

高強度鉄筋と高靱性セメント用いた柱の終局挙動に 着目した解析的検討

佐藤崇¹・幸左賢二²・溝上瑛亮³・篠崎正治³

¹正会員 工修 (株)長大 福岡構造技術部 (〒810-000福岡県福岡市中央区渡辺通1-1-1サンセルコビル6F)

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

³学生会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学専攻 (〒804-8550福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

1. はじめに

RC橋脚の耐震性能の向上策には、使用材料の高強度化および高靱性化により、大規模地震時のエネルギーを効果的に吸収することが有効である。変形性能の向上策としては、RC橋脚の使用材料に高靱性セメント材料を用いることが挙げられる。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材料である。この高靱性セメント材料を用いることで、RC柱のかぶりコンクリートはらみ出しを遅延させることができれば変形性能の向上が期待できると考えられる。

一方、鉄筋の高強度化についてはレベル2地震動等の大地震時の耐震性能確保に伴う鉄筋の太径化や、鉄筋本数の増加に伴う過密配筋を避けるために、近年SD390以上の高強度鉄筋の使用実績が増加している。また、平成24年度改定の道路橋示方書¹⁾においても、SD295以下の鉄筋の規定が削除され、SD390以上の高強度鉄筋の規定が新たに追加された。しかし、高強度鉄筋を用いたRC橋脚に関する研究は、鉄筋の高強度化に応じて高強度コンクリートを使用した研究事例^{2,3)}は多方面で行われているものの、高靱性セメント材料を使用した鉄筋コンクリート橋脚の破壊特性や耐力、変形性能等の柱の挙動に関する研究事例は極めて少ない。

RC橋脚の非線形性を解析的に評価する手法は、はり要素に曲げモーメント曲率関係を与える方法や、Parkら⁴⁾の研究を始めとした有限要素法の一つであるファイバー要素を用いる方法を用いた検討が多方面で行われており、簡易的にRC橋脚の変形性能を評価する際には有効な解析手法といえる。一方、大

変形時のRC橋脚の断面は平面保持の仮定が成立せず、実験結果の再現解析を行う際には、コンクリート内部の詳細な応力状態を知ることのできる平面応力要素やソリッド要素を用いた有限要素法（FEM）による解析が有効であると考えられる。

そこで、本論文では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の耐震性能を把握することを目的に、正負交番載荷実験から得られた耐力、変形性能についてFEM解析結果との比較を行い解析モデルの妥当性の検証を行った。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

表-1に供試体諸元、図-2に供試体の基本断面形状および配筋を示す。供試体は全断面を高靱性セメント材料で打設しており、軸方向鉄筋に高強度鉄筋を使用した供試体（以後No. 2-7）を製作した。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。

図に示すように高靱性セメント材料の使用範囲は柱基部より700mmまでの高さとし、それ以上の高さの範囲は普通コンクリートで打設している。700mmを補強範囲とした理由は、降伏曲げモーメント以上の断面力が発生する範囲は、基部からおよそ0.3～0.4H（H：載荷高さ）であるが、塑性ヒンジ部を含み、かつその遷移領域も含んだ範囲を考慮したためである。高靱性セメント材料には、ビニロン繊維（PVA）を使用し、PVAの繊維長は12mm、径40 μ mを用い、体積混入率は3.0Vol.%とした配合で供試

表-1 供試体諸元

断面形状[mm]		400×400
かぶり厚[mm]		50
せん断スパン比		1400
コンクリート 強度[N/mm ²]	高靱性セメント	77.4
	普通コンクリート	41.4
軸方向鉄筋	種類	SD490
	降伏強度[N/mm ²]	567
	鉄筋径	D19
軸方向鉄筋比		2.9
帯鉄筋	種類	SD345
	降伏強度[N/mm ²]	408
	鉄筋径	D10
帯鉄筋間隔[mm]		75

体を製作した。

過年度の実験⁵⁾では、まず普通コンクリート部であるフーチングを打設し、次に、柱基部の高靱性セメント材料部を打設した。異種材料である普通コンクリートと、高靱性セメント材料の接合面は、レイテンスを取り除き、目荒らし処理を施す処理を行ったが、接合部で異種材料間の付着切れが生じ、その影響により柱基部で大きな浮き上がりが生じた。そこで、本実験では、柱とフーチングの付着切れを改善するために、フーチング上面に柱部と同じ高靱性セメント材料を使用することとし、フーチングの鉄筋と十分に付着が取れるように100mmまでを柱部と同時打設することで打ち継ぎ目を無くした。

載荷方法は実構造物の死荷重を再現するため、供試体柱上面より1.0N/mm²相当を載荷した一定軸力下で正負交番水平載荷を行った。水平ジャッキの制御方法は、試算で求めた降伏荷重までは荷重制御で載荷し、その時点での変位を δy と定義した。降伏以後は δy の整数倍を変位制御により載荷した。また、実験での終局の定義は降伏荷重を下回った時とし、降伏荷重より低下したループで載荷を終了した。

