2004年9月紀伊半島南東沖地震の観測記録に基づく大阪平野の超高層建築物の振動特性

DYNAMIC PROPERTIES OF SKYSCRAPERS LOCATED ON OSAKA PLAINS BASED ON OBSERVATION RECORDS DURING SOUTH-EAST OFF KII-PENINSULA EARTHQUAKE SEPTEMBER 2004

上林宏敏 — *1 大西良広 — *2
林 康裕 — *3

Hirotoishi UEBAYASHI — *1 Yoshihiro ONISHI — *2
Yasuhiro HAYASHI — *3

キーワード：
超高層建築物, 地震観測記録, システム同定, 紀伊半島南東沖地震, 大阪平野

Keywords:
Skyscrapers, Seismic observation records, System identification, South-east off Kii-peninsula earthquakes, Osaka plains

The system identification of the dynamic properties such as natural periods and damping ratios of four skyscrapers located on Osaka plains was conducted based on the observation records during South-east off Kii-peninsula earthquake September 2004 (M7.4). We found the dynamic properties in the large amplitude portions of response waveforms to be longer in natural period for all buildings and larger in damping ratio for a few steel-buildings than those in the onset and/or the terminal portions of response waveforms. The greatest coefficients of variation of natural periods in duration of response seismic motions were 2 to 4 percents for steel-buildings and 8 percents for a reinforced-concrete building.

1. はじめに

近い将来に発生が危惧されている南海地震・東南海地震の想定震源域である紀伊半島南東沖において、2004年9月5日と7日にM7前後の3つの地震が生じた(以下、発生順に前震・本震・余震と称す)。特に、5日23時57分の本震(M7.4)により、大阪平野において十数分間に及ぶ長い継続時間を持つ長周期の地震動が観測された¹⁾。この地震動による長周期建物の応答記録は、既存建物の固有周期や減衰定数といった振動パラメータの検証において貴重な情報を有していると考えられる。特に、共振現象により累積損傷の影響を受けやすい超高層建物²⁾において、上記振動パラメータの設計値との差異や振幅依存性^{例えば 3)}を把握することは重要なことである。しかしながら、ある地震に対して長周期建物の強震記録を一元的に収集し、共通の土俵で分析が行われることはこれまで希少であった。

著者らは、上記地震による長周期建物(5棟の超高層建物と3棟の免震建物)の観測記録を関西地震観測研究協議会⁴⁾(以下、関震協と称す)において収集⁵⁾した。本報告では収集記録の内、主として大阪平野に建つ超高層建物を対象に上記動的パラメータの地震動継続時間中の経時変化を幾つかの同定手法を用いて推定し、その振幅依存性と変動量を評価した。さらに、これら振動パラメータの変動量が応答値に及ぼす影響についても簡単な考察を行った。

2. 入力(地表面レベル)地震動記録

図1に今回、記録を収集した8棟の建物(A~H: 以下サイトを表わす記号としても用いる)の位置とその周辺に位置する関震協の3つの観測点(MRG, FKS, MOT)を基盤面深度⁶⁾と併せて示す。対象建

物は大阪市北部と神戸市域に位置し、これら建物直下の基盤面(S波速度3km/s以上)深度は700~1600mと推定されている。対象地震の本震による地表面レベルのNS成分速度波形を東側の地点から順に並べたものを図2に示す。関震協の3観測点は速度記録が得られているが、建物を対象とした8地点は加速度記録となっているので、数値積分した速度波形として示す。各波形の下に引かれた線で示すように、継続時間100~200sにおいて比較的大きな振幅を持つ明瞭な位相が見られる。この位相は上町断層近傍のサイトから西側に向けて伝播しているように見える。また、建物最上階に設置された地震計でトリガーレベルが設定されている超高層建物が位置するサイトA~Eでは6分間を超える継続時間が得られている。この記録長は長周期成分に対して高感度な速度計が設置されている関震協サイ

図1 観測点配置と基盤面深度分布

¹⁾ 京都大学原子炉実験所 准教授・博士 (工学)
(〒590-0494 大阪府泉南郡熊取町朝西2)

²⁾ 財地域地盤環境研究所 研究員

³⁾ 京都大学大学院工学研究科 教授・工博

¹⁾ Assoc. Prof., Research Reactor Institute, Kyoto Univ., Dr. Eng.

