

積層ゴムの回転を考慮した杭頭免震工法の解析事例

— 免震物流施設のローコスト工法 —

成瀬 忠^{*1}・茂木 順一^{*2}・藤波 健剛^{*3}・山下 俊英^{*4}・今野 修^{*5}

A Case Analysis on Pile Head Base-Isolating Structure with Considering Rotation of Laminated Rubber Structure for Base-Isolating Logistics Facilities to Reduce Construction Cost

Tadashi NARUSE, Junichi MOGI, Takeyoshi FUJINAMI, Toshihide YAMASHITA, Shu KONNO

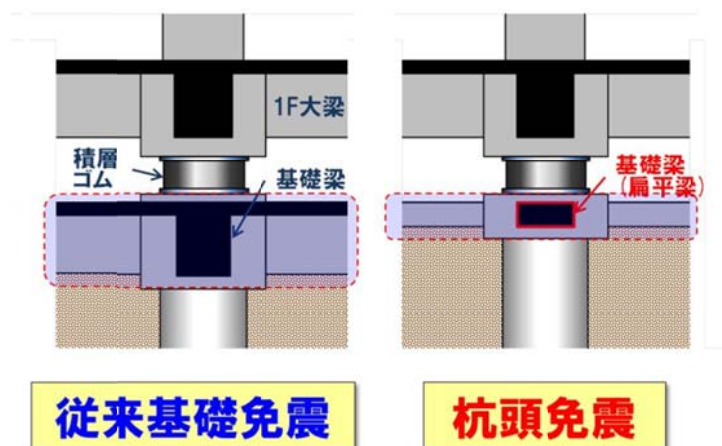


図-1 杭頭免震工法の概要

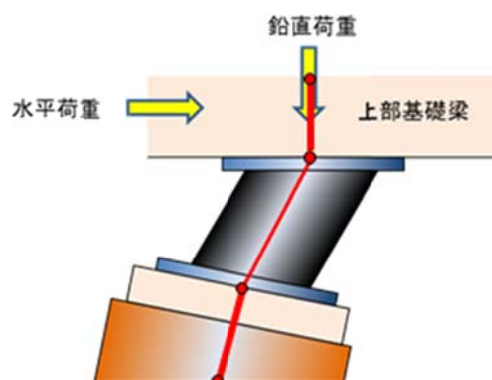


図-2 杭頭免震工法の特徴

研究の目的

物流施設を対象とするローコスト免震として図-1 に示す杭頭免震工法が実用化されている。本工法は図-2 のように杭頭部の回転変形を許容する設計となるが、積層ゴムも同時に回転変形することによりせん断剛性が変化する。本報では本工法の効果を確認することを目的として、積層ゴムの回転による影響を考慮した静的弾塑性フレーム解析を実施した結果を報告する。

技術の説明

杭頭免震工法は、杭頭部に直接免震装置を設置する工法で、フーチング断面および免震装置下部の基礎梁断面を大幅に縮小することにより躯体・型枠数量、掘削土量を低減可能とするコストダウン工法である。基礎梁は曲げモーメントの負担を期待しない扁平梁とするため、杭頭部はピン支点に近い状態となり、地震時の上部構造からの水平方向の力により回転することになる。杭頭部の回転はそのまま積層ゴムを曲げ変形させることになるが、積層ゴムが曲げ変形を受けるとせん断剛性が変化する。通常の免震設計では積層ゴムの回転自体を無視しているが、本工法では回転変形とせん断剛性の低減を考慮したモデルを構築する必要がある。本報では積層ゴム要素の剛性マトリックスを Haringx 理論による解と一致する三山式を用いてモデル化を行った。本工法の設計クライテリアとして杭頭部の回転角 $1/300$ 以下を設定した。

主な結論

- ・ 物流施設を想定した静的弾塑性フレーム解析により、設計クライテリアを満たす各部の断面を示した。
- ・ 解析モデルは、免震装置軸力 $7,800\text{kN}$ (面圧 10N/mm^2)、水平地震力 $C_0=0.08$ 、地盤は表層 16m の N 値を $3\sim 12$ とした。
- ・ 免震装置下部の基礎梁 $B\times D=600\text{mm}\times 350\text{mm}$ 、PHC 杭 $\phi 1,200\text{mm}$ (杭長 23m) とすることで、杭頭回転角が $1/300$ 以下となった。
- ・ 一般的な基礎免震断面と比較すると、免震装置より下部の躯体数量を 60% 低減できる。

*1 本店 技術研究所 防災・構造研究室
 *2 本店 技術研究所 生産革新技術研究室
 *3 本店 構造設計部

*4 本店 建築部 技術支援グループ
 *5 本店 建築技術部 技術開発グループ

積層ゴムの回転を考慮した杭頭免震工法の解析事例

成 瀬 忠^{*1} 茂 木 順 一^{*2}
 藤 波 健 剛^{*3} 山 下 俊 英^{*4}
 今 野 修^{*5}

要 旨

免震物流施設のローコスト技術として杭頭免震工法が実績を重ねている。杭頭免震工法は、免震装置下部の基礎梁断面を極端に低減、もしくは構造スラブのみとすることにより、杭頭に直接免震装置を定着し、躯体工事費および土工費のコストダウンを可能とする工法である。免震装置上下に剛強な基礎梁を設ける一般的な基礎免震と異なり、杭頭の回転、および積層ゴムの曲げ変形を許容する設計となる。本報では、既往文献¹⁾による積層ゴムに曲げ変形が生じた場合のせん断剛性の変化を考慮したモデルを用いて、4階建て物流施設を想定した静的非線形フレーム解析を実施し、設計クライテリアとして杭頭回転角が1/300rad.以下となる各部の断面例を提示した。解析は中柱に接続する積層ゴム、基礎梁、および杭の1組を取り出したモデルとした。解析の結果から、下部基礎梁断面を幅350mm×せい600mmとすれば、想定した地盤条件下では設計クライテリアを満足することを確認した。

