鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究

(その1) 柱の中心圧縮実験, 純曲げ実験および曲げせん断実験とその相関

DEFORMATION CAPACITY BEYOND FLEXURAL YIELDING
OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS(part 1) Compression Tests, Bending Tests and Shear
Bending Tests of Columns, and their Correlation平石久廣*, 稲井栄一**, 板倉康久***, 高崎哲哉****,
石渡康弘*****, 川島俊一*****, 勅使川原正臣******Hisahiro HIRAISHI, Eiichi INAI, Yasuhisa ITAKURA, Tetsuya TAKASAKI,
Yasuhiro ISHIWATA, Toshikazu KAWASHIMA and Masaomi TESHIGAWARA*

The authors have already proposed the concept of "Stable Limit" on the deformation capacity of columns in seismic design, from the viewpoint of energy absorption in columns, and have also presented the methods for evaluating the strains, curvature, and deformation at the stable limit.

In order to verify the "Stable Limit" concept and the adequacy of the proposed method of evaluation, compression tests, bending tests, and shear bending tests of columns were conducted. The following findings can be drawn from these tests and their investigation.

- 1) Three moment versus curvature relations adequately correspond to each others; one of them is given by the analysis of the critical section using the stress versus strain relation of the compression test, the other two are directly obtained from the bending test and the shear bending test, respectively.
- 2) In case of low axial stress, the columns under cyclic lateral loading are considered to behave almost same as the columns under monotonic loading; the deformation capacity of the columns corresponds to the deformation at the stable limit, and the proposed method of evaluation is sufficiently accurate.
- 3) However, in the case of high axial stress, the cyclic loading history greatly affects the deformation capacity of the columns, and the proposed method of evaluation can not adequately predict the deformation capacity.

The detailed verification of the method of evaluating the strains, etc. at the stable limit, a method of evaluating the deformation capacity of the columns under high axial stress level, and a reasonable design method for confinement in columns will be reported in the near future.

Keywords : *Column, Cyclic loading, Stable limit, Confinement, Axial stress level*

* 建設省建築研究所 構造研究室長・工博
 ** (株)間組技術研究所 研究員・工修
 *** (株)松村組技術研究部
 **** 五洋建設(株)技術研究所 主任研究員
 ***** 鉄建建設(株)技術本部 研究員
 ***** 建設省建築研究所 研究員
 ***** 建設省建築研究所 主任研究員・工博

Head of Structure Division, Building Research Institute,
 Ministry of Construction, Dr. Eng.
 Research Engineer, Technical Research Institute, Hazama
 Corporation.
 Matsumura-Gumi Co., Ltd.
 Senior Research Engineer, Penta-Ocean Construction Co.,
 Ltd.
 Research Engineer, Tekken Construction Co., Ltd.
 Research Engineer, B. R. I. M. O. C.
 Senior Research Engineer, B. R. I. M. O. C., Dr. Eng.

§1. 序

建物全体の曲げ降伏機構により地震時の入力エネルギーの消費を意図する鉄筋コンクリート造建築物の1階の柱では、所定の变形性能と軸力負担が要求されるため、コア断面内のコンクリートの拘束も配慮した横補強筋が配されることが一般的になってきている。しかしながら現状では、要求される变形性能と負担軸力に見合った横補強筋の定量的な構造設計手法が提案されるまでには至っていない。

一方、鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の挙動を推定する上で、曲げ降伏後柱端部に形成されるヒンジ領域における拘束コンクリートと主筋の材料特性に基づく断面の曲げ解析が有効な手段になることは、多くの研究者により指摘されている。Parkらは、大变形領域の挙動に関する研究にもこれを応用し、主に、コア断面内のコンクリートを拘束する横補強筋の破断に起因する変形の限界に着目した研究^{1),2)}を行っている。著者らも、断面の曲げ解析の有効性に着目し、曲げ降伏後の変形の限界として、拘束コンクリートの材料特性と負担軸力に基づく“安定限界”を提案し、安定限界時における各種ひずみ、曲率等の算定法を示している³⁾。

本研究では、提案した算定法の妥当性を検証するために、同一材料を用いた同一断面形状の中心圧縮実験、純曲げ実験および曲げせん断実験に供する柱試験体を同時に製作し、それらの実験を行った。検討の結果、繰返し載荷の影響が少ない柱に対しては、提案した安定限界の有意性およびその評価方法が妥当であることが明らかになった。ただし、軸力が大きい柱では、繰返しの載荷履歴が限界変形に及ぼす影響が大きく、提案した評価方法では、限界変形を推定できないことも明らかになった。

本報(その1)では、実験概要および結果の詳細を述べるとともに、安定限界の存在を示す。また、中心圧縮実験から得られた拘束コンクリートの材料特性に基づいたFiberモデルによる断面の曲げ解析結果、純曲げ実験の結果および曲げせん断実験の結果を比較し、柱の純圧縮性状、純曲げ性状および曲げせん断性状の相関性の検討を行う。

なお(その2)では、繰返し載荷の影響が少ない柱に対し、提案した安定限界の有意性およびその算定法の妥当性の検証を行うとともに、繰返し載荷の影響が大きい柱に対する限界変形の算定法を提案する。さらに、柱に要求される变形性能と負担軸力に基づいた柱の構造設計手法の提案を行う。

なお、本研究では、高強度の材料(コンクリートのシリンダー圧縮強度 $\sigma_B = 344$

kg/cm²および520 kg/cm²、主筋の降伏強度 $\sigma_y = 6710$ kg/cm²、横補強筋の降伏強度 $w\sigma_y = 10152$ kg/cm²)を用いており、高強度鉄筋コンクリート造柱の耐震性能に関する基礎的な検討を行うことも目的の一つにしている。

§2. 実験計画

2.1 試験体および設定軸力

A) 曲げせん断実験試験体

表—1に、曲げせん断実験の試験体の一覧を示す。試験体の形状(断面:250 mm×250 mm、内法スパン:1250 mm)はすべて同一である。試験体S4P6H50、S6P6H50、S6P6H40、S6P4H40-50における変動因子はコンクリート強度〔設計基準強度 $F_c = 400$ kg/cm²($\sigma_B = 344$ kg/cm²)および600 kg/cm²($\sigma_B = 520$ kg/cm²)〕、横補強筋(スパイラル筋)の間隔(D6-@40またはD6-@55)および設定軸力($N = 100$ tonまたは125 ton)であり、主筋強度、主筋量は同一である。ただし高強度鉄筋を主筋に用いた試験体(S6P6H40)との比較のため、 $p_t\sigma_y$ (p_t :引張鉄筋比)の値がほぼ同じになるように普通強度の鉄筋を用いた試験体(S6P6L40)を一体加えた。

