

R C柱の圧縮靱性に関する実験的研究

位 田 達 哉 ・ 福 島 順 一

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:t-inden@daiichi-koudai.ac.jp

Experimental study about the compression toughness of the RC columns

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

Abstract

This study inspects the compression toughness of the supporting columns which I prevent layer collapse and installed with the goal of securing of human life and relations with the wide shear reinforcement quantity experimentally for old RC structure buildings. As a result of this study, the increase of the quantity of wide shear reinforcement raised compressive strength, but I did not participate in compression toughness (standard to express the lenience and severity of the strength decline) after the biggest strength and rather understood that I influenced big things and small things of the axis distortion quantity at the time of the shear reinforcement break. I pointed out that the shear reinforcement quantity more than 1.5% was almost necessary to show a restriction effect in the state that axis volume of deformation did not become excessive based on these results.

Key Words : RC column, Seismic strengthening, Confainndo 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）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（鉄骨ブレース壁）を多数配置することになり、多額の費用を要するために耐震補強に至らないケースも多い。南海地震や東海地震等の巨大地震の発生が懸念されている今、経済的な理由のみで無補強の建物が放置されていることは誠に忍び難い。

本研究はこの様な状況を背景に提案した耐震補強(補修)技術であり、ローコスト補強を実現するために被災建物の再使用は期待せずに、もっぱら人命保護に特化した点に特徴がある。

諸外国に多い構造形式（フラットプレート構造）は上下階のRCスラブが柱崩壊により密着（図-1 パンケーキクラッシュ）して圧死することが多いが、幸いに我が国の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



図-1 パンケーキクラッシュの例
(1985年メキシコ地震) ⁽¹⁾

キクラッシュの様な崩壊形式が生ずることは少ない。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。この様な特徴を積極的に活かせば、安価な補修対策で避難空間（シェルター）を出現させることは十分に可能である。以上の観点から、本研究では補修対策として柱の軸補強に着目し、ローコスト、かつ、短工期で簡易な施工が可能な技術の開発を目的とした。

2. 新設添柱による既存RC柱の軸補強策

避難シェルターを確実に出現させるためには、既存RC柱の鉛直荷重支持能力を高め、軸崩壊を防ぐことが第一である。軸崩壊の主因はせん断破壊であるから、様々な補強工法でせん断破壊を防止することが多い。例えば、図-2 は炭素繊維シートによるせん断補強の例であるが、この様に既存柱の表面をシートや補強鉄筋で包む「ジャケット構法」が一般的である。



図-2 炭素繊維シートによる補強⁽²⁾

しかし、本研究では「ジャケット構法」によるせん断補強を行うのではなく、既存柱に添わせて新たな柱（添柱）を構築し、この「添柱」によって軸力を保持させ、シェルターを実現しようとするものである。この様な方針を採用したもう一つの理由は、補修に伴うその他の修理（内外装材仕上げ、既存開口部・サッシとの納まり、雨仕舞など）が生じないように、耐震補修以外に要するコストの削減を考慮したからである。

3. 現場打設コンクリート円柱による添柱

既存建物の補強工事は新築工事とは異なり様々な施工制限を受けるため、クレーン等の重機を用いることは難しく、軽い資材・小分けできる資材で補強部材を構成し、既存の屋内階段を使って人力で運び上げるのが一般的である。従って、H 形鋼や鋼管などの鋼材は極めて優秀な構造性能を有する材料ではあるが、添柱 1 本当たり 200kg~300kg の鋼材を人力で運搬することは不可能であり、必然的に現場打設のコンクリート系の添柱にならざるを得ない。同工法であれば「紙管(ボイド)を用いた軽量型枠・ポンプ車によるコンクリート圧送」を用いるので資材運搬は容易であり、施工手間もかからない。

但し、無筋の添柱では、圧縮ひび割れの発生と同時に急激に軸耐力を喪失する恐れがあるため、鉄筋による補強が必要である。この場合、通常の柱が曲げ応力・軸応力・せん断応力の三種類の力を負担するのに対して、本研究対象の添柱は圧縮軸力のみが対象であるから、スパイラル筋を用いた拘束補強のみで良い。施工場所で複雑な鉄筋組み立てを行う必要は無く、あらかじめ加工されたスパイラル筋をボイド型枠に挿入するだけで良いから簡便である。

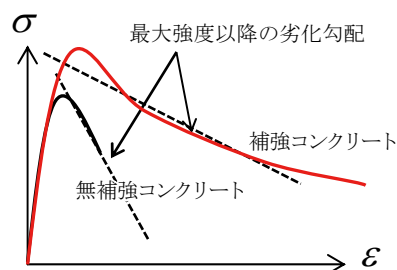


図-3 拘束効果による靱性改善

図-3 はスパイラル筋による拘束効果（コンファインド効果）の概念を示したもので、無補強コンクリート柱（円柱）の応力度—歪み度関係を表したものである。この様に、無補強柱は最大耐力以降急激に支持耐力を喪失する傾向にあり、万が一、添柱の軸力支持能力を越える軸力が作用した場合には建物は崩壊に至り、避難シェルターが実現されずに人命に損傷を及ぼすこともある。一方、スパイラル筋を十分に配した補強コンクリート柱は最大耐力以降も耐力劣化は緩慢であり、万が一の過荷重に対しても急激な崩壊は生じない。

