

論文

[2115] 多量な円形補強筋で横拘束された鉄筋コンクリート円柱の力学性質

蔡健*1・鈴木計夫*2・蘇道遠*3

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下RCと略記）円柱は、外荷重に対して断面に方向性がない、コンクリートに対する円形横補強筋の優れた横拘束効果が期待できることなどの特徴を持つ有用な構造部材であることは著者らのこれまでの研究によって明らかにされてきている[1]。しかし近年RC構造の高層化に伴って高強度材料の使用機会が増大している。これらの高強度材料を用いた高軸力を受ける高層建物の下層階の円柱の力学性状に及ぼす横補強筋の影響を明確する必要がある。

本研究は、高強度コンクリートならびに現行設計基準[2]～[4]のほぼ上限あるいはそれ以上の横補強筋を用いたRC円形柱試験体に対して、定高軸力下における多数回繰り返し載荷実験を行い、同柱の大変形域での力学性状に及ぼす横補強筋量、軸力比、コンクリート強度などの影響を検討したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に試験体の形状および配筋を示す。試験体は直径が225mm、シアスパン比 a/D (a :せん断スパン、 D :直径)が2.44の円柱で、その上下端に梁型スタブを有するI型試験体である。表-1に試験体の一覧を示す。本実験における主な要因は、横補強筋量 (p_s) とその降伏強度 (σ_{sy})、軸力比 (η) およびコンクリート強度である。横補強筋はSD295とSD785の異形鉄筋を用いて製作した円形スパイラル筋とし、スパイラル筋のピッチを小さくしてその横拘束効果を十分に発揮されるように設計した。横補強筋量としては現行基準のほぼ上限値とそれ以上の $p_s=1.28, 2.13, 5.00\%$ ($D6@25, D6@15, D6@6.4$) の3種類を採用した。軸力比としては0.30、0.50、0.60、1.0の4種を、またコンクリート強度としては30、55MPaの2種を計画した。使用した鉄筋の降伏強度ならびに実験時のコンクリートシリンダー供試体の圧縮強度を表-1に示す。

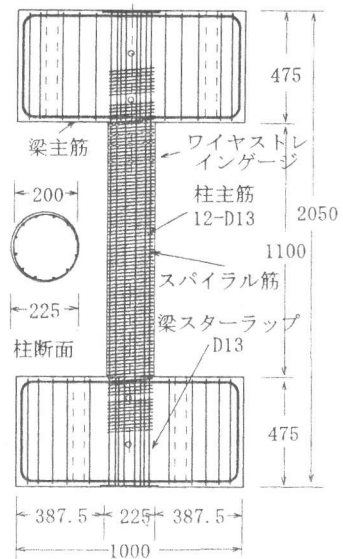


図-1 試験体の形状・配筋

2.2 載荷および測定方法

載荷は図-2に示すような建研式加力装置を用いて行った。すなわち、反力壁に平行移動装置を介して水平に固定した試験体に、定軸力を加えた状態で、L型フレームを通じて1000 kN押し引き復動ジャッキにより繰り返し水平せん断力（逆対称モーメント）を作用させた。載荷中の軸力は常に一定となるように軸力用ジャッキの油圧を手動制御した。載荷は変位制御で行い、原則として変形角 $R=1/100, 1/50, 1/30, 1/20, 1/15$ で各5回ずつ正負交番繰り返し載荷とした。

*1 中国華南理工大学助教授 建築工程系、工博（正会員）
 *2 大阪大学教授 工学部建築工学科、工博（正会員）
 *3 大阪大学大学院 工学研究科建築工学専攻

柱部分の相対水平変位、軸方向伸縮量は上下梁形スタブ部分で固定された測定フレームを介して変位変換器により、また柱主筋およびスパイラル筋のひずみはワイヤストレインゲージにより測定した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊過程

