

# [115] 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼすせん断補強筋の影響

正会員 ○ 荒川 卓 (室蘭工業大学)  
藤田 豊 ( 同 上 )

## 1 はじめに

繰返し加力下における鉄筋コンクリート(以下RCと略記)柱の変形性能を改善する上で、塑性ヒンジ領域内に配置される帶筋の量や強度及び配筋法の違いによる影響は比較的大きい。既往の実験資料によれば、柱に十分なじん性を付与させるのに必要な帶筋量算定の目安は、柱の曲げ耐力とせん断耐力の関係式から与えられるが、両者の耐力比K( $=cQ_{BU}/cQ_{SU}$ )を、例えば0.8程度に設定することによって求まる帶筋量を採用した場合でも、柱に作用する軸圧の大小変化によってじん性も異なって評価される<sup>1)</sup>。本報では、軸圧は一定であるが、曲げとせん断の耐力比率やシアスパン比及び帶筋量が異なる柱の主筋降伏以後における変形能を実験的に検討し、さきに試みた耐力比の大小別による帶筋量算出法<sup>2)</sup>の可能性を、既往の資料を含めて再確認する。

## 2 実験の概要

(1) 試験体。図-1に示すように、柱断面が25cm角、軸鉄筋には8-D10を使用し(引張鉄筋比0.46%)、柱の内法高さ $h_0 = 125, 100, 75$ cmの3種、柱上下の左右には全長185cm、断面 $20 \times 35$ cmで引張鉄筋比0.93%のはりを有するキの字形模型9体となる。全試験体とも、コンクリート強度(210kg/cm<sup>2</sup>)と軸圧(25kg/cm<sup>2</sup>)は一定である。帶筋量の算定については、曲げとせん断の耐力比Kを0.8と置いて求まる帶筋量を基準に(試験体№55, 45, 35)、この量の1/2に減じたもの(№57, 37, K=0.73に相当)と、之の1.5倍に増したもの(№58, 48, 38, K=0.92に相当)の3種とし、夫々表-1のように配筋した。尚、№59は№55の帶筋量と間隔は同一であるが、帶筋のサイズと配筋形式を異にする場合の比較用であり、M/QD=1.5の柱と№57以外の試験体の柱中間部における帶筋量は、文献3)の方法により材端帶筋量の約半分以下に低減させた。又、材端1.5D部分の帶筋配筋形式は、№57と37及び59の3体を除き、サブタイを用いて全主筋拘束型の配筋とした。

(2) 材料の性質と供試体の製作。表-2には使用材料の試験成績を示した。試験体の製作にはメタルフォームを用いて、平打ちとし、打設3日目に脱型して所要強度の約70%を発揮するまでビニールシートで密封養生し、以後試験時まで実験室内に放置して材令3週でテストを行なった。テスト時のコンクリート強度は、表示のように予想を約9%上回った。

(3) 加力方法。床面に固定されたフレーム内に、柱が床面と平行となるよう図-1のⒶ、Ⓑ点をピン支持とし、ⒶⒶ及びⒷⒷ間にスチールヨークで連結する。柱には、4本の鋼棒を反力材として電動式オイルジャッキにより所定の軸力を導入する(最大荷重時には5.3~12.6%平均約8%の軸圧増となつた)。

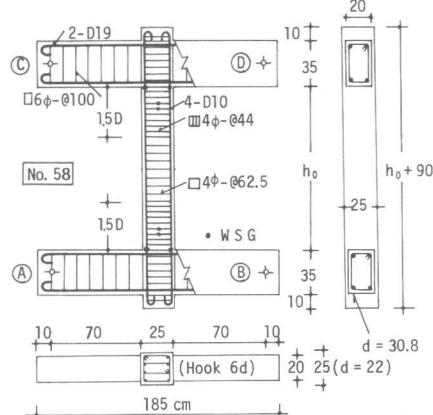


図-1 試験体の概要

表-1 試験体一覧

Columns No.	$h_0$ (cm) (M/QD)	Shear Reinforcement	
		End 1.5 D (Pw %)	Midheight (Pw %)
55		□4φ-Φ66 (0.296)	□4φ-Φ62.5 (0.156)
57	125 (2.5)	□4φ-Φ66 (0.148)	□4φ-Φ66 (0.148)
58		□4φ-Φ44 (0.444)	□4φ-Φ62.5 (0.156)
59		□6φ-Φ66 (0.298)	□6φ-Φ125 (0.157)
45	100 (2.0)	□4φ-Φ41.5 (0.471)	□4φ-Φ41.5 (0.236)
48		□6φ-Φ74 (0.530)	□6φ-Φ125 (0.315)
35	75 (1.5)	□6φ-Φ60 (0.656)	□6φ-Φ60 (0.656)
37		□6φ-Φ60 (0.328)	□6φ-Φ60 (0.328)
38		□6φ-Φ40 (0.984)	□6φ-Φ40 (0.984)
Remarks		Tension reinf. ratio; $P_t = 0.456\%$ (4-D10) Compressive stress; $\sigma_0 = N/bD = 25\text{ kg/cm}^2$	

