

# 梁降伏型骨組の耐震信頼性評価に関する一手法

諏訪 仁 鈴木 哲夫 野畑 有 秀  
勝俣 英雄 岡田 宏 安井 讓

## A Method on Seismic Reliability Evaluation for a Weak-beam-strong-column Designed Structure

Hitoshi Suwa Tetsuo Suzuki Arihide Nobata  
Hideo Katsumata Hiroshi Okada Yuzuru Yasui

### Abstract

In order to evaluate the probabilistic seismic safety of structures, it is very important to adequately estimate randomness or uncertainty of earthquake motions, structure resistance, etc. In these estimations, structures are frequently modeled as a lumped mass system, so the seismic reliability of structures based on dynamic analysis has not been sufficiently evaluated. Therefore, in this report, a practical method is developed to obtain the seismic reliability of a weak-beam-strong-column designed structure subjected to artificial earthquake motions which considers the inelastic behavior of its members. Using this method, numerical simulations are carried out for a 5-story 1-bay reinforced concrete plane frame. The proposed simple method analytically evaluates the relationship between the peak-ground-acceleration (PGA) and the failure probability for the members and structure. As a result, the following are verified:

- ① Even if the yield strengths of members vary, by significantly increasing the column-overdesign-factor (COF) beforehand, the probability to form the weak-beam-strong-column collapse mechanism increases.
- ② As the column-overdesign-factor (COF) increases, the failure probability for the structure decreases.

### 概 要

構造物の確率論的耐震安全性を評価するには、入力地震動や構造物の耐力の不確定性などを適切に考慮することが重要である。その際、建物は質点系にモデル化されることが多く、部材の動的解析に基づいた建物の耐震安全性については十分に検討されていない。本報告は、5層1スパンRC造平面骨組に模擬地震動を作用させたとき、梁降伏先行型全体降伏機構骨組の破壊確率を部材の動的挙動に立脚して算出する手法を展開し、地表面最大加速度 (PGA) と部材および骨組の破壊確率との関係を定量的に評価した。その結果、以下の知見を得た。

- ① 仮に部材の降伏耐力が変動しても、予め柱梁耐力比 (COF) を大きく設計しておくこと、骨組が梁降伏先行型全体降伏機構を形成する確率は大きくなる。
- ② 柱梁耐力比が大きくなるほど、骨組の破壊確率は小さくなる。

## 1. はじめに

近年、入力地震動や構造物の耐力の不確定性などを考慮した信頼性評価法が注目されている。この際、建物を質点系にモデル化し耐震信頼性を評価することが多く、部材レベルの動的挙動に基づいた建物の耐震安全性については十分に検討されていないのが現状である。

本報告は、5層1スパンRC造平面骨組を、柱梁耐力比 (COF) の概念を用いて部材の降伏耐力が変動しない状態、すなわち確定論的には梁降伏先行型全体降伏機構を形成するように設計した<sup>1)</sup>。つぎに、部材の動的な弾塑性応答を骨組の耐震信頼性評価に反映させるため、模擬地震動を入力とした時系列応答解析を行い、地震荷重効果

と耐力から部材の耐震信頼性指標<sup>2)</sup>を算出し、この指標をもとに骨組の破壊確率を評価した。一方、部材の降伏耐力が変動したとき、骨組が現実には全体降伏機構を形成するかどうかを調べるため、モンテカルロ法によりこの確率を算出した<sup>3)</sup>。最後にこれらの事象を統一し、梁降伏先行型全体降伏機構骨組の破壊確率を実用的に算出する手法を開発した。この手法を用い、柱梁耐力比をパラメータとして変化させたとき、地表面最大加速度レベルに対応した部材および骨組の破壊確率を定量的に評価した。

