

論文 梁降伏型 RC 骨組の崩壊機構の信頼性解析

前田 匡樹*1・江原 礼子*2

要旨：本研究では、梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構を形成するように設計された3層1スパン及び3層5スパンRC造平面骨組の降伏機構について、部材の曲げ耐力のばらつきを考慮した信頼性解析を行った。部材耐力のばらつきの要因として、材料強度のばらつきと耐力評価式の誤差を考慮した。静的外力下での、設計で想定した全体降伏機構の実現確率と柱梁耐力比の関係を定量化し、層降伏機構など望ましくない降伏機構の発生を許容確率以下とするための条件を導いた。

キーワード：耐力のばらつき、信頼性解析、全体降伏機構、層降伏機構

1 はじめに

靱性に依存した鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計では、いわゆる梁降伏型の全体降伏機構を形成するように設計し、地震入力エネルギーを特定層ではなく建物全体の降伏ヒンジで吸収するよう計画することが望ましいとされている^{1,2)}。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」(以下、靱性保証指針と略す)³⁾では、設計時に設定した全体降伏機構を確実に実現するために、各部材を降伏ヒンジを計画する部材(ヒンジ部材)及び計画しない部材(非ヒンジ部材)に明確に区別し、ヒンジ部材に対しては十分な靱性を確保し、非ヒンジ部材には曲げ降伏ヒンジの発生やせん断破壊や付着割裂破壊などの脆性的な破壊が生じないように部材設計を行うこととしている。部材の強度として、材料強度のばらつきなどの影響を考慮した上限値である上限強度と下限値である信頼強度を設定し、各部材のせん断信頼強度・付着割裂信頼強度及び非ヒンジ部材の曲げ信頼強度がヒンジ部材に曲げ上限強度を設定した応力を上回るように設計が行われる。靱性保証指針³⁾では、降伏ヒンジの曲げ信頼強度に対する上限強度の比率を、主筋の降伏強度のばらつきなどから1.3以上とすることとしている。しかしながら、結果として、設定した降伏機構がどの程度の信頼性(確率)で実現される

かは必ずしも明らかではなく、これまでにあまり検討されていない。

筆者らはこれまでに、鉄筋コンクリート部材の構成材料である鉄筋及びコンクリートの材料強度のばらつき及び耐力評価式の誤差による梁・柱部材耐力のばらつきを定量化し、単一の部材及び位置節点の破壊モードの信頼性評価を行ってきた^{3,4)}。本研究では、これらの検討結果を用いて、確定論により梁曲げ降伏先行型全体降伏機構となるよう設計されたRC造平面骨組について、柱及び梁部材耐力の不確定性を考慮し、静的外力下における降伏機構の信頼性評価を行い、設計で想定した全体降伏機構の信頼性(生起確率)と降伏ヒンジの上限強度算定用の耐力割増し係数(柱梁耐力比)の関係について検討した。

2 解析方法

2.1 解析対象建物

解析対象建物は、図1に示す3層1スパン及び3層5スパンのRC造平面骨組とし、部材断面は表1に示す値とした。使用材料として、コンクリートの設計基準強度は21MPa、鉄筋はSD390と設定した。各層の重量は1スパンあたり43.2t(1.2t/m²×6m×6m, 1.2t/m²:単位床重量)で均等とした。建物は図1に示すような梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構を形成するように設計した。

*1 横浜国立大学助教授 工学部建設学科 博士(工学) (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻 (正会員)

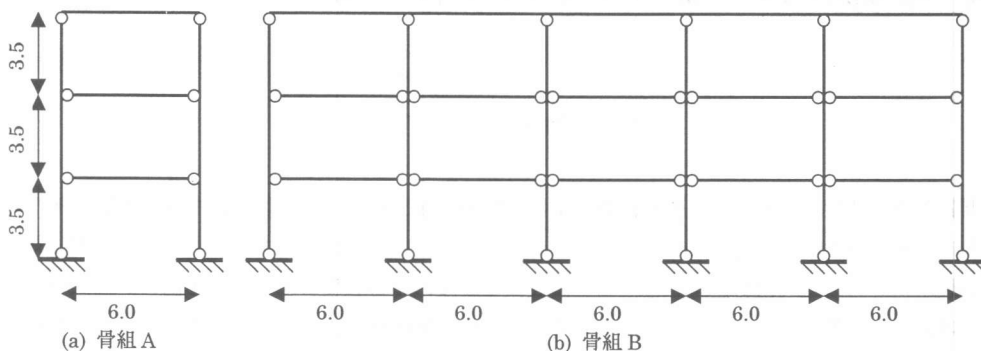


図1 解析対象建物 (単位: m)

