

# 解析的研究に基づくRC部材の 塑性変形能定量化

中村 光\*・二羽淳一郎\*\*・田辺忠顕\*\*\*

RC部材に対して幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した有限要素解析を行った。軸力・帯鉄筋比・引張鉄筋比・せん断スパン比がその靱性に及ぼす影響を解析的に検討した。また解析より得られた各種要因の影響を組み合わせることで、靱性評価式の提案を行い、既往の実験結果との比較より、提案した靱性評価式が土木・建築のどの諸元に対しても有効で、既往の推定式より精度がよいことを明らかにした。

**Keywords:** reinforced concrete member, ductility ratio, finite element analysis

## 1. 序

鉄筋コンクリート構造物の耐震設計にあたっては、その構造物が保有する塑性変形性能が正しく評価されなくてはならない。そのために、繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の最終的な変形能力に関する研究が過去に数多く行われ、塑性変形性能を定量的に推定する推定式の提案も、既に何人かの研究者によってなされている。例えば、建築構造の分野では、荒川ら<sup>1)</sup>等が建築構造物を対象とした塑性変形能を評価する方法の提案を行っている。一方、土木構造物の分野でも、石橋ら<sup>2)</sup>、太田ら<sup>3)</sup>、檜貝ら<sup>4)</sup>、町田ら<sup>5)</sup>により、土木構造物を対象とした、塑性変形能定量化の試みがなされている。しかし、これらの提案式はいずれも、比較的数の限られた実験結果に基づくものであり、その適用範囲が狭いのが実状である。

また、土木・建築の各々の分野で行われた実験では、供試体の諸元ならび荷重の種類がかなり異なる場合が多い。例えば、軸力に関しては、建築構造物に用いられる柱は、比較的大きな軸力を受け、靱性に及ぼすその影響が大きいが、土木構造物に用いられる橋脚の場合、作用する軸力は比較的小さく靱性に対して主要因とはならない。このような荷重の大きさの違いばかりでなく、部材の諸元が相当に異なっているために、両分野で得られた実験的成果を相互に比較することが難しいのが現状である。したがって、統一的な評価式が実験的にはなかなか得られないということになっている。このことが、鉄筋コンクリート構造物の塑性変形能評価の方法が確立されていない大きな原因の一つとなっている。

この理由から、鉄筋コンクリート部材の塑性変形能に対し解析的研究に基づいて普遍的な結論を得、靱性の評価をする必要があることが、以前から指摘されていた。解析的研究に基づけば、土木・建築両分野を有機的に結び付け、統一的な靱性評価法を確立する上で大きな助けになると考えられているのである。

本研究は以上のような観点から、解析的に鉄筋コンクリート部材の塑性変形能を評価し、一般的に適用可能な塑性変形能算定式を得ようとして行ったものである。すなわち、著者らが既に報告した、有限変形理論に基づく有限要素法を用い、塑性変形に影響を及ぼすと考えられる各種要因を変数とした解析を行ったのである。有限変形理論によれば塑性変形挙動を正確に評価できることは文献6)に報告してある。つづいて、解析より得られた結果に基づき、各種要因の塑性変形能への影響を考察し、その影響を数式化することで、塑性変形能算定式を作成した。そして、既往の土木・建築両分野で得られた実験結果を用い、その精度の検討を行った。

## 2. 解析概要

詳細な解析方法は文献6)に述べてあるので、ここではその概要のみを述べる。またここでは繰り返し荷重に対する計算は行っていないが、単調荷重の荷重変位曲線と繰り返し荷重の荷重変位曲線の包絡線がほぼ一致していることから、単調荷重より得られる荷重変位曲線を用いて靱性率を評価している。

### (1) 剛性方程式

鉄筋コンクリート構造物が終局状態に至るまでの塑性変形性能を正確に評価するため、本研究では、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した鉄筋コンクリート棒部材に対する有限要素解析を行った。解析に用いる増分形剛性方程式を次式に示す。

$$([K] + [K_r])^{(n)} \{\Delta d\}^{(n+1)} = \{\Delta F\}^{(n+1)} + \{F_r\}^{(n)} \dots (1)$$

\* 学生会員 工修 名古屋大学大学院 工学研究科  
(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

\*\* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科

\*\*\* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科

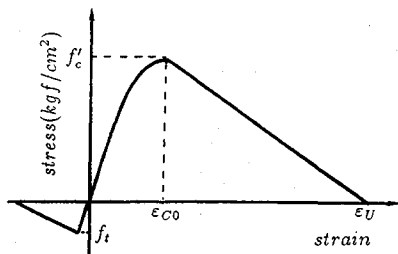


図-1 (a) コンクリートの応力-ひずみ関係

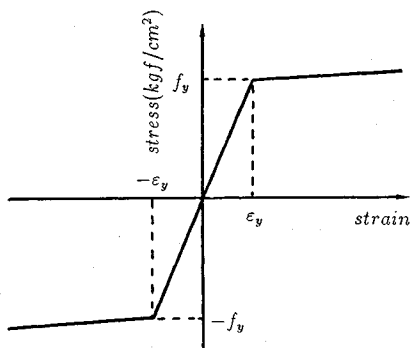


図-1 (b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

ここで、 $[K]$  は構造物の剛性マトリクス、 $[K_e]$  は幾何剛性マトリクス、 $\{\Delta d\}$  は節点変位増分、 $\{\Delta F\}$  は節点力増分、 $\{F_n\}$  は前段階における釣合方程式が完全に満足されないために生じる不平衡力である。

