

論文 高靱性セメントの柱外周面使用方法に着目した耐震補強効果の検証

清水 英樹*1・幸左 賢二*2・合田 寛基*3・佐々木 達生*4

要旨: 柱断面増加に制約を受ける橋脚を対象に、高靱性セメントの使用範囲をパラメータとした実験を行い、効果的な耐震補強法について検証した。実験結果より、主鉄筋の内側に高靱性セメントをかぶり厚の半分程度入れこむことで変形性能に優れることが確認され、高靱性セメントと帯鉄筋が一体となつてはらみ出しを抑制し、柱外周面に使用した高靱性セメントに帯鉄筋効果を考慮することが可能であることを示した。

キーワード: 高靱性セメント, 巻き立て補強, 靱性, 界面

1. はじめに

現在、耐震補強が必要にも関わらず未実施の構造物は、アーチやトラス等の特殊橋梁や補強に著しい制約を受ける構造物が多い。制約を受ける具体的な例としては、河川内の橋脚で河積阻害率の上限値により、柱断面を大きくすることが困難という場合であり、通常の巻き立て補強が適用できない。この場合、既設構造物断面内で補強する必要があり、既設断面の一部または全部を高性能材料で置き換えることにより、耐震性能を満足させることが要求される。本研究で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高靱性セメントの耐震補強への使用方法を検討する(図-1)。

筆者ら¹⁾は、これまで高靱性セメントを主鉄筋のかぶり部だけに使用し、耐震性能向上効果を確認してきた。しかし、かぶり部だけに高靱性セメントを使用した場合、補強前に比べ変形性能は向上するものの、図-2(a)のように普通コンクリートと高靱性セメントが剥離し、高靱性セメントの高い靱性能が十分に引き出せていない補強方法であった。そこで、本論文では高靱性セメントを図-2(b)のように主鉄筋の内側へかぶり厚の半分程度入れ込んだ供試体を作製し、正負交番繰返し載荷を実施することで、かぶりコンクリートの剥離と主鉄筋座屈抑制効果および変形性能を確認、効率的な高靱性セメントによる耐震補強法について検証した。

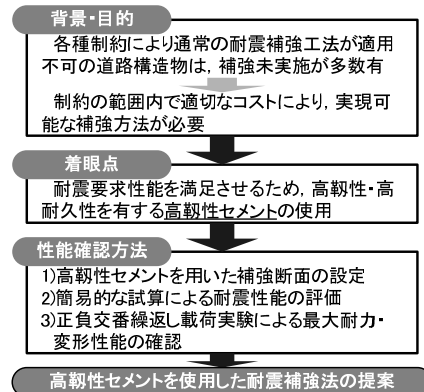
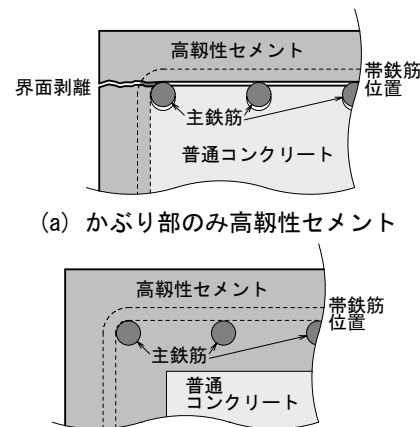


図-1 研究フロー



(a) かぶり部のみ高靱性セメント

(b) 主鉄筋の内側まで高靱性セメント

図-2 柱断面かぶり部

2. 実験供試体諸元

2.1 検討供試体概要

図-3に供試体の基本寸法と配筋状況を示す。実験供試体は、一般的な道路橋の単柱式橋脚を想定してモデル化している。断面形状は、400mm×400mmの正方形断面を基本に、水平荷重載荷点高Hを1400mmとした。検討対象とした断面を図-4に、表-1に供試体の諸元を示す。軸方向鉄筋の配置は、3供試体ともに同じでありSD345、

D19を14本使用した。

No.1供試体は、普通RC柱を想定した補強前の基準となる断面であり、柱帯鉄筋にSD345、D10を150mm間隔で使用した。引張主鉄筋比および帯鉄筋体積比は、RC断面の破壊形態が曲げ破壊先行型(曲げ耐力:せん断耐力=1:1.3)となるように、それぞれ1.43%、0.63%と設定している。

