

論文 低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とする RC 柱のせん断破壊性状

根口 百世^{*1}・藤原 顕太郎^{*2}・高月 行治^{*3}・南 宏一^{*4}

要旨：中四国地域の既存 RC 造学校建築物の耐震診断により，13.5MPa 未満の低強度コンクリートの建築物が多く存在することが分かったが，その低強度コンクリートの RC 部材の耐震性能に関する研究例は少ない。本論では，低強度コンクリートの調合設計を確立し，5MPa 級の低強度コンクリートを用いた RC 柱の実験を行った。その結果，主筋が丸鋼のため，低強度コンクリートであってもせん断破壊が生じにくく，著しい逆 S 字形の履歴特性を示すものの，靱性指標 F が 3 程度までの大きな変形能力が確保されることが示された。

キーワード：低強度コンクリート，調合設計，丸鋼，耐震診断，せん断柱，靱性指標

1. はじめに

現行の日本建築防災協会の耐震診断基準では，コンクリート圧縮強度が 13.5 MPa 未満のもの〔以下，低強度コンクリートという〕については，診断の対象外とされている。¹⁾ その理由の一つとしては，コンクリート強度の低い部材や架構の研究が十分ではなく，力学的性能が不明確なことも起因していると考えられる。

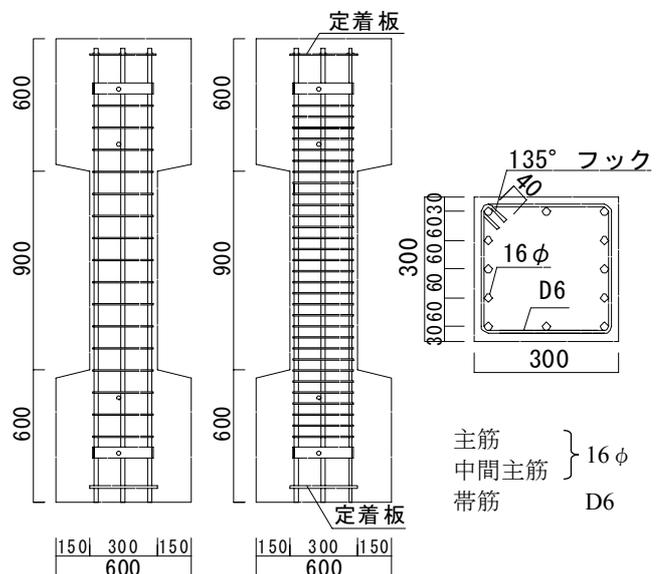
しかしながら，低強度コンクリートの建築物であっても，その力学的性能を明確にし，適切な補強方法を用いれば，耐震性能を確保できるのではないかという観点にたち，かつ，低強度コンクリートの限界を見極めるということに視点をおいて，本論ではコンクリート圧縮強度 σ_B が 5 MPa 級のコンクリートを用いた無補強の柱試験体を作製し，その力学的性能を実験的に確認し，既往の低強度コンクリートに対して示された知見²⁾との整合性を確認する。

2. 実験計画

本論では，コンクリート圧縮強度 σ_B が 5 MPa 級のコンクリートを用いた柱試験体（柱断面

300×300 mm²，内法高さ 900 mm）を 6 体作製する。図-1 に試験体形状寸法を示す。

図-1 で示されるように，本論では，主筋に丸鋼（16φ）を用いているのが大きな特徴である。主筋に丸鋼を用いたのは，1965 年以前に建てられたもので低強度コンクリートとなっている学校校舎には，丸鋼を用いられたものが多いから



(a) $p_w=0.21\%$ (b) $p_w=0.42\%$

図-1 試験体形状寸法 [単位：mm]

*1 福山大学 大学院博士課程工学研究科地域空間工学専攻 修士（工学）（正会員）

*2 積水ハウス株式会社 中国営業本部徳山支店技術（設計）部

*3 広島県東部生コンクリート協同組合

*4 福山大学 工学部建築・建設学科 教授 工博（正会員）

である。ただし、せん断補強筋については、材料の入手が困難であったため、異形鉄筋を用いた。なお、主筋の定着は、主筋の上下端の定着部を介して行い、帯筋は余長 40 mm の 135° フックとした。本実験の主要な実験変数を表-2 に示す。実験変数として、軸力比を選択し、コンクリートの圧縮強度を基準にして、0, 0.2, 0.4 の 3 種類としたが、その理由は、既往の実験結果との比較検討を容易にするためである。

