

論文 柱 RC・梁 S とする柱梁接合部の耐力設計式の確立

橋本 裕美子^{*1}・西村 泰志^{*2}

要旨：本研究は，S 梁が RC 柱を貫通する最も基本的な接合部形式を対象として，理論的な抵抗機構に基づいて，RCS 構造の柱梁接合部の合理的で簡便な支圧耐力設計式を提案した。更に，既往の研究によって行われた，11 体の試験体の実験結果を用いて，提案された設計式の妥当性を検討した。その結果，実験値と計算値の比は 1.02 となり，設計式の妥当性が示された。

キーワード：RCS 柱梁接合部，梁貫通形式，応力伝達機構，抵抗機構，支圧耐力設計式

1. 序

柱は鉄筋コンクリート(以下，RC と呼ぶ)造，梁は鉄骨(以下，S と呼ぶ)造で構成された柱 RC 梁 S 混合構造の研究・開発が行われ，RCS 構造の柱梁接合部(以下，RCS 接合部という)に関して多種多様なディテールが提案された¹⁾。しかしながら，未だ，RCS 柱梁接合部の合理的な設計法は確立されていない。

本研究は，直交梁がなく，S 梁が RC 柱を貫通する最も基本的な接合部形式を対象として，著者らが提案した抵抗機構に基づいて，合理的で簡便な耐力設計式を提案し，既往の研究によって行われた実験結果を用いて，その妥当性を検討するものである。なお，RCS 柱梁接合部は，せん断破壊と支圧破壊の 2 つの破壊モードがあるが，本研究は，支圧破壊に伴う支圧耐力を評価する手法について提案する。

2. 抵抗機構に基づく耐力評価法の概要

図 - 1 に示す梁貫通形式柱梁接合部を対象として，柱梁接合部の終局耐力を解析的に評価する。なお，この接合部ディテールは，鉄筋コンクリート柱表面の鉄骨梁が取り付け部分の鉄骨フランジ間に支圧板が設けられているのみであり，鉄筋コンクリート部分は柱梁接合部にせん断補強筋のみ配置されている最も単純なディテ

ールである。

この耐力評価法では，柱梁接合部は図 - 1 に示すように鉄骨フランジ幅内の内部要素と鉄骨フランジ幅より外側の外部要素によって構成されるものと考え，柱梁接合部の終局耐力は，内部要素と外部要素のそれぞれの終局耐力を累加することによって評価できるものとしている。

内部要素の支圧耐力は，図 - 2 (a) に示すようなモデルによって評価している。柱梁接合部に埋め込まれた鉄骨梁部材を剛と仮定し，てこ機構による鉄骨フランジ上下面に作用するコンクリートの応力塊を矩形と考え，その大きさを $\lambda \cdot F_c$ とする。 λ は支圧効果係数で， F_c はコンクリート圧縮強度である。また，応力は鉄骨フランジ全幅にわたって作用しているものと仮定する。

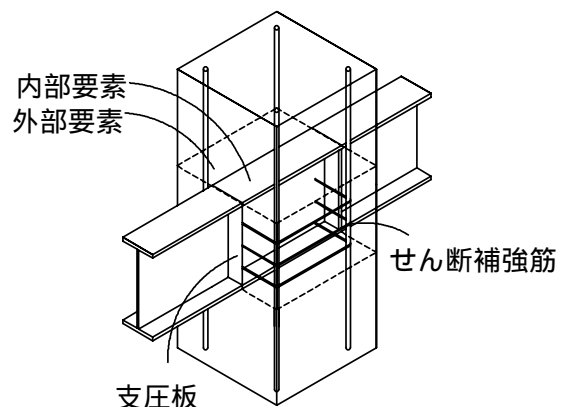


図 - 1 対象とする接合部ディテール

*1 大阪工業大学大学院 博士前期課程 (正会員)

