

RC柱の圧縮靱性に関する実験的研究 (その2)

福島 順一・位田 達哉

第一工業大学 建築デザイン学科
(〒899-4395 鹿児島県霧島市国分中央1-10-2)
E-mail:j-fukushima@daiichi-koudai.ac.jp

Experimental study about the compression toughness of the RC columns (Peart2.)

Dept. of Architecture and Design, Daiichi Institute of Technology
Jun-ichi Fukushima, Tatsuya Inden

Abstract

This study considered the compression toughness ability of "the RC supporting columns" to install beside the brittle pillar which became the shear mode and relations of the wide shear reinforcement quantity experimentally.

As for the relations of the quantity of wide shear reinforcement which gives it to a rise in compressive strength, there is already a study in much past, but I cannot see the study that I lectured on the state of the strength drop after the greatest strength and relations with the assistant side shear reinforcement quantity to. There was this study for the extension of the past study suggested backed by such situation, and the lower limit level of the shear reinforcement quantity to prevent sudden axis collapse from many experiments that I included a reported laboratory finding in knew a $p_w=0.8\sim 1.0\%$ necessary thing when I used SD395.

Key Words : RC column, Seismic strengthening, Confining effect, Protection of the human life

1. 研究の目的

我が国の耐震補強施策は、現行の建築基準法で定める耐震性能（強度と粘り）を満たすことが基準であり、この基準を満たすように補強部材を追加する方法が基本となっている。従って、学校建築の長手方向の様にもともと耐震壁が少ない建物の場合には、補強壁を多数配置するため多額の費用を要し、そのため耐震補強に至らないケースも多いと思われる。

そこで、我が国のRC造建物は柱・梁からなるラーメン構造が大半であり、パンケーキクラッシュの様な崩壊形式が生ずることは少ないことに着目し、図-1の様に、崩壊層にできた隙間（避難シェルター）を積極的に評価することで、耐震補強コストを低減することを考えた。この様な特徴を積極的に活かせば、安価な補修対策で人命を確保することは十分に可能と思われる。要は、建物が崩壊したとしても人間が潜り込める避難シェルターが出現すれば、人命は保護される。

例えば、せん断モードとなる脆性柱の脇に「軸力保持部材＝添柱」を設置すれば、万が一既存柱が軸崩壊しても添柱が代わって軸力を保持するため層崩壊は防げ、避難シェルターが意図的に作り出される。しかし、既存柱から添柱への軸力移動は瞬時の行われる動的載荷のため、添柱には十分に余裕を見込んだ軸強度を与えておくことが必要と思われる。対策として添柱断面サイズアップや使用コンクリート強度のアップ

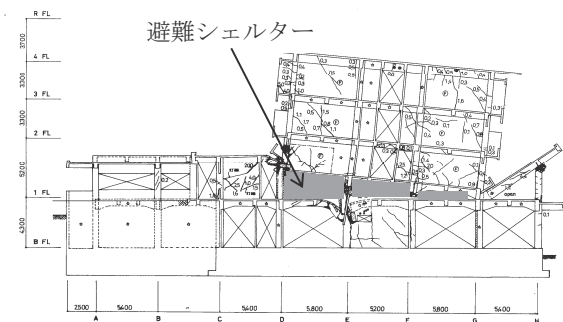


図-1 崩壊層にできた避難シェルター (1)

ブが考えられるが、本研究では十分な横補強筋量を配置することで、万が一最大強度を超えた場合でも急激な軸崩壊を防ぐ考えを採用した。

ただし、圧縮強度の上昇に及ぼす横補強筋量との関係は既に多くの既往研究があるが、最大強度以降の強度低下の緩急程度と横補強筋量との関係を論じた研究は見あたらない。本研究はこの様な状況を背景に実施された既往研究⁽²⁾の延長にあり、既報告の実験結果を含めて報告するものである。

