

# 論文 定着部に損傷を有する RC 梁への限定的補強の効果に関する研究

千々和 伸浩<sup>\*1</sup>・川中 勲<sup>\*2</sup>・商 峰<sup>\*3</sup>・前川 宏一<sup>\*4</sup>

**要旨** : RC 梁の定着部に損傷が存在する場合、健全な梁に比べて大幅な耐力低下が生じる。ここで定着領域の損傷部に直接的な補強を行うのではなく、既存のひび割れ等の損傷から進展すると考えられる領域に先行して限定的に補強する方法の可能性を実験的に検討した。既存ひび割れの先端に補強を集中させると、局所的にその部分の剛性が高まり、かえってその領域を回避するようにひび割れが進展する結果、補強効果が現れなくなることが確かめられた。剛性集中が補強効果を無効とする機構について解析的な検討を行い、定着部損傷に対する補強の要件について考察を行った。

**キーワード** : せん断伝達, 定着部損傷, 補強, 鋼材腐食

## 1. はじめに

設計供用期間中にわたって構造性能が発揮され続けることを担保するため、構造設計と併せて耐久設計を実施することがコンクリート標準示方書において規定されている。一方で種々の要因から、設計時に想定していない劣化損傷が発生進行している既設構造も存在している現実がある。劣化進行の著しいものでは、供用期間半ばにも関わらず、設計構造性能が発揮できなくなってしまうケースも稀であるが発生しつつあり、事後の補修・補強がなされている。

構造性能が発揮される前段階で導入されたひび割れは、条件によっては構造性能に大きな変化をもたらす<sup>1)2)</sup>。定着部が十分に機能する条件では、損傷の存在が耐力等の性能を向上させる場合もあることが知られており<sup>3)4)</sup>、一方で定着部に損傷が生じた場合には、小規模であっても大きな耐力低下が生じることが示されている<sup>5)</sup>。加えて後者のケースでは、補強による性能回復に困難を伴う場合が多いことも示唆されている。

多くの補修・補強対策では、劣化損傷要因を取り除き、原状復帰を目指す事が基本方針であるといえよう。しかし定着部損傷を有する場合には、この戦略に基づいて端部を補強しても、効果に乏しい恐れが多分にある。また、定着部への直接的な補強行為は施工に困難を伴う。そこで定着領域の損傷部に直接的な補強を行うのではなく、ひび割れが進展してくると予想される領域に対し、先行して限定補強を施すことで得られる補強の効果を検討することとした。

## 2. 定着部に損傷を有する梁の耐力特性

補強手法の検討にあたり、既往の研究<sup>5)</sup>を元に定着部

に損傷を有する梁の構造特性の再検討を行った。

### 2.1 試験供試体

定着部の鋼材腐食等の損傷を有する部材を模した梁の配筋図を図-1に示す。使用コンクリートの骨材の最大寸法は20mm、実験時の圧縮強度は34.37MPa、引張強度は2.70MPa、主筋の降伏強度は757MPa、せん断筋の降伏強度は343MPaであった。1mm厚のスチレンボードを主鉄筋上に設置した状態でコンクリート打設を行い、模擬損傷面を構築している。

梁は主筋のみの構造を基準とし、せん断スパン内にはせん断補強が無い3種類の試験体が用意された。試験体1(=せん断補強筋無、模擬損傷面有)は、定着部に損傷のみを有する梁、試験体2(=定着部にせん断鉄筋配置、模擬損傷面有)は、定着部の模擬損傷部にせん断補強筋が配置されているもの、試験体3(=主鉄筋端部折曲げ定着有、模擬損傷面有)は全て両端を曲げ上げた主筋が配置されているものである。せん断筋などが定着部に鉛直配置される場合は、スチレンボードに穴を開けて貫通させている。試験体1について端部損傷がないとした場合、土木学会コンクリート標準示方書式に従って導出したこの梁の曲げ耐力は409kN、せん断耐力は154kNであった。

