

# 論文 側面補強された RC はりの曲げ補強効果に関する解析的研究

太田 浩一郎\*1・斉藤 成彦\*2・渡部 太郎\*3・小林 薫\*4

**要旨：**高架下を信号機器室などに利用している橋脚を耐震補強する場合には、一般的な補強工法である巻き立て工法が適用できないため、橋脚を側面から補強する工法が提案されている。この工法は、主鉄筋段落し部を有する RC 橋脚に対し、RC 部材をアンカー鋼材を介して設置することにより、曲げ補強効果を期待するものであるが、補強効果は実験により確認されているものの、その耐荷メカニズムは明らかにされていない。そこで本研究では、アンカー鋼材の径と配置間隔を変化させたパラメータ解析を行い、アンカー鋼材比が補強効果に与える影響を明らかにした。

**キーワード：**RC 部材, 耐震補強, 段落し, アンカー鋼材, 数値解析, 剛体バネモデル

## 1. はじめに

兵庫県南部地震では、橋脚部材の主鉄筋段落し部に損傷が生じる被害が確認され、段落し部を有する既設橋脚の耐震補強が必要となっている。橋脚の耐震補強工法としては、鋼板や RC による巻き立て工法が一般的であるが、**写真-1**のように、高架下を機器室などに利用している橋脚に対して巻き立て工法を適用する場合は、高架下建物の移転工事が必要となり、工事費や工期が増大することが問題となる。そこで、**図-1**のように、高架下建物に支障しない橋脚側面だけに補強部材を設置する新しい補強工法が提案されている<sup>1)</sup>。本補強工法は、橋脚の短辺となる 2 面に後施工アンカーを介して RC または SRC 補強部材を設置することで、橋脚の橋軸方向の曲げ・せん断補強となることを期待したものである。本補強工法による補強効果については、橋脚側面に補強部材を設置した縮小模型試験体による交番載荷実験<sup>2)</sup>により確認されているが、後施工アンカーの負担する応力や補強橋脚の耐荷メカニズムについては明らかにできていない。

そこで本研究では、側面補強された RC 部材の耐荷メ

カニズムについて、解析的に検討を行った。数値解析には、離散型の解析手法である剛体バネモデルを用い、アンカー鋼材（本研究では異形鉄筋）もはり要素を用いて離散的にモデル化を行った。RC 部材により側面補強された模型 RC はり供試体を対象に、曲げ載荷実験に対する数値解析を行い、補強された部材の基本的な耐荷性能と解析手法の妥当性を確認した上で、アンカー鋼材をパラメータとした解析を実施した。パラメータ解析では、アンカー鋼材（異形鉄筋）の径と配置間隔を変化させ、アンカー鋼材量が補強された部材の耐荷性能に与える影響について検討を行った。

## 2. 解析手法

### 2.1 コンクリートのモデル化

本研究では、コンクリートのモデル化に材料を離散的に扱う解析法の一つである剛体バネモデルを用いた<sup>3)</sup>。剛体バネモデルは、コンクリートのひび割れのような材料の不連続現象を比較的容易に表現できることが特徴である。ひび割れは要素境界面に沿って発生するため、



写真-1 高架下利用橋脚

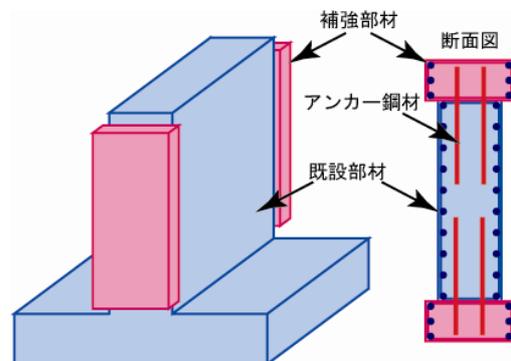


図-1 側面補強の概要

\*1 山梨大学大学院 医学工学総合教育部土木環境工学専攻 (正会員)

\*2 山梨大学大学院 医学工学総合研究部准教授 博(工) (正会員)

\*3 JR 東日本東京工事事務所 工事管理室副課長 修(工) (正会員)

\*4 JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所課長 博(工) (正会員)

