

論文

[2089] SRC内部柱梁接合部の剪断抵抗性状

正会員 〇城 攻 (北海道大学建築工学科)
 正会員 後藤康明 (北海道大学建築工学科)
 正会員 柴田拓二 (北海道大学建築工学科)

1. 序

近年、建築物の高層化に伴ってコンクリート強度が高まると共に、階高を低めるために従来より梁成を小さくする傾向がある。本研究では、鉄骨鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の剪断耐力に及ぼす梁柱成比(柱成に対する梁成の比)、及び高強度コンクリートを含むコンクリート強度の影響を明確にすることを目的として、それらを変数とした十字形SRC内部柱梁接合部模型試験体の剪断破壊実験を行った。また、接合部内での鉄骨と鉄筋コンクリートの耐力の分担割合を把握するために、SRC試験体の内部鉄骨と同形の純鉄骨試験体についても加力実験を行ったのでそれらの結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 実験計画

試験体は実大のおよそ1/2縮小模型を想定し、日本建築学会SRC設計規準式を用いて、接合部が純の剪断破壊が梁柱の曲げ降伏に先行するように設計した。実験変数は、柱成を一定にして梁成を変化させて与えた柱梁成比 α が 2/3, 1, 4/3の3種と、コンクリート予定強度 $F_c=300$ と 600kg/cm^2 の2種である。これらの変数の組合せによる4体のSRC試験体と、梁柱成比を変えたそれぞれのSRC試験体の内部鉄骨と同形の純鉄骨試験体3体を作製した(表-1)。

2.2 試験体

図-1に試験体の形状・寸法および部材断面の詳細、図-2に接合部詳細図を示す。鉄骨は、柱梁のフランジに板厚16mmのSM50材を、柱梁のウェブ及び柱の直交ウェブ先端のフランジ(以降、直交フランジと称す)にはそれぞれ板厚4.5mm, 9.0mmのSS41材を用い、柱は組立十字形鋼、梁は組立H形鋼とし、接合部は梁フランジ貫通型としている。鉄筋は、柱主筋に 12-D10(SD80)を、梁主筋の1段目に4-D13(SD100)と2段目に4-D10(SD80)

を用い、全ての剪断補強筋にはSR30相当の6 ϕ を用いた。接合部補強筋比は、いずれも $p_w=0.19\%$ となるように配筋している。

表-1 試験体名と実験変数

試験体名	構造種別	実験変数	
		α	F_c
B1-F3	SRC	1	300
B2-F3	SRC	2/3	
B3-F3	SRC	4/3	
B1-F6	SRC	1	600
S-B1	S	1	—
S-B2	S	0.65	
S-B3	S	1.35	

α :柱梁成比、 F_c :コンクリート強度

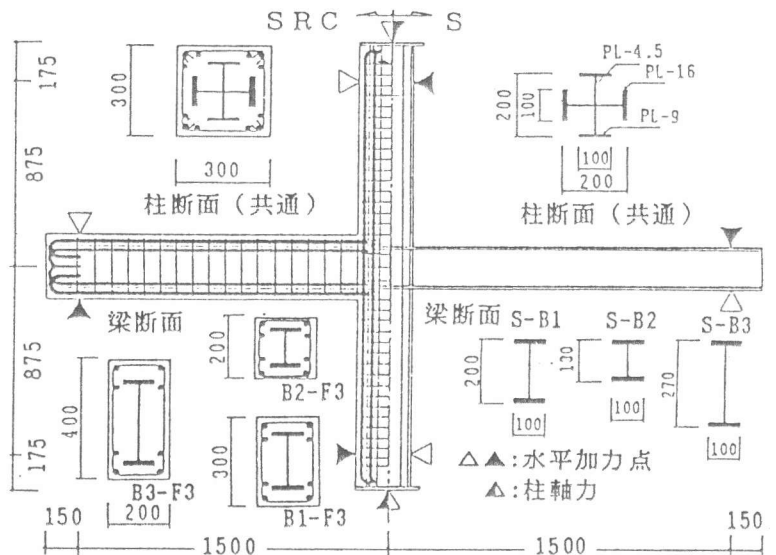


図-1 試験体形状

表-2 コンクリートの力学的特性

試験体	σ_B	ϵ_B	$E_{1/3}$
B1-F3	322	2300	2.42
B2-F3	321	2300	2.34
B3-F3	316	2400	2.38
B1-F6	538	2500	2.87

