

# 論文 高靱性セメント・SD490 を用いた RC 柱に対する帯鉄筋間隔の影響

溝上 瑛亮\*1・幸左 賢二\*2・佐藤 崇\*3

**要旨:** 高強度鉄筋 SD490 と高靱性セメントを併用した RC 橋脚において、帯鉄筋間隔の違いが変形性能へ及ぼす影響を検討するため、帯鉄筋間隔を 75mm (No.2-9, 2-11), 50mm (No.2-12), 100mm (No.2-13) とした供試体の正負交番載荷実験を行った。実験結果より、はらみ出し発生変位は No.2-9 で  $9\delta y$ 、他の供試体では  $8\delta y$  となり、はらみ出し発生変位に大きな差は生じなかった。一方、はらみ出し発生後は終局までは帯鉄筋間隔の違いによる変位の差異が  $1\delta y$  (15mm) 程度生じた。また、終局変位では No.2-9, 2-12 で  $10.6\delta y$ , No.2-11 で  $9.8\delta y$ , 2-13 では  $9.3\delta y$  となり、帯鉄筋間隔の拘束効果による変形性能の差異は小さい。

**キーワード:** RC 橋脚, 高靱性セメント材料, 高強度鉄筋, 正負交番載荷

## 1. はじめに

著者らが近年実施した高靱性セメントと高強度鉄筋を併用した橋脚の実験結果<sup>1)</sup>では、高靱性セメントを RC 橋脚へ適用することで、軸方向鉄筋に高強度鉄筋 SD390, 490 を用いた供試体でも、普通鉄筋 SD345 を使用した供試体より高い耐力を保持しつつも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ている。一方、変形性能の向上策として、帯鉄筋間隔を密にすることが考えられるが、高靱性セメントを用いた場合においては普通コンクリートと同様にはらみ出しに対する拘束効果が増加し、変形性能が向上する効果が得られるかどうかは明確になっていない。

そこで本研究では、高靱性セメントを使用した RC 橋脚の更なる変形性能の向上を目的に、変形性能が最も高かった高強度鉄筋 SD490 と高靱性セメントを併用した供試体の帯鉄筋を 75mm 間隔から、100mm, 50mm 間隔と変化させた供試体を作成し、変形性能の向上効果について検討を行った。評価方法としては、高靱性セメントと高強度鉄筋 SD490 を使用し帯鉄筋を 75mm 間隔とした No.2-9, 2-11, 50mm 間隔とした No.2-12, 100mm 間隔とした No.2-13 の正負交番載荷実験結果から得られた荷重変位関係の違い、はらみ出し発生前後の高靱性セメント

の拘束効果に着目し、評価を行った。

## 2. 実験方法

図-1 に一般的な単柱式橋脚の 1/5 の大きさを模擬した供試体の基本断面形状および配筋を、表-1 に供試体諸元を示す。4 体全ての供試体において基部高さ 0mm から 700mm までの全断面を繊維長 12mm, 繊維径  $40\mu\text{m}$  の PVA 繊維を混入率 2.0% の高靱性セメント材料で打設した。軸方向鉄筋は高強度鉄筋 SD490, 鉄筋径は D19 とし、帯鉄筋は SD345, 鉄筋径は D10 とした。供試体形状はフーチングから高さ 1600mm, 断面形状は、400mm×400mm の正方形断面で、かぶり厚さは 50mm, 水平荷重載荷高さ H は 1400mm とした。なお、帯鉄筋は、No.2-9, 11 の 75mm 間隔を標準とし、No.2-12 では 50mm 間隔, No.2-13 では 100mm 間隔とした。載荷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  $1.0\text{N}/\text{mm}^2$  相当を載荷した一定軸力下での正負交番水平載荷とした。正負交番載荷の降伏判定を行う際に実験上では軸方向鉄筋ひずみのばらつきが大きく、降伏判定が難しいため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  $\delta y$  と定義した。試算は道路橋示方書<sup>2)</sup>に準拠して実施した。降伏荷重までは荷重制御で載荷し、降伏以後は  $\delta y$  の整数倍を変位制御により載荷した。終局変位は降伏

表-1 供試体緒元

供試体番号		No.2-9	No.2-11	No.2-12	No.2-13
圧縮強度	高靱性セメント	95.2	54.2	68.8	68.8
	普通コン	43.2	58.3	49.3	49.3
軸方向鉄筋	種類	SD490			
	径	D19			
	引張鉄筋比[%]	1.43			
帯鉄筋	種類	SD345			
	径	D10			
	間隔[mm]	75	75	50	100