すなわち, 1 階柱脚, 3 階柱頭, 2 階および3 階梁の両端を降伏ヒンジ領域に設定し, 材料の規格強度に基づく梁・柱の曲げ信頼強度を設定した。設計用外力分布は, 震度逆三角形分布とし, 降伏機構形成時のベースシア係数 C_0 は 0.3 とした。柱の非ヒンジ領域の曲げ信頼強度は, ヒンジ領域に曲げ上限強度を設定した静的漸増載荷解析による応力とした。上限強度算定用の耐力割増し係数 (柱梁耐力比) α は, $\alpha=1.0\sim 1.5$ を 0.05 刻みで変化させた 11CASE を設定した。また, 部材は十分なせん断・付着耐力を有するものとし, せん断・付着破壊は考慮しないこととした。

表1 部材断面

部材断面	$b \times D$ (cm)
梁	45 × 75
柱	70 × 70

2.2 解析モデル

解析では剛床を仮定し, 梁・柱部材は両端に剛塑性曲げバネを有する線材に置換し, せん断変形・軸変形は無視した。曲げバネの復元力特性は, 図2のようにトリリニア型とし, ひび割れモーメント $M_c = M_y / 3$ (M_y : 降伏モーメント), ひび割れ発生後および降伏後の剛性低下率をそれぞれ 1/3, 0.001 とした。震度逆三角形分布外力を用いた静的漸増載荷解析による層せん断力-層間変形角関係を図3に示す。

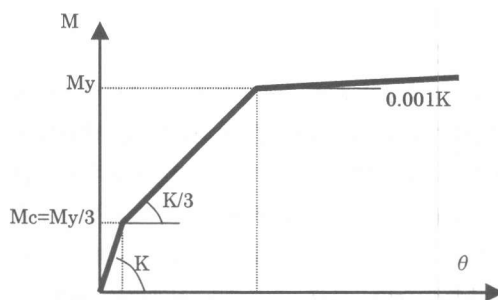


図2 曲げバネの復元力特性

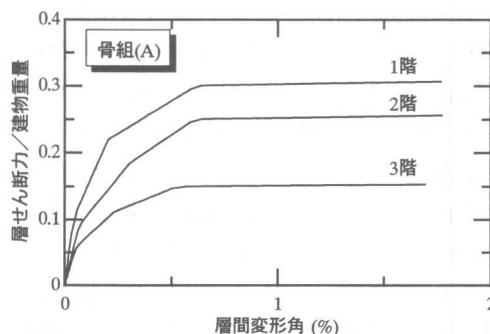


図3 層せん断力-層間変形角関係

3 梁・柱部材の曲げ耐力のばらつき

実建物では, 使用した鉄筋およびコンクリートの材料強度のばらつきおよび耐力評価式の誤差により, 梁・柱の曲げ耐力は統計的不確定性を有する。本研究では, 部材寸法, 鉄筋断面積などは確定値とし, 上記の2要因のばらつきのみを考える。部材の実耐力 M_y は, 以下の式(1)で与えられる。

$$M_y = \psi_f \cdot \psi_m \cdot M_{yn} \quad (1)$$

ここで, M_{yn} : 規格材料強度による耐力計

算値（曲げ信頼強度）

ψ_f ：耐力評価式の精度に対応する係数（実耐力／材料実強度による耐力計算値）

ψ_m ：材料強度のばらつきに対応する係数（材料実強度による耐力計算値／規格材料強度による耐力計算値）

ここで、 ψ_f および ψ_m は互いに独立な確率変数とし正規分布を仮定した。

曲げ耐力評価式は、式(2)および式(3)の日本建築学会の RC 規準¹⁾の梁および柱の曲げ終局強度略算式を用いた。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (2)$$

