

論文 保有水平耐力計算によって設計された中低層 RC 造建物に関する地震後の継続使用性の評価を意図した耐震性能

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

要旨：既往の研究で、保有水平耐力計算によって設計された建物について、地震後の建物の継続使用性を予め評価するために、地震時に生じる応答変位を陽に推定できる予測式の提案を行った。予測式は、応答変位を降伏点周期に対応する速度応答スペクトルから推定することから、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点周期を求めることに応用できる。そこで、本研究では、応答変位に基づいた耐震性能の評価手法の提案を目的に、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点時の剛性を算定できる手法を示した。さらに、限界状態変形角、建物階数、建物階高によるパラメーターから、要求性能を算定できる手法を示した。

キーワード：応答変位予測式、耐震性能評価、速度応答スペクトル、継続使用性

1. はじめに

1.1 本研究に関わる筆者らの研究背景

建築基準法で規定する大地震に対して倒壊・崩壊を防ぐとする最低基準だけではなく¹⁾、「地震後の建物の継続使用性」を満足する社会基盤を構築することが要求性能になっている。つまり、建物に生じる損傷度を陽に把握できる応答変位を評価する必要がある。「地震後の建物の継続使用性」を地震発生直後に即時的に判定する手法としては、構造物のヘルスマニタリング技術がある。しかし、被災度が想定していたレベルを超えると、建物を継続使用することはできず、避難生活が余儀なくされる。したがって、発生が予想される地震動に対して建物に生じる応答変位を推定し、推定した応答変位を目標の限界状態と対比し、評価結果に応じて袖壁などの付与により剛性を増大させ変形を制御する耐震性能の向上を意図した補強（以下、「性能の向上補強」と称し、既存不適格に対する耐震補強と区別する）を施すことが肝要と考える。

筆者らは、既往の研究で、保有水平耐力計算によって設計された中低層鉄筋コンクリート造（以下、RC 造と称す）建物の応答変位を陽に推定できる予測式の提案を行った²⁾。式(1)は、速度一定領域を対象とし、減衰定数 5% ($h_{0.05}$) の速度応答スペクトルにおいて、減衰定数が大きくなるにつれ速度応答スペクトルは平滑化されることを考慮した式(2)に示す平均値を採用した。 F_h は減衰補正係数、 μ_{eq} は塑性率、 T_y は降伏点周期である。

$$\text{pro}\delta_{\max} = F_h \sqrt{\mu_{eq}} \cdot (T_y/2\pi) \cdot \text{ave}S_v \quad (1)$$

$$\text{ave}S_v = \frac{1}{0.2T_y} \int_{0.9T_y}^{1.1T_y} S_v(T, h_{0.05}) \cdot dT \quad (2)$$

1.2 本研究の目的

式(1)は、応答変位を降伏点周期に対応する速度応答スペクトルから推定することから、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点周期を求めることに応用できると考えられる。そこで、提案した応答変位予測式を利用して、応答変位に基づいた耐震性能の評価手法の提案を目的とした。まず、耐震性能の評価手順を述べ、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点時の剛性を算定できる手法を検討する。つぎに、設計用スペクトル³⁾を念頭に、限界状態変形角、建物階数、建物階高によるパラメーターから要求性能に相当する速度応答スペクトルの平均値（式(2)による $\text{ave}S_v$ ）を算定できる手法を検討する。なお、既に設計が完了した建物を想定し、断面性状などが確定している場合を取り上げる。

2. 応答変位予測式を用いた耐震性能の評価手順

2.1 耐震性能の評価手順

表-1 に、耐震性能の評価手順を示す。応答変位は、多層建物を等価 1 自由度系に縮約した代表変位として評価する。ここで、建物の損傷度把握の観点からは、本来は層ごとの応答変位を算定する必要がある。ただし、等価 1 自由度縮約系の応答変位から各層変位への推定は振動モードの問題に帰着すると考える。さらに、本研究の対象建物は、建築基準法で定める仕様規定に適合していることが既に確認済みである。そこで、推定した応答変位と設定した限界状態を対比し、その結果に応じて「性能の向上補強」を施すことのスクリーニング手法と位置づけ、等価 1 自由度系に縮約した代表変位を評価する。ただし、曲げ降伏先行型の建物を対象とする。