式 (1) により、第  $n$  段階の応力・変位の分布が既知であるとした時、第  $(n+1)$  段階の状態が決定される。

(2) 材料特性

a) コンクリート

コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-1 (a) に示すように圧縮領域にあっては、ひずみが  $\epsilon_{c0}$  (圧縮強度時のひずみ) までは二次曲線とし、それ以降  $\epsilon_U$  まで直線的に応力が減少するとした。応力降下直線の勾配は、スターラップ量およびコンクリートの圧縮強度によって影響され、その影響の程度の定式化については Kent and Park モデル<sup>2)</sup> により決定した。

引張領域にあっては、応力は最大引張応力までは、初期勾配で増加し最大引張応力を越えるとそれ以降  $2000 \mu$  の間引張応力が直線的に低減すると仮定した。なお本解析では、コンクリートの材料特性は、 $f'_c$  (圧縮強度) =  $300 \text{ (kgf/cm}^2)$ 、 $f_t$  (引張強度) =  $30 \text{ (kgf/cm}^2)$ 、 $\epsilon_{c0}$  (最大強度時のひずみ) =  $2000 \text{ (}\mu)$  と仮定している。

(b) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は図-1 (b) に示すように、引張側・圧縮側ともに降伏点までは線形を保ち、降伏点を越えると初期勾配の  $1/100$  の傾きで応力は上昇するとした。鉄筋の材料特性は、 $f_y$  (降伏強度) =  $4000 \text{ (kgf/cm}^2)$ 、

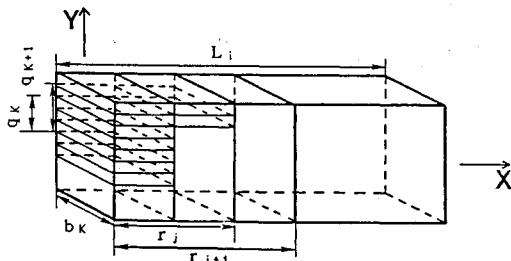


図-2 微小要素

$\epsilon_y$  (降伏強度時のひずみ) =  $2500 \text{ (}\mu)$  とし、本解析中一定とした。

(3) 解析方法

本解析では、図-2 に示すように、各要素を部材軸方向、部材直角方向に細分割し、各微小要素ごとに先に示したコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を導入している。これにより、RC 構造物の材料非線形挙動を正確に表現し得ると考えられる。各剛性マトリクスおよび不平衡力を求めるために行う積分計算法としては、積分形式を各微小要素の総和として表している。

解析は、以上のようにして求めた各要素の増分形剛性方程式を各変位段階ごとに部材座標系から全体座標系に変換し、構造物全体の増分形剛性方程式を用い、Newton-Raphson 法に基づく変位増分法により行っている。

3. 鉄筋コンクリート部材の靱性率に及ぼす諸要因の影響

著者らは既に、既往の実験結果と本解析手法を比較することで、各種要因が RC 部材の変形に及ぼす影響を解析的に精度よく明らかにできることを示している。また、繰返し載荷時に水平荷重が急激に低下する変位が、本手法の単調載荷解析より得られる最大曲げモーメント点とよく一致することを示し、繰返し荷重を受ける場合の靱性率を解析的に評価する場合、次式で定義するのが合理的であると報告している<sup>6)</sup>。

$$\mu = \delta_{Mmax} / \delta_y \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 $\delta_{Mmax}$  は、断面の曲げモーメントが最大になる水平変位で、 $\delta_y$  は、解析上軸方向鉄筋が降伏したときの水平変位で定義される降伏変位である。RC 部材の靱性率を式 (2) で定義することで、各種要因が靱性率に及ぼす影響を解析的に評価することができるようになる。

その代表的な一例を図-3 に示す。図は、帯鉄筋比 ( $\rho_w$ ) が RC 部材の終局変位に及ぼす影響を示したものである。実線が帯鉄筋比 0.077 (%), 0.12 (%), 0.23 (%) の実験値の包絡線を示している。これに対応する解析結果は点線で示している。解析値が終局変位に至るまで、

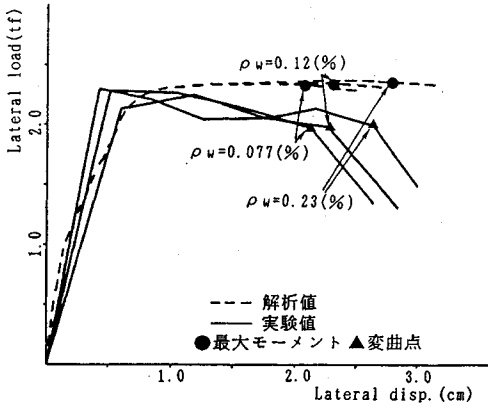


図-3 実験値と解析値との比較

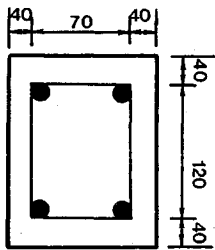


図-4 解析モデルの断面寸法 (単位: mm)

いずれの帯鉄筋比に対しても実験値をよく再現していることが分かる。図-3中の●印は解析より得られる最大曲げモーメント点であるが、実験で水平荷重が急激に低下する荷重変位曲線の変曲点(図中▲印)とよく一致しているのが分かる<sup>6)</sup>

提案式を得るために用いたモデルは一つだけで、図-4に示す断面寸法(20×15 cm)を有し、有効高さ  $d=16$  cmのRC柱である。ただ一種類のみである理由として、推定式はいずれも無次元量で表示されること、また推定式がパラメーターが大きく変動する各種の実験値と最終的に比較されるということが挙げられる。変動要因としては、軸圧縮応力度  $\sigma_0$ 、引張鉄筋比  $P_t$ 、帯鉄筋比  $\rho_w$ 、せん断スパン比  $A/D$ とした。これらの要因は、一般にRC部材の靱性に及ぼす影響が大きいといわれているものである。

