

# 論文 全体降伏機構を呈する鉄筋コンクリートフレーム構造の強度劣化と終局限界

長江 拓也<sup>\*1</sup>・林 静雄<sup>\*2</sup>・中島 正愛<sup>\*3</sup>

**要旨**：地震時における建物の真の終局限界とは、部材が強度劣化を開始した後のリダンダンシーまでを含めた崩壊限界と定義される。本研究では、部材強度劣化を組み込んだ構造モデルに対する地震応答解析により崩壊限界を考察する。地震ハザードを定義する地震強さによって地震動群を基準化する膨大な数の解析結果をもとに確率表現評価を導いていく。

**キーワード**：フレーム構造, 地震応答解析, 強度劣化, 崩壊, 確率, エネルギー

## 1. はじめに

建物の地震時における安全限界は、部材が強度劣化を開始する変形角に基づき定義されることが多い。一方、真の終局限界、すなわち崩壊限界は、その後の強度劣化性状と地震応答性状との関係から発現されるリダンダンシーに帰するものである。

現在、建物に対する耐震設計は、いかにその諸性能を表現するかという命題のもとにあるが、米国 PEER<sup>1)</sup>はサイトの地震ハザードに基づく確率論的性能評価<sup>2), 3), 4)</sup>を社会一般が理解しやすい表現の一つとして掲げている。本研究においては、鉄筋コンクリート造建物の部材強度劣化

開始以降の耐震性能を、強度劣化モデルを組み込んだ地震応答解析から確率論的に考える。そのうえで、非強度劣化モデルを用いつつも、エネルギー消費能力比に従い強度劣化性状を反映する実用性の高い手順を提案する。また、異なる強度劣化性状が崩壊年間超過度数（逆数は再現期間）に与える影響を大局的に表現できるフォーマットとして、崩壊ハザードマップを示す。

## 2. 解析方針と概要

本論解析では、全体降伏が保証された理想的なフレーム構造を対象とし、ヒンジの強度劣化特性が同一建物内で等しいと仮定することによ

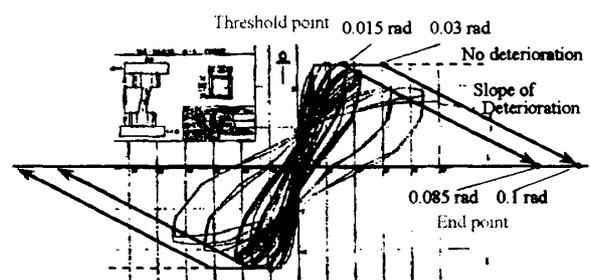
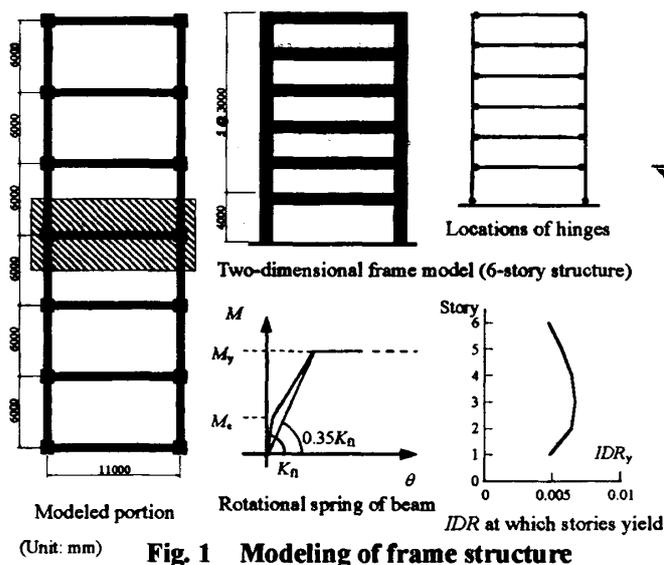


Table 1 Analyzed structures

| Case        | Number of stories | Members' deterioration |                 |
|-------------|-------------------|------------------------|-----------------|
|             |                   | Threshold point (rad)  | End point (rad) |
| S-0015-0085 | 6                 | 0.015                  | 0.085           |
| S-0030-010  | 6                 | 0.030                  | 0.10            |
| S-Non       | 6                 | -                      | -               |

\*1 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 研究員 博士(工学) (正会員)

\*2 東京工業大学 建築物理研究センター 教授 工博 (正会員)

\*3 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター センター長 (京都大学 防災研究所 教授) Ph. D.

