

4. 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

Analytical Study on Response Amplification about Base Isolated Building with Inclination of Pile Top

山内 豊英*¹ 飛田 喜則*¹ 橋本 拓*²

要 旨

杭頭免震建物について、地盤条件と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、それらの変動因子が上部構造の応答に与える影響について検討を行った。地盤-杭-免震層-建物一体モデルによる検討の結果、地盤と上部構造の振動モード間において連成作用が発生する場合があります、免震層に層間変位が生じない振動モードが現れることが明らかとなった。また、弾塑性モデルにより連成作用発生時の上部構造の応答について検討した結果、免震層のみに非線形性を考慮した解析モデルでは、免震層のエネルギー吸収量が減少し、上部構造の応答が増幅する現象が見られた。一方、地盤の非線形性も考慮した解析モデルでは、上部構造の応答増幅が大幅に緩和された。

キーワード：杭頭免震／応答増幅／地震応答解析／弾性モデル／弾塑性モデル

1. はじめに

近年、免震構造の物流施設等において、杭頭免震工法が数多く採用されている。杭頭免震工法は、杭頭の直上に免震装置を設置し、免震層直下の基礎梁あるいはマットスラブを軽微なものとすることで基礎工事の合理化を可能とする工法である。

既報^{1)~3)}において筆者らは、杭頭免震の物流施設を対象として、下部構造の部材構成や地盤条件を変動因子とした解析を行い、主に下部構造の部材応力等について明らかにした。

一方、小林ら⁴⁾は、中間層免震構造において、上部構造と下部構造との周期比に応じて振動モード間の連成作用（モード連成作用）が発生する場合があります、上部構造の応答増幅を誘発する現象があることを示すとともに、基礎免震構造の高層建物を対象とした地盤-杭-免震層-建物一体モデル（以下、地盤-建物一体モデルと称す）でも上部構造と地盤との周期比に応じて同様の現象が発生することを示した^{5)~8)}。この現象について、物流施設を対象とした杭頭免震建物でも確認しておくことは、設計時の適用範囲を明らかにする上で有意義と考えられる。

本研究では、まず、モード連成作用等による上部構造の応答増幅を明確に捉えるため、全ての要素を弾性（あるいは等価線形剛性）とした地盤-建物一体の弾性モデルで解析的検討を行い、上部構造の応答増幅が発生する要因について整理した。次に、免震層および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、実設計への影響について調べた。

2. 検討対象建物と試設計の概要

検討対象建物を図-1に示す。建物概要を下記に示す。

建物用途：物流施設

階 数：地上4階

延床面積：40,000 m²（各階面積：10,000 m²）

平面形状：10m×10m スパン（X、Y 方向共通）

構 造：柱 RC 梁 S ハイブリッド構法

基礎免震構造（杭頭免震）

構造は、柱を鉄筋コンクリート（以下、RC と称す）造、梁を鉄骨（以下、S と称す）造とした柱 RC 梁 S ハイブリッド構法とした。

上部構造を多質点系等価せん断型モデルに置換し、予備地震応答解析により得られた層せん断力係数分布に基づいて静的荷重増分解析を行い、上部構造の諸元を設定した。なお、予備地震応答解析における入力地震波は、最大速度 0.5m/sec に基準化した観測 3 波（EL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE NS）とした。

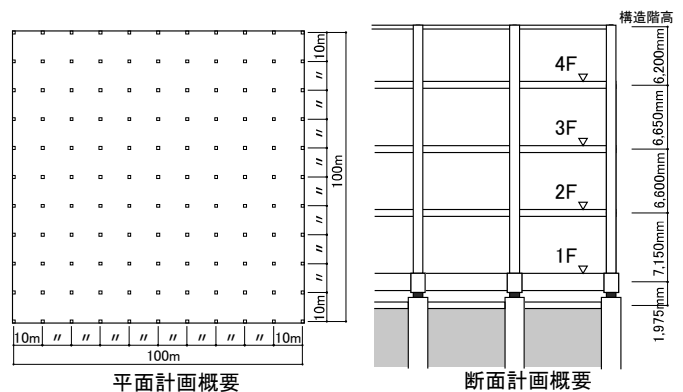


図-1 検討対象建物

*¹ 技術研究所構造研究グループ

*² 東京本店設計部

3. 弾性モデルによる地震応答解析

3.1 解析モデルの概要

解析モデルの概要を図-2に示す。解析モデルは、既報^{1)~3)}と同様に1スパンを取り出した魚骨モデルとした。

上部構造の部材断面は、柱をRC造、梁をS造とした。

1階梁の断面は幅700mm×せい1800mm、基礎梁は幅1000mm×せい350mmの扁平梁とし、ともにRC造でコンクリートの設計基準強度を36N/mm²とした。

