

柱RC梁S混合構造の柱梁接合部に関する研究 —柱降伏とした場合の架構性状の検討—

岩 岡 信 一 渡 邊 朋 之
青 田 晃 治 堀 伸 輔

要 旨

著者らはこれまでに、「MaRCS構法」として柱RC梁S混合構造の開発を行い、柱梁接合部耐力評価の考え方および耐力評価式について研究を行なってきた。しかし、現状の設計法は梁降伏機構が前提のため、合成梁としての終局耐力を保証するために、柱部材耐力を大きくする必要性が生じてくる場合がある。そのため、更に合理的な設計を行なうためには、柱降伏機構を許容するなど、設計上の制約を緩和する必要がある。

本報では、圧縮軸力時または変動軸力時において柱降伏となる架構に対して、耐力変形性能の把握および柱梁接合部耐力式の妥当性を確認するために、構造実験を行なった。その結果、柱降伏とした架構においても安定した履歴性状を示し、柱梁接合部の耐力を現状の耐力評価式で設計することにより、変動軸力時、引張定軸力時においても柱梁接合部を破壊させない設計とすることが可能であることが明らかになった。

キーワード 混合構造／柱RC梁S／柱梁接合部／柱降伏／変動軸力

目 次

- | | |
|---------|------------|
| 1. はじめに | 3. 実験結果と検討 |
| 2. 実験概要 | 4. まとめ |

STUDY ON THE JOINTS OF RC COLUMN AND S BEAMS EXAMINATION OF RC CHARACTER AS FRAME IN CASE OF COLUMN HINGE

Shin-ichi IWAOKA Tomoyuki WATANABE
Koji AOTA Shinsuke HORI

Synopsis:

We have developed RC column and S beams mixed structure, named "MaRCS". And we have researched on the strength formula considering mechanism of stress transfer of beam-column joint. However, the design method demands for the beam hinge to guarantee the strength as the composite beam. As the result, it is necessary to enlarge column strength. Therefore, in order to perform rational design, it is necessary to exclude the restrictions on a design, such as permitting a column hinge.

In this paper, we have experiment on frame of RC column yield in flexure under compression axial force and under varying axial force, in order to check the strength formula considering mechanism of stress transfer of beam-column joint. According to the test, we have found that the RC column yield in flexure frame has efficient hysteresys loop, and enough strength to design by present formula.

1. はじめに

著者らはこれまでに、「MaRCS構法」として柱RC梁S混合構造の開発^{1)~3)}を行い、柱に圧縮軸力が作用した場合の柱梁接合部耐力評価の考え方や耐力評価式の妥当性等について実験を通して明らかにしてきた。

しかし、現状のMaRCS構法の設計法は梁降伏機構が前提のため、合成梁としての終局耐力を保証するために柱部材耐力を大きくする必要があり、梁耐力によっては柱をRC構造として設計できない場合がある。このような場合に本構法を適用するためには、柱降伏機構を許容するなど、設計上の制約を緩和する必要がある。また、柱RC梁Sとする混合構造の現設計法では柱梁接合部に引張軸力が作用する場合の接合部耐力式の検討は行われていない。引張軸力柱を有する中高層建物等に適用させる場合、耐力式の妥当性を検討する必要がある。

本研究では、圧縮軸力時または圧縮と引張が作用する変動軸力時において柱降伏となる架構に対して、構造実験を行なうことにより、耐力変形性能の把握および柱梁接合部耐力式の妥当性の確認を行なうものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体設計に際して想定した建物は、柱RC梁S構造のラーメン構造建物である。検討対象部分は低層部の外周柱（十字型、T型）、中柱（十字型）および最上階中柱（T型）である。これら低層部の外周柱、中柱は地震力が作用した際、引張力・圧縮力が作用する変動軸力となることが想定される。また一般部の中柱は常時、全断面に圧縮力が作用する応力状態にある。

表-1に試験体諸元を示す。試験体は6体で、縮尺は約1/3スケールとし、実験変数は破壊形式、載荷軸力、架構形式である。柱梁接合部の形状は、既報^{1)~3)}で報告した図-1に示すリング、補強プレート、ふさぎ板、エンドプレート等で構成される形状である。図-2に十字型試験体、図-3にT型試験体の形状を示す。梁及び柱梁接合部の鉄骨断面は全て共通としており、全ての試験体に接合部内に直交梁を取り付けている。試験体の柱断面設計は、柱の曲げモーメント(M)-軸