### 2.2 実験結果

全実験結果の荷重変位データを図-2に、ひび割れ結果を図-3に示す。

### 2.3 実験結果分析

定着部損傷により付与された特長の分析を行う。図-2の結果を見ると、定着部損傷の影響により、何も補強を施さない場合は、その耐力が約半分に低下している。しかし定着部に図-1のような補強を施した場合、部材耐力

\*1 東京大学 工学系研究科社会基盤学専攻 博士課程 工修 (正会員)

\*2 東京大学 工学系研究科社会基盤学専攻 修士課程 (正会員)

\*3 東京大学 工学系研究科社会基盤学専攻 研究員 工修

\*4 東京大学 工学系研究科社会基盤学専攻 教授 工博 (正会員)

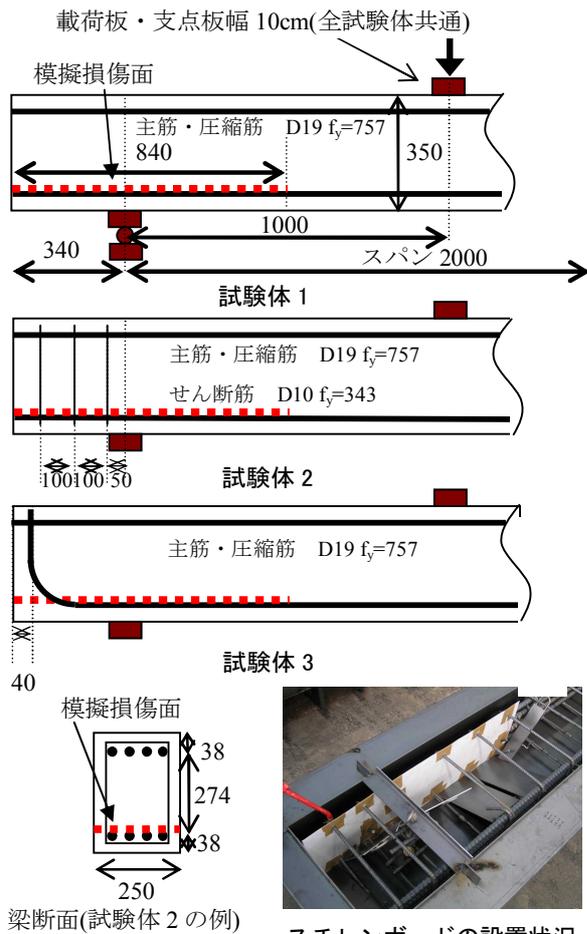


図-1 定着部損傷を有する梁の定着部詳細

の大幅な回復は見込めないものの、靱性は大きく改善されていることが分かる。このことはせん断破壊を防ぎ、構造物の安全性を担保するという観点からは、有益な情報といえる。なお試験体3のケースでは耐力が大きく回復しているが、これは主筋曲げ上げによる端部領域の拘束効果からタイドアーチ機構が形成されたためと考えられる。定着部損傷によってトラス機構が消失したことが原因と考えられる。この耐荷機構の転換を利用し、タイドアーチ機構を形成できることも定着部損傷を有する部材の補強を考える際のポイントである。

図-3のひび割れパターンを分析すると、いずれのケースでも模擬損傷面の先端から荷点に向かい斜めひび割れが生じている。このことは逆にひび割れ位置が事前に特定できるということであり、集中的に補強することで効率の高い補強が可能となると期待される。