$\epsilon_B: (\mu)$ $\sigma_B: (kg/cm^2)$
 $E_{1/3}: \times 10^5 (kg/cm^2)$

表-3 鋼材の力学的特性 $\sigma, E: (kg/cm^2)$ 伸び: (%)

材種	材寸法	使用位置	σ_y	σ_B	伸び	$E \times 10^6$
SD100	D13	梁主筋	11300	11700	10.0	2.23
SD70	D10	梁柱主筋	8070	10000	12.0	2.02
SR30	6 ϕ	横補強筋	3330	4270	23.7	2.12
SM50	PL-16	梁柱フランジ	3750	5330	36.8	2.05
SS41	PL-4.5	梁柱ウェブ	3480	4900	31.8	1.93
SS41	PL-9	並行フランジ	3270	4640	36.8	2.04

純鉄骨試験体では、梁柱の横座屈や加力部分の局部座屈を防ぐため要所にスチフナーを溶接した。試験体に用いたコンクリートおよび鋼材の力学的特性を表-2、3に示す。

2.3 加力及び計測

地震時における柱梁接合部の応力状態を再現するためにアクチュエーターによって柱頭に水平力を加え、梁・柱反曲点をピンローラーで支持した。図-3に加力装置の概要を示す。SRC試験体には、 $\sigma_B/6$ 相当(σ_B :コンクリート実強度)の定軸力を加え、純鉄骨試験体にはそれと対応するSRC試験体内部の鉄骨の $\pi/6$ 初部分の歪度より鉄骨の負担軸力を求めてそれを軸力として加えた。図-3に示す軸力装置ではP- Δ 効果が発生しない。加力は、3サイクル $\pi/6$ で接合部剪断耐力計算値の80%に至るように設定し、1、2サイクルの加力を荷重制御とし、3サイクルでの $\pi/6$ 変位 δy を基準変位としてそれ以降のサイクルを図-4に示すような変位制御として正負交番繰り返しの加力を行った。各加力ステップ毎に加力、反力及び柱・梁・接合部 $\pi/6$ の相対変位、主要位置での鉄筋歪度などの計測を行い記録した。

