

5. 「拡頭杭免震構法」技術評価取得

Acquire Technical Evaluation of “Expansion-Head-Pile Seismic Isolation Structure”

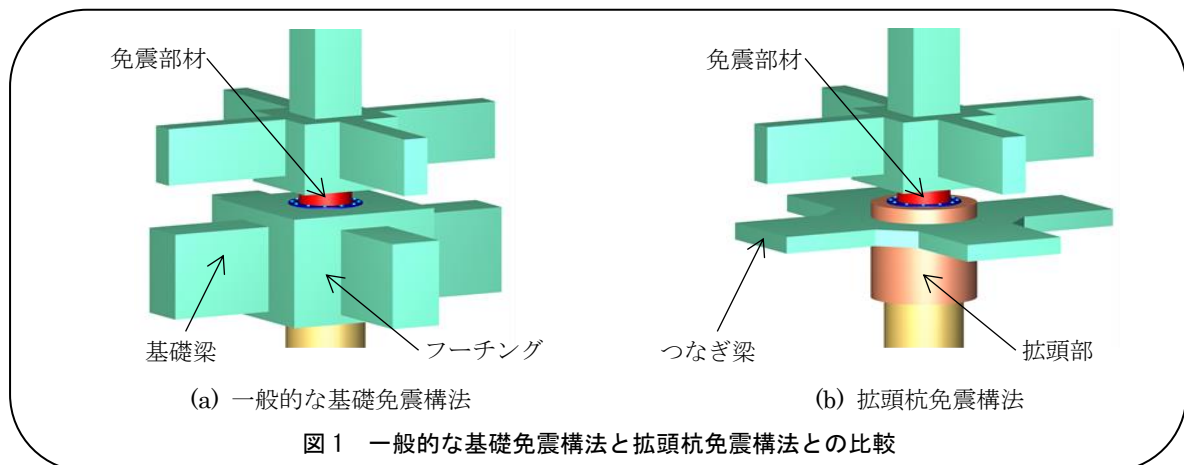
土田堯章* 竹内健一** 柳田佳伸* 上田英明*

—概要—

当社は、基礎免震構造の性能を保持しつつ、物流倉庫を始め共同住宅等、多くの用途に適用可能であり、建設コストの削減・工期短縮等のメリットを有する『拡頭杭免震構法』を開発した。さらに、本構法の設計・施工法をまとめ、日本 ERI 株式会社の構造性能評価(ERI-K15015)を平成 28 年 2 月 26 日付で取得した。なお本構法は、明治大学 小林正人教授の御指導により杭頭免震構造研究会*1にて行った研究開発の成果である。

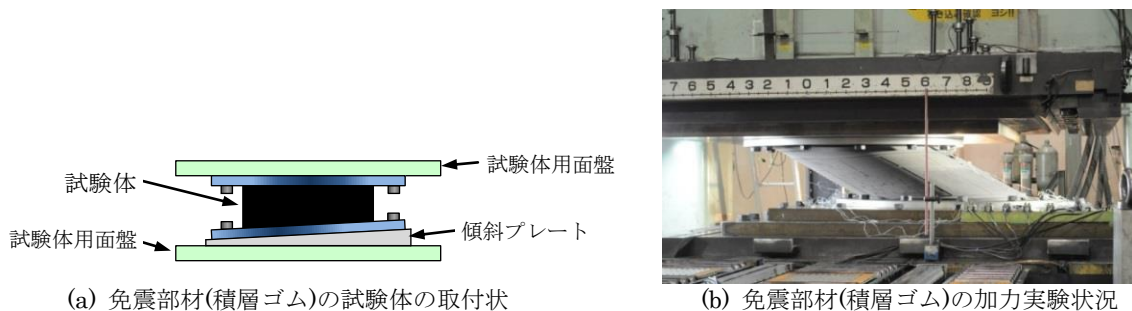
『拡頭杭免震構法』は、杭頭部の径を拡げた拡頭杭の頭部に直接免震部材を設置し、杭頭部を基礎免震構造における下部の基礎梁より薄い扁平な「つなぎ梁」で連結することで免震層の一体化を図った基礎免震構法である。杭頭部の径を拡げた拡頭杭とすることで、杭頭に生じる回転角を制御することが可能である。また、基礎梁をつなぎ梁とすることで、基礎工事の簡略化を図ることが可能である。

*1 青木あすなろ建設（株）、安藤ハザマ、西松建設（株）、（株）長谷工コーポレーション他



—技術的な特長—

- ・基礎免震構造と同等の免震性能を有する
- ・拡頭部の径および長さを適切に設定することで、効率的な設計が可能
- ・基礎構造を合理化することにより、建設コストの削減・工期短縮が可能
- ・実大の免震部材を対象に杭頭回転角を模擬した加力実験を実施し、性能を確認



写真提供：オイレス工業

*技術研究所建築研究室 **東京建築本店設計部

「拡頭杭免震構法」技術評価取得

Acquire Technical Evaluation of “Expansion-Head-Pile Seismic Isolation Structure”

土田 堯章* 竹内 健一** 柳田 佳伸* 上田 英明*

Takaaki TSUCHIDA Kenichi TAKEUCHI Yoshinobu YANAGITA Hideaki AGETA

ABSTRACT This paper presents the outline of the “Expansion-Head-Pile Seismic Isolation Structure”. This method has merit of reducing the construction cost and shortening the construction period while maintaining the performance of the base isolation structure. This method is applicable to distribution warehouses and apartment houses.

In this method, the seismic isolation member is installed directly on the head of expansion-head-pile. Furthermore, it is a base isolation structure that aims to integrate isolation layer by connecting a pile head with "connected beam" thinner than the underlying beam in the base isolation structure. It is possible to control the pile-head rotation angle by making the expansion-head-pile. Moreover, it is possible to simplify the foundation work by making the connecting beam. The influence of the seismic isolation member on the pile-head rotation angle is confirmed by experiment using the actual seismic isolation member.

Keywords: 免震構造, 拡頭杭, つなぎ梁, 杭頭回転角

Seismic Isolation Structure, Expansion-Head-Pile, Connected Beam, Pile-Head Rotation Angle

1. はじめに

免震構造は、耐震構造に比べて大地震時における建物の損傷や揺れを大幅に低減できることは、広く認識されている。しかし、従来の基礎免震構造は、免震部材の上下に基礎梁を配置した免震ピットを設けるため、耐震構造と比べて建設コストも高く、工期が長くなる傾向があった。そこで、当社は、基礎免震構造の性能を保持しつつ、物流倉庫や共同住宅等、多くの用途に適用可能かつ、建設コストの削減・工期短縮等のメリットを有する「拡頭杭免震構法」を開発した。また、本構法の設計・施工法をまとめ、日本 ERI 株式会社の構造性能評価(ERI-K15015)を平成 28 年 2 月 26 日付で取得した。「拡頭杭免震構法」は、杭頭部の径を拡げた拡頭杭の頭部に直接免震部材を設置し、杭頭部を基礎免震構造における下部の基礎梁より薄い扁平な「つなぎ梁」で連結することで免震層の一体化を図った基礎免震構法である。杭頭部の径を拡げた拡頭杭とすることで、杭頭に生

じる回転角を制御することが可能である。また、基礎梁をつなぎ梁とすることで、基礎工事の簡略化を図ることが可能である。

なお本構法は、明治大学 小林正人教授の御指導により杭頭免震構造研究会(青木あすなろ建設(株)、安藤ハザマ、西松建設(株)、(株)長谷工コーポレーション(他))にて行った研究開発成果である。本報は、本研究会での検討成果の一部を報告するものである^{1)~3)}。

