1. はじめに

2011年の東北地方太平洋沖地震では、長周期地震動や 共振による被害を受けた超高層建物が見られた。超高層 建物などの重要施設では、高い耐震性に加え、被災直後 の建物健全性を即時に把握することが求められており、 その対応策の一つとして、構造ヘルスモニタリングに注 目が集まっている。しかし、現状では費用などのため普 及は進んでいない。さらに、広域地震災害時の構造技術 者不足が懸念されていることから、最小限の計測機器を 用いた構造ヘルスモニタリングシステムの構築により、 実践的な構造損傷評価を行うことは有用である。

よって本研究では、実在超高層建物の振動特性の把握、 振動台実験における実測による構造損傷評価と数値解析 による検討を行った。以下にその概要を示す。

第2章では、特徴的な形状を有する超高層建物におい。 て常時微動計測、人力加振実験、台風接近時の微動計測 を行うとともに、継続的に行われている強震観測で得ら れた地震記録についても併せて分析を行い、その振動特 性の把握を行う。

第3章では、E-ディフェンスでの鉄骨造超高層建物の 倒壊実験において汎用強震計を用いた構造損傷評価を行 う。このとき、固有振動数、層剛性を指標とし、試験体 の損傷状況との関係性から、簡易的かつ適切な構造損傷 評価を行う。

第4章では、第3章で対象とした振動台実験の試験体 を模擬した2次元フレームモデルを作成し、損傷の程度 による振動特性の変化を明らかにすることで、構造損傷 評価の数値解析による検討を行う。



2. 常時微動および地震観測に基づく超高層建物の応答 分析

波多野 智也

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻

博士課程前期課程2年 福和研究室

2.1 対象建物の概要

建物概要を表1に示す。短辺方向で13階から建物幅が 変化していることが特徴で、12階以上はH形鋼曲げ柱と 梁からなるフィーレンディール架構を採用している。平 面形状は長辺方向 6 スパン (54.3 m)、短辺方向 3 スパン (16.2 m) の長方形平面を基準階とし、階段やエレベー タからなるコア部は平面の西部に位置する片コア形式と なっている。架構形式は、7階短辺方向が2層吹抜けで あるため、上部外柱の荷重を下部へ円滑に伝達させられ るように 9,10 階の柱を傾斜させている。

2.2 観測体制の概要

1

2

常時微動計測は 2013 年 10 月 7 日に実施した。計測点 配置は、固有周期と減衰定数、建物全体のモード形状の 把握、さらには、平面形状の異なる PH 階と 11 階の詳細 な振動特性の把握を主目的として微動計測1 (図1中〇 印)と微動計測2(図1中△印)の計2回を行った。微動 計測2の計測配置では人力加振実験も行った。また、10 月 8~10 日にわたって台風接近に伴う計測を PH 階西端に 1点の微動計を設置し行った(図1中□印)。さらに対象 建物では地震計を4点設置し、定常的な地震動観測も行 われている(図1中☆印)。観測地震概要を表2に示す。 2.3 基本的な振動特性の分析

常時微動1回目のPH階と11階の西端で得られた記録 から求めた速度フーリエスペクトルを図2に示す。図2 より長辺方向、短辺方向ともに長周期帯域に多くのピー クが確認できる。上下方向のピークが水平方向のピーク と同じ周期帯域に現れていることから、曲げ変形が卓越 していることが確認できる。また RD 法を用いて推定し

表 2 観測地震概要

				-	
発生日時	震源地	Mj	最大加速度(gal)		
			長辺方向	短辺方向	上下方向
2013/4/13	淡路島	6.3	3.7	7.5	3.6
2013/8/3	遠州灘	5.1	2.7	4.0	6.2
~ 10) ³ e			- 長辺方向	7
le*s			, M	 <u>一</u>短辺方向 	
11 Iki)2	ıλ	a guarda		
<u>–</u> 1(Y	MANNY ING	man	2
am		New Wijer	Aveland Parks Parks		
.ii 10	יאארי דעורייס <u>ו</u>				
.ਰੋ ₁₀	-1				<u> </u>
	0	l	Period(s) ³	4	5
- 10	3 _		a)PH階		-
or s)	′ [- 長辺方向	
01 <u>k</u> i)2		s M	 <u>一</u> <u>是</u>迈万问 <u>…</u> 上下方向 	
<u>=</u>	ا الد سالاً د	A/ \.	A Contraction	margan	
amj		THY HAVEN	Man In I		
. <u>5</u> 10)° M Thuy		and the former of	~~~~~~~~~	
	-1				
10	0	l	² Period(s) ³	4	5
			b)11階		
図 2	微動時	の速度	要フーリ エ	ニスペクト	ル

