

論文 高軸力下における低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究

帆足 勇磨^{*1}・増田 安彦^{*2}・田才 晃^{*3}・楠 浩一^{*4}

要旨:低強度コンクリートを用いた RC 柱に対する炭素繊維シートの有効性を検証するため、シート補強量をパラメータとする静的加力実験を行った。試験体は無補強の基準試験体、炭素繊維シートをゼブラ状に巻いた補強試験体、柱全体にシートを3層巻いた補強試験体の計3体とした。実験の結果から、コンクリート強度が低強度かつ高軸力の範囲において、炭素繊維シート補強による補強効果が確認された。

キーワード: 低強度コンクリート, RC 柱, 炭素繊維シート, 耐震補強, 高軸力

1. はじめに

既存建築物の耐震診断基準¹⁾では、コンクリートの強度の下限値を 13.5N/mm^2 とし、それ以下（以下、低強度コンクリートという）は耐震補強の対象外としている。これに対して何らかの耐震補強が可能となれば、解体するよりも経済的に有用性が高いと思われる。

本実験では、普通強度のコンクリートであれば釣合い軸力程度の軸力レベルであっても、コンクリート強度が低強度であったために過度な軸力負担がかかってしまう柱、即ち高軸力における曲げ圧縮破壊を想定した低強度コンクリート RC 柱に対して、炭素繊維シートによる補強を行うことで、その有効性の検討を行う。

2. 実験概要

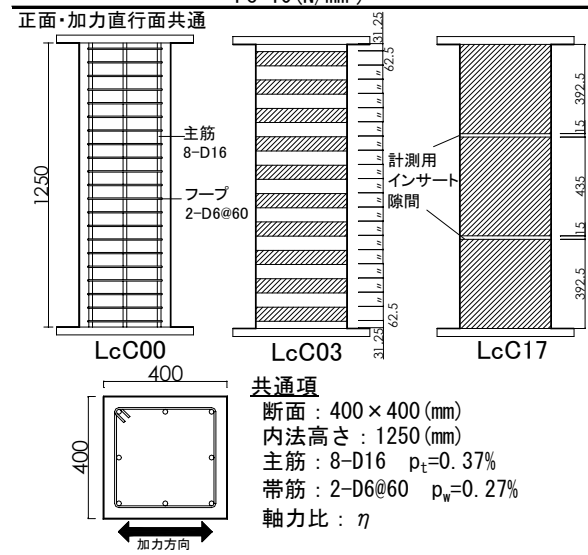
2.1 試験体

柱試験体一覧を表 - 1 に示す。試験体は、低強度コンクリートを使用した RC 柱とし、炭素繊維による補強量をパラメータとする計 3 体を作製した。内訳は、無補強基準試験体の LcC00、炭素繊維により補強を行った LcC03 および LcC17 である。全試験体共に、1970 年以前に建設された RC 柱を想定している。

スケールは実大の 50%程度とし、試験区間の断面は $400 \times 400\text{mm}$ 、内法スパン 1250mm である。主筋は異形棒鋼 8-D16 (SD295) とし、せん断補強筋には同じく異形棒鋼を用い、 $2\text{-D}6@60$ (SD295) とした。

表 - 1 試験体一覧

LcC00	LcC03	LcC17
無補強	ゼブラ巻き p_{wf} ^{注)} = 0.028%	3層巻き p_{wf} = 0.16%
$F_c = 10 (\text{N/mm}^2)$		



注) p_{wf} : シート補強筋比

*1 横浜国立大学大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所 (正会員) *3 横浜国立大学 大学院 工学研究院 教授 (正会員)

*4 横浜国立大学 大学院 工学研究院 准教授 (正会員)

2.2 材料特性

コンクリートは低強度の普通コンクリートとし、コンクリート強度の目標値を $F_c=10\text{N/mm}^2$ とした。表 - 2 に材料特性を、表 - 3 コンクリートの配合を、図 - 1 に LcC00 における応力度 - 歪度関係の例を示す。