各試験体の設定軸力を、後述の柱の中心圧縮実験(1シリーズ)から得られた柱コア断面内の拘束コンクリートの最大軸耐力(f'_c)と、コア断面(218 mm×218 mm)によって規準化すると、 $0.42 f'_c \sim 0.54 f'_c$ 程度の軸応力となる。また、一般的な軸力比 $[\eta = N/(bD\sigma_B)]$ で表せば、 η の値は、0.31~0.47程度である(表—1参照)。なお、試験体S6P4H40-50は、部材角 $R = \pm 1/50$ rad.の3サイクル以降、設定軸力を100 tonから125 tonに切換えた。各試験体の名称とパラメータの関係は、表—1の下段を参照されたい。

表—1 曲げせん断実験試験体一覧

試験体名	σ_B ¹⁾ (kg/cm ²)	f'_c ²⁾ (kg/cm ²)	軸力N (ton)	設定軸応力(kg/cm ²)		主筋	横補強筋 スパイラル
				コア断面	全断面		
S4P6H50	344	390	100	211(0.54 f'_c)	162(0.47 σ_B)	4-D13 $p_t = 0.41\%$ $\sigma_y = 6,710$ kg/cm ²	D6-@40 $p_w = 0.64\%$
S6P6H50		491	125	261(0.54 f'_c)	198(0.38 σ_B)		
S6P6H40		491	100	212(0.43 f'_c)	161(0.31 σ_B)		D6-@55 $p_w = 0.46\%$
S6P4H40 ³⁾		501	100	210(0.42 f'_c)	161(0.31 σ_B)		
-50		125	266(0.53 f'_c)	198(0.38 σ_B)			
S6P6L40		491	100	212(0.43 f'_c)	161(0.31 σ_B)	8-D13 $p_t = 0.81\%$ $\sigma_y = 3,370$ kg/cm ²	D6-@40 $p_w = 0.64\%$

・断面形状:柱幅(b)×柱せい(D) = 250mm×250mm

・シアスパン比: $N/(bD) = 2.5$, 内法スパン長さ:1250mm

・横補強筋の降伏応力度: $w\sigma_y = 10,152$ kg/cm²

1) コア供試体圧縮強度 2) 中心圧縮実験(シリーズ1)の最大軸耐力

3) S6P4H40-50においては、部材角 $R = \pm 1/50$ rad.の3サイクル目以降に軸力を100t→125tに変更

S6P6H40

- S : 曲げせん断実験
- 6 : 設計基準強度 $F_c = 600$ kg/cm² ($\sigma_B = 520$ kg/cm²)
- 4 : 設計基準強度 $F_c = 400$ kg/cm² ($\sigma_B = 344$ kg/cm²)
- P 6 : 横補強筋比 $p_w = 0.64\%$ P 4 : 横補強筋比 $p_w = 0.46\%$
- H : 主筋に高強度鉄筋($\sigma_y = 6,710$ kg/cm²)を使用
- L : 主筋に普通鉄筋($\sigma_y = 3,370$ kg/cm²)を使用
- 40 : 軸応力 $= 0.4 f'_c$ (コア断面で換算)
- 50 : 軸応力 $= 0.5 f'_c$ (コア断面で換算)

表—2 試験体各種耐力一覧

試験体名	Q _{mu}	Q _{su1}	Q _{su21}	Q _{su22}
S4P6H50	16.2	22.5 (1.39)	34.4 (2.12)	25.5 (1.57)
S6P6H50	20.8	25.9 (1.25)	42.7 (2.05)	30.2 (1.15)
S6P6H40	19.3	24.0 (1.24)	42.7 (2.21)	30.2 (1.56)
S6P4H40-50	19.3	22.4, 24.3 (1.16, 1.26)	32.6 (1.69)	21.7 (1.12)
S6P6L40	19.3	21.4 (1.11)	32.6 (1.69)	21.7 (1.12)

括弧内は Q_{mu} に対する比

(単位: ton)

Q_{mu} : 引用文献4)の(付20.43)式による曲げ耐力時せん断力Q_{su1} : 引用文献5)の修正荒川mean式によるせん断耐力Q_{su21} : 引用文献6)のA法によるせん断耐力(部材角Rp=1/100)Q_{su22} : 引用文献6)のA法によるせん断耐力(部材角Rp=1/50)

(計算ではコンクリート強度にコア供試体圧縮強度を用いた)

S6P6H40 S6P6H50 S4P6H50
ただし S6P4H40-50 (スパイラルD6@55)
S6P6L40 (主筋8-D13)

図—1 曲げせん断実験試験体配筋詳細

表—3 中心圧縮実験試験体一覧

試験体名	コア供試体圧縮強度 σ_B (kg/cm ²)	横補強筋 (スパイラル)
1シリーズ 2シリーズ		
C4P01 C4P02	344	無し
C4P61 C4P62		D6-@40 $p_w=0.64\%$
C6P01 C6P02		無し
C6P61 C6P62	520	D6-@40 $p_w=0.64\%$
C6P41 C6P42		D6-@55 $p_w=0.46\%$
共通事項	・コア断面形状: 218mm×218mm ・試験体高さ: 500mm ・主筋及びかぶりコンクリート無し	

1シリーズ: 載荷時の支持条件を両端ピンとした。

2シリーズ: 載荷時の支持条件を両端固定とした。

コア供試体: $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$

C6P61

C : 中心圧縮実験

6 : 設計基準強度 $F_c=600\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_B=520\text{kg/cm}^2$)4 : 設計基準強度 $F_c=400\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_B=344\text{kg/cm}^2$)P0 : 横補強筋無し, P6 : 横補強筋比 $p_w=0.64\%$ P4 : 横補強筋比 $p_w=0.46\%$

1 : 1シリーズ, 2 : 2シリーズ

各試験体とも、せん断破壊に対して、明確に曲げ降伏が先行するように設計されている。既往の提案式による曲げ耐力時せん断力およびせん断耐力を表—2に示す。曲げ耐力時の平均せん断応力 [$\tau_u = Q_{mu}/(bD)$] の値は、ほぼ $0.06 \sigma_B$ 程度である。なお、表—2において修正荒川式は本実験の材料強度は適用範囲外ではあるが、ここでは比較のため材料強度をそのまま用いた計算値を記した。試験体の配筋詳細を図—1に示す。