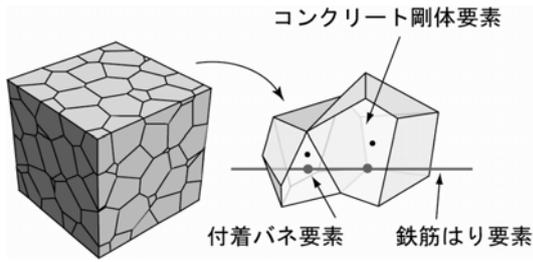


図-2 鉄筋コンクリートの離散化

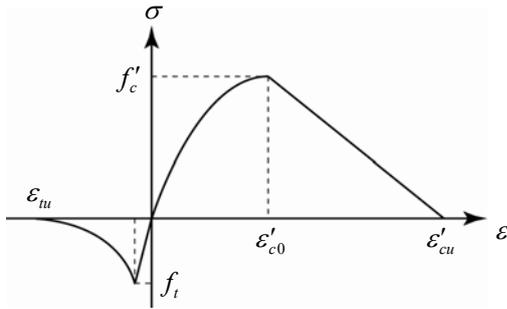


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

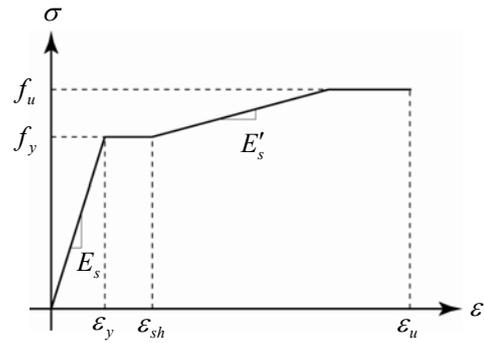


図-4 鉄筋の応力-ひずみ関係

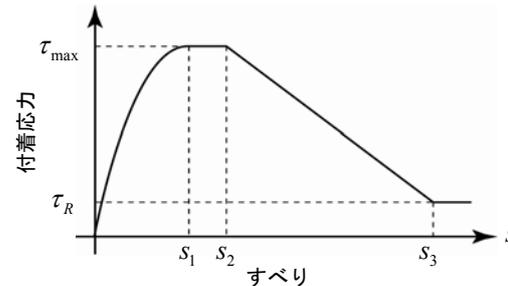


図-5 付着応力-すべり関係

図-2に示すように、コンクリートは Voronoi 分割を用いて任意多面体要素に分割し、ひび割れの要素分割依存性を低減している。各剛体要素は 6 自由度を有し、剛体要素間に配置した垂直バネとせん断バネによりコンクリートの非線形挙動を表現した<sup>4)</sup>。垂直バネには図-3に示される応力-ひずみ関係を適用し、コンクリートの圧縮・引張挙動をモデル化した。圧縮応力下では、圧縮強度  $f'_c$  に達するまで放物線で仮定し、その後は破壊エネルギーで定義される終局ひずみ  $\epsilon'_{cu} = 2G_{fc}/f'_c h + \epsilon_0/2$ <sup>5)</sup> に達するまで線形で軟化するように仮定した。引張応力下では、引張強度  $f_t$  に達するまで線形で仮定し、その後は破壊エネルギーで定義される終局ひずみ  $\epsilon_{tu} = 5(G_f/f_t h - f_t/2E_c)$ <sup>4)</sup> に達するまで指数曲線で軟化をモデル化した。せん断バネは、コンクリートのせん断伝達機構を表し、モール・クーロン型の破壊条件を適用した<sup>4)</sup>。

## 2.2 鉄筋のモデル化

図-2に示すように、鉄筋ははり要素を用いて離散的にモデル化した<sup>4)</sup>。それぞれの鉄筋は一連のはり要素によって構成され、はり要素の節点において付着バネ要素を介してコンクリートと接合される。鉄筋の材料モデルには、図-4に示す応力-ひずみ関係を適用した。図中の  $E_s$  は弾性係数、 $E'_s$  はひずみ硬化後の剛性 ( $E'_s = 0.01E_s$ )、 $f_y$  は降伏強度、 $f_u$  は引張強度 ( $f_u = 1.5f_y$ )、 $\epsilon_y$  は降伏強度時のひずみ、 $\epsilon_{sh}$  はひずみ硬化開始時のひずみ ( $\epsilon_{sh} = 0.01$ )、 $\epsilon_u$  は破断時のひずみ ( $\epsilon_u = 0.2$ ) である。付着バネ要素には、図-5に示す付着応力-すべり関係<sup>4)</sup>を適用し、鉄筋とコンクリー

