

論文 速度スペクトル平均値を用いた中低層 RC 造建物の最大応答変位の簡易予測式

伊藤 嘉則*1・楠 浩一*2・小川 諄*3

要旨：中低層 RC 造建物を対象とする地震応答解析から得られた最大応答変位と地震動指標の関係を検証した。取り上げた地震動指標の因子は、速度応答スペクトルの平均値（速度スペクトル平均値と定義）であり、平均する周期の範囲を建物の降伏点周期に応じて変化させて求めた。平均する周期の範囲は、相関分析をもとに降伏点周期の 0.9～1.1 倍と定義し、それをもとに最大応答変位の予測式を定量化した。予測式の推定精度は、Housner および境により示された積分範囲を用いて求めた予測値より高く、等価線形化法から求まる予測値と概ね同程度にあることを確認した。

キーワード：速度応答スペクトル、地震動指標、最大応答変位、周期帯

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造による既存建物の耐震性能は、文献 1)の耐震診断基準で判定されることが多い。同診断基準は、初期の制定から約 40 年が経過しており数度の改訂が行われているが、構造耐震指標 I_s 、すなわち、建物が保有する耐力と靱性性能を判定するという思想に変わりはない。それゆえ、文献 1)に従う限りは、地震時に生じる応答変位を直接評価することができない。

一方、応答変位を算定する手法の一つに等価線形化法がある。等価線形化法は、建築基準法施行令の限界耐力計算に取り入れられており²⁾、従来の仕様規定とは異なった性能規定型の耐震設計と位置付けられ、変位応答スペクトル $\max S_d(T_{eq}, h_{eq})$ が式(1)で表される。

$$\max S_d(T_{eq}, h_{eq}) = F_h \cdot S_a(T_{eq}, h_{0.05}) / \omega_{eq} \quad (1)$$

F_h ：減衰補正係数、 $S_a(T_0, h_{0.05})$ ：減衰定数 5%の加速度応答スペクトル、 ω_{eq} ：等価振動数

式(1)は、建物の塑性化に伴った減衰性能により要求性能を低減できる算定式となっている。 F_h の算定式は、等価粘性減衰定数 h_{eq} の関数となっており、 h_{eq} は、塑性化時の履歴吸収エネルギー性能を表している。したがって、等価線形化法は、建物の塑性化に伴う周期の変化を考慮した評価手法となる。言い換えれば、等価線形化法の解は、等価周期、 F_h や h_{eq} の算定精度に依存される。

地震時の被害推定においては、被災度や応答変位を地震動の大きさを表す指標値（以下、地震動指標とする）との関係で評価する試みがなされている³⁾。地震動指標の因子は、地動の最大加速度、SI 値、計測震度などがある。これらは、地震動の大きさそのものを表わす物理値であるが、被害推定に当たっては、被害率もしくは推定変位と相関のある因子が採用されている。

筆者らにおいても、中低層 RC 造建物の最大応答変位と地震動指標の関係を、地震応答解析に基づき検証を進めている^{4) 5)}。その概要は、次のとおりである。文献 4)では、模擬地震波を入力波とする 6 階建てを対象とし、最大応答変位と地震動指標の相関関係を調べた。地震動指標として取り上げた因子は、地動の最大加速度および加速度応答スペクトルの最大値であるが、両因子ともに最大応答変位との相関性を有していなかった。他方、加速度応答スペクトルの平均値を求め、これを地震動指標の因子としたところ、最大応答変位の定性的な傾向を把握することができた。ここで、平均値とは、Housner の SI 値を参照して、減衰 20%時の加速度応答スペクトルを周期 0.1～2.5s 間で平均した値である。しかし、平均する周期範囲が広いと相関係数は高い値ではなく、かつ、解析条件も限定的であった。これを受け、文献 5)では、模擬地震波および観測地震波を入力波とし、対象建物を 3 階、7 階、11 階とする解析を行った。ただし、同文献では、減衰 5%時の速度応答スペクトルに着目しており、さらには、周期範囲を建物の降伏点周期に応じて変化させて求める平均値を地震動指標の因子としている。これらの研究の最終目標は、地震動指標を用いて中低層 RC 造建物の最大応答変位の予測式を定量化することにある。弾性応答スペクトルをもとに建物の塑性化を考慮できる地震動指標を定め、同指標を用いて最大応答変位を精度よく評価できれば、等価線形化法という F_h を用いることなく簡易な予測法になりうる。

本論文は、地震動指標に速度応答スペクトルの平均値を用いることの意義を述べたうえで文献 5)の結果を再整理した。また、新たに得られた知見をもとに定量化した予測式を示すとともに、他の算定式を含めた推定精度の比較検証を行った。

