

(52) 柱 SRC—梁 S 構造の柱梁接合部の力学的挙動に関する実験的研究

Experimental study on shear behaviors of connection between steel beam and SRC column

押田 光弘*, 深澤 協三**, 立花 正彦***

Mitsuhiro Oshida, Kyoza Fukazawa, Masahiko Tachibana

*東京電機大学大学院工学研究科建築学専攻 (〒101-8457 東京都千代田区神田錦町 2-2)

**工博, 社団法人 日本建設業経営協会 中央技術研究所 (〒136-0075 東京都江東区新砂 1-6-35)

***工博, 東京電機大学教授, 工学部建築学科 (〒101-8457 東京都千代田区神田錦町 2-2)

Shear behaviors of connection between steel beam and steel-reinforced concrete (SRC) column has been investigated by experimental and three-dimensional finite element method. The tests are scheduled to have the variety in paramaters such as thickness of steel panel plate, steel section of column and beam members. Test specimens are ten all. The cruciform specimens were subjected to constant compression axial force and cyclic loading. The test specimens showed shear fracture of beam-column connections in all specimens. The shear cracking strength and ultimate shear strength of beam-column connections were discussed.

Key Words: Composite structure, Beam-to-column connections, Shear behavior, Finite element method

1. はじめに

柱を鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 部材、梁を純鉄骨 (S) 部材とした混合構造は、梁の自重の低減とそれに伴う大スパン構造の可能性、デッキプレート使用による施工性の良さ、コンクリートによる柱軸力の負担と水平剛性の増大、柱の耐火性能の確保、柱鉄骨要素の座屈等の不安定現象に対する拘束効果の期待等の長所が考えられ、現在 SRC 構造として位置づけられて日本建築学会 SRC 規準¹⁾ (以下 SRC 規準) に基づいて数多く建設されている。

SRC 規準ではこの混合構造の柱梁接合部の設計に関しても、柱鉄骨の曲げ耐力の和($\sum M_A$)と梁鉄骨の曲げ耐力の和($\sum M_B$)との耐力比が $0.4 \leq \sum M_A / \sum M_B \leq 2.5$ であれば応力伝達において支障はきたさないものとしており、鉄骨パネル部の耐力比の影響およびパネル部のコンクリート有効幅の考え方などの明確なる応力伝達機構は示されていない。

本報告では、実験資料の少ない柱鉄骨の曲げ耐力・梁鉄骨の曲げ耐力・鉄骨パネル部の耐力の比に着目したせん断破壊先行形の実験を行い、柱梁接合部の破壊性状、耐力を実験的に検討し、さらに梁鉄骨幅、柱幅 (コンクリートおよび鉄骨フランジ幅) を変数とした三次元有限要素解析を行い、この混合構造の柱梁接合部の応力伝達に及ぼす鉄骨パネル耐力、柱の有効幅の考え方を検討し、接合部のせん断ひび割れ発生強度お

よび最大せん断強度式を提案しようとしたものである。

2. 試験体の設計

試験体の寸法及び形状を図-1 に、各試験体の部材断面寸法を表-1(a)に示す。実験変数は、パネルの板厚、柱鉄骨断面、柱の主筋と帯筋量、梁鉄骨断面とし、試験体は合計 10 体であり、各試験体の断面性能の組合

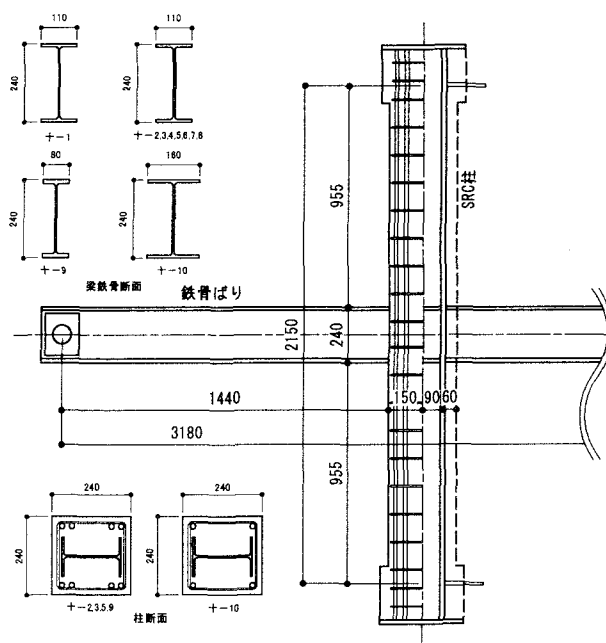


図-1 試験体の形状

表一(a) 試験体の断面寸法

試験体名	ハネル板厚	柱鉄骨断面	柱RC要素		ハネル帯筋	はり鉄骨断面	
			主筋	帯筋			
十-1	4.5	H-180×120×4.5×12	8-D16	6φ@150	6φ@110	H-240×110×4.5×9	
十-2	12	H-180×120×6×6		4-D16		6φ@120	H-240×110×6×9
十-3	6	H-180×120×6×6					
十-4	6	H-180×180×6×6					
十-5	6	H-180×120×6×6	8-D16	6φ@120	6φ@110		
十-6	6	H-180×120×6×9					
十-7	6	H-180×120×6×19					
十-8	0	H-180×120×6×19					
十-9	6	H-180×120×6×6	4-D16			H-240×80×6×12	
十-10	9	H-180×120×6×6				H-240×160×6×9	

備考 Aシリーズ 2): 十-1
Bシリーズ 3): 十-2, 十-3, 十-4
Cシリーズ 4): 十-5, 十-6
Dシリーズ 5): 十-7, 十-8, 十-9, 十-10