## 2. 解析モデル

### 2.1 建物モデル

対象骨組は図-1に示す5層1スパンの柱脚固定RC

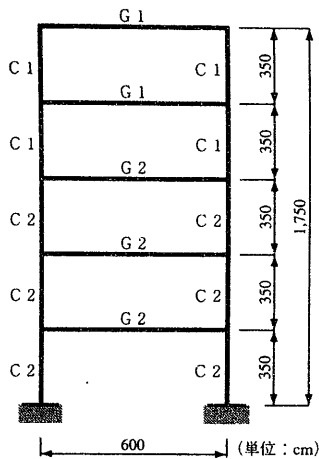


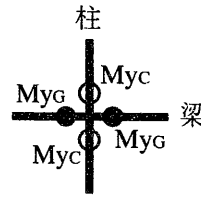
図-1 建物モデル

表-1 断面リスト

記号	断面
C1	70×70
C2	80×80
G1	40×85
G2	45×90

表-2 固有周期 (sec)

1次	0.44
2次	0.17
3次	0.11



$\Sigma Myc$  : 柱の降伏モーメントの和  
 $\Sigma Myg$  : 梁の降伏モーメントの和

$$\text{柱梁耐力比 (COF)} = \frac{\Sigma Myc}{\Sigma Myg}$$

図-2 柱梁耐力比

造平面骨組とし、部材断面は表-1の値を用いた。また、コンクリートの設計基準強度を270(kgf/cm<sup>2</sup>)、鉄筋の種類をSD35とした。このとき、固定および積載荷重を考慮し各層の重量  $w_i$  を算出した。

この骨組を5質点系のせん断型モデルに置換して固有値解析を行い、表-2に示す固有周期を算出した。ただし、部材モデルは曲げ変形のみを考慮し、せん断および軸方向変形は考慮していない。

## 2.2 弾性層せん断力の評価

建設地を東京、地盤種別を第II種地盤に想定し、建物の供用期間を50年、目標信頼性指標 $\beta_T=2$ (非超過確率が約97%に相当)に設定した。

このとき、文献1)の加速度応答スペクトルを用い、地震荷重効果の基本値(=100年再現期待値)に相当する弾性層せん断力 $Q_n$ をSRSS法で算出した。ここで、構造物の1次減衰定数を3%、高次減衰定数は振動数比例型とした。

一方、荷重効果と耐力の分布が互いに独立な対数正規分布に従うと仮定すると、荷重耐力係数設計法(LRFD法)による荷重係数 $\gamma$ は次式となる。

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1+V_s^2}} \exp(\alpha_s \beta_T \sigma_{ms}) \frac{\bar{S}}{S_n} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $\sigma_{ms} = \sqrt{\ln(1+V_s^2)}$

上式において、分離係数 $\alpha_s$ は地震荷重のバラツキが耐力のバラツキに比べて極めて大きいことから $\alpha_s \approx 0.85$ 、50年最大値の変動係数 $V_s$ は文献1)を参照して $V_s=0.8$ 、さらに50年最大値の平均値 $\bar{S}$ が100年再現期待値 $S_n$ にほぼ等しい、すなわち $\bar{S}/S_n \approx 1.0$ と仮定した。

これらの条件のもとで、 $\beta_T=2$ を満足した50年間での弾性層せん断力 $Q_L$ が、荷重係数 $\gamma$ を用いて次式により求められる。

$$Q_L = \gamma \times Q_n \quad \dots\dots\dots(2)$$

## 2.3 梁降伏先行型全体降伏機構骨組の設計

2.2節から弾性ベースシア係数が1.31と得られ、ここで構造特性係数を0.3に設定すると、降伏ベースシア係

数 $C_{By}$ が0.39と算出される。

このとき文献2)にならい、骨組が梁降伏先行型全体降伏機構を形成するように次の条件に基づき設計する。ただし、ここでは地震荷重のみに対して設計し、鉛直荷重については設計をしていない。

