

(20) 柱はり接合部のせん断補強法

REINFORCEMENT AGAINST SHEAR FAILURE OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION

松井千秋* 津田恵吾** 中對浩之***

Chiaki MATSUI, Keigo TSUDA, Hiroyuki NAKATSUI

This paper presents the results of an experimental work carried out to study the strength and behavior of frames with a new type reinforcement against the shear failure in a steel reinforced concrete structure. From test results of cruciform frame specimens subjected to constant compressive load on a column and cyclic loads on a beam, the effects of the way of reinforcement against shear failure on the strength and behavior are discussed. It is shown that a connection-panel without the conventional reinforcing bars has the same performance as that of with the conventional one if the panel of steel portion is strengthened by doubler plates.

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート（以下，SRC）柱はり接合部のせん断補強法として，通常行われているようなはりウェブに穴を開けてフープを配筋するのは，柱はり接合部では柱，はりの主筋が交錯しているため，相当困難な作業となる¹⁾。また，日本建築学会SRC構造計算規準²⁾の例題やSRC設計例集³⁾の例題の接合部では，接合部の帯筋比は0.1%～0.2%となっており，この場合のフープ筋が受け持つせん断耐力は接合部の全耐力のおよそ2～5パーセントと非常に小さい。実際の設計でもこの部分の耐力はそれほど大きくないと考えられる。このようなわずかな抵抗力の増加のために，配筋設計や施工が困難になるのは不合理であると考えられる。したがって，従来行われているはりウェブに穴をあけフープを通す工法と異なる，より合理的な接合部を考案し，実験的にその有効性を確かめたい。このような観点からの研究としては，谷口，南らの研究⁴⁾があるのみである。

ところで現行のSRC規準の設計式は，接合部パネル部分のコンクリート，フープ，鉄骨パネルの各耐力の累加強度で抵抗力を評価している。しかし，抵抗力の分担割合が任意のもので，この設計式で耐力を安全側に評価できるかどうかは明らかにされていない。もし，抵抗力の分担に関わらずこの設計式で耐力を評価できるのであれば，柱材のように最小帯筋比が規定されていないことより，以下のような設計が可能となる。短期荷重時の設計では，柱はり接合部パネルにせん断破壊が生じないように接合部を設計する事になって

*：工博 九州大学教授 工学部建築学科

**：工修 九州大学助手 工学部建築学科

***：九州大学大学院生 工学部建築学科

おり、計算上フープが必要でないものは、フープをいれなくてよいことになる。また、計算上フープが必要となる接合部では、鉄骨パネルの板厚を増やすことによりフープを入れない設計ができる。

しかし、終局状態で、接合部が崩壊する場合は、フープを入れない接合部を持つ骨組の耐力後の性状は、通常のフープを入れた接合部よりも悪くなる可能性がある。そこでフープを入れない接合部でも、主筋の座屈を拘束することにより、変形能力を大きくすることができ、また通常のフープを入れた場合と同じ程度の性能を期待できるかも知れない。

以上のことより、この研究の目的は、はりウェブに帯筋を貫通させる現行の配筋設計法にかわり、SRC構造の力学的特性を生かす事ができ、かつ施工も容易となるような新しいSRC構造接合部のせん断補強法を考え、十字型骨組の載荷実験を行うことにより、その有効性を確かめることである。

2. 実験計画

(1) 実験概要と実験変数

力学的、構法的に合理的と考えられる接合部を有するSRC構造十字型骨組の載荷実験を行い、その有効性を確認する。

実験変数は、図1に示すように、①柱はり接合部でのフープの有無、②主筋座屈拘束筋の有無、③直交方向のはりの有無（有6体、無1体）であり、試験体数は7体である。検討項目は以下の通りである。① 柱はりパネル部のフープの効果を調べる。実験はフープの入っていない接合部H0を含めて、3体行う（H0、H1、H2）。フープが無い接合部の耐力も、設計式で評価できるかどうかを調べる。②接合部H2と計算上終局耐力が等しくなる接合部（フープなしで鉄骨パネルを補強したもの）W01がH2と同等の耐力があるかどうかを調べる。③主筋の座屈拘束筋がある接合部（フープなしで鉄骨パネルを補強したもの）W1、W2の変形能力がW01に比べて向上すること、また、H2と同等の性能があるかどうかを調べる。④ 接合部W01と直交ばりのついた接合部W02の挙動を比較し、直交はりの効果を調べる。

