

# 論文 R C 柱の地震時軸圧縮破壊に対するポリエステル製シートによる補強

田村 玲\*1・田才 晃\*2・壁谷澤 寿海\*3・田辺 大地\*1

要旨:せん断補強筋量の少ない古い鉄筋コンクリート造建物の柱をポリエステル製繊維シートによって補強することにより靱性能を向上させることを目標として,本補強法によるせん断補強効果を静的加力実験により検証した。無補強試験体と比較検討した結果シート補強による靱性能の向上,軸力保持能力の向上などが確認され,本補強法の有効性が認められた。

キーワード:せん断補強,靱性能,ポリエステル製繊維シート,ファイバーモデル

## 1.はじめに

柱のせん断補強筋量の少ない古い鉄筋コンクリート(RC)造建物では,地震時に柱がせん断破壊し,鉛直荷重を支持できなくなり崩壊するという建物被害が多く報告されている。このような柱の破壊を防止するための新たな補強方法として,昨年度,ポリエステル製繊維シートを用いてRC造柱を補強する方法を提案し,構造実験により,軸力保持能力を大幅に改善できる補強効果を確認した。<sup>1)2)</sup>

本年度は,コンクリート強度の低いRC柱に対し,ベルト状のポリエステル製繊維シートを巻きつける補強を施した場合,軸力保持能力の改善に加え,水平力に対する変形能力の改善効果を検証する目的で,一定軸力下での静的加力実験を行った。本報では,実験結果とその分析結果について報告する。

## 2.実験概要

### 2.1.試験体概要

試験体は無補強試験体4体,補強試験体5体の計9体である。断面形状  $b \times D = 300 \times 300$  (mm), 内法高さ  $H = 900$  (mm),  $P_t = 0.56$  (%) (12-D13, SD345)は全試験体共通とした。コンクリート強度,せん断補強筋比,軸力比,補強方法をパラ

メータとした。補強方法については以下の通りとした。No.1~No.3をA type, No.4,5をB type, No.8,9およびNo.12,13をC typeとした。補強1は柱試験体の内法高さの幅に切ったポリエステル製繊維シート(以下シート)を人力で

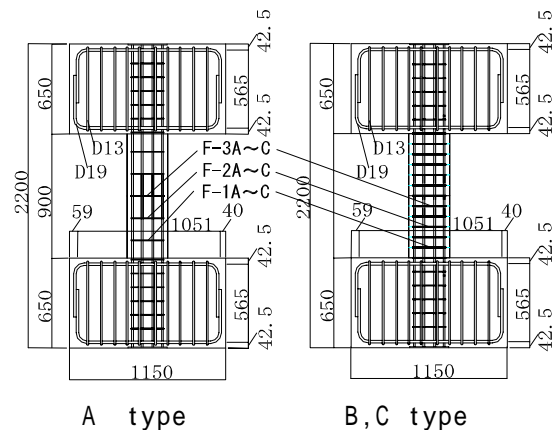


図-1 試験体配筋図 (単位:mm)

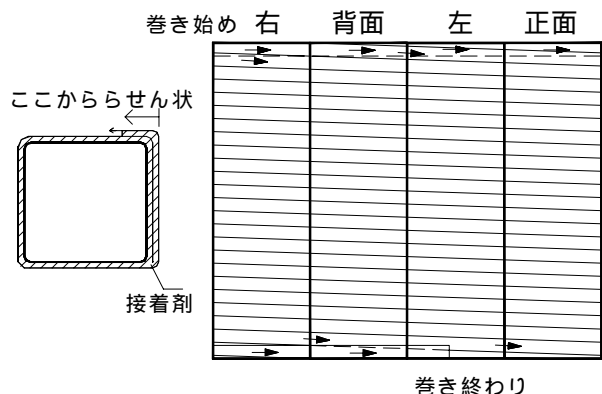


図-2 補強方法(補強3)

\*1 横浜国立大学大学院 工学府 社会空間システム学 建築学専攻 (正会員)

\*2 横浜国立大学 工学研究員 建築学コース 助教授 博(工) (正会員)

