

平成22年5月20日現在

研究種目：基盤研究（C）
 研究期間：2007～2009
 課題番号：19560567
 研究課題名（和文）極めて低いコンクリート強度を有するRC柱の耐震性能解明に関する研究
 研究課題名（英文）Study on Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns with Extremely Low Strength Concrete
 研究代表者
 田才 晃（TASAI AKIRA）
 国立大学法人横浜国立大学・工学研究院・教授
 研究者番号：40155057

研究成果の概要（和文）：

圧縮強度が $7.0 \text{ N/mm}^2 \sim 11.0 \text{ N/mm}^2$ 程度の低強度コンクリート柱の地震力を模擬した静加力実験により、せん断破壊ないしは付着割裂破壊により脆性的な挙動を示す場合においても、炭素繊維シートで補強することにより、耐力、変形性能、軸力支持能力の大幅な改善が可能であることを明らかにし、強度評価方法を示した。また、引き抜き実験により低強度コンクリートに対する異形鉄筋の付着特性を明らかにした。

研究成果の概要（英文）：

Extremely low strength concrete columns with $7.0 \text{ N/mm}^2 \sim 11.0 \text{ N/mm}^2$ in compressive strength was tested by statically cyclic loading. Strength, deformation capacity, and residual axial strength were significantly improved by the strengthening with carbon fiber sheet even in case of shear failure mode or bond splitting along main rebar in original columns. Bond characteristics between low strength concrete and deformed rebar were also clarified.

交付決定額

（金額単位：円）

	直接経費	間接経費	合計
2007年度	1,500,000	450,000	1,950,000
2008年度	1,800,000	540,000	2,340,000
2009年度	300,000	90,000	390,000
年度			
年度			
総計	3,600,000	1,080,000	4,680,000

研究分野：鉄筋コンクリート構造・耐震工学

科研費の分科・細目：建築学 建築構造・材料

キーワード：低強度コンクリート、RC柱、せん断破壊、付着割裂破壊、炭素繊維シート補強、変形性能

1. 研究開始当初の背景

平成15年に国土交通省がまとめた「既存建築物の耐震診断・耐震改修の状況」にあるように、新耐震以前の特定建物のうち、耐震性が確認さ

れた建物は民間建築物で4%に過ぎず、民間主導型で耐震化率を上げることが困難である状況が明らかとなっている。国土交通省に設けられた住宅・建築物の地震防災推進会議の提言にも

あるように、耐震性の低い建物が大地震時に大きな被害を受けることが懸念されており、住宅・建築物の耐震化率を上げることが急務とされている。実際の耐震診断・改修では、建物の耐震性能 (I_s 値) が低いものの、比較的診断・改修の実施しやすい建物から先に行われてきた。今後も着実に耐震診断・改修が実施されていくためには、これから現れるであろう問題を解決する手立てを用意しておく必要がある。

耐震診断実施を困難にする問題のひとつとして、コンクリート強度の極めて低いことが上げられる。1981年に建築基準法が改正された折に、コンクリート強度の最低基準は 9N/mm^2 から 12N/mm^2 に引き上げられた。また、最新版である「2001年改正版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」においても、その解説文において、コンクリート強度が 13.5N/mm^2 を下回る場合、本基準の適用範囲外となることが述べられている。しかし、現実的には、 13.5N/mm^2 を下回る建物や、 12N/mm^2 を下回る建物も少なからず存在する。こういった建物の耐震診断を実施、あるいは評価する機関では、所謂低強度コンクリート建物の評価方法について苦慮している現実がある。

2. 研究の目的

本研究では、第2次診断を想定して、コンクリート強度が極めて低い柱の強度・靱性能および残存軸耐力の評価方法を検討するための実験データを得ることを目的としている。柱の性能を評価する場合、曲げ降伏が先行する曲げ降伏形、およびせん断破壊が生じるせん断破壊形の2種類に主として分類できる。そこで本研究では、せん断破壊が先行しやすい「極短柱」（柱の長さの柱の幅に対する比が2以下）と、それ以外の柱に分けて、柱の曲げ耐力余裕度をパラメータとして実験を実施し、柱の強度・靱性能・残存軸耐力を実験的に検討する。更に、補強効果の確認と既往式の適応性について検討するため、補強柱についても実験を行う。補強方法としては、連続繊維シート補強を考える。

