水平構面の剛性を考慮した木質 1 層建物に対する不均一地動の影響

EFFECT OF SPATIALLY RANDOM GROUND MOTIONS ON A ONE-STORY WOODEN BUILDING CONSIDERING STIFFNESS OF HORIZONTAL DIAPHRAGM

三浦 奈々子*, 小檜山 雅之**

Nanako MIURA and Masayuki KOHIYAMA

This paper studies the effect of spatially random ground motions on the seismic response of a one-story multi-span wooden building considering the stiffness of the horizontal diaphragms. The deformation angles at columns and horizontal diaphragms are examined using time history response analyses with simulated input motions. It is shown that stiffness increase of the horizontal diaphragms and dimensions increase of the building make responses large to damage, and that large responses at the horizontal diaphragms are much more serious than at columns.

Keywords : *Spatial variation of ground motion, Coherence function, Horizontal diaphragm, Traditional wooden structure, Seismic response analysis*

地震動の空間変動, コヒーレンス関数, 水平構面, 伝統木造建築物, 地震応答解析

1. はじめに

伝統軸組構法によった建築物は、重量のある屋根・小屋組みを少量の柱・壁で支える構造となっており、地震時におけるその構造安全性を確保することは、特に歴史的建築物を中心に重要な課題となっている。伝統軸組構法による歴史的建築物の多くは水平構面の剛性が低く剛床仮定は成立しない。そのため、他構造ではあまり問題とならなかった入力地動の空間的変動の影響をより大きく受ける可能性があり、応答の増幅や水平構面の変形、接合部の破壊等が心配される。特に蓮華王院三十三間堂や法隆寺妻室、長谷寺登廊といった水平方向の規模の大きい構造物では入力地動の空間的変動が懸念され、地震応答解析を行う際に、その影響が大きいかわかりにすべきと考えられる。

水平構面の剛性および入力地動の空間的変動に関する既往研究について以下に示す。

(1) 水平構面の剛性

水平構面の剛性を考慮した建物モデルは野口・梶川¹⁾、梶川・野口²⁾によって提示され、すでに解析が行われている。しかし、このような水平構面の剛性を考慮したモデルに対して、入力地動の空間的変動が及ぼす影響を検討した研究は行われていない。

(2) 入力地動の空間的変動

高密度のアレー観測に見られるように、隣接した点で観測された地震記録は、振幅や位相が全く同じとはならず、地震動は空間変動することが知られている^{3), 4)}。地震動の空間的変動の要因として次の3つが考えられる⁵⁾。

- ・震源や波動伝搬経路の不均質性による散乱効果 (incoherence)

- ・波の到達時間の違いの効果 (wave-passage)

- ・局所地盤効果 (site-response)

入力地動の空間的変動を考慮した解析は Luco・Wong⁶⁾によって入力位相差モデルが 1986 年に提示され、現在までに多く建造物の解析に用いられている^{例えば 7), 8), 9)}。長大構造物に対する入力地動の空間的変動の検討では平面波の斜め入射を想定した位相差入力を用いることも多いが、Luco・Wong⁶⁾のモデルは site-response の考慮はできないものの、incoherence を表現できるという利点がある。Luco・Wong⁶⁾のモデルを用いた Heredia-Zavoni・Leyva⁷⁾による剛床モデルの位相差入力解析において、以下のことが示されている。

- ・1 層建物において最も大きな増幅が見られる。
- ・水平方向に細長い建物ほど大きな増幅が見られる。

この解析では建物の水平構面の剛性は考慮されておらず、剛床仮定が用いられている。また応答に関して、床のねじれ回転の応答は無視できる程度と報告している。

また、須藤・朝山¹⁰⁾は複数の同時観測記録から推定した地震動の空間変動では周期 0.3~2.0 秒の成分に位相遅れがみられることを報告しており、文献 11) では少なくとも長さ約 100 m の短周期構造物に対し、周期 0.2 秒以上の成分を含み一定速度で伝搬する地震動を想定することが耐震設計において現実的な意味を持つとしている。

水平構面の剛性を考慮することで構面のせん断変形が記述されるため、剛床モデルでは表現されなかった振動モードが生じる。不均一地動が入射する場合には、このモードが全体応答に大きく寄与する可能性がある。

