

# 論文 中低層 RC 造建築物を対象とした応答変位予測式と耐震性能評価法

伊藤 嘉則\*1・楠 浩一\*2

**要旨:** 既往の研究で、極めて稀に起こる地震動を想定した多数の地震波を入力波とする地震応答解析をもとに中低層 RC 造建築物を対象とする最大応答変位の予測式の提案を行った。本論文は、観測地震波 6 波、模擬地震波 3 波に限定し、地震動の入力速度の最大値を 10Kine~130Kine と変動させた際に得られた応答変位と提案した予測式の関係を調べた。その結果、提案した予測式は、本論文の解析結果に対しても概ね適合することが明らかとなった。また、予測式の工学的意義を含め、式中の係数と減衰補正係数の関係性についての考察を加えた。その上で、本予測式を用いて判定する耐震性能の評価手法を整理し、その判定手順を示した。

**キーワード:** 速度応答スペクトル, 応答変位予測式, 耐震性能評価, 減衰補正係数

## 1. はじめに

近年の建築物に対する要求事項の中に地震後の継続使用があり、国土交通省においても 2018 年 5 月に「防災拠点となる建築物等を対象とする継続性に関わるガイドライン」を公開した<sup>1)</sup>。継続使用の判定を行うには、地震時に生じる建物の応答変位を把握しなければならない。したがって、建築物の耐震性能評価は、建築基準法による「倒壊を防止する」などの最低基準に対する判定だけでは不十分となる。そのため、現行の耐震基準をクリアした既存建築物においても、地震時に生じる応答変位を判定するための評価手法の構築が必要になる。

応答変位を算定する手法の一つに限界耐力計算に取り入れられた等価線形化法がある<sup>2)</sup>。ただし、同法では、加速度や速度の応答スペクトルが用いられ、要求曲線を使用限界・損傷限界・安全限界といった段階的な状態を与え、性能曲線と一致した点が応答点となる。言い換えれば、要求値を変更した場合は、応答点を再度求め直す必要がある。すなわち、小地震から大地震に至る応答過程を連続関数などで把握できるものにはなっていない。

地震時の被害調査においては、被災度（応答変位）を地震動の大きさを表す指標（以下、地震動指標とする）との関係で推定する試みがなされている。地震動指標の因子としては、地動の最大加速度、SI 値、計測震度などがある。

筆者らにおいても、中低層鉄筋コンクリート造建築物（以下、RC 造）を対象に、最大応答変位と地震動指標の関係について、地震応答解析に基づく検証を試みている<sup>3) 4)</sup>。ただし、筆者らは、減衰 5% の速度応答スペクトルに着目し、建物の降伏点周期に応じて積分範囲を変動させて求める平均値（以下、速度スペクトル平均値  $ave S_v$  とする）を地震動指標の因子としている。速度応答スペク

トルそのものは、地震動が建物に与える最大のエネルギー、すなわち、入力エネルギーとみなすことができる<sup>5)</sup>。従来、地震動指標の因子は、単に被災度（応答変位）と相関がある物理値が採用されてきた。しかし、地震動の入力エネルギーを用いて耐震性能を評価する考え方があることを踏まえると、速度応答スペクトルは建物の応答変位を論ずるうえで工学的意義を有する地震動指標となる。なお、速度応答スペクトルを平均値として取り扱った理由は、実地震波の速度応答スペクトルの形状には凹凸があり、わずかな周期の変化でスペクトル値は異なる値をとる場合があり、平均的に捉えた値の方が変動の影響を少なくできる可能性があると考えたことによる。

結果論としては、積分範囲となる周期帯を相関分析から降伏点周期  $T_y$  の 0.9~1.1 倍と定義し、かつ、回帰係数 0.16 を用いた式(1)で示す予測式を示した。

$$cal \delta_{max} = 0.16 \cdot ave S_v \quad (1a)$$

$$ここで、ave S_v = \frac{1}{0.2} \cdot \int_{0.9T_y}^{1.1T_y} S_v(h_{0.05}) dT \quad (1b)$$

式(1)より、小レベルから大レベルに至る地震動の  $ave S_v$  が求めれば、式(1)を用いて応答変位を連続関数で把握することができる。これを建物の損傷レベルと対比すれば、あらゆる要求レベルに対する耐震性能評価が行え、その評価手法は構造物のヘルスマonitoringにも応用が可能となる。なお、式(1)の提案に際して入力波は、文献 3) では観測地震波 94 波および第 1 種~第 3 種地盤種の模擬地震波 120 波、文献 4) では千葉県と茨城県の地盤情報をもとにした表層地盤の増幅特性係数を用いて作成した模擬地震波 396 波としたが、いずれも入力レベルが極めて稀に起こる地震を想定した地震波となっている。

