Japan Concrete Institute

論文　主筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート柱の破壊モードの分類に関する考察

保木　和明[*1]・芳村　学[*2]・中村　孝也[*3]・金　紅日[*1]

要旨： 本研究では主筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート柱の実験結果をもとに，破壊モードの分類について検討した。検討対象は柱のみの試験体から集合住宅などに多くみられる袖壁や直交壁が付く柱を対象とした試験体である。その結果，本試験体の破壊モードは，主筋が丸鋼であるため引張主筋の降伏がみられず「せん断型」と「付着（破壊）型」に分けられたこと（「曲げ型」はなかった），一般的な算定式によるせん断余裕度（曲げ強度計算値に対するせん断強度計算値の比）によって「せん断型」と「付着型」の破壊モードを分類することができること，などがわかった。

キーワード： 鉄筋コンクリート造建物，丸鋼，付着劣化，破壊モード

1. はじめに

多くの古い鉄筋コンクリート（RC）造建物の柱では，主筋に丸鋼が用いられている。これら古いRC造建物の耐震性能を精度良く評価するためには，柱の最大耐力以降の挙動を考慮した非線形骨組解析を行う必要がある。そのためには，まず柱の破壊モードを分類することが重要となる。しかし，過去，主筋に丸鋼を用いたRC柱の実験[たとえば1)~3)]は行われているものの数は少なく，しかも近年ではあまり行われていない。そのため，主筋に丸鋼を用いたRC造柱を対象とした破壊モードの分類について検討した研究はない。

そこで本研究では，筆者らが行った実験の結果[4)~7)]をもとに，破壊モードの分類について検討を行う。なお，集合住宅などの柱では直交壁や袖壁が付くことが多いことから，直交壁や袖壁が付く試験体も対象とした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

検討対象試験体一覧を**表－1**に示す。試験体名において，文献5)と文献6)で同じ名前が使用されているため，本研究では文献6)の試験体に「'」を付けて区別する。なお後述での説明のため，通し番号（試験体番号）を付けている。

本実験の試験体は柱のみ（袖壁および直交壁なし）5体，袖壁が付かなくて直交壁が付いた柱4体，片側に袖壁が付いて直交壁も付いた柱6体，両側に袖壁が付いて直交壁も付いた柱5体の合計20体である。**表－1**において試験体番号1～9は袖壁が付いていない試験体を，試験体番号10～20は袖壁が付いている試験体を示している。以下の議論では前者を「袖壁無し柱」，後者を「袖壁付き柱」と呼ぶこととする。また，試験体番号21，22は既往の実験[2)]の試験体であり，これらについては後述する。

試験体は実大の約1/2サイズを中心とする両端固定式の柱部材であり，古い中低層RC造建物の柱を対象として計画をした。コンクリート圧縮強度は20.4～26.9N/mm^{2}で，鉄筋降伏強度は258～362N/mm^2（ただし，文献4)の横補強筋のみ527N/mm^2）である。クリアスパン比h_0/D＝1.5～5.5（h_0：内法高さ，D：柱のみのせい），主筋比p_g＝0.85～2.25%，横補強筋比p_w＝0.08～0.1%，軸力比η＝0.09～0.24（柱のみの断面積に対して），せん断余裕度（曲げ強度計算値（V_f）に対するせん断強度計算値（V_s）の比，各強度計算値の算出方法は後述する）＝0.48～1.12である。p_wがすべての試験体で極めて少ないのが特徴である。なお，**表－1**に示す崩壊変形は，実験において軸力保持能力を喪失する（崩壊）までに経験した最大変形を示している。

2.2 加力概要

加力には，パンタグラフにより上部スタブの平行を保持する逆対称加力装置を用いた。ここで，鉛直アクチュエーターは一定軸力になるように制御し，崩壊時に鉛直変形(縮み)の急増に備え50mmのリミッターを設けた。こうすることにより，崩壊時にこのリミッターを作動させ実験を強制終了させた。