杭は、直径1200mmの鋼管杭とし、鋼板厚は19mmとした。表層地盤は、基礎梁下端から支持層までの厚さで20mとし、N値一定の1様地盤とした。

免震層における積層ゴムのせん断ばね剛性は、上部構造の質点総質量 M_{all} とせん断ばね剛性 K_H から算定される

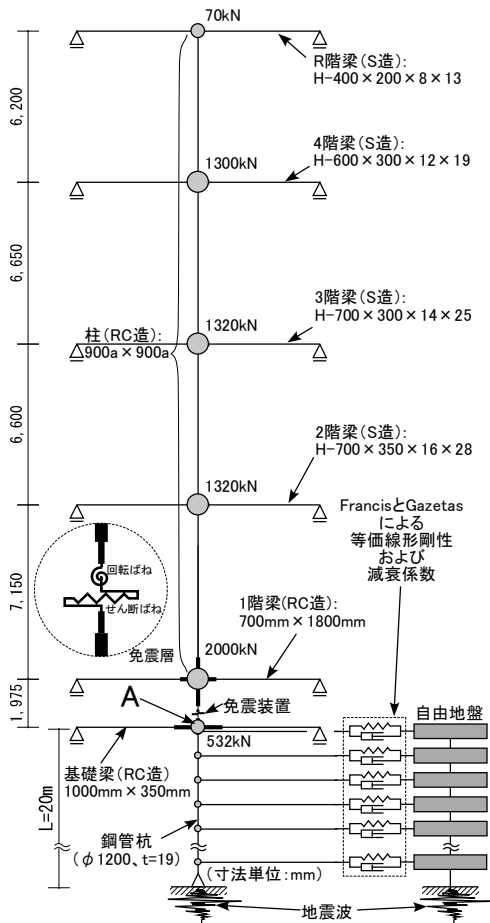


図-2 解析モデル

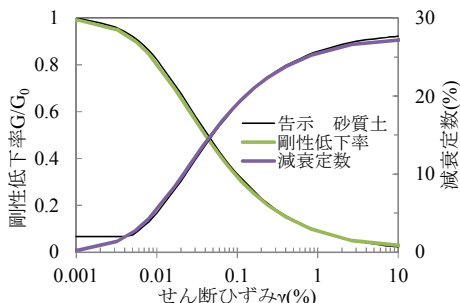


図-3 歪依存特性

1次周期の概算値($=2\pi\sqrt{M_{all}/K_H}$)が4.0secとなるように設定し、回転ばね剛性は、既報^{1)~3)}の初期剛性とした。

杭と自由地盤をつなぐ要素は水平地盤反力ばねと減衰要素で構成し、既報^{1)~3)}と同様に文献⁹⁾のFrancisの式とGazetasらの方法による等価線形剛性と減衰係数を用いた。

自由地盤は、建物モデルの影響を受けない断面積10,000 m²の土柱を想定した。土層間のせん断ばね剛性は、本解析モデルによる検討に先立って行った単独の自由地盤による逐次非線形地盤応答解析に基づき、有効せん断歪時(最大せん断歪の65%)の等価線形剛性とした。なお、逐次非線形地盤応答解析における地盤の非線形特性は修正Ramberg-Osgoodモデル(以下、R-Oモデルと称す)とし、その歪依存特性は図-3のように告示第1457号の値を回帰して設定した。

なお、弾性モデルでは、上部構造の応答増幅をより明確に捉えるため、積層ゴムと自由地盤の減衰を無視した。

ここで、等価線形剛性のせん断ばねを用いた自由地盤の刺激関数を図-4に示す。地盤の卓越周期は、N値5が $N_{05}T_{base}=1.730\text{sec}$ 、N値15が $N_{15}T_{base}=0.959\text{sec}$ となる。

3.2 解析における変動因子

本解析における変動因子は、表-1のように1様地盤のN値と各階柱断面の寸法とした。N値は、5および15の2種類とし、いずれも砂質土とした。また、各階柱断面の寸法は、柱断面を(900×a)mm×(900×a)mmとしてaの値により13ケース設定した。柱断面の寸法を変動因子としたのは、地盤-建物一体モデルのモード連成作用が、上部構造の両端自由振動モード⁴⁾(免震層の剛性を0とした場合に得られる振動モード)の2次周期 f_fT_2 と地盤の卓越周期 T_{base} との関係に依存する傾向があることから^{5)~8)}、上部構造の剛性分布を変化させるためである。

なお、表-1には、上部構造の両端自由振動モードの2次周期 f_fT_2 、並びに、免震層を含む上部構造のみの固有値解析で得られた2次周期 $isoT_2$ を併せて示す。

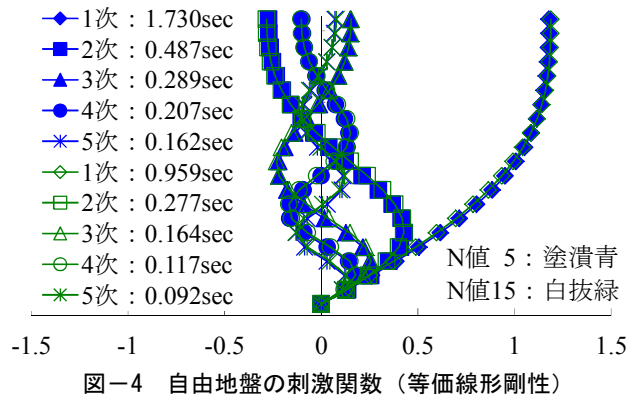


図-4 自由地盤の刺激関数(等価線形剛性)

3.3 入力地震波

入力地震波は、既報^{1)~3)}と同様に、告示第1461号で定める極めて稀に発生する地震の加速度応答スペクトル（乱數位相）に基づいて作成した。杭先端および自由地盤下端に入力した地震波の時刻歴波形および速度応答スペクトルを図-5に示す。

3.4 地震応答解析結果（弾性モデル）

N値5およびN値15の各階の最大加速度応答比を図-6に示す。

縦軸の最大加速度応答比は、基礎部分（図-2のA）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）。

グラフ上下の横軸は、式(1)で定義される2次周期比であり、上部構造の両端自由振動モードの2次周期 $f_f T_2$ および免震層を含む上部構造のみの2次周期 $iso T_2$ を地盤の卓越周期 T_{base} で除した値である。