(2) 試験体

試験体の形状・寸法および接合部の詳細を図2、図3に示す。試験体は中柱とはりの接合部を想定した十字形骨組であり、荷重条件は柱に一定鉛直荷重、左右のはりに地震時に対応する逆対称な荷重を繰返し載荷した（図4参照）。すべての試験体を、柱はり接合部で壊れるように設計した。柱は幅およびせい20cmの断面をもち、中に十字型鉄骨（ $11-130 \times 60 \times 3.2 \times 9$ ）を内蔵している。はりは幅12cm、せい20cmで中にH形鋼（ $H-130 \times 60 \times 3.2 \times 9$ ）を内蔵している。柱およびはりの鉄骨断面は溶接によって製作した。試験体名にWのついている試験体（4体）は、鉄骨パネル部分に3.2mm板厚の鋼板をすみ肉溶接している。

表1に引張試験（鋼板はJIS1号A試験片、鉄筋はJIS2号試験片）により求めた鉄骨と鉄筋の機械的性質を示す。表2にコンクリートの機械的性質を示す。

(3) 加力装置と加力方法

加力装置を図4に示す。試験体の柱頭・柱脚はピン支持されており、はり端部は自由端となっている。柱頭には、はり加力により生じる水平反力をとる反力ビームを設けている。載荷は、まず柱頭に一定軸力（圧縮耐力の30%）を載荷し、次にはり端に正負の繰返し荷重を載荷した。はりの加力のはりの部材角で0.5%（はり加力点鉛直方向変位で3.5mm）を単位とする漸増変位振幅（各変位段階で2サイクル）の変位制御で行った。柱の軸力は500トン試験機の計測部で、はりに載荷した荷重はロードセルで測定した。また、試験体各部の変位およびひずみを計測した。

(4) 試験体の理論耐力

試験体の実測寸法と表1、2の材料強度を用いて、柱はり接合部の終局せん断耐力、はりおよび柱の終局曲げ耐力をSRC規準²⁾に基づいて求めた。結果を表3に示す。同表中には、SRC規準の耐力式による抵

