

論文 観測地震波の位相特性を用いた設計用地震動に対する中低層 RC 造建物の応答変位の不確定性と変位評価法

伊藤 嘉則^{*1}・楠 浩一^{*2}・毎田 悠承^{*3}・勅使川原 正臣^{*4}

要旨：地震応答解析から得られる応答変位は、告示スペクトルに適合した設計用地震動が入力波にあっても観測地震波の位相を用いるとその特性によって異なる値をとる。しかし、応答変位の差異は、応答スペクトルの形状から確定的には推定できない。本研究では、これを応答変位の不確定性と定義し、不確定性に与える物理的要因の考察を目的とした。考察の結果、不確定性は観測位相ごとに減衰補正係数の値が異なっていることに起因して生じ、その差異は地震動の主要動継続時間の関係で説明できることを明らかにした。また、減衰補正係数と主要動継続時間の関係を定式化し、既往の変位予測式に考慮して評価する手法を示した。

キーワード：位相特性、減衰補正係数、主要動の継続時間、耐震性能評価

1. はじめに

1.1 本研究に関わる筆者らの研究背景

国内に建設されている中低層鉄筋コンクリート（以下、RC とする）造建物の多くは、保有水平耐力計算による設計がなされている。このとき、極めて稀に起こる地震動レベルに対する耐震性能が、地震動の種類を問わずして確保できているとの位置づけにある。ただし、建物が有する変形性能に応じて求まる構造特性係数を考慮するので、極めて稀に起こる地震動レベル時には建物に塑性変形が生じることになる。しかし、その応答変位を陽には算定していない。したがって、地震時に生じる応答変位を知りたい場合は改めて耐震性能評価を行う必要があり、簡易に評価できる手法があれば便利である。

筆者らは、上記建物の応答変位を簡易に算定するための予測式の提案に関する継続研究を進めている（例えば¹⁾）。式(1)の提案式は、速度一定領域（減衰定数は 5% とする）を対象に応答点の等価周期に対応する速度応答スペクトル $S_v(T_{eq}, h_{0.05})$ と降伏点周期に対応する速度応答スペクトル $S_v(T_y, h_{0.05})$ が等しいとした。このとき、5% 減衰の応答スペクトルに有する凹凸形状は減衰定数が大きくなるにつれ平滑化されることを考慮し、建物の降伏点周期 T_y に応じて周期範囲を変化（ $0.9T_y \sim 1.1T_y$ ）させて求める平均値を応答スペクトルとして採用した。

$$\text{pro} \delta_{\max} = F_h \sqrt{\mu_{eq}} \cdot \frac{T_y}{2\pi} \cdot \frac{1}{0.2T_y} \int_{0.9T_y}^{1.1T_y} S_v(T_y, h_{0.05}) \cdot dT \quad (1)$$

F_h ：減衰補正係数、 μ_{eq} ：塑性率、 T_y ：降伏点周期、 $S_v(T_y, h_{0.05})$ ：降伏点周期に応じて求まる減衰定数 5% の速度応答スペクトル

その後の文献²⁾では、式(1)中の $F_h \sqrt{\mu_{eq}}$ として、実挙動に近い値が得られる地震応答解析を用いて最大応答変位時の減衰性能（等価減衰および減衰補正係数）を検証した。対象建物は曲げ降伏が先行する中低層 RC 造建物とし、観測地震波 94 波の速度波形の最大値を 50cm/s とする入力波に対して得られた塑性率の多くは 1~3 の範囲にあった。このとき、 $F_h \sqrt{\mu_{eq}}$ は、概ね 1.0 で簡略化して表せられることを明らかにした。

1.2 本研究の課題

地震応答解析から得られる応答変位は、建築基準法で規定する応答スペクトル³⁾（以下、告示スペクトルとする）に適合した設計用地震動が入力波にあっても、観測地震波の位相（以下、観測位相とする）を用いるとその特性によって異なる値をとる場合がある。