*2 大阪工業大学 工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

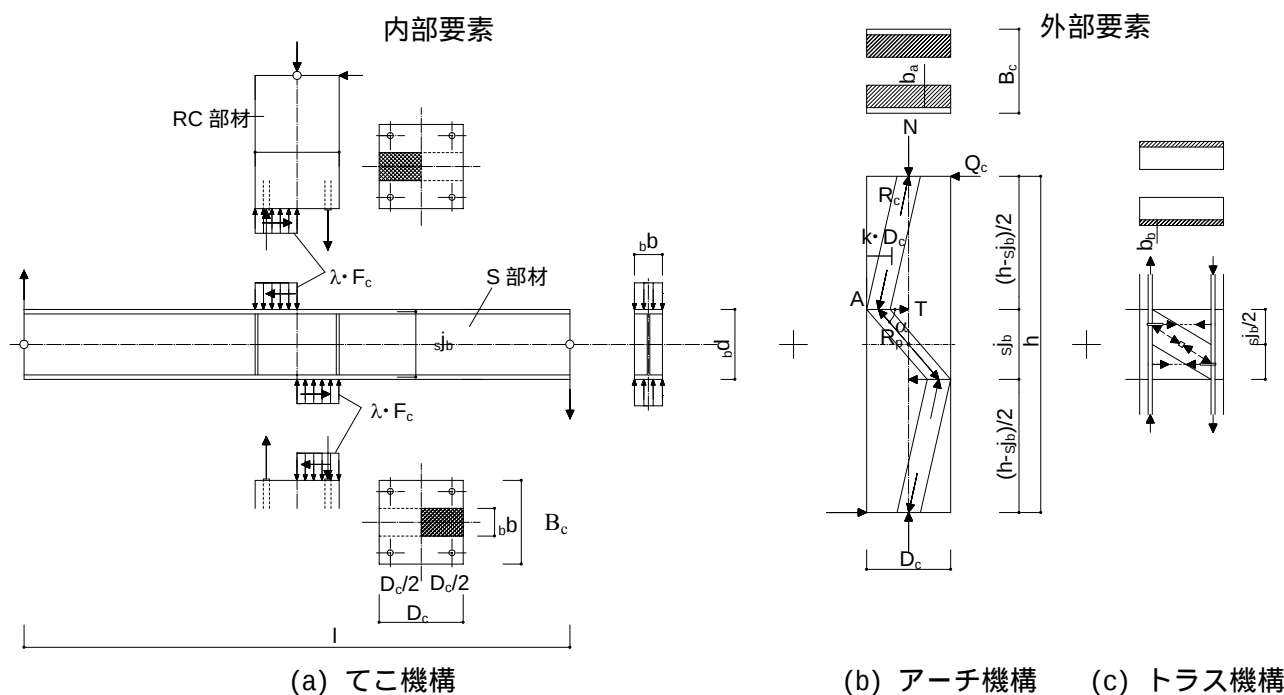


図 - 2 支圧抵抗機構

これらの応力は、反作用として、部材接合端に作用することになるので、部材接合端の断面での釣合いから、内部要素の支圧耐力が求められる。なお、鉛直鉄筋が付加されている場合は、支圧耐力を増大させることができると考えられる。内部要素の支圧耐力 i_b は、図 - 5 (a) に示すように求められる。

外部要素は、アーチ機構とトラス機構によって外力に抵抗するものとする。外部要素の終局せん断耐力は、それぞれ 2 つの抵抗機構から求められる終局せん断耐力を累加することによって評価できるものとしている。

アーチ機構による終局耐力は、図 - 2 (b) に示すようなモデルによって評価している。このモデルは、柱および柱梁接合部は、圧縮力にのみ抵抗できるコンクリート圧縮束によって構成されると仮定する。一方、図 - 3 に示すように、内部要素から外部要素への応力伝達に伴うねじりモーメント T_{a2} および鉄骨フランジ上下面に配置されるせん断補強筋の引張力 T_{a1} は、部材接合端 A, B においてコンクリート圧縮束に作用する圧縮力の釣り合いを成立させる拘束力 T としての働きを有すると仮定する。なお、 T_{a2} はねじりモーメントを内部要素と外部要素との境界面で