2.3 実験結果概要

最大耐力までについて見ると，丸鋼であるため主筋の付着劣化の影響が大きく，引張主筋に降伏はみられなかった。よって，引張主筋が最大耐力までに降伏する，いわゆる「曲げ型」はなかった。本研究では試験体の破壊モードを，柱にせん断ひび割れが発生する時期に着目し

*1 東京都立大学大学院　工学研究科建築学専攻博士課程　修士(工学)　(正会員)
*2 首都大学東京大学院　都市環境科学研究科建築学専攻教授　工博　(正会員)
*3 首都大学東京大学院　都市環境科学研究科建築学専攻助教　博士(工学)　(正会員)

NII-Electronic Library Service

表－1　検討対象試験体一覧

試験体番号	試験体名	試験体諸元								終局強度計算値			実験結果			参考文献番号
		袖壁の有無	直交壁の有無	B (mm)	D (mm)	h_0/D	p_g (%)	p_w (%)	η	V_s (kN)	V_f (kN)	V_s/V_f	最大水平力(kN)	崩壊変形(%)	破壊モード	
1	S2	無	無	450	450	2.2	2.25	0.09	0.18	350	696	0.50	391	3.0	S	7)
2	S1			450	450	2.2	2.25	0.09	0.09	322	631	0.51	363	13.8	S	7)
3	C0-15		有	250	300	1.5	1.59	0.10	0.17	204	383	0.53	201	2.7	S	5)
4	C0-15'			250	300	1.5	0.85	0.10	0.12	155	213	0.73	182	5.3	S	6)
5	A		無	250	400	2.4	0.91	0.08	0.15	182	237	0.77	217	9.0	B	4)
6	B			250	500	2.4	0.94	0.08	0.24	255	365	0.70	325	4.0	B	4)
7	L2			450	450	3.3	2.25	0.09	0.18	281	464	0.61	361	14.0※	B	7)
8	C0-25		有	250	300	2.5	1.59	0.10	0.17	164	230	0.71	191	5.4	B	5)
9	C0-35			250	300	3.5	1.59	0.10	0.17	134	164	0.82	142	24.0※	B	5)
10	C1-15	1	有	250	300	1.5	1.59	0.10	0.17	278	574	0.48	285	3.0	S	5)
11	C1-25			250	300	2.5	1.59	0.10	0.17	271	345	0.79	267	3.6	S	5)
12	C2-25	2		250	300	2.5	1.59	0.10	0.17	284	456	0.62	326	2.4	S	5)
13	C2-35			250	300	3.5	1.59	0.10	0.17	284	326	0.87	264	3.0	S	5)
14	C1-15'	1		250	300	1.5	0.85	0.10	0.12	212	365	0.58	288	9.2	B	6)
15	C2-25'	2		250	300	2.5	0.85	0.10	0.12	246	307	0.80	268	5.9	B	6)
16	C2-35'			250	300	3.5	0.85	0.10	0.12	246	219	1.12	207	6.2	B	6)
17	C1-25'	1		250	300	2.5	0.85	0.10	0.12	207	219	0.95	194	21.0	B	6)
18	C1-35			250	300	3.5	1.59	0.10	0.17	222	246	0.90	206	16.5	B	5)
19	C1-55			250	300	5.5	1.59	0.10	0.17	172	157	1.10	143	15.0※	B	5)
20	C2-55	2		250	300	5.5	1.59	0.10	0.17	223	207	1.08	196	15.0※	B	5)
参考21	1509	無	無	250	250	3.0	0.61	0.44	0.10	112	77	1.46	96	-	F	2)
参考22	2013			250	250	4.0	1.27	0.54	0.10	110	82	1.34	100	-	F	2)

袖壁の有無：「1」は片側袖壁付き　「2」は両側袖壁付き，B：柱のみの幅，D：柱のみのせい，h_0/D：クリアスパン比（h_0は柱の内法高さ），p_g：主筋比，p_w：横補強筋比，η：軸力比，V_s：せん断強度計算値（計算方法は第 4. 1 節参照），V_f：曲げ強度計算値（計算方法は第 4. 2 節参照），崩壊変形：崩壊するまでに経験した最大変形（※加力装置の限界のため実験終了時の変形），破壊モード：「S」はせん断型　「B」は付着型　「F」は曲げ型

