

高靱性セメント・高強度鉄筋を用いた RC 橋脚の解析的評価

九州工業大学 ○溝上 瑛亮
 九州工業大学 正会員 Ph.D 幸左 賢二
 (株)長大 佐藤 崇
 九州工業大学 篠崎 雅治

Abstract : This study pays attention to the deformation capacity of the RC pier which is made from high strength rebar and high ductility cement. The Specimen No. 2-7 using high ductility cement and rebar of SD490 and specimen No.1 using normal concrete and SD345 are made. Cyclic loading test and FEM analysis are conducted on specimens. Based on the results, the specimen No.2-7 with high ductility cement and high strength rebar produce higher deformation capacity than the specimen No. 1.

Key words : High Ductility Cement Mortar, High strength Rebar, FEM

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は大規模地震時のエネルギーを効果的に吸収するため重要とされている。靱性の向上策の一つとして、高靱性セメント材料の使用が挙げられる。高靱性セメント材料は、繊維によるひび割れ間の応力架橋効果などから圧縮・引張ともに非常に大きな靱性を有するため、RC 橋脚に使用する事で変形性能の向上が期待できる。高靱性セメント材料を RC 橋脚に使用した既往の研究¹⁾では、ひび割れ損傷の抑制や靱性の向上が確認されている。著者らが過年度実施した塑性ヒンジ域の柱断面を高靱性セメントで置き換えた RC 橋脚の実験結果²⁾では、普通コンクリートを使用した場合と比較すると、最大荷重は5%増加し、終局変位は60%増加する良好な結果が得られた。一方、鉄筋の材質は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、建築分野で高強度鉄筋の RC 部材への適応の研究が進められている。高強度鉄筋は大きな降伏耐力を有するものの普通強度の鉄筋に比べ破断伸びが小さいため、RC 構造物に使用した場合耐力は向上する反面、変形性能が低下することが懸念されている。近年、土木分野においても高強度鉄筋を用いた RC 構造物への適用性についての研究³⁾⁴⁾が行われているが、高強度鉄筋と高靱性セメント材料を RC 橋脚に同時に使用した研究は少ない。

そこで、本研究では高強度鉄筋と高靱性セメント材料を使用した RC 橋脚の変形性能について検討を行った。評価方法としては、過年度実施した普通材料を使用した供試体と、高靱性セメント材料と高強度鉄筋を使用した供試体の正負交番載荷実験結果と、FEM 解析を用いた解析結果より、両者の変形性能および破壊形態の比較を行った。

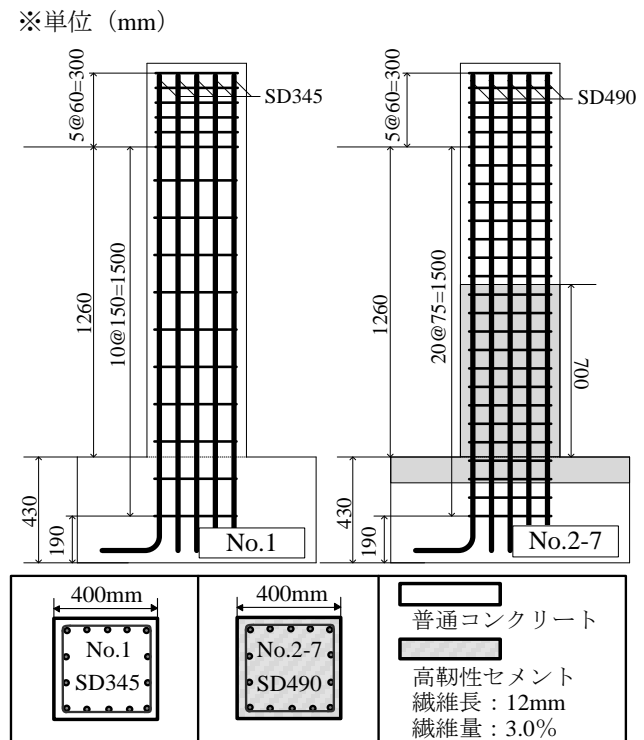


図-1 実験概要

表-1 材料強度

供試体番号		No.1	No.2-7	供試体番号		No.1	No.2-7
断面[mm]		400×400		主鉄筋	種類	SD345	SD490
かぶり厚[mm]		50	50		降伏強度[N/mm ²]	399	567
せん断スパン[mm]		1400			径	D19	
せん断スパン比		40			引張鉄筋比[%]	1.43	
コンクリート強度 [N/mm ²]	高靱性セメント	—	77.4	帯鉄筋 (SD345)	帯鉄筋強度[N/mm ²]	362	408
	普通コンクリート	30.3	41.4		径	D10	
軸圧縮応力[N/mm ²]		1.0			間隔[mm]	150	75

