実規模 RC 部材を対象とした あと施工せん断補強効果に関する解析的検討

宍倉 佳浩1・村田 裕志2・河村 圭亮3・渡辺 和明4・畑 明仁5 永田 聖二6・横田 克哉7

¹正会員 大成建設株式会社 原子力本部 先端解析技術部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1) E-mail: sskysh00@pub.taisei.co.jp (Corresponding Author)

> ²正会員 大成建設株式会社 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室 (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

E-mail: mrthrs00@pub.taisei.co.jp

 ³正会員 大成建設株式会社 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室 (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)
 E-mail: kwmkis00@pub.taisei.co.jp

⁴正会員 大成建設株式会社 原子力本部 先端解析技術部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1) E-mail: kwatanab@ce.taisei.co.jp

> ⁵正会員 大成建設株式会社 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室 (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)
> E-mail: hata@ce.taisei.co.jp

6正会員 一般財団法人電力中央研究所 サステナブルシステム研究本部

(〒270-1194 千葉県我孫子市 1646) E-mail: n-seiji@criepi.denken.or.jp

⁷正会員 関西電力株式会社 土木建築室 計画グループ (〒530-8270 大阪府大阪市北区中之島 3-6-16) E-mail: yokota.katsuya@e2.kepco.co.jp

鉄筋コンクリート部材の材料非線形 FEM 解析において,あと施工プレート定着型せん断補強鉄筋(以下,PHB)のあと施工の影響を考慮したモデル化手法は、これまで分散鉄筋を対象とした検討例が多く,離散鉄筋を対象としたものはない.本研究では、離散鉄筋を対象とした PHBのあと施工の影響の新たなモデル化手法を提案した.そして、コンクリートと鉄筋の付着すべり関係のパラメータスタディを実施し、PHBの端部の抜け出しに伴うせん断耐力の低下,特徴的なひび割れ性状といったあと施工の影響を定性的に評価できることを明らかにした.また、PHBで補強された部材厚1m以上の実大規模RC部材を対象に、提案したモデル化手法を用いた材料非線形 FEM 解析による再現解析を行い,あと施工の影響と破壊モードについて分析した.

Key Words: full-scale reinforced concrete members, three dimensional nonlinear FEM, post-installed shear reinforcement, discrete reinforcement, bond stress-slip relationship

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下, RC)の材料非線形 FEM 解 析技術の向上に伴い,2012年制定コンクリート標準示方 書[設計編]¹⁰において,非線形有限要素解析による性能照 査が導入された.また,現行の屋外重要土木構造物の耐 震性能照査指針²⁰においても,RC製地中構造物を対象と した三次元材料非線形 FEM 解析による照査手法が導入 されており,解析手法やキャリブレーションモデル,合理的な照査指標が整理されている.しかしながら,解析 手法の有効性を検証するためのキャリブレーションモデ ルにおいて,水平二方向載荷を受ける部材は,部材厚 0.3 m 程度の小規模なものがほとんどで,実大規模に近 いものは実施されていなかった.

筆者らは、屋外重要土木構造物の耐震性能照査手法の 高度化を目的として、水平2方向加力を受けてせん断破 壊する部材厚 1 m 以上の実大規模 RC 部材を対象とした ベンチマーク実験³及び三次元材料非線形 FEM 解析によ る数値解析的検討^{4,5}を実施してきた.ベンチマーク実 験では,脱型した試験体側面をドリルで削孔し,孔内に あと施工プレート定着型せん断補強鉄筋⁹(以下,PHB) を挿入して耐震補強した試験体の載荷実験も行われてお り、実大規模 RC部材に対しても PHB が一定のせん断補 強効果を有することが明らかになった.^{7,69} また,離散 鉄筋を用いた材料非線形 FEM 解析によって,実大規模 試験体に対する PHB の補強効果を解析的に明らかにし た.⁹ただし,この解析では,PHB の端部が小型の円形 定着プレートであり,既設の鉄筋とは独立した位置に配 置されるために,標準フック等を有する通常のせん断補 強筋と同等の定着力が期待できない影響(以下,あと施 工の影響)を厳密にモデル化していない.

材料非線形 FEM 解析において,あと施工の影響を考 慮した PHB のモデル化手法に関しては,現行のコンク リート標準示方書[設計編]¹⁰において,現状でのRCを対 象とした材料非線形 FEM 解析の標準的手法と位置付け られている分散鉄筋を対象にした研究^{11,12}が多く,離散 鉄筋を対象としたモデル化手法の検討例はない.離散鉄 筋は,鉄筋の配筋を精緻にモデル化できる特徴があるた め,既設部材中の主鉄筋や配力筋,せん断補強筋とは独 立した位置に配置される PHB との相性が良い.