て次のように分類した。せん断ひび割れが最大耐力以前に発生したものを「せん断型」，せん断ひび割れが最大耐力以降に発生したもの，または最後まで発生しなかったものを「付着型」とした。なお，袖壁付き柱では袖壁のせん断ひび割れが柱に進展する場合もあったが，これはカウントせず，柱独自に発生したせん断ひび割れに着目した。ところで，「付着型」は主筋が丸鋼であるときに見られ，主筋の付着劣化の影響を大きく受けた破壊モードである。そこで，主筋の付着性状について後に詳しく述べる。以下両破壊モードの特徴を示す。

(1) せん断型（表－1 中に破壊モード「S」と示した試験体）

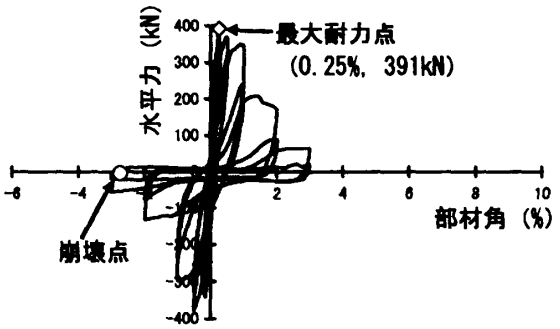
一例として試験体S2の水平力－部材角関係を**図－1**に，破壊状況を**写真－1** に示す。部材角 0.25%でせん断ひび割れが発生した（**写真－1. a)**）。このときに最大耐力（391kN）となり，それと同時に荷重が急激に低下した。その後部材角 3.0%の繰り返し載荷中に水平力がほぼゼロとなり崩壊した（**写真－1. b)**）。p_wが少ないため，この試験体を含めて通常のせん断破壊（せん断ひび割れ発生後も荷重が上昇する）ではなく，せん断ひび割れ破壊となった。

(2) 付着型（表－1 中に破壊モード「B」と示した試験体）

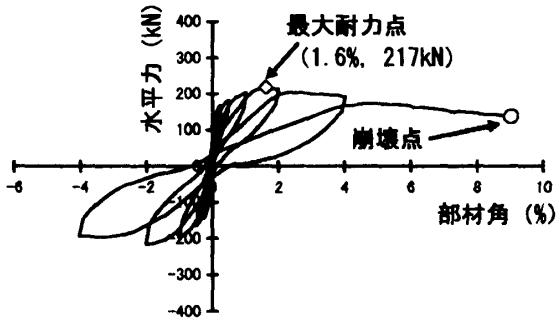
一例として試験体 A の水平力－部材角関係を**図－2** に，破壊状況を**写真－2** に示す。部材角 1.6%時に最大耐力（217kN）となった。このとき，せん断ひび割れは発生してなく（**写真－2. a)**），引張主筋は降伏していなかった（主筋の降伏については後で再び述べる）。その後の荷重の低下は小さく，部材角 9.0%時にせん断ひび割れが発生し，それと同時に崩壊した。せん断ひび割れが発生するまでは部材端部に損傷が集中しており，荷重変形関係およびひび割れ状況（**写真－2. b)**）からみると曲げ的な挙動を示していた。

なお，袖壁付き柱のなかには「付着型」に分類しているが最大耐力以降早期にせん断ひび割れが発生し，荷重が急激に低下したものが 3 体（試験体番号 14～16）あった。これらの最大耐力以降の荷重変形関係は，「せん断型」に近いものであった。一例として，試験体 C1－15'

