# 3. 2 観測に基づく都市の地震被害評価技術の開発

### 3. 2. 1 地震動・地震応答の大規模数値解析法の開発

# (1) 業務の内容

#### (a) 業務の目的

都市の表層地盤と構造物群を忠実に表す都市モデルを構築し、大規模数値解析によって 地震動と構造物地震応答を計算する手法を開発する。入力は MeSO-net 等で観測したデー タであり、この観測とのインターフェイスの開発も行う。

#### (b) 平成27年度業務目的

前年度までに開発された地震被害評価技術の基盤の実用性を高める。首都圏地震観測網(MeSOnet)で観測したデータを速やかに入力し、建物モデルを用いて計算した結果が出力できることが実用性の目標であり、データの補完等を工夫する。社会基盤構造物に適用する地震被害評価技術の拡張を進める。サブプロジェクト②の応答の研究と有機的に連携して、開発された地震被害評価技術から得られる被害の幅を定量的に明らかにする。

#### (c) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京大学地震研究所	教授	堀 宗朗	hori@eri.u-tokyo.ac.jp
東京大学地震研究所	准教授	市村 強	
東京大学地震研究所	准教授	W ラリス	
東京大学地震研究所	准教授	長尾 大道	
東京大学地震研究所	特任研究員	加納 将行	
慶應義塾大学	准教授	小國 健二	
東京理科大学	准教授	佐伯 昌之	
国土交通省国土技術政策総合研究所	研究官	壁谷澤 寿一	

#### (2) 平成27年度の成果

# (a) 業務の要約

前年度までに開発された地震被害評価技術の基盤の実用性を高めた。首都圏地震観測網(MeSOnet)で観測したデータを速やかに入力し、建物モデルを用いて計算した結果が出力できることが実用性の目標であり、データの補完等を工夫した。社会基盤構造物に適用する地震被害評価技術の拡張を進めた。サブプロジェクト②の応答の研究と有機的に連携して、開発された地震被害評価技術から得られる被害の幅を定量的に明らかにした。

# (b) 業務の成果

### 1) 地震被害評価技術の基盤の実用性の検討

数値シミュレーションに基づく地震被害評価においてモデルの精度がシミュレーション 結果の信頼性を左右することは自明であり、既知の情報を可能な限り反映させるなど合理 的なモデル作成が望まれる。一方で、モデル化の対象がたとえ設計値が既知の構造物であ ったとしても、実際の構造特性にはやはり不確実さが伴う。こうした不確定性を考慮するには確率的な評価が有効である一方、確率的な手法は一般に多くの演算を必要とすることから、手法の大規模シミュレーションへの適用という点では課題が残る。そこで前年度は、実用的な被害評価技術の一つとして、構造特性の不確定性を考慮した上で少ない演算回数から建物の損傷確率までを評価する「3点推定と正規分布系の確率密度関数を組み合わせた被害評価手法」を提案し、モンテカルロ法と比較することでその有用性を示した。本年度は被害評価手法の実用化に向け、点推定法の評価点数が応答推定精度に及ぼす影響を理論背景から明らかにし、併せて数値実験による検証を行った。

# a) 理論背景に基づく点推定法の推定精度の確認

提案した被害評価方法では、構造物応答の統計値を点推定法りから推定し、これに正規分布系の確率密度関数を当てはめることで構造特性のばらつきに対する建物応答の分布形を近似的に求め、この分布に基づき被害確率を算出する。このため、被害評価の精度は点推定による応答統計値の推定精度に大きく依存する。そこで本項では点推定法の理論を概観した上で、評価点数と推定精度との関係について考察する。

# i)理論概要

いま、X を構造特性、Y を応答値とする。X は確率変数であり、そのばらつきが確率密度関数 p(X)に従うものとする。応答 Y は X の関数として Y=g(X)で表され、この未知の関数 g(X)は多項式で近似できるとする。点推定法は Rosenblueth により提案された方法であり  $^{1)}$ 、m 個の評価点  $X_i$  とその重み  $P_i$  ( $i=1,\cdots,m$ )から近似的に応答 Y の k 次モーメント(k 次の期待値)を推定する。すなわち、

$$E[Y^k] \cong \sum_{i=1}^m P_i \cdot Y_i^k = \sum_{i=1}^m P_i \cdot g^k(X_i). \qquad (m は 2 以上の整数)$$
 (1)

ここに、 $E[\cdot]$ は期待値を表す。文献 1)ではこの離散値  $P_i$  および  $X_i$  は連続関数 p(X)の統計値を満足するように決定することは示されているものの、その説明は直観的であり、評価点  $X_i$  の設定根拠や  $Y_i$  の推定根拠が不明瞭であった。その後 Christian et al.  $(1999)^2$  によって  $X_i$ 、 $P_i$  がガウス求積による積分点と重みに対応することが示されており、このことと Miller and Rice  $(1983)^3$  の説明から、点推定の理論背景を次のように概説できる。

ガウス求積は次式で表現される。(なお、ここでは説明の便宜上、p(X)が積分区間( $-\infty$ 、 $\infty$ )のガウス分布に従う場合の「ガウス・エルミート求積」の表現式を用いている。)

$$\int_{-\infty}^{\infty} g(x)p(x)dx \cong \sum_{i=1}^{m} p_i g(x_i). \tag{2}$$

上式は点推定を表す式(1)の k=1 の場合と等価であり、左辺は応答 Yの平均値そのものである。いま、式(2)の g(X)を多項式で表現する。

$$\int_{-\infty}^{\infty} (a_0 + a_1 x + \dots + a_l x^l + \dots) p(x) dx \cong \sum_{i=1}^{m} p_i (a_0 + a_1 x_i + \dots + a_l x_i^l + \dots).$$
 (3)

 $\exists a_l \neq 0$  (l は整数) を考慮して  $a_l$  の係数を等置すれば、

$$\int_{-\infty}^{\infty} x^l p(x) dx = \sum_{i=1}^{m} p_i x_i^l, \qquad (4)$$

であることから、m 個の離散量  $x_i$ 、 $p_i$  を連続量 p(x)の l 次モーメントを回復するように決定した場合、g(x)によらず式(2)の近似が成り立つことがわかる。この  $x_i$ 、 $p_i$  は、ガウス求積による積分点と重みから求められる。換言すれば、「構造特性のばらつきが確率密度関数 p(x) で表せるとした場合、ガウス求積から p(x)の積分点  $x_i$  と重み  $p_i$  を求めれば、この  $p_i$  と  $x_i$  に対応する応答  $y_i$  とから応答 y の平均値 p(x) のであることができる。」

# ii)評価点数とモーメント推定の精度

式(3)は、評価点数 m に対し多項式次数 l が  $l \le 2m-1$  で等号となるため(例えば文献 3)、この条件下で  $\mu_y$  は確定値となる。応答 y=g(x)の多項式次数 l は一般には未知であるが、x の変動域内での y の変動が線形に近いような問題では、極端に少ない評価点からでも良好な精度で応答平均(l 次モーメント)を推定できる。

応答 y の高次モーメントの推定精度については、例えば  $Hong(1998)^4$ )による 1 次モーメントの展開を高次へ展開して考えればよい。多項式 g(x)を平均値  $\mu_x$  まわりの Taylor 展開で表せば、応答 Y の k 次モーメントは次式で表せる。

$$E[Y^k] = \int_{-\infty}^{\infty} g^k(x) p(x) dx = \int_{-\infty}^{\infty} \{g(\mu_x) + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{i!} g^{(i)}(\mu_x) (x - \mu_x)^i\}^k p(x) dx.$$
 (5)

上添字(j)は関数のj階微分を表す。点推定法(式(1))は、この $E[Y^k]$ を次式で近似する。

$$E[Y^k] \cong \sum_{i=1}^m p_i \cdot g^k(x_i) = \sum_{i=1}^m p_i \{ g(\mu_x) + \sum_{i=1}^\infty \frac{1}{j!} g^{(j)}(\mu_x) (x_i - \mu_x)^j \}^k.$$
 (6)

(5)式から(6)式を減じ各項を展開すれば、

$$\int_{-\infty}^{\infty} g^{k}(x) p(x) dx = \sum_{i=1}^{m} p_{i} \cdot g^{k}(x_{i})$$

$$+_{k} C_{k-1} g^{k-1}(\mu_{x}) \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{j!} g^{(j)}(\mu_{x}) \{ M_{j}^{'} - \sum_{i=1}^{m} p_{i}(x_{i} - \mu_{x})^{j} \}$$

$$+_{k} C_{k-2} g^{k-2}(\mu_{x}) \sum_{j_{1}=1}^{\infty} \sum_{j_{2}=1}^{\infty} \frac{1}{j_{1}!} \frac{1}{j_{2}!} g^{(j_{1})}(\mu_{x}) g^{(j_{2})}(\mu_{x}) \{ M_{j_{1}+j_{2}}^{'} - \sum_{i=1}^{m} p_{i}(x_{i} - \mu_{x})^{j_{1}+j_{2}} \}$$

$$+ \dots$$

ただし  $M'_j$  は x の平均  $\mu_x$  に関する j 次中心モーメント  $M'_j = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^j p(x) dx$  である。 応答 Y のモーメント次数が n の場合、式(7)には係数  $_k C_{k-n}$  の項までが存在する。 また、文献 3)からもわかるように評価点数 m に対して次の等号が成り立つ。

$$M'_{j} = \sum_{i=1}^{m} p_{i} (x_{i} - \mu_{x})^{j} . \quad (j \le 2m-1)$$
(8)

このため、モーメント次数nの場合を考えるとき、(7)式の $_kC_{k-n}$ 項には  $j=j_1+j_2+...+j_n\geq 2m$  (>2m-1) を満たす項のみが存在することになる。よって、この項の微分係数部が

$$g^{(j_1)}(\mu_x)g^{(j_2)}(\mu_x)\cdots g^{(j_n)}(\mu_x) = 0, \quad j_1 + j_2 + \dots + j_n \ge 2m,$$
(9)

を満たせば式(5)と式(6)は等価となる。すなわち、これが点推定によって応答のn次モーメントが確定的に定まる条件であり、これを満たす多項式次数lと評価点数mの関係は

 $nl < 2m \tag{10}$ 

である。応答の分布系が複雑であるほど、また推定したいモーメント次数が高いほど推定 精度を得るには多くの評価点が必要であることは直観的にわかるとおりであるが、応答分 布が予測できる場合は式(10)の関係が推定に必要な評価点数の具体的な目安となる。

# b) 数値実験による検証

#### i)検討概要および解析条件

地震応答シミュレーションから、点推定の評価点数が推定精度に及ぼす影響を確認する。 構造物の被害評価では、多くの場合構造物の剛性に非線形性を考慮するが、特に降伏後の 剛性が著しく小さいモデルではその応答が不安定となりやすく、確率変数の選択によって は式(10)のlが非常に大きくなるため点推定には不利と考えられる。このため、本検討には 敢えて完全バイリニア(降伏後剛性=0)の剛性モデルを適用する。

統合地震シミュレータ(以下、IES)を利用して東京都内四ツ谷地区の建物 7,348 棟(層数 1~37)を対象に建物面積・高さ情報から質点モデルを自動生成し、各モデルに建物位置ごとの地盤条件を反映した El Centro 波の増幅波を入力する。モデル生成時の仮定および解析条件は昨年度報告書と同様とし、建物の不確定性は図 1 のように降伏層間変形角  $\theta_y$ に対し正規分布で与える。

本検討では、着目する応答値を最大層間変形角  $\theta_{max}$  とし、モンテカルロ法 (以下、MCM) による応答値  $\theta_{max}$  をリファレンスとして、点推定法 (以下、PEM) の精度を検証する。

# ii) 統計値の推定結果と誤差

MCM および PEM から 7,348 種の建物モデルに対しそれぞれ  $\theta_{max}$  の平均  $\mu$  および標準偏差  $\sigma$  を求め、PEM の推定誤差  $\mu_{err}$ 、 $\sigma_{err}$  を次式から算出する。これは 7,348 種のモデルの平均的な推定誤差を表す。図 2 に、各ケースの  $\mu_{err}$ 、 $\sigma_{err}$  を評価点数ごとに示す。

$$\mu_{err} = \frac{1}{N_b} \sum_{i=1}^{N_b} \frac{\left| \mu_{MCM} - \mu_{PEM} \right|}{\mu_{MCM}}, \quad \sigma_{err} = \frac{1}{N_b} \sum_{i=1}^{N_b} \frac{\left| \sigma_{MCM} - \sigma_{PEM} \right|}{\sigma_{MCM}} \quad (N_b = 7, 348) , \quad (11)$$

図 2 より、 $\mu_{err}$ 、 $\sigma_{err}$  ともに評価点 m の増加に伴い推定誤差は明らかに減少している。全体としては p(X)の変動係数が大きいケースほど誤差は大きくなる傾向も見られるが、ケース間の差異は最大 2 倍程度である。 $\theta_{max}$  の平均値は、少ない評価点数でも比較的精度よく推定できている。標準偏差(2 次中心モーメントの根)の推定精度は低下するが、評価点を増やすことで効果的に推定精度を上げることができる。今回、設定のように応答の非線形性が極端に強い場合は点推定による高次モーメントの推定に課題は残るものの、全体として推定誤差は 3 割以下程度であり、その中でも特に誤差の大きいケースでは評価点数増による精度向上効果は高い傾向が見られる。

