強震記録に基づく進化戦略手法による建物の振動特性評価

DYNAMIC CHARACTERISTICS OF A BUILDING ESTIMATED FROM STRONG MOTION
RECORDS USING EVOLUTION STRATEGY

鹿嶋俊英*, 北川良和**

Toshihide KASHIMA and Yoshikazu KITAGAWA

Understanding of dynamic characteristics of building structures is a key issue in the seismic design technology. From this point of view, Building Research Institute (BRI) is operating the strong motion network for buildings since 1957. The BRI annex building is a one of the stations of the BRI strong motion network and densely instrumented with 22 accelerometers. In this paper, variation of dynamic characteristics of the annex building is discussed using strong motion records.

Decreasing of fundamental natural frequencies of the annex building with the passage of time is recognized from the optimizing analysis of 158 strong motion records using a single-degree-of-freedom system. 16 records with relatively big displacements are selected in order to examine such phenomena in detail. The Evolution Strategy (ES) is applied to the optimizing analysis using a multi-storey sway-rocking model. ES is a powerful problem-solving tool based on natural evolution. Building stiffness, rocking stiffness, swaying stiffness and building modal damping ratio are targets of the optimization. The rocking stiffness, the swaying stiffness and the modal damping ratio of the building show stable behavior with the passage of time. Consequently, it is confirmed that the decreasing of the natural frequencies is caused by the softening of the building stiffness.

Keywords: Strong motion observation, Dynamic characteristics of building, Soil-structure interaction, Sway-rocking model, Evolution Strategy

強震観測, 建物の振動特性, 地盤と建物の相互作用, スウェイ-ロッキングモデル, 進化戦略

1. はじめに

地震時の建物への入力地震動の適切な評価と, それを受けた建物応答の的確な把握は, 建物の耐震安全性を検討する上で重要な課題のひとつである。建物と周辺地盤を対象とした強震観測は, これらの課題を解決するために貴重な資料を提供している。

1950年代から始まった日本の強震観測でも, 初期の主要な観測対象は建物であった¹⁾。その後, 半世紀の間に建物の耐震設計技術は目覚しく発展し, 強震観測の技術開発も進展とも相まって, 現在多くの機関が観測網を展開している^{2), 3)}。

一方, 強震記録の蓄積と, 動的解析技術の進展を背景とした超高層建物など新しい構造の出現を受けて, 1970年代から実験的手法による実在建物の振動特性の調査が盛んに行われるようになり⁴⁾, その後強震観測記録が蓄積されるに伴い, 地震記録からの建物の振動特性の評価が進んできた⁵⁾。

地震観測記録から建物の振動特性を議論する場合, 振動数領域で伝達関数を推定する方法が一般的だが⁶⁾, 推定精度の向上や近接する振動モードの分離, また非線形挙動への対応などの要求から, 近年時間領域で振動パラメータを同定する手法が脚光を浴びている。

代表的なシステム同定の手法としては, 振動システムの入出力関係を伝達関数(あるいはフィルタ)として多項式モデルで記述するARX, ARMAXモデルなどが用いられ⁹⁾, 多入力多出力の振動系にも

適用が拡張されている⁷⁾。この同定方法はモデルの構成が単純でブラックボックス的に適用できるが, 次数の決定や物理パラメータとの対応に工夫が必要とされている⁷⁾。

また, システムを物理的な法則に基づきモデル化し, その物理量を同定する方法もある。状態空間モデルが代表的な例で, カルマンフィルターによる同定⁸⁾や予測誤差法による同定⁹⁾が報告されている。物理モデルを使う場合は, 物理パラメータが直接結果として得られる利点があるが, 一般的に煩雑な計算が必要な場合が多く, またパラメータの数を適正に抑える必要がある^{10), 11)}。最近では構造物のヘルスマonitoringの観点から, 層剛性の変化を観測記録から検出する研究も行われている^{11), 12)}。

一方, 観測記録を使った振動モデルのパラメータの同定は, 最も適したパラメータを探索する非線形最適化の問題と捉えることができる。最適化問題には多くの解法が存在し¹³⁾, 中でも1960年代に登場した生物の進化の過程に範をとる進化的計算法は, その適用範囲の広さや探索性能の高さから強力なツールである。遺伝的アルゴリズムは進化的計算法に分類される代表的な手法で, 逆解析や最適設計など, 工学の領域でも取り入れられている^{14), 15)}。

進化戦略は, 進化的計算法に分類される最適化のアルゴリズムで, 実数を直接扱える, 適用に制限が少ないなどの特色を持つ¹³⁾。モデルを定式化してアルゴリズムに取り込む必要はなく, 探索したパラメ

* 独立行政法人建築研究所 主任研究員

** 慶應義塾大学理工学部 教授・工博

Senior Research Engineer, Building Research Institute

Prof., Faculty of Science and Technology, Keio University, Dr. Eng.