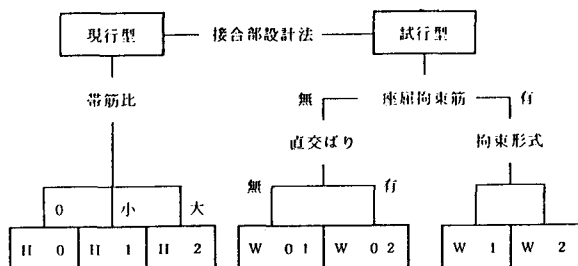


図1 実験変数

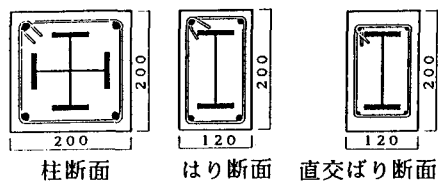


図2 試験体

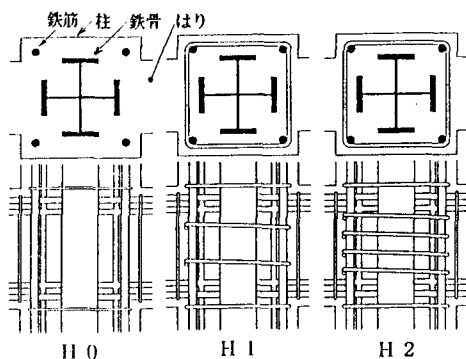


図3 接合部詳細

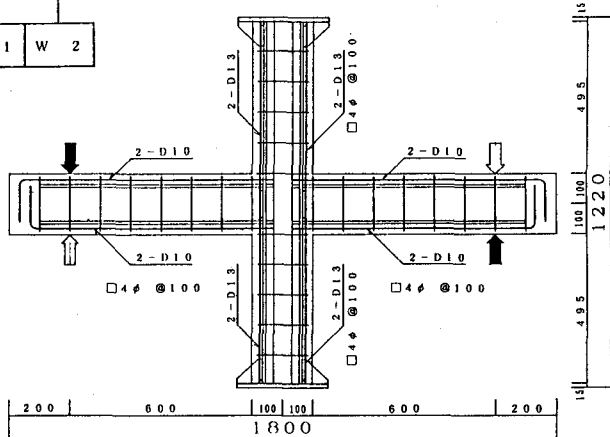


図4 加力装置

表1 鋼材の機械的性質

	σ_y	σ_u	σ_y/σ_u	ϵ_y	ϵ_{st}	ϵ_B	σ_y (T/cm ²) 降伏応力度
PL-3.2	2.73	3.76	0.72	0.13	0.76	33.2	σ_u (T/cm ²) 引張り強さ
PL-9.0	2.80	4.20	0.67	0.14	1.38	31.6	σ_B (T/cm ²) 伸び
D13	3.63	5.49	0.66	0.17	-	24.2	E (T/cm ²) ヤング率
D10	3.52	5.11	0.69	0.17	-	28.0	ϵ_y (%) 降伏ひずみ
D6	3.31	5.32	0.62	0.16	-	30.5	ϵ_{st} (%) ひずみ硬化開始ひずみ
4φ	-	5.43	-	-	-	-	ϵ_B (%) 伸び

表2 コンクリートの機械的性質

試験体名称	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)
H 0	361
H 1	356
H 2	275
W 01	300
W 02	323
W 1	336
W 2	371

表3 耐力の比較

試験体名	帯筋比 (%)	抵抗力分担割合 (%)			耐力時の 部材角 (°)	実験 耐力 ①	パネルの 理論耐力 ②	耐力の 比較 ①/②
		S	R	C				
H 0	0.0	22.7	0.0	77.3	2	5.68	4.3	1.32
H 1	0.4	20.5	9.7	69.8	2	6.06	4.95	1.22
H 2	0.8	18.7	17.7	63.6	2.5	6.51	5.26	1.24
W 01	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	5.87	4.87	1.21
W 02	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	7.12	4.95	1.43
W 1	0.0	37.0	0.0	63.0	3	6.05	5.05	1.20
W 2	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	6.69	5.17	1.29

抗力の分担割合（S：鉄骨，R：フープ，C：コンクリート）も示している。

3. 実験結果および考察

(1) 実験経過

すべての試験体が部材角Rで1%の変位段階であり，および接合部パネルにひびわれが生じた．柱はり接合部のフープ筋比1%の試験体H2と直交ばりの付いているW02を除いて，最終段階では，柱の十字形鉄骨の弱軸方向フランジが露出した．柱はり接合部の損傷が，はりおよび柱のそれに比べて，著しかった．試験体H0は最終状態で柱が「くの字」形に変形して，大きく抵抗力が低下した．

(2) 荷重－変形曲線

図5にはり荷重－はり荷重点変位を示す．図中に柱はり接合部の終局せん断耐力より求めたはり荷重 pPu を一点鎖線で，はりの終局曲げ耐力より求めたはり荷重 bPu を破線で示している．柱はり接合部にフープの入っていない試験体を含めて，いずれの試験体も，実験の耐力は柱はり接合部の理論終局せん断耐力より計算される荷重を超えている．また試験体H0を除いて，はりの終局曲げ耐力より求めた荷重 bPu に達している．

柱が「くの字」形に変形した試験体H0の最終状態を除けば，全試験体の荷重・変形関係の形状に差異は認められず，急激な抵抗力の低下は見られない履歴曲線を示している．最大耐力時の部材角は表3に示すように2%～3%であった．