① 各層の層せん断力係数 $q$ は、(2)式の弾性層せん断力と層重量を用いた次式に従う。

$$q_i = Q_L / \sum_{j=1}^n w_j \quad \dots\dots\dots(3)$$

② 図-2に示す柱梁耐力比(COF)の値は、最上層を除き全ての床レベルについて等しい。

③ 全ての節点の柱梁耐力比の値は、最上層を除き1.0よりも大きい。

これらの条件を満足する骨組は、①の層せん断力係数分布に従う水平力に対して、梁降伏先行型全体降伏機構時の荷重係数が最小となる。つまりこの骨組は、降伏耐力のバラツキなどを無視すれば確定論的には梁降伏型崩壊機構を形成することになる。

具体的な設計の手順は、まず条件①に従い各層の層せん断力を適宜設定して、柱の降伏モーメントを仮設計する。つぎに、条件②と③に従い、柱の降伏モーメントを予め設定した柱梁耐力比で除した値を梁の降伏モーメントとする。この柱と梁の降伏モーメントの仮設計値を用いて梁降伏先行型全体降伏機構時のベースシア係数を計算し、この値が降伏ベースシア係数 $C_{By}$ に一致するように柱と梁の降伏モーメントを比例的に補正するというものである。

## 2.4 部材の弾塑性性状および耐力

部材の復元力特性として、Takedaモデルを採用した。このとき、第3剛性比を0.01、減力剛性低下指数を0.4に設定した。

また、部材の最大塑性率を終局限界の一つの指標と考え、梁の最大塑性率を4、柱については2に設定した。さらに、その変動係数を0.2とした。

## 3. 解析手法

### 3.1 入力地震動

文献1)における第II種地盤を対象とした減衰5%の加速度応答スペクトルに適合するように、正弦波重ね合わせ法により0~2 $\pi$ のランダムな位相を用いて、位相の異なる模擬地震波を5波作成した。なお、包絡関数はJennings型を用い、本解析で用いた継続時間は40秒である。

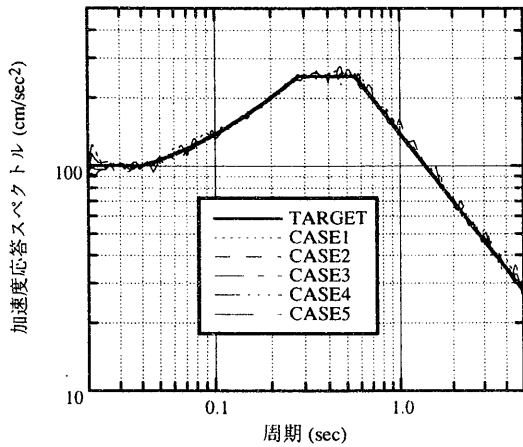


図-3 加速度応答スペクトル

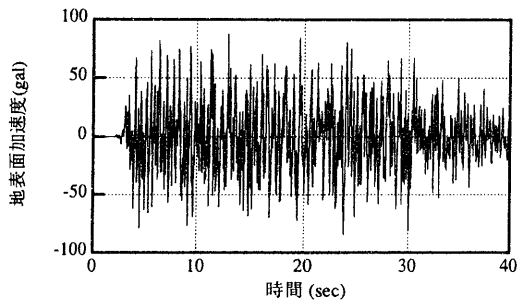


図-4 模擬地震波

地表面最大加速度 (PGA) を100 (gal) に設定したとき、目標スペクトルと模擬地震波を入力とした応答スペクトルとの収斂結果を図-3に、また作成した模擬地震波の加速度時刻歴波形の1例を図-4に示す。

3.2 部材の耐震信頼性指標

5波の模擬地震波について、どこかの部材に対して弾性限界応答 $M_c$ を与える地表面最大加速度 $a_c$ を算出し、この値を基準に1倍、4倍、8倍、16倍となるように係数を乗じて地表面最大加速度 $a$ を定め、4段階の入力レベルに対して計20ケースの弾塑性応答解析を行った。つぎに、最大応答モーメント $M_N$ を、図-5のエネルギー一定則を仮定し等価弾性モーメント $M^*$ に変換した。最後に、 $M^*$ を図-6のように地表面最大加速度 $a$ に対してプロットし、これらの点を直線回帰して $M^*-a$ 関係を推定した<sup>3)</sup>。