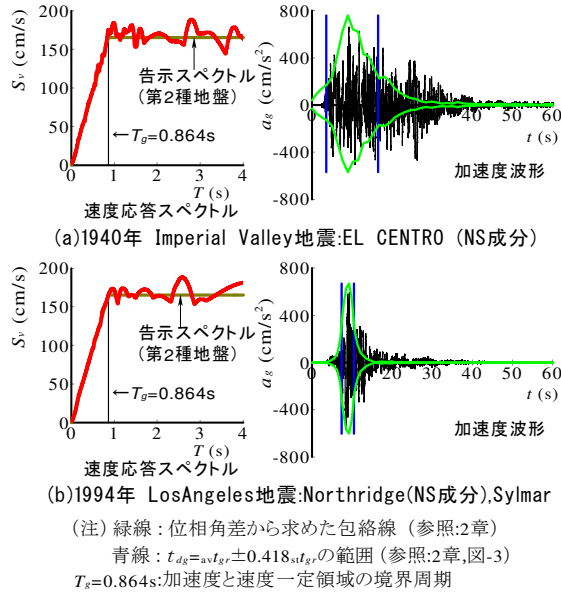
図-1 に観測位相を用いて作成した設計用地震動（第 2 種地盤、目標継続時間 60s）の応答スペクトルと加速度波形の代表例を示す。図中には、2 章で述べる包絡線形状と継続時間も示す。図より、問題提起として、応答スペクトルの形状が類似していても加速度波形の包絡線形状（図(a)の EL CENTORO は加速度振幅が全継続時間にかけて繰返し作用、図(b)の Northridge は加速度振幅が短い時間に作用）が異なっている。これにより、応答変位に差異が生じることと考える。しかし、応答変位の差異は、応答スペクトルの形状から確定的に推定することはできない。本論文では、これを「応答変位の不確定性」と定義する。そのため、位相特性の違いによって生じる応答変位の差異を考慮できる評価法を示すことは、告示スペクトルを利用して応答変位を求める耐震性能の評価手法においても重要な課題といえる。

*1 東京大学地震研究所 共同研究員（建材試験センター）（正会員）

*2 東京大学地震研究所 教授 博士（工学）（正会員）

*3 東京大学地震研究所 准教授 博士（工学）（正会員）

*4 中部大学工学部建築学科 教授（東京大学地震研究所 客員教授） 工学博士（正会員）



図一 観測位相を用いて作成した設計用地震動の
 応答スペクトルと地震動の加速度波形の代表例

1.3 本研究の目的

本研究は、観測位相に着目し地震応答解析から求める
 応答変位の不確定に与える物理的要因の考察を目的とし
 た。具体的には、文献2)で検証した最大応答変位時の減
 衰補正係数を地震動の主要動継続時間で考察する。また、
 得られた考察結果をもとに、観測位相に応じた応答変位
 の不確定を評価するための式(1)の修正法を示す。

2. 応答変位の不確定性に対する検証方針

2.1 フーリエ変換に基づく位相特性

地震動の加速度波形に有する振幅成分と周期成分の大
 きさは、フーリエ変換によって得られるフーリエ振幅ス
 ペクトルとフーリエ位相角スペクトルによって表される。
 このとき、フーリエ変換は、 k 番目の成分による角振動
 数 ω_k に対してフーリエ係数 C_k およびフーリエ位相角 ϕ_k
 による2つの関数を用いた次式で与えられる。本研究で
 は、そのうちの ϕ_k に着目する。ここで $i = \sqrt{-1}$ である。

$$F(\omega_k) = C_k(\omega_k) e^{-i\phi_k(\omega_k)} \quad (2)$$

地震動の加速度波形を $\ddot{z}(t)$ とすると、その有限フー
 リエ級数が式(2)の記号を用いると次式で与えられる。

$$\ddot{z}(t) = \sum_{k=0}^{\frac{N}{2}} C_k \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (3)$$

式(3)中のフーリエ位相角 ϕ_k について、隣接する2つ
 の位相角の差(以下、位相角差 $\Delta\phi_k$ とする)を式(4)で、
 位相角差 $\Delta\phi_k$ を隣接する2つの位相角の角振動数の差で
 除した値(以下、群遅延時間 t_{gr} とする)を式(5)で表す。

$$\Delta\phi_k = \phi_{k+1} - \phi_k \quad (4)$$

$$t_{gr} = \Delta\phi_k / \Delta\omega_k \quad (5)$$

ここで、 $\Delta\omega_k = \omega_{k+1} - \omega_k$, $k = 0, 1, 2, \dots, (N/2-1)$

2.2 位相特性と加速度波形の継続時間の関係性

式(4)による位相角差の頻度分布の形状は、地震動の
 加速度波形の包絡線形状に類似することが古くに大崎ら
 の研究⁴⁾により指摘されている。また、式(5)による群遅
 延時間の平均値と標準偏差は、地震動の加速度波形の中心
 位置とその広がりを表すことが古くに勝倉・和泉の研究⁵⁾
 により指摘されている。つまり、位相特性は継続時間
 と関係性があるといえ、中村・壁谷澤⁶⁾は位相角差ス
 ペクトルと関連付けた継続時間を用いて内陸地震動と海
 溝型地震動の応答変位の差異に関する理論背景を示した。

これらから、観測位相によって生じる応答変位の不確
 定性に関する問題は、地震動の継続時間を検証すること
 に帰着すると考える。そこで、本研究では、応答変位の
 不確定性に与える物理的要因を2.3節で述べる地震動の
 主要動継続時間(以下、記号 t_d)で考察する。

