

# 異種構造部材で構成される合成構造の 設計法に関する研究（その1）

若林 實・南 宏一・西村 泰志

## DESIGN METHOD FOR MIXED STRUCTURES (PART 1, STRESS TRANSFER MECHANISM OF EXTERIOR JOINTS)

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Yasushi NISHIMURA*

### Synopsis

The object of this study is to make clear experimentally and theoretically the stress transferring mechanism of exterior joints in mixed structures. Four specimens are tested under reversed loading. The column is composed of steel and reinforced concrete and the beam is made of steel. Experimental variable chosen is the ratio of the flexural strength of steel element contained within composite column to the flexural strength of composite column. Main discussion is concentrated on the failure mechanism, hysteretic characteristics and the ultimate strength. On the basis of test results, the analytical model is suggested and the ultimate strength formula based on the method of superposition shows a good agreement with the experimental results.

### 1. 序

高層骨組の構造形式として、最近、異種構造の特性をたくみに併用した骨組が盛んに用いられている。これはたとえば、柱が鉄骨鉄筋コンクリート、はりか純鉄骨の場合を例にとれば、柱の軸力を鉄筋コンクリート部分で負担できること、柱鉄骨の局部変形をコンクリートによって拘束できること、コンクリートが柱鉄骨の耐火被覆材としての役割を果たすことおよび柱はり共鉄骨鉄筋コンクリートの場合と較べてコンクリート打設時の柱はり接合部の施工性が良いことなどの利点があげられることによるものと考えられる。しかしながら、一方では、これらの異種構造部材で構成される柱はり接合部での応力伝達が円滑におこなわれるのかという問題が生じてくる。この問題に対して既往の研究は、柱が鉄骨鉄筋コンクリート、はりか純鉄骨で構成される場合、田中・西垣<sup>2)</sup>は鉄骨鉄筋コンクリート柱における鉄骨量が接合部の挙動におよぼす影響は大きいという観点から柱材における鉄骨と鉄筋コンクリート部分の曲げモーメントの負担する割合を変数とした十字形試験体を用いた実験を行ない鉄骨部分が外力の50%程度の曲げモーメントを負担できる様な設計であれば一応満足すべき力学的性状を示すことが述べられている。また、武田・岡田<sup>3)</sup>らの研究でも、この程度の曲げモーメントの比率であれば接合部での局部的な問題はなく、はりから柱への応力伝達は円滑におこなわれ、柱は現行の累加強度設計式<sup>7)</sup>以上の耐力を十分保持できるものとしている。前述と同じ様な観点から行なわれた木村・浅井<sup>13)</sup>らの実験的研究でも、梁および接合部崩壊型であらばいづれも安定した履歴特性を呈し、したがって、柱の鉄骨量の低減は柱で崩壊させなければ力学的性状にそれ程悪い影響を与えないものと思われると結論づけている。また、武田・岡田<sup>9)</sup>らは柱崩壊型の試験体についても実験をおこない、この場合でも応力伝達に対して問題は無いとしている。しかしながら、柱崩壊型の場合は、柱はり接合部周辺

のきれつ増大によって、柱鉄骨フランジへの応力集中増加に対して注意が必要であるとしている。

一方、この様な構造形式に対する柱はり接合部のせん断耐力や変形性状を問題とした研究として、仲・森田・立花<sup>11),12)</sup>らの研究があげられる。十、トおよびT字形試験体を用いておこなわれたこれらの研究では、柱はり接合部の最大せん断耐力は鉄骨パネル部の降伏せん断耐力、パネル部の帯筋の耐力およびコンクリートパネルの耐力の和によって求められ、コンクリートパネルの耐力は鉄骨パネルの耐力 $M_p$ と柱の鉄骨要素の耐力 $M_c$ との比 $M_p/M_c$ によって影響され、この比が小さくなる程大きくなる傾向にあるとして、その耐力を評価する実験式を与えている。また変形性状については、安定した履歴特性を示し、大変形時には、コンクリートの影響は小さくなり、鉄骨のみの履歴性状を呈することが示されている。また、著者<sup>9),10),12),14)</sup>らはL、ト、十字形試験体を用いておこなわれた実験結果の知見から求められた力学的モデルに基づいて、その耐力や履歴曲線の評価する手法を提案している。