表-2 実験結果

供試体	はらみ出し発生時	終局変位 [mm]	最大荷重 [kN]	累積吸収エネルギー [kJ]
No.2-9	$9\delta y$	159(10.6)	309	378
No.2-11	$8\delta y$	147(9.8)	304	360
No.2-12	$8\delta y$	161(10.7)	296	376
No.2-13	$8\delta y$	140(9.3)	303	308

( ) 内の数値は靱性率

\*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (学生正会員)

\*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 株式会社 長大 (正会員)

荷重を下回った点と定義した。また、各変位の繰返し回数は図-1に示すように1回とした。

### 3. No. 2-9, 2-11 の比較

表-2 に実験結果を示す。同表に示す累積吸収エネルギーは終局変位までの累積吸収エネルギーである。最大荷重が4供試体とも近い値であるため、累積吸収エネルギーは終局変位に比例して大きくする結果となった。本章では同一条件下で作成した供試体の変形性能にどの程度の差が生じるのか再現性を確認するために実施した帯鉄筋間隔 75mm の No.2-9, 2-11 の変形性能について述べる。

#### 3.1 荷重変位履歴

##### (1) No. 2-9

図-2 に No.2-9 の荷重変位履歴曲線を示す。No.2-9 は水平変位 15mm で降伏荷重に達し、 $5\delta y$  (75mm) において最大荷重 (308kN) に達し、 $6\delta y$  よりフーチングの圧縮側の損傷が進展し荷重が徐々に低下し始め、 $9\delta y$  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大きく低下した。その後、 $11\delta y$  (165mm) で降伏荷重を下回り終局を迎えた。No.2-9 の南側の軸方向鉄筋は、終局後の $+12\delta y$  へ向かう履歴中に1回の衝撃音に伴う荷重低下がみられた。また、載荷終了後に鉄筋破断本数を確認したところ、南面鉄筋が2本破断していた。

##### (2) No. 2-11

図-3 に No.2-11 の荷重変位履歴を示す。No.2-11 は水平変位 15mm で降伏荷重に達し、 $5\delta y$  (75mm) において最大荷重 (304kN) に達し、 $8\delta y$  時にかぶりコンクリートのはらみ出しが発生し、荷重が大きく低下した。その後、 $10\delta y$  (150mm) に降伏荷重を下回り、終局を迎えた。同図中 A に示すように No.2-11 の南側軸方向鉄筋は $+10\delta y$ 、 $+11\delta y$  へ向かう履歴に計2回の衝撃音にともなう荷重の低下がみられた。同図中 B に示すように北側軸方向鉄筋は終局後の $-11\delta y$  の履歴中で2回の衝撃音にともなう荷重低下を認めた。また、載荷終了後に鉄筋破断本数を確認したところ、南面鉄筋は3本、北面鉄筋は4本それぞれ破断していた。

#### 3.2 はらみ出し前後損傷状況

No.2-9, 2-11 の変形性能、破壊性状に着目して分析する。ここではまず、はらみ出し開始が、No.2-9 で  $9\delta y$ 、No.2-11 で  $8\delta y$  となった原因について考察する。図-4 に No.2-11 のはらみ出しが発生する直前 ( $+7\delta y$ ) の北、西面の柱基部ひび割れ状況を示す。同図[C]に示すように、No.2-9 の北、西面のひび割れはともに、幅が小さく、長さの短いひび割れが分散して生じており、高靱性セメントを使用することによりひび割れの分散効果が認められる。一方、同図[D]に示すように、No.2-11 の北、西面の