ト間の付着すべり挙動をモデル化した。図中のパラメータはそれぞれ、 $\tau_R = 0.01\tau_{max}$ 、 $s_1 = 0.15 \text{ mm}$ 、 $s_2 = 0.4 \text{ mm}$ 、 $s_3 = 0.8 \text{ mm}$  とした。かぶりの比較的小さいはり部材に対する付着強度  $\tau_{max}$  は、実験結果を参考に決定した<sup>6)</sup>。かぶり厚の小さい箇所での付着応力-すべり関係については、まだ十分な知見が得られておらず、本研究では鉄筋径によらず、同一のモデルを用いた。

補強部材は、アンカー鋼材を介して既設部材に接合されるが、アンカー鋼材には異形鉄筋が用いられているため、鉄筋と同様のモデルを適用した。

## 3. 実験と解析の比較検討

### 3.1 供試体概要

側面補強が施された RC はり供試体の曲げ載荷実験結果と解析結果の比較を行い、解析の妥当性と補強部材の耐荷性状について検討を行った。解析対象は、実験の行われた図-6に示す供試体であり、アンカー鋼材の配置間隔およびアンカー鋼材径の異なる2体について、段落し部の曲げ補強効果を検討したものである。

供試体の既設部の諸元は、実際に適用が検討されている橋脚の諸元を参考に決められ、断面が短辺:長辺=1:6で、引張鉄筋および圧縮鉄筋として D10 鉄筋が 145mm 間隔で配置され、せん断補強筋としては、支点の外側では 50mm 間隔、内側では 100mm 間隔で D10 鉄筋が配置されている。既設部供試体は、段落し部を再現した比較的低鉄筋比の RC はりとなっている。補強部も RC 部材であり、引張鉄筋および圧縮鉄筋として D19 鉄筋が 85mm 間隔で配置され、せん断補強筋は 50mm 間隔で D10 鉄筋が配置されている。

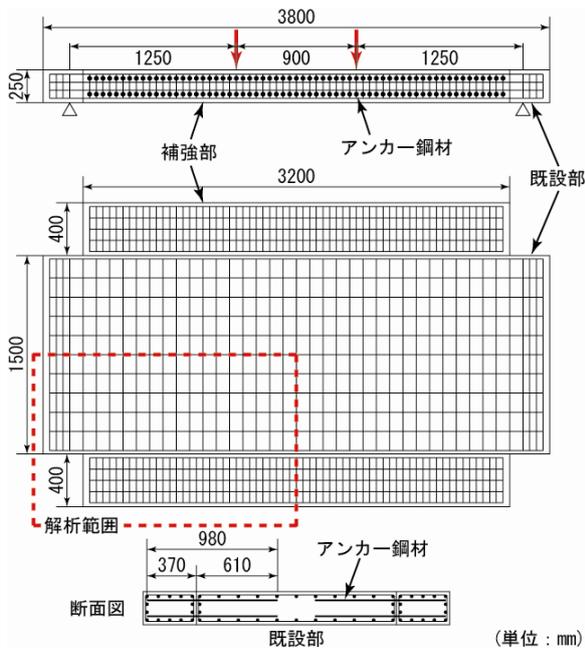


図-6 供試体概要

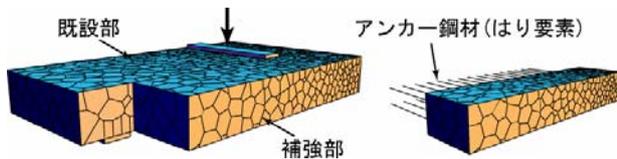


図-7 解析モデル

補強部材は、アンカー鋼材によって既設部材の側面に定着させ、曲げ補強効果を期待する。実験は、表-1中の\*印の供試体について実施され、アンカー鋼材にD19鉄筋を用い、50mm間隔で2段配置したD19-50供試体と、D6鉄筋を100mm間隔で2段配置したD6-100供試体の2体である。表中のアンカー鋼材比とは、補強部材の単位面積当たりのアンカー鋼材の断面積を示している。実験および解析で使用した材料の諸元を表-2に示す。