2. 圧縮強度と横補強筋量との関係

軸方向に圧縮力を受けると、これと直交する方向に膨らみが生ずる。荷重が小さい時にはこの横歪み量は小さいが、荷重が大きくなるにしたがって加速度的に増加する。これはコンクリート内部に生じたひび割れによるものであるから、この横方向への膨らみを何らかの方法で制御してやれば、コンクリートは破壊し難くなるはずである。この様な原理は古くからの研究対象であり、代表的な研究⁽³⁾として横方向の静止水圧を受けるコンクリートシリンダーの破壊試験結果に基づいた(1)式が提案されている。横拘束筋が均一な拘束圧力をシリンダーに与えると仮定した場合、図-2に示す様に横拘束圧は(2)式で与えられ、これを(1)式に代入して(3)式を得る。

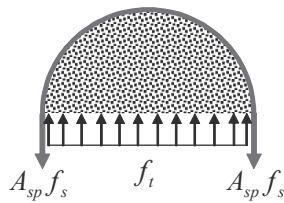


図-2 拘束効果の基本原則

なお、横補強筋は圧縮強度時には降伏強度に達していたとすれば(3)式は(4)式の様に表示され、圧縮強度は補強強度($p_w f_y$)に比例する。

$$f_{cc} = f'_c + 4.1 f_t \quad \dots\dots(1)式$$

$$f_t = \frac{2 f_s A_{sp}}{D \times s} \quad \dots\dots(2)式$$

$$f_{cc} = f'_c + 8.2 \frac{f_y A_{sp}}{D \times s} \quad \dots\dots(3)式$$

$$f_{cc} = f'_c + 4.1 p_w f_y \quad \dots\dots(4)式$$

ここで、

- f_{cc} : 横拘束された試験体の圧縮強度 N/mm^2
- f'_c : 無拘束試験体の圧縮強度 N/mm^2
- f_s : 横拘束筋筋の応力 (降伏点強度) N/mm^2
- D : 試験体の直径 mm
- s : スパイラル筋の間隔 mm

試験体はφ100×200 シリンダーを用い、スパイラル補強筋を挿入した試験体 78 本と無筋 6 本を製作し、圧縮応力度と軸歪みを測定した。

表-1 と表-2 に圧縮強度一覧を示し、図-3 に補強強度との関係を示す。同図から、(4)式は圧縮強度を良く表すことが分かる。

図-4 に試験体の破壊状況の例を示す。図-5 に圧縮応力度-歪み度関係に及ぼす横補強筋量の影響を示す。横補強筋量と最大圧縮強度の関係は前述の通りであるが、最大強度以降の強度低下の緩急度は、同図から、横補強筋量が多いほど緩慢になることが分かった。

表-1 圧縮試験結果 (文献2)

ピッチ mm	p_w $\times 10^2$	f_y N/mm ²	$p_w \cdot f_y$ N/mm ²	圧縮強度(N/mm ²)			
				1	2	3	4
8	1.77	258.5	4.56	48.6	48.0	52.1	—
12	1.18		3.04	47.4	46.8	41.9	—
16	0.88	—	2.28	45.3	44.5	45.4	—
—	0.00	—	0.00	35.1	36.3	36.1	31.4

表-2 圧縮試験結果一覧 (当研究)

ピッチ mm	p_w $\times 10^2$	f_y N/mm ²	$p_w \cdot f_y$ N/mm ²	圧縮強度(N/mm ²)						
				1	2	3	4	5	6	
4	3.53	310	10.94	75.5	75.5	71.6	75.8	78.8	76.5	
6	2.35		7.30	57.3	65.7	59.8	55.8	63.3	57.0	
8	1.77		5.47	51.9	55.6	51.1	53.0	49.7	54.0	
10	1.41		4.38	46.3	46.7	47.2	46.8	48.5	48.1	
12	1.18		3.65	44.8	45.8	45.1	44.8	46.3	46.8	
14	1.01		3.13	44.3	43.2	43.5	45.3	44.3	43.8	
16	0.88		2.74	42.2	41.3	43.0	41.4	43.3	42.6	
18	0.78		2.43	40.9	40.9	41.3	41.7	41.1	40.8	
20	0.71		2.19	40.5	38.7	39.6	40.3	40.3	39.9	
24	0.59		1.82	37.9	38.2	38.4	38.5	37.3	37.3	
32	0.44		1.37	37.1	35.7	36.7	37.0	37.3	36.9	
48	0.29		0.91	36.3	35.8	35.5	35.9	36.3	34.9	
64	0.22		0.68	34.3	34.4	33.3	32.1	33.5	35.9	
—	0.00		—	0.00	29.9	29.6	30.6	31.3	31.8	31.6