*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）

*3 東京大学大学院 工学研究科 建築学専攻 修士課程

2. 地震動指標の定義

2.1 速度応答スペクトルについて

1章で述べた地震動指標のうち、地動の最大加速度は、短周期建物の最大応答変位を検証する際に多々利用されている。しかし、最大応答変位との相関は、固有周期が大きくなるにつれ低下し、その間、最大速度による因子との相関が高くなる特徴がある³⁾。変形性能を有する建物は、塑性化時に周期の伸びが生じることを考えると、短周期建物でも地震動指標の因子は加速度値より速度値の方が適している可能性がある。また、その際には、建物と地震動相互の周期特性を考慮した方がよいといえる。その代表値として応答スペクトルがあり、中でも、速度応答スペクトル S_v は、地震動が建物に与える最大のエネルギーと扱える⁹⁾。Housner は、これを建物の損傷を表す入力エネルギー ($mS_v^2/2$) として表し、 $mS_v^2/2$ は、建物の吸収エネルギーと対比される。ここで、 m は質量。エネルギーの対比 (釣り合い式) に基づく耐震判定は、建物の損傷すなわち応答変位を把握することのほかならないので¹⁰⁾、例えば⁷⁾、 S_v は最大応答変位を表わす地震動指標として工学的意味を有する因子と考える。

2.2 速度応答スペクトルの平均値について

応答スペクトルの最大値は、スペクトル曲線中のピーク点に過ぎない。図-1(a)は、ある地震波の速度応答スペクトルであるが、実地震動から得られるスペクトル形

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 (変動) をとる場合がある。したがって、塑性化に伴う周期変化への対応も含めて、 S_v を地震動指標の因子として取り扱う際には、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。

その一つが、Housner の SI 値 (図-1(b)) である。ただし、SI 値は、周期 0.1~2.5s 間のスペクトル面積で、単位は m もしくは cm となる。また、SI 値は、周期範囲が広範囲にあり、それゆえ、境は⁹⁾、中低層 RC 造建物 (固有周期は 0.2~0.5s 程度を想定) に限定する際の周期として 0.8~1.2s を提案 (図-1(b)) した。補足説明として、Housner は減衰 20% を対象としているが、境の研究では減衰 5% となっている。0.8~1.2s による周期は、塑性化時の周期の伸びを表わしている。しかし、固有周期の α 倍などの表現になっていないので、周期範囲に対する検証の余地はある。また、スペクトル面積は、地震動が持つ破壊力と扱われているものの、設計では、一般に応答スペクトルが採用されている。その際、 S_v は、変位応答スペクトル S_d と固有振動数 ω を介して $S_d = S_v/\omega$ の関係があり、 S_d は、速度一定域にあるような場合でも周期の増大に伴い右上がりにある (図-1(c))。つまりは、仮に ω を定数化したとしても周期に比例して増加する S_v 値を評価できれば、 S_v は応答変位を直接表しえることになる。したがって、変位との関係を説明する際の地震動指標としては、スペクトル面積より S_v の方が工学的意味を示しやすい。ただし、 S_v を前述した「地震動が建物に与える入力エネルギー」とみなすとき、変位とエネルギー量は必ずしも比例関係にあるとは限らないので、応答変位と S_v の関係を応答解析により確認する必要がある。なお、加速度応答スペクトル S_a に対して $S_d = S_a/\omega^2$ の関係もある。しかし、 S_a は、質量 m を用いてせん断力に換算され、塑性域では一般にせん断力が横ばいとなるので、 S_d との比例関係を直接表現できない。すなわち、 S_a の工学的意味としては、荷重効果を表すに過ぎない。

以上、地震動指標の因子として S_v に着目するが、はじめに降伏点周期 T_y に応じて積分範囲が変動するスペクトル面積を求める。ついで、式(2)に示すように、これを速度値 (m/s, もしくは cm/s) に再変換する。

$$\text{ave } S_v'' = \frac{1}{\beta \cdot T_y - \alpha \cdot T_y} \int_{\alpha \cdot T_y}^{\beta \cdot T_y} S_v(h_{0.05}) \cdot dT \quad (2)$$

しかしながら、式(2)は、区間 $\alpha T_y \sim \beta T_y$ におけるスペクトルの平均値 ($= (S_{v1} + S_{v2} + \dots + S_{vn})/n$, $S_{v1} \sim S_{vn}$: スペクトル計算の刻み時間 (本論文では 0.01s) ごとのスペクトル値, n : サンプルデータ数) と等値である。この場合、理想化された告示スペクトルの速度一定域²⁾においては、常に一定値が算出される。すなわち、 T_y に応じて積分範囲が変動する意義を失う。そこで、 T_y の増大とともにス