2. 実験および解析概要

2.1 実験概要

図-1 に供試体の基本断面形状および配筋の比較、表-1 に供試体諸元を示す。図-1 に示すように No.1 供試体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.2-7 供試体は基部高さ0mm から700mm までの全断面を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。両供試体は軸方向鉄筋径には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×400mmの正方形断面で、水平荷重載荷点高さHを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.2-7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。荷重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相当を荷重した一定軸力下での正負交番水平荷重とした。試算で求めた降伏荷重を実験での降伏荷重とし、その時点での変位を δy と定義した。試算は道路橋示方書⁵⁾に準拠して実施した。降伏荷重までは荷重制御で荷重し、降伏後は δy の整数倍を変位制御により荷重した。終局は降伏荷重を下回った点と定義した。

2.2 解析概要

図-2 に対象供試体の解析モデル図を示す。モデル形状、配筋状況および材料定数は実験供試体と同様としている。解析モデルは、2次元FEM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、ひずみの局所集中を避けるため、圧縮域の要素数が3要素となるように40mm×40mmの正方形要素で分割した。鉄筋要素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、荷重条件は実験と同様の荷重位置で変位制御の増分解析として線形

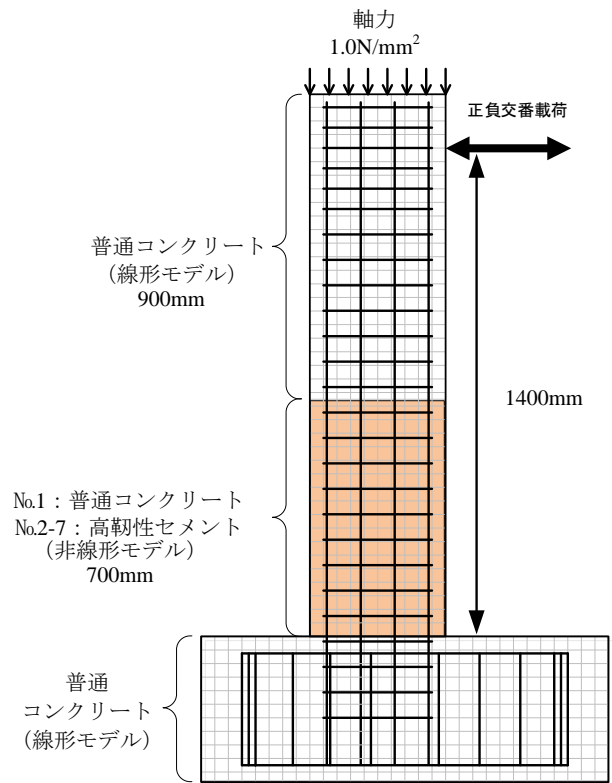
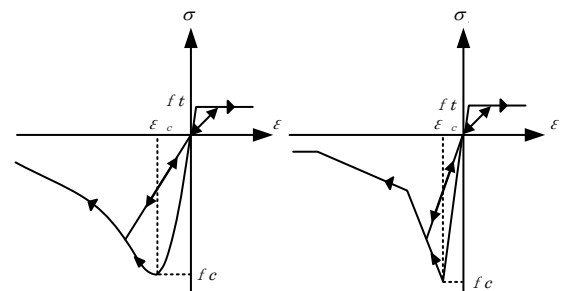


図-2 解析モデル



(a) 普通コンクリート (b) 高靱性セメント材料

図-3 コンクリートモデル

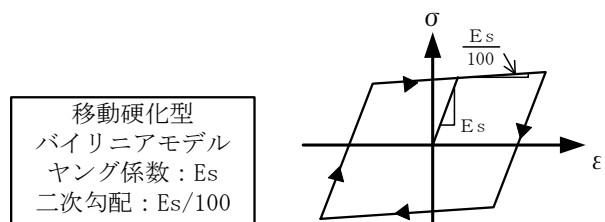


図-4 鉄筋モデル

剛性法による収束計算を行った。図-3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 Mander⁶⁾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、高靱性セメント材料は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を 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。

