

杭頭免震構造の開発（その１） 地盤－杭－建物連成系一体解析モデルを用いた地震応答解析 Development of Pile-head Seismic Isolation Structure (Part 1) Seismic Response Analysis considering Soil-Pile-Structure Interaction

成田 悠* 山崎 康雄**
Yuu Narita Yasuo Yamasaki
高橋 孝二** 飯塚 信一***
Koji Takahashi Shinichi Iizuka

要 約

一般的な基礎免震構造に対し、基礎構造の合理化を目的として、杭頭に直接免震部材を設置する杭頭免震構造による建物が近年増加している。杭頭免震構造では、杭頭部、つまり免震部材下端に回転が生じるため、回転角の把握が重要となる。本報では、地盤、杭、建物を連成させた、杭頭免震構造の一体解析モデルを構築して地震応答解析を行い、設定した地盤条件における地震時の各部挙動を明らかにした。また、一般的な基礎免震構造についても一体解析モデルを作成し、地震応答解析を行った結果、本報の解析条件のもとでは、杭頭免震構造は杭頭回転角 $1/100 \text{ rad}$ 以下の範囲において基礎免震構造と比べて免震層の応答値に有意な差は見られなかった。このことから杭頭免震構造を採用する場合において、基礎免震構造と同等の設計法とすることが出来る可能性を示した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 解析モデルの概要
- § 3. 地震応答解析
- § 4. 杭頭免震モデルと基礎免震モデルとの比較
- § 5. まとめ

§ 1. はじめに

近年、免震構造の合理化を目的に、杭頭に免震部材を直接設置する杭頭免震構造（以下、杭頭免震）を採用した建物が増加している。杭頭免震は通常の基礎免震構造（以下、基礎免震）と比べ基礎構造を合理化でき¹⁾、平面規模の大きな建物には経済的メリットが大きい。特に物流倉庫での採用が多く、最近では共同住宅への適用例も出てきている。

しかし、基礎免震は免震部材が剛強な二重基礎梁で挟まれており、免震部材上下端に回転がほぼ生じない安定した構造であることに対し、杭頭免震は免震部材を杭頭

部に直接設置することから、杭頭部に回転角が生じる。この回転角を健全な範囲に制御することが求められる。

既往の文献 2) ～ 6) より、杭頭回転角は上部構造からの慣性力、免震層の $P-\delta$ による付加曲げモーメント、地盤変位など様々な要因が複雑に関係して生じることが明らかとなっている。そのため、地盤との動的相互作用を考慮した一体解析モデルでの検討は有効と考えられる。

本研究では、地盤－杭－建物連成系一体解析モデル（以下、一体解析モデル）を構築し、時刻歴応答解析を行い、様々な解析条件における応答性状の把握、応答結果の比較を行う。また、基礎免震構造との応答値の比較についても検討する。

§ 2. 解析モデルの概要

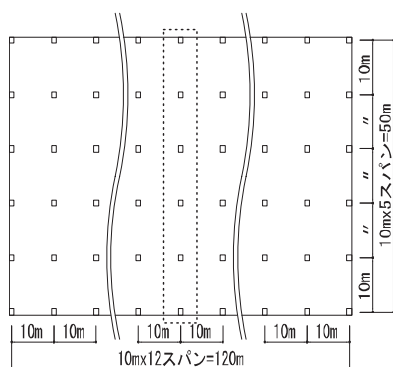
2-1 対象建物

対象建物は 6 階建て物流倉庫で、規模は長辺 120 m（10 m スパン）× 短辺 50 m（10 m スパン）の延べ面積 36,000 m^2 とする。構造種別は 1 階～ 5 階までを柱 RC 梁 S 造、6 階を S 造とした。屋根は軽量の折板とした。建物の伏図、軸組図を図－1 に示す。