解析は軸圧縮応力度を-20~80 kgf/cm<sup>2</sup>の6通り、引張鉄筋比を0.3~1.5%の5通り、帯鉄筋比を0.0~1.0%の6通り、せん断スパン比を1~6までの6通りに変動させて行った。

また、この時一般的に適用可能な結論を得るために、土木・建築両分野で提案されている靱性評価式の検討を行った結果、軸力が靱性に最も影響を及ぼす主要因であり、軸力の影響を最も正確に評価すべきという結論に至った。すなわち、土木分野の橋脚は、その作用する軸力が比較的小さく、実験もほとんどが小さな軸力下で行

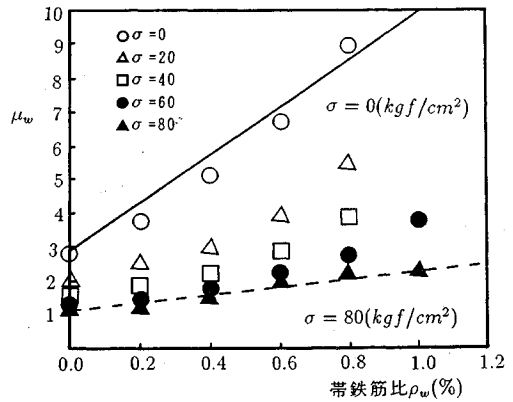


図-5 帯鉄筋比と靱性率の関係

われたため、現在までに橋脚を対象として提案されている靱性評価式はいずれも軸力の影響を過小評価していると思われる。一方、建築分野の柱は、その作用する軸力は大きく、実験も比較的大きな軸力下で行われるため、提案されている靱性評価式では軸力が主要因となっており、大きな軸力の時はよいが、軸力が小さくその影響が主要因とならないときは、軸力以外の要因の影響を過小評価することになる。

そこで本解析を行うにあたり軸力の影響を最もよく反映させるため、引張鉄筋比 ( $P_t$ )、帯鉄筋比 ( $\rho_w$ )、せん断スパン比 ( $A/D$ )が靱性に及ぼす影響はすべて軸力との関係で調べることを試みた。つまり、帯鉄筋比-軸力-靱性率関係というように、各要因の影響と軸力の影響の2変数により、各要因が靱性率へ及ぼす影響を定量的に調べたのである。以下各要因ごとに靱性率に及ぼす影響を論ずるとともに、これを定式化した結果を述べることにする。

式の形式としては、帯鉄筋比 ( $\rho_w$ )と軸力比 ( $\sigma_0/f_c'$ )を変数とした靱性率 ( $\mu_w$ )をまず求め、その後  $P_t$ 、 $A/D$ の影響を  $\mu_w$ の各係数 ( $\beta_{P_t}=\mu/\mu_{P_t=1.0}$ 、 $\beta_{AD}=\mu/\mu_{AD=4}$ )とし同定している。したがって以下の記述は、この順序に従ったものとなっている。

(1) 帯鉄筋比 ( $\rho_w$ )と軸圧縮応力度 ( $\sigma_0$ )の影響

引張鉄筋比を1.0 (%)、せん断スパン比を4と一定に保ち、帯鉄筋比 ( $\rho_w$ )、軸圧縮応力度 ( $\sigma_0$ )を変化させた解析を行った。帯鉄筋比の影響は、コンクリートの応力-ひずみ曲線の応力降下直線の勾配を変化させることで考慮される。

解析結果を図-5に示す。他の条件が同じで  $\rho_w$ が増せば、靱性率は増加する。このことは実験結果とも定性的に一致する。また軸力との関係を見れば、軸力が大きくなれば靱性率は相対的に小さくなり、帯筋量を増やしても靱性率は著しく増加しないことが分かる。