3. 低強度コンクリートの調合設計

表-2 にコンクリートの調合表を示す。この調合は、既往の研究成果を参考にして、炭酸カルシウム (CaCO₃) を混入してセメントの性能を劣化させる方法によって、低強度コンクリートを安定して製造することを意図したもので

$$\sigma_B = 17.919 \chi - 2.6371 \quad (1)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度

χ : セメント水比

によるものである。³⁾

図-2 には、実験開始前の圧縮強度試験による応力度-ひずみ度曲線を示す。5 MPa 級のコンク

リートでは、最大強度以降の劣化が極めて小さく、20000 μ の圧縮ひずみ度においても強度が保持されることが特徴である。

表-3 に使用材料の材料試験結果を示す。試験練りでは、材齢 28 日における圧縮強度は 5.1 MPa という結果であったが、今回は材齢 28 日における圧縮強度は 3.7 MPa、空気量は 3.1 %となっている。この原因としては、今回の試験体に用いるコンクリートは実機によって練ったことが大きいと考えられる。

4. 載荷方法

制御方法は、変位部材角 R による変位制御によって行い、0.002 rad. (靱性指標 F = 0.8 に対応) の変位振幅で 2 度繰り返した後に、0.002 rad. ずつ増加させて載荷を行う。変位振幅 0.032 rad. で 2 回繰り返した時点で実験を終了する。なお、最終変位振幅を部材角 R = 0.032 rad. としたのは、文献 1) に示される部材角 R と F 値の関係が、本実験においても適用できると仮定して、RC 部材の最大許容 F 値を 3.2 としたことから定めたものである。

表-1 実験変数

試験体名	コンクリート強度 [MPa]	せん断補強筋比 p_w [%]	軸力比 $N/(bD \cdot \sigma_B)$
L05200	5	0.21	0
L05220			0.2
L05240			0.4
L05400		0.42	0
L05420			0.2
L05440			0.4

表-2 $\sigma_B = 5\text{MPa}$ の調合表 [kg/m³]

材料	記号	配合量 [kg/m ³]
水	W	210
セメント	C	90
石粉	P	233
細骨材1	S1	501
細骨材2	S2	348
粗骨材1	G1	513
粗骨材2	G2	340
混和剤		2.58

表-3 材料試験結果

コンクリート強度 (28 日)	[MPa]	3.3
コンクリート強度 (実験前: 34 日)	[MPa]	3.7
ヤング係数 (実験前: 34 日)	[10 ⁴ MPa]	0.9
スランプ	[mm]	175
空気量	[%]	3.1
主筋降伏強度	[MPa]	370.6
せん断補強筋降伏強度	[MPa]	405.0

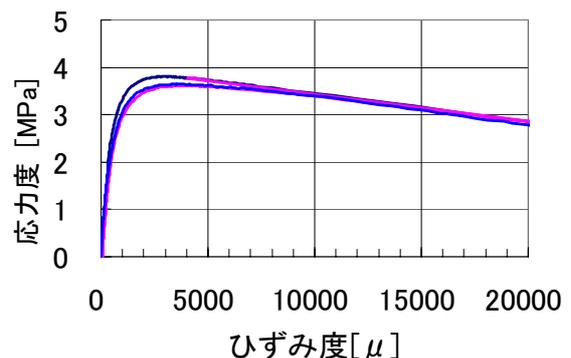


図-2 応力度ひずみ度関係

5. 実験結果

5.1 破壊状況

写真-1 に最終破壊状況の例を示す。 p_w が 0.21%と 0.42%のいずれの場合にもせん断ひび割れが生じるが、変位振幅の漸増に伴って、ひび割れ幅は成長しなかった。最終的に端部のコンクリートの圧壊がみられ、せん断圧縮破壊の様相を呈していた。

5.2 主筋およびせん断補強筋のひずみ度推移状況

変位振幅が 0.01rad.までの主筋のひずみ度の推移状況を図-3 に示す。縦軸には右側図面の主筋ゲージ貼付位置を、横軸には、各部材角の時のひずみ度を示す。主筋のひずみ度は、サイクルを追うごとに増加し、主軸の材軸方向のひずみ度に差異が生じており、付着力が生じていることが指摘されるが、その大きさは、異形鉄筋の場合に比して小さい値を示すことが認められる。一方、せん断補強筋のひずみ度の推移状況を