表一(b) 試験体の断面性能の組合せ

試験体	sM_c (kN・m)	sM_b (kN・m)	$srcM_c$ (kN・m)	sM_p (kN・m)	sM_p / sM_A	sM_p / sbM_A	scM_A / sbM_A	$sM_p / srcM_A$	$sM_c / srcM_c$
十-1	94.2	109.7	222.9	41.7	0.221	0.190	0.859	0.093	0.423
十-2	70.7	120.0	208.9	99.1	0.702	0.413	0.589	0.237	0.338
十-3	41.9	120.0	180.3	38.1	0.454	0.159	0.350	0.106	0.233
十-4	96.7	120.0	189.0	58.1	0.300	0.242	0.807	0.154	0.512
十-5	64.3	110.6	195.5	53.0	0.412	0.239	0.581	0.135	0.329
十-6	81.5	110.6	232.7	52.1	0.319	0.235	0.737	0.122	0.383
十-7	157.7	121.0	293.9	42.4	0.135	0.175	1.303	0.072	0.537
十-8	157.7	121.0	215.5	0.0	0.0	0.0	1.303	0.0	0.537
十-9	62.6	105.3	198.9	51.0	0.406	0.242	0.595	0.128	0.315
十-10	85.9	163.2	180.8	84.6	0.492	0.259	0.526	0.234	0.475

sM_c : 柱鉄骨の降伏曲げモーメント、 sM_b : 梁鉄骨の降伏曲げモーメント
 $srcM_c$: SRC柱の降伏曲げモーメント、 sM_p : 鉄骨パネルのせん断降伏モーメント
 scM_A : 柱鉄骨の降伏曲げ耐力、 sbM_A : 梁鉄骨の降伏曲げ耐力、
 $srcM_A$: SRC柱の降伏曲げ耐力

表二 使用材料の機械的性質

鋼材	降伏点 (kN/cm ²)	引張強度 (kN/cm ²)	伸び率 (%)	備考
PL19(SM490A)	40.3	52.1	27.0	D
PL13(SM490A)	34.6	53.1	23.2	A
	36.3	54.8	18.7	B
	36.3	52.2	27.9	C
	36.3	53.9	24.9	D
PL9(SM490A)	38.3	54.9	23.2	A
	39.2	53.5	24.2	B
	36.3	52.3	24.1	C
	41.3	56.4	22.7	D
PL6(SM490A)	42.6	57.8	19.4	B
	38.8	52.6	25.8	C
	37.8	54.3	23.1	D
	33.6	46.4	24.5	D
PL4.5(SM490A)	42.1	58.9	21.0	A
PL16(SD295)	44.2	66.5	25.6	A
	49.2	72.1	13.9	B
	45.4	67.3	39.7	C
	44.2	65.7	16.8	D
6φ(SR235)	48.7	51.8	-	A
	41.0	50.4	-	B
	31.1	43.6	-	C
	34.3	42.7	12.2	D
コンクリート	圧縮強度N/mm ²		備考	
軽量一種	25.4		A	
	25.9		B	
	25.0		C	
	25.6		D	

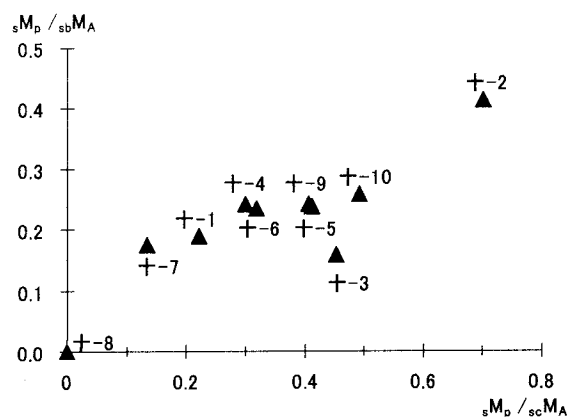


図-2(a) 各試験体の sM_p / sbM_A と sM_p / scM_A の組合せ

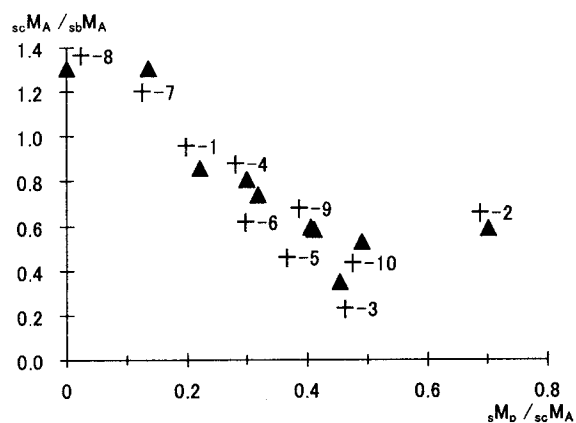


図-2(b) 各試験体の sM_p / scM_A と scM_A / sbM_A の組合せ

せを表一(b)に示す。

柱高さは2150mm、梁スパンは3180mmで統一した。各試験体の sM_p / scM_A と sM_p / sbM_A の組合せを図-2に示す。ここで、 sM_p は鉄骨パネルのせん断降伏モーメント、 sM_b と sM_c は梁鉄骨曲げ耐力と柱鉄骨曲げ耐力を示す。これら計算値は、表-2 に示す素材の機械的性質を用いて算出する。なお、試験体の設計は通し柱としてSRC規準に準じて、接合部のせん断破壊を梁、柱の崩壊より先行するように設計する。

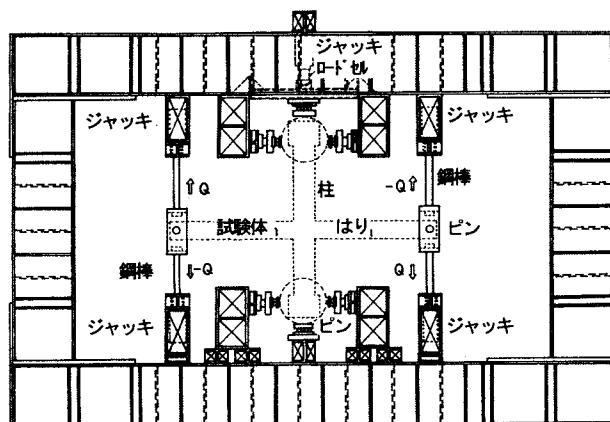


図-3 加力装置

3. 加力方法

加力方法は図-3 に示すように、柱の下端をピン支持、上端を鉛直方向に移動可能なローラーピン支持とし、鉄骨梁の自由端に集中荷重を加えて梁にせん断力と曲げモーメントを作用させる方法である。柱に一定

