

4.3.3 項で示した積層ゴムの力学特性を評価する指標は、積層ゴムの回転剛性 K_{rp} と下部構造の回転剛性 K_B に基づいて定義されている。従って、上部構造の固定度も考慮して力学特性値を評価するには、上部構造の回転剛性 K_S も含めた評価指標を再定義する必要がある。

上部構造の回転剛性 K_S も考慮するため、積層ゴム上部の回転角 θ_A も含んだ式(4.4)および式(4.8)において、未知量 θ_A / δ に対応する指標を上部構造の回転剛性 K_S による回転剛性比 K_{rp} / K_S と考え、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 を評価する指標をそれぞれ式(4.14)および式(4.15)のように再定義した。なお、上部構造の回転剛性 K_S は、1階梁以上の上部構造モデルの1階の柱・梁が交わる節点に曲げモーメントを静的に作用させて導出した。

$$\frac{K_{rp}}{K_S} + \frac{K_{rp}}{K_B} = \frac{K_{rp} \cdot (K_S + K_B)}{K_S \cdot K_B} \quad (4.14)$$

$$\frac{\phi(\delta_{\max}) \cdot K_{rp}}{K_B} - \frac{\phi(\delta_{\max}) \cdot K_{rp}}{K_S} = \frac{\phi(\delta_{\max}) \cdot K_{rp} \cdot (K_S - K_B)}{K_S \cdot K_B} \quad (4.15)$$

式(4.14)および式(4.15)と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 との関係それぞれ図 4.22 および図 4.23 に示す。いずれも線形関係を示しており、上部構造の回転剛性 K_S も含めた指標で積層ゴムの水平剛性比率 K_{eq} / K_h （課題とした KOBE 位相の N 値 1 を除く）および曲げモーメント分配率 α_M が評価できることがわかる。

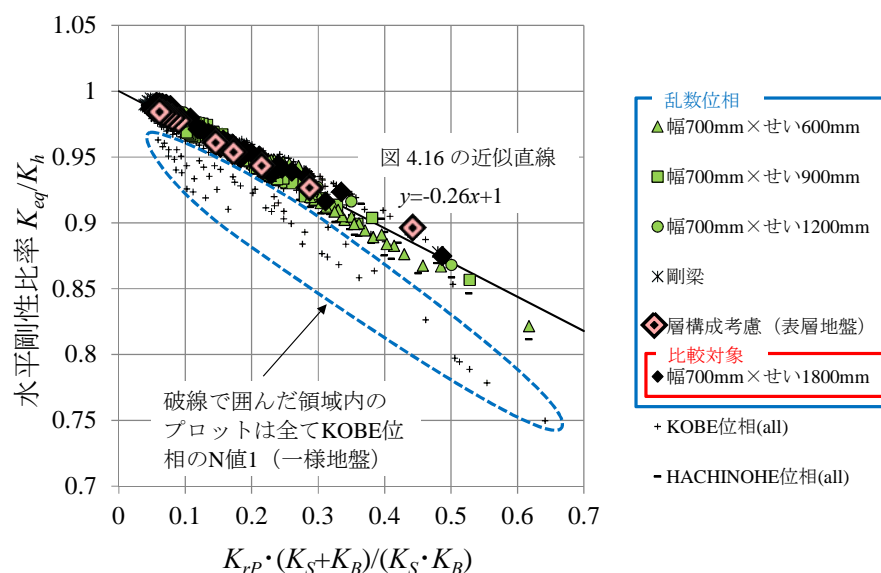


図 4.22 上部構造の回転剛性を考慮した水平剛性比率の分布

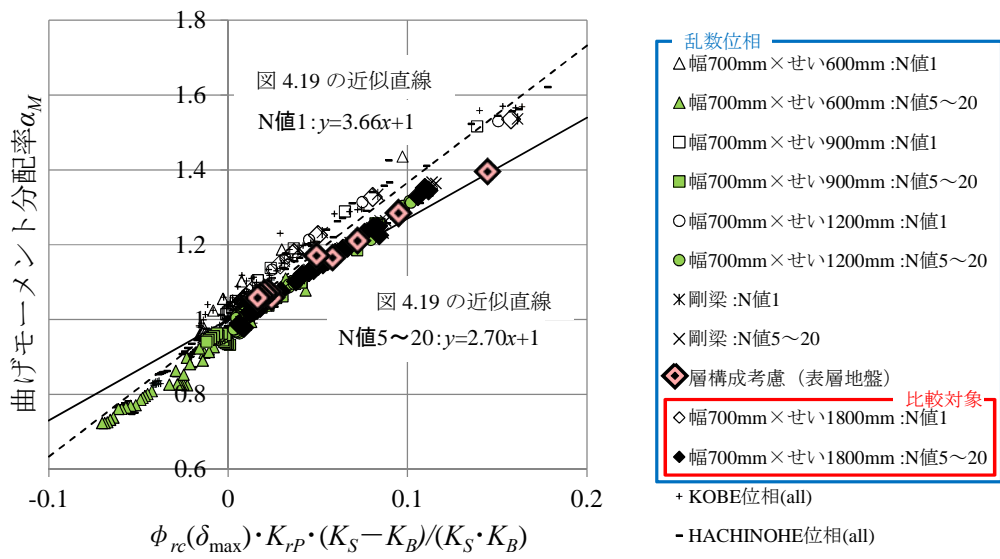


図 4.23 上部構造の回転剛性を考慮した曲げモーメント分配率の分布

4.3.5 積層ゴムに作用する鉛直荷重に対する依存性

積層ゴムの力学特性として等価水平剛性と曲げモーメント分配率に着目し、それらと回転剛性比との関係を示したが、定式化された式(4.4)および式(4.8) (あるいは式(4.9)および式(4.10))から明らかなように、各特性値は積層ゴムの鉛直荷重 P にも依存している。従って、前項までの結果は、 P が 8000kN (面圧で 10.2 N/mm²) の結果であることに留意する必要がある。

そこで、 P が 6000kN (面圧で 7.6 N/mm²) および 10000kN (面圧で 12.7 N/mm²) の場合について、連成振動解析モデルにより同様の地震応答解析を行い、積層ゴムの力学特性を評価した結果を図 4.24 に示す。ただし、グラフが煩雑になるのを避けるため、地震波は ART-Random のみを対象とし、各鉛直荷重について単一のプロットで示す。なお、1 階梁断面は幅 700mm×せい 1800mm とし、積層ゴム上部の拘束条件は固定とみなす。

水平剛性比率を示した図 4.24 (a) によると、鉛直荷重の増加に伴い水平剛性比率が低い値を示しており、曲げモーメント分配率を示した図 4.24 (b) においても、鉛直荷重の増加に伴い曲げモーメント分配率が低い値を示している。このことは、式(4.4)および式(4.8) (あるいは式(4.9)および式(4.10)) からも理解できる。

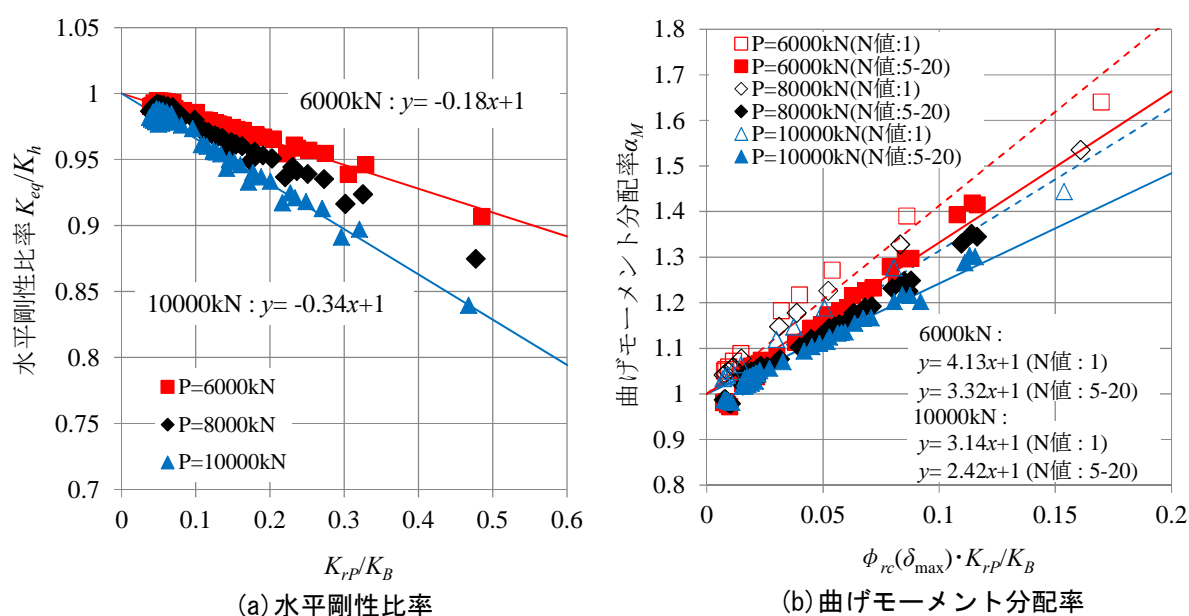


図 4.24 積層ゴム力学特性の鉛直荷重に対する依存性

4.3.6 積層ゴムの力学特性評価法を用いた設計手順

本研究で使用した代表的な連成振動解析モデルについて、下部構造と上部構造の回転剛性比の分布を図 4.25 に示す。図 4.20 および図 4.21 において、1 階梁断面が幅 700mm×せい 1200mm 以上の場合に剛梁と同等の線形関係が成立していることから、下部構造と上部構造の固定度は図 4.25 の I～IV のように考えることができる。

よって、杭頭免震建物の設計において本研究で示した積層ゴム力学特性の簡易評価法を適用する場合には、概ね以下のフローで設計を成立させることが可能となる。

- i) 対象とする解析モデルについて、積層ゴムの上部が明らかに固定とみなせる II の範囲では回転剛性比 K_{rp}/K_B ，上部構造と下部構造の回転剛性比がいずれも 0.03 程度を超える IV の範囲では式(4.14)を指標とし、積層ゴムの等価水平剛性を導出する。
- ii) i)の等価水平剛性で上部構造の地震応答解析を行う。
- iii) 地震応答解析から得られた積層ゴムの最大水平変形 δ_{max} により、 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp}/K_B$ あるいは式(4.15) を指標として積層ゴムの曲げモーメント分配率を導出し、下部構造の設計を行う。

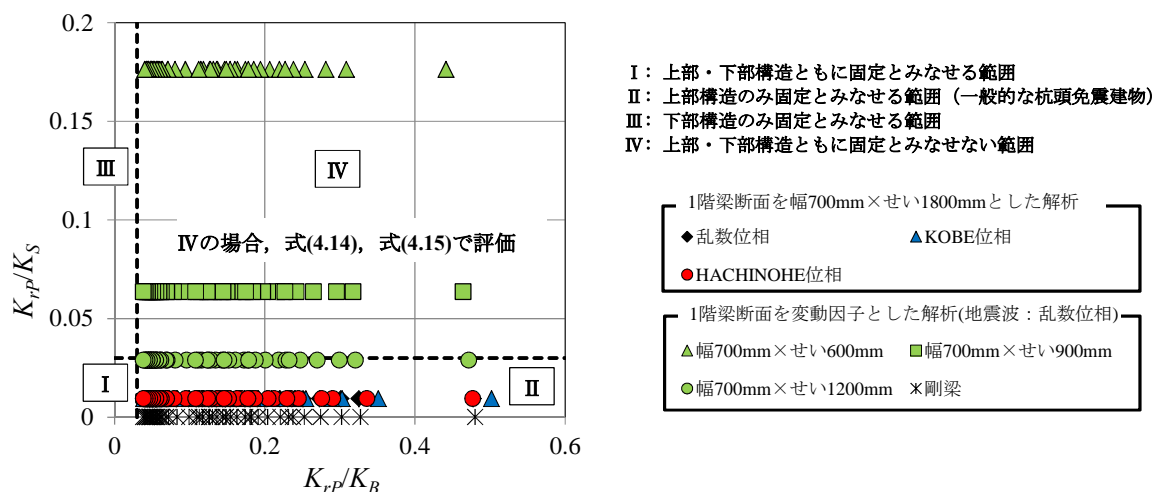


図 4.25 上部構造と下部構造の回転剛性比の分布と評価指標の考え方

4.4 まとめ

杭頭免震構造を対象として、動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性に関して考察を行い、それらの評価結果をもとに簡易的な指標で力学特性値を推測する方法を示した。本章で行った検討のまとめを以下に述べる。

- (1) 連成振動解析モデルを用いた地震応答解析により、地盤震動が積層ゴムの力学特性に影響を与えること、更に、下部構造の特性に応じてその影響度合いが異なることがわかった。従って、上部構造の慣性力のみを対象とした静的解析では動的挙動を考慮した積層ゴム力学特性を評価できないと考える。
- (2) 地震による動的外乱のもとでは、積層ゴムの最大曲げ回転角と積層ゴムの水平剛性低下率が必ずしも線形関係とはならない。従って、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、積層ゴム力学特性への影響を判断する指標として適当ではないと考える。
- (3) 積層ゴムの曲げ回転剛性を下部構造の回転剛性で除した回転剛性比を指標とし、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が回転剛性比を用いた線形近似式で表せることを示した。
- (4) 積層ゴム上部の拘束条件、表層地盤の層構成、更に、積層ゴムへの鉛直荷重を変動因子とした同様の解析検討を行い、いずれの場合においても回転剛性比による線形近似式で積層ゴムの力学特性が評価できることを確認した。特に、上部構造の固定度が低い場合においても、下部構造と上部構造の回転剛性を組合せた簡単な指標による線形近似式で積層ゴムの力学特性が推測できることを確認した。ただし、積層ゴムの等価水平剛性の評価において、軟弱地盤における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。

本章の検討で評価が可能となった積層ゴム力学特性のうち、等価水平剛性は現状の設計で用いる地震応答解析モデルに容易に導入できるが、応力分配を評価する曲げモーメント分配率については、その導入方法について考察し、汎用的な設計用解析モデルを構築する必要がある。5章では、積層ゴムの曲げモーメント分配率を考慮した下部構造の設計用解析モデルと応答変位法への適用法について提案を行う。

4章 参考文献

- 1) 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 巻, 第 678 号, pp.1219-1226, 2012.8
- 2) 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
- 3) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 2013
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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

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

5.1 はじめに

4章においては、杭頭免震構造における積層ゴムの等価水平剛性と反曲点移動に伴う曲げモーメント分配に着目し、それらの力学特性を簡易的に評価する方法を提案した。簡易評価が可能となった積層ゴム力学特性のうち、等価水平剛性は現状の設計で用いる地震応答解析モデルに容易に導入できるが、応力分配を評価する曲げモーメント分配率については、その導入方法および設計用解析モデルを提案する必要がある。

実務上の観点から、免震構造の杭基礎の設計は静的解析に基づく応答変位法¹⁾によって行われることが一般的である。杭頭免震構造も例外ではなく、杭頭および積層ゴムの曲げ回転変形やそれに伴う曲げモーメント分配を評価するため、図5.1に示すような、免震層、基礎梁、杭および水平地盤反力ばねで下部構造のモデルを構築し、積層ゴムの曲げ回転剛性をモデル化して対応する事例が数多く見られる。

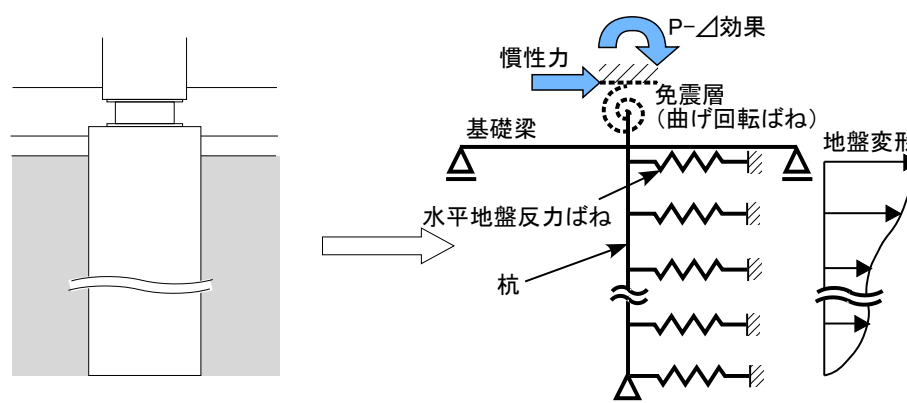


図 5.1 応答変位法で用いる現状の設計用解析モデル

この場合、現状では設計者の工学的判断に基づき、杭頭の回転拘束条件として積層ゴムの部分に下記のような条件を与えている事例が見られる。

- (1) 積層ゴムの初期の曲げ回転剛性に相当する回転ばねを設ける。
- (2) 非拘束とする（回転ばねを設けない）。

上記(1)とした場合、回転ばねが曲げモーメントを負担することにより、積層ゴムの反曲点移動と、それに伴う曲げモーメント分配を表現することが可能となる。しかし、積層ゴムの曲げ回転剛性は強い非線形性を有しており²⁾、(1)のような回転ばねを設定しても下部構造への曲げモーメント分配を適正に評価できないと考える。

上記(2)は積層ゴムの反曲点移動が無い場合に相当する。積層ゴムの曲げ回転角を安全側に評価する一方で、杭応力は杭頭の拘束条件に依存し、必ずしも安全側の評価とはならない。いずれにせよ、上記(1)および(2)の条件が下部構造の応力に与える影響を定量的に評価した例は無い。

一方で、積層ゴムの端部回転や非線形性の影響を考慮できる積層ゴムモデルが幾つか提案されている^{2)~5)}。しかし、当該積層ゴム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、現状では設計者の工学的判断に基づいて簡素にモデル化されていることが多く、強い非線形性を有する積層ゴムの回転ばねの汎用的なモデル化方法は確立されていないのが実状である。地震応答解析による検討により、積層ゴムにおける曲げモーメント分配値に着目した研究事例⁶⁾も見られるが、合理的な応力分配法を提案するには至っていない。

4章で示した曲げモーメント分配率は、積層ゴムの種々の非線形性²⁾や地震による動的挙動（特に地盤震動）の影響も考慮されて導出された値であり、この値により積層ゴムからの曲げモーメント分配値そのものを評価できる。従って、この値を応答変位法で用いる静的解析モデルに導入して積層ゴムからの曲げモーメント分配値を直接与えることにより、特殊な積層ゴムモデルを使用しなくても杭基礎を合理的に設計することが可能になると考える。

