

論文 RC 構造物の非線形地震応答解析に基づく残存耐震性能評価の検討

桑原 里紗^{*1}・高橋 典之^{*2}・中埜 良昭^{*3}

要旨：本論文では，鉄筋コンクリート構造物の残存耐震性能評価手法について，内陸直下型地震動を対象とした非線形地震応答解析を行い，既往の研究で定義されている最大応答変位と復元力特性から計算される耐震性能低減係数 η に対して，非線形地震応答解析によって得られた残留変位から逆算される耐震性能低減係数 η^* が，どのような因子を共有する相関関係にあるのかを調べるとともに，耐震性能を表す他の指標（損傷指標）との関係について検討した。

キーワード：鉄筋コンクリート構造，残存耐震性能，性能評価指標，地震応答解析

1. はじめに

地震により被災した建築物について，継続使用や補修・補強の要否判定を下すには，建築物が有する真の残存耐震性能を評価することが必要である。被災度区分判定基準¹⁾では，被災した建築物の鉛直力を支持する構造部材を5段階の損傷度ごとに分類し，各損傷度に分類された鉛直力支持部材数の全鉛直力支持部材総数に対する割合に，各損傷度と対応する耐震性能低減係数 η を乗じて，耐震性能残存率 R を算出し，これにより建築構造物の被災度を判定している。このとき耐震性能低減係数 η は，静的載荷時に得られた部材の残留ひび割れから推定される残留変位およびその載荷サイクルにおける最大変位から求められる履歴エネルギーに基づき定義されており，基準¹⁾に示されていない部材および架構については，耐震性能低減係数 η と損傷度との関係を実験的に検証する新たな取り組みも見られる²⁾。

しかし，曲げひび割れが卓越する部材のように，部材の残留変位と残留ひび割れ幅が概ね比例する場合，静的載荷時において最大変位 δ_{max} とその同一載荷サイクルにおける除荷時残留変位から推定される損傷度は，動的載荷時におい

てこれと等しい最大変位 δ_{max} を経験した場合にあってもその応答終了時の残留変位から推定される損傷度とは一致しない可能性がある。その場合，動的載荷時の残留変位から判断された損傷度に基づいて，耐震性能低減係数として静的載荷時の履歴から定まる耐震性能低減係数 η を適用すると，残存耐震性能を適切に評価していないことになる恐れがある。

そこで本研究では，鉄筋コンクリート構造物の残存耐震性能を適切に評価する指標を検討するために，構造物を簡単な1自由度系とみなし，系の復元力特性，履歴則，固有周期を解析パラメータに，内陸直下型地震動を対象とした非線形地震応答解析を行った。さらに，最大変位から計算される耐震性能低減係数 η に対して，残留応答変位から計算される耐震性能低減係数 η^* がどのような因子を共有する相関関係にあるかを調べるとともに，Park & Angの損傷指標³⁾との対応について検討を行った。

2. 本論文で対象とする残存耐震性能評価指標

2.1 耐震性能低減係数 η と η^*

(1) 耐震性能低減係数 η の定義

被災度区分判定基準¹⁾で示されている耐震性

*1 東京大学生産技術研究所 修士課程（正会員）

*2 東京大学生産技術研究所 助教 博(工)（正会員）

*3 東京大学生産技術研究所 教授 工博（正会員）

能低減係数 η は次のように求められる。まず，単調載荷時の荷重-変形関係で履歴が表されるものとしたとき，終局変位 δ_u までの履歴面積を全エネルギー吸収能力 E_{max} とし，最大応答変位 $\delta_{max,D}$ と最大応答と同一載荷サイクルにおける除荷時残留変位 $\delta_{r,S}$ とを結ぶ直線が囲む履歴面積を消費エネルギー E_d とし，両者の差($E_r=E_{max}-E_d$)を残存エネルギー吸収能力 E_r と定める。各履歴エネルギーの分類を図-1に示す。

