水平 2 方向繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート 短柱のせん断耐力に関する実験的研究

梅 原 秀 哲^{*1}・丸 山 久 一^{*2}・James O. Jirsa^{*3}

1. 序 論

1968 年の十勝沖地震や 1971 年のサンフェルナンド地震後、鉄筋コンクリート構造物の地震時における挙動、特に変形能力に関して、多くの研究が行われるようになった^{1)~3)}。地震後の構造物の被害調査により、短柱が地震時にせん断破壊を生じ、その耐力の急激な低下のため構造物が大きな損害を受けたこと、また、水平 2 方向外力に対する応答性状は、水平 1 方向外力に対する応答性状より過酷であったことが明らかになった^{4)~7)}。柱の設計において、このようなせん断破壊を生じやすい短柱をできるだけ除けばよいのであるが、曲げ破壊が卓越するように設計された柱が、非構造壁などによってその高さ (clear height) を減じられ、せん断破壊を生じた例が報告されている^{8)~10)}。ここで対象としている短柱は、高さと断面の有効高さの比が 5 以下のものである。水平 2 方向外力が作用した際に曲げ破壊を生ずる柱の挙動についての実験的、解析的研究は、かなり多く行われている^{11)~15)}。また、水平 1 方向外力が作用した際にせん断破壊を生ずる柱の研究は、日本建築センター R C 短柱委員会が中心となって行われたが¹⁶⁾、水平 2 方向外力が作用してせん断破壊を生ずる場合の研究は、ほとんど行われていない。地震に対する応答性状から判断して、水平 2 方向外力を受ける柱のせん断破壊性状を把握する必要がある。

このような背景のもとで、1975 年にテキサス大学において、水平 2 方向外力を受けた短柱のせん断破壊に関する実験が開始された。この研究は 4 つの実験シリーズからなっている。パラメータとして、第 1 のシリーズでは荷重履歴と水平外力の方向、第 2 のシリーズでは軸方向力、第 3 のシリーズでは軸方向鉄筋径と帯鉄筋の間隔

が用いられ、合計 25 体の正方形断面柱供試体の載荷試験が行われた。一方、第 4 のシリーズでは、10 体の長方形断面柱供試体について、水平外力の方向と軸方向をパラメータとして実験が行われた。

本論文の目的は、これら一連の実験結果をもとにして水平外力の方向と軸方向力をパラメータとした 9 体の正方形断面柱供試体と 10 体の長方形断面柱供試体について、それぞれのせん断耐力を比較検討し、これらの中から定量的な関係を見出そうとするものである。なお、各実験シリーズの結果については、すでに文献^{17)~20)}に報告されているので、ここでは実験の概要、実験装置および実験結果 (特にひびわれ状況) について簡潔に述べることにし、比較する上で基礎となる実験データに関して詳細な検討を加えることにした。

2. 実験の概要

Fig. 1 (a) に示すような正方形断面をもった供試体、および **Fig. 1 (b)** に示すような長方形断面をもった供試体を作製し、実験を行った。供試体は、どちらの断面とも実際の柱の 2/3 の大きさで、断面積 (900 cm²) と帯鉄筋比 (0.3%) を同じ値とした。正方形断面の場合、軸方向鉄筋として 19 mm の異形鉄筋 (降伏応力度は 450 MPa, 最大応力度は 760 MPa) が 8 本、帯鉄筋として 6 mm の異形鉄筋 (降伏応力度は 430 MPa, 最大応力度は 690 MPa) が 64 mm 間隔で配置され、断面の両主軸方向 (せん断スパンと有効高さの比 $a/d=1.75$) とせん断破壊を生じ、その最大せん断耐力が等しくなるように設計を行った。一方、長方形断面の場合、軸方向鉄筋として 19 mm の異形鉄筋 (降伏応力度は 440 MPa, 最大応力度は 745 MPa) が 10 本、帯鉄筋として 6 mm の異形鉄筋 (降伏応力度は 415 MPa, 最大応力度は 550 MPa) が 89 mm 間隔で配置され、断面の強軸 ($a/d=1.27$)、弱軸 ($a/d=2.47$) の両方でせん断破壊を生ずるように設計を行った。なお、せん断および曲げ耐力の計算には ACI 規準 (1977 年)²¹⁾を使用した。

