

柱RC造梁SRC造で構成される部分架構の実験

その2 柱梁接合部のディテールとその効果

鈴木 英之* 西原 寛*

Structural Experiment on Partial Frame Consisting of Steel-Encased Reinforced Concrete Beams and Reinforced Concrete Columns

Part 2 Detail of beam-column joint and its effectiveness

by Hideyuki SUZUKI and Hiroshi NISHIHARA

Abstract

To construct an economical and rational beam column joint, both the simple method of hoop arrangement and the details of the steel at the beam column joint were proposed. In this paper, the test result of the partial frame, consisting of steel-encased reinforced concrete beams and reinforced concrete columns, was explained. Consequently, without the bar welding at the beam-column joint, it was possible to resist the shear force as the hoop. The effective width for the shear strength was changed based on the detail of the steel at the beam-column joint. There is a limit to the width of the doubler plate for shear resistance.

要 旨

柱が RC 造、梁が SRC 造で構成される架構形式において、経済的かつ合理的な柱梁接合部を構築する目的で、帯筋の簡略化と鉄骨のディテールを提案した。本報は、これらが柱梁接合部の性状に与える影響を明らかにすることを目的とした部分架構実験の結果を報告する。実験結果より、必ずしも接合部内の帯筋を溶接接合しなくても、帯筋としてせん断力に抵抗できること、RC-S 造と同様に鉄骨のディテールによってせん断耐力に有効なコンクリート幅が変化すること、ダブルプレートによりウェブを補強する方法には限界があることが明らかとなった。

キーワード：混合構造 / RC 造柱 / SRC 造梁 / 柱梁接合部 / せん断耐力 / 応力伝達

1. はじめに

前報[1]において柱が RC 造、梁が SRC 造の部分架構実験を行い、柱梁接合部が適切に補強されていれば、梁鉄骨フランジから RC 造柱への応力伝達が可能であり、梁降伏形の架構が形成されることが明らかとなった。この架構は、梁鉄骨が柱梁接合部内を貫通しており、また直交方向の梁も SRC 造の場合は、柱梁接合部内で鉄骨が交差する。この場合、従来の慣行に従えば、SRC 造の柱梁接合部と同様に、分割された帯筋を梁ウェブの貫通孔に通し、溶接等で閉鎖型とする必要がある。近年では、施工合理化の観点から SRC 造の柱梁接合部を対象として、

帯筋の溶接を伴わない工法の事例も見られる[2]。SRC 造は柱梁接合部内に鉄骨が存在することで、RC 造とは異なった抵抗機構が形成されるため、必ずしも帯筋を溶接等で閉鎖型に接合しなくても、十分な耐力と変形性能を確保できるとしている。

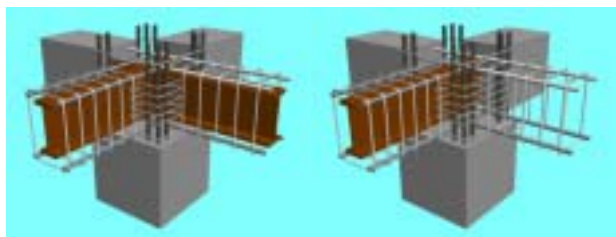
一方、多くの企業や研究機関で開発された柱 RC 造、梁 S 造の架構では、柱梁接合部のディテールを工夫することによって、効率的な応力伝達機構が形成されるとし、多彩なディテールが提案された。

これらの柱梁接合部内の帯筋の簡略化、および鉄骨ディテールの工夫は、柱 RC 造、梁 SRC 造の柱梁接合部にも応用できると考えられる。

* 技術研究所構造研究室

本報では柱 RC 造，梁 SRC 造で構成される架構を対象として，鋼とコンクリートの特性を生かした柱梁接合部の配筋法を提案し，それと併せて接合部内の鉄骨のディテールが，接合部のせん断耐力に及ぼす影響を調べた。さらに，高強度コンクリートを使用した時の接合部のせん断耐力を調べた。

本構法の適用例を図 1 に示す。柱は通常の RC 造



a.二方向 SRC 造梁 b.一方向 SRC 造梁
図 1 本構法の適用例

表 1 試験体一覧 (シリーズ)

試験体番号	S-7	S-8	S-9	S-10	S-11	S-12	M-3	M-4	M-5	
試験体形状	十字形								ト形	
想定破壊形式	接合部せん断破壊型						梁曲げ降伏先行型			
コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	83.4	32.8	33.1	33.3	35.0	35.3	83.4	33.8	83.4	
梁	断面	300x400mm								
	主筋	14-D16, SD685						10-D16, SD345		
	肋筋	4-D6@70 $p_w=0.61\%$			4-D6@60 $p_w=0.71\%$			2-D6@80 $p_w=0.27\%$		
	鉄骨	H244・110・7・11(SN400)				無し		H244・110・7・11(SN400)		
柱	断面	400x400mm								
	主筋	12-D19,SD490				12-D19,SD390				
	帯筋	4-K6(SHD785) @90 $p_w=0.36\%$								
	軸力比	=0.2								
接合部	帯筋	2-D6@80 $p_w=0.2\%$		2x -PL6x50	2-D6@80 $p_w=0.2\%$		2-D6@50 $p_w=0.32\%$			
	帯筋形状	A	B	B	C	D	E	A	A	F
	直交鉄骨	無	有		無	有		無		
	ダブルPL	無	無	6mm	無	無	無	無	9mm	無
	特徴	高強度コンクリート			平鋼補強	直交鉄骨有り 帯筋分割	直交鉄骨有り 帯筋溶接	高強度コンクリート		高強度コンクリート
接合部帯筋形状										