各軸力段階で、帯鉄筋比と靱性率の関係を線形とすれ

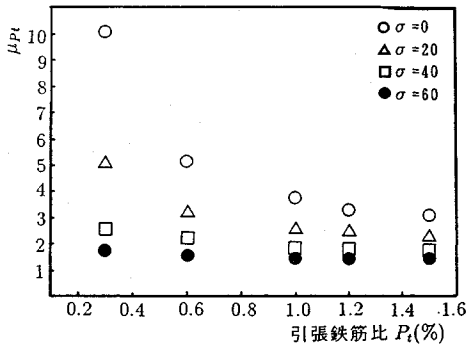


図-6 引張鉄筋比と靱性率の関係

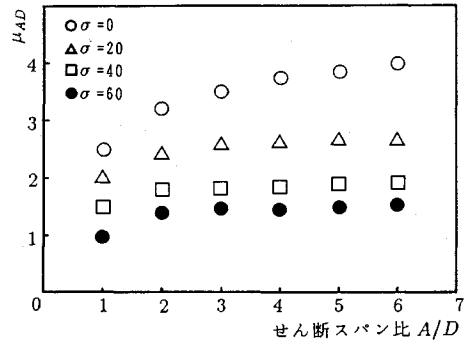


図-8 せん断スパン比と靱性率の関係

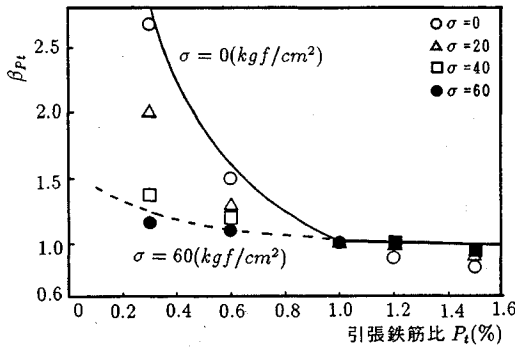


図-7 引張鉄筋比と靱性率比の関係

ば、次式が得られる。ただし、式(3)を無次元量にするため、軸力の影響は軸力比 ( $\sigma_0/f_c$ ) を用いて表している。

$$\mu_w = a + b\rho_w \dots\dots\dots (3)$$

$$a = 2.9e^{-10/3(\sigma_0/f_c)}$$

$$b = 7.0e^{-7.0(\sigma_0/f_c)}$$

図-5に式(3)より得られる  $\sigma=0$  (kgf/cm<sup>2</sup>) と  $\sigma=80$  (kgf/cm<sup>2</sup>) の時の直線を示す。ここで式(3)は  $\rho_w=0.0\sim 1.0\%$  の範囲の解析値を直線回帰したものであるため、軸圧縮応力度の値によって異なるが、 $\rho_w$ が1.0%以上になると、必ずしも同程度の精度が確保されないおそれはある。

(2) 引張鉄筋比 ( $P_t$ ) と軸圧縮応力度 ( $\sigma_0$ ) の影響

帯鉄筋比 ( $\rho_w$ ) を0.2%、せん断スパン比 ( $A/D$ ) を4と一定に保ち、引張鉄筋比 ( $P_t$ )、軸圧縮応力度 ( $\sigma_0$ ) を変化させて解析を行った。解析より得られた各軸力段階での引張鉄筋比と靱性率との関係を図-6に示す。町田らが行った実験によれば、靱性率は引張鉄筋比が小さいほど増加し、増加の程度は  $P_t \leq 1.0\%$  の場合に著しくなることが認められている。

本解析でも、引張鉄筋比が小さいほど靱性率が増加するという実験と同様な傾向を示し、軸力が小さな範囲では、町田らと同様に  $P_t \leq 1.0\%$  の場合に著しく靱性率が

増加する性状を示した。しかしながら、大きな軸力が作用した場合には、 $P_t \leq 1.0\%$  の範囲で靱性率が急増することはなく、 $P_t$ が靱性率に及ぼす影響も顕著でなくなる。

$P_t=1.0\%$  の時の靱性率に対する任意の  $P_t$  の時の靱性率の比  $\beta_{Pt}$  を図-7に示す。図-7から、各軸力段階での引張鉄筋比の影響が次式のように表される。

$$\beta_{Pt} = a(P_t)^b \dots\dots\dots (4)$$

$$a = 1.03$$

$$b = -0.85e^{-9.0(\sigma_0/f_c)}$$

ここに、 $\beta_{Pt}$ は靱性率に及ぼす  $P_t$  の影響を表す係数である。式(4)は、解析より得られた結果を最小二乗法で回帰して得られたものであるが、関数の性質上、引張鉄筋比の小さい領域あるいは大きい領域で解析値を過大あるいは過小に評価してしまう。そのためこの誤差を少なくするため  $\beta_{Pt}$  の範囲を設定する。基本的に  $\beta_{Pt}$  の範囲は軸圧縮応力度によって異なるべきだが、簡単のため次式に示すように、軸圧縮応力度に依存しない形で与えた。

$$\beta_{Pt} \geq 1.0 \dots\dots\dots (5)$$

$$\beta_{Pt} \leq 2.8 \dots\dots\dots (6)$$

式(5)は  $\beta_{Pt} > 1.0\%$  以上で靱性率が大きく変化しないことを考慮し、そして式(6)は解析で得られた  $\beta_{Pt}$  の最大値により決定した。

(3) せん断スパン比 ( $A/D$ ) と軸力 ( $\sigma_0$ ) の影響

引張鉄筋比 ( $P_t$ ) が1.0%、帯鉄筋比 ( $\rho_w$ ) が0.2%の一定の条件の下で、せん断スパン比を1.0~6.0の6通りに、またそれぞれの場合に軸圧縮応力度を0~80 (kgf/cm<sup>2</sup>) の5通りに変化させて、せん断スパン比と軸力とが靱性率にどの様に影響するのかを調べた。

解析結果を図-8に示す。解析結果はどの軸力段階でも、 $A/D$ が小さいほど靱性率が小さくなる傾向を示した。また、 $A/D < 2$  の範囲で靱性率が急激に低下する性状を示した。

一方、 $A/D$ が4以上の場合では、 $A/D$ が靱性率に及ぼす影響はそれほど見られなかった。 $A/D$ が4.0の時

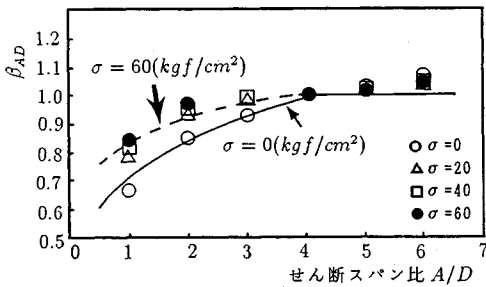


図-9 セン断スパン比と靱性率比の関係

の靱性率を基準とした靱性率比を図-9に示す。この図によれば、軸力が小さいほど、 $A/D$ が小さくなるにつれてその靱性率の低下が著しくなり、軸力が大きいときには、 $A/D$ は靱性率に大きな影響を及ぼさないのが分かる。図-9の結果より $A/D$ と $\sigma_0$ が靱性に及ぼす影響を定式化したのが次式である。