B) 中心圧縮実験試験体

中心圧縮実験における試験体の一覧を表—3に示す。

試験体は、同一のものを2体ずつ製作した(1シリーズ1体および2シリーズ1体)。なお、コア断面内の拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を得るために、すべて

の試験体において、かぶりコンクリートと主筋を除いた。試験体C4P61 (C4P62), C6P61 (C6P62), C6P41 (C6P42)の断面詳細(断面形状、コンクリート強度および横補強筋間隔)は、曲げせん断実験における試験体S4P6H50, S6P6H50 (S6P6H40, S6P6L40), S6P4H40-50の主筋を除くコア断面詳細とそれぞれ一致する。さらに、横補強筋によるコンクリートの拘束効果を確認するため横補強筋の無い試験体 [C4P01 (C4P02), C6P01 (C6P02)] を加えた。各試験体の名称とパラメータの関係は、表—3の下段を参照されたい。

試験体の高さは、500 mm [$2D$ (D : 柱せい) に相当] で、上下125 mm間は、横補強筋を多量(ほぼ試験区間の2倍)に配筋し、中央の長さ250 mm [D に相当]の領域を試験区間とした。配筋詳細を図—2に示す。

C) 純曲げ実験試験体

純曲げ実験における試験体の一覧を表—4に示す。試験体B4P6-50, B6P6-50, B6P6-40, B6P4-40の断面形状、コン

図—2 中心圧縮実験試験体配筋詳細

表—4 純曲げ実験試験体一覧

試験体名	$\sigma_B^{(1)}$ (kg/cm ²)	$f_c^{(2)}$ (kg/cm ²)	軸力N (ton)	設定軸応力(kg/cm ²)		主筋	横補強筋
				コア断面	全断面		
B4P6-50	344	390	100	211(0.54 f_c)	162(0.47 σ_B)	4-D13 $p_t=0.41\%$ $\sigma_y=6,710\text{kg/cm}^2$	D6-@40 ³⁾
B6P6-50		491	125	261(0.54 f_c)	198(0.38 σ_B)		$p_w=0.64\%$
B6P6-40		491	100	212(0.43 f_c)	161(0.31 σ_B)		D6-@55 ³⁾
B6P4-40	520	501	100	210(0.42 f_c)	161(0.31 σ_B)		D6-@40 ³⁾
PBTEST		491	100	212(0.43 f_c)	161(0.31 σ_B)	8-D13 $p_t=0.81\%$ $\sigma_y=3,370\text{kg/cm}^2$	$p_w=0.64\%$
共通事項							
・断面形状：柱幅(b)×柱せい(D) = 250mm×250mm							
・内法スパン：500mm							

1) コア供試体圧縮強度 2) 中心圧縮実験(シリーズ1)の最大軸耐力
3) スパイラル筋 $\omega\sigma_y = 10,152\text{kg/cm}^2$ 4) □型フープ $\omega\sigma_y = 4,065\text{kg/cm}^2$

B6P6-40

- B : 純曲げ実験
6 : 設計基準強度 $F_c=600\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_B=520\text{kg/cm}^2$)
4 : 設計基準強度 $F_c=400\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_B=344\text{kg/cm}^2$)
P6 : 横補強筋比 $p_w=0.64\%$ P4 : 横補強筋比 $p_w=0.46\%$
40 : 軸応力 $=0.4f_c$ (コア断面で換算)
50 : 軸応力 $=0.5f_c$ (コア断面で換算)

図—3 純曲げ実験試験体配筋詳細

クリート強度、横補強筋間隔、主筋量、および設定軸力は、曲げせん断実験における試験体S4P6H50, S6P6H50, S6P6H40, S6P4H40-50 (ただし、設定軸力は部材角 $R=\pm 1/50$ rad. の2サイクルまで) とそれぞれ一致する。曲げせん断実験における普通強度の主筋を用いた試験体S6P6L40に対応する試験体はない。各試験体の名称とパラメータの関係は、表—4の下段を参照されたい。試験体PBTESTは、載荷装置の正常な動作を確認するために製作した試験体であり、横補強筋に普通強度のフープを、主筋に普通強度の鉄筋を用いている。試験体の内法スパンは、500mm [2D (D:柱せい)に相当] である。代表的な配筋詳細を図—3に示す。

D) 試験体の対応関係

中心圧縮実験、純曲げ実験および曲げせん断実験にお

表—5 中心圧縮実験・純曲げ実験・曲げせん断実験の試験体の対応関係

中心圧縮実験	純曲げ実験	曲げせん断実験
C6P61 C6P62	—	S6P6L40
	B6P6-40	S6P6H40
	B6P6-50	S6P6H50
C6P41 C6P42	B6P4-40	S6P4H40-50
C4P61 C4P62	B4P6-50	S4P6H50

表—6 材料試験結果

鉄 筋	呼び名	公称断面積 A _s (cm ²)	降伏強度 σ _y (kg/cm ²)	最大強度 σ _{max} (kg/cm ²)	降伏ひずみ ε _y (%)	ヤング係数 E _s (kg/cm ²)
	D6	0.32	10152 ¹⁾	11837	0.70 ¹⁾	2.00 × 10 ⁴
	D6	0.32	4065	5146	0.22	1.87 × 10 ⁴
	D13	1.27	6710	8523	0.36	1.89 × 10 ⁴
	D13	1.27	3370	4957	0.18	1.93 × 10 ⁴
コン ク リ ート	設計基準強度 F _c (kg/cm ²)	圧縮強度 σ _B (kg/cm ²)	圧縮強度時 ひずみ ε _B (%)	ヤング係数 ²⁾ E _c (kg/cm ²)		
	400	344	0.22	2.98 × 10 ⁵		
	600	520	0.26	3.50 × 10 ⁵		

