

論文 柱 RC 梁 S 混合構造の接合部に関する実験的研究

濱田 真^{*1}・吉松賢二^{*2}・佐藤玲圭^{*3}・渡辺信也^{*3}

要旨：本研究では、梁貫通型の柱 RC 梁 S 混合構造の接合部に関して、その接合部の構造特性、特に接合部せん断終局耐力を確認するため、6 体の試験体について静的載荷実験を行った。実験の結果、破壊モードの判定には菅野式¹⁾が有効であり、接合部せん断終局耐力に関しては SRC 規準式²⁾を準用することにより評価できることが分かった。また、接合部の抵抗要素を柱主筋・鉄骨ウェブ・せん断補強筋・コンクリートの 4 つと考え、一般化累加耐力による接合部せん断終局耐力の評価を試みた。

キーワード：混合構造, 梁貫通型接合部, SRC 規準, 一般化累加耐力

1. はじめに

建築構法の合理化の観点から注目されているものに柱 RC 梁 S 混合構造がある。この構法は、圧縮力に強い RC 部材を柱に、曲げ・せん断に優れ、かつ軽量である S 部材を梁に用いるもので、構造的にも理に叶ったものである。また、現場作業を減らすことが可能であり、施工の合理化も図れ、更に RC 柱をプレキャスト化することで工業化も図りやすい等、多くの利点をもった構法である。

本研究では、図-1 に示すような接合部ディテールを有する混合構造について、その構造特性の把握を目的とした静的載荷実験を行った。この接合部は、せん断補強筋と FBP

(Face Bearing Plate)によって構成され、梁鉄骨フランジとウェブが RC 柱を貫通する梁貫通型接合部である。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-2 に試験体形状および配筋を、図-3 に接合部の詳細図を示す。実験のパラメータは、接合部形状、想定破壊モード、コンクリート強度および梁断面である。試験体は実大で、3 階建物の架構を想定した 6 体である。

本研究は接合部のせん断終局耐力を確認することが目的である。そこで破壊モードとし

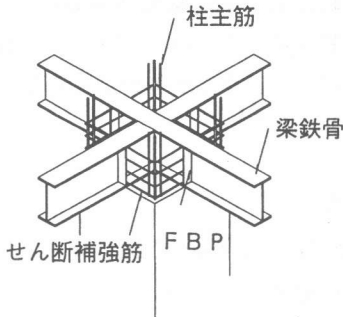


図-1 接合部ディテール

表-1 試験体一覧

試験体名	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	B-1
接合部形状(+:十字形,ト:T字形)	+	+	+	ト	+	+
想定破壊モード	S	S	S	S	S	B
柱						
コンクリート設計基準強度(N/mm ²)	27	27	27	27	60	21
断面 B×D(mm)	550×550					
主筋 配筋,種類	12-D25(SD345)					
せん断補強筋 配筋,種類	2-D13@100(SD295)					
梁						
梁せい(mm)	500	550	500	500	500	500
梁幅(mm)	200	200	150	200	200	200
ウェブ厚(mm)	9	9	9	12	9	19
フランジ厚(mm)	28	28	36	32	32*	25
FBP 厚さ,幅(mm)	厚さ=9、幅=240					
接合部						
せん断補強筋 配筋,種類	2-D16@100(SD295)					
鉄骨ウェブ ウェブ厚(mm)	9	9	9	4.5	9	19
支圧域						
せん断補強筋 配筋,種類	4-D13@75(SD295)					
S:接合部せん断, B:柱支圧 支圧域:柱せい×0.5の範囲						
*印は S M 材, その他は S S 材 図-2 参照						

- * 1 (株) 熊谷組 技術本部 技術研究所 工修 (正会員)
- * 2 (株) 熊谷組 技術本部 工修
- * 3 (株) 熊谷組 設計本部 構造設計部

て、接合部せん断破壊型（S試験体）を5体、梁鉄骨フランジによりRC柱が支圧されて破壊する支圧破壊型（B試験体）を1体想定した。試験体の設計に当たっては、SRC規準式および菅野式を併用し、S試験体では接合部せん断破壊が、B試験体では柱の支圧破壊が他の破壊よりも先行するように設計した。但し、S-4については接合部せん断耐力と梁全塑性耐力がほぼ等しくなるように設計した。