3. 研究の方法

構造実験による低強度コンクリート柱の構造性能の把握と補強効果、および鉄筋の低強度コンクリートに対する付着性能の把握と補強効果を追及した。

(1) 柱の構造実験

① 試験体

柱試験体諸元を表-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、内法スパン700mmの極脆性柱(LcFSシリーズ)・内法スパン1000mmのせん断柱(LcFMシリーズ)・1250mmのせん断柱(LcFHシリーズ)1500mmの付着破壊柱(LcFBシリーズ)の4種とした。それぞれ

のシリーズごとに、炭素繊維シートによる補強量をパラメータにとり、無補強基準試験体、2種類のCFRP補強を行った補強試験体(各シリーズ2体)の計3体ずつ作製した。スケールは実大の50%程度とし、試験区間の断面は全シリーズ共に $400 \times 400\text{mm}$ とした。水セメント比が100%を超える今回のコンクリートでは、無対策で打ち込むと骨材分離が生じ、ブリージングも激しく生じる。これらを防止するため、混和材として粒径がセメントよりやや小さい石灰石粉を用い、適度なコンシステンシーと所要の圧縮強度が得られるような調合とした。コンクリート強度は前3シリーズで平均 11.4N/mm^2 、LcFBシリーズで 7.0N/mm^2 であった。

表-1 試験体諸元

試験体	b×D (mm)	h ₀ (mm)	主筋 (SD295)	フープ (SD295)	h ₀ /D	炭素繊維シート せん断補強筋比 P _{wf} (%)	軸力比 η
LcFS00 LcFS05 LcFS11	400 × 400	700	8-D13 P _t =0.24(%)	2-D6@75 P _w =0.21(%)	1.75	0 0.06 0.11	0.36
LcFM00 LcFM05 LcFM11		1000	12-D16 P _t =0.50(%)	2-D10@150 P _w =0.24(%)	2.5	0 0.06 0.11	
LcFH00 LcFH05 LcFH11		1250	12-D19 P _t =0.72(%)	2-D10@150 P _w =0.24(%)	3.13	0 0.06 0.11	

b:柱幅 D:柱全せい h₀:柱内法高さ η=N/bD_c

試験体	b×D (mm)	h ₀ (mm)	主筋 (SD295)	フープ (SD295)	h ₀ /D	炭素繊維シート 補強筋比 P _{wf} (%)	軸力比 η
LcFB00 LcFB05 LcFB11	400 × 400	1500	12-D13 P _t :0.95 (%)	2-D6@200 P _w :0.08 (%)	3.75	0 0.054 0.108	0.25

② 補強方法

補強量をパラメータとするため、炭素繊維シート(以下、CFRP)を1層または2層巻きつける補強を施した。試験体補強詳細図を図-1に示す。本実験では炭素繊維シートを巻き付けるにあたり、試験体製作段階で、補強を施す試験体の柱コーナー部分にR面木を埋め込み、R=30程度で面取りを施した。

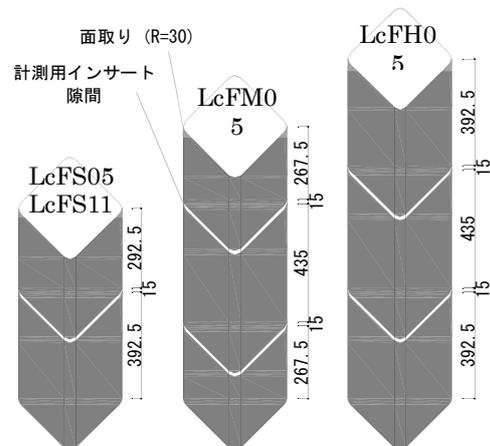


図-1 補強詳細図

③ 加力・計測方法

加力計測は図-2に示す加力装置を用いて行った。試験体に定軸力を载荷した状態で上下スタブを平行に保ちながら、柱部分に逆対称曲げを加え、静的正負交番繰り返し载荷とした。