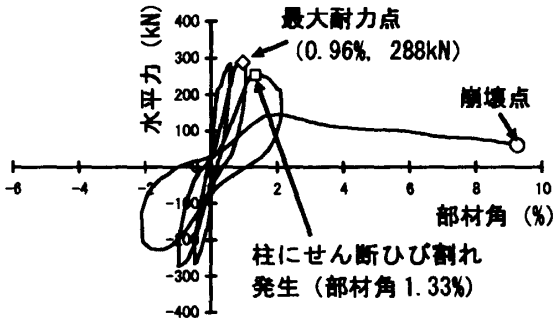
NII-Electronic Library Service



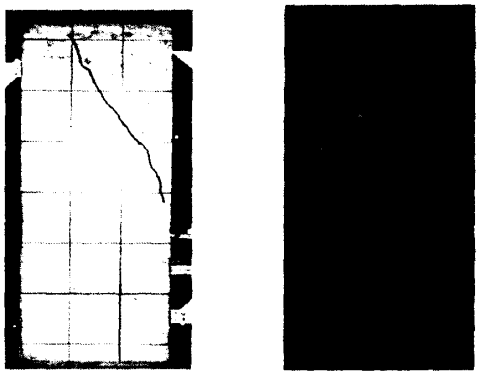
図－1　試験体 S2 の水平力－部材角関係



図－2　試験体 A の水平力－部材角関係



図－3　試験体 C1-15' の水平力－部材角関係

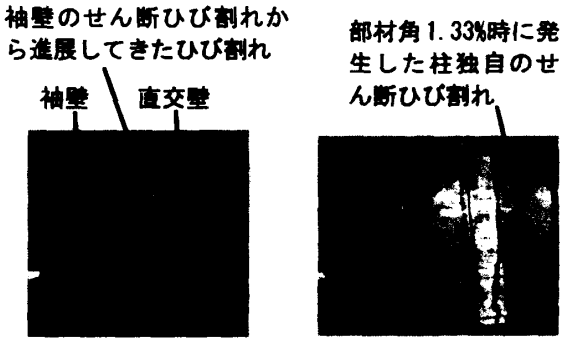


a) 最大耐力時 (0.25%)　b) 崩壊付近 (3.0%)

写真－1　試験体 S2 の破壊状況

a) 最大耐力付近 (2.0%)　b) 崩壊付近 (8.0%)

写真－2　試験体 A の破壊状況



a) 最大耐力付近 (1.0%)　b) 崩壊付近 (9.0%)

写真－3　試験体 C1-15' の破壊状況

の水平力－部材角関係を図－3 に，破壊状況を写真－3 に示す。部材角 0.96%時に最大耐力 (288kN) となった。このとき，袖壁に発生しているせん断ひび割れが柱に進展しているが，柱独自にはせん断ひび割れは発生していない (写真－3. a))。部材角 1.33%時に柱独自のせん断ひび割れが発生し，荷重が急激に低下した。その後，このせん断ひび割れが拡大し部材角 9.2%で崩壊した (写真－3. b))。柱独自のせん断ひび割れ発生以降は，「せん断型」に近い挙動を示した。

3. 付着型の主筋の付着性状

主筋の付着性状について検討した研究[たとえば 1)~3)]は過去にはあるが，近年ではあまりみられない。そこで，主筋の付着性状について検討を行った。一例として試験体 A を用いる。試験体 A の断面図を図－4 に示す。中筋，隅筋について計測を行った。どちらもほぼ同じ傾向であったので中筋を用いて説明を行う。ひずみ計測位置を図－5 に示す。柱脚から柱頭まで 6 ヶ所で計測を行った (以後の説明のため各ひずみに 1~6 の番号を付けている)。図－4 の中筋の位置では，正方向載荷時に柱脚が引張，柱頭が圧縮となる曲げモーメントを受ける。以下に主筋のひずみ度分布および付着応力度について示す。

3.1 主筋のひずみ度分布

試験体 A の中筋のひずみ度分布を図－6 に示す。ひずみ度分布は各サイクルの正方向載荷のピークごとに，最大耐力時 (部材角 1.6%) まで示してある。中筋のひずみ

NII-Electronic Library Service

度分布は，部材角 0.25%時では柱脚が引張ひずみ，柱頭が圧縮ひずみとなり逆対称分布となっている。その後，部材角 1.0%時では柱脚付近の引張ひずみの値はあまりかわらないまま柱頭付近で引張ひずみとなり，すべての位置でほぼ同じ値である。水平変形が大きくなると圧縮鉄筋が圧縮力を負担していないことがわかる。このような傾向は他の試験体および既往の実験たとえば[1]でもみられており，付着力が徐々に劣化するためである。最大耐力時に主筋の降伏はみられなかった。