2.3 主要動継続時間の取り扱い

図-2(a)に、Jenningsにより提案された地震動の加速
 度波形を求めるための包絡関数⁷⁾を示す。図中の振幅一
 定部($t_2 \sim t_3$)は、建物の応答に直接的な影響を与え
 る主要動継続時間と扱われている。本研究では、主要動
 継続時間を式(6a)に示す加速度波形 a_g の自乗積分値にお
 いて、式(6b)に示す全継続時間との比 $D_u(t)$ が5%~75%
 となるときの時間とした。また、全継続時間 T_d (図-
 2(a)中の $t_0 \sim t_4$)に対する主要動継続時間 t_d の比($t_d /$
 T_d)を有効継続時間比と定義する。

$$I_{E0} = \int_0^{T_d} a_g^2 \cdot dt \quad (6a)$$

$$D_u(t) = \int_0^t a_g^2 dt / \int_0^{T_d} a_g^2 dt \quad (6b)$$

a_g : 時刻 t のときの地震動の加速度

なお、Jenningsの包絡関数において、 t_4 は図中の振幅
 A に対して $0.1A$ となる時の時間とし、継続時間60sに対
 して $t_1 = 2.0s$, $t_2 = 6.98s$, $t_3 = 27.50s$ および $t_4 = 62.00s$ とし
 た。また、図-2(a)中の振幅 $g(t)$ を式(6a)の a_g に代入
 して求めた積分計算値 I_{E0} を図-2(b)に示す。図におい
 て、 $t_2 = 7.42s$ および $t_3 = 27.72s$ となり、図-2(a)で示し
 た $t_2 = 6.98s$ および $t_3 = 27.50s$ と概ね一致している。

3. 地震応答解析の概要

3.1 位相特性に用いる観測地震波

本研究で用いる位相特性は表-1に示す観測地震波の
 位相とし、文献2)で用いた地震動のうち文献8)で示さ
 れる代表波と国内の内陸地殻内で発生した内陸地震動とし
 た。目標スペクトルは、平成12年建設省告示1461号で
 規定する告示スペクトル(第2種地盤)とした。入力レ
 ベルは極めて稀に起こる地震動、包絡関数はJennings型、
 継続時間は60sとした。

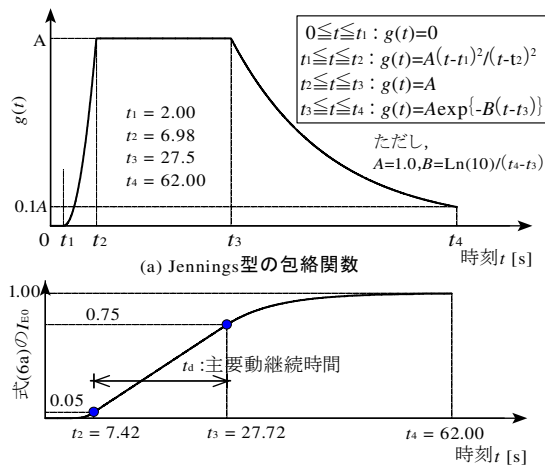


図-2 Jennings の包絡関数⁷⁾と式(6a)の積分計算

No	地震波名	地震波数
1	1940年 Imperial Valley地震(EL CENTRO)	2
2	1952年 Kern Country地震(TAFT)	2
3	1962年 Sendai501	2
4	1968年 十勝沖地震(八戸港湾)	2
5	1978年 宮城県沖地震(東北大学)	2
7	1994年 Los Angeles地震(Northridge), Sylmar	2
8	1995年 兵庫県南部地震	10
10	2000年 鳥取県西部地震	10
12	2004年 新潟県中越地震	8
13	2005年 福岡県西方沖地震	6
14	2008年 岩手宮城内陸地震	8

(注) 表中の地震波の No は、文献 2) と同じとした。

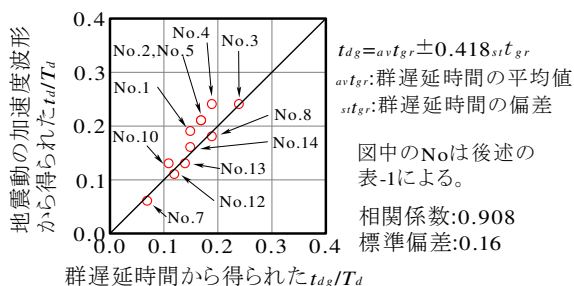


図-3 有効継続時間と群遅延時間の関係

ここで、式(6b)の比 $D_u(t)$ が 5%~75%となるときの有効継続時間比 t_d/T_d と群遅延時間より得られる有効継続時間比 t_{dg}/T_d の関係を調べた。すなわち、最小二乗法を用いて相関係数が最も高くなるときの群遅延時間の平均値 avt_{gr} と偏差 st_{gr} を求めたところ、 $t_{dg} = avt_{gr} \pm 0.418 st_{gr}$ が得られた。図-3 に、 t_d/T_d と t_{dg}/T_d の関係を示す。図において、作成した模擬地震波の t_d/T_d は文献 2) の同じ観測地震波の t_d/T_d と異なる値にあるが、 t_d/T_d は $t_{dg} = avt_{gr} \pm 0.418 st_{gr}$ による有効継続時間比と相関関係を有していた。これらの関係を含めて、図-1 中に位相角差から得られた加速度波形の包絡線および $t_{dg} = avt_{gr} \pm 0.418 st_{gr}$ による主要動継続時間を示したところ、位相特性は地震動の包絡線形状や主要動継続時間を表し得るものと考えられる。