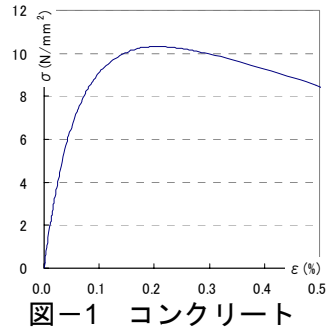


図-1 コンクリートの応力度 - 歪度関係

表-2 材料特性

試験体		LcC00	LcC03	LcC17	
実験日コンクリート圧縮強度 σ_B (N/mm ²)		10.1	11.0	10.8	
ヤング係数 (N/mm ²)		17299	17932	17439	
鉄筋種	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm ²)	破断歪 (%)
D22	1.94×10^5	338.43	0.181	511.97	22.20
D6	1.84×10^5	341.42	0.188	498.66	19.82
呼び名	目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	規格引張強度 (N/mm ²)	規格ヤング係数 (Gpa)	
3400MPa級	200	0.111	3400	230	

表 - 3 コンクリート配合

水セメント比 (%)	セメント (kg/m ³)	混和材 (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	
140	127	130	178	
細骨材① (kg/m ³)	細骨材② (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	細骨材率 (%)
634	272	934	1.285	49.8

混和材: 石灰石微粉末 細骨材①: 砕砂
細骨材②: 砂 粗骨材: 砕石 混和剤: AE減水剤

2.3 補強方法

LcC03 試験体および LcC17 試験体には、柱に炭素繊維巻き付けによる補強 (CFRP 補強) を施した。

炭素繊維を巻く柱は、隅角部を $R=30$ 程度で面取りを行った。本実験では試験体製作段階で、試験体 LcC03・LcC17 に R 面木を埋め込み、面取りを実施した。

LcC03 試験体は、まず下地調整としてディスクサンダーで柱表面を研磨した後、柱表面にプライマーを塗布し、その上より炭素繊維をゼブラ状に巻きつけて付着させ、炭素繊維シートにエポキシ樹脂を塗布・含浸させた。その後さらに柱表面にエポキシ樹脂を塗布した。

LcC17 試験体は LcC03 と同様の手順で、柱表

面にプライマー塗付後、(柱全域に) 炭素繊維を 1 層巻き、1 層目炭素繊維の表面にエポキシ樹脂を塗布し、2 層目・3 層目も同様の手順で炭素繊維を巻きつけ、その上からエポキシ樹脂を塗布した。

2.4 加力方法

加力は図-2 で示す加力装置を用いて行った。

試験体に定軸力 (軸力比 $\eta=0.65$) を载荷した状態で上下スタブを平行に保ちながら、柱部分に逆対称せん断力を加える、静的正負交番繰り返し载荷とした。加力履歴は各柱試験体とも、変位制御として層間変形角 $R=\pm 1/2000$, $R=\pm 1/1000$, $R=\pm 1/500$, $R=\pm 1/250$, $R=\pm 1/125$, $R=\pm 1/83$, $R=\pm 1/50$, $R=\pm 1/36$, $R=\pm 1/25$, $R=\pm 1/15$ (rad.) を目標とし、正負繰り返しにより载荷を行った。なお、 $R=\pm 1/500$ (rad.) 以降は 2 サイクルずつ载荷を行った。全試験体共に、軸力保持限界で水平加力を終了した。

計測項目は、水平荷重、水平変形、鉛直変位、全体および部分の曲げとせん断変形、鉄筋、および炭素繊維シートの歪とした。

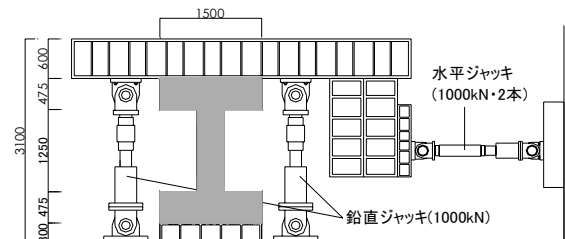


図-2 加力装置図

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の最大耐力および軸力保持限界時の試験体の状況を写真 - 1 に、水平荷重 - 変形関係を図 - 3 に示す。また、各試験体の破壊に至る挙動を以下に示す。図中の点線は $P-\delta$ 効果を考慮した直線である。

