木造建物の地震被害低減策に関する研究

一断層近傍のパルス性地震動に対する木造建物の応答特性--

主查 宮本 慎宏*1 委員 林 康裕*2, 多幾山 法子*3

本研究では、内陸地殻内地震の断層近傍におけるパルス性地震動を等価なパルス周期と速度振幅を有する正弦波パルスで近似し、応答スペクトル法に基づき正弦波パルスに対する木造建物の最大応答予測式を示した。次に、提案した予測式の精度検証のため、時刻歴応答解析結果や振動台実験結果との比較を行った。その結果、最大応答変形角が 0.1radを超えると予測値の方が大きくなる傾向が見られたが、パルス性地震動の特性値が変化した時の木造建物の最 大応答の変化を概ね把握できることを示した。最後に、正弦波パルスに対する木造建物の最大応答予測式を用いて、正 弦波パルスに対する木造建物の応答特性や必要耐震性能について検討した。

キーワード:1)木造建物、2)応答スペクトル法、3)正弦波パルス、4)時刻歴応答解析、5)振動台実験

Ch. Mitsuhiro Miyamoto Mem. Yasuhiro Hayashi and Noriko Takiyama

In this study, we propose the formula to estimate the maximum response of wooden buildings for pulse-like ground motions, which is idealized as a sinusoidal pulse, by response spectra method. The accuracy of the approximation by a sinusoidal pulse is examined, compared with the observed record of recent inland shallow earthquakes. The accuracy of the formula is examined, compared with the result of dynamic time history response analysis and shaking table tests. In addition, the required seismic performance of wooden buildings for a sinusoidal pulse is examined.

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では数多くの木造建物が倒壊 し、近年でも2007年能登半島地震や新潟県中越沖地震 で数多くの木造建物が被害を受けている。近年頻発して いるこのような内陸地殻内地震では、震源近傍において 周期1秒以上のパルス状の波形が顕著に見られ、このパ ルス状の波形が建物被害に大きな影響を及ぼすのではな いかと指摘されている。また、全国各地で今後発生が想 定される内陸地殻内地震の予測波が作成されている。例 えば、大阪府域においては様々な機関により上町断層帯 の予測地震動が作成されており^{1)~3)}、これらの予測地震 動においても震源近傍においてパルス性の波形が見られ る。パルス性地震動に対する応答を把握することは、木 造建物の耐震設計を行ううえでも重要な課題である。

パルス性地震動に関する既往の研究として,強震記録 からパルスの周期や振幅を抽出する研究や,パルス波に 対する1自由度系の応答を理論的に求める研究が報告さ

^{•1} 香川大学工学部安全システム建設工学科 助教

(当時 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生)

れている。境らかは、地震動をサイン波1波に単純化す る方法について検討し、地震動はサイン波の加速度振幅 と周期の2つのパラメタで表現できるとしている。張ら 5は、断続した正負矩形加速度パルス・連続した正負矩 形速度パルス地動に対し,1自由度完全弾塑性系の応答 を近似的に陽な予測式で表している。鈴木らのは、正弦 波パルスに対する非減衰1自由度系の最大応答理論解を 用いてパルス性地震動の特性を反映した設計用応答スペ クトルの設定法を提案している。亀井ら"は、正弦波置 換したパルス波に対する弾性多自由度系の層間変形角応 答についてモーダル解析によりその特性を分析してい る。安井ら⁸は,正弦波パルス1波に対する弾性1自由 度系の最大応答および減衰特性について,時刻歴応答と 最大応答値発生時刻理論解をもとに定式化している。し かし,パルス性地震動に対する応答を理論的に分析して いる事例が多く,実験結果や観測記録と比較検討してい る研究は少ない。また、パルス性地震動に対する木造建

*2 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授

·3 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助教

物の応答特性や必要耐震性能について検討している研究 も少ない。

以上を踏まえ、本研究ではパルス性地震動に対する木 造建物の最大応答予測法を構築し、必要耐震性能につい て検討することを目的としている。本論文の構成は以下 の通りである。まず2章では、パルス性地震動を等価な パルス周期と速度振幅を有する正弦波パルスで近似し、 応答スペクトル法に基づき正弦波パルスに対する木造建 物の最大応答予測式を示す。また、正弦波パルスによる 近似の妥当性を検討するために、正弦波パルスと近年発 生した内陸地殻内地震の震源近傍における観測記録に対 する木造建物の最大応答の比較を行う。3章では、提案 した予測式の精度検証のため、時刻歴応答解析結果や振 動台実験結果との比較を行う。4章では、2章で示した 最大応答予測式を用いて正弦波パルスに対する木造建物 の応答特性や必要耐震性能について検討する。