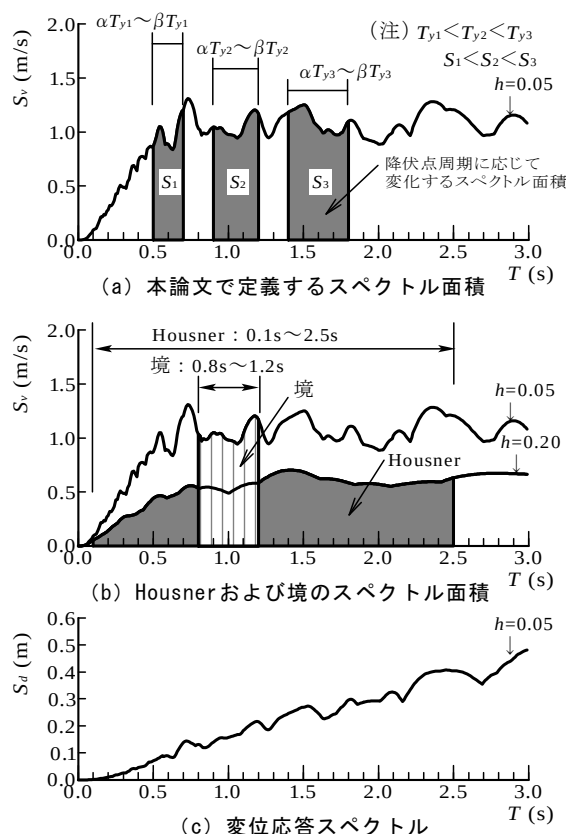


図-1 速度応答スペクトルとスペクトル面積の考え方

ペクトル面積が大きくなることを考慮できる $aveS_v$ として (図-1(a)中の面積: $S_1 < S_2 < S_3$), 重みづけを表す特定周期 W で除した式(3)で評価する (以下, 速度スペクトル平均値)。ここで, W の単位は s と位置づけている。すなわち, 本手法は, スペクトル面積を求める際の積分範囲に降伏点周期を考慮し, それを特定周期で除すことに特徴がある。

$$ave S_v = \frac{1}{W} \int_{\alpha \cdot T_y}^{\beta \cdot T_y} S_v(h_{0.05}) \cdot dT \quad (3)$$

なお, 式(3)において, 区分面積を求める際の求積法として文献 5)では台形面積の公式を用いたが, 本論文では積分計算の精度を高めるためシンプソンの公式による再計算を行った。ここで, Housner や境のスペクトル面積を式(3)の $aveS_v$ で表すと, それぞれ次式となる。

$$ave S_v = \frac{1}{W} \int_{0.1}^{2.5} S_v(h_{0.20}) \cdot dT \quad (4a)$$

$$ave S_v = \frac{1}{W} \int_{0.8}^{1.2} S_v(h_{0.05}) \cdot dT \quad (4b)$$

3. 解析の概要

検討データは, 文献 9), 文献 10)で得られた地震応答解析結果を用いる。ただし, 模擬地震波 (継続時間 120s) が追加されている。ここでは, 解析条件の概要を述べる。

3.1 解析条件

文献 9), 文献 10)で取り上げた建物は, 柱曲げ降伏が先行する純ラーメン RC 造である。階数は, 3 階, 7 階, 11 階の 3 種類で, 多質点系せん断型モデルとした。各階平面寸法 (10m×30m), 各階階高 ($H_0=3.3m$), 各階重量 ($W_i=3600kN$) は, 3 つの建物で同一である。骨格曲線は, 図-2 に示すひび割れ点および降伏点から構成されるトリリニア型である。各階降伏耐力 Q_{yi} は, A_i 分布をもとに $Q_{yi}=A_i \cdot C_{yb} \cdot \Sigma W_i$ より求めた。ここで, ΣW_i は, i 階より上層階の建物重量合計値である。 C_{yb} は, 1 階の降伏せん断力係数であり, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 による 4 種類である。これにより, 解析対象の建物数は, 12 種類となる。

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。数値積分は, Wilson の θ 法で, 刻み時間が 0.001s である。減衰は, 初期減衰定数を 5%とする瞬間剛性比例型とした。