このような背景から、本研究では空間的変動をもつ地動を受ける

* 慶應義塾大学大学院理工学研究科 大学院生
** 慶應義塾大学理工学部 准教授・博士(情報学)

Graduate Student, Graduate School of Science and Technology, Keio University
Assoc. Prof., Dept. of Science and Technology, Keio University, Dr. Informatics

伝統木造建物の応答を建物規模および水平構面の剛性の観点から調査し、構造安全性の評価において不均一地動を考慮することが必要であるか否かを明らかにすることを目的とする。

2. 不均一地動モデル

地盤は表層地盤と基盤からなる2層成層地盤であるとする。不均質媒質と波動伝搬経路の影響を考慮するために、Luco・Wong⁶⁾のモデルである式(1)^{6), 12)}で表わされるコヒーレンス関数 $\gamma_{ok}(\omega)$ で地震動の空間変動を与えることとする。

$$\gamma_{ok}(\omega) = \exp \left[- \left(\frac{\eta \omega |\vec{x}_{ok}|}{v_s} \right)^2 \right] \cdot \exp \left[- i \frac{\omega (\vec{v} \cdot \vec{x}_{ok})}{|\vec{v}|^2} \right] \quad (1)$$

式(1)において、前の振幅を表わす指数関数で不均質媒質の効果を、後ろの位相を表わす指数関数で波動伝搬経路の効果を評価している。ここで、 η はインコヒーレンスファクター、 $\vec{x}_{ok}$ は支点 O (基準となる柱の柱脚位置) から支点 P_k (柱 k の柱脚位置) へ向かうベクトル、 v_s は表層地盤でのせん断波速度、 $\vec{v}$ は地表面での見かけのせん断波速度である。 $\vec{v}$ は図1に示すように、基盤におけるせん断波速度ベクトルの水平成分に一致する。インコヒーレンスファクターおよびせん断波速度については文献7)より表1に示される値を用いた。なお、本研究においては表1の硬質地盤のみを取り扱う。

ちなみに、Luco・Wong⁶⁾は、地動データとのおおよその比較より、インコヒーレンスファクターの値を以下のように設定するのが合理的であるとしている。

$$\frac{\eta}{v_s} \approx (2 \sim 3) \times 10^{-4} \text{ [s/m]} \quad (2)$$

参考まで、Heredia-Zavoni・Leyva⁷⁾は硬質地盤において $\eta/v_s = 2.50 \times 10^{-4} \text{ [s/m]}$ をレベル moderate に設定している。

簡単のため地動はせん断波の水平成分 (SH 波) のみで考える。図2に示すように、Y 軸を含む面内の方向に伝搬する SH 波について、建物モデルの支点 O (端点) に入射する波 (SH 波なので X 方向の成分のみ) をフーリエスペクトルで $X(\omega)$ 、支点 P_k に入射する波を $X_k(\omega)$ と表わす。同様に X 軸を含む面内の方向に伝搬する SH 波について、支点 O に入射する波を $Y(\omega)$ 、支点 P_k に入射する波を

図1 地動モデル

$Y_k(\omega)$ と表わす。

コヒーレンス関数の定義式は式(3)のように変形できる¹³⁾。

$$\gamma_{ok}(\omega) = \frac{S_{ok}(\omega)}{\sqrt{S_{oo}(\omega)S_{kk}(\omega)}} = \frac{E[|X(\omega)| |X_k(\omega)| \exp(-i\varphi(\omega))]}{\sqrt{E[|X(\omega)|^2] \cdot E[|X_k(\omega)|^2]}} \quad (3)$$

ここで、 $S_{ok}(\omega)$ はクロススペクトル、 $S_{oo}(\omega)$ 、 $S_{kk}(\omega)$ はパワースペクトル、 $E[\cdot]$ は N 波 (本研究では $N = 100$) のアンサンブル平均、 $-\varphi(\omega)$ は $X(\omega)$ と $X_k(\omega)$ の位相差である。また、入力波 $X_k(\omega)$ のサンプル波 $X_{kn}(\omega)$ を式(4)のように仮定する。

$$X_{kn}(\omega) = a_n(\omega) \exp(i\theta_n(\omega)) \quad (n = 1, 2, \dots, N) \quad (4)$$

