

論文 破壊曲面縮小の概念に基づく低強度コンクリート柱の残存軸耐力評価

大塚 雅高*1・八十島 章*2

要旨：破壊曲面縮小の概念に基づいて、丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の残存軸耐力を評価するために、柱の中心圧縮実験および曲げせん断実験を行った。中心圧縮実験の結果より、コンクリート圧縮強度に及ぼす寸法効果および断面形状の影響を、圧縮強度比として角柱試験体の柱幅と円柱供試体の直径の比で評価した。さらに、曲げせん断加力による崩壊実験および残存軸圧縮実験の結果より、柱の崩壊挙動および残存軸耐力を把握し、寸法効果を適用した既往の曲げ圧縮評価式と破壊曲面縮小の概念によって残存軸耐力の実験結果を評価できることを示した。

キーワード：低強度コンクリート, 丸鋼, 残存軸耐力, 破壊曲面縮小, 寸法効果

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、全国的に耐震診断および改修が行われ、既存 RC 造建物の中にコンクリート圧縮強度が 10MPa 程度の低強度コンクリート建物が存在することが確認されている。本研究では、旧基準で設計された低強度コンクリート柱の最大水平力以降の崩壊に至るまでの荷重変形関係を構造実験により把握すると共に、芳村ら^{1),2)}により提案されている破壊曲面縮小の概念を用いて、丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の残存軸耐力評価式を提案することを目的とする。

2. 柱の中心圧縮耐力

2.1 実験概要

低強度コンクリート柱の中心圧縮耐力を把握するために中心圧縮実験を行った。試験体一覧を表-1 に、試験体の配筋を図-1 に示す。試験体は 10 体であり、断面は 300×300mm, 360×360mm, 450×450mm の 3 種である。試験体の配筋は 1971 年以前の旧規に基づき、主筋には丸鋼 13φ, 16φ, 19φ, 帯筋には丸鋼 6φ, 9φ (SR235) を使用した。使用材料の材料試験結果を表-2 に示す。

表-1 試験体一覧

試験体名	断面 (mm)	クリアスパン (mm)	主筋 (p_g)	帯筋 (p_w)
C1	300 × 300	480	8-13φ (1.18%)	2-6φ @160 (0.12%)
C2				
C3				
C4	360 × 360	900	8-16φ (1.79%)	2-6φ @145 (0.13%)
C5				
C6				
C7	450 × 450	900	8-19φ (1.12%)	2-9φ @250 (0.14%)
C8				
C9				
C10				

