

# 論文 高靱性セメント複合材料を用いた RC 橋脚変形性能評価方法の提案

幸左 賢二\*1・山之内 俊樹\*2・佐藤 崇\*3

**要旨：**著者らは軸方向鉄筋強度，帯鉄筋間隔，繊維混入率の各パラメータが RC 橋脚の変形性能向上に与える影響を把握するために，過年度 13 体の供試体（普通コンクリート供試体 1 体，PVA 供試体 10 体，鋼繊維供試体 2 体）を作成し，正負交番載荷実験を実施している。これらの供試体に対して Park らの式より算出した帯鉄筋の拘束効果を考慮した応力ひずみモデルを用いた解析手法により，全供試体の変形性能評価を行った。その結果，試算値と実験値は概ね±20%の差に収まった。よって，高靱性セメント複合材料を用いた RC 橋脚でも軸方向鉄筋強度，帯鉄筋間隔，繊維混入率の影響を考慮することができることが明らかになった。

**キーワード：**高靱性セメント複合材料，鋼繊維，PVA 繊維，正負交番載荷実験

## 1. はじめに

著者らは，RC 橋脚をモデルとし，変形性能向上を目的に，PVA 繊維を配合した高靱性セメント複合材料で打設した No.2 シリーズ供試体（10 体）と普通コンクリートのみを用いた No.1 供試体を作成し，正負交番載荷実験を実施した。その結果，参考文献<sup>1)</sup>に示すような軸方向鉄筋強度に着目した分析を行うとともに，帯鉄筋間隔，高靱性セメント複合材料の配合に着目した分析も行ってきた。また，同様に，鋼繊維を配合した供試体を 2 体作成しており，鋼繊維混入率の影響についての分析を行ってきた。

本論文では，これまで載荷実験を行ってきた全供試体に対して，道路橋示方書の RC 橋脚の試算方法を基本として，統一された方法を用いて試算を実施した。具体的には，帯鉄筋の拘束効果を算出する際，従来用いていた Mander<sup>2)</sup>らの式では，円形断面を対象にした実験をもとに提案されているため，高帯鉄筋比のときに帯鉄筋の拘束効果を過大に見積もることを確認した。そこで，矩形断面を対象にした実験をもとに提案された Park<sup>3)</sup>らの式から帯鉄筋の拘束効果を算出し，高靱性セメント複合材料の応力ひずみモデルの作成方法を見直した。さらに，試算値と実験値を比較し，各パラメータが変形性能に与える影響について考察を行った。

## 2. 実験および試算概要

### 2.1 実験供試体と載荷方法

図-1 に供試体形状と載荷方法，表-1 に高靱性セメント複合材料の配合表，表-2 に供試体諸元を示す。図-1 に示す供試体は一般的な RC 単柱式橋脚を 1/8 スケールでモデル化し，平成 14 年道路橋示方書<sup>3)</sup>に準拠して設計し，橋脚が支持する上部構造の重量を 160kN，地盤種別

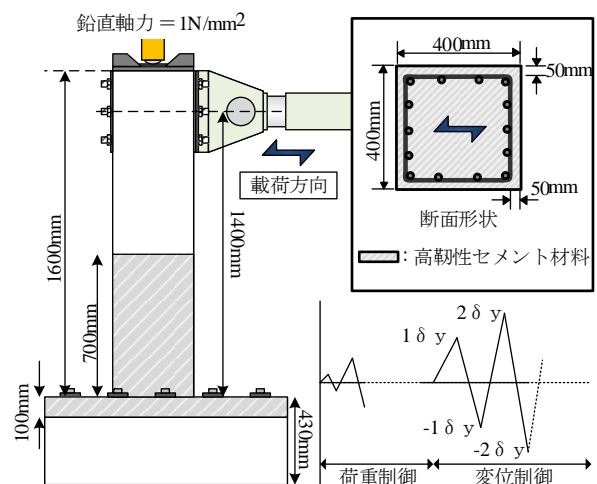


図-1 供試体形状と載荷方法

表-1 配合表

配合	PVA繊維		W/C	単位量 (kg/m³)					
	繊維量 (Vol.%)	繊維長 (μm)		W	C	F	S	AE	PVA
1	2	8	45	261	580	580	580	20	39
2	3	12	45	261	580	580	580	20	39
3	2	12	45	261	580	580	580	20	26
4	3	12	50	282	564	564	564	19	38