No. 3-1供試体は、No.1供試体に対して帯鉄筋より外側の純かぶり部分の普通コンクリートのみ高靱性セメ

*1 大日本コンサルタント(株)九州支社技術部(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 九州工業大学工学部建設社会工学科博士(工学)(正会員)

*4 大日本コンサルタント(株)東北支社技術部(正会員)

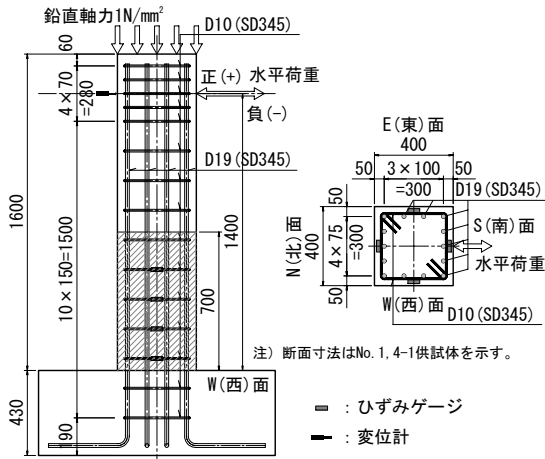


図-3 供試体構造図

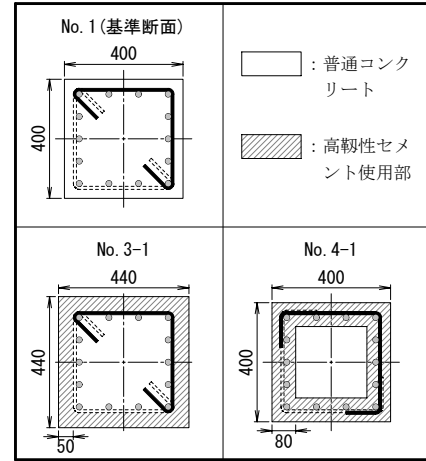


図-4 検討断面図

表-1 供試体緒元

供試体番号	No.1	No.3-1	No.4-1	供試体番号	No.1	No.3-1	No.4-1
断面[mm]	400×400	440×440	400×400	主鉄筋 D19	使用鋼材 SD345		
かぶり厚[mm]	30	50	30		降伏強度[N/mm ²]	393	399
せん断スパン比[mm]	1400			引張鉄筋比[%]	1.43	1.12	1.43
普通コンクリート平均圧縮強度[N/mm ²]	30.3	28.1	24.8	帯鉄筋 D10	使用鋼材 SD345		
高靱性セメント	圧縮強度	—	53.4		降伏強度[N/mm ²]	397	362
平均強度[N/mm ²]	引張強度	—	4.3	間隔	150		
高靱性セメント使用範囲[mm]	0	700	700	体積比[%]	0.63	0.63	0.63

※降伏強度はミルシート値

表-2 ビニロン繊維諸元

繊維	PVA
径[μm]	40.0
長さ[mm]	8.0
体積混入率[%]	2.0
破断強度[N/mm ²]	1600

ントに置き換え、既設帯鉄筋をそのまま使用したものである。これは、かぶりコンクリートの劣化が著しく、さらに曲げ靱性も不足している橋脚柱に対する補強方法として提案した供試体である。配筋は、No.1 供試体と全く同じであるが、高靱性セメントの使用量を削減するため柱全体に使用することは避け、荷重により材料が塑性化すると考えられる、塑性ヒンジ区間を含めた図-3の柱基部0~700mmの範囲に限定して使用した。これは、終局時において、降伏ひずみ以上のひずみが発生する範囲が、柱基部から約0.3~0.4Hであり、これより上方に高靱性セメントと普通コンクリートの境界面を設ける必要があると考えられたためである。断面は、図-4に示すように440mm×440mmと基準断面より大きくなっているが、これは高靱性セメントを打設する際の施工性、高靱性セメントの性能を確保するために純かぶり厚を50mmとしたためである。そのため、引張主鉄筋比が1.12%と小さくなっている。No. 4-1 供試体は、帯鉄筋が不足している橋脚柱に対して、純かぶりのほか主鉄筋の内部まで普通コンクリートを高靱性セメントに置き換え、帯鉄筋も取替補強した供試体である。この様に、外形寸法が異なる供試体の比較となるが、これは変形性能の評価を主目的としたためである。また、実験供試体の打設は、以下の手順で行った。