測定項目は、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。

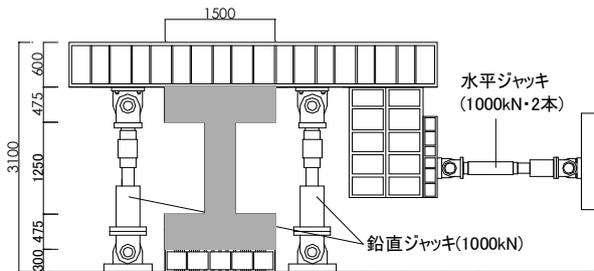


図-2 加力装置図

(2) 付着割裂要素実験

低強度コンクリートにおける付着性状は十分な実験が行われておらず、有効な付着強度・せん断耐力の評価法は未解明である。そこで本実験では、RC部材の一部をモデルとしたキャンティレバー型試験体で、コンクリート強度とシート補強量、試験鉄筋の本数をパラメータとする全16体の試験体に対する付着試験を実施した。

① 試験体

試験体の配筋詳細を図-3に示す。形状は全試験体共通であり、上下に試験筋を配し順次引抜き試験を行い、一体の試験体から2組のデータを得た。付着長さは、主筋4-D19側(BFシリーズ)では中央部分300mmで、主筋D13を2本配した側(BTシリーズ)では中央部分100mmとなっている。

コンクリートの実強度は、普通強度コンクリートシリーズは $\sigma_B=28\text{N/mm}^2$ 、低強度コンクリートシリーズは $\sigma_B=7.7\text{N/mm}^2$ であった。

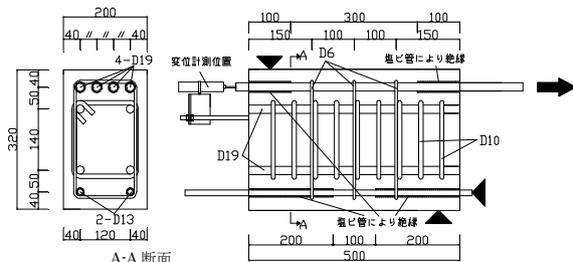


図-3 付着要素試験体配筋図

② 補強方法

補強詳細図を図-4に示す。試験体シリーズ毎で補強量をパラメータとし、それぞれゼブラ巻き1層補強、全層巻き1層補強、ゼブラ巻き2層補強を施した。本実験では炭素繊維シートを巻き付けるにあたり、試験体製作段階で、補強を施す試験体の柱コーナー部分にR面木を埋込み $r=20\text{mm}$ 程度で面取りを施した。

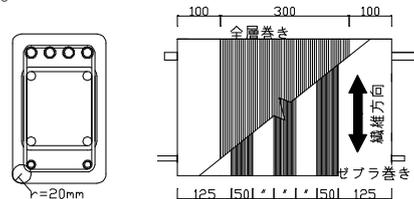


図-4 付着要素試験体補強図

4. 研究成果

(1) 低強度コンクリート柱

① 復元力特性と補強によるその改善効果

実験により得られた復元力特性を図-5に示す。

【LcFS シリーズ】無補強試験体 LcFS00 は、 $R=+1/250(\text{rad.})$ 、 $R=-1/500(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達した。また、 $R=+1/250(\text{rad.})$ サイクルの直前に主筋の圧縮降伏、 $R=\pm 1/150(\text{rad.})$ サイクルでフープの降伏が生じ、水平荷重が最大耐力の80%以下となった。主筋の引張降伏は加力終了時まで見られなかった。シート1層補強を施した LcFS05、シート2層補強を施した LcFS11 共に $R=\pm 1/250(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達し、炭素繊維シートが裂けた。LcFS05 は以降、 $R=\pm 1/50(\text{rad.})$ サイクルで水平荷重が最大耐力の80%以下とならなかった。LcFS11 は以降、 $R=\pm 1/25(\text{rad.})$ サイクルで、主筋の引張降伏やフープの降伏は加力終了時まで見水平荷重が最大耐力の80%以下となった。フープ降伏は加力終了時まで見られなかった。

