに根入れの有無が、慣性力応力と地盤震動応力の足し合せや基礎震度に与える影響に着目した検討を行う。

根入れの影響については、建物高さから建物慣性力を低減する考え方<sup>7.8)</sup>が示されている。一方、杭基礎試験体の強制加振実験から、基礎底面と地盤との接触ならびに根入れを有する場合慣性力のみ考慮した解析値は実験値に比べ小さく評価されること<sup>7.9)</sup>や、三次元薄層要素法による解析<sup>7.10)</sup>並びに三次元有限要素法を用いた解析<sup>7.11)</sup>から根入れが大きくなると地盤震動応力が増加することが指摘されている。

慣性力応力と地盤震動応力の足し合せについては、許斐<sup>7.12)</sup>ら、室野ら<sup>7.13)</sup>が質点系モデルによる非線形応答解析により、三町<sup>7.14)</sup>が二次元 FEM モデルによる等価線形解析により、時松ら<sup>7.15)</sup>は実大振動台実験より、それぞれ地盤周期と建物周期の関係から慣性力応力と地盤震動応力の足し合せ方を示している。

基礎の設計用震度については、日本建築学会の建築基礎構造設計指針<sup>7.16)</sup>では許容されうる値として 0.3~0.4 が示されているほか、宮本<sup>7.17)</sup>は超高層建物の構造性能評価で行った動的解析結果、泉ら<sup>7.18)</sup>は 1 質点系 SR モデルに基礎入力動を考慮した検討結果から、それぞればらつきは大きいものの基礎震度を 0.34~0.35 から根入れ深さに応じて低減させる式を示している。

本論では、10層及び5層の想定建物に対し地下階の有無をパラメータとした応答解析を行い、建物周期の違いや地下階の有無が杭応力に与える影響について論じた後に、応答変位法により応答解析結果を適切に評価できる慣性力応力と地盤震動応力の算定法、および各々の応力の足し合せについて検討した結果を示す。

## 7.2 解析手法と検討建物

### 7.2.1 検討建物・地盤

検討建物の諸元を図 7.1 に示す。検討建物は RC 造の地上 10 層及び 5 層の杭基礎建物とした（以下 10 層モデル、5 層モデルと称する）。5 層モデルは 10 層モデルの荷重・部材断面を変えずに上部 5 層を削除したモデルとした。平面形状は、X 方向（桁行方向）は 7m×9 スパン、Y 方向（梁間方向）は 13m×1 スパンとした。地上部の架構形式は桁行方向で純ラーメン構造、梁間方向で全構面に耐震壁を設けた。根入れを考慮する場合には、地下 1 階の桁行方向構面にも耐震壁を設けた。根入れを無視する場合の基礎下端レベルは GL-2.4m、考慮する場合は GL-6.0m とした。

10 層モデルの杭は  $\phi=2000\text{mm}$  の場所打ち RC 杭を想定した。5 層モデルでは実情に比べ過剰な杭径となるが、上部建物が異なる影響のみ比較するため 10 層モデルの杭断面をそのまま用いた。

柱、大梁、杭は材端ばねモデルに、耐震壁は十字モデル<sup>7.19)</sup>に置換した。柱、大梁、杭の M- $\theta$  関係と耐震壁の Q- $\gamma$  関係に Degrading Tri-Linear モデル、柱の軸方向の N- $\delta$  関係には修正 N モデルを仮定した。本検討では柱と杭の M- $\theta$  関係に地震時軸力の影響は考慮していない。耐震壁付の梁剛性は断面剛性を 1000 倍し復元力特性は線形とした。根入れを無視する場合の桁行方向の基礎梁の剛性・復元力もこれにあわせた。

検討地盤の諸元を表 7.1 に示す。地盤モデルは東京臨海部の地盤調査結果を基に、表層のせん断波速度を 140~250m/s、工学的基盤を GL-22m、杭先端は GL-23.5m と設定した。液状化の発生する恐れはないものとする。 $q_u$  および  $E_{50}$  は地盤調査結果を用いた。地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係には修正 R-O モデル<sup>7.20)</sup>を仮定した。

### 7.2.2 検討手法

振動解析手法は筆者らが実施した遠心模型実験結果のシミュレーション解析<sup>7.5), 7.6)</sup>に用いたもので、自由地盤系を 1 次元のばね-マスモデルに、杭-基礎系を 3 次元立体骨組に置換し、杭-基礎系の応答解析時に自由地盤系の応答を相互作用ばねを介して考慮するものである。

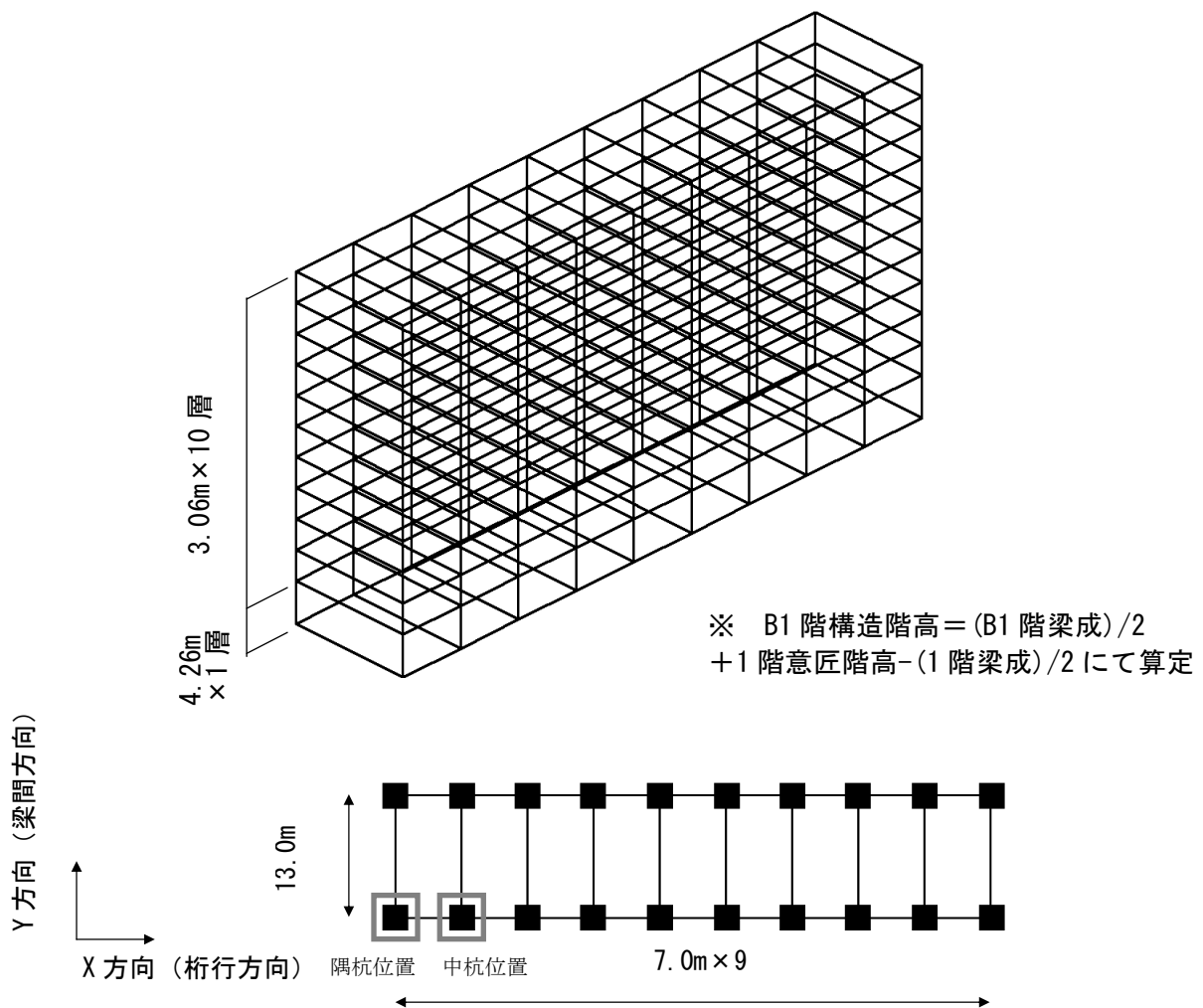
本検討で仮定した集約杭の相互作用ばね一覧を表 7.2 に示す。文献<sup>7.5), 7.6)</sup>と同様に、三次元

薄層要素法により X、Y 各々の方向に対し群杭を 1 本に集約した相互作用ばね（軸ばね+せん断ばね）を求めた。ただし、本検討ではこれを杭本数で除したものを各杭に 2 方向ばねとして与えた。軸ばね剛性部の復元力特性は双曲線モデルとし、極限地盤反力は岸田・中井の提案式<sup>7.21)</sup>を用いた。せん断ばねの復元力特性は修正 R-O モデルを仮定し、規準せん断ひずみ、最大減衰定数は自由地盤と同じ値を用いた。さらに自由地盤応答結果から得られる剛性低下率の変動に応じて、軸ばね剛性部とせん断ばねの剛性を変動させるとともに軸ばねダッシュポットの減衰係数を変動させた。それぞれの杭間には相互作用ばねは配置せず、杭位置によらず地盤応答は同一であると仮定した。

根入れを考慮する場合の根入れ部側面のばねは、一般に用いられることの多い Novak の側面ばね<sup>7.1), 7.22)</sup>にて求め[表 7.2(c)]、外周の柱梁交点に均等に配分させた。桁行方向加振時は Y 方向の見付け幅(13m)を直径とする円として、梁間方向加振時は地下階と面積等価な円として諸元を求めた。復元力特性と極限地盤反力は相互作用ばねの軸ばねと同様の仮定に基づき定めた。根入れを無視する場合は側面ばねは無視した。近年、根入れ部に作用する地震時側面土圧を検討した実験がいくつか行われており<sup>例えば 7.23)</sup>、これらの実験結果と Novak ばねとの比較検討なども今後必要となろう。

杭先端の鉛直方向の自由度は固定とし、上下方向の杭周摩擦ばねは無視した。

入力地震動の時刻歴加速度波形を図 7.2 に示す。入力地震動は平成 12 年建告 1461 号の極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルにフィッティングさせて作成したもので、位相特性として 1995 年兵庫県南部地震での JMA 神戸の NS 方向観測波と一様乱数を用いたものと 2 ケースを検討した。



意匠階高 :  $h=3.41\text{m}$  (B1F),  $3.06\text{m}$  (1~10F) : 梁天端間高さ

構造階高 :  $h=4.26\text{m}$  (B1F),  $3.06\text{m}$  (1~10F) : 梁芯間高さ

柱 :  $B \times D=1300 \times 1000$  (1~10F)

大梁 :  $B \times D=1000 \times 800$  (2~RF)、 $B \times D=1000 \times 2500$  (1F)

W/A :  $16.2 \sim 17.4$  (2~RF),  $26.4$  (1F)

戸境壁 :  $t=220$

杭 :  $\phi=2000\text{mm}$

図7.1 検討建物諸元

表7.1 自由地盤モデル

No.	種別	層下端 レベル(m)	層厚 (m)	湿潤 密度 (t/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	規準 せん断 ひずみ	最大 減衰 定数	ポアソン 比	$q_u$ [ $E_{50}$ ] (kN/m <sup>2</sup> )	杭配置
		0.0								
1	シルト	-1.2	1.2	1.60	140	3.1E-04	0.20	0.46	94 [6860]	▽根入深さ(-2.4m)
2	シルト	-2.4	1.2	1.60	140	5.8E-04	0.20	0.46		
3	シルト	-3.6	1.2	1.60	140	7.2E-04	0.20	0.49		
4	シルト	-4.8	1.2	1.60	140	7.9E-04	0.20	0.49		▽根入深さ(-6.0m)
5	シルト	-6.0	1.2	1.60	140	8.5E-04	0.20	0.49		
6	シルト	-7.2	1.2	1.60	140	9.1E-04	0.20	0.49		
7	シルト	-8.4	1.2	1.60	140	9.7E-04	0.20	0.49	131 [9898]	
8	シルト	-9.6	1.2	1.60	140	1.0E-03	0.20	0.49		
9	シルト	-10.8	1.2	1.60	140	1.1E-03	0.20	0.49		
10	シルト	-12.0	1.2	1.60	140	1.1E-03	0.20	0.49		
11	シルト質砂	-13.2	1.2	1.75	210	4.2E-04	0.20	0.47		
12	シルト質砂	-14.4	1.2	1.75	210	4.4E-04	0.20	0.47		
13	シルト質砂	-15.6	1.2	1.75	210	4.6E-04	0.20	0.47	494 [69678]	
14	シルト質砂	-16.8	1.2	1.75	210	4.8E-04	0.20	0.47		
15	シルト質砂	-18.0	1.2	1.75	210	4.9E-04	0.20	0.47		
16	粘土	-19.0	1.0	1.65	250	1.1E-03	0.20	0.46		
17	粘土	-20.0	1.0	1.65	250	1.1E-03	0.20	0.46		
18	粘土	-21.0	1.0	1.65	250	1.1E-03	0.20	0.46		
19	粘土	-22.0	1.0	1.65	250	1.1E-03	0.20	0.43	▽杭先端 (-23.5m)	
20	砂	-23.5	1.5	1.90	400	5.7E-04	0.20	0.43		
21	砂	-25.0	1.5	1.90	400	5.9E-04	0.20	0.43		
	砂			1.90	400			0.43		

