

論文 高靱性セメント・高強度鉄筋を組み合わせた RC 橋脚の変形挙動解析

溝上 瑛亮^{*1}・幸左 賢二^{*2}・佐藤 崇^{*3}・篠崎 正治^{*4}

要旨：本論文では RC 橋脚の変形性能の評価を目的に、標準的な強度の材料を用いた No.1 供試体と、高靱性セメント、高強度鉄筋を併用した No.2-9 供試体について、正負交番載荷実験および有限要素解析を用いて変形性能の比較を行なった。その結果、No.2-9 では No.1 と比較して荷重低下の主要因である軸方向鉄筋の座屈が遅延され、靱性性能の大幅な向上を確認できた。また、有限要素解析に軸方向鉄筋の座屈挙動を組み込むことで、柱基部圧縮側の軸方向鉄筋座屈による荷重低下を再現し、解析的な視点から高靱性セメント、高強度鉄筋併用の効果を確認できた。

キーワード：RC 橋脚、高靱性セメント材料、高強度鉄筋、正負交番載荷実験、FEM 解析

1. はじめに

RC 構造物の耐震設計において、構造物の靱性を上げることが変形性能の向上につながり、大規模地震時のエネルギーを効果的に吸収することができる。靱性の向上策としては、構造物に高靱性材料を使用することが効果的であり、高靱性材料の一つとして、高靱性セメントが挙げられる。著者らが過年度実施した柱全断面を高靱性セメントで置き換えた鉄筋コンクリート橋脚の実験結果¹⁾では、普通コンクリートを使用した鉄筋コンクリート橋脚と比較すると、最大荷重は 5% 増加し、終局変位は 60% 向上する良好な結果を得られた。一方、鉄筋量の削減による断面の縮小に伴う建設コスト削減や施工性向上の観点から、高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚への適用性についての研究が進められている。しかしながら、高強度コンクリートと高強度鉄筋との組合せに関する研究は行われているものの、高靱性セメントと高強度鉄筋を組み合わせた鉄筋コンクリート橋脚に関する研究は著者の知る限りでは極めて少ない。

そこで、本研究では高強度鉄筋と高靱性セメントを使用した RC 橋脚の変形性能について検討を行った。

評価方法としては、過年度実施した標準的な強度の材料を使用した No.1 供試体と、高靱性セメント材料と高強度鉄筋を使用した No.2-9 供試体の正負交番載荷実験結果と、FEM 解析を用いたブッシュオーバー解析により、両者の変形性能および破壊形態の比較を行った。

2. 実験概要

図-1 に一般的な単柱式橋脚の 1/5 の大きさを模擬した供試体の基本断面形状および配筋を、表-1 に供試体諸元を示す。No.1 は全断面を普通コンクリートで打設し、

軸方向鉄筋には SD345 を使用した。No.2-9 は基部高さ 0mm から 700mm までの全断面を繊維長 12mm、繊維径 40 μ m、混入率 2.0% の高靱性セメント材料で打設しており、軸方向鉄筋には SD490 を使用した。両供試体の軸方向鉄筋径には D19、帯鉄筋径には D10 を使用し、供試体形状は高さ 1600mm、断面形状は、400mm \times 400mm の正方形断面で、水平荷重載荷高さ H は 1400mm とした。なお、帯鉄筋間隔は、No.1 では 150mm ピッチの配筋であるが、No.2-9 では高強度鉄筋を用いることで水平耐力が増加し、柱の損傷形態がせん断破壊先行となる可能性があるため、帯鉄筋間隔を 75mm ピッチに変更した。載荷方法は実構造物の死荷重を再現するため柱供試体の上面より 1.0N/mm² 相当を載荷した一定軸力下での正負交番水平載荷とした。実験は軸方向鉄筋ひずみのばらつきが大きく、降伏判定が難しいため試算で求めた降伏荷重を

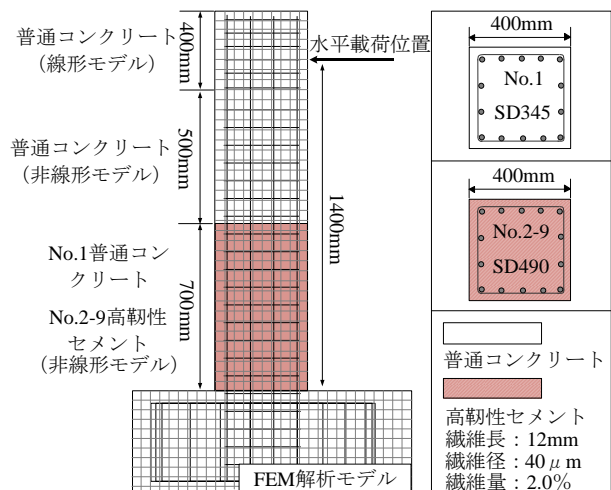


図-1 解析対象供試体

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (学生正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科 教授 Ph. D (正会員)