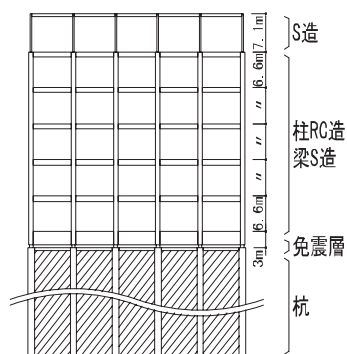
* 技術研究所建築技術グループ

** 本社建築設計部構造 1 課

*** 技術研究所

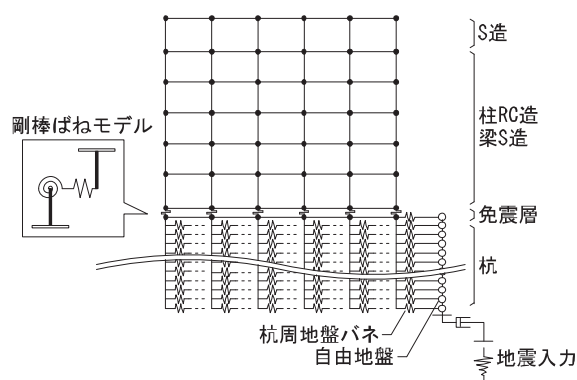


(a) 伏図



(b) 軸組図

図－1 伏図・軸組図



図－2 一体解析モデル

2-2 解析モデル

本報で用いる一体解析モデルは図－2に示すように、上部構造と免震部材、つなぎ梁、杭を一体にモデル化し、各杭は杭周地盤ばねを介して自由地盤と接続するモデルとした。対象とした建物が整形であることから、計算負荷を軽減することを目的として、中通り短辺フレーム(図－1伏図の点線)を抜き出した平面モデルとした。

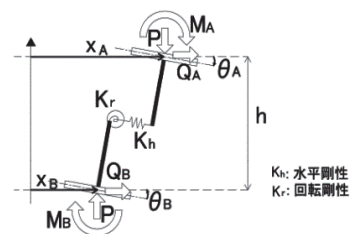
以下に各部のモデル化について述べる。

(1) 上部構造

RC柱、S柱はファイバーモデル、RC基礎梁、S梁の曲げ特性はM- θ モデルとし非線形性を考慮する。上部構造の内部粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、基礎固定(免震層なし)時の1次固有周期(1.381 sec)に対して2%に設定する。平面フレームモデル作成時の各節点の重量は集中質量として負担面積分の重量を設定する。各質点

表－1 各階重量 (kN)

階	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Wi	ΣWi
RF	68	136	136	136	136	68	680	680
6F	708	1415	1415	1415	1415	708	7075	7755
5F	775	1550	1550	1550	1550	775	7750	15505
4F	783	1566	1566	1566	1566	783	7830	23335
3F	789	1577	1577	1577	1577	789	7882	31217
2F	787	1574	1574	1574	1574	787	7870	39087
1F	1391	2781	2781	2781	2781	1391	13905	52992



図－3 免震部材の力学モデル

の重量は表－1に示す。

(2) 免震部材

本検討モデルで採用した免震部材はモデル化の簡便性に考慮し、鉛プラグ入り天然積層ゴム支承(以下、LRB)のみとした。免震部材の力学的モデルには、三山²⁾が提案する、端部回転を有する天然ゴム系積層ゴムを対象とした剛棒ばねモデルを用い、水平剛性、回転剛性に水平変位依存性、軸力依存性を考慮した。(図－3参照)

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

(1) 式中の積層ゴムの水平剛性および回転剛性は(2)、(3)式で表わされる。

$$K_h = \frac{G \cdot A}{n t_r} \left(1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right) \phi_h \quad (2)$$

$$K_r = \frac{E_{rb} \cdot I}{n t_r} \left(1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right) \phi_r \quad (3)$$

ここで、G：ゴムのせん断弾性率、A：ゴム部せん断断面積、n：ゴム層数、 t_r ：ゴム1層厚、 E_{rb} ：体積弾性率で補正されたゴムの曲げ弾性係数、I：ゴム部の断面2次モーメント、座屈荷重 P_{cr} は(4)式により表わされる。

$$P_{cr} = \frac{\pi}{n t_r} \sqrt{G \cdot A \cdot E_{rb} \cdot I} \quad (4)$$

また、(2)式中の ϕ_h は天然ゴム系積層ゴムの水平剛性に関する水平変位依存性、(3)式中の ϕ_r は回転剛性に関する水平変位依存性を示しており、それぞれ(5)、(6)式で表される。本解析モデルでは、免震部材にLRBを採用したため(5)式は使用せず、LRBの復元力特性は