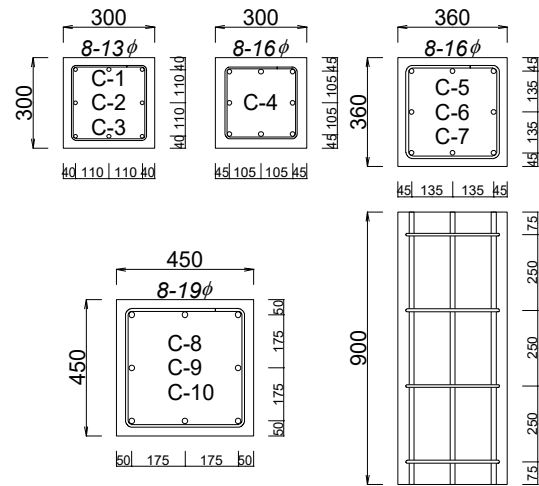


図-1 試験体の配筋

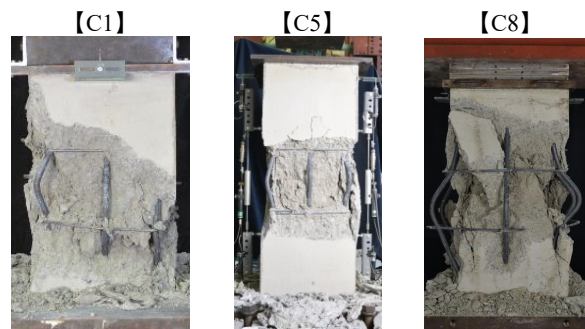


図-2 最終破壊状況

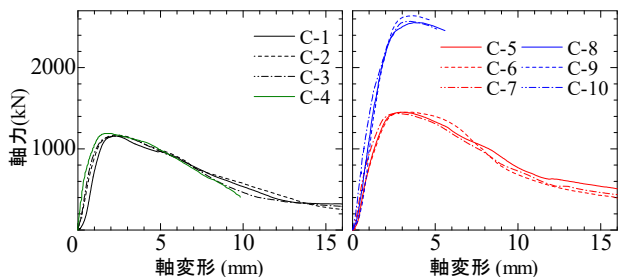


図-3 軸力-軸変形関係

*1 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 大学院生 (学生会員)

*2 筑波大学 システム情報系構造エネルギー工学域准教授 博士(工学) (正会員)

表-2 実験結果および計算値

試験体名	断面 (mm)	材料試験の 圧縮強度 σ_{B0} (MPa)	主筋 降伏強度 (MPa)	帯筋 降伏強度 (MPa)	実験値 (kN)	式(1)の 計算値 (kN)	中心圧縮実験の 圧縮強度 σ_B (MPa)	圧縮強度比 γ
C1	300 × 300	10.7	321	470	1158	1303	9.09	0.849
C2					1168		9.19	0.859
C3					1157		9.07	0.847
C4	360 × 360	10.2	300	371	1189	1414	7.85	0.770
C5					1451		7.35	0.820
C6					1451		7.36	0.821
C7	450 × 450	12.1	326	347	1436	1659	7.24	0.807
C8					2554		8.96	0.740
C9					2638		9.38	0.774
C10	450				2570		9.04	0.746

2.2 実験結果

試験体の最終破壊状況を図-2に、軸力-軸変形関係を図-3に、実験結果を表-2に示す。いずれの試験体も最大耐力時にかぶりコンクリートの圧壊が生じた。最大耐力以降において、主筋に沿ったひび割れが発生し、かぶりコンクリートの剥落が進展した。その後、主筋の座屈が発生して最終破壊に至った。

2.3 柱の中心圧縮耐力の検討

耐震診断基準では、柱の中心圧縮強度 N_{max} を下式により算出している。式(1)による計算値と実験結果の比較を表-2に示す。なお、計算には、材料試験結果の $100\phi \times 200\text{mm}$ シリンダーのコンクリート圧縮強度 σ_{B0} および鉄筋引張試験の主筋降伏強度を用いた。

$$N_{max} = b \cdot D \cdot \sigma_{B0} + a_g \cdot \sigma_y \quad (1)$$

ここで、 b : 柱幅、 D : 柱せい、 σ_{B0} : 材料試験によるコンクリート圧縮強度、 a_g : 柱主筋の全断面積、 σ_y : 主筋の降伏強度

計算値は実験値より大きく、的確に評価できているとは言えない。一般的に、RC部材のコンクリート圧縮特性には、断面の形状や寸法による影響が存在することが確認されている。特に、コンクリートコアの圧縮強度が13.5MPa未満、9MPa以上の低強度コンクリート³⁾の柱では、層崩壊防止のために精確な軸耐力評価が必要である。そこで、実験結果に基づいてコンクリート圧縮強度の寸法効果を検討する。柱の破壊状況から最大荷重時には全主筋が降伏し、帯筋による拘束効果は帯筋間隔が広く90度フックであるためにほとんど影響しないと判断できるため、コンクリートのみが負担する圧縮力を柱の断面積で除した値をコンクリート圧縮強度 σ_B とし、その値を材料試験のコンクリート圧縮強度 σ_{B0} で除した圧縮強度比 γ を同表に示す。

試験体の断面寸法に応じて圧縮強度比 γ が変化することが確認された。断面寸法と圧縮強度比の関係を定量化するために、既往の研究で提案されている式(2)⁴⁾を使用した評価を試みた。式(2)の圧縮強度比は、柱の断面幅と材料試験の円柱供試体の直径の比および断面形状による

