

高強度鉄筋と高靱性セメントを用いた柱の終局挙動評価

篠崎正治¹・幸左賢二²・佐藤崇³

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）

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北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 工修（株）長大 福岡構造技術部（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）

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。靱性の向上策の1つに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架橋効果から、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 柱の塑性域周辺における変形性能の向上が期待できると考えられる。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%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、近年、高強度鉄筋の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。また、平成24年度改定の道路橋示方書²⁾においても、SD390以上の高強度鉄筋の使用実績が増加し技術的知見

が蓄積されてきたことから、SD295 以下の鉄筋の規定が削除され、SD490 まで鉄筋の規定が新たに追加された。しかし、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、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変形性能を把握することを目的に、正負交番載荷実験から損傷形態や耐力、終局変位について比較および考察を行った。

2. 実験概要

表-1に供試体諸元、図-1、2に供試体の基本断面形状および配筋の比較を示す。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SD345を使用した供試体（以後No. 2-4）、SD390を使用した供試体（以後No. 2-6）、SD490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

表-1 供試体諸元

供試体番号		No.2-4	No.2-6	No.2-7	供試体番号		No.2-4	No.2-6	No.2-7
断面[mm]		400×400			主鉄筋	種類	SD345	SD390	SD490
かぶり厚[mm]		50				降伏強度[N/mm ²]	402	473	567
せん断スパン[mm]		1400				径	D19		
せん断スパン比		4.0				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	60.8	77.4	77.4	帯鉄筋 (SD345)	帯鉄筋強度[N/mm ²]	408	408	408
	普通コンクリート	32.7	41.4	41.4		径	D10		
軸圧縮応力[N/mm ²]		1.0				間隔[mm]	100	75	75

形断面で、水平荷重載荷点高さHを1400mmとした。図-1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。

過年度の実験¹⁾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、レイテンタンスを取り除き、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。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。

No. 2-4 は、上記の断面形状を用いて、軸方向鉄筋の材質に SD345 を使用し、帯鉄筋間隔を 100mm ピッチとした供試体である。高靱性セメント材料の配合は、次節で述べる、靱性性能が向上した繊維長 12mm、繊維混入率を 3.0 Vol.% で配合した配合 3 とした。

No. 2-6, No. 2-7 は橋脚高、断面形状は No. 2-4 と同様の形状である。軸方向鉄筋は、表-1 に示すように No. 2-4 より高強度の鉄筋を使用し No. 2-6 は SD390 を、No. 2-7 は SD490 を使用した。また、鉄筋を高強度にすることにより水平耐力が増加し、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 100mm ピッチから、75mm ピッチに変更した。高靱性セメント材料は No. 2-4 と同様の配合とした。No. 2-4 供試体施工時は高靱性セメント材料のワーカビリティが悪く、柱とフーチングの接合部近傍の過密配筋部で充填性能に問題が生じていたため、No. 2-6, No. 2-7 供試体製作時には、より攪拌性の高い水平二軸強制練りミキ

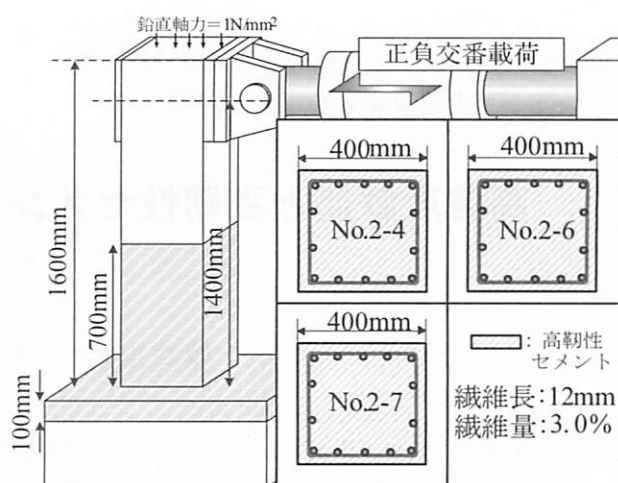


図-1 供試体形状

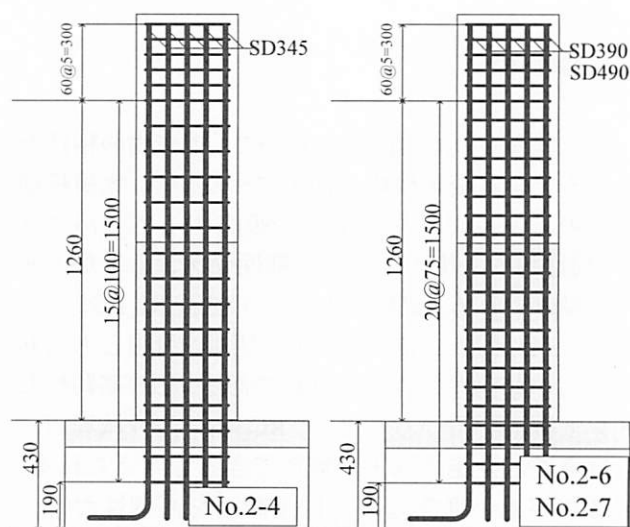


図-2 供試体形状と配筋の比較

サーを使用し、ワーカビリティの向上を図った。

3. 高靱性セメント材料の材料試験

本研究で使用了高靱性セメント材料は、過去の研究³⁾を参考に靱性向上に効果的とされるビニロン繊維の繊維長や添加量をパラメータとし、圧縮靱性性能の高い配合を選定した。また、選定した配合の引張側の靱性についての検討を行った。次に、5章で説明を行う試設計のために、材料試験結果より高靱性セメント材料の圧縮応力-ひずみモデルを作成した。