無補強試験体 LcC00 は、 $R=\pm 1/500$ (rad.) で正側負側共に危険断面に曲げひび割れが発生し、 $R=\pm 1/250$ (rad.) 1 周目ピーク付近で正負共に主筋の圧縮降伏が生じ、最大耐力に達した。また、

このとき柱端部の圧壊ひび割れが顕著になると共に、主筋沿いに縦ひび割れが発生した。以降のサイクルでは耐力低下が激しく、 $R = \pm 1/125(\text{rad.})$ で縦ひび割れが進展し、圧縮側コンクリートが剥離し始めた。続いて $R = \pm 1/83(\text{rad.})$ 1 周目サイクルで圧縮側コンクリートが剥落し、縦ひび割れが顕著に開いて加力直行方向のカバーコンクリートが板状に剥落した。 $R = -1/83(\text{rad.})$ 1 周目から $R = +1/83(\text{rad.})$ 2 周目にかけて圧縮主筋の座屈が生じ、軸力保持能力が急激に低下し、極めて脆性的な破壊を示した。

ゼブラ補強を施した試験体 LcC03 は LcC00 と同様の経過をたどり、 $R = \pm 1/250(\text{rad.})$ 1 周目ピーク付近で正負共に主筋の圧縮降伏が生じ、最大耐力に達した。また、このとき圧縮側コンクリートを覆うエポキシ樹脂に浮き上がりが生じた。続いて $R = \pm 1/125(\text{rad.})$ で主筋沿いに縦ひび割れが発生し、以降のサイクルで圧縮側炭素繊維シートの浮き上がり・縦ひび割れの開きが共に顕著になり、シート隙間からのコンクリートの剥落が進行した。以降 $R = +1/50(\text{rad.})$ 1 周目から $R = -1/50(\text{rad.})$ 1 周目にかけてフープの降伏が確認され、圧縮側炭素繊維シートの破断が発生した。続いて圧縮鉄筋の座屈により水平力・軸力共に保持限界に達した。破断に至らなかった炭素繊維シートについては、隅角部の接着は実験終了後も維持されていた。