図6に試験体の最大耐力以後の挙動を比較するため，縦軸は，各変位段階での第1サイクルのはり荷重を各試験体の最大荷重で無次元化したものを示す．図6(a)は，柱はり接合部のフープ筋比の影響，(b)，(c)はほぼ理論耐力の等しい(H1, W01, W1)，(H2, W2)，(d)は柱主筋の補剛筋の影響を見るため(W01, W1, W2)のものである(試験体設計の段階では，W01とH2の耐力を等しくしたが，材料強度の変動で上記の試験体の耐力がほぼ等しくなった)．図6(e)には直交ばりの有無の影響を示す(W01, W02)．図7に部材角2%，4%，6%の変位振幅での正規化した荷重・変形関係(変位反転点の荷重・変位で無次元化した荷重・変位)を示す．

図6，7(a)より，大変形域ではフープ筋比の小さいものの抵抗力が低下するが，部材角で4%程度($\delta = 2.8\text{ mm}$)までは，変形能力，荷重・変形関係の形状に顕著な差は認められない．図6(c)，(b)より，フープ筋比が1%の耐力を持つ(H2, W2)は大変形域では，フープの代わりに主筋の補剛筋を入れた試験体W2の方が，抵抗力の低下は大きい，フープ筋比が0.5%の耐力をもつ試験体(H1, W01, W1)では差異は観察されない．したがって，フープ筋比で0.5%程度のパネルの耐力が必要であれば，鉄骨パネル部を補強することにより，はりウェブに穴を開けなくても，耐力・変形能力が同等な性能をパネル部分に持たせる事ができる．図6(d)より，主筋の補剛方法により，大変形域まで耐力後の挙動は，差異が認められない．また図7(d)より正規化された荷重・変形関係もほとんど同様な形状をしている．図6，7(e)より，直交ばりの有無による変形能力に及ぼす影響としては顕著な差異は認められない．

(3) 最大耐力

表3に実験の最大耐力と理論耐力の比較を示す．SRC規準によるパネルのせん断耐力は，実験耐力を20%から43%程度安全側に評価している．試験体H0, W02を除けば，接合部のディテールに関わらず，20%程度の安全率をもっており，計算上ほぼ同じ理論耐力となる．試験体(H1, W01, W1)，(H2, W2)では，実験の耐力も概ね同じである．また，直交ばりのついた接合部(W02)はつかないものに比べて，余剰耐力が大きくなっていることがわかる．