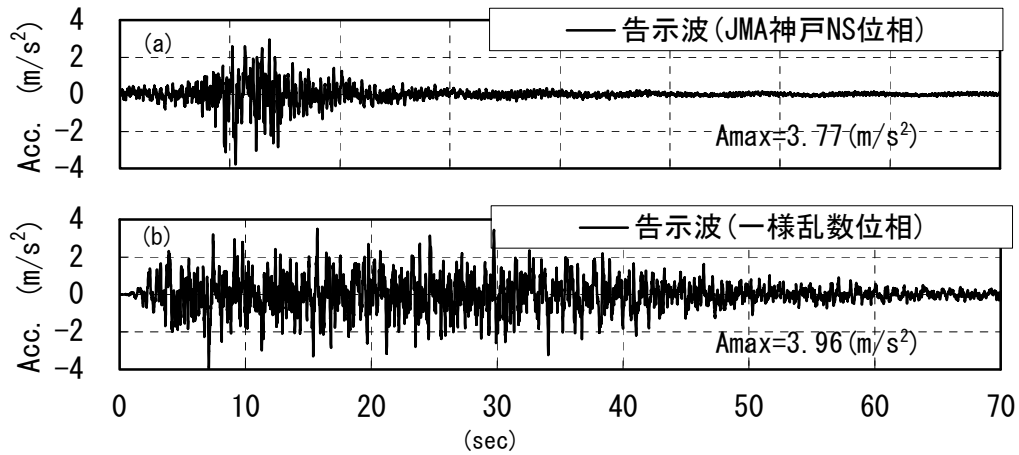


図7.2 入力地震動の加速度時刻歴

表 7.2(a) 相互作用ばね（集約杭：根入れ無し）

深さ (m)	桁行方向相互作用ばね				梁間方向相互作用ばね			
	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)
-2.4	2.4	1.4	9.1	0.8	5.2	3.6	9.7	0.8
-3.6	3.0	1.8	10.5	1.8	4.0	2.8	11.8	1.8
-4.8	3.2	1.9	9.7	2.0	4.5	3.1	10.8	2.0
-6.0	3.1	1.9	9.5	2.0	4.0	2.8	10.6	2.0
-7.2	3.2	1.9	9.4	2.4	4.2	2.8	10.5	2.4
-8.4	3.3	1.9	9.4	2.8	4.3	2.9	10.5	2.8
-9.6	3.5	2.0	9.5	2.8	4.6	3.1	10.5	2.8
-10.8	3.6	2.0	9.2	2.8	4.8	3.1	10.3	2.8
-12.0	7.1	3.9	19.3	5.3	10.8	6.8	19.4	5.3
-13.2	8.7	4.6	20.2	8.0	10.6	6.7	21.2	8.0
-14.4	9.4	4.9	19.5	8.8	11.9	7.3	20.3	8.8
-15.6	10.1	5.2	19.3	9.5	12.8	7.8	20.0	9.5
-16.8	11.0	5.6	19.4	10.2	14.4	8.6	20.1	10.2
-18.0	13.0	6.5	28.7	9.7	17.8	10.6	28.7	9.7
-19.0	14.6	7.2	29.4	8.9	18.9	11.1	29.9	8.9
-20.0	16.6	8.1	29.1	8.9	21.7	12.6	29.5	8.9
-21.0	22.5	10.9	25.9	8.9	28.5	16.3	25.9	8.9
-22.0	57.9	27.9	46.8	28.0	71.1	40.7	45.4	28.0
-23.5	192.1	90.8		23.6	218.7	122.9		23.6

表 7.2(b) 相互作用ばね（集約杭：根入れ有り）

深さ (m)	桁行方向相互作用ばね				梁間方向相互作用ばね			
	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)	$Ka$ $\times 10^5$ (kN/m)	$Ca$ $\times 10^4$ (kN*s/m)	$Kb$ $\times 10^6$ (kN/m)	$Pmax$ $\times 10^4$ (kN)
-6.0	3.1	1.9	9.5	2.0	4.0	2.8	10.6	2.0
-7.2	3.2	1.9	9.4	2.4	4.2	2.8	10.5	2.4
-8.4	3.3	1.9	9.4	2.8	4.3	2.9	10.5	2.8
-9.6	3.5	2.0	9.5	2.8	4.6	3.1	10.5	2.8
-10.8	3.6	2.0	9.2	2.8	4.8	3.1	10.3	2.8
-12.0	7.1	3.9	19.3	5.3	10.8	6.8	19.4	5.3
-13.2	8.7	4.6	20.2	8.0	10.6	6.7	21.2	8.0
-14.4	9.4	4.9	19.5	8.8	11.9	7.3	20.3	8.8
-15.6	10.1	5.2	19.3	9.5	12.8	7.8	20.0	9.5
-16.8	11.0	5.6	19.4	10.2	14.4	8.6	20.1	10.2
-18.0	13.0	6.5	28.7	9.7	17.8	10.6	28.7	9.7
-19.0	14.6	7.2	29.4	8.9	18.9	11.1	29.9	8.9
-20.0	16.6	8.1	29.1	8.9	21.7	12.6	29.5	8.9
-21.0	22.5	10.9	25.9	8.9	28.5	16.3	25.9	8.9
-22.0	57.9	27.9	46.8	28.0	71.1	40.7	45.4	28.0
-23.5	192.1	90.8		23.6	218.7	122.9		23.6

表 7.2(c) 相互作用ばね (根入れ部)

深さ (m)	桁行方向相互作用ばね			梁間方向相互作用ばね		
	$Ka$	$Ca$	$Pmax$	$Ka$	$Ca$	$Pmax$
	$\times 10^5$ (kN/m)	$\times 10^4$ (kN*s/m)	$\times 10^4$ (kN)	$\times 10^5$ (kN/m)	$\times 10^4$ (kN*s/m)	$\times 10^4$ (kN)
0.0	0.72	1.05	0.09	0.56	2.75	0.22
-1.2	1.45	2.10	0.20	1.12	5.49	0.48
-2.4	1.45	2.10	0.24	1.12	5.49	0.58
-3.6	1.45	2.10	0.29	1.12	5.49	0.67
-4.8	1.45	2.10	0.34	1.12	5.49	0.77
-6.0	0.72	1.05	0.18	0.56	2.75	0.41

### 7.3 解析結果と考察

#### 7.3.1 固有値解析結果

上部建物の基礎固定モデル（基礎梁と柱脚の交点をピン支持としたモデル）と、地盤、杭を考慮した連成解析モデルの桁行、梁間方向の1次固有周期を表 7.3 に示す。

自由地盤の弾性1次固有周期は0.47秒である。基礎固定モデルの1次固有周期は、10層モデルの桁行方向のみ自由地盤より周期が長く、他のモデルは自由地盤より周期が短い。連成解析モデルの1次固有周期については、10層モデルは根入れの有無に関わらず地盤周期より長周期で、5層モデルは根入れの有無に関わらず地盤周期より短周期である。

表 7.3 固有値解析結果

mode	基礎固定		連成解析モデル			
	モデル		10階		5階	
	10階	5階	根入れ無	根入れ有	根入れ無	根入れ有
桁行	0.60	0.29	0.74	0.68	0.41	0.39
梁間	0.25	0.09	0.53	0.53	0.33	0.33

#### 7.3.2 自由地盤・杭・建物最大応答値分布

自由地盤応答解析における最大応答変位ならびに剛性低下率分布を図 7.3 に、告示波（JMA 神戸 NS 位相）入力時の上部建物の層間変形角、層せん断力、層せん断力係数の最大応答値分布を図 7.4～図 7.6 に示す。図 7.5、図 7.6 は杭頭の応答値もプロットしており、根入れ無では1階の応答値と杭頭の応答値を直接結んでいる。

地上部の最大応答層間変形角を見ると、5層モデルの桁行方向で根入れ有が根入れ無より小さくなるが、他のモデルについては根入れ有が大きくなる傾向が見られ、10層モデルの梁間方向で特に顕著である。

地上部の層せん断力については、10層モデルはほぼ同等、5層モデルは根入れ有が根入れ無より小さくなる傾向が見られる。地下1階の層せん断力は1階に比べ、10層モデルでは低減する傾向にあるのに対して5層モデルでは増加する傾向がある。杭頭のせん断力は地下1階の層せん断力に比べ、10層モデルで同等か増加、5層モデルでは増加している。

告示波（JMA 神戸 NS 位相）入力時の中杭（図 7.1 参照）の最大応答曲げモーメントを図 7.7 に、最大応答せん断力を図 7.8 に示す。それぞれ相互作用を考慮した応答杭応力（＝慣性力応力＋地盤震動応力）を■●印で、地盤震動応力を□○印にて示す。ここで地盤震動応力は、上部建物、基礎の質量を無視したモデル（以下、無質量基礎モデル）の応答結果を示す。

10層モデルでは桁行方向、梁間方向とも、根入れにより杭頭付近の応答杭応力（杭頭曲げモーメント、せん断力とも）が小さくなるが、地盤震動応力は根入れにより増加しており、本検討においても文献 7.9)～7.11)の指摘が確認できる。5層モデルの杭頭付近の応答応力は、曲げモーメント、せん断力とも根入れを考慮した場合のほうが大きい。これは、10層モデルと5層モデルは杭断面を変えていないため、地盤震動応力はほぼ同一となり、根入れにより地盤震動応力が増加する影響が上部建物の慣性力が小さい5層モデルで顕著に表れたものと考えられる。

自由地盤地表面の応答加速度と建物RFLの応答加速度のFourier振幅スペクトルの比較を図7.9に示す。図7.9より非線形性を考慮した自由地盤の卓越周期は約0.7秒で、10層モデルの桁行方向を除き、自由地盤の卓越周期と上部建物の卓越周期がほぼ一致していることがわかる。