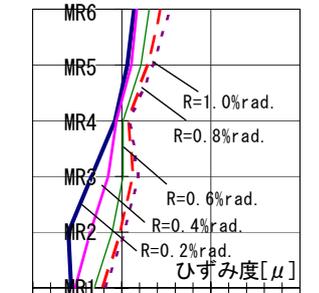
を図-4 に示す。せん断補強筋のひずみ度測定は、せん断力の作用方向 (S 側) と、直交する方向 (P 側) でそれぞれ行っている。せん断補強筋も、両方向ともにサイクルを追うごとにひずみ度は引張側に増加しているが、P 側、S 側とも一様にひずみ度が増加していることから、せん断補強筋はコンクリートの拘束効果に寄与していると判断される。

5.3 履歴曲線

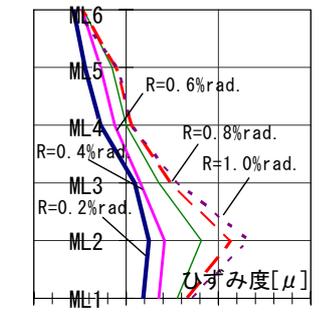
実験によって得られた履歴曲線を図-5 に、また、実験結果の一覧を表-4 に示す。せん断力と部材角の関係 (Q-R 関係) およびせん断力と材軸方向の平均ひずみ度 (Q- ϵ_N 関係) を示している。Q- ϵ_N 関係は、部材角 0.016 rad.までの値を示している。Q-R 関係の履歴曲線において、全試験体について共通して認められる特徴的なことは、最大耐力以後の履歴過程において、 $p_w = 0.21\%$ の場合には若干の耐力低下は見られるが、 $p_w = 0.42\%$ の場合には、耐力低下は



写真-1 最終破壊状況

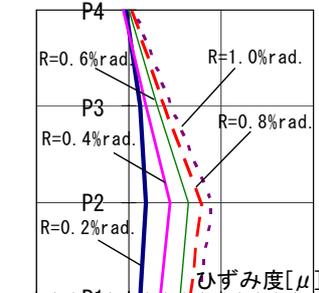
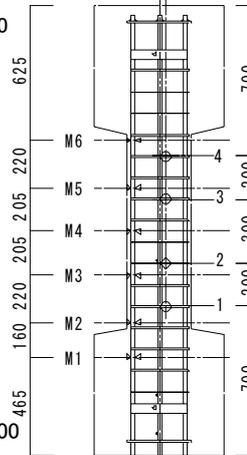
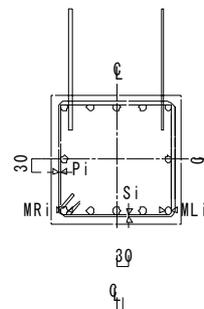


(a) 主筋R側

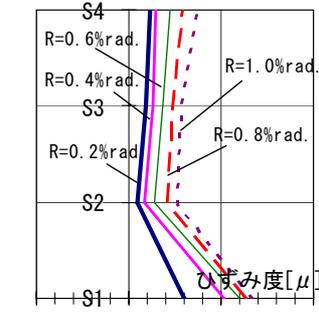


(b) 主筋L側

図-3 主筋のひずみ度の推移 (L05240 ($p_w = 0.21\%$), 正側)



(a) せん断補強筋P側



(b) せん断補強筋S側

図-4 せん断補強筋ひずみ度の推移 (L05240 ($p_w = 0.21\%$), 正側)

表-4 実験結果

試験体名	N [kN]	正側		負側		試験体名	N [kN]	正側		負側	
		Qmax [kN]	R [%rad.]	Qmax [kN]	R [%rad.]			Qmax [kN]	R [%rad.]	Qmax [kN]	R [%rad.]
L05200	0.0	68.93	1.18	- 61.94	- 1.56	L05400	0.0	60.94	2.83	- 57.94	- 2.57
L05220	66.6	64.94	1.19	- 67.93	- 1.38	L05420	66.6	73.93	0.34	- 61.94	- 2.18
L05240	133.2	62.94	1.58	- 66.93	- 1.56	L05440	133.2	73.93	2.79	- 71.93	- 1.78