ここで、 $a_n(\omega)$ 、 $\theta_n(\omega)$ はそれぞれ振幅スペクトルと位相スペクトルである。入力波 $X(\omega)$ のパワースペクトル密度関数については Heredia-Zavoni・Leyva⁷⁾による研究と同様に Kanai-Tajimi スペクトル密度関数¹⁴⁾を用いる。すなわち、

$$S_{oo}(\omega) = G_0 \frac{\omega_f^4 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \quad (5)$$

ここで ω_f 、 ξ_f は表層地盤の固有円振動数と減衰定数、 ω_g 、 ξ_g はハイパスフィルタのパラメータであり、表2の値を用いる。 G_0 は基盤レベルでの地動のホワイトノイズの振幅であり、入力波の最大速度のアンサンブル平均が約 25 cm/s となるように設定する。

ここで簡単のため $X(\omega)$ の振幅スペクトルは、ばらつきをもたないと確定した関数 $b(\omega)$ であるとする式(6)の関係が得られる。

$$b^2(\omega) = S_{oo}(\omega), \quad b(\omega) = \sqrt{S_{oo}(\omega)} \quad (6)$$

式(4)と式(6)を式(3)に用いることにより、コヒーレンス関数は式(7)のように表わせる。

$$\gamma_{ok}(\omega) = \frac{E[b(\omega) |X_k(\omega)| \exp(-i\varphi(\omega))]}{\sqrt{b^2(\omega) \cdot E[|X_k(\omega)|^2]}} = \frac{E[a_n(\omega) \exp(-i\varphi(\omega))]}{\sqrt{E[a_n^2(\omega)]}} \quad (7)$$

ここで $a_n(\omega)$ について、アンサンブル平均 $\mu_a(\omega)$ を $\mu_a(\omega) = b(\omega)$ と仮定し、標準偏差 $\sigma_a(\omega)$ の正規分布と仮定すると、式(8)を得る。

図2 入力地動の変動

$$\begin{aligned} |\gamma_{ok}(\omega)| &= \frac{E[\alpha_n(\omega)]}{\sqrt{E[\alpha_n^2(\omega)]}} = \frac{\mu_a(\omega)}{\sqrt{\mu_a^2(\omega) + \sigma_a^2(\omega)}} = \frac{b(\omega)}{\sqrt{b^2(\omega) + \sigma_a^2(\omega)}} \\ \therefore \sigma_a(\omega) &= \sqrt{\frac{b^2(\omega)}{|\gamma_{ok}(\omega)|^2} - b^2(\omega)} \end{aligned} \quad (8)$$

$X(\omega)$ の位相スペクトル $\varphi_X(\omega)$ は $[0, 2\pi)$ の一樣分布で発生させ、 $X(\omega)$ と $X_k(\omega)$ の位相差 $-\varphi(\omega)$ は近似的に式(9)で与えるものとする.

$$-\varphi(\omega) = -\frac{\omega(\vec{v} \cdot \vec{x}_{ok})}{|\vec{v}|^2} \quad (9)$$

作成した入力地動によるコヒーレンス関数の振幅を $\alpha(\omega)$ ，式(1)で表わされる目標とするコヒーレンス関数の振幅を $\tilde{\alpha}(\omega)$ とおくと，振幅の誤差は式(10)で表わされる．

$$\Delta a(\omega) = a(\omega) - \tilde{a}(\omega) \quad (10)$$

$a(\omega)$ のばらつきにより, $\Delta a(\omega)$ もばらつきを含むので, これを最小二乗近似により ω の 2 次式としたものを $\Delta \hat{a}(\omega)$ とする. ここで, 誤差補正関数 $\beta(\omega)$ を導入する.

$$\frac{\tilde{a}(\omega)}{a(\omega)} \approx \frac{\tilde{a}(\omega)}{\tilde{a}(\omega) + \Delta \hat{a}(\omega)} = \beta(\omega) \quad (11)$$