(1) 圧縮試験

1) 繊維配合の選定

図-3 にシリンダー圧縮試験の概要について示す。テストピースの形状は $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ であ

り、図中に示すように供試体に 60mm ひずみゲージを 2 つ、変位計を 4 つ設置し、変位制御で載荷試験を行った。ひずみゲージ、変位計、クロスヘッドの測定値の内、ピークまでをひずみゲージの値を用い、ピーク後に変位計の値を用いる事で応力ひずみ関係を得た。

図-4 に繊維長と添加量をパラメータとした圧縮試験の結果を示す。圧縮試験はテストピース 10 体とし、試験結果の平均値を示している。配合 1 は繊維長 8mm の繊維を 2.0 Vol.%で混入させた高靱性セメント材料であり、配合 2 は、繊維混入率を配合 1 と同一とし、繊維長を 8mm から 12mm に変更したもの、配合 3 は、繊維長を 8mm から 12mm に変更し、施工可能な範囲で繊維混入率を最大限に増加させることを目的に、繊維の添加量を 3.0Vol.%としたものである。図-4 に示した終局圧縮ひずみは、著者ら⁴⁾によって行われた既往の研究では、最大圧縮応力の 25%相当まで断面力を受け持つと想定した際の実験結果と試算結果の整合がとれており、本実験で使用した高靱性セメント材料も既往の研究を踏まえて、最大圧縮応力の 25%低下時のひずみとした。圧縮強度は、配合 1 で 71.4N/mm²、配合 2 で 60.5N/mm²、配合 3 では 69.2N/mm²となり、各配合の圧縮強度の違いは±5N/mm²程度であり小さな変動であった。しかし、終局圧縮ひずみを各配合で比較すると配合 1 が 18000μ 程度であったのに対し、配合 2 では 30000μ、配合 3 では 40000μ 程度の終局圧縮ひずみとなった。これらの圧縮試験結果から、配合 2 のように繊維長を伸ばすことで靱性の向上が確認でき、さらに配合 3 のように混入率を増やすことによって、さらなる靱性の向上が確認された。以上より、本研究では実験供試体の材料に配合 3 を使用した。

2) 応力ひずみモデル

図-5 (A) に配合 3 の 10 体の試験結果の内、信頼できる試験結果 7 体の高靱性セメント材料の圧縮試験結果を示す。ここで示す材料試験結果は、圧縮応力、応力下降勾配の各データのバラつきが小さかったことから、平均値を用いて図中 a-b-d となる直線でモデル化を行った。また、圧縮破壊後も最大応力の 1 割の応力が残存すると仮定した(図中 d)。次に、高靱性セメント材料の帯鉄筋による拘束効果は、普通コンクリートを用いた場合に Mander⁵⁾の提案式によって算出された帯鉄筋の拘束効果(図-5 (B) [A])に相当する面積が、高靱性セメント材料の場合にもエネルギー増加分として作用すると仮定してモデル化した。なお、過年度の研究⁴⁾においても同様の仮定で試算を行っており、柱

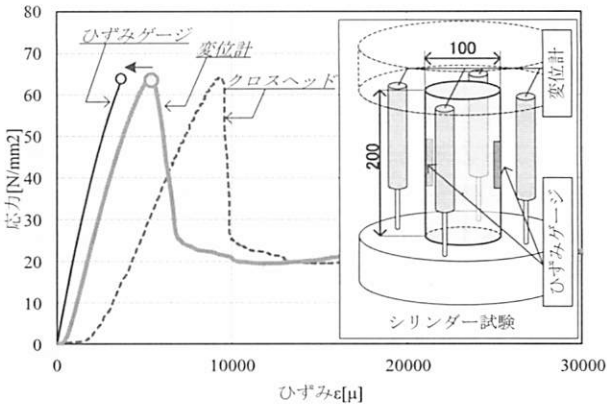


図-3 シリンダー試験

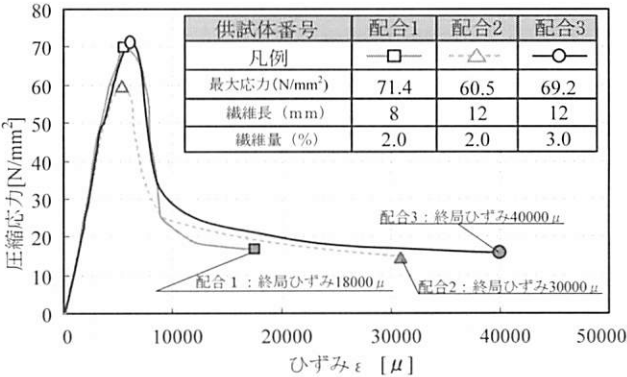


図-4 圧縮試験結果 (配合 1, 2, 3)

