

# ベイズ更新と時刻歴応答解析を併用した 地震直後の建物健全性判定支援システム —安震モニタリング SP システム—

岡田 敬一      森井 雄史      佐々木 仁志  
(技術研究所)      (技術研究所)      (設計本部)

## Structural Health Monitoring System of Building Shortly after an Earthquake Based on Seismic Response Estimation by Combining Bayesian Model Updating and Time History Response Analysis

—Anshin Monitoring SP System—

Keiichi Okada, Takeshi Morii and Hitoshi Sasaki

筆者らは、大地震の脅威に備えるために、地震発生後に建物の健全性を即時に判定し、避難や待機の判断が可能となる「安震モニタリング SP」システムを開発した。本システムは、少数センサによる観測記録とベイズ更新により修正した建物モデルに基づく応答推定手法と、多質点系モデルによる時刻歴応答解析を併用しており、線形領域から非線形領域までの建物全層の地震応答を高精度に推定することができる。構造躯体の健全性については、最大層間変形角による判定の他、累積的な損傷評価も可能にするとともに、室内外装の損傷度を推定することが可能である。本報では、システムの概要、シミュレーション解析によるシステムの応答推定精度の検証の他、2011年東北地方太平洋沖地震での超高層建物の観測記録を基に、システムを適用した結果について報告する。

We developed a high performance of structural health monitoring system, named "Anshin Monitoring SP system", in order to prevent a large earthquake. The system evaluates structural safety and functional recovery of buildings shortly after an earthquake, and then is capable to judge evacuation from buildings or waiting inside buildings. The system can estimate precisely earthquake response of all building layers up to nonlinear region by combining bayesian model updating based on few sensors and time history response analysis employed a multi-degree-of-freedom model. In this paper, we confirm the accuracy of earthquake response estimation method by simulated analysis results. Then, the system applies to a high-rise building obtained an observed record during the 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake, judge health of the building.

### 1. はじめに

近い将来にも南海トラフの巨大地震や首都直下地震などの発生が懸念されている。これらの地震発生後には建物の健全性を把握し、その継続使用の可否判断を速やかに行う事が求められつつある。しかし、従来の専門家による現地調査に基づく判断では、広域な巨大地震や大都市圏の地震対応には限界があり、地震後に速やかに建物の健全性を判定する地震モニタリングシステムの導入が期待されている<sup>1)</sup>。

筆者らは、大地震の脅威に備えるために、建物の健全性を地震発生後に即時判定し、避難・待機の判断を可能とする建物の健全性判定支援システムを開発し、建物に導入する事に取り組んでいる。

本システムは、「安震モニタリング SP」と呼んでおり、少数センサの観測記録による地震応答推定手法を適用しているのが特長である。さらにシステムでは、多質点系モデルによる時刻歴応答解析を併用する事で、建物全層での地震応答を高精度に推定し、構造躯体の健全性判定、室内外装の損傷度推定を行う事が可能である。システムで対象とする建物は、仕上げ材等によって構造躯体の損傷状況が目視では確認しにくく、健全性判定システムの導入が望まれている鉄骨構造物としている。このシステムは、2015年に第三者機関から建築技術証明を取得した建設業界初のシステムである<sup>2)</sup>。本報では、開発した安震モニタリング SPのシステム概要、シミュレーション解析によるシステムの応答推定精度の検証の他、2011年東北地

方太平洋沖地震での超高層建物の観測記録を基に、システムを適用した結果について報告する。

## 2. 技術の概要

### 2.1 モニタリングシステム

本システムは、限られた階に設置された少数センサの観測記録を用いて建物全層の応答を推定し、対象建物の健全性判定を行う、地震モニタリングシステムである。建物の健全性判定手法としては、地震時における建物の層間変形角や加速度等の応答値と、設定クライテリアを基に、構造躯体の健全性や仕上げ材の損傷度を判定する。建物のすべての階にセンサを設置することで、直接的に地震時の建物応答を計測することは可能であるが、費用の制約、システムの複雑化などの問題から現実的には設置数は限られる。そのため、限られた階に設置されたセンサ記録から、建物全層の応答をいかに正確に推定できるかが技術の鍵となる。

開発したシステムの機器構成を図-1に示す。観測センサには3成分の加速度計（サーボ型、半導体型など地震計測に必要な性能があるもの）を用い、記録をデータロガーもしくはデータ処理パーソナルコンピュータ（PC）に収集する。写真-1にシステムの設置状況・外観を示す。センサの設置では、構造躯体の床面にアンカーボルトなどを用いて固定する。このセンサの設置場所は、建物平面で中央付近にあるEPS内などでメンテナンスが可能な場所を利用し、柱に近い位置に設置している。標準的なセンサ配置は、原則として建物の最下階と最上階、およびこれらの中間階に2つの計4つの階に、できるだけ等間隔に設置する。

データ処理デバイスには一般的なPCを用いてお

り、建物内の防災センターなどに設置する。地震を検知した場合には自動的にデータ処理を開始し、健全性判定結果はデータ処理デバイスのディスプレイに表示する。また、必要に応じて建物内に別途設置したディスプレイに表示する事やLAN配線をインターネット等に接続して、遠隔地から観測データを収集する事や判定結果を確認する事、あるいは電子メールにより判定結果を通知することが可能である。さらに、ネットワークによるクラウド情報サービスとしてのシステムの構築が容易に行えるシステムである。

なお、システムでは非常用電源装置（UPS）を備えるものとし、各機器が地震時に停電が発生した場合にも健全性判定までの最低限の時間、システムが稼働するハード構成としている。

### 2.2 建物の地震応答推定と健全性判定

建物の地震応答推定は、事前に設定した固有値解析モデルと少数センサの観測データを用いて「ベイズ更新」により解析モデルを更新し、この更新モデルの固有モードと観測データから建物全層の応答を推定する手法を採用している。また、各層の層間変形が強非線形領域に達する場合には、建物最下階に設置したセンサから得られる加速度記録を用いて多質点系モデルの時刻歴応答解析による推定も併せて行い、応答推定精度の向上を図っている。ここで用いられる地震応答推定手法については、次章で詳細を述べる。

PCにおいて建物の管理者や使用者に通知する画面の例を図-2に示す。表示には、層間変形角が指標である構造躯体の健全性判定の他、計測震度、震度階級、長周期地震動階級、加速度を指標とした内装材の損傷度などを情報として、色分けされた判

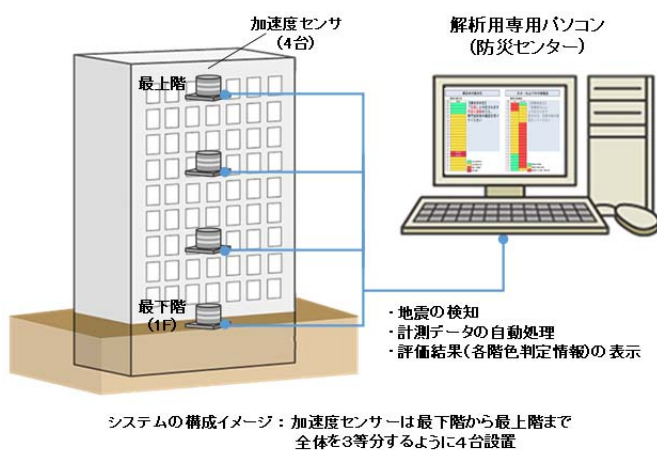


図-1 システム機器構成

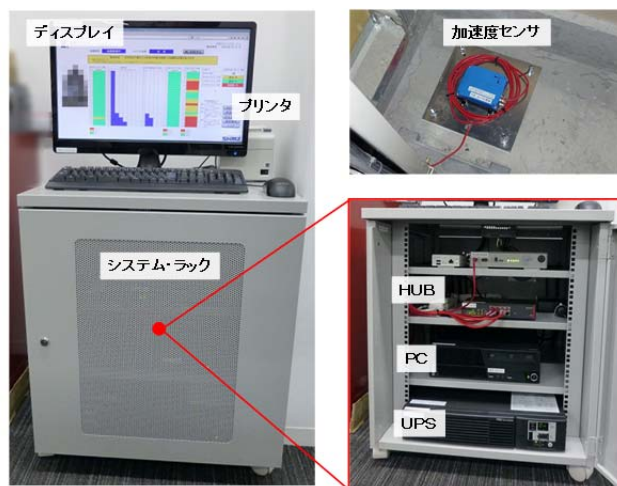


写真-1 システムの設置状況・外観

表-1 システムで扱う建物仕様(適用範囲)

