

長周期地震動記録を用いた超高層建物の振動特性の時系列評価

Time Series Evaluation of Vibration Characteristics of a High-Rise Building Under Long-Period Seismic Ground Motions

(査読用原稿では点線で囲まれた枠内には記入し正原稿では必ず正しく記入すること)

竹平 匠吾¹, 山崎 文雄²Shogo TAKEHIRA¹ and Fumio YAMAZAKI²¹元 千葉大学 大学院生

Former Graduate Student, Chiba University

²千葉大学 大学院工学研究院

Graduate School of Engineering, Chiba University

In the Mw9.0 2011 Tohoku, Japan, earthquake, high-rise buildings located in Tokyo and Osaka, far from the source zone, were shaken by long-period seismic ground motion. In this study, vibration characteristics of a high-rise building located in Osaka Bay coast were investigated using seismic records obtained in the 2011 Tohoku earthquake and other events. The natural periods, participation functions and damping ratios were identified based on the fitting of theoretical transfer functions by observed Fourier spectral ratios. Through this identification, the change of modal parameters of the building in time due to structural nonlinearity and seismic retrofitting were recognized. Finally, the prediction of seismic response due to the scenario Nankai-Trough earthquake was performed.

Keywords: long-period ground motion, high-rise building, vibration characteristics, transfer function, the 2011 Tohoku earthquake

1. はじめに

近年、超高層建物、長大橋梁、大型石油タンク等の長周期の構造物が、長周期地震動に対して大きく応答し、部材損傷や、事故・機能支障に繋がる危険性が指摘されている¹⁾。長周期地震動は基本的にマグニチュードの大きい海溝型地震などによって励起され、震源域から遠く離れた広範囲の地域に伝搬し、長時間に渡って揺れが継続する^{2), 3)}。2003年十勝沖地震では、北海道内の数多くの大型浮屋根式石油タンクにスロッシングによる被害が発生した⁴⁾。また今後の地震に対しても、各地の石油貯蔵施設で、スロッシングの危険性が指摘されている⁵⁾。

2011年東北地方太平洋沖地震の際は、震源から遠く離れた東京新宿や大阪湾岸の超高層ビルなどにおいて、エレベータ停止などの機能支障に加えて、内装材や防火扉の破損などの被害が多数発生した⁶⁾⁻⁹⁾。我が国における超高層建物の数は年々増加し続けており、その大部分が3大都市圏(東京、名古屋、大阪)に集中している¹⁰⁾。これらの大都市圏の位置する関東平野、濃尾平野、大阪平野は、いずれも軟らかい堆積層が厚く堆積しているため長周期地震動が増幅しやすく、超高層ビルなどの長周期の構造物に入力すると共振を起しやすきことが問題となっている¹¹⁾。また、今後30年以内に南海トラフを震源とするマグニチュード8から9クラスの地震(南海トラフ巨大地震)が発生する確率は、2018年1月時点で70~80%と非常に高い¹²⁾。そのため、現在、官民を挙げて南海トラフ巨大地震の対策が検討されているが¹³⁾、その大きな項

目の1つとして長周期地震動への対策がある¹⁴⁾。気象庁では、長周期地震動に関する情報として周期1.6~7.8秒の絶対速度応答スペクトルの最大値を用いた「長周期地震動階級」を試行的に発表している¹⁵⁾。しかし、この長周期地震動階級は認知度が低く一般的には普及していない。そこで、長周期地震動の揺れの大きさを表す指標に対する研究が、数多く行われている^{16), 17)}。

長周期地震動の大きな特徴は、短周期の地震動が激烈でない地域においても、長周期構造物を選択的に大きく揺ることである。したがって、長周期地震動の発生メカニズムの研究に加えて、長周期構造物の地震時応答挙動の把握が重要なテーマとなっている。応答解析による長周期構造物の挙動予測の検証のためにも、実構造物の実地震動に対する観測記録の分析は重要である。2011年東北地方太平洋沖地震に際しては、複数の超高層建物において、基礎部と上層階で地震動記録が得られている。これらを解析した研究として永野等⁸⁾は、関東と関西地域に建つ14の超高層住宅で、本震時に建物内で得られた強震記録を用いて、非線形挙動を含む建物振動特性を分析した。また山下等¹⁸⁾は、新宿に位置する29階建の鉄骨造建物における観測記録を用いて、本震前後における建物の振動特性の変化を把握した。久保等⁷⁾は、同じ新宿の超高層建物における東北地方太平洋沖地震の強震記録とテナントへのアンケート結果を用いて、被害や揺れの状況を分析した。さらにCelebiら¹⁹⁾は、震央から約769km離れた大阪湾岸に位置する超高層建物に対して、本震時の振動特性について報告している。その他にも個別の超

高層建物に関する検討が多数行われている^{20), 21)}.

本研究では、東北地方太平洋沖地震(前震も含む)およびその後6年間にわたり得られた地震観測記録²²⁾を用いて、大阪湾岸に位置する地上55階建ての超高層建物の振動特性の評価を行う。伝達関数の適合法¹⁸⁾に改良を加え、3次モードまでの固有周期、減衰定数、刺激関数を順次に同定し、これらの値の変化を時系列で把握する。この同定されたパラメータを用いた振動系に想定南海トラフ地震のシミュレーション波形を入力し、対象建物の制振改修前後の応答値の変化を検討する。

2. 対象とする超高層建物と観測地震動

大阪湾岸に位置する地上55階建ての鉄骨造(S)建物⁹⁾を検討対象とする。地階は鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造であり、1階以上はS造となっている。地震計は1F, 18F, 38F, 52Fの各階床に設置されており、それぞれ建物の水平2成分、上下1成分の合計3成分の加速度を記録する。水平成分は、北から時計周りに229°の建物短辺(x)方向と、同じく319°の建物長辺(y)方向を用いる。対象建物の各階(1F, 18F, 38F, 52F)における加速度計の設置箇所¹⁹⁾を図1に示す。なお52Fには2基の加速度計が設置されているが、建物中心軸上に相当する2基の記録の平均値を52Fでの記録として以下で使用する。

本研究で使用する地震動の発生日時や震源などの情報を表1に一覧する。対象建物で得られた地震記録のうち、記録時間が600秒より長いものを中心に22地震を選択した。対象建物では2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の本震(以下、「311本震」と呼ぶ)の前後において、記録時間の長い波形が多く観測された。図2に対象建物1Fにおける代表的な地震記録の速度応答スペクトル($h=0.02$)を示す。これより、311本震(No. 2)とその直後の余震(No. 3)および熊本地震本震(No. 18)が、周期約2秒以上で大きな速度応答値を示していることがわかる。