た固有周期と減衰定数を表3に示す。さらに、各記録か ら推定した固有周期、減衰定数を表3に、最大速度との 関係を図3に示す。最大速度の増加に伴って、固有周期、 減衰定数ともに増加傾向が見られる。ただし、eq1 は応 答が過大であるため図3には記載していないが、同様の 傾向が見られることは確認している。

2.4 モード形状の分析

常時微動計測および地震観測の記録を用い、モード形 状の推定を行った。対象とするモードにバンドパスフィ ルタを施し、得られた波形において PH 階(地震観測で は 30 階)の値が最大となる時刻と同時刻の値を各階で読 み取り、PH 階の値が 1 となるように基準化してプロッ トしている。推定結果を図4に示す。

常時微動記録において、1次モードの上下動に着目す ると、11階では短辺方向では傾きが大きく、長辺方向で は小さい。このことから、短辺方向では曲げ変形が、長 辺方向ではせん断変形が卓越していることが推測される。 また、水平動に着目すると、短辺方向で11階を境にモー ド形状の顕著な変化が見られることから、不整形な構造 部分には耐震補強や観測体制の拡充等の対策が必要であ ると考えられる。2次モードでは両方向で同じような階 に腹が見られることから、2次モードでは建物幅に依存 するような有意な違いはないものと思われる。

地震観測記録において、常時微動記録と概ね似た形状 を示していることから、地震時も微動時と同様の挙動を することが推測される。なお、今回収録された加速度記 録は最大 7.5 gal であり、さらに大きな入力を受けた場合 は微動時と異なる挙動をする可能性もあり、今後も継続 的な観測が重要である。

3. 鉄骨造超高層建物の振動台実験における汎用強震計 を用いた構造損傷評価

3.1 振動台実験の概要¹⁾

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)短辺方向1スパン(5m)で、高さは25.3m、 重量は約3800kNである。試験体外観を写真1に示す。

加振スケジュールを表4に示す。加振方向は長辺方向 の1方向のみ、加振時間は270秒である。表中網掛けの 1_0.37~11_3.1では、各加振後にホワイトノイズによる特 性把握加振(名称はcase1~11とする)を行っている。

3.2 観測体制の概要

観測点を図5に示す。観測にはネットワーク接続によりデータ収集可能な汎用強震計(センサは静電容量式の加速度計)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。

3.3 固有振動数を指標とした構造損傷評価

本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 の伝達関数の振幅倍率から、 ピーク振動数を読み取っている。1_0.37 から 8_2.27 の最 大層間変形角と固有振動数の関係を図 6 に示す。図 6 か ら、最大層間変形角が 2/100 を超えた 8_2.27 で固有振動 数の急激な低下が見られる。一方、7_2.00 で梁端に亀裂 や破断などの損傷が発生しているが、固有振動数からそ 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ため、本論で は、梁端破断が生じる直前の 6_1.64 から、1 階柱脚の局 部座屈が生じる直前の 9_2.73 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。



3.4 層剛性を指標とした構造損傷評価

本加振と特性把握加振の記録から、層剛性を算出し、 構造損傷評価を行った。算出にあたり、各階重量は 211 kN とし、層剛性は各層均一と仮定している。図 7 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²⁾を用いた。この 10 層モデルで以下の式を用いて *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。

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

図8に試験体の損傷状態を示す。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9、図10に7_2.00および8_2.27における第2 層の弾塑性履歴ループを示す。図9から、2階床の梁端 に亀裂が生じた70~80秒でループ形状に顕著な変化は見 られないが、図9,10から、2,3階床の梁端に破断が生じ た80~90秒以降でループの形状に明瞭な変化が見られる。

図11に各本加振開始50秒から150秒まで10秒ごとの 第2層の層せん断力と層剛性の変化を示す。図11から、 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 場合では、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。