$$\beta_{AD} = a(A/D)^b \dots\dots\dots (7)$$

$$a = 5/7 e^{8/7(\sigma_0/f_c)}$$

$$b = 7/30 e^{-4.2(\sigma_0/f_c)}$$

この式は解析結果を用いて最小二乗法により得た式であるが、 $A/D$ が大きい範囲では、解析値を過大評価してしまう。そこで $A/D$ が4以上では靱性率に大きな変化がないことを考慮して、 $\beta_{AD}$ の最大値を次のように仮定した。

$$\beta_{AD} \leq 1.0 \dots\dots\dots (8)$$

(4) コンクリート強度 ( $f_c$ ) の影響

本解析ではコンクリート強度は一定として行ったため、解析によりその影響を考察はしていない。しかしながら、先に示した式(2)~(8)で、各種パラメーターの影響を軸力比 ( $\sigma_0/f_c$ ) で評価しているため、間接的に各式中でコンクリート強度の影響は考慮されることになる。すなわち、軸力比で考えれば、 $f_c$ が小さくなれば見かけ上の軸圧縮応力度を大きく評価することと同義になるため、靱性は相対的に小さく評価されることになる。また $f_c$ が大きくなれば靱性は大きく評価される。

(5) 軸力 ( $\sigma_0$ ) の影響

軸力の影響については既に $P_t$ 、 $\rho_w$ 、 $A/D$ との関係で述べてきた。既に述べたところをまとめると次のようである。すなわち、軸力が大きくなればなるほど、軸力が靱性率に及ぼす影響が大きくなり、その他の要因の影響は顕著に現れなくなる。

建築構造物を対象として行われた実験では、軸力の影響が最も大きな要因であり、その他の要因は軸力に比較して小さいと報告されているが、これらの結果はそれを裏付けるものである。またこのことは、土木構造物のように比較的小さな軸力が作用するものは、軸力以外の要因を正確に評価する必要があることを示すものである。

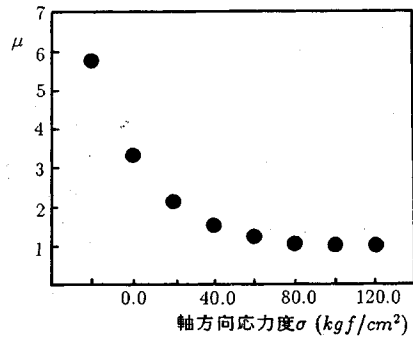


図-10 軸方向応力度と靱性率の関係

$A/D=4$ 、 $P_t=1.0$  (%)、 $\rho_w=0.1$  (%) の条件下で $\sigma_0$ を-20~120 (kgf/cm<sup>2</sup>)まで変化させたときの解析より得られた靱性率を図-10に示す。軸力が大きくなれば靱性率は当然小さくなるが、軸圧縮応力が、100 (kgf/cm<sup>2</sup>)以上すなわち軸力比 ( $\sigma_0/f_c$ ) 1/3以上で引張鉄筋より先に圧縮側の鉄筋が降伏する性状を示した。また部材に引張力が作用する場合は、変形能力は急激に大きくなる結果となった。

本提案式では、圧縮鉄筋が引張鉄筋より先に降伏する場合、および部材に引張力が作用する場合などは考慮に入れていないが、これらに関しては更に詳細な検討が必要と思われる。

4. 靱性評価式の提案およびその評価

(1) 靱性評価式

前章でRC部材の靱性に影響を及ぼすと思われる各種要因について、著者らが既に報告している解析手法により得られた結果から、その影響を定量的に評価した。すなわち、各種要因が靱性率に及ぼす影響を示す次の靱性評価式を提案する。

$$\mu = \mu_w \cdot \beta_{P_t} \cdot \beta_{AD} \dots\dots\dots (9)$$

$$\mu_w = a + b\rho_w$$

$$a = 2.9 e^{-10/3(\sigma_0/f_c)}$$

$$b = 7.0 e^{-7.0(\sigma_0/f_c)}$$

$$\beta_{P_t} = a(P_t)^b$$

$$a = 1.03$$

$$b = -0.85 e^{-9.0(\sigma_0/f_c)}$$

$$\beta_{P_t} \geq 1.0$$

$$\beta_{P_t} \leq 2.8$$

$$\beta_{AD} = a(A/D)^b$$

$$a = 5/7 e^{8/7(\sigma_0/f_c)}$$

$$b = 7/30 e^{-4.2(\sigma_0/f_c)}$$

$$\beta_{AD} \leq 1.0$$

前章で述べたように、本研究では軸力が靱性に対して最

表-1 実験データの特徴

	町田ら	檜貝ら	石橋ら	尾坂ら	太田ら	秋元ら	荒川ら
$P_t$ (%)	0.59~1.06	0.40~1.90	0.12~1.66	0.32~1.26	0.82	0.82~0.86	0.34~0.81
$\rho_w$ (%)	0.00~0.23	0.00~0.99	0.00~0.58	0.18~0.36	0.04~0.16	0.16~0.32	0.15~1.50
a/d	3.0~6.0	3.29~6.25	1.5~4.0	4.0	4.0	4.0	1.7~2.8
$\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.0~20.0	0.0	0.0~40.0	0.0~40.0	10.0	0.0~10.0	25.0~70.0
$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	203~413	156~552	240~420	202~338	292	305~315	204~345
B x H (cmxcm)	15x20	50x40, 20x30 50x28, 20x20 50x23, 15x30 50x33, 13x30	40x40 60x40 40x50	40x40	80x40	40x40	25x25
供試体数	15	37	38	12	5	13	50