図3は、311本震における各階での時刻歴変位波形であり、観測加速度記録に二回数値積分を施し算出した。この地震観測記録は、揺れの記録時間が999秒と極めて長い。各水平成分において、上層階へ行くにつれて応答が

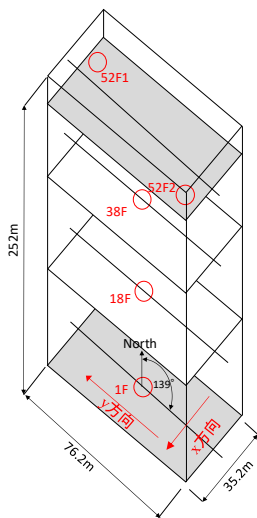


図1 対象建物の各階(1F, 18F, 38F, 52F)における加速度計の設置箇所¹⁹⁾

増大している様子を確認することができる。また、建物軸方向の違いによる応答の違いも確認できる。

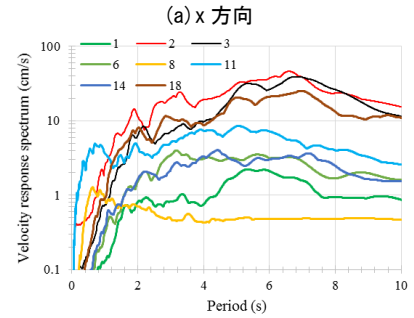
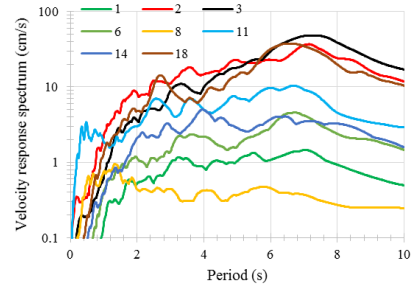
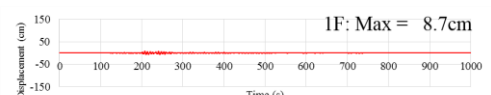
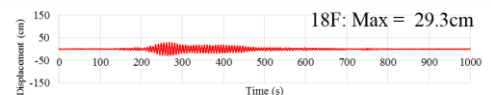
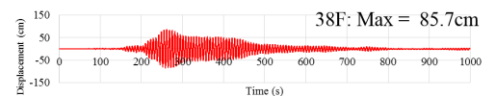
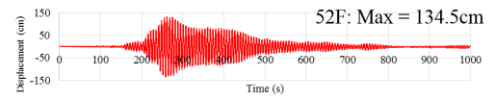
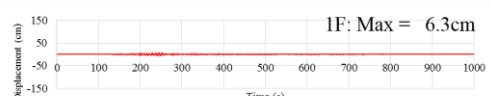
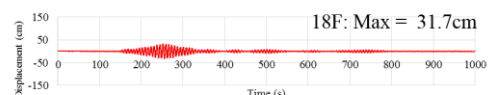
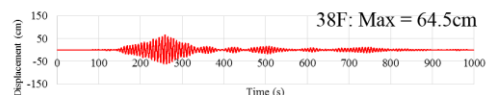
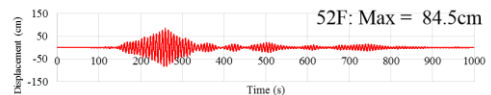


図2 対象建物1Fにおける地震観測記録の速度応答スペクトル($h=0.02$)



(a) x 方向



(b) y 方向

図3 311本震(No. 2)における対象建物各階での時刻歴応答変位

表 1 本研究で使用する地震情報と対象とする超高層建物の 1F での地震観測記録

| 地震 No. | 年 | 月 | 日 | 時刻 | 震央 | M _{JMA} | 震央距離 (km) | 最大加速度 (cm/s ²) | | 最大速度 (cm/s) | | 記録時間 (s) |
|--------|------|----|----|-------|----------|------------------|-----------|----------------------------|------|-------------|-----|----------|
| | | | | | | | | x方向 | y方向 | x方向 | y方向 | |
| 1 | 2011 | 3 | 9 | 11:45 | 三陸沖 | 7.3 | 813 | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 900 |
| 2 | 2011 | 3 | 11 | 14:46 | 三陸沖 | 9.0 | 769 | 19.1 | 12.0 | 10.0 | 6.5 | 999 |
| 3 | 2011 | 3 | 11 | 15:15 | 茨城県沖 | 7.6 | 555 | 8.8 | 8.9 | 6.0 | 7.8 | 960 |
| 4 | 2011 | 3 | 12 | 3:59 | 長野県北部 | 6.7 | 387 | 1.5 | 1.2 | 1.0 | 0.9 | 999 |
| 5 | 2011 | 3 | 15 | 22:31 | 静岡県東部 | 6.4 | 309 | 1.6 | 1.3 | 0.6 | 0.5 | 999 |
| 6 | 2011 | 4 | 7 | 23:32 | 宮城県沖 | 7.2 | 704 | 2.2 | 1.5 | 1.2 | 0.9 | 960 |
| 7 | 2011 | 4 | 11 | 17:16 | 福島県浜通り | 7.0 | 539 | 1.5 | 1.1 | 0.9 | 0.5 | 900 |
| 8 | 2011 | 7 | 5 | 19:18 | 和歌山県北部 | 5.5 | 74 | 4.7 | 2.8 | 0.5 | 0.2 | 720 |
| 9 | 2011 | 7 | 10 | 9:57 | 三陸沖 | 7.3 | 816 | 1.3 | 1.4 | 1.0 | 1.0 | 840 |
| 10 | 2011 | 8 | 1 | 23:58 | 駿河湾 | 6.2 | 286 | 1.8 | 1.4 | 0.5 | 0.4 | 670 |
| 11 | 2013 | 4 | 13 | 5:33 | 淡路島付近 | 6.3 | 59 | 22.6 | 14.9 | 1.8 | 2.0 | 400 |
| 12 | 2014 | 3 | 14 | 2:06 | 伊予灘 | 6.2 | 340 | 1.4 | 1.5 | 0.3 | 0.3 | 600 |
| 13 | 2014 | 11 | 22 | 22:08 | 長野県北部 | 6.7 | 319 | 1.3 | 1.7 | 0.8 | 0.7 | 600 |
| 14 | 2015 | 5 | 30 | 20:23 | 小笠原諸島西方沖 | 8.1 | 904 | 2.0 | 1.8 | 1.0 | 1.1 | 600 |
| 15 | 2016 | 4 | 1 | 11:39 | 三重県南東沖 | 6.5 | 181 | 4.0 | 4.5 | 1.1 | 1.2 | 600 |
| 16 | 2016 | 4 | 14 | 21:26 | 熊本県熊本地方 | 6.5 | 475 | 0.7 | 0.6 | 0.3 | 0.3 | 600 |
| 17 | 2016 | 4 | 15 | 0:03 | 熊本県熊本地方 | 6.4 | 480 | 0.4 | 0.5 | 0.3 | 0.4 | 600 |
| 18 | 2016 | 4 | 16 | 1:25 | 熊本県熊本地方 | 7.3 | 478 | 6.1 | 6.5 | 4.9 | 6.0 | 600 |
| 19 | 2016 | 7 | 30 | 6:18 | マリアナ諸島 | 7.7 | 2032 | 0.2 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 1200 |
| 20 | 2016 | 10 | 21 | 14:07 | 鳥取県中部 | 6.6 | 164 | 8.7 | 7.1 | 2.2 | 1.6 | 600 |
| 21 | 2016 | 11 | 22 | 5:59 | 福島県沖 | 7.4 | 633 | 1.9 | 2.1 | 1.1 | 1.3 | 600 |
| 22 | 2017 | 6 | 25 | 7:02 | 長野県南部 | 5.6 | 239 | 0.8 | 1.1 | 0.2 | 0.2 | 600 |