係数で決定される。式(2)に実験結果を代入し、最小二乗法により係数 a を回帰計算した結果 $a=0.90$ と算出された。断面形状による係数 $a=0.90$ とした場合の圧縮強度比の計算値と実験結果の比較を図-4に示す。断面形状による係数 $a=0.90$ とした式(2)によりコンクリート圧縮強度に及ぼす寸法効果を評価可能であることが確認された。

$$\gamma = \sigma_B / \sigma_{B0} = a \cdot (b/D_0)^{-0.1} \quad (2)$$

ここで、 σ_B : 中心圧縮実験コンクリート圧縮強度

σ_{B0} : 材料試験のコンクリート圧縮強度

b : 柱幅

D_0 : 円柱供試体直径 (=100mm)

a : 断面形状の係数

γ : 圧縮強度比

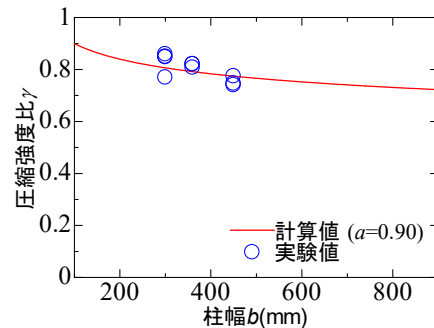


図-4 圧縮強度比-柱幅関係

3. 柱の曲げせん断実験

3.1 試験体概要

試験体一覧を表-3に、試験体の配筋を図-5に示す。試験体の形状寸法は、断面 $360 \times 360\text{mm}$ 、クリアスパン

表-3 試験体一覧

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4
断面 $b \times D$	360×360mm			
材料試験の 圧縮強度	9.0MPa			
クリア スパン	900mm			
主筋 (p_g)	8-16 ϕ (1.24%)			
帯筋 (p_w)	2-9 ϕ @250(0.14%)			
軸力比	0.2			
実験方法	崩壊 実験	残存軸圧縮実験		
設定部材角	—	6%	4%	2%

900mm である。配筋は 1971 年以前の旧規準に基づき、主筋は丸鋼 8-16 ϕ ($p_g=1.24\%$, SR235), 帯筋は丸鋼 2-9 $\phi@250$ ($p_w = 0.14\%$, SR235) とした。試験体数は計 4 体とし、軸力保持限界まで逆対称モーメント加力を行う崩壊実験と、逆対称モーメント加力の途中で設定した部材角を保持しながら軸方向に圧縮加力を行う残存軸圧縮実験を行った。残存軸圧縮実験の変動因子は、軸圧縮加力を開始する部材角である。材料試験の結果、コンクリートの圧縮強度 9.0MPa, 弾性係数 13.7GPa, 主筋の降伏強度 310MPa, 主筋の弾性係数 202GPa, 帯筋の降伏強度 347MPa, 帯筋の弾性係数 185GPa であった。

3.2 加力方法

崩壊実験および残存軸圧縮実験の載荷装置を図-6 に示す。崩壊実験では、鉛直アクチュエータで導入軸力を加力した後、上部に設置した 2 基のオイルジャッキで上下スタブの平行を保持しながら、水平アクチュエータにより逆対称モーメントを作用させ、部材角 $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33$ を各 2 サイクル, $\pm 1/25$, $\pm 1/20$, $\pm 1/17$ を各 1 サイクル加力し、その後正側に軸力保持限界まで押し切った。残存軸圧縮実験では、設定部材角まで崩壊実験と同様の逆対称モーメント載荷を行い、部材角が設定値に達した後に水平変形を保持し、その変形を保持しながら鉛直アクチュエータと下部オイルジャッキで鉛直方向に単調圧縮載荷した。導入軸力は、軸力比 0.2 程度として 250kN とした。

3.3 崩壊実験の結果

試験体の破壊状況を図-7 に、水平力-部材角関係を図-8 に示す。部材角 1/400 で曲げひび割れが発生し、部材角 1/50 で柱端部にコンクリートの圧壊が生じ、最大水平荷重に達した。中央主筋に沿ったひび割れが発生した後、コンクリートが剥落して耐力が大きく低下した。部材角 10.86%で軸力保持限界に達した。試験体 No.1 の最大水平力は、正側で 112kN であり、その時の部材角は 1.77%であった。

