

鋼繊維を用いたRC橋脚の変形性能の評価

内野 裕士¹ 幸左 賢二²

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科（〒804-8550 福岡県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 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）

1. はじめに

RC構造物の耐震性を向上させる方法のひとつとして塑性ヒンジ部の部材レベルでの変形性能を向上させる方法が考えられる．ここでは，鋼繊維コンクリートを想定される曲げ損傷部分である塑性ヒンジ部断面に適用することによる，変形性能の向上効果について検討する．本稿では，まず，既往の評価式を基に解析的に鋼繊維補強コンクリート（SFRCやDuctal）柱部材の変形性能について評価を行った．ついで，その効果について確認するため，SFRC柱およびRC柱の供試体を作成し，正負交番実験を行い，その有用性について検討を行った．

2. 既往の評価式による変形性能評価

図-1に標準供試体（No.1）の断面および全体形状、表-1に標準供試体の諸元を示す．供試体は一般的な単柱式橋脚を1/8スケールでモデル化したものである．解析パラメータは，コンクリートの種類，帯鉄筋量，鉄筋強度，断面形状とした．コンクリートの種類は，一般的な普通コンクリート，および変形性能を向上させる目的で鋼繊維補強コンクリート（以下，SFRC）と，SFRCの一種で超高強度のDuctalを検討対象とした．表-2に各パラメータ毎にまとめた検討断面を示す．

(1) 計算手法

変形性能の評価は，道路橋示方書V耐震設計編¹⁾（以降，道示Vと呼ぶ）に従って行った．その際，部材の応力度－ひずみ関係が必要となる．普通コンクリートの応力度－ひずみ関係は，道示Vで示されているタイプⅡ地震動に対応したものをを用いる．また，現在，土木学会²⁾で提案されているSFRCの応

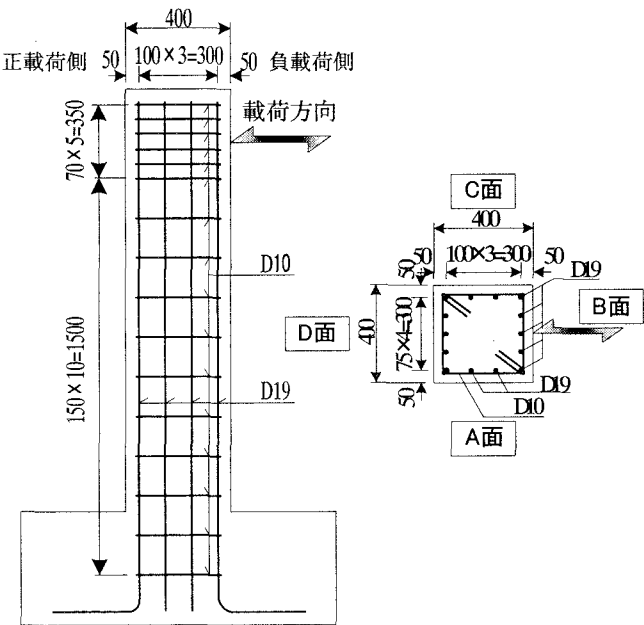
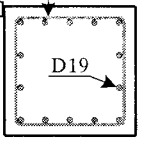
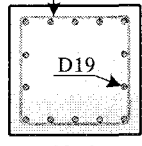
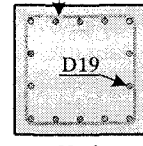
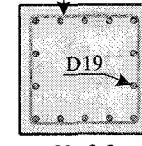
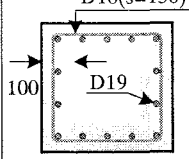
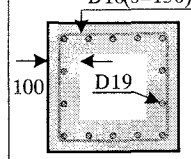
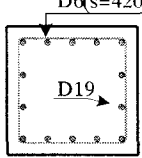
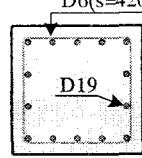
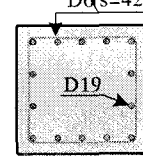
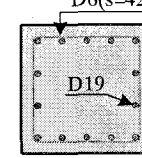