表-2 解析パラメータの一覧

項目	パラメータ
階	3 階, 7 階, 11 階
降伏せん断力係数	0.3, 0.4, 0.5, 0.6

(注) 降伏変形角は、 $R_y=1/150\text{rad}$ とした。

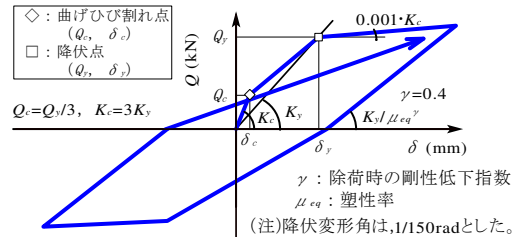


図-4 解析に用いる復元力特性

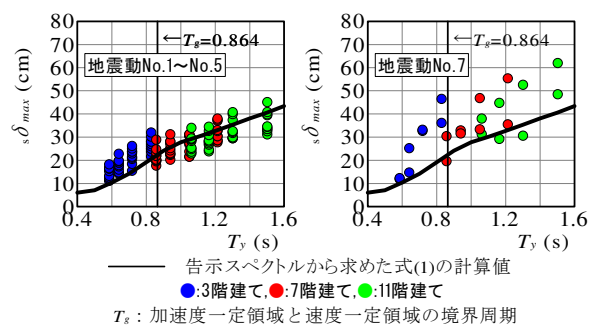


図-5 最大応答変位と降伏点周期の関係 (代表例)

3.2 建物モデルなどの解析条件

対象建物は、曲げ降伏先行型で等価 1 質点系への縮約が可能な中低層 RC 造建物とした。表-2 に、解析パラメータを示す。以下に示す解析条件は、文献 1), 2) と同じとし、詳細は文献 1), 2) を参照いただきたい。

各階の平面寸法 (10m×30m)、各階の階高 ($h_0=3.3\text{m}$)、各階の重量 ($W_i=3600\text{kN}$ 、面積換算で 12kN/m^2) は、一定とした多質点せん断型モデルを等価 1 質点系に縮約した。縮約した等価 1 質点系の骨格曲線は、図-4 に示すトリリニア型、復元力は剛性低下型とした。数値積分は、Wilson の θ 法で刻み時間を 0.001s とした。減衰は、弾性時の減衰定数を 5% とする瞬間剛性比例型とした。

4. 解析結果と考察

4.1 最大応答変位と最大応答変位時の減衰補正係数

地震応答解析から得られる最大応答変位 $s_{\delta_{max}}$ は、正負絶対値の最大値とした。塑性率 $s\mu_{max}$ は、最大応答変位を建物の降伏変位で除した値とした。

図-5 に、最大応答変位 $s_{\delta_{max}}$ と建物の降伏点周期 T_y の関係 (表-1 中の No.1~No.5, No.7 の代表例) を示す。図中には、告示スペクトルから求めた式(1)の計算値を示す。図より式(1)の計算値は、地震動 No.1~No.5 に対しては $s_{\delta_{max}}$ の傾向を建物階数に依らず概ね捉えており、観測位相による応答変位の不確実性がみられない。

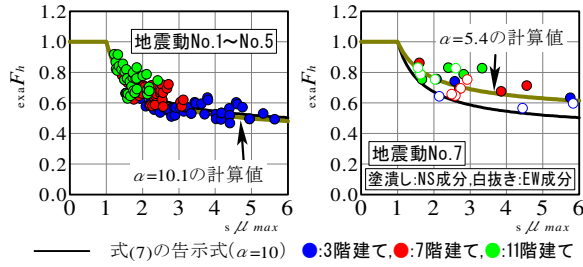


図-6 最大応答変位時 $exaF_h$ と $s\mu_{max}$ の関係 (代表例)