3.4 残存軸圧縮実験の結果

残存軸耐力-軸変形関係を図-9 に、試験体 No.2~No.4 の破壊状況を図-10 に示す。試験体 No.2 は、部材角 1.59%で最大水平荷重 113.1kN に達した後、試験体 No.1 と同様に柱端部が圧壊し、柱中央に主筋に沿った縦ひび割れが生じた。その後、部材角 6%を保持したまま軸圧縮載荷を行った。かぶりコンクリートが剥落するとともに、主筋が座屈し始め、最終破壊に至った。最大残存軸力は 505kN であった。試験体 No.3 は、試験体 No.1 よりも僅かに早期の部材角で圧壊が開始し、部材角 2%では主筋に沿った縦ひび割れが生じた。最大水平荷重は 110kN であり、試験体 No.1 とほぼ同じであった。その後、部材角 4%を保持したまま軸圧縮載荷を行い、かぶりコンクリー

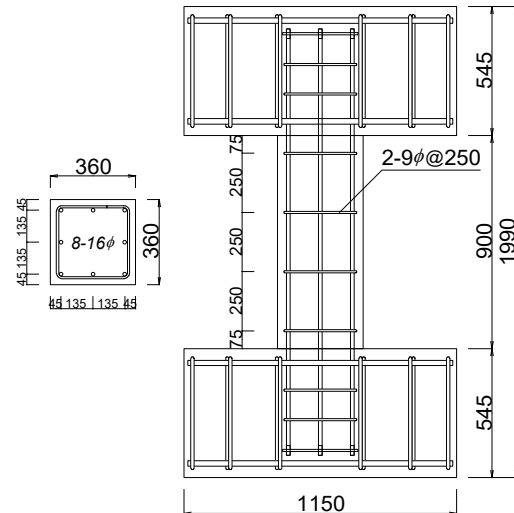


図-5 試験体の配筋

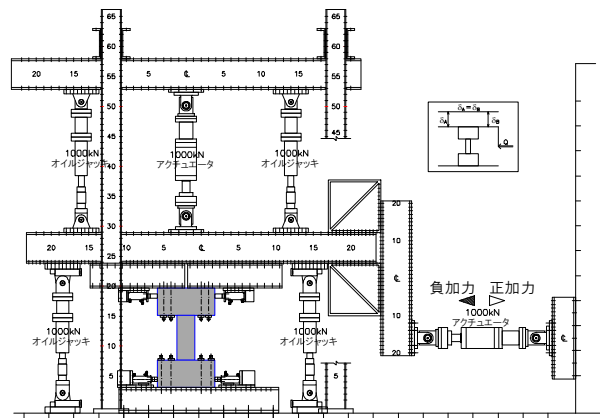


図-6 加力装置

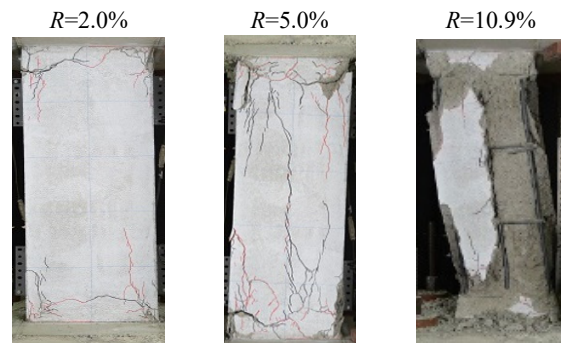


図-7 試験体 No.1 の破壊状況

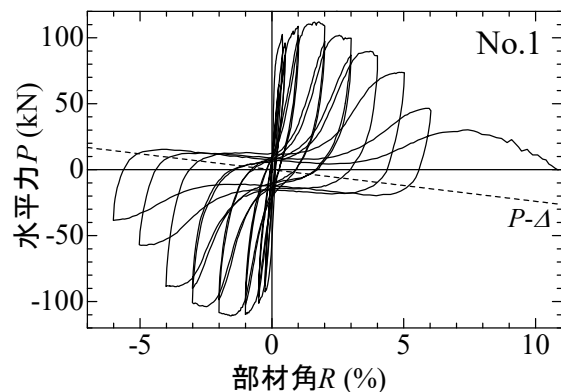


図-8 試験体 No.1 の水平力-部材角関係

トの剥落と主筋の座屈を伴って最終破壊に至った。最大残存軸力は 754kN であった。試験体 No.4 は、柱端部のコンクリート圧壊が生じ、最大水平荷重 113kN に達した後、部材角 2%において軸圧縮荷重を開始した。軸圧縮力の増大に伴い、柱主筋に沿った縦ひび割れおよび柱端部の斜めひび割れが生じ、かぶりコンクリートの剥落と主筋の座屈を伴って最終破壊に至った。最大残存軸力は 1119kN であった。

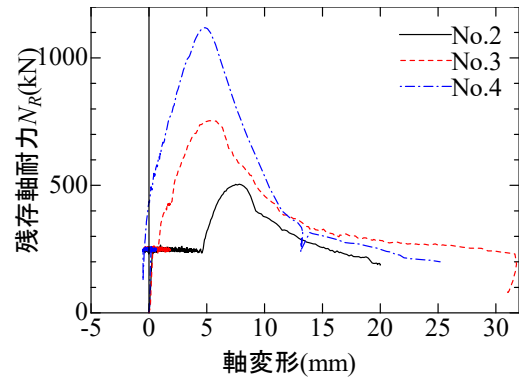


図-9 軸変形-残存軸力関係

4. 残存軸耐力の検討

4.1 曲げ圧縮耐力の算定

丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の復元力特性に関する既往の研究において³⁾、柱の曲げ圧縮耐力算定式として式(3)および式(4)が提案されている。式(3)の曲げ圧縮耐力は、主筋の付着がない柱に対して、材端にコンクリート圧縮領域を仮定し、変形とひずみの適合条件および構成材料の応力ひずみ関係による力のつり合いによって導出されている。計算する際には中心圧縮強度において、コンクリート圧縮強度の寸法効果が確認されたため、曲げ圧縮耐力に対しても寸法効果の圧縮強度比 γ を適用することとする。圧縮強度比 γ は式(2)に $a=0.9$ 、 $b=360\text{mm}$ 、 $D=100\text{mm}$ を代入して $\gamma=0.792$ が得られる。