\*1 東京大学地震研究所 共同研究員 修士（工学）（正会員）  
（建材試験センター）

\*2 東京大学地震研究所 准教授 博士（工学）（正会員）

本論文は、入力地震波を数波に限定するが入力速度の最大値を 10Kine～130Kine と変動させた際に得られる応答変位についても式(1a)は適合するかの確認を目的とした。また、式(1a)の工学的説明として、式中の係数 0.16 と減衰補正係数の関係性についての考察を加えるとともに、既報<sup>3),4)</sup>では述べていない式(1a)および式(1b)を用いて判定する耐震性能の評価手順を整理した。

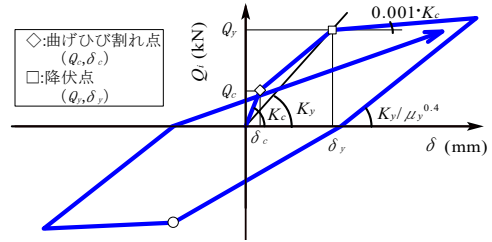


図-1 解析に用いる復元力特性

## 2. 地震応答解析の概要

### 2.1 解析条件

本論文では、曲げ降伏が先行する純ラーメン RC 造建物を想定し、既往研究<sup>3),4)</sup>で用いた建物階数が 3, 7, 11 階の 3 種類とする。なお、式(1a)は多質点系モデルを用いて検討を進めたが、式(1a)の解の推定精度は等価線形化法から得られる解の推定精度と大差がなかったことから等価 1 質点系への縮約が可能と判断し、本論文では等価 1 質点系で検討する。

各階平面寸法 (10m×30m)、各階階高 ( $h_0=3.3\text{m}$ )、各階重量 ( $W_i=3600\text{kN}$  であり、面積換算で  $12\text{kN/m}^2$ ) は、一定とした多層モデルを後述する方法により等価 1 質点に縮約している。縮約した等価 1 質点系の骨格曲線は、図-1 に示すひび割れ点および降伏点 (降伏変形角は  $R_y=1/150\text{rad}$  と仮定した) から構成されるトリリニア型とした。ひび割れ耐力  $Q_c$  は、降伏耐力  $Q_y$  に対して  $Q_c=Q_y/3$  としている。ひび割れ時の剛性  $K_c$  は、降伏点時の等価剛性  $K_y=Q_y/\delta_y$  に対して  $K_c=3K_y$  とした。

等価 1 質点系への縮約は、各階の階高  $h_0$  および質量  $m_0$  が一定なので、最も単純なモデルとして 1 次の固有振動モードに逆三角形分布を仮定し、等価高さ  $H_e$  と等価質量  $M_e$  をそれぞれ式(2)の各式で与えた。

$$H_e = \frac{2N+1}{3N} \cdot H = \frac{2N+1}{3} \cdot h_0 \quad (2a)$$

$$M_e = \frac{1.5(N+1)}{(2N+1)} \cdot M = \frac{1.5N \cdot (N+1)}{(2N+1)} \cdot m_0 \quad (2b)$$

したがって、降伏耐力  $Q_y$  および降伏変位  $\delta_y$  は、それぞれ  $Q_y=C_{yb} M_e g$  および  $\delta_y=H_e R_y$  より求まる。ここで、 $H$ 、 $M$ 、 $N$  は、建物の総高さ、総質量、総階数である。降伏せん断力係数  $C_{yb}$  は、0.3, 0.4, 0.5, 0.6 の 4 種類とした。表-1 に、解析建物の降伏点周期  $T_y$  の一覧を示す。

履歴則は剛性低下型とするが、降伏点に達するまでは原点指向型とした。降伏後の 2 次剛性は  $0.001K_c$ 、除荷時の剛性は  $K_y/\mu_y^{0.4}$  であり、せん断力が零まで除荷した点から最大変位点を指向する。ここで、 $\mu_y$  は塑性率である。数値積分は、Wilson の  $\theta$  法で刻み時間を  $0.001\text{s}$  とした。減衰は、減衰定数を 5% とする瞬間剛性比例型とした。

### 2.2 入力地震波と速度応答スペクトル

入力地震波は、模擬地震波 3 波と観測地震波 6 波とし

表-1 解析建物の降伏点周期  $T_y$  の一覧

降伏せん断力係数 $C_{yb}$	降伏点周期 $T_y$ (s)		
	想定3階建物	想定7階建物	想定11階建物
0.3	0.83	1.21	1.50
0.4	0.72	1.05	1.30
0.5	0.64	0.94	1.17
0.6	0.59	0.86	1.06

表-2 入力地震波の一覧

No	地震波名	$t_d/T_d$	
1	第2種地盤60sec	Phase1	0.41
		Phase2	0.43
		Phase3	0.45
2	1994年 Los Angeles地震 (Northridge)	NS成分	0.12
		EW成分	0.15
3	1995年 兵庫県南部地震 (神戸海洋気象台)	NS成分	0.27
		EW成分	0.32
4	1995年 兵庫県南部地震 (JR鷹取)	NS成分	0.32
		EW成分	0.25