W:水, C:セメント, F:フライアッシュ, S: 砂6号

AE:AE減水剤, PVA:PVA繊維

はⅡ種と見込み，レベル2地震動に対して断面を決定した。全ての供試体形状は，断面寸法を 400×400mm の正方形断面とし，かぶり厚を 50mm，橋脚基部から載荷点までの高さを 1400mm，せん断支間比を 4.0 としている。軸方向鉄筋および帯鉄筋はそれぞれ D19，D10 の異形鉄筋を用いた。引張主鉄筋比および帯鉄筋比は RC 断面の破壊形態が曲げ破壊先行型となるように設定した。No.1 を除き全ての供試体で，高靱性セメント複合材料の使用範囲は柱基部より 700mm までの全断面に使用し，それ以上の

\*1 九州工業大学 名誉教授 Ph. D. (正会員)

\*2 鉄道建設運輸施設整備支援機構 (非会員)

\*3 株式会社長大，構造事業本部 工博 (正会員)

表-2 供試体諸元

供試体番号		No.1	No.2-1	No.2-4	No.2-6	No.2-7	No.2-8	No.2-9	No.2-10	No.2-11	No.2-12	No.2-13
コンクリート 強度[N/mm <sup>2</sup> ]	高靱性セメント	-	73.7	60.8	77.4	77.4	92.9	95.2	54.9	95.2	68.8	68.8
	普通コン	30.6	24.8	32.7	41.4	41.4	43.2	43.2	58.3	43.2	49.3	49.3
軸方向鉄筋	名称	SD345	SD345	SD345	SD390	SD490	SD390	SD490	SD490	SD490	SD490	SD490
	降伏強度[N/mm <sup>2</sup> ]	399	399	420	473	567	473	567	567	567	567	567
	径	D19	D19	D19	D19	D19	D19	D19	D19	D19	D19	D19
帯鉄筋	名称	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345
	降伏強度[N/mm <sup>2</sup> ]	408	356	420	402	402	402	402	402	402	402	402
	径	D10	D10	D10	D10	D10	D10	D10	D10	D10	D10	D10
	間隔[mm]	150	150	100	75	75	50	75	75	75	75	100
高靱性 セメント 配合	基本配合番号	-	配合-1	配合-2	配合-2	配合-2	配合-2	配合-3	配合-4	配合-3	配合-3	配合-3
	繊維長[mm]	-	8	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	繊維混入[Vol.%]	-	2	3	3	3	3	2	3	2	2	2

高さの範囲およびフーチングは普通コンクリートで打設している。荷重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/mm<sup>2</sup> 相当を荷重した一定軸力下で正負交番荷重を行った。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 25kN 刻みで荷重制御で荷重し、その時点での変位を  $\delta y$  と定義し、降伏以後は  $\delta y$  の整数倍を変位制御により荷重した。また、実験での終局変位の定義は降伏荷重を下回った時の変位とし、降伏荷重より低下したループで荷重を終了した。

## 2.2 実験パラメータ

本実験では高靱性セメント複合材料を RC 橋脚に用いた場合の変形性能を評価するために、表-2 および以下に示す 3 種類のパラメータを設定し、11 体の供試体を作製した。鋼繊維供試体については、4 章で述べる。

### (1) 軸方向鉄筋強度の影響

高強度鉄筋と高靱性セメント複合材料を組み合わせることで、変形性能の低下を抑制させることを目的に実験を行った。表-2 に示すように、軸方向鉄筋強度をパラメータとした供試体は No.2-4, 2-6, 2-7 であり、軸方向鉄筋はそれぞれ SD345, SD390, SD490 を用いて作製した。

### (2) 帯鉄筋間隔の影響

高靱性セメント複合材料を用いた RC 橋脚における帯鉄筋間隔が変形性能に与える影響を把握することを目的に実験を行った。同表に示すように、帯鉄筋間隔をパラメータとした供試体は 6 体である。まず、No.2-6, 2-8 の帯鉄筋間隔はそれぞれ 75, 50mm であり、軸方向鉄筋が SD390、繊維混入率が 3% (ファイバー径 40  $\mu$ m) として同一条件で作製した。次に、No.2-9, 2-11, 2-12, 2-13 の帯鉄筋間隔はそれぞれ、75, 75, 50, 100mm であり、軸方向鉄筋が SD490、繊維混入率が 2%の同一条件で作製した。

