

2016年鳥取県中部の地震を対象とした 木造建物の最大応答変形角予測式の検討

西川 隼人¹・野口 竜也²・西村 武³・宮島 昌克⁴・香川 敬生⁵

¹正会員 福井工業大学准教授 工学部建築土木工学科 (〒910-8505 福井県福井市学園3丁目6番1号)

E-mail: nishikawa@fukui-ut.ac.jp

²正会員 鳥取大学助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4丁目101番地)

E-mail: noguchit@cv.tottori-u.ac.jp

³学生会員 鳥取大学大学院持続性社会創生科学研究科 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4丁目101番地)

E-mail: M18J6023B@edu.tottori-u.ac.jp

⁴正会員 金沢大学教授 理工研究域地球社会基盤学類 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

E-mail: miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

⁵正会員 鳥取大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4丁目101番地)

E-mail: kagawa@cv.tottori-u.ac.jp

本研究では地震観測点以外の地点を対象に地震動を推定せずとも、直接的に木造建物の最大応答変形角を予測する手法を提案した。まず、性能等価加速度応答スペクトルと加速度応答スペクトルの関係をもとに最大応答変形角の予測式を導き出した。続いて、2016年に鳥取県中部で発生した地震を対象に断層最短距離や微動 H/V の固有振動数などをパラメータとした最大応答変形角予測式を回帰分析により求めた。その結果、地震観測記録から計算した最大応答変形角と予測式から計算した値がよく対応した。

Key Words : the 2016 central Tottori earthquake, wooden building, maximum response deformation angle, microtremor

1. 序論

木造建物は近年の M6 前半の地震でも、地震動により多数の被害(例えば¹⁾)が生じている。中には甚大な被害が生じた木造建物もあることから、地震防災上、地震動と木造建物の被害の関係を把握しておくことが極めて重要である。構造物の地震被害の程度を表す指標の一つに応答変形角(あるいは層間変形角)があり、評価する方法として個別要素法を用いた手法²⁾、地震応答解析による手法³⁾、応答スペクトルを用いた手法⁴⁾などが利用されている。しかし、これらの手法では地震波形や応答スペクトルなど地震動に関する情報が必要となるため、地震観測点以外では応答変形角を評価するための地震動を推定する必要があり、評価対象地点が多くなると膨大な時間と労力を要する。また、地震動推定手法の多くは地盤情報を必要とすることから、地盤情報が未知の地点では地震動推定そのものが行えない。

本研究では地震観測点以外の地点や地盤情報未知点を

対象に地震動を推定せずに直接的かつ簡易に木造建物の最大応答変形角を予測するために、震源からの距離や評価が容易な地盤の常時微動の水平・鉛直スペクトル比⁵⁾(以降、微動 H/V)を用いた新しい手法を提案した。最大応答変形角の予測は林⁶⁾が提案した性能等価加速度応答スペクトルを基本とする。性能等価加速度応答スペクトルは限界耐力計算⁹⁾に基づいて建物の耐震性能を等価な地震動で表したものであり、加速度応答スペクトルとの対応から簡便に木造建物の最大応答変形角を予測することが可能である。

また、地震動の応答スペクトルから直接、最大応答変形角を評価できることから、構造物被害に影響を及ぼす地震動の周期を把握することが可能であり、2004年新潟県中越地震や2014年の長野県北部の地震などの被害地震における地震動と構造物被害の関係の把握に利用されている^{7,8)}。

本研究の特徴である地震動推定を必要としない最大応答変形角予測式を、震源スペクトル、伝播経路特性、地

盤増幅特性により表した加速度応答スペクトルと最大応答変形角の関係をもとに導いた。さらに、2016年に鳥取県中部で発生し、震源付近の木造建物に倒壊などの被害をもたらした地震($M_{\text{JMA}}=6.6$, 震源深さ=11km)を例に、震源距離や微動H/Vの固有振動数をパラメータとする木造建物の最大応答変形角予測式を求めた。

2. 最大応答変形角予測式の導出

本章では基盤面と地表面の加速度応答スペクトルの予測式の導出後、これらの予測式に基づき、最大応答変形角の予測式を導く。なお、応答スペクトルの予測は同一の地震を対象とし、最大応答変形角予測式も同じ建物モデルに対して求める。

(1) 基盤面の加速度応答スペクトル

地震波の主要動区間で振幅に大きな変動がないとする場合、この区間における地震波の加速度応答波の二乗平均値は次式で表わされる。

$$\sigma^2 = \frac{1}{T_d} \int_{-\infty}^{\infty} H(f)^2 F(f)^2 df \quad (1)$$

ここに σ^2 は加速度応答波の二乗平均値、 $H(f)$ は加速度応答の伝達関数、 $F(f)$ は地震波のフーリエスペクトル、 T_d は地震波主要動の継続時間である。

Cartwright and Longuet-Higgins⁹⁾に従うと、 σ とその最大振幅 S_a の期待値の関係は次の式で表わされる。

$$E[S_a] = p \cdot \sigma \quad (2)$$

式(2)の左辺は地震波の加速度応答最大値 S_a の期待値、 p はピークファクターであり、次式によって与えられる。

$$p = \sqrt{2 \ln N} + \gamma / \sqrt{2 \ln N} \quad (3)$$

$$N = T_d \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} f^2 F(f)^2 df}{\int_{-\infty}^{\infty} F(f)^2 df}} \quad (4)$$