- [1]底版の普通コンクリート打設
- [2]柱基部0~700mmのコア部普通コンクリート打設
- [3]柱基部0~700mmのかぶり部高靱性セメント打設

[4]柱基部から700mm以上の普通コンクリート打設

2.2 使用材料

使用した普通コンクリートは、表-1に示すように載荷実験実施時の圧縮強度で24.8~30.3N/mm²であり、設計基準強度24N/mm²の1.03~1.26倍となっている。SD345鉄筋は、ミルシートの降伏応力で主鉄筋が393N/mm²、399N/mm²で、帯鉄筋は362N/mm²、397N/mm²と基準値345N/mm²に対してそれぞれ1.05~1.16倍のものを使用した。今回、高靱性セメントに混入した繊維は、表-2に示すビニロン(PVA)とした。ビニロンの繊維長は、付着の制御や繊維の分散性、施工時の作業性などを考慮した上で8.0mmとしている。体積混入率は、最大4%としている事例もあるが、一般的に1~2%の範囲とされており、本研究では2.0%と設定した。表-3に高靱性セメントの配合を示す。水セメント比は40%としており、狭い箇所でも十分充填できる流動性を確保するため、増粘剤やAE減水剤を使用している。高靱性セメントの設計圧縮強度としては、40~50N/mm²を想定している。

3. 試算による供試体の耐震性能評価

3.1 試算方法

供試体耐力および変形性能の試算は、道路橋示方書²⁾に基づいて行い、水平変位については、各荷重状態における高さ方向の曲率を積分し算出した。ただし、コンクリートの応力-ひずみ関係は、Manderら³⁾の提案式を使用した。今回の実験は、かぶりコンクリートによる内部

拘束効果を期待したものであり、この効果は、帯鉄筋比を増加させたものと見なせる。そのため、見かけ上、高帯鉄筋比と考えることができるため、低帯鉄筋比から高帯鉄筋比まで適用対象としている Mander らの提案式が、適用性が高いと判断した。高靱性セメントの応力ひずみ関係は、最大荷重後の応力軟化域まで計測できた圧縮試験結果 7 体 (図-5) より設定し、帯鉄筋による拘束の有無を Mander らの提案式の応力差と同様に増加すると考えた。また、高靱性セメントの引張強度は、文献¹⁾と同様に無視した。

終局の判定は、道路橋示方書²⁾で示されている通り、圧縮側主鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮ひずみが、終局ひずみに達した時とし、終局までコア部とかぶり部が一体となって抵抗するものと仮定している。終局ひずみは、道路橋示方書²⁾に最大圧縮強度の 80% まで低下した点でのひずみと定義されているが、これはかぶりコンクリートの剥落時に相当すると考えられ、今回の実験での終局条件とは異なる。本研究では、かぶりコンクリートが終局付近まで断面力を受け持つことや、内部拘束効果を発揮することを想定しているため、応力-ひずみ関係において、大きなひずみが発生している領域も重要となる。実際の圧縮試験においては、元の供試体形状を保てず、測定不可能になる応力がほぼ一定となる点が 20~30% 低下時であるため、本実験においても、全ての供試体で普通コンクリートおよび高靱性セメントにおける終局ひずみは、最大圧縮応力の 25% まで低下した点でのひずみと定義した。

3.2 試算結果および考察

試算より求めた供試体の水平荷重-水平変位 (以下 $P-\delta$) 関係を図-6 に示す。今回の仮定の下では、最大荷重は No. 1 供試体に比べ No. 3-1 供試体が 13.4%、No. 4-1 供試体が 7.7% 向上した。変形性能については、終局時に、図-2 にも示す通り実験供試体で、圧縮側かぶりが剥離し平面保持が成立しない状態とも想定されるが、ここでは平面保持が成り立つと仮定して変形量を算出すると No. 1 供試体の 67.2mm に比べ No. 3-1 供試体が 65%、No. 4-1 供試体が 93% 向上した。

以上の結果より、高靱性セメントを図-4 のように使用することで、耐力をほとんど上げることなく変形性能が向上することが期待される。実供試体においても、この試算結果の通り実際に靱性向上効果が得られるかを実験により検証した。

4. 供試体載荷実験

4.1 載荷方法について

実験は、実構造物の死荷重による軸力再現のため、供試体の柱天端面より鉛直ジャッキで 1.0N/mm^2 相当の一

表-3 高靱性セメント配合表

水セメント比[%]	40	
単位量 [kg/m ³]	単位水量	323
	セメント量	805
	シリカヒューム	100
	7号珪砂	795
	AE減水剤	18
	増粘剤	1
	ビニロン繊維	26