このとき，耐震性能低減係数 η は全エネルギー吸収能力 E_{max} に対する残存エネルギー吸収能力 E_r の割合として次式のように定義される。

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} \quad (1)$$

本論文では，地震応答解析における最大変位 $\delta_{max,D}$ を図-1および(1)式に当てはめて，耐震性能低減係数 η を計算した。

(2) 耐震性能低減係数 η^* の定義

地震応答解析から得られる残留変位 $\delta_{r,D}$ に対応する除荷剛性を用いて最大変位 $\delta_{max,S}$ を逆算し，図-2に示すように，最大変位 $\delta_{max,S}$ と残留変位 $\delta_{r,D}$ とを結ぶ直線が囲む履歴面積を消費エネルギー E_d^* として，(1)式の E_d を E_d^* に置換した値を耐震性能低減係数 η^* と定義した。

2.2 残留変位比

前節に示した耐震性能低減係数 η と η^* の違いは，耐震性能低減係数を計算する際に，地震応答解析で得られた最大変位 $\delta_{max,D}$ を用いるか残留変位 $\delta_{r,D}$ を用いるかの違いである。最大変位 $\delta_{max,D}$ については，非線形地震応答解析を用いる以外にも様々な推定手法が提案されている⁴⁾が，残留変位 $\delta_{r,D}$ については，非線形地震応答解析以外の推定手法は確立されていない。そのため，残留変位 $\delta_{r,D}$ を対象とした研究では，最大変位 $\delta_{max,D}$ に対する定性的あるいは定量的な傾向を残留変位比 γ_p を用いて説明することが多い。ここに残留変位比 γ_p は，最大応答変位に対する残留変位の比($\delta_{r,D}/\delta_{max,D}$)として表される。鉄筋コンクリート構造部材を対象とした残留変位比 γ_p に関する既往の研究では，残留変位比が0~

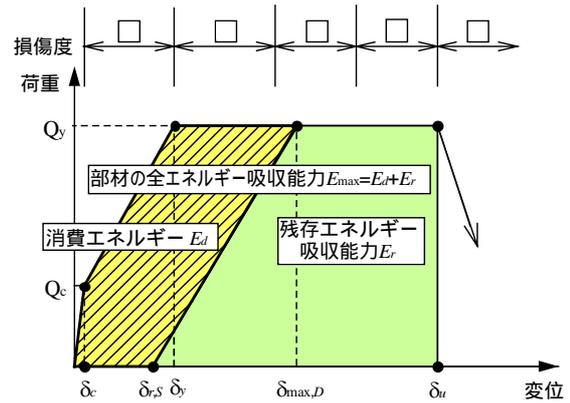


図-1 履歴エネルギーの分類と名称の定義¹⁾

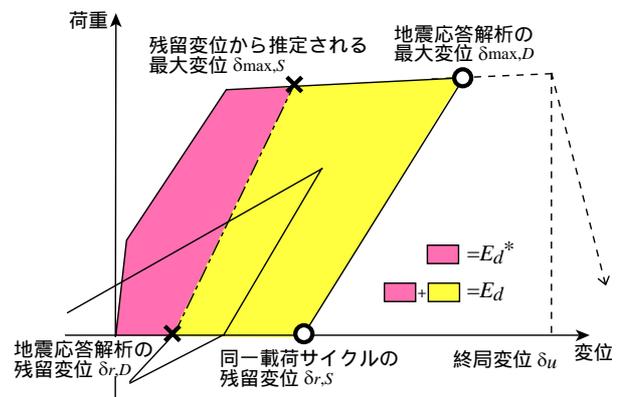


図-2 消費エネルギー E_d^* の定義

0.5の区間にばらつき⁵⁾，そのばらつき具合は除荷剛性に依存する可能性が指摘されている⁶⁾。

残留変位比 γ_p 自体は建物の残存耐震性能を直接測る指標ではないが，耐震性能低減係数 η と η^* の関係を検討する上で重要な指標であると考え，本論文の検討対象指標に含めた。

2.3 Park & Ang の損傷指標

残存耐震性能という表現は用いられていないが，提案されている損傷指標の多くは，残存耐震性能を[0, 1]区間に基準化して表現したものであると言い換えられる。本論文では，鉄筋コンクリート部材の損傷指標として，(2)式で表される，最大応答変位と履歴エネルギーの吸収を考慮した Park & Ang の損傷指標³⁾を用いた。

$$D = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (2)$$

ここに， D ：損傷指標， δ_{max} ：最大変位， δ_u ：終局塑性変位， Q_y ：降伏強度， β ：正の定数(0.15)， dE ：履歴エネルギーの吸収増分である。 D が1