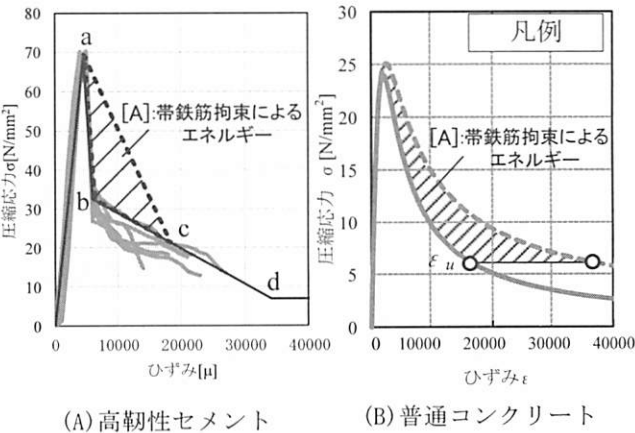


図-5 圧縮応力ひずみモデル

部材の最大荷重、終局変位において実験結果と良好な相関が得られていたことから、本稿においても同様の仮定を適用することとした。具体的には、図-5 (B) の上下 2 本の応力-ひずみ曲線と終局時の応力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、同じ面積を図-5 (A) の最大圧縮応力 (a 点) 以降に追加する形で、a 点と c 点を結ぶ横拘束による応力の急激な低下が発生しない緩慢な勾配とし、これを帯鉄筋の拘束効果有りの応力軟化勾配とした。

(2) 引張試験

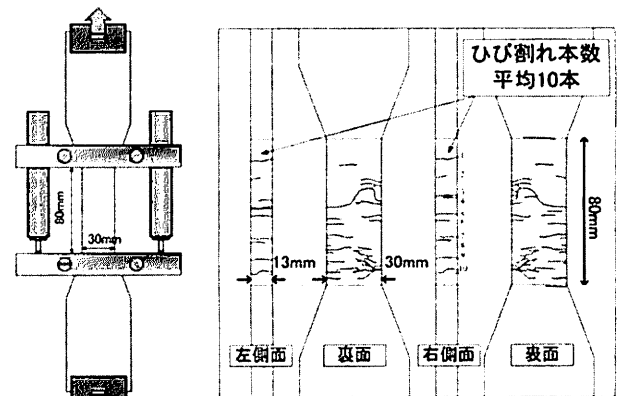
図-6 に高靱性セメント材料のダンベル引張試験の概略を示す。図-6 (A) に示すように、引張試験は JIS の規格に従い、ダンベル供試体は 30mm × 13mm の断面で有効測定範囲を 80mm とし、10 体のダンベル供試体の引張試験を行った。図-6(B) にダンベル供試体の載荷終了時のひび割れ損傷図を示す。図に示すように平均的な損傷のダンベル引張供試体のひび割れ本数は 10 本であった。図-6

(C) に配合 3 の高靱性セメント材料のダンベル引張試験結果を示す。引張応力ひずみ関係は供試体ごとでバラつきが大きく、ひび割れの分散性が低い供試体の方が引張靱性が小さいことより、高靱性セメント材料はひび割れ分散性に比例して終局ひずみが伸びる傾向があることを確認できた。

図-7 に配合 3 の高靱性セメント材料の 10 体の引張試験結果とモデルを示す。信頼できるデータの平均値を直線で近似してモデル化し、また、実構造物での使用を考慮すると、繊維長に対して構造物のスケールが非常に大きくなり、靱性は試験値よりも小さくなると考えられるため、データの下限値を直線で近似してモデル化を行った。平均値モデルで 40000 μ 、下限値モデルでも 15500 μ まで引張応力を負担するモデルとなっており、普通コンクリートの引張ひび割れ発生ひずみが約 100 μ であることを踏まえると非常に大きな引張靱性を有することが確認できる。しかし、引張試験によって得られた引張靱性は複数の微小ひび割れを含んだ測定範囲 80mm 間の平均ひずみである。これに対して、後述する柱供試体の引張側のひび割れ損傷状態は、ダンベル供試体の様な複数の微小ひび割れが生じず、柱基部打ち継ぎ目や打設時の繊維の不均質な箇所から局所的にひび割れが集中する傾向が見られた。よって、実際に柱断面に作用する高靱性セメント材料の引張靱性は非常に小さいと考えられたため、本稿の試算では高靱性セメント材料の引張靱性は考慮しないこととした。