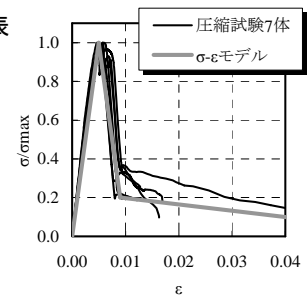


図-5 圧縮試験結果

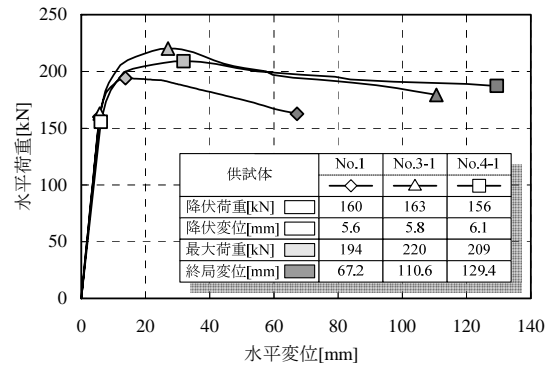


図-6 水平荷重-水平変位関係 (試算値)

定圧縮軸力を載荷して、水平ジャッキで正負交番繰返し載荷を行った。載荷の制御方法は、材料の設計基準強度を用いた予備試算による降伏荷重 (P_y) までを荷重制御で載荷、この P_y のときの変位を降伏変位 (δ_y) と定義し、降伏以降は δ_y の整数倍を変位制御により載荷した。各載荷ステップは、繰返し回数を 1 回としており、最大荷重 (P_{max}) 以降に水平荷重が P_y まで低下した荷重を終局荷重 (P_u)、そのときの変位を終局変位 (δ_u) と定義し、水平荷重が $0.5P_{max}$ を下回った時点で実験を終了した。

4.2 計測項目について

本実験では、載荷水平荷重、鉛直荷重、水平変位、鉄筋のひずみ、ひび割れ性状について計測を行った。荷重については、ジャッキ内に設置しているロードセルによって測定を行った。供試体柱の水平変位は、柱の N、S 面 (図-3 参照) の高さ方向に変位計を設置し測定した。鉄筋のひずみは、主鉄筋は引張圧縮面となる N、S 面の鉄筋それぞれ中央 1 本に高さ方向 75mm 間隔で 17 箇所と四隅主鉄筋の柱基部 0mm 位置の 1 箇所、帯鉄筋は柱 4 面の中間に 1 箇所ずつひずみゲージを設置して測定した。

5. 実験結果

5.1 各供試体の $P-\delta$ 履歴

図-7 に各供試体の $P-\delta$ 履歴曲線を示す。No. 1 供試体では、 $3\delta_y$ (26.6mm) で P_{max} (201kN) に達した。 $7\delta_y$ (62.1mm) まで荷重を保持していたが、その後かぶりコンクリートの剥落、主鉄筋の座屈と共に急激に荷重が低下し、 $8\delta_y$ (71.4mm) で荷重が P_y を下回った。No. 3-1 供試体では、 $3\delta_y$ (30.8mm) で P_{max} (217kN) に達した。 P_{max} 以

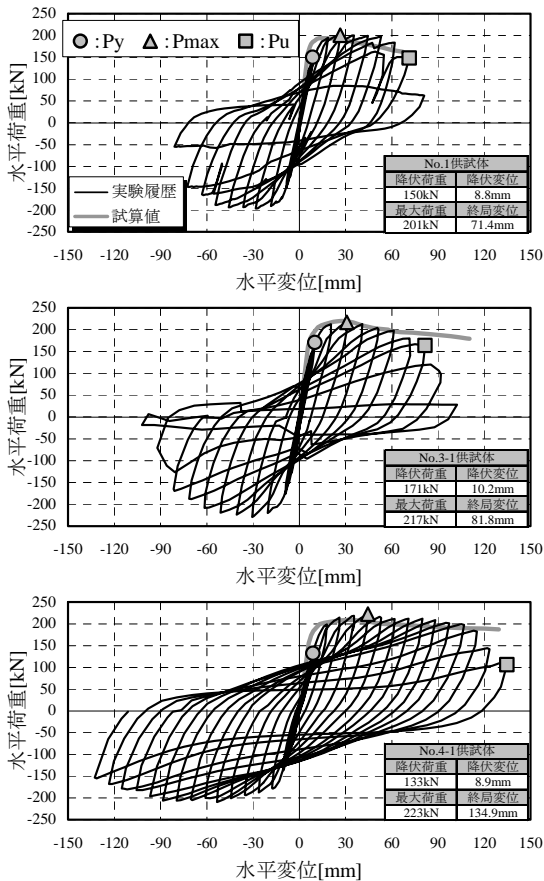


図-7 荷重-変位履歴曲線 (実験値)

