

図 5.40 において, 現状 2 の指標値から提案法の指標値を差し引いた値と  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  との関係プロットした図 5.41 によると,  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  が 0.05 程度より小さい場合に提案法と現状 2 の指標値の差が全て  $\pm 0.05$  以下となっている。このことは両者の杭全域の応力分布に殆ど差が無いことを意味する。

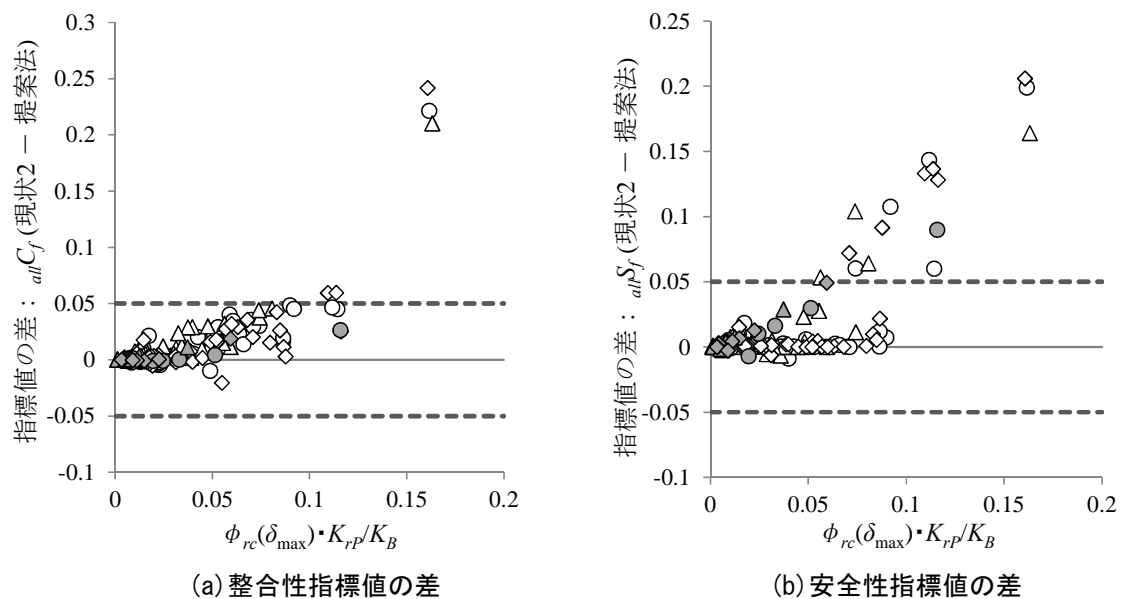


図 5.41 杭全域における現状 2 と提案法の整合性・安全性指標値の差と  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  の関係

同様に、 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  と杭頭に対する整合性・安全性指標との関係をプロットした図を図 5.42 に示し、図 5.42 において現状 2 の指標値から提案法の指標値を差し引いた値と  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  との関係をプロットした図を図 5.43 に示す。

杭全域の場合と同様に、図 5.42 においても  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  の増加に伴って現状 2 と提案法の指標値に差異が生じている。また、図 5.43 より  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  が 0.025 程度より小さい場合に提案法と現状 2 の指標値の差が全て  $\pm 0.05$  以下となることがわかる。

以上より、本研究で行った解析の範囲では、 $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  の値が 0.025 より小さい場合に提案法と現状 2 の杭の曲げモーメント分布に殆ど差異が無いと判断できる。このことは、提案法による評価の必要性が  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  の値で概ね判別可能であることも意味しており、今後、様々な条件下で同様の解析的検討を行うことで、より明確な判別が可能になるものとする。

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

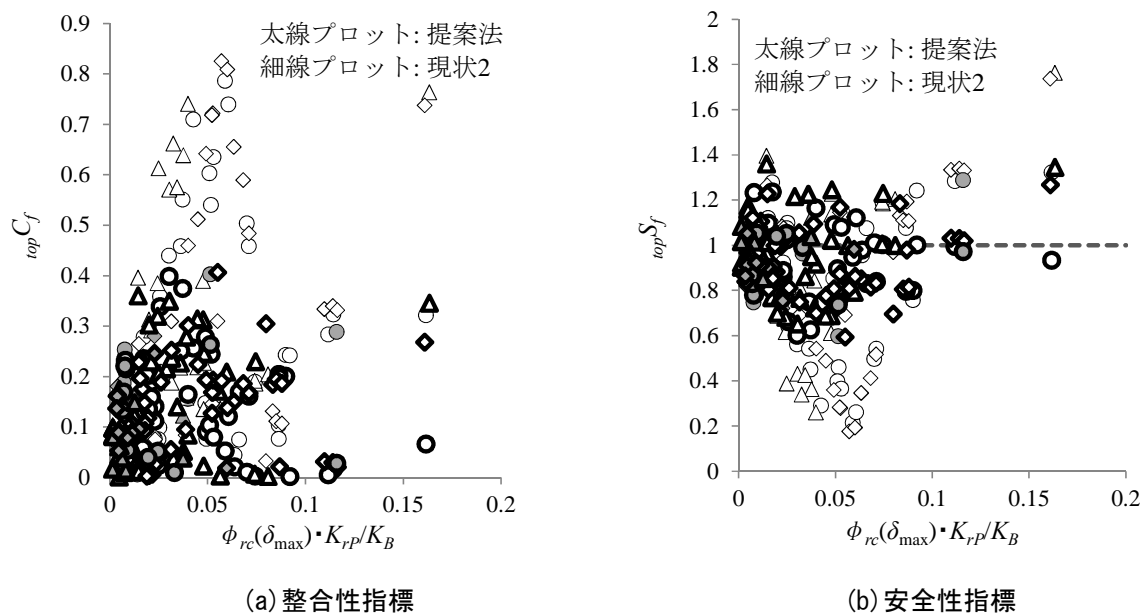


図 5.42 杭頭に対する整合性・安全性指標と  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp} / K_B$  の関係

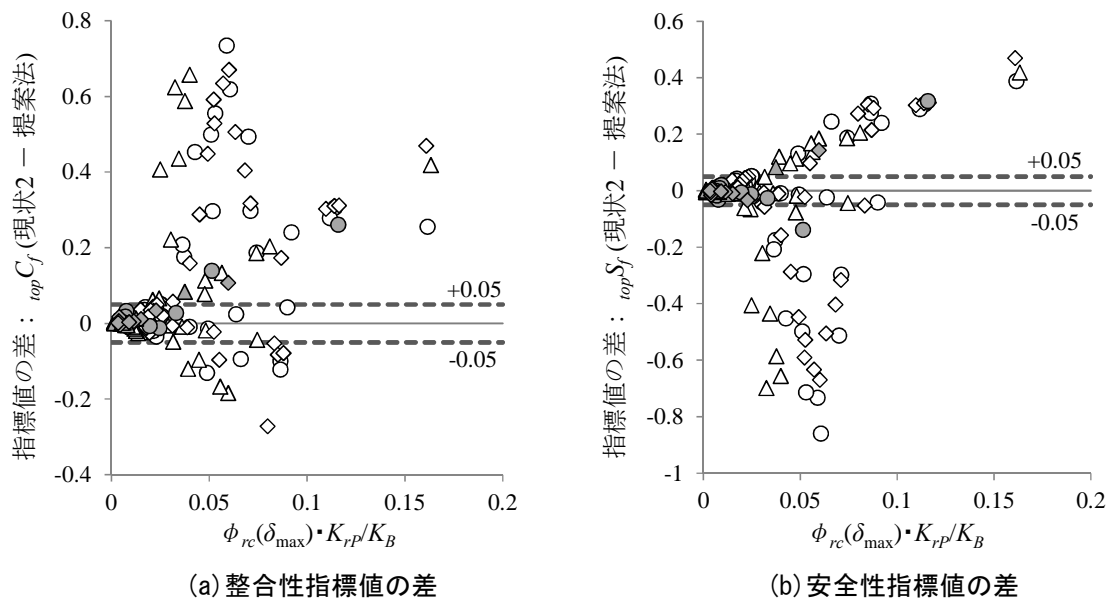


図 5.43 杭頭における現状 2 と提案法の整合性・安全性指標値の差と  $\phi_{rc}(\delta_{max}) \cdot K_{rp}/K_B$  の関係

## 5.8 提案法の適用手順

杭頭免震構造の杭基礎に対して、本研究で提案する応答変位法（提案法）の適用手順を下記に示す。

- i) 慣性力作用時の設計用解析モデルは2種類とし、図5.22(a)および(b)の荷重・境界条件それぞれでモデル化を行う。図5.44に示すように、それぞれのモデルで荷重増分解析を行い、得られた応力分布を包絡したものを慣性力作用時の応力分布とする。
- ii) 地盤変形作用時の設計用解析モデルには、積層ゴム中央高さに積層ゴムの初期曲げ回転剛性に相当する回転ばねを設ける。図5.45に示すように、従来と同様に地盤応答解析による最大水平変位等を水平地盤反力ばねに強制変位として与え、地盤変形作用時の応力分布を得る。
- iii) 上記i)およびii)の応力分布を重ね合わせて評価する（重ね合わせ方法は、例えば、時松ら<sup>7)</sup>の提案による）。杭頭部付近については、応力の重ね合わせ方法を単純和とするのが望ましい。

ただし、図5.22(a)の曲げモーメント分配率 $\alpha_M$ の算定に使用した図5.24は限られた条件下での結果であり、4章の図4.24で示した積層ゴムの鉛直荷重に対する依存性、鋼材ダンパー等の降伏せん断力係数による依存性等があることに留意されたい。

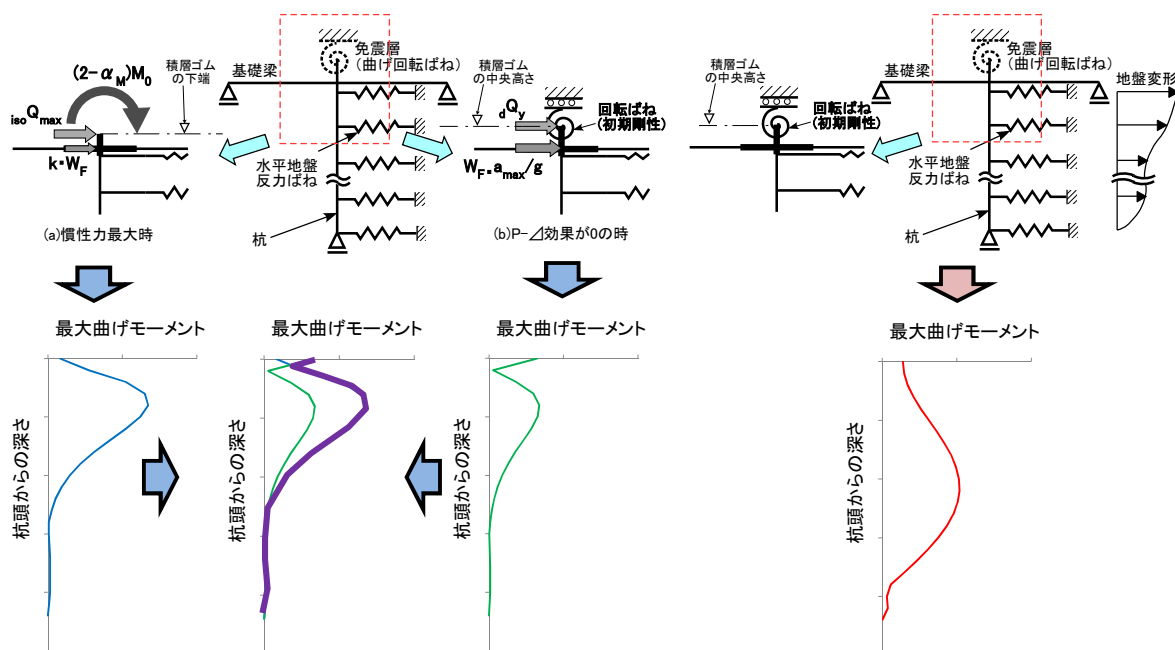


図 5.44 提案法における慣性力作用時の解析手順

図 5.45 提案法における地盤変形作用時の解析

## 5.9 まとめ

杭頭免震構造の杭基礎を対象とし、地震応答解析による精算解と現状の設計用解析モデルを用いた応答変位法による評価との比較・考察を行い、現状設計の問題点を明らかにした。また、その問題点を考慮した杭頭免震構造の杭基礎に対する設計用解析モデルと応答変位法への適用法を提案し、その適用性についても明らかにした。本研究で得られた結論を以下に示す。

- (1) 応答変位法に用いる慣性力作用時の設計用解析モデルについて、積層ゴム部に回転ばねを設ける現状を想定した設計用解析モデルを用いて応答変位法による評価を行った結果、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なかった。積層ゴムの非線形性や地盤震動の影響を考慮した等価な曲げ回転ばねをモデル化することは極めて困難なため、現状のモデル化方法では積層ゴム部の曲げモーメント分配を適正に評価できないと考える。
- (2) 基礎梁の剛性が高い一般的な基礎免震構造と異なり、杭頭免震構造は、上部構造からの慣性力が最大となる時ではなく、P- $\Delta$ 効果による曲げモーメントが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ことがわかった。
- (3) 積層ゴムの曲げモーメント分配率および現状考慮されていない上記(2)の現象を組み込んだ応答変位法の適用法を提案し、当該適用法により杭頭免震構造における杭基礎の応力を合理的に評価できることを示した。
- (4) 現状1および2と提案法の杭の曲げモーメント分布について、精算解に対する整合性と安全性を定量的に評価し提案法の優位性を示した。また、杭頭部の応力については、応答変位法の応力の重ね合わせ方法を単純和とした方が設計上妥当な評価となることがわかった。

## 5章 参考文献

- 1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 上田英明，村田鉄雄，森清隆，樋渡健，山崎康雄，鶴田敦士，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 9 杭頭回転角を考慮した杭設計用荷重の算定方法について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.473-474，2016.8
- 7) 時松孝次，鈴木比呂子，佐藤正義：地盤-杭-構造物系動的相互作用が杭応力に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第 587 号，pp.125-132，2005.1
- 8) 日本建築学会：免震構造設計指針，2013
- 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 682 号，pp.1873-1880，2012.12

## 6章 結論

### 6.1 結論

免震構造における建設コストの削減を目的とし、近年、物流施設等で数多く採用されている杭頭免震構造だが、その合理性だけが注目され、杭頭の曲げ回轉變形に伴う積層ゴムの力学特性変化や地盤震動も含めた動的挙動の影響が不明確なままに実用化が進んでいる。

本研究では、杭頭免震構造を対象として積層ゴムの曲げ回轉變形や建物と地盤の動的相互作用を考慮できる連成振動解析モデルを構築し、地震応答解析によるパラメトリック・スタディを行い、動的挙動や地盤震動を考慮した形で種々の構造特性を定量的に評価した。また、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解析検討を行い、杭頭免震構造における現状の課題がそれらの構造特性に与える影響も定量的に評価した。更に、杭頭免震構造の構造特性を評価する上で最も重要な積層ゴムの力学特性について、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とともに、杭頭免震構造の杭基礎を対象とした汎用的な設計用解析モデルと応力評価法を提案した。

本研究から得られた主な成果を以下に示す。

2章では、杭頭免震構造の種々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示した。連成振動解析モデルは地震応答解析による検討に使用するもので、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た。魚骨型の上部構造モデルの下部に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み、積層ゴムモデルの下部には基礎梁および杭の要素を設け、杭要素から水平地盤反力ばねを介して自由地盤モデルに接続している。自由地盤モデルの下端には工学的基盤の半無限性を表すダッシュポットを設け、地震波はこのダッシュポットを介して入力するようにした。Penzien型モデルとすることで地盤と建物の動的相互作用を考慮可能とし、水平地盤反力ばねと自由地盤モデルには地盤の非線形性を考慮した。更に、積層ゴムには、杭頭の曲げ回轉變形に伴う力学特性の変化を考慮できる解析モデルを使用し、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。

3章では、杭頭免震構造における種々の動的構造特性を定量的に評価した結果を示した。まず、連成振動解析モデルと現状を想定した基礎固定の設計用解析モデルのそれぞれにおいて、基礎梁剛性、杭種別（鋼管杭、RC杭）、一様地盤のN値を解析変動因子とした地震応答解析を行い、それぞれの解析モデルで上部構造の応答特性を定量的に評価した。その結果、N値1のような軟弱地盤では現状解析モデルの方が最大で2倍程度も応答を過大評価する一方で、N値5以上の地盤で特にRC杭のように剛性の高い杭を使用した場合、連成振動解析モデルの上部構造応答が現状解析モデルよりも大きくなる場合があることを示した。後者の現象は、杭頭免震構造の杭頭拘束の低さに起因して杭が曲げ変形せずに振動して上部構造への地震入力が増幅する現象であり、杭頭免震構造の場合には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を示した。また、積層ゴムの力学特性として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、連成振動解析モデルにより動的挙動を考慮した形でそれらの力学特性値を定量的に評価した。これについては、既往研究で行われている慣性力のみを外力とした静的解析でも同様の定量的評価を行い、それぞれの評価値に差異がある

ことを示した。最後に、設計適用範囲を明確にすることを目的として、中間層免震構造で指摘されるモード連成作用と呼ばれる上部構造の応答増幅現象について検討を行い、杭頭免震構造において同現象が上部構造の応答に与える影響は小さく設計上の問題は生じないことを示した。

4章では、杭頭免震構造の構造特性を評価する上で最も重要な積層ゴムの力学特性について、動的挙動を考慮した力学特性の評価法を提案した。まず、3章で定量的評価を行った積層ゴムの等価水平剛性と曲げモーメント分配率について、地震応答解析の評価と既往研究の静的解析による評価が異なる原因について考察を行い、地盤震動が積層ゴムの力学特性に影響を与えること、下部構造の特性に応じてその影響度合いが異なることを示し、動的挙動や地盤震動を考慮することの重要性を示した。また、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線形関係とはならないことを示し、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が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する考えを示した。次に、定量化された積層ゴムの各力学特性値が、積層ゴムの曲げ回転剛性  $K_{r,p}$  を下部構造の回転剛性  $K_B$  で除した回転剛性比  $K_{r,p}/K_B$  を用いた線形近似式で表せることを示し、積層ゴムの力学特性評価法として提案した。更に、積層ゴム上部の拘束条件、表層地盤の層構成、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を用いた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。

5章では、杭頭免震構造の杭基礎に対する設計用解析モデルと応答変位法への適用法を提案した。まず、杭基礎の応力分布について、連成振動解析モデルによる地震応答解析の評価と、現状を想定した設計用解析モデルによる応答変位法の評価との比較を行った。その結果、現状の設計用解析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を適正に評価できないことを示した。また、その原因が現状の設計用解析モデルにおける積層ゴムの曲げ回転ばねにあることを示すとともに、複雑な非線形性を有する積層ゴムの曲げ回転ばねのモデル化は極めて困難なため、現状のモデル化方法では積層ゴム部の応力分配を適正に評価できないとする考えを示した。更に、基礎梁の剛性が高い一般的な基礎免震構造と異なり、杭頭免震構造は上部構造からの慣性力が最大となる時ではなく、P- $\Delta$ 効果による曲げモーメントが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ことを示した。次に、4章で評価法を提案した積層ゴムの曲げモーメント分配率や上記の杭頭免震構造特有の現象をモデル化した汎用的な設計用解析モデルと応答変位法への適用法（提案法）を示し、地震応答解析による評価との比較により提案法が杭基礎の応力を合理的に評価できることを示した。また、提案法について精算解に対する整合性と安全性を定量的に評価して提案法の優位性も示した。



## 6.2 今後の課題

今後の課題としては、まず、杭頭免震建物への地震入力の評価が挙げられる。3.3節において、杭頭免震構造特有の杭頭拘束の低さに起因し上部構造への地震入力が増幅する現象があることを示したが、増幅した入力値を評価するには至っていない。この課題に対しては、本研究の連成振動解析モデルのように Penzien 型モデルとすることで対応可能だが、汎用性の観点では増幅率を簡易的に評価する方法等が望まれる。

