

学位論文

地盤との連成振動を考慮した
杭頭免震構造の応答評価法の提案

平成30年3月

山内豊英

地盤との連成振動を考慮した杭頭免震構造の応答評価法の提案

目次

1章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 杭頭免震構造の概要と現状の課題	2
1.3 研究の背景	4
1.4 杭頭免震構造における積層ゴムの力学特性評価に着目した既往研究	6
1.4.1 高岡らの研究	6
1.4.2 小林らの研究	8
1.4.3 本研究の位置付け	10
1.5 研究の目的	11
1.6 論文の構成	12
1章 参考文献	13
2章 杭頭免震構造の連成振動解析モデルの構築	15
2.1 はじめに	15
2.2 検討対象建物	16
2.3 地震応答解析に用いる連成振動解析モデル	16
2.3.1 連成振動解析モデルの全体概要	16
2.3.2 建物と地盤の動的相互作用に関連するモデル化	19
2.3.3 積層ゴムのモデル化	22
2章 参考文献	34
3章 杭頭免震構造における動的構造特性の定量的評価	37
3.1 はじめに	37
3.2 連成振動解析モデルによる地震応答解析	38
3.2.1 連成振動解析モデルと解析変動因子	38
3.2.2 入力地震波	43
3.2.3 固有値解析結果	44
3.3 上部構造の応答特性の定量的評価	45
3.3.1 現状解析モデル	45
3.3.2 上部構造の応答特性	46
3.3.3 上部構造の応答特性に関する考察	51
3.4 積層ゴムの力学特性の定量的評価	54
3.4.1 上部構造からの慣性力を対象とした静的解析	54
3.4.2 積層ゴムの等価水平剛性	56

3.4.3	積層ゴムの反曲点移動に伴う上下部材への曲げモーメント分配	58
3.5	モード連成作用による上部構造の応答増幅について	62
3.5.1	モード連成作用	62
3.5.2	連成振動解析モデルと解析変動因子	63
3.5.3	入力地震波	64
3.5.4	弾性モデルを用いた検討	65
3.5.5	弾塑性モデルを用いた検討	70
3.6	まとめ	80
3章	参考文献	82
4章	動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性評価法	83
4.1	はじめに	83
4.2	積層ゴムの力学特性に関する考察	84
4.2.1	積層ゴムの最大水平変形および最大曲げ回転角による考察	84
4.2.2	積層ゴムの力学特性に対する地盤震動の影響	88
4.3	回転剛性比を用いた積層ゴムの力学特性評価法	90
4.3.1	回転剛性比	90
4.3.2	積層ゴムの力学特性の定式化	91
4.3.3	積層ゴムの上部が固定とみなせる場合の評価	92
4.3.4	積層ゴムの上部が固定とみなせない場合の評価	95
4.3.5	積層ゴムに作用する鉛直荷重に対する依存性	99
4.3.6	積層ゴムの力学特性評価法を用いた設計手順	100
4.4	まとめ	101
4章	参考文献	102
5章	杭基礎を対象とした設計用解析モデルと応答変位法への適用法	103
5.1	はじめに	103
5.2	現状設計を想定した杭基礎の設計用解析モデルと応答変位法	105
5.2.1	慣性力作用時の現状の設計用解析モデル	105
5.2.2	地盤変形作用時の現状の設計用解析モデル	106
5.2.3	応答変位法における応力の重ね合わせ方法	107
5.3	杭基礎の応力の定量的評価	108
5.3.1	杭応力	108
5.3.2	基礎梁応力	113
5.4	地震応答解析による精算解と現状の応答変位法との差異に関する考察	114
5.4.1	問題点の整理	114
5.4.2	杭頭部の曲げモーメントにおける差異について その1	115
5.4.3	杭頭部の曲げモーメントにおける差異について その2	116

5.4.4	特定のケースにおける杭の曲げモーメントの差異について	118
5.5	杭基礎を対象とした設計用解析モデルと応答変位法への適用法 -提案法-	120
5.6	地震応答解析による精算解と提案法との比較	125
5.7	精算解に対する提案法の整合性と安全性	130
5.7.1	整合性と安全性を評価する指標	130
5.7.2	整合性および安全性の定量的評価および考察	131
5.8	提案法の適用手順	140
5.9	まとめ	141
5章	参考文献	142
6章	結論	143
6.1	結論	143
6.2	今後の課題	145
付録1	非線形モデルを対象とした解析プログラムの出力値の検証	147
付録2	上部構造の構造種別や地盤条件が積層ゴムの力学特性評価に及ぼす影響	153
付録3	杭の最大曲げモーメント分布	159
付録	参考文献	180
	本研究に関連する発表論文リスト	181
	謝辞	183

1章 序論

1.1 はじめに

「免震構造」とは、文字通り地“震”から“免”れようとする構造であり、地“震”に“耐”えようとする「耐震構造」や、地“震”を“制”御しようとする「制震構造」とは区別される。建物に入力された地震力を構造物自身あるいは内部に設置されたデバイスの振動やエネルギー吸収で処理する「耐震構造」や「制震構造」とは異なり、「免震構造」は地震動の入力自体を遮断する、つまり、免震層より上部の構造物を地震動から絶縁しようとする構造である。完全な絶縁が実現すれば、(制震構造とは異なり)地上部に近い低層階でも揺れが生じず、上部構造の構造体だけでなく内部の什器や設備機器も守られ、地震後における建物の継続使用にも何ら影響を与えない。このように、対象とする構造物だけでなく内部の生活基盤も守ることができる免震構造は、広義の意味での耐震技術の究極の形といっても過言ではない。

免震構造の考え方が直感的に理解し易いこともあり、実現するためのアイデアは古くから存在していた。我が国では明治24年の河合浩蔵によるアイデアが免震構造に関する最古の論文といわれている¹⁾。建物の下部に丸太のコロを敷くようなもの、滑石やボールベアリングを利用したもの、柔剛論争の主役の一人、真島健三郎によるソフトファーストストーリーのようなアイデア等、現在では実用化されているものも含め、明治～昭和中期頃までにおいても様々な提案がなされてきた¹⁾。しかし、その大半が短期的な水平地震動の遮断に重きを置いたものであり、実建物への適用は極めて困難なものが殆どであった。当時の解析技術によるところも少なくないが、免震構造を実現するための最大の壁は、短期的な地震動の入力を遮断し、かつ、“永続的に作用し続ける構造物の固定・積載荷重を支持できる”機構の実現であった。

この課題を克服し免震構造を現実的なものにしたのが「積層ゴム支承」である(以下、単に積層ゴムと称す)。ゴム材料による支承は、その極めて低いせん断剛性により建物を長周期化することができ、建物に入力される地震力を(完全絶縁とはならないものの)大幅に低減することができる。一方、鉛直方向の剛性も低いため、ゴム材料単体では建物を支持することができない。積層ゴムは、薄いゴムプレートと鋼板を交互に積み重ねる構造とすることで、ゴムシートの膨らみ出しを鋼板で拘束し、ゴム本来の低いせん断剛性を保持しながら鉛直方向の高剛性・高耐力化を実現した。

我が国においては1980年頃から積層ゴムの研究開発が行われ、多田や山口らの尽力により、1983年に初めての免震構造建物「八千代台住宅」が建設された²⁾。その後の約10年間で建設された免震構造建物は僅か80棟あまりであったが、1995年の兵庫県南部地震において、免震構造建物で地震の揺れが地盤の1/3に低減したという観測記録が得られた³⁾。実際に起こった大地震で免震構造の有効性が実証されたことにより、免震構造の普及は飛躍的に拡大した。2015年末の時点において、我が国における戸建住宅を除いた免震建物総数は約4,000棟⁴⁾を数える。

免震構造の普及拡大に伴い、免震構造に対するニーズも多様化、高度化してゆく。まず、高さ60mを超える超高層建物に対する免震構造の適用が挙げられる。免震構造の長周期化を活かすため、普及の初期段階では建物の固有周期が短い中低層建物にのみ適用されていたが、

兵庫県南部地震以降の急激な普及拡大に伴い、免震構造の適用性を模索する精力的な解析的研究⁵⁾が行われ、固有周期が長い超高層建物においても免震構造が有効であることが明らかとなった。超高層建物への免震構造の適用と並行して、免震部材の高度化も求められ、積層ゴムの高面圧化、長周期化が促進された。更に、超高層建物特有の転倒モーメントの増大への対処のため、引張力を許容できるレール式転がり支承等も実用化された。このような設計技術と免震部材の高度化は結果として上部構造の合理化と空間の有効利用にも繋がることとなり、超高層免震構造は構造安全性と合理性のバランスがとれた構造形式として展開されている。

免震構造の多様化のもう一つの方向として大平面中低層建物への適用が挙げられる。本来、固有周期の短い中低層建物は免震構造が適した構造物と言えるが、超高層免震建物ほどに上部構造の合理化が見込めないため、特に大平面となった場合には構造安全性と合理性のバランスをとるのが困難となる。そこで、近年、実物件で数多く採用されているのが本研究で対象とする杭頭免震構造である。杭頭免震構造は、免震装置を杭頭に直接設置し、杭を連結する基礎梁やマットスラブなど（以下、連結部材と称す）を小断面化あるいは省略する工法であり、地下工事の合理化と建設コストの削減を可能とする。一方、連結部材を軽微化することによる構造特性への影響が指摘されており、様々な課題が吟味されないままに実用化が進んでいるのが現状である。次節において、杭頭免震構造の概要と現状の課題について述べる。

1.2 杭頭免震構造の概要と現状の課題

免震構造には地震入力を遮断するための免震層が必要となる。一般的には、図 1.1(a)のように建物の最下層に免震層を設け、建物全体への地震入力を遮断する基礎免震構造とすることが多い。この場合、免震層は地表面よりも下部に設けられることが多く、大地震時に免震層に生じる数百 mm の相対変位に対して建物と地盤が衝突しないようにする必要がある。従って、基礎免震構造では図 1.1(a)のような地下ピットとクリアランスを設ける。

しかし、この地下ピットが建物の計画に対して様々な制約を生む。例えば、図 1.1(a)からわかるように、敷地に余裕が無い場合には基礎免震構造を採用することが困難となる。ただし、この問題に対しては、図 1.1(b)のように免震層を中間層に設ける中間層免震構造が実用化されており、既往の研究成果に基づき、計画上の留意点や合理的な設計手法等も整理されている⁶⁾。

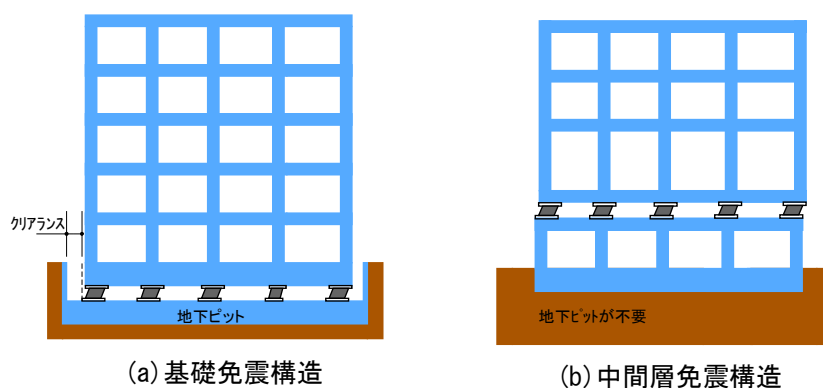
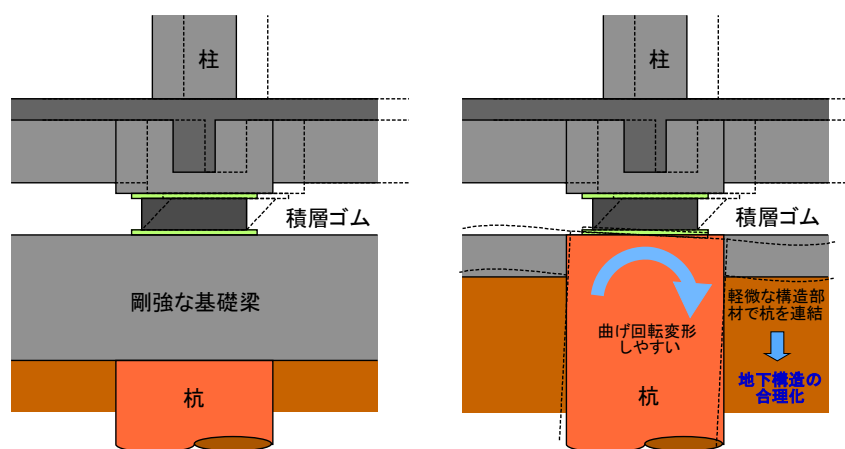


図 1.1 免震構造のイメージ図

地下ピットにより生じる計画上の制約はその他にも色々があるが、代表的なものとして建設コストの問題が挙げられる。図 1.2(a)に示すように、基礎免震構造では免震層の上下に剛強な梁を設けることが一般的である。これは、積層ゴム上下の曲げ回轉變形を拘束することで、積層ゴムの安定した水平挙動を促し、保有する性能を十分に発揮できるようにするためである。一方、剛強な梁を二重で構築することになるため、基礎部分の躯体容量や掘削深さが通常の耐震構造よりも多くなり、これに免震部材のコストも併せた建設コストの増加は計画の事業性等に多大な影響を及ぼすことになる。免震構造は大地震後の継続使用も可能とする極めて優れた構造形式であり、地震力の低減効果に関する数多くの事例^{例えは 3),7),8)}も示されているが、このような建設コストの増加を理由に採用を見送ることが多い。

そこで、近年、実物件で数多く採用されているのが図 1.2(b)に示す杭頭免震構造である。杭頭免震構造は、積層ゴム等の免震装置を直接杭頭に設置して杭の連結部材を軽微化し、地下構造の大幅な合理化を可能とする工法である。特に、建築面積が大きい建物を免震構造とする場合、杭頭免震構造による施工性の向上や建設コストの削減効果は莫大な規模となる。一方、図 1.2(b)からわかるように、従来の基礎免震構造では剛強としていた積層ゴム下部の梁を軽微化しているため、曲げ回轉變形の拘束効果が低くなることは言うまでもない。従って、杭頭免震構造では、特に軟弱地盤において杭頭の曲げ回轉變形が生じ易いこと、また、その曲げ回轉變形が積層ゴムの性能に何らかの影響を及ぼす可能性があることは容易に推測できる。



(a) 従来の基礎免震構造 (b) 杭頭免震構造
 図 1.2 従来の基礎免震構造と杭頭免震構造の概念図

実際、既往の研究において、積層ゴムの端部に過大な曲げ回轉變形が生じた場合に鉛直荷重の水平分力が付加せん断力として作用し、見かけ上の水平剛性が低下して従来の水平剛性評価式では水平変形を過小評価することが指摘されている⁹⁾。また、積層ゴムの下端に曲げ回轉變形が生じると、従来の基礎免震構造では積層ゴムの中央高さとなる反曲点が下方に移動し、積層ゴムのせん断力による曲げモーメントの上下部材への分配率が変化することも指摘されている^{10),11)}。このような曲げ回轉變形に伴う積層ゴムの力学特性の変化を考慮できる積層ゴムモデルが浅野ら⁹⁾、飯塚¹²⁾、三山¹⁰⁾等により提案されているが、これらのモデルを使用するには高度な専門知識が必要であり、汎用解析プログラムには導入困難な場合が多い。

従って、現状の設計では、杭頭の曲げ回転角が 0.01rad 以内であれば積層ゴムの力学特性に及ぼす影響は少ないとする知見⁶⁾に基づき、杭頭の最大曲げ回転角を設計クライテリアとして設定するのみで積層ゴムの力学特性変化を無視することが多い。しかし、実験ケースによっては回転角が 0.01rad でも水平剛性が 10%程度低下しているものも見られ¹³⁾、力学特性への影響は決して無視できるものではないと考える。


積層ゴムの反曲点移動に着目すると、現状の設計では解析モデルの免震層部分に積層ゴムを表す曲げ回転ばねを設けて反曲点移動を表現している事例が見られる。しかし、強い非線形性を有する積層ゴムの曲げ回転ばねを汎用の解析プログラムでモデル化するのは困難と考えられ、反曲点移動が適正に表現できていない事例が多いものと推測される。


また、積層ゴムへの影響の有無を判断する指標とされる杭頭の最大曲げ回転角については、現状では応答変位法¹⁴⁾で評価されている事例が多い。応答変位法は、基礎梁、杭、杭周地盤ばね等で構成される下部構造の解析モデルに対し、地震により生じる上部構造の最大慣性力と地盤の最大変形をそれぞれ静的に作用させ、それらを重ね合わせて下部構造の応力や変形を評価する設計法である。一方、下部構造に作用する慣性力と地盤変形には位相差が存在し、それぞれが時々刻々変化しており、特に杭頭免震構造を対象としてそれらの位相差が杭頭の曲げ回転変形に与える影響を定量的に示した研究例はない。杭頭免震構造における動的な杭頭の曲げ回転変形と応答変位法により評価された最大曲げ回転角との関係やそれが積層ゴムの力学特性に及ぼす影響等は明らかにされておらず、従来の基礎免震構造の設計で使用されている応答変位法を慣例的に適用しているに過ぎない。

1.3 研究の背景

1.2 節で述べたような幾つかの課題があるにもかかわらず、杭頭回転角が生じ易い軟弱地盤においても杭頭免震構造の実用化が進んでいる。その要因の一つとして、大型物流施設における免震化のニーズ拡大が考えられる。

近年のインターネットによる通信販売市場の拡大や単身世帯の増加による物資購入手段の変化に伴い、物流市場が急速に拡大しており、首都圏を中心に大型物流施設の供給が増加している。更に、外資系の不動産関連企業を中心に物流施設を不動産投資として利用する企業も増えており、物流施設に対するニーズも急速に多様化している。我々の生活が物流業界に依存する度合いも年々増してきており、今や物流施設は産業と国民の生活基盤を支える極めて重要度の高い施設と言える。

そのような中、我が国においては、東日本大震災で多くの物流施設が地震および津波の被害を被ったこともあり、荷崩れの防止や事業継続計画 (BCP)、並びに、地震リスク評価への対策から、物流施設の免震化に対するニーズが高まっている。東日本大震災の影響について不動産事業者、実務家および専門家に対して 2013 年に行われたアンケート調査によると、 図 1.3 に示すように、全回答者 (89 人) のうちの 70% が「免震構造など耐震機能に対する評価が一段と高まった」を選択している¹⁵⁾。

また、2015 年末時点における免震建物の用途割合について、全体の割合と 2011 年～2015 年の 5 年間ににおける割合を  図 1.4 に示す⁴⁾。物流施設を示す「倉庫」に着目すると、全体の

割合が3%となっているのに対し、近年5年間で割合は7%と増加しており、実物件での用途割合からも物流施設における免震化のニーズ拡大が確認できる。物流施設の事業性を考慮すると、特に大規模な計画では杭頭免震構造を採用しているケースが多いものと推測でき、このような強い社会的ニーズが杭頭免震構造の実用化を促進している点は否定できない。

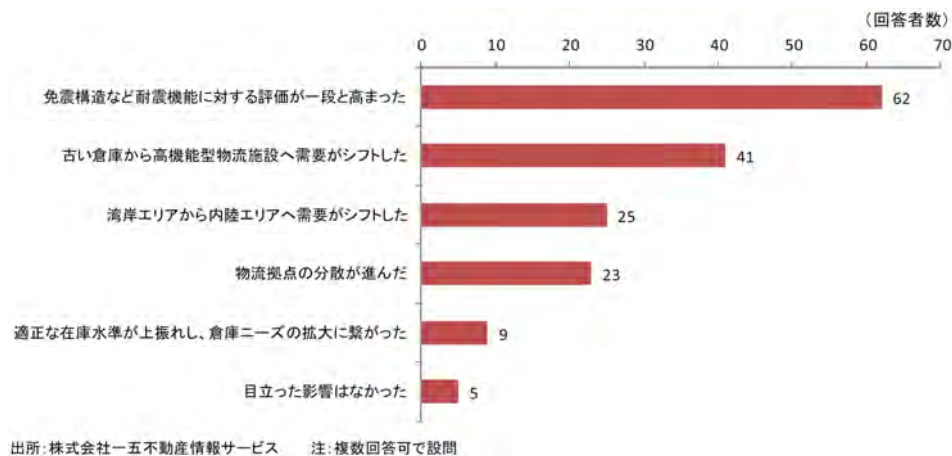


図 1.3 物流施設における東日本大震災の影響についてのアンケート調査結果¹⁵⁾

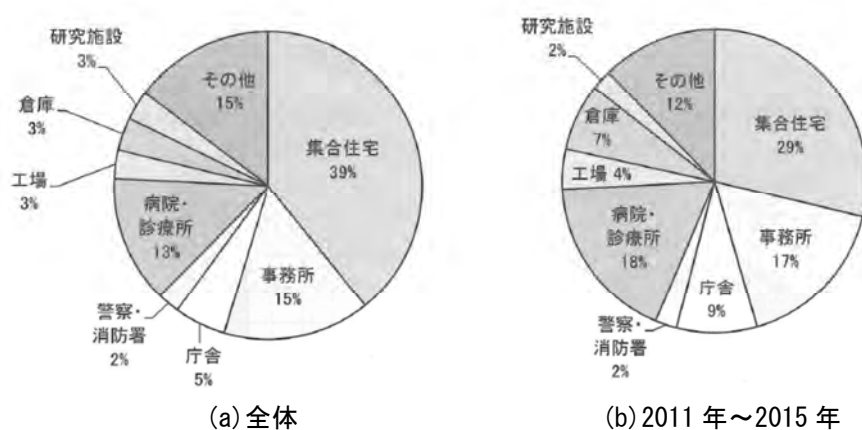


図 1.4 免震建物の用途割合 (2015 年末時点)⁴⁾

以上のように、杭頭免震構造の合理性だけが注目され、様々な課題の影響が不明確なままに実用化が進んでおり、杭頭免震構造が正しく普及拡大されるためには、それらの影響を明示して現状の設計用解析モデルおよび設計法を見直す必要がある。

一方、1.2 節で示した課題のうち、杭頭免震構造における積層ゴムの力学特性評価に着目した幾つかの研究事例^{11),16)}がある。それらの研究においては、端部の曲げ回転変形の影響を考慮できる積層ゴムモデルを適用して地盤-杭-連結部材-積層ゴムの一体解析モデルを構築し、解析変動因子の組合せに応じた積層ゴムの力学特性を整理しており、杭頭免震構造における積層ゴムの剛性評価式を提案した研究もある。次節では、それらの既往研究の概要および本研究の位置付けについて述べる。

1.4 杭頭免震構造における積層ゴムの力学特性評価に着目した既往研究

1.4.1 高岡らの研究¹⁶⁾

高岡ら¹⁶⁾は、杭頭免震構造の適用を想定した場合の積層ゴム力学挙動について一般性のある結論を導き出すことを目的とした解析研究を行い、積層ゴム特性の理論式を誘導している。以下にその概要を示す。

図 1.5 に一体解析モデルを示す。一体解析モデルは、積層ゴム、基礎梁、杭および地盤で構成されており、積層ゴム上端は剛な梁に支持されるものとして回転を固定している。地盤は一様地盤を対象としている。

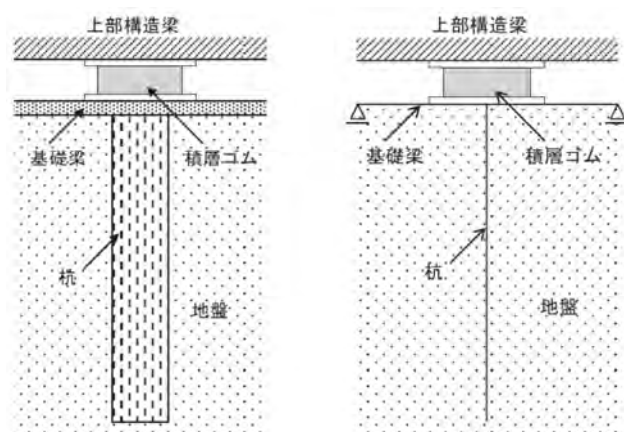


図 1.5 高岡らの一体解析モデル¹⁶⁾

積層ゴムには、端部の曲げ回転変形の影響を考慮できる Haringx 理論による剛性評価式^{10),12)} (詳細は 2 章において示す) に飯塚ら¹⁷⁾の簡略モデルを組合せた解析モデルを使用し、基礎梁はスパン中央を反曲点として当該位置をピン・ローラー支持とした弾性梁としている。

杭-地盤系には、弾性支承梁の理論に基づく下式の 4 階微分方程式を適用し、これを解くことで剛性評価式を導出している。 z は地表面からの深さ、 y は深さ z における杭の水平変位、 $E_p \cdot I_p$ は杭の曲げ剛性、 k_H は水平地盤反力係数、 B_p は杭径である。

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_H \cdot B_p \cdot y = 0 \quad (1.1)$$

これらを組合せたモデルに対し、積層ゴム上端に水平変位および鉛直荷重を静的に作用させた場合の境界条件を与え、一体解析モデルとしての積層ゴムの水平剛性に関する理論式を導出した。更に、表 1.1 (表中の記号を一部変更している) に示す積層ゴムを対象とし、基礎梁せい (幅は一律 1000mm)、杭径および杭長 (RC 杭)、一様地盤の N 値を変動因子としたパラメトリック・スタディを行い、水平剛性と鉛直荷重との関係を整理している。解析結果の一例を図 1.6～図 1.8 に示す。図の縦軸は積層ゴムの水平剛性低下率に相当し、横軸の p は積層ゴムの座屈荷重 P_{cr} と鉛直荷重 P の比 P/P_{cr} を表す。また、凡例は順番に、 ϕ は杭径(mm)、 L は杭長(m)、 N は N 値、最後の値は基礎梁せい(mm)を表す。

表 1.1 積層ゴムの形状・材料諸元¹⁶⁾

直径	D (mm)	1000
ゴム一層厚	t_r (mm)	6.7
ゴム総厚	nt_r (mm)	201
全高さ	h (mm)	328.6
1次形状係数	S_1	37.3
2次形状係数	S_2	5.0
ゴムの縦弾性係数	E (MPa)	2.20
ゴムのせん断弾性係数	G (MPa)	0.392
ゴムの体積弾性係数	E_v (MPa)	1180
ゴム硬度による補正係数	κ	0.85

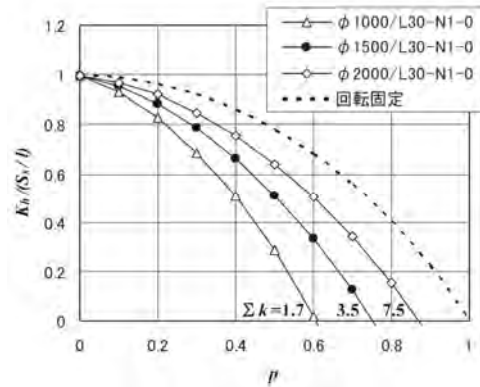


図 1.6 水平剛性と鉛直荷重の関係
： 杭径の影響¹⁶⁾

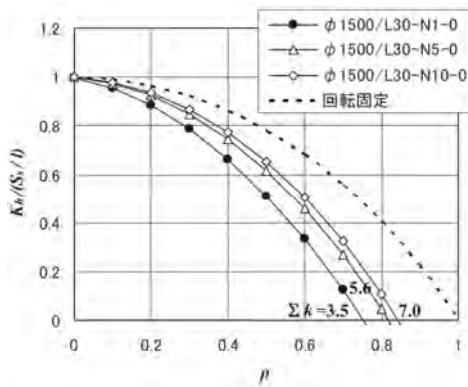


図 1.7 水平剛性と鉛直荷重の関係
： N 値の影響¹⁶⁾

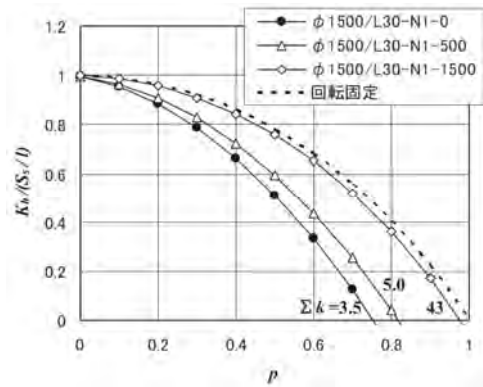


図 1.8 水平剛性と鉛直荷重の関係
： 基礎梁せいの影響¹⁶⁾

導出した積層ゴムの水平剛性評価式に基づき、図 1.6～図 1.8 に示すように解析変動因子が積層ゴムの水平剛性に与える影響を定量的に評価している。ただし、本検討による水平剛性評価式は、積層ゴムの変位依存性や材料非線形などの非線形性の影響が考慮できていない。従って、適用範囲が積層ゴムのせん断歪みで 100%程度までとされており、実用性の面で課題が残る。また、高岡らの解析検討は、上部構造からの慣性力のみを対象とした静的解析検討に相当しており、時々刻々変化する動的挙動の影響や地盤震動の影響を考慮できていないことも課題として残されている。

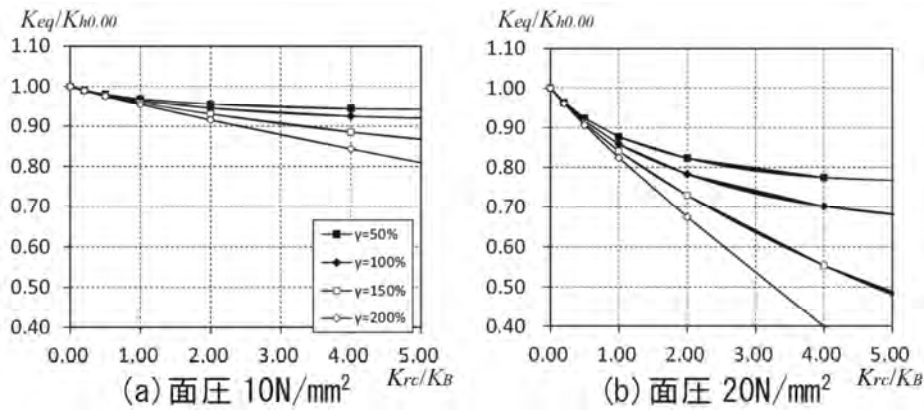


図 1.10 水平剛性低下率-回転剛性比関係¹¹⁾

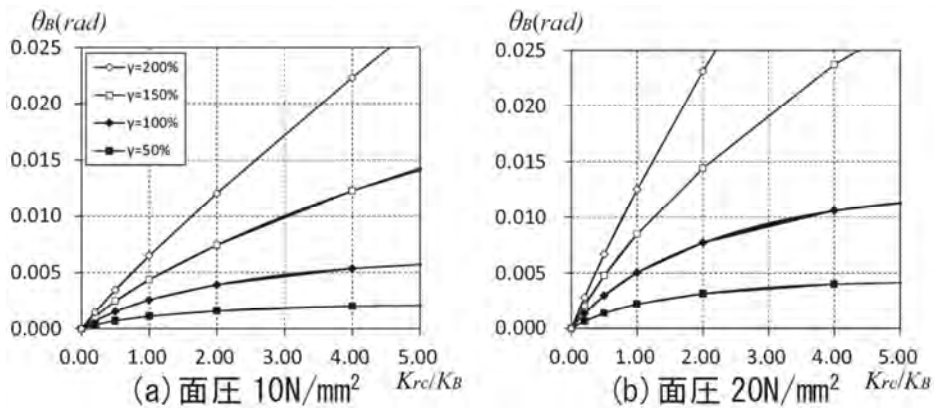


図 1.11 端部回転角-回転剛性比関係¹¹⁾

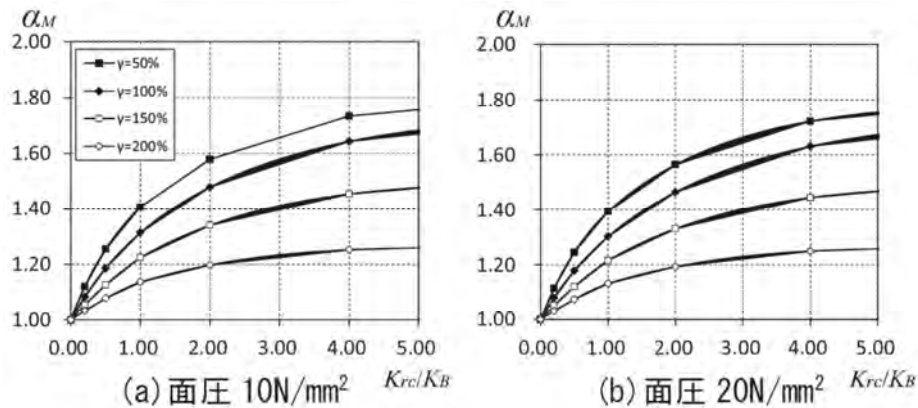


図 1.12 モーメント増加率-回転剛性比関係¹¹⁾

図 1.10～図 1.12 に示すように解析変動因子と回転剛性比 K_{rc} / K_B に応じた積層ゴムの力学特性を定量的に評価している。更に、積層ゴムの変位依存性や材料非線形などの非線形性の影響も考慮されており、回転剛性比 K_{rc} / K_B という下部構造の特性を一般化した有用な評価指標も提案されている。ただし、小林らの解析検討も上部構造からの慣性力のみを対象とした静的解析検討であり、時々刻々変化する動的挙動の影響や地盤震動の影響を考慮できていないことが課題と考える。

1.4.3 本研究の位置付け

既往研究において杭頭免震構造における積層ゴムの力学特性の定量的評価が行われており、学術的、技術的に有用性の高い知見が得られている。

しかし、各項で述べたように、いずれの既往研究も上部構造からの慣性力のみを外力とした静的解析検討であるところに課題が残されている。地震による動的外乱下では、静的解析のように積層ゴムの水平変形に応じて曲げ回轉變形が単調に増加するとは考え難い。また、地震外乱による外力は上部構造からの慣性力だけでなく地盤震動に伴う強制変形の影響も大きい。近年、動的特性や地盤変形も考慮できる地震応答解析で杭頭免震構造の研究を行った例^{18),19)}が見られるようになったものの、動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性について定量的評価を行った例は見られない。

本研究では、杭頭免震構造の種々の構造特性や積層ゴムの力学特性について、地震による動的挙動や地盤震動の影響を考慮した形で定量的な評価を行うことを考える。また、現状の設計用解析モデルでも同様の定量的評価を行い、両者の比較および考察から現状の問題点を抽出し、その問題点を補正した杭頭免震構造の応答評価法と汎用的な設計用解析モデルを提案することを考える。本研究によって得られる知見は、これまで不明確であった杭頭免震構造の様々な課題の影響を明らかにするとともに、杭頭免震構造の適正な普及拡大にも資する成果になると考える。

1.5 研究の目的

本研究では、杭頭免震構造を対象として以下の3点を明らかにすることを目的とする。

- (1) 動的挙動や地盤震動の影響を表現できる動的解析モデルを構築し、地震応答解析により種々の構造特性を定量的に評価する。
- (2) 現状を想定した設計用解析モデルや既往研究の方法でも同様の構造特性の評価を行い、地震応答解析で得られた結果との差異を明示するとともに、その差異の原因についての考察を通して現状の問題点を明らかにする。
- (3) 現状の問題点を補正する方法について考察を行い、杭頭免震構造の汎用的な応答評価法および設計用解析モデルの提案を行う。

目的の(1)にある動的挙動や地盤震動を考慮した構造特性（以下、動的構造特性と称す）の定量化の部分に関して、杭頭免震構造の現状設計における問題点は、前節までに示した課題が無視されていることは勿論であるが、当該課題を考慮した解析あるいは実験で地震時の動的構造特性を評価した研究事例が極めて少なく、その影響の大小すら不明確なまま設計されていることであると筆者は考える。このような状況下において、杭頭免震構造の地震時の安全性について論じることなどできない。

従って、目的の(1)を達成するため、杭頭免震構造における設計上の課題の影響を表現できる動的解析モデルを構築する。具体的には、「杭頭の曲げ回転変形に伴う積層ゴムの力学特性の変化」、「上部構造、免震層、下部構造の動的な相互作用」、「建物と地盤との動的相互作用」の3つを表現できる上部構造-免震層-基礎梁-杭-地盤の連成振動解析モデルを構築する。この連成振動解析モデルの地震応答解析によって得られた種々の動的構造特性を精算解とみなし、現状の設計用解析モデルや既往研究の方法による構造特性との比較を行う（目的(2)）。そして、現状の設計用解析モデルや既往研究の方法の問題点を抽出し、その問題点を考慮した汎用的な応答評価法および設計用解析モデルについて提案を行う（目的(3)）。検討対象とする構造特性は、上部構造の応答特性、積層ゴムの力学特性、並びに、杭基礎の応力特性とする。

なお、本研究では最も汎用性の高い積層ゴムを用いた杭頭免震構造のみを対象とし、それ以外の免震装置については扱わないこととする。現在、杭頭免震構造に特化した特殊な免震装置が研究・開発されているが^{例えば、20)}、それらの課題については今後も開発メーカー等による精力的な研究が行われていくものとする。

1.6 論文の構成

本論文は1章から6章で構成されており、以下に各章の概要を示す。

1章は序論とし、本論文において研究対象を杭頭免震構造とした背景、杭頭免震構造を対象とした既往研究および本研究の位置付け、研究の目的、論文の構成について示す。

2章は杭頭免震構造の動的構造特性を評価するために構築した上部構造・免震層・基礎梁・杭・地盤の連成振動解析モデルについて述べる。連成振動解析モデルは物流施設の1スパンを対象とした魚骨型モデルとして構成している。杭頭の曲げ回轉變形に伴う力学特性変化を考慮できる積層ゴムモデルを組み込むとともに、Penzien型モデルとすることで地盤と建物の動的相互作用も考慮可能としたことが特徴である。本章では、連成振動解析モデルの諸元詳細やモデル化方法、並びに、積層ゴムモデルに関する既往研究の変遷と本研究で使用する積層ゴムモデルの詳細について述べる。

3章は杭頭免震構造における動的構造特性の定量的評価について述べる。まず、連成振動解析モデルと現状を想定した設計用解析モデルにより地震応答解析のパラメトリック・スタディを行い、それぞれの上部構造の応答特性を定量的に評価し、現状解析における問題点が上部構造の応答特性に及ぼす影響について述べる。次に、積層ゴムの力学特性として水平剛性と反曲点移動に伴う上下部材への曲げモーメント分配に着目し、動的挙動や地盤震動の影響も含んだ連成振動解析モデルの積層ゴムの力学特性値を定量的に評価するとともに、既往研究で行われている静的解析による定量的評価との差異についても明示する。更に、中間層免震構造で指摘されるモード連成作用²¹⁾による上部構造の応答増幅について、連成振動解析モデルで同現象が発生する条件や可能性についても考察を行う。モード連成作用に関する検討は、杭頭免震構造における設計適用範囲についての考察を目的とした検討である。

4章は杭頭免震構造の動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性評価法について述べる。まず、3章で定量的評価を行った積層ゴムの力学特性について、既往研究の評価と本研究の評価が異なる原因について考察し、動的挙動や地盤震動を考慮することの重要性について明示する。更に、積層ゴムの力学特性評価の結果と回轉剛性比¹¹⁾と呼ばれる簡易的な指標との関係について考察を行い、積層ゴムの力学特性を当該指標により推測する方法を提案する。

5章は杭頭免震構造の杭基礎を対象とした設計用解析モデルと応答変位法への適用法について述べる。杭基礎の応力評価を対象とし、連成振動解析モデルを用いた地震応答解析と、現状設計を想定した応答変位法による評価との比較により、現状設計の問題点を明らかにする。更に、抽出された問題点と4章で示した積層ゴムの曲げモーメント分配率を使用し、杭基礎を対象とした設計用解析モデル、並びに、応答変位法への適用法について提案する。

6章は結論とし、本研究で得られた主な成果について述べるとともに、筆者が考える今後の課題についても述べる。

1章 参考文献

- 1) 日本免震構造協会：免震構造入門，1995
- 2) 日本免震構造協会：免震積層ゴム入門，1997
- 3) 長田勝幸，川田公裕：免震建物の兵庫県南部地震による効果（郵政省 WEST ビル），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.631-632，1995.8
- 4) 日本免震構造協会：MENSIN，No.97，pp.19-24，2017.7
- 5) 小倉桂治，川端一三，小室努，征矢克彦，寺嶋知宏：高層免震建物の地震応答特性に関する検討，日本建築学会技術報告集，第5号，pp.47-51，1997.12
- 6) 日本建築学会：免震構造設計指針，2013
- 7) 猿田正明，山本祥江，森川和彦，中西啓二，飯場正紀，小豆畑達哉，井上波彦：東北地方太平洋沖地震における超高層免震建物の挙動，日本建築学会技術報告集，第19巻，第42号，pp.477-480，2013.6
- 8) 高山峯夫，森田慶子：熊本地震における阿蘇免震病院での地震応答（けがき記録）に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.1051-1052，2017.8
- 9) 浅野三男，嶺脇重雄：取付部の柔軟性を考慮した免震用積層ゴムの水平剛性評価，日本建築学会技術報告集，第8号，pp.57-62，1999.6
- 10) 三山剛史：積層ゴムの上下面に回転角を与えた場合の力学的性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第556号，pp.43-50，2002.6
- 11) 小林正人，下田卓，西村拓也：端部回転を有する免震用積層ゴムの水平剛性と取付け部材の設計用応力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第77巻，第682号，pp.1873-1880，2012.12
- 12) 飯塚真巨：積層ゴムの剛性マトリクス Haringx 理論に基づく定式化，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.619-620，1995.8
- 13) 仲村崇仁，宮崎充，金子修平，北村佳久，西村拓也：積層ゴムにおける傾斜付加時の力学特性について その3 せん断特性試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.375-376，2008.9
- 14) 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
- 15) 一五不動産情報サービス：第12回物流施設の不動産市況に関するアンケート調査，URL：<http://www.ichigo-re.co.jp/>，2013.8
- 16) 高岡栄治，宮田章：杭基礎の柔軟性を考慮した積層ゴム力学特性の解析的評価，日本建築学会構造系論文集，第77巻，第678号，pp.1219-1226，2012.8
- 17) 飯塚真巨，濱本卓司：端部回転を受ける積層ゴムの弾性理論，日本建築学会構造系論文集，第608号，pp.45-52，2006.10
- 18) 椿原康則，嶺脇重雄，山下清：基礎部材の変形を考慮した杭頭免震建物の地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，pp.615-616，2007.8
- 19) 村田鉄雄，柳田佳伸，森清隆，原博，飯塚信一，扇谷匠己，小林正人：地盤-杭-建物連成系一体解析モデルを用いた杭頭免震構造の地震応答解析 その1 研究の背景および解析モデルの設定，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.605-606，2015.9

