

[2023] 圧縮力とせん断力とを交互に受ける鉄筋コンクリート柱の耐荷性能

正会員 池田尚治 (横浜国立大学工学部)

正会員 椿 龍哉 (横浜国立大学工学部)

正会員 ○山口隆裕 (横浜国立大学工学部)

1. 緒言

鉄筋コンクリート柱 (以下RC柱と記す) は、一般に圧縮耐力は大きいと考えられており、またRC柱のせん断抵抗や曲げ抵抗は軸圧縮力が作用していると通常は増大することも知られている。しかしながら、宮城県沖地震やメキシコ地震などの大地震では耐震設計された鉄筋コンクリートの構造物が倒壊したりして大被害を受けたのである。これらの大地震による鉄筋コンクリート構造物の倒壊等の大被害は、一般に柱の破壊に依って生じている。本来、圧縮耐力の大きいRC柱が現実には地震時にせん断ひび割れ面に沿って圧縮破壊していることは、圧縮力と水平力が相互にRC柱に悪影響を及ぼし合っていると考えざるを得ない。このような破壊は、単に圧縮力と水平力との組合せ応力に関する相関図を考えるだけでは不十分なことを示すものであり、圧縮力と水平力との組合せを種々の角度から検討することが重要であると考えられる。

そこで、本研究では曲げモーメントやせん断力によってRC柱に生じたひび割れ等の損傷が部材の圧縮耐力にどのように悪影響を及ぼすのかについて実験的に研究を行ったものである。

2. 実験計画

圧縮力とせん断力との相互作用に注目したRC柱の挙動に関する研究結果はほとんど現在までに報告されていないと思われたので、実験を次のように段階的に行うこととした。まず、第1段階として、基礎実験を行うこととした。この実験では断面が15cm×15cmのRC柱を用いて曲げ載荷を行い、ある程度の曲げひびわれやせん断ひびわれを生じさせた後、200ton万能試験機で圧縮破壊させ圧縮耐力の低下の程度を見ることとした。次に、この結果を参考にして第2段階の実験を計画した [1]。実験では、断面が20cm×20cmのRC柱をフーチングから立ち上げた独立柱供試体を用いて軸圧縮力と水平力との種々の組合せ載荷を行い、載荷方法の違いが耐荷性能に与える影響を見ることにした。最後に第3段階として、断面形状をより実断面に近づけた独立柱供試体を用いて実験を行った [2]。第2段階と第3段階の水平力および軸圧縮力の載荷にはそれぞれ独立したアクチュエーターを用いた。実験の要因としては、全段階ともフーチングの量とその間隔および載荷方法とした。

3. 供試体の設計と載荷方法

第1段階の実験に用いた供試体の形状を図-1に、供試体の諸元と計算耐力および載荷方法を表-1に示す。供試体数は軸圧縮載荷のみのもの、および曲げ載荷のみのものを合わせて24体である。フーチング比は、0.65%、0.47%、0.32%の3種類とした。量としてはRC示方書 (昭和55年度版) により計算した場合の計算上必要となる量のそれぞれ 86%、62%、43% に相当する。間隔はそれぞれ 6.5cm、9cm、13cm となり、6.5cm 間隔を除いてはRC示方書 (昭和55年度版) の構造細目の規定を満足していない。曲げ載荷では、せん断支間けた高比 a/d を2とした。

第2段階の実験に用いた供試体の形状を図-2に示す。形状はフーチングにRC柱が1本立ち上がったものと軸圧縮力のみを考えたRC柱の2種類である。供試体と載荷方法の組合せを表-2に示す。供試体数は合計9体である。表-2中のA載荷とB載荷とR載荷に於け

る、軸圧縮力と水平力の時間的關係を図-4に示す。ここで示すR载荷がいわゆる交互载荷である。供試体の諸元と計算耐力を表-3に示す。フープ筋比は、0.40%、0.26%、0.20%の3種類で、その量はRC示方書(昭和55年度版)による計算上必要となる量のそれぞれ115%、77%、58%に相当する。間隔は、それぞれ8cm、12cm、16cmとなり、8cm間隔を除いてはRC示

