

十字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり 接合部のせん断破壊に関する実験的研究 (その1)

若林 實・南 宏一・西村 泰志

INELASTIC SHEAR BEHAVIOR RIGID MOMENT-REGISTING CONNECTIONS IN CRUCIFORM-SHAPED STEEL REINFORCED CONCRETE FRAMES (PART 1)

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Yasushi NISHIMURA

Synopsis

The main objective of this investigation was to study the shear behavior of interior beam-to-column connections in steel reinforced concrete frames subjected to monotonic loading.

Six specimens which were designed so as to prevent flexural and shear failure of beam and column members were tested, whose connection panels were made of pure steel, pure concrete or steel-and-concrete. The effects of the ratio of beam width to column width on the behavior of connections were investigated.

The test results showed that the shear strength of interior connection was considerably larger than that of exterior and corner connection which was previously conducted by authors and the shear strength increases with the increase of the ratio of beam width to column width. From the test results, the empirical equation for the shear strength of beam-to-column connections was suggested.

1. 序

柱はり接合部は、部材が最大応力を受ける位置で接合され、その挙動は構造物全体の剛性、耐力に大きな影響を与える非常に重要な箇所である。構造物に地震力、風圧力などの水平荷重系のものに対応する外力が加わると、柱はり接合部には他の応力に比してせん断応力が非常に大きくなる。鉄骨コンクリート柱はり接合部では、コンクリートパネルが鉄骨ウェブパネルと協同して働き接合部に作用するせん断応力に抵抗するものと考えられる^{1)~9)}。しかしながら、コンクリートパネルのせん断強さは、接合部を含む骨組形式 (L , T , 十字形骨組) 柱はり幅比 B_b/B_c (B_b : はり幅, B_c : 柱幅), 直交ばりの直無などの境界条件によって大きく影響されるものと考えられ、非常に複雑で、十分解明されるに致っていない。

既往の研究は、骨組形式に関して、鉄骨鉄筋コンクリート構造では十字形骨組がほとんどで、 L , T 字形骨組に関する研究はほとんど行なわれておらず、 T 字形骨組に関して一例¹⁰⁾ あるのみである。また、柱はり幅比が異なる場合のコンクリートパネルのせん断強さに関する研究³⁾ も一例あるのみでいまだ十分解明されるに致っていない。

この様な観点に基づき (1) 骨組形式が異なる場合の接合部のせん断強さ (2) はりが純鉄骨の場合を含めて柱はり幅比が異なる場合の接合部のせん断強さを重点的に調べ、かつ設計式^{*}) の妥当性を調べるために

^{*}) 1975年11月に発表された第2次改定の日本建築学会・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁵⁾ では、既往の実験的研究に基づいて柱はり接合部の設計式が提案されている。

一連の実験変数に基づく実験的研究^{*)}を企画した。

既報^{(11),(12)}では、 L 字形骨組および T 字形骨組に関する研究の概要を報告したが、本報告では、十字形骨組で単調載荷時の場合について、その実験計画および実験結果の概要を報告するものである。

2. 実 験

2.1 実験計画

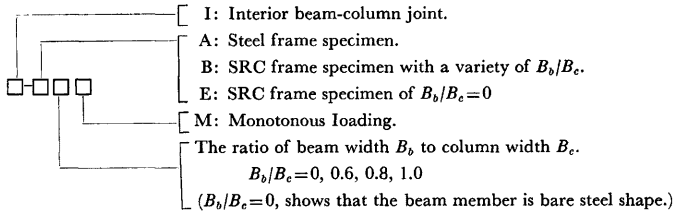
本実験では、試験体は接合部パネルのせん断降伏が柱およびはり部材の曲げ降伏に対して先行する様に計画された。

実験変数としては、柱はり幅比をとり $B_b/B_c=0, 0.6, 0.8, 1.0$ (ただし、 $B_b/B_c=0$ は、柱材が鉄骨鉄筋コンクリート構造で、はり材が純鉄骨の試験体を意味する) の 4 種類を計画した。なお、比較のために純鉄骨の試験体 (I-A0M) および基礎的な観点から、 $B_b/B_c=0$ に対応するもので鉄骨ウェブパネルのない試験体 (I-E0M) も計画し、計 6 体の試験体を計画した。Table 1 に計画された実験系列を示す。

Table 1. Test program.

Specimen ^{*)}	Test Program						Reinforcement	
	Column section $B_c \times D_c$ (mm)	Beam section $B_b \times D_b$ (mm)	B_b/B_c	Steel portion section (mm)	Panel thickness (mm)		Column	Beam
I-A0M				H-200×80 ×9×25	6			
I-B0M	250×250		0	"	"	each side 2-9φ 6φ□100@		
I-B6M	"	150×250	0.6	"	"	"		each side 2-9φ 6φ□100@
I-B8M	"	200×250	0.8	"	"	"		"
I-B10M	"	250×250	1.0	"	"	"		"
I-E0M	"		0	"	none	"		

*) The meaning of the name of specimens is as follows.