### 3. 限定補強の効果

#### 3.1 補強方針

端部に損傷を有する梁へ補強を施す場合、実構造物においては、部材端部に杓や隣接する梁への接合機器等があって直接的な補強作業は困難である。また仮に定着

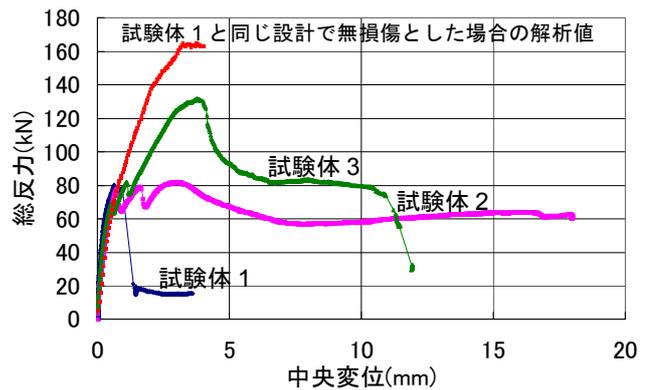


図-2 荷重変位グラフ

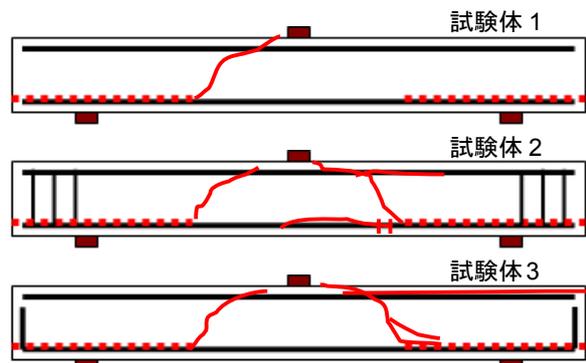


図-3 ひび割れ結果

部に補強を施したとしても (2.2 節) 高い補強効果を得ることは難しい。

以上の背景と 2.2 で得られた端部に損傷を有する梁の特長を総合して、ひび割れが進展してくると想定される箇所に集中的に補強を施すことで、補強材の能力を効率に引き出して十分な補強効果を得ることが出来ると考え、その効果の実証を試みた。

#### 3.2 補強試験体

基準となる梁は定着部に損傷を有する梁で、前述の試験体1とする。この梁に対して図-4のような2通りの補強パターンを想定した。模擬損傷先端でスパン内側だけに集中配置されたものを補強試験体1、模擬損傷先端でスパン外側だけに集中配置されたものを補強試験体2とした。せん断補強筋の降伏強度は  $f_y=343\text{MPa}$  とし、奥行き方向に2本設置、後施工でフック定着を用いるのは難しいことから、梁に後から円孔を空けて設置でき、かつ定着を確保できるプレートナットによる定着形式(せん断筋の両端に径の大きな定着ナットとつけることで定着を確保するもの)を用いた。せん断補強筋の径については補強箇所が少なく、かつ補強効果が高い補強筋径を選ぶという目的から D19 を採用した。使用したコンクリートの 28 日圧縮強度は  $31.54\text{MPa}$  であった。梁への荷重スピードは  $0.2\text{mm/min}$  として静的荷重実験を行った。

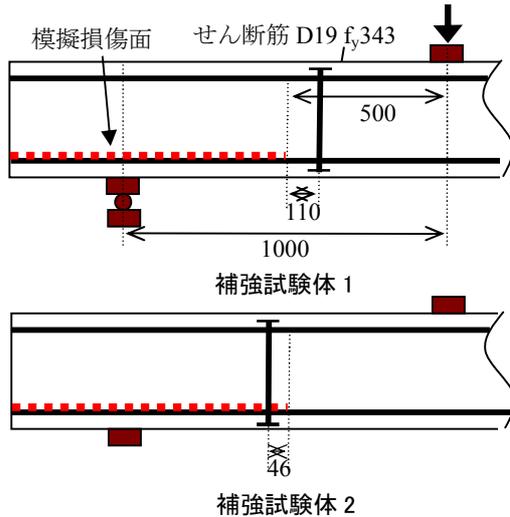


図-4 補強位置詳細

### 3.3 実験結果

#### (1) 補強試験体 1

載荷開始から順調に反力増加が見られたが、60kNにおいて模擬損傷面の先端から瞬時に斜めひび割れが圧縮筋位置まで立ち上がり、反力が20kN程度に急落した(図-5 a)。ここで生じたひび割れの経路をたどると、発生源は模擬損傷面の先端であり、その付近でのひび割れ進展方向はおよそ無補強のものと同じ斜め方向である。しかしせん断補強筋と交差する箇所で進展方向が変化し、補強筋を避けるようにひび割れは鉛直に進展し、圧縮筋方向へと抜けた。ひび割れは補強筋を避けるように補強筋と交差していない(図-5 b)。