S-1が標準試験体であり、中柱に相当する十字形接合部で、梁断面が500×200mm、コンクリート設計基準強度(F_c)が27N/mm²である。梁せいや梁幅が接合部の挙動に与える影響みため、S-2は梁せいを50mm大きく、S-3は梁幅を50mm小さくした。S-4は側柱の接合部に相当するト字形である。S-5は高強度コンクリートとした試験体で、 $F_c=60$ N/mm²である。B-1は柱の支圧破壊が先行するように梁ウェブを厚くし、 $F_c=21$ N/mm²とした試験体である。

接合部内のせん断補強筋は柱部分のせん断補強筋より1サイズ大きいD16を配筋した。このせん断補強筋は4つ割りにしたL字形のものをウェブ貫通孔に差し込み、そのラップ部分をフレア溶接して一体化させた。また支圧域（梁フランジ上下部分で、柱せい×0.5の範囲）のせん断補強筋は、柱部分より密に配筋した。FBPは全ての試験体で共通であり、幅が240mm、厚さが16mmのものを使用した。使用した鋼材の材料試験結果を表-2に、実験時のコンクリート強度を表-3内に示す。

2.2 加力方法および測定方法

加力は、柱の反曲点位置をピン・ローラー支持し、柱に軸力($0.2 \sigma_B B D$)を加えた状態で、左右の梁の反曲点位置で上下逆対称方向に強制変形を与え実施した。加力履歴は、層間変形角(R)で制御し、 $R=\pm 1/400, \pm 1/200$ を1回、 $\pm 1/100$ を2回、 $\pm 1/66$ を1回、 $\pm 1/50, \pm 1/33$ を2回、 $\pm 1/25$ を1回載荷した後、 $+1/20$ radまで載荷した。

変形の測定は、梁の変形、接合部のせん断変

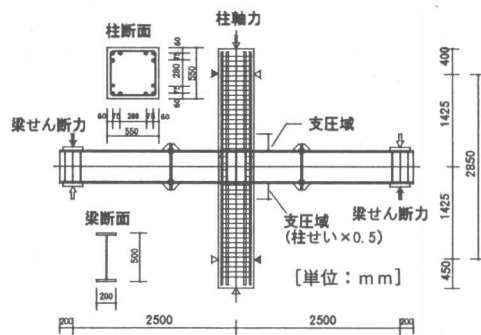


図-2 試験体形状および配筋

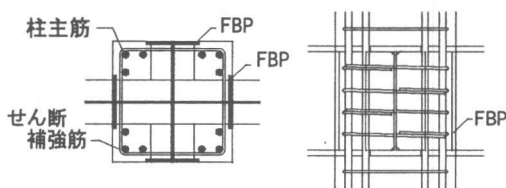


図-3 接合部の詳細図

表-2 鋼材の材料試験結果

	σ_y N/mm ²	σ_u N/mm ²	E_s kN/mm ²	使用部分
PL-36	251	423	211	S-3 FL
PL-32	248	410	204	S-4 FL
PL-32*	336	505	207	S-5 FL
PL-28	260	410	200	S-1, 2 FL
PL-25	231	380	201	B-1 FL
PL-19	248	396	208	B-1 WE
PL-16	270	420	205	S-5以外のFBP
PL-16	268	428	198	S-5 FBP
PL-9	296	418	203	S-1, 2, 3 WE
PL-9	294	416	200	S-5 WE
PL-4, 5	303	405	194	S-4 WE
D25	368	551	187	柱主筋
D25	405	586	156	S-5 柱主筋
D16	340	527	179	接合部内 HP
D13	311	464	177	S-5以外の柱 HP
D13	330	471	168	S-5 柱 HP