シート 3 層による補強を施した試験体 LcC17

は、 $R = \pm 1/500(\text{rad.})$ 1 周目サイクルで圧縮側の炭素繊維シートの浮き上がりが生じ、またシート

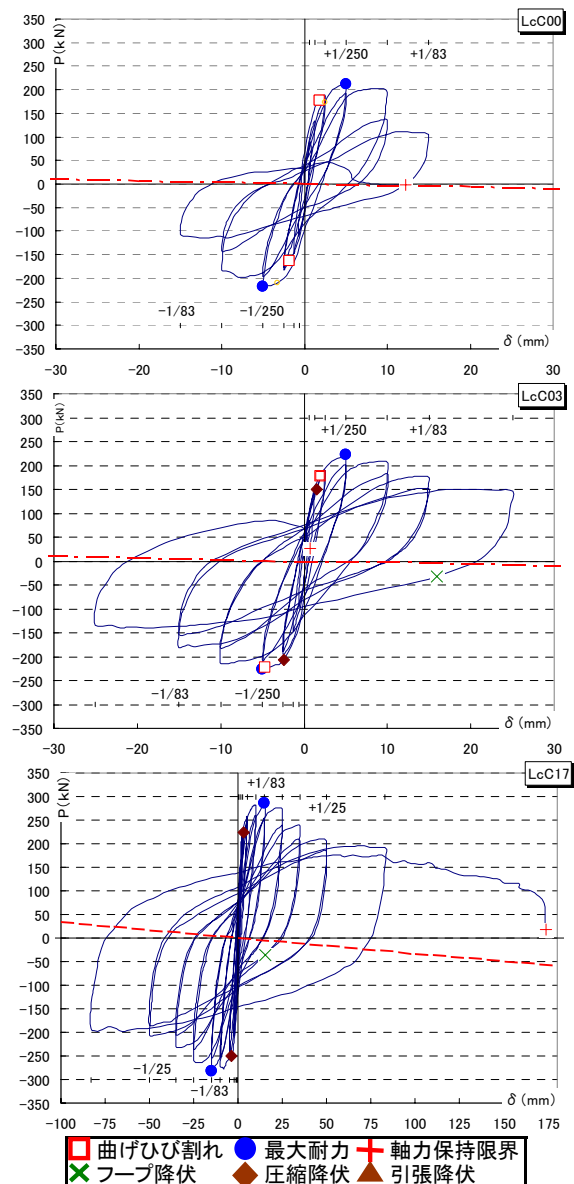


図 - 3 水平荷重 - 変形関係

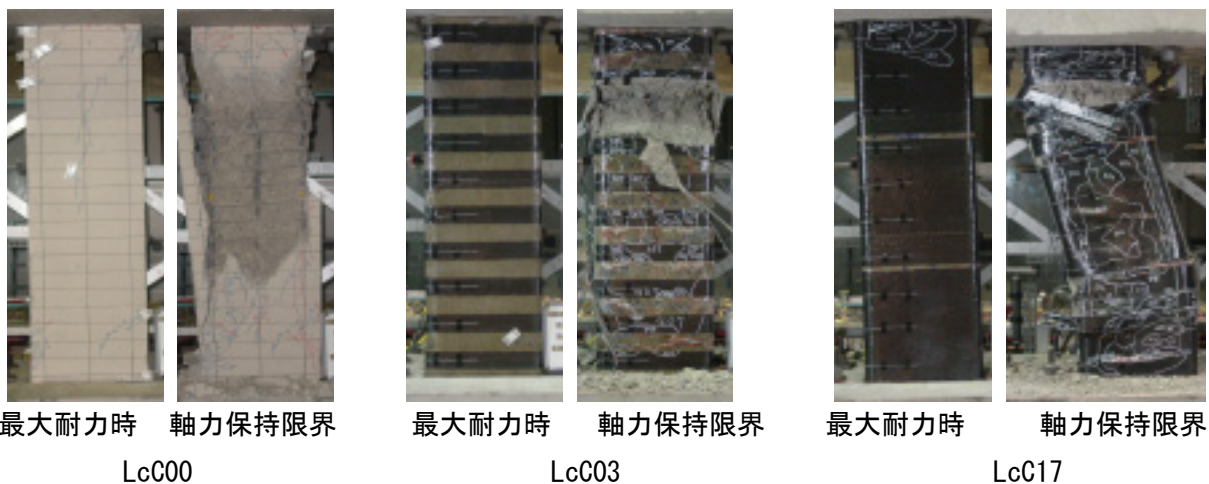
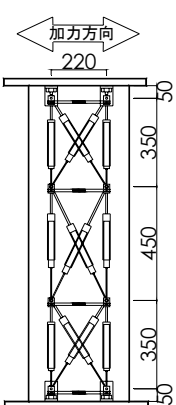


写真 - 1 最大耐力 - 最終破壊状況

隙間からひび割れも確認された。R=±1/250(rad.)1 周目ピーク付近で主筋の圧縮降伏が発生したが以降のサイクルも耐力は上昇し、R=±1/83(rad.)1 周目で正負共に最大耐力に達した。以降圧縮側の炭素繊維シートの浮き上がりが進展し、R=+1/50(rad.)1 周目で柱中央部のシートに浮き上がりが生じ、続いてR=-1/50(rad.)1 周目にかけてフープの降伏が確認された。R=+1/36(rad.)1 周目で炭素繊維シートに亀裂が入り始め、最終サイクルで圧縮主筋の座屈と共に柱頭部のシートが爆発音を伴って大きく破断して水平力・軸力共に保持限界に達した。破断に至らなかった炭素繊維シートについては、隅角部の接着は実験終了後も維持されていた。

3 体を比較すると、ゼブラ補強を施した LcB03 の最大耐力は LcC00 と比較して顕著な向上は確認されなかったものの、最大耐力以降の耐力の急激な低下は抑えられており、変形能力の向上があった。また、シート 3 層による補強を施した試験体 LcC17 は、LcC00 の最大耐力を 30%程度、LcC03 の最大耐力を 25%程度上回った。また、最大耐力以降の耐力低下も大幅に改善されており、耐力・変形能力ともに補強効果があった。

3.2 せん断・曲げ変形割合



各試験体の曲げ変形成分、せん断変形成分を、変位計を用いて、水平・鉛直・斜め各方向変位を計測した値により算出した。上下スタブ間に設置した変位計による相対水平変位計測値に占める曲げ変形、せん断変形の割合と、変位計の計測位置を図 - 4