本章では、現状設計を想定した応答変位法による評価と、連成振動解析モデルを用いた地震応答解析との比較により、杭基礎の応力評価についての現状設計の問題点を明らかにする。また、抽出された問題点と曲げモーメント分配率を考慮し、杭頭免震構造の杭基礎を設計するための設計用解析モデルと応答変位法への適用法（提案法）を提案する。更に、提案法と地震応答解析との比較・考察も行い、提案法の適用性も明示する。まず、5.2節においては地震応答解析との比較を行うために設定した現状の設計用解析モデルと応答変位法について解説する。5.3節では現状の設計用解析モデルによる応答変位法と、連成振動解析モデルによる地震応答解析との比較・考察を行い、現状設計が杭応力に与える影響を定量化して問題点を抽出する。5.4節では現状設計法の問題点に関する考察を行い、5.5節でそれらの考察結果に基づいた応答変位法の設計用解析モデルとその適用法（提案法）を提案する。5.6節では提案法による評価と地震応答解析の比較を行い、5.7節では提案法の適用性について示す。最後に、5.8節で提案法の適用手順について解説し、5.9節で本章のまとめを述べる。

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

本節では、連成振動解析モデルによる地震応答解析との比較を行うために設定した杭頭免震構造の杭基礎に対する現状の設計用解析モデル、並びに、それを用いた応答変位法について述べる。なお、連成振動解析モデルによる地震応答解析と解析変動因子の詳細については、3章の3.2節を参照されたい。

5.2.1 慣性力作用時の現状の設計用解析モデル

本研究で設定した慣性力作用時の現状の設計用解析モデルを図5.2に示す。一般的に使用される下部構造の解析モデル構成とし、積層ゴムの中央高さ以下をモデル化して、基礎梁、杭および水平地盤反力ばねで構成した。各要素の特性は地震応答解析で用いる連成振動解析モデルと同様とした。また、5.1節で述べたように、本研究では積層ゴムの曲げ回転剛性に着目し、積層ゴム中央高さ節点における境界条件を現状の解析モデルの変動因子とした。当該節点の境界条件として、積層ゴムの曲げ回転剛性の上・下限に相当する図5.3の2ケースを設定し、積層ゴムの初期曲げ回転剛性を与えたものを現状1、非拘束としたものを現状2とした。現状1の曲げ回転ばねは、積層ゴムの有効曲げ回転剛性 k_{rc} およびゴムと内部鋼板を合わせた全高さ h による曲げ回転剛性に座屈荷重 P_{cr} および鉛直荷重 P の関係による面圧依存性を考慮した式(5.1)で算定した。

$$K_{rp} = \frac{k_{rc}}{h} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right\} \quad (5.1)$$

また、図5.3に示すように、同節点には免震層の最大せん断力 $iso Q_{max}$ とP- Δ 効果による曲げモーメントを作用させた。基礎梁芯には、基礎重量 W_F と地下水平震度 k の積 $k \cdot W_F$ (3章の式(3.4)を参照)を作用させた。なお、免震層の最大せん断力 $iso Q_{max}$ とP- Δ 効果による曲げモーメントの算定に用いる最大水平変形 δ_{max} は地震応答解析の値を使用した。

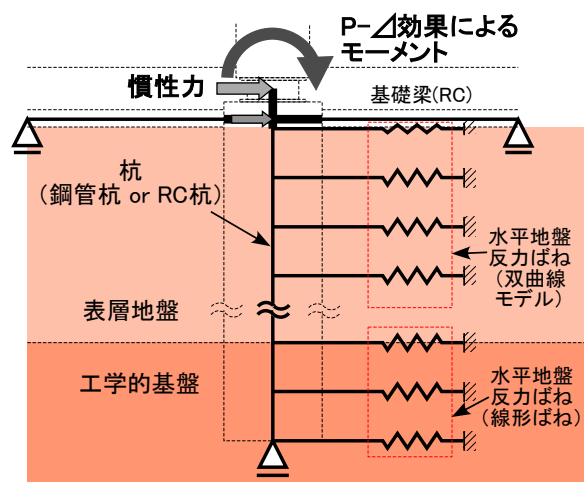


図5.2 慣性力作用時の静的解析モデル

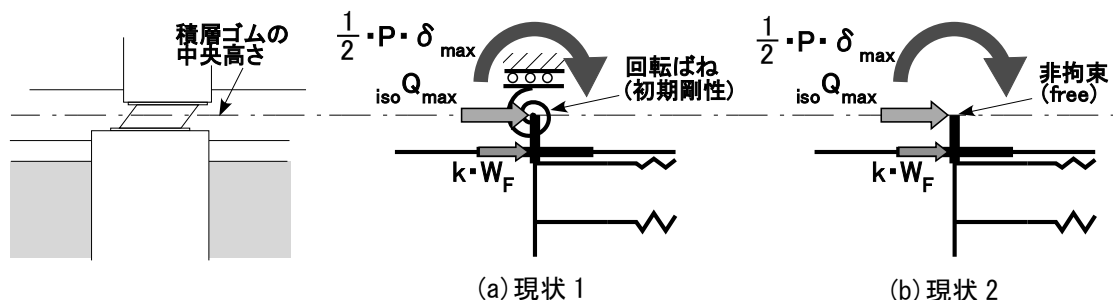


図5.3 現状設計を想定した慣性力作用時の積層ゴム部の回転剛性条件 (2 ケース)

5.2.2 地盤変形作用時の現状の設計用解析モデル

地盤変形作用時の静的解析モデルは、荷重条件以外は図 5.2 と同じとする。地盤変形のみが作用する状態を想定して、積層ゴム部の境界条件は積層ゴムの初期回転剛性 K_p とした。

水平地盤反力ばねの固定端部には、地震応答解析で得られた図 5.4 のような自由地盤の最大水平変位分布を強制変位として与えた。各図には表層地盤の最大せん断歪も併せて示す。N 値 5 の砂質地盤の最下層で最大せん断歪が 5.7%~7.5%に達しているが、本研究では変動因子の値に基づく傾向分析に重点を置くこととし、液状化は生じないものとする。

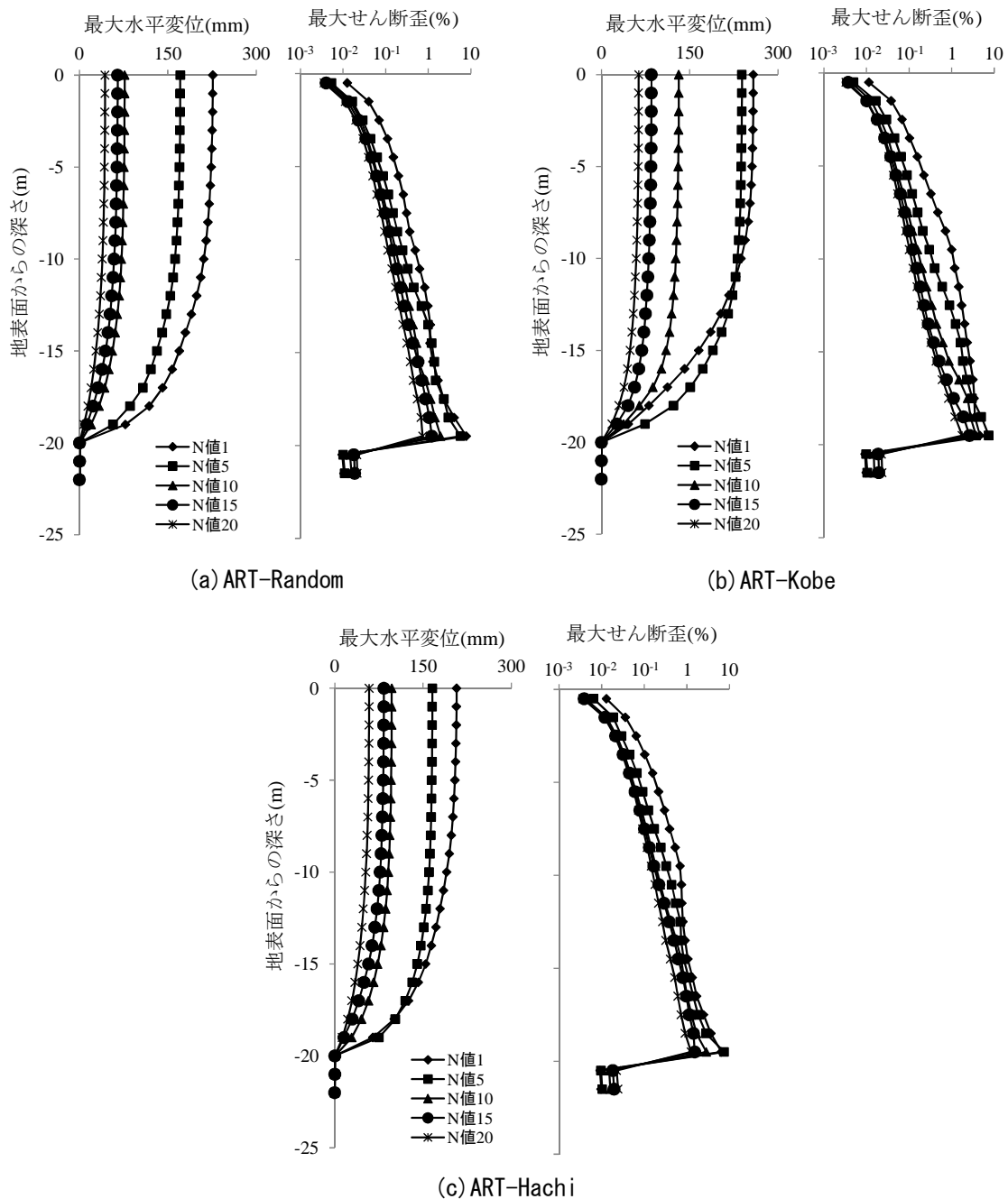


図 5.4 自由地盤の最大水平変位と最大せん断歪

5.2.3 応答変位法における応力の重ね合わせ方法

3章の3.2.3項に示した連成振動解析モデルの固有値解析結果より、表層地盤厚さを20mとした連成振動解析モデルは、建物の1次固有周期が地盤の1次固有周期より長い長周期構造物であることから、時松ら⁷⁾の提案に則り応答変位法における応力の重ね合わせ方法として二乗和平方根（以下、SRSSと称す）を採用した。

5.2節を整理した現状1および現状2の諸元を表5.1に示す。以下、応答変位法による評価結果も含めて現状1および現状2と称す。

表5.1 現状1と現状2の積層ゴム部の境界条件と応答変位法の重ね合わせ方法

		現状1	現状2
積層ゴムの中央高さ節点における境界条件	慣性力作用時	積層ゴムの初期物性回転ばね 	非拘束(free)
	地盤変形作用時	積層ゴムの初期物性回転ばね 	
応答変位法における応力の重ね合わせ方法		二乗和平方根(SRSS)	

5.3 杭基礎の応力の定量的評価

5.3.1 杭応力

(1) 最大曲げモーメント分布

杭の最大曲げモーメント分布（絶対値）について、地震応答解析による精算解（以下、精算解と称す）と現状を想定した応答変位法の評価に顕著な差異が見られた例を図 5.5～図 5.8 に示す。いずれも ART-Random の結果である。

基礎梁がピン接合の場合の鋼管杭の結果を示した図 5.5 によると、鋼管杭には比較的顕著な差異が見られる。N 値 10 以上では-10m 付近から杭先端部にかけて両者が概ね一致する傾向はあるものの、総じて杭頭付近での不整合が目立つ。杭頭部の精算解に対して、現状 1 が 50～110%、現状 2 が 120～170%程度となる。

一方、同じく基礎梁がピン接合の場合の RC 杭の結果を示した図 5.6 は、N 値 5 で精算解と現状 1 および 2 に乖離が見られるが、その他は比較的整合性が高い。全体的に積層ゴムによる回転拘束を非拘束とした現状 2の方が応力を大きく評価する傾向が見られる。

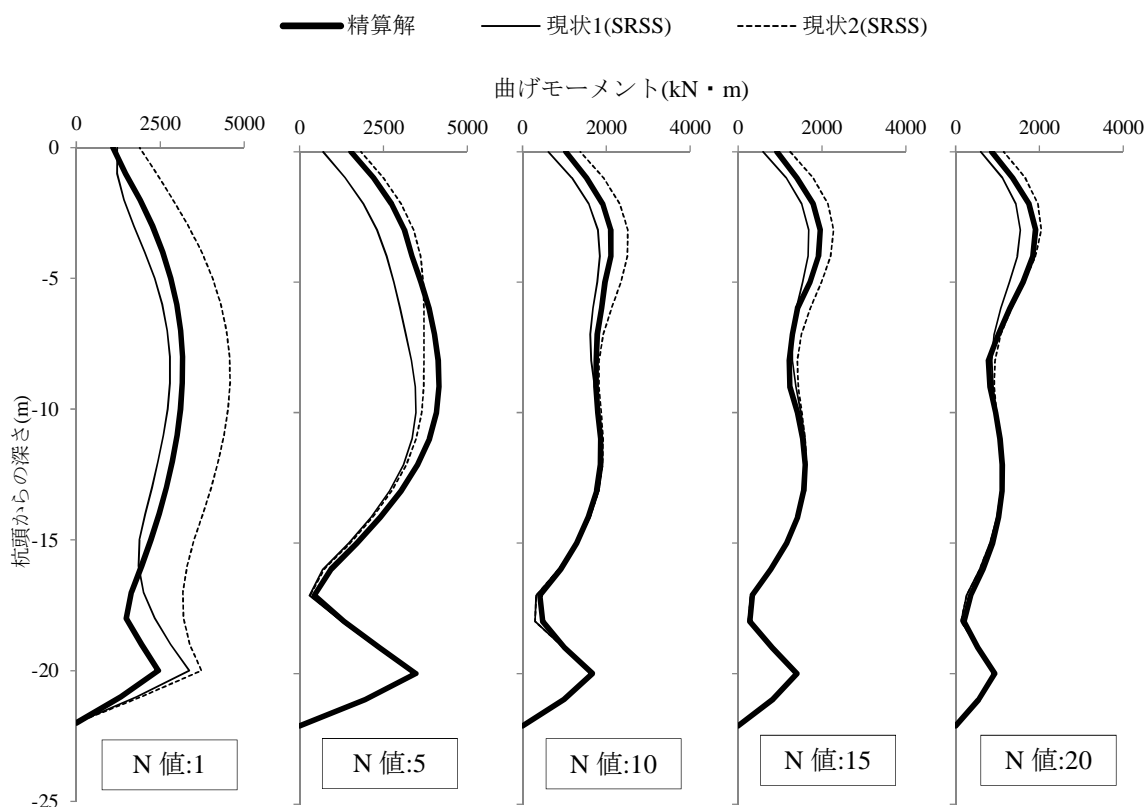


図 5.5 鋼管杭の最大曲げモーメント（基礎梁：ピン接合，ART-Random）

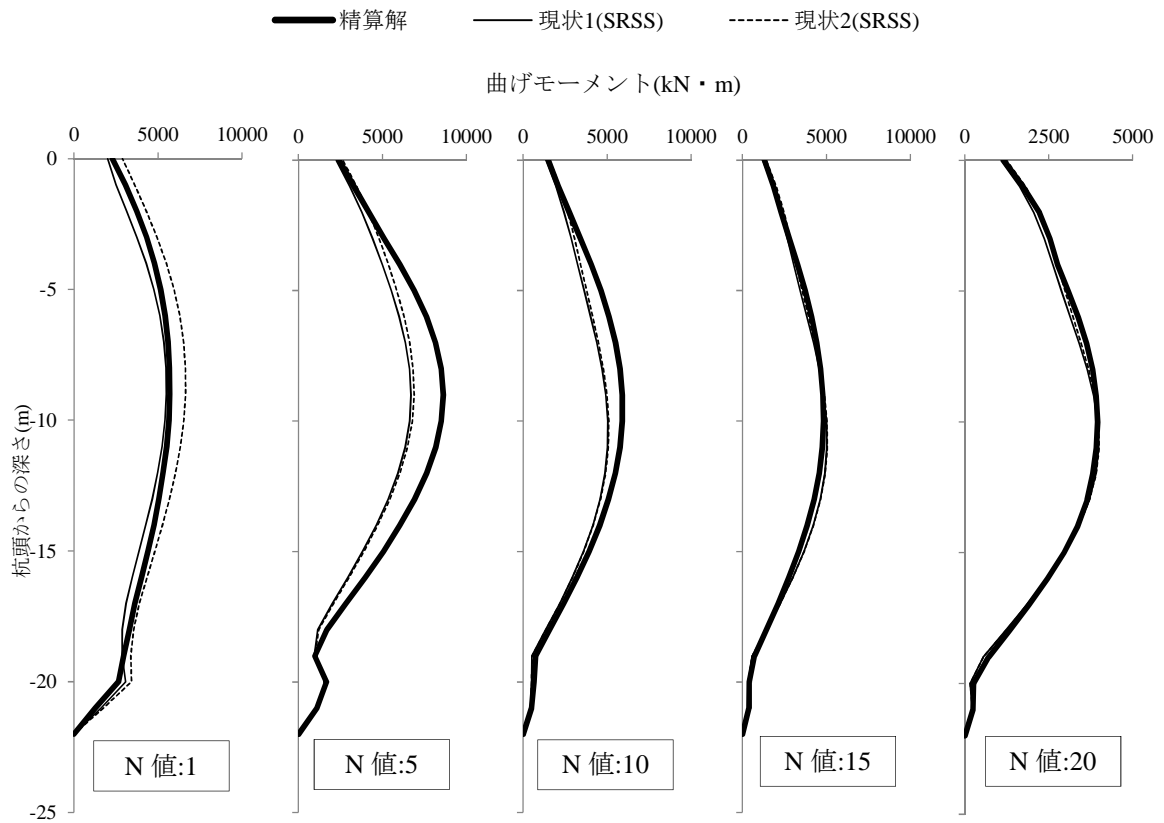


図 5.6 RC 杭の最大曲げモーメント（基礎梁：ピン接合，ART-Random）

次に、基礎梁幅が 3000mm の場合の鋼管杭の結果を示した図 5.7 によると、鋼管杭の N 値 10～20 において、精算解では杭頭付近で曲げモーメントが増加する現象が見られるのに対し、現状 1 および 2 のいずれもこの現象が表現できていない。杭頭部の精算解に対して、現状 1 が 30～110%，現状 2 が 20～110%程度となる。

