# 論文 主鉄筋に定着不良を有するディープビームの耐荷性状

## 小倉 弘崇\*1·細田 暁\*2·奥野 圭一\*3

要旨: 主鉄筋の定着不良がディープビームの耐荷性状に与える影響を検討した。主鉄筋の定 着部における鉄筋の付着除去やフックの有無で定着不良を模擬し, せん断耐力や破壊形態を 実験的に検討した。その結果, 最大荷重は低下し, 破壊形態が変化することを確認した。最 大荷重の低下度合いはフックを除去した場合よりも定着部の鉄筋付着が無い方が著しく, 付 着除去区間を支間内まで延長すると特に大きくなることを確認した。さらに, FEM プログラ ムにおいて定着不良のモデル化を行い, その影響を解析的に検討した。

キーワード:定着不良,せん断破壊,ディープビーム,付着,鉄筋破断,非線形解析

#### 1. はじめに

凍結防止剤の使用による部材端部の鉄筋腐食 や、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨 張圧による鉄筋折曲げ部での破断などから、フ ック消失と付着力低下が起こり、主鉄筋の定着 不良が生じる場合がある。主鉄筋の定着不良の 影響は、スパン内の主鉄筋の付着がないことに よりアーチ機構を形成した RC 梁<sup>1)</sup>やせん断圧縮 破壊する梁<sup>2)</sup>など、耐荷機構がタイドアーチ的で ある部材において顕著に現れることが明らかに されている。しかし、主鉄筋の定着不良に着目 した実験は数が少なく、解析的な検討も十分と は言いがたい。

本研究は,梁機構よりもアーチ機構が卓越す るせん断スパン比 a/d の小さいディープビーム を対象とした。主鉄筋の定着不良が耐荷性状に 及ぼす影響を,フックの有無や付着除去により 定着不良を模擬した実験と2次元 FEM により検 討した。

### 2. 実験概要

主鉄筋の定着不良の条件を変化させた, せん 断補強鉄筋のないディープビームについて実験 を行った。

#### 2.1 供試体概要

供試体の断面形状は幅 200mm×高さ 300mm, 有効高さ 260mm,供試体長さ 1800mm, a/d は 1.73 である。主鉄筋の定着不良の影響を明確に見る ために,支点からフック折曲げ部までの長さを 310mm と十分にとった。せん断破壊先行とする ため,せん断耐力を曲げ耐力に達するときのせ ん断力で除した値は 1.0 以下とした。せん断耐力 の算定には二羽らの式<sup>3)</sup>を用いた。

供試体諸元を表-1,供試体概要を図-1に示 す。ばらつきを考慮するために同一条件で2体 実験を行った。BH は健全な基準供試体である。 主鉄筋の定着不良はフックの有無,鉄筋の付着 除去によって模擬した。BN はフックを省略した 供試体である。UH310 は支点からフック折曲げ 部までの310mmの付着を除去した供試体である。 UH460 は UH310 の付着除去区間をスパン内まで 延長して460mm としたものである。UH310S は UH310 のフック折曲げ部から支点までの区間に 定着部補強を目的としてスターラップを配置し た供試体である。

付着除去は、鉄筋のふし間をロウで埋め、その上にグリスを塗りビニールテープで巻くことによって行った。主鉄筋は SD345 の D22 を用い、

\*1 横浜国立大学大学院 工学府社会空間システム学専攻 (正会員) \*2 横浜国立大学大学院 環境情報研究院 助教授 博(工) (正会員) \*3 オルガノ株式会社 技術生産センター生産部