キーワード 建築構造／免震／杭頭／静的非線形解析／物流施設／ローコスト

目 次

- | | |
|--------------|------------|
| 1. はじめに | 5. 解析パラメータ |
| 2. 積層ゴムのモデル化 | 6. 解析結果 |
| 3. 解析モデル | 7. まとめ |
| 4. 加力方法 | |

A CASE ANALYSIS ON PILE-HEAD BASE-ISOLATING STRUCTURE WITH CONSIDERING ROTATION OF LAMINATED RUBBER

Tadashi NARUSE Junichiro MOGI
Takeyoshi FUJINAMI Toshihide YAMASHITA
Shu KONNO

Synopsis:

Pile-head base-isolating systems have been applied to logistics facilities for cost reduction. This system reduces the section area of base girder below the laminated rubber drastically, or substitutes it with slab so as to save construction cost. This requires the larger rotation of lower base girder, pile head and laminated rubber compared to ordinal base isolation system. This paper reports the result of non-linear seismic analysis on the 4 story logistics facility with the model which takes into account of stiffness change of rubber due to the rotation. This analysis modeled 1 set of laminated rubber, base girder and pile attached to a inner column and considered the effect of interaction with the ground indirectly. The result of analysis has confirmed that the rotation angle of both pile head and laminated rubber are within the design criteria of 1/300 radian in case of the lower base girder that section has 600mm(wide)×350mm(depth).

* 1 本店 技術研究所 防災・構造研究室
 * 2 本店 技術研究所 生産性革新技術研究室
 * 3 本店 構造設計部

* 4 本店 建築部 技術支援グループ
 * 5 本店 建築技術部 技術開発グループ

1. はじめに

1.1 解析実施の背景

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、多くの物流施設が建物自体に加え取り扱う荷物が被害を受けたことを受け、その後多くの免震による物流施設の案件が続いた。それ以前にも免震物流施設のローコスト技術としては杭頭免震工法が一部の設計事務所、ゼネコンを中心に実績を重ねている。本報は杭頭免震工法の効果を確認することを目的として実施した。

1.2 杭頭免震工法とは

杭頭免震工法の概要を図-1に示す。杭頭免震工法は杭頭部に直接免震装置を設置する工法で、フーチング断面および免震装置下部の基礎梁断面を大幅に縮小することにより躯体・型枠数量、掘削土量を低減可能とする工法である。基礎梁は曲げモーメントの負担を期待しない扁平梁とするため、杭頭部はピン支点に近い状態となり、地震時の上部構造からの水平方向の力により回転することになる。杭頭部が回転すると積層ゴムに曲げ変形が生じるため、積層ゴムのせん断剛性が変化する。従来の基礎免震設計では積層ゴムの回転自体を無視しているため、本工法では回転変形とその関数としてせん断剛性の低減を考慮したモデルを構築する必要がある。また、杭頭の回転は地盤条件に大きく依存することになる。本報は、上記の特性を有する杭頭免震工法の効果を確認するため、免震下部基礎梁断面、地盤条件のみを変数として解析を実施し、設計条件を満足する杭頭免震工法例を提示した。

本報で設定した設計条件は、レベル2相当の地震時に積層ゴムのせん断ひずみ250%以下、杭頭回転角 $1/300\text{rad}$ 以下とした。

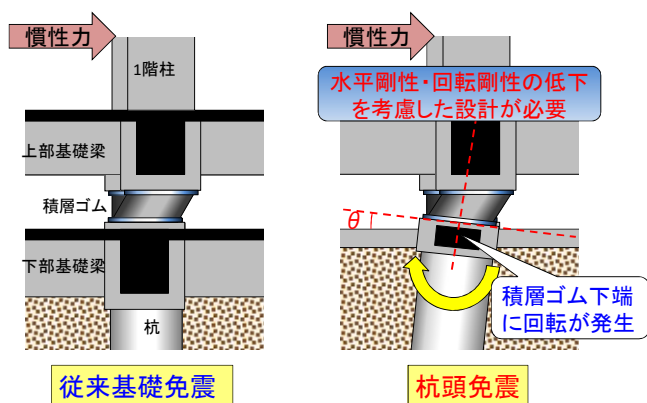


図-1 杭頭免震工法の概要

2. 積層ゴムのモデル化

一般に用いられている積層ゴムのモデルは、一端完全固定、他端水平移動自由・回転拘束の境界条件で求められたものである。本解析で用いた積層ゴムモデルは、水平移動、回転ともに自由度を設けており、それらを考慮

した評価式およびモデル化について以下に説明する。

2.1 Haringx 理論

軸力、水平力、上下端のせん断変形および回転角の関係を導出した式に Haringx の理論²⁾がある。図-2¹⁾に積層ゴムに作用する力の釣り合いと変形の関係を示す。