本実験では、これらの計画された実験変数をもつ試験体に、水平荷重時に対応する逆対称荷重を単調載荷することによって鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部におけるコンクリートパネルのせん断強さを調べることに主眼をおいた。

*) 本実験的研究は、3年計画で企画したもので、初年度は L 字形骨組、2年度は T 字形骨組に関する研究^{(11),(12)}を行った。

2.2 試験体

Fig. 1 に試験体の形状寸法の詳細、断面構成および配筋詳細の一例を示す。試験体は交換可能な補助ビームをとりつけることによって所定の形状寸法となる様にし、実大の約 1/3 を想定している。鉄骨鉄筋コンクリートの試験体では、各試験体とも柱断面寸法として $B_c \times D_c = 250\text{mm} \times 250\text{mm}$ (D_c : 柱せい) を採用し、はり断面寸法としては、各試験体ともはりせい D_b を $D_b = 250\text{mm}$ とし、はり幅は、柱はり幅比 $B_b/B_c = 0.6, 0.8, 1.0$ に準じて、それぞれ 150mm, 200mm, 250mm である。

鉄骨主材は板材を溶接組立した H 形鋼から構成され、 $H-200 \times 80 \times 9 \times 25$ である。なお、鉄骨ウェブパネルは各試験体とも $\#6$ を使用した。

主鉄筋には、直径 9mm の丸鋼を上端および下端ともそれぞれ 2 本使用した。なお、主鉄筋の定着は、主鉄筋をエンドプレートに溶接することによって行った。

せん断補強筋は、柱およびはり共に直径 6mm の丸鋼を 100mm 間隔に設けたが柱はり接合部には配していない。

2.3 試験体の材料および製作

鉄骨十字形骨組は、所要の寸法に切り出された板材 ($\#6, 9, 12, 25$) を溶接組立*1) した H 形鋼から構成され、その板材の材質は、SS41 材とした。

主鉄筋としては SR24 の 9φ、せん断補強筋としては SR24 相当品の 6φ を使用した。

セメントは、普通ポルトランドセメント、細骨材は 1.2mm 以下の川砂、粗骨材は 5mm 以上 10mm 以下の川砂利を使用した。コンクリートは重量調合比でセメント：砂：砂利 = 1 : 2.77 : 2.93 とし、水セメント比 72%，スランプ 21cm とした。Table 2 に各試験体の使用材料の機械的特性を示す。

試験体の製作にあたっては、コンクリートは柱材を鉛直に設置した鋼製型枠内に打設し、コンクリート打設後 3～4 日で脱型し、実験実施まで実験室内で空気養生を行った。

Table 2. Mechanical properties of materials.

Specimen	Materials									
	Concrete			Steel bar				Steel		
	F_c (kg/cm^2)	F_t (kg/cm^2)	F_t/F_c	ϕ	σ_y (t/cm^2)	σ_{max} (t/cm^2)	ϵ_u	$\#$	σ_y (t/cm^2)	ϵ_u
I-AOM								6	3.12	4.26
								9	3.50	4.70
								12	2.84	4.50
								25	2.61	4.72
I-BOM	224	21.1	0.094	6 9	2.38 3.65	3.60 5.14	0.308 0.267	"	"	"
I-B6M	192	17.7	0.092	"	"	"	"	"	"	"
I-B8M	193	19.1	0.099	"	"	"	"	"	"	"
I-B10M	233	22.7	0.097	"	"	"	"	"	"	"
I-EOM								9	3.50	4.70
								12	2.84	4.50
								25	2.61	4.72

2.4 載荷方法

Photo. 1 に載荷装置を示す。載荷は柱材の一端を回転支点他端を移動支点として、左右のはり反曲点に手

*1) 鉄骨十字形骨組は溶接組立後焼鈍処理を行っている。



Photo. 1. Loading apparatus.

動式の 50ton 油圧ジャッキによって Fig. 1 の矢印によって示す様に柱はり接合部に逆対称荷重を単調載荷しようとするものである。荷重は、ジャッキの先端にとりつけたロードセルによって測定し $P^* = (P_1 + P_2)/2$ とした。ただし、 P_1, P_2 は、左右のはり反曲点に負荷した荷重である。なお、柱材には軸力は負荷していない。

* 実験に際しては、 P_1 と P_2 は等しくなる様に載荷したが若干の差異が観察されることがあったのでその平均値をとった。

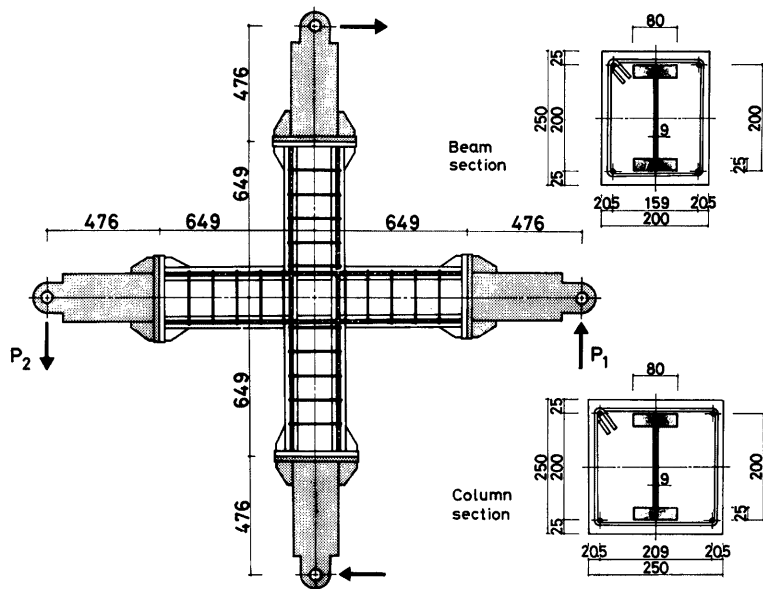


Fig. 1. Specimen and cross sections for specimen I-B8M (units; mm)

2.5 変位およびひずみの測定

変位は、Fig. 2 に示す様に、接合部対角線方向 (δ_1, δ_2) および部材相対変位 ($\delta_3 \sim \delta_8$) を撓動型変位計によって測定した。また、接合部パネルのひずみ状態を測定するために鉄骨面およびコンクリート面にロゼットおよび単軸の電気抵抗線ひずみゲージ (W.S.G.) を貼付した。なお、接合部対角線方向の変位を測定するための変位計取付け用ボルトは、接合部パネルの大変形時において、ボルトの変形でコンクリートの破壊によって拘束されない様にコンクリートとボルトの間に 5mm 程度のすきまを設けた。なお、詳細については文献 (11), (12) を参照されたい。