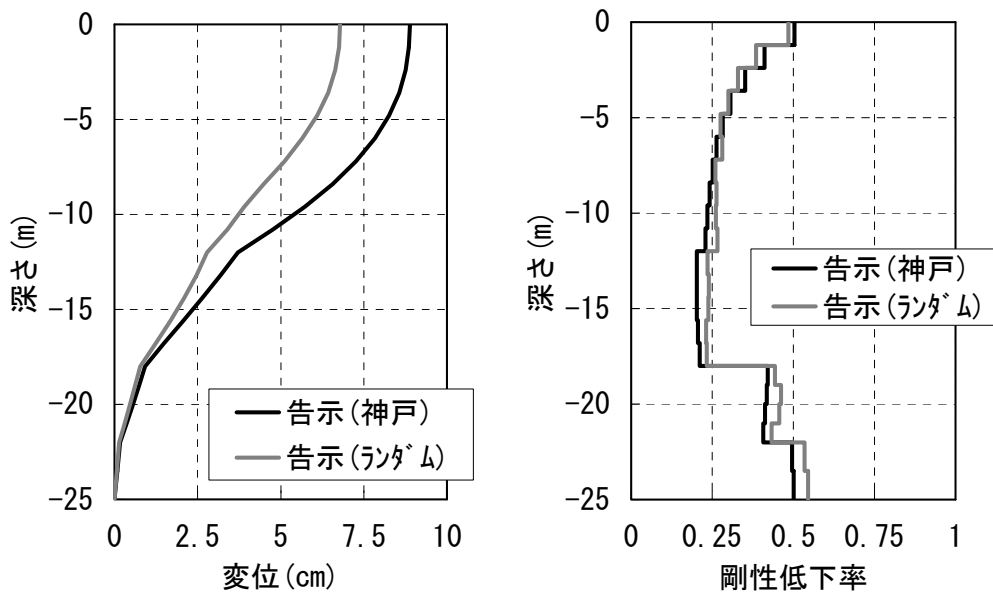


図7.3 最大応答値分布（自由地盤）

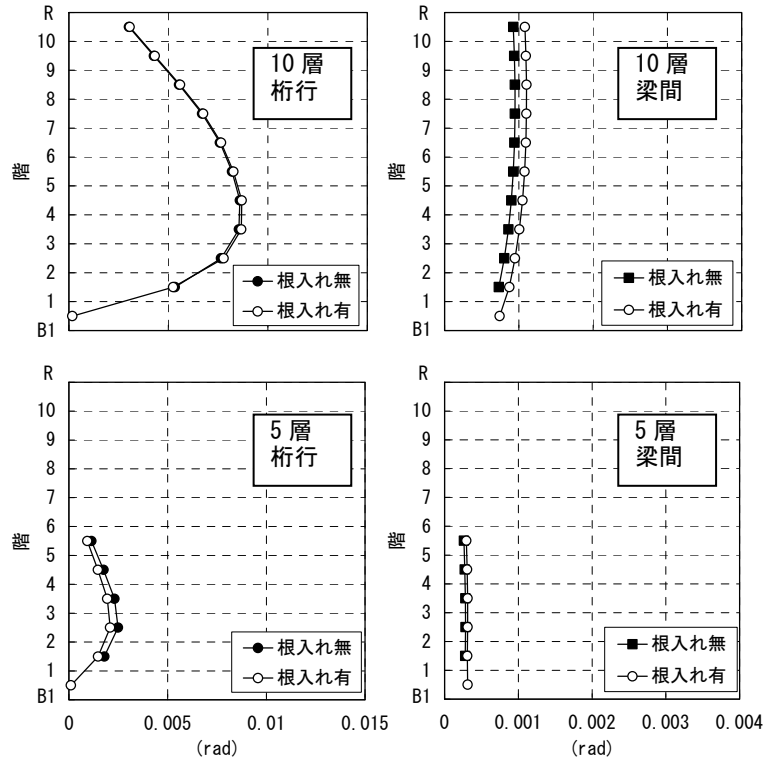


図 7.4 最大層間変形角分布

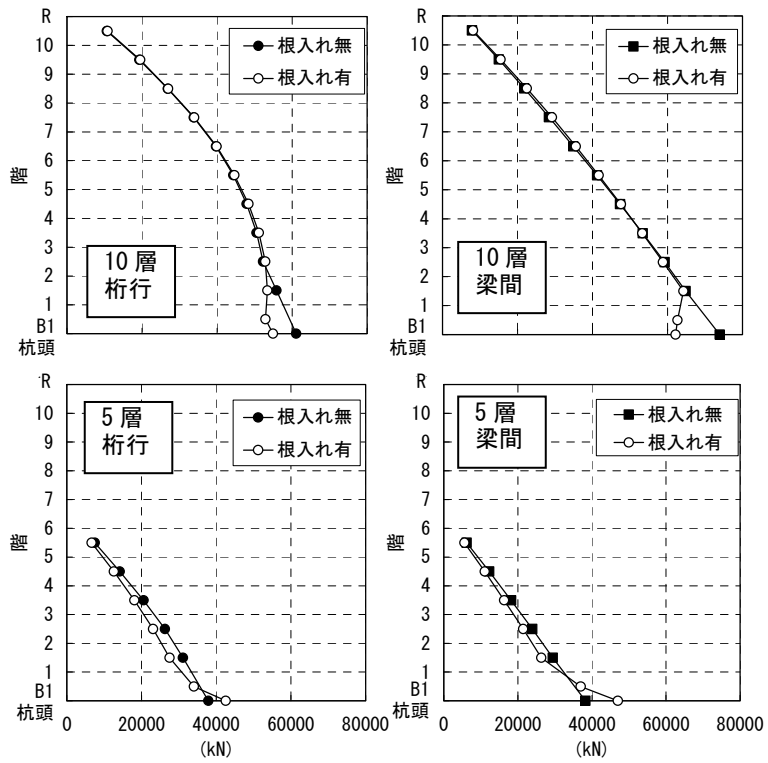


図7.5 最大層せん断力分布

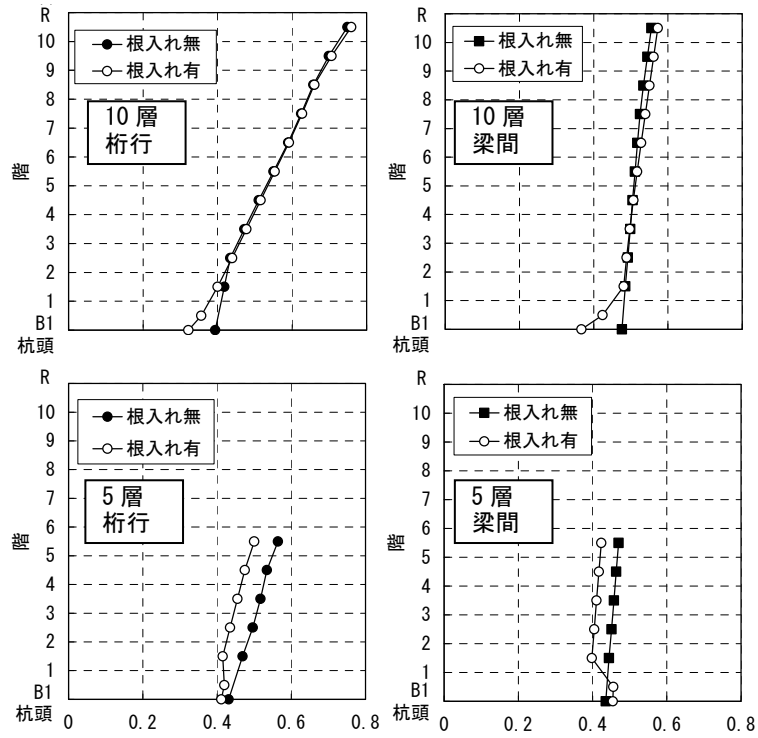


図7.6 最大層せん断力係数分布

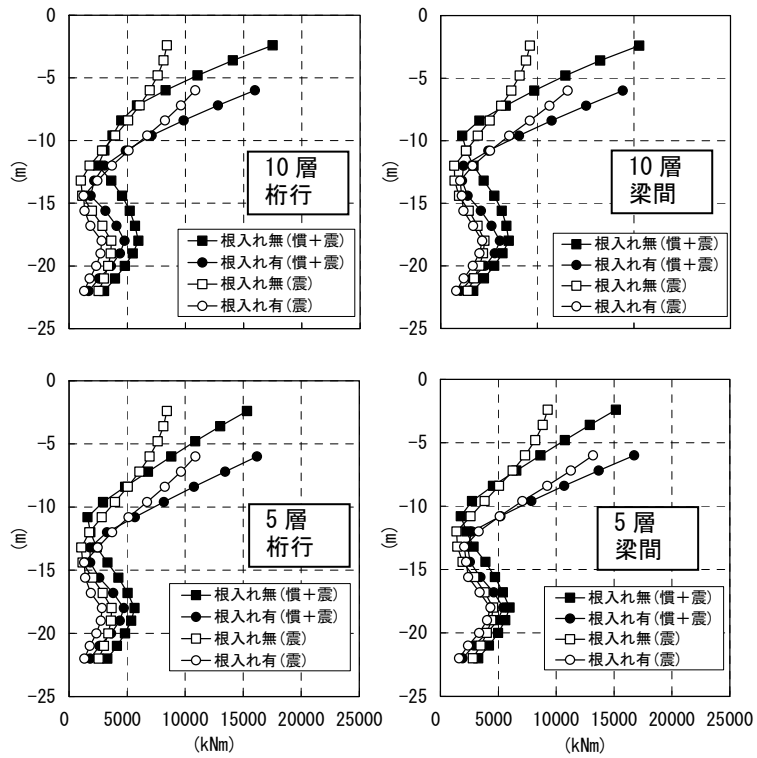


図7.7 杭の応答曲げモーメントの比較 (中杭)

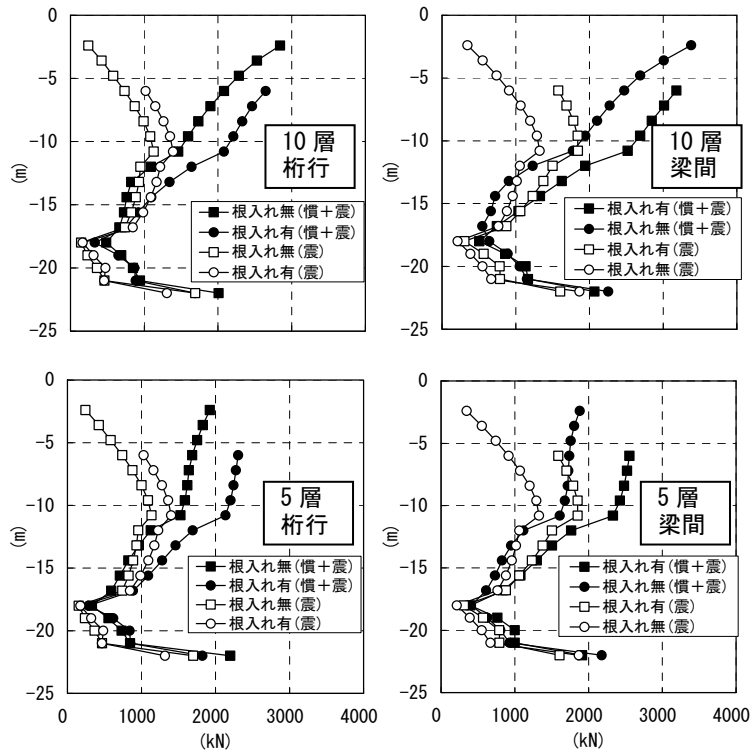


図 7.8 杭の応答せん断力の比較 (中杭)

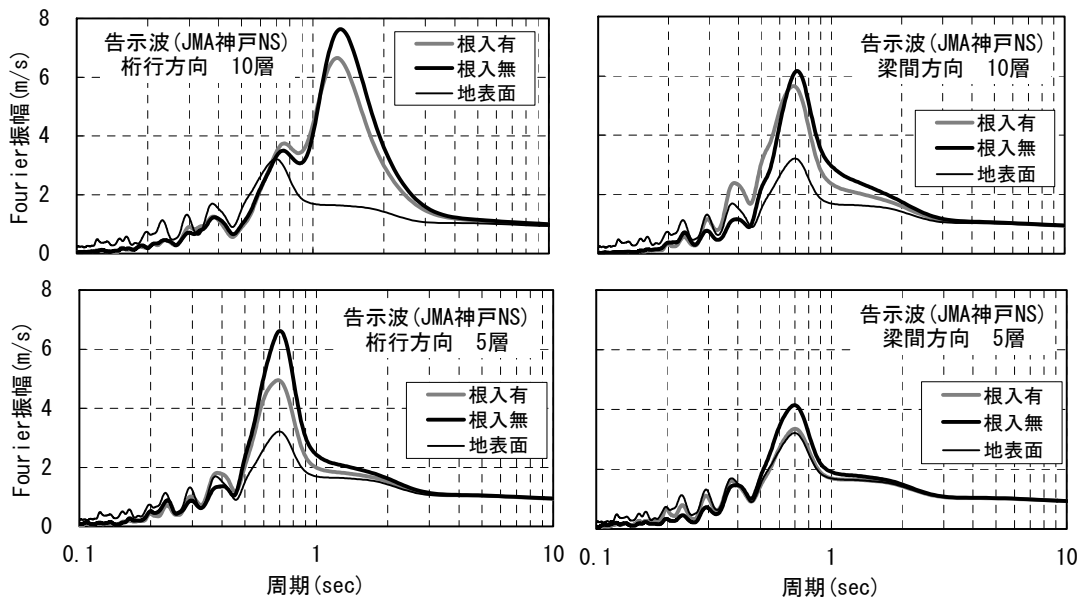


図7.9 地盤と建物のFourier振幅

### 7.3.3 杭頭曲げモーメントの時刻歴

告示波（JMA 神戸 NS 位相）入力時の中杭（図 7.1 参照）の杭頭曲げモーメントの時刻歴波形を図 7.10、図 7.11 に示す。慣性力応力は上部建物・基礎の重量を考慮した応答杭応力から、無質量基礎モデルの応答結果を時刻歴で差し引いて求めた。

これらの図より、慣性力応力、地盤震動応力の杭頭曲げモーメントの振幅には根入れの有無が大きく影響しているが、位相特性はほとんど変わっておらず、根入れの有無が位相特性に与える影響は小さいことがわかる。建物の Fourier 振幅の卓越周期が地盤の卓越周期より長い 10 層モデルの桁行方向では、慣性力応力と地盤震動応力の位相特性が明らかに異なるが、卓越周期がほぼ等しい他のモデルでは、慣性力応力と地盤震動応力がほぼ同位相で振動していることがわかる。

10 層モデルの隅杭、中杭（杭位置は図 7.1 参照）について、杭頭曲げモーメントの応答応力（慣性力応力+地盤震動応力）、無質量基礎モデルの応答応力（地盤震動応力）、図 7.10、図 7.11 に示した方法で分離した慣性力応力を、それぞれ一覧にして表 7.4 に示す。表 7.4 には慣性力応力と地盤震動応力を最大値同士で足し合わせた計算値と二乗和平方根（SRSS）で足し合わせた計算値と、それぞれの計算値を応答応力で除した比も合わせて示した。

表 7.4 より 10 層モデルの桁行方向では若干小さめではあるが二乗和平方根により足し合わせた結果が杭頭曲げモーメントの応答応力を適切に評価しており、他のモデルについては最大値同士を足し合わせた結果が応答応力を適切に評価した。値は略すが 5 層モデルでは桁行方向、梁間方向とも最大値同士を足し合わせた結果が、杭頭曲げモーメントの応答応力を適切に評価しており、既往の研究<sup>7.12)、7.15)</sup>と同様の結果が得られた。また、本検討の結果では、この傾向は根入れの有無によらないことが確認された。