一方、地震動 No.7 については、式(1)の計算値を 2 倍程度上回る $s\delta_{max}$ が建物階数に依らず散見する。

図-5 に用いた地震動について、文献 2) と同様にして求めた最大応答変位時の減衰補正係数 $exaF_h$ と塑性率 $s\mu_{max}$ の関係を図-6 に示す。 $exaF_h$ は、最大応答変位時の履歴 1 ループ面積から等価減衰 h_{eq} を求め、最大応答変位時の割線剛性から求まる周期点 T_{max} に対して、減衰定数 h_{eq} 時の速度応答スペクトルと減衰定数 5% 時の速度応答スペクトルの比 ($S_v(T_{max}, h_{eq})/S_v(T_{max}, h_{0.05})$) から求めた。黒実線は、式(7)に示す告示式の計算値を表す。図より、黒実線の告示式の計算値は、地震動 No.1~No.5 の $exaF_h$ の平均値を、地震動 No.7 の $exaF_h$ の下限値を、それぞれ捉える傾向にある。図中には、非線形最小二乗法から得られた係数 α を示し、地震動 No.1~No.5 が $\alpha = 10.1$ および地震動 No.7 が $\alpha = 5.4$ と異なる値が得られた。なお、地震動 No.7 については、NS 成分と EW 成分を区別して図示したが、震源地が同じ地震動でも NS 成分と EW 成分で異なる $exaF_h$ が得られている。ただし、建物条件の違いによる $exaF_h$ の差異を含めて平均的には $\alpha = 5.4$ とする式(7)で把握できると考える。

$$lawF_h = (1 + 0.05\alpha)/(1 + \alpha h_{eq}) \quad (7)$$

α : 内陸型、海溝型など地震動ごとに定まる係数
で、告示式は $\alpha = 10$, h_{eq} : 等価粘性減衰定数で、
告示式は $lawh_{eq} = 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu_{eq}}) + 0.05$

上記と同様な係数 α を、表-1 において震源地が同じ地震動 No ごとに、表-2 のパラメータの違いを考慮せずに求めた。図-7 に、得られた係数 α と有効継続時間比 t_d/T_d の関係を示す。図中には、文献 2) で得られた観測地震波の結果と、同結果に対して文献 2) で定式化した式(8)を示す。図より、式(8)は本研究の結果も捉える傾向にある。

$$0.05 \leq t_d/T_d \leq 0.20 : \alpha = 35t_d/T_d + 3 \quad (8a)$$

$$0.20 \leq t_d/T_d : \alpha = 10 \quad (8b)$$

4.2 減衰補正係数の係数 α と変位一定則の関係

式(7)中の係数 α の違いが速度一定領域を対象とした式(1)の計算結果 (つまり変位一定則) に与える影響を、塑性率に応じた $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ の計算値に基づく考察を行う。

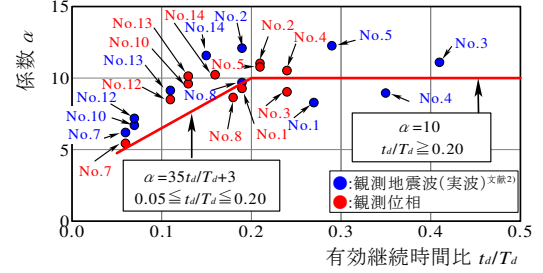


図-7 地震動ごとの係数 α と t_d/T_d の関係

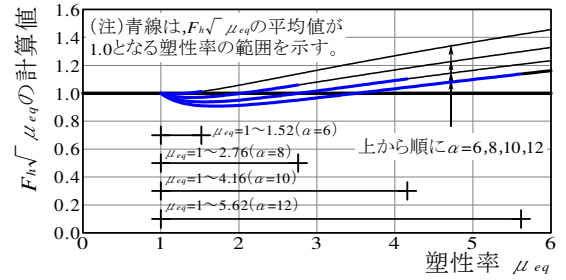


図-8 係数 α ごとに求めた $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ の計算値

文献 1) より、速度一定領域に対する弾塑性最大応答変位を $v\delta_{max}$ 、その割線剛性に対する弾性変位を $v\delta_m$ とすれば、非線形時の最大応答変位が減衰補正係数を用いて $v\delta_{max} = F_h v\delta_m$ で与えられる。また、降伏点時の割線剛性に対する弾性変位を $v\delta_e$ とすれば、 $v\delta_{max}$ が塑性率 μ_{eq} を用いて $v\delta_{max} = F_h\sqrt{\mu_{eq}} v\delta_e$ で与えられる。つまり、 $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ が 1.0 のときに $v\delta_e = v\delta_{max}$ となる変位一定則の関係を得る。これを文献 2) では、式(1)に対して係数 $\alpha = 10$ のとき $F_h\sqrt{\mu_{eq}} \doteq 1$ と定義した。

ここで、式(7)より $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ が式(9)で書き表せる。

$$F_h\sqrt{\mu_{eq}} = \frac{(1 + 0.05\alpha)\mu_{eq}}{(1 + 0.3\alpha)\sqrt{\mu_{eq}} - 0.25\alpha} \quad (9)$$