ひずみ依存型バイリニアで設定した。

$$\phi_h = \left(\frac{x}{nt_r} \right)^{-0.16} \quad (5)$$

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

$$\theta_d = \cos^{-1} \left(\frac{x}{D} \right) \quad (7)$$

ここで、 x ：水平変位、 D ：積層ゴム円形断面の外径である。

免震部材の諸元を表－2に示す。免震部材は全てLRBとし、径は柱の長期軸力を考慮して選定し、鉛径は標準的なものを用いた。

(3) つなぎ梁

つなぎ梁の断面形状はB1000 mm × D350 mmとし、材端の非線形性をファイバーモデルにより考慮した梁要素でモデル化した。

(4) 杭

杭は場所打ちコンクリート杭で要素長さ1 m毎に分割した梁要素でモデル化し、曲げ特性はファイバーモデルによって非線形性を考慮する。杭の内部粘性減衰は瞬間剛性比例型として、自由地盤の1次固有周期に対して3%に設定する。杭径は1500 mmとする。

(5) 杭周地盤ばね

杭周地盤ばねは杭の各質点と自由地盤の各質点間をばね要素とダッシュポット要素を並列に結合する。ばね要素の復元力特性は弾塑性とし、文献7)に示されているFrancisばね、基礎指針ばねの2種類を対象とする。応答解析時の履歴特性は逆行型とする。杭周地盤ばねのダッシュポット要素の減衰係数はGazetasらの方法を参考に評価した減衰係数⁷⁾を求め、地盤の1次固有周期を考慮して減衰定数 h に変換し、内部粘性減衰として取り扱う。

(6) 自由地盤

自由地盤は表層地盤厚さを1 m毎に分割した土柱とし、各質点を地盤のせん断ばねと減衰を表すダッシュ

ポットでつなぐ質点系モデルとする。自由地盤は地盤ばねによって杭と接続するため、建物の影響を受けないように十分大きな土柱として、土柱の断面積を100000 m^2 とする。地盤のせん断ばねの復元力特性はR-Oモデルとし、パラメータ $\gamma_{0.5}$ 、 h_{max} は、粘性土： $\gamma_{0.5} = 0.18\%$ 、 $h_{max} = 17\%$ 、砂質土： $\gamma_{0.5} = 0.10\%$ 、 $h_{max} = 21\%$ に設定する⁷⁾。

減衰を表すダッシュポットについては、簡単のため内部粘性減衰として扱い、瞬間剛性比例型減衰として自由地盤の1次固有周期に対して2%に設定する。

(7) 検討用地盤モデル

検討対象とした地盤を表－3に示す。両地盤とも基盤は $V_s = 400$ m/sの工学的基盤とした。地盤の一次固有周期は、一様地盤で1.07 sec、二層地盤で0.75 secである。

§ 3. 地震応答解析

3-1 地震応答解析の概要

(1) 解析条件

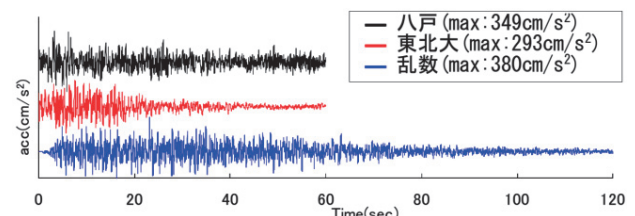
地震応答解析は、直接積分法（ニューマーク β 法 平均加速度法 $\beta = 0.25$ ）とし、積分時間刻みは $\Delta t = 0.0005$ 秒（1/2000）とする。内部粘性減衰は2-2に示すものとした。

(2) 入力地震動

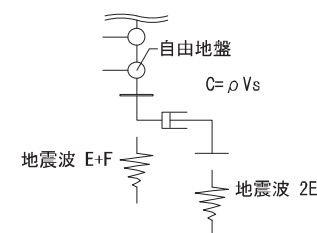
入力地震動波の加速度波形を図－4に示す。入力地震動波は、告示波（位相：八戸，東北大，乱数）の計3波とする。