*1 正会員 名古屋工業大学助手 工学部土木工学科

*2 正会員 長岡技術科学大学助教授 建設系

*3 Professor of Civil Engineering The University of Texas at Austin

Fig. 1 Test Specimen

Fig. 2 Deformation Paths of Square Columns

供試体に与えた水平外力の方向として、正方形断面の場合、Fig. 2 に示すように、断面の両主軸方向に交互に外力を与えた場合 (a)、互いに直交する斜め方向に交互に外力を与えた場合 (b) と、それぞれの1方向成分だけを与えた場合 (c)～(e) とを選んだ。一方、長方形断面の場合、Fig. 3 に示す7種類 (a)～(g) を選んだ。(a) から (e) までは断面の主軸方向や斜め方向の1方向成分だけを与えた場合で、(f) と (g) は2方向に交互に外力を与えた場合である。荷重は変位制御で与え、ある定められた変位 (4) ごとに、3回ずつ静的に繰り返した。最初の変位 (14) を、軸方向鉄筋が柱とフーチングの境界部で降伏ひずみの半分に達したときの変位とし、14 で3回、24 で3回というように、変位を徐々に増加した。軸方向圧縮力は、535 KN (3.7 MPa の平均圧縮応力が柱に生ずる) を標準とした。この 535 KN は釣合い軸力の 40% で、釣合い軸力は、正方形断面、長方形断面とも、荷重方向にかかわらず、ほとんど

Fig. 3 Deformation Paths of Rectangular Columns

同じ値であった。9体の正方形断面柱供試体および10体の長方形断面柱供試体の概要を Table 1 に示す。

3. 実験装置

実験装置全体を Photo 1 に、装置の正面概略図を Fig. 4 に示す。側面も正面と同じ配置になっている。供試体の下部フーチングは床に固定され、上部フーチングは載荷板に固定されている。2個の水平ジャッキで載荷板を動かすことによって、水平変位をあらゆる方向に与えることが可能である。供試体に常に水平変位を与え、ねじれを生じないようにするために、Fig. 4 に示すような1対の鉛直ジャッキを2方向、水平ジャッキを1方向に設置した。ジャッキのホースを Fig. 5 に示すようなつなぎ方によって、載荷板は常に床と水平に保たれることになる。供試体の水平変位および水平ジャッキと軸方向ジャッキの荷重を、それぞれ差動トランス変位計とロードセルによって測定し、実験中は X-Y レコーダで荷重-変位曲線をモニターした。

また、軸方向鉄筋や帯鉄筋にひずみゲージを張り、それぞれのひずみを測定した。

4. 実験結果

各供試体において、Fig. 6 に示すような荷重-変位曲線が得られた。すでに述べたように、実験では一定の変位ごとに3回、正負交番荷重を行った。この荷重-変位曲線から得られた各供試体の最大せん断耐力 V_m を、

Fig. 4 Elevation of Test Set-up

Table 1 Test Specimens and Results

Specimen Name		f_c' (MPa)	Axial Load (kN)	Loading History	V_f (kN)	V_m (kN)	$\frac{V_m}{A_c \sqrt{f_c'}}$ ($\times 10^{-3}$)
Square Column	S 1	34.5	0	Fig. 2(c) U	218	249	66*
	S 2	30.7	535	" (c)U	356	298	83
	S 3	41.4	0	" (a)B	237	231	56
	S 4	41.0	535	" (a)B	348	342	83
	S 5	41.0	0	" (d)M	289	245	59
	S 6	36.2	535	" (d)M	338	302	78
	S 7	34.1	0	" (e)U	262	285	76*
	S 8	34.8	0	" (b)B	262	271	71*
	S 9	32.1	535	" (b)B	326	302	83
Rectangular Column	R 1	40.1	0	Fig. 3(b) U	423	294	73
	R 2	40.1	0	" (c)U	227	254	63*
	R 3	42.0	535	" (a)M	534	383	93
	R 4	34.9	535	" (b)U	503	329	88
	R 5	34.9	535	" (c)U	302	267	71
	R 6	42.0	1 069	" (b)U	596	405	99
	R 7	42.6	535	" (d)U	467	356	86
	R 8	42.2	535	" (e)U	347	329	80
	R 9	35.1	535	" (f)B	507	307	82
	R 10	35.1	535	" (g)B	307	231	62**
					436	276	74**
				325	254	68	

M : Monotonic, U : Unidirectional, B : Bidirectional

* V_f is less than V_m .

