

主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の実験的研究

- 扁平梁を使用した集合住宅構法『MARC-FBS 構法』の開発 -

茂木 順一*1・岩岡 信一*1・堀 伸輔*1・今村 輝武*1

An Experimental Study on RC Stud Column with Partially Unbonded Reinforcing Bars

- Development of Apartment Building Structure with Flat Beams "MARC-FBS SYSTEM" -

Junichi MOGI, Shinichi IWAOKA, Shinsuke HORI, Terutake IMAMURA

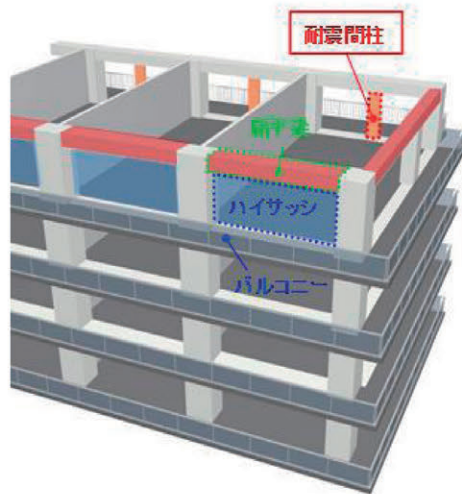


図-1 本構法による RC 造建物例

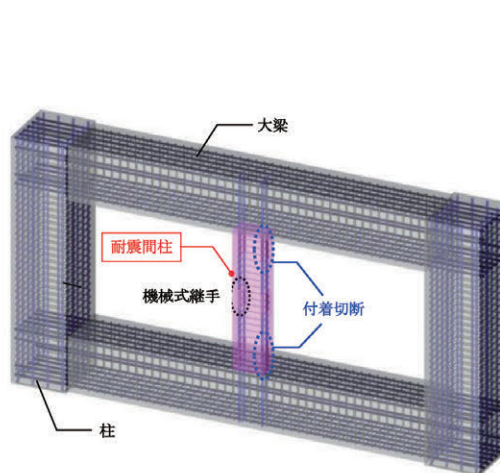


図-2 耐震間柱の概要図

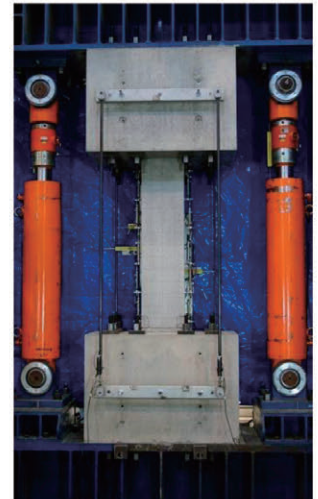


写真-1 耐震間柱実験状況

研究の目的

近年、集合住宅における商品価値を高めるために、バルコニー側にハイサッシを設置し、良好な眺望を確保するなどの付加価値をつけた建物が増加している。そのニーズに応えるため、バルコニー側を扁平梁とすることにより、板状集合住宅で各階の階高を変えずにハイサッシの設置を提案した。しかし、梁を扁平とすると、高層建物では必要耐力を確保できないことが懸念される。そこで、RC 造の耐震間柱を耐震上有効な構造部材として活用することを考案した（図-1）。本体架構内に耐震要素として配置された耐震間柱の部材性能は不明な点が多く、設計法なども確立されていない。従って、本研究では本耐震間柱の曲げせん断実験を行うことで、その部材性能を把握することを目的とした。

技術の説明

耐震間柱は大梁上に配置するため、地震荷重時には層間変形角に加えて、大梁の付加変形が生じる。そのため、柱および大梁より大きな変形が生じ、損傷が集中しやすくなる。そこで、耐震間柱の早期における損傷を抑制するために、耐震間柱の部材端部における主筋の付着を一定区間切断した（図-2）。付着の切断は鋼管等で主筋を被覆して行う。これにより、耐震間柱の剛性が低減され、コンクリートのひび割れの減少や間柱中間部の残留ひび割れ幅を小さくすることが可能となり、地震時に大きな変形が生じても損傷が生じにくいディティールとしている。

主な結論

構造実験（写真-1）により、耐震間柱は主筋付着を部分切断することにより、剛性制御および損傷制御が可能になったことが分かった。また、耐震間柱の耐力および変形性能を確認し、曲げおよびせん断耐力を評価できることを確認した。さらに大梁による耐震間柱の軸変形拘束時の軸力上昇についても明らかにした。これらの結果をもとに、主筋付着を部分切断した耐震間柱の設計法を確立し、高さ 60m までの RC 造の板状住宅において、各階の階高を変えずにハイサッシの設置を可能とした「MARC-FBS 構法」を開発した。なお、本構法は 2014 年 4 月に（一財）日本建築センターによる RC 構造の一般評定（BCJ 評定-RC0445-01）を取得した。

*1 本店 建築技術部 技術開発グループ

主筋付着を部分切断したRC造耐震間柱の実験的研究 -扁平梁を使用した集合住宅構法『MARC-FBS構法』の開発-

茂 木 順 一*¹ 岩 岡 信 一*¹
堀 伸 輔*¹ 今 村 輝 武*¹

要 旨

鉄筋コンクリート（以下、RC）造の集合住宅において、バルコニー側を扁平梁とすることは階高を変えずにハイサッシの設置が可能である。しかし、扁平梁とした場合、高層建物では必要耐力を確保できないことが懸念された。そこで、RC造の耐震間柱を耐震要素として本体架構内に配置することを考案した。大梁上に配置する耐震間柱は、地震時には層間変形角に加え、大梁の変形が付加するため、損傷が集中しやすくなる。そこで、耐震間柱の部材端における主筋の付着を一定区間切断することで、剛性の制御および損傷の制御を可能とする仕様とした。

本報では、構造実験を実施し、耐震間柱の部材性能および曲げおよびせん断耐力を評価できることを確認したので報告する。これらの結果をもとに、高さ60mまでのRC造の板状住宅において、各階の階高を変えずにハイサッシの設置を可能とした「MARC-FBS構法」を開発した。なお、本構法は2014年4月に(財)日本建築センターによるRC構造の一般評定（BCJ評定-RC0445-01）を取得した。

キーワード 間柱／付着切断／損傷抑制／剛性／部材耐力／変形性能

目 次

- | | |
|---------|----------|
| 1. はじめに | 4. 耐力の評価 |
| 2. 実験概要 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | 6. おわりに |

AN EXPERIMENTAL STUDY ON RC STUD COLUMN WITH PARTIALLY UNBONDED REINFORCING BARS

Junichi MOGI
Shinsuke HORI

Shinichi IWAOKA
Terutake IMAMURA

Synopsis:

In the RC Structure apartment buildings, flat beams at balcony side make installation of high-sash available without changing of the floor height. However, there is a concern that the seismic strength of the high rise building with flat beams could be insufficient. Therefore, the authors designed to place the Seismic Stud in the frame. This seismic stud will receive damage intensively when earthquake occurs due to the deformation of the girders. Therefore the authors designed the reinforcement to allow the mitigation of damage and reduction of stiffness by using the partially unbonded reinforcing bars.