### (3) 繊維混入率の影響

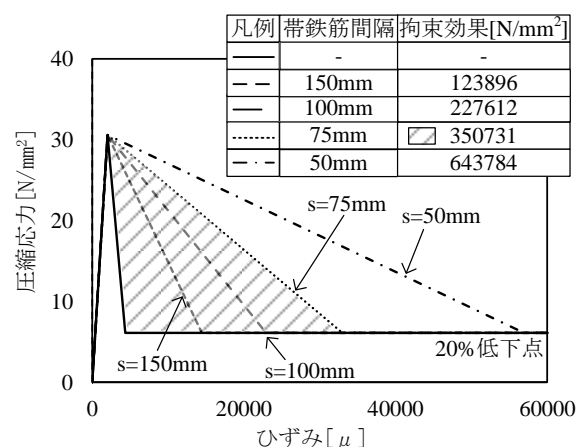


図-2 帯鉄筋拘束効果を考慮した応力ひずみ関係

高靱性セメント複合材料の繊維混入率が RC 橋脚の変形性能に与える影響を把握することを目的に実験を行った。No.2-7, 2-9, 2-10, 2-11 の繊維混入率はそれぞれ、3, 2, 3, 2%であり、軸方向鉄筋が SD490、帯鉄筋間隔が 75mm の同一条件で作製した。

## 2.3 試算方法

ここでは、平成 14 年度の道路橋示方書<sup>3)</sup>を基本とした試算方法の説明を行う。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。また、終局の定義は、最外縁の軸方向鉄筋位置の圧縮ひずみがコンクリートの終局圧縮ひずみに達するときの状態とした。なお、平成 14 年度の道路橋示方書ではコンクリートの最大圧縮応力の 80%低下点を終局圧縮ひずみと定義しているが、ここでは普通コンクリートおよび高靱性セメント複合材料の最大圧縮応力の 25%まで低下した点を終局圧縮ひずみと定義した。これは、著者ら<sup>4)</sup>によって行われた既往の研究により、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が最も整合していたためである。

ここから、応力ひずみモデルの作成方法を説明する。帯鉄筋の拘束効果を算出する際、前述したように、従来用いていた Mander らの式では、高帯鉄筋比のときに帯鉄筋の拘束効果を過大に見積もることが確認された<sup>5)</sup>。そのため、新たに Park らの式から帯鉄筋の拘束効果を算出し、高靱性供試体に対しては、Park らの式を用いて帯鉄筋の拘束効果を算出した。図-2 に、Park らの提案式から算出した帯鉄筋の拘束効果を考慮した応力ひずみ関係を示す。帯鉄筋による拘束効果分は、普通コンクリートにおける拘束の有無による応力差（同図中斜線部）であり、帯鉄筋間隔が密になると拘束効果は大きくなる。同図には、供試体に用いた 4 パターンの帯鉄筋間隔 150, 100, 75, 50mm の応力ひずみ関係と拘束効果[N/mm<sup>2</sup>]を示す。次に、図-3 に代表として No.2-9 の試算に使用した圧縮側コンクリートの応力ひずみモデルを示す。まず、100×200mm の円柱供試体を用いた圧縮試験から約 10 体分の高靱性セメント複合材料の応力ひずみ曲線を得る。そして、10 体分の試験結果を平均し、その平均した応力ひずみの原点、最大応力点(A点)、2つの軟化勾配点(B, C点)、10%低下点(D点)を直線で結んだ点線が、高靱性セメント複合材料の応力ひずみモデル(拘束効果無し)である。なお、B,C点 は実験の応力ひずみ曲線ともっとも近似した面積となる点として算出した。最後に、図-2 より算出した帯鉄筋の拘束効果を考慮する。同図中では、No. 2-9 の帯鉄筋間隔 75mm の拘束効果(350731N/mm<sup>2</sup>)による応力-ひずみの増加面積(図-2 中三角形内部の斜線部)と三角形 ABF の面積(図-3 中三角形内部の斜線部)が同じになるように F 点を求める。以上により、高靱性セメント複合材料の応力ひずみモデルを作成した。なお、E 点は荷重 25%低下点を示す。鉄筋の応力ひずみ関係は、ヤング係数を  $2 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>, 降伏応力に実降伏強度を使用し、降伏後の応力を一定とするバイリニア型の応力ひずみ関係とした。