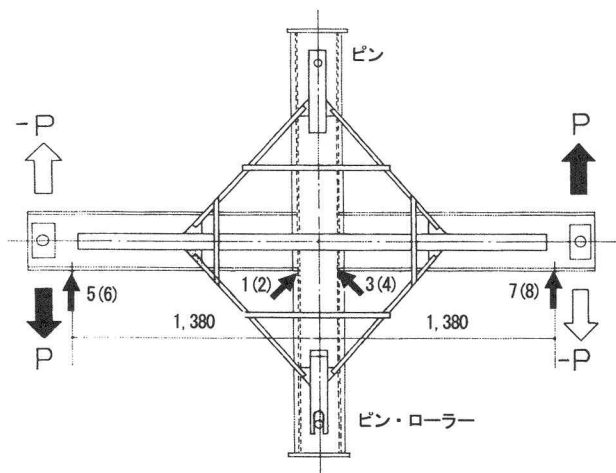


図-4 測定方法

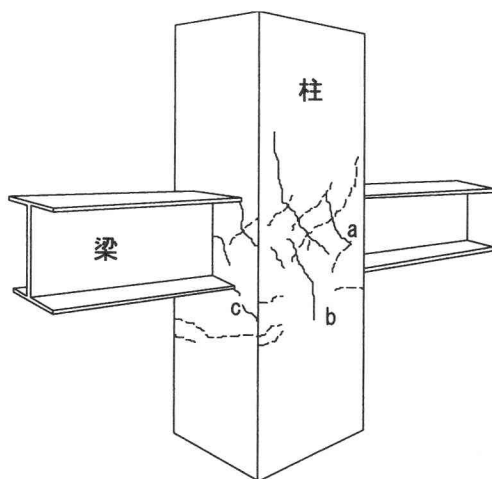


図-5 主なひび割れ性状

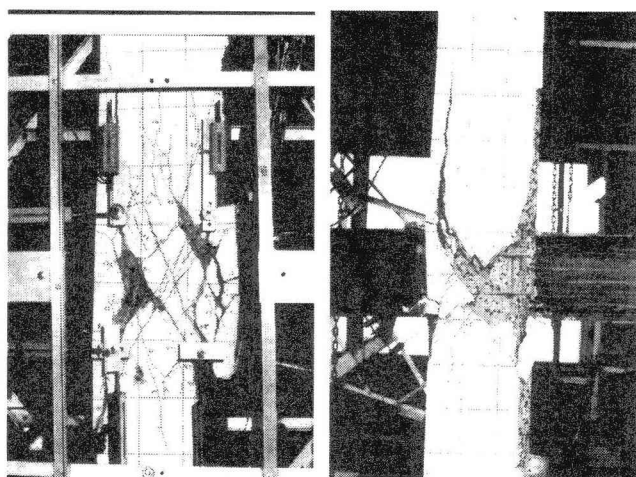


図-6 最終破壊状況

の軸力 $N=490 \text{ kN}$ を作用させた後、梁に正負繰返しせん断力を載荷する。載荷の条件は、第1回の正加力で最大耐力（もしくは降伏耐力）まで載荷し、その変位（梁端の全体変位 $\delta = 25 \sim 30 \text{ mm}$ 程度）で正負3サイクル繰返し載荷する。その後はこの変位の2倍、3倍の変位でそれぞれ3サイクルずつ繰返して載荷し、その後正加力方向で一方方向載荷により変形を増大し破壊させる。

測定方法は、図-4 に示すように全体変形（5～8）および接合部変形（1～4）を測定した。

4. 実験結果と考察

4.1 破壊状況

コンクリートの主なひび割れ性状を図-5 に、試験体の代表的な最終破壊状況を図-6 に示す。

柱梁接合部に発生するひび割れは図-5 の a, b, c の順に発生する。接合部せん断ひび割れ a の発生は、実験変数に関わらず、部材角 $R = 0.4 \sim 0.5\%$ 、梁端荷重 $Q_b = 20 \sim 25 \text{ kN}$ で2～3本発生する。その後、荷重の増大とともに徐々に柱方向へ進展していく（ひび割れ b）。梁側の柱側面に発生するひび割れ c は、第1ステップの最大耐力もしくは降伏耐力付近の部材角 $R = 1.0 \sim 1.2\%$ である。その直後よりひび割れ c はひび割れ b と結びつき、接合部のせん断ひび割れの圧壊は $R = 2.0\%$ 近辺で生じ、最大せん断強度に達する。この第1ステップの変形量における繰返しによるひび割れの大きな進展は認められない。

第2ステップ（第1ステップの変形量の2倍）では接合部のせん断圧壊が著しくなり、コンクリートが剥落し始め、ひび割れ b および c とも大きくひび割れ幅が増大する。実験終了時には剥落が進行した結果、接合部の主筋、帯筋が露出した。試験体 十一-10 のみ、梁フランジ下の中央部のコンクリートの圧壊剥落も著しくなった。これは、梁幅が広く、鉄骨パネル耐力の負担の負担が大きく、その結果強度が上昇したためこの部分のコンクリートの損傷が著しくなったものと考えられる。

以上から、実験変数に係わらず各試験体とも接合部パネル部でせん断破壊したものと考えられる。

4.2 履歴曲線

各試験体の骨組全体の履歴曲線を図-7 に示す。縦軸は梁端におけるせん断力 $Q(\text{kN})$ を、横軸は梁端における全体変形量 $\delta(\text{mm})$ を表す。図中の▲は接合部の初せん断ひび割れ発生時点を示す。また、柱梁接合部せん断変形と梁端荷重との関係の代表例を図-8 に示す。