In this paper, the results of structural experiments are explained to verify the performance of Seismic-Stud. As a result, the calculation methodology is confirmed to be precise and safe. Based on these results, the authors developed a new construction method for apartment buildings with flat beams named “MARC-FBS SYSTEM”. This construction method has been qualified by BCJ as “Assessment of Technology for Building Construction”, in 2014.

* 1 本店 建築技術部 技術開発グループ

1. はじめに

近年、RC 造の板状集合住宅の計画において、居室からの良好な眺望を確保するために、階高を抑えたままでバルコニー側をハイサッシとする要望が多くある。そのため方法としてバルコニー側の梁を扁平梁とすることによりハイサッシを設置する方法がある。しかしバルコニー側を扁平梁とした場合、高層建物では必要耐力を確保できないことが懸念される。そこで図-1 に示すように、バルコニー側を扁平梁とし、バルコニーと反対側の架構に耐震上有効な構造部材としての RC 造間柱（以下、耐震間柱）を設置する「MARC-FBS 構法」を提案している。耐震間柱は大梁の曲げ変形により付加変形が生じることにより損傷が大きくなることが懸念される。そのため、耐震間柱の剛性および損傷の制御を行う事を目的に、コンクリートと主筋の付着を部分的に切断することを考案した。

本報では主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の部材性能の把握を目的とした耐震間柱の曲げせん断実験の結果および耐力の評価について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

試験体は 20 階建ての集合住宅に設置する間柱部材を想定し、縮小率を約 2/3 とした。破壊形式は曲げ破壊型 6 体 (C-0,1,2,3,6,7)、せん断破壊型 3 体 (C-4,8,9)、付着破壊型 2

体 (C-5,10) の計 11 体とした。表-1 に試験体諸元、図-2 に試験体形状を示す。

C-1 は幅 215mm、せい 355mm、内法高さ 1440mm、コンクリートの設計基準強度 $F_c=54\text{N/mm}^2$ とした基本試験体である。主筋は 4-D22(SD390)で柱中央部に機械式継手を設け、せん断補強筋は溶接閉鎖型の 2-S8@60(KSS785)とした。柱頭・柱脚部には実施工を模して深さ 7mm の目地を全周に設けている。C-0 は目地の有無による影響を把握するために柱頭・柱脚部を目地無しとした。C-2~10 は柱頭・柱脚部の主筋にシーす管（内径 $\phi 35$ ）を被覆することで付着を切断した。そのうち C-3 を除く試験体の付着切断長さ (2 h_{hub}) (h_{hub} ：一端における付着切断長さ) は内法高さ (H_0) の 40% とした。C-3 の付着切断長さは C-2 の 1.5 倍

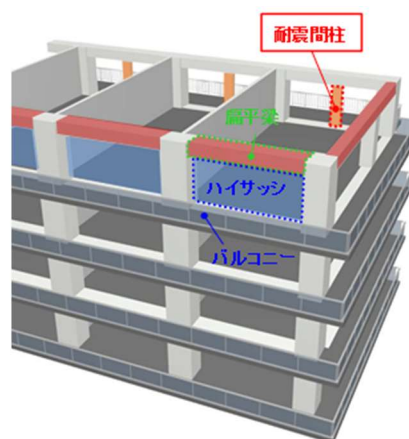
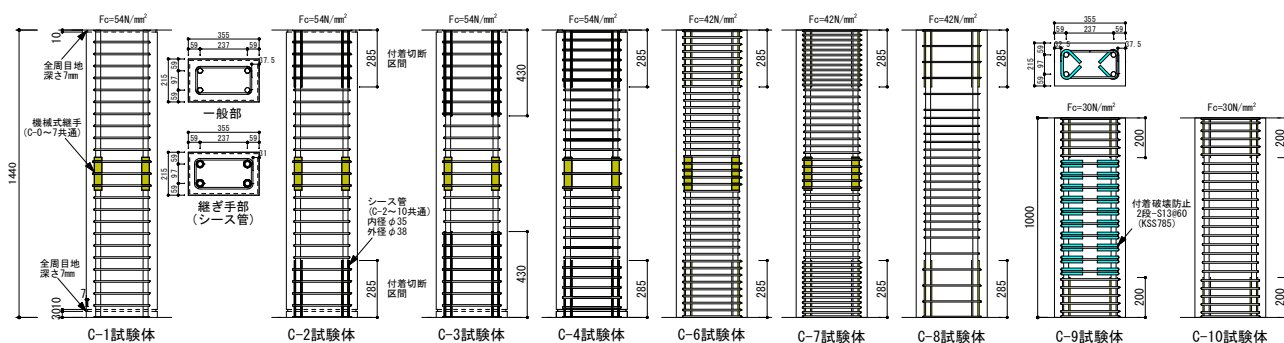


図-1 本構法による RC 造建物例

表-1 試験体諸元

		C-0	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10
想定破壊形式		F				FS	FB	F		S(付着境界)	S	
内法高さ	H_0 (mm)	1440				1440		1440		1440		1000
付着切断長さ	$2h_{\text{hub}}$ (mm)	0	2 × 285	2 × 430	2 × 430	2 × 285		2 × 285		2 × 200		2 × 200
設計基準強度	F_c (N/mm ²)	0.00	0.40	0.60	0.60	0.40		0.40		0.40		0.40
端部目地		無し	有り				30	42		30		30
幅 × せい	$B \times D$ (mm)	215 × 355	200 × 340 (目地部)				215 × 355		215 × 355		215 × 355	
主筋		4-D22 (SD390)				4-D22 (SD390)		4-D22 (SD390)		4-D22 (SD390)		4-D22 (SD390)
	P_g (%)	2.03	2.28				2.03	2.03		2.00		2.00
せん断補強筋	付着区間	2-S8@60 (KSS785)				2-D6@50 (SD295)	2-S8@60 (KSS785)	2-S8@35 (KSS785)	2-D6@40 (SD295)	2-S8@60 (KSS785)	2-S8@45 (KSS785)	2-S8@45 (KSS785)
	付着破壊防止筋	-				-	-	-	-	2段S13@60 (KSS785)	-	-
	P_w (%)	0.78	0.83				0.64	0.83	1.33	0.74	0.78	1.03
	付着切断区間	同上				同上	同上	2-S8@25 (SD295)	2-D6@80 (SD295)	2-S8@40 (KSS785)	2-S8@40 (KSS785)	2-S8@40 (KSS785)
	P_w (%)	同上				同上	同上	1.86	0.37	0.37	1.16	1.16
軸力比	N/BDF_c	0.095				0.55	0.10 (初期)	0.10	0.10	0.10	0.40	0.40

