

論文 高密度軸方向鉄筋をスパイラル鉄筋で補強した RC 柱の交番載荷実験

佐藤 亜希子*1・古賀 誠*1・大庭 光商*2

要旨: 一般的な RC 柱は、主鉄筋比 6% を上限としている。今回、主鉄筋比 14.8%~24.7% と高い密度に軸方向鉄筋を配置し、これをスパイラル鉄筋で補強した“高密度配筋 RC 柱”の開発に向け、静的正負交番載荷実験を行い、破壊性状を確認した。試験体は、軸方向鉄筋比、耐力比をパラメータとし、これらのパラメータが破壊性状に与える影響について基礎的な検討を行った。

キーワード: 軸方向鉄筋, スパイラル鉄筋, 高密度配筋 RC 柱, 交番載荷実験

1. はじめに

都市部の狭隘な作業環境下において、鉄道構造物の柱部材を構築する際に、コンクリート充填鋼管柱（以下「CFT」という）が用いられる。柱径に制約を受ける場合、CFT 柱の鋼管は、構造上、極厚の鋼管となるため、ほとんどが特注品となり、材料入手が難しく、また、RC 柱に比べて材料費が高いことが課題となっている。

そこで、著者らは極厚 CFT 柱に代わる安価で材料入手も容易な新たな柱構造の検討を行った。その結果、従来の RC 構造の適用範囲（軸方向鉄筋比 6%）以上となる高密度な軸方向鉄筋を配置し、これをスパイラル鉄筋で補強した RC 柱（以下「高密度配筋 RC 柱」という）を考案し、検討を行った。

本論文では、地震時における高密度配筋 RC 柱の損傷状況および変形挙動を確認する目的で、模型試験体の静的正負交番載荷実験を行ったので結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

表-1 に試験体諸元、図-1 に、試験体概要図を示す。試験体は、実構造物の 1/2 スケールを想定したものであり、主な試験パラメータは、軸方向鉄筋比 ($p1 = \Sigma As / (\pi \cdot D^2 / 4)$ 、ここに ΣAs ; 全軸方向鉄筋の断面積, D ; 柱径), 耐力比 (V_{yd} / V_{mu} : ここに, V_{yd} ; 部材のせん断耐力, $V_{mu} = M_u / l_a$, M_u ; 曲げ耐力, l_a ; せん断スパン) である。なお、表-1 中の耐力比の計算¹⁾は、材料強度試験結

果による実強度を用いて算出した。試験範囲は、 a/d を一定 (3.31) とし、軸方向鉄筋比 ($p1$) 14.8~24.7%, 耐力比 2.96~5.91 とした。

軸方向鉄筋の外周には、せん断補強鉄筋としてスパイラル形状の高強度鋼材 (降伏強度 1275N/mm²) を配置し、内部をモルタル (表-2) で充填した。なお、フーチング部はコンクリートを使用した。

表-2 使用材料 (柱部)

設計基準強度 (N/mm ²)	セメントの種類	水セメント比 W/C (%)	容積比	単体量 (kg/m ³)			
				水	セメント	細骨材	減水剤
24.0	H	68.3	1:3	349	511	1,274	3,577

2.2 載荷方法

載荷装置の概要を図-2 に示す。載荷方法は、軸力を一定 (0.98N/mm²) とした静的正負交番載荷実験である。降伏変位 (δ_y) は、鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計)²⁾ に準じ、載荷方向から 45° の位置の最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料試験の結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位とした。降伏変位までは荷重制御により載荷し、 $2\delta_y$ 以降は変位制御で交番載荷を実施した。

また、No.1, No.3, No.5 試験体の載荷サイクルは、 $2\delta_y$ 以降、 $4\delta_y$, $6\delta_y$ ・・・と偶数倍毎とし、No.2 試験体は $8\delta_y$ まで整数倍、 $8\delta_y$ 以降偶数倍毎に載荷した。No.4 試験体の載荷サイクルは $10\delta_y$ までは整数倍毎に実施し、 $10\delta_y$ 以降は偶数倍毎の載荷とした。