本実験では、柱に十分なスパイラル筋で横補強したため、試験体の破壊モードはいずれもその柱脚部での曲げ破壊であった。試験体の破壊過程の概要は次のようである（図-4参照）。すなわち、変形角1/100の処女載荷において、最外縁圧縮主筋の降伏、かぶりコンクリートの圧壊、曲げひびわれの発生、かぶりコンクリートの圧壊の進展による剥落、最外縁引張主筋の降伏が生じた。変形角1/50以上の大変形載荷階において、かぶりコンクリートの剥落が急激に進展し、スパイラル筋の降伏が生じ、最大曲げ耐力に達し、コアコンクリートの圧壊が生じた。試験体の最終破壊はスパイラル筋の引張破断、もしくは繰り返し載荷による圧縮主筋の座屈あるいはコアコンクリートの著しい圧壊剥落によって起こった（図-3参照）。

3.2 水平変位性状

図-4には各試験体の軸力（P）-水平変位（ δ_H ）効果を考慮した水平せん断力Q- δ_H の関係を示す。No.1~No.3は軸力比のみが異なる試験体である。軸力比が大きい場合は小さい場合に比べ、各載荷階での繰り返し載荷による耐力の低下は大きく、また変形能力は小さくなるが、同一載荷階での履歴復元力特性を見ると、軸力比が小さい試験体はエネルギー吸収のやや小さい逆S字形となっているのに対して、軸力比が大きい試験体はエネルギー吸収の大きい紡錘形を示すことが分かる。

試験体 No.5（D6@15、 $p_s=2.13\%$ ）は No.2（D6@25、 $p_s=1.28\%$ ）の横補強スパイラル筋の間隔を

表-1 試験体一覧表

試験体	σ_B (MPa)	軸力		横補強スパイラル筋			主筋	
		N (kN)	η	直径 ヒッチ	p_s (%)	σ_{sy} (MPa)	本数	σ_y (MPa)
No.1	50.5	960	0.48	D6@25	1.28	385	12-D10	357
No.2	49.5	1225	0.62					
No.3	55.8	686	0.31					
No.4	58.8	1460	0.62	D6@25	1.28	921	12-D10	357
No.5	51.5	1245	0.61	D6@15	2.13	385		
No.6	60.1	1431	0.60	D6@6.4	5.00	385		
No.7	31.1	1245	1.01	D6@15	2.13	385	12-D10	357

σ_B :コンクリートの圧縮強度 σ_{sy} :スパイラル筋の降伏強度
 σ_y :柱主筋の降伏強度 $\eta=4N/(\pi D^2 \sigma_B)$:軸力比
D:円形柱の直径 $p_s=2a_s/(s \cdot d)$:スパイラル筋面積比
s:スパイラル筋の間隔 a_s :1本のスパイラル筋の断面積
d:スパイラル筋の外巻き径