本研究で提案した積層ゴムの等価水平剛性評価法については、軟弱地盤におけるパルス性地震波に対する適用性が課題である。本論で設定した解析変動因子の範囲において、当該評価法は、N 値 1 の軟弱な一様地盤で地震波が ART-Kobe の場合に適用できない状況である。実際の設計において ART-Kobe のようなパルス性地震波で設計用地震力が決定されることが少なくないことを考慮すると、パルス性地震波への対応について検討する必要があると考える。

積層ゴムの力学特性評価法全般に対しては、解析変動因子の範囲を拡大して整理することも課題である。4章で示した積層ゴムの力学特性評価法は限られた条件下での結果であり、今後、様々な条件下で同様の検討を行うことにより、評価法の適用範囲の拡大と信頼性の向上を図ることができると考える。

杭頭免震構造に限定したものではないが、応答変位法における慣性力成分と地盤変形成分の重ね合わせ方法も課題である。本研究では原則として二乗和平方根で重ね合わせて評価したが、地震波によっては慣性力と地盤変形との位相差特性に起因して二乗和平方根では危険側となる結果も見られた。応答変位法の重ね合わせ方法は、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難しい課題であるが、今後の重要な課題の一つと考える。

杭や基礎梁の非線形性や地盤の液状化による影響についても課題である。本研究では、解析変動因子による差異を明瞭に捉えることと傾向分析に重点を置き、基礎梁および杭の非線形性や地盤要素の液状化が及ぼす影響を考慮していないが、それらの影響も考慮して構造特性を考察することは設計適用範囲を明確にする上でも重要であると考えられる。

最後に、隅部の積層ゴムに発生する変動軸力を考慮した検討も今後の課題である。本研究では、中柱部を対象として積層ゴムに作用する鉛直荷重が変動しないものとして検討を行ったが、隅部の積層ゴムには変動軸力が発生し、当然、積層ゴムの力学特性にも影響を及ぼすと推測される。隅部の変動軸力の影響を考慮できる解析モデルを構築して当該影響を定量的に評価し、必要に応じて変動軸力の影響を設計用解析モデルに組み込むことも考えられる。



## 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

2章の2.1節で述べたように、本研究の地震応答解析および静的解析では、使用する積層ゴムモデルの特殊性および詳細な分析の必要性から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。FA2Dによる積層ゴムモデルの出力値の妥当性については2章の2.3.3項において検証結果を示した。ここでは、地盤関連要素に使用した双曲線モデル<sup>1,2)</sup>および石原、吉田のH-Dモデル<sup>3)</sup>(以下、石原-吉田H-Dモデルと称す)を対象として解析プログラムの出力値の妥当性を検証した結果について示す。

### 付録1.1 非線形モデルの概要

#### (1) 双曲線モデル

双曲線モデルの概念図を付図1.1に示す。双曲線モデルは、骨格曲線をHardinとDrnevichの提案式<sup>4)</sup>である付式(1.1)とし、当該骨格曲線にMasing則<sup>1)</sup>を適用した付式(1.2)を履歴曲線とする非線形モデルである。 $F$ は荷重、 $x$ は変形、 $K_0$ は初期剛性、 $F_{\max}$ は最大耐力を表す。Masing則は、骨格曲線を決めれば履歴曲線が自動的に定まる扱いやすい履歴則であり、後述の石原-吉田H-Dモデルでも使用されている。なお、付式(1.1)にそのままMasing則を適用する双曲線モデルは、等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ が付式(1.3)のようになり、HardinとDrnevichによる付式(1.4)<sup>4)</sup>よりも減衰を過大に評価することが知られている。

$$\text{骨格曲線: } F = \frac{K_0 \cdot x}{1 + \left| \frac{K_0 \cdot x}{F_{\max}} \right|} \quad \text{付式(1.1)}$$

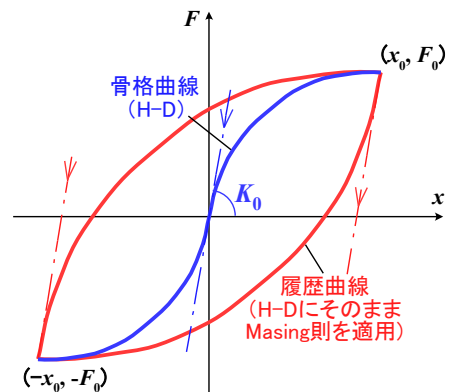
$$\text{履歴曲線: } F = F_0 + \frac{K_0 \cdot (x - x_0)}{1 + \left| \frac{K_0 \cdot (x - x_0)}{2F_{\max}} \right|} \quad \text{付式(1.2)}$$

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \left[ 1 + 2 \frac{x_{0.5}}{x} \left\{ 1 - \left( 1 + \frac{x_{0.5}}{x} \right) \cdot \ln \left( 1 + \frac{x}{x_{0.5}} \right) \right\} \right] \quad \text{付式(1.3)}$$

$x_{0.5}$ : 骨格曲線の割線剛性  $K$  が初期剛性  $K_0$  の 1/2 になる時の変形

$$h_{eq} = h_{\max} \left( 1 - \frac{K}{K_0} \right) \quad \text{付式(1.4)}$$

$h_{\max}$ : 最大減衰定数



付図 1.1 双曲線モデルの概念図

## (2) 石原-吉田 H-D モデル

石原-吉田 H-D モデルの骨格曲線と履歴曲線の概念図を付図 1.2 に示す。石原-吉田 H-D モデルは、骨格曲線には Hardin と Drnevich の提案式である付式(1.1)を適用し、別途設定した仮想の骨格曲線に Masing 則を適用して任意の減衰定数を持つ履歴曲線を作る方法である。ここでは、仮想の骨格曲線にも Hardin と Drnevich の付式(1.1)を適用し、Hardin と Drnevich の付式(1.4)に基づいて履歴曲線を得る方法について述べる。

除荷点 $(x_0, F_0)$ に達した時点の仮想の骨格曲線とそれに基づく減衰特性は下記の2つの条件を満たせば良い。

- ① 仮想の骨格曲線は $(x_0, F_0)$ を通る。
- ② 仮想の骨格曲線に Masing 則を適用した場合の等価粘性減衰定数が付式(1.4)を満たす。

仮想の骨格曲線に Hardin と Drnevich の付式(1.1)を用いる場合、上記①を満たす初期剛性 $K_{hd}$ は付式(1.5)で求められる。

$$F_0 = \frac{K_{hd} \cdot x_0}{1 + \left| \frac{K_{hd} \cdot x_0}{K_{hd} \cdot x_{0.5}} \right|} \Leftrightarrow K_{hd} = \frac{F_0}{x_0} \left( 1 + \left| \frac{x_0}{x_{0.5}} \right| \right) \quad , (x_{0.5}: \text{未知数}) \quad \text{付式(1.5)}$$

次に、上記②を満たすには、除荷点を $(x_0, F_0)$ とした等価粘性減衰定数を付式(1.6)で定め、仮想の骨格曲線に Masing 則を適用した場合の減衰定数を表す付式(1.7)と等号で結んで得られた付式(1.8)により  $x_{0.5}$  を導出する。なお、FA2D においては、 $x_{0.5}$  の導出に二分法<sup>5)</sup>を使用している。

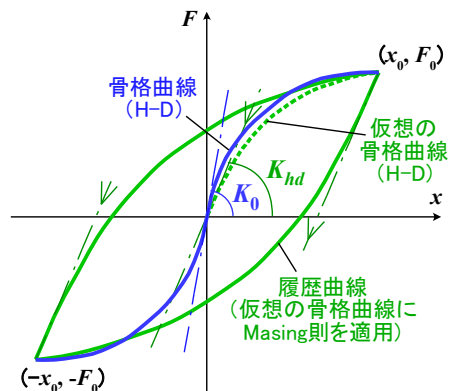
$$h_{eq} = h_{\max} \left( 1 - \left| \frac{F_0}{K_0 \cdot x_0} \right| \right) \quad \text{付式(1.6)}$$

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \left[ 1 + 2 \frac{x_{0.5}}{x_0} \left\{ 1 - \left( 1 + \frac{x_{0.5}}{x_0} \right) \cdot \ln \left( 1 + \frac{x_0}{x_{0.5}} \right) \right\} \right] \quad \text{付式(1.7)}$$

$$f(x_{0.5}) = \frac{2}{\pi} \left[ 1 + 2 \frac{x_{0.5}}{x_0} \left\{ 1 - \left( 1 + \frac{x_{0.5}}{x_0} \right) \cdot \ln \left( 1 + \frac{x_0}{x_{0.5}} \right) \right\} \right] - h_{\max} \left( 1 - \left| \frac{F_0}{K_0 \cdot x_0} \right| \right) = 0 \quad \text{付式(1.8)}$$

以上より、履歴曲線は付式(1.9)となる。

$$\text{履歴曲線: } F = F_0 + \frac{K_{hd} \cdot (x - x_0)}{1 + \left| \frac{K_{hd} \cdot (x - x_0)}{2K_{hd} \cdot x_{0.5}} \right|} \quad \text{付式(1.9)}$$



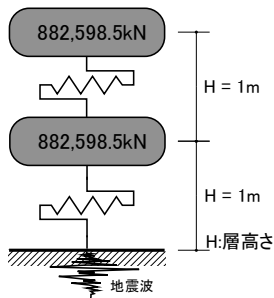
付図 1.2 石原-吉田 H-D モデルの概念図

## 付録 1.2 検証のための解析条件

検証のための地震応答解析の解析条件を下記に示す。

- (i) 解析モデルはせん断ばねで繋がれた付図 1.3 に示す 2 質点系モデルとした。
- (ii) せん断ばねは 2 層ともに同じ特性のものを設定し、非線形特性は双曲線モデルと石原-吉田 H-D モデルの 2 種類でモデル化した。せん断ばねの非線形特性の諸元を付表 1.1 に示す。 $\gamma_{0.5}$  はせん断ばねの割線剛性  $K$  が初期剛性  $K_0$  の 1/2 になる時のせん断歪を表す。最大耐力  $F_{max}$  は  $\gamma_{0.5}$  を用いて  $F_{max} = K_0 \times H \times \gamma_{0.5}$  で算定した<sup>1)</sup>。せん断歪  $\gamma_{0.5}$  および最大減衰定数  $h_{max}$  は、古山田ら<sup>6)</sup>が提案する砂質土の特性に基づいて設定しており(2 章の図 2.5 (b)を参照)、質点の重量はせん断歪が数%に達するように調整した。
- (iii) 減衰特性は履歴吸収エネルギーによるもののみとし、内部粘性減衰定数は 0 とした。
- (iv) 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、地震波の位相特性は乱数とした。地震波の時刻歴波形および速度応答スペクトルを付図 1.4 に示す。
- (v) 地震応答解析は Newmark- $\beta$  法による直接積分法で行い、 $\beta$  値は 0.25、積分時間間隔は 0.001s とした。

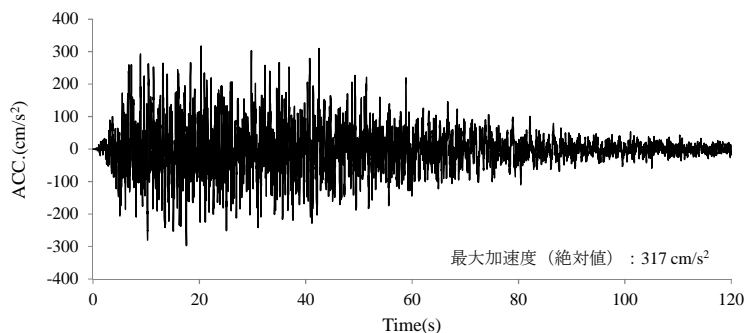
妥当性の検証は、解析プログラム「FA2D-Dynamic」による出力値と、両モデルを実装する構造計画研究所の汎用解析プログラム「Resp-F3T」の出力値との整合性を確認することにより行った。



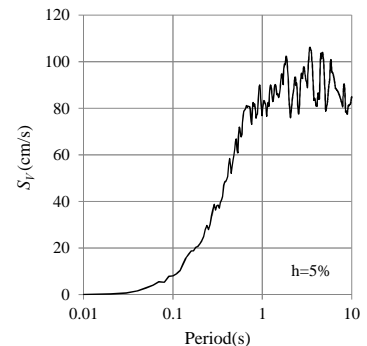
付図 1.3 2 質点系モデル

付表 1.1 せん断ばねの非線形特性の諸元

非線形モデル	$K_0$ kN/m	$F_{max}$ kN	$h_{max}$	$\gamma_{0.5}$
双曲線モデル	336846843	336846.8	-	0.001
石原-吉田 H-Dモデル	336846843	336846.8	0.21	0.001



(a) 時刻歴加速度波形



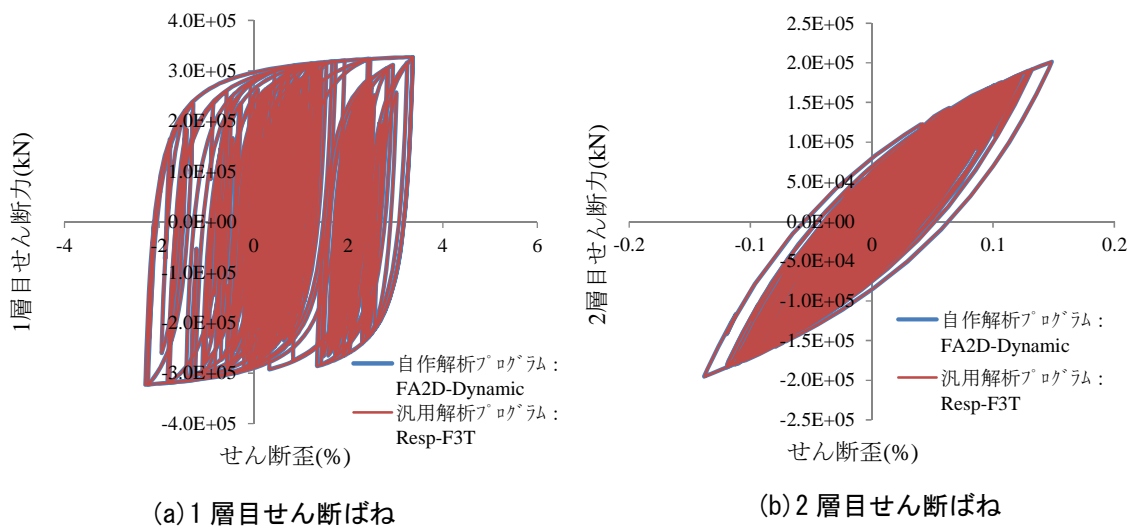
(b) 速度応答スペクトル

付図 1.4 入力地震波の諸元

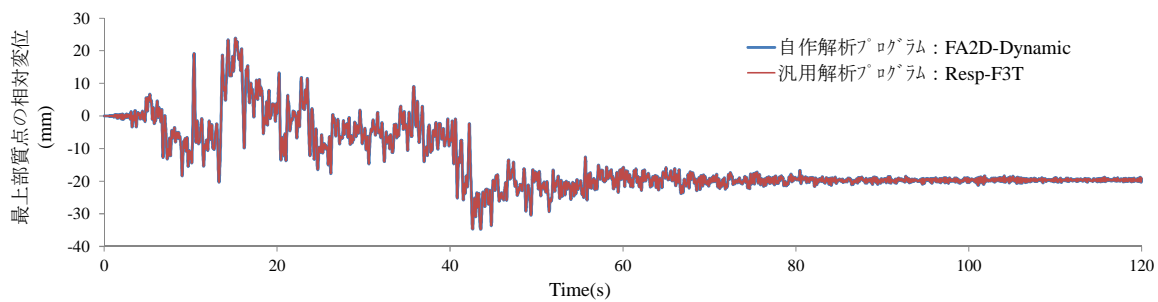
## 付録 1.3 解析結果

### (1) 双曲線モデル

下から1層目および2層目のせん断ばねのせん断力-せん断歪関係を付図 1.5, 最上部質点の時刻歴相対変位を付図 1.6 に示す。いずれの図においても両解析プログラムの出力値は整合しており, せん断歪に着目すると最大3%程度まで一致していることが確認できる。



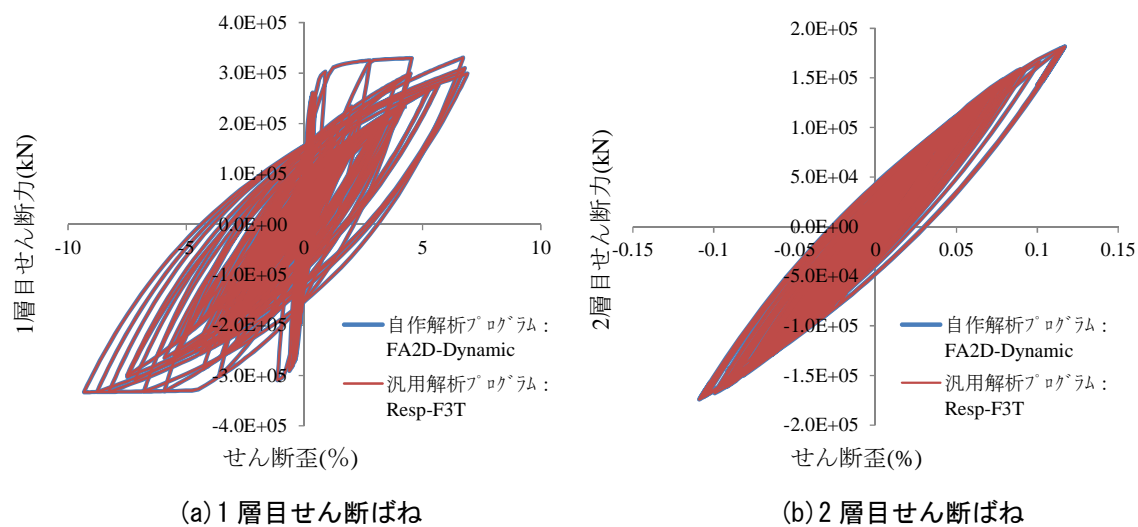
付図 1.5 せん断ばねのせん断力-せん断歪関係 (双曲線モデル)



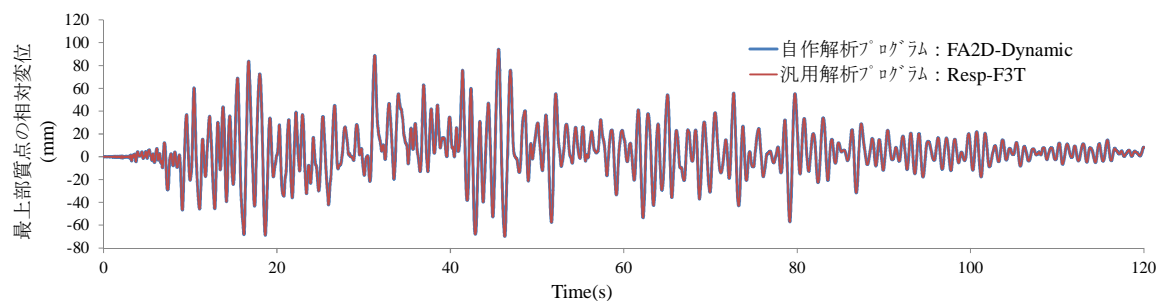
付図 1.6 最上部質点の時刻歴相対変位 (双曲線モデル)

## (2) 石原-吉田 H-D モデル

下から 1 層目および 2 層目のせん断ばねのせん断力-せん断歪関係を付図 1.7, 最上部質点の時刻歴相対変位を付図 1.8 に示す。いずれの図においても両解析プログラムの出力値は整合しており, せん断歪に着目すると最大 10% 程度まで一致していることが確認できる。



付図 1.7 せん断ばねのせん断力-せん断歪関係 (石原-吉田 H-D モデル)



付図 1.8 最上部質点の時刻歴相対変位 (石原-吉田 H-D モデル)

#### 付録 1.4 まとめ

双曲線モデルおよび石原-吉田 H-D モデルの出力値について、FA2D と汎用解析プログラムの整合性を検証した結果、せん断歪で最大 10%程度まで整合することを確認した。汎用解析プログラムの両モデルの出力値は十分に検証されたものと考えられることから、FA2D による双曲線モデルと石原-吉田 H-D モデルの出力値は妥当と判断した。