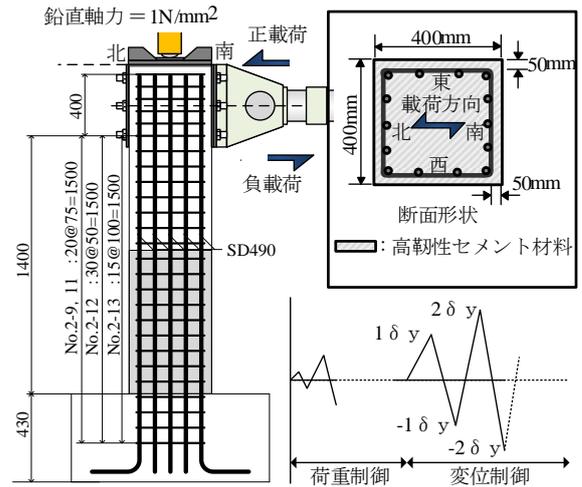


図-1 供試体概要

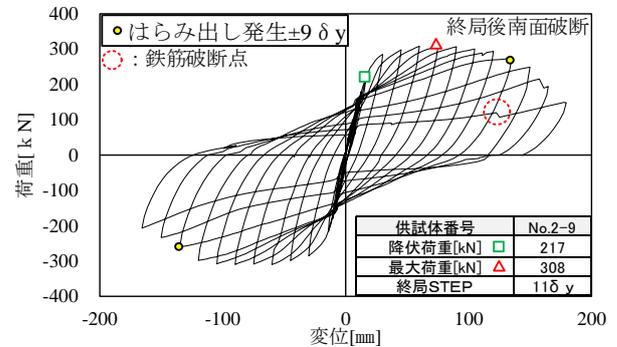


図-2 荷重変位履歴 (No. 2-9)

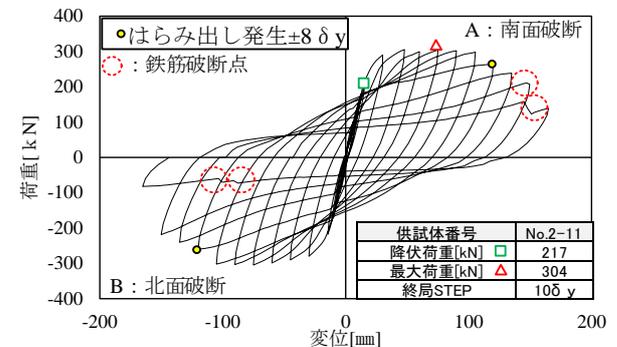


図-3 荷重変位履歴 (No. 2-11)

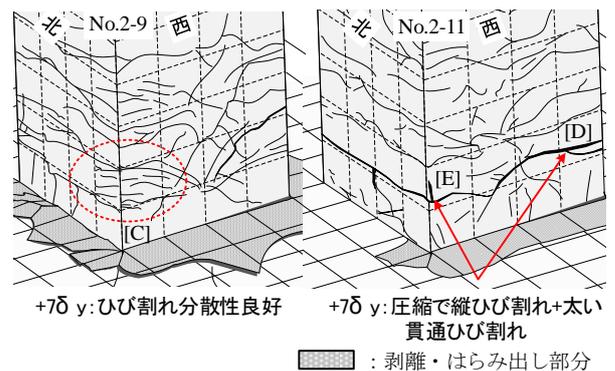


図-4 7δy 柱損傷状況

ひび割れは北面でフーチングと並行に横切るようなひび割れが生じ、西面ではその同一高さで西面を横切る幅の太いひび割れが生じている。このひび割れは全ての面で切れ目なく続くことから、断面全体を貫通するような性状を呈していたと考えられる。それに加え、同図[E]に示すように、No.2-11の柱の西面北端部に近い位置ではNo.2-9では見られなかった縦ひび割れが開口していた。図-5に、はらみ出し発生時の損傷状況を示す。No.2-9に着目すると、はらみ出し発生区間は190mm、はらみ出し発生量はおよそ5mmであった。一方、No.2-11に着目すると、はらみ出し発生区間は310mm、はらみ出し発生量は+50mmとなり、図中[F]の位置でひび割れ幅が太く、損傷が大きくなったため、はらみ出し区間、発生量ともにNo.2-11の方が、No.2-9より顕著であった。

図-6に軸方向鉄筋はらみ出し状況の比較を示す。なお、同図は載荷終了後にかぶりコンクリートをはつり、軸方向鉄筋および帯鉄筋の変形形状をトレースした図である。同図より、No.2-9の軸方向鉄筋の座屈性状は4区間の帯鉄筋間で座屈し、フーチング上部に潜り込む形で座屈が生じていた。一方、No.2-11は図中[G]に示すように、軸方向鉄筋の節となる柱基部から約160mm位置の1区間の帯鉄筋間で、帯鉄筋を上下に押し広げる形で軸方向鉄筋の座屈が生じていた。このように、軸方向鉄筋の座屈形状、座屈長が異なったため、はらみ出し発生変位にわずかな差が生じたと考えられる。