(注) 表中の  $t_d/T_d$  は、全継続時間  $T_d$  に対する有効時間  $t_d$  の比であり、 $t_d$  は地動の加速度波形 2 乗積分値が  $T_d$  に対して 5%～95% となる時の時間である。ここで、 $t_d/T_d$  の値が小さいほど直下型地震動となる。

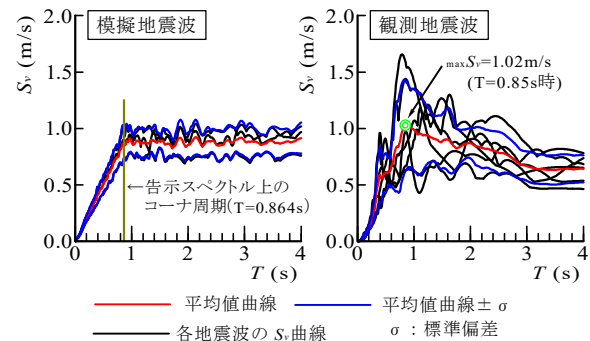


図-2 入力地震波 (50Kine 基準化時) の速度応答スペクトル (h=5%)

た。模擬地震波では、平成 12 年建設省告示 1461 号で規定する減衰 5% に対応する解放工学的基盤における告示の速度応答スペクトルを目標に作成した。表層地盤による増幅率は、第 2 種地盤 (平 12 年建告第 1457 号第 7) を用い、位相特性は乱数 (個数: 3)、包絡関数は Jennings 型、継続時間は 60s とした。観測地震波は、上記の模擬地震波と異なる特性として直下型地震動に着目し、文献 3) で用いた観測地震波のうち 1994 年 Los Angeles 地震および 1995 年 兵庫県南部地震を取り上げた。

表-2 に、入力地震波の一覧を示す。これらの地震波は、速度波形の最大値を 10Kine～130Kine (刻み 10kine ずつ) に基準化した。図-2 に、入力地震波の速度応答スペクトルとして、入力速度の最大値を 50Kine (このと

きの入力加速度の最大値の平均値は、観測地震波が  $3.4\text{m/s}^2$ (範囲  $2.3\sim 4.5$ , 偏差  $0.83$ )、模擬地震波が  $4.0\text{m/s}^2$ (範囲  $3.2\sim 5.0$ , 偏差  $0.73$ )とした地震波による一例で示す。横軸の周期は、本論文解析建物の降伏点周期 ( $T_y = 0.5\text{s}\sim 1.5\text{s}$ )が塑性率  $\mu=5$  程度の時の周期 (約  $1.1\text{s}\sim 3.4\text{s}$ )を考慮した  $4\text{s}$  までを示した。速度応答スペクトルの計算刻み時間は、 $0.01\text{s}$ とした。図より、観測地震波の平均値曲線中の最大値は、模擬地震波の平均値曲線中の最大値と概ね同じ値にあり、そのときの周期  $T=0.85\text{s}$ は、告示スペクトル (第2種地盤)のコーナー周期  $T=0.864\text{s}$ と概ね同じ値にあった。ただし、観測地震波の平均値曲線は、 $T=0.85\text{s}$ 以降は右下がりの傾向にある。また、平均値曲線に対する標準偏差は、観測地震波の方が模擬地震波より大きい。

### 3. 地震応答解析の結果

#### 3.1 応答変位と速度スペクトル平均値の関係

図-3に、応答変位  $s\delta_{\max}$ と式(1b)の速度スペクトル平均値  $\text{ave}S_v$ の関係を階数ごとに示す。なお、地震動の大きさを地動波形の最大速度で基準化 (例えば、稀に発生する地震動で  $25\text{Kine}$ , 極めて稀に発生する地震動で  $50\text{Kine}$ ) することがある。それを踏まえて、 $s\delta_{\max}$ と  $\text{ave}S_v$ の関係を入力速度レベルごとに把握するという観点に立ち、模擬地震波および観測地震波それぞれ同一入力速度ごとに求めた平均値で図示した。図中には、式(1a)の計算値  $\text{cal}\delta_{\max}$ を示してある。

図より、いずれの建物階数も塑性率が1程度までは応答変位  $s\delta_{\max}$ と式(1a)の計算値  $\text{cal}\delta_{\max}$ が概ね同じ値にある。その後は、想定7階建物に対する計算値は応答変位との適合度が最も高い傾向にあり、想定3階建物の計算値は応答変位より小さい、想定11階建物の計算値は応答変位より大きい傾向にあった。いずれにしても、全体を通してみると、多少のばらつきはあるが式(1a)の計算値は本解析結果に対しても概ね適合していた。

図-4に、全ての応答結果について取りまとめた  $s\delta_{\max}$ と  $\text{ave}S_v$ の関係を示す。図より、図-3と異なって  $s\delta_{\max}$ と  $\text{ave}S_v$ の間にばらつきを有することがわかる。したがって、式(1a)に対するばらつきを検証が必要である。