(2) 実験結果

図-2にNo. 2-7の繰り返し載荷実験により得られた荷重変位履歴曲線を示す。まず、No. 2-7の降伏時における水平荷重は217kN、水平変位は13mmとなった。その後、 $5\delta y$ (65mm) において最大荷重 (286kN) に達し、 $8\delta y$ 以降は柱基部のはらみ出しが進展することにより、かぶりコンクリートの圧壊が発生するとともに荷重が低下した。その後、 $11\delta y$ へ向かう載荷途中で大きな衝撃音の発生により引張側軸方向鉄筋が破断したと考えられ、降伏荷重を下回った $11\delta y$ (136mm) で載荷を終了した。過年度行った普通コンクリートを用いた載荷実験⁵⁾に比べ耐

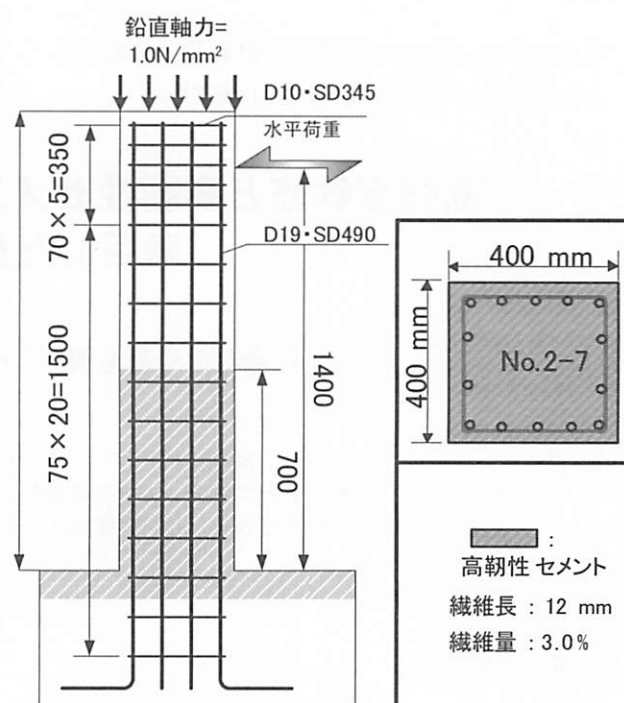


図-1 実験供試体

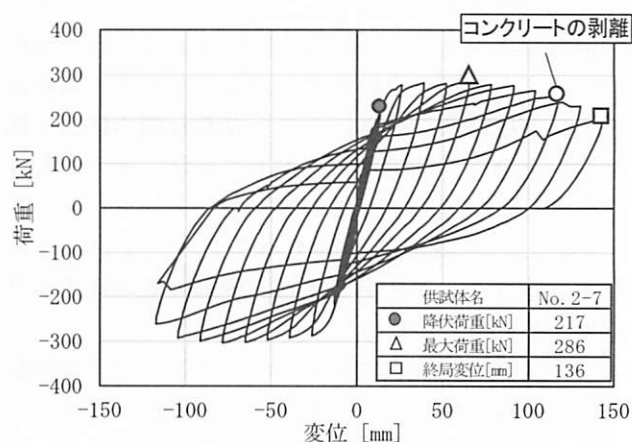


図-2 荷重変位履歴

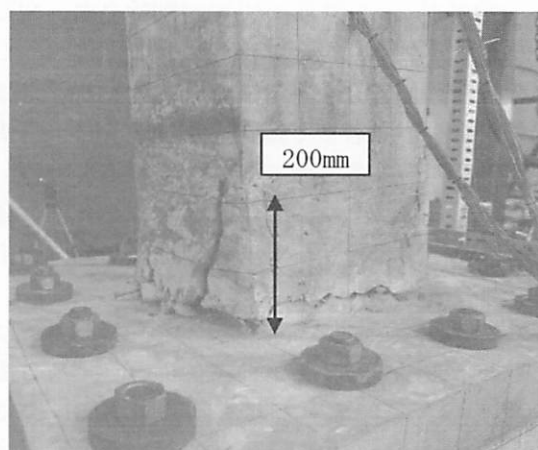


図-3 最終損傷状況 (+11 δy)

力および変形性能が大きく向上する結果となった。

図-3は終局時である+11δy時の柱基部の損傷状況である。柱基部の損傷状況は主要なひび割れは普通コンクリートおよび普通強度の鉄筋を使用したRC橋脚の損傷と大きな違いはなく、基部から200mmの範囲に集中して生じていた。損傷が集中している箇所は道路橋示方書に準じて算出した塑性ヒンジ長である200mm (0.5D) の区間であり、軸方向鉄筋を高強度としても主要な損傷箇所は塑性ヒンジ部周辺であった。しかし、終局状態にも関わらずかぶりコンクリートは完全に剥落しておらず、軸方向鉄筋のはらみ出しにある程度抵抗、遅延効果があったことが伺え、かぶりコンクリートがはらみ出してから、終局変位に到達するまでの荷重の低下がなだらかであったことも踏まえると、軸方向鉄筋の高強度化による急激な荷重低下を高靱性セメント材料の拘束効果により抑制した可能性が考えられる。