項目	適用範囲
構造種別	鉄骨造建物または一部に鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造を含む鉄骨造建物
構造形式	耐震構造、履歴系並びに粘性系ダンパーによる制振構造 ブレース材には圧縮側ブレースの剛性、耐力の低下に対する配慮がなされていること
規模・設計法	高さが60mを超える建物 高さが60m未満の建物で1981年改正基準法施行令に準拠したルート3 または限界耐力計算、エネルギー法により構造計算された建物
剛性分布等	剛性率0.6以上かつ偏心率0.15以下 トラス階などの剛性が急変する階を有さないこと
応答推定の範囲	最大層間変形角1/75以下
構造解析	静的荷重増分解析が実施されていること

定結果(緑、黄、赤、濃赤)や応答値のグラフが出力される。これらの判定は、地震毎に計算され、過去の地震履歴の結果の再表示が可能である。計算結果を得るためにかかる時間は、僅か1分程度である。

システムの機能では、健全性判定は構造躯体の判定に重点を置き、設計時のクライテリアに準じた層間変形角により損傷限界および設計限界、安全限界の各判定クライテリアを設定している。また、安全限界の判定には時刻歴応答解析の結果も用いており、対象建物毎の構造特性を考慮した判定を行うシステムとしている。構造躯体以外については、層間変形角や床加速度の推定値から仕上げ材等の種別に応じた損傷度区分の判定を行うことができる。こうして図-3に示すような概念フローで地震発生直後に建物の健全性判定を行い、建物の管理者や使用者にその結果を通知する。

### 2.3 システムの適用範囲

今回開発した「安震モニタリング SP」は、従来システム(安震モニタリング)③での少数センサによる地震応答推定手法に、多質点系モデルによる時刻歴応答解析での評価を追加したシステムである。そのため従来のシステム名称に「SP」を付加している。なお、時刻歴応答解析機能を追加したことで、本システムで扱う対象建物は主に中層から超高層の鉄骨造建物に限定している。表-1に本システムで扱える建物仕様をまとめる。

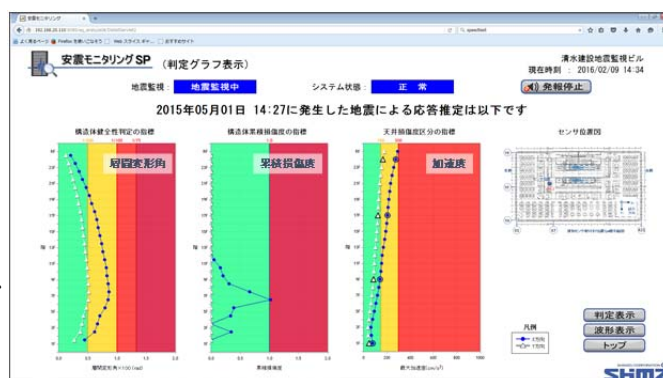
## 3. 建物の地震応答推定手法

### 3.1 地震応答推定手法の概要

建物の応答推定は、事前に設定した固有値解析モデルと少数のセンサから得られる観測データ(加速度記録)を用いて「ベイズ更新」により固有値解析モデルを更新し、この更新モデルの固有モードと観測データから建物全層の応答を推定する手法④を採用している。また、図-4で示すように本システムで



(a) 健全性損傷判定画面



(b) 地震応答判定グラフ画面



(c) 過去の地震履歴選択画面

図-2 システムの判定表示画面例 (PCディスプレイ上)

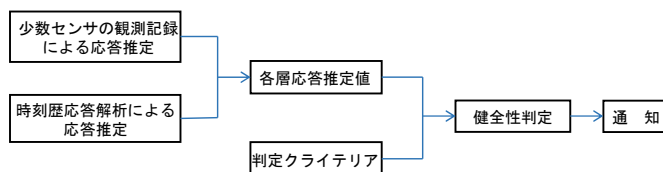


図-3 システムにおける健全性判定の概念

の応答推定は、各層の最大層間変形角  $R$  が線形領域から強非線形領域の全範囲までベイズ更新による推定を行うとともに、強非線形領域 ( $R > R_2$ ) に達する場合には、建物最下階に設置した観測センサか

ら得られる加速度記録を用いて、多質点系振動解析モデルの時刻歴応答解析による推定も併せて行う。弾性領域 ( $R < R_1$ ) ではベイズ推定値を用い、弱非線形領域 ( $R_1 < R < R_2$ ) ではベイズ推定値を補正して判定をしている。さらに強非線形領域においては、時刻歴応答解析による最大層間変形角がベイズ更新を用いた推定値より大きい場合には、時刻歴応答解析による最大層間変形角を健全性判定に採用している。本システムでは、上記のように二つの推定手法を併用することで、推定精度の向上を図っている。

### 3.2 少数センサによる応答推定

ベイズ更新を用いた全層応答推定では、観測点のセンサデータとベイズ定理によって、建物モデルの剛性分布を修正した上で、モード合成に基づいて、建物全層での応答波形を推定している。

#### 3.2.1 ベイズ更新を用いた剛性分布の更新

実際の建物の質量分布と剛性分布は、設計モデルの質量分布、剛性分布とは異なっていると考えられる。ここでは、建物の質量分布は、建物の剛性分布よりも誤差が少ないと考え、建物の質量は設計値をそのまま使い、建物の剛性は設計  ${}_d k$  をベイズの定理に基づいて更新する<sup>4)</sup>。

補正した剛性分布  ${}_m k = [{}_m k_1 \dots {}_m k_{n_f}]^T$  は、剛性の補正率  $\theta = [\theta_1 \dots \theta_{n_f}]^T$  を介して、(1)式のように表す事ができる。

$${}_m k = \theta \cdot {}_d k \tag{1}$$

観測データ  $D = \{u, y_o\}$  に基づき、ベイズの定理によって補正率  $\theta$  の事後分布  $p(\theta/D)$  は、尤度関数  $p(D/\theta)$ 、事前分布  $p(\theta)$  を用いて、(2)式のように表される。

$$p(\theta/D) = \frac{p(D/\theta) \cdot p(\theta)}{\int p(D/\theta) \cdot p(\theta) d\theta} \tag{2}$$