【LcFM シリーズ】無補強試験体 LcFM00 は、 $R=\pm 1/250(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達した。 $R=\pm 1/150(\text{rad.})$ サイクルで、主筋が圧縮降伏し $R=\pm 1/83(\text{rad.})$ サイクルで水平荷重が最大耐力の80%以下となった。主筋の引張降伏やフープの降伏は加力終了時まで見られなかった。LcFM05 は、 $R=-1/150(\text{rad.})$ 、 $R=+1/83(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達し、 $R=+1/83(\text{rad.})$ サイクルで主筋の引張降伏が生じた。LcFM11 は、 $R=\pm 1/150(\text{rad.})$ サイクルで主筋の圧縮降伏、 $R=\pm 1/83(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達した。以降、LcFM05・LcFM11 共に $R=\pm 1/25(\text{rad.})$ サイクルで主筋の引張降伏が生じ、水平荷重が最大耐力の80%以下となった。フープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

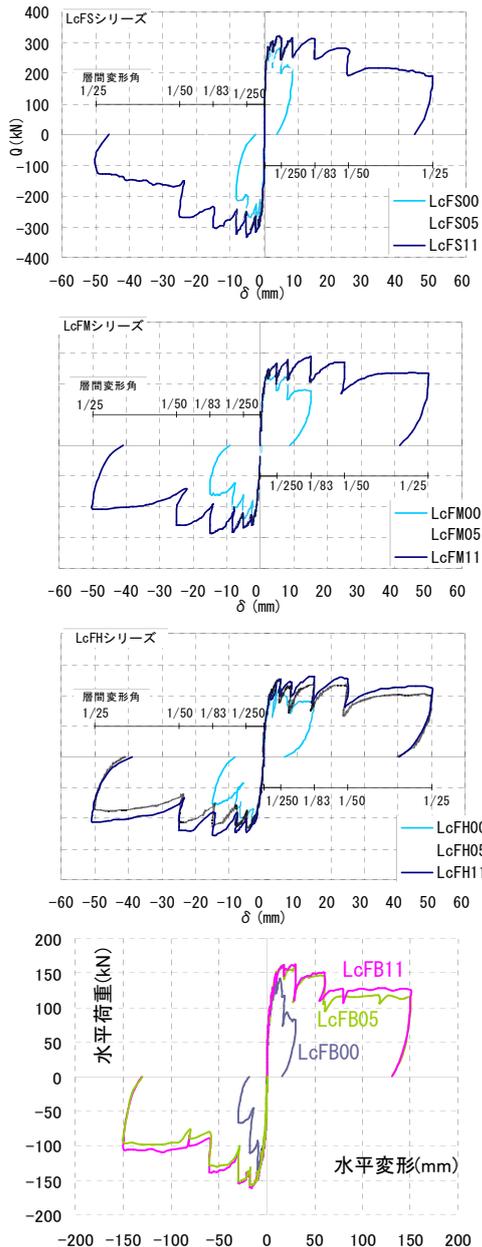


図 - 5 水平荷重 - 変形関係の包絡線図

【LcFH シリーズ】 LcFH00 において、加力中のトラブルから、LcFH00 は層間変形角 $R=1/250$ サイクルまでは、全てのサイクルにおいて、予定していた層間変形角に対して 3 分の 4 倍した値が目標値となった。LcFH05・LcFH11 においては、実験計画通りの層間変形角で、実験を行った。無補強試験体 LcFH00 は、 $R=\pm 1/188$ (rad.) サイクルで最大耐力に達し、主筋配列面に沿うひび割れが発生した。 $R=-1/150$ (rad.), $R=+1/83$ (rad.) サイクルで水平荷重が最大耐力の 80% 以下となった。主筋の圧縮降伏・主筋の引張降伏・フープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

【LcFB シリーズ】 LcFB00 は、 $R=+1/83$ (rad.)