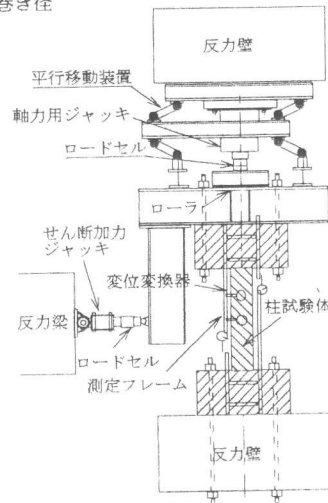


図-2 載荷・測定装置

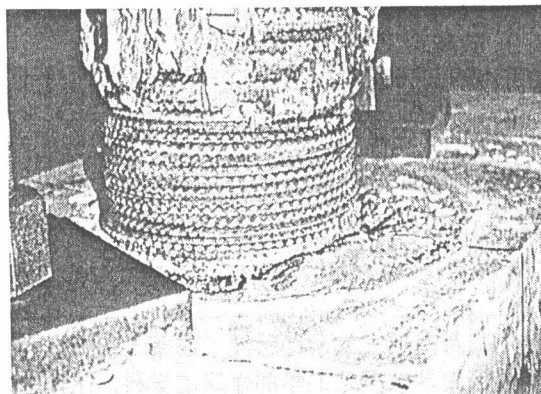