2. 正弦波パルスに対する木造建物の最大応答予測式

本章では,正弦波パルスに対する非減衰の加速度応答 スペクトルを定式化する。次に,応答スペクトル法に基 づき正弦波パルスに対する木造建物の最大応答予測式を 示す。最後に,正弦波パルスによるパルス性地震動の近 似の妥当性を検討するため,近年発生した内陸地殻内地 震の震源近傍における観測記録を等価なパルス周期と速 度振幅を有する正弦波パルスで近似し,正弦波パルスと 観測記録に対する木造建物の最大応答の比較を行う。

2.1 正弦波パルスに対する非減衰の加速度応答スペク トル

本節では,既往の研究⁶に基づき正弦波パルスに対す る非減衰の加速度応答スペクトルを定式化する。

波数nの正弦波パルスの加速度波形,速度波形,変位 波形の時刻歴関数 $\ddot{u}(t), \dot{u}(t), u(t)$ は,正弦波パルスのパ ルス周期 T_p ,速度振幅 V_p ,波数nを用いてそれぞれ次式 で表される。

$$\begin{split} \ddot{u}(t) &= \begin{cases} \frac{\pi V_p}{T_p} \sin \frac{2\pi t}{T_p} & \left(0 \le t < nT_p \right) \\ \left[0 & \left(nT_p \le t \right) & (1) \right] \\ \dot{u}(t) &= \begin{cases} -\frac{V_p}{2} \left(\cos \frac{2\pi t}{T_p} - 1 \right) & \left(0 \le t < nT_p \right) \\ \left[0 & \left(nT_p \le t \right) & (2) \right] \end{cases} \end{split}$$

$$u(t) = \begin{cases} -\frac{T_p V_p}{4\pi} \left(\sin \frac{2\pi t}{T_p} - \frac{2\pi t}{T_p} \right) & \left(0 \le t < nT_p \right) \\ \frac{nT_p V_p}{2} & \left(nT_p \le t \right) \end{cases}$$
(3)

波数 *n*=1,2の正弦波パルスの加速度波形,速度波形,変 位波形を図 2-1(a)~(c)に示す。任意の正弦波パルスは 波数 *n*,パルス周期 *T_p*,速度振幅 *V_p*を用いて表せる。



加速度振幅 A_0 , パルス周期 $T_p(=2\pi/\omega_p)$, 波数nの正弦 波パルスを入力する場合, 固有周期 $T(=2\pi/\omega)$ の非減衰 の加速度応答スペクトル S_{a0} は次式で表される。

$$S_{a0}(\tau, n) = A_0 \cdot \max\{g_m, f_n\} = \frac{\pi V_p}{T_p} \cdot \max\{g_m, f_n\}$$
$$g_m = \left|\frac{1}{\tau - 1} \sin\left(\frac{2\pi m\tau}{\tau + 1}\right)\right|$$
$$f_n = \left|\frac{2\tau}{\tau^2 - 1} \sin\frac{n\pi}{\tau}\right|$$
(4)

ここで g_m は加振中における非減衰1自由度系の最大変 位応答, f_n は加振終了後の自由振動中における非減衰1 自由度系の最大変位応答, $\tau = \omega_p / \omega = T/T_p$, m は $0 \le mT/(\tau+1) < nT_p$ を満たす整数である。加速度応答スペ クトル S_{a0} を加速度振幅 A_0 で無次元化し, T/T_p との関係 を波数n=1,2の場合について図2-2に示す。加速度応答 は $T/T_p=1$ 付近で最大となり, その値は $n\pi$ となる。



2.2 正弦波パルスに対する最大応答予測式

本節では、応答スペクトル法⁹に基づき正弦波パルス に対する木造建物の最大応答予測式を示す。応答スペク トル法では限界耐力計算と同様に、木造建物の復元力特 性と減衰定数hから、入力地震動に対する最大応答変形 角Rを算出する。図2-3に示すように総質量M,等価質 量M_e,等価高さH_eの木造建物を1自由度系に縮約し、骨 格曲線は重力加速度g,降伏変形角R_yおよび降伏せん断 力係数C_yを用いて表す。このとき木造建物の等価固有 周期T_eは、最大応答変形角Rおよび降伏せん断力係数C_y の関数として次式で表される。

$$T_{e}(R,C_{y}) = \begin{cases} 2\pi \sqrt{\frac{\left\{1+9(R/R_{y})^{0.7}\right\}M_{e}R_{y}H_{e}}{10MgC_{y}}} (R \le R_{y}) \\ 2\pi \sqrt{\frac{M_{e}RH_{e}}{MgC_{y}}} (R > R_{y}) \end{cases}$$
(5)