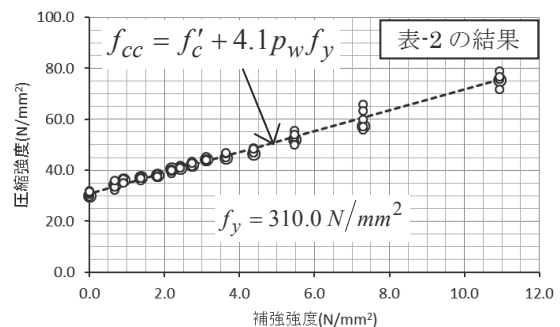
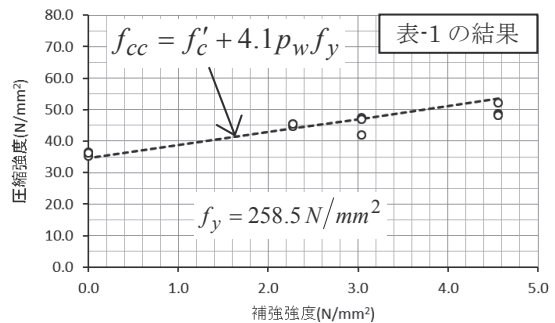


図-3 圧縮強度と補強強度の関係

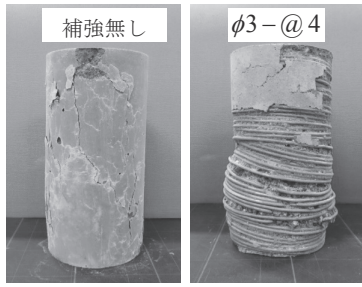


図-4 破壊状況（例）

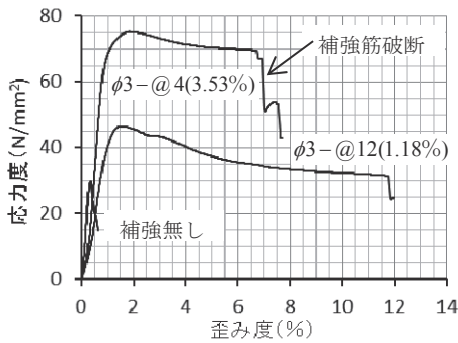


図-5 圧縮応力度-歪み度関係（例）
（横補強筋量の影響）

3. 圧縮靱性能の定義と計算

3.1 強度低下率（ α ）と歪み増大率（ β ）

本研究の目的は、最大強度以降の急激な強度低下を防ぐために、必要な横補強量と強度低下率の関係性を明らかにすることにある。前章で述べたように、横補強筋を配置すると圧縮強度は確実に上昇し、補強強度と圧縮強度の関係は、既往の(4)式で概ね与えられることが分かった。しかし、最大強度以降の強度低下の「緩急度合い」と横補強筋量の関係は不明である。

図-6は補強筋の有無が応力度-歪み度関係に及ぼす影響を、実際の実験データを用いて比較したもので、最大強度以降の強度低下の「緩急度合い」が、かなり異なる様子が分かる。本研究で対象とする「添柱」には、所要の軸圧縮耐力を確保しておくことは当然として、万が一、作用軸力が軸圧縮耐力を上回ったとしても「急激な軸崩壊」が生じないような対応を施しておく必要がある。その方法の一つに、スパイラル筋によるコンファインド効果（横拘束効果）に期待する方法がある。

本研究はこの様な主旨で、補強筋量をパラメータに多数の圧縮試験を行ったが、これらの圧縮試験データ（応力度-歪み度関係）から、強度低下の下り勾配が定義できれば、図-6に示す係数（ k ）によって緩急の程度を数値化できる。