表 2 試験体一覧 (シリーズ)

試験体番号	S-13	S-14	S-15	M-6	M-7	M-8	M-9	
試験体形状	十字形					T字形	L字形	
想定破壊形式	接合部せん断破壊型				梁曲げ降伏先行型		柱曲げ降伏先行	梁曲げ降伏先行
コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	32.0	32.9	33.4	33.6	34.1	32.0	32.9	
梁	断面	300x400mm						
	主筋	12-D16, SD685			6-D16, SD345		4-D16, SD345	
	肋筋	4-D6@70 $p_w=0.61\%$			2-D6@100 $p_w=0.21\%$			
	鉄骨	H244・110・7・11(SS400)			H250・135・9・14(SS400)		H200・100・5.5・8(SS400)	
柱	断面	400x400mm						
	主筋	12-D19,SD685			12-D19,SD390			
	帯筋	4-K6(SHD785) @100 $p_w=0.32\%$				4-D6(SD295A) @80 $p_w=0.4\%$		
	軸力比	=0.2						
接合部	帯筋	2-D6@80 $p_w=0.2\%$			2-D6@50 $p_w=0.32\%$			
	帯筋形状	A	A	A	A	A	A	F
	直交鉄骨	無						
	ダブルPL	無	9mm	9mm	無	9mm	無	無
	特徴	突起鉄骨	突起鉄骨	頭付きスタッド	突起鉄骨	鉄骨の曲げ耐力比大	最上階T形接合部	最上階L形接合部
接合部帯筋形状								

であり、梁は二方向とも SRC 造の場合と一方向だけが SRC 造の場合が考えられる。後者の場合、直交する梁は RC 造なので通常の RC 造の架構となる。

2. 実験

2.1 試験体

表 1 および表 2 に試験体の一覧，図 2 に試験体形状

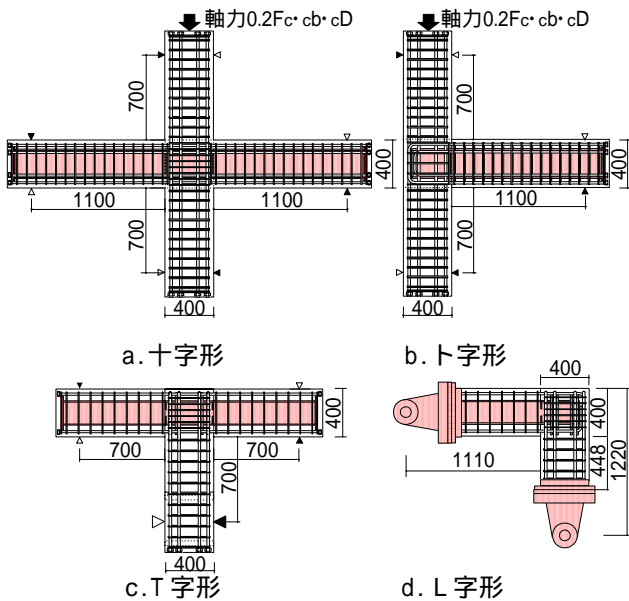


図 2 試験体形状図

状図，図 3 に柱梁接合部の詳細図を示す。実験は前報のシリーズ に引き続き，シリーズ と で構成されている。試験体番号の「S」は接合部せん断破壊型，「M」は梁曲げ降伏先行型を表し，試験体総数は 16 体とした。「S」は梁の曲げ降伏以前に柱梁接合部のせん断破壊を生じさせるために，梁主筋に SD685 材を使用した。一方，「M」は梁の曲げ降伏を先行させるために，主筋に SD345 材を使用し，「S」より主筋量を減らした。

前報のシリーズ では接合部内の帯筋は全て溶接により接合されていたが、シリーズ および では帯筋配筋の簡略化を図った。表 1 中に接合部内の帯筋形状の一例を示す。接合部内に梁鉄骨ウェブが通る場合は，ウェブに貫通孔を設けず，ウェブの手前で 135° 定着とする方法を標準とした。つまり，十字形接合部において，XY 方向のいずれか一方向が SRC 梁の場合，帯筋は 2 分割となり，2 方向が SRC 梁の場合は 4 分割となる。以下に各シリーズの要因を示す。

a. シリーズ

主な変動要因は接合部内の帯筋の種類と形状，コンクリート強度，接合部ウェブの厚さとした。S-7，M-3，M-5 は 80N/mm² 級の高強度コンクリートを使用し，他の試験体は 30N/mm² 級の普通コンクリー