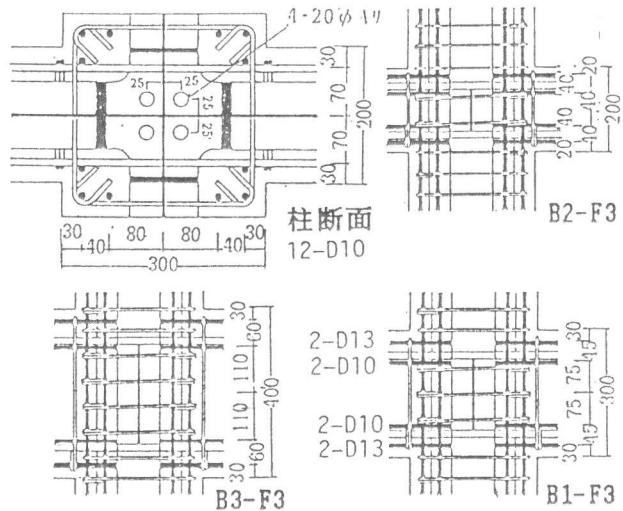


図-2 接合部詳細

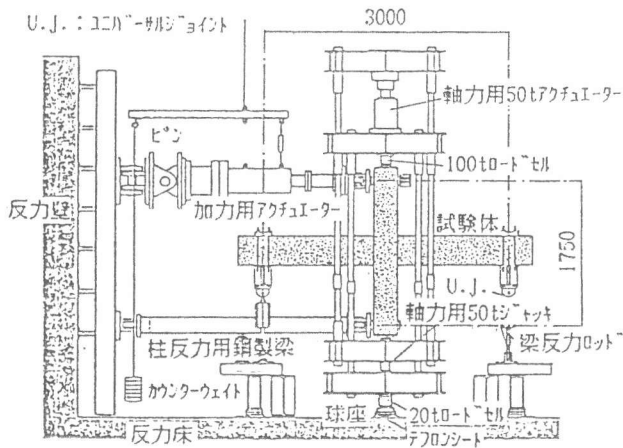


図-3 加力装置概要

3. 実験結果及び考察

3.1 亀裂及び破壊性状

接合部 $\pi/6$ 初亀裂は、4体とも曲げは ± 1 サイクル、剪断は ± 2 サイクルに発生している。図-5に例示する様に $\pi/6$ 初部分の剪断亀裂は、4体に共通して直交鉄骨梁のウェブによって分けられた二つの領域に分かれて発生し、それぞれの領域の対角線上、またはそれと平行の斜め亀裂が発生する。この亀裂