但し、最大強度や最大強度時の歪み量が異なるそれぞれの試験結果に共通の勾配ルールを定めることは困難であるので、最大強度以降の強度低下率（ α ）と歪み増大率（ β ）を用いて、強度低下の下り勾配を評価することにした。

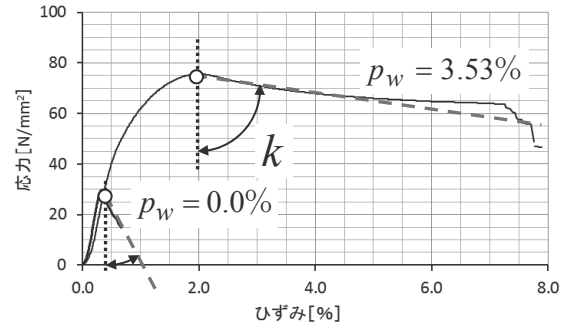


図-6 横補強筋の有無が
応力度-歪み度関係に及ぼす影響

$$\alpha = \frac{\sigma}{\sigma_{\max}} \quad \dots (5) \text{式}$$

$$\beta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\sigma_{\max}}} \quad \dots (6) \text{式}$$

ここで、

α : 強度低下率

σ : 最大圧縮強度以降の圧縮応力 N/mm^2

σ_{\max} : 最大圧縮強度 N/mm^2

β : 歪み増大率

ε : 最大圧縮強度時以降の歪み度

$\varepsilon_{\sigma_{\max}}$: 最大圧縮強度時の歪み度

3.2 圧縮靱性能の定義

図-7(a)に強度低下率-歪み増大率の例を示す。同図に示す直線 $A-B$ の傾き (K_m) を圧縮靱性能と定義し、その性能は(7)式で表す。図から明らか様な様に、(7)式で表される圧縮靱性能は、強度劣化が緩慢な場合は $K_m = 1.0$ に近づき、急激な強度低下を示す場合は $K_m = 0.0$ に近づく。なお、測定データは必ずしも目標とする強度低下率時 (α_3) の歪み増大率 (β_3) を与えていないから、図-7(b)に示す様に、目標とする歪み増大

$$K_m = 1 - \left(\frac{1 - \alpha_3}{\beta_3 - 1} \right) \geq 0 \quad \dots (7) \text{式}$$

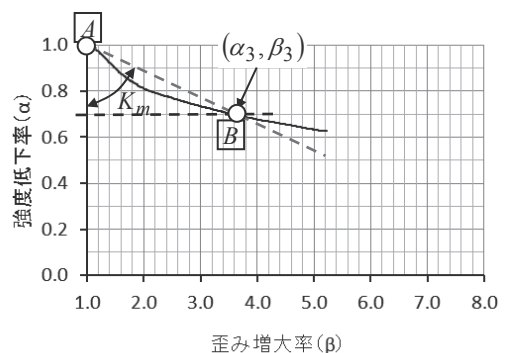


図-7(a) 圧縮靱性能の定義（1）
（横補強筋が破断しない場合）

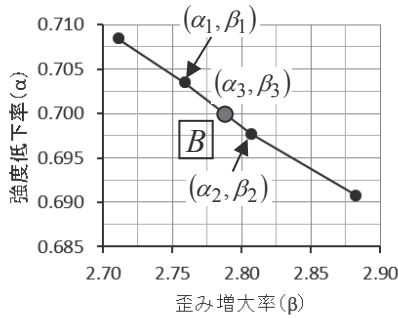


図-7(b) 歪み増大率の求め方

$$\beta_3 = \beta_2 - \frac{(\alpha_3 - \alpha_2) \times (\beta_2 - \beta_1)}{\alpha_1 - \alpha_2} \dots (8)式$$

率(β₃)の上下のデータ((α₁, β₁), (α₂, β₂))から(8)式を用いて目標とする歪み増大率(α₃)を求め、これを(7)式に代入して圧縮靱性能(K_m)を求めた。