本論文では、第2章で材料非線形 FEM 解析での PHB と端部の破断で定着不良が生じたせん断補強筋のモデル 化手法に関する既往の研究を分析するとともに、離散鉄 筋を用いた材料非線形 FEM 解析における PHB の新たな モデル化手法を提案した.そして、第3章で適用性を確 認した三次元材料非線形 FEM モデルを用いて、第4章 で PHB で補強されたせん断破壊型試験体を対象に、提 案したモデル化手法を用いたパラメータスタディを実施 し、あと施工の影響のモデル化手法の適用性とせん断破 壊挙動に及ぼす影響を解析的に検討した.さらに、第5 章では、ベンチマーク実験で行われた PHB で補強され た曲げ破壊型試験体の再現解析を通して、曲げ破壊挙動 へのあと施工の影響についても検討した.

2. 既往研究の分析と新たなモデル化手法の提案

(1) 分散鉄筋を用いた既往研究の分析

前川ら¹³は,鉄筋折曲げ部で破断が生じ,端部に定着 不良が生じたせん断補強筋が配置された RC 梁の実験を 通して,PHBを対象としたものではないが,せん断補強 筋の端部定着不良がせん断耐力と斜めひび割れの分散性 の低下を引き起こすことを示した.さらに,分散鉄筋を 用いた材料非線形 FEM 解析によって,定着が不十分な



図-1 前川ら¹³⁾の検討結果(ひび割れ分布,変形倍率50倍)



図-2 松本ら¹¹⁾のモデル化手法



図-3 河村らの提案手法のイメージ¹²⁾ (一部加筆修正)



a) 最大せん断力時の最大主ひずみコンター(解析結果)



b)実験終了後のひび割れ状況写真(実験結果) 図-4 河村ら¹²の検討結果(ひび割れ分布状況)

RC 板の面内せん断試験で得られた実質鉄筋比¹⁴の知見 を参考に、実験で設定したせん断補強筋の模擬定着不良 区間の要素内鉄筋比を0とすることで、実験の荷重変位 関係、ひび割れの分布状況(図-1)を概ね再現できるこ とを明らかにした.

松本ら¹¹⁾は、PHBの先端部分(円形定着プレート)が 既設せん断補強筋のように主鉄筋や配力筋に掛からず、 端部の定着性能を十分に確保できない点から、前川ら¹³⁾ のモデル化手法を準用して、分散鉄筋でモデル化した PHB 先端部分の定着区間の鉄筋量を0と見なすことであ と施工の影響をモデル化する手法を提案した.モデル化 のイメージを図-2に示す.なお、鉄筋量を0とした鉄筋 無効区間の区間長は、PHBの引抜き試験結果を基にした 必要定着長を参考に、概ね 5.5D(Dは鉄筋径)とした. 片側円形プレートのPHBが埋め込まれた RC梁試験体の 正負交番静的加力実験に対する再現解析では、変形量を 過小評価するものの、最大耐力について高い再現性を有 していることが確認された.

河村ら¹⁰は、分散鉄筋でモデル化した PHB の端部定 着区間の降伏強度を 1/2 に低減する方法を提案している. 一般に、PHB が負担するせん断耐力は、修正トラス理論 に基づいた PHB のせん断耐力に、端部で十分な定着力 を確保できない影響を加味した有効係数 βaw を乗じて算 定される. 河村らの提案手法は、図-3に示すように、端 部定着区間の降伏強度を 1/2 に減じることで、分散鉄筋 でモデル化した PHB の応力負担面積(赤線)と有効係 数 βaw の基となった斜めひび割れ内のせん断補強筋応力 負担面積(黒線)を等価にしている特徴がある.この提 案手法は、両端円形プレートの PHB が埋め込まれた部 材寸法 800 mm の梁試験体を対象とした正負交番静的加 力実験の結果に対する再現解析(二次元材料非線形 FEM 解析)において、最大耐力だけでなく変形性能に ついても高い再現性を有していることが確認された. ま た、図4に示すように、載荷実験で確認された斜めひび 割れが部材軸に対して約45°の角度で発生して、主鉄 筋に沿ってひび割れが進展して破壊に至る現象について も再現できている.尚,特徴的な斜めひび割れは,前川 ら13の検討と同傾向となっており、せん断補強筋端部の 破断による耐力低下と PHB のあと施工の影響による耐 力低下のメカニズムが同様であると考えられる.