降は徐々に荷重が低下してゆき、 $6\delta_y$ (61.3mm)ではらみ出しが発生し、 $8\delta_y$ (81.8mm)で荷重が P_y を下回った。No.1 供試体と比較すると、 δ_u 自体は 10mm 程度向上している。No. 4-1 供試体では、 $5\delta_y$ (44.5mm)で P_{max} (223kN) に達した。その後、 $14\delta_y$ (123.4mm)まで荷重を保持して、柱基部のはらみ出しとともに荷重が低下し、 $15\delta_y$ (134.9mm)で荷重が P_y を下回った。No. 1 供試体と比較すると、 δ_u は約 1.9 倍向上した。

補強をイメージした No. 3-1 と No. 4-1 供試体では、最大荷重が 217kN と 223kN でほぼ同じであるが、終局変位は 81.8mm と 134.9mm と大きく異なる結果となった。以降は、この No. 3-1 と No. 4-1 供試体の変形性能の違いについて、比較検討を行う。

5.2 帯鉄筋ひずみと履歴吸収エネルギー

帯鉄筋ひずみについては、図-3 に示す N 面側帯鉄筋ひずみの負荷荷時を抽出して以下に述べる。図-8 は、縦軸を塑性ヒンジ区間で計測された直前の変位 0mm からその後の負荷荷極大変位時までのひずみ変化量の最大値を示し、横軸に水平変位を示す。

No. 3-1 供試体は、水平変位-40mm までは 500μ 以下の引張ひずみであるが、約-60mm で 1100μ 程度、 $-7\delta_y$ (-71.5mm) で 7000μ を超えるひずみが出た後、 1000μ 以下となる。No. 4-1 供試体は、水平変位-90mm までは

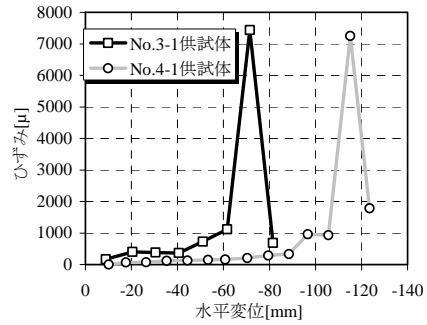


図-8 N 面側帯鉄筋ひずみ

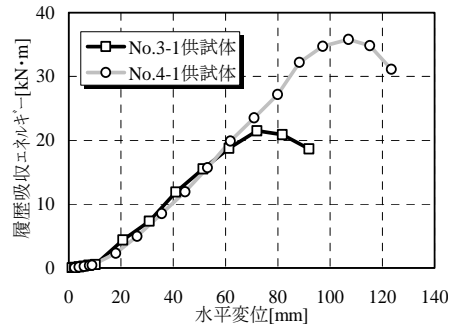


図-9 履歴吸収エネルギー

500μ 以下の引張ひずみとなっており、 -100mm 前後で 1000μ 程度となり、 $-13\delta_y$ (-115.1mm) で 7000μ を超えるひずみが出た後、 1800μ 程度となる。両供試体ともある程度の変位までは、 1000μ 程度以下のひずみで微増してゆくが、突然 7000μ を超えるひずみに急増し、その後急減するという特徴がある。

図-9 に No. 3-1, 4-1 供試体の履歴吸収エネルギーを示す。水平変位が 50mm 程度までは、断面の大きな No. 3-1 供試体の吸収エネルギーが大きい。60mm 以降は、No. 4-1 供試体の吸収エネルギーが大きくなっている。これは前述の No. 3-1 供試体のはらみ出しが生じ始めた水平変位と一致している。No. 3-1 供試体は、70mm で吸収エネルギーの最大値 $21.5\text{kN}\cdot\text{m}$ となり 90mm まで徐々に低下している。これに対して、No. 4-1 供試体は 110mm で吸収エネルギーの最大値 $35.8\text{kN}\cdot\text{m}$ となっている。