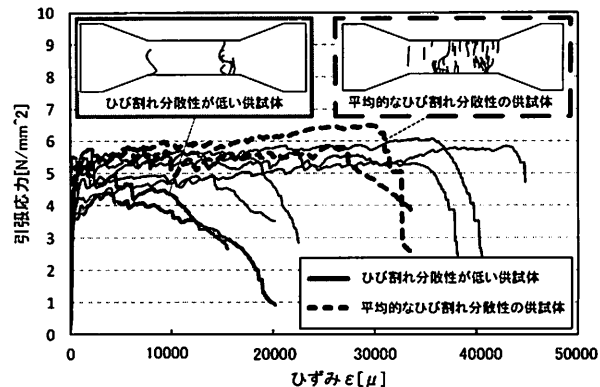
4. 実験結果

図-8 に No. 2-4、図-9 に No. 2-6、図-10 に No. 2-7 の繰り返し載荷実験により得られた各供試体の荷重変位履歴曲線を示す。まず、No. 2-4 の降伏時における水平荷重は 158kN、水平変位は 8.2mm となった。その後、9 δ y (74mm) において最大荷重 (223kN) に達し、13 δ y (107mm) まで荷重を保持したまま変位が進展し、14 δ 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



(A) 引張試験概要図

(B) 載荷終了後ひび割れ損傷図



(C) ダンベル引張試験結果

図-6 ダンベル引張試験概要

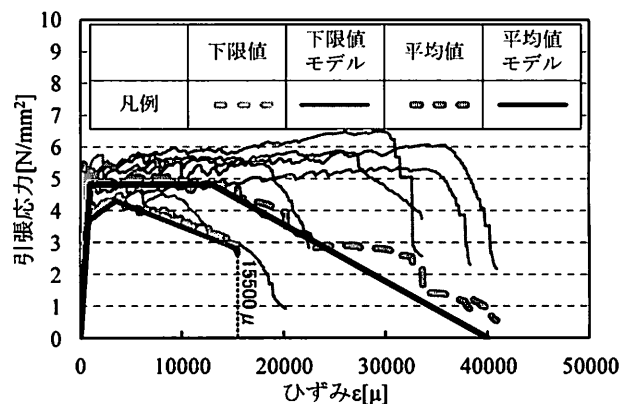


図-7 引張応力ひずみ関係

の圧壊が発生するとともに荷重が低下し降伏荷重を下回った 17 δ y (139mm) で載荷を終了した。次に、No. 2-6 の降伏時における水平荷重は 184kN、水平変位は 11mm となった。なお、No. 2-6 は $\pm 14\delta$ y で負載荷側の載荷装置の測定限界に達し +15 δ y は正載荷のみの載荷を行った。その後、6 δ y (66mm) において最大荷重 (260kN) に達し、11 δ y (121mm) まで荷重を保持したまま変位が進展し、13 δ y 以降は、No. 2-4 同様に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、降伏荷重を下回った 15 δ y (165mm) で載荷を終了した。同様に、No.

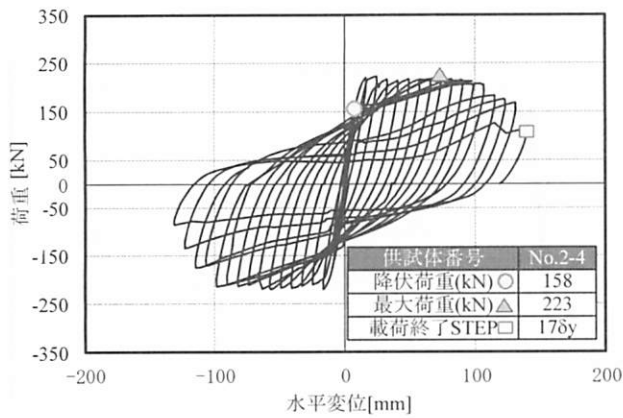


図-8 No. 2-4 荷重変位履歴曲線

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、5δy (65mm) において最大荷重 (286kN) に達し、8δy 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。11δy 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 11δy (142mm) で載荷を終了した。また、No. 2-4, No. 2-6, No. 2-7 それぞれの供試体での軸方向鉄筋ひずみ測定においては 167kN, 184kN, 221kN で軸方向鉄筋が降伏し、試算では降伏荷重を概ね再現できていると考えられる。図-11 に荷重変位関係の包絡線による各供試体の比較を示す。各プロット点の色塗り部が終局時である。各供試体の降伏荷重までの弾性域をみると、鉄筋のヤング係数は鉄筋の強度に関わらずほぼ同じであるため、全ての供試体で同様の挙動であることがわかる。最大荷重については No. 2-4, No. 2-6, No. 2-7 でそれぞれ 223kN, 260kN, 286kN であり、軸方向鉄筋の強度の上昇に伴い最大荷重も上昇した。終局変位については、No. 2-4, No. 2-6, No. 2-7 でそれぞれ 132mm, 163mm, 136mm であり、No. 2-6 が最も大きい変形性能を有していた。

図-12 に各供試体の水平変位 130mm 付近における柱の損傷状況を示す。No. 2-4 の 132mm (16δy) 時は終局の直前であり、正載荷側と負載荷側の両方で剥離が発生している。基部に着目すると主要なひび割れ、かぶりコンクリートの剥離は、基部から 200mm の範囲 (図中[1]) に集中して生じていることが確認できる。No. 2-6 の 131mm (12δy) 時は基部のはらみ出しが確認された載荷ステップであり、ひび割れは No. 2-4 に対して分散している。基部に着目すると主要なひび割れ、かぶりコンクリートの剥離は、No. 2-4 同様に基部から 200mm の範囲 (図中[2]) に集中して生じているものの、他の供試体