1) 0.2%残留ひずみ時 2) 1/3 σ_B 時割線剛性 3) コア供試体

図—4 鉄筋の引張試験結果

いて、コアコンクリートが同じ断面性能を有する試験体 [同一コンクリートで、かつ同一横補強筋 (種別・量) を配した試験体] の対応関係を表—5に示す。

2.2 使用材料

コンクリートは、川砂、川砂利を用いた粗骨材粒径 10 mm 以下の普通コンクリートである。設計基準強度 (F_c) は、400 kg/cm² と 600 kg/cm² である。鉄筋は、主筋に D13 の高強度鉄筋 ($\sigma_y=6,710\text{kg/cm}^2$) および SD 30 相当の D13 の普通強度鉄筋 ($\sigma_y=3,370\text{kg/cm}^2$) を用いた。横補強筋には、高強度スパイラル筋 (D6: $\omega\sigma_y=10,152\text{kg/cm}^2$) および SD 35 相当の普通強度のフープ筋 (D6: $\omega\sigma_y=4,065\text{kg/cm}^2$) を用いた。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表—6に、鉄筋の引張試験より得た応力-ひずみ関係を図—4に示す。なお、高強度スパイラル筋は、明確な降伏点を示さなかったため、0.2%の残留ひずみとなる応力を降伏点と定めた。コンクリートのシリンダー強度 σ_B は、中心圧縮実験、純曲げ実験および曲げせん断実験の柱試験体と同時にかつ同一条件で製作した無筋の角柱 (寸法は、中心圧縮実験試

す。また、主筋および横補強筋のひずみの測定を、添付したワイヤーストレインゲージにより行った。なお、横補強筋のワイヤーストレインゲージの添付位置は、中心圧縮実験の試験体と同様に辺中央部および端部の上面の横補強筋中心線上である。

§3. 実験結果

3.1 中心圧縮実験

代表的な試験体の最終破壊状況を写真—1に示す。また、中心圧縮実験より得られた拘束コンクリートの軸応力-軸ひずみ（検長：250 mm、柱せい D に相当）関係を図—9に、実験結果の一覧を表—7に示す。横補強筋により拘束を受ける試験体では、横補強筋の無い試験体と比べ、最大軸耐力の上昇およびひずみ軟化域での負担圧縮応力の増加が顕著である。特に、2シリーズにおいては、軸ひずみが3%以上進んでも耐力的に安定している棚が明確に存在している。なお、中心圧縮実験は断面解析に用いる拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を得ることを目的としており、断面解析での使用範囲の上限と考えられた5~6%の軸ひずみで載荷を中止した。

図—10に、試験体C4P62の軸ひずみの進行に伴う横補強筋のひずみ状況を軸応力の変化と併せて示す。横補強筋のひずみは、最大軸耐力時において、0.2%程度である（各試験体の最大軸耐力時の横補強筋のひずみは、表—7を参照されたい）。その後、ほぼ軸ひずみが1%程度で横補強筋のひずみは横這いになり、加力終了に至るまで、降伏ひずみ（0.2%残留ひずみ時のひずみ）には達していない。最大軸耐力時以降、軸ひずみの進行に伴い試験体断面の各辺の中央部が膨らみ、断面形状が角

写真—1 最終破壊状況（中心圧縮実験C6P62）

図—9 軸応力-軸ひずみ（検長：250 mm）関係（中心圧縮実験）

型から円型に移行した。この移行段階においては、横補強筋のひずみの伸びはほとんどないものと考えられる。

なお、試験体端部の支持条件による明瞭な差異は確認できなかった。

既往の拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の推定式^{8)~10)}による推定結果を実験結果と比較した一例を図—11に示す。各文献に従い、六車式⁸⁾および修正 Kent and Park 式⁹⁾においてはコア供試体の試験結果から、Mander 式¹⁰⁾においては横補強筋のない中心圧縮試験体の実験結果から拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を算定した。なお、修正 Kent and Park 式⁹⁾および Mander 式¹⁰⁾においては、角型フープの場合の推定式を用いた。

各推定式は、負担最大圧縮応力を過大に評価する傾向

表—7 中心圧縮実験結果一覧

試験体名	試験開始時 ($f_c'/3$ 時) $\times 10^3$ (kg/cm ²)	最大軸耐力時		
		軸応力 (kg/cm ²)	軸ひずみ (%)	横補強筋 ひずみ (%)
C4P01	227	272.7	0.198	
C4P61	147	390.9	0.665	
C6P01	358	384.7	0.202	
C6P61	258	491.9	0.367	
C6P41	220	501.0	0.459	
C4P02	243	300.1	0.164	0.212
C4P62	205	363.8	0.381	
C6P02	326	428.5	0.166	
C6P62	281	536.9	0.277	
C6P42	339	529.3	0.298	

f_c' :最大軸耐力(応力)

図—10 横補強筋ひずみ-軸ひずみ関係（中心圧縮実験C4P62）

図—11 中心圧縮実験の軸応力-軸ひずみ関係（実験結果と既往の算定法との比較）

がある。この原因としては、本実験では横補強筋（角型高強度スパイラル筋）のひずみがさほど伸びなかったこと、結果として、コンクリートに作用する側圧が、推定式で期待しているほど大きくならなかったことが考えられる。

3.2 純曲げ実験

A) 破壊経過

代表的な試験体の最終破壊状況を写真—2に示す。最終破壊は柱の中央部に集中した。各試験体の実験結果の一覧を表—8に、破壊が集中した柱の中央部におけるモーメント-曲率〔検長：250 mm（柱せい D に相当）〕関係を図—12に示す。各試験体とも最大耐力に達した直後、圧縮側かぶりコンクリートが柱の全内法スパンに

写真—2 最終破壊状況（純曲げ実験 B6P4-40）

表—8 純曲げ実験結果一覧

試験体名	最大耐力時	
	曲げモーメント ($t\cdot m$)	横補強筋ひずみ (%)
B6P6-40	11.59 (正) 8.96 (負)	0.044 (正) 0.047 (負)
B6P6-50	10.55 (正) 9.66 (負)	0.043 (正) 0.031 (負)
B6P4-40	10.61 (正) 9.54 (負)	0.088 (正) 0.029 (負)
B4P6-50	8.99 (正) 8.51 (負)	0.059 (正) 0.057 (負)
PBTEST	11.17 (正) 10.77 (負)	—

正・負は加力方向を表す。

図—12 モーメント-曲率（検長：250 mm）関係（純曲げ実験）

わたり圧壊・はく離（図—12中の▽印）し、一時的に急激な耐力低下を示したが、その後は安定した挙動を示した。ただし、試験体 B6P6-50 は、繰返し載荷による耐力低下の進行が顕著であった。各試験体とも最終的には、コア断面内の圧縮側コンクリートが圧壊し、軸力を保持できなくなった。実験終了後の観察では、すべての試験体において、圧縮側主筋の座屈が認められた。

