

## 論文 層降伏するピロティ階の確率論的地震応答評価

長江 拓也<sup>\*1</sup>・林 静雄<sup>\*2</sup>・Helmut Krawinkler<sup>\*3</sup>・中島 正愛<sup>\*4</sup>

**要旨**：ピロティ階の層降伏を認めた場合，地震応答変形の制御から，層崩壊に対する安全性を確保し，さらにはその損傷を抑制することが非常に重要となる。本研究では，サイトの地震ハザードに基づいて展開される確率論的評価手法を適用し，ピロティ階の地震応答に対するハザードカーブを導いていく。最終的には，地震応答が層の限界状態に達する可能性を年間超過度数によって定量的に表現する。

**キーワード**：ピロティ建物，漸増動的地震応答解析，最大層間変形角，年間超過度数

### 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では，2階以上が連層耐震壁で1階が独立柱のみになる構造形式，いわゆるピロティ形式建物において，層崩壊を含む甚大な被害が生じた。全体崩壊メカニズムが意図されたフレーム構造の場合には優れた耐震性が確認されたのに対し，1階の柱のみに地震エネルギーが集中してしまうピロティ建物に重大な被害が生じており，理屈としては理解しやすい現象であった。

一方で，ピロティ建物は，空間に対する有効利用の観点から，特に都市部においてその需要が高い。こうした社会的要望を実現するには，ピロティ階の層降伏を認めつつも，地震応答変形の制御から，層崩壊に対する安全性を確保し，さらにはその損傷を抑制する必要がある。ただし，上記，ピロティ建物の問題点を踏まえれば，層に付与する強度と変形性能を決定するにあたって，地震応答に対する評価を合理的に行うことが求められる。そこで，本研究においては，サイトの地震ハザードを取り入れた総合的な耐震性能評価を目指し，地震ハザードに基づいて展開される確率論的アプローチの適用を試みる。最終的には，地震応答が層の限界状態に達する可能性に対して，明確な表現を目指す。

### 2. 地震応答評価アプローチ

漸増動的応答解析<sup>1)2)</sup>より得られた応答工学量の概念図を図-1に示す。ここで，漸増動的応答解析とは，ある地震強さにおいて基準化された地震動に対する時刻歴応答解析を，漸増される地震強さ毎に行うものである。

図は，縦軸に地震強さをとり，左側に地震強さに対するハザードカーブ  $H_{Sa}(x)$  を示している。右側には，その地震強さと応答工学量の関係を示しており，地震強さが大きくなるに従って，応答工学量も大きくなる傾向を表している。この中で，ある地震強さに対して得られる応答工学量は，地震動の不確定性によるバラツキを有することになる。以下に，このようなデータに基づき，地震応答を確率論的に評価する手法の背景を述べる。

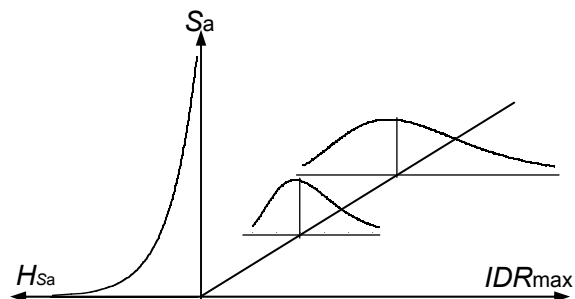


図-1 地震強さ  $S_a$  のハザードカーブ (左)  
 $S_a$  と応答工学量  $IDR_{max}$  の関係 (右)

\*1 京都大学 防災研究所 COE 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 スタンフォード大学 地震工学センター 教授 Ph. D.

\*4 京都大学 防災研究所 教授 Ph. D.