履歴曲線は、次に示す三つのタイプに大別することができる。

タイプ1は、接合パネル部にせん断ひび割れが発生

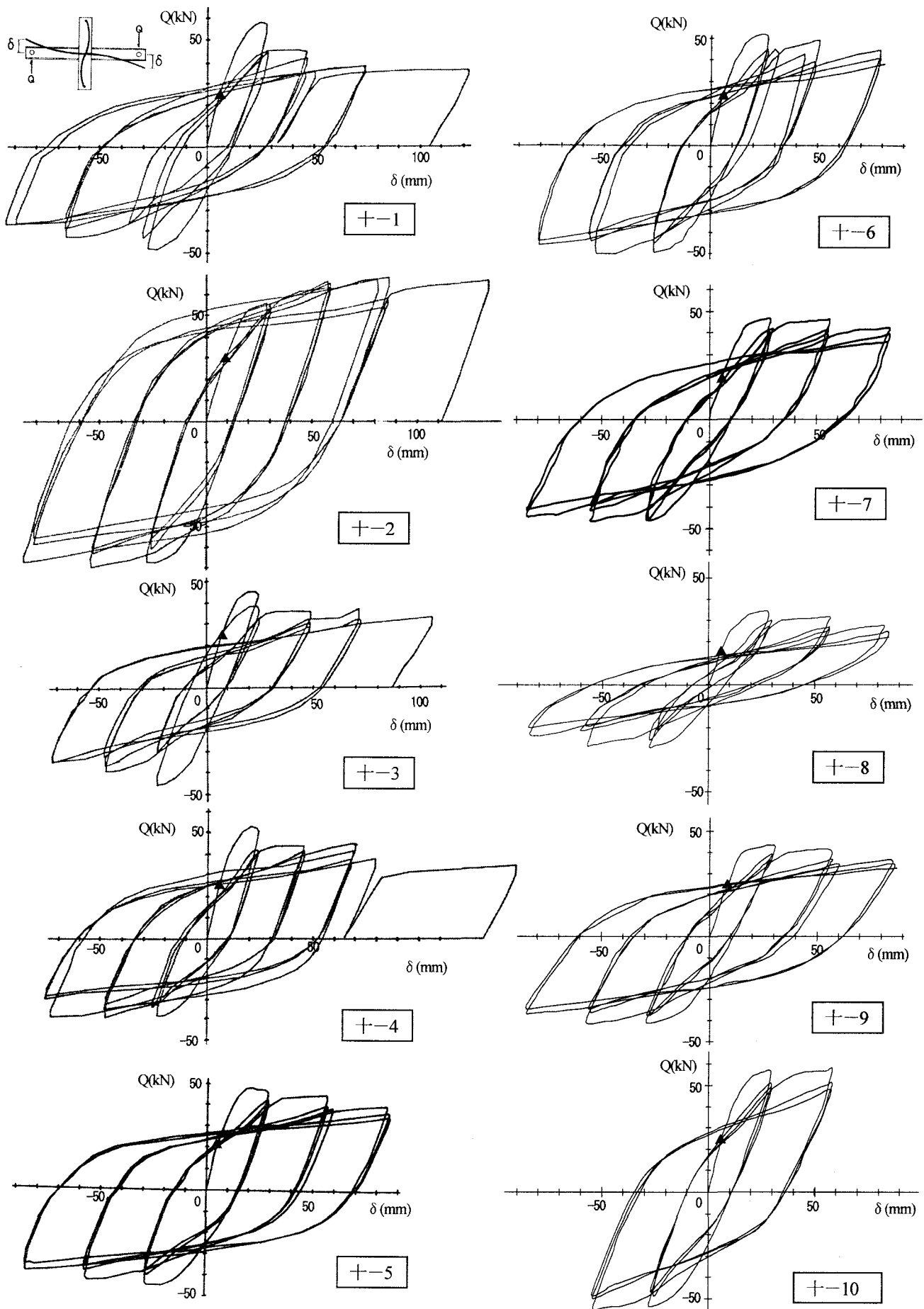
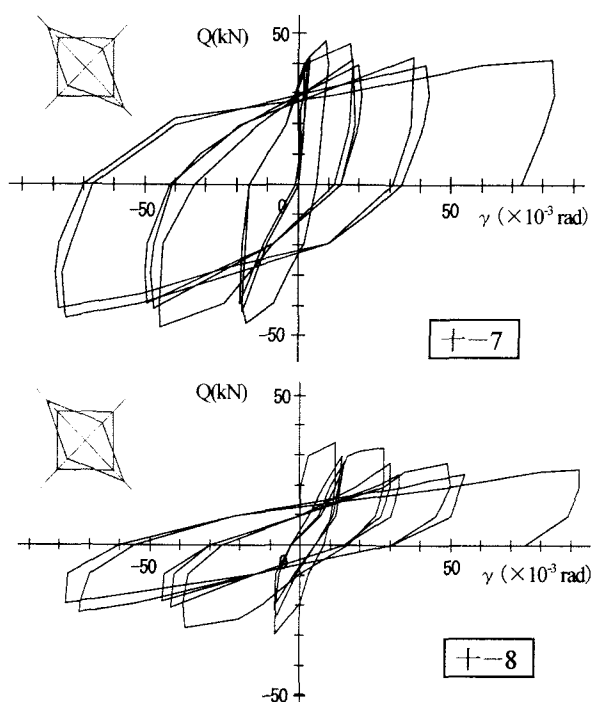


図-7 各試験体の荷重変形曲線

すると若干剛性の低下を伴うが耐力は上昇し、梁端の変形量 $\delta=20\text{mm}$ 程度で最大耐力に達する。このサイクルでの第2サイクルでは第1サイクルに比べて大きく耐力が低下するが、その後は繰り返してもまた変形を増大しても耐力の低下は2～10%と少なく、安定した紡錘形の履歴ループを示す。