(2) 離散鉄筋での PHB のモデル化手法の提案

材料非線形 FEM 解析を対象とした PHB のあと施工の 影響のモデル化手法は,鉄筋の効果をコンクリート要素 に重ね合わせた1つの要素で表現する分散鉄筋でのモデ ル化がほとんどで,鉄筋を梁要素やトラス要素などで直 接的に表現する離散鉄筋でモデル化したものは例がない. 分散鉄筋は,断面内に離散的に配置された PHB をモデ ル化する場合,既往の検討の解析モデル^{III,ID}のように, 要素分割を十分に細くし,鉄筋の影響を考慮する RC 要 素とそれ以外の無筋要素を明示的に区別する必要がある. したがって,分散鉄筋は,PHBの配置を変更するたびに 大幅なモデル変更が求められ、実務設計の労力が膨大となる.これに対して、離散鉄筋は、埋込鉄筋要素¹⁷を用いた場合、要素分割を分散鉄筋ほど細かくする必要がなく、鉄筋要素の配置を変えるだけで、PHBの配置を検討することができる.よって、離散鉄筋でのPHBのモデル化手法は、材料非線形 FEM 解析を用いた PHBの実務設計の効率化に繋がる.

池端ら¹⁸は, PHB ではないものの, せん断補強筋が破 断した鉄筋コンクリート梁部材の実験と離散鉄筋を用い た材料非線形 FEM 解析による数値解析的検討を行って いる.離散鉄筋を用いた材料非線形 FEM 解析では, コ ンクリートと鉄筋の付着すべり関係と破断した鉄筋端部 のすべりを許容する境界条件を付与することで, せん断 補強筋の端部定着不良に伴う耐力の低下を再現できるこ とを明らかにした.分散鉄筋の既往の検討^{11),13}と池端ら ¹⁸の知見に基づいて,以下の特徴を有する離散鉄筋でモ デル化した PHB の新たなモデル化手法を提案する.

- PHBの配置検討を容易に行うことができる離散鉄筋 (埋込鉄筋要素¹⁷⁾)を用いる.
- PHB端部の境界条件を自由端とし、コンクリートと 鉄筋の付着応力を低減し、端部の抜け出しを数値解 析上で表現する.

3. 離散鉄筋を用いた材料非線形 FEM 解析の適用性 検討

提案した PHB のモデル化手法の妥当性検討に先立ち, 離散鉄筋を用いた材料非線形 FEM 解析モデルについて, ベンチマーク実験で行われたせん断破壊型試験体(以下, N-1)の再現解析によって,解析手法の適用性を検討す る.なお,ベンチマーク実験に用いた試験体の詳細は, 関連文献³³⁷⁾⁸⁾を参考にされたい.

(1) 解析モデル概要

図-5に解析モデルの概要を示す.解析モデルは、ベン チマーク実験の N-1 と同じく一辺が 1.1 m の正方形断面 の柱部分とフーチング部分をモデル化し、コンクリート と載荷板を二次のソリッド要素、主鉄筋とせん断補強筋、 フーチング筋を離散鉄筋(埋め込み鉄筋トラス要素)で モデル化した.コンクリート要素の要素寸法は、2017年 制定コンクリート標準示方書[設計編]¹⁰を参考に、200 mmの 0.75~1.5 倍(150~300 mm)の範囲内に収めた.

解析には、汎用解析コード DIANA Ver 104^{ID}を用い、 コンクリートのひび割れモデルには同解析コードに実装 されている前川-福浦モデル^{ID}を用いた.なお、せん断 破壊型試験体に対する前川-福浦モデルと離散鉄筋を組 み合わせたモデルの適用性は、既往の研究^{5,19}で確認さ



図-5 解析モデルの概要図

れている.

試験体への載荷は,変位制御とし,+P1 方向水平変位 をN-1の初期載荷最大変位(30mm)まで,1ステップあ たり 0.1 mm 載荷とした.また,非線形方程式の解法に は割線剛性法(準 Newton 法)を用いた.

(2) 材料条件·非線形構成則

コンクリート要素の非線形構成則には、圧縮・引張・ せん断ともにコンクリート標準示方書¹⁰に示されている ものを用いた.

図-6にコンクリート構成則のイメージ図,表-1にパラ メータを示す. 圧縮特性と引張特性のパラメータについ ても、同様にコンクリート標準示方書 10に従い設定した. なお, DIANA Ver 10.4 実装の圧縮特性は, 拘束効果を考 慮可能な弾塑性破壊モデル(Elastoplatic Damage Model)¹⁷⁾ を実装されており、三軸応力状態を厳密に考慮すること ができるが、過去の検討 うにおいて、最大圧縮応力以降 での急激な応力低下に伴い、実験に対して、最大耐力を 過小評価する傾向が見られた. そこで、図-7に示すよう に、長沼の提案式²⁰⁾に対して、DIANA 実装の圧縮特性 がひずみ 20,000 で圧縮応力が一致するように圧縮軟化 曲線の傾きを緩和し、ポストピーク域における圧縮応力 の低下を緩和した. せん断特性のパラメータは, 2014年 制定複合構造標準示方書 21)と過去の検討 5)を参考に、柱 の主鉄筋が通る要素とそれ以外の要素に分けて、それぞ れにせん断伝達係数を設定した.

