

既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の 基礎と地盤を考慮した地震応答解析

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF EXISTING WALL-TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS CONSIDERING FOUNDATION AND SOIL

野 仲 論*, 高木 次郎**

Toki NONAKA and Jiro TAKAGI

Wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings were widely constructed in Japan more than 40 years ago. Past large earthquakes show that they maintain high structural seismic resisting performance and relative weakness in the foundations including piles. In this research, time-history seismic response analyses of the standard WPC buildings are conducted in their transverse direction, considering the foundations and soil. It is found that building uplift and shear failure of piles are more critical than shear failure of the shear walls. This analytical finding agrees with the past seismic damage of this type of buildings.

Keywords: wall-type precast reinforced concrete structure, existing residential building, seismic response analysis, foundation, soil, seismic deformation method

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造, 既存集合住宅建物, 地震応答解析, 基礎, 地盤, 応答変位法

1. はじめに

高度経済成長期に大量供給された壁式プレキャスト鉄筋コンクリート (WPC) 構造集合住宅建物は, 現在もおもな良質な構造躯体を保持しており, 今後数十年の使用が可能である。同建物の躯体改修を伴う有効活用の実現を目的として, 著者らは標準設計された WPC 構造集合住宅建物の耐震性能評価技術を整備してきた。具体的には, 建物の保有水平耐力と崩壊形を評価できる張間方向と桁行方向の静的増分解析モデルを構築し, さらに, 張間方向のプレキャスト鉄筋コンクリート (PCa) 耐震壁板に開口を新設した場合の耐震性能評価を行った¹⁻⁵⁾。これらは, いずれも基礎を固定とした解析である。この結果, 対象建物の張間方向の崩壊形は連層壁間の鉛直方向のずれを伴う連層壁のロッキングであり, 桁行方向の崩壊形は壁梁の曲げ降伏が主体の全体降伏であることを確認した。

一方で, WPC 構造建物の実被害調査⁶⁾では, 鉛直接合部のせん断破壊等が一部確認されているものの, 地盤の影響による基礎や杭の損傷が多く報告されており, 上部構造の被害は比較的軽微である。そこで, 著者らは地盤を含む基礎を考慮した静的増分解析により建物の保有水平耐力を評価した⁷⁾。張間方向では直接基礎の場合や杭

周辺地盤が軟弱な杭基礎の場合で建物基礎からのロッキング挙動が顕著となることが耐震性能に影響する一方, 全体降伏型である桁行方向では基礎形式や地盤性状によって上部構造の損傷の様子は変化しないことを確認した。ただし, 同解析では杭の損傷や地盤の強制変形による耐震性能への影響は考慮できていない。実被害例の中には, 杭のせん断破壊や張間方向での基礎の浮き上がりも発生しており, これらは建物の支持力を低下させ, 建物の耐震性能に影響を及ぼし得る損傷や挙動である。従って, 既存 WPC 構造集合住宅建物の改修活用実現のための技術整備においては, 特に張間方向について, 基礎と地盤を考慮した地震応答解析による上部構造と基礎の応答および損傷の特徴と傾向を把握することが望ましい。

WPC 構造建物の応答評価に関する研究として, 徳宏ら⁸⁾は既往実大実験結果を参考に多質点系の振動モデルを作成し, 基礎を固定とした時刻歴地震応答解析を行った。現場打ちコンクリートによる壁式鉄筋コンクリート (WRC) 構造建物の応答評価に関連しては, 稲井ら⁹⁾が 5 階建て WRC 構造建物を対象に, 1 自由度の連成系モデル (SR モデル) による限界耐力計算に準じた大地震時の応答評価を行った。同文献では基礎形式に応じた評価が行われているが, 杭基礎の場合は

* 首都大学東京都市環境科学研究科 元大学院生

** 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.

Former Grad. Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.
Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

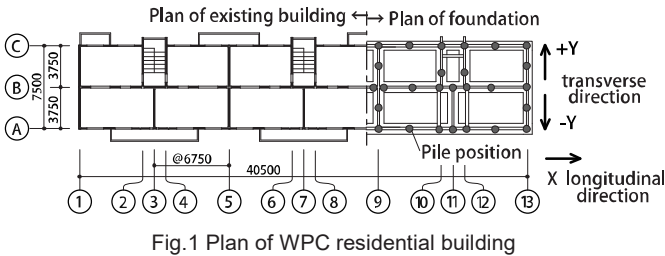


Fig.1 Plan of WPC residential building

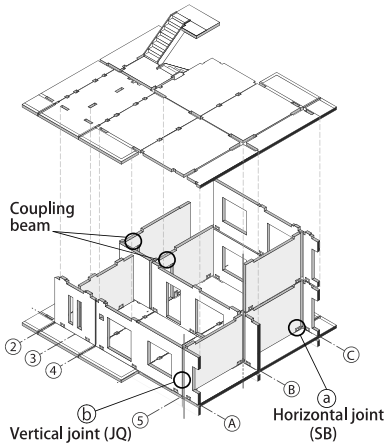


Fig.2 WPC structure

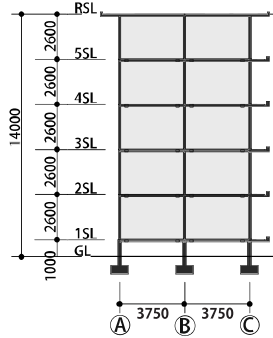


Fig.3 Framing elevation (Frame 5 in Fig.1)

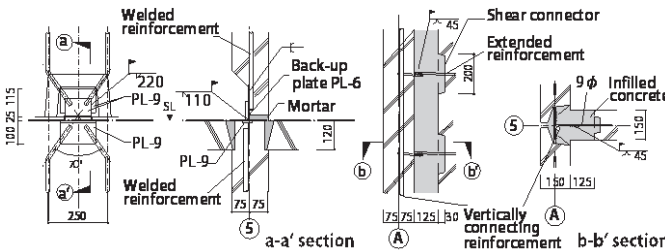


Fig.4 Horizontal joint (SB) (detail 'a' in Fig.2)

Fig.5 Vertical joint (VJ) (detail 'b' in Fig.2)

地盤ばね値を増減させたパラメータ解析によるものである。平石ら¹⁰⁾は性能評価型設計のための等価線形化法で重要な履歴減衰定数と建物の高さ方向の変形分布についての検討を行った。

このように、壁式構造の既往研究では建物を質点系モデルに置換した応答評価は行なわれているが、質点系モデルではWPC構造建物の地震時特有の接合部の挙動や連層壁間のずれによるロッキングの挙動を適切に評価することが難しく、同モデル化による解析が必ずしも適切とは言えない。そこで、本研究では著者らが構築した静的増分解析モデルを参考に、接合部の非線形挙動と損傷を評価できる上部構造モデルを構築し、上部構造と地盤ばねを含む基礎構造で構成される2次元の連成系モデル(SRモデル)により張間方向に対する大地震時の時刻歴地震応答解析を行う。基礎形式として直接基礎と杭基礎を想定し、杭基礎については応答変位法により杭の応力評価を行う。同解析による結果を整理し、既存WPC構造集合住宅建物の改修活用の実現を促進させるための一助とする。

2. 対象建物概要と解析基礎条件

著者らが検討対象としてきた5階建て既存WPC構造集合住宅建物の基準階平面図および基礎伏図を Fig.1 に示す。これは公_76_5PC_3DK (A9-3) と呼ばれる型式であり、本論文で示す詳細は、著

者らが入手できた同型式の図面に準拠する。Fig.2 に対象建物の耐震壁と床板の構成を、Fig.3 に張間方向の軸組図を示す。WPC 構造建物の壁板同士は Fig.4 と Fig.5 に示す上下階の壁板を接合する水平接合部と平面上隣接する壁板を接合する鉛直接合部によって現場接合される。鉛直接合部のコンクリート充填部および階段室脇の張間方向の壁には鉛直方向に床レベルを貫通する鉄筋(鉛直接合筋)が配されており、同鉄筋が上下階壁間の鉛直方向の離間抑制に寄与する。Fig.6 に水平接合部と鉛直接合筋の位置および各階での筋径を示す。大地震時には耐震壁より強度が相対的に低いこれらの接合部の損傷が先行することが確認されており¹¹⁾、特に鉛直接合部のせん断ずれ破壊が建物の耐震性能へ及ぼす影響が大きい。Fig.7 に基礎梁断面図と杭頭詳細図を示す。基礎は基礎梁とその直下の基礎スラブとで構成され、基礎底高さは地表-1m である。また、基礎スラブは基礎形式および架構により幅(Fig.7 中の b)が異なり、750-1000mm である。杭は既製鉄筋コンクリート(RC)杭を想定した。設計図中に基礎の詳細は示されておらず、建物建設時の既製 RC 杭の様子は JIS A5310-1955¹²⁾ で規定されたことから、同文献を参考に、杭は杭径 300φ、厚さ 60mm とした。また、杭の圧縮強度は建築基礎構造設計指針¹³⁾ に示される下限値の 39.2N/mm² とし、ヤング係数を同圧縮強度より 27.9kN/mm² と算出した¹⁴⁾。

本研究では、主に「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」¹⁵⁾ を参考に、比較的簡便かつ実用的と考えられる方法で基礎と地盤を考慮した解析モデルを構築する。モデル化は既往文献の分析に基づく設定の一例である。