不均一地動 $X_{kn}(\omega)$ の振幅 $a_n(\omega)$ の平均値 $\mu_a(\omega)$ に、平均 1、標準偏差 $\rho|\beta(\omega)-1|$ (ここで、 ρ は定数) の乱数をかけることにより補正を行う。振幅誤差の割合 $\Delta\hat{a}(\omega)/\hat{a}(\omega)$ は、図 3 に示すように 10 % 以下に抑えられているので、これを地動モデルとして解析に用いる。

また、不均一地動速度および変位の時刻歴波形を作成するにあたり、低周波数成分を取り除くため式(12)で示されるハイパスフィルタ $H(\omega)^{13)}$ を用いた.

$$H(\omega) = 1 - \frac{\sin^2(\omega T/2)}{(\omega T/2)^2} \quad (12)$$

なおカットオフ周波数 $2\pi/T$ としては、低周波数成分が十分に除去できるよう、約 3 rad/s (0.5 Hz) に設定する。なお、後に解析を行う構造物モデルの固有円振動数は 3 rad/s よりも大きいので、このフィルタの影響は無視できる。

以上より，周波数領域で地動を次のように表わすことができる。

$$\begin{cases} X_n(\omega) = b(\omega) \exp(i\varphi_{X_n}(\omega)) \\ X_{kn}(\omega) = a_n(\omega) \exp(i\{\varphi_{X_n}(\omega) - \varphi(\omega)\}) \end{cases} \quad (13a, b)$$

これらの周波数関数をフーリエ逆変換することにより，不均一な入力地動の時刻歴波形を得る。

3. 水平構面の剛性を考慮した建物モデル

3.1 運動方程式

対象建物のモデル化において、梁は軸方向に剛なものと考え、水平構面にはせん断変形のみが生じるものと仮定する。また、質量については柱頭部分に集中質量で分布するモデルとする。柱の剛性については水平方向の変位のみ考え、ねじれ剛性は無視する。

図 4 に示すような 1 層多スパンの建物モデルを考える。ここで、スパン数は X 方向に 1, Y 方向に $N_y - 1$ とする。野口・梶川¹⁾のモデルを参考に、自由度を質点の並びごとに設定する。柱脚における地表面の変位に対する柱頭の変位で表わされる相対変位ベクトル δ 、地動変位ベクトル $\mathbf{u}_g$ をそれぞれ式(14)、式(15)のように定める。

$$\mathbf{\delta} = \left\{ \delta_{x_1} \quad \delta_{x_2} \quad \cdots \quad \delta_{x_{N_v}} \quad \delta_{y_1} \quad \delta_{y_2} \right\}^T \quad (14)$$

$$\mathbf{u}_g = \left\{ u_{gx1} \quad u_{gx2} \quad \cdots \quad u_{gxN_v} \quad u_{gy1} \quad u_{gy2} \right\}^T \quad (15)$$

相対変位ベクトルの要素に対応するように質量を考えた系の質量マトリクスは式(16)のように書ける．これより，運動方程式における慣性力項は $-\mathbf{M}(\ddot{\mathbf{g}} + \ddot{\mathbf{u}}_g)$ で表わされる．

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{11} + m_{21} & & & & & \mathbf{0} \\ & m_{12} + m_{22} & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & m_{1N_y} + m_{2N_y} & & \\ & & & & \sum_{j=1}^{N_y} m_{1j} & \\ \mathbf{0} & & & & & \sum_{i=1}^{N_y} m_{2i} \end{bmatrix} \quad (16)$$

剛性マトリクスを求めるために、水平構面が受けるせん断力を記述する。柱から水平構面に作用するせん断力 Q_x , Q_y (符号は図 5 のように定義) は、野口・梶川¹⁾のモデルでは考慮されていなかった地表面変位の空間的変動を考慮することにより、せん断剛性パラ

表1 インコヒーレンスレベルの設定 7)より作成

Incoherence		Soil type					
		Firm			Soft		
Level	η	$\vec{v}$ [m/s]	v_s [m/s]	η / v_s [s/m]	$\vec{v}$ [m/s]	v_s [m/s]	η / v_s [s/m]
High	0.100	3000	200	5.00×10^{-4}	1000	50	2.00×10^{-3}
Moderate	0.075	3000	300	2.50×10^{-4}	1000	75	1.00×10^{-3}
Low	0.050	3000	400	1.25×10^{-4}	1000	100	5.00×10^{-4}