主鉄筋とせん断補強筋、フーチング筋の非線形構成則 とパラメータを表-2に示す.コンクリートと主鉄筋の付 着すべり関係は、fibモデル¹⁰(図-8)を適用し、フーチ ング部分と柱部分の鉄筋かぶり厚の違いを考慮したパラ



図-6 コンクリート構成則のイメージ¹⁷⁾

表-1 コンクリート要素のパラメータ

一軸圧縮強度(N/mm ²)		36.9		
圧縮強	度低減モデル	コンクリート標準示方書 ¹⁾		
一軸圧縮	強度対応ひずみ	0.002		
初期ヤン	ング率(N/mm ²)	3.69×104		
引張強度 (N/mm ²)		2.55		
引張破壊エネルギー(N/mm)		0.0904		
引張軟化係数		1.962		
せん断劣化開始ひずみ		400μ		
せん断	柱主鉄筋部	0.7		
伝達係数	柱主鉄筋部以外	1.962		
ポアソン比		0.2		



図-7 本検討で用いる圧縮特性

表-2 鉄筋の非線形構成則とパラメータ

	柱主鉄筋	せん断 補強筋	フーチング筋
鉄筋径(mm)	31.8	12.7	25.4
降伏応力 (N/mm²)	508	360	380
ヤング率(N/mm ²)	2.0×10 ⁵		
硬化則	等方硬	1化	硬化なし
付着応力-すべり 関係	fibモデル ¹⁶⁾	式(la)	
係数α	-	1.0	



図-8 柱主鉄筋に適用する fb モデル¹⁶

メータを設定した. せん断補強筋の付着すべり関係は, 後章の PHB に関するパラメータスタディにおいて,鉄 筋のひずみ状態に関わらず,せん断補強筋の付着状態を 一律にするため,島モデル(式 (la) ^{ID})を用いる. な お, DIANA 実装の島モデルは,付着応力を一律に低減 させる係数 α が追加されているが,本章の検討では α =1.0 とする.

$$\tau = \alpha \cdot 0.9 f'_c^{2/3} \left(1 - e^{-40s^{0.6}} \right)$$
 (1a)

ここで τ : 付着応力 (N/mm²) f'_{c} : コンクリート強度 (N/mm²) S: すべり量 (mm) D: 鉄筋径 (mm) ε : ひずみ s: s = S/D 鉄筋のすべり量Sと鉄筋径Dの比

なお、コンクリート及び鉄筋の材料物性値は、既往の 検討⁵⁹⁹と同じく試験体の実強度を用いた.

(3) 損傷指標

本検討では、試験体の破壊モードの判定を部材厚増分 と圧縮縁変位差を用いた変形量照査で行う.

部材厚増分²⁰は,現行の耐震性能照査指針²において, 面外せん断破壊の判定指標として用いられており,式



図-9 N-1の荷重変位関係及び損傷指標関係



図-10 試験体側面の最大主ひずみコンター (変位 30mm)

(2a) で限界値が算定される.従来のひずみによる判定 指標とは異なり,要素寸法に依存することなくせん断破 壊を判定することができる.本検討では,Pl 方向に直 交する二つの面同士のPl 方向相対変位差が5mm以上と なった時点をせん断破壊と判定する.

圧縮縁変位差は、小松ら²³によって提案された圧縮損 傷の判定指標で、材端から 200 mm 以上離れた節点間の 相対変位が 2 mm (200 mm×1%ひずみ)に達した時点を 圧縮破壊点と定義している. 圧縮縁変位差は、現行の耐 震性能照査指針²⁰の圧縮損傷指標である圧縮縁ひずみ 1%に比べて、要素寸法依存性が少ない特徴がある.本 検討では、圧縮縁側の柱基部(フーチング上端)から鉛 直方向+200 mm の位置にある節点間の相対変位が-2 mm に達した時点を圧縮破壊(曲げ破壊)と判定する.

$$\Delta D_{lim} = \max\{5, 2.5 p_w D\}$$
(2a)

ここで ΔD_{lim} :部材厚増分の限界値(mm) p_w :せん断補強筋比 D:部材厚(mm)

(4) 解析結果

実験と解析結果の荷重変位関係と解析の損傷指標関係 を図-9,実験と解析の試験体側面の最大主ひずみコンタ ー(最大変位時)の比較図を図-10に示す.

図-9より,解析は,試験体の剛性の変化(荷重変位関係の傾き),最大耐力ともに,N-1の実験結果を概ね再現できている.また,載荷変位25mm程度で部材厚増分>5mmに達している点,載荷終了時点でも圧縮縁変位差<-2mmに達していない点から,解析モデルはせん断破壊していることが確認された.