式(5)において最大応答変形角Rが降伏変形角R_yより小 さいときは,既往の木造建物の地震観測記録を分析した 結果に基づく式を用いている⁹。木造建物の復元力特性 と等価な加速度応答スペクトルS_{ae}(以下では性能等価 加速度応答スペクトルと呼ぶ)は,等価固有周期T_eを用 いて次式で表される。

$$S_{ae}\left(R,n,C_{y}\right) = \frac{\left(2\pi / T_{e}\right)^{2} RH_{e}}{F_{h}\left(h,n\right)}$$
(6)

ここで正弦波パルスを入力した時,減衰定数 h=0.05 の 応答スペクトルに対する減衰補正係数 F_hは,減衰定数 h,波数 n を用いて次式で表される⁶。

$$F_{h}(h,n) = \frac{1+0.05n\pi}{1+hn\pi}$$
(7)

減衰定数hは,限界耐力計算法の計算過程から,最大応 答変形角Rを用いて次式で表される。

$$h(R) = 0.05 + 0.2 \left\{ 1 - 1 / \left(\max\left(\sqrt{R / R_y}, 1 \right) \right) \right\}$$
(8)

木造建物の性能等価加速度応答スペクトルと正弦波パ ルスに対する非減衰の加速度応答スペクトルの交点か ら,正弦波パルスに対する木造建物の最大応答変形角*R*



を算出する。式(4)~(8)から正弦波パルスの速度振幅 V_p は,最大応答変形角R,波数n,降伏せん断力係数 C_p ,パルス周期 T_p の関数として次式で表される。

$$V_{p}(R,n,C_{y},T_{p}) = \frac{\left(2\pi/T_{e}(R,C_{y})\right)^{2} RH_{e}T_{p}}{\pi F_{h0}(h(R),n) \cdot \max\{g_{m},f_{n}\}}$$
(9)
ここで F_{h0} は減衰定数 $h=0$ の応答スペクトルに対する減
衰補正係数であり,減衰定数 h ,波数 $n \in \mathbb{R}$ いて次式で

$$F_{h0}(h,n) = \frac{1}{1+hn\pi}$$
(10)

表される。

式(9)を用いれば、正弦波パルスの応答スペクトルを介 することなく、正弦波パルスの波数n、パルス周期 T_p 、 速度振幅 V_p から木造建物の最大応答変形角Rが求まる。

2.3 正弦波パルスと観測記録に対する最大応答の比較

本節では、正弦波パルスによるパルス性地震動の近似 化の妥当性を検討するため、正弦波パルスと観測記録に 対する木造建物の最大応答の比較を行う。検討に用いた 観測記録の地震名、観測点、最大地動速度*PGV*、最大地 動加速度*PGA*を一覧にして表2-1に示す。

観測記録を等価なパルス周期と速度振幅を有する正弦 波パルスで近似するため、既往の研究^のに基づき正弦波 パルスの速度振幅 V_p と観測記録の最大地動速度 PGVの 関係を求める。観測記録の $\tau=T/T_p=1$ における加速度応 答は、既往の研究^ので提案されている設計用加速度応答 スペクトル(減衰定数 h=0.05)から次式で表される。

$$S_a(\tau=1) = 2\pi \cdot \frac{5}{6\sqrt{3}} \cdot 1.5 \cdot \frac{2\pi}{T_p} \cdot PGV$$
(11)

 $\tau=T/T_p=1$ における減衰定数h=0.05の正弦波パルスに対する加速度応答は、式(4),(7)から次式で表される。

$$S_a(\tau = 1, n) = n\pi \cdot \frac{\pi V_p}{T_p} \cdot \frac{1}{1 + 0.05 \cdot n\pi}$$
(12)

既往の研究で提案されている設計用加速度応答スペクトルは、波数 n=1,2の正弦波パルスの加速度応答スペクトルを概ね包括していることから、式(11)と式(12)において n=2としたものが等しいと考え、正弦波パルスの速度振幅 V_pと観測記録の最大地動速度 PGVの関係は次式で表される。