\*3 東京大学地震研究所 教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	形状・寸法 (mm)	Fc(Mpa)	Pt(%)	Pw(%)	軸力比	補強方法*
A type	No.1	13.5	0.56(12-D13;SD345)	0.08(5φ @ 160;SR295)	$\eta_0 = 0.3$	無補強
	No.2					1
	No.3					2
B type	No.4	18.0	0.56(12-D13;SD345)	0.28(D6@75;SD345)	$\eta_0 = 0.3$	無補強
	No.5					3
C type	No.8	18.0	0.56(12-D13;SD345)	0.28(D6@75;SD345)	$\eta_0 = 0.3$	無補強
	No.9					3
	No.12				$\eta_0 = 0.2$	無補強
	No.13					3

\*1:シート(6層)、2:ベルト1(1層)+シート(3層)、3:ベルト1(1層)

6層巻きつけるものである。試験体とシート、シートどうしの接着にはエポキシウレタン系の接着剤を用い、最初の2層は接着剤を全面に塗布し、あとの4層はシート同士の一部を2箇所150mm幅で接着した。補強3は試験体全面に接着剤を塗布した後、幅65.5mm、厚さ4.7mmのベルト状のシート(以下ベルト1)を重ねないように1周巻く間にベルトの幅分ずらしてらせん状に巻きつけた。補強2は補強3同様に巻きつけた後、全面に接着剤を塗布し補強1で用いたシートを3層巻きつけた。このとき2,3層目は補強1の3層目以降と同様にシートどおしの一部だけ接着した。図-1に配筋図およびせん断補強筋のゲージ位置、図-2に補強3の補強方法、表-1に試験体一覧、表-2、表-3、表-4に使用材料特性を示す。シートおよびベルトの破断伸び率は規格値で示した。

## 2.2. 加力方法

加力は図-3に示す加力装置により行い、一定軸力下(軸力比0.2,0.3)での正負交番繰り返し载荷とした。部材角Rを $R = \pm 1/400$ (各1回)、 $\pm 2/400$ (以後、各2回)、 $\pm 3/400$ 、 $\pm 4/400$ 、 $\pm 6/400$ 、 $\pm 8/400$ 、 $\pm 16/400$ 、 $\pm 24/400$ 、 $\pm 32/400$ 、 $\pm 48/400$ 、 $\pm 64/400$ 、 $+89/400$  rad.(水平ジャッキの限界)と制御し、試験体が軸力を保持できなくなるまで、または水平ジャッキが限界に達するまで加力した。また、各ピーク(1回目)およびその除荷時に図-4に示す5箇所シートの上から巻尺で周長を測定した。

## 3. 実験結果

### 3.1. 破壊性状

表-2 コンクリートの材料強度  
(材齢28日)

呼び強度 (MPa)	ヤング係数 ( $\times 10^5$ MPa)	最大応力 (MPa)	圧縮強度時歪 ( $\mu$ )
18	1.98	20.00	2059
13.5	1.95	12.98	1393

表-3 鉄筋の材料強度

鉄筋径	ヤング係数 ( $\times 10^5$ MPa)	降伏時応力度 (MPa)	降伏時歪 (%)
5φ	2.05	586.68	0.49 *
D6	1.91	373.09	0.40 *
D13	1.82	343.94	0.25

\* 降伏点については0.2%オフセット値を用いた

表-4 シートの材料特性

	弾性係数 (MPa)	厚さ (mm)	幅 (mm)	引張強度 (MPa)	伸び率 (%)	重量 ( $g/m^2$ )
ベルト1	規格値	4.0	65.5	569	13.8	4253
	実験値	2983		413	26.7	—
ベルト2*	規格値	2.7	50.5	415	20.5	2386
	実験値	1730		355	34.4	—
シート	規格値	0.9	65.5	203	15.0	550
	実験値	1051		158	20.4	—

\*3.5に示すブリズム実験で使用

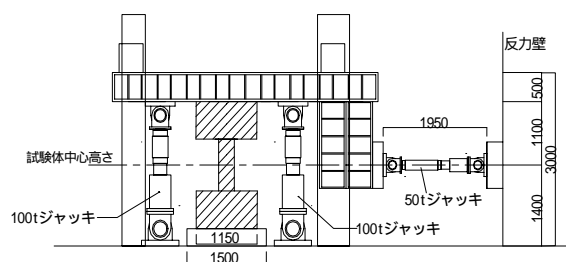


図-3 加力装置図(単位: mm)