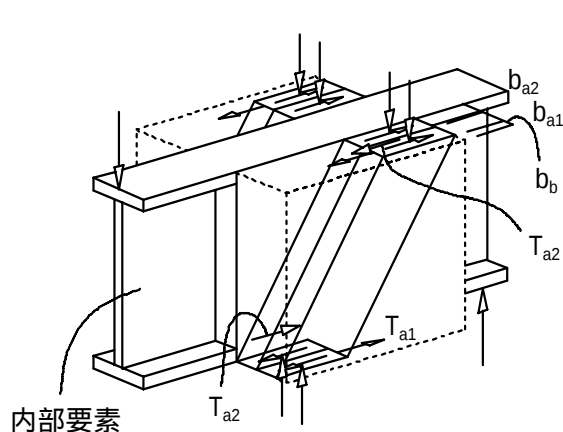


図 - 3 アーチ機構の構成

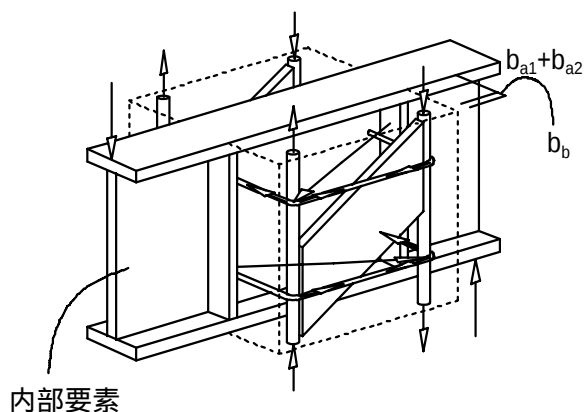


図 - 4 トラス機構の構成

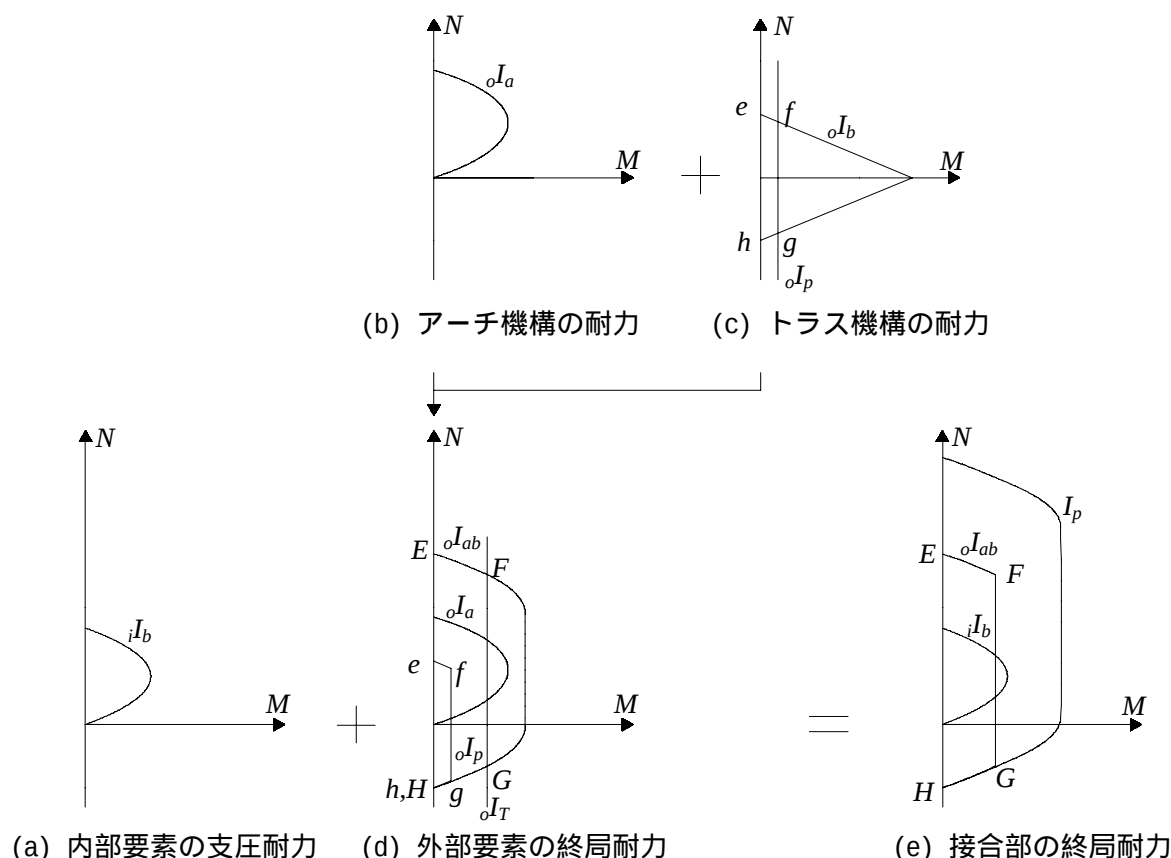


図 - 5 終局耐力の評価

一対の偶力に置換して考えていることを意味している。したがって、図 - 2 に示された拘束力 T は、 T_{a1} と T_{a2} の和によって表現されることを意味している。なお、このモデルは、鉄骨フランジ上下面に配置されるせん断補強筋の引張力 T_{a1} を拘束力とする幅 b_{a1} の圧縮束とねじりモーメント T_{a2} を拘束力とする幅 b_{a2} の圧縮束の幅によって構成されていることを意味している。アーチ機構による耐力 oI_a は、図 - 5 (b) に示すように求められる。なお、梁幅と柱幅との比、柱幅などを変数としたケーススタディを行った結果、アーチ機構による最大耐力は、接合部圧縮束のせい $k \cdot D_c$ がほぼ $0.6D_c$ の時であった。

トラス機構による終局耐力は、図 - 2 (c) に示すようなモデルによって評価する。このトラス機構は、図 - 4 に示すように、支圧板内面から外部要素に向かう圧縮力によって釣合い系が形成されると考えている。

トラス機構は、主筋、せん断補強筋およびコンクリート圧縮束によって構成される。トラス機構の有する最大耐力は、トラス機構に入力し

得る最大の抵抗力、すなわち、主筋の耐力によって評価される。主筋の最大耐力は、図 - 5 (c) に示すように oI_b で評価される。しかしながら、トラス機構はコンクリート圧縮束とせん断補強筋によって構成されるので、トラス機構によって評価される最大耐力は、コンクリート圧縮束の圧縮耐力、主筋の付着耐力およびせん断補強筋による耐力のうちもっとも小さい耐力で決定される。