式(4)の f は振動数、 γ はオイラー定数(=0.5772)である。

式(1)の継続時間 T_d を無視した場合、固有振動数 f_e における基盤の加速度応答波形の最大値は次式で表される。

$$S_{ab}(f_e) = p \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} H(f)^2 S(f)^2 P(f)^2 df} \quad (5)$$

$S_{ab}(f_e)$ は固有振動数 f_e の基盤の加速度応答波形の最大値、 $S(f)$ は震源スペクトル、 $P(f)$ は地震波の震源から基盤までの伝播経路特性である。 $S(f)^2$ はBooreの研究¹⁰⁾を参考

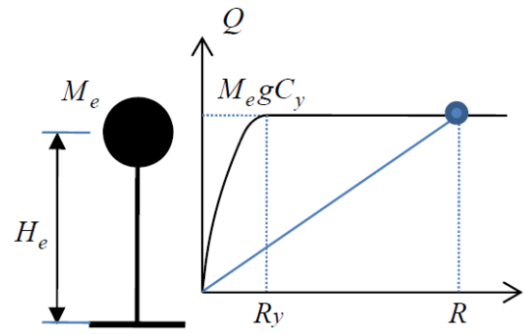


図-1 木造建物モデルと復元力特性¹²⁾

に次式で与える。

$$S(f)^2 = \frac{C^2 M_0^2 (2\pi f)^4}{(1 + f^2/f_c^2)^2} \quad (6)$$

C はラディエーションパターンなどからなる定数、 M_0 は地震モーメント、 f_c は震源スペクトルのコーナー振動数である。

$H(f)^2$ は次式で与えられる。

$$H(f)^2 = \frac{f_e^4 + 4h_e^2 f_e^2 f^2}{(f_e^2 - f^2)^2 + 4h_e^2 f_e^2 f^2} \quad (7)$$

h_e は加速度応答の減衰定数である。

$P(f)^2$ は次式で与えられる。

$$P(f)^2 = \frac{1}{X^2} \exp\left(-\frac{2\pi f X}{Q_s V_s}\right) \quad (8)$$

X は震源距離、 Q_s はS波の減衰に関する Q 値、 V_s はS波速度である。地殻内地震の平均的な Q_s が振動数 f に比例すること¹¹⁾を参考にして $Q_s = Q_0 \cdot f$ と定義し、式(8)に代入すると振動数 f に依存しない次式となる。

$$P(f)^2 = \frac{1}{X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \quad (9)$$

また、地震の規模が大きい場合、式(6)の $S(f)^2$ は次式のように近似でき、振動数 f に依存しない。

$$S(f)^2 = C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4 \quad (10)$$

式(9)、(10)より式(5)の $S(f)^2$ と $P(f)^2$ は振動数に依存しないことから、無限積分の対象は $H(f)^2$ のみとなる。 $H(f)^2$ の無限積分値を留数定理により求め、式(9)、(10)を式(5)に代入すると次のように表される。

$$S_{ab}(f_e) = p \sqrt{\frac{(4h_e^2 + 1)f_e C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{4h_e X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right)} \quad (11)$$

式(11)の固有振動数 f_e は図-1 の木造建物モデルのパラメータを用い、以下の関係式¹²⁾により求めた。

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R_y \{ (1 + 9(R/R_y)^{0.7})/10 \}}} \quad (R \leq R_y) \quad (12)$$

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} \quad (R > R_y) \quad (13)$$

C_y は木造建物のベースシア係数、 g は重力加速度、 μ は有効質量比、 H_e は建物の等価高さである。既往研究¹²⁾を参考に μ は 0.9、 H_e は 4.5m とした。 R は建物の最大応答変形角、 R_y は降伏変形角であり、本研究では R_y の値を既往研究⁴⁾で複数の構造要素実験をもとに設定された値 (1/100) に固定した。木造建物の R_y の値 (1/150) よりも大きく、また、後述する減衰定数に関するパラメータも異なるため、最大応答変形角 R が同じ場合は木造建物のほうが減衰定数が小さくなる。

式(12)、(13)に示すように f_e は R と R_y の大小関係により式が異なるが、予測式の誘導を容易にするために、 R と R_y の大小関係によらず、 $R > R_y$ の場合の式(13)が成り立つものと仮定した。

式(13)を式(11)に代入して、 $S_{ab}(f_e)$ を二乗すると式(14)が得られる。

$$S_{ab}(f_e)^2 = p^2 \frac{(4h_e^2 + 1) C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{8\pi h_e X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} \quad (14)$$

(2) 地表面の加速度応答スペクトル

固有振動数 f_e に対する地盤増幅率を $G(f_e)$ とすると、固有振動数 f_e の地表の加速度応答最大値 $S_a(f_e)$ の二乗値は次式で表される。

$$S_a(f_e)^2 = S_{ab}(f_e)^2 \times G(f_e)^2 \quad (15)$$

$$S_a(f_e)^2 = p^2 \frac{(4h_e^2 + 1) C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{8\pi h_e X^2} \times \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} G(f_e)^2 \quad (16)$$

