はり主筋が折曲げ定着された RC 壁柱・はり接合部に関する 解析的研究

ANALYTICAL STUDY ON R/C WALL COLUMN AND BEAM JOINTS WITH BEAM-BAR ANCHORAGES

和泉 信之^{*1}, 濱田 聡^{*2}, 谷地 敏和夫^{*3}, 野口 博^{*4}, 松崎 育弘^{*5}
Nobuyuki IZUMI, Satoshi HAMADA, Kazuo YACHIUNE, Hiroshi NOGUCHI
and Yasuhiro MATSUZAKI

The 2-D non-linear finite element analysis has been performed on three different types of bar arrangement in R/C wall column and beam joints for multi-storied frame structures in order to investigate the shear resistant mechanisms of the joint.

Consequently, it has been found that modelling the mechanisms of bent bar anchorage with bond linkage elements can lead to the way to describe the behaviour of beam-bar anchorage inside the joint. It has been also understood that the shear resistant mechanisms of the joint are mainly attributable to the compressive strut-action, and the sub-strut-action by the bent bar anchorage.

Keywords : reinforced concrete, beam-column joint, shear resistant mechanisms, shear strength, anchorage, finite element method

鉄筋コンクリート, 柱はり接合部, セン断抵抗機構, セン断強度, 定着, 有限要素解析

1. 序

壁式ラーメン構造は、中高層鉄筋コンクリート造（以下、RC造）集合住宅に多く採用されている構造形式であり、その桁行架構は、偏平な壁柱とはりから構成される純ラーメン構造である。最近、部材のプレキャスト化等施工の合理化のため、配筋ディテールの改良が試みられており、桁行方向はり主筋の接合部内への定着形式もその一つである。はり主筋の定着形式としては、一般的な通し配筋定着のほかに、折曲げ定着が考えられる。中高層の壁柱・はり接合部では、せいが通常の柱・はり接合部の2倍程度以上あるため、はり主筋を接合部の中央を越えないで手前に折曲げ定着しても外部柱・はり接合部と同程度の定着長さを確保することが可能である。しかし、通し配筋形式とは地震力に対する接合部のせん断抵抗機構が異なることが予想され、折曲げ定着形式を採用するためには、はり主筋の定着形式に応じた接合部の内部応力状態の把握が必要である。

はり主筋が通し配筋された通常のRC造柱・はり接合部のせん断抵抗機構については、数多くの研究が行われ、その成果により鉄筋コンクリート造の終局強度型耐震設計指針¹⁾には、せん断設計の規定等が設けられた。しかし、はり主筋が接合部中央の手前で折曲げ定着された柱・はり接合部に関しては、吉野²⁾らや大久保³⁾らの研究が見られるが、そのせん断抵抗機構については、いまだ十分に解明されたとは言えないのが現状である。

地震力をうけるRC造柱・はり接合部のせん断抵抗機構の検討には、有限要素解析による内部応力状態の把握が有効である。はり主筋が通し配筋された接合部では、野口・菅野⁴⁾の研究等有限要素解析によるいくつかの研究が見られるが、折曲げ定着された接合部では、わずかに外部柱・はり接合部に関する角⁵⁾らの研究等が見られるにすぎない。また、有限要素解析における折曲げ定着筋の扱いについては有効な方法が提案されていない。

本研究では、まず、定着実験試験体の有限要素解析を

本論文の一部は文献12)~14)に発表したものである。

*¹ 戸田建設構造設計部 主管

*² 戸田建設構造設計部 室員・工修

*³ 戸田建設構造設計部 室員

*⁴ 千葉大学工学部建築学科 教授・工博

*⁵ 東京理科大学工学部建築学科 教授・工博

Structural Engineering Dept. Toda Corporation

Structural Engineering Dept. Toda Corporation, M. Eng.