実験結果一覧を表-5に示す。また、No.8試験体(無補強)の最終破壊状況を図-4に、No.9試験体(補強)の最終状況を写真-1に示す。No.8試験体は1/400rad.で曲げひび割れが発生し、 $+3/400$ rad.の直前で中央部にせん断ひび割れが発生し、その後ひび割れが進展し $+4/400$ rad.で最大耐力の80%以下に低下した。 $+8/400$ rad.に向かう途中でせん断ひび割れが広がり、軸力および水平力を負担できなくなり最終破壊に至った。No.9試験

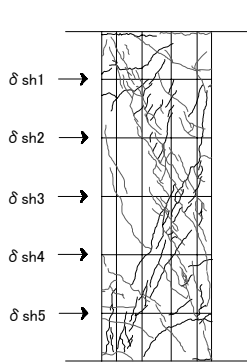


図-4 周長測定位置  
及び

写真-1 No.9  
最終状況

No.8 最終破壊状況

体は+4/400rad.の直前で、水平耐力が低下したがNo.8試験体ほど急激には低下せず、+16/400rad.で最大耐力の80%以下に低下した。以上から補強試験体は曲げ柱のような挙動を示している。危険断面の主筋ひずみも補強後は降伏ひずみを越えていた。つまり無補強試験体はせん断破壊あるいは付着割裂破壊しているのに対し、補強により破壊モードは曲げ破壊に移行したと考えられる。また、軸力は水平ジャッキのストロークの限界である+89/400rad.まで保持することができた。周方向歪に関しては、上下約1/3の範囲で歪が大きい傾向があり最大約2%程度の歪であるのに対して、中央の約1/3の範囲は最大で約0.7%程度の歪であった。

3.2. 最大水平耐力に関する検討

試験体No.8,9, No.12,13のせん断力-水平変形関係の包絡線を図-5に示す。図中の直線はP-効果を示す直線である。初期剛性は補強による影響はなく無補強時と同等であった。補強試験体の最大耐力は無補強試験体に比べ、同等かそれ以上となった。最大耐力以降の変形性能は、補強により大幅に改善された。終局変形(最大耐力に対する耐力低下率80%時の変形)は補強により数倍大きくなった(表-5)。周方向歪と周方向の拘束力の関係を図-5に示す。拘束力とは、試験体におけるせん断補強筋の歪とベルトの歪が同じと仮定したとき、その歪におけるせん断補

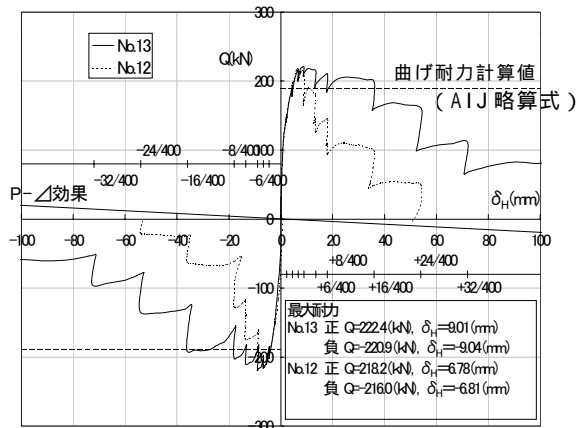
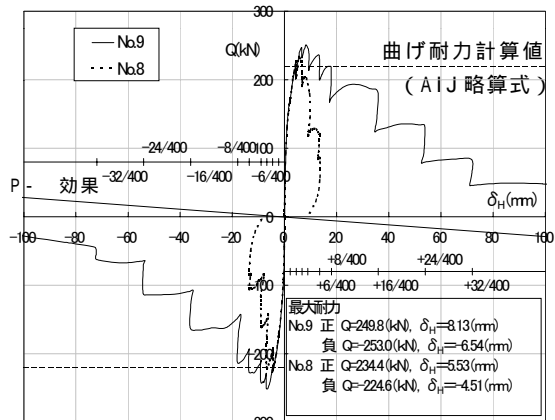