ータの適合度の優劣を判断できればいいことから、ここで扱うようなシミュレーションに基づくパラメータ探索に威力を発揮すると期待される。本論文では、加速度計が高密度に配置された中層SRC建物の強震記録を用い、進化戦略によって地盤と建物の相互作用を考慮した建物の振動特性を推定し、その特徴を考察する。

2. 解析対象建物と観測記録

独立行政法人建築研究所(以下建築研究所)は、1957年以来建物を主な対象とした強震観測を全国規模で行っている¹⁶⁾。1998年には建築研究所の都市防災研究センター棟(以下新館と称する)の建設を機に、新館と研究本館、及び周辺地盤を対象とした非常に密度の高い観測を開始した¹⁷⁾。以下に新館建物及び観測システムの概要と、本論文で利用した観測記録について述べる。

2.1 地盤条件

建築研究所は、茨城県つくば市の北部、霞ヶ浦へ流れ込む桜川と利根川支流の小貝川に挟まれた標高約30mの洪積台地上に位置する。観測施設の設置時に実施された地盤調査結果を表1に示す。地中88mまでは時折砂礫層を挟む粘土層と細砂層が主体となっている。深さ88m及び深さ42mの砂礫層を入力としたときのSH波の伝達関数を図1に示す。図の(a)が88m、(b)が42mで、図中には2004年10月6日の茨城県南部の地震で観測された加速度記録のフーリエスペクトル比(地表/GL-89m及びGL/GL-43m)も併せて示す。図からわかるように、88mの深さの地盤を考えると0.8Hz、2Hz及び4Hz付近に、深さ42mの層を考えると1.5Hz及び4Hz弱に卓越が見られ、伝達関数と観測記録のフーリエスペクトル比は良い対応を示している。

2.2 建物の概要

1998年3月に竣工した新館建物は地下1階、地上8階建ての鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造で、地下部分はコンクリート(RC)造、上部架構

の一部が鉄骨(S)造となっている。構造的には、一部RC壁を有する骨組構造となる。建物の建築面積は676m²、延床面積は5,023m²で、深さ8.2mの粘土層に直接基礎によって支持されている。東に隣接する本館建物との位置関係を図2に示す。新館と本館は構造的には互いに独立しており、エキスパンションジョイント(図中の破線部分)を介して、渡り廊下によって結ばれている。

2.3 観測システム

竣工と同時に稼動した観測システムは、新館建物内11台、地盤内7

図2 新館と本館建物の位置関係

図3 新館建物内及び地盤内の加速度計の配置

表1 建築研究所の敷地地盤構造

No.	層厚 (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	2.0	170	110	1.30	ローム
2	6.0	1430	200	1.30	砂質粘土/粘土質砂
3	6.0		160	1.50	砂質粘土/粘土
4	8.0		260	1.80	細砂/砂質細砂
5	6.0	1500	200	1.75	砂質粘土/粘土
6	14.0	1570	270		砂礫
7	6.0	1880	460	1.90	砂礫
8	8.0	1780	340	1.75	砂質粘土/粘土
9	12.0	1690	290		砂礫/細砂
10	12.0	1790	380	1.95	砂礫/細砂
11	8.0	1600	280	1.75	砂質粘土/粘土
12			500	2.00	砂礫

V_p : P波速度(m/s), V_s : S波速度(m/s), ρ : 単位体積重量(t/m³)

図1 表層地盤の増幅特性(左:深さ88m, 右:深さ42m)

図4 地下1階(BF)及び8階(8F)床レベルの加速度計の配置

台、隣接する本館建物内4台の計22台の加速度計を有する。図3及び図4に新館及び地盤内の加速度計の配置を示す。建物より最も離れている地盤上の加速度計は南方向に約100mの距離にあり、最も深い加速度計は地中深さ89mの砂礫層に埋設されている。また、建物の立体的な挙動の把握を目的として、地下1階及び8階にはそれぞれ3台の加速度計を設置している(図3)。

全ての加速度計の記録は新館4階の強震観測室で集中収録されている。加速度計は全て変位帰還型で、直流成分から測定が可能である。24bitのAD変換器を有しており、実効分解能は18 bit、ダイナミックレンジに換算して114dB相当となる。地中89mに埋設されている加速度計(図3中A89)の3成分のうち、いずれかがトリガレベル(1cm/s²)を超えると収録を開始し、同じトリガレベルを60秒間連続で下回った時に収録を停止する。

建物の軸が東西-南北に一致しているため、建物の軸に合わせて設置されている加速度計の方位も東西-南北に一致している。図4に示すように、以下の解析では東西方向(建物短辺方向)をX、北南方向(建物長辺方向)をYとして扱う。

2.3 解析対象記録

解析の対象とした記録は、1998年の観測開始から2005年8月までの間に得られた362記録のうち、地表(図3のA01)の記録の計測震度換算値で1.0以上の158記録である。これらの記録のうち建物の応答振幅が比較的大きな16地震を選定し、5.2節以降の詳細解析に用いた。16記録の地震諸元と地表(A01)の記録の計測震度及び最大加速度を表2に示す。最も大きな地表最大加速度は2002年6月14日茨城県南部の地震(表2のNo.6)で記録した74cm/s²、最も大きな計測震度は2004年10月6日茨城県南部の地震(No.11)で記録した3.8であり、現在までに建物の主体構造に被害が生ずるような大きな地震動は経験していない。

なお、これらの観測記録のうち、新館建物8階の地下1階に対する相対変位の最大値($d_{\max}$)がX方向で1cmを超えた地震のNo.は斜体で、Y方向で1cmを超えた地震のNo.は太字で記している。 $d_{\max}$ の算出方法については後述する。

表2 詳細解析の対象地震記録

No.	日時	震央地名	h (km)	M	Δ (km)	I_s	PGA (cm/s ²)
1	1998/06/24 23:52	茨城県南部	68	4.7	3	2.6	19.3
2	1999/03/26 08:31	茨城県北部	59	5.0	60	3.3	46.3
3	1999/04/25 21:27	茨城県北部	59	5.2	61	3.1	36.9
4	2000/04/10 06:30	茨城県南部	55	4.7	7	3.3	49.4
5	2000/07/21 03:39	茨城県沖	49	6.4	104	3.6	37.9
6	2002/06/14 11:42	茨城県南部	57	5.1	13	3.4	74.3
7	2003/05/26 18:24	宮城県沖	72	7.1	330	3.3	29.2
8	2003/09/20 12:54	千葉県南部	70	5.8	104	2.8	13.7
9	2003/11/15 03:43	茨城県沖	48	5.8	103	3.0	21.4
10	2004/04/04 08:02	茨城県沖	49	5.8	101	2.9	21.2
11	2004/10/06 23:40	茨城県南部	66	5.7	16	3.8	54.5
12	2004/10/23 17:56	新潟県中越地方	13	6.8	168	3.5	30.9
13	2004/10/23 18:34	新潟県中越地方	14	6.5	166	3.2	18.1
14	2005/04/11 07:22	千葉県北東部	52	6.1	66	3.4	25.9
15	2005/07/23 16:34	千葉県北東部	73	6.0	61	3.1	25.8
16	2005/08/16 11:46	宮城県沖	42	7.2	301	3.5	29.8