3. 伝達関数の同定手法

建物の振動モードに対する固有周期，刺激関数，減衰定数などのパラメータを伝達関数の適合法¹⁸⁾により同定する．式[1]-[4]に示す 1 階と k 階の伝達関数の理論解の複素振幅 $|G_K^k(\omega)|$ について，観測記録と最小二乗法を用いて最適値を求める．各振動モードに対して，建物の k 階における j 次の刺激関数 $\beta_j \varphi_{j,k}$ と減衰定数 h_j を適合させる．理論伝達関数と比較するため，建物の地震観測記録を用いて， k 階における 1 階に対するフーリエ振幅比を用いる．各フーリエスペクトルを求める際には，Parzen ウィンドウ（バンド幅 0.005Hz）を用いて平滑化を施した．

$$|G_K^k(\omega)| = \sqrt{G_{KR}^k(\omega)^2 + G_{KI}^k(\omega)^2} \quad [1]$$

$$G_{KR}^k(\omega) = \sum_{j=1}^N \frac{1+(h_j B_j)^2 - B_j^2}{(1-B_j^2)^2 + (2h_j B_j)^2} * \beta_j \varphi_{j,k} \quad [2]$$

$$G_{KI}^k(\omega) = \sum_{j=1}^N \frac{-2h_j B_j^3}{(1-B_j^2)^2 + (2h_j B_j)^2} * \beta_j \varphi_{j,k} \quad [3]$$

$$B_j = \frac{\omega}{\omega_j} \quad [4]$$

ここで ω_j は， j 次の角振動数である．既往の研究では¹⁸⁾，最初に各次のモードの固有振動数を観測記録のフーリエ振幅比の頂点より定めてから，理論伝達関数と観測フーリエ振幅比について，最小二乗法を用いて対象建物の刺激関数，減衰定数を適合させる．しかしこの手順を用いると，最初に定めた各次の固有振動数の値により，同定結果が大きく依存する．そこで本研究では，各次の固有振動数も含めて 3 つのパラメータを同定する手順を試みた．具体的には，刺激関数，減衰定数の値に加えて，各次の振動モードのピーク周辺について，固有振動数を最小二乗法により観測フーリエ振幅比から推定した．式[2]-[3]における N は採用モード次数であり，本研究では，通常応答を評価するうえで充分と考えられる 3 次モードまでを同定する．

また本研究では，伝達関数適合法を行う際に，1 次から 3 次までの同定を同時には行わず，式[1]-[4]の処理を 1 つずつ順に行うという手順を採った．具体的には，フーリエ振幅比の卓越しているピークに関して 1 次から順に計算を行っていき，その際の適合範囲としてはピーク周辺のみを用いることにした．最初に 1 次モードを同定し，この時算出したパラメータを確定値として 2 次モードを同定，最後に 1, 2 次での確定値を用いて 3 次モードを同定する．計算を分割して行う理由は，既往の研究による伝達関数適合法を用いて全ての刺激関数の減衰定数を同時に同定するには，計 6 つの未知数を扱うこととなるので，最小二乗法による計算に時間を要することが分かったからである．そのため，本研究においては一度に同定する次数を一つに絞ることで，計算時間の短縮を図った．計算するステップ数は増えるが，計算時間は 1/10 程度に短縮することができた．

本研究による伝達関数の適合法が妥当なものであるかどうかを判断するために，最初に既往の研究による結果との比較を行った．具体的には，東北地方太平洋沖地震の本震時における新宿に位置する S 造 29 階建の超高層建物における地震記録²³⁾を用いて，既往の研究による同定結果¹⁸⁾と，上記の方法による結果を比較する．対象建物の 29 階と 1 階で得られた記録を比較のために用いる地震動とした．なお式[1]-[4]の同定は，地震計の設置された上層階の数だけ求められるが，本研究では最も安定した解が得られる最上階に対するものを使用する．

表 2 に南北(NS)方向に対する各次パラメータの値を比較する．また，図 4 に 2 つの手法で得られた伝達関数の観測データとの適合状況を示す．2 つの手法により得られたパラメータの値は，2 次減衰定数の値に差があるものの概ね同様の結果が得られた．しかし，1 次モードの山の中腹からふもとの部分は，本研究の結果の方が適合度が高く，フーリエ振幅比のピーク付近がノイズにより削れることを考慮した本研究の優位性が確認できる．以上の伝達関数の適合状況の比較からは，既往の研究¹⁸⁾に

表 2 東京新宿の S 造超高層建物における 29F/1F の伝達関数 (NS) の同定結果の既往研究¹⁸⁾との比較

| モード 次数 | 固有周期 (s) | | 減衰定数 | | 刺激関数 | |
|-----------|----------|------|-------|-------|-------|-------|
| | 本研究 | 山下ら | 本研究 | 山下ら | 本研究 | 山下ら |
| 1 | 3.08 | 3.09 | 0.021 | 0.018 | 1.70 | 1.67 |
| 2 | 0.95 | 0.95 | 0.026 | 0.012 | -0.62 | -0.52 |
| 3 | 0.47 | 0.47 | 0.034 | 0.032 | 0.26 | 0.26 |