#### 3.2 式(1a)の工学的意義に対する考察

式(1a)の工学的意義に対する考察として、図-5に示す入力地震動による要求曲線と建物の性能曲線を用いた等価線形化法の考え方をもとに、式(1a)中の係数  $0.16$ と減衰補正係数の関係性を検証する。なお、筆者らは、入力地震動の地震動指標として速度応答スペクトルに着目していることから、ここでは要求曲線を速度応答スペクトルで与える。このとき、性能曲線を表す建物の荷重と変形関係 (骨格曲線)も速度応答スペクトルに換算す

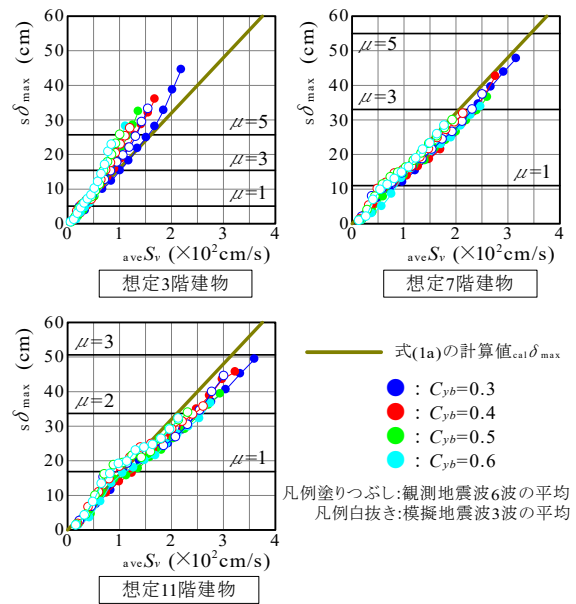
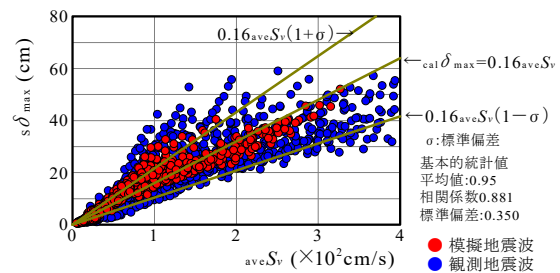
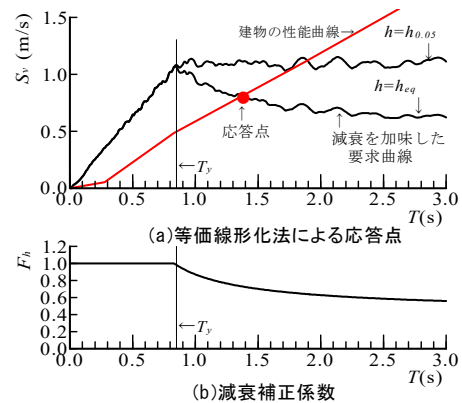


図-3 応答変位と式(1b)速度スペクトル平均値の関係



(注)相関係数は、 $s\delta_{\max}$ と  $\text{cal}\delta_{\max}$ の間で得られる値、  
その他の基本的統計値は、 $s\delta_{\max}$ と  $\text{cal}\delta_{\max}$ の比に関する値を示す。

図-4 全データによる応答変位と式(1b)速度スペクトル平均値の関係



(注)建物の性能曲線は、想定3階建物  $C_{yb}=0.3$ による一例であり、 $F_h$ も同建物の  $T_y$ をもとに告示式を用いて算定した値を図示した。

図-5 速度応答スペクトルを用いた等価線形化法

る。すなわち、荷重  $Q$ は総質量  $M$ と等価角振動数  $\omega_{eq}$ を用いて  $S_v=Q/(M \cdot \omega_{eq})$ で、変位は塑性率  $\mu_y$ に換算した値を等価周期  $T_{eq}=T_y \sqrt{\mu_y}$ として求めれば、骨格曲線が速度応答スペクトルで表せられる。図-5(a)中の赤実線は、想定3階建物、 $C_{yb}=0.3$ による一例であり、この時の減衰補正係数 (図-5(b))を求めるための算定式は、告示の  $F_h=1.5/(1+10 h_{eq})$ と  $h_{eq}=0.25(1-1/\sqrt{\mu_y})+0.05$ を用いた。