表-2 材料の性質

	Size	Diameter (mm)	Sectional Area(cm <sup>2</sup> )	Yielding Point $\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Longitudinal Steel	D19	(19)	(2.87)	3690
	D10	(10)	(0.71)	4180
Stirrup Steel	6φ	5.60	0.246	3430
	4φ	3.95	0.122	2570
Strength* $F_c = 215\text{ kg/cm}^2$ , mean $229\text{ kg/cm}^2$ .				
Sand < 2.5 mm, f.m. = 2.99, s.g. = 2.70				
Gravel < 15 mm, f.m. = 6.22, s.g. = 2.67, w/c = 0.67, C:S:G = 1:3.42:3.62 /wt				

Note: ( ) = Nominal, \*Concrete Cylinder 10φ20 cm

正負の繰返し水平力は、図-1の◎及び⑦側はり端に球座とローラーとを介して、構造物疲労試験機のヘッドに固定された油圧式サーボアクチュエーター（動的30トン、ストローク20cm、周波数0.01~10Hz）により加力した。繰返し方法は、主筋の降伏を確認するまでは（±8回目）発信周波数0.02Hz、降伏以後は0.1Hz、制御ストローク±0.6~0.8mm/cycleを基準に、変位振幅漸増による繰返しとした。

(4) 計測方法。上記の水平力、軸力及びはりのせん断力の検出には、夫々の装置に組み込まれたロードセルを用いた。試験体の片面では、柱上下の接合部間における水平変位と軸方向変位とを抵抗線式変位計により、又柱内法端4箇所の主筋と材端0.5~0.7D部分の帯筋（何れも図-1●印位置）には、検長2mmのワイヤストレインゲージを貼付して、そのひずみ度を計測した。之等計測値のうち、水平変位と主筋ひずみの2点をXYレコーダに自記させ、モニター用に供した。又、之等の計測値はサンプリング周波数を5Hzに設定した磁気テープ式データーレコーダ（容量32ch、サンプリング周波数10KHz）に記録し、電算機で処理した。

### 3 実験の結果と考察

図-2及び図-3には、破壊状況と荷重・変位曲線の一例を、表-3には試験結果の一覧を示した。

(1) 破壊状況。全試験体とも曲げ降伏後にコンクリートの圧壊によって最大荷重を示したが、その後の繰返しにより、帯筋量の少ないNo.57と37の2体はせん断で、他の7体は主筋の座屈を伴なって曲げ圧壊を生じた。この7体のひび割れ発生範囲は、柱内端より柱内へ0.8~1.4D、接合パネル内へ0.24~0.72Dの範囲に及び、合計ではM/QDが2.5と2.0の柱では約1.7D、M/QD=1.5の柱では約1.5Dとなった。

一方、コンクリートの圧壊域については、M/QDや帯筋量の違いに拘りなく、柱内へ0.3~0.8D、パネル内へ0.08~0.6D、合計では約0.7Dの範囲にある。尚、最終時には、帯筋を□型とした柱3体の主筋の一部が脆性破断した。

(2) ひび割れ荷重と耐力。曲げ、曲げせん断、せん断等の諸ひび割れ荷重実験値の計算値（表-3脚注参照）に対する比率の平均は、夫々1.21, 1.07, 1.16, 又、主筋降伏時及び最大荷重時における実験値の略算値に対する比率は、1.14及び1.18となって、実験値が計算値を上回っている。しかし、何れの場合にも、耐力比Kの大小関係から求まる帯筋の量や配筋形式並びにM/QDの違いによる明瞭な差異は認められない。

(3) 降伏時剛性。実験値の計算値に対する比率は0.82~1.02の範囲にあり、M/QDが2.5と1.5の平均が0.94となって実験値は計算値に近似しているのに対し、M/QD=2の平均は0.83となって上記よりも幾分差が大きい。これは、剛性低下率 $\alpha_y$ 式の適用条件が、M/QD=2で不連続に設定されていることがその一因と考えられる。