さらに、PEM を利用した被害評価例として、上述の統計値に正規分布系確率密度関数の一つである Gram-Charlier 展開を適用して  $\theta_{max}$ 分布を求め、その累積分布から「 $\theta_{max}$ が評価値  $\theta$  を超える確率」(超過確率  $EP_{\theta}$ )を算出し、MCM から求めた  $EP_{\theta}$  と比較した結果を図 3 に示す。直線 y=x に近いほど推定精度が高いことを意味する。3 点推定の場合は、推定精度の良くないデータも見られるが、評価点を増加させることで PEM による推定結果は明

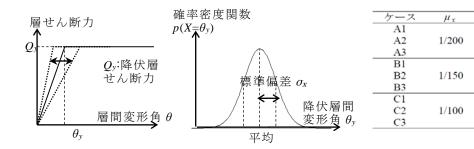


図 1  $\theta_v$  のばらつきとその確率密度関数 (左・中央) および解析ケース (右)。

 $\overline{\text{COV}(\sigma_x/\mu_x)}$ 

0.1

0.2

0.1

0.2

0.3

0.1

0.2

0.3

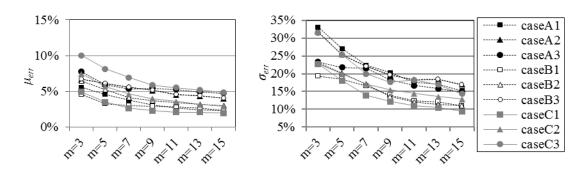


図 2 評価点数と  $\theta_{max}$  の平均・標準偏差の推定誤差。

らかに安定する。全解析ケースについて「超過確率  $EP_{\theta}$  の推定誤差が 10%以下となる割合  $R_{\theta,err\leq 10\%}$ 」(図 3 において  $x-0.1\leq y\leq x+0.1$  の範囲にあるデータ数の全データ数に対する割合)を算出し、図 4 に示す。図左  $R_{1/100,err\leq 10\%}$ が 9 割程度以上と高いのは  $\theta_{max}$  が 1/100 を大幅に超えるデータが多く MCM と PEM の推定結果に差異が生じにくかったためことに起因しているが、図 4 からは、全体として評価点数におおむね比例して推定精度の高いデータの割合が増えていく傾向が見られる。応答が不安定になりやすいバイリニアモデルを対象とした場合でも、評価点 3 点で概ね 6 割以上、7 点で概ね 7 割以上の建物に対して被害確率を $\pm 10\%$ 以内の誤差で推定することは、本手法の有用性を示唆するものと言える。

### c) まとめと今後の課題

昨年度提案した「点推定を利用した被害評価手法」の精度向上に向け、点推定に用いる評価点数と応答統計値の推定精度との関係を手法の理論背景から明らかにした。さらに、限定的な条件下ではあるものの、数値シミュレーションから提案手法における評価点数が推定精度に及ぼす影響を確認した。今回の数値シミュレーションでは点推定に不利な条件として建物剛性モデルにバイリニア型を適用したが、剛性モデルに関しては構造種別ごとにおおよそのタイプを当てはめられることから、今後はより具体的なモデルによる精度検証を行う必要がある。また、提案手法では確率変数を1次元に限定しているが、実際には複数の構造特性に不確定性を考慮すべきであることから、今後は手法を多次元問題に拡張する必要がある。

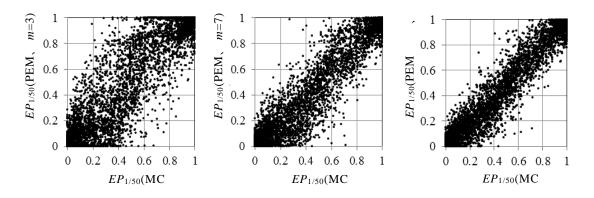


図 3 超過確率 EP<sub>1/50</sub> の比較例:ケース A1 (左から評価点数 m=3、7、11 の場合)。

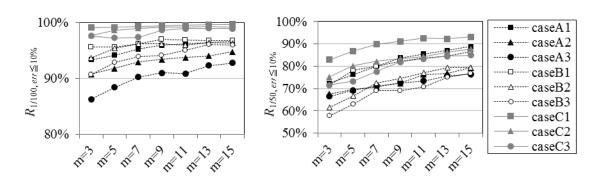


図 4 超過確率の推定誤差が 10%以下となる割合(左: EP<sub>1/100</sub>、右: EP<sub>1/50</sub>)。

### 2) MeSO-net のデータ処理方法の検討

巨大地震が発生した際の都市の構造物における即時的な被害予測は、地震発生後の二次 災害を軽減するために重要である。構造物の即時被害の推定は構造物の応答解析で得られ るが、その予測精度は入力となる地震動の精度に依存する。本年度は、昨年度に引き続き MeSO-net で観測された地震動を用いた入力地震動のイメージング手法の高精度化に向け た検討を行った。

# a) シミュレーション/データ両駆動型アプローチによる地震動イメージング手法の高度化

大地震発生時の都市の構造物即時被害予測の精度向上は、事前の被害想定の評価や実際に地震が発生した際の二次災害の軽減など、都市の災害軽減に大きく貢献するものである。本課題では、構造物の応答解析への入力となる、時刻歴地震動イメージングの精度向上を目指す。高密度な地震観測網である MeSO-net で得られた波形を用いて、さらに密度の高い首都圏の 100 万オーダーの構造物に対する入力地震動のイメージングの高度化を図る。本年度は、昨年度までに開発したスパースモデリングに基づくデータ駆動型地震動イメー

ジング手法に加え、波動方程式を物理的な拘束条件として課すことでより定量的に観測データを説明可能な入力地震動を推定する、シミュレーション/データ両駆動型イメージング手法を開発した。

### b) 問題設定

波動方程式に含まれる地震波速度や層厚といった地下構造に関する未知のモデルパラメータ mの確率密度関数(以下、分布)を観測データ d から推定する問題を考える。ここで、観測データは MeSO-net で観測された時刻歴加速度波形である。このとき、モデルパラメータの事後分布は、ベイズの定理より以下の形で表現される。

$$p(\mathbf{m} \mid \mathbf{d}) = \frac{p(\mathbf{d} \mid \mathbf{m}) p(\mathbf{m})}{p(\mathbf{d})} \propto p(\mathbf{d} \mid \mathbf{m}) p(\mathbf{m}).$$
(12)

ここで、 $p(\mathbf{m})$ はモデルパラメータに関する事前分布を表し、観測データに関する確率分布  $p(\mathbf{d})$ は定数のため、式(12)で表されるような比例関係が成立する。また  $p(\mathbf{d}|\mathbf{m})$ は観測データと数値モデルの定量的な適合度を示す尤度関数で、以下のように定義する。

$$p(\mathbf{d} \mid \mathbf{m}) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi\sigma^2)^M}} \exp\left(-\frac{1}{2\sigma^2} (\mathbf{d} - \mathbf{d}_{cal}(\mathbf{m}))^{\mathrm{T}} (\mathbf{d} - \mathbf{d}_{cal}(\mathbf{m}))\right). \tag{13}$$

ここで、 $\mathbf{d}_{\mathrm{cal}}(\mathbf{m})$ は数値モデルを用いて理論的に計算された加速度波形、Mは観測データ  $\mathbf{d}$  の次元、 $\sigma^2$  は観測誤差分散、 $\mathbf{T}$  は転置を表す。式(12)は、パラメータの先験情報として与えられる事前分布が、尤度関数の形で観測データの情報を加えることで、新たな確率分布(事後分布)に更新されることを示している。一般に、式(12)で得られる事後分布は極めて複雑な形をしており、解析的に最適化を行うことが容易ではない。そこで、本研究ではマルコフ連鎖モンテカルロ(Markov chain Monte Carlo, MCMC, Metropolis *et al.*, 1953<sup>5)</sup>)法に基づく事後分布からのサンプリングを行い、得られた未知パラメータの最適化を図りながら、同時に地震動のイメージングを実行した。

### c) レプリカ交換モンテカルロ法 (Replica Exchange Monte Carlo method, REMC)

MCMC 法は確率分布  $p(\mathbf{x})$ からサンプリングを得る手法の総称である。与えられた  $\mathbf{x}$  に対して  $p(\mathbf{x})$ が計算可能であれば、確率分布からサンプリングを得ることができ、特に分布の関数形を陽に記述することが困難な場合においても強力である。本課題ではパラメータの事後分布からサンプリングを得る手法として、より効率的に大域的なパラメータ空間の探索が可能なレプリカ交換モンテカルロ法(Replica exchange Monte Carlo, REMC, Hukushima and Nemoto, 1995%)を採用した。

REMC 法はメトロポリス・ヘイスティング法 (M-H 法、Liu 2008<sup>7)</sup>) に基づいたサンプリング手法である。M-H 法では以下の手順で確率分布からのサンプリングを行う。

手順 1:初期サンプル  $\mathbf{x}^{(0)}$ を定める。

以下の手順  $2\sim4$  の操作を n=0、1、…、N-1 について繰り返し行う。この繰り返しの回数 を「ステップ数」と呼ぶ。

手順 2: 現在のサンプル  $\mathbf{x}^{(n)}$ と所与の提案分布  $q(\mathbf{x}^*|\mathbf{x}^{(n)})$ を用いて、次のサンプルの候補  $\mathbf{x}^*$  を提案する。

手順3:現在のサンプルとサンプルの候補を用いて以下の式で表される比rを計算する。

$$r = \frac{p(\mathbf{x}^*)q(\mathbf{x}^{(n)} \mid \mathbf{x}^*)}{p(\mathbf{x}^{(n)})q(\mathbf{x}^* \mid \mathbf{x}^{(n)})}.$$
(14)

手順 4: サンプルの候補を確率 min(1, r)で受理する。受理された場合は  $\mathbf{x}^{(n+1)} = \mathbf{x}^*$ 、棄却された場合は  $\mathbf{x}^{(n+1)} = \mathbf{x}^{(n)}$ となる。

このようにして得られたサンプル列  $\mathbf{x}^{(n)}$  (n=0、1、…、N) が目標とする確率分布からのサンプリングとなる。特に、提案分布が対称な場合、すなわち  $q(\mathbf{x}^*|\mathbf{x}^{(n)}) = q(\mathbf{x}^{(n)}|\mathbf{x}^*)$ となる場合をメトロポリス法と呼び、以下では REMC 法との比較のために用いる。M-H 法は確率分布が単峰的な場合に有効であるが、確率分布が多峰性をもつ場合においては局所解にサンプルがトラップされて正しくサンプリングが得られないことがある。一般に対象とする確率分布は多峰的であることが多く、本課題では局所解にトラップされる問題を回避するために REMC 法を採用した。

REMC 法ではサンプリングの対象とする確率分布  $p(\mathbf{x})$ を含むような分布族  $\left\{p_i(\mathbf{x}_i \mid \mathbf{T}_i)\right\}_{i=1,2,\cdots,I}$ を考える。ただし、 $p_i(\mathbf{x}_i \mid \mathbf{T}_i) \propto p(\mathbf{x})^{|T_i|}$ とする。ここで、下付き添字 i をチェーン番号、 $\mathbf{T}_i$ をチェーンi の温度と呼び、 $1 = \mathbf{T}_1 < \mathbf{T}_2 < \cdots < \mathbf{T}_I$ となるように定義する。このとき、 $p_1(\mathbf{x}_1 \mid \mathbf{T}_1 = \mathbf{1})$ が対象とする確率分布となり、より高温の確率分布は元の確率分布をより滑らかにした形状を持つ(図 5)。REMC 法では、このように定義した分布族に対して以下のような手順でサンプリングを得る。

手順1:各チェーンに対して初期サンプル $\mathbf{x}_{i}^{(0)}$ を定める。

以下の手順 2~4 の操作を n=0、1、...、N-1 について繰り返し行う。

手順2:各チェーンに対して、M-H 法を用いて次のサンプル $\mathbf{x}_{\cdot}^{(n+1)}$ を得る。

手順 3: 適当なサンプリング間隔で、任意の連続した 2 つのチェーン i、i+1 ( $1 \le i \le I-1$ ) を選び出し、以下の式を用いて比rを計算する。

$$r = \frac{p_i(\mathbf{x}_{i+1}^{(n)} \mid \mathbf{T}_i) p_{i+1}(\mathbf{x}_i^{(n)} \mid \mathbf{T}_{i+1})}{p_i(\mathbf{x}_i^{(n)} \mid \mathbf{T}_i) p_{i+1}(\mathbf{x}_{i+1}^{(n)} \mid \mathbf{T}_{i+1})}.$$
(15)

ここで分母はそれぞれのチェーンにおける現在のサンプルの確率分布の積を表し、分子はチェーン間でサンプルを交換した場合の確率分布の積を表す。

手順 4: チェーン間におけるサンプルの交換( $\mathbf{x}_{i+1}^{(n)} \leftarrow \mathbf{x}_{i}^{(n)}$ 、 $\mathbf{x}_{i}^{(n)} \leftarrow \mathbf{x}_{i+1}^{(n)}$ )を確率 min(1,r)で行う。

このようにしてチェーン 1 で得られたサンプル列  $\mathbf{x}_{1}^{(n)}$  (n=0、1、…、N) が目標とする確率分布  $p_{1}(\mathbf{x}_{1} \mid \mathbf{T}_{1}=1)$  からのサンプリングとなる。REMC 法を用いる最大の利点は、確率分布が多峰性を持つ場合においても、より高温の確率分布を用いてパラメータ空間を広範囲に探索することで、効率的に対象とする確率分布からサンプリングが得られることにある。