最大強度に及ぼす補強効果（横補強筋量）に関する既往の研究は多いが、最大耐力以降の劣化勾配との関係を定量的に示す研究は少ない。そこで、本研究では小径模型（ $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ ）を用いて、補強筋量と劣化勾配の関係を実験的に調べることにした。

4. 添柱の必要断面サイズ

本学 1 号館を例に添柱の断面を推定する。図-4 は略平面を表し、9m スパンの架構を 4.5m ピッチで一方方向に配置した 4 階建ての、典型的な学校建築である。

建物形状は平面的にも立面的にも整形であり、各柱が負担する軸力は概ね均等であり、特定の柱が過大な軸力を負担している事は無い。

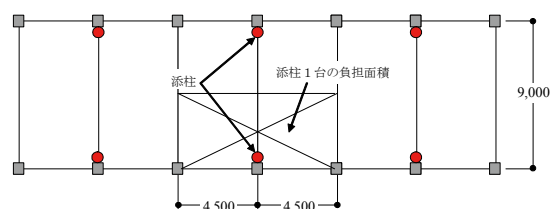


図-4 モデル建物の平面形状

よって、コスト削減のために図-4 に示す様に添柱を 1 スパン飛ばしに均等に配置し、万が一、既存柱が崩壊したとしても当該柱と隣接柱の合計 2 本分の軸力負担に耐えられるように、添柱の強度を確保しておけばよい。この様に、均等間隔で添柱配置が可能になるのは、各柱の長期軸力がほぼ等しいからである。

以下に、1 スパン飛ばしに配置した添柱の必要断面サイズを試算してみる。

(a) 添柱1 台の支配面積

$$A = 2 \times 4.5 \times 9 / 2 = 40.5 m^2$$

(b) 平均床重量 $w = 13.0 kN/m^2$ ($1.3 t/m^2$)

(c) 1 階添柱の負担軸力：

$$N = 4 \times 13.0 \times 40.5 = 2100 kN$$

(d) $F_c 40$ として、円柱断面の直径：

$$\phi = 2 \sqrt{\frac{N}{\pi F_c}} = 2 \sqrt{\frac{2100 \times 10^3}{3.14 \times 40}} = 258.6$$

→ 300mm

5. 横拘束コンクリートに関する既往の研究

軸方向に圧縮力を受けるとこれと直交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にくくなるはずである。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き、(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した場合、図-5 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。

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

f_{cc} : 拘束された試験体の圧縮強度

f'_c : 無拘束試験体の圧縮強度

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

f_l : 横方向からの圧力

f_s : 横拘束筋の応力

A_{sp} : 横拘束筋の断面積

D : スパイラル筋の巻直径

s : スパイラル筋ピッチ

$$\left. \begin{array}{l} \text{(i) 横補強筋降伏前: } \varepsilon_s < f_y / E_s \\ f_{cc} = f'_c + 8.2 \frac{E_s \varepsilon_s A_{sp}}{D \times s} \\ \text{(ii) 横補強筋降伏後: } \varepsilon_s > f_y / E_s \\ f_{cc} = f'_c + 8.2 \frac{f_y A_{sp}}{D \times s} \end{array} \right\} \dots (3) \text{式}$$

この様に、既往の研究によって横拘束コンクリートの圧縮強度は(3)式によって概ね推定することは可能である。しかし、最大強度以降の劣

化勾配 (図-3 参照) と補強筋量の関係は不明である。また、高強度コンクリート・超高強度コンクリートなど、調合によってコンクリート自体の強度を上昇させる技術も確立されつつあるが、一方で、図-6 に示す様に圧縮強度の上昇に伴って、最大強度以降の耐力劣化は著しくなることも報告⁽⁴⁾されている。即ち、高強度コンクリート使用の添柱では、万が一、終局支持耐力を越えた場合に当該柱は急激な崩壊を招くことも十分に予想される。

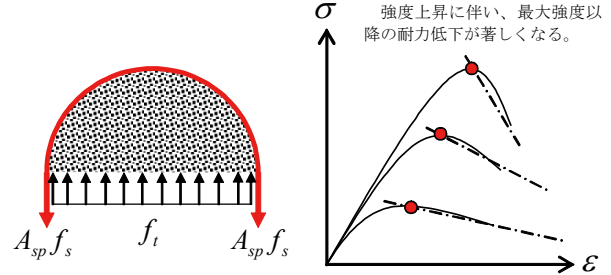


図-5 拘束効果の基本原理

図-6 圧縮強度と劣化勾配

そこで、本研究では急激な耐力劣化のおそれがある高強度コンクリートは対象とせず、一般的によく使用される $F_c 40$ 程度のコンクリート強度を比較対象のプレーンコンクリート強度とし、横補強筋量を変化させて、主に最大強度以降の「劣化勾配」の変化と横補強量との関係を実験的に検証してみることにした。次項に本構法で考える添柱の性能評価法を示す。