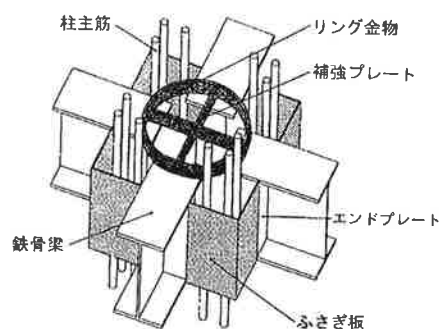


図-1 柱梁接合部形状

力(N)関係と、梁および接合部耐力の関係より、想定する破壊形式を実現する柱圧縮軸力に対して柱主筋断面積を設定した。柱梁接合部の設計は、柱または梁降伏が先行して破壊するように余裕を持った設計とした。引張定軸力試験体は変動軸力試験体と同配筋としている。せん断補強筋は一般部では2-UHD6としている。なお、柱圧縮降伏試験体の柱頭柱脚部の1.0D(D:柱せい)、および梁降伏試験体の0.5Dの範囲においては、主筋の座屈およびリングの抜け出しを防止するために4-UHD6としている。

各試験体の位置付けを以下に示す。RCS3-C1は中柱を対象としており、圧縮軸力時に柱曲げ降伏した場合においても変形性能が十分あることを確認する試験体であ

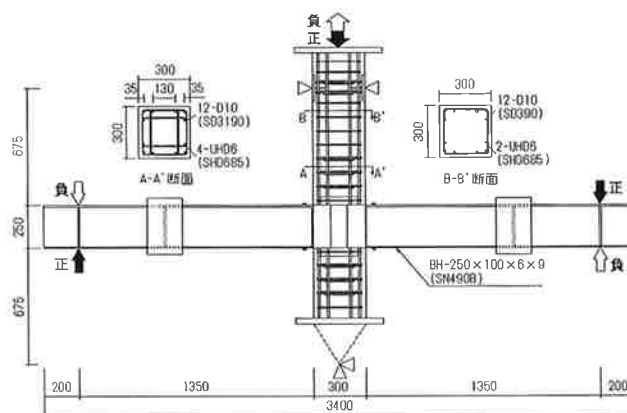


図-2 試験体形状 (RCS6-C1)

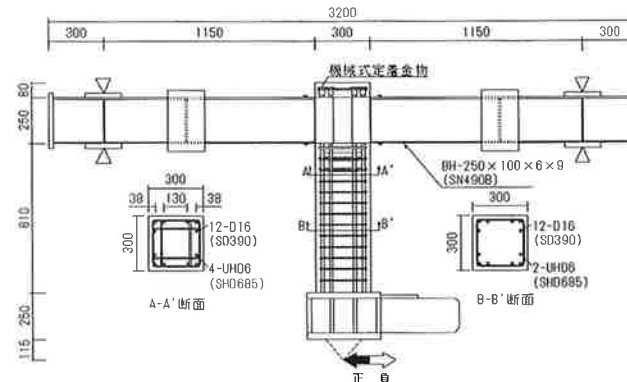


図-3 試験体形状 (RCS3-C2)

表-1 試験体諸元

試験体名	RCS3-C1	RCS3-C2	RCS3-C3	RCS3-C4	RCS3-CB1	RCS3-CB2	
試験体形状	十字型	T型	十字型	T型	十字型	T型	
想定破壊形式	柱曲げ降伏	柱曲げ降伏	柱曲げ降伏		引張軸力時 圧縮軸力時	柱曲げ降伏 梁曲げ降伏	
導入軸力	圧縮定軸力	軸力無	引張定軸力		変動軸力		
圧縮	0.1B・D・e	-	-		0.25B・D・e		
引張	-	-	-0.7Ag・σy		-0.7Ag・σy		
柱	断面 B×D(cm)		300×300				
	コンクリート Fc(N)		30				
	主筋	12-D10(SD390)	12-D16(SD390) 機械式定着(15d)	4-D10(SD390) 8-D16(SD390)	12-D13(SD390)	4-D10(SD390) 8-D16(SD390)	12-D13(SD390)
	せん断補強筋	2-UHD6@80 (SHD685) 端部1.0D 4UHD6	2-UHD6@60 (SHD685) 端部0.5D 4-UHD6				
	階高 H(cm)	160	260	160			
梁	断面		BH-250×100×6×9(SN490)				
	スパン L(cm)		300	260	300		
接合部	ウェブ	t=6(SN490)					
	リング	φ 216.3×5.8(STK490) h=50mm					
	リングプレート	t=9(SN490) h=50mm					
	エンドプレート	t=9(SN490)					
	ふさぎ板	t=2.3(SS400)					