【想定破壊形式】F:曲げ破壊、FS:曲げ降伏後せん断破壊、FB:曲げ降伏後付着破壊、S:せん断破壊、B:付着破壊



・C-0試験体はC-1試験体において端部目地無しとする
・C-5試験体はC-2試験体においてコンクリートの設計基準強度を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とする

図-2 試験体形状

とし、内法高さの 60%とした。C-4 はせん断補強筋を 2-D6@50(SD295A)として、曲げ降伏後のせん断破壊を想定した。C-5 は高層階部分の間柱を想定し、コンクリートの設計基準強度を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした。

C-6,7,8 は中層階部分の間柱を想定し、コンクリートの設計基準強度を $F_c=42\text{N/mm}^2$ とした。C-6 は部材の軸伸びが、上下に取り付く梁部材により軸拘束されることで高軸力（軸力比 $N/N_u=0.55$ ）（ $N_u=B_u \cdot D_u \cdot \sigma_B$ ）が作用した場合を想定した。C-7 は軸変形が拘束された場合の曲げ耐力、変形性能および初期からの軸力の増減を確認する試験体である。C-8 は付着区間と付着切断区間の境界部（以下、付着境界部）でのせん断破壊を想定した試験体である。せん断補強比(p_w)は付着区間が $p_w=0.74\%$ 、付着切断区間および付着境界部近傍は $p_w=0.37\%$ としている。

C-9 は付着区間のせん断破壊を想定した試験体、C-10 は付着区間の付着破壊を想定した試験体である。付着区間の p_w は、C-9 試験体は $p_w=0.78\%$ 、C-10 は $p_w=1.03\%$ としている。また C-9 は付着破壊を防止するために、2 段-S13(KSS785@60)を付着区間において加力直交方向に配筋した。C-9、C-10 は $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、 $H_o=1000\text{mm}$ とした。

2.2 材料特性

表-2 に鉄筋の引張試験結果を示す。鉄筋は主筋に D22(SD390,SBPD1080/1230)、せん断補強筋に S8(KSS785) および D6(SD295)を使用する。また、表-3 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートは設計基準強度 $F_c=54\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ および $F_c=30\text{N/mm}^2$ とする。

表-2 鉄筋の引張試験結果

使用箇所	鉄筋径(材質)	試験体	降伏点 σ_y (N/mm^2)	降伏時ひずみ度 ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm^2)
主筋	D22 (SD390)	C-0,1,2,3,4	464	2560	188
		C-5,6,7	454	2750	191
	D22 (SBPD1080/1230)	C-8,9,10	1180	8180*	194
せん断補強筋	S8 (KSS785)	C-1,2	1030*	7830	175
		C-0,3,5	1060*	7230	205
		C-6,7,9,10	965	7690*	170
	D6 (SD295)	C-4	324*	3870	176
		C-8	401	4460*	163

※0.2%offset法による

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 ϵ_{co} ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 E_c (kN/mm^2)	割裂強度 σ_t (N/mm^2)
C-0	66.8	2580	35.7	5.05
C-1	58.1	2440	33.3	4.57
C-2	60.9	2610	34.2	4.09
C-3	68.4	2760	34.5	4.35
C-4	70.6	2680	35.7	4.90
C-5	28.4	1750	26.4	2.47
C-6	47.5	2160	32.9	3.62
C-7	47.7	2290	30.2	3.32
C-8	46.3	2270	29.8	3.26
C-9	29.4	1890	24.0	2.79
C-10	28.8	1870	24.4	2.72

2.3 実験方法

図-3 に加力装置を示す。

実験は逆対称曲げ実験とする。加力は鉛直方向に設置した 2 台の 1200kN ジャッキにより一定の圧縮軸力を載荷するとともに、水平方向に設置した 1200kN ジャッキにより正負交番繰返し載荷を行った。C-7 は $N/N_u=0.1$ の圧縮軸力を載荷し、この時の軸変形量を保持するように軸変形を拘束して正負交番繰返し載荷を行った。

加力スケジュールは、層間変形角 $R=\pm 1.25/1000\text{rad}$ で 1 サイクル、 $R=\pm 2.5$ 、 ± 5.0 、 ± 7.5 、 ± 10 、 ± 15 、 ± 20 、 $\pm 30/1000\text{rad}$ で各 2 サイクル、 $\pm 40/1000\text{rad}$ で 1 サイクル、その後 $R=+67/1000\text{rad}$ まで加力した。せん断破壊型の C-8～C-9、付着破壊型の C-10 は、 $R=\pm 1.25$ 、 ± 2.5 、 ± 5.0 、 ± 10 、 ± 20 、 $\pm 40/1000\text{rad}$ で 1 サイクル加力とした。

3. 実験結果

3.1 試験体の破壊状況

図-4 に各試験体の破壊状況を示す。図中の点線は柱頭・柱脚部の付着境界部を示している。

C-0～C-5 は $R=+0.6/1000 \sim +2.1/1000\text{rad}$ で柱頭・柱脚の端部に曲げひび割れが発生した。その後、付着切断していない C-0 および C-1 は、 $R=+2.5/1000\text{rad}$ で柱頭・柱脚部から $1.0D_u$ (D_u : 間柱せい) の範囲に曲げひび割れが発生した。 $R=+5.0/1000\text{rad}$ で $1.0D_u$ の範囲にせん断および曲げせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=+7.5/1000\text{rad}$ で主筋が柱脚で引張降伏した。 $R=+9.5/1000\text{rad}$ に達すると、柱頭・柱脚部に圧壊が生じ、加力サイクルが進むにつれて圧壊が進行した。C-0 と C-1 は同様な損傷経過であり、目地の有無による損傷性状の違いは見られなかった。

C-0 および C-1 に対し、内法高さの 40%の長さで付着切断した C-2 は $R=+7.5/1000\text{rad}$ で $1.2D_u$ 付近に曲げひび割れ、せん断ひび割れがほぼ同時に発生した。その後 $R=+9.0/1000\text{rad}$ で $1.0D_u$ 区間の主筋が引張降伏し、 $R=+15.0/1000\text{rad}$ から柱頭・柱脚部の圧壊がはじまった。付着切断部分のひび割れの損傷はせん断ひび割れのみで、曲げひび割れは発生しなかった。C-1 と比較して、付着切断区間のせん断ひび割れの減少が確認できた。