6. 添柱の性能評価項目

せん断破壊によって軸崩壊した柱の軸力を瞬時に支え層崩壊を防ぐことが、本構法で考える添柱の役目である。従って、当該柱が支えている長期軸力ならびに隣接柱からの移行軸力を安全に支えられるように、圧縮強度に十分な余裕を持った添柱を設置することが第一条件である。しかし、上下地震動による軸力の増大やその他の想定軸力を超える状態を考慮すれば、添柱には何らかの対策 (フェイルセーフ) を施しておくことが必要である。しかし、添柱の断面サイズアップによる余裕度の確保方法は、重量増加を招いて基礎補強が必要になることや、廊下側に設けた添柱によって廊下の有効幅が不足するなど、構造耐力上や建築基準法上に新たな問題が生ずる恐れもある。

そこで、本構法では、添柱にスパイラルによる横補強筋を挿入し、万が一、想定軸力を越えた場合であっても急激な軸強度の劣化を防ぐことを考えた。この考えはコンファインドコンクリート (拘束コンクリート) と呼ばれる技術と同じではあるが、既往の研究の多くは圧縮強度の増大を目的としたものであり、最大強度以降

の強度低下率と補強筋量の関係を考察した研究は少ない。

本研究におけるコンファインドコンクリートの性能評価項目を、実験結果の一例を用いて説明する。図-7 は「最大圧縮強度に対する強度低下率(α)」と「最大強度時の歪み量に対する歪み増大率(β)」との関係を示す。

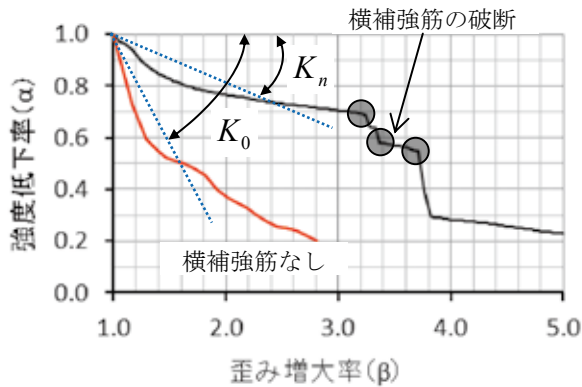


図-7 最大圧縮強度以降の強度低下率(α)と歪み増大率(β)の例

(a) 補強補強筋破断時の歪み増大率(β)

図-7 によれば、横補強筋のある試験体は無補強試験体と比較して強度低下率は緩やかではあるが、歪み増大率が概ね 3 倍を超えると横補強筋が破断し強度は急激に低下する。過大な軸変形(図-7 の横軸の数値 β が大きくなる状態)が生じてようやく横補強筋の効果が表れるのでは合理的とは言えない。補強筋破断時の歪み増が大きい場合には、補強筋量を増やして早期に横補強筋効果を生ぜしめることが必要と思われる。よって、本研究では横補強筋破断時の歪み増大率(β)を性能評価項目の一つとした。

(b) 横補強筋量と剛性 K の関係

最大強度以降の強度劣化程度の緩急も性能評価をする上での重要な尺度である。最大強度以降、歪み量の増大に伴って強度は低下するが、低下の度合いが緩やかな方が性能は良い。そこで、その度合いを表す数値を(4)式で定義(これを剛性 K と呼ぶ。図-7 参照)し、補強筋量と剛性 K の関係を性能評価項目にした。

$$K = (1 - \alpha) / \beta \times 100(\%) \quad \cdots (4) \text{式}$$

以上示した(a)(b)の性能評価項目と横補強筋量の関係を、実験的に検証することを本研究の目的とした。

7. 拘束コンクリートの圧縮試験計画

7.1 試験体形状他

試験体形状は標準タイプ($\Phi 100 \times 200$)のシリンダーを用い、プレーンコンクリートの強度を

F_{c40} とした。また、測定方法は図-8 に示す様に、荷重と軸変形の関係を、ロードセル・電気式ダイヤルゲージを用いて、軸応力度-軸歪み度の関係を記録した。

7.2 横補強筋量の設定

実柱に挿入する横補強筋量は、コンクリートの充填性を考慮した最小間隔(50mm 程度)から定まる補強筋量、および、建築基準法で定める最大間隔(@100mm)の制限から定まる補強筋量によって、上限・下限の配筋量が定まる。本研究ではこれを条件に D13 筋を用いた下記 3 タイプを実柱の補強量とし、この補強筋量にほぼ等しい等価な補強筋量を試験体に設定した。