この条件のもとで、建物の供用期間に対応した地表面最大加速度の平均値 $\bar{a}$ をパラメータとしたとき、二次モーメント法に基づいた耐震信頼性指標 $\beta$ が、神田<sup>4)</sup>により提案されている。

$$\beta = \frac{\ln m_R - \frac{1}{2} \zeta_R^2 + \frac{\ln m_R}{\ln m_S} \left( \frac{1}{2} \zeta_S^2 + \ln \frac{a_c}{\bar{a}} \right)}{\sqrt{\zeta_R^2 + \left( \frac{\ln m_R}{\ln m_S} \zeta_S \right)^2}} \dots\dots(4)$$

ここに、 $m_S = a_R/a_c$ ;  $m_R = \bar{R}/M_c$

$$\zeta_S = \sqrt{\ln(1+V_S^2)}; \quad \zeta_R = \sqrt{\ln(1+V_R^2)}$$

(4)式において、 $a_R$ は耐力の平均値 $\bar{R}$ に対応した $a$ を意味

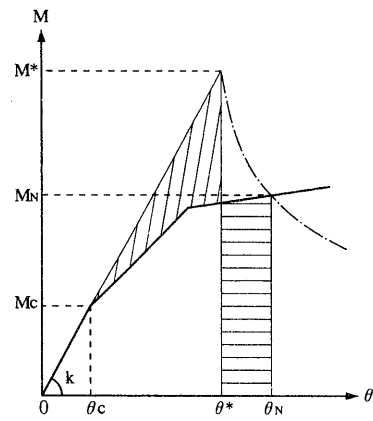


図-5 エネルギー一定則

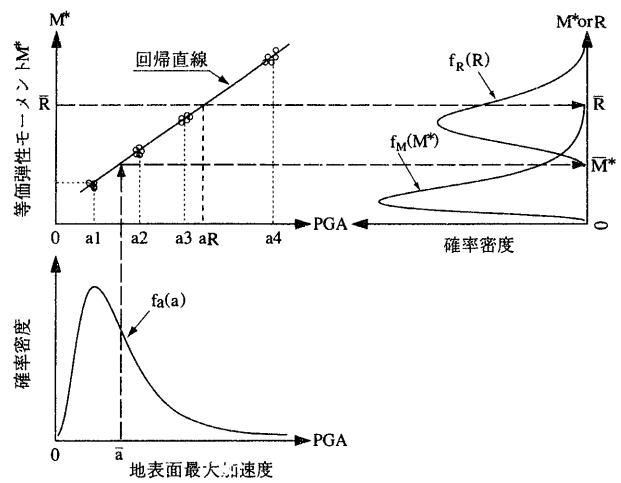


図-6 耐震信頼性指標算出の概念図

し、また $V_S$ と $V_R$ はそれぞれ地表面最大加速度と耐力の変動係数である。

このとき、部材の破壊確率 $P(E)$ は次式で算出される。

$$P(E) = \Phi(-\beta) \dots\dots(5)$$

ここに、 $\Phi(\cdot)$ : 標準正規分布関数

3.3 骨組の破壊確率

図-7に示すように梁降伏型と柱降伏型に分けて破壊確率を算出し、それらを統一して骨組の破壊確率を評価する。

梁降伏型骨組の破壊モード $F_B$ は、最上層柱頭と最下層柱脚および中間層の梁端の破壊モード $E_i$ の積事象で評価される。このとき、個々の破壊モードが互いに完全相関していると仮定すると、梁降伏型骨組の破壊確率 $P(F_B)$ は次式で算出される。

$$P(F_B) = \min\{P(E_i)\} \dots\dots(6)$$

一方、柱降伏型骨組の破壊モード $F_C$ は安全側の評価法として、最上層柱頭と最下層柱脚を除くどこかの中間層の柱端に曲げ降伏ヒンジが発生すると層降伏につながる危険性があると考えて、中間層柱端の破壊モード $E_j$ の和事象で評価可能であると仮定する。このとき、先ほどの場合と同様に個々の破壊モードが互いに完全相関してい

