# 論文 ヒンジ領域にアンボンド区間を設けた RC 柱の損傷制御に関する 実験的研究

江藤 博文\*1・勅使川原 正臣\*2・楠 浩一\*3

要旨:鉄筋コンクリート部材端部の付着特性を制御することでヒンジ領域におけるコンクリートの損傷を防ぐことが可能になる。本研究では、柱脚部にアンボンド区間を設けた RC 柱の水平加力実験を行った。アンボンド区間境界面のせん断補強、ヒンジ領域におけるコンクリートの補強方法をパラメーターとした水平載荷実験の結果から RC 柱の損傷制御の可能性を示した。

キーワード:損傷制御,アンボンド,接合部,ヒンジ領域,部材端部

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造では,柱や梁などの部 材端部を曲げ降伏させ,そのヒンジ領域でエネ ルギー吸収を行う靭性に富む機構が望ましいと 考えられている。しかし,この機構はヒンジ領 域に発生したコンクリートのひび割れが部材の 変形とともに進行するため,かぶりコンクリー トの剥落やせん断強度の低下,最終的には主筋 の座屈を伴う。

このようなコンクリートの損傷を防ぐために, 鉄筋コンクリート部材の曲げヒンジ領域におけ るコンクリートと主筋の付着を除去した区間 (アンボンド区間)を設ける機構を考えた。図 -1にその略図を示す。アンボンド区間では主 筋による引張力がコンクリートに作用しないた め,部材変形は降伏した主筋の伸縮によって生 ずる回転変形が主となり,コンクリートと主筋 が定着境界面で完全に一体化されていればヒン ジ領域がアンボンド区間を超えて拡大すること がない。つまり,この機構では鉄筋コンクリー ト部材端部にアンボンド区間を設けることによ り,ヒンジ領域の長さと部材端部の損傷を制御 することが可能になる。

本研究では、柱脚部にアンボンド区間を設け



## 図-1 アンボンド区間を有する 鉄筋コンクリート部材

た鉄筋コンクリート柱の基本的な力学的挙動を 検証するために,主筋の付着を除去した影響と 定着境界面の補強について部材の構造性能の検 討を行った。

#### 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は、アンボンド区間の有無、定着境界 面の補強方法、ヒンジ領域におけるコンクリー トの補強方法をパラメーターとした鉄筋コンク リート柱4体とした。表-1に試験体の一覧,

\*1 (株)富士ピー・エス 技術本部建築設計課 工修 (正会員) \*2 独立行政法人建築研究所 上席研究員 工博 (正会員) \*3 独立行政法人建築研究所 主任研究員 工博 (正会員)

えー I 武殿体一見								
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4				
コンクリート強度	$F_c = 31.5$ (N/mm <sup>2</sup> )							
せん断スパン比	M/QD=2.0							
主筋	6-D19 ( $\sigma$ $_{ m y}$ =398.4N/mm $^2$ ) , P $_{ m t}$ =0.96%							
せん断補強筋	3-D6@75 ( $\sigma_y$ =346.5N/mm <sup>2</sup> ), P <sub>W</sub> =0.43%							
軸力比 η	0.15 (N=425 kN)							
アンボンド区間		D/2	D/2	D/2				
定着境界面	_	_	せん断補強筋	フパイラル鉄				
補強方法			2 重巻き	へいてノル励				

表一1 試験体一覧

**図-2**に試験体形状とアンボンド区間における 各試験体の詳細図を示す。

試験体断面は b×D=300mm×300mm である。 加力方法は柱脚固定の片持ち梁形式とし、スタ ブ上面から載荷心までの高さ 600mm、せん断ス パン比 M/QD=2.0 とした。全ての試験体で主筋 には D19 ( $\sigma_y$ =398.4N/mm<sup>2</sup>)、せん断補強筋に は D10 ( $\sigma_y$ =346.5N/mm<sup>2</sup>)を用いた。コンクリ ート強度は 31.5N/mm<sup>2</sup> である。全ての試験体で 軸力比 $\eta$ =0.15 (=N/bDF<sub>c</sub>) とした。

No.1 試験体はせん断補強筋比 Pw=0.43%の通常の RC 柱である。

No.2~No.4 試験体には柱脚部 D/2 区間の主筋 にスパイラルシース管を被覆することによって コンクリートと主筋の付着を除去し,アンボン ド区間を設けた。