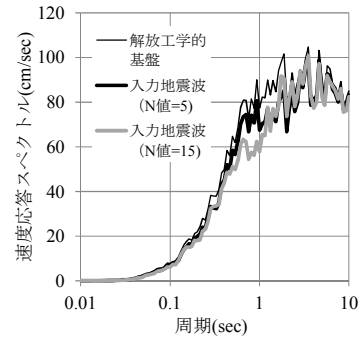
表-1 解析の変動因子

一様地盤 N値	5		
	15		
各階 柱断面 括弧内数値は aの値	断面寸法(mm×mm)	$f_f T_2(\text{sec})$	$iso T_2(\text{sec})$
	1260×1260 (1.4)	0.721	0.708
	1080×1080 (1.2)	0.784	0.767
	900×900 (1.0)	0.866	0.843
	774×774 (0.86)	0.959	0.926
	720×720 (0.8)	1.018	0.978
	630×630 (0.7)	1.163	1.101
	540×540 (0.6)	1.410	1.297
	470.7×470.7 (0.523)	1.730	1.522
	450×450 (0.5)	1.861	1.605
	427.5×427.5 (0.475)	2.028	1.703
	405×405 (0.45)	2.226	1.809
	382.5×382.5 (0.425)	2.463	1.925
	360×360 (0.4)	2.749	2.049

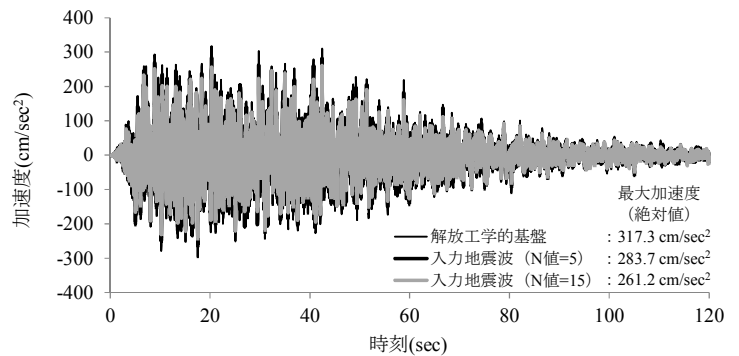
*表の網がけは $f_f T_2 = T_{base}$ となるように調整したもの

なお、小林らが示したモード連成作用⁴⁾は、上部構造の $f_f T_2$ と下部構造の1次周期が一致する場合、つまり、 $f_f \beta_2 = 1$ となる場合に発生し、中間層免震等において上部構造の応答が増幅することを示している。

$$f_f \beta_2^{N_x} = \frac{f_f T_2}{N_x T_{base}}, \quad iso \beta_2^{N_x} = \frac{iso T_2}{N_x T_{base}} \quad \text{式(1)}$$

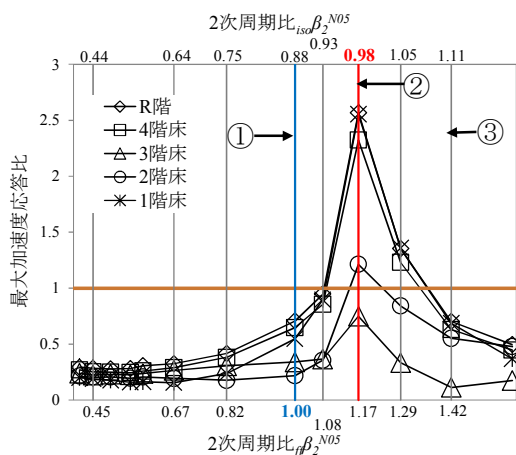


(a) 速度応答スペクトル（減衰定数 5%）

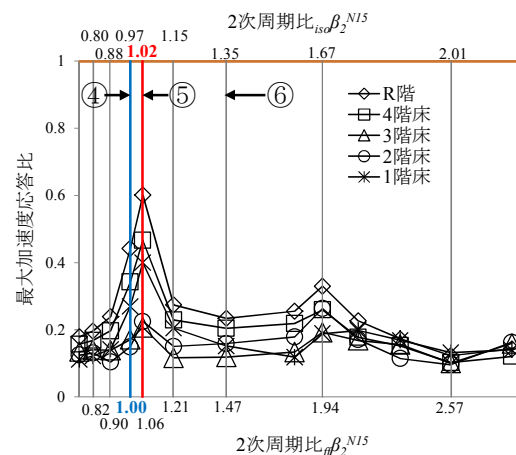


(b) 時刻歴波形

図-5 入力地震波の概要



(a) N値 5



(b) N値 15

図-6 最大加速度応答比と2次周期比

図-6 によると、最大加速度応答比は、 $\beta_2=1$ の時ではなく、 $\beta_2=1$ の時に応答増幅が最大となっている。免震層の減衰を無視したこと起因する部分はあるものの、中間層免震の結果⁴⁾とは傾向が異なる。

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-7 に示す。最大層せん断力係数も、 $\beta_2=1$ の時に最大となり、図-6 と同じ傾向を示す。

ここで、地盤-建物一体モデルの刺激関数を図-8 に示す。図-8 (a)および(d)によると、中間層免震と同様に、 $\beta_2=1$ 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いる (モード連成作用⁴⁾)。図-8 (b)および(e)の $\beta_2=1$ 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、上部構造の刺激関数の値も他と比較して大きくなっている。また、 β_2 に注目すると、 $\beta_2<1$ の時は、2 次モードに地盤の卓越周期 T_{base} 、3 次モードに上部構造