(4) エネルギー吸収能力

図8にエネルギー吸収能力と累積塑性変形の関係を示す．全試験体について大きな差異は観察されないが，

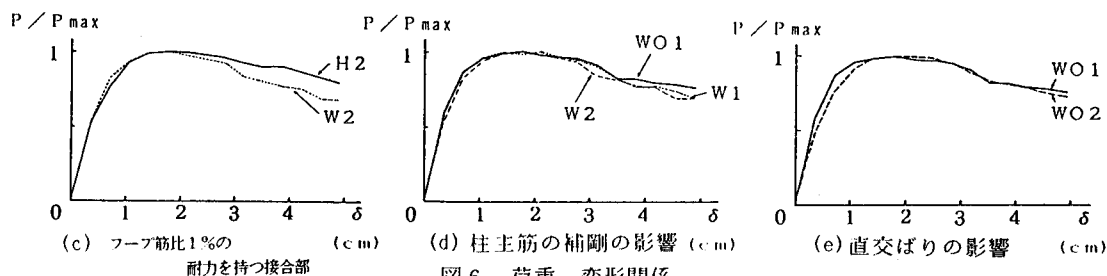
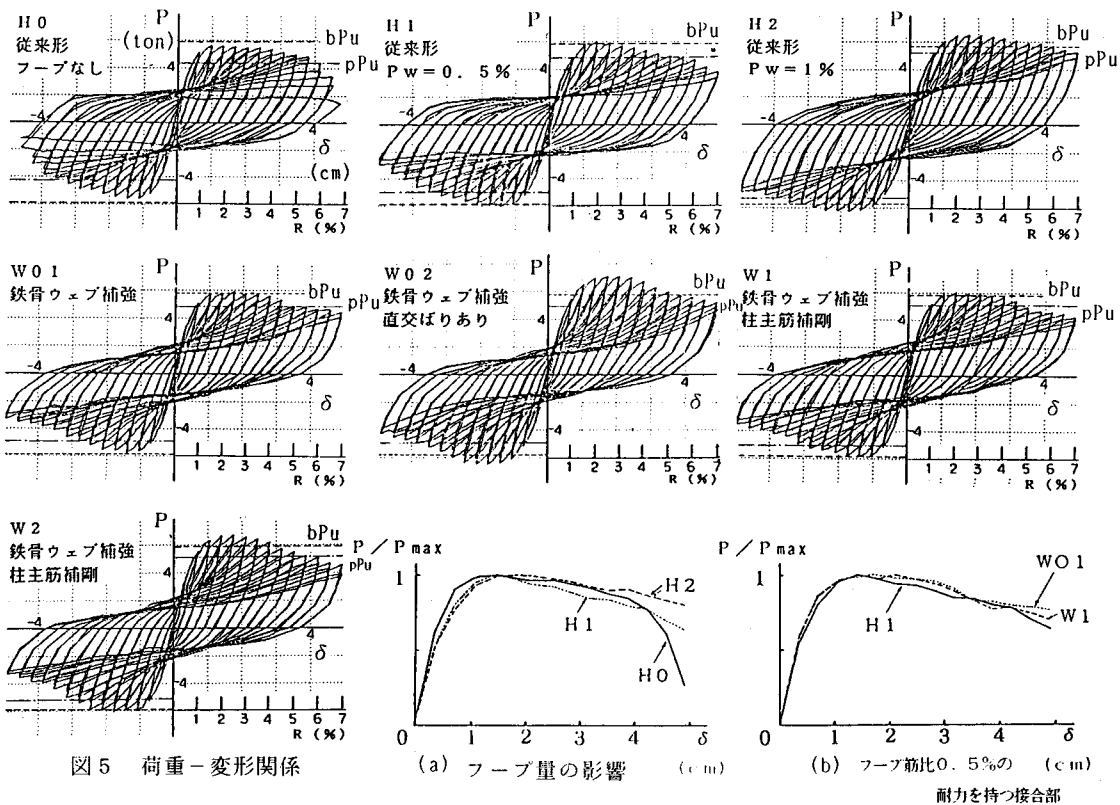
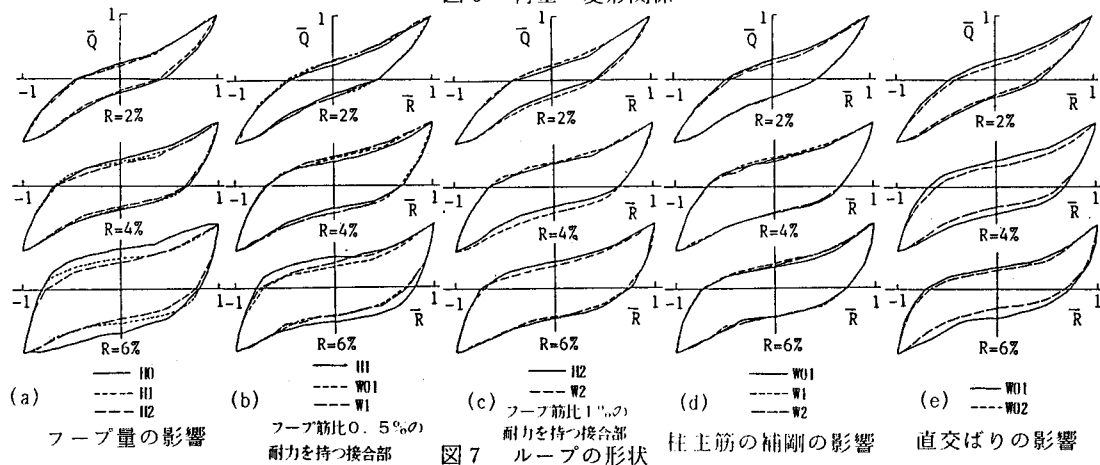