曲げ圧縮耐力の実験値と計算値の比較を表-4 に示す。曲げ圧縮耐力の計算値は実験値と良く対応しており、式(3)によって曲げ圧縮耐力を評価可能であるといえる。

$$Q_f = \frac{\kappa_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D}{h_0} \cdot \frac{(D - x_n) \cdot (N_0 + A_g \cdot E_s \cdot \varepsilon_p)}{\kappa_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D + 2A_g \cdot E_s \cdot \varepsilon_p} \quad (3)$$

$$R_f = (3\kappa_c - 2) \cdot (h_0/D) \cdot 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25} \quad (4)$$

ここで、

κ_c : 軸力による拘束効果

$$\kappa_c = 1.35 \cdot \exp \left[-0.7 \cdot \left(\frac{2N_0 - N_C - N_T}{N_C - N_T} \right)^2 \right]$$

ε_p : 材端コンクリートの圧縮強度時ひずみ

$$\varepsilon_p = (3\kappa_c - 2) \cdot 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25}$$

表-4 曲げ圧縮耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 / 計算値
No.1	112.1	118.3	0.95
No.2	113.1		0.96
No.3	110.3		0.93
No.4	112.8		0.95

x_n : 中立軸位置

$$x_n = \frac{N_0 \cdot h_0 + A_g \cdot E_s \cdot D \cdot R_f}{\kappa_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot h_0 + 2A_g \cdot E_s \cdot R_f}$$

σ_B : コンクリート圧縮強度(= $\gamma \cdot \sigma_{B0}$)

σ_{B0} : 100 ϕ ×200mm シリンダーによるコンクリート圧縮強度

γ : 材料試験の圧縮強度に対する寸法効果係数(=0.792)

N_0 : 導入軸力

N_C : 軸圧縮耐力(= $\sigma_B \cdot b \cdot D + \sigma_y \cdot A_g$)