一方、基礎梁幅が 3000mm の場合の RC 杭の結果を示した図 5.8 によると、現状 1 および 2 とともに精算解との整合性が高い。

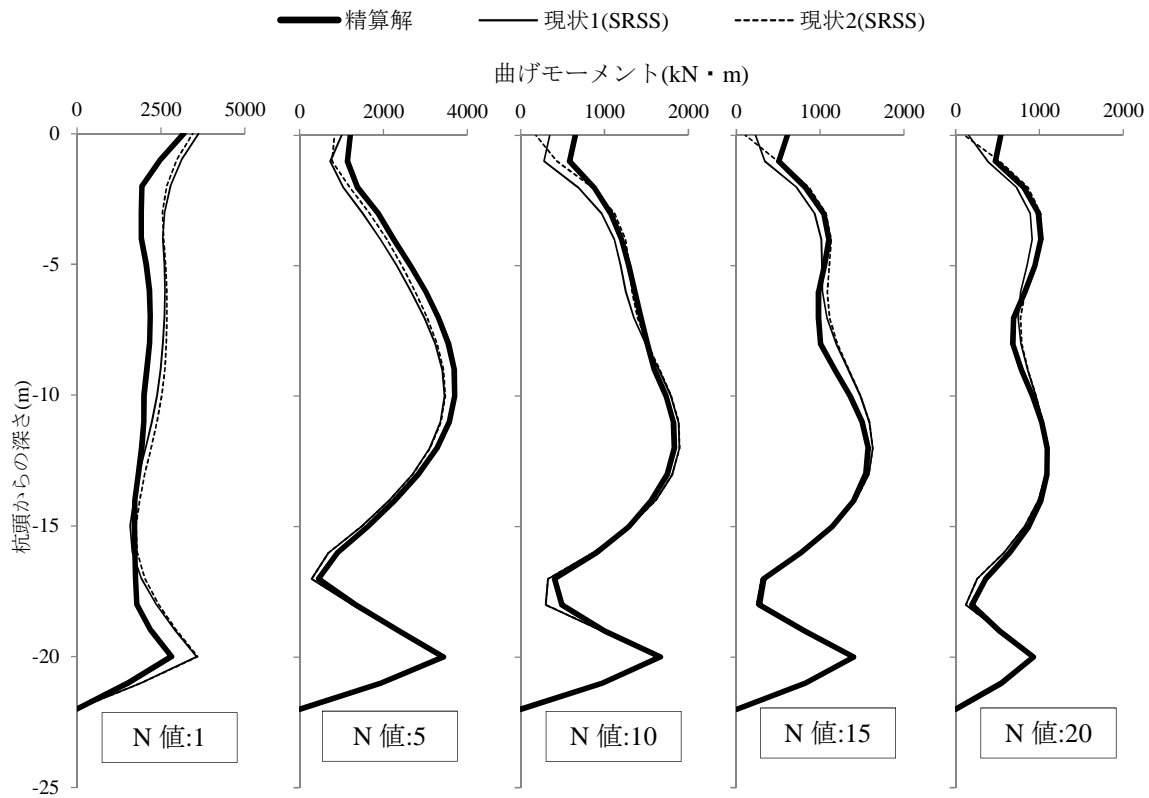


図 5.7 鋼管杭の最大曲げモーメント (基礎梁 : B=3000mm, ART-Random)

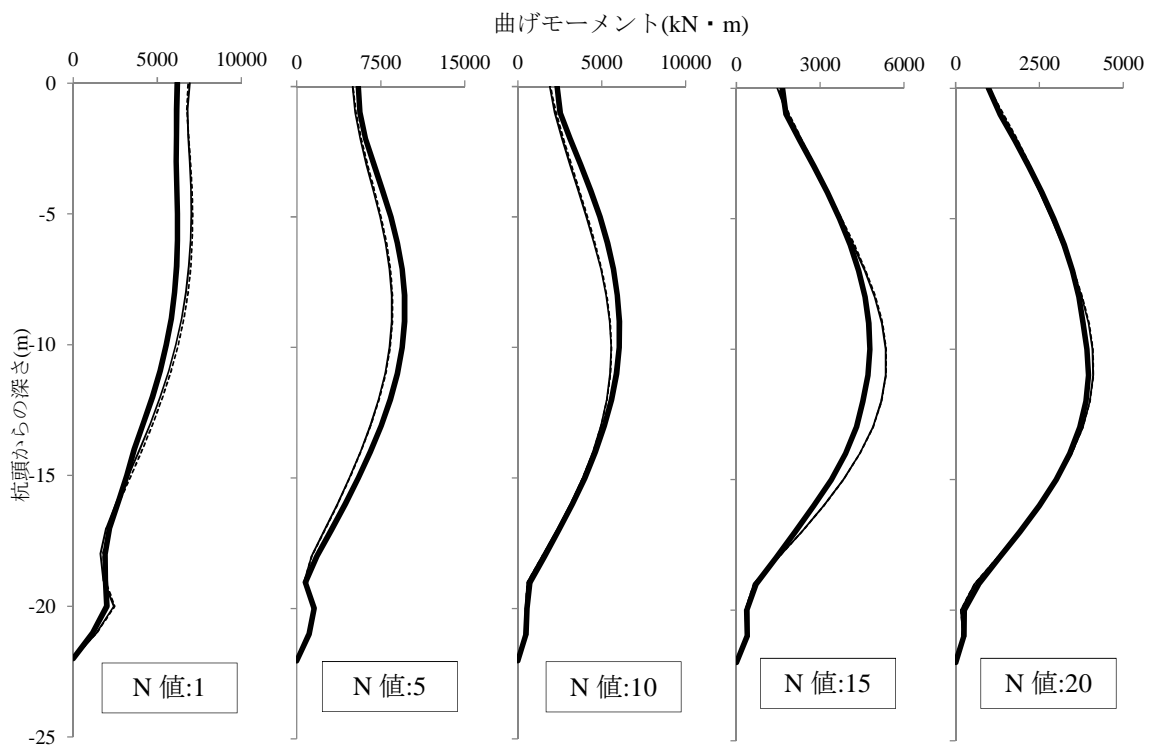


図 5.8 RC 杭の最大曲げモーメント (基礎梁 : B=3000mm, ART-Random)

(2) 最大せん断力分布

杭の最大せん断力分布（絶対値）について、精算解と現状を想定した応答変位法の評価の一例を図 5.9～図 5.12 に示す。いずれ図においても、現状 1 および 2 とともに精算解との整合性が高く、最大曲げモーメント分布のような乖離は見られない。

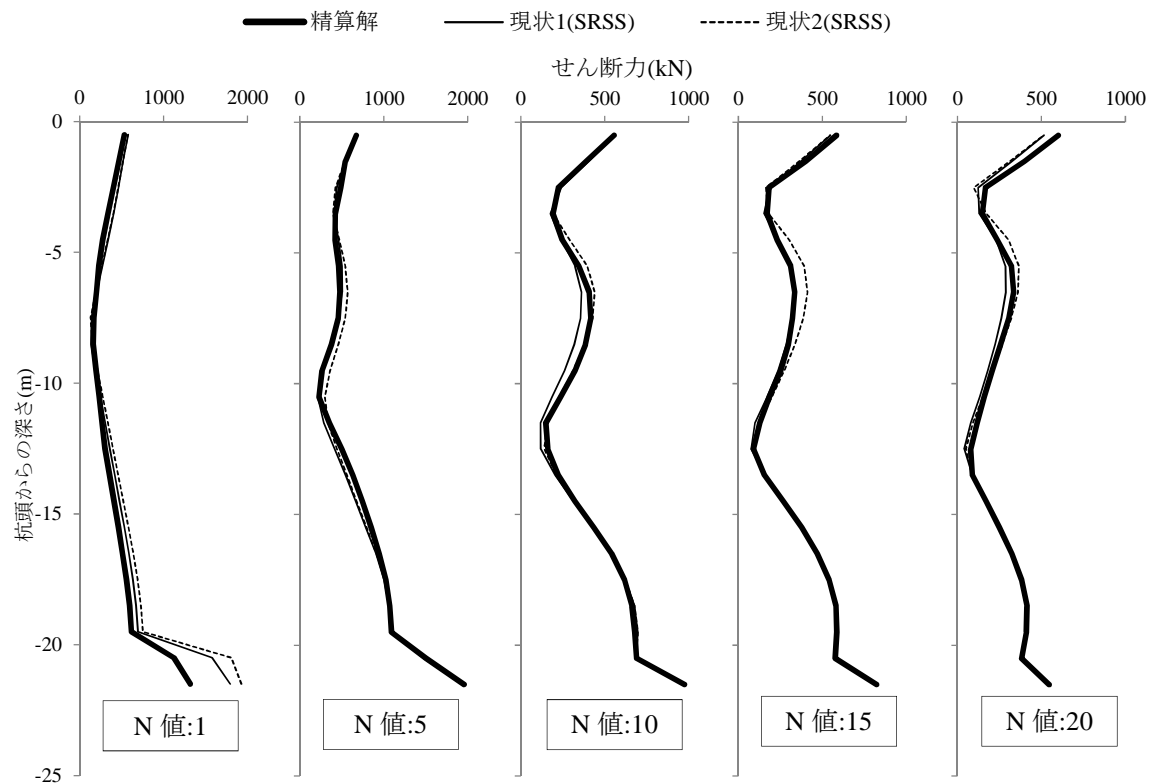


図 5.9 鋼管杭の最大せん断力（基礎梁：ピン接合，ART-Random）

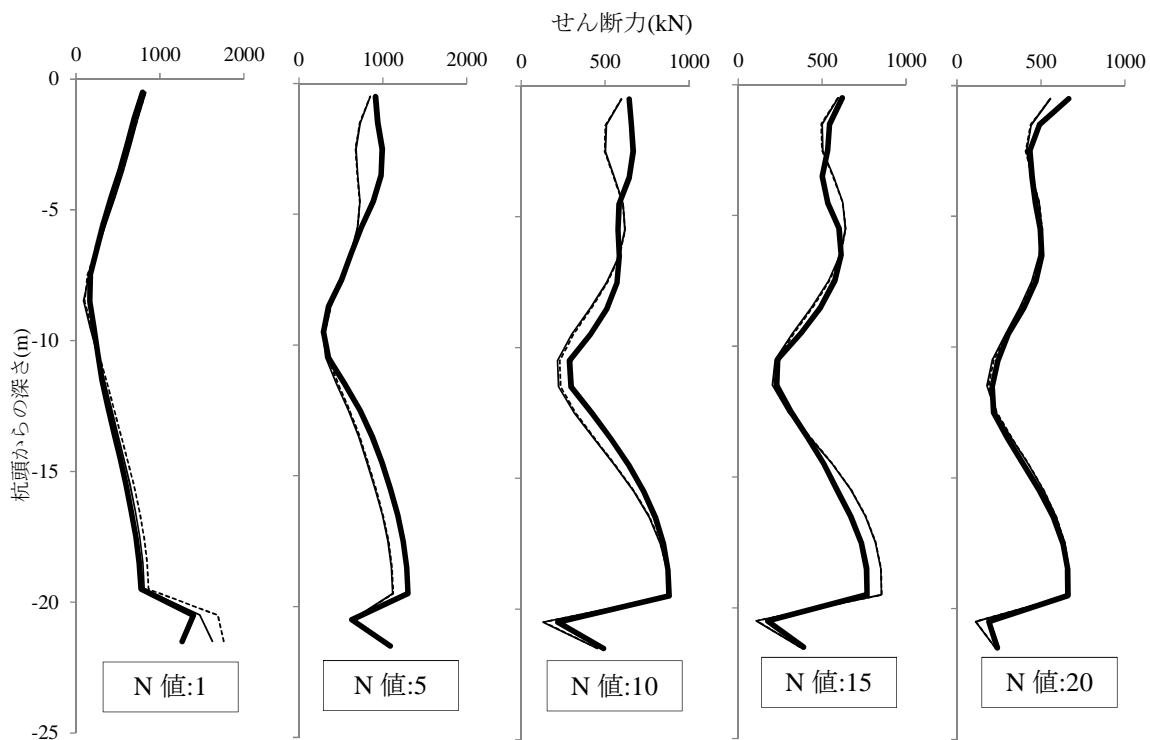


図 5.10 RC 杭の最大せん断力（基礎梁：ピン接合，ART-Random）

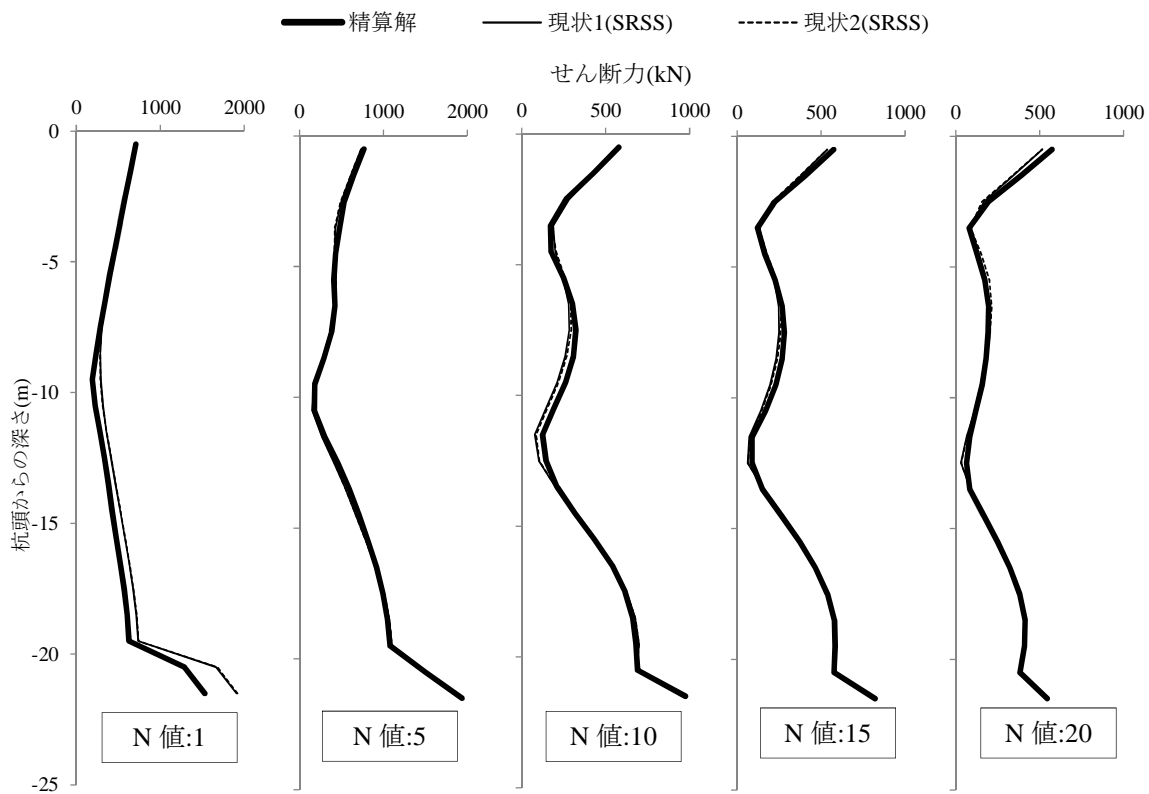


図 5.11 鋼管杭の最大せん断力（基礎梁：B=3000mm, ART-Random）

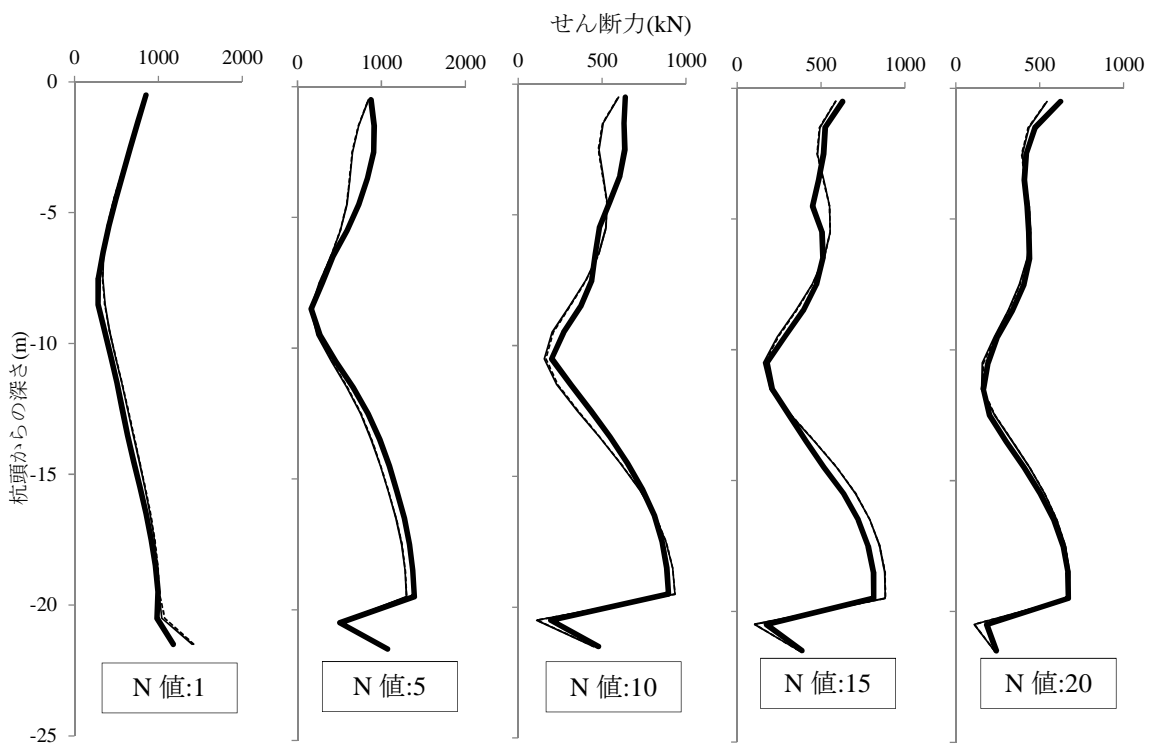


図 5.12 RC 杭の最大せん断力（基礎梁：B=3000mm, ART-Random）

5.3.2 基礎梁応力

(1) 最大曲げモーメント

基礎梁の最大曲げモーメント（絶対値）について、精算解と現状を想定した応答変位法の評価結果を図 5.13 に示す。縦軸の最大曲げモーメントは杭のフェイス面（剛域端）における値であり、横軸は 1 階梁に対する基礎梁の剛比を示す。

図 5.13 によると、現状 1 が精算解を下回るケースが幾つか見られるものの、杭種別によらず、応答変位法と精算解との整合性は高い。全体的に積層ゴムによる回転拘束を非拘束とした現状 2の方が応力を若干大きく評価する傾向が見られる。