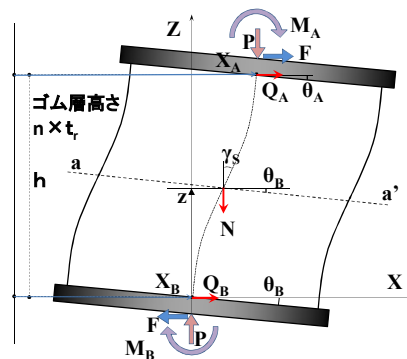


図-2¹⁾ 積層ゴムの力の釣り合いと変形

積層ゴムの両端(A, B 端)には鉛直荷重 P 、水平力 Q_A 、 Q_B 、モーメント M_A 、 M_B が作用し、水平変位 X_A 、 X_B 、回転角 θ_A 、 θ_B が生じる。積層ゴムの任意の高さ Z ($a-a'$ 面) は、曲げモーメント M を受けて θ だけ回転し、回転面に沿ってせん断力 Q_s が作用し、せん断変形 γ_s が生じている。鉛直方向変位は無視する。 $a-a'$ 面での曲げモーメント、せん断力の釣り合いから式[1]、式[2]を得る。ここで、有効曲げ剛性 k_{rc} 、および有効せん断剛性 k_s は、ゴム層の剛性に鋼板を加えた高さ h で補正した剛性を用いる。

$$k_{rc} \left(\frac{d\theta}{dz} \right) = -M_B - Px + Q_B Z \quad [1]$$

$$k_s \left(\frac{dx}{dz} - \theta \right) = -Q_B + P\theta \quad [2]$$

k_{rc} : 有効曲げ剛性 k_s : 有効せん断剛性

一般に曲げモーメントと曲率の関係、せん断力とせん断変形は式[3]、式[4]であらわせる。

$$M(z) = k_{rc} \frac{d\theta}{dz} \quad [3]$$

$$Q(z) = k_s \left(\frac{dx}{dz} - \theta \right) \quad [4]$$

また、軸心の傾斜角は式[5]であらわせる。

$$\frac{dx}{dz} = \gamma_s + \theta \quad [5]$$

式[1]～式[5]により、微分方程式[6]²⁾が誘導される。

$$\frac{d^2x}{dz^2} + q^2x - \frac{q^2}{p}(-M_B + Q_Bz) = 0 \quad [6]$$

式[6]から、水平移動、端部の回転を考慮した積層ゴム
のせん断、および曲げ剛性評価式を提案³⁾している。

せん断剛性：

$$k_h = \frac{G \cdot A}{nt_r} \left(1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right) \cdot \phi_h \quad [7]$$

回転剛性：

$$k_r = \frac{E_{rb} \cdot I}{nt_r} \left(1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right) \left(1 - (P/P_{cr})^2 \right) \cdot \phi_{rc} \cdot \phi_{\sigma} \quad [8]$$

$$P_{cr} = \frac{\pi}{nt_r} \sqrt{G \cdot A \cdot E_{rb} \cdot I} \quad [9]$$

G：せん断弾性率 (N/mm²)

A：有効断面積 (mm²) n：ゴム総数

t_r：ゴム1層厚さ (mm) P：鉛直軸力

P_{cr}：座屈荷重 (N) E_{rb}：補正された曲げ弾性率 (N/mm²)

I：断面2次モーメント (mm⁴)

水平剛性の水平変位依存性：

$$\phi_h = (x/nt_r)^{-0.16} \quad [10]$$

回転剛性の水平変位依存性：

$$\phi_{rc} = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1}{2} \theta_d + 2\theta_d \cos^2 \theta_d - \frac{13}{6} \sin^3 \theta_d - \frac{5}{2} \sin \theta_d \cos^3 \theta_d \right) \quad [11]$$

$$\theta_d = \cos^{-1}(x/D) \quad [12]$$

材料非線形特性(本解析では考慮しない)：

$$\phi_{\sigma} = 1 \quad [13]$$

2.2 端部回転を考慮した積層ゴムの水平剛性

本解析で用いる免震装置は外径 1,000mm の天然ゴム系積層ゴムとした。表-1に積層ゴムの諸元を示す。

表-1 積層ゴム諸元

外径 D	1000	mm	補正係数 κ	0.85	N/mm ²
内径 d	25	mm	引張降伏点 σ _y	1	N/mm ²
1次形状係数 S1	36.4	—	断面積 A	7.85E+5	mm ²
2次形状係数 S2	4.98	—	見掛け弾性係数 E _b	1652	N/mm ²
ゴム層数 n	30	—	補正弾性係数 E _{rb}	695	N/mm ²
ゴム厚 t _r	6.7	mm	断面2次モーメント I	4.91E+10	mm ⁴
製品高さ H _t	400.6	mm	積層ゴム高さ H	328.6	mm
内部鋼板厚 t _s	4.4	mm	断面係数 Z	9.82E+7	mm ³
せん断弾性率 G	0.392	N/mm ²	座屈荷重 P _{cr}	5.06E+7	N
縦弾性率 E ₀	2.2	N/mm ²	長期荷重 N	1.02E+7	N
体積弾性率 E _∞	1200	—			

図-3 に式[7]によるせん断剛性とせん断ひずみの関係を示す。φ_hを考慮すると初期剛性は考慮しない場合の1.8倍になり、せん断ひずみ85%付近でφ_hを無視した値と一致し、その後水平変位の増加に伴いせん断力が低下する。

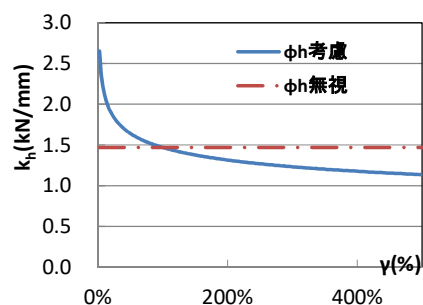


図-3 せん断剛性(k_h)—せん断ひずみ(γ)関係

図-4 に積層ゴムのせん断力とせん断ひずみの関係を示す。φ_hを考慮した計算値に対し、本解析ではバイリニアでモデル化した。第1折点はφ_hを無視した計算値、第2折点はせん断ひずみ500%時を通る折れ線とした。