解析では、図-7に示すように、供試体の対称性を考慮した1/4をモデル化した。軸方向鉄筋、およびせん断補強鉄筋と同様に、全てのアンカー鋼材もはり要素で離散的にモデル化した。境界面では、コンクリート要素同士の接触や摩擦は無視し、アンカー鋼材の引き抜け、および曲げに対する抵抗のみを考慮した。

### 3.2 解析結果

実験と解析により得られた荷重-変位関係を図-8に示す。実験、解析ともに、既設部および補強部の軸方向鉄筋が降伏し、安定した曲げ破壊を示している。終局時には、中立軸は上縁から35mm程度となるが、解析をやや粗い要素分割で行ったために、中立軸付近のひずみ分布を上手く再現できず、圧壊による耐力低下が実験に比べて遅れたものとなった。しかしながら、降伏荷重や剛性の変化など、側面補強を行ったRC部材の耐荷挙動を概ね捉えていることが確認できる。

図-9は、実験および解析より得られた軸方向引張鉄

表-1 実験および解析条件

供試体名	アンカー鋼材配置間隔	アンカー鋼材(呼び名)	アンカー鋼材比
*D19-50	50 mm	D19	4.58%
D6-50		D6	0.51%
D3-50		D3	0.12%
D19-100	100 mm	D19	2.29%
*D6-100		D6	0.25%
D3-100		D3	0.06%

\*実験あり

表-2 材料諸元

コンクリート	既設部	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	21
	補強部		圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	D3	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	394
		弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	1.84 × 10 <sup>5</sup>
	D6	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	406
		弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	1.65 × 10 <sup>5</sup>
	D10	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	399
		弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	1.71 × 10 <sup>5</sup>
D19	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	403	
	弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	1.90 × 10 <sup>5</sup>	

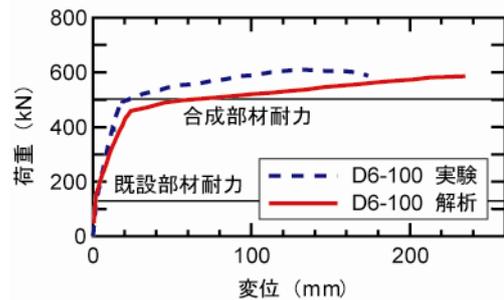
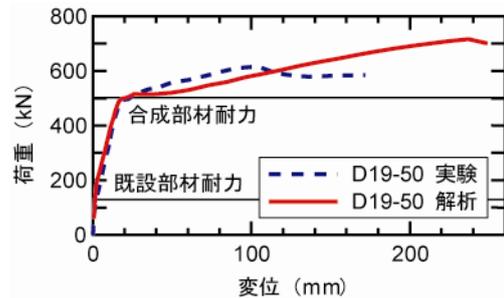


図-8 荷重-変位関係

筋の断面方向のひずみ分布である。図中の実線より上が補強部、下が既設部の軸方向鉄筋のひずみである。ひずみは実験での最大荷重時に対応するが、既設部、補強部ともに軸方向鉄筋はよく降伏し、補強部は若干小さくなっているものの、補強部材がよく接合され、一体となって抵抗していることが確認できる。図-10は、実験および解析より得られた供試体底面のひび割れ性状である。既設部から補強部にかけて連続的に曲げひび割れが発生しており、既設部と補強部が一体となって挙動してい

