## 第5章 既存杭を含む敷地における建築物の応答に関する検討

## 5.1 縮小模型を用いたせん断土槽実験

#### 5.1.1 杭周にゆるみを設けた実験

近年、建物を建て替えする際、旧建物の杭基礎(既存杭)の扱いが問題になっている。既存杭の対 策は引抜き・埋戻し、存置および再利用である。既存杭を引抜いて埋め戻す場合、杭の引抜きによる 地盤の乱れのため、新しい杭基礎(新規杭)の支持性能や水平抵抗が低下する懸念がある。そこで本 研究では、局所的な緩み領域をもつ地盤モデルで、杭-構造物系の遠心場振動実験を行い、杭応力を検 討した。

局所的な緩み領域をもつ地盤モデルで、杭-構造物系の遠心場振動実験を建築研究所で行った。遠心 加速度は 50G である。実験モデルを図 5.1.1.1 に示す。地盤モデルは、乾燥豊浦砂を用い空中落下法 で相対密度 Dr を 90%程度とした。局所緩み領域は既存杭引抜後の埋戻し土を模擬し、直径 88mm、相 対密度 35%程度の緩い砂とした。図 5.1.1.2 に地盤の作製方法を示す。作製方法は、(1) 径 88mm、板 厚 0.5mm のステンレスパイプ内部に相対密度 35%の地盤を 5cm まで作製する、(2) パイプ外部に相対 密度 90%の地盤を 5cm まで作製する、(3) パイプ内外の地盤の高さが同じになったらパイプを 5cm 引 き上げる、これらの手順を層厚が 490mm になるまで繰り返した。

杭は 2×2 の群杭とし、杭間隔は 220mm(11D)である。杭体は杭径 20mm(1m)、厚さ 1mm(0.05m)、杭 長 510mm (25.5m)、曲げ剛性 186Nm<sup>2</sup>(1160MNm<sup>2</sup>)のアルミ合金パイプである。杭 A, C は緩み領域の中 央に配置している。杭頭はフーチングに剛結し、杭先端は鋼板を介して土槽底面に固定した。フーチ ングは大きさ 200mm×300mm、質量 5.42kg(668t)の鋼板である。計測は地盤、フーチングの加速度、 杭の曲げひずみを対象に行った。

入力波は日本建築センター模擬波(基盤波)BCJ-L2で、加振S1(最大加速度0.63m/s<sup>2</sup>),加振L(4.6m/s<sup>2</sup>), 加振S1 (0.68m/s<sup>2</sup>)の順に入力した。本研究では加振Lを検討対象とする。



図 5.1.1.1 実験模型の概要



図 5.1.1.2 地盤の作製方法

図 5.1.1.3 に杭頭曲げモーメント、土槽底面、地表面、フーチング加速度の時刻歴を示す。杭の曲げ モーメントは、杭配置の対称性を考慮し、杭 A, C(緩み領域内)の平均値、杭 B, D の平均値とした。地 表面最大加速度は 6.6m/s<sup>2</sup>、フーチング最大加速度は 11.2m/s<sup>2</sup> であった。杭 A, C(緩み領域内)の最大杭 頭曲げモーメントは 4500kNm、杭 B, D (Dr=90%)は 4483kNm であった。

図 5.1.1.4~5.1.1.6 に加振 L における構造物慣性力左向き最大時の杭の曲げモーメント、せん断力、 水平地盤反力の深度分布を示す。せん断力と水平地盤反力は、参考文献 5.1.1)に基づき三次スプライン 補間で評価した。杭 A, C(緩み領域内)の地中部最大曲げモーメント、杭頭せん断力、最大水平地盤反 力は杭 B, D(Dr=90%)より小さくなった。

一般的に杭の水平地盤反力が小さくなると、杭の曲げモーメントは大きくなる。一方、本実験では 杭A,C(緩み領域内)の曲げモーメントは杭B,D(Dr=90%)より小さくなった。このメカニズムを弾性支 承梁理論に基づいて検討する。図 5.1.1.7 に示すように基礎梁で連結された2つの同じ剛性の杭が、異 なる水平地盤反力の地盤にあると仮定する。それぞれの水平地盤反力を*k*<sub>h1</sub>,*k*<sub>h2</sub>(*k*<sub>h1</sub><*k*<sub>h2</sub>)、杭頭水平力を *H*<sub>1</sub>, *H*<sub>2</sub>、杭頭曲げモーメントは*M*<sub>1</sub>, *M*<sub>2</sub>とする。2つの杭の杭頭変位が同じと仮定し、群杭効果を無視 し、弾性支承梁理論で杭頭水平力および曲げモーメントを評価する。水平地盤反力比(*k*<sub>h1</sub>/*k*<sub>h2</sub>)と杭頭水 平力比(*H*<sub>1</sub>/*H*<sub>2</sub>)の関係は図 5.1.1.8、水平地盤反力比と杭頭曲げモーメント比(*M*<sub>1</sub>/*M*<sub>2</sub>)は図 5.1.1.9 となる。 水平地盤反力比が小さくなると、緩み領域内の杭の杭頭水平力の分担率が低下し、杭頭曲げモーメント比は 0.71 になる。水平地盤反力が小さくなると杭頭水平力の分担率が低下するため、杭A, C(緩み領域内) の曲げモーメントが杭B,D(Dr=90%)より小さくなったと考えられる。以上から、群杭の一部が局所的 緩み領域にある場合、緩み領域外の杭頭水平力の分担率の増加に留意する必要があると考えられる。



図 5.1.1.3 杭頭曲げモーメントとフーチング、地表面、土槽底面加速度の時刻歴



図 5.1.1.4 杭体の曲げモーメント分布

図 5.1.1.5 杭体のせん断力分布



図 5.1.1.6 水平地盤反力分布



図 5.1.1.7 異なる水平地盤反力の地盤を跨ぐ群杭の概念図



図 5.1.1.8 水平地盤反力比-杭頭水平力比関係 図 5.1.1.9 水平地盤反力比-杭頭曲げモーメント比関係

#### 5.1.2 水平剛性の異なる杭を用いた実験

都市部における建物の更新時には、ほとんどの場合に既存杭の処理の問題に直面すると考えられる。 既存杭の処理形態は様々であるが、既存杭を撤去する場合には、撤去時に局所的に地盤を乱す可能性 があり、乱された地盤への新設杭は更地への新設杭に比べて水平剛性が低下すると考えられる。建替 えによる建築面積拡大などの際には、場所によって性能の異なる杭を併用して杭基礎を構成する場合 がある。このとき、基礎構造全体として水平剛性の偏心が生じるため、地震時にはねじれ振動が生じ、 建物の部材応力および杭応力にも影響を及ぼす恐れがある。石原ら<sup>5.1.2)</sup>は単純な線形モデルを用いて、 杭基礎の剛性偏心が上部構造に及ぼす影響を解析的に検討しているが、実証研究例は少ない。そこで 本研究では、杭基礎の剛性偏心が建物応答および杭応答に及ぼす影響を検討するために、重力場で模 型振動台実験を実施した。

図 5.1.2.1 に実験装置の概要を示す。また、表 5.1.2.1 に実験ケース名と上部建物の柱高さおよび固有 振動数を示す。固有振動数は、実験で使用した建物模型の基部を固定した自由振動実験により算出し ている。地盤は乾燥した豊浦砂を用いて、相対密度 90%を目標として空中落下法によりせん断土槽内 に製作する。上部建物は1つの上部質点と基礎からなる模型である。上部質点および基礎版の質量は 約 30kg と約 10kg である。また柱には M8 の全ねじ棒を用いており、柱高さを変えることで上部建物 の基礎固定時の固有振動数を変化させる。本実験では、柱高さを 100mm、210mm、600mm とする 3 種 類 (それぞれ L100、L210、L600 と呼ぶ)の上部建物を設定し、これを実験ケースとする。上部建物 は杭基礎にボルトで剛接合する。杭基礎について、杭頭での水平抵抗の異なる杭として、径の異なる 杭 (¢10mm と¢20mm)を混在させて杭基礎を構成する。このとき、加振直交方向に異なる杭径の杭 を配置し、杭基礎の剛性偏心を生じさせる。杭には、アクリル丸棒を用いており、そのヤング係数は 3500 N/mm<sup>2</sup>である。杭頭はモルタルによって、基礎版と接合する。実験では、製作した模型地盤およ び杭基礎をそのままとして上部構造のみを取り替え、L600、L210、L100の順に加振する。入力地震動 には立ち上がり・立ち下がり 1 波、主要動 5 波で構成される正弦波を用いる。加振振幅は 0.5m/s<sup>2</sup> と し、1~15Hz まで振動数を変化させて連続で加振する。



図 5.1.2.1 実験装置(L210)の概要(単位:mm)

		• • •	
ケース名	L600	L210	L100
柱高さ(mm)	600	210	100
固有振動数(Hz)	1.35	7.6	24

表 5.1.2.1 実験ケース

図 5.1.2.2 に土槽底で計測された入力地震動の最大加速度振幅(*A*bottom)に対する、上部質点の最大加速 度振幅(*A*mass)の比を示す。上部質点の応答が最大となる振動数は実験ケースで異なっており、L600 で は 1Hz、L210 では 6Hz、L100 では 9Hz である。以後では、これらの加振振動数に対する結果に着目 して実験結果を整理する。



図 5.1.2.2 振動数による応答加速度の違い

図 5.1.2.3 に実験ケースごとの振動台に対する基礎版の相対変位応答を示す。青線が細い杭の位置での 変位応答、オレンジ線が太い杭の位置での変位応答である。全ての実験ケースに共通して、細い杭の 位置の変位が太い杭の位置の変位より大きい。よって、基礎版にはねじれ振動が生じている。実験ケ ース間で比較すると、柱高さが低くなるほど、杭位置による変位応答の差が大きい。図 5.1.2.4 に、実 験ケースごとの基礎版に対する上部質点の相対変位応答を示す。L600 では杭位置による変位応答の差 が見られない。他の実験ケースでは基礎版と同様に、上部質点においても杭位置による変位応答の差 が生じており、ねじれ振動が生じている。ただし、基礎版での杭位置による変位の差に比べると、質 点のそれは小さい。ここで、ねじれ振動を評価する指標αを以下の式で導入する。

$$\alpha = (A_{small} - A_{large})/A_{ave}$$
(1)  

$$A_{ave} = (A_{small} + A_{large})/2$$
(2)

A<sub>small</sub>は細い杭の位置での最大変位応答、A<sub>large</sub>は太い杭の位置での最大変位応答を表す。αが大きくなるとねじれ振動が大きいことを表現している。図 5.1.2.5 に建物の固有振動数とαの関係を示す。基礎版、上部質点ともに、建物の固有振動数が小さくなるとねじれ振動が小さくなる。このとき、上部 質点のねじれ振動は基礎版のそれに比べて小さい。 第Ⅱ編







次に、基礎版のねじれ振動が杭応力に及ぼす影響を分析するために、実験のシミュレーション解析 を行う。図 5.1.2.6 に、解析モデルの概要を示す。解析モデルは杭4本からなる群杭フレームモデルで ある。杭部材の断面形状およびヤング係数は実験と同等である。基礎版は剛体とし、杭頭は基礎版に 剛接合し、杭先端の境界条件は固定端とする。水平地盤ばねの初期剛性はFrancisの式<sup>5.1.3)</sup>で設定する。 Francis の式で用いる地盤の変形係数は、地盤の地震応答解析より逆算した地盤のせん断波速度 Vs に 基づくヤング係数に 1/3 を乗じたものとする。逆算の結果、 $V_S = 95z^{0.25}$ の関係式(zは地盤深さ)が 得られている。地盤の密度は1.6t/m<sup>3</sup>である。水平地盤ばねの非線形特性は極限地盤反力に岸田・中井 による方法 <sup>5.1.4)</sup>を用いた双曲線モデルとする。また、杭の水平地盤ばねは加振直交方向にも設ける。 解析モデルに作用させる上部構造慣性力は、実験で得られた建物慣性力の最大値とし、水平方向の上 部構造慣性力と転倒モーメントを基礎版に載荷する。また、基礎版の拘束条件は設定せず、水平面内 のねじり挙動を許容する。図 5.1.2.7 に、実験結果と解析結果の杭の曲げモーメント分布を比較して示 す。実験結果の曲げモーメント分布は、上部構造慣性力が最大となる時刻のものであり、前方杭と後 方杭の平均値とする。すべての実験ケースについて、解析結果は実験結果と良好に対応している。



図 5.1.2.6 解析モデル概要



次に、水平面内における基礎版の回転拘束条件の影響を分析する。基礎版における水平面内の回転 変位を拘束してねじれ挙動を許容しない解析を行い、シミュレーション解析モデルと比較する。図 5.1.2.8 に、基礎版の回転変位拘束条件の違いによる曲げモーメント分布の比較を示す。同図では、深 さ 200mm 以浅の曲げモーメント分布を示している。基礎版の回転変位を拘束しない場合の杭頭およ び地中部の曲げモーメントは拘束する場合のそれと比べて、細い杭では大きくなり、太い杭では小さ くなる。表 5.1.2.2 に基礎版の回転変位を拘束する場合に対する拘束しない場合の杭頭せん断力の変化 率を示す。基礎版の回転変位を拘束しない場合の杭頭せん断力は、拘束する場合と比較して、細い杭 で約3割増加、太い杭で約1割減少しており、基礎版のねじれ挙動により、杭の応力の分担率が変化 する。 第Ⅱ編



表 5.1.2.2 実験ケース

	L600	L210	L100
細い杭	+23%	+ 32%	+37%
太い杭	- 12%	- 14%	- 15%

5.1.3 まとめ

本実験より、剛性偏心を有する杭基礎で支持された建物の地震応答性状を明らかにした。具体的に は、杭周地盤の状況や杭径の違いにより、杭位置による杭頭水平剛性の差異が生じて杭基礎が剛性偏 心を有する場合、各杭に作用する杭頭水平力の分担に留意する必要があること、杭基礎の剛性偏心が 上部構造のねじれ振動に及ぼす影響は大きくないことを示した。

## 5.1節の参考文献

- 5.1.1) 菊池喜昭: 軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究, 港湾空港技術研究 所資料, No.1039, pp.15-25, 2003
- 5.1.2) 石原他:スウェイばねの偏心が建物の地震時ねじれ応答に及ぼす影響,日本建築学会技術報告 集,2024.2
- 5.1.3) 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,日本建築学会, 2006.3
- 5.1.4) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, 1979.7

### 5.2 地下部分のねじれ挙動の影響に関する解析的検討

#### 5.2.1 はじめに

建築物の建て替えに当たっては、既存杭を撤去して新たな杭を設置することがある<sup>52,1522</sup>)。このと き、既存杭の撤去に伴って地盤が乱されることで、杭頭位置の鉛直・水平剛性が更地に施工する場合 に比べて低下することが懸念される。建て替えにより建築面積が大きくなる場合には、既存杭撤去に より乱された地盤への新設杭(撤去新設杭)と、建築面積拡大に伴う更地への杭(更地杭)を組み合 わせて用いることが想定される<sup>52,3</sup>)。この場合、杭種・杭径等が同一であっても撤去新設杭と更地杭 の鉛直方向の特性(杭頭荷重沈下量関係)の差異があると不同沈下により上部構造へ影響を及ぼすこ とが懸念される。また、更地杭に比べて撤去新設杭の杭頭水平剛性が低下することで、下部構造全体 としての水平剛性に偏り(剛性偏心)が生じて、地震時にねじれ、上部構造の応答にも影響を及ぼす ことも危惧される。これらは建築基礎構造設計指針<sup>52,4)</sup>では異種基礎の中で説明されている留意点に 当たる。

本節では後者の水平剛性に関わる地震時のねじれ応答について、単純なモデルを用いて考察を加え る。まず、杭の配置と撤去新設杭の剛性低下を仮定して、下部構造の偏心率を上部構造における計算 に倣って確認する。次に、多層建築物の上部構造を均一せん断棒として、各杭頭位置の水平剛性はせ ん断棒の基部に取り付くスウェイばねで表現し、剛性の異なるスウェイばねの組合せにより下部構造 全体として水平剛性の偏心を有するモデルを用いて、地震時の線形応答を検討する。固有値解析によ り固有モードの特性を明らかにした上で、応答スペクトル法による地震応答解析を行い、上部構造の ねじれ応答について考察を加える。その際、通常の耐震設計では上部構造と基礎杭は別々に設計され ていることから、基部固定とした上部構造のみのモデル(いわゆる分離モデル)の応答と比較するこ とで上部構造の設計に対する基部固定モデルの適用性も検討する。

なお、本節の内容は文献 5.2.5)で既に公表している。

#### 5.2.2 偏心率の設定

図 5.2.2.1 に示すように、間隔 lの平面グリッド上に杭が配置されている場合を想定する。剛性低下を生じる撤去新設杭が N,列、更地杭が  $N_1$  列として、y 軸方向には合計で ( $N_r+N_1$ ) 列とする。直交する x 軸方向は No 列とする。各杭頭位置の水平剛性は等方性とする。水平剛性の比は、更地杭を  $k_1$  として、撤去新設杭を  $rk_1$  ( $r \le 1$ ) とする。上部構造の重心 G は平面の中央(図心)とする。座標の原点 O は図のように左下の杭の位置とする。

上部構造の重心 G の座標を( $x_G, y_G$ )、杭頭水平剛性の剛心 Sp の座標を( $x_{Sp}, y_{Sp}$ )とすれば、

$$x_G = x_{Sp} = (N_O - 1)l/2, \quad y_G = (N_r + N_1 - 1)l/2$$
 (5.2.1)

$$y_{Sp} = \frac{\left\{r\sum_{n=1}^{N_r} (n-1)l\right\} + \left\{1\sum_{m=1}^{N_1} (N_r - 1 + m)l\right\}}{rN_r + 1N_1} = \frac{rN_r(N_r - 1)/2 + 1\left\{(N_r - 1)N_1 + N_1(N_1 + 1)/2\right\}}{rN_r + 1N_1} \times l \qquad (5.2.2)$$

偏心距離 s、下部構造全体の並進剛性 k、弾力半径(弾性半径)e、偏心率 Re は、

$$s = y_{Sp} - y_G, \quad k = k_1 N_O (r N_r + 1 N_1), \quad e \equiv \sqrt{K_R / k}, \quad R_e \equiv s / e$$
 (5.2.3)

ここで、KRは剛心まわりのねじり剛性で、次式で表される。

$$K_{R} = \underbrace{k_{1} \sum_{m=1}^{N_{o}} (rN_{r} + 1N_{1}) \left\{ (m-1)l - x_{Sp} \right\}^{2}}_{y \neq n \mid m \mid t \neq 0} + \underbrace{k_{1} \sum_{n=1}^{N_{r}} N_{O}r \left\{ (n-1)l - y_{Sp} \right\}^{2}}_{x \neq n \mid m \mid t \neq 0} + \underbrace{k_{1} \sum_{n=1}^{N_{1}} \left\{ N_{O}1 \left\{ (N_{r} - 1 + n)l - y_{Sp} \right\}^{2} \right\}}_{x \neq n \mid m \mid t \neq 0}$$
(5.2.4)



図 5.2.2.1 杭の配置(平面)

例として、図 5.2.2.2 に示すような杭の配置を考える。 $N_r$ ,  $N_1$ ,  $N_0$ を並べたものをそれぞれの配置の 名称とする。図 5.2.2.3 に低減係数 r と各配置の偏心率  $R_e$ の関係を示す。配置が変わっても、 $r \ge R_e$ の関係はさほど変わらないことが分かる。文献 5.2.3)の図 5 に示した FEM による杭頭の水平荷重-変 形関係の例を確認すると、同文献中に明記されていないが、初期剛性の比としてrは 0.69 倍であった。 この値を参考として図 5.2.2.3 を見れば、偏心率としては 0.1 から 0.15 程度に相当する。



### 5.2.3 均一せん断棒モデルによる検討

## (1) 対象モデルと自由振動の運動方程式

図 5.2.3.に示すように、偏心のない整形な建築物を均一せん断棒で模擬する。中央の重心 G 及び剛 心 S に原点をおいて平面内に xy 座標をとり、頂部から下向きを正として z 座標をとる。建築物の高さ を H とする。x 方向を検討対象とし、重心 G の x 方向の水平変位を  $u_G(z, t)$  (t は時間)、z 軸まわりの 回転角を  $\theta(z,t)$ とし、図示の向きを正とする。任意の y の位置で、x 方向の水平変位は  $u_G - y\theta$  である。 基部 (z=H) では、杭頭位置の水平剛性を模した複数のスウェイばねを想定する。偏心距離を s として スウェイばねに1 軸偏心を設定する。すなわち、スウェイばねの剛心 Sp は基部で y=s (>0) の位置に あるとする。



図 5.2.3.1 対象モデル



図 5.2.3.2 せん断力 Q、ねじ

りモーメント M<sub>T</sub>の正方向



図 5.2.3.3 パラメータ G/kH

均一せん断棒のせん断力 Q とねじりモーメント  $M_T$ は、図 5.2.3.2 の向きを正として、次式で表す。  $Q = -Gu'_G, M_T = -K_T \theta'$  (5.2.5)

ここで、Gはせん断剛性(力/rad.の単位)、 $K_T$ はねじり剛性であり、ダッシュは座標 zによる偏微分を 表す。

微小高さ dz 部分に関して、自由振動の運動方程式は、

$$m\ddot{u}_G = -Q' = Gu''_G, \quad I\theta = -M'_T = K_T\theta''$$
(5.2.6)

ここで、mは単位高さ当たりの質量、Iは単位高さ当たりの慣性モーメントであり、ドットは時間tに

よる偏微分を表す。変数を分離して、

$$u_G(z,t) = U(z)\phi(t), \quad \theta(z,t) = \Theta(z)\phi(t)$$
(5.2.7)

とおく。 $\omega$ を固有円振動数として $\ddot{\phi}(t) = -\omega^2 \phi(t)$ とおく。式(5.2.7)を式(5.2.6)に代入し、頂部での境界条件、すなわち U'(0)=0、Q'(0)=0を考慮すると、固有モードは、

$$U(z) = A\cos(\lambda_a z/H), \quad \Theta(z) = C\cos(\lambda_b z/H)$$
(5.2.8)

ここで、A及びCは未定係数、 $\lambda_a = \omega H \vee (m/G)$ 、 $\lambda_b = \omega H \vee (I/K_T)$ である。

基部の境界条件は次式である。

$$\begin{cases} Q(H,t) \\ M_T(H,t) \end{cases} = k \begin{bmatrix} 1 & -s \\ -s & s^2 + e^2 \end{bmatrix} \begin{cases} u_G(H,t) \\ \theta(H,t) \end{cases}$$
(5.2.9)

ここで、*k* はスウェイばねの剛性の合計、*e* はスウェイばねの弾力半径である。式(5.2.5)から(5.2.8)を 式(5.2.9)に代入し、非自明解をもつための条件として次の振動数方程式が得られる。

$$\left\{C_{a} - (G/kH)\lambda_{a}S_{a}\right\}\left\{(1 + R_{e}^{2})C_{b} - (G/kH)(e_{T}/e)^{2}\lambda_{b}S_{b}\right\} - R_{e}^{2}C_{a}C_{b} = 0$$
(5.2.10)