る。RCS3-C2は最上階中柱を対象としている。柱頭部主筋を機械式定着（定着長15d）としており、柱頭曲げ降伏とした場合においても柱主筋の定着破壊が生じず、変形性能が十分であることを確認するための試験体である。RCS3-C3,C4試験体は、引張定軸力時で柱降伏となる場合の変形性状を確認する試験体である。RCS3-C5,C6試験体は、外周柱を想定した試験体であり、変動軸力载荷とする。引張時は柱曲げ降伏、圧縮時は梁曲げ降伏となるように設計し、変形性能および柱梁接合部に大きな損傷が生じないことを確認するための試験体である。

表-2にコンクリートの力学的性質を、表-3に鋼材及び鉄筋の力学的性質を示す。コンクリートは最大粗骨材寸法13mmの普通コンクリートとした。

2.2 加力方法

図-4に十字型及びト型試験体の加力方法を、図-5にT型試験体の加力方法をそれぞれ示す。十字型およびト型試験体は、図-4に示すように梁位置で正負交番繰り返し加力とした。梁加力は柱の圧縮、引張軸力と連動させて加力した。T型試験体は、試験体自重をカウンターウェイトにより相殺し、柱反曲点位置を正負交番繰り返し加力とした。図-6に加力サイクルを示す。層せん断力の加力サイクルは、層間変形角 ± 0.2 、 $\pm 0.33\%$ で各1回、 ± 0.5 、 ± 0.75 、 ± 1.0 、 ± 2.0 、 $\pm 3.0\%$ で各2回、 ± 5.0 、 $\pm 7.0\%$ で1回繰り返した。表-4に導入設定軸力の最大値、及び軸力比を示す。引張定軸力载荷のRCS3-C3,C4試験体は最終サイクルのみ $N=1.0A_g \cdot \sigma_y$ として加力した。

図-7に変動軸力の载荷ルールを示す。変動軸力試験体（RCS3-CB1, CB2）に対しては、長期軸力（ $0.1B \cdot D \cdot \sigma_B=410\text{kN}$ ）を加力した後、変動軸力比 N/Q （ N ：軸

力、 Q ：層せん断力）を、十字型試験体（RCS3-CB1）については $N/Q=20$ 、ト型試験体（RCS3-CB2）については $N/Q=30$ として、層せん断力と連動させて軸力を载荷した。

計測は、加力点の荷重、軸力、加力点の変位、接合部および梁端部の変位、主筋、せん断補強筋、柱梁接合部内鉄骨のひずみ等について行なった。

3. 実験結果と検討

3.1 実験経過および破壊性状

表-4に実験結果一覧を示す。また、図-8に層せん断力（ Q ）-層間変形角（ R ）関係を示す。図中には各想定破壊形式の耐力計算値を示している。図-9に実験終了後にふさぎ板を外したRCS3-C1, C2, CB1のひび割れ図を示す。

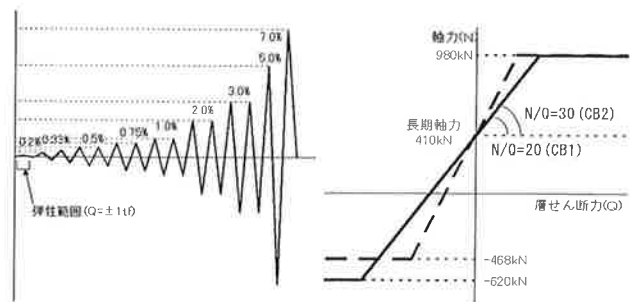


図-6 加力サイクル

図-7 変動軸力のルール

表-2 コンクリートの力学的性質

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	引張強度 σ_t (N/mm^2)	ヤング係数 E_c ($\times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$)	ポアソン比 ν
RCS3-C1	35.1	2.7	0.25	0.21
RCS3-C2	51.8	—	0.33	0.23
RCS3-C3	33.9	2.9	0.26	0.20
RCS3-C4	33.1	2.5	0.26	0.22
RCS3-CB1	45.7	3.6	0.32	0.22
RCS3-CB2	49.5	2.8	0.32	0.21