事象  $E1$  と事象  $E2$  の同時発生確率  $P(E1 \cap E2)$  は、 $E2$  の発生が判っているときの  $E1$  の条件付発生確率  $P(E1 | E2)$  と  $E2$  の発生確率  $P(E2)$  を用いて式(1)により表すことができる (乗法定理)。

$$P(E1 \cap E2) = P(E1 | E2) P(E2) \quad (1)$$

相互排反ですべての場合を尽くす  $n$  個の事象  $E_i$  に対して、式(1)と全確率の定理より、事象  $A$  の発生確率  $P(A)$  が式(2)において求められる。

$$P(A) = \sum_{i=1}^n P(A | E_i) P(E_i) \quad (2)$$

ここに、 $P(A | E_i)$  :  $E_i$  に対する  $A$  の条件付発生確率、 $P(E_i)$  :  $E_i$  の発生確率。これを連続分布に展開すると式(3)が得られる。

$$P(A) = \int_{-\infty}^{\infty} P(A | E) dP(E) \quad (3)$$

ここで、 $P(E)$  と  $P(A | E)$  を、それぞれ、地震強さがある値を超える確率、およびその地震強さが与えられたときに応答工学量がある値を超える条件付確率、として定義することにより、応答工学量がある値を超える確率  $P(A)$  を求めることができる。

本研究では、地震強さとして、建物の一次固有周期  $T_1$  を持つ弾性一質点系の最大加速度応答値  $S_a(T_1)$  を用いる。このときの減衰定数  $h$  は、5% として定義される。サイトの地震に対するハザード解析<sup>3)</sup>の結果から、 $S_a(T_1)$  に対するハザードカーブを得ることで、この  $S_a(T_1)$  に対して地震動を基準化することにより、建物の地震応答を効率よく (ばらつきを抑えて) 評価できることが報告されている<sup>2)</sup>。

応答工学量は、ピロティ柱の損傷と関連付けることのできる最大層間変形角  $IDR_{max}$  とする。この  $IDR_{max}$  と地震強さである  $S_a(T_1)$  の関係を、対数正規型の確率分布を仮定した 1 次と 2 次のモーメントをもって連続的に評価する。得られた資料を基に(3)式に相当する(4)式から、応答工学量である  $IDR_{max}$  のハザード  $HIDR_{max}(idr)$  を求める。ここでハザード  $HIDR_{max}(idr)$  は  $IDR_{max}$  がある値  $idr$  を超える年間度数で、この年間超過度数の逆数は再現期間  $T$  年となる。

$$HIDR_{max}(idr) = \int_0^{\infty} P[IDR_{max} > idr | S_a = x] dH_{S_a}(x) \quad (4)$$

$H_{S_a}(x)$   $S_a$  が  $x$  を超える年間超過度数

$$P[IDR_{max} > idr | S_a = x]$$

$$= 1 - P[IDR_{max} \leq idr | S_a = x] = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(idr) - \mu_{\ln IDR_{max} | S_a = x}}{\sigma_{\ln IDR_{max} | S_a = x}} \right)$$

地震動が  $x$  の  $S_a$  を有するときに  $IDR_{max}$  があるレベルの  $idr$  を超える確率

$\Phi(\cdot)$  正規分布の累積分布関数

$$\mu_{\ln IDR_{max} | S_a = x} \cdot \sigma_{\ln IDR_{max} | S_a = x}$$

地震動が  $x$  の  $S_a$  を有するときにおける  $IDR_{max}$  の自然対数の平均値と標準偏差

### 3. 動的地震応答解析概要

#### 3.1 建物のモデル化

解析対象とする建物は、12階建ての鉄筋コンクリート造ピロティ建物である。図-2 にモデル化の方法を示す。解析では、ひとつの内構面を取り出し、各層のせん断変形と曲げ変形をせん断ばねと回転ばねにおいて表現した基礎固定の多質点系モデルを用いる。層降伏時のベースシヤ係数には、0.35, 0.50, 0.65 の3種類を想定する。

図-3 に示すように、ピロティ階の層せん断力  $Q$  と層間変形角  $IDR$  の関係は、ディグレイディングトリリニア型モデル<sup>4)</sup> を用いて表現する。