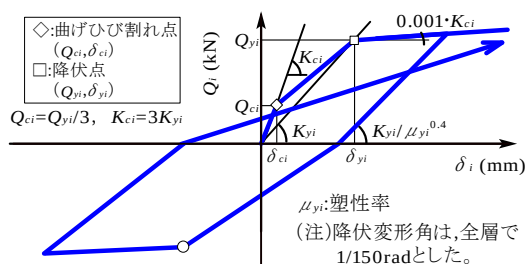


図-2 解析に用いる復元力特性

3.2 入力地震波の特性

模擬地震波⁹⁾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加速度応答スペクトル (極めて稀に起こる地震) を目標に作成した²⁾。表層地盤による加速度増幅率は, 第 1~第 3 種地盤に対して簡略法の算定式 (平 12 年建告第 1457 号第 7) を用いた。位相特性は乱数, 包絡関数は Jennings 型である。継続時間は 60s と, 文献 4)で作成した 120s を追加解析した。地震波数は, 地盤種別ごとに 20 波ずつ作成し, 合計 120 波となる。観測地震波¹⁰⁾は, 表-1 に示す 16 種 (観測地点の違い, NS および EW 成分を含めた計 94 波) であり, 最大速度 50kine に基準化した。

図-3 は, 模擬地震波および観測地震波の速度応答スペクトルである。スペクトル計算の刻み時間は 0.01s, 数値計算法は, 地震応答解析に用いた Wilson の θ 法である。図において, 観測地震波は, 模擬地震波の加速度一定域に相当する範囲 ($T \approx 0.58 \sim 1.15s$) おいて大きなスペクトル値を有する地震波形が含まれている。模擬地震波は, 同一地盤種においても地震動指標にある程度の範囲をもたせるため, 目標スペクトルに対してばらつきを有する波形が作成されている。

4. 解析結果

4.1 最大応答変位について

最大応答変位 $M \delta_{max}$ は, 式(5)で示すように, 変位時刻歴において刻み時刻 t 秒ごとに 1 階~N 階の累計値 $\delta(t)$ を求め, 全継続時間の中の正負絶対値の最大値とした。

$$M \delta_{max} = \max \left| \delta(t) \right|, \quad \delta(t) = \sum_{n=1}^N \delta(t) \quad (5)$$

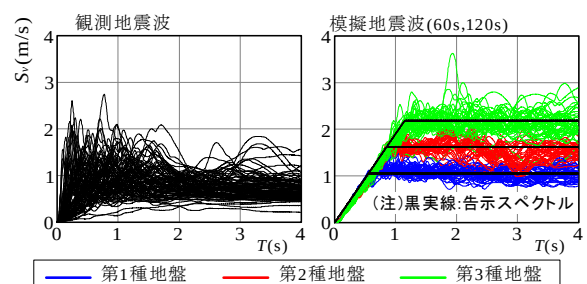


図-3 速度応答スペクトル (減衰 5%)

表-1 観測地震波

No	地震波名	地震波数
1	1940年 Imperial Valley地震 (EL CENTRO)	1
2	1952年 Kern Country地震 (TAFT)	1
3	1963年 Sendai501	1
4	1968年 十勝沖地震 (八戸港湾)	1
5	1978年 宮城県沖地震 (東北大学)	1
6	1993年 釧路沖地震 (釧路地方気象台)	1
7	1994年 Los Angeles地震 (Northridge)	1
8	1995年 兵庫県南部地震	5
9	1999年 台湾集集地震	4
10	2000年 鳥取県西部地震	5
11	2001年 雲予地震	5
12	2004年 新潟県中越地震	4
13	2005年 福岡県西方沖地震	3
14	2008年 岩手宮城内陸地震	4
15	2011年 東北地方太平洋沖地震	3
16	2011年 ニュージーランド地震	7