** Reached maximum shear capacity in orthogonal direction

f'_c : Concrete compressive strength

V_f : Computed flexural capacity

V_m : Measured maximum shear capacity

A_c : Core area { Square 645 cm²
Rectangular 632 cm²

計算で求めた曲げ耐力 V_f と比較した結果を Table 1 に示す。正方形断面柱供試体では S1, S7, S8 の場合、

Fig. 5 Coupled Hydraulic Positioning Rams

長方形断面柱供試体では R2 の場合に、最大せん断耐力が曲げ耐力を上回った。鉄筋に張ったケージからも、正方形断面柱供試体では S1, S3, S7, S8 の場合に、長方形断面柱供試体では R2 の場合に鉄筋が降伏しており、他の供試体では鉄筋が降伏する前にせん断破壊を生じ、耐力は急激に低下したことが判明した。しかし、

Photo 1 Test Set-up

S1, S3, S7, S8, R2 のいずれの場合も斜めひびわれが顕著に見られ、鉄筋が降伏した後、次のサイクルで最大耐力に達し、その後、徐々に耐力が低下し、靱性があるとは言えなかった。

ひびわれ状況は、Fig. 7 に示すように (A)~(F) の 6 つのタイプに分けられる。なお、すべての供試体において、最初の変位 (1 Δ) ですでに斜めひびわれを生

Fig. 6 Load Deflection Curves (Specimen R6)

Fig. 7 Crack Patterns

じ、Fig. 7 に示すひびわれ状況はせん断破壊時のものである。

(A) のタイプは、断面の主軸方向に1方向载荷された正方形断面柱供試体 (S1, S2) と、弱軸方向にだけ载荷された長方形断面柱供試体 (R2, R5) に見られ、柱の両端から有効高さの範囲内に顕著な斜めひびわれが発生し、それが部材中央へ広がるにつれて耐力が徐々に低下した。

(B) のタイプは、断面の主軸方向に2方向载荷された正方形断面柱供試体 (S3, S4) に見られ、(A) のタイプを両側面に重ね合わせたものとなった。

(C) のタイプは、斜め方向に1方向载荷された正方形断面柱供試体 (S5~S7) に見られ、斜めひびわれが柱の2つの側面にわたって発生し、これに平行に多くのひびわれが発生するにつれて、耐力が徐々に低下した。

(D) のタイプは、斜め方向に2方向载荷された正方形断面柱供試体 (S8, S9) に見られ、(C) のタイプを両側面に重ね合わせたものとなった。

(E) のタイプは、断面の強軸方向だけ、または斜め方向に1方向载荷された長方形断面柱供試体 (R1, R3,

R4, R6~R8) に見られ、斜めひびわれが柱の両端部を結ぶ対角線上に生じた。特に弱軸方向から30°の方向に载荷されたR8の場合は(A)のタイプと(E)のタイプが同時に生じたが、(E)のタイプの斜めひびわれがいちじるしく進展し、急激な耐力低下を生じた。

(F) のタイプは、断面の主軸または斜め方向に2方向载荷された長方形断面柱供試体 (R9, R10) に見られ、

(A) と (E) のタイプを組み合わせたものとなった。

5. せん断耐力の比較

5.1 規 準 化

各供試体でコンクリートの圧縮強度が異なったため、最大せん断耐力を比較する際に、Table 1 に示すように、 V_m (kN) を帯鉄筋で囲まれた断面積 A_c (cm²) とコンクリートの圧縮強度 f'_c (MPa) の平方根で割ることによって規準化を行った。すなわち、2方向に交互に载荷された場合、供試体全面にひびわれを生じ、帯鉄筋で囲まれた部分でせん断力を受けもつと考えられるので A_c を使い、またコンクリートのせん断強度は、ACI 規準²¹⁾により $\sqrt{f'_c}$ の関数であると考えられるので $\sqrt{f'_c}$ を用いることにした。

5.2 ピーク荷重の比較

Table 2 に、1方向载荷と2方向载荷の正方形断面柱供試体について、各△での最大荷重（ピーク荷重と名づける）の比較を示す。荷重としては規準化した値（荷重指数）を用いた。Table 2 の左上に示すように、S1 と S3 の場合、S1 は3△でせん断破壊を生じ、最大せ