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B}\right) \quad (3)$$

a_t ：引張主筋断面積， σ_y ：主筋降伏強度， d ：有効せい， D ：部材せい， N ：軸力， σ_B ：コンクリート圧縮強度

それぞれの耐力評価式の精度に関する係数 ψ_f の平均値 μ_f および変動係数 V_f は、靱性保証指針の調査結果²⁾を参考に表2のように設定した。

表2 耐力評価式の精度に関する係数 ψ_f

	平均値 μ_f	変動係数 V_f (%)
梁	1.08	7
柱	1.08	10

材料強度のばらつきに関する係数 ψ_m の平均値 μ_m および変動係数 V_m は、仮定断面に対して、材料強度のばらつきを与えたモンテカルロシミュレーションを行い定量化した（詳細は文献[6]参照）。鉄筋及びコンクリートの材料強度のばらつき（実強度／規格強度の平均値，変動係数）は、靱性保証指針の調査結果²⁾を参考に表3のように設定した。梁の曲げ耐力評価式である(2)式による計算値は、主筋降伏強度 σ_y に比例するので、 ψ_m の平均値 μ_m および変動係数 V_m はそれぞれ主筋の平均値及び変動係数に一致する。図4に示す柱断面に対して、材料強度のばらつきを与えたモンテカルロシミュレーションを行い得られた ψ_m の平均値 μ_m 及び変動係数 V_m と軸力比の関係を図5に示す。柱の ψ_m の平均値 μ_m 及び変動係数 V_m は軸力比の

影響を受け引張軸力下、あるいは、高圧縮軸力下で平均値 μ_m 及び変動係数 V_m とも大きくなる傾向がある。本研究の解析対象建物は3層で、柱にそれほど大きな圧縮軸力は生じないので、図5で軸力比 $\eta=0.1$ 程度に相当する値として平均値 μ_m 及び変動係数 V_m を表4のように設定した。

表3 材料強度のばらつきの設定

	平均値 μ	変動係数 V (%)
コンクリート	1.25	10
主筋 (SD390)	1.15	3

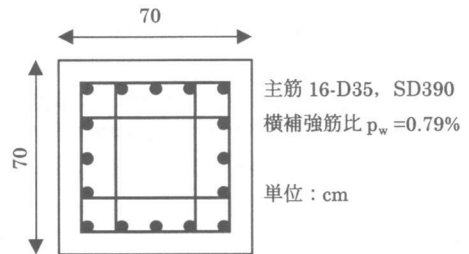


図4 柱の検討用仮定断面

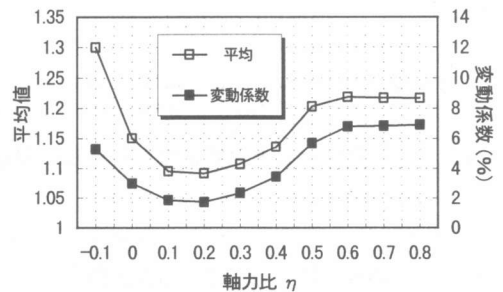


図5 材料強度のばらつきに関する係数 ψ_m

表4 材料強度のばらつきに関する係数 ψ_m

	平均値 μ_m	変動係数 V_m (%)
梁	1.15	3
柱	1.09	2

耐力評価式に関する係数 ψ_f と材料強度のばらつきに関する係数 ψ_m が互いに独立な確率変数で正規分布と仮定すると、部材の（実耐力 M_y ／信頼強度 M_{ym} ）の平均値 μ 及び変動係数 V は、以下で算定でき⁷⁾、表5を得る。

$$\mu = \mu_f \cdot \mu_m \quad (4)$$

$$V = \sqrt{V_f^2 + V_m^2} \quad (5)$$

表5 部材耐力のばらつき

	平均値 μ	変動係数 V (%)
梁	1.24	7.6
柱	1.18	10.2

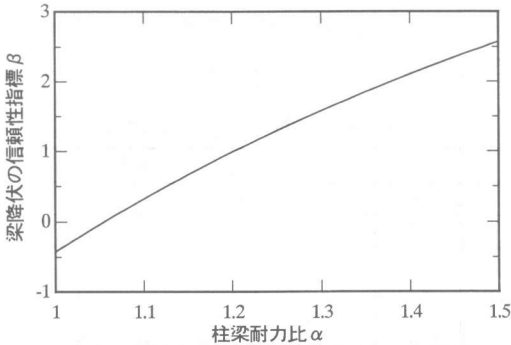


図6 柱梁耐力比 α と信頼性指標 β の関係

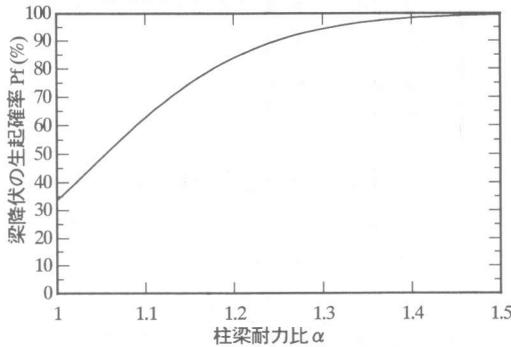


図7 柱梁耐力比 α と梁降伏の生起確率の関係

表2及び表4に示したように、材料強度に関する係数 ψ_m の変動係数 V_m は、耐力評価式に関する係数 ψ_f の変動係数 V_f と比較すると小さく、結果として部材耐力のばらつきに対して耐力評価式に関する係数 ψ_f が支配的な影響を及ぼす。