2. 研究背景および研究概要

近年、免震構造の合理化を目的に、杭頭部に免震部材を直接設置する杭頭免震構造(以下、杭頭免震)を採用した建物の建設が多くなっている。杭頭免震は従来の基礎免震構造(以下、基礎免震)と比べて基礎構造を合理化でき、平面規模の大きな建物には経済的なメリットが大きいため、物流倉庫での採用が多く、近年では共同住宅への適用例も出てきている。基礎免震は、免震部材が剛性の高い二重基礎梁に挟まれることで、装置の上

*技術研究所 建築研究室

**東京建築本店 設計部

下端に回転が生じない安定した構造である。一方の杭頭免震は免震部材を杭頭部に直接設置することから、装置下端に回転角が生じることとなる。

回転角による免震部材の影響については、いくつか研究がなされている。三山²⁾は、天然ゴム系積層ゴムの上下面に回転角を与えた場合の力学性状を、Haringx理論を用いて説明している。また、小林ら³⁾は、三山の評価式を用いて積層ゴム-杭-基礎梁連成解析モデルにより実架構を想定した回転剛性評価および周辺部材の応力状態を評価している。山内ら⁴⁾は、免震部材の回転ばねに浅野ら⁵⁾によって提案された回転ばねを用いて、地盤-杭-免震部材-建物を一体とした魚骨モデルを構築し、部材構成や地盤条件を変動因子とした杭頭免震の解析的検討を行っている。文献6)では、免震部材単体の実験から、回転角が1/100rad.以下であれば水平方向の履歴特性に大きな影響はないとされているが、端部回転を有する積層ゴムの評価モデルと連結部材や架構のモデルを一体として静的増分解析された結果から、従来の評価法では変形を過小評価するおそれがあると示唆されている。

そこで本研究では、地盤-杭-建物連成系一体解析モデル(以下、一体解析モデル)を用いたパラメトリックスタディーを行い、拡頭杭を用いて杭頭回転角を制御する方法を検討する。また、杭頭回転角が免震部材の構造性能に与える影響を確認することを目的に、実大の免震部材を用いた加力試験を行う。さらには、6階建て物流倉庫の試設計を行い、杭頭免震構造と基礎免震構造の基礎構造を比較することで、杭頭免震構造の有効性を確認する。

3. 拡頭杭による杭頭回転角の制御

本章では、一体解析モデルを用いて時刻歴応答解析のパラメトリックスタディーを行い、拡頭部の径および長さが杭頭回転角および建物応答に及ぼす影響を考察し、拡頭杭により杭頭回転角を制御可能か確認する。

3.1 解析モデル概要

3.1.1 一体解析モデル

解析対象建物は6階建て物流倉庫とする。伏図、軸組図を図1に示す。建物規模は、長辺120m(10mスパン)×短辺50m(10mスパン)の延べ面積36,000m²とする。構造種別は1階～5階までが柱RC梁S造、6階がS造である。

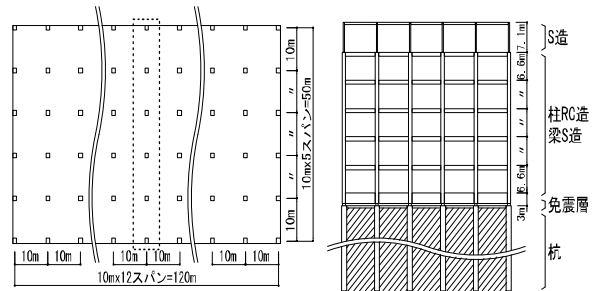


図1 伏図・軸組図

一体解析モデルを図2に示す。解析対象建物が整形であることから、中通り短辺フレーム(図1伏図の点線)を抜き出し、解析モデルは平面フレームモデルとする。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である。

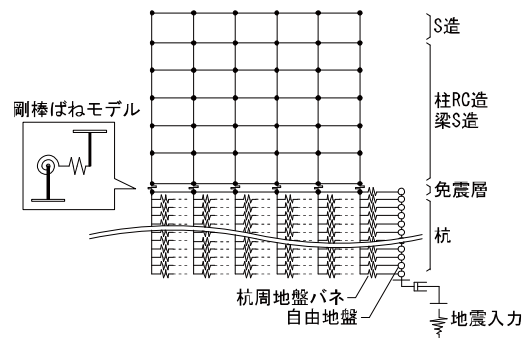


図2 一体解析モデル図

3.1.2 上部構造

RC柱およびS柱はファイバーモデルとし、RC基礎梁およびS梁はM-θモデルとして、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(1.381sec)に対して2%に設定する。各質点の重量を表1に示す。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。

表1 各階重量(kN)

階	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Wi	ΣWi
RF	68	138	138	138	138	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

3.1.3 免震部材

免震部材の諸元を表2に示す。免震部材は、全て鉛プラグ挿入型積層ゴム支承(以下、LRB)とした。外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選定した。

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
100%せん断変形時の等価せん断剛性 (×10 ³ kN/m)	2.53	3.53

免震部材の力学モデルを図3に示す。免震部材の力学モデルは三山の評価式²⁾を適用し、端部回転を有する天然ゴム系積層ゴム支承の力学モデルは、剛棒に水平剛性と回転剛性により表される³⁾(以下、剛棒ばねモデル)。

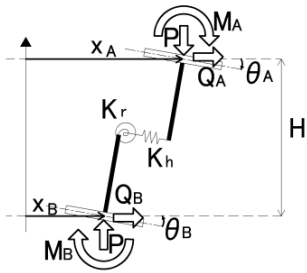


図3 免震部材の力学モデル

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

(1)式中の天然ゴム系積層ゴムの水平剛性 K_h お

よび回転剛性 K_r は(2)、(3)式で表される。

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

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

ここで、 G :ゴムのせん断弾性率、 A :ゴム部のせん断断面積、 n :ゴムの層数、 t_r :ゴム1層の厚さ、 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次モーメントである。座屈荷重 P_{cr} は(4)式により表される。

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

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_{rc} 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)式により表される。

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

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

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

ここで、 x :水平変位、 D :積層ゴム円形断面の外径である。

本報では免震部材にLRBを採用したため、水平変位の依存性に(5)式は用いず、LRBの復元力特性をひずみ依存型バイリニアモデルとする。

3.1.4 つなぎ梁

つなぎ梁は、 $B1000\text{mm} \times D350\text{mm}$ とし、ファイバーモデルにより非線形性を考慮した梁要素でモデル化する。材端条件はピン接合である。

3.1.5 杭周地盤ばね

杭周地盤ばねは、杭と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Bromsの耐力を用いた双曲線モデルとし、Francisの式⁷⁾を用いて杭周地盤ばね K_{fs} と最大耐力 P_{max} を設定する。履歴特性は

逆行型とする。

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 η 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、内部減衰として扱うこととする。

3.1.6 地盤

自由地盤は表層地盤厚さを 1m ごと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結合した質点系モデルとする。地盤は杭周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断面積は十分に大きな値を設定する。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} は文献 7) を参考に、砂質土： $\gamma_{0.5}=0.10\%$ $h_{max}=21\%$ 、粘性土： $\gamma_{0.5}=0.18\%$ $h_{max}=17\%$ と設定する。

検討地盤諸元を表 3 に示す。検討地盤は液状化の生じない地盤とし、層厚 40m、 $V_s=150\text{m/s}$ の一様地盤($V_s150-40$)と文献 2) の site4(No.2)、計 2 ケースの地盤について検討を行う。

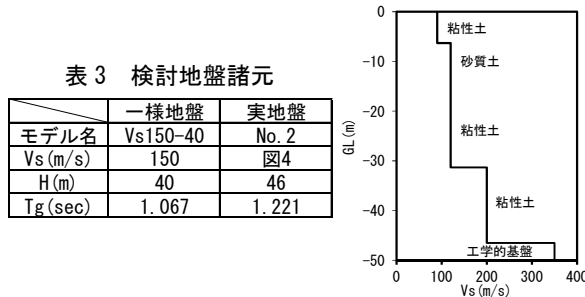


図 4 実地盤 (No. 2) 詳細

3.1.7 入力地震動

入力地震波を表 4 に示す。入力地震動は告示波(八戸位相、東北位相、神戸位相)の計 3 波とする。

表 4 地震波諸元

地震波	位相特性	最大加速度 Amax(cm/s ²)	最大速度 Vmax(cm/s)	最大変位 Dmax(cm)
Hachinohe	八戸港湾(EW成分)	348.5	48.9	41.9
Tohoku	東北大学(NS成分)	292.9	51.8	50.4
Kobe	神戸海洋気象台(NS成分)	381.2	54.3	38.0