したがって、トラス機構による耐力は、図 - 5 (c) に示すように、主筋の付着耐力とせん断補強筋による耐力のうち小さい方を oI_p とすると、主筋の最大耐力 oI_b のうち、 oI_p で区切られた $efgh$ の内側の領域によって求められる。なお、コンクリート圧縮束によって決定される耐力については示していない。これはコンクリート圧縮束によって決定される耐力は、主筋の付着耐力およびせん断補強筋による耐力に比べてはるかに大きくなることが明らかためである。 oI_p で表されるトラス機構の耐力 oM_p について、せん断補強筋比などを変数としたケーススタディを行った結果、アーチ機構の耐力に比べ

て極めて小さく、支圧耐力の評価にあたって無視することができる。

このようにして求められた外部パネルの耐力は、この耐力を発揮するために必要な応力が内部要素から外部要素に伝達された場合にのみ適用できる。前述のように、内部要素から外部要素への応力伝達は、内部要素と外部要素との間のねじりモーメントおよび鉄骨フランジ上下面に形成される水平圧縮束によってなされるので、外部要素の終局耐力は、図 - 5 (d) に示すように、外部要素の終局耐力 ${}_oI_{ab}$ のうち、内部要素から外部要素への応力伝達に伴って決定される耐力 ${}_oI_T$ で区切られた EFGH の内側の領域によって求められる。なお、この ${}_oI_T$ は、現在理論的に評価できる段階になく、既往の著者らの実験式¹⁾を用いて評価できる。

柱梁接合部の終局支圧耐力は、図 - 5 (e) に示すように、内部要素の支圧耐力 ${}_iI_b$ と外部要素の終局耐力 ${}_oI_{ab}$ のうち ${}_oI_T$ で区切られた EFGH 部分を一般化累加することによって I_p として求められる。本モデルによると、作用軸力が引張力あるいは高圧縮力領域以外の時、支圧耐力は、作用軸力に拘らず一定となることがわかる。