ここで、Reはスウェイばねの偏心率(式(5.2.3)参照)であり、その他の記号は次式のとおりである。

$$C_a \equiv \cos \lambda_a, \quad S_a \equiv \sin \lambda_a, \quad C_b \equiv \cos \lambda_b, \quad S_b \equiv \sin \lambda_b, \quad e_T \equiv \sqrt{K_T/G}$$
 (5.2.11)

上式の最後にある  $e_T$ はせん断棒の弾力半径である。 $e_T$ と回転半径  $i \equiv \sqrt{I/m}$  を用いると、 $\lambda_a$ と $\lambda_b$ の関係は、

$$\lambda_b = (i/e_T)\lambda_a \tag{5.2.12}$$

固有値  $\lambda_a, \lambda_b$  は式(5.2.10)及び式(5.2.12)を満足する値として数値的に求められる。両式から、固有振動 数及び固有モードを定めるパラメータは、上部構造とスウェイばねの関係を表す水平剛性比 G/kH と 弾力半径比  $e_{T}/e$ 、上部構造に関する回転半径と弾力半径の比  $i/e_T$ (並進ねじれ振動数比)、スウェイば ねの偏心率  $R_e$ の4つである。1つめのパラメータ G/kHは、図 5.2.3.3 に示すとおり、頂部にせん断力 Qを加えたときの上部構造の変位 QH/G に対するスウェイの変位 Q/k の比である。

パラメータ G/kH の具体的な値を考えてみる。まず、基部を固定した場合のせん断棒の並進の 1 次

固有周期を  $T_{lfx}$  とすれば、固有値は  $\lambda_a=(2\pi/T_{lfx})$  $H\sqrt{(m/G)}=\pi/2$  であるから、 $G/H=16M/T_{lfx}^2$  (ここで、M $\equiv mH$ はせん断棒の総質量) と表せる。また、偏心がな い場合のスウェイばねの変位をるとして、1 次設計レ ベルの  $C_0=0.2$  相当で  $\delta =5$ mm 又は 10mm 程度と考え れば、 $\delta=0.2R_tMg/k$  (ここで、 $R_t$ は振動特性係数、gは 重力加速度) すなわち  $1/k = \delta/(0.2R_tMg)$ である。よっ て、 $G/kH=16\delta/(0.2R_tgT_{lfx}^2)$ 。図 5.2.3.4 に $\delta=5$ mm 又は 10mm として、G/kHを図示する。 $R_t$ は第 2 種地盤のも のを利用している。横軸に基部固定の 1 次固有周期  $T_{lfx}$  (又は  $T_{lfx}(sec)=0.02H(m)$ で換算した高さ H) をと り、縦軸に G/kHを対数軸で示している。G/kHは 0.035 から 0.510 まで広範囲に渡っている。



代表例のパラメータとして、本節では高層の場合を重視して、G/kH=0.1の場合を例示する。また、 杭と上部構造の柱とで平面的な配置に大きな違いはないとして  $e_{T}/e=1.0$ とし、ラーメン構造を想定し て  $i/e_{T}=0.9$ とする。

入力地震動は水平1軸で、既出の図 5.2.3.の x 軸方向に作用する  $\ddot{x}_g$  のみとする。このとき、j 次刺激係数  $\beta_i$ 及び有効質量 $\overline{M}_i$  は次式となる。積分範囲は 0 から H までである。

$$\beta_j = m \int U_j dz / m \int U_j^2 dz, \quad \overline{M}_j = \left( m \int U_j dz \right)^2 / m \int U_j^2 dz \qquad (5.2.13)$$

### (2) 固有值解析

図 5.2.3.5 に固有値解析から固有周期比、有効質量比、回転並進比を示す。横軸はスウェイばねの偏 心率  $R_e$  である。図 5.2.3.5(a)から固有周期比は偏心率の影響をほとんど受けないことが分かる。スウ ェイばねの設置により基部固定のときの  $T_{lfx}$ に比べて1次固有周期は伸びている。図 5.2.3.5(b)より、 有効質量比も偏心率の影響が少ないが、偏心率が大きくなると1次が若干低下し、2次がやや上昇す る。2次と4次はねじれが支配的なモードであり、重心がほとんど変位しないモード形であるため、 有効質量比は極めて小さい。図 5.2.3.5(c-1)(c-2)は回転並進比(重心から回転半径だけ離れた位置の変 位増分  $i\Theta$  の重心変位 Uに対する比をいう。)を基部と頂部で示したものである。図の縦軸にある記号 で、下付き添え字の  $H \ge 0$  はそれぞれ z = H (基部)  $\ge z = 0$  (頂部)を示す。偏心率が大きくなると 1次と3次の回転並進比は単調に大きくなる。基部と頂部で比べると、基部の方が大きい。なお、上 述のとおり2次と4次はねじれが支配的なモードであるため、回転並進比は図の範囲外の値になって いる。



図 5.2.3.6 に偏心率 Re=0.15 の場合の刺激関数を示す。(a-1)~(a-3)は縦軸に高さ方向の無次元座標 z/H を取り、横軸に刺激関数 β(U-yΘ)を表示したもので、重心G(剛心Sと同じ) y/i=0 とそこから回転 半径 ∓i だけ離れた位置 y/i = ∓1を表示している。1 次や3 次では3 つの位置のうち破線で示した y/i= -1(スウェイばねの剛心 S<sub>v</sub>と反対側)の振幅が大きくなっていること、2次は純ねじれに近いモード 形であることが分かる。(b-1)~(b-3)は回転並進比の高さ方向の変化を示したものである。1次では基 部で大きく、上層に行くほど単調に減少する。2次も1次と類似の分布形であるが、基部でUが微小 な負値となることで比は正負の大きな値で変化している。2次は純ねじれに近いため回転並進比は1 次や3次に比べて極端に大きいため、横軸の範囲を変えていることに注意する。3次は節となる z/H=0.366 で回転並進比が正負に大きく振れているが、その付近を除けば、基部が大きく頂部が小さい 1次とよく似た分布である。(c-1)~(c-3)は層間変形に対応する刺激関数の傾き  $\beta(U' - v\Theta)$ に -Hを掛け たものを横軸にとっている。負号を付けたのはせん断力の正負と対応させるためである。y/i = 0, ∓1 の3つの位置について示しており、1次と3次では y/i=-1の振幅が大きい。平面内の位置による層間 変形の差異は1次では基部が最も大きく、3次では基部と節の高さで大きい。(d-1)から(d-3)は横軸が 平面内の位置 y/i、縦軸が刺激関数 β(U-yΘ)であり、6 つの高さ方向の位置 z=0,0.2H,0.4H,0.6H,0.8H, Hについて示している。1次と3次はyの負側が振られるモード形であること、2次は純ねじれに近い こと、などが分かる。

第Ⅱ編



 $(G/kH = 0.1, e_T/e = 1.0, i/e_T = 0.9, R_e = 0.15)$ 

## (3) 地震応答(応答スペクトル法)

平面上の位置 y での変位を u とする。 $F_i(y,z) \equiv \beta_i \{U_j(z) - y \Theta_j(z)\}$ とおいて、モードで表すと、

$$u(y,z,t) = u_G(z,t) - y\theta(z,t) = \sum_j F_j(y,z)\phi_{j0}(t)$$
(5.2.14)

ここで、下付き添え字*j*はモード次数、 $\phi_{j0}(t) \equiv \phi_j(t) / \beta_j$  ( $\phi_j$ は*j*次モードに対応する式(5.2.7)の一般 化変位 $\phi$ )は*j*次等価1自由度系の相対変位応答である。変形角(層間変形角)*u*に、高さ*H*を掛けた ものは、

$$Hu'(y,z,t) = H\sum_{j} F'_{j}(y,z)\phi_{j0}(t)$$
(5.2.15)

地震応答は応答スペクトル法<sup>例えば52.6</sup>による。CQC法を採用して、変形角の最大値を求めれば、

$$\max_{t} |Hu'(y,z,t)| \approx H \sqrt{\sum_{j} \left\{ F'_{j}(y,z)Sd_{j} \right\}^{2} + 2\sum_{j} \sum_{k>j} \left\{ \rho_{jk}F'_{j}(y,z)F'_{k}(y,z)Sd_{j}Sd_{k} \right\}}$$
(5.2.16)

ここで、*Sd*<sub>j</sub>は *j* 次モードの等価1自由度系に対応する変位応答スペクトルの値、ρ<sub>jk</sub>は CQC 法で用いられる相関係数である。本節では、モード減衰が等しい場合の次式 <sup>52.0</sup>を用いる。

$$\rho_{jk} = \frac{8h^2 (1 + \chi_{jk}) \chi_{jk}^{3/2}}{\left(1 - \chi_{jk}^2\right)^2 + 4h^2 \chi_{jk} \left(1 + \chi_{jk}\right)^2}$$
(5.2.17)

ここで、hは減衰定数、 $\chi_{ik} \equiv \omega_{i} / \omega_{k}$ は固有円振動数比である。本節ではh=0.05とする。

図 5.2.3.7 に本稿で用いる入力地震動の応答スペクトルを示す。加速度は短周期側で一定値  $pSa_0$ を とり、長周期側で固有周期 T に反比例するものである。 $T_G$  は両者の境界を表す固有周期である。定数  $(T_G/2\pi)^2 pSa_0$ で j 次の変位応答  $Sd_j$ を規準化して示せば次式となる。次式中の  $T_j/T_G$  は入力地震動と建築 物との関係を示すパラメータである。



以下の計算例では、基部を固定した場合の並進の 1 次固有周期の比  $T_{lfx}/T_G$ を指定し、式(5.2.18)と  $T_j/T_G = \{(\pi/2)/\lambda_{qj}\}T_{lfx}/T_G$ の関係から  $Sd_j$ を求める。なお、上述のとおり、モード減衰が等しい場合を想 定して、減衰定数に応じた応答スペクトルの補正は行わない。採用するモード次数は 10 次までとす る。振動特性を表すパラメータは、前節と同様に G/kH=0.1, e<sub>T</sub>/e=1.0, i/e<sub>T</sub>=0.9 とする。

図 5.2.3.8 に  $T_{1fx}/T_G$ =0.5, 1.0, 3.0 の 3 種類について、層間変形を示す。  $R_e$ =0.15 の場合である。縦軸 は高さ方向の座標 z/H、横軸は無次元化した変形角であり、平面上の 3 つの位置すなわち y/i=0,  $\mp 1$ を 示している。図中には比較対象として基部固定モデルの場合(凡例の Fixed base)を示している。  $T_{1fx}/T_G$ =0.5 では y/i = -1 の位置だけでなく重心位置を表す y/i = 0 の位置も基部固定モデルを上回って いる。短周期領域では  $Sd_i$ は固有周期の 2 乗に比例する設定であるため、1 次モードが支配的になり、 またスウェイばねの設置により基部固定モデルに比べて 1 次固有周期が伸びるため (既出図 5.2.3.5(a) 参照)、 $T_{1fx}/T_G = 0.5$  では基部固定よりも変形角が大きくなったと考えられる。一方、 $T_{1fx}/T_G$ =1.0 及び 3.0 では、1 次モードで振られる側となる y/i = -1 の位置でも、基部付近の一部を除けば基部固定を下 回っている。

図 5.2.3.は基部固定モデルを基準として図 5.2.3.8 を層間変形比として表現し直したものである。  $T_{1fx}/T_G = 0.5$ では基部固定よりも大きくなるが、最大となるy/i = -1の基部でも 1.13 であり、スウェイ ばねの偏心によって上部構造の層間変形が極端に大きくなることはない。 $T_{1fx}/T_G = 1.0$ 及び 3.0 では、 概ね基部固定を下回っていることが確認できる。



図 5.2.3.10 は、基部(z/H=1)の y/i = -1 の位置で、基部固定モデルに対する層間変形比を示したもの である。横軸は  $T_{1ft}/T_G$ 、縦軸は層間変形比であり、凡例の数値がスウェイばねの偏心率  $R_e$ を示してい る。 $T_{1ft}/T_G = 1$ を境に、短周期側では層間変形比は大きく 1.1 前後、長周期側では小さく 1.0 前後であ る。偏心なしの相互作用系 ( $R_e = 0.00$ ) に着目すれば、短周期側では層間変形比が 1.08 で基部固定よ り大きいが、長周期側では 0.98 以下となって基部固定よりわずかに小さい。 $T_{1ft}/T_G$ が同じ場合、偏心 率が大きくなるほど層間変形比も大きい。偏心率が大きくなっても固有周期比はあまり変わらないが、回転並進比が大きくなり、モード形にねじれ成分が多く含まれるようになるためと考えられる (図 5.2.3.5(a), (c-1)参照)。



通常の耐震設計ではいわゆる分離モデルとして、上部構造と基礎杭は別々に設計され、上部構造に は基部固定モデルが用いられる。代表例のみの検討ではあるが図 5.2.3.8、図 5.2.3.及び図 5.2.3.10 の 結果を高層の場合を重視して解釈すれば、スウェイばねの剛性偏心により整形な上部構造であっても ねじれが生じるものの、層間変形角は基部固定モデルと同等以下であり、ねじれの影響は大きくない。 よって、上部構造については通常の基部固定モデルによる層間変形角で確認すればよいと考えられる。 なお、本節では扱わないが、杭の応力の評価等には基部で生じるねじれの影響を適切に評価する必要 があり、今後の課題である。

#### 5.2.4 まとめ

本節では既存杭を撤去した地盤とその周辺の更地に跨って建設される1つの整形な建築物を想定し、 さらに既存杭撤去地盤の杭頭水平剛性が更地のそれに比べて低下する場合を対象として、地震時のね じれ応答を検討した。得られた知見は次のとおりである。

- [1] いくつかの杭の配置を設定して既存杭撤去地盤の杭頭水平剛性の低減係数と基礎全体としての偏心率の関係を求めたところ、両者の関係は杭配置によらず概ね同様であった。また、既 往の研究 523)に基づいた低減係数によると、偏心率は 0.1 から 0.15 程度となった。
- [2] 杭頭位置の水平剛性をスウェイばねで表現したモデルのパラメータは、①上部構造とスウェ イばねの剛性比 *G/kH*、②両者の弾力半径比 *e<sub>T</sub>/e*、③上部構造の並進ねじれ振動数比 *i/e<sub>T</sub>、*④ スウェイばねの偏心率 *R<sub>e</sub>、の*4つである。①については、基部固定の上部構造の1次固有周 期 *T*<sub>1/tx</sub> と1次設計時の杭頭変位から設定できる。

- [3] 代表例 (G/kH=0.1,  $e_T/e=1.0$ ,  $i/e_T=0.9$ ) では、スウェイばねの偏心率  $R_e$ が大きくなるとねじれの大きいモード形状となったが、固有周期や有効質量比はあまり変わらなかった。
- [4] 応答スペクトル法によって地震応答を求めた例(G/kH=0.1, e<sub>T</sub>/e=1.0, i/e<sub>T</sub>=0.9, R<sub>e</sub>≤0.15)では、 上部構造の1次固有周期 T<sub>1fx</sub>が比較的短い場合に層間変形角が基部固定の場合を1割程度上 回ったが、T<sub>1fx</sub> が長くなると基部固定モデルに比べて同程度以下となった。高層の場合を重 視して解釈すれば、本例ではねじれの影響は大きくなく、上部構造については通常の基部固 定モデルによる層間変形角で確認すればよいと考えられる。

本節では代表的と考えられる例を設定して検討した。本節のパラメータと大きく異なる場合には改 めて検討する必要があることに留意する。また、上部構造をせん断棒モデルとして簡略化したため評 価できていない局所的な応力、上部構造に着目したため取り上げなかった杭の応力の評価、さらには 非線形応答の検討などが今後の課題として残されている。

### 5.2節の参考文献

- 5.2.1) (一社) 日本建設業連合会:既存地下工作物の取り扱いに関するガイドライン,2020.2 https://www.nikkenren.com/kenchiku/kizonchika.html (参照 2023-06-06)
- 5.2.2) 柏尚稔、井上波彦、喜々津仁密、石原直:既存杭を含む敷地における建築物の設計法構築に向 けた実験および解析検討、その1:研究の背景と目的、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、pp.571-572、2021.7
- 5.2.3) 山添正稔、柏尚稔、小笠原さおり、大山聡太、鈴木芳隆、酒向裕司、石原直、井上波彦:既存杭 を含む敷地における建築物の設計法構築に向けた実験および解析検討 その6 建物-杭-地盤一 体型モデルによる静的荷重増分解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.875-876、 2021.7
- 5.2.4) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針、2019
- 5.2.5) 石原直、柏尚稔、喜々津仁密、井上波彦:スウェイばねの偏心が建物の地震時ねじれ応答に及 ぼす影響、日本建築学会技術報告集、第30巻、第74号、pp. 53-58、2024.2
- 5.2.6) Chopra, A.K.著、渡部丹、石山祐二監訳:チョプラ 構造物の動的解析〔改訂 2 版〕 ~その基 礎から応用まで~、科学技術出版、2002

#### 5.3既存杭の処理を考慮した解析的検討

### 5.3.1 解析の方針と計画の概要

既存杭を含む敷地において計画された建築物は、既存杭と新設杭(更地杭及び撤去新設杭)との鉛直・ 水平方向の挙動の違いを考慮した計算を行う必要がある。特に、第2章・第3章で調査したような、撤去 後新設杭(既存杭を撤去後の地盤に新たに設けた杭)により建築物を支持する場合には、新設する杭の周 囲のゆるみ等の影響を考慮しなければならない。

水平力(地震荷重)に関して、建築基準法に規定する構造計算においては、静的な耐震設計を基本とす るものの、過去の地震被害に基づく調査研究の結果、地上部分の応答に生ずるねじれ(及び、ねじれによ る特定の部材への応力・変形の集中)を応力算定とは別に偏心率の値で制限するなど、動的な挙動につい ても、一定の配慮がなされている。地下部分の支持条件が地上部分の挙動にどのように影響(伝達・増幅) するかについては、5.1節の実験や5.2節の弾性解析により検討を行っているが、本節ではさらに、大地震 時を想定した検討として、動的FEMによる建築物の一体解析から、以下について確認した。

・地下部分の性能が場所により異なる建築物の応答(5.3.2 項)

・基礎ばりの剛強さの程度による地上部分(1階柱)の応力の違い(5.3.3項)

これらの検討は、「剛強な基礎ばり」に関する条件を設けて静的に設計した建築物をモデルとして採用 しており、本報告書の付録「既存杭を含む敷地における建築物の設計指針案」及びそれに基づく設計例の 安全性を動的にも確認することで、指針案の妥当性の担保を目指したものとなっている。

また、鉛直力(自重・積載荷重)に関しても、既存杭と新設杭の挙動の違いが指摘<sup>53.1)532)</sup>されている ところであり、一般の構造計算においては地上部分の全体を最初からモデル化することが多いが、施工の 実態を考えた場合には、下層階から上層階に向かって建設されることとなるため、その段階を反映した計 算を行って影響の確認をしておく必要があるとして、以下について確認した。

・地上部分の施工段階を考慮した鉛直荷重に対する建築物の応力分布の確認(5.3.4 項)

#### 5.3.2 地下部分の性能が場所により異なる建築物の応答解析

#### i) 検討の方針

既存杭を再利用する場合と再利用しない場合の建築物を対象とし、剛強な基礎ばりを前提とした静的解 析による構造計算の妥当性を動的解析により検証することを目的とする。複数の既存杭の活用形態を想定 した建物モデルとして、以下の3種類の条件を設定し、それぞれ静的設計(長期、一次設計、二次設計) により決定した断面を用いて動的解析(稀、極稀)を実施して静的解析結果と比較検証した。

[建物 A] 既存杭と新設杭(更地杭)を併用し、柱と既存杭の位置が一致する場合

[建物 B] 既存杭と新設杭(更地杭)を併用し、柱と既存杭の位置が一致しない場合

[建物 C] 既存杭を撤去し、新設杭(更地杭及び撤去新設杭)のみ利用する場合

基本的な想定を以下に示す。

既存建築物のある敷地において、RC造10階建て(X方向3スパン×Y方向3スパン)の既存建築物(杭 基礎)を解体して、建築面積を広げてSRC造14階建て(X方向7スパン×Y方向3スパン)の新築建築物 (杭基礎) への建替えを想定する。

建築条件を図 5.3.2.1 に、既存杭を再利用する場合と再利用しない場合の新築建築物の設計条件を表 5.3.2.1 に示す。既存杭を再利用する場合に既存建築物のあった範囲 A は、再利用する既存杭の長期荷重が

従前の荷重を上回らないよう、建物A、B では既存建築物の階数以下とする。

建物 A~C の概要を表 5.3.2.2~表 5.3.2.4 に示す。検討は、それぞれ分離型モデルによる静的解析を行い、 長期、中地震(一次設計)、大地震(二次設計)に対する構造設計を行う。次に、建物-杭-地盤の一体 型モデルによる中地震(稀に発生する地震、以下「稀」と呼ぶ)、大地震(極めて稀に発生する地震、以 下「極稀」と呼ぶ)の時刻歴応答解析を行い、この構造計算の妥当性を確認する。



図 5.3.2.1 建築条件

	既存杭の 利用状況	新築建築物柱と 既存杭の位置	新設杭の種類	基礎床組み形式	新築建築物の階数
建物A	再利用	新築柱 = 既存杭	既製杭	基礎梁	範囲A:既存階数以下 範囲B:範囲Aを超え る階数
建物 B	再利用	新築柱 ≠ 既存杭	既製杭	基礎梁または マットスラブ	範囲A:既存階数以下 範囲B:範囲Aを超え る階数
建物C	撤去	新築柱 ≠ 既存杭	場所打ち コンクリート杭	基礎梁	建物 A、B と同程度の 規模

表5.3.2.1 新築建築物の設計条件(3種類)



表5.3.2.3 建物Bの概要 建物 B 既存杭と新設杭を併用し、柱と既存杭の位置が一致しない場合 新築建築物 上部構造 の柱位置 既存建築物 既存杭の 活用·処理形態 RC造 10階程度 (範囲A) (範囲B) 再利用 マットスラブ 既存杭 新設杭 <前提条件> ・ 既存杭は撤去せず、再利用(既存杭と新設杭を併用) 新設杭は更地杭のみ 既存杭と新設杭の杭種は既製杭 新築建築物の柱と既存杭の位置が一致しない ・ 新築建築物は、範囲Aは既存階数以下、範囲Bは範囲Aを超える階数 <設定概要> ・ 柱と既存杭の位置が一致しない既存杭側(範囲 A) はマットスラブで芯ずれに対応 して、柱と杭の位置が一致する新設杭側(範囲B)は基礎梁とする 既存杭と新設杭の境界部は、剛性・耐力を確保するためマットスラブとする 低層側(範囲 A) 4 階、高層側 14 階(範囲 B) とする