も大きな影響を及ぼすという考え方を基本としているため、この式の各項はすべて軸力比 ( $\sigma_0/f'_c$ ) との関数になっている。

この式の形式は、まず  $A/D=4.0$ 、 $P_t=1.0\%$  の RC 部材に対する靱性率を  $\rho_w$ 、 $\sigma_0/f'_c$  の関数として  $\mu_w$  で与えた後に、 $\beta_{P_t}$ 、 $\beta_{AD}$  で  $\mu_w$  が引張鉄筋比 ( $P_t$ )、せん断スパン比 ( $A/D$ ) によりどの程度影響されるのかを表している。式の形式上、各種要因の影響を式 (9) の各項別に表しているため、各種要因が靱性率に及ぼす影響を容易に理解することができる。

(2) 靱性評価式の評価

提案した靱性評価式の精度の評価を行う。評価にあたって用いた実験データは、町田ら<sup>8)</sup>によるもの、尾坂ら<sup>9)</sup>によるもの、石橋ら<sup>2)</sup>によるもの、太田ら<sup>3)</sup>によるもの、秋元ら<sup>10)</sup>によるもの、檜貝ら<sup>4),11),12)</sup>によるもの、荒川ら<sup>1),13)-16)</sup>によるものである。ただし各実験で得られた靱性率の値は、各研究者の定義に従ったものを使用した。各試験体の特性を表-1に示す。実験データは総数170である。そのうち、町田ら、檜貝ら、尾坂ら、石橋ら、太田ら、秋元らのデータは橋脚を対象として行ったものである。また、荒川らのデータは、建物の柱を対象としたものであり、橋脚を対象としたものに比べ、 $\rho_w$ 、 $\sigma_0$  が大きく、 $A/D$  が小さい傾向にある。ここで本解析で用いた終局変位の定義 ( $\delta_{Mmax}$ ) は、多数回繰り返しの行った場合に有効であると考え、荒川らの実験のうち、 $1 \cdot \delta_w$  変位増分に対し繰り返し回数1回のもは使用していない。このように、今回比較に用いた実験データは、その総数が多く、各要因とも広範囲に及んでいることを指摘しておきたい。

図-11に提案式による靱性率の推定値と実験値との比を各種要因別に示した。また図-12、図-13には町田らの靱性評価式および荒川らの靱性評価式を用いて同様な試みを行ったものである。なお図中○印は、RC橋

脚を対象として行われた実験結果に、△印は建物中柱を対象として行われた実験結果に対応している。

町田らの式は、せん断スパン比、引張鉄筋比が大きくなり、軸圧縮応力度、帯鉄筋比が小さい範囲では比較的精度よく靱性率を評価している。しかしそれ以外の範囲では、その推定精度ははかなり悪くなっている。また荒川らの式は、町田らの式とは逆にせん断スパン比、引張鉄筋比が小さく軸圧縮応力度、帯鉄筋比が大きい範囲では比較的精度良く靱性率を推定している。このことは、町田ら、荒川らの式を含む提案されている靱性評価式のいずれもが、比較的限られた数の実験結果に基づくものであり、その適用範囲も実験で行った変動範囲を越えないためである。町田らの提案式は、橋脚を対象として行った実験結果に基づいて得られたものであり、橋脚を対象とした実験結果に対しては比較的精度良く靱性率を推定するが、建物の柱については、適用することができない。また、荒川らの式は建物の柱を対象として行った実験結果に基づく式であり、柱を対象とした実験結果に対しては比較的精度良く靱性率を推定するが、橋脚を対象としたものでは推定精度はかなり悪い。

一方、図-11に示した本解析手法により靱性率を評価したものは、せん断スパン比、引張鉄筋比、軸力、帯鉄筋比のどの変動要因に対しても各種要因の影響を精度良く評価しているのが分かる。

次に、実験より得られた靱性率と提案式によって推定した靱性率とを比較したのが図-14である。靱性率の推定値に対する実験値の比は平均0.99、変動係数26.7%であった。また実験値と推定値の重相関係数は0.80である。本提案式が靱性率の大小にかかわらず、また土木・建築のどの諸元に対しても靱性率を精度良く推定できることが分かる。また、今回本提案式の妥当性を評価するために用いた実験データとほぼ同様のデータから、 $A/D$ 、 $\rho_w/P_t$ 、 $P_t$ 、 $\rho_w$ 、 $D$ 、 $\sigma$ を説明変数とした実験データに

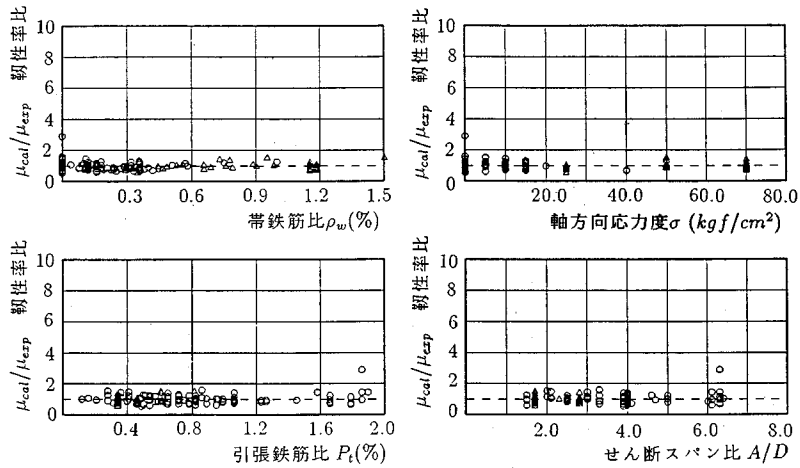


図-11 靱性率の推定値と実験値の比と各種要因の関係 (著者)  
(○:土木データ, △:建築データ)