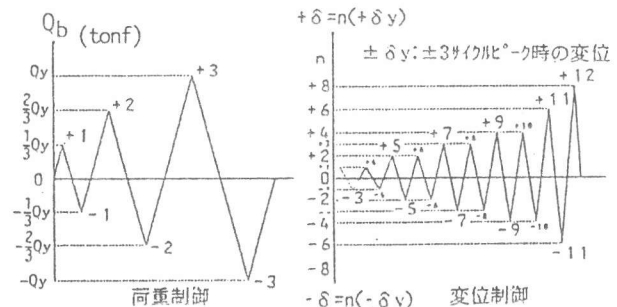


図-4 加力プログラム

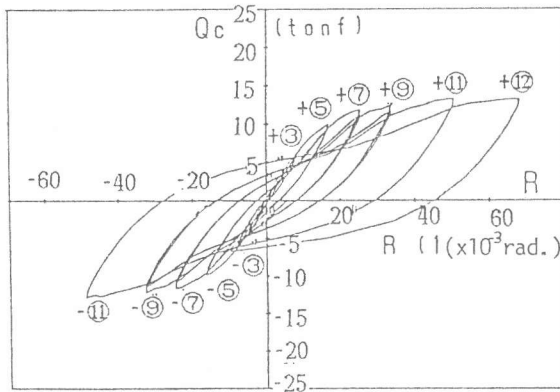


図-6 柱剪断力 Q_c -層間変形角 R 関係

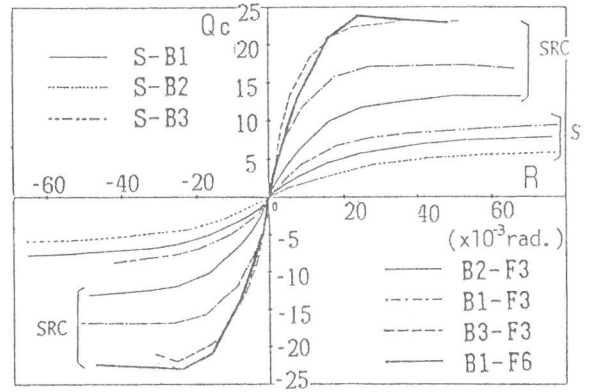


図-7 Q_c - R スケルトンカーブの比較

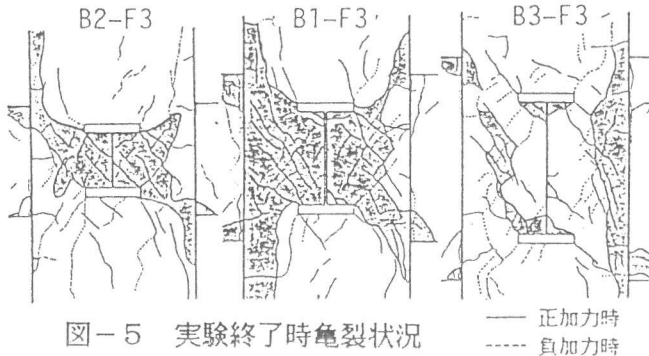


図-5 実験終了時亀裂状況

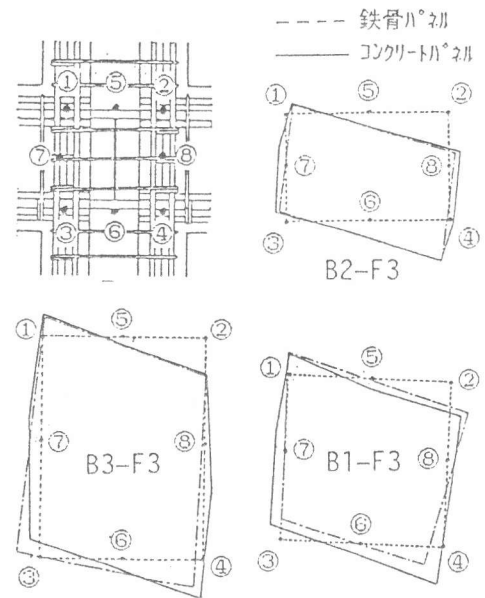


図-8 接合部 H° 初の耐力時変形

発生状況から、SRC造の内部柱梁接合部の場合、直交ウェブによって分けられた二つの領域の斜め圧縮ストラットと梁フランジと直交ウェブが2連トラスを形成して、接合部内の剪断力を伝達するものと考えられる。鉄骨試験体は、いずれの梁・柱にも局部座屈防止のためにスリットを要所に溶接したため、 H° 初や梁・柱の局部座屈などはみられなかった。また、SRC試験体において柱梁の主筋やフランジの降伏は認められず、接合部ウェブ H° 初の剪断降伏によって終局状態に至ったものと思われる。

3.2 復元力特性

図-6に柱剪断力 Q_c -層間変形角 R 関係の例と、図-7に全試験体のスケルトンカーブを示す。全ての試験体においてループ形状は、5サイクル(H° 初剪断変形角 γ がおよそ 0.01rad を超えウェブの降伏が生ずる)以降にやや逆S字形になるが、RCの柱梁接合部が剪断破壊を起こした場合に生ずる耐力やエネルギー吸収能力の急激な低下はみられず、SRCの場合は骨組みの崩壊形式として部分的に柱梁接合部の剪断降伏を認めて良いと思われる。但し、鉄骨の負担割合が少なくなれば、RCの挙動が卓越することになるので、鉄骨の負担割合に下限を設ける必要が予測できる。また、梁柱成比が大きくなるほど、コンクリート強度が高くなるほど最大耐力発生時変形が小さくなることに注意を要する。

3.3 接合部パネルの変形

図-8に最大耐力正加力時の接合部 H° 初変形を、柱表面と内部鉄骨ウェブ4隅で計測したものを比較して示す。梁柱成比が小さくなるほど鉄骨ウェブの変形割合が大きくなり、またいずれの試験体も剪断力が小さい時ほど両者の差異は大きくなる傾向がある。図-9には Q_c - γ 関係を示しているが、鉄骨試験体の γ は梁柱成比が同じSRC試験体の鉄骨ウェブで計測された γ に合わせて加力試験を行った結果である。いずれの鉄骨試験体にも、同一変位での繰り返し加力による耐力低下や