尤度関数  $p(D/\theta)$  は全観測点・全時刻について、観測出力と補正した剛性による出力との関係から求められる。

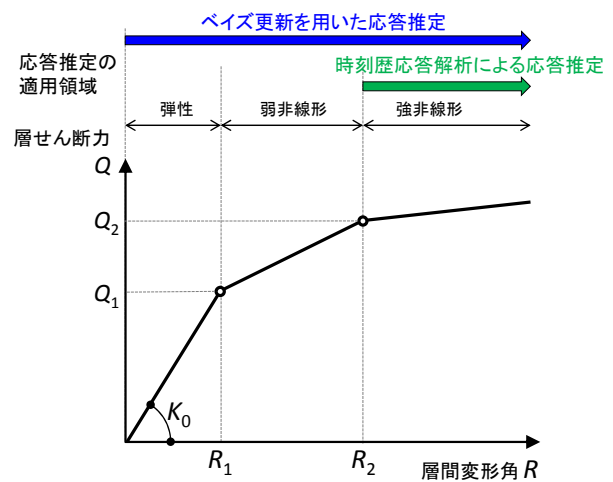


図-4 層間変形に関する定義と推定手法の関係

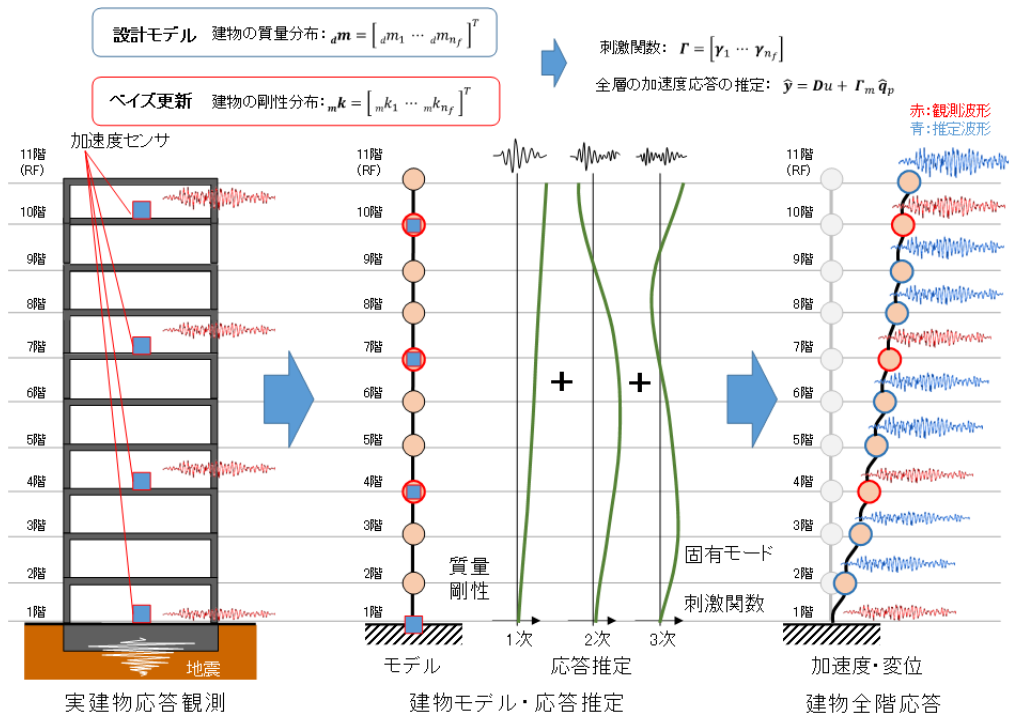


図-5 少数センサデータからの全層応答推定手法の概要

### 3.2.2 応答推定手法

限られた階に設置された少数の加速度センサから、建物全層の応答を推定する手法<sup>4)</sup>の概要を図-5に示す。建物応答は並進成分が支配的であると、各水平方向について独立に評価する。

建物の層数を  $n_f$  とすると、各層の質量分布  ${}_d m = [{}_d m_1 \cdots {}_d m_{n_f}]^T$ 、補正した剛性分布  ${}_m k = [{}_m k_1 \cdots {}_m k_{n_f}]^T$  から、質量行列と剛性行列はそれぞれ次式のように表される。なお、各階の質量  ${}_d m_i$  および補正した剛性  ${}_m k_i$  は、設計モデル等によって事前に与えられているものとする。

$$M = \begin{bmatrix} {}_d m_1 & & \\ & \ddots & \\ & & {}_d m_{n_f} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$K = \begin{bmatrix} {}_m k_1 + {}_m k_2 & -{}_m k_2 & & & \\ -{}_m k_2 & \ddots & \ddots & & \\ & \ddots & \ddots & {}_m k_{n_f-1} + {}_m k_{n_f} & -{}_m k_{n_f} \\ & & & -{}_m k_{n_f} & {}_m k_{n_f} \end{bmatrix} \quad (4)$$

刺激関数行列  $\Gamma = [\gamma_1 \cdots \gamma_{n_f}]$  は、質量行列  $M$  及び剛性行列  $K$  から固有値問題を解いて求める。ここで  $\gamma_j$  は  $j$  次モードの各質点の刺激関数を並べた列ベクトルである。各階の絶対加速度応答は(5)式のように、一意にモード分解できる。

$$y = Du + \Gamma q \quad (5)$$

ここで、 $D = [1 \cdots 1]^T \in \mathbb{R}^{n_f}$ 、 $u$  は入力加速度、 $q = [q_1 \cdots q_{n_f}]^T$  は  $1 \sim n_f$  次モード応答相対加速度ベクトルである。建物応答に影響を及ぼす支配的なモードを  $1 \sim n_m$  次とすると、センサ設置階の応答絶対加速度  $y_p$  は(6)式で近似できる。

$$y_p = D_p u + \Gamma_{pm} q_p \quad (6)$$

ここで、 $D_p = [1 \cdots 1]^T \in \mathbb{R}^{n_s}$ 、 $n_s$  は1階を除いた建物上部のセンサ設置数、 $\Gamma_{pm}$  は  $\Gamma$  からセンサ設置階に対応する行と、 $1 \sim n_m$  次に対応する列を抜き出した行列、 $q_p = [q_1 \cdots q_{n_m}]^T$  は  $1 \sim n_m$  次モード応答相対加速度ベクトルである。なお、建物上部のセンサ数  $n_s$  とモード次数  $n_m$  は同じ値である。以上の関係から、観測出力  $y_o$  からモード応答相対加速度の推定値  $\hat{q}_p$  は、 $\Gamma_{pm}$  の逆行列  $\Gamma_{pm}^{-1}$  を用いて(7)式のように求められる。

$$\hat{q}_p = \Gamma_{pm}^{-1} (y_o - D_p u) \quad (7)$$

これにより、全層の応答が(8)式で推定できる。

$$\hat{y} = Du + \Gamma_m \hat{q}_p \quad (8)$$

ただし、 $\Gamma_m$  は  $\Gamma$  から  $1 \sim n_m$  次に対応する列を抜き出した行列である。この時、センサ設置階の推定値は、誤差なく観測値と一致する。

各層の層間変形角の推定値  $\hat{\alpha}$  は、推定された絶対加速度応答を2回積分して絶対変位を求め、各階毎の差分をとることで層間変形が計算でき、階高で除することで求められる。この層間変形角の絶対値の最大値をとることにより、健全性判定を行うための指標である最大層間変形角の推定値  $\hat{\alpha}_{max}$  を得ることができる。また最大層間変形角の他、推定された絶対加速度応答を基に最大加速度、最大速度、計測震度、震度階級や長周期地震動階級などの情報を出力する。

## 3.3 時刻歴応答解析による応答推定

### 3.3.1 時刻歴応答解析

前節までに示したベイズ更新を用いた応答推定手法に加えて、開発した安震モニタリング SP システムでは振動解析モデルの時刻歴応答解析による応答推定も併用している。この目的は、ベイズ更新を用いた推定手法の補完であり、時刻歴応答解析による最大層間変形角が強非線形領域 (Normal Tri-Linear 型復元力の第2折れ点以降の変形領域) にまで及び、かつベイズ更新を用いた応答推定値を上回る場合にのみ、最終的な最大層間変形角の推定値として時刻歴応答解析による値を採用する。

### 3.3.2 振動解析モデル

時刻歴応答解析に用いる振動解析モデルは、各階の質量と剛性を層毎に集約した多質点系モデルとし、各階剛性は復元力特性を Normal Tri-Linear 型で評価した等価せん断モデルを標準としている。剛性評価にあたっては、建物全体の立体骨組みモデルによる荷重増分解析から得られる各階の荷重-変形角関係から設定するが、通常的设计で考慮する最大層間変形角が 1/100 程度であるのに対し、本システムでの応答推定範囲が層間変形角 1/75 であることに留意する必要がある。即ち、図-6 に示す荷重-変形角関係と復元力特性の設定において、復元力特性の点 (R3, Q3) の変形角 R3 は荷重-変形関係上の層間

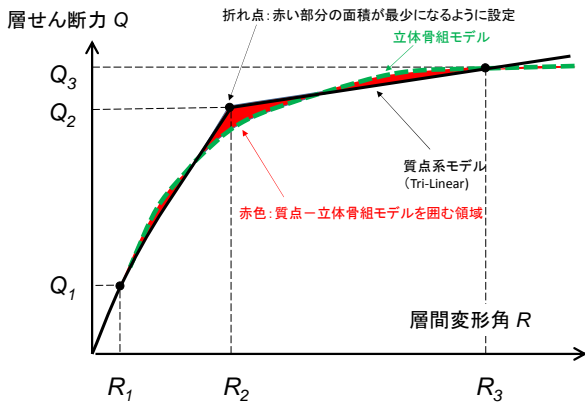


図-6 荷重-変形関係と復元力特性の設定の概要

変形角 1/50 を目安とすることで層間変形角 1/75 までの精度を確保するよう配慮することとしている。時刻歴応答解析を行う際の入力地震動には、建物最下階に設置した観測センサーにて得られた加速度時刻歴を用いる。ただし、図-7 に示すように剛な地下階を有する建物で最下階の観測センサーを1階に設置したような場合には、振動解析モデルも1階より上部で作成することで観測センサーの設置条件と振動解析モデルの整合を図る必要がある。

### 3.3.3 制振建物のモデル

制振建物にシステムを導入する際の振動解析モデルは、制振ダンパーの効果を過大評価することなく、適切に評価するモデルが必要である。本システムでは、図-8 に示すように履歴系ダンパーおよび粘性系ダンパーによる制振構造の建物を適用対象としている。振動解析モデルの作成では、制振装置は主架構と並列したモデルとすることを原則としている。