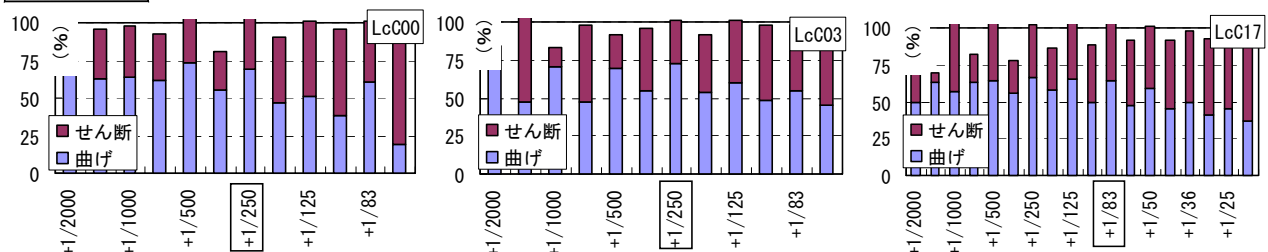


図 - 4 曲げ変形 - せん断変形割合

に示す。図中では最大耐力を囲んでいる。

各試験体の変形成分割合は、最大耐力まで曲げ変形割合がせん断変形割合を上回っており、最大耐力以降はせん断変形割合がやや増加する傾向がある。

各試験体を最大耐力時について比較すると、LcC00 では曲げ変形成分が 70%程度、LcC03 においても 75%程度であった。LcC17 では曲げ変形成分は 65%程度であったが、同サイクルの LcC00 での変形成分と比較すると、LcC00 は R=+1/83(rad.)でせん断変形成分が 80%を占めており、補強によりせん断変形の抑制効果が得られ、曲げ変形に推移していったと考えられる。

このことから、炭素繊維補強によりせん断変形を抑制していたと考えられる。

3.3 炭素繊維シート歪分布

最大耐力時と最大耐力 80%低下時の炭素繊維シートの歪分布を図 - 5 に示す。試験体正面と加力直交方向の炭素繊維シートに計測用ゲージを貼り、各点での歪を計測した。図中の CF が正面のゲージ、CL が加力直交方向のゲージを示す。

LcC03 での炭素繊維シートの歪分布は、最大耐力時は柱中央部より上下端部に近い部位での歪がやや伸びている傾向があった。シートの伸びていた位置と、無補強試験体 LcC00 におけるひび割れが集中していた部分と重なっており、LcC03 も LcC00 と同様、この部分から破壊が進行したものと考えられる。最大耐力 80%低下時では、柱上下端部で CL 方向と CF 方向両面においてシートが大きく伸びていた。これは、LcC00 において同サイクルでコンクリートの剥離が起きた部位と重なることから、コンクリートが

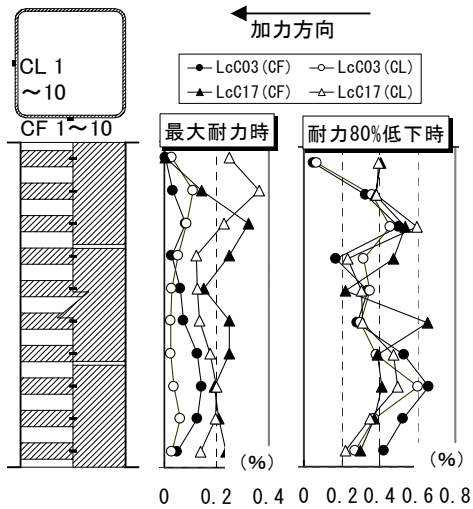


図 - 5 炭素繊維シート歪分布

拘束されていたと考えられる。LcC17 においても、最大耐力時のシートの歪分布は、LcC03 と同様 LcC00 におけるひび割れが集中していた部分と重なっており、この部分から破壊が進行したものと考えられる。また、サイクルで比較すると、LcC03 の約 50%程度の歪となっており、より強い拘束効果が得られたと考えられる。また、LcC00, LcC03 の変形量を遥かに上回る $R=+1/25(\text{rad.})$ では、炭素繊維が全体的に膨らむ様な分布形状となった。