図-5 せん断力-水平変形関係

表-5 実験結果一覧

		Q <sub>max</sub> (kN)	R <sub>max</sub> (%) δ <sub>max</sub> (mm)	R <sub>u</sub> (%)	破壊モード
No.1	正	161.1	0.39 3.52	0.5	せん断破壊
	負	-143.4	-0.25 -2.25	-0.5	
No.2	正	175.5	0.44 3.97	0.5	—
	負	-143.2	-0.25 -2.25	-0.5	
No.3	正	169.9	0.75 6.76	2.0	—
	負	-152.0	-1.00 -9.03	-2.0	
No.4	正	172.4	0.75 6.76	1.5	せん断破壊
	負	-163.8	-0.75 -6.76	-1.5	
No.5	正	184.9	1.00 9.03	4.0	—
	負	-179.5	-1.00 -9.03	-4.0	
No.8	正	234.4	0.61 5.53	1.0	せん断破壊
	負	-224.6	-0.50 -4.51	-1.0	
No.9	正	249.8	0.90 8.13	4.0	—
	負	-253.0	-0.73 -6.54	-4.0	
No.12	正	218.2	0.75 6.78	2.0	付着割裂破壊
	負	-216.0	-0.76 -6.81	-2.0	
No.13	正	222.4	1.00 9.01	8.0	—
	負	-220.9	-1.00 -9.04	-6.0	

Q<sub>max</sub>:最大耐力, R<sub>max</sub>:最大耐力時耐力角,  
δ<sub>max</sub>:最大耐力時変形, R<sub>u</sub>:0.8Q<sub>max</sub>時の耐力角

表-6 最大耐力時せん断補強筋歪(%)

	F-1A	F-1B	F-1C	F-2A	F-2B	F-2C	F-3A	F-3B	F-3C	average
No.4	0.113	0.047	0.116	0.177	0.047	0.169	0.149	0.015	0.297	0.126
No.5	0.116	0.065	0.097	0.191	0.070	0.190	0.183	0.035	0.204	0.128
No.8	0.017	0.004	0.013	0.023	0.019	0.030	0.131	0.021	0.106	0.041
No.9	0.120	0.036	0.079	0.028	0.013	0.043	0.016	0.003	0.022	0.040
No.12	0.155	0.019	0.115	0.028	0.008	0.086	0.007	0.003	0.006	0.047
No.13	0.155	0.024	0.085	0.054	0.013	0.086	0.018	0.003	0.006	0.049

強筋(D6)の $pw \cdot$  , ベルトの $spw \cdot s$  , およびせん断補強筋(D6)とベルトの合計( $pw \cdot + spw \cdot s$ )を表している。このグラフから補強試験体における補強効果がせん断補強筋に対して相対的に顕著に現れるのは、周方向歪約0.2%以降(せん断補強筋降伏後)である。表-6にB,C typeの試験体の最大耐力時におけるせん断補強筋の歪を示す。No.9の平均歪は約0.04%で、一番歪の大きい個所では0.12%, No.13は平均歪は0.049%, 一番歪の大きい個所は0.16%程度であった。これに対し実験結果より、無補強試験体に対する補強試験体の最大耐力はNo.5では7.26%, No.9では6.59%, No.13では1.91%の増加であった。

### 3.3. 軸力 - 軸方向変形関係

No.8,9試験体の軸力 - 軸方向変形関係を図-7に示す。無補強試験体は破壊後軸力を保持できなくなり最終破壊に至るのに対し、補強試験体は水平変形の限界である89/400rad.まで安定して軸力を保持することが可能であった。

### 3.4. 部材角 - 軸方向変形関係

No.8,9試験体の部材角 - 軸方向変形関係を図-8に示す。軸方向変形は各部材角における一回目のピークの値を用いた。No.8はせん断ひび割れが発生し、進行するにしたがって(3/400rad.付近)軸方向変形が進み、水平耐力、軸耐力ともに急激に低下するのに対し、補強試験体であるNo.9は16/400rad.までは軸方向変形はほとんど進まなかった。シート補強による周方向の拘束力により、軸方向変形を抑制するという補強効果が顕著に表われた。