を超えるると崩壊状態になるものとして定められた指標である。

本論文では、耐震性能低減係数 η および η^* と損傷度との対応を検討する際に、連続量で表示可能な Park & Ang の損傷指標が損傷度（5段階表示）を代用する指標と考え検討対象とした。

3. 地震応答解析

3.1 解析モデル

対象とする RC 構造物が 1 自由度振動系に置換可能であると仮定し、1 自由度振動系を解析対象とした。系の復元力特性は、降伏荷重を Q_y 、降伏時変位を δ_y とおくと、ひび割れ強度 Q_c が降伏荷重の $1/3 (=Q_y/3)$ 、ひび割れ強度時の変位 δ_c が降伏時変位の $1/10 (= \delta_y/10)$ であるとした。降伏後剛性は弾性剛性の $1/1000$ とした。履歴則には Takeda Model を用いた。減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を 5% とした。

3.2 解析パラメータ

系のベースシア係数 C_0 を 0.3、終局塑性率 μ_u を 6 と定め、解析パラメータとして、弾性固有周期 T は 0.2 秒、0.3 秒、0.4 秒および 0.5 秒の 4 通り、Takeda Model に用いる除荷剛性低減指数 α を 0.0 から 0.7 まで 0.1 刻みの 8 通り設定した。ちなみに除荷剛性低減指数 α は、除荷剛性 K_r の変数として、

$$K_r = \frac{Q_y + Q_c}{\delta_y + \delta_c} \cdot \left| \frac{\delta_p}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \quad (3)$$

と表される。ここに、 δ_p ：除荷直前の折り返し点変位である。

3.3 解析手法

非線形地震応答解析に用いる入力地震動は 1995 年兵庫県南部地震で観測された強震記録（JMA Kobe 1995（NS 波））とした。その際、目標塑性率 μ_T が 1.5、2、3 および 4 となるように入力地震動に倍率を乗じ、最大塑性率が目標塑性率 μ_T に対して 4% 以内になるまで繰返し計算を行った。なお、 $\mu_T=2$ 以下を設定したのは、比較的軽微な損傷を受けた構造物の残存耐震性能を検討するためである。

4. 解析結果

4.1 分析用因子の抽出

はじめに、本論文で対象としている耐震性能低減係数 η および η^* の算定に必要な変数を整理する。耐震性能低減係数 η および η^* の算定には履歴特性を示す様々な変数が必要となるが、その中でも最大変位 δ_{\max} と残留変位 δ_r が重要な変数であると仮定し、それ以外の様々な変数（履歴特性を表す変数、入力地震動を表す確率変数、非線形地震応答解析の計算精度を表す誤差変数など）を X および誤差項 ε としてまとめると、(4) 式のような確率関数で表される。

$$\begin{aligned} \eta^* &= f_1(\delta_{\max,S}, \delta_{r,D}, X) + \varepsilon \\ \eta &= f_1(\delta_{\max,D}, \delta_{r,S}, X) + \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

ここでを用いると、地震応答解析で得られた最大変位 $\delta_{\max,D}$ と同一载荷サイクルにおける残留変位 $\delta_{r,S}$ 、および、地震応答解析で得られた残留変位 $\delta_{r,D}$ と最大応答変位 $\delta_{\max,S}$ との関係は(3)式から確定的に定式化され、

$$\begin{aligned} \delta_{r,S} &= g(\alpha, \delta_{\max,D}) \\ \delta_{\max,S} &= g^{-1}(\alpha, \delta_{r,D}) \end{aligned} \quad (5)$$

と表される。(5)式より(4)式に含まれる変数を整理すると、

$$\begin{aligned} \eta^* &= f_2(\alpha, \delta_{r,D}, X) + \varepsilon \\ \eta &= f_2(\alpha, \delta_{\max,D}, X) + \varepsilon \end{aligned} \quad (6)$$

となる。ここで残留変位比 γ_p が渡邊ら⁵⁾により、

$$\gamma_p = \frac{\delta_{r,D}}{\delta_{\max,D}} \quad (7)$$

で定義されていることを踏まえると(6)式は、

$$\begin{aligned} \eta^* &= f_2(\alpha, \gamma_p, \delta_{\max,D}, X) + \varepsilon \\ \eta &= f_2(\alpha, \delta_{\max,D}, X) + \varepsilon \end{aligned} \quad (8)$$