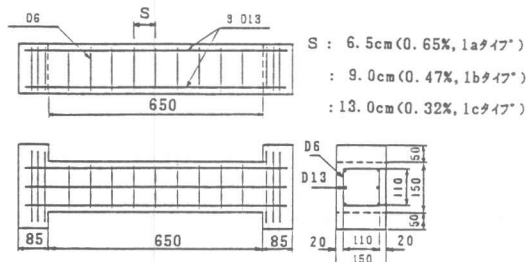


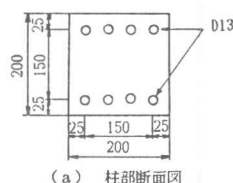
図-1 第1段階の供試体

表-1 第1段階の供試体の諸元、計算耐力および実験結果

No.	記号 ¹⁾	諸元	計算耐力	実験結果		
				曲げ試験時の最大ひびわれ幅(mm)	曲げ試験時の最大荷重(ton)	圧縮耐力(ton)
1	1a-N	$p=1.95\%$	降伏荷重 $P_v=12.2\text{ton}$	-----	-----	97.4
2	1a-M+1-N	$p'=1.95\%$	終局曲げ耐力 $P_u=12.7\text{ton}$	斜め0.4 曲げ0.3	9.6	96.4
3	1a-M+2-N	$\sigma_{sv}=3750$ (kg/cm^2)		斜め0.2 曲げ0	11.8	94.2
4	1a-M+3-N	$\sigma_c=376$ (kg/cm^2)	圧縮耐力 ²⁾ $P_c=100.4$ ton	斜め---	12.3	80.8
5	1a-M±1-N			斜め0.4 曲げ0	10.8	92.9
6	1a-M±2-N	$p_w=0.65\%$	斜め0.9 曲げ1.0	12.2	80.4	
7	1a-M±3-N	斜め1.0 曲げ0.7		12.1	91.5	
8	1a-M		斜め---	12.9	-----	
9	1b-N	$p=1.95\%$	$P_v=11.7\text{ton}$	-----	-----	93.6
10	1b-5M±2-N	$p'=1.95\%$	$P_u=12.1\text{ton}$	斜め0.2 曲げ0	12.1	89.7
11	1b-5M±3-N	$\sigma_{sv}=3600$ (kg/cm^2)		斜め0.8 曲げ0.7	13.4	86.8
12	1b-5M±4-N	$\sigma_c=369$ (kg/cm^2)	$P_c=97.9\text{ton}^{2)}$	斜め0.7 曲げ1.0	13.2	71.2
13	1b-5M±5-N			斜め1.0 曲げ0.8	13.6	30.0
14	1b-5M±6-N	$p_w=0.47\%$	斜め3.0 曲げ0.3	13.3	12.6	
15	1b-5M±7-N	斜め2.0 曲げ2.0		13.3	36.7	
16	1b-M		斜め---	13.6	-----	
17	1c-N	$p=1.95\%$	$P_v=12.2\text{ton}$	-----	-----	93.0
18	1c-M+1-N	$p'=1.95\%$	$P_u=12.7\text{ton}$	斜め0.3 曲げ0	7.4	89.4
19	1c-M+2-N	$\sigma_{sv}=3750$ (kg/cm^2)		斜め1.2 曲げ0	10.9	83.0
20	1c-M+3-N	$\sigma_c=404$ (kg/cm^2)	$P_c=105.8^{2)}$ ton	斜め2.0 曲げ0	10.9	21.8
21	1c-M±1-N			斜め0~0.1 曲げ0~0.2	8.2	97.4
22	1c-M±2-N	$p_w=0.32\%$	斜め1.5 曲げ---	10.4	82.4	
23	1c-M±3-N	斜め0.8 曲げ0.9		12.1	80.8	
24	1c-M		斜め1.0 曲げ0	12.0	-----	