図-4に鉄筋の応力ひずみ関係を示す。鉄筋の応力ひずみ関係はバイリニアモデルとした。また、コンクリート要素は原点指向のモデルとし、鉄筋要素は移動硬化型のモデルとした。なお、コンクリートの引張特性は収束性を確保するためにひび割れ発生応力(2.6N/mm²)を常に保持するモデルとした。

3. No.1 供試体の挙動

3.1 7δy までの荷重変位関係

図-5に No.1 供試体の実験の荷重変位履歴を示す。No.1 供試体の荷重変位関係は、試算で得られた降伏変位 δy(8.8mm) 時の荷重が 150kN となり、3δy (26.6mm) で最大荷重 201kN に到達した。その後、7δy (62.1mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、-7δy で柱基部の軸方向鉄筋の座屈によりコンクリートがはらみ出すことで荷重が低下し、その後 8δy 時に降伏変位時の荷重を下回り終局 (70.9mm) を迎えた。なお、終局までの累積吸収エネルギーは 85kNm であった。

図-6に FEM 解析結果の荷重変位履歴を示す。図中実線が履歴の傾向が一致している+7δy までのループであり、図中点線が+7δy 以降の実験と解析で履歴が異なるループである。図-7に荷重変位関係の包絡線による実験と解析の比較を示し、図-8にコンクリートのはらみ出しが生じる1ステップ前のループである ±6δy 時の実験と解析の荷重変位履歴を示す。まず、負荷荷の包絡線に着目すると、-6δy で実験の荷重が -189kN、解析の荷重が -195kN となっており、-6δy までの履歴は解析による荷重の再現性は高い。正載荷も同様に+7δy までは解析が実験を精度よく再現出来ている。一方、-8δy では実験の荷重は -149kN、解析の荷重は -192kN となっており、両者に差が生じている。±6δy までの履歴ループを見ると除荷時から再載荷時までのループは概ね一致している。

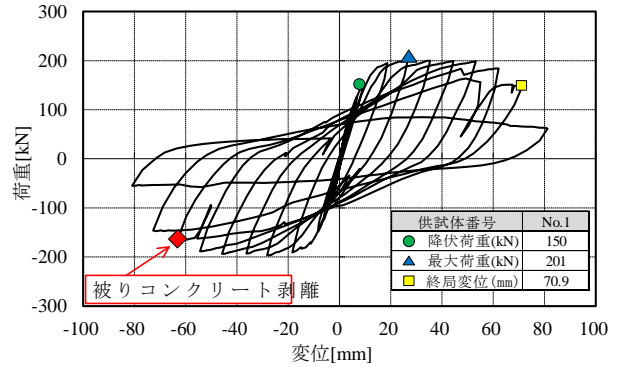


図-5 No.1 荷重変位関係 (実験)

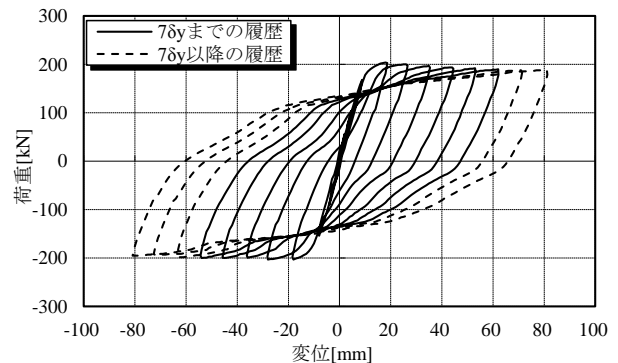


図-6 No.1 荷重変位関係 (解析)

