

中央に吹抜けを有する RC 造建物の常時微動計測に基づく変形性状の考察

モード分布 固有振動数 フーリエ振幅スペクトル 池田 和樹*
剛床仮定 固有値解析 立体フレームモデル 指導教員 鈴木 卓

1. はじめに

建物の構造設計では、解析負荷を軽減する目的から一般的に各階の床は剛床と仮定される。しかし、吹抜け等により平面における床の欠損が大きい場合、剛床と仮定することにより設計者の意図しない変形を起し、建物の損傷が危惧される。したがって、大きな吹抜けを有する建物の振動特性を把握することは重要である。

建物の振動特性を把握する手法の一つとして常時微動計測が挙げられる。文献2)では、吹抜けのある階を有する鉄骨鉄筋コンクリート造建物について常時微動計測が実施され、固有振動数やモード形状などの振動特性が明らかにされた。しかし、対象建物に対して剛床仮定が適用可能であるか十分な検討はされていない。このように、大きな吹抜けを有する建物について常時微動計測と剛床仮定に基づく解析モデルを比較検討した研究事例は限定的である。したがって、吹抜けが建物の変形性状に及ぼす影響についてさらに多くの検討を重ね、剛床モデルとの整合性を明らかにする必要がある。

本研究では、中央に吹抜けを有する5層鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建物を対象として常時微動計測および剛床を仮定した構造解析モデルによる固有値解析結果との比較を実施した。さらに、吹抜け周辺の柱梁部材の剛性に着目した床の変形性状についての考察を述べる。

2. 常時微動計測

2.1 対象建物

対象建物は高知工科大学香美キャンパス内に建つ地下1層、地上5層RC造の高知工科大学本館である。本建物は1階、2階および3階に図書館が併設されている。建物長辺方向がNS、短辺方向がEWである。

写真1に建物南立面を、図1にX9構面の建物断面を、図2に4階平面をそれぞれ示す。EW方向は11スパンの42.0m、NS方向は10スパンの72.2mである。本建物は、1階から屋上階にかけて中央に吹抜けを有しており、東西でほぼ左右対称な構造となっている。1階を基準として、4階および屋上階の南側は12m、東西側は8m程度セットバックしている。

表1に建物各階の重量と床面積および剛性率と偏心率を示す。コンクリートの設計基準強度は24N/mm²、柱梁主筋はSD345、せん断補強筋はSD295Aが使用されている。



写真1 建物南立面

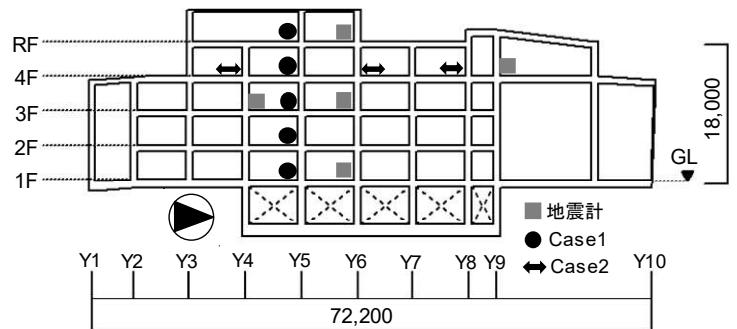


図1 X9構面断面

2.2 計測計画

計測に用いた加速度計はセイコーエプソン社製3軸加速度センサ「M-A352」（分解能：0.059μG）である。

常時微動計測は2025年2月18日の14時10分（Case1）および同年11月25日の11時20分（Case2）の人通りの少ない時間帯に実施した。計測時間は各15分間とし、サンプリング周波数は100Hzである。

図1、図2に加速度計の設置場所を示す。各Caseにおいて1階のX9-Y5付近床を共通の計測位置とした。Case1では、X9-Y5位置の各階（図1参照）に加速度計を設置した。Case2では、4階平面における吹抜け周りの7ヵ所（図2参照）に加速度計を設置した。観測波形には0.1から10Hzのバンドパスフィルタを通過させた。また、本建物には地震計が設置されており、2026年1月6日10時19分頃に発生した島根県東部を震源とするマグニチュード6.4の地