図-1 供試体断面および形状（単位：mm）

表-1 供試体諸元

断面寸法	断面幅×断面高さ (mm)	400×400
有効高さ	(mm)	350
せん断スパン	(mm)	1400
せん断スパン比		4
軸方向鉄筋	鉄筋径	D19
	軸方向引張鉄筋比 p_t	1.3
	使用鋼材	SD345
帯鉄筋	鉄筋径	D10
	間隔 s (mm)	150
	横拘束筋体積比 ρ_s	0.63
	使用鋼材	SD345
軸力	(N/mm ²)	1.0

表-2 各検討断面とそのパラメータ

	普通鉄筋 (SD345)			高強度鉄筋 (SD785)
	通常コンクリート ($f'_c=33[\text{N/mm}^2]$)	SFRC ($f'_c=33[\text{N/mm}^2]$)	Ductal ($f'_c=200[\text{N/mm}^2]$)	
高帯鉄筋比 ($\rho_s \parallel 0.63\%$)	荷重方向  No.1	 No.2	 No.3	 No.3-2
		 No.7	 No.8	注1: No.7,8の中心部は通常コンクリート 注2: 単位[mm]
低帯鉄筋比 ($\rho_s \parallel 0.1\%$)	 No.4	 No.5	 No.6	 No.6-2

※全供試体ともに $H \times B=400 \times 400[\text{mm}]$, セン断スパン1400[mm], セン断スパン比4.0, 主鉄筋比 $\rho_l=1.43[\%]$

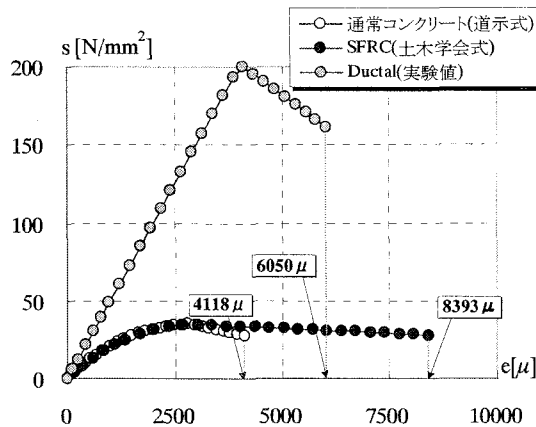


図-2 応力度～ひずみ関係 ($\rho_s=0.63\%$)

力度～ひずみ関係は、帯鉄筋による拘束効果が考慮されていない。そこで、土木学会の提案式(1)のひずみ値に道示Vでの帯鉄筋の拘束効果を考慮した値を代入することによって求めた。同様の考え方をを用いて Ductal の既往の実験結果に帯鉄筋の効果を考慮した式を仮定し、それにより得られた応力度～ひずみ関係を図-2 に示す。

$$\sigma_c' = f'_{ck} \cdot \varepsilon_c' / 0.002(2 - \varepsilon_c' / 0.002) \quad (1)$$

$$(\varepsilon_c' \leq 0.002)$$

$$f'_{ck} \cdot (-\varepsilon_c' / 0.0024 + 13/12)$$

$$(\varepsilon_c' > 0.002)$$

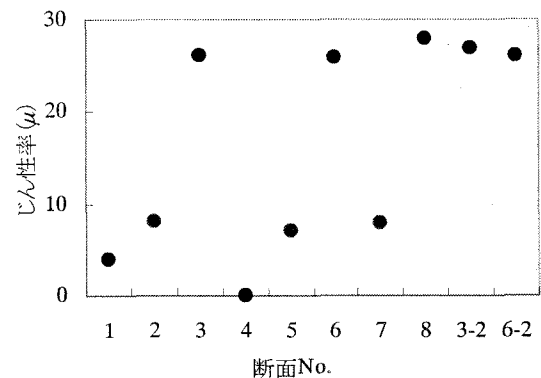


図-3 各断面のじん性率

表-3 計算結果

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
P_u (kN)	156.6	156.5	163.8	141.1	156.1
δu (mm)	24.8	49.5	150.0	14.5	40.8
μ	4.0	8.0	26.1	せん断破壊	7.0
	No.6	No.7	No.8	No.3-2	No.6-2
P_u (kN)	163.8	156.5	163.8	348.7	348.6
δu (mm)	148.0	49.7	149.6	76.8	74.3
μ	25.8	7.9	28.0	26.9	26.1