*3 株式会社 長大 (正会員)

*4 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (学生正会員)

表一 材料強度

供試体番号		No.1	No.2-9
主鉄筋	種類	SD345	SD490
	降伏強度[N/mm ²]	399	567
	径	D19	
	引張鉄筋比[%]	1.43	
帯鉄筋 (SD345)	帯鉄筋強度[N/mm ²]	362	408
	径	D10	
	間隔[mm]	150	75
コンクリート [N/mm ²]	高靱性セメント	—	91.2
	普通コンクリート	30.3	41.4

実験での降伏荷重とし、その時点での変位を δ_y と定義した。試算は道路橋示方書²⁾に準拠して実施した。降伏荷重までは荷重制御で載荷し、降伏後は δ_y の整数倍を変位制御により載荷した。終局変位は降伏荷重を下回った点と定義した。

3. FEM 解析概要

3. 1 供試体モデル

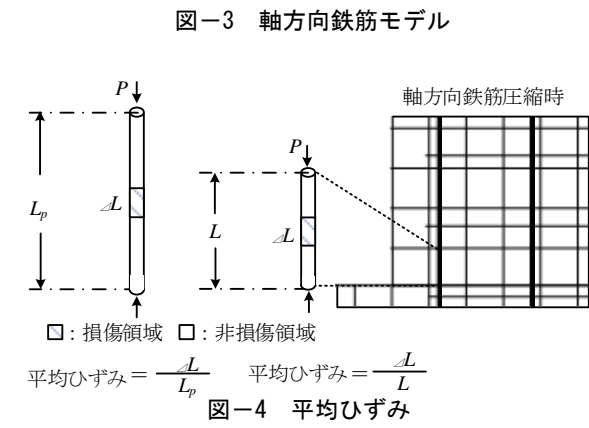
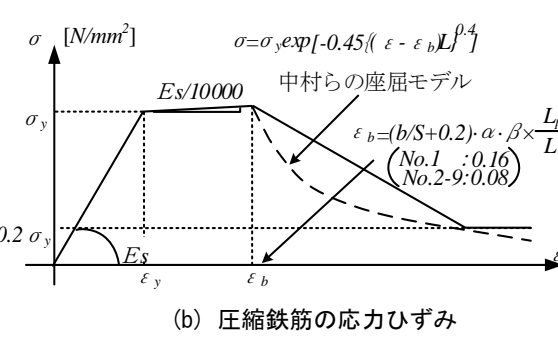
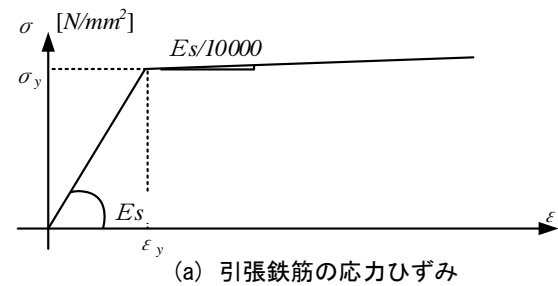
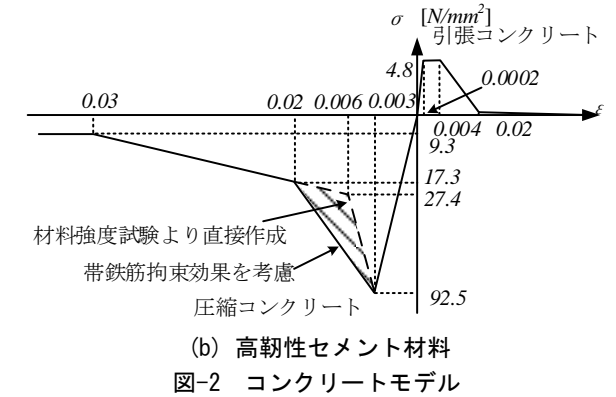
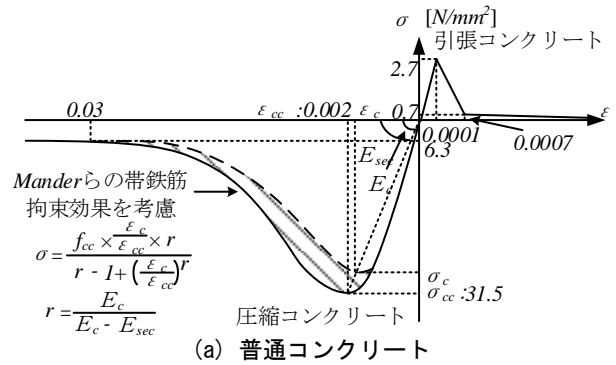
図-1 に示すように対象供試体の解析モデルは、形状、配筋状況および材料定数は実験供試体と同様である。解析モデルは、2次元有限要素モデルとし、コンクリート要素には8節点のアイソパラメトリック要素を用い、鉄筋には埋め込み鉄筋要素を用い、コンクリートと鉄筋は完全付着モデルとした。境界条件はフーチング下面を固定とし、載荷条件は既往の研究³⁾で正負交番載荷実験をプッシュオーバー解析で概ね再現できていることから、ここでは収束性を考慮してプッシュオーバー解析として線形剛性法による収束計算を行った。