表-3 鉄筋および鋼材の力学的性質

公称 径・板厚	材質	試験体 (RCS3)	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	引張強度 σ_u (N/mm^2)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$)	伸び (%)
UHD6	SDH685	C2 CB1 CB2	702	949	1.83	18.5
		C3	697	956	1.78	21.6
		C1 C4	755	923	1.89	15.6
D10	SD390	CB1	446	615	1.89	22.9
		C1	459	592	1.85	23.4
		C3	457	620	1.82	21.7
D13	SD390	CB2	439	610	1.85	22.2
		C4	431	590	1.84	22.9
D16	SD390	C2 CB1	478	694	1.95	22.7
		C3	445	635	1.88	25.6
t=2.3	SS400	全試験体	382	474	2.28	32.0
t=5.8	STK490	C2 C3 CB1 CB2	533	600	2.26	27.3
		C1 C4	462	598	2.02	28.3
t=6	SN490	C2 C3 CB1	411	560	1.97	—
		CB2	449	573	1.97	26.4
		C1 C4	430	595	1.82	27.7
t=9	SN490	全試験体	409	566	2.06	31.4

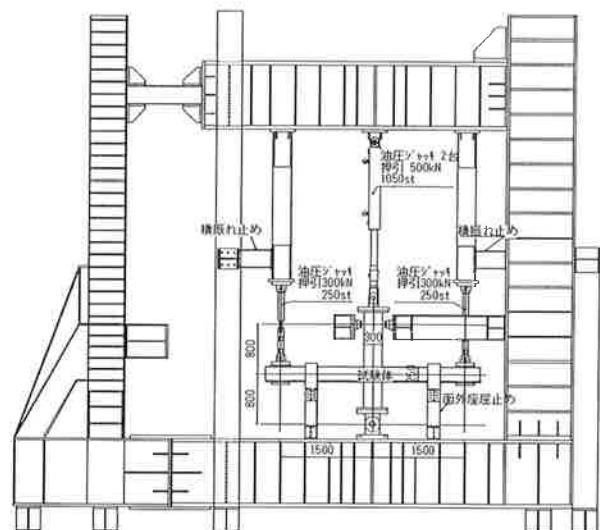


図-4 加力装置（十字型・ト型）

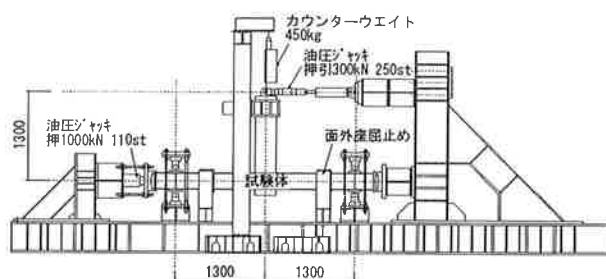


図-5 加力装置（T型）

表中には、文献2)で提示した耐力式で算定される柱梁接合部の耐力計算値を示す。

破壊経過は、各試験体とも $R=0.5\sim1.0\%$ までに曲げひび割れおよび、柱頭柱脚部の梁端部からのハの字型のひび割れが発生した。その後、圧縮軸力時は $R=1.0\sim1.5\%$ 、引張軸力時は $R=0.5\sim1.0\%$ で柱頭柱脚部の主筋が降伏し、 $R=2.0\%$ 程度で柱梁接合部内の主筋も降伏に至っている。梁降伏を想定した試験体(CB1,CB2)は $R=0.75\%$ 程度でフランジ端部が降伏した。その後、圧縮軸力を載荷した試験体では $R=3.0\sim4.0\%$ で接合部ウェブがせん断降伏した。

最終破壊形式を表-4中に示す。各試験体とも想定した破壊形式の結果となった。

RCS3-C1は $R=2.0\%$ で最大耐力を示し、 $R=3.0\%$ まで耐力を保持していた。最大耐力は柱曲げ耐力とほぼ一致した。その後、柱頭柱脚部のコンクリートの圧壊が生じ

徐々に耐力低下を示したが、脆性的な破壊は生じていない。また、 $R=4.0\%$ サイクルの除荷時に主筋の座屈を生じた。図-9に示すように載荷終了時においても、柱梁接合部のひび割れは殆んど無く、損傷していなかった。