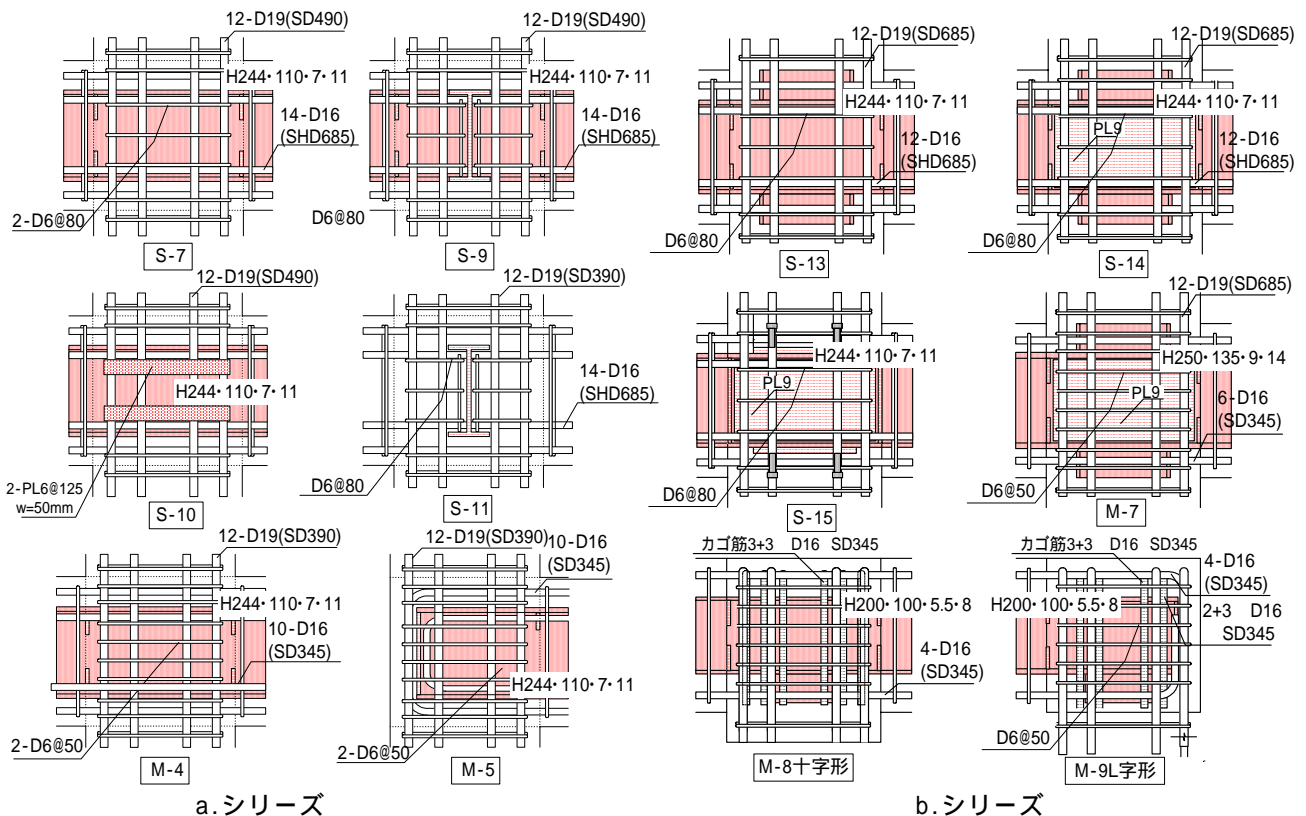


図 3 柱梁接合部詳細

トを使用した。

S-11 と S-12 は、柱梁共に RC 造であるが、直交方向の梁が SRC 造であることを想定し、接合部内に直交鉄骨を設けた。S-11 は帯筋をウェブの手前で定着し、S-12 はウェブに貫通孔を設けて帯筋をフレア溶接し閉鎖型とした。S-9 と M-4 は接合部ウェブをダブルプレートで補強した。S-10 は帯筋の代わりに厚さ 6mm 幅 50mm の帯板を使用した。M-5 は外柱を想定したト形であり、他は十字形の部分架構とした。

b. シリーズ

シリーズ では接合部内の鉄骨に、文献[3]に示されている突起鉄骨を設けた。S-15 は突起鉄骨の代わりに頭付きスタッドを溶接した。これらの試験体に対してダブルプレートの有無を実験要因として加えた。M-8, M-9 は最上階の柱梁接合部を想定しており、それぞれ T 字形および L 字形接合部の試験体である。いずれも柱主筋は 180°フックとし、その定着長は JASS5 に示されている必要定着長 $20 d_b$ ($SD390$, $F_c 30 N/mm^2$, d_b : 鉄筋公称径) より短い $17 d_b$ とした。また、梁鉄骨に作用するせん断力により、接合部内のフランジ上面に作用する支圧力と釣り合う量の U 形のかご筋を、鉄骨を跨ぐ形で配筋した。

使用したコンクリートの圧縮強度を表 1 および表

表 3 鉄筋および鉄骨の材料試験結果
シリーズ

種類	材質	使用箇所	降伏強度 y (N/mm ²)	弾性係数 sE (kN/mm ²)
D16	SD345	Mシリーズ梁主筋	393	194
D16	SD685	Sシリーズ梁主筋	732	196
D19	SD390	Mシリーズ柱主筋	448	198
D19	SD490	Sシリーズ柱主筋	545	196
D6	SD295A	梁肋筋, 接合部帯筋	415*	180
K6	SD785	柱帯筋	875*	187
PL6	SN400	S-10FBフープ, S-9DPL	279	203
PL9	SN400	M-4DPL	301	208
PL11	SN400	梁鉄骨	283	206