柱が鉄筋コンクリート、はり純鉄骨で構成された場合の問題として、清水・多田<sup>1)</sup>らの柱はり接合部における鉄骨の補強効果を確立する目的でおこなわれた研究があげられる。また、Marcakis<sup>15)</sup>、Mattock<sup>17)</sup>らは鉄筋コンクリート柱と鉄骨ブラケットとの接合部に関する研究を行ない、埋込まれた鉄骨ブラケットの抵抗力を求める簡便な提案式を与えている。しかしながら、これらの研究では、埋込まれた鉄筋コンクリート部分の抵抗力に対しては何ら言及していない。

柱が鉄骨鉄筋コンクリート、はり鉄筋コンクリートで構成された場合の問題としては、山形・榊原<sup>18)</sup>らの研究があげられる。この研究によればこの様な構造でも耐力、変形挙動、応力伝達性状等構造性能上においても十分期待できることが示されている。

平林・久徳・坂本<sup>4)</sup>らははり及び下層の柱は鉄骨鉄筋コンクリート、上層の柱は純鉄骨で構成された十字形骨組に関する実験をおこない、断面形式の急変による剛性および強度の劣化はみられないが、局部的にみれば接合部にせん断亀裂が集中する傾向がありこの亀裂が接合部につらなるはり部材につながる危険のあることを示している。

また、阿部<sup>21)</sup>は鉄骨はり鉄筋コンクリート柱で構成されたL字形骨組の接合部に関する研究をおこないその耐力を評価する手法を示している。

上述の様に、種々の構造形式に対する柱はり接合部の応力伝達機構に関する研究がなされてきた。しかしながら、その応力伝達機構を力学的に解明するに至っていない現状である。このことが異種構造部材で構成される合成構造物の設計法を確立するうえで大きな障害になっているものと考えられる。

この様な観点に基づき、本報は、特に柱が鉄骨鉄筋コンクリート、はり純鉄骨で構成された柱はり接合部に着目して、その応力伝達機構を実験的および理論的に解明しようとするものである。

## 2. 実 験

### 2.1 実験計画の概要

本実験で計画された試験体は柱は任意の鉄骨量を有する鉄骨鉄筋コンクリート、はり純鉄骨で構成されるト字形の部分骨組であり、各試験体共その形状寸法および各部材の断面寸法は同一である。試験体の設計ではト字形の部分骨組に水平荷重系の外力が作用した場合の応力状態を想定して柱材とはり材がほぼ同時に曲げ強度に達する様に設計された。

実験変数は柱材の曲げ強度 $M_c$ を一定として柱断面を構成する鉄骨部分の曲げ強度 $M_p$ との比 $M_p/M_c$ とし、 $M_p/M_c=0$ 、(試験体名S000とする)、0.34 (S035)、0.65 (S065)、1.00 (S100)の4種類、計4体の試験体が計画された。なお $M_p/M_c=0$ は柱が鉄筋コンクリート構造であることを示す。

本実験はこれらの実験変数を含むト字形の部分骨組の柱材の両端を回転および移動支点として、はり部材端部に正負の漸増くり返し荷重を負荷することによって異種構造部材で構成される柱はり接合部の応力伝達機構を実験的に解明しようとするものである。

## 2.2 試験体

Fig. 1 および Photo. 1 に試験体の形状寸法、断面構成および配筋詳細を示す。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柱の反曲点間距離2250 mm、柱の材軸とはりの反曲点間距離1125 mmの所定の寸法になる様に設計され、実大のほぼ1/3の模型を想定している。