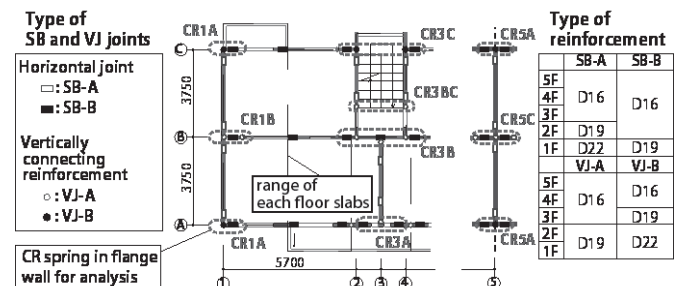


Fig.6 Placement of SB, CR and VJ springs

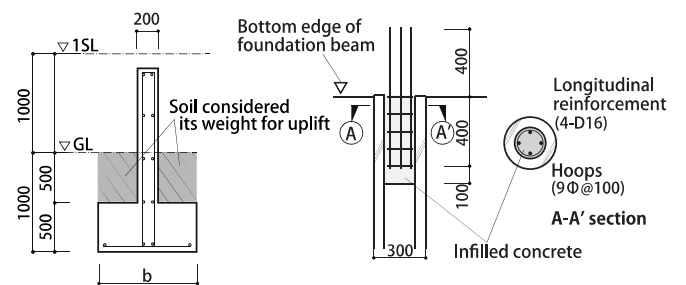


Fig.7 Typical grade beam section and pile cap detail

Table1 Analysis conditions

	CASE1	CASE2
Type of foundation	Continuous foundation	Pile foundation
Soil	Soil-A	Soil-B
Pile length	—	24m
Seismic wave	Level 2 (Random, Hachinohe EW1968 and Kobe NS1995)	
Analysis model	Sway-Rocking model	Sway-Rocking model + Seismic deformation method

Table2 Soil-A properties

Layer number	Soil type	Depth [m]	Thickness [m]	Density [t/m ³]	V _s [m/s]	G ₀ [kN/m ²]	V _p [m/s]	
1	Sand	3.2	3.2	1.7	130	28730	320	
2	Sand	5.7	2.5	1.8	340	208080	720	
3	Clay	10.0	4.3	1.7	280	133280	720	
4	Sand	17.6	7.6	1.9	380	274360	1980	
Engineering bedrock					2.1	510	546210	1980

Table3 Soil-B properties

Layer number	Soil type	Depth [m]	Thickness [m]	Density [t/m ³]	V _s [m/s]	G ₀ [kN/m ²]	V _p [m/s]	
1	Clay	4.5	4.5	1.8	90	14580	1360	
2	Sand	10.0	5.5	1.6	150	36000	1560	
3	Sand	17.0	7.0	1.8	210	79380	1560	
4	Clay	18.5	1.5	1.7	150	38250	1560	
5	Sand	25.0	6.5	1.8	260	121680	1560	
Engineering bedrock					1.8	410	302580	1700

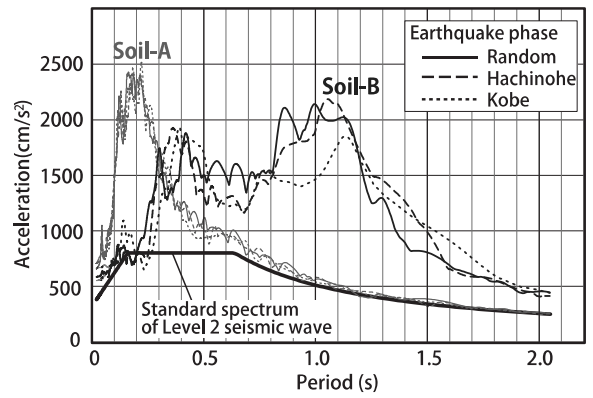


Fig.8 Acceleration response spectrum

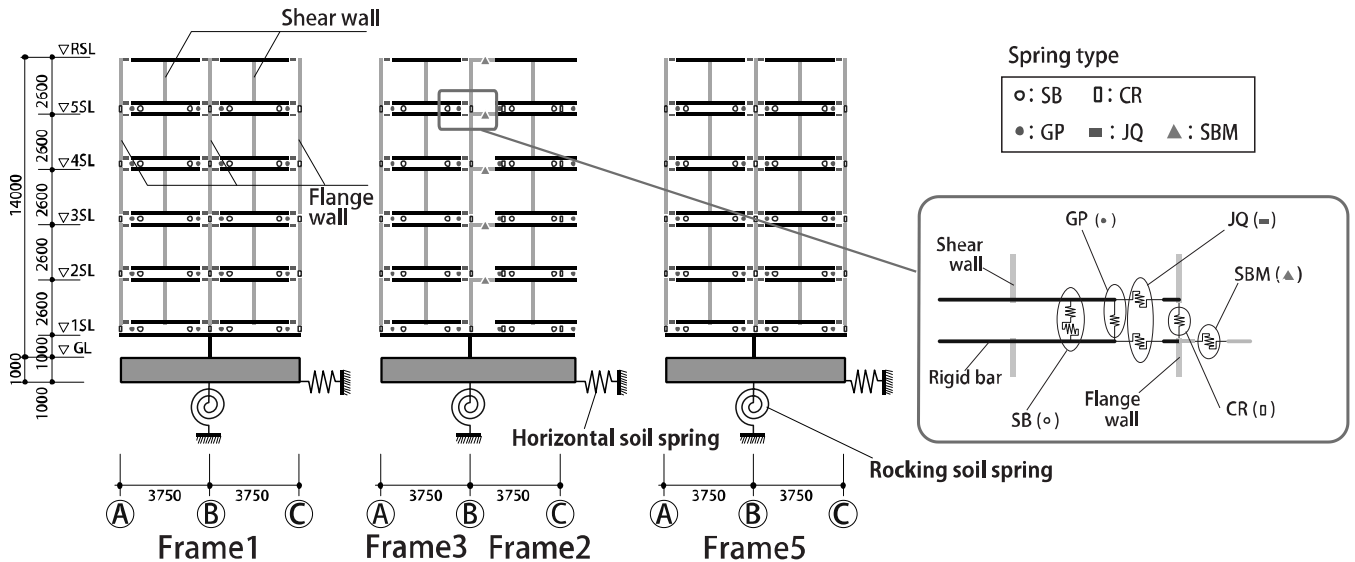


Fig.9 Sway-rocking model

Table4 SB, JQ and SBM spring properties

Spring	Direction	First break point		Second break point		Third break point	
		Load [kN]	Displacement [mm]	Load [kN]	Displacement [mm]	Load [kN]	Displacement [mm]
SB (D16)	tension	90.0	3.0	143.0	31.0	0	45.0
		128.0	3.0	199.0	37.0	0	56.5
		170.0	3.0	268.0	44.0	0	70.3
JQ	Shear	135.0	0.05	405.0	1.5	112.2	8.0
SBM		43.0	0	129.0	3.2	51.6	18.6

解析基礎条件と地盤条件を Table1-3 に示す。地盤構成は参考文献¹⁵⁾の例題に準拠し、第1種相当地盤(地盤A)と第2種相当地盤(地盤B)を設定した。地盤Aでは直接基礎(CASE1)、地盤Bでは杭基礎(CASE2)を仮定する。両地盤はともに液状化しないものとする。SRモデルで時刻歴地震応答解析を行う。各地盤について等価線形解析を行い、同解析結果を用いて地盤ばねを参考文献¹⁵⁾に従ってそれぞれ算出する。CASE2の杭基礎の支持層は解放工学的基盤に一致すると仮定し、杭の応力はSRモデルの地震応答解析により得られた建物慣性力と等価線形解析により得られた地盤の応答変位を用いて評価する。地震応答解析に用いる入力地震動(解放工学的基盤における地震動)は、Fig.8に示す平12建第1461号の極めて稀に発生する地震動レベルの標準加速度応答スペクトルに対応させた3種類の模擬地震波である。位相特性は乱数、八戸EW(1968)ART、および神戸NS(1995)JMAである。地震応答解析には汎用解析ソフトのSNAP¹⁶⁾、地盤の等価線形解析にはSNAP-WAVE¹⁷⁾を用いた。

3. 上部構造モデルの概要

上部構造と地盤ばねを含む基礎構造で構成されるSRモデルの概要をFig.9に示す。上部構造では接合部を弾塑性ばねに置換しており、その復元力特性の包絡線の設定は著者らによる既往研究¹⁻⁴⁾と同様である。ばねの設定根拠の詳細に関しては、それらを合わせてご覧いただきたい。本章では、上部構造のモデル化を述べ、接合部の弾塑性ばねの履歴特性を含む復元力特性の設定について述べる。主なばねの復元力特性の設定値はTable4のとおりである。なお、構築した上部構造モデルを用いて、基礎を固定とした場合の固有値解析で得られた上部構造の1次固有周期は0.14秒である。

3.1. 架構のモデル化

上部構造モデルは建物内の同一形状架構(例えば1通りと13通り等)を1架構に集約した2次元モデルである。剛床を仮定し、各階の水平変位を等しくした。耐震壁は上下辺部に剛材を有する弾性線材に置換し、同一架構数倍の幅を有する断面とした。耐震壁のコンク

リート強度は耐震診断¹⁸⁾による下限値の27N/mm²とし、ヤング係数は同強度に準じて25.7kN/mm²と算出した¹⁴⁾。張間方向の壁に対して直交する壁(直交壁)は耐震壁の曲げ変形に寄与する有効幅¹⁸⁾と壁厚を有する長方形断面の弾性線材に置換した。基礎梁は剛とした。既存建物の単位面積あたり重量(固定荷重+積載荷重)は一般階で8.2kN/m²、R階で5.6kN/m²であり、各層の合計重量は2階から5階で2880kN、R階で2228kNである。また、基礎梁と土被り重量を合わせた基礎重量は直接基礎の場合4253.6kNで、杭基礎の場合3483.4kNである。