世 雪 夕	細油占	観測記録		正弦波パルス		
地展石	観側尽	PGV[cm/s]	PGA [gal]	$T_p[\mathbf{s}]$	$V_p [\mathrm{cm/s}]$	A_0 [gal]
1995年6度県南如地震	葺合	129	802	1.2	244	638
1999年共庫原用即地展	JMA神戸	86	818	0.9	163	567
2000年鳥取県西部地震	日野	117	927	0.7	221	992
2004年英海県中地地震	川口	134	1666	1.4	253	568
2007年利冯県中越地展	小千谷	131	1309	0.7	248	1111
2007年 新润	柏崎	124	667	2.4	234	307
	刈羽村	122	461	3.1	231	234

表 2-1 観測記録一覧

 $V_n \cong 1.89 \cdot PGV$

(13)

式(13)を用いて観測記録を等価なパルス周期と速度振幅を有する正弦波パルスで近似し、パルス周期 T_p ,速度振幅 V_p ,加速度振幅 A_0 を表2-1に示す。ここで T_p は観測記録の擬似速度応答スペクトル(減衰定数h=0.05)の最大値を与える周期としている。観測記録を近似した正弦波パルスの速度振幅 V_p は163~253cm/s、パルス周期 T_p は0.7~3.1sの範囲にあることがわかる。

次に,正弦波パルスと観測記録に対する木造建物の最 大応答を比較する。応答スペクトル法に基づき,観測記 録および波数n=1,2の正弦波パルスに対する木造建物の 最大応答変形角Rを,降伏せん断力係数 C_p =0.1,0.2,0.3, 0.4の場合について求め,比較したものを図2-4に示す。 ここで,木造建物は図2-3に示すモデルを用い,既往の 研究¹⁰⁾を参考に有効質量比 M_e/M =0.75, H_e =4.5m, R_p =0.01radとしている。観測記録の加速度応答スペクト ルを概ね包括するように正弦波パルスの加速度応答スペ クトルを設定しているため,観測記録よりも正弦波パル スに対する最大応答の方が大きくなる傾向が見られる が,正弦波パルスに対する最大応答からパルス性地震動 に対する最大応答を概ね把握できることがわかる。

最後に、正弦波パルスの波数nが応答に及ぼす影響を 把握する。応答スペクトル法に基づき、パルス周期 T_p =0.5s, 1.0s, 2.0s, 3.0sの場合について波数n=1 と n=2 の正弦波パルスに対する最大応答変形角Rを、降伏せん 断力係数 C_y =0.1, 0.2, 0.3, 0.4の場合について求め、比 較したものを図2-5に示す。速度振幅 V_p は表2-1を参考 に25cm/sから250cm/sまで25cm/s刻みで変化させてい る。図から波数が応答に及ぼす影響は大きくなく、パル ス性地震動に対する木造建物の最大応答は、等価なパル ス周期と速度振幅を有する波数n=1の正弦波パルスに対 する最大応答を用いて概ね近似できることがわかる。

3. 最大応答予測式の精度検証

本章では、2章で示した最大応答予測式(式(9))の 精度検証のため、時刻歴応答解析結果や振動台実験結果 との比較を行う。



3.1 時刻歴応答解析結果との比較

時刻歴応答解析には等価1自由度系に縮約した解析モ デルを用いる。復元力特性は図3-1に示すようにバイリ ニア型履歴特性とスリップ型履歴特性の足し合わせとす る。このときバイリニア型履歴特性の割合 α は,応答ス ペクトル法の履歴減衰による減衰定数(式(8)の第2項) が時刻歴応答解析における等価粘性減衰定数と概ね等し くなるように定め、本論文では α =0.22としている。減 衰は瞬間剛性比例型減衰とし、初期の減衰定数h=0.05 としている。解析モデルでは有効質量比 M_e/M =0.75、等 価高さ H_e =4.5m、降伏変形角 R_y =0.01radとし、降伏せん 断力係数 C_y を0.1から0.4まで0.1刻みで変化させる。解 析モデルに正弦波パルス1波を0.001s刻みで入力し、正



弦波パルスのパルス周期 T_p =0.5s, 1.0s, 2.0s, 3.0sの場合 について,速度振幅 V_p を25cm/sから250cm/sまで25cm/ s刻みで変化させる。