表-1 試験体諸元

試験体 No.	柱径 D (mm)	かぶり (芯) (mm)	有効高さ d (mm)	コンクリート圧縮強度		軸方向鉄筋					せん断補強鉄筋				耐力比 V_{yd} / V_{mu}	
				柱 (モルタル) (N/mm ²)	フーチング (コンクリート) (N/mm ²)	種別	径 ϕ	本数	鉄筋比 $p1$ (%)	降伏強度 f_{ty} (N/mm ²)	種別	径 ϕ_s (mm)	間隔 (芯) s (mm)	鉄筋比 pw (%)		降伏強度 f_{th} (N/mm ²)
No.1	350	33	317	30.5	33.8	SD295A	D16	72	14.8	359	SBPDN 1275/1420	7.1	10.1	2.239	1325	5.66
No.2	350	33	317	34.4	35.8	SD295A	D16	72	14.8	359	SBPDN 1275/1420	7.1	17.1	1.323	1325	3.42
No.3	350	33	317	33.0	35.4	SD295A	D16	96	19.8	341	SBPDN 1275/1420	7.1	8.1	2.793	1325	5.91
No.4	350	33	317	33.2	33.3	SD295A	D16	120	24.7	359	SBPDN 1275/1420	7.1	7.1	3.186	1325	5.78
No.5	350	33	317	26.0	32.0	SD295A	D16	120	24.7	349	SBPDN 1275/1420	7.1	15.1	1.498	1325	2.96

*1 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事部構造技術センター 課員 工修(正会員)

*2 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事部構造技術センター 課長 (正会員)