従って、本モデルはφ_hを考慮した評価式による計算値を必ず下回るせん断力となる。

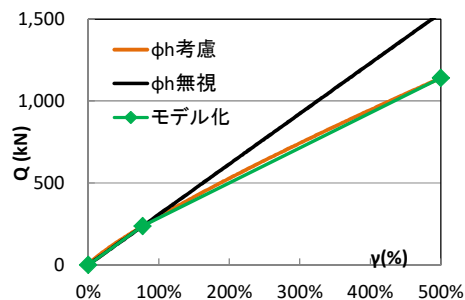


図-4 せん断力(Q)とせん断ひずみ(γ)関係

2.3 端部回転を考慮した積層ゴムの曲げ剛性

図-5 に曲げ剛性と回転角関係を示す。材料の非線形特性 ϕ_{rc} は積層ゴムの曲げ降伏以降に剛性低下する係数であるが、本解析では 1.0 の定数として無視した。回転剛性の水平変位依存性 ϕ_{rc} は水平変位と回転角を式[11]により関連付ける。 ϕ_{rc} を無視した場合の曲げ剛性は $1.63 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ で一定値であるが、 ϕ_{rc} を考慮すると回転角の増加に伴い曲げ剛性が大きく低下する。図-6 に曲げモーメントと回転角の関係を示す。 ϕ_{rc} を考慮した計算値は回転角 0.006rad 付近を最大値として低下していく。本解析では図に示すように 3 折れ線で評価式による曲げ剛性計算値を超えないようにモデル化した。

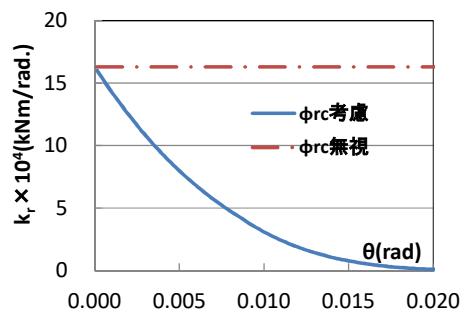


図-5 曲げ剛性(Kr)と回転角(theta)関係

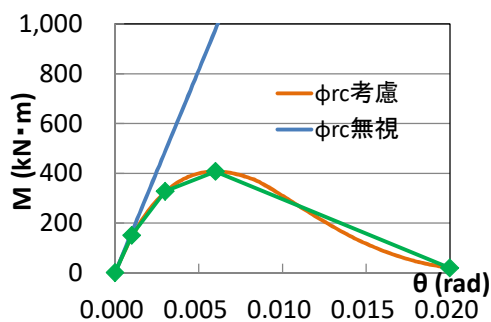


図-6 曲げモーメント(M)と回転角(theta)関係

3. 解析モデル

モデル建物は 4 階建て、スパン 10m の X、Y 方向ともに整形な大型物流施設を想定し上部建物の重量を設定した。免震装置上部の基礎梁は十分剛強として免震装置上部の節点の回転角は固定して解析した。杭は PHC 杭とした。免震装置には上部建物の地震時慣性力による水平力を暫増载荷した。また、自由地盤単体の応答解析によって得られた各節点の地盤応答変位包絡値を地盤の強制変位として地盤ばねに作用させることで地盤との相互作用を考慮した。解析変数は、免震装置下部基礎梁の断面 3 ケース、地盤条件 2 ケースを組み合わせた 6 ケースを実施した。

3.1 地盤ばね（相互作用ばね）

地盤ばねは水平ばね定数と極限地盤反力を算出してモデル化する。表-2 に地盤ばねを示す。湾岸地域の実地盤調査結果から地盤 B を設定し、地盤 B の表層から 14m の N 値を 3 倍したものを地盤 A として 2 種類設定した。

表-2(a) 地盤 A のばね算定値

深度(m)	土質	N値	初期剛性 $K_0(\text{kN/m}^2)$	極限地盤反力 $P_{\max}(\text{kN/m})$	節点
1	砂質土	9	2.9E+05	153	21
2	砂質土	6	2.9E+05	281	22
3	砂質土	12	2.9E+05	492	23
4	砂質土	3	2.9E+05	506	24
5	粘性土	6	2.9E+05	130	25
6	砂質土	12	2.9E+05	984	26
7	砂質土	12	2.9E+05	1147	27
8	砂質土	6	2.9E+05	1125	28
9	砂質土	6	2.9E+05	1266	29
10	粘性土	3	2.8E+05	130	30
11	粘性土	3	2.8E+05	130	31
12	粘性土	6	2.8E+05	130	32
13	粘性土	6	2.8E+05	130	33
14	粘性土	6	2.8E+05	130	34
15	粘性土	6	2.8E+05	130	35
16	粘性土	4	3.0E+05	270	36
17	砂質土	8	3.0E+05	2683	37
18	粘性土	11	3.0E+05	767	38
19	粘性土	12	7.4E+05	853	39
20	砂質土	25	1.1E+06	4689	40
21	砂質土	55	1.1E+06	7506	41
22	砂質土	60	2.2E+06	8595	42