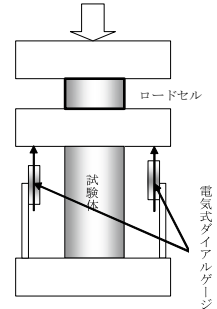


図-8 測定方法

実柱の補強筋	$\left\{ \begin{array}{l} D13 - @50 \rightarrow p_w = 1.69\% \\ D13 - @75 \rightarrow p_w = 1.13\% \\ D13 - @100 \rightarrow p_w = 0.85\% \end{array} \right.$
試験体の補強筋	$\left\{ \begin{array}{l} \phi 3 - @8 \rightarrow p_w = 1.77\% \\ \phi 3 - @12 \rightarrow p_w = 1.18\% \\ \phi 3 - @16 \rightarrow p_w = 0.88\% \end{array} \right.$

即ち、実柱では D13 スパイラルを最小間隔の @50 とし、これを基準にして @75(1.5 倍間隔)と @100(2 倍間隔)の三種類の補強筋量を設定した。そして、実柱の補強筋間隔 D13-@50 の補強筋量にほぼ近似する試験体は「 $\phi 3 - @8$ 」であるから、これを基準にして、補強筋間隔が @12(1.5 倍)と @16(2 倍)の試験体を製作することにした。また、試験体数はプレーンコンクリート 6 体を含め、補強筋間隔 3 種類 \times 3 体の計 15 体とした。

8. 圧縮試験結果

圧縮試験結果の一覧を表-1 に示す。表中①欄は最大圧縮強度を、②欄は最大圧縮強度時の歪み度を示す。歪み度は、試験体高さ 200mm 間の二か所の軸変形を電気式ダイヤルゲージで測定した値の平均値を用いて、(5)式で算出した。③欄は補強筋破断時の強度低下率(α)、④欄は同じく歪み増大率(β)を示す。

$$\varepsilon = \frac{\Delta_{av}}{h} \times 100(\%) \quad \cdots (5) \text{式}$$

Δ_{av} : 左右の軸縮み量の平均値(mm)
 h : 試験体の高さ(200mm)

図-9(a)に 6 体のプレーンコンクリート試験体の試験結果を示す。同図から、2 体の試験体

(No.0-4, 0-6) の応力度－歪み度関係は他の試験体と比較して異質であることからこの 2 体の結果を除外し、残る 4 体の圧縮強度の平均値 (f'_c) をプレーンコンクリートの基準値とすることにした。

$$f'_c = 34.74(N/mm^2)$$

表-1 圧縮試験結果一覧

配筋補強量 (%)	試験体 No.	最大強度時		補強筋破断時	
		① 圧縮強度 (N/mm^2)	② 歪み度 (%)	③ 低下率 (α)	④ 増大率 (β)
無し	0-1	35.14	0.47	—	—
	0-2	36.31	0.48	—	—
	0-3	36.11	0.38	—	—
	0-4	28.27	0.77	—	—
	0-5	31.39	0.47	—	—
	0-6	24.63	0.62	—	—
$\phi 3\text{-@}8$ (1.77)	8-1	48.55	1.02	0.73	3.87
	8-2	47.99	1.28	0.69	3.18
	8-3	52.14	1.54	0.68	4.37
$\phi 3\text{-@}12$ (1.18)	12-1	47.43	0.79	0.61	6.89
	12-2	46.82	1.08	0.57	5.95
	12-3	41.93	1.46	0.67	3.54
$\phi 3\text{-@}16$ (0.88)	16-1	45.26	0.90	0.53	5.81
	16-2	44.46	0.76	0.53	5.09
	16-3	45.43	0.91	0.55	5.37

③＝補強筋破断時応力度／①＝強度低下率 (α)
④＝補強筋破断時歪み度／②＝歪み増大率 (β)

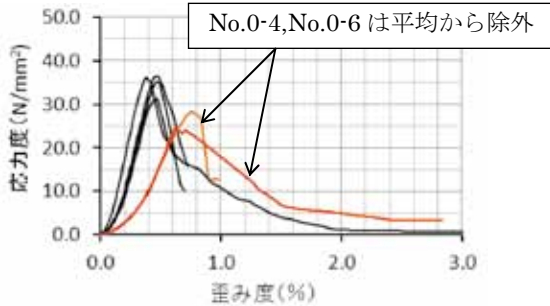


図-9(a) プレーンコンクリートの圧縮試験結果

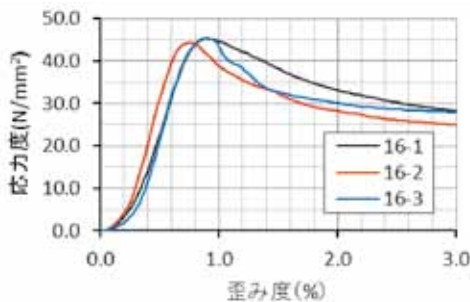


図-9(b) 補強試験体の結果(例)
($\phi 3\text{-@}16(pw=0.88\%)$)