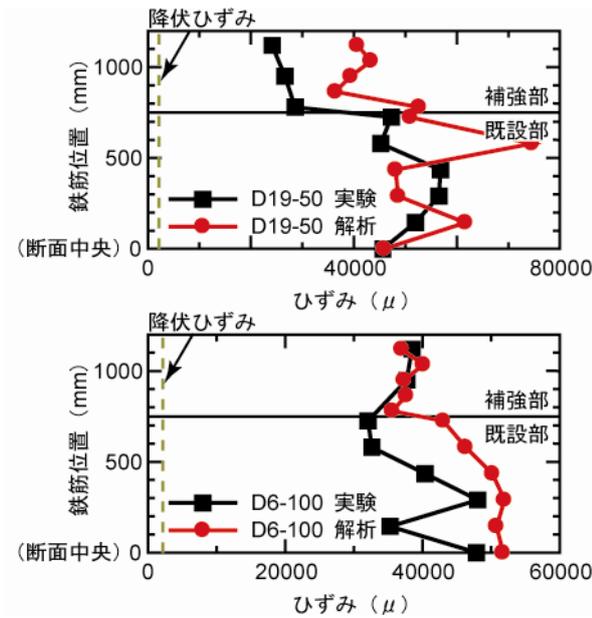


図-9 引張鉄筋の断面方向ひずみ分布(実験の最大荷重時)

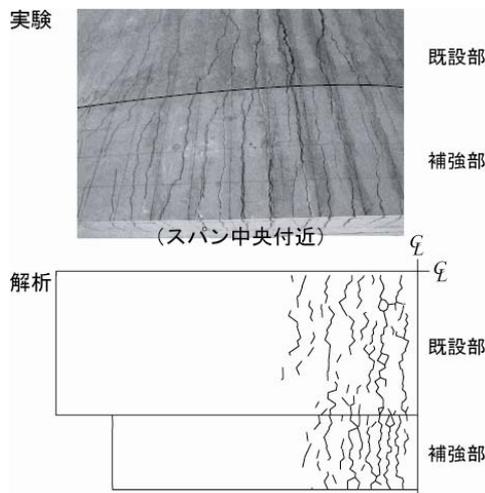


図-10 ひび割れ性状(D19-50)

ることが確認できる。解析は、側面補強された RC 部材の曲げ耐荷性状を概ね評価できており、次章において、アンカー鋼材量を変化させた解析により補強された部材の耐荷メカニズムについて検討を行った。

#### 4. アンカー鋼材量が補強効果に与える影響

##### 4.1 解析概要

アンカー鋼材を用いた接合による補強効果と、その耐荷メカニズムを確認するため、アンカー鋼材径および配置間隔を変化させた解析を行った。解析条件は表-1 に示すとおりで、実験供試体の諸元に加え、アンカー鋼材の径を D19, D6, D3 に、配置間隔を 50mm, 100 mm と変化させた。

##### 4.2 耐荷性状

図-11 に、解析より得られた荷重-変位関係を示す。アンカー鋼材の少ない D3-50 および D3-100 は、最終的

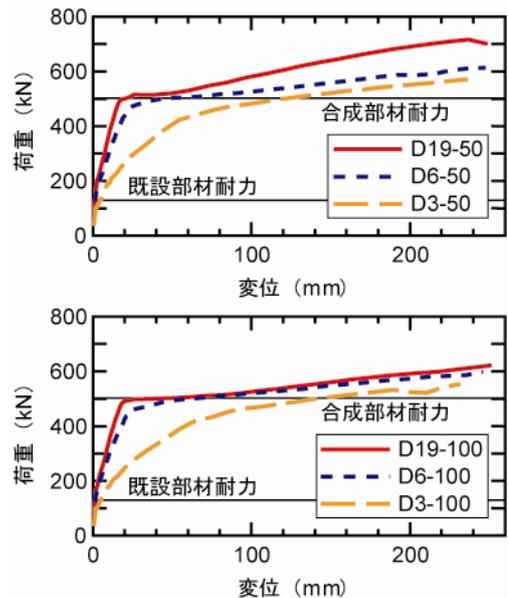


図-11 荷重-変位関係

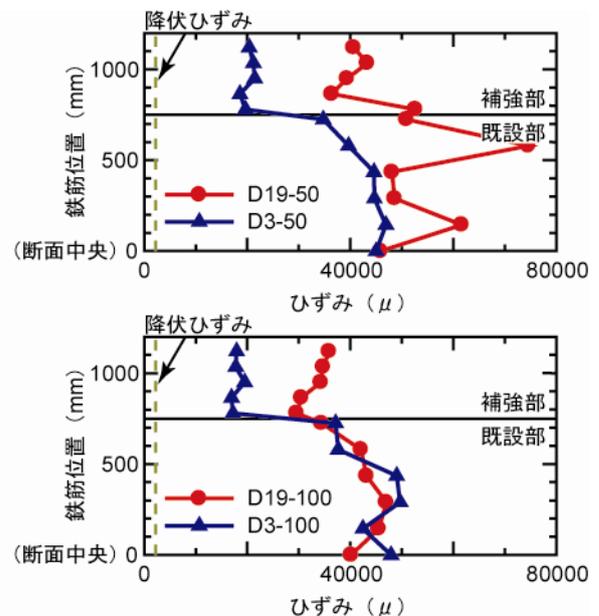


図-12 引張鉄筋の断面方向ひずみ分布(変位 100 mm 時)