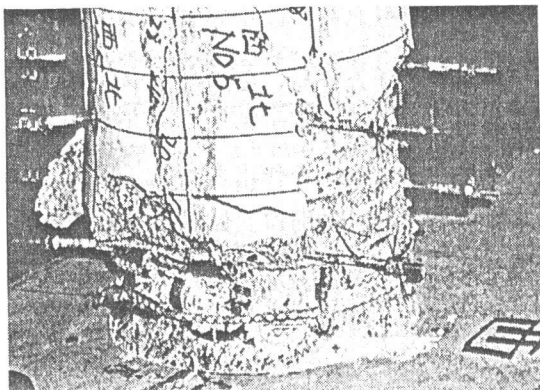
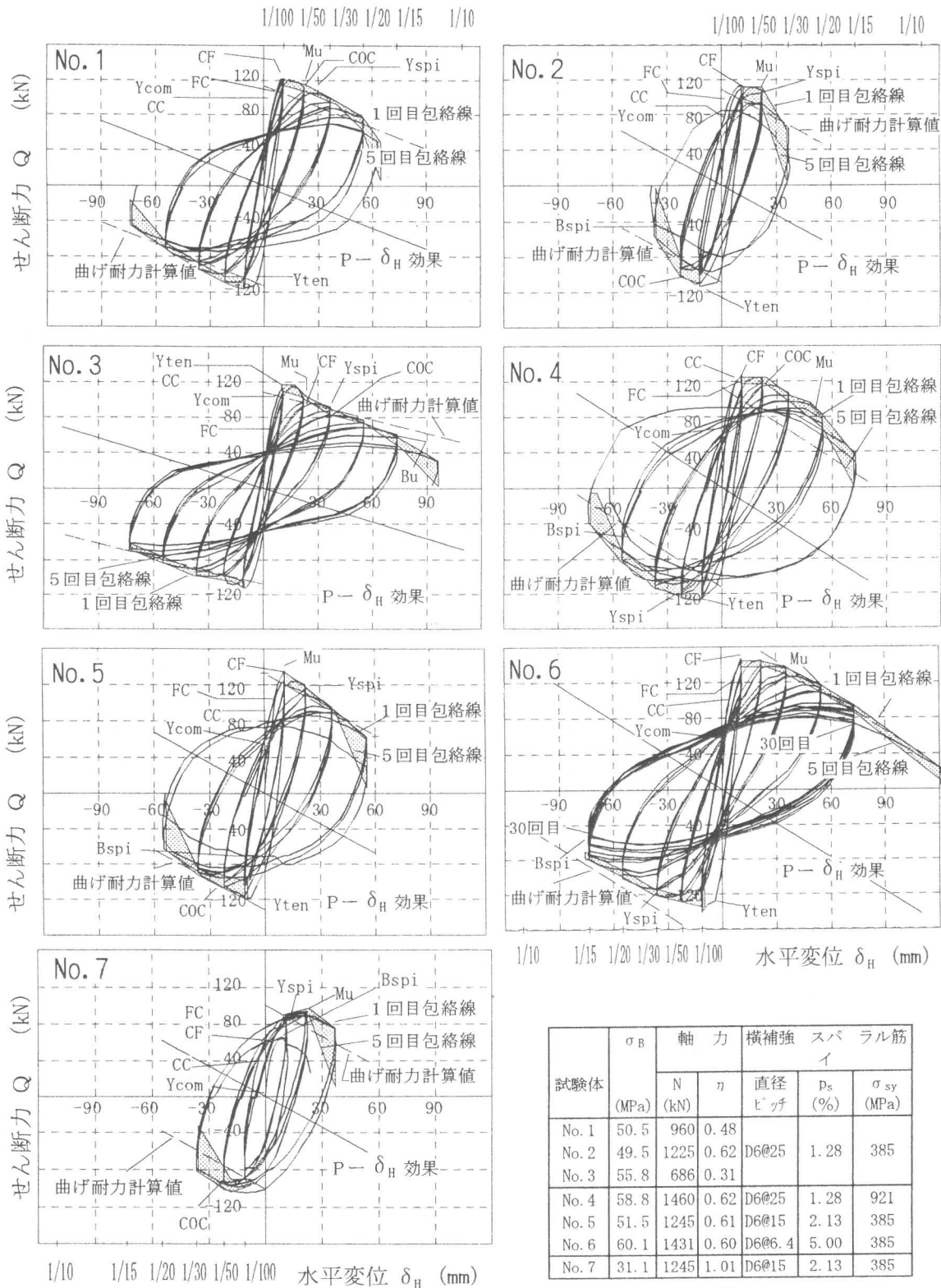
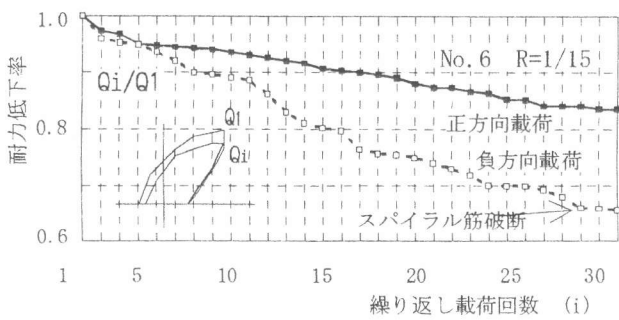