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 となるように設定する。

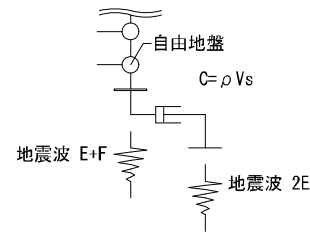


図 5 地震波入力方法

3.1.8 拡頭杭

杭は場所打ちコンクリート杭とし、要素長さ 1m 毎に分割した梁要素でモデル化し、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、自由地盤の 1 次固有周期に対して 3% に設定する。

拡頭杭の検討パラメータを表 5 に、拡頭杭の模式図を図 6 に示す。L は杭長で各地盤長さと同じとし、L1 は拡頭部の長さである。杭の軸径 D2 は $\phi 1500$ に固定し、拡頭径 D1 は $\phi 1800$ 、 $\phi 2000$ の 2 種類とした。L1 は D1 の 1 倍、3 倍、5 倍、7 倍、10~11 倍の 5 種類を設定し、計 11 ケースについて検討を行う。

表 5 検討パラメータ

No.	D1(mm)	D2(mm)	L1(mm)	
1	1500	1500	1500	
2	1800			2000
3	2000			2000
4	1800			6000
5	2000			6000
6	1800			10000
7	2000			10000
8	1800			14000
9	2000			14000
10	1800			20000
11	2000			20000

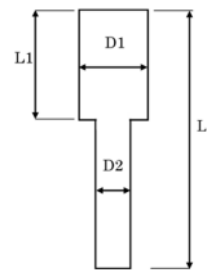


図 6 拡頭杭模式図

3.2 解析結果の考察

3.2.1 杭変位と回転角について

図 7 に検討パラメータ No.1 と No.7 の杭の最大変位および最大回転角分布の比較図を示す。

杭の最大変位は No.1 と No.7 では同程度となった。最大回転角分布は、Vs150-40 では深度 10m、実地盤 No.2 では深度 6m 付近までが杭頭回転角に影響する範囲となっていることがわかる。

3.2.2 拡頭杭の形状による杭頭回転角の影響

図 8(a)、(d)は横軸に拡頭部長さ L1、縦軸に最大杭頭回転角 θ_{max} の関係を示す。 θ_{max} は Vs150-40、実地盤 No.2 共に L1 が 10m 以上で

ほぼ一定になっている。拡頭径が大きい方が杭頭回転角を小さくすることが可能だが、拡頭部長さを長くする方が杭頭回転角の制御に有効である。

3.2.3 拡頭杭の形状によるせん断力係数の影響

図 8(b)、(e)は横軸に拡頭部長さ $L1$ 、縦軸に免震層の層せん断力係数 C_b の関係を示す。 C_b は $L1$ の長さが長くなるにつれて大きくなるが、Vs150-40、実地盤 No.2 共に 10m 以上ではほぼ一定となっている。

3.2.4 拡頭杭の形状によるせん断力係数の影響

図 8(c)、(f)は横軸に拡頭部長さ $L1$ 、縦軸に免震部材の最大変位 δ_i の関係を示す。 δ_i はどのケー

スにおいてもほぼ一定となっている。拡頭部の長さや拡頭径の大きさは免震部材の変位に大きな影響を及ぼさないことがわかる。

3.3 3章のまとめ

本章では、一体解析モデルを用いて時刻歴応答解析のパラメトリックスタディーを行い、本解析条件では、拡頭杭の形状を調整することで杭頭回転角を制御可能であることが確認できた。