Structural Engineering Dept. Toda Corporation

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Chiba, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Science Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

行い、折曲げ定着筋のモデル化を検討した。次に、このモデル化を用いて図-1に示す3タイプのはり主筋定着形式による壁柱・はり接合部の有限要素解析を行った。接合部の内部応力状態等の比較により、はり主筋が折曲げ定着された接合部について、せん断抵抗機構を検討した。さらに、接合部せいをパラメータとした有限要素解析を行い、接合部せん断強度の推定を試みた。

2. 解析概要

2.1 解析計画

本解析では、図-2に示すように「定着モデル解析」と「接合部モデル解析」を計画した。はり主筋の接合部への定着形式としては、はりの全主筋を通し配筋定着した形式(タイプ0)、上端筋を通し配筋定着、下端筋を90度折曲げ定着した形式(タイプⅠ)および全主筋を90度折曲げ定着した形式(タイプⅡ)の3タイプとした。

「定着モデル解析」では、既往の折曲げ定着実験試験体を対象とした有限要素解析を行い、折曲げ部定着機構のボンドリンクによるモデル化を検討した。折曲げ定着筋のボンドリンクの諸数値の設定方法を変えて有限要素解析を行い、折曲げ定着筋の応力度分布や平均付着応力度等を実験結果と比較した。

「接合部モデル解析」では、定着モデル解析から得られた諸数値を折曲げ定着されたはり主筋の付着特性に用いて十字型部分架構水平加力実験試験体の有限要素解析を行った。まず、はりの曲げ降伏が先行する壁柱・はり接合部実験試験体(はり降伏型試験体)の解析を行った。解析対象は、はり主筋が通し配筋と折曲げ定着の両形式で定着されるタイプⅠの試験体とした。層せん断力-層間変位関係やはり主筋の平均付着応力度等を実験結果と比較し、壁柱・はり接合部の有限要素解析におけるはり主筋の折曲げ部定着機構のモデル化の妥当性を検討した。次に、接合部のせん断破壊が先行する壁柱・はり接合部実験試験体(接合部破壊型試験体)の解析を行った。解析対象は、タイプ0、Ⅰ、Ⅱの壁柱・はり接合部とし、接合部の主応力度分布等から、地震力に対する主たるせん断抵抗機構を想定した。そして接合部内の主応力度の推移の比較や接合部横補強筋量を変えた解析を行い、せん断抵抗機構を検討した。さらに、接合部せいをパラメータとした解析を行い、はり主筋が折曲げ定着された接合部せん断強度を推定した。なお、本研究では、接合部のせん断抵抗断面積は、壁柱幅とはり幅が等しいので、壁柱幅と壁柱せいの積を採用する。

2.2 有限要素解析

本解析には、コンクリート、鉄筋、付着の材料非線形性を考慮した有限要素法による平面応力解析プログラムを使用した^{6),7)}。コンクリート要素には、6節点三角形要素および8節点四角形要素を用いた。2軸応力下の応

図-1 壁柱・はり接合部とはり主筋の定着形式

図-2 本研究の流れ

図-3 ボンドリンク要素

力度-ひずみ度関係には、Darwin and Pecknold による等価1軸ひずみ度に基づく直交異方性モデル⁸⁾を用い、破壊条件には、Kupfer らの実験結果を修正した Darwin のモデルを用いた。また、ひび割れの評価には、分布ひび割れモデルを用いた。一方、鉄筋要素には、線材要素を用い、鉄筋とコンクリートの付着はボンドリンクによりモデル化した。ボンドリンクは、図-3に示すように

鉄筋軸に平行方向(h)および垂直方向(v)の2本のばねから構成される。鉄筋軸に平行方向のばねの付着応力度(τ)-滑り(s)関係は、鉄筋降伏、または最大付着応力度到達後に付着応力度の1/2を開放するモデルとし、鉄筋軸に垂直方向のばねは弾性である。解析は荷重増分により行い、不釣り合い力は次ステップで解除した。なお、計算量の節減のため単調載荷解析とした。

2.3 壁柱・はり接合部の解析対象試験体

壁柱・はり接合部の解析対象試験体には、はり降伏型試験体1体¹¹⁾と接合部破壊型試験体3体¹²⁾を用いた。はり降伏型試験体は、折曲げ定着筋のモデル化の検討を目的として、はり上端筋が通し配筋、下端筋が折曲げ定着されたタイプIの試験体1体とした。試験体は実大の約1/3縮尺の十字型部分架構模型(図-4)である。接合

表-1 接合部モデル材料定数

コンクリート				
試験体名	圧縮強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	圧縮強度時歪 x10 ⁻⁶	ヤング係数 x10 ⁻⁶ kgf/cm ²
MI	316	22.8	2050	2.67
SO	261	23.8	2020	2.67
SI	263	23.8	2040	2.62
SII	266	23.9	2050	2.64

鉄筋 (はり降伏型試験体)