h : 震源深さ(km), M : 気象庁マグニチュード, Δ : 震央距離(km), I_s : 計測震度相当値, PGA: 地表最大加速度(cm/s²)

3. 解析モデル

3.1 セン断型1質点系モデル

建物の基本的な振動特性を検討する場合は、図5に示すようなセン断型1質点系モデルを想定する。このモデルは質点の質量 m 、剛性 k 、減衰係数 c の3つのパラメータを有し、系の振動特性は固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 で表される。

3.2 セン断型多質点系モデル

建物の水平方向の振動特性の変動を詳細に検討する場合は、図6に示すようなセン断型多質点系モデルを想定する。新館建物は8階建てであるが、8階より上の部分は他の階に比べて面積的、質量的に小さいので8階床レベルに集約し、また地下1階は壁が多く変形は微小と考えられるため一体の基礎と見做し、上部構造を7質点の等価セン断型モデルに置換する。地盤と建物の相互作用を考慮する場合はこれにロッキングとスウェイの自由度を加え、図6の左に示すようなスウェイ-ロッキング(SR)モデルを想定した。ここで m_i 、 I_i 及び k_i は各層の質量、回転慣性及び剛性($i=0, \dots, 7$)、 k_R と c_R はロッキングの剛性と減衰係数、 k_S と c_S はスウェイの剛性と減衰係数、 W と H は建物の幅と高さである。ロッキングばねの取り付け位置は地下階の中心(基礎底面から1階床までの高さの1/2の高さ)とし、 H はロッキングばねの取り付け位置からの高さである。

このモデルの場合、建物頂部の変位に占めるスウェイの変位 d_S 、ロッキングの変位 d_R 、建物のセン断変形による変位 d_B は、図6の右側に示した各測定点の絶対変位から以下のように算出される。

$$d_S = d_{BF} - d_{GL} \quad (1)$$

$$d_R = (d_{BL} - d_{BR})H/W \quad (2)$$

$$d_B = d_{RF} - d_{GL} - d_S - d_R \quad (3)$$

ここで d_{GL} 、 d_{BF} 、 d_{RF} はそれぞれ地表、建物基礎、建物頂部の水平絶対変位、 d_{BL} と d_{BR} は建物基礎の左右の鉛直絶対変位であり、添え字は図6右の測定点に対応している。なお、8階より上の階の質量は8階床レベルに集約しているため、建物頂部は図3及び図4中の8F

図5 セン断型1質点系モデル

図6 セン断型多質点系モデル

に相当する。 d_{BF} と d_{RF} は床平面中央の値を採るものとし、図4の各測定点の変位から算定する。また d_{BL} と d_{BR} は地下1階の3点の上下動から算出する。X方向では、下式のようになる。

$$d_{BF} = (X\delta_{BFN} + X\delta_{BFS})/2 \quad (4)$$

$$d_{RF} = (X\delta_{RFN} + X\delta_{RFS})/2 \quad (5)$$

$$d_{BL} = (Z\delta_{BFN} + Z\delta_{BFS})/2 \quad (6)$$

$$d_{BR} = Z\delta_{BFE} \quad (7)$$

ここで、 δ は図4に示した加速度計から算出した絶対変位で、左添え字X、Y及びZは方向成分、右添え字は測定点を示す(図4参照)。一方、Y方向では d_{BL} と d_{BR} は建物の中心軸での値が算出できないので西端の上下動で代用し、下式で算出している。

$$d_{BF} = (Y\delta_{BFN} + Y\delta_{BFE})/2 \quad (8)$$

$$d_{RF} = (Y\delta_{RFN} + Y\delta_{RFE})/2 \quad (9)$$

$$d_{BL} = Z\delta_{BFS} \quad (10)$$

$$d_{BR} = Z\delta_{BFN} \quad (11)$$

なお、BF/GLのフーリエスペクトル比をとると、連成系の1次固有振動数ではBF/GLの振幅比は殆ど低下しないため、入力損失の影響は小さいと判断し、SRモデルの入力(GL)は地表の記録(図3のA01)をそのまま用いている。入力水平動のみとし、回転入力は考慮しない。

5.2節の検討で初期値として使用する建物の質量は、設計時の地震荷重設定用に算定された値を用いた。また建物の剛性も設計時に実施された骨組解析から得られた弾性時の層せん断力と層間変位の値から算出した。ロッキングとスウェイの剛性は表1の地盤構造を用いて、一様地盤の弾性理論解にコーンモデルを用いた成層地盤の補正を施す簡便法^{18),19)}で算定する。このとき埋め込みの影響は側面土圧として考慮している¹⁹⁾。これらの質量と剛性を表3に、この値を用いて