²⁾ Researcher, Geo-Research Institute

³⁾ Prof., Graduate School of Eng., Dept. Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

トの継続時間に匹敵する。本報告では詳しく述べないが関震協等による記録に、今回のような地表面レベルの建物観測記録を加えることで、堆積盆地を伝播する長い継続時間を持つ長周期の波群の様子をより詳しく調べることができると思われる。

図3は大阪市内に位置するサイトB,C,D,MRG,FKSと神戸市内に位置するサイトE,MOTの図2に示す速度波形から求められた速度応答スペクトルを示す。堆積層厚さが1.5km前後であるサイトB,FKS,MRGの周期約6秒の値は40Kine程度となっている。この卓越周期は対象サイトの表面波の1次卓越周期 τ とほぼ一致している。他方、上町台地付近に位置するサイトC,Dの卓越周期は約4秒であり基盤面深度が浅くなるに従って短くなっている。神戸市の臨海部に位置するサイトEは5~6秒のブロードなピークを有する1次卓越周期に加え、周期2秒 τ の2次ピークが存在する。これらのピークは山地に近いMOTでは見られない。両図は周期2~6秒の卓越周期の空間変動に加えて応答スペクトル値も数キロメートルの範囲において変動しており、長周期建物において盆地内の地域性を考慮した入力地震動による耐震性の検討を行う必要性を示唆している。

3. 建物概要及び周波数応答と入力地震動の関係

図4は対象建物の設計用固有周期と軒高さの関係を示す。記号A,B,C,D,Eは超高層建物であり、F,H,Gは免震建物を表す。超高層建物の固有周期として、A,B,C,Dは基礎固定モデル、建物Eは基礎

図2 本震(M7.4)による地表面レベル観測速度波形(南北成分)

図3 主要サイトにおける観測記録の速度応答スペクトル

スウェイ・ロッキングモデルの値を採用する。超高層建物は長辺(girder(G)方向)と短辺(beam(B)方向)の両方向の固有周期を示し、免震建物は免震装置の微小変形(変形角 $\gamma=10\%$ 以下)および大変形状態($\gamma=100\%$)における固有周期をそれぞれ示す(建物Gには高減衰積層ゴムが使用されており、微小変形時の設計用固有周期が規定されていないので後述される図6(b)から推定)。なお、建物Aは対象地震が観測された際、竣工前であり最上階の記録が得られていなかったため、以後の分析から除外する。主要構造体として建物A,B,C,DはS造であり、それら以外はRC造である。建物B,Cは風揺れ低減のためのマスダンパー系の制震装置(建物Bはハイブリッドマスダンパー、建物Cはチューンドマスダンパー)が取り付けられているが、振動パラメータ推定へのこれら装置の影響については後述する。建物Eは集合住宅であり平面形が正方形に近く、他のS造建物のように長辺と短辺の区別が明確ではないが便宜上、若干壁量が多い方向を短辺(B)と定義する。図5は本震による各建物最上階の観測最大応答値を図4横軸に対応させて示す(縦軸左側が加速度、右側が速度の座標)。図6(a)は本震による4棟の超高層建物の1階あるいは地階に対する最上階のB方向の全継続時間に対するフーリエスペクトル比を示す。スペクトル比のピーク値から各建物の1次共振周波数は図4の設計の固有周期付近に存在することが分かる。一方、図6(b)に示す免震建物の免震層の上下観測点間のスペクトル比において、卓越周波数は3つの建物共に1Hz付近に見られる。これは、図4の免震装置の微小変形時の固有周期に対応しており、今回の地震の入力レベルでは免震建物の固有周期が長周期化していないことを意味している。従って、本調査では周期約2秒以上の長周期建物の観測に基づく振動パラメータの同定を目的とするため、以後の分析と議論から3棟の免震建物を除外する。長周期地震動の卓越周期が地下構造から計算される表面波の卓越周期に一致することが報告されている⁷⁾。図7(a),(b)それぞれに建物BとEの1階の観測波形