N_T : 軸引張耐力(= $-\sigma_y \cdot A_g$)

h_0 : 柱内法高さ

b : 柱幅

D : 柱せい

A_g : 柱主筋の全断面積

E_s : 主筋の弾性係数

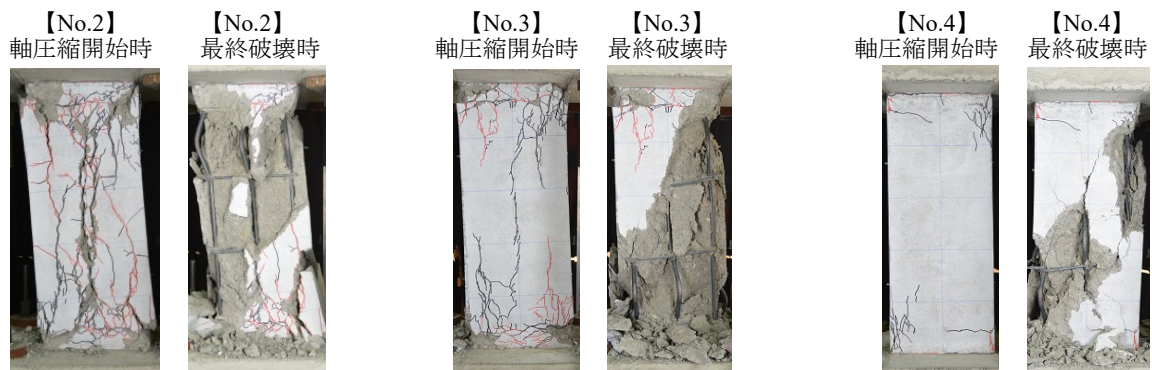


図-10 試験体 No.2~No.4 の破壊状況

4.2 復元力特性の算定

既往の研究⁵⁾では、丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の崩壊に至るまでの荷重変形関係について、柱の曲げ圧縮強度とコンクリートの応力ひずみ関係を用いた式(5)が提案されている。低強度コンクリートの応力ひずみ曲線を、応力上昇域は Popovics 式で表現し、応力下降域は Popovics 式を簡略化した直線で表現している。そこで、本実験結果の荷重変形関係に対して、式(5)のモデルが適用できるか検討する。なお、コンクリート圧縮特性における応力低下の勾配については、テストピースの材料特性であるため、100φ×200mm シリンダーのコンクリート圧縮強度を用いることとした。モデル式によるスケルトンカーブと試験体 No.1 の荷重変形関係の比較を図-11に示す。モデル式によるスケルトンカーブは実験結果と良く対応しており、崩壊に至るまでの水平力を概ね評価できることが確認された。

$$Q = \begin{cases} Q_f \cdot \frac{n \cdot (R/R_f)^n}{n - 1 + (R/R_f)^n} & (R \leq R_f) \\ Q_f \cdot \frac{R_{fu} - R}{R_{fu} - R_f} & (R_f \leq R \leq R_{fu}) \end{cases} \quad (5)$$

ここで、

- n : Popovics 式の曲線形状係数 (= $0.058\sigma_{B0} + 1$)
- u_f : 応力低下勾配係数 (= $100/\sigma_{B0} + 1$)
- R_{fu} : 崩壊時部材角
- $R_{fu} = (3\kappa_c - 2) \cdot (h_0/D) \cdot u_f \cdot 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25}$

4.3 破壊曲面縮小の適合性

芳村らの提案する破壊曲面縮小の概念²⁾では、軸圧縮耐力と軸引張耐力を通る外に凸な形状の破壊曲面は、破壊の進行に伴って、軸引張耐力の点は不動のまま縮小することを仮定している。そのとき、水平変形と鉛直変形の増分は、塑性流れ則により破壊曲面の法線方向に進行することになり、各荷重ステップでの水平変形の増分に対する鉛直変形の増分の比で表現される変形増分比(式(6))は、破壊曲面の法線の傾きと一致する。曲げ圧縮破壊に至った丸鋼が使用された低強度コンクリート柱に対