図-9(a)(b)に圧縮試験結果の例を示す。図-9(a)は補強なし試験体、図-9(b)は補強あり試験体の

結果であるが、何れも初期剛性が非線形であり歪み度が大きくなっている。これは、加圧板と試験体の接触面の密着度が加圧当初に不十分であったために生じた現象であり、厳密にはこの影響を除去した歪み度で評価する必要がある。

但し、本研究では歪み度の絶対値は必要ではなく、最大強度以降の歪み度の増大率(β)と圧縮強度の低下率(α)との関係が分かれば良い。よって、図-7 で例示した様に、補正せずにこの両者を用いて試験結果を評価することにした。

図-10 に各試験体の最終破壊状況を示す。補強試験体の破壊状況に明確な差異は見られないが、最も補強筋量の多い試験体($\phi 3\text{-@}8$)は、全体に渡ってかぶりコンクリートが剥落し、補強筋の拘束効果が良く表れている様子が伺える。

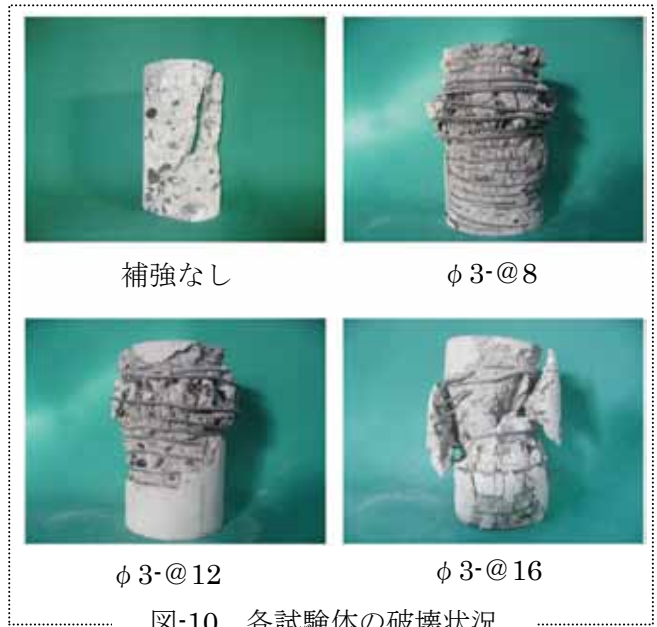


図-10 各試験体の破壊状況

9. 実験結果の考察

9-1 最大圧縮強度の計算値との比較

最大圧縮強度の計算値と実験値との比較を、表-2 および図-11 に示す。

最大強度時に横補強筋(SUS304A)は降伏強度に達していると仮定し、規格降伏点強度(0.1%耐力)の 1.1 倍を実降伏点強度として(3)式を用いた。表-2 の②欄に計算結果を示す。

$$f_y = 235 \times 1.1 = 258.5(N/mm^2)$$

$$A_{sp} = 7.06(mm^2)$$

$$D = 100(mm)$$

試験体 No.8 シリーズの計算値を例示する。

$$f_{cc} = f'_c + 8.2 \frac{f_y A_{sp}}{D \times s}$$

$$= 34.74 + 8.2 \frac{258.5 \times 7.06}{100 \times 8} = 53.45(N/mm^2)$$

図-11 に最大圧縮強度の計算値と実験値との比較を示す。横補強筋比が多くなるに従って「実験値/計算値」がやや小さくなる傾向にあるが、これは、最大圧縮強度時の実際の横補強筋応力度が増加していると考えられ、より効率の良い拘束効果が表れているからと思われる。

表-2 最大強度の計算値との比較

試験体 No.	① f'_c (N/mm^2)	② f_{cc} (N/mm^2)	③ 実験値 (N/mm^2)	④ 実験/計算
8-1	34.74	53.45	48.55	0.91
8-2			47.99	0.90
8-3			52.14	0.98
12-1		47.21	47.43	1.00
12-2			46.82	0.99
12-3			41.93	0.89
16-1		44.09	45.26	1.03
16-2			44.46	1.01
16-3			45.43	1.03

①ブレンコンクリートの平均圧縮強度
②(3)式による最大圧縮強度の計算値

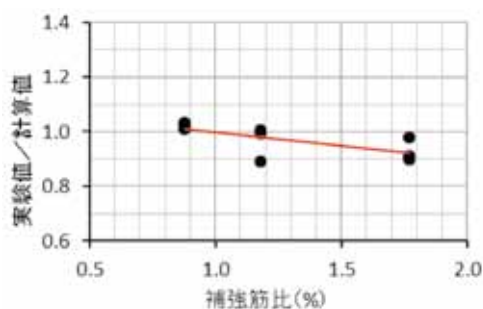
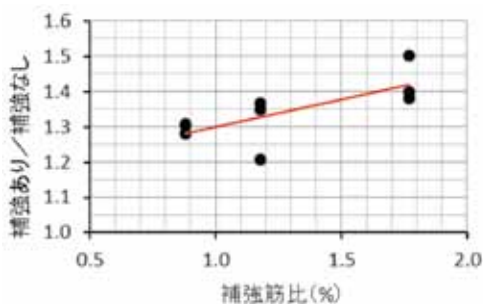