*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（東京大学工学研究科 上席研究員） 工学博士（正会員）

表－1 耐震性能の評価手順

手順		内容
A	建物諸元	・等価 1 自由度系の等価質量と降伏耐力の算定 ・降伏変形角を設定 ($R_y = 1/150\text{rad}$ を基準)
B	降伏点周期	・等価剛性を終局曲げ強度と降伏変位より算定 ・等価質量と等価剛性から降伏点周期の算定
C	要求性能	・降伏点周期に応じた速度応答スペクトルの平均値の算定
D	応答変位	・提案式により建物に生じる応答変位の推定
E	代表変形角	・応答変位を等価高さにおける変形角へ換算
F	性能評価	・代表変形角と目標とする限界状態変形角の比較
G	性能の向上補強	・目標とする代表変形角時の地震動指標を設定 ・補強計画の立案 →補強後の建物の降伏点周期の算定

手順 A では、建物諸元として、等価 1 自由度系の等価質量および降伏耐力（終局曲げ強度に基づく水平耐力の和に、1 階層せん断力係数換算値を考慮した全層和）を算定する。降伏点時の変形角は慣用的な $1/150\text{rad}$ とし、降伏点変位は等価高さから求める。なお、降伏点は、トリリニア型骨格曲線中の第 2 折れ点を想定する。ここで、1 次モードが卓越する曲げ降伏先行型建物にあっても地震時の各層の変形分布は均等にはならないので、降伏点近傍の振動モード形 $\{u_j\}$ は順次発生する塑性ヒンジ状態により弾性時とは異なる分布になり、各層の降伏点時の剛性も各々異なる値を採ることが考えられる。一方、保有水平耐力計算規準³⁾の 9 条において、「構造特性係数 D_s と形状係数 F_{es} を乗じた値の高さ分布は均等にならず、ただし、そのうちの最大値をとることで建物に対して 1 つの $D_s \cdot F_{es}$ を定義できる」の考え方がある。保有水平耐力計算においては³⁾、静的非線形荷重増分解析（以下、増分解析と略す）を実施することが前提になっているが、1995 年以前に設計された建物に関しては増分解析を実施していない、もしくはデータを保存していない可能性がある。改めて増分解析を行うことより、むしろ時刻歴応答解析を行った方が合理的にもなる。本研究では、各層に有する多数の部材および降伏点周辺の振動モード形 $\{u_j\}$ に応じた各層の層間変位の詳細は考慮せず、建物全体の降伏変形角として $1/150\text{rad}$ を設定することにした。

手順 B では、手順 A で計算した建物諸元をもとに降伏点周期 ${}_1T_y$ を式(3)より算定する。ここで、 M_u および ${}_1K_y$ は、等価 1 質点系に縮約した建物の等価質量および降伏点時の等価剛性である。また、 ${}_1K_y$ は、手順 A で求めた降伏耐力と降伏点変位より算定する。

$${}_1T_y = 2\pi \sqrt{M_u / {}_1K_y} \quad (3)$$

手順 C では、手順 B で計算した降伏点周期をもとに、要求性能に相当する想定地震動の速度応答スペクトルから式(2)の平均値 $\text{ave}S_v$ を算定する。

手順 D では、手順 C で計算した $\text{ave}S_v$ をもとに、式(4)より応答変位 δ_{resp} を推定する。式(4)は、係数 φ_p 、 φ_{av} 、 φ_γ 、 φ_{fh} を用いた式(1)の修正式である^{4)~9)}。

$$\delta_{resp} = 0.16 \cdot \varphi_p \cdot \varphi_{av} \cdot \varphi_\gamma \cdot \varphi_{fh} \cdot \text{ave}S_v \quad (4)$$