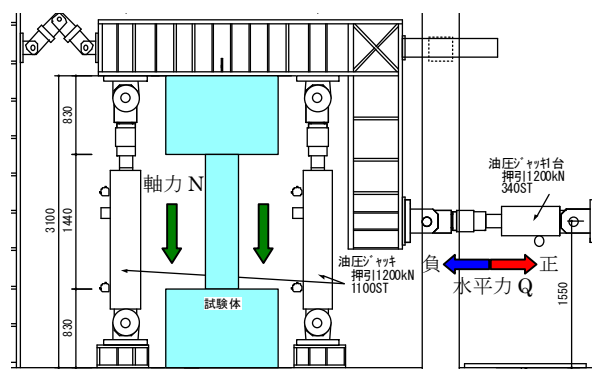


図-3 加力装置

内法高さの 60%を付着切断長さとした C-3 は $R=\pm 7.5/1000\text{rad}$ までほとんどひび割れは生じなかった。 $R=+9.1/1000\text{rad}$ で $1.4D_u$ 付近に主筋位置に沿って付着ひび割れが発生し、ほぼ同時に主筋が降伏した。その後、付着ひび割れの進展はほとんどなかったが、圧壊に伴う柱頭・柱脚部の縦方向のひび割れが生じた。全体的にひび割れによる損傷は小さかった。

せん断補強筋量を減らし、曲げ降伏後のせん断破壊を想定した C-4 は $R=+6.0/1000\text{rad}$ で $1.2D_u$ 付近に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=+7.5/1000\text{rad}$ でせん断ひび割れが発生し、 $R=+9.0/1000\text{rad}$ で主筋が引張降伏した。 $R=+26.3/1000\text{rad}$ で柱脚部から $0.65D_u$ 付近のせん断補強筋が降伏したが、せん断破壊には至らなかった。その後は圧壊に伴う柱頭・柱脚部の縦ひび割れが進展していった。C-2 と比較して、損傷やひび割れ幅の増加が若干見られたが、損傷状態に著しい相違は見られなかった。

コンクリート強度を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした C-5 は $R=+4.5/1000\text{rad}$ で $1.2D_u$ 付近に曲げひび割れとせん断ひび割れがほぼ同時に発生した。その後、 $R=+10.0/1000\text{rad}$ で主筋が引張降伏した。 $R=+13.7/1000\text{rad}$ で主筋位置に沿って付着割裂ひび割れが発生し、曲げひび割れ、せん断ひび割れとともに進行した。 $R=-30/1000\text{rad}$ のサイクルで付着境界部から水平方向に大きなすべりひび割れが発生した。

高軸力 ($N/N_u=0.55$) を作用させた C-6 は $R=+5.0/1000\text{rad}$ で柱頭コンクリートの圧壊が生じ、柱頭部の

主筋が圧縮降伏した。その後、圧壊に伴う付着切断区間の縦ひび割れが進展し、 $R=+7.5/1000\text{rad}$ で柱頭部 $1.7D_u$ の範囲のコンクリートが剥離した。

軸変形を拘束した C-7 は、初期軸力 ($=364\text{kN}(N/N_u=0.1)$) を導入後の軸方向変形量 ($=0.41\text{mm}$) が一定となるように制御しながら水平加力を行った。 $R=+7.5/1000\text{rad}$ で柱頭・柱脚部の圧壊と付着境界付近に曲げひび割れが発生し、曲げせん断ひび割れに進展した。 $R=+12.0/1000\text{rad}$ で $1.0D_u$ 区間の主筋が圧縮降伏および引張降伏した。その後、加力サイクルが進むにつれて、柱頭・柱脚部の圧壊が進展し、かぶりコンクリートが剥落したが、脆性的な破壊は生じなかった。破壊形式は曲げ破壊であった。

付着境界部でのせん断破壊を想定した C-8 は $R=+4.2/1000\text{rad}$ で付着境界部に曲げひび割れが発生し、付着切断区間の曲げせん断ひび割れに進展した。その後、 $R=+11.6/1000\text{rad}$ 時に柱脚部に圧壊が生じ、 $R=+12.7/1000\text{rad}$ 時に付着境界部におけるせん断補強筋が降伏した。せん断補強筋降伏後の $R=+14.0/1000\text{rad}$ 時における付着境界部のせん断ひび割れ幅は 0.45mm 、除荷時の残留ひび割れ幅は 0.1mm であった。その後は付着境界部から付着切断区間のせん断ひび割れが進展し、柱頭・柱脚部の圧壊部分を起点に主筋に沿ったひび割れが進展し、最終破壊に至った。破壊形式は付着境界部でのせん断破壊後の付着区間での付着破壊であった。