等価線形化法によれば、減衰定数  $h=0.05$  における等価周期  $T_{eq}$  時の速度応答スペクトル  $S_v(T_{eq}, h_{0.05})$  に対して、減衰補正係数  $F_h$  および等価角振動数  $\omega_{eq} = \sqrt{M/K_{eq}}$  (ここで、 $K_{eq} = Q_y / \text{cal} \delta_{\max}$ ) を用いれば、図-5(a)中の応答点(疑似最大応答変位  $p\delta_{\max}$ ) が式(3)で与えられる。

$$p\delta_{\max} = F_h \cdot S_v(T_{eq}, h_{0.05}) / \omega_{eq} \quad (3)$$

式(3)中の  $F_h / \omega_{eq}$  において、 $F_h$  に告示の算定式を代入すると式(4)が得られる。

$$\text{cal}(F_h / \omega_{eq}) = \frac{1.5\mu_y}{2\pi(4\sqrt{\mu_y} - 2.5)} \cdot T_y \quad (4)$$

式(4)右辺において  $\tau = 1.5\mu_y / [2\pi(4\sqrt{\mu_y} - 2.5)]$  とおき、これに  $\mu_y = 1 \sim 5$  を代入し、その平均値を求めると  $\tau = 0.164$  となる。これを式(4)に代入すると、式(5)を得る。

$$\text{cal}(F_h / \omega_{eq}) = 0.164 \cdot T_y \quad (5)$$

さらに、表-1 に示した本解析建物 12 種類の  $T_y$  ( $=0.59\text{s} \sim 1.50\text{s}$ ) を式(5)に代入した際の平均値は 0.16 となる。したがって、式(1a)中の係数 0.16 に関する工学的意義としては、塑性化時の周期の伸びによる  $\omega_{eq}$  の低下と履歴減衰による  $F_h$  の低下に関する変動を平均的に捉えた値として与えられていることが明らかとなった。

### 3.3 応答変位と式(1a)および式(5)の計算値の関係

式(1a)の推定精度を調べる。ここでは、式(5)の係数を用いて算定される式(6)計算値  $\text{cal}2\delta_{\max}$  との比較を行う。

$$\text{cal}2\delta_{\max} = 0.164 T_y \cdot S_v(T_{eq}, h_{0.05}) \quad (6)$$

図-6 に、解析結果の応答変位  $s\delta_{\max}$  と式(6)および式(1a)による計算値の関係を示す。図中の基本的統計値(図-4と同様にして求めた相関係数、標準偏差および平均値)は、地震波ごとに求めた値である。図より、相関係数で判断する推定精度は式(1a)より式(6)の方が高い結果にあり、かつ、標準偏差で判断するばらつきは式(1a)より式(6)の方が低い結果にあった。ただし、その差は僅かである。差が僅かである理由は、係数 0.16 は  $F_h$  や  $\omega_{eq}$  の算定に付随するばらつきが相互に相殺した値として得られ、結果として推定精度に大きな差が生じなかったと考える。

### 3.4 減衰補正係数に関する考察

式(1a)中の係数 0.16 と  $F_h$  の関係について、告示式以外の算定式を用いた検証を加える。はじめに式(7)にもとづき最大応答変位から求める逆算値  $F_h''$  を調べる。

$$F_h'' = s\delta_{\max} / [S_v(T_{eq}, h_{0.05}) / \omega_{eq}] \quad (7)$$

また、告示式をはじめとし  $F_h$  の算定式は、一般には等価粘性減衰定数の関数で表される。そこで、Substitute Damping 法による式(8)を用いた等価粘性減衰定数も併

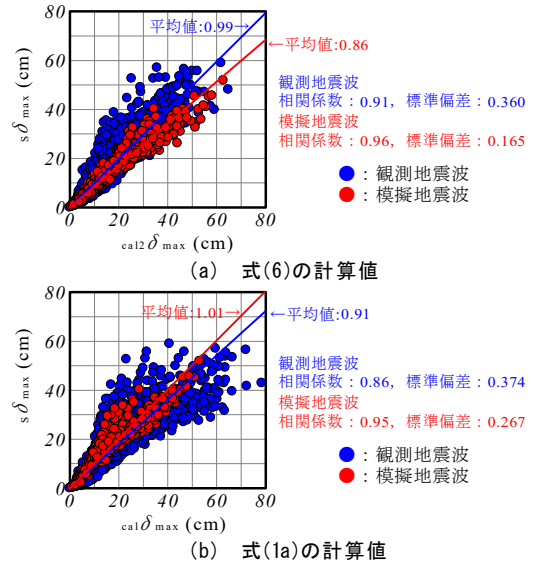


図-6 応答変位と式(6)、式(1a)計算値の関係

せて検討する。なお、Substitute Damping 法では地震終了時の全仕事を対象に算出することが多いことから、積分範囲は地震開始から地震終了時の全時刻 ( $0 \sim T_d$ ) とした。

$$\text{sub} h_{eq}'' = - \int_0^{T_d} (M\ddot{Z}_0) \cdot \dot{y} dt / 2\omega_{eq} \int_0^{T_d} \dot{y}^2 \cdot dt \quad (8)$$