表5を用いて、梁に降伏ヒンジを計画し、柱の耐力を上限強度算定用の耐力割増し係数(柱梁耐力比 α)により割り増して設計したときに、柱の耐力が梁の耐力を上回る確率、すなわち、梁降伏の生起確率と柱梁耐力比 α の関係を求めた。ここでは、梁及び柱それぞれ1本が取り付く節点、あるいは、骨組内の梁及び柱の曲げ耐力が梁-梁間及び柱-柱間でそれぞれ完全相関である場合に相当する。信頼性指標 β と柱梁耐力比 α の関係を図6に、梁降伏の生起確率 P_f と柱梁耐力比 α の関係を図7に示す。靱性保証指針では、柱梁耐力比 α

を1.3以上とすることとしているが、 $\alpha=1.3$ の場合 $P_f=94.3\%$ 、 $\beta=1.58$ 程度の信頼性である。 $\alpha=1.4, 1.5$ に対して信頼性指標 β はそれぞれ2.10($P_f=98.2\%$)、2.57($P_f=99.5\%$)と高くなる。一方、 α を1.3より小さくすると梁降伏の生起確率 P_f は急激に小さくなり、 $\alpha=1.1$ あるいは耐力の割増しを考慮しない($\alpha=1.0$)場合50%程度の確率で柱降伏が生じることになる。

4 部材耐力のばらつきを考慮した骨組解析

4.1 梁・柱耐力のばらつきの設定

実建物では、各部材の耐力が互いに完全相関あるいは独立であると仮定することはあまり現実的ではない。そこで、以下のように各部材の耐力の相関を考慮した骨組モデルを設定した。

耐力評価式の精度に関する係数 ψ_f は各部材間で独立と仮定した。また、曲げ降伏耐力は主筋の降伏強度に支配され、柱および梁それぞれに同一の材料が使用されるものと仮定して、材料強度のばらつきに関する係数 ψ_m は、柱-柱間、梁-梁間は完全相関、柱-梁間は独立と仮定した。

4.2 解析結果

部材耐力のばらつきを考慮した骨組モデルに対して、外力分布を設計外力の震度逆三角形分布とした静的漸増載荷解析を行い、全体降伏機構の生起確率と柱梁耐力比 α の関係をモンテカルロ法(試行回数1000回)により求めた。

全体降伏機構の生起確率 P_f と柱梁耐力比 α の関係を図8に示す。図中には、①図1に示した通りに降伏ヒンジが発生した梁曲げ降伏型の全体降伏機構の生起確率、および、②一部の降伏ヒンジが発生したが、図9に示すような層降伏機構によりある特定層に変形が集中すること無く各層がほぼ均等に変形した場合も含めた全体降伏機構の生起確率 P_f を示した。

設計時に想定した梁曲げ降伏型の全体降伏機構が実現される確率 P_f は、柱梁耐力比 $\alpha=1.4$ 以上とすると骨組A(1スパン)、骨組B(5スパン)とも99%以上で、ほぼ確実に設計で想定した降