また、拡頭部長さを長くすると、免震層の層せん断力係数は上昇する傾向であること、免震層の変位には大きな影響は無いことが確認された。

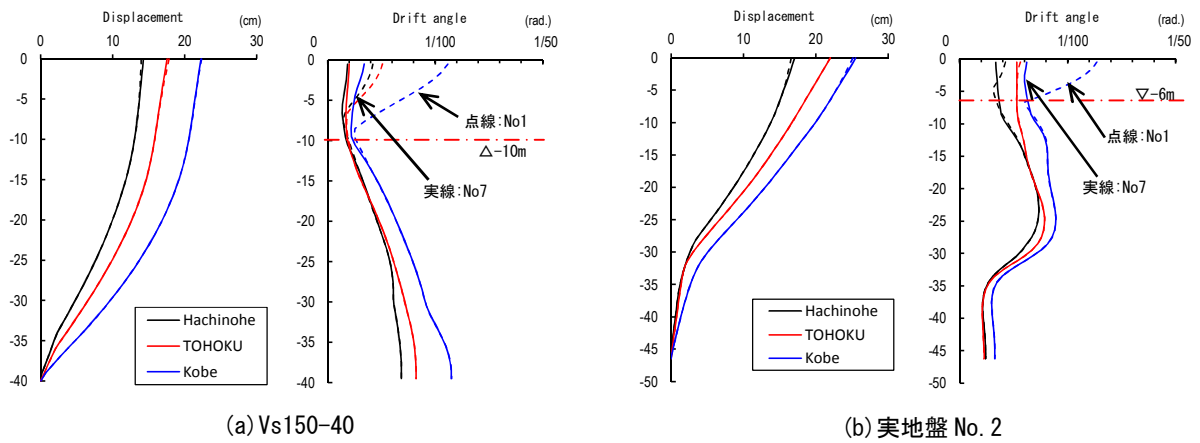


図 7 杭の最大変位図、最大層間変形角分布

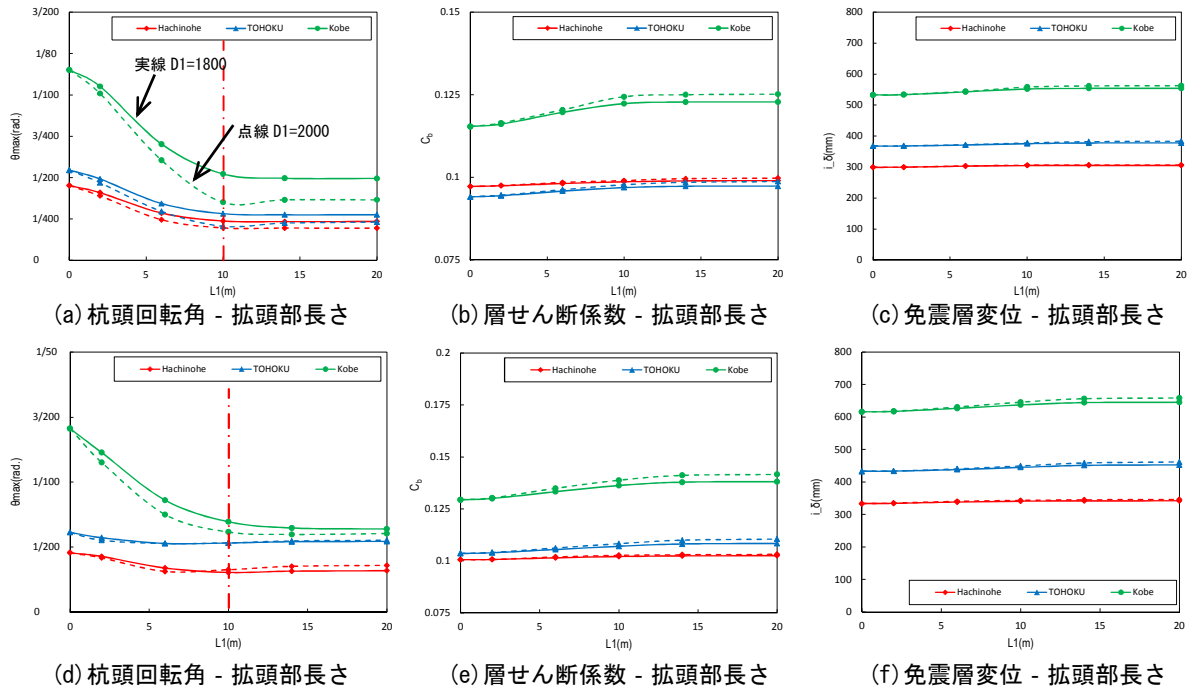


図 8 解析結果の比較図 ((a)~(c) : Vs150-40、(d)~(f) : 実地盤 No. 2

4. 杭頭回転角を考慮した免震部材の構造性能

杭頭免震構造では、従来の基礎免震構造に比べて杭頭部の回転固定度が低くなるため、免震部材下面に回転角が生じ、力学特性に影響が生じることが考えられる。各種免震部材の構造性能に回転角が与える影響を把握することを目的とし、実大試験体を用いて高減衰ゴム系積層ゴム支承、鉛プラグ挿入型積層ゴム支承、弾性すべり支承およびU字形鋼材ダンパーの加力試験を実施した。本章では、高減衰ゴム系積層ゴム支承およびU字形鋼材ダンパーの試験について報告する。

4.1 高減衰ゴム系積層ゴム支承の傾斜付水平加力試験

4.1.1 試験概要

試験体は外径 1000mm の高減衰ゴム系積層ゴム支承とした。試験体諸元を表 6 に示す。

表 6 試験体諸元

外径	φ 1000mm
ゴム層	6.7mm × 30層
内部鋼板	4.4mm × 29層
1次形状係数	36.4
2次形状係数	4.98

試験方法は、図 9 に示すように、積層ゴムの下フランジに傾斜プレートを取付けて傾斜角を与え、鉛直アクチュエータで所定の面圧を載荷した状態で水平加力試験を行った。試験装置を図 10 に示す。試験パラメータは、傾斜角、せん断ひずみ、面圧とし、表 7 に示す組み合わせで試験を行った。なお、荷重履歴依存性や温度依存性の影響を考慮するため、試験中に標準試験(傾斜角 0rad、基準面圧 15N/mm²、せん断ひずみ 100%)を実施した。各試験条件で、3 回繰返し加力を行っており、次節に示す試験結果は 3 サイクル目のデータである。

表 7 試験パラメータ

傾斜角 (rad.)	水平せん断ひずみ (%)	面圧 (N/mm ²)
0	100,200	0,15,30
	300	15
1/100	100,200	0,15,30
	300	15
1/75	100,200	0,15,30

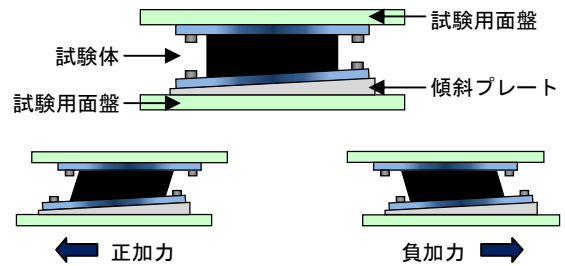


図 9 試験方法

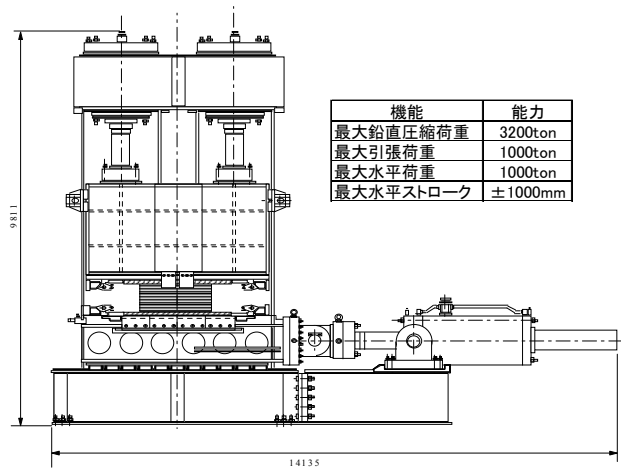


図 10 試験装置図

鉛直加力試験は、水平アクチュエータにより水平方向変位を拘束した状態で面圧 1N/mm²～30N/mm²～1N/mm²～15N/mm²～1N/mm² の順に載荷し、面圧 15N/mm² と 30N/mm² の勾配を鉛直剛性とした。

水平荷重および変位は、アクチュエータのロードセルと内部変位計により計測した。鉛直荷重は鉛直アクチュエータ 2 台のロードセルによる値の合計とし、鉛直変位は試験体近傍に水平加力方向に対して直角な位置に 2 台設置したダイヤルゲージ式変位変換器により計測した。

4.1.2 試験結果

4.1.2.1 履歴曲線

基準面圧 15N/mm²、せん断ひずみ 200%における水平加力試験の履歴曲線を図 11 に示す。傾斜角の影響により、履歴曲線はやや正負非対称となる傾向が見られるが、全体的には大きな差は見られない。鉛直加力試験による履歴曲線を図 12 に示す。同一鉛直荷重では、傾斜角があると鉛直変位量が大きくなる傾向が見られる。

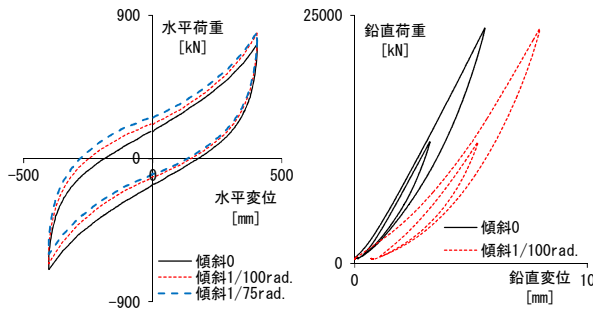


図 11 履歴曲線(水平) 図 12 履歴曲線(鉛直)

4.1.2.2 等価水平剛性

等価水平剛性について、傾斜角 0rad.を基準とした変化率を図 13 に示す。等価水平剛性は、正負のピークを結ぶ直線の勾配とした。せん断ひずみ 100%で面圧が 1N/mm²の場合は、傾斜角が大きくなると等価水平剛性が小さくなる傾向が見られ、傾斜角 0rad.と比較して傾斜角 1/100rad.で 0.92 となり、1/75rad.で 0.86 となった。せん断ひずみ 100%で面圧が 15N/mm²では、傾斜角が 1/100rad.で 0.94、1/75rad.では 0.97 となり、傾斜角の等価水平剛性に対する明確な影響は見られない。その他のせん断ひずみと面圧の組み合わせでは、傾斜角 1/75rad.まで等価水平剛性に対する影響は見られない。

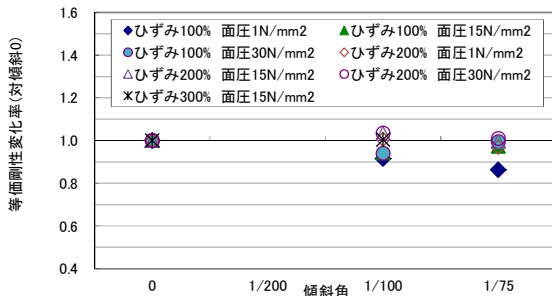


図 13 等価水平剛性(傾斜角 0rad.を基準)

4.1.2.3 等価粘性減衰定数

傾斜角と等価粘性減衰定数の関係を図 14 に、傾斜角 0rad.に対する変化率を図 15 に示す。履歴曲線は正負非対称になっているが、ここでは、1 サイクル全体で等価粘性減衰定数を算出した。せん断ひずみ 100%では、各面圧で傾斜角が大きくなると等価粘性減衰定数は大きくなる傾向がある。せん断ひずみ 200%では、面圧が 1N/mm²の場合は、等価粘性減衰定数は傾斜角 1/100rad.