(3) 地震動の入力方法

地震波の入力位置は解放工学的基盤面（本モデルでは杭先端と同位置）とし、基盤層を半無限地盤とするために基盤粘性減衰（ダッシュポット要素）を介して露頭波2Eを入力することで、基盤位置で層内波E + Fとなるようにした。



図－4 入力地震動の加速度波形



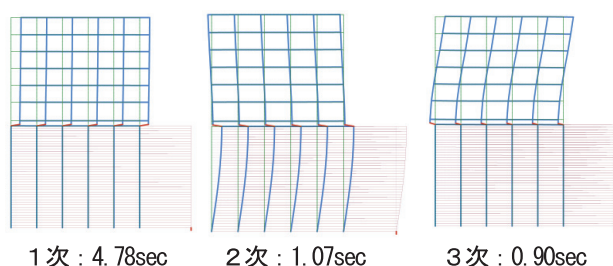
図－5 地震動入力方法

表－2 免震部材の諸元

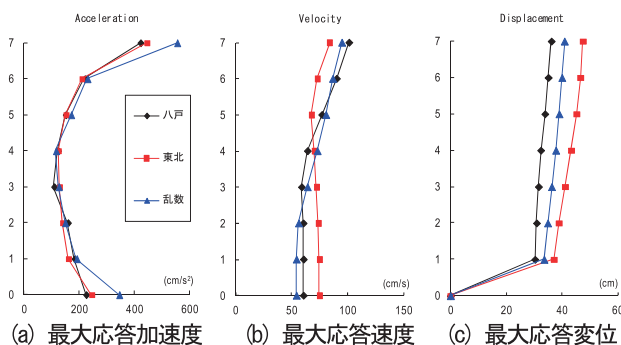
免震部材 LRB	隅柱	中柱
外径(mm)	900	1100
鉛径(mm)	200	230
ゴム総厚(mm)	198	200
二次形状係数	4.55	5.51
せん断ひずみ100%時の 等価水平剛性 ($\times 10^3$ kN/m)	2.53	3.53

表－3 検討対象地盤

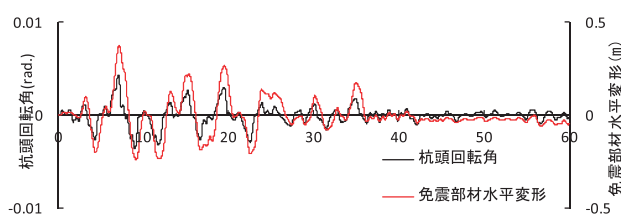
	一様地盤	二層地盤
1層目	$V_s=150$ m/s (層厚40m)	$V_s=150$ m/s (層厚20m)
2層目	—	$V_s=250$ m/s (層厚20m)
基盤	$V_s=400$ m/s (層厚 ∞)	$V_s=400$ m/s (層厚 ∞)