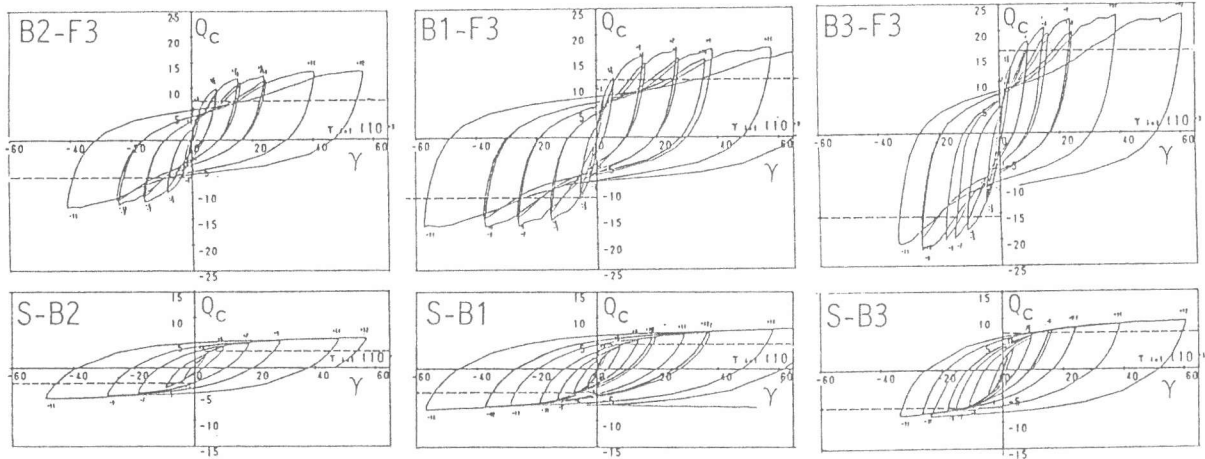


図-9 柱剪断力 Q_c -接合部剪断変形角 γ 関係 Q_c (tonf) γ ($\times 10^{-3}$ rad)

スリップ性状は認められないが、SRC試験体では、梁柱成比が大きくなるほど同一変位繰返しによる耐力低下とループの逆S字化がやや顕著になる。また、図示していないが、梁柱成比が大きくなると架構の変形に占める接合部 μ 部の剪断変形の割合が増えることから、梁成を大きくすると架構の剛性は上がるが、柱梁接合部の剛性が相対的に下がるため、設計時に接合部の剛性を評価する場合には梁柱成比も検討の要因となる。

3.4 耐力

(1)柱梁接合部剪断初亀裂耐力 剪断応力度の算出には、柱主筋の重心間距離 mcd と柱幅 cb からなる接合部有効断面積を用いている。表-4の(1)に剪断初亀裂発生時、(2)に μ 部剛性低下時の2種類の耐力を示す。計算値 τ_{cal-1} は初亀裂応力度がコンクリート強度 σ_B に比例し、鉄骨ウェブと並行フランジを等価なコンクリート断面積に算入して求め、計算値 τ_{cal-2} は軸力を考慮した主応力度式に基づいている。表-4(1)によれば、 τ_{cal-1} が高強度コンクリートで大きな値を示す他は両計算値に大差はない。実験値の計算値に対する比は、梁柱成比が小さいほど大きくなり、分散が比較的小さい τ_{cal-2} でも0.89~1.77に分布する。表-4(2)の実験値は計算値との対応が概ね良くなり、軸力を考慮した τ_{cal-2} は若干ではあるが τ_{cal-1} より更に対応が良くなる。しかし、(1)の場合とは反対に梁柱成比の大きなものほど差異が大きい。図-8から類推できるように、十字型柱鉄骨断面を有するSRC接合部では、並行フランジにコンクリートが拘束されているために、内部応力と表面応力とに大きな相違が生じていることが予想される。SRC内部鉄骨のウェブ μ 部の歪度は、目視による μ 部表面の亀裂発生前にはコンクリートの亀裂時引張歪度に達していることから、表面での亀裂発生前に内部で亀裂が発生し、 μ 部の剪断剛性低下として現れるものと考えられる。しかし、設計の目的によって剪断初亀裂発