付着区間のせん断破壊を想定した C-9 は $R=+$

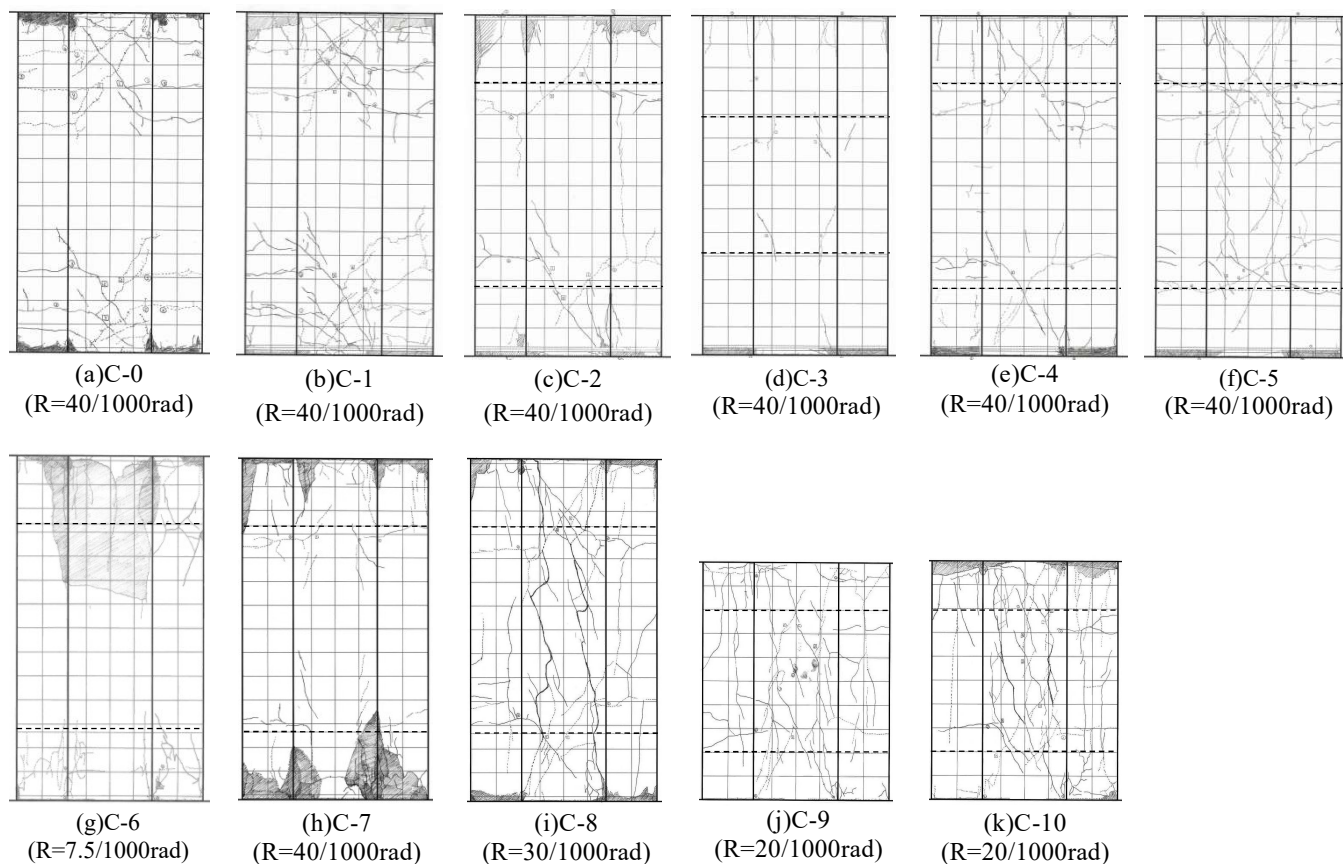


図-4 破壊状況

3.5/1000rad で柱頭部に圧壊が生じ、付着区間のせん断ひび割れが発生した。その後、変形の増大に伴って付着切断区間の主筋位置に沿った縦方向のひび割れが発生すると共に、このひび割れがせん断ひび割れに進展した。R=+10.0/1000rad 時におけるせん断ひび割れの最大ひび割れ幅は 1.2mm、除荷時の残留ひび割れ幅は 0.55mm であった。破壊形式は付着区間でのせん断破壊であった。

C-10 試験体は R=+3.5/1000rad で加力面の主筋位置に沿って付着割裂ひび割れが生じ、柱頭部に圧壊が生じた。変形の増大に伴い、付着割裂ひび割れが進展すると共に、R=+7.5/1000rad で加力面の中央にせん断ひび割れが生じた。R=+10.0/1000rad 時における付着割裂ひび割れの最大ひび割れ幅は 0.3mm、除荷時の残留ひび割れ幅は 0.1mm であった。破壊形式は付着区間での付着割裂破壊を伴うせん断破壊であった。

3.2 履歴性状

図-5 に各試験体の水平荷重(Q)－層間変形角(R)関係を示す。図中には曲げひび割れ、せん断ひび割れ、主筋の降伏、最大耐力をプロットした。また、4 章で述べる曲げ耐力計算値(Q_{mu})およびせん断耐力計算値(Q_{su1}, Q_{su2})を一点鎖線および点線で示す。

C-0 および C-1 は、ほぼ同様な破壊経過であった。R=+7.5/1000rad で主筋が引張降伏し、C-0 は R=+

14.2/1000rad で最大耐力 250kN に達したのに対し、C-1 は R=+20.0/1000rad で最大耐力 221kN に達した。その後は徐々に耐力低下を示したが、最終サイクルの R=+60.0/1000rad まで C-0 は最大耐力の 91%、C-1 は最大耐力の 96%の耐力を保持していた。

内法高さの 40%の付着切断長さとした C-2 は R=+9.6/1000rad で主筋降伏とほぼ同時に最大耐力 214kN に達した。その後、徐々に耐力低下を示したが、最終サイクルまで最大耐力の 89%の耐力を保持しており、脆性的な破壊は生じなかった。

内法高さの 60%の付着切断長さとした C-3 は R=+9.6/1000rad で主筋が引張降伏し、R=+12.6/1000rad で最大耐力 230kN に達した。その後は徐々に耐力低下を示した。しかし、最終サイクルまで最大耐力の 88%の耐力を保持しており、脆性的な破壊は生じなかった。C-2 と同様に柱頭・柱脚部を付着切断したことによる耐力への影響は見られなかった。

曲げ降伏後のせん断破壊を想定した C-4 は R=+9.0/1000rad で主筋が引張降伏し、R=+15.0/1000rad で最大耐力 229kN に達した。その後、R=-26.3/1000rad でせん断補強筋の一部が降伏し、圧壊に伴う柱頭・柱脚部の縦ひび割れの進展により徐々に耐力低下を示したが、最終サイクルにおいても、最大耐力の 89%の耐力を保持していた。