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊状況

Fig. 3 および Photo. 2 に、実験終了後の各試験体のひび割れおよび破壊状況を示す。各試験体とも接合部パネルの変形は著しく、残留変形は柱およびはり部材には、ほとんどみられず接合部パネルに集約している。

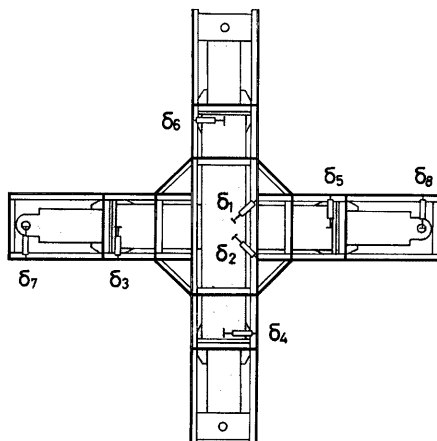


Fig. 2. Deformation instrumentation.

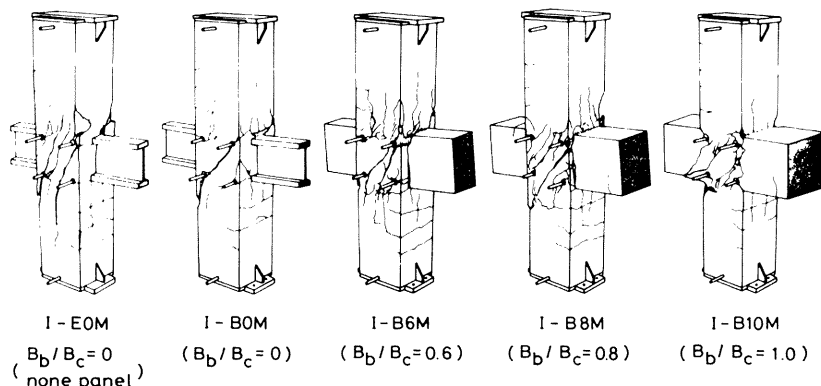


Fig. 3. Crack observation.

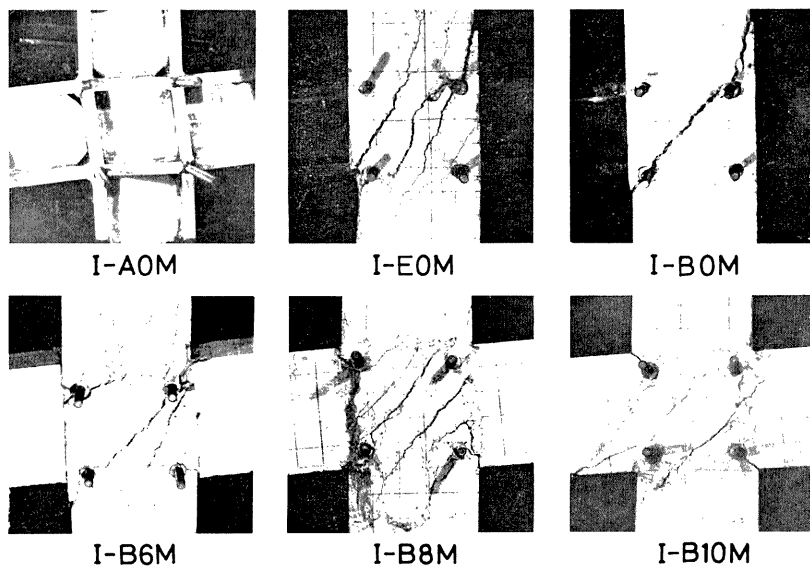


Photo. 2. Crack observation.

接合部パネルのひび割れの分布状況は、はり断面の構成要素によって2つに大別できる。すなわち、はり
が純鉄骨構造の場合、接合部パネルは一本の斜張力ひび割れによって代表され、斜張力破壊の様相を呈する。
しかしながら、はり鉄骨鉄筋コンクリート構造の場合、接合部パネルは、柱およびはり部材の圧縮領域を
結ぶ範囲に圧縮場の構成を示すひび割れ状況を呈し、変形の増大とともにこれらのひび割れは柱あるいは、
はり部材へと進展し、圧縮破壊の様相を呈する。なお、この場合の圧縮場の構成を示す斜張力ひび割れと柱
の材軸とのなす傾きは、柱はり幅比が小さくなる程小さくなる傾向にある。すなわち、これは、部材接合端
上下の柱材の圧縮領域を結ぶ範囲における圧縮場の構成が顕著であることを示し、解析モデルの樹立にあ

た一つの特長となるであろう。なお $B_b/B_c=0$ で鉄骨ウェブパネルのない試験体 (I-E0M) では後者の破壊様相を呈し、鉄骨ウェブパネルの存在する試験体とは破壊形式を異にする。

なお、Table 3 に曲げひび割れおよび斜張力ひび割れ発生時の荷重を示す。

Table 3. Test results.