3. FEM解析概要

(1) 解析概要

実験結果を解析的に評価するために、簡便な2次元モデルを用いた弾塑性FEM解析によるシュミレーションを試みた。図-4は、実験供試体をモデル化したFEM解析モデルである。解析モデルは普通コンクリートおよび高靱性セメント材料に8節点アイソパラメトリック要素を用い、要素分割は断面幅の1/10とした40mm×40mmの正方形に分割した。軸方向鉄筋および帯鉄筋は埋め込み鉄筋要素を用い、実験供試体と同様の配筋でモデル化を行った。材料構成則に用いた材料諸元は、実験供試体と同一の値を用いて算出している。

境界条件はフーチング底面の節点を荷重方向および鉛直方向に拘束した。荷重は、柱基部から1400mm位置の水平ジャッキ取り付け位置で強制変

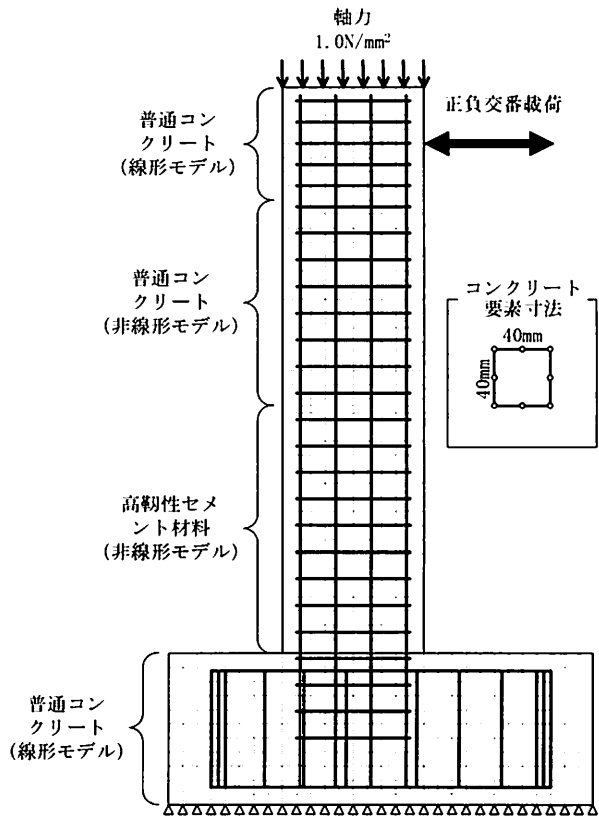


図-4 解析モデル概要

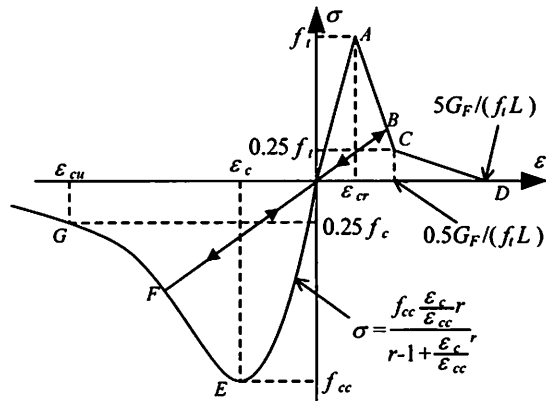
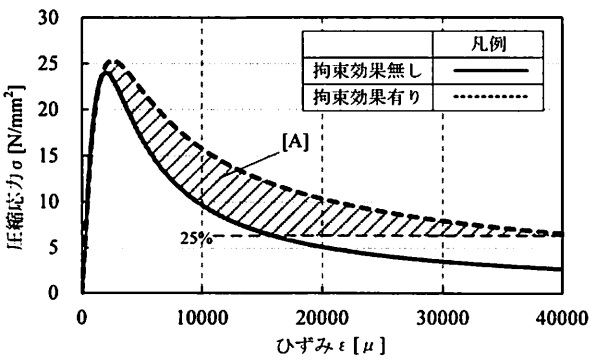
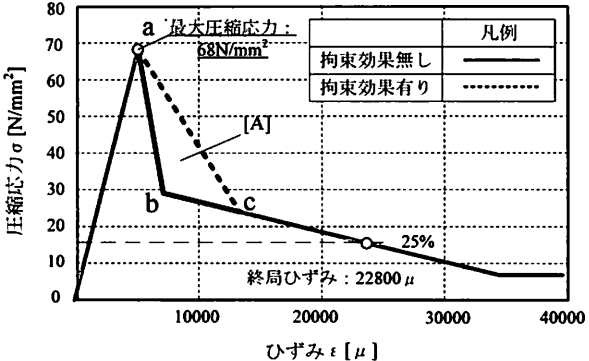


図-5 普通コンクリートの応力ひずみ関係



(1) 普通コンクリート (圧縮側)



(2) 高靱性セメント材料 (圧縮側)

図-6 高靱性セメント材料の応力ひずみ関係

位を与えた。また、鉛直荷重は初期荷重として1.0N/mm²相当の圧縮力を与えた。なお、非線形解析における解の収束計算は初期剛性法を用い、ひずみエネルギー基準で判定誤差を0.1%としている。