RCS3-C2は $R=5.0\%$ で柱曲げ耐力とほぼ同等となる最大耐力を示した。その後、最大変形時まで耐力低下は生じず、紡錘型の安定した良好な履歴性状を示した。柱梁接合部の損傷も少なかった。

引張定軸力載荷のRCS3-C3,C4は、最終変形まで耐力低下は生じなかった。RCS3-C3は $R=7.0\%$ で、RCCS3-C4は $R=3.0\%$ でそれぞれ柱曲げ耐力に対して1.7倍程度の最大耐力を示した。 $R=2.0\%$ 以降、変形が大きくなるに従って、柱ひび割れ幅の増大、および梁フランジ端部と柱頭柱脚部コンクリートの間に生じる隙間の増大に伴って、スリップ性状を示した。最終加力サイクルにおいて引張軸力

表-4 実験結果一覧

層せん断力表示 単位:kN

試験体名	RCS3-C1	RCS3-C2	RCS3-C3	RCS3-C4	RCS3-CB1	RCS3-CB2
試験体形状	十字型	T型	十字型	T型	十字型	T型
載荷軸力 (軸力比)	圧縮 Nc 314.6 (0.1)	0	-587 (0.7)	-459 (0.7)	980 (0.24)	-469 (0.7)
	引張 Nt -	0	-	-	-	-
実験値	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
計算値	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
最大耐力/計算値	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
最終破壊形式	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)
	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)