のようにまとめることができる。(8)式の最大変位 $\delta_{\max,D}$ は降伏変位 δ_y で除すことで目標塑性率 μ_T に置換可能である。また、3.2 節のパラメータ設定において降伏変位 δ_y は弾性固有周期 T で一意に決まることから、(8)式は、

$$\begin{aligned} \eta^* &= f_3(\alpha, \gamma_p, T, \mu_T, X) + \varepsilon \\ \eta &= f_3(\alpha, T, \mu_T, X) + \varepsilon \end{aligned} \quad (9)$$

のように表すことができる。(9)式は、耐震性能低減係数 η と η^* との関係を分析するのにあたり、

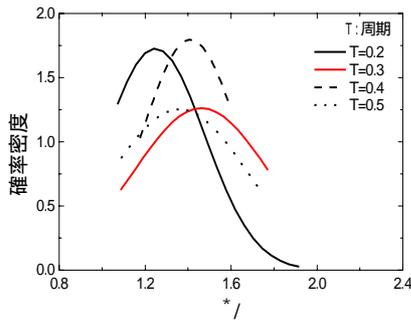


図 - 3 T と η^*/η の関係

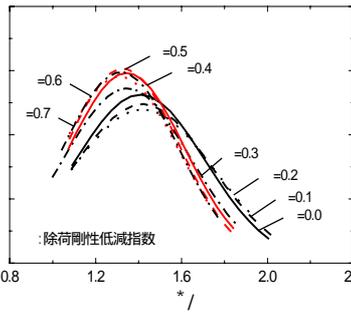


図 - 4 α と η^*/η の関係

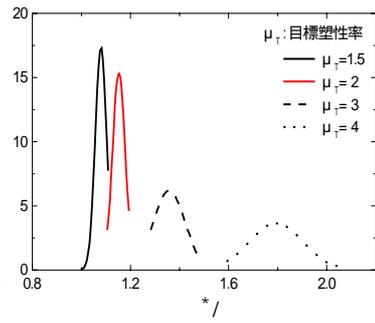


図 - 5 μ_T と η^*/η の関係

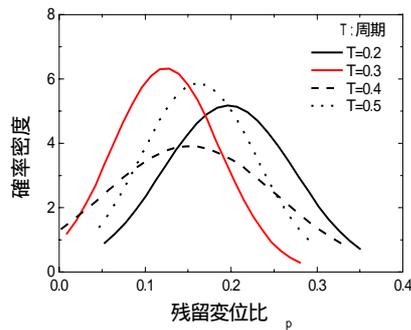


図 - 6 T と γ_p の関係

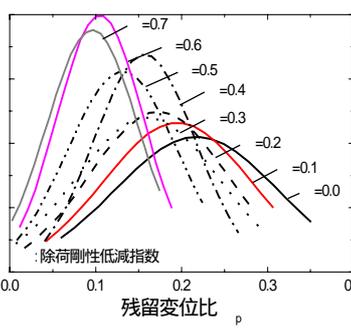


図 - 7 α と γ_p の関係

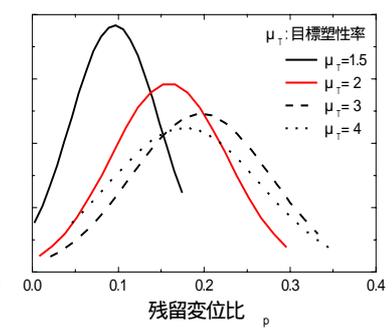


図 - 8 μ_T と γ_p の関係

3.2 節に示した解析パラメータ（固有周期 T ，除荷剛性低減指数 α ，目標塑性率 μ_T ）と残留変位比 γ_p が，分析対象因子となり得ることを示している。以上より次節では，固有周期 T ，除荷剛性低減指数 α ，目標塑性率 μ_T および残留変位比 γ_p が，耐震性能低減係数 η と η^* との関係にどのように影響しているのかを分析する。