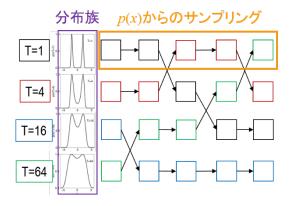


図 5 REMC 法の概念図 (I=4 o o o)。より高温の確率分布ほどより滑らかな形状を持つ。

確率分布からのサンプリング例として、以下の式で表される2つの峰を持つ1次元の確率分布(図6左)にメトロポリス法とREMC法を適用した。

$$p_1(x_1 \mid T_1 = 1) \propto \exp\left(-\frac{1}{2}(x-2)^2(x+2)^2\right).$$
 (16)

図 6 中列に  $x^{(0)} = 5.0$  を初期サンプルとして両手法で得られた 5000 ステップのサンプル列を、図 6 右列にサンプル列から得られたヒストグラムを示す。ただし、ヒストグラムの生成において、初期値の影響を除去するために最初の 100 ステップのサンプルは用いていない。REMC 法ではサンプルの交換を通して 2 つの峰を持つ元の確率分布から正しくサンプリングが得られているが、メトロポリス法では一方の峰のみからのサンプルしか得られていないことが分かる。このことは、チェーン間のサンプルの交換は、多峰性を持つ確率分布からのサンプリングにおいて有効であることを示している。

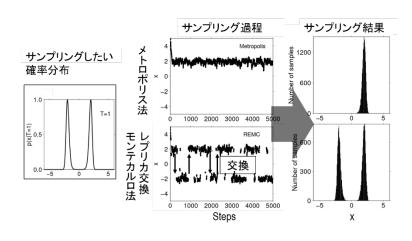


図6 メトロポリス法と REMC 法によるサンプリングの例。

### d)解析解を用いた手法の検証

開発した手法の性能を評価するために、震源の情報(表 1)と2種類の水平成層の地下構造(図 7)を仮定し、解析解(Hisada and Bielak, 2003<sup>8)</sup>)を用いて生成した擬似データで数値実験を行った。また擬似データを取得する観測点は、実際の MeSO-net の観測点配置を参考に16点を用いた(図 8)。

表1 数値実験において仮定した震源の情報。

Source Parameters					
Epicenter (x, y, z) (km)	(-10, 10, 25)				
Strike, Rake, Dip (degree)	280, 60, 40				
Slip rate function	$0.4 \times t \ (t < T_0 \ s)$ $0.4 \times (2-t) \ (T_0 < t < 2T_0 \ s)$				
Rise time, T <sub>0</sub> s	1.0 s				

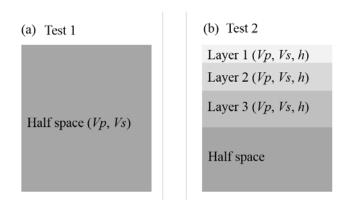


図 7 数値実験において仮定した地下構造モデル。テスト 1 では半無限構造、テスト 2 では 3 層 + 半無限構造を仮定した。

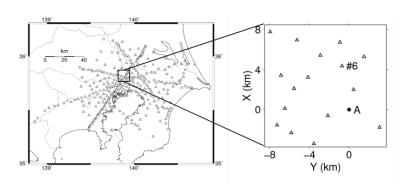


図8 数値実験で用いた観測点配置。

テスト 1 では地下構造として半無限構造(図 7a)を仮定した。このとき、推定するパラメータは 2 種類の地震波速度(Vp, Vs)のみであり、解くべき問題の基本的な性質を理解する上で重要である。図 9 に REMC 法(白丸点)とメトロポリス法(黒丸点)を用いて得られたサンプリング過程を示す。サンプリングにおける初期値を(Vp, Vs) = (5900 m/s, 3500 m/s)(図中黒四角)とし、また擬似データの生成に用いた真値を(Vp, Vs) = (5800 m/s, 3400 m/s)(図中星印)とした。図中のカラーの等値線はグリッド計算を用いて得られた事後分布の値で、パラメータ数が少ない場合においてのみ実現可能な計算方法である。図 9 は半無限構造のような単純な地下構造を仮定した場合でも、事後分布は多峰性を持つことを示している。メトロポリス法を用いたサンプリングでは黒破線で囲まれた局所的な峰にサン

プリングが収束している一方で、REMC 法ではチェーン間のサンプルの交換(矢印)を通して、最適解周辺の探索を行うことが可能であることがわかる。また、図 9 のカラー等値線は Vp が Vs に比べて事後分布に対する感度が低いことを示している。

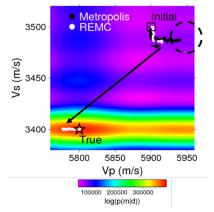


図9 テスト1における REMC 法(白丸点)とメトロポリス法(黒丸点)によるサンプリング過程と、グリッド計算により得られた事後分布(カラー等値線)。矢印は REMC 法におけるサンプルの交換を表している。

それぞれの手法で得られたサンプル列から推定したヒストグラムを図 10 に示す。図から REMC 法で得られたヒストグラムは真値近傍の値をサンプリングしているのに対し、メトロポリス法では局所解近傍からのみのサンプリング結果となっていることが分かる。この結果は、このような単純な地下構造を仮定した場合においてでも、REMC 法が事後分布から大域的かつ効率的にサンプルを得るのが有効であることを示唆している。

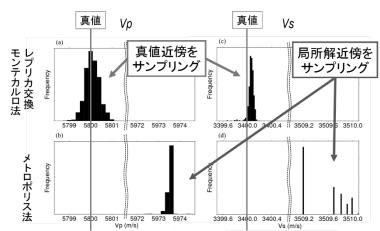


図 10 テスト 1 における REMC 法(上段)とメトロポリス法(下段)で推定されたパラメータのヒストグラム。

推定されたパラメータを用いて観測点(図 8、#6)及び観測がない場所(図 8、点 A)における波形計算を行った(図 11)。ここでパラメータの最適値として、事後分布の値が上位 50 位となるサンプリングの平均値を採用した。図 11 は、観測の有無にかかわらず、REMC 法で得られた波形が真の波形をよく再現している一方で、メトロポリス法では真の波形から一波長分時間軸方向にずれた波形になっていることを示している。波長が一波長

ずれた2つの波形は異なる振幅をもつものの、位相が一致しているため、尤度関数として式(13)を採用した場合において、事後分布の局所的な峰を生成する要因となっていることを示唆する。

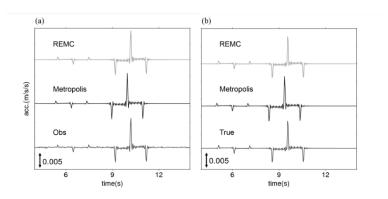


図 11 テスト 1 において REMC 法(上段)とメトロポリス法(中段)で得られた加速度波形と、観測波形または真の波形(下段)の比較。(a) 観測点(図 8、#6)、(b) 観測のない場所(図 8、点 A)における波形を表す。

次にテスト 2 では 3 層+半無限構造(図 7b)を仮定して数値実験を行った。この構造は関東平野の地下構造を一次元的に近似したモデルである。このとき、推定するモデルパラメータは各層における地震波速度 (Vp,Vs) および層厚 (h) の計 9 つとなる。図 12 に REMC 法(灰色)とメトロポリス法(黒色)を用いて得られたヒストグラムを、表 2 にモデルパラメータの真値・パラメータ探索における初期値・推定された最適値を示す。これらの結果から REMC 法では、Vs と h についてほとんどのサンプルが真値近傍から得られていることが分かる。一方でメトロポリス法では真値から離れた場所からのサンプリング結果となっている。また、Vp についてはテスト 1 で示唆されたように、事後分布に対する感度が低いため、真値近傍からのサンプリングが得られていないと考えられる。

表 2 テスト 2 における各モデルパラメータの真値、初期値、REMC 法とメトロポリス法で推定された最適値。

Layer 1	Vp (m/s)	Vs (m/s)	h (m)	Layer 2	Vp (m/s)	Vs (m/s)	h (m)	Layer 3	Vp (m/s)	Vs (m/s)	h (m)
True values	1,800	500	200	True values	2400	1000	1300	True values	3200	1700	1500
Initial values	1,850	550	250	Initial values	2450	1050	1350	Initial values	3250	1750	1550
Optimum values (REMC)	1739.06	500.22	200.18	Optimum values (REMC)	2389.03	1008.52	1311.08	Optimum values (REMC)	3270.56	1695.68	1499.98
Optimum values (Metropolis)	1844.23	551.82	220.42	Optimum values (Metropolis)	2459.45	1025.91	1336.17	Optimum values (Metropolis)	3211.66	1670.19	1486.04

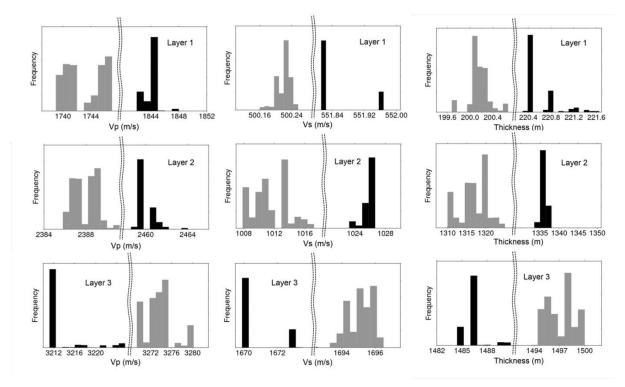


図 12 テスト 2 において REMC 法(灰色)とメトロポリス法(黒色)で推定されたパラメータのヒストグラム。それぞれ層 1 (上段)、2 (中段)、3 (下段) における Vp (左)、Vs (中)、h (右) のヒストグラムを表す。

推定されたパラメータを用いて観測点(図8、#6)及び観測がない場所(図8、点A)における波形計算を行った(図13)。ここでパラメータの最適値として、テスト1と同様、事後分布の値が上位50位となるサンプリングの平均値を採用した。図13は、メトロポリス法では、真値近傍でモデルパラメータがサンプルされていないにもかかわらず、真の波形を説明する結果となっている。しかしながら、真の波形との差はメトロポリス法(図13下段)に比べREMC法で得られた波形の方が小さく(図13中段)、このことはREMC法を用いれば真のモデルパラメータを推定した上で、より定量的に真の波形を説明可能であることを示している。

#### e) クリギング法との比較

波動方程式や地下構造のような物理モデルの導入が地震動イメージングにおいて必要な不可欠な要素であることを示すために、空間補間の一手法であるクリギング法(Stein、 $2012^{9)}$ )による地震動イメージングを実行した。クリギング法では、対象とする点  $\mathbf{x}_0$  における物理量  $\mathbf{Z}(\mathbf{x}_0)$ は、観測点  $\mathbf{x}_n$  (n=1、2、…、N) における観測量  $\mathbf{Z}$  を用いて以下のような重み付き平均で表される。

$$\hat{Z}(\mathbf{x}_0) = \sum_{n=1}^{N} w_n Z(\mathbf{x}_n). \tag{16}$$

ただし、重み係数は $\sum_{n=1}^{N} w_n = 1$ を満たすものとする。ここで、重み係数はバリオグラムと呼ばれる観測データのもつ空間的な特性を用いて以下の手順で決定される。

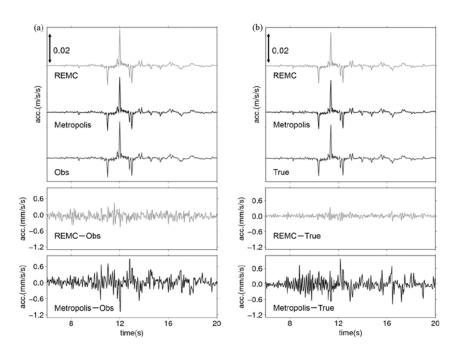


図 13 (上段)テスト 2 において REMC 法とメトロポリス法で得られた加速度波形と 真の波形の比較、および真の波形と REMC 法(中段)、メトロポリス法(下段)による波形の差。それぞれ(a)観測点(図 8、#6)、(b) 観測のない場所(図 8、点 A)における波形を表す。

手順 1: すべての観測点ペア( $\mathbf{x}_i$ 、 $\mathbf{x}_j$ )に対して、バリオグラム $\gamma$ を 2 点間の距離の関数 として以下の式で求める。

$$\gamma(|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j|) = \frac{1}{2} \{ Z(\mathbf{x}_i) - Z(\mathbf{x}_j) \}^2.$$
(17)

手順 2: 手順 1 で得られたバリオグラムに対して、理論曲線を用いてフィッティングを 行う。この理論曲線を理論バリオグラムと呼ぶ。本研究では次のような球形モ デルを採用した。

$$\gamma(h) = \begin{cases} a \left\{ \frac{3}{2} \left( \frac{h}{b} \right) - \frac{1}{2} \left( \frac{h}{b} \right)^3 \right\} & (h \le b) \\ a & (h > b) \end{cases}$$
 (18)