式(9)により予測した正弦波パルスに対する最大応答変形角 R を, T_p =0.5s, 1.0s, 2.0s, 3.0s の場合について時刻歴応答解析結果と比較したものを図3-2に示す。ここで時刻歴応答解析と同じ条件となるように式(5)において M_e/M =0.75, H_e =4.5m, R_y =0.01radとし,骨格曲線は解析モデルと同じバイリニア型としている。また,降伏せん断力係数 C_y ,パルス周期 T_p ,速度振幅 V_p は時刻歴応答解析と同じ条件で変化させる。図からRが0.1radを超えない範囲内では両者は概ね一致し, Rが0.1radを超えると,特に T_p =2.0s, 3.0sの場合に予測値の方が大きくなる傾向が見られるが,式(9)により時刻歴応答解析結果を概ね予測できることがわかる。

3.2 振動台実験結果との比較

本節では単位木造軸組架構の振動台実験結果¹¹⁾を用い て予測式の精度検証を行う。

1) 加振装置と入力波

振動台実験は京都大学防災研究所保有の電気・油圧 サーボ式強震応答実験装置を用いて行う。強震応答実験 装置は、水平方向2軸(X,Y軸)と上下方向(Z軸)の 振動および各軸回りの回転動(θ_x , θ_y , θ_z)が同時または 単独に加振可能な3次元6自由度の振動台システムであ る。振動台テーブルの寸法は5.0m(X軸方向)×3.0m (Y軸方向),最大搭載重量は30tonf(定格15tonf),加 振可能な最大変位はX,Y,Z軸方向にそれぞれ±300mm, ±250mm, ±200mm, 最大加速度は15tonf載荷時に3軸 方向とも±1.0m/s² (無載荷時±1.5 m/s²) である。

本実験における入力は振動台のX軸方向1方向のみとし、変位制御により加振を行う。最大振動台変位 D_0 を25cmとして正弦波パルスのパルス周期 T_p をパラメータとする。ただし T_p =0.5sの場合は倍率を80%としているため、最大振動台変位 D_0 は20cmとなる。各試験体に対し、図3-3および表3-1に示す正弦波パルス1波を順に入力する。

2) 試験体概要

試験体は図3-4に示すように単位軸組を2構面配置した立体木造軸組架構とする。構面間にはステンレス製の ターンバックル付筋かいおよび構造用合板を設置し,試 験体の直行方向の倒壊やねじれを防止する。筋かいは桁 および土台にコボット¹⁰⁾で固定する。試験体は土台を振 動台上の架台にアンカーボルトで固定し,構造用合板の 上におもり載せる。本論文では,表3-2および図3-5(a) ~(d)に示すように,伝統構法の木造建物に用いられる 架構を模した全壁試験体,垂壁試験体,垂壁差鴨居試験 体,差鴨居試験体の4種類,計4体を対象とする。

試験体は柱,土台,桁,垂壁から構成され,1820× 2798mmを基本寸法とする。材種は柱と土台には杉,桁 には米松を用いる。部材の基本寸法は,全壁試験体と垂 壁試験体では柱および土台を105×105mm,桁を105× 240mmとし, 垂壁差鴨居試験体と差鴨居試験体では柱 および土台を120×120mm, 桁を120×240mmとする。 柱と桁および土台の接合部は,全壁試験体と垂壁試験体 では短ほぞ(ほぞ寸法:30×84×52.5mm)に加えて両 面山型プレートで留める仕様とし, 垂壁差鴨居試験体と 差鴨居試験体では長ほぞ(柱頭ほぞ寸法:30×80× 150mm, 柱脚ほぞ寸法: 30×80×100mm) を15mm角 の込栓(材種:米松)で留める仕様とする。乾式パネル の仕様は、全壁試験体と垂壁試験体では26mm厚のパネ ルを片面貼り, 垂壁差鴨居試験体では両面貼りの受け材 仕様で施工する¹³⁾。柱と差鴨居(材種:米松)の接合部 は、30×126mmのほぞを柱に通し、15mm角の込栓(材 種:米松)で留める仕様とする。

上載荷重(おもり)は,試験体の柱脚部に浮き上がり が生じないように各試験体の最大耐力を既往の静的載荷 実験結果^{14),15)}から想定して決定し,**表 3-2**に示す。