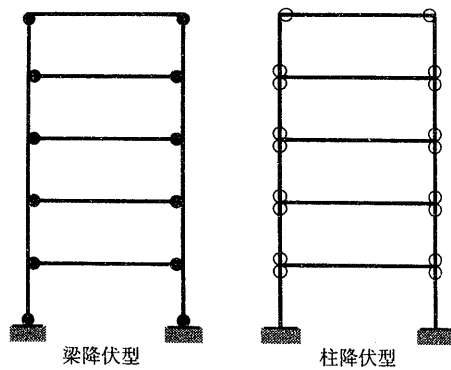


図-7 骨組の崩壊型

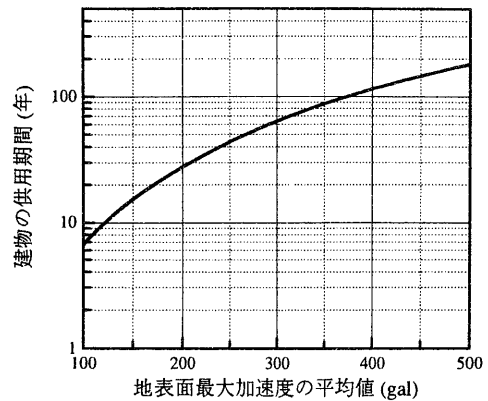


図-8 地表面最大加速度の平均値と供用期間との関係

ると仮定すると、柱降伏型骨組の破壊確率 $P(F_c)$ は次式で算出される。

$$P(F_c) = \max\{P(E_i)\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

従って、骨組の破壊モード  $F$  は  $F_B$  と  $F_c$  の和事象で評価され、この二つの破壊モードが互いに完全相関していると仮定すると、骨組の破壊確率 $P(F)$ は次式で算出される。

$$P(F) = \max\{P(F_B), P(F_c)\} \quad \dots\dots\dots(8)$$

### 3.4 梁降伏先行型全体降伏機構の生起確率

何らかの原因で部材の降伏耐力が変動した場合においても、地震時に大きな塑性変形能力を骨組に確保させるため、2.3節で設計された骨組に対し梁降伏先行型全体降伏機構を現実形成させることが重要である。このため、耐力側から全体降伏機構の生起率を、また地震荷重側から中間層柱の耐震信頼度をそれぞれ算出し、これらの事象を統一して梁降伏先行型全体降伏機構の生起確率を評価する。

骨組の崩壊モードを文献5)を参照し、塑性理論における上界定理と各節点における部材の降伏耐力の大小関係により判定する。ただし、水平地震力の高さ方向分布は、2.2節で得られた弾性層せん断力から水平力を求めた分布と相似であるとした。

つぎに、部材の降伏耐力の分布を対数正規分布に近似し、その変動係数を0.15とした。また、降伏耐力間の相関は(柱と柱)および(梁と梁)についてはある相関を仮定し、(柱と梁)については無相関とした。

この条件のもとで部材の降伏耐力が変動したとき、柱梁耐力比(COF)と全体降伏機構の生起率 $P(F_R)$ との関係を調べるため、文献6)により相互に相関をもつ対数正規乱数を10,000個抽出し、モンテカルロ法(MCS)を実行した。このとき正規確率変数の共分散行列は、対数正規間の相関係数を文献7)に従い正規変換したものから求めた。

しかし、地表面最大加速度の入力レベルが大きくなると、本来ならば想定していない中間層の柱にも曲げ降伏ヒンジが発生する危険性があると考えられる。そこで、塑性率を1に設定して中間層の柱に曲げ降伏ヒンジが発生しない確率 $P(C_k)$ を(4)式の $\beta$ を用いて、

$$P(C_k) = \Phi(\beta_k) \quad \dots\dots\dots(9)$$

で算出した。つぎに骨組全体を対象にした場合、どこの中間層の柱にも曲げ降伏ヒンジが発生しない事象 $F_s$ は、これらの事象の積事象で評価され、個々の事象が互いに完全相関していると仮定すると、中間層柱の耐震信頼度 $P(F_s)$ は次式で算出される。