### 3.3 軸方向鉄筋破断の影響

図-7にNo.2-11の正載荷の荷重変位履歴に影響を及ぼした南面の軸方向鉄筋破断状況および座屈状況を示す。なお、破断のタイミングは図-3Aに示した箇所に対応している。図-7より、南面の軸方向鉄筋破断は東側の鉄筋が2本、西側の鉄筋が1本であり、軸方向鉄筋座屈長は280mmで、座屈量は40mmであった。以降、鉄筋破断がNo.2-11正載荷の荷重変位履歴に及ぼした影響について述べる。図-8にはNo.2-11の正載荷荷重変位包絡線(図中の[I])を示す。また図中[II]には水平変位0mmから鉄筋破断が生じた+10 $\delta_y$ (+150mm)までの履歴曲線を合わせて示す。同図[I]に示すように正載荷では、+8 $\delta_y$ の載荷中に確認できたはらみ出しの発生を境に、荷重変位包絡線の傾きが①から②に大きくなっている。また、図中[II]の拡大部分に示す、+10 $\delta_y$ の履歴曲線上の[H]点では大きな衝撃音とともに荷重が低下したためこの時点で軸方向鉄筋破断が発生したと考えられる。さらに、鉄筋破断の影響で荷重変位包絡線の勾配では、傾きが②から③に大きくなることで降伏荷重を下回り、終局変位( $\delta_u$ )は+145mmとなり、靱性率( $\delta u / \delta y$ )は9.7となった。そのため、正載荷では荷重低下の主要因は圧縮側かぶりコンクリートのはらみ出しだけでは無く、引張鉄筋

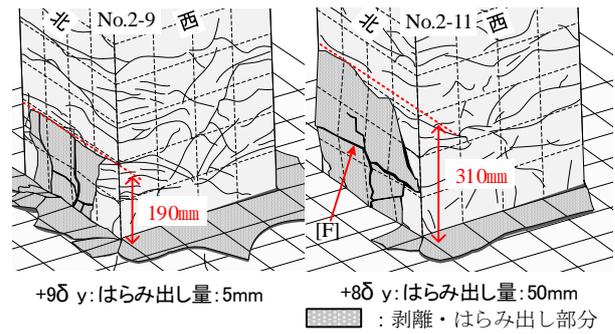


図-5 はらみ出し発生時損傷状況

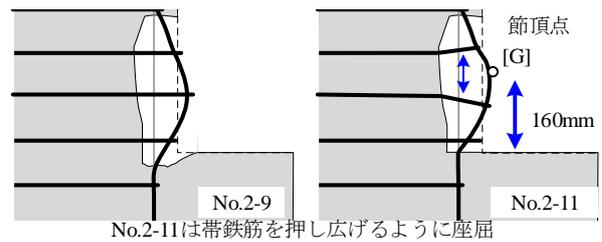


図-6 軸方向鉄筋はらみ出し状況比較

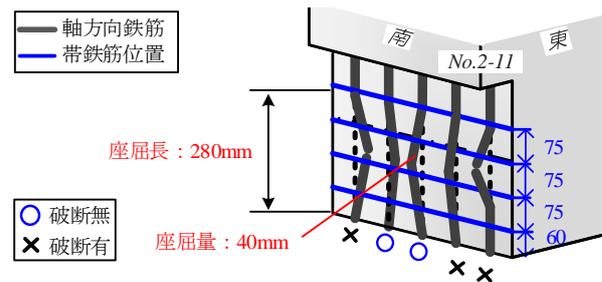


図-7 軸方向鉄筋座屈状況

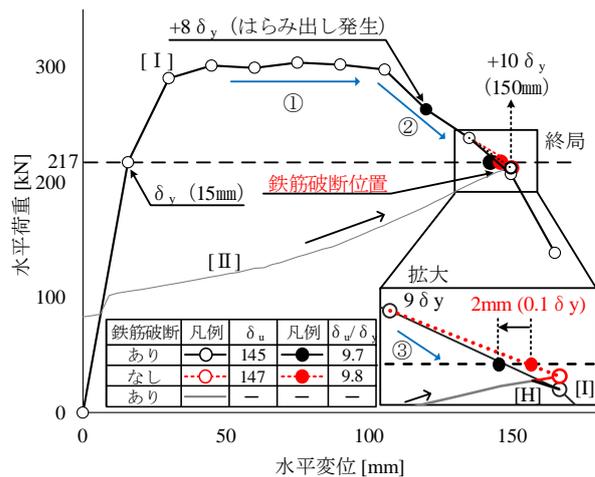


図-8 鉄筋破断の影響

破断による影響も考えられる。次に鉄筋破断が靱性率に与える影響について述べる。鉄筋破断が起きなかった履歴曲線は図-8中で次のように求めた。+10 $\delta_y$ に向かう履歴曲線は[H]点の位置で鉄筋破断が起きなかった場合、