## 4. 建物の健全性判定

### 4.1 健全性判定の方針

システムの活用では、建物における地震被害が、どのようなものであるかを知る必要がある。図-9 には、大地震時に考えられる建物での被害状況を示す。建物の構造体では、建物が強く揺さぶられる(加速度)ことで変形が生じ、損傷が発生する。建物内外装などの非構造部材では、内外装材の破損、天井のずれ、落下や什物の移動や転倒などの被害が起こる。そのため建物でのモニタリングは、加速度と変形を測ることが重要となり、これらの情報から健全性判定を行う必要がある。

本システムの健全性判定では、構造躯体の判定に重点を置いており、構造躯体以外の内外装仕上げ材や設備機器等については、これまでの研究により得

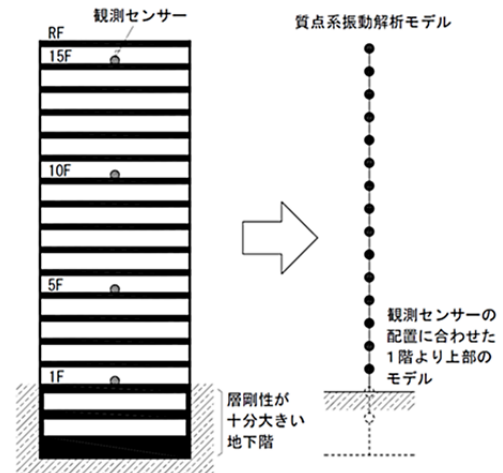


図-7 観測センサーの配置と振動解析モデル

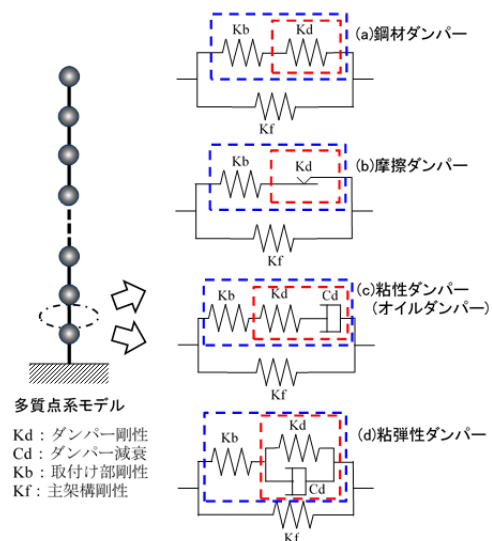
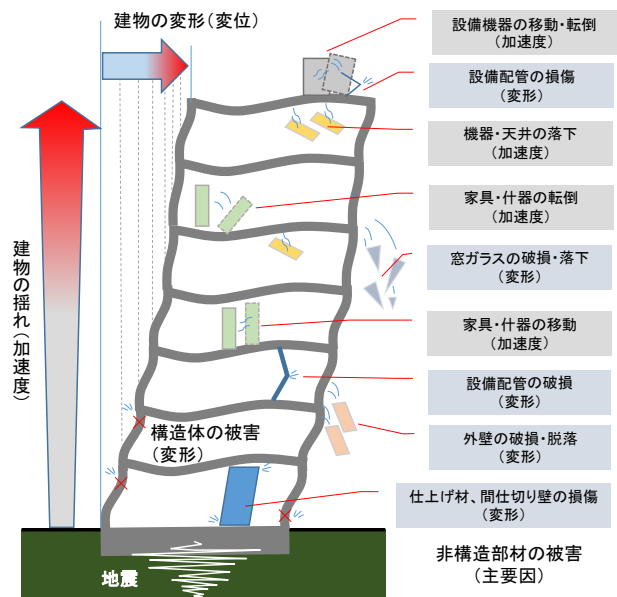


図-8 制振構造建物の振動解析モデル例



出典: 錦沢 曜、既存建物の耐震対策による地震災害への備え、環境管理に加筆

図-9 建物における地震被害 (構造体と非構造部材) 5)

られている地震時損傷度の区分判定を行っている。構造躯体に重点を置く理由は、構造躯体の損傷は建物使用者の安全性に直結することは無論であるが、本システムの適用対象である鉄骨造建物では鉄骨部材が仕上げ材や耐火被覆材で隠蔽されていることが多く、外観目視での確認が難しいこと、また目視が可能な場合にも専門技術者でなければ判断が難しいことからである。

これに対し内外装仕上げ材や設備機器等については、外観目視により専門技術者以外であっても比較的容易に損傷状況を確認することができるため、建物管理者による被害調査を支援する位置づけと考えている。例えば、高層建物では、内装仕上げ材であっても建物全体を点検するには相応の時間を要することになるため損傷度の予測が階毎に示されれば、損傷の可能性が大きい階から点検を始めるなど、地震直後から建物管理者が合理的に調査点検を始めることができる。また、複数の建物を管理する場合には、建物毎の被害推定を短時間で把握することが可能で、地震後の初動体制を決めるの一助とすることができる。

#### 4.2 構造躯体の健全性判定

本システムでは、図-10 および表-2 に示すように、構造躯体の健全性判定に3つの判定クライテリアと4つの判定区分を設けている。ここで、損傷限界クライテリアの層間変形角 1/200 は、短期設計時の変形クライテリアとして対象建物によらず一律に定めている。

設計限界クライテリアの層間変形角の値は、設計時に構造躯体の安全性を確認しているポイントとして、設計時の条件や設定を考慮して適切に定めることとしている。たとえば、新耐震設計手法により設計された建物に対する代表的な層間変形角 1/100 を採用する。具体的には、保有水平耐力算定時の層間変形角、超高層建物ではレベル2地震時の最大層間変形角やレベル2地震時の応答値を包絡する静的荷重(確認水平耐力など)による層間変形角とする方法が考えられる。

安全限界クライテリアは、鉄骨造建物の主架構の安全限界として定義しているが、時刻歴応答解析から算定される累積損傷度を用いていることが特徴で、累積損傷度が 1.0 以上の場合には安全限界を超過したと判定する。また、層間変形角にもクライテリアを設けており、層間変形角が 1/75 を超えた場合には累積損傷度の値によらず、安全限界を超過したと判

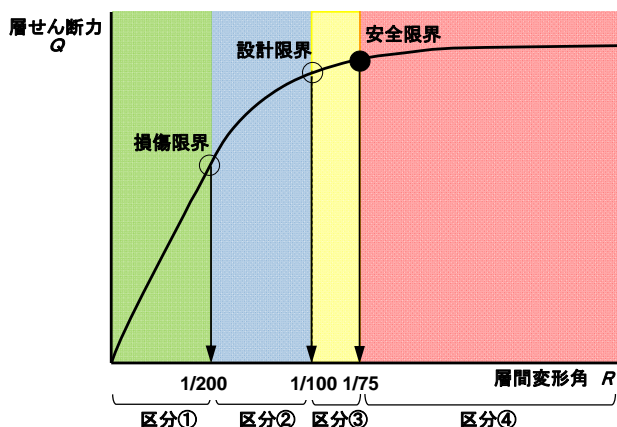


図-10 荷重-層間変形角と判定クライテリアおよび区分

表-2 構造躯体の健全性判定クライテリアおよび判定区分

判定クライテリア		判定区分	
		区分①	安全・継続使用可 構造躯体の損傷はほとんどなく安全
損傷限界	層間変形角 1/200		
		区分②	注意・(継続使用可) 構造躯体の損傷は軽微であるが、建物管理者が仕上げ損傷による危険有無を確認し使用
設計限界	層間変形角 1/100, または設計時に安全性が確認されている層間変形角		
		区分③	危険・一時避難 継続使用の可否判断は専門技術者による構造躯体の確認が必要
安全限界	主架構の層の累積損傷度が1.0, または層間変形角の最大値は1/75		
		区分④	危険・避難 原則使用不可。専門技術者による構造躯体の詳細調査、安全検証が必要

定する。なお、累積損傷度は過去の地震による値も加算して判定するシステムとしており、対象建物がこれまでに経験した地震動や長時間地震動の影響も考慮することができる。

累積損傷度は部材端部の塑性率や累積塑性変形倍率と破壊までの繰返し回数の評価式(疲労曲線)に基づき算定される値であるが、多質点系モデルによる時刻歴応答解析を行っているため、部材レベルの塑性率や累積塑性変形倍率を直接は算定できない。そこで、多質点系モデルから部材レベルのこれらの値の推定は参考文献<sup>6)</sup>に示される評価方法を準用し、建物全体モデルによる静的増分解析結果から層塑性率に対する部材塑性率の倍率を事前に設定しておく簡易手法を採用している。

