

論文 柱外周面にのみ高靱性セメントを使用した耐震補強効果確認実験

清水 英樹*1・幸左 賢二*2・合田 寛基*3・小川 敦久*4

要旨: 本論文では、橋脚柱の耐震性向上を念頭に高靱性セメント材料を、供試体の柱外周面に使用し、帯鉄筋の種類や、コンクリート接合部の処理方法の改善、高靱性セメント材料の使用量をパラメータとした正負交番繰返し載荷実験を行った。帯鉄筋にスパイラル筋を使用した供試体では、かぶりコンクリートの剥離等の破壊形態に改善の効果が見られ、靱性の向上も確認された。また、高靱性セメント材料の使用量を限定した供試体についても変形が柱基部付近に集中しているため、従来のものと同様の破壊形態を示しており、使用量を削減しても性能に遜色がないことが確認できた。

キーワード: 高靱性セメント材料, 靱性, かぶりコンクリート, 巻き立て補強

1. はじめに

RC 構造物の耐震設計において、柱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出来る。また、建設材料としての高靱性セメントは、繊維によるひび割れ間の応力架橋効果などから、非常に大きな靱性を有する材料である。これを従来の RC 構造物の補強に使用することで、耐震性だけでなく、耐久性についても向上効果が得られることが既往の研究から判明している¹⁾。ここでは、高価な高靱性セメント材料の使用量を少量に留めて、十分な効果が得られる方法を考案する。

対象とする曲げ破壊型 RC 柱では、かぶりコンクリートの剥落を遅延させることができれば、耐力および変形性能の向上に繋がると考えられる。また、高靱性セメント材料は、終局時においてもかぶりコンクリートの損傷は軽微であり、終局時においてもかぶりコンクリートが応力を負担できることから、靱性能の高い高靱性セメント材料を、断面の周囲を覆うように使用する方法によって、耐震性能の向上を図る。さらに、柱が変形する際、曲げモーメントは基部に集中することから、弱点である塑性ヒンジ部のみに上記方法を適用することで、さらなる効率化が図れると考えられる。

このような観点から筆者らは高靱性セメント材料の使用範囲、既設構造物への適用などを確認する実験²⁾を行ってきた。しかし、かぶりコンクリートのみに高靱性セメントを使用した供試体では十分な補強効果が確認できなかった。また、大きな補強効果が確認された主鉄筋内側まで高靱性セメント材料を使用した供試体については、さらに高さ方向の使用範囲を縮小可能であることが考えられる。そこで、本研究では、新たに帯鉄筋の種類、高靱性セメント材料の高さ方向の使用範囲をパラメータと

した供試体を追加し、その効果を確認した。

2. 試算による評価

2.1 供試体諸元

図-1 に供試体断面および形状、表-1 に供試体諸元を示す。供試体は、一般的な RC 単柱式橋脚を想定してモデル化しており、主鉄筋比および帯鉄筋比は、破壊形式が曲げ破壊形式となるように設定している。また、高靱性セメントの圧縮強度は、No.4-1 が原因不明であるが配合条件に対して非常に高めの値となっている。

図-2 に本研究における検断断面を示す。No.1 は普通 RC 柱であり、No.3 シリーズ (以下 No.3s), No.4 シリーズ (以下 No.4s) は、効率的な高靱性セメント材料の使用法を検討するため、柱外周面にのみ高靱性セメント材料を使用し、その使用域をパラメータとしている。No.3s

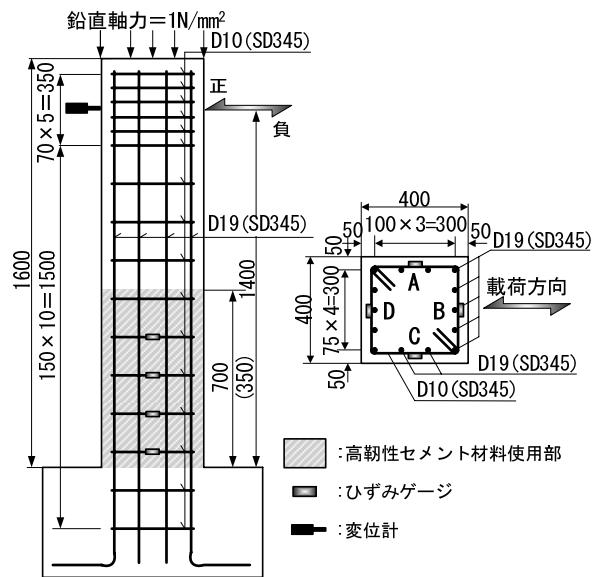


図-1 供試体断面および形状

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (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 九州工業大学 工学研究科機能システム創成工学 (正会員)