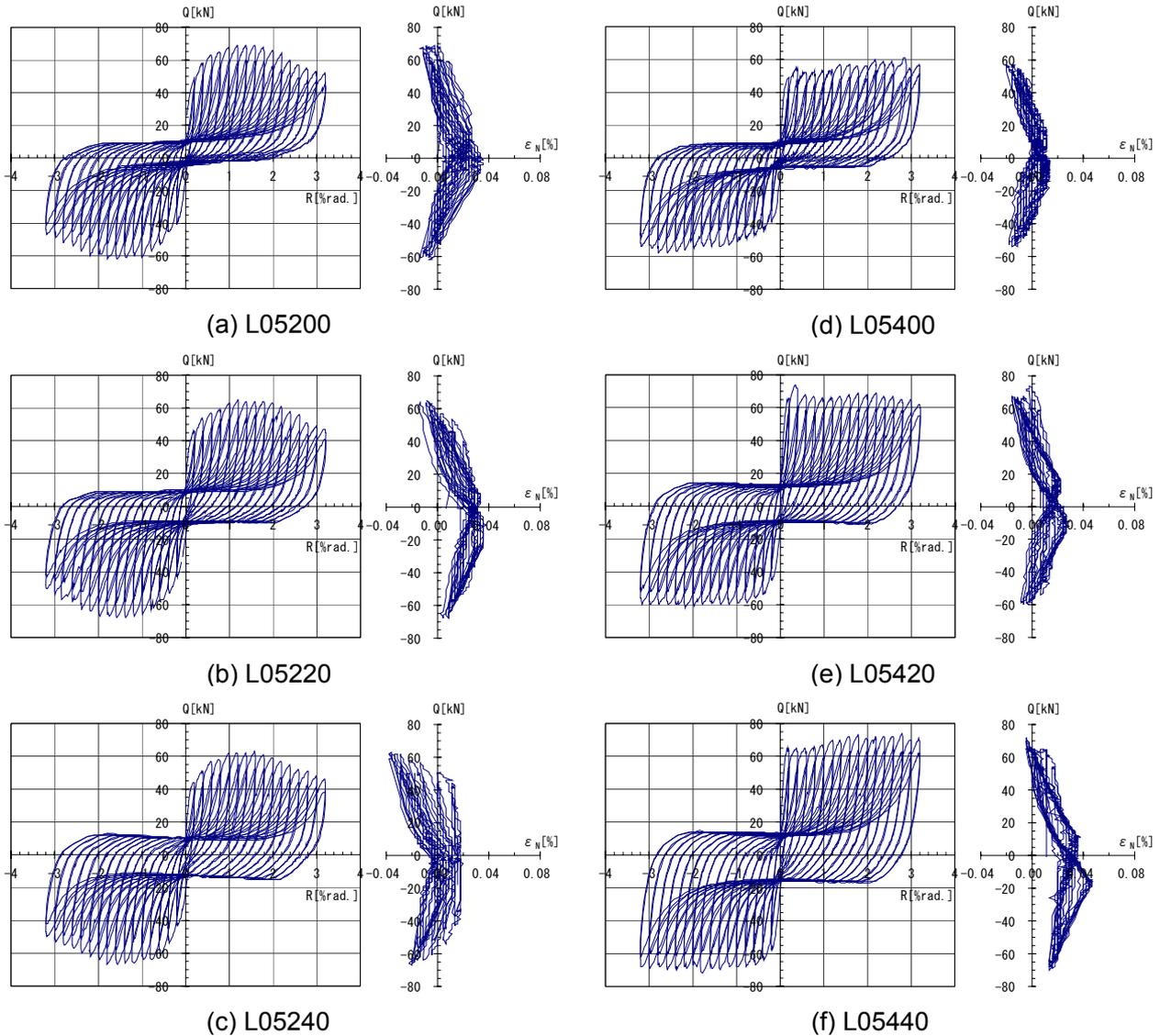


図-5 履歴曲線

ほとんどみられない著しい逆 S 字形の履歴曲線を示すことである。一方、材軸方向の残留伸びひずみが、繰返しとともに引張側に蓄積される傾向にあることが示された。

低強度コンクリートで主筋が丸鋼である場合は、いわゆるせん断ひび割れが生じにくく、最大耐力以後の耐力低下があまり生じない逆 S 字形の履歴曲線を描くのが特徴である。⁴⁾ このこと

