

大阪通天閣の振動特性と2013年淡路島の地震のシミュレーション解析

正会員 ○ 北浦杏菜*1 同 宮本裕司*2 同 柏 尚稔*3

2. 構造—2. 振動

常時微動計測, 人力加振, 地震観測, 振動特性, 鉄骨造タワー, シミュレーション

1. はじめに

通天閣は、大阪のシンボルとして年間130万人が訪れる有名な観光名所であり、建築後50年が経過した2006年に登録有形文化財に指定された(写真1)。しかし、通天閣が建つ大阪府では、東南海・南海地震や上町断層帯地震の発生が懸念されている¹⁾。通天閣をこのような地震から守るため、現在の振動性状をモデル化した解析モデルを用いて地震応答解析を行い、耐震性能を評価することで被害を予測し、耐震改修などの対策をとる必要がある。

通天閣では、1956年に建設直後の第1回振動実験¹⁾と、その後14年経過した1970年に第2回振動実験²⁾が実施された。最近では、2010年に耐震診断³⁾が行われた。大阪大学宮本研究室では建築後55年経った2011年8月3日～5日にわたって第3回の振動計測を行った⁴⁾。

本論文では、第3回の計測結果を補足するため2013年10月16、17日に行った第4回目となる振動計測結果について示す。また、耐震診断で用いられた地震応答解析モデル⁴⁾をもとに改良したモデルを用いて行った、2013年淡路島の地震の観測記録のシミュレーション解析について示す。

2. 通天閣の概要

建物概要を表1に示す⁵⁾。建物は図1に示すように、最高高さ103mの鉄骨造の主塔と、その東側にあるE.V塔、それらをつなぐ渡り廊下により構成される。主塔の中央部には、エレベーターシャフトと屋内階段を有する。

3. 常時微動計測と人力加振実験

常時微動計測と人力加振実験について示す。第4回の計測では展望階である5階の他に、新たに屋上階、4階と地上70m高さでも常時微動計測を行った。また、人力加振ではNS方向の加振も行った。



写真1 通天閣

表1 通天閣の概要

所在地	大阪市浪速区恵美須東	
設計者	内藤多伸	
設計年	1955年(S30)	
施工者	(株)奥村組	
竣工年	1956年(S31)	
階数	地上	5階
	地下	1階
高さ	最高高さ	103m
	塔体高さ	100m
構造種別	地上部	S造 (1～3階RC被覆)
	地下部	RC造
基礎構造	直接基礎	独立基礎 布基礎
	用途	展望塔

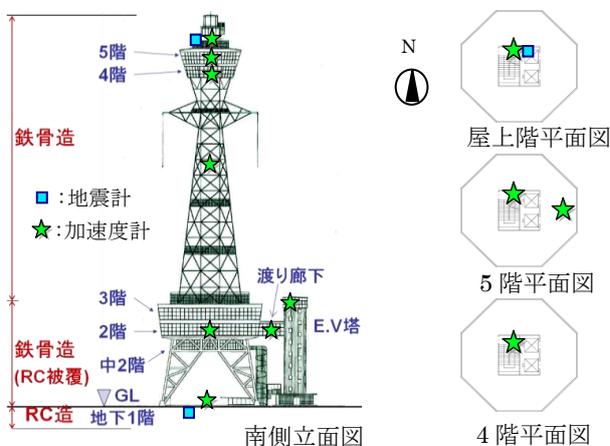


図1 建物概要と計測位置

図2 計測位置

常時微動計測は、2013年10月16、17日の2日間で行った。加速度計は、図1に示すように設置した。展望最上階である5階では図2に示すように、他の階と同じ階段内だけでなく、東側の床上でも計測を行った。屋上階の加速度計は地震計の隣に設置した。人力加振実験は、4階でEW、NS方向それぞれの1次固有周期に合わせて8人による加振を行い、計測は5階東側の床上で行った。

The Vibration Characteristics and Response Simulation of the 2013 Awaji Earthquake of Tutenkaku in Osaka