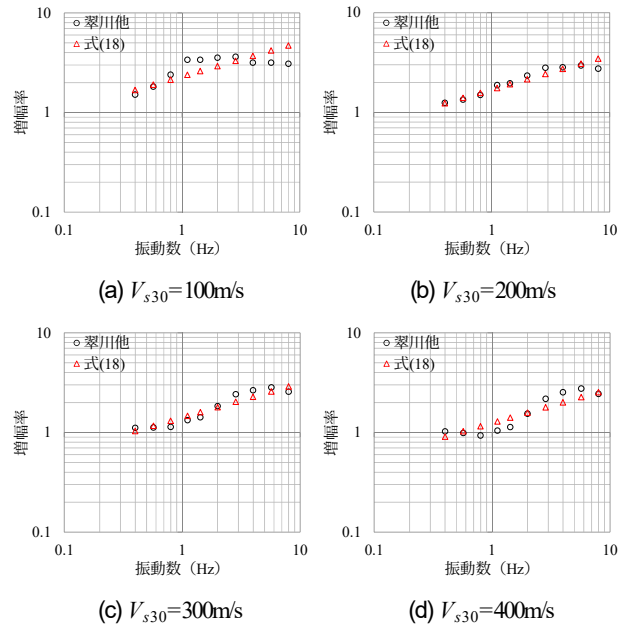


図-2 翠川他¹³⁾と式(18)の地盤増幅率の対応

ここで地盤増幅率 $G(f)$ を以下の経験式¹³⁾により定義した。

$$\log G(f) = a(f) + b(f) \log V_{s30} \quad (17)$$

$a(f)$ 、 $b(f)$ は回帰係数、 V_{s30} は表層 30m の平均 S 波速度である。 $a(f)$ 、 $b(f)$ は連続した値でないため、 $\log G(f)$ を次式で回帰した。

$$\log G(f) = a_1 + a_2 \log f^2 + a_3 \log V_{s30} \quad (18)$$

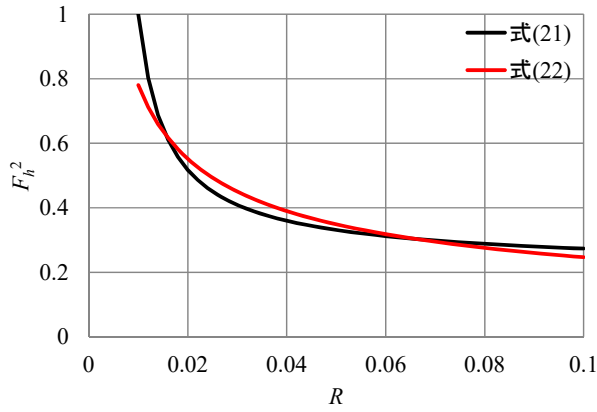
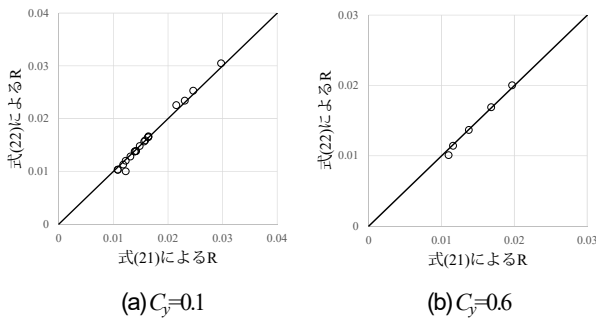
$a_1 \sim a_3$ は回帰係数である。図-2 に翠川他¹³⁾で示されている式(17)と同タイプの式で求めた $G(f)$ と式(18)で回帰して得られた $G(f)$ の対応を示す。同図から明らかに翠川他¹³⁾の式による $G(f)$ と式(18)による値が対応している。式(18)は V_{s30} をパラメータとしているが、微動 H/V から $G(f)$ を評価するために式(18)を藤本他¹⁴⁾の研究を参考に第 3 項の V_{s30} の常用対数値を微動 H/V の固有振動数 f_m やピーク振幅 α_m で表されるものとして、以下のように変形した。式の中の $a_1 \sim a_5$ は回帰係数である。

$$\log G(f) = a_1 + a_2 \log f^2 + a_3 \log f_m + a_4 f_m + a_5 \log \alpha_m \quad (19)$$

(3) 最大応答変形角の予測式

続いて、本研究の評価対象である最大応答変形角 R の予測式を $S_a(f_e)$ と性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} ¹²⁾ の関係 ($S_a(f_e)^2 = S_{ae}^2$) をもとに求めた。

建物の性能を等価な地震荷重に換算した性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} ¹²⁾ の二乗値は次式で表される。


 図3 式(21)と式(22)による F_h^2

 図4 式(21)と式(22)による R

$$S_{ae}^2 = \frac{C_y^2 g^2}{\mu^2 F_h^2} \quad (20)$$

F_h は加速度低減率¹²⁾であり、式(21)で表される。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10\{\lambda(1 - \sqrt{R_y/R}) + 0.05\}} \quad (21)$$

λ は既往研究⁴⁾をもとに 0.2 とした。最大応答変形角 R は式(15)の $S_a(f_e)^2$ と式(20)の S_{ae}^2 が等しい時に成り立つものであり、式(21)の F_h の二乗を式(20)の分母に代入し、 R を求める式を導く。しかし、式(21)の分母には R 以外の項が複数あり、 F_h を二乗して式(21)に代入すると、さらに複雑な式となる。そこで本研究の目的である簡易な式で R を予測することを実現するために、 F_h^2 が以下の式で表されるものとする。

$$F_h^2 = \frac{A}{\sqrt{R}} \quad (22)$$

A は定数である。図3 に式(21)と式(22)の誤差二乗和が最小の場合 ($A=0.078$) の両者の対応、図4 に NS 成分を対象に式(21)と式(22)を用いて求めた最大応答変形角 R の対応を示す。なお、先に述べたように R は $S_a(f_e)^2 = S_{ae}^2$

