

常時微動計測による高層建物試験体の振動特性とその変化
 Dynamic Properties and Their Changes of Full-scale High-rise Building Specimen
 Based on Microtremor measurements

2.構造-2 .振動
 常時微動計測 高層建物 システム同定
 固有振動数 モード形 減衰定数

正会員 ○平田 悠貴*	HIRATA Yuki
正会員 飛田 潤**	TOBITA Jun
正会員 福和 伸夫***	FUKUWA Nobuo

1.はじめに

地震動や深部地盤構造に関する知見の蓄積に伴い、首都圏や大阪・名古屋などの大都市圏が立地する大規模堆積平野において、長周期地震動の発生が予見されている。特に高層建物や免震建物などの長周期構造物は、想定外の被害が懸念される。中でも、初期の高層建物は長周期地震動に対し十分な配慮がなされていない場合もあり、構造的被害も考えられる。長周期地震動により初期の高層建物の構造部材・非構造部材がいかに挙動・損傷するか、地震前後でいかに振動特性が変化するかを解明することは必須である。

初期高層建物の長周期地震動を入力した際の挙動・損傷過程・安全限界の検証を目的として、E-ディフェンス実験¹⁾が進行中である。2008年3月、初期高層建物を模擬した試験体に複数の実大の巨大地震動を入力する実験が行われた。本論では、試験体の基本的な振動特性及び大レベル入力を受けたことによる振動特性の変化を、常時微動計測により評価することを試みた。特に固有振動数やモード形の変化からの、鋼構造建物の損傷評価や構造ヘルスモニタリングの可能性を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の軸組図を図1に、試験体外観を図2に示す。試験体は初期の高層建物のモデルとして、鋼構造・地上21階・高さ80mを想定している¹⁾。ただし、実験施設の規模制約から、1~4層は実大で再現するが、5層~21層については縮約を行い、質量は5層ずつをコンクリート錘で、剛性・減衰は積層ゴム・ダンパーで模擬している。架構平面は桁行2スパン×張間1スパン、12m×8mである。

2.2 加振・計測スケジュール

加振・計測スケジュールを図3に示す。実験は2008年3月17日~3月21にかけて行われた。加振入力として、関東地震を想定した首都圏地震動(気象庁波)、東海地震を想定した首都圏地震動(東扇島波)、東海・東南海

地震を想定した名古屋の地震動(三の丸波)、最大速度を50kineで基準化したエルセントロ波などが用いられた。これには、試験体が弾塑性応答をする地震波も含まれている。またこの他に、試験体の基本特性を検討するためのホワイトノイズ加振も行われている。常時微動計測は、実験終了後の夜間に機材を設置して行った。なお、試験体の都合で初日(3/17)の加振前の常時微動計測を実施できていないため、地震動入力前の建設時での常時微動特性は得られていない。3/21の三の丸波100%加振で2~4層の張間方向に1箇所ずつの梁フランジ溶接部の破断が生じた。しかし、桁行方向には破断が生じなかつたため、その後、三の丸波100%の桁行方向のみで2度加振した

