RC内部柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する非線形有限要素解析 論文

穴吹 拓也*1·後藤 康明*2·城 攻*3

要旨:鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部で梁主筋の降伏後接合部のせん断破壊を生じた試 験体を対象に2次元非線形有限要素解析を行った。柱梁主筋の付着性状をパラメータとした 解析と,実験で得た層せん断力-層間変形角関係等と比較したところ,付着性状の設定によ って実験結果との対応の良否が大きく左右される結果を得た。比較的適合したモデルで接合 部内梁主筋の付着応力度分布等を実験結果と比較したところ、最大耐力レベルまでは実験値 を再現できたが、付着性状の設定において不十分な点があり検討の必要性を示した。 キーワード: 柱梁接合部, 付着性状, 2次元非線形解析, 梁降伏後接合部せん断破壊

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下, RC)造柱梁接合部 については,近年の研究でそのせん断耐力の評 価法が確立されつつあるが、梁降伏が生じる場 合の挙動については不明な点が多い。梁降伏後 もコンクリートと梁主筋とに付着力が残存して いれば、接合部コンクリートへ引張応力が継続 し導入され梁降伏後に接合部のせん断破壊に移 行する場合がある。梁主筋の付着性状と破壊形 式の関係は、これまでに後藤らの研究¹⁾等で実験 的に検討している。

本研究は梁降伏後に接合部がせん断破した試 験体について、主筋の付着性状をパラメータと して 2 次元非線形有限要素解析を行い, 付着性 状による柱梁接合部の変形性能や破壊形式等へ の影響を検討するとともに、接合部内梁主筋の 応力度、付着応力分度布状況の実験結果と解析 結果を比較、考察するものである。

2. 解析概要

2.1 解析対象試験体

解析対象には後藤らの研究¹⁾で用いた, 梁降伏 後に接合部せん断破壊となるように設計された B16-10, B16-16 試験体を選定した。試験体は階 高 3500mm, スパン 6000mm の RC 架構を 1/2 に 縮小した図-1に示す十字形平面架構で直交梁 はない。梁主筋径と段数を変化させ、接合部内 における付着条件をパラメータとしている。

試験体は梁降伏が先行するよう、梁、柱、接 合部のせん断耐力や柱の曲げ耐力が梁の曲げ耐 力を上回るように設計し,梁側での梁主筋の付 着劣化を防ぐために梁の柱面から500mmの区間 でせん断補強筋を密に配している。コンクリー ト設計基準強度を 20MPa とし, 梁主筋に SD295, 柱主筋に SD345, せん断補強筋に SR295 を用い ている。実験時の材料性状を表-1,表-2に 示す。

表-1 コンクリートの材料性状			表-2 鉄筋の材料性状								
	*E _c	$\sigma_{\rm B}$	σ_t	ε _c			σ_y	ε _y	σ_{u}	ε _u	Es
	[GPa]	[MPa]	[MPa]	[µ]			[MPa]	[µ]	[MPa]	[%]	[GPa]
B16-10	21.0	25.6	2.28	2710	6ф	(補強筋)	366	1950	437	18.5	197
B16-16	20.9	23.6	1.98	2660	D10	(梁主筋)	372	2010	525	19.4	195
*E _c はσ _B /3割線剛性である			D16	(梁主筋)	344	2100	491	24.2	172		
					D16	(柱主筋)	402	2280	575	23.1	185

*1 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (正会員)

*2 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻助教授 工博 (正会員)

*3 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻教授 工博 (正会員)



加力は柱軸方向応力度をσ_B/6 とした一定軸力 を柱頭から導入後,上柱の反曲点位置に変位制 御による正負繰返し漸増水平載荷を行っている。

いずれの試験体も梁降伏後の大変形に至る過程で接合部のせん断亀裂の拡幅が激しくなり, 層間変形角が 20~30×10⁻³rad で最大耐力となり, その後は緩やかな耐力低下を示している。