り、検討項目を簡素化する。

## 2.1 基本概要

Fig. 1 に6階建て鉄筋コンクリート造フレーム構造<sup>4)</sup>を示す。これを1階柱脚および梁端に非線形回転ばねを配す2次元フレームモデルに置換する。メカニズム形式は全体降伏に限定し、1階柱脚以外の柱強度は無限大とする。両端ヒンジに至る梁の変形は材端ばねに集約し、曲げ降伏時における割線剛性を初期剛性の0.35倍<sup>6)</sup>とする。回転ばねの曲げ降伏強度は逆三角形の外力分布に基づく静的解析において、すべてのヒンジが同時に降伏するよう決定する。降伏時ベースシヤ係数  $C_{by}$  は終局強度型設計指針<sup>5)</sup>等を参考に0.25とする。降伏時層間変形角は0.004 - 0.006 rad 程度である。曲げ降伏後から強度劣化開始以前の剛性は初期剛性の0.001倍とする。非線形履歴特性は武田モデル<sup>7)</sup>により表現する。

モデルの弾性1次固有周期は0.70秒である。内部減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を弾性1次固有周期に対して5%とする。P- $\Delta$ 効果は幾何剛性マトリックスによって組み込む。

## 2.2 部材の強度劣化とモデル化

Fig. 2 に示す実験結果<sup>8)</sup>を参照しつつ、強度劣化開始時変形角  $R_{threshold}$  - 強度0時変形角  $R_{end}$  の組み合わせを0.015 rad - 0.085 rad もしくは0.03 rad - 0.10 rad とする直線負勾配の等しい骨格曲線を設定し、 $R_{threshold}$  の影響をみる。同一建物において梁端と1階柱脚の限界変形角の組み合わせ  $R_{threshold}$  -  $R_{end}$  は等しいものとする。非強度劣化モデルとともに解析諸元をTable 1に示す。

解析においては、梁の負剛性をそのまま剛性マトリックスに用いる。接続する柱は弾性であり、当該自由度の剛性の合計（剛性マトリックスの対角項）は0よりも大きい。

## 3. 地震ハザードと地震動

地震応答解析には、地震の不確定性を反映するために40個の地震動を用いる。マグニチュードが大きくサイトから震源までの距離が近い内陸型の地震動群<sup>9)</sup>で、モーメントマグニチュー

ド  $M_w$  は6.5から6.9、サイト震源間距離  $R$  は13 kmから40 kmである。これらは、米国カリフォルニア州における硬い地盤のサイト（NEHRP 地盤タイプ  $D$ ,  $183 \text{ m/sec} < V_s < 366 \text{ m/sec}$  または  $15 < N < 50$ ,  $V_s$ :せん断波速度,  $N$ :標準貫入試験による  $N$  値)<sup>10)</sup>において記録された。

地震動の強さを表すパラメータ  $IM$  (Intensity Measure)としては、地表面最大加速度  $PGA$  (Peak Ground Acceleration)を採用し、日本建築学会による荷重指針<sup>11)</sup>に基づいて、地震ハザードである年間超過度数  $\lambda_{PGA}(x)$ を(1)式により表現する(年間超過度数の逆数は再現期間)。