しても、破壊曲面の縮小が適用できるか検討する。

試験体 No.1 の変形増分比-部材角関係を図-12に示す。変形増分比は、荷重変形関係の包絡線上の計測ステップについて算出した。部材角が小さいときには変形増分比が負の値であるが、部材角が大きくなるにつれて、変形増分比が正の値になり増大していることが確認できる。つまり、柱の破壊が進行するに伴い、破壊曲面の法線の傾きが負の値から正の値に増大していることから、破壊曲面縮小の概念が適用できることを示している。

$$\text{変形増分比} = \frac{\text{各ステップでの鉛直変位の増分}}{\text{各ステップでの水平変位の増分}} \quad (6)$$

4.4 破壊曲面の算定

芳村らは破壊曲面を二次曲線²⁾として提案している。本試験体においても破壊曲面を定義する必要があるため、式(3)を用いた軸力-水平力関係の計算値を図-13の破線で示す。式(3)による破壊曲面の計算値は、概ね二次曲線の曲線形状になっていることが確認できる。そこで、本研究においても破壊曲面を二次曲線で定義することとし、式(3)の曲げ圧縮耐力計算値を用いて式(7)で表現する。式(7)の計算値を図-13の実線で示す。式(7)の値は、式(3)の計算値と対応していることが確認できる。

$$Q = \alpha_f(N - N_c)(N - N_T) \quad (7)$$

ここで、

α_f : 初期破壊曲面係数

$$\alpha_f = -\frac{4Q_{fm}}{(N_c - N_T)^2}$$

N : 軸力

Q_{fm} : $N = (N_c + N_T)/2$ 時の曲げ圧縮耐力で式(3)による計算値

N_c : 柱の軸圧縮耐力 (= $\sigma_B \cdot b \cdot D + \sigma_y \cdot A_g$)

N_T : 柱の軸引張耐力 (= $-\sigma_y \cdot A_g$)

4.5 破壊曲面縮小の概念に基づく残存軸耐力評価

破壊曲面は、破壊が進行して水平力が低下するとともに、初期破壊曲面から軸引張耐力点は不動のまま、相似

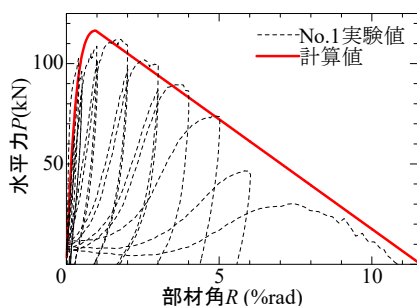


図-11 モデルと実験値の比較

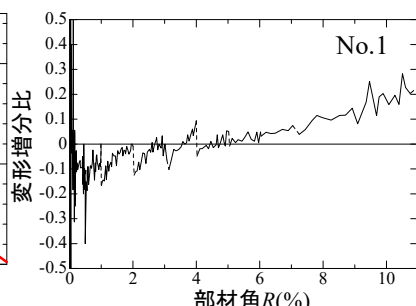


図-12 変形増分比-部材角関係

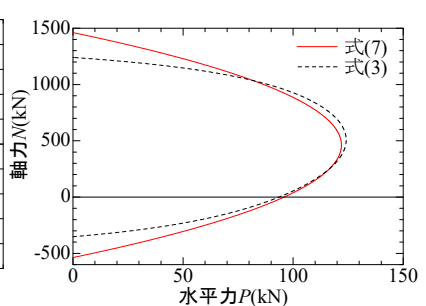


図-13 破壊曲面の算定

形を保って徐々に縮小する。導入軸力 $N=N_0$ で残存水平力 Q_R のときの破壊曲面の縮小率 λ_f は式(8)で表現できる。

$$\lambda_f = \frac{-(N_0 - N_T)^2}{(-Q_R/Q_{fm})(N_C - N_T)^2 + (N_C - N_T)(N_0 - N_T)} \quad (8)$$

ここで、

Q_{fm} : $N = (N_C + N_T)/2$ 時の曲げ圧縮耐力で式(3)による計算値

Q_R : 残存水平力で式(5)の荷重低下域

N_C : 柱の軸圧縮耐力 ($= \sigma_B \cdot b \cdot D + \sigma_y \cdot A_g$)