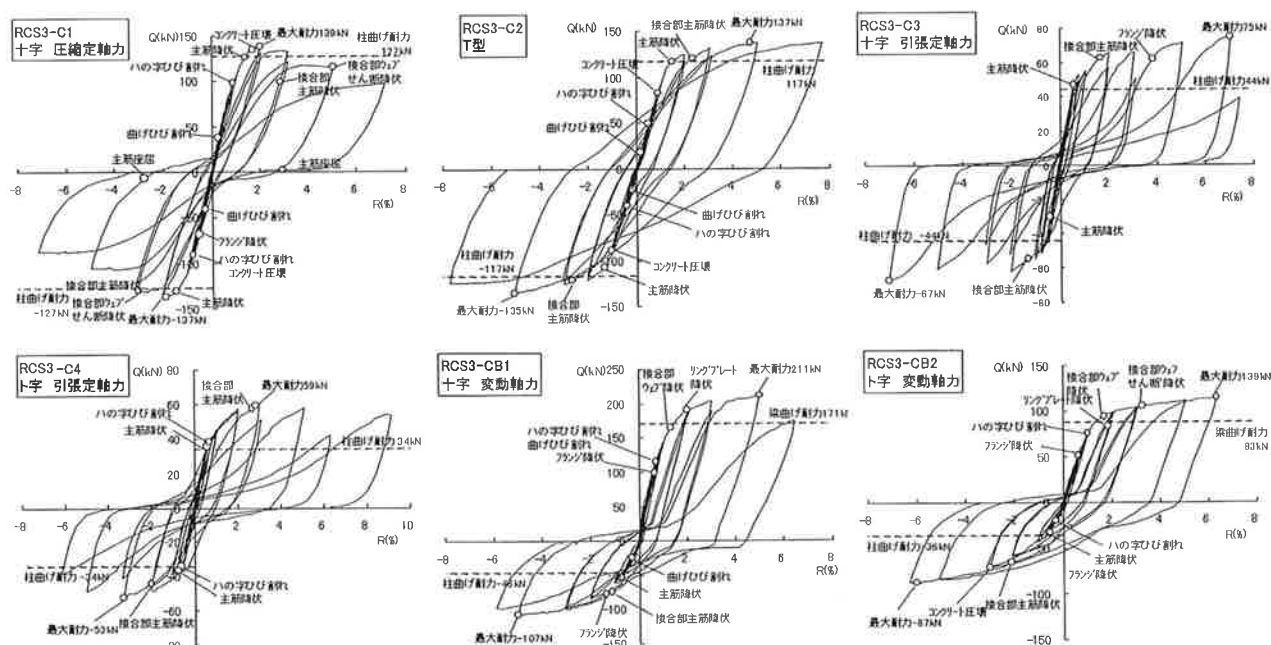


図-8 層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係

比を1.0とした場合でも柱主筋の破断は生じず、変形が大きくなるに従い、耐力が回復する傾向がみられた。

変動軸力载荷のRCS3-CB1, CB2は、圧縮軸力時(正加力時)において梁降伏し、 $R=5.0\sim6.0\%$ で梁曲げ耐力の1.3倍程度となる最大耐力を示した。RCS3-CB1は最終加力サイクルで、柱頭柱脚部のコンクリートの圧壊が進行し、耐力低下を示した。RCS3-CB2は最大変形時まで耐力低下を示していない。引張軸力時(負加力時)は $R=5.0\sim6.0\%$ で柱曲げ耐力の2.3倍程度となる最大耐力を示した。RCS3-CB1, CB2の柱軸方向伸びは、変動軸力による圧縮軸力を経験しながら伸びるため、引張定軸力载荷の試験体よりも小さい。そのため、引張定軸力载荷の試験体に比べて、ひび割れ幅および梁フランジ端部と柱頭柱脚部コンクリートに生じる隙間が小さい。その結果、図-8に示すように変動軸力試験体(RCS3-CB1, CB2)では、引張軸力時においても、引張定軸力試験体(RCS3-C3, C4)に見られるようなスリップ性状は無く、履歴面積の大きな性状を示している。接合部ひび割れもほとんど無く、損傷は見られなかった。

3.2 変形成分の割合

図-10にRCS3-C1, C3, CB1試験体の柱、梁、柱梁接合部ウェブの層間変形に占める変形成分の割合を示す。各変形成分は柱梁接合部ウェブに取り付けたボルトの変位より算出し、それぞれの値を層間変形で除して求めて

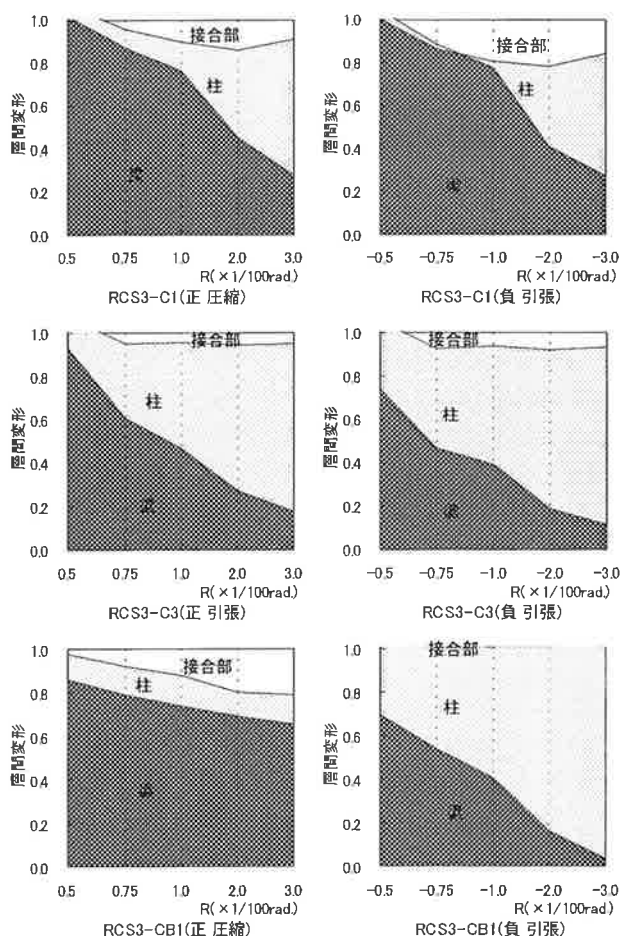


図-10 変形成分の分離

いる。各試験体とも1回目の加力サイクルの値を示す。

圧縮定軸力下で柱曲げ降伏破壊となったRCS3-C1は、柱主筋の降伏が生じる $R=1.0\%$ までは梁の変形が約8割を占めている。しかし柱主筋の降伏後は、柱の変形の割合が増大し、全体変形の4割程度を占めるようになる。引張定軸力下で柱曲げ降伏破壊となったRCS3-C3は、柱主筋が降伏する $R=0.75\%$ 時から柱変形が4~5割を占め、層間変形が大きくなるに従い、8割程度を占めるようになる。変動軸力下のRCS3-CB1は、圧縮時(正加力)は層間変形の増大に伴って接合部変形は増加するが、柱の変形は1割程度のままである。引張時(負加力)はRCS3-C3と同様な傾向を示している。各試験体とも接合部変形の割合は1~2割程度で比較的小さい。また、各試験体とも、想定した破壊部位の変形が最も大きく、設計時に想定した破壊形式となっていることがわかる。