図-8 と図-9 を比較すると、帯鉄筋ひずみが急増した変位と履歴吸収エネルギーが最大となる変位が両供試体で一致している。このことは、コアコンクリートがはらみ出そうとする力に対して、帯鉄筋が降伏するまでは履歴吸収エネルギーは増加し続けることを示しており、そのときの水平変位は、No. 3-1 供試体に比べ No. 4-1 供試体が 40mm 程度大きい。

5.3 供試体の破壊性状

No. 3-1, No. 4-1 供試体の $3\delta_y$ 以降の N 面および W 面のひび割れ進展図を図-10 に示す。各面に描かれている実線は、それぞれの載荷直前までに確認されたひび割れを表し、罫線以外の 1 点鎖線ないし点線は、その正載荷時ないし負荷荷時に新たに確認されたひび割れを表す。

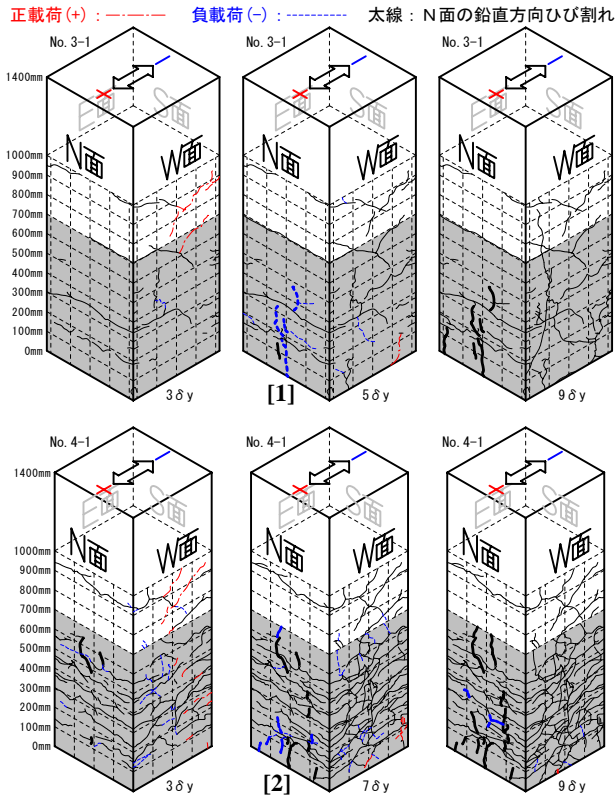
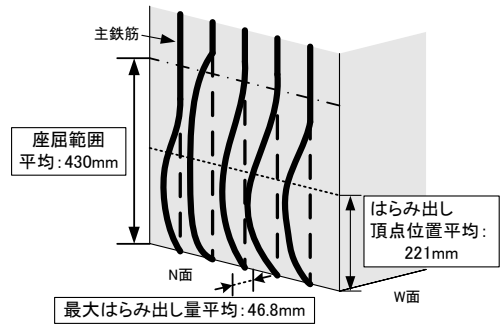


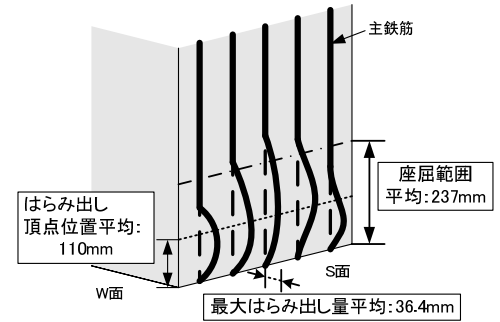
図-10 供試体ひび割れ進展図

3 δ_y 時の高靱性セメント補強部のひび割れは、No. 3-1 供試体に比べ No. 4-1 供試体が多く発生しており、ひび割れ総延長が約4倍となっている。終局に近い9 δ_y 時においても No. 4-1 供試体のひび割れが多く、総延長も約4倍となっており、No. 4-1 供試体はひび割れ分散効果大きい。また、柱基部から700mm以上の未補強部については、供試体間においてひび割れ性状に差はほとんど無かった。N面の鉛直方向ひび割れは、No. 3-1 供試体で5 δ_y 時に柱断面中央(図10の[1])に大きく1本発生し、その後ほとんど進展していない。それに対し、No. 4-1 供試体では、6ないし7 δ_y 時に鉛直方向ひび割れが複数(図-10の[2])発生し、その後も増加している。これは、No. 4-1 供試体で主鉄筋の内側まで高靱性セメントを入れたことにより、終局付近まで高靱性セメントがひび割れながらもはらみ出しを抑制していたと推定される。