鉄筋径	降伏強度 kgf/cm ²	降伏歪 x10 ⁻⁶	引張強度 kgf/cm ²	ヤング係数 x10 ⁻⁶ kgf/cm ²
D13	3750	2110	4240	1.78
D10	3850	2080	5350	1.85
D6	3850	2160	5000	1.78

鉄筋 (接合部破壊型試験体)

鉄筋径	降伏強度 kgf/cm ²	降伏歪 x10 ⁻⁶	引張強度 kgf/cm ²	ヤング係数 x10 ⁻⁶ kgf/cm ²
D19	6650	3460	8420	1.92
D10	7650	3980	9660	1.92
D10	3570	1870	5050	1.92
D6	4110	2310	4880	1.78

※試験体名は、図-4、5参照

図-4 はり降伏型試験体

図-5 接合部破壊型試験体

部横補強筋比は0.6%程度で、はり下端筋の折曲げ定着長さは、水平16d、全長28d程度(d:主筋径)である。接合部破壊型試験体は、壁柱・はり接合部のせん断抵抗機構の検討を目的として、図-1に示した3タイプの試験体各1体とした。試験体は、実大の約1/2縮尺の十字型部分架構模型(図-5)で、はり主筋には、降伏点強度が7000 kgf/cm²程度の高強度鉄筋を用いた。

図-6 折曲げ定着部のモデル化

接合部横補強筋比は0.4%程度で、配筋方法がはり主筋の定着形式により異なる。折曲げ定着長さは、水平 $12d$ 、全長 $25d$ 程度(d :主筋径)である。試験体には、柱脚をピン、はり両端をピンローラー支持した状態で柱頭に正負交番繰返し水平荷重を作用させた。試験体の材料定数を表一に示すが、詳細は参考文献11)および12)による。

3. 折曲げ定着部の有限要素解析

3.1 折曲げ定着筋のモデル化

折曲げ定着された主筋の定着機構は、既往の研究成果^{5), 9), 10)}から次の2点を考慮して、直線部、折曲げ部および余長部に区別してボンドリンクによりモデル化した。

1) 折曲げ部の付着応力は、曲げ内法部に生じる直応力による定着機構により付着機構のみの耐力より上昇すると考えられるので、折曲げ部の鉄筋軸に平行方向のボンドリンクの耐力は、直線部および余長部より大きく設定する。

2) 折曲げ部の内側では、局部的な支圧力により鉄筋がコンクリートにめり込み、水平方向の滑り量に影響すると考えられるので、折曲げ部の鉄筋軸に垂直方向のボンドリンクのばね定数は、直線部および余長部より小さく設定する。

3.2 解析対象試験体および解析モデル

解析対象試験体には、別所らによる既往の定着性能実験⁹⁾における90度折曲げ定着タイプの試験体No.9(定着長 $30d$ 、直線部定着長 $15d$ 、折曲げ内法半径 $3d$ 、 d :鉄筋径)を用いた。試験体配筋図および要素分割図を図一7, 8に、材料定数およびボンドリンク諸定数を表一2, 3に示す。ボンドリンクは、定着筋に沿った各節点および接合部近傍の柱筋の節点に設置した。折曲げ部定着機構のボンドリンクによるモデル化を検討するため、折曲げ部の数値を変えた3ケースのボンドリンクの諸定数を設定した。折曲げ部の付着耐力は、ケース1およびケース3では、実験における水平直線部と折曲げ部の平均付着応力度の比等を参考にして直線部より大きく設定し、ケース2では、直線部と同一とした。一方、折曲げ部の鉄筋軸に垂直方向のボンドリンクのばね定数は、ケース1およびケース2では、直線部より小さく設定し、ケース3では、直線部と同一で非常に大きな値である。なお、ケース1およびケース2の垂直方向のばね定数は、実験における主筋降伏時のコンクリート面からの抜け出し量と主筋のひずみ度分布から主筋降伏時の折曲げ開始位置の局部的な変形量を仮定して、パラメータ解析を行い、設定した値である。また、定着筋の柱面コンクリート部分の付着力は、引張力によるコンクリートのコーン状の破壊により早期に劣化するものと考えられるので、あら