分析に用いた計測位置を図3-4に示す。各構面のおも り上および振動台上の架台位置に加速度計,各構面の桁 位置にレーザー変位計およびワイヤー変位計,振動台上 の架台位置にレーザー変位計をそれぞれ設置する。

3) 振動台実験結果との比較

各試験体の層間変形角と層せん断力係数の関係につい



図 3-3 入力波の変位波形

表 3-1 入力波一覧

入力波	No.1	$T_p[\mathbf{s}]$	倍率	D_0 [cm]	V_p [cm/s]	A_0 [cm/s ²]
	1	3.0	100%	25	17	17
正弦波	2	2.0	100%	25	25	39
パルス	3	1.0	100%	25	50	157
	4	0.5	80%	20	80	503



図 3-4 試験体全体図と計測位置

表 3-2 試験体一覧

種類	接合部仕様	壁仕様	上載重量 [kN]
全壁	短ほぞ	本時でウィ	32.8
垂壁	(山型プレート留め)	元型ハイル (26mm)上面	22.6
垂壁差鴨居	長ほぞ		23.4
差鴨居	(込栓留め)		32.5







て、全加振波に対する結果を図 3-6(a)~(d)に示す。式 (9)により予測した各試験体の最大応答変形角Rを、 T_p =0.5s, 1.0s, 2.0s, 3.0sの場合について実験結果と比較 したものを図 3-7に示す。ここで振動台実験と同じ条件 となるように式(5)において $M_e/M=1.0$, $H_e=2.8$ mとして いる。降伏せん断力係数 C_y は既往の文献¹⁶⁾から求めた 復元力特性の1/30radにおける値、降伏変形角 R_y は1/ 60radとし、図 3-6中に重ねて示す。ただし、全壁試験 体以外の試験体は $T_p=0.5$ sの入力時に剛性低下が見られ たため、 $T_p=0.5$ sの入力時に対する割線剛性を用 い、図 3-6中に点線で重ねて示す。このときの降伏変形 角 R_y は、前述の割線剛性が降伏せん断力係数に達した点 としている。両者は概ね一致しており、式(9)により振 動台実験結果を概ね予測できることがわかる。

4. 正弦波パルスに対する木造建物の必要耐震性能

本章では、2章で示した最大応答予測式を用いて正弦 波パルスに対する木造建物の応答特性や必要耐震性能に ついて検討を行う。

4.1 正弦波パルスのパルス周期が応答に及ぼす影響

本節では、正弦波パルスのパルス周期 T_p が図2-3に示 す木造建物モデルの最大応答に及ぼす影響を分析する。 式(9)により求めた速度振幅 V_p と木造建物の最大応答変 形角Rの関係を、波数n=1、パルス周期 $T_p=0.5$ s、1.0s、 2.0s、3.0sの場合について、降伏せん断力係数 C_y を0.1か ら0.4 まで0.1刻みで変化させて図4-1(a)~(d)に示す。 なお、式(9)を図示した場合、1つの速度振幅に対して複 数の最大応答変形角が求まるが、ここではその最小値を 最大応答変形角Rとして採用している。

パルス周期 T_p =0.5s, 1.0sの場合,速度振幅と最大応答 変形角の関係は概ね比例関係にあり,降伏せん断力係数 を変化させても最大応答変形角の変化は小さい。パルス 周期が0.5秒や1秒程度の比較的短周期が卓越するパル ス性地震動に対しては,建物の耐力を向上させるよりも 変形性能を確保することが有効であることがわかる。

一方,パルス周期T_p=2.0s,3.0sの場合,速度振幅が大 きくなると最大応答変形角が急増する傾向があり,パル ス周期が増大するにつれてこの傾向は顕著となる。ま た,急増する時の速度振幅はパルス周期と降伏せん断力 係数に比例して大きくなる。周期が2秒や3秒の比較的 長周期が卓越するパルス性地震動に対しては、建物の耐 力を向上させることにより応答の急増を回避することが 有効であることがわかる。

4.2 長周期の正弦波パルスに対する応答

前節で述べたように、パルス周期T_=2.0s, 3.0sの正弦





波パルスを入力する場合,ある速度振幅の時に最大応答変形角が急増する。このとき図4-2(a)に示すように,正弦波パルスの加速度応答スペクトルと木造建物の性能等価加速度応答スペクトルは二点で交わる。また,図4-2(b)に示すように1つの正弦波パルスの速度振幅 V_p に対して2つの最大応答変形角 R_1, R_2 が存在し, $V_p(R_1) = V_p(R_2)$ となる。以下では,波数n=1の正弦波パルスに対する最大応答変形角Rの上昇値 $\Delta R = R_2 - R_1$ および ΔR 上昇するときの正弦波パルスの速度振幅 $V_{p,\Delta R}$ を定式化することを考える。