- 既存杭および新設杭は、PHC 杭 (900 φ) とする



表5.3.2.4 建物Cの概要

## ii) 地盤条件

地盤については、第2章で実施した杭の原位置載荷実験と同一の敷地を想定し、当該敷地における柱状 図を元に地盤モデルを設定する。

## iii) 地盤ばねの設定条件

既存杭の利用状況による地盤ばねの設定を表 5.3.2.5 に示す。既存杭を再利用する場合には解体前の長期の荷重(建物の自重)による締め固まりを考慮 <sup>53.1</sup> して鉛直剛性を 3 倍とする。既存杭を撤去する場合については、第2章の検討を参照し、既存杭撤去位置からの距離による緩み地盤の原地盤に対する剛性および耐力の比率を図 5.3.2.4 に示す通り定めた。本検討では、既存杭を撤去・埋戻した地盤の低減率は、既存杭から 6D (既存杭径 D) 以内の場合、既存杭からの距離によらず一律 0.8 倍に設定する。

		地盤ばね					
既存杭の利用状況	地盤条件	地盤条件 水雪		平 鉛直		淔	備考
		剛性	耐力	剛性	耐力		
既存杭の再利用	原地盤	1倍	1倍	3倍	1倍	既存杭の荷重履歴	
既存杭の撤去	埋戻し地盤	0.8倍		0.8	3倍	地盤の緩み	

表 5.3.2.5 地盤ばねの設定(既存側:範囲 A)





# iv) 静的設計

(1) 設計方針

上部構造は二次設計(保有水平耐力計算)、杭は一次設計を行い、基礎(基礎梁およびマットスラブ) については表 5.3.2.6 に示す剛強条件を満足するよう設計する。

沈下量の評価方法について、基礎指針<sup>533)</sup>の各種沈下量を図 5.3.2.5 に示す。外壁面の亀裂の観察に基づいて設定された中低層建物の沈下実測と沈下障害の関係より使用限界に至らないための限界変形角をもとに、表 5.3.2.6 の長期の相対沈下の検討では部材変形角βを用いる。なお、傾斜角φ、変形角θも参考に記載する。

表 5.3.2.6 基礎の剛強条件

長期	基礎に付加応力を考慮して、ひび割れ以下						
	相対沈下(即時沈下)1/2000以下						
一次設計	基礎に付加応力(沈下による応力、杭応力)を考慮して、短期許容応力						
	度以下						
二次設計	基礎に付加応力(沈下による応力、一次設計時の杭応力)を考慮して、						
	弹性限応力度以下						
	最下層床スラブ移行せん断力が、短期許容応力度以下						



図 5.3.2.5 各種沈下量<sup>5.3.3)</sup>

(2) 解析モデル

静的設計の解析モデルは、上部と基礎を分けた分離型モデルとする。分離型モデルの概要を図 5.3.2.6 に 示す。本検討において、上部構造の静的設計および杭の一次設計には一貫計算ソフト Super Build®/SS7 (ユニオンシステム)を使用する。建物A、建物Cは図 5.3.2.7 に示す解析モデルを用いて設計する。建物 Bは、一貫計算ソフトでは面材となるマットスラブを適切にモデル化することが難しいため、図 5.3.2.8 に 示す解析モデルを用いて設計する。



図 5.3.2.6 静的解析モデル(分離型モデル)概念図

図5.3.2./ 建物A・建物Cの静的解析モデル(基礎梁C	DH)
-------------------------------	-----

\* 上部構造の一次設計は、動的解析との比較のため弾塑性解析を用いる

	一次設計	一次設計	二次設計
a 上部			
解析モデル	立体フレームモデル	立体フレームモデル	立体フレームモデル
支点条件	支点鉛直ばね	支点ピン	支点ピン
解析条件	弾性解析	弹塑性解析*	弹塑性解析
b 基礎梁	相対沈下による付加応力は鉛 直ばねを考慮した 上部モデルで検討		一次設計の杭の曲げモーメン トを上部モデルの基礎梁応力 に追加して検討
解析モデル	-	格子梁モデル	-
支点条件	_	支点ピン	_
荷重条件	_	杭の曲げモーメント	_
解析条件	_	弹性解析	_
c 杭	支持力検討のみ		杭の二次設計は 行わない
解析モデル	_	群杭フレームモデル	_
支持条件	_	杭頭部 : 回転拘束 杭周 : 水平地盤ばね 杭先端 : ピン	_
解析条件	—	杭:弾性/地盤:非線形	—

	一次設計 (長期)	一次設計 (地震時)	二次設計 (地震時)
a 上部			
解析モデル	立体フレームモデル	立体フレームモデル	立体フレームモデル
支点条件			
		理型性所//*	9世型(注)所(打)
b 基礎梁			
解析モデル	格子梁モデル	格子梁モデル	格子梁モデル
支点条件	支点鉛直ばね	支点鉛直ばね	支点鉛直ばね
荷重条件	上部:1階長期支点反力 1階:長期荷重	上部 : 1 階地震時支点反力 下部 : 杭の曲げモーメント	上部:1階地震時支点反力 下部:一次設計の杭の曲げ モーメント
解析条件	弾性解析	弹塑性解析*	弹塑性解析
c 杭	支持力検討のみ		杭の二次設計は 行わない
解析モデル	_	群杭フレームモデル	_
支持条件	_	杭頭部 : 回転拘束 杭周 : 水平地盤ばね 杭先端 : ピン	_
解析条件	—	杭:弾性/地盤:非線形	—

\* 上部構造の一次設計は、動的解析との比較のため弾塑性解析を用いる

図 5.3.2.8 建物 B の静的解析モデル (マットスラブ・基礎梁併用)

(3) 鉛直ばねの設定

立体フレームモデルおよび格子梁モデルの支点に設ける鉛直ばねは、基礎指針 <sup>533)</sup>の荷重伝達法により 算定する。

杭先端ばね Kb は、(5.3.2.1) 式をトリリニアに置換することとし、トリリニアの折れ点は、極限先端支持力度(Rp/Ap)uの1/3 と 2/3 の点とした。杭周面摩擦ばね Ks は、表 5.3.2.7 に従ってトリリニアでモデル化した。

$$\frac{S_p/d_p}{0.1} = \alpha \frac{R_p/A_p}{\left(R_p/A_p\right)_u} + (1-\alpha) \left\{ \frac{R_p/A_p}{\left(R_p/A_p\right)_u} \right\}^n$$
(5.3.2.1) 式

この式において、 Sp (m): 杭先端沈下量、dp (m): 杭先端直径、Rp (kN): 杭先端荷重、 ((Rp/Ap)u (kN/m<sup>2</sup>): 極限先端支持力で、先端抵抗の限界値により設定、 α: 曲線の初期接線勾配、n: 曲線形状を設定する次数

表5.3.2.7 トリリニアモデルによる第1、第2折れ点の値<sup>5.3.3)</sup>

	第1打	府れ点	第2折れ点		
地盤種別	S <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	$S_2$	
	$(kN/m^2)$ (mm)		$(kN/m^2)$	(mm)	
砂質土	0.8 $ au$ max	5	au max	20	
礫質土	0.7 $ au$ max	10	au max	30	
粘性土	0.8 $\tau$ max	3	au max	10	

杭頭部の鉛直ばね Kp は、杭先端ばね Kb と杭周面摩擦ばね Ks の初期剛性に、杭体の圧縮剛性 Kc を直 列結合した(5.3.2.2)式により算定する。

$$K_p = \frac{(K_s + K_b)K_c}{K_s + K_b + K_c}$$

(5.3.2.2) 式

以上より算定した各杭の鉛直ばね値を表 5.3.2.8 に、表 5.3.2.5 の地盤ばねの剛性倍率を考慮した建物 A~ C の支点位置における鉛直ばね値を表 5.3.2.9 に示す。杭本数が複数となる場合、支点ごとに杭本数分を集 約してモデル化する。

表 5.3.2.8 鉛直ばね値

杭種	杭径	鉛直ばね [kN/m/本]	使用箇所
PHC 杭	$900 \phi$	4. $26 \times 10^5$	建物A、建物B
場所打ちコンクリート杭	1900φ 拡底部 2300φ	$1.59 \times 10^{6}$	建物C

表 5.3.2.9 建物 A~C の鉛直ばね値

	範囲 A			範囲B		
	杭本数	ばね倍率	鉛直ばね [kN/m]	杭本数	鉛直ばね [kN/m]	
建物 A、建物 B	2	3倍	2.56 $\times 10^{6}$	3	$1.28 \times 10^{6}$	
建物C	1	0.8倍	$1.28 \times 10^{6}$	1	$1.59 \times 10^{6}$	

## v) 動的解析モデル

(1) モデル化の条件

動的解析で用いる建物-杭-地盤の一体型モデル(図 5.3.2.9)のモデル化条件を以下に示す。

- ・ 杭および上部構造は、各部材(柱、大梁、杭)を線材置換してモデル化する。
- ・ 各階(1階床~PHR 階床)は剛床を仮定し、床の重心位置に並進重量と回転慣性モーメントを考慮す

る。

- ・ 柱は、直交2 方向の曲げ変形、せん断変形および軸方向変形を考慮する。梁は、曲げ変形、せん断変 形を考慮する。梁の曲げ剛性はスラブの協力幅による増大率を考慮する。柱梁接合部は、パネル要素 とし、せん断変形を考慮する。
- ・ 柱および梁は、材端ばねモデルにより曲げに関して弾塑性特性を考慮する。柱については、曲げと軸 力の相関を考慮する。柱梁接合部パネルは弾性とする。
- ・ 鉄骨および鉄筋の材料強度は、基準強度の1.1倍とする。
- ・ 杭は、マルチスプリングモデル (MS モデル) でモデル化して、曲げと軸力の相関を考慮する。せん 断(せん断降伏) については、モデルとしては陽に考慮せず、応力度のチェックで確認する。
- 杭の各節点には、水平、せん断と鉛直の地盤ばねを設け、杭と地盤の相対変位により生じる非線形性 を考慮する。杭先端部にも水平と鉛直の地盤ばねを設ける。



図 5.3.2.9 建物-杭-地盤の一体型の解析モデル

(2) 部材の復元力・履歴特性の設定

・梁部材

梁部材については、ひび割れおよび降伏を折れ点とする 3 折れ線型に置換し、降伏以後の戻り剛性に 剛性低下を考慮した Degrading-Tri-Linear 型(武田モデル)の復元力・履歴特性とする。

・柱部材

柱部材については、2 方向の曲げと軸力の3 軸相関を考慮する RC 塑性論モデルとし、ひび割れおよ び降伏の2 つの降伏条件を仮定する。部材の塑性剛性は、Zieglerの移動硬化則と Misesの塑性流れ則に 従って誘導される。曲げおよび軸力の1 軸弾塑性特性は、いずれも武藤モデルをベースにした Tri-linear 型の履歴特性を仮定する。

・杭部材

杭部材については、マルチスプリングモデルにてモデル化し、スプリング要素には、鉄筋とコンク リートのそれぞれに復元力・履歴特性を設定する。鉄筋は、剛性低下しない Normal Bi-Linear とする。 コンクリートは、圧縮骨格曲線を Fafitis-Shah、履歴は前川モデルを用いた特性を与える。

・杭周地盤ばね

水平の杭周地盤ばねは、薄層法 <sup>53.4</sup>) による水平加振で剛性を評価し、水平地盤ばねとせん断地盤ばね として算定する。薄層法に用いる地盤物性は、地震時に自由地盤が非線形化することを考慮して、地震 時の等価物性をもとに計算する。各地盤ばねの剛性は動的地盤ばねの実部の静的近傍の値から評価し、 減衰は虚部の最小勾配から減衰係数(ダッシュポット)として評価する。

また、杭周の地盤で生じる局所的な非線形性も考慮することとして、地盤ばねの非線形特性としては 双曲線モデルを用い、Bromsの極限地盤反力により評価する。

鉛直の杭周地盤ばねは、薄層法による上下加振で評価した地盤ばねを用いる。ただし、せん断地盤ば ねについては無視する。鉛直地盤ばねの極限地盤反力は基礎指針<sup>533)</sup>を用いる。

さらに、荷重履歴を考慮した既存杭では鉛直ばね係数は3倍<sup>53.1)</sup>として、双曲線モデルの初期剛性を3倍し、極限地盤反力は変更しない。埋戻しによる地盤のゆるみを考慮した新設杭では、水平・鉛直ばねともに双曲線モデルの初期剛性を0.8倍、極限地盤反力を0.8倍する。

### vi) 地盤応答解析

(1) 地盤のモデル化

地盤応答解析に用いる地盤物性は、第2章の加力実験を行った地盤における柱状図の土質区分とN値を 元に、次に従って設定する。

・S 波速度はN値から太田・後藤式 5.3.4) による

・密度とポアソン比は各土質の標準的な値 5.3.5) 5.3.6) を用いる

上記により設定した地盤物性を表 5.3.2.10 に示す。なお、この地盤では深さ 3m 程度で地下水位が確認されているが、解析上は地盤の液状化は考慮しない。

また、地盤の非線形性は HD モデルとし、表 5.3.2.11 に示す砂質土と粘性土の標準的な特性 <sup>53.4</sup> を用いる。

GL	層厚	土質区分	密度 ρ	S波速度Vs	ポアソン比 <i>v</i>	非線形特性	
(m)	(m)		(t/m3)	(m/s)			
-3.75	3.75	細砂	1.8	130	0.48	砂質土	▽杭頭レベル(GL-2.0m)
-4.35	0.60	シルト質微細砂	1.8	120	0.48	砂質土	
-8.80	4.45	細砂	1.8	160	0.48	砂質土	
-10.75	1.95	砂混じりシルト	1.6	140	0.49	粘性土	
-11.85	1.10	細砂	1.8	170	0.48	砂質土	
-12.90	1.05	シルト	1.6	110	0.49	粘性土	
-13.80	0.90	細砂	1.8	190	0.48	砂質土	
-14.75	0.95	シルト質細砂	1.8	160	0.48	砂質土	
-16.90	2.15	シルト混じり細砂	1.8	180	0.48	砂質土	
-17.70	0.80	砂礫(礫質土)	1.9	220	0.47	砂質土	
-18.80	1.10	砂質シルト	1.6	150	0.49	粘性土	
-22.75	3.95	シルト	1.6	120	0.49	粘性土	
-23.75	1.00	シルト混じり細砂	1.8	180	0.48	砂質土	
-25.30	1.55	微細砂	1.8	210	0.48	砂質土	
-27.00	1.70	シルト質細砂	1.8	230	0.48	砂質土	
-27.60	0.60	砂質シルト	1.6	210	0.49	粘性土	
-29.75	2.15	砂混じりシルト	1.6	210	0.49	粘性土	
-31.85	2.10	シルト	1.6	220	0.49	粘性土	▽工学的基盤(GL-31.85m)
-41.70	9.85	細砂	1.8	400	0.48	(線形)	▽杭先端レベル(GL-34.9m)

表 5.3.2.10 地盤物性

表 5.3.2.11 地盤の非線形特性

土質	基準せん断ひずみ γ <sub>0.5</sub> [%]	最大減衰定数 h <sub>max</sub> [%]
粘性土	0.18	17
砂質土	0.10	21

(2) 検討用入力地震動

入力地震動は、平成 12 年建設省告示第 1461 号に定める加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動 (以下「告示波」)で、位相の異なる 3 波(八戸 NS 位相、神戸 NS 位相、乱数位相)とする。地震動の大 きさは、「稀に発生する地震動(レベル 1)」と「極めて稀に発生する地震動(レベル 2)」とする。

(3) 地盤応答解析結果

地盤応答は逐次非線形解析により評価する。レベル1とレベル2の地盤応答結果を図5.3.2.10、図5.3.2.11、 地表面位置の加速度応答スペクトルを図 5.3.2.12 に示す。以降の時刻歴応答解析では、告示波 3 波のうち 乱数位相の地震動を用いる。 第Ⅱ編



深度(m)





第Ⅱ編



図 5.3.2.11 地盤応答分布 (レベル 2)





## vii) 建物A (既存杭と新設杭を併用し、柱と既存杭の位置が一致する場合)

(1) 建物概要

検討対象とする建物概要を表 5.3.2.12 に示す。静的設計のクライテリアとして、表 5.3.2.13 の条件を満た すように断面を定めた。このうち特に基礎に関する部分が「剛強な基礎ばり」についての要件である。

平面寸法	42. 0m×23. 0m
延床面積	約 10, 210 m <sup>2</sup>
階数	地上14階(低層部8階)、地下なし
建物高さ(軒高さ)	55. Om
用途	事務所
構造種別	鉄骨鉄筋コンクリート造
骨組形式	純ラーメン構造(雑壁なし、外壁 PC 版)
基礎種別	杭基礎(PHC 杭) 杭長 33m

表 5.3.2.12 建物 A 建物概要

# 表 5.3.2.13 建物 A 静的解析結果のまとめ

設計条件		結果	
上部構造	長期	長期許容応力度以内	OK
	一次設計	短期許容応力度以内	OK
		層間変形角 1/200 以下	1/266
	二次設計	必要保有水平耐力以上	1.15
基礎	長期	ひひ割れモーメント以内	OK
		部材変形角 1/2000 以下	1/4020
	一次設計	短期許容応力度以内	OK
	二次設計	弹性限以内	OK
		最下層床スラブ面内せん断力:短期許容応力度以下	
杭	長期	長期支持力以内	OK
	一次設計	短期支持力以内	OK
		短期許容応力度以内	OK

(2) 部材断面等

主な図面を図 5.3.2.13~図 5.3.2.17 に、基礎部材断面を表 5.3.2.14 に、杭断面を表 5.3.2.15 に、使用材料を表 5.3.2.16 に示す。














図 5.3.2.17 建物 A 代表構面軸組図

表 5.3.2.14 建物 A 基礎部材の断面表

	基礎梁
断面	$1200 \times 2000$
上端筋	$12 \sim 24 - D29$
下端筋	$12 \sim 24 - D29$
あばら筋	3-D16@200

## 表 5.3.2.15 建物 A 杭の断面表

	P1	P2
杭種	PHC 杭	PHC 杭
杭径×本数	900 $\phi \times 2$ 本	900 φ×3 本
上杭 (10m)	C種	C種
下杭 (23m)	A種	A種

## 表 5.3.2.16 建物 A 使用材料

種類	材料	使用箇所
	Fc24	12 階立上り以上
	Fc27	12 階床以下
<b>コ</b> ン/カリート	Fc30	9 階床以下
	Fc33	6 階床以下
	Fc36	3 階床以下
	Fc85	PHC杭
	SD295A (D10~D16)	床、せん断補強筋
鉄筋	SD345 (D19~D25)	主筋、せん断補強筋
	SD390 (D29~D32)	主筋
鉄骨	SN490B	大梁、柱
PC 鋼棒	SBPDL1275	PHC杭

(3) 基礎の静的解析結果

長期荷重に対する分離型モデルによる鉛直変位を図 5.3.2.18 に、相対沈下量と部材変形角を表 5.3.2.17 に 示す。この状態で部材変形角βが許容変形角1/2000rad.以下であること、また、沈下による付加応力を考慮 した基礎梁の曲げモーメントがひび割れモーメント以下であることを確認した。



図 5.3.2.18 建物 A 鉛直変位(長期)

	V4 済り	VECAD	V4 VE 問目	部材		(参考)	
检查位置	A4 通り 沙下島	AD 通り 沙下島	Λ4ΞΛ3 间] 沙下羊	変形角	傾斜角	変形角	変形角
19月11日	化一里	化一里	九一庄	β	$\phi$	$\theta$	$\phi + \theta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[rad.]	[rad.]	[rad.]	[rad.]
Y4 通り X4-X5 間	-2.83	-5.09	2.26	1/4020	1/9295	1/3705	1/2649

表 5.3.2.17 建物 A 相対沈下量の検討

長期荷重時の基礎梁(X方向)の曲げモーメントを図 5.3.2.19 に示す。代表として、新設杭側と既存杭側の境界スパンの部材である Y2 通り X4-X5 間の断面算定を示す。





○基礎梁の断面算定

	X4 端	中央	X5 端
bxD		$1200 \times 2000$	
上端筋	12/8-D29	12-D29	12-D29
下端筋	12-D29	12-D29	12/2-D29
あばら筋		3-D16@200	

長期曲げモーメント ML=3794kNm 長期許容曲げモーメント LMa=4111kNm 検定比 ML/LMa=3794/4111=0.92 ・・・OK ひびわれモーメント Mc=4284kNm

検定比 ML/Mc=3794/4284=0.89 ・・・OK

一次設計(中地震)時の基礎梁(X 方向)の曲げモーメントを図 5.3.2.20 に示す。沈下による付加応力 を考慮して、基礎梁が短期許容応力度以下となることを確認した。代表として、長期荷重時と同じ Y2 通 り X4-X5 間の断面算定を示す。



図 5.3.2.20 建物 A 基礎梁最大応力図(一次設計)

二次設計(大地震)時の基礎梁(X 方向)の曲げモーメントを図 5.3.2.21 に示す。沈下による付加応力 および一次設計時の杭の曲げ戻しを考慮した基礎梁の曲げモーメントが弾性限(短期許容応力度の 1.1 倍) 以下であることを確認した。代表として、長期荷重時と同じ Y2 通り X4-X5 間の断面算定を示す。





- (4) 動的解析結果(一体解析モデル)及び静的解析結果(分離モデル)との比較
  - 1) 上部構造の固有周期

動的解析の解析モデルには、静的解析で用いた解析モデルと同じ部材から構成される一体型モデル(図 5.3.2.9 参照)を用いる。1 階柱脚固定時の上部構造の固有周期を表 5.3.2.18 に示す。

次数	固有周期	X 方向	Y 方向	備考
	(秒)	刺激係数βx	刺激係数βγ	
1	0.87	0.001	-1.385	Y 方向 1 次
2	0.70	-1.701	-0.002	X 方向 1 次
3	0. 57	-0.002	0.401	ねじれ1次
4	0.37	0.004	0.379	Y 方向 2 次
5	0.34	0.899	-0.009	X 方向 2 次
6	0.33	-0.007	-0.385	ねじれ2次

表 5.3.2.18 建物 A 固有周期(1 階柱脚固定)

2) 長期応力解析

一体型モデルを用いた長期荷重の鉛直変位を、静的解析で用いた分離型モデルと比較して図 5.3.2.22 に、 相対沈下量と部材変形角を表 5.3.2.19 に示す。

鉛直変位の絶対量は、一体型モデルの鉛直変位が分離モデルに比べて大きい。一体型モデルには杭の各 節点に群杭係数を考慮した薄層法による鉛直ばね(非線形考慮)を設けており、鉛直ばね値が 1/2 程度に 小さいためである。

また、分離型モデルに比べて、一体型モデルの部材変形角 β は小さい。分離型モデルは支点の水平移動 を固定しており、杭頭位置での水平移動が生じる一体型モデルに比べて、部材変形角 β が大きくなるため である。



図 5.3.2.22 建物 A 鉛直変位(一体型モデル 長期)

	マルコート	VECA		部材		(参考)	
松封位署	24 通り 沙下島	A3 通り 沙下島	№下美	変形角	傾斜角	変形角	変形角
快的11上目.	化一里	化一里	九十左	β	$\phi$	$\theta$	$\phi + \theta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[rad.]	[rad.]	[rad.]	[rad.]
Y4 通り X4-X5 間	-8.63	-9.81	1.18	1/19544	1/8832	1/3705	1/5080