な耐力は他の供試体と同程度であるが、載荷初期から変形が増大し、十分な剛性が得られていない。その他の供試体では、剛性、耐荷力ともに同等の性能を有しており、アンカー鋼材比が 0.25% 程度あれば、十分な補強効果が期待できるものと考えられる。以下では、挙動に大きな違いの生じた D19 と D3 の供試体について、比較・考察する。

##### 4.3 破壊性状

図-12 は、変位 100 mm 時の軸方向引張鉄筋の断面方向ひずみ分布を示している。D3-50 および D3-100 では、補強部軸方向鉄筋のひずみが既設部のものに比べると小さい値を示している。これは、アンカー鋼材が少ない場合には補強部と既設部の一体性が損なわれ、補強部が負担する曲げモーメントが小さいためだと考えられる。

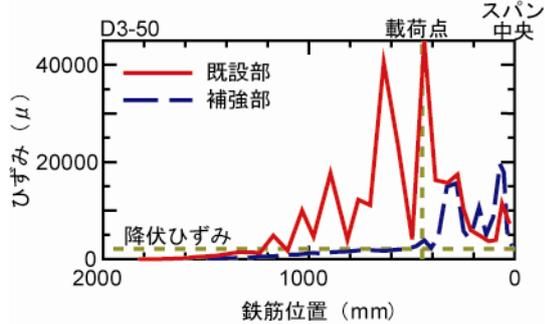
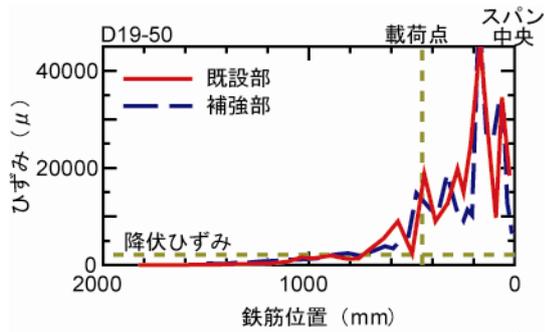


図-13 引張鉄筋の軸方向ひずみ分布(変位100mm時)

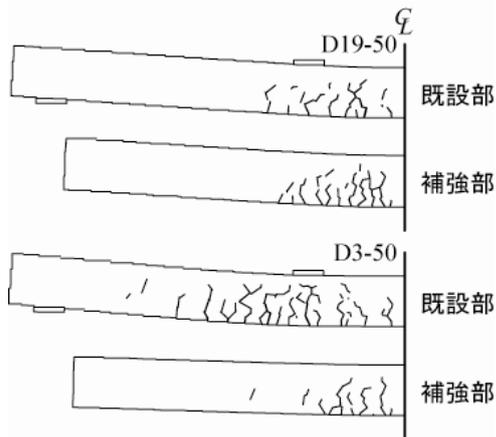


図-14 変位100mm時のひび割れ・変形性状

図-13は、変位100mm時の既設部と補強部の軸方向引張鉄筋の軸方向ひずみ分布を比較したものである。アンカー鋼材量の多いD19-50では、補強部、既設部ともに同様のひずみ分布を示しており、スパン中央の等曲げモーメント区間に損傷が集中していることが確認できる。アンカー鋼材量の少ないD3-50では、補強部のひずみが既設部と比べて小さくなっており、補強部と既設部の一体性が損なわれていることが分かる。また、D3-50では、既設部で等曲げモーメント区間の外側まで大きなひずみが生じており、アンカー鋼材量が少ない場合には、既設部の損傷が広範囲にわたることが確認できる。