図一7 定着実験試験体⁹⁾

図一8 定着モデル要素分割図

表一2 定着モデル材料定数

鉄筋				コンクリート		
	鉄筋径	ヤング係数 ¹⁾ kgf/cm ²	降伏強度 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²
主筋	D16	2.10×10^6	3800	2.71×10^4	332.0	20.0
補強筋	9φ	2.10×10^6	3000			
定着筋	D38	2.10×10^6	3800			

*1 鉄筋のヤング係数は、鋼材の一般的な値を用いる。

表一3 定着モデルボンドリンク諸定数

			τ_0 kgf/cm ²	τ_{max} kgf/cm ²	K1 kgf/cm ³	K2 kgf/cm ³
直線部	h	全	40	60	1.50×10^4	5.00×10^3
	v	ケース	—	—	1.00×10^9	—
折曲げ部	h	ケース1	100	120	1.50×10^4	5.00×10^3
		ケース2	40	60	1.50×10^4	5.00×10^3
		ケース3	100	120	1.50×10^4	5.00×10^3
	v	ケース1	—	—	1.33×10^6	—
		ケース2	—	—	1.33×10^6	—
		ケース3	—	—	1.00×10^9	—
余長部	h	全	40	60	1.50×10^4	5.00×10^3
	v	ケース	—	—	1.00×10^9	—

h: 鉄筋軸平行方向, v: 鉄筋軸垂直方向

図一9 定着モデル主応力度分布

図一10 引張荷重-抜け出し量関係

図—11 定着筋応力度分布

はじめ図—8中に黒丸印で示す位置にはボンドリンクの鉄筋軸に平行方向のばねを設けなかった。

3.3 解析結果

図—9にケース1の引張鉄筋降伏時の主応力度分布と実験の最終ひび割れ状況を示す。実験では接合部の対角線方向の斜めひび割れが見られるが、解析においても定着筋の折曲げ部から圧縮加力点に向う主応力度が大きくなっていることがわかる。

図—10に引張荷重(P)と定着筋のコンクリート面からの抜け出し量(S)の関係を示す。3ケースとも初期の抜け出し量は実験値とほぼ一致しているが、折曲げ部の付着耐力を直線部と同一としたケース2では、 $P=25$ tf近傍からの抜け出し量が実験値よりかなり大きい。また、鉄筋軸に垂直方向のばね定数を非常に大きくしたケース3では、降伏荷重 $P_y=43.3$ tf 以前の抜け出し量の増大が見られない。これに対してケース1では、 P_y 以前の抜け出し量が実験値よりやや大きい；他のケースに比べて実験結果を近似している。

図—11に定着筋の応力度分布を示す。折曲げ部の付着耐力を直線部と同一としたケース2では、折曲げ終点(W4)の応力度が実験値より大きい。また、折曲げ部の鉄筋軸に垂直方向のばね定数を非常に大きくしたケース3では、折曲げ終点位置以降の鉄筋の応力度が実験値とはかなり異なり小さい。これに対してケース1では、 $P=30$ tf 時のW2点に見られる実験値の急変等局部的な値の評価は十分ではないが、解析値は実験値とほぼ同様の傾向を示している。次に、水平直線部および折曲げ部の平均付着応力度-鉄筋応力度関係を図—12に示す。水平直線部の平均付着応力度の推移は、鉄筋降伏まで実験結果とほぼ一致している。また、折曲げ部では、ケース1の解析値が柱面での定着筋の降伏以降実験値よりもやや大きい；ケース2やケース3に比べて実験結果の傾向をよく表現していることがわかる。

以上の結果から、折曲げ定着筋のボンドリンクによるモデル化は、折曲げ部の局部的な変形については十分な評価ができていないが、ケース1のボンドリンクの設定値により、引張鉄筋の加力端での降伏までマクロ的には折曲げ部の実験結果をほぼ表現できるものとする。

(a) 水平直線部 (b) 折曲げ部

図—12 定着筋平均付着応力度-鉄筋応力度関係

図—13 接合部モデル要素分割図

表—4 接合部モデルボンドリンク諸定数

		τ_a kgf/cm ²	τ_{max} kgf/cm ²	K1 kgf/cm ³	K2 kgf/cm ³
直線部	h	40	60	1.50×10^4	5.00×10^3
	v	—	—	1.00×10^9	—
折曲げ部	h	100	120	1.50×10^4	5.00×10^3
	v	—	—	1.33×10^9	—
余長部	h	40	60	1.50×10^4	5.00×10^3
	v	—	—	1.00×10^9	—