*印はS M材、その他はS S材
 σ_y : 降伏強度 σ_u : 引張強度 E_s : ヤング係数
 FL: フランジ WE: ウェブ HP: せん断補強筋

形角等を変位計を用いて、主な柱主筋、せん断補強筋、梁フランジ、梁ウェブ等のひずみをひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果

3.1 実験経過および層せん断力(Q)一層間変形角(R)関係

図-4にS-1, S-4, S-5, B-1のQ-R関係と $R=1/50$ rad時のひび割れ発生状況を示す。

ひび割れ発生経過は、全ての試験体で、柱の曲げひび割れ、接合部のせん断ひび割れの順

にひび割れが発生した。十字形のS試験体は、接合部から上下の柱に向かって主筋に沿う縦方向のひび割れが顕著である。この柱主筋に沿う縦ひび割れは、接合部がある程度破壊された後、徐々に破壊が柱の方へ移行したためであると考えられる。これに対して、S-4では梁の破壊が、B-1では柱の支圧破壊がそれぞれ先行したために、この柱主筋に沿う縦ひび割れがあまり発生しなかったものと考えられる。

Q-R関係をみると、S-4では $R=1/25\text{rad}$ 以上まで耐力が上昇し続け、紡錘形の履歴を示した。荷重ゼロ近傍でのスリップ現象は、S-1、S-5では $R=1/33\text{rad}$ から、B-1では $R=1/50\text{rad}$ からみられる。これはB-1ではS-1、S-5に比べて、早期から梁フランジがRC柱を支圧してコンクリートが圧壊し、その部分の隙間が大きくなったためである。

3.2 接合部のせん断変形角 (γ)

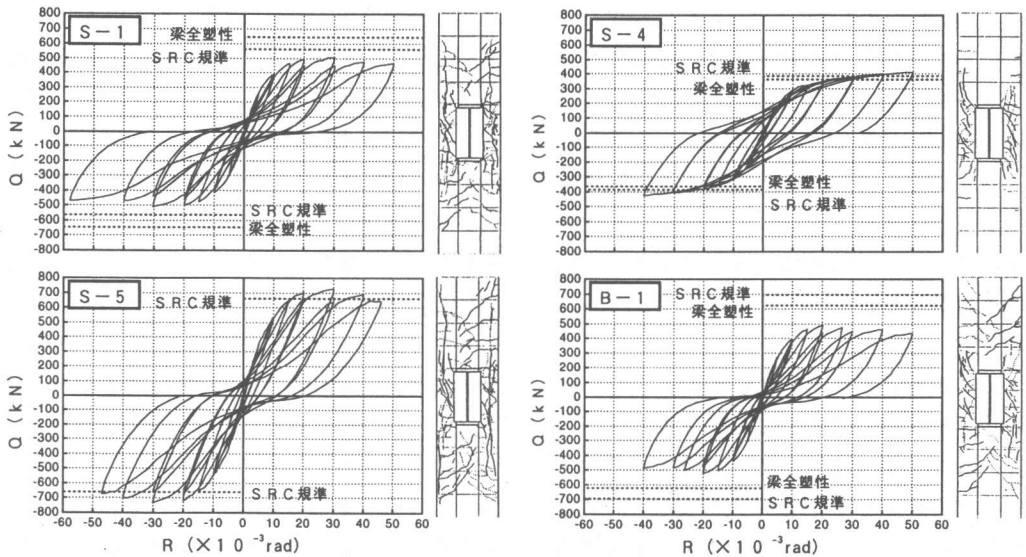


図-4 層せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係と $R=1/50\text{rad}$ のひび割れ発生状況