図-14は、変位100mm時のひび割れ性状を示している。D19-50のように補強部と既設部が一体となって変形している場合には、補強部、既設部ともにひび割れが等曲げモーメント区間に集中して発生している。アンカー鋼材量が少ないD3-50では、既設部のひび割れが等曲げモーメント区間の外側まで広く発生しているが、補強部

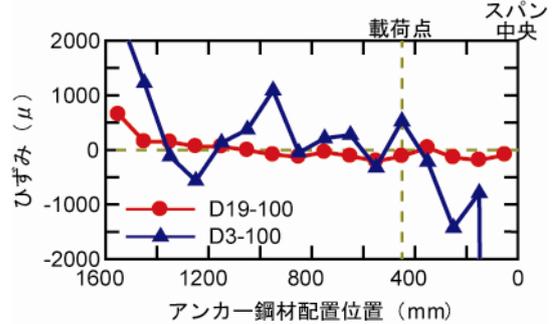
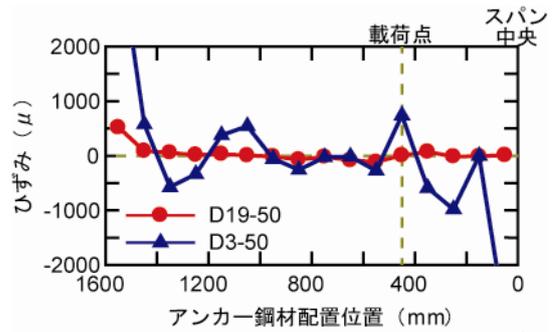


図-15 アンカー鋼材(上段)のひずみ分布(変位100mm時)

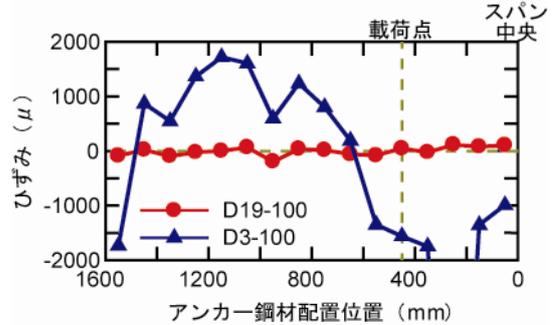
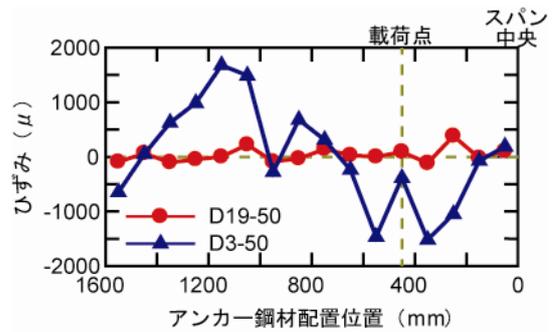


図-16 アンカー鋼材(下段)のひずみ分布(変位100mm時)

のひび割れは等曲げモーメント区間付近に局所的に発生している。また、既設部が荷役点付近で大きく変形しているのに対し、補強部にはほとんど変形が生じておらず、補強部が十分に曲げモーメントを負担できていないことを示している。

#### 4.4 アンカー鋼材の挙動

図-15、図-16は、既設部と補強部の境界位置におけるアンカー鋼材の軸方向のひずみを示したものである。上段のアンカー鋼材は、スパン中央付近では圧縮、補強部材端部付近では引張を受ける傾向があり、アンカー鋼材は補強部材端部で引き抜けに抵抗していることが確

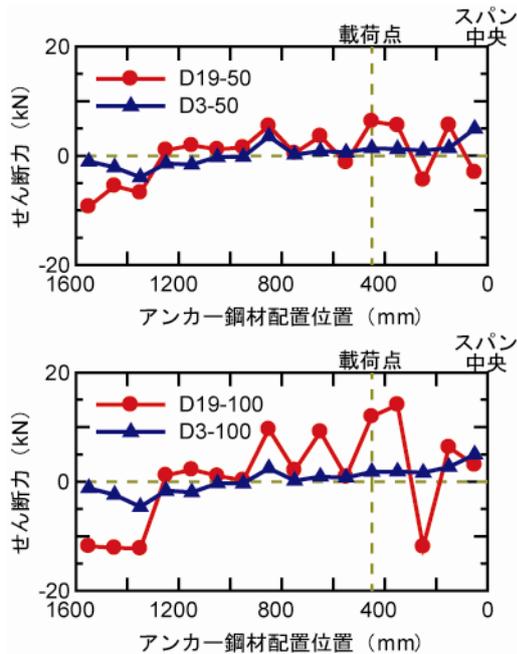


図-17 アンカー鋼材(上段)のせん断力分布(変位 100 mm時)