KITAURA Anna, MIYAMOTO Yuji and KASHIWA Hisatoshi

3.1 固有周期

1 日目には、屋上階・5 階・4 階の階段内、G.L の 4 点に加速度計を配置し、東西・南北・上下の 3 方向の常時微動を計測した。1 回の計測で得られた約 10 分の加速度時刻歴波形から、雑振動の少ない区間 200 秒(データ数 20,000 個)を選び、求めたフーリエスペクトルを、横軸を秒として図 3 に示す。NS・EW 両方向ともすべての階で、1 次固有周期 1.56s とねじれ 1 次固有周期 0.64 秒での卓越が見られる。しかし、2 次・3 次のモードに関しては、明瞭に卓越している屋上階・4 階と比べ、その間にある 5 階では振幅が小さい。また、4 次では屋上階以外の階で振幅が大きくなり、振動モードの節となる高さの違いにより揺れ方が異なることがわかった。

2 日目は、避難経路として重要な主塔の 2 階と E.V 塔、およびそれをつなぐ渡り廊下の振動特性を把握することを目的とした。これらの計測点から求めたフーリエスペクトルを図 4 に示す。NS・EW 両方向とも、1 次固有周期 1.56 秒でピークが見られるが、2 次・3 次の方が振幅大きくなる。また、NS 方向のみで 2 次と 3 次の間にも卓越周期が見られる。これは、特に主塔に比べ E.V 塔で大きくなっていることから、E.V 塔の固有周期が 0.34 秒と確認できる。

ここで得られた固有周期を、1956 年の第 1 回と 1970 年の第 2 回と 2011 年の第 3 回の結果もあわせて表 2 に示す。これより、過去の計測結果との差が小さいことがわかる。

3.2 減衰定数

減衰定数は図 5 に示す 5 階床東側での人力加振波形において、安定した減衰域で最小二乗法を用いて

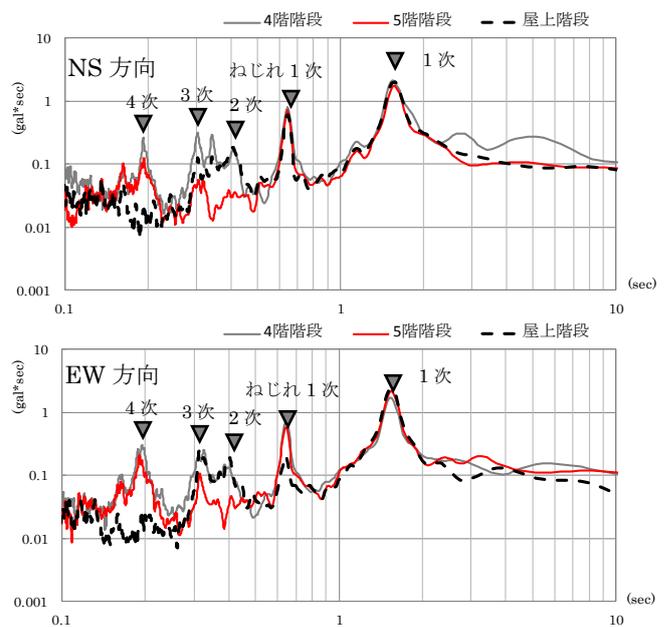


図 3 フーリエスペクトル (展望階周辺)

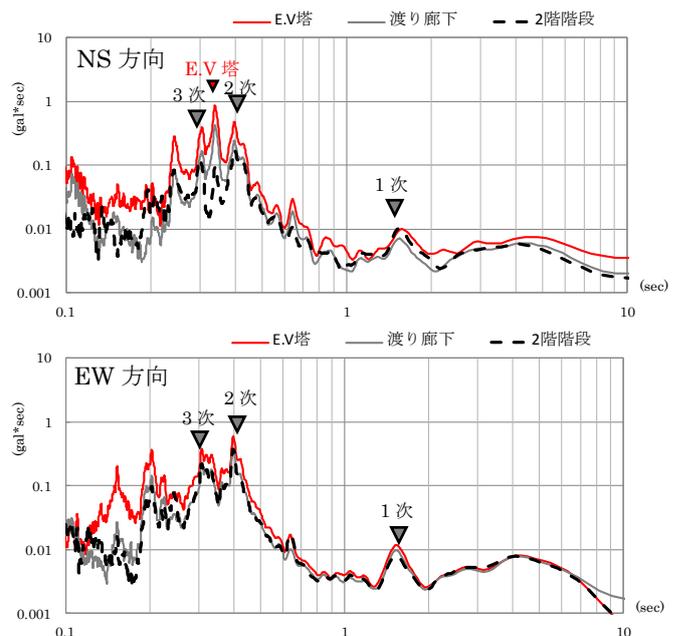


図 4 フーリエスペクトル (渡り廊下周辺)