- 20) 西村幸洋, 宮崎光生, 菅原貴之: 杭頭免震構法の開発 その 1 場所打ち杭用回転機構付すべり支承「工法および装置概要」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.383-384, 2004.8
- 21) 小林正人, 井澤保一, 洪忠憲: モード連成作用を考慮した中間層免震構造の各部地震応答予測 中間層免震構造の地震応答予測と耐震性能 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 572 号, pp.73-80, 2003.10

2章 杭頭免震構造の連成振動解析モデルの構築

2.1 はじめに

杭頭免震構造は、杭頭に直接免震装置を設置して杭の連結部材を小断面化あるいは省略し、地下工事の合理化や建設コストの削減を図る工法である。施工性、経済性の面でメリットが得られる一方で、連結部材の剛性の低さに起因して杭頭に曲げ回転変形が生じ易く、その曲げ回転変形が建物の動的特性に様々な影響を与えることが懸念されている。特に、免震装置として積層ゴムを使用した場合には、杭頭の曲げ回転変形に伴って積層ゴムの力学特性が変化し、水平剛性や曲げ回転剛性に様々な非線形性が現れることが実験でも明らかとなっている^{1)~4)}。また、杭頭の曲げ回転変形は、杭、基礎梁および地盤で構成される下部構造と入力される地震波、更に、免震層を介して応答する上部構造の複合的な相互作用によって生じる。中でも、強い非線形性を有する地盤との動的相互作用が杭頭の曲げ回転変形に与える影響も大きいものと推測される。

本研究の目的の一つとして杭頭免震構造の動的構造特性の定量的評価を挙げており、そのためには「①杭頭の曲げ回転変形に伴う積層ゴム力学特性の変化」、「②上部構造-免震層（積層ゴム）-基礎梁-杭の動的相互作用」および「③地盤と建物の動的相互作用」を考慮し、杭頭免震構造の動的挙動の表現に特化した解析モデルを構築する必要がある。そして、当該解析モデルを用いた地震応答解析によるパラメトリック・スタディを行い、様々な条件下の動的構造特性を整理して考察を行う必要がある。

本章では、杭頭免震構造の動的構造特性を評価するために構築した建物-杭-地盤の連成振動解析モデルについて示す。まず、2.2節において本研究で検討対象とした建物の概要について解説し、2.3節で当該建物の1スパンを取り出した魚骨型の連成振動解析モデルについて解説する。2.3節の2.3.1項においては、連成振動解析モデルの全体概要を示し、2.3.2項で上記③を表現するためにモデル化した地盤関連要素の詳細について述べる。続いて、2.3.3項では、上記①を考慮するために連成振動解析モデルに組み込んだ積層ゴムの解析モデルについて解説する。

なお、本研究で使用した積層ゴムモデルは、杭頭免震構造の動的構造特性を表現する上で最も重要な要素であること、また、既往の研究者らの多大な尽力により構築された理論解析モデルであることを考慮し、2.3.3項では既往研究の変遷も含めた詳細な解説を行う。また、この積層ゴムモデルが既往研究の成果を組合せた特殊なモデルであることと、積層ゴムの力学特性の詳細な分析を行う必要性から、本研究では筆者が自作した解析プログラム「FA2D」で解析検討を行うこととしたため、解析プログラム「FA2D」で出力された積層ゴムの力学特性値の妥当性についても検証を行う。

2.2 検討対象建物

本研究で検討対象とした杭頭免震建物の概要を図 2.1 に示す。杭頭免震構造は中低層の大型物流施設で採用されることが多いことから、大型物流施設としては一般的な規模の地上 4 階建て、延床面積 40,000 m²の物流施設を対象とした。物流施設のスパン割は概ね 10m 前後のケースが多いため、平面計画は X, Y 方向共に 10m×10m スパンとした。一般的な計画条件の物流施設を検討対象とすることで、実用上の有用な知見は十分に得られると考えた。

構造種別は、1～3 階を鉄筋コンクリート造（以下、RC と称す）柱と鉄骨造（以下、S と称す）梁で構成される混合構造、4 階を S 造とし、屋上階は折板屋根とした。

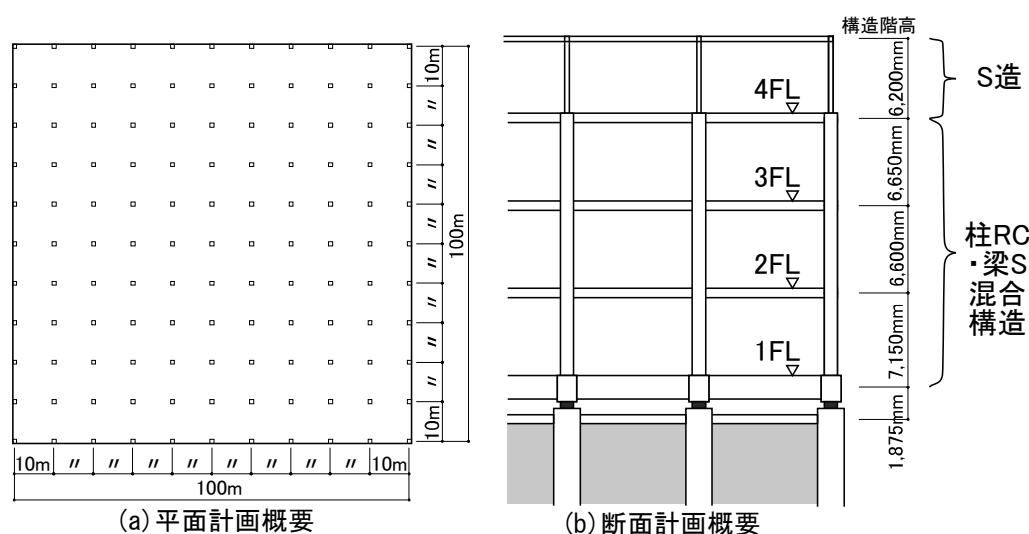


図 2.1 検討対象とした物流施設

2.3 地震応答解析に用いる連成振動解析モデル

2.3.1 連成振動解析モデルの全体概要

本研究で用いた連成振動解析モデルを図 2.2 に示す。連成振動解析モデルは、上部構造、免震層、基礎梁、杭、水平地盤反力ばねおよび自由地盤で構成した。図 2.1 に示すように、物流施設は 10m 前後の均等スパンで計画されることが多いため、積層ゴムを中心に中柱部の 1 スパン分を取り出した魚骨型モデルにより建物全体の挙動を代表できると判断した。積層ゴムモデルや地盤関連要素には既往研究に基づく種々の非線形性を考慮し、杭頭免震構造の動的挙動の表現に特化した解析モデルを構築した。以下に連成振動解析モデルを構成する各要素の詳細について述べる。

上部構造の RC 柱のコンクリートの設計基準強度 F_c は 36N/mm^2 とし、ヤング係数は文献 5)の方法により F_c から算定した。S 部材のヤング係数は文献 6)より 205000N/mm^2 とした（以下、同様とする）。上部構造の柱、梁は全て弾性梁要素とし、柱と梁の接合部節点に 1 スパンの負担重量に相当する質点を設けた。

積層ゴムは天然ゴム系積層ゴムとし、積層ゴムの諸元を表 2.1 に示す。ヤング率 E_0 はポアソン比 0.5 とせん断弾性率 G を用いて算定 ($E_0 = 3G$) し、補正係数 κ と体積弾性率 E_∞ は文献 7) を参考にした。見掛けの曲げに対する縦弾性率 E_b は式(2.1)、圧縮性を考慮した曲げに対する弾性率 E_{rb} は式(2.2)により算定した⁸⁾。積層ゴムの断面積 A 、断面二次モーメント I 、ゴム層数 n 、ゴム 1 層の厚さ t_r 、ゴムと内部鋼板を合わせた全高さ h により、圧縮時における積層ゴムの有効水平剛性 k_s および有効曲げ回転剛性 k_{rc} はそれぞれ式(2.3)および式(2.4)で表される。モデル化方法の詳細については 2.3.3 項で述べる。

$$E_b = E_0 \left(1 + \frac{2}{3} \kappa S_1^2 \right) \quad (2.1)$$

$$E_{rb} = \frac{E_b \cdot E_\infty}{E_b + E_\infty} \quad (2.2)$$

$$k_s = \frac{GAh}{nt_r} \quad (2.3)$$

$$k_{rc} = \frac{E_{rb} I h}{nt_r} \quad (2.4)$$

表 2.1 積層ゴムの諸元

せん断弾性率 G (N/mm ²)	0.39
ヤング率 E_0 (N/mm ²)	1.17
補正係数 κ	0.85
体積弾性率 E_∞ (N/mm ²)	1961
外径 D (mm)	1000
内径 d (mm)	25
ゴム総厚 $n \cdot t_r$ (mm)	200
1次形状係数 S_1	36.4
2次形状係数 S_2	5.00
曲げに対する弾性率 E_{rb} (N/mm ²)	606.8

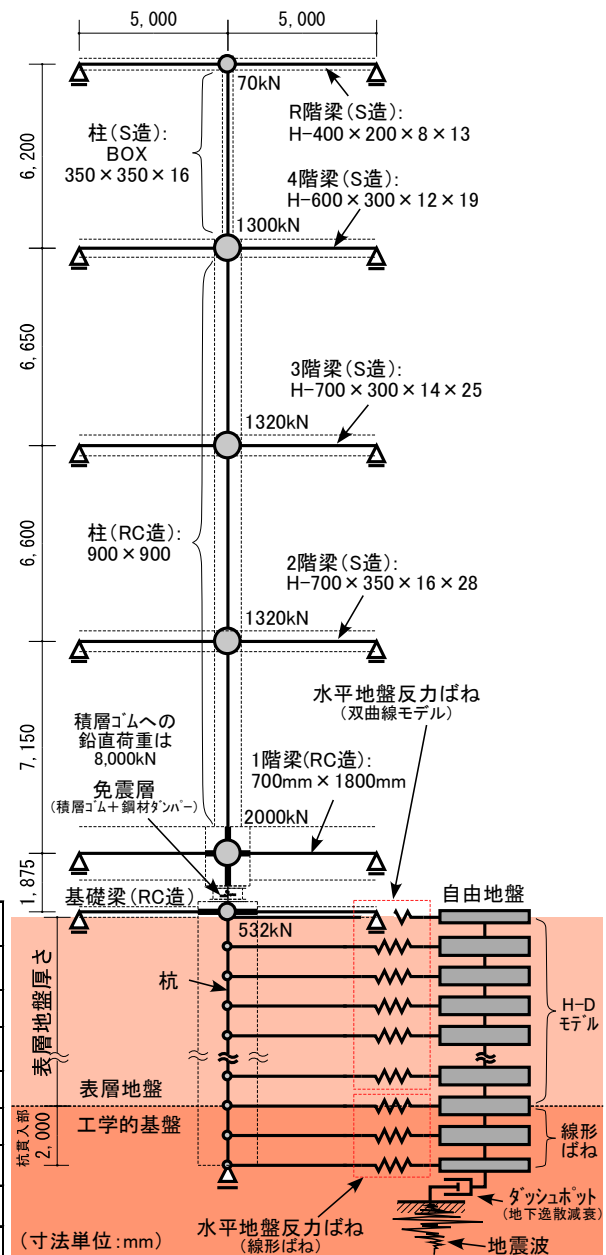


図 2.2 連成振動解析モデル

免震層には減衰要素として鋼材ダンパーを設けた。鋼材ダンパーは完全弾塑性の標準バイリニア型としてモデル化し、特記がない限り、降伏耐力を降伏せん断力係数で 0.04 相当の 240.4kN、降伏変位を 20mm とした。積層ゴム（図中では NRB と表記）と併せた免震層の骨格曲線の概念図を図 2.3 に示す。

なお、免震層に作用する鉛直荷重 P は積層ゴムのみが負担し、特記がない限り、 $P = 8000\text{kN}$ （積層ゴムの面圧に換算すると 10.2 N/mm^2 ）で一定とした。

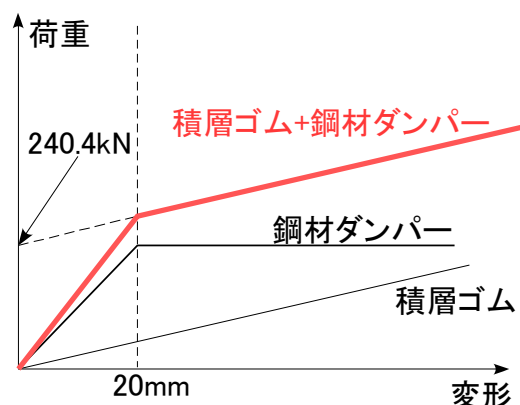


図 2.3 免震層の骨格曲線概念図

基礎梁および杭はいずれも弾性梁要素とし、杭は先端 2m を工学的基盤に貫入させた。杭は鋼管杭と RC 杭の 2 種類を設定し（杭種別の詳細は 3 章で解説する）、杭の節点には区分重量分の質点を設けた。

地盤関連要素は、杭に接続する水平地盤反力ばねと自由地盤をモデル化し、変形に伴う剛性低下と履歴減衰を考慮した。地盤関連要素の詳細については 2.3.2 項で述べる。

内部粘性減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数は免震層を固定した場合の上部構造の 1 次固有周期 1.25s に対し、上部構造を 3%、鋼管杭を 2%、RC 杭を 3%とした。履歴減衰が支配的となる免震層、水平地盤反力ばね、自由地盤の内部粘性減衰は 0 とした。

基礎梁、杭および地盤関連要素は、杭頭免震構造特有の杭頭の曲げ回転変形と密接な関係があるため、3 章以降の解析検討では原則としてこの 3 要素の諸元（および地震波の特性）を解析変動因子として検討を行うこととした。

なお、本研究においては、解析変動因子による差異を明瞭に捉えること、並びに、解析変動因子による傾向分析に重点を置くこととし、基礎梁と杭については非線形性を考慮しないこととした。一方、強い非線形性を有する地盤関連要素については、極めて稀に発生する地震（詳細は 3 章で解説する）を対象とした場合に弾性要素とすることが現実的では無いため、せん断剛性と減衰の歪依存特性は考慮することとしたが、上記と同様の理由により、液状化の影響は考慮しないこととした。

2.3.2 建物と地盤の動的相互作用に関連するモデル化

本項では、建物と地盤の動的相互作用に関連する要素として、水平地盤反力ばねおよび自由地盤のモデル化について解説する。

(1) 水平地盤反力ばね

杭に接続する水平地盤反力ばねは、原則として 1m ピッチで設定することとし、Francis の式に群杭係数 β_H ⁹⁾ を考慮した式(2.5)の k_{js} を初期剛性とした。

$$k_{js} = \frac{1.3E_s}{1-\nu_s^2} \left(\frac{E_s B_p^4}{E_p I_p} \right)^{1/12} H \beta_H^{4/3}, \quad (E_s = 2(1+\nu_s)\rho V_s^2) \quad (2.5)$$

ここで、 E_s は地盤のヤング係数、 ν_s は地盤のポアソン比とした。 B_p は杭直径、 E_p および I_p はそれぞれ杭のヤング係数および断面二次モーメント、 H は区分された土層厚、 V_s は地盤の S 波速度、 ρ は土の密度とした。表層地盤の k_{js} を求める際の V_s には、自由地盤の逐次非線形応答解析に基づくせん断剛性低下（最大せん断歪の 65% 相当の剛性低下¹⁰⁾）を考慮した等価線形物性による V_s を用いた。一方、工学的基盤の k_{js} を求める際の V_s には地盤の初期物性に基づく V_s を用いた。

非線形特性は、表層地盤を双曲線モデル^{11),12)}とし、工学的基盤を線形ばねとした。また、表層地盤における水平地盤反力ばねの極限地盤反力 ${}_{SP}F_{\max}$ は、土質に応じて式(2.6)あるいは式(2.7)に示す Broms の式より算定した¹²⁾。

$$\text{砂質土： } {}_{SP}F_{\max} = 3 \cdot \sigma'(z) \cdot K_p \cdot B_p \cdot H \quad (2.6)$$

$$\text{粘性土： } {}_{SP}F_{\max} = 9 \cdot C_u \cdot B_p \cdot H \quad (2.7)$$

ここで、 $\sigma'(z)$ は層中心深度の有効応力、 K_p は受働土圧係数、 C_u は粘性土の非排水せん断強度を表し、 K_p は砂質土の内部摩擦角 ϕ を用いて $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ で算定した。内部摩擦角 ϕ および非排水せん断強度 C_u は、大崎による式(2.8)および Terzaghi & Peck による式(2.9)を用いて N 値により推定した¹³⁾。

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15^\circ \quad (2.8)$$

$$C_u = 6.25 \cdot N \quad (2.9)$$

(2) 自由地盤

自由地盤は建物の影響を受けない大きさとして断面積 10000m^2 の土柱を想定した。自由地盤は原則として 1m ピッチで区分した多質点系モデルとし、土層区分間はせん断ばね要素で構成した。自由地盤モデルの概念図を図 2.4 に示す。 i 層における土層厚を H_i 、密度を ρ_i 、S 波速度を V_{Si} 、土柱の断面積を A_f とした場合、自由地盤モデルの質点質量は式(2.10)、せん断ばねの初期剛性は式(2.11)により算定した。

$$M_i = \frac{1}{2} \cdot A_f \cdot (\rho_{i+1} \cdot H_{i+1} + \rho_i \cdot H_i) \quad (2.10)$$

$$K_i = \frac{\rho_i \cdot V_{Si}^2 \cdot A_f}{H_i} \quad (2.11)$$

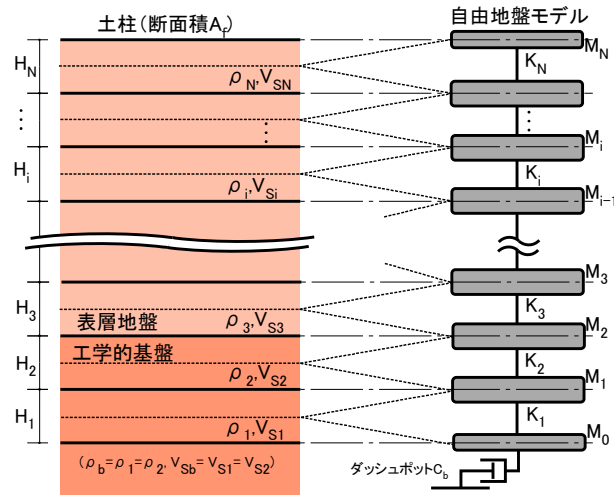


図 2.4 自由地盤モデルの概念図

自由地盤の非線形特性は、表層地盤を石原・吉田の H-D モデル¹⁴⁾ とし、工学的基盤を初期剛性一定の線形ばねとした。表層地盤の歪依存特性は古山田ら¹⁵⁾の提案に基づいて図 2.5 のように設定し、粘性土の基準せん断歪 $\gamma_{0.5}$ および最大減衰定数 h_{\max} をそれぞれ 0.18% および 17% 、砂質土のそれらの値を 0.10% および 21% とした。また、表層地盤のせん断ばねの最大耐力 $FF F_{\max}$ は $FF F_{\max} = K_i \cdot H_i \cdot \gamma_{0.5}$ で算定した¹¹⁾。

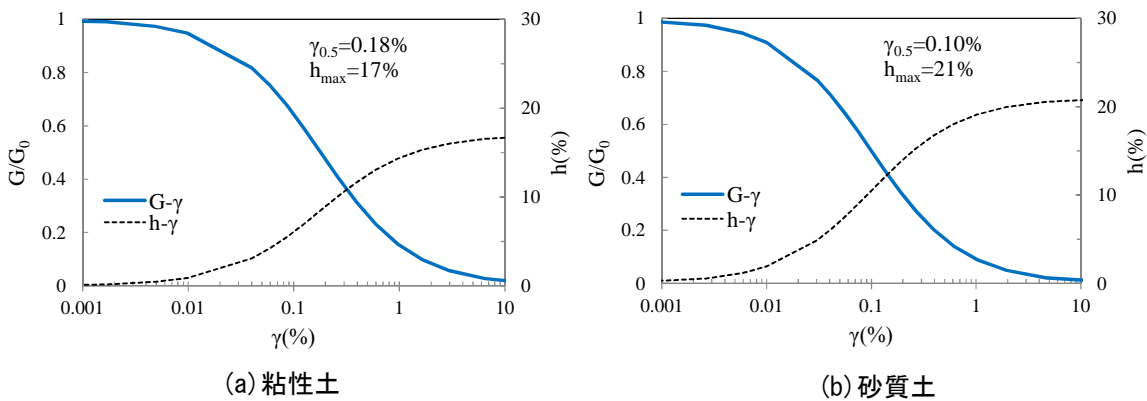


図 2.5 表層地盤の歪依存特性

自由地盤の下端には工学的基盤の半無限性を表す減衰係数 C_b のダッシュポットを設け、このダッシュポットを介して地震波を入力した。 C_b は、工学的基盤における密度 ρ_b 、S 波速度 V_{sb} 、土柱の断面積 A_f を用いて式(2.12)により算定した¹⁶⁾。

$$C_b = \rho_b \cdot V_{sb} \cdot A_f \quad (2.12)$$

なお、3章以降の地震応答解析において、地盤条件として土質と N 値が与えられた場合、S 波速度 V_s は土質に応じて式(2.13)あるいは式(2.14)から推定することとした¹⁷⁾。

$$\text{砂質土} : V_s = 80 \cdot N^{1/3} \quad (2.13)$$

$$\text{粘性土} : V_s = 100 \cdot N^{1/3} \quad (2.14)$$

2.3.3 積層ゴムのモデル化

杭頭免震構造の最大の特徴は杭頭に曲げ回転変形が生じることであり、その曲げ回転変形による影響が最も懸念されるのが積層ゴムの力学特性である。杭頭免震構造の動的構造特性を正しく評価するためには、積層ゴム端部に生じる曲げ回転変形が積層ゴムの力学特性に及ぼす影響を適切に評価することが重要となる。従って、本研究で用いる連成振動解析モデルにおいて、積層ゴムのモデル化は極めて重要な役割を担っている。

既往研究において、曲げ回転変形の影響を考慮できる積層ゴムの力学モデルが幾つか提案されている。浅野ら¹⁾は積層ゴムの存在応力に応じて回転剛性の非線形特性を逐次計算することで水平剛性を評価した。飯塚¹⁸⁾は、Haringx 理論¹⁹⁾に基づき、積層ゴム端部の水平変形と曲げ回転変形の自由度を考慮した剛性マトリクスの定式化を行った。三山⁴⁾は飯塚の剛性評価式¹⁸⁾を水平剛性、曲げ回転剛性、幾何学的非線形性を表す剛性の3つの剛性マトリクスに展開し、水平剛性および曲げ回転剛性に面圧依存性や水平変位依存性を考慮できる剛性評価式を提案した。また、飯塚ら²⁾は積層ゴムを高さ方向に分割し、各節点間を回転ばね、せん断ばね、剛体要素を組合せた単位要素で構成する積層ゴムモデルも提案し、高岡ら³⁾はその単位要素に材料非線形性を導入して大変形領域まで適用できるモデルへの拡張を行った。更に、高岡²⁰⁾は、積層ゴムのゴム要素と鋼板要素を交互に直列に繋ぎ、ゴム部分に Haringx 理論の剛性マトリクスと材料非線形性を導入するモデルも提案し、当該モデルでも大変形領域まで表現できることを示した。

このように様々な力学モデルが提案されているが、本研究の連成振動解析モデルでは、飯塚¹⁸⁾が理論式を構築し三山⁴⁾が物理的な意味をより明確化して展開した Haringx 理論に基づく力学モデルを使用している。本項では、Haringx 理論による積層ゴムモデルの既往研究の変遷について示し、本研究で使用した積層ゴムモデルの詳細について解説する。

(1) 曲げ回転変形の影響を考慮できる積層ゴムモデルに関する既往研究

飯塚¹⁸⁾は Haringx 理論¹⁹⁾に基づき、積層ゴム両端の水平変形および曲げ回転変形の自由度を考慮した剛性評価式を定式化した。以下に、端部の曲げ回転変形を考慮した積層ゴムの剛性評価式（剛性マトリクス）の誘導について示す。

図 2.6 に積層ゴムを対象とした Haringx 理論の概念図を示す。 Q_A および Q_B 、 M_A および M_B 、 x_A および x_B 、 θ_A および θ_B は、それぞれ図 2.6 の A 点および B 点の水平力、曲げモーメント、水平変位、曲げ回転角を示し、 P は積層ゴムへの鉛直荷重、 h はゴムと内部鋼板を合わせた積層ゴムの全高さを示す。

積層ゴムの任意高さ z の断面では曲げモーメント M_s により回転角 θ が生じ、その回転面に沿ってせん断力 Q_s が作用し、せん断変形 γ_s が生じている。座標系の各荷重と変形の正方向は図 2.6

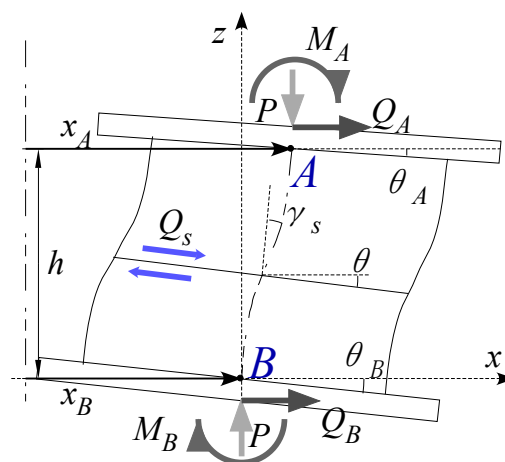


図 2.6 Haringx 理論の概念図

の通りとし、定式化に際し、鉛直方向の変位を無視し回転角は微小とする。また、材料は線形と仮定する。

任意高さ z の断面におけるせん断力と曲げモーメントの釣合い式を下式に示す。 v は高さ z における x 方向のたわみを表す。

$$\begin{aligned} M_S + M_B - Q_B \cdot z + P \cdot v &= 0 \\ \Rightarrow M_S &= -M_B + Q_B \cdot z - P \cdot v \end{aligned} \quad (2.15)$$

$$\begin{aligned} Q_S + Q_B \cdot \cos \theta - P \cdot \sin \theta &= 0 \\ \Rightarrow Q_S &= -Q_B + P \cdot \theta \end{aligned} \quad (2.16)$$

積層ゴムの圧縮時有効曲げ剛性と有効せん断剛性をそれぞれ k_{rc} および k_s とした場合、曲げモーメントと曲率、せん断力とせん断剛性の関係から M_S および Q_S は下式のように表される。

$$M_S = k_{rc} \cdot \frac{d\theta}{dz} \quad (2.17)$$

$$Q_S = k_s \cdot \gamma_S = k_s \cdot \left(\frac{dv}{dz} - \theta \right) \quad (2.18)$$

ただし、

$$k_s = \frac{GAh}{nt_r} \quad (2.19)$$

$$k_{rc} = \frac{E_{rb}Ih}{nt_r} \quad (2.20)$$

G および A は積層ゴムのせん断弾性率と断面積、 n はゴム層数、 t_r はゴム1層の厚さ、 E_{rb} は圧縮性を考慮した曲げに対する弾性率、 I は断面二次モーメントを表す。

式(2.15)～式(2.18)から下式が得られる。

$$k_{rc} \cdot \frac{d\theta}{dz} + P \cdot v = -M_B + Q_B \cdot z \quad (2.21)$$

$$k_s \cdot \frac{dv}{dz} - (k_s + P) \cdot \theta = -Q_B \quad (2.22)$$

ここで、式(2.21)を z で微分すると下式が得られる。

$$\frac{dv}{dz} = \frac{1}{P} \cdot \left(Q_B - k_{rc} \cdot \frac{d^2\theta}{dz^2} \right) \quad (2.23)$$

式(2.23)を式(2.22)に代入して整理すると下式の2階微分方程式が得られる。

$$\frac{d^2\theta}{dz^2} + q^2 \cdot \theta = \frac{q^2}{P} \cdot Q_B \quad (2.24)$$

ただし、

$$q^2 = \frac{P}{k_{rc}} \cdot \left(1 + \frac{P}{k_s} \right) \quad (2.25)$$

同様に、式(2.22) を z で微分した結果を式(2.21)に代入して整理すると下式の2階微分方程式が得られる。

$$\frac{d^2 v}{dz^2} + q^2 \cdot v = \frac{q^2}{P} \cdot (-M_B + Q_B \cdot z) \quad (2.26)$$

式(2.24)および式(2.26)の2階微分方程式を解くと、積分定数 C_1 および C_2 を含む下式の一般解が得られる。

$$v = C_1 \cdot \sin q \cdot z + C_2 \cdot \cos q \cdot z + \frac{1}{P} \cdot (-M_B + Q_B \cdot z) \quad (2.27)$$

$$\theta = \frac{1}{1 + P/k_s} \cdot (C_1 \cdot q \cdot \cos q \cdot z - C_2 \cdot q \cdot \sin q \cdot z) + \frac{Q_B}{P} \quad (2.28)$$

なお、図 2.6 の力の釣合いから下式が成立している。

$$Q_A + Q_B = 0 \quad (2.29)$$

$$M_A + M_B - Q_B \cdot h + P \cdot (x_A - x_B) = 0 \quad (2.30)$$

式(2.27)および式(2.28)のたわみと回転角の一般解に境界条件を与えることで C_1 および C_2 が確定し、式(2.29)および式(2.30)と合わせて荷重と変形の関係が確定される。

ここで、積層ゴムの両端に生じる Q_A および Q_B 、 M_A および M_B を外力とした場合の部材剛性関係式を下式に示す。

$$\begin{Bmatrix} Q_A \\ M_A \\ Q_B \\ M_B \end{Bmatrix} = [K_{ij}] \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (2.31)$$

式(2.31)の剛性マトリクスの各列は、部材端に下式の単位変形を与えた時に得られる荷重ベクトルに相当する(例えば、²¹⁾。

$$\begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2.32)$$

式(2.32)の変位ベクトルを順次入れ替えて剛性マトリクスの全要素を導出することにより、飯塚は積層ゴムの剛性評価式を式(2.33)～式(2.38)のように定式化した。

$$\begin{Bmatrix} Q_A \\ M_A \\ Q_B \\ M_B \end{Bmatrix} = [K_{ij}] \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} = K_h \begin{bmatrix} k_1 & k_2 & -k_1 & k_2 \\ & k_3 & -k_2 & k_4 \\ & & k_1 & -k_2 \\ \text{sym.} & & & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (2.33)$$

ここで,

$$K_h = \frac{P^2}{2 \cdot k_{rc} \cdot q \cdot \tan \frac{qh}{2} - P \cdot h} \quad (2.34)$$

$$k_1 = 1 \quad (2.35)$$

$$k_2 = -\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \tan \frac{qh}{2} \quad (2.36)$$

$$k_3 = \frac{k_{rc} \cdot q}{K_h} \cdot \frac{1}{\tan q \cdot h} + \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} \right)^2 \quad (2.37)$$

$$k_4 = -\frac{k_{rc} \cdot q}{K_h} \cdot \frac{1}{\sin q \cdot h} + \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} \right)^2 \quad (2.38)$$

式(2.33)～式(2.38)で構成される剛性評価式は、積層ゴムの端部回転だけでなく P- Δ 効果をはじめとする幾何学的非線形性の影響も考慮できる。飯塚は、この剛性評価式を用いて剛性マトリクスの各成分と作用軸力との関係などを整理するとともに、この剛性評価式が積層ゴムの面圧や上下基礎梁の剛性の適正化に利用できると考えた¹⁸⁾。

一方、式(2.33)～式(2.38)で構成される剛性評価式は、軸力とせん断剛性、曲げ剛性が混在した状態で表されており、このままの形では各成分の相互の影響を定量的に見ることが難しい。また、材料を線形と仮定して導出されたものであり、材料非線形性を考慮した拡張が難しい等の課題もあった。

三山⁴⁾は、飯塚の剛性評価式における上記の課題に着目し、物理的な意味をより明確化するため、まず式(2.33)の剛性マトリクスにおける $K_{12}(=K_h \cdot k_2)$ 、 $K_{22}(=K_h \cdot k_3)$ および $K_{24}(=K_h \cdot k_4)$ の各成分を以下のように展開した。

$$\begin{aligned} K_{12} &= K_h \cdot k_2 = -K_h \cdot \frac{k_{rc} \cdot q}{P} \tan \frac{qh}{2} \\ &= K_h \cdot \left\{ -\frac{h}{2} - \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \tan \frac{qh}{2} - \frac{h}{2} \right) \right\} \\ &= -\frac{K_h \cdot h}{2} - \frac{K_h \cdot P}{2} \cdot \frac{1}{P^2} \left(2 \cdot k_{rc} \cdot q \cdot \tan \frac{qh}{2} - P \cdot h \right) \\ &= -K_h \cdot \frac{h}{2} - P \cdot \frac{1}{2} \quad (\because \text{式(2.34)}) \end{aligned} \quad (2.39)$$

$$\begin{aligned}
K_{22} &= K_h \cdot k_3 = K_h \cdot \left\{ \frac{k_{rc} \cdot q}{K_h} \cdot \frac{1}{\tan qh} + \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} \right)^2 \right\} \\
&= \frac{k_{rc} \cdot q}{\tan qh} + K_h \cdot \left\{ \frac{h^2}{4} + \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} \right)^2 - \frac{h^2}{4} \right\} \\
&= \frac{k_{rc} \cdot q}{\tan qh} + \frac{K_h \cdot h^2}{4} + K_h \cdot \left\{ \frac{2}{P} \cdot \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} - \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{P}{2} \cdot \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} + \frac{h}{2} \right) \right\} \quad (2.40) \\
&= \frac{k_{rc}}{h} \cdot \frac{q \cdot h}{\tan qh} + \frac{K_h \cdot h^2}{4} + \frac{P}{2} \cdot \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} + \frac{h}{2} \right) \quad (\because \text{式(2.34)}) \\
&= K_h \cdot \frac{h^2}{4} + P \cdot \frac{h}{4} + \frac{k_{rc}}{h} \cdot \frac{q \cdot h}{2} \left(\frac{2}{\tan qh} + \tan \frac{qh}{2} \right) \\
&= K_h \cdot \frac{h^2}{4} + P \cdot \frac{h}{4} + K_r \quad \left(\because \tan qh = \tan(2 \cdot qh/2) = \frac{2 \cdot \tan(qh/2)}{1 - \tan^2(qh/2)} \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{24} &= K_h \cdot k_4 = K_h \cdot \left\{ \frac{-k_{rc} \cdot q}{K_h} \cdot \frac{1}{\sin qh} + \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} \right)^2 \right\} \\
&= \frac{-k_{rc} \cdot q}{\sin qh} + \frac{K_h \cdot h^2}{4} + K_h \cdot \left\{ \frac{2}{P} \cdot \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} - \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{P}{2} \cdot \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} + \frac{h}{2} \right) \right\} \\
&= -\frac{k_{rc}}{h} \cdot \frac{q \cdot h}{\sin qh} + \frac{K_h \cdot h^2}{4} + \frac{P}{2} \cdot \left(\frac{k_{rc} \cdot q}{P} \cdot \tan \frac{qh}{2} + \frac{h}{2} \right) \quad (\because \text{式(2.34)}) \quad (2.41) \\
&= K_h \cdot \frac{h^2}{4} + P \cdot \frac{h}{4} - \frac{k_{rc}}{h} \cdot \frac{q \cdot h}{2} \left(\frac{2}{\sin qh} - \tan \frac{qh}{2} \right) \\
&= K_h \cdot \frac{h^2}{4} + P \cdot \frac{h}{4} - K_r \quad (\because \sin qh = \sin(2 \cdot qh/2) = 2 \cdot \sin(qh/2) \cdot \cos(qh/2))
\end{aligned}$$

ただし,

$$K_r = \frac{k_{rc}}{h} \cdot \frac{2}{\tan \frac{qh}{2}} \quad (2.42)$$

式(2.39)～式(2.41)の第1項目は水平剛性を表す K_h による成分, 第2項目は鉛直荷重 P による幾何学的非線形性による成分, 式(2.40)および式(2.41)の第3項目は曲げ回転剛性を表す K_r による成分に相当する。三山は式(2.39)～式(2.41)を用いて式(2.33)を整理し, 剛性マトリクスを式(2.43)のように変換した。

$$\begin{Bmatrix} Q_A \\ M_A \\ Q_B \\ M_B \end{Bmatrix} = ([K_H] + [K_P] + [K_R]) \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 1 & -h/2 & -1 & -h/2 \\ & h^2/4 & h/2 & h^2/4 \\ & & 1 & h/2 \\ & & \text{sym.} & h^2/4 \end{bmatrix} + P \begin{bmatrix} 0 & -1/2 & 0 & -1/2 \\ & h/4 & 1/2 & h/4 \\ & & 0 & 1/2 \\ & & \text{sym.} & h/4 \end{bmatrix} + K_r \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & -1 \\ & & 0 & 0 \\ & & \text{sym.} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (2.43)$$

式(2.43)は積層ゴムの水平剛性, 鉛直荷重 P による幾何学的非線形性を表す剛性, 積層ゴムの曲げ回転剛性で構成され, 3つの剛性マトリクスを並列結合した状態を表し, 積層ゴムの中間の高さに積層ゴム特性を集約した水平剛性ばねと曲げ回転ばねを設け, それらと上下面を剛棒で繋いだ図 2.7 のような部材要素に相当する。三山は, 飯塚の剛性評価式を式(2.43)のように展開することにより, 各剛性による出力を区別して評価できるようにした。

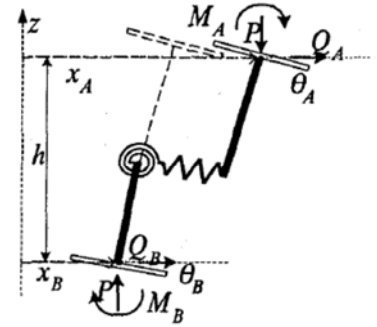


図 2.7 剛棒とばねのモデル⁴⁾

また, 式(2.43)のように展開することで, 積層ゴム剛性の種々の非線形性や各種依存性の導入も容易にした。まず, 三山は文献 7) に示された積層ゴムの軸力依存性の説明に基づき, 積層ゴムの座屈荷重 P_{cr} と鉛直荷重 P の関係を考慮して式(2.34)および式(2.42)を下式のように簡略化し, 積層ゴム剛性の面圧依存性を容易に導入できるようにした。

$$K_h = \frac{k_s}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \quad (2.44)$$

$$K_r = \frac{k_{rc}}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \quad (2.45)$$

更に, 三山は積層ゴムの変位依存性の導入も考慮し, 式(2.44)および式(2.45)にそれぞれ変位依存性 $\phi_h(x)$ および $\phi_{rc}(x)$ を考慮して下式のように表されると考えた。なお, x は積層ゴムの上端と下端の水平変位差を表す。

$$K_h = \frac{k_s}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \cdot \phi_h(x) \quad (2.46)$$

$$K_r = \frac{k_{rc}}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \cdot \phi_{rc}(x) \quad (2.47)$$

三山は、式(2.46)および式(2.47)で示した式の特性評価、並びに、提案した剛性評価式が実現象を妥当に評価できることを確認するため、表 2.2 に示す積層ゴムを用いて軸力とせん断変位、上面回転角を加える実験を行った⁴⁾。表 2.3 に実験ケースの一覧を示す。

表 2.2 積層ゴム諸元⁴⁾

直径	300mm	1次形状係数	23
せん断剛性	0.539MPa	2次形状係数	4.8
体積弾性率	2000MPa	補正係数	0.78
ゴム層厚さ	2.6mm	中間鋼板厚さ	2.5mm
材料	天然ゴム	ゴム層数	24

表 2.3 実験ケース一覧⁴⁾

No.	試験名	せん断歪 %	面圧 MPa	回転角 rad.	回数 回
①	水平剛性変位依存性実験	±10	10	0	3
		±20	10	0	3
		±50	10	0	3
		±100	10	0	3
		±150	10	0	3
②	回転剛性実験	0	0,1,2,3,4 5,10,15	±0.02	3
		+10	5,10,15	±0.02	3
		-20	5,10,15	±0.02	3
		+50	5,10,15	±0.02	3
		-100	5,10,15	±0.02	3
		150	5,10,15	±0.02	3
		-200	5,10,15	±0.02	3
③	回転角運動実験	±10	10	±0.01	3
		±20	10	±0.01	3
		±50	10	±0.01	3
		±100	10	±0.01	3
		±150	10	±0.01	3
④	回転角、面圧運動実験	±10	10±5	±0.01	3
		±20	10±5	±0.01	3
		±50	10±5	±0.01	3
		±100	10±5	±0.01	3
		±150	10±5	±0.01	3