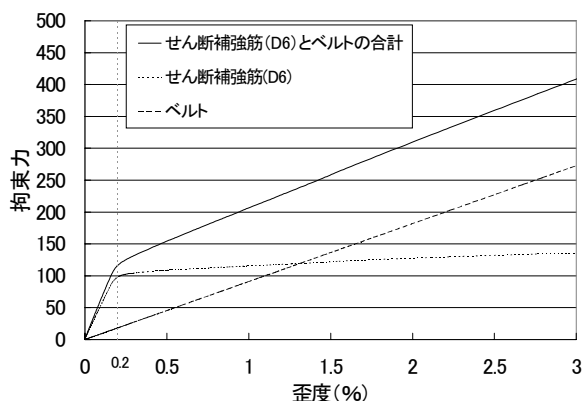


図-6 拘束力 - 周方向歪度関係

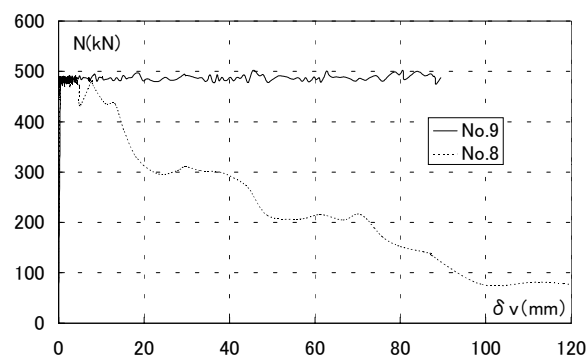


図-7 軸力 - 軸方向変形関係

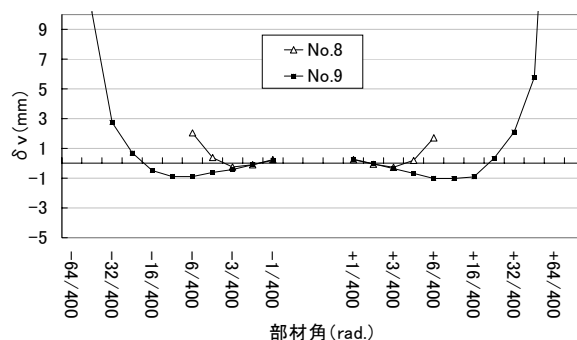


図-8 部材角 - 軸方向変形関係

### 3.5. プリズム試験結果

本実験では柱試験体と並行して、無筋コンクリートプリズム試験体に柱試験体と同様の補強を施し、200 t アムスラー型万能試験機を用いて単調一軸圧縮試験を行った。プリズム試験体は正方形断面 ( $b \times D=150 \times 150\text{mm}$ ,  $H=300\text{mm}$ ) とし、コンクリート強度別に各3体ずつ行った。補強材はスケール効果を考え、幅 50.5mm, 厚さ

2.7mmのベルト2を用いた。試験結果を図-9および表-7に示す。無補強プリズム試験体はコンクリートの圧壊とともに荷重を支えきれなくなり破壊に至ったのに対し、補強プリズム試験体は $F_c=13.5$ , 18MPa

のいずれの試験体もコンクリートが圧壊し応力度が一時的に低下したものの軸縮みが進み、周方向歪が増すにつれて、応力度は再び上昇し、Peak1の応力の約2倍近くまで達した。

### 3.6. 柱の軸耐力

柱の水平載荷終了後に軸圧縮載荷を行った。No.9試験体は応力度23.94(N/mm<sup>2</sup>)でベルトが破断し軸破壊した。No.13試験体は軸力ジャッキの容量(1960kN)いっぱいまで加力しても最大軸耐力まで到達せず軸破壊は起こらなかった。軸圧縮試験の応力度-軸方向歪関係を図-10に示す。この実験により確認された最大軸力比は1.0程度であった。

### 4. 曲げ解析による検討

#### 4.1. 解析手法

補強試験体の水平力、水平変形関係が、初等的な曲げ塑性解析によってどの程度追跡できるかをファイバーモデルによって検討した。以下の仮定により、鉄筋およびプリズム試験体の応力-歪関係に基づき応力度を算出し断面でのモーメント-曲率関係を求めた。(1)変形前に平面であった部材断面は、変形後も平面を保つ(2)分割した各微小要素内における応力及び歪は一定とする(3)せん断変形は考慮しない(4)鉄筋とコンクリートの付着は完全とする。

