

鉄骨造超高層建物の振動台実験における汎用強震計による構造損傷評価

正会員	○波多野 智也* ¹	同	飛田 潤* ²
同	長江 拓也* ³	同	福和 伸夫* ⁴
同	平山 義治* ⁵		

超高層建物	構造ヘルスマニタリング	層剛性
鉄骨造	振動台実験	梁端破断

1. はじめに

地震災害時に、高層建物や集客施設などの重要建物では、避難や事業継続などの観点から、継続使用の判断を早期に行うことが求められる。南海トラフ巨大地震のような広域地震災害時には、建築構造技術者の不足も懸念されており、建物の構造的な損傷度や健全性を評価する構造ヘルスマニタリングに注目が集まっている。一方、現状では費用などのため普及は進んでいない。建物解析モデルを用いることでセンサ数を減らす試みも行われているが、解析モデルが作成されている建物は限定的である。

本研究では、2013 年度に行われた E-ディフェンスでの超高層建物倒壊実験において、層を間引いて設置された汎用強震計による加速度記録と建物全体の重量より算出した各層重量から、固有振動数や層剛性に着目し、試験体の構造的な損傷度との関係を検討する。

2. 実験概要¹⁾

2.1 試験体

試験体は 1980~90 年頃の設計施工を想定した鉄骨造 18 層建物の 1/3 模型である。平面架構は、長辺方向 3 スパン (6m) × 1 スパン (5m) であり、高さは 25.3m で重量は約 4200kN である。試験体概要を図 1 に示す。

2.2 加振概要

加振スケジュールを表 1 に示す。加振方向は長辺方向の 1 方向のみである。表中の step1~11 では各加振後に特性把握加振として、加振時間 80 秒、入力レベル 33kine(0.30 倍)のホワイトノイズにより加振を行っている。

表 1 加振スケジュール¹⁾

Step	入力加振レベル [kine](倍率)	地震の想定	加振時間 (秒)
1	40(0.37倍)	告示極稀地震動の1/2	270
2	81(0.74倍)	告示極稀地震動レベル	
3	110(1.00倍)	三連動平均レベル	
4	110	三連動平均レベル	
5	180(1.64倍)	三連動最大級レベル	
6	180		
7	220(2.00倍)	三連動想定最大超えレベル	
8	250(2.27倍)		
9	300(2.73倍)		
10	340(3.10倍)		
11	340		
12	420(3.8倍)		
13	420		
14	420		

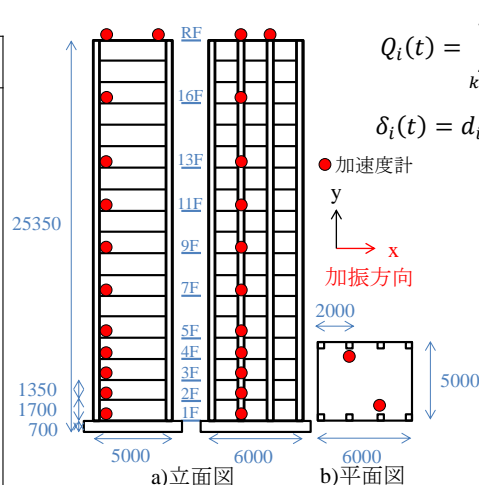


図 1 試験体概要

$$Q_i(t) = \sum_{k=i+1}^n m_k a_k(t)$$

$$\delta_i(t) = d_{i+1}(t) - d_i(t)$$

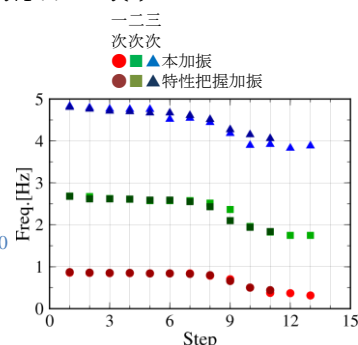


図 2 加振回数と固有振動数

3. モニタリング体制の概要

観測点を図 1 に示す。観測にはネットワーク接続によりデータ収集ができる汎用強震計(センサは静電容量式の加速度計^{2,3)})を用いた。低層は 1~5 階で各階に、上層は 7~13 階で 1 層おきに、16、屋上階と 2 層おきに設置した。