ここで、

σ_c' = プレーン SFRC の応力度
 f'_{ck} = プレーン SFRC の圧縮強度
 ε_c' = プレーン SFRC のひずみ

これらの応力度～ひずみ関係を用い、道示Vに準

じて変形性能を算出した結果を表-3に示す。また、図-3に各断面のじん性率を示す。No. 2, 5, 7の結果に示すようにSFRC1%混入することにより変形性能が大幅に改善できることが分かる。さらに、Ductulのみを適用したNo. 3, 6, 8断面は、耐力がほとんど同程度でじん性率のみを6倍程度向上させることができ、高強度鉄筋と併用したNo. 3-2およびNo. 6-2断面は耐力も2倍以上保有することが分かった。

3. 正負交番载荷実験

(1) 実験概要

供試体形状は図-1に示したように、一般的な単柱式橋脚を1/8スケールでモデル化した400mm×400mmの正方形断面とし、柱基部から頭頂部までの距離は1600mmである。水平力载荷位置までの距離は1400mmであり、せん断スパン比は4.0となっている。柱の軸方向鉄筋にはD19を使用し、軸方向引張鉄筋比(ρ_t)は1.3%である。帯鉄筋は、D10を150mm間隔で配置し横拘束筋体積比(ρ_s)は0.63%と設定し、全ての供試体が曲げ破壊するように設計した。実験パラメータは表-4に示すように、コンクリートの種類および軸力の有無による計3ケースの供試体を用意し、正負交番载荷実験を行った。鋼繊維には付着性能のよい両端フック型の鋼繊維を採用し、繊維混入率は1%（体積比）とした。SFRCは塑性ヒンジ長を考慮し、柱基部から700mmの範囲にのみ適用し、それ以外は普通コンクリートを用いた。

正負交番载荷の方法としては、実強度を用いた計算により求めた曲げ降伏荷重までは荷重制御で载荷し、降伏荷重以降は降伏変位を基本としその整数倍を変位制御で载荷した。なお、繰り返し回数は1回とし、正負交互に载荷した。以下では正载荷とは図-1に示すB面側に加力すること、負载荷とはD面側に加力することを指す。鉛直荷重はNo. 1およびNo.

表-4 実験供試体ケース

供試体ケース	No.1	No.2-1	No.2-2
供試体断面	RC	SFRC	SFRC
鋼繊維混入率(Vf)	0	1	1
軸力(N/mm ²)	1.0	0.0	1.0

2-2供試体は1.0N/mm²の一定軸力を载荷し、No. 2-1供試体は軸力無しで実験を行った。

No. 2-2供試体は実験初期段階で荷重制御の不利により、明確な降伏変位を確認する前に急激に3 δ_y までの変形となったが、引張側となるD面に水平ひび割れが生じたものの、B面の柱基部において座屈などの損傷が生じていなかった。そこで、再度、設計降伏荷重まで荷重制御で加力し、その後は、そのときの変位から計算上の降伏変位の整数倍を追加することとし、変位制御で载荷を行なった。

(2) 実験結果

a) 破壊性状

図-4, 5に実験終了時のクラック図、および実験終了後に柱基部のかぶりコンクリートを撤去し柱基部の損傷を調査した結果を示す。普通コンクリートを柱基部に適用したNo. 1供試体は、载荷初期段階に载荷方向のB・D面の引張側に水平ひび割れが発生し、その後A・C面において水平ひび割れが斜めひび割れへと進展した。実験終了時にはこのひび割れを中心に大きな剥落が生じていた。それに対してSFRCを柱基部に適用したNo. 2-2供試体では、水平ひび割れが密に発生し、No. 1供試体に比べひび割れも小さいことが確認された。また、実験終了時においても、鋼繊維がかぶりコンクリートをつなぎとめており、大きな剥落は生じなかった。

