

首都圏にある超高層キャンパスの地震防災対策に関する研究 (その3) 超高層ビルの微動観測と地震応答解析

正会員 ○小菅 芙沙子* 同 鱈沢 曜*
同 久田 嘉章** 同 星 幸男*

超高層建築 常時微動観測 人力加振観測 時刻歴応答解析

1. はじめに

本報では、本研究において対象とする建物の概要を示し、設計時の振動解析モデルと建物の常時微動観測及び人力加振観測の結果を基に、実際の建物により近い振動解析モデルの構築を行う。

2. 対象建物概要

対象建物は、超高層建築物である大学棟とオフィス棟である。図1、図2に配置及び立面、表1に建物概要を示す。

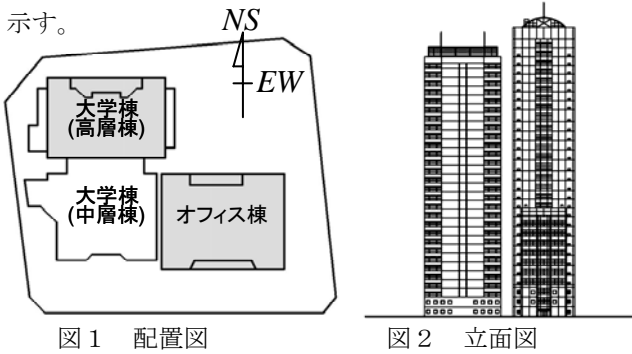


図1 配置図 図2 立面図
(左: オフィス棟 右: 大学棟)

表1 対象建物概要

建物名称	大学棟(工学院大学高層棟)	オフィス棟(STECビル)
建築場所	東京都新宿区西新宿	
竣工年	1989年	
基準階面積	1170m ²	1499m ²
階数	地上29階,地下6階,塔屋1階	地上28階,地下6階,塔屋1階
軒高/最高高さ	123.45m/143.00m	111.29m/130.00m
アスペクト比	NS:5.59 EW:3.72	NS:3.96 EW:3.13
構造種別	地上: 鉄骨造(ブレース付ラーメン架構) 地下1~2階: 鉄骨鉄筋コンクリート造 地下3~6階: 鉄筋コンクリート造	

3. 観測地震記録

2棟に設置されている強震観測システムによって得られた2005年7月23日千葉県北西部地震における29階での観測記録のフーリエ速度スペクトルを図3に示す。また、X軸にEW方向、Y軸にNS方向の変位をとり、2棟の軌跡(上図)と大学棟から見たオフィス棟の挙動(下図)を図4に示す。観測結果より、固有周期は近いが上下層ともに挙動の差を確認出来た。

4. 大学棟の常時微動・人力加振観測

測定には、ポータブル地震計(SMAR-6A3P)を用い、サンプリング周波数100Hz、測定時間3分間で、建物の主

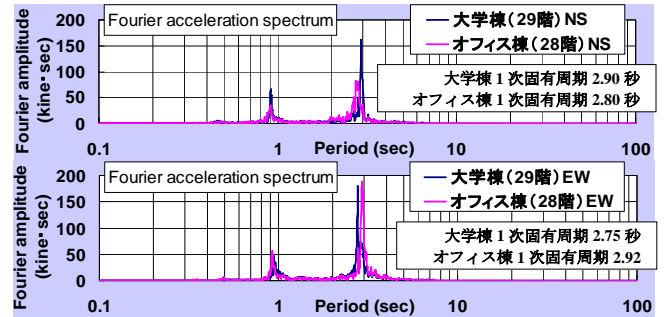


図3 フーリエ速度スペクトル(千葉県北西部地震)