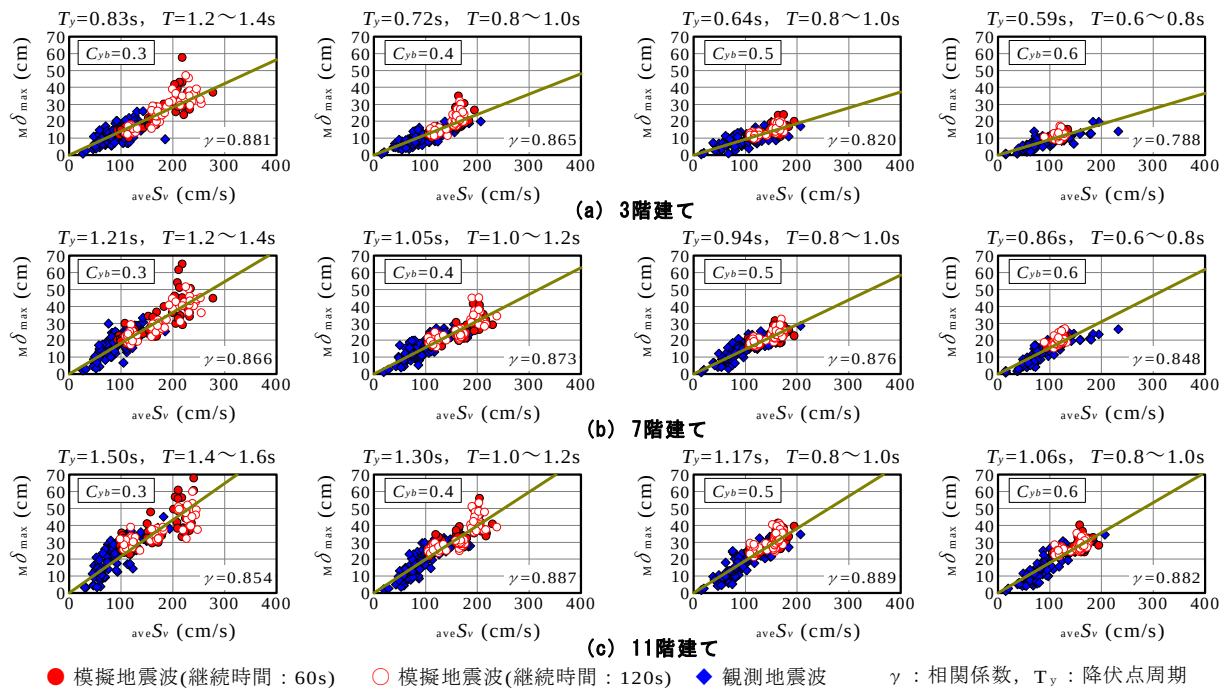


図-4 多質点系の最大応答変位と速度スペクトル平均値 $\text{ave}S_v$ の関係

なお、最大応答変位と地震動指標の関係を把握する際には、対数正規分布を利用することが多い¹¹⁾。しかし、本来求めたい目的変数は、 $M\delta_{\max}$ 値そのものであり対数値ではないので、 $M\delta_{\max} = \zeta \cdot \text{ave}S_v$ で表される単回帰式を用いて検証する。ここで、 ζ は、回帰係数である。なお、文献5)では、べき乗式を用いたが、本論文では予測式をより簡便に表すために単回帰式とした。

4.2 最大応答変位と速度スペクトル平均値の関係

最大応答変位 $M\delta_{\max}$ と速度スペクトル平均値 $\text{ave}S_v$ の相関関係を検証するため、文献5)と同様に式(3)の $\alpha T_y \sim \beta T_y$ を $0.6 \sim 0.8s$, $0.8 \sim 1.0s$ 、 $\dots$ $1.4 \sim 1.6s$ とする $\text{ave}S_v$ を求めた。表-2 は、周期範囲ごとの単回帰式の相関係数である。表中において、 $C_{yb}=0.3$ および3階建物を例にしてみると、周期範囲が大きくなるに従って相関係数が大きくなり、ある周期を境に相関係数が小さくなっている。同建物の相関係数が最も高い周期範囲は、 $T=1.2 \sim 1.4s$ であることが読み取れる。表-2 中には、建物条件ごとに相関係数が最も高い周期範囲を網掛けしてある。

図-4 は、 $M\delta_{\max}$ と相関係数が最も高い周期範囲の $\text{ave}S_v$ との関係である。図中に示した T_y は、建物の降伏点周期である。図より、降伏変形角を $1/150\text{rad}$ 一定とした本解析建物は、建物階数が同じ場合、 C_{yb} が大きくなるにつれ T_y が小さくなるモデルになっており、これに合わせて相関が高い積分範囲も小さくなっていた。図-5 は、図-4 の結果をまとめてプロットしたものである。図において、地震波、建物階数による明確な違いがみられず、全データに対する単回帰式を求めたところ式(6)が得られた。なお、参考として、文献5)で採用したべき乗式による回帰結果も同図中に示してある。

$$M\delta_{\max} = 0.160_{\text{ave}S_v} \quad (6)$$

表-2 単回帰式に対する相関係数

パラメータ	階数	周期範囲(s)				
		0.6~0.8	0.8~1.0	1.0~1.2	1.2~1.4	1.4~1.6
0.3	3	0.551	0.788	0.875	0.878	0.859
	7	0.494	0.759	0.866	0.870	0.852
	11	0.483	0.721	0.831	0.855	0.855
0.4	3	0.688	0.863	0.861	0.846	0.821
	7	0.647	0.849	0.873	0.843	0.811
	11	0.570	0.815	0.889	0.852	0.827
0.5	3	0.792	0.820	0.774	0.729	0.687
	7	0.775	0.878	0.802	0.727	0.689
	11	0.696	0.892	0.871	0.798	0.755
0.6	3	0.800	0.741	0.641	0.559	0.526
	7	0.875	0.833	0.706	0.608	0.567
	11	0.780	0.891	0.789	0.695	0.650