実験終了後の柱基部の損傷状況を確認すると、No. 1供試体はコアコンクリートの28%が粉々に破碎され、断面が大きく欠損している状態であった。さ

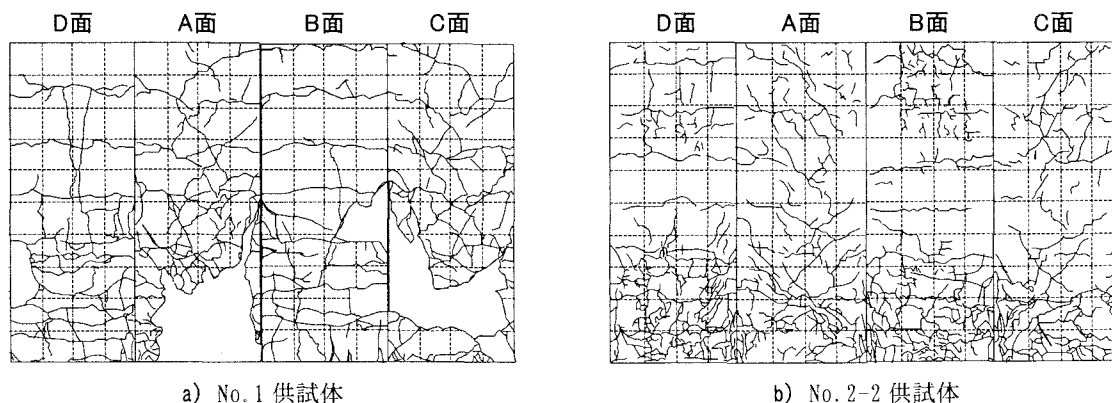
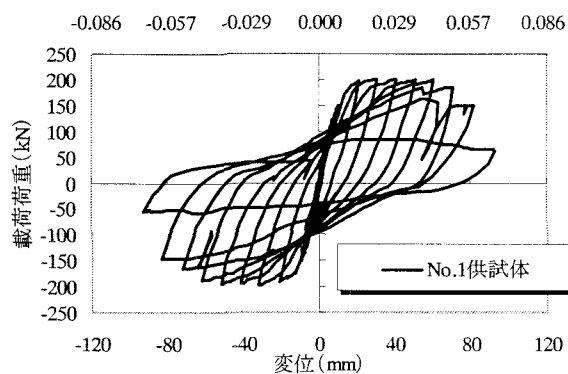
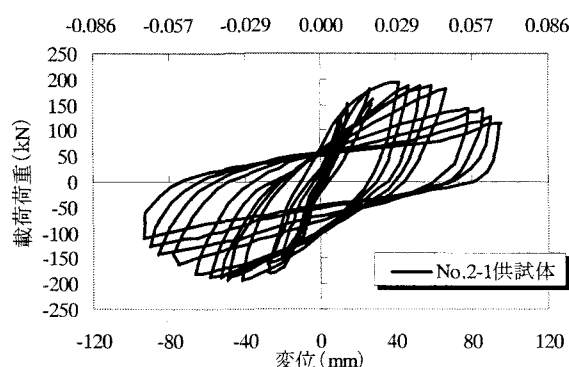


図-4 実験終了時のクラック図



a) No. 1 供試体



b) No. 2-1 供試体

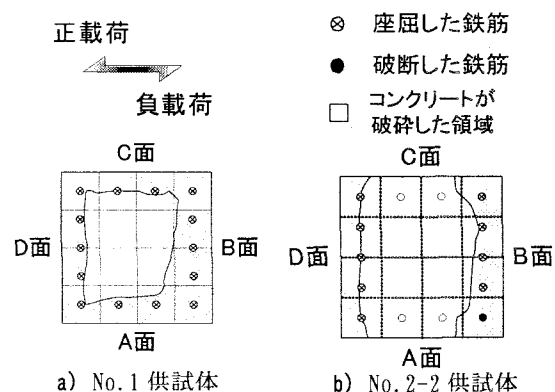
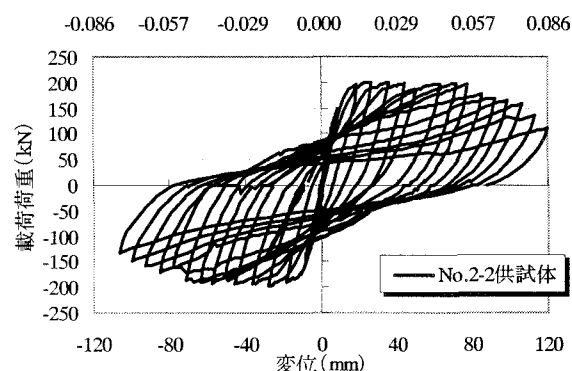


図-5 実験終了後の柱基部での損傷



c) No. 2-2 供試体

図-6 水平力と水平変位の関係履歴 a)～c)