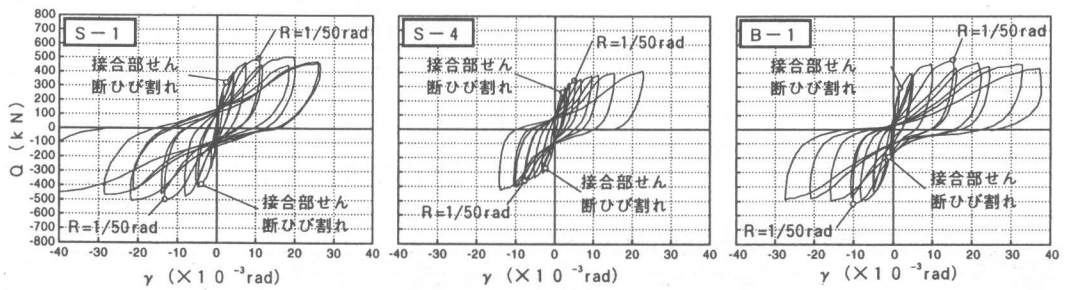


図-5 層せん断力 (Q) - 接合部のせん断変形角 (γ) 関係

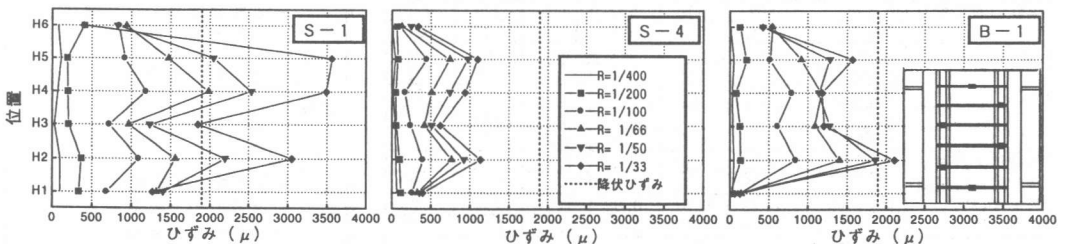


図-6 接合部内のせん断補強筋のひずみ分布

図一5にS-1, S-4, B-1のQ- γ 関係を示す。接合部のせん断ひび割れはいずれの試験体とも、 $\gamma = 2 \sim 3/1000\text{rad}$ で発生している。R=1/50rad時の γ を比較すると、S-1およびB-1では正負両方向とも $\gamma > 10/1000\text{rad}$ 以上に達しているのに対して、S-4では正負方向の平均で $\gamma = 6/1000\text{rad}$ 程度に止まっている。

3.3 接合部内せん断補強筋のひずみ分布

図一6にS-1, S-4, B-1の接合部内のせん断補強筋の正加力時のひずみ分布を示す。S-1はR=1/66rad時に、B-1はR=1/33rad時に降伏ひずみに達しているが、S-4はR=1/33rad時でもせん断補強筋が降伏していないのが分かる。

以上のQ-R関係、Q- γ 関係、接合部内のせん断補強筋のひずみ分布より、各試験体の破壊モードは、S-1, S-2, S-3, S-5が接合部せん断破壊、S-4が梁曲げ降伏破壊、B-1が柱の支圧破壊と判断した。

4. 接合部せん断終局耐力の検討

4.1 既往のせん断耐力式との比較

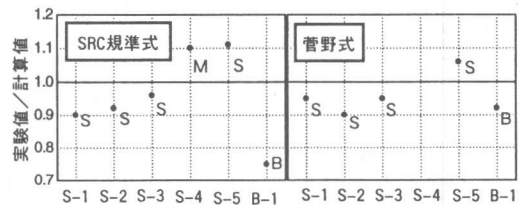
表一3に実験結果および計算値の一覧を、図一7に実験値とSRC規準式および菅野式との比較を示す。尚、SRC規準式における有効幅は、FBPによる圧縮場の拡がりを考えて、柱幅と梁幅の平均とした。SRC規準式と菅野式のいずれにおいても、接合部がせん断破壊した試験体の内S-1, S-2, S-3は、実験値の方が計算値より小さくなっているが、高強度コンクリー

トを用いたS-5は実験値の方が計算値よりも大きくなっている。柱が支圧破壊したB-1の菅野式による評価は、せん断破壊したS-1, S-2, S-3と同程度の評価を与えている。梁が曲げ破壊したS-4は、梁全塑性耐力とSRC規準式の両方を上回っていた。尚、菅野式は十字形接合部のみを対象とした評価式である。