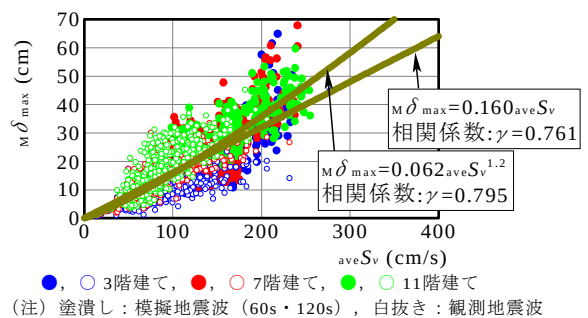


図-5 全データの最大応答変位と速度スペクトル平均値 $\text{ave}S_v$ の関係

表-2 中の網掛けで示された周期範囲をみると、式(3)中の α は T_y に対して $0.69 \sim 1.45$ 倍 (平均 0.95 倍)、 β は T_y に対して $0.86 \sim 1.69$ 倍 (平均 1.17 倍) にあった。ばらつきを有するもののこれらの平均値をもとに $\alpha=0.9$ および $\beta=1.1$ と定義する。他方、特定周期 W は、今後も検討が必要であるが、ここでは $W=\beta\alpha$ で与えると、速度スペクトル平均値が式(7)で表される。

$$\text{ave}S_v = \frac{1}{0.2} \cdot \int_{0.9T_y}^{1.1T_y} S_v(h_{0.05}) \cdot dT \quad (7)$$

これにより、最大応答変位の予測式が式(8)で与えられる。

$$\text{cal } \delta_{\max} = 0.160 \left[\frac{1}{0.2} \cdot \int_{0.9T_y}^{1.1T_y} S_v(h_{0.05}) \cdot dT \right] \quad (8)$$

4.3 推定精度の検証

式(8)の計算値推定精度を、Housner 法および境法との比較を含めて確認する。なお、本来は、Housner 法と境法の予測値は原提案に従ってスペクトル強度で評価すべきであるが、式(8)との比較を兼ね $W=0.2$ とした式(4a)および式(4b)による $\text{ave} S_v$ を用いる。図-6 より、Housner 法と境法の予測式は、式(9)および式(10)となる。

$$\text{Housner 法: } \text{cal } \delta_{\max} = 0.027 \text{ ave} S_v \quad (9)$$

$$\text{境 法: } \text{cal } \delta_{\max} = 0.079 \text{ ave} S_v \quad (10)$$

図-7 は、 $M \delta_{\max}$ と式(8)～式(10)による予測値 $\text{cal } \delta_{\max}$ の関係である。図より、式(8)の推定精度は、式(9)および式(10)より高い結果にあった。ここで、例えば、境式の積分範囲 $0.8 \sim 1.2$ を α, β に換算(本建物条件 12 種の平均値)すると $\alpha=0.87$, $\beta=1.31$ となり、 $\beta-\alpha$ が 0.44 となる。このとき、式(10)の回帰係数は 0.173 となり、予測値 $\text{cal } \delta_{\max}$ と $M \delta_{\max}$ の間で得られる相関係数は 0.651 、標準偏差は 0.384 となる。すなわち、図-7 の結果と大差ない。したがって、 $\text{ave} S_v$ を求める際の積分範囲は、降伏点周期に応じて変化させて求めることの必要性が認められる。