加振 名称	入力加振レベル [kine](倍率)	地震の想定	試験体の損傷状況
1_0.37	40(0.37倍)	告示極稀地震動の1/2	弾性挙動(損傷なし)
2_0.74	81(0.74倍)	告示極稀地震動レベル	梁端 <mark>降伏</mark>
3_1.00	110(1.00倍)	三連動平均レベル	梁端・1階柱脚降伏
4_1.00	110	三連動平均レベル	同上
5_1.64	180(1.64倍)	二浦動具十級レベル	梁端降伏・ <mark>亀裂</mark> 発生
6_1.64	180	二座動取入版レベル	同上
7_2.00	220(2.00倍)		梁端下端破断
8_2.27	250(2.27倍)		梁端下端破断進展
9_2.73	300(2.73倍)	三連動想定	梁端下端破断進展
10_3.1	340(3.10倍)		1階柱脚 <mark>局部座屈</mark>
11_3.1	340	最大超えレベル	1階柱脚局部座屈進展
12_3.8	420(3.8倍)		下5層の全梁端 <mark>破断</mark>
13_3.8	420		1階柱脚破断
14_3.8	420		倒壞

表4 加振スケジュール





4. 超高層建物における構造損傷評価の数値解析による 検討

4.1 解析モデル概要および解析条件

作成した解析モデルは、第3章の試験体を模擬した2 次元フレームモデルである。部材リストを表5に、基本 的な条件を以下に示す。柱と梁は弾性棒で、それぞれの 材端は剛塑性回転ばねで構成されている。また、接合部 には図12に示すような剛域を設定し、柱脚は固定する。 さらに、床スラブは梁の曲げ剛性に寄与するものとし、 正曲げ負曲げの平均として、曲げ剛性増大率を1.2倍と 設定する³⁾。重量は各階211kNとし、柱梁接合部と梁中 央部に配置する。以上の条件で作成された解析モデルに 対して固有値解析により算出した固有周期と実験結果か ら算出した固有周期を表6に示す。

4.2 数値解析に基づく構造損傷評価の基礎的検討

解析モデルに対して、任意の梁端の回転ばねの剛性を 低下させることで損傷を表現し、その損傷度と層剛性低 下率の関係について検討を行った。本論では損傷を梁端 亀裂および梁端破断とし、計算の結果から、亀裂では無 視、破断ではピンに置換することにより表現している。

PushOver 解析により、破断が層剛性に与える影響の検 討を行った。なお、損傷箇所は、2~13 階床の梁端ばねに 損傷を設定し、1~12 層の層剛性低下率を算出している。 破断箇所と層剛性低下率の関係から、破断が生じた床梁 の上下層で顕著な層剛性の低下の影響が見られること、 また、複数の階の床梁で破断が生じると、その影響層の 範囲が広がることを確認している。

破断による層剛性低下の影響層の範囲を確認するため、 複数の層を1つのゾーンすることで、破断率と層剛性低 下率の関係について検討を行った。図13に両者の関係を 示す。図13左では下のゾーンの影響により、破断率の過 小評価につながる。図13中と右では下のゾーンの影響を やや受けるものの、当該ゾーンの破断率を比較的良い精 度で定量的に評価できるものと思われる。

4.3 実験結果と解析結果の比較

4.2 節で得られた、ゾーンを考慮した破断率と層剛性 低下率の関係について実験結果との比較を行う。図 13 から、すべてのゾーニングにおいて実験結果と解析結果 が良く対応しており、解析結果の妥当性が示された。

次に、実験記録から強震計を間引いて検討する。3 層 を1つのゾーンとした場合、1,4,7,11,13,16,R 階の記録を 用い、4 層を1つのゾーンとした場合、1,5,9,13,16,R 階の 記録を用いている。図 14 に各本加振開始 50 秒から 150 秒まで 10 秒ごとの層剛性の推移を示す。図 14a) から、 破断による層剛性の低下が確認できるが、図 14b) では 感度の低下により、適切な評価は困難であると思われる。

また、図 15 に特性把握加振記録から層剛性低下率を算 出した。なお、層剛性低下率は casel の値に対する割合 である。図 15 から、6 層を1つのゾーンとした場合でも case8 において顕著な層剛性の低下が見られる。

以上から、3 層を1 つのゾーンとした場合は加振の最 中に生じた破断を感度良く検知できること、6 層を1 つ のゾーンとした場合は損傷が生じた後の、余震等の記録 から破断を適切に評価できることが示された。 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

 長江拓也・鍾育霖・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
 3) 各種合成構造設計指針・同解説、日本建築学会、2010

100%

100%

は無 表5 部材リスト あ。 階 柱 階

5. まとめ



本論では、超高層建物の対象に、振動特性の把握およ

0 200 0

び構造損傷評価を目的として、実測に基づき分析を行っ

た。また、構造損傷評価を数値解析からも検討を行った。