$$\lambda_{PGA}(x) = k_0 \cdot x^{-k} \quad (1)$$

$PGA$ の単位は  $g$ で、 $k_0$ は0.000527、 $k$ は1.85<sup>4)</sup>。

$PGA$ において0.5  $g$ で基準化された地震動群に対する加速度応答スペクトルをFig. 3に示す。

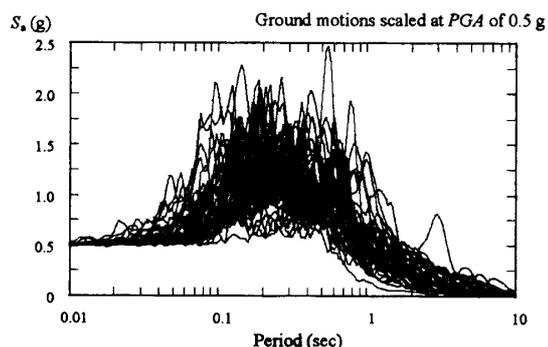


Fig. 3 Ground motions used for response analyses

## 4. 地震応答解析結果と確率論的評価

### 4.1 崩壊キャパシティ

Fig. 4 は必要な資料の組み合わせから本評価手順を概念的に表す。縦軸は  $PGA$ 、左横軸は年間超過度数  $\lambda_{PGA}$ 、中央横軸は応答工学量  $EDP$  (Engineering Demand Parameter)である最大層間変形角  $IDR_{max}$  (Maximum Interstory Drift Ratio)を示している。中央の  $PGA$  -  $IDR_{max}$  関係は、部材の強度劣化開始時層間変形角  $IDR_{threshold}$  (柱は弾性でほぼ梁部材変形角  $R$ に一致するので、以降、 $IDR$ に統一する)を超えて勾配が低下していき、最終的には変形が発散的に大きくなる。この直前の  $PGA$  を崩壊限界に対応する崩壊キャパシテ

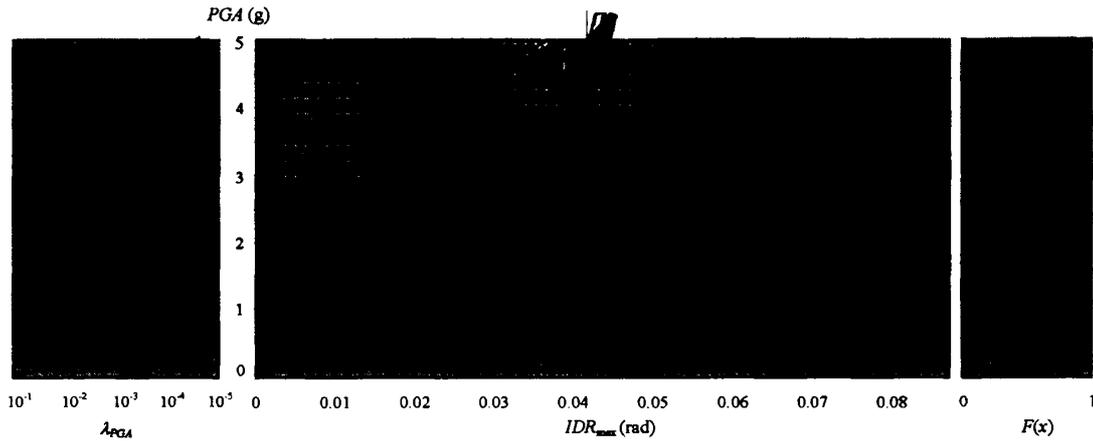


Fig. 4 Concept of probabilistic methodology (out of results of S-0015-0085)

PGA<sub>collapse</sub> と定義する。強度劣化の開始に対するキャパシティ  $PGA_{threshold}$  は線形補間により求める。限界時 PGA は、左側の地震ハザードにおいて年間超過度数  $\lambda$  に置換される。

$PGA_{collapse}$  および  $PGA_{threshold}$  は、地震動の不確定性を反映する 40 個の地震動に対応し、ばらつきが生じる。これらは PGA 軸に対する fragility カurve として下式によって表現する。

$$F_{collapse}(x) = P[PGA_{collapse} \leq x] \quad (2)$$

ここに、 $F_{collapse}(x)$  は、PGA が  $x$  のときの fragility ( $PGA_{collapse}$  が  $x$  以下の確率)。

$PGA_{collapse}$  の分布は対数正規分布によって評価する<sup>2), 3), 4), 12)</sup>。正規分布の累積分布関数  $\Phi$  による (3) 式では自然対数の中央値 50 パーセンタイル  $\ln(PGA_{50collapse})$  とパーセンタイルに基づく等価対数標準偏差  $\delta_{PGAeq}$  を用いる。

$$F_{collapse}(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \ln(PGA_{50collapse})}{\delta_{PGAeq}}\right) \quad (3)$$

$\delta_{PGAeq}$  は自然対数の 50 パーセンタイルと 16 パーセンタイルもしくは 84 パーセンタイルの差を標準偏差相当値とし、これらの平均値を採用する。

$$\delta_{PGAeq} = \frac{\ln(PGA_{84collapse}) - \ln(PGA_{16collapse})}{2} \quad (4)$$