Table 2 Comparison of Peak Load between Unidirectional and Bidirectional Loading (Square Column)

Deflection	S1		S3			
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)	
	(1)	(1)/(1)	(2)	(2)/(1)	(3)	(3)/(1)
1△	51	1.0	44	0.86	46	0.90
2△	61	1.0	53	0.87	51	0.84
3△	66	1.0	56	0.85	48	

Deflection	S2		S4			
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)	
	(1)	(1)/(1)	(2)	(2)/(1)	(3)	(3)/(1)
1△	52	1.0	58	1.11	61	1.17
2△	83	1.0	83	1.0	81	0.98

Deflection	S7		S8			
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)	
	(1)	(1)/(1)	(2)	(2)/(1)	(3)	(3)/(1)
1△	54	1.0	50	0.93	47	0.87
2△	76	1.0	71	0.93	41	

Deflection	S6		S9			
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)		Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f'_c}}$ ($\times 10^{-3}$)	
	(1)	(1)/(1)	(2)	(2)/(1)	(3)	(3)/(1)
1△	68	1.0	72	1.06	70	1.03
2△	78	1.0	83	1.06	60	

V: Peak load at $n\Delta$ (kN), A_c : Core area (cm²), f'_c : Concrete compressive strength (MPa)

せん断耐力指数 $\frac{V_m}{A_c \sqrt{f_c}} = 66 \times 10^{-3}$ に達した。これに対して、S3 は2方向に交互に荷重された場合であるが、1方向が同じ3△でせん断破壊を生じ、最大せん断耐力指数 56×10^{-3} (S1 の最大せん断耐力指数の85%) に達したため、残りの1方向は、3△でのピーク荷重指数が2△の 51×10^{-3} から 48×10^{-3} に落ちた。せん断破壊を生ずるまでのS3の各△でのピーク荷重指数は、S1の84%から90%に達している。S8とS9の場合 (Table 2 の左下と右下) も同様に、1方向が、1方向荷重の場合 (S7, S6) と同じ2△でせん断破壊を生じ、最大せん断耐力指数 71×10^{-3} , 83×10^{-3} (S7 の最大せん断耐力指数の93%, S6 の同106%) に達したため、残りの1方向は、2△でのピーク荷重指数が1△のときよりも落ちた。せん断破壊を生ずるまでのS8とS9の各△でのピーク荷重指数は、S7, S6の場合の87%から106%に達している。S4の場合 (Table 2 の右上) は、2△で1方向がせん断破壊を生じ、最大せん断耐力指数 83×10^{-3} (S2 の最大せん断耐力指数の100%) に達しても、残りの1方向のピーク荷重指数は1△のときよりも落ちなかった。しかし、せん断破壊を生ずるまでの各△でのピーク荷重指数は、S2の場合の100%から117%に達している。したがって、いずれの正方形断面柱供試体も斜めひびわれを伴う荷重履歴を受けたにもかかわらず、せん断破壊を生ずるまでの各△でのピーク荷重指数および最大せん断耐力指数は、1方向荷重と2方向荷重とでほとんど差がなかったと言える。

次に、1方向荷重と2方向荷重の長方形断面柱供試体 (強軸と弱軸で最大せん断耐力が異なる) について、各△でのピーク荷重指数の比較を行った。Table 3 の左

上に示すように、R3, R4 は強軸方向に1方向荷重された供試体で、2△のときせん断破壊を生じ、最大せん断耐力指数 93×10^{-3} , 88×10^{-3} に達した。一方、R5 (Table 3 の右上) は弱軸方向に1方向荷重された供試体で、3△のときせん断破壊を生じ、最大せん断耐力指数 71×10^{-3} に達した。それに対してR9は、1△ (弱軸, 強軸), 2△ (弱軸, 強軸), 3△……の順に荷重された供試体である。R9では、強軸方向が、1方向荷重でせん断破壊を生じたと同じ2△でせん断破壊を生じたため、弱軸方向は、1方向荷重では3△で最大せん断耐力を生じたけれども、3△でのピーク荷重指数が2△の 62×10^{-3} から 48×10^{-3} に落ちた。しかし、R9において、強軸方向でせん断破壊を生ずるまでの各△でのピーク荷重指数は、1方向荷重の88%から104%で、1方向と2方向でほとんど差がなかった。斜め方向に荷重された場合では、R7 (強軸から30°の方向に1方向荷重), R8 (弱軸から30°の方向に1方向荷重) とR10 (R7とR8の方向へ2方向荷重) が比較された (Table 3 の左下と右下)。R7は2△のときせん断破壊を生じ、最大せん断耐力指数 86×10^{-3} に達し、一方、R8も2△のときせん断破壊を生じ、最大せん断耐力指数 80×10^{-3} に達した。R10は、1△ (R8の方向, R7の方向), 2△ (R8の方向, R7の方向)……の順に荷重された。R8の方向が、R8でせん断破壊を生じたと同じ2△で先にせん断破壊を生じたため、R7の方向は、2△でのピーク荷重指数が1△の 73×10^{-3} から 70×10^{-3} に落ちた。R8の方向でせん断破壊を生ずるまでの各△でのピーク荷重指数は、1方向荷重の85%から109%で、R9の場合と同様に、1方向と2方向でほとんど差がなかった。したがって、強軸と弱軸