### 4.3 構造躯体以外の損傷度区分判定

構造躯体以外の内外装仕上げ材および設備機器については、これらの被災状況、危険有無の調査および確認は建物管理者が地震後に実施するものとし、本システムの判定結果を参考する。システムでは、既往の研究成果で得られている損傷度判定用の閾値等を準用して損傷度区分の判定を行っている。損傷度判定用の閾値は判定対象により層間変形角と床応答加速度に大別されるが、層間変形角によるものについて参考文献<sup>7)</sup>に示される閾値から構造躯体の健全性判定のクライテリアに準じて整理した損傷度区分判定を表-3に示す。損傷度は0から2が定義されており、損傷度と復旧の目安の関係から損傷度0は無被害、損傷度1は軽微な被害・小規模補修、損傷度2は大規模補修・取替が必要と定義している。その他、床応答加速度による判定対象は天井(判定例、損傷度1: 150cm/s<sup>2</sup>超、損傷度2: 300cm/s<sup>2</sup>超)や床置き設備機器類となる。これらの損傷は対象物自体よりも固定金具などの取付けディテールに起因する 경우가多く、またそのディテールも様々であるため、本システムでは安全側の判定を行うことに重点をおき加速度の閾値を設定している。

表-3 構造躯体以外の損傷度判定区分

内外装仕上げ材・設備	層間変形角				
	← 1/300 小	1/200	1/150	1/100	1/75 大 →
・直張りボード ・石張り(乾式) ・タイル(型枠先付け)	損傷度 0	損傷度 1	損傷度 2		
・設備(立て管類)	損傷度 0	損傷度 1	損傷度 2		
・カーテンウォール ・ALCパネル ・タイル(PCF 補先付け) ・軸組み下地ボード ・可動間仕切壁	損傷度 0		損傷度 1	損傷度 2	

## 5. 安震モニタリング SP による応答推定精度の検証

### 5.1 建物モデルと入力地震動

ここでは、安震モニタリング SP システムによる建物の地震応答推定の精度検証を行う。建物モデルは、鉄骨造建物を対象として、耐震構造の12階、41階で、制振構造の13階、24階建てを想定し検証を行った。本節では、その一例として24階建てモデルによる結果について示す。検証で用いた建物モデルの軸組図と固有振動モードの刺激関数を図-11に示す。部材系の建物モデルを基に、プッシュオーバー解析により求めた荷重-変形角関係からベイズ更新による全層応答推定に用いる建物モデル(質量と剛性)と多質点系モデルの復元力特性を求める。

建物モデルを対象として、部材系や質点系の時刻歴応答解析を実施し、その結果を真値として扱い、安震モニタリング SP システムから推定される結果と比較する。

入力地震動は、東北地方太平洋沖地震時の観測地震動(以下3.11観測波)、設計用地震動の設計標準3波(エルセントロ NS波、タフト EW波、八戸 NS波)、告示波(ランダム位相)を用いる。図-12に、これらの擬似速度応答スペクトル(h=0.05)を示す。

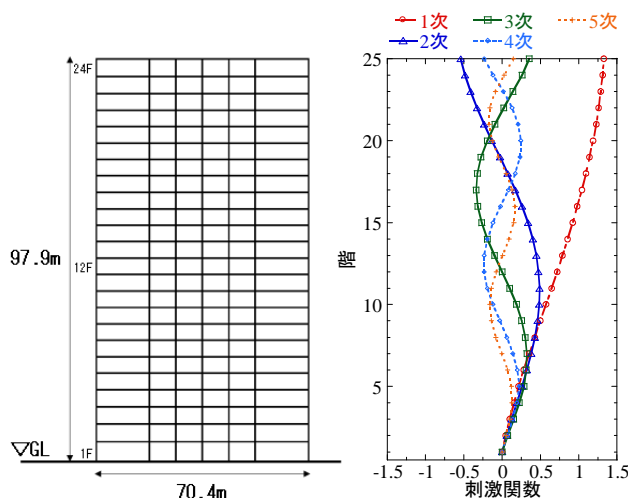


図-11 24階建てモデルの軸組図と刺激関数

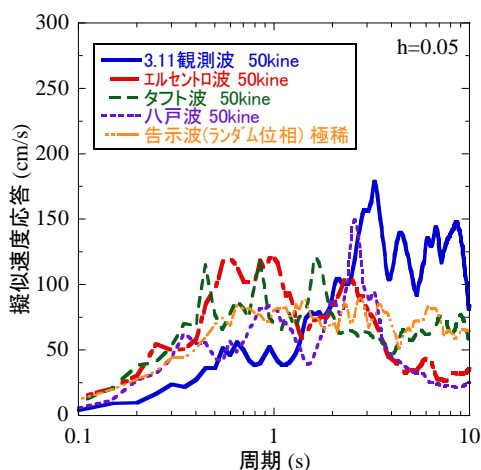
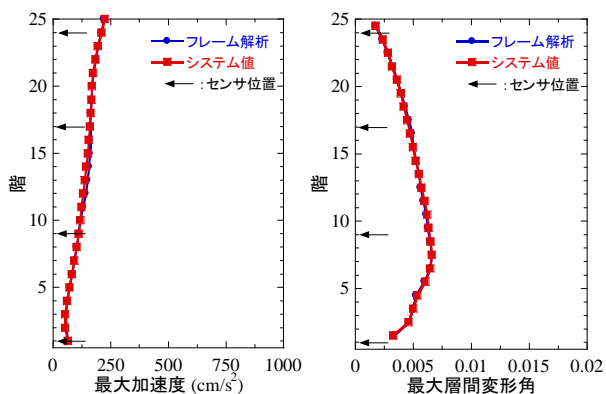


図-12 入力地震動の擬似速度応答スペクトル

### 5.2 3.11 観測波を用いた応答推定検証

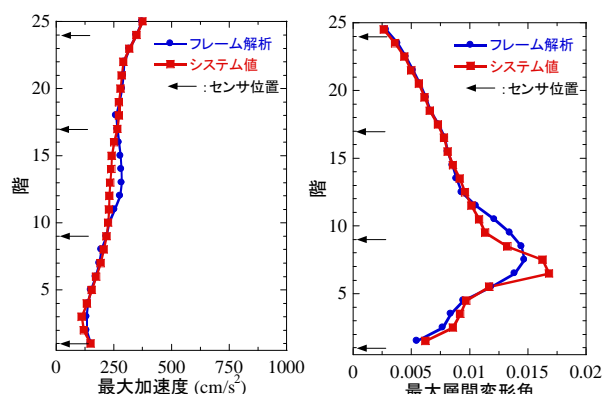
検証は、24階建ての建物モデルによる弾性領域から強非線形領域での段階に応じた解析結果を用いて行う。解析では、3.11観測波を振幅調整して建物に入力し、各建物モデルの最大層間変形角が1/150、





(a) 最大加速度 (b) 最大層間変形角

図-13 24階建て3.11観測波1.2倍  
最大応答1/150



(a) 最大加速度 (b) 最大層間変形角

図-16 24階建て3.11観測波2.8倍  
最大応答1/75

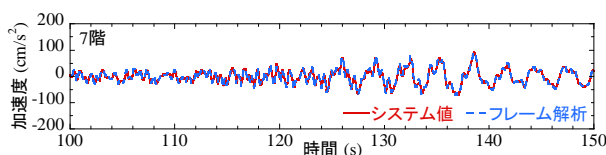


図-14 加速度の時刻歴波形 (7階)  
3.11観測波1.2倍

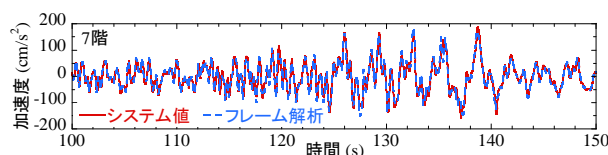


図-17 加速度の時刻歴波形 (7階)  
3.11観測波2.8倍

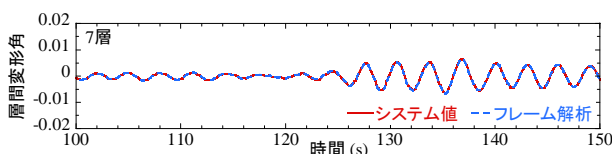


図-15 層間変形角の時刻歴波形 (7階)  
3.11観測波1.2倍

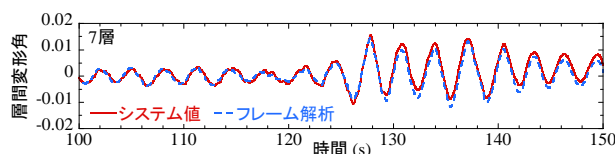


図-18 層間変形角の時刻歴波形 (7階)  
3.11観測波2.8倍

1/75程度となるように、振幅レベルを調整する。加速度センサの設置位置は、1, 9, 17, 24階に4点設置し、建物の地震応答を推定する。

最大層間変形角が1/150の結果を図-13に示す。同図では (a)最大加速度の分布、(b)最大層間変形角の分布で、部材系の時刻歴応答解析の結果(フレーム解析)、と安震モニタリングSPシステムの結果を比較している。一例として、7階での加速度、層間変形角の時刻歴波形を図-14および図-15に示す。安震モニタリングSPシステムの推定値は、時刻歴波形でみた場合でも精度良く真値を再現出来ていることがわかる。