±の記号は+の値と-の値の間を連続的に変化することを表す。

実験により得られた積層ゴムの水平剛性の割線剛性とせん断歪の関係を図 2.8 に示す。せん断歪の増加に伴い水平剛性が低下している。三山はこの実験結果より、水平剛性の変位依存性 $\phi_h(x)$ について式(2.48)に示す近似式を提案した。

$$\phi_h(x) = \left(\frac{x}{n \cdot t_r} \right)^{-0.16} \quad (2.48)$$

続いて、実験により得られた積層ゴムの回転剛性とせん断歪の関係を図 2.9 に示す。回転剛性もせん断歪の増加に伴って低下している。三山は、回転剛性の変位依存性 $\phi_{rc}(x)$ は、水平変位 x に伴い減少する直径 D の積層ゴムの上下の重なり部分における重心回りの断面2次モーメントで評価できると仮定し式(2.49)に示す近似式を提案した。積層ゴム上下の重なり部分の概念図を図 2.10 に示す。図 2.9 において破線で示された式(2.49)による評価と実験結果は良い対応を示している。

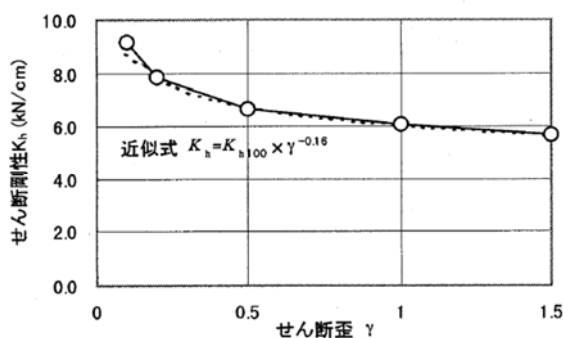


図 2.8 せん断剛性の変位依存性⁴⁾

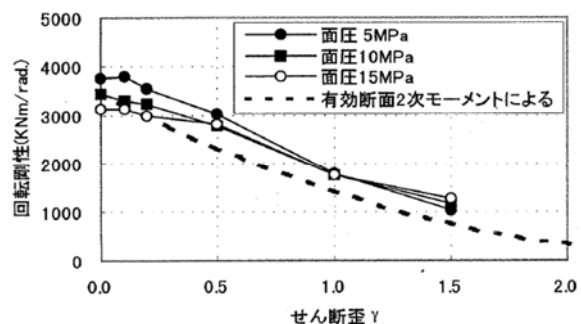


図 2.9 回転剛性の変位依存性⁴⁾

$$\phi_{rc}(x) = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1}{2} \theta_d + 2\theta_d \cos^2 \theta_d - \frac{13}{6} \sin^3 \theta_d \cos \theta_d - \frac{5}{2} \sin \theta_d \cos^3 \theta_d \right) \quad (2.49)$$

$$\cos \theta_d = \frac{x}{D} \quad (2.50)$$

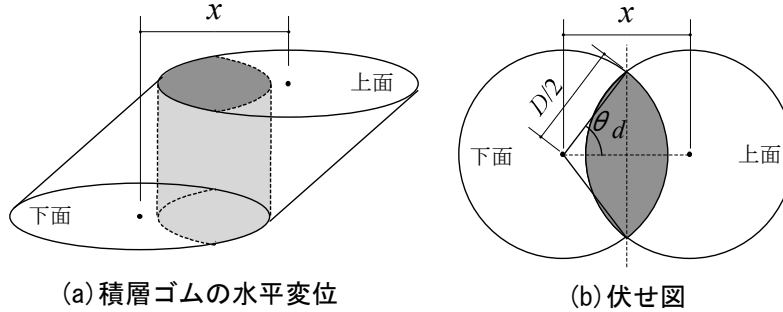


図 2.10 積層ゴムの水平変位に伴う曲げに関する有効断面

実験結果と三山の剛性評価式による解析結果との関係の一例を図 2.11 および図 2.12 に示す。実線の実験結果と破線の解析結果は良く対応しており、積層ゴムの非線形性を考慮した三山の剛性評価式が実現象を表現できていることがわかる。

なお、西村ら²²⁾によっても、積層ゴムの载荷実験結果^{22),23)}と三山の方法に基づく剛性評価式との整合性が検証されており、せん断変形で 250%、曲げ回転角で 0.02rad まで整合することが確認されている（ただし、西村らは式(2.48)の $\phi_h(x)$ を非考慮としている）。

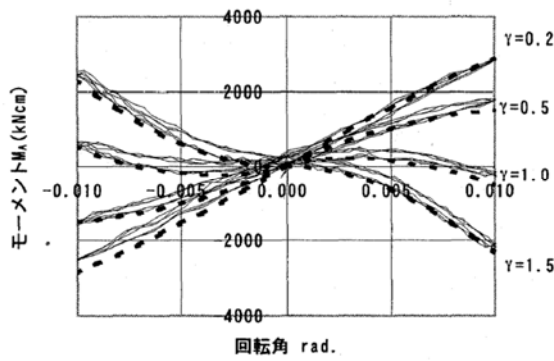


図 2.11 モーメントと回転角の関係 ケース③⁴⁾

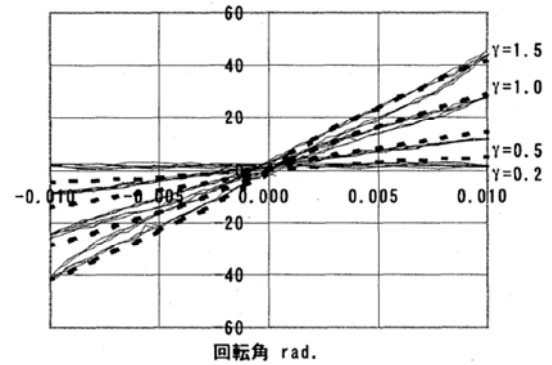


図 2.12 せん断力と回転角の関係 ケース③⁴⁾

(2) 本研究の連成振動解析モデルで使用した積層ゴムモデル

(1)で解説した既往研究の他にも幾つか解析モデルが提案されているが、本研究では、①原則として積層ゴムがハードニングに達するような大変形領域を対象としないこと、②自作の解析プログラムを使用してパラメトリック・スタディを行う関係上、計算負荷の小さい解析モデルが望ましいこと、③数多くの実験的検証により解析モデルと実現象の整合性が確認されていること、④既往研究モデルの中でも比較的簡素に表現されていて非線形性の導入も容易であり、更に、西村ら²²⁾の研究を考慮することにより積層ゴムの材料非線形も考慮できること（詳細は後述）等から、三山⁴⁾の方法に基づく解析モデルを使用することとした。

三山による剛性評価式（剛性マトリクス）を改めて式(2.51)に示す。三山は、飯塚¹⁸⁾が提案した積層ゴムの剛性マトリクスの物理的な意味をより明確化し、式(2.51)のように水平剛性 $[K_H]$ 、幾何学的非線形性を表す剛性 $[K_P]$ 、曲げ回転剛性 $[K_R]$ に分けて整理した。

$$\begin{Bmatrix} Q_A \\ M_A \\ Q_B \\ M_B \end{Bmatrix} = ([K_H] + [K_P] + [K_R]) \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

$$= \left(K_h \begin{bmatrix} 1 & -h/2 & -1 & -h/2 \\ & h^2/4 & h/2 & h^2/4 \\ & & 1 & h/2 \\ & sym. & & h^2/4 \end{bmatrix} + P \begin{bmatrix} 0 & -1/2 & 0 & -1/2 \\ & h/4 & 1/2 & h/4 \\ & & 0 & 1/2 \\ & sym. & & h/4 \end{bmatrix} + K_r \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & -1 \\ & & 0 & 0 \\ & sym. & & 1 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (2.51)$$

三山は、式(2.51)の水平剛性を表す K_h と曲げ回転剛性を表す K_r に対し、積層ゴムの座屈荷重 P_{cr} と鉛直荷重 P の関係に基づいた面圧依存性の近似式と水平変位依存性 ϕ_h および ϕ_{rc} を適用し、それぞれを式(2.46)および式(2.47)のように定式化している。

ただし、水平剛性 K_h の水平変位依存性を表す式(2.46)中の ϕ_h は、積層ゴムのせん断変形で150%までしか実験結果との整合性が確認されていない。従って、本研究では曲げ回転変形に伴う幾何学的非線形性に起因する水平剛性低下のみに着目することとし、 $\phi_h = 1$ として水平剛性の水平変位依存性を考慮しないこととした。

また、本研究における積層ゴムの回転剛性には、西村ら²²⁾により文献24)に基づいて提案された材料非線形性を表す式(2.52)および式(2.53)の ϕ_σ も考慮することとした。

$$\phi_\sigma(\theta) = 1 \quad (|\theta| \leq \theta_y, \theta = \theta_A - \theta_B) \quad (2.52)$$

$$\phi_\sigma(\theta) = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{\beta} \left(\left| \frac{\theta}{\theta_y} \right| - 1 \right)^\alpha} \quad (|\theta| > \theta_y) \quad (2.53)$$

$$\theta_y = \frac{Z(P/A + \sigma_y)}{K_h h^2/4 + PH/4 + K_r} \quad (2.54)$$

積層ゴムの材料非線形性を表す ϕ_σ は、積層ゴムの曲げ回転角 θ 、断面係数 Z 、引張降伏応力度 σ_y 、最外縁の応力度が σ_y に達する時の曲げ回転角 θ_y 、 ϕ_σ の分布形状を決めるパラメータ α および β など構成される。

以上より、本研究の連成振動解析モデルで使用する積層ゴムモデルの式(2.51)内の水平剛性 K_h および回転剛性 K_r はそれぞれ式(2.55)および式(2.56)により定めた。

$$K_h = \frac{k_s}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \quad (2.55)$$

$$K_r = \frac{k_{rc}}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \cdot \phi_{rc}(x) \cdot \phi_\sigma(\theta) \quad (2.56)$$

曲げ回転剛性の材料非線形性 ϕ_σ の分布形状を決める式(2.53)内のパラメータ α および β は、西村らの実験結果²²⁾より $\alpha = 10$ 、 $\beta = 40$ とし、積層ゴムの引張降伏応力度 σ_y は 0 N/mm^2 とした。 ϕ_{rc} および ϕ_σ の分布形状を図 2.13 および図 2.14 に示す。なお、西村らにより、式(2.56)の積層ゴムの回転剛性は、積層ゴムのせん断変形で 250%、曲げ回転角で 0.02rad まで実験結果と整合することが確認されており^{22),23)}、一般的な設計クライテリアの範囲内での使用において問題はないと考えられる。

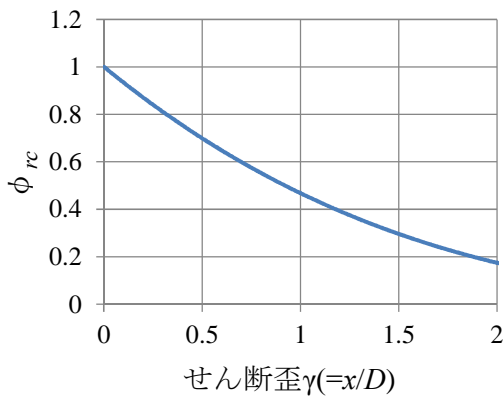


図 2.13 K_r の水平変位依存性

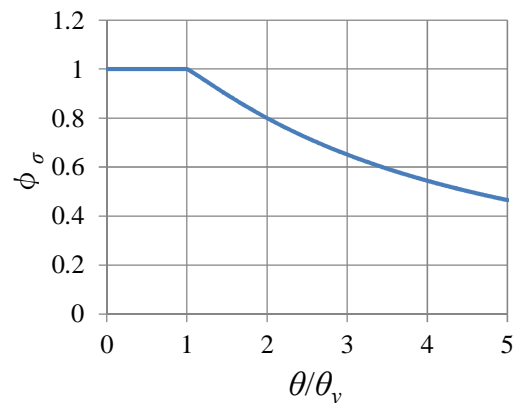


図 2.14 K_r の材料非線形性

(3) 積層ゴムモデルの検証

連成振動解析モデルを用いた後述の地震応答解析や種々の静的解析には、筆者が自作した解析プログラム「FA2D」(以下、単に FA2D と称す)を使用している。ここでは FA2D による積層ゴムモデルの出力値と三山の実験および解析結果^{4),25)}との整合性について検証した結果を示す。なお、本研究で使用した他の非線形特性(標準バイリニア型モデル、双曲線モデル、石原・吉田の H-D モデル)については、市販の汎用解析プログラムによる出力値との比較を行い、両者に殆ど誤差がないことを確認している。

本研究で行う地震応答解析および静的解析はいずれも直接積分法による逐次非線形解析であることから、特に収束演算を伴う非線形特性の再現性が重要となる。積層ゴムモデルの剛性マトリクスは、式(2.51)のように3つの剛性マトリクスを並列結合したものであり、後述の全ての解析において積層ゴムへの鉛直荷重 P を一定としているため、収束演算を伴う非線形特性を有するのは式(2.56)の K_r を用いた曲げ回転剛性 $[K_r]$ のみとなる。従って、曲げ回転剛性が関係する出力値を検証対象とする。ただし、比較に際しては解析モデルを三山のものと同一にする必要があるため、ここでの解析では水平剛性と曲げ回転剛性を表す K_h および K_r に式(2.46)および式(2.47)を使用した。すなわち、水平剛性を表す K_h では本研究の解析において無視した積層ゴムの水平剛性の変位依存性 $\phi_h(x)$ を考慮し、曲げ回転剛性を表す K_r では西村ら²²⁾によって追加された式(2.56)中の材料非線形性を表す ϕ_o を無視した。なお、FA2D における非線形方程式の解法には Newton-Raphson 法をはじめとする反復法²⁶⁾を使用している。

三山の实验および解析結果の対象は、前掲表 2.2 の天然ゴム系積層ゴムを用いて行った表 2.3 の实验ケース③「回転角連動実験」とした。回転角連動実験は、水平変位の増減に連動して積層ゴムの上面回転角を増減させた実験である。従って、三山の实验および試験体形状^{4),25)}に倣い、FA2D においては図 2.15 のように積層ゴムをモデル化し、上端節点に水平変位と回転角を連動して作用させる荷重増分解析を行った。

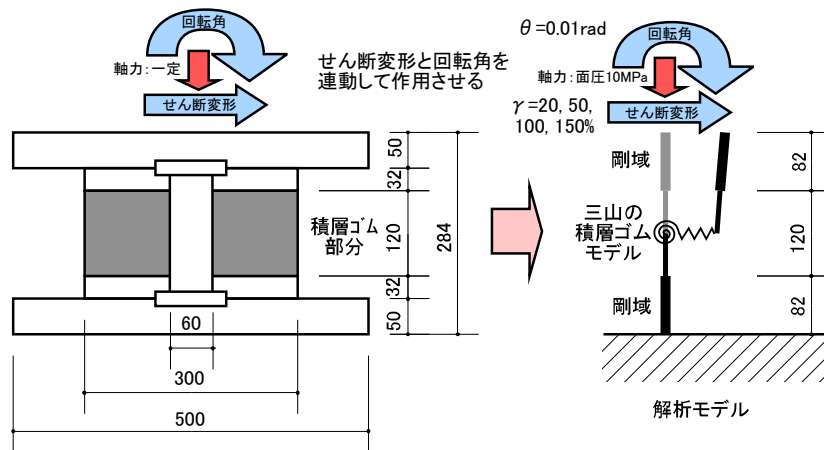


図 2.15 積層ゴムと解析モデル

曲げモーメントー曲げ回転角関係について、FA2D による解析結果と三山の実験および解析結果との関係を図 2.16 に示す。黒の細実線が実験結果，黒の太破線が三山の解析結果を示しており， γ は積層ゴムの最大せん断変形角を示す。図 2.16 より，FA2D による出力値と三山の実験および解析結果はほぼ整合していることから，FA2D による積層ゴムモデルの出力値は妥当であると判断した。

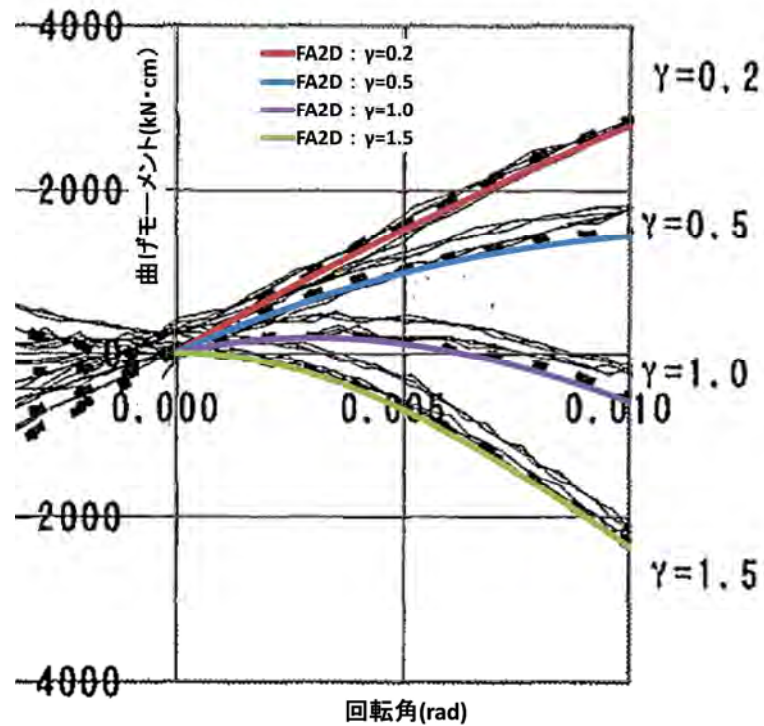


図 2.16 三山の実験および解析結果^{4),25)}と FA2D による出力値の関係

2章 参考文献

- 1) 浅野三男, 嶺脇重雄: 取付部の柔性を考慮した免震用積層ゴムの水平剛性評価, 日本建築学会技術報告集, 第8号, pp.57-62, 1999.6
- 2) 飯塚真巨, 高岡栄治: ばねと剛体要素から成る積層ゴム用離散型力学モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第607号, pp.81-85, 2006.9
- 3) 高岡栄治, 引田真規子, 竹中康雄: 端部回転を受ける積層ゴムの力学特性, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第651号, pp.905-912, 2010.5
- 4) 三山剛史: 積層ゴムの上下面に回転角を与えた場合の力学的性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第556号, pp.43-50, 2002.6
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 6) 日本建築学会: 鋼構造設計基準 許容応力度設計法, 2005
- 7) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 2001
- 8) 藤田聡, 藤田隆史: 重量機器免震用積層ゴムの静的加力実験 第3報 剛性についての理論的検討, 生産研究 38巻 第4号, pp.189-191, 1986.4
- 9) 護雅史, 森川和彦: 加振方向を考慮した群杭効率の推定式の提案, 第3回日本地震工学会大会梗概集, pp.416-417, 2005.1
- 10) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: 'SHAKE' A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, College of Eng. University of California Berkeley, California, 1972
- 11) 土木学会: 新体系土木工学 18 土の力学III, 1985
- 12) 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
- 13) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 2004.9
- 14) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics Nagoya, pp.373-380, 1985
- 15) 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, pp.2077-2078, 2003.7
- 16) 北村春幸: 性能設計のための建築振動解析入門, 2009
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012
- 18) 飯塚真巨: 積層ゴムの剛性マトリクス Haringx 理論に基づく定式化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.619-620, 1995.8
- 19) Haringx, J. A.: On highly compressible helical springs and rubber rods and their application for vibration-free mountings I, II, III. Philips Research Reports, Vol.3(1948), Vol.4(1949)
- 20) 高岡栄治: 水平単調載荷を受ける天然ゴム系積層ゴムの Haringx 理論に基づく非線形力学モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第701号, pp.913-921, 2014.7
- 21) 中村恒善, 野中泰二郎, 須賀好富, 南宏一, 柴田道生, 上谷宏二: 建築構造力学 図説・演習 I 第2版, 1994.6
- 22) 西村拓也, 渡辺宏一: 3次元免震装置における積層ゴムの回転剛性評価と解析モデルの検

- 証, 清水建設研究報告 第 87 号, pp.19-25, 2010.1
- 23) 石井健, 菊地優, 猿田正明, 西村拓也, 北村佳久: 積層ゴムにおける傾斜付加時の力学特性について その 2 回転特性試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.373-374, 2008.9
- 24) 飯塚真巨: 積層ゴムの大変形挙動をシミュレートする巨視的力学モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 568 号, pp.83-90, 2003.6
- 25) 三山剛史, 加藤泰正, 飯塚信一, 石橋久義, 安田征一郎, 柳下和男, 稲井栄一, 曾田五月也: 柱頭免震を想定した積層ゴムの静的加力試験 その 1 回転及び鉛直性能評価試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.567-568, 1998.9
- 26) 山本哲朗: 数値解析入門[増訂版], 2009.10

3章 杭頭免震構造における動的構造特性の定量的評価

3.1 はじめに

杭頭免震構造は、杭の連結部材の剛性が低いことから、杭頭に曲げ回転変形が生じやすいという特徴がある。この場合、杭頭の曲げ回転変形に伴い積層ゴムの見かけ上の水平剛性が低下すること、並びに、積層ゴムの反曲点が下方に移動してせん断力による曲げモーメントの上下部材への分配率が変化することが指摘されている。また、その杭頭の曲げ回転変形は、地盤も含めた下部構造、上部構造、地震波等、様々な内的・外的特性の相互作用で発生するものであり、特に、非線形性の強い地盤と建物の動的相互作用の影響は大きいものと推測される。これら積層ゴムの力学特性変化や建物と地盤の動的相互作用は、杭頭免震構造の動的構造特性に様々な影響を及ぼすことが懸念される。

一方、杭頭免震構造の現状の設計において上記の影響が十分に考慮されているとは言い難い。例えば、上部構造の地震応答解析モデルは、一般的な基礎免震構造と同様に1層-1質点とした等価せん断型の多質点系でモデル化され、積層ゴムも集約したせん断ばね要素でモデル化を行うことが多い。当然、これでは個々の積層ゴムの曲げ回転変形を考慮できない。それどころか、杭頭の最大曲げ回転角が設計クライテリア以内（例えば、 0.01rad 以内¹⁾）であることを確認するのみで積層ゴムの力学特性に与える影響を無視することが殆どである。また、現状の設計では基礎固定モデルとすることが多く、入力地震波を別途行われた地盤応答解析の地表面もしくは基礎底位置の地震波とすることが多い。このことは地震波の入力損失を考慮しないことにも相当するため、安全側の設計との考え方に基づくと推測されるが、基礎梁の剛性が低い杭頭免震構造に及ぼす影響は明らかにされていない。

更に、杭頭免震建物の上部構造応答に着目した場合には他の懸念事項もある。それは「モード連成作用²⁾」による応答増幅の可能性である。小林ら²⁾は中間層免震構造の地震応答解析により、上部構造と下部構造の周期比に応じて上部構造に応答増幅が生じるモード連成作用という現象があることを明らかにし、免震構造の地盤-建物一体モデルでも特定の条件下においてモード連成作用が生じることを示した^{3)~6)}。このようなモード連成作用に起因する上部構造の応答増幅について、免震層で曲げ回転変形が生じやすい杭頭免震構造でも検討しておくことは、設計適用範囲を明らかにする上で有意義であると考えられる。

本章では、杭頭免震構造における上部構造の応答特性と積層ゴムの力学特性を対象とし、地震応答解析によりそれぞれの定量的な評価を行う。また、モード連成作用による上部構造の応答増幅についても考察を行う。まず、3.2節では2章で示した連成振動解析モデルに対する解析変動因子の設定と地震応答解析の概要について示す。3.3節では連成振動解析モデルと現状を想定した設計用解析モデルそれぞれの上部構造応答を定量的に評価し、現状設計における問題点が上部構造の応答特性に及ぼす影響について述べる。3.4節では積層ゴムの水平剛性と反曲点移動に伴う上下部材への曲げモーメント分配に着目し、連成振動解析モデルにおける積層ゴムの力学特性を定量的に評価するとともに、1章の1.4節で示した既往研究の静的解析による評価との差異も明示する。更に、3.5節では連成振動解析モデルの上部構造の剛性分布を変動因子とした地震応答解析を行い、モード連成作用による応答増幅が発生する条件や設計適用範囲で発生する可能性について考察を行い、3.6節で本章のまとめを述べる。

3.2 連成振動解析モデルによる地震応答解析

3.2.1 連成振動解析モデルと解析変動因子

杭頭免震構造の動的構造特性を評価するため、図 3.1 に示す連成振動解析モデルを用いて地震応答解析によるパラメトリック・スタディを行う。ただし、本節で解説する連成振動解析モデルは、3.3 節の上部構造の応答特性および 3.4 節の積層ゴムの力学特性の評価を対象としたモデルであり、3.5 節のモード連成作用による応答増幅では、対象とする現象の特性上、解析モデルと解析条件を別途設定している。

解析変動因子の一覧を表 3.1 に示す。基礎梁の梁せいは一律 350mm として梁幅を 1000mm, 2000mm, 3000mm, 4000mm とした 4 種類の断面を設定し、基礎梁の無いケース（杭とピン接合）も対象とした。表 3.1 には 1 階梁に対する剛比も併せて示す。

杭は鋼管杭と RC 杭の 2 種類を設定した。表層地盤厚さを 20m としたことから、杭長は 22m とし、杭先端 2m を工学的基盤に貫入させた。鋼管杭は直径 1200mm で鋼板厚を 19mm, RC 杭は直径 2000mm ($F_c=36\text{N/mm}^2$) とした。各杭には杭の区分重量分の質点を設けた。

表層地盤厚さは 20m とし、N 値を変動因子として、1, 5, 10, 15 および 20 の 5 種類を設定した。N 値 1 のみ粘性土、他は砂質土として、いずれも一様地盤とした。工学的基盤の S 波速度 V_s は 450m/s とし、表層地盤、工学的基盤ともに地盤のポアソン比は一律 0.48, 土の密度は一律 1.8t/m^3 とした。

後述の入力地震波を工学的基盤の半無限性を表すダッシュポットを介して入力し、得られた種々の出力値を杭頭免震構造における精算解とみなした。

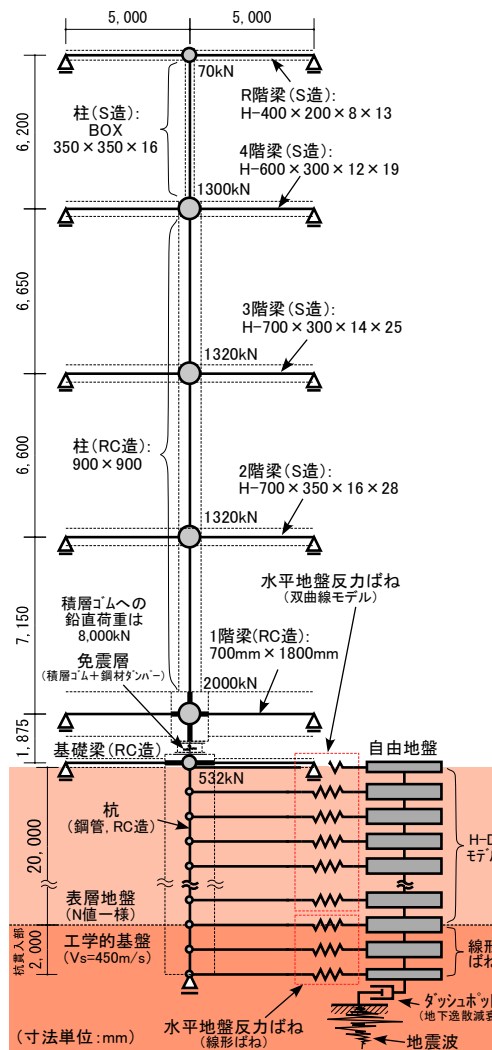


図 3.1 連成振動解析モデル

表 3.1 下部構造と地盤条件の解析変動因子

基礎梁 ^{*1}			杭種別	地盤条件			
幅:B(mm)	せい(mm)	剛比 ^{*2}		N値	土質	V_s ^{*3} (m/s)	
杭とピン接合			0.0	鋼管杭	1	粘性土	100
1000	350	0.011	(径1200mm、厚19mm)	5	砂質土	137	
2000	350	0.021		10	砂質土	172	
3000	350	0.032	RC杭	15	砂質土	197	
4000	350	0.042		(径2000mm、 $F_c=36\text{N/mm}^2$)	20	砂質土	217
^{*1} RC造、 $F_c=36\text{N/mm}^2$			-	^{*3} V_s はN値から推定			
^{*2} 1階梁に対する剛比							

地盤条件により 2 章の式(2.5)～式(2.7)で導出した水平地盤反力ばねの諸元を表 3.2～表 3.6 に示す。

表 3.2 水平地盤反力ばねの諸元 (表層地盤:N 値 1)

(a) 鋼管杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachii	
0			7565	7597	7558	34
1			14448	14522	14531	68
2			13136	13219	13337	68
3			11823	11982	12052	68
4			10577	10643	10643	68
5			9482	9210	9265	68
6			8436	7747	7970	68
7			7558	6267	6777	68
8			6848	4829	5668	68
9			5944	3617	4657	68
10			4953	2917	4094	68
11			4094	2465	3932	68
12			3426	2078	3810	68
13			3014	1800	3549	68
14			2871	1559	3175	68
15			2705	1354	2696	68
16			2232	1165	2178	68
17			1708	1042	1662	68
18			1152	989	1150	68
19			633	855	723	68
20	-	-	206362	206519	206409	-
21	-	-	412298	412298	412298	-
22	-	-	206149	206149	206149	-

(b) RC 杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachii	
0			4543	4563	4539	56
1			8677	8722	8727	113
2			7889	7939	8010	113
3			7101	7196	7238	113
4			6352	6392	6392	113
5			5695	5531	5564	113
6			5067	4653	4787	113
7			4539	3764	4070	113
8			4113	2900	3404	113
9			3570	2173	2797	113
10			2975	1752	2459	113
11			2459	1481	2362	113
12			2057	1248	2288	113
13			1810	1081	2132	113
14			1724	936	1907	113
15			1624	813	1619	113
16			1340	700	1308	113
17			1026	626	998	113
18			692	594	691	113
19			380	514	434	113
20	-	-	123939	124034	123967	-
21	-	-	247623	247623	247623	-
22	-	-	123811	123811	123811	-

表 3.3 水平地盤反力ばねの諸元 (表層地盤:N 値 5)

(a) 鋼管杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachii	
0			15080	15109	14968	68
1			29125	29146	28835	170
2			27093	27062	26901	240
3			25053	24923	24937	310
4			22920	22707	22594	379
5			20663	20439	20246	449
6			18369	18187	17908	518
7			16307	15961	15456	588
8			14380	13704	12823	658
9			12355	11283	10377	727
10			10291	9018	8396	797
11			8253	6912	6846	866
12			6182	4906	5603	936
13			4398	3521	4913	1006
14			3365	2633	4554	1075
15			2863	2153	3810	1145
16			2583	1826	3002	1214
17			2047	1427	2342	1284
18			1423	977	1668	1353
19			939	604	893	1423
20	-	-	206464	206388	206386	-
21	-	-	412298	412298	412298	-
22	-	-	206149	206149	206149	-

(b) RC 杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachii	
0			9057	9074	8989	113
1			17492	17505	17318	284
2			16272	16253	16157	400
3			15046	14968	14977	516
4			13765	13638	13570	632
5			12410	12275	12159	748
6			11033	10923	10755	864
7			9794	9586	9283	980
8			8637	8231	7701	1096
9			7420	6776	6233	1212
10			6181	5416	5043	1328
11			4957	4151	4112	1444
12			3713	2946	3365	1560
13			2641	2114	2950	1676
14			2021	1582	2735	1792
15			1719	1293	2288	1908
16			1551	1097	1803	2024
17			1230	857	1407	2140
18			855	587	1002	2256
19			564	363	536	2372
20	-	-	124001	123955	123954	-
21	-	-	247623	247623	247623	-
22	-	-	123811	123811	123811	-

表 3.4 水平地盤反力ばねの諸元 (表層地盤:N値 10)

(a) 鋼管杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachi	
0	砂質土	双曲線モデル	24992	25041	25074	80
1			48377	48735	48768	201
2			45263	46173	46026	282
3			42400	43629	43269	364
4			39724	41134	40419	446
5			37017	38711	37325	528
6			34068	35888	34000	610
7			30983	32782	30632	692
8			28021	29636	27318	774
9			25007	26303	24104	855
10			21886	22936	20884	937
11			18649	19706	17627	1019
12			15736	16499	14415	1101
13			13414	13577	11435	1183
14			11446	10767	9063	1265
15			10094	8082	7505	1347
16			8265	5507	6417	1428
17			6147	3347	5338	1510
18			4818	2397	4219	1592
19			3715	1913	2897	1674
20			207734	206955	207214	-
21			412298	412298	412298	-
22	206149	206149	206149	-		

(b) RC 杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachi	
0	砂質土	双曲線モデル	15010	15040	15059	133
1			29055	29270	29290	334
2			27185	27731	27643	471
3			25465	26203	25987	607
4			23858	24705	24275	744
5			22232	23250	22417	880
6			20461	21554	20420	1016
7			18608	19689	18397	1153
8			16829	17799	16407	1289
9			15019	15797	14476	1426
10			13144	13775	12543	1562
11			11200	11835	10587	1699
12			9451	9909	8657	1835
13			8057	8154	6868	1972
14			6874	6467	5443	2108
15			6062	4854	4508	2244
16			4964	3308	3854	2381
17			3692	2010	3206	2517
18			2894	1440	2534	2654
19			2231	1149	1740	2790
20			124763	124296	124451	-
21			247623	247623	247623	-
22	123811	123811	123811	-		

表 3.5 水平地盤反力ばねの諸元 (表層地盤:N値 15)

(a) 鋼管杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachi	
0	砂質土	双曲線モデル	33627	33694	33650	91
1			65362	66016	65585	228
2			61612	63130	62098	321
3			57812	60026	58508	414
4			54032	56739	54760	508
5			50361	53321	50822	601
6			46812	49958	46781	694
7			43201	46511	42617	787
8			39444	42783	38279	880
9			35848	39111	33880	973
10			32285	35578	29367	1066
11			28637	32028	24711	1160
12			25129	28391	20354	1253
13			21700	24715	16582	1346
14			18299	20771	13548	1439
15			14924	16719	11051	1532
16			12134	12644	9023	1625
17			10146	8926	7662	1718
18			8427	5853	6424	1812
19			7171	3735	5547	1905
20			209510	207716	208830	-
21			412298	412298	412298	-
22	206149	206149	206149	-		

(b) RC 杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachi	
0	砂質土	双曲線モデル	20196	20236	20210	151
1			39256	39649	39390	380
2			37004	37915	37296	536
3			34721	36051	35140	691
4			32451	34077	32889	846
5			30247	32024	30523	1001
6			28115	30004	28097	1157
7			25946	27934	25959	1312
8			23690	25695	22990	1467
9			21530	23490	20348	1622
10			19390	21368	17637	1777
11			17199	19235	14841	1933
12			15092	17051	12225	2088
13			13033	14844	9959	2243
14			10990	12475	8137	2398
15			8963	10041	6637	2554
16			7288	7594	5419	2709
17			6094	5361	4602	2864
18			5061	3515	3858	3019
19			4307	2243	3331	3175
20			125830	124753	125421	-
21			247623	247623	247623	-
22	123811	123811	123811	-		

表 3.6 水平地盤反力ばねの諸元 (表層地盤:N値 20)

(a) 鋼管杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachi	
0	砂質土	双曲線モデル	41503	41585	41503	102
1			80987	81397	80912	255
2			76972	77919	76762	360
3			72877	74453	72481	464
4			68843	70885	68009	568
5			65113	67455	63389	672
6			61440	63903	58834	776
7			57359	59960	54317	881
8			53316	55974	49430	985
9			49510	51970	44442	1089
10			45309	47712	39856	1193
11			40903	43281	35634	1298
12			36578	38593	31424	1402
13			32352	33440	27561	1506
14			28153	28183	23685	1610
15			24416	23067	19655	1714
16			21376	18092	16617	1819
17			18365	13561	14363	1923
18			15477	9928	12083	2027
19			13660	7070	9440	2131
20			212726	209028	210140	-
21			412298	412298	412298	-
22	206149	206149	206149	-		

(b) RC 杭

杭頭からの深さ (m)	土質	非線形特性	初期剛性 k_{β} (kN/m)			極限地盤反力 $sp F_{max}$ (kN)
			ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachi	
0	砂質土	双曲線モデル	24926	24976	24926	169
1			48640	48886	48595	426
2			46228	46798	46102	599
3			43770	44716	43531	773
4			41346	42573	40846	947
5			39106	40513	38071	1120
6			36900	38380	35335	1294
7			34449	36012	32622	1468
8			32021	33618	29687	1641
9			29735	31213	26691	1815
10			27212	28656	23937	1989
11			24566	25994	21402	2163
12			21969	23179	18873	2336
13			19431	20084	16553	2510
14			16909	16927	14225	2684
15			14664	13854	11805	2857
16			12838	10866	9980	3031
17			11030	8144	8626	3205
18			9295	5962	7257	3379
19			8204	4246	5669	3552
20			127761	125540	126208	-
21			247623	247623	247623	-
22	123811	123811	123811	-		

地盤条件により2章の式(2.10)および式(2.11)で導出した自由地盤モデルの諸元を表3.7～表3.11に示す。

表3.7 自由地盤モデルの諸元 (表層地盤:N値1)

iの値	土質	非線形特性	歪依存特性(%)		層厚 H_i (m)	せん断剛性 K_i ($\times 10^6$ kN/m)	質点重量 M_i (kN)	最大耐力 ${}_{FF}F_{max}$ (kN)
			$\gamma_{0.5}$	h_{max}				
22	粘性土	石原・吉田H-Dモデル	0.18	17	1	180	88260	324000
21			0.18	17	1	180	176520	324000
20			0.18	17	1	180	176520	324000
19			0.18	17	1	180	176520	324000
18			0.18	17	1	180	176520	324000
17			0.18	17	1	180	176520	324000
16			0.18	17	1	180	176520	324000
15			0.18	17	1	180	176520	324000
14			0.18	17	1	180	176520	324000
13			0.18	17	1	180	176520	324000
12			0.18	17	1	180	176520	324000
11			0.18	17	1	180	176520	324000
10			0.18	17	1	180	176520	324000
9			0.18	17	1	180	176520	324000
8			0.18	17	1	180	176520	324000
7			0.18	17	1	180	176520	324000
6			0.18	17	1	180	176520	324000
5			0.18	17	1	180	176520	324000
4			0.18	17	1	180	176520	324000
3	0.18	17	1	180	176520	324000		
2	-	-	-	-	1	3645	176520	-
1	-	-	-	-	1	3645	176520	-
0	-	-	-	-	-	-	88260	-

表3.8 自由地盤モデルの諸元 (表層地盤:N値5)

iの値	土質	非線形特性	歪依存特性(%)		層厚 H_i (m)	せん断剛性 K_i ($\times 10^6$ kN/m)	質点重量 M_i (kN)	最大耐力 ${}_{FF}F_{max}$ (kN)
			$\gamma_{0.5}$	h_{max}				
22	砂質土	石原・吉田H-Dモデル	0.10	21	1	337	88260	336847
21			0.10	21	1	337	176520	336847
20			0.10	21	1	337	176520	336847
19			0.10	21	1	337	176520	336847
18			0.10	21	1	337	176520	336847
17			0.10	21	1	337	176520	336847
16			0.10	21	1	337	176520	336847
15			0.10	21	1	337	176520	336847
14			0.10	21	1	337	176520	336847
13			0.10	21	1	337	176520	336847
12			0.10	21	1	337	176520	336847
11			0.10	21	1	337	176520	336847
10			0.10	21	1	337	176520	336847
9			0.10	21	1	337	176520	336847
8			0.10	21	1	337	176520	336847
7			0.10	21	1	337	176520	336847
6			0.10	21	1	337	176520	336847
5			0.10	21	1	337	176520	336847
4			0.10	21	1	337	176520	336847
3	0.10	21	1	337	176520	336847		
2	-	-	-	-	1	3645	176520	-
1	-	-	-	-	1	3645	176520	-
0	-	-	-	-	-	-	88260	-