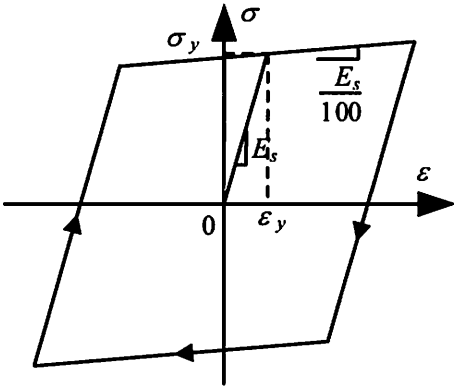
(2) 普通コンクリートの応力ひずみ関係

図-5に使用したコンクリートの材料モデルを示す。同図は図-4に示す柱基部から700mmより上部の普通コンクリート要素に用いた応力ひずみ関係であり、引張側の応力ひずみ関係は六郷らの1/4モデル⁶⁾を用い、最大引張強度にはコンクリート標準示方書⁷⁾に準拠して $0.23f_{ck}^{2/3}$ と設定した。一方、圧縮側はManderらの提案式⁸⁾を用いた。繰返しによる応力ひずみ関係の除荷経路は、例えば引張側では図中A点以降の軟化域ではB点において圧縮ひずみを受けると、原点に向かい除荷され、再び載荷された場合は原点を通り過去に経験した最大引張ひずみB点に向かう、原点指向モデルを用いた。圧縮側の繰返し履歴も同様の原点指向モデルとした。

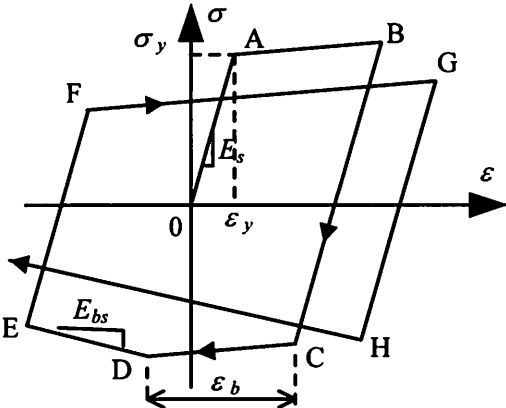
図-4に示す水平ジャッキ接合部およびフーチング部の普通コンクリートは、終局時においても大きな塑性変形が生じないとし、弾性剛性 E_c の弾性体としてモデル化をした。

(3) 高靱性セメントの応力ひずみ関係

図-6 (b) は、図-4に示す柱基部から700mmまでの高靱性セメント材料要素に用いた圧縮側の応力ひずみ関係である。同図 (2) の実線で示す、帯鉄筋による横拘束無しの応力軟化勾配は、材料試験より得られた10体の応力ひずみ関係のデータを、各供試体間でのばらつきが小さいことから結果を平均し直線で近似した応力ひずみ関係である。また、帯鉄筋による拘束効果分は、図中 (1) に示す普通コンクリートにおけるManderらの提案式から算出できる実線で示す帯鉄筋による拘束効果を考慮しない応力ひずみ関係と、点線で示す帯鉄筋の拘束効果を考慮した応力ひずみ関係に囲まれた面積が高靱性セメント材料でも同様に増加すると考えた。つまり、図中 (1) に示す応力ひずみ曲線に囲まれた斜線部分の面積[A]を拘束によるエネルギー増加分と考え、同じ面積を同図 (2) の実線で示す先に述べた材料試験より得られた帯鉄筋による拘束効果なしの応力ひずみ関係の最大圧縮応力 (a点) 以降に追加する形で、a点とb点を結ぶ横拘束による応力の急激な低下が発生しない曲線とし、これを拘束効果有りの応力軟化勾配とした。なお、引張側の応力ひずみ関係は、繊維による架橋効果により、引張側における応力の



(1) 軸方向鉄筋モデル1



(2) 軸方向鉄筋モデル2

図-7 軸方向鉄筋の応力ひずみ関係

表-2 解析ケースと材料モデル

要素	材料モデル	
	ケース1	ケース2
軸方向鉄筋	モデル1	モデル2
帯鉄筋	モデル1	モデル1
普通コンクリート部	Mander 1/4モデル	Mander 1/4モデル
高靱性セメント部	PVAモデル	PVAモデル
フーチング	弾性	弾性

負担も期待できる材料であるが、柱部材では繊維長に比べ部材厚が厚いことから、引張側でひび割れに対する抵抗が小さいと考えられ、引張力は考慮していない。

(4) 鉄筋の応力ひずみ関係

図-7に、使用した鉄筋の応力ひずみ関係を示す。図中 (1) は一般的なRC構造物の鉄筋要素に用いられる、2次勾配を弾性勾配 E_s の1/100としたバイリニア型の骨格曲線である（軸方向鉄筋モデル1）。また、繰返し特性は移動硬化則を用いた。図中 (2) は軸方向鉄筋モデル1に対して、鉄筋の座屈を簡易

的に模擬したモデルである（軸方向鉄筋モデル2）。鉄筋の座屈モデルに関する研究は多方面^{9,10}で行われているが、本解析では座屈発生ひずみ ε_b と座屈後の応力軟化勾配 E_{bs} を試行錯誤し極力実験と同様の載荷ループで荷重低下が生じるよう設定した。繰返し特性は、引張降伏後（A点）に圧縮ひずみを受けた場合、初期勾配で除荷されるとし、最大引張応力（B点）の2倍まで圧縮応力が増加し、最大圧縮応力（C点）に到達後、C点からD点にかけて、座屈発生ひずみ ε_b （D点）に到達した後、軟化勾配 E_{bs} でE点に向かう。