図—13に試験体 B4P6-50 の曲率の進行（包絡線上）に伴う横補強筋のひずみ状況を示す。すべての試験体（PBTEST を除く）において、最終破壊まで横補強筋のひずみは降伏ひずみに達していなかった。

B) 引張側主筋のひずみ

図—14に、各試験体の最終時において引張側となった主筋のひずみ（検長：中央部 250 mm）履歴を示す。なお、このひずみの値は、平面保持を仮定し、主筋沿いに取り付けたパイゲージの実測値を引張側主筋位置の値に修正したものである。

試験体 B6P4-40, B6P6-40, B4P6-50 および PBTEST においては、引張側主筋の伸びが最終破壊の前に、最終ループ上で極値となり、かつ最大となる現象が現れている（図—14中の○印参照）。これらは、著者が文献³⁾において、提案した“安定限界”にほぼ対応しているものと考えられる〔詳細な検討は、追って報告する同名論文（その2）で行う〕。試験体 B6P6-50 では、引張側主筋の伸びが、最大ではないが最終ループ上で極値となり（図—14中の○印参照）、この点を境に性状が急変した。本論文では、この現象が上記の安定限界における現象と極めて類似していることから、この引張側主

図—13 横補強筋のひずみ状況（純曲げ実験 B4P6-50）

図—14 引張側主筋のひずみ（検長：中央 250 mm）履歴（純曲げ実験）

筋のひずみの最終ループ上における伸びの上限を“擬似安定限界”と名付ける。なお、安定限界および擬似安定限界時の曲率を各試験体のモーメント-曲率関係上に表示(図-12中の○印)すると、ほぼ最終破壊の直前に位置している。なお、安定限界および擬似安定限界の以前においては、圧縮側主筋の明瞭な湾曲あるいは座屈は観察されていない。

3.3 曲げせん断実験

A) 破壊経過

代表的な試験体の部材角 $R=1/50$ rad. 時のひび割れ状況および最終破壊状況を写真-3および写真-4に示す。図-15に各試験体のせん断力-部材角関係を、表-9に各種強度の一覧を示す。曲げひび割れ強度、曲げせん断ひび割れ強度および曲げ強度に関して、既往の強度算定式[表-9中の(1)~(3)式]ならびにFiberモデルの解析値(Fiberモデルによる解析は§4.で詳細を述べる)は、実験値にはば一致した。

最大耐力に至るまでの各試験体の破壊過程はおおむね共通しており以下のとおりである。

まず、柱頭、柱脚に曲げひび割れが発生し、変形の増

大に伴い、曲げひび割れが進展した。その後、部材角 $R=1/150 \sim 1/120$ rad. で最大耐力に達した。最大耐力時の前後において、曲げせん断ひび割れの発生、主筋の圧縮降伏(図-15中の▼印参照)および圧縮側かぶりコンクリートの圧壊・はく離が起こった。

最大耐力後の各試験体の挙動は、以下のとおりである。軸力比の大きい試験体S4P6H50(コア断面軸応力: $0.54 f'_c$)、S6P6H50(コア断面軸応力: $0.54 f'_c$)およびS6P4H40-50(コア断面軸応力: $0.42 f'_c \rightarrow 0.53 f'_c$)は大変形領域における繰返し載荷により大きく耐力低下が進行し、最終的にはコア断面内圧縮側コンクリートの圧壊により軸力を保持できなくなった。実験終了後の観察では、圧縮側主筋の座屈が確認された。

一方、軸力比の小さい試験体S6P6H40(コア断面軸応力: $0.43 f'_c$)、S6P6L40(コア断面軸応力: $0.43 f'_c$)は、最終まで耐力低下の少ない安定した挙動を示し(せん断力は主に $P-\delta$ 効果により減少している)、部材角 $R=1/12$ rad. (加力装置の許容水平変形量の上限)で加力を終了した。

図-16に、試験体S4P6H50の部材角の進行に伴う

表-9 曲げせん断実験各種強度一覧

試験体名	曲げひび割れ時 曲げモーメント $M_{sc} (t-m)$		曲げせん断ひび割れ時 せん断力 $Q_{ssc} (t)$		最大曲げモーメント $M_u (t-m)$		
	実験値	計算値 ¹⁾	実験値	計算値 ²⁾	実験値	計算値 ³⁾	計算値 ⁴⁾
S4P6H50	+6.81 -7.04	5.46 (1.25) (1.29)	+13.24 -14.40	13.26 (1.00) (1.09)	+9.98 -10.32	10.10 (0.99) (1.02)	+8.16 (1.22) -9.11 (1.13)
S6P6H50	+5.30 -8.64	6.73 (0.79) (1.28)	+16.31 -18.01	16.34 (1.00) (1.10)	+12.36 -12.43	13.02 (0.95) (0.95)	+10.88 (1.14) -10.35 (1.20)
S6P6H40	+6.60 -7.03	5.62 (1.17) (1.25)	+16.82 -17.38	14.18 (1.19) (1.23)	+11.64 -12.16	12.06 (0.97) (1.01)	+10.97 (1.06) -9.34 (1.30)
S6P4H40-50	+6.59 -6.80	5.62 (1.17) (1.21)	+13.88 -16.79	14.18 (0.98) (1.16)	+11.94 -11.30	12.06 (0.99) (0.94)	+10.97 (1.12) -10.13 (1.12)
S6P6L40	+7.85 -7.30	5.62 (1.40) (1.30)	+12.08 -18.93	14.18 (0.85) (1.33)	+12.44 -12.94	12.08 (1.03) (1.07)	+11.40 (1.09) -9.62 (1.35)

- 1) $cal M_{sc} = 1.8 \sqrt{\sigma_B \cdot Z_B} + N/A_c \cdot Z_B$ (1)式
 2) $cal Q_{ssc} = 0.265bd \sqrt{\sigma_B} + M_{sc}/(M/Q \cdot d/2)$ (2)式
 3) $cal M_u = 0.8a_c \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot [1 - N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)]$ (3)式
 4) Fiberモデルによる解析値
 表中の()内の数字は、実験値/計算値を示す。
 表中の数字の+、-は正側および負側の加力方向での値を示す。
 表中における、実験値のモーメントの値は、柱脚(柱頭)フェイスでのモーメント。

ここに
 Z_B : コア保試体圧縮強度
 N : 軸力
 A_c : 鉄筋を考慮した断面係数
 b : 軸力
 D : 柱せ
 d : 柱の有効せい
 a_c : 引張鉄筋断面積
 σ_y : 引張鉄筋降伏応力

写真-3 ひび割れ状況 (曲げ 写真-4 最終破壊状況 (曲げ せん断実験 S6P6H40 部材角 $R=+1/50$ rad.)