図-8 に、係数 $\alpha = 6, 8, 10, 12$ のときの式(9)の計算値 $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ と塑性率 μ_{eq} の関係を示す。図中の青実線は、 $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ の平均値が 1.0 となる塑性率 μ_{eq} の範囲を示し、例えば $\alpha = 6$ は $\mu_{eq} = 1 \sim 1.52$ および $\alpha = 8$ は $\mu_{eq} = 1 \sim 2.76$ となる。この塑性率を $D_s = 1/\mu_{eq}$ による変位一定則の関係に代入すると、 $\alpha = 6$ は $D_s = 1 \sim 0.70$ および $\alpha = 8$ は $D_s = 1 \sim 0.47$ となる。つまり、本来変位一定則そのものは地震動に影響を受けるものではないが、係数 α に応じて変位一定則の関係を得る塑性率 (または $D_s = 1/\mu_{eq}$) の範囲が異なることになる。これを、図-9 に示す加速度と変位の応答スペクトルの関係による等価線形化法で説明する。図において、青実線の $\alpha = 6$ および緑実線の $\alpha = 8$ の要求曲線は、それぞれ $D_s = 1 \sim 0.70$ および $D_s = 1 \sim 0.47$ の範囲では、 $F_h\sqrt{\mu_{eq}} \doteq 1$ を仮定した $\alpha = 10$ と同様に変位一定則の関係を得る。しかし、それ以下の D_s では、変位一定則で推定する変位 (図-9 中の点 AD) より応答変位が大きくなることを意味している。ただし、これらの過程を α ごとに詳細に求めることは煩雑性がある。

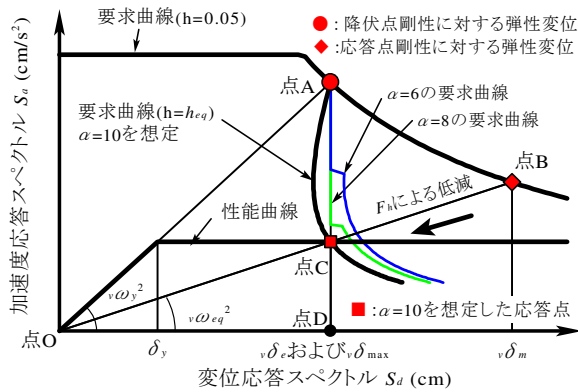


図-9 等価線形化法による応答変位の予測法

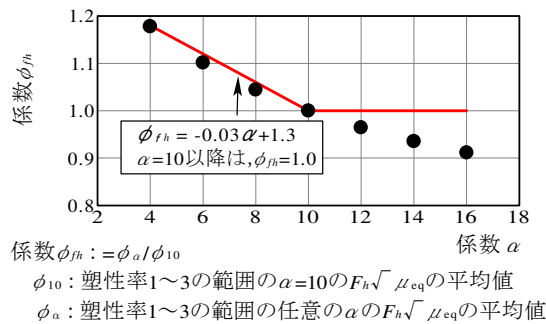


図-10 係数 ϕ_{fh} ($=\phi_{\alpha}/\phi_{10}$) と係数 α の関係

そこで、文献 2) で取り上げた塑性率の範囲 $\mu_{eq} = 1 \sim 3$ に着目し、簡略化を含めた $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ の定量化を試みる。

4.3 式(1)による提案式の修正

4.3.1 $\alpha=10$ を基準とした $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ に対する修正係数

塑性率 $\mu_{eq} = 1 \sim 3$ の範囲の $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ の計算値について、式(9)中の係数 $\alpha=10$ における平均値を ϕ_{10} 、任意の係数 α における平均値を ϕ_{α} とし、両者の比を $\phi_{fh} = \phi_{\alpha}/\phi_{10}$ とする。図-10に、比 ϕ_{fh} と係数 α の関係を示す。図において、告示式では係数 $\alpha=10$ となっていることを踏まえて係数 α が10以上は安全側の仮定として $\phi_{fh}=1.0$ とし、 ϕ_{fh} と α の関係を式(10)で定義した。式(8)より t_d/T_d に応じた α を求め、得られた α から係数 ϕ_{fh} を算定することで地震動の主要動継続時間の違いが考慮できる。

$$\alpha \leq 10 : \phi_{fh} = -0.03\alpha + 1.3 \quad (10a)$$

$$\alpha > 10 : \phi_{fh} = 1.0 \quad (10b)$$

4.3.2 式(1)の修正計算法

式(1)は、応答変位点が速度一定領域に属する場合を対象とし、図-9で $F_h\sqrt{\mu_{eq}} \approx 1$ による変位一定則を基本とした。一方、文献1)では、応答変位点が加速度一定領域に属する場合の応答変位について、式(11)の係数 φ_{av} を式(1)に乗じて評価する方法を示した。文献1)では、加速度と速度一定領域を区別する判定指標値を建物の降伏点周期 T_y と告示スペクトルにおける加速度と速度一定領域の境界となる周期 T_g の比(T_y/T_g)に建物の降伏せん断力係数 C_{yb} を加算した値で定義した。