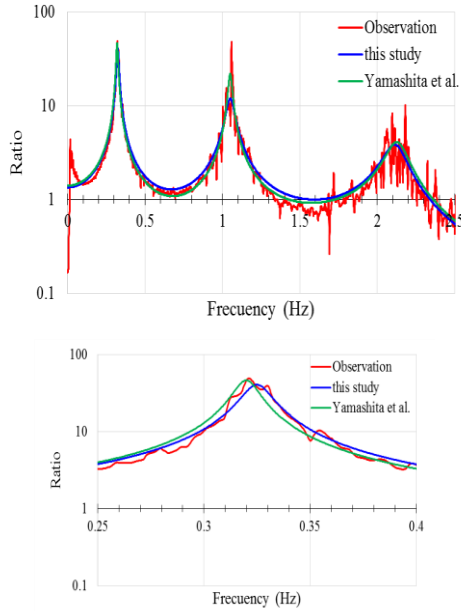


図 4 東京新宿の S 造超高層建物における 29F/1F の伝達関数 (NS) の適合状況 (上) と 1 次モード周辺での適合状況の拡大 (下)

よるものが最初に与えた固有振動数に依存しているのに対して、本研究によるものは固有振動数も含めて同定されているといえる。

4. 対象建物における同定結果

伝達関数適合法に従って、大阪湾岸の地上 55 階建超高層建物の固有周期、減衰定数、刺激関数などのパラメータを同定した。図 5 に 311 本震における各方向での 52F/1F の伝達関数の適合状況を示すが、3 次モードまでの適合が施されていることが見てとれる。

図 6 に同定した各次固有周期の地震ごとの変化を示す。この建物では、311 本震によって損傷した内装や設備の応急修復を直後に行ったほか、2012 年 6 月から 2014 年 1 月にかけて長周期地震動対策を目的とした改修工事が実施され²⁴⁾、x 方向に 140 台のオイルダンパーが、y 方向に 152 台の鋼材系ダンパーが設置された。ここでオイルダンパーは、オイルの粘性を利用して地震エネルギーを吸収するもので、固有周期に影響を与えずに減衰を増やす目的を有する。一方、鋼材系ダンパーは、鋼材の塑性変形を利用して地震エネルギーを吸収し、建物の揺れや構造体に与える損傷を低減する目的で設置された²⁴⁾。