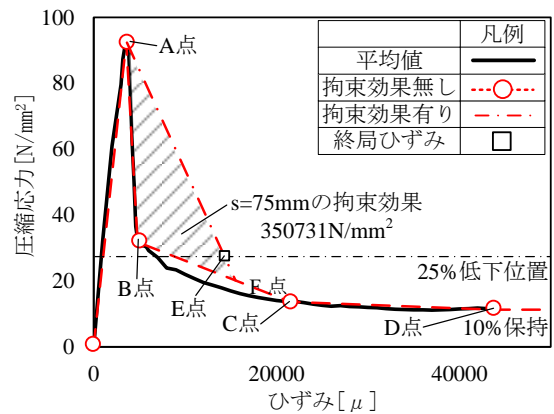
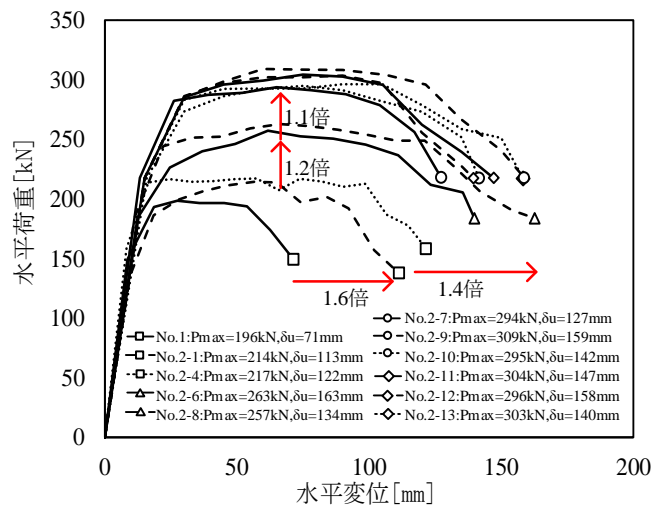
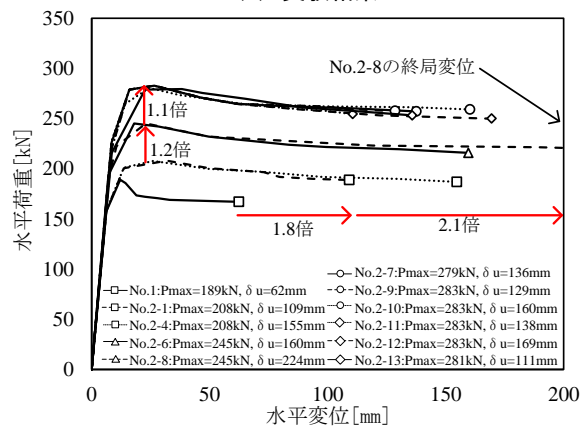


図-3 圧縮側コンクリートの応力ひずみモデル



(a) 実験結果



(b) 試算結果

図-4 荷重包絡線の比較

### 3. 変形性能評価

ここでは、PVA 供試体の実験値と試算値の比較を行い、各パラメータが供試体の変形性能に与える影響を実験値および試算値より考察を行う。

#### 3.1 実験結果

図-4 (a) に全供試体の荷重変位包絡線を示す。まず、各供試体の最大荷重に着目すると、軸方向鉄筋 SD345 を使用した供試体では 200kN 前後、軸方向鉄筋 SD390 を使用した供試体では 260kN 前後 (1.2 倍)、軸方向鉄筋に SD490 を使用した供試体では 300kN 前後 (1.1 倍) という結果になった。

次に、終局変位に着目する。まず、高靱性セメント複

合材料の有無の影響をみると、No. 1 の終局変位 71mm に対し、No. 2-1 の終局変位は 113mm (1.6 倍) になっており、高靱性セメント複合材料の使用により、変形性能の向上が確認できる。最も終局変位が大きくなった No. 2-9 は No. 2-1 に対して、軸方向鉄筋強度の変更 (SD345→SD490)、高靱性セメント複合材料の配合の改善 (繊維長 8mm→12mm, 繊維混入率は 2%のまま)、帯鉄筋間隔を密 ( $s=150\text{mm} \rightarrow 75\text{mm}$ ) にすることで、終局変位は 1.4 倍向上する結果となった。

### 3.2 試算結果

図-4 (b) に全供試体の荷重変位包絡線を示す。まず、各供試体の最大荷重に着目すると、軸方向鉄筋 SD345 を使用した供試体では 200kN 前後、軸方向鉄筋 SD390 を使用した供試体では 245kN 前後 (1.2 倍)、軸方向鉄筋に SD490 を使用した供試体では 280kN 前後 (1.1 倍) という結果になった。