表-4(1) 目視による剪断初亀裂発見時の剪断応力度 <pc τ > (τ, σ_B :kg/cm 2)

試験体	Qc-exp(t)		τ exp		τ_{cal-1}	exp/cal-1		τ_{cal-2}	exp/cal-2		σ_B	α	τ_{cal-2}'
	正	負	正	負		正	負		正	負			
B2-F3	3.86	3.80	68.4	67.3	37.7	1.81	1.81	45.4	1.51	1.48	321	2/3	67.1
B1-F3	6.02	3.92	64.2	41.8	37.8	1.70	1.11	44.6	1.44	0.94	322	1	54.0
B3-F3	6.11	6.98	43.0	49.1	37.1	1.16	1.32	44.3	0.97	1.18	316	4/3	46.5
B1-F6	8.04	4.58	85.8	48.9	63.2	1.36	0.77	64.5	1.33	0.76	538	1	78.0

表-4(2) 剪断剛性低下時の剪断応力度 <ps τ >

試験体	Qc-exp(t)		τ exp		exp/cal-1		exp/cal-2		τ_{cal-2}'
	正	負	正	負	正	負	正	負	
B2-F3	2.21	2.16	39.1	38.3	1.04	1.02	0.86	0.84	39.4
B1-F3	3.97	5.02	42.4	53.5	1.12	1.42	0.95	1.20	45.5
B3-F3	8.11	6.06	57.2	42.6	1.54	1.15	1.29	0.96	50.7
B1-F6	4.51	4.58	48.1	48.9	0.76	0.77	0.75	0.76	65.8

$$\tau_{exp} = \frac{1}{mcd \cdot b_e} \left(\frac{l - mcd}{mnd} \cdot \frac{h}{l} - 1 \right)$$

$$\tau_{cal-1} = 0.1 \cdot (1 + \beta) \cdot \sigma_B$$

$$\tau_{cal-2} = \sqrt{F_t^2 + F_c^2} \cdot \sigma_B \cdot (1 + \beta)$$

但し $F_t = 1.4 \sqrt{F_c}$

$$\beta = \frac{15 t_w \cdot s_d}{e b \cdot c_j}$$

表-5(1) 鉄骨とRCの耐力分担割合(%)

試験体	計算値		実験値			
	剪断耐力時		初亀裂発生時		最大耐力時	
	RC	S	RC	S	RC	S
B2-F2	59(4)	41	68	32	55	45
B1-F3	61(4)	39	66	34	54	46
B3-F3	61(4)	39	74	26	59	41
B1-F6	71(3)	26	76	24	74	26

()内は接合部横補強筋の耐力分担割合で内数

表-5(2) 鉄骨試験体の最大耐力(tonf)

試験体	実験値 cQ _{exp}	計算値 cQ _{cal} =cQ _p +cQ _f	exp cal
S-B2	+ 6.0	3.3 = 1.0 + 2.3	1.81
	- 5.8		1.75
S-B1	+ 8.0	5.4 = 1.7 + 3.7	1.48
	- 7.9		1.46
S-B3	+ 9.5	8.0 = 2.5 + 5.5	1.19
	- 8.7		1.09

cQ_p=ウエブ部初負担分、cQ_f=並行フラジール負担分

表-5(3) SRC試験体の最大耐力

試験体	実験値 cQ _{exp}	計算値 cQ _{cal}	exp cal
B2-F3	+13.3	8.12	1.63
	-12.9		1.59
B1-F3	+17.3	13.8	1.25
	-16.7		1.21
B3-F3	+23.1	20.7	1.12
	-22.0		1.06
B1-F6	+23.8	20.4	1.17
	-23.0		1.13

生時耐力と θ° 初剛性低下時耐力が使い分けられることを可能とするために、それぞれの実験値と τ_{cal2} との回帰分析により梁柱成比 α による修正式を以下のように導いた。