表2 パワースペクトル密度関数のフィルタのパラメータ⁸⁾

Soil type	ω_f [rad/s]	ξ_f	ω_g [rad/s]	ξ_g
Firm	15.0	0.6	1.5	0.6
Medium	10.0	0.4	1.0	0.6
Soft	5.0	0.2	0.5	0.6

図3 修正後の振幅誤差率 (レベル high, 35 スパン)

(3) 剛性

柱は柱脚ピン支持、柱頭剛接合を仮定する。また、社寺建築を想定し、柱は直径 30 cm のヒノキの丸柱とする。ヒノキのヤング率は 9.0 kN/mm^2 なので、柱 1 本あたりの剛性は $k = 4.0 \times 10^5 \text{ [N/m]}$ と求められる。図 4 より、X 方向自由度においては各々 $2k$ の剛性を、Y 方向自由度においては各々 $N_y k$ の剛性を与える。

(4) せん断剛性パラメータ

せん断弾性係数に材の厚みを掛けて求められる G' の値については剛床とみなせる G' の値が鈴木ら¹⁸⁾、山田¹⁹⁾の床剛性に関する研究によると $G' = 30.35 \text{ [kN/(m} \cdot \text{rad)]}$ と計算できるので、 $G' = 10^5, 10^4, 10^3, 10^2 \text{ [N/(m} \cdot \text{rad)]}$ を設定し、水平構面の剛性の変化が不均一地動に対する応答に与える影響を比較する。

- ・ CASE 1 $10^5 \text{ N/(m} \cdot \text{rad)}$: 既往研究¹⁹⁾で与えられた値
- ・ CASE 2 $10^4 \text{ N/(m} \cdot \text{rad)}$: 既往研究^{18), 19)}で剛床とみなすことができることとされた剛性と同じオーダー
- ・ CASE 3 $10^3 \text{ N/(m} \cdot \text{rad)}$: 柔床
- ・ CASE 4 $10^2 \text{ N/(m} \cdot \text{rad)}$: 柔床

(5) 減衰

式(21)で用いる 1 次モードの減衰定数について $\zeta_1 = 0.02$ とする。

4. 解析結果と考察

4.1 解析結果

基本加速度入力波 $X(t)$ を 100 波と、それに対応する不均一加速度入力波 $X_k(t)$ ($k = 1, 2, \dots, N_y - 1$) を各 100 波作成した。運動方程式(21)の右辺の外力には地動変位の項が含まれるため、加速度入力波を積分し、変位入力波を求めた。以上の 100 組の入力波を用いて時刻歴応答解析を行った。なお、数値解析には線形加速度法²⁰⁾を用いた。ここで、柱脚変位に対する柱頭の相対変位について、最大応答付近の時刻歴応答解析の一例を図 6 に示す。図 6 から分かるように、応答は入力地動の不均一性により、ばらつきと位相ずれをもったものとなっている。本研究では、柱と水平構面に生じる最大せん断力を知るために、それぞれに対応する変形角を応答として出力した。柱の応答については $\max |\delta|/H$ が最大部材回転角に対応する。水平構面の応答については、まず X、Y 各方向の変位に関する変形角が以下のように求められる。

- ・ X 方向の変位に関する変形角

$$\psi_X = \frac{(u_{x(n+1)} + \delta_{x(n+1)}) - (u_{xn} + \delta_{xn})}{l_{yn}} \quad (23a)$$

- ・ Y 方向の変位に関する変形角

$$\psi_Y = \frac{(u_{y2} + \delta_{y2}) - (u_{y1} + \delta_{y1})}{l_x} \quad (23b)$$

剛体回転角 ψ_R およびせん断変形角 ψ_S は図 7 より ψ_X, ψ_Y を用いて、次のように求めることができる。

$$\begin{cases} \psi_S = \psi_X + \psi_Y \\ \psi_R = \frac{\psi_Y - \psi_X}{2} \end{cases} \quad (24a, b)$$