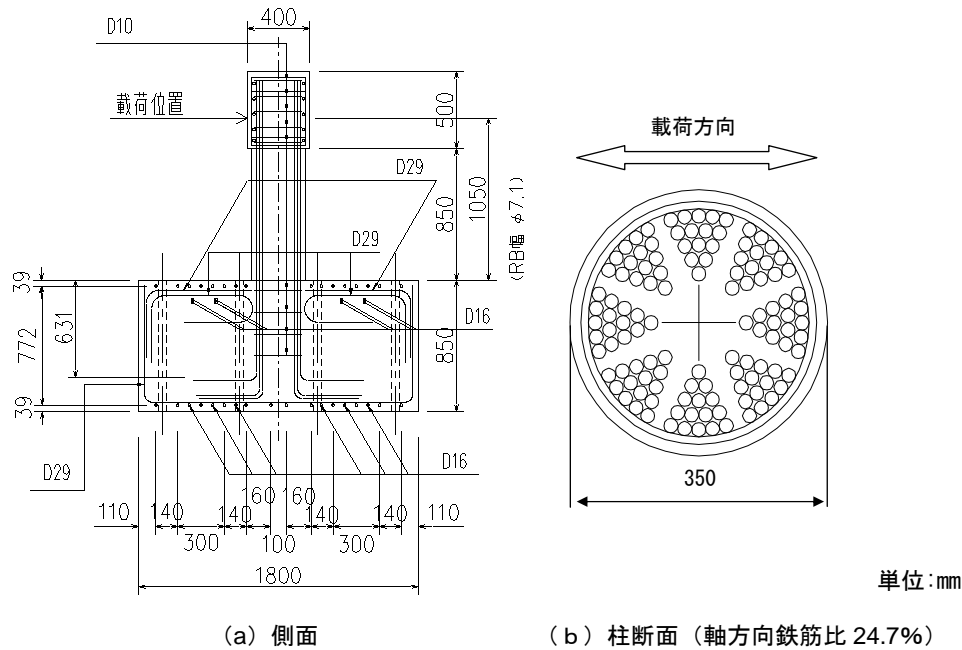


図-1 試験体概要図

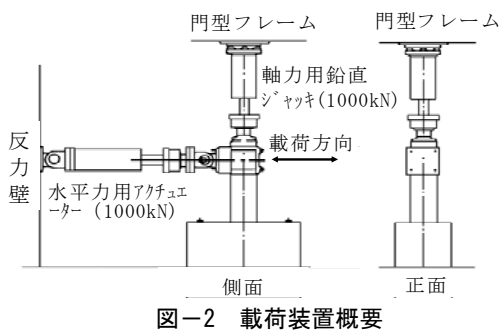


図-2 荷重装置概要

に柱基部のかぶりモルタルに浮きが見られた。4 δ_y 荷重時以降、柱基部のかぶりモルタルの剥落が始まり、さらに6 δ_y 荷重時にフーチング表面部のかぶりコンクリートが浮き始めた。その後、かぶりモルタルの浮きは柱全体に進行し、柱基部から1D程度の範囲のかぶりモルタルは全て剥落した。なお、フーチング表面部のかぶりコンクリートの浮きは最終的に柱径の1.5倍程度の範囲で円錐状に浮上がった(写真-1最大荷重時)。12 δ_y をピークに水平荷重の低下が始まり、18 δ_y 荷重時に最大荷重の80%程度で、柱付け根部の軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断し、試験を終了した。試験終了時の状況を写真-1に示す。

軸方向鉄筋比が19.8%のNo.3試験体は、1 δ_y で柱全体にひび割れが発生(写真-2降伏荷重時)し、2 δ_y 荷重時に柱基部のかぶりモルタルに浮きが見られた。4 δ_y 荷重時以降、柱基部のかぶりモルタルの剥落が始まり、さらに6 δ_y 荷重時にフーチング表面部のかぶりコンクリートが浮き始めた。その後、No.1試験体と同様の損傷状況を示

3. 実験結果および考察

3.1 試験体損傷状況

(1) 軸方向鉄筋比の影響

No.1, No.3, No.4 試験体は耐力比が5.7~5.9程度とほぼ同一で、軸方向鉄筋比のみが14.8%~24.7%と異なる試験体である。

軸方向鉄筋比が14.8%のNo.1試験体は、1 δ_y で柱全体にひび割れが発生(写真-1降伏荷重時)し、2 δ_y 荷重時



降伏荷重時



最大荷重時



試験終了時

写真-1 No.1 試験体損傷状況

し(写真-2 最大荷重時), フーチング表面部のかぶりコンクリートの浮きは最終的に柱径の 1.5 倍程度の範囲で円錐状に浮上がった。10 δ_y をピークに水平荷重の低下が始まり, 16 δ_y 載荷時に最大荷重の 80%程度で, 柱付け根部の軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断し, 試験を終了した。試験終了時の状況を写真-2 に示す。

軸方向鉄筋比が 24.7%の No.4 試験体は, 1 δ_y で柱全体にひび割れが発生した(写真-3 降伏荷重時)。2 δ_y 載荷時に載荷方向から 90° の位置で, 柱の縦方向全体に大きなひび割れが発生し, 柱全体にわたってかぶりモルタルが浮いた。3 δ_y 載荷時以降, 柱全体でかぶりモルタルの剥落が始まった(写真-3 最大荷重時)。なお, 水平荷重は 4 δ_y でピークに達した後も, 荷重の低下はほとんど見られず, 16 δ_y 載荷時に載荷部分の柱頭部が破損し, 載荷が不能となり, 試験を終了した。試験終了時は(写真-3 試験終了時), 柱全体にわたりかぶりモルタルが剥落したが, フーチング表面部の損傷はほとんど見られず, 軸方向鉄筋の破断もなかった。試験終了後, せん断補強鉄筋を切断し, 損傷状況を確認したところ, 主鉄筋間の付着が切れ, モルタルが柱全体で粉砕していた。

試験終了時の損傷状況をまとめると, 軸方向鉄筋比 14.8%~19.8%の No.1, No.3 試験体は, 柱基部 1D 程度の範囲のかぶりモルタルがほぼ完全に剥落するとともに, フーチング表面部のかぶりコンクリートが円錐状に浮上がる破壊形態を示し, 軸方向鉄筋が破断した。