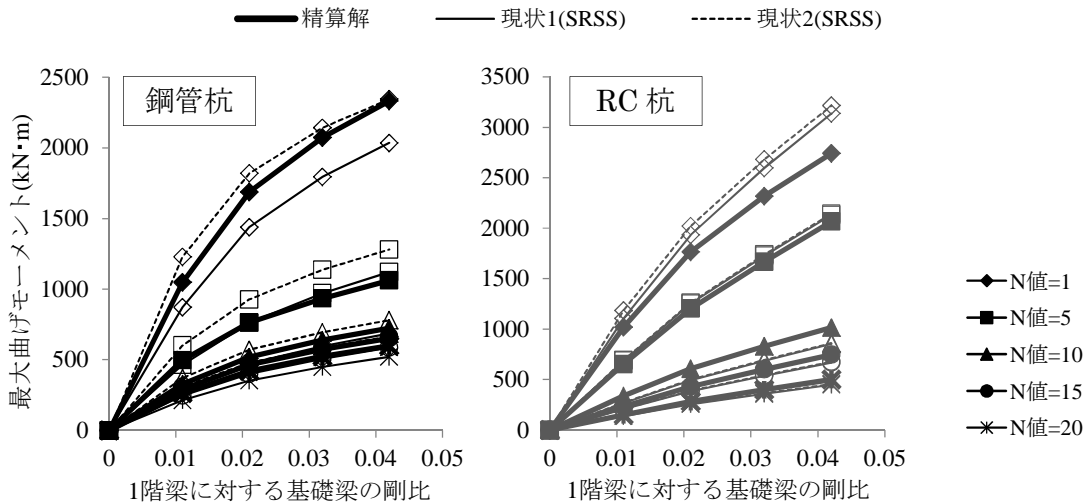


図 5.13 基礎梁の最大曲げモーメント

(2) 最大せん断力

基礎梁の最大せん断力（絶対値）について、精算解と現状を想定した応答変位法の評価結果を図 5.14 に示す。最大せん断力においても応答変位法と精算解の整合性は高く、図 5.13 の最大曲げモーメントと同様の傾向となる。

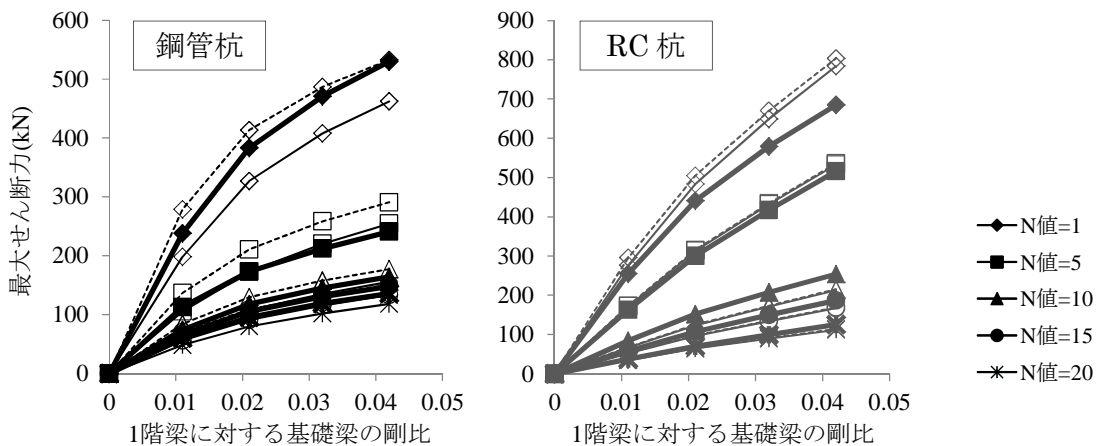


図 5.14 基礎梁の最大せん断力

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

5.4.1 問題点の整理

5.3 節において、杭基礎を対象として地震応答解析による精算解と現状を想定した応答変位法の比較を行った結果、杭の最大せん断力や基礎梁の最大曲げモーメントおよび最大せん断力においては両者に目立った差異は見られなかったが、杭の最大曲げモーメント分布においては比較的顕著な差異が見られた。特に図 5.5 および図 5.7 の鋼管杭の杭頭付近における不整合が顕著であり、それぞれの図において特徴的な傾向が見られた。

図 5.5 に示した基礎梁がピン接合の場合の鋼管杭の杭頭部においては、精算解に対して現状 1（積層ゴムの曲げ回転剛性を初期剛性としたモデル）が危険側、現状 2（積層ゴムの曲げ回転剛性を 0 としたモデル）が安全側に評価する傾向が見られた。

一方、図 5.7 に示した基礎梁幅が 3000mm の場合の鋼管杭の杭頭部においては、現状 1 および 2 のいずれも精算解に対して過小評価している場合があり、杭頭定着部のスペースに余裕がなく煩雑な配筋となることが多い杭頭免震構造では、現状設計の誤った存在応力を根拠に定着筋量が過小評価される等の危険側の影響が懸念される結果となった。

また、鋼管杭だけでなく、RC 杭の最大曲げモーメント分布を示した図 5.6 においても、特定のケース（N 値 5）において精算解と現状 1 および 2 に乖離が見られ、現状の応答変位法による評価が精算解を危険側に評価する結果となった。

そこで本節では、杭の曲げモーメントにおける精算解と現状の応答変位法との差異に関して、以下の 3 つのケースに分けて考察を行う。

- (1) 杭頭部の曲げモーメントにおける差異について その 1：図 5.5 を対象
- (2) 杭頭部の曲げモーメントにおける差異について その 2：図 5.7 を対象
- (3) 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：図 5.6 の N 値 5 を対象

なお、本節以降は、精算解と現状の応答変位法の結果に顕著な差異が見られた杭の曲げモーメントのみを対象として考察を行うこととする。

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

図 5.5 で見られた差異に関連し、N 値 10、基礎梁がピン接合の鋼管杭について、精算解および現状モデルそれぞれにおける慣性力成分の最大曲げモーメント分布を図 5.15 に示す。なお、後述の図 5.16 との関係に配慮し、図 5.15 の分布は、上部構造の慣性力が水平右方向、P- Δ 効果および免震層のせん断力に伴う付加曲げモーメントが時計回りに作用する時の分布に相当するように描いている。また、地震応答解析の結果から慣性力成分を分離する手順は、まず、連成振動解析モデルにおいて基礎梁と上部構造重量に相当する質点を削除して同様の地震応答解析を行ったものを地盤変形成分とみなし、更に、連成振動解析モデルによる当初の地震応答解析結果と地盤変形成分との差を慣性力成分として抽出した。

図 5.15 によると、精算解に対して現状 1 は危険側、現状 2 は安全側に評価している。ここで、積層ゴムのせん断力によるモーメント、P- Δ 効果等の幾何学的非線形性によるモーメント、積層ゴムの曲げ回転ばねによるモーメントの 3 成分が積層ゴム端部に分配される様子の概念図を図 5.16 に示す(積層ゴム上下への曲げモーメント分配は図 5.16 の 3 成分の和で表現でき、三山の積層ゴムモデル²⁾でも同様の説明が可能である)。図 5.16 と現状モデルとの対応を考えると、現状 1 は積層ゴムの曲げ回転ばねを初期剛性としているため、曲げ回転ばねの負担モーメントが大きくなり、下部構造への分配が小さくなることを意味する。現状 2 は、曲げ回転ばねによる負担が無く反曲点が移動しないため、下部構造への分配が減少しない。

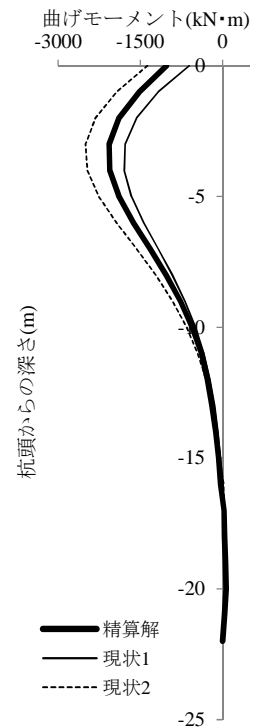


図 5.15 慣性力による最大曲げモーメント分布
(鋼管杭，基礎梁：ピン接合，N 値：10，ART-Random)

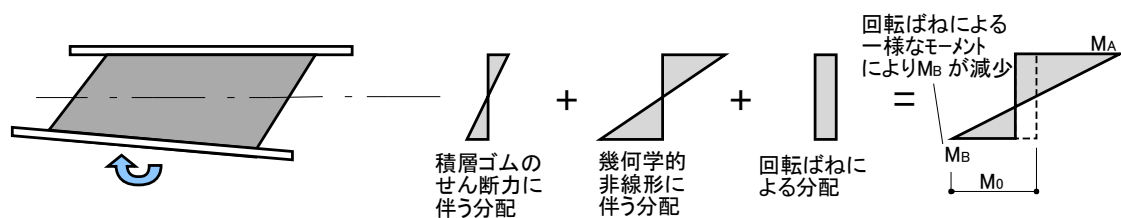


図 5.16 積層ゴムの曲げモーメント分配の概念図

一般的な基礎免震構造と異なり、杭頭免震構造は杭頭の拘束が小さいため、慣性力作用時に杭頭部よりも杭中間部で曲げモーメントが最大となることが多い。従って、下部構造への曲げモーメント分配が大きくなる現状 2 モデルは杭応力を安全側に評価する傾向があり、本解析の範囲でも同様の傾向が見られる。

一方、精算解導出時の積層ゴムの曲げ回転剛性は、種々の非線形性や地盤震動等の複合的要因により現状 1 と現状 2 の間の回転剛性になると考えられ、図 5.15 において精算解の杭頭付近の曲げモーメントが現状 1 と現状 2 の間になっていることから理解できる。図 5.5 で精算解と応答変位法に差異が生じるのは、5.1 節で述べたように現状モデルが積層ゴムの反曲点移動に伴う曲げモーメント分配を適正に評価できていないためである。上記の複合的要因を考慮した等価な曲げ回転ばねの導出は極めて困難であるため、積層ゴム部に一定の回転ばねを設ける現状の解析モデルでは、曲げモーメント分配を適正に評価できないと考える。以上、本項で考察した杭頭の曲げ回転変形に伴う曲げモーメント分配の問題は、積層ゴムの反曲点が移動しない従来の基礎免震構造では考慮する必要のない事象であり、杭頭免震構造特有の問題と言える。

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

図 5.7 で見られた差異に関連し、N 値 15、基礎梁幅を 3000 mm とした鋼管杭の連成振動解析モデルについて、上部構造の慣性力が最大となった時刻 (32.08s) の曲げモーメント分布を図 5.17(a) に示す。同図には、慣性力成分を細実線、地盤変形成分を細破線で併せて示す。なお、便宜上、積層ゴム部の曲げモーメント分布を P- Δ 効果による成分も含めて図化した⁸⁾。

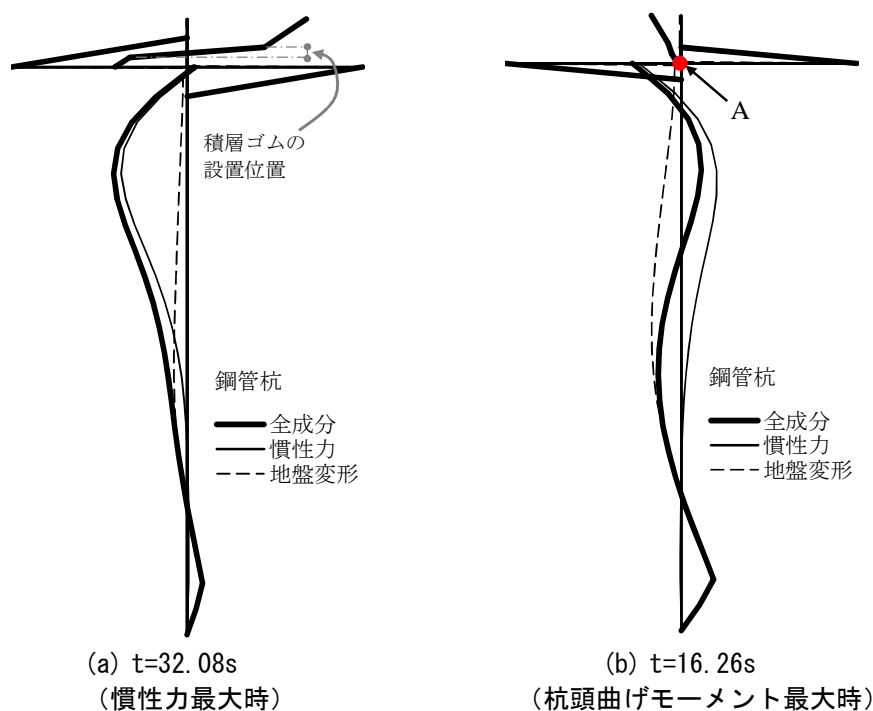


図 5.17 地震応答解析における杭の曲げモーメント分布
(鋼管杭, 基礎梁 : B=3000mm, N 値 : 15, ART-Random)

図 5.17(a)によると、慣性力最大時には、やはり慣性力による成分が支配的となっており、P-△効果等による曲げモーメントが基礎梁の拘束によって生じる杭頭の曲げモーメントを 0 近くまで減少させている様子がわかる。また、この時点では、図 5.7 で見られた杭頭付近の曲げモーメント増加が生じていない。

そこで、杭頭の曲げモーメントが最大となる時刻（16.26s）の曲げモーメント分布を図 5.17(b)に示す。また、同時刻付近の積層ゴムおよび鋼材ダンパーのせん断力と基礎梁質点（図 5.17(b)の A 部）の加速度の時刻歴波形を図 5.18 に示す。図 5.17(b)より慣性力成分により杭頭の曲げモーメントが増加していること、また、図 5.18 より同時刻では積層ゴムのせん断力がほぼ 0 だが、鋼材ダンパーによるせん断力と基礎部の慣性力がそれぞれ概ね最大値で作用していることがわかる。この場合、P-△効果等による曲げモーメントがほぼ 0 となるため、基礎梁の拘束による影響で図 5.17(b)で見られるような杭頭の曲げモーメントが発生する。

このように、杭頭免震構造で基礎梁の拘束がある程度大きいケースでは、図 5.17(b)のように P-△効果等による曲げモーメント分配が 0 となる時に杭頭の曲げモーメントが最大となる場合がある。基礎梁が剛強な従来の基礎免震構造と異なり、杭頭免震構造では慣性力最大時に杭頭の曲げモーメントが極めて小さくなる場合があるため、図 5.17(b)の現象について確認する必要がある。以上、本項で考察した図 5.17(b)の現象も杭頭の拘束効果が低い杭頭免震構造特有の問題と言える。

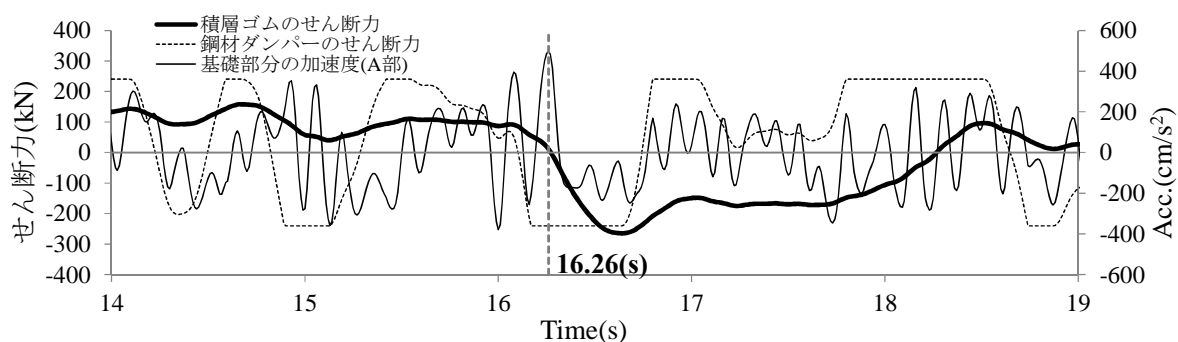


図 5.18 積層ゴムおよび鋼材ダンパーのせん断力と基礎部の応答加速度の時刻歴波形
(基礎梁 : B=3000mm, N 値 : 15, ART-Random)

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

図 5.6 の RC 杭における N 値 5 の精算解と応答変位法の乖離に関連し、同条件の連成振動解析モデルについて、杭の曲げモーメントが最大となる時刻の曲げモーメント分布を図 5.19(a)に示す。図 5.19(a)においては、慣性力と地盤変形による曲げモーメントが同じ方向に作用していることがわかる。また、同時刻付近の免震層のせん断力と地表面変位の時刻歴波形を示した図 5.20 によると、同時刻で両者が最大値（絶対値）に近い値となっていることが確認できる。これは、このケースでは応答変位法で SRSS の評価を行うことが妥当ではないことを意味する。

ここで、地震波による比較として、ART-Kobe において杭の曲げモーメントが最大となる時刻の曲げモーメント分布を図 5.19(b)に示す。ART-Kobe では、慣性力と地盤変形による曲げモーメントが同方向ではあるものの、地盤変形の成分が比較的小さく、同時刻付近の免震層のせん断力と地表面変位の時刻歴波形を示した図 5.21 からも両者のピーク値が重なっていないことがわかる。実際、ART-Kobe や ART-Hachi における同条件下の精算解の最大曲げモーメントは SRSS による評価で概ね適正に評価できている。建物と地盤の 1 次固有周期の関係から SRSS による評価を採用した結果、殆どのケースで精算解を概ね適正に評価できているが、図 5.19(a)のように地震波によっては単純和が適正な例も見られる。