各試験体とも柱断面  $B_c \times D_c$  ( $B_c$ : 柱幅,  $D_c$ : 柱せい) は 250 mm  $\times$  250 mm である。

鉄骨主材は各断面とも H 形断面であり、はり部材は、H-200  $\times$  100  $\times$  16  $\times$  19 が採用され各試験体とも同一である。一方、柱部材については、S100 では H-150  $\times$  75  $\times$  12  $\times$  16, S065 では H-150  $\times$  75  $\times$  9  $\times$  9, S035 では H-150  $\times$  75  $\times$  4.5  $\times$  4.5 が採用された。なお、各試験体とも鉄骨ウェブパネル厚は 16 mm である。

主鉄筋は圧縮側および引張側とも、S000 では 4-D16, 2-D13, S035 では 2-D16, 4-D10, S065 では 2-D13, 2-D10, S100 では 2-6 $\phi$  が各々配筋されている。なお、S100 では 2-6 $\phi$  が配筋されているがこの主筋はせん断補強筋を設けるための鉄筋であり、柱はり接合部には定着されていない。

柱材に用いられたせん断補強筋は直経 6 mm の丸鋼が 50 mm の間隔で設けられている。また、柱はり接合部にも柱材と同様直径 6 mm の丸鋼が 50 mm の間隔で設けられている。

なお、Table 1 に各試験体の断面の構成要素を示す。

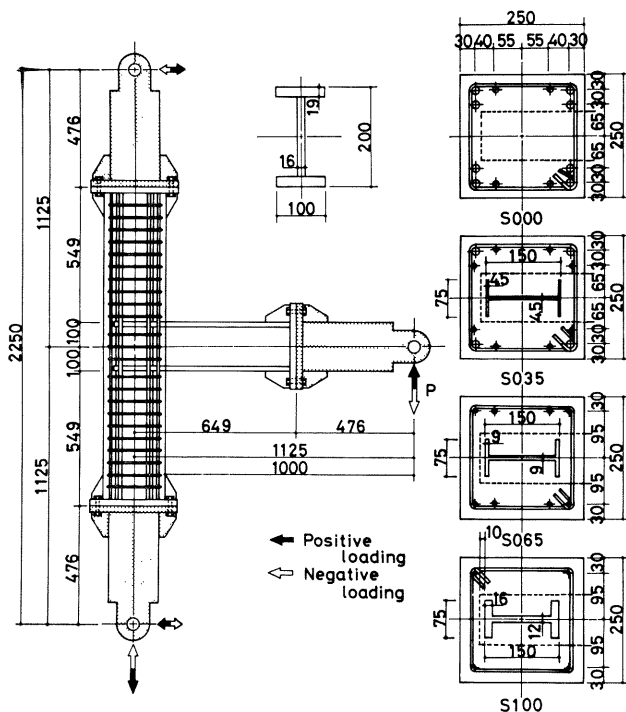


Fig. 1 Specimen and cross sections.

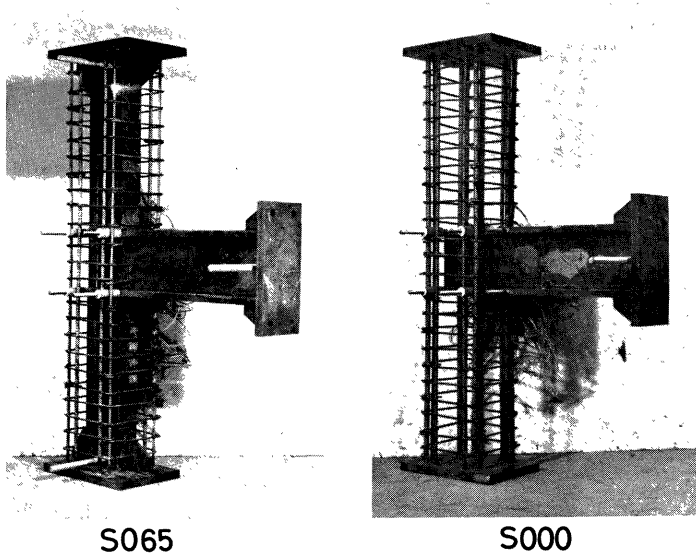


Photo. 1 Arrangement of reinforcement.