*4 (株)クラレ 繊維資材事業部 産資開発部 (正会員)

表-1 供試体諸元

供試体番号	No.1	No.3-1	No.4-1	No.3-3	No.4-2	試算使用値	供試体番号	No.1,4s	No.3-1	No.3-3	
断面[mm]	400×400	440×440	400×400	420×420	400×400	—	主鉄筋	使用鋼材	SD345		
かぶり厚[mm]	30	50	30	50	30	—		径	D19		
せん断スパン[mm]	1400							引張鉄筋比[%]	1.43	1.12	1.33
普通コンクリート圧縮強度 [N/mm ²]	30.3	28.1	24.8	24.9	27.7	—	帯鉄筋	使用鋼材	SD345		
高靱性セメント	圧縮強度	—	53.4	81.4	46.0	67.4		径	D10		
[N/mm ²]		引張強度	—	4.3	—	—		4.3	間隔[mm]	150	
軸圧縮応力[N/mm ²]	1.0							体積比[%]	0.63	0.59	0.53

のみ断面幅が異なっているが、これは高靱性セメント材料を打設する際、施工性および高靱性セメント材料の性能を確保するためにかぶり厚を 50mm としたためである。

今回新たに No.3-3、4-2 を追加し、これは図-3 に示すように、No.3-3 は帯鉄筋にスパイラル筋を使用した供試体であり、文献 2 では、十分な補強効果の見られなかったかぶりコンクリート部にのみ高靱性セメントを使用した No.3-1 の改善案としている。No.3-1 では高靱性セメント材料と普通コンクリートの界面で付着切れが起り、かぶりコンクリートが剥離したことから、No.3-3 ではスパイラル筋をかぶりコンクリート内部に設置し、かぶりコンクリートの剥離防止を図った。また、No.4-2 については、高さ方向の高靱性セメントの使用範囲を 700mm から 350mm と短くし、さらに、帯鉄筋定着部の曲げ角度を変更し帯鉄筋の定着性の向上を図った供試体である。

2.2 試算方法

ここでの試算は、道路橋示方書³⁾に基づいて行った。ただし、高靱性セメント材料を用いるケースでは、圧縮側かぶりコンクリートが終局時でも応力を負担できると仮定し、終局時にもかぶりコンクリート部分を計算に含めた。また、高靱性セメント材料は、繊維による応力架橋効果により、引張側における応力の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、引張側での抵抗が小さいと想定されるため、試算では引張力を考慮しなかった。さらに、試算では応力が最大圧縮応力の 30%まで低下した点でのひずみを終局ひずみと定義し、圧縮側最外縁ひずみが終局ひずみに達した時の変位を終局変位とした。これは、30%低下点で評価することにより、実際の靱性率により近い値を算出できるという研究成果⁴⁾に基づいている。

試算に使用した高靱性セメント材料の応力-ひずみ関係について、最大強度は文献 2 の実験供試体の圧縮試験結果の平均値を使用し、軟化勾配等は実際に測定が行えなかったため、既往の研究⁵⁾を参考として決定し、試算し易いように直線にモデル化した。

2.3 試算結果

図-4 に試算によって求めた水平荷重-水平変位 (以下 P-δ) 関係を、表-2 に降伏荷重と最大荷重の値を示す。試算の結果、今回の仮定の下では、いずれのケースでも、No.1 に比べ最大荷重が 5~16%上昇し、変形性能