ピロティ階の層せん断力と層間変形角の関係

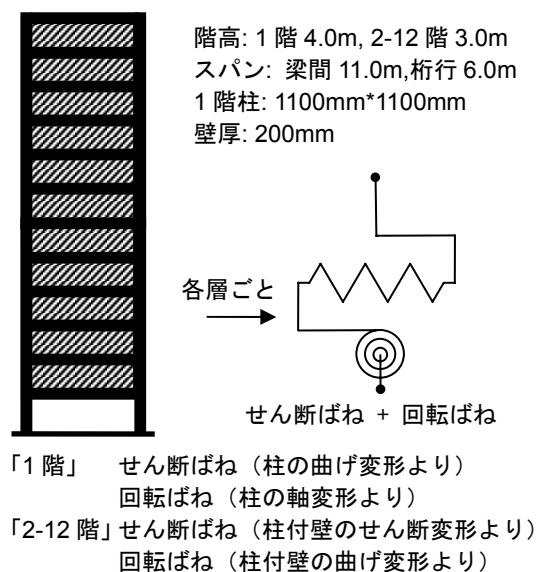


図-2 12階建てピロティ建物のモデル化

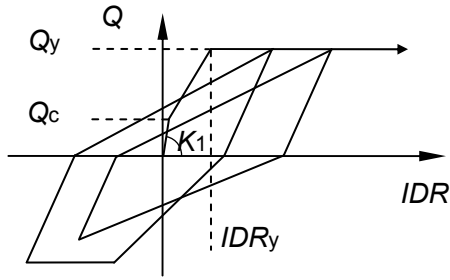


図-3 ピロティ階の履歴特性

は、2本の柱の曲げ変形に支配されるものとし、初期剛性  $K_1$  は (5)式から求める。

$$K_1 = 2 \cdot (12E \cdot I / l^3) \cdot L \quad (5)$$

$E$ : コンクリートのヤング係数,  $I$ : 柱の断面2次モーメント,  $l$ : 柱の内法スパン,  $L$ : 階高

$Q_c$  は、引張柱のひび割れ発生時に生じる顕著な剛性低下に対応する層せん断力とする<sup>5)</sup>。 $IDR_y$  は圧縮柱の曲げ降伏時とする。この  $IDR_y$  は、現実的なピロティ建物の場合、主筋量によらず、ほぼ  $0.004\text{rad}$  で評価できる<sup>5)</sup>。降伏後剛性は  $K_1$  の  $0.001$  倍とする。ピロティ階の回転変形、およびピロティ階以外の階における柱付壁の曲げ変形とせん断変形は、コンクリートのヤング係数  $E$  に基づく弾性ばねとしてモデル化する。

大変形時に問題となる  $P-D$  効果に関しては、幾何剛性マトリックスを用いることにより、層レベルで評価する。内部減衰は、瞬間剛性比例型とし、減衰定数  $h$  を弾性一次固有周期  $T_1$  に対して  $5\%$  とする。解析モデルの諸元を表-1に示す。

表-1 解析モデルの諸元

Model	階数	$T_1(\text{sec})$	$Q_c/W$	$Q_y/W$	$IDR_y(\text{rad})$
12-035	12	0.40	0.12	0.35	0.004
12-050	12	0.40	0.12	0.50	0.004
12-065	12	0.40	0.12	0.65	0.004

$T_1$ : 弾性一次固有周期

$Q_c/W, Q_y/W$ :  $Q_c$ 時および  $Q_y$ 時のベースシヤ係数 (図-3)

### 3.2 地震動とサイトのハザード

本研究では、米国カリフォルニア州における硬めの地盤 (NEHRP 地盤タイプ D<sup>6)</sup>,  $183 \text{ m/sec} < V_s < 366 \text{ m/sec}$  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) で記録された 40 個の地震動<sup>7)</sup>を漸増動的応答解析に用いる。これらの地震動の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 13km から 40km である。

NEHRP 地盤タイプ D に分類されるカリフォルニア州 Van Nuys に対して行われた地震ハザード解析の結果として、一様ハザードスペクトル<sup>8)</sup>を図-4に示し、地震ハザードの資料として用いることとする。この一様ハザードスペクトルは、代表的な一次固有周期  $T_1$  に対して、同じ発生確率の  $S_a(T_1)$  を結んだものである。解析に用いる地震動は、12 階建てピロティ建物の一次固有周期  $T_1=0.4$  秒に対する  $S_a(T_1)$  が等しくなるように、その加速度記録がスケールされ、 $S_a(T_1)$  のレベルに応じて発生確率が定義される (図-5)。