-655-

供試体	付着除去 (mm)	フック	定着部補強	f'c(MPa)	斜めひび割れ 発生荷重(kN)	最大荷重 (kN)	破壊形態
BH-1	0	あり	721	29.5	159.4	381.4	せん断圧縮破壊
BH-2	0	6,00	'みし	20.3	166.5	397.6	せん断圧縮破壊
BN-1	0	721	721	29.5	159.4	331.4	主鉄筋の付着破壊
BN-2	0	ふし	なし	28.3	154.0	348.8	せん断圧縮破壊
UH310-1	310	あり	721	28.5	155.6	323.1	主鉄筋の付着破壊
UH310-2	510	\$	なし	28.5	154.6	309.5	梁端部破壊
BH-3	0	あり	721	27.2	160.8	325.0	せん断圧縮破壊
BH-4	0	\$	なし	27.2	160.5	400.3	せん断圧縮破壊
UH460-1	460	あり	721	27.2	70.3	205.2	せん断圧縮破壊
UH460-2	400	\$	なし	27.2	70.1	170.2	斜め引張破壊
UH310S-1	310	ちり	ちり	27.2	170.1	335.4	斜め引張破壊
UH310S-2	510	6,59	רי נש	21.2	160.2	352.3	梁端部破壊

表-1 供試体諸元





降伏強度は389MPaで引張強度は570MPaで弾性 係数は192GPaである。載荷は、荷重分配桁を用 いて2点集中荷重を静的に載荷した。載荷点、 支点の板の幅は100mmである。

#### 2.2 実験結果

#### (1) 破壊荷重と剛性の低下

図-2 に荷重とスパン中央の変位の関係を示 す。コンクリート強度の違いから(a),(b)に分け られる。健全な基準供試体 BH では,斜めひび割 れ発生後も荷重は増加し,斜めひび割れが載荷 板下に潜り込むように伸展し,曲げ圧縮縁のコ ンクリートが圧壊して終局に至った。斜めひび 割れが載荷板下に潜り込んだために強いアーチ 効果を発揮し,算定値よりも高い破壊荷重とな った。 一方,定着不良を有する供試体では,基準供 試体と比較して破壊荷重が低下していることが 確認できる。フックがないことよりも鉄筋付着 がないほうが破壊荷重の低下に影響を与えるこ とがわかり,低下の度合いは付着除去区間をス パン内まで延長した UH460 で著しい。UH460 に おいては,斜めひび割れ発生荷重が小さい。こ れは,スパン内の一部の鉄筋とコンクリートの 付着がないことによって,斜めひび割れを誘発 する曲げひび割れが早期に生じたためである。

UH460 と同様な条件で定着部における主鉄筋の付着強度を低下させた ASR 報告書<sup>2)</sup>の数値解 析では,耐力の低下は健全な供試体の 75%程度 と評価しているが,本実験では,健全な供試体の 50%程度という結果を得ており,ASR 報告書 と比較して耐力の低下の程度は,およそ 2 倍と なった。

また,定着部補強をした UH310S は,補強を していない UH310 と比較して耐力は向上してお り,定着部補強の効果が現れている。

図-3にBH, UH310, UH460の主鉄筋ひずみ 分布を示す。支点からフック折曲げ部までの区 間に鉄筋付着がある場合は折曲げ部に近づくに つれ鉄筋ひずみが小さくなるが,付着がない場 合は斜めひび割れ発生後スパン外の鉄筋ひずみ が上昇し,ほぼ一定となることがわかる。

フック折曲げ部においては,フックの支圧効 果により,コンクリートと鉄筋の間に相対変位 がゼロであると仮定する。この相対変位がゼロ



の点を基準にし、主鉄筋に沿ったひずみの積分 値がすべりであるとすると<sup>4)</sup>, 図-3の傾向から, 鉄筋の付着を除去した UH310, UH460 のすべり は BH に比べて大きくなる。

鉄筋の付着除去により,定着部における鉄筋 とコンクリート間の相対変位が BH より大きく なり,局所すべりがアーチ機構の崩壊を引き起 こしたと考えている。さらに,局所すべりに伴 い,載荷点から支点へ流れていた主圧縮応力が フック折曲げ部側に流れることによって,斜め ひび割れ発生以降の剛性が低下したものと考え ている。これらの機構は,次章で解析的にも検 討する。

#### (2) 主鉄筋の定着不良を有する梁の破壊形態

定着不良の供試体では、健全な供試体とは異なる破壊形態となる場合があることを確認した。 図-4に載荷後のひび割れ図を示す。支間中央付近の小さな曲げひび割れは描かれていない。