No.3 試験体では定着境界面でコンクリートと 主筋を完全に一体化するために定着境界面のせ ん断補強筋を2重に巻いた。 No.4 試験体はコンクリートの圧縮破壊と主筋の座屈を防ぐために各主筋に添ってスパイラル筋を配した。また,アンボンド区間と上部の一体化を図るため,スタブ上面から各主筋の近傍に補助筋 2-D6(計12-D6)を配筋した。補助筋の長さはアンボンド区間長の2倍である300mmとした。

No.1 試験体の強度を算出した。強度の算定は 文献1),2)によった。せん断強度はQ<sub>SU</sub>=242.3 (kN),曲げ降伏時のせん断力はQ<sub>MU</sub>=238.1 (kN)となった。ヒンジ領域の回転角 R<sub>P</sub>=0の とき,せん断余裕度Q<sub>SU</sub>/Q<sub>MU</sub>=1.02である。

主筋とせん断補強筋の●で示す位置にひずみ ゲージを貼付した。

#### 2.2 加力方法

本実験は片持ち梁形式で水平方向・軸方向の 2軸載荷である。載荷にはカンタベリー式載荷 装置を用いた。



図-2 試験体形状とアンボンド区間の詳細図

図-3に載荷状況図を示す。2軸載荷によっ て斜線に示す曲げモーメント分布が生ずる。試 験体の水平変位に伴って,水平力と軸方向力の 偏心により生じる2次曲げモーメントは,部材 変形角 R=1/33 のときに載荷荷重による曲げモ ーメントに対して約1.7%程度と小さいため,実 験結果の考察においては無視した。

柱の軸方向力は軸力比 0.15 に相当する 425kN を定圧縮力として載荷した。水平方向力は変位 制御で正負交番繰り返し載荷とした。水平方向 の載荷履歴は R=1/1200, 1/800, 1/400 を正負各 1回, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20 を各 2回ずつ繰り返し,水平力が低下し軸力の 保持が困難となった時点で載荷を終了した。

載荷心に設置した変位計によって水平変位を 計測し,柱脚部両側の鉛直方向に設置した変位 計によって回転変位を計測した。

#### 実験結果及び考察

#### 3.1 破壊過程

図-4に各試験体のせん断力~部材変形角関係,図-5にR=1/200,1/100,1/50のひび割れ 状況とR=1/33の破壊状況写真を示す。

全ての試験体が部材変形角 1/100 付近で曲げ 降伏を生じた。曲げ降伏強度は計算値に概ね一 致しており,曲げ降伏時のせん断応力は $\tau = 0.088F_{c}$ となった。

No.1 試験体は R=1/400 で柱脚部に曲げひび割 れ (MC)を生じた。R=1/200 でスタブ上面から の高さ h=50~300mm の位置に複数の曲げせん 断ひび割れ (MSC),載荷点と圧縮縁を結ぶ対角 方向のせん断ひび割れ (DC)を生じた。R=1/25 の載荷 2 サイクル目で DC が拡大し,せん断破壊 を生じた。

No.2 試験体は R=1/800 で柱脚部に MC, R= 1/200 でh=250mm 付近に MSC, DC を生じた。 R=1/100 でかぶりコンクリートの圧縮破壊を生 じた。R=1/33 の載荷 2 サイクル目で DC が拡大 し, せん断破壊を生じた。

No.3 試験体はNo.2 試験体と同様の応答性状を



図-3 載荷状況(カンタベリー式加力装置)





図-5 ひび割れ状況図と写真

示した後, R=1/20の載荷2サイクル目で DC が 拡大し, せん断破壊を生じた。

No.4 試験体は R = 1/800 で柱脚部に MC を生じ たが, R = 1/200 までは無損傷に近い応答性状を 示した。R = 1/100 で DC とかぶりコンクリート の圧縮破壊を生じた。R = 1/20 を超えた後も DC, MSC が拡大することはなく耐力低下は生じなか った。

#### 3.2 実験値と計算値

図-6に No.1 試験体の包絡線と算定式を用い て導いたせん断力~部材変形角関係を示す。

No.1 試験体は R=1/25 でせん断破壊を生じた。 R=1/25 に相当する計算値は Q=108.6kN,実験 値は Q=239.0kN であった。算定式では考慮され ていない軸力 N=425kN (0.15bDFc) によりせん 断強度が上昇したと考えられる。軸力に対する



図-6 せん断力~部材変形関係 (No.1試験体)