φ_p は、減衰補正係数 F_h と塑性率の平方根 $\sqrt{\mu_{eq}}$ との積に対応させて修正する係数であり式(5)で書き与える。

$$\varphi_p = F_h \sqrt{\mu_{eq}} \quad (5)$$

ここで、模擬地震波に対して⁴⁾、

$$1 \leq \mu_{eq} \leq 3 : \varphi_p = 0.93$$

$$3 \leq \mu_{eq} \leq 5 : \varphi_p = 0.21\mu_{eq} + 0.30$$

観測地震波に対して⁵⁾、

$$1 \leq \mu_{eq} \leq 3 : \varphi_p = 0.96$$

$$3 \leq \mu_{eq} \leq 5 : \varphi_p = 0.25\mu_{eq} + 0.21$$

であり、塑性率 μ_{eq} は、はじめに $\varphi_p = 1.0$ とした計算を行い、得られた応答変位を等価 1 自由度系に縮約した降伏変位との比による塑性率を代入する。

φ_{av} は、設計用スペクトルにおいて¹⁾、加速度一定領域に属する場合の応答変位を、速度一定領域の応答変位から推定する場合に修正する係数であり^{6) 7)}、式(6)より算定する。 T_g は、加速度一定領域から速度一定領域に変化する時の周期、 C_{yb} は降伏せん断力係数である。

$$\varphi_{av} = 1.9(T_y/T_g + C_{yb})^{-1.10} \quad (6)$$

φ_γ は、等価減衰の算定式中の復元力特性に応じた係数¹⁾（記号： β_1 ）に対応させて修正する係数であり⁸⁾、式(7)より算定する。

$$\varphi_\gamma = -2.0\beta_1 + 1.5 \quad (7)$$

ここで、等価減衰の算定式は、式(8)で与える。なお、筆者ら文献⁸⁾では、復元力特性の除荷剛性を K_y/μ_{eq}^γ で表す際の γ (γ は除荷剛性低下指数、 K_y は降伏点剛性である)と β_1 の関係として、 $\gamma = 0.4, 0.5, 0.6$ の順に $\beta_1 = 0.250, 0.175, 0.050$ が得られている。

$$h_{eq} = \beta_1 (1 - 1/\sqrt{\mu_{eq}}) + 0.05 \quad (8)$$

φ_{fh} は、減衰補正係数の算定式中の地震動に応じて定まる係数¹⁾（記号： α_h ）に対応させて修正する係数であり⁹⁾、式(9)より算定する。

$$\varphi_{fh} = -0.03\alpha_h + 1.3 \quad (9)$$

ここで、減衰補正係数の算定式は、式(10)で与える。
 なお、筆者ら文献⁹⁾では、Jennings型の包絡関数において、加速度振幅が一定となる主要動継続時間 t_d を全継続時間 T_d との比で表し、 α_h と t_d/T_d の関係として、 $\alpha_h = 35t_d/T_d + 3$ を示した。ただし、 $0.05 \leq t_d/T_d \leq 0.2$ とし、 $0.20 \leq t_d/T_d$ のときは $\alpha_h = 10$ とする。

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

手順Eでは、手順Dで計算した応答変位を、代表変形角 R_{resp} に換算する。代表変形角への換算は、式(11)に示すように応答変位を等価高さで除した値とする。

$$R_{resp} = \delta_{resp} / H_e \quad (11)$$

各階の質量と階高が同じ場合は、建物階数に応じた等価高さ H_e が式(12)より算定できる。

$$H_e = (2N + 1) \cdot h_0 / 3 \quad (12)$$

手順Fでは、手順Eで計算した代表変形角 R_{resp} を、目標とする限界状態変形角 R_{cri} との比較を行い、式(13)に基づいて耐震性能を評価する。

$$R_{resp} \leq R_{cri} : \text{Good} \quad (13a)$$

$$R_{resp} > R_{cri} : \text{No Good} \quad (13b)$$

本研究で想定する耐震性能は、地震時に生じる建物の応答変位が、目標として設定した限界状態を超えないことを確認できた時点で「耐震性能を満足する」と評価する。つまり、既存不適格建物に対する義務的な耐震補強だけではなく、保有水平耐力計算によって設計された建物に対しても、「性能の向上補強」を普及・促進させることを意図した耐震性能評価と位置付けている。そこで、式(13b)と評価された場合は、手順Gとして、目標とする限界状態変形以下の損傷度に制御するための「性能の向上補強」を施すこととする。