4. 固有振動数の変化

本加振と特性把握加振の記録を用いて試験体の固有振動数の変化を調べる。固有振動数は RF/1F の伝達関数の振幅から、ピーク振動数を読み取っている。加振回数と固有振動数の関係を図 2 に示す。図 2 から、step9 以降に固有振動数の急激な低下が見られる。試験体は step10 で 1 階柱脚の局部座屈が発生するなど、全体に損傷が進んだことが確認されている。一方、step9 以前では梁端に亀裂や破断などの損傷が発生しているが、固有振動数ではその影響は明瞭には見られない。構造健全性評価の観点からは、局所的な損傷を評価する必要がある。したがって本論では、step9 までの振動特性の変化に着目してさらに詳しい検討を行う。

5. 層剛性の算出方法

本加振と特性把握加振の記録から、層剛性の算出を行った。算出にあたり、各層重量は試験体重量を層数で除した値を用い、層剛性は各層均一と仮定している。図 3 に示すように本観測体制の強震計設置階に建物質量を縮約したモデル⁴⁾を用いた。この 10 層モデルで以下の式⁵⁾を用いて i 層における層せん断力 Q と層間変位 δ を算出し、その関係から割線剛性による層剛性を求めた。

6. 層剛性と損傷度の関係性の分析

図 4 に試験体の梁端損傷の進行状態を示す。ここで亀裂はスカラップ底の亀裂、破断はスカラップ底を起点とした破断である¹⁾。図 5 に各本加振後の特性把握加振とそれに伴う 1 層から 4 層の層剛性の変化と損傷状態を示す。図 5 から、梁端の塑性化や亀裂では層剛性に顕著な変化は見られないが、破断により急激に低下する傾向がある。

図 6 に各 step の本加振開始 50 秒から 150 秒までの第 2 層の層せん断力と層剛性の変化を示す。これより振幅の増加による層剛性の低下が確認できる。また、加振中に梁端に亀裂が生じた場合は、振幅の減少にともなって層剛性は初期値近くまで回復するが、破断が生じた場合は、層剛性の値は低下したままとなる。他層の損傷でも同様の傾向が得られることを確認している。

図 7、図 8 に step7 および step8 における第 2 層の力-変位関係を示す。図 7 から、梁端に亀裂が生じた 70~80 秒以降で履歴ループ形状に顕著な変化は見られないが、図 8 から、梁端に破断が生じた 80~90 秒以降で履歴ループの形状に明瞭な変化が見られる。

7. まとめ

鉄骨造建物の E-ディフェンス実験において汎用強震計と簡易建物モデルを用いて構造損傷評価を試みた。試験体の全体的な損傷により固有振動数が急激に低下すること、梁端の損傷状態と層剛性の変化に明瞭な関係があることなどを検出できた。本研究で対象とした E-ディフェンス実験は文部科学省「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト」により行われたものである。

参考文献

- 1) 京都大学防災研究所：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復に関する調査研究 平成 25 年度成果報告書
- 2) 平山義治・飛田潤・福和伸夫：鉄骨造高層建物縮小試験体の振動台実験における汎用強震計モニタリング、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、B-2、pp.913-914、2014.9
- 3) 平山義治・飛田潤・福和伸夫：S 造 19 階建てオフィスビルの観測に基づく常時微動、台風、地震時の固有振動数の変化、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、B-2、pp.599-600、2013.8
- 4) 長江拓也・鎌倉霖・島田侑・福山國夫・梶原浩一・井上貴仁・中島正愛・斉藤大樹・北村春幸・福和伸夫・日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築、日本建築学会構造系論文集、第 640 号、pp109-116、2009.6
- 5) 海野元伸・福和伸夫・飛田潤：高密度観測・強制加振実験に基づく地盤-建物連成系の立体振動性状及び履歴特性評価、構造工学論文集、Vol.57B、pp239-248、2011.3