Specimen	Flexural cracking load P_{ft} (t)		Diagonal tension cracking load P_{cr} (t)	Maximum load $P_{max.}$ (t)	Shear stress	
	Column	Beam			τ_{cr}/F_c	τ_u/F_c
I-A0M				5.19		
I-B0M	1.00		3.50	5.98	0.101	0.184
I-B6M	2.00	2.00	4.23	6.85	0.186	0.314
I-B8M	1.00	1.00	3.31	7.55	0.153	0.416
I-B10M	2.00	2.50	2.97	7.96	0.122	0.383
I-E0M	1.00		2.62	4.32		

3.2 変形状

Fig. 4 は、変位 (δ_1, δ_2) の値から得られた接合部パネルの荷重変形曲線を示す。縦軸は荷重 P 、横軸は接合部パネルのせん断ひずみ γ をあらわし、○印は斜張力ひび割れ発生荷重を示す。なお、せん断ひずみ γ は $\gamma = \frac{\delta_2}{a l_2} - \frac{\delta_1}{a l_1}$ によって求めた。ただし $a l_2, a l_1$ は、測定した変形 δ_2, δ_1 に対する標点間距離である。Fig. 5 は、鉄骨ウェブパネル中央に貼付したロゼットゲージの値から得られた荷重変形曲線である。

鉄骨鉄筋コンクリート試験体の初期剛性はコンクリートの存在によって純鉄骨試験体と比較して大幅に改善され、それは柱はり幅比が大きくなる程大きくなる傾向にある。

斜張力ひび割れ発生時には、Fig. 5 の点線によって示す様に各試験体とも鉄骨ウェブパネル中央ではほぼ降伏せん断ひずみ γ_y に達している。なお、降伏せん断ひずみ γ_y は $\gamma_y = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot (1+\nu) \cdot \varepsilon_y$ によって求めた。ただし、 ν はポアソン比、 ε_y は降伏ひずみである。

十字形骨組では、この斜張力ひび割れ発生以後、L 字形および T 字形骨組の場合と比較してかなりの抵

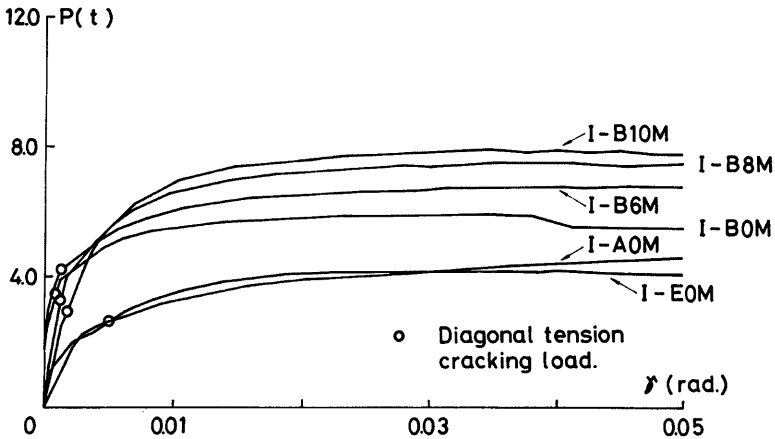


Fig. 4. Load-shear strain relationships.

*) γ_y の計算に際しては、 $\nu=0.3$ とし ε_y は板材の引張試験による測定結果より $\varepsilon_y=0.00163$ とした。

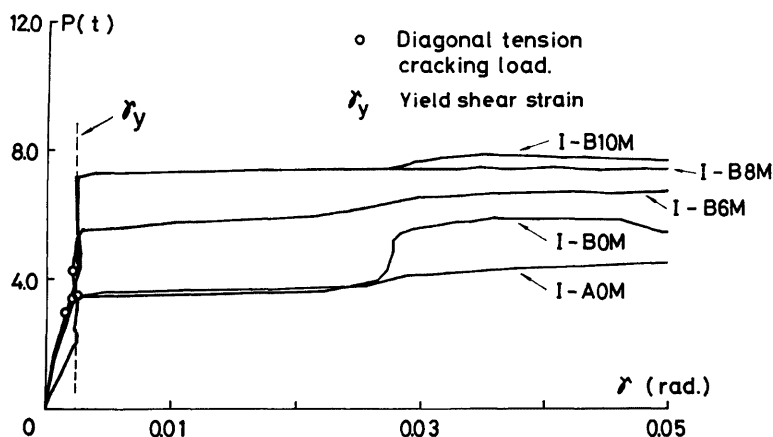


Fig. 5. Load-shear strain relationships obtained from rosette gauge data.

抗力が期待できる。しかしながら、斜張力ひび割れ発生以後の鉄骨ウェブパネルのひずみの進展の状況は、はり部材の断面構成によってかなり異なった様相を呈する。すなわち、はりが純鉄骨の試験体 (I-B0M) では、斜張力ひび割れ発生と同時に降伏し、せん断ひずみが 0.028 (rad.) 程度まで急激に増大する。それ以後、耐力は上昇するがその時のひずみの進展はわずかである。一方、はりが鉄骨鉄筋コンクリートの試験体 (I-B6M, I-B8M, I-B10M) では、ひずみはほとんど進展せず耐力のみ上昇する。すなわちはりが純鉄骨の試験体では、コンクリートパネルの抵抗力を発揮する時点では、鉄骨ウェブパネルはかなり変形が進展していることを意味する。一方、はりが鉄骨鉄筋コンクリートの試験体では、斜張力ひび割れ以後の抵抗力はコンクリートパネルに大きく依存していることがわかる。

Fig. 6 は、骨組としての荷重変形曲線を示したものである。縦軸は荷重 P 、横軸は部材角 R を示す。な

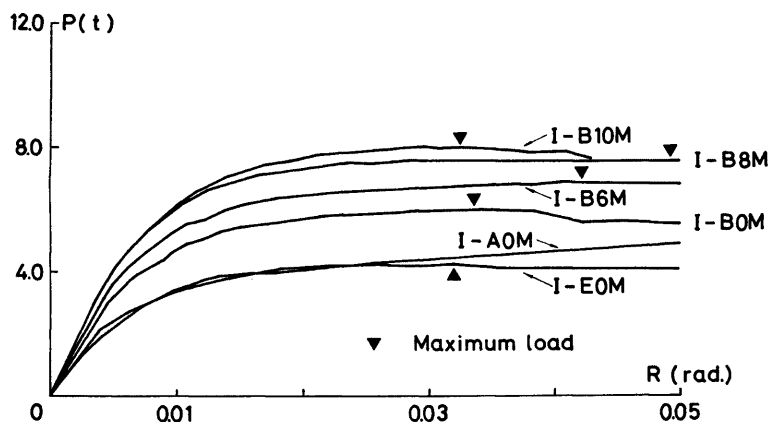


Fig. 6. Load-deflection relationships.