および 1/75rad.で 5%程度小さくなるが、面圧が 15N/mm²では同等の値となっており、30N/mm²の場合の等価粘性減衰定数は面圧が 1N/mm² および 15N/mm²の値と顕著な差が見られ、この傾向は傾斜角の有無によらない。

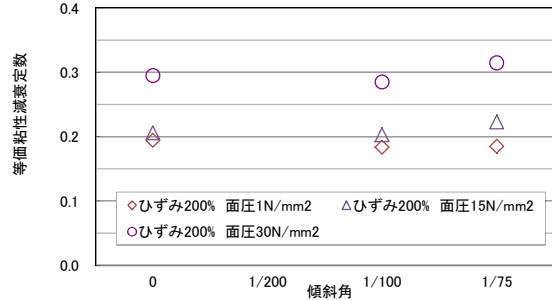


図 14 傾斜角と等価粘性減衰定数

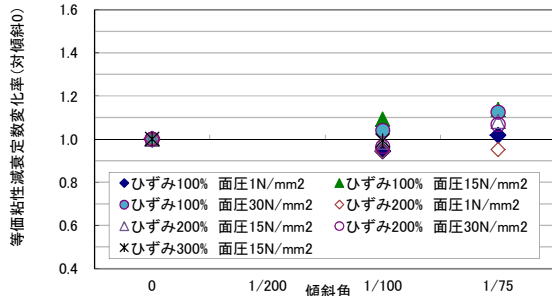


図 15 等価粘性減衰定数(傾斜角 0rad.を基準)

4.1.2.4 鉛直剛性

鉛直剛性について、傾斜角 0rad.を基準とした変化率を図 16 に示す。鉛直剛性は傾斜角が大きくなると減少し、傾斜角 1/100rad.では 0.85、傾斜角 1/75rad.では 0.76 となった。

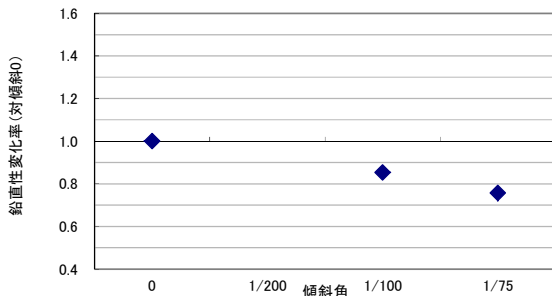


図 16 鉛直剛性(傾斜角 0rad.を基準)

4.1.3 まとめ

等価水平剛性および等価粘性減衰定数については、傾斜角の大小により若干変動するが、影響は小さい。特に等価粘性減衰定数については、傾斜角の影響よりも面圧変動による影響が大きい。鉛直剛性は、傾斜角の影響で若干変動するが、傾斜角 1/100rad.までであれば、その影響は小さい。

4.2 U字形鋼材ダンパーの傾斜付水平加力試験

4.2.1 試験概要

試験体の形状を図17に、試験装置(鉛直荷重: 圧縮6000kN、引張4000kN、水平荷重:±2000kN、水平ストローク:±300mm)を図18に、試験体設置状況を写真1に示す。

試験方法は、所定の回転角を与えた後、目標値まで水平変形を与える方法とする。なお、正方向加力時に回転角も正方向に与えるものとする。杭頭回転角の再現は鉛直ジャッキ2台の変位量を変化させることで行い、水平加力は回転角を一定に保ちながら水平ジャッキを用いて行う。

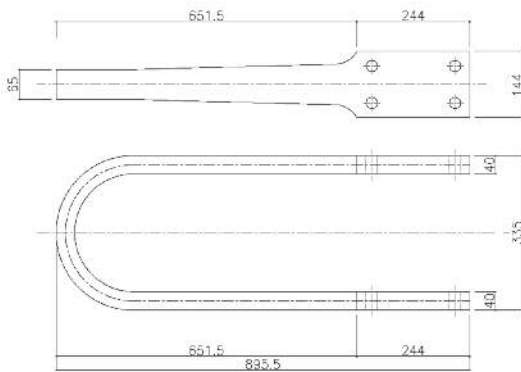


図17 試験体形状

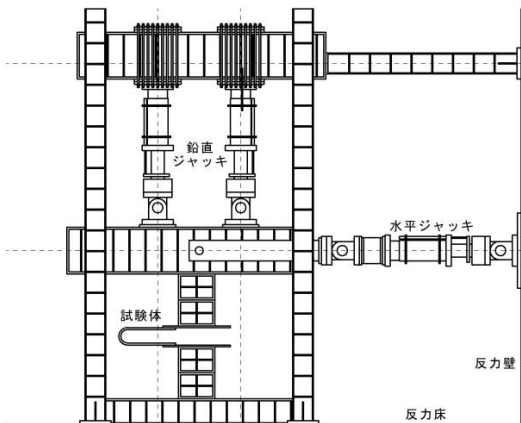


図18 試験装置

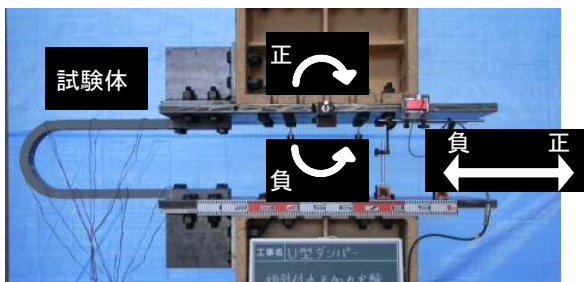


写真1 試験体設置状況

試験パラメータは最大回転角、最大塑性率および設置方向とし、計8通り設定した。詳細を表8に示す。

試験 No.1~3 は最大回転角をパラメータに設定した。試験方法は正負交番载荷とし、回転角は降伏時のサイクルから加え、最大塑性率到達時のサイクルで最大回転角となるように設定した。加力サイクルは各2サイクルずつとした。試験 No.4-1~5-2 は最大塑性率を大きくするため、一方方向漸増载荷とし、最大回転角をパラメータに設定した。回転角は塑性率8.0までは試験 No.1~3 と同一とし、以降は一定とした。なお、試験 No.4-1 と No.4-2 および No.5-1 と No.5-2 は同一の試験体で実施している。加力サイクルは各1サイクルずつとした。試験 No.6 は設置方向をパラメータとして設定し、設置方向を90度回転させている。試験内容は試験 No.1 と同一である。

表8 試験パラメータ

試験No.	試験方法	水平変形 [mm]	塑性率	回転角 [rad]	試験No.	試験方法	水平変形 [mm]	塑性率	回転角 [rad]
No.1	正負交番	±14	0.5	0	No.4-2	一方向 (負)	-14	0.5	0
		±28	1.0	±1/800			-28	1.0	-1/800
		±56	2.0	±1/400			-56	2.0	-1/400
		±112	4.0	±1/200			-112	4.0	-1/200
		±224	8.0	±1/100			-224	8.0	-1/100
No.2	正負交番	±14	0.5	0	No.5-1	一方向 (正)	+28	1.0	+1/600
		±28	1.0	±1/600			+56	2.0	+1/300
		±56	2.0	±1/300			+112	4.0	+1/150
		±112	4.0	±1/150			+224	8.0	+1/75
		±224	8.0	±1/75			+336	12.0	+1/75
No.3	正負交番	±14	0.5	0	No.5-2	一方向 (負)	-14	0.5	0
		±28	1.0	0			-28	1.0	-1/600
		±56	2.0	0			-56	2.0	-1/300
		±112	4.0	0			-112	4.0	-1/150
		±224	8.0	0			-224	8.0	-1/75
No.4-1	一方向 (正)	+14	0.5	0	No.6	正負交番 (90度)	±14	0.5	0
		+28	1.0	±1/800			±28	1.0	±1/800
		+56	2.0	±1/400			±56	2.0	±1/400
		+112	4.0	±1/200			±112	4.0	±1/200
		+224	8.0	±1/100			±224	8.0	±1/100