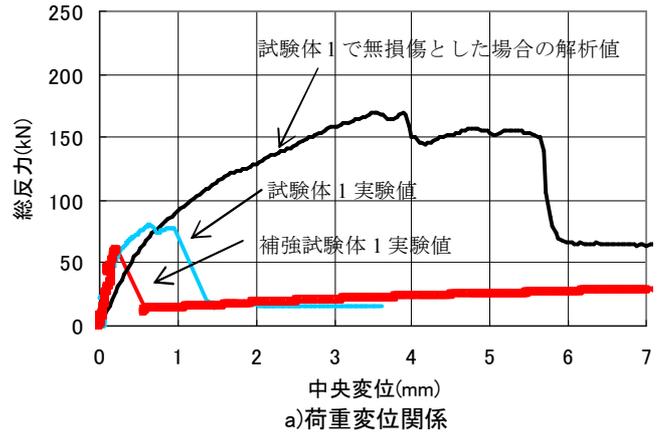
ひび割れと圧縮筋が交差した箇所での歪みデータから、ひび割れが圧縮筋位置に達した直後から、圧縮筋の上面は圧縮状態、下面は引張状態となっていたことがわかった。

#### (2) 補強試験体 2

試験結果を図-6 a)に示す。載荷開始から順調な反力の伸びを見せた後の60kNにおいて、模擬損傷面の先端ではなくせん断補強筋位置より僅かにスパン外側の位置から斜めひび割れが生じ、せん断補強に沿って鉛直にひび割れが生じた。ここで剛性が急落し、若干の反力の維持を見せながら、ひび割れがせん断補強に沿って鉛直に進展し、ひび割れが圧縮鉄筋と交差した時点で反力の急落を迎え終局に到った。このケースでも、ひび割れは補強筋を避けるように進展し、補強筋と交差しない結果となった(図-6 b))。歪みデータから補強試験体 1 の場合に見られたのと同様に、ひび割れが圧縮筋位置に達した直後から、圧縮筋の上面は圧縮状態、下面は引張状態となっていた。

### 3.4 考察

実験を行った2体両方で補強効果が見られない結果を



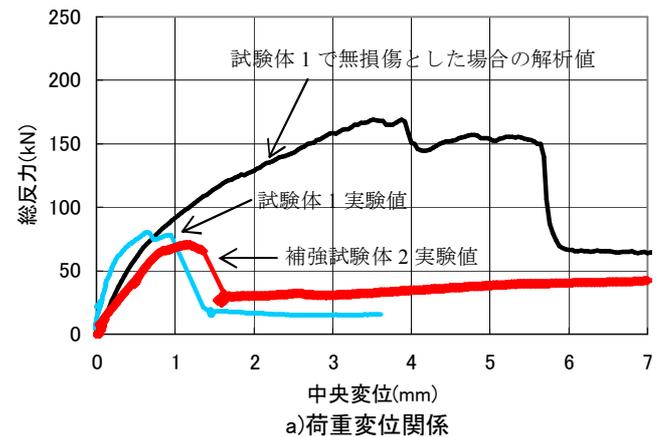
a) 荷重変位関係

ひび割れが補強部に沿って鉛直に貫通



b) ひび割れパターン

図-5 補強試験体 1 実験結果



a) 荷重変位関係

ひび割れが補強部に沿って鉛直に貫通



b) ひび割れパターン

図-6 補強試験体 2 実験結果

得た。いずれも模擬損傷面上から発生したひび割れが補強筋と交差せず、それに沿って鉛直に立ち上がったため、補強効果が発揮されなかったためであった。

またひび割れ進展の開始位置が模擬損傷面の先端ではなく、補強筋の近傍から発生した補強試験体 2 の結果から、補強による剛性の急変部分では、高剛性の領域を避けるように応力とひび割れが流れる結果となった。補強箇所を少なくし、かつなるべく補強効果の高めるという目的で、径の大きな鉄筋を集中的に導入したことが、周辺部と補強部とに剛性の大きな差を生じさせ、応力集中