*は0.2%offset法により算出

シリーズ

種類	材質	使用箇所	降伏強度 y (N/mm ²)	弾性係数 sE (kN/mm ²)
D16	SD345	Mシリーズ梁主筋	410	195
D16	SD685	Sシリーズ梁主筋	736	192
D19	SD390	Mシリーズ柱主筋	448	198
D19	SD685	Sシリーズ柱主筋	758	200
K6	SD785	柱帯筋	877	203
PL8	SS400	M-8, M-9梁鉄骨	281	207
PL9	SS400	スチフナ, ダブルプレート	312	208
PL11	SS400	Sシリーズ, M-6梁鉄骨	262	206
PL14	SS400	M-7梁鉄骨	278	202
PL16	SS400	スタッド受け板	272	210

*は0.2%offset法により算出

表 4 加力サイクル

R(x10 ⁻³ rad.)	cycle	R(x10 ⁻³ rad.)	cycle
2.5	±1	30	±1(±2)
5	±1	40	±1(±2)
10	±1(±2)	50	- (±1)
20	±1(±2)	67	+1

()内はMシリーズ

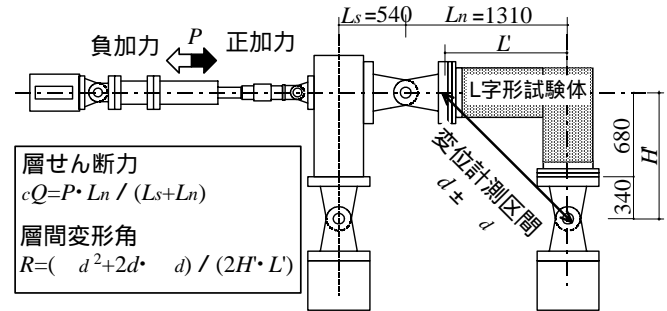


図 4 L 字形試験体加力装置

2 中に、鉄筋、鉄骨の材料試験結果を表 3 に示す。

2.2 加力および計測

十字形架構の加力は柱頭、柱脚をピン支持し、梁に取り付けた油圧ジャッキで、左右の梁自由端位置の絶対変位が逆対称となるように制御した。ト字形架構は十字形架構と同様に試験体をセットし、1本の梁に取り付けた油圧ジャッキで加力制御した。T字形架構は、梁を鉛直方向、柱を水平方向に向け、梁の両端をピン支持し、柱に取り付けた油圧ジャッキで、ト字形架構と同様な加力を行った。L字形架構は、図4に示すようにダミー部を設けた3ピンジラーメン形式とし、接合部がクロージングとなる方向を正加力とした。いずれの架構も表4に示す加力サイクルに従った層間変形角によって正負交番繰り返し载荷を行った。L字形およびT字形以外の試験体の柱に与えた軸力は、普通コンクリートは設計基準強度(F_c)を $27 N/mm^2$ とし、高強度コンクリートは同じく $F_c = 60 N/mm^2$ とし、 $N = 0.2 \cdot c_b \cdot c_d \cdot F_c$ となる一定軸力を载荷した。ここで、 c_b 、 c_d はそれぞれ柱幅と柱せいである。

3. 実験結果

図5に柱せん断力 - 層間変形角関係、表5および表6に実験結果の一覧を示す。Sシリーズは全て梁主筋の降伏以前に接合部がせん断破壊した。シリーズ毎に実験経過を説明する。なお、実験結果を述べる中で、前報(その1)で示したシリーズの実験結果との比較を行っているが、前述の通り接合部内の