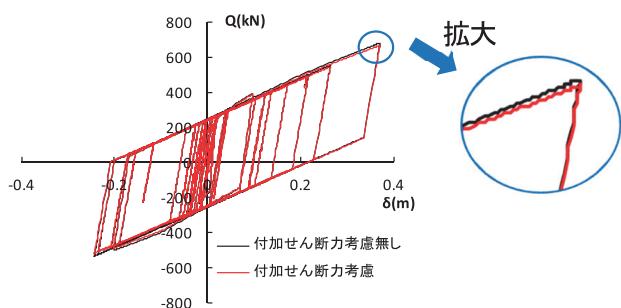
図－6 固有値解析結果



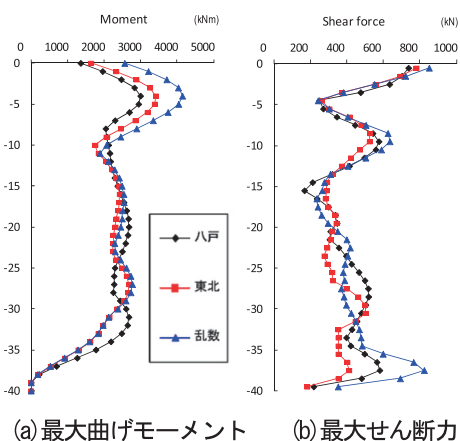
図－7 上部構造の応答結果



図－8 杭頭回転角と免震部材の時刻歴波形（東北大位相）



図－9 免震部材の荷重変形関係（東北大位相）



図－10 下部構造の応答結果

3-2 一様地盤における応答性状

杭周地盤ばねを Francis ばねとし、地盤を表－3に示す一様地盤とした場合の応答性状を以下に示す。

(1) 固有値解析結果

固有値解析結果を図－6に示す。1次モードは免震部材の水平変形に伴うモードであり、2次モードは自由地盤における1次モードの影響であると判断できる。

(2) 各部の応答結果

①上部構造

上部構造各層の最大応答加速度、最大応答速度、最大応答変位を図－7に示す。最大変形となるのは、入力地震動を東北位相とした場合である。

②免震部材

変動軸力が生じる隅柱位置の杭頭回転角と免震部材の時刻歴波形を図－8に、免震部材の荷重変形関係を図－9に示す。図－8、図－9は、採用した地震波の中で最大変形となる、東北位相入力時の結果である。図－8より、杭頭回転角と免震部材水平変形の間に大きな位相差は生じておらず、最大値はほぼ同時刻に発生していることがわかる。図－9は、一般的な免震部材の解析モデルであるせん断ばねモデルと剛棒ばねモデルの比較である。隅柱位置の杭頭回転角は1/200 rad. 程度であるため、剛棒ばねモデルとした場合でも免震部材の荷重変形関係に与える影響は小さい。

③下部構造

隅杭の最大曲げモーメントと最大せん断力を図－10に示す。最大曲げモーメントは-5 m 近辺であり、最大せん断力は杭頭部（0 m）で生じている。

3-3 杭周地盤ばねとつなぎ梁の影響に関する検討

表－3に示す一様地盤、二層地盤を対象とし、杭周地盤ばねの違い、つなぎ梁の断面形状が応答に及ぼす影響について解析的検討を行う。ここで、つなぎ梁の影響に関する検討では、つなぎ梁の断面形状を変更するものとする。

(1) 杭周地盤ばねの影響

杭周地盤ばねを Francis の式、もしくは基礎指針により設定し、両者の応答を比較する。

一様地盤、二層地盤の隅杭の最大曲げモーメントと最大せん断力を図－11、図－12にそれぞれ示す。図－11より、一様地盤における杭の最大曲げモーメントは共に-5 m 近辺で発生し、せん断力は、杭頭部で大きな値となっている。図－12より、二層地盤での杭の曲げモーメントは-5 m と-20 m 近辺で大きな値となっており、せん断力は-15～20 m の区間が大きい。また、一様地盤に比べ、二層地盤の方がせん断力は大きい。本検討地盤では、杭周地盤ばねの違いで応答値に大きな差は生じていない。

(2) つなぎ梁の影響

杭頭部に取り付くつなぎ梁が、杭頭回転角へ与える影

響について解析的に検証するため、つなぎ梁のせいをパラメータとして地震応答解析を行う。検討ケースは、梁せい 350 mm, 500 mm, 1000 mm, 1500 mm, 2000 mm の 5 ケースとし、つなぎ梁の幅は 1000 mm で一定とした。地盤は表-3 に示す $V_s = 150$ m/s, 層厚 40 m の一様地盤とし、杭周地盤ばねには Francis のばねを採用した。つなぎ梁せいと杭頭回転角の関係を図-13 に、つな

ぎ梁せいと免震部材水平変位を図-14 に、それぞれ中柱位置での結果を示す。図-13 より、つなぎ梁せいが大きくなるにつれ杭頭回転角は小さくなり、梁せい 1000 mm でほぼ一定値に近づいている。この結果から、つなぎ梁が取付くことで杭頭回転角を拘束する効果があることがわかる。また、図-14 より、つなぎの梁せいに関わらず、免震部材変位は概ね一定である。これは杭頭回転角が $1/200$ rad. 以下と小さいことが影響していると考えられる。