次に、終局変位に着目する。まず、高靱性セメント複合材料の有無の影響をみると、No. 1 の終局変位 62mm に対し、No. 2-1 の終局変位は 109mm (1.8 倍) になっており、実験結果同様に高靱性セメント複合材料の使用により、変形性能の向上が確認できる。試算結果において最も終局変位が大きくなったのは、No. 2-8 供試体である。No. 2-8 は No. 2-1 に対して、軸方向鉄筋強度の変更 (SD345→SD390) することで、耐力が向上しつつ、高靱性セメント複合材料の配合を改善し (繊維長 8mm→12mm, 繊維混入率 2%→3%), 帯鉄筋間隔を密 (s=150mm→50mm) にすることで、終局変位は 2.1 倍向上する結果となった。

### 3.3 軸方向鉄筋強度の影響

図-5 に軸方向鉄筋強度をパラメータとした供試体の終局変位の実験値と試算値の比較を示す。同図の縦軸は実験値の終局変位、横軸は試算により算出した終局変位であり、図-6, 7 に関しても同様である。試算値と実験値を供試体ごとに比較すると、3 供試体ともプロットは ±20% 内に入っており、概ね実験値と試算値は一致する結果となった。次に、軸方向鉄筋強度の影響をみると、No.2-6 に対して No.2-7 は、終局変位が試算値では 0.85 倍、実験値では 0.78 倍になっており、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できた。道路橋示方書では断面の力のつりあいを計算した際に、軸方向鉄筋強度が大きい場合では、圧縮側コンクリートの負担する力が大きくなり、中立軸が中央に移動する。そのため、曲率も小さくなるので変形性能も小さくなる結果となった。また、帯鉄筋間隔を 100mm とした No.2-4 と帯鉄筋間隔を 75mm とした No.2-6, 2-7 を比較すると、帯鉄筋間隔を密にすることで、軸方向鉄筋を高強度にした際に生じる変形性能の低下は小さく、耐力を向上させつつ、変形性能の維持もできた。

### 3.4 帯鉄筋間隔の影響

図-6 に帯鉄筋間隔をパラメータとした供試体の終局変位の実験値と試算値の比較を示す。実験値と試算値を供試体ごとに比較すると、No. 2-8 以外は ±20% 内に入っており、実験値と試算値の差は小さい。No.2-8 が一致しない原因は、他の供試体ではせいぜい 1 本鉄筋破断しているのに対して 4 本と多いため、荷重が早期に低下し実験における終局変位が大きく低下したためと考えられる。