解析に用いたコンクリート、鉄筋の特性を表-8に示す。カバーコンクリートとコアコンクリートの一軸

表-7 プリズム試験結果

試験体	peak1			peak2			min		
	$\sigma_1$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_1$ %	$\epsilon_{P1}$ %	$\sigma_2$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_2$ %	$\epsilon_{P2}$ %	$\sigma_{min}$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{min}$ %	$\epsilon_{Pmin}$ %
Fc13.5-1	17.22	0.30	0.00	41.06	36.84	18.61	5.89	4.51	1.80
Fc13.5-2	15.30	0.36	0.01	51.08	39.40	21.35	5.82	3.73	2.15
Fc13.5-3	16.95	0.61	-0.03	53.78	40.46	21.07	5.81	5.10	2.59
Fc13.5ave.	16.49	0.42	-0.01	48.64	38.90	20.34	5.84	4.44	2.18
Fc18-1	23.79	0.65	0.00	46.83	36.34	18.71	7.01	4.63	2.28
Fc18-2	24.23	0.57	0.00	58.89	38.19	22.61	9.14	4.08	2.58
Fc18-3	15.79	0.57	0.08	54.34	37.76	20.64	7.81	3.85	2.43
Fc18ave.	21.27	0.60	0.03	53.35	37.43	20.65	7.98	4.18	2.43

$\sigma_1$ :Peak1における応力度、 $\epsilon_1$ :Peak1における歪度、 $\epsilon_{P1}$ :Peak1における周歪度  
 $\sigma_2$ :Peak2における応力度、 $\epsilon_2$ :Peak2における歪度、 $\epsilon_{P2}$ :Peak2における周歪度  
 $\sigma_{min}$ :minにおける応力度、 $\epsilon_{min}$ :minにおける歪度、 $\epsilon_{Pmin}$ :minにおける周歪度

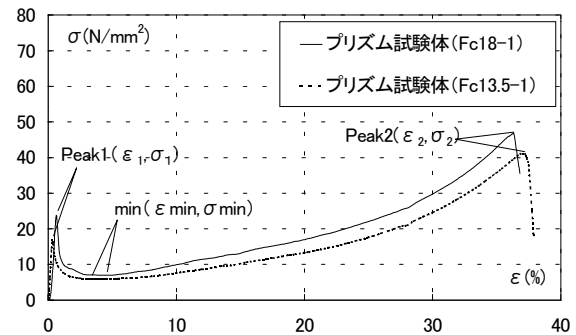


図-9 プリズム試験結果

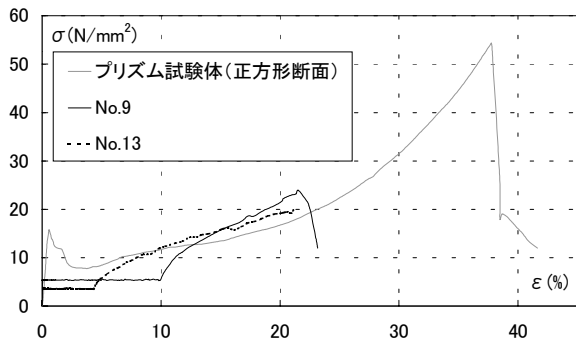


図-10 軸圧縮試験結果

特性は同じとし、プリズム試験結果を用いた。鉄筋の特性値には材料試験結果を用いた。コンクリートおよび鉄筋の応力度-歪度関係のモデルを図-11に示す。コンクリートの応力度-ひずみ度関係は表-8の特性値をモデル化したものを用いた。鉄筋の応力度-ひずみ度関係はバイリニア-モデルを用いた。各変形での曲率は部材端からDの範囲は一定であると仮定し、中央部は曲率が一定の比率で変化するように分布させた。

表-8 解析値諸元

コンクリート		鉄筋		断面図
$F_c$ (Mpa)	13.5, 18	$E_s$ ( $\times 10^5$ Mpa)	1.82	
$E_c$ ( $\times 10^4$ Mpa)	1.98, 1.95	$\sigma_y$ (Mpa)	343.94	
$\sigma_B$ (Mpa)	16.09, 21.27	$\epsilon_y$ (%)	0.246	
$\epsilon_B$ (%)	0.14, 0.23	主筋	12-D13	
$E_{neg}$ (Mpa)	-2307, -4230	帯筋	2-D6@75	
$E_{c-sheet}$ (Mpa)	123, 136			
$\sigma_{min}$ (Mpa)	5.84, 7.98			
$\epsilon_{min}$ (%)	4.44, 4.18			
断面(mm×mm)	300×300			