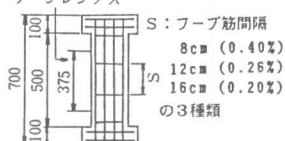
注1) 記号は(1a:第1段階の供試体でフープ筋比0.65%, 1b:0.47%, 1c:0.32%)-(N:圧縮載荷, M:1サイクルの曲げ載荷, 5M:5サイクルの曲げ載荷)(+:正の曲げ載荷, ±:正負の曲げ載荷)(1~7:曲げ載荷時の目標支間中央変位で単位はmm)・(N:曲げ載荷後の圧縮載荷)を示す。
2) $0.85 \times \sigma_s \times A_s + \sigma_{sv} \times A_{sv}$ より計算した値

* 曲げ載荷のとき変位計が正常に動かなかったため実験値は参照値とする。

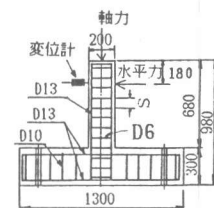


(a) 柱部断面図

ゲージレングス

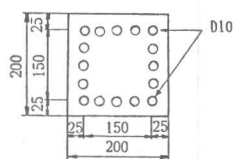


(b) 角柱供試体



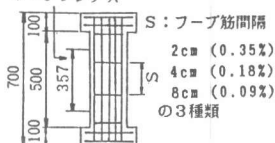
(c) フーチング付独立柱

図-2 第2段階の供試体

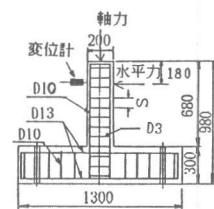


(a) 柱部断面図

ゲージレングス



(b) 角柱供試体



(c) フーチング付独立柱

図-3 第3段階の供試体

表-2 第2段階の供試体一覧と載荷方法

供試体	フープ筋比 (%)	載荷方法
No. 1 2a-N	0.40	軸圧縮力のみ
2 2a-A・R		A載荷後にR載荷
3 2a-B・R		B載荷後にR載荷
4 2b-N	0.26	軸圧縮力のみ
5 2b-A・R		A載荷後にR載荷
6 2b-B・R		B載荷後にR載荷
7 2c-N	0.20	軸圧縮力のみ
8 2c-A・R		A載荷後にR載荷
9 2c-B・R		B載荷後にR載荷

注 1) 記号は(2a:第2段階の供試体でフープ筋比0.40%、

2b:0.26%、2c:0.20%)-(N:軸圧縮載荷、A:A載荷、

B:B載荷(図-4参照))・(R:R載荷(図-4参照))

表-3 第2段階の供試体の諸元と計算耐力

諸元	軸力 (ton)	水平耐力 (ton)			一軸圧縮耐力 (ton)
		地震荷重 ¹⁾	降伏荷重	最大耐力	
b=20cm, d=17.5cm p=1.448% p'=1.448% $\sigma_c=350\text{kg/cm}^2$ $\sigma_{sv}=3800\text{kg/cm}^2$ $p_w=0.40\%$ (a \times 17°) 0.26%(b \times 17°) 0.20%(c \times 17°)	0	4.1	5.8	6.1	158
	10	5.5	7.2	7.6	
	20	6.8	8.5	9.1	
	30	8.1	9.8	10.3	
40	9.3	11.1	11.1	11.1	