本解析では表-2に示すように、軸方向鉄筋の座屈を考慮しないモデル1と、軸方向鉄筋の座屈による軟化を考慮したモデル2の、軸方向鉄筋の応力ひずみモデルをパラメータとした解析ケースをそれぞれケース1とケース2とし、両ケースの荷重変位関係に及ぼす影響を考察する。

4. FEM解析結果

(1) 荷重変位関係の評価（ケース1）

図-8に、図-7に示す軸方向鉄筋にモデル1の応力ひずみ関係を用いたケース1における、荷重変位履歴曲線の実験結果と解析結果の比較を示す。まず、各載荷ループの最大変位時の荷重をみると、 $3\delta y$ までは正載荷、負載荷ともに精度よく実験結果を再現出来ている。図-9は、 $\pm 3\delta y$ 時のループにおける、荷重変位履歴曲線を比較した図である。正載荷において実験結果と解析結果の目標変位到達時[b]の荷重はそれぞれ+283kN、+265kNとなり7%程度の誤差であり、負載荷の場合は実験結果と解析結果の目標変位到達時[d]の荷重はそれぞれ-292kN、-285kNとなり、 $\pm 3\delta y$ 時は整合性が高い。 $\pm 3\delta y$ 以降の実験結果の最大変位時の荷重は、ある一定の荷重を保持して変位が進展し、 $8\delta y$ 時から荷重が徐々に低下する。一方、解析結果は $3\delta y \sim 5\delta y$ で荷重が低下し、その後、実験における終局変位時まで一定の荷重を保持している。荷重変位関係の曲線に着目すると、除荷時、再載荷時ともに弾性剛性で軟化、硬化している領域では実験との整合は高いが、水平変位が0mm地点では除荷時[c]、再載荷時[e]ともに、曲線が膨らむ傾向が見られる。図-8の $3\delta y$ 以降の履歴曲線をみても同様な膨らみが見られ、変位の増大に伴いその膨らみはより顕著に生じる。図-9[c]や[e]の変位時は、材料モデルにおける弾性域から再び塑性域となる過渡期であり、載荷履歴の影響によるものと考えられる。