図-3 最終破壊性状 (左図: No.5 右図: No.6)



FC: 曲げひびわれ発生 CC: かぶりコンクリート圧壊 CF: かぶりコンクリート剥落
 COC: コアコンクリート圧壊 Mu: 最大曲げ耐力 Ycom: 圧縮鉄筋降伏 Yten: 引張鉄筋降伏
 Yspi: スパイラル筋降伏 Bspi: スパイラル筋破断 Bu: 圧縮鉄筋座屈
 曲げ耐力計算値: 著者の既往の提案式[6]による計算値calMu2 (表一2 参照)

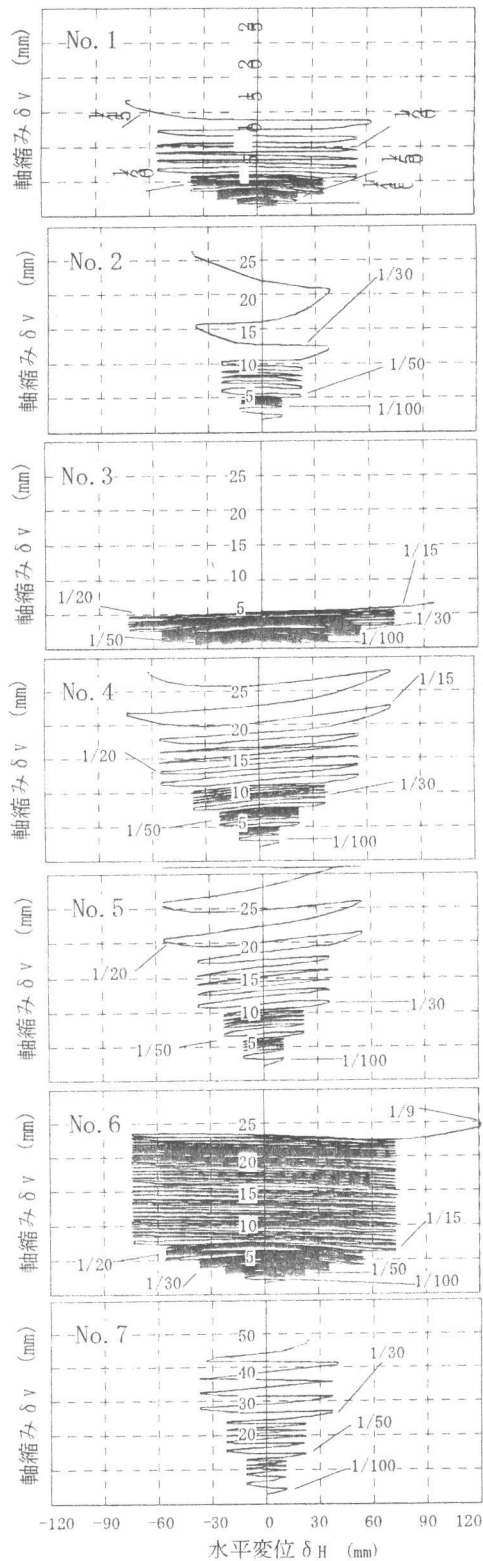
図一4 水平せん断力 (Q) - 水平変位 (δ_H) 関係



図一五 耐力低下性状

減少させたもので、さらに No. 6 ($D6@6.4$, $p_s=5.0$ %) はその間隔を最小値までに減少させ、すなわちスパイラル筋間の隙間を零にした試験体で、また、No. 4 ($\sigma_{sy}=921$ MPa) は No. 2 (同 385 MPa) より高強度のスパイラル筋を使用したものである。これらの試験体の $Q-\delta_H$ 関係によれば、変位角が 1/100 程度までの小変形領域の $Q-\delta_H$ 関係には、スパイラル筋の間隔および強度による余り大きな差は見られないが、大変形域に達すると明確な違いが生じている。すなわち、横補強量の増大によって、圧縮側コアコンクリートはより有効に拘束されるため、柱の変形能力ならびに繰り返し荷重に対する安定性は画期的に改善される。具体的に言うと、たとえば No. 2 は変位角 1/30 の荷重階において、繰り返し荷重によって破壊するのに対して、No. 6 はコアコンクリートが隙間のないスパイラル筋に完全に拘束され、変形角 1/15 以前の各荷重階の 5 回ずつの繰り返し荷重を受けて、さらに変形角 1/15 の大変形領域での 30 回の繰り返し荷重に対して、負方向の荷重では 10 サイクルから耐力が徐々に低下していくが、正方向の荷重では耐力の低下が収束するような安定性状を示す (図一五 参照)。なお、本実験ですべての試験体は最終破壊以前の早い荷重階ですでにスパイラル筋の降伏が生じたが、スパイラル筋の降伏による耐力の低下がなく、スパイラル筋が降伏しても十分な拘束効果が期待されることが分かる。

次に、軸力の大きさおよび横補強筋量が同様で、コンクリートの強度のみが異なる試験体 No. 5 ($\sigma_B=51.5$ MPa) と No. 7 (同 31.1 MPa) の $Q-\delta_H$ 関係を比較する。No. 7 はコンクリート強度が小さく、軸力比がかなり大きいいため、変形能力は高強度コンクリートを用いた No. 5 より小さい。