鋼材ダンパーを導入した影響として、Event 12 以降で y 方向の 1 次固有周期が短くなったことが確認できる。

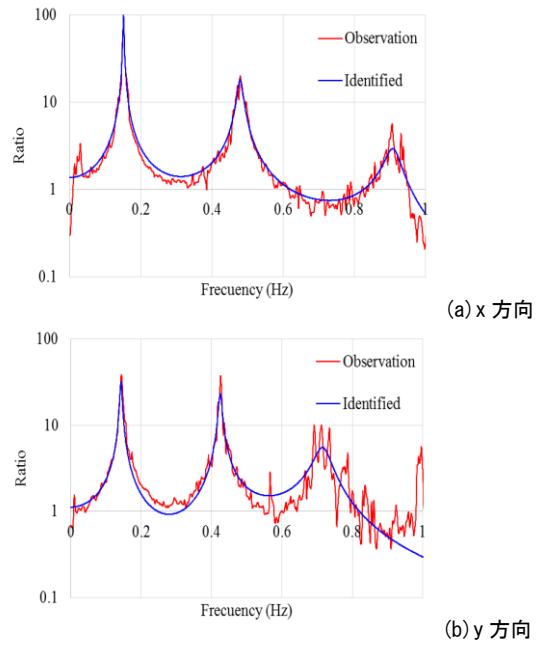


図 5 対象建物の 311 本震時 (No. 2) の 52F/1F の伝達関数の適合状況

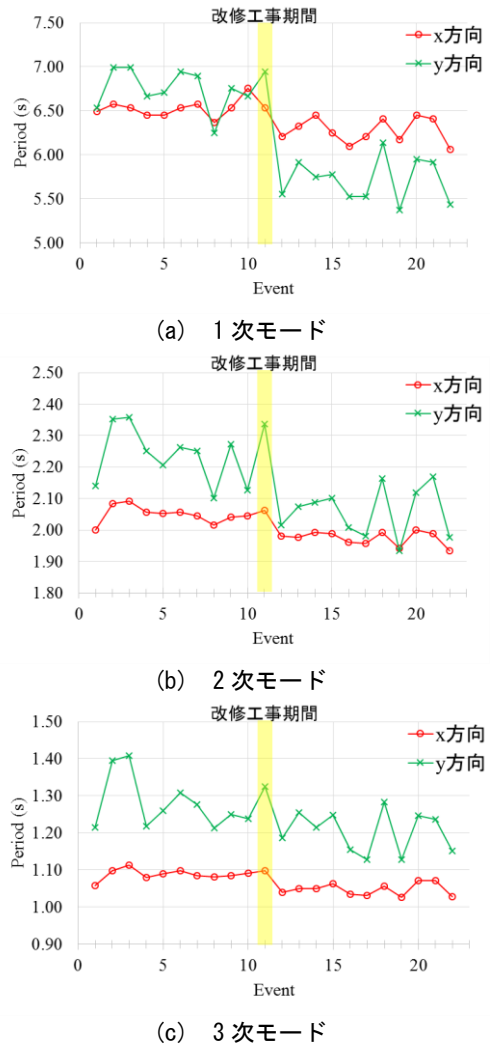


図 6 同定した各次の固有周期の時系列変化

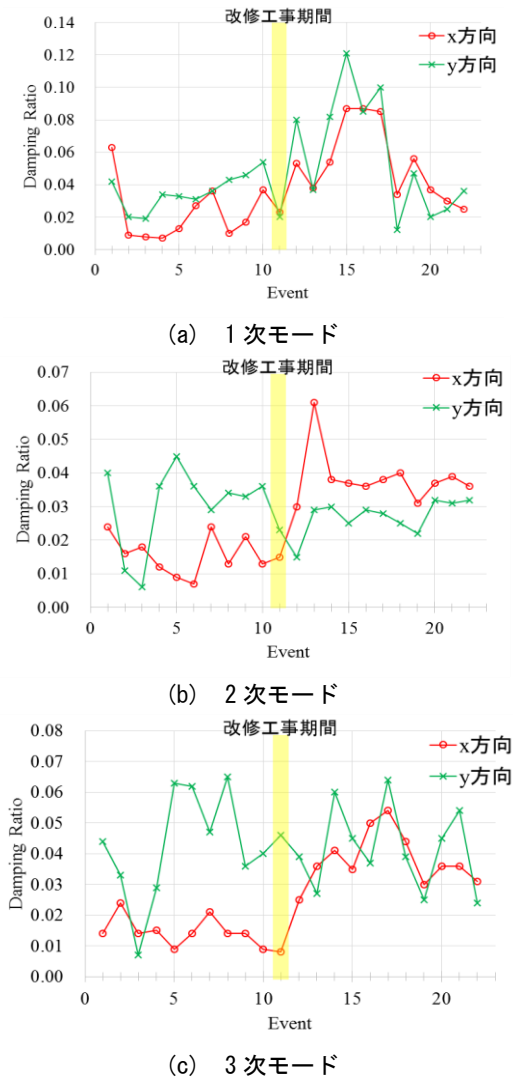


図7 同定した各次の減衰定数の時系列変化

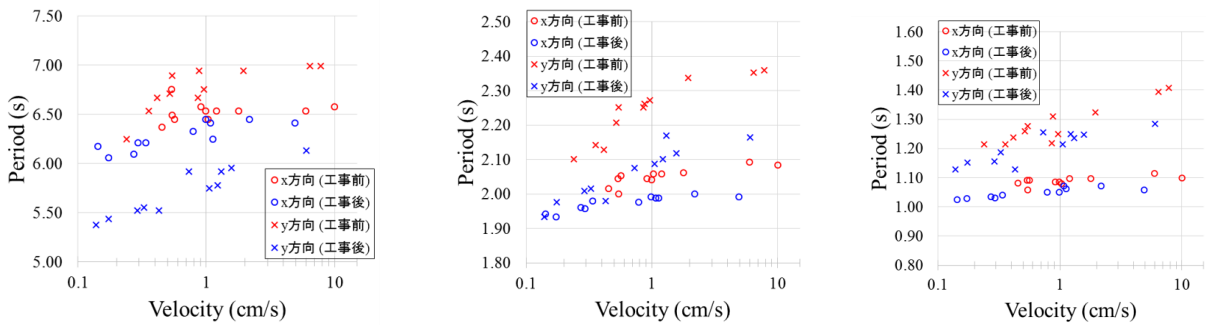


図8 同定した各次の固有周期と1Fにおける最大速度との関係(左より1次, 2次, 3次モード)

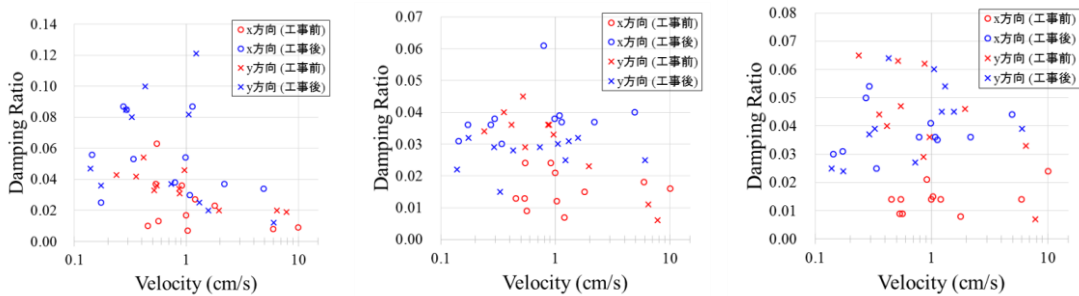


図9 同定した各次の減衰定数と1Fにおける最大速度との関係(左より1次, 2次, 3次モード)

Event 12以前では、y方向の方がx方向に比べてほぼ常に長い1次固有周期を示していたが、Event 12以後ではy方向の周期が大幅に減少し、逆転している。2次および3次の固有周期に関しては、両方向ともに改修工事の影響はあまり見られない。

図7に同定した各次の減衰定数の変化を示す。両方向において、Event 12以降で1次の減衰定数が大幅に増加しており、ダンパー設置の効果が確認できる。2次および3次の減衰定数に関しては、オイルダンパーを設置したx方向では増加しているが、鋼材系ダンパーを設置したy方向では変化が見られない。これは、鋼材系ダンパーでは、塑性変形が進んだ時点でエネルギー吸収効果が出ることに対応していると考えられる。

図8, 図9に同定した各次の固有周期, 減衰定数と1Fにおける最大速度との関係を示す。固有周期においては、1次から3次まで全てのモードで、速度振幅の増加による周期の伸びが確認できる。一方、減衰定数においては、速度振幅の増加による顕著な変化傾向は見られなかった。

得られた各パラメータの妥当性を確かめるために、3次までのモード合成法によって、同定した固有周期, 減衰定数, 刺激関数を用いて算出した応答と観測記録の比較を行った。311本震におけるモード合成による52Fの応答と観測記録との比較を図10に示す。x方向においてピーク前は同定値による応答が大きく、その後の後揺れ部分ではよく一致したものとなっており、同建物のピーク付近における振動特性の変化の可能性が推察される。

y方向においては、ピーク前は観測記録による値が大きく、後揺れ部では良好な一致が見られた。各方向において同定されたパラメータによる応答は、観測記録を概ね再現していたため、伝達関数適合法の妥当性を再確認することができたといえよう。

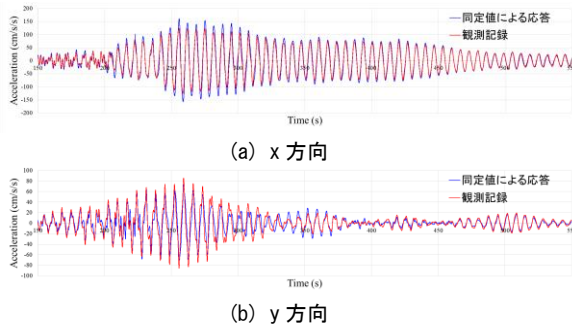


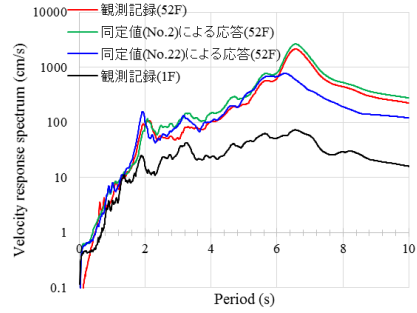
図10 311本震時(No. 2)のモード合成法による52Fの応答加速度(青線)と観測記録(赤線)との比較