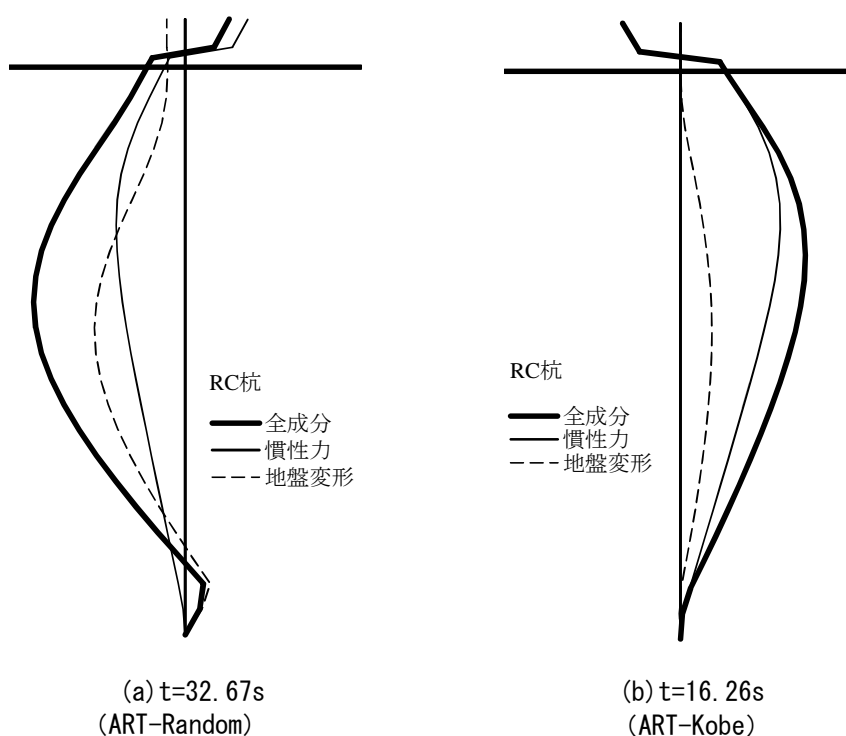


図 5.19 地震応答解析における杭の曲げモーメント分布
(RC 杭, 基礎梁 : ピン接合, N 値 : 5)

応答変位法における応力の重ね合わせ方法は重要な課題だが、図 5.19 のように慣性力と地盤変形との位相差特性に起因して重ね合わせ方法の妥当性が変化することがあり、建物および地盤の周期特性だけでなく地震波の特性も関係する極めて難しい課題と考える。また、杭頭免震構造に限定した課題ではなく評価法そのものの課題であるとも考える。

よって、本研究では、応答変位法における応力の重ね合わせの具体的な方法は今後の課題として扱わないこととし、次節では 5.4.2 項および 5.4.3 項で示した杭頭免震構造特有の現象、すなわち、杭頭付近の曲げモーメントの補正に着目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提案を行う。ただし、本項での考察結果を考慮し、次節以降の応答変位法の評価においては、SRSS だけでなく単純和による評価も併せて示すこととする。

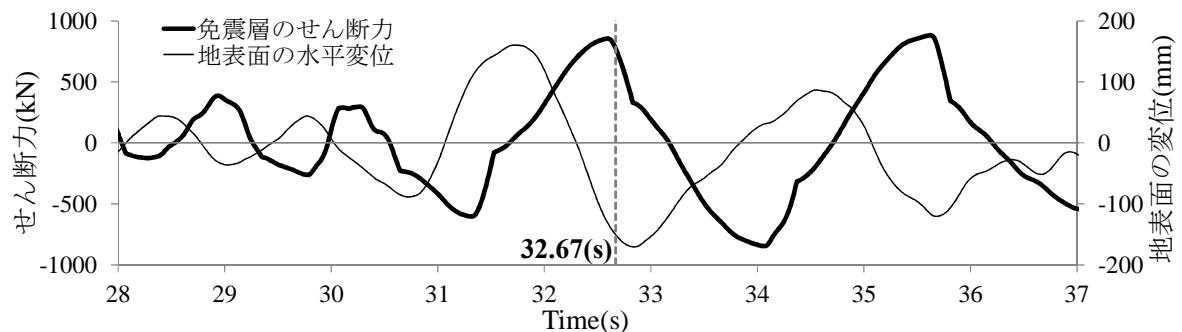


図 5.20 免震層のせん断力と地表面変位の時刻歴波形
(基礎梁：ピン接合, N 値：5, ART-Random)

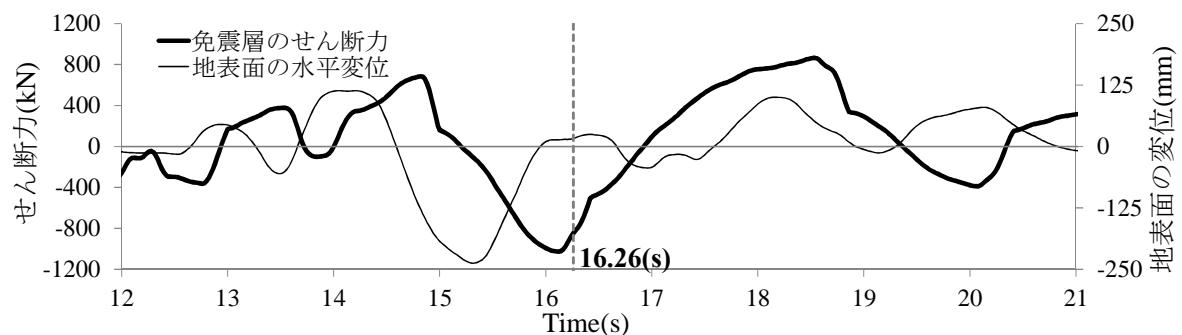


図 5.21 免震層のせん断力と地表面変位の時刻歴波形
(基礎梁：ピン接合, N 値：5, ART-Kobe)

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-

5.4 節の考察に基づき、本研究で提案する慣性力作用時の設計用解析モデルを図 5.22 に示す。提案する設計用解析モデルは、図 5.22 (a) の慣性力最大時、並びに、図 5.22 (b) の P- Δ 効果の曲げモーメント分配が 0 となる時の 2 ケースを想定し、それぞれの解析で得られた応力分布を包絡することとした。

図 5.22 (a) の慣性力最大時の提案モデルでは、積層ゴムの反曲点移動に伴う曲げモーメント分配率 α_M を考慮した。積層ゴム下端への分配曲げモーメント M_B と α_M との関係を示した概念図を図 5.23 に示し、関連する定義式を式(5.2)および式(5.3)に示す。

$$\alpha_M = \frac{M_A}{M_0} \quad (5.2)$$

$$M_0 = \frac{1}{2} ({}_{iso}Q_{max} \cdot h + P \cdot \delta_{max}) \quad (5.3)$$

曲げモーメント分配率 α_M は、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 で基準化した値である。4 章において、曲げモーメント分配率 α_M が $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ (積層ゴム回転剛性の水平変位依存性 $\phi_{rc}(\delta_{max})^2$ と積層ゴムの回転剛性 K_{rp} を下部構造の回転剛性 K_B で除した回転剛性比 K_{rp} / K_B ⁹⁾ の積) により図 5.24 のように線形近似式で表せることを示した。なお、水平変位依存性 $\phi_{rc}(x)$ は、図 5.25 のように、水平変形 x の変化に伴う積層ゴム上下の重なり部分の重心回りの断面二次モーメントと積層ゴム全断面積の断面二次モーメントの比を表す (2 章の式(2.49)を参照)。また、下部構造の回転剛性 K_B は、図 5.26 に示す下部構造のみの静的解析で得られた $M-\theta$ 曲線と、地震応答解析で得られた最大曲げ回転角 θ_{max} により等価回転剛性として導出している。

図 5.23 に基づき、図 5.22 (a) の提案モデルでは、積層ゴムの下端以下をモデル化し、積層ゴム下端の節点に慣性力 ${}_{iso}Q_{max}$ と $(2-\alpha_M) \cdot M_0$ の分配曲げモーメントを作用させることとした。

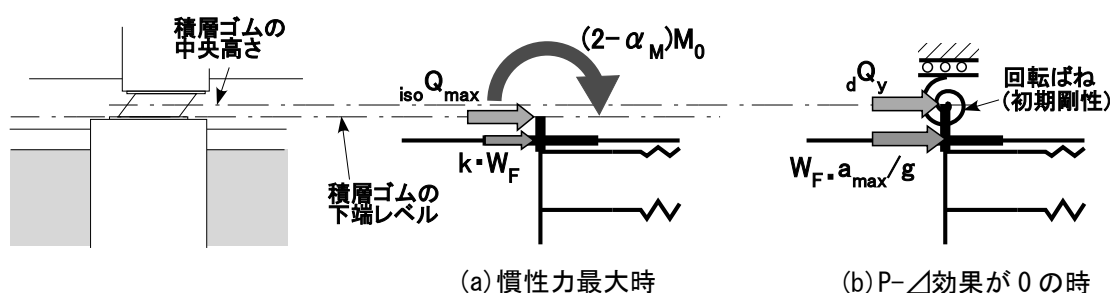


図 5.22 提案法における慣性力作用時の静的解析モデルの荷重・回転剛性条件

次に、図 5.22 (b) の提案モデルは、5.4.3 項の図 5.17 (b) の状態を想定したものである。積層ゴムの中央高さ以下をモデル化し、本論のように鋼材ダンパーを設けている場合には積層ゴム中央高さに位置する節点にダンパーの降伏耐力 ${}_d Q_y$ を作用させ、基礎梁部分には最大慣性力 $W_F \cdot a_{\max} / g$ (W_F :基礎梁部の重量, a_{\max} :基礎梁部の最大加速度, g :重力加速度) を作用させることとした。

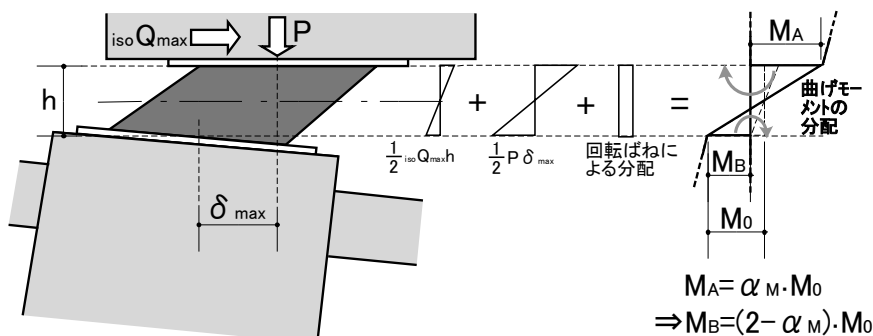


図 5.23 積層ゴム下部への曲げモーメント分配 M_B と曲げモーメント分配率 α_M の関係

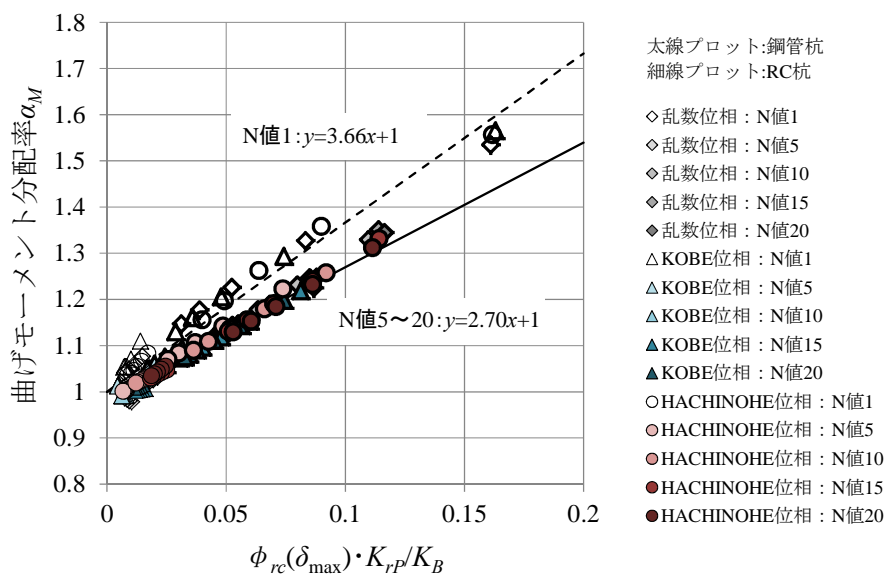
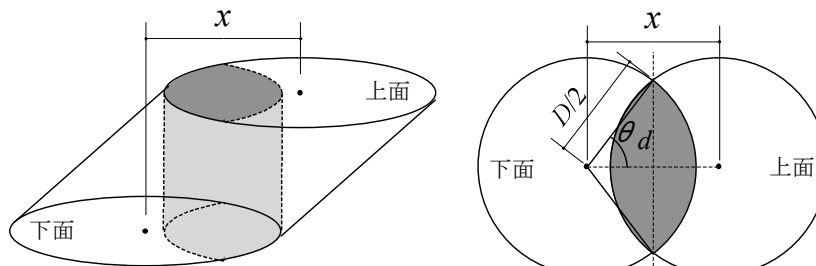


図 5.24 積層ゴムの曲げモーメント分配率と回転剛性比の関係



(a) 積層ゴムの水平変位

(b) 伏せ図

図 5.25 積層ゴムの水平変形に伴う曲げに関する有効断面

地盤変形作用時の静的解析モデルは 5.2.2 項と同じとする。以下、この地盤変形作用時のモデルと図 5.22 で提案した設計用解析モデルを用いた応答変位法を提案法と称す。

提案法の適用性を検証するため、次節においてこれまでと同様の解析を行う。応力の重ね合わせ方法は、5.4.4 項の考察に基づき、SRSS だけでなく単純和による評価も行う。

なお、実地盤での適用性も検証するため、文献 1) の解析検討において使用された地盤-4 (第 3 種地盤相当) の地盤条件を追加した。地盤-4 の N 値と S 波速度 V_s の分布を図 5.27、地盤の地盤物性諸元と等価固有周期をそれぞれ表 5.2 と表 5.3 に示す。

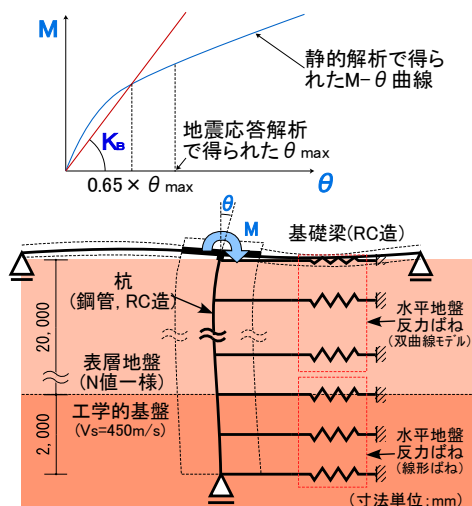


図 5.26 下部構造の回転剛性

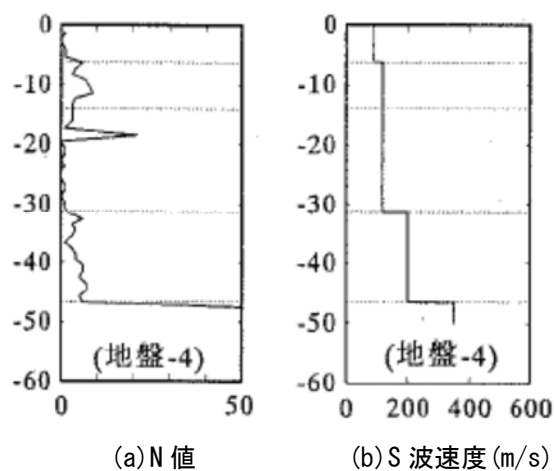


図 5.27 地盤-4 の N 値と S 波速度の分布¹⁾

表 5.2 地盤-4 の地盤物性諸元¹⁾

層番号	深度 (m)	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	土質
1	6.3	6.3	1.6	90	1420	粘性土
2	14.0	7.7	1.8	120	1470	砂質土
3	31.3	17.3	1.8	120	1380	粘性土
4	46.5	15.2	1.7	200	1510	粘性土
工学的 基盤			1.9	350	1630	

表 5.3 地盤-4 の等価固有周期

	1次	2次	3次
ART-Random	2.62 s	1.03 s	0.48 s
ART-Kobe	2.90 s	1.20 s	0.48 s
ART-Hachi	2.61 s	0.98 s	0.50 s

地盤-4 の条件により 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 5.4 に示す。

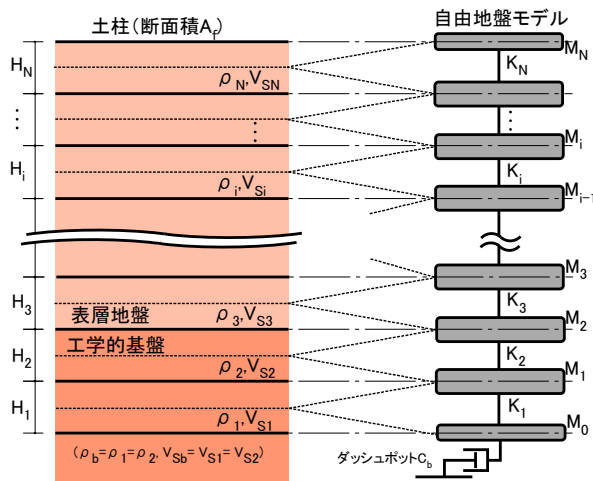
表 5.4 水平地盤反力ばねの諸元 (地盤-4)

(a) 鋼管杭					(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)	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					ART-Random	ART-Kobe	ART-Hachii			
0			5229	5280	5217	25	0			3140	3171	3133	41		
1			9950	10084	9894	49	1			5976	6057	5942	82		
2			8902	9122	8823	49	2			5346	5479	5299	82		
3	粘性土		7830	8173	7730	49	3	粘性土		4702	4909	4643	82		
4			6721	7103	6474	49	4			4036	4266	3888	82		
5			5634	5951	5264	49	5			3384	3574	3161	82		
6			3252	3399	2997	32	6			1953	2042	1800	53		
6.3			4327	4347	3995	148	6.3			2599	2611	2399	247		
7			8050	7782	7493	365	7			4835	4674	4500	608		
8		8029	7130	7531	480	8		4822	4282	4523	800				
9	砂質土		6395	5071	6202	545	9	砂質土		3841	3046	3725	909		
10			4682	3336	4950	610	10			2812	2004	2973	1017		
11			3256	2007	3364	675	11			1955	1205	2020	1125		
12			1994	1186	1924	740	12			1197	712	1156	1234		
13			817	540	1034	805	13			491	324	621	1342		
14			6117	6105	6274	477	14			3674	3666	3768	795		
15		11455	11750	11547	117	15		6880	7057	6935	194				
16		10557	11155	10885	117	16		6341	6700	6537	194				
17		9429	10517	10082	117	17		5663	6317	6055	194				
18		8200	9881	9192	117	18		4925	5934	5521	194				
19		7170	9127	8298	117	19		4306	5482	4984	194				
20		6334	8031	7434	117	20		3804	4823	4465	194				
21		5704	7151	6785	117	21		3426	4295	4075	194				
22		5313	6969	6316	117	22		3191	4185	3793	194				
23	双曲線モデル		5017	6806	5826	117	23	双曲線モデル		3013	4088	3499	194		
24			4796	6354	5203	117	24			2880	3816	3125	194		
25			4630	5781	4571	117	25			2781	3472	2745	194		
26			4462	5143	3875	117	26			2680	3089	2327	194		
27			4265	4509	3202	117	27			2562	2708	1923	194		
28			3969	3909	2808	117	28			2384	2348	1687	194		
29			3639	3276	2683	117	29			2186	1967	1611	194		
30			3132	2520	2576	117	30			1881	1514	1547	194		
31		粘性土		1806	1271	1580	76		31	粘性土		1085	763	949	126
31.3				17493	16960	17209	206		31.3			10506	10186	10336	344
32				41210	40288	40332	459		32			24750	24197	24223	765
33				47785	46527	46063	540		33			28699	27944	27665	900
34			46772	45308	44430	540	34		28091		27212	26684	900		
35			45572	43815	42873	540	35		27370		26315	25749	900		
36			44299	42401	41138	540	36		26606		25466	24707	900		
37			43020	40895	39187	540	37		25838		24561	23535	900		
38			41643	39287	37230	540	38		25010		23596	22360	900		
39			40173	38096	35126	540	39		24128		22880	21097	900		
40			38824	36786	32887	540	40		23317		22093	19752	900		
41			37562	35467	30789	540	41		22560		21301	18492	900		
42		36272	34251	28942	540	42		21785	20571	17382	900				
43		35232	33036	27426	540	43		21160	19841	16472	900				
44		34569	31969	26416	540	44		20762	19200	15865	900				
45		34268	30879	25689	540	45		20581	18546	15428	900				
46		25620	22604	18813	405	46		15387	13576	11299	675				
46.5		135322	134242	132959	-	46.5		81273	80624	79854	-				
47.5		253612	253612	253612	-	47.5		152317	152317	152317	-				
48.5		126806	126806	126806	-	48.5		76159	76159	76159	-				