図一六 軸方向縮み性状

3. 3 軸方向縮み変形状

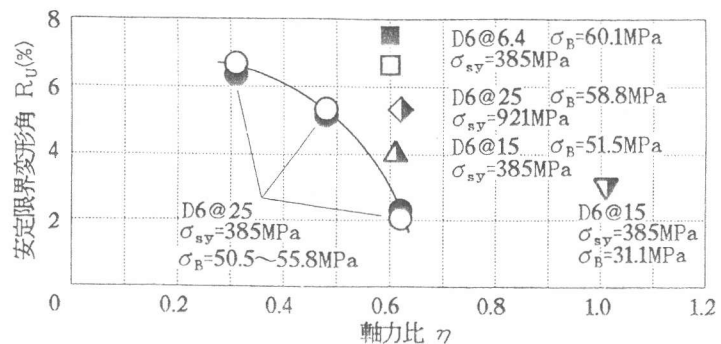
図一六には各試験体の柱部分の軸方向の縮み量 δ_v —水平変位 δ_H の関係を示す。これらの図を見ると、軸方向の縮み量は水平載荷変位の増大、および各定水平変位の繰り返し載荷回数の増大に伴って進展し、その進展は軸力比の大きいほど、横補強量の小さいほど速くなる。軸力比の小さい、圧縮主筋の座屈により破壊した試験体 No. 3、およびスパイラル筋間の隙間のない、スパイラル筋の破断によって最終破壊した No. 6 を除いて、いずれの試験体も最終破壊前の数サイクルの繰り返し載荷において、急激な軸縮みの進展が見える。このことは、軸縮みの急激な進展は柱破壊の一つの指標とも考えられる。これについて、今後の詳しい検討が必要である。また、すべての試験体は水平変位の大きい変形領域では、大きな軸縮みが残留してしまう。このことから、建物の設計において、大変形能力を期待する柱に大きな軸縮みが生じることを配慮する必要があると思われる。

3. 4 終局曲げ耐力

最大曲げ耐力の実験値と計算値との比較を表一に示す。計算値は既往の円形柱に関する終局曲げ耐力算定式[6]~[8]を用いて計算した。計算には、試験体の最大曲げ耐力に達する前にかぶりコンクリートがすでに剥落した実験結果を考慮し、著者らのコンファイドコンクリート強度算定式[5]を利用して柱断面をコアコンクリート断面のみとして計算した。終局曲げ耐力は横補強量の増加に伴い上昇した。曲げ耐力の実験値に対して、文献[6]による $calM_{u1}$ は0.62~1.05倍、平均で0.79となり、著者らの提案式による $calM_{u2}$ [7]、 $calM_{u3}$ [8]はそれぞれ0.83~1.01倍(平均0.89)および0.75~0.99倍(平均0.

表一 最大曲げ耐力

試験体	計算値						
	実験値	$calM_{u1}$	$calM_{u2}$	$calM_{u3}$	$calM_{u1}$	$calM_{u2}$	$calM_{u3}$
No. 1	71.23	57.33	62.44	57.02	0.805	0.877	0.801
No. 2	71.23	46.15	59.83	51.19	0.648	0.841	0.719
No. 3	67.32	61.21	59.22	57.41	0.909	0.879	0.853
No. 4	87.73	61.87	75.91	66.14	0.705	0.865	0.754
No. 5	76.58	63.73	72.78	66.03	0.832	0.931	0.862
No. 6	99.81	104.33	100.96	99.16	1.045	1.012	0.993
No. 7	66.36	40.96	55.24	50.70	0.617	0.832	0.764
平均値					0.794	0.891	0.821



図一七 限界変形—軸力比・横補強筋量

82) となった。いずれの計算値も実験値を安全側に評価している。

3. 5 限界変形

図一七に、試験体の限界変形に及ぼす軸力比、横補強筋量の影響を示す。なお、限界変形時の変形角 R_u としては本実験より得られた見かけの安定限界変位[注1]時における変形角を用いている。図中の白抜きおよび黒塗り記号はそれぞれ試験体の正方向および負方向載荷時の R_u を表す。同図によれば、軸力比の減少、横補強筋量の増加により R_u は増大する。50 MPa 級のコンクリートを用いて軸力比が0.6以上、および30 MPa 級のコンクリートを利用して軸力比が1以上の極