5. 対象建物の改修効果の検討

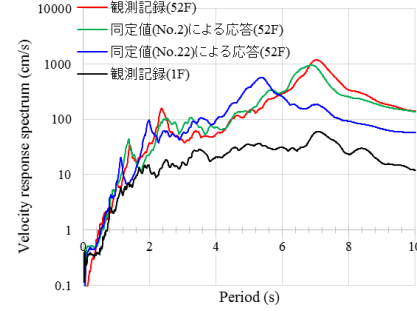
本研究によって得られた各パラメータを用いて、対象建物の制振改修による効果を把握する。各地震記録を用いて同定した値と311本震における1Fの記録を用いてモード合成法によって算出した52Fの応答と実際の観測記録を比較することで検証を行った。図11に同定値による応答(52F)と311本震における観測記録(1F, 52F)の速度応答スペクトルの比較を示す。観測記録(52F)とEvent 2で得られた同定値によるモード合成結果の応答スペクトルから、本研究による同定手法の妥当性を改めて確認することができた。また、観測記録(52F)とEvent 22で得られた同定値による応答のスペクトル比較により、改修工事前後での振動特性の変化が確認できる。すなわち52Fの速度応答のピーク周期が、x方向では約6.5秒から約6.2秒に、y方向では約7.0秒から約5.5秒に変化している。x方向のオイルダンパーは固有周期に影響を与えないはずなので、この変化は地震動入力の強さの違いが主として影響していると考えられる。また、鋼材系ダンパーを導入したy方向では、鋼材の剛性によって、小さいレベルの地震動入力(No.22)に対して固有周期が短くなっている。

図12にEvent 22で得られた同定値と311本震における1Fの記録を用いて算出した52Fの応答と観測記録との比較を示す。Event 22は、本研究で扱う地震記録の中では直近で得られたものである。改修された建物に対して同じ地震動を入力した場合には、改修前の観測記録よりも大幅に小さな値を示す。しかし、とくにy方向に導入された鋼材系ダンパーは、ひずみが大きくなった時点で減衰を効かせる機構であるため、非線形性を考慮した解析を行うと応答はさらに小さくなるものと考えられる。

同様の検討を各地震記録で得られたパラメータを用いて行い、対象建物の振動特性の変化を確認する。図13に各地震記録における同定値と311本震における1Fの記録を用いて算出した52Fの応答と観測記録との最大加速度の比較を示す。x方向においては、Event 2からEvent 9にかけて同定値を用いて算出した値が、311本震における観測値を概ね上回る結果になった。Event 12以降は311本震における観測値を大きく下回る結果となり、制振改修による建物応答の低減の様子を確認できた。一方、y方向においては、Event 3で得られた結果が最大の値を示しており、それ以降の記録に関しては改修工事期間中のEvent 11で得られた値を除いて、概ね311本震における観測値を大きく下回る結果となった。



(a) x方向



(b) y方向

図11 同定値(No. 2, No. 22)による応答(52F)と311本震(No. 2)における観測記録(1F, 52F)の速度応答スペクトル(h=0.02)の比較

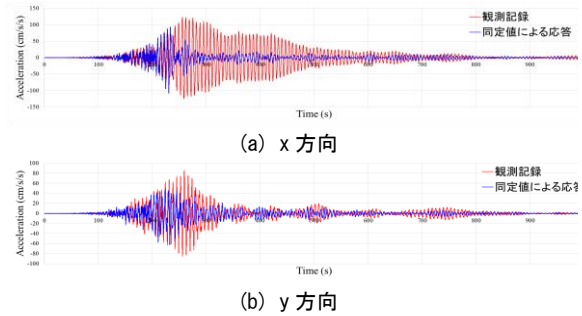
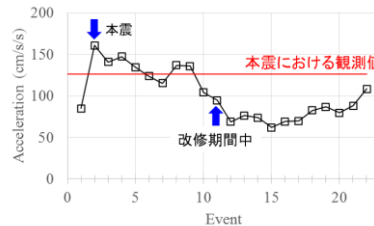
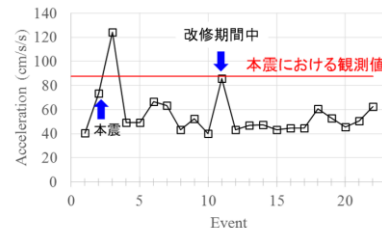


図12 地震No. 22(改修後)における同定値と311本震(No. 2)における1Fの記録を用いて算出した52Fの応答(青線)と観測記録(赤線)との比較



(a) x方向



(b) y方向

図13 各地震記録における同定値と311本震における1Fの記録を用いて算出した52Fの応答と観測記録との最大加速度の比較

6. 想定南海トラフ巨大地震に対する検討

近い将来に発生が確実視される南海トラフ地震に対する対象建物の応答予測を行う。今回は、内閣府によって三次元差分法により算出された長周期地震動に対する最大クラスの地震¹⁴⁾(長周期地震断層モデル)において、対象建物から約3.5km離れたKiK-net此花の位置(北緯34.6628度, 東経135.3896度)で最大の疑似速度応答スペクトル(pSv)を生ずる速度波形(乱数組番号3)を用いた。工学的基盤において計算された時刻歴速度波形を図14に示す。この速度波形を建物軸方向に回転し、さらに数値微分することで時刻歴加速度波形に変換した。

図15に想定南海トラフ地震(工学的基盤面)と311本震(No.2)における観測記録(KiK-net此花, 1F, 52F)の速度応答スペクトル($h=0.02$)の比較を示す。311本震におけるKiK-net此花と対象建物1Fにおけるスペクトル特性が近似していることが確認できる。また、想定南海トラフ地震における工学的基盤面のスペクトルの値は、311本震におけるKiK-net此花の記録に比べて大幅に大きいことも確認できる。

本検討では、対象建物1Fでの加速度波形を入力としている。したがってこれを推定するために工学的基盤が露出していると見なせる($V_s=500\text{cm/s}$)²⁵⁾ KiK-net 此花の地表面と対象建物1Fの311本震時のフーリエ振幅比を伝達関数として利用する。想定南海トラフ地震のKiK-net此花での加速度波形とこの伝達関数を用いて、想定南海トラフ地震における対象建物1Fでの加速度波形を推定した。またこの推定波形を入力として、モード合成法により対象建物52Fにおける応答予測を試みた。

モード合成法には、対象建物の地震観測記録から得られた固有周期、減衰定数、刺激関数を用いた。その際に、各建物方向に関して対象建物の時系列評価で最も予測応答値が大きかった例と熊本地震本震(Event 18)におけるものとで比較した。具体的には、x方向ではEvent 2とEvent 18、y方向ではEvent 3とEvent 18で比較を行った。図16に用いた同定値の違いによるモード合成法によって得られた変位応答を比較する。各建物軸方向において、改修工事後のEvent 18の同定値を用いた場合、最大変位応答が6~7割程度に小さくなること、とくにx方向において応答変位が急激に減衰する様子が確認できる。