h: 鉄筋軸平行方向 v: 鉄筋軸垂直方向

図—14 はり降伏型試験体層せん断力-層間変位関係

4. 壁柱・はり接合部の有限要素解析

4.1 解析モデル

はり降伏型試験体の要素分割図を図—13に示す。ボ

図—15 はり降伏型試験体主応力度分布

ンドリンクは、壁柱・はり接合部およびはりのヒンジ領域の主筋節点に設けた。接合部破壊型試験体の要素分割も同様とし、はり主筋は、1 段筋と 2 段筋の重心位置の鉄筋要素に置換した。ボンドリンクの諸定数 (表—4) は、定着モデル解析で実験結果と良い対応が得られた表—3 のケース 1 の値に基づいて設定した。はり降伏型試験体では、壁柱の軸力が無いので、柱頭部の中央の節点に水平力を単調载荷した。一方、接合部破壊型試験体では、一定の壁柱軸力 (軸応力度 50 kgf/cm^2 相当) があるので、まず、鉛直荷重を柱頭部の各節点に载荷し、次に柱頭部の中央の節点に水平力を単調载荷した。

4.2 はり降伏型試験体の解析結果

解析による層せん断力 (Q)-層間変位 (δ) 関係、実験による包絡線および諸事象の発生状況を図—14 に示す。解析で得られた変形がはりの曲げひび割れ発生時からはり主筋降伏時まで実験結果に比べて若干小さいが、解析結果は層間部材角 (R) $1/50 \text{ rad}$. 程度まで実験結果とよく一致している。

接合部の最終ひび割れ状況と主応力度分布を図—15 に示す。接合部主対角方向および引張側のはり下端筋の折曲げ部と壁柱端、はり上端圧縮部を結ぶ方向の主応力度が比較的大きくなっていることがわかる。

はり主筋のひずみ度分布の比較を図—16 に示す。はり上端筋、下端筋とも $R=1/50 \text{ rad}$. まで接合部内に十分定着されている。解析結果は、圧縮側ひずみ度が $R=1/50 \text{ rad}$. で繰返し载荷の影響で実験値と異なるが、

図—16 はり降伏型試験体はり主筋のひずみ度分布

図—17 はり降伏型試験体壁柱主筋・中間主筋のひずみ度分布

図—18 接合部破壊型試験体層せん断力-層間変位関係

実験結果とほぼ同様のひずみ度分布が得られた。

$R=1/50$ rad. 時の壁柱の端部主筋および中間主筋のひずみ度分布を図-17に示す。解析値は、図中に示す測定位置の実験値に近似している。また、接合部横補強筋は、実験、解析ともに降伏しなかった。

4.3 接合部破壊型試験体の解析結果

図-18にタイプ0, I, IIの試験体について解析による Q - δ 関係、実験による包絡線を示す。実験では、 $R=1/50$ rad. 時に最大耐力に達した。解析による Q - δ 関係は、実験による包絡線と最大耐力に達するまではほぼ対応しており、はり主筋は最大耐力まで解析、実験ともに降伏しなかった。実験では、最大耐力や剛性がはり主筋の定着形式により異なったが、解析においても同様の結果が得られた。

図-19に層せん断力 (Q) の増加に伴う接合部内圧縮主応力度分布の推移を示す。通し配筋定着形式のタイプ0では、 Q が増加するにつれて接合部主対角方向の圧縮応力度が大きくなることがわかる。これに対して、はり上端筋が通し配筋、下端筋が折曲げ定着形式のタイプIでは、タイプ0で見られた接合部主対角方向のほかに、引張側の下端筋の折曲げ部と圧縮側の壁柱、はり端部を結ぶ方向の圧縮応力度が Q の増加により大きくなっている。さらに、はり上端筋、下端筋とも折曲げ定着されたタイプIIでは、折曲げ部と壁柱、はり端部を結ぶ方向の圧縮応力度の増加が顕著である。

5. 解析結果の考察

5.1 折曲げ定着部のモデル化

はり降伏型試験体の実験、解析それぞれの接合部内のはり主筋の水平直線部および折曲げ部の平均付着応力度を図-20に示す。図の横軸の値は、それぞれはり主筋の壁柱面位置 (A) の応力度 (σ_A) と折曲げ開始位置 (B) の応力度 (σ_B) とした。水平直線部の平均付着応力度 (τ_{AB}) は、 σ_A の増加と