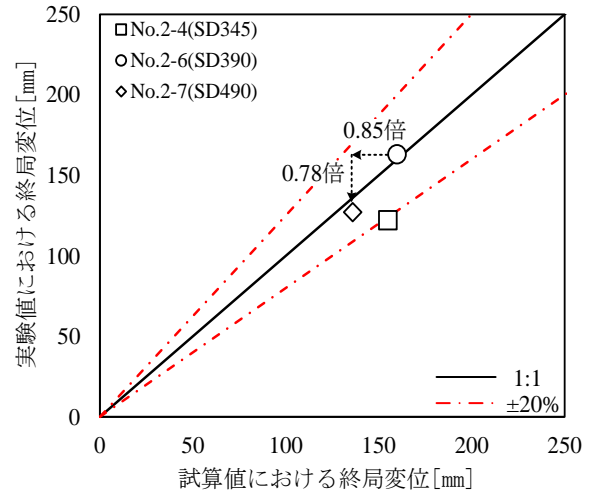


図-5 軸方向鉄筋強度の影響

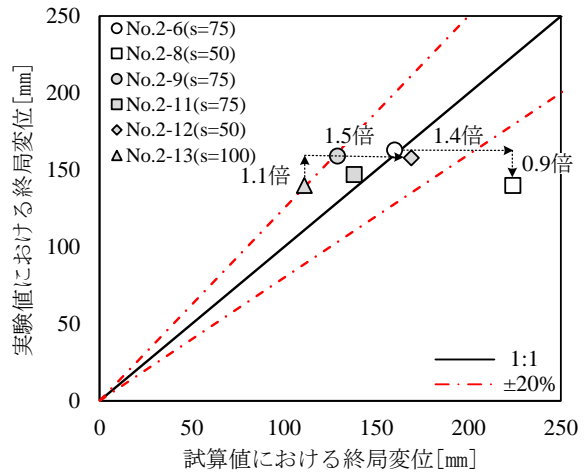


図-6 帯鉄筋間隔の影響

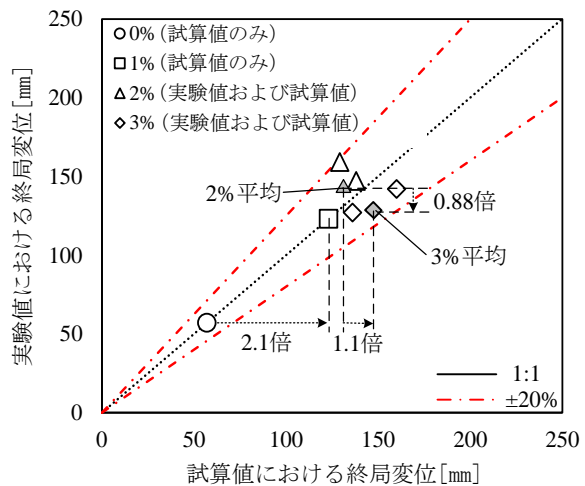


図-7 繊維混入率の影響

次に、帯鉄筋間隔の影響をみると、軸方向鉄筋に SD490 を用いた No.2-13 に対して No.2-12 の終局変位は試算値では 1.5 倍、実験値では 1.1 倍となっており、帯鉄筋間隔を密にしても試算値ほどの効果は得られない結果となった。特に、軸方向鉄筋に SD390 を用いた No.2-6 に対して No.2-8 の試算結果では、終局変位が 1.4 倍、実験結果では、終局変位が 0.9 倍となっているが、これは高帯鉄

筋比の場合、軸方向鉄筋の破断が生じるためである。

### 3.5 繊維混入率の影響

図-7 に繊維混入率をパラメータとした供試体の終局変位の実験値と試算値の比較を示す。同図には、参考値として、軸方向鉄筋 SD490、帯鉄筋間隔 75mm とし、繊維混入率を 0%と 1%とした試算結果（実験値と試算値を同一と仮定する）をプロットした。また、損傷形態がほぼ同様であることから No.2-9、2-11 (2%) の平均を黒三角、No.2-7、2-10 (3%) の平均を黒ダイヤでプロットした。まず、試算値と実験値を供試体ごとに比較すると、全供試体とも±20%内に入っており、実験値と試算値の差は小さい。次に、同図に示すように繊維混入率の影響をみると、試算値だけではあるが、繊維混入率を 0%から 1%にすることで、終局変位は 2.1 倍向上する。また、2%、3%の平均した結果を比較すると、応力ひずみ関係において終局ひずみが大きい 3%の方が、2%に比べて試算値の終局変位は 1.1 倍大きい。しかし、実験値の終局変位は、2%から 3%にすることで 0.88 倍とやや小さくなる結果となり、繊維混入率を 2%から 3%にしても応力ひずみ関係通りには変形性能は向上せず 2%程度が限界とも考えられる<sup>9)</sup>。以上より、Park らの式より算出した帯鉄筋の拘束効果を考慮した圧縮側コンクリートの応力ひずみモデルを用いた試算方法を PVA 供試体に適用した結果、試算値と実験値は概ね±20%の差に収まったことから、高靱性セメント複合材料を用いた RC 橋脚においても軸方向鉄筋強度、帯鉄筋間隔、繊維混入率の影響を概ね考慮することができる<sup>9)</sup>。

## 4. 鋼繊維供試体に対する試算方法の適用性について

PVA 供試体を用いた試算方法を著者らが過去に作成した鋼繊維供試体に対して適用性を検討する。

### 4.1 供試体諸元および実験結果

鋼繊維供試体の基本形状は図-1 に示す形状と同じであり、基部から高さ 700mm の範囲に鋼繊維を配合したコンクリートを用いている。実験パラメータは繊維混入率としており、No.2-2 は繊維混入率 1.0%、No.3 は繊維混入率 1.6%としており、他の条件は No.1 と同じである。鋼繊維には附着性能のよい両端フック型の鋼繊維を採用した。載荷方法は、2 章で述べた方法と同じである。図-8 に代表として、No.3 供試体の荷重変位履歴曲線を示す。No.3 は水平変位 6.96mm で主鉄筋が降伏し、3δy で最大荷重 198kN に達した。その後、7δy でかぶりコンクリートの剥落とともに急激に荷重が低下し、13δy のループで引張側の主鉄筋が 5 本破断し、降伏荷重を下回った。図-9 に荷重変位包絡線の比較を示す。まず、最大荷重の比較を行うと、どの供試体も 200kN 前後となった。次に、同図に示すように、普通コンクリートから