らに、残りのコアコンクリートにも斜めひび割れが貫通している状態であった。その影響でコアコンクリートが圧縮力に対して抵抗できなくなり、全軸方向鉄筋が座屈していた。それに対して、No. 2-2供試体はB面においてコアコンクリートの7%程度が破砕していたが、それ以外に特に目立った損傷は見られなかった。また、軸方向鉄筋は載荷面であるB、D面に配置しているもののみが座屈し、B面ではそのうち1本が破断に至った。

b) 荷重-変位関係

図-6に各供試体の水平力と水平変位の関係を示す。先にも述べたが、No. 2-2供試体は荷重制御の段階で $3\delta y$ 程度の変位が加わり、降伏荷重が明確でないこと、正方向の荷重-変形の進展がNo. 1供試体とほぼ同一であったため $3\delta y$ まではNo. 1供試体の履歴曲線を用いて補正している。

実験初期段階および最大荷重を保持している段階において、各供試体の差異は小さい。その後、No. 1供試体とNo. 2-2供試体を比較すると最大荷重を保持できる変位に大きな差が生じている。No. 1が53mm程度まで最大荷重を保持しているのに対して、No. 2-2供試体は約78mmまで最大荷重を保持しており、SFRC

を適用することで最大荷重を保持できる変位が1.5倍程度伸びている。その後、さらに載荷を続けるとNo. 1供試体は柱の軸方向鉄筋の座屈が発生し、急激に荷重低下が生じた。これに対して、No. 2-2供試体は最大荷重以降、柱軸方向鉄筋が座屈しても荷重の低下が緩やかであり、最終的には引張側の柱軸方向鉄筋の破断で実験が終了した。各供試体を比較すると、SFRCを用いた供試体では座屈発生による最大荷重からの荷重の低下が遅く、変位が伸びていることがわかる。No. 2-1供試体がNo. 2-2供試体ほど変形性能が向上しなかったのは、実験終了後確認したところ、SFRCの分散性が悪く、局部的に破壊が生じたためであると推定される。

c) 履歴吸収エネルギー

図-7に各載荷ステップ毎の履歴吸収エネルギーを示す。No. 1供試体は変位60mm程度で履歴吸収エネルギーが最大 $20\text{kN}\cdot\text{m}$ となり、その後急激に低下するのに対して、No. 2-2供試体は変位85mm程度で履歴吸収エネルギーが最大 $25\text{kN}\cdot\text{m}$ となり、その後も緩やかに低下した。No. 2-2供試体は最大変位時においても $20\text{kN}\cdot\text{m}$ とNo. 1供試体の最大履歴吸収エネルギーと同等であった。累積吸収エネルギーを各供試体で比較

すると、No.1供試体が100kN・m程度であるのに対して、No.2-2供試体では210kN・mと2倍以上のエネルギー吸収能力を有しており、履歴吸収エネルギーの能力に優れているといえる。

d) 実験結果と計算結果との比較

図-8に各供試体の実験で得られた包絡線と計算結果を示したものを示す。また、主要なイベント時での変位および、じん性率を表-5に示す。表中の実験の終局は計算での初降伏荷重まで低下した状態としている。

実験のじん性率はNo.1供試体が8.2、No.2-1供試体で7.8、No.2-2供試体で12.6となった。これは計算でのじん性率3.5、6.9、6.6を大きく上回る結果である。これより、No.1とNo.2-2供試体は計算値の2倍程度のじん性率を有している結果となった。実験での包絡線で囲まれた面積および、計算で算出されるバイリニアモデルで囲まれる面積をエネルギー吸収量とし、その結果を表-5に併せて示す。計算値ではNo.1供試体が3.7kN・m、No.2-2供試体が7.5kN・mと2倍程度のエネルギー吸収向上が見込まれると考えられたが、実際にはNo.1供試体の実験値が12.2kN・m、No.2-2供試体で19.1kN・mと1.6倍エネルギー吸収量が向上した結果となり、計算値に対応した結果が得られた。

e) 座屈の検討

載荷実験中、No.1供試体はデジタルビデオ、No.2-2供試体はデジタルカメラを設置して載荷面であるB、D面の損傷状況をデジタル画像で撮影した。写真-1に示すようにB、D面の正面にそれぞれデジタルカメラを1台ずつ設置した。そのデジタル画像を用いて、かぶりコンクリートのはらみ出しを測定した。画像解析において、はらみ出し領域とは、かぶりコンクリートのはらみ出しが確認される位置までの柱基部からの高さ方向距離としている。また、はらみ出し量とは、実験終了時の座屈発生高さを確認し、その高さに着目したかぶりコンクリートのはらみ出し量を測定した。はらみ出しの測定例を写真-2に示し、以下に測定手順について示す。