付着除去を行った供試体では、付着除去区間 端部近傍から斜めひび割れが伸展することを確 認した。UH310-2は梁端部上縁から縦にひび割 れが伸展し、そのひび割れが最終的な破壊の起 因となった。これは、アーチ機構を保持する段 階で主鉄筋端部の付着がないためフックが引張 られ、フックが直角を保持し抜け出そうとする ことにより端部上縁に作用する引張力が、潜在 的に生じる引張応力を助長したためであると考 えている。斜めひび割れが載荷板付近に突き抜



図-3 主鉄筋のひずみ分布

けて斜め引張破壊した UH310S-1 とは異なり, UH310S-2 は斜めひび割れが載荷板下に潜り込 むように伸展し高いアーチ効果を発揮したため に,UH310S-1 よりも大きな引張力が主鉄筋に



図-4 ひび割れ性状

作用し桁端部上縁にひび割れが生じた。

BN-1 は斜めひび割れが主鉄筋に沿い支点を 越え桁端部にまで伸展し,付着破壊によって脆 性的に破壊した。BN-2 は斜めひび割れが定着 部方向に伸展しなかったために,タイドアーチ 機構を保持することができ BN-1 よりも高い破 壊荷重となった。

### 3. 有限要素法による解析

#### 3.1 解析概要

本研究では、分散ひび割れに基づく RC 構成則 による FEM プログラム WCOMD<sup>4) 5)</sup>を用いた。 解析モデルを図-5 に示す。試験体が左右対称で あるために軸対称モデルとして解析した。鉄筋 の付着効果が作用してひび割れ分散が期待でき る RC 要素と、付着効果が作用せずにひび割れが 局所化する無筋要素に分け、それぞれの構成則 を適用させている。

粗い要素分割では斜めひび割れ発生以降の荷 重増加を評価できなかったために,要素寸法を 小さくした。これは,圧縮ストラットの位置を 明確化することにより,無筋要素に生じるひず みを抑制し,本来は RC 板のひび割れ形状を考慮 するための圧縮強度低下則<sup>5)</sup>の適用から免れる ことを目的としたものである。この解析コード を用いる場合,ディープビームにおいては要素 寸法依存性があることを意味している。

載荷板の拘束効果を考慮するために,載荷板 直下の要素と両隣の要素は,圧縮強度を他の要 素の2倍とした。

定着不良のモデル化は,鉄筋位置でオーバー ラップ要素を用いることによって行った。すな わち,鉄筋位置の要素を奥行き方向に鉄筋比 100%の RC 要素で鉄筋を模擬した要素と無筋要 素に二分し,この RC 要素に隣接する要素との境 界には付着性状を制御するために接合要素を組 み込んだ。奥行き方向に重なった無筋要素と鉄 筋比 100%の RC 要素は節点を共有している。引 張軟化係数は,鉄筋の付着効果が作用する要素 は 0.4 とし,作用しない要素は破壊エネルギーよ り算出した値とした<sup>5)</sup>。

定着不良の区間と付着性状については,鉄筋 の片引き試験における端部付着劣化領域<sup>5)</sup>を基 に,付着除去区間および付着除去区間端部から 2.5D(D:鉄筋径)の区間は付着ゼロとし,2.5Dか ら5Dまでは付着応力がτ/2からτに変化する ような付着低下区間,5D以降は完全付着状態と した。**表-2**に接合要素の材料特性値を示す。



図-5 解析モデル

完全付着区間

閉口	□時	開口時						
せん断剛性	接触剛性	せん断剛性	接触剛性					
N/mm <sup>2</sup> /mm	kN/mm <sup>2</sup> /mm	N/mm <sup>2</sup> /mm	kN/mm <sup>2</sup> /mm					
100	100	100	100					
付着除去区間								
閉口	□時	開口時						
せん断剛性	接触剛性	せん断剛性	接触剛性					
N/mm <sup>2</sup> /mm	kN/mm <sup>2</sup> /mm	N/mm <sup>2</sup> /mm	kN/mm <sup>2</sup> /mm					
30	60	0	0					