## 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

本論の4章において、杭頭免震構造における積層ゴムの等価水平剛性と曲げモーメント分配率を回転剛性比<sup>7)</sup>によって評価する方法を提案した。当該評価法は上部構造を柱 RC 梁 S 混合構造とした連成振動解析モデルの解析結果から導出されたものであるが、上部構造の構造種別が評価法の適用性に影響を及ぼす可能性がある。また、地盤についても表層地盤厚が20m の場合の解析結果のみで評価法が導出されており、その他の地盤条件が適用性に及ぼす影響も懸念される。

ここでは、下記の2ケースの条件について4章と同様の解析検討を行い、それらの条件が積層ゴムの力学特性と回転剛性比の関係に及ぼす影響について検討する。

- ① 上部構造の構造種別を剛性の低いS造および剛性の高いRC造とした場合:付録2.1
- ② 表層地盤厚30mの一様地盤とした場合:付録2.2

なお、②(付録2.2)の検討においては、杭種別による地盤震動の影響についても考察を行い、積層ゴムの力学特性と回転剛性比の関係では5章の検討で用いた「地盤-4」<sup>2)</sup>の場合の評価結果も併せて示す。

### 付録2.1 上部構造の構造種別が積層ゴムの力学特性評価に及ぼす影響

#### (1) 設定した上部構造の構造種別と解析条件

上部構造を剛性の低いS造および剛性の高いRC造とした場合について検討を行う。設定した上部構造の諸元と解析条件を下記に示す。

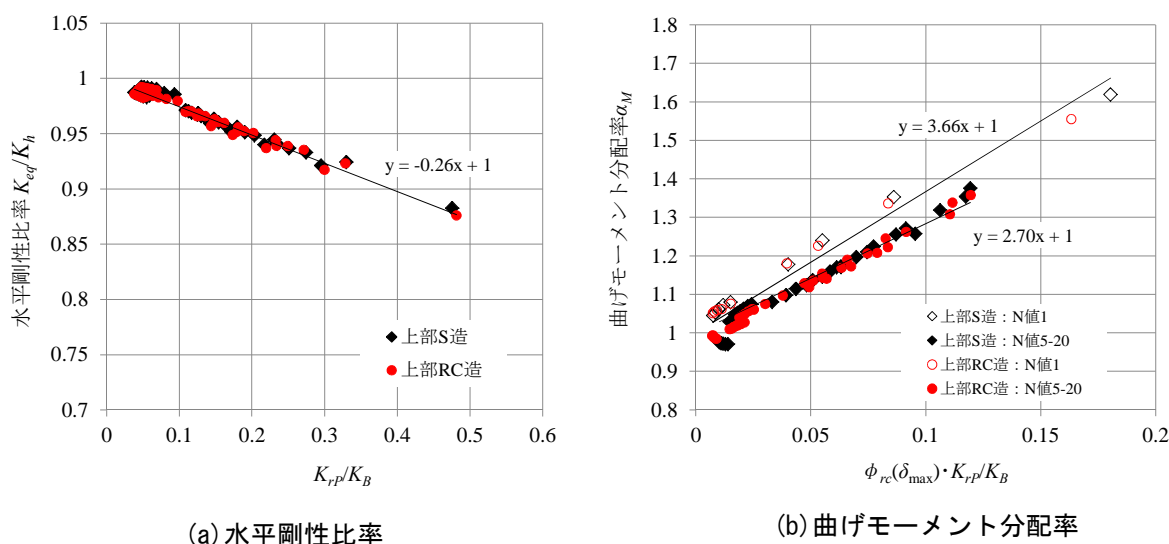
- (i) 解析モデルは上部構造を除いて3章の図3.1と同様の連成振動解析モデルとする。
- (ii) 解析変動因子も3章の表3.1と同様の基礎梁剛性、杭種別および地盤条件とする。
- (iii) 上部構造の設定条件を付表2.1に示す。S造、RC造いずれも3章の図3.1の連成振動解析モデルに対する変更箇所のみを示す。
- (iv) 入力地震波は3章の図3.2に示したART-Randomのみとする。
- (v) 時刻歴応答解析はNewmark-β法を使用し、β値は0.25とする。
- (vi) 積分時間間隔は0.001sとする。

付表2.1 上部構造の設定

構造種別	S造	RC造
2-4階梁	変更なし	RC造 幅 : 400mm せい : 900mm
1-3階柱	S造 550mm×550mm 厚25mm	変更なし
備考	-	Fc=36N/mm <sup>2</sup>

## (2) 上部構造の構造種別による積層ゴムの力学特性と回転剛性比の関係

上部構造を S 造および RC 造とした場合のそれぞれについて、積層ゴムの力学特性（水平剛性比率と曲げモーメント分配率）と回転剛性比の関係を付図 2.1 に示す。積層ゴムの力学特性と回転剛性比は 4 章と同様の方法で導出した。付図 2.1 より、上部構造の構造種別によらず 4 章で示した図 4.16 および図 4.19 の関係が成立していることがわかる。



付図 2.1 積層ゴムの力学特性と回転剛性比の関係

免震層の応答は建物総重量と免震層の剛性との関係に依存するところが大きい。従って、上部構造の構造種別が異なる場合でも、建物総重量が同じであれば積層ゴムの水平変形や曲げ回転角が大幅に乖離することはなく、積層ゴムの力学特性に及ぼす影響も概ね同様の傾向になると考えられる。ただし、4章の 4.3.5 項に示したように、積層ゴムの力学特性は鉛直荷重に対する依存性があるため、構造種別の変更に伴い建物重量が大きく変化する場合には注意が必要である。

## 付録 2.2 地盤条件が積層ゴムの力学特性評価に及ぼす影響

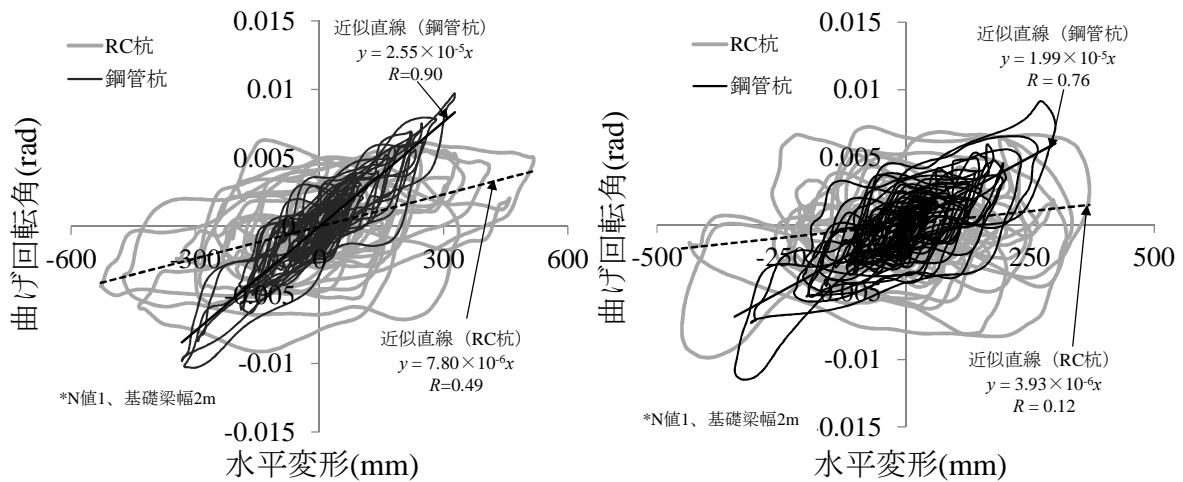
### (1) 設定した地盤条件と解析条件

表層地盤厚 30m の一様地盤とした場合について検討を行う。連成振動解析モデルの諸元と解析条件を以下に示す。

- (i) 3章の図 3.1 と同様の連成振動解析モデルを対象とし、表層地盤厚を 30m、杭長を 32m（杭先端 2m を工学的基盤に貫入）に変更する。
- (ii) 解析変動因子も 3章の表 3.1 と同様の基礎梁剛性、杭種別および地盤条件とする。
- (iii) 地盤条件の変更は基礎入力動や杭の変形に直接影響を及ぼすこととなるため、入力地震波は 3章の図 3.2 に示した全ての地震波（ART-Random, ART-Kobe, ART-Hachi）を対象とする。
- (iv) 時刻歴応答解析は Newmark- $\beta$  法を使用し、 $\beta$  値は 0.25 とする。
- (v) 積分時間間隔は 0.001s とする。

### (2) 積層ゴムの水平変形と曲げ回転角の連動性に及ぼす影響

積層ゴムの水平変形と曲げ回転角の軌跡の一例を付図 2.2 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。また、4章の図 4.8 で示した表層地盤厚 20m の場合の同軌跡も示す。付図 2.2 によると、4章の図 4.8 と同様に、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。4章の 4.2.2 項でも述べたように、上部構造の慣性力による長周期成分が支配的となる積層ゴムの水平変形に対し、曲げ回転角には地盤震動の周期成分が現れる。RC 杭において両者の連動性が低くなっているのは、剛性の高い RC 杭では曲げ回転角に地盤震動の影響がより強く現れるためである。ただし、いずれの杭においても 4章の図 4.8 よりも相関係数が高くなっており、表層地盤厚 30m の方が積層ゴムの水平変形と曲げ回転変形の連動性が僅かに良くなっている。

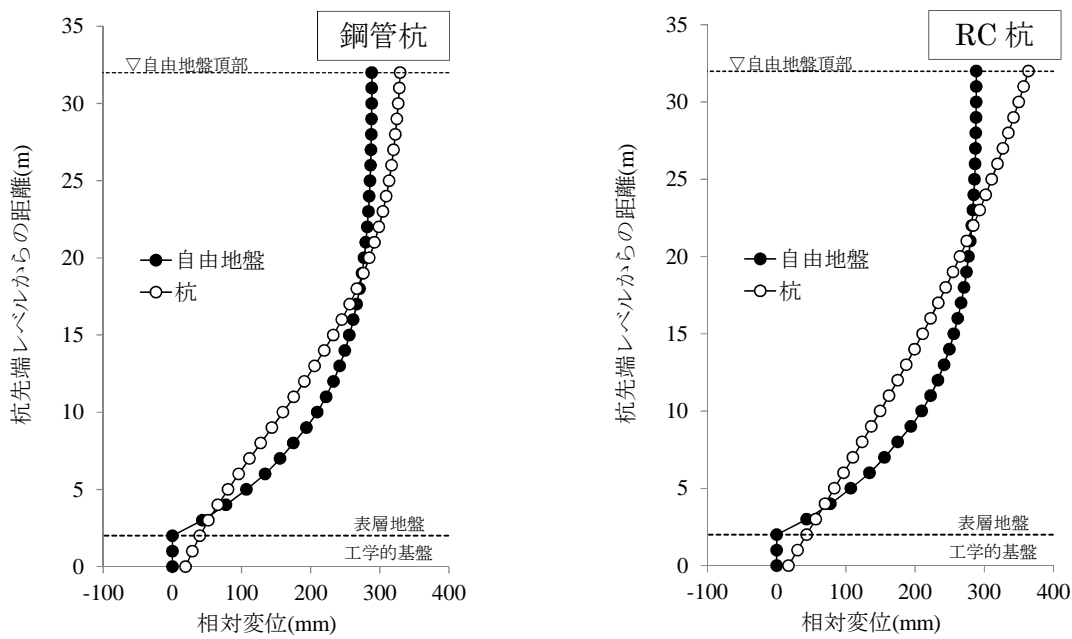


付図 2.2 積層ゴムの曲げ回転角と水平変形の軌跡 (ART-Random, 表層地盤厚 30m)

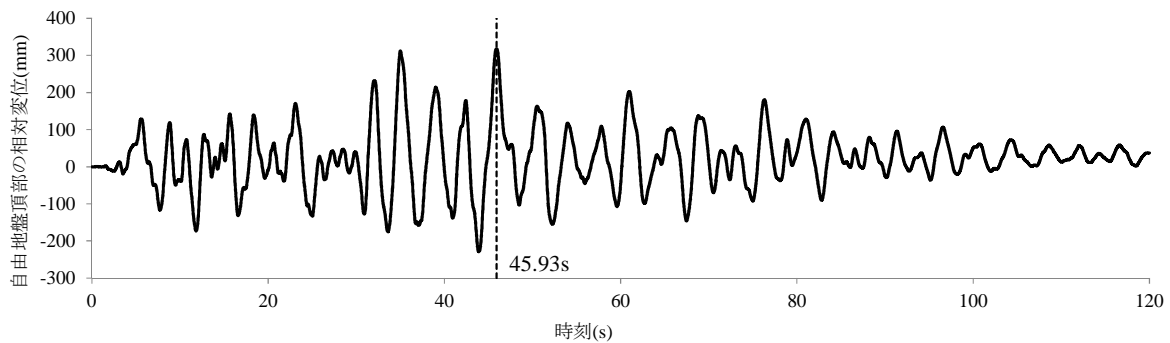
4章-図 4.8 積層ゴムの曲げ回転角と水平変形の軌跡 (ART-Random, 表層地盤厚 20m)

ここで、4章の4.2.2項と同様に、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付図2.3に示す。参考のため、自由地盤頂部の相対変位の時刻歴を付図2.4に示す。なお、地盤震動の影響のみを抽出するため、付図2.3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。

付図2.3によると、剛性の低い鋼管杭では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おり、剛性の高いRC杭では杭頭部が殆ど曲げ変形せず、杭頭の回転角が相応に大きく現れている。このように、表層地盤厚や杭長が変わっても、剛性の高いRC杭の方が杭頭の曲げ回転角に地盤震動の影響が現われ易く、積層ゴムの水平変形と曲げ回転変形の連動性により強い影響を及ぼしていることがわかる。



付図 2.3 杭および自由地盤の相対変位分布 (t=45.93s)

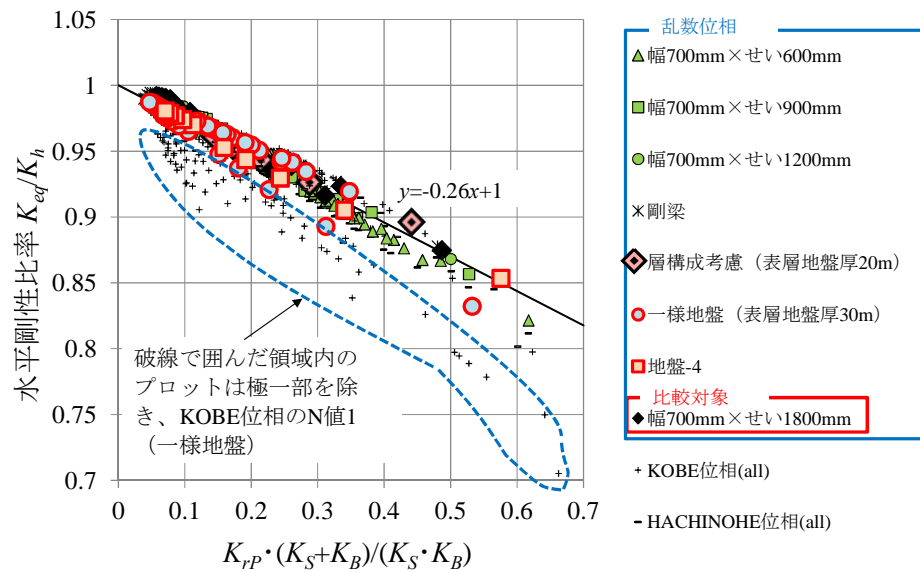


付図 2.4 自由地盤頂部の相対変位の時刻歴

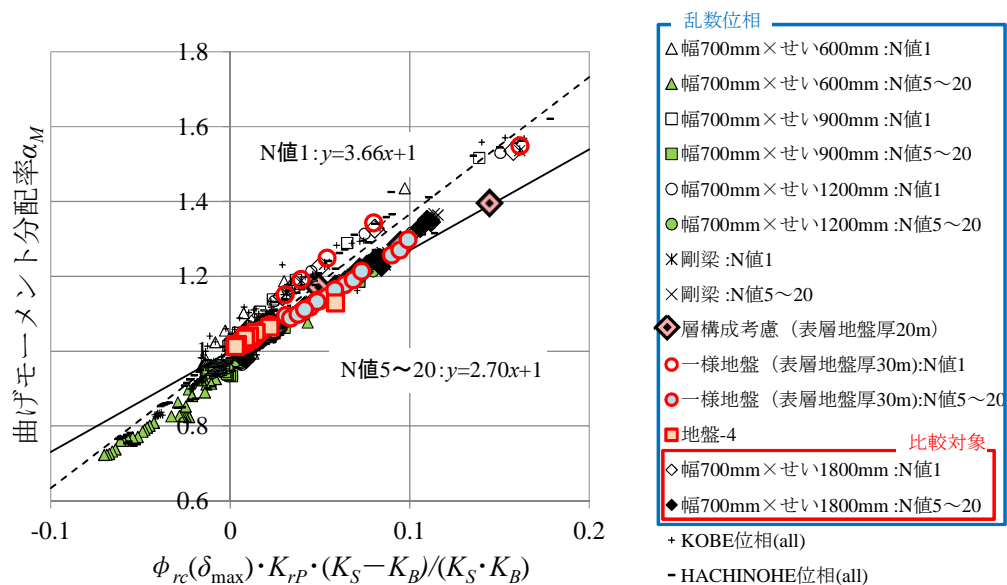
### (3) 地盤条件による積層ゴムの力学特性と回転剛性比の関係

4章で示した積層ゴムの力学特性と回転剛性比の関係(図4.22および図4.23)に対し、表層地盤厚を30mとした場合の結果をプロットした図を付図2.5および付図2.6に示す。積層ゴムの力学特性と回転剛性比は4章と同様の方法で導出した。また、5章で検討した「地盤-4」<sup>2)</sup>の場合の連成振動解析モデルで導出した結果も併せてプロットしている。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している。

付図2.5および付図2.6より、地盤条件によらず4章で示した図4.22および図4.23の関係が成立していることがわかる。



付図 2.5 水平剛性比率と回転剛性比の関係



付図 2.6 曲げモーメント分配率と回転剛性比の関係

### 付録 2.3 まとめ

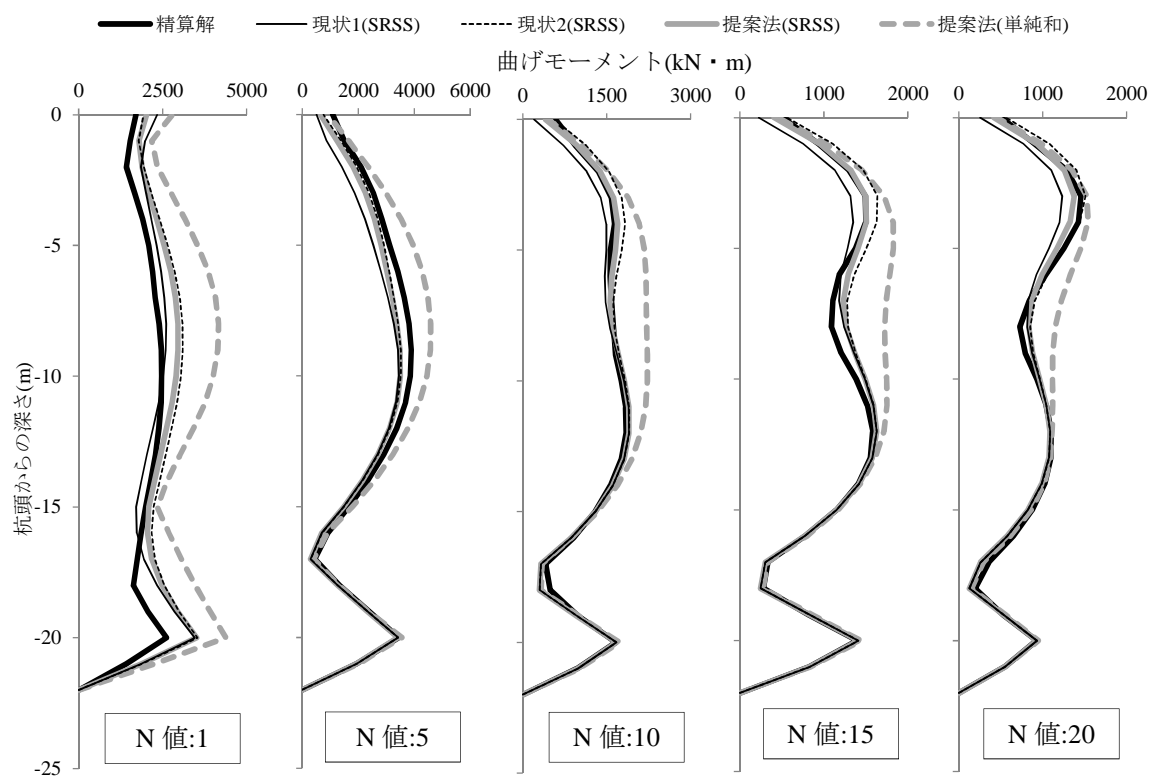
4章で示した積層ゴムの力学特性評価を対象として、上部構造の構造種別やその他の地盤条件が及ぼす影響について検討を行った。その結果、いずれの条件においても積層ゴムの力学特性が回転剛性比を用いた線形近似式で表せること等を示し、上部構造の構造種別や地盤条件によらず本研究の結論が成立することを確認した。