帯筋の接合方法が異なる点と、加力時のコンクリート強度が若干異なる点を留意されたい。

・シリーズ : S-8とS-9を比較するとダブルプレー

トを設けることで耐力の上昇が見られた。接合部の補強に帯板を使用したS-10は、帯板を帯筋比に換算すると1.2%となる。コンクリート強度が若干異なる

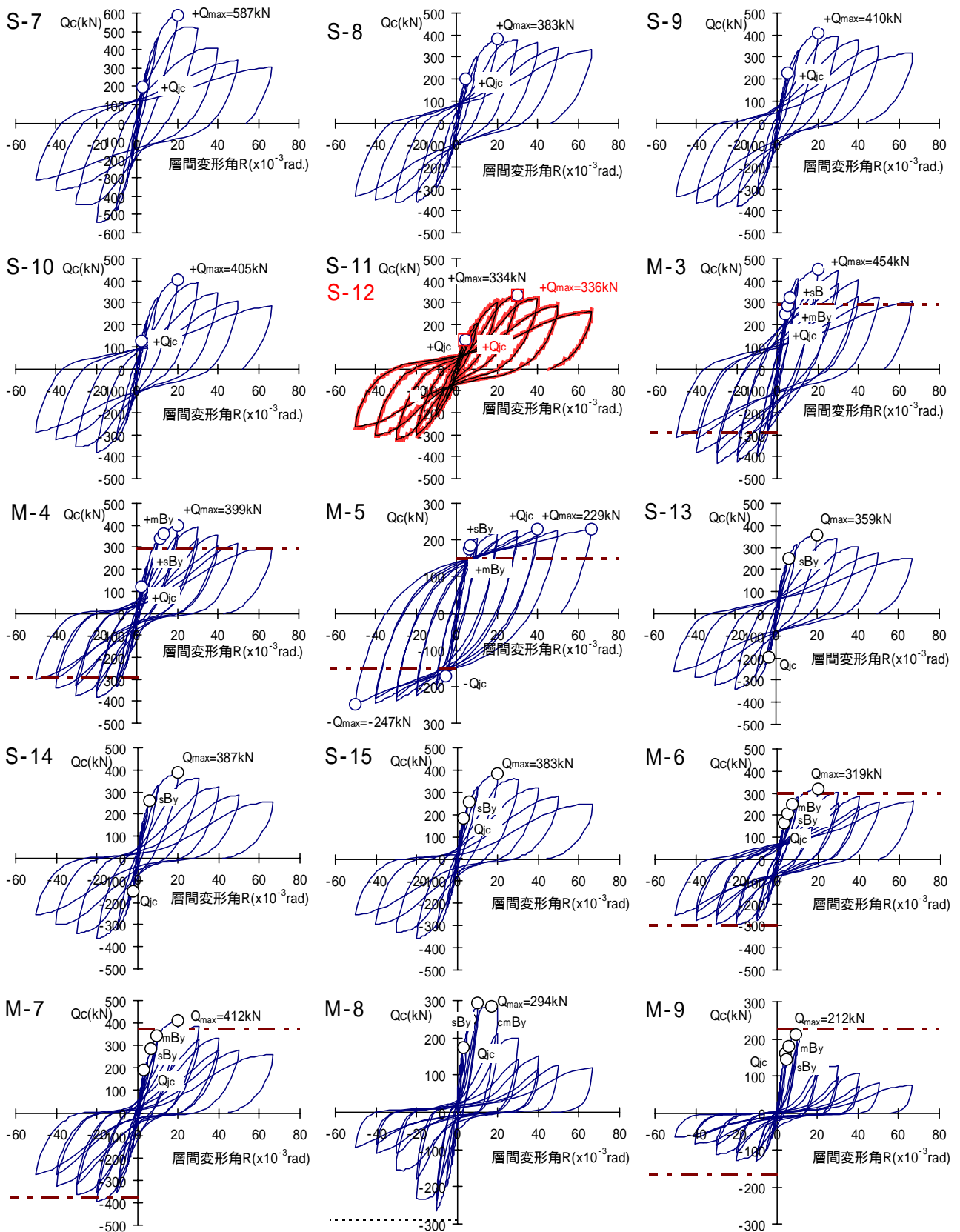


図 5 柱せん断力 - 層間変形角関係

表5 実験結果一覧(シリーズ)

試験体番号	S-7	S-8	S-9	S-10	S-11	S-12	M-3	M-4	M-5	
コンクリート圧縮強度 $c_B(N/mm^2)$	83.4	32.8	33.1	33.3	35.0	35.3	83.4	33.8	83.4	
接合部せん断ひび割れ	$Q_{jc}(kN)$	198	200	225	128	133	129	250	120	-172
	$R_{jc}(x10^{-3}rad.)$	2.8	4.5	5.0	2.0	4.6	4.2	4.1	2.0	-5.5
梁鉄骨降伏	$Q_{sy}(kN)$	464	301	402	373			323	294	174
	$R_{sy}(x10^{-3}rad.)$	10.0	9.9	18.5	14.6			6.0	7.9	6.0
梁主筋降伏	$Q_{my}(kN)$	-	-	-	-	-	-	287	304	153
	$R_{my}(x10^{-3}rad.)$	-	-	-	-	-	-	5.1	8.3	5.0
最大耐力	$Q_{max}(kN)$	587	383	410	405	334	336	454	399	-247
	$R_{max}(x10^{-3}rad.)$	20.1	20.0	20.0	20.0	30.0	30.0	20.0	20.0	-50.0
限界変形角	$R_{95}(x10^{-3}rad.)$	-	-	-	-	-	-	33.0	33.3	67.0
塑性率	$R_{95} / (R_{sy}, R_{my})$	-	-	-	-	-	-	5.5	4.0	11.2
破壊形式	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊	梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊	梁曲げ破壊

表6 実験結果一覧(シリーズ)

試験体番号	S-13	S-14	S-15	M-6	M-7	M-8	M-9	
コンクリート圧縮強度 $c_B(N/mm^2)$	32.0	32.9	33.4	33.6	34.1	32.0	32.9	
接合部せん断ひび割れ	$Q_{jc}(kN)$	-197	-148	182	164	189	175	160
	$R_{jc}(x10^{-3}rad.)$	-3.7	-2.3	3.3	3.5	3.3	3.1	4.2
梁鉄骨降伏	$Q_{sy}(kN)$	250	262	258	208	285	250	145
	$R_{sy}(x10^{-3}rad.)$	6.0	6.1	6.2	5.4	6.5	6.7	4.6
梁主筋降伏(柱主筋降伏)	$Q_{my}(kN)$	-	-	-	249	345	285(柱主筋)	178
	$R_{my}(x10^{-3}rad.)$	-	-	-	7.3	9.2	16.7	5.8
最大耐力	$Q_{max}(kN)$	359	387	383	319	412	294	212
	$R_{max}(x10^{-3}rad.)$	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	9.8	9.7
限界変形角	$R_{95}(x10^{-3}rad.)$	-	-	-	30.3	28.2	-	-
塑性率	$R_{95} / (R_{sy}, R_{my})$	-	-	-	4.2	3.1	-	-
破壊形式	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	梁曲げ降伏後接合部せん断破壊	梁曲げ降伏後接合部せん断破壊	てこ破壊	梁曲げ降伏後てこ破壊	