で最大せん断耐力の異なる長方形断面柱供試体においても、斜めひびわれを伴う荷重履歴を受けたにもかかわらず、せん断破壊を生ずるまでの各△でのピーク荷重指数および最大せん断耐力指数は、1方向荷重と2方向荷重でほとんど差がなかったと言える。

これらのことは、2方向荷重さ

Table 3 Comparison of Peak Load between Unidirectional and Bidirectional Loading (Rectangular Column)

Deflection	R3		R4		R9
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(1)/(1)	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(2)	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(3)
1△	71	1.0	69	0.97	71	1.0
2△	93	1.0	88	0.95	82	0.88

Deflection	R5		R9
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(1)/(1)	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(2)
1△	46	1.0	48	1.04
2△	64	1.0	62	0.97
3△	71	1.0	48	

Deflection	R7		R10
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(1)/(1)	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(2)
1△	67	1.0	73	1.09
2△	86	1.0	70	

Deflection	R8		R10
	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(1)/(1)	Peak load $\frac{V}{A_c \sqrt{f_c}} (\times 10^{-3})$	(2)
1△	47	1.0	43	0.91
2△	80	1.0	68	0.85

V: Peak load at n△ (kN), A_c : Core area (cm²), f_c : Concrete compressive strength (MPa)

れた正方形および長方形断面柱供試体のひびわれ状況から検討して、ひびわれがお互いに干渉していないということからも考えられる。たとえば、Fig. 7 のAの場合（1方向載荷）とBの場合（2方向載荷）を比べてみると、ひびわれがそれぞれ独立であると言える。

以上のピーク荷重の比較により、1方向の任意の軸に斜めひびわれを伴う荷重履歴を受けた正方形断面や長方形断面の短柱部材が、それと直交する軸にせん断力を受けて破壊するまでの耐荷性能および最大せん断耐力は、前者の影響をほとんど受けないということが明らかになった。

5.3 最大せん断耐力の比較

Fig. 8 に、載荷方向に基づいた正方形断面柱供試体 S2, S6 の最大せん断耐力指数の相関を示す。これらの供試体は、どちらも軸方向圧縮力を受け、Fig. 2 に示すように、S2 は断面の主軸方向に、S6 は主軸から 45° の方向に 1 方向載荷されたものである。なお、軸方向圧縮力のない 1 方向に載荷された供試体（S1, S7）の最大せん断耐力は、Table 1 に示すように計算で求めた曲げ耐力を超えているため、適用を除外した。Fig. 8 において、正方形の点は、それぞれの供試体の最大せん断耐力指数 $\frac{V_m}{A_c \sqrt{f_c'}}$ を示している。正方形断面柱供試体では、両主軸方向（Fig. 8 の X 軸と Y 軸）の最大せん断耐力は等しいので、X 軸上と Y 軸上にそれぞれ S2 の最大せん断耐力指数をプロットし、この 2 点を円で結んだ。Table 4 に示すように、S4 の最大せん断耐力指数は、6% の誤差で円によって推定された。

Fig. 9 に、載荷方向に基づいた長方形断面柱供試体 R3~R5, R7, R8 の最大せん断耐力指数の相関を示す。これらの供試体はすべて軸方向圧縮力を受け、Fig. 3 に示すように、R3 と R4 は強軸方向に、R5 は弱軸方向に、R7 は強軸から 30° の方向に、R8 は弱軸から 30° の方向に載荷されたものである。Fig. 9 にお