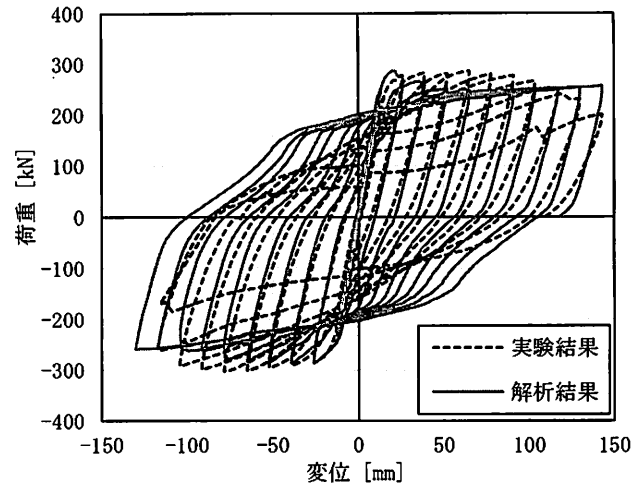


図-8 荷重変位履歴曲線の比較（モデル1）

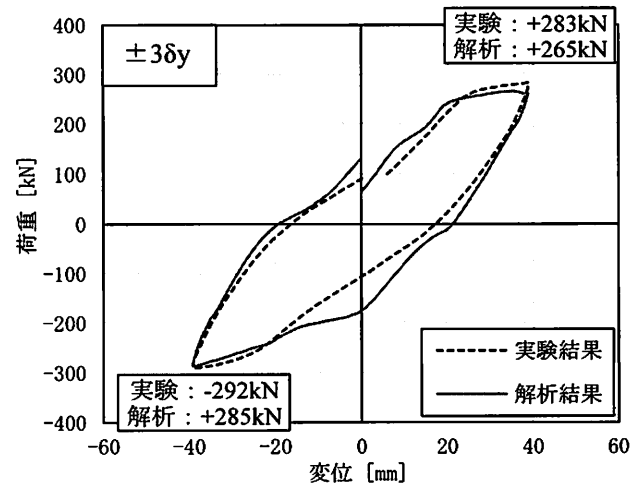


図-9 荷重変位履歴曲線の比較（ $\pm 3\delta y$ ループ）

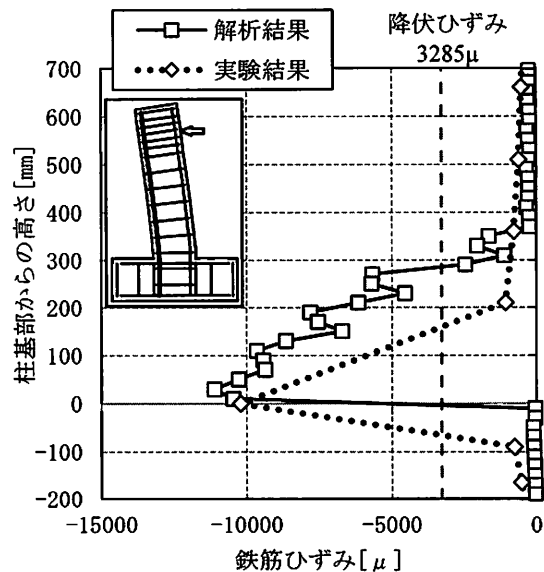


図-10 軸方向鉄筋のひずみ分布（ $\pm 3\delta y$ ループ）

(2) 柱基部の損傷状況（ケース1）

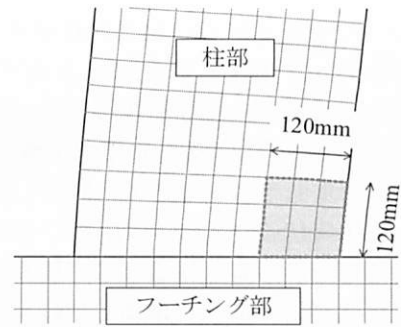
図-10は、目標変位 $3\delta y$ に到達した際の圧縮側となる最外縁鉄筋の軸方向のひずみ分布をプロットしたものである。実験結果におけるひずみはひずみゲージで得られた値をプロットしており、解析結果におけるひずみは鉄筋要素の2箇所のガウス点の値である。なお、ひずみの値は、図-9内の変位が 0mm となる[a]から $3\delta y$ に到達する[b]までに生じたひずみの増加量として整理している。同図より、実験結果、解析結果ともに軸方向鉄筋のひずみは -10000μ 程度発生しており、ひずみの進展傾向は解析による再現性が高い。また、軸方向鉄筋の降伏ひずみは 3285μ であり、実験結果、解析結果ともに塑性化が顕著に生じている領域は柱基部から 200mm 程度で概ね再現出来ている。

図-11に柱基部が圧縮域となる $120\text{mm}\times 120\text{mm}$ 領域のコンクリート要素（図中（1））に着目した最小主ひずみベクトルを示す。着目した変位状態は、実験におけるコンクリートのはらみ出しが生じる $8\delta y$ 前後の $+7\delta y$ 時（図中（2））と $+10\delta y$ 時（図中（3））で比較を行った。図中のコンクリートの最小主ひずみは、各要素内の4点のガウス点の最小主ひずみを外挿した節点位置における最小主ひずみを示している。まず、図中（2）の $+7\delta y$ 時と、図中（3）の $+10\delta y$ 時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に局所的に生じており、 $+7\delta y$ では -316000μ 、 $+10\delta y$ では -486000μ となり、圧壊レベルのひずみを大きく超過している。一方、 $120\text{mm}\times 120\text{mm}$ 領域の最小主ひずみを平均化した値は、 $+7\delta y$ では -22000μ 、 $+10\delta y$ では -31600μ であった。これら平均的なひずみを高靱性セメント材料の骨格曲線にプロットした図が図-12である。平均化する要素寸法等は議論の余地があるものの、終局変位（ $11\delta y$ ）に近い $+10\delta y$ 時のひずみは、図-6に示した高靱性セメント材料の終局ひずみ近傍に位置していることが分かる。また、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じる前後でコンクリートが負担する応力は、 $+7\delta y$ 時では -23N/mm^2 、 $+10\delta y$ 時では -9N/mm^2 であり、終局状態に近いにも関わらずコンクリートの軟化現象による荷重の低下が顕著に生じず概ね一定となる挙動を示したと考えられる。

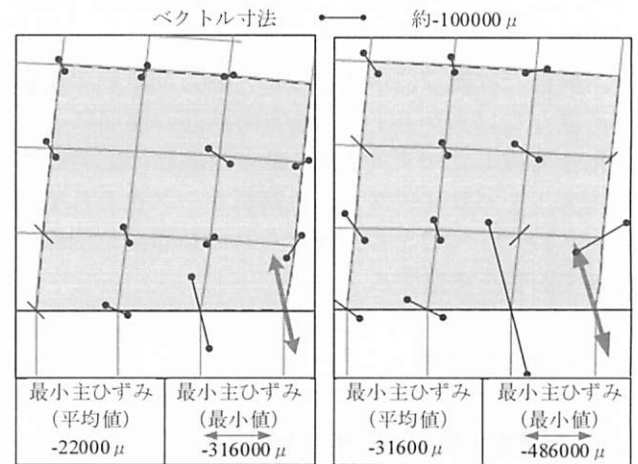
柱基部の局所的なひずみの進展現象は、有限要素解の要素依存性や応力ひずみの軟化勾配の関係によって生じている可能性があり、今後の課題である。