タイプ2は、タイプ1と同様に接合パネル部にせん断ひび割れが発生すると若干剛性の低下を伴うが耐力は上昇し、梁端の変形量 $\delta=15\text{mm}$ 程度で剛性が著しく低下するが、その後も徐々に耐力が上昇し、 $\delta=80\text{mm}$ 程度で最大強度に達する。繰り返してもまた変形を増大しても耐力の低下は少なく、安定した紡錘形の履歴ループを示す。

タイプ3は、接合パネル部にせん断ひび割れが発生すると大きく剛性の低下を伴いながら耐力は上昇し、梁端の変形量 $\delta=20\text{mm}$ 程度で最大耐力に達する。このステップでは逆S字形の履歴ループを描く。しかし、



図一8 パネル部せん断変形角一荷重曲線

表一3 ひび割れせん断応力・最大せん断耐力

	$\sigma_r \tau^e$ (N/mm^2)	$m Q_b^e$ (kN)	$m Q_b^e / \text{SRC } Q_b^c$	$m Q_b^e / Q_b^c$
十一-1	4.32	59.3	1.54	1.32
十一-2	3.95	65.0	0.93	0.85
十一-3	4.39	47.0	1.04	0.91
十一-4	4.23	55.0	1.21	1.06
十一-5	3.24	49.0	1.16	1.01
十一-6	3.57	53.0	1.26	1.10
十一-7	3.73	47.0	1.16	1.00
十一-8	4.04	34.0	1.68	1.28
十一-9	4.27	44.0	1.06	0.92
十一-10	3.93	57.0	1.35	1.18

その後の大変形時ではやや安定した紡錘形の履歴ループを示すが、耐力の低下は20%以上となる。

タイプ2は、十一-2試験体で、タイプ3は十一-8試験体で観察される。これら2体の試験体を除いた残りの試験体がタイプ1の状況を示す。

十一-2試験体 ($sM_p/s_bM_A = 0.418$, $sM_p/s_cM_A = 0.702$, $sM_A/s_bM_A = 0.588$) は、鉄骨パネル板厚が厚く鉄骨負担量が多くなったため、純鉄骨部材の性状を示したものと考えられる。十一-8試験体 ($sM_p/s_bM_A = sM_p/s_cM_A = 0.0$, $sM_A/s_bM_A = 1.303$) は、鉄骨パネルがないためパネルのせん断ひび割れ発生後大きく剛性低下を生じ、鉄筋コンクリートの性状を示す。しかし、大変形時ではこの試験体は若干ループ面積が少なくなるが、総じて安定した紡錘形の履歴ループを示す。これは柱フランジの板厚が厚いため枠組み効果および枠組み効果によるコンクリートへの拘束が考えられる。

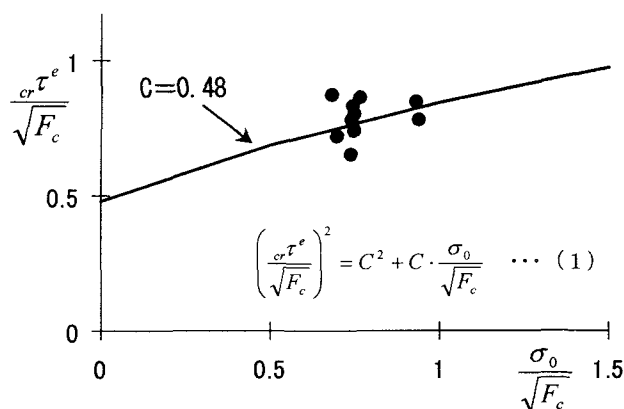
残りの試験体は、 $sM_p/s_bM_A = 0.15 \sim 0.25$, $sM_p/s_cM_A = 0.1 \sim 0.5$, $sM_A/s_bM_A = 0.3 \sim 1.303$ の範囲であり、この範囲の試験体の履歴曲線は実験変数による大きな差が認められない。

4.3 接合部耐力

柱梁接合部の平均せん断ひび割れ発生応力度の実験値 ($\sigma_r \tau^e$) と最大せん断耐力の実験値 ($m Q_b^e$) および SRC 規準による柱梁接合部の最大せん断耐力の計算値 ($\text{SRC } Q_b^c$: 梁端荷重で示す) を表一3 に示す。

1) せん断ひび割れ発生耐力

コンクリートパネル斜張力ひび割れ発生せん断応力度と柱軸力との関係を図一9 に示す。縦軸の $\sigma_r \tau^e$ は鉄骨ウェブの効果を SRC 構造計算規準に準じて β で考慮した平均せん断ひび割れ発生応力度である。横軸の σ_0 は鉄骨及び鉄筋を考慮した平均軸方向応力度である。なお同図中の曲線は接合部コンクリートパネルでせん断力と軸方向力の組み合わせにより生ずるパネル内引張応力度がコンクリートの引張強度に達した時に接合部にせん断ひび割れが発生するという条件より導かれ



図一9 ひび割れせん断応力と柱軸力

た計算値である。ここでCは実験によって決定される定数である。

本実験より定数Cの値を求めると、その平均値は $C=0.48$ となる。よって接合部のコンクリートせん断ひび割れ発生耐力は、図-9に示す(1)式により求められると考えられる。

2) 最大せん断耐力

本実験より、実験変数が最大せん断耐力に及ぼす影響因子の定性的な傾向は、①鉄骨パネルの板厚が厚いほど(十一-2と十一-3、十一-7と十一-8の比較)、②柱鉄骨のフランジ幅が広いほど(十一-3と十一-4の比較)、③柱鉄骨の曲げ耐力が大きいほど(十一-5と十一-6の比較)、高くなる傾向を示す。また、SRC規準の計算値($_{SRC}Q_b$)は、表-3に示すように実験値との比が、0.93~1.68(平均値1.24、標準偏差0.22)の範囲にあり、過小評価している。