算出した3次までの固有振動モードを図7に示す。

表3 建物の振動パラメータ

層	質量 $t/(m/s^2)$	剛性 ($\times 10^3$ t/m)	
		X	Y
7	114.1	79.9	73.9
6	75.9	130.2	117.3
5	78.3	145.7	129.9
4	95.0	153.7	135.8
3	79.8	168.5	150.3
2	80.1	186.4	214.2
1	85.3	295.6	1058.3
0/S	128.8	554.5	554.5
R	$XI = 2.710 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}^2/(\text{m/s}^2)$ $XK_R = 8.932 \times 10^7 \text{ t}\cdot\text{m}$ $YI = 4.154 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}^2/(\text{m/s}^2)$ $YK_R = 1.257 \times 10^8 \text{ t}\cdot\text{m}$		

注) $I = \sum I_i$, 左添え字は方向

図7 初期の剛性を用いたSRモデルの振動モード

$\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ を変数として取る関数 $f(\mathbf{x})$ の最小化問題を考える時、目的関数が単純な場合、単一の探索点を順次改良して行き、最適な変数を探索する方法が有効である。ここではその中でも簡明な最急降下法^{10),13)}を採用する。

最急降下法では、 j 番目の探索点 $\mathbf{x}^{(j)} = (x_1^{(j)}, \dots, x_n^{(j)})$ から次の探索点の成分を以下の式で与える。

$$x_i^{(j+1)} = x_i^{(j)} - a \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right), \quad (i=1, \dots, n) \quad (12)$$

ここで、 a は降下速度を規定する係数である。この方法は、いくつかの振動パラメータを変数とし、観測値とシミュレーションが最も適合する振動パラメータを探索するアルゴリズムとして利用できる。この場合、関数 $f(\mathbf{x})$ はパラメータの適合度を示す値を返す。本論文で扱う事例では適合度を表す関数 $f(\mathbf{x})$ の値はシミュレーションから評価し、微係数を直接求められないので、 $\partial f / \partial x_i$ は下式の差分で近似する。

$$\frac{\partial f}{\partial x_i} \approx \frac{f(x_1, \dots, x_i + \Delta x_i, \dots, x_n) - f(x_1, \dots, x_i, \dots, x_n)}{\Delta x_i} \quad (13)$$

ここで、 Δx_i は x_i の微小な移動量である。この方法は目的関数の値が小さくなる方向に順次探索点を移動してゆく基本的な降下法であり、正しい解を得るには探索範囲内で $f(\mathbf{x})$ の極小値が単一である必要がある。ただし、下り勾配を辿って最小値が探索できるように探索の開始点を設定できれば、複数の極小値を持つ関数にも適用可能となる。

4.2 進化戦略(ES)

進化戦略(Evolution Strategy: ES)は遺伝的アルゴリズム等と同様に、生物の進化から着想された多点探索のアルゴリズムである。1960年代にRechenbergとSchwefelによって基礎的なアルゴリズムが確立され、以降改良が進められてきた^{20),21)}。遺伝的アルゴリズムに比べ、(i)実数を直接探索する、(ii)突然変異を主要な探索点生成の手段としている、(iii)変数間の相関を考慮できるなどの特色がある。また、適合度の評価関数を定式化する必要がなく、その優劣を判断できればいいことから、ここで扱うシミュレーションなどその適用範囲は広い。本論文では、以上のような特徴から、振動モデルの各部の剛性や減衰定数を直接かつ効率良く最適化するために進化戦略を採用する。

進化戦略には、親個体の個数と子個体の個数の採り方からいくつかのバリエーションが存在する。ここでは、 μ 個の親個体から λ 個の子個体を生成し、適合度の高いものから順に μ 個を次世代の親個体として残す進化戦略手法((μ, λ) -ESと表記される)を採用し、 $\mu=30$ 、 $\lambda=200$ とした。 n 個の成分を持つベクトル $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ を変数とする関数 $f(\mathbf{x})$ の最小化問題を考えると、ひとつの個体は変数 $\mathbf{x}$ 、正規分布の標準偏差 $\sigma = (\sigma_1, \dots, \sigma_n)$ 及び成分間の相関を考慮するパラメータ $\alpha = (\alpha_{1,2}, \dots, \alpha_{(n-1),n})$ から構成される。今個体を $\mathbf{a} = (\mathbf{x}, \sigma, \alpha)$ とし、個体の集合を $\mathbf{P} = (\mathbf{a}_1, \dots, \mathbf{a}_m)$ とする。この時 $\mathbf{P}$ に含まれる個体の数 m は親個体集合の場合 μ 、子個体集合の場合 λ である。進化戦略では以下の手順で個体の進化を模擬し、優れた個体の探索を行う。

- 0) 世代 t ($t=0$)の親個体の集合 $\mathbf{P}_t$ を生成する。
- 1) $\mathbf{P}_t$ より組み換えにより子個体の集合 $\mathbf{P}'_t$ を生成する。
- 2) $\mathbf{P}'_t$ より突然変異により子個体の集合 $\mathbf{P}''_t$ を生成する。
- 3) $\mathbf{P}''_t$ を評価し、適合度の高いものから μ 個の個体を選択し、次世代の親個体集合 $\mathbf{P}_{t+1}$ とする。

4) 終了判定を行い、条件を満たさなければ1)へ戻る。

組み換えと突然変異による個体の生成、次世代の個体の選択、終了判定は以下の方法で行う。

1) 組み換え

(μ, λ)-ESでは複数の親個体を有するため、親個体の組み換えによって子個体を生成することができる。通常ランダムに選んだ2つの親個体に操作を加え、子個体を生成する。この操作にはいくつかの方法が存在するが、本論文では変数 x_i については成分毎にいずれかの親の値を継承することとし、付随するパラメータ σ_i や $\alpha_{i,j}$ については2つの親の成分の値の中点を子の成分の値とする。