一方、図-8(a)は、目標とする強度低下率まで下がらずに途中で横補強筋が破断した場合を示すが、この時は、図-8(b)の様にその近傍のα-β関係図をクローズアップさせ、破断直前のB点の座標を読み取り、(7)式からA点とB点を結ぶ直線の傾きを圧縮靱性能(K_m)として求めた。

なお、図-9は実験結果で得られたα-β曲線を例に、設定する強度低下率によって、圧縮靱性能が異なる様子を示したものである。即ち、圧縮靱性能は仮定した強度低下率によってその値が異なるから、本研究では最大強度以降7~8割程度に強度が低下した時点での強度低下の勾配(圧縮靱性能)を求めることにし、強度低下率(α₃ = 0.7, α₃ = 0.8)について求めた圧縮靱性能を表-3(a)(b)に示す。

この様に、圧縮靱性能は強度低下率(α)に依存した値となるが、全試験結果を同一の強度低下率を用いて圧縮靱性能を評価すれば、各試験結果は平等に補強強度と圧縮靱性能の関係を評価し得ると判断した。

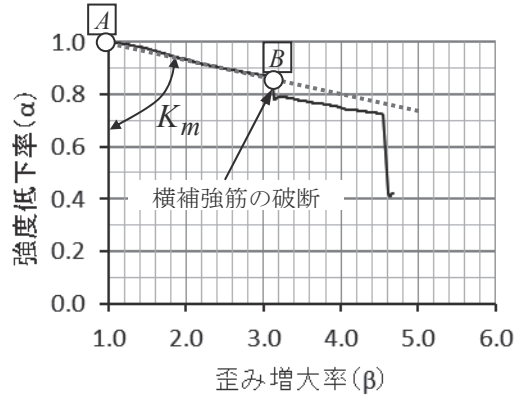


図-8(a) 圧縮靱性能の定義(2) (横補強筋が破断した場合)

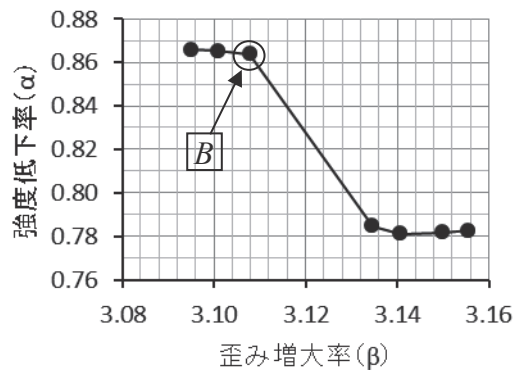


図-8(b) 破断直前のβ値の設定

表-3(a) 圧縮靱性能 K_m (強度低下率 α₃ = 0.7時)

配筋ピッチ φ3-@ mm	p _w × 10 ⁻²	p _w · f _y N/mm ²	α=0.7時の圧縮靱性能(K _m) 当研究					
			1	2	3	4	5	6
4	3.53	10.95	0.97	0.94	0.98	0.98	0.95	0.94
6	2.36	7.30	0.94	0.93	0.95	0.96	0.95	0.93
8	1.77	5.48	0.77	0.94	0.89	0.95	0.96	0.94
10	1.41	4.38	0.93	0.92	0.93	0.93	0.93	0.93
12	1.18	3.65	0.92	0.88	0.94	0.95	0.94	0.92
14	1.01	3.13	0.83	0.89	0.90	0.88	0.84	0.88
16	0.88	2.74	0.86	0.85	0.86	0.82	0.88	0.72
18	0.79	2.43	0.72	0.88	0.84	0.90	0.88	0.87
20	0.71	2.19	0.83	0.77	0.86	0.90	0.84	0.82
24	0.59	1.83	0.84	0.80	0.88	0.71	0.91	0.85
32	0.44	1.37	0.64	0.89	0.68	0.89	0.91	0.73
48	0.29	0.91	0.83	0.83	0.83			0.83
64	0.22	0.68	0.44	0.46	0.70	0.13	0.34	0.79
-	-	0.00	0.33	0.00	0.00	0.00	0.23	0.00