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4		
R=1/400剛性(K <sub>c</sub> )	91.2	80.9	84. 5	81.4		
No.1試験体に対する比		0.89	0.93	0.89		
R=1/100剛性(K <sub>y</sub> )	39.6	38.0	38.9	38.3		
No.1試験体に対する比	I	0.96	0. 98	0.97		



図-7 部材変形角〜主筋ひずみ関係

#### 3.3 初期剛性

表-2に R=1/400, 1/100 における各試験体の 剛性を示す。No.1 試験体が曲げせん断ひび割れ を生じた R=1/400 の剛性を K<sub>c</sub>,曲げ降伏を生じ た R=1/100 の剛性を K<sub>v</sub> とした。

No.1 試験体に比べアンボンド区間を設けた No.2, NO.3, No.4 試験体の K<sub>c</sub>は1割ほど低い値 となったが, K<sub>y</sub>は非常に近い値を示した。アン ボンド区間の有無は部材の降伏点剛性に影響が なかった。

## 3.4 主筋ひずみと回転変形

図-7に No.1, No.3 試験体の R=1/67 までの 主筋ひずみ~部材変形角関係を示す。

No.1 試験体の1C2はR=1/100で降伏ひずみに 達したが1C1は降伏ひずみに達しなかった。

No.3 試験体の 3C1, 3C2 は R=1/100 で降伏ひ ずみに達しており, アンボンド区間では主筋の ひずみ分布が均一であることを示している。ア ンボンド区間の主筋が降伏した場合, アンボン ド区間長に比例した主筋の伸び出しが生じ, 部 材は浮き上がりによる変形(回転変形)を生じ ることになる。

図-8にNo.1 試験体,No.3 試験体の部材変形 角と回転変形角の関係を示す。R=1/33 のとき, 部材変形角に対する回転変形角の割合はNo.1 試 験体で 64.8%,No.3 試験体で 81.1%となってお



り, No.3 試験体の変形に占める回転変形成分が 大きくなっている。

3.5 せん断補強筋のひずみ

図-9に No.1, No.2, No.3 試験体のせん断補 強筋について R=1/100 までのひずみ~部材変形 角関係を示す。

No.1 試験体の 1S1, 1S2 は部材変形角の進展と ともにひずみが増えておりトラス機構による応 力伝達がされていることがうかがえる。

No.3 試験体のアンボンド境界面に位置する 3S1 は部材変形角の進展とともにひずみが増え ているが、アンボンド区間内の 3S2 は小さい値 のままだった。アンボンド区間では主にコンク リートの圧縮束によって応力伝達がされている と思われる。

No.2 試験体では, R=1/100 付近で 2S2 のひず みが大きくなった。曲率の増加に伴ってコンク リートへの圧縮力が増し, コンクリートが膨ら

増分率は30.7%となった。



図-9 せん断補強筋ひずみ~部材変形角関係

みを生じ始めたためと思われる。R=1/33 で 2S1 が降伏ひずみに達して圧縮束による応力伝達機 構が損なわれたため、No.1 試験体に比べて小さ い部材変形角でせん断破壊を生じたと考えられ る。

No.4 試験体が極めて良好な変形性能を有して いたのはスパイラル筋により圧縮域端部のコン クリートが拘束されて終局ひずみが大きくなっ たため,圧縮束による応力伝達機構を保持する ことができたと考えられる。

## 4. まとめ

本研究では, 柱脚部にアンボンド区間を設け た鉄筋コンクリート柱の力学的性状について以 下の知見を得た。

- アンボンド区間の曲げせん断ひび割れ が生じにくく,部材のひび割れ損傷を低 減させる効果が見られた。
- (2) 部材が曲げ降伏する点と原点を結ぶ剛

性は通常の RC 部材と同程度であった。

- (3) アンボンド区間を設けた RC 部材では部材変形角に対する回転変形成分が大きくなる。
- (4) 定着境界面を補強したことによって,部 材の変形性能の向上が見られた。
- (5) アンボンド区間のコンクリートを拘束 補強することによって,主筋の座屈する ことのない良好な応答性状を示すこと がわかった。

## 参考文献

- 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度 設計に関する資料,9章,18章,1987
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の 靭性保証型耐震設計指針・同解説,6章,1999
- 3)大久保全陸ほか:梁下端曲げ降伏限定によるエネルギー消費機構に関する研究1~8, 日本建築学会学術講演梗概集,1996.9~1999