図4 建物固有周期と軒高さの関係

図5 建物最大応答値の分布

図6 建物1階・地階に対する最上階の周波数応答

および、そのランニングスペクトルと建物最上階の観測波形を示す。大阪市内に位置する建物Bのランニング(パワー)スペクトルにおいて、継続時間100秒迄の主S波部分において幅広い周波数帯域の波群から構成されている。そして、時間経過に伴い0.2Hz(5秒)付近を中心とする低周波数が卓越する。後続波形部の卓越周波数は前述の建物Bの設計用固有周期(破線で示す)に近く、この影響により継続時間が長い応答が観測されている。この傾向は同程度の固有周期を持つ建物C,Dにおいても共通に見られる。建物Bの前述の制震装置は継続時間約100秒でロック状態となっており、1次モードの応答が卓越する約100秒以降において制震装置の影響はないものと考えられる。このことは建物Cにおいても同様であった。神戸市内に位置する建物Eのランニングスペクトルにおいて、0.2Hz付近に加え継続時間の50~110秒、170~210秒において0.5Hz付近にもピークが見られる。この0.5Hzの卓越周波数が破線で示した建物Eの固有周期に近く、最上階の応答振幅が上記時間帯で大きくなっている。

図7 建物B,Eの入力波のランニングスペクトルと応答波形

4. 固有周期(剛性)と減衰定数の経時変化

4.1 固有周期の同定

建物の固有周期(剛性)と減衰が弾性域においても地震毎に変化することが報告されている。ここでは長時間の記録が得られている対象建物について、固有周期と減衰定数の経時変化について調べる。これらパラメータの同定は1)ARXモデルと2)質点系振動モデルによる力と変位の関係(以下、質点系モデルと称す)に基づく2つの方法から求めた。ARXモデルによるパラメータ推定は斎藤(1998)⁹⁾の2章の記述に、また質点系モデルによる同推定は中村他(1999)¹⁰⁾の2章の記述に基づいて行った。ただし、質点系モデルにおいて運動方程式の両辺を一質点系の質量 M で除することにより推定パラメータを K/M (K は剛性)と C/M (C は減衰係数)に置換している。さらに、パラメータ K/M から1次固有周期 T_0 を求め、1次モードに対する減衰定数を式 $h=(C/M) \times (T_0/4\pi)$ より求めている。推定パラメータの経時変化を調べるため、各建物の設計用固有周期の10倍の時間ウインドウを分析区間とし4秒毎にシフトさせた。両推定手法に共通して、1階あるいは地階の記録を入力とし最上階の記録を出力として、BおよびG方向それぞれ推定を行った(1入力1出力)。入出力データは図6(a)のスペクトル比の1次共振曲線の立ち上がり(長周期側)と谷(短周期側)の周波数をカットオフ(建物B[0.05,0.45], C[0.05,0.5], D[0.05,0.55], E[0.1,1.1];単位Hz)とするバンドパスフィルター処理が行われている。

図8は固有周期の経時変化と振幅の包絡形(最上階の観測記録から求めた変位波形の絶対値のピークを包絡したもの)を4棟の建物の各2成分(B,G方向)の計8成分について示す。まず、建物Bについて検討する。ARXモデル(●印)と質点系モデル(o印)の推定結果を比較すると、両推定モデルの経時変化の傾向は似ているがARXモデルの方が質点系モデルより変動の幅が小さく包絡形との相関も高いように見える。ARXモデルによる同定パラメータからフォワード解析により求めたシミュレーション波形と観測波形との適合度を図9に示す。B,G方向共に高次モードの影響が含まれている50秒までの初動部を除き全継続時間において、ほぼ90%以上の高い適合度となっている。従って、以後のB以外の建物の固有周期の評価はARXモデルによる結果のみ示す。全ての建物、両方向に共通して固有周期は変位振幅の増加と共に伸長し、波形後半部の振幅の減少に従って初期の固有周期に戻る傾向が見られる。