3.3 柱梁接合部のせん断力の負担割合

図-11にRCS3-C1, C2, C3, CB1の正加力時における、接合部入力せん断力に対する、接合部ウェブが負担するせん断力の割合を示す。接合部ウェブの負担せん断力は、3軸ロゼットゲージによって計測した、せん断ひずみより求めている。

中柱を想定しているRCS3-C1, C3, CB1の結果より、圧縮および引張軸力の違いに関わらず、接合部ウェブが負担するせん断力の割合は5~6割程度であることがわかる。T型のRCS3-C2の接合部ウェブが負担するせん断

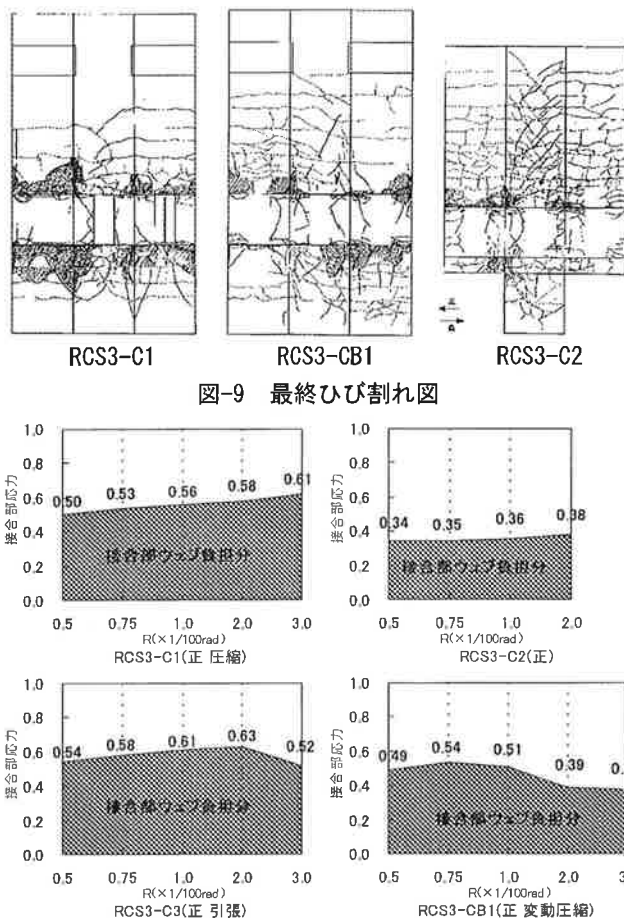


図-11 接合部ウェブのせん断力の負担割合

力は、4割程度で、中柱を想定した他の試験体と比較して負担の割合は小さい。なお、R=3.0%時はゲージ破断のため計測されていない。ウェブ負担以外の接合部入力せん断力は、接合部内のふさぎ板で拘束されたコンクリート部分によって負担されていると考えられる。これらせん断力の負担の割合は、文献2)で提示した柱梁接合部耐力式で算定される負担割合とほぼ同等で、引張軸力時において、文献2)の耐力式が接合部内のウェブおよびコンクリートの負担耐力を妥当に評価している事がわかる。

3.4 鉄筋の歪み分布と付着応力度

図-11に柱主筋の応力度分布を、図-12に平均付着応力度分布を正加力時のR=3.0%変形時までについて示す。縦軸は柱梁接合部の中心からの計測位置を示しており、-125mm~125mmが接合部内範囲の値を示す。主筋の位置、計測位置を図-14に示す。応力度は、ひずみ計測値より山内モデル⁴⁾を用いて応力換算して求めた。図-12中には(1)式⁵⁾によって求められる、柱梁接合部内の付着強度 τ_u を点線で示している。

$$\tau_u = 0.7 \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

また、平均付着応力度は、(1)式で求めた応力度の各ひずみ計測区間の差より求めている。

図-12より各試験体とも、主筋は柱頭柱脚部分ではR=2.0%で降伏に至っているが、柱梁接合部内では降伏には至っておらず、柱梁接合部内の鉄筋の付着は良好であることがわかる。