3. 設計式の提案

接合部の支圧耐力は(1)式による。

$$M_p = {}_iM_b + \min({}_oM_a, {}_oM_T) \quad (1)$$

$${}_iM_b = \frac{b \cdot D_c^2}{4} \cdot \lambda \cdot F_c \quad (2)$$

$${}_oM_a = 0.6 \cdot D_c \cdot (B_c - b) \cdot F_c \cdot j_b \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad \dots (3)$$

$${}_oM_T = \left(0.26 + 3.22 \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \frac{B_c}{D_c} \cdot \frac{1}{F_c} \right) \cdot \left(\frac{s d^2 \cdot (3 \cdot D_c - s d) \cdot F_c}{6} \right) \quad \dots (4)$$

鉛直鉄筋が設置されている場合には、(1)式の ${}_iM_b$ に $\Delta {}_iM_b$ を付加することができる。 $\Delta {}_iM_b$ は(5)式による。

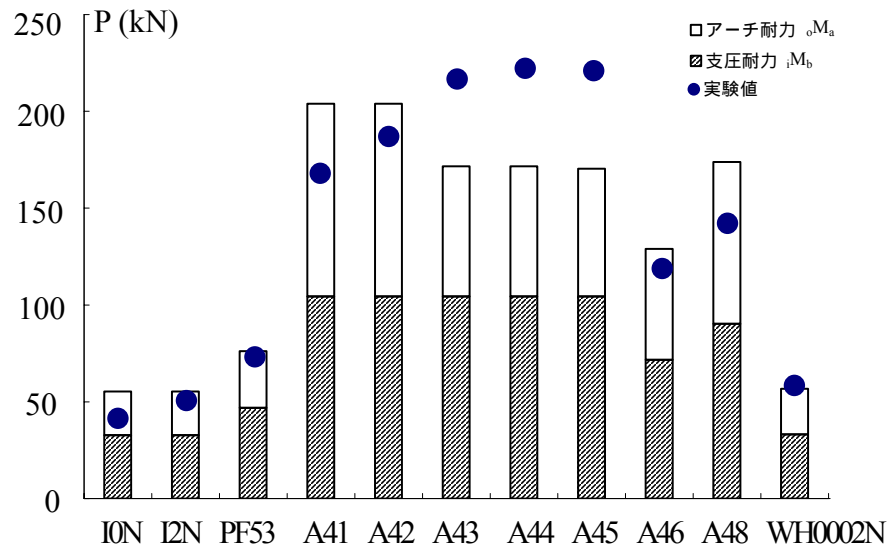
$$\Delta {}_iM_b = 2 \cdot {}_{re}a \cdot {}_{re}\sigma_y \cdot r \cdot d \quad (5)$$

記号

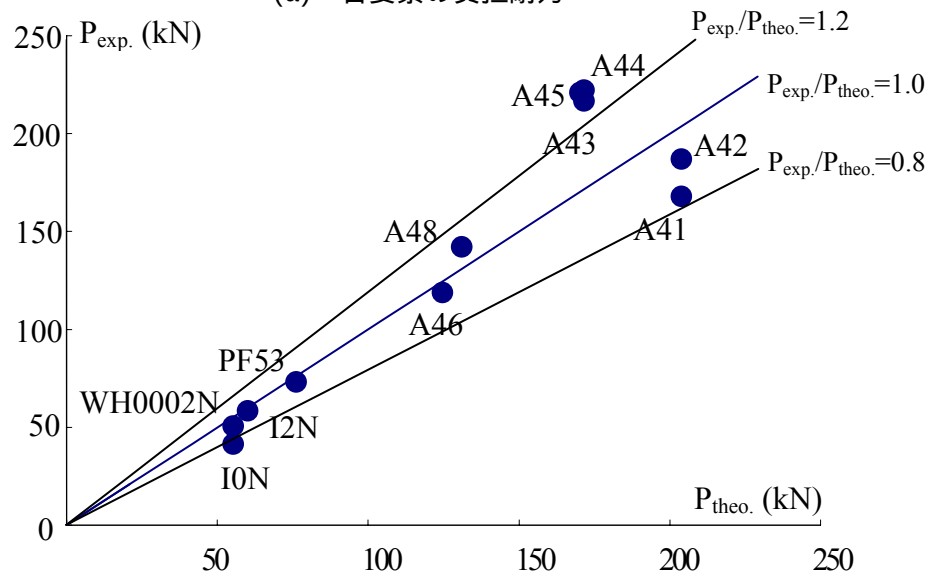
- ${}_iM_b$: 内部要素の支圧耐力 (N・mm)
- ${}_oM_a$: アーチ機構による耐力 (N・mm)
- ${}_oM_T$: 内部要素から外部要素に伝達される耐力 (N・mm)
- b : 鉄骨幅 (mm)
- d : 鉄骨せい (mm)