3. 2 コンクリートモデル

図-2 (a), (b) に、FEM 解析に使用した一軸状態でのコンクリートの応力ひずみ関係を示す。同図 (a) に示す非線形モデルに使用した普通コンクリートの応力ひずみ関係は Mander⁴⁾らの帯鉄筋の拘束効果を考慮した応力ひずみ関係を用いた。一方、同図 (b) の高靱性セメントは、著者らが過年度行なった研究⁵⁾と同様の手法で一軸圧縮試験より得られた高靱性セメント材料の応力ひずみ関係に Mander らの帯鉄筋による拘束効果の影響を考慮したモデルを使用した。また、普通コンクリートの引張域では、引張強度 f_t までは直線的に応力が増加すると仮定し、引張強度到達後は軟化特性として破壊エネルギーを考慮した 1/4 モデルを用いた。高靱性セメントの引張モデルは、一軸引張試験の結果より得られた応力ひずみ関係を直接モデル化した。

3. 3 軸方向鉄筋モデル

図-3 (a), (b) に FEM 解析に用いた鉄筋の応力ひずみ関係を示す。(a) に示すように引張側では鉄筋降伏後の 2 次勾配を弾性係数の 1/10000 倍とした Bi-linear モデ



ルとした。一方、圧縮側の軸方向鉄筋は (b) に示すように終局挙動を再現することを目的とし、座屈開始ひずみに達すると応力が低下するモデルを用いた。ここで、軸方向鉄筋の座屈開始ひずみは畑中ら⁹⁾の座屈ひずみ算定式 (1) を用いた。

$$\varepsilon_b = (b/S+0.2) \cdot \alpha \cdot \beta \quad (1)$$

ここで ε_b : 座屈開始ひずみ, b : 供試体幅 (400mm), S 横補強筋間隔 (mm), α : 座屈判定係数 (1.0), β : 単位拘束力係数 (2.8) である。

座屈ひずみ到達後の挙動を再現するには、式 (2) に示す中村ら⁷⁾の座屈モデルが適していると考えられる。

$$\sigma = \sigma_y \exp[-0.45\{(\varepsilon - \varepsilon_b)L'\}^{0.4}] \quad (2)$$

ここで σ_y : 降伏応力, ε_b : 座屈開始ひずみ, L' : 帯鉄筋間隔 (mm) である。

しかし、本解析では式 (2) のモデルを用いると、座屈後の挙動は、急激な応力の低下により解析の収束性が著しく低下するため、降伏応力の 20% までは応力が直線的に低下する簡便なモデルを用いた。なお、本解析では塑性ヒンジ長 L_p 内で、1 要素でも座屈ひずみ ε_b に到達すると L_p 区間で 1 次モードの座屈が発生する状態を仮定した。しかし、FEM 解析では要素の長さ $L=40\text{mm}$ で座屈ひずみに到達した場合、埋込み鉄筋要素を用いたため、基部 1 要素で局所的にひずみが進展する傾向にある。この問題を考慮して図-4 に示すように、 $L=40\text{mm}$ 区間での平均的なひずみ ε_b を式 (3) により L_p 区間での平均的なひずみに変換し、No.1 は 0.16, No.2-9 は 0.08 とした。

$$\varepsilon_b' = L_p/L \cdot \varepsilon_b \quad (3)$$

ここで、 ε_b' : 変換後の座屈開始ひずみ, L_p : 塑性ヒンジ長 (mm), L : 要素の長さ (40mm) である。

4. No. 1 の挙動

4. 1 実験の挙動

図-5 に No.1 の荷重変位履歴を示す。同図より、降伏変位 δ_y (8.8mm) 時の荷重が 150kN となり、 $3\delta_y$ (26.6mm) で最大荷重 201kN に到達した。その後、図-5 [a] の $6\delta_y$ (54.4mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、[b] の $7\delta_y$ (63mm) で柱基部のかぶりコンクリートがはらみだすと同時に荷重が低下し、その後 $8\delta_y$ 時 [c] (70.9mm) に降伏変位時の荷重を下回り、終局を迎え、 $9\delta_y$ (81.2mm) まで急激に荷重が低下し、載荷を終了した。