2) 突然変異

進化戦略の主要な操作である突然変異は、個々の成分に随伴する標準偏差 σ と成分間の相関を考慮するためのパラメータ α から与えられる摂動を加えて行う。次の世代の σ' と α' の成分は、 σ と α から下式によって算出される。

$$\sigma'_i = \sigma_i + \exp(\tau_0 N(0,1) + \tau N_i(0,1)), \quad (i=1, \dots, n) \quad (14)$$

$$\alpha'_{i,j} = \alpha_{i,j} + \beta N_{i,j}(0,1), \quad (i=1, \dots, n-1; j=i+1, \dots, n) \quad (15)$$

ここで $N(0,1)$, $N_i(0,1)$, $N_{i,j}(0,1)$ は各々独立した標準正規乱数を表す。 τ_0 , τ 及び β は定数であり、推奨されている値^{20), 21)}を採用し、 $\tau_0 = 1/\sqrt{2n}$, $\tau = 1/\sqrt{2\sqrt{n}}$, $\beta = 0.0873$ とする。この結果から次の世代の変数 x' は下式で与えられる。

$$x' = x + \zeta \quad (16)$$

x に加えられる摂動 ζ は σ' と α' から次の手順で与えられる。まず各成分独立に平均0, 標準偏差 σ'_i の正規乱数を発生しベクトル η を作る。

$$\eta_i = \sigma'_i N_i(0,1) \quad (17)$$

また、回転変換を行う行列 $R_{i,j} = \{r_{i,j}\}$ を考え、その要素を下式で与える。ただし他の要素は、対角要素が1, 非対角要素が0となる。

$$r_{i,i} = r_{j,j} = \cos \alpha'_{i,j} \quad (18)$$

$$r_{i,j} = -r_{j,i} = \sin \alpha'_{i,j} \quad (19)$$

全ての $R_{i,j}$ を η に作用させ、下式より ζ を作る。

$$\zeta = \prod_{i=1}^{n-1} \prod_{j=i+1}^n R_{i,j} \eta \quad (20)$$

3) 選択(淘汰)

生成された λ 個の子個体の適合度を評価し、適合度の高いものから順に μ 個を次世代の親個体として残す。

4) 終了判定

最適解の適合度が判っていれば、探索点の適合度が十分に最適解の適合度に近づいた時に探索を終了する。最適解の適合度が不明な場合は、探索に十分な世代数を与えるか、世代を重ねてもそれ以上の解の改善が見込めない場合に打ち切るような工夫が必要となる。5.2節以降の解析では、最適解の適合度を見積もることが困難なため、十分な世代数を与えることとし、200世代の進化演算を行い、最も優れた個体を解として採用する。

5. 建物の振動特性の経年変動

5.1 振動特性の基本的性質

対象建物の振動特性の基本的な性質を把握するため、X方向及びY方向の1次の固有振動数と減衰定数の経年変動を検討する。このため図5の1質点系モデルを想定し、基礎位置の記録を入力として建物頂

部の相対変位応答(図5の d) が最も適合する固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 を以下の手順で探索する。

1) 0.4Hzから4Hzの振動数区間を0.1Hz刻みで予備探索し、最も適合度の高い振動数を見つける。予備探索では減衰定数は5%に固定した。

2) 前項で求めた振動数と減衰定数5%を開始点として、最急降下法によって最も適合する固有振動数と減衰定数を探索する。

適合度は観測とシミュレーションの相対変位の差の二乗の総和で評価し、下式で算出する。

$$F(f_0, h_0) = \int_{T_1} (d^s - d^o)^2 dt \quad (21)$$

f_0 と h_0 は振動系の固有振動数と減衰定数、 d^o と d^s はそれぞれ観測とシミュレーションから得られた頂部の基礎に対する相対変位である。観測の相対変位は、8階と地下階の中央部の水平加速度を高速フーリエ変換(FFT)によって積分し、その差をとる。積分の時、遮断振動数0.3Hzのローカットフィルターを用いている。 T_1 は適合度を判定する時間区間で、相対変位が最大値となる時間を中心に前後各10秒間の計20秒間を採っている。なお、入力を建物基礎の、出力を建物頂部の水平動としているため、ここで求めた振動特性には地盤と建物の相互作用効果のうち、ロッキングの影響が含まれている(d^o 及び d^s は図6の ($d_B + d_R$) に相当する)。

全記録について上記方法で求めたX方向とY方向の固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 を図8に示す。上段(a)が固有振動数、中段(b)が減衰定数を表す。また下段(c)は固有振動数のうち、(a)図のAの部分の拡大図(Y方向のみ)である。図中横軸には期日(年)を採っている。菱形($\diamond$)がX方向に、四角($\square$)がY方向に対応し、記号の大きさ(及び色の濃さ)は頂部の相対変位の最大値 $d_{\max}$ に対応している。 $d_{\max}$ が1cmを超える比較的大きな応答を示した地震は、表2の地震番号が斜体(X方向)または太字(Y方向)で示されたものである。

図8 1次固有振動数と減衰定数の経年変動

図8(a)に着目し、全体的な変動を見ると、経年に伴う固有振動数の低下が激しく、1998年の竣工当時1.8Hzから1.9Hzであった固有振動数が、7年後の2005年には1.3Hzから1.4Hzに低下している。図8(c)に着目し、詳細に観察すると、大きな振幅の地震(■)を経験すると、以降の中小地震(□や○)の固有振動数もそれ以前に比べて低くなっている。つまり大きな振幅の地震が固有振動数の低下の原因になっている可能性が高い。また、同じ時期でも最大変位振幅が大きな記録では固有振動数が低くなる傾向が認められ、振幅に依存した変動も観察できる。なお図8(b)の減衰定数については、変動の幅が大きいものの、経年や振幅の大きさと明瞭な相関は認められない。