一方, 軸方向鉄筋比が 24.7%の No.4 試験体は, かぶり

モルタルの剥落が柱全体におよび, 主鉄筋間のモルタルが柱全体で粉砕しているのが特徴で, フーチング表面部の損傷は小さく, 軸方向鉄筋の破断はない。

(2) 耐力比の影響

No.1 試験体および No.2 試験体は軸方向鉄筋比が 14.8%と同一で, 耐力比がそれぞれ 5.66, 3.42 と異なる。また, No.4 試験体と No.5 試験体は軸方向鉄筋比が 24.7%と同一で, 耐力比がそれぞれ 5.78, 2.96 と異なる。

軸方向鉄筋比 14.8%, 耐力比 5.66 の No.1 試験体は, (1) 軸方向鉄筋比の影響で述べたように, 試験終了時, 柱基部 1D 程度の範囲のかぶりモルタルがほぼ完全に剥落し, フーチング表面部のかぶりコンクリートが円錐状に浮上がる破壊形態を示した。

耐力比 3.42 の No.2 試験体は, No.1 試験体と同様の損傷状況を示した。1 δ_y で柱全体にひび割れが発生し(写真-4 降伏荷重時), 2 δ_y 載荷時に柱基部のかぶりモルタルに浮きが見られた。3 δ_y 載荷時以降, 柱基部のかぶりモルタルの剥落が始まり, さらに, 5 δ_y 載荷時にフーチング表面部のかぶりコンクリートが浮き始めた。フーチング表面部のかぶりコンクリートの浮きは, 最終的に柱径の 1.5 倍程度の範囲で円錐状に浮上がった(写真-4 最大荷重時)。7 δ_y をピークに水平荷重の低下が始まり, 15 δ_y 載荷時に最大荷重の 80%程度で, 柱付け根部の軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断し, 試験を終了した。試験終了時の状況を写真-4 に示す。



降伏荷重時



最大荷重時



試験終了時

写真-2 No.3 試験体損傷状況



降伏荷重時

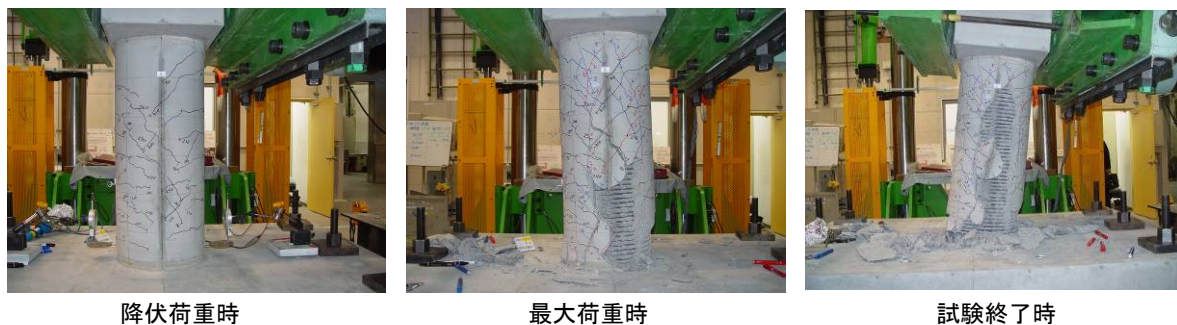


最大荷重時



試験終了時

写真-3 No.4 試験体損傷状況



降伏荷重時

最大荷重時

試験終了時

写真-4 No.2 試験体損傷状況



降伏荷重時

最大荷重時

試験終了時

写真-5 No.5 試験体損傷状況

軸方向鉄筋比 24.7%, 耐力比 5.78 の No.4 試験体は, (1) **軸方向鉄筋比の影響**で述べたように, 柱全体にかぶりモルタルが剥落し, 主鉄筋間のモルタルが柱全体で粉砕するものの, フーチング表面部の損傷は小さい破壊形態を示した。