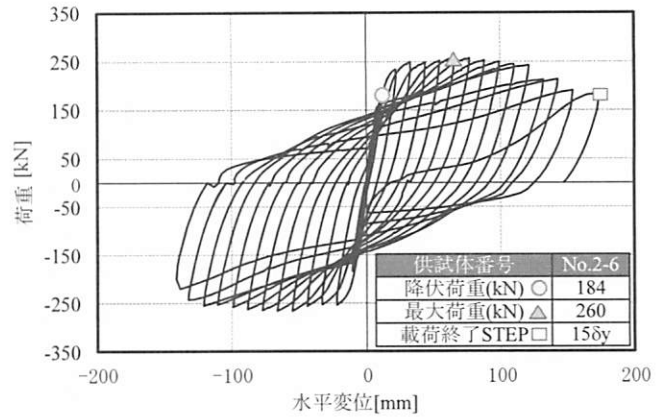


図-9 No. 2-6 荷重変位履歴曲線

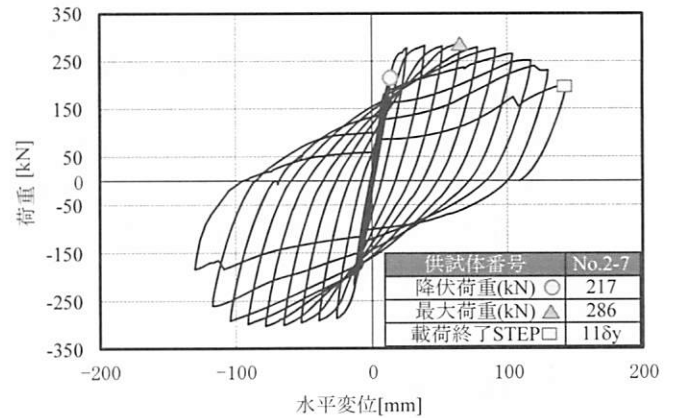


図-10 No. 2-7 荷重変位履歴曲線

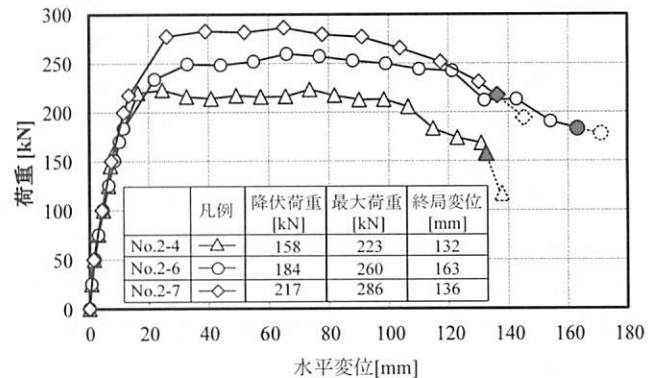


図-11 荷重変位包絡線の比較

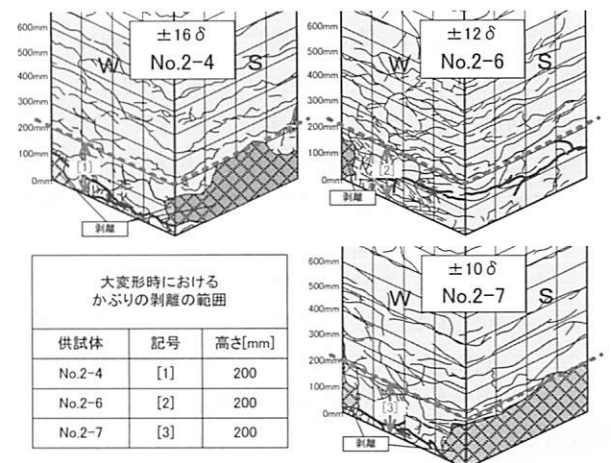


図-12 柱の外部損傷状況 (水平変位 130mm 時)

と異なり南面での剥離は生じていない。No. 2-7 の 130mm (10 δ y) 時は終局の直前の载荷ステップであり、ひび割れの分散性は No. 2-4 と同程度である。各供試体のひび割れ性状に違いが生じた理由は、No.2-6, 2-7 では高靱性セメント材料のワーカビリティが改善されたことで、高靱性セメント材料の特徴である、ひび割れの分散性が向上したためと考えられる。また、No.2-6 と No.2-7 では、No.2-7 はより高強度鉄筋を使用しているため弾性剛性が高いことから、塑性ヒンジ部の曲げ変形に対して弾性部の曲げ変形が小さかった事でひび割れ性状に違いが生じたと考えられる。基部に着目すると主要なひび割れ、かぶりコンクリートの剥離は、他の供試体と大きな違いはなく、基部から 200mm の範囲 (図中[3]) に集中して生じていることが確認できる。三供試体とも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ることが分かる。