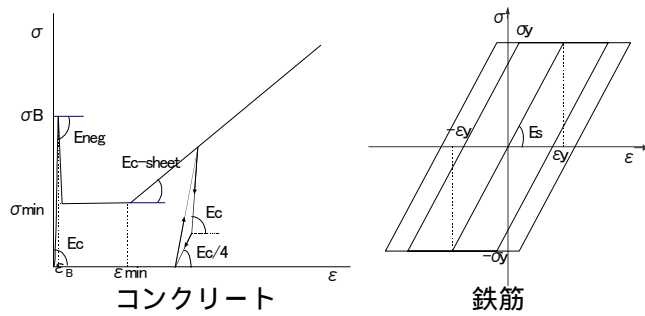


図-11 材料の応力度 - 歪度関係のモデル

#### 4.2. 解析結果

図-12にファイバーモデルによる曲げ解析の結果と実験値の比較を示す。図中の実験値はP-効果を考慮した値とした。図より、最大耐力は実験値のほうが多少大きくなっているが、耐力低下の度合いは終局変形に近い16/400rad.程度までは解析結果と実験値はほぼ同様の挙動を示していることがわかる。16/400rad.を超えると、実験値は解析値に比べ耐力低下が著しい。3.4で述べたように、軸方向変位は16/400rad.を超えると急激に増大する。つまり、本補強によって、破壊モードがせん断破壊から曲げ破壊に移行するものの、軸方向変位急増以降の水平耐力の発現機構は4.1で述べた曲げ解析の仮定とは異なると考えられる。

#### 6. まとめ

せん断破壊するコンクリート強度の低い柱をベルト状のポリエステル製繊維シートを巻きつける補強を対象に実験・解析を行った結果、以下の結論を得た。

- 1) 本補強方法によると過大軸変形時にも軸耐荷能力が失われず、水平部材角89/400rad.まで定軸力を保持できた。このとき、軸耐力は1.0Fc相当以上残存していた。
- 2) 本補強方法により、最大水平耐力は多少増加し、水平力に対する靱性能は顕著に向上した。
- 3) ファイバーモデルによる曲げ解析により、補強後の終局変形にほぼ相当する16/400rad.程度の変形までは補強試験体の挙動を概ね追うことができた。

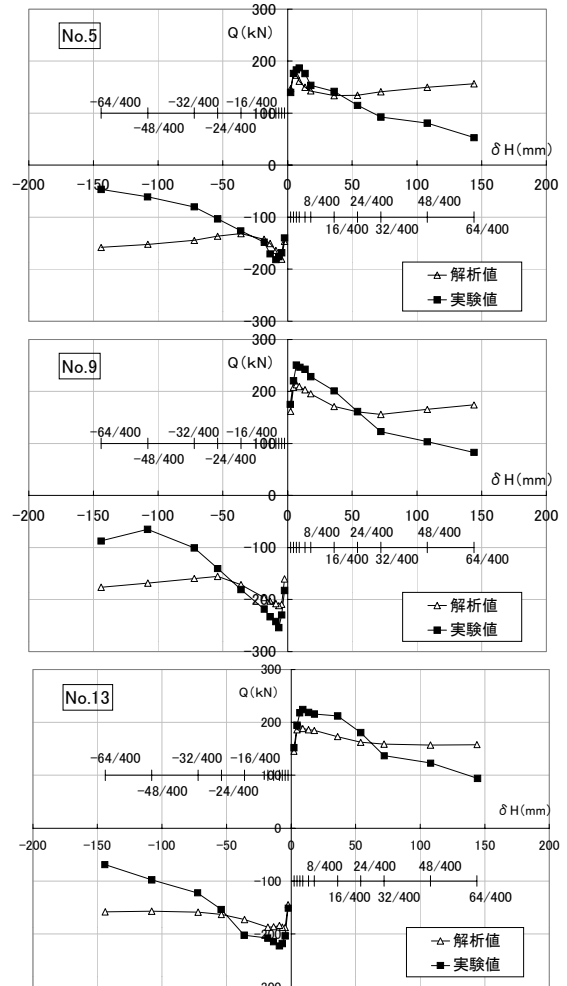


図-12 解析値と実験値の比較

#### 【謝辞】

ファイバーモデルによる解析では岩本純一氏(横浜国立大学大学院)に多大なる協力を得た。ここに謝意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 小泉 洋・壁谷澤 寿海ほか：コンクリート柱の地震時軸圧縮破壊に対するシート補強に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.1，pp937-942，2001
- 2) 田辺 大地・田才 晃ほか：コンクリート柱のシート補強による過大軸変形時の圧縮靱性発現効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.1，pp943-948，2001
- 3) 鈴木 計夫・中塚 信ほか：角型横補強筋によるコンファイドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp449-454，1989