が成り立つ場合の値であり、 S_{ae} の計算に必要な F_h^2 は図3に示すように R に応じて変化する。

図4 から式(21)と式(22)による R が対応していることが分かる。式(22)を式(20)に代入すると S_{ae}^2 は次のように表される。

$$S_{ae}^2 = \frac{C_y^2 g^2 \sqrt{R}}{\mu^2 A} \quad (23)$$

式(16)の $S_a(f_e)^2$ と式(23)の S_{ae}^2 が等しい場合に最大応答変形角が得られることから、式(16)と式(23)をまとめた次式をもとに、最大応答変形角の予測式を導く。

$$p^2 \frac{(4h_e^2 + 1) C^2 M_0^2 (2\pi f_c)^4}{8\pi h_e X^2} \exp\left(-\frac{2\pi X}{Q_0 V_s}\right) \times \sqrt{\frac{C_y g}{\mu H_e R}} G(f_e)^2 = \frac{C_y^2 g^2 \sqrt{R}}{\mu^2 A} \quad (24)$$

地震波形を対象とした場合のピークファクター p は¹⁵⁾ 程度であることから定数とする。減衰定数 h_e は定数であり (5%)，今回，同一の建物を対象とするため， C_y ， H_e ， μ も定数とする。また，同じ地震を対象とすることにより， M_0 ， f_c ， C も定数とする。

以上の定数の項をまとめ、式(24)両辺の常用対数を求めて次式のようにまとめる。

$$\log R = \log c - \log X^2 - \log\{(\exp(1))\} \frac{2\pi X}{Q_0 V_s} + 2\log G(f_e) \quad (25)$$

c は定数である。式(25)に式(19)を代入して回帰式とする。さらに回帰係数 $c_1 \sim c_5$ を導入して式(25)を整理すると以下のようになる。

$$\log R = c_1 - \log X^2 + c_2 X + c_3 \log f_m + c_4 f_m + c_5 \log \alpha_m \quad (26)$$

また、震源近傍での地震動の頭打ちを考慮するために、式(26)の X^2 の項に定数 s を導入して、最終的に次式を最大応答変形角の予測式とする。

$$\log R = c_1 - \log(X^2 + s) + c_2 X + c_3 \log f_m + c_4 f_m + c_5 \log \alpha_m \quad (27)$$

3. 地震観測記録に基づく最大応答変形角予測式の検討

(1) 解析対象地震と地震観測点

図-5 に本研究で対象とする 2016 年に発生した鳥取県中部の地震 ($M_{\text{JA}}=6.6$, 震源深さ=11km, 最大震度 6 弱) の震央と解析対象とした全地震観測点の分布, 図-6 に震源近傍の地震観測点分布を示す. 地震観測点の内訳は気象庁 2 地点, 鳥取県 34 地点, 鳥取大学の地震観測点 1 地点, K-NET9 地点, KiK-net5 地点の計 51 地点である.

(2) 微動 H/V と 1 次固有周期分布

図-7 に震源近傍の地震観測点の微動 H/V, 図-8 に全解析対象観測点の微動 H/V の 1 次固有周期の分布を示す. 震源近くに位置する K-NET 倉吉 (TTR005) の微動 H/V では 0.25 秒付近に明瞭なピークが見られるが, 自治体観測点の三朝町大瀬では明瞭なピークが見られない. 上記の 2 観測点よりも北側の自治体観測点の北栄町土下, 湯梨浜町龍島の微動 H/V を見ると, 1 次固有周期が 0.6 ~ 0.85 秒にあり, ピークが明瞭である. また, 図-8 の固有周期分布を見ると鳥取県中部から西部の海岸付近の地震観測点で周期が長い傾向が見られる.

(3) 地震観測記録から求めた加速度応答スペクトルと最大応答変形角

図-9 に震源近傍の地震観測点の加速度応答スペクトル S_a (凡例の NS, EW) と既往研究¹²⁾の手法により求めた性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} (凡例の $C_y=0.1 \sim 1.0$) を示す. S_a は地震波形の全区間を対象に計算した. S_{ae} は最大応答変形角 $R=1/100 \sim 1/5$ に対応する値であり, S_a との交点から R を求めた. S_a と S_{ae} の特徴を見ると, 北栄町土下では固有周期 1.2 秒から 1.4 秒付近で明瞭なピークが見られる. 微動 H/V の 1 次固有周期 0.85 秒よりも S_a のピーク周期が長くなっており, 地盤の非線形化の影響が考えられる. 固有周期 1 秒以下の S_a の振幅が小さいため, $C_y=0.6$ 以上では S_a と S_{ae} が交わっていないが, $C_y=0.1 \sim 0.5$ の S_{ae} は S_a と交わっており, R が $1/60 \sim 1/10$ となっている. 湯梨浜町龍島は NS 成分の固有周期 0.58 秒にピークが見られるほか, 1 次ピークが固有周期 1.2 秒付近に見られる. この 2 つのピークの影響により, $C_y=0.1 \sim 1.0$ の S_{ae} と S_a に交点が存在し, R が $1/60 \sim 1/20$ となっている.