5.2 地盤と建物の相互作用を考慮した振動特性の経年変動

上述した固有振動数の低下の原因を検討するため、図6に示したSRモデルを用いて、各パラメータの最適化を行う。最適化の対象は建物、ロッキングとスウェイの剛性(k_i , k_R と k_S)、及び建物の1次モード減衰定数(h_1)とし、高次のモード減衰定数は剛性比例型とする。建物の剛性についてはその分布形状は変わらないものとし、初期剛性に対する比率を最適化する。またロッキング及びスウェイの剛性についても初期値を与え、初期値に対する比率を最適化の対象とする。

$$r_B = k_i / k_i^0, \quad (i=1, \dots, 7) \quad (22)$$

$$r_R = k_R / k_R^0 \quad (23)$$

$$r_S = k_S / k_S^0 \quad (24)$$

ここで、 k_i^0 は層の剛性の初期値、 k_R^0 と k_S^0 はロッキングとスウェイの剛性の初期値で、3.2節で述べた値を用いている。

なお、ロッキング及びスウェイの減衰定数については、振幅レベルが小さいこと、深さ42mの砂礫層を支持層と考えれば連成系の固有振動数が地盤の卓越振動数より小さくなることから材料減衰のみ考慮して5%に固定し²²⁾、減衰係数を $c_R = 2h_R k_R / \omega_1$ 、 $c_S = 2h_S k_S / \omega_1$ の形で与えている。ここで、 h_R 及び h_S はロッキング及びスウェイの減衰定数(5%)、 ω_1 は振動系の1次固有円振動数である。

各剛性の比や減衰定数の最適化には進化戦略を用いる。結局、最適化の対象のパラメータは r_B 、 r_R 、 r_S 及び h_1 の4つで、計算過程では各値の常用対数を探っている。適合度の判定は、頂部における建物のみの相対変位(図6右の d_B)、頂部におけるロッキングの変位(d_R)、スウェイの変位(d_S)の3つについて、次式に示す観測値と解析値の差の二乗和で行う。

$$F(r_B, r_R, r_S, h_1) = w_B \int_{T_f} (d_B^o - d_B^s)^2 dt + w_R \int_{T_f} (d_R^o - d_R^s)^2 dt + w_S \int_{T_f} (d_S^o - d_S^s)^2 dt \quad (25)$$

ここで、上付きの o 及び s は観測及びシミュレーションによる変位であることを示す。観測記録の変位は、各測定点の絶対加速度をFFTによって積分し、式(1)から式(3)に従い算出する。このとき、建物の1次モードに着目するため、建物の1次固有振動数を中心に0.5Hzの幅のバンドパスフィルター処理を行う。シミュレーションの変位は図6のモデルを用い、線形地震応答をモーダルアナリシスによって求める。 w_B 、 w_R 、 w_S は建物、ロッキング、スウェイの変位振幅の差を補正する重み係数で、各変位成分の最大振幅の二乗が同一となるように設定する。 T_f は適合度を判定する時間区間で、頂部の基礎に対する相対変位が最大となる時刻の前5秒、後15秒の20秒間を採る。進化戦略をこの事例に適用する場合、地震動の特性によって最適解

の適合度が変動し、探索の終了のための目標適合度を設定するのが困難であるため、常に200世代計算し、最も適合度の高い個体を最適解として採用する。

地震番号11のY方向について、最適化されたパラメータを使ったシミュレーション結果の例を、観測記録と比較して図9に示す。上の4波が絶対加速度で、上から(a)建物頂部(RF)、(b)ロッキング、(c)建物基礎(BF)、及び(d)地表(GL)の加速度である。ロッキングの加速度は、基礎の回転の加速度に建物高さ H を乗じて頂部の水平方向の加速度に換算した。また、下の3波が変位の時刻歴波形で、上から(e)頂部における建物変位 d_B 、(f)ロッキング変位 d_R 、(g)スウェイ変位 d_S であ

図9 観測記録とシミュレーションの比較

図10 r_B 、 r_R 、 r_S 及び h_1 の最適化結果

図11 初期剛性(左)と最適化剛性(右)による1次モードの比較

る。各波形の実線が観測結果、破線がシミュレーションの結果で、(d) 以外は比較のために観測波形とシミュレーション波形の基線をずらしてある。スウェーの変位に違いが認められるが、詳細に見ると大きな波の位相や包絡形に相違があり、ここで採用したSRモデルでは説明できない振動成分が載っている影響と思われる。それを考慮すればいずれの波形もシミュレーションは良く観測結果を説明しており、各パラメータが適切に評価できていることが判る。

表2の16地震の記録に対して求めた r_B 、 r_R 、 r_S 及び h_1 を図10に示す。図中、左上(a)が建物剛性の比 r_B 、左下(b)がロッキング剛性の比 r_R 、右上(c)がスウェー剛性の比 r_S 、右下(d)が建物の1次モード減衰 h_1 で、各図中の記号は、菱形(◆)は建物X方向の結果を、四角(□)は建物Y方向の結果を表す。図中の横軸には地震番号(表2参照)を採っている。建物剛性の設計で想定した剛性に対する比 r_B は、竣工直後は1.7程度であったが、現在では1を割り、0.8程度となっている。ロッキング剛性の比 r_R は安定した値を示し、3前後の値となっている。一方スウェーの剛性比 r_S は、 r_R に比べてばらつき、2から10程度の値をとる。ロッキングの剛性比やスウェーの剛性比に経年に伴う変動の明瞭な傾向は認められない。建物の1次モード減衰定数 h_1 は、若干のばらつきはあるものの、概ね3%から5%の値となっており、平均値を取るとX方向で4.1%、Y方向で3.6%となっている。また地震番号3、6、9、10ではX方向とY方向の減衰定数に大きな差が表れている。この原因については別途検討する必要があるが、片方が大きくなると他方が小さく推定されており、振れなどの建物の立体的な挙動が影響している可能性も考えられる。