るため直接の比較はできないが、前報(その1)[1]に示した p_w が0.2%のS-1と比較すると最大耐力は95kN大きくなっており、帯板による補強効果は大きかった。S-7とS-1は接合部内の鉄筋量と鉄骨量は同じであり、コンクリート強度がそれぞれ83.4 N/mm²と27.9N/mm²であるが、コンクリート強度を高くすることで、接合部のせん断耐力が大きくなった。

梁がRC造で、柱梁接合部の帯筋の溶接の有無を比較したのがS-11とS-12である。これを見ると、剛性、柱梁接合部のひび割れ耐力、およびせん断破壊による最大耐力のいずれも、溶接の有無による差は見られなかった。Mシリーズは梁主筋、および梁鉄骨の曲げ降伏が確認され、M-3とM-4は30/1000rad.以降に接合部がせん断破壊し、M-5は最終加力までほとんど耐力低下せずに梁が曲げ破壊した。

・シリーズ : 接合部内に設けた突起鉄骨の効果を見るために S-13 と、配筋量が同じである S-1 を比較すると。S-13 は接合部の耐力が高くなっていた。突起鉄骨の代わりに頭付きスタッドを鉄骨フランジに設けた S-15 は、S-14 とほぼ同等の最大耐力であった。S-1 および S-13 と同じ配筋で、接合部内に直交梁鉄骨を設けた S-8 は、耐力の増加が最も大きく、直交梁鉄骨が接合部せん断耐力の上昇に大きく寄与していた。

M-6とM-7は梁主筋および梁鉄骨が曲げ降伏した後に30/1000rad.以上で接合部がせん断破壊した。M-8は梁鉄骨が曲げ降伏した後に、柱主筋の定着部が破壊し、鉄骨のてこ作用が喪失して耐力低下が生じたと考えられる。L字形の接合部であるM-9は接合部がクロージング方向である正加力の方が負加力

(オープニング)より剛性が高く、最大耐力が大きかった。その後M-8と同様に柱主筋の定着部が破壊し、てこ作用が喪失した。

4. 接合部帯筋の効果

図 6 に $R=20/1000\text{rad}$ 時の接合部のひび割れ、図 7 に接合部の RC 部分のせん断抵抗機構を示す。梁および柱から接合部に作用する応力に対して、接合部内の帯筋とコンクリートは図 7a のような抵抗機構を形成している。ここで、この接合部に直交する H 形鉄骨がある場合、コンクリートの斜め圧縮束は直



図 6 $R=1/50\text{rad}$ 時のひび割れ(左 M-4, 右 S-9)

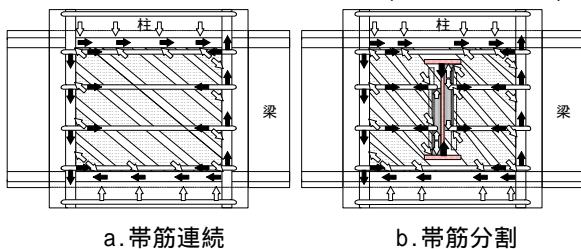


図 7 柱梁接合部のせん断抵抗機構の模式図

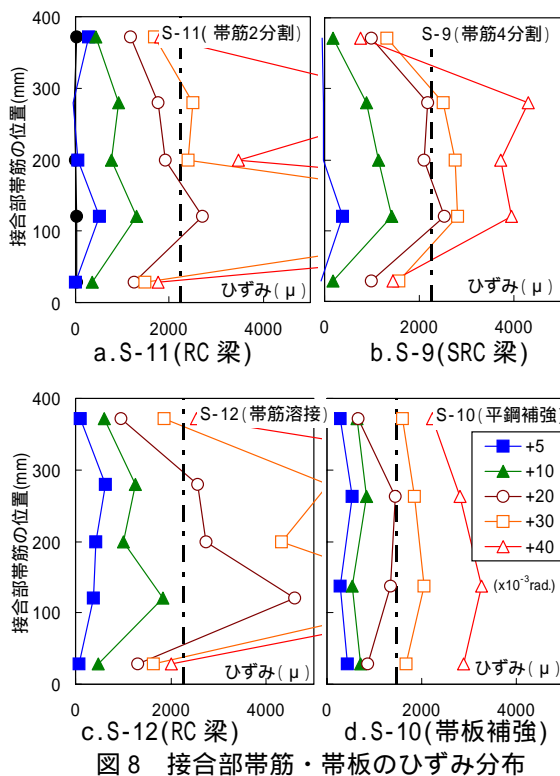


図 8 接合部帯筋・帯板のひずみ分布

交鉄骨によって分断され、同図 b のような機構が形成される。この時、帯筋は上下の鉄骨フランジで囲まれる範囲に定着されている必要がある。図 6 に示したひび割れを見ると、図 7b の圧縮束と同様な角度で直交鉄骨の周囲にひび割れが生じているのがわかる。