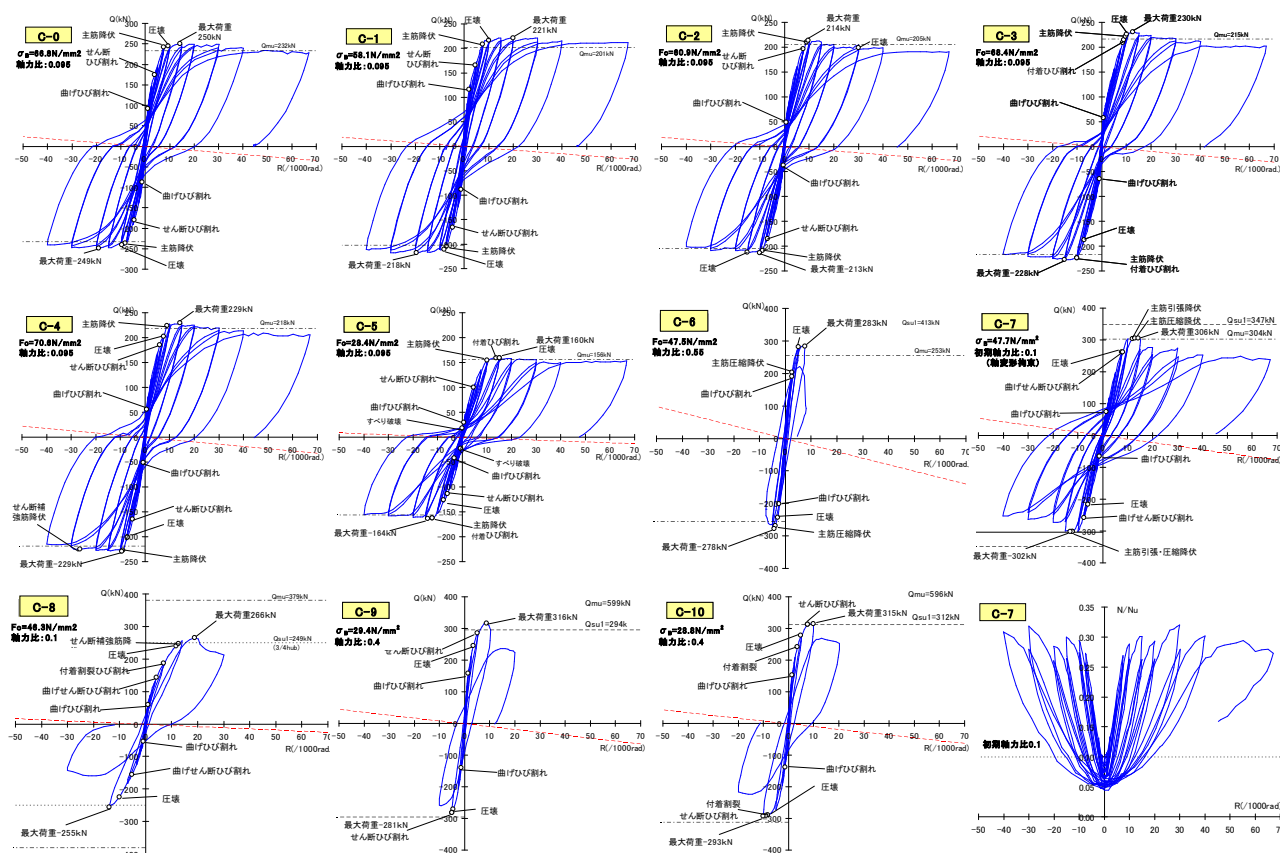


図-5 水平荷重(Q)－層間変形角(R)関係

図-6 軸力比(N/N_u)－部材変形角(R)関係

コンクリートの設計基準強度を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした C-5 は $R=+10.0/1000\text{rad}$ で主筋が引張降伏し、 $R=+15.0/1000\text{rad}$ で最大耐力 160kN に達した。その後、付着切断高さ付近から横方向の大きなひび割れが発生したが、これ以降も急激な耐力低下は示さず、最終サイクルまで最大耐力の 96% の耐力を保持していた。

高軸力を作用させた C-6 は $R=+5.0/1000\text{rad}$ で主筋が圧縮降伏し、 $R=+7.5/1000\text{rad}$ で最大耐力 283kN に達した。 $R=-7.5/1000\text{rad}$ まで耐力を保持していたが、2 サイクル目に入ると、圧壊の進行が顕著になり、軸力が保持できなくなり、急激に耐力低下を示し、最終破壊に至った。

軸変形を拘束した C-7 は $R=+12.0/1000\text{rad}$ 時 ($N/N_u=0.28$) に主筋が引張降伏、 $R=+13.0/1000\text{rad}$ 時 ($N/N_u=0.29$) に圧縮降伏を生じた。 $R=+14.2/1000\text{rad}$ 時 ($N/N_u=0.30$) に最大荷重 306kN を示した後、徐々に荷重低下を示したが、 $R=+67.0/1000\text{rad}$ で最大耐力の 77% の耐力を保持しており、脆性的な破壊は生じなかった。ピーク変形時における軸力比は加力サイクルが進むに従って徐々に大きくなり、最大荷重時の軸力比は $N/N_u=0.30$ であった。その後、軸力比は $R=+30.0/1000\text{rad}$ において $N/N_u=0.32$ で最大となり、以降は $N/N_u=0.30$ 程度で推移した。図-6 に軸力比(N/N_u)—部材変形角(R)関係を示す。

C-8 は $R=+12.7/1000\text{rad}$ 時に付着境界部のせん断補強筋が降伏した。その後、付着境界部のせん断ひび割れ幅が増大して $R=+18.8/1000\text{rad}$ 時で最大荷重 266kN を示し、荷重が低下した。

C-9 は $R=+5.0/1000\text{rad}$ 時に付着区間にせん断ひび割れ

が発生し、 $R=+8.7/1000\text{rad}$ 時に最大荷重 316kN を示した。その後、せん断ひび割れと主筋位置に沿った縦方向のひび割れの進展に伴い、 $R=+20.0/1000\text{rad}$ 時に最大耐力の 70% まで耐力低下した。

C-10 は $R=+3.5/1000\text{rad}$ 時に付着割裂ひび割れが生じた。変形の増大に伴って付着ひび割れは進展し $R=+10.0/1000\text{rad}$ 時に最大耐力 315kN を示した。その後、加力直交面にも生じた付着割裂ひび割れが進展し、 $R=+20.0/1000\text{rad}$ 時に最大耐力の約 70% まで耐力低下した。

3.3 付着切断の有無による初期剛性の比較

表-4 に初期剛性の比較を示す。ここでは各試験体のコンクリート強度が異なるため、実験の初期剛性をコンクリートのヤング係数で除した値(表-4 中の①)で比較した。初期剛性は図-7 の Q-R 関係において初期 4~5 ステップの傾きの平均値とした。付着切断した試験体の初期剛性をヤング係数で除した値は、付着切断していない試験体に対して 15% 程度小さくなっている。

表-4 初期剛性の比較

	C-1	C-2	C-3
付着切断長さ(両端)	0	570	860
コンクリートヤング係数 E_c kN/mm^2	33.3	34.2	34.5
① 初期剛性/ E_c	1.70	1.45	1.47
① 値の C-1 に対する比率	1.00	0.85	0.86