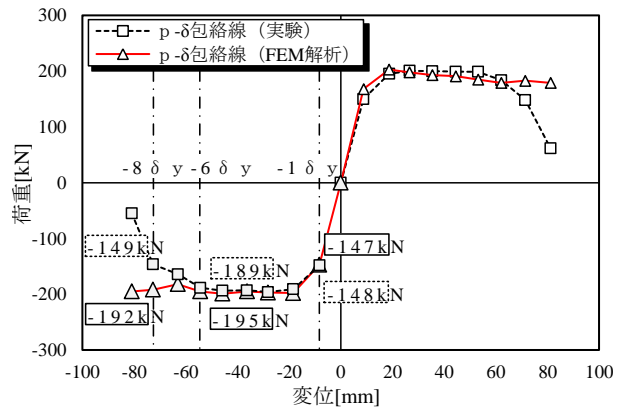


図-7 No.1 荷重変位包絡線

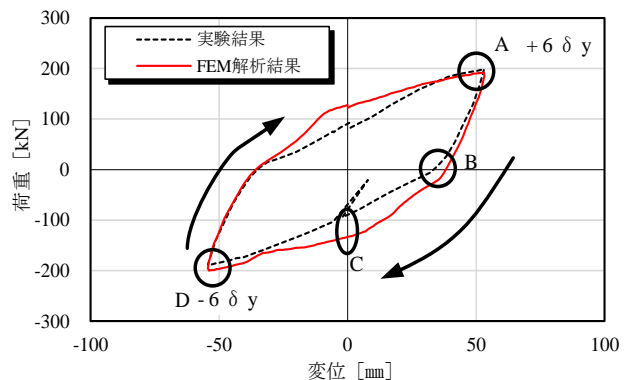


図-8 No.1 荷重変位関係 (±6δy)

3. 2 7δy までの軸方向鉄筋ひずみ進展状況

図-9は、図-8に示す-6δy時(C点)における柱基部付近の軸方向鉄筋ひずみの進展状況を実験と解析で比較したものである。実験のプロットはひずみゲージから得られた値であり、解析のプロットは鉄筋要素の軸方向ひずみの値である。なお、同図にプロットされたひずみの値は、図-8中の水平変位0mm位置であるC点から、-6δy到達時のD点までに生じたひずみの進展量である。図-9より、実験の軸方向鉄筋ひずみの進展状況は圧縮、引張ともに柱基部から300mmまでの高さ位置でのひずみが大きく進展していることが分かる。両者でひずみの大きさは圧縮側で異なるものの、本解析は荷重変位関係がよく一致している載荷ステップまではひずみの進展傾向も概ね再現できている。

3. 3 7δy 以降の荷重変位関係

図-10に実験の荷重が顕著に低下した±8δy時の荷重変位関係を示す。同図より、荷重低下の主な原因である軸方向鉄筋の座屈挙動を再現していない解析結果に比べ、実験結果は+8δy時(A点)には前ステップで生じたコンクリートのはらみだしの影響で荷重が大きく低下しており、解析結果の再現性は低い。載荷履歴についても解析結果は軸方向鉄筋の応力ひずみ関係が座屈による軟化特性を考慮していないため、±6δy時のループと同様な荷重が増加する履歴となっている。

3. 4 7δy 以降の柱基部損傷状況

図-11に-6δy時と-8δy時の柱基部圧縮側の損傷状況を示す。図-11(a)に示すように、-6δy時においては、かぶりコンクリートには数本のひび割れが発生しているが、コンクリートの剥離などの大きな損傷は見られない。一方、(b)の-8δy時においては、かぶりコンクリートは柱基部から200mm近傍で柱側面に大きくひび割れが発生し、はらみ出しが発生しているのが分かる。

図-12に柱基部圧縮側の120mm×120mm領域のコンクリート要素に着目した、FEM解析結果における-6δy時と-8δy時に発生する最小主ひずみベクトルを示す。同図内には併せて着目要素内のひずみを平均した値と最小値を示す。まず、-6δy時(図中(a))と-8δy時(図中(b))のベクトル図を比較すると、最小主ひずみの最小値は両ステップで柱基部のコンクリート縁端部に生じており、-6δyでは-119000μ、-8δyでは-181000μであり、局所的にひずみが集中している。一方、着目

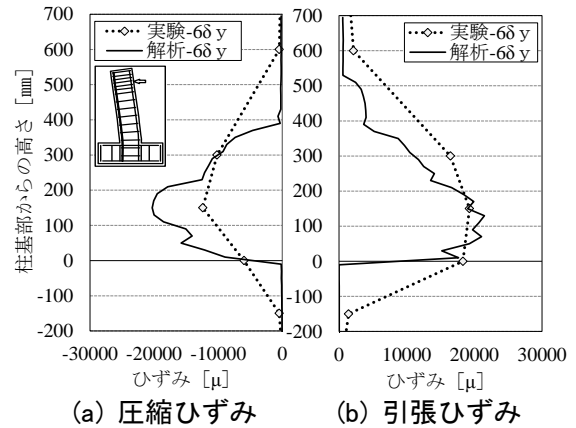


図-9 No.1 軸方向鉄筋ひずみ進展図 (-6δy)