水平接合部は上下階耐震壁の水平方向のずれと鉛直方向の引張に抵抗するばね(SBばね)に、鉛直接合部は平面的に隣接する壁同士の間鉛直方向の相対変位に対して抵抗するばね(JQばね)に置換した。上下階耐震壁間の端部には、圧縮方向にのみ弾性高剛性の接触ばね(GPばね)を設けた。上下階の直交壁間には、同壁中の水平接合部と鉛直接合筋の引張強度を累加した鉛直引張方向のみに抵抗するばね(CRばね)を設けた。Fig. 6にCRばねの位置を示す。Fig. 2中の既存住戸出入口上部の壁梁(以下、「境界梁」と呼ぶ)は耐震壁と同様に同一架構数倍の幅を有する断面の弾性線材に置換し、同梁はせん断破壊先行型であるため、材中央にせん断塑性変形ばね(SBMばね)を設けた。

3.2. 水平接合部ばね(SBばね)の復元力特性

SBばねの水平方向のずれに対する復元力特性は、耐震診断¹⁸⁾による水平接合部で連結された上下階耐震壁の長期軸力を考慮した終局せん断耐力 Q_{hu} を最大耐力とする完全弾塑性とした。ただし、後述の解析結果では同方向で最大耐力に達するばねはないため、履歴特性の設定はしていない。

SBばねの鉛直引張方向の復元力特性をFig. 10に示す。同ばねの復元力特性の包絡線は実大水平接合部引張実験²⁾を基に設定した最大耐力後負勾配を有するトリリニア型で、第1折点は接続筋の降伏点であり、第2折点は接続筋の破断点である。水平接合部の引張方向の履歴特性に関する実験データ等は存在しないが、水平接合部は最大耐力後、鉄筋の破断により履歴エネルギーが小さくなると考えられるため、本研究におけるSBばねの履歴特性は原点指向型と仮定した。また、CRばねの履歴特性も同様に原点指向型とし、建物挙動への影響が大きい1階の同ばねの復元力特性をFig. 10に併記する。

3.3. 鉛直接合部ばね(JQばね)の復元力特性

JQばねの鉛直方向の復元力特性をFig. 11に示す。同ばねの復元力特性の包絡線は原点对称のテトラリニア型であり、既往の実験データの比較により設定した³⁾。第1折点である接合部へのせん断ひび割れ発生時のせん断耐力は最大せん断耐力の1/3とし、変位は0.05mmとした。第2折点である最大せん断耐力 Q_{su} は参考文献¹⁹⁾に準拠した。最大せん断耐力後の残留せん断耐力はコッター筋(差筋)のせん断耐力であり、最大せん断耐力の27.7%とした。最大せん断耐力時変位 δ_{su} および残留せん断耐力時変位 δ_r はそれぞれ1.5mmと8mmとした。1層あたり上下に2箇所JQばねを設定し、それぞれに1層あたりの半分の耐力を与えた。

JQばねの履歴特性について、既往研究では、松崎ら²⁰⁾が鉛直接合部の変形特性は逆S字型のスリップ型破壊の性状を示すことを確認しており、川辺ら²¹⁾は鉛直接合部の履歴特性の設定において、載荷時は最大点指向型とし、除荷時のスリップ性状を原点指向型で評価

した履歴特性を仮定している。また、梅村²²⁾は履歴エネルギー消費が少ないせん断破壊挙動が卓越するような部材の復元力特性として、簡便な最大点指向型モデルを提案している。これらより、本研究におけるJQばねの履歴特性は最大点指向型とした。

また、鉛直接合部で平面的に隣接する耐震壁は水平方向および回転方向に剛に接続されると考え、JQばねのこれらの方向の復元力特性は弾性高剛性とした。

3.4. 境界梁のせん断塑性変形ばね(SBMばね)の復元力特性

SBMばねの鉛直方向の復元力特性の包絡線の概形と履歴特性はJQばねと同様とした。同履歴特性の設定の根拠も、境界梁はせん断破壊挙動が卓越する部材であるためである。復元力特性値は既往実験²³⁾と著者らによる耐震壁実験¹⁾を参考に設定した。SBMばねの初期剛性は十分大きくし、第1折点はせん断ひび割れ点で、その時のせん断耐力は終局せん断耐力 Q_{su} の1/3とした。第2折点は終局せん断耐力点で、その時の部材角は0.4%とした。最大せん断耐力後の負剛性は梁の弾性せん断剛性の-0.005倍とし、残留せん断耐力は最大せん断耐力の40%とした。

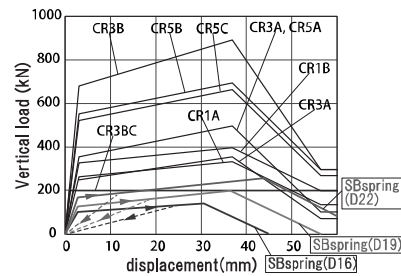


Fig.10 SB and CR spring properties in tension

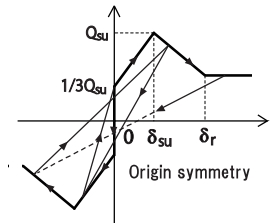


Fig.11 JQ and SBM spring properties in shear

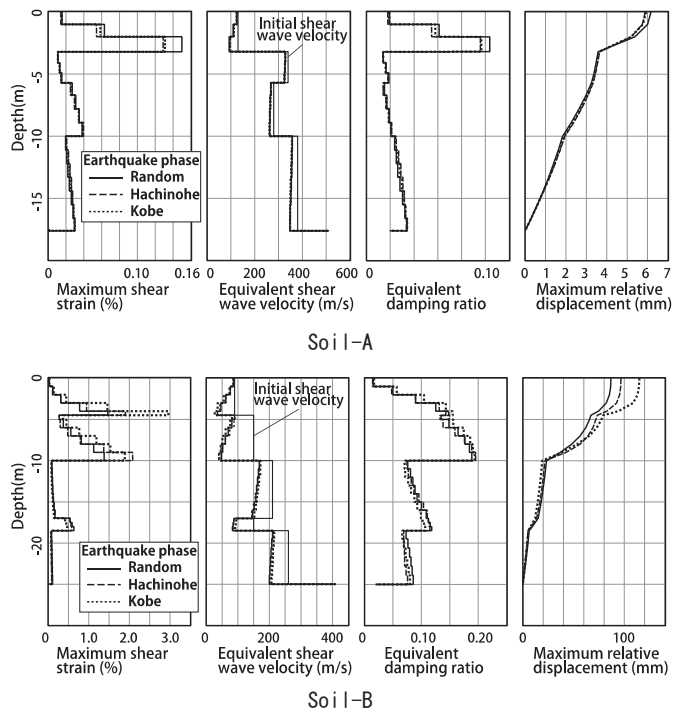


Fig.12 Soil response by equivalent linearization analysis

4. 直接基礎建物の地震応答解析と地震荷重分布の考察

4.1. 地盤ばねの設定概要

Table1 の直接基礎の場合(CASE1)の地盤ばねの設定について述べる。CASE1 のSR モデルにおける水平地盤ばねと回転地盤ばねのばね定数(K_H と K_R)および等価減衰定数(h_H と h_R)は限界耐力計算法^{24,25)}に従って、多層地盤に拡張したコーンモデルを用いる方法により算出した。回転地盤ばねは建物の浮き上がりを考慮して、地震時の転倒モーメントが微小回転角での建物の自重による曲げ戻し力(傾斜復元力)の 6.7×10^4 kNm を回転地盤ばねの最大耐力とし、同耐力到達後はそれを維持するとした。

地盤ばね算出に用いる等価地盤物性値は、等価線形解析(SHAKE²⁰⁾)により告示3波を解放工学的基盤に入力して得られる値の平均値とした。ここで、地盤の非線形モデルはHDモデルとし、基準せん断歪 $\gamma_{0.5}$ と最大減衰定数 h_{max} は、参考文献^{15,1)}に従って砂質土で0.10%と21%、粘性土で0.18%と17%とした。杭基礎の場合(CASE2)も含めて、地盤Aと地盤Bの等価線形解析による等価地盤物性値と解放工学的基盤に対する表層地盤の最大相対変位の深度分布をFig.12に示す。また、同解析により算出される地表面での地震波(応答波)の加速度応答スペクトルをFig.8に示す。

算出した地盤ばね定数と等価減衰定数はTable5の通りである。地盤ばねの剛性と耐力は解析モデルの架構の支配幅に応じて分配した。分配率は1通り、2-3通り、5通り架構の順にそれぞれ17%、50%、33%である。CASE1での固有値解析による連成系モデルの1次固有周期は0.27秒である。