は、実験変数に関係なく、その傾向が見られる。 p_w が 0.42% の場合は、部材角 0.032 rad. が実験終了時でも耐力は維持されているということが示された。一方、 p_w が 0.21% の場合は、最大耐力の 70% 程度にとどまった。このような履歴曲線を描くのは、主筋が丸鋼でかつ、せん断補強筋比が少ないため、早期に主筋の付着力が喪失し、コンクリートが斜め圧縮力を受ける束材として

表-5 実験結果の検討

試験体名	コンクリート強度 σ_B [MPa]	せん断補強筋比 p_w [%]	実験結果	大野・荒川式			塑性理論式		
			Q_{sU} [kN]	Q_{sU1} [kN]	Q_{sU2} [kN]	Q_{sU3} [kN]	λ	Q_{sU4} [kN]	Q_{sU5} [kN]
L05200	3.7	0.21	68.9	71.4	32.2	62.6	1.47	26.1	38.4
L05220			64.9	76.4	34.5	67.5			
L05240			62.9	81.4	36.7	72.5			
L05400		0.42	60.9	94.1	42.5	85.3	1.95		50.9
L05420			73.9	99.1	44.7	90.2			
L05440			73.9	104.1	46.9	95.2			

働き、両サイドの主筋は引張力を生ずる抵抗機構を形成することによって考えられる。

6. 実験結果の検討

6.1 大野・荒川式による検討

終局せん断耐力を求める耐力式として大野・荒川式¹⁾がある。この大野・荒川式によって本試験体のせん断耐力を求めた結果を表-5の Q_{sU1} に示す。その計算結果は、いずれの試験体においても実験結果を上回り、低強度コンクリートの部材に大野・荒川式を適用することは適切でないことが示される。このような結果になることは山本によって指摘されており、低強度コンクリートに対するせん断耐力の修正の方法として、コンクリート強度に応じて低減させる低減係数 k_r の導入が山本によって提案されている。²⁾その提案式が(2)式である。

$$Q_{sU2} = k_r \times \left[0.053 p_t^{0.23} \frac{\sigma_B + 18}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right] b \cdot j \quad (2)$$

$$k_r = 0.244 + 0.056 \sigma_B \quad (k_r \leq 1.00) \quad (3)$$

$$\sigma_B = 3.7 \text{ MPa のとき } k_r = 0.451$$

この(2)式に基づいて計算した結果が、表-5の Q_{sU2} である。その結果はいずれの試験体についても過小評価となり、安全側の値を与えることが示される。

そこで、低強度コンクリートとしての影響が大野・荒川式の第1項のコンクリートの項のみ

に影響するものとして、(3)式の k_r を第1項のみに乗じた結果を Q_{sU3} として表-5に示す。その結果は、 Q_{sU1} と Q_{sU2} の中間値を示すこととなり、全体的に Q_{sU2} よりも整合性を示した値となるが、十分な対応を示すものになっていないことが示される。

6.2 塑性理論式による検討

本試験体では、主筋が丸鋼であることから早期に主筋の付着力が喪失し、コンクリートが斜め圧縮力を受ける束材として挙動すると仮定した抵抗機構にもとづく塑性理論式による検討を行った。この方法は、せん断補強筋はトラス機構を構成することに関与せず、図-6に示すように、コンクリートの斜め圧縮材と、鉄筋の引張材によって構成されるアーチ機構によって抵抗すると考えるものである。この場合の無次元化