$$P(F_s) = \min\{P(C_k)\} \quad \dots\dots\dots(10)$$

以上により、梁降伏先行型全体降伏機構が生起する事象 $F_M$ は $F_R$ と $F_s$ の積事象で評価され、これら二つの事象が互いに独立であると仮定すると確率 $P(F_M)$ は次式で算出される。

$$P(F_M) = P(F_R) \times P(F_s) \quad \dots\dots\dots(11)$$

### 3.5 梁降伏先行型全体降伏機構骨組の破壊確率

梁降伏先行型全体降伏機構が形成された状態での骨組の破壊確率 $P(F_{BM})$ は、事象 $F_B$ と $F_M$ を用いた条件付き確率で評価できる。ただし、二つの事象間の相関が現在のところ不明であるので、ここでは仮に0.5に設定した。

$$P(F_{BM}) = P(F_B|F_M) \quad \dots\dots\dots(12)$$

なお、上式の確率は、文献8)の条件付き信頼性指標を用いて求めた。

## 4. 解析結果および考察

### 4.1 地表面最大加速度の平均値と供用期間の関係

文献1)に基づき地表面最大加速度(PGA)の分布をFrechet分布で仮定し、T年最大値分布の平均値に相当する供用期間T年を文献9)を参考に定式化した。

建設地が東京で地盤種別が第II種地盤のとき、PGAの平均値と建物の供用期間との関係を図-8に示す。この図より、例えば供用期間が50年のときPGAの平均値は約250(gal)であることがわかる。

### 4.2 部材の破壊確率

柱梁耐力比を1.3にしたとき、PGAの平均値と部材の破壊確率との関係を図-9に示す。この図より、建物の供用期間を50年に設定すると、最上層柱頭と最下層柱脚を除いた梁の破壊確率は $10^{-2}$ 前後に収まっており、設計時の目標信頼性指標 $\beta_T=2$ をほぼ満足していることがわかる。

4.3 骨組の破壊確率

柱梁耐力比をパラメータとして変化させたとき、PGAの平均値と骨組の破壊確率との関係を図-10に示す。この図より、同じPGAの平均値でみた場合、柱梁耐力比が大きくなるにつれて骨組の破壊確率は小さくなること

4.4 全体降伏機構の生起率

部材の降伏耐力間の相関係数をパラメータとして変化させたとき、柱梁耐力比と全体降伏機構の生起率との関係を図-11に示す。ここで図中の $\rho$ は、同種部材間の相関係数、すなわち（柱と柱）および（梁と梁）の値を意味する。この結果より、つぎのことがいえる。

① 柱梁耐力比が大きくなるにつれて、全体降伏機構の生起率は小さくなる傾向がある。すなわち、仮に部材の降伏耐力が変動しても柱梁耐力比を設計時に予め大きくしておけば、全体降伏機構がかなり高い割合で形成される。

② 同じ柱梁耐力比でみた場合、部材の降伏耐力間の相関係数が0.0~0.9へと大きくなるにつれて、全体降伏機構の生起率は大きくなる傾向がある。これは、降伏耐力にバラツキが存在しても、部材耐力間の相関が高ければ柱梁耐力比が骨組全体で一様化し、崩壊機構のバラツキが生じ難くなると考えられる。

従って、部材の降伏耐力間にどの程度の相関が存在するのか不明であるが、相関を考慮し全体降伏機構を形成させる柱梁耐力比の必要値を決定することが重要であるといえる。

4.5 PGAの平均値と全体降伏機構の生起確率の関係

柱梁耐力比をパラメータとして変化させたとき、PGAの平均値と全体降伏機構の生起確率との関係を図-12に示す。なお、部材の降伏耐力間の相関係数は、全て0.5に仮定した。