表-2(b) 地盤 B のばね算定値

深度(m)	土質	N値	初期剛性 $K_0(\text{kN/m}^2)$	極限地盤反力 $P_{\max}(\text{kN/m})$	節点
1	砂質土	3	9.5E+04	127	21
2	砂質土	2	9.5E+04	242	22
3	砂質土	4	1.1E+05	395	23
4	砂質土	1	1.1E+05	456	24
5	粘性土	2	1.1E+05	130	25
6	砂質土	4	1.1E+05	790	26
7	砂質土	4	1.1E+05	921	27
8	砂質土	2	1.1E+05	967	28
9	砂質土	2	1.1E+05	1088	29
10	粘性土	1	1.5E+05	130	30
11	粘性土	1	1.5E+05	130	31
12	粘性土	2	1.5E+05	130	32
13	粘性土	2	1.5E+05	130	33
14	粘性土	2	1.5E+05	130	34
15	粘性土	2	1.5E+05	130	35
16	粘性土	4	3.0E+05	270	36
17	砂質土	8	3.0E+05	2683	37
18	粘性土	11	3.0E+05	767	38
19	粘性土	12	7.4E+05	853	39
20	砂質土	25	1.1E+06	4689	40
21	砂質土	55	1.1E+06	7506	41
22	砂質土	60	2.2E+06	8595	42

(1) 水平地盤ばねの算定

水平地盤ばね定数 k_{si} は、Francis の式を用いて杭周辺地盤ばね定数を算定する。地盤を適当な層数に分割すると、 i 層における単位厚さ当たりの水平方向の地盤ばね定数 k_{si} は式[14]で与えられる。

$$k_{si} = 1.3E_{si} / (1 - v_{si}^2) \cdot (E_{si}B^4 / E_p I_p)^{1/2} \quad [14]$$

v_{si} : ポアソン比 E_{si} : ヤング係数
B : 杭径

E_p : 杭のヤング係数
 I_p : 杭の断面 2 次モーメント

$$K_i = G_i \cdot A / H_i \quad [18]$$

$$C_b = \gamma_b / g \cdot V_{sb} \cdot A \quad [19]$$

極限地盤反力 $P_{\max}$ は、式[15]、式[16]で与えられる。

$$\text{砂質土: } P_{\max} = 3\sigma_0 K_p B l' N_p \quad [15]$$

$$\text{粘性土: } P_{\max} = 9c_u B l' N_p \quad [16]$$

σ_0 : 有効上載圧
 K_p : 受働土圧係数 $= (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$
 c_u : 非排水せん断強さ ϕ : 内部摩擦角
 B : 杭径 l' : 杭の質点の支配長さ
 N_p : 杭本数

(2) 双曲線モデルの骨格曲線

地盤ばねの非線形性は、双曲線モデルの骨格曲線（地盤反力 P －変位 δ 関係）として式[17]で表す。

$$P = K_0 \delta / (1 + K_0 \delta / P_{\max}) \quad [17]$$

K_0 : 地盤ばねの初期剛性
 $P_{\max}$: 杭周地盤ばねの極限地盤反力

(3) 解析モデル

地盤の復元力特性は、まず Francis のばねを初期剛性 K_0 とし、Broms の極限地盤反力を $P_{\max}$ として双曲線モデルを作成する。さらに、この双曲線に対し変位 0.5mm を第 1 折点、変位 10mm を第 2 折点、第 3 勾配は初期剛性の 1/1000rad. とするトリリニアモデルを作成した。図-7 に水平地盤ばねの復元力特性を示す。

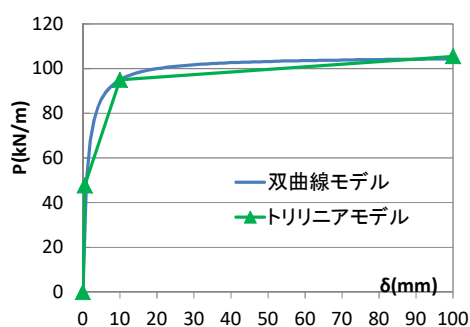


図-7 水平地盤ばねモデル

3.2 地盤変位

表-2 の地盤バネから自由地盤モデルを作成した。まず成層地盤を上下一定の単位断面積を有する土柱と仮定し、各層を多質点非線形せん断ばねモデルとした。自由地盤モデルのせん断ばね K_i 、粘性減衰 C_b は式[18]、[19]で算定した。

H_i : i 層の層厚 V_{si} : i 層のせん断波速度
 γ_i : i 層の単位体積重量 g : 重量加速度
 A : 土中の単位断面積
 G_i : i 層のせん断弾性係数 ($G_i = \gamma_i / g \cdot V_{si}^2$)

自由地盤の地盤変位は以下の通り作成した。解放工学的基盤における模擬地震動を自由地盤モデルに入力し、自由地盤のみの応答解析を行う。入力地震動は、建設省告示第 1461 号の第 4 号に規定される目標スペクトル（以下告示スペクトル）に適合した極めて稀に発生する地震時の模擬地震動（以下告示波）である。模擬地震動の最大加速度（レベル 2）は 532cm/sec^2 となった。自由地盤における応答解析の結果、図-8 に示す地盤変位（レベル 2）を得た。この地盤変位を地盤ばねに強制変位として付加させることで地盤との相互作用を考慮した。

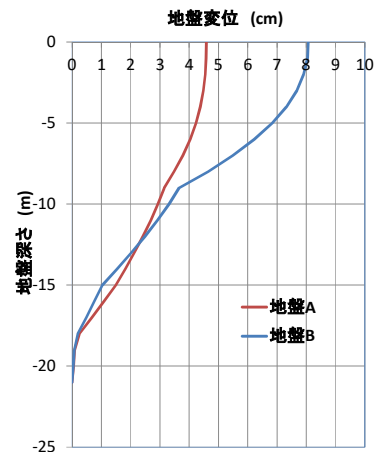


図-8 地盤変位

3.3 杭体

(1) 断面性能

表-3 に PHC 杭の断面性能を示す。PC 鋼材の効果は換算断面積および換算断面 2 次モーメントで評価した。

表-3 PHC 杭の断面性能

径 (mm)	杭長 (m)	Fc (MPa)	種 別	肉厚 (mm)	Ep (MPa)	Ae (mm ²)	Ip (mm ⁴)
1200	22	105	C	170	40000	5.76E+5	7.87E+10