本研究では柱の変形および水平構面の変形に対し、ともに変形角 $1/200 \text{ rad}$ を損傷発生の閾値に定める。水平構面の閾値については、文献 1) の水平構面の剛性の第一折曲点として設定した。しかし、水平構面については、面材の降伏の他に接合部の外れ等の問題も考えられるため、今回設定した閾値を超えていないからといって、必ずしも安全というわけではないということを付け加えておく。

解析は表 1 に示した 3 通りのインコヒーレンスレベル (硬質地盤) に対して行った。インコヒーレンスレベルが高いほど応答が大きくなった他は応答の傾向は同様であったため、ここでは解析の一例としてインコヒーレンスレベル moderate (硬質地盤) での最大応答について図 8、9 に示し、他の解析結果については図を省略する。解析の結果、剛体回転角 ψ_R とせん断変形角 ψ_S の最大応答はほぼ同時刻に起こることが分かったので、図 9 についてはせん断変形角 ψ_S が最大値をとった時刻での ψ_R および ψ_S を図示している。なお図 8、9 の解析結果は、100 波のアンサンブル平均を求め図示している。

柱の最大部材回転角については、X 方向地動に対する応答では (図 8(a)) X 方向変位に関する最大部材回転角において CASE 1 でのみ建物長さの増加による応答の増幅が確認できた。その他のケースでの応答間には大きな差異は現れなかった。また、Y 方向地動に対する応答では (図 8(b)) 各ケース間で応答量はほとんど変わらなかった。

水平構面の応答については、X 方向地動に対する応答では (図 9 (a))、剛体回転角・せん断変形角の両者において CASE 1 で CASE 2 ~ 4 に比べて 1 割程度大きな応答となった。Y 方向地動については (図 9(b))、各ケース間で応答量はほとんど変わらなかった。

図 6 柱脚変位に対する柱頭の相対変位応答波形 (CASE 1, $N_y = 36$, X 方向地動)

図 7 水平構面の応答における変形角の対応

4.2 水平構面の剛性と建物応答の関係

図 9 に示すように、剛床仮定では表現されない水平構面のせん断変形は、水平構面の剛性が大きい場合にかえて大きくなるという結果となった。なお、この傾向は G' を CASE 1 の 10 倍、100 倍にしたときにも確認できた。また逆に、水平構面の剛性が小さいほど不均一地動入力の影響を低減できるといえる。

(1) 固有円振動数の影響

建物モデル CASE 1～CASE 4 について、固有値解析によって求めた全ての固有円振動数を図 10 に示す。これより、水平構面の剛

性が大きくスパン数が多いほど、固有円振動数が広い範囲に分布することが分かる。また、X 方向並進、Y 方向並進および回転のモードに対応する固有円振動数は N_y の増加及び G' の変化に関係なく一定値 15.1 rad/s と求められる。このことより、高い振動数域に広く分布している固有円振動数は、並進・回転以外のモードということになる。一例として CASE 1, $N_y = 5$ の固有モードを表 3 に示す。ただし、モード形状はケースによってほとんど変化しない。これより、1 次～3 次モードは全てのケースにおいて構面の変形を伴わないモード (X 方向並進、Y 方向並進、回転) となり、水平構面の剛性が大きいほど広く分布する固有円振動数に対応するモード形状は、水平構面のせん断変形を伴うモードであることが分かる。ただし均一地動の場合には、これらのモードの刺激係数のうち入力方向に等しい並進モード以外は 0 となり励起されない。

図 11 に入力地動のフーリエ振幅スペクトルのサンプルを、図 12 にその平均と標準偏差を示す。ここで、凡例に示す X_k は図 2 中の X_k に対応しており、 $k+1$ 番目の柱脚に入射する地動である。X 方向入力地動ベクトルを表 3 に示した各固有モードの X 方向成分のベクトルに分解し、そのモード成分 (刺激関数) の $k+1$ 番目の柱脚位置での値のフーリエ振幅スペクトルを図 13 に示す。すなわち、図 13 は不均一地動を並進成分、回転成分、ジグザグ成分に分解したときの各モードのフーリエ振幅スペクトルを示している。これによると