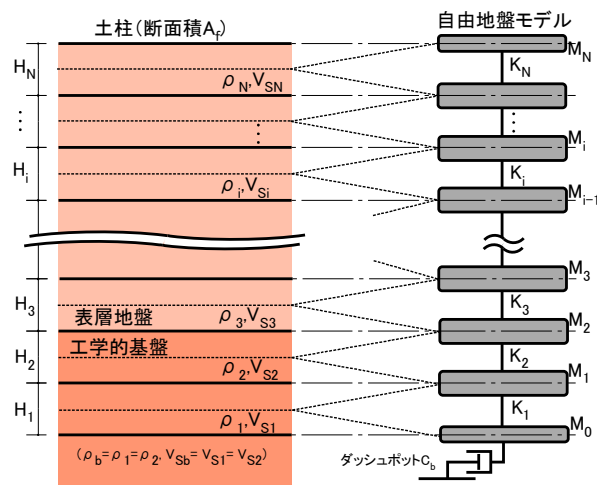


表 3.9 自由地盤モデルの諸元 (表層地盤:N 値 10)

iの値	土質	非線形特性	歪依存特性(%)		層厚 H_i (m)	せん断剛性 K_i ($\times 10^6$ kN/m)	質点重量 M_i (kN)	最大耐力 FF_{max} (kN)	
			$\gamma_{0.5}$	h_{max}					
22	砂質土	石原・吉田 H-D モデル	0.10	21	1	535	88260	534711	
21			0.10	21	1	535	176520	534711	
20			0.10	21	1	535	176520	534711	
19			0.10	21	1	535	176520	534711	
18			0.10	21	1	535	176520	534711	
17			0.10	21	1	535	176520	534711	
16			0.10	21	1	535	176520	534711	
15			0.10	21	1	535	176520	534711	
14			0.10	21	1	535	176520	534711	
13			0.10	21	1	535	176520	534711	
12			0.10	21	1	535	176520	534711	
11			0.10	21	1	535	176520	534711	
10			0.10	21	1	535	176520	534711	
9			0.10	21	1	535	176520	534711	
8			0.10	21	1	535	176520	534711	
7			0.10	21	1	535	176520	534711	
6			0.10	21	1	535	176520	534711	
5			0.10	21	1	535	176520	534711	
4			0.10	21	1	535	176520	534711	
3			0.10	21	1	535	176520	534711	
2			-	-	-	-	1	3645	-
1			-	-	-	-	1	3645	-
0	-	-	-	-	-	-	88260		

表 3.10 自由地盤モデルの諸元 (表層地盤:N 値 15)

iの値	土質	非線形特性	歪依存特性(%)		層厚 H_i (m)	せん断剛性 K_i ($\times 10^6$ kN/m)	質点重量 M_i (kN)	最大耐力 FF_{max} (kN)	
			$\gamma_{0.5}$	h_{max}					
22	砂質土	石原・吉田 H-D モデル	0.10	21	1	701	88260	700670	
21			0.10	21	1	701	176520	700670	
20			0.10	21	1	701	176520	700670	
19			0.10	21	1	701	176520	700670	
18			0.10	21	1	701	176520	700670	
17			0.10	21	1	701	176520	700670	
16			0.10	21	1	701	176520	700670	
15			0.10	21	1	701	176520	700670	
14			0.10	21	1	701	176520	700670	
13			0.10	21	1	701	176520	700670	
12			0.10	21	1	701	176520	700670	
11			0.10	21	1	701	176520	700670	
10			0.10	21	1	701	176520	700670	
9			0.10	21	1	701	176520	700670	
8			0.10	21	1	701	176520	700670	
7			0.10	21	1	701	176520	700670	
6			0.10	21	1	701	176520	700670	
5			0.10	21	1	701	176520	700670	
4			0.10	21	1	701	176520	700670	
3			0.10	21	1	701	176520	700670	
2			-	-	-	-	1	3645	-
1			-	-	-	-	1	3645	-
0	-	-	-	-	-	-	88260		

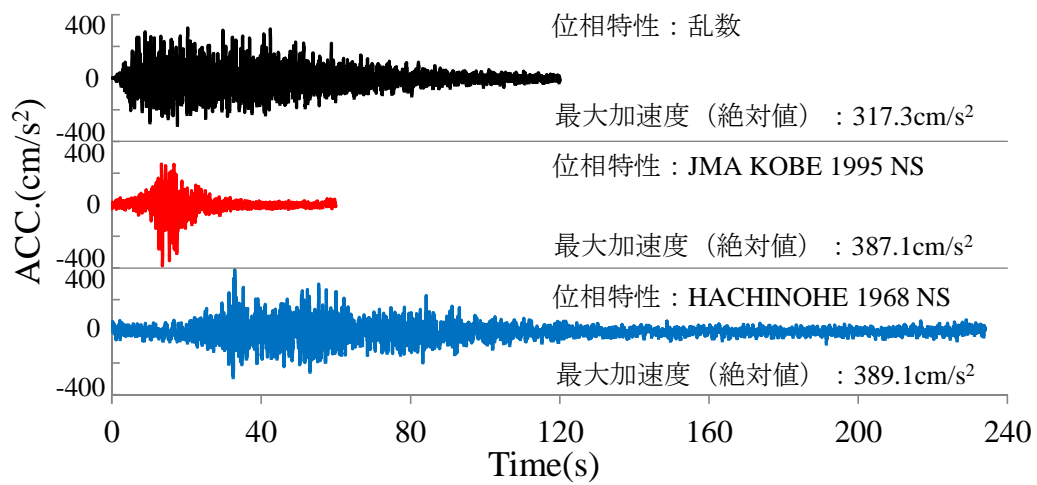
表 3.11 自由地盤モデルの諸元 (表層地盤:N 値 20)

iの値	土質	非線形特性	歪依存特性(%)		層厚 H_i (m)	せん断剛性 K_i ($\times 10^6$ kN/m)	質点重量 M_i (kN)	最大耐力 FF_{max} (kN)	
			$\gamma_{0.5}$	h_{max}					
22	砂質土	石原・吉田 H-D モデル	0.10	21	1	849	88260	848801	
21			0.10	21	1	849	176520	848801	
20			0.10	21	1	849	176520	848801	
19			0.10	21	1	849	176520	848801	
18			0.10	21	1	849	176520	848801	
17			0.10	21	1	849	176520	848801	
16			0.10	21	1	849	176520	848801	
15			0.10	21	1	849	176520	848801	
14			0.10	21	1	849	176520	848801	
13			0.10	21	1	849	176520	848801	
12			0.10	21	1	849	176520	848801	
11			0.10	21	1	849	176520	848801	
10			0.10	21	1	849	176520	848801	
9			0.10	21	1	849	176520	848801	
8			0.10	21	1	849	176520	848801	
7			0.10	21	1	849	176520	848801	
6			0.10	21	1	849	176520	848801	
5			0.10	21	1	849	176520	848801	
4			0.10	21	1	849	176520	848801	
3			0.10	21	1	849	176520	848801	
2			-	-	-	-	1	3645	-
1			-	-	-	-	1	3645	-
0	-	-	-	-	-	-	88260		

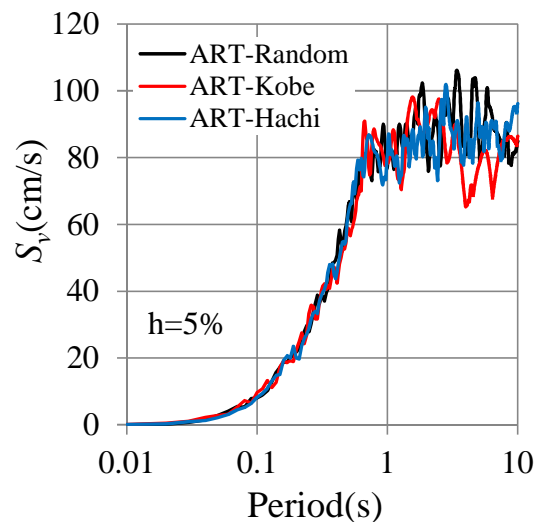
3.2.2 入力地震波

入力地震波は平成 12 年建設省告示第 1461 号の極めて稀に発生する地震の解放工学的基盤における加速度応答スペクトルに基づいて作成した。地震波の位相特性には乱数, JMA KOBE 1995 NS, HACHINOHE 1968 NS の 3 種類を用いた (以下, それぞれの位相特性による地震波を ART-Random, ART-Kobe, ART-Hachi と称す)。入力地震波の時刻歴加速度波形と減衰定数 5% の速度応答スペクトルを図 3.2 に示す。

なお, 地震応答解析は Newmark- β 法による直接積分法で行い, $\beta=0.25$, 積分時間間隔は 0.001s とした。解析プログラムは筆者の自作プログラム「FA2D-Dynamic」を使用した (以下, 同様とする)。



(a) 時刻歴加速度波形



(b) 速度応答スペクトル

図 3.2 入力地震波

3.2.3 固有値解析結果

代表して、N 値 1, 10, 20 について基礎梁幅 2m の連成振動解析モデルにおける上部構造と杭の刺激関数（刺激係数の大きい 1 次と 2 次のみ）を図 3.3 に示す。固有値解析においては、免震層の剛性はせん断歪 100% 時の等価剛性とし、自由地盤のせん断ばね剛性は ART-Random の地盤応答解析で生じたせん断ばねの剛性低下（最大せん断歪の 65% 相当の剛性低下⁷⁾）を考慮した等価剛性とした。

図 3.3 より 1 次モードは免震層のせん断変形に伴うモードであり、N 値 1 および N 値 10 の 2 次モードは杭部の形状から地盤震動の影響によるモードであることがわかる。代表して基礎梁幅 2m のモデルの固有周期一覧を表 3.12 に示す。表 3.12 の太線枠は図 3.3 と対応しており、網掛け部は地盤震動の影響によるものを示す。

なお、参考として、自由地盤単独の固有周期一覧を表 3.13 に示す。表 3.13 には、土層間のせん断ばね剛性を初期地盤物性から導出した場合と、地盤応答解析に基づく剛性低下を考慮した等価剛性により導出した場合の固有周期を示す。

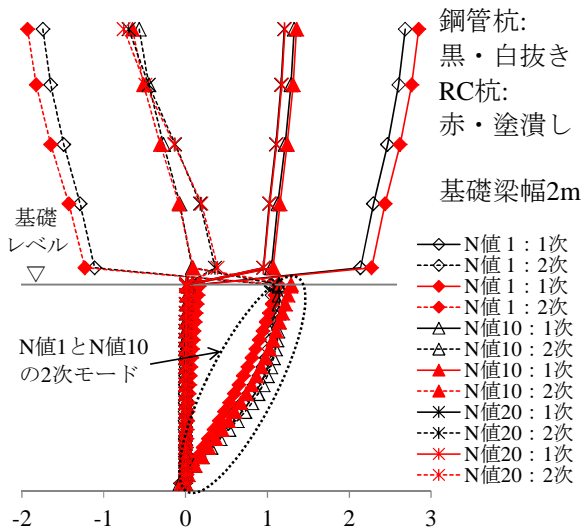


図 3.3 刺激関数 (ART-Random)

表 3.12 連成振動解析モデルの固有周期 (s) (ART-Random)

	N値	1次	2次	3次	4次
鋼管杭	1	3.265	2.383	0.815	0.582
	5	3.225	2.058	0.814	0.465
	10	3.205	1.133	0.814	0.367
	15	3.197	0.882	0.814	0.367
	20	3.192	0.813	0.685	0.367
RC杭	1	3.275	2.382	0.816	0.582
	5	3.225	2.057	0.814	0.466
	10	3.203	1.133	0.814	0.367
	15	3.194	0.882	0.813	0.367
	20	3.189	0.813	0.685	0.367

太線枠は図3.3の刺激関数に対応する。
網掛け部は地盤振動の影響の周期を示す。

表 3.13 自由地盤の固有周期 (s)

N値	初期地盤			等価地盤								
	1次	2次	3次	ART-Random			ART-Kobe			ART-Hachi		
1	0.804	0.269	0.162	2.389	0.582	0.330	2.508	0.638	0.374	2.296	0.579	0.331
5	0.590	0.197	0.119	2.061	0.466	0.269	2.406	0.520	0.298	2.099	0.478	0.271
10	0.471	0.157	0.095	1.133	0.282	0.167	1.445	0.306	0.191	1.261	0.303	0.181
15	0.413	0.138	0.083	0.882	0.226	0.137	1.024	0.237	0.142	0.992	0.244	0.148
20	0.377	0.126	0.076	0.685	0.187	0.112	0.814	0.201	0.121	0.777	0.203	0.122

等価地盤は、剛性低下を考慮したものを示す。

3.3 上部構造の応答特性の定量的評価

本節では連成振動解析モデルを用いた地震応答解析により、杭頭免震構造における上部構造の応答特性を定量的に評価する。また、現状を想定した設計用解析モデル（以下、現状解析モデルと称す）についても同様の地震応答解析を行い、両者の比較により現状解析モデルの問題点が上部構造の応答特性に及ぼす影響について考察を行う。

3.3.1 現状解析モデル

現状解析モデルを図 3.4 に示す。前述のように、一般的には 1 層-1 質点とした等価せん断型の多質点系でモデル化するが、本研究では連成振動解析モデルとの比較を行う便宜上、図 3.1 において基礎梁、杭、水平地盤反力ばねおよび自由地盤を取り除いた上部構造のみの魚骨型モデルを現状解析モデルとした。

上部構造の諸元と鋼材ダンパーは連成振動解析モデルと同じとし、積層ゴムは面圧依存性のみを考慮した式(3.1)の水平剛性 K_h を有する線形せん断ばね要素とした。なお、 k_s は積層ゴムの有効水平剛性、 h はゴムと内部鋼板を合わせた積層ゴムの全高さ、 P は積層ゴムに作用する鉛直荷重、 P_{cr} は積層ゴムの座屈荷重を表す。

$$K_h = \frac{k_s}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \quad (3.1)$$

杭頭の曲げ回転変形の影響を非考慮とするため、地震波を入力するモデル下端節点の回転を拘束した。

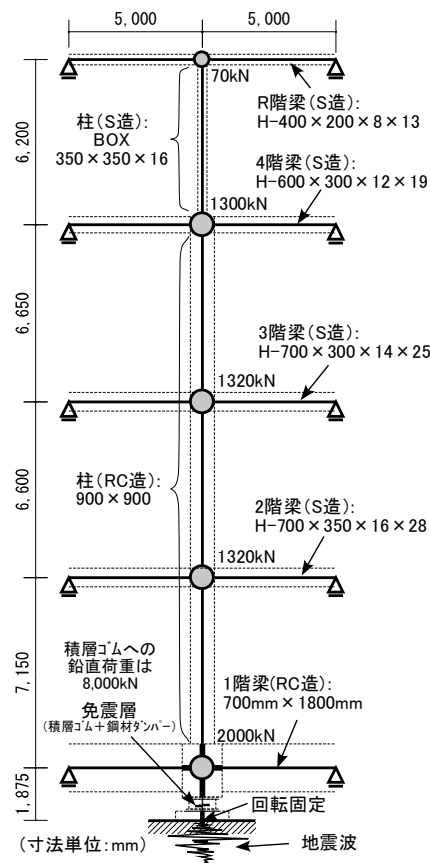


図 3.4 現状解析モデル

続いて、地震波の入力方法を図 3.5 に示す。図 3.5(a) のように工学的基盤の半無限性を表すダッシュポットを介して地震波を入力する連成振動解析モデルに対し、現状解析モデルには図 3.5(b) のように自由地盤単独の地震応答解析で得られた地表面波を入力した。地震波作成のための地盤応答解析には図 3.1 の連成振動解析モデルから自由地盤の部分だけを抽出したモデルを使用した。なお、表 3.1 に示した解析変動因子のうち、現状解析モデルに影響を及ぼすのは地盤条件のみとなるため、現状解析モデルでは地盤の N 値のみに依存した 5 ケースの応答特性が得られることとなる。

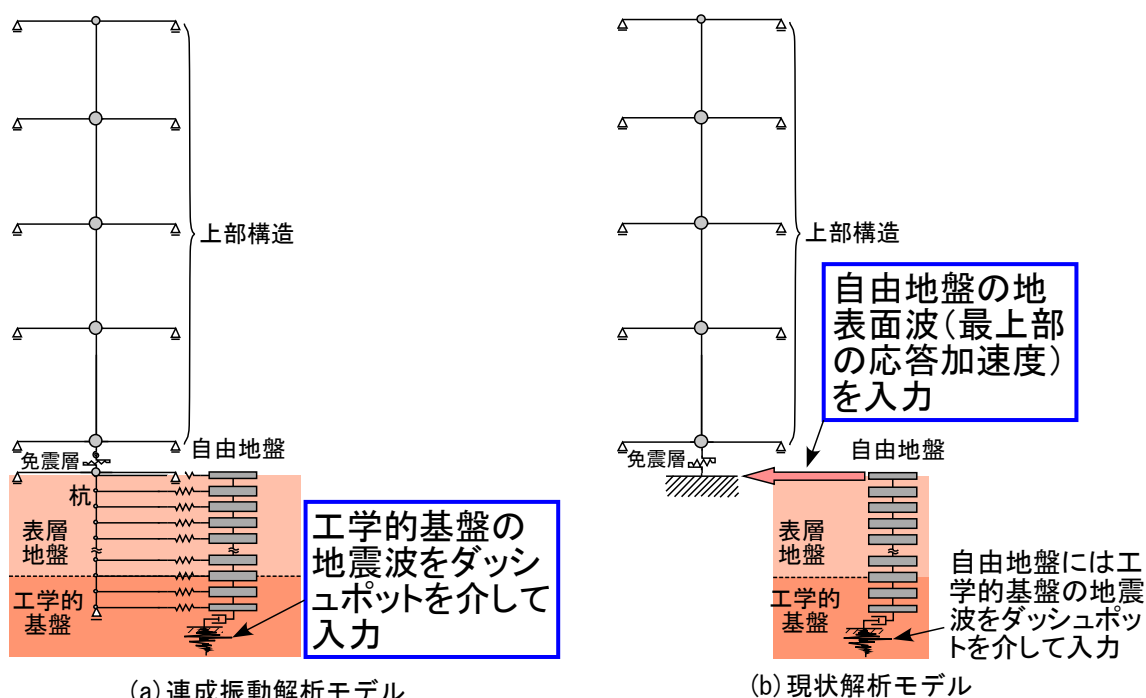


図 3.5 地震波の入力方法

3.3.2 上部構造の応答特性

各地震波について、N 値 1, 5, 10 それぞれの最大層せん断力係数を図 3.6～図 3.8 に示す。太破線が現状解析モデル、細実線が連成振動解析モデルを示す。図が煩雑になるのを避けるため、基礎梁による差異が僅かだった連成振動解析モデルは代表して基礎梁幅 2m の結果のみを示し、現状解析モデルと連成振動解析モデルの結果に殆ど差異がなかった N 値 15, 20 の結果は割愛する。

ART-Random における最大層せん断力係数を示した図 3.6 によると、N 値 1 では連成振動解析モデルに対する現状解析モデルの差異が大きい。N 値 1 について、他の基礎梁幅も含めた全解析ケースで両モデルによる値を比較した場合、鋼管杭が最大で+90%、RC 杭が最大で+30%程度も現状解析モデルの値が大きいケースが見られ、現状解析モデルが安全側の評価となっている。N 値の上昇に伴い両モデルの差異が小さくなり、N 値 10 になると差異が±10%程度まで抑えられる。しかし、剛性の高い RC 杭において、地盤との動的相互作用が考慮されている連成振動解析モデルの値が現状解析モデルの値を超えるケースが見られる。

ART-Kobeにおける最大層せん断力係数を示した図3.7によると、N値1においては両モデルの差異が大きく、全解析ケースで比較した場合、鋼管杭が最大で+80%、RC杭が最大で+20%程度も現状解析モデルの値が大きいケースが見られる。ART-KobeでもN値の上昇に伴い両モデルの差異が小さくなるが、やはり剛性の高いRC杭において連成振動解析モデルの値が現状解析モデルの値を超えるケースが見られる。

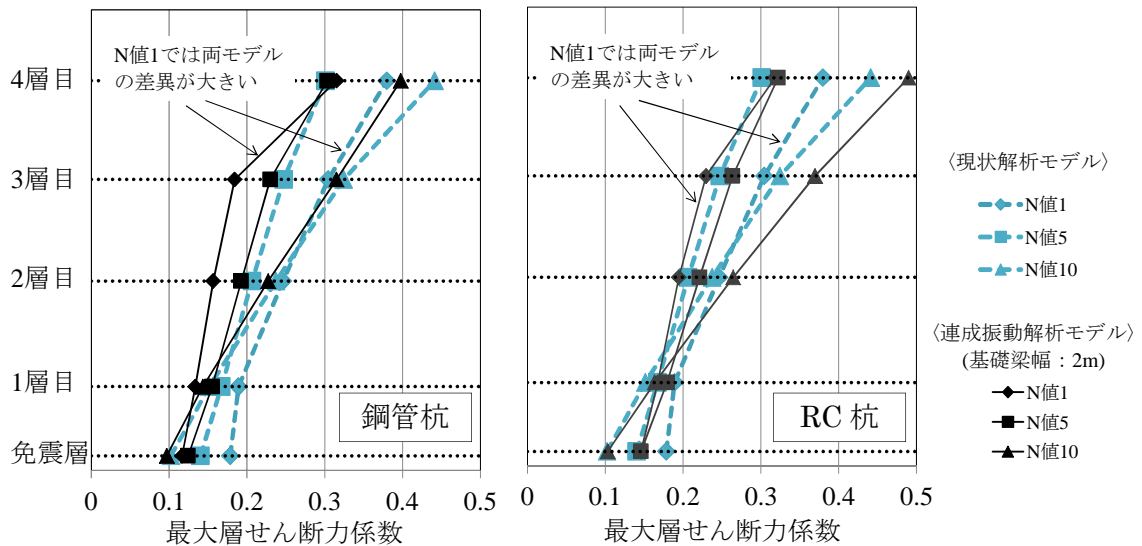


図 3.6 最大層せん断力係数 (ART-Random)

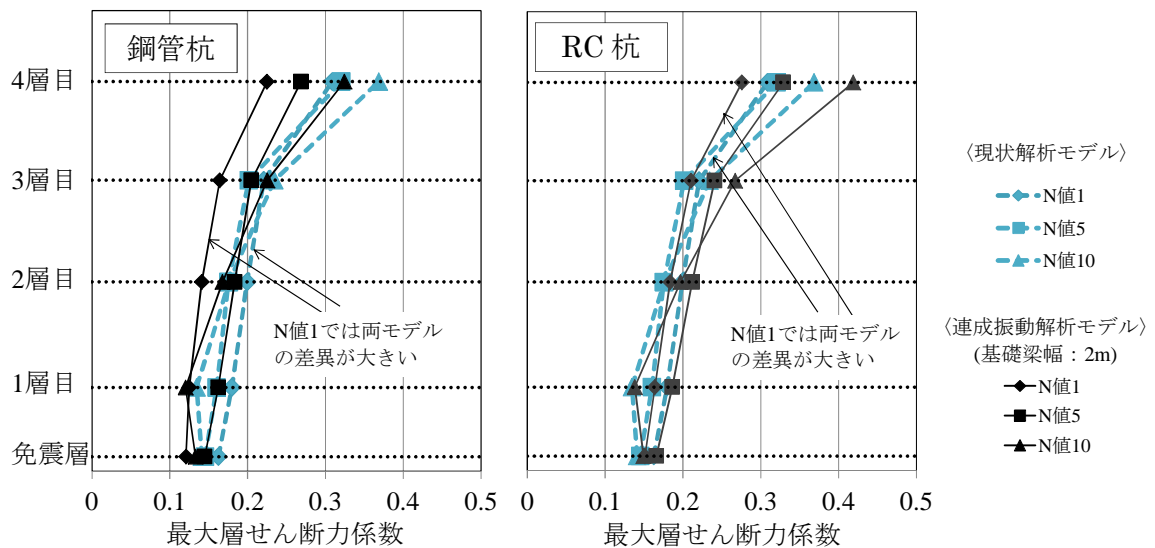


図 3.7 最大層せん断力係数 (ART-Kobe)

ART-Hachi における最大層せん断力係数を示した図 3.8 によると、N 値 1 においては両モデルの差異が大きく、全解析ケースで比較した場合、鋼管杭が最大で+80%、RC 杭が最大で+30%程度も現状解析モデルの値が大きいケースが見られる。ART-Hachi でも N 値の上昇に伴い両モデルの差異が小さくなるが、やはり剛性の高い RC 杭において連成振動解析モデルの値が現状解析モデルの値を超えるケースが見られる。

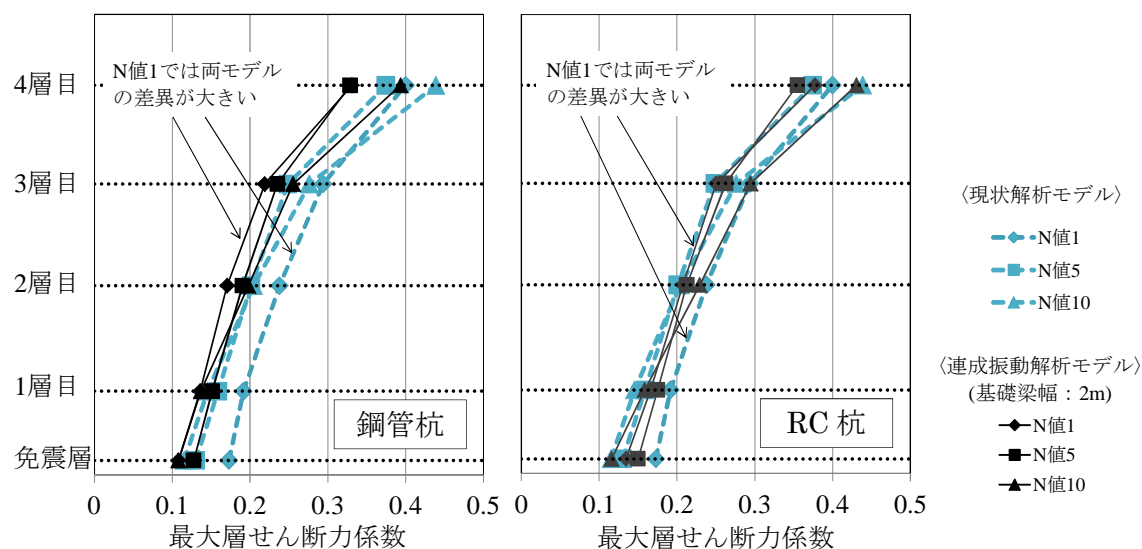


図 3.8 最大層せん断力係数 (ART-Hachi)

続いて、各地震波について、N 値 1, 5, 10 それぞれの最大相対変位（基礎梁レベルからの相対変位）を図 3.9～図 3.11 に示す。図が煩雑になるのを避けるため、前述と同様の理由により、連成振動解析モデルは代表して基礎梁幅 2m の結果のみを示し、N 値 15, 20 の結果は割愛する。

ART-Random における最大相対変位を示した図 3.9 によると、N 値 1 では連成振動解析モデルに対する現状解析モデルの差異が大きい。N 値 1 の全解析ケースで比較した場合、鋼管杭が最大で+100%、RC 杭が最大で+30%程度も現状解析モデルの値が大きいケースが見られ、最大層せん断力係数と同様に現状解析モデルが安全側の評価となっている。最大相対変位も N 値の上昇に伴い両モデルの差異が小さくなり、N 値 10 になると差異が±10%程度まで抑えられるが、剛性の高い RC 杭において連成振動解析モデルの値が現状解析モデルの値を超えるケースが見られる。

ART-Kobe における最大相対変位を示した図 3.10 によると、N 値 1 において両モデルの差異が大きく、N 値 1 の全解析ケースで比較した場合、鋼管杭が最大で+70%、RC 杭が最大で+14%程度も現状解析モデルの値が大きいケースが見られる。RC 杭では N 値 5 において両モデルに比較的大きな差異が見られ、連成振動解析モデルの方が+20%弱大きくなっている。N 値 10 になると差異が小さくなるものの、やはり剛性の高い RC 杭において連成振動解析モデルの値が現状解析モデルの値を超えている。

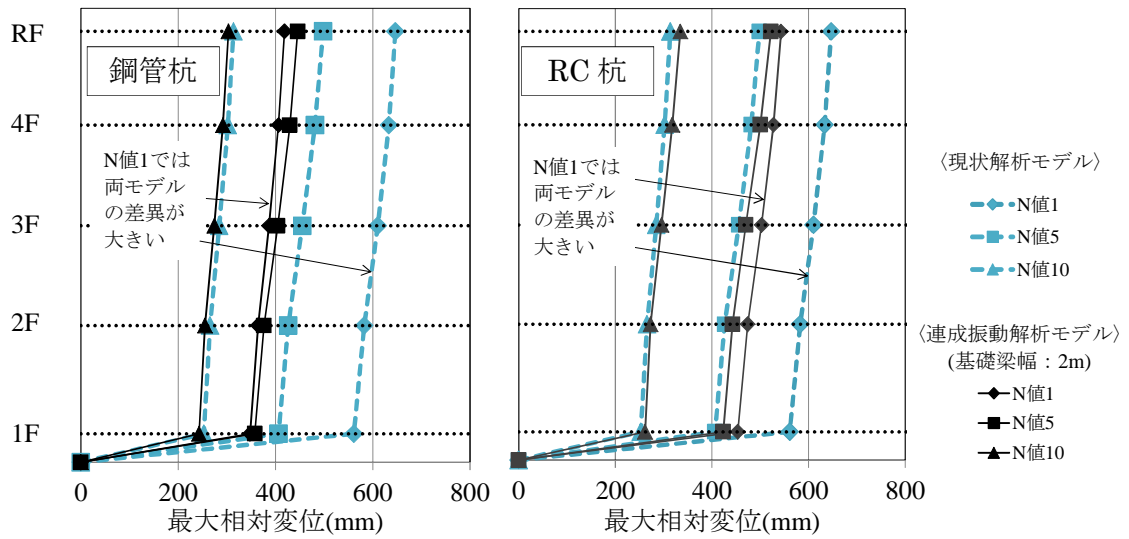


図 3.9 最大相対変位 (ART-Random)

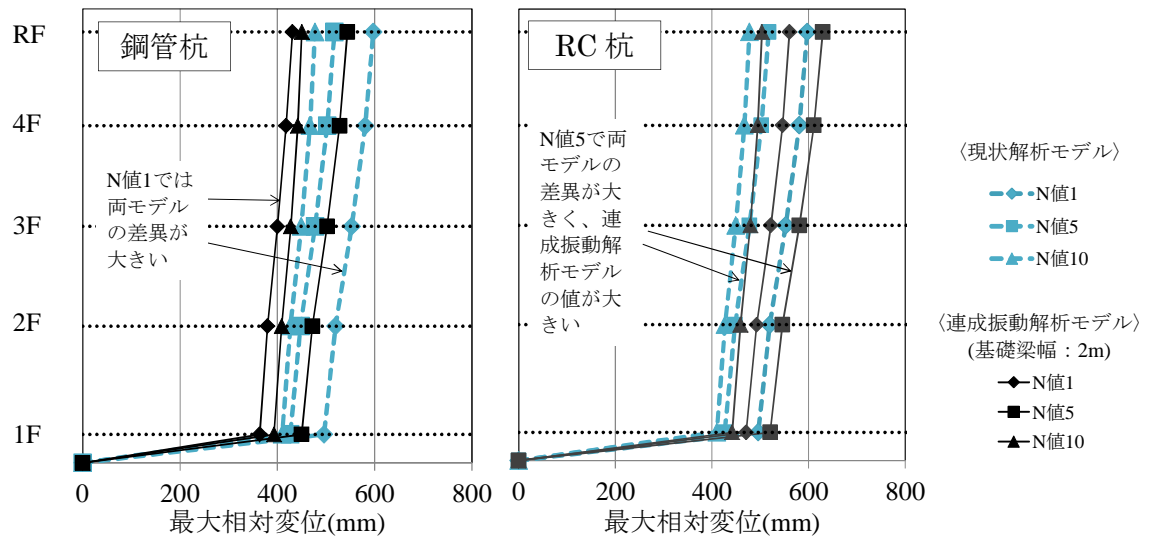


図 3.10 最大相対変位 (ART-Kobe)

ART-Hachi における最大相対変位を示した図 3.11 によると、N 値 1 において両モデルの差異が大きく、N 値 1 の全解析ケースで比較した場合、鋼管杭が最大で+90%、RC 杭が最大で+40%程度も現状解析モデルの値が大きいケースが見られる。ART-Hachi においても RC 杭では N 値 5 でも両モデルに比較的大きな差異が見られ、連成振動解析モデルの方が+20%弱大きくなっている。N 値 10 になると差異が小さくなるものの、やはり剛性の高い RC 杭において連成振動解析モデルの値が現状解析モデルの値を超えている。

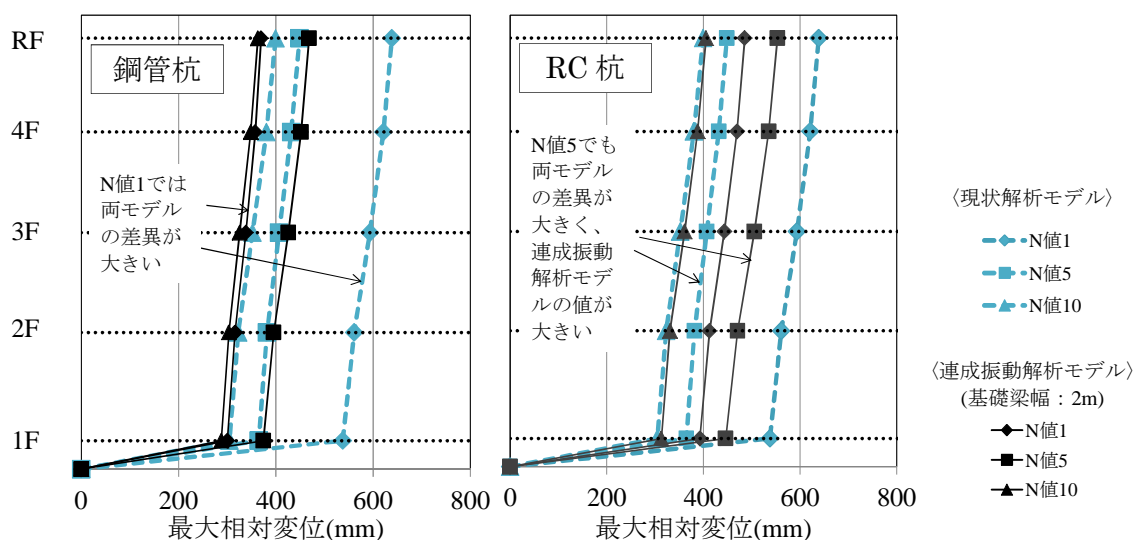


図 3.11 最大相対変位 (ART-Hachi)

以上、連成振動解析モデルと現状解析モデルで上部構造の応答特性を定量的に評価した結果、軟弱地盤では両モデルの結果に比較的大きな差異があり、特に N 値 1 の地盤では現状解析モデルが最大で 2 倍程度も過大評価する結果となった。また、N 値の上昇に伴い両モデルの応答値の差異が小さくなる傾向も確認できた。

一方、N 値 5 以上の RC 杭（一部、鋼管杭でも）の応答値では、連成振動解析モデルが現状解析モデルよりも大きくなるケースが散見された。一般的に、地震波の入力損失を考慮できる連成振動解析モデルの応答値は現状解析モデルの応答値よりも小さくなる傾向があるが、杭頭免震構造では逆の現象が生じていることになる。次項 3.3.3 では、連成振動解析モデルと現状解析モデルの応答特性に上記の差異が生じる原因について考察を行う。

3.3.3 上部構造の応答特性に関する考察

N 値 1 および N 値 10 の解析ケースについて、自由地盤の地表面波と連成振動解析モデル（基礎梁幅：2m）の杭頭部の応答加速度（E+F 波，以下，杭頭波と称す）それぞれの速度応答スペクトルを図 3.12 に示す。上部構造の 1 次固有周期に相当する 3~4sec 付近に着目すると、図 3.12(a) に示す N 値 1 では「地表面波」，「杭頭波:RC 杭」，「杭頭波: 鋼管杭」の順に小さくなっており、図 3.6~図 3.11 の N 値 1 における解析モデルによる応答特性の差異が上部構造への入力波の差異に起因していることがわかる。また、図 3.12(b) の N 値 10 では、「杭頭波:RC 杭」が他よりも僅かに大きくなる傾向が見られ、図 3.6~図 3.11 の RC 杭の N 値 10 において連成振動解析モデルが現状解析モデルの応答値を超える現象が見られたのも上部構造への入力波に起因していると考えられる。

ここで、連成振動解析モデルにおいて基礎梁を剛強にした場合、すなわち、従来の基礎免震構造に相当する解析モデルを用いて導出した速度応答スペクトルを図 3.13 に示す。杭頭波に着目して図 3.13 と前掲の図 3.12 を比較すると、杭頭免震構造と従来の基礎免震構造では入力波の性質が明らかに異なっており、杭頭の拘束効果が入力波に影響を及ぼすものと考えられる。

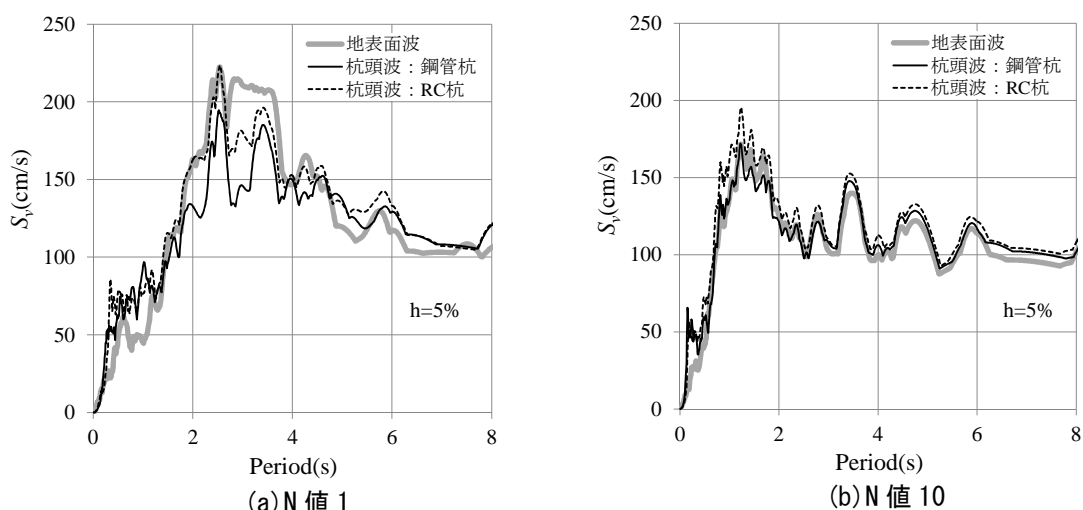


図 3.12 入力波の速度応答スペクトル（連成振動解析モデル：基礎梁幅 2m, ART-Random）

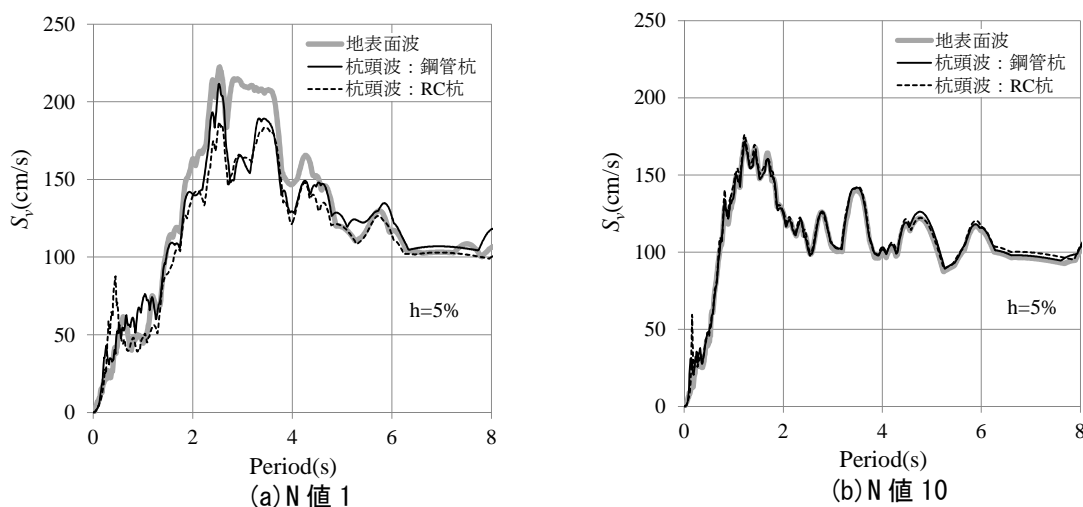


図 3.13 入力波の速度応答スペクトル（連成振動解析モデル：基礎梁剛強, ART-Random）

上部構造への入力波の特性を杭および自由地盤の振動・変形状から考察する。基礎梁幅 2m, N 値 10 の場合について、杭および自由地盤の地震入力節点からの相対変位分布の一例を図 3.14 に示す。図 3.14 は自由地盤頂部の相対変位が最大となる時の分布を示している。参考のため、自由地盤頂部の相対変位の時刻歴波形も図 3.15 に示す。

図 3.14 によると、剛性の低い鋼管杭では、自由地盤の変形と基礎梁による拘束効果により、杭が相応の曲率を持って曲げ変形しながら振動し、杭頭と自由地盤頂部の変位も概ね同程度である。一方、剛性の高い RC 杭では、自由地盤の変形や基礎梁の拘束による影響を受けにくくなり、殆ど曲げ変形せずに振動している様子がわかる。概念的には剛体のロッキング振動のような状態となっており、杭頭の相対変位が自由地盤頂部（地表面）の相対変位を大きく超えている。