以上見てきたように、ロッキング剛性、スウェー剛性及び建物の減衰定数に期間変動は認められず、建物の剛性に明らかな減少が見られることから、前節で述べた全体系の固有振動数の経年変動は主に建物の特性の変化に起因すると結論付けられる。観測期間中の建物の質量が大幅に変動したことはなく、建物の特性の変化は結局剛性低下ということになる。

図11は最適化前後の1次固有モードの比較である。左(a)が初期値として採用した剛性によるY方向の1次モード、右(b)が地震番号11について最適化した後の剛性によるY方向の1次モードである。この場合、建物の剛性は初期値の0.85倍、ロッキング剛性は2.33倍、スウェー剛性は2.03倍の値が最適解として得られている。建物の各層の剛性分布は一定としているので全体的な形状は大きくは変わらないが、頂部変位に占めるロッキングの変位の割合(ロッキング率)は、初期モデルで13.4%であったものが最適化モデルでは5.4%になっている。また、スウェー変位の割合(スウェー率)は初期モデルが4.3%、最適化モデルが1.9%と、やはり最適化結果のほうが小さくなる。なお、地震番号5について、波形処理から算出したロッキング率は8%から11%、スウェー率は2%から3%であり¹⁷⁾、最適化結果は良い対応を示している。

5.3 上部構造の振動特性の経年変動

前節の解析で、観測期間中の新館建物の固有振動数の低下は、建物の剛性の低下に起因することが確認できた。本節では建物の剛性を1階から4階までの下層と、5階から7階までの上層に分けてどの部分の剛性が低下しているのかを検討する。また、着目点は建物の応答の変動であるので、図6の解析モデルのBFを入力位置として採り、ロッキングのみを考慮したモデルを想定する。この場合、前節と同様進化戦略を最適化手法として採用し、建物の剛性は r_{BI} と r_{Bu} の2

つのパラメータで表す。 r_{BI} は建物の下層(1階から4階)の剛性の初期値に対する比率、 r_{Bu} は建物の上層(5階から7階)の剛性の初期値に対する比率で、下式で表される。

$$k_i = r_{BI} k_i^0, (i=1, \dots, 4) \quad (26)$$

$$k_i = r_{Bu} k_i^0, (i=5, \dots, 7) \quad (27)$$

ここで、各階の剛性の初期値 k_i^0 は前節と同様設計時の値を用いる。ただし、ロッキング剛性の初期値 k_R^0 は、前節で得られた結果 r_R の16地震の平均値で補正し、前節の初期値に対しX方向は3.1倍、Y方向は3.0倍して用いる。結局、最適化の対象は r_{BI} 、 r_{Bu} 、 r_R 及び h_1 の4つのパラメータとなる。また、適合度は下式で評価する。

$$F(r_{Bu}, r_{BI}, r_R, h_1) = w_{Bu} \int_{T_i} (d_{Bu}^s - d_{Bu}^o)^2 dt + w_{BI} \int_{T_i} (d_{BI}^s - d_{BI}^o)^2 dt + w_R \int_{T_i} (d_R^s - d_R^o)^2 dt \quad (28)$$

ここで、 d_{Bu} と d_{BI} はそれぞれ建物頂部の5階床に対する相対変位と5階床の基礎に対する相対変位、 w_{Bu} 、 w_{BI} は前節と同様、各変位の振幅レベルの差を調整するための重みである。 d_{Bu} 、 d_{BI} は図6に示した測定点の記録を使って次式で算出する。

$$d_{Bu} = d_{RF} - d_{5F} - d_R \quad (29)$$

$$d_{BI} = d_{5F} - d_{BF} - d_R H_4 / H \quad (30)$$

図12 観測記録とシミュレーションの比較

図13 r_{BI} 、 r_{Bu} 、 r_R 及び h_1 の最適化結果

ここで、 d_{5F} は5階床(質点4)の絶対変位で、 H_4 はその測定点までの高さである。変位は前節と同様に加速度記録からFFTによって求めるが、この時用いたバンドパスフィルターは、高次の振動成分まで考慮するため、1.0Hzから5.0Hzまでの成分が通過する特性とする。

地震番号11のY方向について、最適化の結果を用いてシミュレーションを行った波形を、観測記録と比較して図12に示す。上の4波が絶対加速度で、上から(a)建物頂部(RF)、(b)建物5階(5F)、(c)ロッキング、及び(d)入力である地下階(BF)の波形である。下の3波が変位の時刻歴で、上から(e)建物頂部の5階床に対する建物の相対変位 d_{Bu} 、(f)建物5階床の基礎に対する建物の相対変位 d_{Bi} 、(g)ロッキング変位 d_R の波形である。加速度も変位も実線の波形が観測結果、破線の波形がシミュレーション結果を表す。いずれの時刻歴波形も極めてよく近似できており、最適化された各パラメータの妥当性が確認できる。

表2の16地震の記録について得られた r_{Bi} 、 r_{Bu} 、 r_R 及び h_i の最適値を図13に示す。図中菱形(◆)は建物X方向、四角(□)は建物Y方向に対応する。左上(a)が建物上層の剛性の比 r_{Bu} 、左下(b)が建物下層の剛性の比 r_{Bi} 、右上(c)がロッキングの剛性比 r_R 、右下(d)が建物の1次のモード減衰定数 h_i で、横軸には地震番号を採る。

建物の上層の剛性の比 r_{Bu} と下層の剛性の比 r_{Bi} を比較すると、値は上層のほうが若干小さいが、全体的な低下の様相はよく似ている。建物の全体的な剛性が、地震番号16の時点では地震番号1に比べて半分程度に低下したと考えられる。