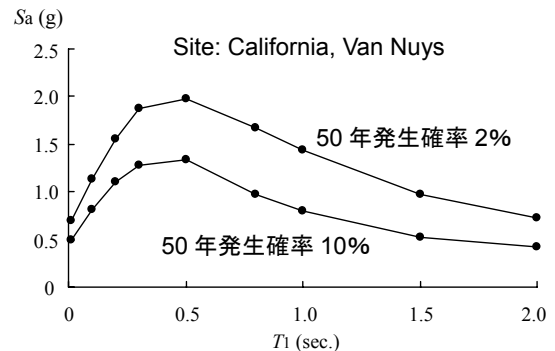


図-4 一様ハザードスペクトル

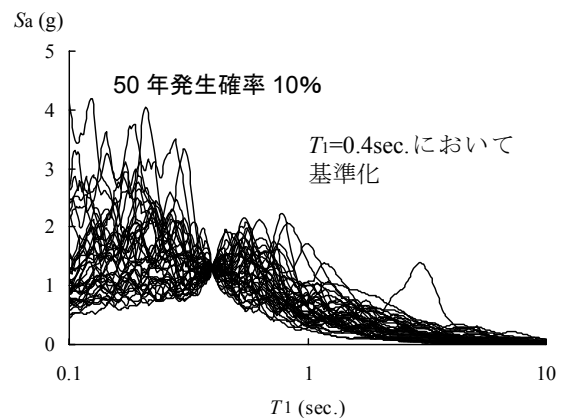


図-5 標準化された応答スペクトル

## 4. 解析結果

### 4.1 データの整理

漸増動的地震応答解析の結果を図-6に示す。縦軸に地震強さ  $S_a(T_1)$  (以降,  $S_a$ ), 横軸にピロ

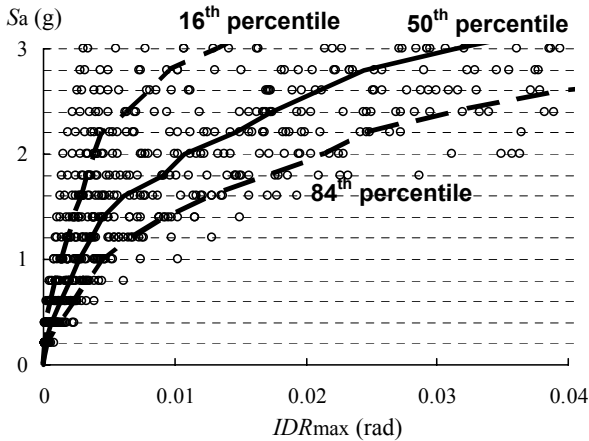


図-6 漸増動的地震応答解析の結果 (12-065)

ティ階の最大層間変形角  $IDR_{max}$  をとっている。図-5 に示されるように、各地震動は、一次固有周期に基づく弾性応答値  $S_a$  に対して基準化されるので、一次モードが卓越し、応答が弾性にとどまる条件では、応答のバラツキは小さく抑えられる<sup>9)</sup>。しかし、 $S_a$ が増大することに伴う非線形化により、応答のバラツキは大きくなる。

図-6 には、応答のパーセンタイル値を結んだパーセンタイル曲線を付記している。あるハザードレベルに対応する地震強さ  $S_a$  に対して、最大層間変形角  $IDR_{max}$  の 50<sup>th</sup> パーセンタイルや 84<sup>th</sup> パーセンタイルを読み取ることは、「あるハザードレベルに対する  $IDR_{max}$  の超過確率」を読み取ることに同義となる。

ある地震強さに対する応答値の分布形状を、対数正規分布によって表現する場合、正規分布の累積分布関数に自然対数の平均値と標準偏差を用いることが一般的である。しかしながら、こうした非線形地震応答解析の結果においては、少数の大きな値が全体に及ぼす影響が強すぎ、解析結果を適切に表現できない。このような場合には、中央値 50<sup>th</sup> パーセンタイルの自然対数と、パーセンタイルに基づいて求められる等価対数標準偏差  $\delta_{eq}$  を、確率分布のパラメータとして用いることができる<sup>10)</sup>。等価対数標準偏差  $\delta_{eq}$  に関しては、16<sup>th</sup> パーセンタイルと 84<sup>th</sup> パーセンタイルが中央値と  $e^{\pm\delta_{eq}}$  の積に相当すると仮定し、それぞれの値を平均することにより求める。この仮定は、正規分布において、平均値から標