ここでhは距離、a、bは推定パラメータである。

手順3:理論バリオグラムを用いて、重み係数を以下の線形方程式を用いて推定する。

$$\begin{bmatrix} \gamma(\mathbf{x}_{1} - \mathbf{x}_{1}) & \gamma(\mathbf{x}_{1} - \mathbf{x}_{2}) & \cdot & \cdot & \gamma(\mathbf{x}_{1} - \mathbf{x}_{N}) & 1 \\ \gamma(\mathbf{x}_{2} - \mathbf{x}_{1}) & \gamma(\mathbf{x}_{2} - \mathbf{x}_{2}) & \cdot & \cdot & \gamma(\mathbf{x}_{2} - \mathbf{x}_{N}) & 1 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \gamma(\mathbf{x}_{N} - \mathbf{x}_{1}) & \gamma(\mathbf{x}_{N} - \mathbf{x}_{2}) & \cdot & \cdot & \gamma(\mathbf{x}_{N} - \mathbf{x}_{N}) & 1 \\ 1 & 1 & \cdot & \cdot & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_{1} \\ w_{2} \\ \cdot \\ w_{N} \\ \lambda \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \gamma(\mathbf{x}_{1} - \mathbf{x}_{0}) \\ \gamma(\mathbf{x}_{2} - \mathbf{x}_{0}) \\ \cdot \\ w_{N} \\ \lambda \end{bmatrix}. \tag{19}$$

ここでλはラグランジュの未定定数である。式(19)で推定される重み係数は、対象とする点における予測誤差を最小にする。

手順 4: 得られた重み係数を式(16)に代入し、対象とする点における物理量を求める。 テスト 2 で用いた擬似データに対して、各周波数帯でクリギング法を適用し地震動イメージングを行った。図 14 に、0.05~0.3 Hz における地震動イメージング結果(下段)を、真の波動場(上段)、REMC 法(中上段)、メトロポリス法(中下段)によって得られたイメージング結果と共に示す。図 14 より、クリギング法によって得られたイメージング結果は、真の波動場における振幅の空間パターンを大まかには再現しているものの、凸凹した波面が推定されていることが分かる。一方で、REMC 法やメトロポリス法によるイメージング結果は真の波動場と調和的である。図 14 右列に、それぞれの手法によるイメージング結果と真の波動場の残差の時間積分の空間分布を示す。ここで、点(x, y)における残差の時間積分は以下の式で計算した。

$$r(x,y) = \sqrt{\frac{1}{3K} \sum_{k=1}^{K} ||\mathbf{A}_{est}(k,x,y) - \mathbf{A}_{true}(k,x,y)||_{2}^{2}},$$
(20)

ただし、Kは対象とする点の一成分のデータの総数、 $\mathbf{A}_{\mathrm{est}}(k,x,y)$ 、 $\mathbf{A}_{\mathrm{true}}(k,x,y)$ はそれぞれ k番目のタイムステップにおける推定された波動場、真の波動場の振幅を表す。残差分布は、低周波域において、物理情報を導入した REMC 法やメトロポリス法は真の波動場をほぼ説明可能であるのに対し、クリギング法は観測点周辺の波動場のみしか推定できないことを示している。

同様に、全周波数域における地震動イメージング結果と残差の時間積分の空間分布を図15に示す。図からクリギング法によるイメージング結果では明瞭な波面が見られず、真の波動場はほとんど再現されていないことが分かる。また、メトロポリス法におけるイメージング結果は一見真の波動場を再現しているように見えるものの、残差分布をみると真の波動場が再現されていない領域が存在していることが分かる。これは真のパラメータ近傍におけるサンプリングが得られていないことに起因する。一方でREMC法を用いると、真値近傍からサンプリングを行った結果、真の波動場の再現が可能となっている。

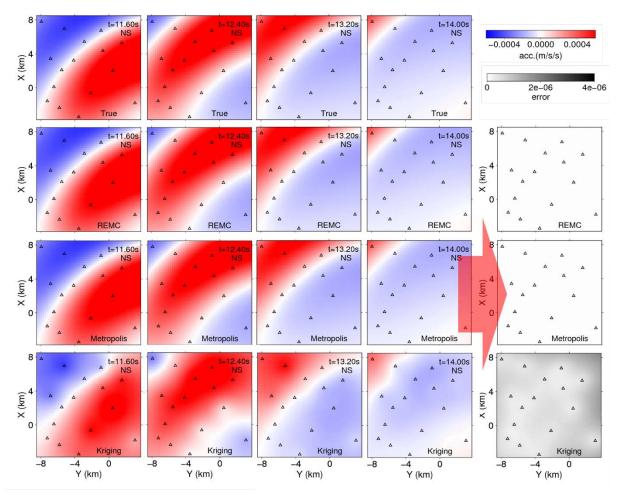


図 14  $0.05\sim0.30$  Hz における真の波動場(上段)と、REMC 法(中上段)、メトロポリス法(中下段)、クリギング法(下段)における地震動イメージング結果。また真の波動場とそれぞれの推定結果の残差の空間分布を右列に示す。

以上の結果から、地震動イメージングにおいて、従来の観測データのみを用いたデータ駆動型アプローチに加えて、物理モデルを考慮したシミュレーション駆動型アプローチは必要不可欠な要素であると言える。しかしながら、物理モデルにおいては未知のパラメータを観測データから決定する必要がある。本課題では未知パラメータの推定手法として、大域的かつ効率的にパラメータ探索が可能なREMC法を提案し、提案手法が地震動イメージングにおいて有効であることを示した。本課題では、震源の情報を仮定して地震動イメージングを行ったが、今後は震源の情報を仮定しない地震動イメージング手法の開発や、推定における計算機メモリ・計算時間削減のための観測点選択手法の開発を行う予定である。

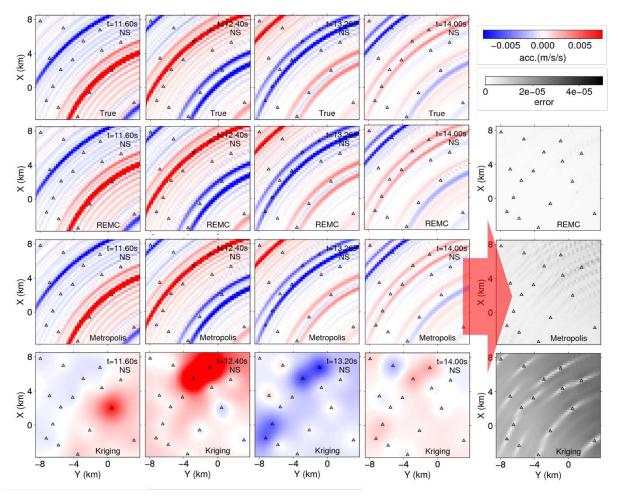


図 15 全周波数帯における真の波動場(上段)と、REMC 法(中上段)、メトロポリス法(中下段)、クリギング法(下段)における地震動イメージング結果。また真の波動場とそれぞれの推定結果の残差の空間分布を右列に示す。

#### 3) 地震被害評価技術の社会基盤構造物への拡張

#### a) メタモデリング理論の概要

本課題で開発する地震被害予測手法は、昨年度以来、建築建物に加えライフライン・交通ネットワーク・河川港湾施設等の社会基盤構造物にも適用できるよう拡張が図られてきた。拡張に際しては、解析手法と解析モデルの二つが必要である。解析手法は既存の手法を利用する。構造形式や材料(鋼・地盤・鉄筋コンクリート)が異なる多岐多様な社会基盤構造物には固有の地震応答解析が必要とされるが、優れた解析手法が開発されており、独自開発の必要がないからである。一方、解析モデルは、利用できる都市情報を使った自動構築を行うことが必要となる。

社会基盤施設の解析モデルの自動構築は、昨年度に引き続き、道路橋梁構造物を対象とする。橋梁は複数の橋脚と橋脚が支える橋桁から構成され、地震応答は橋梁の重さを支える橋脚が支配的である。重い橋桁を支える橋脚の地震応答を正しく解析できる解析モデルを構築することが課題となる。橋脚は構造部材を組み合わせて作られる。

現在は、多くの構造物が CAD (Computer Aided Design) によって設計され、構造部材の ディジタルデータが利用できるが、数十年前に建設された橋梁にはこのようなディジタル

データが利用できないので、その代わりに設計図面をディジタル化したデータを利用することになる。 橋桁の位置と概略の形状は、カーナビに使うため地理情報システム (Geographic Information System, GIS) のディジタルデータとして整備されている。設計図面と GIS のディジタルデータを使って、橋脚・橋梁の解析モデルを自動構築することになる。

ディジタルデータには、構造部材の材料特性等の情報や、部材を繋ぐ接合部の詳細の情報が含まれていない。したがって、解析モデルを構築する際、材料特性や接合部のパラメータを推定することが必要となる。パラメータの推定を含め、解析モデルを合理的に構築するために、メタモデリング理論が提案されている。これは、「構造物の地震応答という物理問題を連続体のラグランジュアンの変分問題として設定すると、ラグランジュアンに使われる変位関数に数理的近似を施すことで、近似された変位関数の初期値境界値問題を導くことができる」という理論である。数理的近似がなければラグランジュアンからは空間3次元時間1次元の関数として近似すると棒・梁のような2次元偏微分方程式、変位関数を時間1次元の関数として近似すると棒・梁のような2次元偏微分方程式、変位関数を時間1次元の関数として近似すると質点ーバネモデルのような常微分方程式が導出される。メタモデリング理論は、関数の数理的近似や近似によって導出される初期値境界値問題をモデリングと称し、同一のラグランジュアンから多様なモデリングが可能であることを保証する。

#### b)解析モデルの自動構築

CAD と GIS の二つのディジタルデータを使った橋梁構造物の解析モデル自動構築が開発された。自動構築のフローチャートを図 16 に示す。二つのディジタルデータに含まれる

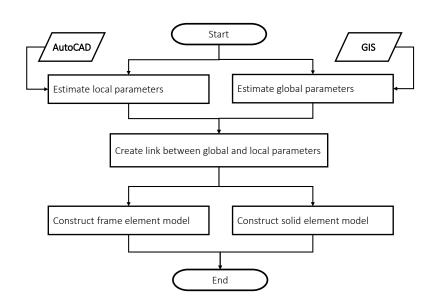


図 16 解析モデル自動構築のためのデータ変換のフローチャート。

構造部材には、データの局所座標系ないし緯度経度を使う全体座標系のいずれかで記述された位置情報を持つが、構造部材と位置情報の対応は明確ではない。このため、構造部材

Create link between global and local parameters Start Start Collect AutoCAD data to match GIS data by Create individual data set for each pier considering coordinates cross-section Estimate center line of freeway Separate data using templates of foundation, pier and upper structures Estimate location of pier Create polygon data from lines, arcs and polyline data Estimate elevation of pier Establish upper structure connectivity Fnd End a) upper structure b) pier

図 17 全体・局所座標で記述された位置情報と構造部材の関連付けの推定の ためのフローチャート。a)は上部構造、b)は橋脚。

と位置情報の関連付けの推定を行う。ついで局所座標と全体座標を関連付け、連結された構造部材を推定する。連結された構造部材から構造物全体の解析モデルを構築する。特に重要な作業は局所座標・全体座標で記述された位置情報と構造部材の関連付けである。図17に示すように、上部構造と下部構造で関連付けは異なる。上部構造では、座標を使って同一の部材のCADとGISの情報を選出、路線線形を推定、橋脚位置を推定、そして部材の連結を推定し、関連付けを行う。橋脚の場合、各々の橋脚に対しCADとGISのデータを抽出、橋脚を部材に分割、分割された部材に多角形を選定することで関連付けを行う。

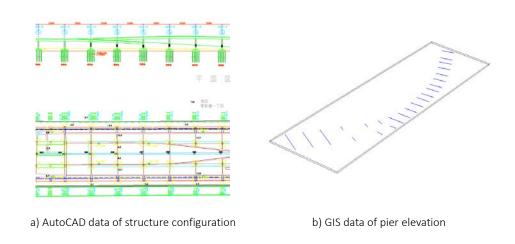


図 18 モデル構築に使われたディジタルデータ。a)は CAD、b)は GIS。

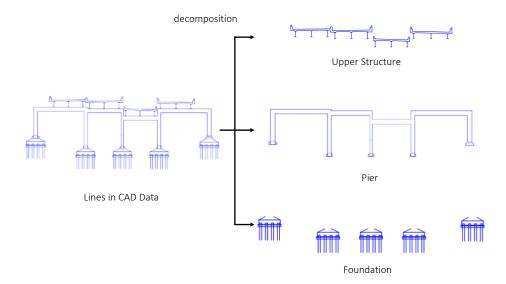


図 19 CAD データに含まれている構造部の分解。

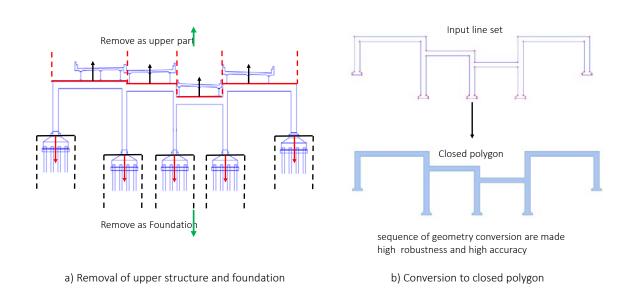


図 20 橋脚部のデータ変換に際しての重要項目。a) 上部構造と基礎の分離、b) CAD データの線情報を多角形に変換。

図 18 に実際に使用した CAD と GIS のディジタルデータの一部を示す。CAD は設計図面を PDF に変換したものであり、図は側面図と上から見た橋桁を示している。GIS には橋脚の標高データが含まれている。