図 8 に接合部帯筋および帯板のひずみ分布を示す。帯筋の分割の有無によらず、最大耐力時に帯筋は降伏しており、図 7b に示した機構が形成されていると考えられる。また、図 8d によると最大耐力時に帯板が降伏しており、補強筋比が高い場合でも耐力上有効であることがわかった。

5. 接合部ウェブのひずみ

図 9 に最大耐力時における接合部内を貫通する梁鉄骨のひずみを示す。せん断破壊型の各試験体は、概ね $20/1000\text{rad}$ 時に最大耐力となったが、その時に接合部ウェブの一部と引張側フランジは、概ね降伏ひずみを越えていた。突起鉄骨や直交梁鉄骨の有無による差は見られなかったが、ダブルプレートを

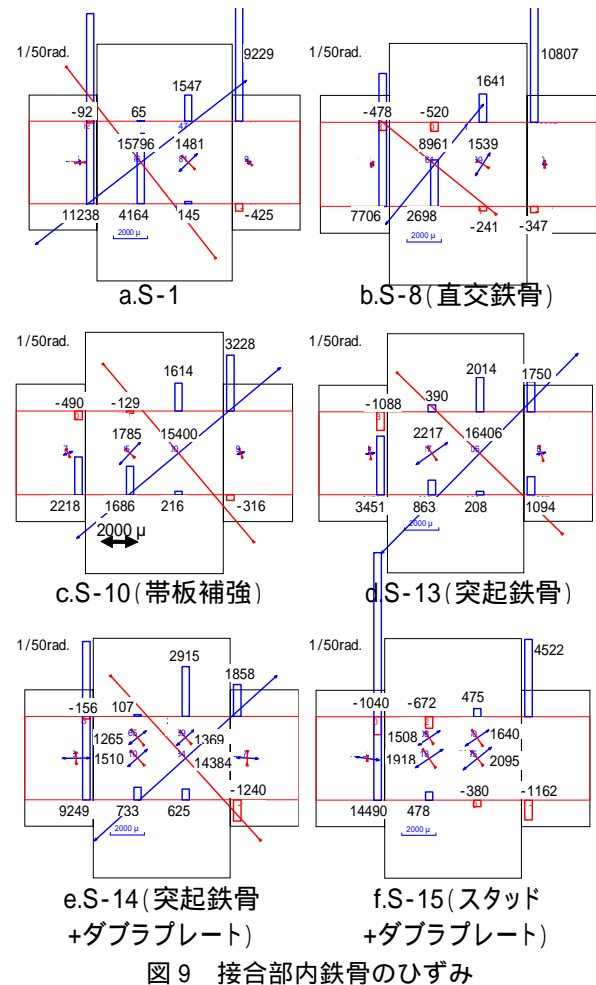


図 9 接合部内鉄骨のひずみ

設けた試験体は、若干接合部内ウェブのひずみが小さい傾向があった。

6. 接合部のディテールと各部の負担せん断力

柱梁接合部の耐力は鉄骨ウェブの負担分、コンクリート負担分および帯筋負担分の和で算出されるとすれば式(1)で表される。

$${}_j M_{su} = {}_{jc} M + {}_{jw} M + {}_{jh} M \quad (1)$$

ここで、 ${}_j M_{su}$ ：接合部せん断耐力(N・mm)、 ${}_{jc} M$ ：コンクリート負担せん断力(N・mm)、 ${}_{jw} M$ ：接合部ウェブ負担せん断力(N・mm)、 ${}_{jh} M$ ：接合部帯筋負担せん断力(N・mm)である。

接合部ウェブ負担せん断力 ${}_{jw} M$ は、図 10 に示すように、柱から接合部内の鉄骨フランジに作用する支圧力が矩形分布であると仮定し、その支圧応力の中心間の長さのウェブがせん断力に対して有効であると考えた。つまり、支圧ブロックの大きさを $0.3cD$ とすれば、接合部ウェブの柱せい方向の有効幅は $0.7cD$ となり、負担せん断力は式(2)で表される。

$${}_{jw} M = 0.7 \cdot cD \cdot t_{sw} \cdot \sigma_y \cdot sB d / \sqrt{3} \quad (2)$$

ここで、 cD 柱せい(mm)、 t_{sw} ：ウェブ厚さ(ダブルプレート含む)(mm)、 σ_y ：ウェブおよびダブルプレートの降伏強度(N/mm²)、 sBd ：フランジ中心間距離(mm)である。

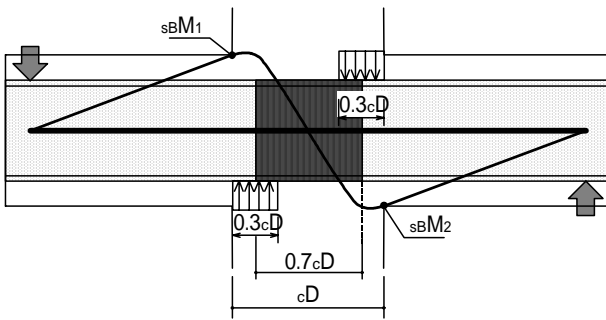


図 10 鉄骨に作用する支圧応力

また、せん断破壊した試験体では、柱梁接合部の帯筋の溶接の有無や、帯板による補強量が多い場合においても、最大耐力時に帯筋は降伏しており、いずれも耐力上有効であると考えられる。帯筋の負担分は式(3)から算出される。

$${}_{jh} M = {}_w P \cdot h \cdot \sigma_y \cdot c V_e \quad (3)$$

$$c V_e = {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d \cdot (c b + {}_B b) / 2 \quad (4)$$