次に、最大層間変形角が1/75の結果を図-16に示す。この結果での加速度の時刻歴波形を図-17に、層間変形角の時刻歴波形を図-18に示す。同結果では、最大層間変形角が建物モデルの降伏変形角を超える変形領域となっている。安震モニタリングSPシステムでは、多質点系モデルによる時刻歴応答解析の結果がシステム値として採用されている。精度

としては多少悪くなるが、1/100以上と建物の設計限界を超えるような領域においても安全側の評価ができています。

安震モニタリングSPシステムによって推定される建物応答結果は、最大層間変形角1/100までは非常に良く部材系の時刻歴応答解析の結果と対応しており、最大層間変形角が1/75程度までは、ほぼ安全側の評価ができています。

### 5.3 設計用地震動を用いた検証

次に、設計用地震動を用いて安震モニタリングSPシステムの検証を行う。24階建ての建物モデルを対象として、5.1節で示した設計標準3波のレベル2入力(L2)50cm/s、告示波の極稀を用いる。24階建ての結果を図-19から図-22に示す。各図とも (a)最大加速度の分布、(b)最大層間変形角で、部材系の時刻歴応答解析の結果(フレーム解析)と安震モニタリングSPシステムの結果を比較している。

安震モニタリング SP システムによって推定される最大層間変形角は、設計標準 3 波および告示波を入力とした場合、建物モデルによらず、部材系の最大層間変形角を精度良く推定出来ている。なお、設計用地震動を入力地震動とした場合、検証建物モデルの最大層間変形角は 1/100 程度以下となっており、多くの場合にはベイズ更新に基づく全層応答推定手法で推定された結果となっている。

#### 5.4 建物階数が異なる場合と制振建物の検証

本項では、耐震構造の 12 階、41 階建てモデルを用いて同様の検証を行い、また 13 階建て建物にて制振構造建物に対する検証を行う。制振構造の 13 階建てモデルは、制振ダンパーを設置しない状態では中間階部分の最大層間変形角が大きくなる傾向が見られたことから、中間階部分の最大層間変形角を 50%程度に低減させるように、4~10 階にオイルダンパーおよび鋼材ダンパーを配置した建物モデルである。

12 階、41 階建てのモデルの結果を図-23 および図-24 に示す。入力地震動は、東北地方太平洋沖地震時の観測地震動(3.11 観測波)を振幅調整して建

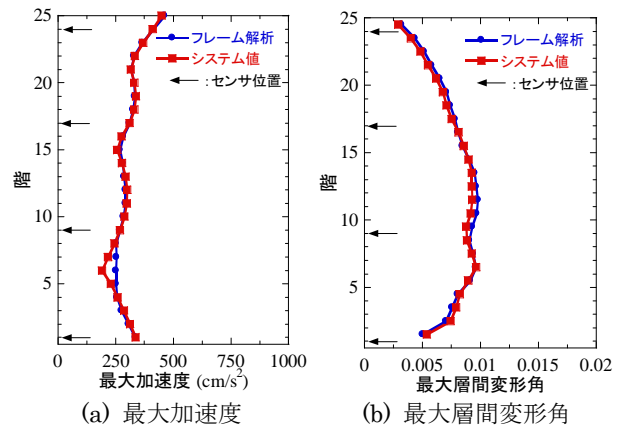


図-21 24階建て 八戸 NS 波 L2

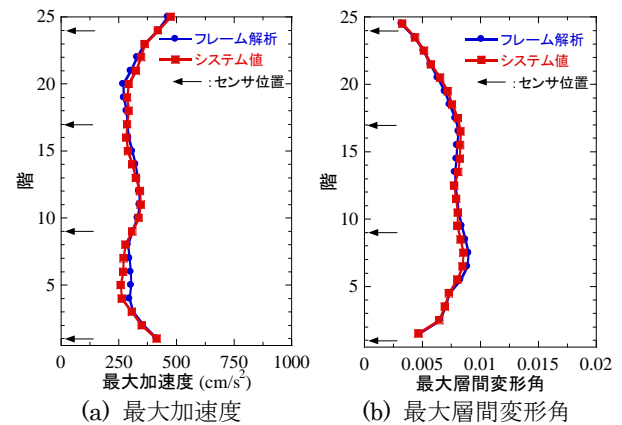


図-22 24階建て 告示波(ランダム位相) 極稀

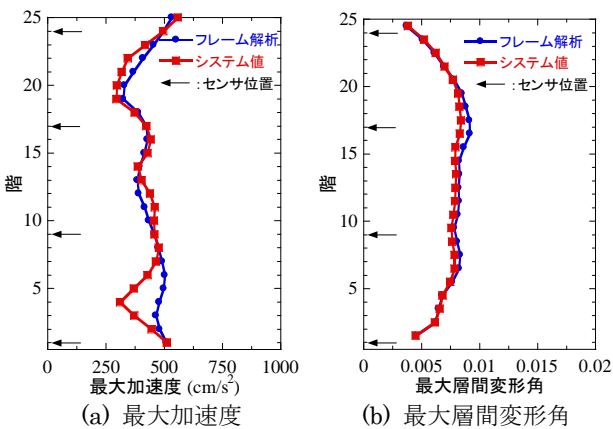


図-19 24階建て エルセントロ NS 波 L2

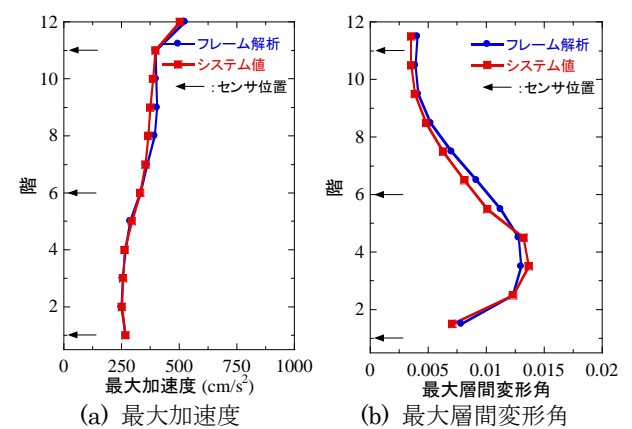


図-23 12階建て 3.11 観測波 5.0倍 最大応答 1/75

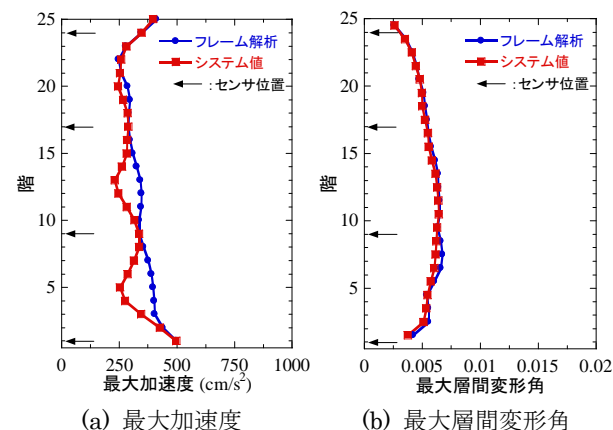


図-20 24階建て タフト EW 波 L2

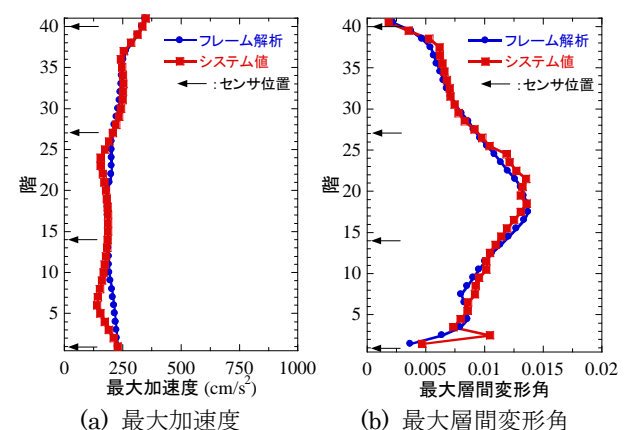


図-24 41階建て 3.11 観測波 4.2倍 最大応答 1/75

物に入力させる。12階建てモデルの場合、センサ数は3点（←位置：1階,6階,11階）としているが、部材系の応答結果を精度良く推定できている事が確認できる。一方、41階建てモデルの場合、建物階数が増大しているにも関わらず、4点（←位置：1階,14階,27階,40階）のセンサで建物の最大層間変形角を精度良く推定できている。