波数 n=1,降伏せん断力係数 C_{y} =0.1, 0.2, 0.3, 0.4 の場合について,正弦波パルスのパルス周期 T_{p} を 0.5s から3.0s まで 0.25s 刻みで変化させた時の R_{1} および $R_{2} \ge T_{e}$ / T_{p} の関係を図 4-3 に示す。 R_{1} は概ね 0.01 rad 以下, R_{2} は Rが 0.06 rad より大きくなると概ね T_{e}/T_{p} =1.5 に漸近することがわかる。式(5)をRについて解いた関数を $R(C_{y},T_{e})$ とおくとき, $V_{p,\Delta R}$ は式(9)を用いて次式で表される。

$$V_{p,\Delta R}\left(C_{y},T_{p}\right) = \frac{\left(2\pi / T_{e}\left(R_{1},C_{y}\right)\right)^{2}R_{1}H_{e}T_{p}}{\pi F_{h0}\left(h(R_{1})\right) \cdot \max\left\{g_{m},f_{n}\right\}}$$
(14)

ここで図4-3から $R_1 = 0.01$ radとし、 R_2 は次式から算出する。

$$R_{2} = R\left(C_{y}, T_{e} = 1.5T_{p}\right)$$

$$R\left(C_{y}, T_{e}\right) = \begin{cases} R_{y}\left[\frac{1}{9}\left[\left(\frac{T_{e}}{2\pi}\right)^{2}\frac{10MgC_{y}}{M_{e}H_{e}R_{y}} - 1\right]\right]^{\frac{10}{7}}\left(T_{e} \leq T_{y}\right) \\ \left[\left(\frac{T_{e}}{2\pi}\right)^{2}\frac{MgC_{y}}{M_{e}H_{e}}\left(T_{e} > T_{y}\right)\right] \end{cases}$$

$$T_{y} = 2\pi\sqrt{\frac{M_{e}R_{y}H_{e}}{MeC}}$$

$$(15)$$

降伏せん断力係数 $C_y \ge 0.1$ から 0.4 まで 0.1 刻みで変 化させ、式(14)から求めた $V_{p,\Delta R}$ とパルス周期 T_p の関係 について、式(9)から求めた結果と比較したものを図 4-4 に示す。両者は概ね一致しており、パルス周期 T_p と降 伏せん断力係数 C_y に比例して $V_{p,\Delta R}$ は大きくなることが わかる。次に、降伏せん断力係数 $C_y \ge 0.1$ から 0.4 まで 0.1刻みで変化させ、式(15)から求めた ΔR とパルス周期



図 4-1 正弦波パルス (n=1) に対する V_p と R の関係



 T_p の関係について、式(9)から求めた結果と比較したものを図4-5に示す。両者は概ね一致しており、 ΔR もパルス周期 T_p と降伏せん断力係数 C_y に比例して大きくなることがわかる。



4.3 長周期の正弦波パルスに対する必要耐力

4.1 節で述べたように、パルス周期 T_p =2.0s, 3.0s の正 弦波パルスに対する最大応答を小さくするためには、あ る程度の建物耐力を確保して応答の急増を回避する必要 がある。そこでパルス周期 T_p =2.0s, 3.0sの正弦波パルス を入力するとき、Rの急増を回避するために必要な建物 の降伏せん断力係数 C_y を求める。パルス周期 T_p =2.0s, 3.0sの場合における式(14)から求めた $V_{p,\Delta R}$ と降伏せん断 力係数 C_y の関係について、式(9)から求めた結果と比較 したものを図4-6に示す。両者は概ね一致しており、正 弦波パルスの速度振幅が大きくなるほど、またパルス周 期が短くなるほど、最大応答の急増を回避するために必 要な建物耐力は大きくなることがわかる。