Fig. 4 の右側に、解析結果のプロットと対数正規分布を仮定することにより得られる fragility curve を示している。対数正規分布が、異

なる地震レベルの離散的な解析結果をなめらかに近似していることがわかる。

Fig. 5 には、 $PGA_{collapse}$  と  $PGA_{threshold}$  の 50 パーセンタイル  $PGA_{50collapse}$ ,  $PGA_{50threshold}$ , および対応する  $\delta_{PGAeq}$  を比較している。非強度劣化モデル S-Non についても、S-0015-0085 と S-003-010 の  $IDR_{end}$  0.085 rad, 0.10 rad に対応する PGA を  $PGA_{threshold}$  と同様に整理し ( $PGA_{50_0085}$ ,  $PGA_{50_010}$  および  $\delta_{PGAeq}$ ), 比較対象とする。

50 パーセンタイルについては、強度劣化開始時  $PGA_{50threshold}$  よりも崩壊キャパシティ  $PGA_{50collapse}$  のほうが大きくなるが、劣化開始時変形角の小さい S-0015-0085 においてその傾向が顕著である。結果、S-0015-0085 と S-003-010

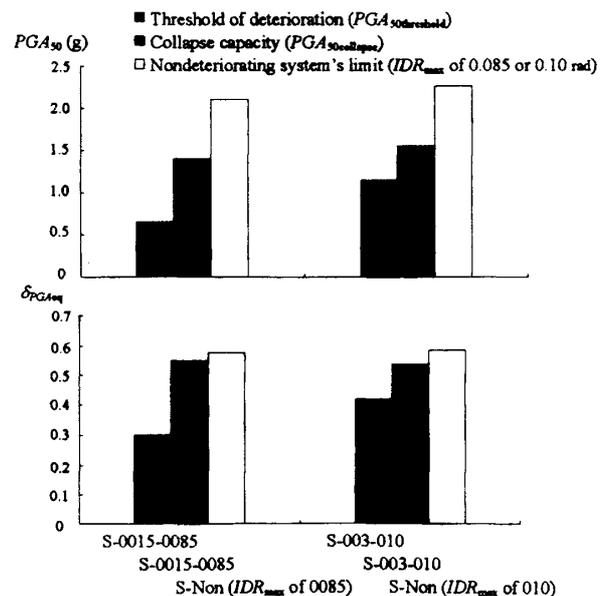


Fig. 5 Probabilistic parameters defining fragility curves of collapse capacity

の  $PGA_{50collapse}$  における差は小さく、 $PGA_{50_0085}$  と  $PGA_{50_010}$  の関係に近い。すなわち、強度劣化に伴う崩壊限界と強度劣化開始時を基準とする設計限界では、評価の相対関係まで異なる。

$\delta_{PGAeq}$  においては、強度劣化のない  $IDR_{threshold}$  0.015 rad, 0.03 rad と S-Non における 0.085 rad, 0.10 rad を参照すると、層間変形角とともに大きくなる傾向にあり、この範囲で2倍程度になる。強度劣化を組み込んだ場合の崩壊キャパシティ  $PGA_{collapse}$  に対する  $\delta_{PGAeq}$  は、S-Non の  $PGA_{50_0085}$ ,  $PGA_{50_010}$  (S-0015-0085, S-003-010 の  $IDR_{end}$  時) に対する  $\delta_{PGAeq}$  と同程度になっている。

#### 4.2 応答工学量曲線

応答工学量 EDP のうち、最大層間変形角  $IDR_{max}$ 、およびヒンジにおける総履歴消費エネルギー  $E_{all}$  を対象に、同一地震強さに対する 50 パーセントイル値  $IDR_{50max}$ 、 $E_{50all}$  を結び、EDP 曲線として表す<sup>3),4)</sup>。ここでは、値が小さいものから順に並べて 20 番目と 21 番目の平均値を 50 パーセントイルとする<sup>4)</sup>。