橋梁構造物は、一般に、上部構造の重量を適切な剛性を持つ橋脚が負担する。このため、 橋梁の地震応答解析では橋梁の解析モデルが重要である。CAD データにある橋脚を、上部 構造・脚部・基礎の3つに分解したものを図19に示す。上部構造は複数の橋桁から構成さ れているが、橋桁には上部構造を示す共通のタグが付いているため、分割を自動で行うこ とが可能である。橋脚・基礎も同様である。橋梁構造物の解析モデルでは、脚部を抽出し その剛性をできるだけ正確に見積もらなければならない。このため、図20に示すように、 橋脚の分割に際しては、上部構造を脚部から正しく分割することと、断面積等を決定する 脚部の幾何形状の抽出が重要である。

ディジタルデータの分析から得られた橋梁構造物の部材の幾何形状等の情報を使って、

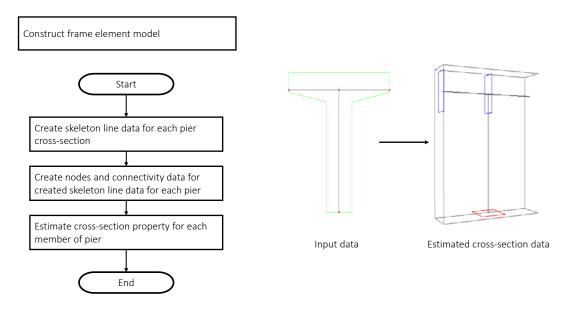


図 21 フレームモデルの自動構築のフローチャート。

図 22 フレームモデルの断面データの推定。

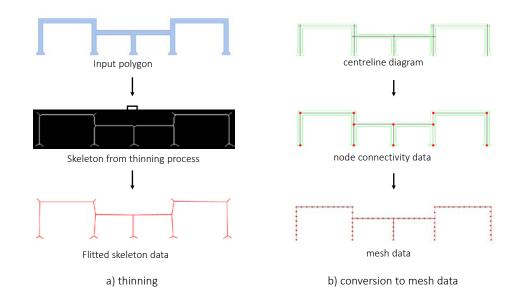


図 23 フレームモデルの自動構築での重要アルゴリズム。a)はシンニング (thinning)、b)はメッシュ生成。

地震応答解析のモデルが自動構築される。図 21 に橋脚のフレームモデル自動構築のフローチャートを示す。構造の基本形状 (スケルトンカーブ) の作成、節点と接続条件の作成、断面形状の推定、という 3 つの手順である。最後の手順は推定であるが、これは断面形状の情報が得られないためである。ディジタルデータから得られる橋軸方向の 2 次元断面を

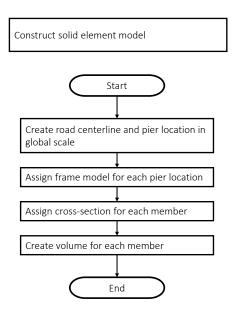


図 24 ソリッド要素モデルの自動構築のフローチャート。

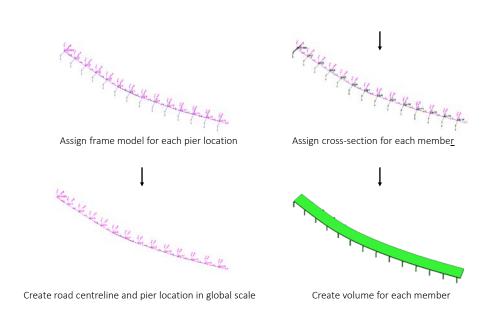


図 25 ソリッド要素モデルの自動構築の概念図。

基に、橋軸方向に一様な厚さであることを仮定し、断面を推定している(図 22 参照)。最初の二つの手順は煩雑であるが、実用的な方法が考案されている。一つは基本形状を作成するためのシンニング(thinning)である。多角形の組み合わせで与えられる形状に対し、多角形を徐々に細くすることで基本形状が抽出される。基本形状が生成された場合、基本形状の端点と交点を基に、端点と交点ないし交点と交点の間を適当な数の節点で分割し、さらに交点を接続条件とすることでメッシュが生成される。

フレームモデルとほぼ同様の手順でソリッド要素モデルも自動構築される。ソリッド要

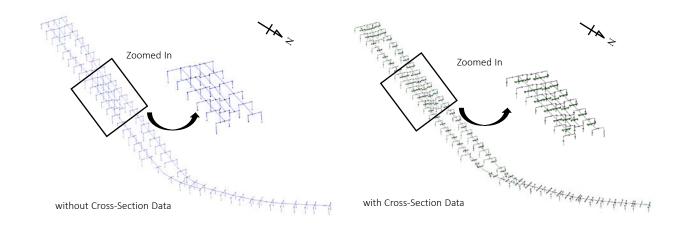


図 26 自動構築された断面情報無しのフレームモデル。

図 27 自動構築された断面情報有りのフレームモデル。

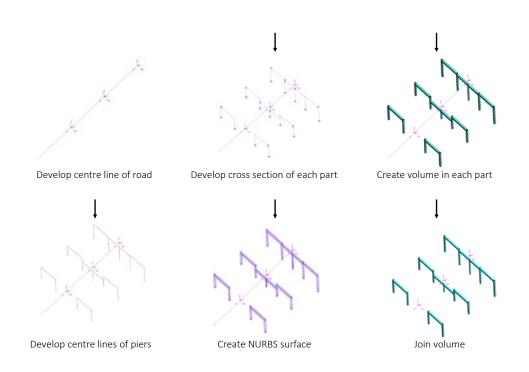


図 28 断面情報を付加するアルゴリズムの概要。

素モデルの場合、橋桁のモデルも構築するため、最初に道路のセンターラインの作成と橋脚位置の同定を行う。同定された位置の各橋脚に対して、別途作成されたフレームモデルを割り当てる。割り当てられたフレームモデルに断面形状を推定する。この結果、橋脚に3次元幾何形状が推定されることになる。この3次元幾何形状を、6面体要素(複雑な形状の場合には4面体要素)を使って分割することでソリッド要素モデルが構築される。この手順のフローチャートを図24に、4つの手順の概念図を図25に示す。

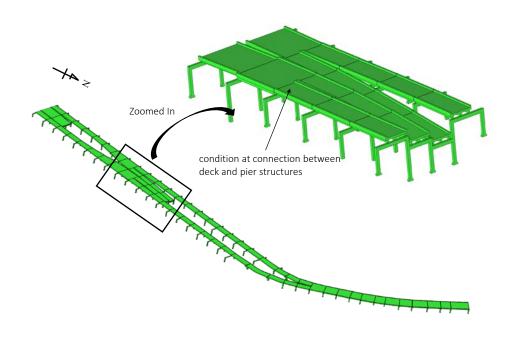


図29 自動硬直されたソリッド要素モデル。

ディジタルデータを使って実際に自動構築されたフレームモデルを図 26 (断面形状無) と図 27 (断面形状有) に示す。各々、橋梁構造物の全体と拡大された一部を示している。拡大図をみると、各々、独自の複雑形状を持つ橋脚に対して、フレームモデルが構築されていることがわかる。なお、図 21 のフローチャートで説明したように、図 27 に示す断面形状有りのフレームモデルは、図 26 に示す断面形状無しのフレームモデルに断面を推定して構築されている。複雑形状を持つ橋脚に対して、この推定の具体的な手順を図 28 に示す。

実際に自動構築されたソリッド要素モデルを図 29 に示す。フレームモデルと同様、橋梁構造物の全体と拡大された一部である。橋桁と橋脚の両方にソリッド要素が使われているため、図 26 や図 27 のフレームモデルと比較すると、図 29 のモデルが橋梁構造物の形状をより忠実に再現している。拡大された部分はランプ部(本線と一般道を結ぶ部分)であり、橋脚のみならず、分離している橋桁も複雑な形状である。実際の図面と比較することで、自動構築されたソリッド要素モデルの幾何形状が正確であることは確認された。すなわち、自動構築が成功したと判断できる。

# c) 自動構築された解析モデルの動的特性

自動構築されたソリッド要素モデルの動的特性をフレームモデルの動的特性と比較する。なお、要素数と節点数は、それぞれ、21,663,728 と 118,663,328、16,710 と 16,698 であり、ソリッド要素モデルの規模はフレームモデルの約 1,000 倍となっている。第 1 次の固有周期と固有モードを図 30 に示す。固有周期は 1.7Hz と 1.4Hz で 3 割程度の差がある。固有モードは手前の橋桁が揺れるというモードになっており、これはソリッド要素モデルとフレームモデルは概ね共通している。

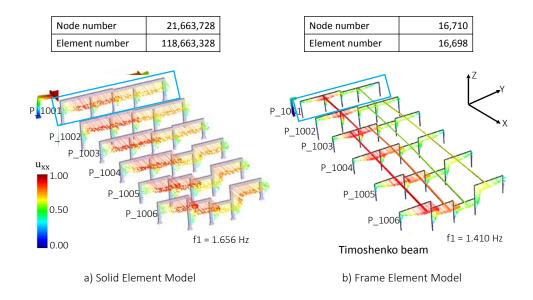


図30フレームモデルとソリッド要素モデルの比較。

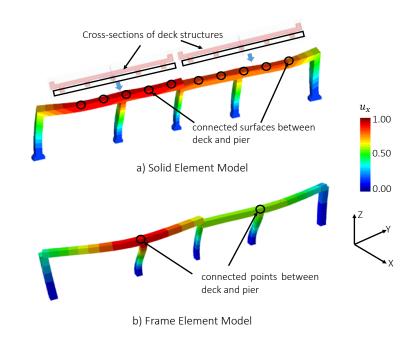


図31フレームモデルとソリッド要素モデルのモード形状の比較。

ソリッド要素モデルとフレームモデルでは、橋脚と橋桁の接合部(橋梁支承部)の応答に大きな差がある。図 31 に、接合部で拡大した第 1 次の固有モードを示す。ソリッド要素の固有モードは接合部で大きな変位を示すが、フレームモデルではほぼ固定されている。これはソリッド要素の支承のデータがないため、単純に橋脚と橋桁の変位とトラクションの連続性を仮定しているからである。一方、フレームモデルの支承は単純支持としており、曲げモーメントが 0 となっている。この境界条件は構造力学に基づくフレームモデルに固

有のもので、ソリッド要素モデルでは、支承を正確にモデル化(一点で鉛直方向の荷重を 支える)しなければ、この境界条件を表現できない。

図31は、橋脚と橋桁の接合部となる支承のモデル化に関して、ソリッド要素モデルの自動構築は改良の余地があることが示唆している。勿論、実測された固有周期・固有モードとの比較がソリッド要素モデルの妥当性を確認する最も有効な方法であり、フレームモデルとの比較は次善の策である。しかしながら、より単純な解析モデルであるフレームモデルとの比較に無視できない差があることが判明し、それがディジタルデータから情報が取りだせなかった支承の取り扱いに起因することが推測されたことは重要であると考えられる。同一構造物に対し整合した解析モデルが構築できることを明確にしたメタモデリング理論の有用性が示唆される。

#### 4) 個別建物シミュレーションの精度・信頼度についての検討(サブプロジェクト②との連携)

### a)概要

IES の個別建物シミュレーションにおいて選択可能なモデルのうち最も簡素なものが、各層を1つの質点とバネに置き換えたモデルである。個別建物に関してはこのような質点ーバネモデルでも良好な精度で被害推定できるものも多いと考えられ、計算負荷の観点からもその利用価値は高い。ただし、たとえ質点系モデルであっても膨大な数の建物モデル全ての設計値や実測値を集め、これらを手動で全モデルに反映させることは容易でないため、モデル作成の自動化は必須である。当然ながら、シミュレーション結果の信頼性を担保するためには、モデル自動生成時の仮定・条件を合理的に設定することが求められる。

IES における簡易モデル設定概略フローを図 32 にまとめる。同図のとおり、現時点では GIS 情報を入力情報として、モデルの層質量、層剛性および減衰特性までをある仮定(図中、緑字または赤字表記の箇所)に基づいて自動生成する仕様となっている。これらの仮定に実建物の特性を可能な限り反映することが、より信頼性の高い応答推定を行うために重要となる。現時点では既往文献や設計資料等に基づきこれらの条件を概略的に設定しているが、作成されたモデルが実存建物に即したものであるかは、別途検証の必要がある。

サブプロジェクト②において、MeSO-net 設置対象の RC 系低層建物 3 棟(成蹊学園・自由学園・豊洲小学校)の設計値に基づく FEM モデルが作成されており、このモデルの Pushover 解析から得られた層せん断力—ひずみ曲線をトリリニア型でフィッティングした多質点せん断系モデル(以下「詳細モデル」)も提案されている。また、これらの建物では 1階および上階で多くの地震観測記録も得られている。そこで、これらをリファレンスとすることで、IES 簡易モデルの精度を検証する。ここでは特に図 32 に赤字で示した条件設定に焦点を当てる。

### b) 簡易モデルの検証①固有周期の設定

文献 10)によれば、RC 系建物( $H=10.8\sim156.8$ m)、S 造建物( $H=15.5\sim282.3$ m)の固有 周期の実測データから軒高 H と並進 1 次固有周期  $T_0$  は相関の高い線形関係にあることが示されている。例えば RC 系建物では  $T_0=0.015H$  であり、相関係数は 0.94、ばらつきも 0.01H  $\leq T_0 \leq 0.02H$  の範囲である。これを踏まえ、簡易モデルは建物高から  $T_0$  を決定した上で、