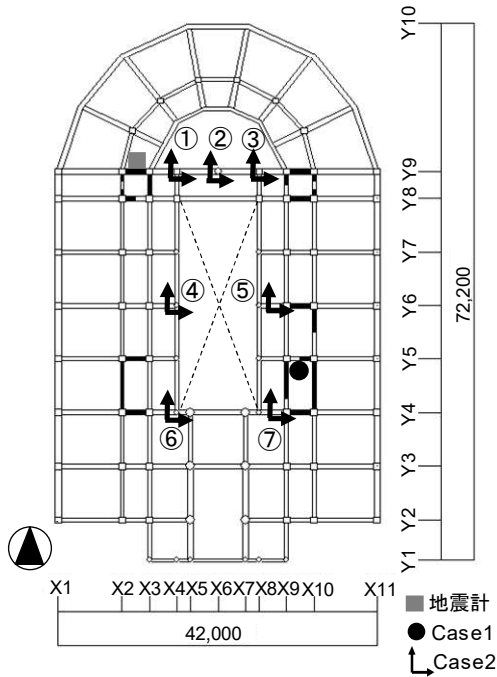


図2 4階平面

表1 建物各階の重量と床面積および剛性率と偏心率

		Floor				
		1	2	3	4	R
Weight (kN)		38,913	30,176	28,344	26,871	9,587
Area (m ²)		3,152	1,710	1,663	2,404	650
Weight/Area (kN/m ²)		12.3	17.6	17.1	11.2	14.7
Rigidity	EW	/	1.17	1.04	0.87	0.98
	NS		0.91	0.98	0.81	1.23
Eccentricity	EW	/	0.10	0.09	0.12	0.12
	NS		0.05	0.01	0.12	0.03

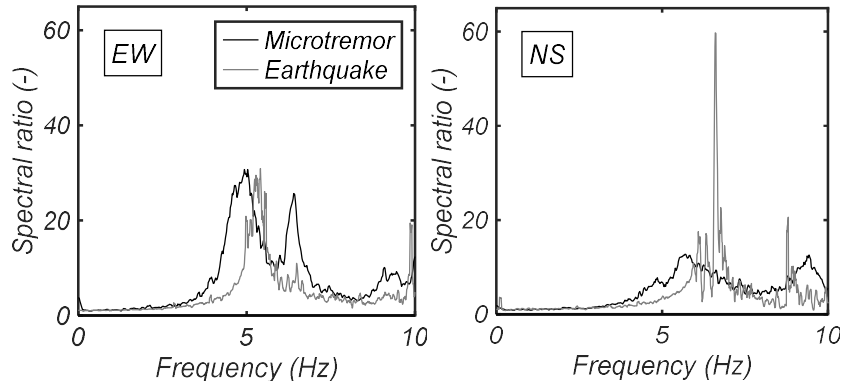


図3 屋上階のフーリエ振幅スペクトル比 (屋上階/1階)