4.2.2 試験結果

本節で示す試験結果には、製造元にて行われた回転角 0rad.の試験結果(以下、標準試験結果)を合わせて示している。

4.2.2.1 試験 No.1~3

試験 No.1~3 の各試験結果を図19に示す。図19より、回転角 1/75rad.までであれば、回転角の有無により荷重変形関係に有意な差は無く、標準試験結果ともよく一致している。

4.2.2.2 試験 No. 4-1~5-2

試験 No.4-1~5-2の各試験結果を図20に示す。図20より、試験 No.1~3より最大水平変形量を2倍とした試験結果においても、荷重変形関係は標準試験結果と同様の傾向を示しており、回転角の影響は見られない。

4.2.2.3 試験 No. 6

試験 No.6の試験結果を図21に示す。図21より、設置方向を90度回転した場合でも履歴形状は安定している。また、履歴形状は標準試験結果と同様の傾向を示しており、回転角の影響は見られない。

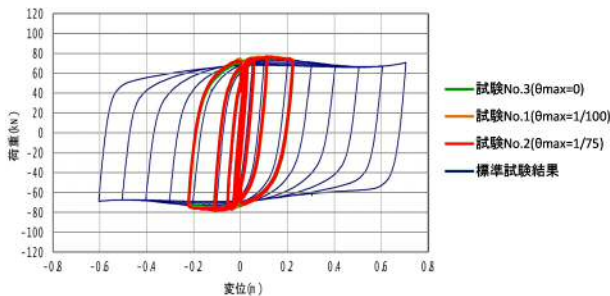


図19 試験結果 (No. 1~3)

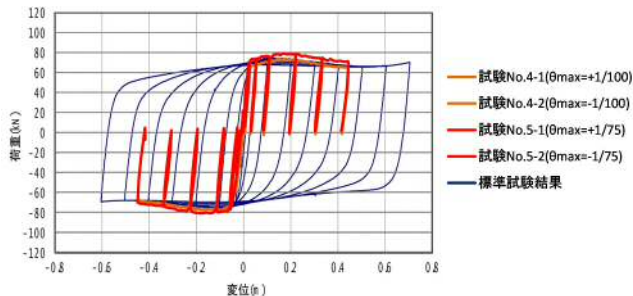


図20 試験結果 (No. 4-1~5-2)

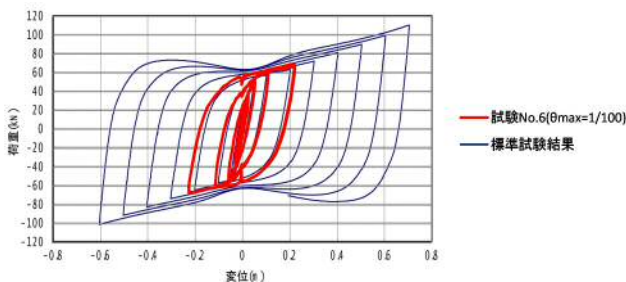


図21 試験結果 (No. 6)

4.2.2.4 構造性能

通常、U字形鋼材ダンパーは複数本を組み合わせて使用する。そこで、4本組みのU字形鋼材ダンパーに最大回転角 1/100rad.が生じた場合を想定し、試験 No.1 と No.6 の結果を足し合わせ

て2倍したものと標準試験結果を比較する。それらの水平荷重と水平変形の関係を図22に示す。

また、標準試験と同一の方法で算出した初期剛性および等価粘性減衰定数 h_{eq} と製品である NSUD50R×4(N型)のカタログ値を表9に示す。等価粘性減衰定数 h_{eq} は、告示 2009 号第6第2項第五号ロ(1)に基づき算出した。なお、表9には、カタログ値を基準とした試験結果の比率を合わせて示している。図22より、試験結果は標準試験結果とよく一致しており、傾斜角の影響は見られない。表9に示す各性能値の差も最大4%の範囲に収まっており、回転角の影響は見られない。

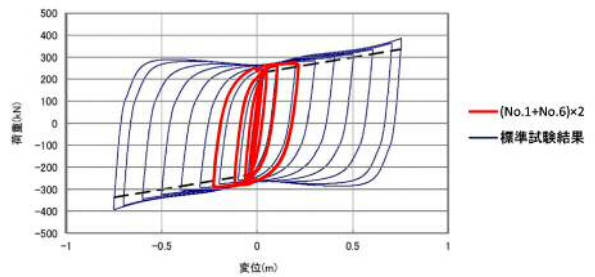


図22 構造性能

表9 試験結果とカタログ値の比較

	試験結果	カタログ値	比率
初期剛性(kN/m)	8630	8320	1.04
等価粘性減衰定数	0.37	0.37	1.00

4.2.3 まとめ

試験結果は標準試験結果とよく一致しており、U字形鋼材ダンパーは水平変形±448mm、最大回転角±1/75rad.の範囲では構造性能への影響は無いことを確認した。

4.3 4章のまとめ

本章では、実大の免震部材を用いて、各種免震部材の構造性能に回転角が与える影響を把握することを目的とした加力試験を実施した。

高減衰系積層ゴム支承では、傾斜角の影響で若干変動するが、傾斜角 1/100rad.までであれば、構造性能に与える影響は小さいことを確認した。

U字形鋼材ダンパーでは、水平変形±448mm、最大回転角±1/75rad.の範囲では、構造性能への影響は無いことを確認した。

5. 物流倉庫の試設計

本章では、6階建て物流倉庫の試設計を行い、杭頭免震と基礎免震の基礎構造の比較から、杭頭免震の有効性を確認する。3章で述べた一体解析モデルは、杭頭免震構造物の実現現象をシミュレーションするには有効なモデルであるが、実務設計においては煩雑で実用的ではない。また、既報¹⁾では、一定条件下において、一体解析モデルを用いた杭頭免震と基礎免震の応答値に大きな差がなかったことから、本章では上部の構造と下部の構造を分離したモデルによって試設計を行うこととし、杭の地盤変位による影響については応答変位法によって評価することとする。

5.1 杭頭回転角を考慮した杭の設計用荷重

杭頭免震構造の杭には杭頭回転角による付加応力が生じるため、これを適切に考慮した設計用荷重を用いる必要がある。杭の設計用荷重は、免震部材の変位によるP-δ効果、杭頭回転角によるP-θ効果、免震部材の負担せん断力Qと部材高さhによる付加曲げモーメントが作用するためこれらを考慮する。

(軸力)

支承の変位および杭頭回転角を考慮した杭設計用荷重を図23に示す。軸力については図23(a)に示すように、免震部材の負担する軸力Nがそのまま設計用荷重 N_p となる。この際の軸力Nは上下動を考慮する。

(せん断力)

せん断力については、図23(b)に示すように、免震部材に作用するせん断力Qに加えて、負担軸力Nと免震部材の軸心の傾斜 $\theta/2$ に伴って発生する付加せん断力 Q_a (P-θ効果)を考慮する。

$$Q_p = Q + Q_a \quad \text{ここで、} Q_a = N \times \theta/2 \quad (8)$$

(付加曲げモーメント)

付加曲げモーメントについては、図23(c)に示すように、軸力と免震部材の水平変形 δ によるP-δ効果、免震部材 K_r と回転角 θ 、免震部材の高さHとせん断力Qによる付加曲げモーメントを