の 2 次周期 T_2 が現れ、 $\beta_2>1$ の時は、2 次モードに上部構造の 2 次周期 T_2 、3 次モードに地盤の卓越周期 T_{base} が現れている。

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とは異なり、地盤-建物一体モデルでは下部構造に相当する地盤-杭モデルのそれらの特性が殆ど変化しない。また、地盤震動の影響が大きいため、地盤-建物一体モデルのモードには必ず地盤の卓越周期が現れる。本解析のように、上部構造の 1 次周期が地盤の卓越周期よりも大きくなると、2 次周期比 β_2 に応じて 2 次あるいは 3 次周期に地盤の卓越周期が現れる。地盤-建物一体モデルの 2 次、3 次周期と上部構造の T_2 が一致する $\beta_2=1$ 、つまり $T_2=T_{base}$ となる時は、上部構造が 2 次周期 T_2 で共振することに相当するため、特に大きな応答増幅が生じたと考えられる。

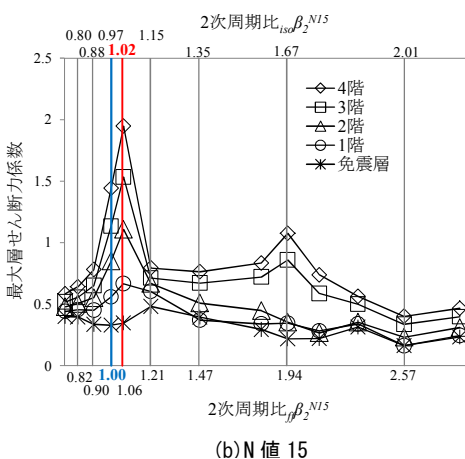
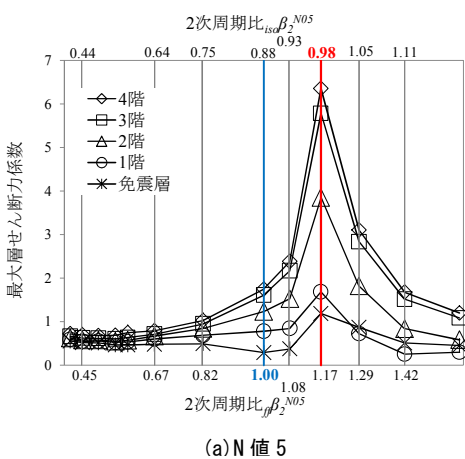


図-7 最大層せん断力係数と 2 次周期比

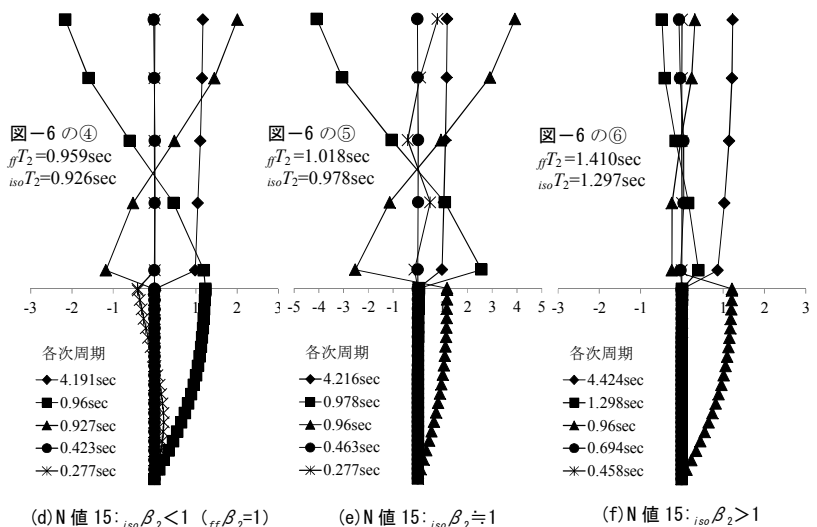
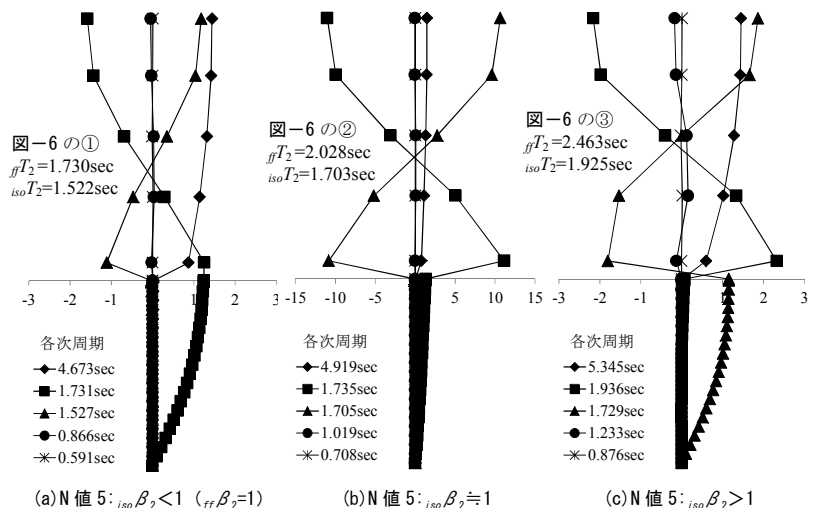