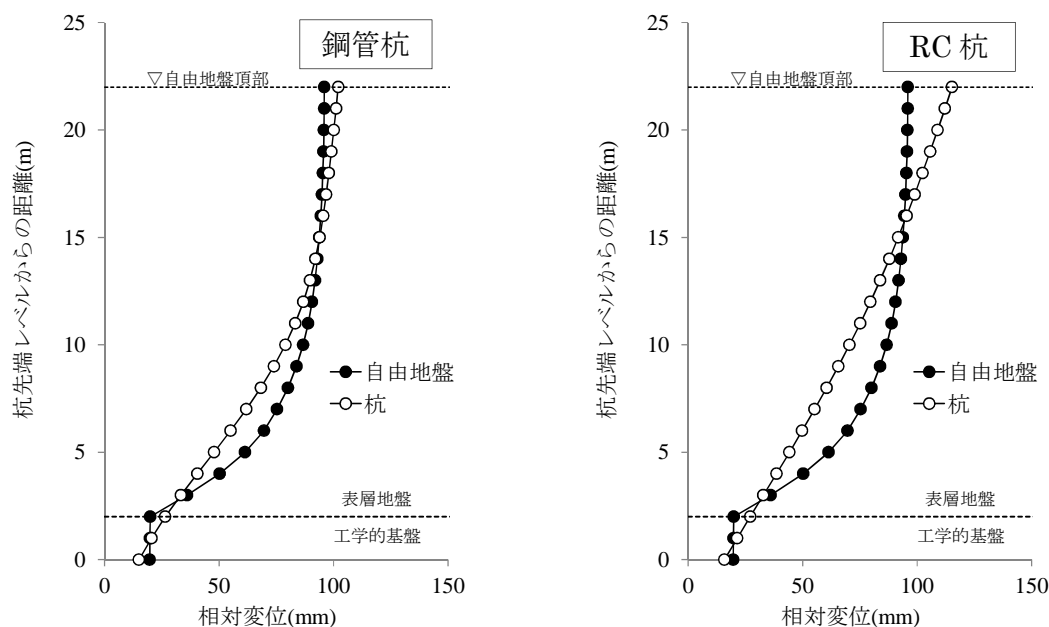


図 3.14 杭頭免震構造（基礎梁幅 2m）の杭および自由地盤の相対変位分布（ $t=31.29s$ ）

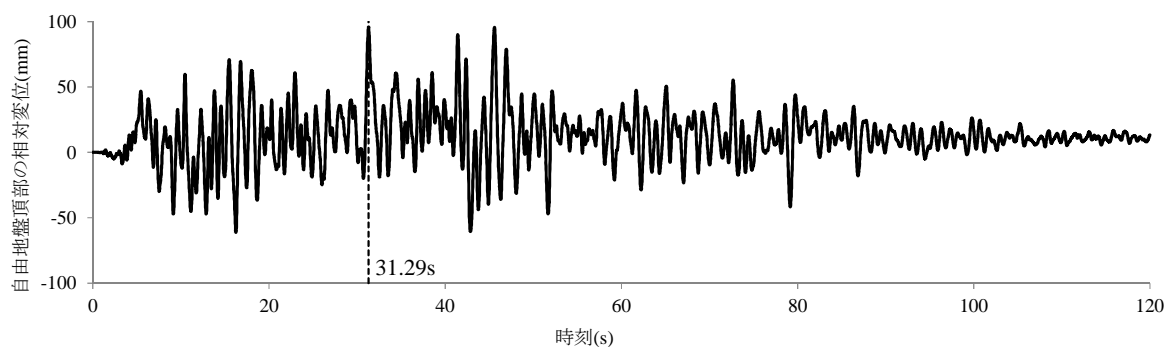


図 3.15 自由地盤頂部の相対変位の時刻歴波形

一方、同じく N 値 10 で従来の基礎免震構造のように基礎梁を剛強にした場合の杭と自由地盤の相対変位分布を図 3.16 に示す。図 3.14 とは異なり、従来の基礎免震構造では杭頭の拘束力が大きいため、いずれの杭も杭頭部が曲げ変形しながら振動している。特に、剛性の高い RC 杭の相対変位が杭頭免震構造の図 3.14 の場合よりも小さく抑えられていることがわかる。

以上より、杭頭免震構造と従来の基礎免震構造の地震入力の違いは、杭頭の拘束効果に応じた杭の振動モードの形状に起因すると推測される。前述のように、一般的には連成振動解析モデルの応答値は現状解析モデルよりも小さくなる傾向にあるが、杭頭免震構造では図 3.14 の RC 杭で見られるような現象が発生して入力波が増幅する場合があるため、現状解析モデルが必ずしも安全側の評価とはならないことに留意する必要がある。

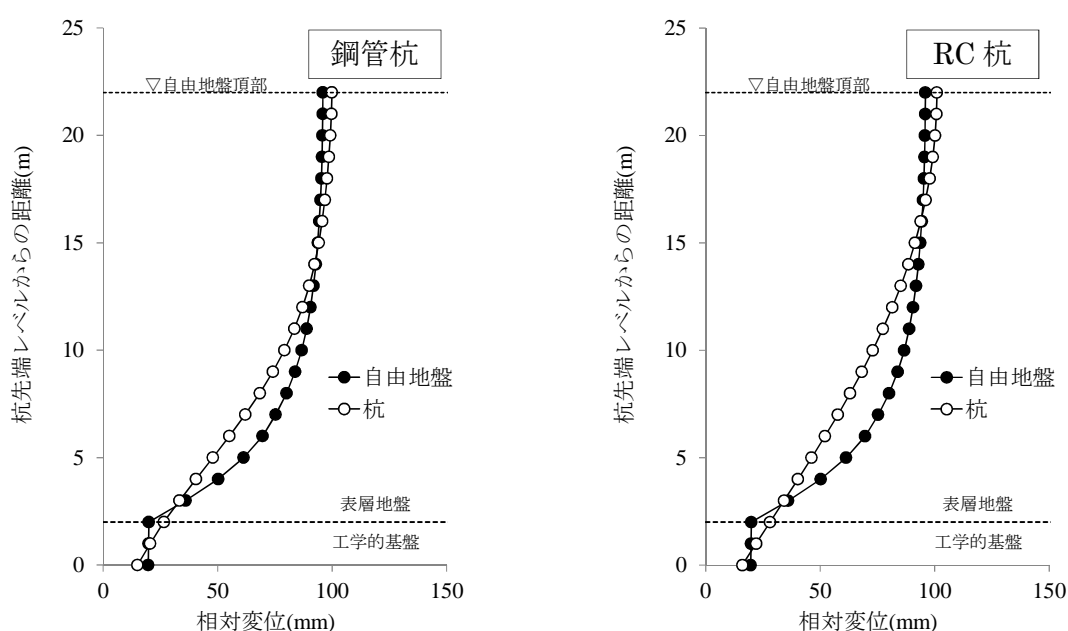


図 3.16 従来の基礎免震構造（基礎梁剛強）の杭および自由地盤の相対変位分布（ $t=31.29s$ ）

3.4 積層ゴムの力学特性の定量的評価

本節では、積層ゴムの水平剛性と反曲点移動に伴う上下部材への曲げモーメント分配に着目し、動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性値を定量的に評価する。また、1章の1.4節で示した既往の研究^{8),9)}で行われている慣性力のみを対象とした静的解析でも定量的評価を行い、それぞれで得られた力学特性値の差異についても明示する。

3.4.1 上部構造からの慣性力を対象とした静的解析

既往の研究で行われている静的解析との差異を見るため、上部構造からの慣性力を対象とした静的解析を行った。静的解析モデルを図3.17に示す。静的解析モデルは、1階柱における曲げモーメント分布の反曲点以下をモデル化した。反曲点位置は架構モデルの静的増分解析に基づいて設定した。各部材要素、積層ゴムモデル、水平地盤反力ばねのいずれも連成振動解析モデルと同じとした。

反曲点 (A 点) と 1 階梁芯 (B 点) に作用させる慣性力は、地震応答解析における免震層の最大せん断力 ${}_{iso}Q_{max}$ に上部構造の重量に応じた分配を考慮して式(3.2)のように作用させた。

$$\begin{cases} A点 : {}_{iso}Q_{max} \times \frac{4010kN}{6010kN} \\ B点 : {}_{iso}Q_{max} \times \frac{2000kN}{6010kN} \end{cases} \quad (3.2)$$

なお、式(3.2)の 4010kN は 2 階床以上の質点重量、2000kN は 1 階床位置の質点重量、6010kN は上部構造の総重量を表す。

基礎梁芯 (C 点) には基礎重量 W_F と地下水平震度 k の積 $k \cdot W_F$ を作用させた。ここで、地下水平震度 k に関連し、免震層のせん断力 ${}_{iso}Q(t)$ と基礎部の慣性力 $a(t) \cdot W_F / g$ ($a(t)$: 基礎部の応答加速度, g : 重力加速度) から式(3.3)を用いて導出した相関係数を図3.18に示す。式(3.3)は相関係数 R の算定式を表し、 ${}_{iso}Q'(t)$ および $a'(t)$ はそれぞれ ${}_{iso}Q(t)$ および $a(t)$ の変動成分を表す。なお、図3.18の横軸は1階梁に対する基礎梁の剛比を示す(表3.1を参照)。

$$R = \frac{\int {}_{iso}Q'(t) \cdot a'(t) dt}{\sqrt{\int {}_{iso}Q'(t)^2 dt} \sqrt{\int a'(t)^2 dt}} \quad (3.3)$$

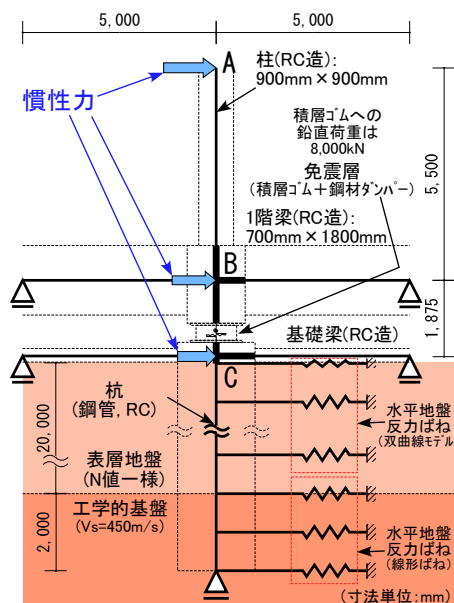


図 3.17 静的解析モデル

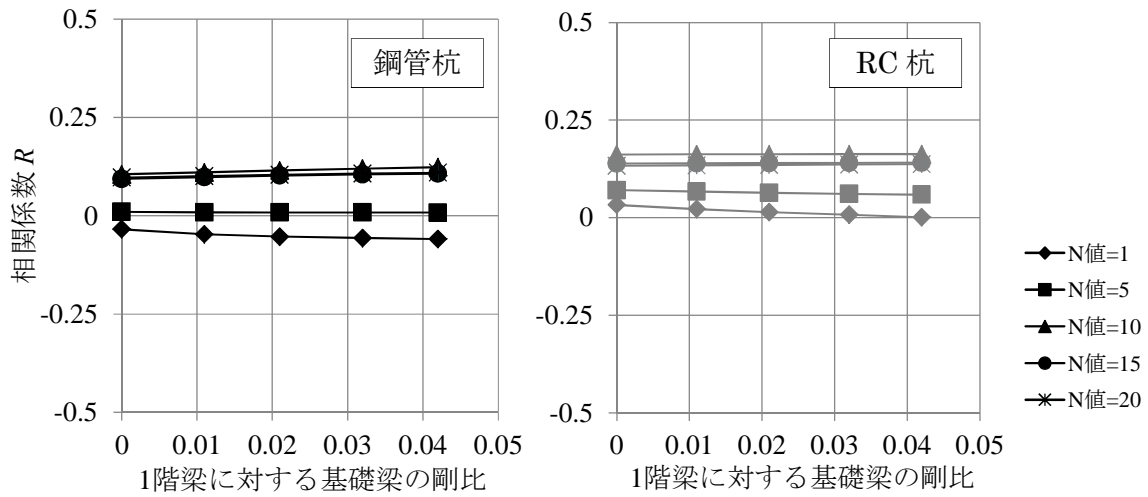


図 3.18 免震層のせん断力と基礎部の慣性力の相関係数

図 3.18 より，全解析ケースにおいて相関係数が 0 に近い値となっており， ${}_{iso}Q(t)$ と $a(t) \cdot W_F / g$ がほぼ無相関の関係にあることがわかる。従って，杭頭に作用する最大せん断力が，免震層の最大せん断力 ${}_{iso}Q_{max}$ と基礎部の最大慣性力 $a_{max} \cdot W_F / g$ の二乗和平方根になるとみなし，地下水平震度 k を式(3.4)で算出した。

$$k = \frac{\sqrt{{}_{iso}Q_{max}^2 + (a_{max} \cdot W_F / g)^2} - {}_{iso}Q_{max}}{W_F} \quad (3.4)$$

なお，静的解析は目標荷重までを 1000 分割した荷重増分解析で行った。解析プログラムは筆者の自作プログラム「FA2D-Static」を使用した（以下，同様とする）。

3.4.2 積層ゴムの等価水平剛性

(1) 等価水平剛性の評価について

連成振動解析モデルを用いた地震応答解析において、積層ゴムのせん断力と水平変形の履歴の一例を図 3.19 に示す。同図には水平剛性マトリクス $[K_H]$ による成分と幾何学的非線形性を表す剛性マトリクス $[K_p]$ による成分の履歴も併せて示す。積層ゴム下端に曲げ回転変形が生じると積層ゴムの見かけ上の水平剛性が低下することが指摘されており¹⁰⁾、図 3.19 より、 $[K_p]$ による負剛性の履歴に起因して総せん断力-水平変形関係の水平剛性が低下する様子がわかる。

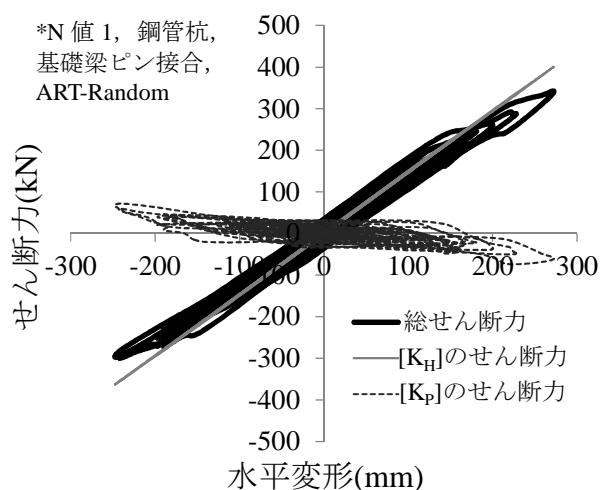


図 3.19 積層ゴムのせん断力と水平変形の履歴

そこで、連成振動解析モデルにおける積層ゴムの総せん断力-水平変形の履歴から積層ゴムの等価水平剛性 K_{eq} を導出し、動的挙動を考慮した水平剛性を定量的に評価した。また、既往研究で行われている静的解析でも等価水平剛性も導出した。なお、等価水平剛性を算定する際の直線近似には最小二乗法を用いた。

(2) 等価水平剛性の定量的評価

地震応答解析および静的解析のそれぞれで導出した等価水平剛性 K_{eq} を積層ゴムの端部回転が無い時の水平剛性 K_h で除した水平剛性比率 K_{eq}/K_h を図 3.20～図 3.22 に示す。各図の横軸は 1 階梁に対する基礎梁の剛比を示す。

まず、地震応答解析の水平剛性比率 (実線の塗潰しプロット) だが、図 3.20 の ART-Random によると、鋼管杭では最大で 13% 程度の剛性低下が見られ、RC 杭では全てが 2% 以下に納まっている。図 3.21 の ART-Kobe では、鋼管杭が最大で 20% 程度、RC 杭が最大 8% 程度の剛性低下を示している。図 3.22 の ART-Hachi は ART-Random とほぼ同様の傾向を示している。

次に、静的解析の水平剛性比率 (破線の白抜きプロット) によると、図 3.20 の ART-Random と図 3.20 の ART-Hachi では、鋼管杭で最大 22% 程度、RC 杭で最大 6% 程度もの剛性低下となり、いずれも地震応答解析での剛性低下と比較して 2 倍程度の剛性低下が生じている。一方、図 3.22 の ART-Kobe では、鋼管杭が最大で 22% 程度、RC 杭が最大 7% 程度の剛性低下を示しており、地震応答解析との差異は比較的小さい。

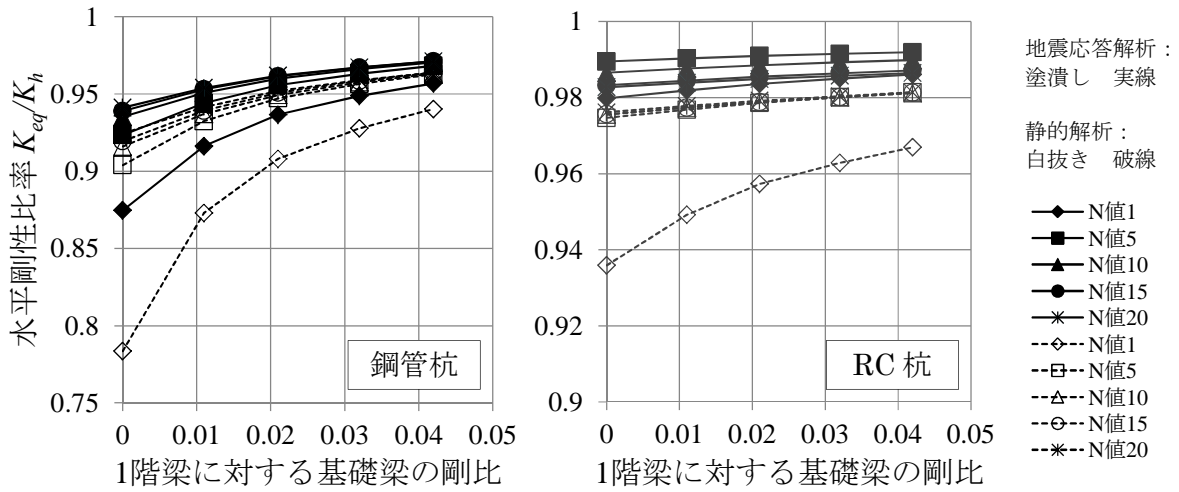


図 3.20 積層ゴムの水平剛性比率 (ART-Random)

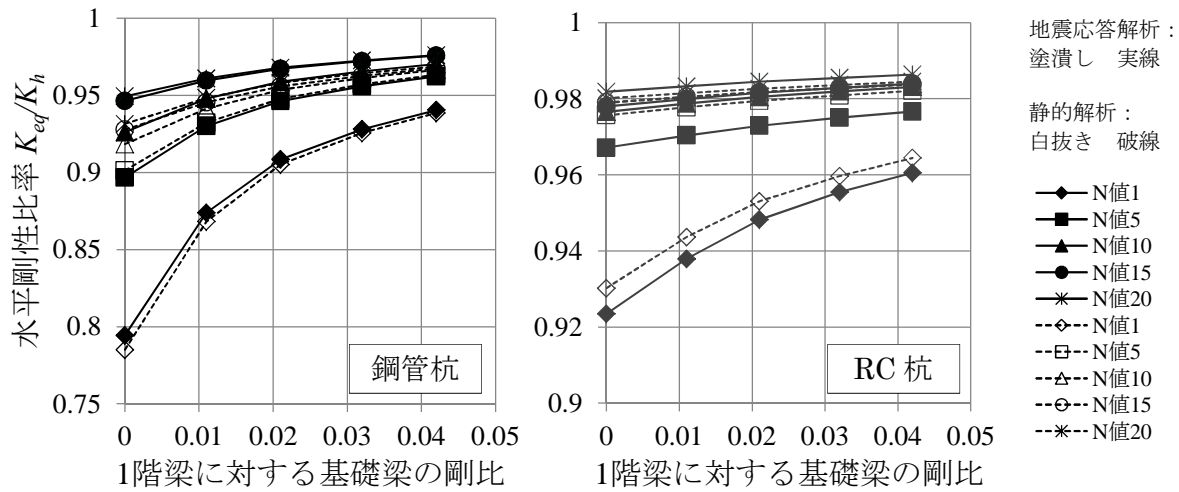


図 3.21 積層ゴムの水平剛性比率 (ART-Kobe)

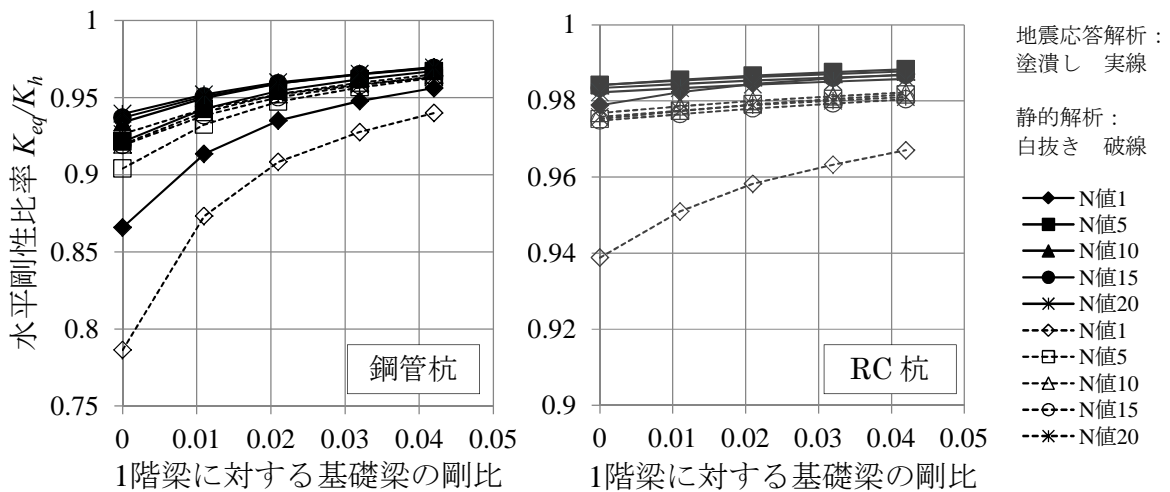


図 3.22 積層ゴムの水平剛性比率 (ART-Hachi)

積層ゴムの等価水平剛性について地震応答解析と静的解析のそれぞれで定量的に評価した結果、本研究における解析の範囲では ART-Random と ART-Hachi において差異が大きく、特に軟弱地盤において、静的解析の方が積層ゴムの水平剛性低下を過大評価する傾向が見られた。一方、ART-Kobe における積層ゴムの等価水平剛性は、地震応答解析と静的解析で大きな差異は生じず比較的整合性が高い結果となった。4章ではこれらの差異についての考察を行うとともに、積層ゴムの等価水平剛性を簡易的に評価する方法について述べる。

3.4.3 積層ゴムの反曲点移動に伴う上下部材への曲げモーメント分配

(1) 曲げモーメント分配率の評価について

杭頭免震構造のように積層ゴムの下端に曲げ回転変形が生じる場合の積層ゴム端部に分配する曲げモーメント M_A および M_B と、積層ゴムモデルを表す2章の式(2.51)の3つの剛性マトリクスによる曲げモーメント分配を示した概念図を図3.23に示す。

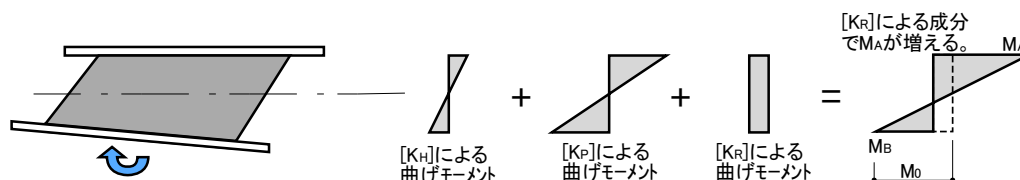


図 3.23 積層ゴムの曲げモーメント分配の概念図

水平剛性マトリクス $[K_H]$ と幾何学的非線形性を表す剛性マトリクス $[K_P]$ は上下部材に均等に曲げモーメントを分配するが、曲げ回転剛性マトリクス $[K_R]$ による一様な曲げモーメント分布により反曲点が下方に移動して上部材への曲げモーメント分配率が大きくなることが理解できる。以下、積層ゴムの反曲点移動に伴う曲げモーメントの分配を定量的に評価するため、積層ゴム上端部が負担する曲げモーメント M_A を回転が生じない場合の曲げモーメント M_0 で基準化した曲げモーメント分配率 α_M を式(3.5)で定義する⁹⁾。

$$\alpha_M = \frac{M_A}{M_0} \quad (3.5)$$

連成振動解析モデルにおける積層ゴムの水平変形と曲げモーメント分配率 α_M の時刻歴を重ねた一例を図3.24に示す。図3.24によると、水平変形が0と交差する付近で α_M が大きく変動する様子がわかる。曲げモーメント M_A および M_0 と積層ゴムの水平変形の時刻歴を重ねた図3.25より、水平変形が0と交差する時に M_0 も0と交差しており、式(3.5)から α_M が大きく変動する原因が理解できる。これは、地震応答解析では積層ゴムの水平変形が0付近となる場合でも曲げ回転変形によるモーメント分配が生じているためである。このことは図3.23からも理解でき、静的解析とは異なる部分である。

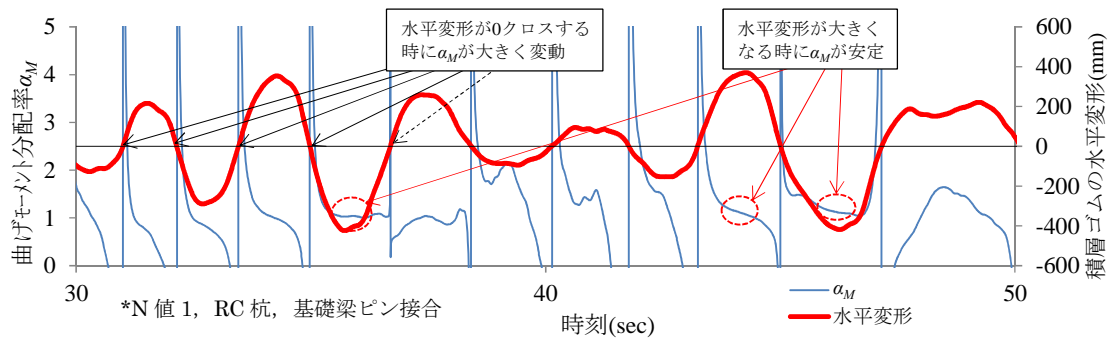


図 3.24 積層ゴムの曲げモーメント分配率と水平変形の関係

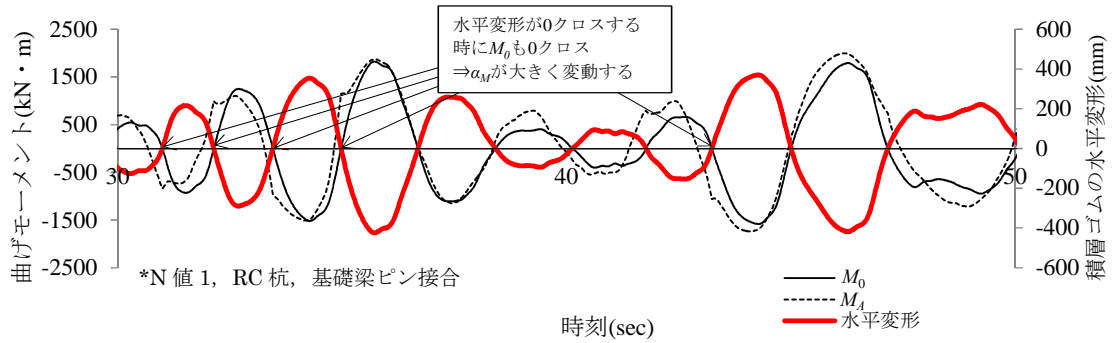


図 3.25 曲げモーメント M_A および M_0 と水平変形の関係

一方、図 3.24 において、水平変形の絶対値がある程度大きくなると α_M の値が安定することがわかる。設計において α_M が重要となるのは、P- Δ 効果や積層ゴムのせん断力による曲げモーメントが大きくなる時、つまり、積層ゴムの水平変形が大きい時に限定される。

ここで、積層ゴムの水平変形の時刻歴 $\delta(t)$ を最大水平変形 δ_{max} で基準化した $|\delta(t)/\delta_{max}|$ と曲げモーメント分配率の時刻歴 $\alpha_M(t)$ の散布図の一例を図 3.26 に示す。図 3.26 によると $|\delta(t)/\delta_{max}|$ の増加に伴って α_M が一定値に収束することがわかる。全ケースで同様の傾向が見られたため、本研究では積層ゴムの水平変形の絶対値が $0.9 \times \delta_{max}$ 以上となる区間の $\alpha_M(t)$ を平均して α_M を評価することとした。

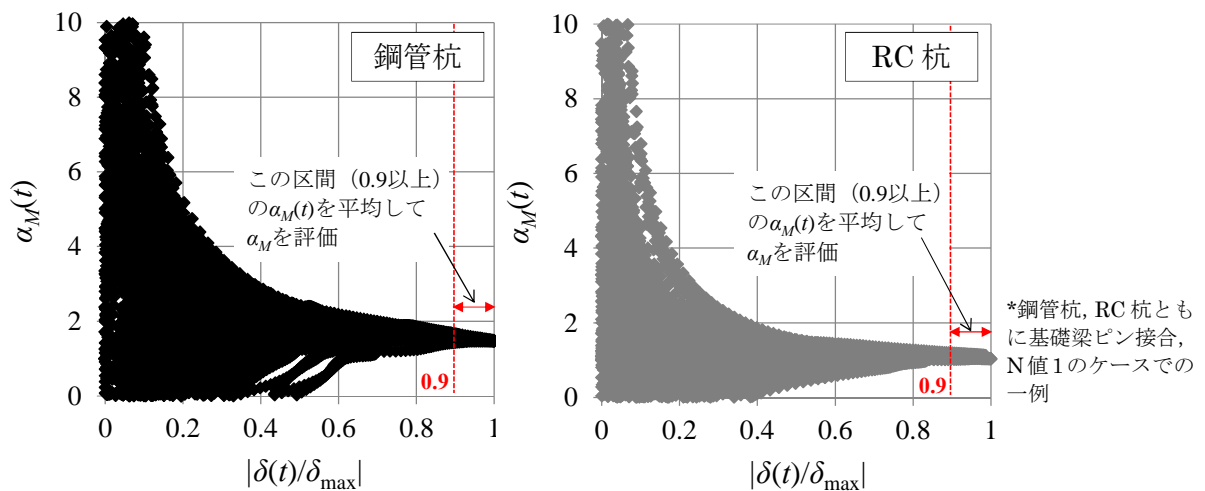


図 3.26 $|\delta(t)/\delta_{max}|$ と $\alpha_M(t)$ の散布図

(2) 曲げモーメント分配率の定量的評価

地震応答解析および静的解析のそれぞれで導出した積層ゴムの曲げモーメント分配率 α_M と1階梁に対する基礎梁剛比との関係を図3.27～図3.29に示す。ただし、静的解析による α_M は荷重増分解析の最終ステップの値である。

まず、地震応答解析の曲げモーメント分配率（実線の塗潰しプロット）だが、図3.27のART-Randomによると、鋼管杭では最大1.5強になるのに対し、RC杭では最大でも1.08程度で、N値5では1を下回っている。図3.28のART-Kobeでは、鋼管杭が最大1.6弱、RC杭が最大1.1程度、図3.29のART-Hachiは、鋼管杭が最大1.55程度、RC杭が最大1.08程度となり、地震波の特性によらず概ね同様の傾向が見られる。

次に、静的解析の曲げモーメント分配率（破線の白抜きプロット）によると、図3.27～図3.29のいずれの地震波においても、鋼管杭が最大1.5程度、RC杭が最大1.1程度を示している。また、N値に応じた対応を見ると、鋼管杭では地震応答解析と静的解析が概ね整合しているが、RC杭では両者に差異が見られる。

積層ゴムの曲げモーメント分配率についても地震応答解析と静的解析のそれぞれで定量的に評価したが、等価水平剛性ほどではないものの、特にRC杭において両解析の結果に差異が見られた。4章ではこれらの差異についての考察を行うとともに、積層ゴムの曲げモーメント分配率を簡易的に評価する方法について述べる。

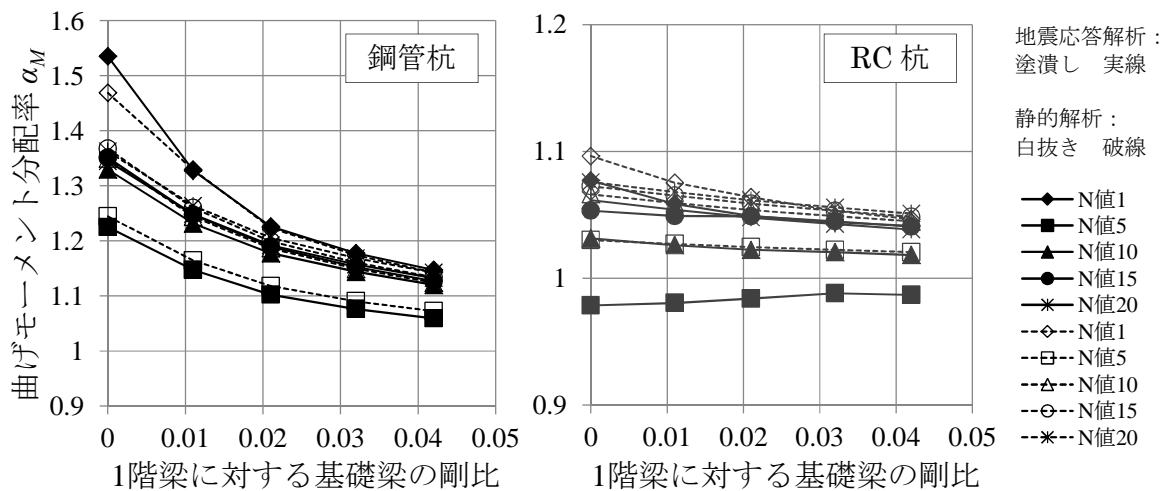


図 3.27 積層ゴムの曲げモーメント分配率（ART-Random）

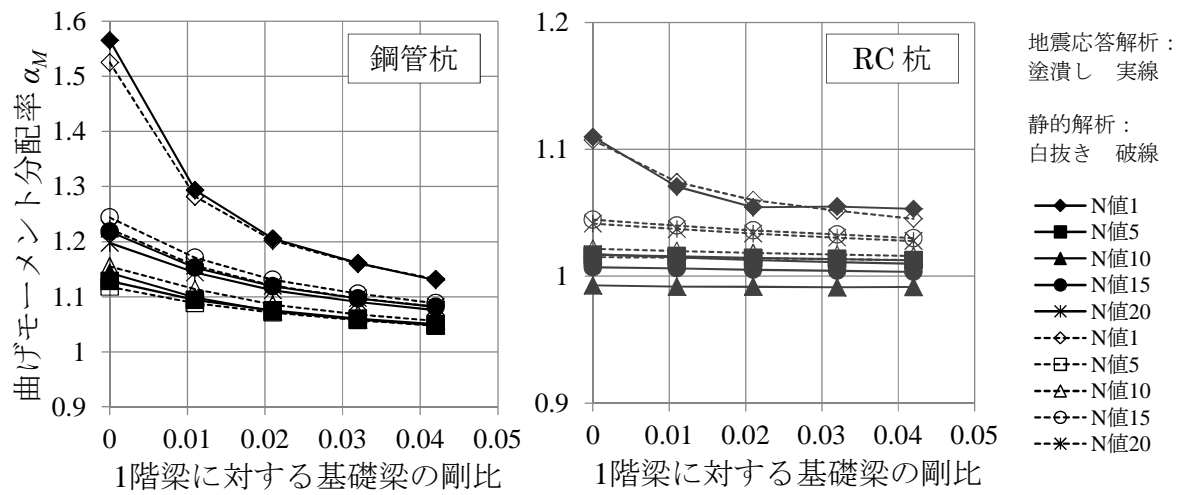


図 3.28 積層ゴムの曲げモーメント分配率 (ART-Kobe)

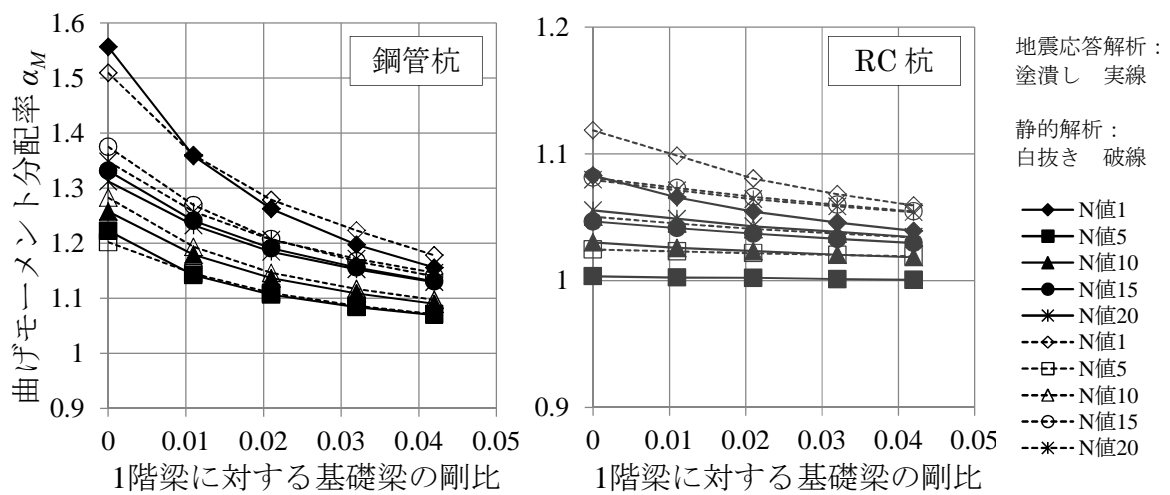


図 3.29 積層ゴムの曲げモーメント分配率 (ART-Hachi)

3.5 モード連成作用による上部構造の応答増幅について

本節では、小林ら²⁾が指摘するモード連成作用について、杭頭免震構造において発生する条件、並びに、設計適用範囲での発生の可能性について、連成振動解析モデルを用いた地震応答解析により検討を行う。

3.5.1 モード連成作用

小林ら²⁾は中間層免震構造の地震応答解析による研究により、上部構造と下部構造の周期比に応じてモード連成作用と呼ばれる現象が発生し、上部構造の応答増幅が生じることを明らかにした。中間層免震構造におけるモード連成作用とは、下部構造単独の固有周期と、上部構造の両端自由振動モード（免震層の剛性を0とした場合に得られる振動モード）の固有周期が一致する場合に、建物全体の振動系において上部構造と下部構造の振動モード間に生じる連成作用のことを指す。例えば、下部構造単独の1次固有周期 T_1 と、上部構造の両端自由振動モードの2次固有周期 ${}_{ffu}T_2$ が一致（ $T_1 = {}_{ffu}T_2$ ）する場合、図3.30のように建物全体の振動系において免震層に変形が生じない2次モードが現れる。この場合、上部構造の応答が増幅し、免震効果を十分に発揮できないことが明らかにされている。

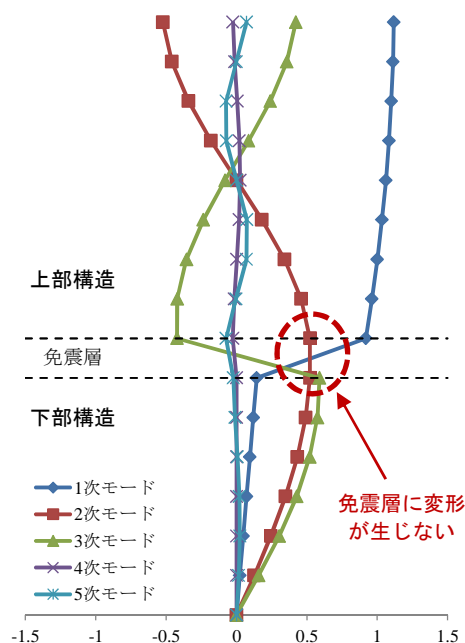


図 3.30 モード連成作用の概念図

更に、小林らは、地盤-杭-免震層-建物の一体解析モデルにおいて、地盤-杭系を下部構造、免震層より上部を上部構造とみなした場合のモード連成作用についても解析的研究を行っている^{3)~6)}。その結果、地盤-建物一体モデルでも特定の条件下においてモード連成作用が生じることを示した。

3.5.2 連成振動解析モデルと解析変動因子

本節で使用する連成振動解析モデルを図 3.31 に示す。モード連成作用の発生を促すため、2章で解説した連成振動解析モデルにおける上部構造の柱を一律(900×a)mm×(900×a)mm の RC 造とするとともに、a の値を変動因子として上部構造と下部構造（地盤-杭系）の周期比を変化させることとした。

モード連成作用の発生は上部構造と下部構造の周期比に依存することから、解析変動因子は上部構造の柱断面と地盤条件とした。表層地盤厚さは20m、基礎梁は梁幅 1000mm、梁せい 350mm、杭は直径 1200mm、鋼板厚 19mm の鋼管杭とした。なお、これまでの連成振動解析モデルと同様に、基礎梁および杭は弾性梁要素とし、免震層は天然ゴム系積層ゴムと鋼材ダンパーで構成した。

解析変動因子の一覧を表 3.14 に示す。地盤条件は2種類とし、N 値 5 と N 値 15 の一様地盤とした。柱断面は a の値により 13 ケース設定し、柱断面を変動因子とすることで上部構造の両端自由振動モードの 2 次固有周期 f_T2 を変化させた。なお、表 3.14 の柱断面において網掛けで示した a=0.9 および 0.44 は、モード連成作用の発生を促すために、 f_T2 を N 値 5 および 15 の自由地盤の等価 1 次固有周期 T_{base} (図 3.32 を参照) と一致するように調整したものを示す。