表 - 1 既往の実験概要

番号	試験体	試験体特性						材料の力学的特性						実験結果	
		RC 柱				S 梁		接合部 パネル厚さ t _p (mm)	コンク リート F _c (N/mm ²)	鉄骨		せん断補強筋		軸力 N (kN)	最大荷重 Q _{exp} (kN)
		断面 h (mm)	B _c ×D _c (mm)	せん断補強筋 r _s σ _y (N/mm ²)	I (mm ⁴)	σ _y (N/mm ²)	σ _{wy} (N/mm ²)								
1	I0N	2250	250×250	8-D16 4-D13	377.6 359.9	2250	H-200×100×5.5×8	16	28.6	PL16	366.8	2-6Φ	181.4	0	41.4
2	I2N	2250	250×250	8-D16 4-D13	377.6 359.9	2250	H-200×100×5.5×8	16	28.6	PL16	366.8	2-6Φ	181.4	513.9	50.5
3	PF53	2250	300×300	12-D16	344.2	2250	H-250×100×9×16	16	28.5	PL16 PL12	256.9 285.4	2-D6	313.8	0	73.2
4	A41	2400	500×500	12-D25	353.0	6000	H-500×150×9×25	9	35.3	PL9 PL12	370.7 406.0	2-D10	372.7	1765.2	168.0
5	A42	2400	500×500	12-D25	353.0	6000	H-500×150×9×25	9×2	35.3	PL9 PL12	370.7 406.0	2-D10	372.7	1765.2	187.0
6	A43	2400	500×500	12-D25	353.0	6000	H-500×150×9×25	9×2	35.3	PL9 PL12	370.7 406.0	2-D13	337.3	1765.2	216.7
7	A44	2400	500×500	12-D25	353.0	6000	H-500×150×9×25	9×2	35.3	PL9 PL12	370.7 406.0	2-D13	337.3	1765.2	222.2
8	A45	2400	500×500	12-D25	353.0	6000	H-500×150×9×16	9×2	35.3	PL9 PL12	370.7 406.0	2-D13	337.3	1765.2	220.8
9	A46	2800	500×500	4-D22 8-D19	381.5 379.5	6000	H-375×150×9×16	9	26.5	PL9 PL16	305.0 282.4	2-D13	348.1	735.5	118.7
10	A48	2800	500×500	12-D22	376.6	6000	H-375×150×9×16	9	33.3	PL9 PL16	322.6 296.2	2-D13	378.5	735.5	142.1
11	WH0002N	2250	250×250	8-D16 4-D13	377.6 359.9	2250	H-200×100×5.5×8	16	30.0	PL16	366.8	2-6Φ	328.5	521.7	58.3



(a) 各要素の負担耐力



(b) 計算値と実験値との対応

図 - 6 設計式の妥当性

$s j_b$	: 鉄骨フランジ中心間距離	(mm)
B_c	: RC 部材幅	(mm)
D_c	: RC 部材せい	(mm)
P_w	: 接合部のせん断補強筋比	
λ	: 支圧効果係数で 1.5 とする。	
σ_{wy}	: せん断補強筋の降伏応力度	(N/mm ²)
F_c	: コンクリート圧縮強度	(N/mm ²)
α	: $\sin^{-1} \frac{s j_b}{\sqrt{0.16 \cdot D_c^2 + s j_b^2}}$	
$re a$	: S フランジ上面あるいは下面の鉛直鉄筋の片側の断面積	(mm ²)
$re \sigma_y$	: 鉛直鉄筋の降伏応力度	(N/mm ²)
$r d$	: 鉛直鉄筋間距離	(mm)