図-8 地盤-建物一体モデルの刺激関数

4. 弾塑性モデルによる地震応答解析

4.1 解析モデルの概要

弾塑性モデルでは、免震層と自由地盤に非線形特性を考慮して解析を行った。

免震層のせん断ばねは、図-9のように、天然ゴム系積層ゴム（以下、NRB）と鋼材ダンパーを組合わせたバイリニア型としてモデル化した。鋼材ダンパーは、完全弾塑性型で降伏変位を2cmとし、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）を変動因子として $\alpha=0.02, 0.04, 0.06$ の3ケースとした。積層ゴムの回転ばねは、既報^{1)~3)}のトリリニア型でモデル化した。

自由地盤におけるせん断ばねの非線形特性は、R-Oモデルとした。ただし、免震層のみを弾塑性モデルとした場合の影響も検討するため、表-2のように、弾性モデルと同様に等価線形剛性で減衰を0とした場合（Case1）を基本とし、 $\alpha=0.04$ のみR-Oモデルとした場合（Case2）の検討を行った。

なお、免震層を含む上部構造のみの2次周期 $isoT_2$ は、免震層の履歴特性により変形に応じて周期特性が変化するため、ここでは、免震装置の有効変位（最大変位の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次周期として定義した。後述のCase1の応答解析結果を用いて導出した2次周期一覧を表-3に示す。

4.2 Case1の結果（自由地盤：等価線形剛性・減衰0）

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および最大層せん断力係数と2次周期比の関係性をそれぞれ図-10および図-11に示す。

図-10(a)、(b)および図-11(a)、(b)のN値5の結果を見ると、 $iso\beta_2 \approx 1$ 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弾性モデルよりも全体的に緩やかな分布となっている。

一方、図-10(c)および図-11(c)の $\alpha=0.06$ では $iso\beta_2 \approx 1$ で最大とならない。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 $isoT_2$ と、実際の免震層の周期特性との乖離、並びに、鋼材ダンパーのエネルギー吸収が大きいためと考えられる（後述の図-12参照）。続いて、図-10(d)~(f)および図-11(d)~(f)のN値15の結果を見ると、弾性モデルと異なり、 $\alpha=0.04$ および0.06において $ff\beta_2=1$ で応答増幅が最大となっている。

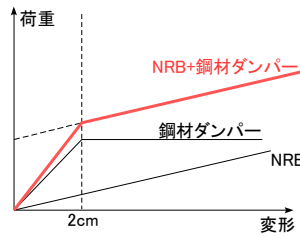


図-9 免震層特性 (NRB+鋼材ダンパー)