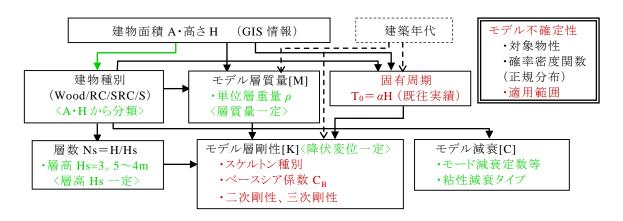


図 32 IES における簡易モデル設定の概略フロー。

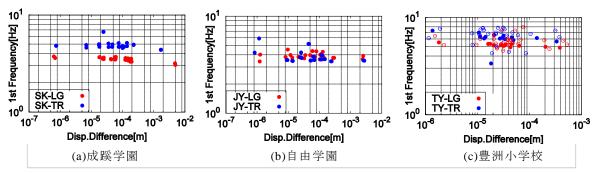


図33 観測記録(14地震)から同定した1次固有振動数。

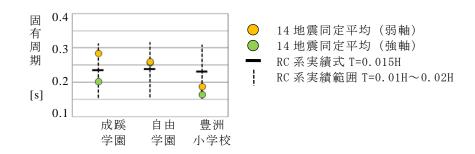


図 34 観測記録に基づく平均 1 次固有周期の実績式との照合。

層質量および各層の弾性剛性を逆算し決定している。ただし、同文献の  $T_0$ ~H 関係(以下、実績式) は SRC 造 43 棟、RC 造 25 棟、S 造 137 棟に基づくものであり、必ずしも統計的議論に対して十分と言えず、より多くの実測記録による検証とその反映が望まれる。そこで本検討では、成蹊学園・自由学園・豊洲小学校の地震観測記録から各建物の固有周期を同定し、実績式と照合する。これは実績式の適用性検証の一助となる。また、実績式による固有周期と、観測記録から同定した固有周期の双方から作成した簡易モデルにより応答解析を行い、応答値を観測記録と比較することで簡易モデルの有用性を確認する。

2015年4月~8月の観測記録のうち14地震(震度0~4)を利用し、1階入力-上階出力

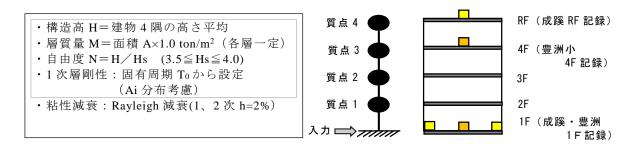


図35 簡易モデルの主な設定条件。

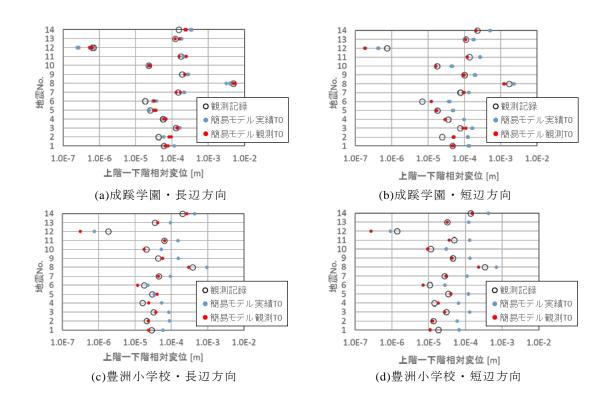
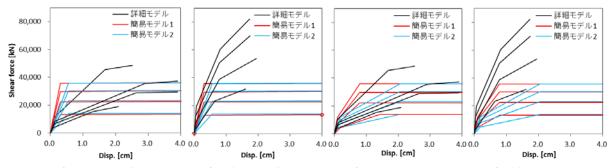


図 36 地震観測記録による相対変位と簡易モデルの数値解析による相対変位の比較。

による伝達関数を求めて1次並進と判断されるピークを取得した。14 地震から同定した各建物の固有振動数を図33 に示す。豊洲小学校については、建物の中央に近い測定記録のみ利用した。横軸は1階と上階の最大相対変位である。図33 より、各建物ともに若干の振幅依存は見られるが概ね安定した固有振動数が得られていることから、これらの平均値を観測記録に基づく固有振動数(固有周期)と見做し、実績式と比較した結果を図34 に示す。図34 より、3 建物ともに観測に基づく平均的な固有周期は、RC 系建物の実績式のばらつき範囲内にある。これらの結果は、簡易モデル設定に実績式を反映させることの妥当性を示唆するものである。

ただし、成蹊学園と豊洲小学校に関しては、観測記録から同定した平均的な固有周期(以下、観測 $T_0$ ) は実績式の中央値よりもばらつきの両端側に近い。そこで、簡易モデルを $T_0$ 



(a)成蹊長辺・バイリニア型 (b)成蹊短辺・バイリニア型 (c)成蹊長辺・トリリニア型 (d)成蹊短辺・トリリニア型

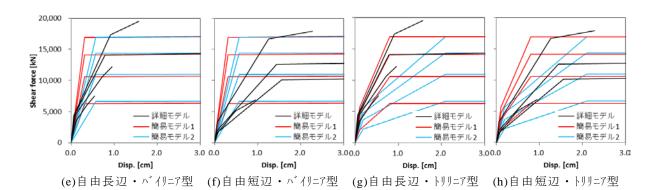


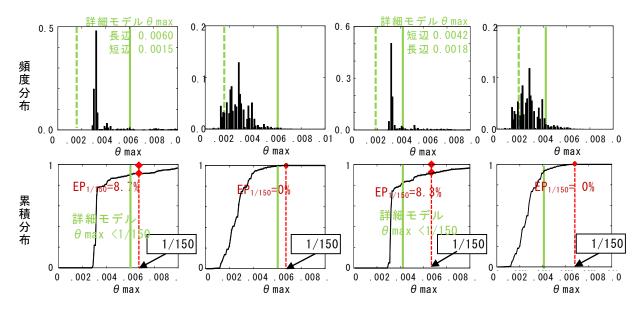
図 37 簡易モデルによるスケルトンカーブの詳細モデルとの比較。

=0.015H (以下、実績  $T_0$ ) でモデル化した場合と観測  $T_0$ でモデル化した場合の応答を、それぞれ観測記録と比較する。モデルの主な設定条件は図 35 に示すとおりとする。1 階の観測記録を入力とし、上階(地震計設置位置に基づき成蹊学園では質点 4、豊洲小学校では質点 3)の最大相対変位を求めて観測記録による最大相対変位と比較した結果を図 36 に示す。同図より、実績  $T_0$  によるモデル(図中青丸)は観測記録(図中白抜き)の最大相対変位をオーダーとして概ねよく再現できており、また、観測  $T_0$  を用いたモデル(図中赤丸)は、全体として実績  $T_0$  によるモデルより観測記録に近づく傾向が読み取れる。

以上の結果は線形応答の範囲ではあるものの、GIS 情報のみに基づく簡易モデルでも比較的精度のよい応答評価ができる可能性を示唆している。同時に、簡易モデルにおける固有周期の設定精度の重要性をも示唆するものである。

### c) 簡易モデルの検証②層剛性モデル・モデル不確定性の設定

簡易モデルの層剛性のスケルトンは、実測または設計値に基づくスケルトンの概形により近づけることが望ましい。このため成蹊学園・自由学園の詳細モデルのスケルトンをリファレンスとして、簡易モデルのスケルトンをこれと比較することで、モデル作成条件の妥当性を確認する。また、モデルの不確定性の範囲設定に関する知見は少ないが、前項で述べた実績式が一つの参考となる。そこで固有周期のばらつき範囲を実績式に大よそ整合する範囲で設定した場合の簡易モデルの応答レベル・損傷評価結果を、詳細モデルの応答値と照合し、不確定性の範囲設定の一つの目安とする。



(a)成蹊学園・ケース① (b)成蹊学園・ケース② (c)自由学園・ケース① (d)自由学園・ケース②

図38 簡易モデルと詳細モデルによる応答レベルおよび超過確率の比較。

#### d)剛性モデル比較

おおよそのスケルトンの概形を確認するため、ここではスケルトンタイプ、固有周期、トリリニア型の 2 次剛性、の 3 つを調整項目とし、以下のモデル 1 ・ 2 でそれぞれバイリニア型・トリリニア型の簡易モデルを作成し、詳細モデルと比較する。弾性固有周期は、文献 10)における設計値  $T_0=1.25\times$  実測  $T_0$  という回帰式をふまえ、実績式  $T_0=0.015$ H に対しやや長めに設定する。また、トリリニアの 2 次剛性値に関しては実績式や設計式等が存在しないため、設計実績を参考として概略的な値に設定する。

- ・簡易モデル 1: 弾性固有周期  $T_0=0.015$ H、トリリニア型のみ 2 次剛性  $K_2=0.2$   $K_1$
- ・簡易モデル 2:弾性固有周期  $T_0$ =0.02H、トリリニア型のみ 2 次剛性  $K_2$ =0.3  $K_1$

なお、非線形応答に大きく関わる耐力については別途検討が必要であるが、今回の検討では降伏耐力  $P_v = 0.6$  W、ひび割れ耐力  $P_c = 1/3P_v$ 、降伏後剛性 = 0 と仮定した。

スケルトン比較例を図 37 に示す。成蹊学園(上図)・自由学園(下図)ともに、バイリニア型では詳細モデルのスケルトンを模擬することは難しいと言える。一方、トリリニアモデルを適用した場合は、弱軸(成蹊学園では長辺、自由学園は短辺)の詳細モデルのスケルトンは概ね簡易モデル 1~2 の間に包含されており、概形としては詳細モデルから乖離しないモデルとなっている。この差異が応答にどの程度影響するかを、次項で確認する。

#### e)モデル不確定性範囲

上記の簡易モデルに対して不確定性を考慮した確率的評価から推定される応答分布の範囲と、詳細モデルによる応答のオーダーを確認する。不確定性は、以下のケースでそれぞれ1次元確率変数として与えた。

ケース①降伏耐力  $P_v$ の不確定性一平均 0.6W、標準偏差 0.2(固有周期  $T_0=0.02H$  固定)

ケース②固有周期  $T_0$ の不確定性一平均 0.0175、標準偏差 0.2(降伏耐力  $P_y$ =0.6W 固定)代表的な 4 種の地震動入力(Elcentro・Taft・八戸・BCJL2)に対し、簡易モデルによる最大層間変形角  $\theta$ max の頻度分布、および「 $\theta$ max が 1/150 を超過する確率(EP $_{1/150}$ )」を求め、詳細モデルと比較した。例として BCJL2 入力時の結果を図 38 に示す。上段が  $\theta$ max の頻度分布、下段が  $\theta$ max の累積分布である。同図上段より、詳細モデルによる弱軸方向の $\theta$ max(緑実線)は、両建物ともケースによらず、簡易モデルから得られた  $\theta$ max 頻度分布の範囲にある。この結果は、設定した不確定性の範囲が詳細モデルの構造特性を包含していることを示している。また図の下段より、簡易モデルによる建物の損傷評価結果 EP $_{1/150}$  はケースによらず 9%未満である。詳細モデルの  $\theta$ max はどのケースも 1/150 を超えていないことから、簡易モデルは良好な推定結果を与えているといえる。他の 3 地震動入力の場合も同様に、簡易モデルの  $\theta$ max 頻度分布と詳細モデルによる  $\theta$ max はオーダーとして同程度であり、EP $_{1/150}$  も詳細モデルの結果を再現した。これらの結果は、適切な条件設定ができれば「IES 簡易モデル+不確定性を考慮した応答解析が詳細モデルによる応答解析による損傷評価を近似できる」可能性を示唆するものである。

# f) まとめと今後の予定

成蹊学園・自由学園・豊洲小学校(RC 造建物)における設計値に基づく剛性モデル、および地震観測記録をリファレンスとすることで、現在の簡易モデルの設定条件の妥当性を確認した。あくまで少数の比較例ではあるものの、適切な条件設定が出来れば簡易モデルでも信頼性の高い応答評価ができる可能性が示唆された。より多くの実在建物に関する情報を収集し、これを反映できれば、さらなるモデル化の精度向上が期待できる。今後は、木造建物を対象とした簡易モデル設定について検討する必要がある。

# 5) 構造部材の損傷をバイナリで判定する簡易センサの開発

# a) はじめに

地震発生直後、構造物およびその部材の健全性を確認するために多くのエンジニアが現場に投入される。大震災の場合には、対象構造物の数が非常に多くなることから、多大な時間と労力を要する。仮に、簡易なセンサを用いて構造物の加速度応答の大きさや変形量を計測することで、その構造物が使用可能か/要調査かが自動判定できれば、調査地域の優先順位決定や、エンジニアの効率的な配置、調査労力・コストの低減が期待される。また、ユーザー側にとっては、被災直後から構造物の安全性が確認できるメリットがある。以上のことから、構造物およびその部材の損傷をバイナリ(安全/要調査)で判定する簡易センサを開発することは、社会的利益が大きいと思われる。

以上のことを背景として、昨年度にはコンセントに差し込むタイプの小型 6 軸地震センサを開発した。また、小型 6 軸地震センサを用いた層間変形角の推定精度を振動実験により検証した。