この図より、全体降伏機構の生起確率は、PGAの平均値の変化に対しほとんど影響を受けないことがわかる。つまり、骨組に全体降伏機構を形成させるためには、柱梁耐力比を予め大きく設計しておくことが重要な要因であるといえる。

4.6 梁降伏先行型全体降伏機構骨組の破壊確率

柱梁耐力比をパラメータとして変化させたとき、PGAの平均値と梁降伏先行型全体降伏機構骨組の破壊確率との関係を図-13に示す。

この図と図-10を比較すると、PGAが小さいときには骨組と梁降伏先行型全体降伏機構骨組の破壊確率の間には約10倍程度の差があるが、PGAがある程度大きくなるとその差はほとんど見られなくなる傾向がある。この原因として、入力レベルがかなり大きくなると、図-12からわかるように梁降伏先行型全体降伏機構の生起確率が低下し、かつ図-9からわかるように中間層の梁がかなり塑性化することが考えられる。

しかし、梁降伏先行型全体降伏機構骨組は、大きなじん性能と弾塑性履歴により地震入力

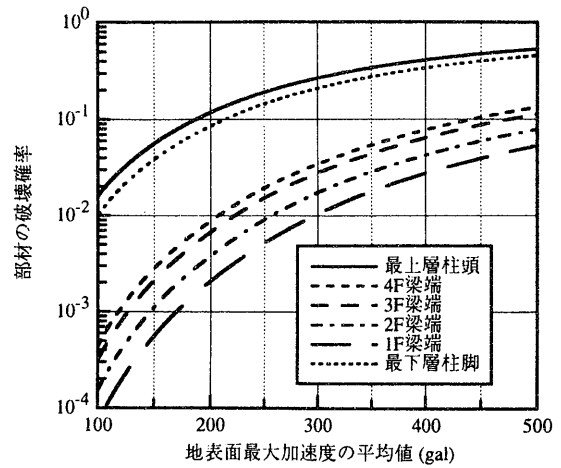


図-9 部材の破壊確率

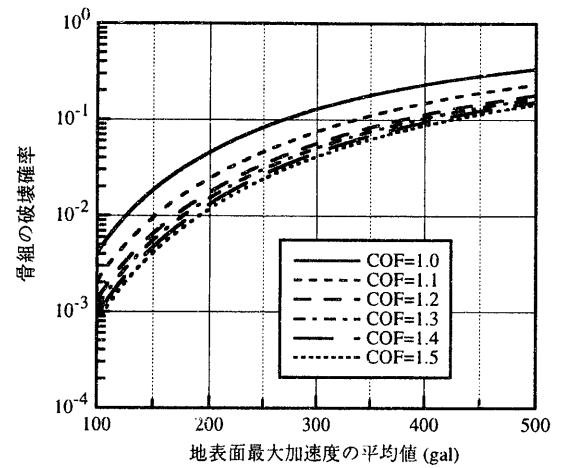


図-10 骨組の破壊確率

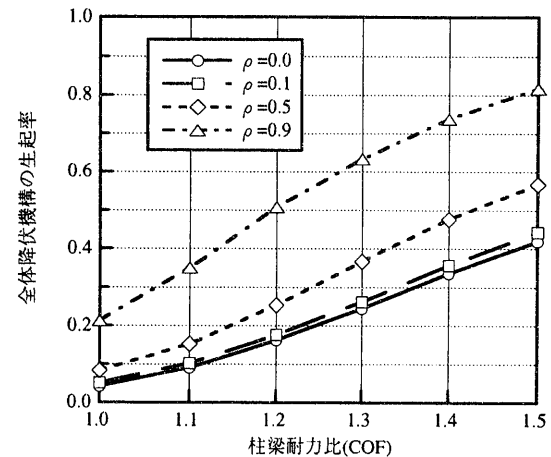


図-11 全体降伏機構の生起率

消費するため、破壊の規範を本解析では考慮していない大変形まで拡張して考えると破壊確率はさらに小さくなると考えられる。

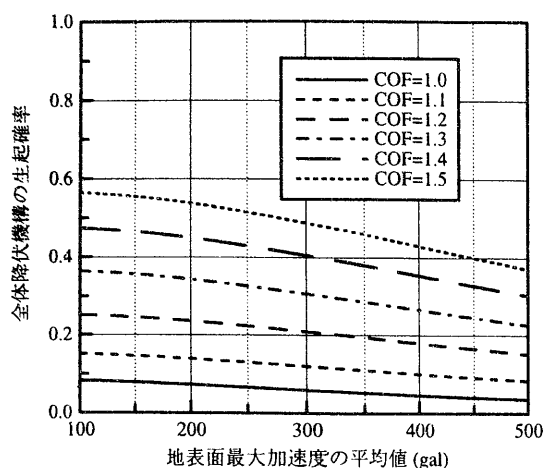


図-12 PGAの平均値と全体降伏機構の生起確率の関係

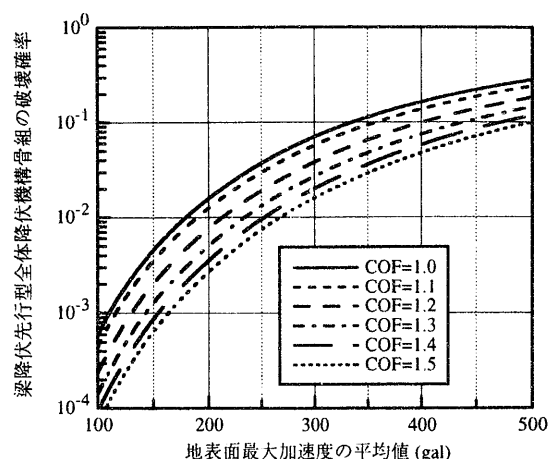


図-13 梁降伏先行型全体降伏機構骨組の破壊確率

## 5. まとめ

5層1スパンRC造平面骨組を対象に、柱梁耐力比をパラメータとして変化させたとき、梁降伏先行型全体降伏機構の生起確率および骨組の破壊確率と地表最大加速度の平均値との関係について検討した。その結果、以下の知見を得た。

① 仮に部材の降伏耐力が変動しても、柱梁耐力比を予め大きく設計しておく、骨組が梁降伏先行型全体降伏機構を形成する確率は大きくなる。

② 柱梁耐力比が大きくなるにつれて、骨組の破壊確率は小さくなる。