表-2 弾塑性モデルの解析ケース

解析ケース	Case1	Case2
鋼材ダンパーの α	0.02	0.04
	0.04	
	0.06	
自由地盤の非線形特性	等価線形剛性 減衰0	R-Oモデル

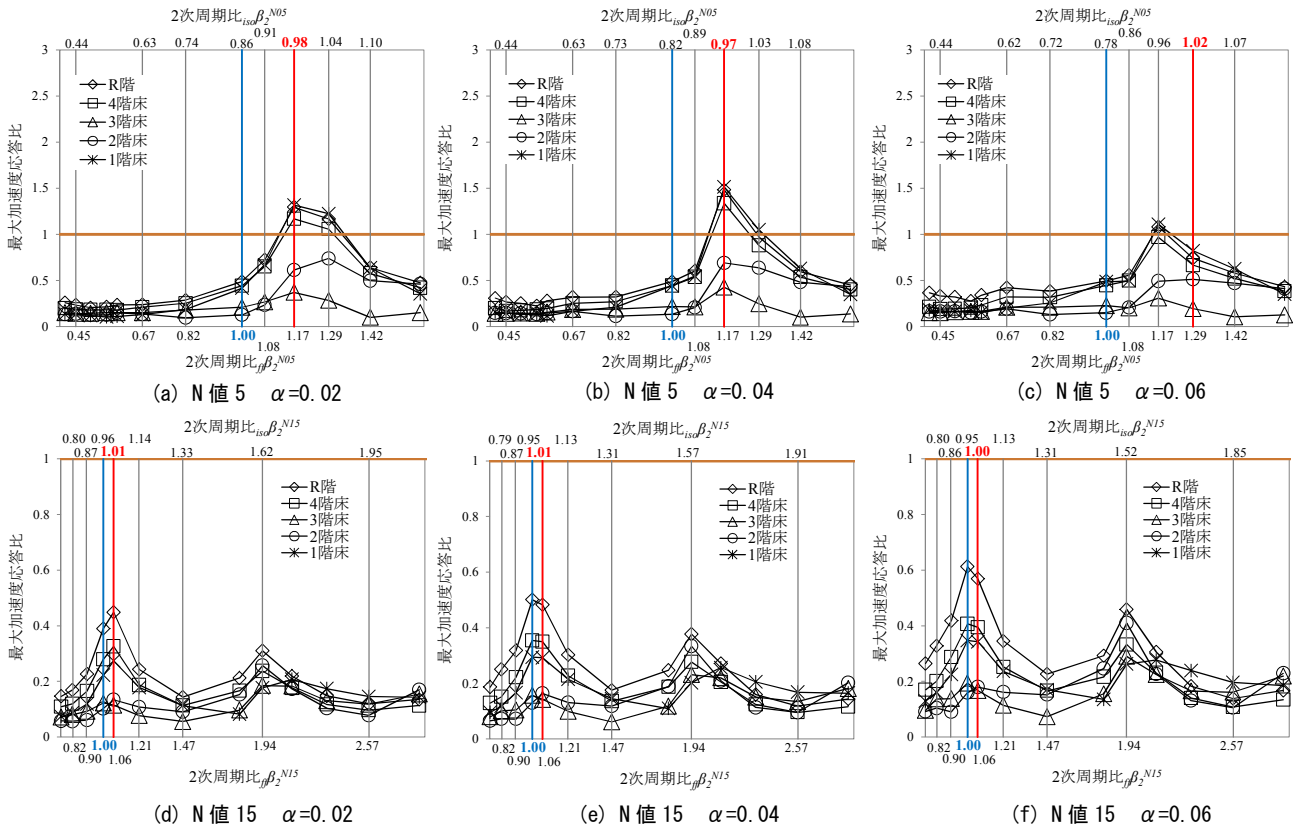


図-10 最大加速度応答比と2次周期比 (Case1)

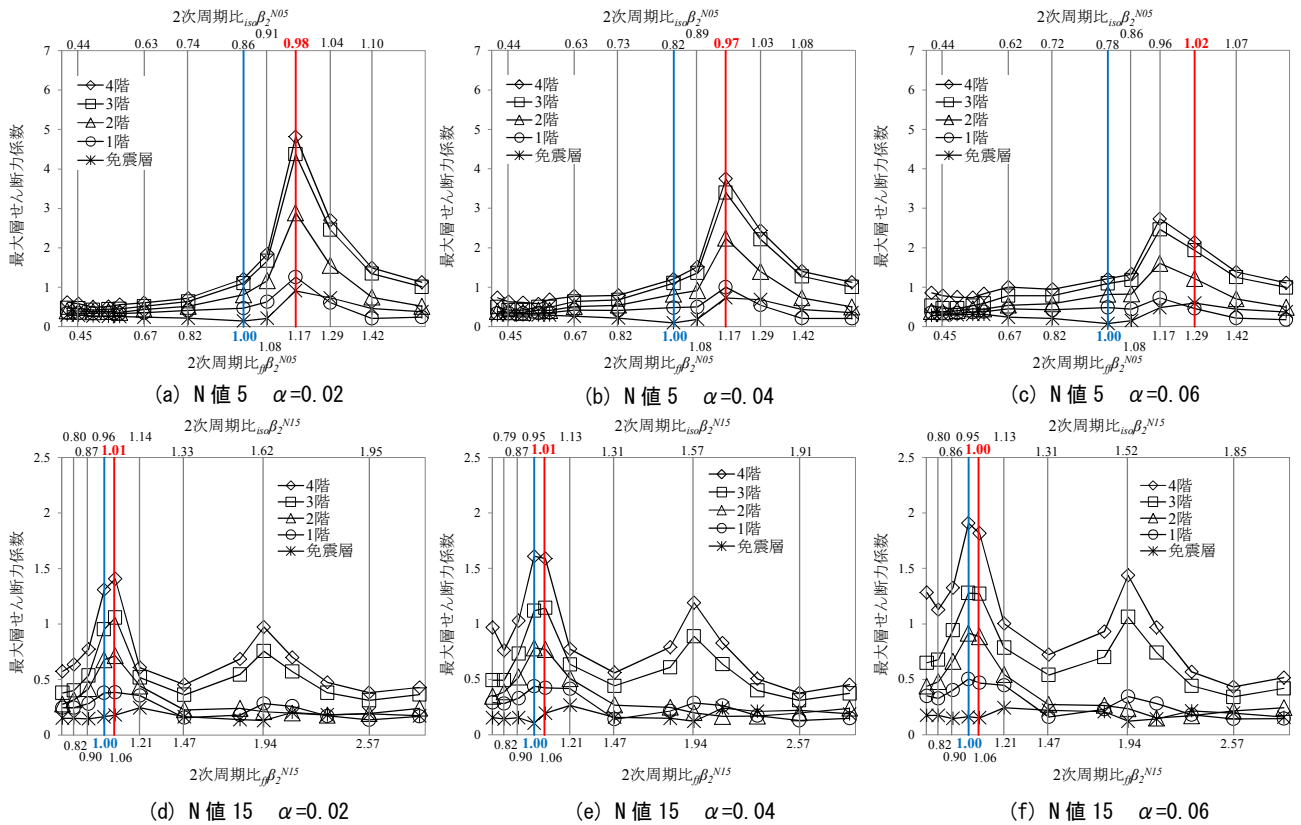


図-11 最大層せん断力係数と2次周期比 (Case1)

表-3 2次周期一覧 (Case1)

2次周期種別		$f_f T_2^*$ (sec)		$iso T_2$ (sec)			
降伏せん断力係数 α		-		0.02		0.04	
一様地盤N値		-		5		15	
各階 柱断面 (mm×mm)	1260×1260	0.721	0.707	0.706	0.706	0.703	0.704
	1080×1080	0.784	0.766	0.764	0.764	0.760	0.762
	900×900	0.866	0.840	0.838	0.838	0.834	0.829
	774×774	0.959	0.922	0.920	0.919	0.908	0.917
	720×720	1.018	0.973	0.971	0.970	0.966	0.954
	630×630	1.163	1.093	1.091	1.087	1.083	1.078
	540×540	1.410	1.282	1.277	1.267	1.257	1.254
	470.7×470.7	1.730	1.485	1.483	1.416	1.451	1.341
	450×450	1.861	1.574	1.555	1.537	1.504	1.462
	427.5×427.5	2.028	1.694	1.664	1.681	1.639	1.654
	405×405	2.226	1.796	1.758	1.781	1.724	1.762
	382.5×382.5	2.463	1.900	1.867	1.873	1.829	1.851
	360×360	2.749	2.015	1.977	1.979	1.925	1.854