地盤-4 の条件により 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 5.5 に示す。

表 5.5 自由地盤モデルの諸元 (地盤-4)

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}				
51	粘性土		0.18	17	1	130	78453	233280
50			0.18	17	1	130	156906	233280
49			0.18	17	1	130	156906	233280
48			0.18	17	1	130	156906	233280
47			0.18	17	1	130	156906	233280
46			0.18	17	1	130	156906	233280
45	石原・吉田 H-D モデル		0.18	17	0.3	432	101989	233280
44			0.1	21	0.7	370	85318	259200
43			0.1	21	1	259	150042	259200
42			0.1	21	1	259	176520	259200
41			0.1	21	1	259	176520	259200
40			0.1	21	1	259	176520	259200
39			0.1	21	1	259	176520	259200
38			0.1	21	1	259	176520	259200
37			0.1	21	1	259	176520	259200
36			0.18	17	1	259	176520	466560
35			0.18	17	1	259	176520	466560
34			0.18	17	1	259	176520	466560
33			0.18	17	1	259	176520	466560
32			0.18	17	1	259	176520	466560
31			0.18	17	1	259	176520	466560
30			0.18	17	1	259	176520	466560
29			0.18	17	1	259	176520	466560
28			0.18	17	1	259	176520	466560
27			0.18	17	1	259	176520	466560
26			0.18	17	1	259	176520	466560
25			0.18	17	1	259	176520	466560
24			0.18	17	1	259	176520	466560
23			0.18	17	1	259	176520	466560
22			0.18	17	1	259	176520	466560
21	0.18	17	1	259	176520	466560		
20	粘性土		0.18	17	1	259	176520	466560
19			0.18	17	0.3	864	114738	466560
18			0.18	17	0.7	971	84828	1224000
17			0.18	17	1	680	141706	1224000
16			0.18	17	1	680	166713	1224000
15			0.18	17	1	680	166713	1224000
14			0.18	17	1	680	166713	1224000
13			0.18	17	1	680	166713	1224000
12			0.18	17	1	680	166713	1224000
11			0.18	17	1	680	166713	1224000
10			0.18	17	1	680	166713	1224000
9			0.18	17	1	680	166713	1224000
8	0.18	17	1	680	166713	1224000		
7	0.18	17	1	680	166713	1224000		
6	0.18	17	1	680	166713	1224000		
5	0.18	17	1	680	166713	1224000		
4	0.18	17	1	680	166713	1224000		
3	0.18	17	0.5	1360	125035	1224000		
2	-	-	-	1	2328	134841	-	
1	-	-	-	1	2328	186326	-	
0	-	-	-	-	-	93163	-	



5.6 地震応答解析による精算解と提案法との比較

杭の最大曲げモーメント分布（絶対値）について、精算解と提案法による評価との関係を示す（5.3.1 項(1)で示した現状 1 および 2 の SRSS による評価結果も併せて示す）。地震波を ART-Random とした結果を対象にして抜粋して示し、以下、表層地盤厚 20m の解析モデルの結果を「L20」と称す。なお、提案法において、曲げモーメント分配率 α_M は解析で得られた $\phi_{rc}(\delta_{\max}) \cdot K_{rp} / K_B$ により図 5.24 の線形近似式を用いて導出している。

L20 について、基礎梁がピン接合の場合の鋼管杭の結果を示した図 5.28（図 5.5 に対応）によると、提案法による SRSS の評価は上部構造からの曲げモーメント分配が適正に評価されることで杭全域に渡って精算解との整合性が高くなっている。特に N 値 10 以上の杭頭部では精算解と提案法の誤差が僅か 2~3% となり提案法による整合性の改善が顕著である。

同じく L20 で基礎梁がピン接合の場合の RC 杭の結果を示した図 5.29（図 5.6 に対応）によると、提案法による SRSS の評価は現状の応答変位法（特に現状 2）との差異が殆ど無く、いずれも精算解との整合性が高い。これは、RC 杭では積層ゴムの反曲点移動が小さいためにそれが杭頭の曲げモーメント分配に及ぼす影響も小さくなること、並びに、杭の剛性が高いために図 5.17(b) のような現象が発生しないことに起因している。

図 5.28 および図 5.29 における提案法による単純和の評価に着目すると、杭全域に渡り精算解に対して安全側に評価する傾向が見られるが、精算解と大きく乖離する箇所も見られる。なお、図 5.6 で精算解と現状 1 および 2 に乖離があった N 値 5 において、提案法による単純和の評価が精算解を安全側に評価できていることが確認できる。

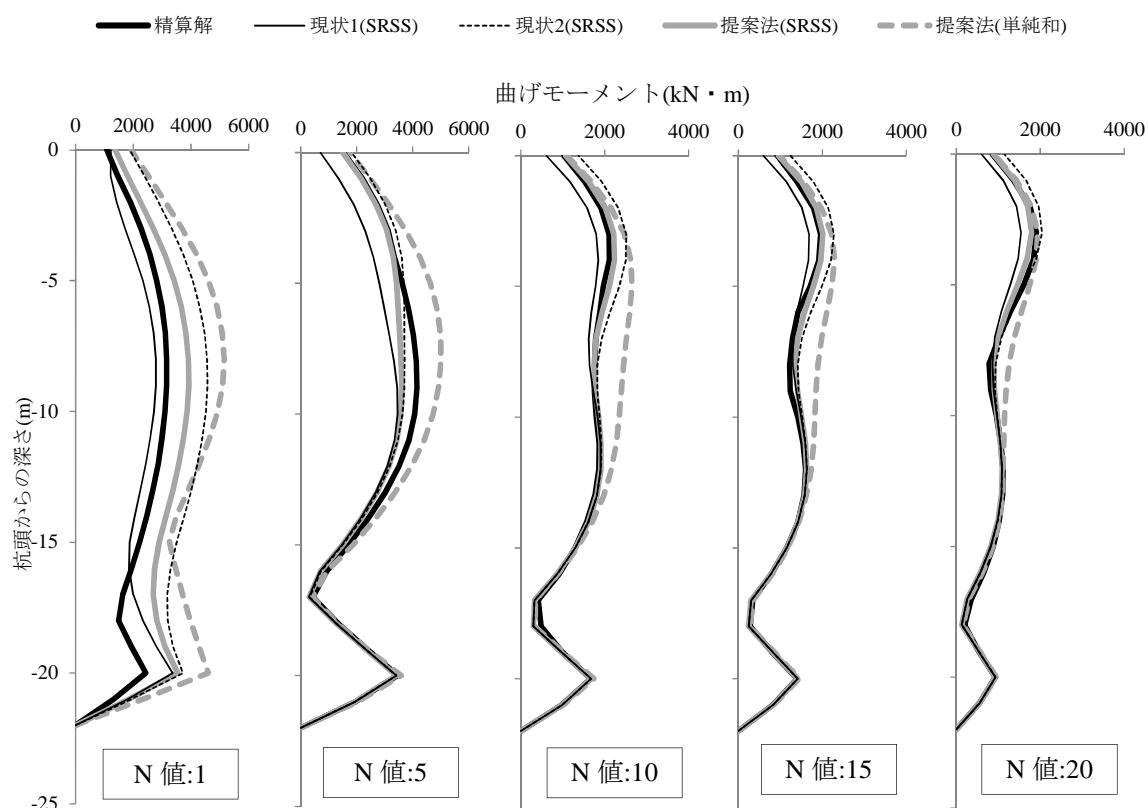


図 5.28 鋼管杭の最大曲げモーメント（L20，基礎梁：ピン接合，ART-Random）

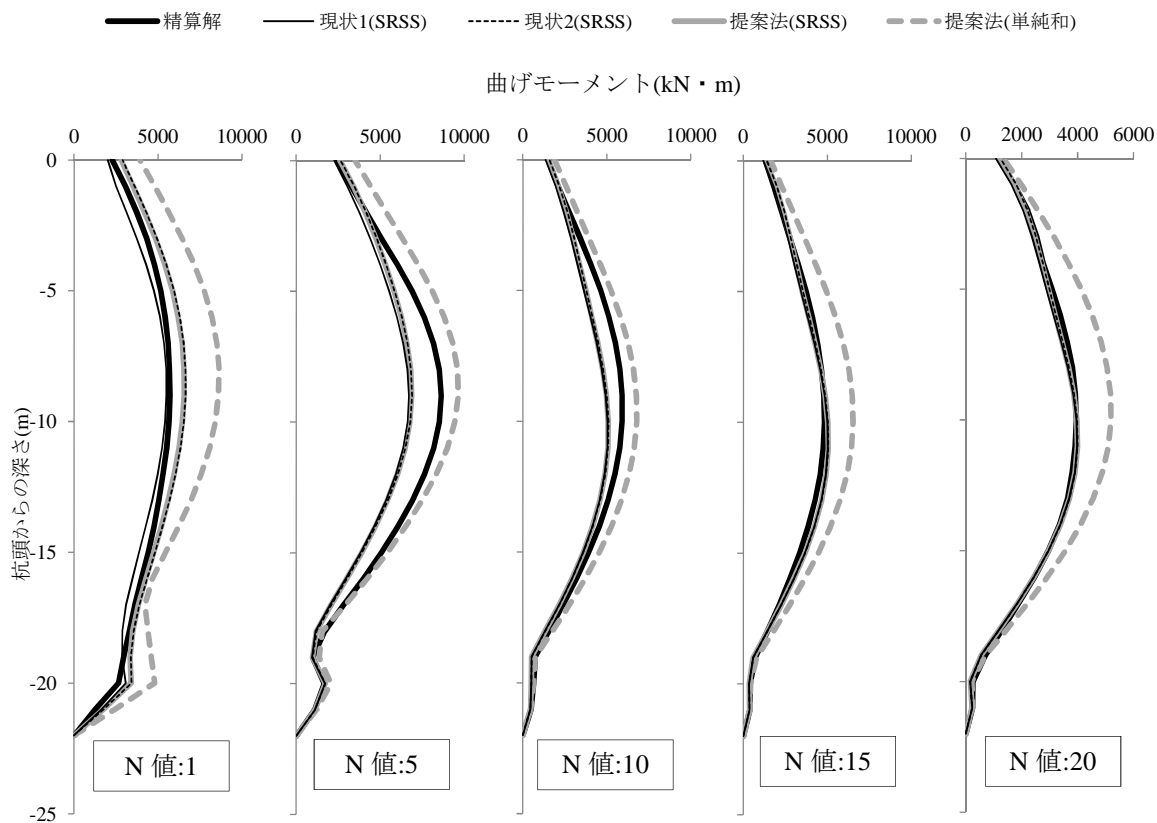


図 5.29 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : ピン接合, ART-Random)

次に、L20 で基礎梁幅が 3000mm の場合の鋼管杭の結果を示した図 5.30 (図 5.7 に対応) によると、提案法において図 5.17(b) の状態が考慮されたことにより、N 値 10 以上の精算解で見られる杭頭付近の曲げモーメント増加が表現できている。また、提案法に着目すると、SRSS の評価の方が精算解との整合性が極めて高いことがわかる。

同じく L20 で基礎梁幅が 3000mm の場合の RC 杭の結果を示した図 5.31 (図 5.8 に対応) によると、提案法による SRSS の評価と精算解との整合性が高いが、提案法による SRSS の評価と現状の応答変位法との差異も殆どなく、前述と同様の原因によると思われる。

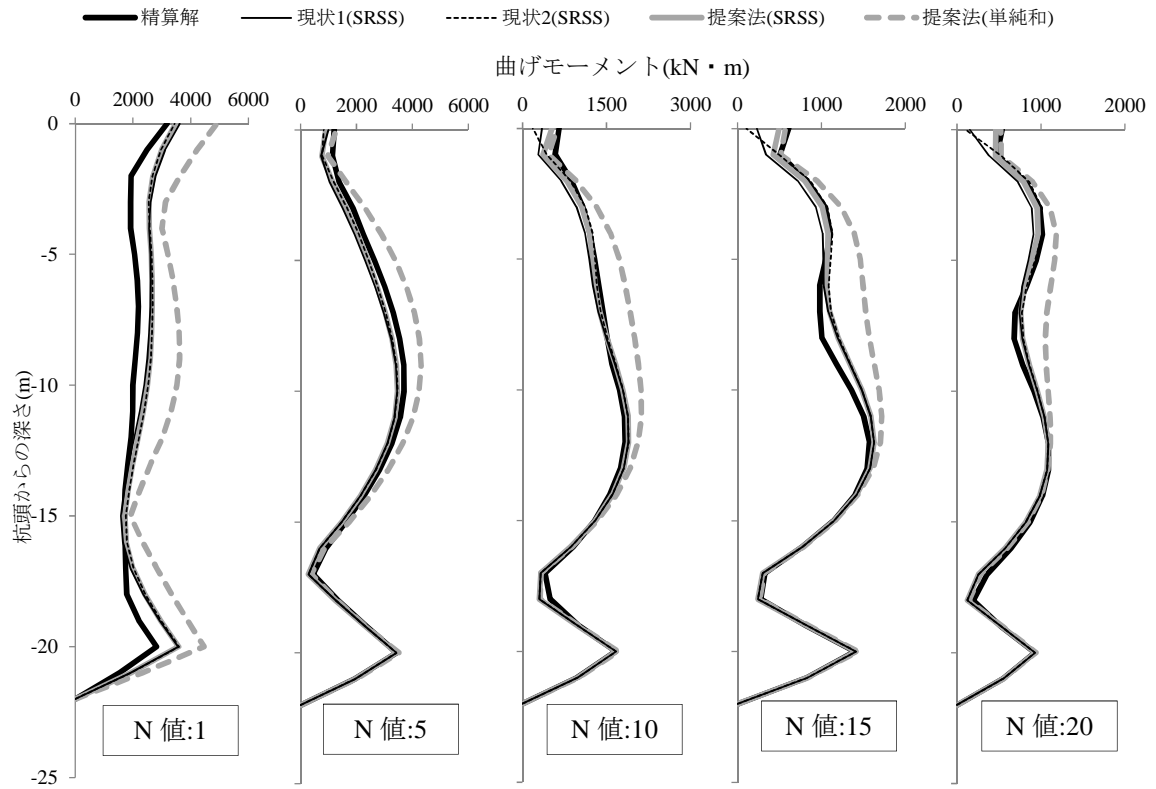


図 5.30 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=3000mm, ART-Random)

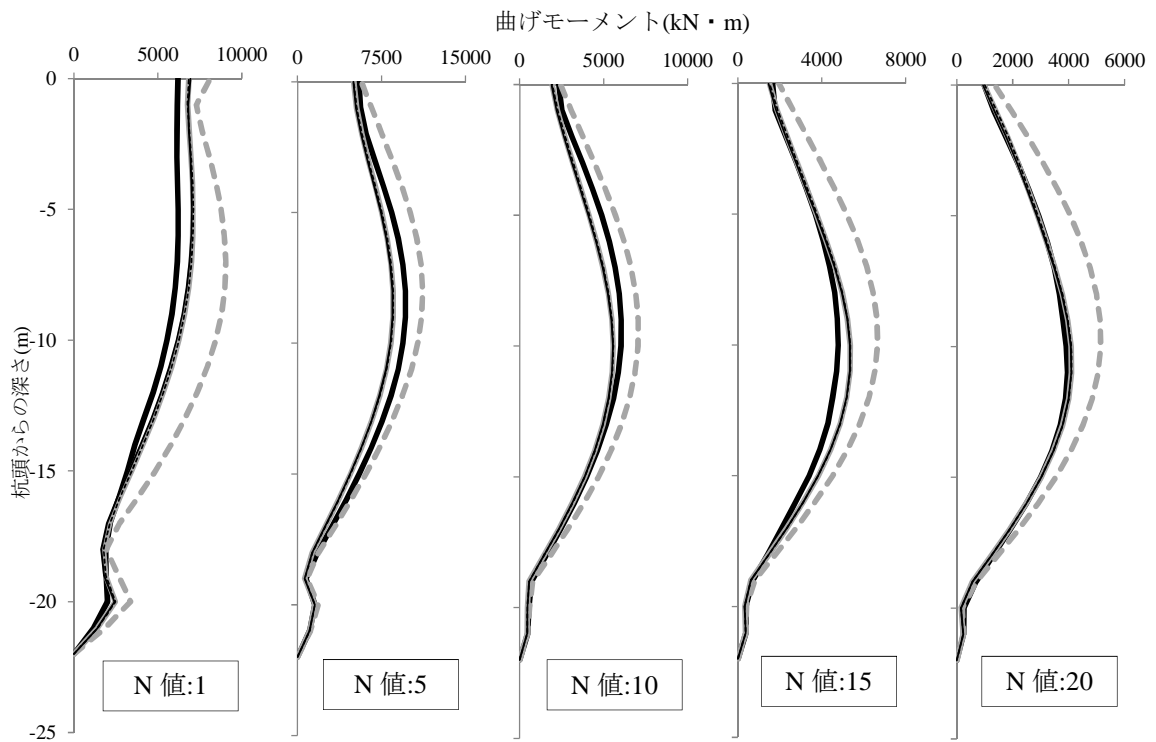


図 5.31 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=3000mm, ART-Random)