2.2 変形制御を行うための補強の手順

地震時に生じる応答変位を、目標とする限界状態変位以下に制御するためには、降伏点時の剛性を大きくすることが補強計画の一つに挙げられる。そこで、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点時の剛性の算定手順を述べる^{10) 11)}。以下、 T_y および K_y は、それぞれ降伏点時の周期および剛性を表すが、左下添え字が1のときは補強前、左下添え字が2のときは補強後を表す。また、式(2)の速度応答スペクトルの平均値 $\text{ave}S_v$ を式(14)で表わす。式(14)は、周期 $0.9T_y \sim 1.1T_y$ 間のスペクトル面積を表す（単位は m もしくは cm）こととなり、Housner のスペクトル強度 SI 値と同様に地震動が持つ破壊力と同意である。これを踏まえて、以下、式(14)を速度応答スペクトルの平均強度 $\text{ave}S_v''$ と称す。

$$\text{ave}S_v'' = {}_1T_y \cdot \text{ave}S_v \quad (14)$$

式(14)の速度応答スペクトルの平均強度と降伏点周期および応答変位の関係が、図-1に示す模式図で表せる場合を考える。図において、

点①：建物の降伏点周期 ${}_1T_y$ を式(3)より算定する。

点②： ${}_1T_y$ をもとに、選定した地震動の速度応答スペクトルから、要求性能を表す式(14)の速度応答スペクトルの平均強度を計算する。ここで、 ${}_1(\text{ave}S_v'')$ と表記する。

点③： ${}_1(\text{ave}S_v'')$ を ${}_1T_y$ で除した ${}_1(\text{ave}S_v)$ を式(4)に代入して応答変位を推定する。ここで、 ${}_1\delta_m$ と表記する。

点④：推定した ${}_1\delta_m$ が限界状態変位 δ_{cr} を超える場合は、応答変位を制御するための補強を施す。つまり、ここからが補強計画の立案となる。

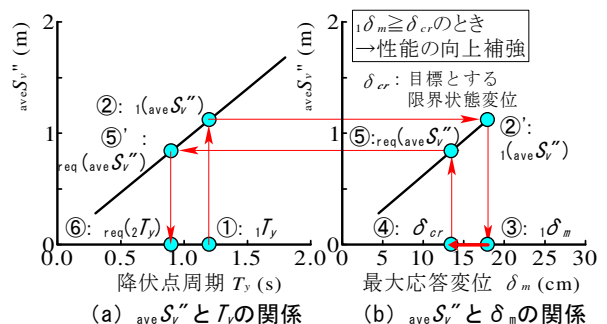
点⑤：目標とする限界状態変位 δ_{cr} をもとに、必要要求性能に相当する式(15)に示す $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ を逆算する。以下、必要平均強度と称す。また、限界状態変位 δ_{cr} を目標とする限界状態変形角 R_{cri} に応じた必要変形量と定義し、 δ_{cr} を $\text{req}\delta_R$ に置き換えた形で書く。

$$\text{req}(\text{ave}S_v'') = \text{req}\delta_R / (0.16 \cdot \varphi_p \cdot \phi_{av} \cdot \varphi_Y \cdot \varphi_{fh}) \quad (15)$$