準偏差の距離にある値が、16 パーセンタイル値と 84 パーセンタイル値に対応することから設定されるものである。こうして求められた  $\delta_{eq}$  は、データの変動係数に相当する<sup>2)</sup>。

#### 4.2 確率分布パラメータの比較

最大層間変形角  $IDR_{max}$  について、図-7 に、中央値 50<sup>th</sup> パーセンタイル曲線、およびバラツキのパラメータである  $\delta_{eq}$  をあわせて示す。

50<sup>th</sup> パーセンタイル曲線より、層降伏時のベースシヤ係数が 0.35 から 0.65 へと段階的に上がるに従って、同一の地震強さに対する応答が小さくなる傾向にあることがわかる。

バラツキのパラメータ  $\delta_{eq}$  については、層降伏により剛性が急激に変化する  $S_a = 0.5g$  付近において、値が急激に大きくなり、その後小さくなる。バラツキに関するこのような傾向も式(4)を通じて評価へ適切に反映する必要がある。

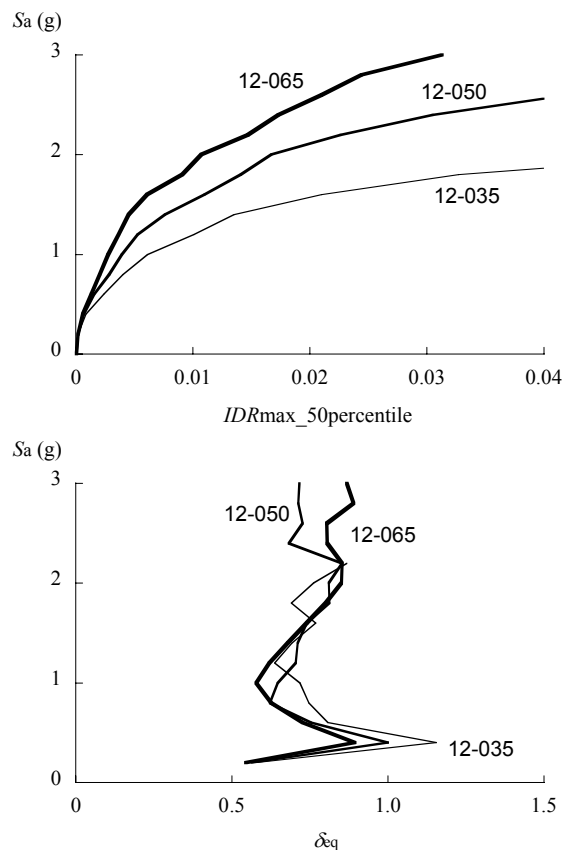


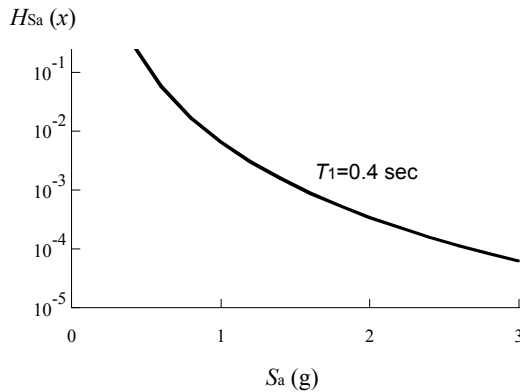
図-7 確率分布パラメータの比較

#### 4.3 地震応答に対する確率論的評価

サイトの地震強さ  $S_a$  に対するハザードカーブ  $H_s(x)$  は、式(6)により表現する<sup>11)</sup>。

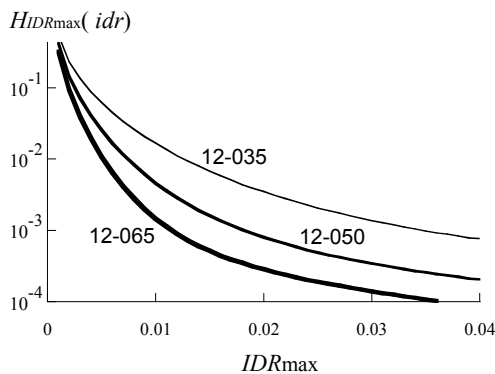
$$H_{Sa}(x) = k_0 \cdot x^{-k} \quad (6)$$