・ θ° 初剪断初亀裂発生時剪断応力度：

$$p_c \tau_{cal2}' = 1.35 \cdot p_c \tau_{cal2} \cdot \alpha^{-0.562}$$

・ θ° 初剪断剛性低下時剪断応力度：

$$p_s \tau_{cal2}' = 1.16 \cdot p_s \tau_{cal2} \cdot \alpha^{0.363}$$

内部初亀裂を表わすと考えられる $p_s \tau_{cal2}'$ は、 α が小さいほど鉄骨の変形がRC部分の変形に比べて大きくなり、鉄骨の等価剛性が小さくなるためこのような回帰式が得られたものと思われる。

(2) 柱梁接合部の終局剪断耐力

θ° 初モーメント jMu は、SRC規準の耐力式によって算出する。

$$jMu_{cal} = cV_e (jF_s \cdot j\delta + w_p \cdot w\sigma_v) + 1.2 sV \cdot s\sigma_v / \sqrt{3}$$

ここに $jF_s = \min(0.12F_c, 18 + 3.6F_c/100)$ 、 $j\delta = 3$ 、

$$cV_e = (c_b + b_b)/2 \cdot m_b d \cdot m_c d, \quad sV = j t_w \cdot s_b d \cdot s_c d$$

なお柱剪断力は次式で求められる。 $cQ_{cal} = \ell / (\ell - m_c d) h' \cdot jMu_{cal}$

式中の $m_b d$ は梁主筋の重心間距離、 c_b は柱幅、 b_b は梁幅、 h' は柱内のり長さ、 ℓ は梁の反曲点間距離(柱内 θ°)であり、鉄骨のウエブに直交フラジールの断面積も算入して抵抗剪断力を計算する。表-5(2)と(3)に、純鉄骨試験体およびSRC試験体の接合部 θ° 初終局時柱剪断耐力を示す。表-5(3)によると梁柱成比の小さいものほど実験値と計算値の差が大きくなっている。SRC試験体の耐力から同一 θ° 初剪断変形時の鉄骨試験体の耐力を差し引くことによって求めた表-5(4)のRC部分の耐力(図-10参照)も同様な傾向を示すが、計算値に対する実験値の増大率

表-5(4) RC部分の推定最大耐力

試験体	実験値 cQ _{exp}	計算値 cQ _{cal}	exp cal
B2-F3	+7.30	4.82	1.51
	-7.10		1.48
B1-F3	+9.30	8.40	1.11
	-8.80		1.05
B3-F3	+13.6	12.7	1.07
	-13.3		1.05
B1-F6	+15.8	15.0	1.05
	-15.1		1.01

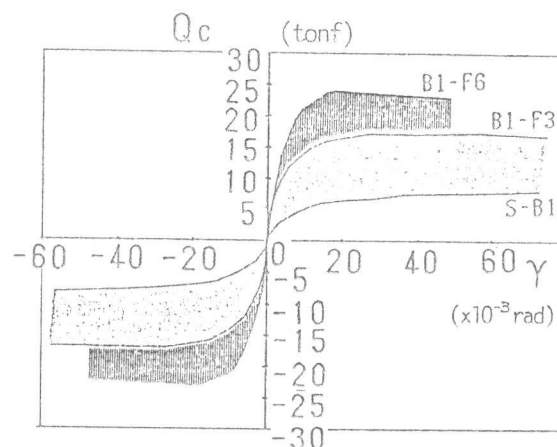


図-10 同一梁丈を有する試験体のQc-γ

は鉄骨部の方が大きくなっている。

純鉄骨試験体における耐力の増大の要因の一つは、鉄骨接合部ウェブ4周のフランジによる枠効果によるものと考えられる。枠効果とは若林 實 博士らにより提唱されているもので[2]、接合部を囲む口形フランジがラームとしての剪断変形を強制される際の抵抗力が、 180° の剪断耐力に寄与する効果をいう。図-11は 180° 周辺フランジの両面に貼った2枚のゲージの歪度の差を示しているが、これは板の曲率に比例するので、値が大きいほどフランジがフルーム形の変形を生じて枠効果が大きいことを示す。梁柱成比 α の小さいものほど枠効果が高く作用していると考えられる。本実験では、柱および梁の降伏が生じないように鉄骨のフランジ