中村¹²⁾は本調査と同様の前震と本震記録を用いて建物Dの固有周期の同定を建物地階と最上階間の全継続時間から求めた伝達関数にフィッティングするARXモデルを用いて行っている。その結果、本震時の固有周期はB方向において3.94秒、G方向において3.84秒と評価した。これらの値は図8の建物Dの応答振幅が大きくなる時間帯の同定値とほぼ一致する。一方、最大応答変位振幅が本震時の半分弱となる前震時の固有周期の同定値は、本震時のそれに比べて1%程度短くなっている。本調査と中村による調査の結果に共通するのは、固有周期が建物の応答振幅に比例的に変動することである。これらの結果は最大応答振幅値が異なる地震毎に固有周期の振幅依存性を評価した他の研究結果(例えば3),9),10)とも整合している。弾性域の固有周期が応答振幅(層間変形角)に比例して長くなる原因として、非構造物と構造物の間に生じる摩擦力や基礎と地盤の相互作用ばねの非弾性的な特性¹³⁾などの影響が考えられるが、理論と実測

図8 同定された固有周期の経時変化と波形包絡形

図9 建物Bの観測波形と計算波形の適合度

に基づいて明らかにされているとはいえず、後述する減衰パラメータの応答振幅依存性と併せて今後詳しく検討すべき課題である。

4.2 減衰定数の同定

図10は4棟の建物のB方向に対する減衰定数の経時変化と速度振幅の包絡形の関係を示す。減衰定数の推定は、前述の2つの手法に加えて消費エネルギーを表わす履歴ループの囲む面積(ΔW)と最大ポテンシャルエネルギー(W)の比から求まる消費エネルギー率 $[h=\Delta W/(4\pi \cdot W)]$ からも求めた¹⁴⁾。この方法による推定結果を×印で建物Bについてのみ併記する。図から分かるように、3つの減衰定数の同定結果に大差はないが、固有周期の同定時と同様にARXモデルの変動が最も小さくなっている。減衰定数と速度振幅の関係に着目すると、建物Bの80～180秒と建物Dの40～140秒において振幅の増加と共に減衰定数の増加が見られる。建物B,Cの約100秒

図10 同定された減衰定数の経時変化と波形包絡形

までの減衰定数の大きな変動は前述の制震装置の駆動により構造体の減衰定数の同定が正確に行えなかったことが原因と考えられる。従って、後述の減衰定数の変動に関する統計的な評価にはこの時間区間を含めない。なお、前述の中村¹²⁾による建物Dの本震時の減衰定数の同定値は1.4%であり、固有周期の場合と同様、継続時間100秒と400秒前後の応答振幅が大きな時間帯の値と一致する。

5. 固有周期と減衰定数の変動と応答への影響

図11は同定された固有周期(図8)を設計用固有周期(図4)で基準化し、継続時間におけるその変動量の上下限值(以下、変動幅と称す)と最大の平均層間変形角(最上階と1階の観測点間の相対変位を高さで基準化)の関係を示したものである。この変動量を本震と前震について求め、上・下限値どうしを破線で結んでいる。何れの建物および震動方向共に本震の方が前震より最大相間変形角が大きい。変動幅は波形適合度(図9)が80%以上となる時間帯から求めている。建物Cは本震以降、制震装置のロック状態が保たれていた余震を前震の代わりに用いる。図より、全ての建物と震動方向に共通して、前震(余震)より本震の変動幅が大きい。また、両方の地震の変動幅の下限値は同じではなく若干、本震の方が大きい。この原因について建物Bを例に考える。最上階の本震観測記録において、継続時間終端での波形振幅が加速度1Gal、相対速度1cm/s程度の値となっており、応答振幅が微動レベルに収束していない。これは建物が初期微動時の剛性に回復する前に記録が終了しているため、見かけ上の固有周期の下限値が大きくなっているものと考えられる。

設計用固有周期と同定固有周期の平均値の比較において、建物CのB方向を除き、同じ値若しくは同定値の方が1割程度短くなっている。また、変動幅は固有周期は継続時間においてRC造の建物Eでは最大8%程度、S造建物では最大2~4%程度となっている。