表 5.3.2.19 建物 A 相対沈下量の検討(一体型モデル)

一体型モデルを用いた長期荷重時の基礎梁(X 方向)の曲げモーメント図を、分離型モデルと比較して 図 5.3.2.23 に示す。一体型モデルは静的解析で用いた分離型モデルに比べて相対沈下量が小さいため、境

界部 X4-X5 間に発生する応力も小さい。



3) 中地震(稀に発生する地震動) に対する検討

地震動のレベルを中地震(稀に発生する地震動)とした一体型モデルの動的解析結果を分離型モデルの 静的解析による一次設計と比較して以下に示す。

- ・ 上部構造の層間変形角・層せん断力を図 5.3.2.24、図 5.3.2.25 に示す。 層間変形角は 1/200rad.以内、層せん断力は一次設計の設計用層せん断力以内となることを確認した。
- ・ 1 階柱脚の応力を図 5.3.2.26、図 5.3.2.27 に示す。

X 方向加力時について、鉛直ばねの考慮により、動的解析では曲げモーメント・せん断力は外柱で 小さく、内柱で大きくなる。軸力は、動的解析では鉛直ばねにより上部構造の軸力が全体的に均され て、外柱で軸力が小さくなる。Y 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、上 部構造のねじれ応答により外周フレーム(X1・X8)で大きくなる。

・ 杭頭の応力を図 5.3.2.28、図 5.3.2.29 に示す。

動的解析の杭応力は、一次設計に比べて全体的に小さい。X 方向加力時について、一次設計と同様 に動的解析においても曲げモーメント・せん断力は、既存杭(X1~X4)2本と新設杭(X5~X8)3 本の杭本数の違いによる差が生じている。また、1 階柱と同じように、外杭側で小さくなる。軸力は、 動的解析では鉛直ばねにより上部構造の軸力が全体的に均されていること、および基礎梁の柔性によ り、外杭で軸力が小さくなる。Y 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、剛 な基礎梁を仮定する一次設計のように一様ではなく、上部構造のねじれ応答により外周フレーム (X1・X8)で大きくなる。

1 階柱脚および杭頭のフレーム毎の負担せん断力の分布を図 5.3.2.30、図 5.3.2.31 に示す。

X 方向加力時は、上部構造や杭配置の偏心が小さいためフレーム毎の負担率はほぼ同じとなり、一次設計との差はほとんどない。Y 方向加力時は、動的解析では1階柱、杭頭ともにねじれ応答により 外周フレーム(X1・X8)での負担率が大きくなる。特に低層側のX1フレームでは一次設計に比べて 動的解析でせん断力負担が大きくなる。

・ 基礎梁の曲げモーメント図を図 5.3.2.32、図 5.3.2.33 に示す。

X 方向加力時は、長期モーメント(図 5.3.2.23)の違いや杭の有無により、一次設計と動的解析では曲げモーメントの分布に差が生じる。















4) 大地震(極めて稀に発生する地震動) に対する検討

地震動のレベルを大地震(極めて稀に発生する地震動)とした一体型モデルの動的解析結果を分離型モ デルの静的解析による二次設計と比較して以下に示す。

上部構造の層間変形角・層せん断力を図 5.3.2.34、図 5.3.2.36 に示す。

層間変形角は 1/70rad.以下、層せん断力は保有水平耐力以下であることを確認した。動的解析の 1 階の層間変形角は、X、Y 方向ともに杭剛性の考慮による基礎梁曲げ変形の増大により、二次設計より変形が大きくなる。なお、上部構造(1 階柱より上)の二次設計(静的荷重増分解析)では一次設計時の杭の曲げモーメントを考慮していない。

・ 上部構造の梁塑性率を図 5.3.2.35、図 5.3.2.37 に示す。

動的解析では、二次設計に比べて層せん断力が小さく、層間変形角も小さいため、全体的に塑性率 が小さい。ただし、1 階の基礎梁については、動的解析での杭の曲げモーメントが二次設計(一次設 計の杭の曲げモーメントを考慮)に比べて大きくなるため、Y 方向加力時には X8 フレームで塑性ヒ ンジが生じる。

・ 1 階柱脚の応力を図 5.3.2.38、図 5.3.2.39 に示す。

X 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、二次設計に比べると各柱間で多 少のばらつきがあり、鉛直ばねの考慮により外柱側で小さくなる。軸力は、動的解析では鉛直ばねに より上部構造の軸力が全体的に均され、外柱の軸力が小さくなる。

Y 方向加力時についても、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、鉛直ばねにより外柱で小さく、 内柱で大きくなる。

杭頭の応力は、一次設計(杭の二次設計は行わないため)と比較して図 5.3.2.40、図 5.3.2.41 に示す。

X 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、稀地震時と同様に、既存杭

(X1~X4)2本と新設杭(X5~X8)3本の杭本数の違いによる差が生じている。また、1階柱と同様 に、外杭側で小さくなる。軸力は、動的解析では鉛直ばねにより上部構造の軸力が全体的に均されて いる。

Y 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力・軸力ともに、高層側(X5~X8) で上部構造の変形が増大して1階柱のせん断力負担も増加したため、新設杭(X5~X8)の負担が増 加している。また、上部構造のねじれ応答により外周フレーム(X1・X8)で大きくなる。 ・ 1階柱脚および杭頭のフレーム毎の負担せん断力の分布を図 5.3.2.42、図 5.3.2.43 に示す。

X 方向加力時は、上部構造や杭配置の偏心が小さいためフレーム毎の負担率はほぼ同じとなり、二 次設計との差はほとんどない。

Y方向加力時は、二次設計、動的解析ともに高層側(X5~X8)で塑性化が進展して、1階柱のせん 断力負担が増加して、動的解析ではねじれ応答によりX8フレームでの負担率がやや大きくなる。こ れらは上部構造の偏心の影響によるものであり、既存杭と新設杭の併用による基礎側の影響は小さい。 動的解析の杭頭せん断力負担率は、低層側(X1~X4)既存杭2本と高層側(X5~X8)の新設杭3本 の差に加えて、動的解析のねじれ振動により外周フレームのせん断力負担が増加するため、静的載荷 した時の水平力分担率との乖離が大きくなる可能性がある。杭については、一次設計では杭の剛性に よりせん断力負担が決まるため、設計時に配慮する必要がある。

基礎梁の曲げモーメント図を図 5.3.2.44、図 5.3.2.45 に示す。

X 方向、Y 方向加力時とも動的解析の1 階の層せん断力は二次設計に比べて 10~20%程度小さい が、杭の曲げモーメントが大きいため、二次設計と概ね同程度であった。

















5)動的解析のまとめ

分離型モデルを用いた静的解析により剛強な基礎を前提として設計した建物 A について、一体型モデル による動的解析を行った。

分離型モデルと一体型モデルの違いによる応答分布の差はあるものの、上部構造・基礎・杭のいずれに ついても、既存杭と新設杭の併用による過大な応答が生じないことを確認した。 viii) 建物B(既存杭と新設杭を併用し、柱と既存杭の位置が一致しない場合)

(1) 建物概要

検討対象とする建物概要を表 5.3.2.20 に示す。建物 A と同様に、剛強な基礎ばりの条件を含む表 5.3.2.21 の条件を満たすように断面を定めた。

平面寸法	43. 5m×23. 0m
延床面積	約 8, 400 m <sup>2</sup>
階数	地上14階、地下なし
建物高さ(軒高さ)	55. Om
構造種別	鉄骨鉄筋コンクリート造
骨組形式	純ラーメン構造(雑壁なし、外壁 PC 版)
基礎種別	杭基礎 (PHC 杭) 杭長 33m

表 5.3.2.20 建物 B 建物概要

		設計条件	結果
上部構造	長期	長期許容応力度以内	OK
	一次設計	短期許容応力度以内	OK
		層間変形角 1/200 以下	1/276
	二次設計	必要保有水平耐力以上	1.06
基礎	長期	ひひ割れモーメント以内	OK
		部材変形角 1/2000 以下	1/4216
	一次設計	短期許容応力度以内	OK
	二次設計	弹性限以内	OK
		最下層床スラブ面内せん断力:短期許	—
		容応力以下	
杭	長期	長期支持力以内	OK
		短期支持力以内	OK
		短期許容応力以内	OK

表 5.3.2.21 建物 B 静的解析結果のまとめ

(2) 部材断面等

主な図面を図 5.3.2.46~図 5.3.2.50 に、基礎部材断面を表 5.3.2.22 に、杭断面を表 5.3.2.23 に、使用材料を 表 5.3.2.24 に示す。新たに設定したマットスラブ部分以外は、基本的に建物 A と同様である。また、建物 Bは既存杭側の柱と杭の位置ずれをマットスラブにより吸収する計画であるため、図 5.3.2.51 に示す通り、 マットスラブと基礎をモデル化した。







図 5.3.2.50 建物 B 代表構面軸組図

マットスラブ

t=1500

 $2 \times D25@100$ 

 $2 \times D25@100$ 

\_

表 5.3.2.22 建物 B 基礎部材の断面表 基礎梁

 $1200 \times 2000$ 

 $12 \sim 24 - D29$ 

 $12 \sim 24 - D29$ 

3 - D16@200

断面

上端筋

下端筋

あばら筋

## 表 5.3.2.23 建物 B 杭の断面表

	P1	P2
杭種	PHC 杭	PHC 杭
杭径×本数	900 $\phi \times 2$ 本	900 $\phi \times 3$ 本
上杭 (10m)	C種	C種
下杭 (23m)	A種	A種

## 表 5.3.2.24 建物 B 使用材料

種類	材料	使用箇所
	Fc24	12 階立上り以上
コンクリート	Fc27	12 階床以下
	Fc30	9 階床以下
	Fc33	6 階床以下、RC 場所打ち杭
	Fc36	3 階床以下
	Fc85	PHC杭
	SD295A (D10~D16)	床、せん断補強筋
鉄筋	SD345 (D19~D25)	主筋、せん断補強筋
	SD390 (D29~D32)	主筋
鉄骨	SN490B	大梁、柱
PC 鋼棒	SBPDL1275	PHC 杭



(3) 基礎の静的解析結果

長期荷重に対する分離型モデルによる鉛直変位を図 5.3.2.52 に、相対沈下量と部材変形角を表 5.3.2.25 に 示す。部材変形角βが許容変形角 1/2000rad.以下、沈下による付加応力を考慮した基礎梁の曲げモーメント がひび割れモーメント以下であることを確認した。



図 5.3.2.52 建物 B 鉛直変位(長期)

	WA ) 7 10			部材		(参考)	
松雪花寺里	X4 通り 沙下号	X5	X4-X5 间 沙下主	変形角	傾斜角	変形角	変形角
使利业值	化下里	化下里	化下定	β	$\phi$	$\theta$	$\phi + \theta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[rad.]	[rad.]	[rad.]	[rad.]
Y2 通り X4-X5 間	-3.20	-5.73	2. 53	1/4216	1/9081	1/3222	1/2378

表 5.3.2.25 建物 B 相対沈下量の検討

長期荷重時の基礎部材の曲げモーメントを図 5.3.2.53 に示す。マットスラブ・基礎梁ともにひび割れ モーメント以下となることを確認した。代表として、杭と柱の位置のずれにより生じる応力が最大となる Y4 通り-X3-X4 間マットスラブの断面算定を示す。



マットスラブ X 方向

基礎梁X方向

図 5.3.2.53 建物 B 基礎部材応力図(長期)

○マットスラブの断面算定

・マットスラブ諸元
 コンクリート:Fc36、t=1500mm
 鉄筋:D25(SD345) Lft=215N/mm2、at=507mm2/本
 D25@100 (一段筋)、D25@100 (二段筋) →d (重心) =1397mm、j=7/8×1397=1222mm

・検定

設計用曲げモーメント ML=1367kNm/m 長期許容曲げモーメントLMa=2664kNm/m 検定比 ML/LMa=1367/2644=0.52 ・・・0K ひびわれモーメントMc=1505kNm/m 検定比 ML/Mc=1367/1505=0.91 ・・・0K

一次設計時の基礎部材の曲げモーメントを図 5.3.2.54 に示す。マットスラブ・基礎梁ともに短期許容応 力度以下となることを確認した。代表として、新設側と既存側の境界スパンの部材である Y4 通り-X4-X5 間マットスラブの断面算定を示す。1 階柱脚の柱型範囲内は剛であるとみなしてマットスラブの断面算定 対象外とし、危険断面位置(柱面)での応力による断面算定を行うこととした。



○マットスラブの断面算定

・マットスラブ諸元(前出)
 コンクリート: Fc36、t=1500mm
 鉄筋: D25(SD345) sft=345N/mm2、at=507mm2/本
 D25@100(一段筋)、D25@100(二段筋)→d(重心)=1397mm、j=7/8×1397=1222mm

・断面算定

設計用曲げモーメント MS=3817kNm/m

短期許容曲げモーメント SMa=4274kNm/m

検定比 MS/ SMa =3817/4274=0.89 ・・・OK

二次設計時の基礎部材の曲げモーメントを図 5.3.2.55 に示す。沈下による付加応力および一次設計時の 杭の曲げ戻しを考慮した状態で、マットスラブ・基礎梁ともに弾性限(短期許容応力度の 1.1 倍)以下と なることを確認した。代表として、新設杭側と既存杭側の境界部である Y4 通り-X4-X5 間マットスラブの 断面算定を示す。1 階柱脚の柱型範囲内は剛であるとみなしてマットスラブの断面算定対象外とし、危険 断面位置(柱面)での応力による断面算定を行うこととした。



○マットスラブの断面算定(前出)

・マットスラブの諸元

コンクリート:Fc36、t=1500mm

鉄筋:D25(SD345) sft=345N/mm2、at=507mm2/本

D25@100(一段筋)、D25@100(二段筋)→d(重心)=1397mm、j=7/8×1397=1222mm

•断面算定

保有水平耐力時の曲げモーメント MD=3907kNm/m 弾性限曲げモーメント My=1.1×SMa =4701kNm/m 検定比 MD/ My =3907/4701=0.83・・・OK

(4) 動的解析結果(一体型モデル)及び静的解析結果(分離モデル)との比較 1)上部構造の固有周期 動的解析の解析モデルには、静的解析で用いた解析モデル部材と同じ部材から構成される一体型モデル を用いる。1階柱脚固定時上部構造の固有周期を表 5.3.2.26 に示す。

次数	固有周期	X 方向	Y 方向	備考
	(秒)	刺激係数βx	刺激係数βγ	
1	0.92	0.003	-1.271	Y 方向 1 次
2	0.82	1.496	0.005	X 方向 1 次
3	0.65	-0.002	0.171	ねじれ1次
4	0.33	-0.003	0.546	Y 方向 2 次
5	0.30	0.795	0.007	X 方向 2 次
6	0.29	-0.005	0.456	ねじれ2次

表 5.3.2.26 建物 B 固有周期(1 階柱脚固定)

2) 長期応力解析

一体型モデルを用いた長期荷重の鉛直変位を、静的解析で用いた分離型モデルと比較して図 5.3.2.56 に、 相対沈下量と部材変形角を表 5.3.2.27 に示す。

鉛直変位の絶対量は、建物Aと同様、一体型モデルの鉛直変位が分離型モデルに比べて大きい。一体型 モデルには杭の各節点に群杭係数を考慮した薄層法による鉛直ばね(非線形考慮)を設けており、鉛直ば ね値が1/2 程度に小さいためである。

また、分離型モデルに比べて、一体型モデルの部材変形角βは小さい。分離型モデルは相対沈下に対し て基礎の剛性のみで抵抗している一方、一体型モデルで上部構造フレームの剛性も考慮することで基礎の 相対変形が小さくなるためである。



図 5.3.2.56 建物 B 鉛直変位(一体解析モデル 長期)

	X4 通り 沈下量	X5 通り 沈下量	X4-X5 間 沈下差	部材 変形角	(参考)		
松利公果					傾斜角	変形角	変形角
使可见。				β	$\phi$	$\theta$	$\phi + \theta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[rad.]	[rad.]	[rad.]	[rad.]
Y1 通り X4-X5 間	-6.68	-8.98	2.30	1/4930	1/5665	1/4824	1/2605

表 5.3.2.27 建物 B 相対沈下量の検討(一体解析モデル)

一体型モデルによる長期荷重時の基礎部材(X 方向)の曲げモーメントを図 5.3.2.57 に示す。一体型モ デルを用いた場合の基礎に生じる応力は、分離型モデルを用いた場合とおおむね同等となる。ただし、分 離型モデルが基礎部材のみをモデル化しているのに対して、一体型モデルでは基礎部材に取りつく1 階柱 や杭の影響があるため、柱・杭位置での応力分布には差が生じる。特に外端部では、一体型モデルの1 階 柱や杭の固定度が基礎の応力に与える影響が大きい。



9)中地震(稀に発生する地震動)に対する検討

地震動のレベルを中地震(稀に発生する地震動)とした一体型モデルの動的解析結果を分離型モデルの 静的解析による一次設計と比較して以下に示す。

- ・ 上部構造の層間変形角・層せん断力を図 5.3.2.58、図 5.3.2.59 に示す。 層間変形角は 1/200rad.以内、層せん断力は一次設計の設計用層せん断力以内となることを確認した。
- 1 階柱脚の応力を図 5.3.2.60、図 5.3.2.61 に示す。
  X 方向加力時について、鉛直ばねの考慮により、動的解析では曲げモーメント・せん断力は外柱で

小さく、内柱で大きくなる。動的解析では1階柱脚の鉛直変位が考慮されるため、一次設計と比較して既存側(X1~X4)で大きく、新設側(X5~X8)で小さい傾向となる。

杭頭の応力を図 5.3.2.62、図 5.3.2.63 に示す。動的解析の杭応力は、一次設計に比べて全体的に小さい。

X 方向加力時について、X4, X5 通りで曲げモーメントが大きいのは境界部の沈下差による付加応 力が大きいためである。

Y 方向加力時について、既存杭芯と1階柱芯がずれている X1~X4 通りで、外杭(Y1,Y4)の曲げ モーメント・せん断力が内杭(Y2,Y3)に比べて大きい。これは、両側にマットスラブが取り付く内 杭ではマットスラブの応力は釣り合うが、外杭では杭でマットスラブの応力を負担するためである。 1階柱脚および杭頭のフレーム毎の負担せん断力の分布を図 5.3.2.64、図 5.3.2.65 に示す。

X 方向加力時は、上部構造や杭配置の偏心が小さいためフレーム毎の負担率はほぼ同じとなり、一次設計との差はほとんどない。

Y 方向加力時は、動的解析では1階柱で上部構造のねじれ応答により外周フレーム(X1・X8)で 負担率が大きくなる。

基礎部材の曲げモーメントを図 5.3.2.66、図 5.3.2.67 に示す。

動的解析の1階層せん断力は一次設計に比べて小さく、杭の曲げモーメントも全体的に小さいため、 基礎の曲げモーメントは一次設計に比べて小さい。


















4) 大地震(極めて稀に発生する地震動) に対する検討

地震動のレベルを大地震(極めて稀に発生する地震動)とした一体型モデルの動的解析結果を分離型モ デルの静的解析による二次設計と比較して以下に示す。

上部構造の層間変形角・層せん断力を図 5.3.2.68、図 5.3.2.70 に示す。

層間変形角は 1/70rad.以下、層せん断力は保有水平耐力とおおむね同等以下であった。ただし、X 方向の低層階では、静的解析の層せん断力分布(Ai 分布)と動的解析の応答せん断力分布の違いに より、動的解析が二次設計の層間変形角や保有水平耐力を超えている。動的解析の1階の層間変形角 は、X、Y 方向ともに杭剛性の考慮による基礎梁曲げ変形の増大により、二次設計より変形が大きく なる。なお、上部構造(1 階柱より上)の二次設計(静的荷重増分解析)では一次設計時の杭の曲げ モーメントを考慮していない。

上部構造の梁塑性率を図 5.3.2.69、図 5.3.2.71 に示す。

動的解析では、二次設計に比べて層せん断力が小さく、層間変形角も小さいため、全体的に塑性率 が小さい。ただし、1 階の基礎梁については、動的解析での杭の曲げモーメントが二次設計(一次設 計の杭の曲げモーメントを考慮)に比べて大きくなるため、Y 方向加力時に塑性ヒンジが生じる。 1 階柱脚の応力を図 5.3.2.72、図 5.3.2.73 に示す。

X 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、二次設計に比べて各柱間で多少のばらつきはあるものの、鉛直ばねの考慮により外柱側で小さくなる。動的解析の曲げモーメント・せん断力が、二次設計と比較して既存側(X1~X4)で大きく新設側(X5~X8)で小さい傾向となるのは、稀地震時と同じように1階柱脚の鉛直変位が考慮されるためである。

Y 方向加力時についても、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、鉛直ばねにより外柱で小さく、 内柱で大きくなる。

杭頭の応力を、一次設計(杭の二次設計は行わないため)と比較して図 5.3.2.74、図 5.3.2.75 に示す。

X 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、1 階柱と同様に、外杭で小さく、 内杭で大きい。X4, X5 通りで曲げモーメントが大きいのは境界部の相対沈下による付加応力が大き いためである。

Y 方向加力時について、高層側(X5~X8)で上部構造の変形が増大して1階柱のせん断力負担も 増加したため、新設杭(X5~X8)の負担が増加している。

1 階柱脚および杭頭のフレーム毎の負担せん断力の分布を図 5.3.2.76、図 5.3.2.77 に示す。

X 方向加力時は、上部構造や杭配置の偏心が小さいためフレーム毎の負担率はほぼ同じとなり、二 次設計との差はほとんどない。

Y 方向加力時は、動的解析では1階柱で上部構造のねじれ応答により外周フレーム(X1・X8)の 負担率が大きくなる。上部構造の偏心が大きい場合、動的解析のねじれ振動により外周フレームのせ ん断力負担が増加するため、静的載荷した時の水平力分担率との乖離が大きくなる可能性がある。杭 については、一次設計では杭の剛性によりせん断力負担が決まるため、設計時に配慮する必要がある。 基礎部材の曲げモーメントを図 5.3.2.78、図 5.3.2.79 に示す。

- 動的解析の1階層せん断力は二次設計と同程度であるが、動的解析の地盤変形を考慮した杭の曲げ モーメントが二次設計に比べて大きいため、基礎の曲げモーメントは二次設計に比べてやや大きく なった。
- 一体型モデルによる動的解析時に既存杭側と新設杭側の境界にあたる X4-X5 間のマットスラブに生じる面内せん断力は最大で214kNm/m であり、スラブの短期許容せん断力 1913kN/m 以内となった。

















基礎梁 (二次設計 X)

基礎梁(極稀 X)

図 5.3.2.78 建物 B 基礎部材上下端最大応力図(二次設計 X · 極稀 X)



5) 動的解析のまとめ

分離型モデルを用いた静的解析により剛強な基礎を前提として設計した建物 B について、一体型モデル による動的解析を行った。

分離型モデルと一体型モデルの違いによる応答分布の差はあるものの、上部構造・基礎・杭のいずれに ついても、既存杭と新設杭の併用による過大な応答が生じないことを確認した。