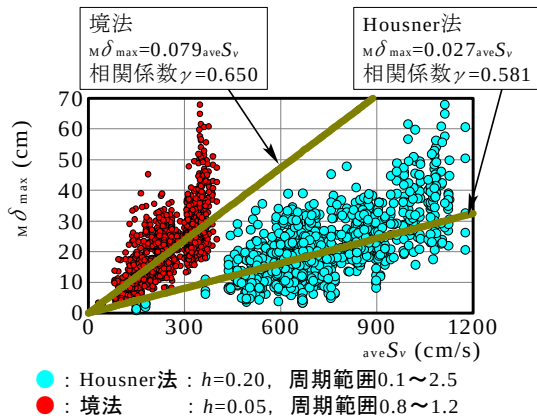


図-6 最大応答変位と速度スペクトル平均値 (Housner 法および境法) の関係

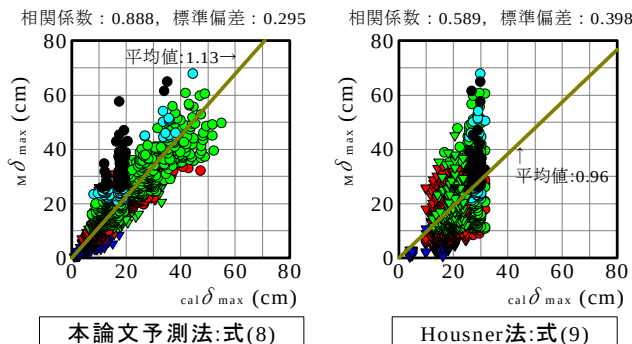


図-7 多質点系の最大応答変位と予測値 (本論文予測法, Housner 法, 境法) の関係

ここで、図-7 は、塑性率 $\mu_{\max}$ ごとにプロットしてあるが、その平均値は 1.9 (模擬地震波が 2.4 (範囲: $1.2 \sim 11.2$) および観測地震波が平均値 1.5 (範囲: $0.06 \sim 5.1$)) となる。このことは、最大応答変位時の等価周期 $\text{max} T_{eq} = \sqrt{\mu_{\max}} \cdot T_y$ の多くは T_y の約 1.4 倍であることを意味する。一般に振動中の周期を平均的に捉える場合は、 1 以下の縮小係数を $\text{max} T_{eq}$ に乗じて評価することが多く、その係数として 0.8 を適用すると式(7)の $1.1T_y$ に近い値を得る。その際、 $\mu_{\max}$ が 5 を超えるデータも有するが、模擬地震波や観測地震波によるスペクトル形状の違いを含め、ここで示した $\text{ave} S_v$ を用いれば $M \delta_{\max}$ を一義的に把握できることが少なからず明らかとなった。

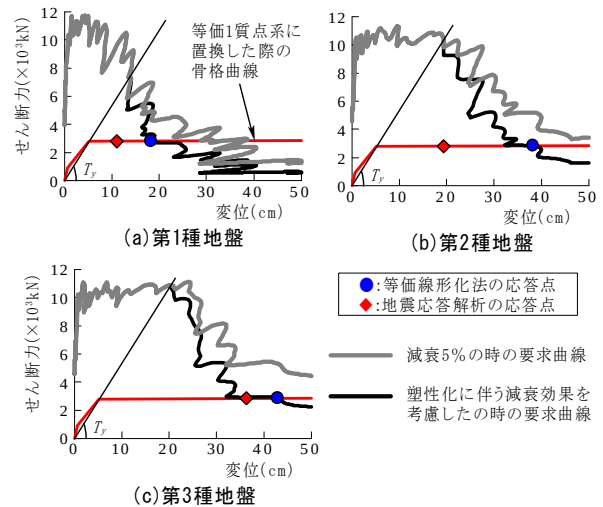


図-8 等価線形化法による応答点の一例

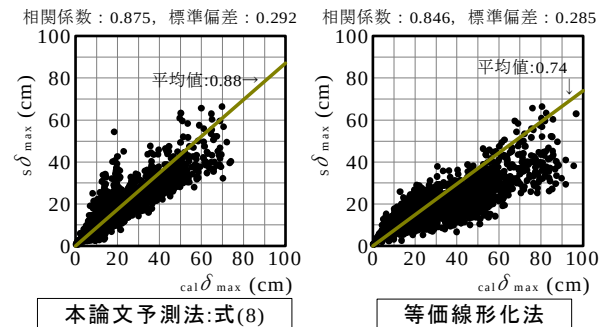


図-9 等価1質点系の最大応答変位と予測値 (本論文予測法, 等価線形化法) の関係

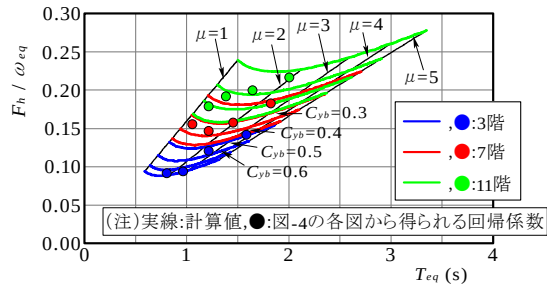


図-10 計算値 F_h / ω_{eq} および回帰係数と T_{eq} の関係

ついで、等価線形化法による予測値との比較を試みた。検証に際しては、多質点系モデルを等価1質点系に置換^{9), 10)}し、減衰補正係数 F_h は告示の式²⁾を用いた。図-8は、等価線形化法による応答結果の一例である。