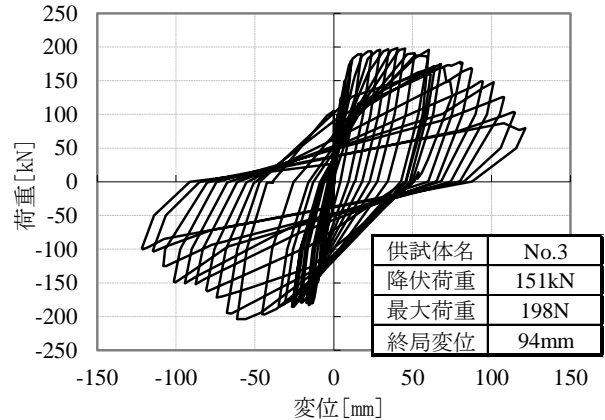


図-8 荷重変位履歴曲線

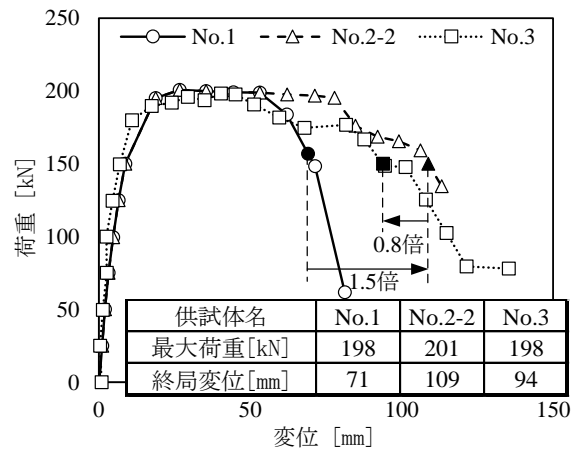


図-9 荷重変位包絡線の比較（実験値）

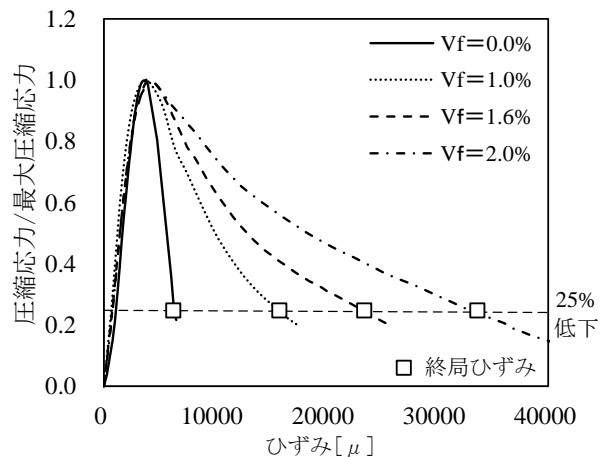


図-10 鋼繊維の応力ひずみ関係

鋼繊維にした場合 (No.1→No.2-2)、変形性能が 69mm から 109mm (1.5 倍) と大幅に向上した。繊維混入率を 1.0% (No.2-2) から 1.6%に増やした No.3 の変形性能は No.2-2 に比べると 0.8 倍と小さくなる結果となった。

図-10 に鋼繊維入りコンクリートの応力ひずみ関係を示す。同図は 100mm×200mm の円柱シンダーを用いた圧縮試験より得た応力ひずみであり、繊維混入率ごとに 6 体の試験の平均した応力ひずみ関係を示す。鋼繊維においても PVA 繊維同様に最大圧縮応力以降の軟化勾



配曲線がやや緩やかとなるため、終局ひずみが大きくなる。また、鋼繊維混入率を増やすことで終局ひずみも大きくなることも確認した。

#### 4.2 試算方法の適用性について

図-11 に試算値の荷重変位包絡線の比較を示す。まず、最大荷重を比較すると、No.1 は 189kN、No.2-2 と No.3 は 200kN となり、No.1 は実験値に比べやや小さいが、鋼繊維を用いた No.2-2 と No.3 の最大荷重は実験値と一致した。次に、No.1 と No.2-2 の終局変位を比較すると、試算値は 1.8 倍となり、No.2-2 の実験値と試算値はほぼ一致した。このことから、鋼繊維の応力ひずみモデル<sup>6)</sup>は PVA 繊維の応力ひずみモデルの作成方法と同様に Park らの式より帯鉄筋の拘束効果を算出し、終局ひずみの値を最大圧縮応力の 25%低下点で評価することができた。また、No.2-2 と No.3 を比較すると、試算値は 1.1 倍となり、大きな変化はなかった。実験では繊維混入率を増加させたにも関わらず、変形性能の低下が確認された。これは、図-12 に示すように、No.3 は No.2-2 に比べ、かぶりコンクリートの早期のはらみ出しが発生し、それに伴い鉄筋破断も他の供試体より多く発生してしまったため、No.3 は No.2-2 より変形性能が低下したと考えられる。早期のはらみ出しが発生した理由として、繊維混入率が 1.0%を超えると、特に基部付近ではコンクリート打設が困難となり、鋼繊維の分散性も悪くなり、鋼繊維の効果が十分に発揮されなかったことが考えられる<sup>9)</sup>。