### 付録3 杭の最大曲げモーメント分布

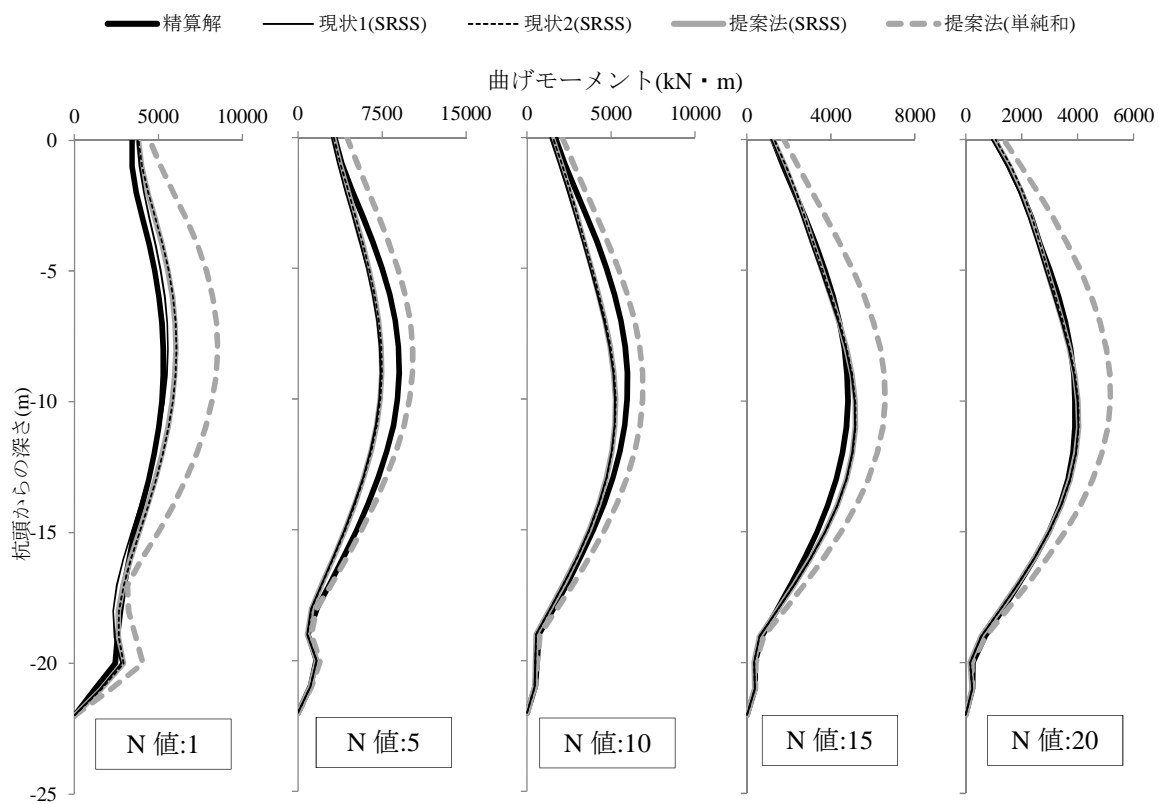
本論の5章では、主に杭の最大曲げモーメント分布を対象として、地震応答解析による精算解と現状の応答変位法による評価を比較し、現状の方法の問題点を明示するとともに、それを補正した設計用解析モデルと応答変位法への適用法-提案法-を提案した。その際、精算解と現状の応答変位法による評価に顕著な差異が見られた結果のみを抜粋して示したが、ここでは5章で割愛したケースの杭の最大曲げモーメント分布について、地震応答解析による精算解、現状の応答変位法による評価（現状1および2のSRSSによる評価）、並びに、提案法による評価（SRSSおよび単純和）の関係を示す。

#### 付録3.1 地震波：ART-Random 表層地盤：L20

地震波が ART-Random、表層地盤厚が 20m（一様地盤）のケースについて、基礎梁を幅 1000mm、せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.1 および付図 3.2 に示す。



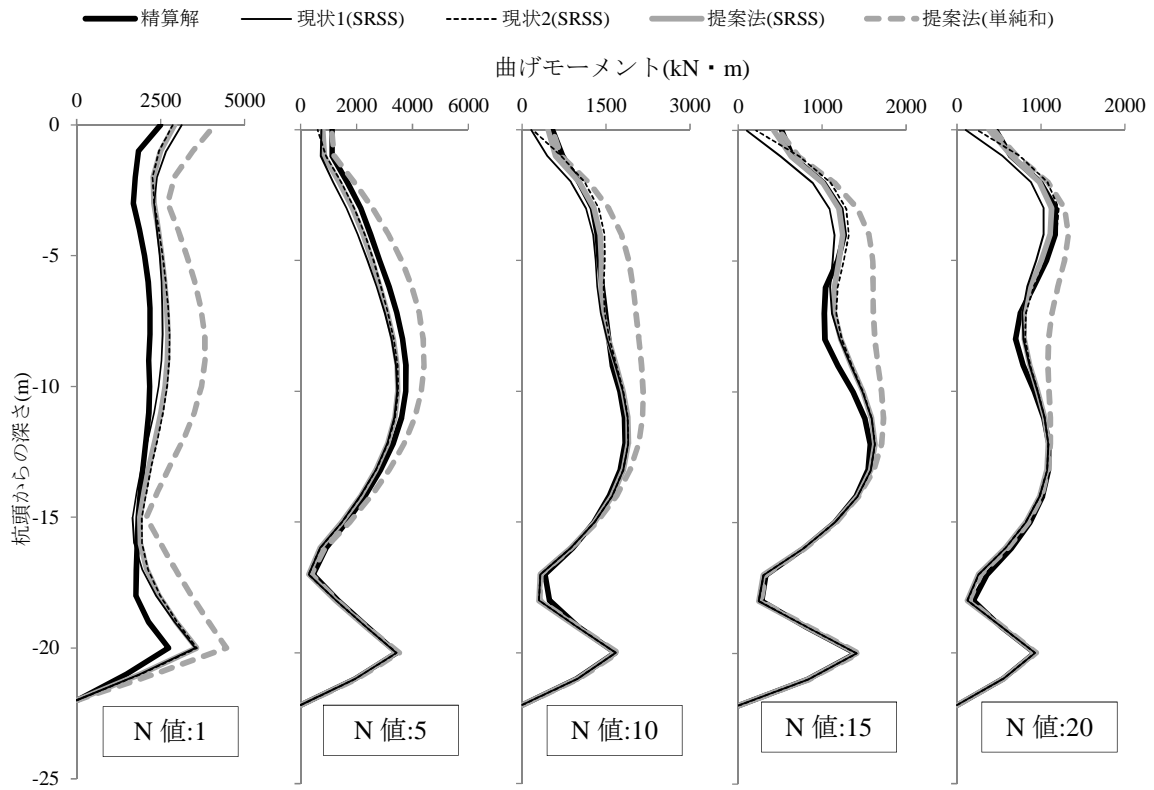
付図 3.1 鋼管杭の最大曲げモーメント（L20、基礎梁：B=1000mm、ART-Random）



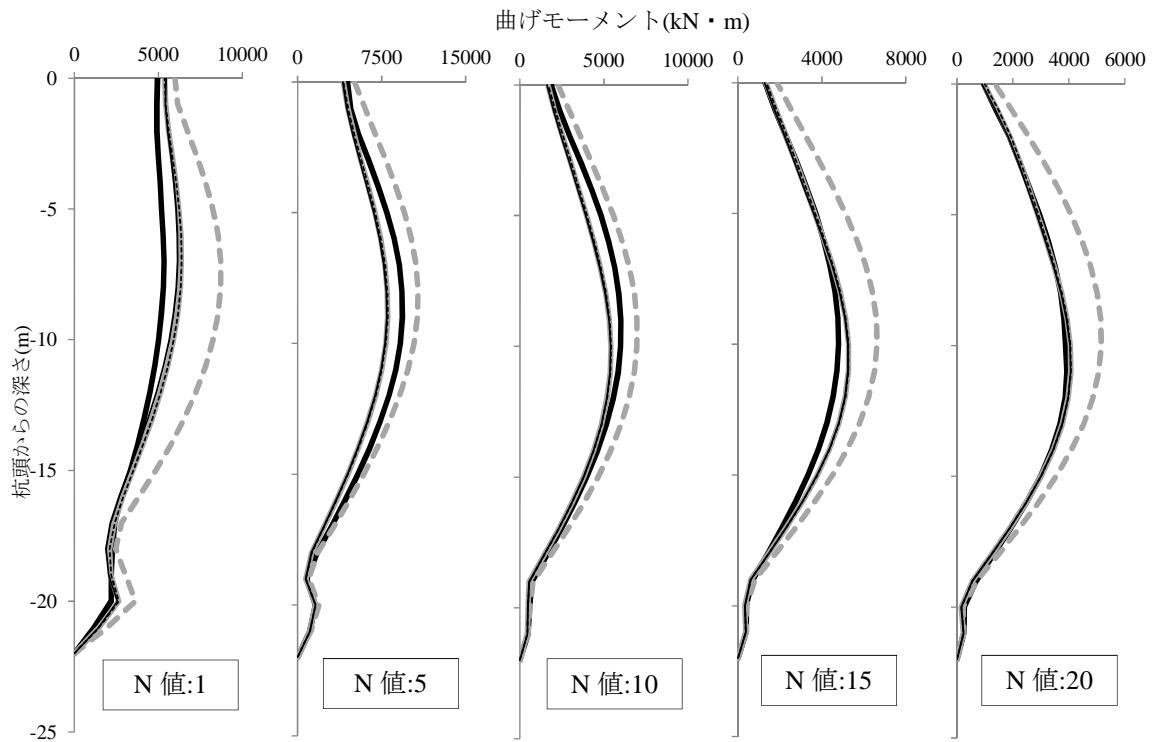
付図 3.2 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=1000mm, ART-Random)



地震波が ART-Random, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 2000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.3 および付図 3.4 に示す。

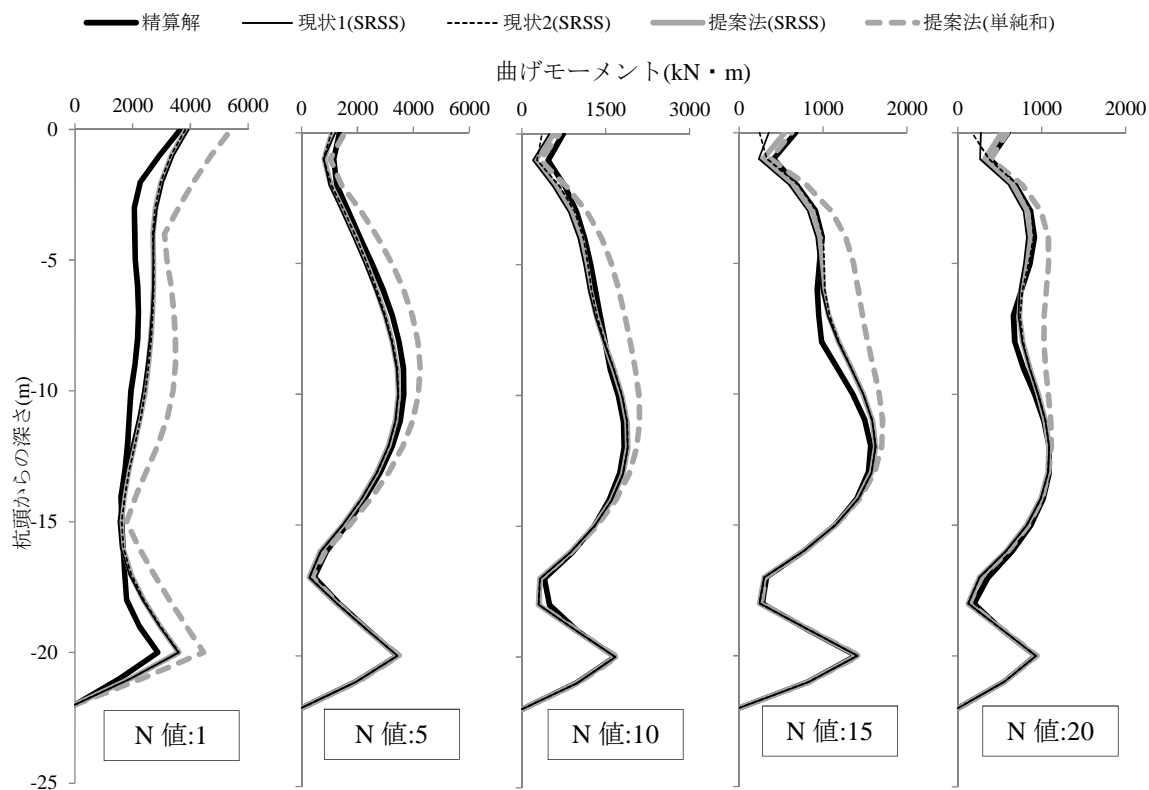


付図 3.3 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=2000mm, ART-Random)

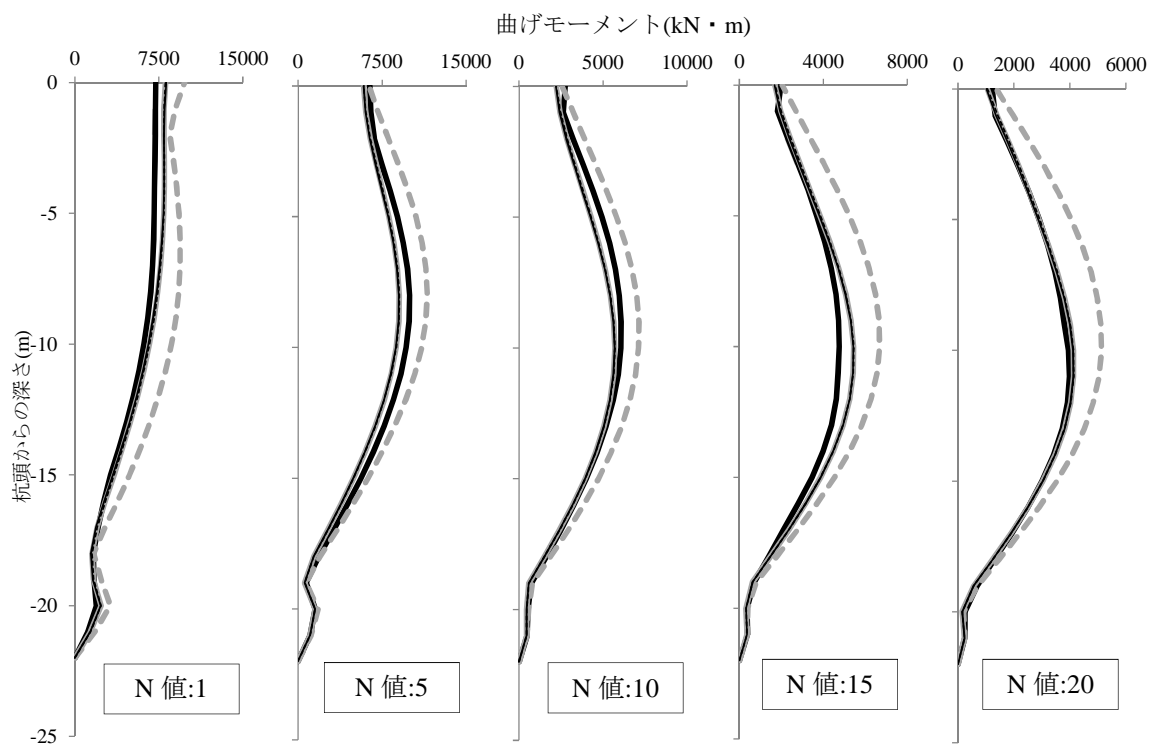


付図 3.4 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=2000mm, ART-Random)

地震波が ART-Random, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 4000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.5 および付図 3.6 に示す。



付図 3.5 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=4000mm, ART-Random)



付図 3.6 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=4000mm, ART-Random)

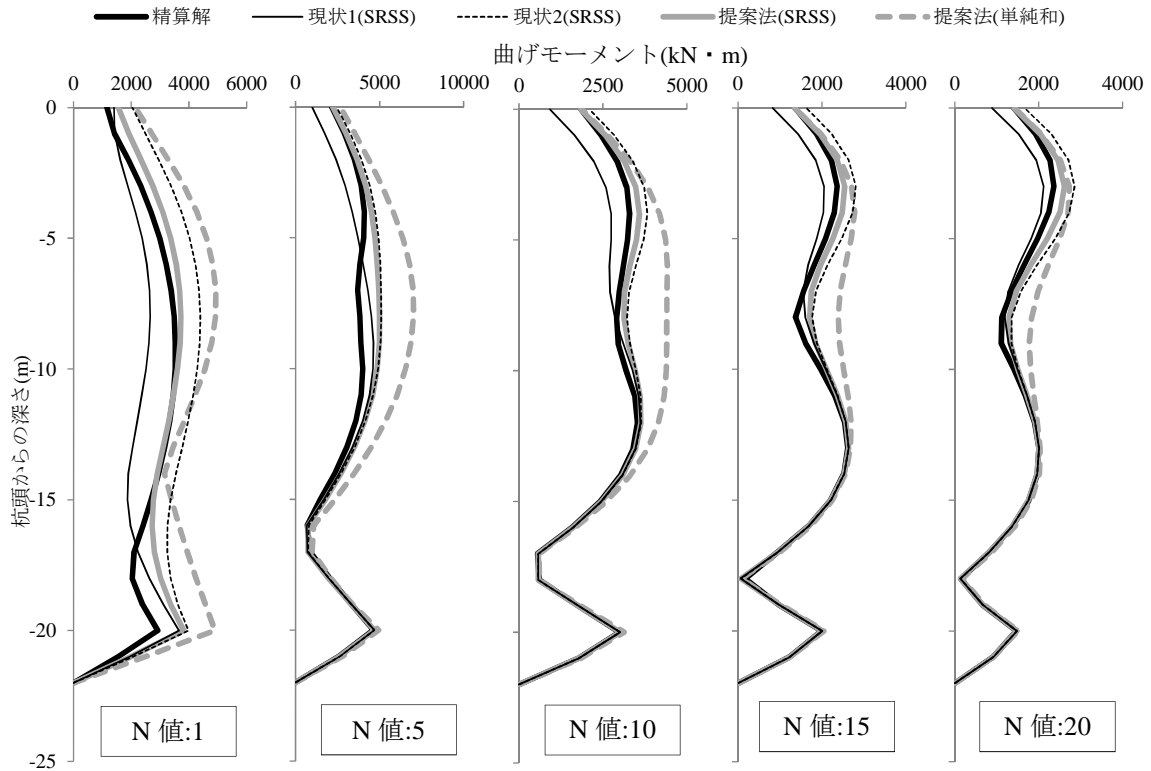
鋼管杭の結果を示した付図 3.1, 付図 3.3 および付図 3.5 によると, 提案法による SRSS の評価は上部構造からの曲げモーメント分配や杭頭免震構造特有の現象(5章の図 5.17(b))が適正に評価されることにより, 杭全域に渡って精算解との整合性が高くなっている。