図-10の最大主ひずみコンターの比較図より,解析の ひび割れ発生領域(最大主ひずみ2,500µ以上)の分布傾 向は,実験(画像解析)と概ね一致しており,斜めひび 割れの発生状況を概ね再現できている.なお,解析のひ び割れは,実験(画像解析)に比べてやや太いが,発生 したひび割れが要素内に分散していると仮定する分散ひ び割れモデルの性質によるものである.

以上の結果から,離散鉄筋を用いた材料非線形 FEM 解析モデルは,実大規模 RC 試験体のせん断耐力,せん 断破壊モードを適切に評価することが確認できた.

4. PHB のあと施工の影響検討

本章では、離散鉄筋を用いた材料非線形 FEM 解析で のあと施工の影響を考慮可能な PHB の新たなモデル化 手法に対して、付着応力の低減、端部定着に関するパラ メータスタディを実施し、提案手法の適用性を分析した.

(1) 解析条件

あと施工の影響の検討を目的とした解析モデルは、第 3章で設定した解析モデルを基本として、端部の境界条 件を自由端としたPHB(埋込鉄筋トラス要素)をせん断 補強筋として配置した仮想試験体とした.なお、PHBが 試験体全体のせん断耐力、破壊モードに与える影響度合 いを高めるため、既設のせん断補強筋(フープ筋)を全 て除去するとともに、主鉄筋径を大きくしてせん断破壊 先行型となるようにモデルを修正した.

解析ケース(表-3)は、PHBの配置間隔とPHBに適用 した島モデルの係数 α (付着応力の低減量)をパラメー タとする計6ケースを設定した.PHBの配置間隔は,技 術審査証明報告書を参考に最大配置の 300 mm ピッチと 部材の有効高さの 1/2 に近い 500 mm ピッチとした計2パ ターンとし、両者のせん断補強筋比が一致するように PHB の径を設定した.PHB の配筋イメージを図-11,試 験体諸元を表-4に示す.PHBの付着すべり関係には、島 モデル(式(la)¹⁷⁾)を適用しており、係数 α をパラメ ータとすることで PHB の付着応力を低減できるように

表-3 解析ケース

ケース名	PHBのピッチ	PHBの島モデルの係数 a
case1		1.0
case2	300 mm	0.4
case3		0.1
case4		1.0
case5	500 mm	0.4
case6		0.1



図-11 配筋イメージ

表-4 試験体諸元

		ピッチ	ピッチ			
		300mm	500mm			
主鉄筋諸元	主鉄筋径(mm)	41.3				
PHB 諸元	PHB 径(mm)	22.2	28.6			
	1段当たり PHB 本数(本)	2				
	降伏応力(N/mm²)	377				
	ヤング率(N/mm ²)	2.0×10^{5}				
	硬化則	硬化なし				
	付着応力-すべり関係	式(1a)				
試験体 諸元	主鉄筋比	0.01523				
	PHB鉄筋比	0.00235	0.00234			
	せん断余裕度(耐力比)	0.645	0.644			



図-12 係数αを変化させた島モデル (T-S関係)

した. 係数 α をパラメータとした変化させた島モデル (τ-s 関係)を図-12 に示す.

載荷板への載荷は,変位制御とし,+P1 方向最大変位 30 mm まで 0.1 mm/step で載荷する.

(2) 解析結果

ピッチ 300 mm で PHB が配置されたケース (case1~ case3)の荷重変位関係,部材厚増分変位関係を図-13, 最大変位時の最大主ひずみコンターを図-14 に示す.ピ ッチ 500 mm のケース (case4~case6) については,荷重 変位関係,部材厚増分変位関係を図-15,最大変位時の 最大主ひずみコンターを図-16 に示す.

図-13の荷重変位関係より, ピッチ 300mmのケースでは、casel (α=1.0)の最大耐力が 2036 kN であるのに対して、case2 (α=0.4)の最大耐力は 1849 kN となっており、耐力が 1割程度低下している.他方、case3 (α=0.1)の最大耐力は 1521 kNで、ピッチ 300 mmのケースでは最も最大耐力が低くなった.部材厚増分変位関係より、部材厚増分>5 mm となるタイミングは、最大耐力が低いケース ほど早まる傾向にあった.部材厚増分は、試験体側面の斜めひび割れの開口と対応しているため、PHBの付着応力の低減が斜めひび割れの開口に伴う耐力低下に関連しているものと考えられる.

図-14 より, casel は, 斜めひび割れと主鉄筋に沿った ひび割れが混在するようなひび割れモードとなっている. case3 は, 試験体側面の広い範囲に斜めひび割れが発生 しており, PHBの付着応力を極端に低減したことで, せ ん断補強筋が少量のみ配置された部材のひび割れ性状に 近くなったものと考えられる.これらの傾向に対して, case2 は, 斜めひび割れと主鉄筋に沿ったひび割れが繋 がることで, 既往の研究^{12,13}で確認された端部の抜け出 し挙動に伴って生じる特徴的なひび割れ性状(図-1,図 -4参照) に近い傾向が見られた.