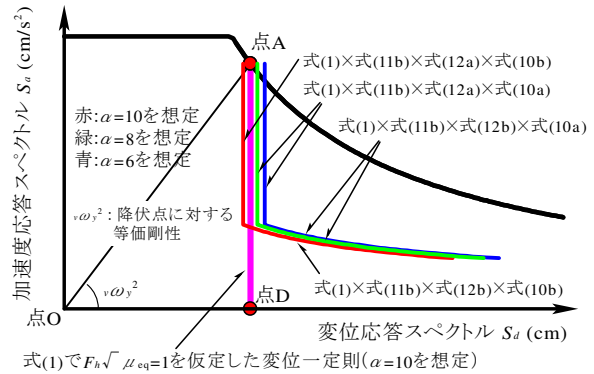


図-11 式(1)と修正計算法(速度一定領域を対象)

$$T_y/T_g + C_{yb} \leq 1.35 : \varphi_{av} = 1.33 \quad (11a)$$

$$T_y/T_g + C_{yb} > 1.35 : \varphi_{av} = 1.00 \quad (11b)$$

また、文献 2) では、 $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ と塑性率 μ_{eq} の関係として、 $F_h\sqrt{\mu_{eq}} = 0.25\mu_{eq} + 0.21$ を得た($\mu_{eq} \leq 3$ では0.96とする)。ここでは、説明変数 μ_{eq} に対する目的関数 $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ を式(12)に示す係数 φ_{μ} で表現し式(1)の評価に考慮する。

$$\mu_{eq} \leq 3 : \varphi_{\mu} = 0.96 \quad (12a)$$

$$\mu_{eq} > 3 : \varphi_{\mu} = 0.25\mu_{eq} + 0.21 \quad (12b)$$

図-11に、式(1)の修正計算法を示す。はじめに、式(1)で $F_h\sqrt{\mu_{eq}} = 1$ とし、式(11)より加速度と速度一定領域に応じた応答変位($\text{pro}\delta_{max} \cdot \varphi_{av}$)を算定する。これを塑性率に換算して式(12)の係数 φ_{μ} を計算すると、図中の赤線で示す塑性率に応じた修正計算値($\text{pro}\delta_{max} \cdot \varphi_{av} \cdot \varphi_{\mu}$)を得る。

ついで、別途式(8)より t_d/T_d に応じて求めた係数 α から式(10)の係数 ϕ_{fh} を計算し、これに乗じた計算値($\text{pro}\delta_{max} \cdot \varphi_{av} \cdot \varphi_{\mu} \cdot \phi_{fh}$)を観測位相の影響を考慮した応答変位(参照: 図中の青線は $\alpha=6$ 、緑線は $\alpha=8$ を想定)とする。ここで、式(1)中の速度応答スペクトルは、実務の便を考慮して全継続時間の時刻歴波形から求める。

4.3.3 最大応答変位と計算値の関係

図-12に、全解析結果の最大応答変位と計算値の関係を示す。図-12(a)は式(1)と式(11)による計算値($\text{pro}\delta_{max} \cdot \varphi_{av}$)、図-12(b)はこれに式(12)を考慮した計算値($\text{pro}\delta_{max} \cdot \varphi_{av} \cdot \varphi_{\mu}$)を示す。図-12(b)より、式(1)に係数 φ_{μ} を考慮することで、図-12(a)に比べて塑性率に応じた修正による最大応答変位に対する計算値の推定精度が向上した。なお、応答変位点が加速度一定領域に属する場合は、式(1)に一律の係数 $\varphi_{av}=1.33$ を乗じることになっているので、地震応答解析から得られた塑性率が3以下でも $\text{pro}\delta_{max} \cdot \varphi_{av}$ は塑性率3以上となる場合や、その逆となる場合もある。係数 φ_{av} については、今後も精度向上を含めた検討を行いたい。