式中の形状係数  $k_0$  および  $k$  は、**図-4** に示す一様ハザードスペクトルの一次固有周期  $T_1=0.4$  秒における 50 年発生確率 2% (年間超過度数 1/2475) の  $S_a$ 、および 50 年発生確率 10% (年間超過度数 1/475) の  $S_a$  を用いて求めることができる。得られたハザードカーブを**図-8** に示す。



**図-8** 地震強さ  $S_a$  に対するハザードカーブ

この地震ハザード  $H_{Sa}(x)$  と **図-7** に示した確率分布パラメータを式(4)に適用し、数値解析により求められた最大層間変形角のハザードカーブ  $HIDR_{max}(idr)$  を**図-9** に示す。それぞれのベースシヤ係数の場合において、ある層間変形角に対する年間超過度数を読み取ることができ、層降伏時のベースシヤ係数が大きくなるに従って、同一の最大層間変形角に対する年間超過度数が小さくなる傾向にあることがわかる。



**図-9** 最大層間変形角  $IDR_{max}$  のハザードカーブ

一方で、性能の評価という観点から考えると、対象とする最大層間変形角  $IDR_{max}$  に、損傷度な

どの物理的な意味を持たせ、応答値がある限界状態に達する年間超過度数として表現する必要がある。ここでは、安全性の限界状態に相当するピロティ柱の水平耐力保持に対する限界部材角  $R_u$  を取り上げることとする。

ある断面の柱に対して、この限界部材角  $R_u$  を評価した場合、実際の限界部材角  $R_u$  は、バラツキをもって分布しており、ピロティ柱が限界値に達する年間超過度数  $\lambda_{Ru}$  に関しては、 $IDR_{max}$  のハザードカーブ  $HIDR_{max}(idr)$  と、柱限界に対応する層の脆弱性カーブ  $F(idr)$  (柱限界に対応する層間変形角が  $idr$  以下の確率) を用いて、式(7)により求める。

$$\lambda_{Ru} = \int_0^{\infty} F(idr) dHIDR_{max}(idr) \quad (7)$$

以下に、脆弱性カーブ  $F(idr)$  を求める手順の例を示す。

- [1] ピロティ柱の物理的な諸条件である材料強度 (設計強度)、補強筋量などから、限界部材角の評価方法<sup>12)</sup>を用いて計算値を求める。
- [2] 柱の限界部材角の計算値と実験値の関係から、層間変形角に対する脆弱性カーブ  $F(idr)$  を定義する。

実際には柱の材料強度の変動<sup>12)</sup>が変形性能に与える影響を考慮する必要がある。しかし、問題を簡単にするために、ここでは取り扱わず、評価のバラツキのみを対象とする。

**図-10** には、柱限界部材角  $R_u$  の実験値/計算値の 50<sup>th</sup> パーセンタイル値と等価対数標準偏差  $\delta_{eq}$  を用いて求めた対数正規分布の密度関数を示している。(すべてのプロットを対象とした統計処理から、軸力比に関わらず、実験値/計算値の 50<sup>th</sup> パーセンタイル値を 1.41、 $\delta_{eq}$  を 0.39 と設定した。) この結果と、層間変形角と部材角の比が常に  $l:L$  ( $l$  は柱のクリアスパン、 $L$  は階高) との仮定により、限界部材角時の層間変形角の脆弱性カーブ  $F(idr)$  は、50<sup>th</sup> パーセンタイル値に  $1.41 \cdot R_u$  (計算値)  $\cdot l/L$  を、等価対数標準偏差  $\delta_{eq}$

に 0.39 を用いた対数正規分布として定義される。

例として, [1] における  $R_u$  の計算値が 0.020rad の場合に対して, (7)式より求めた  $\lambda_{Ru}$  を表-2 に示す。(等しい  $R_u$  を有するよう, それぞれの柱が設計された場合を考える。) 表より, 層降伏時のベースシヤ係数が 0.35 から 0.50, 0.65 へと上がるに従って, 柱限界に対する年間超過度数  $\lambda_{Ru}$  が  $4.4 \times 10^{-3}$  から  $1.1 \times 10^{-3}$ ,  $3.7 \times 10^{-4}$  と急激に減少していくことが読み取れる。