3.2 主筋の付着応力度

試験体 A の中筋の水平力－付着応力度関係を図－7 に示す。部材角 0.01，0.1，0.25%時と 0.5%時および最大耐力時（部材角 1.6%）について示している。なお，付着応力度は計測区間でほぼ同じ傾向であったので，図には柱脚から部材中央辺りまでを示している。中筋の付着応力度を全体的にみると，水平力が約 170kN（部材角 0.25%）からは減少している。つまり，最大耐力時よりはるかに小さい変形である部材角 0.25%時には主筋の付着劣化が起こっている。丸鋼の短期付着応力度（1.99N/mm^2）[8]を図に示すが，最大付着応力度（1.18N/mm^2）は短期付着応力度より小さい値であった。付着応力度に関する以上の結果は，他の試験体および既往の実験たとえば[3]でもみられた。

4. せん断型と付着型の破壊モードの分類

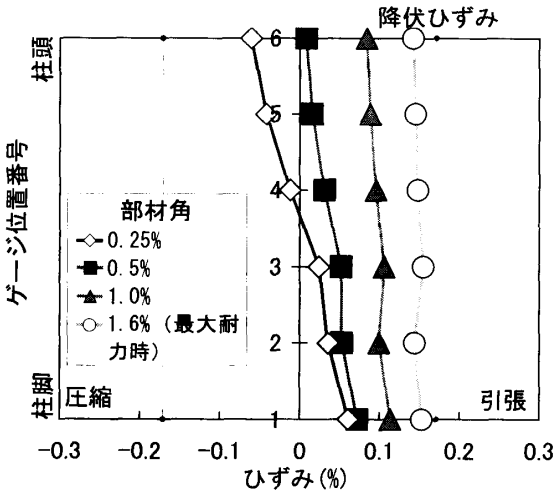
破壊モードを分類する方法としてせん断余裕度（曲げ強度計算値に対するせん断強度計算値の比）がよく用いられる。そこで，せん断余裕度による分類を試みる。ここで，「せん断型」と「付着型」を分類するならば曲げ強度ではなく付着強度とすべきであるが，次に示す 2 つの理由からここでは曲げ強度を用いることにした。1）「付着型」の最大耐力を算定する適当な式がない，2）詳しくは後述するが既往の実験たとえば[2]では「曲げ型」となる試験体もあり，これら「曲げ型」を含めた破壊モードの分類を考慮するため，である。各強度計算値の算定方法およびせん断余裕度と破壊モードの関係を以下に示す。

4.1 せん断強度計算値

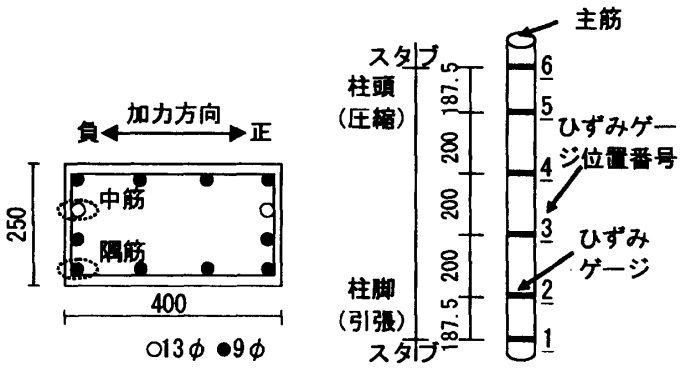
直交壁がない場合，袖壁無し柱では荒川 min 式[9]により求め，袖壁付き柱では耐震診断で使用されている等価長方形断面に置換する方法（Q_{su2}）[10]により求めた。なお，袖壁付き柱（Q_{su2}）では既往の研究[11]にならい，シヤースパン比の下限値 1 を 0.6 に読み替えた。一方直交壁付きの場合は，既往の実験[12][13]によれば，直交壁付き柱のせん断強度は直交壁がない場合の 1.03～1.17 倍であり平均は 1.09 であったことから，直交壁により 1.1 倍の強度上昇があると仮定した。実験値と計算値の比較を図－8 に示す。計算値に対する実験値の比は袖壁無し柱では 0.98～1.17（平均 1.10），袖壁付き柱では 0.93～1.15（平均 1.02）であった。実験値は計算値よりやや大きい値であった。