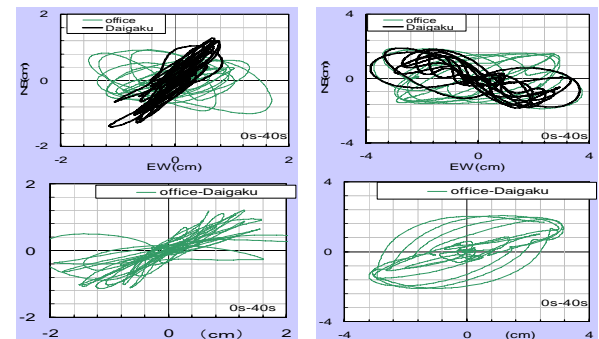


図4 2棟の軌跡と相対的挙動
(左: 8階(2棟共)、右: 大学29階/オフィス28階)

軸方向(NS、EW)及び上下方向の加速度成分を計測した。常時微動観測、人力加振観測共に、3成分の計測が可能な地震計を4基使用した同時観測を以下の測定パターンで実施した。

- ①1階及び25階平面のN端、S端の計4点でのNS成分とUD成分の同時測定
- ②1階及び25階平面のE端、W端の計4点でのEW成分とUD成分の同時測定

また、人力加振は14階で行い、測定パターンに合わせてNS方向とEW方向に加振した。図5に観測点及び加振位置を示す。常時微動観測より、水平成分の1次固有周期は、NS方向約2.75秒、EW方向約2.60秒であった。人力加振観測においては、この1次周期に合わせて加振を行い、振幅を増幅させた。観測記録より25階の代表観測点で最大水平変位を記録した同時刻における全観測点の変位記録を基に振動モードを確認した。図6にEW方向の振動モードを示す。この結果より建物の曲げ変形が顕著に読み取れる他、スウェイ、ロックによる変位は比較的小さいことを確認した。

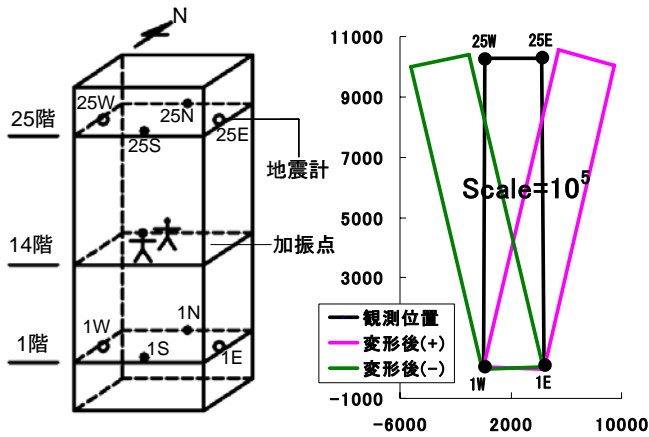


図5 常時微動・人力加振観測概要

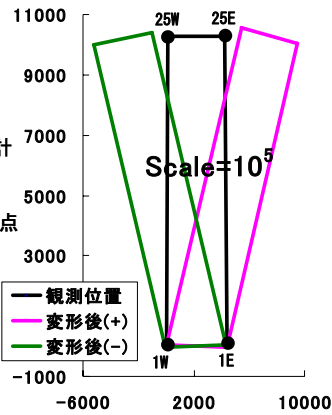


図6 振動モード (EW方向)

表2 解析モデル概要

大学棟	せん断 曲げせん断	1次固有周期	NS:3.3秒、EW:3.14秒
		せん断比率	NS:50% EW:78%
オフィス	せん断 曲げせん断	1次固有周期	NS・EW共に3.01秒
		せん断比率	NS:65% EW:83%
共通		減衰	2% (剛性比例型減衰)
		復元力・履歴特性	トリリニア・標準トリリニア

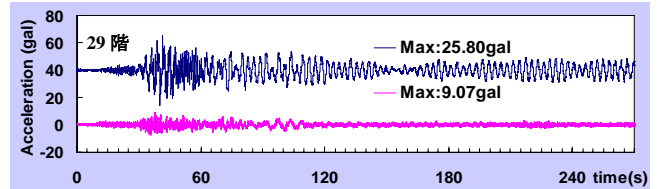


図7 加速度波形 (新潟県中越地震 NS方向)