を導いた結果、補強にとって不都合な方向にひび割れを誘導してしまったと考えられる。

ひび割れが圧縮筋に達した時点で反力の急落が生じ、反力が 20kN 程度に落ち込むのは、ひび割れ発生によって、損傷面上部のコンクリート部とその他のコンクリート部との縁が切られ、唯一両者をつなぐ圧縮筋がこの部分の曲げ応力を担うようになったためである。

なお2つの実験で初期剛性が大きく異なる。これはせん断補強鉄筋の交差部において人工損傷面(厚さ 1mm のスチレンボード)圧縮変位が拘束されたことで、支点位置変位との差分で求めた中央鉛直変位について、両者の間で差が生じたことが原因と考えられる。

#### 4. 解析

実験で見られた現象の機構を分析し、補強効果を有効に発揮させる方法を見出すため、解析による検討を行った。

##### 4.1 解析手法

解析には多方向非直交ひび割れ群を考慮可能な鉄筋コンクリート 2 次元非線形有限要素解析 WCOMD<sup>6),7)</sup>を使用した。クラック幅とせん断滑り量が大きい領域でも適用性が検証されている Bujadham らのせん断伝達モデル<sup>8)</sup>を採用している。これは接触面密度関数モデルの接触点での機構をより詳細にモデル化したものである。

##### 4.2 解析モデル

補強効果を検討するためのモデルとして、以下に述べる2つのケースモデルを用意した。

解析 A はせん断補強筋、および圧縮筋部位でひび割れ分散性が小さいという現実に基づき、解析においてもせん断補強筋を離散的に配置し、圧縮筋の無い有限要素モデルを適用する。コンクリートと鉄筋との付着によるひび割れ分散性を数値解析上、排除するものであり、現実同様に、補強に対して厳しい条件を設定したものである。

解析 B はせん断補強筋、圧縮筋共にひび割れ分散性を付与できる、とするものである。この場合、これらの鉄筋によるひび割れ分散効果が得られる範囲は

$$A_{c \max} = \frac{A_s f_y}{f_t} \quad (1)$$

により定義される範囲として決定した<sup>9)</sup>。この範囲で鉄筋の軸剛性が空間的に分散して配置されると、理想化したものである。

##### 4.3 解析結果(解析 A)

補強試験体 1 の解析結果を図-7 に示す。解析ではピーク反力をおおよそ再現できるとともに、類似した荷重変位曲線を再現できた。特に破壊パターンについては、模擬損傷の先端から斜めひび割れが立ち上がり、これが補強部位に行き着くと、補強に沿った鉛直方向に方向を変

え、これが圧縮縁を貫通することで反力の急落を迎えるという実験とほぼ類似した結果を再現できている。

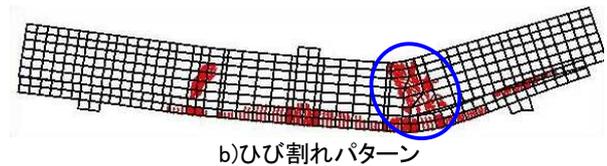
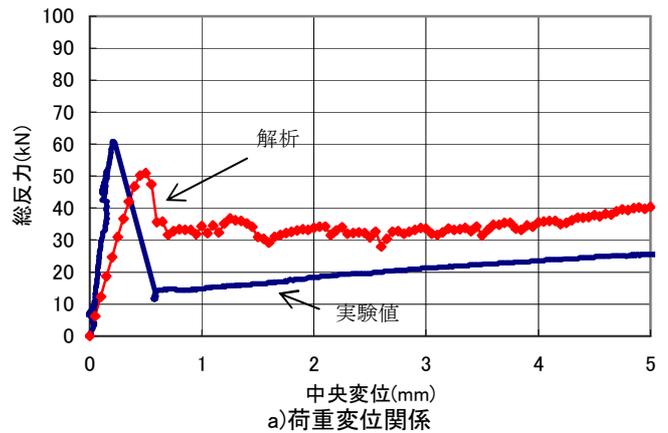


図-7 解析結果 A(補強試験体 1)