E_p : 杭のヤング係数 A_e : 換算断面積 I_p : 換算断面 2 次モーメント

(2) 復元力特性

杭材の復元力特性は、曲げをトリリニア、せん断をバイリニアとしてモデル化した。表-4 に曲げおよびせん断耐力を示す。曲げ降伏耐力算定時の軸力は長期荷重のみで、変動軸力は考慮していない。杭材の曲げおよびせん断モデルを図-9、図-10 に示す。

表-4 杭材の耐力

ひび割れ耐力 $M_c(\text{kN}\cdot\text{m})$	降伏耐力 $M_y(\text{kN}\cdot\text{m})$	ひび割れ後 剛性低下率 α	降伏後 剛性低下率 β	降伏耐力 $Q_y(\text{kN})$	降伏後 剛性低下率 β
2132	7700	0.2	0.001	1574	0.001

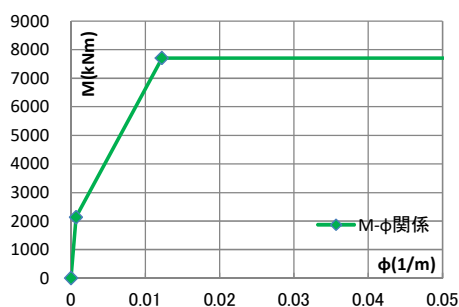


図-9 杭材の履歴性状(曲げモデル)

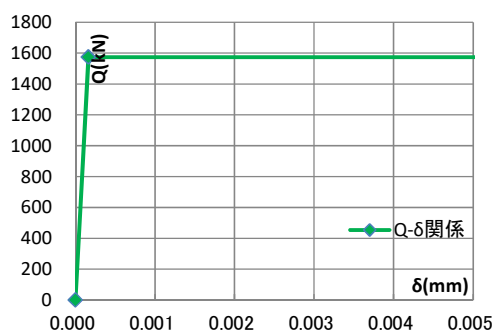


図-10 杭材の履歴性状(せん断モデル)

3.4 フレームモデル

図-11 にフレームモデルを示す。免震装置上部の基礎梁は回転を固定した。免震装置下部の基礎梁はスパン中央でローラー支持した。上下の基礎梁間に剛体のフーチングおよび積層ゴムを配置した。下部基礎梁の剛域長は杭径の長さとした。杭は 1m ごとに地盤ばねと連結した節点を設け、最下部でピン支持した。

4. 加力方法

加力は図-11 の解析モデルで、免震装置上部の基礎梁芯位置の節点に長期軸力 $N=7,800\text{kN}$ (積層ゴム面圧 $\sigma=10\text{N/mm}^2$) を鉛直下向きに作用させた状態で水平力を漸増载荷し、積層ゴムのせん断ひずみが 250%に達したときの水平力が当該モデルの負担可能な値となる。本解析では 604kN となったが、これはベースシア係数に換算すると $C_0=0.08$ 相当となる。また、杭に 1m 間隔で接続する地盤バネには、自由地盤に告示波(KOKUJI)を用いた応答解析による応答変位の最大包絡値を強制変位として作用させることで地盤との相互作用を考慮した。

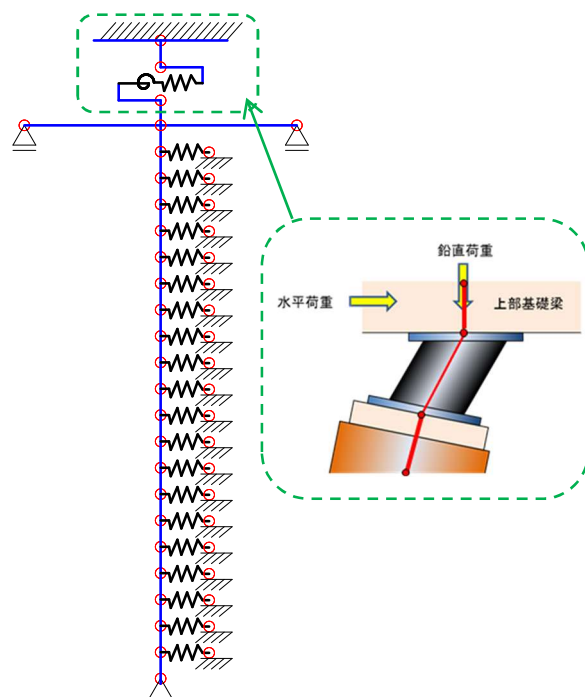


図-11 フレームモデル

5. 解析パラメータ

表-5 に解析パラメータ、図-12 は CASE1, CASE4, 図-13 は CASE2, CASE5, 図-14 は CASE3, CASE6 の免震装置、下部基礎梁、杭との接合部イメージを示す。基礎梁のコンクリート強度はすべて等しく 24N/mm^2 とした。CASE1, 2, 3 は地盤条件を比較的良好な地盤 A の地盤ばね、地盤変位を用いた。CASE1 は基礎梁が無いとした。CASE2 は基礎梁を幅 600mm, 梁せい 350mm の扁平梁とし、上下基礎梁主筋とも 4-D32 (SD390), スターラップは 2-D16 (SD345) を 250mm ピッチで配置した。CASE3 は従来の基礎免震を模擬し、幅 1,200mm, 梁せい 1,500mm の剛強な基礎梁を設けた。CASE4, 5, 6 は地盤条件が比較的良好な地盤 B として同様に 3 パターンの基礎梁について解析した。