$\ddot{Z}_0$  : 入力地震動の加速度、 $\dot{y}$  : 速度応答

式(8)中の等価角振動数  $\omega_{eq}$  は、原点と最大変位点を結ぶ等価剛性  $K_{\max}$  をもとにした等価周期  $T_{\max}$  に 1 以下の縮小係数  $\alpha$  を乗じた  $\alpha T_{\max}$  をもとに評価することで周期の縮小・剛性の増大を図ることが多い。 $\alpha$  については、既に幾つかの論文で検証されている<sup>6)-8)</sup>。その中で、岡野・宮本<sup>7)</sup>は  $\alpha=0.82$  を提案しており、これは中村・壁谷澤の知見<sup>6)</sup>を集約して表した係数となっている。また、稲井らは<sup>8)</sup>、正負の偏りに関する知見が示されている。本論文では、 $K_{\max}$  を正負平均値  $\text{ave}K_{\max}$  で与え、かつ、 $0.82\text{ave}K_{\max}$  とした際の縮小係数を用いた式(9)の  $T_{eq}''$  から求まる  $\omega_{eq}''$  を式(8)中の  $\omega_{eq}$  に代入して  $\text{sub}h_{eq}''$  を算定する。

$$T_{eq}'' = 2\pi \sqrt{\frac{M}{0.82(|+K_{\max}| + |-K_{\max}|) / 2}} \quad (9)$$

図-7 に、入力速度レベルが 10Kine $\sim$ 130Kine と増大する過程で得られた逆算値  $F_h''$  および  $\text{sub}h_{eq}''$  と塑性率  $\mu_{\max}$  (応答変位  $s\delta_{\max}$  を降伏変位で除した値) の関係を示す。図は、想定 3 階建物における  $C_{yb}=0.3$  による代表例で示している。図において、入力速度レベルが増大すると横軸の  $\mu_{\max}$  は大きくなっている。その際、 $F_h''$  は右下がりの傾向にあるが、地震波 No.2 のようにばらつきを有する地震波がある。一方、 $\text{sub}h_{eq}''$  についてみると、塑性率(入力速度レベル)の増大により双曲線上に  $\text{sub}h_{eq}''$  が増大する傾向にあり、 $F_h''$  に比べれば  $\text{sub}h_{eq}''$  と  $\mu_{\max}$  の関係に関するばらつきが小さい。図中には、全解析結果に対して求めた告示式の計算値と  $F_h''$  および  $\text{sub}h_{eq}''$  の比に関する標



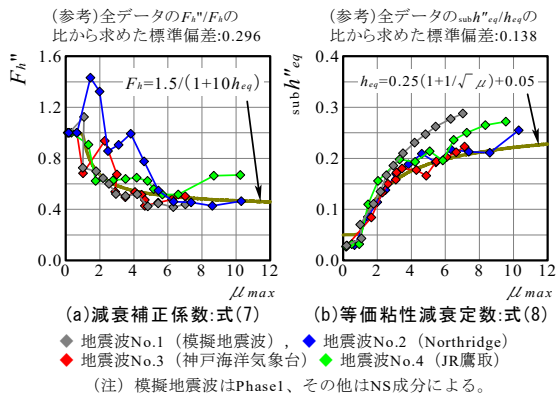


図-7  $F_h''$ および  $sub h''_{eq}$  と塑性率  $\mu_{max}$  の関係 (想定3階建て,  $C_{yb}=0.3$ による一例)

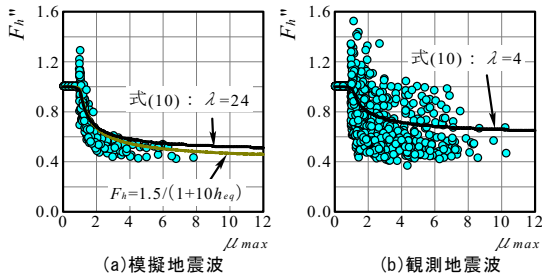


図-8 全データの  $F_h''$  と  $\mu_{max}$  の関係

準偏差を示した。同標準偏差から判断するばらつきは、 $sub h''_{eq}$  より  $F_h''$  の方が大きい。そこで、以下では、減衰補正係数に対する推定精度の向上を試みる。

図-8 に、全ての解析結果に対する  $F_h''$  と  $\mu_{max}$  の関係を示す。図中には、文献9)で示した式(10)で与えられる減衰補正係数の算定式を図示した。

$$F_h = \sqrt{(1 + \lambda \pi h_{0.05}) / (1 + \lambda \pi h_{eq})} \quad (10)$$

式(10)は、エネルギーの釣り合い式から誘導され、文献9)では、模擬地震波に対して  $\lambda=24$  が得られた。これを本論文の模擬地震波に対して得られた  $F_h''$  と比較すると、式(10)は  $F_h''$  の上限値を包絡する形になっている。観測地震波については、文献9)で  $\lambda=4$  が得られており、これを本論文の観測地震波に対して得られた  $F_h''$  と比較すると、式(10)は  $F_h''$  の中間値を与えている。