ここで、 ${}_{wp}$ ：帯筋(帯板)の補強筋比、 h_y ：帯筋(帯板)の降伏強度(N/mm²)、 $c V_e$ ：せん断耐力に有効な接合部体積(mm³)、 ${}_{mB} d$ ：梁主筋中心間距離(mm)、 ${}_{mC} d$ ：柱主筋中心間距離(mm)、 $c b$ ：柱幅(mm)、 ${}_B b$ ：梁幅(mm)である。

最大耐力時の接合部パネルモーメントから帯筋の負担分 ${}_{jh} M$ 、および接合部ウェブの負担分 ${}_{jw} M$ を控除すれば接合部コンクリートが負担するパネルモーメントが算出される。ASCE ガイドライン[3]によれば、柱 RC 造、梁 S 造で構成される柱梁接合部内の鉄骨のディテールによって、コンクリートが負担可能なせん断力が変化するとしている。上記の方法で算出したコンクリート負担せん断力を実験値とする。

一方で、SRC 規準ではコンクリートの負担せん断力を式(5)で与えている。

$${}_{jc} M = {}_J F_s \cdot {}_J \delta \cdot c V_e \quad (5)$$

$${}_J F_s = \min(0.12 F_c, 1.8 + 3.6 F_c / 100) \quad (6)$$

ここで、 ${}_J F_s$ ：コンクリートせん断強度(N/mm²)、 ${}_J$ ：柱梁接合部の形状による係数、 F_c ：コンクリート強度(N/mm²)である。

実験値から算出したコンクリート負担パネルモーメントと、式(5)から算出した計算値の比較を図 11 に示す。

これによると、コンクリートの負担せん断力は、接合部内に特別な補強金物等を設けていないS-1は、ト形のS-6、帯板補強のS-10、X筋補強のS-5と共に実験値と計算値が良い対応をしていた。いま、接合部ウェブを補強していない試験体(図中)に着目すると、直交梁鉄骨が付属する場合は実験値は計算値の1.26倍、柱小鉄骨が付属する試験体は同じく

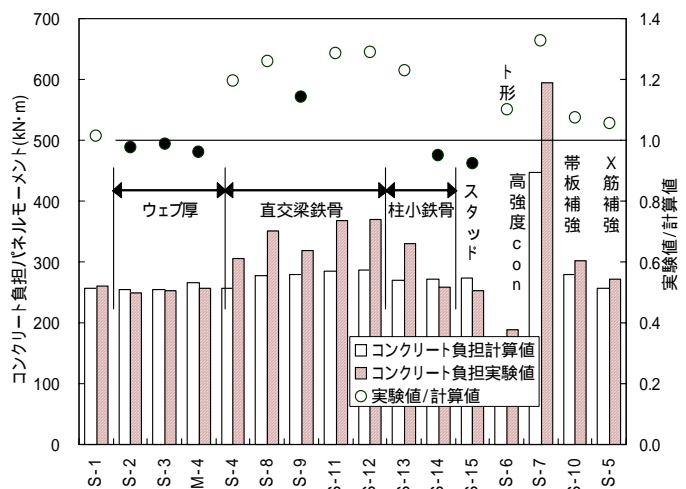


図 11 コンクリート負担せん断力の比較

1.23倍であり、接合部のディテールによって接合部の有効幅を変化させる文献[3]と同様な傾向が得られた。一方で、ダブルプレート等で接合部ウェブを補強した試験体(図中)はコンクリートの負担せん断力が計算値を下回る傾向がある。つまり、接合部ウェブを厚くすることによって接合部せん断耐力を高くすることは可能であるが、その厚さには限界があると考えられ、何らかの制限を設ける必要がある。

5. まとめ

柱RC造梁SRC造で構成される部分架構実験を行い、実験結果より以下に示す知見が得られた。

- 1)本実験の結果より、柱 RC 造、梁 SRC 造の柱梁接合部の帯筋を簡易な方法としても補強効果が得られることが明らかとなった。帯板を使用して帯筋量を増やした場合、補強筋比が 1.2%と高かったが、耐力上有効であることがわかった。また、高強度コンクリートを使用することで接合部の耐力が高くなった。
- 2)柱 RC 造、梁 S 造の架構実験で提案されているように、柱梁接合部内に直交梁鉄骨あるいは柱小鉄骨を設けることで接合部の負担せん断力、特にコンクリートの負担せん断力を高めることが可能であった。
- 3)ダブルプレートによる柱梁接合部の補強は有効であるが、その厚さには限界があることが明らかとなった。

参考文献

- [1]鈴木英之，西原寛：柱RC造梁SRC造で構成される部分架構の実験（その1），安藤建設技術研究所報,Vol.10，pp49-56，2004.10
- [2]日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2005.7
- [3]ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete : Guidelines for Design of Joints between Steel Beam and Reinforced Concrete Columns., ASCE, Vol.120 No.8, pp.2330-2357, 1994