5. 変形性能評価

(1) 試算結果

本稿では各供試体の材質および配筋の違いが耐震性能に及ぼす影響を把握するため、道路橋示方書²⁾の計算方法を参考とした供試体の耐力及び変形性能の試算を行った。ここで、降伏の定義は、最外縁の軸方向鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの状態とした。なお、道路橋示方書ではコンクリートの最大圧縮応力の 80%まで低下した時のひずみを終局圧縮ひずみと定義しているが、ここでは高靱性セメント材料の最大圧縮応力の 25%まで低下した時のひずみを終局圧縮ひずみと定義した。

図-13 に荷重変位関係の試算結果を示す。No. 2-4 は 158kN で降伏荷重に達し、205kN で最大荷重に達したのち、181mm で終局を迎えた。No. 2-6 は 184kN で降伏荷重に達し、241kN で最大荷重に達したのち、179mm で終局を迎えた。No. 2-7 は 217kN で降伏荷重に達し、281kN で最大荷重に達したのち、152mm で終局を迎えた。図中に示すパーセンテージは軸方向鉄筋に SD345 を使用した No. 2-4 を基準とした増減率であり、最大荷重は No. 2-6 で 18%増加し、No. 2-7 で 38%増加した。この各供試体での最大荷重の差異は、ほぼ軸方向鉄筋 SD345 の降伏強度に対する SD390, SD490 の降伏強度の比率に等しい。一方、終局変位は、No. 2-4 に

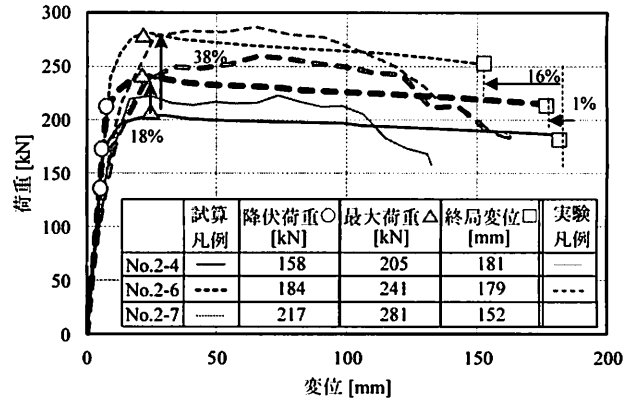


図-13 荷重変位関係比較

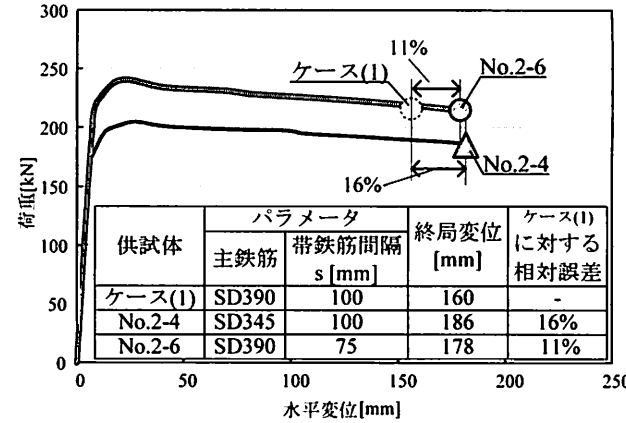


図-14 帯鉄筋の拘束効果による影響

比べ No. 2-6 は 1%減少し、No. 2-7 は 16%減少した。各供試体での終局変位の差異は、No. 2-6, No. 2-7 は軸方向鉄筋が高強度となることで、引張鉄筋が負担する荷重が増加し、中立軸が図心中央へとシフトすることで、最外縁鉄筋位置でコンクリートの終局ひずみに達する際の終局曲率が小さくなることから、道路橋示方書を基本とし算出した終局変位は No. 2-4 より小さい値となる。また、帯鉄筋間隔の違いにより、コンクリートと鉄筋の体積比 ρ_v が No.2-4 に比べ、No. 2-6, No. 2-7 は増加することで、終局ひずみが大きくなることから、逆に中立軸が外側にシフトし、No. 2-4 と No. 2-6 は同程度の終局変位となり、No. 2-7 は先に述べた軸方向鉄筋の強度差により No. 2-6 より小さくなると考えられる。

(2) 横拘束効果の影響

1) 帯鉄筋の拘束効果の影響

図-14 に横拘束効果による影響を考慮するために検討した試算結果を示す。軸方向鉄筋の強度差および横拘束効果が終局変位に及ぼす影響を把握するための試算ケースをここではケース(1)とする。試算ケース(1)の帯鉄筋間隔は No.2-4 と同じく 100mm としている。圧縮側コンクリートの応力ひずみ関係については、3 章で説明した方法と同様に、