4.2. 地震応答解析結果

Table2の地盤Aに対する告示3波の基礎底面位置での地震波を入力して時刻歴地震応答解析を行った。減衰は瞬間剛性比例型とし、上部構造の減衰定数は連成系の1次固有周期に対して3%とした。Fig.13に乱数位相波による最大応答時の上部構造の損傷の様子を示す。図中の◇印および◆印はJQばねおよびSBMばねがそれぞれ第1折点と第2折点に達したことを示す。また、○印および●印はSBばねおよびCRばねがそれぞれ第1折点と第2折点に達したことを示す。Fig.14およびFig.15には各地震波に対する各層の層せん断力係数および応答水平変位の最大値を示す。また、応答水平変位に対する、回転地盤ばねの最大回転角に地盤ばねから各層までの高さを乗じて算出した各層の水平変位の割合を合わせて併記する。1階層せん断力係数の最大値(C_{Q1MAX})は0.73であり、回転地盤ばねが最大耐力に達している。つまり、基礎の浮き上がりが発生している。Fig.15では、R階において上部構造の水平変位の86-93%が基礎の浮き上がりによるロッキングに起因していることを示している。また、連層壁間のJQばねとSBMばねが最大耐力に達しており、鉛直接合部と境界梁のせん断破壊が発生している。一方、SBばねとCRばねは最大耐力に達していない。Fig.13には3波の内、最も C_{Q1MAX} が大きい乱数位相波の場合の損傷の様子を示しているが、他2波についても損傷の様子は概ね同様である。また、同解析結果による耐震壁の最大せん断応力度は 1.8N/mm^2 である。著者らの耐震壁実験⁴⁾による壁の最大せん断応力度は $2.0\text{--}2.7\text{N/mm}^2$ であることから、建物の耐震壁がせん断破壊する可能性は低い。従って、上部構造の崩壊よりも基礎の浮き上がりによる建物のロッキングが先行することがわかる。

4.3. 地震応答解析と静的増分解析の比較

地震応答解析結果と基礎を固定とした場合の既往の静的増分解析結果²⁾とを比較し、WPC構造建物の保有水平耐力計算に用いる地震荷重分布の適用性を評価する。なお、既往の静的増分解析モデルはSRモデルの上部構造のモデル化と同様であり、地震荷重分布はAi分布を仮定した。一方、壁式構造建物の実大実験では、その荷重分布を逆三角形分布¹⁰⁾や等分布¹¹⁾としており、また限界耐力計算法では建物の高さ方向の振動形を取り入れた外力分布(bdi)²⁵⁾が示されており、地震荷重分布の設定には検討の余地がある。既往の静的増分解析²⁾による保有水平耐力時の層せん断力係数分布(Ai分布)をFig.14に併記する。同図より、地震応答解析で得られる地震荷重分

Table5 Soil spring properties for case1

Horizontal stiffness of soil spring (K_H) [kN/m]	1.8×10^6
Equivalent damping ratio of horizontal soil spring (h_H) [%]	6.9
Rocking stiffness of soil spring (K_R) [kNm/rad]	3.6×10^8
Equivalent damping ratio of rocking soil spring (h_R) [%]	5.2
Maximum resisting overturning moment [kNm]	6.7×10^4

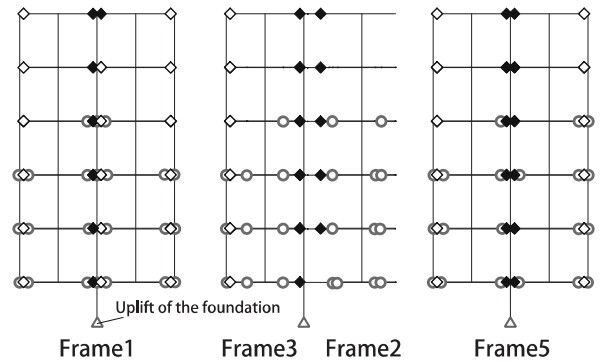


Fig.13 Damage under maximum response

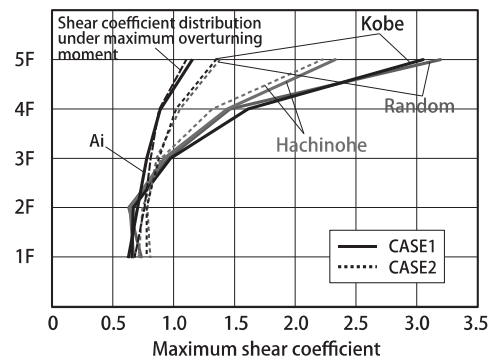


Fig.14 Maximum shear coefficient

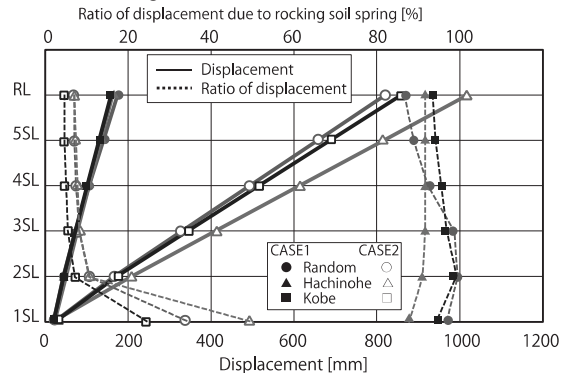


Fig.15 Maximum response displacement

布はAi分布よりも上階で高い。連層耐震壁間の鉛直方向のずれを伴う連層壁のロッキングが上部構造の耐震性能を決定する主要因であるため、地震荷重分布による上部構造の転倒モーメントの増減は建物の保有水平耐力に影響すると考えられる。Ai分布での基礎を固定とした場合の既往の静的増分解析²⁾による建物の保有水平耐力時の1階層せん断力係数 C_{Q1} は0.64である。一方で、地震応答解析での C_{Q1MAX} が0.73と大きいにも関わらず、上部構造の損傷の様子は既往の保有水平耐力時の損傷の様子と概ね同様で、連層耐震壁間の鉛直接合部のせん断破壊が主な損傷である。これは、地震応答解析による上部構造の最大転倒モーメント(7.3×10^4 kNm)が、Ai分布による保有水平耐力時の転倒モーメント(7.8×10^4 kNm)以下であるためである。Fig. 14にCASE1(乱数位相波)による最大転倒モーメント発生時の層せん断力係数分布を示す。同分布とAi分布は概ね等しく、既存WPC構造集合住宅建物の張間方向の地震荷重分布にAi分布を採用することは妥当と考えられる。一方、地震応答解析での最大層せん断力係数分布(Fig. 14の乱数位相波)を地震荷重分布とした静的増分解析では C_{Q1} は0.56となった。また、地震応答解析での C_{Q1MAX} は0.73であることから、地震荷重分布により C_{Q1} は15%程度まで増減する可能性が考えられる。

5. 杭基礎建物の地震応答解析と杭の応力評価

5.1. 地盤ばねの設定概要

杭基礎の場合(CASE2)の地盤ばねの設定について述べる。CASE2のSRモデルにおける水平地盤ばねと回転地盤ばねは群杭効果を考慮して算出した^{15,2)}。水平地盤ばねの算定には、Francisの式とGazetasらによる方法を参考にした地盤ばね定数 K_{HG} と等価減衰定数 h_{HG} の評価方法^{15,3)}を用いた。回転地盤ばね定数 K_{RG} の算出には、Randolfによる杭周上下地盤ばねと杭先端上下地盤ばねから単杭の杭頭での上下ばねを求め、杭配置を考慮して K_{RG} を算出した²⁵⁾。これらの算出式は付録に整理した。地盤ばね算出においては、Fig. 1の杭配置を杭間隔が均等な5列×14列の整列配置と仮定した。これは計算の簡略化を意図したもので、総杭本数(70本)に変更はなく、精算した場合でも地盤ばねの値に大差はない。回転地盤ばねの等価減衰定数は、表層地盤より杭支持層の影響が大きいと考えられるため^{15,4)}、支持層の減衰定数の2%とした。回転地盤ばねは、建物の自重による曲げ戻し力(傾斜復元力)の 6.5×10^4 kNmと建物の端部を軸として引張力が作用する杭頭の接合筋が全て引張降伏する場合の曲げ戻し力の 6.2×10^4 kNmの累加を最大耐力とし、同耐力到達後はそれを維持するとした。杭の引抜や杭頭の接合筋の抜け出しが先行する可能性もあるが、本研究では接合筋の引張降伏先行を仮定した。また、Fig. 7の杭頭接合の場合でも一定の杭頭固定度を有すると考えられるため¹⁰⁾、地震応答解析および杭の応力評価での杭頭接合条件は固定(回転拘束)とした。

地盤ばねの算出に用いる等価地盤物性値はCASE1と同様に等価線形解析により算出した(Fig. 12)。以上より得られた地盤ばね定数と等価減衰定数はTable6の通りである。地盤ばねの剛性と耐力はCASE1と同様に各通り架構の支配幅によって分割した。CASE2での固有値解析による連成系モデルの1次固有周期は0.40秒である。

5.2. 地震応答解析結果

Table3の地盤Bに対する告示3波の自由地盤の基礎底面位置での

Table6 Soil spring properties for case2

Horizontal stiffness of soil spring (K_{HG}) [kN/m]	7.5×10^5
Equivalent damping ratio of horizontal soil spring (h_{HG}) [%]	17.9
Rocking stiffness of soil spring (K_{RG}) [kNm/rad]	1.2×10^8
Equivalent damping ratio of rocking soil spring (h_{RG}) [%]	2.0
Maximum resisting overturning moment [kNm]	1.3×10^5