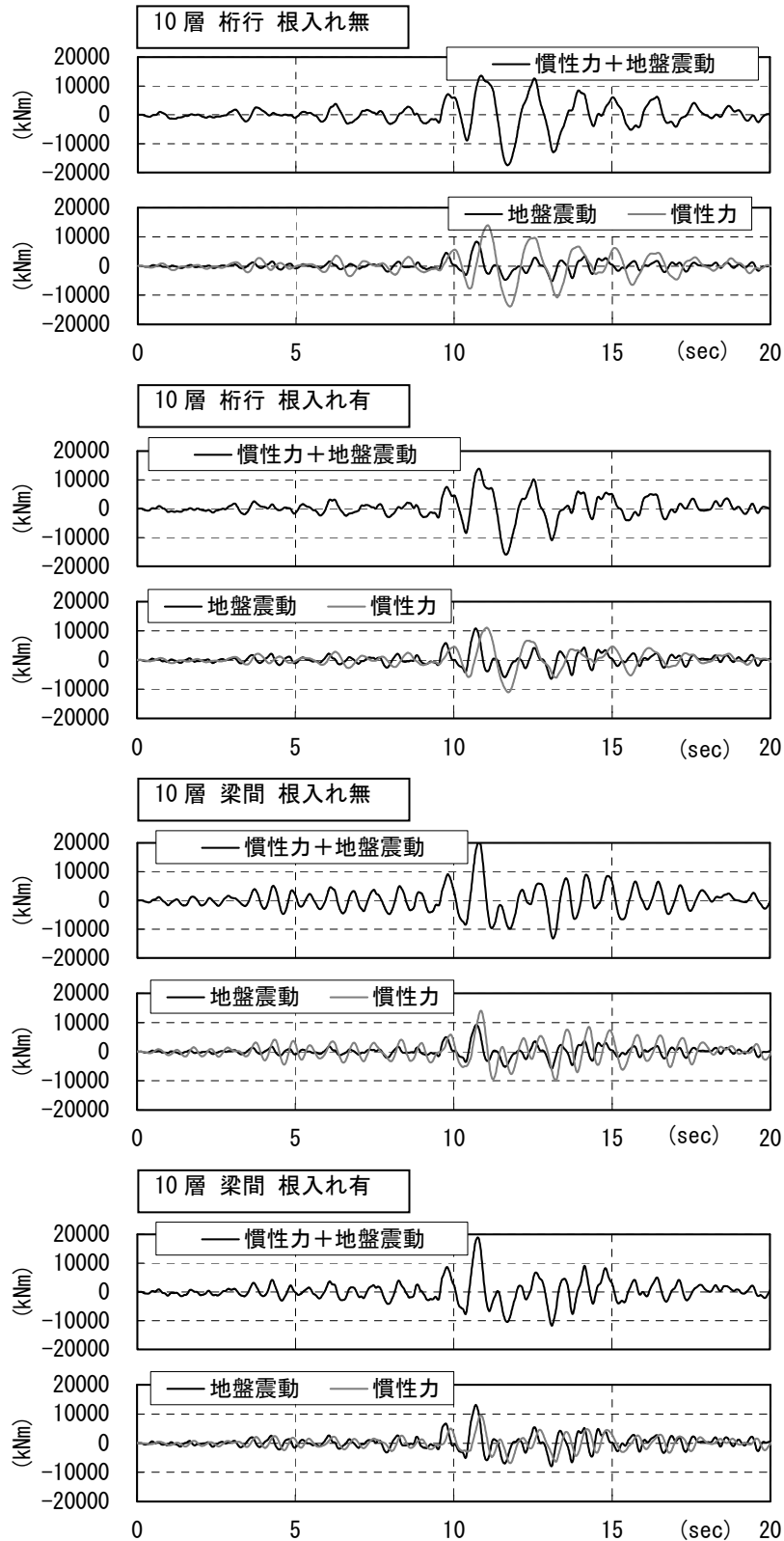


図7.10 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形 (10層モデル)

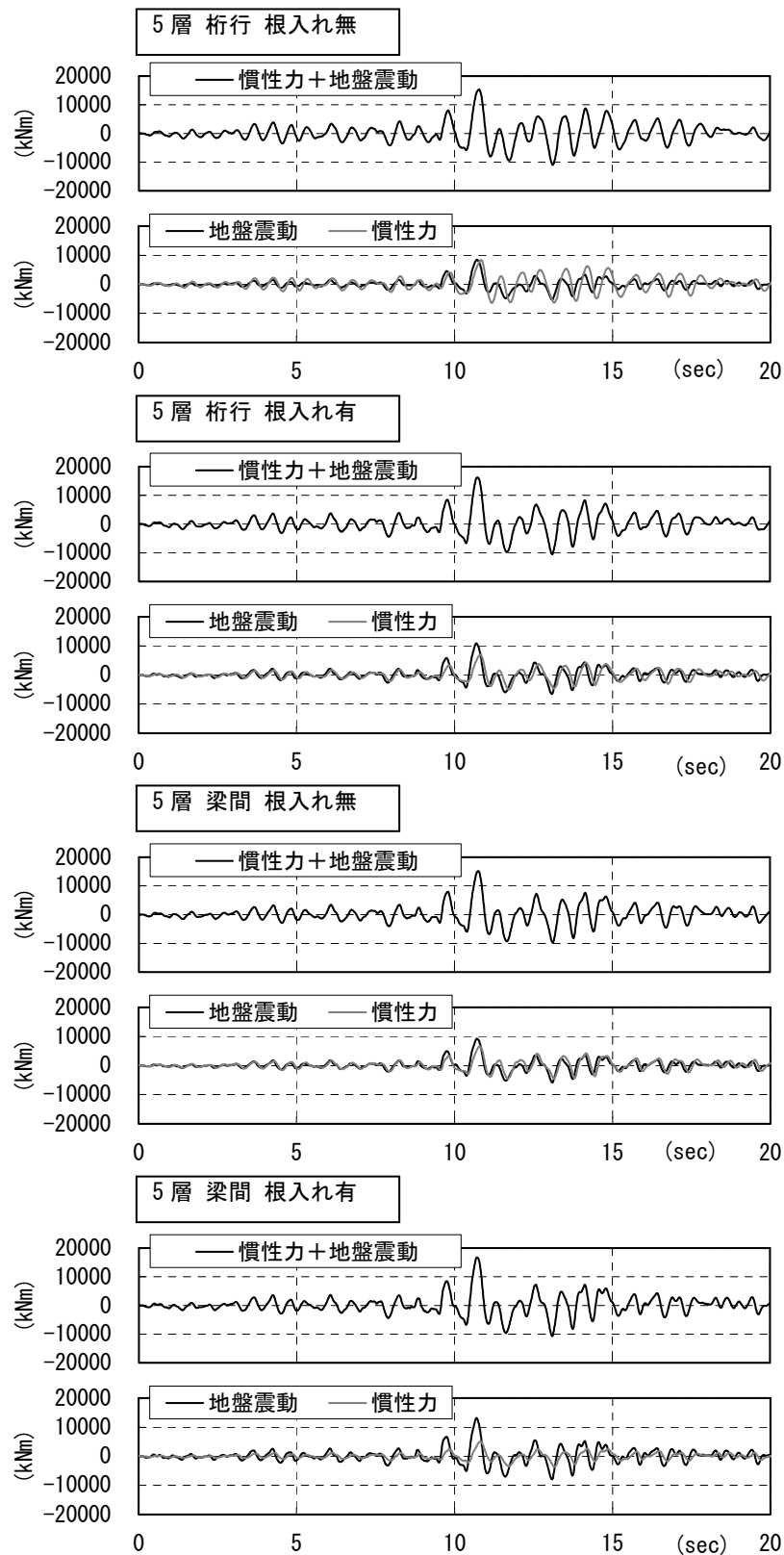


図7.11 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形 (5層モデル)

表7.4(a) 杭頭応力の比較（10層モデル 桁行方向）

告示波 (JMA神戸NS位相)		応答応力 (kNm)			応力足合せ (kNm)			
		慣性力+ 地盤震動	地盤震動	慣性力	最大値+最大値		SRSS	
隅杭	根入れ無し	16900	7841	13848	21689	1.28	15913	0.94
	根入れ有り	15440	10290	11014	21304	1.38	15073	0.98
中杭	根入れ無し	17490	8401	14007	22408	1.28	16333	0.93
	根入れ有り	15970	10840	11109	21949	1.37	15522	0.97
告示波 (一様乱数位相)		応答応力 (kNm)			応力足合せ (kNm)			
		慣性力+ 地盤震動	地盤震動	慣性力	最大値+最大値		SRSS	
隅杭	根入れ無し	14660	6576	15159	21735	1.48	16524	1.13
	根入れ有り	14030	8609	11772	20381	1.45	14584	1.04
中杭	根入れ無し	15200	7096	15636	22732	1.50	17171	1.13
	根入れ有り	14560	9102	12206	21308	1.46	15226	1.05

表7.4(b) 杭頭応力の比較（10層モデル 梁間方向）

告示波 (JMA神戸NS位相)		応答応力 (kNm)			応力足合せ (kNm)			
		慣性力+ 地盤震動	地盤震動	慣性力	最大値+最大値		SRSS	
隅杭	根入れ無し	19920	8636	13857	22493	1.13	16328	0.82
	根入れ有り	18250	12580	9457	22037	1.21	15738	0.86
中杭	根入れ無し	20560	9244	14080	23324	1.13	16843	0.82
	根入れ有り	18860	13150	9649	22799	1.21	16311	0.86
告示波 (一様乱数位相)		応答応力 (kNm)			応力足合せ (kNm)			
		慣性力+ 地盤震動	地盤震動	慣性力	最大値+最大値		SRSS	
隅杭	根入れ無し	17540	7384	14205	21589	1.23	16010	0.91
	根入れ有り	15240	11100	8742	19842	1.30	14129	0.93
中杭	根入れ無し	18190	7915	14490	22405	1.23	16511	0.91
	根入れ有り	15770	11610	8945	20555	1.30	14656	0.93

### 7.3.4 基礎震度

最下層（根入れ有の場合は地下1階、根入れ無の場合は1階）の応答層せん断力と杭頭せん断力の差分を基礎重量で除した基礎震度を表7.5に示す。根入れ有の場合は根入れ部の側面地盤ばねの反力を差し引いて求めている。

いずれのケースにおいても根入れ有の基礎震度が、根入れ無の基礎震度より小さくなった。地震動2波と根入れの有無の4ケースの平均では10層モデルの桁行方向で0.30、他の層モデルではいずれも4ケースの平均が約0.40となり、文献7.16)で示された基礎震度の範囲の上下限值と一致した。

基礎震度と根入れ深さの関係および基礎震度比と根入れ深さの関係を図 7.12 に示す。文献 7.18)に倣い、横軸は根入れ深さ  $De$  を加振方向の建物長さ  $2B$  で除したものとした（根入れ無し  $De=2.4\text{m}$ 、根入れ有り  $De=6.0\text{m}$ 、桁行方向  $2B=63\text{m}$ 、梁間方向  $2B=13\text{m}$ ）。ここで、基礎震度比は根入れ有の基礎震度を根入れ無の基礎震度で除した値で根入れによる基礎震度の低減率である。図 7.12 a) より、ばらつきは大きいものの、全体として  $De/2B$  が大きいほど基礎震度は低下する傾向が見られ、文献 7.17), 7.18)の知見と一致する。また、本検討で定義した基礎震度比も同様に  $De/2B$  が大きいほど低下する傾向が図 7.12 b)より確認できる。

基礎固定時の上部建物 1 次固有周期を地盤 1 次周期で除した値に対する、基礎震度と基礎震度比の関係を図 7.13 に示す。図 7.13 a)より、根入れの有無によらず建物周期/地盤周期 $\leq 1$ の範囲では基礎震度は 0.4、建物周期/地盤周期 $\geq 1$ の範囲では基礎震度は 0.3 の付近に分布していることが確認できる。基礎震度比は建物周期/地盤周期が小さくなるほど小さくなる傾向が見られる。

本検討は解析ケースが少なく、かつ建物周期/地盤周期が 1 を超える解析ケースが 10 層モデルの桁行方向 1 ケースしかないため、さらに多くの検討を要するが、基礎震度や基礎震度比についても、建物周期と自由地盤周期の大小関係によって評価できる可能性がある。

10 層モデルと 5 層モデルの梁間方向根入れ有の場合の、地下 1 階せん断力と杭頭せん断力、および根入ればね反力と基礎震度分のせん断力の時刻歴波形を各々重ねてプロットしたものを図 7.14 に示す。図 7.14 より、10 層モデルでは基礎震度分のせん断力は根入ればねの反力と打ち消しあっており、根入ればねは基礎震度分のせん断力を受ける側に働いている。そのため、地下 1 階せん断力と杭頭せん断力は顕著な差がみられず、グラフ上ほぼ重なっている。一方、5 層モデルは根入ればねの反力と基礎震度分のせん断力がおおよそ同じ向きに作用していることから、基礎震度分のせん断力は根入ればね反力に打ち消されることなく杭頭に作用し、地下 1 階せん断力に比べ杭頭せん断力が増加していることがわかる。根入れ部の土圧が基礎部に対して受働側に作用するか加振側に作用するかについても建物周期と自由地盤の周期特性、両者の振幅の大小関係に依存することが多くの研究により指摘されており<sup>7.1), 7.12)~7.15), 7.23)</sup>、本検討結果においても同様の知見が確認できる。

表7.5 基礎震度算定結果

		神戸NS 10階	一様乱数 10階	神戸NS 5階	一様乱数 5階
桁 行	根入れ無	0.34	0.28	0.41	0.45
	根入れ有	0.30	0.27	0.37	0.37
梁 間	根入れ無	0.43	0.43	0.44	0.42
	根入れ有	0.39	0.36	0.37	0.34