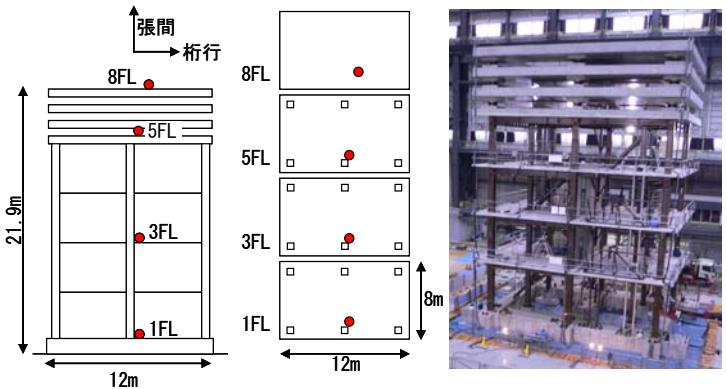


図1 試験体軸組図・計測点配置

図2 試験体外観

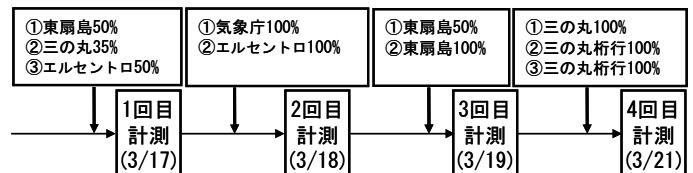


図3 加振・計測スケジュール

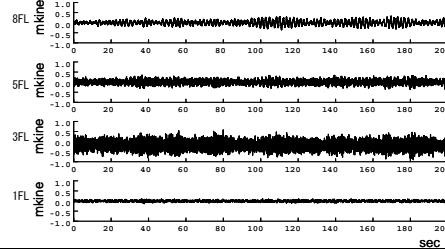


図4
2回目計測時
常時微動波形

* 名古屋大学環境学研究科 大学院生

** 名古屋大学環境学研究科 准教授・工博

*** 名古屋大学環境学研究科 教授・工博

* Graduate Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ.

** Assoc.Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr.Eng.

*** Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr.Eng.

結果、桁行方向についても 2・4 層に各 1 箇所、3 層に 2 箇所の梁フランジ溶接部の破断に至った。

2.3 常時微動計測の概要

常時微動計測は 3ch 微動計 4 台を 1 階・3 階・5 階・8 階の 4 地点(17 日は 1 階・5 階・8 階)に図 1 のように設置し、計 12ch で行った。計測は固有周期 5 秒の動コイル型微動計を速度計で用い、サンプリング周期は 0.01 秒とし、夜間の非常に静寂な時間帯に 60 分間の計測を行った。2 回目(3/18 夜)に計測した常時微動波形を図 4 に示す。安定して小さな振幅を示していることが分かる。また、振動台は室内にあるため無風状態であり、実建物と異なり地盤との相互作用も少ない状態である。

3. 基本的振動特性

8FL/1FL・5FL/1FL・3FL/1FL の各計測日毎の伝達関数振幅・位相差・コヒーレンスの変化を図 5 に示す。伝達関数は、60 分間の速度波形記録から 81.92 秒間を 43 区間に分け、アンサンブル平均をとることで求めた。

2.3 で述べたように風も無く、地盤との相互作用も少ないと、伝達関数は高次モードまで非常に明快な特性を示している。特に、3 次モードまでは振幅のピークも明瞭であり、位相差・コヒーレンスとの対応も良い。

4 次・5 次の振幅については、5FL/1FL・3FL/1FL でのみ明瞭なピークが生じている。8FL/1FL の振幅は、4 次では不明瞭ではあるもののピークが確認できるが、5 次ではピークは確認できず、固有振動数付近では位相差が乱れてコヒーレンスも低い。よって、5 次は 1 層～4 層までの実大で再現された部分のみの振動が卓越し、5～7 層の縮約層部分は振幅が小さいモードであり、上層を縮約した影響で 21 層モデルの振動モードを表現できていないと考えられる。

各モードの固有振動数の変化は、1～3 回目計測時までは比較的振動数の低下が小さく、4 回目計測時では明確に低下していることが読み取れる。なお、文献¹⁾によれば、初日(3/17)の加振により、5%程度の固有振動数の低下が確かめられている。初日の加振で、建設時に比べて二次部材の接合や縮約層の積層ゴム・ダンパーなどがある程度のゆるみを生じたことが予想される。

4. 振動パラメータの同定とその変化

減衰定数・固有振動数・刺激関数などのパラメータ推定では、入力は 1 階の直交 2 方向成分、出力は 3・5・8 階の 1 方向成分とし、4 次モードまでを考慮した線形多自由度フィッティングを行った。フィッティング対象は応答の加速度フーリエスペクトルで、5 分間の速度波形記録を微分した加速度から求めた。これは、今後の検討として強震計による推定結果と比較することを考えたた

めである。5 次モードの推定では安定したフィッティングが行えなかったため、3.で求めたアンサンブル平均による伝達関数をフィッティングした。

4.1 固有振動数の変化

1～5 次の各モードの計測日毎の固有振動数の変化を図 7 に示す。1 回目～3 回目計測まではほぼ全てのモード及び方向で 0～2%程度の固有振動数の低下が見られる。これは、構造躯体の繰り返し変形による剛性低下及び非構造部材の損傷によるものと考えられる。4 回目の計測では、全てのモード・方向で 2～5%程度の固有振動数の低下が見られる。これは、2.2 に述べたように 4 回目の計測前の 3 度の三の丸波入力によって、桁行・張間方向共に梁フランジ溶接部が破断し、各方向共に破断前後で顕著な剛性低下が確認されていることから¹⁾、主に構造躯体の破断による固有振動数の低下と考えられる。