最後に、13階の制振建物の結果として、オイルダンパーが低層から中層に設置されたモデルでの結果を図-25、同様に鋼材ダンパーが設置されたモデルでの結果を図-26に示す。センサ数は4点（←位置：1階,5階,9階,12階）としている。本検討は制振建物に対するベイズ更新による応答推定の検証を目的とし、質点系の応答値を「真値」とし、ベイズ更新による応答推定値（ベイズ推定）との比較を行っている。オイルダンパーの効果は、ベイズ更新による応答推定に用いる固有値解析モデルには反映されていないが、センサを建物に設置している事からモード形を基準化する効果があり、全層の建物応答を精度良く推定できていると考えられる。

## 5.5 累積損傷度の検証

5.1節で示した24階建ての建物モデルを用い、図-16に示した最大層間変形角が1/75程度となる場合について、本手法によって算定される累積損傷度の検証を行う。

部材系モデルの荷重増分解析結果を用いて算定した、層の塑性率( $\mu_i$ )に対する部材塑性率( $\mu_i$ )の比、塑性率比( $\alpha_i = \mu_i / \mu_i$ )の分布を図-27に示す。同図は、荷重増分解析にて層間変形角が1/75となる時点で層を構成する大梁の端部塑性率が最大となる値を抽出し、弾性限界変形を起点とした層の塑性率に対する比で各階毎に示したものである。累積損傷度の算定に必要な部材の最大塑性率は、同図に示した塑性率比( $\alpha_i$ )を事前にシステムに設定し、多質点系モデルによる時刻歴応答解析から求められる層の最大塑性率にこれに乗じることにより算定する。

上記による部材の最大塑性率と、時刻歴応答解析から算定される層の累積塑性変形倍率を用い、大梁端部の接合ディテール等を考慮して算定した累積損傷度の結果を図-28に示す(算定方法の詳細は参考文献<sup>6)</sup>参照)。また、6階と10階について、部材系モデルの時刻歴応答解析から算定した累積損傷度の精算値も併せて示す。部材系モデルによる精算値は、当該階にて部材端部の応答塑性率が最大となっている大梁の振幅頻度分布をレインフロー法により求め、振幅毎の損傷度をマイナー則に基づき合計した値で

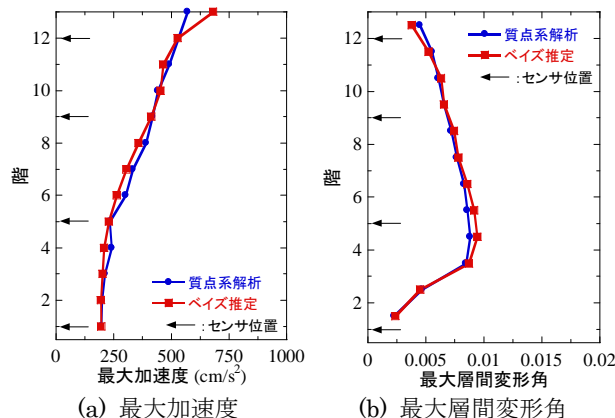


図-25 13階建て 3.11 観測波 2倍(オイルダンパー)

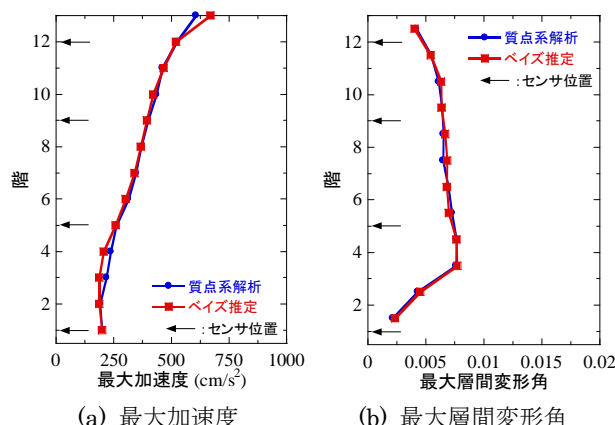


図-26 13階建て 3.11 観測波 2倍(鋼材ダンパー)

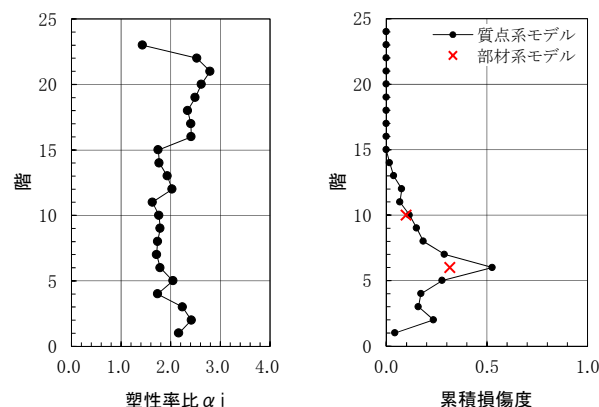


図-27 塑性率比の分布

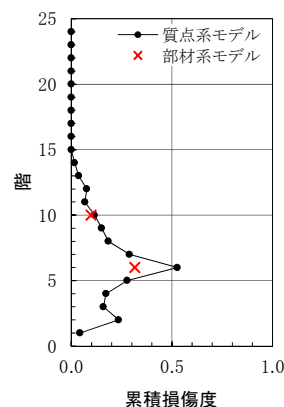


図-28 累積損傷度の分布

ある。同図より、多質点系モデルから算定する本システムの累積損傷度は最大で0.5強となる。部材系モデルから算定した6階および10階の累積損傷度の精算値と比較すると、10階は15%程度の誤差であるが、6階は質点系モデルから算定した累積損傷度が部材系モデルによる値の1.7倍程度となっている。この理由は、図-16に示した多質点系モデルと部材系モデルによる最大層間変形角の差異により生じているものと考えられる。ただし、多質点系モデルによる累積損傷度は部材系振動解析モデルによる精

算値よりも大きく、即ちシステムによる累積損傷度は安全側の評価となっており、システムの目的である健全性判定の観点からは問題無いと考えられる。

## 6. 実観測データによる健全性判定の適用

本節では、図-11 に示した 24 階建ての高層建物で観測された 2011 年東北地方太平洋沖地震時の観測記録を用いて、安震モニタリング SP により、各層の応答推定と建物の健全性判定を行う。

東北地方太平洋沖地震時に観測された加速度波形を図-29 に示す。同建物では、1, 12, R 階の 3 点に加速度計が設置されており、建物最上階では、 $233\text{cm/s}^2$  程度の最大加速度波形が観測されている。この 3 点の観測記録を用いて建物全層での地震応答推定を行った結果を図-30、健全性判定の結果を図-31 に示す。ともに「安震モニタリング SP」のシステムで表示される PC 画面での結果を示している。応答推定された最大層間変形角は  $1/200$  以下となっており、構造体の健全性は「安全」と判定されている。また、累積損傷度は層間変形角が  $1/200$  変形を超えていないことから、累積値として  $0.0$  の状態にある。一方、加速度指標による判定の天井、層間変形角指標の判定による仕上げ材などは、損傷度 1 となっており、建物管理者に被災状況、危険有無の確認を促すメッセージが表示されている。実際には、同建物では、仕上げ材には損傷は確認されていないが、建物高層部においては、天井材の一部に落下などが発生しており、適切な判定が行われていると考えられる。