* $f_f T_2$ は免震装置の剛性に依存しないため弾性モデルと同値

ここで、図-12 に鋼材ダンパーが吸収したエネルギーの総量を示す。いずれの結果も $f_f \beta_2=1$ となる時のエネルギー吸収量が最も少ない。前述のように、 $f_f \beta_2=1$ では、地盤-建物一体モデルの2次モードにおいて免震層が殆ど変形せず、免震層の高い減衰性を発揮できないため、上部構造の応答増幅が最大となる場合があると考えられる。

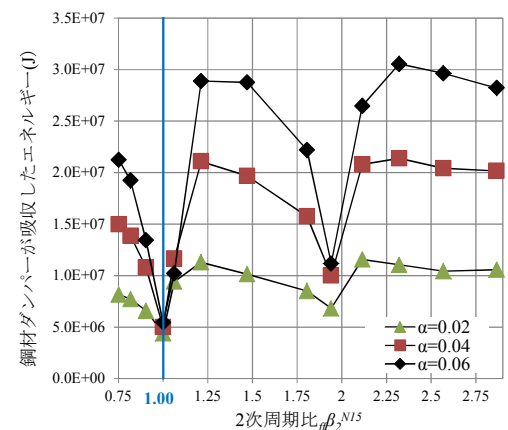
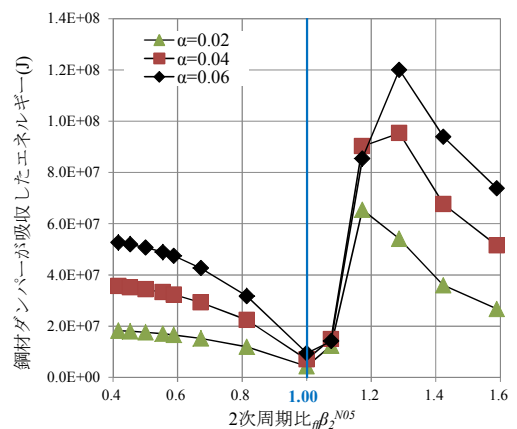
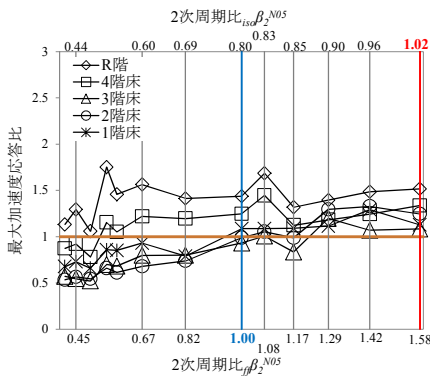


図-12 鋼材ダンパーの吸収エネルギー (Case1)

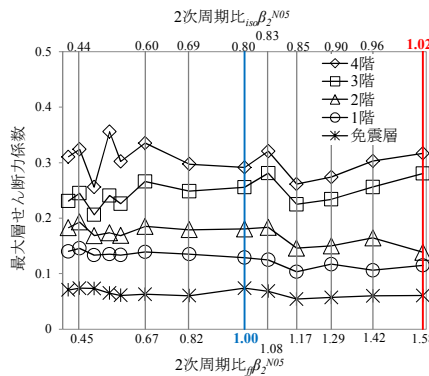
4.3 Case2の結果（自由地盤：R-Oモデル）

最大加速度応答比および最大層せん断力係数と2次周期比の関係それぞれ図-13および図-14に示し、各階の最大加速度応答分布と最大層せん断力係数分布の抜粋をそれぞれ図-15および図-16に示す。また、鋼材ダンパーが吸収したエネルギーの総量を図-17に示す。Case1と異なり、目立った応答増幅はなく、 $\beta_2=1$ でのエネルギー吸収量が減少する傾向もない。既往研究⁶⁾と同様に、地盤の非線形性を考慮することで、特定の周期比での応答増幅が抑制されている。また、図-18の免震装置の最大曲げ回転角についても周期比による影響は殆どない。

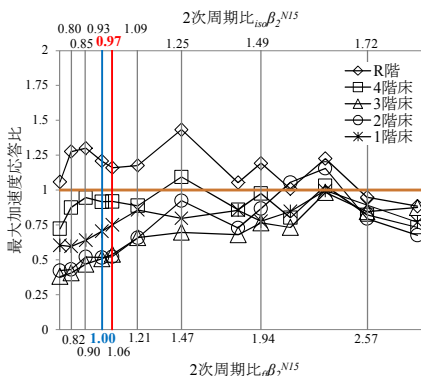
ここで、Case1（自由地盤：等価線形剛性）とCase2（自由地盤：R-Oモデル）それぞれについて、自由地盤頂部の加速度応答波形を入力地震波とみなして算定した加速度応答スペクトルを図-19に示す。図から明らかなように、Case1と比較して、地盤の非線形性（R-Oモデル）を考慮したCase2では、入力地震波における地盤の卓越周期成分が大幅に低減することがわかる。このように、実際には、地盤の強い非線形性の影響により上部構造の応答増幅が抑制され、特に2次以上の刺激関数が小さい免震構造ではその影響が顕著であるため、実設計に及ぼす影響は小さいと考えられる。