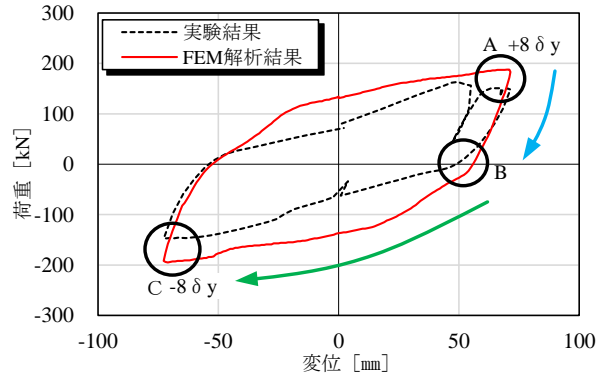


図-10 荷重変位関係 (±8δy)

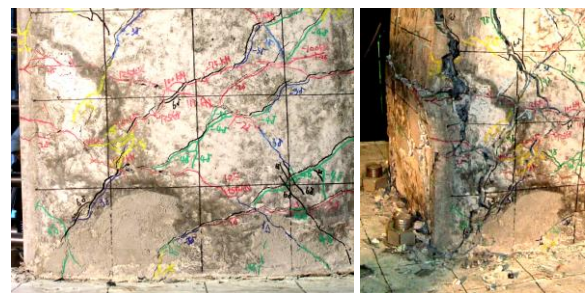


図-11 No.1 柱基部損傷状況

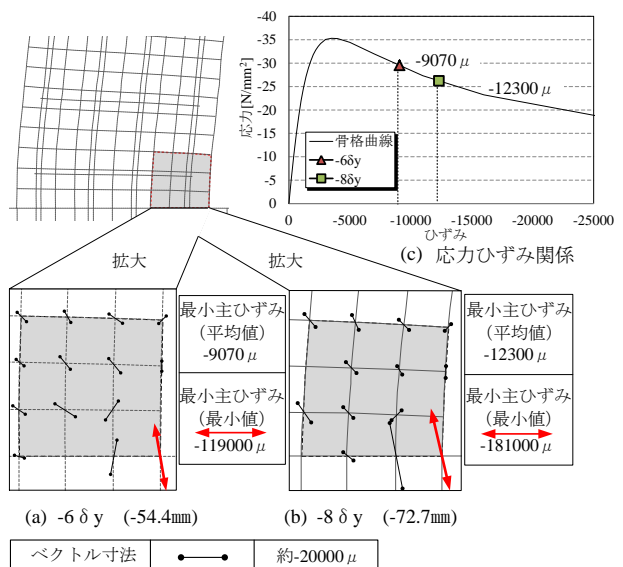


図-12 No.1 最小主ひずみ矢示図 (-6δy, -8δy)

要素内の最小主ひずみの平均値は $-6\delta y$ では -9070μ 、 $-8\delta y$ では -12300μ である。解析に用いたコンクリートの応力ひずみ関係上にそれぞれのひずみをプロットすると (図中 (c))，着目要素内では応力低下は小さく損傷が大きく進展していないことから、コンクリートの軟化現象による荷重の低下は小さかった。

4. No. 2-7 供試体の挙動

4. 1 $8\delta y$ までの挙動

図-13 に No.2-7 供試体の実験の荷重変位履歴を示す。No.2-7 供試体の荷重変位関係は、試算で得られた降伏変位 δy (14mm) 時の荷重が 217kN となり、 $5\delta y$ (65mm) で最大荷重 286kN に到達した。その後、 $8\delta y$ (104mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、 $+9\delta y$ で柱基部の軸方向鉄筋の座屈によりコンクリートがはらみ出すことで荷重が低下した。その後、 $+11\delta y$ に向かう途中で大きな衝撃音とともに引張鉄筋が破断し、 $+11\delta y$ で降伏変位時の荷重を下回り終局 (136mm) を迎えた。なお、終局までの累積吸収エネルギーは 313kNm であった。No.2-7 供試体は、No.1 供試体と比較して、最大荷重、終局変位、累積吸収エネルギーがそれぞれ、1.4 倍、1.9 倍、3.7 倍増加しており、高靱性セメント材料および高強度鉄筋を使用することで一般的な RC 橋脚に比べ大きく耐震性能が向上していることが分かる。