4.2 η^*/η および γ_p に与える T ， α ， μ_T の影響

耐震性能低減係数 η と η^* の間に比例関係が認められる場合，地震後の建物の残留変位から推定される損傷度とそれに応じた耐震性能低減係数 η^* に補正係数を乗じるだけで，静的載荷時の結果と整合性を持たせた耐震性能低減係数 η に換算することができるはずである。そこで，耐震性能低減係数 η に対する耐震性能低減係数 η^* の比 η^*/η に着目し，(9)式において η と η^* の共通因子となっている固有周期 T ，除荷剛性低減指数 α および目標塑性率 μ_T が η^*/η の分布にどのような影響を与えているかを検討した結果を，図 - 3 ~ 図 - 5 に示す。また，(9)式において η^* のみ変数として含まれている残留変位比 γ_p が， η^*/η とどのような関係にあるのかを調べるため

に，その予備解析として，残留変位比 γ_p の分布とその他の共通因子（固有周期 T ，除荷剛性低減指数 α および目標塑性率 μ_T ）の関係を，図 - 6 ~ 図 - 8 に示す。

図 - 3 は，耐震性能低減係数 η に対する η^* の比 η^*/η と固有周期 T との関係を示したグラフである。 η^*/η の分布が正規分布に従うものと仮定すると， $T=0.2$ 秒で η^*/η の平均 $\mu = 1.248$ および標準偏差 $\sigma = 0.231$ ， $T=0.3$ 秒で $\mu = 1.462$ および $\sigma = 0.316$ ， $T=0.4$ 秒で $\mu = 1.411$ および $\sigma = 0.222$ ， $T=0.5$ 秒で $\mu = 1.360$ および $\sigma = 0.318$ となる。固有周期 T に関わらず， η^*/η は 1 ~ 1.8 の領域に分布している。

図 - 4 は， η^*/η と除荷剛性低減指数 α との関係を示したグラフである。図 - 3 同様に η^*/η の分布が正規分布に従うものと仮定すると， $\alpha = 0.0$ で η^*/η の平均 $\mu = 1.408$ および標準偏差 $\sigma = 0.304$ ， $\alpha = 0.7$ で $\mu = 1.317$ および $\sigma = 0.268$ である。 α が大きくなると η^*/η の平均値 μ および標準偏差 σ が僅かに小さくなるが， η^*/η 分布に α が強く影響しているとは言えない。

図 - 5 は， η^*/η と目標塑性率 μ_T との関係を示

したグラフである。これまで同様 η^*/η の分布が正規分布に従うものと仮定すると、 $\mu_T = 1.5$ で η^*/η の平均 $\mu = 1.080$ および標準偏差 $\sigma = 0.023$ 、 $\mu_T = 2$ で $\mu = 1.153$ および $\sigma = 0.026$ 、 $\mu_T = 3$ で $\mu = 1.358$ および $\sigma = 0.064$ 、 $\mu_T = 4$ で $\mu = 1.794$ および $\sigma = 0.109$ である。 μ_T が大きくなるにつれ、 η^*/η の平均 μ および標準偏差 σ とともに大きくなるが、 μ_T が 2 以下の場合と、 μ_T が 3 以上の場合とで、 η^*/η の分布の形状が大きく異なっている。すなわち、 μ_T が 2 以下では、 η^*/η が殆どばらつきなく分布しているが、 μ_T が 3 以上では、 η^*/η が大きくばらついて分布している。

図 - 6 は、残留変位比 γ_p と固有周期 T との関係を示したグラフである。残留変位比 γ_p の分布が正規分布に従うものと仮定すると、 $T = 0.2$ 秒で γ_p の平均 $\mu = 0.191$ および標準偏差 $\sigma = 0.077$ 、 $T = 0.3$ 秒で $\mu = 0.124$ および $\sigma = 0.063$ 、 $T = 0.4$ 秒で $\mu = 0.152$ および $\sigma = 0.102$ 、 $T = 0.5$ 秒で $\mu = 0.162$ および $\sigma = 0.068$ である。固有周期 T に関わらず、 γ_p は 0 ~ 0.35 の領域に分布している。