注 1) $\sigma_w=2700\text{kg/cm}^2$ として計算した値

2) 式 $(0.85 \times \sigma_w \times A_w + \sigma_{sv} \times A_{sv})$ によって計算した値

方書(昭和55年度版)の構造細目の規定を満足していない。せん断支間けた高比 a/d は 2.86 とした。計算上の釣合軸圧縮力は 55 ton である。

第3段階の実験に用いた供試体の形状を図-3に示す。形状の種類は第2段階の実験と同様2種類で、供試体数は合計9体である。異なる点は、軸方向主鉄筋には D10 を用い、圧縮側と引張側それぞれに5本配置するとともに、側方鉄筋として両側面に3本ずつ追加したこと、また、フープ筋には実験用に特別に造られた D3 による閉合形を使用したことである。これらにより、断面のプロポジションはほぼ実断面に対応すると考えられる。表-5にフーチング付独立柱供試体の一覧を示す。C載荷における軸圧縮力と水平力の時間的關係を図-4に示す。フープ筋比は0.35%, 0.18%, 0.09% の3種類で、量としてはそれぞれRC示方書(昭和55年度版)による計算上必要量の153%, 76%, 38%に相当する。間隔はそれぞれ2cm, 4cm, 8cmですべて d/2 以下となっている。せん断支間けた高比 a/d は第2段階の実験と同様 2.86 で、釣合軸圧縮力は 42 ton である。D10 と D3 の降伏強度は、それぞれ 3900 kg/cm²、3500 kg/cm²であった。

4. 実験結果と考察

4.1 第1段階の実験

実験結果の一覧を表-1に示す。図-5に曲げ変形量と軸圧縮耐力の關係を示す。これらを見ると、曲げ変形量の大きさに比例して圧縮耐力は低下しておらずばらつきが認められる。これは曲げ履歴による損傷の差のばらつきや、正側のみの履歴を受けた供試体が軸圧縮載荷を受ける場合、残留変形が大きいので応力が不均等にかかりやすい、等によるものと思われる。フープ筋量の少ない1cタイプのNo.20供試体では3mmの正曲げ載荷の途中でせん断破壊したために最大

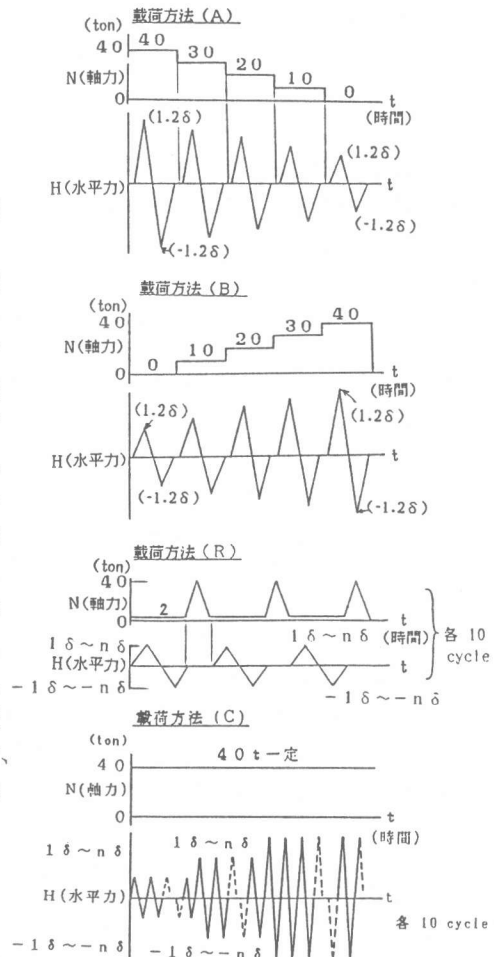


図-4 載荷方法

変位は 3mm を越え、その後に載荷した圧縮耐力も曲げ履歴のない場合の 23% に低下している。1 a と 1 c タイプの実験結果より、RC 柱は降伏変位の 2 倍程度の曲げ変形の履歴を受けても斜めひび割れによって破壊が生じない限り、圧縮耐力の低下は 15% 以内であり、曲げ履歴による損傷の影響をあまり大きく受けないことが示された。