§ 4. 杭頭免震モデルと基礎免震モデルとの比較

一体解析モデルによる基礎免震モデルと杭頭免震モデルの時刻歴応答解析を行い、両者の応答を比較する。解析モデル、解析条件は 2-2, 3-1 (1) で示したものとし、基礎免震モデルはつなぎ梁を B600 × D2500, 杭頭免震モデルはつなぎ梁を B1000 × D350 とした。なお、杭周地盤ばねについては、Francis ばね⁷⁾を採用した。

4-1 検討パラメータ

(1) 地盤

検討地盤は表-4 に示すように、理想化した一様地盤 4 ケース、上下層の V_s の差が 2 倍程度の二層地盤 2 ケース、文献 2) の site3 (No1), site4 (No2) の 2 ケース、計 8 ケースの地盤とした。対象地盤は液状化の生じない地盤とし、地盤の 1 次周期が 0.640 sec. ~ 1.698 sec. となっており、第 2 種地盤から第 3 種地盤を対象とした。

(2) 入力地震動

入力地震波は、3-1 (2) で示されている告示波八戸位相、東北位相と別途作成した乱數位相の計 3 波を採用することとした。

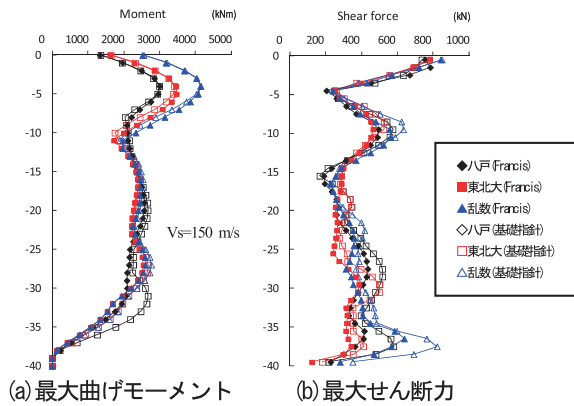


図-11 下部構造の応答結果（一様地盤）

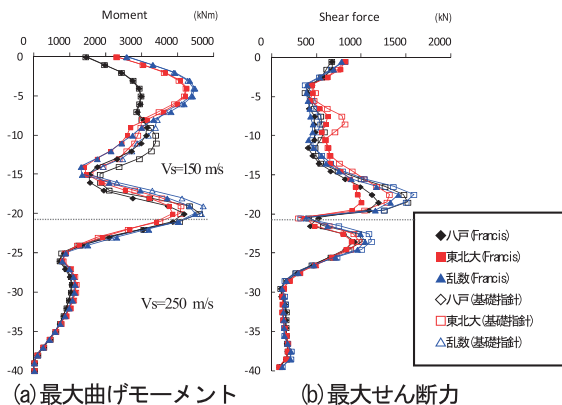


図-12 下部構造の応答結果（二層地盤）

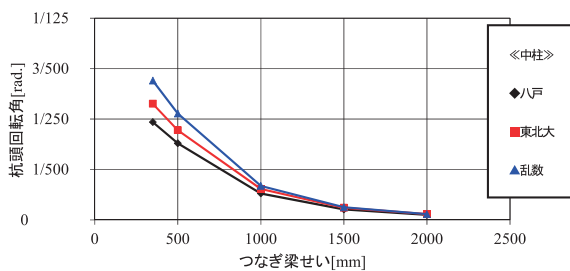


図-13 つなぎ梁せいと杭頭回転角

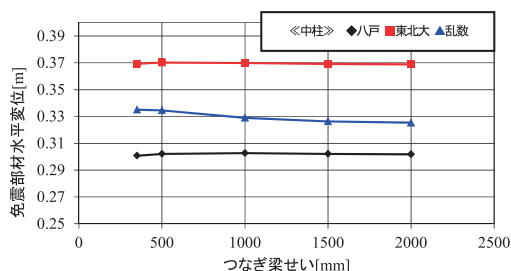


図-14 つなぎ梁せいと免震部材変位

表-4 検討地盤条件

	一様地盤				二層地盤		実地盤	
モデル名	Vs150	Vs200	Vs250	Vs150	Vs150-250	Vs250-150	No1	No2
	-40	-40	-40	-60	-40	-40		
Vs1 (m/s)	150	200	250	150	150	250	図1	図1
Vs2 (m/s)					250	150		
H (m)	40			60	40 (H1:20m, H2:20m)		36	46
Tg (sec)	1.067	0.800	0.640	1.698	0.746	1.007	0.668	1.221