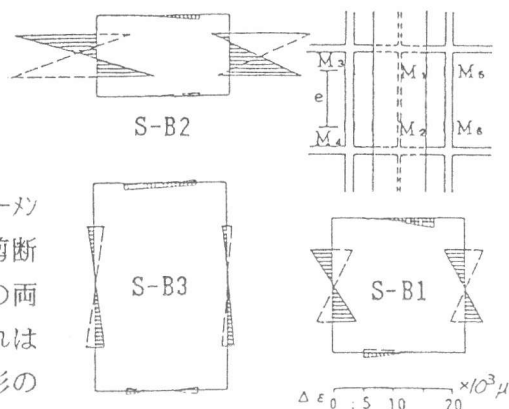


図-11 接合部鉄骨歪計測位置とフランジの曲率分布

には厚さ16mmの比較的厚い板を用いたので、フルーム枠の小さいほど、即ち α の逆数に比例して、実験値に枠効果の影響が大きく現れたものと思われる。十字型柱鉄骨を用いた場合、加力方向に並列する柱の並行フランジが負担する剪断力に関しては、図-11に示した並行フランジ縁の歪度からモーメントを求め、これより算出した剪断力を表-6に示す。全試験体とも並行フランジは大きな剪断力を負担していることが分かる。

また、表-5(4)より、RC部分の耐力も梁柱成比の影響をうけてなんらかの効果によって高くなっていることが分かる。図-5の亀裂性状から推察できるようにRC部分に対して直交梁ウェブが上下方向の補強材として作用するため、 α が小さくて接合部形状が扁平な場合には2つの 45° 斜め圧縮ストラットを有する2連トラスが形成され易くなるのに比べて、 α が大きい場合には角度の大きい圧縮ストラットが形成されるため、圧縮ストラットの耐力時水平成分が減少するものと考えられる。

ここで、表-5(3)と(4)に示した鉄骨およびRC部分の終局剪断耐力実験値と 180° 周辺モーメント計算値 J_{Mu-cal} の関係から、梁柱成比 α を変数としてベキ乗回帰式を求めた結果を次に示す。

$$\cdot \text{内部鉄骨負担力 } J_{Mus-cal}' = 1.40 \cdot J_{Mus-cal} \cdot \alpha^{-0.607}$$

$$\cdot \text{RC部分負担力 } J_{Muc-cal}' = 1.17 \cdot J_{Muc-cal} \cdot \alpha^{-0.516}$$

ここに $J_{Mus-cal} : J_{Mu-cal}$ の第2項 $J_{Muc-cal} : J_{Mu-cal}$ の第1項

この回帰式によると、梁柱成比 α が大きくなると接合部剪断耐力は内部鉄骨、RC部分ともに相対的に小さくなり、その傾向は鉄骨部分の方がやや明瞭となっている。

4. 結 語

柱成に対する梁成の比を変化させてSRC内部柱梁接合部の剪断実験を行った結果、接合部の形状に大きく影響され、接合部剛性や接合部剪断耐力の評価に関しても梁柱成比を考慮する必要があることが分かった。本報告では、便宜的に梁柱成比のベキ乗の形で既往の計算値を補正する回帰式を示したが、今後は内部鉄骨の枠効果や、RC部分の圧縮ストラットの形成に伴う応力伝達機構を明らかにして、これに基づく梁柱成比の影響を考慮した耐力式等を導く必要がある。

〔謝辞〕本研究は文部省科学研究費補助金一般C(課題番号01550434)により行った。

〔参考文献〕1)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年改訂)
2)若林 實・南 宏一・西村泰志：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の剪断耐力、日本建築学会構造系論文報告集、No.365、1986.7