(3) 座屈を模擬した解析結果（ケース2）

図-13は、軸方向鉄筋に、図-6に示す軸方向鉄筋



(1) コンクリート要素着目位置



(2) $+7\delta y$ 時

(3) $+10\delta y$ 時

図-11 柱基部の最小主ひずみベクトルの比較

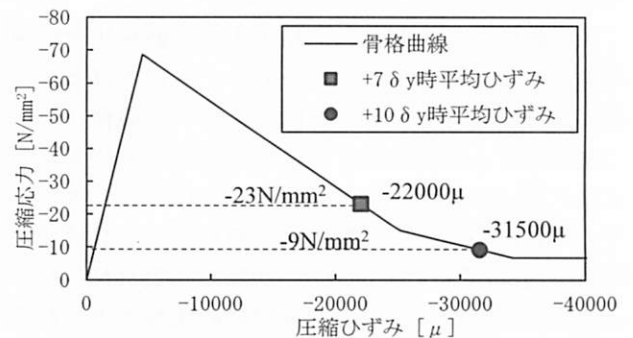


図-12 柱基部の応力状態

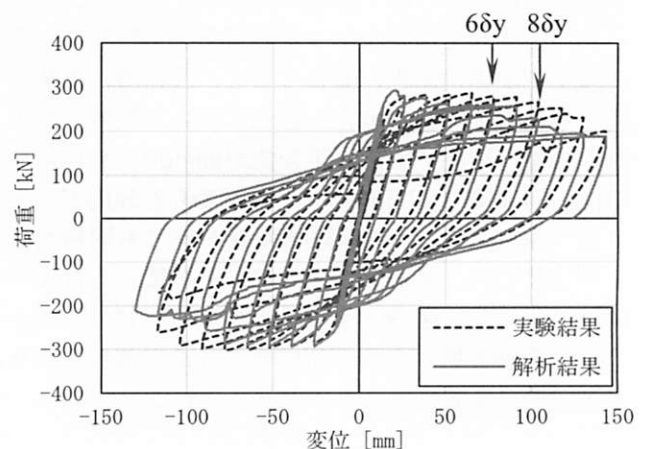


図-13 荷重変位履歴曲線の比較（ケース2）

に座屈後の応力軟化を模擬したモデル2の応力ひずみ関係を用いたケース2における、荷重変位履歴曲線の実験結果と解析結果の比較を示す。同図より、解析における荷重変位履歴曲線は、 $8\delta y$ 以降徐々に荷重が低下しており、実験結果との整合性はモデル1に比べ高くなっている。

図-14は、正載荷時に圧縮側となる最外縁軸方向鉄筋の柱基部の要素の応力ひずみ履歴曲線である。ここで示すケース2の解析結果は座屈開始ひずみ ϵ_b を0.017、座屈後の軟化剛性 E_{bs} を $-E_s/500$ と設定した結果である。同図より、 $-5\delta y$ から $+6\delta y$ に向かう途中で ϵ_b に到達し座屈が生じ始め、 $+6\delta y$ 以降は軟化勾配が負の値となるため、ひずみが大きく進展している。要素分割による影響にもよるが、上記で述べたコンクリート要素同様に、軸方向鉄筋が一度軟化し始めると、基部の要素に局所的ひずみが集中し、基部の要素のみでひずみが進展してる傾向がみられる。

図-15は、実験結果および軸方向鉄筋モデル1と軸方向鉄筋モデル2を用いた解析ケース1とケース2の荷重変位包絡線を比較したものである。解析結果におけるケース1とケース2を比較すると、実験結果においてコンクリートのはらみ出しが顕著に生じ始めた $8\delta y$ 以降は、軸方向鉄筋に座屈の影響を考慮したケース2の解析結果で荷重低下が生じており、軸方向鉄筋の座屈が終局挙動に大きく影響を及ぼしていることがわかる。また、本供試体の軸方向鉄筋比は2.8%と比較的高く、軸方向鉄筋の影響がより顕著に生じたと考えられる。

図-16は、実験結果においてコンクリートのはらみ出しが生じ始めた次のループである $\pm 9\delta y$ 時の荷重変位履歴ループである。まず、ケース1の解析結果は図中[a]に示す目標変位到達時の荷重は、実験結果の終局変位に向かう荷重軟化域と、解析結果の荷重一定域が交わる変位であるため、ほぼ同一の荷重である。一方、解析結果における図中[b]および[d]で示す変位が0mm付近の除荷時、再載荷時の荷重変位関係の曲線は、実験結果に比べ大きく曲線が広がる傾向が見られる。次に、ケース2の解析結果を見ると、図中[a]に示す目標変位到達時の荷重は、実験結果より若干小さい荷重である。これについては、軸方向鉄筋の座屈開始ひずみと座屈後の応力ひずみの軟化勾配により大きく変化することから、本解析で用いた簡略的な軸方向鉄筋の座屈モデルでは正確には再現できておらず、より実現象に則した履歴モデルを用いる必要がある。一方、図中[b]および[d]で示す変位が0mm付近の除荷時、再載荷時の荷重変位関係の曲線は、ケース1の解析結果に比べ、より実