本年度は、小型 6 軸地震センサのさらなる小型化・低消費電力化を行い、試作 2 号機を開発した。そして、改良版の振動計測ノイズを定量的に評価した。また、このセンサを用いた振動実験を行い、最大層間変形角および残留層間変形角の推定精度を検証した。さらに、層間変形角以外の損傷指標の開発を目的として、MSS (Multi-Spring Shear)モデルを用

いた弾塑性地震応答シミュレーションを行い、実現場でも計測が可能な構造部材の加速度 応答と損傷の程度を関連付ける指標を検討した。

下記の1)~3)は、前年度から継続して開発を検討している損傷判定方法である。本年度は、この内の1)と3)について取り組んだことになる。

- 1) 層間変形角を計測する方法:地震前後における加速度のバイアス変化からは残留層間変形角が、角速度の時間積分から最大層間変形角が推定できる。損傷の簡易判定ということから、まずは 0.1[deg]程度の精度を目指す。
- 2) 非線形応答を検出する方法:構造物が損傷したとき、振動応答は入力地震動に対して 非線形になる。構造物の非線形性に着目して、構造物の損傷を検出する方法は既に存 在しており、このアルゴリズムを簡易センサに導入することを検討する。構造物の振 動応答を線形モデルである Auto-Regressive モデルで記述し、モデルを推定する。その 推定残差が大きい場合には、非線形応答が強いと判定し、損傷したと判定する。
- 3) 地震応答解析による損傷指標の開発:予め対象構造物の地震応答解析を行い、構造物が健全な場合や破壊した場合の応答の特徴を指標化しておく。この指標の閾値をセンサに記憶しておき、計測した振動応答から計算される指標と比較することで、健全性を判定する。例えば、対象構造物の加速度応答の最大値や、固有振動数の変化などが考えられる。

# b) 小型 6 軸地震センサの改良 (試作 2 号機) およびノイズ評価

改良した小型 6 軸地震センサの写真を図 39 に示す。小型・低消費電力化するため、商用電源 AC100V から DC5V に変換する電源回路や、bluetooth モジュール等の部品を削除した。代わりに電源は外部から USB 端子で 5V を供給して動作させるように変更した。これにより、実証実験時のセンサ配置に柔軟性をもたせることができる。小型 6 軸地震センサに搭載している MEMS 加速度センサおよびジャイロセンサは ST Micro 社製の LIS3DSH および L3G4200D である。それぞれの消費電流は 0.1mA、6.1mA 程度である。また、MCU (Micro Control Unit) には Microchip 社製の PIC24FJ128GA306 を搭載している。その他、地

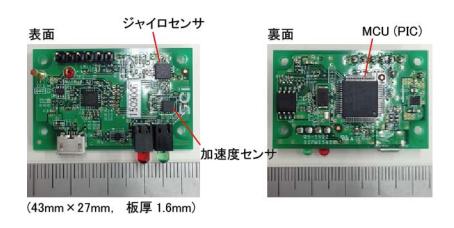


図39 小型6軸地震センサ(試作2号機)。

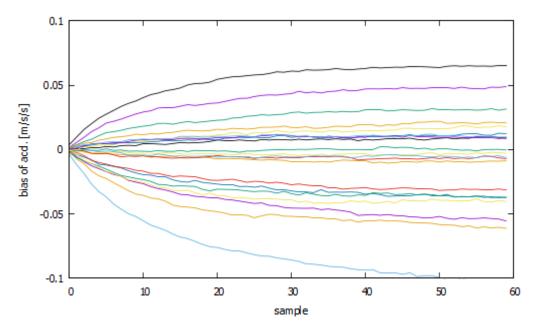


図40 計測された加速度のバイアス成分の時間変化(10分間に相当)。

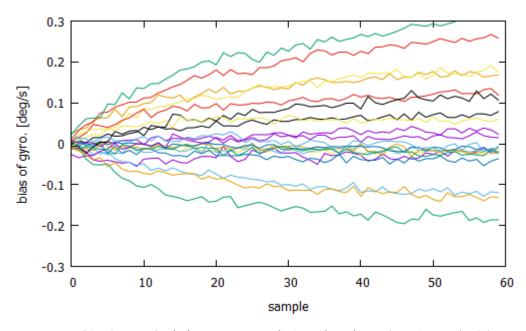


図 41 計測された角速度のバイアス成分の時間変化 (10 分間に相当)。

震波形を保存するためのフラッシュメモリは 16Mbit を搭載している。MEMS 加速度センサおよびジャイロセンサは 16bit (2byte)のディジタルデータをそれぞれ 3 成分出力するため、1 サンプリングで 12byte のデータ量となる。100Hz サンプリングで 60 秒間のデータを保存する場合には、1 波形が 72kb となる。そのため、フラッシュメモリには単純計算で 27 イベントまで保存できることになる。

上記の試作2号機7台を使用して、静止した状態でデータを収録し、自己ノイズを評価した。MEMS加速度センサLIS3DSHの場合、内蔵されている50Hzのバターワース型ロー

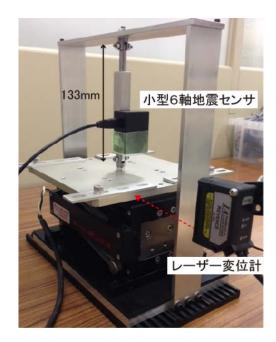


図 42 卓上振動台を用いた振動実験の様子。

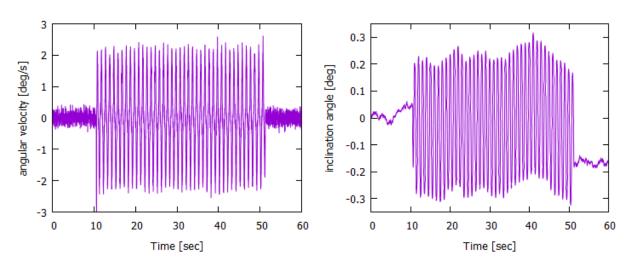


図 43 計測された角速度の時系列波形。

図 44 推定された層間変形角の時系列波形。

パスフィルタの出力結果では、どの個体の成分も標準偏差は約 1 gal 程度であった。マニュアルを参照すると、標準偏差は Typ.値で 1.3 gal 程度になることから、加速度センサの性能通りの値が出力されている。また、MEMS ジャイロセンサ L3G4200D については、実験結果の標準偏差は  $0.10\sim0.20$  [deg/s]であった。マニュアルの Typ.値は 0.27 [deg/s]であり、こちらも妥当な値となった。

図 40 と図 41 に電源投入直後からの加速度センサとジャイロセンサのバイアス成分の時間変化を示す。この図は電源投入直後から 10 分間連続して 100Hz でサンプリングしたデータを基に、10 秒毎に平均値を算出してプロットしたものである。1 台のセンサで 3 成分の加速度と 3 成分の角速度を計測し、7 台の個体を使用したことから、グラフはそれぞれ 21 本がプロットされている。

図 40 と 41 を見ると、時間の経過とともにバイアス成分が変化していく様子が見える。加速度計の場合には、バイアス成分の変化から残留層間変形角を算出するため、電源投入した後に十分時間が経過した後でないと、残留層間変形角を精度よく推定できないことが分かる。また、層間変形角を動的に推定する場合には、ジャイロ計の出力値である角速度を積分することになるため、バイアスの変動は特に重要となる。図 41 を見ると 10 分程度ではバイアスは安定せず、徐々に変化していくことが分かる。

本実験から、精度よく層間変形角を推定するためには、電源投入から少なくとも 10 分以上は安定させる必要があることが分かる。当初の予定では、消費電力の低い加速度センサは常時電源を供給してトリガ信号とし、ジャイロセンサはトリガ時のみ電源を投入させることを考えていたが、今回の結果から、どちらのセンサも常時電源を投入していないと、所要の精度を満足できないことが分かった。

### c) 小型 6 軸地震センサを用いた層間変形角の計測実験(振動実験)

開発した小型 6 軸地震センサ (試作 2 号機) を用いて振動実験を行い、加速度および角速度を計測した。さらに、それらの時系列波形から、最大層間変形角および残留層間変形角を推定し、精度を検証した。

図 42 に卓上振動台を用いた振動実験の様子を示す。卓上振動台の土台にフレームを固定し、フレームと振動台の間に自由に伸縮・回転できる棒を設置した。この棒に小型 6 軸地震センサを固定している。振動台のテーブルを振動させることで、センサに水平加速度および回転角を与えることができる。また、振動台のテーブルの水平変位は別途レーザー変位計で計測しており、これをセンサが固定されている棒の長さで除すことで、回転角の真値を得ることができる。本実験では、振動台を 1[Hz]で $\pm 1\sim 2mm$  程度振動させた。これにより発生する回転角は約 $\pm 0.5$  度程度である。

図 43 に、計測された角速度の時系列波形の 1 例を、図 44 に角速度を台形積分して推定した層間変形角の時系列波形を、それぞれ示す。ただし、層間変形角の時系列波形の推定では、振動後に層間変形角の傾きが 0 になるように角速度波形のバイアスを調整している。さて、図 43 と 44 で示した振動実験の例では、レーザー変位計で計測された変位の振幅はPeak to peak で約 1.2[mm]であった。これは 0.52[deg]の傾きに相当する。図 44 を見ると、傾きの両振幅は 0.5[deg]程度であり、まずまずの精度が達成されていることが分かる。ただし、レーザー変位計で計測された振動テーブルの振幅は非常に安定しており、図 44 の様に大小に変化したり、ふらついたりはしていない。0.1[deg]程度の精度悪化は発生しているようである。この原因の候補としては、数値計算誤差、サンプリング周波数の低さ、ランダムノイズ、バイアス成分の時間的変動など様々な理由が考えられるが、著者等はバイアス成分の時間的変動が原因として最も可能性が高いと考えている。今後、検証を進める予定である。

角速度の時系列波形を時間積分することで層間変形角の時間変化を推定することができるが、角速度のバイアス調整が難しい。先にも述べたが、ジャイロセンサのバイアス成分は不安定であるため、図 44 でも本来は 0~10 秒と 50 秒以降の層間変形角は一定値であるはずが、ふらついている。そこで、加速度計の出力値のバイアス変化から、残留層間変形角を推定することを考える。上記の例では、加速度計の水平成分のバイアス値は約 0.02

[m/s/s]変化していた。これは角度にして 0.12[deg]に相当する。レーザー変位計の残留変位から推定される角度が 0.16[deg]であったため、妥当な推定が行えていると言える。また、これは図 44 の結果ともおおよそ一致する。

# d) MSS モデルを用いた弾塑性地震応答シミュレーションによる損傷指標の検討

2 質点系のバネーマスモデルを作成し、地盤に相当する箇所に水平 2 方向の地震動を入力して応答を計算した。バネには MSS モデルを用いており、水平 2 方向の相互作用が考慮されている。1 層につき 16 本のバネを入れているため、1 層と 2 層を合計して 32 本のバネで構成されている。バネの構成則は完全弾塑性モデルを仮定し、層間変形角が 0.005 [rad]になるとバネの 1 部が塑性化するように設定されている。また、この構造モデルの 1 次モードおよび 2 次モードの固有振動数はそれぞれ 1.54 [Hz]および 3.76 [Hz]である。入力地震動は、気象庁の HP にて公開されているものから適当に選択して使用した。東日本大震災を含む 3 つの地震に対して、複数地点の地震動を 8 波形選択し、ダウンロードして入力地震動とした。表 3 に解析に使用した地震データを示す。

地震名	都道府県	観測点名	計測震度	震央距離[km]	サンプリング[Hz]	計測時間[s]
新潟県中越地震	新潟県	小千谷市城内	6強	6.6	100	120
2004.10.23		長岡市幸町	6弱	15.7	100	120
新潟県中越沖地震 2007.7.16		出雲崎町米田	6弱	11.0	100	120
		小千谷市城内	5強	27.0	100	120
		上越市大手町	5強	54.2	100	120
東日本大震災 2011.3.11	宮城県	気仙沼市赤岩	6弱	141.0	100	360
	岩手県	大船渡市大船渡町	6弱	145.7	100	360
	石士宗	花巻市大迫町	6弱	204.2	100	360

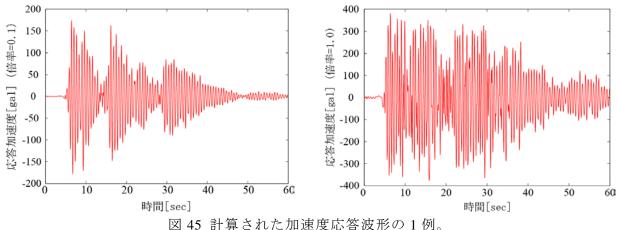
表3解析に使用した地震データ。

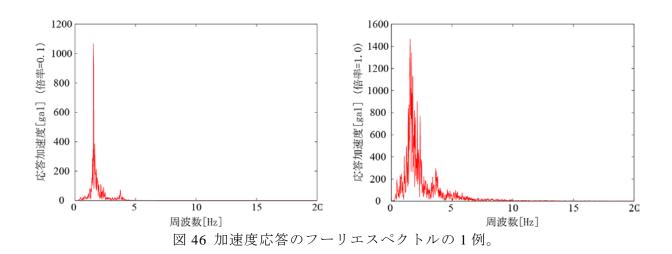
弾塑性地震応答解析では、地震波形の入力倍率を 0.1~1 倍としてモデルに入力し、慣性系での加速度応答を計算した。この解析では最大層間変形角も計算しており、本課題では、最大層間変形角が 0.005 [rad]を越えると塑性化したと判定することにした。