1 a と 1 c タイプの曲げ載荷では正または正負の曲げ載荷を目標変位まで 1 回載荷するだけなので、荷重-変位曲線ではせん断によるスリップ変位は明確でない。これに対して、1 b タイプの供試体には正負載荷を 5 回繰り返し作用させたので、スリップ変位が顕著に見られた。このことから、正負繰り返し曲げ載荷を 5 回程度作用させると斜めひび割れ部の劣化をより進行させることがわかる。1 b タイプの降伏変位 (1δ) は約 2mm である。図-5 に示されるように、約 1.5 δ の曲げ変形以上を受けると圧縮耐力は急激に下がり始め、3 δ の曲げ変形を受けた No.14 供試体の圧縮耐力は軸圧縮力のみを受けた No.9 供試体のわずか 13% であった。限界状態設計法のせん断の式で計算した 1 b タイプのせん断破壊荷重は約 11 ton で曲げ降伏荷重にほぼ匹敵する値である。したがって、地震力のような正負繰り返し曲げ載荷を受ける部材の設計に際してこの式を用いる場合、せん断に対する安全率を高めることが必要と思われる。

4. 2 第 2 段階の実験

表-4 に種々の軸圧縮力に対する各タイプの供試体の降伏変位、等の実験結果を示す。A 載荷は、フーチング付き独立柱に軸圧縮力を作用させながら水平力を降伏荷重時の変位の 1.2 倍 (1.2δ) となるように正負 1 回ずつ作用させるもので軸圧縮力を 40, 30, 20, 10, 0 (ton) の順とした。いずれのタイプの供試体も計算降伏荷重に達しており、健全性が保たれている。なお、2 b タイプの供試体は斜めひび割れの発生により計算降伏荷重に達するまでに変位が増大した。B 載荷は A 載荷と逆の順序で軸圧縮力を 0 ton から作用させて水平力を載荷していく方法である。B 載荷で顕著なことは、フープ筋量のやや不十分な 2 b タイプが軸圧縮力 30 ton ($N/bd=86 \text{ kg/cm}^2$) のもとでの水平力の載荷では計算上の降伏荷重に達することができず、軸圧縮力 40 ton のもとでの負側の水平力載荷中に鉛直、水平両方の耐力を失って崩壊したことで

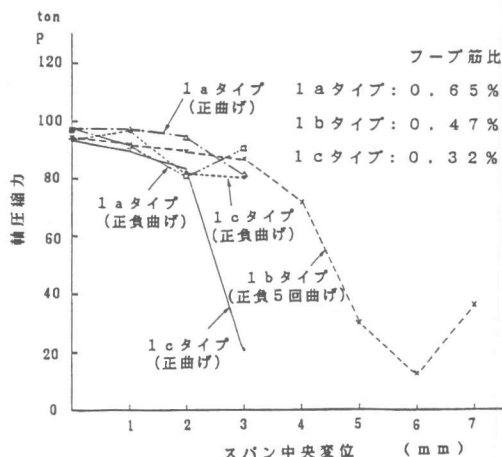


図-5 曲げ履歴を受けた供試体の一軸圧縮耐力

表-4 第 2 段階のフーチング付独立柱供試体の実験結果

供試体 No.	供試体記号	斜めひび割れ発生時の水平荷重 (ton)	降伏変位 (mm)					1.2 δ 変位時の水平耐力 ¹⁾ (ton)					C 載荷時の最終水平変位 (mm)
			N=0	10	20	30	40	N=0	10	20	30	40	
2	2a-A-R	9.3~11.1	6.2	5.5	5.2	4.8	4.2	5.9	7.7	9.4	10.9	11.7	18.6 47イワ目
5	2b-A-R	9.3	9.7	11.5	10.7	9.3	6.3	5.9	7.4	8.6	9.8	11.1	19.5 27イワ目
8	2c-A-R	9.3~11.1	6.7	6.3	5.9	5.3	4.5	5.9	7.8	9.3	10.7	11.6	13.3 57イワ目
3	2a-B-R	4.1~5.8	3.5	4.1	4.9	5.5	6.1	6.4	7.6	9.2	10.6	11.8	18.4 47イワ目
6	2b-B-R	〃	3.6	5.5	7.1	---	---	6.2	7.3	8.5	---	---	10.0 67イワ目
9	2c-B-R	〃	3.3	3.9	4.6	5.4	---	6.4	8.0	9.4	10.7	---	10.9 17イワ目