4. 設計式の妥当性

3 章で提案された耐力設計式の妥当性を検討するために、既往の研究^{2~6)}から、接合部形式がいずれも梁貫通形式で、柱梁接合部が支圧破壊したと明示され、かつ、接合部が直交梁を持たない最も基本的なディテールを有していることに留意して、計 11 体の試験体を抽出した。なお、文献 6 に示された、WH0002N は鉛直鉄筋が設置された試験体である。表 - 1 は選択された試験体の概要および実験結果を示す。計算に際しては、主筋の付着強度 τ_b は、 $\tau_b = 5\sqrt{F_c}$ とした。図 - 6(a)、(b)は、11 体の試験体の実験結果を用いて、提案された設計式の妥当性を検討したものである。

表 - 2 実験値と計算値の比較

試験体名	実験値	計算値			実験値/計算値	参考文献
	$P_{exp.}$ (kN)	支圧耐力	アーチ耐力	$P_{theo.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{theo.}$	
I0N	41.4	32.7	22.6	55.3	0.748	2
I2N	50.5	32.7	22.6	55.3	0.913	2
PF53	73.2	47.0	29.2	76.1	0.961	3
A41	168.0	104.5	99.3	203.8	0.824	4
A42	187.0	104.5	99.3	203.8	0.917	4
A43	217.0	104.5	67.1	171.6	1.26	4
A44	222.0	104.5	67.1	171.6	1.29	4
A45	221.0	104.5	65.8	170.3	1.30	4
A46	119.0	71.7	57.4	129.0	0.920	5
A48	142.0	90.2	83.6	173.9	0.820	5
WH0002N	58.3	33.1	23.6	56.7	1.028	6

平均値は 1.02, 標準偏差は 0.20 および変動係数は 19.9% となる。

図 - 6(a)の □ はアーチの耐力, ■ は支圧耐力, ● は実験値を示す。結果的に、11 体総てにおいて、内部要素から外部要素に伝達される耐力の方が大きかったため、アーチ耐力分で決まった。図 - 6(b)は、縦軸に実験値 $P_{exp.}$, 横軸に計算値 $P_{theo.}$ を示す。実験値の大部分は、実験値と計算値の比が 0.80 ~ 1.20 の範囲に分布していることがわかる。表 - 2 は、実験値と計算値の比較を示す。これより、実験値と計算値の比の平均値は 1.02, 標準偏差は 0.20 および変動係数は 19.9% となり、設計式によって実験値をほぼ評価できることがわかる。しかし、個々の試験体についてみると、計算値と対応していないものもあり、今後更に詳細に検討していく必要がある。

5. 結語

S 梁が RC 柱を貫通する最も基本的な形式の RCS 柱梁接合部の支圧耐力設計式が提案された。計算値と実験値はよく対応しているが、個々の試験体についてみてみると計算値と実験値が対応していないものもあり、今後更に検討していく予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨

梁混合構造の設計と施工, 2001 年 1 月.

- 2) 西村泰志, 南宏一：はり S・柱 RC で構成される内部柱はり接合部の応力伝達機構, 日本建築学会構造系論文報告集 第 401 号, pp.77-85, 1989 年 7 月.
- 3) 鳥井拓三, 小山高志, 山下恵司, 山地貴裕, 馬場望, 西村泰志：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(RCS-26) 柱はり接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達機構に関する一実験(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.1061-1064, 1997 年 9 月.
- 4) 田村幸一, 佐藤龍生, 成原弘之, 勝倉靖：簡易な仕口による柱 RCS 複合構造の実験(その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1893-1894, 1992 年 8 月.
- 5) 成原弘之, 飯島昭治, 西田哲也, 鈴木裕美：簡易な仕口による柱 RC 梁 S 複合構造の実験(その 4 梁降伏型骨組の性能検証と復元力特性モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.1665-1666, 1994 年 9 月.
- 6) 植岡豊博, 福田勉, 西村泰志, 南宏一：はり S 柱 RC で構成される接合部の補強効果に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道) pp.1309-1310 昭和 61 年 8 月.