一方ロッキングの剛性は、あらかじめ初期値を前節の結果で補正しているため、1前後に分布している。また建物の1次モード減衰定数も図10の結果とほぼ同様の傾向を示す。

6. 結論

建築研究所新館建物について、高密度に設置された加速度計の記録を用い、その振動特性の変動の分析を行った。せん断型1質点系モデルを用いた基本的な振動特性の検討では、経年による明瞭な1次固有振動数の低下が認められた。新館建物の1次固有振動数は竣工後の7年間で約0.7倍に低下している。

変動の要因を詳細に分析するため、ロッキングとスウェーを有するせん断型多質点系モデルを想定し、各部の剛性と建物の減衰定数の最適化を行った。最適化にあたっては、生物の進化の過程から着想された進化的計算法のうち、実数を直接扱え、適用に制約が少ない進化戦略を用いた。本論文の事例では振動パラメータを適切に最適化することができた。

得られた結果から、ロッキング、スウェー及び建物のモード減衰定数に増加や減少の傾向は見られず、固有振動数の低下は主に建物の特性変化に起因すると確認された。対象建物は研究室や会議室として使われており、観測期間中に大きな積載荷重の変動はなかったことを考えると、建物の水平剛性が低下したものと考えられる。建物の上層と下層に分けて剛性を最適化した結果では、何れも剛性が1/2程度に低下しており、建物全体の等価せん断剛性が低下したと判断できる。

建物の剛性低下の原因は詳細な調査を行わなければ特定できないが、2次部材のなじみ、構造体の微細なひび割れなどが想定される。現時点の剛性は設計時に想定された値の0.8倍程度であり、また剛性の低下が落ち着きつつある様子も窺える。今後とも振動特性の変化

を注意深く見守る必要がある。

本論文の解析では、建物の振動特性は中小の地震動を経験することによっても少なからず変動することが確認された。現状ではこの事例が特異な例であるかを判断するための観測事例が十分に蓄積されているとは言い難い。今後観測事例を増やして、様々な現象に対する知見を蓄積し、振動特性の変動の解釈と、その幅の評価方法を確立することが重要である。

謝辞

本稿をまとめるにあたり、国土技術政策総合研究所飯場正紀博士に貴重な助言を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田中貞二：日本における強震計の開発と初期の強震観測，ORI研究報告94-02，大崎総合研究所，1994.10
- 2) 小山信，飯場正紀，鹿嶋俊英：建物の強震観測現状調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，p.877，2004.8
- 3) Okawa, I., T. Kashima, K. Yamagishi, and M. Watakabe: Strong motion recording for buildings in Japan, Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, Building Research Institute, 2004.3
- 4) 日本建築学会：建築構造物の振動実験，1978.12
- 5) 日本建築学会：建築物の減衰，日本建築学会，2000.10
- 6) 斎藤知生，横田治彦：1995年兵庫県南部地震の記録を用いた建物振動特性の同定，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，p.509，1996.9
- 7) 斎藤知生：モード解析型多入力多出力ARXモデルを用いた高層建物のシステム同定，日本建築学会構造系論文集，No.508，pp.47-54，1998.6
- 8) 星谷勝，斎藤悦郎：格調カルマンフィルターを用いた同定問題の各種振動系への応用，土木学会論文報告集，No.338，pp.59-67，1983.11
- 9) 古川忠稔，伊藤雅史，小野聡子，橘英三郎：実地震観測記録を用いた2棟の免震建物動特性の同定，日本建築学会構造系論文集，No.558，pp.117-124，2002.8
- 10) 片山徹：システム同定入門，朝倉書店，1994.5
- 11) 中村充，竹脇出，安井謙，上谷宏二：限定された地震観測記録を用いた建築物の剛性と減衰の同時同定，日本建築学会構造系論文集，No.528，pp.75-82，2000.2
- 12) 吉元裕敏，三田彰：部分空間法及び部分構造アプローチを用いた免震構造物の層剛性及び減衰の同時同定，日本建築学会構造系論文集，No.569，pp.31-36，2003.7
- 13) 長尾智晴：最適化アルゴリズム，昭見堂，2000.5
- 14) 山中浩明，石田寛：遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析，日本建築学会構造系論文集，No.468，pp.9-17，1995.2
- 15) 田守伸一郎，松谷有祐，林善太郎：多質点系構造物モデルにおける遺伝的アルゴリズムによる免震装置の最適選択計画，日本建築学会構造系論文集，No.588，pp.63-70，2005.2
- 16) 鹿嶋俊英：建築研究所の強震観測，防災科学技術研究所研究資料，No.264，pp.33-39，防災科学技術研究所，2005.3
- 17) 鹿嶋俊英，大川出，小山信：8階建SRC造建物における地震観測と観測記録から見た相互作用特性，第11回日本地震工学シンポジウム論文集，地盤工学会，2002.11
- 18) 飯場正紀，三浦賢治，古山田耕司：地表面基礎の静的地盤ばねの簡便法，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，p.303，2000.9
- 19) 国土交通省住宅局建築指導課他編集：2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説，工学図書，2001.3
- 20) Bäck, T., D. B. Fogel and Michalewicz ed.: Evolutionary Computation 1, Institute of Physics Publishing, 2000.5
- 21) 日本ファジィ学会編集：ファジィとソフトコンピューティングハンドブック，共立出版，2000.9
- 22) 飯場正紀，三浦賢治，古山田耕司：地表面基礎の等価粘性減衰定数の簡便評価法，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，p.873，2001.9

(2005年10月8日原稿受理，2006年1月10日採用決定)