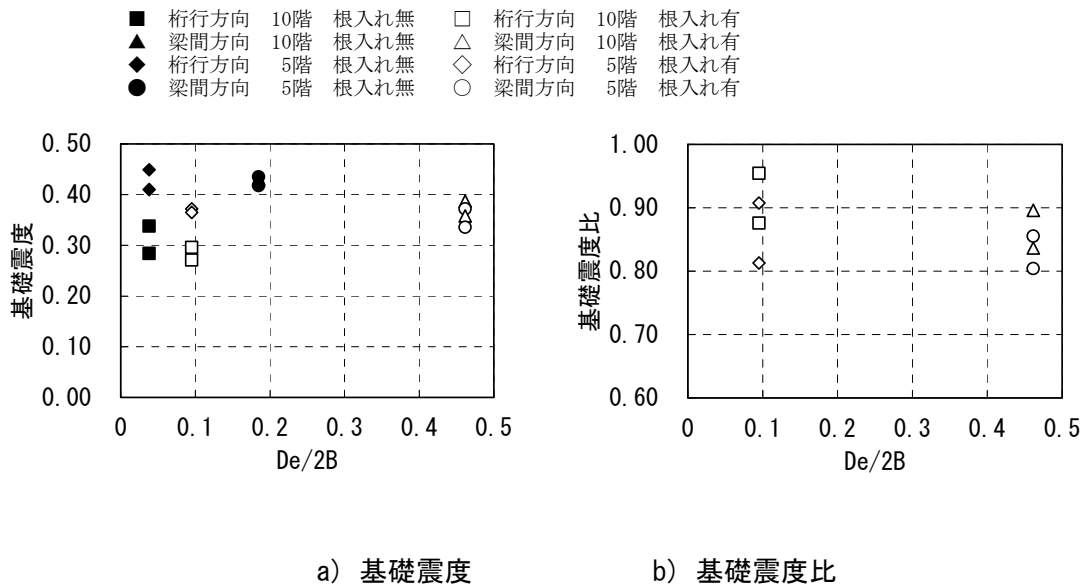


図7.12 基礎震度、基礎震度比とDe/2Bの関係

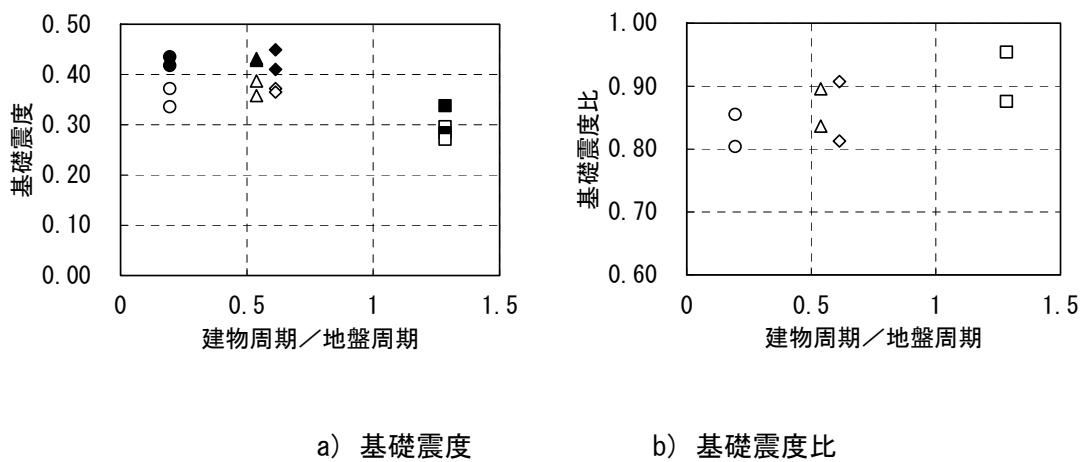
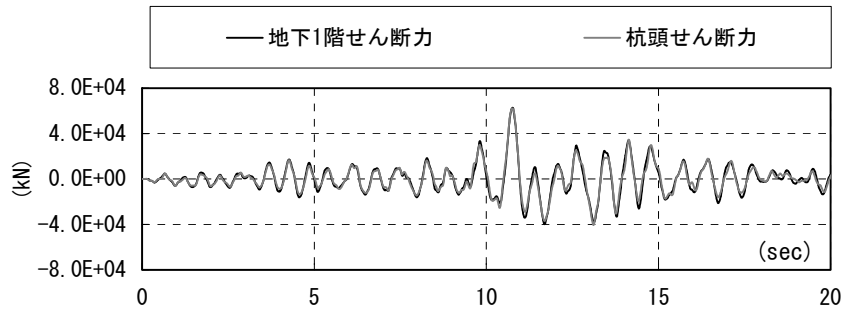
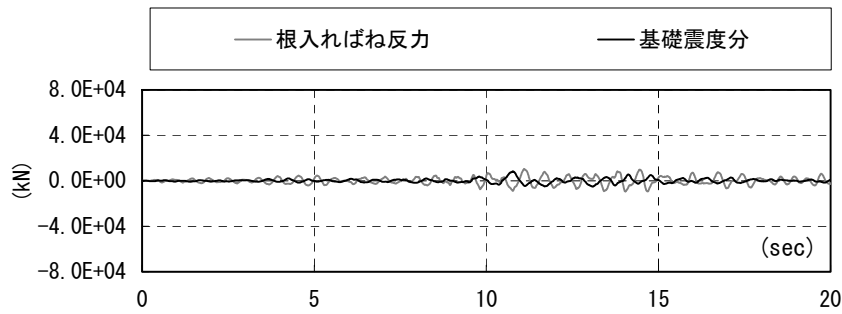


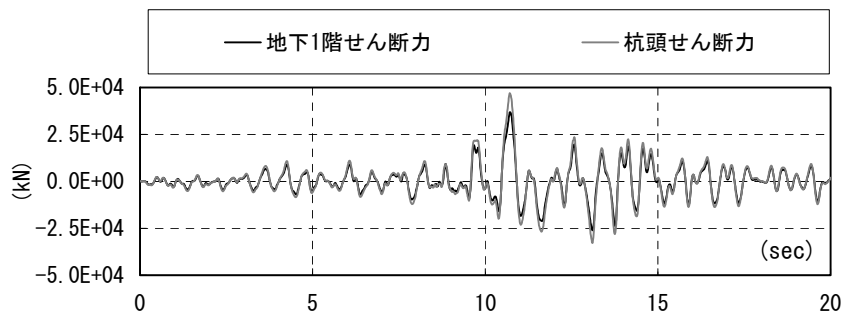
図 7.13 基礎震度、基礎震度比と建物周期／地盤周期の関係



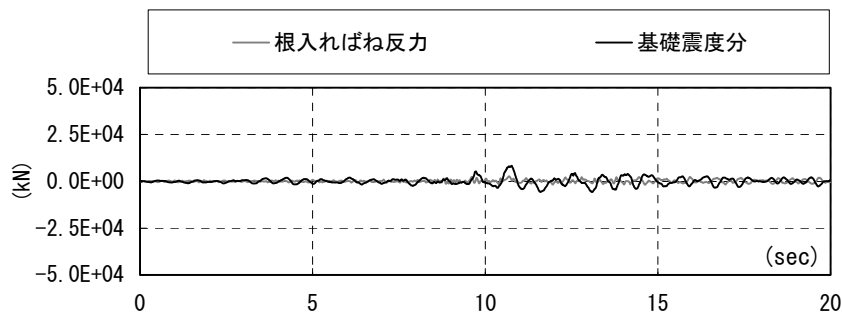
a) 10層モデル 梁間方向 根入れ有 (地下1階せん断力と杭頭せん断力)



b) 10層モデル 梁間方向 根入れ有 (根入ればね反力と基礎震度分水平力)



c) 5層モデル 梁間方向 根入れ有 (地下1階せん断力と杭頭せん断力)



d) 5層モデル 梁間方向 根入れ有 (根入ればね反力と基礎震度分水平力)

図 7.14 地下1階せん断力、根入ればね反力、杭頭せん断力と基礎震度分のせん断力の時刻歴

## 7.4 応答変位法による応答応力の評価

前節までに得られた知見を基に、相互作用解析にて得られた杭の応答曲げモーメントを応答変位法により評価した結果を示す。

解析モデルは杭を梁要素、水平地盤ばねは上下方向の連成を考慮しないスカラーばねにモデル化したものである。中杭（図 7.1 参照）を算定対象とし杭頭回転自由度は固定とした。応答解析結果から杭頭および杭中間の応答杭応力はひび割れモーメントを超えていることから杭の曲げ剛性  $EI$  を 1/2 に低減した。

水平地盤ばねは、日本建築学会の建築基礎構造設計指針（6.6.2）式<sup>7.24</sup>により算定した  $k_{ho}$  に杭見付け幅と層厚を乗じて設定し、地盤の非線形性は剛性低下を考慮した変形係数  $E_0$  を定めることで考慮し、 $P-y$  関係は線形とした。 $\alpha=80$ 、 $\xi=1.0$  とした。

本検討では慣性力応力と地盤震動応力を別途算定し、両者を足し合わせる方法により杭応力を計算する。

解析に用いた変形係数を表 7.6 に示す。変形係数  $E_0$  は後述のように一軸圧縮試験結果と自由地盤応答解析結果の 2 ケースの剛性低下を考慮して定める。慣性力応力算定時の変形係数は表 7.1 に示した  $E_{50}$  を採用した。慣性力応力に対しては小さめの変形係数を採用することが推奨されているため<sup>7.2</sup>で、本検討もこれに倣う。砂質土層で一軸圧縮試験を行っていない層（表 7.1 で  $E_{50}$  を示していない欄）では、粘性土層の  $E_{50}$  と当該層の  $\rho V_s^2$  より求めた初期ヤング率との比を参考に、初期ヤング率の 20% と設定した。この変形係数を用いた解析モデルにより求めた慣性力応力を慣性力（一軸）と称する。

地盤震動応力算定時の変形係数は、慣性力（一軸）の変形係数を採用した場合と、 $\rho V_s^2$  より求めた初期ヤング率に自由地盤応答解析結果による応答せん断剛性低下率を乗じた変形係数（表 7.6 で初期  $E \times G/G_0$  と示したもの）を採用した場合の 2 ケースを想定した。後者については地盤震動応力に対して大きめの変形係数を採用することが推奨されているため<sup>7.2</sup>で、以下これらの変形係数を用いた解析モデルにより求めた応力を各々、地盤震動（一軸）、地盤震動（等価）と称する。

慣性力応力算定時の杭頭水平力を算定した結果と、応答結果との比較を表 7.7 に示す。まず根入れ無の基礎震度を、建物周期が地盤周期より長い場合 0.35、建物周期が地盤周期より短い場合 0.45 とし、根入れが有る場合は図 7.13(b)を参考に建物周期/地盤周期を基にした基礎震度比を考慮して低減した。ここでは 10 層モデル桁行方向で 0.95、10 層モデルの梁間・5 層モデルの桁行方向で 0.90、5 層モデルの梁間方向で 0.85 の基礎震度比を採用した。地下階はほぼ剛体とみなせるため、根入れがある場合の 1 階床と地下 1 階の基礎震度は同値とした。5 層モデルの梁間方向根入れ有を除いて応答結果より安全側の杭頭水平力が算定された。根入れが有る場

合の杭頭せん断力は根入れの無い場合に比べ、10層モデルで大きめ、5層モデルで小さめに評価される傾向にある。本論で求めた基礎震度は7.3.4節で述べたように、根入れ部の地盤ばね反力を差し引いて求めているため、根入れ部の地盤ばねが加振側に働く場合は基礎震度が小さめに評価されることになる。応答変位法に用いた杭頭水平力は、表7.7に示した杭頭せん断力の計算値を杭本数で除したものとした。

地盤震動応力を算定する際に用いる地盤変位は、図7.3に示した最大応答変位を用いた。なお、本検討に用いた自由応答結果では最大応答変位と地表面最大時刻の地盤変位分布に大きな違いがないことを確認している。

応答変位法の算定結果と告示波（JMA神戸NS位相）の応答結果を比較したものを図7.15に示す。慣性力応力と地盤震動応力の足し合わせ方について次の4ケースを設定している。

算定方法(1)：慣性力(一軸)と地盤震動(一軸)の二乗和平方根

算定方法(2)：慣性力(一軸)と地盤震動(等価)の二乗和平方根

算定方法(3)：慣性力(一軸)と地盤震動(一軸)の最大値和

算定方法(4)：慣性力(一軸)と地盤震動(等価)の最大値和

図7.15より10層モデル桁行方向根入れ有については算定方法(2)の結果が応答結果を安全側に評価しているが、根入れ無では算定方法(2)の結果は応答結果を小さめに評価した。梁間方向については算定方法(3)による結果が応答結果を安全側に評価した。図は略すが、5層モデルでは桁行方向、梁間方向とも算定方法(3)による結果が応答結果を安全側に評価した。いずれの検討ケースにおいても算定方法(1)の結果は応答応力を過小評価し、算定方法(4)の結果は応答応力を過大評価した。

10層モデル桁行方向根入れ無と梁間方向根入れ有、それぞれの慣性力応力ならびに地盤震動応力について、杭応答応力と応答変位法の算定応力を比較したものを図7.16に示す。応答解析に用いた非線形相互作用ばねと応答変位法で用いた地盤ばねの関係を確認するため、杭頭と杭頭より1.2m深いレベルの相互作用ばね反力の履歴特性を図7.17に示す。ここで横軸 $y(m)$ は自由地盤と杭の相対変位、縦軸 $P(kN)$ は軸ばね剛性部の反力とダッシュポット反力の時刻歴和である。杭頭曲げモーメントが最大となる時刻の $P$ 、 $y$ を合わせて図7.17中にプロットした。なお、図7.17中に示した応答変位法に用いた等価線形ばねの剛性の $P$ - $y$ 関係については地盤変位を0として作図している。