また前述したように、y方向に関してはEvent 18の同定値では減衰が小さく、想定南海トラフ地震に対する応答を過大評価している可能性がある。しかし、もし仮にこのような最大クラスの長周期地震動がこの建物を襲った場合は、改修工事による効果を考慮しても、変位応答は311本震時(図3)よりはるかに大きくなると予想され、鋼材系ダンパーや構造部材の非線形挙動によりモード合成法の適用には限界がある。また、想定南海地震のシミュレーション地震動は、長周期地震動の生成域のモデル化や、断層破壊のパラメータ等に大きく依存するため、今後の調査研究の成果を取り入れて、更なる吟味が必要と思われる。

ここまで当該建物に関して、公開された情報と提供された地震観測記録を用いて、筆者ら独自の検討を行ってきた。一方、大阪市においても、2014年までに実施した改修工事後の当該建物が想定南海トラフ地震に耐えられるかどうかを検討し、それに基づく追加の長周期地震動対策を提案した²⁶⁾。それによれば、追加対策工法として、ダンパー補強案、減築案、中間層免振案、短辺方向トラ

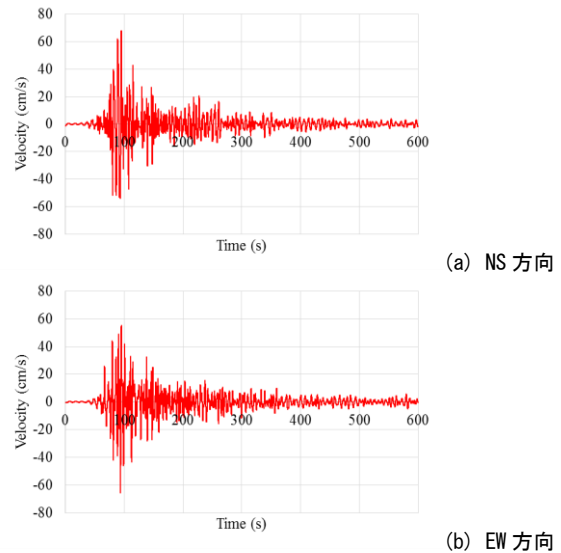


図14 KiK-net 此花位置の工学的基盤面における想定南海トラフ地震の速度波形

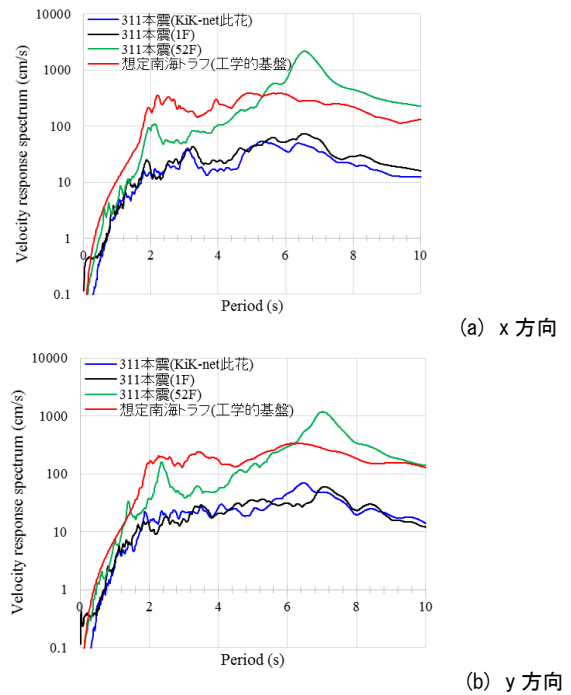
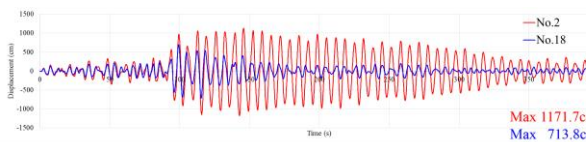
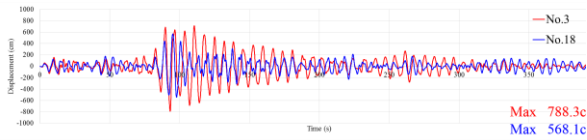


図15 想定南海トラフ地震(工学的基盤面)と311本震(No.2)における観測記録(KiK-net 此花, 1F, 52F)の速度応答スペクトル($h=0.02$)の比較

ス架構+ダンパー補強案、頂部TMD+ダンパー補強案の計5つの案を検討した。このうち最も低コストで有力と考えられるダンパー補強案については、y方向に鋼材ダンパー124台とオイルダンパー36台、x方向にオイルダンパーを108台追加することによって、各層の塑性率2.0以下、局所層間せん断変形角1/70以下という設計クライテリアを満たすことができるという専門家ミーティングの検討結果が取りまとめられた²⁷⁾。平成31年度末を目標に対策工事を実施するという提言ではあるが、当然ながらこの更なる長周期地震動対策は大きな経費を伴うこと、



(a) x 方向 (No. 2: 改修前, No. 18: 改修後)



(b) y 方向 (No. 3: 改修前, No. 18: 改修後)

図 16 同定値の違いによる想定南海トラフ地震入力に対する変位応答の比較

また想定南海トラフ地震の震源モデルや計算法によって設計用地震動は大きく異なってくる。

このように現時点の当該建物では、南海トラフ地震に対して耐震性が十分ではないという結論が、専門家会議および筆者らの研究とともに得られた。しかしまだ未解明な課題も多く、さらなる長周期地震動対策が実施されるまでには、今後とも検討が必要と考えられる。

7. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震の際、大阪湾岸に位置する55階建ての超高層建物は大きな長周期地震動に見舞われ、エレベータ停止などの機能支障や非構造部材の損傷が発生した。本研究では、この建物で観測された東北地方太平洋沖地震前後の記録を含む22組の地震記録を用いて、建物振動特性の時系列変化について検討した。

伝達関数適合法に改良を加えて、各地震に対する3次モードまでの振動特性パラメータを同定し、22地震における建物軸方向ごとに、固有周期、減衰定数、刺激関数の値を求めた。この結果、当該建物の固有周期が入力動の振幅に依存すること、東北地方太平洋沖地震の本震時には部材損傷が原因と思われる非線形性が生じたこと、さらにその後の制振改修工事によって振動特性に大きな変化が見られることなどが確認できた。得られたパラメータの妥当性については、モード合成法により確認することができた。また、得られた各パラメータと本震における1階の記録を用いてモード合成法で算出した52階の応答値と観測値を比較することで、時系列での当該建物の振動特性の変化を把握することができた。