Mander ら⁵⁾の提案式から求めた普通コンクリートの帯鉄筋拘束効果相当分が高靱性セメント材料の場合にも同様に作用すると仮定しており(図-15; モデル[1]), 終局ひずみは No.2-4 と同じく 22800 μ となっている。すなわち, 試算ケース(1)では, No. 2-4 から軸方向鉄筋の強度のみを SD345 から SD390 に変更したケースとなっている。図-16(A)に No. 2-4 の終局時の中立軸および曲率の関係を, 図-16(B)にケース (1) の終局時の中立軸および曲率の関係を示す。図に示すように, ケース (1) は No. 2-4 に比べ, 軸方向鉄筋の強度が増加することにより, 断面内の釣り合い計算時に中立軸が図心方向にシフトする(図中[1])ことで終局曲率は小さくなる(図中[2])。よって終局曲率の違いから, 図-14 に示すように, 試算ケース(1)で算出された終局変位は, No. 2-4 の試算結果と比べて 16%程度低下する結果となった。

次に, 横拘束効果の検討を行うためにケース(1)と No.2-6 の比較を行う。図-15 に No.2-6 で用いた高靱性セメント材料の圧縮側における応力ひずみ関係をモデル[2]として示した。ここで, モデル[2]の応力軟化勾配は, Mander らの提案式において帯鉄筋間隔を 100mm から 75mm に変更した場合の帯鉄筋拘束効果相当分を算出し, 3 節で説明した方法と同様に, モデル化を行った。図-15 に示したモデル[2]と No. 2-4 ならびに試算ケース(1)で使用したモデル[1]を比べると, 帯鉄筋の拘束効果の違いによって応力軟化勾配は緩慢になるとともに, 最大圧縮応力の 25%相当時のひずみを終局圧縮ひずみとする本稿の定義においては, 終局圧縮ひずみが微増する結果となった。図-16(C)に No.2-6 の終局時の中立軸および曲率の関係を示す。図に示すように, No.2-6 はケース(1)に比べ, 圧縮側の応力分担が増加することにより, 断面内の釣り合い計算時に中立軸が圧縮縁方向にシフトし(図中[1]), 終局圧縮ひずみが増加することで終局曲率は大きくなる(図中[2])。よって終局曲率の違いから, 図-14 に示すように, No.2-6 の終局変位は, ケース(1)の試算結果と比べて 11%程度増加する結果となった。

最後に, No.2-4,2-6 を比較すると図-16(C)に示す, No.2-6 の終局時の中立軸および曲率の関係から 比較的 No. 2-4 と大きな違いは見られず, 結果として, 図-13 に示すように, No.2-6 は No. 2-4 の試算結果と比べて 1%程度低下する結果となった。

以上より, 試算による終局変位の増減を, 軸方向鉄筋の強度差の影響と, 帯鉄筋間隔の拘束効果による影響を個別に評価すると, 高強度鉄筋を用いることで, 終局変位は低下するものの, 帯鉄筋間隔を

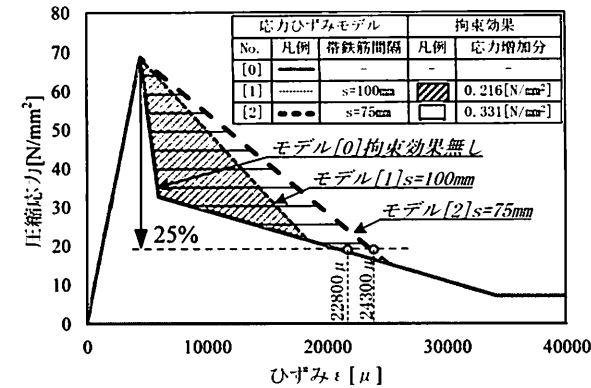


図-15 帯鉄筋間隔によるエネルギー吸収量の比較

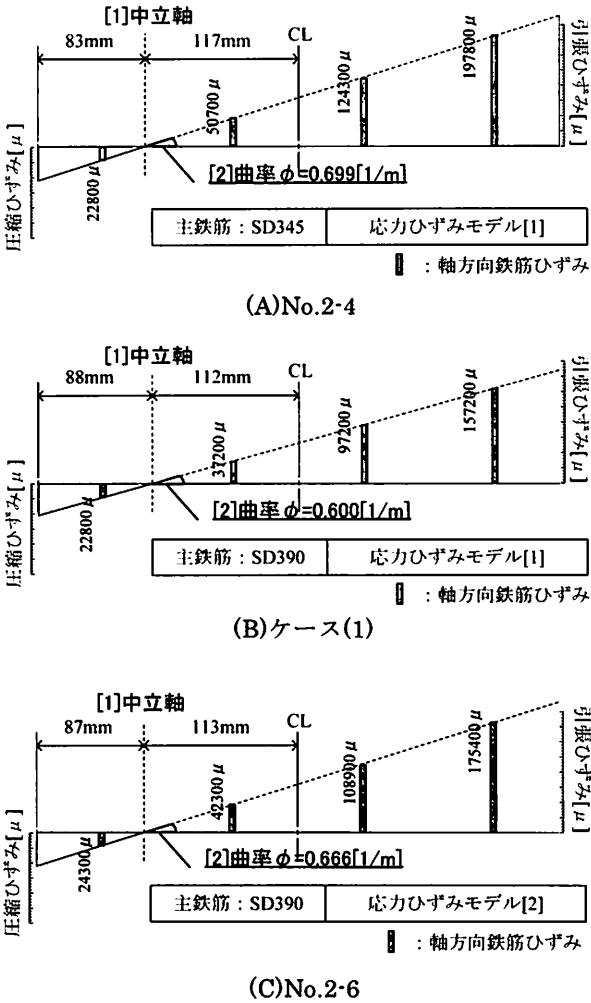


図-16 各ケースにおける終局時の曲率の比較

100mm から 75mm とすることで 11%程度終局変位が向上する試算となった。このことから, 実験においても帯鉄筋間隔を小さくするなど軸方向鉄筋の横拘束を大きくした場合には, 終局変位が大きくなることが予測される結果となった。