Fig. 6 の  $IDR_{50max}$  においては、強度劣化の開始により S-0015-0085, S-003-010 の値が大きくな

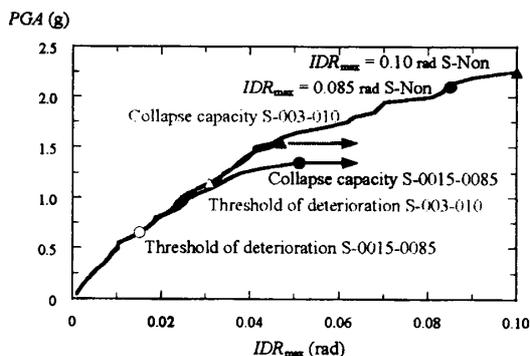


Fig. 6 50 percentile curves of  $IDR_{max}$

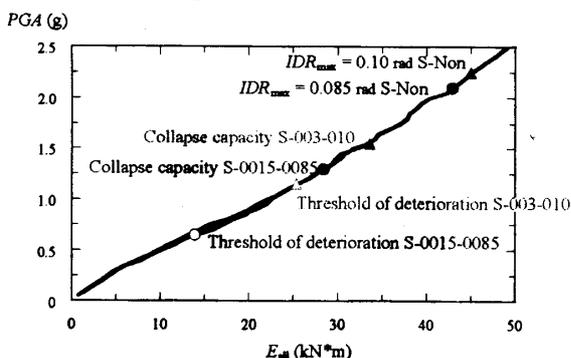


Fig. 7 50 percentile curves of and  $E_{all}$

り、最終的に  $PGA_{50collapse}$  に対応する点に達する。一方、Fig. 7 の  $E_{50all}$  においては、強度劣化の開始に対応する PGA を超えた後も、S-0015-0085 と S-003-010 は非強度劣化の S-Non と同一線上をとおり、その線上において  $PGA_{50collapse}$  に至る。以上は、変形が崩壊直前に逸散するのに対して、エネルギーの場合は崩壊まで強度劣化に関わらず等しい量が消費されることを意味している。

### 5. 非強度劣化モデルによる簡易評価手順

#### 5.1 エネルギーに着目するフラジリティ評価

非強度劣化の S-Non における  $PGA_{50_0085}$ ,  $PGA_{50_010}$  (S-0015-0085, S-003-010 の  $IDR_{end}$  時) に対応するエネルギー消費をあわせて、各限界時のエネルギー消費  $E_{50all}$  を比較したのが Fig. 8 である。S-0015-0085 と S-003-010 の  $PGA_{50collapse}$  に対応するエネルギー消費は、 $IDR_{threshold}$  時のエネルギー消費と S-Non における  $IDR_{end}$  時のエネルギー消費のちょうど中間になっている。この解釈として、Fig. 9 に部材レベルの強度劣化と非強度劣化の関係を示している。左上は一方の部材骨格曲線を表しているが、示される面積を履歴エネルギーとみれば、骨格曲線の強度 0 時までに消費するエネルギーは、強度劣化のない骨格が同変形角までに消費するエネルギーと強度劣化開始時までに消費するエネルギーの平均となる。つまり、本解析では同一建物内の部材強度劣化特性を統一したこともあり、この関係が Fig. 8 における地震応答特性にそのまま現れたといえる。本条件を大きく外れる場合の評価は今後の課題としつつも、非強度劣化モデルの