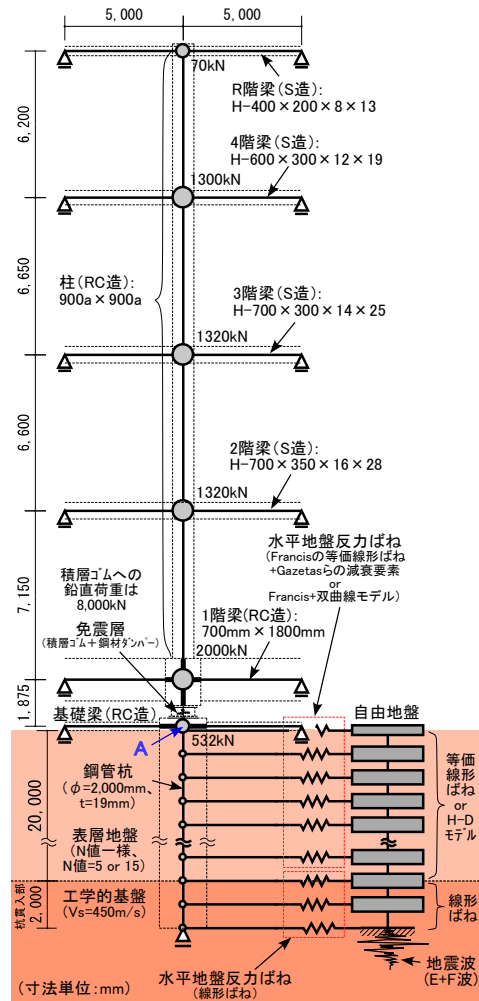


図 3.31 モード連成作用を検討するための連成振動解析モデル

表 3.14 解析変動因子

地盤条件 (一様地盤)			柱断面	
N値	土質	V_s^{*1} (m/s)	断面寸法(mm×mm)	f_T2 (s)
5	砂質土	137	1080×1080 (a= 1.200)	0.75
			900×900 (a= 1.000)	0.83
			810×810 (a= 0.900) ^{*2}	0.88
			765×765 (a= 0.850)	0.91
			720×720 (a= 0.800)	0.96
			630×630 (a= 0.700)	1.08
15	砂質土	197	540×540 (a= 0.600)	1.29
			450×450 (a= 0.500)	1.67
			396×396 (a= 0.440) ^{*2}	2.06
			360×360 (a= 0.400)	2.43
			337.5×337.5 (a= 0.375)	2.74
			315×315 (a= 0.350)	3.11
			292.5×292.5 (a= 0.325)	3.58

*1 V_s は N 値から推定

*2 柱断面の網掛けは $f_T2 \approx T_{base}$ となるように調整したものの

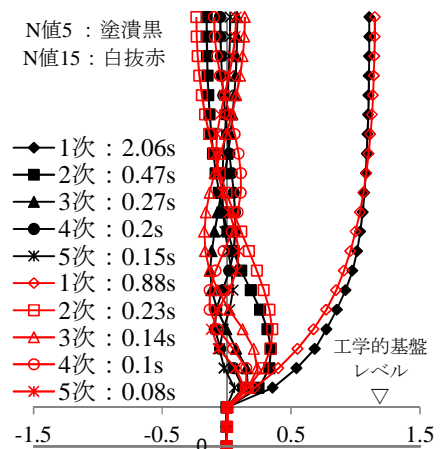


図 3.32 自由地盤 (等価地盤) の刺激関数

3.5.3 入力地震波

入力地震波は平成12年建設省告示第1461号の解放工学的基盤における極めて稀に発生する地震の加速度応答スペクトルに基づいて作成した。本節の検討はモード連成作用を発生させることのみを主眼を置き、地震波の位相特性は乱数のみとした。

後述の地震応答解析では、モード連成作用を明瞭に捉えるために自由地盤のせん断ばねを等価線形剛性とした場合の検討も行っている。この場合、これまでの解析のように工学的基盤の半無限性を表すダッシュポットを介して地震波を入力すると、自由地盤の非線形性(H-Dモデル)を考慮した場合の地盤系への入力地震波(E+F波)と大幅な乖離が生じてしまう。従って、本節の地震応答解析では、自由地盤のみの多質点系モデルを用いた逐次非線形地盤応答解析を行い、解析により得られた最下層の応答加速度を地盤系に入力されるE+F波とみなし、N値に応じて得られたE+F波を図3.31の自由地盤の下端節点に直接入力することとした。自由地盤単独の地盤応答解析から得られるE+F波と連成振動解析モデルとの関係の概念図を図3.33に示す。工学的基盤の地震波(2E波)、N値5および15の自由地盤におけるE+F波の時刻歴加速度波形と速度応答スペクトルを図3.34に示す。

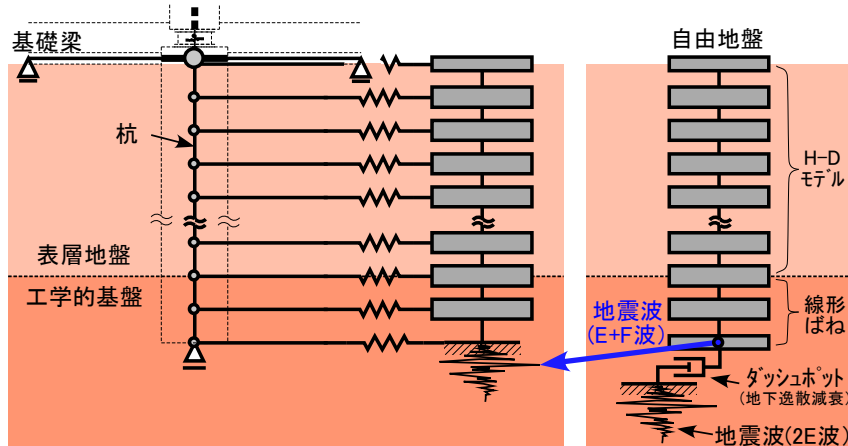


図 3.33 地盤応答解析と連成振動解析モデルへの入力地震波 (E+F 波) の関係

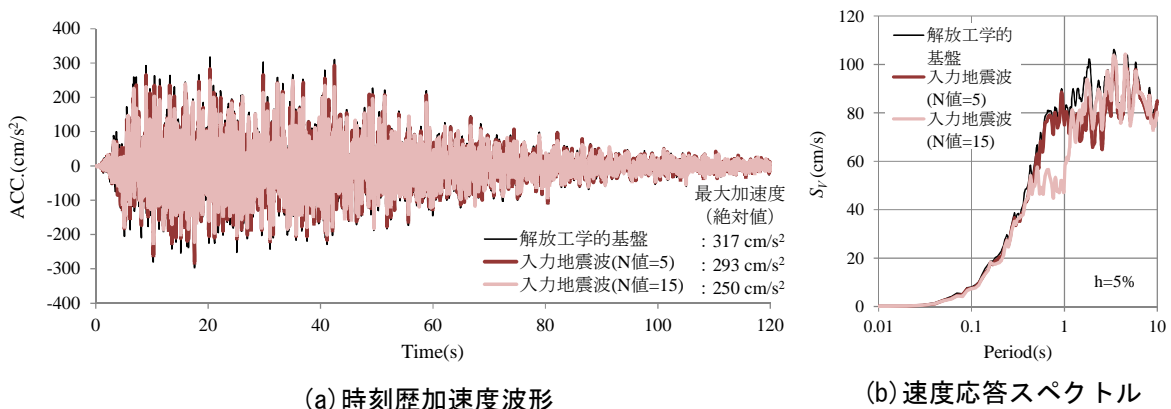


図 3.34 入力地震波

3.5.4 弾性モデルを用いた検討

まず、本項ではモード連成作用の発生を明瞭に捉えて応答増幅の原因を分析するため、地盤関連要素と免震層の履歴減衰を無視し、全ての部材を弾性あるいは等価線形剛性とした場合の検討を行う。具体的には、図 3.31 の連成振動解析モデルに以下のような条件を与える。

- (1) 免震層には鋼材ダンパーを設けず、三山¹¹⁾の積層ゴムモデル（せん断ばね，幾何学的非線形剛性，曲げ回転ばね）のみ設ける。曲げ回転ばねの水平変位依存性 ϕ_{rc} と材料非線形 ϕ_{σ} は非考慮（ ϕ_{rc} ， ϕ_{σ} ともに1）とする。
- (2) 自由地盤のせん断ばね剛性は地盤応答解析に基づく剛性低下（最大せん断歪の65%相当の剛性低下⁷⁾）を考慮した等価線形剛性とし，内部粘性減衰は0とする。
- (3) 表層地盤の水平地盤反力ばねは Francis による式(3.6)の等価線形剛性 k_{js} を持つ線形ばねとし，解析の安定性に配慮して Gazetas らによる式(3.7)の減衰要素 c_{gs} （ダッシュポット）も設ける¹²⁾。

$$k_{js} = \frac{1.3E_s}{1-\nu_s^2} \left(\frac{E_s B_p^4}{E_p I_p} \right)^{1/12} H \beta_H^{4/3}, \quad (E_s = 2(1+\nu_s)\rho V_s^2) \quad (3.6)$$

$$c_{gs} = 1.57 \cdot \rho \cdot B_p \cdot (V_{La} + V_s) \cdot H, \quad \left(V_{La} : \text{Lysmerの波動速度} \frac{3.4V_s}{\pi(1-\nu_s)} \right) \quad (3.7)$$

ここで、 E_s は地盤のヤング係数， ν_s は地盤のポアソン比とした。 B_p は杭直径， E_p および I_p はそれぞれ杭のヤング係数および断面二次モーメント， H は区分された土層厚， V_s は地盤のS波速度， ρ は土の密度である。表層地盤の k_{js} を求める際の V_s には，自由地盤の地盤応答解析結果に基づき，地盤のせん断剛性低下（最大せん断歪の65%相当の剛性低下⁷⁾）を考慮した等価線形物性による V_s を用いた。

以下，上記の弾性モデルを用いた地震応答解析により得られた上部構造の応答特性と，上部構造と下部構造の周期比との関係について示す。

(1) 上部構造の最大加速度応答比と最大層せん断力係数

N値5およびN値15の各階の最大加速度応答比を図 3.35 に示す。N値15については，着目点を拡大した図も併せて示す。縦軸の最大加速度応答比は，基礎部分（図 3.31 に示したA部）の最大加速度応答に対する各階の最大加速度応答の比率である（基礎部分の最大加速度応答は，上部構造の剛性分布にかかわらず概ね同じ値となる）。

グラフ下・上の横軸は，式(3.8)で定義される2次周期比 $_{ff}\beta_2$ および $_{iso}\beta_2$ であり，上部構造の両端自由振動モードの2次固有周期 $_{ff}T_2$ ，並びに，上部構造（免震層を含む）のみの固有値解析で得られた2次固有周期 $_{iso}T_2$ をそれぞれ地盤の1次等価固有周期 T_{base} で除した値である（以下，同様とする）。弾性モデルの場合の柱断面と $_{ff}T_2$ および $_{iso}T_2$ の関係を表 3.15 に示す。

$$_{ff}\beta_2^{N_{xx}} = \frac{_{ff}T_2}{N_{xx}T_{base}}, \quad _{iso}\beta_2^{N_{xx}} = \frac{_{iso}T_2}{N_{xx}T_{base}} \quad (xx \text{ には } N \text{ 値が入る}) \quad (3.8)$$

表 3.15 柱断面と 2 次固有周期

柱断面		
断面寸法(mm×mm)	$_{ff}T_2$ (s)	$_{iso}T_2$ (s)
1080×1080 (a= 1.200)	0.75	0.74
900×900 (a= 1.000)	0.83	0.81
810×810 (a= 0.900) ^{*2}	0.88	0.86
765×765 (a= 0.850)	0.91	0.89
720×720 (a= 0.800)	0.96	0.93
630×630 (a= 0.700)	1.08	1.03
540×540 (a= 0.600)	1.29	1.21
450×450 (a= 0.500)	1.67	1.50
396×396 (a= 0.440) ^{*2}	2.06	1.75
360×360 (a= 0.400)	2.43	1.95
337.5×337.5 (a= 0.375)	2.74	2.09
315×315 (a= 0.350)	3.11	2.25
292.5×292.5 (a= 0.325)	3.58	2.44

^{*2}柱断面の網掛けは $_{ff}T_2 \div T_{base}$ に調整したもの

図 3.35 によると、最大加速度応答比は $_{iso}\beta_2 \doteq 1$ の時に応答増幅が最大となっており、 $_{ff}\beta_2 \doteq 1$ で応答増幅が最大となる中間層免震構造の結果²⁾とは異なる。

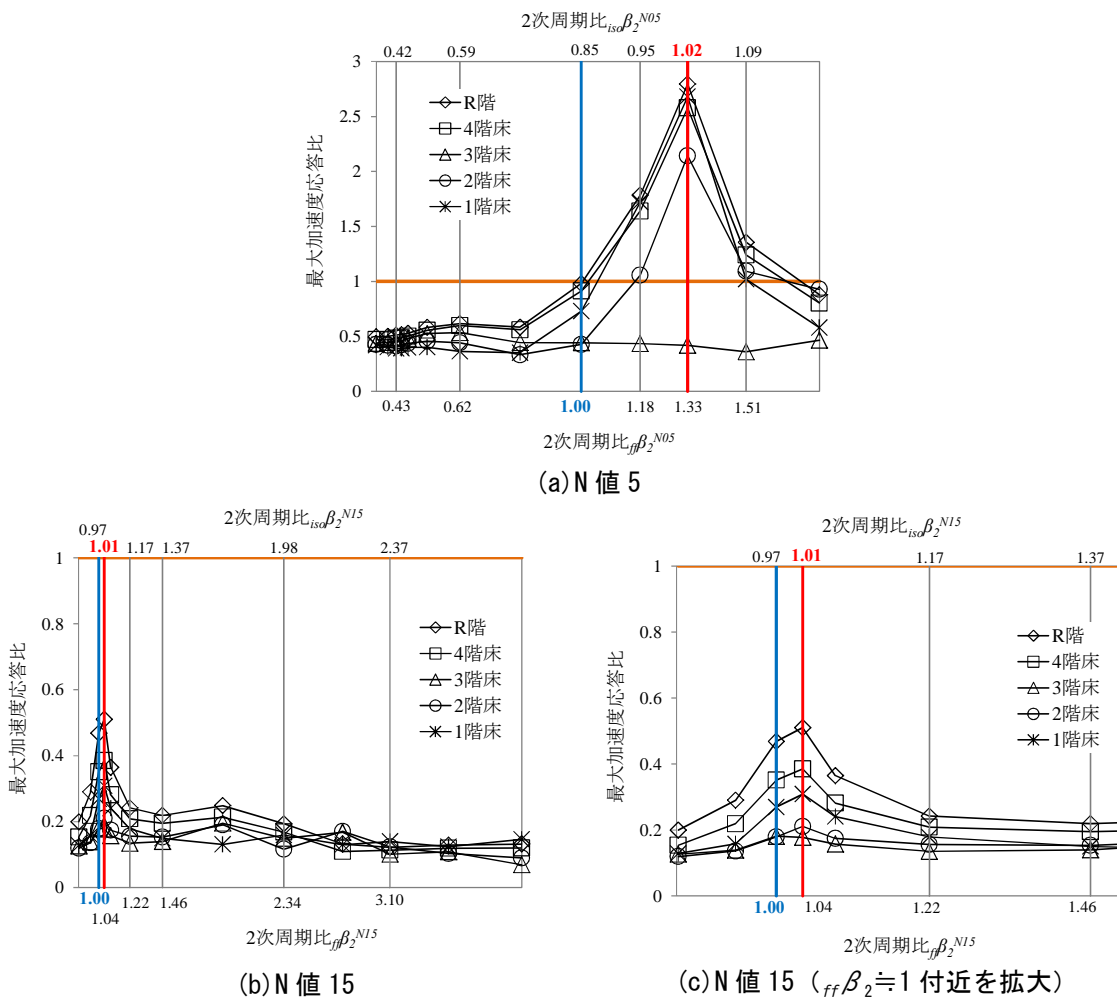


図 3.35 最大加速度応答比と 2 次周期比の関係

続いて、N 値 5 および N 値 15 の各階の最大層せん断力係数を図 3.36 に示す。最大層せん断力係数も、モード連成作用が発生すると推測される $_{ff}\beta_2 \doteq 1$ では応答増幅が最大とならず、 $_{iso}\beta_2 \doteq 1$ の時に応答増幅が最大となり、図 3.35 と同様の傾向を示している。

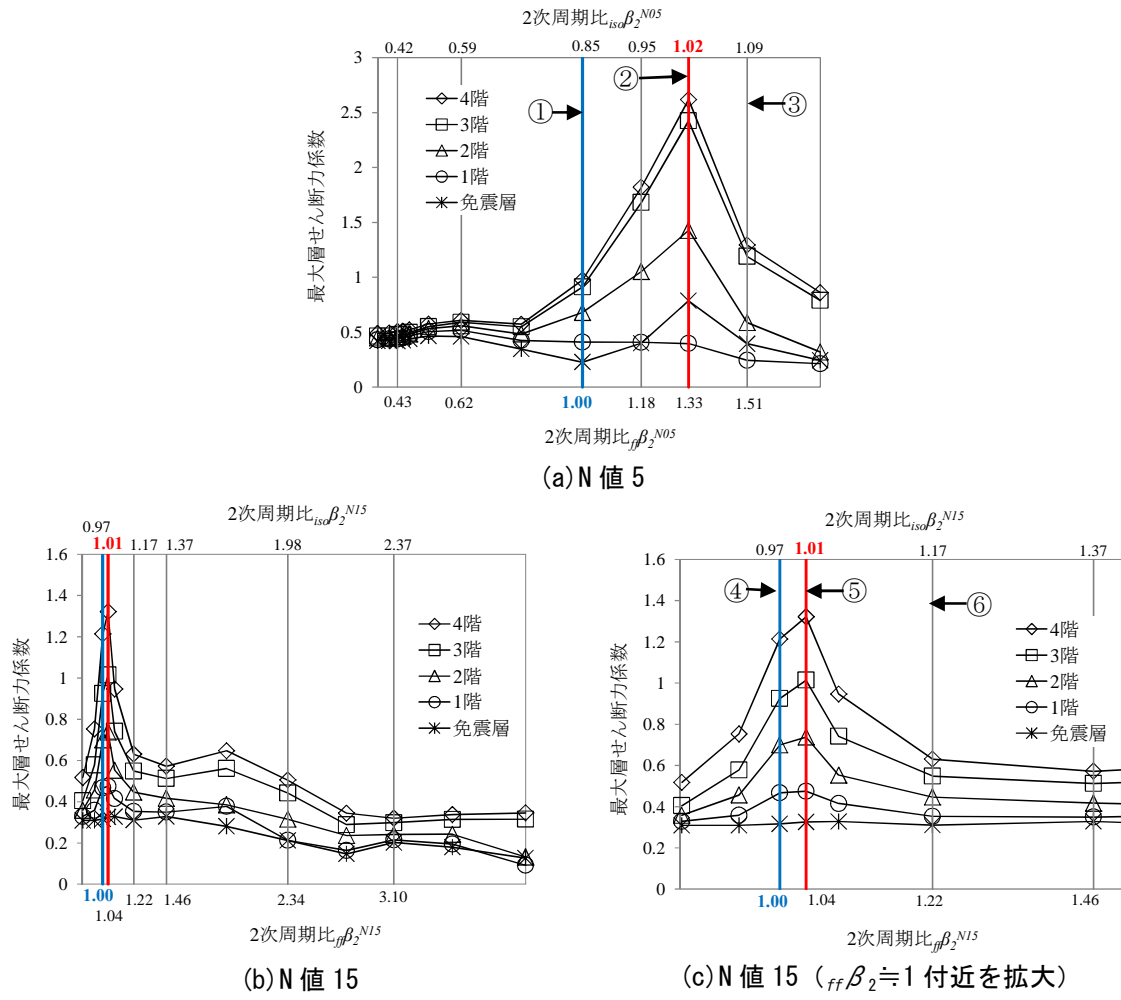


図 3.36 最大層せん断力係数と 2 次周期比の関係

(2) 刺激関数による上部構造の応答増幅に関する考察

連成振動解析モデルの刺激関数を図 3.37 に示す。図 3.37 の刺激関数は解析モデル全体を対象に固有値解析を行った結果であり、上部構造-免震層-杭の部分抽出して示している。

図 3.37 (a)および(d)によると、中間層免震と同様に、 $ff\beta_2 \doteq 1$ の時に 2 次モード (図中■) において免震層が殆ど変形しないモードが現れており、やはり $ff\beta_2 \doteq 1$ の連成振動解析モデ

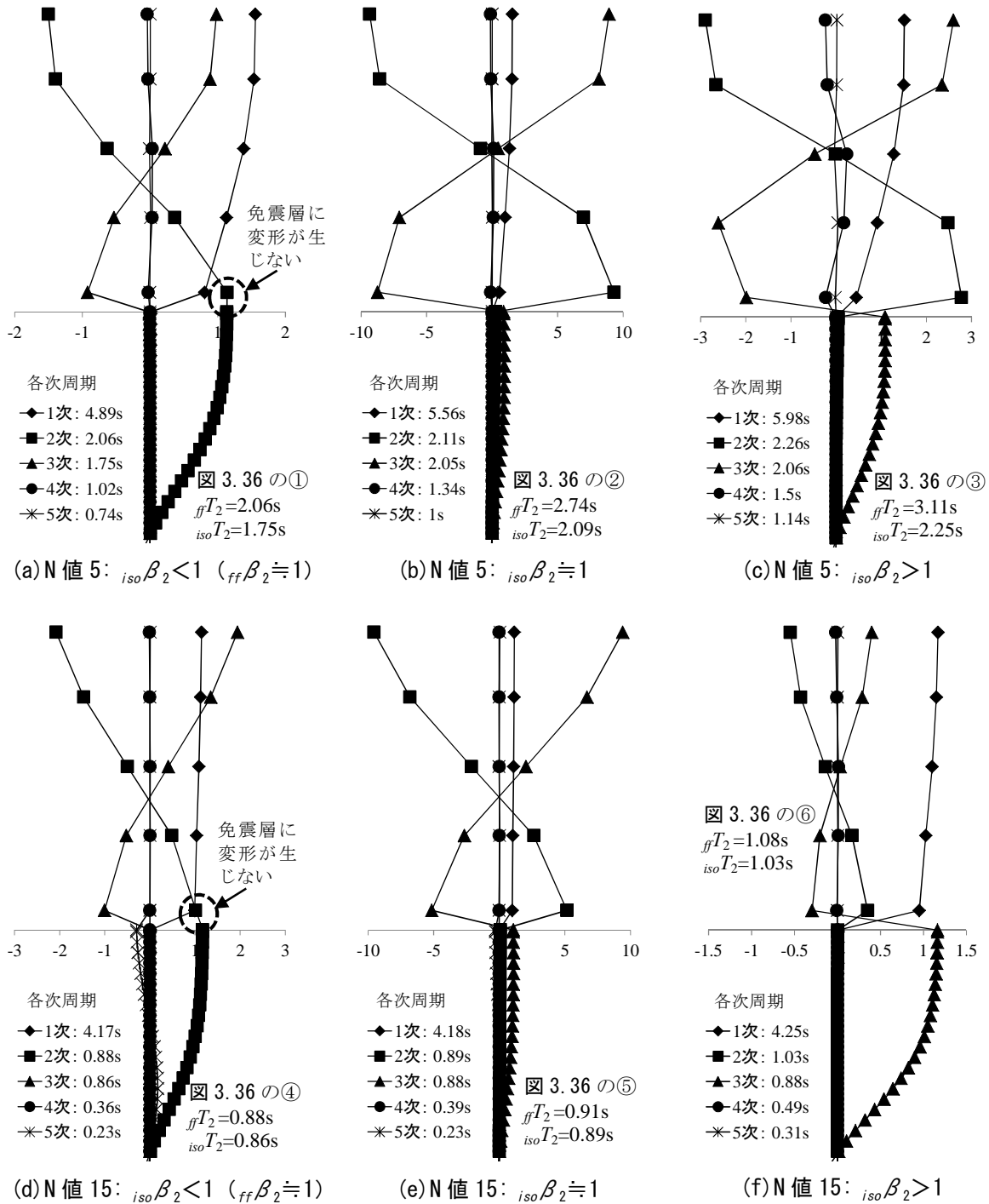


図 3.37 連成振動解析モデルの刺激関数

ルではモード連成作用²⁾が発生するものと推測される。一方、図 3.37 (b) および (e) の ${}_{iso}\beta_2 \doteq 1$ の時には、2 次 (図中■) および 3 次モード (図中▲) の免震層の変形が特に大きくなり、モード連成作用を示す図 3.37 (a) および (d) の場合よりも上部構造の刺激関数の値が大きくなることが確認できる。 ${}_{iso}\beta_2$ に注目すると、 ${}_{iso}\beta_2 < 1$ の時は、2 次モードに地盤の 1 次固有周期 T_{base} 、3 次モードに上部構造の 2 次固有周期 ${}_{iso}T_2$ が現れ、 ${}_{iso}\beta_2 > 1$ の時は、2 次モードに上部構造の 2 次固有周期 ${}_{iso}T_2$ 、3 次モードに地盤の 1 次固有周期 T_{base} が現れている。このように、2 次周期比 ${}_{iso}\beta_2$ に応じて、2 次あるいは 3 次固有周期に必ず地盤の 1 次固有周期 T_{base} が現れていることがわかる。

上部構造との相互作用により下部構造の応答や周期特性が変化する中間層免震構造とは異なり、連成振動解析モデルでは下部構造に相当する杭-地盤系が上部構造振動の影響を受けない。従って、連成振動解析モデルにおいて ${}_{iso}\beta_2 \doteq 1$ となる時、すなわち、 ${}_{iso}T_2 \doteq T_{base}$ となる時には上部構造に 2 次周期 ${}_{iso}T_2$ の明確な共振現象が発生するため、(${}_{ff}\beta_2 \doteq 1$ の時ではなく) この場合に特に大きな応答増幅が生じることに留意する必要がある。

ただし、ここで確認した応答増幅はあくまで弾性モデルの結果であることから、次項では免震層や地盤の非線形性を考慮した弾塑性モデルで同様の検討を行い、実現象においてモード連成作用による応答増幅が生じる可能性について考察を行う。

3.5.5 弾塑性モデルを用いた検討

本項では免震層および自由地盤の非線形性を考慮した地震応答解析を行い、実現象としての上部構造の応答増幅の可能性について考察を行う。地震応答解析による検討は、以下の2ケースの弾塑性モデルにより行う。

Case1：免震層に鋼材ダンパーを設けて標準バイリニア型としてモデル化する。鋼材ダンパーの降伏せん断力係数 α （ダンパーの降伏耐力／上部質点総重量）は、 $\alpha=0.02, 0.04, 0.06$ の3ケースとして降伏耐力をそれぞれ120.2kN, 240.4kN, 360.6kNとし、降伏変位はいずれも20mmとする（2章の図2.3を参照）。水平地盤反力ばねは、前項と同じくFrancisの等価線形ばねとGazetasらによる減衰要素の組合せとし、自由地盤のせん断ばねは、前項と同じく等価線形剛性として内部粘性減衰は0とする。

Case2：Case1の免震層の弾塑性モデルに加えて、表層地盤部の水平地盤反力ばねと自由地盤も非線形性を考慮した弾塑性モデルとする。水平地盤反力ばねはFrancisの等価線形ばねを初期剛性とする双曲線モデルでモデル化し、自由地盤のせん断ばねは石原、吉田のH-Dモデル¹³⁾でモデル化する。

Case1およびCase2の弾塑性モデルの諸元を表3.16に示す。なお、積層ゴムモデルにおける曲げ回転ばねの水平変位依存性 ϕ_{rc} と材料非線形 ϕ_r は、Case1はいずれも非考慮、Case2はいずれも考慮することとし、Case2では積層ゴムモデルの種々の非線形性が応答増幅に与える影響についても調べる。

表 3.16 弾塑性モデルの諸元

解析 ケース	免震層	地盤要素（表層地盤）	
	鋼材ダンパー の降伏せん断 力係数 α	水平地盤反力ばね	自由地盤
Case1	0.02	Francisの等価線形ばね & Gazetasらの減衰要素	等価線形剛性 & 内部粘性減衰0
	0.04		
	0.06		
Case2	0.02	Francisの等価線形ばね を初期剛性とした 双曲線モデル	石原、吉田の H-Dモデル
	0.04		
	0.06		

地震応答解析による検討は段階的に行うこととし、まず、Case1の検討により免震層の履歴吸収エネルギーが上部構造の応答増幅に及ぼす影響について考察を行い、続くCase2では、実現象としてモード連成作用による上部構造の応答増幅が発生する可能性について考察を行う。

(1) Case1における上部構造の最大加速度応答比と最大層せん断力係数

まず、Case1における上部構造の両端自由振動モードの2次固有周期 $_{ff}T_2$ 、並びに、上部構造（免震層を含む）のみの固有値解析で得られた2次固有周期 $_{iso}T_2$ を表3.17に示す。上部構造（免震層を含む）のみの2次固有周期 $_{iso}T_2$ は、免震層の履歴特性により周期特性が変化するため、ここでは、積層ゴムの有効水平変形（最大水平変形の65%と定義）時における等価線形剛性で固有値解析を行った時の2次固有周期として定義し、Case1の応答解析結果を用いて導出した。

表 3.17 柱断面と2次固有周期：Case1

2次固有周期種別		$_{ff}T_2(s)^*$	$_{iso}T_2(s)$					
降伏せん断力係数 α		-	0.02		0.04		0.06	
一様地盤のN値		-	5	15	5	15	5	15
柱断面 寸法 (mm×mm)	1080×1080 (a= 1.200)	0.75	0.74	0.74	0.73	0.73	0.73	0.72
	900×900 (a= 1.000)	0.83	0.81	0.80	0.80	0.79	0.80	0.78
	810×810 (a= 0.900)	0.88	0.85	0.85	0.85	0.84	0.85	0.82
	765×765 (a= 0.850)	0.91	0.88	0.88	0.88	0.87	0.88	0.85
	720×720 (a= 0.800)	0.96	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91	0.89
	630×630 (a= 0.700)	1.08	1.03	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00
	540×540 (a= 0.600)	1.29	1.20	1.19	1.18	1.17	1.17	1.14
	450×450 (a= 0.500)	1.67	1.47	1.46	1.43	1.40	1.40	1.35
	396×396 (a= 0.440)	2.06	1.69	1.69	1.57	1.62	1.45	1.57
	360×360 (a= 0.400)	2.43	1.92	1.88	1.85	1.80	1.75	1.72
	337.5×337.5 (a= 0.375)	2.74	2.07	2.01	2.04	1.93	1.95	1.85
	315×315 (a= 0.350)	3.11	2.21	2.16	2.16	2.07	2.12	2.00
292.5×292.5 (a= 0.325)	3.58	2.38	2.31	2.32	2.23	2.28	2.20	

* $_{ff}T_2$ は免震層の剛性に依存しないため変化しない。

Case1について、鋼材ダンパーの各降伏せん断力係数における最大加速度応答比と2次周期比の関係をそれぞれ図3.38に示す。

図3.38(a)～(c)に示したN値5の結果によると、 $\alpha=0.02$ および $\alpha=0.04$ において前項の弾性モデルと同様に $_{iso}\beta_2 \doteq 1$ 付近で応答増幅が最大となる傾向はあるもの、鋼材ダンパーが入力エネルギーを吸収することで全体的に緩やかな分布となっている。

一方、図3.38(d)～(i)に示したN値15の結果によると、 $_{iso}\beta_2 \doteq 1$ ではなく $_{ff}\beta_2 \doteq 1$ において最大となるケースが見られ、 $\alpha=0.06$ において特に多く見受けられる。これは、免震層のせん断剛性を等価線形剛性として算定した $_{iso}T_2$ と、実際の免震層の周期特性との乖離、並びに、モード連成作用により鋼材ダンパーのエネルギー吸収が小さくなるためと推測される。

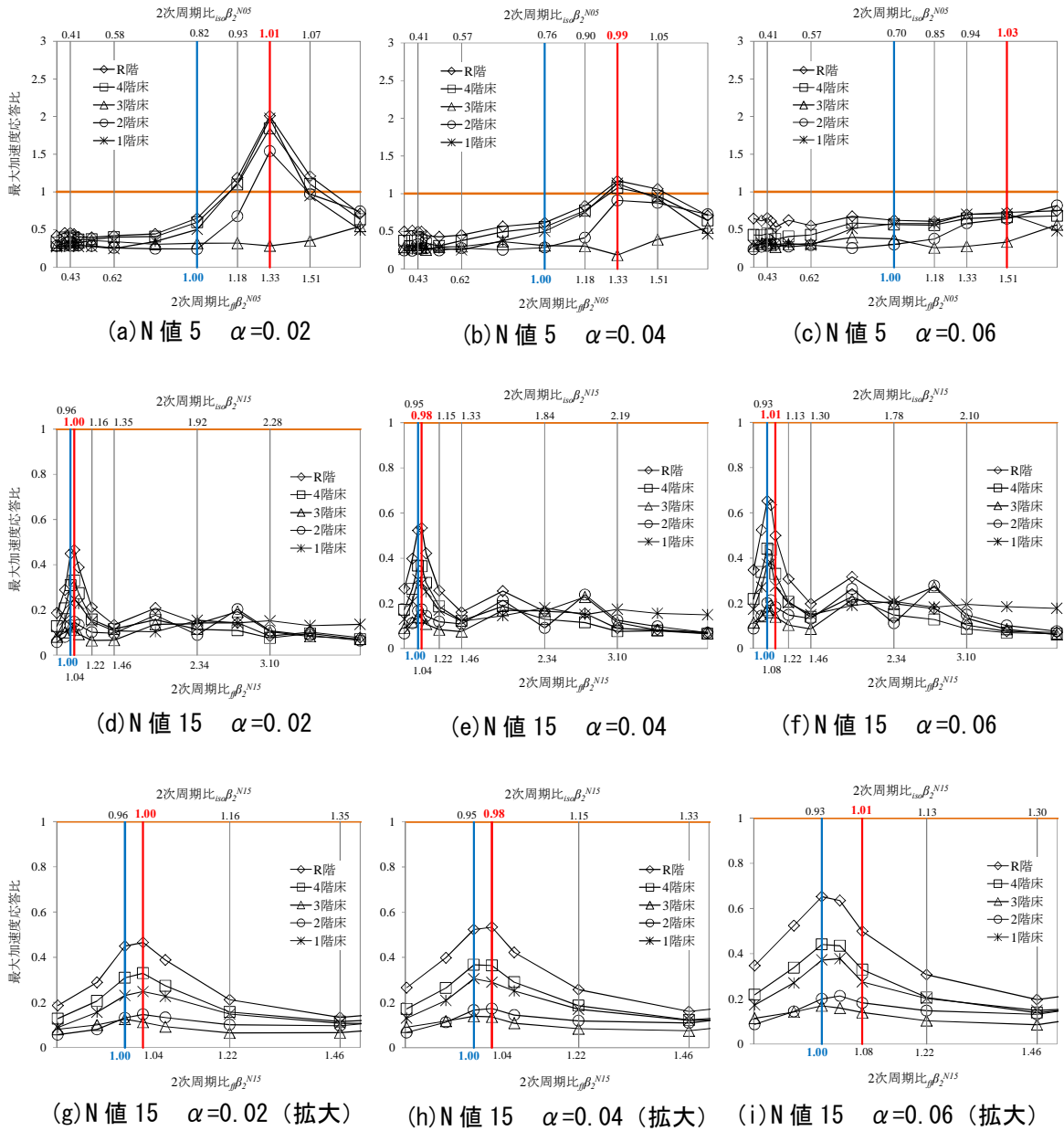


図 3.38 最大加速度応答比と 2 次周期比の関係 : Case1

続いて、Case1 について、鋼材ダンパーの各降伏せん断力係数における最大層せん断力係数と 2 次周期比の関係をそれぞれ図 3.39 に示す。

最大加速度応答比と同様に、図 3.39 (a)～(c)に示した N 値 5 の結果では鋼材ダンパーが入力エネルギーを吸収することで前項の弾性モデルよりも全体的に緩やかな分布となるのみだが、図 3.39 (d)～(i)に示した N 値 15 の結果では $\beta_2 \doteq 1$ において最大層せん断力係数が最大となるケースが見られる。

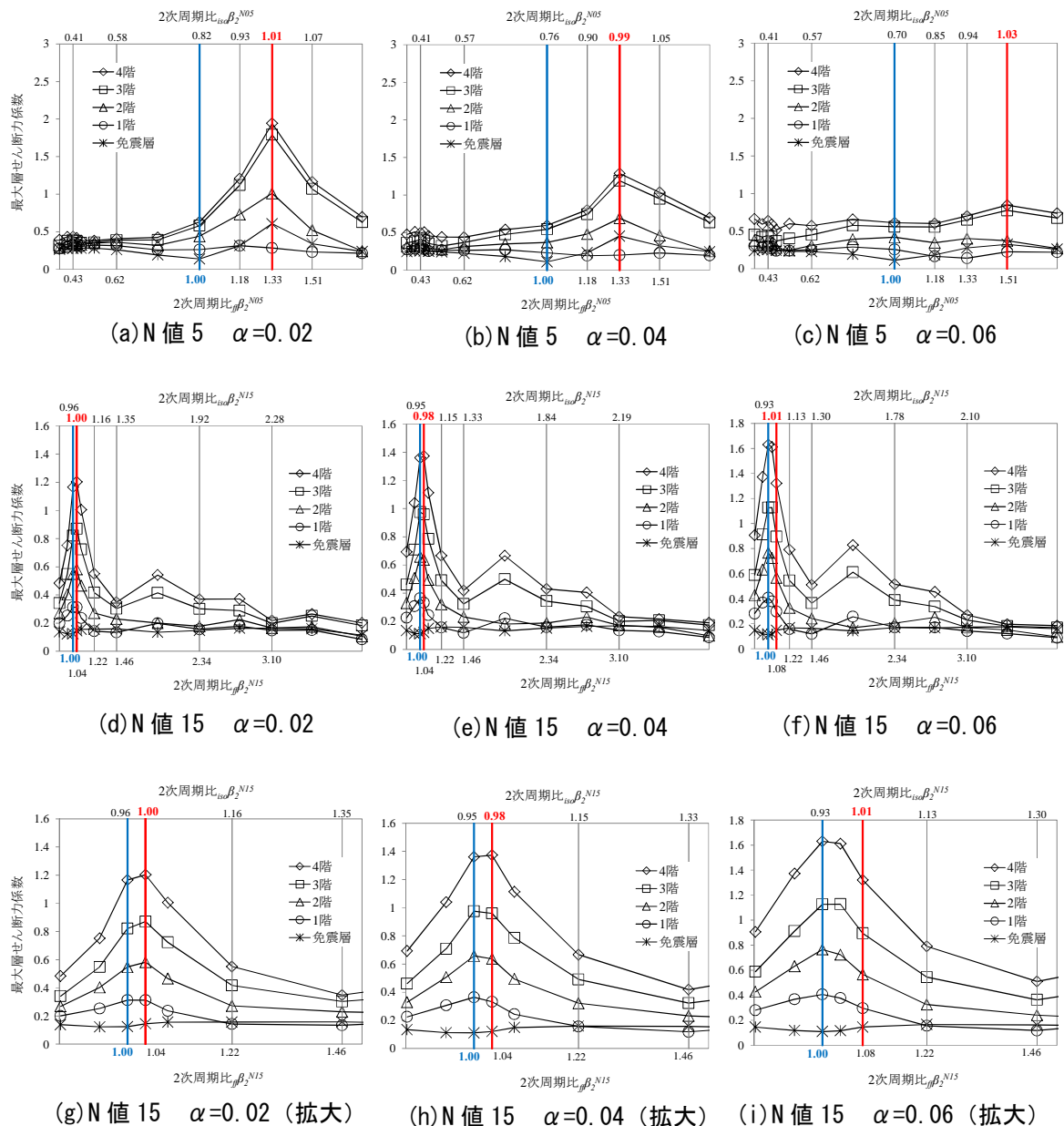


図 3.39 最大層せん断力係数と 2 次周期比の関係 : Case1

ここで、地震応答解析において鋼材ダンパーが吸収したエネルギーの総量と 2 次周期比 $_{ff}\beta_2$ との関係を図 3.40 に示す。いずれの降伏せん断力係数においても $_{ff}\beta_2 \doteq 1$ の場合のエネルギー吸収量が明らかに少ない。図 3.37 で示したように、 $_{ff}\beta_2 \doteq 1$ ではモード連成作用により連成振動解析モデルの 2 次モードにおいて免震層が殆ど変形しないモードが現れる。この場合、免震層の履歴吸収エネルギーが少なくなると推測され、このことは図 3.40 で見られる現象と一致する。

以上より、図 3.38 および図 3.39 において $_{ff}\beta_2 \doteq 1$ で応答が最大となるケースが見られたのは、モード連成作用により鋼材ダンパーの減衰性能が発揮されなかったことに起因しており、Case1 のように免震層の履歴吸収エネルギーを考慮した場合には、地盤-杭-免震層-上部構造で構成される連成振動解析モデルにおいてもモード連成作用に起因する上部構造の応答増幅が確認できる。