図-15 せん断力-部材角関係 (曲げせん断実験)

図-16 横補強筋のひずみ状況 (曲げせん断実験 S4P6H50)

横補強筋のひずみ状況を示す。すべての試験体で、横補強筋のひずみは最終まで降伏ひずみに達していなかった。

なお、主筋に高強度鉄筋 ($\sigma_y = 6710 \text{ kg/cm}^2$) を用いた試験体 S6P6H40 と普通強度 ($\sigma_y = 3370 \text{ kg/cm}^2$) の鉄筋を用いた試験体 S6P6L40 を比較すると、変形性能にはほとんど差異がないが、主筋に高強度鉄筋を用いたものは、荷重ゼロ時での残留変形が小さく履歴ループが小さい。鉄筋の弾性的な挙動の占める割合が大きいものと考えられる。

B) 引張側主筋のひずみ

図一17 に、各試験体の最終破壊時において引張側となった主筋のひずみ (検長: 柱脚 275 mm) 履歴を示す。なお、このひずみの値は、平面保持を仮定し、主筋沿いに取り付けたパイゲージの実測値を引張側主筋位置の値に修正したものである。

繰返し載荷により耐力低下が進行した試験体 (S4P6H50, S6P6H50, および S6P4H40-50) においては、純曲げ実験の試験体 B6P6-50 と同様、引張側主筋のひずみが、最終ループ上で極値となり、この点を境に性状が急変する擬似安定限界の現象が現れた (図一17 中の○印参照)。この時の部材角を各試験体のせん断力-部材角関係上に表示 (図一15 中の○印) すると、ほぼ最終破壊の直前に位置している。なお、擬似安定限界以前においては、圧縮側主筋の明瞭な湾曲あるいは座屈は観察されていない。

図一17 引張側主筋のひずみ (検長: 柱脚 275 mm) 履歴 (曲げせん断実験)

加力終了まで安定した挙動を示した試験体 (S6P6H40, S6P6L40) では、加力を終了した時点においても、引張側主筋はまだ伸び続けていた (図一17 中の●印参照)。

C) 曲げ降伏後の変形機構

図一18 に曲げ降伏後の部材角 $R = 1/50, 1/33 \text{ rad.}$ における柱の材軸方向の曲率分布、および軸ひずみ分布の一例を示す。曲率および軸ひずみは、柱頭および柱脚部の材端より、275 mm [$1.1D$ (D : 柱せい) に相当] の範囲に集中しており、この部分がヒンジ領域と考えられる。このヒンジ領域以外の柱の中央部分の曲率および軸ひずみは、ほぼ弾性範囲内にあり、大変形域での柱部材全体の水平変形量および軸方向変形量を考えた場合には、ヒンジ領域以外はほぼ剛体的な挙動とみなすことができる。なお、柱脚および柱頭端部における回転角 (はりからの主筋の抜け出しによる回転角) は、柱脚および柱頭部 275 mm 間の回転角のほぼ 1 割程度であった (柱脚および柱頭部の回転角は、図一8 に示したように、はりに取り付けられたパイゲージおよび変位計より求めた)。

文献 11) に示した柱のヒンジ領域のモデルにおいては、柱の全体部材角は近似的に、曲げ変形成分およびせん断変形成分を併せて、ヒンジ領域の回転角 (θ_p) で表される。ここでは、柱のヒンジ領域の高さを D (柱せい) と仮定し、ヒンジ領域であると考えられる柱脚 275 mm 間の平均曲率 $\phi_{ave.}$ を用いて、部材角 $R = \theta_p = \phi_{ave.} \cdot D$ を仮定する。表一10 に、各試験体の部材角 $R = 1/50, 1/33 \text{ rad.}$ における R と $\phi_{ave.} \cdot D$ の関係を示す。また、

図一18 材軸方向曲率分布および軸ひずみ分布 (曲げせん断実験)

表—10 大変形時の部材角(R)と($\phi_{ave} \cdot D$)の比較

試験体名	R (rad.)	$\phi_{ave} \cdot D$ (rad.)	R $\phi_{ave} \cdot D$
S6P6L40	1/33 1/50	1/32.6 1/48.8	1.01 1.02
S6P6H40	1/33 1/51	1/39.0 1/62.7	0.85 0.81
S6P6H50	1/33 1/49	1/28.5 1/50.1	1.16 0.98
S6P4H40 -50	1/32 1/50	1/25.9 1/50.4	1.23 0.99
S4P6H50	1/34 1/51	1/35.3 1/60.6	0.96 0.84

R : 水平変位より求めた部材角
 ϕ_{ave} : 柱脚 275mm間の平均曲率

図—19 に試験体 S6P6H40 と S4P5H50 のモーメント-部材角(R)関係およびモーメント-($\phi_{ave} \cdot D$)関係を比較して示す。両者は、曲げ降伏後の大変形領域では良い対応を示している。

§4. 柱の純圧縮、純曲げおよび曲げせん断性状の相関

4.1 柱の純曲げ性状

ここでは、中心圧縮実験(1シリーズ)により得られた柱コア断面内の拘束コンクリートの軸応力-軸ひずみ(検長: 250 mm)関係を用いて、平面保持を仮定したFiberモデルによる断面解析を行い、純曲げ実験のモーメント-曲率関係と比較する。

断面解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係の履歴モデルを図—20 に示す。このモデルは、藤井、青山、梅村が示したコンクリートの履歴モデル¹²⁾において、P点¹²⁾以降の履歴モデルに、繰り返しによる負担圧縮応力の低下現象[Common Point¹³⁾]の存在: ただし、最大耐力以降では、負担圧縮応力の低下率を最大耐力(f'_c)の10%とした]を考慮したものである。なお、最大耐力以降のひずみ軟化域のスケルトンカーブは、4本の直線で中心圧縮実験結果を近似した。図—21 に解析に用いたコア断面内のコンクリートの応力-ひずみ関係と中心圧縮実験結果を比較して示す。かぶりコンクリートの応力-ひずみ関係には、コア供試体の材料試験結果を用いた。ただし、純曲げ実験の試験体においてはかぶりコンクリートの圧壊・はく離が急激であったことを参考に、最大耐力以後のかぶりコンクリートの負担圧縮応力は0とした。鉄筋の応力-ひずみ関係には、使用鉄筋の材料試験結果に基づき、Ramberg-Osgoodモデル¹²⁾を用いた。