配筋ピッチ φ3-@ mm	p _w × 10 ⁻²	p _w · f _y N/mm ²	α=0.7時の圧縮靱性能(K _m) 文献(2)					
			1	2	3	4	5	6
-	-	0.00	0.00	0.00	0.06		0.00	
8	1.77	4.57	0.91	0.86	0.87			
12	1.18	3.04	0.89	0.77	0.85			
16	0.88	2.28	0.80	0.72	0.61			

表-3(b) 圧縮靱性能 K_m (強度低下率 α₃ = 0.8時)

配筋ピッチ φ3-@ mm	p _w × 10 ⁻²	p _w · f _y N/mm ²	α=0.8時の圧縮靱性能(K _m) 当研究					
			1	2	3	4	5	6
4	3.53	10.95	0.97	0.94	0.98	0.98	0.95	0.94
6	2.36	7.30	0.94	0.93	0.95	0.96	0.95	0.79
8	1.77	5.48	0.77	0.94	0.87	0.93	0.96	0.87
10	1.41	4.38	0.93	0.88	0.91	0.84	0.82	0.90
12	1.18	3.65	0.89	0.84	0.91	0.94	0.93	0.92
14	1.01	3.13	0.77	0.83	0.90	0.78	0.83	0.88
16	0.88	2.74	0.76	0.72	0.78	0.69	0.96	0.55
18	0.79	2.43	0.68	0.83	0.80	0.82	0.76	0.85
20	0.71	2.19	0.75	0.74	0.84	0.89	0.78	0.75
24	0.59	1.83	0.66	0.77	0.89	0.65	0.89	0.87
32	0.44	1.37	0.58	0.86	0.57	0.88	0.89	0.67
48	0.29	0.91	0.79	0.70	0.73	0.31		0.62
64	0.22	0.68	0.49	0.52	0.67	0.28	0.34	0.73
-	-	0.00	0.15	0.00	0.08	0.09	0.31	0.08

配筋ピッチ φ3-@ mm	p _w × 10 ⁻²	p _w · f _y N/mm ²	α=0.8時の圧縮靱性能(K _m) 文献(2)					
			1	2	3	4	5	6
-	-	0.00	0.00	0.05	0.14		0.00	
8	1.77	4.57	0.80	0.69	0.76			
12	1.18	3.04	0.83	0.71	0.75			
16	0.88	2.28	0.77	0.65	0.50			

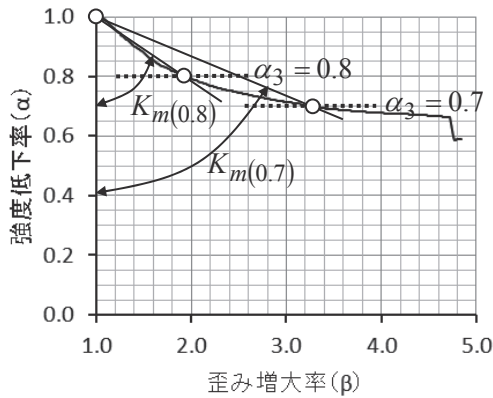


図-9 強度低下率と圧縮靱性能

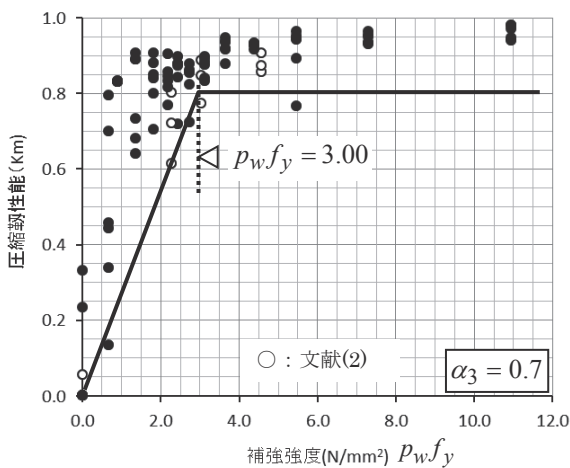


図-10(a) 圧縮靱性能と補強強度の関係
(強度低下率 $\alpha_3 = 0.7$ 時)