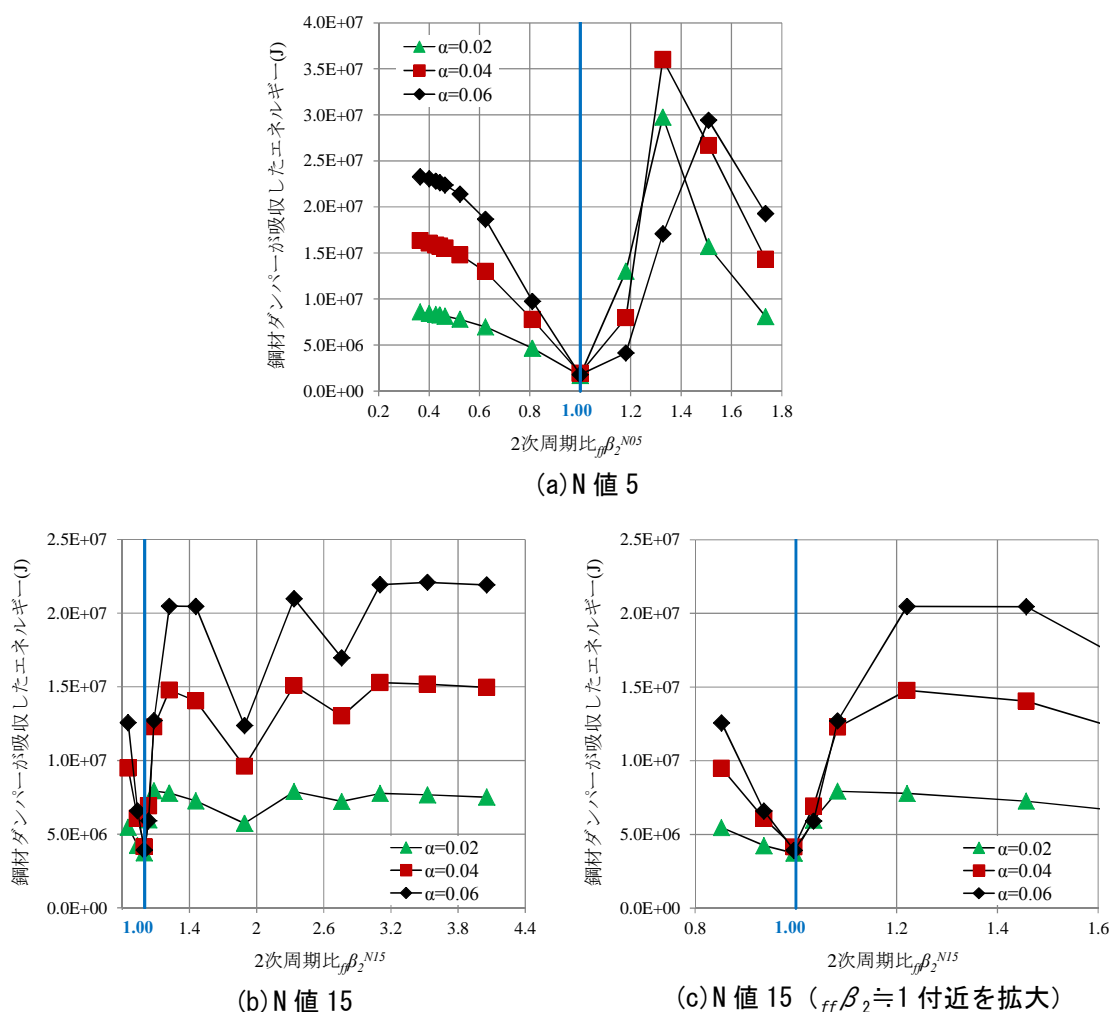


図 3.40 鋼材ダンパーの吸収エネルギーと 2 次周期比 $_{ff}\beta_2$ の関係 : Case1

(2) Case2における上部構造の最大加速度応答比と最大層せん断力係数

最後に、Case2で地盤要素の非線形性を考慮することにより、実現象においてモード連成作用による上部構造の応答増幅が生じる可能性について考察する。Case2における上部構造の両端自由振動モードの2次固有周期 $_{ff}T_2$ 、並びに、上部構造（免震層を含む）のみの固有値解析で得られた2次固有周期 $_{iso}T_2$ を表3.18に示す。

表 3.18 柱断面と2次固有周期：Case2

2次固有周期種別		$_{ff}T_2(s)^*$	$_{iso}T_2(s)$					
降伏せん断力係数 α			0.02		0.04		0.06	
一様地盤のN値		-	5	15	5	15	5	15
柱断面 寸法 (mm×mm)	1080×1080 (a= 1.200)	0.75	0.73	0.73	0.73	0.72	0.72	0.71
	900×900 (a= 1.000)	0.83	0.80	0.80	0.79	0.79	0.79	0.77
	810×810 (a= 0.900)	0.88	0.85	0.85	0.84	0.83	0.83	0.81
	765×765 (a= 0.850)	0.91	0.88	0.88	0.87	0.86	0.85	0.84
	720×720 (a= 0.800)	0.96	0.91	0.91	0.90	0.89	0.89	0.87
	630×630 (a= 0.700)	1.08	1.02	1.01	1.00	0.98	0.98	0.95
	540×540 (a= 0.600)	1.29	1.18	1.18	1.15	1.14	1.12	1.09
	450×450 (a= 0.500)	1.67	1.45	1.43	1.39	1.36	1.33	1.28
	396×396 (a= 0.440)	2.06	1.66	1.65	1.57	1.48	1.49	1.36
	360×360 (a= 0.400)	2.43	1.85	1.82	1.72	1.68	1.60	1.57
	337.5×337.5 (a= 0.375)	2.74	1.96	1.93	1.81	1.81	1.71	1.72
315×315 (a= 0.350)	3.11	2.10	2.09	1.96	1.92	1.87	1.87	
292.5×292.5 (a= 0.325)	3.58	2.29	2.27	2.15	2.14	2.08	2.10	

* $_{ff}T_2$ は免震層の剛性に依存しないため変化しない。

Case2について、鋼材ダンパーの各降伏せん断力係数における最大加速度応答比と2次周期比の関係をそれぞれ図3.41に示す。

図3.41によると、積層ゴムの曲げ回転変形によりモード連成作用の応答増幅が励起される現象は見られず、N値5、N値15のいずれの結果においても目立った応答増幅は見られない。

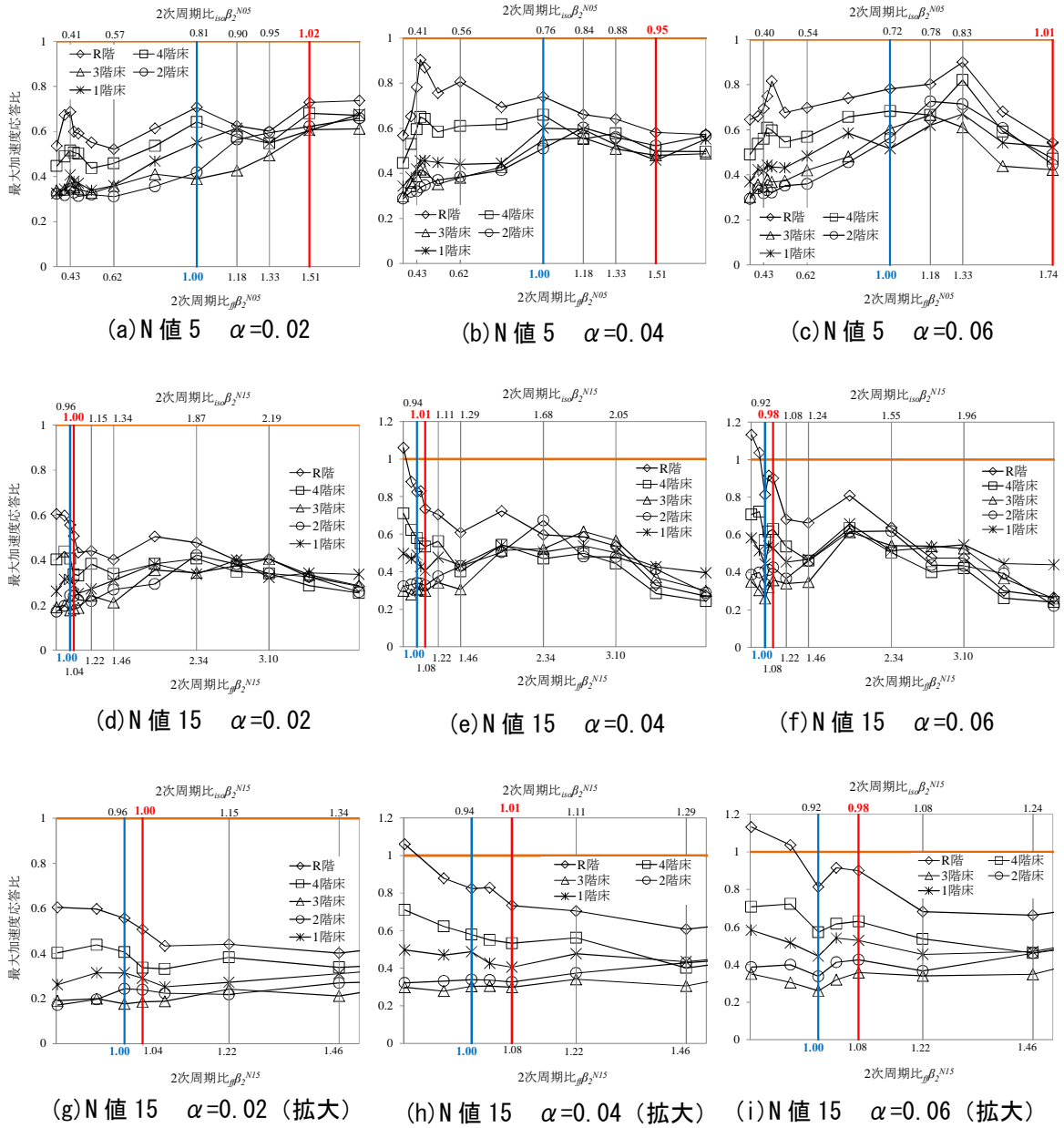


図 3.41 最大加速度応答比と 2 次周期比の関係 : Case2

続いて、Case2 について、鋼材ダンパーの各降伏せん断力係数における最大層せん断力係数と 2 次周期比の関係をそれぞれ図 3.42 に示す。

最大加速度応答比と同様に、図 3.42 においても N 値 5、N 値 15 のいずれも特定の周期比における目立った応答増幅は見られない。

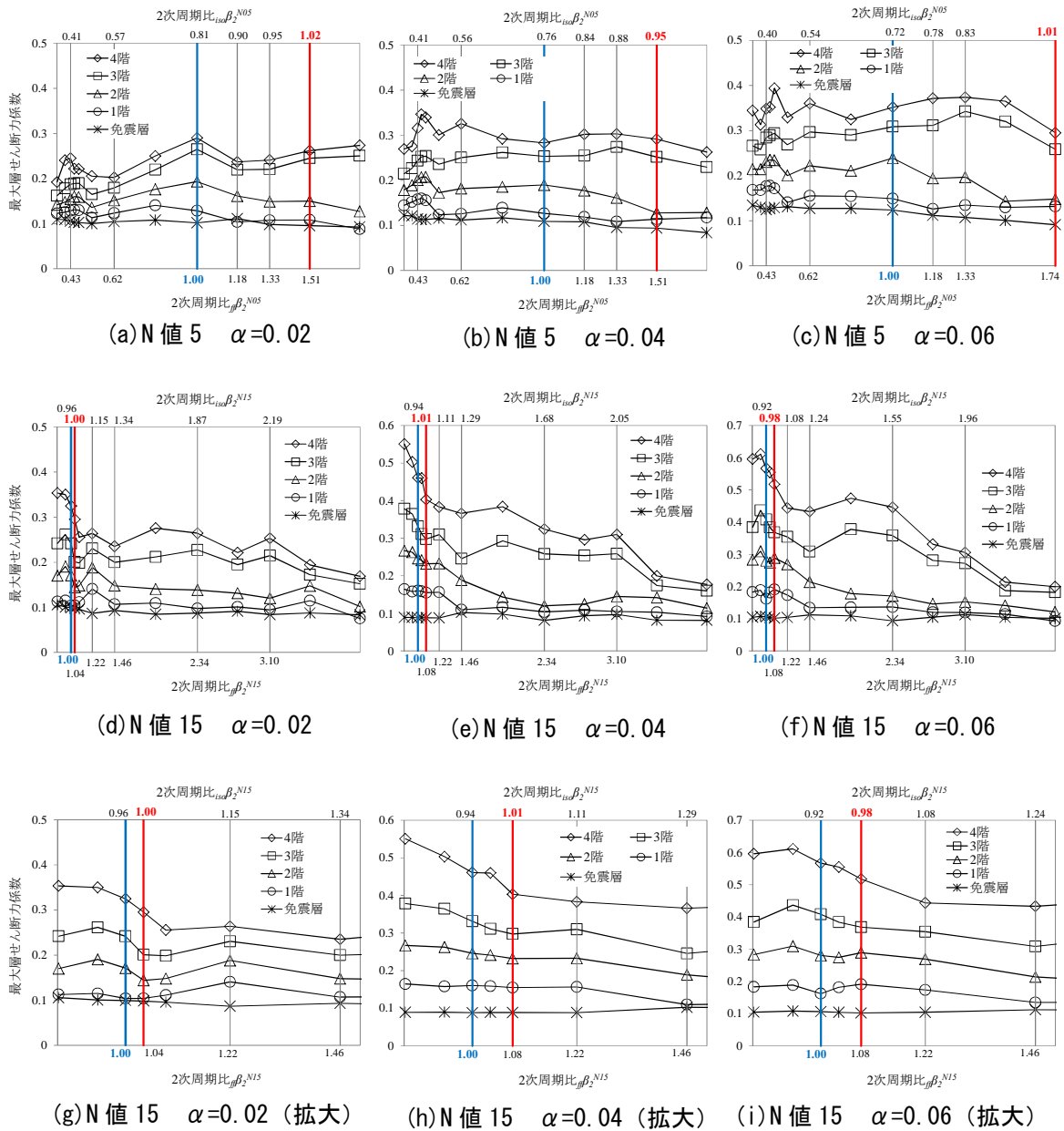


図 3.42 最大層せん断力係数と 2 次周期比の関係 : Case2

Case2 について、地震応答解析において鋼材ダンパーが吸収したエネルギーの総量と 2 次周期比 $_{ff}\beta_2$ との関係を図 3.43 に示す。2 次周期比 $_{ff}\beta_2$ によって鋼材ダンパーのエネルギー吸収量が大きく変化することはないが、Case1 と異なり $_{ff}\beta_2 \doteq 1$ の場合のエネルギー吸収量が少なくなる傾向も見られない。

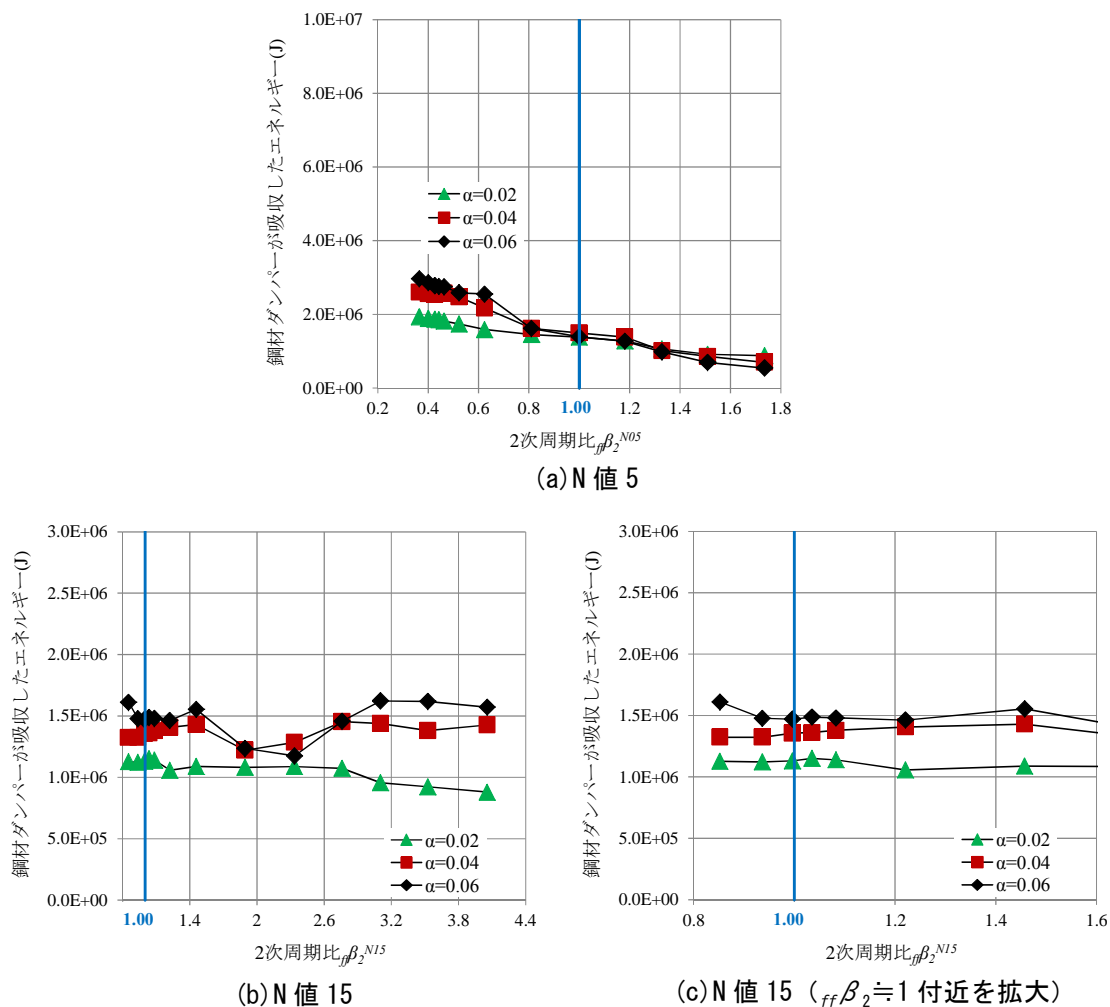


図 3.43 鋼材ダンパーの吸収エネルギーと 2 次周期比 $_{ff}\beta_2$ の関係 : Case2

ここで、Case2における自由地盤頂部（地表面）の応答加速度から算定した加速度応答スペクトルを図 3.44(a)に示す。図 3.44(a)によると、N 値 5、N 値 15 のいずれも地盤の等価 1 次固有周期付近が応答加速度の大きい周期帯となっている。

一方、Case1 における自由地盤頂部の応答加速度から算定した加速度応答スペクトルを Case2 の同スペクトルに重ねた結果を図 3.44(b)に示す。Case2 と Case1 では地盤の等価 1 次固有周期付近の応答レベルに大きな乖離があり、Case2 のように地盤の非線形性を考慮した場合には周期に応じた加速度応答の起伏が大幅に緩和されている。

図 3.38～図 3.43 に示した Case1 および Case2 それぞれの上部構造応答と 2 次周期比との関係も併せて考慮すると、実現象を模擬した Case2 の連成振動解析モデルにおいて上部構造の応答増幅現象が大幅に緩和されているのは地盤の強い非線形性の影響に起因すると考える。免震構造における 2 次モードの刺激係数が小さいことも考慮すると、モード連成作用をはじめとする上部構造の応答増幅現象は、中間層免震構造や Case1 のように下部構造の減衰が小さい場合に発生が懸念される現象であると考えられる。

以上より、地盤の非線形性を考慮した連成振動解析モデルでは、中間層免震構造で指摘されるモード連成作用のような上部構造の応答増幅現象は大幅に緩和されるため、当該現象が実現象に与える影響は小さいと考える。また、杭頭免震構造特有の杭頭の曲げ回転変形がモード連成作用を励起するような現象も見られない。

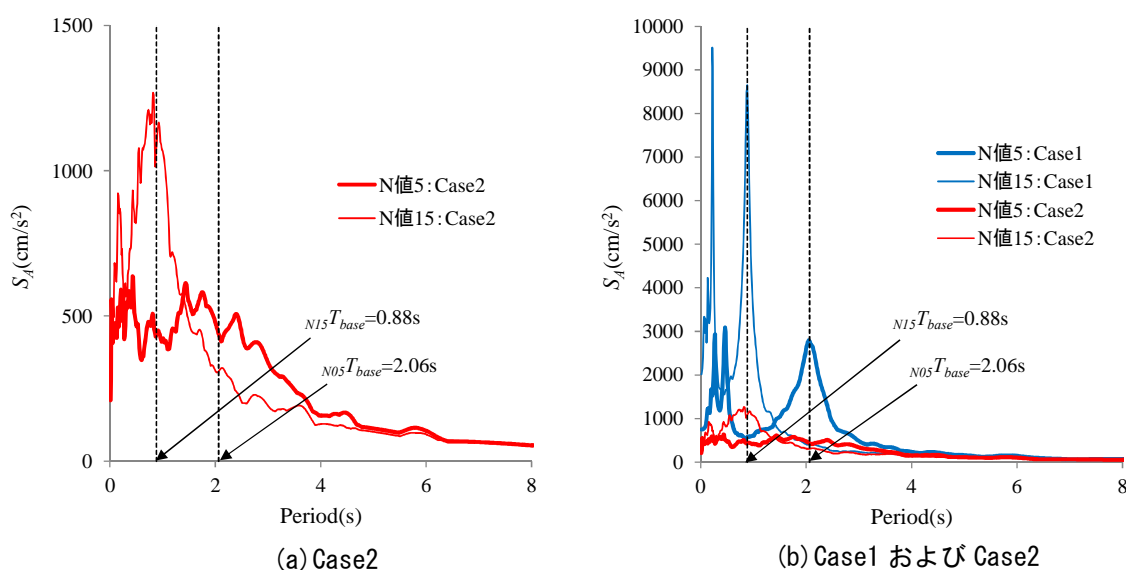


図 3.44 自由地盤頂部（地表面）の応答加速度による加速度応答スペクトル

3.6 まとめ

杭頭免震構造を対象として連成振動解析モデルと現状解析モデルにより地震応答解析のパラメトリック・スタディを行い、上部構造の応答特性と積層ゴムの力学特性を定量的に評価した。また、現状解析における問題点が上部構造の応答特性に及ぼす影響について検討し、積層ゴムの力学特性については地震応答解析による結果と既往研究の静的解析による結果との比較を行った。更に、連成振動解析モデルの上部構造の剛性分布を変動因子とした地震応答解析を行い、モード連成作用による上部構造の応答増幅が発生する条件や設計適用範囲において発生する可能性についても考察を行った。本章で行った検討のまとめを以下に述べる。

- (1) 現状解析モデルと連成振動解析モデルについて上部構造の応答（最大層せん断力係数と最大相対変位）を比較した結果、 N 値 10 以上の地盤では両者の差異が概ね $\pm 10\%$ 以下になるが、軟弱地盤では大きな差異があり、特に N 値 1 の地盤では現状解析モデルが最大で 2 倍程度も過大評価する結果となった。一方、 N 値 5 以上の RC 杭の応答値では、連成振動解析モデルが現状解析モデルよりも僅かに大きくなるケースが見られた。
- (2) 連成振動解析モデルで剛性の高い RC 杭とした場合、杭頭免震構造特有の杭頭拘束の低さに起因して杭が殆ど曲げ変形せずに振動する現象が生じることを示した。杭頭免震構造で高剛性の杭を使用した場合、この現象に起因して上部構造への地震入力が増幅する可能性があるため、必ずしも現状解析モデルが安全側の評価とはならないことがわかった。
- (3) 積層ゴムの等価水平剛性について、連成振動解析モデルの地震応答解析により定量的な評価を行った。また、既往研究で行われている慣性力のみを対象とした静的解析でも同様の評価を行い地震応答解析による評価との比較を行った。その結果、特に軟弱地盤では、静的解析の方が積層ゴムの水平剛性低下を大きく評価する傾向が見られ、最大で 2 倍程度も過大評価する結果が見られた。
- (4) 積層ゴムの曲げモーメント分配率についても連成振動解析モデルの地震応答解析と静的解析で両者の評価結果を比較した結果、鋼管杭では両者が概ね整合するが、RC 杭においては差異が見られた。
- (5) 免震層および地盤要素の減衰を無視し、全ての要素を弾性とした連成振動解析モデル（弾性モデル）により上部構造の応答増幅について調べた結果、下部構造の振動特性が上部構造の影響を受けない地盤-建物系の連成振動解析モデルでは、モード連成作用発生時よりも、上部構造（免震層を含む）のみの固有値解析で得られた 2 次固有周期 ${}_{iso}T_2$ と地盤の 1 次等価固有周期 T_{base} が一致して共振が発生する時の方がより顕著な応答増幅が生じることを示した。
- (6) 免震層の鋼材ダンパーによる履歴特性のみを考慮した連成振動解析モデル（弾塑性モデル：Case1）で上部構造の応答増幅を調べた結果、モード連成作用発生時には鋼材ダンパーが吸収するエネルギー量が顕著に低下して応答増幅を励起し、連成振動解析モデルにおいてもモード連成作用による応答増幅が最も大きくなる場合があることを示した。

- (7) 免震層および地盤要素に非線形性を考慮した連成振動解析モデル（弾塑性モデル：Case2）で上部構造の応答増幅を調べた結果、特定の周期比における目立った応答増幅は見られなかった。実現象を模擬した連成振動解析モデルでは、地盤の強い非線形性の影響により中間層免震で指摘されるモード連成作用のような上部構造の応答増幅現象が大幅に緩和されるため、当該現象が実現象に与える影響は小さいと考える。

4章では、設計用解析モデルを構築する上で最も重要な積層ゴムの力学特性に着目し、連成振動解析モデルによる地震応答解析と既往研究で行われている静的解析との評価の差異について考察を行う。また、本章で示した定量的評価の結果を用いた積層ゴムの力学特性評価法を提案する。

3章 参考文献

- 1) 日本建築学会：免震構造設計指針，2013
- 2) 小林正人，井澤保一，洪忠憲：モード連成作用を考慮した中間層免震構造の各部地震応答予測 中間層免震構造の地震応答予測と耐震性能 その 2，日本建築学会構造系論文集，第 572 号，pp.73-80，2003.10
- 3) 堀江裕一郎，小林正人：建物-杭-地盤の動的相互作用を考慮した基礎免震建物のモード連成作用，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.921-922，2007.8
- 4) 御手洗達也，三橋一，小林正人：地盤-杭-建物連成系一体解析による免震建物のモード連成作用に関する研究（その 1）地盤-建物におけるモード連成作用の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.937-938，2009.8
- 5) 三橋一，小林正人：地盤-杭-建物連成系一体解析による免震建物のモード連成作用に関する研究（その 2）杭基礎と杭の付加質量による影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.939-940，2009.8
- 6) 三橋一，小林正人：地盤-杭-建物連成系一体解析による免震建物のモード連成作用に関する研究（その 3）固有値解析と地震応答解析結果の対応，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.301-302，2010.9
- 7) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: 'SHAKE' A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, College of Eng. University of California Berkeley, California, 1972
- 8) 高岡栄治，宮田章：杭基礎の柔性を考慮した積層ゴム力学特性の解析的評価，日本建築学会構造系論文集，第 77 卷，第 678 号，pp.1219-1226，2012.8
- 9) 小林正人，下田卓，西村拓也：端部回転を有する免震用積層ゴムの水平剛性と取付け部材の設計用応力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 77 卷，第 682 号，pp.1873-1880，2012.12
- 10) 浅野三男，嶺脇重雄：取付部の柔性を考慮した免震用積層ゴムの水平剛性評価，日本建築学会技術報告集 第 8 号，pp.57-62，1999.6
- 11) 三山剛史：積層ゴムの上下面に回転角を与えた場合の力学的性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 556 号，pp.43-50，2002.6
- 12) 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
- 13) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics Nagoya, pp.373-380, 1985

4章 動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性評価法

4.1 はじめに

3章において、連成振動解析モデルを用いた地震応答解析により、積層ゴムの等価水平剛性および反曲点移動に伴う曲げモーメント分配率を定量的に評価した。また、既往研究^{1),2)}で行われている静的解析による評価との比較も行い、地震応答解析と静的解析で積層ゴムの力学特性の評価値に差異があることも示した。積層ゴムの等価水平剛性と曲げモーメント分配率に着目したのは、杭頭免震構造において下記の(1)および(2)が指摘されているためである。

- (1) 積層ゴム下端に発生する曲げ回転変形に伴って鉛直荷重の水平分力が発生し、それが付加せん断力となって積層ゴムの見かけ上の水平剛性が低下する。
- (2) 積層ゴム下端に発生する曲げ回転変形により、従来の基礎免震構造では積層ゴムの中央高さとなる反曲点が下方に移動し、積層ゴムのせん断力による曲げモーメントの上下部材への分配率が変化する。

一方、現状の設計では、杭頭の最大曲げ回転角が設計クライテリア以内（例えば、積層ゴムの力学特性への影響が少ないとされる 0.01rad 以内³⁾）であることを確認するのみで上記(1)および(2)のような積層ゴムへの影響を無視する事例が多いものと推測される。

しかし、(1)に関しては、既往の実験研究では積層ゴムの曲げ回転角が 0.01rad でも水平剛性が10%程度も低下している事例があり⁴⁾、3章の評価結果でも水平剛性低下が5%を超えるケースが散見される。積層ゴムの水平剛性低下は、上部構造の応答特性と密接に関係しており、杭頭免震構造の設計に導入すべき特性値であると考ええる。

(2)に関しては、現状の設計では下部構造の解析モデルに積層ゴムの曲げ回転剛性を表す回転ばねを設けて反曲点移動を表現する事例が見られる。しかし、強い非線形性を有する積層ゴムの曲げ回転剛性の設定方法は確立されておらず、曲げモーメント分配を適正に評価できていない設計事例が多いと推測される。上部構造と下部構造に分離して設計を行うのが一般的な現状の設計において、3章で評価した曲げモーメント分配率は付加曲げモーメントの算定に密接に関係しており、この特性値も杭頭免震構造の設計に導入すべきと考える。

3章で評価した積層ゴムの力学特性を設計に導入するには、地震応答解析と静的解析の評価値の差異について分析して動的挙動や地盤震動が積層ゴムの力学特性に及ぼす影響を明らかにし、設計条件に応じた積層ゴムの力学特性評価法を構築する必要がある。

本章では、動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性評価法を提案する。まず、4.2節において、3章で定量的評価を行った積層ゴムの力学特性について地震応答解析と静的解析の評価が異なる原因について考察し、動的挙動や地盤震動を考慮することの重要性について明示する。4.3節では積層ゴムの力学特性評価の結果と回転剛性比²⁾と呼ばれる簡易的な指標との関係について考察を行い、積層ゴムの力学特性を当該指標により推測する方法を提案し、4.4節で本章のまとめを述べる。

4.2 積層ゴムの力学特性に関する考察

本節では、地震応答解析と静的解析のそれぞれで評価された積層ゴムの特性について考察を行い、積層ゴムの力学特性に動的挙動や地盤震動の影響を考慮することの重要性について述べる。なお、連成振動解析モデルや静的解析モデルの概要、並びに、解析結果から積層ゴムの力学特性を評価した方法については、3章の3.2節および3.4節を参照されたい。

4.2.1 積層ゴムの最大水平変形および最大曲げ回転角による考察

本項では、積層ゴムの最大水平変形と最大曲げ回転角を対象に地震応答解析と静的解析の比較を行い、慣性力と地盤震動が積層ゴム特性に及ぼす影響について考察する。

地震応答解析と静的解析それぞれの積層ゴムの最大水平変形と1階梁に対する基礎梁剛比との関係を図4.1～図4.3示す。地震波の特性や杭種別によらず、いずれの図においても、地震応答解析と静的解析の結果が概ね一致している。上部構造からの慣性力のみを対象とした静的解析と異なり、地震応答解析の出力値には慣性力に加えて地盤震動の影響も含まれる。一方、積層ゴムの水平変形は慣性力の影響が支配的となるため、地震応答解析の結果に地盤震動の影響が殆ど現れない。両解析の結果が一致するのはこのためと考えられる。

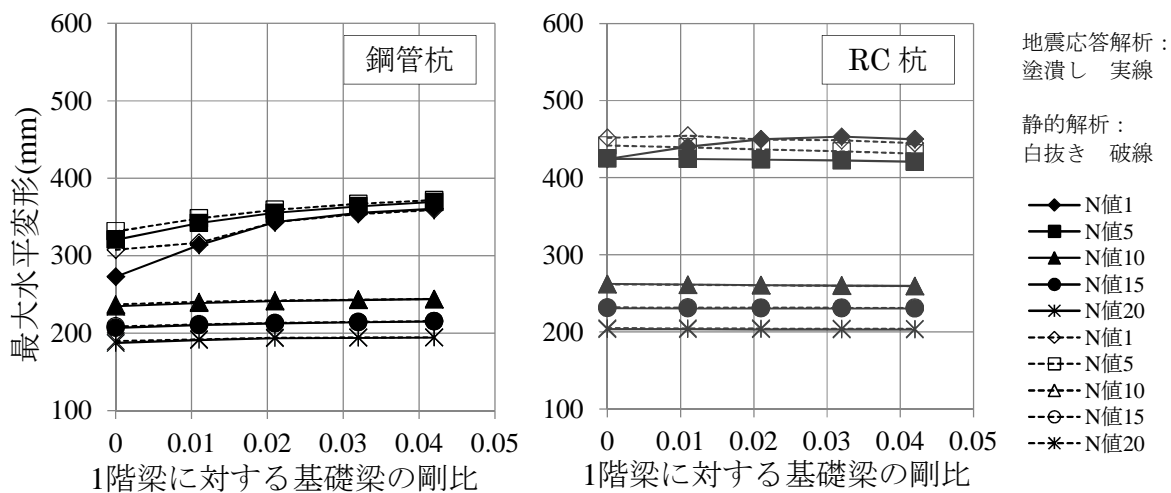


図 4.1 積層ゴムの最大水平変形 (ART-Random)

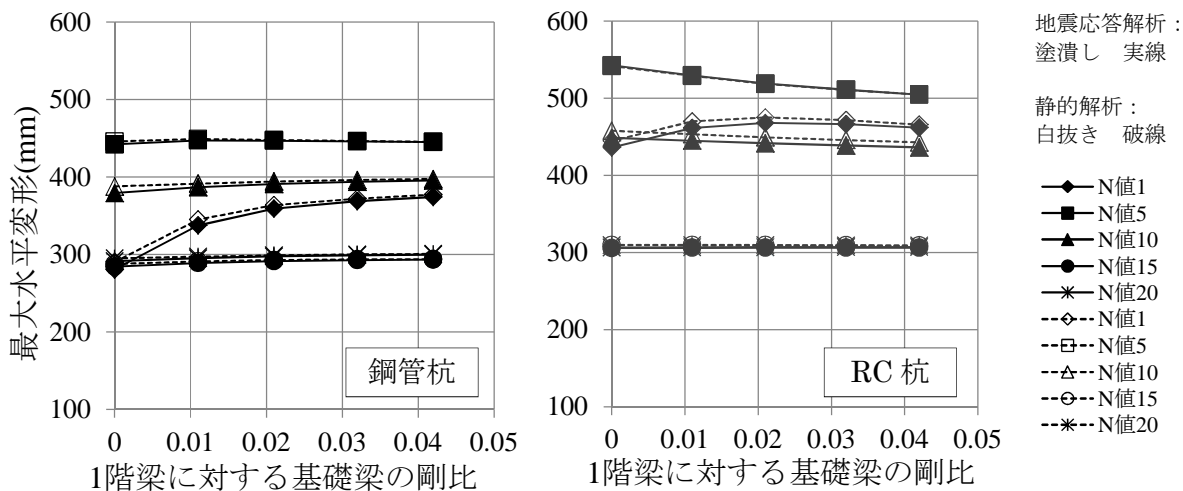


図 4.2 積層ゴムの最大水平変形 (ART-Kobe)

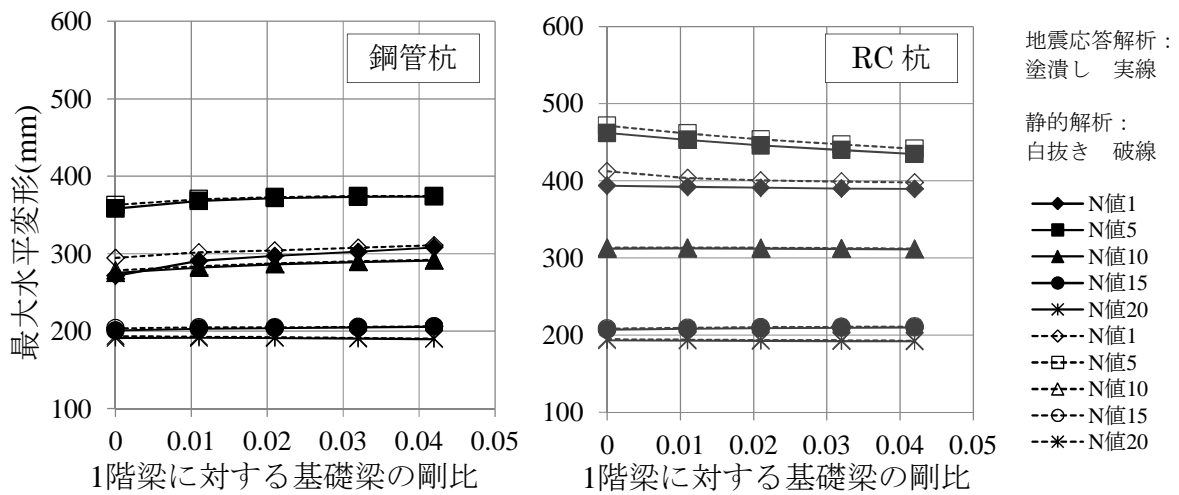


図 4.3 積層ゴムの最大水平変形 (ART-Hachi)

一方、積層ゴムの最大曲げ回転角を示した図 4.4～図 4.6 によると、地震応答解析と静的解析の差異が見られ、鋼管杭よりも RC 杭における両解析の差異の方が大きい。

積層ゴムの水平変形と異なり、杭頭の曲げ回転変形と連動する積層ゴムの曲げ回転角は地盤震動の影響を強く受けると考えられる。すなわち、図 4.4～図 4.6 で見られる両解析の差異は地盤震動の影響に起因すると推測され、鋼管杭と RC 杭で地盤震動の影響度合いが異なることも意味する。次項 4.2.2 においては、以上の図 4.1～図 4.3 および図 4.4～図 4.6 による考察を踏まえて積層ゴムの力学特性に対する地盤震動の影響について考察する。

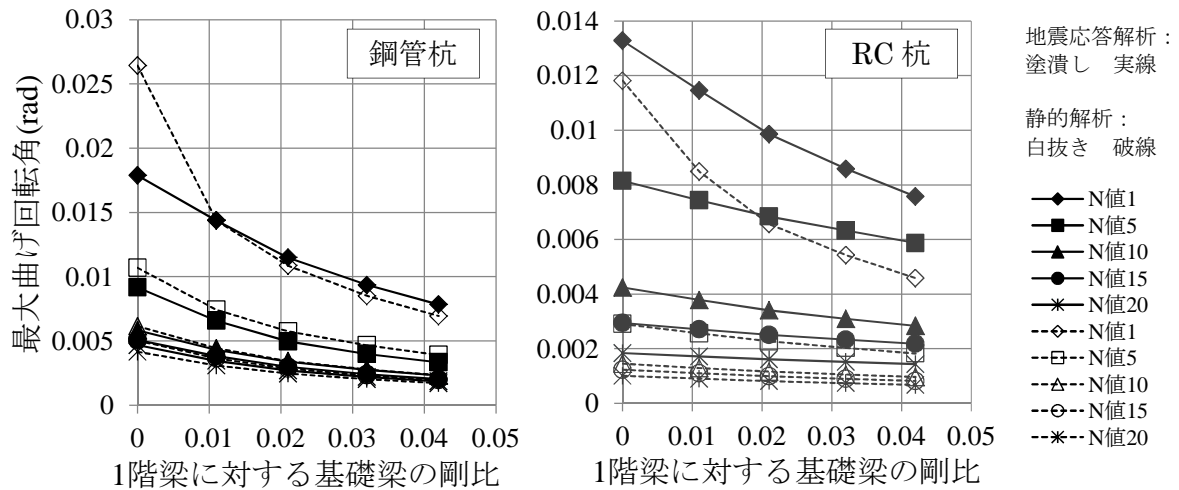


図 4.4 積層ゴムの最大曲げ回転角 (ART-Random)

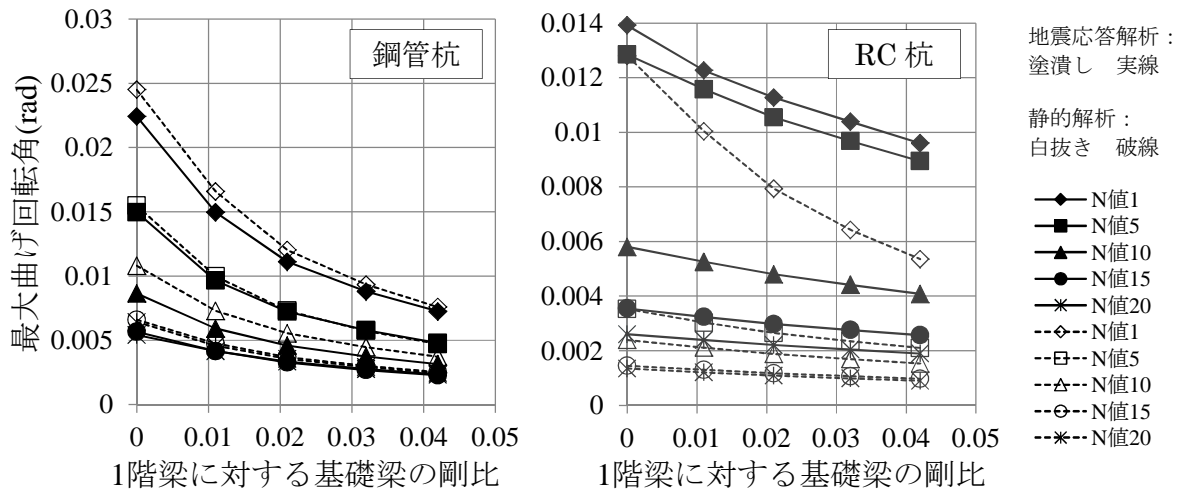


図 4.5 積層ゴムの最大曲げ回転角 (ART-Kobe)