図7.16(a)より10層モデル桁行方向根入れ無では、応答結果の慣性力応力は応答変位法の慣性力(一軸)より大きく杭中間の最大応力発生レベルは応答変位法より深いレベルになっている。これは図17(a)からもわかるように応答結果の地盤剛性が、応答変位法より小さいことによるものと考えられる。10層モデル梁間方向根入れ有では、杭頭付近では応答結果と応答変位法

の地盤ばねは概ねよく整合している[図 7.17(b)]が、杭頭に作用させた慣性力が 3 割程度大きい  
ため[表 7.7(a)]、杭頭曲げモーメントは慣性力（一軸）より小さくなっている。杭中間の最大応  
力発生レベルが応答変位法より深いレベルになっているのは、本ケースも同様である。

地盤震動応力に関しては、10 層梁間方向根入れ有の杭頭付近を除いて、応答変位法の地盤震  
動（一軸）の応力が応答応力とよい一致を示している。

以上のことから、本検討に用いた応答変位法は地盤の非線形性を等価剛性として評価した線  
形地盤ばねを用いた簡便な方法であるが、建物周期が地盤周期より長い場合は慣性力応力（一  
軸）と地盤震動応力（等価）の二乗和平方根で、建物周期が地盤周期より短い場合は慣性力応  
力（一軸）と地盤震動応力（一軸）の最大値和により、応答結果を適切に評価できることを確  
認した。ただし、慣性力応力と地盤震動応力を各々比較した結果は、必ずしも応答結果を適切  
に評価していない場合もあり、特に慣性力応力算定時の地盤剛性評価の差に課題が残った。

表 7.6 応答変位法に用いた変形係数

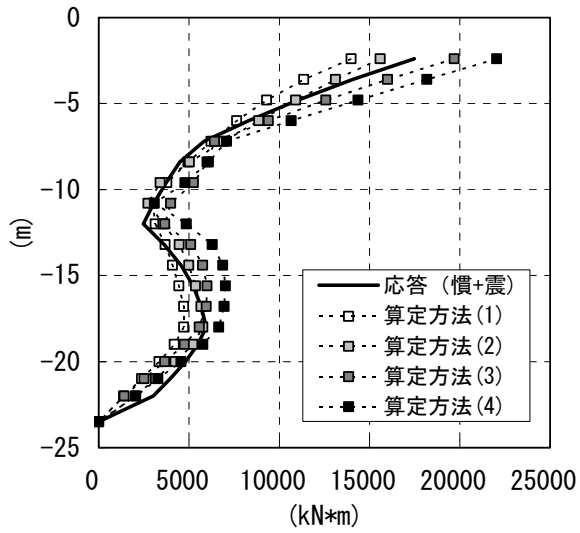
No.	種別	層下端 レベル(m) 0.0	初期 ヤング率 (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$G/G_0$	初期 $E$ $\times G/G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	シルト	-1.2	91571	6860	0.50	46081
2	シルト	-2.4	91571	6860	0.41	37639
3	シルト	-3.6	93453	6860	0.35	32894
4	シルト	-4.8	93453	6860	0.31	28601
5	シルト	-6.0	93453	6860	0.28	26397
6	シルト	-7.2	93453	6860	0.26	24609
7	シルト	-8.4	93453	9898	0.25	23484
8	シルト	-9.6	93453	9898	0.24	22581
9	シルト	-10.8	93453	9898	0.23	21918
10	シルト	-12.0	93453	9898	0.23	21460
11	シル質砂	-13.2	226895	45379	0.20	46014
12	シル質砂	-14.4	226895	45379	0.20	46003
13	シル質砂	-15.6	226895	45379	0.20	46080
14	シル質砂	-16.8	226895	45379	0.21	46815
15	シル質砂	-18.0	226895	45379	0.21	47943
16	粘土	-19.0	301125	69678	0.42	126903
17	粘土	-20.0	301125	69678	0.42	125837
18	粘土	-21.0	301125	69678	0.41	124166
19	粘土	-22.0	294938	69678	0.41	120051
20	砂	-23.5	869440	173888	0.50	431520
21	砂	-25.0	869440	173888	0.50	435555

表 7.7(a) 杭頭せん断力試算結果 10層モデル

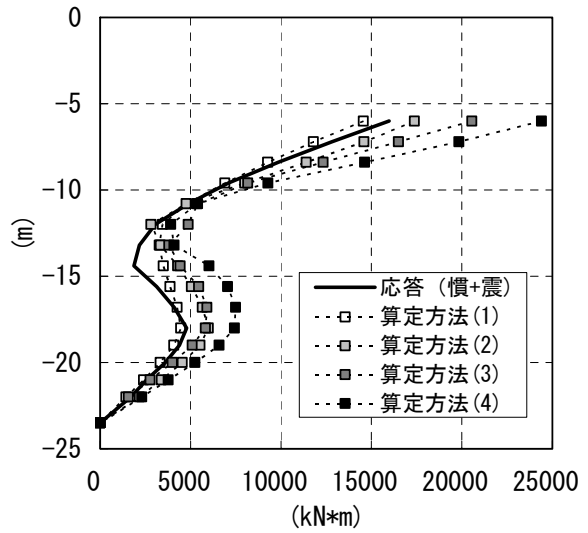
方向 根入れ	桁行 無	桁行 有	梁間 無	梁間 有
1階層せん断力 応答結果(kN)	55880	53440	64880	64260
1階床重量 (kN)	21590	14861	21590	14861
1階床 基礎震度	0.35 (1.00)	0.33 (0.95)	0.45 (1.00)	0.41 (0.90)
地下1階 床重量(kN)		22297		22297
地下1階床 基礎震度		0.33 (0.95)		0.41 (0.90)
杭頭せん断力 計算値(kN)	63437	65795	74596	79309
杭頭せん断力 応答結果(kN)	61109	54911	73936	62168
杭頭せん断力 計算値/応答結果	1.04	1.20	1.01	1.28

表 7.7(b) 杭頭せん断力試算結果 5層モデル

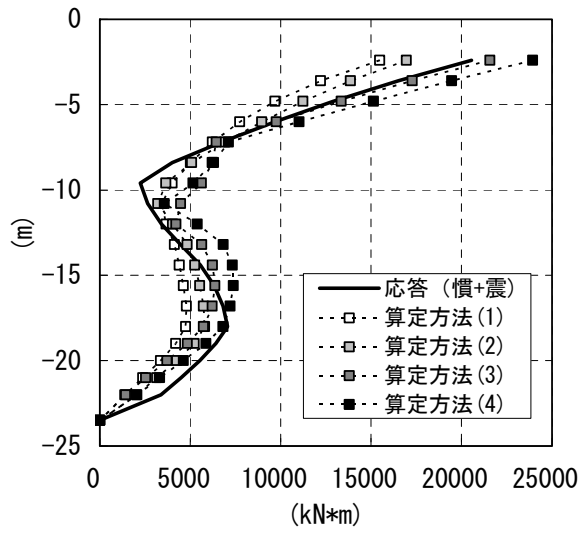
方向 根入れ	桁行 無	桁行 有	梁間 無	梁間 有
1階層せん断力 応答結果(kN)	31070	27520	29440	26360
1階床重量 (kN)	21590	14861	21590	14861
1階床 基礎震度	0.45 (1.00)	0.41 (0.90)	0.45 (1.00)	0.38 (0.85)
地下1階 床重量(kN)		22297		22297
地下1階床 基礎震度		0.41 (0.90)		0.38 (0.85)
杭頭せん断力 計算値(kN)	40786	42569	39156	40573
杭頭せん断力 応答結果(kN)	37880	42560	38254	47024
杭頭せん断力 計算値/応答結果	1.08	1.00	1.02	0.86