4.2 曲げ強度計算値

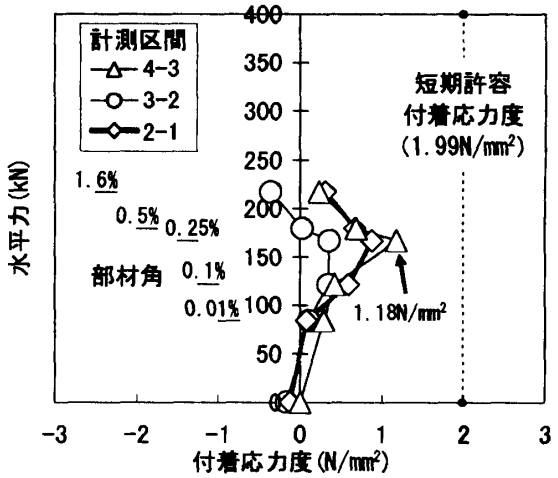
曲げ強度計算値は，袖壁を含む断面に対してファイバー解析[14]により求めた（直交壁は考慮しなかった）。このときコンクリートは，ひずみが 0.2%で最大応力となり，その後応力が低下してひずみが 0.4%に達したとき（応力



図－6 試験体 A の中筋のひずみ度分布



図－4 試験体 A の断面図　図－5 主筋のひずみゲージ位置



図－7 試験体 A の水平力－付着応力度関係

NII-Electronic Library Service

が最大の約 80%に低下）応力を失うと仮定した。「付着型」の最大耐力と曲げ強度計算値の比較を図－8 に示す。すべての試験体で実験値は曲げ強度計算値より小さく，曲げ強度計算値に対する実験値の比は 0.78～0.95（平均 0.87）であった。付着劣化のため実験値は曲げ強度計算値より最大で約 20%小さい値となった。

4.3 せん断余裕度－破壊モード関係

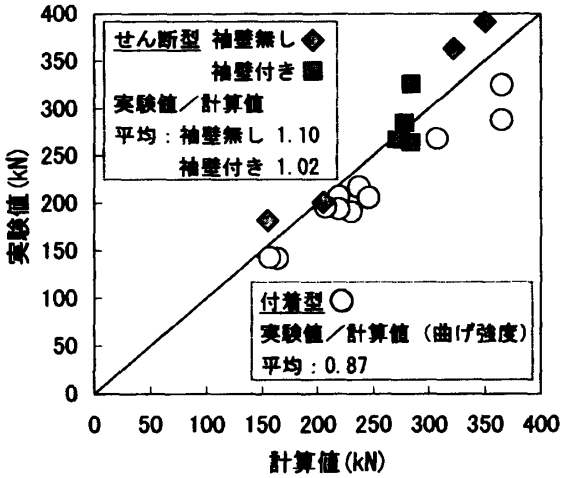
せん断余裕度－破壊モード関係を図－9 に示す（「曲げ型」については後述する）。ここで，袖壁無し柱と袖壁付き柱のせん断強度算定式が異なるので，両者を分けて考えた。袖壁無し柱は，せん断余裕度 0.50～0.73（平均 0.57）では「せん断型」，0.61～0.82（平均 0.72）では「付着型」である。せん断余裕度 0.61～0.73 は両破壊モードが混在する領域（以下，境界領域）である。袖壁付き柱は，せん断余裕度 0.48～0.87（平均 0.69）では「せん断型」，0.58～1.12（平均 0.93）では「付着型」である。せん断余裕度 0.58～0.87 は「境界領域」である。このように袖壁無し柱および袖壁付き柱どちらも，せん断余裕度が大きくなると破壊モードが「せん断型」から「付着型」に移行する傾向にある。