(4) 変位包絡線。図-4に示すように、全試験体とも変位角が $7\sim8\times10^{-3}$ rad.で降伏し、以後 $7\sim12\%$ （平均9%）の荷重上昇を示して、M/QDが2.5と2の柱は約 $18\times10^{-3}$ rad.で、M/QD=1.5の柱は約 $24\times10^{-3}$ rad.で最大荷重に達した。その後、せん断破壊を生じたNo.57と37の2体は急激に、他

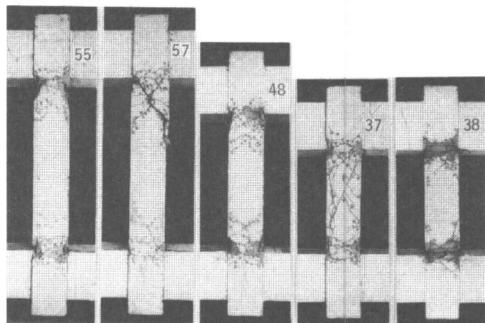


図-2 破壊状況

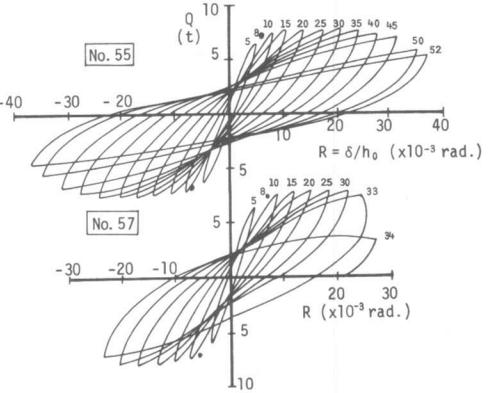


図-3 荷重・変位曲線

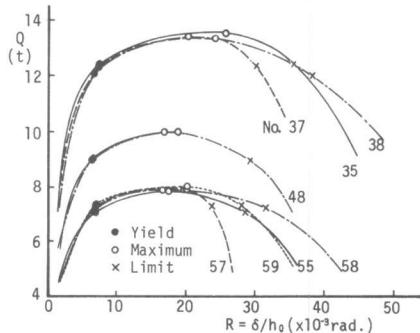


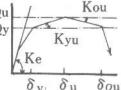
図-4 荷重・変位包絡線

表-3 試験成績一覧

Column No.	Fc kg/cm² (t)	At Cracking Load					At Yielding Load			At Maximum Load					Characteristics of Load-Def.				Failure Mode					
		tQBC cQBC	tQBSCL cQBSCL	tQSC cQSC	tQu cQu	tQu cQu	tQu cQu	tQu cQu	tQu cQu	tQu cQu	tQu cQu	tQu cQu	tQu cQu	Kyu Ke	Kou Ke									
		(t)	(t)	(t)	(t)	(cm)	(t)	(cm)	(t)	(cm)	(t)	(cm)	(t)	(cm)	(%)	(%)								
55	227	3.00	1.29	5.00	1.00	7.00	1.23	0.110	7.15	1.12	0.87	0.119	7.86	1.16	0.93	2.21	0.92	3.61	2.54	4.16	1.15	1.10	F-C-Bu-Wm	
57	249	2.50	1.06	6.10	1.18	6.80	1.16	0.100	7.35	1.14	0.88	0.108	7.89	1.16	1.03	2.55	0.92	3.01	2.90	3.43	0.68	2.43	F-C-SC	
58	229	3.00	1.29	5.30	1.05	6.30	1.11	0.109	7.27	1.13	0.87	0.115	7.84	1.17	0.84	1.96	0.93	3.95	2.24	4.52	1.13	0.61	F-C-Bu-Wm	
59	241	3.00	1.27	5.20	1.01	6.50	1.12	0.105	7.38	1.15	0.86	0.114	8.06	1.18	0.87	2.53	0.95	3.48	2.94	4.05	0.85	1.49	F-C-Bu	
45	222	3.44	1.20	6.74	1.15	7.42	1.15	0.112	9.07	1.14	0.65	0.121	10.02	1.18	0.95	1.89	0.84	—	2.89	—	0.91	—	F-C-Bu-Wm	
48	224	3.00	1.04	6.00	1.02	7.50	1.16	0.111	8.99	1.13	0.66	0.118	9.94	1.18	0.86	1.67	0.82	2.94	2.51	4.43	1.12	0.88	F-C-Bu-Wm	
35	232	4.50	1.15	8.50	1.10	9.00	1.18	0.109	12.47	1.16	0.58	0.121	13.61	1.18	0.95	1.94	0.90	2.66	3.37	4.62	0.46	0.88	F-C-Bu(SC)Wm	
37	218	5.00	1.31	8.00	1.06	9.00	1.21	0.115	12.38	1.16	0.55	0.127	13.43	1.18	1.10	1.82	0.94	2.27	3.27	4.07	0.48	1.36	F-C-SC	
38	215	5.00	1.31	8.00	1.06	8.50	1.14	0.115	12.05	1.14	0.51	0.125	13.46	1.20	0.88	1.54	1.02	2.87	3.04	5.67	0.79	0.61	F-C-Bu-Wm	
Average	229	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
									1.14					1.18										