ここで、式(10)に対して、式(5)と同様な平均値を求めると、 $\lambda=24$  のとき  $cal(F_h / \omega_{eq}) = 0.171 \cdot T_y$ 、 $\lambda=4$  のとき  $cal(F_h / \omega_{eq}) = 0.201 \cdot T_y$  が得られた。これを、式(6)と同様にして表すと、式(11)が得られる。

$$\lambda=24 : cal3\delta_{max} = 0.171 T_y \cdot S_V(T_{eq}, h_{0.05}) \quad (11a)$$

$$\lambda=4 : cal3\delta_{max} = 0.201 T_y \cdot S_V(T_{eq}, h_{0.05}) \quad (11b)$$

図-9 に、応答変位  $s\delta_{max}$  と式(11)計算値の関係を示す。図において、式(11)の相関係数は、図-6(a)で示した式(6)と同じ値にあるが、式(11)の標準偏差は式(6)より小さくなっている。特にその傾向は、模擬地震波より観測地震波の方が顕著であり、 $F_h$  の算定式に式(10)を用いて応答

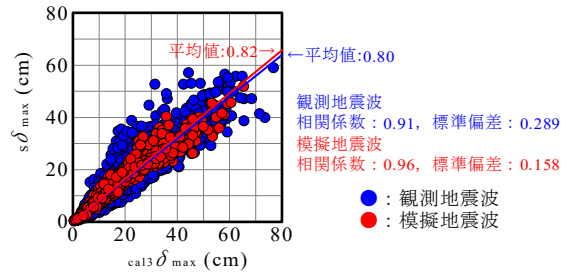


図-9 応答変位と式(11)計算値の関係

表-3 各式の適合度 (±20%となるデータ割合)

地震波	式(1a)	式(6)	式(11)
模擬地震波	65%	60%	51%
観測地震波	41%	49%	32%

変位の予測を行うと推定精度の向上を図れる可能性がある。一方、式(1a)は、図-6(b)中の観測地震波でみられるデータの広がりによるばらつきを有するが、表-3 に示した±20%内にあるデータ数割合は式(6)および式(11)と同程度にある。基本的統計値そのものも式(6)および式(11)に比べて著しく劣る値でもないことなどから、式(1a)は本解析結果に対しても概ね適合したと考える。

なお、式(1a)の適用範囲は、本来は2章で示した建物条件(曲げ降伏先行型3~11階建物で  $T_y=0.59s \sim 1.50s$ )となるが、前節までの検証結果から係数0.16は  $F_h / \omega_{eq}$  を集約した値であることを考えると、式(1a)は  $F_h$  に大きな影響を受けないことが示唆される。言い換えれば、 $F_h$  が告示式もしくは式(10)で算定できる建物であれば式(1a)で応答変位を推定できることになる。ただし、復元力特性としては、除荷時の剛性低下指数を0.4とする剛性低下型に限定しており、これが0.5および0.6となった場合は式(1a)中の係数0.16は大きな値となるので、今後、実用的な算定式の構築を向けた考察を加えていきたい。

#### 4. 耐震性能の評価手順

等価線形化法にもとづけば、図-5に示したように、速度応答スペクトルに換算された要求曲線と性能曲線の交点が応答点となる。一方、式(1a)を用いて判定する本手法は、入力地震動の地震動指標を速度スペクトル平均値  $ave S_V$  で表し、その入力レベルを入力速度で規定する。その際、減衰補正係数を用いることなく地震動の  $ave S_V$  さえ把握できれば、小地震動から大地震に至る過程の応答変位を連続的に算定できる。

以上の結果に対して、式(1a)を用いて判定する耐震性能評価手法の手順を示すと、以下の1~5となる。

1. 耐震性能の評価対象とする地震動の原波形に対する速度応答スペクトルを求める。(図-10(a))
2. 原波形の速度応答スペクトルをもとに、想定入力速度レベルに応じたスペクトル値に変換する。(図-10(b)は、20, 40, 60, 80, 100, 120Kineによる一例)

3. 図-10(b)をもとに、評価対象建物の降伏点周期  $T_y$  に対応する  $aveS_v$  を、式(1b)より算定する。(図-11(a))
4. 得られた  $aveS_v$  をもとに、応答変位  $cal\delta_{max}$  を式(1a)より算定する。(図-11(b))
5. 得られた  $cal\delta_{max}$  を建物の損傷状態と対応させることで耐震性能の評価値を決定する。

ただし、式(1)より応答変位が求まっても建物の損傷度を直接は判定できない。同じ応答変位にあってもそれを変形角もしくは塑性率に換算すると建物階数によって損傷度レベルが異なるからである。本論文では、具体的な損傷度と塑性率(変形角)の関係についてまでは言及しない。評価対象建物の重要度に応じて評価者が任意に損傷度レベルを定めればよいと考えている。なお、一般には、部材の残留ひび割れ幅などと関連付けた塑性率(変形角)と損傷度レベルが定義されており、それを参照することはできる。