- i) はらみ出しが発生していない写真で、柱中央位置からかぶり位置までの距離(L1)を測定する
- ii) はらみ出しが発生した写真で柱中央位置からかぶり位置までの距離(L2)を測定する

上記の手順で求めたL1、L2の差がはらみ出し量となる。図-9にB面に着目し、負荷荷時と除荷時での柱基部におけるはらみ出し領域を測定した結果を示す。

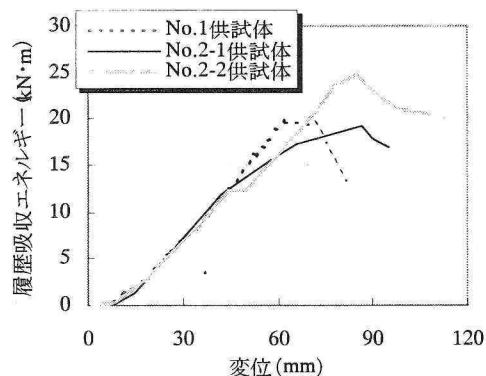


図-7 各載荷ステップ毎の履歴吸収エネルギー

表-5 変形性能の比較

	No.1供試体		No.2-1供試体		No.2-2供試体	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
初降伏	8.8	7.3	10.5	7.2	8.8	7.1
終局	72	25.2	82.4	49.9	110.8	46.7
じん性率	8.2	3.5	7.8	6.9	12.6	6.6
エネルギー吸収量	12.2	3.7	13.0	11.5	19.1	7.5

(単位: mm, kN・m)

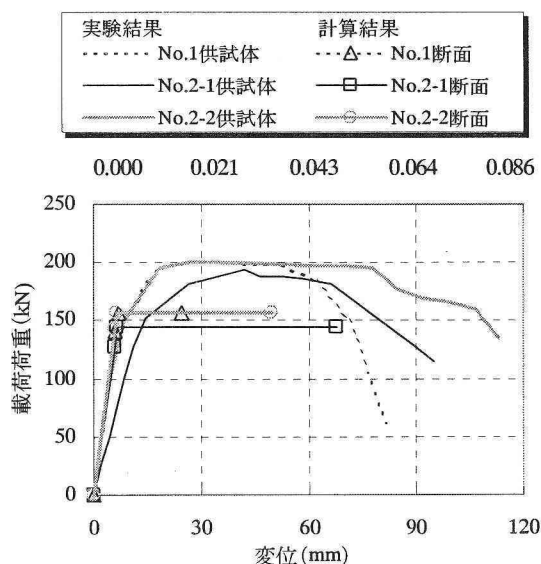


図-8 各供試体での包絡線の比較

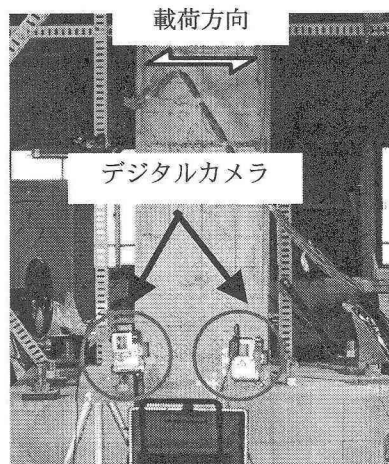


写真-1 デジタルカメラの設置状況

No. 1, No. 2-2供試体ともに、ほぼ荷重が保持できなくなる水平変位からはらみ出しが確認された。その後、No. 2-2供試体の結果に着目すると、変位-72mmで230mmであったはらみ出し領域が、最大変位時には290mm程度まで進展した。このように、荷重が低下する段階では座屈長は決まるが、その後も高さ方向に若干ではあるが進展することが分かった。実験終了時に座屈長を測定した結果、No. 1供試体が367mm、No. 2-2供試体で323mmと画像解析の結果とほぼ同等の値が得られた。