図10に示したように、減衰定数の継続時間における変動が固有周期に比べて相対的に大きかった(建物のG方向がここでは図示していないが図示したB方向より変動が大きい)。そこで、図12は継続時間における減衰定数の平均値と標準偏差を求めた結果を示す。図より、減衰定数は各建物各震動方向の[平均値 $\pm$ 0.3~1]%程度の変動が見られる。また、架構形式が両方向同じであるRC造の建物Eを除き、S造ではB方向の方がG方向に比べて減衰定数が小さく、架構法の違いが減衰に影響しているものと思われる。さらに、変動

図11 固有周期と層間変形角の関係

図12 減衰定数の変動

量を考慮しても、減衰定数は灰色の△印で表した設計用の値よりも(建物CのG方向を除き)同定結果の方が小さくなっている。これらの結果は、設計時において減衰定数を架構形式を考慮した上で適切に設定する必要があることを示唆している。なお、図11,12の建物E,Cの本震時の評価において、前述の制震装置の影響を避けるため、初動から100秒間の同定結果を省いている。

固有周期の変動が建物応答に及ぼす影響を調べるため、一質点系モデルを用いた速度応答スペクトルを尺度として用いる。まず、あるリファレンス固有周期 T_0 に対して前述の同定結果による固有周期の変動率に対する速度応答スペクトルを求める。固有周期の変動率: ΔT_0 を2%と定義すると、 $T_0(1 \pm 0.02)$ の2つの固有周期に挟まれた区間に対する速度応答値の最大値と最小値(S_v^U , S_v^L)を求める。応答スペクトル変動率: $\Delta S_v = 0.5 \times (S_v^U - S_v^L) / S_v$ から求める(S_v はリファレンス固有周期の応答スペクトル値)。図13に $\Delta T_0 = 2\%$ に対する応答スペクトル変動率 ΔS_v が3つの減衰定数をパラメータとして示される。入力地震動として、図3(a)の応答スペクトルにおいて急峻な卓越周期を持つFKS(図(a))と比較的平坦な周波数特性を

図13 応答スペクトルの変動率

持つ D ビル地階 (図(b)) の本震記録を用いた。減衰定数の値は、図 12 の全ての建物の減衰定数のばらつきの上下限値を目視から 0.7% と 2.2% と定め、それに中間値 1.6% を加えたものを選んだ。応答スペクトル変動率は減衰定数が小さい程、大きくなる傾向が見られる。特に 6 秒程度以下の周期帯のばらつきが大きい。そこで、応答スペクトル変動率の平均値と標準偏差を超高層建物の固有周期帯域である両矢印で示した 1.5~6.5 秒間を対象に求めた結果を図 14 に示す。これらの図には、固有周期変動率として 2% に加え 3% および 4% の結果も示す。図 14(a) と (b) を比較すると入力動の周波数特性の違いによる応答スペクトル変動率への影響は小さい。両図に共通して減衰定数が小さくなる程、固有周期変動率が大きくなる程、応答スペクトル変動率が大きくなる傾向がある。応答スペクトル変動率の平均値(△, ○, □印)において、約 0.1~0.25 程度、標準偏差を考慮しても約 0.05~0.3 程度となっている。このことは、超高層建物の弾性範囲における最大速度応答値は地震記録等の実測から求められた固有周期(設計値ではない)に対して、最大 2~3 割程度の変動が生じる可能性があることを意味しており、設計の高度化の意味においては固有周期がある程度、幅を持った確率的な量であることを念頭において設計を行うことが必要なのかも知れない。

図 14 応答スペクトル変動率の超高層建物固有周期帯域 (1.5~6.5 秒) における平均と標準偏差

6. まとめ

2004 年 9 月の紀伊半島南東沖地震の観測記録に基づいて、大阪平野に建つ超高層建物の固有周期と減衰定数の経時変化とその振幅依存性について調べた。結果を以下に要約する。