以上のことから、接合部せん断破壊と柱の支圧破壊を破壊モード別に評価できる菅野式は有用性があることが分かる。しかしながら、SRC規準式でも、支圧破壊したB-1と高強度コンクリートを使用したS-5を除けば菅野式と同程度の評価が得られている。したがって、本ディテールの接合部がせん断破壊する場合の耐力評価式としては、SRC規準式に安全係数などを乗ずることにより、高強度コンクリートも含めて安全側に評価できると考えられる。

4.2 一般化累加耐力

本ディテールのせん断抵抗要素としては、①柱主筋、②鉄骨ウェブ、③せん断補強筋、④コンクリートが考えられる。すなわち、①、②、③は図一8(b)に示すようなせん断抵抗機構、④は図一8(c)に示すアーチによる抵抗機構を考える。そして各要素が、他の要素に



図一7 実験値と計算値の比較

表一3 実験結果および計算値の一覧

試験体名	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	B-1			
架橋形式	十字形	十字形	十字形	ト字形	十字形	十字形	・ SRC 規準式		
最終破壊モード	S	S	S	M	S	B	$jM_u = (jF_s / j\delta + \rho_w \sigma_y) c V_e + 1.2 V_s \sigma_y / \sqrt{3}$		
σ_a (N/mm ²)	26.0	29.2	29.4	30.4	52.0	22.8	jF_s : コンクリートのせん断強度		
実験値最大耐力	正方向	507	592	522	411	728	491	$j\delta$: 接合部形状による係数	
	負方向	509	576	519	425	732	521	$\rho_w \sigma_y$: せん断補強筋による補強量	
計	接合部	SRC規準	564	642	541	386	659	693	cV_e : コンクリートの有効体積
		菅野せん断	535	658	551	-	688	632	sV : ウェブの有効体積
算	梁	菅野支圧	604	708	634	-	879	565	$s\sigma_y$: ウェブの降伏強度
		全塑性	645	727	592	364	893	622	・ 菅野式
値	柱	曲げ終局	657	680	666	668	731	597	$V = \min(V_{i,bear}, V_{i,shear}) + \min(V_{o,bond}, V_{o,shear})$
		SRC規準	0.90	0.92	0.96	1.10	1.11	0.75	v : 接合部耐力
※実験値は正負の大きい方		菅野式	0.95	0.90	0.95	-	1.06	0.92	$V_{i,bear}$: 内部要素の支圧耐力
		梁全塑性	0.79	0.81	0.88	1.17	0.82	0.84	$V_{i,shear}$: 内部要素のせん断耐力
		柱曲げ終局	0.77	0.87	0.78	0.64	1.00	0.87	$V_{o,bond}$: 外部要素の付着耐力
S: 接合部せん断, B: 柱支圧, M: 梁曲げ							$V_{o,shear}$: 外部要素のせん断耐力		
実験値および計算値は層せん断力換算値(kN)									

依存することなく単独に抵抗要素として働くものと仮定し、接合部せん断耐力は各要素の耐力の累加によって評価できるものとする。尚、それぞれの関係は柱せん断力 (Q_C) と柱の軸力 (N_C) の関係で表わすものとする。以下に簡単に各要素に対する考え方を述べる。

①柱主筋は、軸方向力にのみに抵抗する。

$$\begin{cases} Q_{C,b} = 0 \\ -N_{\max} \leq N_{C,b} \leq N_{\max} \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 $N_{\max} = a_g \cdot \sigma_{my}$ で、 a_g は柱主筋の総断面積、 σ_{my} はその降伏強度である。

②鉄骨ウェブは、軸方向力および水平方向のせん断力に抵抗し、その降伏条件はミーゼス式に従うものとした。

$$Q_{P,w} = \sqrt{(A_w \cdot \sigma_{wy})^2 - (N_{C,w})^2} / \sqrt{3} \quad (2)$$