のサイクルで、主筋の引張降伏と同時に、主筋に沿うひび割れが生じ、急激な耐力低下が起きた。負側サイクルでは、 $R=-1/83$ (rad.) 途中で主筋の圧縮降伏と同時に、負側の最大耐力に達した。また、 $R=-1/83$ (rad.) のサイクルにおいて、柱中央に斜めひび割れが生じた。最大耐力後は $R=+1/50$ (rad.) 途中でフープの降伏が生じ、以降耐力の上昇は見られず、正負共に最大耐力の 80% を下回った。LcFB05 と LcFB11 はほぼ同様の経過を辿った。 $R=\pm 1/150$ (rad.) サイクルで、主筋の引張降伏、圧縮降伏が生じた。 $R=\pm 1/83$ (rad.) サイクルで正負共に最大耐力に達した。最大耐力以降も耐力の急激な低下は見られず、 $R=\pm 1/25$ (rad.) まで最大耐力の 80% を維持した。加力終了までフープの降伏は見られなかった。

すなわち、全シリーズ試験体において、コンクリート強度 $\sigma_B = 11\text{N/mm}^2$ 以下の低強度の領域においても、炭素繊維シート補強によりせん断耐力の向上、および変形性能の向上を図ることが可能であった。

② 耐力の評価方法

シート補強量に着目し、実験値 - 計算値を比較して図 - 6 に示す。曲げ耐力 Q_{mu} およびせん断耐力 $Q_{su(1)}$ は以下の式(1),(2)から、せん断耐力 $Q_{su(2)}$ および付着耐力 Q_{sub} は以下の式(3),(4)から材料試験の結果を用いて算出した。

$$M_u = 0.8a_i \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_b}\right) \quad (1)$$

$$Q_{su(1)} = \begin{cases} 0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_b) \\ M / (Q \cdot d) + 0.12 \\ + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{wf} \cdot \sigma_{fd} + 0.1 \sigma_0} \end{cases} \cdot b \cdot j \quad (2)$$

$$Q_{su(2)} = \Sigma (p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{wf} \cdot \sigma_{fd}) \cdot b \cdot j_i \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot v_c \cdot \sigma_b \cdot b \cdot D / 2 \quad (3)$$

$$Q_{sub} = \tau_{bu} \cdot \Sigma \Psi \cdot j_i + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot v_c \cdot \sigma_b \cdot b \cdot D / 2 \quad (4)$$

各試験体の最大耐力は、全試験体とも材料強度を用いた計算値の曲げ終局強度を下回った。また、せん断終局強度 $Q_{su(1)}$ の値を LcFS00 (内法高さ 700m, 無補強) では 6% 程度上回り、LcFS05 (内法高さ 700m, シート 1 層巻き) では 3% 程度上回っていたが、他の試験体では $Q_{su(1)}$ の値を 10% ほど下回っていた。せん断終局強度 $Q_{su(2)}$ の値との比較では、LcFS00 では 11% 上回っていたが、他の試験体では $Q_{su(1)}$ の値を 10% から 40% 程度下回っていた。付着強度式 Q_{sub} の値では、各シリーズ共に、CFRP 補強を施した試験体ではよく一致していた。補強試験体では、付着耐力計算値と実験値が比較的対応していたことや、主筋の曲げ降伏やフープの降伏は最大耐力まで見られなかったことから、付着割裂破壊が起こったと考えられる。