表-4 解析試験体

変数	試験体名	鉄骨 パネル厚	柱断面	柱鉄骨	梁鉄骨
シリーズ1	パネル	EX1P-0*	0	240×300	H-180×120×6×19
		EX1P-6	6		H-240×110×6×9
		EX1P-12	12		
	梁幅	EX1B-160**	12	240×300	H-180×120×6×6
		EX1B-120			H-240×160×6×9
		EX1B-80			H-240×120×6×12
		EX1B-40			H-240×80×6×18
					H-240×40×6×36
	柱鉄骨 耐力	EX1C-1.03***	6	240×300	H-180×120×6×19
		EX1C-0.81			H-180×120×6×10
シリーズ2		EX1C-0.26			PL-180×6(強軸)
		EX1C-0			-
	柱鉄骨 フランジ幅	EX1H-120	12	240×300	H-180×120×6×6
		EX1H-80			H-180×80×6×9
		EX1H-40			H-180×40×6×18
	梁幅 110mm	EX2A-240	6	240×300	H-180×120×6×6
		EX2A-440		440×300	H-240×110×6×9
		EX2A-640		640×300	
		EX2A-840		840×300	
	梁幅 90mm	EX2B-240	6	240×300	H-180×120×6×6
シリーズ2		EX2B-440		440×300	H-240×90×6×11
		EX2B-640		640×300	
		EX2B-840		840×300	
	梁幅 55mm	EX2C-240	6	240×300	H-180×120×6×6
		EX2C-440		440×300	H-240×55×6×16.4
		EX2C-640		640×300	
		EX2C-840		840×300	
	柱フランジ幅 80mm	EX2D-240	12	240×300	H-180×80×6×9
		EX2D-440		440×300	H-240×120×6×12
		EX2D-640		640×300	
		EX2D-840		840×300	

*十一-8試験体を**十一-10試験体を***十一-7試験体をモデル化したものである

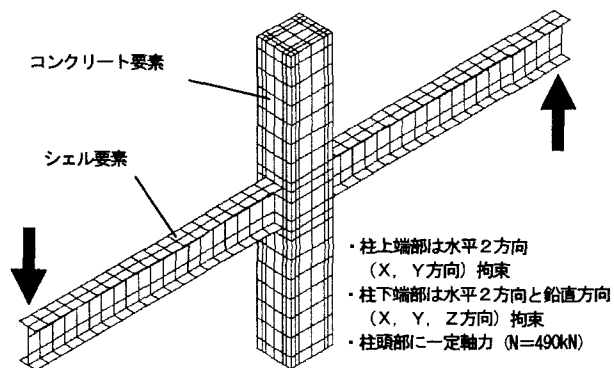


図-10 解析試験体の要素分割

4.4 三次元有限要素解析

上記に示した通り、SRC規準の計算値は、過小評価していることから、ここでは実験による影響因子を踏まえて三次元有限要素解析を行い、その結果より最大耐力時のパネル部のコンクリートの有効幅の考え方を提案し、実験値と比較検討する。

1) 解析試験体

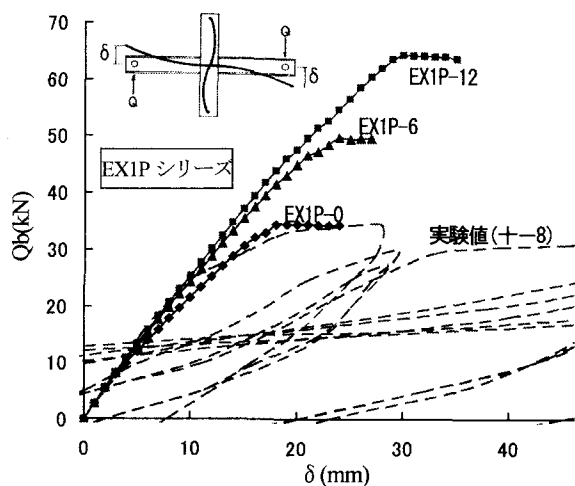
解析に用いた試験体は、表-4に示すように2つのシリーズに大別できる。シリーズ1は、鉄骨パネル耐力、柱鉄骨の曲げ耐力、梁鉄骨の曲げ耐力等を実験変数として、シリーズ2では接合部コンクリートの有効幅を検討する事を目的とし、柱幅を実験変数とした柱が大断面の仮想モデルである。なお、柱スパン、梁スパンは実験試験体と同じである。

2) 解析方法

本解析では3次元非線形汎用FEMプログラムMARCを用いた。試験体の要素分割の一例を図-10に示す。梁端部に加えるせん断力は実験では繰返し载荷が行われたが、解析では単調载荷とする。コンクリート要素は8節点のソリッド要素でモデル化する。引張側で脆性材料、圧縮側は弾塑性材料として扱う。また、ひび割れたコンクリートの圧縮劣化特性を考慮する。引張域ではひび割れが生じるまでは線形弾性を仮定し、ひび割れ後はTension cut-offとしてひび割れ直交方向の剛性をゼロとする。鋼材要素は4節点の平面シェル要素を、鉄筋要素は2節点トラス要素を用い、共にVon Misesの降伏条件を用いたバイリニアモデルを使用する。なお鋼材及び鉄筋要素とコンクリート要素は接点を共有しており付着の影響は考慮していない。

3) 解析結果

得られた各シリーズの荷重変形関係を図-11A,Bに示す。同図中には実験の荷重変形関係も示す。計算値と実験値を比較すると概ね初期剛性は若干低い結果を示すが、最大耐力は実験結果とよい一致を示す。シリーズ1より、変数による主な影響は、①鉄骨パネル板厚が厚いほど初期剛性は高く、また、鉄骨パネルなしの場合は剛性低下が著しい。最大耐力は、ほぼ鉄骨パネル耐力分で増加する(EX1Pシリーズ)、②梁鉄骨幅による影響は、初期剛性および耐力共にほぼ同じ性状である(EX1Bシリーズ)、③柱鉄骨耐力による影響は、剛性および耐力に著しく及ぼす。特に柱鉄骨のないEX1C-0試験体は大変形時の剛性低下が大きい(EX1Cシリーズ)、④柱鉄骨のフランジ幅による影響は、剛性および耐力に著しく及ぼす(EX1Hシリーズ)。これらの傾向は、実験結果とほぼ一致している。シリーズ2(EX2A、EX2B、EX2C、EX2D)より、柱鉄骨フランジ幅に対してコンクリート幅が大きくなっても初期剛