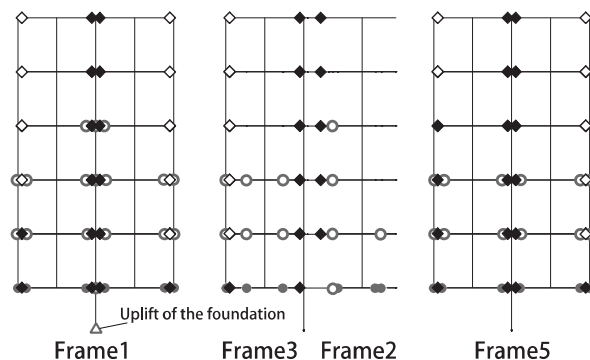


Fig. 16 Damage under maximum response

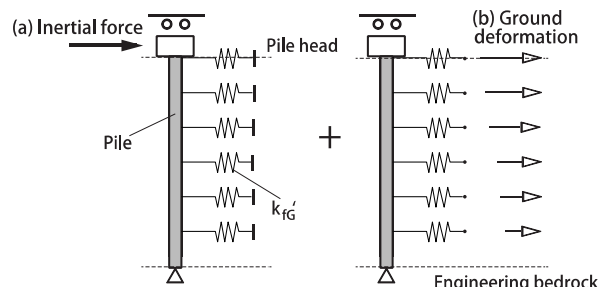


Fig. 17 Model of seismic deformation method

地震波を入力して時刻歴地震応答解析を行った。ここでは、杭が表層地盤の挙動を拘束して地震波が自由地盤でのそれと比較して小さくなる傾向^{15,5)}は評価できていない。減衰の設定は直接基礎の場合と同様である。Fig. 16に3波の内最も C_{Q1MAX} が大きい乱数位相波による最大応答時の上部構造の損傷の様子を示す。なお、他2波についても損傷の様子は概ね同様である。Fig. 14およびFig. 15には各地震波に対する各層の層せん断力係数の最大値および応答水平変位の最大値を示す。また、応答水平変位に対する、回転地盤ばねによる各層の水平変位の割合を合わせて併記する。1階層せん断力係数の最大値(C_{Q1MAX})は0.81である。連層壁間の鉛直接合部と境界梁ではせん断破壊が発生しており、また1階脚部のSBばねとCRばねが最大耐力に達していることから、水平接合部の破断が発生している。上部構造の応答水平変位が大きいのは、1階脚部のSBばねとCRばねの変位増大によるためであり、回転地盤ばねによるロッキング変位は比較的小さい。同解析結果による耐震壁の最大せん断応力度は、2通りの1階耐震壁で 2.1N/mm^2 である。

5.3. 杭の応力評価

杭の応力評価に用いる解析モデルの概要をFig. 17に示す。単杭でモデル化し、群杭を考慮した杭周水平地盤ばね k_{rg} を設定した。同ばねは、前述した水平地盤ばね K_{HG} を算出する過程で用いるFrancisの式により算出される。上部構造からのせん断力(建物慣性力)として、SRモデルの水平地盤ばねの最大ばね反力を入力した(Fig. 17 a)。また、等価線形解析で得られた地盤の最大応答変位を用いて、強制変形として地盤ばねを介して杭に与えた(Fig. 17 b)。

建物慣性力と地盤変形による杭応力の重ね合わせについては、地盤1次卓越周期が建物1次固有周期より大きい場合曲げとせん断共に単純和とした^{15,6)}。発生応力と耐力の比較により杭の損傷の可能性を定性的に評価することを目的として、杭および地盤ばねは弾性とした。

Fig. 18(a)-(c)に、建物慣性力、地盤強制変形およびそれらの重ね合わせによる杭応力を示す。また、地震時の変動軸力による杭耐力の増減を考慮し、杭の軸力比が0と0.4における曲げ終局耐力 $M_u^{14)}$ とせん断終局耐力 $Q_{su}^{14)}$ を算出し、Fig. 18(c)に併記した。同耐力の算出において、参考文献²⁷⁾に従って杭を正方形断面に置換した。対象建物の杭の配筋に関する情報が入手できていないため、同耐力の算出において、杭配筋はJIS規格の必要最小鉄筋量を満たすように、主筋は8-6φ(鉄筋比0.5%)を、用心鉄筋は3φ@100を仮定した。また、主筋および用心鉄筋はSR235と仮定し、用心鉄筋をせん断補強筋とみなしてせん断耐力を算出した。Fig. 18の杭の発生応力と耐力の比較から、大地震時の杭頭の曲げ降伏やせん断破壊が発生する可能性がある。杭頭での発生応力は建物慣性力による影響が大きく、また地盤変形により地盤層の変わり目で発生応力が大きい。

SRモデルによる地震応答解析での1階層せん断力係数の最大値は0.81であり、耐震壁の最大せん断応力度は2.1N/mm²である。これは、耐震壁の最大せん断応力度の実験値⁴⁾(2.0-2.7N/mm²)の下限であり、耐震壁のせん断破壊が発生する可能性がある。ただし、本解析は杭と地盤の等価弾性剛性を用いた地盤ばねによるSRモデルの解析であるため、実状より高い地震力が上部構造に作用している。杭の発生応力と杭耐力との比較から、上部構造が崩壊に至る前に杭の曲げ降伏およびせん断破壊が発生する可能性があることから、上部構造への入力は低下し、杭基礎の場合でも耐震壁のせん断破壊が発生する可能性は高くないと考えられる。

本研究ではRC杭を対象としたが、建設当時はPC杭も多用された。ただし、杭の剛性増大に伴う地震応答解析への影響は限定的である。また、Fig. 18に示すように、RC杭の場合の杭の発生応力は耐力を大きく上回るため、PC杭の場合でも杭の損傷が発生する可能性があると考えられる。

5.4. 解析条件の違いによる杭の応力評価

本節では、地盤の層構成と杭頭接合部の仕様の違いが杭の発生応力に及ぼす影響について考察する。

はじめに、地盤の層構成の影響について述べる。多層で構成されるTable3の地盤Bでは、層の変わり目で杭の発生応力が大きくなった(Fig. 18)。そこで、地盤Bの解放工学的地盤以浅の表層地盤と同厚な単層で構成される地盤の場合を考える。同地盤のS波速度 V_s およびP波速度 V_p は地盤Bの表層地盤の加重平均値とし、それぞれ185m/sと1520m/sとした。地盤密度1.7t/m³の粘性土である。これに対して、前節までと同様の手順で行った地震応答解析で、 C_{QMAX} は0.69(乱数位相波)となった。杭の発生応力をFig. 18に上書きした。層の変化がないため、地盤変形による発生応力は比較的小さく、建物慣性力による杭頭の発生応力が大きい。杭頭での発生応力はCASE2の解析結果よりも小さいが、概ね杭の終局耐力以上であり、杭の損傷が発生する可能性を推察できる。

次に、杭頭接合部の仕様の違いによる影響について述べる。本研究では、杭頭と基礎が接合筋で接合されるFig.7のような仕様であ

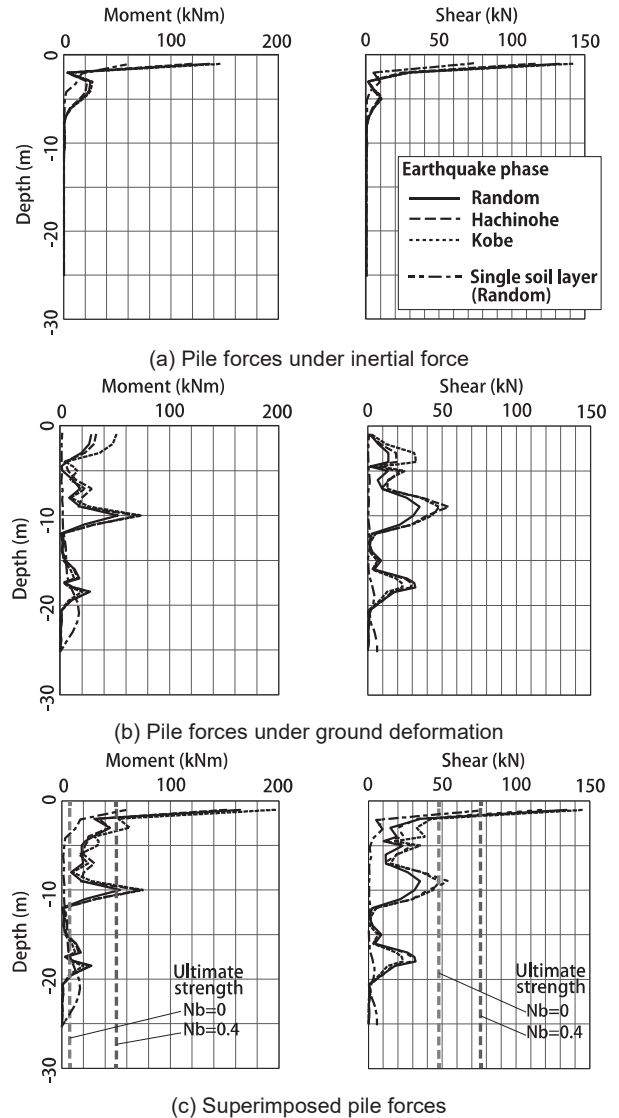


Fig.18 Moment and shear force of pile

るが、杭頭と基礎が接合筋で接合されていない場合も考えられる。この場合の上部構造の地震時の挙動は、直接基礎の場合と同様に基礎の浮き上がりが発生する可能性があると考えられる。また、杭頭と基礎が接合筋で接合される場合、建築基礎構造設計指針¹³⁾では杭頭固定度が0.6-0.8程度と示されている。従って、杭頭を完全にピンとするモデル化が必要となる対象建物の設計仕様は想定しにくい。ここでは極端な場合を考えて、杭頭がピン支持の場合(杭頭固定度が0)の解析結果への影響を分析する。杭頭接合条件をピンとした場合、上部構造の応答は杭頭を固定とした場合(以下、CASE Aとする)と地盤ばねの水平剛性に杭の寄与を考慮しない場合(以下、CASE Bとする)の間にあると考えられる。CASE Aの応答は前節でのCASE2に一致する。CASE Bの場合について、回転地盤ばねはCASE2と同様とし、水平地盤ばねを地盤性状のみで決定される限界耐力計算法で算出する。これを杭の寄与を考慮しない場合の地盤ばねと解釈する。算出された水平地盤ばね値は K_{HG} の43%である。CASE Bにおける地震応答解析の結果、 C_{QMAX} は0.73(乱数位相波)となった。CASE AとCASE Bの両者の応答による杭頭をピン支持とした場合の杭の応力をFig. 19に示す。同図に示す杭の発生応力と耐力の比較から、杭頭固