一方, RC 杭の結果を示した付図 3.2, 付図 3.4 および付図 3.6 によると, 提案法による SRSS の評価は現状の応答変位法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5章の図 5.17(b)のような現象が発生しないことに起因している。

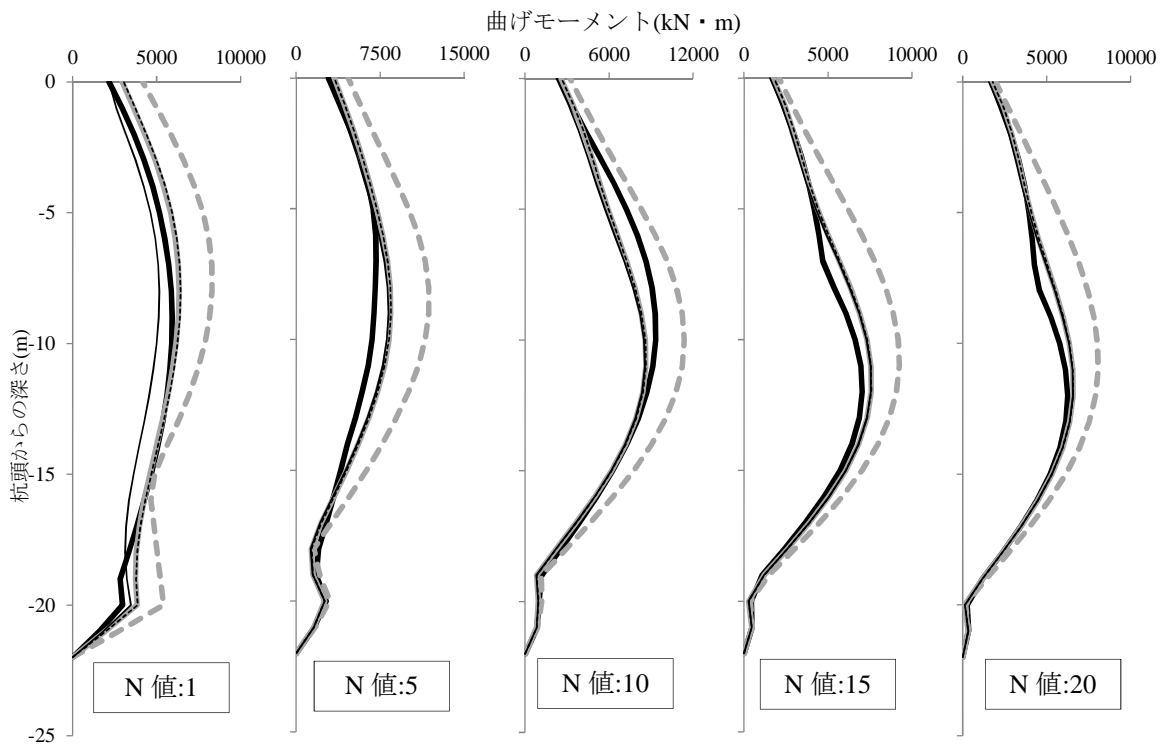
なお, 全ての結果において, 提案法による単純和の評価は精算解に対して安全側に評価する傾向が見られるが, 精算解と大きく乖離する箇所も見られる。

付録 3.2 地震波：ART-Kobe 表層地盤：L20

地震波が ART-Kobe，表層地盤厚が 20m のケースについて，基礎梁をピン接合とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.7 および付図 3.8 に示す。

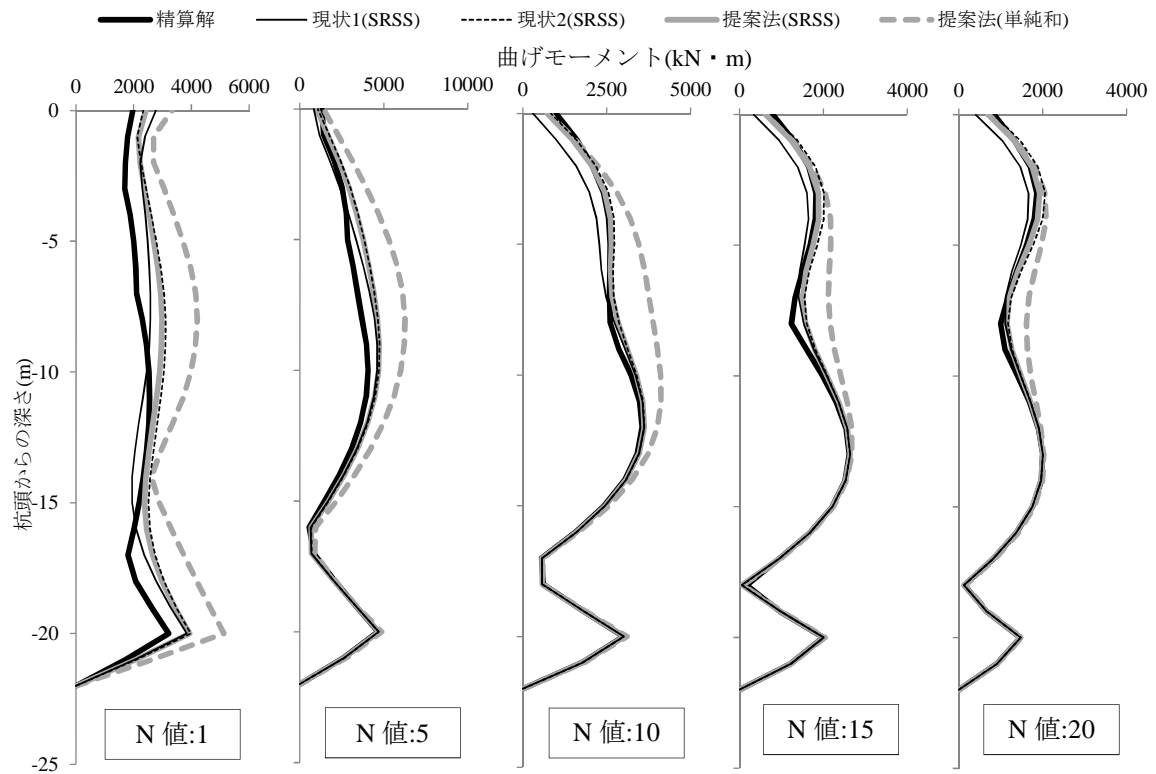


付図 3.7 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁：ピン接合, ART-Kobe)

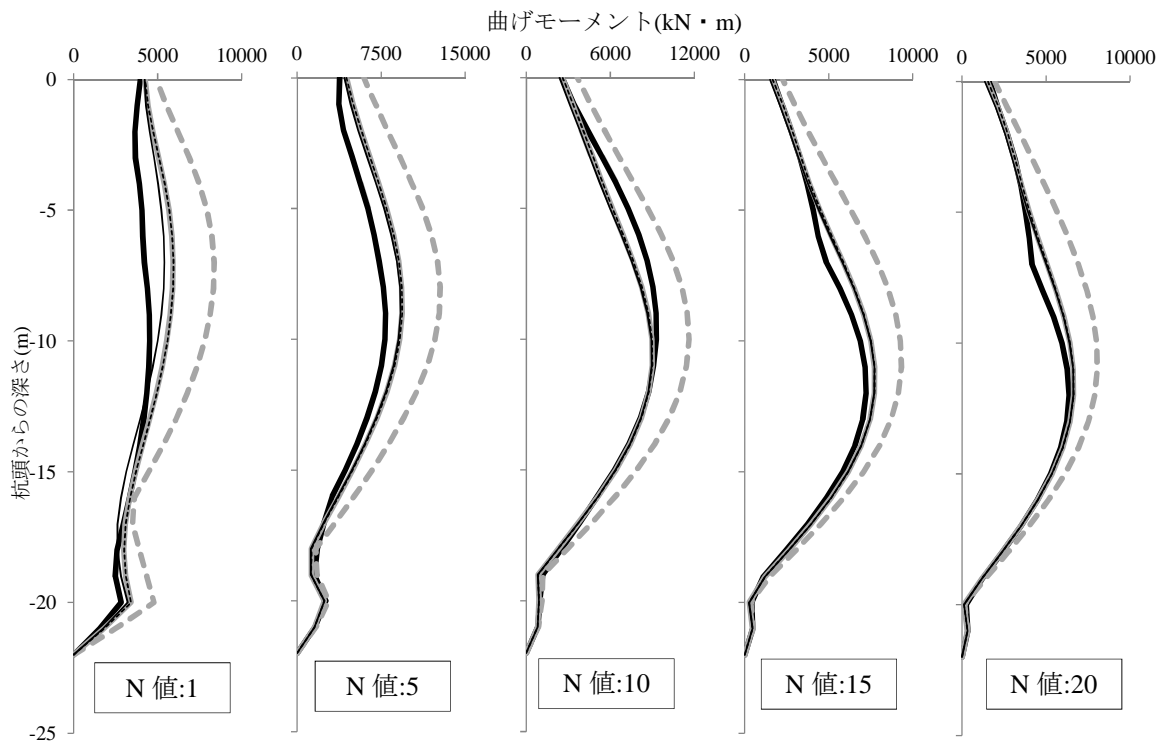


付図 3.8 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁：ピン接合, ART-Kobe)

地震波が ART-Kobe, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 1000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.9 および付図 3.10 に示す。

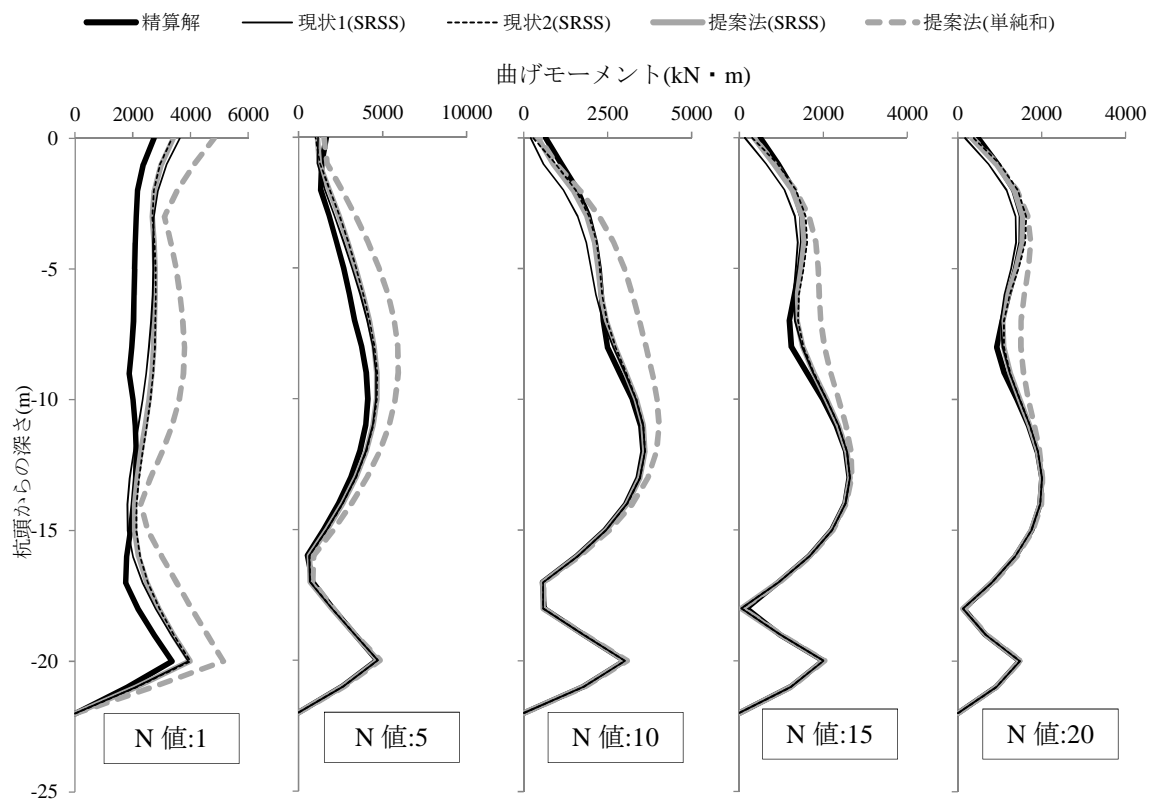


付図 3.9 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=1000mm, ART-Kobe)

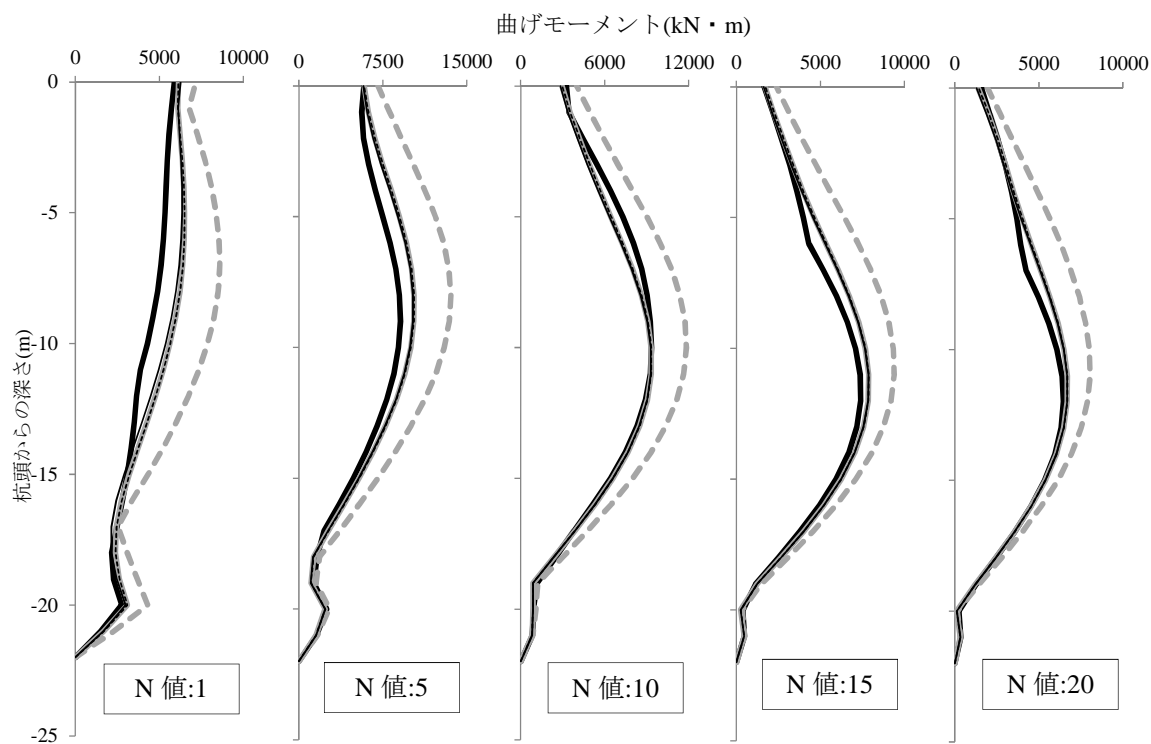


付図 3.10 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=1000mm, ART-Kobe)

地震波が ART-Kobe, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 2000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.11 および付図 3.12 に示す。

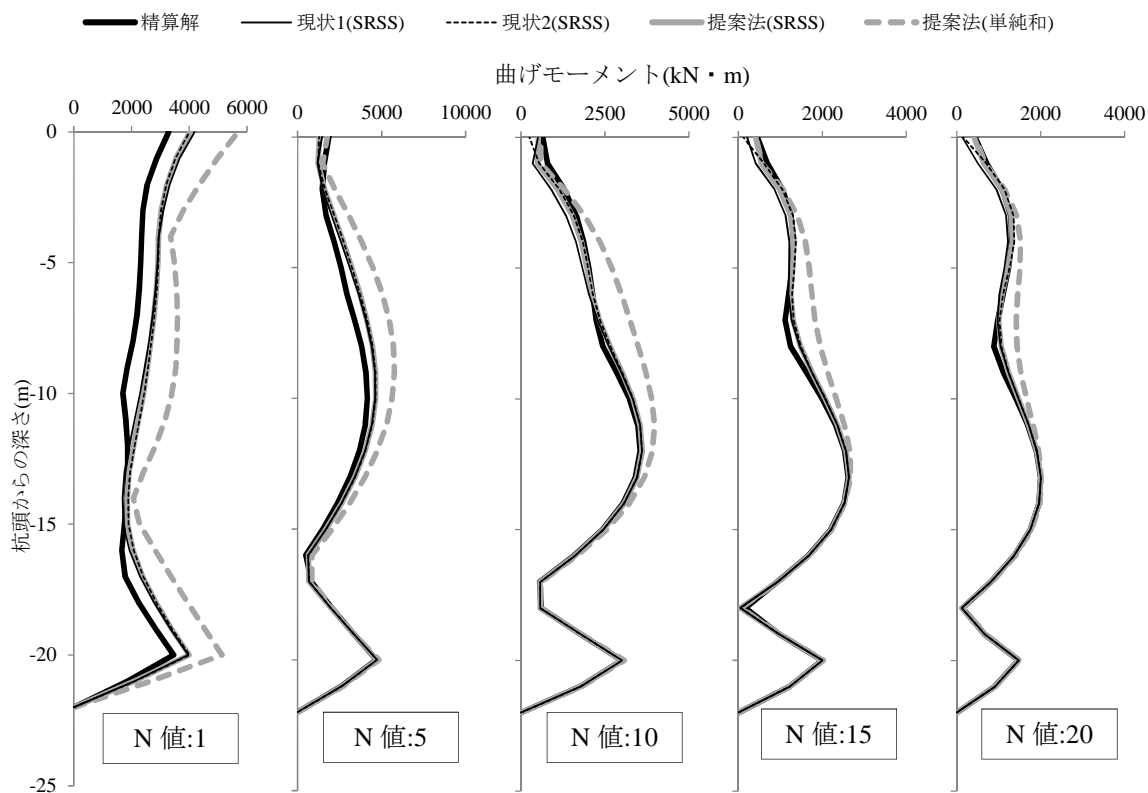


付図 3.11 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=2000mm, ART-Kobe)

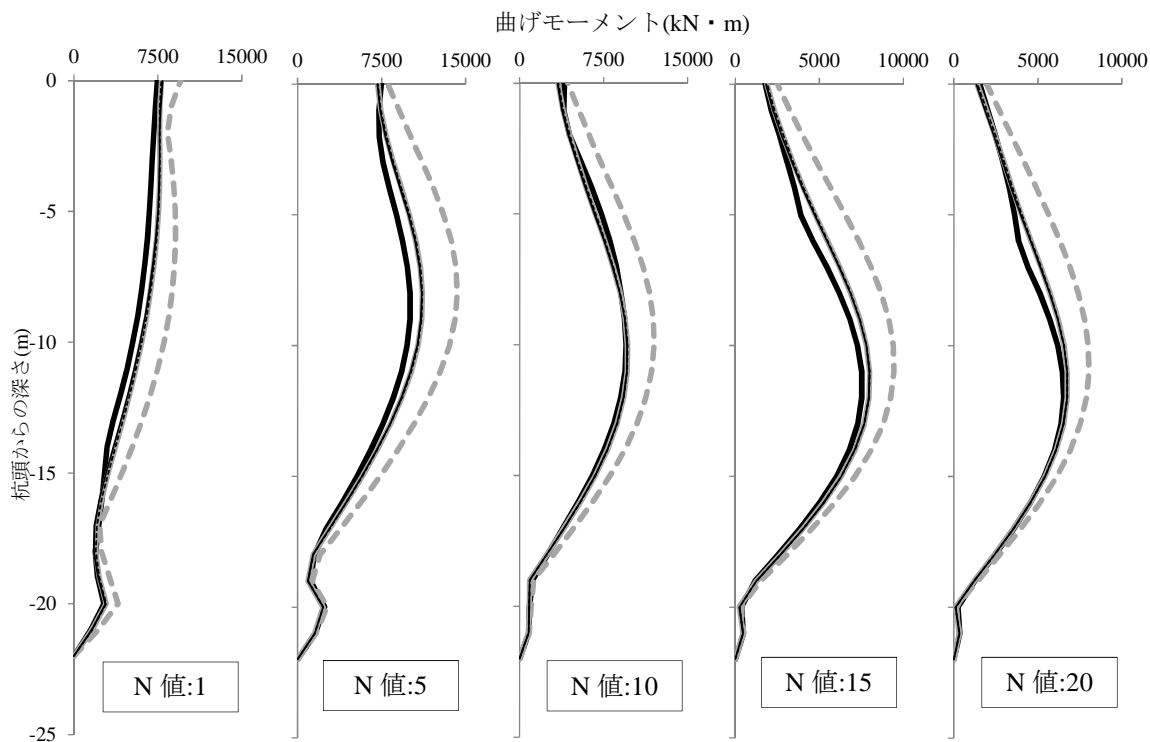


付図 3.12 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=2000mm, ART-Kobe)