そこで、はらみ出しについて実験終了後にかぶりコンクリートをはつり、主鉄筋の座屈状況を確認した結果を図-11に示す。はらみ出しの大きさは、最大はらみ出し量平均がNo. 3-1 供試体の46.8mmに比べ、No. 4-1 供試体が36.4mmと小さく、座屈範囲平均もNo. 3-1 供試体の430mmに比べNo. 4-1 供試体が237mmと小さい。実験終了直前の最大水平変位がNo. 3-1 供試体で102mm、No. 4-1 供試体で135mmとNo. 4-1 供試体が大いにも関わらず、はらみ出しが小さいことから、帯鉄筋とかぶり部が効果的にはらみ出しを抑制していたと考えられる。

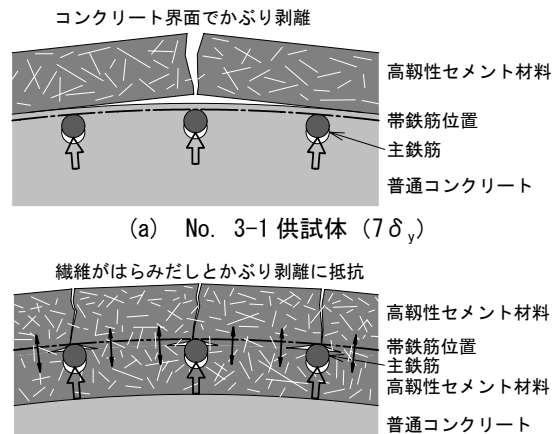


(a) No. 3-1 供試体



(b) No. 4-1 供試体

図-11 実験終了後の柱基部の破壊性状



(b) No. 4-1 供試体 (~13 δ_y)

図-12 主鉄筋座屈と高靱性セメントの関係

5.4 かぶり部の抵抗メカニズム

本節では、前節ではらみ出し抑制効果について、かぶり部の破壊性状に着目して考察を加える。図-12に主鉄筋が座屈しはらみ出そうとする力に対して、かぶり部がどのように抵抗し、破壊に至ったかを柱断面図で示している。No. 3-1 供試体は、図-10で5 δ_y 以降N面の鉛直ひび割れが進展しておらず、図-8で帯鉄筋ひずみが急増した7 δ_y 時で高靱性セメントと普通コンクリートの界面が柱基部で完全に剥離し、帯鉄筋降伏以降もはらみ出しに主に帯鉄筋で抵抗している。それに対して、No. 4-1 供試体は、13 δ_y まで高靱性セメントにひび割れが多く発生するものの、内部の繊維が剥離を抑制して、はらみ出そうとする力に帯鉄筋と高靱性セメントが一体となって抵抗している。これは、文献⁴⁾にも示されているよ

うに一般に帯鉄筋による拘束効果が強いと座屈範囲が短くなるため、図-11の座屈範囲状況と一致している。

また、高靱性セメントは、繊維による図-12の平面的なはらみ出し抑制効果以外に、鉛直方向の抵抗効果に着目するため、水平変位 80mm での柱主鉄筋ひずみを図-13に示す。ここに示す主鉄筋ひずみは、繰返し塑性ひずみに達しているため、引張圧縮側それぞれ柱基部-75～+75mmの5箇所のひずみ平均値である。No. 4-1 供試体の主鉄筋ひずみは、No. 3-1 供試体に比べ引張側で約 2.3 倍、圧縮側で約 1.7 倍となっており、同一変位時にもかかわらず、No. 4-1 供試体の曲率が大きく約 2 倍となっている。これは、図-11にも示す様に No. 4-1 供試体は、主鉄筋の座屈長が短く損傷範囲が限定されていたためと考えられる。図-13の中立軸位置は、No. 3-1 供試体が圧縮縁から 190mm、No. 4-1 供試体が 149mm であり、No. 4-1 供試体の方が柱中心から遠くなっている。これは、高靱性セメントが図-14に示す様な鉛直方向のズレ変形に対しても抵抗していたためと考えられる。No. 3-1 供試体では、 $7\delta_y$ 以降コンクリート界面に隙間ができ、かぶり部の高靱性セメントがほとんど鉛直力を負担できなくなっている。これに対して、No. 4-1 供試体は $10\delta_y$ 以降もかぶり部の高靱性セメントの剥離面の凹凸とその間の繊維がズレ変形に対して抵抗し、鉛直力を大きく負担していると考えられる。この様な高靱性セメントの抵抗機構からも、図-9の様に水平変位 100mm を超える領域でも、高い履歴吸収エネルギーが得られ、また、中立軸が圧縮主鉄筋位置に近くなり図-11の主鉄筋座屈が No. 3-1 に比べ No. 4-1 供試体が小さく抑えられたと考えられる。