1) 固有周期は地震動継続時間内において、波形振幅の増加と共に伸長し、応答の終焉に伴い初期剛性に戻る傾向が見られた。固有周

期の変動率は RC 造建物において最大 8% 程度、S 造建物において最大 2~4% 程度であった。

- 2) 1) で評価された固有周期の変動率が建物の最大速度応答値に及ぼす影響を略算的に調べた結果、最大 2~3 割程度のばらつきが生じる可能性がある。
- 3) 減衰定数において、上記の固有周期と同様に波形振幅の増加と共に大きくなる傾向が見られた。しかしながら、一部 S 造と RC 造建物の減衰定数の変動量は大きく、総じて振幅との相関が固有周期の場合ほど高くはない。減衰定数の継続時間における統計値として平均値は 0.9~2%, 標準偏差 0.3~1% 程度であった。
- 4) S 造建物の減衰定数において、建物長辺と短辺では減衰定数に顕著な違いが見られた。これは架構形式の違いによるものと考えられる。

謝辞

建物観測記録の提供および分析結果に対する議論を(株)大林組の亀井功氏、清水建設(株)の小倉正恒氏、(株)竹中工務店の若松和範氏、(株)間組の境茂樹氏、(株)日建設計の徳田幸弘氏、関西電力(株)の伏見実氏、(株)奥村組の大沼一広氏、遠山裕史氏に行って頂きました。関西地震観測研究協議会の記録も使わせて頂きました。本作業を実施するにあたり、地域地盤環境研究所の溝上寿子嬢にお世話になりました。記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 赤澤隆士, 大阪平野における 2004 年紀伊半島南東沖地震の長周期地震動特性, 日本地震学会講演予稿, pp.253, 2005.10
- 2) 熊谷由章, 工藤渉, 森井雄史, 林康裕, 長周期建物の供用期間中の累積損傷度評価, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集 CD-ROM, No.344, pp.1482-1485, 2006.11
- 3) 斎藤知生, モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, 建築学会構造系論文集, 第 508 号, pp.47-54, 1998.6
- 4) 関西地震観測研究協議会, <http://www.ceorka.org/>
- 5) 林康裕, 上林宏敏, 澤田純男, 高橋良和, 東南海・南海地震時に想定される大阪平野およびその周辺域における長周期構造物の応答評価ワーキンググループ(長周期応答 WG)の活動について, 地震防災フォーラム'05, 関西地震観測研究協議会, pp.59-65, 2006.1
- 6) 大阪府, 平成 16 年度地震関係基礎調査交付金・大阪平野の地下構造調査成果報告書(概要版), 2005.3
- 7) 宮腰研, 大西良広, 赤澤隆士, 大阪堆積盆地モデルに基づいた表面波の卓越周期に関する検討, 北海道大学地球物理学研究報告 No.69, pp.41-50, 2006.
- 8) 野津厚, 長尾毅, スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等におけるサイト増幅特性, 港湾空港技術研究所資料 No.1112, 2005.12
- 9) 小嶋宏章, 岡田純一, 福和伸夫, 飛田潤, 振動実測と解析に基づく S 造及び S R C 造 10 階建て建物の振動特性評価, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1342-1348, 2002.11
- 10) 中村充, SRC 造建物地震観測に基づく小振幅時動特性の振幅依存性評価, 建築学会大会講演梗概集(東海)構造, pp.949-950, 2003.9
- 11) 中村充, 安井謙, 微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の層損傷評価, 建築学会構造系論文集 No.517, pp.61-68, 1999.3
- 12) 中村充, 紀伊半島沖地震における阪神地区に建つ高層建築の地震時応答, 第 4 回強震データ活用シンポジウム資料, 建築学会, pp.33-38, 2005.3
- 13) 境茂樹, 加藤貴司, 伊藤隆之, 木村匡, 神戸市中央区に建つ高層集合住宅における地震観測(その 3) 2004 年 9 月 5 日紀伊半島南東沖地震の観測結果とシミュレーション解析, ハザマ研究年報 Vol.38, 報告 5(CD-ROM), 2006
- 14) 柴田明徳, 最新耐震構造解析, 森北出版, pp.45-48, 1985

[2009 年 1 月 2 日原稿受理 2009 年 4 月 16 日採用決定]