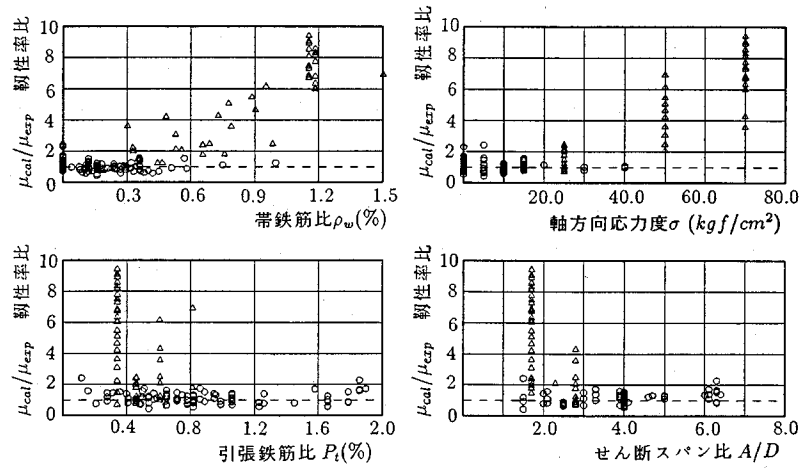


図-12 靱性率の推定値と実験値の比と各種要因の関係 (町田ら)  
(○:土木データ, △:建築データ)

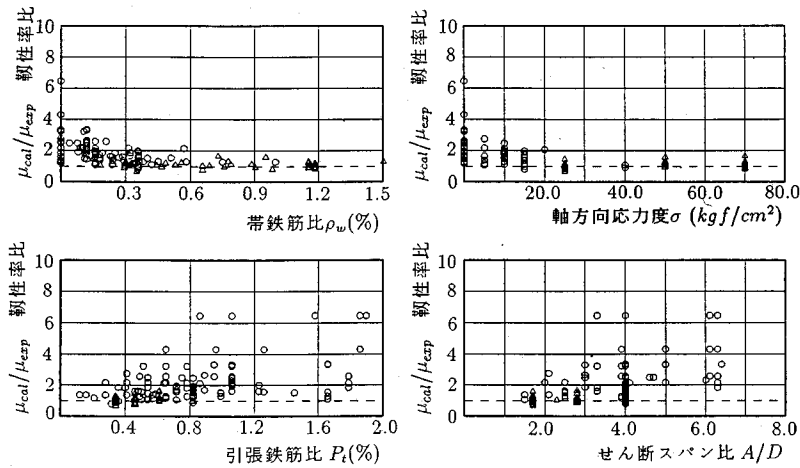


図-13 靱性率の推定値と実験値の比と各種要因の関係 (荒川ら)  
(○:土木データ, △:建築データ)

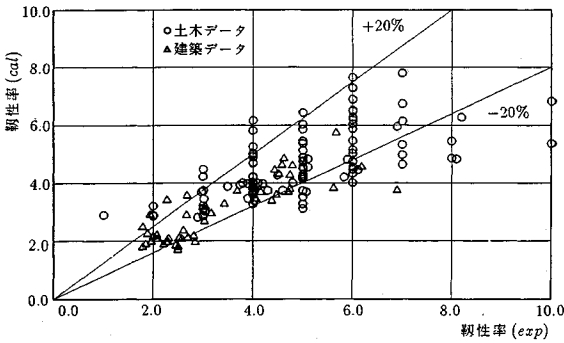


図-14 靱性率の推定値と実験値の比較

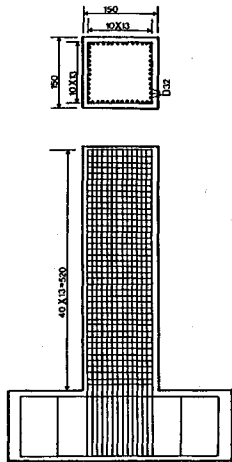


図-15 解析モデル (単位: cm)

よる重回帰分析が、コンクリート構造物の靱性評価委員会で行われ<sup>17)</sup>、その時に得られた重相関係数は 0.66 であった。本提案式は、実験値とはまったく独立に解析的に得られた結果より評価したものであり、このことよりも本解析手法および提案式の妥当性が推察される。

最終的に、実験を行うことは不可能と思われる実規模の大断面の橋脚の靱性率を解析的に求め、本提案式と比較してみる。図-15 に解析モデルを示す。解析モデルは断面  $1.5 \times 1.5$  (m)、長さ 5.2 (m) の RC 橋脚である。鉄筋は、主鉄筋として D 32 が四方に配置され、帯鉄筋は D 13 が 12.5 (cm) 間隔で配置されているとした。このようなモデルは、一般に道路橋などに使われる RC 橋脚とはほぼ同じ形状寸法、配筋を持つものである。コンクリートの圧縮強度は  $300$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )、軸圧縮応力度は  $10$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) と仮定した。本解析手法により得られた靱性率 ( $\mu$ ) は 4.5 であった。一方、提案した評価式より得られた靱性率は 4.9 ( $P_t=0.55$  (%),  $A/D=3.7$ ,  $\rho_w=0.14$  (%),  $\sigma_0=10$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ),  $f'_c=300$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )) となり、実構造物に対しても本提案式が靱性率を妥当に

評価していることが分かる。

土木・建築の両分野にまたがる鉄筋コンクリート構造物の場合、各々の分野で行われる実験が同じ部位でも試験体の諸元がかなり異なるため、現在までに得られた実験結果を基にした靱性評価式では鉄筋コンクリート構造一般に適用することは不可能であった。しかし、本研究では、解析的研究に基づき各種要因の影響を調べ、さらに土木・建築両分野での構造物に対し最も大きな影響を与えると考えられる軸力を主要因とした靱性評価式を作成することで、土木・建築両分野を有機的に結び付け一般的適用可能な結論が得られたと考える。