Fig. 8 Interaction Diagram-Square Column with Axial Load

Table 4 Relationship of Maximum Capacities between Principal and Diagonal Loading Direction

(a) Square Column

Specimen Name	Loading Direction*	(1) $\frac{V_m}{A_c \sqrt{f_c'}} \times 10^{-3}$	(2) Circle ($\times 10^{-3}$)	(1) (2)
S 2	0°	83	83	1.00
S 6	45°	78	83	0.94
S 9	45°	83	83	1.00

(b) Rectangular Column

Specimen Name	Loading Direction*	(1) $\frac{V_m}{A_c \sqrt{f_c'}} \times 10^{-3}$	(2) Ellipse ($\times 10^{-3}$)	(1) (2)
R 3	90°	93	Avg. 90	1.03
R 4	90°	88		0.97
R 7	60°	85	85	1.01
R 8	30°	81	75	1.08
R 5	0°	71	71	1.00
R10	30°	68	75	0.91

* The angle from weak direction

V_m : Measured maximum shear capacity (kN)

A_c : Core area (cm²)

f_c' : Concrete compressive strength (MPa)

Fig. 9 Interaction Diagram-Rectangular Column with Axial Load

いて、正方形の点は、それぞれの供試体の最大せん断耐力指数 $\frac{V_m}{A_c \sqrt{f_c'}}$ を示している。強軸方向（Y 軸）は、R3 と R4 の 2 つの値が得られたので、その平均値をプロットし、弱軸方向（X 軸）は、R5 の値をプロットし、この 2 点を楕円で結んだ。Table 4 に示すように、R7 と R8 の最大せん断耐力指数は、8% 以内の誤差で楕円によって推定された。したがって、以上の結果から、斜めに 1 方向載荷された場合の最大せん断耐力は、断面の主軸方向に 1 方向載荷された場合の最大せん断耐力から、正方形断面柱供試体の場合は円、長方形断面柱供試体の場合は楕円を利用して推定できると言える。

すなわち、最大せん断耐力を推定する場合は、断面の主軸方向だけを考慮すればよいと考えられる。

しかし、この結論は、1方向に載荷された供試体から得られたものである。次に、2方向に交互に載荷された供試体の最大せん断耐力指数を Fig. 8, 9 の相関図にプロットした。斜め方向に2方向載荷された正方形断面柱供試体 S9 の場合 (Fig. 8 の三角形の点)、その最大せん断耐力指数は、Table 4 に示すように、円によって推定された値と同じであった。一方、斜め方向に2方向載荷された長方形断面柱供試体 R10 の場合、2△で弱軸方向から 30° の方向に載荷されたときにせん断破壊を生じたので、この方向の最大せん断耐力指数だけプロットした (Fig. 9 の三角形の点)。Table 4 に示すように、それは 9% の誤差で楕円によって推定された。この結果、2方向に交互に載荷された正方形および長方形断面柱供試体においても、最大せん断耐力は、断面の主軸方向に1方向載荷された供試体の最大せん断耐力によって同じく推定可能であると言える。

6. 結 論

本研究で得られた結論を以下に示す。

(1) 1方向の任意の軸に斜めひびわれを伴う荷重履歴を受けた正方形断面や長方形断面の短柱部材が、それと直交する軸にせん断力を受けて破壊するまでの耐荷性能および最大せん断耐力は、前者の影響をほとんど受けない。このようなことが言えるのは、ひびわれが互いに干渉しないことからだと思われる。また、この結論は、直交する2つの軸の方向に独立して交互に地震による力が作用しても、どちらかが破壊するまでは互いに影響しないことを意味するものである。

(2) 斜め方向に1方向、またはそれと直交する方向も含めた2方向に載荷された正方形や長方形断面柱の最大せん断耐力は、断面の主軸方向に1方向載荷された場合の最大せん断耐力によって推定することが可能である。すなわち、正方形断面柱の場合は円によって、一方長方形断面柱の場合は楕円によって表されることが明らかになった。