図6 荷重-変形関係



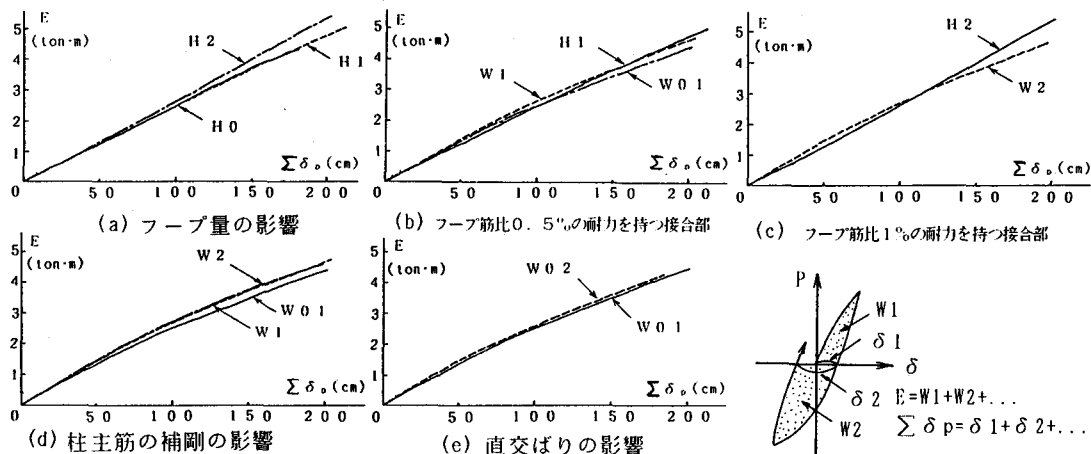


図8 エネルギー吸収能力-累積塑性変形関係

(a) 図より、フープ筋比の影響は、大変形域でフープ筋比の大きい試験体が大きくなる。(b), (c) 図より、最終変位段階での総エネルギー吸収能力はフープを入れたものが他のものより大きくなっていることがわかる。また(d), (e) 図より、柱主筋の座屈補剛筋を入れた試験体の方が、また直交ばりがある方がエネルギー吸収能力が大きくなる事がわかる。

4. まとめ

鉄骨鉄筋コンクリート十字形骨組の実験を行うことにより、接合部のせん断補強法に関して、以下の事がわかった。

- 1) 接合部パネル崩壊型のSRC骨組は、柱はり接合部にフープを入れなくても、急激な耐力低下はなく、比較的安定した挙動を示す。フープを1%入れた接合部の耐力と、鉄骨ウェブのみを補強して同じ耐力を持たせた接合部は、その変形能力は部材角3%程度までは差異はない。フープを0.5%入れた接合部の耐力と、鉄骨ウェブのみを補強して同じ耐力を持たせた接合部は、その変形能力は部材角7%程度までは大きな差異は認められない。したがって、柱はり接合部にフープを入れずとも、鉄骨パネルを補強することにより、部材角で7%程度までは、フープを0.5%入れたものと同様の挙動を期待できる。
- 2) 柱主筋の補剛筋の有無および補剛方法の耐力・変形能力に及ぼす影響は少ない(W0, W1, W2)。
- 3) 直交ばりの存在は、変形能力・エネルギー吸収能力の増加には顕著な影響をあたえない。
- 4) 柱はり接合部にフープの入っていない場合でも、またフープ筋比が1%と大きい場合でもSRC規準による柱はり接合部のせん断耐力式でパネル部分のせん断耐力を安全側に予測できる。規準によるパネルのせん断耐力は実験耐力を20%程度安全側に評価している。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説，1986.11，pp.317-342
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987.6
- 3) 鋼材倶楽部鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集作成委員会：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集，1987.6
- 4) 谷口考生，南宏一ほか：SRC柱はり接合部における帯筋の配筋法に関する実験的研究，(その1)，(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，1988.10，pp.1305-1308