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¹⁾やせん断圧縮破壊する梁²⁾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 3)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、

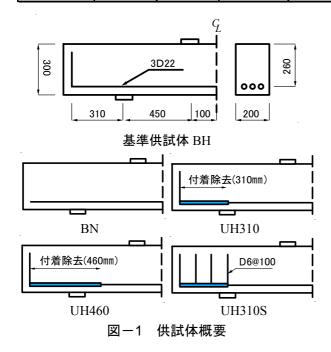
^{*1} 横浜国立大学大学院 工学府社会空間システム学専攻 (正会員)

^{*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

± 4	/
- ₹1	供試体諸元
4X I	그 그 그 나는 그는 그는

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	なし	28.5	159.4	381.4	せん断圧縮破壊
BH-2	U	<i>&</i>) ')			166.5	397.6	せん断圧縮破壊
BN-1	0	なし	なし	28.5	159.4	331.4	主鉄筋の付着破壊
BN-2	U	ر ب			154.0	348.8	せん断圧縮破壊
UH310-1	310	あり	なし	28.5	155.6	323.1	主鉄筋の付着破壊
UH310-2	310	89	なし		154.6	309.5	梁端部破壊
BH-3	0 あり	あり	かり なし	27.2	160.8	325.0	せん断圧縮破壊
BH-4	U	<i>w</i>) ')			160.5	400.3	せん断圧縮破壊
UH460-1	460	あり	なし	27.2	70.3	205.2	せん断圧縮破壊
UH460-2					70.1	170.2	斜め引張破壊
UH310S-1	310	あり	あり	27.2	170.1	335.4	斜め引張破壊
UH310S-2	310	<i>&</i>) ')	<i>W</i>) 'Y	21.2	160.2	352.3	梁端部破壊



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。

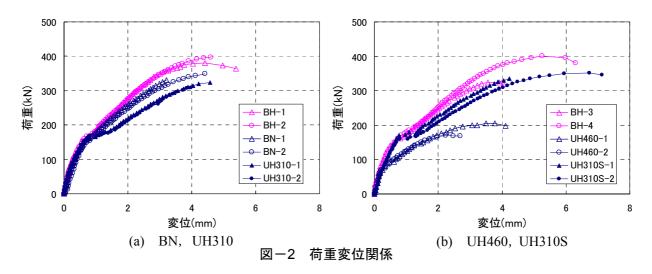
一方,定着不良を有する供試体では,基準供試体と比較して破壊荷重が低下していることが確認できる。フックがないことよりも鉄筋付着がないほうが破壊荷重の低下に影響を与えることがわかり,低下の度合いは付着除去区間をスパン内まで延長したUH460で著しい。UH460においては,斜めひび割れ発生荷重が小さい。これは,スパン内の一部の鉄筋とコンクリートの付着がないことによって,斜めひび割れを誘発する曲げひび割れが早期に生じたためである。

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²⁾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 4 ,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