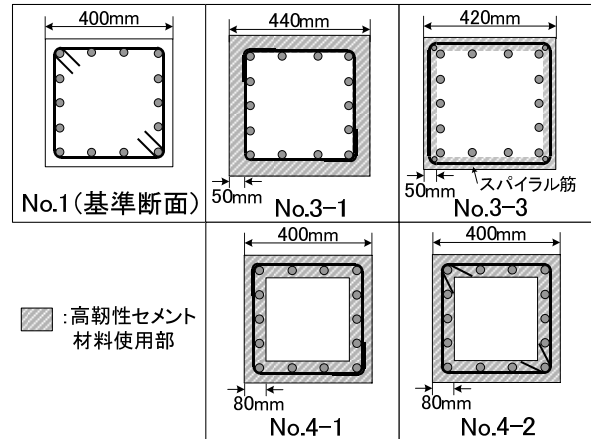


図-2 検討断面

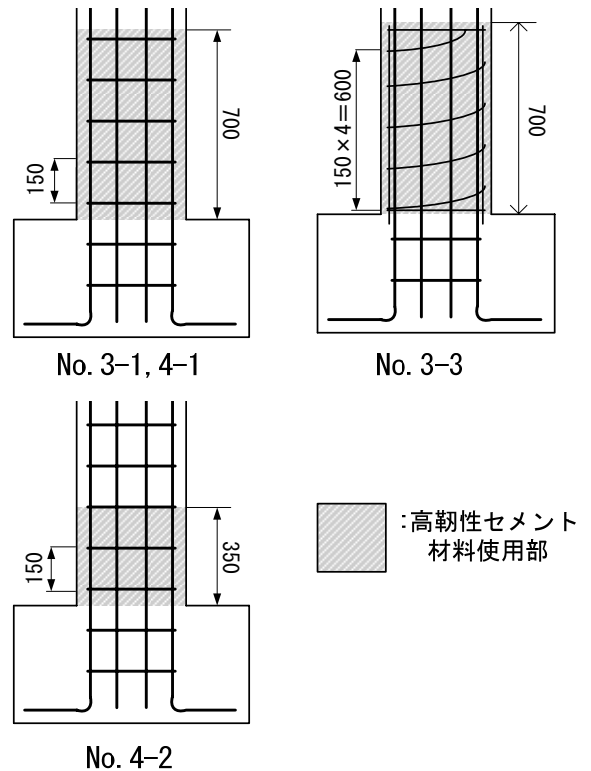


図-3 追加供試体

についても、1.3~1.5 倍程度の向上が見られる。これは試算上では圧縮域がほぼ高靱性セメント材料の範囲であることから、高靱性セメント材料の強度、終局ひずみが結果に大きく影響しているためである。

M-φ 関係を用いた試算方法では No.4s の高さ方向の違いを考慮できないため No.4s については別途フレーム解

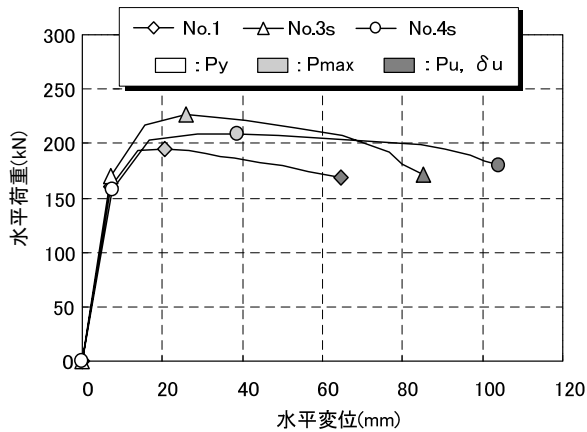


図-4 水平荷重-水平変位関係 (試算値)

表-2 降伏荷重と最大荷重 (試算値)

	No.1	No.3s	No.4s
降伏荷重(kN)	161	170	158
降伏変位(mm)	7.1	7.0	7.5
最大荷重(kN)	195	227	208
終局変位(mm)	64.5	85.0	103.2

表-3 使用した繊維の緒元

繊維	径[μ m]	長さ[mm]	体積混入率[%]	破断強度[N/mm ²]
ビニロン繊維	40.0	8.0	2.0	1600

析によって試算を行った。その結果、両ケース間で終局荷重、終局変位とも大きな差異は認められなかったことから、使用範囲を 350mm に縮小しても同程度の効果が期待できると考えられる。

3. 実験概要

かぶりコンクリートにのみ高靱性セメント材料を使用した No.3-1, 3-3, 高さ方向の高靱性セメントの使用範囲をパラメータとした No.4-1, 4-2 を本研究対象とした。供試体諸元および配筋は、図-1、表-1 に示したものと同様である。高靱性セメント材料には、表-3 に示すように長さ 8mm、径 40 μ m のビニロン繊維を使用し、体積比で 2.0% 混入した。柱高さ方向の高靱性セメント材料の適用範囲は、塑性ヒンジ部のみを想定しているが、遷移領域も加味し、基部から 700mm の範囲を基本とし、No.4-2 では使用範囲を縮小し 350mm としている。