耐力比が 2.96 の No.5 試験体は, No.4 試験体と同様の損傷状況を示した。 $1\delta_y$ で柱全体にひび割れが発生し (写真-5 降伏荷重時), $4\delta_y$ 載荷時に柱全体にかぶりモルタルの剥落が始まった (写真-5 最大荷重時)。試験終了直前の $18\delta_y$ 載荷時には, 柱全体のかぶりモルタルがほぼ完全に剥落していた。なお, 水平荷重は $6\delta_y$ でピークに達した後も, 荷重の低下はほとんど見られなかったが, $24\delta_y$ 載荷時に載荷部分の柱頭部が破損し, 載荷が不能となり, 試験を終了した。試験終了時は (写真-5 試験終了時), 柱全体にわたりかぶりモルタルが剥落し, 主鉄筋間の付着が切れ, モルタルが柱全体で粉砕していたが, フーチング表面部の損傷はほとんど見られず, また, 軸方向鉄筋の破断もなかった。

軸方向鉄筋比が 14.8% と同一で, 耐力比が異なる No.1 試験体と No.2 試験体を比較すると, 耐力比が異なることによる破壊形態に大きな違いは見られなかった。また, 軸方向鉄筋比が 24.7% と同一で, 耐力比が異なる No.4 試験体と No.5 試験体も, 耐力比による破壊形態に大きな違いは見られなかった。

3.2 各パラメータと破壊形態の関連性

図-3 に各試験体別に軸方向鉄筋比および耐力比をパラメータとした, 破壊形態の分類結果を示す。なお, ここでは鉄筋相互の付着が切れ, 鉄筋間のモルタルが柱全体で粉砕する破壊形態を付着破壊, フーチング表面のかぶり部に損傷が集中する破壊形態を曲げ破壊として分類した。

軸方向鉄筋比が 24.7% の場合, 耐力比 3.0~5.8 程度の範囲では付着破壊となり, 軸方向鉄筋比が 19.8% 以下の場合, 耐力比が 3.4~6.0 の範囲で曲げ破壊となっている。

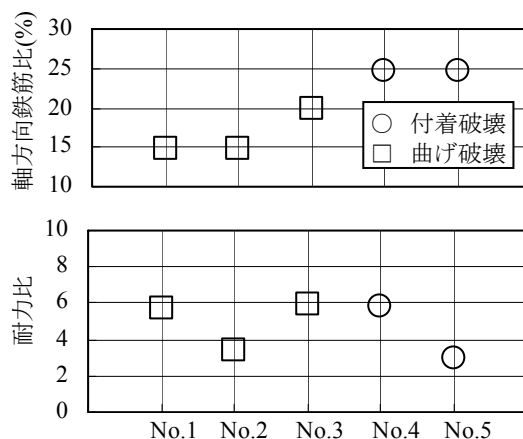


図-3 試験体損傷状況とパラメータの関連

3.3 試験体の荷重変位関係

各試験体の荷重変位曲線は、2つのタイプに分けられる。第1のタイプは、紡錐型の履歴ループを描く試験体（No.1, No.2, No.3）で、第2のタイプはスリップ型の履歴ループを描く試験体（No.4, No.5）である。図-4～図-8にNo.1～No.5試験体の荷重変位曲線を示す。

(1) 紡錐型

紡錐型の履歴ループを描く試験体は、軸方向鉄筋比が20%程度以下、耐力比3.4～6.0程度のNo.1, No.2, No.3試験体で、曲げ破壊となったものである。これらは、軸方向鉄筋をせん断補強鉄筋が拘束し、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制するため、損傷がフーチング表面部に集中するものと考えられる。

なお、No.1試験体の試験終了時の部材角は1/5、じん性率は17、No.2試験体の試験終了時の部材角は1/7、じん性率は11、No.3試験体の試験終了時の部材角は1/6、じん性率は13で、十分な変形性能が得られている。ここで、じん性率は、試験終了時の変位（ δ_u ）と降伏時の変位（ δ_y ）の比（ δ_u/δ_y ）として求めた。