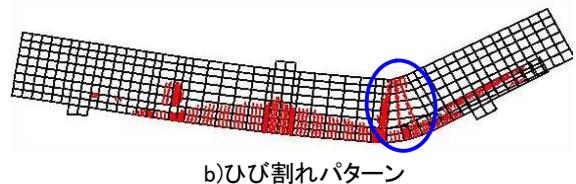
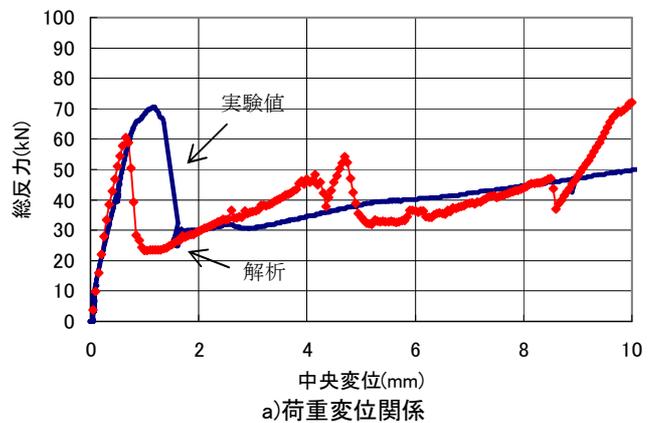


図-8 解析結果 A(補強試験体 2)

補強試験体 2 の解析結果を図-8 に示す。ここでも解析

でピーク反力をおおよそ再現が可能であり、類似した荷重変位曲線を得た。破壊パターンについては、模擬損傷の先端ではなく補強部位付近からひび割れが発生し、それが補強部位に沿って鉛直に伸びて圧縮縁を貫通することで反力の急落を迎え、ここでも実験の挙動をほぼ追跡することができた。

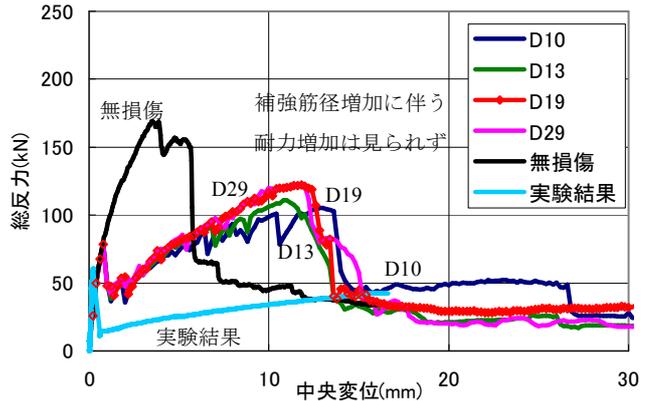
#### 4.4 解析結果(解析 B)

解析 B では総じて大きな補強効果が得られ、靱性も向上することを示す結果が得られた。

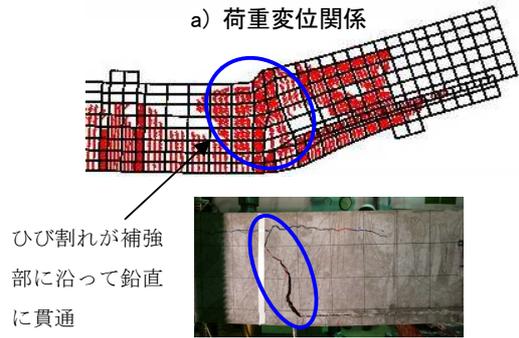
まず図-9a)に示される補強試験体 1 の結果では、無補強のものとはほぼ同じ荷重(80kN)で模擬損傷先端から斜めひび割れが発生し、総反力が一時低下した後、補強筋を基とした耐荷機構の再構成が行われ、反力が上昇し約130kN程度のピーク反力まで回復するという結果となった。図-9b)に示すように、終局状態では補強部位の外側、人工損傷の先端付近でせん断破壊が生じる。補強効果範囲が模擬損傷面にあまりかかっておらず、模擬損傷面先端に生じる応力集中をある程度以上に分散できなかったため、ここでせん断破壊を生じたものである。試験的に補強筋の径をパラメータとして解析を行った結果も図-9a)にあわせて示しているが、径の影響が殆どないという結果からも、補強による応力分散が行えず、補強筋以外の部位に応力集中が生じたことを示唆している。