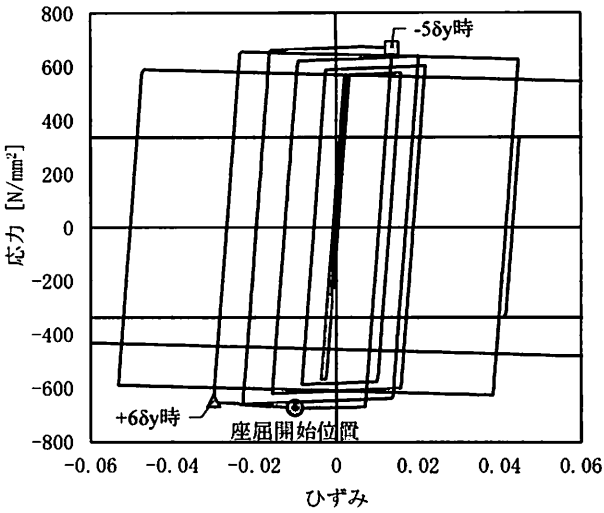


図-14 軸方向鉄筋の応力ひずみ履歴

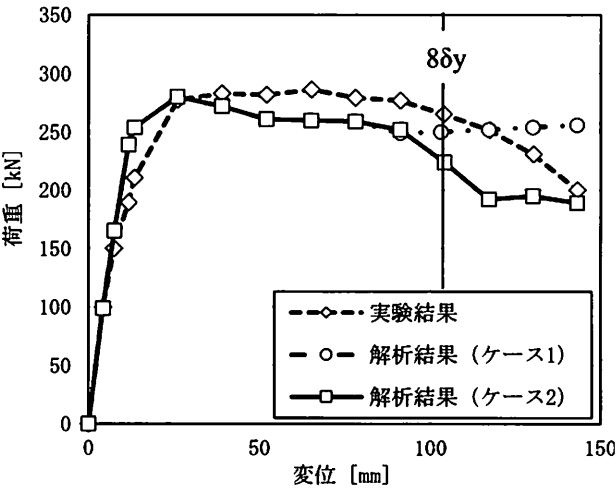


図-15 荷重変位包絡線の比較

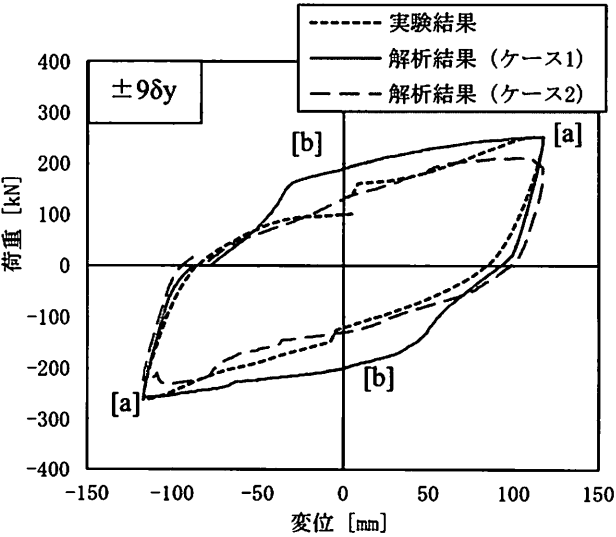


図-16 荷重変位履歴曲線の比較 ($\pm 9\delta y$ ループ)

験結果の再現性が良くなっている。これは、応力ひずみ関係において一度座屈ひずみに到達し応力が軟化した場合、それ以降の2次勾配がモデル1の様な応力が硬化するモデルではなく、軟化するモデルであることで、荷重載荷履歴の膨らみが減少し再現性が高くなった理由と考えられる。

5. まとめ

高靱性セメント材料と高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚であるNo.2-7供試体の正負交番載荷実験およびFEM解析結果より得られた知見を以下に示す。

- (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No.2-7供試体は、終局時においても急激な荷重の低下が生じることなく安定した荷重変位の履歴を描くことで、最大荷重および終局変位はそれぞれ286kN、136mmとなり良好な結果を得た。
- (2) 正負交番載荷を模擬したFEM解析結果より、実験結果においてコンクリートののはらみ出しが顕著に生じ始める8 δ_y (105mm) までの柱の各変位状態での荷重状態および荷重変位履歴は概ね再現できたが、以降変形が進むとFEM解析では圧縮側の高靱性セメントは終局状態に達しているにも関わらず荷重が低下しておらず、コンクリートの軟化による荷重の低下を十分再現出来ていない。
- (3) 軸方向鉄筋に座屈の影響を簡易的に考慮したFEM解析では、実験で生じた8 δ_y 以降の軸方向鉄筋の座屈による荷重の低下を再現でき、荷重変位履歴においても、鉄筋の座屈による鉄筋応力の軟化により、座屈を考慮しない解析結果に比べより再現性が向上した。

参考文献

- 1) 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
- 2) 宮路健太郎，川島一彦，渡邊学歩：高強度コンクリート及び高強度鉄筋を用いたRC橋脚の耐震性，土木学会地震工学論文集，Vol.27，2003
- 3) 浅井洋，春日昭夫，飯田字朗，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
- 4) Park, R., Kent, D. C., and Sampson, R.A. : Reinforced Concrete Member with Cyclic Loading, J.Struct. Div., ASCE, Vol.98, No.ST7, pp.1341-1360,1972
- 5) 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
- 6) Rokugo, K., Iwasa, M., Suzuki, T.and Koyanagi, w. : Testing methods to determine tensile strain softening curve and fracture energy of concrete, Fracture Toughness and Fracture Energy, Balkema, pp.153-163,1989.
- 7) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書設計編，2007
- 8) 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.
- 9) 田上和也，中村光，斉藤成彦，檜貝勇：繰返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.725-734，2001.3
- 10) 福浦尚之，前川宏一：RC非線形解析に用いる鉄筋の繰返し履歴モデル，土木学会論文集，No.564/V-35，pp.291-295，1997.5