シート補強量によりコンクリートの剥落を防ぎ、急激な耐力低下を防いでいたと考えられる。

4. 耐力評価

4.1 実験結果と算値との比較

実験値と計算値、解析値の比較を図 - 6 に、シート補強量による比較を図 - 7 に示す。また、実験結果一覧を表 - 4 に示す。図中の曲げ耐力およびせん断耐力の計算値 M_{qsu} は、文献¹⁾による式(1)、(2)から材料試験の計算値を用いて算出した。

$$M_u = \left\{ 0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2 F_c \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bDF_c} \right) \right\} \quad (1)$$

$$Q_{suf} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18 + F_{cl})}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{wf} \cdot \sigma_{fd} + 0.1\sigma_0} \right\} b_j \quad (2)$$

p_{wf} : 隙間を考慮した炭素繊維シートの補強筋比

σ_{fd} : 炭素繊維シートのせん断設計用引張強度 (1610 N/mm^2)

図 - 6 における M_{ufib} は、ファイバーモデルによる曲げ弾塑性解析の解析結果である。解析においては平面保持を仮定し、コンクリートの構成則には青山らのモデル²⁾を使用した。また、無補強試験体 LcC00 では帯筋による拘束効果を考慮し、中塚らの提案³⁾に従い、最大耐力、最大耐力時歪、応力降下勾配、終局歪をカバーコンクリート、コアコンクリートについて設定

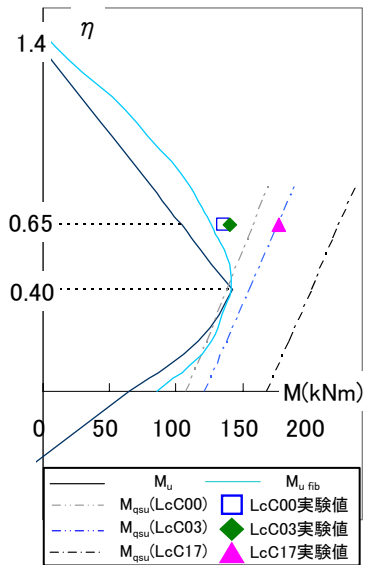


図 - 6 実験値と計算値、解析値のグラフ

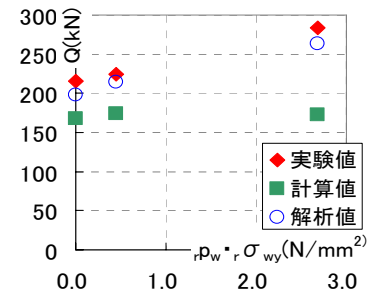


図 - 7 シート補強量による比較

した。ゼブラ補強を施した試験体 LcC03 及びシート 3 層補強を施した LcC17 では炭素繊維シートによる横拘束効果を考慮し、中出らの提案⁴⁾に従い、最大耐力、最大耐力時歪、応力降下勾配、終局歪をカバーコンクリートについて設定し、更に帯筋による拘束効果も LcC00 と同様に考慮し、コアコンクリートについて設定した。

全試験体共に、最大耐力は材料強度を用いた計算値の曲げ終局強度 M_u を上回った。また、せ

表 - 4 実験結果一覧

	LcC00	LcC03	LcC17
Q_{MAX} (kN)	+210/-214	+218/-224	+282/-275
ave. Q_{MAX} (kN)	212	221	279
δ_{OMAX} (mm)	5.0	5.0	15.1
R_{OMAX} (rad.)	$\pm 1/250$	$\pm 1/250$	$\pm 1/83$
耐力上昇率	-	1.04	1.32
$R_{080\%}$	$\pm 1/83$	$\pm 1/83$	$\pm 1/25$
F値	1.5	1.5	3.2

Q_{MAX} : 最大耐力 ave. Q_{MAX} : 最大耐力の正負平均値
 δ_{OMAX} : 最大耐力時の変形 R_{OMAX} : 最大耐力時の層間変形角
 $R_{080\%}$: 最大耐力の80%以下となった時の層間変形角