さらに想定南海トラフ地震のシミュレーション波形を入力として、対象建物の応答予測を行ったところ、改修工事により応答の最大振幅が低減し、揺れの継続が早期に収まることが確認された。しかし、変位、速度の最大応答は、ともに311本震での観測値よりはるかに大きくなることが予測された。今後は最新の調査研究成果を取り入れて、適切な入力動の設定とさらなる長周期地震動対策が課題といえよう。

謝辞

本研究で使用した地震観測波形は、国立研究開発法人

建築研究所および工学院大学久田研究室より提供を受けた。また、南海トラフ地震のシミュレーション波形は内閣府より提供された。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：長周期地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと—, ISBN978-4-8189-0614-3, 2013.
- 2) 横田崇, 池内幸司, 矢萩智裕, 甲斐田康弘, 鈴木晴彦：長周期地震動の距離減衰および増幅特性, 日本地震工学会論文集, 第11巻, 第1号, pp. 81-101, 2011.
- 3) 湯沢豊, 工藤一嘉：長周期 (1-15 秒) 地震動の全国揺れ易さ分布, 日本地震工学会論文集, 第11巻, 第3号, pp. 21-39, 2011.
- 4) 畑山健, 座間信作, 西晴樹, 山田實, 廣川幹浩：2003年十勝沖地震による周期数秒から十数秒の長周期地震動と石油タンクの被害, 地震2, 第57巻, 第2号, pp. 88-103, 2004.
- 5) 上田英臣, 山崎文雄, リュウ・ウェン：長周期地震動による京葉コンビナートの石油タンクのスロッシング危険度評価, 日本地震工学会論文集, 第16巻, 第10号, pp. 1-14, 2016.
- 6) 津野靖士, 山中浩明, 翠川三郎, 山本俊六, 三浦弘之, 酒井慎一, 平田直, 笠原敬司, 木村尚紀, 明田川保：2011年東北地方太平洋沖地震(Mw 9.0)の本震記録と余震記録を用いた首都圏およびその周辺地域に於ける長周期地震動の特性, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第5号(特集号), pp. 102-116, 2012.
- 7) 久保智弘, 久田嘉章, 相澤幸治, 大宮憲司, 小泉秀斗：東日本大震災における首都圏超高層建築における被害調査と震度アンケート調査, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第5号(特集号), pp. 1-20, 2012.
- 8) 永野正行, 肥田剛典, 渡辺一弘, 田沼毅彦, 中村充, 井川望, 保井美敏, 境茂樹, 森下真行, 川島学：2011年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第4号(特集号), pp. 65-79, 2012.
- 9) 大阪府 Web Site: 咲州庁舎の安全性等についての検証結果(平成23年5月)
<http://www.pref.osaka.lg.jp/otemaemachi/saseibi/bousaitai.html>
- 10) 中山健志, 橋本真一：着工統計資料からみた超高層建築物の供給実態と市場に関する考察, 日本建築学会大会梗概集 構造II, pp. 1405-1406, 2011.
- 11) 国土交通省 Web Site: 超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について.
http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html
- 12) 地震本部 Web Site, 長期評価による地震発生確率値の更新について (2018年2月9日).
https://www.static.jishin.go.jp/resource/evaluation/long_term_evaluation/updates/prob2018.pdf
- 13) 中央防災会議 防災対策推進検討会議 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ：南海トラフ巨大地震対策について(最終報告), 2013.
- 14) 内閣府 南海トラフの巨大地震モデル検討会・首都直下地震モデル検討会：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告, 2015.
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_report.html
- 15) 気象庁 Web Site：長周期地震動階級および長周期地震動階級関連解説表について, 2013.

- http://www.data.jma.go.jp/svd/eww/data/ltpgm_explain/about_level.html
- 16) 神田克久, 阿部雅史, 鈴木芳隆, 藤原広行, 森川信之, 前田宜浩, 小鹿紀英, 岡野創, 加藤研一: 超高層建物応答と相関性のある長周期地震動の揺れの指標の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 696 号, pp. 264-274, 2014.
 - 17) 能島暢呂: 長周期地震動階級の継続スペクトル, 日本地震工学会論文集, 第 15 巻, 第 6 号, pp. 142-147, 2015.
 - 18) 山下哲郎, 久田嘉章, 坂本有奈利, 久保智弘: 新宿超高層街区に建つ鉄骨超高層建築の東北地方太平洋沖地震前後の振動特性, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 4 号(特集号), pp. 14-26, 2012.
 - 19) Celebi, M., Okawa, I., Kashima, T., Koyama, S. and Iiba, M. : Response of a tall building far from the epicenter of the 11 March 2011 M9.0 Great East Japan earthquake and aftershocks, Structural Design of Tall and Special Buildings, 23, pp. 427-441, 2014.
 - 20) 永野正行, 山田有孝, 辻幸二, 小田聡: 高層 RC 建物の地震応答シミュレーション解析と深部地盤構造の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 560 号, pp. 75-82, 2002.
 - 21) 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一(その 3)2004 年 9 月 5 日紀伊半島南西沖地震時の観測結果とシミュレーション解析一, ハザマ研究年報, pp. 1-5, 2006.
 - 22) 建築研究所: 建築研究所の観測記録
<http://smo.kenken.go.jp/ja/smn>
 - 23) 工学院大学 久田研究室: 地震観測データ公開 HP
<http://kouzou.cc.kogakuin.ac.jp/>
 - 24) 大阪府: 長周期地震動対策工事の実施状況, 2018.
<http://www.pref.osaka.lg.jp/otemaemachi/saseibi/taisaku-jyokyo.html>
 - 25) 防災科学技術研究所: KIK-net 此花のボーリング柱状図
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/cgi-bin/kyoshin/db/siteimage.cgi?0+OSKH02+kik+def>
 - 26) 大阪府: 大手前・咲洲庁舎の整備・活用について, 2017.
<http://www.pref.osaka.lg.jp/otemaemachi/saseibi/cyosya-arikata.html>
 - 27) 大阪府: 咲洲庁舎の長周期地震動対策に関する専門家ミーティング, 2018.
<http://www.pref.osaka.lg.jp/otemaemachi/saseibi/meeting.html>

(原稿受付 2018. 8.24)

(登載決定 2019. 1.12)