図 - 7 は、残留変位比 γ_p と除荷剛性低減指数 α との関係を示したグラフである。図 - 6 同様に γ_p の分布が正規分布に従うものと仮定すると、 $\alpha = 0.0$ で γ_p の平均 $\mu = 0.217$ および標準偏差 $\sigma = 0.095$ 、 $\alpha = 0.7$ で $\mu = 0.096$ および $\sigma = 0.053$ である。 α が大きくなるにつれ γ_p の平均 μ および標準偏差 σ が小さくなる傾向にある。

図 - 8 は、残留変位比 γ_p と目標塑性率 μ_T との関係を示したグラフである。これまで同様 γ_p の分布が正規分布に従うものと仮定すると、 $\mu_T = 1.5$ で γ_p の平均 $\mu = 0.096$ および標準偏差 $\sigma = 0.052$ 、 $\mu_T = 2$ で $\mu = 0.159$ および $\sigma = 0.068$ 、 $\mu_T = 3$ で $\mu = 0.196$ および $\sigma = 0.081$ 、 $\mu_T = 4$ で $\mu = 0.177$ および $\sigma = 0.089$ である。 μ_T が大きくなるにつれ、 γ_p の

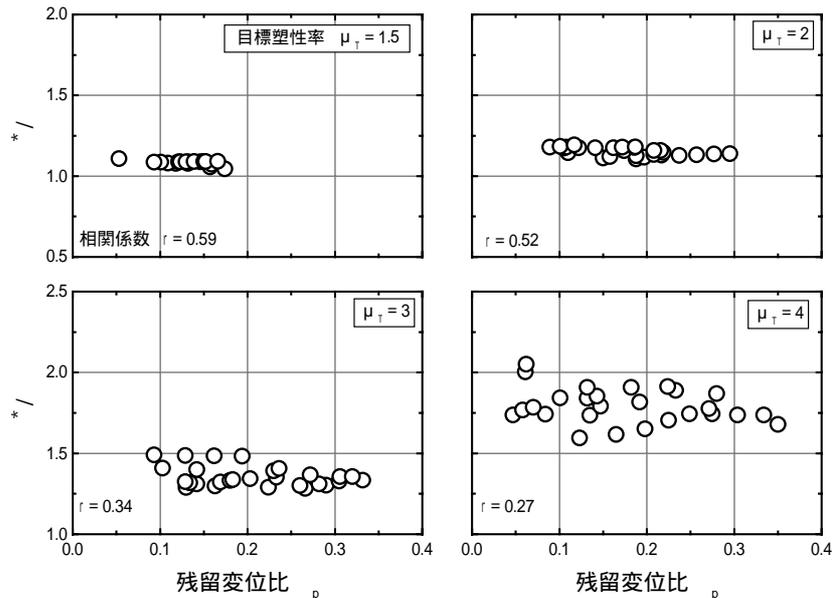


図 - 9 各 μ_T における η^*/η と γ_p の関係

平均 μ および標準偏差 σ はともに大きくなる傾向にある。

以上より、耐震性能低減係数 η に対する耐震性能低減係数 η^* の比 η^*/η は、固有周期 T および除荷剛性低減指数 α による影響は小さく、目標塑性率 μ_T の影響を強く受けることが分かった。一方、残留変位比 γ_p は、固有周期 T による影響は小さいが、除荷剛性低減指数 α および目標塑性率 μ_T の影響を受けることが分かった。すなわち、 η^*/η と γ_p がともに強く従属している変数は目標塑性率 μ_T であるということが分かった。そこで次節では、目標塑性率 μ_T の値を固定して η^*/η と γ_p との関係进行调查することとする。

4.3 η^*/η と γ_p との関係

図 - 9 は、各目標塑性率 μ_T に対して、 η^*/η と残留変位比 γ_p との関係を示したグラフである。回帰分析を行った結果、 μ_T が大きくなるにつれ η^*/η と残留変位比 γ_p との相関係数は小さくなるが、相関係数が最も大きい場合でも $r = 0.59$ であることから、 η^*/η と残留変位比 γ_p との間に強い相関は見られないということが分かった。

さらに図 - 9 より、目標塑性率 μ_T が 1.5 および 2 の場合を「中小変形構造物」、目標塑性率 μ_T が 3 および 4 のときを「大変形構造物」と仮定したとき、中小変形構造物では η^*/η は 1.1 程