#### 5. まとめ

PVA および鋼繊維供試体のパラメータ毎に試算値および実験値の比較を行った結果を以下に示す。

- (1) 帯鉄筋間隔をパラメータとした供試体を試算した結果、No.2-6 (s=75mm) から No.2-8 (s=50mm) では、終局変位は 1.4 倍向上したが、実験では No.2-8 は、軸方向鉄筋の破断が複数本生じたため No.2-6 より変形性能が低下した。また、No.2-13 (s=100mm) から No.2-12 (s=50mm) では、終局変位は 1.5 倍向上したが、実験では 1.1 倍程度しか向上しない結果となった。
- (2) PVA 繊維混入率をパラメータとした供試体を試算した結果、繊維混入率を 0% から 2% にすることで、変形性能は 2 倍以上向上した。しかし、繊維混入率を 2% から 3% とした供試体では変形性能は 1.1 倍程度しか向上しない結果となった。また、実験値においては、変形性能が 1 割程度低下しており、変形性能の向上は確認されなかった。
- (3) 鋼繊維混入率をパラメータとした供試体の試算結果は、No.1 (0%) から No.2-2 (1%) では、終局変位は 1.8 倍向上し、実験値の終局変位においても 1.5 倍向上する良好な結果が得られた。一方、No.2-2 (1%) から No.3

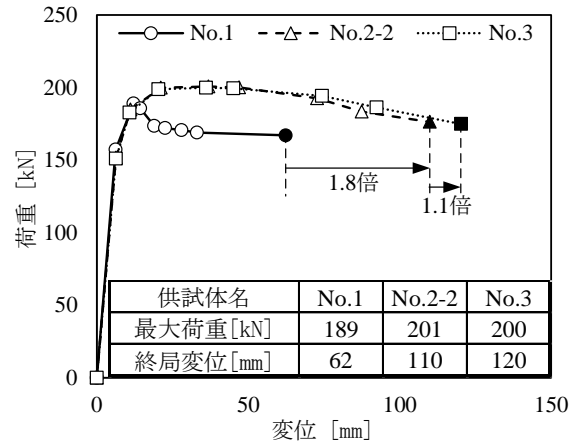


図-11 荷重変位包絡線の比較 (試算値)

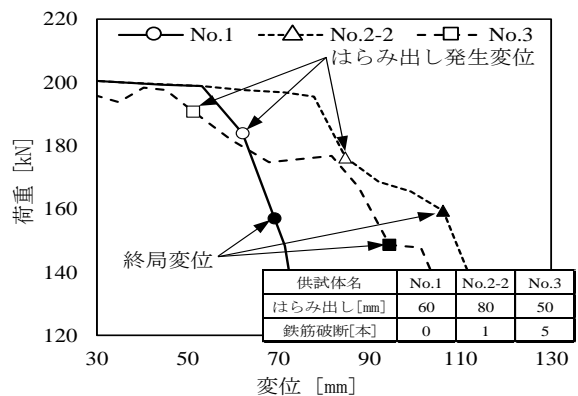


図-12 はらみ出し発生変位と鉄筋破断本数

(1.6%) では、試算値の終局変位は 1.1 倍程度の向上、実験値の終局変位は 0.8 倍と小さくなり、鋼繊維混入率を 1.6% にした供試体の試算値、実験値ともに終局変位の顕著な向上は確認されなかった。

#### 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. 769-807, 2014. 3
- 2) Kent, D. C., Park, R., "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, July, 1971, pp. 1969-1990
- 3) 公益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) 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) 九州工業大学: 高靱性セメント複合材料を使用した RC 橋脚の変形性能評価報告書, 2016
- 6) 内野裕士, 幸左賢二, 合田寛基, 森暁一: 鋼繊維を用いた RC 橋脚の変形性能改善に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 775-780, 2005.