K-NET 倉吉の S_a はピークが固有周期 0.1 ~ 0.2 秒にあり, 固有周期 0.1 ~ 0.5 秒の振幅が相対的に大きい. NS, EW 両成分とも固有周期 0.4 秒 ~ 0.8 秒の振幅の影響により, $C_y=0.3 \sim 1.0$ の場合の R が $1/100 \sim 1/60$ となっている. また, EW 成分では $C_y=0.1$ の場合の R が $1/60 \sim 1/30$ となっており, 耐震性の低い建物に対して, 被害をもたらすと

考えられる. 三朝町大瀬は NS 成分では固有周期 0.1 ~ 0.5 秒, EW 成分は 0.1 ~ 0.6 秒の振幅が相対的に大きく, $C_y=0.7$ 以下では S_a と S_{ae} に交点が見られる. $C_y=0.1$ の場合の R は $1/60 \sim 1/30$ でやや大きい, $C_y=0.2 \sim 0.7$ では R が $1/100 \sim 1/60$ であり, 木造建物に大きな被害が生じなかったと考えられる.

図-10 に図-9 に示すような S_a と S_{ae} をもとに計算した最大応答変形角 R の分布図を示す. 図-10 を見ると $C_y=0.1$ の場合, 震央付近の 6 地点で R が $1/60 \sim 1/30$ となっており, 北栄町土下から北栄町由良宿までの地域では耐震性の低い木造建物で大破あるいは倒壊の被害が見られた¹⁰⁾. また, 震央から離れた地点でも微動 H/V の固有周期が長い観測点では R が大きくなっている地点もある. これは $C_y=0.1$ の場合, 周期の長い地震動の影響が大きくなるためである. $C_y=0.3$ の場合の分布図を見ると, R が $1/30$ 以上の地点が見られるが, 全体的には $C_y=0.1$ よりも R が小さい. $C_y=0.6, 1.0$ になると更にこの傾向が顕著となっており, 耐震性が高くなるにつれて, 木造建物の損傷程度が小さくなっていることが分かる.

(4) 観測記録と予測式による最大応答変形角の比較

地震観測記録から求めた最大応答変形角や震源距離, 微動 H/V を用いて, 回帰分析により式(27)の各係数を求めた. 左辺の最大応答変形角 R は $C_y=0.1 \sim 1.0$ を対象に S_a と S_{ae} によって計算し, NS, EW 成分から求めた R の大きい方の値を用いた. 震源距離 X は断層最短距離と定義し, Kubo et al.による断層モデル¹⁷⁾をもとに計算した. 解析対象観測点の断層最短距離は 2.6 ~ 55.7km である.

表-1 に式(27)の回帰係数 $c_1 \sim c_5$, s および相関係数と標準偏差を示す. 相関係数と標準偏差は S_a と S_{ae} によって計算した最大応答変形角 (観測値) と式(27)の予測式に X, f_m, α_m を代入して求めた最大応答変形角 (予測値) の常用対数値を線形の式で回帰して得られた値である.

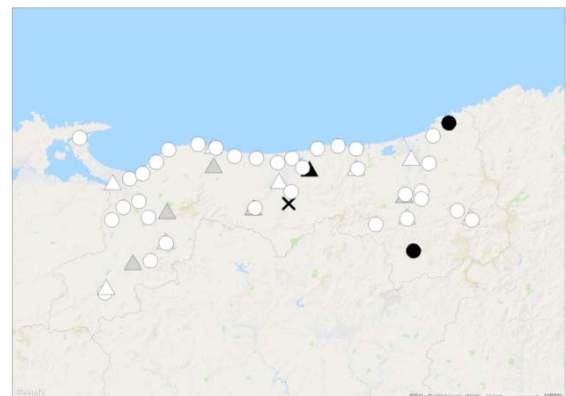


図-5 震央と地震観測点の分布 (●: 気象庁, ○: 鳥取県, ▲: 鳥取大学, △: K-NET, ▲: KiK-net)