解析結果と純曲げ実験におけるモーメント-曲率(検長: 中央部 250 mm)関係を比較して、図—22 に示す。本

● : 加力終了点 ○ : 最終サイクル時引張側主筋のひずみの上限点
 図—19 モーメント(M)-部材角(R)関係とモーメント(M)-($\phi_{ave} \cdot D$)関係の比較

図—20 コンクリートの履歴モデル

図—21 Fiberモデル解析に用いたコア断面内のコンクリートの応力-ひずみ関係

○ : 最終サイクル時引張側主筋のひずみの上限点 (実験値)
 △ : 最終サイクル時引張側主筋のひずみの上限点 (解析値)
 図—22 純曲げ実験のモーメント-曲率(検長: 中央部 250 mm)関係と解析結果によるモーメント-曲率関係の比較

論文で検討の対象としている曲げ降伏後の大きな変形領域でのスケルトンカーブ上の耐力低下の進行状況は、繰返し载荷による耐力低下の進行を含めて、両者はおおむね一致している。また、実験結果と解析結果の安定限界あるいは擬似安定限界時の曲率は、おおむね対応しているものと言える。なお、最大耐力以前のかぶりコンクリートの圧壊・はく離現象、および最大耐力の値は、両者でかなり異なっているが、これは、本論文ではかぶりコンクリートの応力-ひずみ関係の正確な評価をなしていないことに起因していると考えられる。なお、解析結果の安定限界および擬似安定限界は、それぞれ解析による引張側主筋の最大伸び時、および解析による引張側主筋の最終ループでの伸びの上限時の曲率である。

ていないことに起因していると考えられる。なお、解析結果の安定限界および擬似安定限界は、それぞれ解析による引張側主筋の最大伸び時、および解析による引張側主筋の最終ループでの伸びの上限時の曲率である。

安定限界あるいは擬似安定限界以降の挙動は、解析結果では、なだらかな耐力低下を示すが、実験結果は急激な耐力低下あるいは曲率の逆転現象（純曲げ実験においては、柱の内法スパン 500 mm 間の曲率で制御を行っており、曲率の除荷は最終まで行っていないが、中央部 250 mm 間では曲率の戻りが生じている）を示し最終破壊に至っている。安定限界あるいは擬似安定限界以前においては明確な圧縮側主筋の座屈が観察されていないことと、解析結果は、安定限界あるいは擬似安定限界時の曲率に至るまで実験結果と良い対応を示していることを考え合わせると、実験においては、この安定限界あるいは、擬似安定限界を境に、柱中央部（250 mm 間）での破壊の集中が一段と進行し、部材としての最終破壊に至ったものと考えられる。

4.2 柱の曲げせん断性状

A) 純曲げ実験の試験体との比較

ここでは、純曲げ実験より得られたモーメント-曲率（検長：250 mm、柱せい D に相当）関係と曲げせん断実験より得られたヒンジ領域の平均モーメント-平均曲率（検長：275 mm、 $1.1D$ に相当）関係を比較・検討する。なお、曲げせん断を受ける柱においては、材軸方向のモーメント勾配が存在することから、大変形領域の両者の挙動を比較するため、曲げせん断実験におけるモーメントの値をヒンジ領域における平均モーメントの値に修正した。図-23 に両者を比較して示す。

① S6P6H40 と B6P6-40 の比較

（コア断面軸応力：0.43 f_c ）

大変形領域での载荷履歴が異なるものの、両者の最終正側加力サイクルにおける、大きな変形領域でのモーメント-曲率関係は、ほぼ一致した形状となっている。ただし、B6P6-40 では、安定限界が現れているが、S6

図-23 純曲げ実験のモーメント-曲率（検長：250 mm）関係と曲げせん断実験の平均モーメント-平均曲率（検長：275 mm）関係との比較

P6H40 では加力終了まで現れていない。

② S4P6H50 と B4P6-50 の比較

（コア断面軸応力：0.54 f_c ）

両者の载荷履歴は著しく異なる。大変形領域で繰返し载荷を受けたS4P6H50の擬似安定限界は、B4P6-50の安定限界よりかなり小さい曲率で現れている。

③ S6P6H50 と B6P6-50 の比較

（コア断面軸応力：0.54 f_c ）

両者の载荷履歴は、大変形領域においてはほぼ一致しており、スケルトンカーブ上の耐力低下の進行状況（繰返しにより、耐力低下が進行して行く状況）は、両者でほぼ一致している。また、擬似安定限界が、繰返しにより大きな耐力低下を生じた後、正側最終サイクルで共に生じている。

全体としては、载荷履歴が両者で一致していないことから厳密な比較はできないが、かなり良い相関を示していると言えよう。

B) Fiberモデルによる解析結果との比較

中心圧縮実験（1シリーズ）により得られた柱コア断面内の拘束コンクリートの軸応力-軸ひずみ関係を用いて、平面保持を仮定したFiberモデルによる断面解析を行い、曲げせん断実験におけるヒンジ領域の平均モーメント-平均曲率関係と比較する。なお、かぶりコンク

図-24 曲げせん断実験におけるヒンジ領域の平均モーメント-平均曲率（検長：275 mm）関係と解析結果によるモーメント-曲率関係の比較

図-25 モーメント-平均曲率（検長：柱脚部 275 mm）関係、軸ひずみ-平均曲率（検長：柱脚部 275 mm）および断面のひずみ（検長：柱脚部 275 mm）履歴

リートの応力-ひずみ関係には、純曲げ実験とは異なり、曲げせん断実験ではかぶりコンクリートが材端縁より徐々に圧壊しはく離したことを参考に、最大耐力時以降の下り勾配は、ひずみが1%で応力が0となる勾配とした。なお、最大耐力時のひずみは全試験体共通で0.2%とした。