表 2 微動計測による固有周期のまとめ

固有周期 (s)	主塔							E.V 塔
	NS 方向			ねじれ	EW 方向			NS 方向
	1次	2次	3次	1次	1次	2次	3次	1次
第1回 (1956年)	1.56	0.37	0.3	-	1.54	0.37	0.3	-
第2回 (1970年)	1.59	0.41	0.33	-	1.59	0.4	0.31	-
第3回 (2011年)	1.56	0.43	0.31	0.64	1.56	0.42	0.32	0.34
第4回 (2013年)	1.56	0.41	0.3	0.64	1.55	0.4	0.32	0.34

表 3 減衰定数のまとめ

減衰定数 (%)	主塔(展望塔)		
	NS 方向	EW 方向	ねじれ
	1次	1次	1次
第1回 (1956年)	-	-	-
第2回 (1970年)	0.8~0.9		-
第3回 (2011年)	-	0.85	0.74
第4回 (2013年)	0.99	0.71	-

算定した。表 3 に得られた減衰定数を過去の計測結果とあわせて示す。これらより、今回の計測では、NS 方向の 1 次減衰定数として 0.99%を確認できた。EW 方向については、第 3 回で 0.85%であったが、今回の結果は 0.71%とやや小さい値となった。この原因として、図 5 より今回の計測時の振幅が風揺れによる影響等で約 2 倍であったことが減衰定数の違いに表れていると考えられる。

4. 観測地震波のシミュレーション解析

耐震診断で用いられた地震応答解析モデル⁴⁾を、振動計測結果に合うように改良したモデルを用いて、観測地震波のシミュレーション解析を行った。

4.1 観測地震波

2013 年 4 月 13 日 5 時 33 分頃、淡路島を震源とする最大震度 6 弱の直下型地震が発生した。この震度分布を図 6 に示し、震央位置を図中に×印で示す。この地震により、通天閣の屋上階と地下に設置した地震計（図 1 参照）で図 7 に示す応答波形が観測された。観測波形の継続時間は、地下で 100 秒、屋上で 300 秒である。また、屋上階の最大加速度が NS 方向 41.5gal、EW 方向 32.9gal、地下の最大加速度が NS 方向 13.0gal、EW 方向 9.3gal であり、約 3.2～3.5 倍の加速度の増幅が確認できる。

また、屋上階での観測波形のフーリエスペクトルを、図 8 に示す。地震時の 1 次、2 次、3 次の固有周期は、NS・EW 方向とも微動時の固有周期にほぼ一致していることがわかる。

4.2 地震応答解析モデル

主塔の振動モデルは、地上 25 層をそれぞれ 1 質点とした 25 質点の等価せん断型モデルで、1 階柱脚を

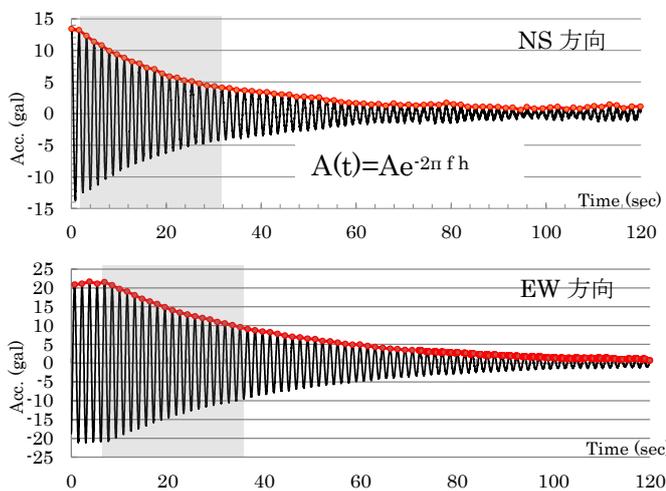


図 5 入力加振波形 ($T_1=1.56\text{sec}$)