図-13より、いずれの試験体においても柱梁接合部内における主筋の付着応力度は付着強度 τ_u とほぼ同様の付着応力度が得られていることがわかる。

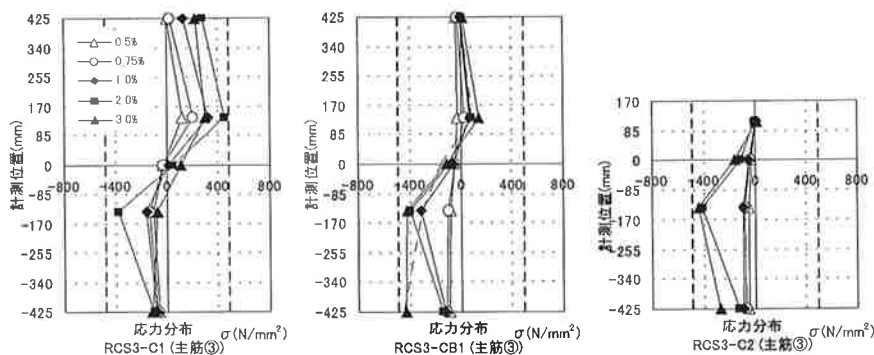


図-12 主筋の応力度分布（正加力時）

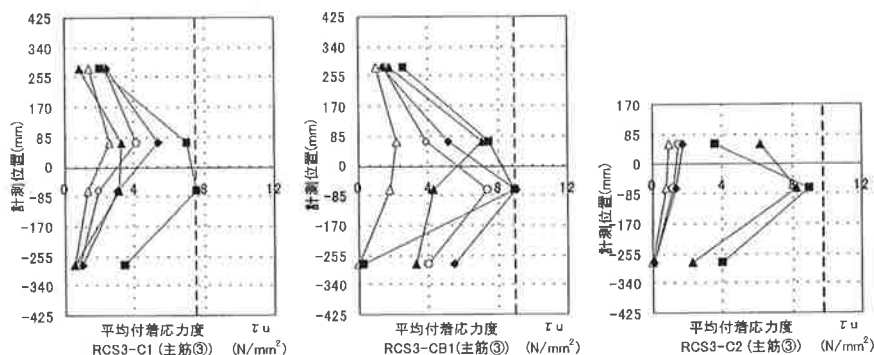


図-13 主筋の付着応力度（正加力時）

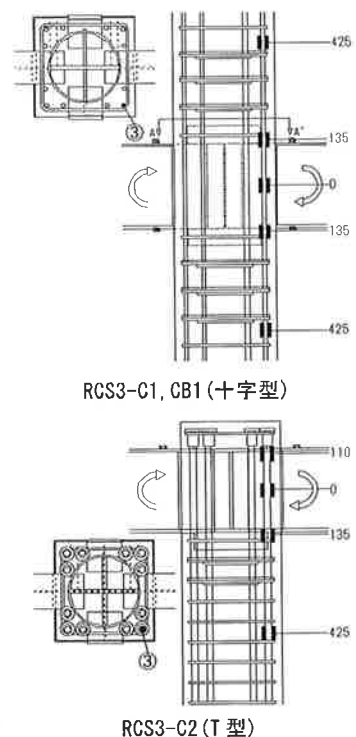


図-14 主筋のひずみ計測位置

4. まとめ

本実験結果より以下の知見を得た。

- (1) 圧縮定軸力を受ける柱において、柱降伏した場合でも層間変形角3.0%まで耐力低下せず、安定した履歴性状を示す。
- (2) 変動軸力下において、圧縮軸力時に梁降伏し、引張軸力時に柱降伏する場合でも、大変形時まで必要耐力を保持する。また、引張定軸力試験体で見られたスリップ性状も見られず、安定した履歴性状を示す。
- (3) 変動軸力時、引張定軸力時でも、柱梁接合部の耐力を、既往の耐力式²⁾によって、部材の降伏曲げ耐力に対して設計することにより、柱梁接合部を破壊させない設計が可能である。

参考文献

- 1) 岩岡他：柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究（その1～9）、日本建築学会学術講演梗概集、C-1分冊、1994～1997年
- 2) 渡辺他：柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究（その3）耐力評価式の検討、日本建築学会学術講演梗概集、C-1分冊、p.1169-1170、1994年
- 3) 渡辺他：柱RC梁S造の柱梁接合部に関する研究 前田建設技術研究所報 Vol.35～Vol.37、1994～1996年
- 4) 井口他：建築構造用80キロ級鋼の塑性域繰返し応力-歪関係に関する実験的研究、日本建築学会学術講演梗概集、C分冊、p.1117-1118、1993年
- 5) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1999年