性は、大きく変わらずほぼ同じである。また、耐力上昇もコンクリート幅が 640mm と 840mm の試験体ではその上昇の割合が小さくなっていく。これは、図-12 のコンクリートの圧縮応力分布に示されるように梁とコンクリートの支圧部分から対角線状に圧縮応力の流れが観察できる。柱幅 240mm のモデルは対角線上に圧縮ストラットが形成されており全断面に圧縮応力が伝達されている。しかし、柱幅 840mm のモデルの中心部付近では圧縮応力の伝達は柱幅の 40%程度である。このことより、柱コンクリートの幅を一定以上超えると応力が伝達される幅の増加がほとんど無いことが最大耐力の増加率が低下していることに影響してい

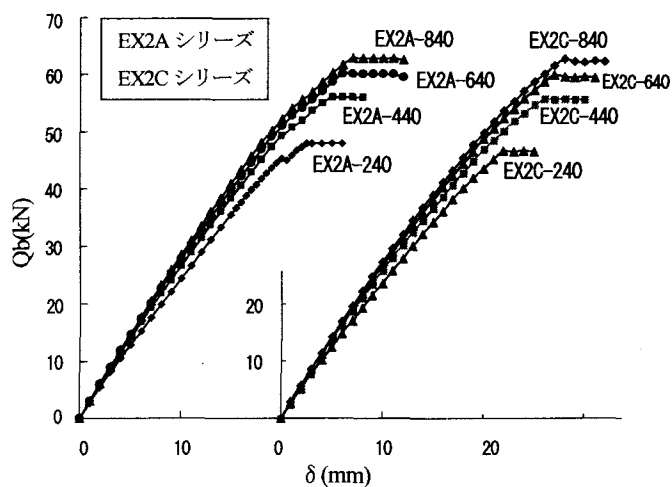
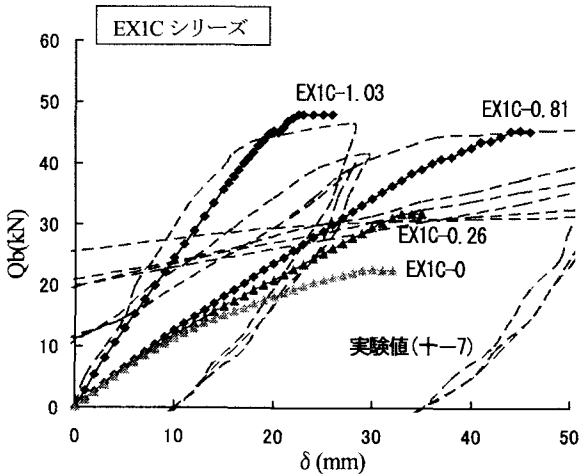
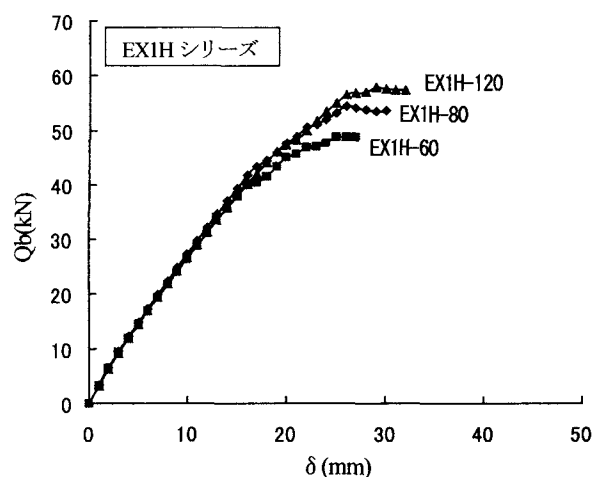
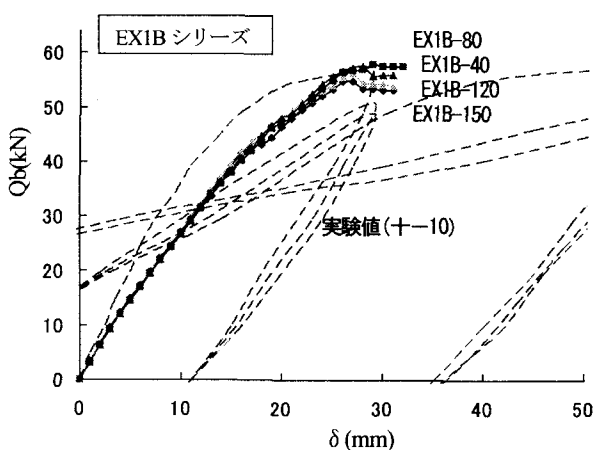


図-11 解析による荷重変形関係

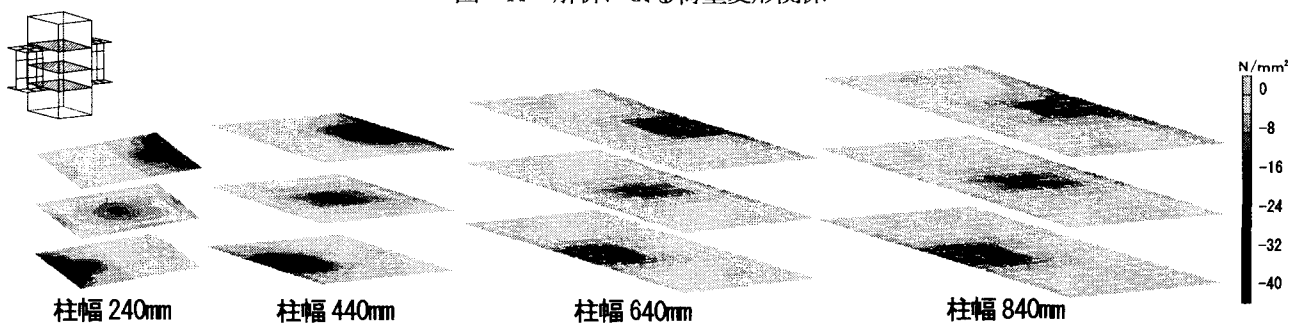


図-12 コンクリート圧縮応力分布状況 (EX2A シリーズ)