注 1) X・Yレコーダーより読み取った値で正側の値を示す。

ある。2cタイプもまったく同様であった。図-6に2cタイプの荷重-変位曲線を示す。図に見られるようにB载荷の場合には原点が中心となる履歴の形状でありA载荷に比して変形の蓄積も小さい。それにもかかわらず、B载荷の方がA载荷よりもきびしい载荷となるのは注目に値する。図-7に2bタイプの軸圧縮力と水平力の相関図を示す。B载荷によるカーブがA载荷によるカーブの内側に入る結果となった。計算値はA载荷の場合とよく一致しており、B载荷の場合には適用できないことを示すものである。このことは、軸圧縮力が小さいときには曲げひび割れが広い範囲で発生しやすく、これが高軸圧縮力下での大きな水平力の作用で斜めひび割れを誘発し劣化が増大することによるものと考えられる。

R载荷は曲げと軸圧縮力とを独立に交互に作用させるもので、この場合の供試体はすでにA、Bのいずれかの载荷を受けている。この場合の降伏変位をB载荷の軸圧縮力 0 ton 時の値とすると、2aタイプの供試体ではその 5.3倍の変形で軸圧縮力 40 ton（計算圧縮耐力の 26%）の载荷中に圧縮破壊が脆性的に生じ、破壊後の残存耐力は零となった。このときには、残留変形も大きいので軸圧縮力により作用する付加モーメントも大きくなりこれも破壊の一因と考えられる。

4.3 第3段階の実験

表-5にフーチング付き独立柱供試体の計算耐力と実験結果を示す。C载荷の場合の実験結果を見ると、水平耐力が計算降伏荷重に達したのは、フープ筋量の十分な3aタイプのみであ

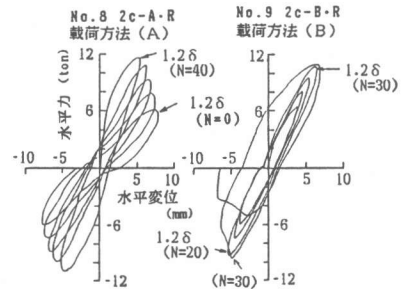


図-6 水平荷重-水平変位曲線

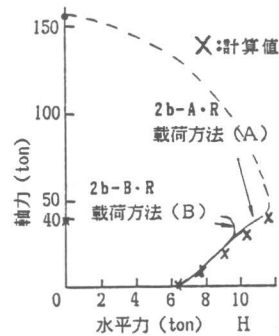


図-7 軸力と水平力の
インタラクションカーブ

表-5 第3段階のフーチング付独立柱供試体の一覧と実験結果

供試体		計算耐力 (ton)				実験値 ⁴⁾				最終荷重 (mm)
No.	記号 ¹⁾	降伏荷重 ²⁾	最大耐力 ²⁾	せん断耐力 ³⁾		降伏変位 δy (mm)	最大耐力 (ton)	終局変位 δu (mm)	靱性率 $\delta u / \delta y$	
				旧示方書	新示方書					
2	3a-C	9.4	9.6	5.1	7.7	4.0	9.7	8.0	2.0	12mm 8cycle目
5	3b-C			3.3	5.8	—	9.1	—	—	8mm 7cycle目
8	3c-C			2.3	4.9	—	9.1	—	—	—
3	3a-R	5.6	7.1	5.1	6.9	2.7	6.9	18.0	6.7	18mm 8cycle目
6	3b-R			3.3	5.0	2.7	6.9	12.0	4.4	12mm 8cycle目
9	3c-R			2.3	4.1	2.7	7.2	8.0	3.0	8mm 15cycle目

- 注 1) 記号は(3a:第3段階の供試体でフープ筋比0.35%、3b:0.18%、3c:0.09%)-(C:定軸圧縮力による载荷、R:交互载荷による载荷(図-4参照))
 2) 材料の非線形と側方鉄筋を考慮して計算した値。ただし、 $\sigma_{ck}=270 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sy}=3900 \text{ kg/cm}^2$ としている。
 3) 側方鉄筋を考慮していない値。フープ筋の降伏応力は 3500 kg/cm^2 である。
 4) X-Yレコーダーより読み取った値。