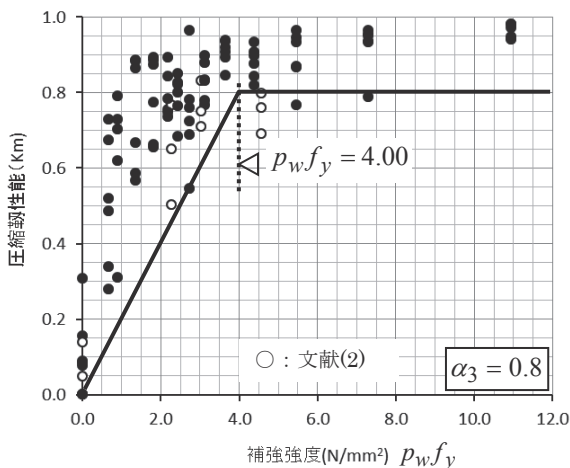


図-10(b) 圧縮靱性能と補強強度の関係
(強度低下率 $\alpha_3 = 0.8$ 時)

4. 圧縮靱性能と補強強度

付表-1に全試験体の $\alpha - \beta$ 関係を示した。同表を概観すると、補強筋量が少なくなるほど、強度低下率 (α) の低下度合いが大きくなる。この低下度合いを数値化したのが圧縮靱性能であり、実験結果に基づいて圧縮靱性能を求めたのが表-3(a)(b)である。また、補強強度との関係を図-10(a)(b)に示す。

同図から、補強強度が大きくなるに従って圧縮靱性能も大きくなるものの、補強強度がある程度の値以上になると圧縮靱性能は頭打ちになり、これ以上補強量を増加させても補強効果は得られない補強限界があることが分かった。

5. まとめ

横補強筋量を変化させた円筒シリンダーの圧縮試験を行い、補強強度と圧縮強度との関係、および、最大強度以降の強度低下の緩急程度を表す圧縮靱性能との関係を調べた。その結果をまとめると、ほぼ次のことが言えよう。

1. 圧縮強度は補強強度に比例し、既提案の(4)式が良く一致することを確認した。

$$f_{cc} = f'_c + 4.1p_w f_y \quad \dots(4)式$$

2. 本研究において、最大圧縮強度以降の強度低下の緩急度を圧縮靱性能 (K_m) と定義し(7)式で表した。

$$K_m = 1 - \left(\frac{1 - \alpha_3}{\beta_3 - 1} \right) \geq 0 \quad \dots(7)式$$

3. 上記(7)式で定義した圧縮靱性能は、補強強度に比例して大きくなるが、強度低下率が $\alpha_3 = 0.7 \sim 0.8$ の範囲とすれば、概ね下記を補強限界として、圧縮靱性能は頭打ちとなる。 $p_w f_y = 3.0 \sim 4.0 \text{ N/mm}^2$

4. 補強筋にSD390を用いるとすれば、下記の横補強筋比がほぼ限界になることが分かった。

$$p_w = (3.0 \sim 4.0) / 390 \div 0.8 \sim 1.0(\%)$$

【謝辞】本研究は、文献(4)の実験結果を基に圧縮靱性能を考察したもので、卒論として実験を担当した椎原寛喜氏に感謝を申し上げる。

【引用・参考文献】

- (1)日本建築学会, 1975年大分県中部地震によるRC建物の被害調査報告, 昭和51年6月, p114
- (2)位田達哉・福島順一, RC柱の圧縮靱性に関する研究, 第一工大研究報告第25号(2013)pp.83~90
- (3)Park等の研究, Ductility of Square Confined Concrete Clumns Proceedings, ASCE, Vol.1
- (4)椎原寛喜, スパイラル筋を挿入したRC供試体の強度および靱性に関する研究

,平成25年度第一工大卒業論文, 平成26年3月

付表-1 補強筋量別の強度低下率 (α) - 歪み増大率 (β) 関係