鉄筋破断直前の直線勾配を延長し、水平変位+150mm (+10 $\delta y$ ) と交わる点を[I]とし、鉄筋破断が起きなかった場合の終局変位を求めた結果+147mmとなった。これにともない、靱性率 ( $\delta u / \delta y$ ) は 9.8 となった。これにより、正載荷では鉄筋破断によって、終局変位が+147mm から+145mm へと 2mm 減少し、靱性率も 9.8 から 9.7 と 0.1 程度減少した。

以上より、同一配合においても鉄筋破断の相違、ひび割れ発生状況の相違により、変形性能に 1 $\delta y$  (15mm) 程度の差異が発生したと考えられる。

#### 4. 帯鉄筋間隔の違いに着目した分析

##### 4.1 荷重変位履歴

###### (1) No. 2-12

図-9に No.2-12 の荷重変位履歴を示す。No.2-12 は水平変位 15mm で降伏荷重に達し、6 $\delta y$  (90mm) において最大荷重 (290kN) に達し、8 $\delta y$  時にかぶりコンクリートのはらみ出しが発生し、荷重が徐々に低下した。その後、-11 $\delta y$  (165mm) に向かう途中で衝撃音の発生を確認し、北面の軸方向鉄筋が破断したと考えられ、降伏荷重を下回り終局を迎えた。

###### (2) No. 2-13

図-10に No.2-13 の荷重変位履歴を示す。No.2-13 は水平変位 15mm で降伏荷重に達し、その後 5 $\delta y$  (75mm) において最大荷重 (301kN) に達し、8 $\delta y$  時にかぶりコンクリートのはらみ出しが発生し、荷重が大きく低下した。その後、降伏荷重を下回った 10 $\delta y$  (150mm) で終局を迎え載荷を終了した。

図-11に P- $\delta$  包絡線による各供試体の比較を示す。なお、同図は正負載荷の各目標変位時の平均値をプロットしており、帯鉄筋が 75mm 間隔の No.2-9, 11 は両供試体の平均を使用している。同図より、各供試体は、はらみ出し発生手前 7 $\delta y$  (105mm) まではほぼ同様の荷重状態であり、変形性能に差がなかったことが分かる。その後、No.2-12, 13 でははらみ出しが発生した 8 $\delta y$  (120mm) から荷重が低下し始め、終局に至るまで各供試体の荷重低下勾配は、No.2-13 では -2.0kN/mm、No.2-9, 2-11 では -1.8kN/mm、No.2-12 では -1.0 であることから、帯鉄筋間隔が密になるに従い、はらみ出し発生後の荷重低下勾配が緩やかに変化した。終局変位は No.2-13 が 140mm、No.2-9, 2-11 が 153mm、No.2-12 が 159mm であり、帯鉄筋間隔を密にした供試体が最も大きい。

したがって、高靱性セメントと高強度鉄筋 SD490 を併用した RC 橋脚では帯鉄筋間隔の粗密にかかわらず、はらみ出し発生までは安定した変形性能を有することが確認された。以降、帯鉄筋間隔の違いが最も大きい No.2-12 (50mm)、2-13 (100mm) を例として、両供試体の変形性

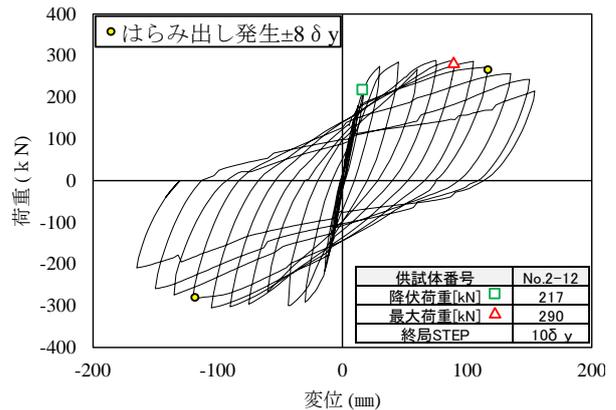


図-9 荷重変位履歴 (No. 2-12)