実験は正負交替荷重により行った。引張側主鉄筋が降伏するまでは荷重制御を行い、それ以降は降伏変位 (δ_y) の整数倍を変位制御により荷重した。なお、各荷重ステップの繰返し回数は 1 回とし、荷重が降伏荷重 (P_y) に低下した時を終局 (P_u) と定義し、荷重が $0.5P_{max}$ に低下した時点で実験を終了した。また、実構造物の死荷重を考慮し、柱供試体の上面より 1.0N/mm² 相当の一定軸力を荷重した。

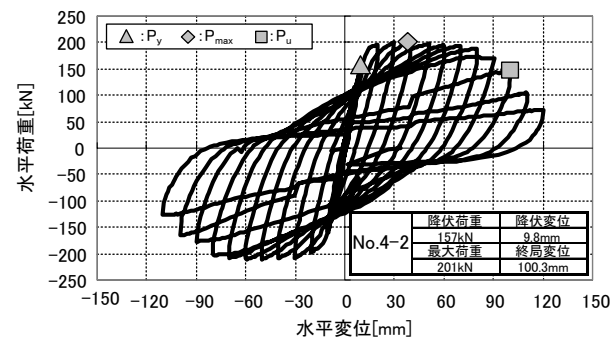
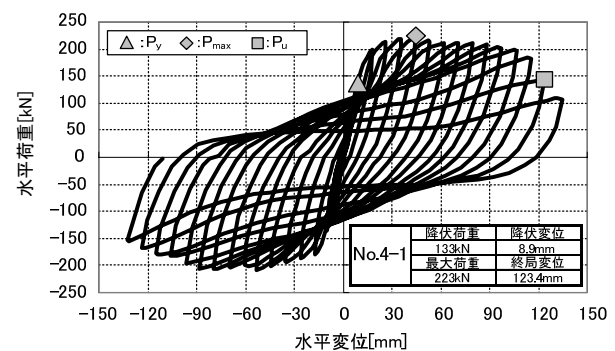
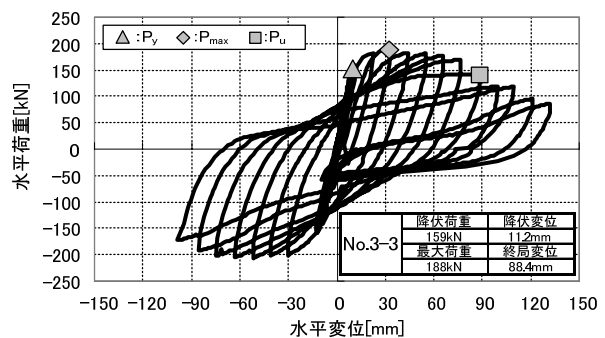
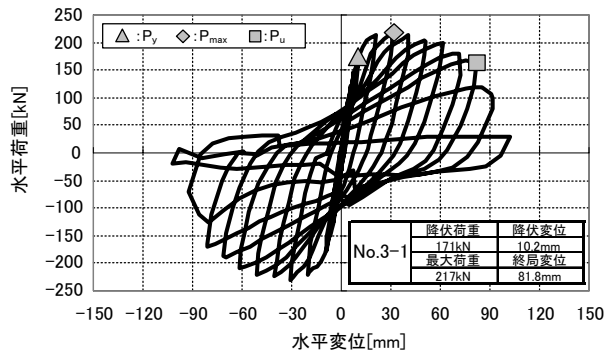
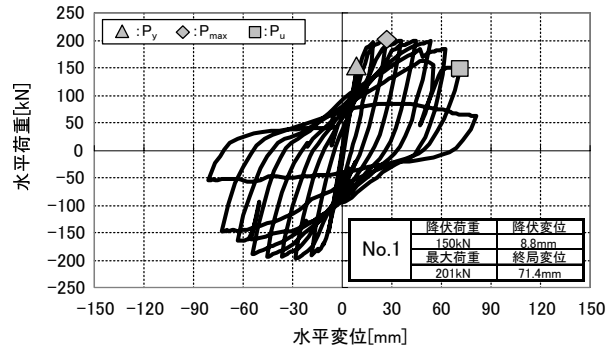


図-5 水平荷重-水平変位履歴曲線 (実験値)