## 7. まとめ

本報では、建物の限られた階に設置した少数の加速度センサ情報と時刻歴応答解析を併用し、地震時の建物全体の応答推定・健全性判定を行う「安震モニタリング SP」のシステム開発を紹介した。システムは、地震直後において建物の健全性判定が可能であり、建物の管理者や使用者を支援する防災システムとしての活用が期待されている。システムの根幹となる地震応答推定は、評価判定の精度が重要で、正確な情報として出す必要がある。そこで本報では、解析モデルでの応答結果を利用しシステム性能の検証を行った。さらに、実建物観測記録による応答推定手法を適用し評価を行った。以下に安震モニタリング SP システムの検証結果をまとめる。

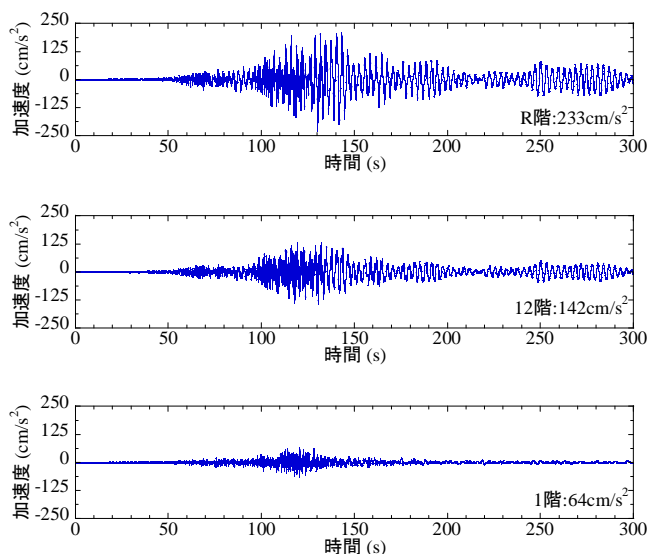


図-29 高層(24階建て)建物での東北地方太平洋沖地震時の時刻歴加速度波形(建物 X 方向)

- ・ 安震モニタリング SP システムによって推定される最大層間変形角は、 $1/100$  までは部材系の時刻歴応答解析の結果と非常に良く対応しており、精度の高いシステムとなっている。
- ・ 最大層間変形角が  $1/100$  以上になると、推定精度は悪くなるが、安震モニタリング SP システムの推定値は、部材系の時刻歴応答解析結果よりも大きくなっており、安全側の評価が可能である。
- ・ 実観測された 2011 年東北地方太平洋沖地震の 24 階鉄骨造建物記録について、本システムによって応答推定を実行した結果から、実際の被災状況を説明する評価ができていたことを確認した。

今後は、本システムの地震応答推定手法について引続き精度検証とシステム改良を行っていきと共に、実建物への普及展開を積極的に進めていきたいと考えている。

### <参考文献>

- 1) 内閣府(防災担当)：“大規模地震発生直後における施設管理者等による建物の緊急点検に係る指針”，2015.2
- 2) 岡田 敬一、森井雄史、佐々木仁志：“地震時における建物の健全性判定支援システム -安震モニタリング SP の技術開発について-”，(一財)日本建築総合試験所，機関誌 GBRC 164 号 (Vol41 No.2)，pp.11-22，2016.4

- 3) 岡田 敬一：“安震モニタリングシステム”、建築設備と配管工事，日本工業出版，pp.14・18，2016.9
- 4) 斎藤 知生：“建物モデルのバイズ更新を用いた地震応答推定と確率的被災度評価”，日本建築学会構造系論文集，第78巻，No.683，pp.61-70，2013.1
- 5) 鮎沢 曜：“既存建物の耐震性対策による地震災害への備え”，環境管理，Vol.47 No.7，pp.26-32，2011
- 6) 長谷川隆、福本敏之、田上淳ほか：“長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の耐震安全性に関する検討 4.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討”，独立行政法人建築研究所，建築研究資料 No.160，pp.4.2.1-4.2.60，2014.7
- 7) 文部科学省大都市大震災軽減化特別プロジェクト：“平成18年度成果報告書”、III.2-3.1 高層建物内の地震時安全性評価技術の開発，2007

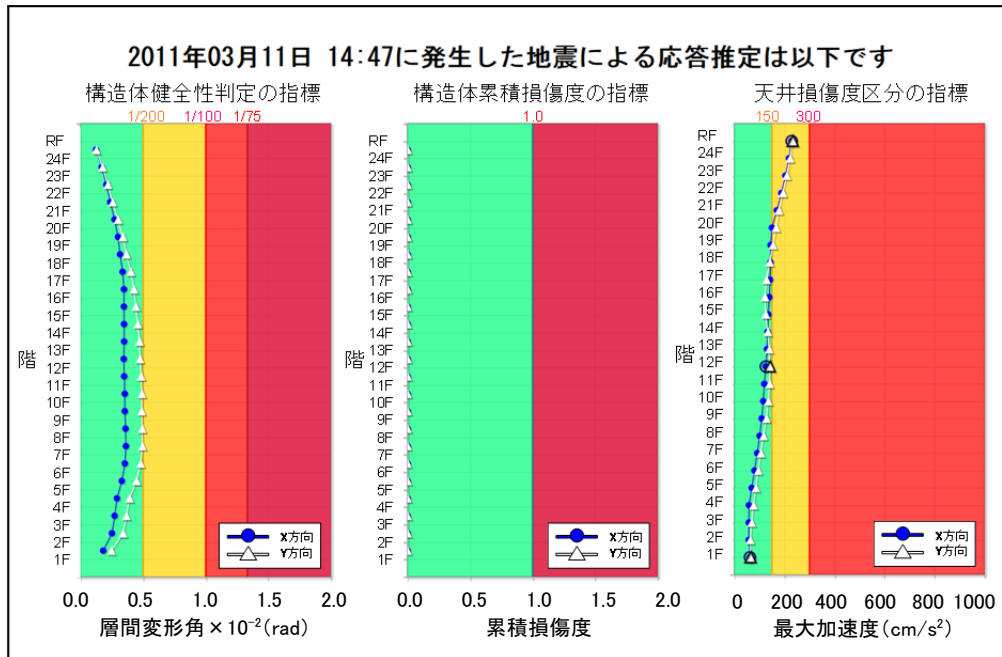


図-30 建物の応答推定結果のグラフ画面(2011年東北地方太平洋沖地震記録)

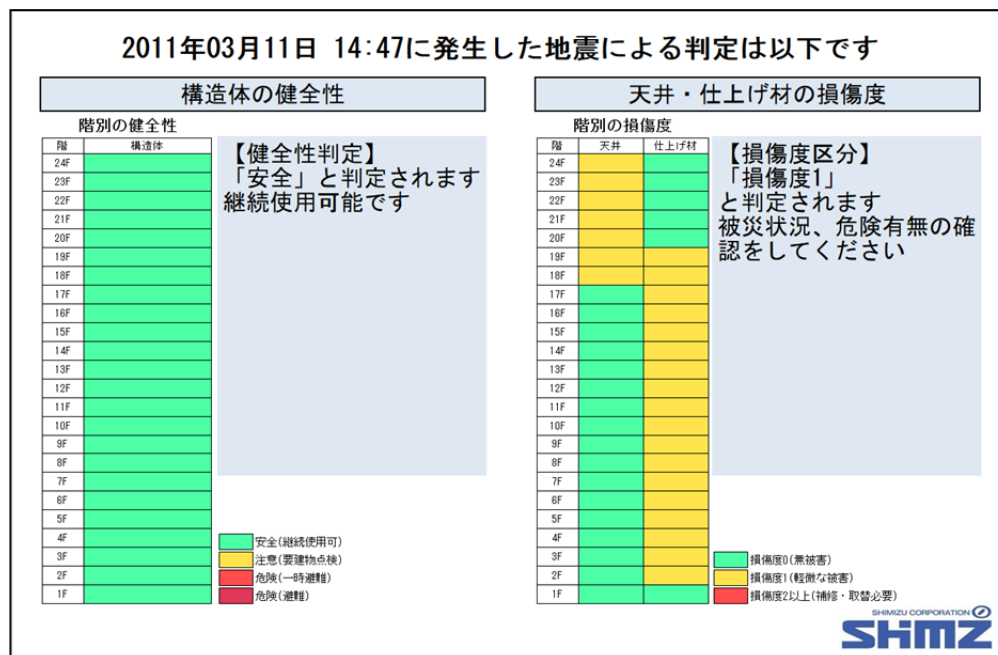


図-31 建物の健全性判定の画面(2011年東北地方太平洋沖地震記録)