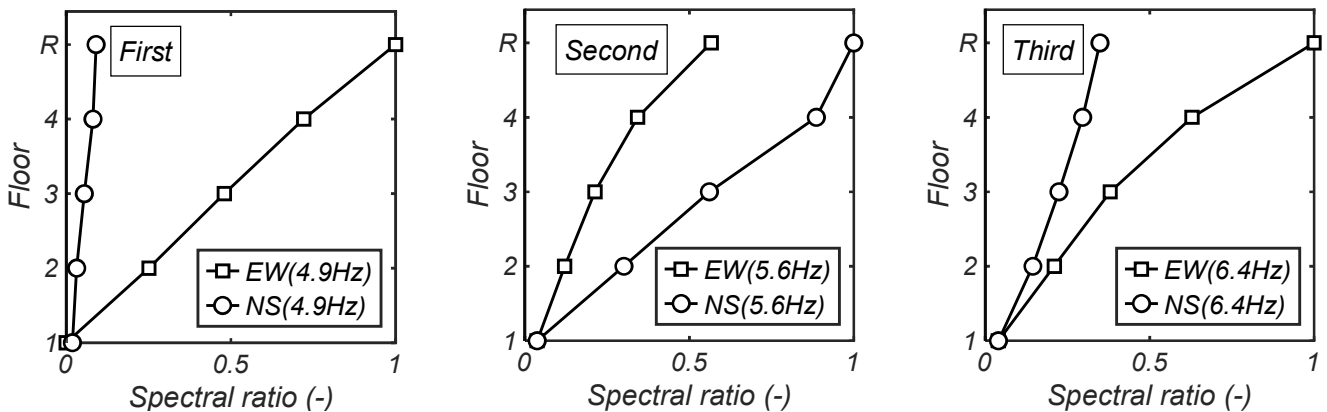


図4 常時微動計測における各階のモード分布

震の加速度記録も検討対象とする。

2.3 計測結果

常時微動計測の振幅スペクトルはサンプル数 4,096 (40.96 秒) で重複率 0.5 の 42 波をフーリエ変換したものをアンサンブル平均したものである。地震計測の振幅スペクトルはサンプル数 8,192 (81.92 秒) をフーリエ変換したものである。図 3 に Case 1 および地震計測における NS 方向および EW 方向の屋上階のフーリエ振幅スペクトル比 (屋上階/1 階) を、後述の表 2 に Case 1 および地震記録から推定された固有振動数を示す。固有振動数は 5 点ピーク法を用いて決定した。

常時微動計測における EW 方向をみると 4.9Hz (以下, 1 次) にピークが確認され, この振動数が EW 方向の 1 次固有振動数と判断された。また, 6.4Hz (以下, 3 次) にもピークが確認された。NS 方向をみると屋上階で 5.6Hz (以下, 2 次) に明瞭なピークが確認でき, この振動数が NS

方向の 1 次固有振動数と判断された。地震計測における EW 方向では 5.3Hz, NS 方向では 6.3Hz にピークが確認された。常時微動計測の固有振動数は地震計測のもの比べて若干小さな値を示した。これは, 地震計測時は大学が冬季休業期間であったため, 常時微動計測時に比べて利用者が少なく, 重量が相対的に小さな値を示した影響によるものと推察された。また, 本地震の震度は 2 であるため建物の剛性への影響は非常に小さいと判断された。

図 4 に常時微動計測の Case 1 における EW 方向および NS 方向の各階モード分布を示す。モード分布は図 3 より得られた各階におけるピークの値から求めた。各モード分布は卓越方向の屋上階の値で基準化したものである。1 次および 3 次モードでは EW 方向に卓越しており, 2 次モードでは NS 方向に卓越している。また, 2 次モードの NS 方向において 4 階で折れ曲がる形状が確認された。これは, 4 階からのセットバックにより上下階と比較して剛性率が

表 2 固有振動数の比較

Unit: Hz		Natural Frequency		
		First	Second	Third
Observed	Microtremor	4.92	5.64	6.42
	Earthquake	5.25	6.33	
Analysis		5.31	5.94	6.91
Analysis / Observed	Microtremor	1.08	1.06	1.08
	Earthquake	1.01	0.94	