図-6 に柱基部圧縮側コンクリートのはらみ出し直前 $6\delta_y$ および、はらみ出し直後 $7\delta_y$ の柱基部の各損傷状況を示す。同図より、はらみ出し直前では柱基部圧縮側コンクリートに複数の縦ひび割れの発生が確認されており、柱基部圧縮側コンクリートは圧壊に近い状態であったと

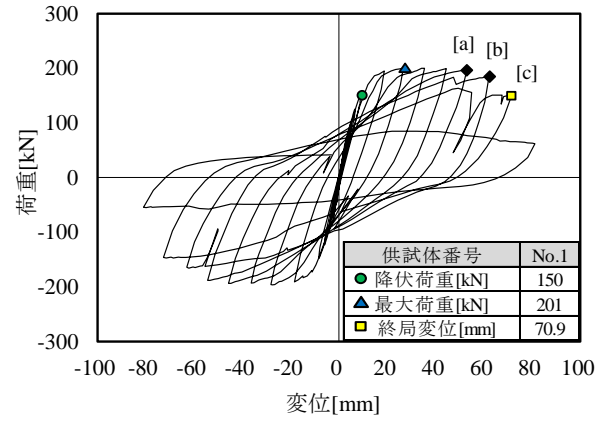


図-5 荷重変位履歴 (No. 1 実験結果)

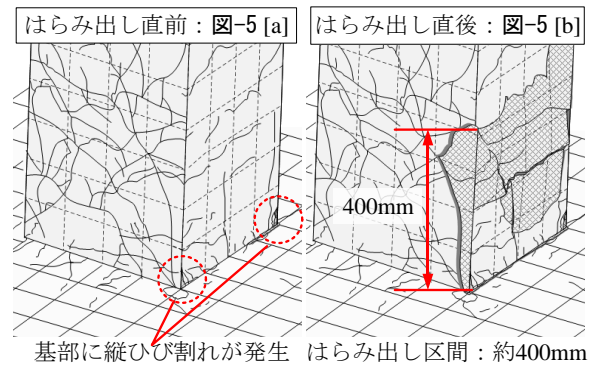


図-6 柱基部損傷状況 (No. 1 実験結果)

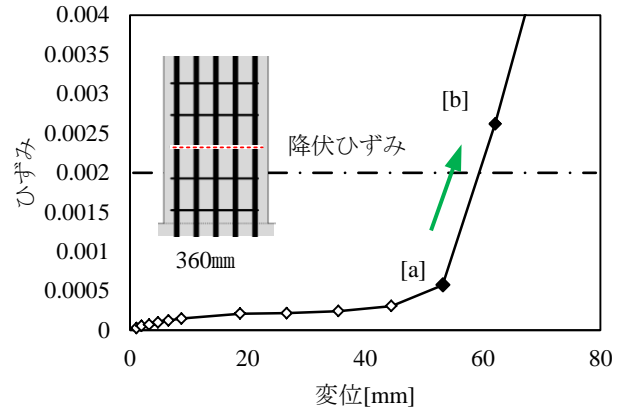


図-7 帯鉄筋ひずみ進展図 (No. 1 実験結果)

考えられる。その後、はらみ出し直後の損傷は、圧縮側で柱基部から高さ約 400mm の区間で、かぶりコンクリートが大きく剥離する性状を示した。図-7 は、正載荷時に圧縮側となる柱基部高さ 360mm の帯鉄筋ひずみ進展状況であり、はらみ出し直前 [a] からのはらみ出し直後 [b] にかけて、ひずみの値が降伏ひずみ (0.002) を急激に上回る状況が確認できる。このことから、実験供試体では柱基部圧縮側のコンクリートのはらみ出し直前からのはらみ出し直後の変位にかけて圧縮側柱基部のかぶりコンクリートの剥離とともに、軸方向鉄筋が柱外側に向かって座屈する挙動が生じ、荷重が低下したと推察される。

4. 2 FEM 解析の挙動

図-8 に No.1 の FEM 解析結果と実験結果の荷重変位履歴の比較を示す。横軸は水平変位、縦軸は水平荷重で

ある。なお、No.1の軸方向鉄筋座屈長 L_p は実験で座屈が生じた範囲400mmと定義した。

図-8に示した軸方向鉄筋の座屈を考慮しないFEM解析結果 (CaseA) に着目すると、载荷開始から降伏荷重150kNを迎えるまでの履歴は、実験よりもやや剛性が高い傾向にあるが、実験結果と概ね一致しており、降伏変位は7.6mm、最大荷重は183kNで、実験とも概ね等しい。しかし、座屈が生じた区中 [b] 以降の荷重低下挙動は再現されていない。一方、軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮したFEM解析結果 (CaseB) に着目すると、[a] から [b] にかけて実験で荷重が低下するステップ (63mm) とほぼ同様の変位 (60mm) で荷重が低下していることがわかる。