表-5 解析パラメータ

CASE	地盤	基礎梁断面 幅×せい(mm)	工法
1	A	0×0	杭頭免震 (基礎梁無し)
2		600×350 ^{*1}	杭頭免震 (扁平梁)
3		1,200×1,500 ^{*2}	従来の基礎免震 (剛強梁)
4	B	0×0	杭頭免震 (基礎梁無し)
5		600×350 ^{*1}	杭頭免震 (扁平梁)
6		1,200×1,500 ^{*2}	従来の基礎免震 (剛強梁)

*1 上下主筋 4-D32(SD390), St.2-D16(SD345)@250, Fc24N/mm²

*2 上下主筋 17-D35(SD390), St.5-D16(SD345)@250, Fc24N/mm²

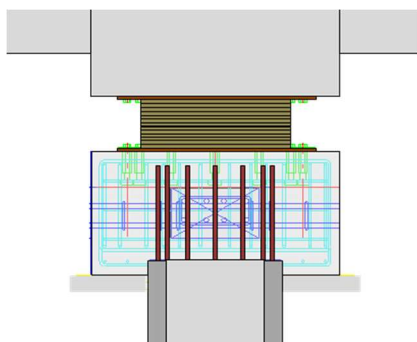


図-12 杭頭免震（基礎梁無し）

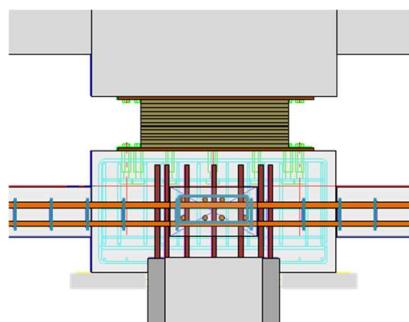


図-13 杭頭免震（扁平梁）

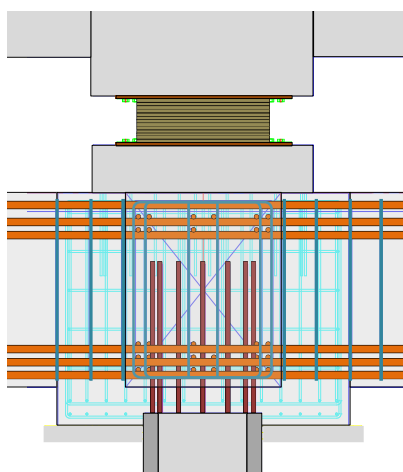


図-14 従来の基礎免震

6. 解析結果

杭頭免震工法の設計クライテリアは、基礎梁を確実に降伏させないように杭頭回転角 $1/300\text{rad}$ 以下とした。式[7]、式[8]は積層ゴムにハードニングが生じないせん断ひずみ 250%以下で端部回転角 0.02rad 以下の範囲内であれば精度よく評価⁴⁾できている。以下に本解析モデルでの結果について述べる。図-15に積層ゴムのせん断ひずみが250%時の各CASEのモーメント分布を示す。基礎梁と杭の交点まわりのモーメントに着目すると、地盤条件によらず基礎梁が無いCASE1、CASE4では積層ゴムに作用しているせん断力によるモーメントのみが杭に伝達され杭深さ4m付近から地盤ばねの違いによりモーメント分布に差異が生じている。CASE2、CASE5では基礎梁を扁平梁とすることによる曲げ戻し力が発生し、基礎梁側に小さなモーメントが生じている。杭の最大曲げモーメント位置はCASE1、CASE2では深さ4m、CASE4、CASE5では深さ5mの節点となった。CASE3、CASE6では剛強な基礎梁の曲げ戻し力により杭頂部で最大曲げモーメントが発生している。

図-16に積層ゴムのせん断力と杭頭部回転角関係を地盤条件ごとに示す。図中の丸印が積層ゴムのせん断ひずみが250%に達した時点を示す。地盤Aで基礎梁を無くしたCASE1は、杭頭回転角 $1/276\text{rad}$ となり設計クライテリア $1/300\text{rad}$ に対し約8%超えであったのに対し、扁平梁を設けたCASE2は $1/304\text{rad}$ で満足していた。また地盤BではCASE4は $1/149\text{rad}$ 、CASE5は $1/165\text{rad}$ と大きく超えていた。従って、扁平梁による杭頭部回転角の抑制効果はほとんどなく、設計クライテリアを満足するか否かは地盤条件に大きく依存することが分かった。一方、剛強な基礎梁を設けた従来の基礎免震ではCASE3で $1/6250\text{rad}$ 、CASE6で $1/3570\text{rad}$ となり地盤によらず杭頭部回転角は小さな値であった。表-6に解析結果一覧を示す。