図-15の荷重変位関係より, ピッチ 500mmのケースでは, case4 (a=1.0)の最大耐力が 1981 kN であるのに対して, case5 (a=0.4)は,最大耐力が 1727 kN まで低下しており,ピッチ 300 mm に比べても耐力の低下傾向が顕著であった.なお, case 6 (a=0.1)の最大耐力は,ピッチ 300 mm と同様に,1555 kN であった.部材厚増分変位関係は,ピッチ 300 mm と同様に,最大耐力が低いケースほど部材厚増分>5 mm となるタイミングが早まる傾向にあった.

図-16より、case4は、斜めひび割れが柱基部から柱中 腹付近に進展しており、せん断剛性が相対的に低くなる PHB と PHB の間に向かって、斜めひび割れが進展した ものと考えられる.case6は、ピッチ 300 mm と同様に、 試験体側面の広い範囲にわたって斜めひび割れが発生し ており、せん断補強筋が少量のみ配置された部材のひび 割れ性状に近い傾向であった.これらの傾向に対して、 case5 は、柱中腹付近に進展した斜めひび割れと主筋に 沿ったひび割れ同士が繋がり、既往の研究^{12,13}で確認さ れた特徴的なひび割れ性状に近い傾向が見られた.

以上の結果より, PHBの端部の境界条件を自由端とし,



図-13 ピッチ 300mmの荷重変位関係と部材厚増分変位関係



a) case1 (α=1.0) b) case2 (α=0.4) c) case3 (α=0.1) 図-14 ピッチ 300mm の最大主ひずみコンター (変位 30mm)



図-15 ピッチ 500mm の荷重変位関係と部材厚増分変位関係



a) case4 (α=1.0) b) case5 (α=0.4) c) case6 (α=0.1) 図-16 ピッチ 500mm の最大主ひずみコンター (変位 30mm)

付着応力を低下させることで、付着強度の低減なしに比べて明確なせん断耐力の低下が見られるとともに端部の抜け出し挙動に伴って生じる特徴的なひび割れ性状を再現できており、PHBによるあと施工の影響を定性的に評価できることが明らかになった.

(3) 端部定着に関する解析

離散鉄筋でのあと施工の影響のモデル化によるせん断耐力の低下と特徴的なひび割れ性状の発生は、PHBの端部抜け出しに由来するものであることを確認できていない.そこで、本検討では、図-17に示すように、あと施工の影響を考慮することができた全区間でα=0.4としたケースに対して、端部に設けた微小区間のαを1000にすることで端部に定着力を付与した解析を実施する.端部に定着力を付与した検討は、ピッチ300mmと500mmの両ケースを実施して、あと施工の影響を評価できたケース(case2, case5)と比較する.

荷重変位関係と部材厚増分変位関係について、ピッチ 300 mmを図-18、ピッチ 500 mmを図-19 に示す.両ケー スともに、端部に定着力を付与したケース (case2b, case5b)の最大耐力は、あと施工の影響をモデル化した ケース (case2, case5)の最大耐力を大きく上回ってお り、両者の間に明確な耐力差が確認された.各ケースの 最大変位時の最大主ひずみコンターを図-20 に示す.端 部に定着力を付与した case2b, case5b は、あと施工の影 響をモデル化した case2, case5 に比べて、斜めひび割れ の開口が抑制される傾向にあった.さらに, case2b, case5b では、case2, case5 で見られた柱中腹に進展した斜 めひび割れと主鉄筋に沿ったひび割れが繋がる特徴的な ひび割れ性状が見られなかった.

以上の結果より、あと施工の影響を評価において、せん断耐力の低下及び特徴的なひび割れ性状は、PHB端部の抜け出し挙動のモデル化が重要となる.

5. PHB で補強された曲げ試験体に対する 提案モデルの適用性考察

本章では、ベンチマーク実験で行われた P-1 の再現解 析を行い、PHBで補強された曲げ破壊型試験体へのあと 施工の影響のモデル化手法の適用性を検討する.

(1) 解析モデル概要・解析ケース

図-21 に解析モデルの概要を示す.解析モデルは,第 3 章の解析で使用した N-1 を基本として,実際のベンチ マーク実験のP-1^{7,8}と同じく,PHB (D16鉄筋)を試験体 高さ方向に 300 mm ピッチで P1 方向に向けて配置した PHBは,端部を自由端とした離散鉄筋でモデル化し,付 着すべり関係に島モデルを適用した.なお,試験体の材 料物性値は,既往の数値解析的検討⁹と同じく,P-1の実 強度を用いた.