図 45 に計算された加速度応答の時系列波形の一例を示す。図 45 の左側は、地震動の入力倍率を 0.1 倍としたときの第 2 層の応答加速度であり、右側は 1.0 倍のそれである。入力倍率が 0.1 倍 (左) の場合は、全てのバネが弾性の状態であった。一方で、入力倍率が 1.0 倍 (右) のときは、バネが塑性化したため弾塑性応答になっている。

さらに、これらの加速度応答波形をフーリエ変換したものを図 46 に示す。図 46 を見ると、ピークが 2 つ見えるが、これはモデルの 1 次モードと 2 次モードの固有振動数に相当する。入力倍率が 0.1 倍と 1.0 倍では、地震動の入力振幅は 10 倍も異なるが、加速度応答およびそのフーリエスペクトルでは、最大振幅の比はもっと小さな値となった。また、フーリエスペクトルでは、モデルの固有振動数が時間とともに変化するためか、応答する周波数帯域が弾性応答の場合よりも広くなったように見える。本課題では、この周波数帯域の広がりを定量化して指標化することを検討した。

フーリエスペクトルにおけるピーク振幅の周波数を特定し、これより高周波側で 5Hz までの帯域でデータを抽出した。そして、周波数と応答加速度のフーリエ振幅の関係を直線





に近似し、この傾きを指標の1つとして検討した。弾性応答の場合は、ピーク付近のみに 大きな値が集中するが、弾塑性応答の場合にはピークよりもやや高周波側でもピークに近 い値が多くみられるようになる。そのため、近似直線を引くと、塑性化した方が傾きの絶 対値が大きくなるようである。図 47 に、横軸を上記の指標、縦軸を最大層間変形角とした 場合の散布図を示す。解析したサンプルは、8つの地震波形に対して、入力倍率を $0.1\sim1.0$ まで 0.1 刻みで設定したことから、80 波形が存在する。同じ地震波形を使用して計算され たプロットは同じマークで表示している。また、図中の赤線は最大層間変形角が 0.005 [rad] であることを表し、これより上にプロットされているものは、バネの一部が塑性化してい ることを表している。

図 47 を見ると、指標と最大層間変形角の間には、ある程度の相関関係がみられることが 分かる。ただし、入力地震動が全く異なると、同じ指標の値であっても、塑性化の程度が 大きく異なる。例えば、赤丸と青白抜き丸は、東日本大震災のときに観測された波形だが、 指標が比較的大きな値を示していても最大層間変形角は 0.005[rad]を下回っている。この 事から、この指標が使い物になる条件は、センサ内で地震の種類が特定でき、それぞれの 地震に対して閾値が設定されていることであると言える。図 47 は指標の 1 例であるが、 様々な地震動に対して対象構造物の応答を計算し、計測できるものと塑性化の程度を関連

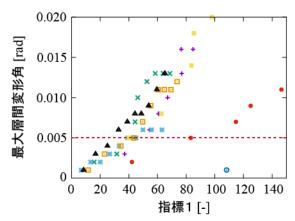


図 47 指標と最大層間変形角の関係。

付けることで、構造物の塑性化判定が行える可能性がある。

### e) まとめ

本年度の成果は、以下の通りまとめられる。

- 1) 小型 6 軸地震センサの試作 2 号機を開発し、1 号機よりも低消費電力・小型とした。 さらに、開発したセンサを 7 台用いてノイズ量や個体差を調査した。その結果、 MEMS 加速度センサおよびジャイロセンサのマニュアル通りの性能が発揮されている ことが確認できた。
- 2) 卓上振動台を用いて振動実験を行い、層間変形角の計測精度を検証した。振動数 1Hz で 30 秒程度、1 [deg]程度の振幅で振動させた実験では、角速度を時間積分して求め た波形で約 0.1 [deg]程度の精度で層間変形角を推定できることが分かった。ただし、 層間変形角の推定では、角速度を積分する前にバイアス成分を正しく補正する必要が ある。今回の実験では、加速度センサのバイアス変化からも残留層間変形角を推定しており、こちらも 0.1[deg]程度の精度が期待される。これにより、加速度センサで求めた残留層間変形角を基準に角速度のバイアスを補正する手法が可能であると考えられる。
- 3) MSS モデルを用いた弾塑性地震応答シミュレーションを行い、対象構造物が弾性応答した場合と、塑性化した場合での加速度応答波形の違いを調べた。構造物が塑性化すると、フーリエスペクトルが高周波数側に広がることから、この広がりを指標化することを考えた。指標と最大層間変形角の関係をみると、おおよそ比例関係があることから、構造物に生じた最大層間変形角を指標から推定できる可能性があることが分かった。ただし、入力する地震の種類によって指標の値が大きく異なることから、センサ内で地震の種類を特定できる必要がある。

# (c) 結論ならびに今後の課題

本年度は、前年度までに得られた成果を利用し、地震被害評価技術の基盤を開発した。具体的には、1) 地震被害評価技術の基盤の実用性の検討では、構造パラメータの確率密度関数として建築建物の不確定性を表現し、応答の確率密度関数を効率的に計算する手法を考案し

た。2) MeSO-net のデータ処理方法の検討ではデータ同化の手法の一つであるレプリカ交換モンテカルロ法を MeSO-net データの空間補間に適用し良好な補間に成功した。3) 地震被害評価技術の社会基盤構造物への拡張では橋梁構造物のモデル自動構築を進め、動的特性の計算に成功した。4) 個別建物シミュレーションの精度・信頼度についての検討では、サブプロジェクト②との連携を進め、自動構築された解析モデルの品質を検証し、応答を概ね 20%程度の誤差で評価しうることをしめした。5) 構造部材の損傷をバイナリで判定する簡易センサの開発では、試作2号機を作成し、バイアスの除去とバイナリ判定の具体的な手法を開発した。

本プロジェクトの最終年度である来年度は、地震被害評価技術の基盤を完成させることが重要である。具体的には、建築建物・社会基盤施設の自動構築モデルを使った地震被害評価が実際に可能であること、利用できるディジタルデータの質・量に起因する不確定性を考慮できること、MeSO-net データの補間を進め地震被害評価手法の入力データを実際に作成すること、バイナリセンサの試作機を使って部材損傷の判定が実際に可能であることを行う。

# (d) 引用文献

- 1) Rosenblueth, E: Point estimate for probability moments, Proc. Nat. Acad. Sci. USA, Vol. 72, No. 10, pp. 3812-3814, 1975.
- 2) Christian, J. T. and Baecher G. B.: Point-estimate method as numerical quadrature, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp.779-786, 1999.
- 3) Miller, A. C. and Rice T. R.: Discrete approximations of probability distributions, Management Science, Vol. 29, No. 3, pp.352-362, 1983.
- 4) Hong, H. P.: An efficient point estimate method for probabilistic analysis, Reliability Engineering and System Safety, 59, pp.261-267, 1998.
- 5) Metropolis, N., Rosenbluth, A.W., Rosenbluth, M.N., Teller, A.H. and Teller, E.: Equation of state calculations by fast computing machines, J. Chem. Phys., Vol. 21, pp. 1087–1092, 1953.
- 6) Hukushima, K. and Nemoto, K.: Exchange Monte Carlo method and application to spin glass simulations, Journal of the Physics Society of Japan, Vol. 65, No. 6, pp. 1604–1608, 1996.
- 7) Liu, J.S.: Monte Carlo Strategies in Scientific Computing, Springer Science and Business Media, 346 pp, 2008.
- 8) Hisada, Y. and Bielak, J.: A theoretical method for computing near-fault ground motions in layered half-spaces considering static offset due to surface faulting, with a physical interpretation of fling step and rupture directivity, B. Seismol. Soc. Am., Vol. 93, No. 3, pp. 1154–1168, 2003.
- 9) Stein, M.L.: Interpolation of Spatial Data: Some Theory for Kriging, Springer Science and Business Media, 247 pp, 2012.
- 10) 日本建築学会:建物の減衰,5.2節,2000.

# (e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

発表成果(発表題目、口	発表者氏名	発表場所	発表時期	国際・国
頭・ポスター発表の別)		(学会等名)		内の別
Lasso に基づく首都圏地震	水迫覚信・長尾大	日本地球惑星科学	2015年5	国内
動分布のデータ駆動型イ	道・廣瀬慧・加納	連合 2015 年大会	月	
メージング (口頭)	将行・堀宗朗・酒	(千葉市)		
	井慎一・中川茂			
	樹・本多亮・木村			
	尚紀·平田直			
プレート沈み込み帯にお	加納将行・鈴木	日本地球惑星科学	2015年5	国内
ける摩擦特性のデータ駆	皓博·長尾大	連合 2015 年大会	月	
動型空間モデリング(ロ	道・駒木文保	(千葉市)		
頭)				
首都圈地震観測網 (MeSO-	加納将行・長尾大	日本地球惑星科学	2015年5	国内
net) 加速度計の設置方位	道・汐見勝彦・酒	連合 2015 年大会	月	
の検証 ~首都圏におけ	井慎一・中川茂	(千葉市)		
る地震動のイメージング	樹・水迫覚信・堀			
に向けて~ (ポスター)	宗朗・廣瀬慧			
Azimuth verification of the	Kano, M., H.	The 26 <sup>th</sup> IUGG	2015年6	国際
MeSO-net accelerographs ~	Nagao, K. Shiomi,	General Assembly	月	
towards the imaging of	S. Sakai, S.	2015		
ground motions in the	Nakagawa, S.	(プラハ)		
Tokyo metropolitan area ~	Mizusako, M.			
(ポスター)	Hori, N. Hirata			
Real Data Assimilation for	Kano, M., S.	Asia Oceania	2015年8	国際
Optimal Estimation of	Miyazaki, Y.	Geosci. Soc., 12 <sup>th</sup>	月	
Frictional Parameters and	Ishikawa, Y.	Annual General		
Prediction of Afterslip in	Hiyoshi, K. Ito, K.	Meeting		
the 2003 Tokachi-oki	Hirahara	(シンガポール)		
Earthquake by an Adjoint				
Method (口頭)				
Azimuth verification of the	Kano, M., H.	Asia Oceania	2015年8	国際
MeSO-net accelerographs ~	Nagao, K. Shiomi,	Geosci. Soc., 12 <sup>th</sup>	月	
towards the imaging of	S. Sakai, S.	Annual General		
ground motions in the	Nakagawa, S.	Meeting		
Tokyo metropolitan area ~	Mizusako, M.	(シンガポール)		
(ポスター)	Hori, N. Hirata			
首都圏地震動イメージン	長尾大道・水迫	2015 年度統計関連	2015年9	国内
グ (口頭)	覚信・廣瀬慧・	学会連合大会	月	
	加納将行・堀宗	(岡山市)		

			I	
	朗・酒井慎一・			
	中川茂樹・本多			
	亮・木村尚紀・			
	平田直			
建物物性値の不確定性が	飯山かほり・細政	土木学会全国大会	2015年9	国内
応答に及ぼす影響の評価	貴・盛川仁・廣瀬	(岡山市)	月	
手法に関する研究(口頭)	壮一・藤田航平・			
	市村強			
首都圏地震動イメージン	加納将行・長尾	日本地震学会 2015	2015 年	国内
グ:水平成層構造の解析	大道・石川大	年度秋季大会	10 月	
解を用いた手法の検証	智・酒井慎一・	(神戸市)		
(ポスター)	中川茂樹・本多			
	亮・木村尚紀・			
	堀宗朗•平田直			
Number of evaluation points	Iiyama, K.,	The Tenth Pacific	2015 年	国際
to improve accuracy of	Morikawa, H.,	Conference on	11 月	
seismic damage evaluation	Hirose, S., Fujita,	Earthquake		
using point estimate method	T., and Ichimura,	Engineering (シド		
(ポスター)	T.	=-)		

# 学会誌・雑誌等における論文掲載

掲載論文(論文題目)	発表者氏名	発表場所	発表時期	国際・
		(雑誌等名)		国内の
				別
首都圏地震観測網 (MeSO-	加納将行·長尾大	地震第2輯	2015年6	国内
net) 地震計の設置方位の	道・汐見勝彦・酒		月	
検証	井慎一・中川茂			
	樹・本多亮・水迫			
	覚信・堀宗朗・廣			
	瀬慧			
総合地震シミュレータ	細政貴・飯山かほ	日本地震工学会論	2015年12	国内
(IES)の仮想建築モデルに	り・石田孝徳・藤	文集	月	
導入する MSS モデルとそ	田航平・山崎義			
の応用に関する基礎研究	弘・市村強・			
	Wijerathne Lalith •			
	盛川 仁・堀宗朗・			
	山田哲・坂田弘			
	安・山中浩明・廣			
	瀬壮一			

マスコミ等における報道・掲載なし

- (f) 特許出願、ソフトウエア開発、仕様・標準等の策定
- 1) 特許出願

なし

2) ソフトウエア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

# (3) 平成28年度の業務計画案

前年度に引き続き地震被害評価技術の実用性を高める。首都圏地震観測網(MeSO-net)で観測したデータを面的に補間した上で地震被害評価技術に自動入力できるシステム化を図る。社会基盤構造物に適用する地震被害評価技術の拡張を進め地下埋設管に適用する。サブプロジェクト②の応答の研究と有機的に連携して、開発された地震被害評価技術の信頼度を定量的に明らかにする。合わせて既存の地震被害評価との信頼度の比較を行う。