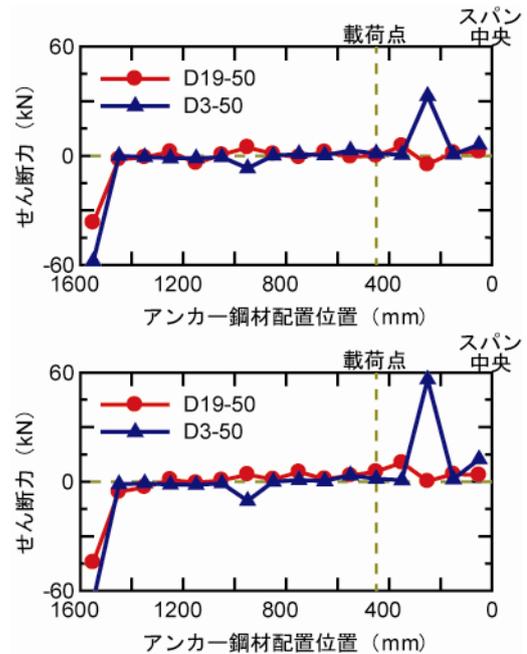


図-18 アンカー鋼材(下段)のせん断力分布(変位 100 mm時)

認できる。アンカー鋼材比の大きい D19-50, D19-100 では、ほとんどひずみが生じていないのに対し、アンカー鋼材比の小さい D3-50, D3-100 では、アンカー鋼材に大きなひずみが生じていることから、補強部と既設部の一体性の低下を読み取ることができる。また、D3-50, D3-100 の下段のアンカー鋼材は、上段に比べて若干大きなひずみが生じている。

図-17, 図-18 に、補強部と既設部の境界位置でのアンカー鋼材(はり要素)に生じているせん断力を示す。下段のアンカー鋼材のせん断力は、端部などの一部を除いて比較的小さい値を示している。上段のアンカー鋼材のせん断力は、アンカー鋼材比の大きい D19-50, D19-100 の方が大きい値を示しており、せん断抵抗によって一体性を確保しているものと考えられる。

## 5. 結論

側面補強工法の補強効果について、基礎的な耐荷メカニズムを把握するために、静的・一方向漸増荷重による実験供試体の解析、およびアンカー鋼材量をパラメータとした解析による検討を行い、以下の知見を得た。

- (1) 剛体バネモデルに基づく解析により、側面補強された RC はり部材の耐荷性状を概ね評価可能であることが確認できた。
- (2) パラメータ解析の結果、アンカー鋼材比が 0.25% 程度あれば、補強部と既設部が一体となって挙動し、十分な補強効果が得られることが確認できた。
- (3) アンカー鋼材量が十分な場合には、アンカー鋼材はせん断力に抵抗し、補強部と既設部は一体化するが、

アンカー鋼材量が少ない場合には、アンカー鋼材の軸方向の変形が増大する傾向にあることが確認された。

## 参考文献

- 1) 渡部 太郎, 小林 薫: 高架下利用橋脚の耐震補強工法の開発, JR EAST Technical Review, No.18, pp.19-23, 2007.
- 2) 渡部 太郎, 小林 薫: 側面から補強する RC 橋脚の耐震補強工法に関する交番荷重実験, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, pp.319-320, 2007.
- 3) Kawai, T.: New discrete models and their application to seismic response analysis of structure, *Nuclear Engineering and Design*, Vol.48, pp.207-229, 1978.
- 4) Saito, S. and Hikosaka, H.: Numerical analyses of reinforced concrete structures using spring network models with random geometry, *Journal of Materials, Concrete Structures, and Pavements*, JSCE, No.627/V-44, pp.289-303, 1999.
- 5) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic load, JCI, pp.259-272, 1999.
- 6) 菅満宣, 中村光, 檜貝勇, 斎藤成彦: RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.295-300, 2001.