お、部材角 R は $R = (\delta_7 + \delta_8) / (2l + s_j)$ によって求めた。ただし、 l ははり反曲点から柱のフランジ重心までの距離、 s_j はフランジ重心間距離である。各試験体とも接合部パネルのせん断破壊が先行しているので接合部パネルの荷重変形曲線とほぼ同じ性状を示す。なお、各試験体の最大耐力は部材角が $0.03 \sim 0.05$ (rad.) の時に観察された。

4. コンクリートパネルのせん断強さに関する検討

Fig. 8 は、Fig. 7 の模式図に示す考えに基づいて、柱はり幅比を一連の実験変数とする鉄骨鉄筋コンクリート試験体 (B シリーズ) の抵抗力 $P_{SRC}(R)$ 、鉄骨試験体^{*)} (A シリーズ) の抵抗力 $P_s(R)$ より、部材角 R を考慮して、鉄筋コンクリート部分の抵抗力 $P_{RC}(R)$ を、 $P_{RC}(R) = P_{SRC}(R) - P_s(R)$ より求めたものである。なお、本実験では、柱はり接合部にはせん断補強筋を配していないので、この $P_{RC}(R)$ はコンクリートパネルの抵抗力 $P_c(R)$ であると考えられる。

このコンクリートパネルの抵抗力は、鉄骨鉄筋コンクリートの場合と比較して部材角 R がほぼ 0.02 (rad.) の時最大値をとり、以後緩慢な負勾配をとることが特徴である。

本実験のように、十字形骨組に逆対称荷重が作用した場合、接合部パネルに作用するせん断力 $\tilde{Q}$ は、モーメント分布を Fig. 9 (a) のように鉄骨ウェブパネル4周のフランジ重心位置で最大になるものとし、この曲げモーメントは柱およびはりフランジによって伝達されるものと仮定すると、Fig. 9 (b) から、次式によって求められる。

$$\tilde{Q} = \left(\frac{2l - s_j}{s_j} \right) P \quad \dots \dots \dots (1)$$

この (1) 式の P に前述の $P_c(R)$ を代入すれば、コンクリートパネルの保有せん断力が求められる。

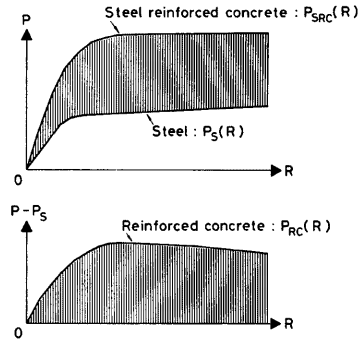


Fig. 7. Calculation of shear capacity of concrete portion.

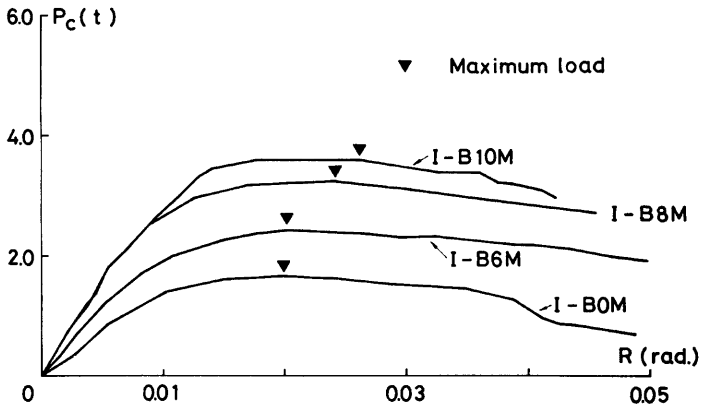


Fig. 8. Shear capacity of concrete portion.

^{*)} A シリーズおよび B シリーズとも鉄骨十字形骨組の力学的特性は同一である。

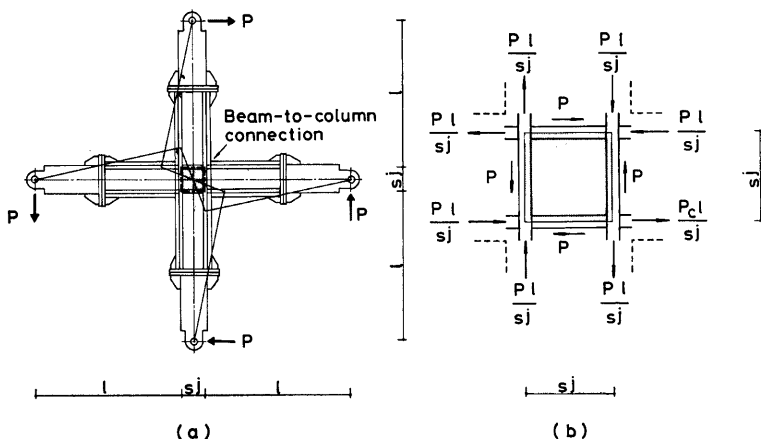


Fig. 9. Stress distribution assumption.

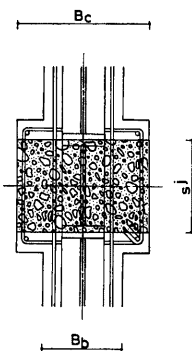


Fig. 10. Effective area for shear strength.