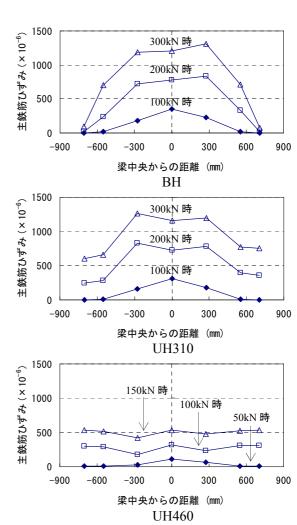


図-3 主鉄筋のひずみ分布

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

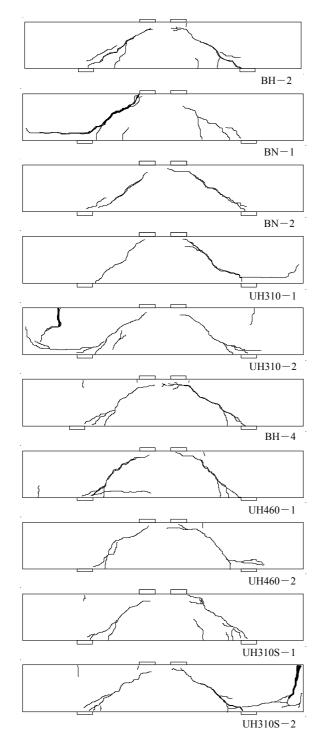


図-4 ひび割れ性状

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

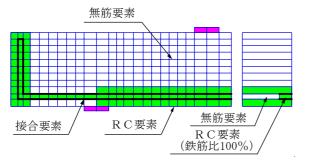
本研究では、分散ひび割れに基づくRC構成則によるFEMプログラムWCOMD⁴⁾⁵⁾を用いた。解析モデルを図-5に示す。試験体が左右対称であるために軸対称モデルとして解析した。鉄筋の付着効果が作用してひび割れ分散が期待できるRC要素と、付着効果が作用せずにひび割れが局所化する無筋要素に分け、それぞれの構成則を適用させている。

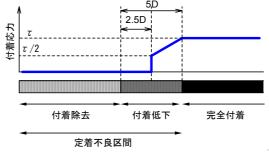
粗い要素分割では斜めひび割れ発生以降の荷 重増加を評価できなかったために、要素寸法を 小さくした。これは、圧縮ストラットの位置を 明確化することにより、無筋要素に生じるひず みを抑制し、本来は RC 板のひび割れ形状を考慮 するための圧縮強度低下則 50の適用から免れる ことを目的としたものである。この解析コード を用いる場合、ディープビームにおいては要素 寸法依存性があることを意味している。

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50。

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 $^{5)}$ 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 7 2から 7 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。 8 2 に接合要素の材料特性値を示す。





(a) メッシュ分割 (UH310)

(b) 定着不良区間と付着性状

図-5 解析モデル

表-2 接合要素の特性値

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 ² /mm	kN/mm ² /mm	N/mm ² /mm	kN/mm ² /mm	
100	100	100	100	

付着除去区間

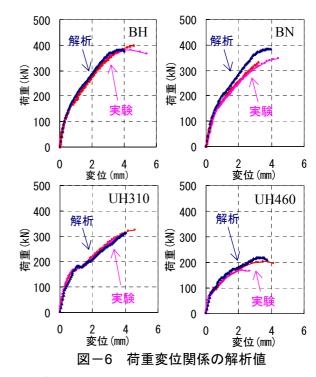
閉口] 時	開口時		
せん断剛性	接触剛性	せん断剛性	接触剛性	
N/mm ² /mm	kN/mm ² /mm	N/mm ² /mm	kN/mm ² /mm	
30	60	0	0	

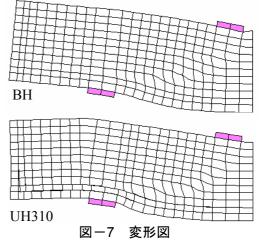
3.2 解析結果

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。

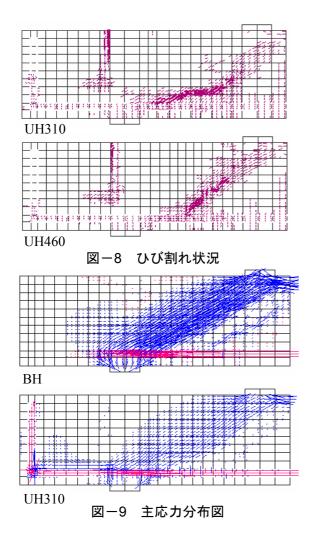
主鉄筋の付着を除去した UH310 と UH460 は, 斜めひび割れ発生荷重と以降の剛性低下,最大 荷重と実験値と符合する解析結果を得た。図-7 の UH310 の変形図では,鉄筋位置の要素が定着





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ー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。

- 1) 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。
- 2) 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

- 1) 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
- 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
- 3) 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
- 4) 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