地震波が ART-Kobe, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 3000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.13 および付図 3.14 に示す。

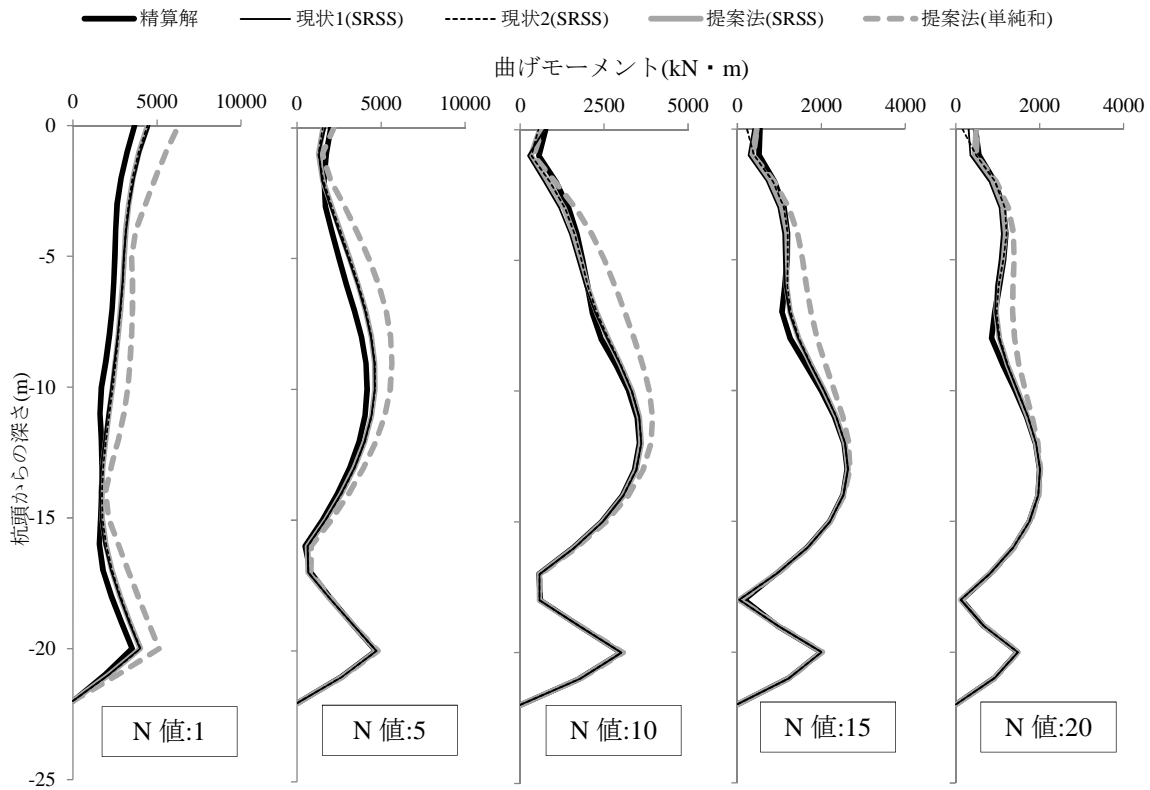


付図 3.13 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=3000mm, ART-Kobe)

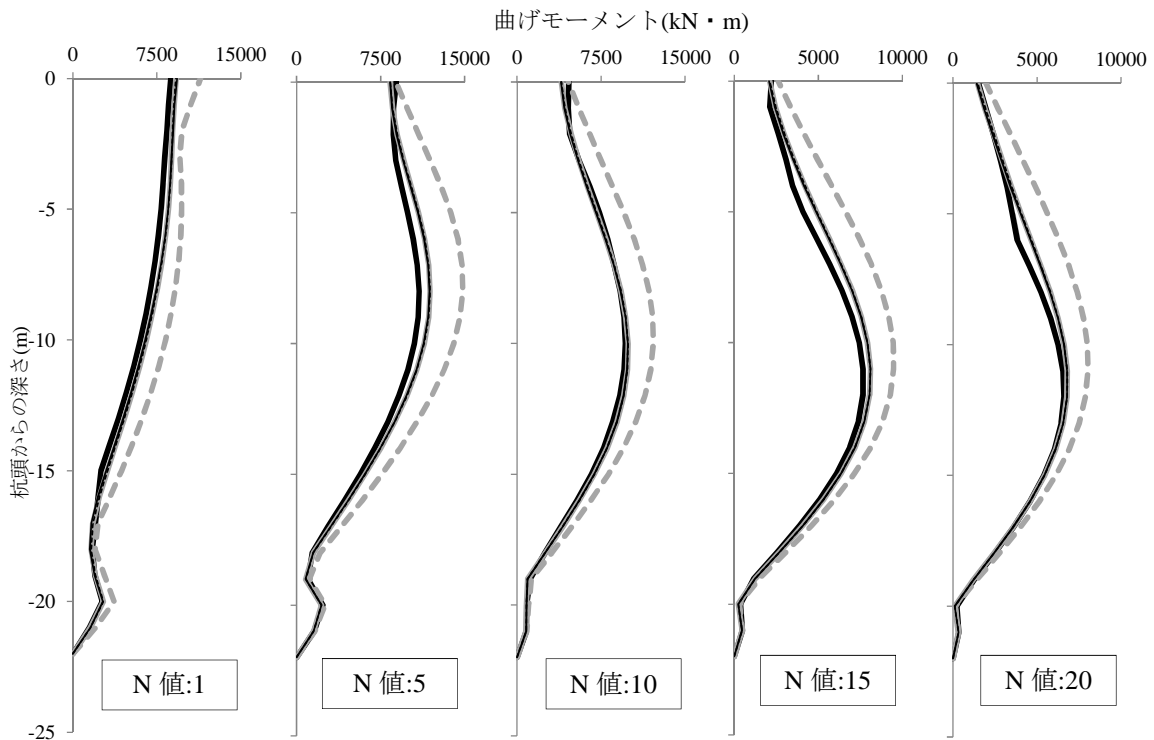


付図 3.14 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=3000mm, ART-Kobe)

地震波が ART-Kobe, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 4000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.15 および付図 3.16 に示す。



付図 3.15 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=4000mm, ART-Kobe)



付図 3.16 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=4000mm, ART-Kobe)



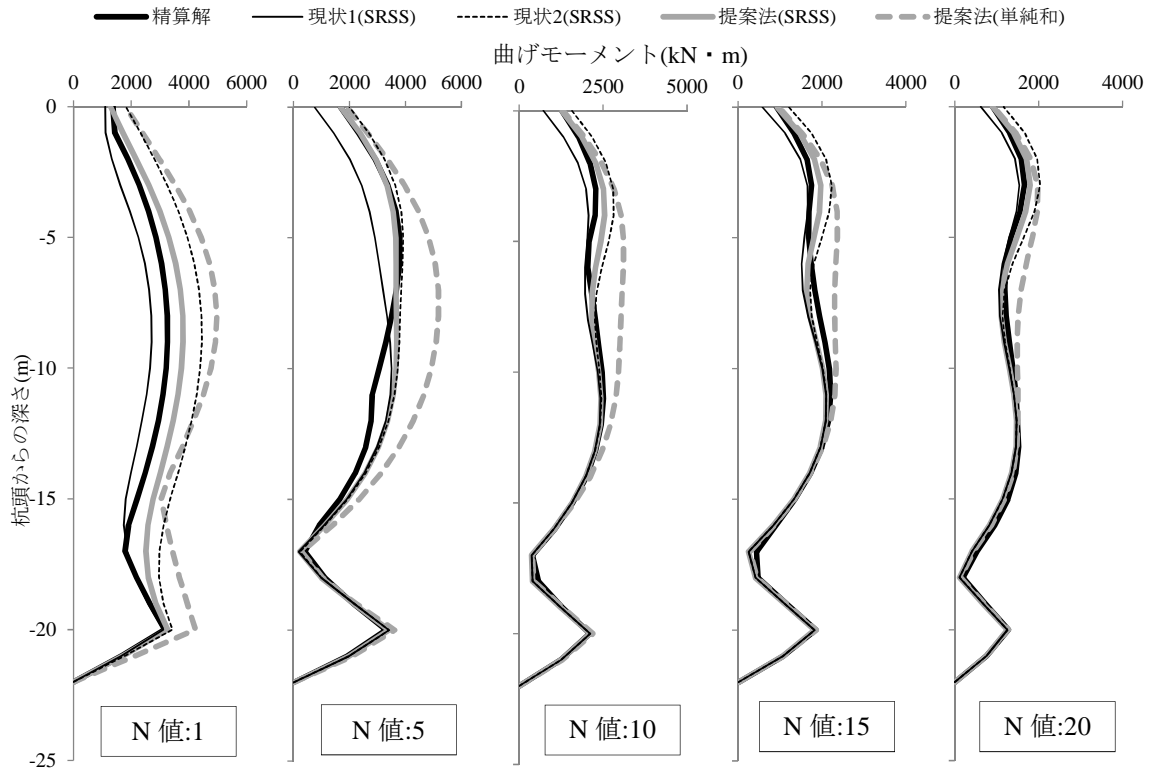
鋼管杭の結果を示した付図 3. 7, 付図 3. 9, 付図 3. 11, 付図 3. 13 および付図 3. 15 によると, 提案法による SRSS の評価は杭全域に渡って精算解との整合性が高く, 地震波を ART-Random とした場合と概ね同様の傾向となっている。

RC 杭の結果を示した付図 3. 8, 付図 3. 10, 付図 3. 12, 付図 3. 14 および付図 3. 16 についても地震波を ART-Random とした場合と概ね同様の傾向となり, 提案法による SRSS の評価は現状の応答変位法との差異が殆ど無く, いずれも精算解との整合性が高い。

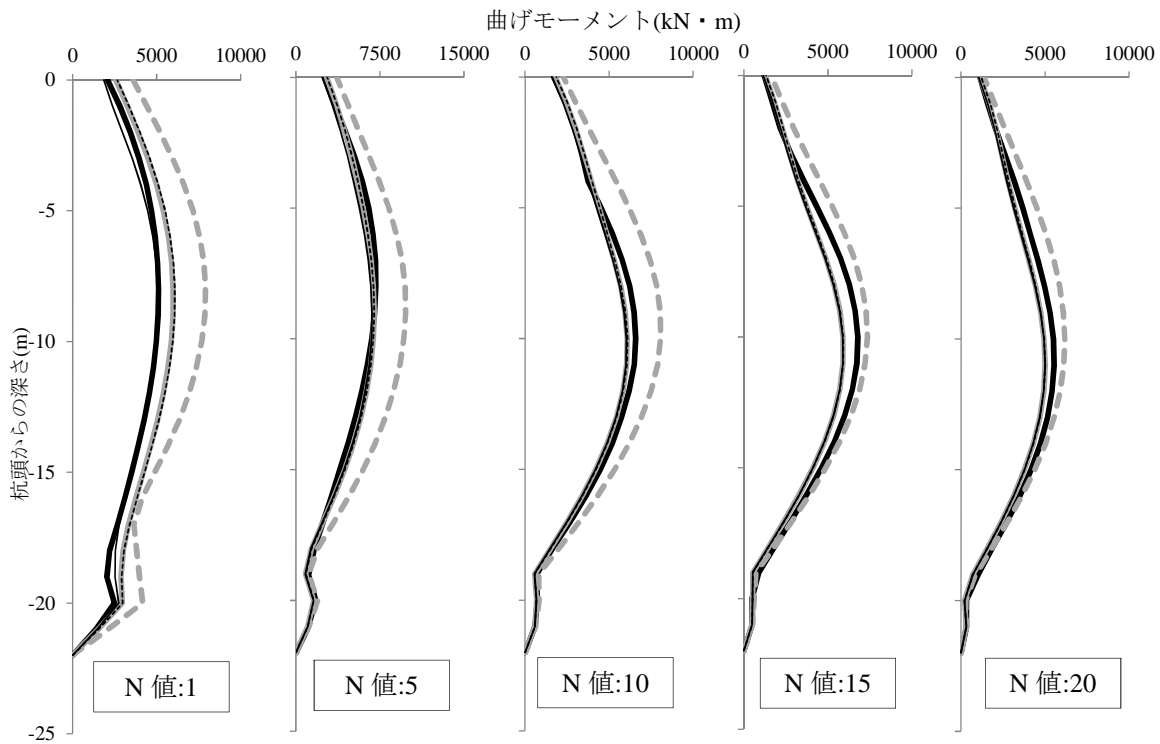
提案法による単純和の評価についても, 全ての結果において精算解に対して安全側に評価する傾向が見られる一方で精算解と大きく乖離する箇所もあり, 地震波を ART-Random とした場合と同様の傾向が見られる。

付録 3.3 地震波 : ART-Hachi 表層地盤 : L20

地震波が ART-Hachi, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁をピン接合とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.17 および付図 3.18 に示す。

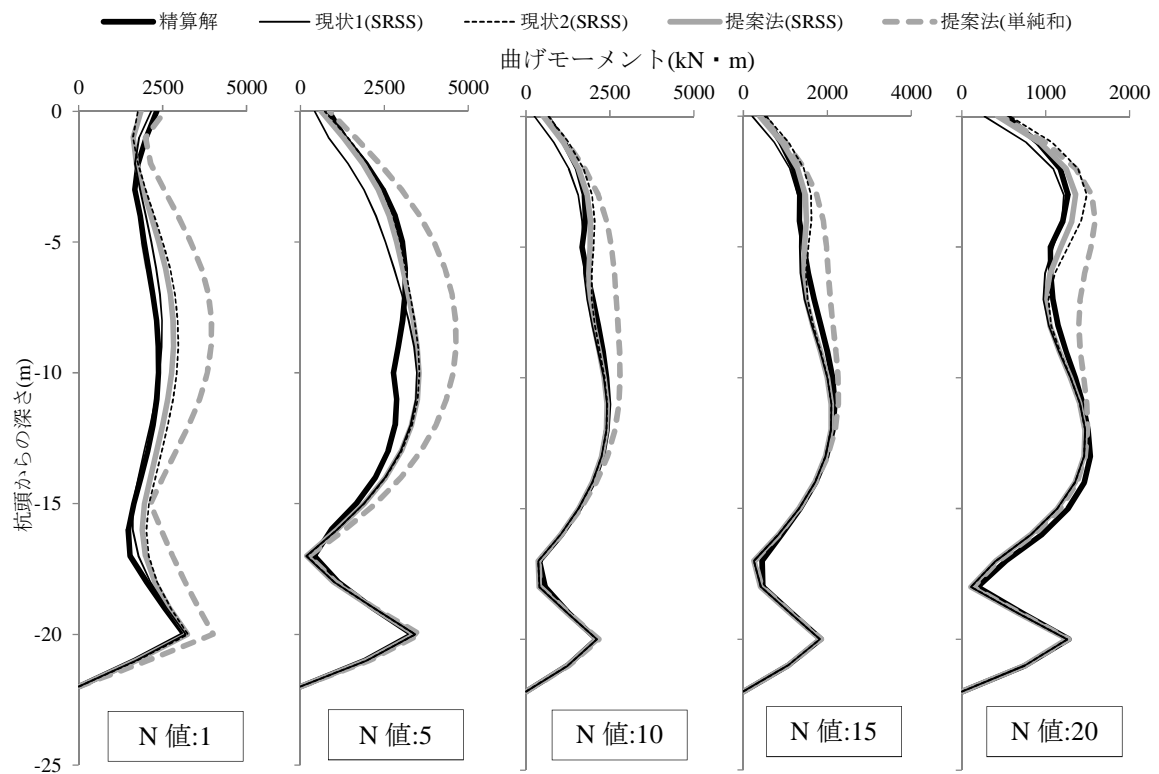


付図 3.17 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : ピン接合, ART-Hachi)

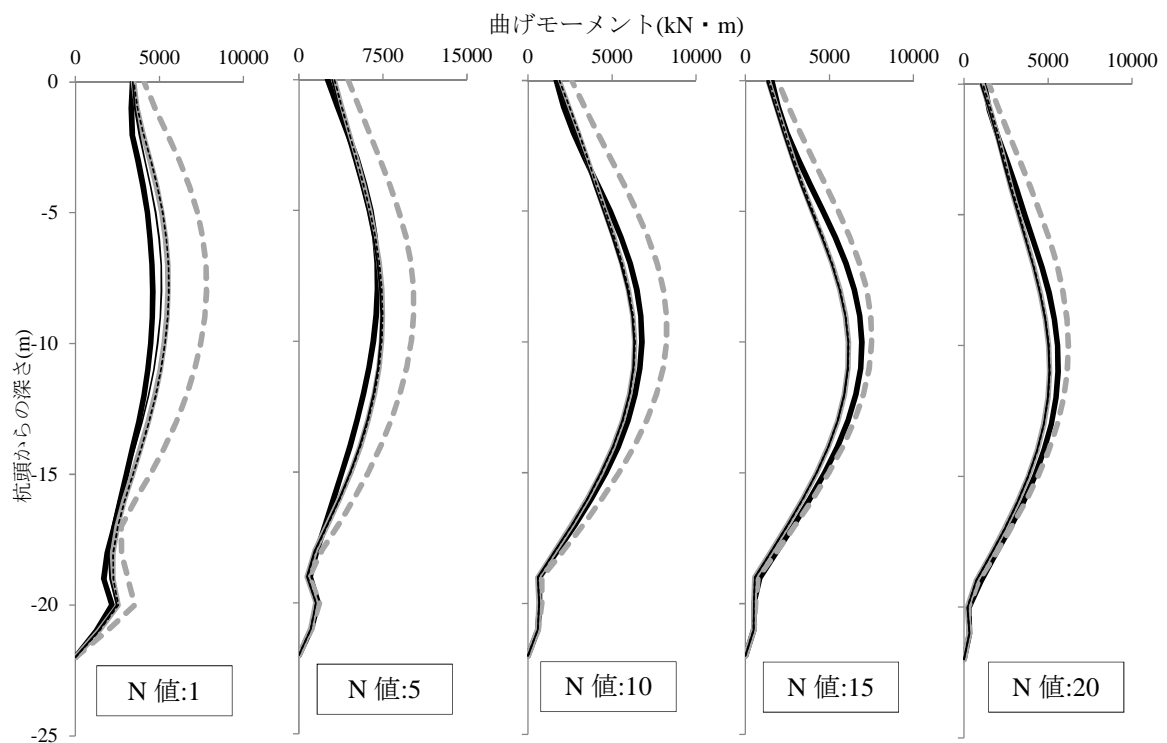


付図 3.18 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : ピン接合, ART-Hachi)

地震波が ART-Hachi, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 1000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.19 および付図 3.20 に示す。