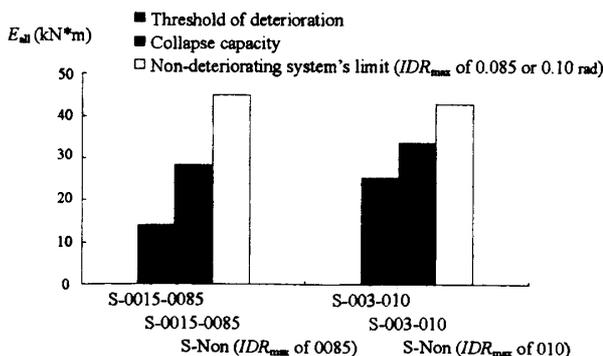


Fig. 8 Total energy dissipation of limit states

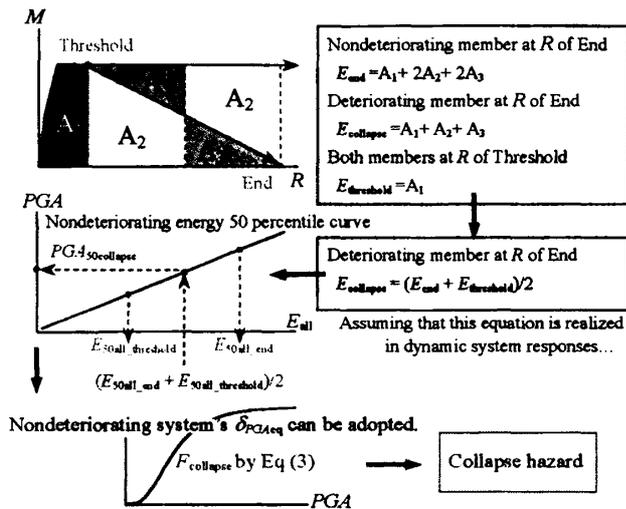


Fig. 9 Simple assessment for collapse capacity

解析結果を用意しておき、エネルギー比に基づいて崩壊キャパティを評価できれば、想定する強度劣化特性に対する大局的な崩壊ハザード評価が容易になる。このような観点から、以下に  $F_{collapse}$  を評価する手順を提案する。

まず、PGA に対する  $IDR_{50max}$  曲線および  $E_{50all}$  曲線を(5)式により近似し、 $PGA_{50collapse}$  を(6)式に展開する。

$$IDR_{50max} = a \cdot PGA^b, \quad E_{50all} = c \cdot PGA^d \quad (5)$$

$$PGA_{50collapse} = \left( \frac{E_{50all\_collapse}}{c} \right)^{\frac{1}{d}} = \left( \frac{E_{50all\_threshold} + E_{50all\_end}}{2c} \right)^{\frac{1}{d}} = \left[ \frac{1}{2} \left( \left( \frac{IDR_{threshold}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} + \left( \frac{IDR_{end}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} \right) \right]^{\frac{1}{d}} \quad (6)$$

$E_{50all\_collapse}$  は  $PGA_{50collapse}$  に対応するエネルギー消費 50 パーセント。  $E_{50all\_threshold}$  および  $E_{50all\_end}$  は、非強度劣化モデルにおける  $IDR_{threshold}$ 、 $IDR_{end}$  時のエネルギー消費 50 パーセント。

S-Non の解析結果のうち、 $0.01 \text{ rad} \leq IDR_{50max} \leq 0.10 \text{ rad}$  に対応する PGA 範囲を参照して、最小 2 乗法を適用した結果、 $a, b, c, d$  は 0.0260, 1.50, 21.3, 0.975 となる。

また、 $\delta_{PGAEq}$  を下式により表し、Fig. 5 の結果

のうち  $IDR_{max} = 0.015, 0.03, 0.085, 0.10 \text{ rad}$  を参照した最小 2 乗法より  $e, f$  は 1.36, 0.350 となる。

$$\delta_{PGAEq} = e \cdot IDR_{max}^f \quad (7)$$

### 5.2 崩壊ハザード (平均年間超過度数)

地震ハザード  $\lambda_{PGA}$  と崩壊フラジリティ  $F_{collapse}$  を (8) 式に基づき積分することにより、地震動によるばらつきを反映した平均年間超過度数 (Mean Annual Frequency)  $\lambda_{MAFcollapse}$  が求められる。(1)式により定義される地震ハザードと対数正規分布により定義されるフラジリティから、(8)式は(9)式として表される<sup>13)</sup>。

$$\lambda_{MAFcollapse} = \int_0^{\infty} F_{collapse}(x) |d\lambda_{PGA}(x)| \quad (8)$$

$$\lambda_{MAFcollapse} = k_0 \cdot PGA_{50collapse}^{-k} \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \delta_{PGAEq}^2\right) \quad (9)$$

(6)式、(7)式を(9)式に代入し、 $\delta_{PGAEq}$  について  $IDR_{max}$  に  $IDR_{end}$  を用いれば (Fig. 5 参照)、下にまとめられる式により、 $\lambda_{MAFcollapse}$  (崩壊ハザード) を評価することができる。

$$\lambda_{MAFcollapse} = k_0 \left[ \frac{1}{2} \left( \left( \frac{IDR_{threshold}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} + \left( \frac{IDR_{end}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} \right) \right]^{\frac{k}{d}} \times \exp\left(\frac{1}{2} k^2 (e IDR_{end}^f)^2\right) \quad (10)$$