固定とした。今回の常時微動計測の固有周期になるよう、初期剛性を調整した。また、E.V 塔は 8 質点の等価せん断型モデルに置換し、固有周期 0.34 秒に

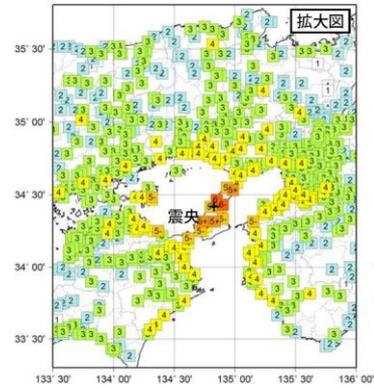
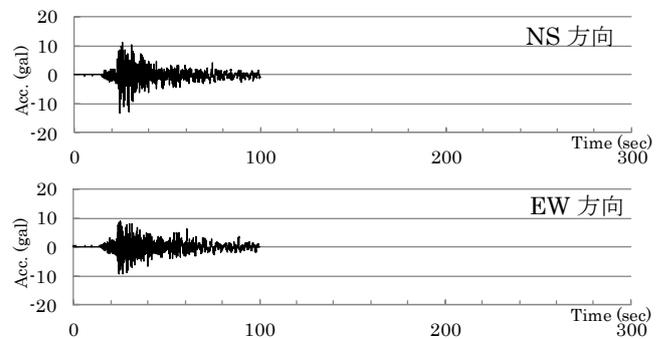
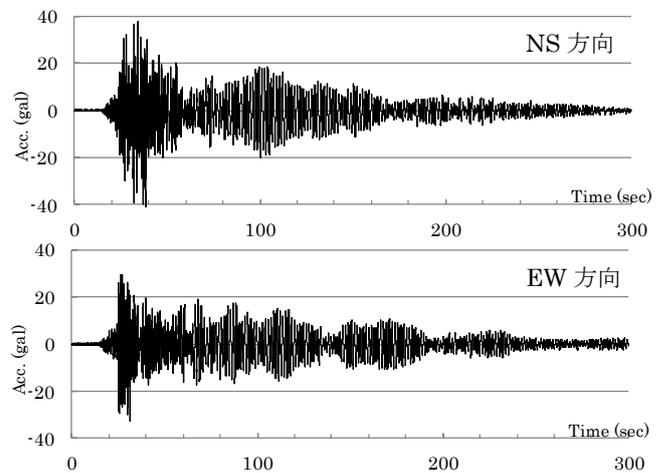


図 6 観測地震の震度分布



a) 通天閣地下 観測波



b) 通天閣屋上 観測波

図 7 観測地震の時刻歴加速度波形

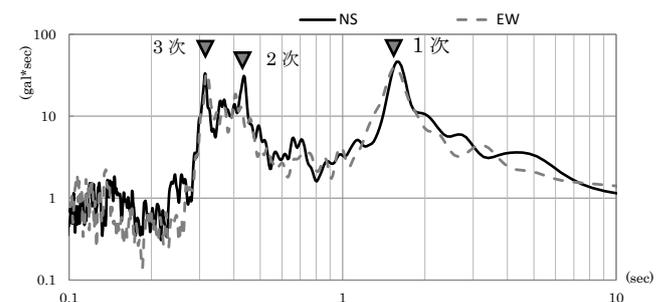


図 8 フーリエスペクトル (通天閣屋上 観測波)

合うようモデル化した。このように作成した主塔と E.V 塔を、渡り廊下をモデル化した一本のバネで結び、図 9 に示すような 2 棟連成のモデルを作成した。このモデルの主塔の固有値解析結果を表 4 に示す。

4.3 シミュレーション解析結果

2013 年淡路島の地震のシミュレーション解析を行った。入力動は地下での観測波とし、減衰は両方向とも剛性比例型の 0.71% とする。解析により求めた 100 秒までの屋上階での時刻歴加速度波形を、観測波と比較して図 10 に示す。解析では最大加速度が NS 方向、EW 方向それぞれ 40gal、37gal であり、観測波形とほぼ一致している。しかし NS 方向では、70 秒以降の後続波で解析が過小となっている。また、それぞれの加速度応答スペクトルを図 11 に示す。これより、解析では 2 次モードが卓越しないことがわかる。これは、微動計測では屋上階で 2 次の卓越が見られたのに対し、解析モデルの 2 次モードの節となる高さにやや差があるためである。

5. まとめ

本研究では、通天閣の現在のより正確な固有周期と減衰定数を第 4 回振動計測により把握し、2013 年淡路島の地震のシミュレーション解析を行った。今後は、より振動モデルを改良し、通天閣の耐震性能評価と耐震改修へつなげていく。