いま、コンクリートパネルの領域として Fig. 10 に示す様に柱幅とフランジ重心間 (すなわち $B_c \times s_j$) に囲まれた部分と考え、この領域にせん断応力度が一樣に分布していると考えた場合の平均せん断応力度 $c\tau$ は次式によって示される。

$$c\tau = \frac{1}{B_c \cdot s_j} \left(\frac{2l - s_j}{s_j} \right) \cdot P_c(R) \dots \dots \dots (2)$$

(2) 式の考えに基づいて求めた初期斜張力ひび割れ時および終局耐力時の各試験体の平均せん断応力度をコンクリートの圧縮強さ F_c で無次元化した値 (τ_{cr}/F_c および τ_u/F_c) を Table 3 に示す。これより初期斜張力ひび割れ時の平均せん断応力度は (0.101~0.186) F_c であり、終局耐力時の平均せん断応力度は (0.184~0.416) F_c であった。

Fig. 11 は、初期斜張力ひび割れ時の τ_{cr}/F_c と柱はり幅比 B_b/B_c の関係を図示したものであり、Fig. 12 は、終局耐力時について示したものである。なお、比較のために L 字形¹¹⁾ および T 字形骨組¹²⁾ の場合の結果を示す。初期斜張力ひび割れ時の場合、 $B_b/B_c=1.0$ を除いて柱はり幅比が大きくなる程 τ_{cr}/F_c は大きくなる傾向にある。このことは、L 字形骨組で $B_b/B_c=0.8, 1.0$ の場合を除いて、L 字形および T 字形骨組についても認められる。一方、終局耐力時の場合も $B_b/B_c=1.0$ を除いて柱はり幅比が大きくなる程 τ_u/F_c は大きくなる傾向にある。このことは、T 字形骨組で $B_b/B_c=1.0$ の場合を除いて L 字形および T 字形骨組についても認められる。

Fig. 13 は、 τ_u/F_c と F_c の関係を図示したものである。図中の ■ 印は接合部パネルの有効幅として $(B_b + B_c)/2$ を採用して得られた τ_u/F_c と F_c の関係を図示したものである。比較のために L 字形および T 字形骨組の場合の結果を ▲ および ● 印によって示す。これから、有効幅の考えに基づいて得られた τ_u/F_c は、骨組形式によって、各々ほぼ同一値をとることから本実験に関してもこの考えは妥当であると考えられる。また、Fig. 13 において (A)³⁾, (B)³⁾, (C)^{13)*}, D)^{14)*} は、接合部を含む骨組形式が十字形の場合の τ_u/F_c

*) ただし (C), (D) は、鉄筋コンクリート接合部パネルの τ_u/F_c と F_c の関係を示すものである。

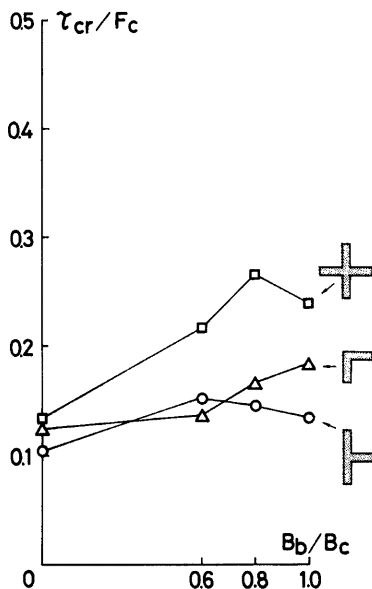


Fig. 11. Relationships between τ_{cr}/F_c and B_b/B_c .

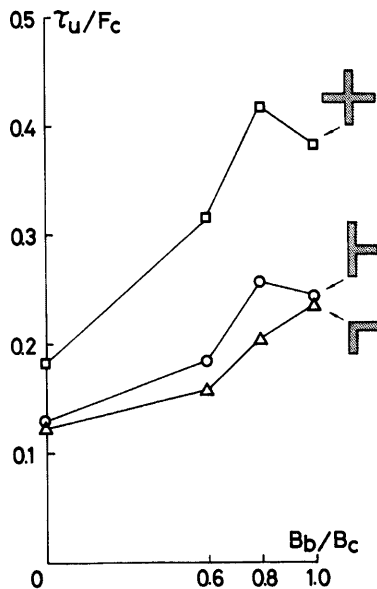


Fig. 12. Relationships between τ_u/F_c and B_b/B_c .

と F_c の関係を与える既往の提案式を図示したものである。しかしながら、これらの提案式はコンクリートパネルの終局せん断強さに影響を与える他の要素、すなわち、接合部を含む骨組形式や柱はり幅比の要素を含んでいない。そこで、著者が行った L 字形、T 字形および十字形骨組形式の単調載荷に対する実験結果に基づいて、次式のような実験式を求めた。すなわち、

$$\tau_u/F_c = \begin{cases} F_c \leq 262 \text{ kg/cm}^2 & : F_s \cdot (0.68 - 0.0013 F_c) \cdot \frac{1+B_b/B_c}{2} \\ F_c > 262 \text{ kg/cm}^2 & : F_s \cdot \frac{88.9}{F_c} \cdot \frac{1+B_b/B_c}{2} \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