った。このことは荷重が釣合軸圧縮力付近で行われたためである。したがって、部材の曲げ耐力が柱付け根部のコンクリートの圧縮強度とフープ筋の拘束効果に大きく影響を受けることとなり、フープ筋量の少ない3b, 3cタイプの供試体は拘束効果が十分でなく最大耐力も計算値をわずかに下まわった。3aタイプの降伏変位は4mmでじん性率は2であった。しかし、これも正側荷重時のみで負側荷重時には降伏荷重には達しなかった。ここで、コンクリートの最外縁の圧縮ひずみが限界値に達する状態を変形能の指標[3]としてじん性率を計算すると1.4となり実験結果と対応する値を示した。

R荷重では軸圧縮力2ton ($N/bd=5.7\text{kg/cm}^2$)での水平荷重と軸圧縮力40ton ($N/bd=114\text{kg/cm}^2$)のみを交互に荷重した。軸圧縮力2tonに対する計算上のじん性率は40である。軸圧縮力40tonは計算上の軸圧縮耐力の26%に相当する。フープ筋量の十分な3aタイプは、変形18mm(6.7δ)時の軸圧縮力の荷重中圧縮破壊して残存耐力は零となった。じん性率は6.7で第2段階の2aタイプの5.3に比べて若干大きな値となったのは、側方鉄筋とフープ筋間隔の効果と考えられる。限界状態設計法の式を準用して計算したせん断耐力がほぼ曲げ降伏荷重に匹敵する3bタイプの場合はさらにじん性率がさがり4.4となった。

通常行われる繰返し荷重試験では、供試体が大きな荷重の繰返しのもとで降伏変位を越える挙動を示しても挙動自体は安定した性状を示している。しかし、交互荷重のように別の荷重パターンが追加されると安定した応答の状態がくずれ破壊が急激に進行することになる。これは、コンクリートのひび割れの発生状態に大きく依存するものであり、種々の荷重状態が交互に作用する場合のRC柱の耐荷挙動を定量的に求めるのは極めて困難と思われる。

5. 結論

実験結果から、部材の耐荷性能は荷重方法によって大きく異なることが認められた。

鉄筋コンクリートラーメンの柱部材のように地震時に種々の組合せ荷重を交互に受けるような部材の地震時の耐力の評価に関しては交互荷重の影響を十分に考慮する必要があると思われる。耐荷挙動の定量的な評価が困難であることを考えれば実用的には、柱部材に斜めひび割れが発達しないようにフープ筋を十分に配置することが必要と思われる。その量としては、昭和55年版のRC示方書の算定式を準用して求めるのがよいと考えられる。特に今回改訂の限界状態設計法に基づくRC示方書では、軸圧縮力の増大とともにせん断耐力も大きく評価しているが軸圧縮力と水平力とが交互荷重される場合についてはまったく考慮されていないことに注意する必要がある。

また、地震時のRC柱の許容最大応答変位は、圧縮耐力を保持する必要から降伏変位の4倍程度以内に収めるのが望ましいと思われる。

謝 辞

本研究の実施に当たっては卒業研究の課題とした日高真吾君、瀧野浩志君、万名克実君および森下豊技官の参加協力を得た。ここに深甚の謝意を表す。なお本研究は文部省科研一般研究(B) No.59460137の一環として行った。

参考文献

- [1] 池田：圧縮力とせん断力とを交互に受ける鉄筋コンクリート要素の耐荷性能、文部省科研(一般研究B)研究成果報告書、1986。
- [2] 万名：軸力と水平力を受けるRC柱のじん性、横浜国大土木工学科論文収録No.5, 1987。
- [3] コンクリート標準示方書改訂資料、土木学会コンクリート・ライブラリー、Vol.61, P.P.232-234, 1986。