ここに、 $A_w = j_c \cdot t_w$ で、 j_c は柱の最外主筋間距離、 t_w は接合部内鉄骨ウェブの厚さ、 σ_{wy} は鉄骨ウェブの降伏強度である。

③せん断補強筋は、フープテンションにより水平方向のせん断力に抵抗する。

$$\begin{cases} Q_{P,h} = A_s \cdot \sigma_{hy} \\ N_{C,h} = 0 \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 A_s は接合部内のせん断補強筋の総断面積、 σ_{hy} はその降伏強度である。

尚、鉄骨ウェブとせん断補強筋は、接合部せん断力 (Q_P) で表されているので、式(4)により、柱せん断力に変換する。

$$Q_C = Q_P \cdot j_b / (h - j_b) \quad (4)$$

ここに、 h は柱スパン、 j_b は梁のフランジ重心間距離である。

④コンクリートアーチ耐力は、文献³⁾に示されている方法を参考にして求めた。

図-8(c)に示すように、柱および接合部は圧縮力にのみ抵抗するコンクリートアーチにより応力が伝達され、梁は部材接合端におけるアーチの釣り合いを成立させる拘束力としての働きを有するモデルである。

$$\begin{cases} Q_{C,c} = R_C \cdot \sin \beta \\ N_{C,c} = R_C \cdot \cos \beta \end{cases} \quad (5)$$

ここに、

$$R_C = \frac{k \cdot \cos \alpha - \sqrt{k^2 (\cos^2 \alpha - 1) + 1}}{k^2 - 1} R_P$$

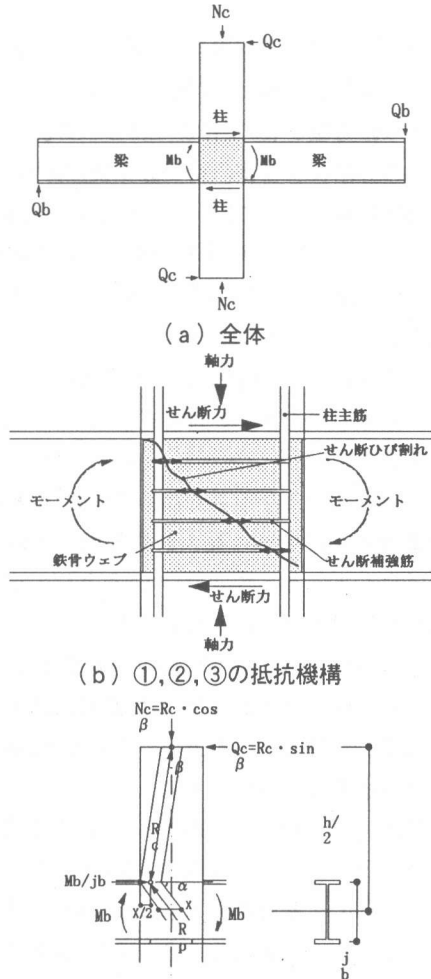
$$k = (h/j_b) \sin \beta$$

$$R_P = x \cdot B_e \cdot F_c \cdot \sin \alpha$$

$$\sin \alpha = j_b / \sqrt{(D_C - x)^2 + j_b^2}$$

$$\sin \beta = (D_C - x) / \sqrt{(D_C - x)^2 + (h - j_b)^2}$$

R_C は柱のアーチ耐力、 R_P は接合部アーチ耐力、 B_e は接合部有効幅、 D_C は柱せい、 F_c は接合部コンクリートの圧縮強度、 x はコンクリートアーチの水平方向の幅で、 $0 \leq x \leq D_C$ の変数である。