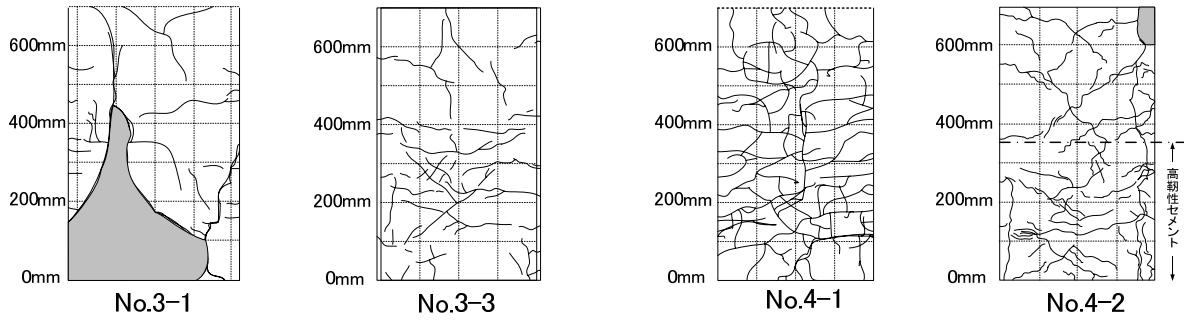


図-6 ±9δ_y 載荷終了時損傷状況

4. 実験結果および考察

4.1 No.3-1 と No.3-3 の比較

(1) 荷重-変位関係

図-5 に各供試体の P-δ 履歴曲線を示す。No.3-1 では約 170kN で主鉄筋ひずみが降伏ひずみを超え、3δ_y (30.8mm) で最大荷重 (217kN) に達した。その後、6δ_y (61.4mm) までは緩やかに荷重が低下し、それ以降はひび割れ発生と共に A 面および C 面に斜め方向のひび割れが発生・開口していき最終的にかぶり剥落することで急激に荷重が低下し、8δ_y (81.8mm) で P_y を下回った。

No.3-3 では、約 159kN で主鉄筋が降伏ひずみを超え、3δ_y (33.6mm) で最大荷重 (188kN) に達した。その後、7δ_y (78.4mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部のはらみ出しの発生とともに荷重が低下し、8δ_y (88.4mm) で P_y を下回った。10δ_y 以降も予想以上に荷重を保持し続けたため、負変位側のストロークが無くなり正変位側のみで載荷を続け荷重低下状況を確認した。

両者を比較すると、No.3-3 では No.3-1 より終局変位が大きく終局以降の荷重低下が緩やかであり、帯鉄筋にスパイラル筋を使用することにより主鉄筋群外周をとぎれることなく連続的に巻いていることから、変形性能が向上すると考えられる。一方、荷重は No.3-1 や試算値よりも低い値となっている。これは、No.3-3 に実際使用した高靱性セメント材料の圧縮強度が、No.3-1 や試算に用いたモデルの数値よりもやや小さいことが原因として考えられる。

(2) 損傷状況

図-6 に ±9δ_y 載荷終了時における各供試体の C 面の損傷状況を示す。No.3-1 ではこの段階で載荷を終了しているが、基部の大部分のかぶりコンクリートは剥落していた。残っている部分も、かぶり部分が浮いている状況であり、鉄筋の屈曲も確認できた。No.3-3 ではかぶりコンクリートが剥落しておらず、また、No.3-1 に比べてひび割れが分散していることがわかる。これは、高靱性モルタル部中央に配置したスパイラル筋の効果により、新旧コンクリート打継面での明確な付着切れは発生しないためと考えられる。