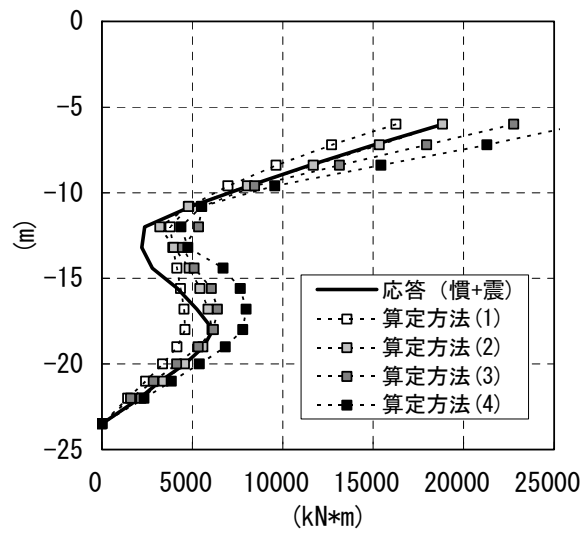
(a) 10層 桁行 根入れ無



(b) 10層 桁行 根入れ有

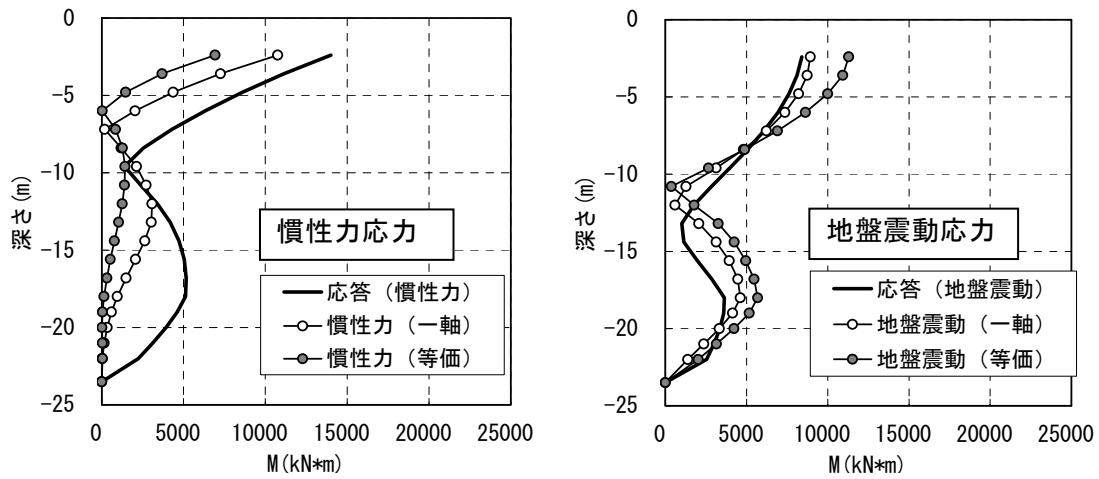


(c) 10層 梁間 根入れ無

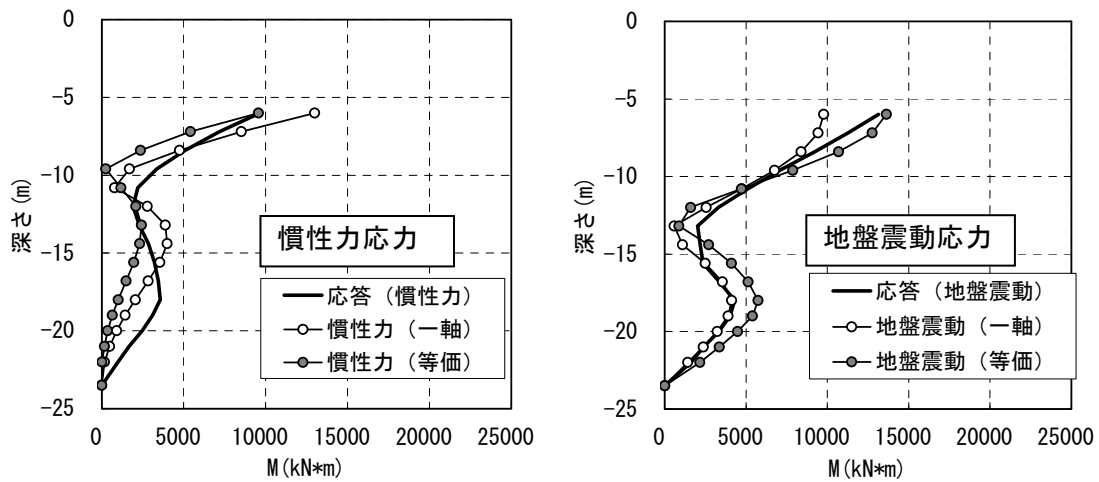


(d) 10層 梁間 根入れ有

図 7.15 応答変位法による応答曲げモーメント算定結果

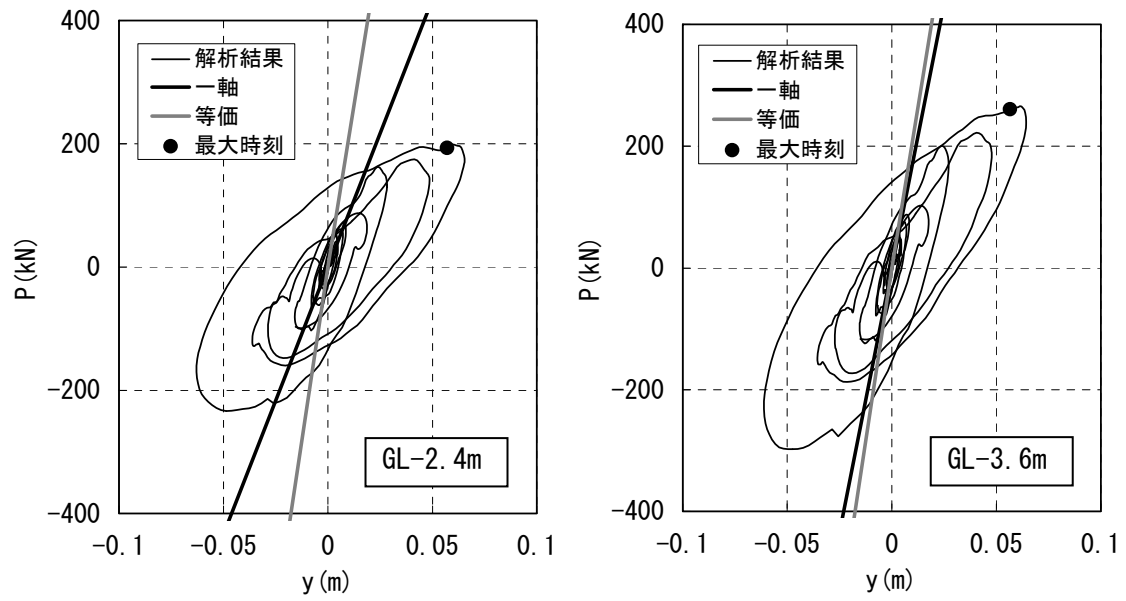


(a) 10層 桁行 根入れ無

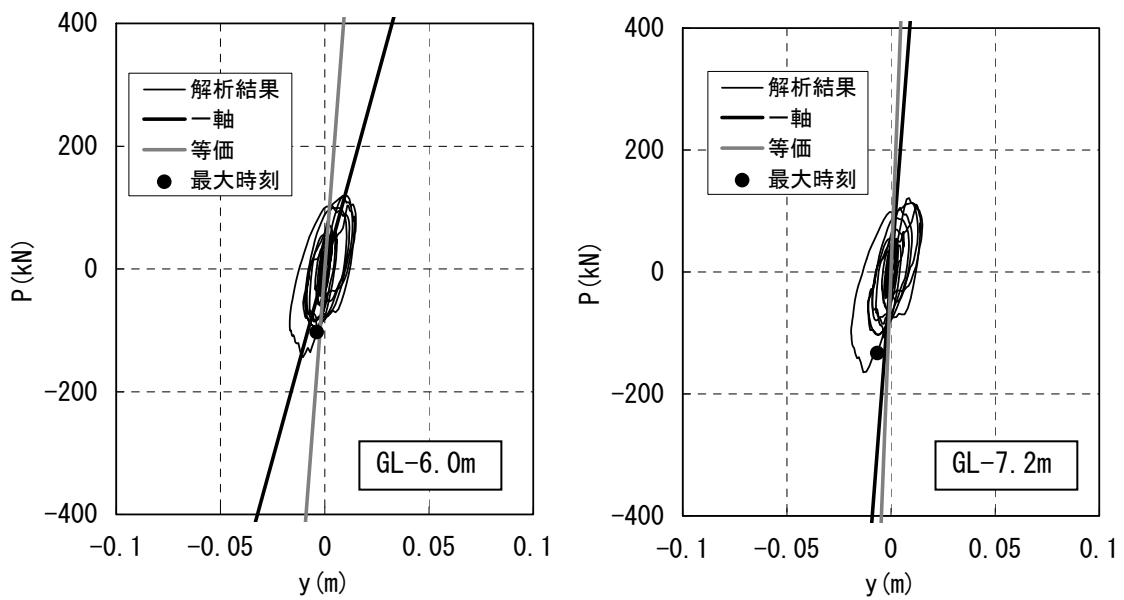


(b) 10層 梁間 根入れ有

図 7.16 応答変位法による慣性力応力と地盤震動応力算定結果



(a) 10層 桁行 根入れ無



(b) 10層 梁間 根入れ有

図 7.17 相互作用ばね履歴と応答変位法地盤ばねの比較

## 7.5 まとめ

10層及び5層の想定建物に対し三次元骨組モデルを用いた非線形相互作用解析を行い、建物周期の違いや地下階の有無が杭応力に与える影響について検討した後、応答変位法により応答解析結果を適切に評価できる慣性力応力と地盤震動応力の算定法、および各々の応力の足し合せについて検討した。本検討の範囲では、以下の結論を得た。

- ・ 杭の地盤震動応力は根入れによって増大する傾向がある。上部建物の慣性力が小さい低層建物ほどこの影響を受ける。
- ・ 基礎震度は根入れの影響により小さくなる。根入れが有る場合の基礎震度を根入れが無い場合の基礎震度で除した基礎震度比は上部建物周期／地盤周期が小さいほど小さくなる傾向がある。
- ・ 応答解析結果による杭頭の応答曲げモーメントは、自由地盤の周期に比べ上部建物周期が長い場合は慣性力応力と地盤震動応力の最大値の二乗和平方根で、上部建物周期が地盤より短い場合最大値同士の足し合せで概ね評価される。この傾向は根入れの有無の影響を受けない。
- ・ 本検討に用いた応答変位法は簡便な方法ではあるが、動的相互作用を考慮した杭基礎建物の挙動を適切に考慮することにより応答杭曲げモーメントを適切に評価できる可能性を示した。ただし、慣性力応力算定用の地盤剛性の評価に課題が残った。

なお、本検討に用いた5層モデルは上部建物の階数の影響のみ考慮するため杭径が実情に比べ大きく地盤震動応力が大きめに評価される傾向がある。適切な杭径を採用した場合の低層モデルの地震時挙動については実情に応じた検討が必要である。

## 第7章 参考文献

- 7.1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006
- 7.2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.284-295, 2001
- 7.3) 国土交通省他編, 2007 年度版建築物の構造関係技術解説書, 2007
- 7.4) 日本建築学会：第8回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム—非線形相互作用の解明と設計への組み込み—, 2006.12
- 7.5) 木村匠, 社本康広, 松井和幸, 真野英之, 護雅史, 中井正一：杭基礎構造物の耐震性に及ぼす基礎梁の剛性の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第618号, pp.41-48, 2007.8
- 7.6) 木村匠, 真野英之, 社本康広, 中井正一, 松井和幸, 護雅史：杭配置に偏心を有する杭支持構造物の地震時ねじれ挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第626号, pp.543-549, 2008.4
- 7.7) 中井正一, 木村匠：動的相互作用からみた杭基礎の耐震設計, 2008 年度日本建築学会大会(中国) 構造部門(基礎構造) 基調講演・パネルディスカッション資料, 大地震時の杭基礎の耐震設計—2次設計を導入するのに何が必要か—, pp.29-40, 2008.9
- 7.8) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針, 1984
- 7.9) 土方勝一郎, 三浦賢治, 宮本祐司, 諸井孝文：群杭基礎の振動特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第408号, pp.89-98, 1990.2
- 7.10) 喜多村英司, 宮本裕司, 三浦賢治, 増田潔：埋込みを有する群杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第492号, pp.53-60, 1997.2
- 7.11) 高橋郁夫：3. 地下室の効果に関する解析的検討, 杭基礎の耐震性に関する諸問題(その2), 日本建築学会構造委員会 構造委員会基礎構造運営委員会, pp.19-39, 2006.4
- 7.12) 許斐信三, 松尾雅夫, 三町直志：応答変位法による杭の耐震設計の研究, 第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.225-230, 1998.5
- 7.13) 室野剛隆, 西村昭彦：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法, 鉄道総研報告, Vol.13, No.2, pp.41-46, 1999.2
- 7.14) 三町直志：4. 応答解析から見た杭の設計用地震荷重・応力の評価, 杭基礎の耐震性に関する諸問題(その2), 日本建築学会構造委員会 構造委員会基礎構造運営委員会, pp.40-54, 2006.4
- 7.15) 時松孝次, 鈴木比呂子, 佐藤正義：地盤—杭—構造物系動的相互作用が杭応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.125-132, 2005.1
- 7.16) 前掲[7.2], pp.43
- 7.17) 宮本裕司：基礎の地震荷重と相互作用, 2002 年度日本建築学会大会(北陸) 構造部門(振動) パネルディスカッション資料, 「地震動と地震荷重を繋ぐ—現状と将来の課題—」,

- pp.36-46, 2002.8
- 7.18) 泉洋輔, 三浦賢治: 基礎の耐震設計用地下震度に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 597 号, pp.47-53, 2005.11
- 7.19) 鈴木泰介: 新しい耐力壁解析用モデル(SCE モデル)の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.491-492, 2002.8
- 7.20) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰返し入力に対する応力-歪関係のモデル化について (1), 生産研究, pp.26-29, 1978.9
- 7.21) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp.41-55, 1979.7
- 7.22) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, pp.214-217, 1996
- 7.23) 田村修次: 遠心載荷実験における基礎の根入れ効果が杭頭水平力に及ぼす影響と液状化層厚 —上部構造物慣性力と土圧合力・側面摩擦力の位相差—, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 卷, 第 625 号, pp.409-415, 2008.3
- 7.24) 前掲[7.2], pp.277-278

## 第 8 章 結論

本章では、本研究で実施した杭基礎建物の地震時立体挙動、ならびにその性状を評価するための解析手法に関する一連の研究で得られた成果をまとめるとともに、今後の課題と展望について述べる。

### 8.1 本論文のまとめ

現状、杭の 2 次設計を行っていない中低層杭基礎建物は、超高層建物に比べ基礎を剛体とみなすことが困難なこと、および平面もしくは立面の形状に不整形性を有する機会が多いことから、上部建物と杭基礎を一体とし、実情に応じた部材剛性や部材配置を考慮可能な 3 次元骨組にモデル化することが望ましい。また 2 次設計レベルの杭応力を検討する場合、地盤、杭、建物の動的相互作用を考慮することが必要となる。

以上のことから、本研究は上部建物－杭基礎一体 3 次元骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法の構築を目的として以下の検討を行った。

- ① 遠心模型実験に基づく基礎を剛とみなせない杭基礎構造物の地震時挙動の確認（第 2 章）、ならびに上部建物、杭基礎一体骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法の構築と検証（第 3 章）
- ② 遠心模型実験に基づく杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の確認（第 4 章）、ならびに提案解析手法の地震時ねじれ挙動の適用性の検討（第 5 章）
- ③ 提案解析手法に基づく上部建物に偏心を有する杭基礎建物の立体振動性状の確認（第 6 章）、ならびに建物周期や根入れの有無が杭応答に及ぼす影響に関する解析的検討（第 7 章）

各検討により得られた成果を要約して以下に述べる。

- (1) 遠心模型実験に基づく基礎を剛とみなせない杭基礎構造物の地震時挙動の確認、ならびに上部建物、杭基礎一体骨組モデルを用いた動的相互作用解析手法の構築と検証
  - ・ 基礎が完全に剛とはみなせない杭基礎建物の地震時挙動は、剛体基礎のそれとは異なることを遠心模型実験により明らかにした。既往の基礎が剛体とみなせる群杭の地震時応力は加振方向前杭、特に隅杭で大きくなることが知られていたが、基礎が剛体とはみなせない場合は基礎梁剛性の影響を受け、隅杭の応答応力が低下することが明らかとなった。
  - ・ 本論で示した上部建物－杭基礎一体 3 次元骨組モデルによる動的相互作用解析手法は、遠心

模型実験で明らかとなった基礎梁の剛性の違いによる杭基礎構造物の地震時挙動を適切に評価できることを確認した。剛体基礎を仮定して求めた杭頭せん断力負担率を再現するように集約杭の相互作用ばねを各杭に分配することで、基礎を剛体とみなせる場合とみなせない場合のいずれも応答杭応力も評価することができた。

- ・ 本解析手法を用いた想定建物のパラメトリックスタディにより、杭頭回転拘束条件が剛であるとみなすことができる杭の曲げ剛性と基礎梁の曲げ剛性の比を明らかにした。

(2) 遠心模型実験に基づく杭配置に偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動の確認、ならびに提案解析手法の地震時ねじれ挙動の適用性の検討

- ・ 杭配置の非対称性により上部建物重心と杭剛性に偏心を有する杭支持構造物の地震時ねじれ挙動や群杭の地震時応力の性状を遠心模型実験により明らかにした。上部建物の応答ねじれ角は、上部建物の偏心率算定法に準じて定義した杭偏心率の増加に応じて増加すること、最大応答ねじれ角が発生する時刻は並進運動によるねじれ角が最大となる時刻とは異なり、加振方向杭頭せん断力が最大となる並進運動と加振直交方向杭頭せん断力が最大となるねじれ運動に位相のずれが生じていることを示した。
- ・ 第3章で提案した解析手法を3次元モデルへ拡張するために2方向非線形ばねを用いたモデル化を提案した。45度方向加振を対象に2方向非線形地盤ばねを0度方向と90度方向の配置した場合と、45度方向と135度方向に配置した場合の応答性状の違いについて検討し、両者のモデル化の違いは45度方向の地盤反力の合力に大きく影響するものの、杭、建物の応答への影響は大きくないことを確認した。
- ・ 2方向非線形ばねを用いて、加振直交方向の相互作用ばねにもサイトノンリニアリティを考慮した解析手法は、杭配置に偏心を有する遠心模型実験の基礎部全体として並進とねじれが混在する複雑な挙動をよく表現することを確認した。