図 5 解析モデル南立面

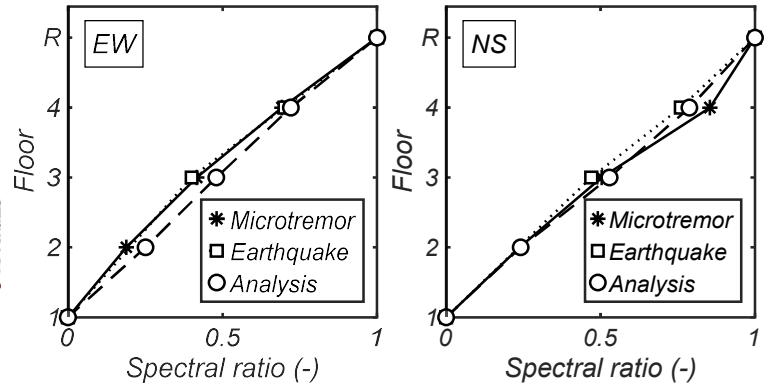


図 6 各計測および解析の各階のモード分布

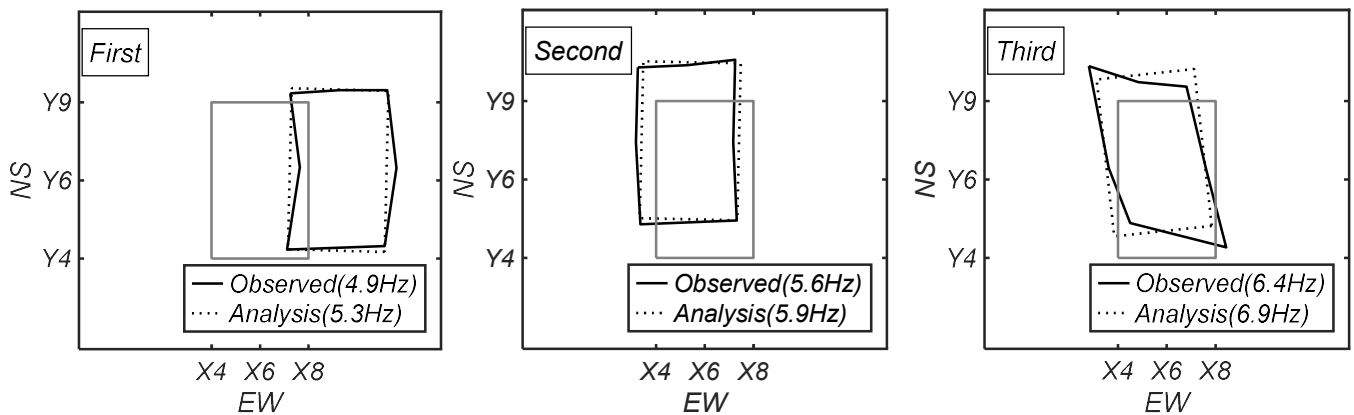


図 7 計測および解析の 4 階平面のモード分布

低下している（表 1 参照）ことに起因するものだと考えられる。

後述の図 7 に常時微動計測の Case 2 における 4 階平面のモード分布を示す。モード分布は 4 階北東側（X8-Y9③）が最大となる時刻の値を各計測結果から取り出したものである。1 次モードでは EW 方向に卓越しており、吹抜きの左右（X4-Y6④, X8-Y6⑤）で折れ曲がり確認された。2 次モードでは NS 方向に卓越しており、モード分布に顕著な折れ曲がりは見られなかった。3 次モードでは吹抜きの四隅付近の折れ曲がりによるせん断変形が確認された。

3. 固有値解析

3.1 モデル化

解析モデルは文献 1) および 3) を基に作成している。解析モデルは 3 次元解析モデルとし、地上階のみをモデル化し

た。柱・梁部材は鉄筋・鉄骨による剛性増大を考慮して線材に置換した。1 階柱脚の節点をピン支点とした。耐震壁は面外剛性を無視した壁エレメントに置換した。袖壁・腰壁・垂れ壁は取りつく部材の剛性を増大させることで考慮した。剛域は接合部の縁から部材せいりの 1/4 倍の長さまで入った位置とした¹⁾。図 5 に解析モデルの南立面を示す。

固定荷重は部材重量および仕上げ材重量を、積載荷重は地震用積載荷重をそれぞれ与えた。本論では、同一層の床を剛床と仮定した。以上の条件を基に解析モデルを構築し、固有値解析を実施した。

3.2 計測と解析の比較

表 2 に常時微動計測、地震記録および固有値解析から得られた固有振動数の比較を、図 6 に各計測および解析モデルにおける EW 方向および NS 方向の 1 次固有振動数時の各階モード分布を示す。解析および各計測のモード分布は