(2) スリップ型

スリップ型の履歴ループを描く試験体は、軸方向鉄筋比が24.7%、耐力比3.0～5.8程度のNo.4, No.5試験体で、付着破壊となったものである。これらは、荷重初期の段階からスリップする履歴ループを描き、試験終了時点まで最大荷重をほぼ保持したまま、大きな変形性能を有している。このタイプは鉄筋が非常に密なため、荷重当初から柱全体にわたって束ねられた主鉄筋相互の付着が切れ、鉄筋相互のすべりにより、変形を柱全体で吸収する挙動を示したものと考えられる。また、変形を柱全体で吸収するため、フーチング表面部に損傷はほとんど発生せず、また、軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断することもなかったと考えられる。なお、No.4試験体の試験終了時の部材角は1/5、じん性率は11、No.5試験体の試験終了時の部材角は1/3、じん性率は16で、このタイプも十分な変形性能が得られていることがわかった。

4 曲げ耐力

4.1 降伏耐力

降伏耐力の計算値と実験値の関係を図-9に示す。なお、計算値は鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁾により断面内の平面保持を仮定して算定した。降伏耐力の実験値と計算値との比は0.95～1.02（平均値0.98）で、実験値は計算値に比べて若干小さいものの、概ね妥当に評価している。

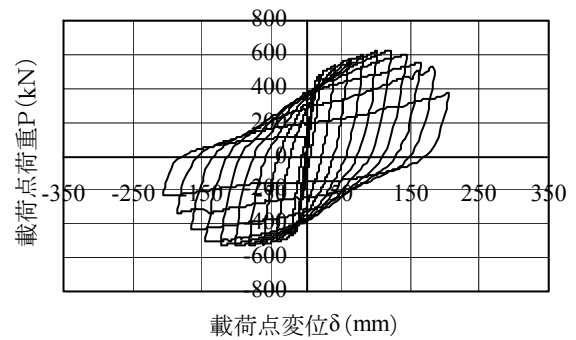


図-4 荷重変位曲線 (No. 1 試験体)

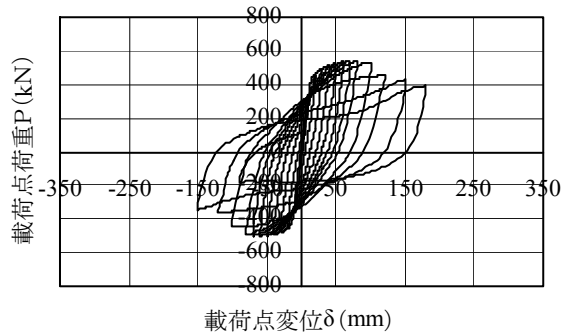


図-5 荷重変位曲線 (No. 2 試験体)

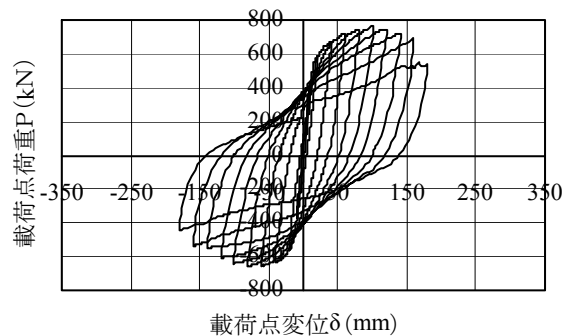


図-6 荷重変位曲線 (No. 3 試験体)

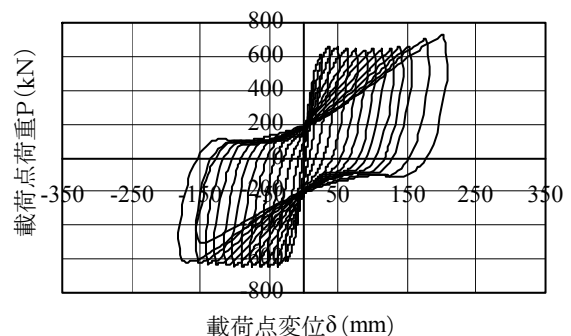


図-7 荷重変位曲線 (No. 4 試験体)