図-19 接合部破壊型試験体接合部内圧縮主応力度分布の推移

図-20 はり降伏型試験体はり下端筋平均付着応力度-鉄筋応力度関係

図-21 圧縮主応力度とせん断抵抗機構

ともに増大し、 σ_A の降伏点強度付近で減少している。一方、折曲げ部の平均付着応力度 (τ_{BC}) は、折曲げ開始位置の σ_B の増加とともにほぼ直線的に増大しており、折曲げ部の付着耐力は、水平直線部のような付着機構の

みの耐力より上昇していることがわかる。解析値は、このような実験値の傾向と定量的にもよく一致している。

ボンドリンクによる折曲げ定着筋のモデル化は、壁柱・はり接合部に折曲げ定着されたはり主筋の実験結果を主筋降伏まで表現できるものと考えられる。

5.2 壁柱・はり接合部のせん断抵抗機構

図一21 に3タイプの接合部破壊型試験体の $R=1/100$ rad. 時の実験によるひび割れ状況と $Q=45$ tf 時の解析による圧縮主応力度分布を示す。接合部主対角方向およびはりの引張側主筋の折曲げ部と壁柱、はりの圧縮側端部を結ぶ方向の圧縮主応力度が卓越している分布状況が実験における顕著なひび割れにはほぼ対応しており、接合部内のせん断伝達方向を示唆している。

地震力に対する主たるせん断抵抗機構は、はり主筋が通し配筋されたタイプ0では、接合部主対角方向のストラット機構であるのに対し、折曲げ定着されたタイプⅠやⅡでは、ストラット機構のほかに折曲げ定着部と壁柱、はり端部の圧縮部を結ぶサブストラット機構の寄与が接合部内の圧縮主応力度分布から認められる。ストラット機構は、ストラット域内のはり主筋の付着力、はり端部断面に作用する水平方向圧縮力および壁柱端部断面に作用する鉛直方向圧縮力から形成されるものである。一方、サブストラット機構は、はり主筋の折曲げ部からの定着力、はり端部断面に作用する水平方向圧縮力および壁柱端部断面に作用する鉛直方向圧縮力から形成されるものである。このほか、はり主筋の付着力、壁柱主筋の付着力および横補強筋による水平方向力から形成されるトラス機構が考えられる。

5.3 壁柱・はり接合部のせん断抵抗機構の検討

サブストラット機構による接合部内のせん断伝達を検討するため、図一22 に層せん断力 (Q) と接合部内のコンクリート要素のひずみ度の関係を示す。コンクリート要素としては、図中に示すように接合部の左側、中央、右側の各ブロック内の中心付近の3要素とした。図中の値は $R=1/75$ rad. までの値を示す。通し配筋定着形式のタイプ0では、どの要素のひずみ度もほぼ等しく、 Q

が大きくなるほど、中央要素のひずみ度が左側や右側要素のひずみ度よりやや大きくなる傾向がある。これに対して折曲げ定着されたタイプⅠやⅡでは、 Q が大きくなるにつれて引張側主筋が折曲げ定着された左側または右側要素のひずみ度が、中央要素のひずみ度より大きくなる傾向があり、サブストラット機構によるせん断伝達が顕著になっている。

次に、トラス機構の寄与の検討のために、接合部横補強筋量を2倍、1/2倍程度に増減させた接合部破壊型試験体の解析を行った。最大耐力時 ($R=1/50$ rad.) の接合部せん断応力度の比較を表一5に示す。横補強筋量の増加により、接合部のせん断応力度はやや増大するが、その割合はかなり小さい。壁柱・はり接合部の通常の横補強筋量の範囲では、トラス機構の寄与によるせん断強度の増加は少ないことがわかる。

5.4 はり主筋の定着形式による壁柱・はり接合部のせん断強度の違いの推定

接合部破壊型試験体の解析による $R=1/50$ rad. 時の接合部せん断応力度は、タイプ0では $0.31 c\sigma_B$ 、タイプⅠでは $0.29 c\sigma_B$ 、タイプⅡでは $0.27 c\sigma_B$ であり、はり主筋の定着形式により接合部のせん断強度が異なることがわかった。これは接合部の主たるせん断抵抗機構が異なるためであり、タイプⅠ、Ⅱのせん断強度には、折曲げ部定着力によるサブストラット機構を考慮した接合部せん断抵抗断面積の補正が有効であると考えられる。そこで、接合部の有効せいをストラットとサブストラットの