考慮する。なお、式中の $K_r \times \theta$ は、図23(c)に示す変形状態の場合には、その他の曲げモーメントに対して逆向きに作用する²⁾。

$$M_p = N \times \delta/2 - K_r \times \theta + Q \times H/2 \quad (9)$$

本来のP-θ効果による付加せん断力の増加を考慮した杭頭曲げモーメントは(10)式となる。

$$M_p = N \times \delta/2 - K_r \times \theta + (Q + N \times \theta/2) \times H/2 \quad (10)$$

(10)式を $N \times 2/\theta$ の項(P-δ効果)で整理すると、

$$M_p = (1 + \theta/2 \times H/\delta) \times (N \times \delta/2) - K_r \times \theta + Q \times H/2 \quad (11)$$

となり、P-θ効果による付加せん断力 Q_a の影響は、P-δ効果による曲げモーメントを $\theta/2 \times H/\delta$ だけ増加させたものと考えることができる。

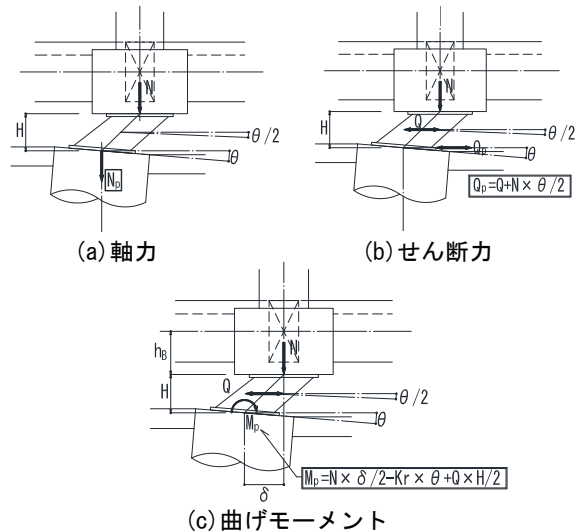


図23 支承の変形および杭頭回転角を考慮した杭設計用荷重

5.2 試設計概要

5.2.1 建物概要

建物概要を表10に、免震層伏図および軸組図を図24に示す。試設計建物は6階建て物流倉庫とした。平面規模は長辺方向120m、短辺方向50m、延床面積36,000m²であり、構造種別は1~5階までが柱RC梁S造、6階がS造である。検討ケースは、杭頭免震と基礎免震の2ケースとし、免震層および上部構造は両ケースとも同一である。地盤諸元を表11に示す。地盤は液状化の恐れのない第2種地盤であり、工学的基盤をGL-約46mに設定した。

表 10 試設計建物概要

建築面積	建面6000m ² 、延面36000m ²
平面形状	120m×50m (10m×10mスパン)
階数	地上6階 地下0階 塔屋0階
軒高	41.1m
構造種別	上部：1～5階 RCS造、6階 S造 下部：RC造
架構形式	純ラーメン構造
免震部材	天然ゴム系積層ゴム支承(NRB) 高減衰ゴム系積層ゴム支承(HDR) 低摩擦型弾性すべり支承(ESB) 積層ゴム一体型U型ダンパー(UD)
基礎地業	場所打ちコンクリート杭

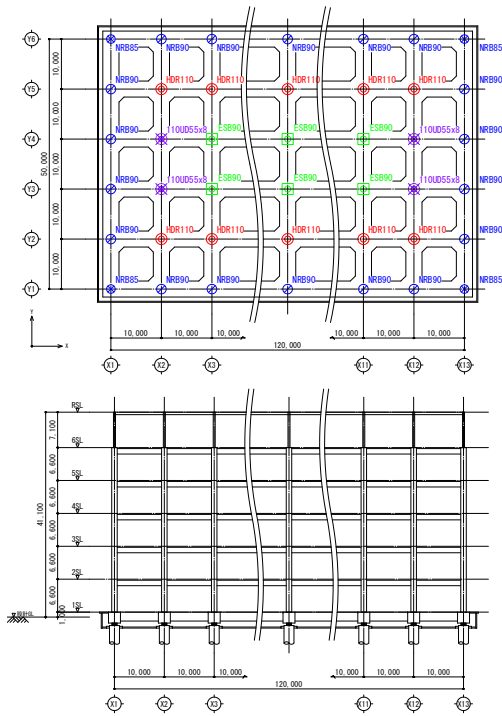


図 24 免震層伏図・軸組図

表 11 地盤諸元

深度 (m)	土質	単位重量 (kN/m ³)	N値	Vs (m/s)	備考
0.50	粘土	17.0	2	120	▽基礎底面
1.90	粘土	17.0	1	120	
3.25	シルト	16.0	1	100	
5.85	細砂	18.0	4	130	
8.50	砂質シルト	17.0	2	130	
17.05	シルト	16.0	0	130	
20.95	シルト質粘土	16.0	1	180	
23.10	砂混じりシルト	17.0	4	210	
32.15	砂質シルト	18.0	5	230	
35.80	砂混じりシルト	18.0	7	250	
38.50	細砂	19.0	59	300	▽工学的基礎
46.75	砂礫	20.0	40	360	
60.00	土丹	19.0	95	600	

5.2.2 解析概要

上部構造は荷重増分解析および時刻歴応答解析を行う。荷重増分解析は立体フレームモデルを用いた弾塑性解析とし、時刻歴応答解析は免震層と1階から6階を質点に置換した7質点系等価せん断ばねモデルとした。設計用入力地震動の諸元を表12に示す。入力地震動は告示波3波、観測波3波(最大速度を50cm/sに基準化)、サイト波1波、計7波を用いた。

表 12 設計用入力地震動

入力地震動	継続時間 (sec)	加速度 (cm/sec ²)	速度 (cm/sec)
告示波(東北大位相)	60	432.8	82.3
告示波(八戸位相)	119	428.0	83.7
告示波(乱数位相)	120	396.1	76.7
El Centro 1940 NS	50	511.0	50.0
Taft 1952 EW	50	497.0	50.0
HACHINOHE 1968 NS	234	349.0	50.0
サイト波(西部首都直下地震)	120	270.0	41.6

下部構造(杭)の解析モデルを図25に示す。解析モデルは単杭モデルとし、杭を線材に、地盤をばねに置換した多層地盤ばねモデルとした。設計用荷重は、上部構造の最大応答せん断力による水平力のほか、地盤変位による影響を応答変位法によって考慮し、それぞれの応力は二乗和平方根(SRSS)で重ね合わせることにした。部材モデルは杭頭回転角を適切に評価するために、杭・地盤ともに弾塑性モデルとし、杭はファイバーモデル、地盤ばねは基礎指針に準じて算出した。杭頭部の境界条件は、杭頭免震をピン、基礎免震を固定とした。杭頭免震の場合の杭頭部の付加応力(積層ゴム系支承)は図23に示すとおりである。杭頭部の付加応力として、免震部材の変位によるP-δ効果および免震部材のせん断力によるQ-hモーメントのほか、杭頭回転角によるP-θ効果を考慮した。なお、基礎免震の場合はP-θ効果を除いた付加応力を基礎梁に負担させることにした。