(c)④の抵抗機構 (アーチ機構)
図-8 柱梁接合部の抵抗機構

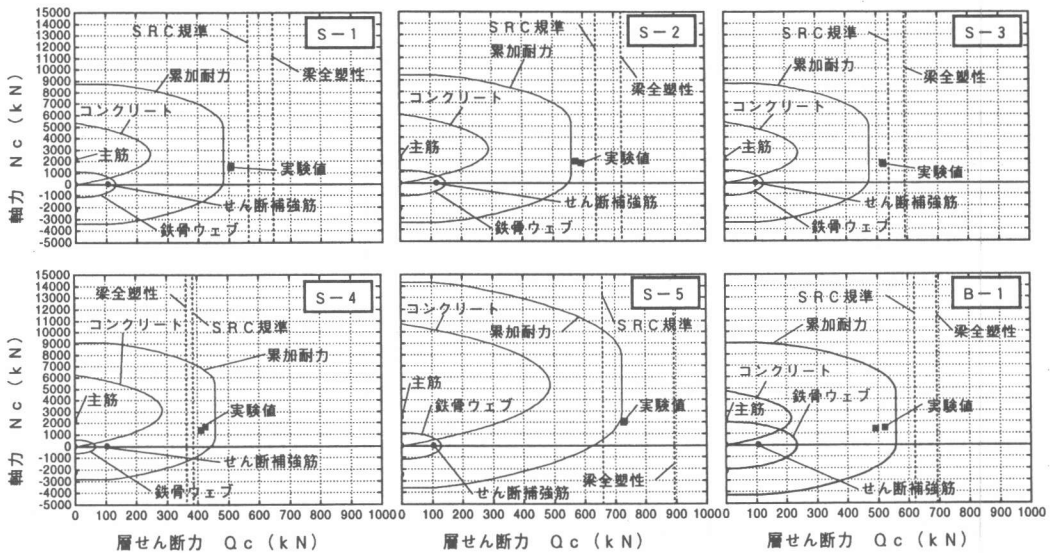


図-9 一般化累加耐力による試験体の耐力評価

R_C は R_p によって表現され、 R_p 、 $\sin \alpha$ 、 $\sin \beta$ 等は x の関数となので、変数 x に対する接合部アーチの耐力線が(5)式により得られる。

以上の方法により求めた一般化累加耐力を、全ての試験体について図-9に示す。接合部有効幅(B_e)は柱幅と梁幅の平均とした。図中に実験値(■印:正負両方向の最大耐力)を示したが、接合部がせん断破壊したS-1、S-2、S-3、S-5については、実験値の方が累加式よりいくらか大きいがほぼよい対応を示している。これに対して、柱が支圧破壊したB-1では、実験値の方が累加式より小さくなっている。これはこの累加式が接合部のせん断終局耐力を評価しているものであって、B-1のような柱の支圧破壊を評価できないためだと考えられる。また、梁の曲げ降伏破壊したト字形のS-4では、実験値は梁の全塑性耐力およびSRC規準式による接合部せん断終局耐力を上回っているが、累加式よりは小さくなっている。

累加式による最大せん断力とSRC規準式を比較すると、S-1、2、3では累加式の方がSRC規準式に比べて1割程度小さくなっている。高強度コンクリートを使用したS-5では、累加式の方がSRC規準式より大きくなっている。

軸力による影響をみると、引張軸力域と高

圧縮軸力域では接合部せん断耐力が低下している様子が伺える。しかし、この引張軸力および高圧縮軸力域は通常の軸力を越えた状態であると考えられるので、今後の検討課題としたいと思う。

5. まとめ

- ・本混合構造の接合部せん断耐力は、SRC規準式に安全係数を乗ずることにより評価できる。また、接合部せん断破壊と柱の支圧破壊の判定には、菅野式が有効である。

- ・一般化累加耐力により、本接合部形式の接合部せん断耐力を精度良く評価できた。しかし、引張軸力と高圧縮軸力を受ける場合のせん断耐力については、今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) Ryoichi Kanno: STRENGTH, DEFORMATION, AND SEISMIC RESISTANCE OF JOINTS BETWEEN STEEL BEAMS AND REINFORCED CONCRETE COLUMNS, Ph. D, thesis, Conell University, 1993.8
- 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
- 3) 南 宏一・西村 泰志: 鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部の終局せん断耐力の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第487号, 1996.9