解析ケースは、あと施工の影響のモデル化なし (PHB 全区間の α=1.0) とあと施工の影響のモデル化あり (PHB 全区間の α=0.4) の 2 ケースとし、あと施工の影



図-17 端部に定着力を付与した PHB のモデル化イメージ



図-18 ピッチ 300mm の荷重変位関係と部材厚増分変位関係



図-19 ピッチ 500mm の荷重変位関係と部材厚増分変位関係



響のモデル化の有無が曲げ耐力,破壊モードに与える影響を検討する.

(2) 解析結果

荷重変位関係,損傷指標変位関係の比較図を図-22, 最大主ひずみコンターの比較図を図-23に示す. 図-22 より、各ケースの荷重変位関係は、載荷変位 60 mm 程度で多少の差が見られるものの、あと施工の影響のモデル化有無による差がほとんど見られなかった.特に、各ケースの最大耐力は概ね一致している.部材厚増分においては、載荷変位 40 mm 以降、各ケース間の部材厚増分に差が見られるが、載荷変位 40 mm 程度で圧縮縁変位差<2 mm に到達し、曲げ破壊に至っている.したがって、載荷変位 40 mm 以降の部材厚増分の差は、最大曲げ耐力にほとんど影響を及ぼさないものと考えられる.

載荷変位30mmの最大主ひずみコンターを比較した図 -23 より、あと施工の影響をモデル化したケースは、モ デル化していないケースに比べて、わずかに斜めひび割 れの開口量が多い傾向にあるが、全体的な斜めひび割れ の発生状況に大きな差が見られない. また、PHBの端部 の抜け出し挙動に由来する斜めひび割れと主鉄筋に沿っ たひび割れが繋がるひび割れ性状についても確認できな かった. PHBの端部の抜け出し挙動に由来するひび割れ は、PHB と PHB の間のせん断剛性が相対的小さい領域 に進展する斜めひび割れと端部で定着力が十分に確保さ れない影響で拘束効果が低下した主鉄筋に沿うひび割れ が合わさることで発生するものと考えられる. ベンチマ ーク実験の P-1 は、既設のせん断補強筋(フープ筋)に PHBを追加した試験体であるため、PHBを含むせん断補 強筋の間隔が 150 mm と狭く, さらにはフープ筋による 拘束効果も期待できる. そのため, P-1 の解析では、あ と施工の影響をモデル化に関わらず, PHBの端部の抜け 出し挙動に伴う特徴的なひび割れが発生しなかったもの と考えられる.

以上の結果より、フープ形状などにより定着が十分に なされた既設のせん断補強筋が配置され、PHBの補強に より曲げ破壊先行型となる試験体は、PHBのあと施工の 影響のモデル化が最大曲げ耐力に及ぼす影響が小さいと 考えられる.

6. まとめ

材料非線形 FEM 解析において,離散鉄筋でモデル化 した PHB のあと施工の影響のモデル化手法を提案し, 実大規模 RC 部材を対象としたシミュレーション解析を 通して,以下の結論を得た.

- (1) 材料非線形 FEM において,離散鉄筋でモデル化した PHB は,端部の境界条件を自由端とし,付着すべり関係の付着応力を低減することで,端部の抜け出しに伴うせん断耐力の低下や特徴的な斜めひび割れ性状などのあと施工の影響を定性的に評価できることが明らかとなった.
- (2) せん断補強筋として PHB のみが配置され, せん断



図-21 P-1の配筋イメージ



図-22 P-1の荷重変位関係と損傷指標変位関係



図-23 最大主ひずみコンター (変位 30mm)

破壊先行型となる部材厚1m以上の試験体は,あと 施工の影響のモデル化有無でせん断耐力,ひび割 れ性状に顕著な差が生じた.

(3) 定着が十分になされた既存のせん断補強筋が配置 され,PHBの配置で曲げ破壊先行型となる部材厚1 m以上の試験体において,あと施工の影響のモデ ル化有無は,最大曲げ耐力への影響が小さい. 謝辞:本研究は、電力9社と日本原子力発電(株),電 源開発(株),日本原燃(株)による原子カリスク研究 センター共通研究として実施した.関係各位に謝意を表 する.