続いて、実地盤を模擬した地盤-4における鋼管杭の最大曲げモーメントを示した図 5.32 によると、-15~-25m 付近で精算解との整合性がやや悪いものの、提案法により杭全域に渡って概ね適正に評価されている。また、RC 杭の最大曲げモーメントを示した図 5.33 においても、-15m 以下で整合性がやや悪いが、提案法により概ね適正に評価できている。なお、提案法の重ね合わせ方法に着目すると、図 5.32、図 5.33 ともに整合性は SRSS 評価の方がやや高いが、単純和の方が精算解を概ね安全側に評価している。

なお、図 5.32、図 5.33 ともに見られる-15m より下部の精算解と応答変位法の不整合は、文献 1)において同じ地盤-4 を対象として行った解析検討結果でも確認できる。これは、地震応答解析では地盤-4 の層構成に起因して高次モード震動の影響が強く現れるのに対し、1 次モードに近い最大変位分布で強制変位を与える応答変位法ではその影響が考慮されないためであり、杭頭免震構造に限定した現象ではない。このような実地盤における高次モード震動の評価については今後の課題とする。

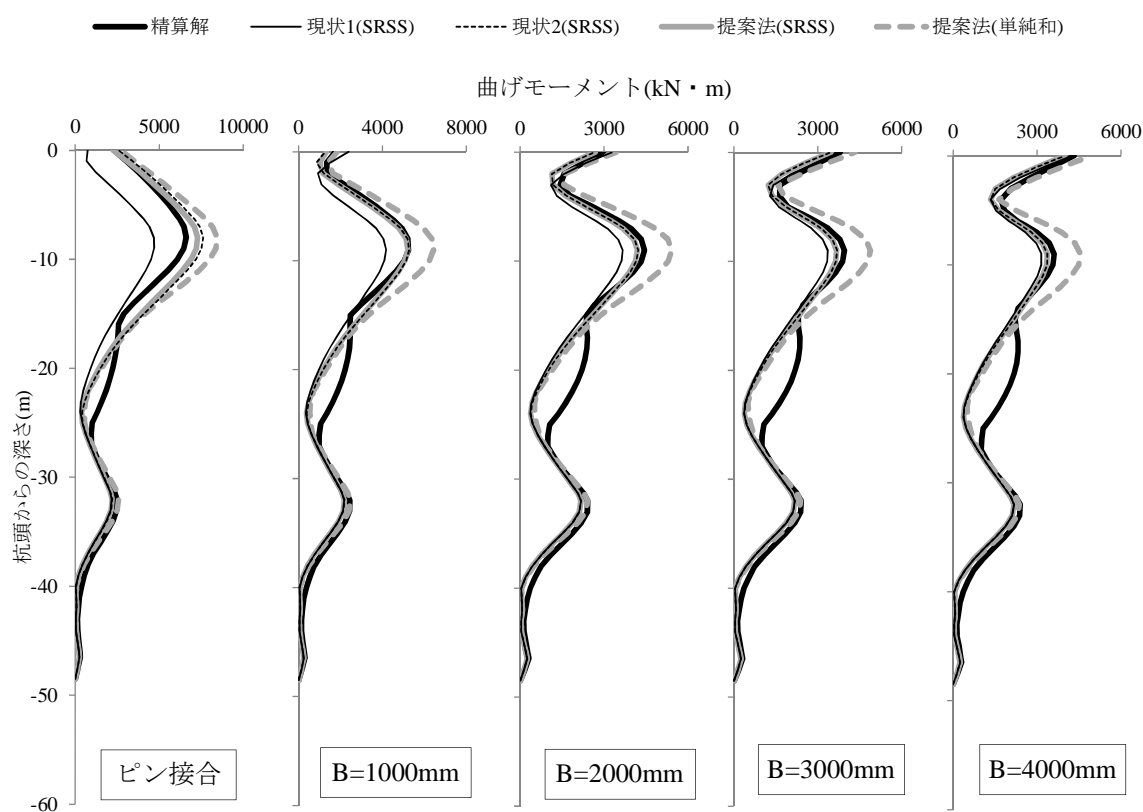


図 5.32 鋼管杭の最大曲げモーメント（地盤-4，ART-Random）

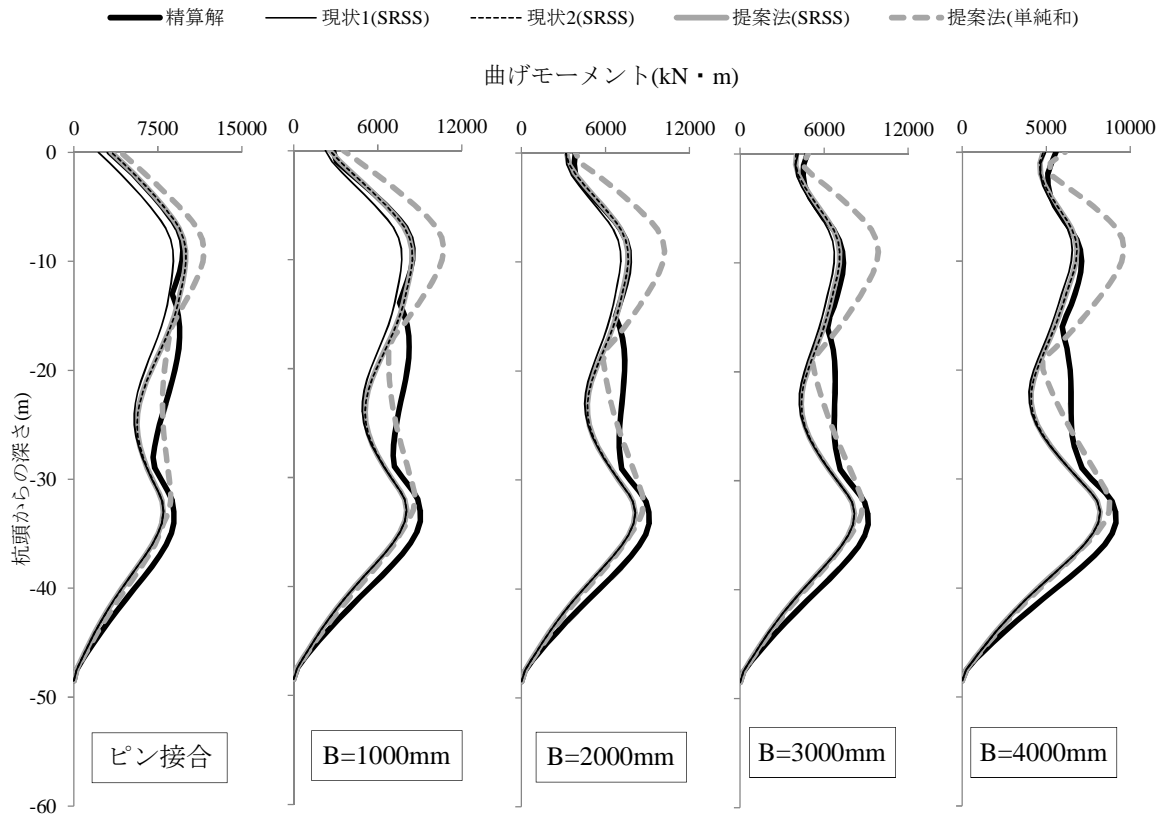


図 5.33 RC 杭の最大曲げモーメント (地盤-4, ART-Random)

5.7 精算解に対する提案法の整合性と安全性

5.7.1 整合性と安全性を評価する指標

5.6節において、杭の最大曲げモーメントを対象として精算解に対する現状1、現状2および提案法の対応を示したが、実務での使用に際しては、精算解に対する整合性と安全性を把握しておくことが重要である。そこで、本節では精算解に対する整合性と安全性の定量的評価を行い、提案法による評価の合理性について考察を行う。

(1) 整合性指標

図5.34に精算解と応答変位法による最大曲げモーメント分布の概念図を示す。 ${}_D M_i$ および ${}_S M_i$ はそれぞれ精算解および応答変位法による各節点の最大曲げモーメント（絶対値）を示す。まず、杭全域および杭頭部の整合性指標を式(5.4)および式(5.5)で定義する。

$${}_{all} C_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{|{}_S M_i - {}_D M_i|}{{}_D M_i} \right) \quad (5.4)$$

$${}_{top} C_f = \frac{|{}_S M_1 - {}_D M_1|}{{}_D M_1} \quad (5.5)$$

整合性指標 C_f は精算解に対する差異の割合を示し、 C_f が0に近いほど精算解との整合性が高いことを意味する。式(5.4)は杭全域の整合性の平均値に相当し、この式中の N は杭要素の分割数を表す。

(2) 安全性指標

設計実務上の観点からは、整合性だけでは不十分であり、如何に安全側に評価できているかも重要な指標となる。そこで、杭全域および杭頭部の安全性指標を式(5.6)および式(5.7)で定義する。

$${}_{all} S_f = \frac{\text{Max}({}_S M_1, {}_S M_2, \dots, {}_S M_N)}{\text{Max}({}_D M_1, {}_D M_2, \dots, {}_D M_N)} \quad (5.6)$$

$${}_{top} S_f = \frac{{}_S M_1}{{}_D M_1} \quad (5.7)$$

安全性指標 S_f は応答変位法による評価を精算解で基準化した値を示し、 S_f が1より大きい場合は安全側、小さい場合は危険側の評価であることを意味する。

以下、現状1および2と提案法による評価について精算解に対する整合性および安全性指標の評価を示す。提案法についてはSRSS評価だけでなく単純和による評価の両指標も示す。

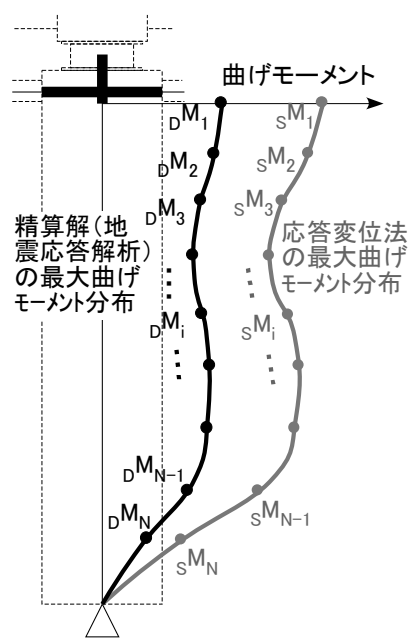


図5.34 最大曲げモーメント分布の概念図

5.7.2 整合性および安全性の定量的評価および考察

杭の最大曲げモーメントについて、杭全域に対する整合性指標 $_{all}C_f$ の導出結果を図 5.35 に示す。横軸は1階大梁に対する基礎梁の剛比を示しており、地震波は◇, △, ○の記号で区別している。なお、グラフが煩雑になるのを避けるため、L20 については N 値に応じて導出された5つの値を平均して示している。

SRSS の評価結果（細実線：現状1、細破線：現状2、太実線：提案法）に着目して比較すると、鋼管杭では総じて提案法の $_{all}C_f$ が最も小さく、整合性の改善が見られる。現状1および2との差異は、基礎梁がピン接合（横軸0）の場合が最も大きく、基礎梁剛比の増加に伴い差異が小さくなる。一方、RC 杭では顕著な差異が無く、現状1および2、提案法ともに整合性が高い。

次に、提案法における SRSS（太実線）と単純和（太破線）とを比較すると、L20 では、いずれの杭も明らかに SRSS の方が精算解との整合性が高い。一方、地盤-4 では、SRSS の整合性がやや高い程度で、両者に L20 のような差異は見られない。

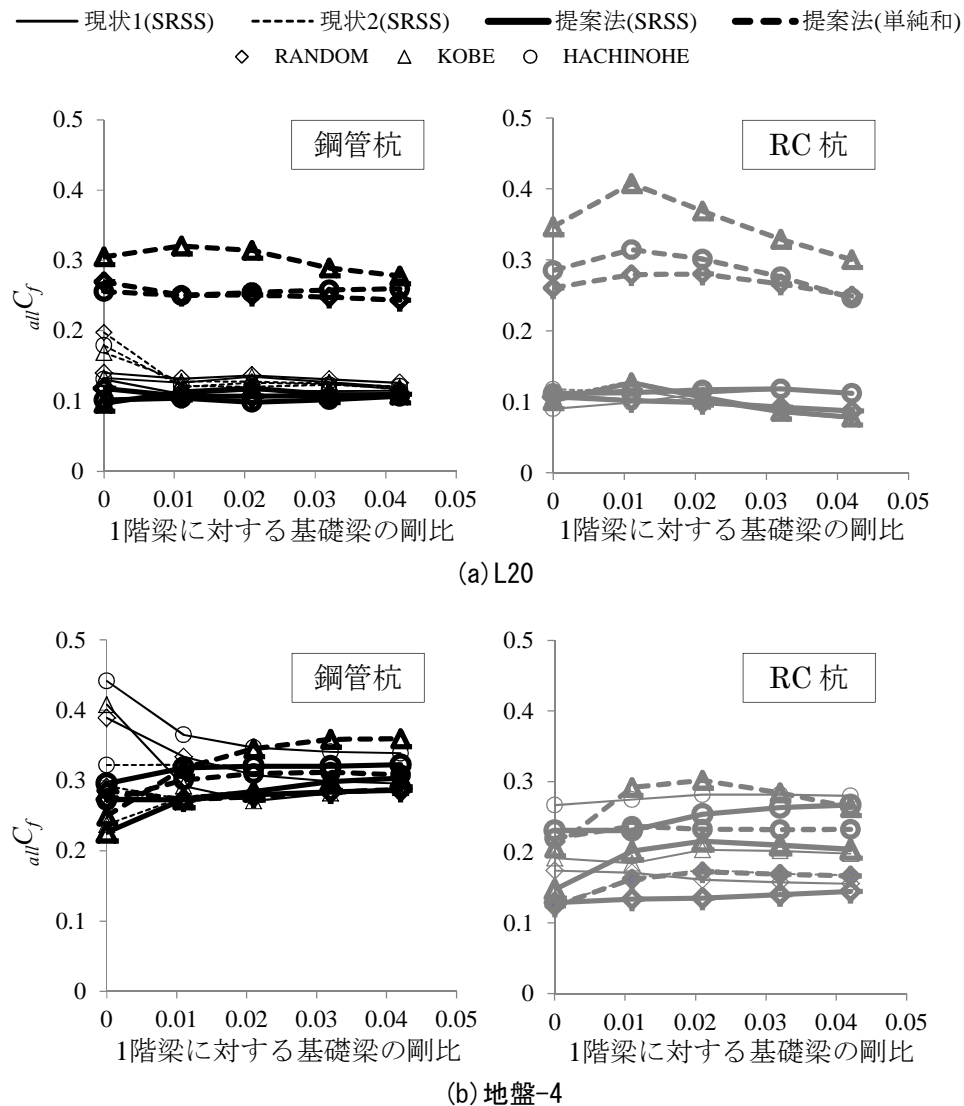


図 5.35 杭全域に対する整合性指標： $_{all}C_f$

杭頭の最大曲げモーメントに対する整合性指標 $_{top}C_f$ の導出結果を図 5.36 に示す。SRSS の評価結果に着目して比較すると、L20 の RC 杭では顕著な差異が見られないが、その他では提案法による明らかな整合性の改善が見られる。特に、鋼管杭においての改善が顕著であり、L20 では最大 0.3 程度、地盤-4 では最大 0.6 程度もの指標値の低減が見られる。

次に、提案法における SRSS と単純和とを比較すると、総じて SRSS の整合性がやや高い結果となっている。

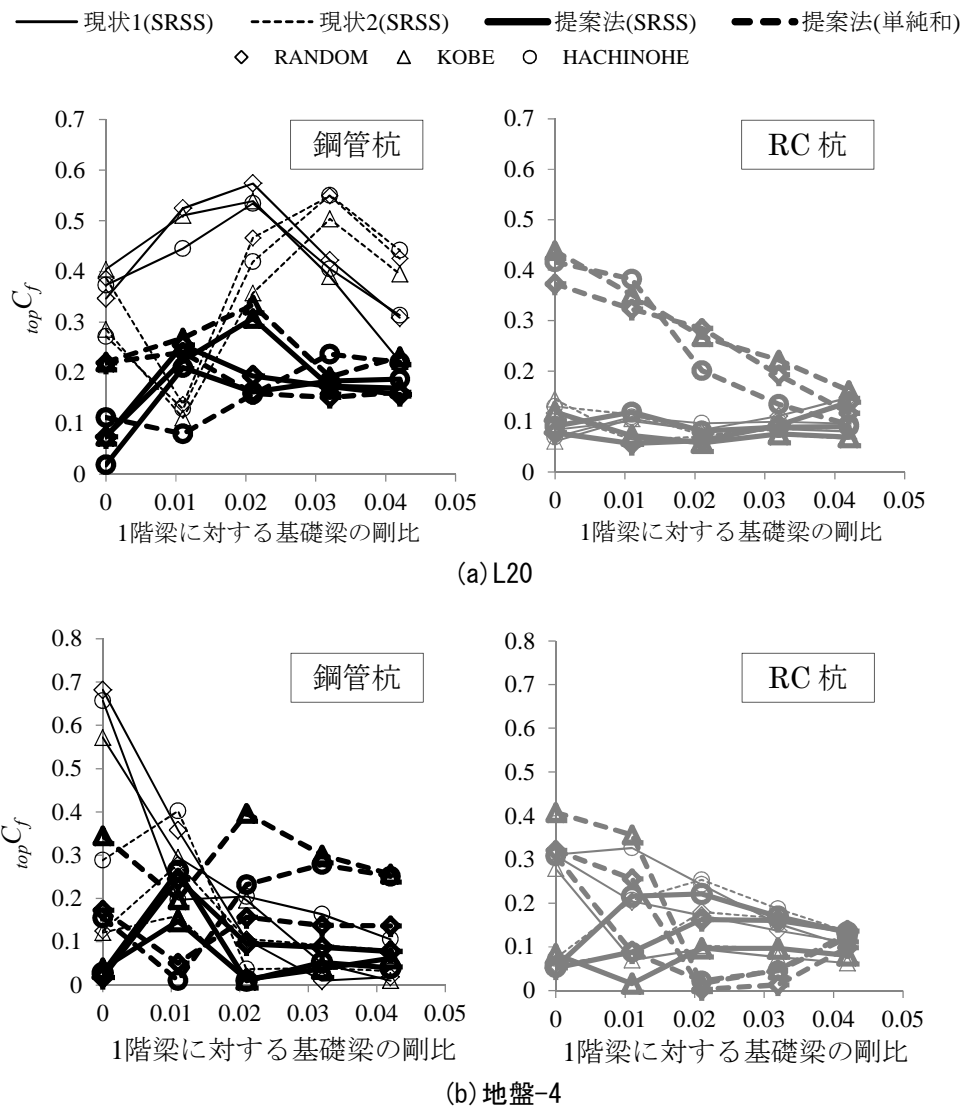


図 5.36 杭頭に対する整合性指標 : $_{top}C_f$

続いて、杭全域に対する安全性指標 $all S_f$ の導出結果を図 5.37 に示す。SRSS の評価結果を比較すると、鋼管杭では、総じて現状 2 の $all S_f$ が最も大きく、提案法、現状 1 の順に小さくなっており、特に現状 1 では危険側の評価が目立つ。提案法の $all S_f$ は全ケースに亘って 1 付近で分布しており、最も安定した合理的な評価となっているが、地盤-4 でやや危険側の評価も散見される。RC 杭も概ね同様の傾向だが、地盤-4 では殆どのケースで危険側の評価となっている。