図-9に、最大応答変位（記号： $s \delta_{max}$ ）と式(8)および等価線形化法から得られた予測値 $cal \delta_{max}$ の関係を示す。図より、式(8)の推定精度は、等価線形化法から得られる予測値と概ね同程度にある。なお、式(8)を F_h と等価振動数 ω_{eq} を用いて表すと、式(11)となる。

$$cal \delta_{max} = \frac{F_h}{\omega_{eq}} \left[\frac{1}{0.2} \cdot \int_{0.9T_y}^{1.1T_y} S_v(h_{0.05}) \cdot dT \right] \quad (11)$$

$F_h = 1.5 / (1 + 10h_{eq})$, $h_{eq} = 0.25 \left(1 - 1 / \sqrt{\mu_{max}} \right) + 0.05$
式(11)において、建物の塑性率 μ が1~5まで増大する際の F_h / ω_{eq} を12種類の建物条件ごとに計算し、 μ の変動を等価周期で表した T_{eq} との関係を図-10に示す。図中には、図-4の各図から得られる回帰係数と、各図の塑性率の平均値を T_{eq} に換算した値との関係も示したが、計算値と回帰結果はあまり一致していない。これは、等価周期や F_h の解の精度が要因の一つにある。ただし、 μ が1~5の範囲での12種類の計算値 F_h / ω_{eq} の平均値は0.162であり、式(8)中の係数0.160は計算値 F_h / ω_{eq} を包括した定数で表し得たことになる。今後も計算値 F_h に対する詳細な検討が必要であるが、最大応答変位の簡易な予測式として式(8)を取得できたと判断している。なお、2章で述べた S_v と応答変位の関係として、本論文の検討下では両者は概ね比例関係にあることがわかったが、式(8)の適用範囲は本解析条件下となる。

5. まとめ

中低層RC造建物を対象とした地震応答解析から得られた最大応答変位と地震動指標の関係を検証し、最大応答変位の予測式を定量化した。検証に先立っては、地震動指標として速度応答スペクトルを用いること、その際に平均値 $ave S_v$ で評価することの意義を述べたうえで予測式の定量化を図った。得られた知見を、以下に示す。

- 1) 降伏変形角を $1/150 \text{ rad}$ 一定とした本解析モデルの建物は、階数が同じ場合、 C_{yb} が大きくなるにつれ建物

の降伏点周期 T_y が小さくなる。これに合わせて、最大応答変位と相関のある $ave S_v$ の周期範囲も小さくなる傾向にあった。

- 2) 最大応答変位時の周期を平均的に捉える周期帯として、相関分析から $0.9 T_y \sim 1.1 T_y$ と定義した。
- 3) $0.9 T_y \sim 1.1 T_y$ による周期範囲をもとに $ave S_v$ を定め、同指標を用いて算出する最大応答変位の予測式を求めた。
- 4) 予測式の推定精度は、Housner および境により示された積分範囲をもとに算定した予測値に比べて、推定精度が高い結果にあった。また、等価線形化法から求まる予測値と概ね同程度であった。提案する予測式を用いれば、減衰補正係数 F_h を用いることなく簡易に最大応答変位を予測できる。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準および耐震改修設計指針・同解説，2001
- 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：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 3) 日本建築学会：地盤震動と強震動予測-基本を学ぶための重要項目-，pp.213-236，2016.3
- 4) 伊藤嘉則，五十田博：表層地盤の増幅特性係数を考慮して作成した模擬地震波の地震動指標と6階建て鉄筋コンクリート造建築物の最大応答変位との関係，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.715-720，2015
- 5) 小川諄，楠浩一，伊藤嘉則：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1およびその2），日本建築学会学術講演梗概集（構造IV），pp.681-684，2017
- 6) 大崎順彦：建築振動理論，第2版，pp.84-87，彰国社，1999
- 7) 秋山宏：建築物の耐震極限設計，第2版，東京大学出版，1987
- 8) 境有紀，吉岡伸悟，額額一起，壁谷澤寿海：1999年台湾集集地震に基づいた建物被害を予測する地震動の破壊力指標の検討，日本建築学会構造系論文集，第549号，pp.43-50，2001.11
- 9) 伊藤嘉則，楠浩一：等価1質点系及び多質点系モデルによる地震応答解析をもとに検証した靱性指標式，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.925-930，2016
- 10) 伊藤嘉則，楠浩一：観測地震波を入力波とする地震応答解析をもとに検証した靱性指標式，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.39，pp.715-720，2017
- 11) 防災科学技術研究所：構造物の地震損傷度評価手法の検討，防災科学技術研究所研究資料，第237号，2003.2