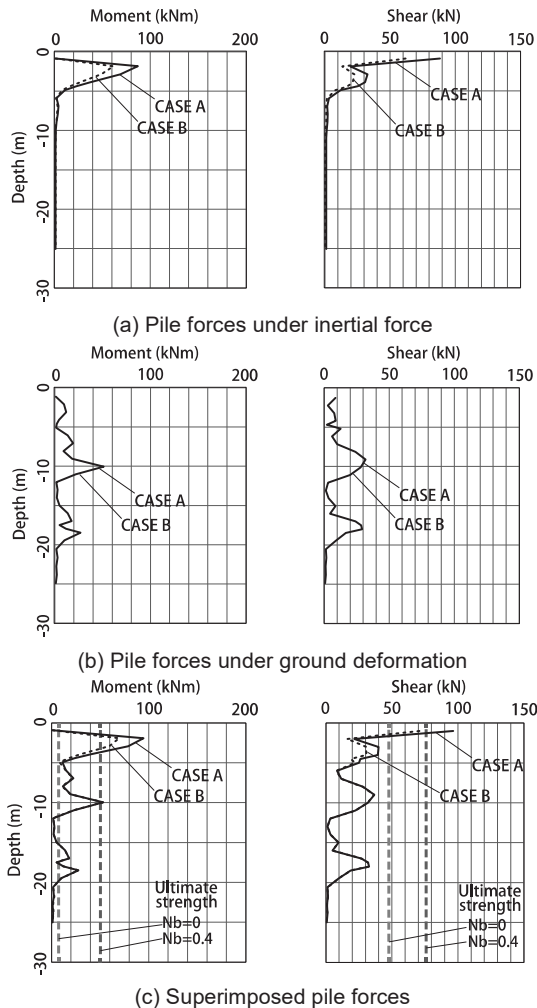


Fig.19 Moment and shear force of pin connected pile

定度が小さい場合でも、杭の曲げ降伏やせん断破壊が発生する可能性がある」と推察できる。

6. まとめ

本研究では、既存 WPC 構造集合住宅建物の躯体改修を伴う有効活用の実現を目的として、標準的な 5 階建て集合住宅建物を対象に基礎と地盤を考慮した時刻歴地震応答解析を行い、張間方向における上部構造と基礎の応答および損傷の特徴と傾向を評価した。接合部の非線形挙動と損傷を評価できる上部構造と地盤ばねを含む基礎構造で構成される 2 次元連成系モデル (SR モデル) を構築して、極めて稀に発生する地震動レベルでの地震応答解析を行い、杭基礎については応答変位法による杭の応力評価で杭の発生応力と耐力を比較した。限られた地盤と基礎の条件下の検討ではあるが以下のような知見が得られた。

- (1) 直接基礎の場合は、大地震時に基礎の浮き上がりが発生する。従って、建物の崩壊形は、既往研究での基礎を固定とした静的増分解析では連層壁間の鉛直方向のずれを伴う連層壁のロッキングであったのに対し、基礎の浮き上がりによる建物全体のロッキングに移行する可能性がある。また、1 階層せん断力係数の最大値 (C_{Q1MAX}) は 0.73 である。
- (2) 地震応答解析で得られた最大転倒モーメント時の層せん断力

係数分布が A_i 分布と概ね等しいことから、建物張間方向の保有水平耐力計算に用いる地震荷重分布を A_i 分布とすることは概ね妥当である。ただし、対象建物の C_{Q1} は A_i 分布の場合 0.64 であるが、地震応答解析での最大層せん断力係数分布を地震荷重分布とした静的増分解析では C_{Q1} は 0.56 となり、また、地震応答解析での C_{Q1MAX} は 0.73 であることから、地震荷重分布により C_{Q1} は 15% 程度まで増減する可能性が考えられる。

- (3) 杭基礎の場合は、杭の応力評価から、杭頭の曲げ降伏およびせん断破壊が発生する可能性が考えられる。また、1 階層せん断力係数の最大値 C_{Q1MAX} は 0.81 であるが、上部構造が崩壊に至る前に、杭の曲げ降伏およびせん断破壊が先行する可能性があるため、上部構造への入力はこれよりも低くなると考えられる。
- (4) 本研究における基礎と地盤を考慮した地震応答解析では、基礎の浮き上がりや杭の曲げ降伏およびせん断破壊が発生する可能性があり、その場合実被害の傾向と一致する。耐震壁の発生せん断応力度の最大値は、直接基礎の場合はせん断破壊時の実験値以下であり、杭基礎の場合は実験値の下限である。杭の曲げ降伏およびせん断破壊による上部構造への入力低下を考慮すると、いずれの基礎形式においても、耐震壁のせん断破壊が発生する可能性は限定的である。大地震時における既存 WPC 構造集合住宅建物の上部構造の高い耐震性能と、基礎の浮き上がりや杭の損傷が先行する可能性を解析的に評価できた。

謝辞

本研究は、公益財団法人鹿島学術振興財団の研究助成を受けて実施した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Takagi, J., Shimonishikida, S., Kitayama, K. and Minami, S.: Development of Static Analysis Models of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings, Seismic Performance Evaluation of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings with New Openings in Shear Walls Part1, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 671, pp. 113-120, 2012. 1 (in Japanese)
高木次郎, 下錦田聡志, 北山和宏, 見波 進: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の静的解析モデルの構築, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 671 号, pp. 113-120, 2012. 1
- 2) Shimonishikida, S., Takagi, J., Minami, S. and Kitayama, K.: Improvement of Analysis Models and Comparative Studies of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings, Seismic Performance Evaluation of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings with New Openings in Shear Walls Part2, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 680, pp. 1589-1598, 2012. 10 (in Japanese)
下錦田聡志, 高木次郎, 北山和宏, 見波 進: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の解析モデルの改良と比較分析, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 680 号, pp. 1589-1598, 2012. 10
- 3) Takagi, J., Ozeki, S. and Nakahashi, Y.: Analytical Bearing Spring Models of Vertical Joints in Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 693, pp. 2009-2017, 2013. 11 (in Japanese)
高木次郎, 大関修平, 中橋芳貴: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリ