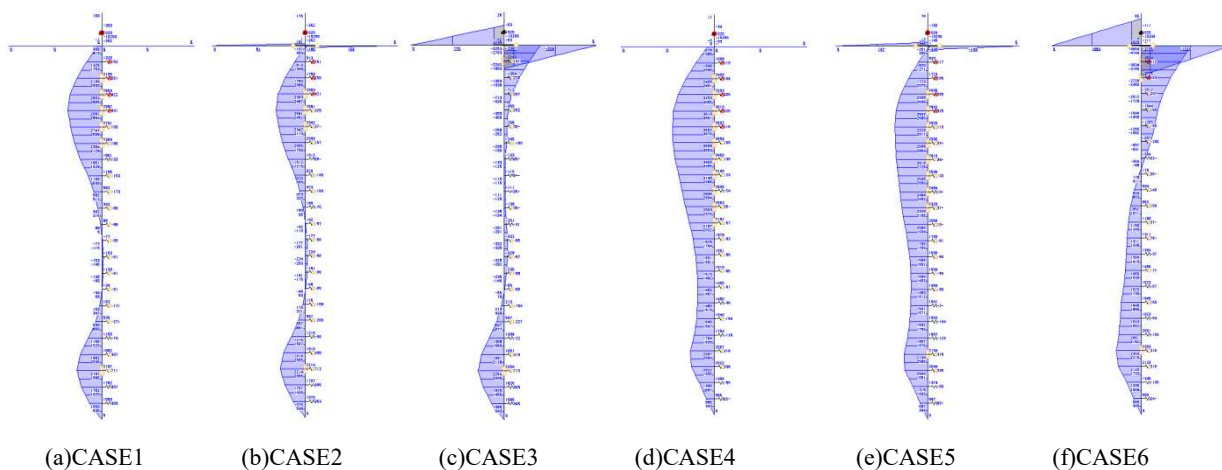
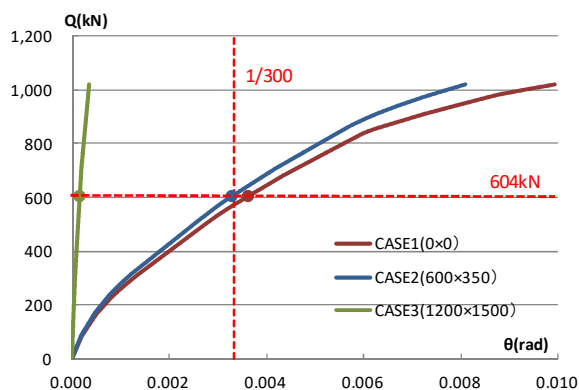
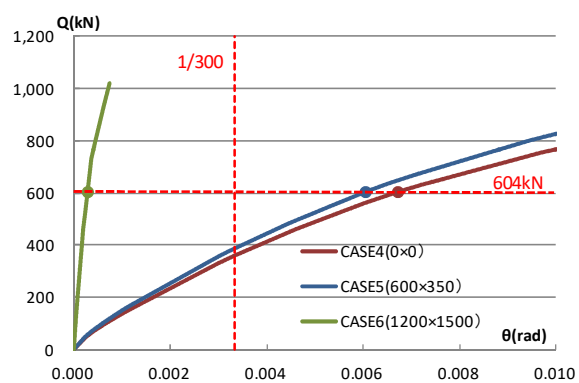


図-15 モーメント分布



(a) 地盤 A



(b) 地盤 B

図-16 積層ゴムのせん断力ー杭頭部回転角関係

表-6 解析結果一覧

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
地盤	地盤A			地盤B		
基礎梁	無し	扁平梁	剛強梁	無し	扁平梁	剛強梁
杭頭回転角 (rad.)	<u>1/276</u>	1/304	1/6,250	<u>1/149</u>	<u>1/165</u>	1/3,570
杭最大M (kN・m)	2,987	2,581	3,263	3,692	2,929	4,654
杭最大M 深さ(m)	4	4	0	5	5	0

7. まとめ

免震装置下部の基礎梁を扁平梁とした杭頭免震工法を想定し、積層ゴムの回転を考慮したモデルを用いて静的弾塑性フレーム解析を実施した結果より以下のことが分かった。

- 1)杭頂部の曲げモーメントはほとんど発生せず、杭の最大曲げモーメント位置は下がってくる。
- 2)本解析で想定した地盤 A であれば、面圧 10N/mm^2 、ベースシア係数 0.8（積層ゴムのせん断ひずみ 250%時）で免震装置下部の基礎梁断面を幅 600mm、せい 350mm としても杭頭部回転角を $1/300\text{rad}$ 以下に抑えることが可能である。
- 3)実施設計では面圧 15N/mm^2 、ベースシア係数 0.1 以上と

して設計する場合もあるが、このときは地盤が相当よくないと杭頭免震工法は適用できない。

4)本解析事例による杭頭免震工法では、従来の基礎免震と比較すると免震装置より下部の躯体数量を 60%低減することが可能である。

解析結果から、杭頭免震工法は地盤条件が良好であれば設計できる可能性があることが分かった。本報では、工法の特徴がわかりやすくするため単純化したモデルで 2 次元の静的解析を行ったが、実施設計では 3 次元立体フレーム解析は行うべきである。さらに建物形状が整形でない場合などは、立体フレームによる時刻歴応答解析を行う必要性もあると考えられる。また本工法独自の設計クライテリアとして杭頭部回転角を設定することが必要であるが、積層ゴムメーカーの実験データを確認しながら個別に設定すべきである。

参考文献

- 1) 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 年 6 月
- 2) Haringx, J. A. : On Highly Compressible Helical Springs and Rubber Rods and Their Application for Vibration-Free Mountings, I , II , III , Philips Research Reports, Vol13, (1948), Vol14 (1949)
- 3) 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 年 12 月
- 4) 西村拓也, 渡辺宏一：3 次元免震装置における積層ゴムの回転剛性評価と解析モデルの検証, 清水建設研究報告, 第 87 号, pp. 19-25, 2009. 1
- 5) 日本 ERI 高層評定委員会：性能評価を踏まえた免震・制震構造の設計, 2014 年 5 月
- 6) 下田卓, 浅野宏一, 小林正人：端部回転を有する積層ゴムの力学特性に関する研究（その 1. 水平剛性評価と免震層の挙動把握）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）, 2011 年 8 月