謝辞

本研究に際しまして、通天閣の西上雅章社長、高井隆光副社長をはじめ関係各位の皆様のご協力により、早期の微動計測や地震計の設置およびデータ回収等を進めることができました。心より感謝の意を申し上げます。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：
<http://www.jishin.go.jp/main/index.html>
- 2) 内藤多伸,小川 正,田中弥寿雄：大阪通天閣の再建について,建築雑誌,1956.12
- 3) 那須信治,竹内盛雄,風間 了：大阪通天閣の第 2 回振動実験,日本建築学会大会,1970.9
- 4) 奥村組：通天閣耐震診断報告書,2010.7
- 5) 横溝礼子, 柏尚稔, 宮本裕司：大阪通天閣の振動計測と地震観測シミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.635-636, 2013.8
- 6) 通天閣観光株式会社：通天閣 50 年の歩み,2007

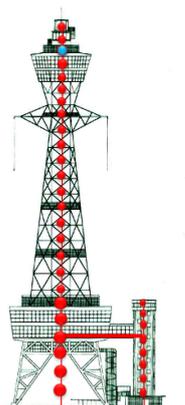


図 9 モデル図

表 4 固有値解析結果 (固有周期[s])

	1次	2次	3次
NS方向	1.56	0.43	0.32
EW方向	1.56	0.43	0.32

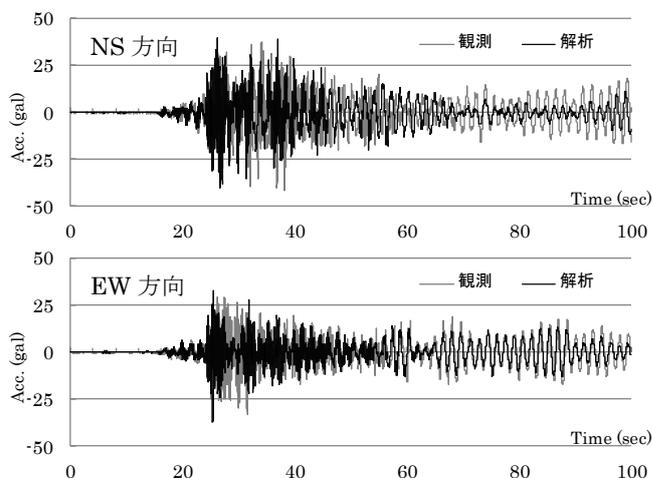


図 10 通天閣屋上階 解析結果 (時刻歴加速度波形)

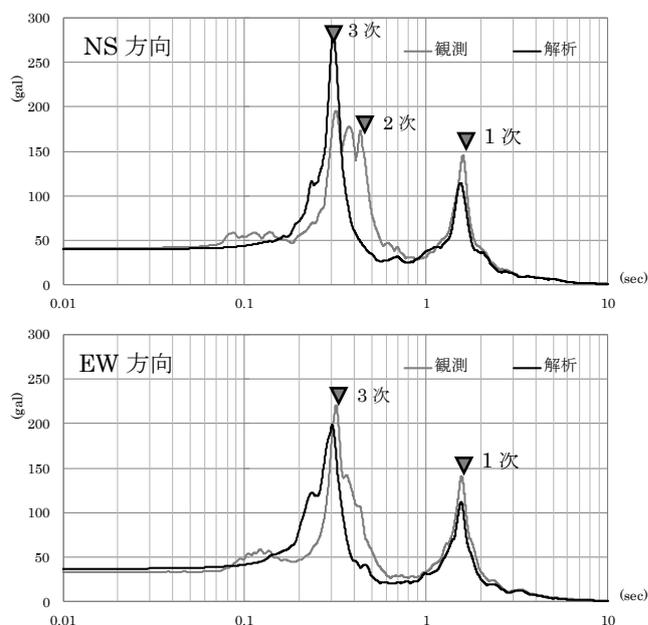


図 11 通天閣屋上階 解析結果
(加速度応答スペクトル 減衰定数 5%)

*1 大阪大学大学院工学研究科 大学院生
*2 大阪大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)
*3 大阪大学大学院工学研究科 助教・博士(工学)

Graduated Student, Graduate School of Eng., Osaka Univ.
Prof., Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.
Assistant Prof., Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.