注) tQBC : 曲げひび割れ発生時せん断力実験値。 cQBC =  $(1.8\sqrt{Fc} \cdot Ze + ND/6) \times 2/h_0$ 。  
 tQBSCL : 曲げせん断ひび割れ発生時せん断力実験値。 cQBSCL =  $0.265 \frac{bd\sqrt{Fc}}{M/(Q-d/4)} + M/C$ 。  
 tQSC : せん断ひび割れ発生時せん断力実験値。 cQSC =  $(0.93 + \sigma_0^2/200) \cdot OAQC$ 。(大野研式)。

tQy, tδy : 引張側軸鉄筋の降伏におけるせん断力と相対変位実験値(何れも正平均値)。 cQy : 曲げ降伏時せん断力(学会RC規準解説の(8.6)式より求まる値)。 tQu : 最大荷重実験値。 cQBU : 曲げ耐力略算値(学会RC規準解説(16.18)式より求まる値)。 cQSU : 柱の終局せん断耐力 =  $(0.9 + \sigma_0/200) \cdot 0.23K_u(F_c + 180)/(h_0d + 0.23) + 2.7P_w w_{cy}/b_0$ 。 Ke = Q/y : 曲げ、せん断、鉄筋考慮の弾塑性剛性計算値。 cKy, ke, αy, ke : 学会計算規準解説(8.7)式。 tμu = tδu/tδy で塑性率。 tμou = tδou/tδy で限界塑性率。 Kyu, Kou は図示による勾配。



の7体は最初の降伏荷重レベル付近で圧壊域のコンクリートが剥落し、主筋の座屈によって比較的急激に、夫々保持力が低下した。この時の負勾配(Kou/Ke)は表-3に示すように、№58と38が最も小さい。

(5) 塑性率。最大荷重における塑性率  $\mu_u$  は、M/QD の大きい柱の順に 2.66, 2.70, 3.23 となって、M/QD = 1.5 の柱が他の柱よりも 20 % 程度高い値を示しているが、帯筋の量や配筋形式の違いによる明瞭な差異は認められない。一方、最大荷重以後の負勾配が降伏荷重レベルと交差する位置までを含めて評価される限界塑性率  $\mu_{ou}$  は、 $\mu_u$  に対して、№57と37の2体は 18 及び 24 % の増分に過ぎないが、曲げ圧壊を生じた他の7体については、M/QD = 2.5 の柱は 38 ~ 102 %、M/QD = 1.5 の柱では 37 ~ 88 % の増分となって、帯筋量の増大による変形性能向上の効果が明瞭に表われている。この関係を試験体毎に比較すると、帯筋のサイズと配筋形式とは異なるがその量が等しい№55と59の  $\mu_{ou}$  は、両者ほど等しく約 4.1 となって、之等2体の帯筋量の1/2とした№57の約 20 % 増であるが、帯筋量が№55の 1.5 倍(№57の 3 倍)とした№58の限界塑性率は№57の 32 % (№55, 59の約 10 % 増)となっている。又、M/QD = 1.5 の柱については、№38の  $\mu_{ou}$  は№37の 39 % 増、№35に対しては 23 % 増となつて、上記M/QD = 2.5 の柱よりもやゝ高い増分率を示している。しかし、M/QD = 2 の柱については、№45の実験中に計測装置の不備から最大荷重以後における正常な変位計測値を得られなかったために、№48の限界塑性率と直接対比することはできないが、№48の  $\mu_{ou}$  は  $\mu_u$  の 77 % 増となって、上記の№38や58の増分率よりも幾分低い。