解析結果を実験結果と比較して図-24に示す。曲げせん断実験では、純曲げ実験で見られた最大耐力近傍での急激なかぶりコンクリートの圧壊・はく離による耐力低下はなく、全試験体とも曲げ降伏後、擬似安定限界あるいは加力終了に至るまで、解析結果の耐力低下の進行状況は実験結果とおおむね一致している。また、実験の擬似安定限界時の曲率は解析結果での曲率とおおむね対応している。解析結果の擬似安定限界は、解析による引張側主筋の最終ループでの伸びの上限点である。

実験結果のループ形状にはピンチ効果が若干認められるが、耐力低下の進行状況に関する解析結果との類似性から判断すると、ヒンジ領域に存在するせん断応力の影響が、本実験では無視し得るほど小さかったものと考えられる。

擬似安定限界以降の挙動は、解析結果は、なだらかな耐力低下を示すが、実験値は急激な耐力低下あるいは曲率の逆転現象（柱の全体部材角は、最終まで進行している）を示し最終破壊に至っている。

§5. 軸方向ひずみの進行

図-25に、軸力比の異なる二つの試験体〔S6P6H40（コア断面軸応力： $0.43 f_c'$ ）、S6P6H50（コア断面軸応力： $0.54 f_c'$ ）〕のモーメント（ M ）-平均曲率（ ϕ_{ave} ）（検長：柱脚部 275 mm）関係、軸ひずみ（ ϵ_o ）-平均曲率（ ϕ_{ave} ）（検長：柱脚部 275 mm）および断面のひずみ（検長：柱脚部 275 mm）履歴を比較して示す。なお、軸ひずみの値は、平面保持を仮定し、主筋沿いに取り付けたパイゲージの実測値を断面中央位置の値に修正したものである。

繰返し载荷により耐力低下が著しく進行したS6P6H50は、最後まで安定した挙動を示したS6P6H40に比べて、軸ひずみの進行が著しい。両者の断面のひずみ履歴を比べると、S6P6H50では正側および負側载荷ともに圧縮ひずみとなる領域が繰返し载荷により徐々に拡大しているが、S6P6H40では、この圧縮ひずみの重複する範囲が小さく、かつ繰返しによっても拡大していない。この圧縮ひずみの重複領域の存在が、繰返し载荷により耐力低下および軸方向ひずみの進行する主要な原因と考えられる。

なお、(その2)においては、この圧縮ひずみの重複の範囲の大小およびその部分のひずみの大きさに着目し、繰返し載荷に対しても安定的な挙動を示す変形の限界を提案する。

§6. 結 論

以下に本実験研究より得られた主要な結論を記す。

① 中心圧縮実験において、最大軸耐力以降の大ひずみ領域で、負担軸応力がほぼ一定となる棚が観察された。

② 中心圧縮実験、純曲げ実験および曲げせん断実験において、試験体の横補強筋のひずみは、最終まで降伏ひずみに達しなかった。

③ 曲げせん断実験において、既往の曲げひび割れ強度、曲げせん断ひび割れ強度および曲げ強度の算定式は、実験結果と良い対応を示した。

④ 曲げせん断実験において、高強度の鉄筋を主筋に用いた試験体の挙動は、普通強度の鉄筋を主筋に用いた試験体に比べ履歴ループが小さく、弾性的な挙動の占める割合が大きかった。

⑤ 純曲げ実験において、著者らが既に提案した“安定限界”に対応すると考えられる変形の限界点が存在した。

⑥ 曲げせん断実験においては、軸力比の高い試験体では、繰返し載荷により耐力低下および軸ひずみが著しく進行し、上記の“安定限界”に対応すると考えられる変形の限界点は存在しなかった。しかしながら“安定限界”の現象と極めて類似した現象を示す“擬似安定限界”が存在した。また、軸力比の小さい試験体は、最後まで安定した挙動を示し、引張側主筋は加力終了時点でも伸び続けていた。

⑦ 中心圧縮実験の結果から得られた拘束コンクリートの材料特性に基づく断面の曲げ解析結果は、純曲げ実験におけるモーメント-曲率関係および曲げせん断実験における柱のヒンジ領域の平均モーメント-平均曲率関係と曲げ降伏以後の耐力低下の進行状況ならびに、安定限界時あるいは擬似安定限界時の曲率を含め、おおむね一致した。

⑧ 大変形を対象とした場合、曲げせん断を受ける柱の変形(部材角)はヒンジ領域の高さ(本実験では柱せい D)ならびに、ヒンジ領域の平均曲率を用いて推定できる。

謝 辞

本実験は、建設省 New RC 総プロ(New RC 研究調整委員会主査:青山博之東京大学教授)および(社)建築研究振興協会に設けられた高強度せん断補強筋研究委

員会〔主査:狩野芳一明治大学教授〕の研究活動の一環として行われたものである。関係各位に厚くお礼申し上げます。

引用文献

- 1) M. J. N. Priestley and R. Park : Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, pp.61~76, January-February 1987
- 2) R. Park : Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, 9th WCEE, Vol. VIII, pp. VII-605~VII-616, 1988.8
- 3) 稲井栄一, 平石久廣ほか2名: 曲げ破壊型 RC 柱の変形性能に関する解析的研究(その1. 安定限界と危険断面の曲げ特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.769~770, 昭和63年10月
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1988
- 5) 広沢雅也, 後藤哲郎: 軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり(その1. 矩形断面をした耐力壁の実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.817~818, 昭和46年
- 6) 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(案)・同解説, 1988
- 7) 南 宏一, 倉本 洋: 靱性を考慮した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式, コンクリート工学年次論文報告集10-3, pp.651~656, 1988
- 8) 六車 熙, 光枝 良, 井上弘行: 横補強による高強度コンクリートの靱性改善に関する研究(その2. 応力-歪曲線のモデル化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1815~1816, 昭和58年9月
- 9) R. Park, M. J. N. Priestley and W. D. Gill : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, pp.929-950, 1982.4
- 10) J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, pp.1804-1826, 1988.8
- 11) 平石久廣, 稲井栄一ほか2名: 曲げ破壊型 RC 柱の変形性能に関する解析的研究(その2. 主筋降伏後の変形機構), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.771~772, 昭和63年10月
- 12) 藤井俊二, 青山博之, 梅村 魁: 材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1261~1262, 昭和48年10月
- 13) 谷川恭雄, 小坂義夫: 繰返し圧縮応力を受けるコンファインドコンクリートの履歴特性, セメント技術年報, 第33巻, pp.456~460, 昭和54年
(1989年7月10日原稿受理, 1990年1月20日採用決定)