以上のことから，限られた実験の範囲であるが，袖壁無し柱では，せん断余裕度が 0.61 以下のとき「せん断型」，0.61～0.73 のとき境界領域，0.73 以上のとき「付着型」，また袖壁付き柱では，0.58 以下のとき「せん断型」，0.58～0.87 のとき境界領域，0.87 以上のとき「付着型」と，せん断余裕度によって分類することができる。なお，境界領域が 1 より小さいのは，「付着型」の最大耐力が曲げ強度より小さい付着強度によって決定されたことのほか，せん断強度計算値に含まれる安全率のためである。

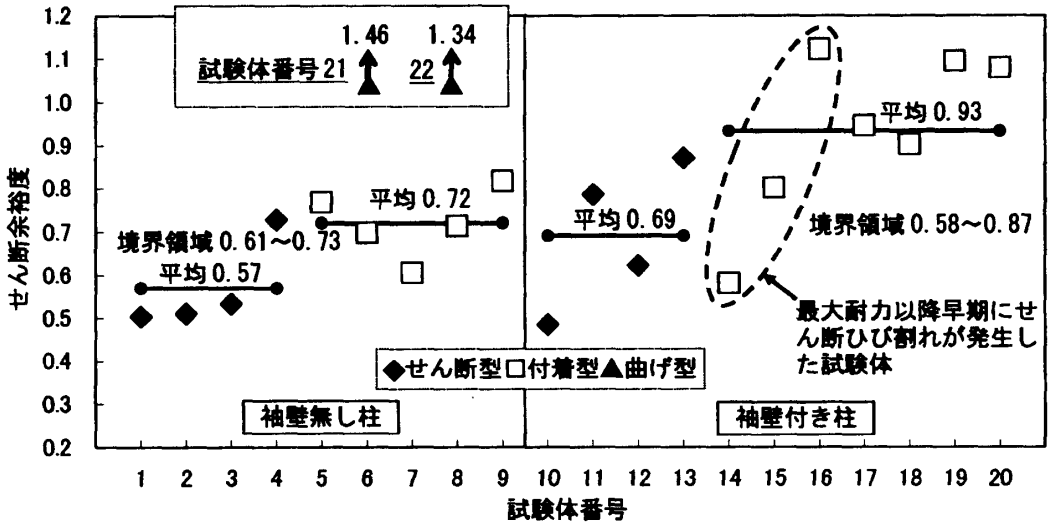
ところで，最大耐力以降早期にせん断ひび割れが発生した試験体（試験体番号 14～16）についてであるが，これらの試験体は境界領域にあることが予想される。そこで，これらの試験体を図－9 上に破線で囲む。3 体中 2 体（試験体番号 14，15）は境界領域に存在する。すなわち，付着強度とせん断強度が近かったため最大耐力は付着強度で決まったが，その後早期にせん断ひび割れが発生したものと考えられる。しかし，残りの 1 体（試験体番号 16）はせん断余裕度が大きいにもかかわらず最大耐力以降早期にせん断ひび割れが発生した。この理由については不明である。

5. 曲げ型と付着型の破壊モードの分類

本実験では「曲げ型」はなかった。しかし，既往の実験[たとえば2)]では「曲げ型」となった試験体がある。そこで文献 2)にある「曲げ型」の試験体 2 体（試験体 1509, 2013）を用いて，本実験の「付着型」（袖壁無し柱）と比較検討した。試験体概要を表－1 に示す（試験体番号 21, 22）。袖壁および直交壁が付いていない試験体である。h_0/D＝3.0, 4.0（前が試験体 1509，以下同じ），p_g＝0.61，1.27%，p_w＝0.44，0.54%，η＝0.10，せん断余裕度＝1.46，1.34 である（せん断，曲げ強度計算値およびせん断余裕度は文献 2)に示されている材料特性より筆者らが再計算した値である）。本実験の「付着型」に比べて p_g が少ない傾