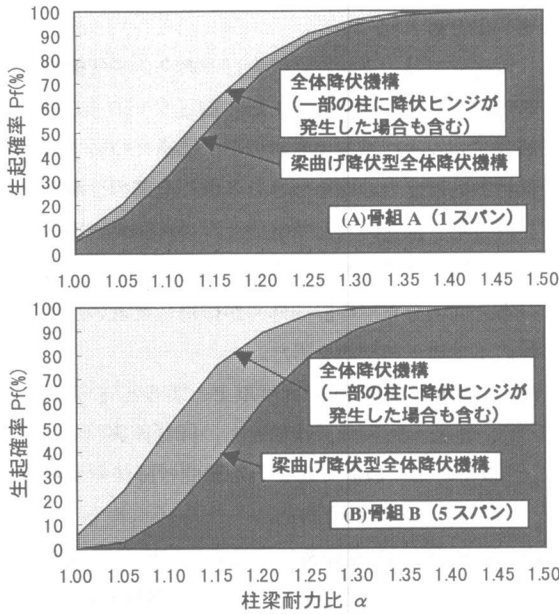


図8 柱梁耐力比 α と全体降伏機構の生起確率 P_f

伏機構が実現される。 $\alpha=1.3$ の場合、梁曲げ降伏型全体降伏機構の生起確率 P_f は骨組Aでは約95%、骨組Bでは92%と部材数の多い骨組Bがやや低くなる。柱梁耐力比 α がさらに低下すると、梁曲げ降伏型全体降伏機構の生起確率 P_f は急激に低下し、柱耐力の割増しを行わないと($\alpha=1.0$)、ほぼ梁曲げ降伏型全体降伏機構を実現できない。特に、部材数の多い骨組Bでは、柱梁耐力比 α の低下に伴う P_f の低下が著しく、95%程度の確率で設計で想定した梁曲げ降伏型全体降伏機構を実現するためには、 $\alpha=1.35$ 程度の柱梁耐力比が必要である。一方、層降伏機構さえ生じなければ、一部の柱に降伏ヒンジが発生することを許容し、全体降伏機構とみなすとの立場を取れば、

部材数が多く不静定次数の高い骨組Bの方がむしろ全体降伏機構の生起確率 P_f (信頼性)は高くなる。柱梁耐力比 α が低下するとともに骨組Bでは、一部の柱に降伏ヒンジが発生した全体降伏機構の生起確率が高くなり、全体降伏機構の生起確率 P_f は、骨組Aよりもむしろ高くなる。しかしながら、部分的な柱の降伏ヒンジ発生を許容したとしても、全体降伏機構の生起確率 P_f を95%程度とするためには、5スパンの骨組Bに対しては $\alpha=1.25$ 程度、1スパンの骨組Aに対しては $\alpha=1.3$ 程度の柱梁耐力比が必要である。

骨組Aについて、降伏機構形成時ベースシア係数の実現値の分布の例を図10に示す。ここで、ベースシア係数の実現値 C_b は設計値 $C_0=0.3$ で基準化した。図10に示したように、ベースシア係数の実現値の分布は正規分布に近く、変動係数は同程度である。平均値は、柱梁耐力比 $\alpha=1.0$ で層降伏機構の生起確率が大きい場合には $\alpha=1.5$ と比較して小さいが、ほぼ確実にベースシア係数 C_b は設計値の0.3以上はある。図11に骨組Aおよび骨組Bのベースシア係数 C_b の平均値および変動係数と柱梁耐力比 α の関係を示す。全体降伏機構が95%程度の確率で実現されれば(骨組Aは $\alpha \geq 1.30$ 、骨組Bは $\alpha \geq 1.25$)、ベースシア係数 C_b の平均値はほぼ一定値に収束し、表5に示した梁・柱部材耐力の平均値(それぞれ1.24、1.18)の中間的な値となる。一方、柱梁耐力比が小さくなり層降伏機構の生起確率が大きくなるに従い、平均値は柱耐力の平均値に近くなる。変動係数には、柱梁耐力比の明瞭な影響はなく、骨組ごとにほぼ一定値となる。ベースシア係数 C_b の