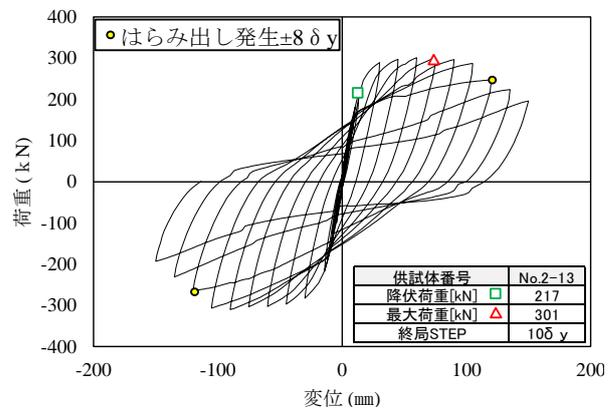


図-10 荷重変位履歴 (No. 2-13)

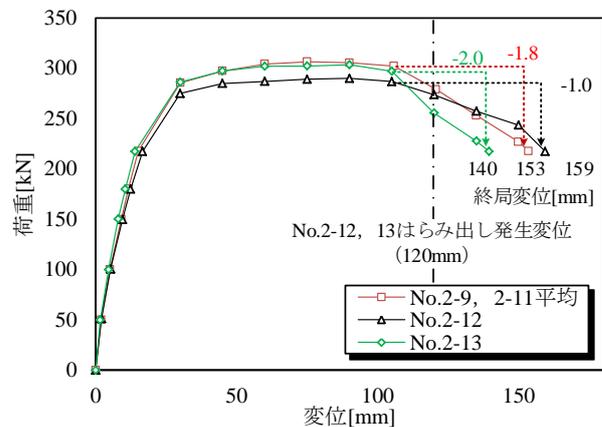


図-11 荷重変位包絡線

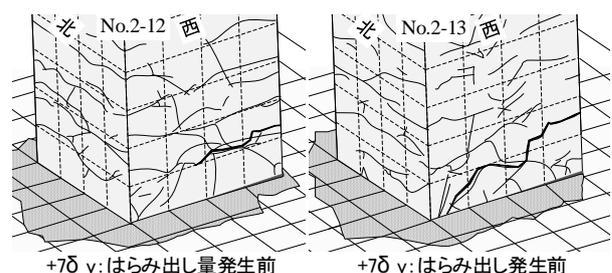


図-12 はらみ出し発生前のひび割れ状況

能がはらみ出し発生まで等しかった要因について検討した内容を示す。

#### 4.2 はらみ出し発生前後の挙動

ここでは帯鉄筋間隔が柱の損傷状態に及ぼす影響について外観性状から考察する。まず、**図-12**は軸方向鉄筋のはらみ出しが生じる $8\delta y$ の1ステップ前の柱基部周辺の損傷状態をNo.2-12とNo.2-13で比較した図である。また、**図-13**に柱基部300mmまでの範囲において正負の荷重で生じた柱西面のひび割れ密度の時系列計測結果を示す。ひび割れ密度の算出方法は、北面の柱基部から高さ300mm、柱幅全域(400mm)の範囲に生じたひび割れの総延長を求め、対象面積(計測範囲=300mm×400mm)で除すことにより算出した。**図-12**よりはらみ出し直前の $7\delta y$ では、両供試体で全体的なひび割れの性状に大きな違いは見られず、分散したひび割れが柱基部全体に生じていることが分かる。また、**図-13**に示す、ひび割れ密度の時系列計測結果からもはらみ出しが生じる $8\delta y$ まで両供試体でひび割れ密度の違いは見られず、同一の高靱性セメントを用いた場合、帯鉄筋間隔の違いが軸方向鉄筋のはらみだしを助長させるようなかぶりコンクリートの損傷に及ぼす影響は小さいと考えられる。一方、**図-14**は軸方向鉄筋のはらみ出しが生じた $8\delta y$ 時の柱基部周辺の損傷状態をNo.2-12とNo.2-13で比較した図である。同図よりはらみ出し発生後は、両供試体で損傷に大きな違いが生じ、はらみ出し発生区間は帯鉄筋間隔が50mmであるNo.2-12では170mm、帯鉄筋間隔100mmであるNo.2-13では340mmと、帯鉄筋間隔が小さいほど損傷範囲は小さく軸方向鉄筋のはらみ出しに対する拘束効果が高かったことが伺える。また、**図-15**に示す、荷重終了後のかぶりコンクリートを削った後の軸方向鉄筋の座屈状況からも、上記と同様の傾向がみられる。