(6) ループ面積と変位振幅。図-5に示すように、塑性域におけるループ面積  $S_A$  は、最大荷重(図中○印)に至るまでは各柱ともほど同一直線上に集中して同等の増大を示している。限界時(図中×印)には帯筋量の多い柱ほど高い  $S_A$  値となるが、№48は№58や38に比較して幾分低い。

(7) 帯筋量と限界変位角。図-6に示すように、限界時の変位角  $Rou$  は、M/QD が小さく帯筋量の多い柱ほど大きい値を示しているが、全般的には帯筋量の増加に伴ないほど同一曲線に沿って  $Rou$  が増大する傾向がある。しかし、すでに指摘したように、№48の柱(図中●印)のみは、図中の増大曲線よりも約 15 % 程度低い。この理由には、データーのバラツキをそ

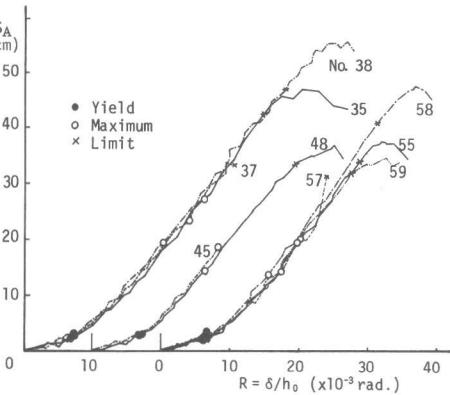


図-5 ループ面積と変位振幅

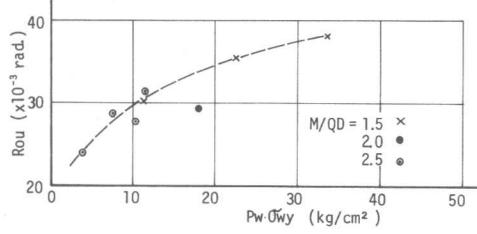


図-6 帯筋量と限界変位角

の一因として挙げられるが、帯筋間隔の主筋径に対する倍率については、之と同系列の柱№58と38が4.4~4倍であったのに対し、№48の場合には7.4倍であって、本実験中最も広かったことも一因と考えられる。

(8) 耐力比と帯筋量。建設省総合プロジェクトの一環として行われた短柱委員会の実験のように、一定変位で各10回の繰返しを行なった資料と、本実験のように変位振幅漸増の繰返しを行なった資料とでは、变形性能には殆んど差は認められない<sup>5)</sup>。これらの資料中、主として曲げ降伏後にせん断破壊を生じた資料(127体)の耐力比の平均 $K_m$ は、降伏変位計算値( $c\delta_y$ :表-3脚注)を基準とした限界塑性率 $\mu_0$ と軸圧係数 $\eta_0$ ( $=\sigma_0/F_c$ )とを用いると次式で表わされる<sup>2)</sup>

$$K_m = 1.08 - 0.216 \mu_0 (\eta_0 + 0.1) \dots\dots\dots\dots\dots(1)$$

図-7は、本実験による耐力比 $K$ と上式計算値とを比較したものであるが、本実験値は式(1)の±13%の範囲内にあり、その下限値は文献<sup>2)</sup>の下限値

$$K_{min} = 0.95 - 0.19 \mu_0 (\eta_0 + 0.1) \dots\dots\dots\dots\dots(2)$$

とほぼ一致している。

(9) 既往の資料による比較。表-4には、前述の短柱委員会において建研式及び大野式(拘束ぱり式)加力で行われた曲げ降伏先行の資料233体<sup>4)</sup>(袖壁付き柱、主筋継手工法による柱、特殊スパイラル使用柱WS22及び $\delta_{ou}$ 未確認のデータ等95体を除く)と、当研究室における資料52体、<sup>1), 6-8)</sup>合計285体の実験範囲を $M/QD$ 別に示した。図-8は、この資料の式(1)による計算値と、実験による耐力比との比較をしたもので、図中縦軸の耐力比が約0.85以上では曲げ降伏後にせん断又は付着割裂型で破壊した資料が多いが、全資料の95%は式(1)の±80%の範囲内にあり、不合格率5%の下限耐力比は式(1)の83%で次式で表わされる。