5. まとめ

本論文では,内陸地殻内地震の断層近傍におけるパル ス性地震動を等価なパルス周期と速度振幅を有する正弦 波パルスで近似し,正弦波パルスの特性値(パルス周期 および速度振幅)のみから木造建物の最大応答を簡易に 予測する式(式(9))を新たに構築した。次に,時刻歴 応答解析や振動台実験により予測式の精度検証を行っ た。その結果,最大応答変形角が0.1radを超えない範囲 内では最大応答を概ね予測可能であり,最大応答変形角 が0.1radを超えると予測値の方が大きくなる傾向が見ら れたが,パルス性地震動の特性値が変化した時の木造建 物の最大応答の変化を概ね把握できることを示した。最 後に,予測式を用いて正弦波パルス(パルス性地震動) に対する木造建物の応答特性や必要耐震性能について検 討し,下記のような新しい知見と成果を得た。

- パルス性地震動の速度振幅が大きくなると木造建物 の最大応答が急増する傾向があり、パルス周期が増 大するにつれてこの傾向は顕著となる。そこで、最大 応答が急増する時の速度振幅及び最大応答の増加量 の目安を簡易に予測する式(式(14,15))を構築した。
- 2) パルス周期が0.5秒や1秒の正弦波パルスに対する木 造建物の最大応答は、降伏せん断力係数を変化させ ても大きく変わらないため、建物の耐力を向上させ るよりも変形性能を確保することが有効である。
- 3) パルス周期が2秒や3秒の正弦波パルスに対しては、 速度振幅が大きくなると木造建物の最大応答が急増 する傾向があるが、建物の耐力を向上させることに より応答の急増を回避可能と考えられる。

<参考文献>

- 川辺秀憲, 釜江克宏:上町断層帯の地震を想定した 強震動予測,日本建築学会近畿支部耐震構造部会 主催シンポジウム「上町断層帯による想定地震動 に対する建物の耐震設計を考える」,pp17-24, 2009.1.
- 産業技術総合研究所活断層研究センター:大阪府周辺地域の地震動地図地震動予測研究報告 暫定版, 2005.
- 中央防災会議:東南海、南海地震等に関する専門委員会,中部圏・近畿圏直下地震対策,http:// www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/ index_chukin.html,参照2009.10.
- 4) 境有紀,壁谷澤寿海:地震動の単純化および距離減 衰式を用いて基盤動をサイン波1波で与える方法, 構造工学論文集,Vol.46B, pp.81-86, 2000.3.
- 張富明,酒井久和,河村廣,久保哲夫:正負地動パ ルスによる1自由度完全弾塑性系の地震応答の予 測,構造工学論文集,Vol.50B,pp435-440,2004.3.
- 6) 鈴木恭平,川辺秀憲,山田真澄,林康裕:断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用 応答スペクトル,日本建築学会構造系論文集,No.647, pp.49-56,2010.1.
- 第1, 佐藤浩太郎,林康裕:モーダル解析による パルス波地動に対する多自由度系の層間変形角応 答特性,日本建築学会構造系論文集,No.649, pp.567-575,2010.3.
- 8) 安井雅明,西影武知,見上知広,亀井功,鈴木恭平, 林康裕:パルス地震動に対する1自由度系最大応答

理論解と応答特性,日本建築学会構造系論文集,No.650, pp.731-740, 2010.4.

- Y. Hayashi, A. Nii and T. Morii : Evaluation of Building Damage Based on Equivalent - Performance Response Spectra, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Oct., 2008.
- 10) 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, pp.651-656,2002.11.
- 林康裕,杉野未奈,浪江和隆,高橋遥希,宮本慎宏, 多幾山法子,大西良広:伝統的木造建物の地震時挙 動評価に関する実験的研究(その1)研究目的と振 動台実験の概要,日本建築学会大会学術講演梗概 集(関東),2011.8.
- コボット株式会社ホームページ, http://www.cobot. co.jp/,参照2010.8.
- 杉山亮太,鈴木祥之,後藤正美,村上博:乾式土壁 パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発,日本建築 学会技術報告集,第23号,pp.149-154,2006.6.
- 14) 山田真澄,鈴木祥之,後藤正美,清水秀丸:単位木 造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸 組の耐震性能評価,日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.95-102, 2004.8.
- 15) 宮本慎宏:伝統構法木造建物の変形性能と最大応答 変形を考慮した耐震性能評価に関する研究,京都 大学学位論文,2011.3.
- 16) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会 :伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐 力計算による耐震設計・耐震補強設計法,学芸出版 社,2004.4.
- 17) 柴田明徳:最新耐震構造解析,森北出版, 1981.

<研究協力者>

- 高橋 遥希 清水建設(当時 京都大学大学院工学研 究科建築学専攻 大学院生)
- 杉野 美奈 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生