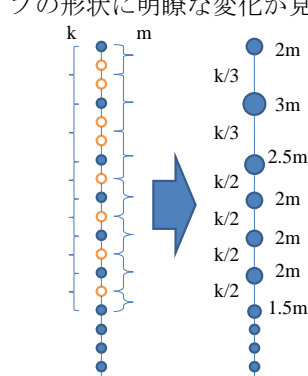


図 3 縮小モデル

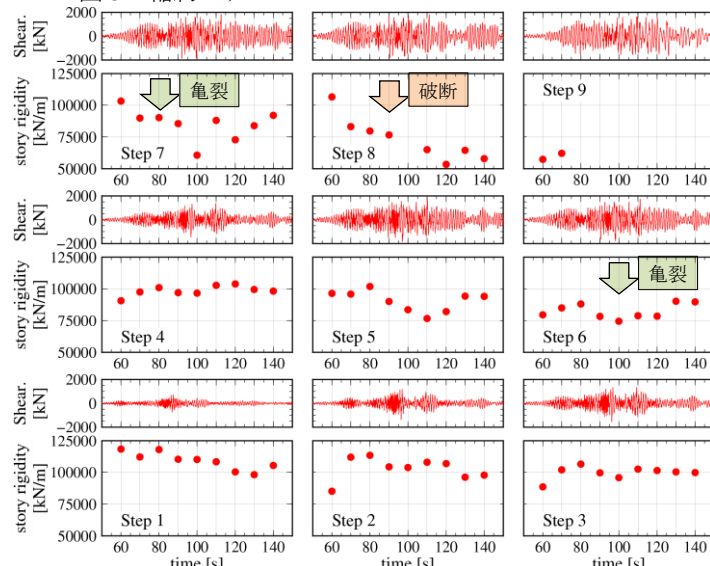


図 6 各加振における第 2 層の層せん断力と層剛性の変化

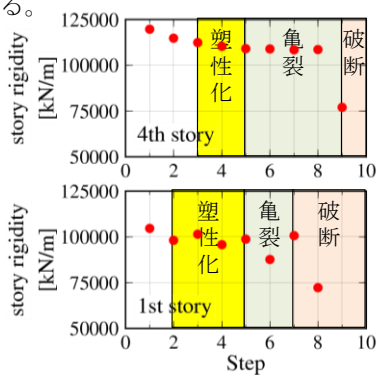


図 5 各本加振後の特性把握加振と各層での層剛性の変化と損傷状態

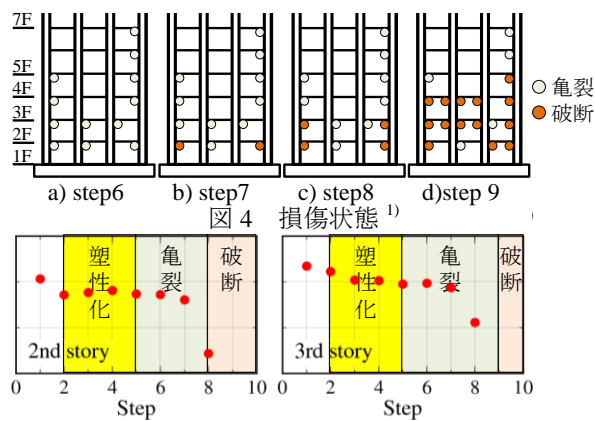


図 4

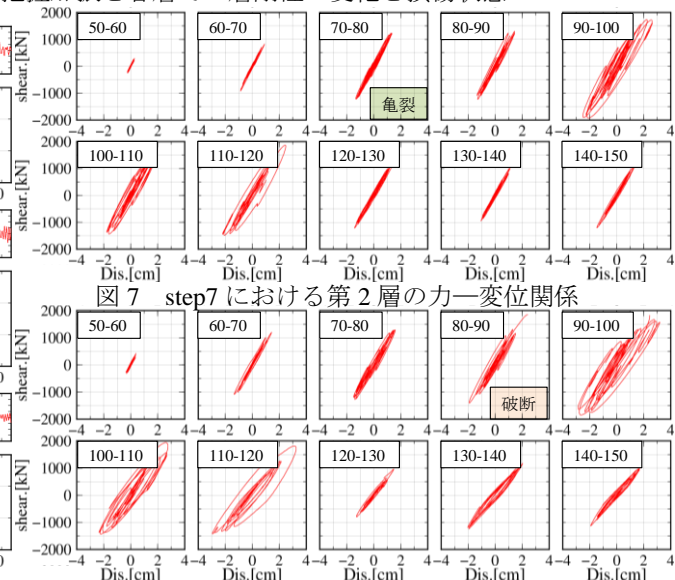


図 7 step7 における第 2 層の力-変位関係

図 8 step8 における第 2 層の力-変位関係

*1 名古屋大学大学院環境学研究科・大学院生

*2 名古屋大学災害対策室・教授・工博

*3 名古屋大学減災連携研究センター・准教授・工博

*4 名古屋大学減災連携研究センター・教授・工博

*5 白山工業・博士(理学)

*1 Grad. Student, Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ.

*2 Prof., Disaster Management Office, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*3 Assoc. Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*4 Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*5 Hakusan Corporation, Dr. Sci.