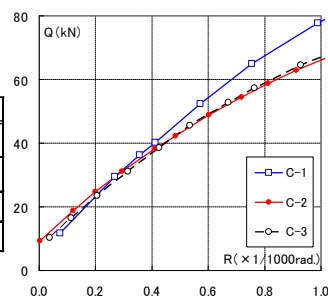


図-7 初期剛性の Q-R 関係

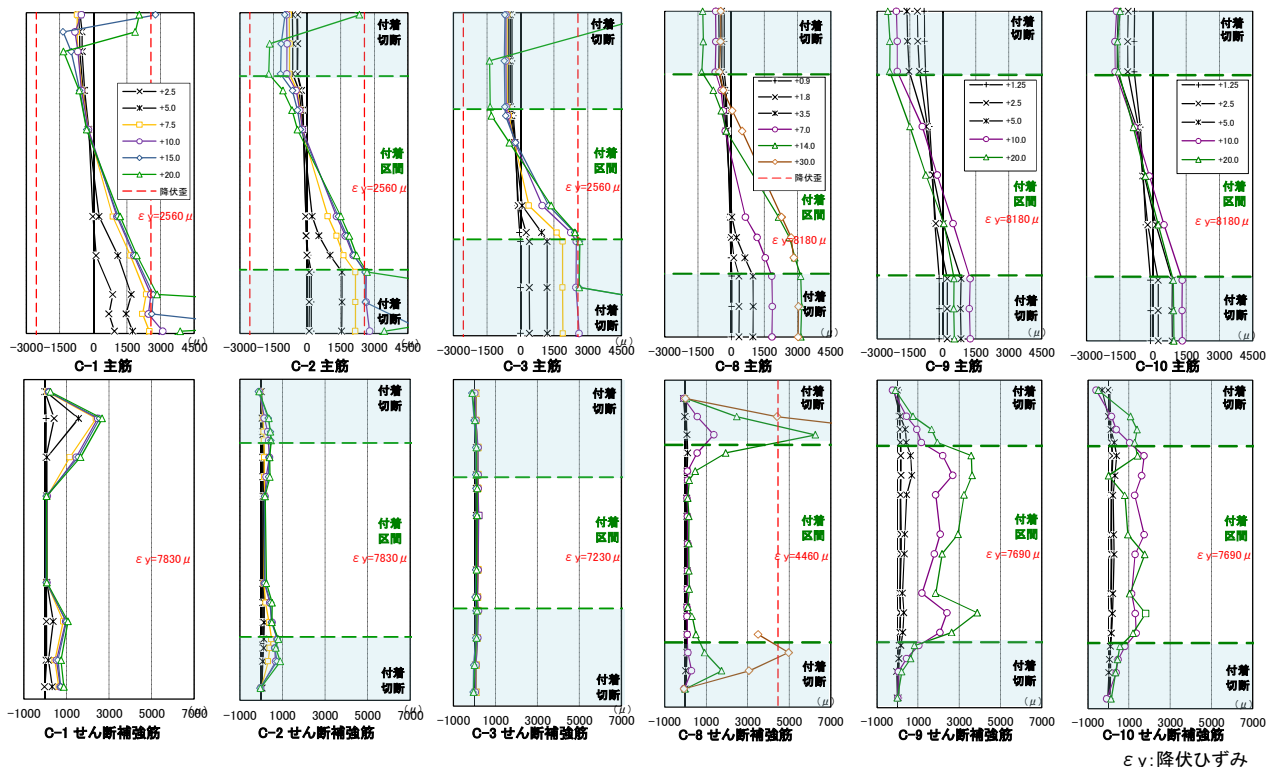


図-8 主筋およびせん断補強筋のひずみ分布

3.4 ひずみ分布

図-8 に代表的な試験体の主筋およびせん断補強筋のひずみ分布を示す。各ひずみは正加力におけるピークステップの値をプロットした。また、図中に付着切断区間をハッチングしている。

付着切断していない C-1 は $R=7.5/1000\text{rad}$ 時に柱脚部で柱せいの 0.5 倍の区間における主筋が引張降伏するのに対し、付着切断した C-2～C-5 は $R=10/1000\text{rad}$ で付着切断区間の主筋が引張降伏した。このとき付着切断区間はひずみ分布が一定であった。また、C-1 は柱頭・柱脚部のせん断補強筋のひずみが卓越しているのに対し、C-2 の付着切断区間でのひずみは C-1 の 50% 程度、C-3 はほとんどひずみが生じなかった。

C-8 は付着切断区間および付着境界部付近のせん断補強筋のひずみが増大しており、この範囲でのせん断破壊と考えられる。また、ひび割れの発生状況およびせん断補強筋のひずみ分布より、C-9 は付着区間のせん断破壊、C-10 は付着区間の付着割裂破壊を伴うせん断破壊と考えられる。

4. 耐力の評価

表-5 に各試験体の実験の最大荷重と各耐力の計算値の比較を示す。実験値は正加力の最大値とした。以下に各耐力の評価方法を示す。

(1) 曲げ耐力

耐震間柱の曲げ耐力 M_u は式[1] によって評価した。表-5 より、曲げ破壊となった C-0～C-5 の式[1]による曲げ耐力に対する最大荷重の比は 1.03～1.12 倍であり、概ね良く評価されている。また、耐震間柱に作用する軸力の影響を考慮した C-6 (高軸力) および C-7 (軸変形拘束) においても 1.12 倍、1.01 倍であり、概ね良く評価されている。

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_l \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B_u \cdot D_u \cdot \sigma_B} \right) \quad [1]$$

- N : 耐震間柱に作用する軸力
- a_g : 耐震間柱の主筋全断面積
- σ_y : 耐震間柱の主筋降伏強度
- g_l : 耐震間柱の引張筋重心と圧縮筋重心との距離のせい D_u に対する比
- B_u : 耐震間柱幅
- D_u : 耐震間柱せい
- σ_B : コンクリートの圧縮強度

(2) 付着区間のせん断耐力

耐震間柱のせん断耐力 Q_{su1} は式[2] によって評価した。式[2]は通常の RC 造柱のせん断耐力を評価する式であるが、耐震間柱の付着切断区間は、通常柱のヒンジ領域での付着劣化部分と同様な状態であると仮定して評価することとした。表-5 より、式[2]によるせん断耐力に対する最大荷重の比は、C-9 は 1.08 倍、C-10 は 1.01 倍であり、概ね良く評価されている。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(\sigma_B + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_\theta \right\} B_u \cdot j \quad [2]$$

- p_t : 引張鉄筋比(%)
- M/Qd : 耐震間柱のせん断スパン比 ($1 \leq M/Qd \leq 3$)
- d : 耐震間柱の有効せい
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度
- σ_θ : 耐震間柱の軸方向応力度 ($\sigma_\theta = N/(B_u \cdot D_u)$)
- j : 耐震間柱の応力中心間距離

表-5 実験最大荷重と計算耐力の比較

	実験値 Q_{exp}	計算値			実験/計算		
		曲げ 式[1] Q_{mu}	せん断 式[2] Q_{su1}	せん断 式[3] Q_{su2}	曲げ 式[1] Q_{exp}/Q_{mu}	せん断 式[2] Q_{exp}/Q_{su1}	せん断 式[3] Q_{exp}/Q_{su2}
C-0	250	226	298	—	1.11	0.84	—
C-1	221	198	256	—	1.12	0.86	—
C-2	214	202	261	502.3	1.06	0.82	0.43
C-3	230	213	277	644.2	1.08	0.83	0.36
C-4	229	216	210	312.1	1.06	1.09	0.73
C-5	160	155	204	395.3	1.03	0.78	0.40
C-6	283	253	413	654.1	1.12	0.69	0.43
C-7	306	304	347	836	1.01	0.88	0.37
C-8	266	379	203	249	0.70	1.31	1.07
C-9	316	599	294	442	0.53	1.08	0.72
C-10	315	596	312	439	0.53	1.01	0.72