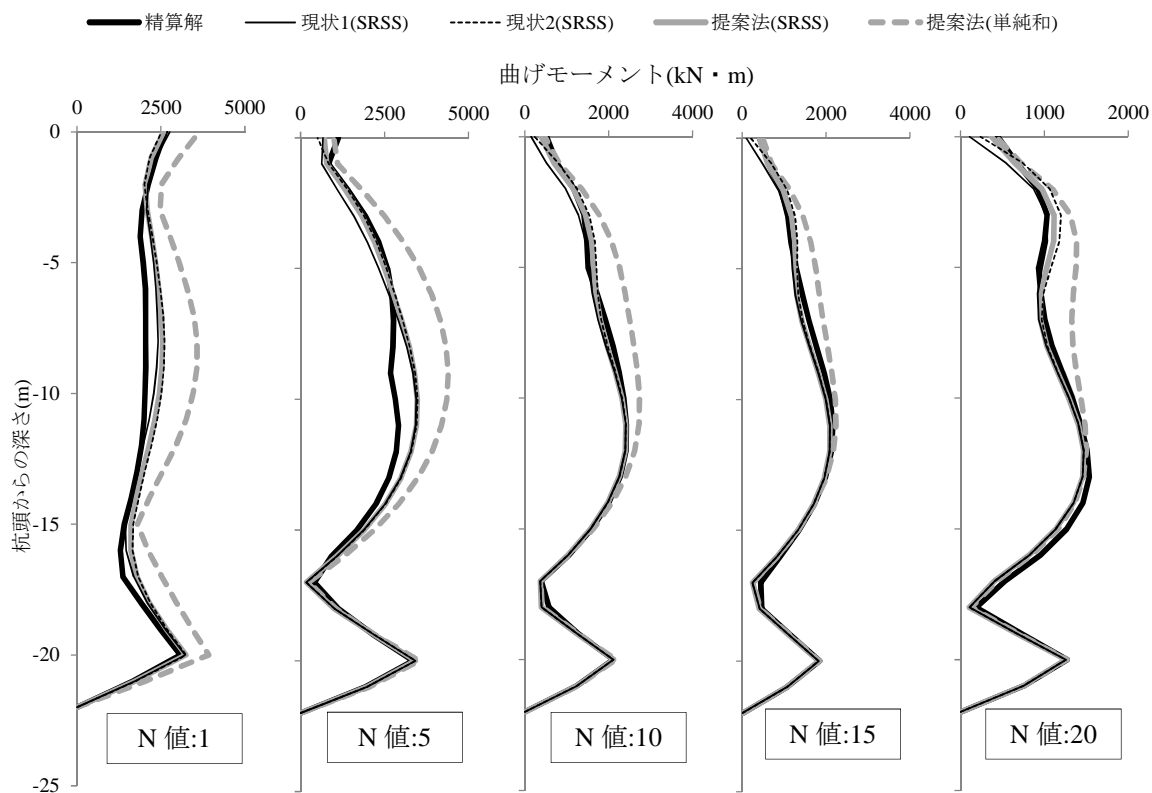


付図 3.19 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=1000mm, ART- Hachi)

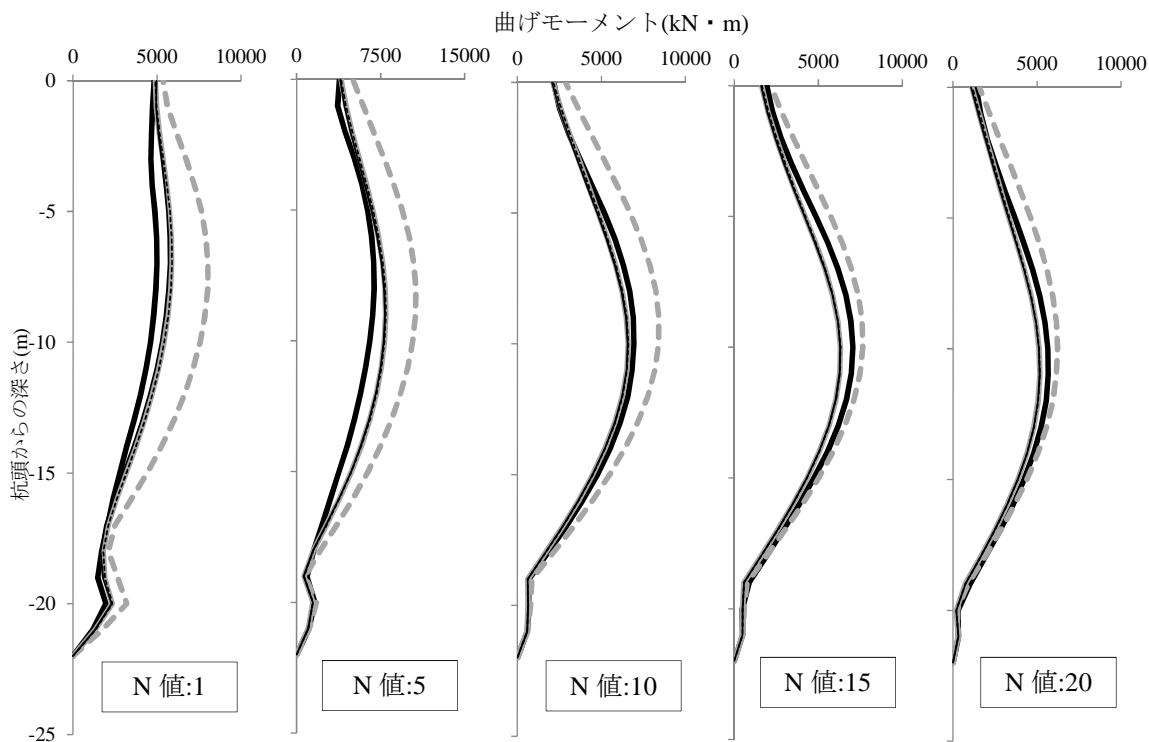


付図 3.20 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=1000mm, ART- Hachi)

地震波が ART-Hachi, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 2000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.21 および付図 3.22 に示す。

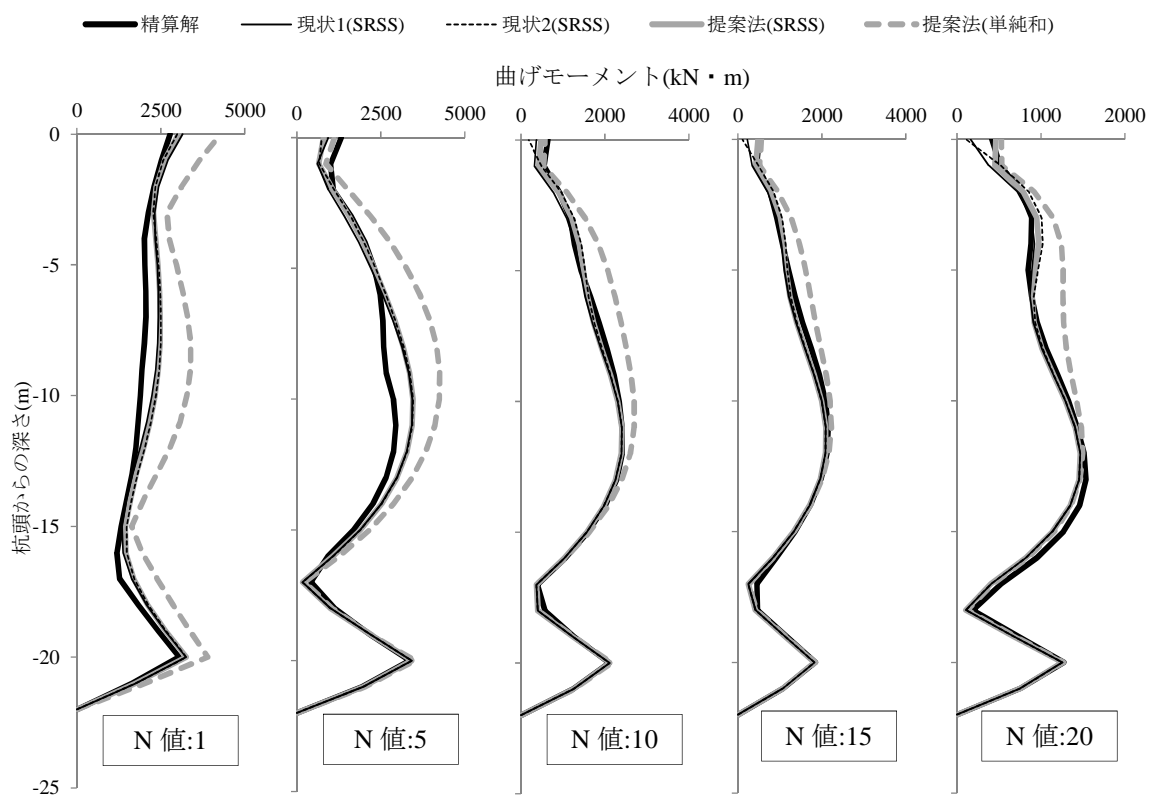


付図 3.21 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=2000mm, ART- Hachi)

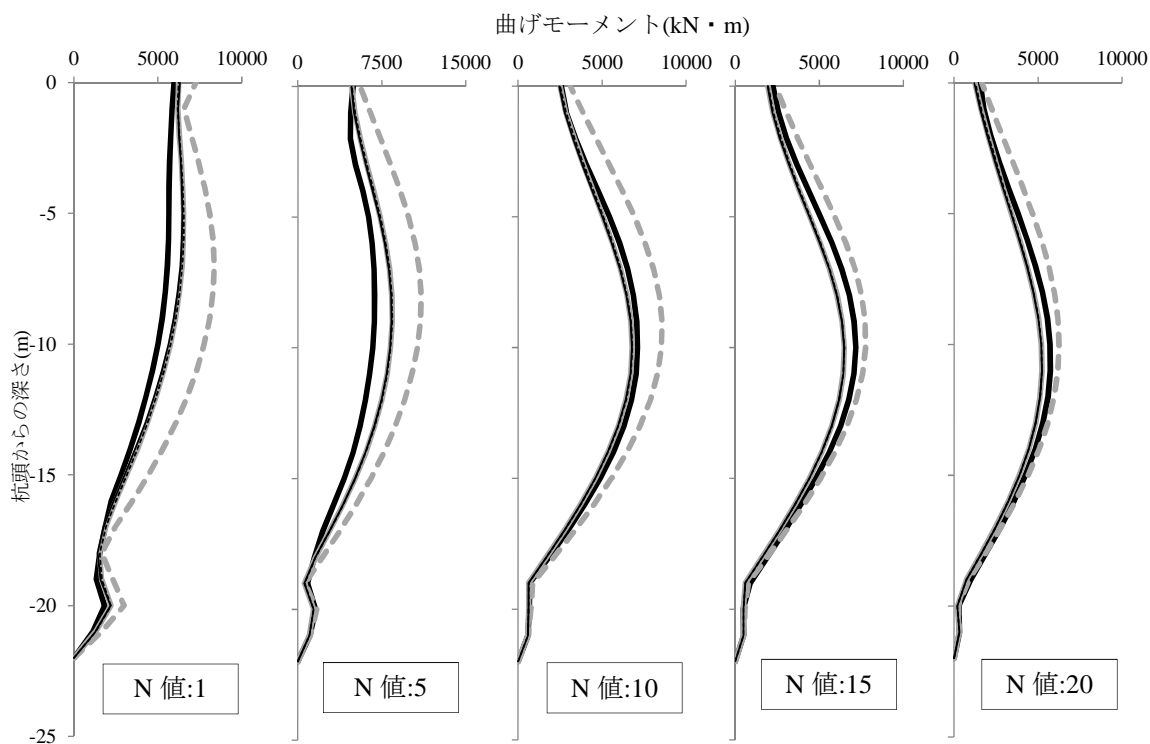


付図 3.22 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=2000mm, ART- Hachi)

地震波が ART-Hachi, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 3000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3. 23 および付図 3. 24 に示す。

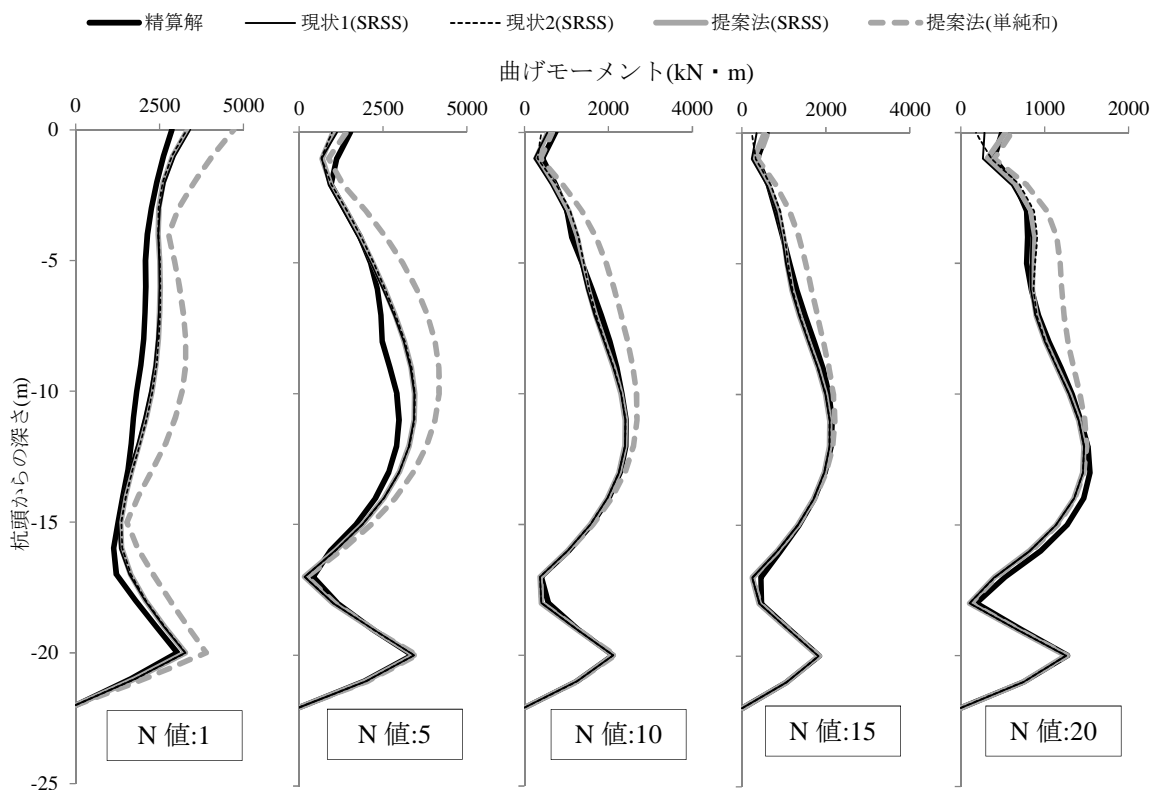


付図 3. 23 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=3000mm, ART- Hachi)

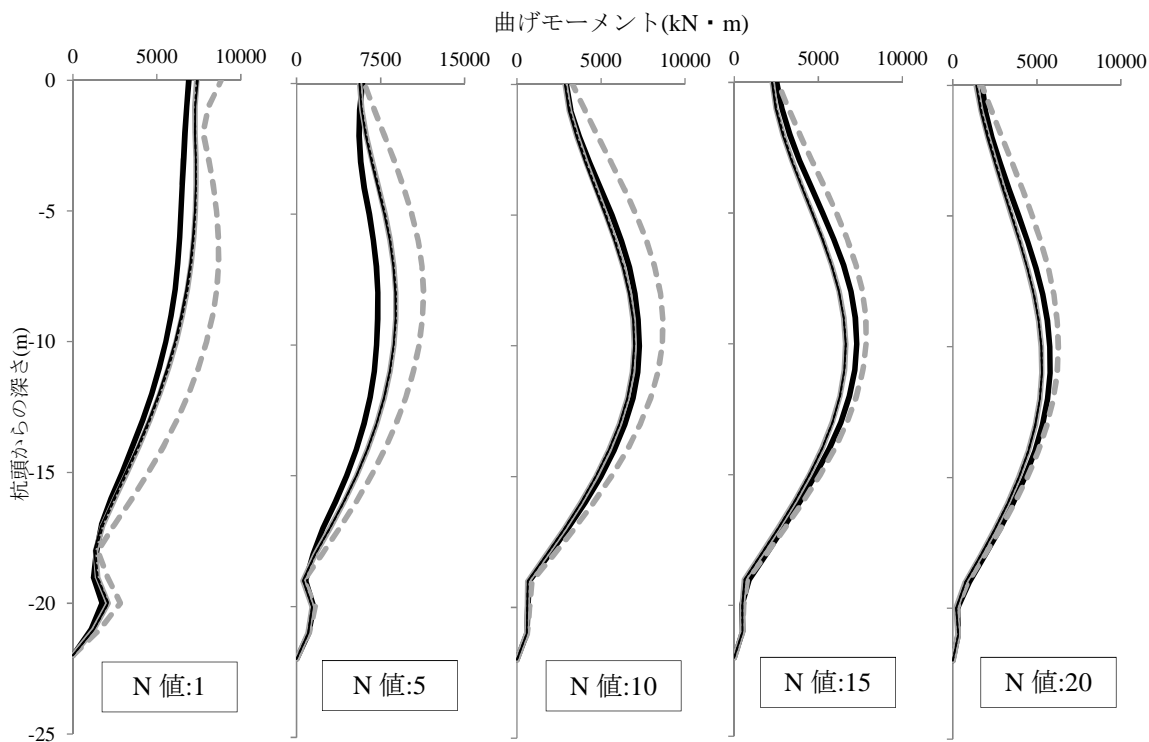


付図 3. 24 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=3000mm, ART- Hachi)

地震波が ART-Hachi, 表層地盤厚が 20m のケースについて, 基礎梁を幅 4000mm, せい 350mm とした場合の鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3. 25 および付図 3. 26 に示す。



付図 3. 25 鋼管杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=4000mm, ART- Hachi)



付図 3. 26 RC 杭の最大曲げモーメント (L20, 基礎梁 : B=4000mm, ART- Hachi)

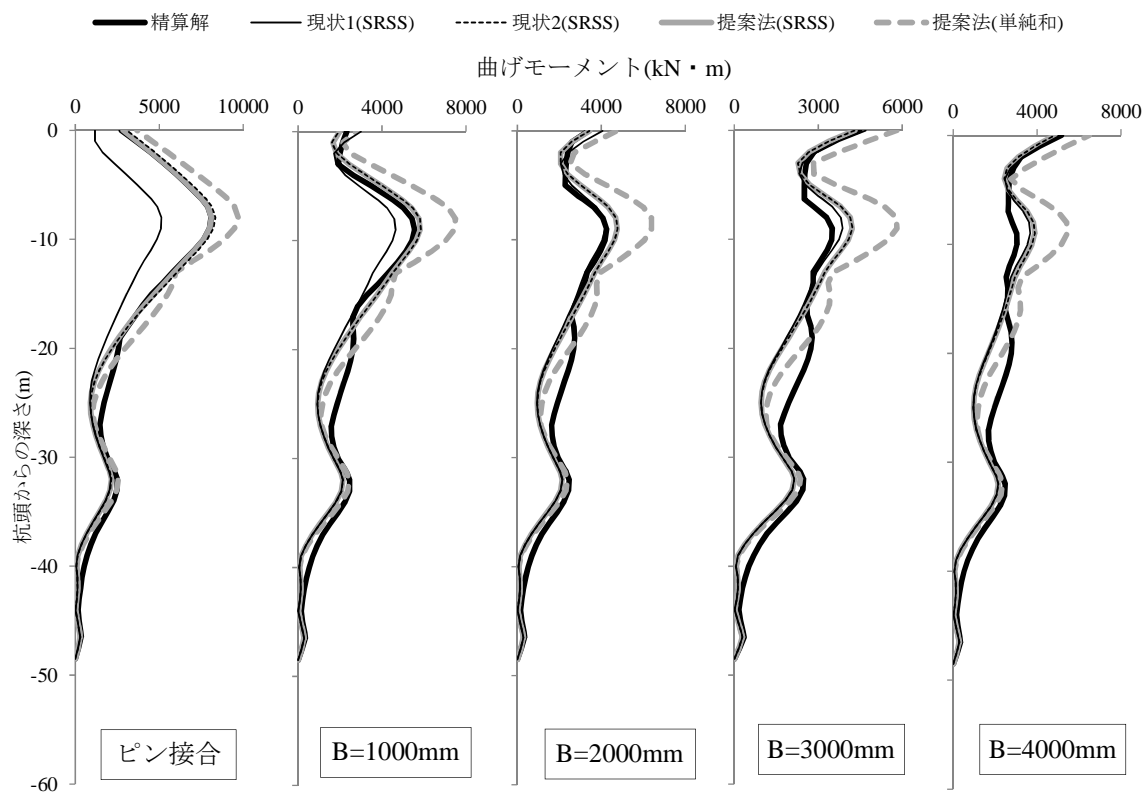
鋼管杭の結果を示した付図 3.17, 付図 3.19, 付図 3.21, 付図 3.23 および付図 3.25 によると, 提案法による SRSS の評価は杭全域に渡って精算解との整合性が高く, 地震波に関係なく概ね同様の傾向となることがわかる。