2.2 解析手法

解析には CERVENKA CONSULTING の 2 次元 非線形有限要素解析ソフト ATENA 2D Ver.2.1.8²⁾ を用いた。解析モデルは対称条件による省略は 行わず十字形で,図-2に示す要素分割とした。

実験では柱頭反曲点位置において変位漸増正 負繰返し載荷を行っているが,対象実験が導入 軸力による P-δ効果を除去しているため,解析で は梁支持点位置に左右の梁で逆向きの鉛直方向 強制変位による単調載荷を与えた。

解析パラメータは、梁主筋段数、主筋とコン クリート間の付着性状である。表-3に示すよ うに、二段配筋のB16-10、一段配筋のB16-16そ れぞれに後述する付着状態により異なる4種の 付着性状を設定した計8体のモデルを作成した。

2.3 構成則

(1) コンクリート

平面応力要素を用い,必要な物性値は材料試 験の結果より定義した。図-3にコンクリート



表一3 解析モデル一覧

エデル	沕嗣欿	付着性状					
L / /P	未配加	付着破壊形式	付着状態				
B16-10-cg		ふし間コンクリートのサム版破壊	Good				
В16-10-со	10-D10 二段配筋	(Confined)	Other*				
B16-10-ug		付着割裂破壊	Good				
B16-10-uo		(Unconfined)	Other*				
B16-16-cg		ふし間コンクリート のせん断破壊	Good				
B16-16-co	4-D16 一段配筋	(Confined)	Other*				
B16-16-ug		付着割裂破壊	Good				
B16-16-uo		(Unconfined)	Other*				

*All other bond conditionsに対応

の $\sigma-\epsilon$ 関係を示す。圧縮側は上昇域で CEB-FIP model code 1990³⁾(以下, CEB)の式を用い、下 降域は中村らの研究⁴⁾で導出された圧縮破壊エ ネルギー(G_{fc})を用いて終局ひずみを定義した。中 村らによれば G_{fc}は(1)式で表される。

$$G_{fc} = 8.8 \sqrt{\sigma_B} \quad [\text{MPa·mm}] \tag{1}$$

引張側は、上昇域は linear 型、下降域は破壊エネ ルギー(G_f)に基づく関数式で表す。破壊基準には Kupfer らの 2 軸破壊基準を採用し、ひび割れは 分散ひび割れモデルを用いた。ひび割れたコン クリートの圧縮強度低減係数はひび割れ開口ひ ずみの関数で与えられるが、その最終収束値に は岸川らの研究⁵⁾で用いた 0.85 を採用した。ひ び割れたコンクリートのせん断剛性低減はひび 割れ開口ひずみ度の関数として表した。

(2) 鉄筋

柱主筋,梁主筋,補強筋には全て2節点1次 元線材埋め込み要素を用いた。σ-ε関係は全て bi-linear型とし,物性値は材料試験の結果を基に 定義した。

(3) 付着

柱主筋,梁主筋には CEB に基づく付着性状を 与えた。CEB の付着モデルは,付着破壊の形式, コンクリートの拘束の大小により 4 種の付着応 カーすべり曲線から選択するモデルである。本 研究ではこの 4 種の梁主筋付着性状をパラメー タとした。表-4に CEB の付着特性の概略を記 す。ここで,記号は解析モデルに設定した付着 性状の区別を表し、τ_{max} は最大付着応力度, f_{ck} はコンクリートの圧縮強度[MPa]である。柱主筋、 梁主筋にはそれぞれ同じ付着性状を与えた。 CEB の式による付着性状の一例として、図-4 に B16-10 の梁主筋に与えた付着性状を示す。

3. 解析結果

3.1 破壊性状

図-5にB16-16シリーズのひび割れ状況,図 -6にB16-16シリーズ,B16-10シリーズの層せ ん断力(Q_c)-層間変形角(R)関係を示す。B16-16 シリーズは-co型付着モデルを用いたものが実験 と同じ緩やかな耐力低下を示し,実験値をある 程度まで再現できた。残りのモデルの破壊性状 は実験結果と異なる性状を示した。-cgモデルで は接合部コンクリートに大きなせん断ひび割れ が発生して拡幅し,R=35×10⁻³rad で急激に耐力 を失った。破壊時に梁主筋の付着は劣化域まで