〔謝辞〕 本研究をまとめるにあたって貴重なご助言をいただきました東京大学工学部土木工学科の岡村甫教授に深謝いたします。

参 考 文 献

- 1) Aoyama, H., et al. : A Study on the Cause of Damage to the Hachinohe Technical College due to 1968 Tokachi-Oki Earthquake (Part 1), Proc. of the U.S.-Japan Seminar on School Buildings, Sendai, Japan, Sept. 1970, The Japan Earthquake Engineering Promotion Society, Tokyo, Japan, 1971, pp. 172~189.
- 2) Nielsen, N.N. and K. Nakagawa : The Tokachi-Oki Earthquake, Japan, May 16, 1968; A Preliminary Report on Damage to Structures, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Report No. 2, Tokyo, Japan, June 1968.
- 3) Lew, H.S., E.V. Leyendecker and R.D. Dikkers : Engineering Aspects of the 1971 San Fernando Earthquake, Building Science Series 40, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Dec. 1971.
- 4) Okada, T., et al. : Analysis of the Hachinohe Library Damage by 1968 Tokachi-Oki Earthquake, Proc. of the, U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering with Emphasis on Safety of School Buildings, Sendai, Japan, Sept. 1970, pp. 172~189.
- 5) Selna, L.G., K.B. Morrill and O.K. Ersoy : Shear Collapse, Elastic and Inelastic Biaxial Studies of the Olive View Hospital Psychiatric Day Clinic, Proc. of the U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering, Berkeley, 1973.
- 6) Mahin, S.A., V.V. Bertero, A.K. Chopra and R.G. Collins : Response of the Olive View Hospital Main Building During the San Fernando Earthquake, Report No. EERC 76-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Oct. 1976.
- 7) Aoyama, H., et al. : A Study on the Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete School Building, Proc. of the U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering with Emphasis on the Safety of Reinforced Concrete Structures, Berkeley, California, Sept. 1973.
- 8) Sozen, M.A., et al. : Engineering Report on the Managua Earthquake of 23 Dec. 1972, prepared for the Committee on Natural Disasters, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1975.
- 9) Anicic, D., et al. : Reconnaissance Report ; Montenegro, Yugoslavia Earthquake April 15, 1979, Earthquake Engineering Research Institute, Nov. 1980.
- 10) Blume, J.A., et al. : Reconnaissance Report ; Miyagiken-Oki, Japan Earthquake, June 12, 1978, Earthquake Engineering Research Institute, Dec. 1978.
- 11) Takizawa, H. and H. Aoyama : Biaxial Effects in Modeling Earthquake Response of R/C Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976, pp. 523~552.
- 12) Takizawa, H. : Biaxial and Gravity Effects in Modeling Strong-Motion Response of R/C Structures, Proc. of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977, Paper No. 3-9, pp. 49~54.
- 13) Takiguchi, K., et al. : Response of R/C Column to Horizontal Bidirectional Deflection History, Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Ankara, Turkey, 1980, Vol. 6, pp. 525~532.
- 14) Kokusho, S., K. Takiguchi and K. Kobayashi : Analysis of Reinforced Concrete Sections under Biaxial Bending Moment, Transaction of the Japan Concrete Institute, Vol. 2, 1980, pp. 343~350.
- 15) Okada, T. and M. Seki : A Simulation of Earthquake Response of R/C Buildings, Proc. of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977, Vol. 9, pp. 25~30.
- 16) 日本建築センター R/C 短柱委員会 : 鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の現況について, 『コンクリート工学』, Vol. 13, No. 1, 1975.1.

- 17) Maruyama, K. and J.O. Jirsa : Shear Behavior of Reinforced Concrete Members under Bidirectional Reversed Lateral Loading, CESRL Report No. 79-1, The University of Texas at Austin, Aug. 1979.
- 18) Ramirez, H. and J.O. Jirsa : Effect of Axial Load on Shear Behavior of Short RC Columns under Cyclic Lateral Deformations, PMFSEL Report No. 80-1, The University of Texas at Austin, June 1980.
- 19) Woodward, K.A. and J.O. Jirsa : Behavior Classification of Short Reinforced Concrete Columns Subjected to Cyclic Deformations, PMFSEL Report No. 80-2, The University of Texas at Austin, July 1980.
- 20) Umehara, H. and J.O. Jirsa : Shear Strength and Deterioration of Short Reinforced Concrete Columns under Cyclic Deformations, PMFSEL Report No. 82-3, The University of Texas at Austin, July 1982.
- 21) ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), American Concrete Institute, Detroit, 1977.

(原稿受理年月日 : 昭和 57 年 6 月 29 日)