RC 杭の結果を示した付図 3.18, 付図 3.20, 付図 3.22, 付図 3.24 および付図 3.26 についても, 提案法による SRSS の評価は現状の応答変位法との差異が殆ど無く, 地震波に関係なく概ね同様の傾向が見られる。

提案法による単純和の評価についても, 全ての結果において精算解に対して安全側に評価する傾向が見られる一方で精算解と大きく乖離する箇所があり, これも地震波に関係なく同様の傾向となっている。

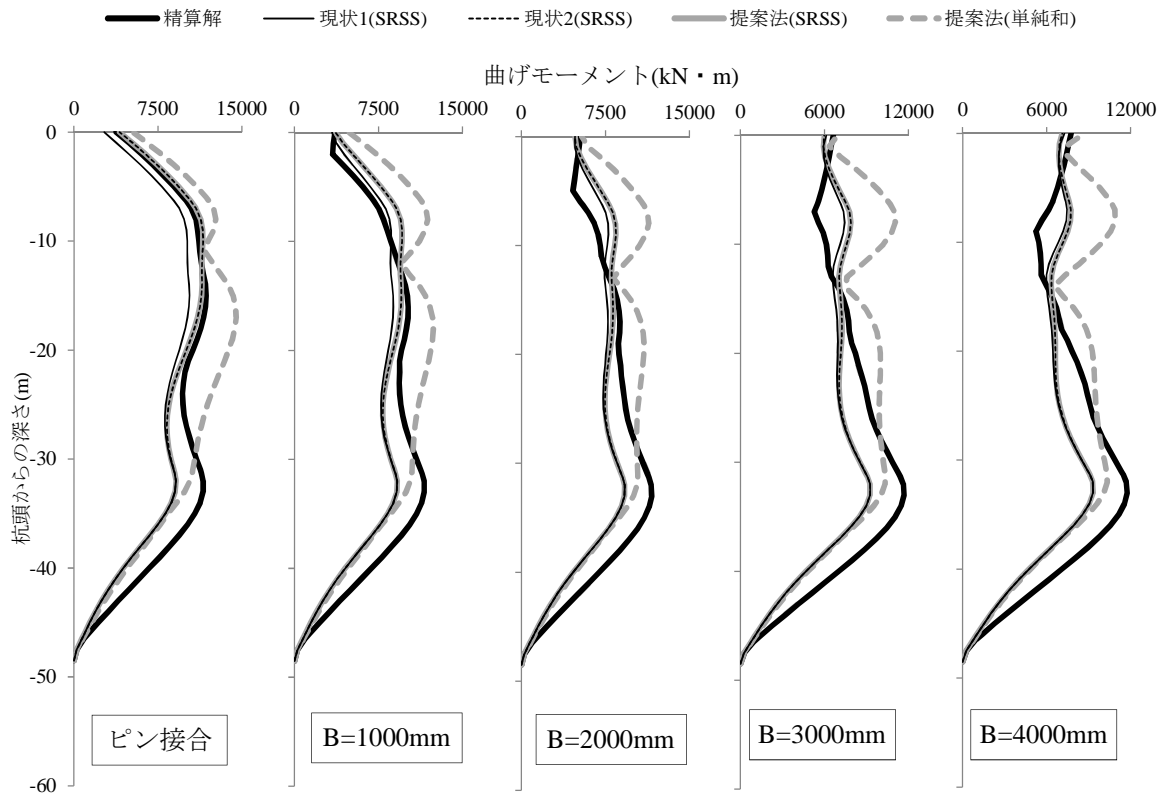
付録 3.4 地震波：ART-Kobe 表層地盤：地盤-4

地震波が ART-Kobe，表層地盤が地盤-4<sup>2)</sup>のケースについて，鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.27 および付図 3.28 に示す。



付図 3.27 鋼管杭の最大曲げモーメント（地盤-4，ART-Kobe）





付図 3.28 RC 杭の最大曲げモーメント (地盤-4, ART-Kobe)

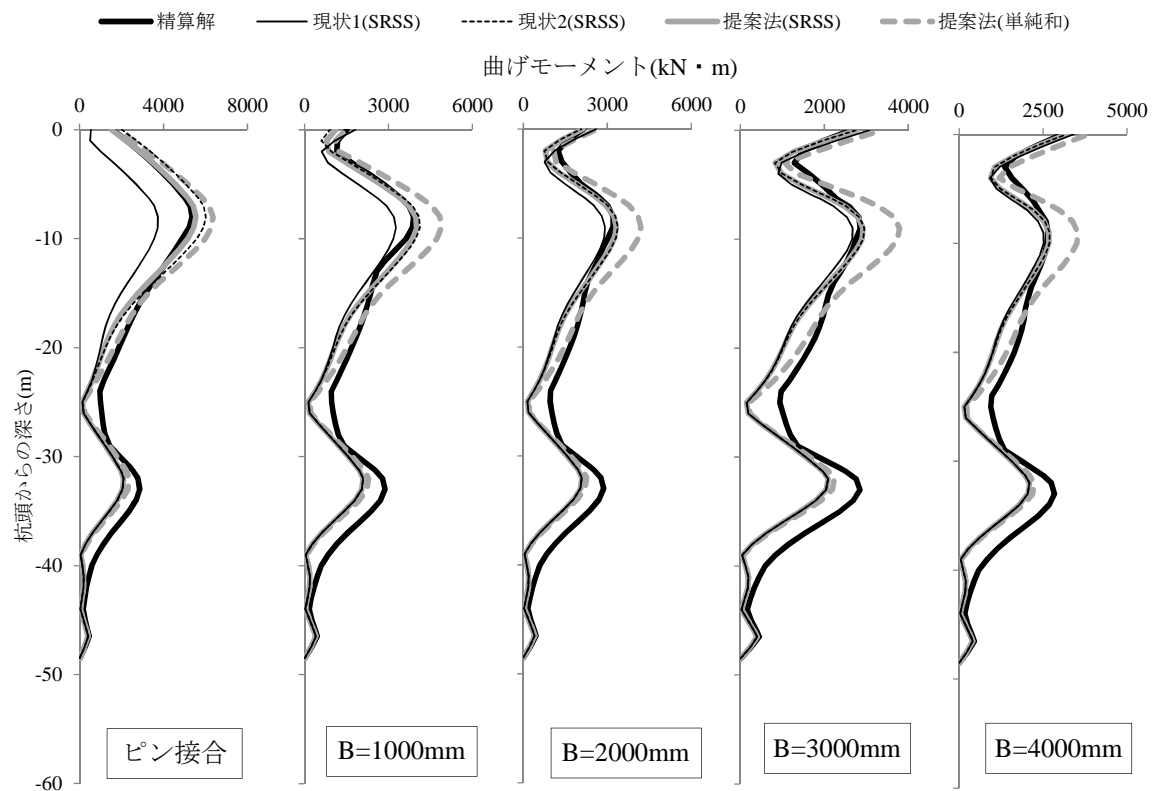
鋼管杭の結果を示した付図 3.27 によると、5 章で示した地震波を ART-Random とした場合と同様に、-15～-25m 付近で精算解との整合性がやや悪いものの、提案法により杭全域に渡って概ね適正に評価されている。

一方、RC 杭の結果を示した付図 3.28 によると、提案法は精算解を概ね評価できているものの、やはり-15m 以下での不整合が見られ、精算解を下回る箇所が目立つ。

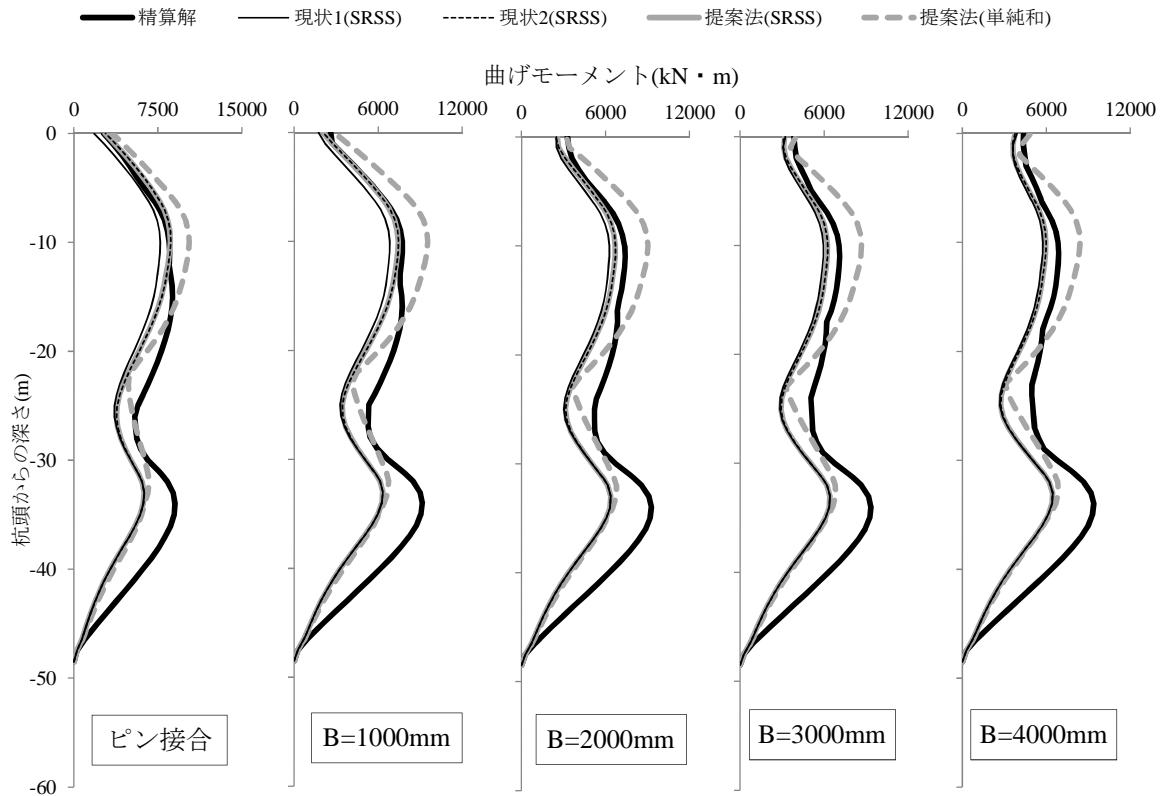
5 章でも述べたように、鋼管杭、RC 杭ともに見られる-15m より下部の不整合は、地震応答解析では地盤-4 の層構成に起因して高次モード震動の影響が強く現れるのに対し、1 次モードに近い最大変位分布で強制変位を与える応答変位法ではその影響が考慮されないためである。

付録 3.5 地震波：ART-Hachi 表層地盤：地盤-4

地震波が ART-Hachi, 表層地盤が地盤-4 のケースについて, 鋼管杭および RC 杭の最大曲げモーメント分布を付図 3.29 および付図 3.30 に示す。



付図 3.29 鋼管杭の最大曲げモーメント (地盤-4, ART-Hachi)



付図 3.30 RC 杭の最大曲げモーメント（地盤-4, ART-Hachi）

鋼管杭の結果を示した付図 3.29 によると、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が、やはり-15m 以下で精算解との整合性がやや悪い結果となっている。

RC 杭の結果を示した付図 3.30 についても、杭頭部付近では提案法が精算解を概ね評価できているものの、やはり-15m 以下での不整合が見られ精算解を下回る箇所が目立つ。

以上より、本論の提案法は実地盤においても杭基礎の応力分布を概ね適正に評価することが可能と考える。しかし、実地盤では層構成に起因する高次モード震動の影響が強く現れる場合があり、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。

## 付録 参考文献

- 1) 土木学会：新体系土木工学 18 土の力学Ⅲ，1985
- 2) 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
- 3) 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) Hardin, B. O., Drnevich, V. P. :Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, SM7, pp.667-692, 1972.7
- 5) Burden, R. L., Faires, J. D., Burden A. M. :Numerical Analysis, 2014
- 6) 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
- 7) 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

## 本研究に関連する発表論文リスト

### 査読付論文：

- (1) 山内豊英, 北村春幸, 永野正行, 佐藤利昭, 鈴木賢人, 飛田喜則：地震応答解析による杭頭免震建物の動的特性に関する研究 動的挙動を考慮した積層ゴムの力学特性の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 730 号, pp.2025-2035, 2016.12
- (2) Yamauchi, T., Kitamura, H., Nagano, M., Sato, T., Suzuki, K.: Dynamic Characteristics of Buildings Constructed by Pile Top Seismic Isolation System Considering Nonlinearity of Laminated Rubber Bearing, 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1275, 2017.1
- (3) 山内豊英, 北村春幸, 永野正行, 佐藤利昭, 鈴木賢人, 松田頼征, 飛田喜則：杭頭免震建物の杭基礎に対する応答変位法の適用に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 743 号, pp.69-79, 2018.1

### 口頭発表：

- (1) 中澤敏樹, 山内豊英, 北村春幸, 佐藤利昭：杭頭免震建物における部材構成や地盤条件を変動因子とした解析的検討 その 1 魚骨モデルを用いた静的解析による検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.549-550, 2013.8
- (2) 山内豊英, 北村春幸, 佐藤利昭, 森浩二：杭頭免震建物における部材構成や地盤条件を変動因子とした解析的検討 その 2 魚骨モデルを用いた地震応答解析による検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.551-552, 2013.8
- (3) 山内豊英, 北村春幸, 佐藤利昭, 飛田喜則：杭頭免震建物における上部構造の応答増幅に関する解析的検討 その 1 弾性モデルによる検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.625-626, 2014.9
- (4) 飛田喜則, 山内豊英, 北村春幸, 佐藤利昭：杭頭免震建物における上部構造の応答増幅に関する解析的検討 その 2 弾塑性モデルによる検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.627-628, 2014.9
- (5) 山内豊英, 北村春幸, 佐藤利昭：杭頭免震建物における積層ゴムの非線形特性が構造特性に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.599-600, 2015.9
- (6) 中澤敏樹, 山内豊英, 北村春幸, 永野正行, 佐藤利昭, 鈴木賢人：杭頭免震建物における積層ゴムの水平剛性と反曲点移動の地震応答解析による評価 その 1 積層ゴムの水平剛性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.457-458, 2016.8
- (7) 山内豊英, 北村春幸, 永野正行, 佐藤利昭, 鈴木賢人, 飛田喜則：杭頭免震建物における積層ゴムの水平剛性と反曲点移動の地震応答解析による評価 その 2 積層ゴムの反曲点移動に伴う曲げモーメントの分配, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.459-460, 2016.8

- (8) 中澤敏樹, 山内豊英, 北村春幸, 永野正行, 佐藤利昭, 鈴木賢人, 松田頼征: 杭頭免震建物の杭基礎に対する応答変位法の適用について その 1 杭頭免震建物における応答変位法適用上の課題, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.803-804, 2017.8
- (9) 山内豊英, 北村春幸, 永野正行, 佐藤利昭, 鈴木賢人, 松田頼征, 飛田喜則: 杭頭免震建物の杭基礎に対する応答変位法の適用について その 2 応答変位法の適用方法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.805-806, 2017.8

## 謝辞

本論文は、筆者が株式会社浅沼組技術研究所の研究者として、また、東京理科大学大学院理工学研究科における博士後期課程の学生として、平成24年から取り組んできた杭頭免震構造に関する研究成果を纏めたものです。本論文の執筆に際し、多くの関係者の皆様から御指導や御協力をいただきました。ここに御名前を記して謝辞を述べさせていただきます。

恩師であります東京理科大学理工学部建築学科の北村春幸教授には、平成24年に浅沼組からの共同研究要請を御快諾いただいて以来、懇切丁寧な御指導および御教示をいただきました。北村先生には、建築構造の解析・分析手法や論文に対する考え方などは勿論のこと、建築業界の今後の展望、研究者としての姿勢、更に、研究の楽しさに至るまで、筆者の人生観に影響を及ぼす数多くの御指導をいただきました。雲の上の存在のように考えていた北村先生とのこのような御縁がなければ、筆者がここまで成長することはなかったと考えております。未熟な筆者がこれまでの研究成果を博士論文として纏めることができましたのも、北村先生の根気強く温かい御指導の賜物であり、ここに深く感謝申し上げます。

東京理科大学理工学部建築学科の永野正行教授には、平成27年に筆者が博士後期課程に入学した頃より、共同研究者として数多くの御指導および御教示をいただきました。地盤工学の知識に乏しい筆者に対し、いつも懇切丁寧に御指導をいただき、些細な質問に対してもわかりやすく丁寧に御回答いただきました。永野先生の貴重な御助言により、研究が大きく進展したことも数多くございました。永野先生には本論文の審査においても貴重な御指摘および御助言をいただき、ここに深く感謝申し上げます。

東京理科大学理工学部建築学科の衣笠秀行教授、東京理科大学理工学部土木工学科の東平光生教授、塚本良道教授におかれましては、本論文の審査に際し貴重な御指摘および御助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

九州大学大学院人間環境学研究院の佐藤利昭准教授には、博士後期課程の1年次までは東京理科大学・北村研究室の教員として、更に、九州大学の准教授に御就任されてからこれまでの間にも数多くの御指導および御教示をいただきました。特に、解析プログラムの開発に際しては、本格的なプログラム開発の経験に乏しい筆者に数多くの御助言をいただき、博士論文を構築する上での考え方なども御指導いただきました。ここに深く感謝申し上げます。

東京理科大学理工学部建築学科の松田頼征助教、鈴木賢人助教には、共同研究者として数多くの御指導および御教示をいただきました。松田先生におかれましては、博士後期課程の学生としての事務的な手続きや連絡事項などでも数多くの御協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究の遂行に際し、株式会社浅沼組の浅沼健一社長には、東京理科大学大学院理工学研究科・博士後期課程への入学許可をいただき、全面的な御支援をいただきました。同社技術研究所の石原誠一郎所長には、数多くの御支援および励ましの御言葉をいただきました。石原所長から北村先生への共同研究要請がなければ、このような御縁はなかったと考えられ、仕事に対する熱意と行動力の大切さを教えていただきました。同社技術研究所・構造研究グループの中澤敏樹グループリーダー、飛田喜則課長、森浩二課長には、いつも数多くの御協

力と励ましの御言葉をいただきました。飛田課長におかれましては、研究者としての視点に傾倒しすぎた筆者に対し、共同研究者の立場からいつも貴重な御教示や御助言をいただきました。同社東京本店設計部構造第2グループの橋本拓課長、名古屋支店設計部の関敏宏主任には、免震構造の構造設計に対する実務設計者としての考え方について御教示いただきました。その他、株式会社浅沼組の全ての関係者を含め、ここに深く感謝申し上げます。

学士取得までの4年間を過ごした大阪市立大学工学部建築学科のもう一人の恩師、建築防災研究室の教授・(故)谷池義人先生には、株式会社浅沼組への就職を薦めていただき、入社後も共同研究で数多くの御指導いただきました。谷池先生は平成28年3月に御逝去され、本論文を御報告できなかつたことが残念でなりません。本研究においても、谷池先生、並びに、同研究室の現教授・谷口徹郎先生に御教授いただいた建築振動学に幾度となく助けられました。両先生には数多くの励ましの御言葉もいただき、ここに深く感謝申し上げます。

最後に、筆者をここまで育て、平成26年5月に天国に旅立った父・(故)山内儀道、いつも心配してくれた母・山内依子、これまで家庭と生活を支え続けてくれた、また、どんなに夜遅くなっても温かい御飯を用意して待っていてくれた妻・陽子、そして、研究に行き詰まりズタズタになった精神状態を宇宙一の笑顔で癒やしてくれた長女・雪菜と長男・大志に心より感謝いたします。

平成30年1月

山内 豊英