このように、構造上の重大な損傷に対しても、固有振動数の低下は 5%程度であり、実際の建物では非構造部材の損傷による剛性低下の影響も大きいため、地震前後の常時微動計測による固有振動数の変化のみから構造躯体の損傷の有無を的確に抽出することは困難であると考えられる。

4.2 減衰定数の特性とその変化

各計測日毎のモード減衰を図 6 に、各モードの計測日毎の減衰定数の変化を図 8 に示す。図 6 より、張間方向のばらつきは大きいが、桁行・張間方向共に増加傾向にある。しかし、高次の減衰については、本来評価したい 1～4 層部分の減衰が主であるか、縮約層が大きな影響を与えていているのか、上層の観測点が少ないと、本論の計測結果からは判断できない。今後、多点で計測を行ったホワイトノイズ加振時・地震動加振時の記録により考察を進める。

図 8 では、各モードで 4 回目計測が 3 回目計測より若干減衰定数が増加する傾向を示すものが多いが、明快な傾向とは言いがたい。

4.3 モード形の特性とその変化

刺激関数値に基づくモード形の変化を図 9 に示す。なお、計測点が少ないと、3 次以上の高次モードの全体形は捉えられていない。4 回目計測時の 1 次・2 次モードでは、1 回目～3 回目計測時に比べて 3 階から 4 階にかけて変形の集中が見られる。これは 4 回目計測前の地震動入力時に、桁行・張間方向共に梁溶接部が破断し、各方向共に層剛性が低下したことに対応すると考えられる。一方で、3 次・4 次モードではその傾向は明確でない。図 7 の固有振動数においても、これらのモードは相対的に変化率が小さく、整合している。

5. 結論

高層建物試験体に対して地震動入力前後で常時微動計測を行い、固有振動数・減衰定数・モード形の変化を分析した。固有振動数は、地震動により構造躯体に損傷が生じるまでは徐々に低下し、損傷することで明確に低下することが分かった。しかし、その低下の程度は、梁溶接部の破断という損傷程度に対して大きいとは言えない。また、モード形は、1次・2次については、2~4層の損傷による剛性低下により、それらの層に変形が集中するモード形となることが確認できた。

今後は、地震波の入力時の特性、及びその前後に行なったホワイトノイズ加振時の特性に関して、各パラメータの変化に特に注目して分析を行う。同時に、地震時の構造躯体の損傷が応答記録から評価できるか等の分析を