[注1] 見かけの安定限界変形の定義[1]: まず、同一変位階での繰り返し載荷回数 i の増加に対して耐力低下率 Q_i/Q_1 (同一変位階での1回目のせん断力 Q_1 に対する i 回目の耐力 Q_i の比) が収束する傾向を示し、かつ第5サイクル ($i=5$) の Q_i/Q_1 が0.8以上となる最大の載荷変位階を安定限界変形階とし、その時の変位を便宜的に安定限界変位 δ_{st} とする。また安定限界変位階に続く次の載荷階を破壊階と呼び、その時の変位を破壊変位 δ_f とした時に、見かけの安定限界変形 δ_{st}' は下式で算定されるものとする。

$$\delta_{st}' = \delta_{st} + (\delta_f - \delta_{st}) \cdot i / 5$$

ここに、 i : 破壊階において Q_i/Q_1 が0.8を下回らない最大の繰り返し載荷回数。

めて高軸力を受ける柱に対しても、D6@25 ($p_s=1.28\%$) および D6@15 ($p_s=2.13\%$) のスパイラル筋を配して横補強すれば、多数回繰り返し荷重に対しても安定した変形角 1/50 以上の靱性は得られる。また、横補強筋の、間隔を小さくするか、あるいは強度を大きくすれば、 R_u を 2~3.5 倍程度にも増大させることができる。

4. まとめ

本研究より得られた結果を以下にまとめる。

(1) 本実験の円形柱の破壊モードはいずれもその柱脚部での曲げ破壊であった。試験体の最終破壊は、柱脚部のヒンジ領域内のスパイラル筋の破断、もしくは繰り返し載荷による圧縮主筋の座屈あるいはコアコンクリートの著しい圧壊、剥落によって起こった(図-3参照)。

(2) 円形柱の軸力比が大きくなると変形能力が小さくなるが、十分な横補強筋を配すれば、軸力比が 0.6 ($p_s=1.28\%$) および 1.0 ($p_s=2.13\%$) 以上の極めて高軸力を受ける場合でも、多数回繰り返し荷重に対して安定した挙動を示す変形角 1/50 以上の靱性は得られた(図-4、図-7参照)。

(3) 横補強スパイラル筋の間隔を減少し、強度を増大することによって、柱の変形能力は大きく改善される。スパイラル筋間の隙間をなくし、コアコンクリートを完全に拘束した柱試験体は変形角 1/15 の大変形領域における 30 回の繰り返し荷重に対して破壊せず、優れた安定性を示す(図-4、図-5、図-7参照)。

(4) 水平載荷変位の増大および各定水平変位の繰り返し載荷回数の増大に伴って柱の軸方向縮みは進展する。横補強筋量の小さいほど、軸力比の大きいほど、軸縮みの進展は速くなる(図-6参照)。

(5) 曲げ耐力の実験値に対して、既往の提案式はほぼ安全側に評価している(表-2参照)。

謝辞 本研究の一部は平成5年度科学研究費補助金特別研究員奨励費(課題番号 92142)によって行われたものである。実験の実施に当たり大阪大学卒論生・田中正志君のご協力を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 鈴木計夫・中塚侑・蔡健・中田浩之・白沢吉衛：円形スパイラル筋を有するプレストレスト鉄筋コンクリート円形柱の力学性質、日本建築学会構造系論文報告集、第383号、pp.69-79、1988.1
- 2) 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
- 3) American Concrete Institute：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318) (Revised 1992) and Commentary ACI 318R-89 (Revised 1992), 1992.9
- 4) Standard Association of New Zealand：Code for Practice for the Design of Concrete Structures (NES 3101 Part1：1982) and Commentary (NZS 3101 Part2：1982), 1982
- 5) 中塚侑・鈴木計夫・中川裕史・溝口茂：高強度材料を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14, No.2, pp.961-966, 1992
- 6) 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1991
- 7) 鈴木計夫・中塚侑・蔡健・阿倍勇・中田浩之・白沢吉衛：高靱性・高復元性 PRC 柱部材に関する基礎的研究(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.47-48、1986.3
- 8) 鈴木計夫・中塚侑・中田浩之：鉄筋コンクリート円形柱の曲げ終局強度算定式、日本建築学会構造系論文報告集、第424号、pp.23-34, 1991.