今後の課題として、部材の降伏耐力間および破壊モード間の相関を適切に評価することと、より実現象に則した耐震信頼性評価をするため、文献10)に述べられているように累積塑性変形倍率を用いた破壊規範式の定式化などが考えられる。

## 参考文献

1) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，p. 399～474，丸善，(1993)

2) 桑村 仁，佐々木道夫，加藤 勉：降伏耐力のバラツキを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計，日本建築学会構造系論文報告集，第401号，p. 151～162，(1989)

3) 諏訪 仁，鈴木哲夫，野畑有秀，岡田 宏：耐震余裕指標の変動に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，p. 1003～1004，(1993)

4) 神田 順，岩崎良二：弾塑性建築構造物の実用的耐震信頼性指標，JCOSAR '87，p. 183～188，(1987)

5) 桑村 仁，佐々木道夫：部材の降伏耐力のバラツキが多層剛節骨組の崩壊メカニズムに与える影響について，構造工学論文集，Vol. 34B，p. 113～123，(1988)

6) 星谷 勝，石井 清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，p. 80～95，(1986)

7) 高橋利恵：相関係数の正規変換が信頼性評価に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，p. 7～8，(1989)

8) Sadaichi Terada, Toshie Takahashi: Simultaneous Failure Probability of Correlated Performance Functions, 日本建築学会構造系論文報告集，第359号，p. 35～42，(1986)

9) Alfredo H-S. Ang, Wilson H. Tang：土木・建築のための確率・統計の応用，丸善，p. 207～295，(1988)

10) 桑村 仁：耐震建築物の限界状態と破壊規範式，日本建築学会構造系論文報告集，第387号，p. 45～53，(1988)