4章で示した評価手順(1~5.)をまとめると、図-3中の式(1a)計算値と塑性率の交点をもとにして定まる速度スペクトル平均値と塑性率の関係が建物階数に応じて図-12として表すことができる。

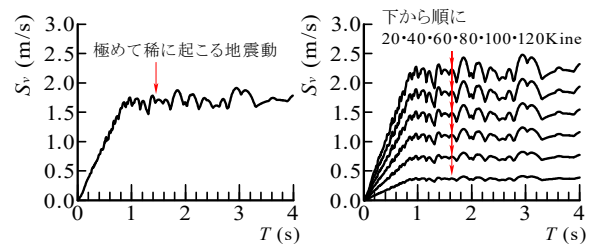
### 5. まとめ

筆者らは、既往の研究<sup>3), 4)</sup>で極めて稀に起こる地震動を想定した多数の地震波を入力波とする地震応答解析から得られた結果をもとに、中低層 RC 造建築物を対象とする最大応答変位の予測式の提案を行った。本論文は、観測地震波 6 波、模擬地震波 3 波に限定し、地震動の入力レベルを 10Kine~130Kine と変動させた際の応答解析を行った。得られた新たな知見を、以下に示す。

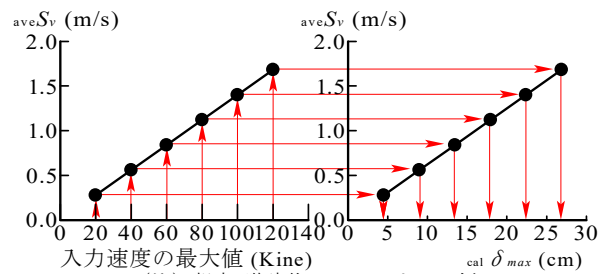
- 1) 地震動の入力レベルが極めて稀に起こる地震動のみならず、入力レベルが連続的に大きくなる過程で得られる応答変位に対しても、提案した予測式はばらつきを有するものの概ね適合していた。
- 2) 式(1a)の予測式が有する工学的意義の説明として、式中の係数 0.16 と減衰補正係数の関係性について、告示式およびエネルギーの釣り合い式から誘導される減衰補正係数を用いた考察結果を示すとともに今後の課題を抽出した。
- 3) 既往の研究で述べていない式(1a)の予測式を用いて中低層 RC 造建築物の耐震性能を判定するための評価方法を整理し、その手順を示した。

### 参考文献

- 1) 国土交通省住宅局：防災拠点等となる建築物に係る機能継続ガイドライン，2018.5
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所・日本建築行政会議監修：2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015



(注)地震波No.1(模擬地震波Phase1)による一例  
 (a)原波形の速度応答スペクトル (b)入力速度による基準化  
 図-10 評価対象地震動の速度応答スペクトルの算定



(注) 想定3階建物  $C_{yb}=0.3$  による一例  
 (a)  $aveS_v$  と入力速度の関係 (b)  $\delta_{max}$  と  $T$  の関係

図-11 入力速度レベルに応じた速度スペクトル平均値と応答変位

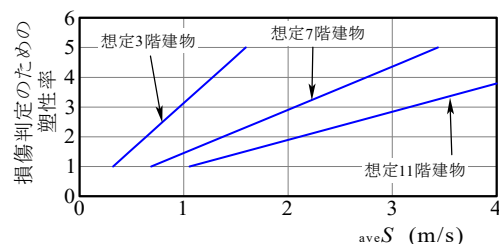


図-12 建物階数ごとの  $aveS_v$  に応じた塑性率の算定法

- 3) 伊藤嘉則，楠浩一，小川諄：速度スペクトル平均値を用いた中低層 RC 造建築物の最大応答変位の簡易予測式，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.889-894，2018
- 4) 伊藤嘉則，楠浩一：表層地盤の増幅特性係数が中低層 RC 造建築物の地震応答に与える影響と予測式の検討，第 15 回日本地震工学シンポジウム，pp.1149-1158，2018
- 5) 大崎順彦：建築振動理論，第 2 版，pp.84-87，彰国社，1999
- 6) 中村有紀子，壁谷澤寿海：瞬間エネルギーを用いた等価線形化法による弾塑性応答変形の推定，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.2573-2578，1998
- 7) 岡野創，宮本裕司：等価線形化法に基づく応答評価式(エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用)，日本建築学会構造系論文誌，第 562 号，pp.45-52，2002.12
- 8) 稲井栄一，北村梢，丸橋奈々子，平石久廣：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と等価線形化法に関する研究，日本建築学会構造系論文誌，第 650 号，pp.859-868，2010.4
- 9) 伊藤嘉則，楠浩一：速度スペクトル平均強度を用いた中低層 RC 造建築物の簡易な応答変位予測法(その 3 減衰補正係数に関する検証)，日本建築学会学術講演梗概集(構造IV)，pp.501-502，2018