図－8 実験値と計算値の比較



図－9 せん断余裕度－破壊モード関係

NII-Electronic Library Service

Japan Concrete Institute

向にある。

「曲げ型」のせん断余裕度は1.34，1.46であった（図ー9上にプロットする)。「付着型」のせん断余裕度（0.61～0.82）より極めて大きい。せん断余裕度が大きいと付着劣化の影響は小さく「曲げ型」となる，といえそうである。これは主筋量が関係しているためで，たとえば主筋径のみが異なりそれ以外の条件がすべて同じ試験体を考えた場合，主筋径が小いほうでは断面積の和の減少分が周長の和の減少分より大きくなる。このため，付着応力度が小さくなるからである。

袖壁無し柱のみの結果であるが，上記結果を踏まえ「せん断型」を含める3つの破壊モードを考えると，せん断余裕度が大きくなると「せん断型」から「付着型」さらに「曲げ型」となる傾向にあるといえる。3つの破壊モードをせん断余裕度によって概ね分類できそうである。

6. まとめ

主筋に丸鋼を用いたRC柱を対象に破壊モードの分類について検討を行った。限られた実験の範囲であるが，以下に得られた知見を示す。

(1) 袖壁無し柱ではせん断余裕度（せん断強度／曲げ強度）が約0.6以下のとき「せん断型」，約0.6～0.7のとき境界領域，約0.7以上のとき「付着型」であった。袖壁付き柱では約0.6以下のとき「せん断型」，約0.6～0.9のとき境界領域，約0.9以上のとき「付着型」であった。袖壁無し柱および袖壁付き柱どちらも，せん断余裕度が大きくなると破壊モードが「せん断型」から「付着型」となる傾向にある。なお，境界領域が1より小さいのは，「付着型」の最大耐力が曲げ強度より小さい付着強度によって決定されたことのほか，せん断強度計算値に含まれる安全率のためである。

(2) 袖壁無し柱については，既往の実験より「曲げ型」となった試験体を用いて本実験の「付着型」と比較した。その結果，「曲げ型」のせん断余裕度は約1.3～1.5であり「付着型」（約0.6～0.8）に比べて極めて大きかった。せん断余裕度が大きくなると破壊モードが「付着型」から「曲げ型」となる傾向にあるといえる。

(3) 主筋の付着劣化は，最大耐力に達する部材角よりはるかに小さい部材角で起こった。試験体Aの場合では，最大耐力時の変形が1.6%であり付着劣化はそれよりはるかに小さい0.25%で起こった。

参考文献

1) 斉藤完治，中田慎介：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その34，NSシリーズ，丸鋼を主筋に用いた場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1411-1412，1976.10

2) 中沢雅，広沢雅也，清水泰，高橋仁：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その45,NS2シリーズ，主筋に丸鋼を用いた場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1501-1502，1977.10

3) 滝口克己，市之瀬敏勝，神沢宏明：丸鋼を用いた鉄筋コンクリート柱の変形挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第349号，pp.59-70，1985.3

4) 土肥うらら，高稲宜和，芳村学：長方形断面を有するRC柱の崩壊に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.351-352，2004.8

5) 金紅日，芳村学，李霓：二次壁が付く鉄筋コンクリート柱の崩壊挙動に関する研究，2005年度日本建築学会関東支部研究報告集，pp.177-180，2006.3

6) 仙崎智渉，保木和明，中村孝也，芳村学：丸鋼を用いた袖壁付き鉄筋コンクリート柱の崩壊実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.311-312，2007.8

7) 永作智也，中村孝也，中村敏治，芳村学：ペンシルビルを対象とした建物外部から施工可能な耐震補強技術の開発（その3）定着型補強筋を用いた柱の崩壊実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.537-538，2007.8

8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1982

9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999

10) （有）STニューテック研究会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断プログラム SCREEN-1・2ver.3.0，2002.10

11) 金紅日，芳村学：袖壁と直交壁が付くRC柱のせん断終局強度に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.415-416，2006.9

12) 金紅日，芳村学，中村孝也：せん断破壊型RC柱の崩壊に対する直交壁の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.193-198，2005

13) 中村孝也，芳村学，見波進：サブストラクチャ擬似動的実験によるせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の崩壊実験，日本建築学会構造系論文集，第619号，pp.141-148，2007.9

14) 藤井俊二，青山博之，梅村魁：材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメントー曲率関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1261-1262，1973.10

NII-Electronic Library Service