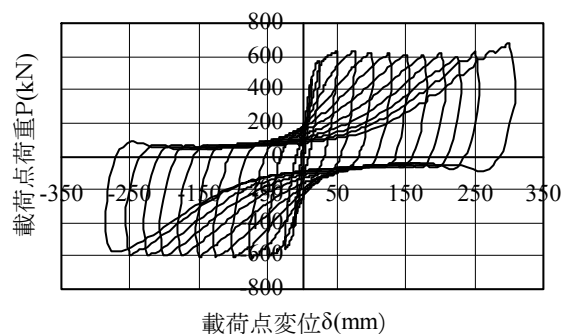


図-8 荷重変位曲線 (No. 5 試験体)

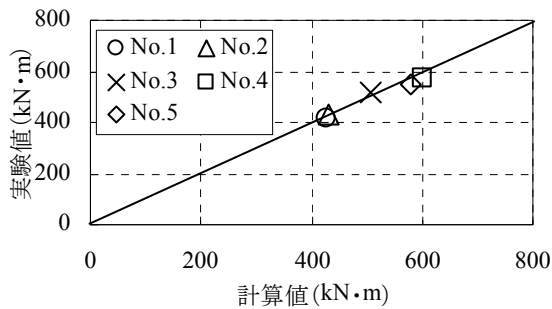


図-9 降伏耐力の実験値と計算値の比較

4.2 最大耐力

最大耐力の計算方法は、降伏荷重と同様に、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁾に準拠して行った。計算に用いた軸方向鉄筋強度は、鉄筋の材料試験で得られる応力-ひずみ曲線を参照し、鉄筋に生じる実応力度とした。また、モルタル強度については、スパイラル形状のせん断補強鉄筋による強度増加を既往の研究³⁾から考慮した。最大耐力の実験値と計算値の関係を図-10に示す。最大耐力の実験値と計算値との比は0.95~1.20（平均値1.08）となっており、スリップ型の履歴ループを描くNo.4試験体とNo.5試験体は、実験値と計算値との比が他の試験体よりも小さくなっている。これは、付着破壊の影響により、平面保持の仮定が成立しなくなったためと考えられる。

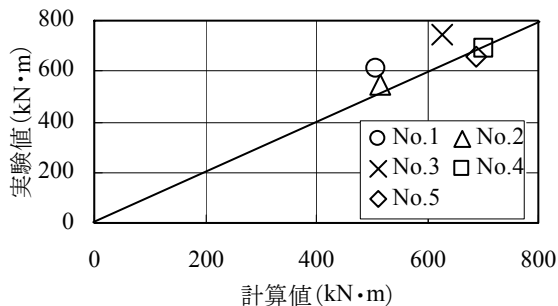


図-10 最大耐力の実験値と計算値の比較

5. まとめ

本実験で対象とした、軸方向鉄筋比 14.8%~24.7%、耐力比 2.96~5.91 の範囲内における、高密度に軸方向鉄筋を配置し、これをスパイラル鉄筋で補強した RC 柱の交番荷重試験の結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 軸方向鉄筋比 24.7%の試験体は、耐力比の大小に関わらず、荷重初期の段階からスリップ型の荷重変位曲線を示し、かぶりモルタルの剥落が柱全体にわたる破壊形態となる。これらは、鉄筋相互のすべりにより、変形を柱全体で吸収する挙動を示す。
- (2) 軸方向鉄筋比 20%程度以下、耐力比 6 程度以下の試験体は、紡錘型の荷重変位曲線を示し、損傷がフーチング表面部のかぶりコンクリートに集中する破壊形態となる。
- (3) 本試験範囲内において、試験体はじん性率 10 以上であった。
- (4) 本試験範囲内の試験体における降伏耐力は、既往の計算式での計算結果に対して実験値は 0.98 程度となり概ね実験値を評価可能であった。また、最大耐力は、スパイラル形状のせん断補強鉄筋による拘束効果を考慮することで、実験値は計算値に対して 1.08 程度の精度で評価可能であった。

参考文献

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，丸善株式会社，2004.4
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，丸善株式会社，1999.10
- 3) 吉野茂，畑戸龍夫，多賀章，今村輝武，渡辺朋之，宮元聡：鋼管コンクリート構造の開発（その 6）拘束効果を考慮した充填形円形鋼管コンクリート柱の終局耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.1739-1740，1993.9