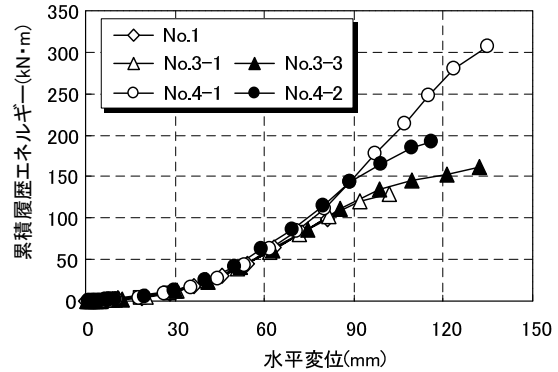


図-7 累積履歴吸収エネルギー

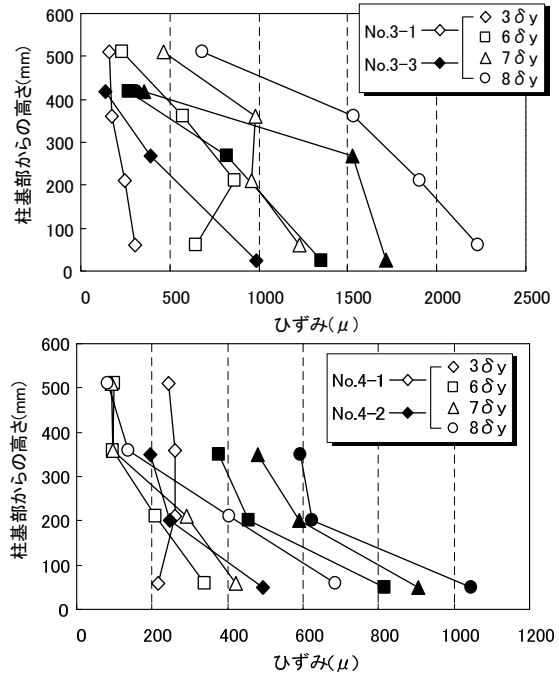


図-8 帯鉄筋のひずみ分布

(3) 累積履歴吸収エネルギー

図-7 に各供試体の載荷ステップ毎の累積履歴吸収エネルギーを示す。No.3-1 では最大値が 130kN·m 程度、No.3-3 では 160kN·m 程度であり、終局変位が増加したことにより No.3-3 の方がエネルギー吸収量が増加している。

(4) 帯鉄筋のひずみ分布

図-8 に D 面の帯鉄筋のひずみ分布を示す。No.3-1 では変形量の増加とともにひずみが顕著に進展している。

抵抗メカニズムを考えると、まず主鉄筋がはらみ出し、それに対して帯鉄筋が抵抗することでひずみが発生する。No.3-1では、かぶり部の剥離が早いタイミングで生じたため、かぶり部ではらみ出しに対する拘束効果が発揮できず、帯鉄筋のひずみだけが進展したと考えられる。No.3-3では柱基部でスパイラル筋の定着のため基部付近では2重に帯鉄筋を巻いている。そのため、他の位置に比べ半分程度のひずみ値になると考えられることから、基部から25mmのひずみは、得られたひずみゲージの値を2倍し参考値として示している。各変位段階における発生ひずみの値はNo.3-1より大きく、スパイラル筋がはらみ出しに対して効果的に抵抗することによりかぶり部の剥離を抑制したと考えられる。

(5) 断面内のひずみ分布

図-9に示すように、柱基部の断面内にアクリル製の棒状のブロックを設置し、そこに設置したひずみゲージにより主に断面内圧縮ひずみの計測を実施した。測定結果を図-10に示す。No.3-1とNo.3-3を比較すると両供試体とも圧縮縁で大きな圧縮ひずみが発生する傾向にあるが、No.3-1では最大で2200 μ 程度のひずみであるのに対しNo.3-3では9000 μ 程度のひずみが発生している。これはNo.3-1では7 δ_y 時点にかぶりコンクリートの剥離が見られたが、No.3-3ではかぶり部の損傷が少なく7 δ_y 時でもかぶりコンクリート部分が大きな圧縮力を受けていたためと考えられる。

4.2 No.4-1とNo.4-2の比較

(1) 荷重-変位関係

図-5より、No.4-1では、約136kNで主鉄筋が降伏ひずみを超え、5 δ_y (44.5mm)で最大荷重(210kN)に達した。その後、13 δ_y (115.2mm)まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部のはらみ出しの発生とともに荷重が低下し、14 δ_y (123.4mm)で P_y を下回った。No.4-2では、約157kNで主鉄筋が降伏ひずみを超え、4 δ_y (39.2mm)で最大荷重(210kN)に達した。その後、9 δ_y (90mm)まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部のはらみ出しの発生とともに荷重が低下し、10 δ_y (100.3mm)で P_y を下回った。No.4-1と比べて最大荷重、変形性能とも低下しているが、これは表-1に示す様に高靱性セメント材料の強度がNo.4-1で81.4N/mm²、No.4-2で46.0N/mm²となっていることが一因と考えられる。

(2) 損傷状況

図-6より、No.4-1では細かなひび割れが多数発生しており高靱性セメント材料の特徴であるひび割れの分散効果をよく発揮している。No.4-2では高靱性セメント材料の部分では細かなひび割れが分散しているが、普通コンクリートの部分ではひび割れの本数が少なくなってお