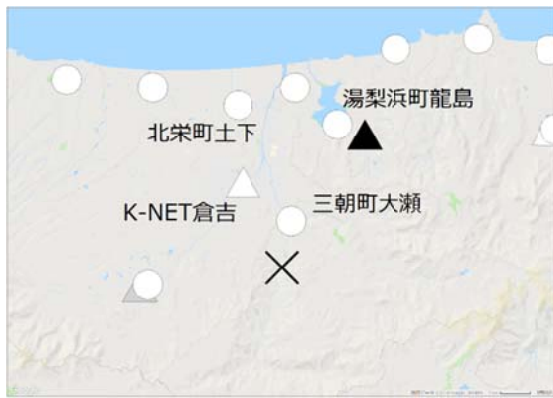


図-6 震源付近の地震観測点分布

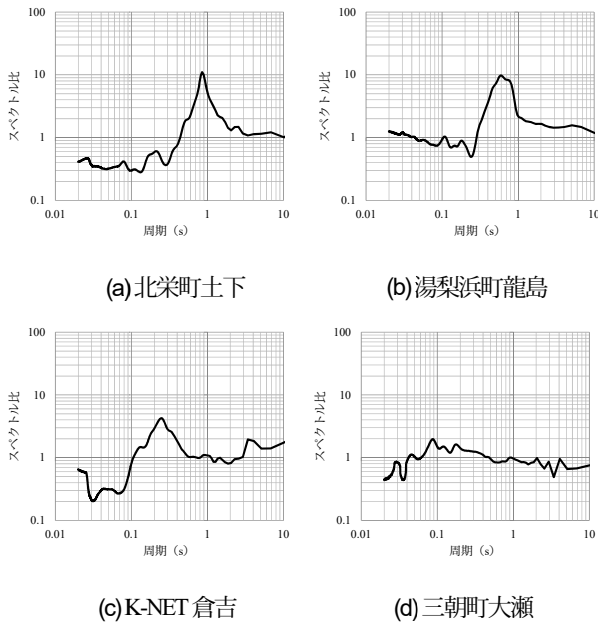


図-7 微動H/V

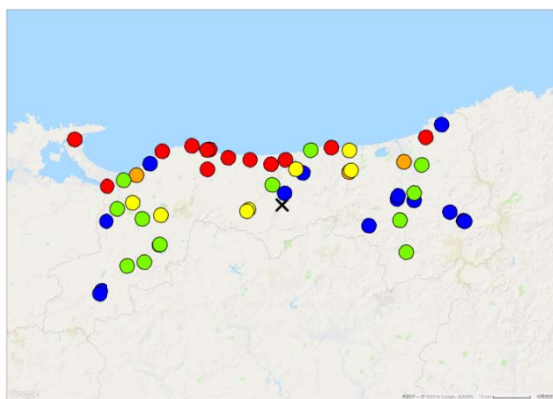
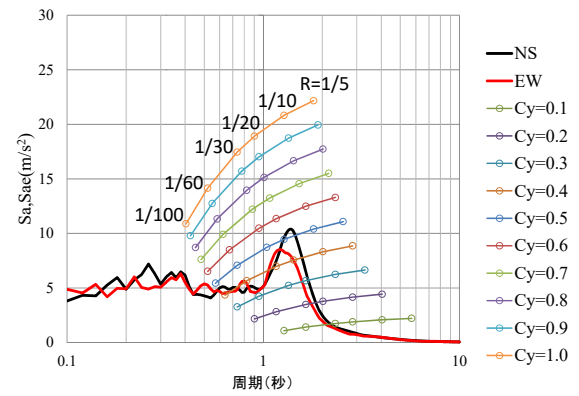
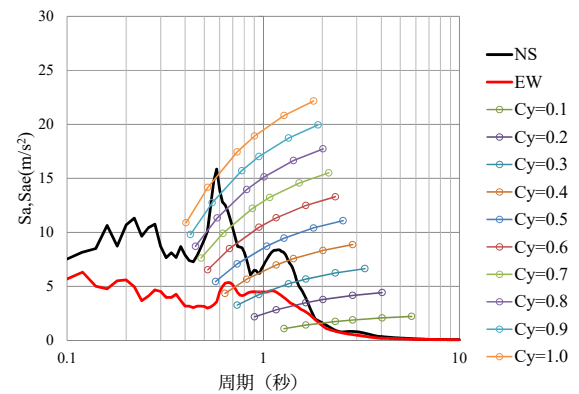


図-8 微動H/Vの1次固有周期分布 (●0.2秒未満, ●0.2秒以上0.4秒未満, ●0.4秒以上0.6秒未満, ●0.6秒以上0.8秒未満, ●0.8秒以上)

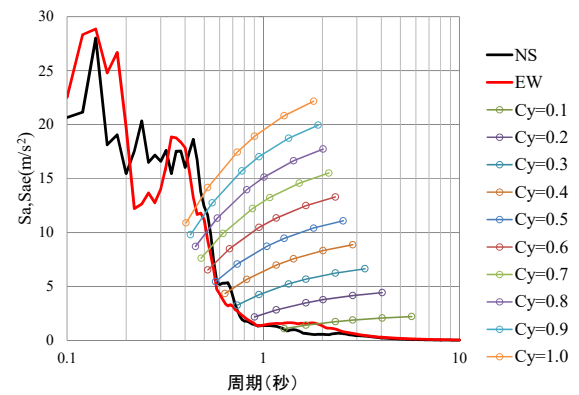
また、図-11 に最大応答変形角の観測値と式(27)で求めた予測値の対応を示す。表-1 を見ると $C_y=0.1, 0.2$ の相関係数は 0.9 前後という高い値となっている。他の C_y の相関係数は 0.785~0.875 であり、観測値と予測値の相関が良好であることから、式(27)を木造建物の最大応答変形角の推定、予測に利用できるものと考えられる。