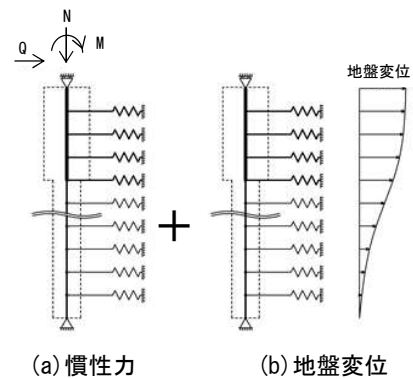


図 25 杭頭免震の杭の解析モデル

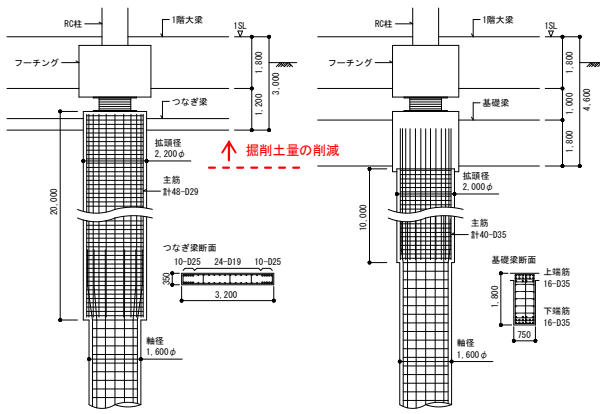
5.3 杭頭免震と基礎免震の基礎構造の比較

5.3.1 基礎構造断面の比較

基礎構造断面を図26に示す。杭は場所打ちコンクリート杭を採用し、基礎梁は図26(a)の杭頭免震をつなぎ梁と称する扁平梁とし、図26(b)の基礎免震の基礎梁を一般の二重基礎梁とした。

杭頭免震は杭頭回転角を制御することが重要であり、杭頭免震の杭断面は、杭頭部の水平地盤反力の増大および杭断面の剛性確保のために、基礎免震よりも大きくした。また、拡頭部の長さも杭頭回転角の制御のために基礎免震よりも長くしている。

基礎免震の基礎梁断面は杭頭曲げおよび付加応力を基礎梁で負担するため B750mm × D1800mm の断面となり、一方の杭頭免震は杭断面により杭頭回転角を制御することにより二重基礎梁を無くし、水平剛性確保のために B3200mm × D350mm の扁平なつなぎ梁を設けた。これにより、杭頭免震は基礎免震に比べて、根伐底を大幅に浅くすることが可能となる。



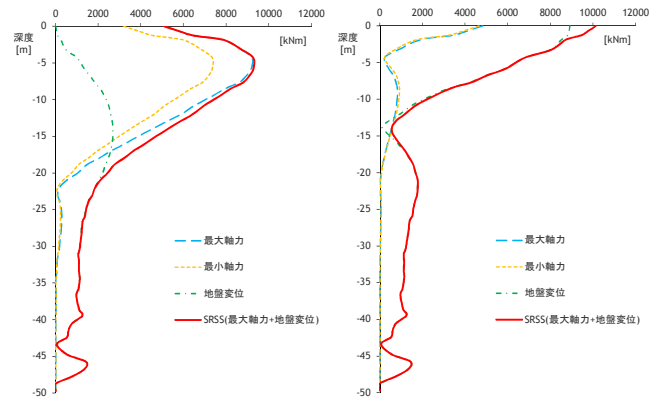
(a) 杭頭免震 (b) 基礎免震
図 26 基礎構造断面

5.3.2 杭の曲げモーメントおよび杭頭回転角の比較

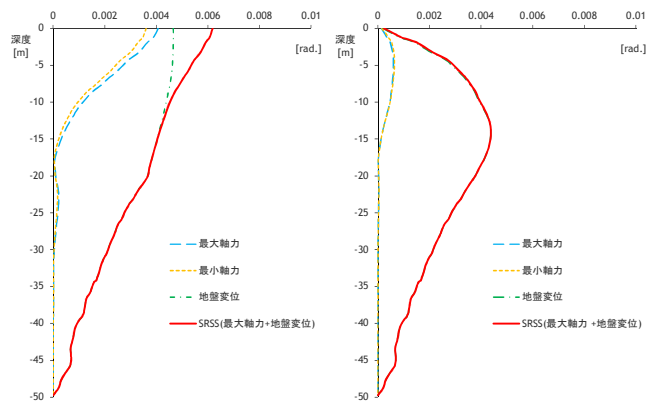
杭の曲げモーメントを図 27 に、回転角を図 28 に示す。まず、図 27 の杭頭曲げモーメントは、図 27(a)の杭頭ピンの杭頭免震では付加曲げモーメントのみ(約 5,000kNm)が生じているのに対し、図 27(b)杭頭固定の基礎免震では、杭頭が固定であるために杭頭免震に比較して 2 倍程度(約 10,000kNm)の杭頭曲げモーメントが生じている。次に、図 28 の杭頭回転角は、図 28(a)の杭頭免震の杭頭回転角が 0.0062(1/161)rad.であり、4 章で述べた実大実験で免震部材の性能に影響が小さいとされる 1/100rad.以下に納まっている。

本章の地盤条件等の例における杭断面は、杭頭

免震の場合は杭頭回転角の制御によって決まり、基礎免震の場合は杭頭曲げモーメントによって決定された。つまり、杭頭免震を採用して基礎構造の合理化を図るためには、杭頭回転角を制御するために拡頭杭を採用するなどして、杭頭部の水平地盤反力を増大させるとともに杭の断面剛性を確保することが重要であると言える。



(a) 杭頭免震 (b) 基礎免震
図 27 杭の曲げモーメント



(a) 杭頭免震 (b) 基礎免震
図 28 杭の回転角

5.4 5章のまとめ

本章では、6階建て物流倉庫を用いて、杭頭免震および基礎免震の試設計を行い、基礎構造の比較を行った。

杭頭免震は、拡頭杭を採用するなどして、杭頭部の水平地盤反力を増大させるとともに杭の断面剛性を確保することで、杭頭回転角を免震部材の性能に影響が小さいとされる回転角に制御することが可能である。また、二重基礎梁を無くすことによって、基礎免震と比較して根伐底を浅くし、掘削土量を大きく低減することによって基礎構造の合理化を図ることが可能である。

6. 本報のまとめ

以上、本報では「杭頭杭免震構法」の概要ならびに杭頭免震構造の課題とされていた杭頭回転角の制御方法について述べるとともに、杭頭回転角が免震部材に与える影響を把握するために行った実大実験について述べた。さらには、6階建て物流倉庫の試設計を行い、杭頭免震構造の有効性について述べた。得られた知見を以下に記す。

- 1) 免震部材を直接設置する杭を、杭頭部の径を拡大した杭とし、その大きさや長さを調節することで、杭頭回転角の制御が可能である。
- 2) 杭頭回転角を考慮した免震部材の構造性能を把握するために、傾斜付水平加力試験を実施し、傾斜角が 1/100rad.程度までであれば、性能に大きな影響は無い。
- 3) 二重基礎梁が無くとも、杭頭部の水平地盤反力を増大させるとともに杭の断面剛性を確保することで、基礎免震と比較して根伐底を浅くすることが可能であり、大きなコストメリットを得ることが可能である。

これらの知見を基に、本研究会は「杭頭杭免震構法」の設計施工指針を制定し、日本 ERI 株式会社の構造性能評価(ERI-K15015)を取得した。

【謝辞】

本報は、杭頭免震構造研究会(青木あすなろ建設(株)、安藤ハザマ、西松建設(株)、(株)長谷工コーポレーション他)での検討成果の一部を報告したものである。また、本構法の開発に関して、明治大学 小林正人教授には様々なご指導およびご教示を頂きました。最後に、本報の執筆に際して関係各位には丁寧に指導していただきました。ここに記し感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 西村幸洋 ほか：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，構造Ⅱ，pp.383-388，2004.07
- 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.43-50，2002.06
- 3) 小林正人 ほか：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
- 4) 山内豊英 ほか：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，構造Ⅱ，pp.551-552，2013.08
- 5) 浅野三男 ほか：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.57-62，1999.06
- 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

【既報】

- i) 村田鉄雄 ほか：地盤 - 杭 - 建物連成系一体解析モデルを用いた杭頭免震構造の地震応答解析(その1～4)，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.605-612，2015.09
- ii) 西本憲司 ほか：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5～10)，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.465-476，2016.08
- iii) 牧田敏郎 ほか：杭頭回転角を考慮した免震部材の構造性能(その1～4)，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.449-456，2016.08