2) 高靱性セメント材料の影響

試算結果では No. 2-4 と No. 2-6 では同程度の終局変位となる結果となったが, 実験結果では, さらに No. 2-4 に比べ No. 2-6 は終局変位が約 23%増大

している。No. 2-4 と No. 2-6 で軸方向鉄筋と帯鉄筋間隔の違い以外では、高靱性セメント材料の施工時に攪拌性の高い水平強制二軸練りミキサーを使用した点である。水平強制二軸練りミキサーを使用した目的は、本供試体に使用した高靱性セメント材料の繊維配合量は3%であり、靱性能向上を目的とし限界まで繊維を混入したものであるため、その分練り混ぜ時の粘性が非常に高く、施工性が悪くなることから、攪拌性を高くし流動性を高めるためである。図-17 内のスランプ試験結果に着目すると、No. 2-4 のスランプフローは45.4×46.2[cm]であり、No. 2-6 のスランプフローは55.0×54.0[cm]となり、No. 2-6 の方がワーカビリティが改善され、流動性の高い結果となった。本稿で取り扱った試算上の仮定条件では、No. 2-4 供試体作製時に採取したシリンダー試験の結果を基に、高靱性セメント材料の品質が同程度であるとの想定で試算を行っている。上記のように、高靱性セメント材料のワーカビリティが改善されたことから考えると、No. 2-6 では、高靱性セメント材料がより均質で密実に充填されたことが考えられるほか、高靱性セメント材料の繊維が十分に分散したことで、試算上では考慮されていない架橋効果の改善によって、圧縮側における軸方向鉄筋のはらみ出しが抑制されたことで変形性能が向上した可能性も考えられる。

6. 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の正負交番載荷実験より得られた知見を以下に示す。

- (1) 柱供試体の正負交番載荷実験結果より、高靱性セメント材料と軸方向鉄筋に高強度鉄筋 SD390 を用いた No. 2-6 および高強度鉄筋 SD490 を用いた No. 2-7 は、No. 2-4 (SD345 使用) に比べ、最大荷重がそれぞれ 17%、28%増加し、高い耐力を保ちつつも終局変位はそれぞれ 23%、3%増加し、高靱性セメント材料の圧縮靱性によって大変形時に対して安定した変形性能を有することを確認した。
- (2) No. 2-6、2-7 について、軸方向鉄筋強度の相違が終局変位に及ぼす影響を道路橋示方書、材料試験結果ならびに Mander らの提案式を参考にした試算モデルによって評価した。その結果、No.

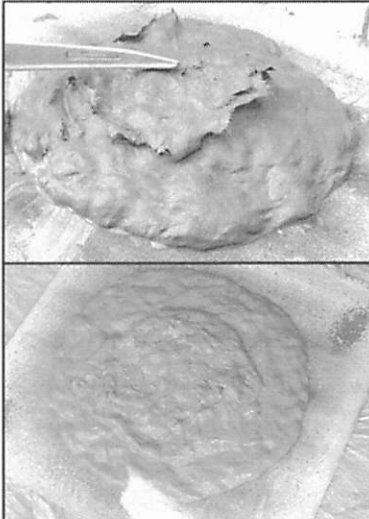
	No.2-4
	スランプ 24[cm]
	スランプフロー 45.4×46.2[cm]
	練り混ぜ方法： ドラム式強制ミキサー
	No.2-6
	スランプ 28[cm]
	スランプフロー 55.0×54.0[cm]
	練り混ぜ方法： 水平強制2軸ミキサー

図-17 打設方法の違い

2-6 に対して No.2-7 は最大荷重が 17%増加するが、終局変位が 15%減少する結果を示し、軸方向鉄筋強度に応じた変形性能を概ね再現することが出来た。

- (3) No. 2-4 に対して、No. 2-6 の実験結果では終局変位が 23%増加し、試算の傾向と異なる結果となった。No.2-6 の変形性能が向上した要因としては、帯鉄筋の横拘束効果の違いのほか、可能性としては、強制 2 軸攪拌により高靱性セメント材料のワーカビリティが改善されたことが考えられる。

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. 1024 -1035, 2009.3
- 2) 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
- 3) 松尾庄二, 関田徹志, 福山洋, 六郷恵哲: 委員会報告「高靱性セメント複合材料の性能評価と構造利用研究委員会の活動と性能比較試験結果」, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1, pp. 43-50, 2002.
- 4) 清水英樹, 幸左賢二, 小川敦久, 合田寛基: 柱外周面のみに高靱性セメントを使用した耐震補強効果の検証, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 405-417, 2011.3
- 5) 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.