すなわち、コンクリート強度 11N/mm^2 程度の RC 柱試験体各シリーズにおいて、最大耐力は付着耐力式 (4) の計算と概ね対応していた。

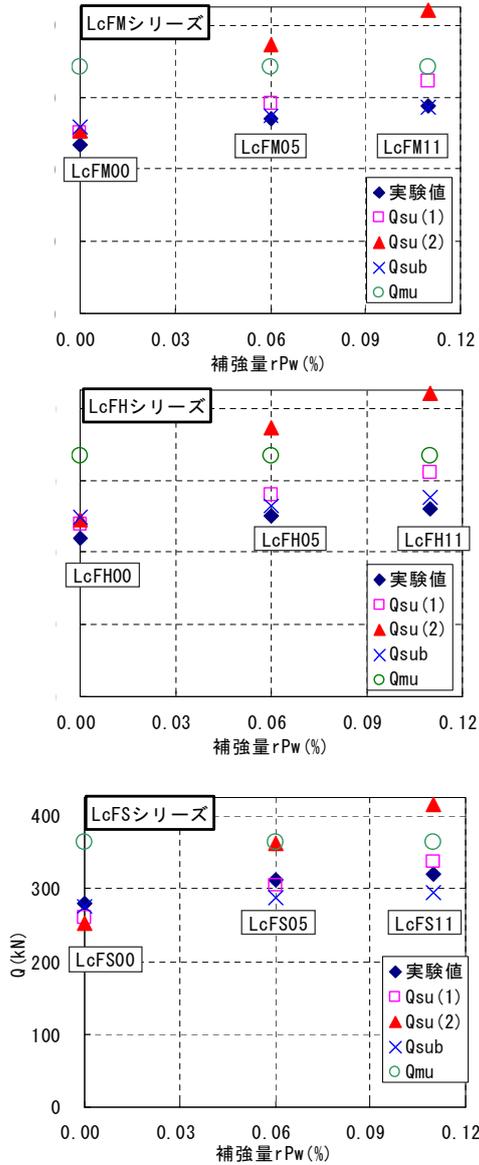


図 - 6 実験値と計算値の比較

③ 変形性能の評価方法

付着割裂破壊後の靱性評価は定式化していないため、本論文では以下の式を準用し変形性能を求め、柱の終局部材角の実験値との比較を行う。付着割裂後の靱性評価への準用のため、せん断余裕度 q を、せん断耐力 $Q_{su(2)}$ を付着耐力 Q_{sub} で除すことで求めた。

$$R_{u(m)} = 10(q-1) \cdot R_{y(m)} \quad (5)$$

q : せん断余裕度 $= Q_{su(2)} / Q_{sub}$ 式(3),(4) による

$R_{y(m)}$: 柱の降伏部材角で、 $= (h_0/h) \cdot 1/150$ とする

ここで、 h_0 : 内法高さ、 h : 階高 $= 1250$ (mm) とする。

図 - 7 に終局部材角の実験値と計算値の比較の例を示す。どの試験体においても、計算による柱の終局部材角 $R_{u(m)}$ の値より、実験による柱の終局部材角の値が大きくなるという傾向があった。また、既往の式では、せん断余裕度の上昇によって、実験による柱の終局部材角が増加するという特徴を捉えていた。

④ 残存軸耐力の改善効果

LcFM11・LcFH05・LcFH11 試験体に対し、水平加力終了後に行った軸方向圧縮試験を行った。水平加力荷重時から軸方向圧縮試験終了時までの鉛直荷重 - 鉛直変形関係の例を図 - 8 に示す。

炭素繊維シート補強量の増加に伴い、大変形をした後でも軸力を保持する能力が向上していた。

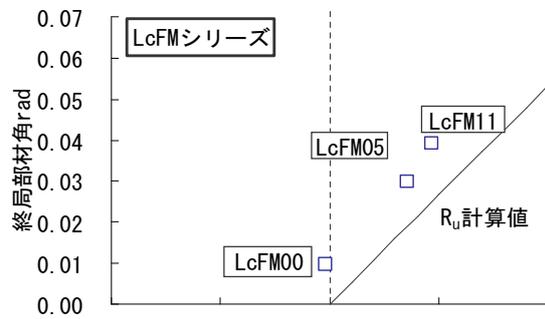


図 - 7 終局部材角の実験値と計算値

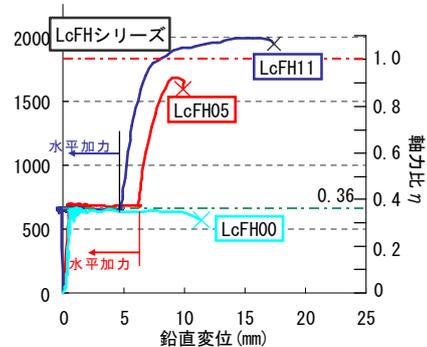


図 - 8 鉛直荷重 - 鉛直変位関係

(2) 付着性状と補強効果

① 付着強度と引き抜き量の改善効果

付着応力と鉄筋引抜き量の関係を図-9 に示す。

〔BF シリーズ(主筋 4-D19)〕 ひび割れ状況は、コンクリート強度の違いに関わらず、割裂ひび割れが開いたと同時に耐力低下に至った。また、ひび割れ後はカバーコンクリートがすべて剥がれており、サイドスプリット型の破壊が起こったと考えられる。また、普通強度試験体では、補強後に関してもピーク後の耐力低下は顕著であった。しか