## 6. 結 論

鉄筋コンクリート部材の塑性変形能力を解析的に評価することを試み、以下の結論を得た。

(1) 鉄筋コンクリート部材の幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した有限要素解析を行った。そして、本解析中に生じる最大曲げモーメント点を繰り返し荷重を受ける RC 部材の終局変位と定義し、鉄筋降伏時の変位と比較することにより靱性率を評価することで、各種要因が RC 部材に及ぼす影響を調べた。

(2) (1) に述べた手順により、帯鉄筋比、引張鉄筋比、せん断スパン比、軸方向応力度が靱性率に及ぼす影響を検討した。そして、小さな軸力が作用する場合は、帯鉄筋が増加すれば、靱性率もそれに比例して増加すること、引張鉄筋比が小さくなれば靱性率は大きくなるがその増加の割合は引張鉄筋比 1.0 (%) 以下で急激になること、せん断スパン比が小さくなれば靱性率は低下しせん断スパン比 2 以下で急激に低下する、しかしせん断スパン比が大きくなっても靱性率にはそれほど大きな影響を及ぼさないことなどを示した。また大きな軸力が作用する場合は、軸力が靱性率に及ぼす影響が卓越し、帯鉄筋比、引張鉄筋比、せん断スパン比などの要因の影響がほとんど現れないことも判明した。

(3) 解析的に調べた結果に基づき、靱性評価式を各種要因の影響を組み合わせることで作成した。影響要因としては、軸方向応力度、帯鉄筋比、引張鉄筋比、せん断スパン比、コンクリート圧縮強度とした。また、軸方向応力度が靱性に及ぼす影響が最も大きいと考え、各要因はすべて軸方向応力度の影響を含む形式とした。

(4) 提案した RC 部材の靱性評価式の精度の評価を、現在までに得られている土木・建築の実験データ 170 個を用いて行った。その結果、推定値に対する実験値の比の平均値は 0.99、推定値と実験値の重相関係数は 0.80 であって、本提案式が靱性率の大小にかかわらず、また土木・建築のどの諸元に対しても靱性率を精度よく推定できることが分かった。

(5) 本解析手法により得られた靱性評価式は、土



木・建築両分野の実験結果を統一的に評価しており RC 構造物の塑性変形能を解明する上でより有用な知見を与えるものとする。

#### 参考文献

- 1) 荒川卓・荒井康幸・江頭恵一・大久保繁昌：鉄筋コンクリート柱の繰り返し挙動と塑性変形性能の評価，第5回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.309~312，1983年。
- 2) 石橋忠良・吉野伸一・青木桂一：鉄筋コンクリート部材の靱性率，構造物設計資料 No.79，1984年9月。
- 3) 太田 実：繰り返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，第292号，pp.65~74，1979年12月。
- 4) 檜貝勇・二羽淳一郎・岡村雄樹：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材の破壊メカニズムに関する考察，第9回コンクリート工学年次論文報告集，pp.329~334，1987年。
- 5) 町田篤彦・睦好宏史・豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第378号/V-6，pp.203~212，1987年2月。
- 6) 中村光・二羽淳一郎・田辺忠顕：鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究，土木学会論文集，第420号/V-13，1990年8月。
- 7) Kent, D.C. and Park, R. : Flexural members with confined concrete, Proceedings of ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969~1990, July 1971.
- 8) 町田篤彦・睦好宏史・豊田和彦：RC部材の終局変位定量化に関する実験的研究，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.629~632，1985年。
- 9) 尾坂芳夫・鈴木基行・桑澤庄次郎・石橋忠良：静的交番繰り返し荷重下での RC 柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集，第372号/V-5，pp.45~54，1986。
- 10) 秋元泰輔・結城正洋：高応力繰り返し荷重を受ける橋脚の耐力に関する基礎的実験（その3）。
- 11) 檜貝勇 他：大变位の繰り返しによる鉄筋コンクリート部材のせん断破壊，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.505~508，1984年。
- 12) 檜貝勇：大变位の繰り返しによりせん断破壊する RC 部材の変形能力，第8回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.769~772，1986年。
- 13) 荒川卓・藤田豊：繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼすせん断補強筋の影響，第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.457~460，1980年。
- 14) 荒川卓・荒井康幸・藤田豊・溝口光男：繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能の評価，第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.449~452，1981年。
- 15) 荒川卓・荒井康幸・藤田豊・江頭恵一：鉄筋コンクリート柱の耐力と靱性に及ぼす繰り返し載荷速度の影響，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.325~328，1982年。
- 16) 荒川卓・角田憲政・藤田豊・江頭恵一：鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼす荷重履歴の影響，日本建築学会学術講演梗概集，1980年9月。
- 17) コンクリート構造物の靱性評価委員会：コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム委員会報告書，日本コンクリート工学協会，p.126，1988年3月。  
(1991.4.13 受付)

## AN ANALYTICAL EVALUATION OF THE DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS

Hikaru NAKAMURA, Junichiro NIWA and Tada-aki TANABE

The finite element analysis considering geometrical nonlinearities and material nonlinearities were performed for the reinforced concrete members. The effects on the ductility of axial stress, web reinforcement ratio, longitudinal reinforcement ratio and the shear span and beam depth ratio were investigated analytically. The equation to evaluate ductility is proposed based on the results of the analysis. It was compared, then, with as many experimental results as can be collected and was proved that the proposed equation can be estimated the ductility for reinforced concrete members accurately far better than any proposed models in the past.