表-4 CEBの付着性状の概略

記号	-cg	-co	-ug	-uo	
付着 状態	Confined	concrete*	Unconfined concrete**		
	Good	All other	Good	All other	
	bond	bond	bond	bond	
	conditions	conditions	conditions	conditions	
τ _{max} [MPa]	$2.5\sqrt{f_{ck}}$	$1.25\sqrt{f_{ck}}$	$2.0\sqrt{f_{ck}}$	$1.0\sqrt{f_{ck}}$	

*Failure by shearing of the concrete between the ribs **Failure by splitting of the concrete





積分点のひび割れひずみに要素代表寸法を乗じ た値である。梁主筋の付着劣化後に梁と接合部 の境界で圧縮破壊を生じ,いずれも急激な耐力 低下を生じた。-coモデルでも梁端部のひび割れ が最も大きく拡幅するのだが,最終ステップま で付着劣化を生じておらず,前者の2つの性状 を合わせたような挙動を示した。一方,B16-10 シリーズは R=5×10³rad まではどのモデルもほ ぼ同一の挙動を示し,実験の初期剛性とよく対 応している。その後B16-10-cgおよび-ugは実験 より高い剛性で変形し,梁主筋降伏までに梁付 け根のコンクリートに圧壊がみられる。梁主筋 降伏後は接合部のせん断亀裂が拡幅し,

B16-10-uo を除き,実験のような緩やかな耐力低 下を再現できた。B16-10-uo で急激な耐力低下が 生じたのは,梁付け根部の引張主筋の付着の劣 化に伴い,圧縮側コンクリートの負担力が急増 して圧縮破壊を生じたためであり,接合部せん 断破壊には至らなかった。他の3つのモデルは 最大付着応力度の強弱に従い最大耐力の値が異 なった。実験の初期剛性との適合性と合わせて 考慮すると,B16-10-coの付着性状が実験と最も 適合していたと考えられる。与える付着性状に よって破壊形式が実験と異なったことから,接 合部挙動を正しく再現するには付着性状の設定 に十分な検討をする必要があることが示された。 3.2 応力度・ひずみ度分布

図-7にB16-10シリーズについて層せん断力



がピークとなる層間変形角 30×10⁻³rad での梁お よび接合部コンクリートの主圧縮応力度の分布 を示す。ただし B16-10-uo のみこの時点で耐力低 下が生じている。付着性状により接合部に伝達 される応力の差が顕著に現れた。また,変形が 進むにつれ,梁付け根の圧縮領域が引張縁に向 かって拡がる様子もみられた。 図-8に各モデルの層せん断力ピーク時の接 合部周辺のコンクリート主引張ひずみ度の分布 を示す。ひずみ度値は梁付け根の引張縁で最大 となる他,接合部では中央付近に集中する傾向 がみられた。ただし,強い付着特性を与えたモ デルほど接合部広範に主引張ひずみが分布して おり,接合部コンクリートの中でせん断力に抵 抗する部分の割合が大きくなったといえる。

B16-10-cg, -co, -ug は全て最大耐力後に接合 部せん断ひび割れの拡幅により徐々に耐力低下 を示した。付着性状によって接合部コンクリー ト主引張ひずみ(ひび割れ開口ひずみとほぼ等 しい)に違いがあれば,耐力後の荷重変形挙動 も異なると考えられる。本研究で用いたプログ ラムでは要素のひび割れ開口ひずみによりコン クリートの圧縮強度やせん断応力伝達の低減が 決定するため,付着モデルが仮に実現象と整合 しても,これらの低減モデルが適切でなければ 実験結果と一致しないと考えられる。

3.3 梁主筋の挙動

層せん断カー層間変形角関係の検討より,-co 型の付着性状を適用したモデルが B16-16, B16-10 どちらの破壊性状についても比較的よく 実験と適合していたので,B16-10-co,B16-16-co を用い各梁主筋の挙動について検討した。