表-4 既往の実験資料

$M/QD$	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$b \times D$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0/F_c$	$P_w$ (%)	$P_t$ (%)	Number of Data
3.0	185-244	25×25	0.11-0.28	0.20-1.03	0.34-0.96	21
2.5	198-246	25×25	0.08-0.25	0.18-0.93	0.34-0.95	62
2.0	124-453	25×25-50×50	0-0.58	0.09-2.66	0.34-1.38	128
1.5	124-277	25×25-40×40	0.09-0.27	0.15-1.77	0.34-0.94	24
1.0	146-453	25×25-50×50	0.11-0.37	0.21-2.42	0.34-0.96	50
Total	124-453	25×25-50×50	0.11-0.58	0.09-2.66	0.34-1.38	285

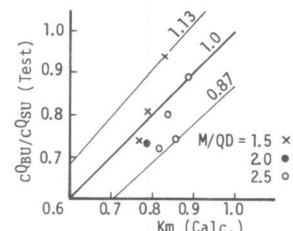


図-7 耐力比の比較

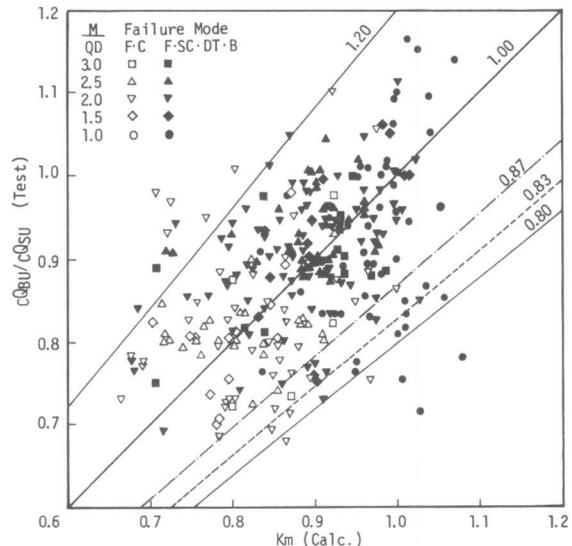


図-8 既往の資料による耐力比の比較  
 $\bar{K}_{min} = 0.90 - 0.18 \mu_0 (\eta_0 + 0.1) \dots\dots\dots\dots\dots(3)$

しかし、図中の87%以下にプロットされた資料29体の中には、高強度コンクリート( $F_c = 453\text{ kg/cm}^2$ )と高軸圧( $\eta_0 = 0.58$ )シリーズの資料16体が含まれているので、之等の資料を除き $F_c \leq 320\text{ kg/cm}^2$ ,  $\eta_0 \leq 0.33$ の条件を付加すると、不合格率5%を与える下限耐力比は式(2)で表わしても大差ない。

#### 4 おわりに

曲げとせん断に関する耐力推算式の比率の大小関係より求まる帯筋量が、曲げ降伏後の変形性能の良否に関連することを前提に、所要の帯筋量推算の可能性を既往の資料を含めて検討した。上記の下限耐力比式は、柱のせん断耐力に対する見掛け上の低減係数であり、 $cQ_{BU} \leq K_{min}$ (又は $\bar{K}_{min}$ ) $\times cQ_{SU}$ の関係式より帯筋量が推算されることになるが、最大耐力以後の負勾配域までを含めて評価される限界塑性率の物理的意義や、その算出法の合理的根拠等、今後更に検討を加えたい。

参考文献 1) 荒川・角田:鉄筋コンクリート柱の溶接帯板による耐震補強の効果、日本コンクリート工学協会第1回年次講演論文集、1979. 5.

2) 同上:Effect of welded band plates for Strengthening Reinforced Concrete Columns in Earthquake Resistance, Transactions of Japan Concrete Institute 1979.

3) 荒川・米沢:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その55:中央部帯筋の低減について),建築学会大会1977. 10.

4) 東他:同上題目(その5~8, 10~13, 23~26, 35~38, 42~46),建築学会大

会1973~1977.10.及び建研:建築構造部材の耐震強度の解説、1977. 3。

5) 角田・荒川:動的水平荷重を受けるRC柱の履歴挙動、建築学会大会1977. 10.

6) 荒川・米沢:RC部材のせん断補強法の実態とその改善に関する研究、室蘭工業大学研究報告9卷1号、1976. 12.

7) 同上他:RC柱の耐力と変形性能に及ぼす副補強筋の効果、建築学会北海道支部研報No.47、1977. 3。

8) 荒川・角田他:RC柱の変形性能に及ぼす荷重経歴の影響、建築学会北海道

支部研報No.52、1980. 3.