図 8 柱の最大部材回転角

図 9 水平構面の応答における

側面回転成分 ψ_R とせん断変形成分 ψ_S の寄与

図 10 固有円振動数の分布

表 3 固有円振動数と固有モード (CASE 1, $N_y = 5$)

Mode	1	2	3	4	5	6	7
Mode shape							
Natural circular frequency [rad/s]	15.1	15.1	15.1	16.4	17.2	18.2	18.4

図 11 入力地動のフーリエ振幅スペクトルの例

図 12 入力地動のフーリエ振幅スペクトルの平均と標準偏差

水平構面のせん断変形や剛体回転を伴う 3 次以上のモード成分は高い円振動数領域で大きくなっている。図 10 と図 13 を併せて考えることにより、図 8, 9 で固有円振動数が高い領域に分布する CASE 1 での応答が CASE 2~4 に比べて大きくなったことが説明できる。図 14 に各モードによる剛体回転角・せん断変形角の応答への寄与をそれぞれ示す。ここで、マーカーは 100 波のアンサンブル平均を、ひげは標準偏差を示している。図 14(b) より、5~7 次モードの寄与が CASE 1 で CASE 2~4 に比べて大きくなっていることが分かる。

なお、不均一地動のモデルが本研究で用いたモデルと異なる場合には入力地動のスペクトルが変化し、応答傾向が変わる可能性がある。

(2) 幾何学的運動拘束の影響

柱脚変位と柱頭変位の関係を図 15 に示す。柱頭部において隣り合った自由度間の変位は、水平構面のせん断剛性による復元力で互いに拘束されている。この復元力は G' によって生じるため、 G' が小さいほど、すなわち柔らかい水平構面であるほど柱脚変位に柱頭変位が追従しやすい。そのため、水平構面の剛性が小さいほど柱に生じるせん断力は小さく考えられる。しかし、この影響が大きいと仮定すると、柔らかい水平構面の変形量が剛な水平構面の変形量よりも小さい(図 9) ことと矛盾する。したがって、幾何学的運動拘束の影響は小さく、固有円振動数の分布範囲の影響が大きいと考えられる。

4.3 建物長さと建物応答の関係

水平構面のせん断変形は均一地動の入力では生じないため、CASE 1~CASE 4 全てにおいて均一地動を入力した場合には閾値

図 13 入力地動をモード振動成分に分解したときのフーリエ振幅スペクトルの平均

図 14 各モードの応答への寄与 ($N_y = 5$)

図 15 水平構面の剛性と柱の部材回転角の関係

を超えることはない。しかし今回、不均一地動を入力した場合には全てのケースにおいて建物長さによってはせん断変形角は閾値 $1/200 \text{ rad}$ を超える結果となった。

(1) コヒーレンスの影響

式(1)より N_y が大きくなるほど各柱脚に入力する地動間のコヒーレンスは減少する。そのため、図 8(a), 9(a) のように X 方向地動では建物長さの影響を受けるものと考えられる。一方、図 8(b), 9(b) のように Y 方向地動では N_y が大きくなると、1 スパンという距離に変化が無い場合、コヒーレンスへの影響は無いこととなる。

(2) 固有円振動数の影響

建物長さが長くなるほど応答が大きくなる傾向について(1)で述

べたコヒーレンスの影響以外の要因として、図 10 から分かるように建物長さが長くなるにつれ不均一地動によって励起されるモードが増加し、入力地動と共振する帯域が広がることが考えられる。

5. 結論

本研究では水平構面の剛性を考慮した木質 1 層建物モデルに空間的変動をもつ地動を入力し、地震応答の性状を分析した。その結果、以下の知見を得た。

- ・水平構面の剛性が大きくなると建物応答が増大する傾向がある。
- ・建物長さが長くなると建物の応答が増大する傾向がある。
- ・不均一地動の影響は、柱の部材回転角よりも水平構面のせん断変形角で大きくなる。

本研究で用いたモデル CASE 1 は板張の水平構面で構成される 1 層建物においてよく当てはまると考えられる。この種の建物で建物長さが 58 m（レベル high で閾値を超えた値）以上になる場合は水平構面の応答を評価するときに不均一地動を考慮する必要があるといえる。