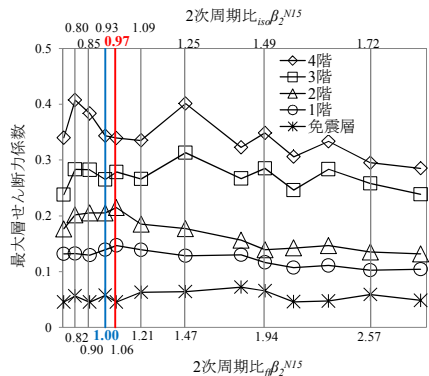
(a) N値5 $\alpha=0.04$



(a) N値5 $\alpha=0.04$



(b) N値15 $\alpha=0.04$



(b) N値15 $\alpha=0.04$

図-13 最大加速度応答比と2次周期比 (Case2)

図-14 最大層せん断力係数と2次周期比 (Case2)

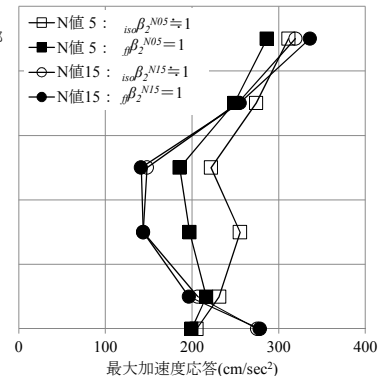


図-15 最大加速度応答分布 (Case2)

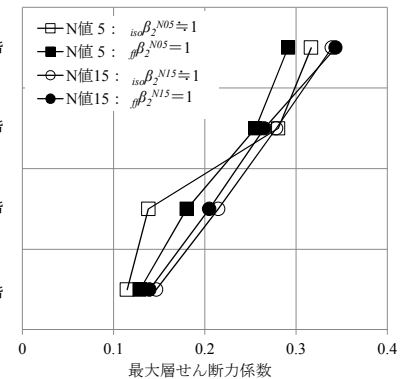


図-16 最大層せん断力係数分布 (Case2)

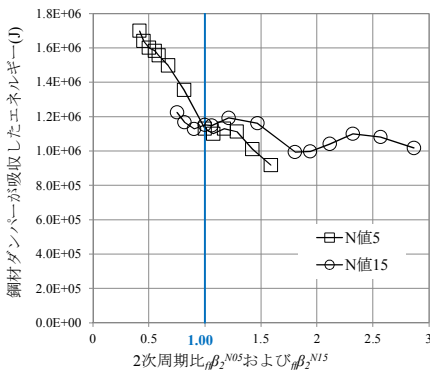


図-17 鋼材ダンパーの吸収エネルギー (Case2)

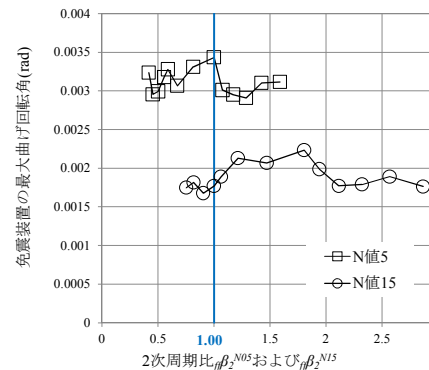


図-18 免震装置の最大曲げ回転角

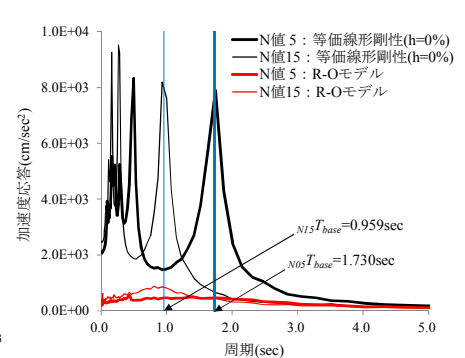


図-19 自由地盤頂部の加速度応答スペクトル

5. まとめ

杭頭免震建物について、地盤条件や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、上部構造の応答増幅について検討を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 地盤と上部構造との周期比に応じて振動モード間の連成作用が発生する場合があります、その場合、免震層に層間変位が生じない振動モードが現れる。
- (2) 弾性モデルにおいては、免震層を含む上部構造のみの2次周期 $_{iso}T_2$ と地盤の卓越周期 T_{base} が一致して共振する場合に応答増幅が最大となる。
- (3) 免震層の非線形性のみを考慮した弾塑性モデルの場合、モード連成作用発生時に免震層のエネルギー吸収量が減少し、上部構造の応答が増幅する場合があります。
- (4) 免震層に加えて地盤の非線形性も考慮した弾塑性モデルの場合、地盤の強い非線形性の影響により、上部構造の応答増幅が大幅に緩和される。

[謝 辞]

最後に、本研究を行うにあたり、多くの御指導を頂いた東京理科大学・理工学部建築学科の北村春幸教授、佐藤利昭助教に深く感謝申し上げます。

[参考文献]

- 1) 山内豊英、橋本拓、中澤俊樹、森浩二、飛田喜則：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、浅沼組技術研究報、No.25、pp.1-1 - 1-8、2013.
- 2) 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、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.549-550、2013.
- 3) 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、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.551-552、2013.
- 4) 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、日本建築学会構造系論文集、No.572、pp.73-80、2003.
- 5) 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、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅰ、pp.921-922、2007.
- 6) 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、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅰ、pp.937-938、2009.
- 7) 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、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅰ、pp.939-940、2009.
- 8) 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、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅰ、pp.301-302、2010.
- 9) 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.