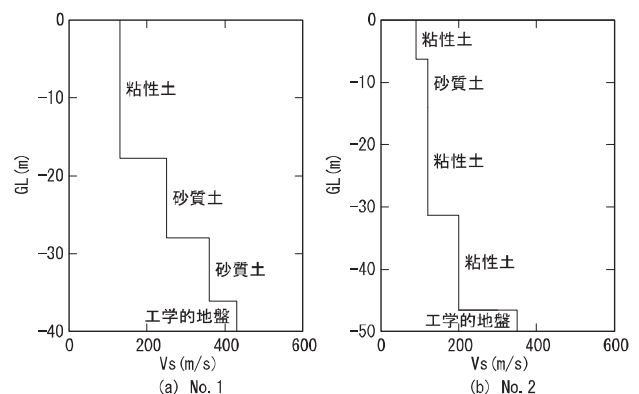
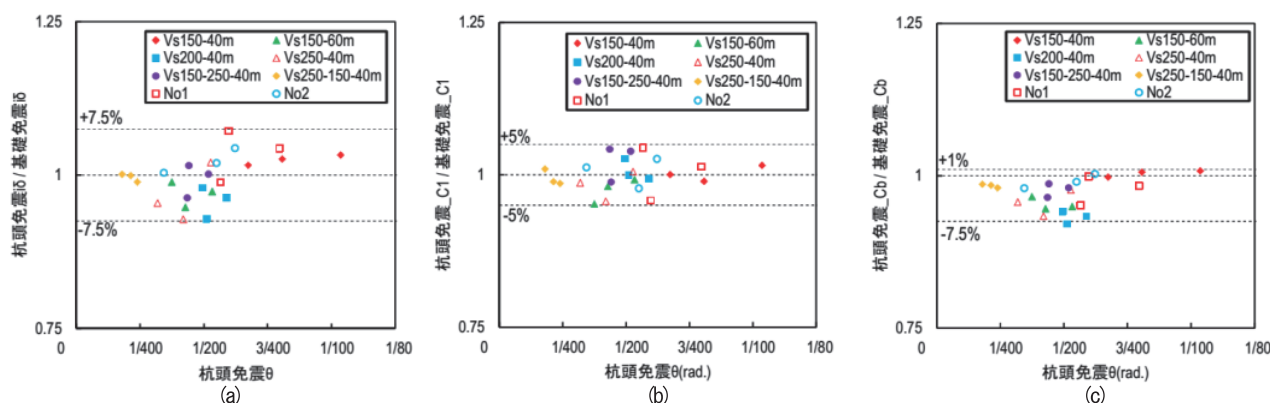


図-15 実地盤（左:No.1 右:No.2）



図－16 解析結果の比較

表－5 設定した杭径

モデル名	一様地盤				二層地盤		実地盤	
	Vs150	Vs200	Vs250	Vs150	Vs150-250	Vs250-150	No1	No2
杭径(m)	-40	-40	-40	-60	-40	-40	1.2	1.6
θmax(rad.)	0.01	0.005	0.0052	0.0053	0.0051	0.0023	0.0079	0.0062
地震波	RAMI	RAMI	TOHOKU	RAMI	TOHOKU	RAMI	TOHOKU	RAMI

4-2 杭径の設定

杭径は杭体の応力が終局強度以内かつ、最大応答杭頭回転角（以下、 $\theta_{\max}$ ）が $1/100$ rad. 程度以下になる杭径に調整した。2層地盤の $\theta_{\max}$ が小さくなっている理由としては、Vsの切り替え位置付近で杭体応力が大きく、軸径が応力で決まったためである。各ケースの杭径、 $\theta_{\max}$ 、 $\theta_{\max}$ となる地震波の一覧を表－5に示す。