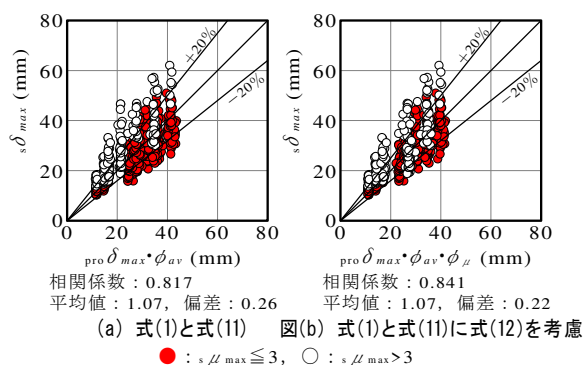


図-12 最大応答変位と計算値の関係（塑性率の修正）

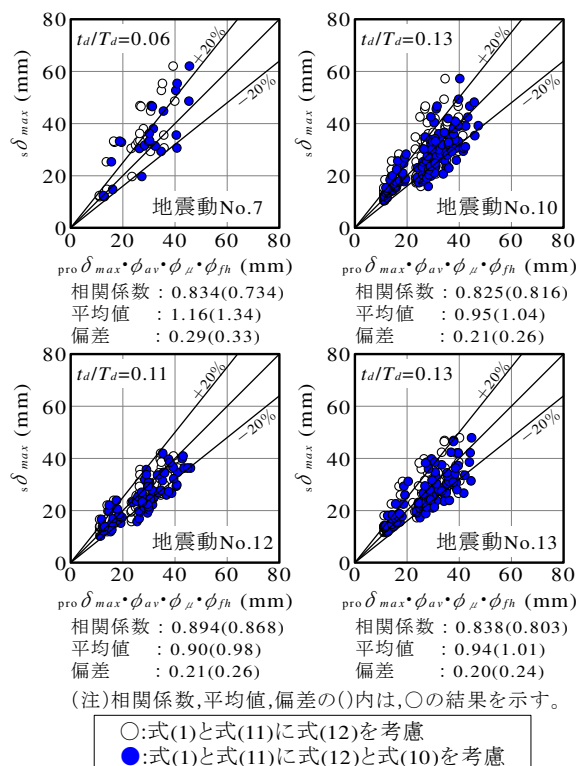


図-13 最大応答変位と計算値の関係（観測位相の修正）

図-13 に、本研究の主目的である観測位相が応答変位の不確定性に与える影響のある代表地震動の最大応答変位について、式(1)、式(11)、式(12)に式(10)を考慮した計算値の関係を示す。図より、式(10)を考慮することで観測位相による応答変位の不確定性に対する精度の向上も図れた。したがって、応答変位の不確定性に与える物理的要因は、観測位相ごとに生じる減衰補正係数の値の差異が挙げられ、その差異は有効継続時間比 t_d/T_d の関係で説明できるといえる。

ここで、耐震性能評価において評価対象の地震動（本論文では観測位相）を特定することは難しい側面がある。一方、性能規定型の耐震性能評価の根幹は地震動の種類と入力レベルを任意に設定し、その地震動に対して生じる応答変位がクライテリアとして規定する限界状態を超えるか否かを評価することにある。つまり、地震動の選

定も評価メニューの一つになる。その一つとして、建設サイト周辺で発生した過去の地震記録、過去の地震記録がない場合でも他地域で観測された地震記録、将来発生が予測される地震動などがあり、それら地震動の位相特性を参照した設計用地震動を検討する場合に本論文の成果が利用できると考えている。なお、本研究の提案式は、曲げ降伏が先行し変形性能を有する中低層 RC 造建物に対して適用される。

5. まとめ

本研究では、観測位相に着目して告示スペクトルに適合した設計用地震動において、応答スペクトル形状からは把握できない応答変位の不確定性に与える物理的要因の考察を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 観測位相を用いた場合に生じる応答変位の不確定性は、観測位相ごとに減衰補正係数の値が異なることに起因していることを明らかにした。
- 2) 観測位相ごとの減衰補正係数の値の差異は、地震動の主要動継続時間の関係で説明できることを明らかにし、その関係を定式化した。
- 3) 減衰補正係数と主要動継続時間の関係式を筆者ら既往研究で提案した応答変位予測式に考慮して評価する手法を考察したことで、観測位相を用いる場合の応答変位の予測式を示した。

参考文献

- 1) 伊藤嘉則, 楠浩一: 加速度・速度一定領域に基づく中低層 RC 造建物の応答変位予測式, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.523-528, 2021
- 2) 伊藤嘉則, 楠浩一, 勅使川原正臣: 中低層 RC 造建物における地震応答変位最大時の減衰性能の考察, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.157-162, 2022
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課 (他): 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2020
- 4) 大崎順彦, 岩崎良二, 大川出, 政尾亨: 地震波の位相特性とその応答に関する研究, 第 5 回日本地震工学シンポジウム, pp.201-208, 1978
- 5) 和泉正哲, 勝倉裕: 地震動の位相情報に関する基礎的研究, 日本建築学会論文報告集, 第 327 号, pp.20-26, 1983.5
- 6) 中村有紀子, 壁谷澤寿海: 地震動特性に基づく応答変位の時刻歴期待値の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 532 号, pp.51-56, 2000.6
- 7) P.C.Jennings, G.W.Housner, N.C.Tsai: Simulated earthquake motions, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1968. April
- 8) 日本建築センター高層建築物構造評定委員会: 高層建築物の動的解析用地震動について, ビルディングレター, pp.49-50, 1986.6