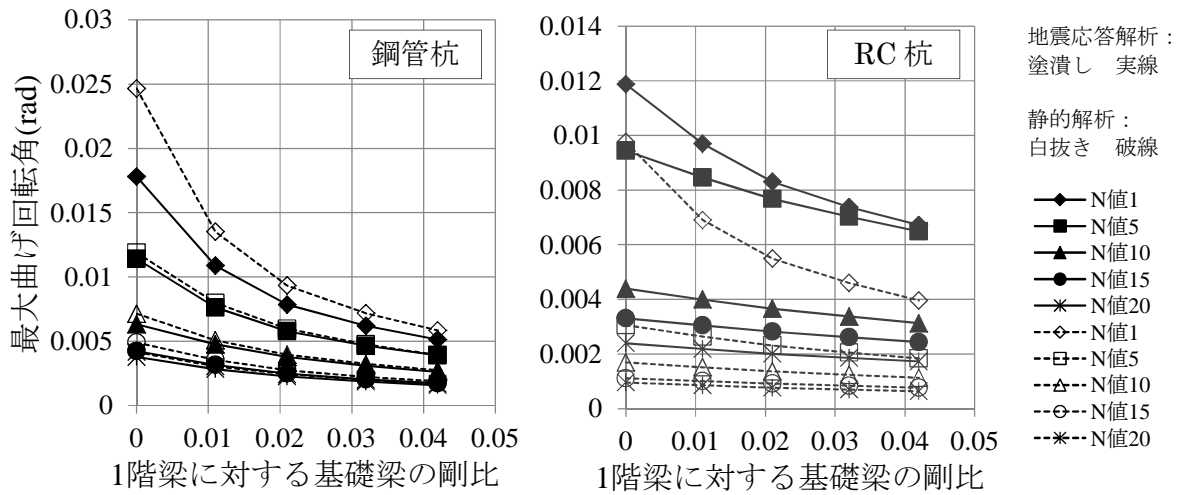


図 4.6 積層ゴムの最大曲げ回転角 (ART-Hachi)

なお、3章の3.4.2項において、地震応答解析によるRC杭の場合の積層ゴムの剛性低下率が(ART-Kobeを除き)僅か数%程度であったのに対し、図4.4～図4.6の地震応答解析によるRC杭の場合の最大曲げ回転角は0.01radを超えており、同じく3.4.2項で剛性低下率が20%程度にもなった鋼管杭の最大曲げ回転角と比較して極端な差異がないことがわかる。

ここで、連成振動解析モデルによる地震応答解析について、3.4.2 項で評価した積層ゴムの水平剛性比率と積層ゴムの最大曲げ回転角との関係を図 4.7 に示す。4.1 節で述べたように、現状の設計では積層ゴムの力学特性への影響の有無を判断するための設計クライテリアとして杭頭（あるいは積層ゴム）の最大曲げ回転角を使用しているが、図 4.7 より、積層ゴムの最大曲げ回転角と水平剛性比率の関係は必ずしも線形関係とはならず、特に杭種別によって傾向が大きく異なることがわかる。

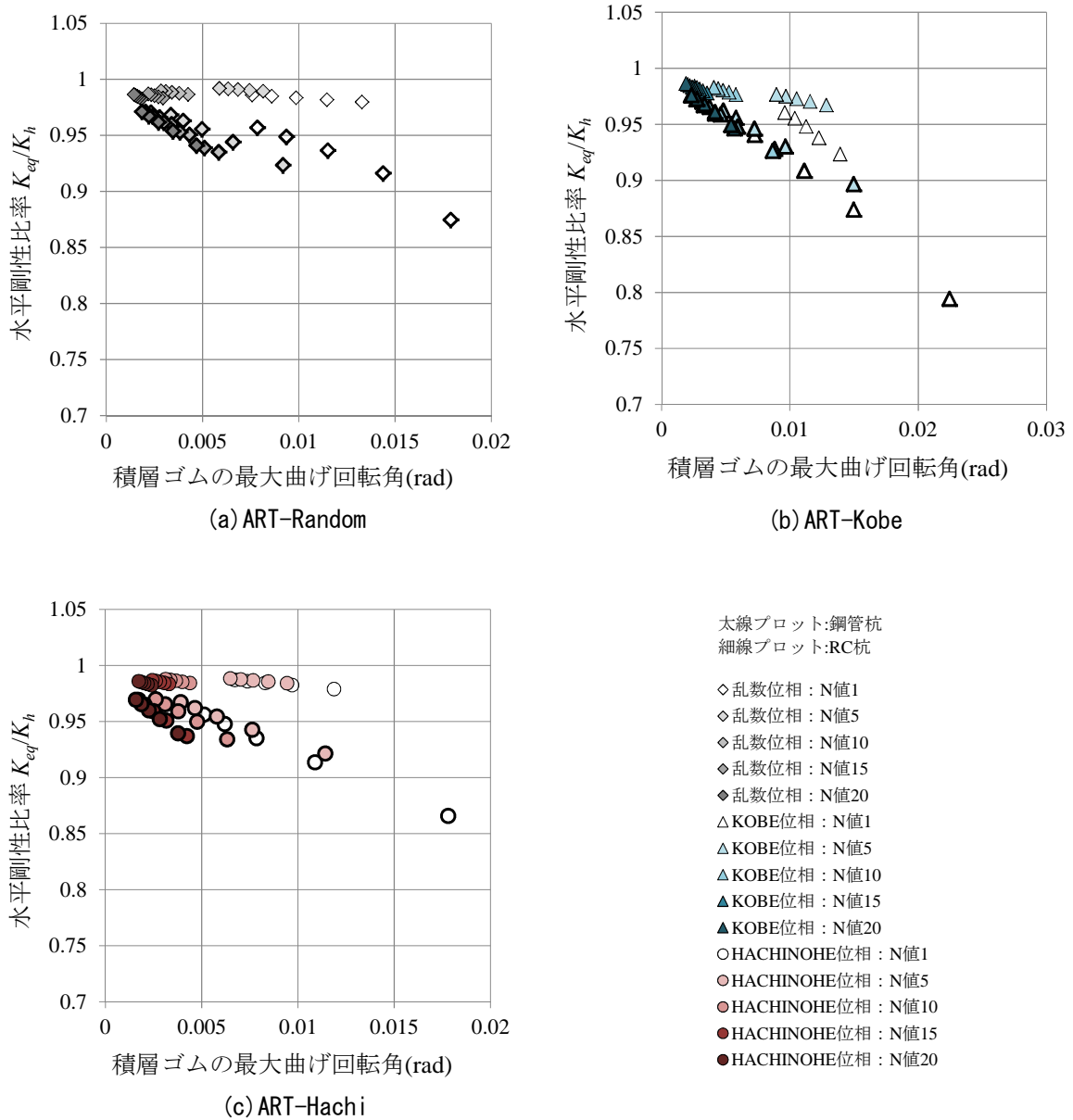


図 4.7 積層ゴムの水平剛性比率と最大曲げ回転角の関係

4.2.2 積層ゴムの力学特性に対する地盤震動の影響

前項において、積層ゴムの水平変形には地盤震動の影響が殆ど現れないのに対し、杭頭と連動する積層ゴムの曲げ回転角には地盤震動の影響が現れ、杭種別により影響度合いが異なるという推察について述べた。ここで、連成振動解析モデルにおける積層ゴムの水平変形と曲げ回転角の軌跡の一例を図 4.8 に示し、最小二乗法による直線近似式と相関係数 R も併せて示す。図 4.8 によると、鋼管杭では両者に正の相関が見られるが、RC 杭では無相関に近い軌跡を描いている。また、図 4.9 に示した積層ゴムの曲げ回転角のフーリエスペクトルによると、RC 杭では地盤の 1 次固有周期に相当する 2 秒付近の成分が相対的に大きくなっており、明らかに地盤震動の影響がより強く現れていることがわかる。これらのことから、やはり剛性の高い RC 杭の方が地盤震動の影響が大きく、図 4.8 の RC 杭で無相関に近い軌跡を描くのも、RC 杭の曲げ回転角に地盤の周期成分がより強く現れているためと考えられる。

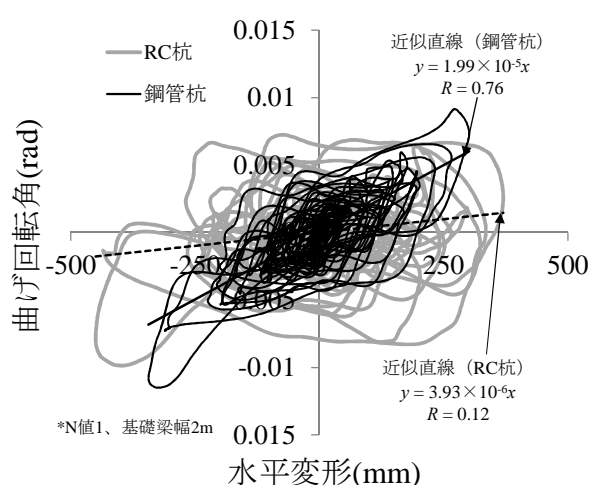


図 4.8 積層ゴムの曲げ回転角と水平変形の軌跡 (ART-Random)

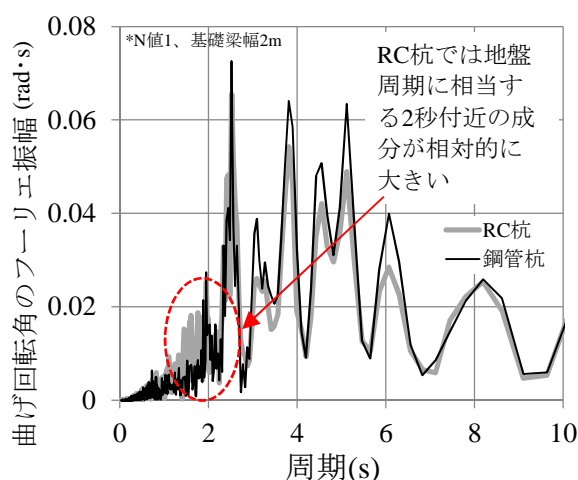


図 4.9 積層ゴムの曲げ回転角のフーリエスペクトル (ART-Random)

ここで、基礎梁幅 2m、N 値 1、ART-Random の杭および自由地盤における地震入力節点からの相対変位分布の一例を図 4.10 に示す。参考のため、自由地盤頂部の相対変位の時刻歴を図 4.11 に示す。なお、地盤震動の影響のみを抽出するため、図 4.10 は連成振動解析モデルの上部構造の質点を削除し上部構造の慣性力を 0 とした場合の地震応答解析結果を示す。

図 4.10 によると、剛性の低い鋼管杭では、自由地盤の変形と基礎梁による拘束効果により、杭頭部が相応の曲率を持って曲げ変形しながら振動している。一方、剛性の高い RC 杭では、自由地盤の変形や基礎梁の拘束による影響を受けにくくなり、杭頭部が殆ど曲げ変形していないことがわかる。概念的には剛体のロッキング振動のような状態となって杭頭の回転角が相応に大きくなっており、RC 杭の方がより強く地盤震動の影響が現れることが理解できる。

このように、基礎梁による拘束が小さい杭頭免震構造では剛性の高い RC 杭の杭頭回転角に地盤震動の周期成分が現われ易くなるものと考えられる。また、地盤震動の周期成分は上部構造の慣性力による長周期成分と位相差があるため、図 4.8 からわかるように、地盤震動の影響が強い RC 杭では積層ゴムの水平変形と曲げ回転変形が連動しにくい。鋼管杭と比較して、RC 杭における積層ゴムの力学特性の変化が小さいのはそのためである。

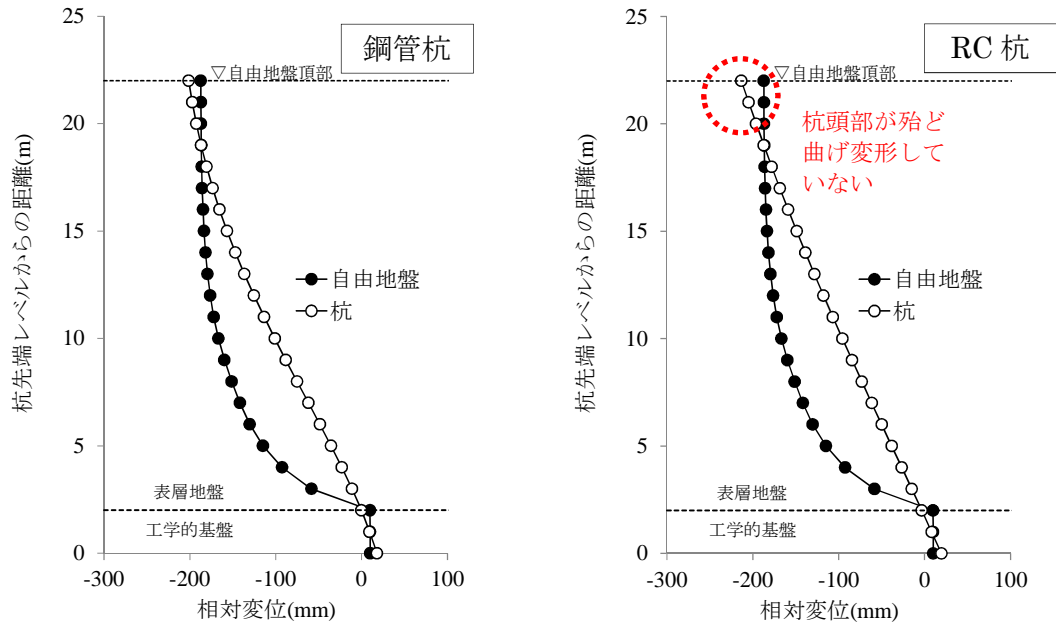


図 4.10 杭および自由地盤の相対変位分布 (t=33.06s)

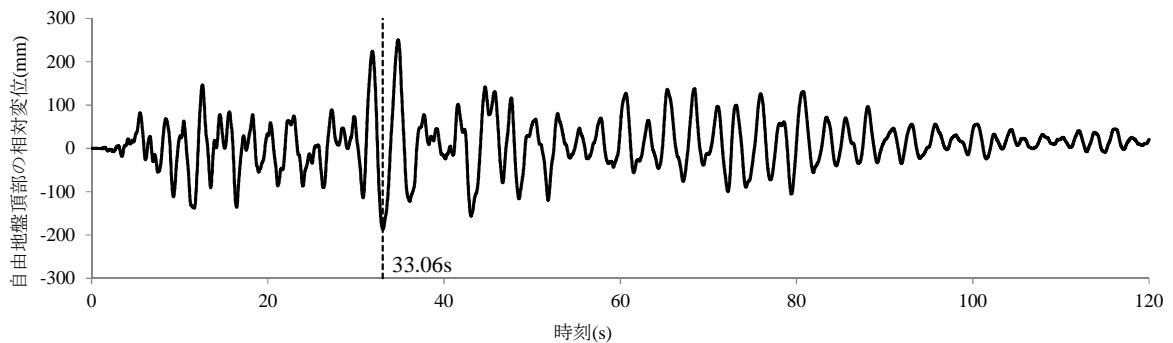


図 4.11 自由地盤頂部の相対変位の時刻歴

地震応答解析では、地盤震動の影響により積層ゴムの水平変形と曲げ回轉變形が異なった周期特性を有しており、その影響度合いも杭剛性によって異なる。一方、慣性力のみを対象とした静的解析では、積層ゴムの水平変形の増加に応じて曲げ回轉變形も単調に増加するのみで、上記の現象を表現することができない。3章の3.4節で示した地震応答解析と静的解析による積層ゴムの力学特性の差異も明らかに地盤震動の影響に起因している。

以上より、杭頭免震構造における積層ゴムの力学特性を評価する上で地盤震動の影響を考慮することは極めて重要であり、既往研究のような静的解析では積層ゴムの力学特性を適正に評価できないと考える。また、図 4.7 の軟弱地盤 (N 値 5 以下) の RC 杭において、積層ゴムの最大曲げ回転角が 0.01rad を超えるレベルでありながら積層ゴムの水平剛性低下率が僅か数%であるのも、地盤震動の影響により積層ゴムの水平変形と曲げ回轉變形が連動しないことに起因する。このことから、現状設計で設計クライテリアとして使用されている杭頭の最大曲げ回転角は、積層ゴムの力学特性への影響を判断する指標として必ずしも適当ではないと考える。

4.3 回転剛性比を用いた積層ゴムの力学特性評価法

本節では、小林ら²⁾が杭頭免震構造の特性を整理するために提案した回転剛性比と呼ばれる指標について述べるとともに、連成振動解析モデルに用いた積層ゴムの剛性マトリクスから本研究で対象とした積層ゴムの力学特性の定式化を行い、回転剛性比と定式化された力学特性、並びに、地震応答解析で定量化された力学特性との関係について考察を行う。更に、回転剛性比を用いて積層ゴムの力学特性を簡易的に評価する方法について述べる。

4.3.1 回転剛性比²⁾

小林ら²⁾は、杭頭免震構造を対象とした研究において、軸力の影響を無視した積層ゴムの曲げ回転剛性 K_{rc} を下部構造（杭、連結部材および水平地盤反力ばね）の回転剛性 K_B で除した回転剛性比 K_{rc}/K_B という指標を提案した。回転剛性比の概念図を図4.12に示す。

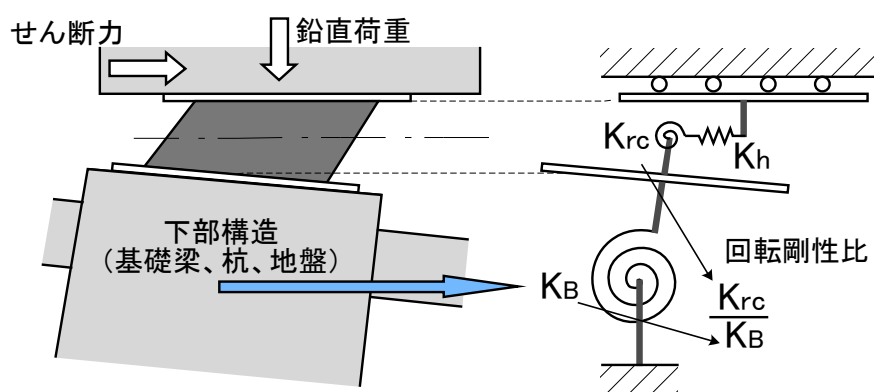


図 4.12 回転剛性比の概念図

従来の基礎免震構造のように下部構造の回転剛性 K_B が大きい場合には、回転剛性比 K_{rc}/K_B の値は減少し、積層ゴムの端部回転は微小な値となる。一方、杭頭免震構造のように K_B が小さい場合には、回転剛性比 K_{rc}/K_B の値は増加し、積層ゴムの端部回転も大きくなる。すなわち、回転剛性比 K_{rc}/K_B は積層ゴム端部の曲げ回転変形のし易さを示す指標となる。

小林らは、杭頭免震構造を対象とした静的解析に基づき、この回転剛性比 K_{rc}/K_B と種々の構造特性との関係を整理している。詳細は1章の1.4.2項で示している。

4.3.2 積層ゴムの力学特性の定式化

連成振動解析モデルで使用した三山⁵⁾の方法に基づく積層ゴムの剛性マトリクス式(4.1)を用いて、本研究で対象とした積層ゴムの力学特性の定式化を行う。積層ゴムモデルの概念図を図4.13に示す。

$$\begin{Bmatrix} Q_A \\ M_A \\ Q_B \\ M_B \end{Bmatrix} = ([K_H] + [K_P] + [K_R]) \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

$$= \begin{Bmatrix} K_h \begin{bmatrix} 1 & -h/2 & -1 & -h/2 \\ & h^2/4 & h/2 & h^2/4 \\ & & 1 & h/2 \\ & \text{sym.} & & h^2/4 \end{bmatrix} + P \begin{bmatrix} 0 & -1/2 & 0 & -1/2 \\ & h/4 & 1/2 & h/4 \\ & & 0 & 1/2 \\ & \text{sym.} & & h/4 \end{bmatrix} + K_r \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & -1 \\ & & 0 & 0 \\ & \text{sym.} & & 1 \end{bmatrix} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_A \\ \theta_A \\ x_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

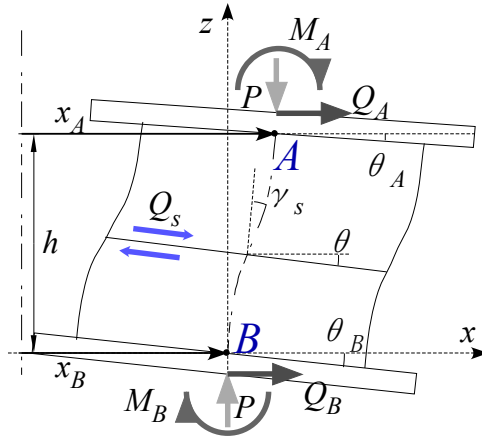


図 4.13 端部回転を考慮した積層ゴムモデルの概念図

式(4.1)の剛性マトリクスより、積層ゴム上端のせん断力 Q_A は式(4.2)のように表される。

$$Q_A = K_h(x_A - x_B) - \frac{K_h \cdot h}{2}(\theta_A + \theta_B) - \frac{P}{2}(\theta_A + \theta_B) \quad (4.2)$$

ここで、 $\delta = x_A - x_B$ とすると、積層ゴム端部の曲げ回転変形を考慮した等価水平剛性 K_{eq} は式(4.3)のように表され、曲げ回転変形が生じない場合の水平剛性 K_h に対する比率 K_{eq} / K_h は式(4.4)で表される。

$$K_{eq} = \frac{Q_A}{\delta} = K_h - \frac{1}{2}(K_h \cdot h + P) \frac{\theta_A + \theta_B}{\delta} \quad (4.3)$$

$$\frac{K_{eq}}{K_h} = 1 - \frac{1}{2 \cdot K_h} (K_h \cdot h + P) \frac{\theta_A + \theta_B}{\delta} \quad (4.4)$$

次に、積層ゴム上端の曲げモーメント M_A は、式(4.1)の剛性マトリクスより式(4.5)のように表される。

$$M_A = -\frac{K_h \cdot h + P}{2} \cdot \delta + \frac{K_h \cdot h^2 + P}{4} \cdot (\theta_A + \theta_B) - K_r (\theta_A - \theta_B) \quad (4.5)$$

積層ゴム端部に曲げ回転変形が生じない場合の曲げモーメント M_0 は式(4.6)となるため、積層ゴムの曲げモーメント分配率 α_M は式(4.7)のように表される。

$$M_0 = -\frac{K_h \cdot h + P}{2} \cdot \delta \quad (4.6)$$

$$\frac{M_A}{M_0} = \alpha_M = 1 + \left(\frac{4 \cdot K_r}{K_h \cdot h + P} - h \right) \frac{\theta_B}{2 \cdot \delta} - \left(\frac{4 \cdot K_r}{K_h \cdot h + P} + h \right) \frac{\theta_A}{2 \cdot \delta} \quad (4.7)$$

ここで、式(4.7)の右辺括弧内において、括弧内2項目の h は括弧内全体の数%程度にしかならないため、式(4.7)は概ね式(4.8)で表すことができる。

$$\alpha_M \approx 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{4 \cdot K_r}{K_h \cdot h + P} \right) \frac{\theta_B - \theta_A}{\delta} \quad (4.8)$$

このように、積層ゴムの剛性マトリクスを展開することにより、積層ゴムの水平剛性比 K_{eq} / K_h および曲げモーメント分配率 α_M はそれぞれ式(4.4)および式(4.8)で定式化される。

4.3.3 積層ゴムの上部が固定とみなせる場合の評価

積層ゴム上部を剛強とし、固定とみなして $\theta_A = 0$ とおくと、式(4.4)および式(4.8)はそれぞれ式(4.9)および式(4.10)のように表される。また、水平剛性 K_h および回転剛性 K_r はそれぞれ式(4.11)および式(4.12)で定めている（2章の式(2.55)および式(2.56)を参照）。

$$\frac{K_{eq}}{K_h} = 1 - \frac{1}{2 \cdot K_h} (K_h \cdot h + P) \frac{\theta_B}{\delta} \quad (4.9)$$

$$\alpha_M \approx 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{4 \cdot K_r}{K_h \cdot h + P} \right) \frac{\theta_B}{\delta} \quad (4.10)$$

$$K_h = \frac{k_s}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \quad (4.11)$$

$$K_r = \frac{k_{rc}}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \phi_{rc} \cdot \phi_{\sigma} \quad (4.12)$$

積層ゴムへの鉛直荷重 P を一定とした場合、式(4.9)における未知量は θ_B / δ 、式(4.10)における未知量は θ_B / δ と式(4.12)の K_r における非線形性を表す係数 ϕ_{rc} および ϕ_{σ} となる。

ここで、ART-Randomによる連成振動解析モデルの地震応答解析結果において、図4.8のように積層ゴムの曲げ回転角と水平変形の関係から最小二乗法で導出した直線近似式の傾きを平均的な θ_B/δ とみなし、4.3.1項で示した回転剛性比 K_{rp}/K_B との関係をプロットした結果を図4.14に示す。ただし、本研究では鉛直荷重 P の影響も考慮した式(4.13)の K_{rp}/K_B を回転剛性比として定義し、下部構造の回転剛性 K_B は、下部構造のみを対象とした図4.15に示す静的解析で得られた $M-\theta$ 曲線と地震応答解析による最大曲げ回転角 θ_{max} により導出した。また、下部構造の解析モデルで非線形性を持つ要素が水平地盤反力ばねのみであることから、地盤応答解析の等価線形手法で使用される有効値の換算係数0.65を用いた等価回転剛性を K_B として仮定した⁶⁾。

$$\frac{K_{rp}}{K_B} = \frac{\frac{k_{rc}}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\}}{K_B} \quad (4.13)$$

図4.14より、 θ_B/δ と回転剛性比 K_{rp}/K_B が概ね線形関係となっており、高い相関を示していることがわかる。よって、以下では、回転剛性比 K_{rp}/K_B を未知量 θ_B/δ に対応する指標とみなし、積層ゴムの力学特性と回転剛性比 K_{rp}/K_B との関係について検討を行う。

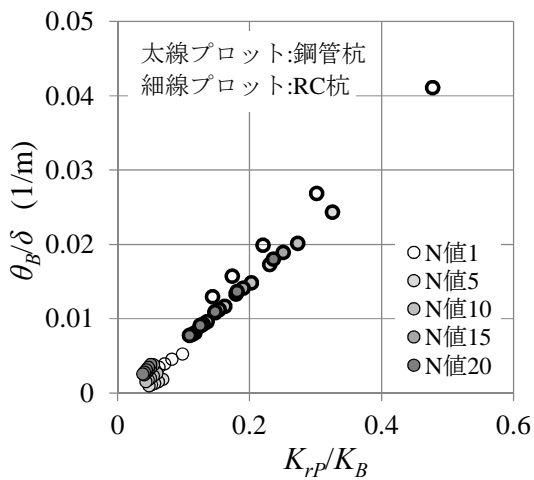


図 4.14 θ_B/δ と回転剛性比の関係

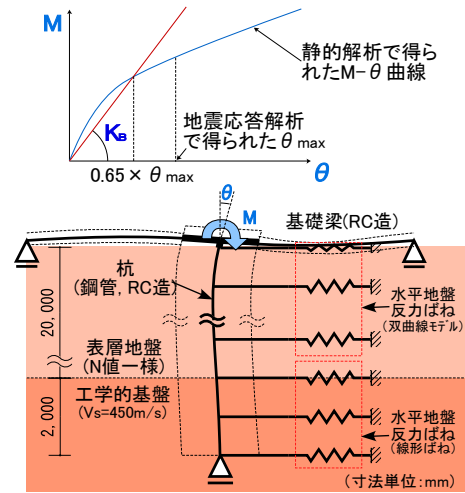


図 4.15 下部構造の回転剛性の導出

連成振動解析モデルにおける積層ゴムの水平剛性比率 K_{eq}/K_h と回転剛性比 K_{rp}/K_B との関係を図4.16に示す。JMA KOBE位相のN値1を除き、水平剛性比率 K_{eq}/K_h と回転剛性比 K_{rp}/K_B は、地震波による差異も無く概ね線形関係となった。

このことから、積層ゴムの水平剛性比率は回転剛性比 K_{rp}/K_B を用いて推測できることがわかる。例えば、積層ゴムの水平剛性低下率を10%以下に留めるには回転剛性比 K_{rp}/K_B を0.3程度より低く設定する必要がある。参考までにJMA KOBE位相のN値1を除いた線形近似式も同図に併せて示す。

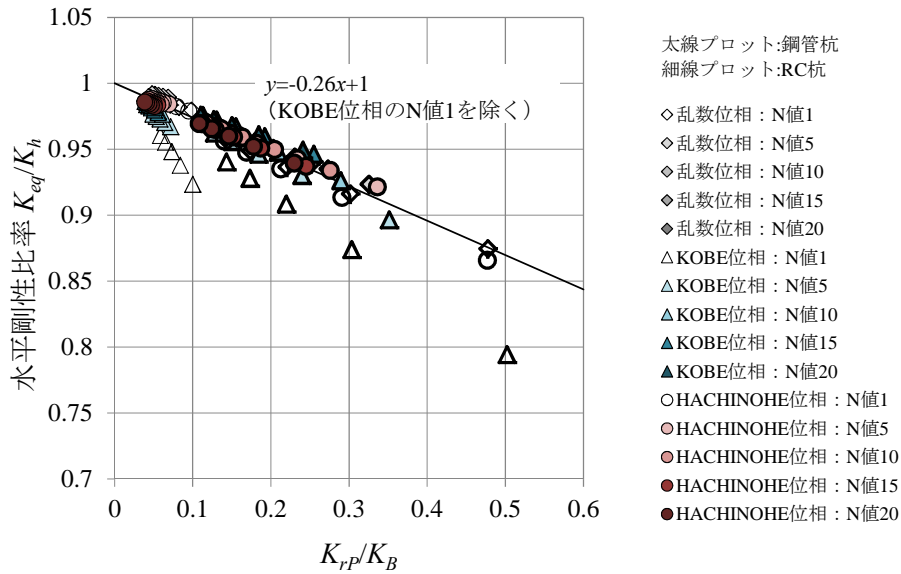


図 4.16 積層ゴムの水平剛性比率と回転剛性比の関係

ここで、図 4.16 において KOBE 位相の N 値 1 のみ傾向が異なることについて考察を行う。積層ゴムの水平変形の時刻歴およびせん断力-水平変形履歴の一例をそれぞれ図 4.17 および図 4.18 に示す。両図より、KOBE 位相では積層ゴムの水平変形がパルス状の変動となり、数回の履歴のみで等価水平剛性が導出されている様子がわかる。特に、本研究で設定した N 値 1 の軟弱地盤では積層ゴムの曲げ回転変形も大きく進展しており、水平剛性低下がより顕著に現れたものと考えられる。下部構造の回転剛性 K_B に対する地盤変形の影響も考えられるが、その影響を考慮すると評価指標である回転剛性比 K_{rp}/K_B が煩雑な指標となる可能性が高い。本論文では評価指標の簡素化に重点を置き、軟弱地盤における KOBE 位相等のパルス性地震波に対する適用性については今後の課題とする。

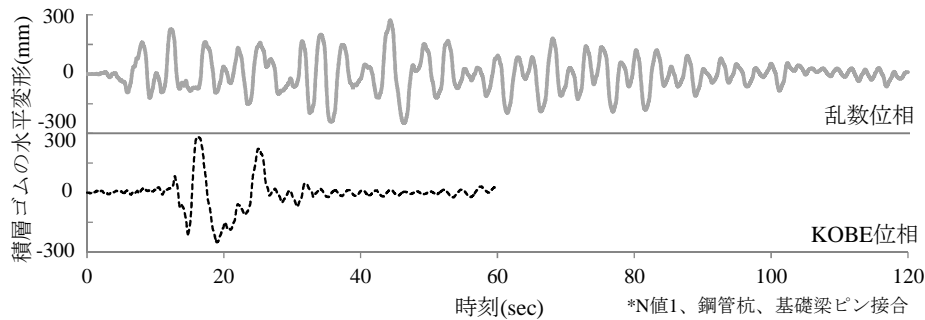


図 4.17 積層ゴムの水平変形の時刻歴

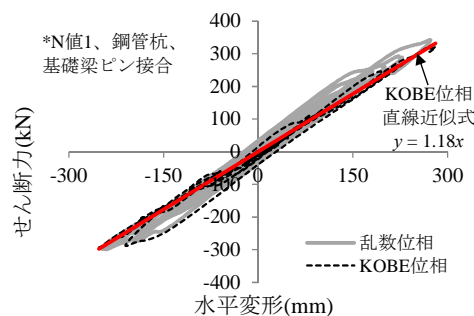


図 4.18 積層ゴムのせん断力と水平変形の履歴

次に、連成振動解析モデルにおける積層ゴムの曲げモーメント分配率 α_M だが、 α_M を定式化した式(4.10)および式(4.12)より、 α_M では θ_B/δ だけでなく積層ゴムの曲げ回転剛性 K_r も未知量となる。そこで、曲げ回転剛性 K_r に含まれる非線形性のうち、特に影響の大きい水平変位依存性 ϕ_{rc} により積層ゴムの水平変形の増加に伴う α_M の減少を表現できると考え、 $\phi_{rc} \cdot K_{rp} / K_B$ を曲げモーメント分配率 α_M の評価指標とした。なお、 ϕ_{rc} に入力する積層ゴムの水平変形は、地震応答解析で得られた最大水平変形 δ_{max} とした。

積層ゴムの曲げモーメント分配率 α_M と $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ の関係を図 4.19 に示す。図 4.19 によると、積層ゴムの曲げモーメント分配率 α_M と $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ の関係も N 値 1 と N 値 5 ~ 20 のそれぞれで概ね線形関係となった。よって、 α_M も回転剛性比を用いた指標 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ によって推測できることがわかる。参考までに N 値 1 と N 値 5 ~ 20 のそれぞれについて導出した線形近似式も同図に併せて示す。

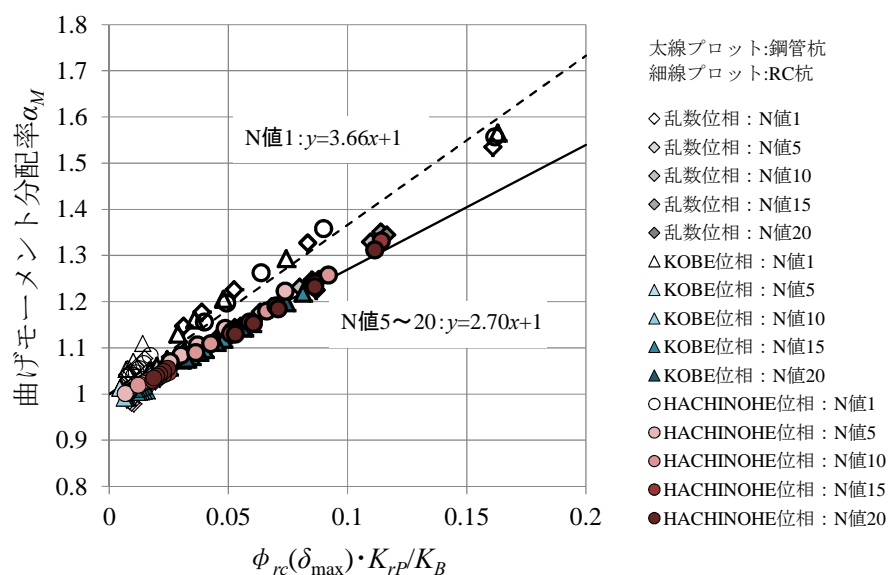


図 4.19 積層ゴムの曲げモーメント分配率と回転剛性比の関係

4.3.4 積層ゴムの上部が固定とみなせない場合の評価

既往研究^{1),2)}も含め、4.3.3項で示した評価結果は積層ゴムの上部を固定($\theta_A=0$)とみなして積層ゴムの力学特性の評価を行っている。しかし、実際には積層ゴム上部の梁の剛性が乏しく、固定とみなせないケースも存在する。また、表層地盤を一様地盤として検討してきたが、実際の表層地盤には地盤特性の高さ方向分布に応じた層構成が存在する。

そこで、積層ゴム上部の拘束条件として、表 4.1 のように積層ゴム上部の 1 階梁断面を解析変動因子として設定し、同様の連成振動解析モデルによる地震応答解析を行った。また、表層地盤の層構成を表 4.2 のように設定した連成振動解析モデルについても同様の解析を行った。積層ゴムの水平剛性比率 K_{eq} / K_h および曲げモーメント分配率 α_M と、4.3.3項で提案した回転剛性比を用いた指標との関係をそれぞれ図 4.20 および図 4.21 に示す。なお、プロットの区別が煩雑になるのを避けるため、KOBE 位相と HACHINOHE 位相の結果は単一のプロットで示す。いずれの図においても、表層地盤の層構成を考慮したモデルについては、4.3.3

項で示した結果と整合している。一方、積層ゴム上部の拘束条件を変動因子したモデルでは、1階梁断面が幅700mm×せい900mm以下になると4.3.3項で示した線形関係が成立しなくなる。

表 4.1 1階梁断面の解析変動因子

1階梁断面
幅700mm×せい600mm
幅700mm×せい900mm
幅700mm×せい1200mm
剛梁

表 4.2 表層地盤の層構成

地表面からの深さ	N値	土質	V_s (m/sec)
0~5m	1	粘性土	100
5~10m	5	砂質土	137
10~15m	10		172
15~20m	15		197

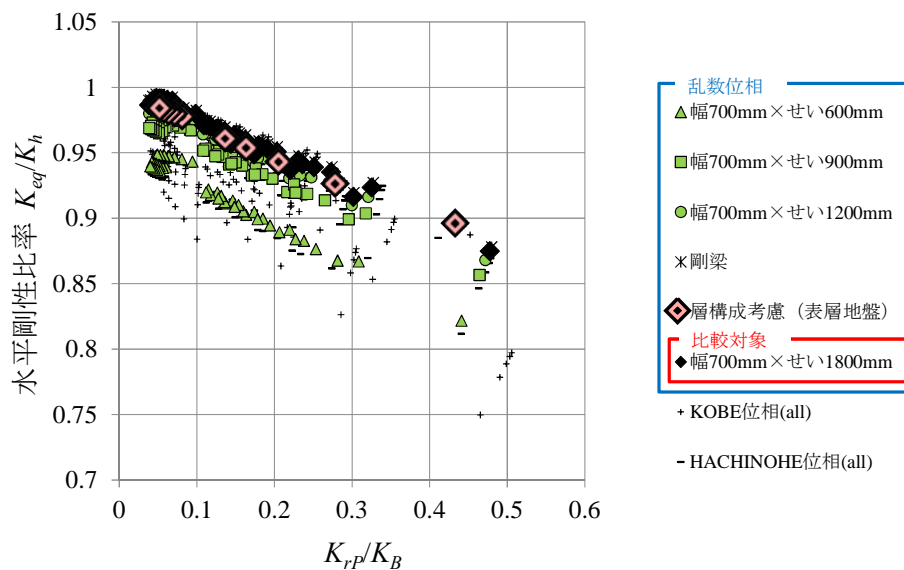


図 4.20 積層ゴムの水平剛性比率の1階梁断面による分布

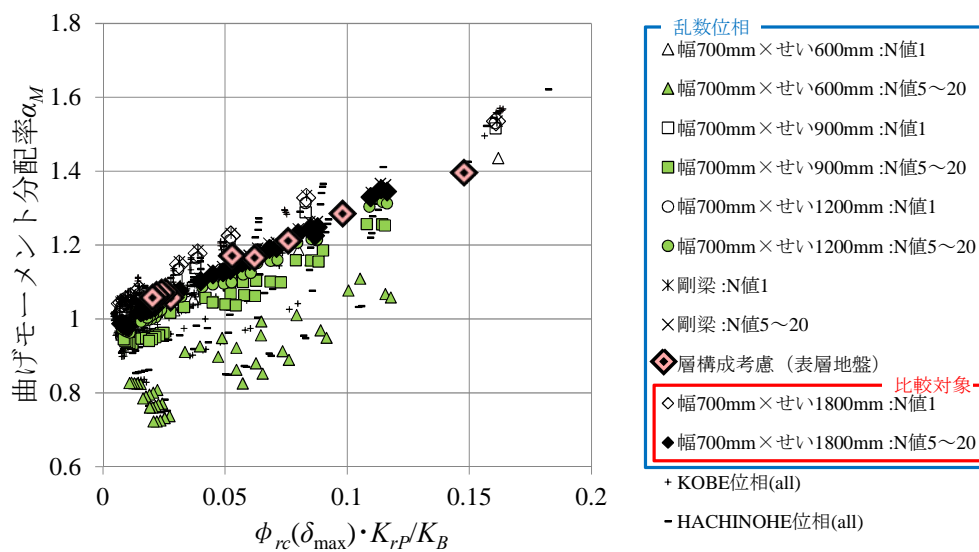


図 4.21 積層ゴムの曲げモーメント分配率の1階梁断面による分布