次に、提案法における SRSS と単純和とを比較すると、L20 では SRSS でも概ね安全側の評価となるため、単純和がやや過大評価となるが、地盤-4 では SRSS の場合に危険側の評価が多いため、特に RC 杭では単純和とする方が設計上妥当とみなせる。

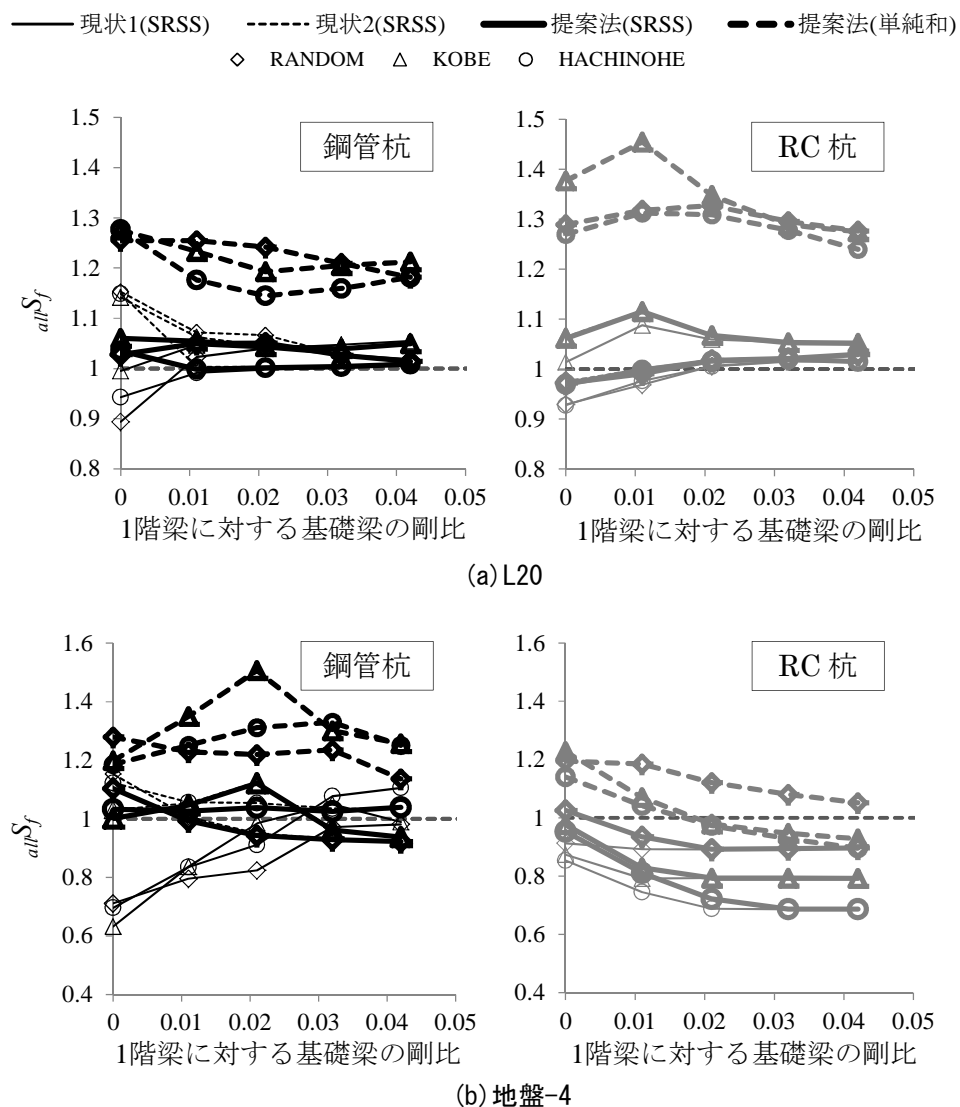


図 5.37 杭全域に対する安全性指標 : $all S_f$

杭頭に対する安全性指標 $_{top}S_f$ の導出結果を図 5.38 に示す。SRSS の評価結果を比較すると、図 5.37 の杭全域とは異なり、鋼管杭では必ずしも現状 2 が現状 1 よりも大きいという傾向はなく、基礎梁剛比によって非常にばらついた値となっている。提案法は基礎梁剛比に依らず安定した評価となる傾向はあるが、危険側の評価となっているケースが目立つ。RC 杭は、L20 では提案法が 1 付近に分布する傾向があるが、地盤-4 では殆どが危険側の評価となっている。

次に、提案法における SRSS と単純和を比較すると、L20、地盤-4 とともに単純和とすることで概ね安全側の評価に移行する結果となる。

以上、図 5.35～図 5.38 に示す結果より、今後の課題とした応力の重ね合わせ方法により設計上の妥当性に差異が見られたものの、提案法を導入することで杭応力の合理的な評価が可能となることがわかる。ここで、提案法における応力の重ね合わせ方法に着目すると、整合性指標については明らかに単純和よりも SRSS の値が小さくなる傾向があり、SRSS の方が概ね合理的な評価と判断できる。一方、安全性指標については、例えば、図 5.37 (a) の RC 杭の場合、SRSS の指標値が概ね 1 以上で分布しているものの、一部で $S_f < 1.0$ となる危険側の評価も見られ、単純和と比較した場合にどちらが合理的な評価となるかの判断が難しい。そこで、

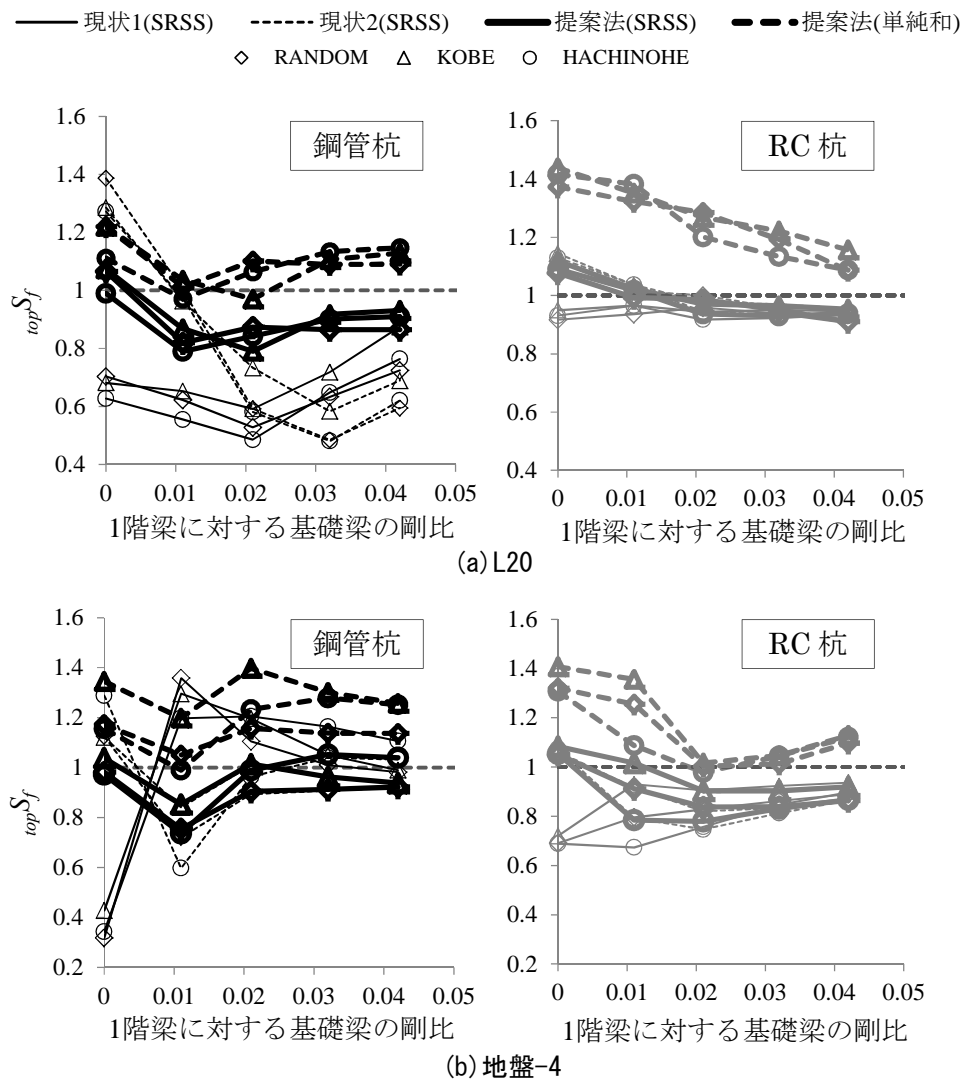


図 5.38 杭頭に対する安全性指標 : $_{top}S_f$

本論文においては精算解との整合性に重点を置き、安全性指標については1に近い手法を合理的な評価とみなすこととする。具体的には、 $S_f < 1.0$ となる評価があっても「 $S_f > 1.0$ となるプロットの個数が半数以上、かつ、安全性指標の最小値が0.90以上」であればSRSSでも合理的な評価とみなす。表5.6は合理性の判断基準値を導出した結果であり、太線枠は合理的な評価と判断したものを示す。ただし、あくまで本論文における判断基準であり、一般的な設計法に対する合理性の判断基準として主張するものではないことに留意されたい。

表 5.6 安全性指標を用いた応答変位法の重ね合わせ方法に対する合理性の評価

安全性指標	応答変位法の重ね合わせ方法(提案法)	L20				地盤-4			
		鋼管杭		RC杭		鋼管杭		RC杭	
		$S_f > 1.0$ の割合(%)	安全性指標の最小値	$S_f > 1.0$ の割合(%)	安全性指標の最小値	$S_f > 1.0$ の割合(%)	安全性指標の最小値	$S_f > 1.0$ の割合(%)	安全性指標の最小値
杭全域 $all S_f$	SRSS	93.3	1.00	73.3	0.97	60.0	0.92	6.7	0.69
	単純和	100.0	1.15	100.0	1.24	100.0	1.14	60.0	0.90
杭頭 $top S_f$	SRSS	13.3	0.79	33.3	0.91	26.7	0.74	26.7	0.78
	単純和	86.6	0.97	100.0	1.09	93.3	0.99	93.3	0.98

*太線枠: $S_f > 1.0$ となるプロットの個数が半数以上、かつ、安全性指標の最小値が0.90以上となり、本論文の判断基準で合理的とみなした重ね合わせ方法

表5.6によると、杭全域では地盤-4のRC杭のみ単純和が合理的な評価と判断される。これは、建物と地盤の1次固有周期の関係、地盤-4の高次モード震動の影響等、主に地盤特性に起因すると考える。一方、杭頭では全て単純和が合理的な評価と判断される。

ここで、自由地盤の頂部変位とそれに繋がる基礎部(基礎梁の質点)の加速度の軌跡の一例を図5.39に示す。図5.39によると、両者には逆位相となる傾向が見られる。このことは、正弦波の変位と加速度に π の位相差があることから概ね理解でき、基礎部の慣性力と地盤変形の各最大値が同方向に作用する傾向があることを示している。表5.6において杭頭では単純和が合理的な評価と判断されること、並びに、図5.39で見られる傾向や提案法において図5.22(b)を導入したことも併せて考慮すると、特に図5.22(b)の解析で杭頭部の応力が決まる場合には単純和による評価が望ましいと考える。

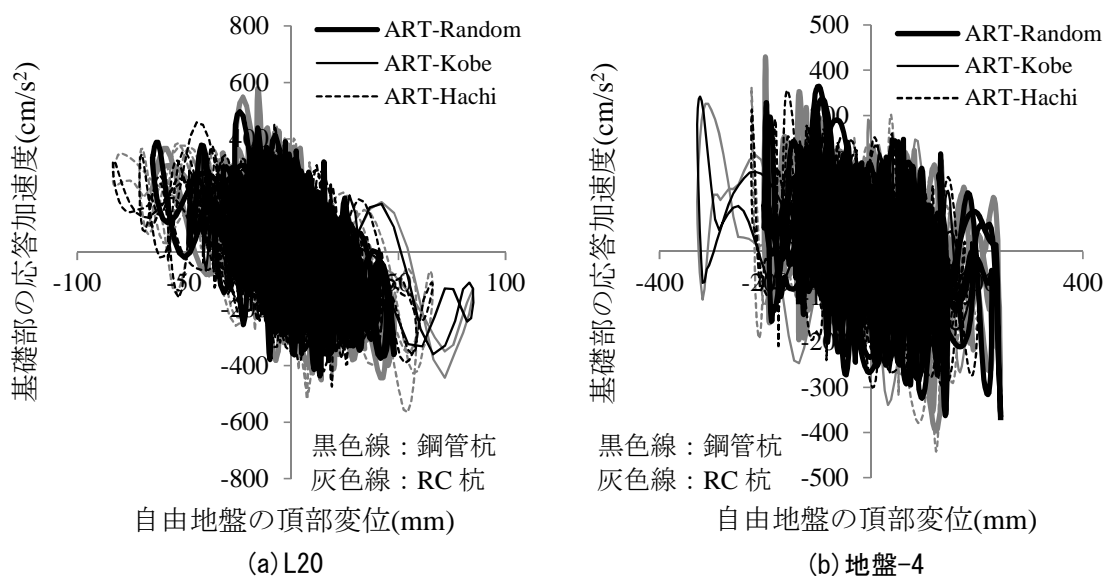


図 5.39 基礎部の応答加速度と自由地盤の頂部変位の軌跡

続いて、提案法と現状2の関係について考察する。杭の最大曲げモーメント分布について、提案法と現状1および2を比較すると、現状2の方が提案法による応力評価結果に近い場合が多く、地盤-4の図5.32および図5.33の結果にも現れているように、両者に殆ど差異が無いケースも散見される。

整合性指標(図5.35および図5.36)において現状2と提案法を比較すると、両者が同程度の指標値になるケースが多いものの、現状2が提案法よりも大きな値を示すケースも散見される。また、安全性指標(図5.37および図5.38)においても、提案法が安定して1に近いのに対し、現状2にはばらつきがあり1から離れているケースが見られる。

提案法と現状2の解析条件の違いは、「①積層ゴムからの曲げモーメント分配率 α_M 」および「②P- Δ 効果の曲げモーメント分配が0となる時に生じる杭頭曲げモーメント(図5.22(b))」の考慮の有無である。①は回転剛性比による指標 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ を用いて評価した値である。②は杭頭の拘束効果に応じて生じる条件であるが、回転剛性比 K_{rp} / K_B は杭頭の曲げ回転変形のし易さ、つまり、杭頭の拘束効果に関連する指標でもあり、 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ は①および②のいずれにも関連する指標と考えられる。

そこで、 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ と杭全域に対する整合性・安全性指標との関係をプロットした図を図5.40に示す。白色プロットがL20、灰色プロットが地盤-4を示しており、 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ の増加に伴って現状2(細線プロット)と提案法(太線プロット)の指標値に差異が生じ、現状2の設計法としての合理性が低下していく様子がわかる。

◇ RANDOM △ KOBE ○ HACHINOHE L20: 白色プロット 地盤-4: 灰色プロット

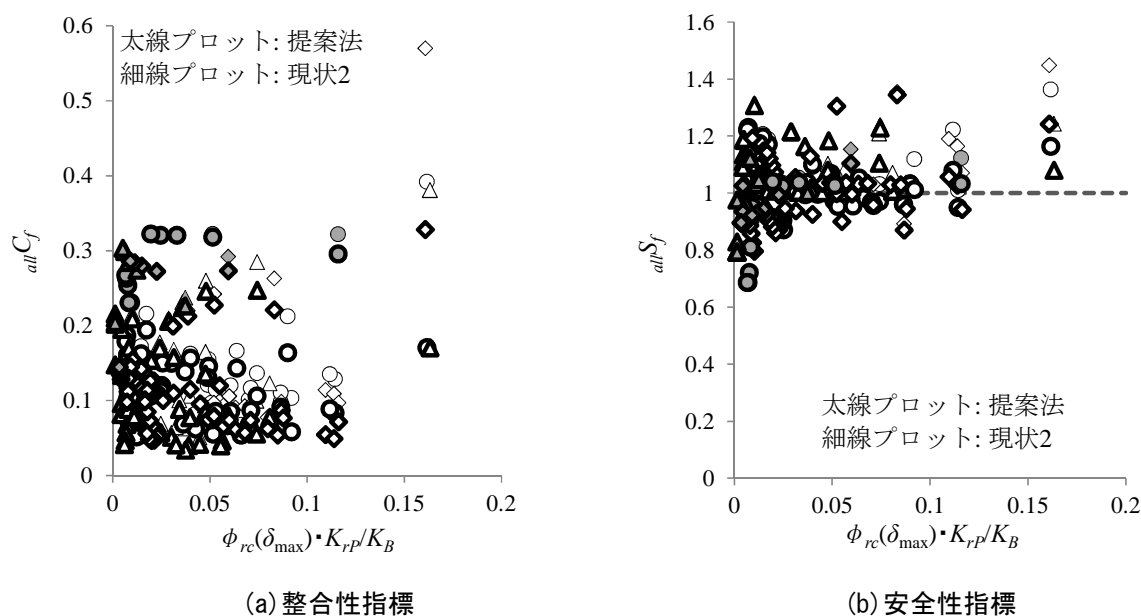


図5.40 杭全域に対する整合性・安全性指標と $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$ の関係