図-10に図-9同様、負荷荷時と除荷時でのB面におけるはらみ出し量を測定した結果を示す。はらみ出しが確認されたのは、No. 1供試体で-54mm、No. 2-2供試体では-72mmと荷重が保持できなくなる変位以降であった。その後、荷重が進むに伴い、はらみ出し量が拡大することが分かる。特に、No. 1供試体の載荷時の結果に着目すると、荷重が急激に低下する直前である変位-73mmのとき、はらみ出し量が25mmであるが、変位-81mmの時にはらみ出し量が62mm程度となった。このことから、急激な荷重低下が発生するとはらみ出し量が大幅に拡大するものと考えられる。No. 2-2供試体ではこのような著しいはらみ出し拡大は見られず、一定の割合ではらみ出しが進展した。これらのことから、軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのはらみ出し領域はほぼ一度で決まるのに対して、はらみ出し量は荷重が進展するに従い、徐々に拡大していくものと考えられ、荷重の低下と相関があるものと考えられる。

4. まとめ

本検討で試算、正負交番実験を行い明らかとなったことを以下に示す。

- 1) 試算結果より、SFRCおよびDuctalをRC橋脚に適用することで、変形性能を大きく向上することが出来ると考えられ、繊維補強コンクリートは変形性能の向上に有効と考えられる。
- 2) 3体の供試体を用いて正負交番載荷実験を行い、SFRCを塑性ヒンジ部に用いることで、従来のRCより1.5倍程度終局変位が向上し、部分的に適用することにより合理的な変形性能向上を望むことが出来る。
- 3) SFRCを適用することで、実験終了時の履歴吸収累積エネルギー吸収能力が2倍以上向上し、優れたエネルギー吸収性能があることが分かった。
- 4) デジタル画像を用いた画像解析により、載荷とともに軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出し幅が

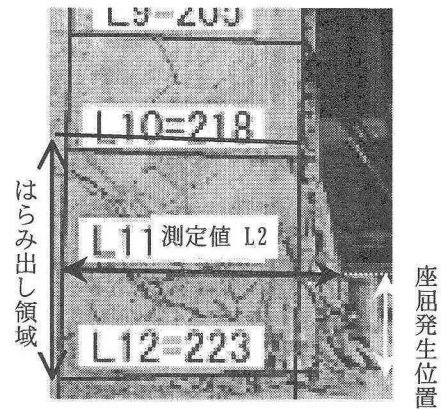


写真-2 かぶりコンクリートの画像解析例

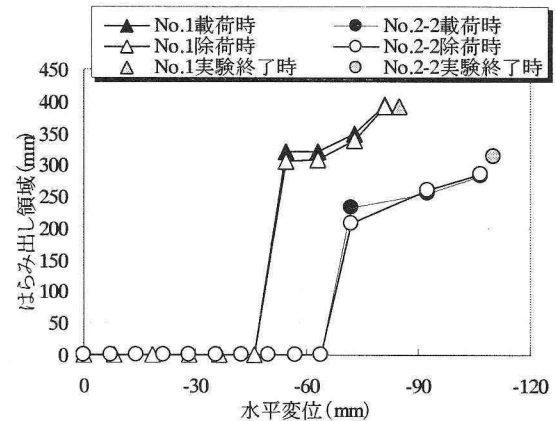


図-9 柱基部ではらみ出し領域の比較 (B面)

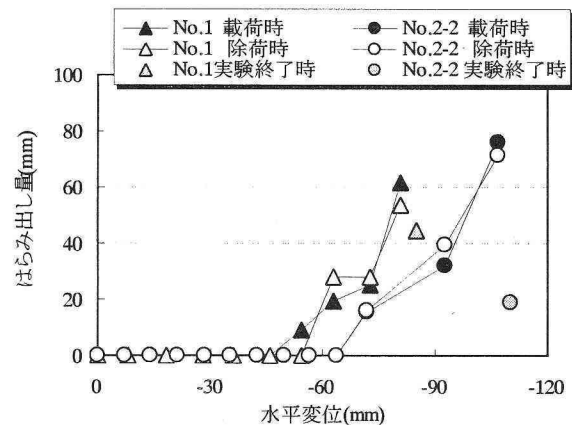


図-10 柱基部ではらみ出し量の比較 (B面)

顕著に拡大することが確認された。

参考文献

- 1) 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.148-190, 2002.3
- 2) 土木学会コンクリート委員会, コンクリートライブラリー97.鋼繊維鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案), pp.3-24, 1999.
- 3) コンクリート委員会・超高強度繊維補強コンクリート研究小委員会, 第4回幹事会資料, pp.3-24, 2003.