- ート構造集合住宅建物の鉛直接合部のせん断ばねモデル, 日本建築学会構造系論文集, 第693号, pp. 2009-2017, 2013. 11
- 4) Takagi, J., Kitayama, K. and Minami, S.: Numerical Analysis Models of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Shear Walls with Reinforcement for New Openings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 663, pp. 1015-1024, 2011. 5 (in Japanese)
高木次郎, 北山和宏, 見波 進: 新設開口補強を伴う既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁の数値解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第663号, pp. 1015-1024, 2011. 5
- 5) Nakahashi, Y. and takagi, J.: Seismic Performance Evaluation of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings in Longitudinal Direction, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 701, pp. 1037-1046, 2014. 7 (in Japanese)
中橋芳貴, 高木次郎: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の桁行方向の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第701号, pp. 1037-1046, 2014. 7
- 6) Report on the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster, Vol. Architecture -2, Structural Damage to Prestressed Concrete Buildings ; Structural Damage to Steel Reinforced Concrete Buildings ; Structural Damage to Box Type Wall-Buildings of Concrete or Masonry, and Masonry Garden Walls, Vol. 1, 1998 (in Japanese)
阪神・淡路大震災調査報告, 建築編-2, プレストレスコンクリート造建築物, 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物, 壁式構造・組積造, 第1版, 1998.
- 7) Nonaka, T., Usui, R. and Takagi, J.: Seismic Performance Evaluation of Existing Wall Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings Considering Their Foundation, AIJ Journal of Technology and Design, No. 52, pp. 977-982, 2016. 10 (in Japanese)
野仲論, 臼井亮, 高木次郎: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の基礎構造を考慮した解析的耐震性能評価, 日本建築学会技術報告集, 第52号, pp. 977-982, 2016. 10
- 8) Tokuhiko, I., Hiramatsu, A. and Abe, K.: Kabeshikiprecasttekin concretezonojishinoto (Seismic Response of Wall-Type Precast Reinforced Concrete Buildings), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures, pp. 1867-1868, 1978. 9 (in Japanese)
徳広育夫, 平松晃, 阿部浩一: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造の地震応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 1867-1868, 1978. 9
- 9) Inai, E., Inoue, Y., Kimata, N. and Teshigawara, M.: Evaluating Method of Earthquake Response of Reinforced Concrete Boxed Wall-Buildings, AIJ Journal of Technology and Design, No. 24, pp. 155-160, 2006. 12 (in Japanese)
稲井栄一, 井上芳生, 木股信男, 勅使川原正臣: 壁式鉄筋コンクリート造建築物の地震応答の評価法, 日本建築学会技術報告集, 第24号, pp. 155-160, 2006. 12
- 10) Hiraishi, H., Motohashi, H. and Kimura, T.: Study on Hysteric Damping and Deformation Profile along The Height of Reinforced Concrete Box-Shaped Wall Buildings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 577, pp. 131-136, 2004. 3 (in Japanese)
平石久廣, 本橋博明, 木村匡: 壁式鉄筋コンクリート構造物の履歴減衰と変形分布に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp. 131-136, 2004. 3
- 11) Hirosawa, M.: Kabeshikiprecastkozo5kaidatetatemonohakaijikken (Destruction Experiment of Five-Story Wall-Type Precast Reinforced Concrete Buildings), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures, pp. 827-828, 1968. 10 (in Japanese)
広沢雅也: 壁式プレキャスト構造5階建建物破壊実験 その1 実験目的と実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 827-828, 1968. 10
- 12) AIJ: JIS Kenchikuzairyokikakusyu (Japanese Industry Standards for Architectural Materials), Vol. 1, 1960 (in Japanese)
日本建築学会: JIS 建築材料規格集・新編1, 1960
- 13) AIJ: Recommendations for Design of Building Foundation, Vol. 2. 1, 2001 (in Japanese)
- 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 第2版第1刷, 2001
- 14) AIJ: All Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures, 2010 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 15) AIJ: Seismic Response Analysis and Design of Buildings Considering Dynamic Soil-Structure Interaction, Vol. 1, 2006. 2 (in Japanese)
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, 第1版第1刷, 2006. 2
15.1)pp. 53, 15.2)pp. 153, 15.3)pp. 159, 15.4)pp. 169, 15.5)pp. 171, 15.6)pp. 178, 15.7)pp. 360
- 16) SNAP Ver. 6. 0. 1. 3, KOZO System CO., LTD., 2016
- 17) SNAP WAVE Ver. 1. 0. 0. 9, KOZO System CO., LTD., 2016
- 18) The Japan Building Disaster Prevention Association: Kizon kabeshikiprecasttekinconcretezokenchikubutsunotaishinshindans hishin (Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Buildings), Vol. 2. 3, 2008 (in Japanese)
日本建築防災協会: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針, 第2版3刷, 2008
- 19) AIJ: All Standard for Design of Precast Reinforced Concrete Box-Shaped Wall Structures, 1984 (in Japanese)
日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準・同解説, 1984
- 20) Matsuzaki, I., Hukiyama, H., Akutsu, K. and Kimura, H.: Kabeshiki precasttekinconcretekozozonoyokusetugobunikansurujikkenkenkyu sono2 hakaiseijooyobihenkeiseijonitsuite (Experiment and Research for Vertical Joints of Precast Concrete Wall Panel Structures Part2, Destruction Properties and Hysteresis Properties), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures, pp. 211-212, 1989. 10 (in Japanese)
松崎育弘, 福山洋, 阿久津好太, 木村博: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究 その2 破壊性状及び変形履歴性状について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 211-212, 1989. 10
- 21) Kawabe, S. and Mochizuki, S.: Response Analyses of a Precast Concrete Wall Panel with Horizontal and Vertical Joints Considering Slip Deformation (Transactions of AIJ), Vol. 41B, pp. 511-518, 1995. 3 (in Japanese)
川辺祥一, 望月重: 水平・鉛直接合部のすべりを考慮した壁式プレキャストパネルの応答解析, 構造工学論文集, Vol. 41B, pp. 511-518, 1995. 3
- 22) Umemura, H.: Tekkinconcretetatemononodotekitaishinsekkeiho・zoku (chusohen) (Dynamic Seismic Design Method of Reinforced Concrete Buildings), Gihodo Shuppan, 1982 (in Japanese)
梅村魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 技報堂出版, 1982
- 23) Kabeyazawa, T.: Ultimate-State Design of Reinforced Concrete Shear Wall-Frame Structure, pp. 769-772, 1984 (in Japanese)
壁谷沢寿海他: 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計, 第6回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 769-772, 1984
- 24) Building Research Institute: Kaiseikenchikukijunhonokoza kankeikiteinogijutsutekihaikai (Technical Background of Structural Regulations of The Building Standards Amendment Act), Gyosei, 2001 (in Japanese)
国土交通省建築研究所: 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, ぎょうせい, 2001
- 25) Building Guidance Division, Ministry of Land, Infrastructure and Transport: 2001nendogenkaitairyokukeisanhonokeisanreitosono kaisetsu (Calculation Examples and Explanation for Calculation of Response and Limit Strength 2001), Gyosei, 2001 (in Japanese)
国土交通省住宅局建築指導課ほか, 2001年度限界耐力計算法の計算例とその解説, ぎょうせい, 2001
- 26) Per B. Schnabel, John Lysmer, H. Bolton Seed: SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC72-12, College of Eng. University of California Berkeley, California, 1972
- 27) AIJ: Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design, 1981 (in Japanese)
日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1981

付録. 杭基礎の場合の地盤ばねの算出

杭基礎の場合の水平地盤ばね定数 K_{HG} と減衰係数 C_{HG} および等価減衰定数 h_{HG} は Francis の式と Gazetas らによる方法を用いた参考文献¹⁵⁾ に示される方法で、回転地盤ばね定数 K_{RG} は限界耐力計算法²⁵⁾ で算出する。地盤ばね算出時には群杭を考慮した。また、杭応力評価で用いる杭周地盤ばね k_{jGi} は K_{HG} を算出する中で計算される。地盤ばね算出においては参考文献¹⁵⁾ に従って地盤を Appendix-table1 のように分割し、 i 層の上端を節点 i とする。ここでは、基礎側面地盤は考慮しておらず、基礎底面下の地盤層を第 1 層とする。以下 (1) 式から (33) 式および算出方法は参考文献^{15, 25)} からの抜粋である。

水平方向の地盤ばねに対する群杭係数の算出式を以下に示す。

$$\beta_{HX} = 0.4 \cdot (S/B)^{0.3} \cdot (N_x/2)^{-0.74(S/B)^{-0.43}} \cdot (N_y/2)^{-0.59(S/B)^{-0.54}} \quad (1)$$

$$\beta_{HY} = 0.4 \cdot (S/B)^{0.3} \cdot (N_x/2)^{-0.59(S/B)^{-0.54}} \cdot (N_y/2)^{-0.74(S/B)^{-0.43}} \quad (2)$$

ここで、 β_{HX} は X 方向に対する群杭係数、 β_{HY} は Y 方向に対する群杭係数、 S は杭間隔[m]、 B は杭径[m]、 S/B は加力方向の値、 N_x は X 方向の杭本数、 N_y は Y 方向の杭本数である。

$$k_{jSi} = \frac{1.3E_{Si}(E_{Si}B^4/E_pI_p)^{1/12}}{1-v_{Si}^2} \quad (3)$$

$$k'_{jSi} = 0.5(k_{jSi-1} \cdot H_{i-1} + k_{jSi} \cdot H_i) \quad (4)$$

$$k'_{jGi} = k'_{jSi} \cdot N_p \cdot \beta_{HY}^{1/3} \quad (5)$$

$$E_{Si} = \frac{(1-2\nu_{Si})(1+\nu_{Si})}{(1-\nu_{Si})} \rho V_{Pi}^2 \quad (6)$$

$$V_{Si} = \frac{1-2(V_{Si}/V_{Pi})^2}{2[1-(V_{Si}/V_{Pi})^2]} \quad (7)$$

ここで、 k_{jSi} は i 層における単杭の単位厚さあたりの水平方向の地盤ばね定数[kN/m²]、 k_{jSi} は杭の節点に取り付ける杭周地盤ばね[kN/m]、 k_{jGi} は群杭に対する杭周地盤ばね[kN/m]である。また、 E_{Si} は i 層のヤング係数[kN/m²]、 ν_{Si} は i 層のポアソン比、 E_p は杭のヤング係数[kN/m²]、 I_p は杭の断面 2 次モーメント[m⁴]、 H_i は i 層の層厚[m]、 N_p は杭総本数、 V_{Sei} は i 層の等価せん断波速度[m/s]、 V_{Pi} は i 層の P 波速度[m/s]である。

水平地盤ばね K_{HG} [kN/m] は、以下のような収束計算により算出する。まず、杭頭を回転拘束した無限長さの杭を仮定した場合、杭頭を力 P で水平方向に加力した時の弾性支承梁の理論解で求まる深さ z での変位 $u(z)$ および杭頭の地盤ばね K_{HG1} [kN/m] は以下の式で算出される。

$$u(z) = \frac{P}{4N_p E_p I_p \beta^3} e^{-\beta z} (\sin \beta z + \cos \beta z) \quad (8)$$

$$K_{HG1} = P/u(0) = 4N_p E_p I_p \beta^3 = (4N_p E_p I_p)^{1/4} \cdot (\bar{k}_G)^{3/4} \quad (9)$$

$$\beta = (\bar{k}_G / 4N_p E_p I_p)^{1/4} \quad (10)$$

である。(7) 式で用いる杭周地盤ばね定数 \bar{k}_G [kN/m²] は一定値であるため、各層で地盤ばね定数が異なる場合は平均的な値を設定する必要がある。そこで、各層の地盤剛性に依って評価した群杭の杭周地盤ばね k_{jGi} を用いて算出する。まず、杭頭を加力した状態を想定すると、杭頭せん断力と杭の地盤反力の合計が釣合うことから (11) 式が成り立つ。その際、杭頭変位を 1 とし、杭の変位分布は (8) 式を用いる。