6.まとめ

本実験の 3 供試体により得られた知見を以下に示す。

- (1) 高靱性セメントを、主鉄筋の外側のかぶり部分に使用した場合、普通 RC 柱供試体に比べ、終局変位は約 15%の増加に対して、主鉄筋の内側まで高靱性セメントに置き換えた供試体で約 89%増加し、最大耐力は同程度であった。このことから、耐力をほとんど変えることなく、変形性能のみ向上させる耐震補強法が実験的に確認された。
- (2) 柱外周面に高靱性セメントを使用した場合、履歴吸収エネルギーは帯鉄筋が降伏し、ひずみが急増するまで増加し続けており、柱主鉄筋の内側まで高靱性セメントを使用した供試体の方が、帯鉄筋降伏変位が約 60%大きい。これは、高靱性セメントと帯鉄筋が一体となって、効果的にはらみ出しを抑制したと考えられ、高靱性セメントに帯鉄筋効果を考慮することが可能であることを示した。
- (3) 高靱性セメントを主鉄筋の内側まで使用した本供

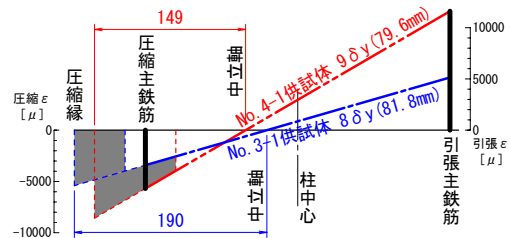
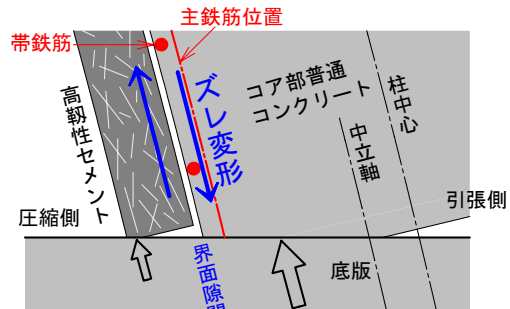
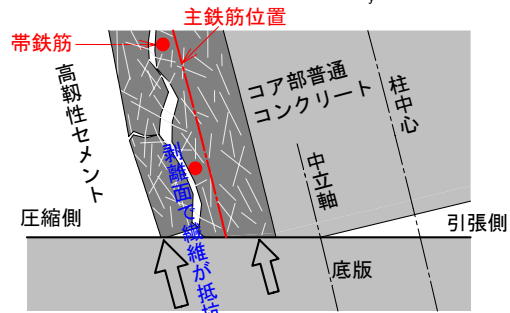


図-13 水平変位 80mm での柱主鉄筋ひずみ



(a) No. 3-1 供試体 ($7\delta_y$ ~)



(b) No. 4-1 供試体 ($10\delta_y$ ~)

図-14 かぶり部のズレ変形の状況

試体では、かぶり部が剥離した後の鉛直方向のズレ変形に対しても剥離面の凹凸とその間の繊維が抵抗して、かぶり部で鉛直力を大きく負担できると推定され、終局付近でも中立軸が圧縮主鉄筋位置に近く、主鉄筋座屈を小さく抑えられたと考えられる。

参考文献

- 1) 清水英樹, 幸左賢二, 合田寛基, 小川敦久: 柱外周面のみに高靱性セメントを使用し耐震補強効果の検証, 構造工学論文集 Vol. 57A, pp. 405-417, 2011
- 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, pp. 148-163, 2002
- 3) 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, 1988
- 4) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集 No. 682 /I-56, pp. 177-194, 2001