(3) 提案解析手法に基づく上部建物に偏心を有する杭基礎建物の立体振動性状の確認、ならびに建物周期や根入れの有無が杭応答に及ぼす影響に関する解析的検討

- ・ 提案解析手法に基づく解析的検討により、上部建物重心と杭剛性の偏心、あるいは上部建物自身に偏心を有する杭基礎建物の動的相互作用を考慮した地震時立体挙動を検討した。上部建物や杭の地震時立体挙動を適切に評価するためには、立体骨組モデルによる検討を行うだけでなく、杭偏心率（上部建物重心と杭剛性の偏心）の影響を実情に応じて適切に考慮する

必要があることを示した。平面骨組モデルや質点系モデルでは偏心率より求めた  $F_e$  値を乗じても、ねじれの影響が大きい構面の応答せん断力を過小評価する恐れがあることを示した。

- ・ 提案解析手法に基づく解析的検討により、建物周期の違いや地下階の有無が杭応答に及ぼす影響について検討した。杭の地盤震動応力は根入れによって増大する傾向があり、上部建物の慣性力が小さい低層建物ほどこの影響を受けることを示した。基礎震度は根入れの影響により小さくなり、また根入れが有る場合の基礎震度を根入れが無い場合の基礎震度で除した基礎震度比は上部建物周期/地盤周期が小さいほど小さくなる傾向があることを示した。応答解析結果による杭頭の応答曲げモーメントは、自由地盤の周期に比べ上部建物周期が長い場合は慣性力応力と地盤震動応力の最大値の二乗和平方根で、上部建物周期が地盤より短い場合最大値同士の足し合せで概ね評価され、この傾向は根入れの有無の影響を受けないことを示した。応答変位法により応答解析結果を適切に評価できる慣性力応力と地盤震動応力の算定法、および各々の応力の足し合せについて検討し、動的相互作用を考慮した杭基礎建物の挙動を適切に考慮することにより、応答杭曲げモーメントを適切に評価できる可能性を示した。

## 8.2 今後の課題と展望

本論文で対象とした杭基礎構造物は極めて限られた範囲であることから、さらに多くの解析パラメータに対する検討が必要である。本論文で対象としたパラメータに限っても、杭径と杭間距離、表層地盤の特性や工学的基盤までの深さ、杭種や杭剛性、入力地震動のレベル、地盤周期と建物周期の関係についてはごく一部の組み合わせに対して検討したに過ぎず、今後さらに多くの実験的、解析的な検討が必要である。

また、本論文における解析手法を用いることで杭の鉛直方向剛性の違いが建物全体の地震時挙動に与える影響を検討することが可能である。杭の鉛直方向剛性の違いは特に板状マンションとよばれる集合住宅の耐震壁方向の耐震性に大きな影響を与える<sup>8.1)</sup>ことが指摘されているものの、本論文ではその検討を行うことができなかった。板状マンションの耐震壁方向については上部建物の必要保有耐力に対して杭基礎の降伏を認めるか否か、認めるとすればどのような終局状態が望ましいのかなど議論されているものの結論は得られておらず、今後の重要な課題といえる。

さらに本論文で検討することができなかったが、杭基礎の耐震安全性に大きな影響を及ぼすことが予想される要因を以下に列挙し、今後の耐震設計における課題と展望を示しておく。

### (1) 地盤の液状化現象

地盤の液状化に関して、耐震設計実務においては水平地盤ばね剛性の低減と応答変位法による

地盤震動応力の形で保守的かつ安全側の評価として取り入れられているのが現状である<sup>8.2)</sup>。

一方研究レベルでは振動台実験、遠心模型実験により杭基礎応力や地盤反力、地震時土圧などを検討した実験的研究、SRモデルの適用性、Penzien型モデルの適用性、2次元、3次元FEMモデルによる解析的検討などが多くの研究者により積極的になされている。ただし、本論文で示したような三次元骨組モデルによる動的相互作用解析手法による検討は、未だ多くの事例は見られていない。

地盤の液状化現象は杭基礎の耐震設計に大きな影響を及ぼすものであり、液状化判定や地盤改良工法を含め、さらに最新の研究成果を設計に取り入れていく必要がある。

## (2) 杭の変形性能

杭基礎のクライテリアを設定する上で杭の降伏を許容するか否か、許容する場合杭にどのような変形性能を与えられるのかが大きな課題となる。宮本らは杭の変形性能を論じる上で地震時の変動軸力を適切に考慮することが極めて重要であることを指摘している<sup>8.3)</sup>。本論文では検討対象としておらず、今後の大きな課題である。

耐震設計上は、引張り側となる杭に降伏を許容し圧縮側杭への応力再配分を考慮した断面検討を行う事例が多いと思われるが、大断面RC部材の破壊実験は数が少ないことや、杭は柱と異なりせん断補強筋が少ないことから実験的な検証が必要ではないかという指摘<sup>8.4)</sup>があることは留意する必要がある。

## (3) 杭のクライテリア、上部建物との兼ね合い

上部建物の耐震性能と杭基礎の耐震性能のどちらを担保するべきかについては一定のコンセンサスはあるものの、特に先に述べたような板状マンションの耐震壁方向など上部建物の必要保有耐力を担保することが経済的に不利な場合に対してクライテリアをどう設定するべきかについての十分な技術的検討はなされていない。この点については耐震安全性の観点のみならず損傷後の補修の問題、杭基礎の支持力の問題も含め、今後の研究成果を待つ必要がある。

## (4) 動的相互作用解析の構造設計への取り込み

日本建築学会の構造委員会振動運営委員会基礎構造系振動小委員会においては非線形動的相互作用を耐震設計に取り込むべく積極的な取り組みがなされている<sup>8.5)</sup>が、現状の構造設計は依然として静的設計が主流であり、本論文で用いた動的な解析手法は特別な検証法であるという位置付けである。構造性能評価においても基礎固定モデルとの比較や解析諸元のばらつきを考慮した検討など、安全側の検討が求められることも事実である。

しかしながらより実情に即した地震時挙動の把握において動的相互作用解析は有用な手法であると思われ、今後さらなる研究成果の積み重ねと成果の発信が必要であろう。構造設計者として

も新たな知見（たとえこれまでの常識よりも荷重や断面の UP につながるようなものであったとしても）を耐震設計に取り込んでいく謙虚な態度が求められるものと考えられる。

我が国の大都市がほとんど軟弱な沖積層に覆われた平野に位置しており、そこで建設される大部分の構造物は杭基礎に支持されている。本研究がその杭基礎建物の地震時の安全性をさらに向上させるための一助となれば幸いである。

## 第 8 章 参考文献

8. 1) 渡辺一弘, 勅使河原正臣, 田村昌仁, 富永晃司, 国府田誠, 佐藤秀人, 根本恒, 金子治ほか: 一体解析による耐震性能評価手法の検討 (その 1~その 10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 (構造 I), pp.509-516, pp.679-680, 2004.8、 同, B-1 (構造 I), pp.485-494, 2005.9
8. 2) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001
8. 3) 宮本裕司, 酒向裕司, 岡安隆史: 杭支持建物の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 547 号, pp.59-65, 2001.9
8. 4) 日本建築学会 構造委員会 基礎構造運営委員会: 大地震時の杭基礎の耐震設計 —2 次設計を導入するのに何が必要か—, 2008 年度日本建築学会大会 (中国) 構造部門 (基礎構造) パネルディスカッション資料, 2008.9
8. 5) 日本建築学会 構造委員会 振動運営委員会 基礎構造系振動小委員会: 第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム—非線形相互作用の解明と設計への組み込み—, 2006.12

## 本論文に関連して発表した論文

### 1. 査読論文

- ① 木村匠, 社本康広, 松井和幸, 真野英之, 護雅史, 中井正一: 杭基礎構造物の耐震性に及ぼす基礎梁の剛性の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 618 号, pp.41-48, 2007.8
- ② 木村匠, 真野英之, 社本康広, 中井正一, 松井和幸, 護雅史: 杭配置に偏心を有する杭支持構造物の地震時ねじれ挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 626 号, pp.543-549, 2008.4

### 2. 口頭発表論文

- ① 真野英之, 社本康広, 護雅史, 松井和幸, 木村匠, 田中铁也: 杭基礎構造物の耐震性に及ぼす基礎梁の剛性の影響(その 1)~(その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.713-720, 2004.8
- ② 真野英之, 社本康広, 護雅史, 松井和幸, 木村匠, 田中铁也: 杭基礎構造物の地震時立体挙動に及ぼす地盤剛性の検討(その 1)~(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.485-490, 2005.9
- ③ 真野英之, 木村匠, 社本康広, 松井和幸, 中井正一, 護雅史: 加振方向に偏心を有する杭支持構造物の地震時ねじれ挙動に関する研究 (その 1)~(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.119-122, 2007.8
- ④ 木村匠, 真野英之, 中井正一, 社本康広: 偏心を有する杭基礎構造物の地震時ねじれ挙動と杭偏心率の関係, 日本地震工学会・大会-2007 梗概集, pp.188-189, 2007
- ⑤ 木村匠, 中井正一, 松井和幸: 杭支持構造物の地震時挙動に及ぼす 2 方向非線形地盤ばねのモデル化の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 (構造 II), pp.49-50, 2008.9
- ⑥ Effect of foundation girder stiffness on the response of pile-supported structure : T. Kimura, H. Mano and S. Nakai, Proc. 8th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Singapore, Paper No. 149, 2007.12.5-7

## 謝 辞

本論文は、千葉大学教授・中井正一先生の御指導のもとにまとめたものです。ここに謹んで厚く御礼申し上げます。筆者が地盤、杭、建物の動的相互作用問題に関わるきっかけとなりましたのは、1994年に社内の技術開発プロジェクトに参画させていただいた頃にさかのぼります。このプロジェクトのリーダーが当時清水建設（株）大崎研究室に御在籍の中井正一先生でした。以来中井先生には終始懇切丁寧なる御指導をいただきました。ここに深く感謝致します。

また有益なる御助言をいただきました千葉大学教授・高橋徹先生、千葉大学教授・原田幸博先生、千葉大学准教授・近藤吾郎先生に深く感謝致します。

清水建設（株）技術研究所リサーチフェロー・社本康広博士には研究に取り組む心構えを厳しくも暖かくご指導いただくとともに、本研究のきっかけとなる遠心模型実験を実施する機会を与えていただきました。ここに深く感謝致します。

直接の上司である清水建設（株）技術ソリューション本部グループ長・松井和幸氏には日ごろより技術開発業務に関する御指導、御助言をいただくとともに、千葉大学大学院自然科学研究科への入学の機会を与えていただくなど、論文作成に格段の御配慮をいただきました。ここに心より御礼申し上げます。

遠心模型実験の実施にあたりましては清水建設（株）技術研究所主任研究員・真野英之博士の全面的な御支援をいただきました。折にふれ懇切丁寧な御指導、御助言をいただきましたことを、心より御礼申し上げます。

本研究で使用させていただいた解析プログラムは清水建設（株）技術研究所グループ長・長谷川正幸博士、名古屋大学准教授・護雅史先生（元清水建設）の御研究の成果によるものであります。これまで動的相互作用問題全般にわたって長谷川博士、護先生に御指導いただきましたことが筆者の現在の礎となっています。護雅史先生には論文の作成に際しても丁寧な御指導、御助言をいただきました。あわせて深く感謝いたします。

解析プログラムの改良にあたっては清水建設（株）技術ソリューション本部主査・内山学博士の御指導をいただきました。遠心模型実験の実施にあたっては同技術研究所・吉成勝美氏の御協力をいただきました。同技術ソリューション本部主査・大津聡氏、同技術ソリューション本部・田中铁也氏、岡田睦氏には研究遂行にあたり多大なる御支援、御協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

清水建設（株）執行役員・今井三雄氏には在職のまま千葉大学自然科学研究科への入学を許可していただきました。また、同技術ソリューション本部部長・竹内真幸氏には論文作成への御配慮をいただきました。ここに感謝の意を表します。

清水建設（株）技術研究所センター長・桂豊博士、同技術研究所上席研究員・大槻明博士、同技術研究所グループ長・吉田一博博士、福武毅芳博士、同技術研究所主任研究員・田地陽一博士、

同生産技術本部主査・淵本正樹氏、同技術研究所生産技術センター地盤・基礎グループの皆様には研究遂行に際して貴重な御意見、御助言をいただきました。心から感謝の意を表します。

清水建設（株）設計本部部長・黒瀬行信博士、技術ソリューション本部グループ長・池田憲一博士、設計本部グループ長・渡辺泰志氏、斎藤利昭氏、戸澤正美氏には論文作成にあたり暖かい御支援、御協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

千葉大学助教・関口徹先生、（財）鉄道総合技術研究所・武居泰氏、東電設計（株）・間瀬辰也氏、千葉大学大学院生・永田葉子氏をはじめとする中井研究室の皆様には研究遂行の上で貴重な御助言をいただき、大変励みになりました。

本研究は清水建設（株）での技術開発、構造設計支援業務を通じて筆者が学ばせていただいた数多くの経験を通じて完成されたものであります。重ねて関係各位に感謝の意を表します。

2009年1月 木村 匠