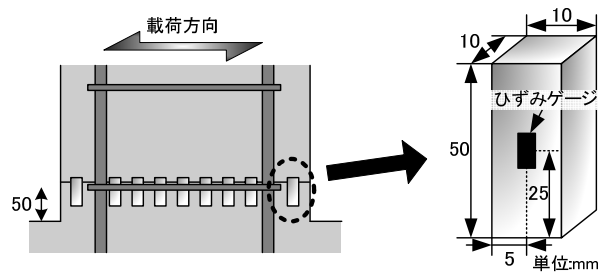


図-9 アクリルの設置方法

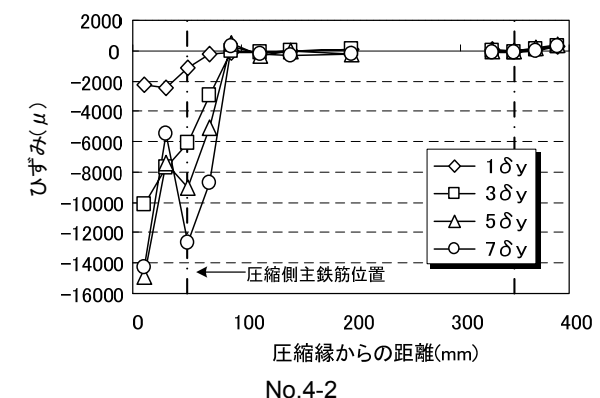
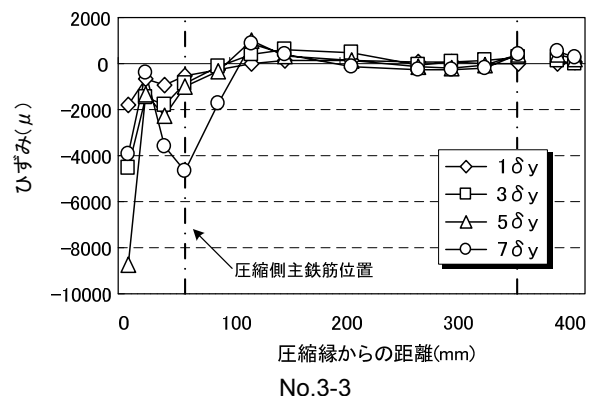
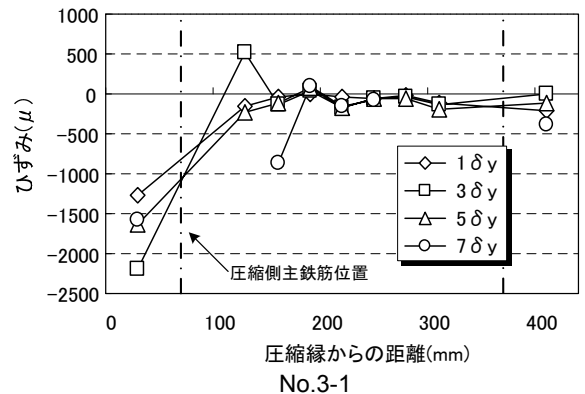


図-10 断面内ひずみ分布

り、9 δ_y 載荷時にかぶりコンクリートの一部が剥落した。

(3) 累積履歴吸収エネルギー

図-7より、No.4-1では最大値が310kN \cdot m程度、No.4-2では180kN \cdot m程度であり、No.4-2では、No.4-1ほどの増加は得られなかった。これは、前述の高靱性セメント部分の強度差の影響と考えられる。

(4) 帯鉄筋のひずみ分布

図-8より、No.4-2はNo.4-1に比べ、ひずみが進展しており、定着部を改良したことにより帯鉄筋がより効果的に抵抗したと考えられる。また、ひずみの最大値は1000 μ 程度でありNo.3ほどのひずみは生じていない。これは、高靱性セメント材料の断面が80mmと厚く、はらみ出しを抑制する効果がより大きいと考えられる。

(5) 断面内のひずみ分布

図-10より、No.4-2でもNo.3-3と同様に圧縮縁で大きな圧縮ひずみが発生している。一方、表面のひび割れ発生状況は小さいことから、7 δ_y 時でもかぶりコンクリートが十分に圧縮力を受け持っていると考えられる。