表-2 接合要素の特性値

#### 3.2 解析結果

図-6に荷重変位関係の解析結果を示す。健全 な供試体 BHは,斜めひび割れ発生以降のアーチ 効果による荷重増加を評価できている。図-7は 節点変位を拡大した変形図である。斜めひび割 れ位置の要素が大きくせん断変形し,他の要素 の変形は小さくなっており,最終的に梁中央上 縁の要素が圧壊していることから,実験結果と ほぼ一致している。

フックを除去した BN では実験値よりも高い 破壊荷重となった。実験では,タイドアーチ的 な耐荷機構になっている段階でフックが無いた めに主鉄筋が局所的にすべることによって剛性 が低下して破壊荷重が低くなっているのに対し て,本解析ではその挙動を十分に評価できなか ったからである。BN では,図-5のモデルに従 い,主鉄筋端部から 5D を付着低下区間としたが, 実際にはこの条件での付着低下区間はさらに大 きく設定するべきである。

主鉄筋の付着を除去した UH310 と UH460 は, 斜めひび割れ発生荷重と以降の剛性低下,最大 荷重と実験値と符合する解析結果を得た。図-7 の UH310 の変形図では,鉄筋位置の要素が定着



部から抜け出している状態が図-4のひび割れ 性状と一致しており,接合要素を用いた定着不 良のモデル化の妥当性を示している。

図-8に解析から得られる UH310 と UH460 の ひび割れ状況を示す。UH310 はスパン内で接合



要素を介して接する要素間でずれが生じたため に、耐荷機構上、荷重変位は妥当に評価できる が、斜めひび割れ発生位置は特定できなかった。 UH460 では実験と同様に定着不良区間端部から 載荷板方向に 45°の角度で斜めひび割れが生じ ている状況が現れている。

解析から得られた BH と UH310 の最大荷重の 90%における主応力の分布状態を図-9 に示す。 BH, UH310 ともに耐荷機構がタイドアーチ的に なっている。BH では主圧縮応力が載荷点から支 点に流れている。それに対して UH310 では,主 圧縮応力がフック折曲げ部側に流れているのが わかる。これは,支点近傍で付着がないために, 圧縮ストラットとタイである主鉄筋の結合点が 支点上からフック折曲げ部に移ったからである。 付着除去をおこなった UH310, UH460, UH310S で斜めひび割れ発生以降の剛性が低下している のは, 圧縮ストラットと主鉄筋の結合点がフッ ク折曲部に移動し,圧縮ストラットの傾きが小 さくなったためと考えている。

#### 4. まとめ

ディープビームで主鉄筋の定着不良の影響を 検討した結果,以下のことが明らかとなった。

- 定着不良の梁は健全な梁に比べ、破壊荷重が 低下する。特に、定着部の付着を除去した供 試体で顕著な低下がみられ、主鉄筋の付着除 去区間をスパン内まで延長した場合、健全な 梁に比べ半分程度に低下する。
- 定着不良の梁では、桁端部上縁での破壊や主 鉄筋に沿ったひび割れなど、健全な梁と破壊 形態が異なるケースがある。
- 3) 定着不良の梁の斜めひび割れ発生後の剛性の低下は,載荷点から支点に流れる圧縮応力がフック折曲げ部に流れたためである。
- 4) 付着除去区間端部から鋼材径の5倍程度を 付着低下区間とすれば、2次元FEMで主鉄 筋の定着不良を有する梁のせん断耐力を評 価することができる。

【謝辞】2 次元 FEM 解析を行うにあたって,長 岡技術科学大学の田中泰司助手にご助言を頂いた。ここに深謝いたします。

#### 参考文献

- 池田尚治,宇治公隆:鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究,土木学会論文報告集,第293号,pp.101-109,1980.1
- 2) 土木学会:コンクリートライブラリー124ア ルカリ骨材反応対策小委員会報告書,2005
- 松尾真紀, Torsak Lertsrisakulrat, 柳川明哲, 二羽淳一郎: せん断補強筋を有する RC ディ ープビームのせん断挙動, コンクリート工学 年次論文集, Vol.23, No.3, pp.961-966, 2001
- 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
- Maekawa,K., Pimanmas,A., Okamura,H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003