図-10a)に示される補強試験体 2 の荷重変位の解析結果でも、無補強の場合とはほぼ同じ荷重である 80kN 前後で模擬損傷先端から斜めひび割れが発生した。しかしここでの反力の落ち込みは見られず、若干の剛性低下が生じつつも無損傷のものと同程度の約160kNにまでピーク反力が増加し、大きな補強効果を示す結果となった。図10b)に示すように、このケースでの終局状態は補強部位より内側で起きたせん断破壊による。また端部のずれに着目すると、図-9b)に示した補強試験体 1 の結果よりも小さくなっている。このことは補強が効率的に働き、補強前の梁では模擬損傷部先端付近に集中していたはずの応力を分散し、模擬損傷面の上下部材をうまくつないだためである。図-10a)に併せて示す補強筋の径をパラメータとした解析結果は、径を増やすことにより耐力が増加することを示している。幅を持った補強が応力をうまく分散して流している上に、補強鉄筋量が増えるほど斜めひび割れ上面下面の乖離を抑制し一体化する作用が強くなるため、補強筋量増加による効果が大きく出ることにつながったものと考察できる。

以上の考察のもとに、図-11に示すような、1本を模擬損傷面先端部にかかるように、もう1本を無傷部分におくように配置したケース(補強試験体 3)の解析を実施した。この場合、補強の効果は補強試験体 1,2 よりもさらに大きくなる予測を得た。補強試験体 2 と同様のメカ

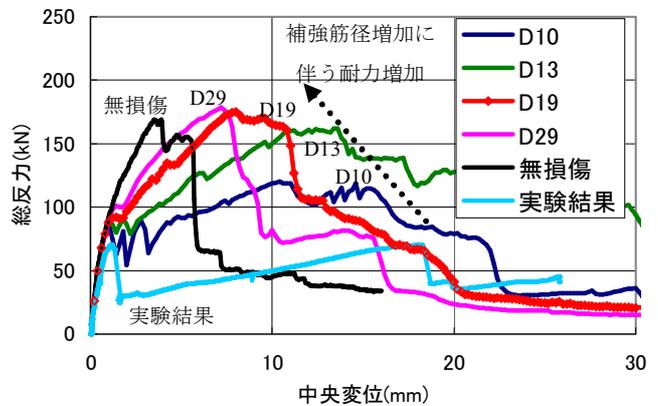


a) 荷重変位関係

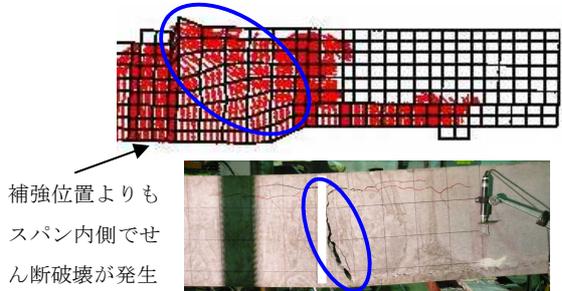


b) ひび割れパターン

図-9 解析結果 B(補強試験体 1)



a) 荷重変位関係



b) ひび割れパターン

図-10 解析結果 B(補強試験体 2)

ニズムが有効に働くことで、補強鉄筋量を増やすことによる耐力の増加も見込める結果となった。図-11c)に示した破壊パターンも図-10b)の解析結果に示したものと同

様、補強よりスパン内側での破壊となるため、補強鉄筋量増に伴う耐力の増加が頭打ちになったものと考えられる。

#### 4.5 補強手法に求められる要件(推定)

解析結果 A, B の比較から、損傷先行部補強により補強を施す場合、効果を有効に得るために、せん断補強は剛性の集中を避け、空間的に剛性が分散するようにして行う必要があることが分かった。つまり本補強実験のように D19 鉄筋を 1 本配置した場合は応力集中が発生しそれを避けるように力が流れてしまうため、同量の D6 鉄筋 10 本をスパン方向にある程度の広がりを持って分散配置するなどして、剛性の急変を抑え、力が補強箇所内を流れるようにしなければならない。シートの使用などもこの趣旨に合致していると考えられる。ただし、境界面での剛性の急変を避ける意味で補強材の剛性は低いものがより望ましい。解析結果 B はこの条件を満たした上で補強量を増やせば、解析で示されたような補強効果の増加が期待できることを示唆するものである。なおこれら補強効果はスパン内の損傷に対するものとは定性的に異なるものと思われる。