表一5 接合部横補強筋量とせん断強度

解析ケース	接合部せん断応力度 (kgf/cm ²)		
	タイプ0	タイプⅠ	タイプⅡ
試験体の1/2倍 (D6-2セット)	$0.30 c\sigma_B$	$0.29 c\sigma_B$	$0.27 c\sigma_B$
試験体 (D6-4セット)	$0.31 c\sigma_B$	$0.29 c\sigma_B$	$0.27 c\sigma_B$
試験体の2倍 (D6-8セット)	$0.31 c\sigma_B$	$0.30 c\sigma_B$	$0.29 c\sigma_B$

図一22 接合部破壊型試験体層せん断力-コンクリートひずみ度関係

長さに相当する壁柱せい (D) と折曲げ定着筋の水平投影定着長さ ($1dh$) により、次のように設定する。

タイプ 0 : D

タイプ I : $1dh + a_1 \cdot D$

タイプ II : $2 \cdot 1dh + a_2 \cdot D$ (図-21 参照)

係数 a_1, a_2 の大きさを検討するため、 $1dh$ を一定として壁柱せいをパラメータとした接合部破壊型試験体の有限要素解析を行った。壁柱せいは、実構造物で多く用いられる実大寸法で $150\text{ cm} \sim 200\text{ cm}$ の範囲を対象とするように、実験試験体寸法の 75 cm のほかに 90 cm と 100 cm (縮尺 $1/2$) とした。壁柱せいと最大耐力 ($R=1/50\text{ rad.}$) の接合部せん断応力度 τ_p の解析値 (タイプ 0 は τ_{p0} , I は τ_{p1} , II は τ_{p2}) を表-6 に示す。なお、 τ_p は $c\sigma_B$ で除して基準化した。 τ_{p1}/τ_{p0} は $0.80 \sim 0.95$, τ_{p2}/τ_{p0} は $0.69 \sim 0.89$ であり、これらの値から a_1 は $0.50 \sim 0.54$, a_2 は $0.07 \sim 0.08$ となる。そこで、タイプ I, II のせん断抵抗断面積のタイプ 0 に対する補正係数 $\alpha I, \alpha II$ は、次のように a_1 を $1/2$, a_2 を 0 とした接合部有効せいの比とする。

タイプ I : $\alpha I = (1dh + 1/2 \cdot D)/D$

タイプ II : $\alpha II = 2 \cdot 1dh/D$

これは、タイプ I では、図-21 に示すストラット機構とサブストラット機構の両方に期待して、タイプ 0 のストラットの水平長さの半分とサブストラットの水平長さの和を接合部の有効せいとしたことになる。一方、タイプ II では、サブストラット機構のみに期待して、サブストラットの水平長さの和を接合部の有効せいとしたことになる。 $\alpha I, \alpha II$ と τ_{p1}/τ_{p0} , τ_{p2}/τ_{p0} の関係を図-23 に示す。 a_2 を 0 としたため、 αII は壁柱せいが大きくなるほど接合部せん断抵抗断面積をやや小さく評価しているが、 $1dh$ と D による補正係数 $\alpha I, \alpha II$ により、はり主筋の定着形式による壁柱・はり接合部のせん断強度の違いはほぼ推定できることがわかる。

6. 結 論

これまでの検討から得られた知見を以下に示す。

- 1) 折曲げ筋の定着機構のボンドリンクによるモデル化は、壁柱・はり接合部内のはり主筋の折曲げ定着状況を主筋降伏までマクロ的に表現できる方法である。
- 2) 折曲げ筋のボンドリンクは、鉄筋軸に平行方向のばねの耐力を直線部より大きく、垂直方向のばねの剛性を直線部より小さく設定することが定着機構のモデル化には有効である。なお、折曲げ筋のボンドリンクの諸定数の定量的評価は、今後の課題である。
- 3) 地震力に対する壁柱・はり接合部の主たるせん断抵抗機構としては、はり主筋が通し配筋された場合、接合部主対角方向のストラット機構であるのに対して、はり主筋が折曲げ定着された場合、折曲げ部定着力によるサ