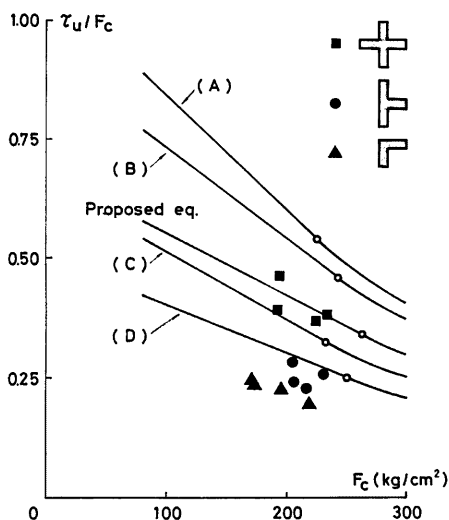
ただし、 F_s は骨組形式による形状係数で、十字形骨組の場合 1.0、T 字形骨組の場合 0.64、L 字形骨組の場合 0.52 である。この F_s は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説における拘束係数 ψ に対応するもの^{*)}で、この結果からは規準では T 字形骨組に対しては若干大きめに、一方、L 字形骨組に対しては小さめに評価しているものと考えられる。なお、実験式の第 2 式は、 $F_c > 262 \text{ kg/cm}^2$ 以後 τ_u は一定として求めた。なお、図中の *proposed eq.* は、骨組形式が十字形で $B_b/B_c = 1.0$ の場合について、この実験式を図示したものである。

Fig. 14 は、実験式による計算結果と実験値との相関関係を図示したものである。これより本実験結果に対してはこの実験式によって良く評価できるものと考えられる。

Fig. 15 は、柱はり接合部のせん断強度を与える鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の提案式の妥当性を調べたもので縦軸は実験値 M_{exp} 、横軸は計算値 M_{des} ^{**)} をそれぞれあらわす。なお、この相関関

*) 付録に、短期荷重時の設計式を示す。

**) 附録 (A-1) 式の左辺を各試験体について計算したものである。



	Equation	Ref.
Proposed eq.	$F_c \leq 262 \quad \tau_u/F_c = 0.68 - 0.0013F_c$ $F_c > 262 \quad \tau_u/F_c = 88.9/F_c$	
(A)	$F_c \leq 225 \quad \tau_u/F_c = 1.08 - 0.0024F_c$ $F_c > 225 \quad \tau_u/F_c = 121.5/F_c$	3
(B)	$F_c \leq 242 \quad \tau_u/F_c = 0.92 - 0.0019F_c$ $F_c > 242 \quad \tau_u/F_c = 111.3/F_c$	9
(C)	$F_c \leq 232 \quad \tau_u/F_c = 0.85 - 0.0014F_c$ $F_c > 232 \quad \tau_u/F_c = 75.4/F_c$	13
(D)	$F_c \leq 250 \quad \tau_u/F_c = 0.50 - 0.001F_c$ $F_c > 250 \quad \tau_u/F_c = 62.5/F_c$	14

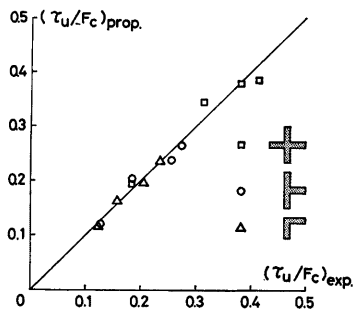
Fig. 13. Relationships between τ_u/F_c and F_c .

Fig. 14. Comparison of experimental values with calculated values.

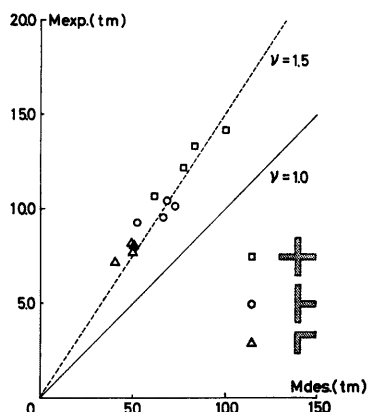


Fig. 15. Comparison of experimental values with calculated values.

係は接合部パネルの強さをはり部材の抵抗モーメントであらわしたものであり、計算値と実験値との関係は、短期荷重時の許容強度を終局耐力と対応させた。なお、比較のために、L 字形および T 字形骨組の場合の結果を示す。この図から、骨組形式にかかわらず実験値は各試験体ともほぼ安全率 1.5 の線上にあり、この提案式は充分安全側の値を示すことが認められる。

5. 結 語

6 体の十字形鉄骨および鉄骨鉄筋コンクリート構造骨組の柱はり接合部の単調載荷実験によって次の様な結論を得た。

- (1) ひび割れ状況に関しては、はり純鉄骨の場合は斜張力破壊の様相を呈する。一方、はり鉄骨鉄筋コンクリートの場合は柱およびはりの圧縮領域を結ぶ範囲に圧縮場の構成を示すひび割れ状況を呈し、変形の増大とともにこれらのひび割れは柱あるいははり部材へと進展し圧縮破壊の様相を呈する。
- (2) 柱はり接合部のせん断抵抗力は、斜張力ひび割れ発生後もかなり大きな値が期待でき、これはコンクリートパネルに大きく依存する。

- (3) 終局耐力時のコンクリートパネルの平均せん断応力度は、柱はり幅比が大きくなる程大きくなる傾向にあり本実験の十字形骨組に対しても有効幅の考えが適用でき、その時の平均せん断応力度は $(0.368 \sim 0.462)F_c$ の値が期待できる。また、柱はり接合部のせん断強度を与える鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の提案式 (A-1) は安全側の値を示すことが認められた。
- (4) コンクリートパネルの終局せん断応力度は、接合部を含む骨組形式、柱はり幅比およびコンクリートの圧縮強度を変数とする実験式 (3) によって評価できるが、他の実験結果との対応を検討することが必要であろう。