#### 7. 結論

既存のひび割れ等の損傷から進展すると考えられる領域に先行して限定的に補強する方法の可能性を検討した。結果、剛性集中を生じるような補強方法では力が補強箇所を避けるように流れるため、補強効果が無効になることが実験によって示された。一方、剛性を分散し、応力を分散できるような補強を施すことで有効な補強効果が見込める可能性があることが、機構分析の過程から示唆された。今後、解析 B で示されたような補強材の分散配置を再現するため、シートの利用などを含めて実験検討を行いたいと考えている。

なお本研究は、文部科学省科学技術振興調整費による委託を受けて行う研究開発（活褶曲地帯における地震被害データアーカイブスの構築と社会基盤施設の防災対策への活用法の提案，研究代表者：小長井一男）の一環として実施したものである。

#### 参考文献

- 1) 武若耕司, 松本進: コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響: 第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.177-180, 1984
- 2) Okada, K., Kobayashi K. and Miyagawa T.: Influence of Longitudinal Cracking Due to Reinforcement Corrosion on characteristics of reinforced Concrete, ACI Structural Journal, pp.134-140, March-April 1988
- 3) 佐藤吉孝, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章: せん断

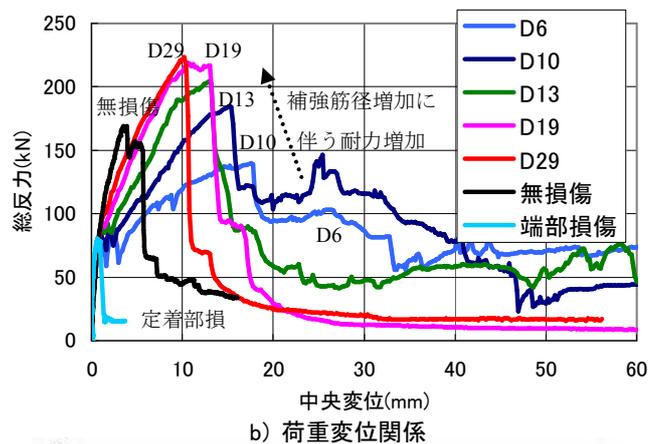
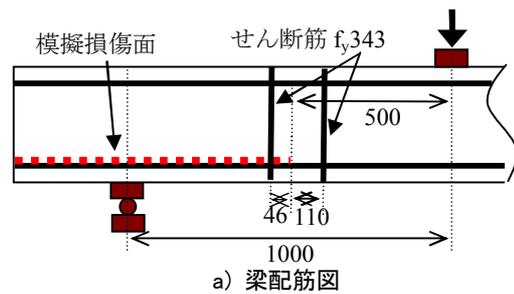


図-11 補強試験体 3 解析結果

補強筋および主筋の腐食が RC 部材のせん断耐荷特性に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.821-826, 2003

- 4) Toongoenthong, K. and Maekawa, K.: Multi-mechanical approach to structural performance assessment of corroded RC members in shear, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.3, No.1, pp.107-122, Feb.2005
- 5) 千々和伸浩, GEBREYOUHANNES Esayas, 藤山知加子, 前川 宏一: 定着部に損傷を有する RC 梁のせん断耐荷機構, コンクリート工学年次論文集, vol.29, pp.709-714, 2007
- 6) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5.
- 7) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON Press (London), 2003
- 8) Bujadham, B., and Maekawa K.: The universal model for stress across cracks in concrete proceeding of JSCE, No.451/V-7, pp.277-87, Aug.1992