#### 4.3 普通コンクリートを用いた供試体との比較

ここでは、普通コンクリートを用いた帯鉄筋間隔をパラメータとしたRC橋脚の荷重実験結果<sup>3)</sup>と、本実験結果を比較することで、帯鉄筋および高靱性セメントの拘束効果に対する考察を行う。まず、**図-16**は土木研究所で行われた帯鉄筋間隔をパラメータとした普通コンクリートを用いた柱の荷重実験において帯鉄筋間隔が250mmであるP-10と、80mmであるP-13の荷重変位包絡線を示す。

同図より、P-10とP-13では帯鉄筋間隔が異なるため、はらみ出し発生変位に $1\delta y$ の違いが生じた。一方、高靱性セメントを用いた供試体では帯鉄筋間隔の違いによるはらみ出し発生変位に差は生じなかった。これは、帯鉄筋だけでなく、軸方向鉄筋の座屈に対して拘束効果が高い高靱性セメント材料を用いたことで、3供試体とも軸方向鉄筋の座屈に対する拘束効果が上限に達していたと

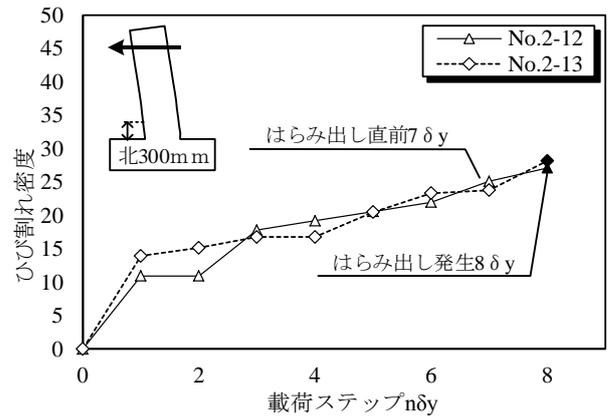


図-13 ひび割れ密度

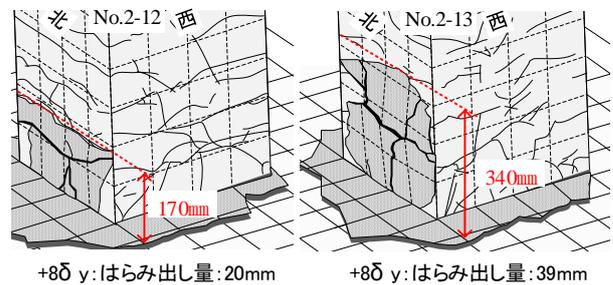


図-14 はらみ出し発生状況

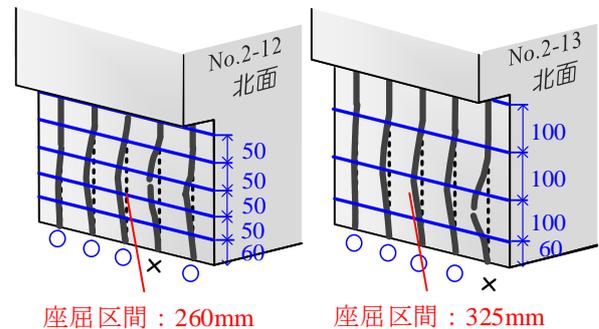


図-15 軸方向鉄筋座屈性状

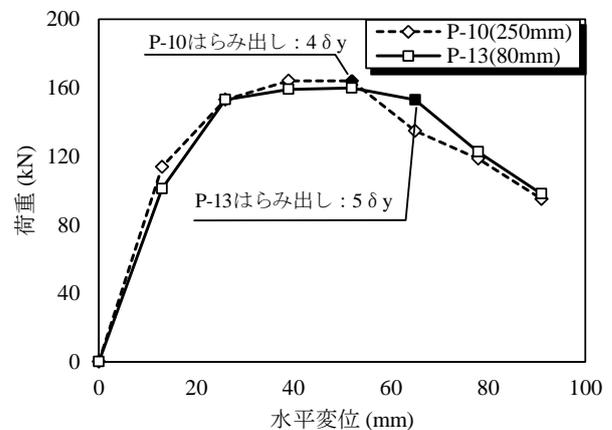


図-16 普通コンクリート荷重変位包絡線

推察され、はらみ出し発生変位に差が生じなかったと考えられる。

はらみ出し後の荷重低下の傾向は、帯鉄筋間隔が密である P-13 の方が P-10 に比べ緩やかに低下しており、高靱性セメントを用いた本実験結果と同様の傾向を示す。すなわち、コンクリートの材料に関わらず、軸方向鉄筋が座屈しコンクリートが剥離・剥落した後は荷重低下に及ぼす影響は帯鉄筋による拘束効果が卓越することがわかる。