し、低強度試験体の補強後のものは30mm以上の引抜加力を加えてもピークの7割程度の耐力を保った。

〔BTシリーズ(主筋 2-D13)〕 ひび割れについては、全試験体通して割裂ひび割れのようなものは無く、最大耐力以降もカバーコンクリートが剥がれ落ちなかった。この状況から、鉄筋の抜け出しによる耐力低下が起こっていたものと考えられる。

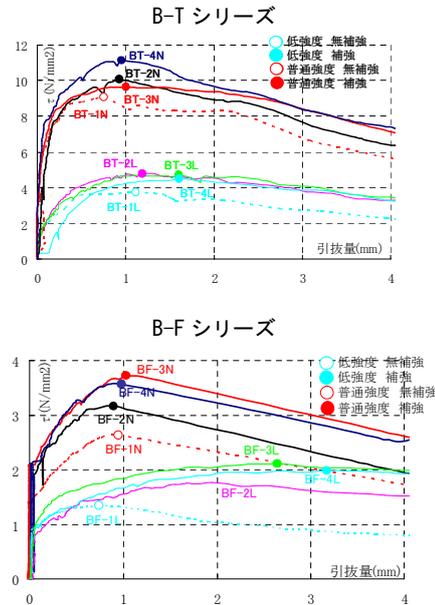


図-9 鉄筋引き抜き量-付着応力度

② 付着強度の評価方法

図-10に既往の強度評価と実験による付着応力度の比較を示す。ここでは既往の評価式に材料試験の結果を用いて算出した。試験体の付着強度は低強度コンクリート、普通強度コンクリート試験体に対して、また、2-D13シリーズ、4-D13シリーズ共に計算値の値を上回っていた。4-D19シリーズでは、実験値 τ /計算値 τ_{bu} を比較すると、低強度試験体は無補強で1.11程度、補強後は1.30~1.50程度の余裕度があった。

すなわち、付着応力度評価式 τ_{bu} は、コンクリート強度 7N/mm^2 程度の範囲においても強度評価は可能であった。また、炭素繊維シートにより付着力の改善を図ることが可能であった。

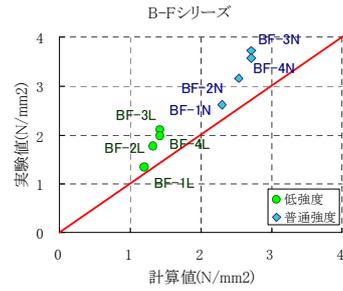
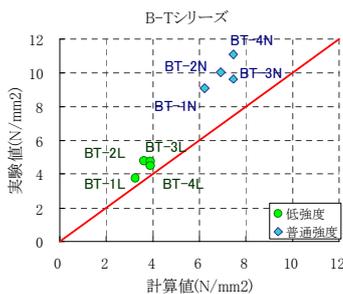


図-10 付着応力度の実験値と計算値の比較

5. 主な発表論文等

〔雑誌論文〕(計3件)

1. 幡中伸彦、田才晃、楠浩一、増田安彦、「低強度コンクリートRC造柱のCFRP補強果に関する実験的研究」、構造工学論文集、(査読有)、Vol.56B、2010年、p1-6.
2. 村上恵都子、増田安彦、田才晃、楠浩一、「低強度コンクリートRC造柱の破壊性状に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文集(査読有)、第30巻、2008年、CD-Rom.
3. 帆足勇磨、増田安彦、田才晃、楠浩一、「低強度コンクリートRC造柱の炭素繊維シート補強による靱性能に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文集(査読有)、第30巻、2008年、CD-Rom.

〔学会発表〕(計5件)

1. 帆足勇磨、低強度コンクリートRC造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、日本建築学会2009年度大会学術講演梗概集、2009年8月27日、東北学院大学
2. 栗田康平、低強度コンクリートRC造柱の付着性状および炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究、日本建築学会2009年度大会学術講演梗概集、2009年8月27日、東北学院大学

6. 研究組織

(1) 研究代表者

田才 晃 (TASAI AKIRA)
 国立大学法人横浜国立大学・大学院工学研究院・教授
 研究者番号：40155057

(2) 研究分担者

楠 浩一 (KUSUNOKI KOICHI)
 国立大学法人横浜国立大学・大学院工学研究院・准教授
 研究者番号：00292748

(3) 連携研究者

()

研究者番号：