## ix) 建物C(既存杭を撤去し、新設杭のみ利用する場合)

(1) 建物概要

検討対象とする建物概要を表 5.3.2.28 に示す。建物 A、B と同様に、剛強な基礎ばりの条件を含む表 5.3.2.29 の条件を満たすように断面を定めた。

平面寸法	42. 0m×23. 0m
延床面積	約 13, 520 m <sup>2</sup>
階数	地上14階、地下なし
建物高さ(軒高さ)	55. Om
構造種別	鉄骨鉄筋コンクリート造
骨組形式	純ラーメン構造(雑壁なし、外壁 PC 版)
基礎種別	杭基礎(場所打ちコンクリート杭) 杭長 33m

表 5.3.2.28 建物 C 建物概要

表	5.	3.	2.	29	建物C	静的解析結果のまとめ
_						

		設計条件	結果
上部構造	長期	長期許容応力度以内	OK
	一次設計	短期許容応力度以内	OK
		層間変形角 1/200 以下	1/299
	二次設計	必要保有水平耐力以上	1.59
基礎	長期	ひひ割れモーメント以内	OK
		部材変形角 1/2000 以下	1/17391
	一次設計	短期許容応力度以内	OK
	二次設計	弹性限以内	OK
杭	長期	長期支持力以内	OK
		短期支持力以内	OK
		短期許容応力度以内	OK

(2) 部材断面等

主な図面を図 5.3.2.80~図 5.3.2.83 に、基礎部材断面を表 5.3.2.30 に、杭断面を表 5.3.2.31 に、使用材料を表 5.3.2.32 に示す。場所打ち杭を用いている部分以外は、基本的に建物 A、B と同様である。







表 5.3.2.30 建物 C 基礎部材の断面表

	基礎梁
断面	$1200 \times 2000$
上端筋	$12 \sim 28 - D29$
下端筋	$12 \sim 28 - D29$
あばら筋	3-D16@200

表 5.3.2.31	建物C	杭の断面表
------------	-----	-------

		P1	P2	
杭種		場所打ち	場所打ち	
上 <u>十</u> 次	~		1 000 /	
机准	Ê	1, 900 φ	1, 900 φ	
(拡底	部)	$(2, 300 \phi)$	$(2, 300 \phi)$	
	主筋	36-D32	36-D32	
上杭		(Pg=1.00%)	(Pg=1.00%)	
(10m)	帯筋	D16@150	D16@150	
		(Pw=0.15%)	(Pw=0.15%)	
	一个校	18-D32	18-D32	
下杭	土肋	(Pg=0.50%)	(Pg=0.50%)	
(23m)	世龄	D16@300	D16@300	
	帝肋	(Pw=0.07%)	(Pw=0.07%)	

## 表 5.3.2.32 建物 C 使用材料

種類	材料	使用箇所	
	Fc24	12 階立上り以上	
	Fc27	12 階床以下	
コンクリート	Fc30	9 階床以下	
	Fc33	6 階床以下、杭	
	Fc36	3 階床以下	
	SD295A (D10~D16)	床、せん断補強筋	
鉄筋	SD345 (D19~D25)	主筋、せん断補強筋	
	SD390 (D29~D32)	主筋	
鉄骨	SN490B	大梁、柱	

(3) 基礎の静的解析結果

長期荷重に対する分離型モデルによる鉛直変位を図 5.3.2.84 に、相対沈下量と部材変形角を表 5.3.2.33 に 示す。部材変形角βが許容変形角 1/2000rad.以下、沈下による付加応力を考慮した基礎の曲げモーメントが ひび割れモーメント以下であることを確認した。



図 5.3.2.84 建物 C 鉛直変位(長期)

検討位置	V/ 通り	X5 通り 沈下量	X4-X5 間 沈下差	部材		(参考)	
	沈下量			変形角	傾斜角	変形角	変形角
				β	$\phi$	$\theta$	$\phi + \theta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[rad.]	[rad.]	[rad.]	[rad.]
Y3 通り X4-X5 間	-6.05	-5.44	0.62	1/17391	1/34557	1/13563	1/9740

表 5.3.2.33 建物 C 相対沈下量の検討

長期荷重時の基礎梁の曲げモーメントを図 5.3.2.85 に示す。基礎梁がひび割れモーメント以下となることを確認した。代表として、原地盤側と埋め戻し地盤側の境界スパンの部材である Y2 通り X4-X5 間の断面算定を示す。



	X4 端	中央	X5 端
bxD		$1200 \times 2000$	
上端筋	12/3-D29	12-D29	12/3-D29
下端筋	12/3-D29	12-D29	12/3-D29
あばら筋		3-D16@200	

長期曲げモーメント ML=1035kNm

 長期許容曲げモーメントLMa=3108kNm 検定比 ML/LMa=1035/3108=0.33 ・・・OK
 ひびわれモーメントMc=4219kNm 検定比 ML/Mc=1035/4219=0.25 ・・・OK

図 5.3.2.85 建物 C 基礎梁応力図 (長期)

一次設計(中地震)時の基礎梁(X 方向)の曲げモーメントを図 5.3.2.86 に示す。沈下による付加応力 を考慮して、基礎梁が短期許容応力度以下であることを確認した。代表として、長期荷重時と同じ Y2 通 り X4-X5 間の断面算定を示す。



図 5.3.2.86 建物 C 基礎梁最大応力図(一次設計)

二次設計(大地震)時の基礎梁(X方向)の曲げモーメントを図 5.3.2.87 に示す。沈下による付加応力

および一次設計時の杭の曲戻しを考慮した基礎梁の曲げモーメントが弾性限(短期許容応力度の 1.1 倍) 以下であることを確認した。代表として、長期荷重時と同じ Y2 通り X4-X5 間の断面算定を示す。



## 図 5.3.2.87 建物 C 基礎梁最大応力図(二次設計)

- (4) 動的解析結果(一体型モデル)及び静的解析結果(分離モデル)との比較
  - 1) 上部構造の固有周期

動的解析の解析モデルには、静的解析で用いた解析モデルと同じ部材から構成される一体型モデルを用いる。1階柱脚固定時上部構造の固有周期を表 5.3.2.34 に示す。

次数	固有周期	X 方向	Y 方向	備考
	(秒)	刺激係数 $\beta_{X}$	刺激係数βγ	
1	0.95	0.000	-1.382	Y 方向 1 次
2	0.85	0.000	0.001	ねじれ1次
3	0.83	-1.367	0.000	X 方向 1 次
4	0.33	0.000	-0.559	Y 方向 2 次
5	0.31	0.000	-0.001	ねじれ2次
6	0. 30	-0. 538	0.000	X 方向 2 次

表 5.3.2.34 建物 C 固有周期(1 階柱脚固定)

2) 長期応力解析

一体型モデルを用いた長期荷重の鉛直変位を、静的解析で用いた分離型モデルと比較して図 5.3.2.88 に、 相対沈下量と部材変形角を表 5.3.2.35 に示す。

鉛直変位の絶対量としては、一体型モデルの鉛直変位が、分離モデルに比べて大きい。一体型モデルに は杭の各節点に群杭係数を考慮した薄層法による鉛直ばね(非線形考慮)を設けており、鉛直ばね値が 1/2 程度に小さいためである。



	表 5.3.2	.35 建物C	相対沈下量	の検討(一体	解析モデル	<i>.</i> )	
	VA 活 N	VE 注重 り	V4_V5 問	部材		(参考)	
検討位置	A4 通り 沈下量	A5 通り 沈下量	水4-73 间 沈下差	変形角	傾斜角	変形角	変形角
				β	$\phi$	$\theta$	$\phi + \theta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[rad.]	[rad.]	[rad.]	[rad.]
Y4 通り X4-X5 間	-14.70	-13.55	1.15	1/12245	1/10934	1/9979	1/5217

一体型モデルを用いた長期荷重時の基礎梁(X 方向)の曲げモーメント図を、分離型モデルと比較して 図 5.3.2.89 に示す。埋戻し地盤(X1~X4)と原地盤(X5~X8)の違いによる相対沈下の差が小さいため、 一体型モデルは分離型モデルと同程度である。ただし、鉛直ばね値が小さい一体型モデルでは全体的な沈 下量が大きいため、すべて上端引張の応力が発生している。



図 5. 3. 2. 89 建物 C 基礎梁応力図(分離型・一体型)

3) 中地震(稀に発生する地震動) に対する検討

地震動のレベルを中地震(稀に発生する地震動)とした一体型モデルの動的解析結果を分離型モデルの 静的設計による一次設計と比較して以下に示す。

・ 上部構造の層間変形角・層せん断力を図 5.3.2.90、図 5.3.2.91 に示す。

層間変形角は 1/200rad.以内、層せん断力は一次設計の設計用層せん断力以内となることを確認した。
1 階柱脚の応力を図 5.3.2.92、図 5.3.2.93 に示す。

X 方向加力時について、動的解析の曲げモーメントが、一次設計では各柱ほぼ一様であるのに対し て、鉛直ばねの考慮により、動的解析では曲げモーメント・せん断力は外柱で小さく、内柱で大きく なる。軸力は、動的解析では鉛直ばねにより上部構造の軸力が全体的に均されて、外柱で軸力が小さ くなる。

Y 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力・軸力は、一次設計に比べて小さい ものの、一次設計に近い応力分布を示す。

杭頭の応力を図 5.3.2.94、図 5.3.2.95 に示す。

動的解析の杭応力は、一次設計に比べて全体的に小さい。X 方向加力時について、動的解析の曲げ モーメント・せん断力は、埋戻し地盤(X1~X4)と原地盤(X5~X8)の地盤の剛性の違いによる影 響は小さい。また、1 階柱と同じように、外杭側で小さくなる。軸力も、動的解析では鉛直ばねによ り上部構造の軸力が全体的に均されて、外杭で軸力が小さくなる。

Y 方向加力時について、曲げモーメント・せん断力・軸力ともに原地盤側(X5~X8)の杭の応力が埋戻し地盤側(X1~X4)の杭に比べてやや大きい。

1 階柱脚および杭頭のフレーム毎の負担せん断力の分布を図 5.3.2.96、図 5.3.2.97 に示す。

X 方向加力時は、上部構造や杭配置の偏心が小さいためフレーム毎の負担率はほぼ同じとなり、一 次設計との差はほとんどない。

Y 方向加力時は、上部構造の1階柱にはX1~X4通り側の埋戻し地盤のゆるみによる基礎側の偏心の影響はほとんど見られないが、杭では基礎側のねじれ応答によりX1側(埋戻し地盤)でせん断力 負担が増加して、X8通り側(原地盤)では減少する傾向が見られる。

基礎梁の曲げモーメント図を図 5.3.2.98、図 5.3.2.99 に示す。

X 方向加力時は、長期モーメント(図 5.3.2.89)の違いや杭の有無により、一次設計と動的解析では曲げモーメントの分布に差が生じる。

Y 方向加力時は、動的解析の1階層せん断力は一次設計の1/2程度で、杭の曲げモーメントも小さいため、基礎梁の曲げモーメントは一次設計に比べてかなり小さい。















4) 大地震(極めて稀に発生する地震動) に対する検討

地震動のレベルを大地震(極めて稀に発生する地震動)とした一体型モデルの動的解析結果を分離型モ デルの静的解析による二次設計と比較して以下に示す。

上部構造の層間変形角・層せん断力を図 5.3.2.100、図 5.3.2.101 に示す。

層間変形角は 1/70rad.以下、層せん断力は保有水平耐力以下であることを確認した。動的解析の 1 階の層間変形角は、X、Y 方向ともに剛性の考慮による基礎梁曲げ変形の増大により、二次設計より 変形が大きくなる。なお、上部構造(1 階柱より上)の二次設計(静的荷重増分解析)では一次設計 時の杭の曲げモーメントを考慮していない。

・ 上部構造の梁塑性率を図 5.3.2.102、図 5.3.2.103 に示す。

動的解析では、二次設計に比べて層せん断力が小さく、層間変形角も小さいため、全体的に塑性率 が小さい。ただし、1 階の基礎梁には、杭の曲げモーメントが二次設計(一次設計の杭の曲げモーメ ントを考慮)に比べて大きくなるため、X・Y 方向ともに塑性ヒンジが生じている。特に基礎梁の塑 性率が大きい X 方向では、基礎梁ヒンジによる回転の影響により下層階で層間変形角が大きくなる 傾向が見られる。

1 階柱脚の応力を図 5.3.2.104、図 5.3.2.105 に示す。

X 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、塑性化の進展の違いにより多少のばらつきはあるものの、二次設計と同じような傾向であった。軸力は、動的解析では鉛直ばねにより上部構造の軸力が全体的に均されて、外柱で軸力が小さくなる。

Y 方向加力時について、動的解析の曲げモーメントは、鉛直ばねの考慮により外柱側で小さく、内 柱で大きくなる。動的解析のせん断力は、外周フレーム(X1・X8)で二次設計に比べてやや増加す る。軸力は、動的解析では鉛直ばねにより上部構造の軸力が全体的に均されて、外柱で軸力が小さく なる。

- 杭頭の応力を、一次設計(杭の二次設計は行わないため)と比較して図 5.3.2.106、図 5.3.2.107 に示 す。
- X 方向加力時について、動的解析の曲げモーメント・せん断力は、埋戻し地盤(X1~X4)と原地盤(X5~X8)の地盤の剛性の違いにより、全体的にX1~X4側で小さく、X5~X8で大きくなる。ま

た、1 階柱と同じように、外杭側で小さくなる。軸力は、動的解析では鉛直ばねにより上部構造の軸 力が全体的に均されて、外端に行くほど大きくなる分布形状を示す。

Y 方向加力時について、動的解析では稀地震時と同様に、曲げモーメント・せん断力・軸力ともに 原地盤側(X5~X8)の杭の応力が埋戻し地盤側(X1~X4)の杭に比べてやや大きく、境界部 X5 通 りでの負担が増加している。

1 階柱脚および杭頭のフレーム毎の負担せん断力の分布を図 5.3.2.108、図 5.3.2.109 に示す。

X 方向加力時は、上部構造や杭配置の偏心が小さいためフレーム毎の負担率はほぼ同じとなり、二 次設計との差はほとんどない。

Y 方向加力時は、上部構造で外周(X1・X8)フレームでの1階柱のせん断力負担率が二次設計に 比べてやや増加する。これは、動的解析では基礎側のねじれの影響により外周フレームが変形するた めである。杭頭では、稀地震と同様に、X1側でせん断力負担が増加して、X8通り側では減少する傾 向が見られる。

基礎梁の曲げモーメント図を図 5.3.2.110、図 5.3.2.111 に示す。

X、Y 方向ともに、動的解析では二次設計に比べて杭の曲げモーメントが大きくなるため、基礎梁 の曲げモーメントも増加して、杭の曲げモーメントが大きい梁の内端において塑性ヒンジが発生した。
















5) 動的解析のまとめ

分離型モデルを用いた静的解析により剛強な基礎を前提として設計した建物 C について、一体型モデル による動的解析を行った。

分離型モデルと一体型モデルの違いによる応答分布の差はあるものの、上部構造・基礎・杭のいずれに ついても、埋戻し地盤と原地盤の杭の併用による過大な応答が生じないことを確認した。また、埋戻し地 盤(地盤の低減率 0.8 倍)と原地盤に新設杭がある条件において、基礎側の偏心が上部構造へ及ぼす影響 は軽微であった。

### x) 剛強な基礎ばりの条件について(まとめ)

(1) 分離型モデルを用いた静的設計(剛強な基礎ばりに関する条件)の妥当性について

一体型モデルによる動的解析結果の概要と分離型モデルを用いた静的解析との比較により、既存杭を活 用した建築物の構造計算(「剛強な基礎ばり」の条件)の妥当性について検討した。その結果は以下の通 りである。

- 1. 建物 A~C について、稀地震時には層間変形角は 1/200rad.以下、層せん断力は一次設計の設計用層せん断力以内となり、極稀地震時には層間変形角は 1/70rad.以下、層せん断力は概ね保有水平耐力以下となり、動的解析による応答は静的設計と概ね同等もしくは小さくとなった。
- 2. 既存杭と新設杭を併用した建物 A、建物 B について、分離型モデルと一体型モデルの違いによる応答 分布の差はあるものの、上部構造・基礎・杭のいずれについても、既存杭と新設杭の併用による特異 な応答は見られなかった。また、過大な応答は生じなかった。
- 3. 埋戻し地盤を含む敷地に新設杭を設けた建物 C について、分離型モデルと一体型モデルの違いによる 応答分布の差はあるものの、上部構造・基礎・杭のいずれについても、埋戻し地盤の緩みによる特異 な応答は見られなかった。また、過大な応答は生じなかった。基礎側の偏心による上部構造への影響 は軽微であった。
- 4. 以上に示したように、今回の地盤条件、建物条件において、基礎の剛強条件を満足することを確認す れば、分離型モデルによる静的設計により耐震安全性を確保した設計が可能であると考えられる。
- 5. ただし、設計において配慮すべき点として、上部構造の偏心が大きい場合の外周フレームの応答増大、

大地震の杭応力による基礎梁の変形に伴う1階層間変形角の増大、鉛直沈下差による1階柱での応力 増大などについて設計上の配慮を行うことが望ましい。

(2) 剛強な基礎ばりを設けることが困難である場合の対応について

剛強な基礎部材の条件を超過する場合、その要因によって、以下のような方針で検討(設計変更等)す ることが考えられる。

○基礎部材の相対的な鉛直変位の差が許容値を満足しない場合

- ① 上部構造を含めたモデルで基礎部材の検討を行う
- ② 基礎部材の剛性を高める
- ③ 沈下量の大きい部分に新設杭を追加する

○境界部分での基礎部材の応力が許容値を満足しない場合

- ④ 基礎部材の耐力を高める
- 5 境界部にコンストラクションジョイントを設ける

以下、各方針についての概要を示す。

方針①:上部構造を含めたモデルで基礎部材の検討を行う

本検討の静的解析で示したように、分離型モデル(格子梁モデル)を用いて基礎部材のみで相対沈下に よる付加応力を処理した場合、上部構造の剛性を考慮することのできる一体型モデルを用いた場合と比べ、 基礎部材に生じる変形・応力は大きく、保守的に評価される。より精緻なモデルである一体型モデルを用 いて設計を行うことで、基礎部材の設計を合理的に行うことが可能となる。

方針②:基礎部材の剛性を高める

基礎部材の面外剛性を高めると、部材剛性によって既存側と新設側の相対変位差が小さくなる。特に境 界部の部材の剛性を上げることは、基礎部材の相対的な鉛直変位の差を小さくすることに対して有効であ る。(図 5.3.2.112)



図 5.3.2.112 基礎部材の剛性を高める方法の例

方針③:沈下量の大きい部分に新設杭を追加する

本検討のように、既存杭の鉛直ばねが固く上部構造が軽いことで、新設側の鉛直変位が相対的に大きい 場合には、新設側に杭を追加して鉛直ばね値を高めることで、沈下差を小さくすることが可能である。 (図 5.3.2.113)





方針④:基礎部材の耐力を高める

相対的な鉛直変位の差によって生ずる付加応力を考慮した基礎部材の応力に対して、基礎部材の耐力を 確保することが必要である。特に境界部分においては、相対沈下差による付加応力が大きくなるため、十 分な耐力を確保する。

方針⑤:境界部にコンストラクションジョイントを設ける

施工時にコンストラクションジョイントを設けたスパンは、相対的な鉛直変位の差によって生じる付加 応力を低減した設計を行うことが可能となるため、相対沈下による付加応力が大きくなる部分にコンスト ラクションジョイントを設けることは有効である。(図 5.3.2.114)

この場合の長期荷重に対する応力解析は、コンストラクションジョイントを設ける部材の端部をモーメ ント負担のないピンとしてモデル化する。地震時については、施工完了後の架構として扱い、通常の水平 力に対する検討と同様にモーメントを負担できる剛接合部材として扱う。



図 5.3.2.114 コンストラクションジョイントを設ける場合のイメージ(建物 B の例)

### 5.3.3 基礎ばりの剛強さの程度による地上部分(1階柱)の応力の違い

### i) 検討の方針

5.3.2 項において、基礎ばりについて剛強であることを条件に、一般的な構造計算の方法である分離モデルを用いて設計した建築物が、同一の断面を持つ地上部分・地下部分の一体型モデルについて時刻歴応答解析を適用した場合にも安全であることを確認した。本項ではさらに、既存杭を含む敷地における建築物について分離型モデルを適用するための参考として、基礎ばり・杭が剛強ではない場合を想定し、建築物に関する分離型および一体型の解析モデルについて地震時の静的荷重増分解析および時刻歴応答解析を行って、既存杭の脆性的な破壊、基礎梁の先行破壊等が基礎ばりや一階柱の応答に与える影響について検討する。

検討ケースは、[1]既存杭の杭体性能、[2]既存杭側の基礎梁の断面性能、[3]地震動の入力方向(時刻歴 応答解析のみ)をパラメータとした組み合わせにより、静的荷重増分解析は5ケース、時刻歴応答解析は 8ケースを設定した。

### ii) **対象建物**

(1) 地上部分の規模および構造形式

対象とした建築物は、日本建築防災協会「構造設計・部材断面事例集(2007)」から以下を選定した。 ・SRC 造事務所 14 階建て(純ラーメン構造、雑壁なし、外壁 PC 壁)(設計例 3-8: p.388)

原設計は地下階があるが、本検討では、既存杭と新設杭の混在による影響を検討することを目的としているため、地下階を除いたモデル化とし、基礎梁の断面については再設計した。杭についても地盤条件に合わせて設定した。

建物概要を表 5.3.3.1(1)、使用材料を表 5.3.3.1(2)に、主な図面を図 5.3.3.1~図 5.3.3.2 に示す。

さらに、既存杭の再利用を想定し、場所による地下部分の性能の違いを考慮するための領域を図 5.3.3.3 に示す通り設定した。新設杭(X6通り及びX7通りの2スパン)については、すべて更地杭となる。

平面寸法	36. 0m×27. 0m					
延床面積	約 14, 580 m <sup>2</sup>					
階数	地上14階、塔屋1階、地下なし					
建物高さ(軒高さ)	58.5m (55.0m)					
用途	事務所					
構造種別	鉄骨鉄筋コンクリート造					
骨組形式	純ラーメン構造(雑壁なし、外壁 PC 版)					
基礎種別	杭基礎(場所打ちコンクリート杭) 杭長 33m					

表 5.3.3.1(1) 建物概要

# 表 5.3.3.1(2) 使用材料

		-		
種類	材料	使用箇所		
	Fc24	12 階立上り以上		
	Fc27	12 階床以下		
コンクリート	Fc30	9 階床以下		
	Fc33	6 階床以下、RC 場所打ち杭		
	Fc36	3 階床以下		
	Fc85	PHC 杭		
	SD295A (D10~D16)	床、せん断補強筋		
鉄筋	SD345 (D19~D25)	主筋、せん断補強筋		
	SD390 (D29~D32)	主筋		
鉄骨	SN490B	大梁、柱		
PC 鋼棒	SBPDL1275	PHC 杭		