図-11 圧縮強度の計算値との比較

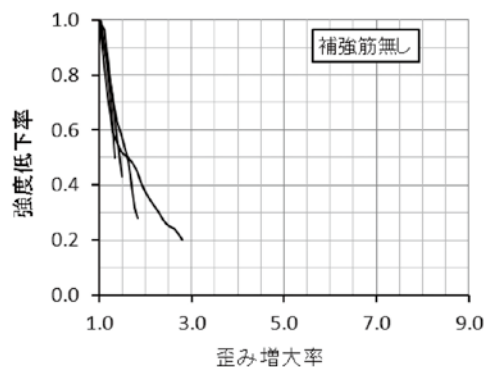
図-12 圧縮強度に及ぼす
横補強筋比の影響

また、図-12 は最大圧縮強度に及ぼす横補強筋比の影響を示し、無補強試験体の最大圧縮強度の平均値(f'_c)との比を示す。同図から、補強筋比の増大に伴って圧縮強度も概ね比例して上昇する傾向が伺える。

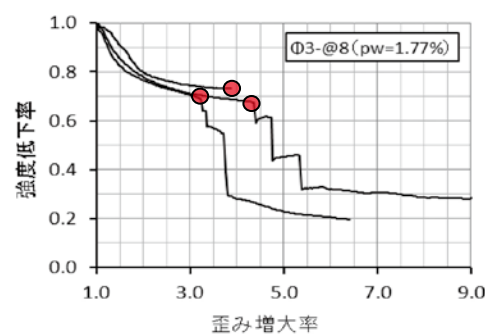
9・2 最大強度以降の強度低下率と歪み増大率

表-1 に示す最大圧縮強度以降の強度低下率(α)と歪み増大率(β)の関係を図-13 に、また、横補強筋破断時の位置を●印で同図に併記した。

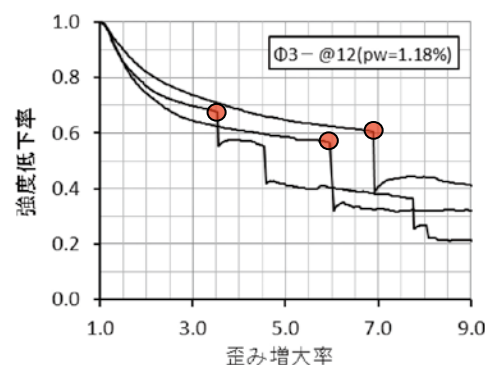
図-13 の(a)無補強試験体に比べて(b)~(d)補強



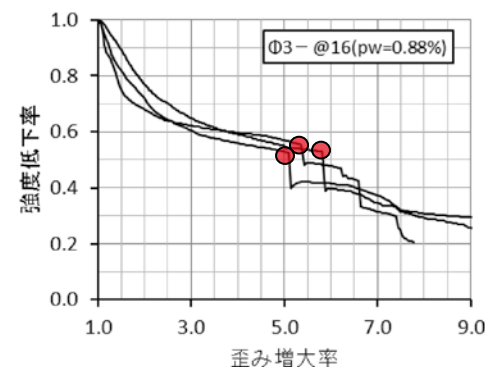
(a) 無補強試験体



(b) 補強配筋 ϕ3-@8(1.77%)



(c) 補強配筋 ϕ3-@12(1.18%)



(d) 補強配筋 ϕ3-@16(0.88%)

図-13 強度低下率と歪み増大率
(●印は横補強筋の破断時を示す。)

試験体の最大強度以降の強度低下率は緩慢であることから、横補強筋による拘束効果が確認される。但し、同図からでは横補強筋効果の明らかな差異は見られなかった。

一方、本構法によって設置された添柱に設計値以上の過軸力が作用した時、軸耐力の低下はやむを得ないとしても、横補強筋効果が十分に発揮される前に過大な軸変形が生ずることは望ましくない。この様な観点から最も補強筋量の多い(b)試験体の横補強筋破断時の歪み増大率(β)に着目すると、その値は他の試験体と比べて小さく、傾向として補強筋量が多いほど歪み増大率は小さくなる様子が伺える。

即ち、補強筋量が多いと、軸変形があまり大きくならない状態で補強効果が発揮される望ましい状態になることが伺える。そこで、次に横補強筋破断時の歪み増大率と横補強筋比の関係を調べてみた。