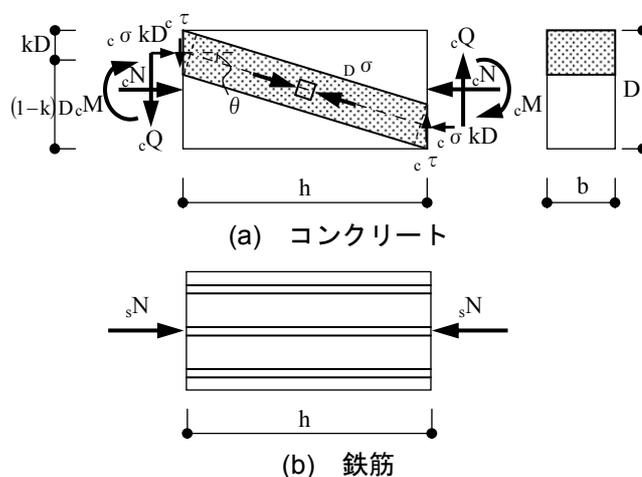


図-6 主筋の付着を期待しない RC 部材のアーチ機構によるせん断抵抗

圧縮力 $n (= N/(bD \sigma_B))$ と無次元化せん断力 $q (= Q/(bD \sigma_B))$ の関係は、(4)～(6)式によって与えられる。⁴⁾

(a) $n_0 \leq n \leq n_1$

$$q = \left[\sqrt{4(n+s\phi)\{1-(n+s\phi)\} + \eta^2} - \eta \right] \cdot \frac{1}{2} \quad (4)$$

(b) $n_1 \leq n \leq n_2$

$$q = \left\{ \sqrt{1+\eta^2} - \eta \right\} \cdot \frac{1}{2} \quad (5)$$

(c) $n_2 \leq n \leq n_3$

$$q = \left[\sqrt{4(n-s\phi)\{1-(n-s\phi)\} + \eta^2} - \eta \right] \cdot \frac{1}{2} \quad (6)$$

(4)～(6)式中の記号は、それぞれ

$s\phi$: 主筋による引張鉄筋係数 ($= p_g \cdot \sigma_y / \sigma_B$)

$n_0 = -s\phi$, $n_1 = 1/2 - s\phi$, $n_2 = 1/2 + s\phi$

$n_3 = 1 + s\phi$, $\eta = h/D$

として与えられる。

この閉解による評価式において、 $s\phi$ が 0.5 以上になる場合は作用圧縮力の大きさのいかんに関わらず

$$q = \left\{ \sqrt{1+\eta^2} - \eta \right\} \cdot \frac{1}{2} \quad (7)$$

で無次元化せん断強度が得られることになる。本実験における引張鉄筋係数 $s\phi$ は全て 0.5 以上になるので、作用圧縮力のいかんに関わらず、(8)式により、同一の計算値が得られ、その結果が表-5 の Q_{sU4} である。

$$Q_{sU4} = q \cdot bD \sigma_B \quad (8)$$

この値は、全試験体において、小さい値を与えるが、このアーチ機構において、せん断補強筋によってコンクリートが拘束され、コンクリートの圧縮強度 σ_B が Richart らの研究⁵⁾を参考にして、 σ_B' に増加する効果を考慮して

$$\sigma_B' = \lambda \sigma_B \quad (9)$$

$$\text{ここに、} \lambda = 1 + 2.05 \frac{p_w \cdot \sigma_{wy}}{\sigma_B}$$

として、アーチ機構による抵抗力を再評価した結果を Q_{sU5} として示す。

この計算結果は、実験値に対してより近づく傾向にあることを示すが、十分な整合性のある

値を示すことになっていないので、この塑性理論式に対しても、さらなる検討が必要である。

7. まとめ

低強度コンクリートと丸鋼を用いた RC 柱は、通常強度のコンクリートを用いたものとは大きく異なる破壊性状を示した。

耐力については、大野・荒川式および塑性理論式のいずれにおいても、十分に評価できていないことから、実験結果をさらに分析し、より適切な評価方法について検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説，2001.1
- 2) 山本泰稔：低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料，第30回建築士事務所全国大会（埼玉），2005.8
- 3) 根口百世，藤原顕太郎，高月行治，佐藤立美，南宏一：低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究（その1），日本建築学会中国支部研究報告集，第30巻，pp.305-308，2007.3
- 4) 若林實，南宏一：鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第22号B-1，pp.295-316，1979.4
- 5) Park, T. and Paulay, T. : Reinforced Concrete Structures, 1975.2

謝辞

本研究は、(社)日本コンクリート工学協会中国支部に設置された「低強度コンクリートに関する特別研究委員会」（委員長：佐藤立美）における研究課題の一つとして行われたものである。低強度コンクリート製造に際しまして、広島県東部生コンクリート協同組合、広島県生コンクリート工業組合をはじめ、多くの委員の方々にご協力いただきました。ここに記して深甚の謝意を表します。