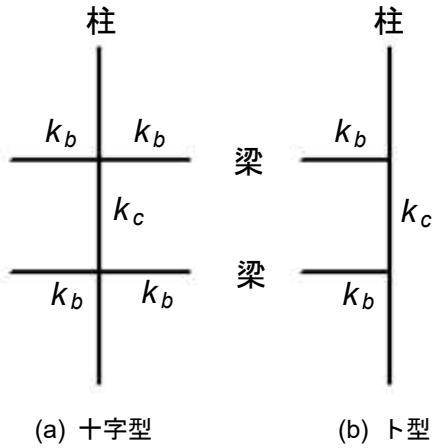


図8 接合部形式

表3 各計測位置のD値

接合部	計測位置	D値
十字型	①, ③	4.21
	②	3.82
	⑥, ⑦	3.63
ト型	④, ⑤	2.05

最上階の値を1としたものである。解析および各計測の固有振動数には若干の差異がみられた。EW方向およびNS方向における解析および各計測のモード分布の形状は概ね対応している。

図7にCase2における常時微動計測および解析モデルから得られた各固有振動数帯の4階平面のモード分布を示す。剛床を仮定した解析モデルのモード分布をみると、1次から3次モードまで矩形を保っていることがわかる。一方の計測のモード分布をみると、1次では左右の構面において、3次では吹抜け全体で変形していることがわかる。また、2次では矩形を保っていた。以上のように剛床と仮定した解析モデルでは吹抜け周辺の変形を十分に表現できない可能性がある。次節では、弾性解析に用いられるD値法を用いて吹抜け左右に生じた折れ曲がり変形の考察を行う。

3.3 考察

吹抜け左右の柱は梁が片側のみに取り付くト型接合部であるのに対し、吹抜け四隅の柱は十字型接合部となっている。本研究では、柱に取り付く梁の本数および配置の違いに着目し接合部形式ごとの柱のD値を算定した⁴⁾。D値は図8に示す柱および梁の剛比を基に式(1)~(3)より算定した。

$$D = ak_c \tag{1}$$

$$a = \frac{k_i}{2 + k_i} \tag{2}$$

$$k_i = \frac{\sum k_b}{2k_c} \tag{3}$$

ここで、 a ：剛性低下の度合い、 k_b ：層内の梁の剛比、 k_c ：層内の柱の剛比、 k_i ：層内の柱梁曲げ剛比である。

前述の図2に各計測位置の番号を、表3に各計測位置の柱のD値を示す。吹抜け四隅に位置する十字型接合部を有する柱ではD値が3.63~4.21であるのに対し、吹抜け左右に位置するト型接合部を有する柱ではD値が2.05となった。このD値の差は柱梁接合部形式の違いによって生じたものである。したがって、柱の剛性の差が計測から得られた1次の4階平面モード分布における折れ曲がりとして現れたと考えられる。

4. まとめ

本研究では、中央に吹抜けを有する5層RC造建築物を対象として常時微動計測および剛床仮定を用いた構造解析モデルの固有値解析を実施した。本論から得られた知見を以下に示す。

- 1) 常時微動計測、地震記録および構造解析モデルから得られた各固有振動数に差異がみられたが、EW方向およびNS方向の高さ方向のモード分布に大きな差異はみられなかった。
- 2) 4階平面で計測した1次のモード分布では、吹抜けの左右の床で折れ曲がり変形が確認された。
- 3) 4階平面で計測した3次のモード分布では、吹抜け四隅付近の床で折れ曲がることによるせん断変形が確認された。
- 4) 吹抜け周辺の柱梁接合部形式の違いにより柱の剛性が低下しているため、4階平面における1次のモード分布で吹抜け左右の折れ曲がり変形が生じたと考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2024
- 2) 岩崎良二，高田毅士：吹き抜けのある階を有する建物の振動特性に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，第75号，pp.217-220，2005.2
- 3) 株式会社構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.8 テクニカルマニュアル，2020.11
- 4) 椋山健二，楠浩一：ひとりで学べるRC造建築物の構造計算演習帳[許容応力度計算編]，2023.4