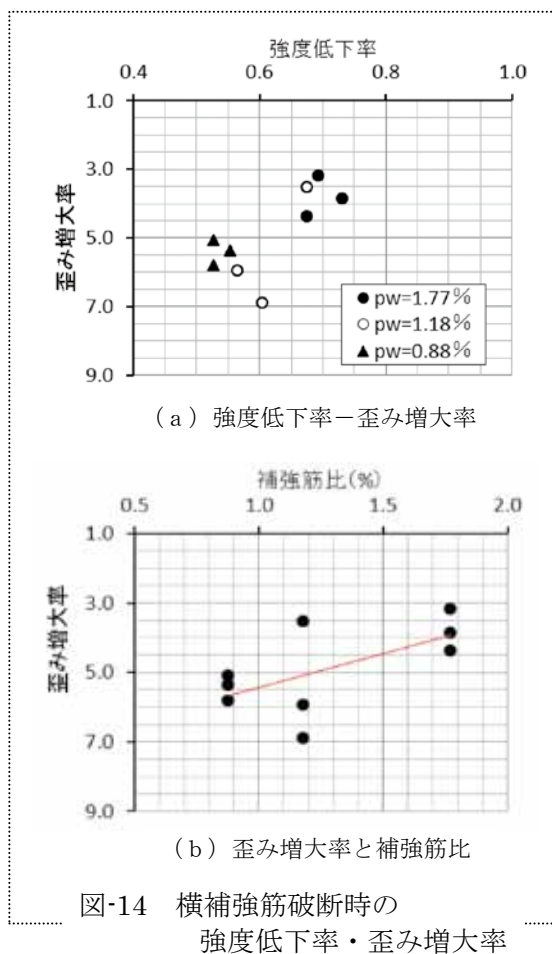


図-14 横補強筋破断時の
強度低下率・歪み増大率

図-14(a)は、強度低下率と歪み増大率の関係を横補強筋比をパラメータに示したもので、明らかに横補強筋比の大きい試験体(●印)の諸元(強度低下率と歪み増大率)は共に小さく、良好な性能であることが分かる。

また、図-14(b)は、横補強筋比と歪み増大率との関係を示したもので、横補強筋量の増大に伴って概ね比例的に歪み増大率が小さくなることが分かる。即ち、横補強筋比 1.0%以下のモデルでは、最大強度時軸歪み量の約 5 倍の軸変形が生ずる一方で、1.5%を超えるモデルでは約 3 倍

程度の軸変形(歪み増大率)に納まっている。なお、中間の補強筋量 $\phi 3-@12$ ($pw=1.18\%$) 試験体の歪み増大率がバラツキが大きく定量的な考察は難しいが、単純平均で 5 倍を上回る軸変形が生じていることが分かった。

今回の実験では横補強筋量の刻み幅を細かく設定していないので、良好な軸靱性を発揮させるための最小補強筋比を実験結果から示すことはできないが、限定された試験範囲で推定すれば、概ね 1.5%程度が最小の補強筋量になるものと思われる。

9.3 最大強度以降の剛性 K の変化

最大強度以降の耐力劣化の緩急状態を評価する剛性 K を、図-7 および(4)式で定義したが、剛性 K を計算するにあたっての勾配ルールは定めていなかった。そこで、本節では図-15 に示す原点 A と横補強筋破断位置 B 点を結ぶ直線 AB の勾配を剛性 K と定義し、B 点におけるの強度低下率と歪み増大率をそれぞれ α 、 β として、(4)式によって剛性 K を計算した。

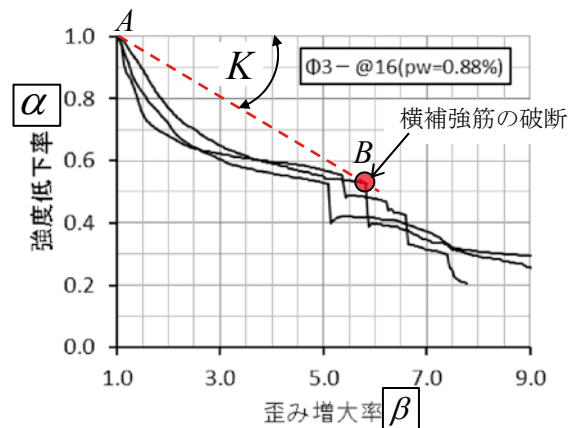


図-15 最大強度以降の強度劣化
(剛性 K の定義)

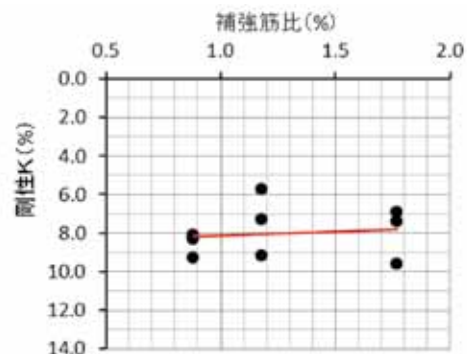


図-16 剛性 K と横補強筋比

実験で得られた α 値 β 値を(4)式に代入し、求められた剛性 K と補強筋比の関係を図-16 に示す。同図の縦軸(剛性 K) は、その値が大きいほど急激な強度低下であることを示し、その値がゼロの場合は強度低下が無い理想の状態を示す。同図から、剛性 K は補強筋比に係らずほぼ同一