4. 2 $8\delta y$ 以降の挙動

図-14 に FEM 解析結果の荷重変位履歴を示す。図中実線は履歴の傾向が一致している $-8\delta y$ までのループであり、図中点線は $-8\delta y$ 以降の実験と解析で履歴が異なるループである。 $-8\delta y$ 以降は実験と解析で同一変位時の荷重の差異が大きくなり始める。図-15 にコンクリートのはらみ出しが生じた後のループである $\pm 10\delta y$ 時の実験と解析の荷重変位履歴を示す。同図より、実験結果は $+10\delta y$ 時 (A 点) から $-10\delta y$ (C 点) にかけて、荷重が大きく低下しているのに対して、解析結果は荷重の低下がみられない。これは、実験では前ステップで生じたコンクリートのはらみ出しの影響で、荷重が大きく低下しているのに対して、解析では軸方向鉄筋の座屈による荷重の低下が十分には再現できていないためだと考えられる。図-16 に $+7\delta y$ 時と $+10\delta y$ 時の柱基部圧縮側の損傷状況を示す。同図 (a) に示すように荷重が保持されている $+7\delta y$ においては、柱基部に大きなひび割れが生じ

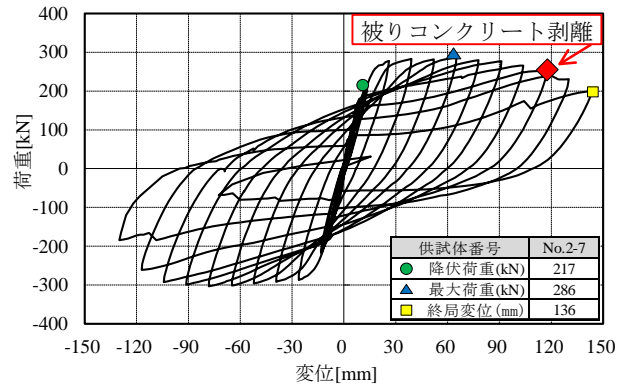


図-13 No.2-7 荷重変位関係 (実験)

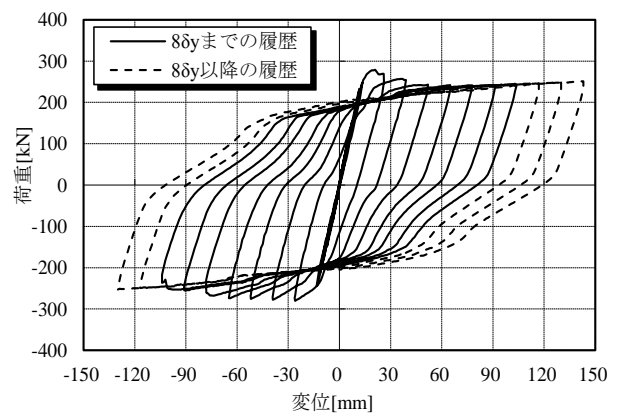


図-14 No.2-7 荷重変位関係 (解析)

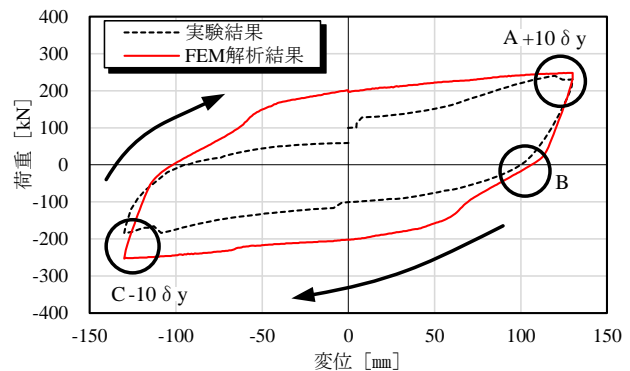


図-15 No.2-7 荷重変位関係 ($\pm 10\delta y$)