図-17 に P-10 と P-13 の軸方向鉄筋のはらみ出し前後の柱基部の損傷状況を示す。同図より、はらみだし前の損傷状態では両供試体でひび割れ状況に大きな差異はみられず、高靱性セメントを用いた供試体と同様に帯鉄筋間隔の違いがはらみ出し発生までにかぶりコンクリートの損傷に及ぼす影響は小さい。一方、はらみ出し発生後の損傷状態を比較すると、主要な損傷範囲は帯鉄筋間隔が 250mm である P-10 の方が P-13 に比べて大きく、高靱性セメントを用いた本実験結果と同様に帯鉄筋間隔が密であるほど座屈長を短くし、損傷範囲が小さくなることわかる。

以上より、高靱性セメントを用いた供試体は、かぶり部の高靱性セメントによるはらみ出し抑制効果が高いことにより、はらみ出し発生変位におよぼす帯鉄筋間隔の影響は小さく、いずれも  $8\delta y$  (120mm) であった。一方、はらみ出し発生後の損傷は普通コンクリートを用いた供試体と同様に帯鉄筋間隔の差による影響が認められ、 $1\delta y$  (15mm) 程度の差となった。

## 5. まとめ

帯鉄筋間隔が異なる高靱性セメントと高強度鉄筋を用いた RC 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) 繰り返し載荷実験より、帯鉄筋間隔を 75mm (No.2-9, 2-11) , 50mm (No.2-12) , 100mm (No.2-13) とした供試体の終局ステップはそれぞれ、 $10.6\delta y$  (159mm) ,  $9.8\delta y$  (147mm) ,  $10.6\delta y$  (159mm) ,  $9.3\delta y$  (140mm) となり、帯鉄筋間隔が異なっても、高靱性セメントを用いることで、変形性能に大きな差は生じず、高い変形性能が保持されることが確認された。
- 2) 同一条件下での再現性を確認するために同一の材料および配筋で施工した No.2-9, 2-11 の変形性能を確認した結果、終局変位は  $10.6\delta y$  (159mm) ,  $9.8\delta y$  (147mm) となり、No.2-9 は僅か  $1\delta y$  (15mm) 程度塑性率が大きかった。これは鉄筋破断の相違、ひび割れ発生状況の相違などにより、変形性能に差異が発生したと考えられる。

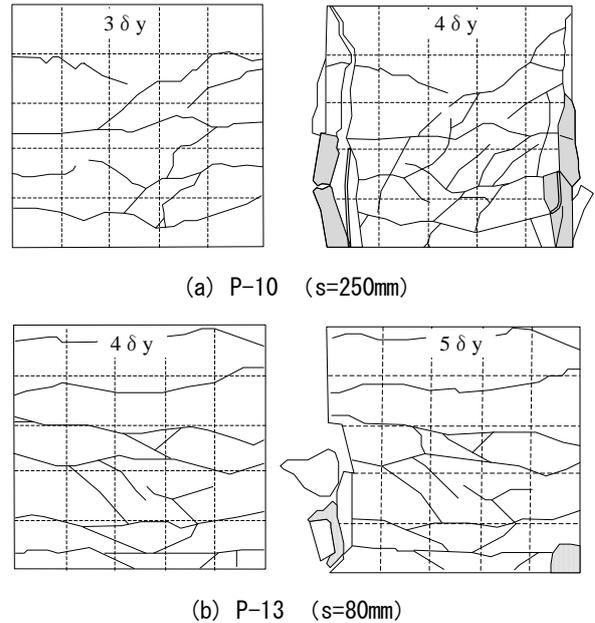


図-17 普通コンクリート供試体の損傷状況

- 3) 帯鉄筋間隔の差が変形性能に与える影響を検討するため、帯鉄筋間隔の異なる No.2-12 (50mm) と No.2-13 (100mm) の変形性能および損傷状況を比較した結果、はらみ出しが生じる変位は両供試体とも  $8\delta y$  (120mm) で同一であった。一方、はらみ出し発生後の損傷は普通コンクリートを用いた供試体と同様に帯鉄筋間隔の差による影響が認められ、 $1\delta y$  (15mm) 程度の差となった。

## 参考文献

- 1) 佐藤崇, 幸左賢二, 篠崎正治, 小川敦久: 高強度鉄筋と高靱性セメント材料を使用した RC 橋脚の変形性能に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 60A, pp.796-807, 2014. 3
- 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, 2002.3
- 3) 建設省土木研究所: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究, 土木研究所報告 第 190 号