次にCaseBについて柱内部の応力ひずみ状態を確認する。図-9 (a) に示した柱基部圧縮側のコンクリートの最小主ひずみベクトル分布は、実験で柱基部圧縮側コンクリートに縦ひび割れが生じていた軸方向鉄筋が座屈する直前から終局変位にかけてフーチングと柱の界面と、その圧縮端にひずみが集中しており、最大値は-0.37から-0.52に増加した。同図 (b) に示すコンクリートの応力ひずみ関係に柱基部圧縮側のかぶりに相当するコンクリート1要素の鉛直ひずみ成分をプロットすると、座屈開始直前の変位 [a] でひずみが-0.11であった。このことから、FEM解析結果では軸方向鉄筋の座屈直前の変位で柱基部圧縮側コンクリートは既に圧縮応力を殆ど負担していない状態であったと推察される。

図-10はCaseBの圧縮側軸方向鉄筋の応力ひずみ履歴であり、各着目変位 [a] ~ [c] 時の応力ひずみ状態を示す。同図より圧縮側軸方向鉄筋は実験で座屈が発生する [a] 点から [b] 点に向かう途中で座屈開始ひずみに到達し、終局時 [c] にかけて応力が 50N/mm^2 低下していることが分かる。このことより、実験同様に鉄筋の応力が軟化 (座屈) することにより、荷重が低下する現象を再現できた。

5. No. 2-9の挙動

5.1 実験の挙動

図-11にNo.2-9の荷重変位履歴を示す。同図より、降伏変位 δ_y (15mm) 時の荷重が217kNとなり、 $5\delta_y$ (75mm) において最大荷重 (308kN) に達し、 $6\delta_y$ (90mm) より柱基部周辺の圧縮側の損傷が進展し、荷重が徐々に低下し始め、図-11 [b'] の $9\delta_y$ (135mm)以降は柱基部の圧縮側ではらみ出しが生じると同時に荷重が大きく減少した。その後、[c'] の $11\delta_y$ (165mm)で降伏荷重を下回り終局を迎え、 $12\delta_y$ (179mm)で载荷を終了した。No.1の実験結果と比較すると、高靱性セメント材料と高強度鉄筋を併用したNo.2-9は、標準的な強度の材料を用いたNo.1

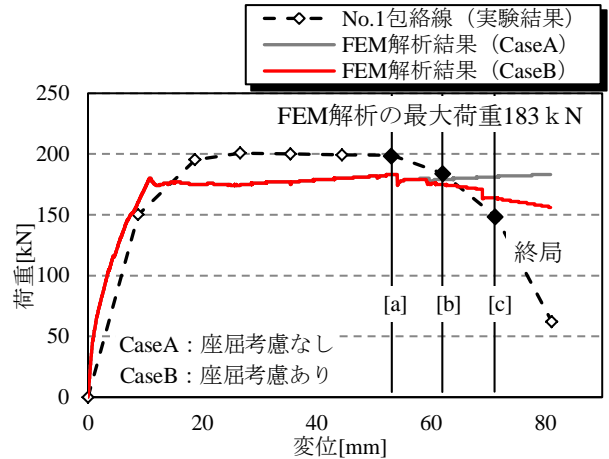
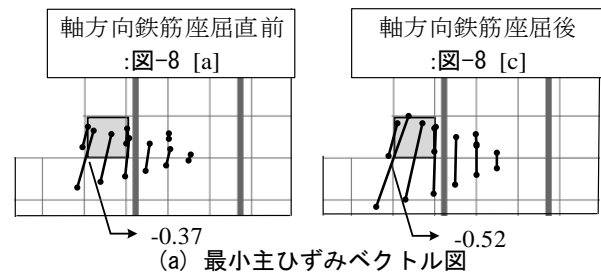
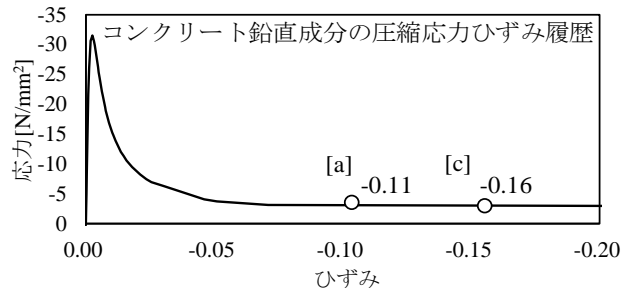


図-8 荷重変位包絡線 (No. 1)