参考文献

- 1) 土木学会:2012 年制定 コンクリート標準示方書[設 計編],2013.
- 2) 土木学会:原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震 性能照査指針・マニュアル・照査例,2018.
- 坂下克之、山本悠人、畑明仁、松尾豊史、松居伸明:実規模 RC 部材の水平二方向繰り返し載荷履歴がせん断耐力に与える影響に関する実験的検討、構造工学論文集, Vol. 67A, pp.578-590, 2021.
- 小松怜史,永田聖二,松尾豊史,畑明仁,前川宏 ー:水平二方向力が作用する実規模 RC 部材の破壊 挙動の数値解析による分析,構造工学論文集, Vol. 67A, pp.591-604, 2021.
- 5) 宍倉佳浩,山本悠人,渡辺和明,小松怜史,横田克 哉:水平二方向載荷を受ける実規模 RC 部材のせん 断破壊挙動に関する解析的検討,土木学会論文集A1 (構造・地震工学) Vol.77, No.4(地震工学論文集 第40巻),I_174-I_178, 2021.
- 1 土木研究センター:建設技術審査証明報告書 土木 系材料・製品・技術,道路保全技術(建技審証第 0522 号)後施工プレート定着型せん断補強鉄筋 「Post-Head-bar」,2020.
- 7) 永田聖二,松尾豊史,畑明仁,山本悠人,松居伸明:水平二方向載荷実験に基づくあと施工型せん断補強鉄筋で一面耐震補強を施した実規模 RC 部材の終局挙動に関する検討,コンクリート構造物の補修・補強・アップグレード論文報告集,第 20 巻,2020.
- 8) 畑明仁、山本悠人、永田聖二、松居伸明:実規模 RC部材を対象としたあと施工せん断補強効果に関 する検討(その1)~実験検討~、土木学会第75回 年次学術講演会、2020.
- 宍倉佳浩,渡辺和明,小松怜史,横田克哉:実規模
 RC 部材を対象としたあと施工せん断補強効果に関する検討(その2)~解析検討~,土木学会第75回
 年次学術講演会,2020.
- 10) 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書[設計編], 2018.
- 11) 松本敏克,深津宗佑,福浦尚之,池尻一仁,河村圭 亮,大野顕大,松本優平:あと施工型せん断補強工

法の極厚部材への適用性に関する解析的評価,土木 学会第72回年次学術講演会,2017.

- 12) 河村圭亮,畑明仁:あと施工プレート定着型せん断 補強鉄筋で補強した RC 梁載荷実験のシミュレーシ ョン解析,土木学会第73回年次学術講演会,2018.
- 前川宏一,中村光,佐藤靖彦,Kukrit TOONGOENTHON: せん断補強筋の定着不良がRC はりのせん断耐力に及ぼす影響,コンクリート工学 年次論文集,Vol.26,No.2,2004.
- 14) 三島徹也, Buja BUJADHAM,前川宏一:正負交番 載荷に適用可能な RC 離散ひびわれモデルの開発と その適用範囲,土木学会論文集,No442/V-16, pp.181-190, 1992.
- 15) 島弘,周礼良,岡村甫:マッシブなコンクリートに 埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関 係,土木学会論文集,第 378 号/V-6, pp.165~ pp.174, 1987.
- fib-federation internationale du beton: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013.
- 17) DIANA FEA BV: DIANA 10.4 User's Manual, 2020.
- 18) 池端信哉,中村光:せん断補強筋が破断した鉄筋コンクリート梁部材のせん断耐力評価,構造工学論文集 A/65A 巻, pp.569-578, 2019.
- 19) 園部秀明,渡辺和明,小野英雄、山本悠人、坂下克 之,畑明仁:離散鉄筋モデルを用いた非線形有限要 素解析による RC 柱の 2 方向加力経路の影響検討, 土木学会第 74 回年次学術講演会, 2019.
- 20) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひず み関係,日本建築学会構造系論文集,第 474 号, pp.163-170, 1995.
- 21) 土木学会: 2014 年制定 複合構造標準示方書[設計編], 2015.
- 22) 宮川義範,永田聖二,松村卓郎:せん断補強筋の無
 い鉄筋コンクリート部材の横膨張と残留耐力の関係, 土木学会論文集 E2, Vol. 70, No. 4, pp. 402-416, 2014.12.
- 23) 小松怜史,松尾豊史:コンクリートの圧縮破壊挙動 に着目した RC 部材の変形指標と限界値に関する検 討,土木学会第76回年次学術講演会集講演概要集, CS11-33, 2021.

(Received ? ?, 2021) (Accepted ? ?, 2021)

NUMERICAL STUDY ON EFFECT OF POST-INSTALLATION ON THE SHEAR RETROFIT PERFORMANCE FOR FULL-SCALE RC MEMBERS

Yoshihiro SHISHIKURA, Hiroshi MURATA, Keisuke KAWAMURA Kazuaki WATANABE, Akihito HATA, Seiji NAGATA and Katsuya YOKOTA

In the nonlinear material FEM analysis of reinforced concrete members, the modeling method considering the effect of post-installation of Post installed head shear reinforcement bar (PHB) has been studied for distributed reinforcement, but not for discrete reinforcement. In this study, we proposed a modeling method of the effect of post-construction of PHB for discrete reinforcement and conducted a parameter study of the bond stress-slip relationship between concrete and reinforcements. The results showed that the effect of post-installation of PHB on the shear strength and cracking behavior could be qualitatively evaluated. In addition, the effect of post-installation of the PHB and the failure mode were analyzed by using the proposed modeling method in the nonlinear material FEM analysis of a full-scale RC column member (more than 1 m thick) reinforced by PHB.