4.3 柱基部の曲率分布

No.3-3, No.4-2について図-11に示すように、供試体基部に標点を設置し、コンタクトストレインゲージで標点間の変位を測定して、曲率を算出した。標点間隔は100mmで、断面の圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍における圧縮ひずみ ϵ_c と引張ひずみ ϵ_t をそれぞれ算出し、平面ひずみ保持が成り立つと仮定して、式(1)により計測区間の平均曲率を算出している。

$$\phi = (\epsilon_t + \epsilon_c) / D_t \quad (1)$$

ϕ : 計測区間の断面における平均曲率

D_t : 引張縁側と圧縮縁側に配置された左右の標点間距離

曲率の計測結果を図-12に示す。結果より、両供試体とも同様の傾向を示している。No.4-2においては9 δ_y までは、柱高さ方向での高靱性セメント材料と普通コンクリートの境界において極端な変形は確認されなかったことから、この接合面での損傷は生じていないことが確認できる。一方9 δ_y では曲率、帯鉄筋ひずみ共に350mm付近でやや大きくなっている。しかしながら、曲率は基部から200mm付近に集中していることから、高靱性セメント材料による補強を、基部から350mmに限定した場合でも優れた靱性を発揮することが確認できる。

5. まとめ

本実験により明らかになったことを以下に示す。

- 1) 高靱性セメント材料を柱基部のかぶりコンクリート部分にのみ用いる場合、帯鉄筋にスパイラル筋を使用することによって、主鉄筋のはらみだしに伴うかぶりコンクリートの剥離を抑制できた。
- 2) 同様にスパイラル筋を用いた場合、大変形時においてもかぶりコンクリートが圧縮力を受け持つことができ、靱性が向上することを確認した。
- 3) 柱基部の外周面に高靱性セメント材料を断面幅の2割の厚さで用いた場合、変形は基部付近に集中しており、基部から350mmの範囲のみを巻きだした場合でも700mmの場合と同様に優れた靱性を発揮することが確認

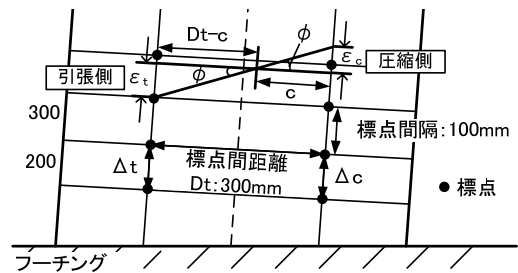
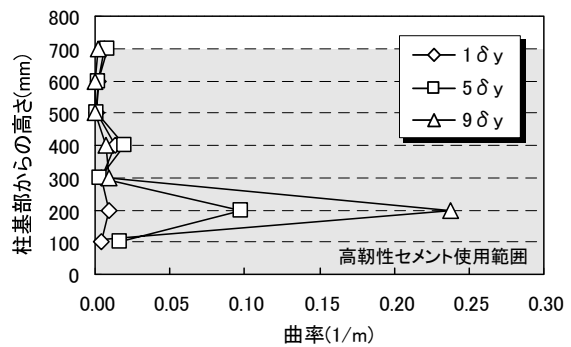
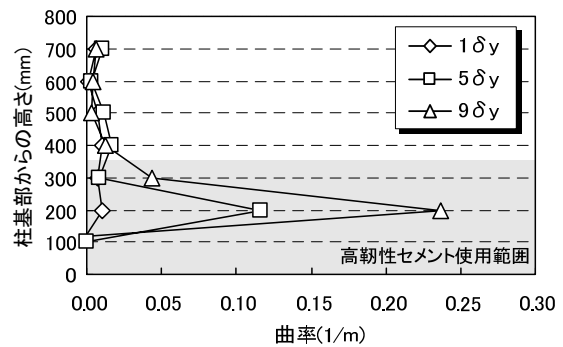


図-11 曲率算出方法



(a) No. 3-3



(b) No. 4-2

図-12 曲率分布

できた。

参考文献

- 1) 曾我部ら：超高強度繊維補強コンクリート製型枠を適用したRC橋脚の正負交番載荷実験，第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.85-90，2007
- 2) 幸左ら：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，2009.3
- 3) 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
- 4) 田口ら：RC橋脚のじん性率評価法の検討，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.247-252，2002
- 5) 諏訪田ら：高靱性型セメント系複合材料を用いた応答制御要素の復元力特性に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，vol.25, No.2, pp.1375-1380，2003