点⑥： $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ から降伏点周期 $\text{req}({}_2T_y)$ を計算し、目標達成に必要な降伏点時の剛性 $\text{req}(K_y)$ を式(16)より推定する。なお、 M_u は、補強部材の重量を考慮する。

$$\text{req}(K_y) = \{2\pi / \text{req}({}_2T_y)\}^2 \cdot M_u \quad (16)$$

とすることで、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点時の剛性を算定することができる。



(注)点②および点⑤'は、点②および点⑤からの移行点を示す。

図-1 速度応答スペクトルの平均強度の模式図

式(15)を算定するためには、必要変形量 $\text{req}\delta_R$ を予め計算しておく必要がある。ここで、 $\text{req}\delta_R$ は、等価1自由度系に縮約した建物を対象とすれば、等価高さ H_e をもとに式(17)から計算できる。

$$\text{req}\delta_R = R_{cri} \cdot H_e \quad (17)$$

3. 限界状態に対応する要求性能の算定方法

2章では、限界状態変位が指定された際に、式(15)より計算した $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ から、建物に有するべき降伏点剛性 $\text{req}(K_y)$ を算定できる手法を述べた。ここでは、設計用スペクトル¹⁾を念頭に式(15)の $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ を、建物条件（建物の階数および階高）から計算できる手法を述べる。

3.1 各階の階高を一定にした場合の検討

はじめに、各階の階高 $h_0=3.3\text{m}$ を想定し、建物階数 N が3階～11階を取り上げ、設定した限界状態変形角 R_{cri} に対応する $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ を、建物条件（建物の階数および階高）ごとに検討する。

図-2に、設計用スペクトル¹⁾（第2種地盤）に基づいて計算した限界状態変形角と必要平均強度の関係を示す。図より、例えば限界状態変形角として $R_{cri}=20\times 10^{-3}\text{rad}$ を規定した際に、必要平均強度 $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ は建物階数に応じて異なる値を採ることがわかる。具体的には、3階、5階、7階、9階、11階の順に、それぞれ1.0(m)、1.5(m)、2.1(m)、2.6(m)、3.2(m)となり、階高（ $h_0=3.3\text{m}$ ）が同じ建物にあっても建物階数が高くなるに従って $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ が大きくなる。これを、建物条件に応じて簡易に求められる手法があると便利と考えられる。

そこで、式(12)を用いて等価高さ H_e を計算し、想定する限界状態変形角時 R_{cri} に応じた $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ を計算した。限界状態変形角 R_{cri} は、 $6.7\times 10^{-3}\text{rad}$ 、 $10.0\times 10^{-3}\text{rad}$ 、 $13.3\times 10^{-3}\text{rad}$ 、 $15.0\times 10^{-3}\text{rad}$ 、 $20.0\times 10^{-3}\text{rad}$ とした。得られた計算結果を、限界状態変形角 R_{cri} ごとに建物階数 N との関係で整理する。

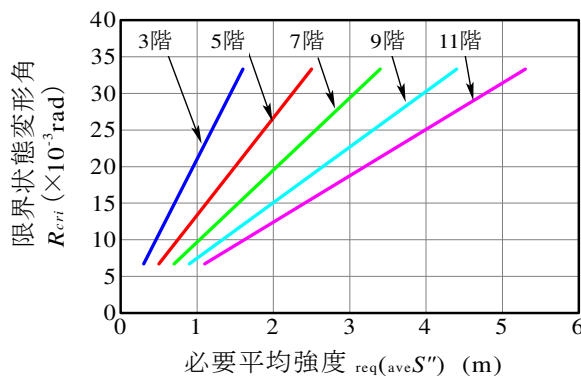


図-2 限界状態変形角と必要平均強度の関係

図-3に、必要平均強度と建物階数の関係を示し、建物階数 N と必要平均強度 $\text{req}(\text{ave}S_v'')$ の関係から求めた式(18)に示す回帰係数 Γ を示す。