(a) 最小主ひずみベクトル図



(b) 基部の圧縮応力ひずみ履歴

図-9 基部の応力ひずみ状態 (No. 1 CaseB)

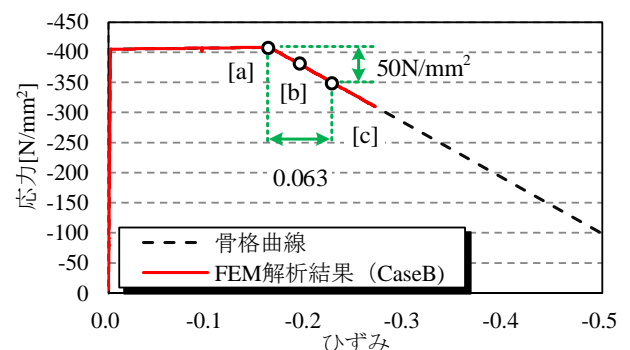


図-10 圧縮端軸方向鉄筋履歴 (No. 1 CaseB)

より最大荷重は107kN、終局変位は94mm、降伏変位 δ_y に対する変位 δ の割合である変位靱性率 δ/δ_y は3向上する良好な結果を得た。図-12に柱基部圧縮側コンクリートのはらみ出し直前 $8\delta_y$ およびはらみ出し直後 $9\delta_y$ の柱基部の各損傷状況を示す。同図より、はらみ出し直前では柱基部圧縮側のコンクリートに縦ひび割れの発生が確認されており、高靱性セメント材料を用いた場合も、No.1と同様に柱基部圧縮側コンクリートは圧壊に近い状態で

あったと考えられる。その後、はらみ出し直後の損傷は、圧縮側で柱基部から高さ約 300mm の区間でかぶりコンクリートが大きく剥離する性状を示した。図-13 は正載荷時に圧縮側となる柱基部高さ 153mm の帯鉄筋のひずみ進展状況であり、はらみ出し直前 [a'] からはらみ出し直後 [b'] にかけて、ひずみの値が降伏ひずみ (0.002) を急激に上回る状況が確認できる。このことから、No.2-9 も No.1 と同様に柱基部圧縮側のコンクリートのはらみ出し直前からのはらみ出し直後の変位にかけて、圧縮側柱基部のかぶりコンクリートの剥離とともに軸方向鉄筋が柱外側に向かって座屈する挙動が生じ、荷重が低下したと推察される。また、軸方向鉄筋の座屈が生じた時期を No.1 と比較すると、No.2-9 は、変位で 72mm、塑性率で $2\delta_y$ 遅延されていることから、軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用いても高塑性セメント材料を併用することで、軸方向鉄筋の座屈を遅延させ、靱性性能を向上させる効果があったと考えられる。

5.2 FEM 解析の挙動

図-14 に No.2-9 の FEM 解析結果と実験結果の荷重変位履歴の比較を示す。横軸は水平変位、縦軸は水平荷重である。なお、No.2-9 の軸方向鉄筋座屈長 L_p は No.2-9 は基部から高さ 300mm と定義した。

図-14 に示した軸方向鉄筋の座屈を考慮しない FEM 解析結果 (CaseA') に着目すると、載荷開始から降伏荷重 217kN を迎えるまでの履歴は実験よりもやや剛性が高い傾向にあるが、実験結果と概ね一致しており、降伏変位は 8.1mm、最大荷重は 295kN で実験とも概ね等しい。しかし、座屈が生じた図中 [b'] 以降の荷重低下挙動は再現されていない。一方、軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮した FEM 解析結果 (CaseB') に着目すると、実験で座屈が生じた [b'] 以降すぐに荷重が大きく低下しており、実験で荷重が低下するステップ (135mm) とほぼ同様の変位 (148mm) で座屈が生じたことがわかる。

次に CaseB' について柱内部の応力ひずみ状態を確認する。図-15 (a) に示した柱基部圧縮側最小主ひずみベクトル分布は、実験で柱基部圧縮側コンクリートに縦ひび割れが生じていた軸方向鉄筋が座屈する直前から終局変位にかけてフーチングと柱の界面と、その圧縮端にひずみが集中しており、最大値は -0.53 から -0.93 に増加した。同図 (b) に示すコンクリートの応力ひずみ関係に柱基部コンクリート 1 要素の鉛直ひずみ成分をプロットすると、座屈開始直前の変位でひずみが -0.14 であった。このことから、FEM 解析結果では軸方向鉄筋の座屈直前の変位では既に柱基部圧縮側のコンクリートが圧壊の挙動となっており、実験でも基部圧縮側のコンクリートの圧壊が生じていたと推察される。