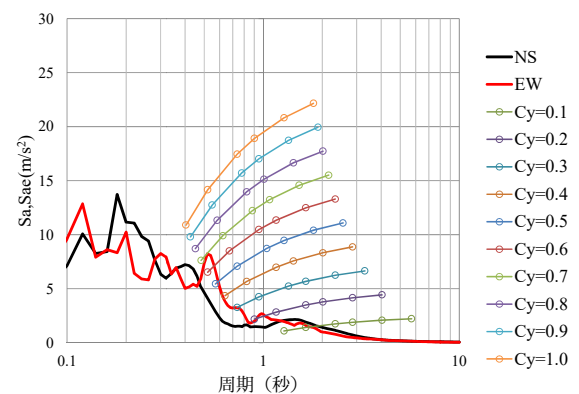
(a) 北栄町土下



(b) 湯梨浜町龍島



(c) K-NET 倉吉



(d) 三朝町大瀬

図-9 加速度応答スペクトルと性能等価加速度応答スペクトル

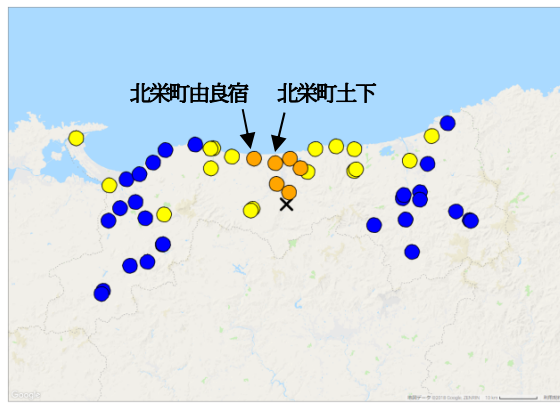
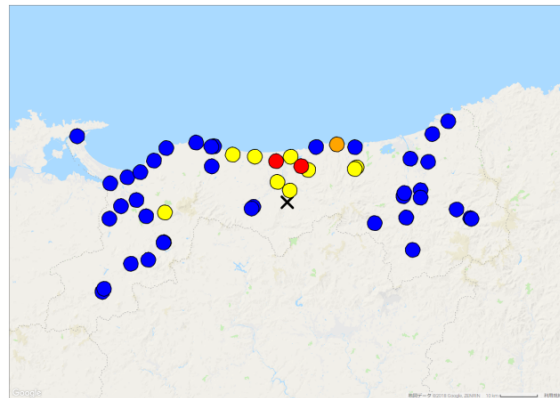
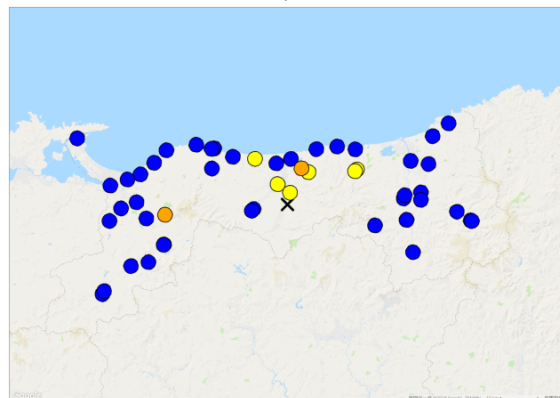
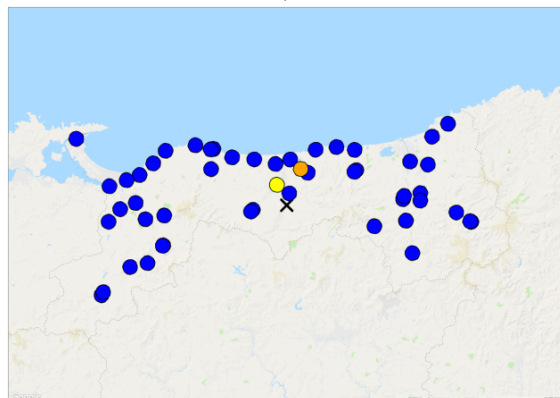

(a) $C_y=0.1$

(b) $C_y=0.3$

(c) $C_y=0.6$

(d) $C_y=1.0$

図-10 S_a と S_w をもとに計算した最大応答変形角の分布
(●1/120 未満, ●1/120 以上 1/60 未満, ●1/60 以上 1/30 未満, ●1/30 以上)

表-1 式(27)の回帰係数と相関係数, 標準偏差

C_y	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	s	相関係数	標準偏差
0.1	0.295	0.018	-0.384	-0.049	-0.053	32.6	0.901	0.249
0.2	0.230	0.012	0.050	-0.093	0.206	58.8	0.898	0.261
0.3	0.075	0.013	0.281	-0.111	0.299	65.7	0.875	0.276
0.4	0.022	0.009	0.412	-0.101	0.296	74.5	0.828	0.317
0.5	-0.040	0.001	0.402	-0.079	0.630	169.9	0.821	0.323
0.6	0.161	-0.002	0.588	-0.092	0.437	301.3	0.785	0.340
0.7	-0.253	0.006	0.616	-0.093	0.376	106.5	0.794	0.328
0.8	-0.273	0.002	0.741	-0.098	0.478	134.1	0.794	0.343
0.9	-0.424	0.001	0.768	-0.085	0.447	135.4	0.801	0.328
1.0	-0.591	0.003	0.763	-0.085	0.473	94.0	0.804	0.340

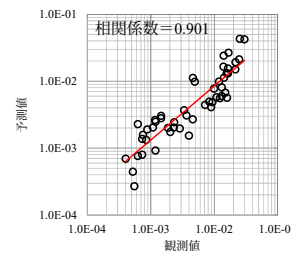
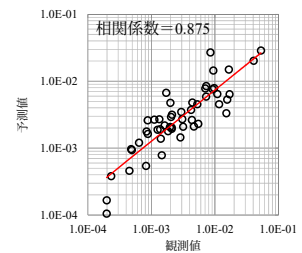
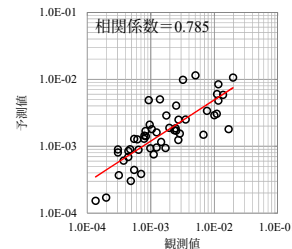
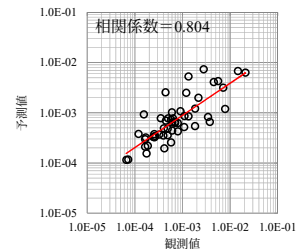

(a) $C_y=0.1$

(b) $C_y=0.3$

(c) $C_y=0.6$

(d) $C_y=1.0$

図-11 最大応答変形角の観測値と予測値の対応

4. まとめ

本研究では地震観測点以外の地点や地盤情報未知点を対象に地震動を推定せずに震源からの距離や微動 H/V から直接的かつ簡易に木造建物の最大応答変形角を予測する手法を提案するとともに, 2016 年に鳥取県中部で発生した地震を対象として, 最大応答変形角の予測式を求めた. まず, 性能等価加速度応答スペクトルと加速度応答スペクトルの関係をもとに最大応答変形角の予測式を導き出した.