* 層せん断力表示(kN)

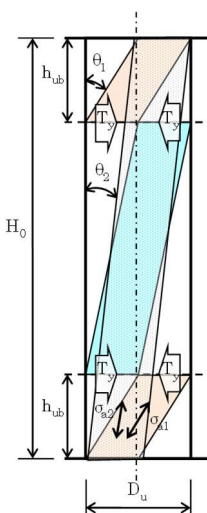


図-9 付着切断区間の応力仮定

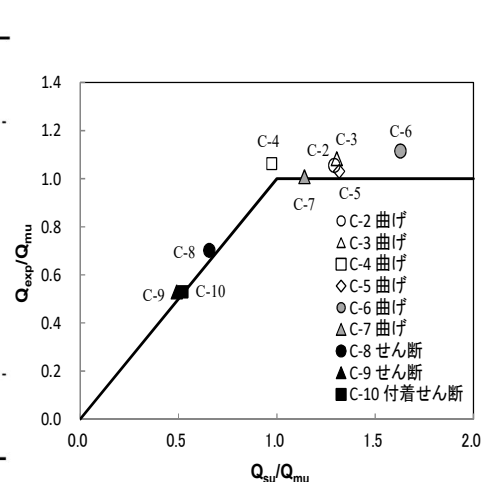


図-10 せん断余裕度と破壊モード

(3) 付着切断区間のせん断耐力

付着切断区間のせん断耐力 Q_{su2} は式[3]によって評価した。図-9 に付着切断区間における応力の仮定を示す。式[3]は付着切断区間のアーチ機構のコンクリート圧縮応力度 σ_{a1} と全体アーチ機構の圧縮応力度 σ_{a2} の各水平方向の和としている。 σ_{a1} は付着境界部および付着切断区間のせん断補強筋の引張力 T_y と釣り合うと仮定している。 T_y に有効なせん断補強筋は C-8 におけるせん断補強筋のひずみ分布 (図-8) より付着切断区間長さ(h_{ub})の 75%の範囲と仮定した。表-5 より、C-8 の式[3]によるせん断耐力に対する最大荷重の比は 1.07 倍であった。

$$\begin{aligned} Q_{su2} &= 0.5B_u \cdot D_u \cdot (\sigma_{a1} \cdot \tan \theta_1 + \sigma_{a2} \cdot \tan \theta_2) \\ \sigma_{a1} &= 2 \cdot T_y / (B \cdot D \cdot \tan \theta_1) \quad (\sigma_{a1} \leq \sigma_B) \\ \sigma_{a2} &= \sigma_B - \sigma_{a1} \\ T_y &= 0.75 p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot B \cdot h_{ub} \\ p_w &: \text{付着切断区間のせん断補強筋比} \\ \sigma_{wy} &: \text{付着切断区間のせん断補強筋の降伏強度} \end{aligned} \quad [3]$$

(4) せん断余裕度と破壊モード

図-10 に式[1]~[3]による曲げ耐力 (Q_{mu}) とせん断耐力 ($Q_{su} = \min(Q_{su1}, Q_{su2})$) によるせん断余裕度 (Q_{su}/Q_{mu}) と破壊モードの関係を示す。式[1]~[3]で評価した耐力で $Q_{su}/Q_{mu} > 1.0$ を確保していれば曲げ破壊型となっており、破壊モードは良く推定されていることがわかる。

5. まとめ

主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の曲げせん断実験により、以下の結論を得た。

- (1) 主筋付着を部分切断した場合でも良好な履歴性状を示す。
- (2) 主筋を部分切断することで、柱頭・柱脚部のコンクリートの損傷が抑制された。また、付着切断長さの割合を 40%から 60%にすると損傷抑制の効果は大きくなる。
- (3) 付着を部分切断した試験体の初期剛性は、付着を切断していない場合より 15%程度小さくなった。
- (4) 主筋降伏時の層間変形角(R)は、付着切断していない場合は $R=7.5/1000\text{rad}$ 程度であるが、付着を部分切断することにより、 $R=10.0/1000\text{rad}$ 程度に大きくなる。

- (5) 軸変形拘束とした場合の部材変形角の増大に伴う初期軸力からの軸力増加は、軸力比で 0.22 程度である。
- (6) 曲げ破壊となった C-2~C-7 の曲げ耐力は、式[1]によって概ね評価することができる。
- (7) 付着区間においてせん断破壊となった C-9, C-10 のせん断耐力は、式[2]によって概ね評価できる。
- (8) 付着境界部においてせん断破壊となった C-8 のせん断耐力は、式[3]によって概ね評価できる。

6. おわりに

本実験は、扁平梁を使用した集合住宅構法「MARC-FBS 構法」の開発として行った。MARC-FBS 構法は、本耐震間柱を用いた高さ 60m までの RC 造の板状集合住宅を対象とした構法である。本実験から得られた結果をもとに MARC-FBS 構法の設計法をまとめた。本構法は 2014 年 4 月に(一財)日本建築センターの一般評定 (BCJ 評定-RC0445-01) を取得している。

参考文献

- 1) 2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 2) 茂木順一, 今村輝武, 古宮嘉之, 岩岡信一, 成瀬忠, 堀伸輔, 田才晃, 多田茜: 主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の曲げせん断実験 (その 1) 実験概要および実験経過, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013.8, pp527-528
- 3) 岩岡信一, 今村輝武, 古宮嘉之, 成瀬忠, 堀伸輔, 茂木順一, 田才晃, 多田茜: 主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の曲げせん断実験 (その 2) 実験結果と耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013.8, pp529-530
- 4) 茂木順一, 堀伸輔, 岩岡信一, 今村輝武, 古宮嘉之, 成瀬忠, 田才晃: 主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の曲げせん断実験 (その 3) 軸拘束時の変形性能とせん断耐力確認のための実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2014.9, pp283-284
- 5) 堀伸輔, 茂木順一, 岩岡信一, 今村輝武, 古宮嘉之, 成瀬忠, 田才晃: 主筋付着を部分切断した RC 造耐震間柱の曲げせん断実験 (その 4) 実験結果とせん断耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2014.9, pp285-286