図-16 は CaseB' の圧縮側軸方向鉄筋の応力ひずみ履

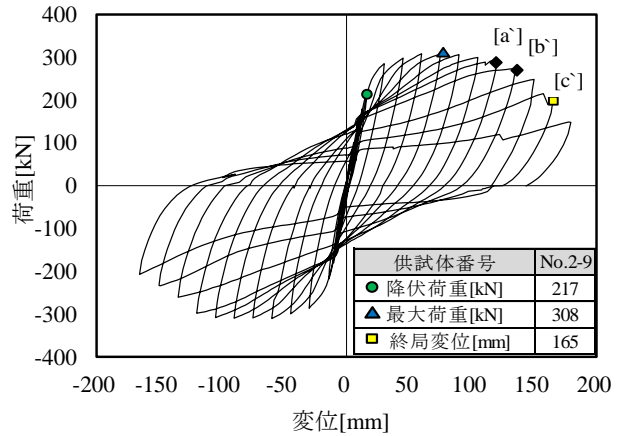
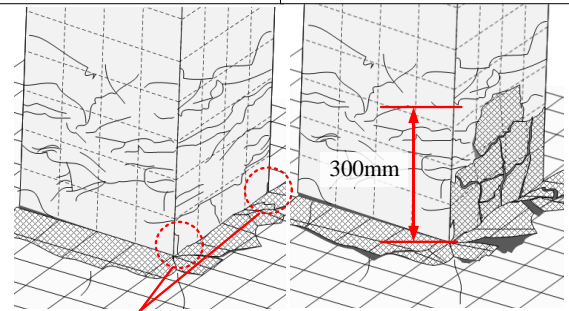


図-11 荷重変位履歴 (No. 2-9 実験結果)

はらみ出し直前: 図-11 [a'] はらみ出し直後: 図-11 [b']



基部に縦ひび割れが発生 はらみ出し区間: 約300mm

図-12 柱基部損傷状態 (No. 2-9 実験結果)

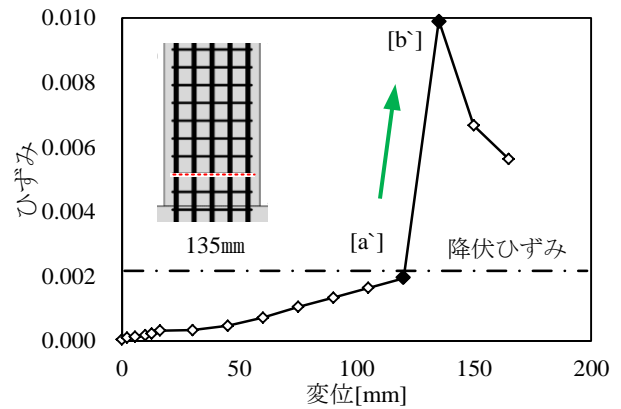


図-13 帯鉄筋ひずみ進展図 (No. 2-9 実験結果)

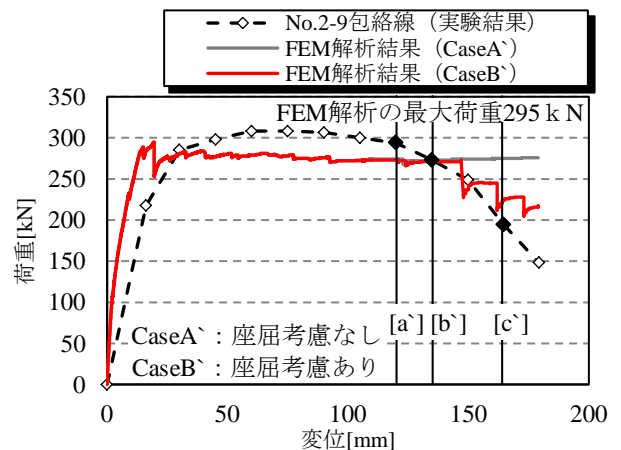


図-14 荷重変位包絡線 (No. 2-9)

歴であり、各着目変位 [a']~[c'] 時の応力ひずみ状態を示す。同図より圧縮側軸方向鉄筋は実験で座屈が発生する [a'] 点から [b'] 点に向かう途中で座屈開始ひずみに到達し、終局時 [c'] にかけて応力が 243N/mm^2 低下していることがわかる。このことから高強度鉄筋と高靱性セメント材料を併用した No.2-9 でも FEM 解析で実験の軸方向鉄筋座屈の時期が概ね再現できたと認められる。

最後に、No.1 と No.2-9 の FEM 解析結果 (CaseB,B') を比較すると、座屈発生の時期は実験の挙動とほぼ同様の傾向を示しており、No.2-9 の方が水平変位にして約 60mm 座屈発生が遅れている。このことから、FEM 解析結果からも高強度鉄筋と高靱性セメントを併用することで、コンクリートの圧縮靱性が向上し、変形性能を向上させる効果があったことが確認された。