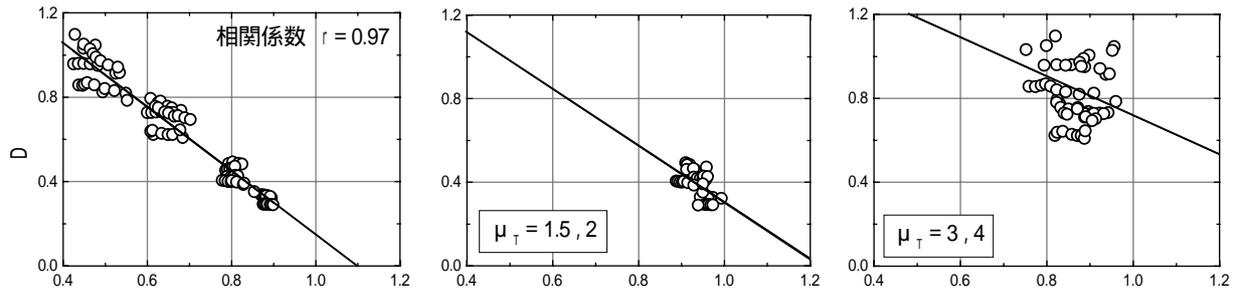


図 - 10 各 μ_T と D の関係

度で殆どばらつかないが、大変形構造物では η^*/η は 1.5~2 にばらつくことが分かった。すなわち、大きな変位を経験した建物ほど、残留変位から推定される耐震性能低減係数 η^* を基準¹⁾ で定められている耐震性能低減係数 η に補正するのが難しいことを示している。

4.4 耐震性能低減係数と損傷指標の関係

基準¹⁾では損傷度に対する耐震性能低減係数 η の目安が示されているが、損傷度が 5 段階区分表示であるため、損傷度と耐震性能低減係数 η の関係を定量的に分析するのは難しい。そこで、損傷度を連続量である Park の損傷指標 D に置換できると仮定すると、耐震性能低減係数 η と損傷指標 D の関係は図 - 10 左端のグラフで表され、 η と D は相関係数 $r=0.97$ という高い相関を示した。一方、本論文で検討した耐震性能低減係数 η^* と損傷指標 D の関係を、中小変形構造物と大変形構造物とに分けて図 - 10 中央および右端のグラフに示すと、どちらのグラフにおいても η^* と D に高い相関は見られなかった。ただし、 $D - \eta$ 回帰直線の傾きを η^*/η の平均値（中小変形構造物で 1.112、大変形構造物で 1.572）で除した換算回帰直線を、 $D - \eta^*$ 回帰直線の切片（ $\eta^*=0, D=1.6$ ）を通るように $D - \eta^*$ グラフ上に併記したところ、中小変形構造物では換算回帰直線と $D - \eta^*$ 関係が概ね対応しているが、大変形構造物では換算回帰直線と $D - \eta^*$ 関係が対応していなかった。

5. まとめ

鉄筋コンクリート構造物の残存耐震性能評価手法について、内陸直下型地震動を対象とした非線形地震応答解析を行い、基準¹⁾で定義されている耐震性能低減係数 η に対して、非線形地震応答解析によって得られた残留変位から逆算される耐震性能低減係数 η^* を提案し、 η と η^* の関係および影響因子について検討した。その結果、目標塑性率 μ_T が 2 以下では、小さいばらつきで η^* を η に換算できると考えられるが、目標塑性率 μ_T が 3 以上になると、ばらつきが大きく、 η^* を η に換算できないと考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.9
- 2) 崔琥：無補強コンクリート造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の残存耐震性能に関する研究，東京大学博士論文，2006.2
- 3) Park, Y. J. and Ang, A. HS.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Str. Engng., ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, Apr. 1985.
- 4) 例えば Shibata, A. and Sozen, M.A.: Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C, Journal of the Str. Div., ASCE, Vol.102, No.1, pp.1-18, Jan. 1976.
- 5) 渡辺学歩，川島一彦：断層近傍地震動に対する残留変位応答の推定に関する検討，日本地震工学会大会 2005 梗概集，pp.478-479，2005.11
- 6) Ruiz-Garcia, J. & Miranda, E.: Direct Estimation of Residual Displacement from Displacement Spectral Ordinates, Proc. of 8NCEE, Paper No.1101, Apr. 2006.