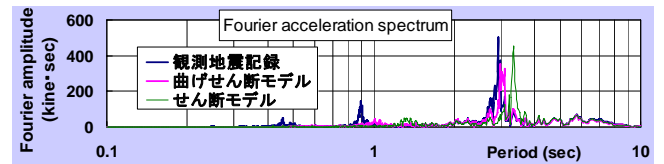


図8 加速度フーリエスペクトル (29階 NS方向)

5. 振動解析モデルの作成

設計時の振動解析モデルは、大学棟 30 質点、オフィス棟 29 質点の等価せん断モデルであるが、4.にて得られた振動モードにおいて曲げ変形が顕著に確認出来る為、これを説明できる等価曲げせん断モデルを以下の手順で簡易に作成した。支点条件は、観測結果よりスウェイ、ロッキングの影響は小さいと判断し、設計時と同様に下部構造を剛とし、基礎固定とした。

- ①曲げ剛性 (EI) を各階柱の断面 2 次モーメントから求め、曲げ変形による水平変位は、片持ち梁のたわみ曲線の式を応用し求める。
- ②人力加振観測から得られた 25 階の最大水平変位を曲げ変形とせん断変形による水平変位に分解する。
- ③せん断剛性 (GA) を②で求めた、せん断変形による水平変位となるように設計時の振動解析モデルにおけるせん断剛性を係数倍して求める。

上記に従い作成した振動解析モデル概要を表 2 に示す。表中の、せん断比率は、②にて求めたせん断変形による水平変位の割合を示している。表 2 には、設計用振動解析モデルの概要も併せて示す。本建物に設置されている強震観測システムによって得られた 2004 年 10 月 23 日新潟県中越地震の 1 階での記録を入力波として作成した解析モデル及び設計時のモデルによる時刻歴応答解析を行った。観測された加速度波計 (NS 方向) を図 7 に示す。図 8 に、29 階 (最上階) における観測記録及びシミュレーション波形の加速度フーリエスペクトル (NS 方向) を示す。等価せん断モデルに比べ作成した等価曲げせん断モデルによる卓越周期は観測記録に近い結果が得られた。オフィス棟については、常時微動・人力加振観測未実施のため、観測システムで観測された地震記録との比較によりせん断剛性の比率を求めた。

6. 時刻歴地震応答解析による比較

5. において作成した振動解析モデル (等価曲げせん断モデル) と設計時の振動解析モデル (等価せん断モデル) に 1940Elcentro 波の NS 方向を 50kine に基準化した波を入力した時の最大層間変形角を図 9 に示す。等価せん断モデルと比べ等価曲げせん断モデルでは、上層階など応答が大きくなる結果となった。

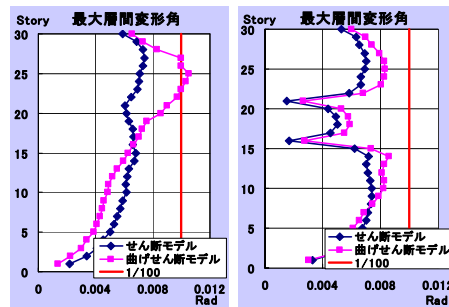


図9 最大層間変形角 (左: NS 右: EW)

7. まとめ

本報では、常時微動・人力加振実験の結果より、本建物が曲げ変形をしていることを確認した。また、この実験の結果に基づく等価曲げせん断型振動解析モデルの作成を行った。観測地震記録との比較により、より実際の建物に近いモデルを構築することができた。

謝辞

本報は、文部科学省の学術フロンティア事業の「工学院大学地震防災・環境研究センター」による研究助成により行われました。また、常時微動・人力加振観測においては芝浦工業大学紺野研究室、工学院大学宮澤研究室にご協力頂きました。深く御礼申し上げます。

*工学院大学大学院工学研究科

**工学院大学建築学科

* Graduate School of Engineering, Kogakuin University

** Department of Architecture, Kogakuin University