6. まとめ

普通コンクリートと普通強度鉄筋を用いた No.1 と高靱性セメントと高強度鉄筋を用いた No.2-9 の正負交番荷重実験および FEM 解析を行い、軸方向鉄筋の座屈に着目した評価を行なった。以下に、得られた知見を示す。

- (1) 正負交番荷重実験結果より、高靱性セメント材料と高強度鉄筋を併用した No.2-9 では、標準的な強度の材料を使用した No.1 より、最大荷重は 107kN、終局変位は 94mm、変位靱性率では $3\delta_y$ も向上する良好な結果が得られた。
- (2) RC 橋脚を模擬した FEM 解析では、圧縮側軸方向鉄筋の応力ひずみ関係に座屈現象を模擬した応力低下を考慮することで、No.1 の実験と解析の荷重低下開始時の変位はそれぞれ 63mm、60mm となり、No.1 は FEM 解析により、実験の荷重低下開始時の変位を再現できた。
- (3) No.1 と同様に、No.2-9 の FEM 解析では、実験と解析の荷重低下開始時の変位はそれぞれ 135 mm、148mm となり、実験の変位とやや差が生じたが、No.1 と同様に荷重低下開始時の変位を概ね再現できた。FEM 解析でも、No.1 より No.2-9 の荷重低下開始時の変位が遅延されていたことから、No.2-9 の変形性能向上を確認できた。

参考文献

- 1) 幸左賢二, 小川敦久, 合田寛基, 脇田和也: 高靱性セメント巻き立て厚に着目した耐震補強実験, 構造工学論文集 Vol. 55A, pp.840-851, 2009. 3
- 2) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3
- 3) 幸左賢二, 佐々木達生, 白戸真大, 木下和香: 杭作用によるフーチング損傷詳細分析, 構造工学論文集,

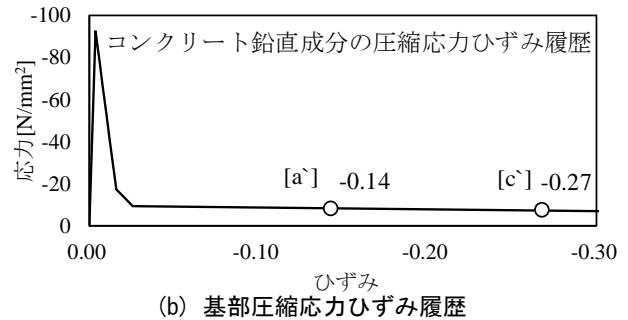
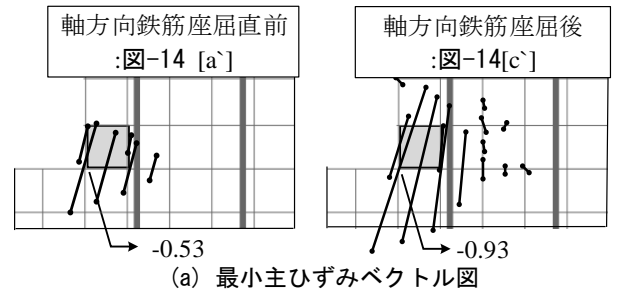


図-15 基部の応力ひずみ状態 (No. 2-9 CaseB')

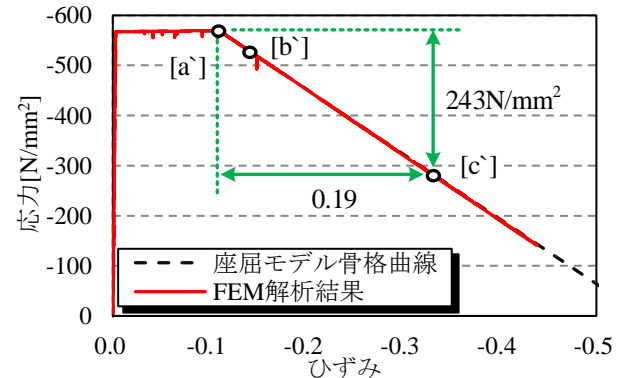


図-16 圧縮端軸方向鉄筋履歴 (No. 2-9 CaseB')

Vol.59A, pp.923-935, 2013.3

- 4) Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp.1804-1826, Aug.1988.
- 5) 佐藤崇, 幸左賢二, 篠崎正治, 小川敦久: 高強度鉄筋と高靱性セメント材料を使用した RC 橋脚の変形性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.1.60A, pp.796-807, 2014.3
- 6) 吉田徳雄, 畑中重光, 上田英明: RC 柱・梁部材の圧縮筋の座屈開始時ひずみについて, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.331-336, 1992.5
- 7) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 鉄筋の座屈が RC 構造のポストピーク挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.337-342, 1992.5