表一5 解析試験体の最大荷重と有効幅

	最大耐力 (kN)	柱幅 (mm)	有効幅 (mm)	有効幅/柱幅
EX2A-240	47.97	240	154	0.64
EX2A-440	55.95	440	210	0.48
EX2A-640	60.06	640	239	0.37
EX2A-840	62.80	840	258	0.31
EX2B-240	46.66	240	149	0.62
EX2B-440	55.61	440	211	0.48
EX2B-640	59.77	640	240	0.38
EX2B-840	62.56	840	260	0.31
EX2C-240	47.38	240	160	0.67
EX2C-440	55.38	440	218	0.49
EX2C-640	59.88	640	250	0.39
EX2C-840	61.54	840	263	0.31
EX2D-240	61.94	240	127	0.53
EX2D-440	66.29	440	159	0.36
EX2D-640	70.60	640	189	0.29
EX2D-840	70.72	840	191	0.23

ると考えられる。

ここで、接合部せん断耐力を SRC 規準に準じて鉄骨要素と鉄筋コンクリート要素の累加と考え、解析から求めた最大荷重時から鉄骨要素の耐力（降伏耐力）を差し引いた残りを鉄筋コンクリート要素として、接合部コンクリートの有効幅 b_e を算出する。これらの結果を表一5に示す。この有効幅と柱幅との比 b_e/b と柱幅と柱鉄骨フランジ幅との比 b/b_f との関係を図一13に示す。ここで、解析ではコンクリート幅を柱鉄骨フランジ幅の10倍程度まで計算しているが、実用上では $b/b_f < 4$ であるため、図一13では $b/b_f = 5$ 程度を上限としてコンクリートパネルの有効幅を算出している。

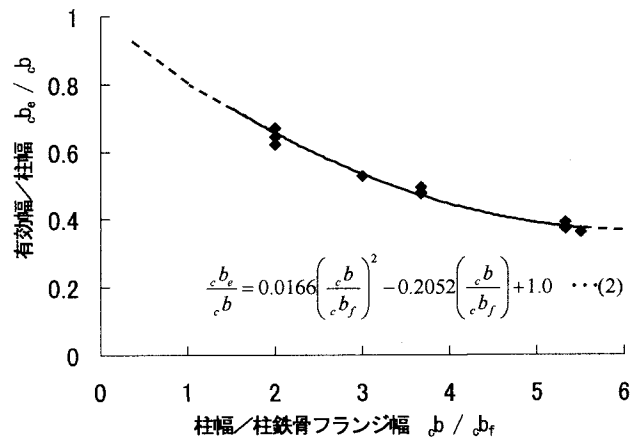
この図より、 b/b_f が大きくなるほどコンクリートパネルの有効幅が柱幅に占める割合は小さくなる傾向を示す。これらの結果より $1.5 \leq b/b_f \leq 6$ の範囲において b_e/b と b/b_f との関係式として(2)式が得られ、これを変形して有効幅 b_e を求めることができる。

この有効幅を用いて計算した本実験の試験体の計算値 (Q_b : 梁端荷重で示す) を表一3に示す。この計算値と実験値の比は、0.85~1.32 (平均値 1.06、標準偏差 0.15) の範囲にあり、柱 SRC 梁 S 接合部のコンクリートの有効幅として(2)式が妥当と考えられる。

5. まとめ

柱 SRC 梁 S の柱梁接合部のせん断破壊先行型の実験および3次元有限要素法により、検討した結果、下記の結論を得た。

- 鉄骨パネルウェブ強度の負担が大きい試験体 ($M_p/s_b M_A = 0.418$, $M_p/s_c M_A = 0.702$, $M_A/s_b M_A = 0.588$) は、接合部パネルコンクリートの損傷を伴うが、その履歴曲線は純鉄骨性状に近い、繰り返しによる耐力低下も無く安定した性状を示す。
- 鉄骨ウェブが無くても、柱フランジの板厚が厚い ($M_p/s_b M_A = M_p/s_c M_A = 0.0$, $M_A/s_b M_A = 1.303$) と、



図一13 柱鉄骨フランジ幅と有効幅の関係

枠組み効果等により、大変形時も安定した履歴曲線を示す。

- 接合部のコンクリート幅が一定で、柱鉄骨フランジ幅が大きくなると、接合部パネル強度は増大する傾向にあり、このことを用いて接合部のコンクリートの有効幅の算出方法を提案した。

【参考文献】

- 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、2001.
- 仲威雄・海野三蔵・森田耕次・見付博明・立花正彦・吉沢昭二：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、pp.1445-1446、1974.10
- 仲威雄・海野三蔵・森田耕次・立花正彦：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（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1269-1270、1977.10
- 仲威雄・海野三蔵・森田耕次・立花正彦・洪瑞金：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（その3 柱・SRC・はり・Sの組み合わせの十字型接合部について）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.2281-2282、1982.10
- 仲威雄・海野三蔵・森田耕次・立花正彦・洪瑞金：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（その4 柱・SRC・はり・Sの組み合わせのト・T型接合部について）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.2283-2284、1982.10
- 押田光弘・今西正伸・深澤協三・立花正彦：鉄骨鉄筋コンクリート柱梁接合部の耐力に関する実験的研究（その6 柱 SRC—はり S の十字型接合部について）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.1089-1090、2003.9
- 押田光弘・今西正伸・深澤協三・立花正彦：鉄骨鉄筋コンクリート柱梁接合部の耐力に関する実験的研究（その8 柱 SRC—はり S の FEM 解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.1093-1094、2003.9