$$\text{req}(\text{ave}S_v'') = \Gamma \cdot N \quad (18)$$

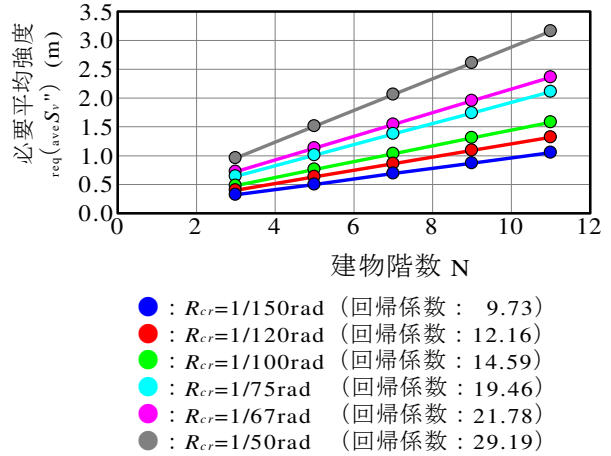


図-3 必要平均強度と建物階数の関係

図-3 得られた回帰係数 Γ を、限界状態変形角 R_{cri} との関係で整理する。図-4に、回帰係数と限界状態変形角の関係を示す。図の関係から、式(19)が得られた。

$$\Gamma = 1.46R_{cri} \quad (19)$$

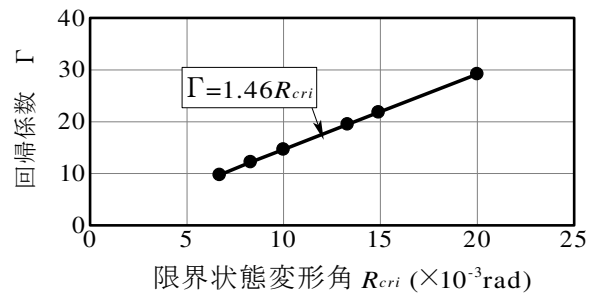


図-4 回帰係数と限界状態変形角の関係

式(19)を式(18)に代入すると、式(20)が得られる。

$$\text{req}(\text{ave}S_v'') = (1.46R_{cri}) \cdot N \quad (20)$$

3.2 各階の階高を任意にした場合の検討

前述の検討は、階高が $h_0=3.3\text{m}$ とする場合であり、式(20)中の係数1.46を式(21)に示すように、任意の階高 h_0 に応じて算定することができる係数 B_R を検討する。

$$\text{req}(\text{ave}S_v'') = (B_R \cdot R_{cri}) \cdot N \quad (21)$$

階高が $h_0=290\text{cm} \sim 450\text{cm}$ 間（20cmピッチごとで、ここでは単位cmとする）の係数 B_R を、3.1節と同様な手順のもと計算し、階高 h_0 との関係で整理する。図-5に、係数 B_R と階高の関係を示す。図の関係から、式(22)が得られた。

$$B_R = 0.0044 \cdot h_0 \quad (22)$$

以上から、式(21)が式(23)で書き換えることができる。つまり、限界状態変形角 R_{cri} 、建物階数 N 、階高 h_0 によるパラメーターから、要求性能に対応する必要平均強度 $req(aveS_v'')$ を算定することができる。

$$req(aveS_v'') = (0.0044h_0 \cdot R_{cri}) \cdot N \quad (23)$$

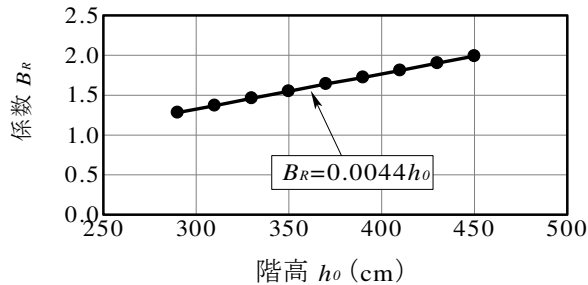


図-5 係数 B_R と階高の関係

以上の一例（事例①および事例②）として、つぎの計算が可能となる。

事例①： $h_0 = 330\text{cm}$, $R_{cri} = 1/75\text{rad}$, $N = 3$ 階

$$req(aveS_v'') = 0.0044 \cdot 330 \cdot (0.013 \times 1000) \cdot 3 = 56.6(\text{cm})$$

事例②： $h_0 = 390\text{cm}$, $R_{cri} = 1/100\text{rad}$, $N = 11$ 階

$$req(aveS_v'') = 0.0044 \cdot 390 \cdot (0.010 \times 1000) \cdot 11 = 188.8(\text{cm})$$