図5.3.3.3 地下部分の条件の違いを考慮した配置設定(図5.3.3.1に記入)

### (2) 対象地盤及び地盤応答解析

入力および地盤モデルは、5.3.2 vi)項と同様とした。地盤(杭周の地盤ばね及び極限地盤反力)は、鉛直、 水平ともに、時刻歴応答解析については薄層法 <sup>53.4</sup>によることとし、静的増分解析については基礎指針 <sup>53.3</sup>に基づき評価した。表 5.3.3.2 及び表 5.3.3.3 にそれぞれ評価したばねの値を示す。

	X方向							Y方向					鉛直方向		
深度	水平	せん断	水平	せん断	水平	せん断	水平	せん断	水平	せん断	水平	せん断	鉛直	鉛直	鉛直
	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね	地盤ばね
	剛性	剛性	減衰	減衰	極限反力	極限反力	剛性	剛性	減衰	減衰	極限反力	極限反力	剛性	減衰	極限反力
D	Ka	Kb	Ca	Cb	Pa	Pb	Ka	Kb	Ca	Cb	Pa	Pb	Kv	Cv	Py
[m]	[ kN/m ]	[ kN/m ]	[kN•s/m]	[ kN•s/m ]	[kN]	[kN]	[ kN/m ]	[ kN•s/m ]	[ kN/m ]	[kN•s/m]	[kN]	[kN]	[ kN/m ]	[kN•s/m]	[kN]
0.00	1.29E+04	2.38E+05	1.22E+03	-	8.27E+01	4.30E+01	1.54E+04	2.40E+05	1.50E+03	-	8.27E+01	4.35E+01	1.13E+04	1.12E+03	2.97E+02
1.00	1.50E+04	2.59E+05	1.97E+03	-	3.31E+02	1.53E+02	1.69E+04	2.69E+05	2.09E+03	-	3.31E+02	1.59E+02	7.24E+03	7.43E+02	2.97E+02
2.00	1.08E+04	2.04E+05	1.85E+03	-	6.35E+02	2.08E+02	1.15E+04	2.12E+05	1.85E+03	-	6.35E+02	2.16E+02	3.32E+03	4.92E+02	3.12E+02
3.05	5.70E+03	1.83E+05	1.20E+03	-	5.67E+02	1.59E+02	5.89E+03	1.87E+05	1.17E+03	-	5.67E+02	1.63E+02	2.58E+03	4.54E+02	3.73E+01
3.65	1.20E+04	2.55E+05	1.74E+03	-	6.57E+02	2.15E+02	1.31E+04	2.57E+05	1.88E+03	-	6.57E+02	2.17E+02	3.91E+03	5.99E+02	2.11E+02
4.75	1.37E+04	2.86E+05	2.62E+03	-	1.03E+03	3.04E+02	1.42E+04	2.96E+05	2.66E+03	-	1.03E+03	3.14E+02	2.17E+03	4.84E+02	2.11E+02
5.85	1.05E+04	2.51E+05	2.41E+03	-	1.18E+03	3.33E+02	1.04E+04	2.59E+05	2.43E+03	-	1.18E+03	3.43E+02	1.59E+03	4.64E+02	2.11E+02
6.95	8.70E+03	2.12E+05	2.28E+03	-	1.37E+03	3.64E+02	8.38E+03	2.19E+05	2.31E+03	-	1.37E+03	3.75E+02	1.77E+03	4.98E+02	2.21E+02
8.10	6.00E+03	1.90E+05	1.81E+03	-	1.22E+03	5.00E+02	5.63E+03	1.98E+05	1.86E+03	-	1.22E+03	5.21E+02	1.93E+03	4.94E+02	3.37E+02
9.05	4.89E+03	1.66E+05	1.46E+03	-	9.91E+02	4.84E+02	4.68E+03	1.71E+05	1.54E+03	-	9.91E+02	4.98E+02	1.95E+03	4.93E+02	3.55E+02
10.05	5.83E+03	1.62E+05	1.89E+03	-	1.33E+03	3.04E+02	5.41E+03	1.62E+05	1.99E+03	-	1.33E+03	3.05E+02	2.90E+03	6.06E+02	1.60E+02
11.15	1.88E+03	4.64E+04	1.32E+03	-	1.15E+03	5.62E+02	1.24E+03	5.19E+04	1.38E+03	-	1.15E+03	6.28E+02	4.96E+03	9.16E+02	2.30E+02
12.20	8.91E+03	2.78E+05	1.36E+03	-	1.19E+03	3.94E+02	1.01E+04	2.78E+05	1.48E+03	-	1.19E+03	3.95E+02	5.50E+03	8.45E+02	2.05E+02
13.10	7.35E+03	1.75E+05	1.75E+03	-	1.63E+03	5.23E+02	7.95E+03	1.87E+05	1.80E+03	-	1.63E+03	5.58E+02	4.25E+03	5.56E+02	7.88E+01
14.05	7.60E+03	2.23E+05	1.57E+03	-	1.82E+03	5.19E+02	8.09E+03	2.27E+05	1.61E+03	-	1.82E+03	5.29E+02	4.66E+03	4.58E+02	1.63E+02
15.10	8.48E+03	2.41E+05	2.05E+03	-	2.23E+03	6.56E+02	8.60E+03	2.48E+05	2.06E+03	-	2.23E+03	6.74E+02	5.46E+03	4.39E+02	1.71E+02
16.20	1.03E+04	4.21E+05	2.61E+03	-	2.24E+03	4.50E+02	9.78E+03	4.11E+05	2.55E+03	-	2.24E+03	4.40E+02	7.26E+03	4.30E+02	2.16E+02
17.00	5.81E+03	1.09E+05	2.65E+03	-	1.70E+03	4.25E+02	5.23E+03	1.17E+05	2.70E+03	-	1.70E+03	4.58E+02	1.23E+04	6.61E+02	4.48E+02
18.10	1.44E+03	2.12E+04	1.05E+03	-	9.96E+02	3.54E+02	1.26E+03	2.21E+04	1.14E+03	-	9.96E+02	3.70E+02	1.12E+04	7.89E+02	2.48E+02
19.05	8.41E+02	1.31E+04	3.73E+02	-	7.28E+02	2.84E+02	1.12E+03	1.28E+04	4.60E+02	-	7.28E+02	2.78E+02	2.97E+03	2.02E+02	2.61E+02
20.05	9.59E+02	1.26E+04	3.88E+02	-	7.46E+02	3.35E+02	1.32E+03	1.31E+04	4.94E+02	-	7.46E+02	3.48E+02	2.41E+03	1.83E+02	2.61E+02
21.05	9.25E+02	1.42E+04	2.96E+02	-	7.46E+02	4.59E+02	1.25E+03	1.53E+04	3.84E+02	-	7.46E+02	4.96E+02	2.34E+03	2.06E+02	2.61E+02
22.05	5.79E+03	1.47E+05	6.25E+02	-	1.69E+03	6.98E+02	6.92E+03	1.51E+05	7.60E+02	-	1.69E+03	7.15E+02	1.56E+04	8.89E+02	1.04E+02
23.05	9.75E+03	2.84E+05	9.83E+02	-	2.46E+03	7.02E+02	1.06E+04	2.92E+05	1.10E+03	-	2.46E+03	7.21E+02	1.88E+04	9.98E+02	1.40E+02
23.80	9.36E+03	2.66E+05	9.44E+02	-	2.41E+03	8.04E+02	9.44E+03	2.76E+05	9.99E+02	-	2.41E+03	8.32E+02	1.78E+04	9.63E+02	1.49E+02
24.60	1.40E+04	4.30E+05	1.20E+03	-	2.80E+03	8.33E+02	1.46E+04	4.36E+05	1.27E+03	-	2.80E+03	8.44E+02	2.47E+04	1.18E+03	2.57E+02
25.40	1.71E+04	4.22E+05	1.50E+03	-	3.32E+03	1.01E+03	1.69E+04	4.34E+05	1.54E+03	-	3.32E+03	1.03E+03	2.73E+04	1.37E+03	2.89E+02
26.30	1.66E+04	5.99E+05	1.33E+03	-	2.60E+03	9.13E+02	1.66E+04	6.07E+05	1.37E+03	-	2.60E+03	9.25E+02	2.78E+04	1.30E+03	3.77E+02
26.90	1.75E+04	3.36E+05	1.42E+03	-	2.02E+03	1.03E+03	1.72E+04	3.54E+05	1.50E+03	-	2.02E+03	1.08E+03	2.94E+04	1.54E+03	6.60E+02
27.95	2.20E+04	3.74E+05	1.65E+03	-	2.46E+03	1.24E+03	2.27E+04	3.94E+05	1.81E+03	-	2.46E+03	1.30E+03	4.14E+04	2.21E+03	6.91E+02
29.05	2.60E+04	4.52E+05	1.74E+03	-	2.51E+03	1.30E+03	2.78E+04	4.77E+05	1.95E+03	-	2.51E+03	1.38E+03	4.86E+04	2.59E+03	6.28E+02
30.05	3.17E+04	4.97E+05	1.91E+03	-	2.63E+03	1.63E+03	3.42E+04	5.34E+05	2.15E+03	-	2.63E+03	1.75E+03	6.31E+04	3.37E+03	6.91E+02
31.15	1.14E+05	2.46E+06	4.61E+03	-	5.70E+03	1.98E+03	1.25E+05	2.48E+06	5.16E+03	-	5.70E+03	1.99E+03	1.45E+05	6.34E+03	8.81E+02
32.00	2.20E+05	2.61E+06	9.13E+03	-	9.57E+03	2.55E+03	2.33E+05	2.69E+06	1.00E+04	-	9.57E+03	2.62E+03	1.41E+05	6.29E+03	1.04E+03
33.00	7.53E+05	-	3.19E+04	-	5.24E+03	-	8.10E+05	-	3.58E+04	-	5.24E+03	-	9.14E+05	4.75E+04	3.53E+04

表 5.3.3.2 薄層法による地盤ばね (レベル 2)

No	層厚	深度	平均N値	内部 摩擦角	粘着力	密度	水平地盤 反力係数	群杭係数 (X方向)	群杭係数 (Y方向)	水平地盤 反力係数 (X方向)	水平地盤 反力係数 (Y方向)	極限 地盤反力 (前方杭)	極限 地盤反力 (後方杭)	鉛直地盤 ばね剛性	極限 杭周面 抵抗力
	t	D	Ν	Φ	cu	ρ	E <sub>0</sub>	Ę	ξ	k <sub>h0</sub>	k <sub>h0</sub>	Py	Py	kv	$\tau_{\rm max}$
	[m]	[m]		[°]	$[kN/m^2]$	[t/m <sup>3</sup> ]	$[kN/m^2]$			$[kN/m^3]$	$[kN/m^3]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^3]$	$[kN/m^2]$
1	1.00	1.00	14.3	31		1.8	3001	0.49	0.63	2.20E+03	2.86E+03	8.27E+01	2.94E+01	7.57E+03	4.73E+01
2	1.00	2.00	14.3	31		1.8	3001	0.49	0.63	2.20E+03	2.86E+03	2.48E+02	8.82E+01	7.57E+03	4.73E+01
3	1.05	3.05	14.3	31		1.8	3001	0.49	0.63	2.20E+03	2.86E+03	3.69E+02	1.31E+02	7.57E+03	4.73E+01
4	0.60	3.65	3.0	22		1.8	2149	0.49	0.63	1.57E+03	2.05E+03	3.01E+02	1.20E+02	1.58E+03	9.90E+00
5	1.10	4.75	9.3	28		1.8	4547	0.49	0.63	3.33E+03	4.33E+03	4.33E+02	1.60E+02	4.88E+03	3.05E+01
6	1.10	5.85	9.3	28		1.8	4547	0.49	0.63	3.33E+03	4.33E+03	5.03E+02	1.86E+02	4.88E+03	3.05E+01
7	1.10	6.95	9.3	28		1.8	4547	0.49	0.63	3.33E+03	4.33E+03	5.73E+02	2.12E+02	4.88E+03	3.05E+01
8	1.15	8.10	9.3	28		1.8	4547	0.49	0.63	3.33E+03	4.33E+03	6.45E+02	2.38E+02	4.88E+03	3.05E+01
9	0.95	9.05	5.5		56.4	1.6	3115	0.49	0.63	2.28E+03	2.97E+03	5.08E+02	5.08E+02	1.51E+04	5.64E+01
10	1.00	10.05	5.5		56.4	1.6	3115	0.49	0.63	2.28E+03	2.97E+03	5.08E+02	5.08E+02	1.51E+04	5.64E+01
11	1.10	11.15	7.0	26		1.8	5133	0.49	0.63	3.76E+03	4.89E+03	7.47E+02	2.83E+02	3.70E+03	2.31E+01
12	1.05	12.20	1.0		34.8	1.6	1923	0.49	0.63	1.41E+03	1.83E+03	3.14E+02	3.14E+02	9.29E+03	3.48E+01
13	0.90	13.10	11.0	29		1.8	6411	0.49	0.63	4.70E+03	6.11E+03	9.59E+02	3.50E+02	5.81E+03	3.63E+01
14	0.95	14.05	4.0	23		1.8	4547	0.49	0.63	3.33E+03	4.33E+03	8.08E+02	3.17E+02	2.11E+03	1.32E+01
15	1.05	15.10	7.5	27		1.8	5754	0.49	0.63	4.22E+03	5.48E+03	1.00E+03	3.75E+02	3.96E+03	2.48E+01
16	1.10	16.20	7.5	27		1.8	5754	0.49	0.63	4.22E+03	5.48E+03	1.07E+03	4.00E+02	3.96E+03	2.48E+01
17	0.80	17.00	13.0	31		1.9	9012	0.49	0.63	6.60E+03	8.58E+03	1.33E+03	4.71E+02	6.86E+03	4.29E+01
18	1.10	18.10	3.0		64.8	1.6	3576	0.49	0.63	2.62E+03	3.41E+03	5.83E+02	5.83E+02	1.73E+04	6.48E+01
19	0.95	19.05	0.8		41.5	1.6	2289	0.49	0.63	1.68E+03	2.18E+03	3.73E+02	3.73E+02	1.11E+04	4.15E+01
20	1.00	20.05	0.8		41.5	1.6	2289	0.49	0.63	1.68E+03	2.18E+03	3.73E+02	3.73E+02	1.11E+04	4.15E+01
21	1.00	21.05	0.8		41.5	1.6	2289	0.49	0.63	1.68E+03	2.18E+03	3.73E+02	3.73E+02	1.11E+04	4.15E+01
22	1.00	22.05	0.8		41.5	1.6	2289	0.49	0.63	1.68E+03	2.18E+03	3.73E+02	3.73E+02	1.11E+04	4.15E+01
23	1.00	23.05	5.0	25		1.8	5754	0.49	0.63	4.22E+03	5.48E+03	1.31E+03	5.03E+02	2.64E+03	1.65E+01
24	0.75	23.80	9.0	28		1.8	7104	0.49	0.63	5.20E+03	6.77E+03	1.53E+03	5.65E+02	4.75E+03	2.97E+01
25	0.80	24.60	9.0	28		1.8	7104	0.49	0.63	5.20E+03	6.77E+03	1.58E+03	5.84E+02	4.75E+03	2.97E+01
26	0.80	25.40	15.5	32		1.8	9395	0.49	0.63	6.88E+03	8.95E+03	1.92E+03	6.72E+02	8.18E+03	5.12E+01
27	0.90	26.30	15.5	32		1.8	9395	0.49	0.63	6.88E+03	8.95E+03	1.98E+03	6.94E+02	8.18E+03	5.12E+01
28	0.60	26.90	14.0		152.4	1.6	8408	0.49	0.63	6.16E+03	8.01E+03	1.37E+03	1.37E+03	2.67E+04	1.00E+02
29	1.05	27.95	13.5		127.0	1.6	7009	0.49	0.63	5.13E+03	6.68E+03	1.14E+03	1.14E+03	2.67E+04	1.00E+02
30	1.10	29.05	13.5		127.0	1.6	7009	0.49	0.63	5.13E+03	6.68E+03	1.14E+03	1.14E+03	2.67E+04	1.00E+02
31	1.00	30.05	17.0		139.4	1.6	7692	0.49	0.63	5.63E+03	7.33E+03	1.25E+03	1.25E+03	2.67E+04	1.00E+02
32	1.10	31.15	17.0		139.4	1.6	7692	0.49	0.63	5.63E+03	7.33E+03	1.25E+03	1.25E+03	2.67E+04	1.00E+02
33	0.85	32.00	60.0	49		1.8	28416	0.49	0.63	2.08E+04	2.71E+04	5.09E+03	1.38E+03	2.64E+04	1.65E+02
34	1.00	33.00	60.0	49		1.8	28416	0.49	0.63	2.08E+04	2.71E+04	5.24E+03	1.42E+03	2.64E+04	1.65E+02
													杭先端	2.06E+05	7.20E+03

表 5.3.3.3 基礎指針による地盤ばね

(3) 解析モデル

a)時刻歴応答解析

時刻歴応答解析に用いる一体型モデル(立体フレームモデル)の概要を図 5.3.3.4 に示す。モデル化の条件等は 5.3.2 v)項と同様とした。



## b)静的荷重增分解析

静的荷重増分解析の解析モデルについては、時刻歴応答解析と同様に、図 5.3.3.5 に示すような建物-杭 -地盤の一体型モデルを基本とする。また、上部構造--杭基礎の分離型モデルについては、上部構造を立 体フレームモデル、下部構造を群杭フレームモデルとしたうえで、1 階柱脚部をピン支持、杭頭部を剛基 礎仮定、杭先端をローラー支持とした一般的なモデル(①)のほか、1 階柱脚部を鉛直ばね支持、杭頭部 に基礎梁をモデル化して、杭周部と杭先端には鉛直ばねを設けた詳細なモデル(②)も作成した(図 5.3.3.6 参照)。







ー体型モデルのモデル化の条件は、時刻歴応答解析と同様とする。分離モデルのモデル化の条件は、基礎梁位置で上部構造と下部構造を分けて、それぞれ次の通りである。

【上部構造】

- ・ 上部構造は、各部材(柱、大梁、基礎梁)を線材置換してモデル化する。
- ・ 各階(1階床~PHR 階床)は剛床を仮定し、床の重心位置に並進重量と回転慣性モーメントを考慮 する。
- 柱は、直交2方向の曲げ変形、せん断変形および軸方向変形を考慮する。梁は、曲げ変形、せん断 変形を考慮する。梁の曲げ剛性はスラブの協力幅による増大率を考慮する。柱梁接合部は、パネル 要素とし、せん断変形を考慮する。
- ・ 鉄骨および鉄筋の材料強度は、基準強度の1.1倍とする。
- ・ 1階柱脚下部について、分離①はピン支持、分離②は鉛直ばね支持とする。
- 分離②の鉛直ばねは、杭の各節点に鉛直地盤ばねを設けた1本杭モデルを作成し、鉛直方向漸増載 荷して得られた荷重-変形曲線をもとに設定する。

【下部構造】

- ・ 杭は、線材置換してモデル化する。
- ・ 分離①は、杭頭部には剛基礎を仮定し、床の重心位置に並進重量と回転慣性モーメントを考慮する。
- ・ 分離2は、杭頭部に基礎梁をモデル化して、曲げ変形、せん断変形を考慮する。1 階床は剛床を仮 定し、床の重心位置に並進重量と回転慣性モーメントを考慮する。
- ・ 鉄筋の材料強度は、基準強度の1.1倍とする。
- ・ 杭は、マルチスプリングモデル(MSモデル)でモデル化して、曲げと軸力の相関を考慮する。
- 分離①は、杭の各節点には水平の地盤ばねを設け、杭と地盤の相対変位により生じる非線形性を考慮する。杭先端部はローラー支持とする。
- 分離2は、杭の各節点には水平、せん断と鉛直の地盤ばねを設け、杭と地盤の相対変位により生じる非線形性を考慮する。杭先端部にも水平と鉛直の地盤ばねを設ける。
- (4) 解析パラメータ及び検討ケース

新設杭と併用して既存杭を利活用する場合に、平面位置によって異なる性能を有する杭や基礎梁が上部 構造を支持する機構となることを想定し、解析パラメータとして、[1]既存杭の杭体性能、[2]既存杭側の基 礎梁の断面性能、[3]地震動の入力方向(時刻歴応答解析のみ)について、以下の観点から設定する。

- [1] 既存杭の杭体性能:杭体性能は3種類を設定する。
  - 性能A 2次設計を満足する場所打ちコンクリート杭
  - 性能B 1次設計を満足する場所打ちコンクリート杭
  - 性能 C 脆性的な破壊が見込まれる PHC 杭
- [2] 既存杭側の基礎梁の断面性能:基礎梁の断面性能は3種類を設定する。
  - 性能 A 2 次設計を満足する断面
  - 性能 B 1 次設計を満足する断面
  - 性能 C 上記より性能が劣る断面
- [3] 地震動の入力方向:X方向、Y方向のほか、X・Y両方向同時入力を設定する。

ここで「2次設計」は一体型モデルを用いて極稀地震相当の層せん断力と地盤変形による静的解析を行い、杭と基礎梁は終局耐力以下とした。「1次設計」は一般的な分離型モデルの静的解析を行い、上部構造にC<sub>0</sub>=0.2の層せん断力(Ai分布)が作用した場合の慣性力に対して、杭と基礎梁は短期許容応力度を満足することをクライテリアとした。

構造計算およびモデル化による差異を比較するための静的荷重増分解析の検討ケースを表 5.3.3.4 に、時 刻歴応答解析の検討ケースを 5.3.3.5 に示す。静的荷重増分解析は、既存杭および基礎梁の特性を変更した 5 ケースを一体型モデルと分離型モデルで検討する。静的荷重増分解析の加力方向は、捩れの影響が表れ る Y 方向とする。時刻歴応答解析は、静的荷重増分解析の 5 ケースに、X・Y 方向同時入力した場合の影 響を確認するために加振方向を変更した 3 ケースを加えて、合計 8 ケースについて一体型モデルを用いて 検討する。解析パラメータの条件を以下に示す。

【既存杭側 (X1~X5)】

地盤ばね : case2~5,8 で鉛直ばね係数は新設杭に	対して3倍
-------------------------------	-------

- ・杭体性能 : case2,3 は性能 B (1 次設計を満足する場所打ちコンクリート杭)
  case4,5,8 は性能 C (脆性的な破壊が見込まれる PHC 杭)
- ・基礎梁性能 : case2,4 は性能B(1次設計を満足する断面)
  case3,5,8 は性能C(A・Bより性能が劣る断面)

【新設杭(更地杭)側(X6~X7)】

- ・地盤ばね : 鉛直ばね係数1倍
- ・杭体性能 :性能A(2次設計を満足する場所打ちコンクリート杭)
- ・基礎梁性能 :性能A(2次設計を満足する断面)