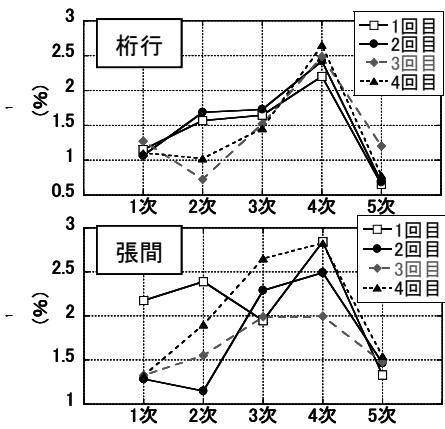


図 6 モード減衰の比較

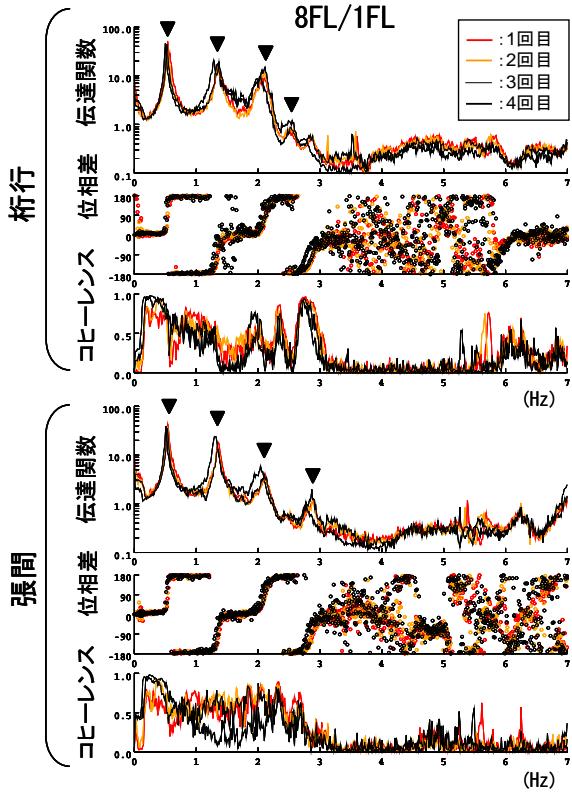


図 5 計測日毎の伝達関数の変化(8FL/1FL・5FL/1FL・3FL/1FL)

行う予定である。

参考文献

- 1)井上貴仁、長江拓也ら：高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験、その1~11、建築学会大会、C-1、823-832、883-884、2008.

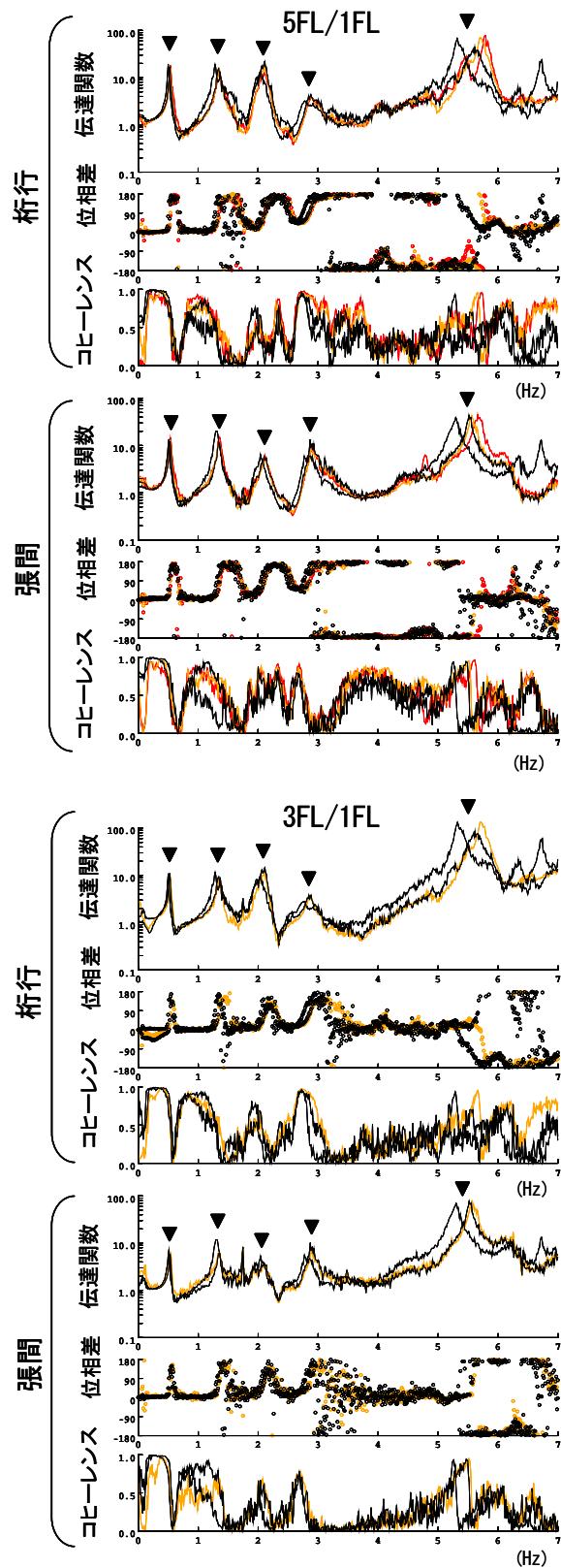


図 5 計測日毎の伝達関数の変化(8FL/1FL・5FL/1FL・3FL/1FL)