謝 辞

本実験を行なうにあたり、当時、大阪工業大学建築学科4回生芦田正治・佐々木文次・鳥居昭諸氏の御協力を得、住友金属工業株式会社より援助を得たことに対し深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 高田周三：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部に関する一実験，日本建築学会論文報告集69号，1961年10月，pp. 617-620.
- 2) 仲 威雄・加藤 勉・田中淳夫：水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート構造柱はり接合部の実大実験，日本建築学会論文報告集89号，1963年9月，p. 180.
- 3) 横尾義賢・若林 実・末永保美：H 形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究—No. 6 鉄骨コンクリート仕口パネル部分の強さに関する研究—，日本建築学会論文報告集137号，1967年7月，pp. 1-8
- 4) 若林 実・松井千秋・南 宏一：鉄骨コンクリート接合部のせん断耐力に関する一実験，京都大学防災研究所年報11号A，1968年3月，pp. 617-630.
- 5) 若林 実・松井千秋・南 宏一：鉄骨コンクリート接合部の弾塑性性状に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報12号A，1969年3月，pp. 351-365.
- 6) 是石逸二・梅村 魁・青山博之・伊藤 勝：鉄骨鉄筋コンクリート柱梁接合部及び柱の実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），1969年3月，pp. 923-924.
- 7) Wakabayashi, M., T. Nakamura and S. Morino: An Experiment of Steel Reinforced Concrete Cruciform Frames, The Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 23, Dec., 1973, pp. 75-110.
- 8) 仲 威雄・海野三蔵・森田耕次・見村博明・立花正彦・古沢和二：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の耐力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），1974年10月，pp. 1445-1446.
- 9) 南野博男・青山博之：鉄骨鉄筋コンクリート梁柱接合部の終局強度に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1975年10月，pp. 1221-1222.
- 10) 佐々木哲也・小林美亀雄他：鉄骨比の大きいSRC 骨組の大変形・多数回くり返し加力実験（その2）柱はり接合部供試体，関東支部43回学術研究発表会，1972年，pp. 69-72.
- 11) 若林 實・南 宏一・西村泰一：L 字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断破壊に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第19号B-1，昭和51年4月。
- 12) 若林 實・南 宏一・西村泰志：T 字形骨組で構成される鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断破壊に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第20号B-1 昭和52年4月，pp. 109-132.
- 13) 梅村 魁・青山博之・遠藤利根穂：鉄筋コンクリート接合部パネルの耐力と剛性（ラーメンの弾塑性変形略算）日本建築学会論文報告集号外，1965年9月。
- 14) 大和田義正：鉄筋コンクリート・プレストレストコンクリート設計計算入門・部材の設計計算・接合部，コンクリート工学，Vol. 13, No. 13, 1975年3月。
- 15) 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，1975年第2次改定，pp. 143-163.

記 号

- B_b : はり幅
 B_c : 柱幅
 D_b : はりせい
 D_c : 柱せい
 F_c : コンクリートの圧縮強さ
 F_s : 骨組形式による形状係数で、十字形骨組では 1.0, T 字形骨組では 0.64, L 字形骨組では 0.52
 j : フランジ重心間距離
 l : 部材長
 dl_1, dl_2 : 鉄骨ウエブパネル 4 周のフランジ骨組の対角線長
 M_{cxp}, M_{des} : 接合部パネルの抵抗モーメント
 P : 荷重
 P_1, P_2 : 左右のはり反曲点に負荷した荷重
 $P_{sRC}(R)$: 鉄骨鉄筋コンクリート試験体の抵抗力
 $P_s(R)$: 鉄骨試験体の抵抗力
 $P_{RC}(R)$: 鉄筋コンクリート部分の抵抗力
 $P_c(R)$: コンクリートパネルの抵抗力
 $\tilde{Q}$: 接合部パネルに作用するせん断力
 R : 部材角
 γ : せん断ひずみ
 γ_y : 降伏せん断ひずみ
 δ_1, δ_2 : 接合部パネルの対角線方向の変位
 $\delta_3 \sim \delta_8$: 部材相対変位
 ε_y : 降伏ひずみ
 ν : ポアソン比
 τ_c : コンクリートパネルの平均せん断応力度
 $\tau_{cr}/F_c, \tau_u/F_c$: 斜張力ひび割れ発生時および終局耐力時におけるコンクリートパネルの平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度との比
 ψ : 拘束係数

附 録

1975年11月に発表された第2次改定の日本建築学会・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説では、既往のいくつかの実験結果に基づいて、柱はり接合部の設計の一試案として、短期荷重時に対して、次の様な設計式が提案されている。

$$eV_c(2f_s \cdot \psi + p_w \cdot w f_i) + V_s \cdot s f_s \geq \min \left(\frac{u M_{b1} + u M_{b2}}{1 + \xi}, \frac{u M_{c1} + u M_{c2}}{1 + \eta} \right) \dots \dots \dots (A-1)$$

ただし、

- f_s : コンクリートの許容せん断応力度
 $w f_i$: 帯筋のせん断補強筋用短期許容引張応力度
 $s f_s$: 鉄骨ウエブパネルの短期許容せん断応力度
 eV_c : コンクリートパネルの有効体積 $(b_b + b_c) \cdot j_b \cdot j_c / 2$

- V_s : 鉄骨パネルの体積 $\rho t_w \cdot s_j b \cdot s_j c$
- b_b, b_c : はりあるいは柱の幅
- $s_j b, s_j c$: はりあるいは柱の鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離
- $s_j b, s_j c$: はりあるいは柱の鉄骨部分の引張側および圧縮側の弦材断面の重心間距離
- ρt_w : 鉄骨ウェブパネルの厚さ
- ρ_w : 柱はり接合部内の帯筋比
- $\sqrt{\rho}$: 柱はり接合部の拘束係数で、十字形骨組では3, T 字形骨組では2, L 字形骨組では1とする。
- ξ : D_b/h'
- η : D_c/l'
- D_b, D_c : はりあるいは柱の全せい
- l', h' : はりあるいは柱のうちのり長さ
- ${}_u M_{b1}, {}_u M_{b2}$: 左あるいは右のはりの終局曲げモーメント
- ${}_u M_{c1}, {}_u M_{c2}$: 上あるいは下の柱の終局曲げモーメント