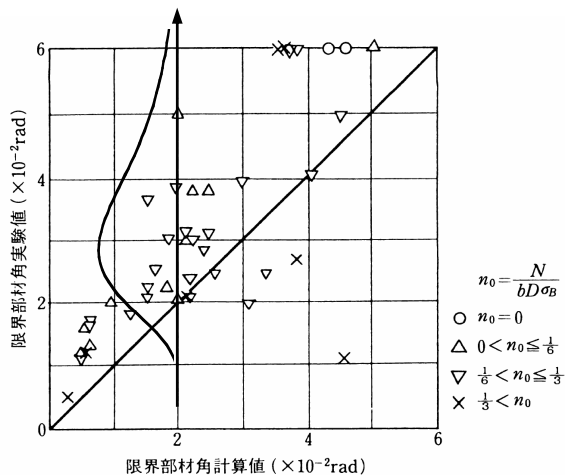


図-10 変形性能評価計算値の実験値に対する検証 (指針, 解図 6.23 より) <sup>12)</sup>

表-2 柱限界部材角に対する年間超過度数

	12-035	12-050	12-065
$\lambda_{Ru計=0.02}$	0.00442	0.00111	0.00037
$T_{Ru計=0.02}$	226	900	2669

$\lambda_{Ru計=0.02}$ : 柱限界部材角の計算値が 0.02rad のとき, 地震応答により柱が限界部材角に達する年間超過度数  
 $T_{Ru計=0.02}$ : 年間超過度数の逆数で再現期間 (年)

## 5. まとめ

本研究では, 層降伏するピロティ階の地震応答に対する確率論的評価手法の適用を試みた。これにより, 典型的な 12 階建てピロティ建物の最大層間変形角に対するハザードカーブ  $HIDR_{max}(idr)$  を導いた。さらに, ピロティ柱の限界部材角  $R_u$  に対する fragility curve  $F(idr)$  を, 終局強度型設計指針の評価法を用いて定義し, 地震応答により柱が限界状態に達する年間超過度数  $\lambda_{Ru}$  を求めた。結果として, 限界部材角  $R_u$  が 0.020rad と評価される時, 層降伏時のベー

スシヤ係数 0.35, 0.50, 0.65 の場合に対する年間超過度数  $\lambda_{Ru}$  は, それぞれ,  $4.4 \times 10^{-3}$ ,  $1.1 \times 10^{-3}$ ,  $3.7 \times 10^{-4}$  (再現期間にして 226 年, 900 年, 2669 年) と評価された。このような, 明確な評価に基づき, 層に付与する強度と変形性能を合理的に決定することができる。

ただし, 地震ハザードに関しては, カリフォルニア州 Van Nuys におけるもので, 今後, 日本においても資料の充実が望まれる。

## 謝辞

本研究においては, スタンフォード大学地震工学センター Luis Ibarra 氏, Farzin Zareian 氏, Paul Cordova 氏, Jorge R. Garcia 氏, Hasameddin Aslani 氏, Jack Backer 氏から御助言いただきました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A.: Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 3, 491-514, 2002
- 2) N. Shome, C. Allin Cornell: Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, Earthquake Spectra, 14 (3), 469-500, 1998
- 3) EERI Committee on Seismic Risk: The basics Risk Analysis, Earthquake Spectra, 5 (4), 675-702, 1989
- 4) 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
- 5) Arzpeima Samaneh, 倉本洋, 松本和行: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす柱の変動軸力の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No.2, pp.1309-1314, 2003
- 6) FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY: PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA356/November2000)
- 7) Medina: Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and Their Dependence on Ground Motions, Ph. D. thesis, Stanford University, 2003
- 8) Somerville P. C. Allin Cornell: Ground Motion time histories for the Van Nuys Building, PEER Methodology Testbeds Project, URS Corporation, Pasadena, CA, 2002
- 9) 長江拓也, Helmut Krawinkler: 地震時における鉄筋コンクリート建物の破壊確率に関する一考察, 日本建築学会学術講演梗概集, No.390, C-2, pp.745-746, 2004
- 10) Eduardo Miranda, Hesameddin Aslani: Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation, PEER Report 2004/03, September, 2003
- 11) Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R., Foutch D.: Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel moment frame guidelines, ASCE Journal of Structural Engineering, 128(4), 526-534, 2002
- 12) 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