図-9に梁主筋の応力度分布を示す。凡例は 加力サイクルを示す。ε_vは梁の降伏時ひずみ度 であり、実験では加力の制御を梁危険断面位置 の主筋ひずみ度で行って、それぞれ ϵ_y の1/3、2/3 の加力ピーク時を示す。 δ_y は降伏ひずみに達し たときの柱頭載荷点の水平変位でありその後は δ_y を基準として加力している。比較に用いた実 験値は梁幅方向の表面側の主筋である。なお実 験結果において梁表面側とその内側の主筋の挙 動には著しい差はなく、梁主筋降伏後一段筋引 張側降伏域が接合部内に拡大する、接合部圧縮 領域における二段筋の圧縮応力負担は一段筋の ようにはみられない、せん断亀裂発生サイクル (図の $2\epsilon_y$ /3) 以降接合部内主筋に作用する引張

カの増大割合は二段筋の方が大きい,という3 つの特徴を示している。降伏域の拡大について はB16-10の一段筋で再現できなかったが,残り 2つの特徴は解析結果でも確認することができ る。しかし,圧縮側の梁付け根部分の応力度は 実験結果と解析結果とで対応が著しく悪かった。 これは後述する付着応力度分布が実験結果と対 応しなかったことに起因するものと思われる。

図-10 は同じ梁主筋の付着応力度の分布であ る。凡例の記号は図-9に準ずる。二段配筋時 の一段筋の付着応力度の分布形は一段配筋の場 合と似た形状となるが、その傾向は解析結果に も現れている。また、実験においては降伏サイ クル (図の δ_y)までは接合部中央にある付着応力 度ピークが、変形が進むに従い柱曲げ圧縮側に



移動する。この現象は柱の危険断面において柱 の曲げ圧縮応力が梁主筋に直角に作用し,梁主 筋に締め付け力を生じさせるために起きると考 えられる。解析モデルで用いた 1 次元線材埋め 込み要素に使用した付着モデルではこの効果を 考慮できないため,実験と異なり接合部内でほ ぼ一定の付着応力が生じた。図中に破線で示し た-co型の付着モデルの最大付着応力度(τ_{max}設 定値)が実験の最大付着応力度に比べかなり小 さいことも問題として挙げられる。これに関し ては解析モデルにおいて左梁,接合部,右梁を 貫通する鉄筋要素に対して付着性状を一定とせ ざるを得ないため,実験に見られるように外的 影響による付着性状の違いを設定できない。

4. まとめ

RC造内部柱梁接合部について2次元非線形有限要素解析を行い以下の知見を得た。

- 上下左右対称の柱梁接合部について,層せん 断カー層間変形角関係や梁降伏後にせん断破 壊する破壊形式が、2次元非線形有限要素解 析により再現できた。
- 付着性状の設定は破壊形式に影響するので、 コンクリートの圧縮強度やせん断強度の低減 との関連も考慮し検討する必要がある。
- 3) 扱いが簡易な1次元線材埋め込み要素を用い たところ,梁主筋全体に一様な付着性状を設

定せざるをえないことや材軸と直交方向から の圧縮力による付着強度の増大等の現象を考 慮していないこと等の材料設定事項の不足に より梁主筋の応力度,付着応力度の分布を再 現できなかった。

謝辞

本研究は日本学術振興会科研費(基盤 C2, No.13650612 代表者:後藤康明)を得て行った。 参考文献

- 後藤 康明,城 攻: RC 骨組の内部柱梁接 合部における梁主筋定着と破壊性状の関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.505-510, 1998
- 株式会社計算力学研究センター:ATENA 理 論マニュアル改訂版,2002.5
- CEB : CEB-FIP MODEL CODE 1990 DESIGN CODE, Thomas Telford Service LTD., 1993.
- Hikaru Nakamura, Takeshi Higai : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 5) 岸川 聡史,塩原 等:鉄筋コンクリート造 十字型柱梁接合部の接合部破壊とせん断抵 抗機構,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.523-528, 1998