		既存杭俱	∬(X1-X5)	新設杭餌	IJ(X6−X7)		
case	加力	杭体	基礎梁	杭体	基礎梁	解析	備老
cube	方向	性能	性能	性能	性能	モデル	כ נחע
						分離12	基本ケース
1	Y 方向	А	А	А	А	一体型	すべて新設杭(更地
							杭、以下同じ)
9	v tita	P	P	٨	٨	分離①	既存杭+新設杭
2	1 //[4]	D	D	Л	А	一体型	
0	vtij	D	C	Λ	Δ	分離12	既存杭+新設杭
ა	т Ллы	D	U	A	A	一体型	
4	vtij	C	D	Λ	Δ	分離①	既存杭+新設杭
4	т Ллы	U	D	A	A	一体型	
5	vtita	C	C	٨	٨	分離12	既存杭+新設杭
5	Iノ川川	U	U	A	A	一体型	

表5.3.3.4 静的荷重増分解析の検討ケース

		既存杭俱	IJ(X1-X5)	1-X5) 新設杭側(X6-X7			
case	加力 方向	杭体 性能	基礎梁 性能	杭体 性能	基礎梁 性能	解析 モデル	備考
1	Y 方向	А	А	А	А	一体型	基本ケース
2	Y 方向	В	В	А	А	一体型	既存杭+新設杭(更地 杭、以下同じ)
3	Y 方向	В	С	А	А	一体型	既存杭+新設杭
4	Y 方向	С	В	А	А	一体型	既存杭+新設杭
5	Y 方向	С	С	А	А	一体型	既存杭+新設杭
6	X 方向	А	А	А	А	一体型	基本ケース
7	X・Y 同時	А	А	А	А	一体型	基本ケース
8	X・Y 同時	С	С	А	А	一体型	既存杭+新設杭

表 5.3.3.5 時刻歴応答解析の検討ケース

(5) 基礎ばり及び杭断面

a) 基礎梁断面

検討に用いた基礎梁の断面を表 5.3.3.6 に示す。梁 A~C はそれぞれ前(4)項の性能 A~C に対応し、梁 A は 2 次設計(一体型モデルによる静的荷重増分解析において終局耐力以下)を、梁 B は 1 次設計(分離モデルで Chang 式による杭の曲げ戻しを考慮して短期許容応力度以下)をそれぞれ満足する断面、梁 C は梁 B の鉄筋本数を半分程度に減らして性能が劣る断面を設定している。表には、基礎梁の終局曲げモーメント Mu と終局せん断耐力 Qu を参考に示す。Qu 算定時は $M/(Q \cdot d)=1~3$ とする。

	梁A	梁B	梁C
断面	1,400×2,500	1,200×2,500	1,200×2,500
位置	全断面	全断面	全断面
上端主筋	30-D32	22-D29	12-D29
下端主筋	30-D32	22-D29	12-D29
あばら筋	3-D16@200	3-D16@200	3-D16@200
Mu	22,100 kNm	13,300 kNm	7,500 kNm
Qu	4,700~10,200 kN	4,000~8,400 kN	3,700~7,600 kN

表 5.3.3.6 基礎梁断面

基礎梁の終局せん断耐力 Qu は(5.3.3.1)式により算定する。ここで、(5.3.3.1)式は多数の部材実験による実験値に基づいて設定された式である。左辺第一項の分子の係数については、ばらつきのある実験値の中の 中央値を算定する 0.068 としている。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(18+\sigma_B)}{M/(Q\cdot d)+0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (N)$$
(5.3.3.1)

*M/(Q・d)*: せん断スパン比で、1.0以下の場合1.0、3.0以上の場合3.0とする。 *M*:梁に生じる最大曲げモーメント(N・mm)

- Q:梁に生じる最大せん断力(N)
- **d** : 梁の有効せい(mm)
- $p_t$ :引張鉄筋比(%)で、%表示したものを代入する。
- **b** :部材の幅(mm)
- $\sigma_B$ :梁コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)
- $p_w$ : せん断補強筋比 ( $p_w = a_w/b \cdot x$ )
- aw:1組のせん断補強筋の断面積(mm<sup>2</sup>)
- x : せん断補強筋のピッチ(mm)
- $\sigma_{wy}$ : せん断補強筋の規格降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)
- j:応力中心間距離(mm)で、j = (7/8)dとしてよい。

b) 杭断面

検討に用いた杭断面を表 5.3.3.7 に示す。杭 A と杭 B は場所打ちコンクリート杭として、杭頭から GL-10m までを上杭、GL-10m 以深を下杭として配筋を分けた。杭 A は 2 次設計(一体型モデルによる静的荷 重増分解析において終局耐力以下)、杭 B は 1 次設計(Chang 式による杭応力に対して短期許容応力度以 下)を満足する断面を設定している。杭 C は PHC 杭 (A 種)として、概ね長期許容支持力以下を満足す るような断面を設定している。PHC 杭は 2 本打ちとしたが、解析モデルでは 1 本でモデル化して、各杭の 応力の違いは考慮しない。表には、長期軸力時の終局曲げモーメント Mu と終局せん断耐力 Qu、圧縮耐力 N<sub>0</sub>を参考に示す。場所打ちコンクリート杭の Qu 算定時は $M/(Q \cdot d)$ とする。

		杭A	杭B	杭C
杭種		場所打ち コンクリート杭	場所打ち コンクリート杭	PHC 杭 (A 種)
杭径 (拡底部)		2, 000 φ (2, 500 φ )	2, 000 φ (2, 500 φ )	1,000 <i>φ</i> ×2 本
나는	主筋	42-D32 (Pg=1.06%)	42-D32 (Pg=1.06%)	24-D10
ղ)և	帯筋	为 D16@150 D16@150 (Pw=0.14%) (Pw=0.14%)		_
구눈	主筋	20-D32 (Pg=0.50%)	20-D32 (Pg=0. 50%)	24-D10
下小儿	帯筋	D16@300 (Pw=0. 07%)	D16@300 (Pw=0.07%)	_
Mu (長期軸力時)		21,000 kNm	17,000 kNm	5,200 kNm
Qu (長期軸力時)		3, 700~6, 300 kN	3,600~6,100 kN	2,600 kN
	No	120,700 kN	115,600 kN	64,900 kN

表 5.3.3.7 杭断面表

### iii) 静的荷重增分解析

(1) 検討条件

基本的な性能を確認するため、2次設計レベルの地震力(慣性力+地盤変形)による静的荷重増分解析

(Ai分布)を行う。上部構造は必要保有水平耐力時(Ds=0.25) Ai分布の層せん断力、基礎は地下震度 0.4 の水平力、地盤はレベル 2 告示 3 波の地盤応答を包絡する水平地盤変位を、同時に漸増載荷する。2 次設計レベル (レベル 2) の層せん断力係数と地盤水平変位を図 5.3.3.7 に示す。図には 1 次設計レベル (レベル 1) における数値も参考に示す。

静的荷重増分解析の検討ケースを表 5.3.3.8 に示す。基礎梁(表 5.3.3.6 梁 A~C)と杭(5.3.3.7 杭 A~C)の性能をパラメータとした 5 ケースについて、一体型モデルと分離型モデルで静的荷重増分解析を行う。このうち、case4 と case5 は、PHC 杭の耐力劣化によりレベル 2 相当まで加力できなかったため、レベル2×0.95 倍の結果を示している。



		既存杭俱	IJ(X1-X5)	新設杭餌	IJ(X6-X7)		
case	加力	杭体	基礎梁	杭体	基礎梁	解析	備考
	力回	性能	性能	性能	性能	モナル	
						分離12	基本ケース
1	Y 方向	А	А	А	А	一体型	すべて新設杭(更地杭、以下
							同じ)
2	v <del>t</del> iti	R	R	٨	٨	分離①	既存杭+新設杭
2	I /J[H]	D	D	Л	Л	一体型	
3	v <del>t</del> iti	R	C	٨	٨	分離①	既存杭+新設杭
5	I /J[H]	D	C	Л	Л	一体型	
4	v trita	C	P	٨	٨	分離①	既存杭+新設杭
4	1 //[4]	U	D	A	A	一体型	
5	v tit	C	C	٨	٨	分離①	既存杭+新設杭
5	1 八川川	U	U	А	А	一体型	

表5.3.3.8 静的荷重増分解析の検討ケース

注) 分離型モデル: ①一般的なモデル、②詳細なモデル(図5.3.3.6参照)

case4・case5の地震力:レベル2×0.95倍

(2) 基本ケース (case1) の検討結果

最初に、基本ケース(casel)において一体型モデルと分離型モデル①②の結果を比較し、分離型モデル の適用性を確認する。次に、既存杭の活用を想定したケース(case2~4)について、一体型モデルと分離 型モデル①の結果を比較して、分離型モデルの適用性を検討する。

上部構造の水平変位と層間変形角を図 5.3.3.8 に、1 階柱脚鉛直変位を図 5.3.9 に示す。ここで、層間変 形角(1 階上下回転除く)は、曲げ変形や回転変形を含む全体変形から、1 階柱脚位置での上下回転角分を 除いた層間変形角を示している。層間変形角(全体変形)は、一体型モデルに比べて各階とも小さい。こ れは、一体型モデルでは、図 5.3 に示した 1 階柱脚位置で上下方向に変形差が生じて上下回転分が付加さ れ、全体変形は大きくなる。よって、層間変形角(1 階上下回転除く)は、1 階を除いて分離型モデルと一 体型モデルはほぼ一致する。1 階の層間変形角(1 階上下回転除く)が小さいのは、分離型モデルでは上部 構造モデルに杭の曲戻しを考慮していないためである。

下部構造について、X5 通りの杭の水平変位・応力を図 5.3.3.10 に示す。杭の応力は、一体型モデルと分離型モデル②は概ね一致する。分離型モデル①は、Y4 通り(圧縮側)で曲げモーメント、軸力ともに一体型モデルに比べて大きい。杭の鉛直変位を図 5.3.3.11 に示す。鉛直地盤ばねをモデル化した一体型モデルと分離型モデル②はほぼ同じ結果となり、杭先端位置で 2cm 程度の鉛直変位(地震時変動分)が見られる。

分離型モデルと一体型モデルでは、上下境界付近の1階柱、基礎梁、杭頭部で差が生じるため、これら に着目して結果を比較する。1階柱脚の応力(曲げモーメント、軸力、せん断力)を図5.3.3.12に、杭頭部 の応力(曲げモーメント、軸力、せん断力)を図5.3.3.13に示す。1階柱脚の応力のうち、Y4通り(圧縮 側)の曲げモーメントとせん断力において分離型モデル①②と一体型モデルで差が生じている。この差は、 分離型モデルでは上部構造モデルに杭の曲戻しを考慮していないためである。Y1通り(引張側)は1階柱 脚位置でヒンジが発生するため、このような差は生じていない。それ以外の1階柱の応力については概ね 近い結果となっている。杭頭部の応力については、分離型モデル①は、Y4通り(圧縮側)で曲げモーメ ント、軸力、せん断力ともに一体型モデルに比べて大きい。これは、分離型モデル①は剛基礎仮定として いるため基礎梁の柔性が考慮されず、外周フレームで安全側の評価となっている。

以上の結果より、上部構造は1階を除いて層間変形角(1階上下回転除く)がほぼ一致しており、下部 構造は分離型モデルの応力が大きく、安全側の評価となっている。よって、基本ケースは分離型モデルが 適用可能であることを確認できた。なお、分離型モデル①と②では、上部構造、下部構造ともに詳細なモ デルとした②の方が一体型モデルの結果に近く、分離型モデル②を用いことで、より適切な評価となって いる。なお、上部構造モデルにおいて杭の曲戻しを考慮すると、概ね一体型モデルの結果に整合すると思 われる。



















(3) 静的荷重增分解析

Y方向に加力した各ケース(case1~5)のレベル2静的荷重増分解析の結果を以下に示す。

上部構造の水平変位(1階相対変位)を図 5.3.3.14 に、層間変形角(全体変形)を図 5.3.3.15 に、層間変 形角(1階上下回転除く)を図 5.3.3.16 に、1階柱脚の鉛直変位(地震時変動分)を図 5.3.3.17 に示す。層 間変形角(全体変形)は、一体型モデルに比べて各階とも小さい。これは、基本モデルでも説明したよう に、一体型モデルでは1階柱脚位置で上下方向に変形差が生じて上下回転分が付加されているためで、1 階柱脚の鉛直変位差が大きいほど分離型モデルと一体型モデルの差も大きくなる。層間変形角(1階上下 回転除く)は、1階を除いてほぼ一致する。1階柱脚の鉛直変位(地震時変動分)は、case3~5においてフ レーム間で鉛直変位差が見られる。

Y 方向(加力方向)基礎梁の曲げモーメントを図 5.3.3.18 に、曲げ塑性率を図 5.3.3.19 に、せん断力を図 5.3.3.20 に、X 方向(直交方向)基礎梁の曲げモーメントを図 5.3.3.21 に示す。基本ケース(case1)では基礎梁にヒンジが発生していないが、case2~case5 では既存側(X1~X5)および新設側(X6~X7)ともに

ヒンジが発生する。特に case3 では、既存側(X1~X5)基礎梁の塑性率が大きく、杭耐力に比べて基礎梁 耐力が小さいために塑性化が進行したものと思われる。また、図 5.3.3.15 および図 5.3.3.16 で示した 1 階の 層間変形角には、基礎梁の塑性化の影響が見られ、分離型モデルに比べて一体型モデルで層間変形角が大 きくなる。既存側(X1~X5)の基礎梁や杭の塑性化の影響は、図 5.3.3.21 に示した X 方向(直交方向)基 礎梁の曲げモーメントに表れている。case3~5 では既存側(X1~X5)から新設側(X6~X7)へ力を伝達 するため、曲げモーメントが生じている。

1 階柱脚の応力(曲げモーメント、軸力、せん断力)を図 5.3.3.22~図 5.3.3.24 に、杭頭部の応力(曲げ モーメント、軸力、せん断力)を図 5.3.3.25~図 5.3.3.27 に示す。各ケースの 1 階柱脚の応力は、外周フ レームとなる Y1,Y4 通りにおいてモデル間の差が大きい。基礎梁の塑性化が大きい case3 では両モデルの 差が大きく、特に一体型モデルの新設側(X6~X7)で曲げモーメントやせん断力の増加が顕著である。 一方、分離型モデルではその傾向は見られず、過小評価となっている。杭頭部の応力は、各ケースとも Y4 通り(圧縮側)において差が大きい傾向にある。基礎梁の塑性化が大きい case3 では、分離型モデルは 剛基礎仮定のため、既存杭側(X1~X5)の応力を大きめに評価されてモデル間の差が大きい。また、 case4.5 では、新設側(X6~X7)のY4通り(圧縮側)の応力が分離型モデルでは過大評価となっている。

一体型モデルにおけるねじれの影響を確認するため、外周 X1 と X7 フレームの層間変形角(全体変形) を図 5.3.3.28 に、層間変形角(1 階上下回転除く)を図 5.3.3.29 に、層せん断力を図 5.3.3.30 に示す。なお、 分離型モデルは、上部構造ピン支持でフレーム差は生じず、case1 とほぼ同じ結果である。case2 では 1,2 階 の層せん断力を除けば、フレーム間の差は小さい。case3 と case4 はフレーム間で差が生じており、分離型 モデルではこの差は考慮されていない。case5 は、フレーム間の差は小さい結果となった。





図 5.3.3.15 層間変形角(全体変形)



図 5.3.3.16 層間変形角(1 階上下回転除く)









図 5.3.3.20 Y方向(加力方向)基礎梁のせん断力












図 5.3.3.25 杭頭部の曲げモーメント











図 5.3.3.28 X1・X7 フレームの層間変形角(全体変形) (一体型モデル)



図 5.3.3.29 X1・X7 フレームの層間変形角(1 階上下回転除く) (一体型モデル)



図 5.3.3.30 X1・X7 フレームの層せん断力 (一体型モデル)

(4) 静的荷重増分解析まとめ

各ケース(case1~5)のレベル2静的荷重増分解析結果をもとに、分離型モデルと一体型モデルの比較 を行う。

1 階柱と杭頭部の曲げモーメントとせん断力について、既存側(X1~X5)と新設側(X6~X7)に分け て、それぞれ内フレーム(Y2,Y3)と外フレーム(Y1,Y4)の各柱、各杭の最大値をプロットしたものを 図 5.3.3.1~図 5.3.3.4 に示す。それぞれ図の下段には、分離型/一体型の比率を示している。1 階柱の応 力および杭頭部の応力ともに内フレーム(Y2,Y3)は、モデル間の差は比較的小さく、一体型モデルで大 きい傾向にある。一方、外フレーム(Y1,Y4)は、モデル間の差が大きく、分離型モデルが大きい傾向に ある。分離型モデルを用いたときに安全側の評価となるためには、分離型/一体型の比率は1を超える必 要がある。それに対して、case3の1階柱の応力は、新設側(X6~X7)で1を大きく下回っている。また、 case4,5の杭頭部の応力は、既存側(X1~X5)で1を大きく下回っている。

基礎梁や杭の損傷が上部構造に及ぼすねじれの影響について、1階の層間変形角(1階上下回転除く)の フレーム倍率を図 5.3.3.35 に、case3~5 のフレームの層せん断力を図 5.3.3.36(図 5.3.3.30 再掲)に示す。 ねじれの影響は、case3 と case4 で大きい。

分離型モデルの適用性については、case2は上部構造への影響は比較的小さく、分離型モデルを適用できる可能性が高い。一方、基礎梁または杭に性能Cを用いた case3~5 は、基礎梁や杭の塑性化が上部構造へ影響を及ぼすため、分離型モデルの適用は難しいと考えられる。



図 5.3.3.31 1 階柱脚の曲げモーメント最大値の比較



図 5.3.3.32 1 階柱のせん断力最大値



図 5.3.3.33 杭頭部の曲げモーメント最大値



図 5.3.3.34 杭頭部のせん断力最大値



図 5.3.3.35 1 階の層間変形角(1 階上下回転除く)のフレーム倍率



図 5.3.3.36 X1・X7 フレームの層せん断力 (case3~5)

#### iv) 時刻歷応答解析

## (1) 検討条件

建物-杭-地盤の一体型モデルを用いてレベル2地震動(乱数位相)の時刻歴応答解析を行い、基礎梁 と杭の性能低下による基礎側の損傷が上部構造へ及ぼす影響を確認する。検討ケースを表 5.3.3 に示す。 case1~5 は静的荷重増分解析と同じ組合せとする。case6,7 は、基本ケース(case1)における X・Y 同時入 力の影響を確認する。case8 は、既存側の杭と基礎梁の性能が低い(case5)場合に X・Y 同時入力の影響 を確認する。なお、X・Y 同時入力は、X 方向1倍、Y 方向1倍を同時に入力する。図 5.3.3.37 に平面配置 と加振方向を示す。

	加力 方向	既存杭側(X1-X5)		新設杭側(X6-X7)			
case		杭体 性能	基礎梁 性能	杭体 性能	基礎梁 性能	解析 モデル	備考
1	Y 方向	А	А	А	А	一体型	基本ケース
2	Y 方向	В	В	А	А	一体型	既存杭+新設杭(更地杭、以 下同じ)
3	Y 方向	В	С	А	А	一体型	既存杭+新設杭
4	Y 方向	С	В	А	А	一体型	既存杭+新設杭
5	Y 方向	С	С	А	А	一体型	既存杭+新設杭
6	X 方向	А	А	А	А	一体型	基本ケース
7	X・Y 同時	А	А	А	А	一体型	基本ケース
8	X・Y 同時	С	С	А	А	一体型	既存杭+新設杭

表 5.3.3.9 時刻歴応答解析の検討ケース



(2) 長期応力解析

長期応力解析結果として、1階柱脚の鉛直変位を図 5.3.3.38 に、基礎梁の曲げモーメントを図 5.3.3.39 に、 せん断力を図 5.3.3.40 に示す。1 階柱脚の鉛直変位について、case2,3 は case1 と比較して既存杭側(X1~ X5)の鉛直ばね係数を 3 倍としているため、ばね係数が 1 倍の新設杭(X6~X7)の杭頭鉛直変位が 2 倍 程度となった。この鉛直変位差により、既存杭と新設杭の境界部分となる X5~X6 通りの基礎梁の曲げ モーメントが大きくなった。一方、既存杭を PHC 杭とした case4,5 は、杭の鉛直剛性の低下により鉛直ば ね係数の影響が小さくなり、case1 と近い鉛直変位で、境界部分となる X5~X6 通りの基礎梁の曲げモーメ ントの増加は小さかった。なお、基礎梁の曲げモーメントとせん断力は、全ケースで曲げひび割れ強度 Mc、長期許容せん断力 Qa を下回っている。



図 5.3.3.38 1 階柱脚の長期鉛直変位







図 5.3.3.40 基礎梁の長期せん断力

(3)時刻歷応答解析(Y方向入力)

Y方向入力した各ケース(case1~5)のレベル2地震応答解析結果を以下に示す。

上部構造の応答結果(最大水平変位、最大層間変形角(全体変形)、最大層せん断力)を図 5.3.3.41 に、 1 階柱脚の最大鉛直変位(長期+地震時の最大値)を図 5.3.3.42 に示す。基本ケース(casel)に対して、 各ケースとも変形には差が生じているが、case2 は比較的差が小さい。case4,5 は、杭に大きな損傷が生じ たことにより上部構造への入力が低減して、最大層せん断力も 2 割程度低下している。その結果、層間変 形角の分布形状も異なっており、層間変形角の差が大きくなっている。case4,5 の最大層間変形角(全体変 形)が上層階で大きいのは、図 5.3.3.42 に示した 1 階柱脚位置で上下方向に変形差が生じて上下回転分が 付加されているためである。1 階柱脚の最大鉛直変位(長期+地震時の最大値)は、case4,5 で既存杭(X1 ~X5)の損傷により特に地震時変動軸力の大きい外(Y1,Y4)フレームで大きな鉛直変位が生じている。

レベル2時刻歴応答解析においてもねじれの影響を確認するため、外周X1とX7フレームの最大層間変 形角(全体変形)を図5.3.3.43に、最大層せん断力を図5.3.3.44に示す。case2では既存杭側(X1~X5)の 鉛直ばね係数3倍の影響でフレーム間の差が生じており、基礎梁の性能が低い case3 ではその差が大きく なっている。Case4,5は、最大層間変形角の差は小さいが、最大層せん断力の差は大きい。既存杭側(X1) の杭が損傷したことにより基礎側にねじれが生じ、それにより新設杭側(X7)で上部構造のせん断力負担 が増加したものと考えられる。

基礎梁の最大曲げモーメントを図5.3.3.45に、最大曲げ塑性率を図5.3.3.46に、最大せん断力を図5.3.3.47 に示す。基本ケース(casel)では基礎梁にヒンジが発生していないが、case2~case5 では主に既存側(X1 ~X5)でヒンジが発生する。基礎梁性能Cのcase3では、静的荷重増分解析と同様に既存杭側(X1~X5) 基礎梁の塑性率が大きく、基礎梁性能Cのcase5 も塑性率が大きい。既存杭側(X1~X5)の基礎梁や杭 の塑性化の影響は、静的荷重増分解析と同様にX方向(直交方向)基礎梁の曲げモーメントに表れている。 case4,5 ではその影響が大きく、外周フレーム(Y1、Y4)の基礎梁にヒンジが発生している。