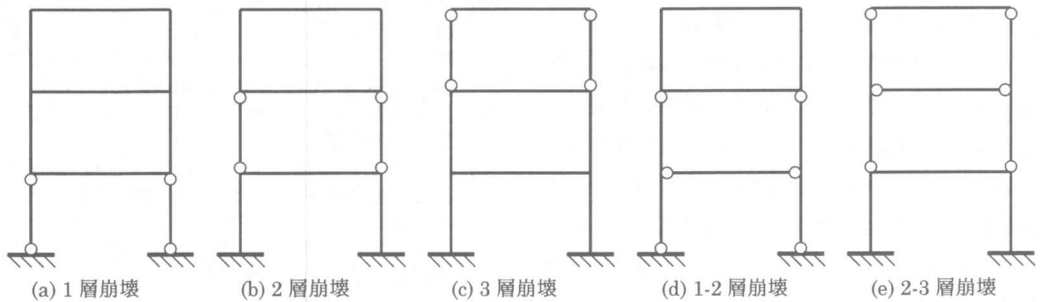


図9 層降伏機構

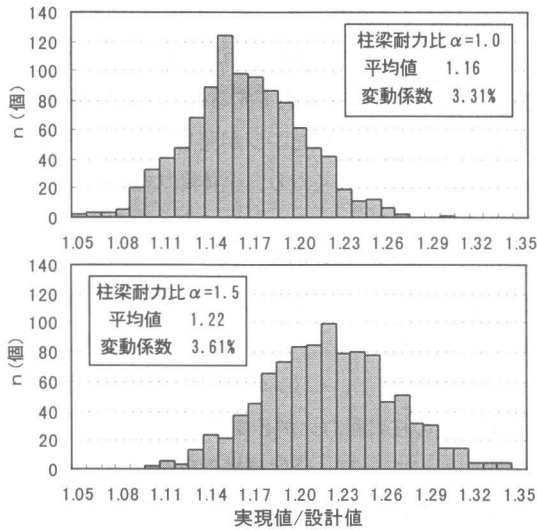


図10 ベースシア係数 C_B の実現値の分布

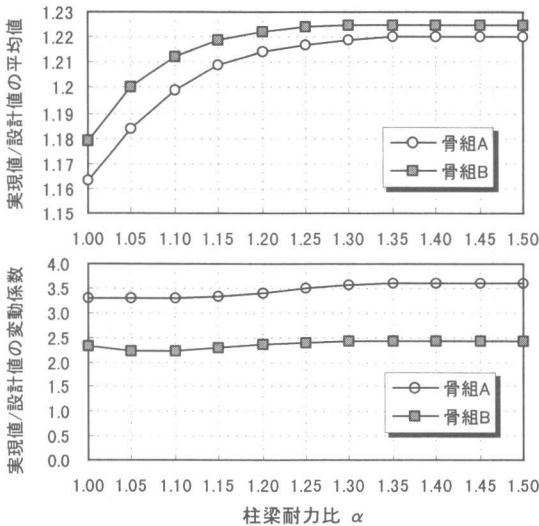


図11 柱梁耐力比とベースシア係数のばらつき

変動係数は、単一の部材耐力の変動係数よりは小さく、不静定次数が高くなるほど小さくなる。

本研究で行った検討は、各部材のせん断耐力及び付着割裂耐力は十分に強いと仮定し、設計外力と同一の外力分布下での降伏機構に限定して信頼性を評価した。部材にせん断・付着割裂破壊が生じる場合や、地震入力 of 動的効果により外力分布が設計外力から変化する場合、梁降伏型の全体降伏機構の信頼性は当然低下すると考えられるが、本研究ではこれらの影響については未検討で、今後の検討課題である。

5 まとめ

本研究では、梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構を形成するように設計された3層1スパン及び3層5スパンRC造平面骨組の降伏機構について、部材の曲げ耐力のばらつきを考慮した信頼性解析を行った。部材のせん断破壊及び付着割裂破壊が完全に防止されており、また、建物に設計用外力分布と同一分布形の静的外力が作用したという条件の下で以下の結論を得た。

- (1) 柱梁耐力比 $\alpha=1.4$ 程度以上とすると1スパン骨組・5スパン骨組とも、ほぼ确实(99%以上)に、設計で想定した梁曲げ降伏型全体降伏機構が実現された。
- (2) 梁曲げ降伏型全体降伏機構の生起確率を95%程度とするためには、5スパンの骨組に対しては $\alpha=1.35$ 程度、1スパンの骨組に対しては $\alpha=1.3$ 程度の柱梁耐力比が必要であった。
- (3) 部分的な非ヒンジ領域の降伏を許容すれば、部材数が多く不静定次数の高い5スパン骨組のほうが、全体降伏機構の生起確率は高く、全体降伏機構の生起確率を95%程度とするためには、5スパン骨組に対しては $\alpha=1.25$ 程度、1スパン骨組に対しては $\alpha=1.3$ 程度の柱梁耐力比が必要であった。

参考文献

- [1] 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」, 1990
- [2] 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」, 1997
- [3] 前田匡樹, 江原礼子, 長田正至：「信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震性評価 - その1 -」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.73-74, 1998
- [4] 江原礼子, 前田匡樹, 長田正至：「信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震性評価 - その2 -」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.75-76, 1998
- [5] 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 1994
- [6] 江原礼子, 前田匡樹, 永井覚：「材料強度および耐力評価式のばらつきがRC部材耐力および破壊形式に及ぼす影響」, コンクリート工学年次論文報告集, 1999, (投稿中)
- [7] 星谷勝, 石井清：「構造物の信頼性設計法」, 鹿島出版会, 1986, 208p