続いて, 2016 年に鳥取県中部で発生した地震を対象に断層最短距離や微動 H/V の固有振動数をパラメータとした最大応答変形角予測式を求めた. その結果, 地震観測記録から計算した最大応答変形角(観測値)と回帰分析で求めた予測式から計算した最大応答変形角(予測値)がよく対応した.

今後は, 今回求めた最大応答変形角の予測式を用いて, 2016 年鳥取県中部の地震を対象に地震観測記録のない地点の最大応答変形角を推定し, 実被害との対応を調べる予定である. また, 他の被害地震を対象とするだけでなく, 地盤特性を表すパラメータとして, 表層地盤の平

均 S 波速度を用いた場合の予測式も検討する予定である。

謝辞：本研究では気象庁，鳥取県，国立研究開発法人防災科学技術研究所の K-NET，KiK-net 観測記録を使用させて頂きました。査読者の方々から有益なご意見を頂きました。早稲田大学理工学研究所の安井譲先生には貴重なご意見を頂きました。また，本研究は JSPS 科研費 JP18H01677（研究代表者：宮島昌克）の助成を受けたものです。記して御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 野口竜也，香川敬生，吉田昌平，山口 仁：2018 年鳥根県西部の地震による被害地域での臨時余震観測および微動観測，第 38 回地震工学研究発表会，講演番号 C13-1331，2018.
- 2) 中川貴文：大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発，建築研究資料，第 128 号，2010.
- 3) 大崎順彦：建築振動理論，彰国社，1996.
- 4) 林 康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価，第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.651-656，2002.
- 5) 中村 豊：常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定，鉄道総研報告，Vol. 2，No.4，pp.18-27，1988.
- 6) 建設省：平成 12 年建設省告示第 1457 号，2000.
- 7) 新井 洋，関口 徹，時松孝次：2004 年新潟県中越地震における小千谷市の地盤・地震動特性と住宅建物被害，第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，日本建築学会基礎構造系振動小委員会，pp.45-52，2006.
- 8) 新井 洋，柏 尚稔：微動の H/V スペクトルから推定した白馬村神城地区の S 波速度構造と地震動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.63-64，2015.
- 9) Cartwright, D. E. and Longuet-Higgins, M. S. : The statistical distribution of the maxima of a random function, *Proc. Roy. Soc. London*, Vol.237, pp.212-232, 1956.
- 10) Boore, D. M. : Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.73, pp.1865-1894, 1983.
- 11) 佐藤智美：統計的グリーン関数の最大加速度・最大速度の距離減衰特性，日本地震工学論文集，Vol. 7, No. 6，pp.1-16，2007.
- 12) Hayashi, Y., Nii, A. and Morii, T. : Evaluation of building damage based on equivalent-performance response spectra, *Proceedings of the 14th WCEE*, Paper ID 05-01-0407, 2008.
- 13) 翠川三郎，駒澤真人，三浦弘之：横浜市高密度強震計ネットワークの記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均 S 波速度との関係，日本地震工学論文集，Vol. 8, No. 3，pp.19-30，2008.
- 14) 藤本一雄，翠川三郎，年縄 巧：常時微動 H/V スペクトル比に基づく横浜市の地盤の平均 S 波速度の推定，日本建築学会学術講演梗概集，構造 II，pp.45-46，2009.
- 15) 西川隼人，宮島昌克：地震動スペクトルのパラメータによる地盤増幅度の表現と地震規模依存性の評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 66, No. 1，pp.20-29，2010.
- 16) 野口竜也，中井 翔，吉見 和，上野太士，日高大我，西川隼人，吉田昌平，香川敬生：2016 年鳥取県中部の地震による被害要因と地盤震動特性の把握，SSS14-P16，日本地球惑星科学連合 2018 年大会，2018.
- 17) Kubo, H., Suzuki, Y., Aoi, S. and Sekiguchi, H. : Source rupture process of the 2016 central Tottori, Japan, earthquake ($M_{\text{JMA}}6.6$) inferred from strong motion waveforms, *Earth, Planets and Space*, Vol.69, 127, 2017.

(2018.11.8 受付, 2019.1.26 修正, 2019.2.17 受理)

A STUDY ON EVALUATION FORMULA FOR MAXIMUM RESPONSE DEFORMATION ANGLE OF WOODEN BUILDING IN THE 2016 CENTRAL TOTTORI EARTHQUAKE

Hayato NISHIKAWA, Tatsuya NOGUCHI, Isamu NISHIMURA,
Masakatsu MIYAJIMA and Takao KAGAWA

We propose a method to directly evaluate the maximum response deformation angle of wooden building without estimating earthquake ground motion at the point where seismic observation is not set. First, the evaluation formula of the maximum response deformation angle was derived based on the relationship between the equivalent performance acceleration response spectrum and the acceleration response spectrum. Subsequently, the valuation formula consists of the closest distance of the fault and the natural frequency of the microtremor H/V was obtained by regression analysis using the earthquake motion records obtained in the 2016 central Tottori earthquake. As a result, the maximum response deformation angle can be calculated from the earthquake observation record corresponded well with the value calculated from the proposed formula.