N_T : 柱の軸引張耐力 ($= -\sigma_y \cdot A_g$)

N_0 : 導入軸力

また、破壊曲面の幾何学的関係から、残存軸耐力 N_R と縮小率 λ_f の関係は式(9)となるため、式(7)を代入することで式(10)が導出される。式(10)による残存軸耐力の計算値と実験結果の比較を図-14に示す。残存軸耐力計算値は、概ね実験値と対応しており、丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の残存軸耐力を評価できることが示された。

$$N_R = \lambda_f(N_C - N_T) + N_T \quad (9)$$

$$N_R = \frac{(N_0 - N_T)}{\frac{R_{fu} - R}{R_{fu} - R_f} \cdot \frac{N_0 - N_C}{N_C - N_T} + 1} + N_T \quad (10)$$

ここで、

R_f : 曲げ耐力時部材角

$$R_f = (3\kappa_c - 2) \cdot (h_0/D) \cdot 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25}$$

R_{fu} : 崩壊時部材角

$$R_{fu} = (3\kappa_c - 2) \cdot (h_0/D) \cdot u_f \cdot 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25}$$

N_C : 柱の軸圧縮耐力 ($= \sigma_B \cdot b \cdot D + \sigma_y \cdot A_g$)

N_T : 柱の軸引張耐力 ($= -\sigma_y \cdot A_g$)

N_0 : 導入軸力

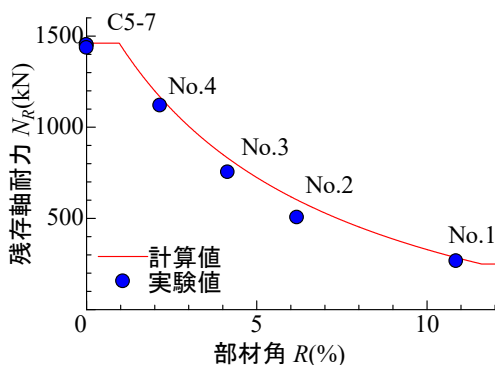


図-14 残存軸耐力の計算値と実験値の比較

5. まとめ

丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の中心圧縮実験、崩壊実験、残存圧縮実験を行い、最大水平力以降の崩壊に至るまでの荷重変形関係を定量化し、破壊曲面縮小の概念に基づいて柱の残存軸耐力を評価した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 低強度コンクリート柱の中心圧縮強度における寸法効果を、角柱試験体の柱幅と円柱供試体の直径の比による圧縮強度比で評価した。
- (2) 丸鋼が使用された低強度コンクリート柱は、柱端部コンクリートの曲げ圧壊により最大荷重に達することを把握した。また、曲げ圧縮耐力は、既往の研究で提案された曲げ圧縮強度評価式にコンクリート圧縮強度の寸法効果を適用した評価式で評価できた。
- (3) 丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の復元力特性は、既往の研究で提案された低強度コンクリート柱のスケルトンカーブモデルにより適切に評価できた。
- (4) 丸鋼が使用された低強度コンクリート柱の破壊曲面が二次曲線で表現できることを確認した。さらに、柱の残存軸耐力が、破壊曲面縮小の概念に基づいて評価できることを示し、残存軸耐力算定式を提案した。

謝辞

本研究は、JSPS 科学研究費助成事業（基盤研究（B）課題番号 16H04458）の助成を受けて実施した。

参考文献

- 1) 芳村学, 高稲宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp.163-171, 2005.1
- 2) 芳村学, 高稲宜和: 破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 592 号, pp.167-175, 2005.6
- 3) 日本コンクリート工学会中国支部: 低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書(2013), 第II編, pp.1, 2013.3
- 4) 山本貴正, 小池狭千朗: コンクリート円柱・角柱供試体の圧縮強度に及ぼす断面寸法の影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.322-327, 2012.7
- 5) 八十島章, 荒木秀夫: 低強度コンクリート柱の崩壊に至るまでの復元力特性 -低強度コンクリート部材の残存耐震性能に関する研究 その 1-, 日本建築学会構造系論文集, No.693, pp.1923-1930, 2013.11