ただし、 $a, b, c, d, e, f$  は、非強度劣化モデルに対する解析により定義される。

本解析結果を対象に、(10)式を用いて、強度劣化開始時  $IDR_{threshold}$  と強度 0 時  $IDR_{end}$  を 0.01 rad から 0.10 rad の範囲で組み合わせた崩壊ハザードを Fig. 10 のようにマップフォーマットで表示する。マップ中  $IDR_{end}$  軸に沿う  $\lambda_{MAFcollapse}$  の変化から、強度 0 時変形角 (強度劣化性状) が崩壊ハザードに寄与する度合いの大きさがわかる。例として、S-003-010 の  $\lambda_{MAFcollapse}$  は  $3.06 \cdot 10^{-4}$  (再現期間 2920 年) であるが、この  $IDR_{end}$  を 0.10 rad から半分の 0.05 rad に移動させれば  $\lambda_{MAFcollapse}$  は  $4.63 \cdot 10^{-4}$  (再現期間 2160 年) となり、0.03 rad で直ちに強度が 0 になる ( $IDR_{threshold} = IDR_{end}$ ) と

すれば  $5.79 \times 10^{-4}$  (再現期間 1726 年) と、その差は再現期間にして 1000 年以上にも及ぶ。

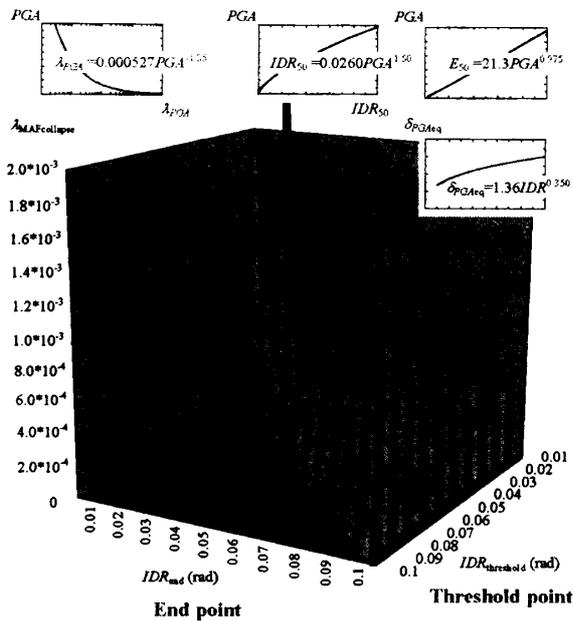


Fig. 10 Map of mean annual frequencies

## 6. まとめ

鉄筋コンクリートフレーム構造に関して；

- (1) 部材強度劣化からもたらされる崩壊キャパシティを定義し、地震強さに対するフラジリティとして表現した。
- (2) 地震応答工学量を最大層間変形角、エネルギー消費において整理し、部材強度劣化の影響を明らかにした。
- (3) (2)に基づき、非強度劣化とした場合の応答評価を用いつつ、崩壊ハザード（平均年間超過度数）を評価する手順を導き、定式化した。
- (4) 強度劣化性状を反映するハザード表現として、強度劣化開始時層間変形角、および強度 0 時層間変形角を組み合わせた、崩壊ハザードマップフォーマットを提示した。

## 謝辞

本研究においてはスタンフォード大学 Helmut Krawinkler 教授からご助言をいただきました。

本研究は東京工業大学建築物理研究センター全国共同研究の一環として行われたものです。

ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) C. A. Cornell and H. Krawinkler: Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment, PEER Newsletter Vol.3, No.2, Spring 2000  
<http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>
- 2) N. Shome, C. A. Cornell: Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, Earthquake Spectra, 14 (3), 469-500, 1998
- 3) L. F. Ibarra, H. Krawinkler: Global Collapse of Deteriorating MDOF Systems, 13th WCEE, Paper No. 116, 2004
- 4) 長江拓也, 吹田啓一郎, 中島正愛: 層降伏する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震性能—確率論的評価を通して—, 日本建築学会構造系論文集, No. 610, pp. 123-130, 2006. 12
- 5) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990
- 6) Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99), ACI Committee 318, 1999
- 7) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structure Division, ASCE, ST12, pp. 2557-2573, 1970
- 8) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 日本建築学会, 1987
- 9) R. Medina: Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and Their Dependence on Ground Motions, Ph. D. thesis, Stanford University, 2003
- 10) Federal Emergency Management Agency: Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA356/2000)
- 11) 建築物荷重指針・同解説, 日本建築学会, 1993
- 12) E. Miranda, H. Aslani: Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation, PEER Report 2004/03, September, 2003
- 13) F. Jalayer: Direct Probabilistic Seismic Analysis; Implementing Non-linear Dynamic Assessments, Ph. D. thesis, Stanford University, 2003