$$P = \sum k_{jGi} u_i \quad (11)$$

これを杭頭変位で除すことにより杭頭の地盤ばね K_{HG2} [kN/m] が求まる。

$$K_{HG2} = \sum k_{jGi} u_i / u_1 \quad (12)$$

ここで、 u_i は節点 i における水平変位である。次に、杭頭の地盤ばね K_{HG1} と K_{HG2} が一致するように、杭周地盤ばね定数 \bar{k}_G を収束計算で求める。つまり、初期値として表層の杭周地盤ばねの平均値 (例えば、杭頭から杭径の 5 倍までの深さの杭周地盤ばねの平均値) を設定し、 K_{HG1} と K_{HG2} を求める。ついで、以下の式により収束計算 1 回目の \bar{k}_G を算出し、これと初期の \bar{k}_G の二乗平均により収束計算 2 回目の初期の \bar{k}_G とする。以上を繰り返す、水平地盤ばね K_{HG} を算出する。

$$\bar{k}_G = K_{HG2}^{4/3} / (4N_p E_p I_p)^{1/3} \quad (13)$$

水平地盤ばねの減衰係数 C_{HG} [kNs/m] および等価減衰定数 h_{HG} は、本研究での杭基礎の場合では、連成系振動数 $f(=2.52[1/s]) >$ 地盤卓越振動数 $f_g(=1.29[1/s])$ なので、以下の式を用いる。なお、 f_g は $4H/V_S$ により算出した。

$$C_{HG} = h_{HG1} K_{HG} / (2\pi f) + C_{HG2} (f - f_g) / f = K_{HG} / 2\pi f \quad (14)$$

$$h_{HG} = h_{HG1} + C_{HG2} \pi (f - f_g) / K_{HG} \quad (15)$$

ここに、

$$K_{HG}' = 2h_{HG1} K_{HG} + C_{HG2} \pi (f - f_g) \quad (16)$$

$$h_{HG1} = K_{HG1} / 2K_{HG} \quad (17)$$

$$C_{HG2} = \sum c_{gi} u_i / u_1 \quad (18)$$

$$c_{gi}' = \min(c_{gGi}', c_{gBi}') \quad (19)$$

$$c_{gGi}' = c_{gSi}' \cdot N_p \quad (20)$$

$$c_{gSi}' = 0.5(c_{gSi-1}' \cdot H_{i-1} + c_{gSi}' \cdot H_i) \quad (21)$$

$$c_{gSi} = 1.57 \rho_i B (V_{Lai} + V_{Si}) \quad (22)$$

$$V_{Lai} = \frac{3.4V_{Si}}{\pi(1-\nu_{Si})} \quad (23)$$

$$c_{gBi}' = 0.5(c_{gBi-1}' \cdot H_{i-1} + c_{gBi}' \cdot H_i) \quad (24)$$

$$c_{gBi} = 2\rho_i (\beta_{HY} V_{Lai} + \beta_{HX} V_{Si}) \quad (25)$$

である。 h_{HG1} は地盤ばねの減衰定数、 K_{HG}' は地盤ばねの減衰項(虚部) [kN/m]、 K_{HG1} は群杭基礎の地盤ばねの減衰項(虚部)の 1.15×10^5 [kN/m] であり、参考文献^{15, 7)} に従って算出される。 C_{HG2} は地盤ばねの虚部の勾配(減衰係数) [kNs/m]、 c_{gi}' は群杭に対する減衰係数 [kNs/m]、 c_{gSi} は単杭に対する水平方向の単位厚さあたりの減衰係数 [kNs/m²]、 c_{gBi}' は杭の節点に設ける単杭の減衰係数 [kNs/m]、 c_{gGi}' は群杭に対する減衰係数 [kNs/m]、 c_{gBi} は基礎底面の大きさを考慮した減衰係数 [kNs/m²]、 c_{gBi}' は杭の節点に設ける減衰係数 [kNs/m] である。また、 ρ_i は i 層の密度 [t/m³]、 V_{Si} は i 層の等価 S 波速度 [m/s]、 V_{Lai} は i 層の Lysmer の波動速度 [m/s] である。

回転地盤ばね定数 K_{RG} [kNm/rad] の算出式を以下に示す²⁵⁾。まず、単位長さあたりの上下の杭周地盤ばね S_p [kN/m²] は下式による。

$$S_p = 2\pi G_e / \log_e(2r_m / B) \quad (26)$$

ここに、

$$r_m = 2.5L(1-\nu_e) \quad (27)$$

$$G_e = 1/L \cdot \sum G_i H_i \quad (28)$$

$$\nu_e = 1/L \cdot \sum \nu_i H_i \quad (29)$$

である。 G_e は表層地盤の平均せん断剛性 [kN/m²]、 B は杭径 [m]、 L は杭長さ [m]、 ν_e は表層地盤の平均ポアソン比、 G_i は i 層のせん断剛性 [kN/m²]、 H_i は i 層の層厚 [m]、 ν_i は i 層のポアソン比である。

次に杭先端の上下地盤ばね k_b [kN/m] は以下の式により算出する。

$$k_b = \frac{3\pi}{8} \frac{\pi G_b B}{2(1-\nu_b)} \quad (30)$$

ここで、 G_b は支持層のせん断剛性 [kN/m²]、 ν_b は支持層のポアソン比である。単杭の杭頭の上下地盤ばね定数 K_{VS} は以下の式により算出する。

$$K_{VS} = E_p A \beta_s^2 \frac{E_p A \beta_s (1 - e^{-2\beta_s L}) + k_b (1 + e^{-2\beta_s L})}{E_p A \beta_s (1 + e^{-2\beta_s L}) + k_b (1 + e^{-2\beta_s L})} \quad (31)$$

ここに、

$$\beta_s^2 = S_p / E_p A \quad (32)$$

である。 E_p は杭のヤング係数 [kN/m²]、 A は杭の断面積 [m²] である。

以上より、群杭基礎の回転地盤ばね K_{RG} は、杭配置による各杭の座標を用いて、以下の式で算出する。

$$K_{RG} = \beta_R \sum K_{VS} \cdot x_i^2 \quad (33)$$

ここで、 β_R は回転方向の群杭係数で 1 とし、 x_i は回転軸からの各杭の座標である。

Appendix-Table1 Layer Number (i)

Layer Number/ Thickness[m]	Layer Number/ Thickness[m]	Layer Number/ Thickness[m]	Layer Number/ Thickness[m]
1(C) /1	8(S) /1	15(S) /1	22(S) /1
2(C) /1	9(S) /1	16(S) /1	23(S) /1.1
3(C) /1	10(S) /1	17(S) /1	24(S) /1.1
4(C) /0.5	11(S) /1	18(S) /1	25(S) /1.1
5(S) /0.5	12(S) /1	19(C) /0.5	26(S) /1.1
6(S) /1	13(S) /1	20(C) /0.5	27(S) /1.1
7(S) /1	14(S) /1	21(C) /0.5	28(EB) /-

※C:Clay S:Sand EB:Engineering bedrock

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF EXISTING WALL-TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS CONSIDERING FOUNDATION AND SOIL

Toki NONAKA and Jiro TAKAGI***

* Former Grad. Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.

** Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

Existing wall-type precast reinforced concrete residential buildings maintain high structural quality, although they were constructed widely in Japan more than 40 years ago. A large number of the residential units in these existing buildings are standardized and typically small. Consequently, they do not suit for modern living uses. In order to utilize these buildings, seismic behavior was evaluated by static pushover analyses in past research. It was concluded that the failure mechanisms are rocking of the walls in the transverse direction and beam yielding in the longitudinal direction. In this research behavior of the foundations was not studied.

Past large earthquakes such as Hyogoken-Nambu earthquake in 1995 showed that the WPC buildings maintained high structural seismic resisting performance and the foundations including piles were relatively weak. This fact implies need of analytical study of the seismic behavior of the buildings considering their foundation and soil. It is more true on the evaluation of their performance in the transverse direction, where the behavior of the foundation is more influential to the overall structural behavior than the longitudinal direction.

In this research, time-history seismic response analyses of the WPC buildings under large earthquakes with 500 year of the recurrence period are conducted. Two cases of combinations of the soil condition and foundation system are studied. One is continuous footing on hard soil and the other is pile in soft soil. 2-D sway-rocking models were created for the two cases with corresponding sway and rocking soil springs. The superstructure is the model which is identical in the cases and composed of inelastic joint springs and elastic precast concrete panels. Pile stresses are evaluated by applying the seismic deformation method. Findings in this research are shown below:

- (1) In the study case for the building with the continuous foundation, uplift of the building by the overturning moment (OTM) is observed. It is referred that the failure mechanism is rocking of shear walls associated with failure of the vertical joints in past study of pushover analyses with the fixed-base model. In the time-history analyses, the maximum base shear coefficient (C_{Q1MAX}), which is defined as the ratio of lateral force to the building weight, is 0.73.
- (2) In the study case with the pile foundation, the piles can fail in shear before the collapse of the superstructure. While C_{Q1MAX} reaches 0.81 with the elastic pile model, it would be lower in studies considering inelastic shear failure of piles.
- (3) In the study case for the building with the continuous foundation, shear stress of shear walls is no more than 1.8N/mm^2 , which is lower than probable ultimate shear stress ($2.0\text{-}2.7\text{N/mm}^2$). Although, in the study case with pile foundation, the shear stress is at most 2.1N/mm^2 , this is the lower limit of ultimate shear stress and would decrease considering shear failure of piles. Therefore, shear walls would not fail under the large earthquakes, while foundation may be damaged. This analytical finding agrees with the past seismic damage of this type of buildings.

(2017年4月7日原稿受理, 2017年8月2日採用決定)