(a) $+7\delta y$ (b) $+10\delta y$

図-16 No.2-7 柱基部損傷状況

ている程度であるが、(b) の+10 δy 時においてはかぶりコンクリートがはらみ出し、大きく損傷していることがわかる。

図-17 に柱基部圧縮側の 120mm×120mm 領域のコンクリート要素に着目した、FEM 解析結果における+7 δy 時と+10 δy 時に発生する最小主ひずみベクトルを示す。まず、+7 δy 時 (図中 (a)) と+10 δy 時 (図中 (b)) のベクトル図を比較すると、最小主ひずみの最小値は柱基部のコンクリート縁端部で生じており、+7 δy では、-316000 μ 、+10 δy では-486000 μ が確認された。No.1 供試体と比較すると、柱基部での局所的なひずみがより顕著に発生している。同図 (c) に柱基部の最小主ひずみの平均的な値を解析に用いた応力ひずみ関係上にプロットした図を示す。同図より、軸方向鉄筋の座屈が生じる前後でコンクリートが負担する応力は、+7 δy 、+10 δy とともに損傷が進展し、応力が低下した後の状態であったため、No.1 供試体と同様にコンクリートの軟化現象による荷重の低下が小さかったと考えられる。

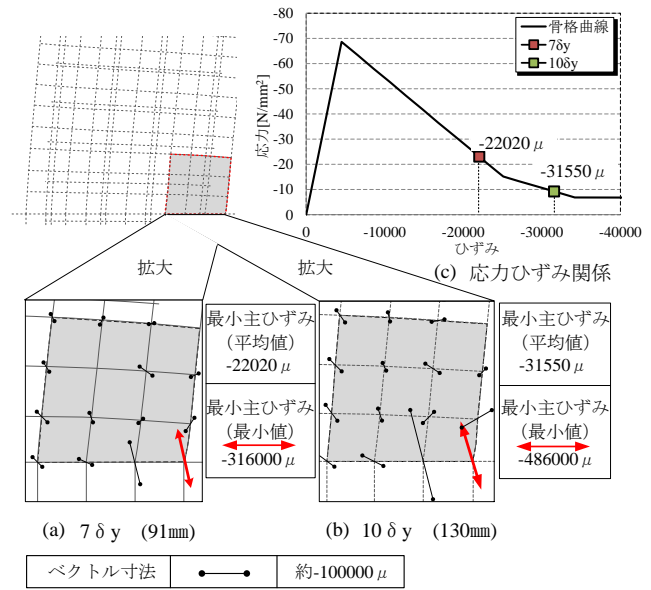


図-17 No.2-7 最小主ひずみ矢示図 (+7 δy , +10 δy)

5. まとめ

- (1) 正負交番載荷実験より、高靱性セメント材料と軸方向鉄筋 SD490 を用いた供試体 (最大荷重 286kN, 終局変位 136mm) は、普通コンクリートと軸方向鉄筋 SD345 を用いた供試体 (最大荷重 201kN, 終局変位 70.9mm) と比較すると最大荷重は 85kN 増加し、終局変位は 65mm 増加した。また、累積吸収エネルギーも約 4 倍増加し、大きく耐震性能が向上した。
- (2) 普通コンクリートおよび標準的な強度の軸方向鉄筋を用いた供試体の正負交番載荷実験を模擬した FEM 解析結果は、実験においてかぶりコンクリートがはらみ出す直前の+7 δy までの荷重変位関係および軸方向鉄筋ひずみの進展傾向を概ね再現出来た。しかし、解析においては実験の座屈開始点で応力低下による荷重の低下が小さかった。
- (3) 高靱性セメント材料および高強度の軸方向鉄筋を用いた供試体の正負交番載荷実験を模擬した FEM 解析結果は、実験においてかぶりコンクリートがはらみ出す直前の-8 δy までの荷重変位関係は概ね再現出来た。しかし、解析においては実験の座屈開始点で応力低下による荷重の低下が小さかった。

参考文献

- 1) 栗橋祐介, 岸徳光, 三上浩, 田口史雄 : PVA 短繊維混入による RC 柱の靱性能向上効果, 構造工学論文集, Vol. 58 A, pp.879-888, 2012,3
- 2) 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.1024 -1035, 2009.3
- 3) 岡本大, 佐藤勉, 吉田幸司, 黒岩俊之 : 高強度材料を用いた RC 部材の変形性能について, コンクリート工学論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 781-786, 2001
- 4) 浅井洋, 春日昭夫, 飯田文朗, 梅原秀哲, SD490 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚の実用化に関する研究, 土木学会論文集, No. 760/V-63, pp.91-108, 2004.5
- 5) 社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説IV 下部構造編, pp.165-166, 2012.3
- 6) 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.