杭の最大曲げモーメントを図 5.3.3.48 に、最大軸力を図 5.3.3.49 に示す。case2~5 の杭応力は各位置で差が生じる結果となっている

以上より、前節に示した静的荷重増分解析と同様に、杭と基礎梁の耐力低減が応答に影響を与える結果 となった。静的荷重増分解析では、case4,5 でレベル 2×0.95 倍としたため、case5 における基礎の損傷の上 部構造への影響は比較的小さかった。時刻歴応答解析で確認すると、case5 も杭の損傷が進展して case4 と 同じように上部構造へ影響を及ぼすことを確認した。



図 5.3.3.41 上部構造の最大応答 (case1~5)



図 5.3.3.42 1 階柱脚の最大鉛直変位 (case1~5) (長期+地震時の最大値)



図 5.3.3.43 X1・X7 フレームの最大層間変形角 (case1~5) (全体変形)



図 5.3.3.44 X1・X7 フレームの最大層せん断力 (case1~5)



図 5.3.3.45 基礎梁の最大曲げモーメント (case1~5)



図 5.3.3.46 基礎梁の曲げ塑性率 (case1~5)



図 5.3.3.47 基礎梁の最大せん断力 (case1~5)



図 5.3.3.48 杭の最大曲げモーメント (case1~5)



図 5.3.3.49 杭の最大軸力 (case1~5)

(4) 時刻歴応答解析結果(2方向同時入力)

レベル2のX・Y方向同時入力した時刻歴応答解析結果を以下に示す。

a) 基本ケース (casel)

基本ケースの X 方向入力、Y 方向入力、X・Y 方向同時入力について、上部構造の応答結果(最大水平 変位、最大層間変形角(全体変形)、最大層せん断力)を図 5.3.3.50 に、1 階柱脚の最大鉛直変位(長期+ 地震時の最大値)を図 5.3.3.51 に示す。X・Y 方向同時入力の上部構造の応答結果は、各方向入力とほぼ同 程度である。

基礎梁の最大曲げモーメントを図5.3.3.52に、最大曲げ塑性率を図5.3.3.53に、最大せん断力を図5.3.3.54 に示す。基礎梁の応力についても、各方向入力とほぼ同程度である。X・Y 方向同時入力の影響は小さ かった。

以上より、基本ケース(case 1)では、X・Y方向同時入力は上部構造の応答に影響はなかった。

b) 杭C梁Cのケース (case5)

case5のY方向入力、X・Y方向同時入力について、上部構造の応答結果(最大水平変位、最大層間変形角(全体変形)、最大層せん断力)を図 5.3.3.55 に、1 階柱脚の最大鉛直変位(長期+地震時の最大値)を図 5.3.3.56 に示す。図には結果比較のため case1 の結果も併せて示している。最大層間変形角(全体変形)でX・Y方向同時入力の変形が大きくなっており、これは図 5.3.3.56 で示した1 階柱脚の最大鉛直変位が1方向に比べて2 倍程度大きくなったためである。

基礎梁の最大曲げモーメントを図5.3.3.57に、最大曲げ塑性率を図5.3.3.58に、最大せん断力を図5.3.3.59 に示す。X・Y 方向同時入力における基礎梁の塑性率は、X・Y 両方向で大きくなっている。

以上より、case5では、X・Y方向同時入力により、杭や基礎梁の塑性化がさらに進展して、上部構造や 基礎梁に影響を及ぼす結果となった。

ただし、解析では杭や基礎梁の強非線形領域の挙動を再現できていない可能性があるため注意が必要で ある。



図 5.3.3.50 上部構造の最大応答 (case1 X・Y 方向)



図 5.3.3.51 1 階柱脚の最大鉛直変位(case1 X・Y 方向) (長期+地震時の最大値)



図 5.3.3.52 基礎梁の最大曲げモーメント (case1 X・Y 方向)



図 5.3.3.53 基礎梁の曲げ塑性率 (case1 X・Y 方向)



図 5.3.3.54 基礎梁の最大せん断力 (case1 X・Y 方向)



図 5.3.3.55 上部構造の最大応答 (case5 X・Y 方向)



図 5.3.3.56 1 階柱脚の最大鉛直変位(case5 X・Y 方向) (長期+地震時の最大値)



図 5.3.3.57 基礎梁の最大曲げモーメント (case5 X・Y 方向)







図 5.3.3.59 基礎梁の最大せん断力 (case5 X・Y 方向)

(5)時刻歴応答解析まとめ

各ケース(case1~5)のレベル2時刻歴応答解析結果について、Y方向入力およびX・Y方向同時入力 ともに、杭と基礎梁の耐力低減が応答に影響を与える結果となった。時刻歴応答解析では、case5も杭の損 傷が進展して case4 と同じように上部構造へ影響を及ぼすことを確認した。

分離型モデルの適用性については、静的荷重増分解析と同様に、case2は上部構造への影響は比較的小さく、分離型モデルを適用できる可能性が高い。一方、基礎梁または杭に性能Cを用いた case3~5 は、基礎 梁や杭の塑性化が上部構造へ影響を及ぼすため、分離型モデルの適用は難しいと考えられる。

# v) 基礎ばりの剛強さが建築物の応答に及ぼす影響について(まとめ)

既存杭を再利用した建築物について分離型モデル適用可能な条件を検討するため、分離型モデルおよび 一体型モデルを設定したうえで、地震時の静的荷重増分解析および時刻歴応答解析を行い、既存側の杭と 基礎梁の耐力が上部構造および下部構造の応力や変形に及ぼす影響を確認した。

2 次設計レベルに対する静的荷重増分解析および時刻歴応答解析の結果の概要と分離型モデルの適用性 については以下の通りである。

- 1. 基礎梁が剛強であれば、上部構造への影響は小さく、分離型モデルの適用可能がである。
- 2. 基礎梁と杭が1次設計された場合は、既存杭側の鉛直ばね3倍の影響は見られるが、上部構造への影響は比較的小さい。(case2)
- 3. 基礎梁の耐力が小さい場合、上部構造の応答への影響がある。(case3)
- 4. 杭の耐力が小さく、杭耐力が基礎梁耐力に比べて小さい場合、杭の損傷が進展して、上部構造へ影響 がある。(case4)
- 5. 杭の耐力が小さく、基礎梁耐力が同程度の場合、時刻歴応答解析において杭の損傷が進展して、上部 構造へ影響がある。(case5)
- 6. 以上に示したように、今回の検討の範囲では、既存杭として1次設計レベルを満足する断面のものを 使用していれば、レベル2相当の外力を受けても、上部構造は基本ケースとの応答差は小さく、分離 型モデル適用可能と考えられる。ただし、既存杭側の鉛直ばねの設定によっては上部構造に影響が生 じる可能性もあるため注意が必要である。一方、既存杭と基礎梁の性能が低い場合には、杭や基礎梁 の塑性化が上部構造の結果に影響を及ぼすため、分離型モデルは適用不可で、上部構造と下部構造の 相互作用を考慮できる一体型モデルを用いるのが望ましい。
- ただし、今回得られた結果のうち、基礎梁の塑性率が4を超える場合(case3,4,5)や変形性能が低い PHC 杭を用いた場合(case4,5)は、基礎梁や杭には大きな損傷が生じており、解析では強非線形領域の挙動を再現できていない可能性があるため、今回の結果の解釈については注意が必要である。

## 5.3.4 施工段階の考慮が構造計算に及ぼす影響の検討(施工段階解析)

一般的な分離モデルによる静的解析において、基礎ばりの部材変形角を求めるために必要となる支点 の沈下量を算出する際の荷重としては、1階の柱軸力(長期荷重)が用いられることが一般的である。 この時、架構全体をモデル化していれば、実際には上部構造の架構が沈下による強制変形に伴う応力を 負担するため、基礎ばりのみを取り出した計算よりも部材変形角は小さくなる。さらに、建築物の施工 のプロセスを考慮した場合、例えば最上階の架構はその部分だけの荷重による沈下(直下の階の施工時 点からの相対的な沈下の増分)の影響のみを受けることになり、したがって不同沈下に伴う付加的な応 力分担は下層階ほど大きくなると考えられる。そこで、基礎ばりの部材変形角を計算するにあたり、施 工のプロセスを模擬的に再現し、1層ずつ架構を増加させながら、その度に「柱軸力増加→支点沈下の 増大→上部構造架構への付加的な応力の計算」の各段階を繰り返して行う解析(施工段階解析)を行っ て、その影響を検討した。

略算的な部材変形角の計算では剛強な基礎ばりとしての制限値(1/2000以内)を超える場合について、 施工段階解析(精算)によって制限値以内であることが確かめられれば、基礎ばりが剛強である条件の一 つを満たすと判断することができる。

### i) **解析方針**

本項では、既存杭と新設杭(更地杭)が混在した基礎構造における長期荷重時の各部応力と沈下特性に 関する評価の参考として、既存杭と新設杭の鉛直荷重-沈下性状が異なることを想定し、長期荷重に対す る杭位置ごとの相対鉛直変位(不同沈下)を考慮した解析を行い、施工段階の考慮の有無(長期荷重の載 荷手法)が計算結果に及ぼす影響についての検討結果を示す。解析方針は以下の通りとした。

- 1)検討対象は14階建てRC造で、板状の共同住宅を想定した建築物とした。基礎ぐい及び地盤については5.3.2項の検討を参考とし、分離モデルと一体モデルを設定する。
- 2)分離モデルは、杭基礎支持部をピン支承とした上部構造と、基礎ばりと杭をモデル化した下部構造とし、下部構造モデル支承ばねは、地盤と杭を考慮した鉛直ばねによりモデル化する。
- 3) 鉛直ばねを考慮した解析により、基礎ばり応力・鉛直方向変形・沈下量を検討し、上部構造モデルでの基礎ばり応力への追加応力として基礎ばりを設計する。このときの既存杭の鉛直ばね(剛性)と新設杭の鉛直ばねとの値の違いを考慮する。
- 4)分離モデルで設計された上部構造および基礎ばりを有する建築物について一体解析モデルを作成し、 施工段階解析を行って既存杭と新設杭との鉛直ばねの比率(鉛直ばね剛性比)を考慮した解析を行う。

#### ii) 対象建築物と支点ばね

対象建物は、図 5.3.4.1 に示す桁行(X)方向7スパン、張り間(Y)方向1スパンの14 階建てRC造集 合住宅とした。支点ばねの設定を以下に示す。

- ・ 標準杭として更地杭を想定し、その鉛直ばねは2000kN/mmとする。
- ・ X 方向を2分割し、X1~X4 通りに異種杭(既存杭の再利用を想定した杭)、X5~X8 通りに標準杭の鉛直ばねを配置した。
- ・ 異種杭の鉛直ばね剛性比は、標準杭に対して高剛性(10 倍 20000kN/mm)、同程度(1 倍 2000kN/mm)と低剛性(0.4 倍 800kN/mm)の3パラメータとする。


図 5.3.4.1 建築物モデル(RC造 14 階)

前述の通り、再利用した既存杭の鉛直剛性に関しては、従前建築物を供用期間中支持し、長期荷重の載 荷履歴の影響で、同寸の新設杭に対して3倍程度の数値となる可能性 <sup>53.1) 53.2)</sup> が示唆されている。本項の 検討では、こうした剛性の差異を強調するため、安全側の設定として鉛直ばね剛性比を高剛性で10倍とし た。また、杭先端の支持地盤の剛性が高い場合でも、杭体が古い場合には、杭頭位置での鉛直剛性は逆に 低くなるおそれもある。そこで、低剛性として0.4倍の数値を設定した。

#### iii) 解析モデルと検討概要

上記の異種杭の鉛直剛性(標準杭に対し10倍、1倍、0.4倍)それぞれについて、以下の検討を行った。

①全体架構・支点ピンモデル(支点ピン支持)

上部構造となる建築物モデル(RC造 14 階建て)は、一貫計算プログラム(ユニオンシステム社製 SS7)を用い、ピン支持、基礎ばりと上部柱梁での許容応力度設計と保有水平耐力計算を確認した。ま た、プログラムにより長期柱軸力を取り出し、分離モデルへ入力のため用いた。

また、建築物モデルの基礎ばりについては、一次設計用基礎梁応力(長期、地震、杭頭曲げ考慮)に、 下記②の分離モデルの追加応力を加算し、その状態で長期・短期の許容応力度設計を満足するよう、必 要に応じ断面サイズや配筋を変更した。

②基礎ばりピンモデル

基礎ばりの条件を確認するための分離モデルの構成は、1階ダミー柱、基礎ばり、ばね支持2種類とした。ダミー柱は、プログラムの制約上設けたものである。

ダミー柱に上部一貫モデルの柱軸力を作用させた状態で基礎ばりの応力と変形を確認した。一貫モデ ルの長期支点反力を(基礎+地盤ばね)モデルの1階柱の柱頭に作用させ、基礎梁自重分の二重配置を 避けるために基礎ばり自重分を基礎梁に等分布荷重として逆方向に作用させて、基礎梁応力を算定した。 この時、各基礎間の部材変形角が1/2000(直接基礎の場合の即時沈下の制限)を超えないよう、必要が ある場合には部材変形角が1/2000を超える基礎梁のせいを割り増して対応した。

③建築物立体モデル(杭ばね支持)

上記①②で設定した部材断面、地盤条件などを用い、施工段階解析を行うことが可能なプログラム (MIDAS 社製汎用プログラム)により各部の応力や変位を比較検討した。

④全体架構モデル(杭ばね支持)

①の建築物を杭ばね支持条件でも計算し、③の結果と変形や応力を比較検討した。

①および②に関連し、X1~X4軸に異種杭、X5~X8軸に標準杭と、鉛直ばねが異なる杭を設けた時、長期荷重時に支点の沈下により生じる基礎梁応力に対して、許容応力度以内におさまるような基礎梁断面を 設定する手順を図 5.3.4.2 に、③に関連し、施工段階解析の概要を図 5.3.4.3 に示す。

また、図 5.3.4.2 に示した各手順の詳細を次項以降に示す。



第Ⅱ編



## iv) 鉛直ばね剛性比1.0倍における検討結果

基本となる検討ケースとして、鉛直ばね剛性比 1.0 すなわち一般的な新築同様のすべて新設の標準杭と した場合に相当するモデルの検討を行った。

表 5.3.4.1 および図 5.3.4.4 に、前項①②の手順(図 5.3.4.2)で設定した基礎ばり断面寸法を、図 5.3.4.5 に、着目した通り心(X4 及び X5 通り)の位置を、また図 5.3.4.6 に施工段階解析の結果(CS15)を一体解析結果と比較して示す。施工段階解析は、一体解析と比較して、最下層での鉛直変位はほぼ同等となるが、荷重が段階的に累加される影響で、上層階になるにしたがって鉛直変位の差異が大きくなる。

符号	幅B (mm)	せいD (mm)	配置
FG11	740	3000	
FG11A	840	3000	X1 X8
FG12	740	2950	FG12A FG12 FG12B FG12B FG12 FG12 FG12A
FG12A	840	2950	
FG13	400	3000	a18 a18 a18 a18 a18 a18
FG14	400	3000	E E E E E E E
FG14A	550	2775	FG11A FG11 FG11B FG11B FG11 FG11 FG11
FG11B	840	3000	
FG12B	840	2950	

表 5.3.4.1 基礎ばり断面(鉛直ばね剛性比 1.0)

【基礎大梁】(1/2)

				FG11	FG11A	FG12	FG12A	FG13
				全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
	符	号名		1FG11	1FG11A	1FG12	1FG12A	1FG13
201 層	新西				17771	[mn		m
	コンクリート	b>	< D	740×3000 (Fc30)	840×3000 (Fc30)	740×2950 (Fc30)	840×2950 (Fc30)	400×3000 (Fc30)
		Ŀ	嫡	5/5-D32	6/6/4-D32	5/5/1-D32	6/6/4-D32	3/3-D29
	+ 32	下端		5/5-032	6/6/4-D32	5/5/1-032	6/6/4-032	3/3-029
	土机	1111	上端	SD390	SD390	SD390	SD390	\$0390
		1011	下端	\$0390	SD390	SD390	SD390	SD390
	164日44.	大学	上端 nn	90/48.0	90/48.0/48.0	90/48.0/48.0	90/48.0/48.0	130/43.5
	14XBut	000	下端 nn	90/48.0	90/48.0/48.0	90/48.0/48.0	90/48.0/48.0	130/43.5
	おけら辞			2-0160200	6-016@200	2-D16@200	6-D160200	2-D130200
	OUNC ATO	材	科	SD295A	SD295A	SD295A	SD295A	SD295A

【基礎大梁】 (2/2)

				FG14	FG14A	FG11B	FG12B	
				全断面	全断面	全断面	全断面	
201 <b>2</b>	符号名			1FG14	1FG14A	1FG11B	1FG12B	
	思fdb			E				
	コンクリート	- b×D		450×3000 (Fc30)	550×2775 (Fc30)	840×3000 (Fc30)	840×3000 (Fc30)	
		E	演	3/3-029	4/4-029	6/6/6-D32	6/6/6-D32	
	主筋	下	端	3/3-029	4/4-029	6/6-032	6/6-D32	
		4-993	上端	\$D390	SD390	SD390	SD390	
		1244	下端	SD390	SD390	SD390	SD390	
	16384	**	上端 mm	130/43.5	130/43.5	90/48.0/48.0	90/48.0/48.0	
	INSERT.	ので	下端nn	130/43.5	130/43.5	90/48.0	90/48.0	
	+122.00			2-0130200	2-0130200	2-D16@200	2-D160200	
	のなっか	材	料	SD295A	SD295A	SD295A	SD295A	

図 5.3.4.4 断面リスト







図 5.3.4.6 施工段階解析の有無による各層の鉛直変位(鉛直ばね剛性比 1.0)

各施工段階(CS1~CS15、数字はその階数の施工段階を示す)における各層の鉛直変位の分布を図 5.3.4.7 に示す。施工段階が進むにつれ、施工した階の鉛直荷重が下層の鉛直変位の増分に及ぼす影響は小 さくなることがわかる。これは、上部構造の階数が大きくなるに従い、柱梁フレームが鉛直力に抵抗する 効果も大きくなるためと考えられる。



図 5.3.4.7 各施工段階での各層鉛直分布(鉛直ばね剛性比 1.0)

図 5.3.4.8 に、基礎ばりの支点の沈下量を、図 5.3.4.9 に、X4-X5 通り間の各層の梁の相対変位を示す。





図 5.3.4.8 支点の沈下量(Y1 通り)(鉛直ばね剛性比 1.0)



図 5.3.4.9 各層の梁(X4-X5)の相対変位(鉛直ばね剛性比 1.0)

## v) 鉛直ばね剛性比 10 倍における検討結果

異種杭(再利用した既存杭)の鉛直剛性が標準杭より大きくなることを想定し、鉛直ばね剛性比を10倍とした検討を行った。基礎ばりの部材角は1/2618、断面の検定比は0.86となった。図5.3.4.10に基礎ばりの応力図を、図5.3.4.11に変形図を、それぞれ示す。X4-X5通りに応力および変形が集中している。

施工段階解析の結果として、図 5.3.4.12 に各層の鉛直変位の分布、図 5.3.4.13 に基礎ばりの沈下量、図 5.3.4.14 に X4-X5 間の各層の相対変位を、それぞれ示す。異種杭の鉛直剛性が高いため、X4 通りの鉛直変 位が X5 通りと比較して小さくなっている。図 5.3.4.15 は、各層の X4-X5 間の梁(境界ばり)に作用する 曲げモーメントおよびせん断力を比較して示したものである。いずれも、施工段階を考慮した CS15 の数 値が一体解析による結果を下回っている。

第Ⅱ編



図 5.3.4.12 施工段階解析の有無による各層の鉛直変位(鉛直ばね剛性比 10)



図 5.3.4.13 基礎ばりの沈下量(鉛直ばね剛性比 10)



図 5.3.4.14 各層の X4-X5 間の相対変位(鉛直ばね剛性比 10)



図 5.3.4.15 各層の境界ばり(X4-X5 間)の応力(鉛直ばね剛性比 10)

### vi) 鉛直ばね剛性比0.4倍における検討結果

異種杭(再利用した既存杭)の鉛直剛性が標準杭より小さくなることを想定し、鉛直ばね剛性比を 0.4 倍とした検討を行った。当初断面では基礎ばりの部材角が 1/1860 と 1/2000 を上回ったことから、すべて梁 せいを 4000mm にアップするなどの変更を加えた結果、部材角は 1/2535、断面の検定比は 0.89 となった。 図 5.3.4.16 に基礎ばりの応力図を、図 5.3.4.17 に変形図を、それぞれ示す。相対的な剛性が逆転したため、前項と逆の傾向を示している。

施工段階解析の結果として、図 5.3.4.18 に各層の鉛直変位の分布、図 5.3.4.19 に基礎ばりの沈下量、図 5.3.4.20 に X4-X5 間の各層の相対変位を、それぞれ示す。異種杭の鉛直剛性が高いため、X4 通りの鉛直変 位が X5 通りと比較して小さくなっている。図 5.3.4.21 は、各層の X4-X5 間の梁(境界ばり)に作用する 曲げモーメントおよびせん断力を比較して示したものである。いずれも、施工段階を考慮した CS15 の数 値が一体解析による結果を下回っている。





図 5.3.4.18 施工段階解析の有無による各層の鉛直変位(鉛直ばね剛性比 0.4)



図 5.3.4.19 基礎ばりの沈下量(鉛直ばね剛性比 0.4)



図 5.3.4.20 各層の X4-X5 間の相対変位(鉛直ばね剛性比 0.4)



図 5.3.4.21 各層の境界ばり(X4-X5 間)の応力(鉛直ばね剛性比 0.4)

# vii) 施工段階解析について(まとめ)

本項の検討結果をまとめると、以下のとおりである。

- ・ 異種基礎のある建物の構造計算において、施工段階を考慮すると、一般階での鉛直変位は小さくなり、 一貫計算プログラムによる、施工段階を考慮しない一体の計算結果よりも安全側の結果となった。
- ・ 異種基礎のある建物の構造計算において、施工段階を考慮すると、基礎梁の鉛直変位がわずかに大き

くなるが、問題ない範囲であった。これは、一体の解析の場合には上階の梁が基礎ばりの鉛直変位を 小さくしていることが考えられる。

異種杭の剛性比0.4 倍のケースも10 倍のケースも、いずれも標準杭と異種杭の境界ばりに相対変位と 追加応力は生じるが、不同沈下による部材変形角 1/2000 以下と許容応力度設計を満たせば、施工段 階を考慮した場合に、一貫計算による一体の計算よりも危険側の結果となることはなかった。

### 5.3節の参考文献

- 5.3.1) 長尾:載荷履歴を受けた場所打ちコンクリート杭の沈下剛性,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.373-374,2024
- 5.3.2) 岡田ほか:載荷履歴を受けた既製コンクリート杭の沈下剛性,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.431-434,2022
- 5.3.3) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針,2019
- 5.3.4) 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
- 5.3.5) 日本建築学会:入門・建物と地盤との動的相互作用,1996
- 5.3.6) 日本建築学会:建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A,2015