表-6 壁柱せいと接合部せん断強度

解析ケース	接合部せん断応力度 (kgf/cm^2)		
	タイプ 0	タイプ I	タイプ II
壁柱せい $D = 75\text{ cm}$	$0.31_c \sigma_B$	$0.29_c \sigma_B$ $\tau_{p1}/\tau_{p0} 0.95$ $a_1 0.54$	$0.27_c \sigma_B$ $\tau_{p2}/\tau_{p0} 0.89$ $a_2 0.08$
壁柱せい $D = 90\text{ cm}$	$0.29_c \sigma_B$	$0.25_c \sigma_B$ $\tau_{p1}/\tau_{p0} 0.85$ $a_1 0.52$	$0.22_c \sigma_B$ $\tau_{p2}/\tau_{p0} 0.74$ $a_2 0.07$
壁柱せい $D = 100\text{ cm}$	$0.29_c \sigma_B$	$0.23_c \sigma_B$ $\tau_{p1}/\tau_{p0} 0.80$ $a_1 0.50$	$0.20_c \sigma_B$ $\tau_{p2}/\tau_{p0} 0.69$ $a_2 0.08$

図-23 折曲げ定着形式の違いによる接合部断面積の補正係数

ブストラット機構の寄与が接合部の圧縮主応力度分布から認められる。

4) 壁柱・はり接合部のせん断強度は、はり主筋が通し配筋された形式と折曲げ定着された形式で異なる。これは、接合部の主たるせん断抵抗機構が異なるためであると考えられる。

5) はり主筋が通し配筋された形式と折曲げ定着された形式による壁柱・はり接合部のせん断強度の違いは、折曲げ筋の定着強度が確保されていれば、折曲げ筋の水平投影定着長さを考慮することでおおむね把握できる。なお、幅が薄い壁柱・はり接合部の拘束状況に応じた折曲げ筋の定着強度や定着長さ等の定量的評価は今後の課題である。

謝 辞

本研究に際して、張 愛暉博士 (元千葉大学大学院) には懇切丁寧な御指導を頂きました。また、東京理科大学松崎研究室の諸兄、根本大治部長、高澤利親室長、千葉 脩室長、向井幸一主管ならびに稲永英治氏ほか戸田建設技術研究開発プロジェクト関係者には、有益なる御助言および多大な御協力を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.151~169, 1990
- 2) 吉野次彦, ほか 3 名：プレキャスト鉄筋コンクリート構

- 造の研究開発 (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1771~1772, 1980.9
- 3) 大久保全陸, 藤村雅彦: プレキャスト鉄筋コンクリート造梁柱接合部の破壊性状—梁下端筋の定着方法が接合部の破壊性状に及ぼす影響—, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.419~424, 1992
  - 4) 野口 博, 菅野 弘: 地震力を受ける RC 柱・はり接合部の内部応力状態に関する解析的研究, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.633~636, 1986
  - 5) 角 徹三, 宮地省次: RC 柱・はり外部接合部におけるはり筋定着機構に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.199~204, 1987
  - 6) 野口 博, 長沼一洋: 繰り返し荷重を受ける RC 部材のせん断解析モデル, 第2回 RC せん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.97~104, 1983.10
  - 7) 張 愛暉, 野口 博: RC 造柱のせん断終局強度に及ぼす軸力に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.329~332, 1990
  - 8) Darwin, D. and D. A. Pecknold: Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced concrete, SRS No.409, Civil Engineering Studies, Univ. of Illinois, 1974.7
  - 9) 別所佐登志, ほか3名: 高層鉄筋コンクリート造骨組の U 型はり主筋定着法に関する研究 (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1795~1796, 1977.10
  - 10) Minor, J. and Jirsa, J.O.: Behavior of Bent Bar Anchorages, ACI Journal, Proceedings Vol.72, No.4, pp.141~149, April 1975
  - 11) 松崎育弘, ほか5名: 高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造内柱・梁部分架構に関する実験研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.275~278, 1992.8
  - 12) 和泉信之, ほか4名: 梁主筋の定着形式が異なる RC 壁柱・梁接合部のせん断強度に関する研究 (その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.243~250, 1992.8
  - 13) 和泉信之, ほか6名: 梁下端筋が折曲げ定着された壁柱・梁接合部の有限要素解析による検討 (その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.661~666, 1991.9
  - 14) 和泉信之, ほか3名: はり下端筋が折曲げ定着された RC 壁柱・はり接合部に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.413~418, 1992
- (1992 年 10 月 9 日原稿受理, 1993 年 3 月 25 日採用決定)