の値を示し 8%程度の値であることが分かった。このことは、少なくとも本実験の最小補強筋量 0.88%程度以上の横補強筋量があれば、これ以上横補強筋量を増加させても、強度劣化の緩急程度に大きな差異は生じないことを示している。

即ち、図-14(a)の実験結果が示す様に、歪み増大率があまり大きくならないうちに横補強筋の拘束効果を発揮せしめることは可能であるが、当初予想していた最大圧縮強度以降の強度劣化程度(剛性 K)を改良することは、あまり期待できないことを示す。

ここで、図-17 に各試験体の圧縮応力度－歪み度関係を示す。「(a)補強なし試験体」と比較して「(b)～(d)補強あり試験体」は明らかに圧縮靱性は改良されており、横補強筋による拘束効果は有効な補強策であることが分かる。なお、最も横補強筋量の少ない(d)試験体は、建築基準法で定める補強筋間隔の上限値(100mm)を満たす最低限の補強量であり、一般のRC柱の下限性能を表していると考えて良いであろう。

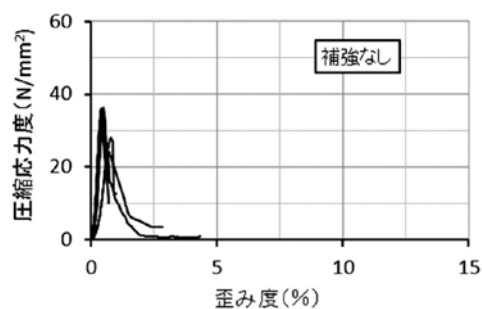
10. まとめ

横補強筋による圧縮靱性の向上を目的として、横補強筋量と強度低下率・歪み増大率および剛性 K との関係を実験によって検証した。その結果、ほぼ以下のことが分かった。

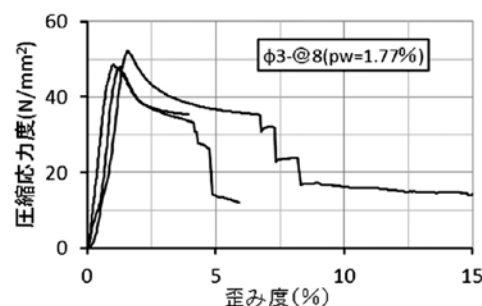
- (1) 横補強筋の拘束によって圧縮強度は上昇し、その値は既往の提案式に良く一致することが分かった。(図-11,12)
- (2) 横補強筋破断時の強度低下率(α)と歪み増大率(β)は、両者共に横補強筋量が多いほど小さく、横補強筋量が概ね 1.5%程度を超えると拘束効果が効果的に表れることが分かった。(図-14)
- (3) 最大圧縮強度以降の強度劣化の緩急程度を示す剛性 K と横補強筋量との関係は、概ね $K \approx 8\%$ 程度の値であり、横補強筋量との相関は認められなかった。即ち、法で定める最小補強筋量を施した柱であれば、最大強度以降の強度劣化の緩急に差異は無いことを示す。(図-16)
- (4) 本構法を用いた添柱耐震対策は、建物の層崩壊を防ぎシェルターを確保する有効な技術であることを確認した。

【引用・参考文献】

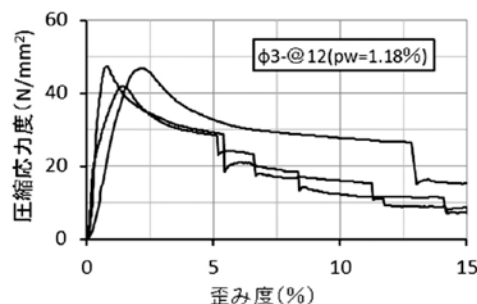
- (1) 日本建築学会, 1985年メキシコ地震災害調査報告書, 1987年10月, 日本建築学会メキシコ地震災害調査団
- (2) SR-CF工法研究会, SR-CF工法による鉄筋コンクリート柱の設計施工指針, 平成10年7月
- (3) Park等の研究, Ductility of Square Confined Concrete Columns Proceedings, ASCE, Vol. 108
- (4) 日本建築学会, 高強度コンクリート技術の現状(2009), 2009年10月
- (5) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999年11月



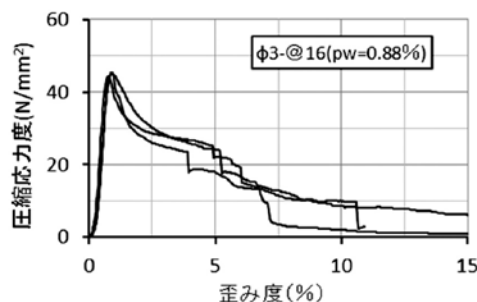
(a) 補強なし



(b) φ3-@8 (pw=1.77%)



(c) φ3-@12 (pw=1.18%)



(d) φ3-@16 (pw=0.88%)

図-17 各試験体の
圧縮応力度－歪み度関係

【謝辞】

本研究は第一工業大学研究助成制度によって実施したものであり、関係各位に御礼を申し上げます。