事例①および事例②について、必要となる降伏点周期 T_y を、設計用スペクトル¹⁾の極めて稀に発生する地震動における第1種地盤～第3種地盤について図-6に示す。図より、事例①は、必要平均強度が $req(aveS_v'') = 56.6(\text{cm})$ に対して、地盤種別によらず降伏点周期は、 $T_y = 0.52\text{s}$ と評価されることがわかる。事例②は、必要平均強度が $req(aveS_v'') = 188.8(\text{cm})$ に対して、地盤種別が第1種地盤から第3種地盤の順に、降伏点周期が $T_y = 0.96\text{s}$, $T_y = 1.08\text{s}$ および $T_y = 1.64\text{s}$ と評価されることがわかる。

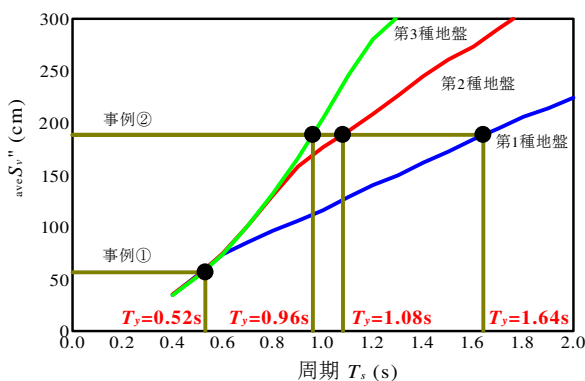


図-6 計算例に対する必要平均強度

3.3 想定される限界状態変形角

本研究では、「地震後の建物の継続使用性」を満足する社会基盤の構築を念頭とした耐震性能評価を行う上で、評価に用いる限界状態については特段規定せず、建築主と評価機関で目標レベルを設定することを想定している。ただし、各種の基・規準で規定されている限界状態を参照することはできる。

ここで、耐震性能評価で目標とする限界値は、損傷度に応じた限界状態を変形量で定義することが慣例になっている。RC造建物については、日本建築学会編の靱性保証型¹²⁾の耐震設計指針、耐震性能評価指針（案）¹³⁾および等価線形化法¹⁴⁾にて、限界状態の変形角が定義されている。これらの各種の基・規準から、変形を制御するために必要な変形角は、概ね $1/120\text{rad} \sim 1/100\text{rad}$ が規定されているといえる。大地震に対する倒壊を防止するために必要な変形角は、概ね $1/50\text{rad}$ が規定されているといえる。限界状態の水準には、建物の損傷状態に応じた様々な損傷が想定されるので確定的に規定すべきものではないが、上記の変形角は社会的に必要と判断された限界状態と考えられる。

4. まとめ

本研究では、提案した応答変位予測式を利用して、応答変位に基づく耐震性能の評価手法の提案を目的とし、以下の知見が得られた。

- 1) 既往の研究で提案した応答変位予測式に基づいて評価する耐震性能の評価手順として、建物の降伏点周期に応じた速度応答スペクトルから代表変形角を推定し、限界状態変形角と比較する手法を示した。
- 2) 「性能の向上補強」を行う際の補強計画として、提案する応答変位予測式を利用して、限界状態変位以下に制御するために必要な降伏点時の剛性を計算できる手法を示した。
- 3) 限界状態変形角、建物階数、建物階高によるパラメーターから、要求性能に対応する必要平均強度を計算できる算定式を示した。

以上において、「地震後の建物の継続使用性」を満足するためには、建物に生じた損傷度を予め把握する必要がある。RC造建物においては、損傷度を評価する項目に、ひび割れ発生状況、残留ひび割れ幅、かぶりコンクリートの剥落や鉄筋の座屈の有無などがある。これらの損傷は、大地震時にはより顕著になり、補修が想定を超える範囲や想定していない補修費用が掛かる場合は解体されるケースがある。近年のレジリエンスな社会形成の観点からは、1981年以降に建設された建物についても解体となるケースを解決することが望ましい。地震時の