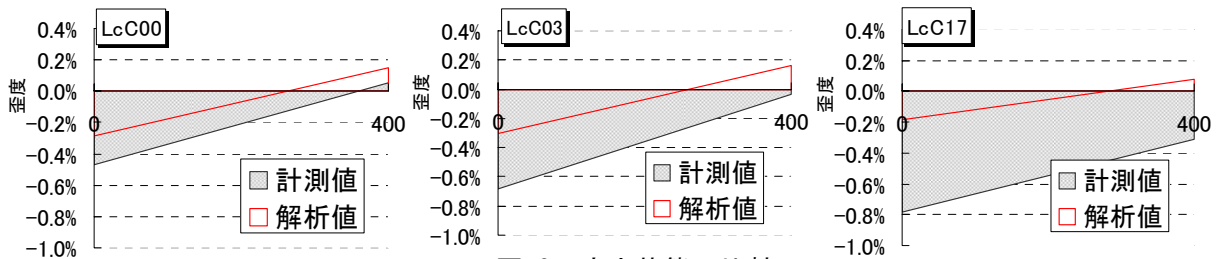


図-8 応力状態の比較

ん断終局強度 M_{qsu} を下回った。無補強試験体 LcC00 において、実験値は計算値 M_u を 29%程度上回る結果となった。また、ゼブラ補強を施した LcC03 (炭素繊維シート補強量 $p_{wf} \cdot \sigma_{fd} = 0.45\text{N/mm}^2$) についても約 29%程度上回った。シート三層による補強を施した LcC17 (炭素繊維シート補強量 $p_{wf} \cdot \sigma_{fd} = 2.68\text{N/mm}^2$) については、約 64%程度上回った。計算値の曲げ終局耐力 M_u では補強効果を考慮しておらず、実験値と計算値との顕著な開きが見られた。

一方、解析値との比較に関しては、実験値と解析値の比 (実験値/解析値) は 1.04~1.09 と、比較的よく対応していた。

また、LcC00, LcC03 は靱性指標 F 値=1.5 に相当する $R=1/83(\text{rad.})$ で復元力が最大耐力の 80%以下に低下したのに対し、LcC17 は F 値=3.2 に相当する $R=1/25(\text{rad.})$ で復元力が最大耐力の 80%以下に低下した。

4.2 曲げ弾塑性解析による応力状態の比較

鉄筋歪から算出した材端における歪分布と、曲げ弾塑性解析による歪分布を図-8に示す。

縦軸は歪度、横軸は圧縮縁からの距離を示す。解析値と実験値を比較すると実験による最大耐力がどの試験体においても解析値を上回っていた。そこで、解析における最大耐力と、実験において同等の耐力となる実験値とを比較した。

傾向として、実験値は解析値よりも圧縮側歪が大きい。また、補強量の増加に伴い実験値での圧縮側歪は解析値を大きく上回った。

以上の結果より、実際の試験体では平面保持の仮定が成り立っておらず、応力状態が異なる挙動を示していたと考えられる。

5. まとめ

低強度コンクリートを使用した RC 柱試験体 3 体に対する静的加力実験を行い、CFRP 補強の耐震補強効果について検討した結果、以下のような知見を得た。

- (1) 無補強試験体 LcC00 の実験結果から、 $F_c = 10\text{N/mm}^2$ 程度の低強度コンクリートを使用した RC 柱でも、既往の計算式で高軸力下での曲げ耐力を上回った。
- (2) 高軸力下での曲げ破壊において、CFRP 補強により曲げ耐力と変形能力の向上を図ることが可能であった。
- (3) 低強度コンクリートを使用した RC 柱において、曲げ弾塑性解析による解析値と実験結果は比較的近い値を示すが、応力状態は異なる挙動を示し、解析利用には検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説:, pp.147-149, pp.162-170
- 2) 藤井俊二, 青木博之, 梅村魁:材料特性により求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1261 - 1262, 1973, 10
- 3) 鈴木計夫, 中塚佑, 菅田昌宏:角型横補強筋によるコンファイン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 11 - 2, 1989, pp449 - 454
- 4) 中出陸, 米奥久貴, 澁川正四郎:炭素繊維シートによるコンクリート柱の拘束効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.23, No.1, 2001, pp859 - 864