4-3 各種影響の考察

基礎免震モデルと杭頭免震モデルの各種応答結果を図－16 (a) ～ (c) に示す。

(1) 免震層水平変形の影響

図－16 (a) は縦軸に基礎免震モデルの水平変形（以下、 δ ）に対する杭頭免震モデルの δ の比率、横軸に杭頭免震モデルの $\theta_{\max}$ を示している。

図より、 $\theta_{\max}$ が $1/200$ rad. 以下であれば杭頭免震モデルは基礎免震モデルの δ 上回ることがないことを確認できる。また、杭頭免震モデルの δ は地盤条件によっては、基礎免震モデルの δ と比べ約7.5%程度大きくなる場合がある。

(2) 1階層せん断力係数の影響

図－16 (b) は縦軸に基礎免震モデルの建物の1階層せん断力係数（以下、 C_1 ）に対する杭頭免震モデルの C_1 の比率、横軸に杭頭免震モデルの $\theta_{\max}$ を示している。

杭頭免震モデルの $\theta_{\max}$ が $1/300$ rad. 以下では C_1 への影響はほぼない。 $1/300 \sim 1/100$ rad. の範囲では、杭頭免震モデル C_1 は基礎免震 C_1 に比べ5%程度増加する場合がある。

(3) 免震層の層せん断力係数の影響

図－16 (c) は縦軸に基礎免震モデルの免震層の層せん断力係数（以下、 C_b ）に対する杭頭免震モデルの C_b

の比率、横軸に杭頭免震モデルの $\theta_{\max}$ を示している。

杭頭免震モデルの $\theta_{\max}$ が $1/100$ rad. 以下の範囲では、杭頭免震モデルの C_b は基礎免震の C_b に比べて1%程度増加する場合がある。

§5. まとめ

平面フレームによる一体解析モデルを構築し、地震応答解析を行った。本報での解析条件のもとで、以下の知見が得られた。

- ・設定した一様地盤における応答性状では、変形量が最も大きくなる告示波東北位相入力時に、杭頭回転角と免震部材水平変位に大きな位相差は生じなかった。また、免震部材をせん断ばねモデル、剛棒ばねモデルどちらとしても、免震部材の荷重変形関係に大きな差は生じなかった。
- ・本報における一様地盤、二層地盤どちらのケースでも、杭周地盤ばねの違い（Francisと基礎指針）による下部構造の応答結果に大きな差は生じなかった。
- ・つなぎ梁には杭頭回転角の拘束効果があり、本報の解析ケースでは、梁せい1000 mm程度でその効果はほぼ一定となった。
- ・基礎免震モデルと杭頭免震モデルとの応答比較の結果、本報で設定した解析ケースにおいて、杭頭免震モデルの杭頭回転角が $1/100$ rad. 以下の範囲では、免震層変位は7.5%程度、1階層せん断力係数は5%程度、免震層の層せん断力係数は1%程度の増加に留まった。
- ・本報の解析ケースでは、杭頭免震構造の杭頭回転角が $1/100$ rad. 以下の範囲であれば、杭頭免震と基礎免震の免震層の応答値に有意な差は見られず、杭頭免震を採用した場合でも基礎免震と同等の設計法とすることが出来る可能性を示した。

謝辞

本報は、杭頭免震構造研究会（青木あすなろ建設、安藤ハザマ、東亜建設工業、西松建設、長谷工コーポレーション）における成果の一部を報告したものである。こ

ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 西村ら：杭頭免震構法の開発 その1～3 日本建築学会学術講演梗概集，2004.8
- 2) 三山：積層ゴムの上下面に回転角を与えた場合の力学性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，2002.6
- 3) 小林ら：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，2012.12
- 4) 山内ら：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，日本建築学会学術講演梗概集，2013.8
- 5) 浅野ら：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，1999.6
- 6) 日本建築学会：免震構造設計指針，2013.10
- 7) 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
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2011.12
- 9) 今井ら：N 値と S 波速度の関係およびその利用例，基礎工，Vol.16，No.6，pp.70～76，1982.