今後の課題について以下に示す。

- ・不均一地動について

本研究では Luco・Wong⁶⁾のモデルで与えられたコヒーレンス関数を満たすものとして空間的に不均一な地動を作成し、入力した。応答を増大させた高次固有モードの励起は、Love 波の影響が示唆される。今後は実際の地動観測記録などを用いて詳細な検討を行いたい。

- ・建物モデルについて

本研究においては建物の復元力特性を線形としたが、より実際の応答に近づけるために非線形の場合についても解析を行う必要がある。また、より正確な応答を記述するため、本研究で考慮しなかった回転慣性を考慮した回転運動や梁の軸方向の変形などを考慮していく必要がある。

また、水平構面の剛性変化による応答量の変化が 1 割程度であることから、有効な補強方法の提案および免震構造の導入による被害低減の可能性についても検討していきたい。

参考文献

- 1) 野口弘行・梶川久光: 木質半剛接ラーメン構造の振動性状に関する研究 (第 1 報) — 水平構面の面内剛性の影響について, 日本建築学会構造系論文集, No. 488, pp. 117-126, 1996.10

- 2) 梶川久光・野口弘行: 1 層箱形建物における剛床仮定の適用範囲に関する研究 — 木質立体建物の床剛性を考慮した水平ねじれ挙動に関する研究 (第 1 報), 日本建築学会構造系論文集, No. 595, pp. 79-85, 2005.9
- 3) Bolt, B.A., Tsai, Y.B., Yeh, K. and Hsu, M.K.: Earthquake strong motions recorded by a large near-source array of digital seismographs, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 561-573, 1982.7
- 4) 神田克久・源栄正人: 入射波の空間変動を考慮した不整形地盤の地震動増幅特性解析, 日本建築学会構造系論文集, No.495, pp. 79-86, 1997.5
- 5) Der Kiureghian, A.: A coherency model for spatially varying ground motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 99-111, 1996.1
- 6) Luco, J.E. and Wong, H.L.: Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, No. 6, pp. 891-908, 1986.11
- 7) Heredia-Zavoni, E. and Leyva, A.: Torsional response of symmetric buildings to incoherent and phase-delayed earthquake ground motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, No. 7, pp. 1021-1038, 2003.6
- 8) 田川浩・近藤貴士・大崎純: 入力地震動の空間変動が立体トラスの最適設計に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 580, pp. 85-92, 2004.6
- 9) 三神厚・神山眞・澤田勉: 建物基礎のフレキシビリティが基礎入力動の評価に与える影響, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 650-653, 2006.11
- 10) 須藤福三・朝山秀一: 細長い平面形を有する研究棟の応答挙動に関する実測的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 396, pp. 87-100, 1989.2
- 11) 朝山秀一・須藤福三: 細長い建築物を対象とした平面的領域における地震動の変化, 日本建築学会構造系論文集, No.455, pp. 27-36, 1994.1
- 12) Uscinski, B.J.: *The Elements of Wave Propagation in Random Media*, McGraw-Hill, New York, 1977.
- 13) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, 東京, 1977.
- 14) Clough, R.W. and Penzien, J.: *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, New York, 1993.
- 15) Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A.: Response spectrum method for multi-support seismic excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 8, pp. 713-740, 1992.8
- 16) 山田耕司・鈴木祥之・鈴木三四郎・石川浩一郎・向井洋一・松本慎也・向坊恭介: 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験 (その 3) パンケーキ・モデルによる応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, Vol. 2007, pp. 535-536, 2007.7
- 17) 杉山英男: 木質構造 (第 4 版), 共立出版, 東京, 2008.
- 18) 鈴木三四郎・山田明・鈴木祥之・山田耕司・石川浩一郎・向井洋一・松本慎也: 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験のシミュレーション (その 2) 簡易復元力モデルによる土台仕様の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, Vol. 2007, pp. 533-534, 2007.7
- 19) 山田耕司: 木造軸組建物における剛床仮定の成立する床剛性, 日本地震工学会大会-2004 梗概集, pp. 438-439, 2005.1
- 20) 柴田明徳: 最新耐震構造解析 (第 2 版), 森北出版, 東京, 2003.

(2009 年 3 月 10 日原稿受理, 2009 年 8 月 4 日採用決定)