損傷度については、応答変位と関連付けて評価することがなされているので、これまでに筆者らが提案^{2), 4)~11)}してきた応答変位予測式から、想定する地震動に対する損傷度を把握することができる。これを本研究では、限界状態変形角以下に制御するために必要な降伏点時の剛性を計算できる手法を示したことは、提案式の意義がより深まったと考える。

(注) 式(5)、式(6)、式(7)および式(9)の補足

塑性化後の動的挙動として、「建物が損傷すると剛性が低下して周期の伸びが生じ、応答変位が大きくなる」ことと、このときには「履歴減衰が生じることで、応答変位を小さくする効果が発現する」ことの両者の関係は、応答変位の増大を互いに打ち消しあう相殺効果にあると考える。速度一定領域では、前者を塑性率の平方根 $\sqrt{\mu_{eq}}$ で、後者は減衰補正係数 F_h で書き表すことができ、相殺効果は $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ で書き与えられる。 $F_h\sqrt{\mu_{eq}}=1.0$ のとき変位一定則を表し、この関係を地震応答解析に基づいて地震動ごとに $F_h\sqrt{\mu_{eq}}$ を検討したことで、式(5)は速度一定領域における応答変位を合理的に評価できる。

しかし、特に、設計用スペクトルについては、厳密には応答点が加速度一定領域に属する場合もある。設計用スペクトルを対象とした多くの研究では、加速度一定領域と速度一定領域を別々の因子で式を構成し、かつ、両者のうちの小さい解を最終的な推定値とすることが多い。式(6)は、加速度および速度一定領域の応答変位を一義的に推定できる。

一方、曲げ降伏が先行する建物の復元力特性は、一般には武田モデルが採用され、除荷剛性を K_y/μ_{eq}^γ で表す際の γ は $\gamma=0.4$ である。提案する予測式は、既存不適格の建物を耐震補強により曲げ降伏先行型の建物となった場合についても利用できる。このとき、一般に耐震補強された RC 造柱の多くは実験データを有するので、その結果から補強方法に応じた γ を設定できる。式(7)は、 γ に対応する任意の β_1 のときの応答変位を推定できる。

さらに、設計用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応答変位は異なる値をとる不確実性がある。式(9)は、観測地震波を含めて、継続時間 (t_d/T_d) が減衰補正係数に与える影響を検討したことで、継続時間 (t_d/T_d) の観点から応答変位の不確実性を推定できる。

参考文献

- 1) 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
- 2) 伊藤嘉則、楠浩一：等価線形化法を応用した応答変位予測式と精度検証、曲げ降伏先行型の中低層 RC

造建築物を対象とした場合、構造工学論文集、Vol.66B, pp.483-494, 2020.3

- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、2021
- 4) 伊藤嘉則、楠浩一、毎田悠承、勅使川原正臣：設計用地震動に対する減衰性能に基づいた中低層 RC 造建物の応答変位の評価法、構造工学論文集、Vol.69B, 2023.3
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 伊藤嘉則、楠浩一、毎田悠承、勅使川原正臣：加速度一定領域に対する応答変位予測式に関する再考察、日本建築学会学術講演梗概集（構造IV）、pp.391-392, 2023
- 8) 伊藤嘉則、楠浩一：除荷時の剛性を考慮した中低層 RC 造建物の応答変位予測式、コンクリート工学年次論文集、Vol.42, No.2, pp.685-690, 2020
- 9) 伊藤嘉則、楠浩一、毎田悠承、勅使川原正臣：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実性と変位評価法、日本コンクリート工学年次論文集、Vol.45, No.2, pp.127-132, 2023
- 10) 伊藤嘉則、楠浩一：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、日本コンクリート工学年次論文集、Vol.41, No.2, pp.775-780, 2019
- 11) 伊藤嘉則、楠浩一、毎田悠承、勅使川原正臣：耐震補強された低強度コンクリート RC 造柱の等価粘性減衰定数の考察に基づく応答変位予測式と耐震性能の評価手法、日本コンクリート工学年次論文集、Vol.46, No.2, pp.985-990, 2023
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、2004.1
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針・同解説、2023.11