Table 1 Test program.

Specimen	Column		Reinforcement	Beam	Panel	Experimental Variable $M_s/M_o^*$ (%)
	Section $b_c \times D_c$ (mm)	Steel Portion Section (mm)		Section (mm)	Thickness (mm)	
S 000			8-D 16 4-D 13 $6\phi@50$			0
S 035	250×250	H-150×75 ×4.5×4.5	4-D 16 8-D 10 $6\phi@50$	H-200×100 ×16×19	16	34
S 065		H-150×75 ×9×9	4-D 13 4-D 10 $6\phi@50$			65
S 100		H-150×75 ×12×16	4-6 $\phi$ $6\phi@50$			1000

\*)  $M_s$ : Flexural strength of steel element contained within composite column.  
 $M_o$ : Flexural strength of composite column.

### 2.3 試験体の使用材料および製作

S 100, S 065 および S 035 に用いられた鉄骨ト字形骨組\* および S 000 に用いられた純鉄骨のはり\* は、

\*) 鉄骨ト字形骨組および純鉄骨のはりは溶接組立後焼鈍処理されている。なお、各試験体に用いられた同一板厚の板材の力学的特性は同一であると考えられる。

Table 2 Mechanical properties of materials.

No.	Steel			Reinforcing Bar				Concrete		
	$\sigma_y$	$\sigma_{max}$	$\epsilon_u$	$\phi$	$\sigma_y$	$\sigma_{max}$	$\epsilon_u$	$F_c$	$F_t$	$F_t/F_c$
	(t/cm <sup>2</sup> )				(t/cm <sup>2</sup> )			(kg/cm <sup>2</sup> )		
4.5	2.88	4.02	0.305	6 $\phi$ D10 D13 D16	2.37	3.53	0.328	296	27.2	0.0919
9	2.55	4.09	0.287		3.76	5.28	0.148			
12	3.33	4.76	0.298		3.65	5.55	0.167			
16	2.82	4.32	0.337		3.52	5.35	0.213			
19	2.55	4.21	0.340							

Note  $F_c$  : Maximum compressive strength  
 $F_t$  : Splitting tensile strength  
 $\sigma_y$  : Yield stress  
 $\sigma_{max}$  : Maximum tensile strength  
 $\epsilon_u$  : Maximum elongation

所要の寸法に切り出された板材を溶接組立した H 形鋼によって構成され、その板材の材質は SS 41 である。

主鉄筋は SD 30, センズ補強筋は SR 24 相当品の材種の鉄筋が使用された。なお、主鉄筋は補助ビームをとりつける為に設けられるエンドプレートに端部を溶接することによって所定の位置に配筋された。

セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は最大寸法 2.5 mm の山砂（京都府城陽産）：海砂（香川県東木産）= 6 : 4 のもの、粗骨材は最大寸法 10 mm の碎石（大阪府高槻産）が使用され、コンクリートの水セメント比  $W/C$  は 0.57, 重量調合比はセメント : 砂 : 砂利 = 1 : 1.01 : 2.27, スランプは 21 cm とした。Table 2 に使用された材料の力学的特性を示す。

コンクリートは柱材を鉛直に設置された鋼製型枠内に打設され、コンクリート打設後 3~4 日で脱型し、実験実施日まで空気養生が施された。なお、試験体 S 000 では、はり部材の端部に設けられているエンドプレートと T 字形に作製されている鋼製型枠のはり部材の端部に対応する位置でボルト締めすることによって所定の位置に設置したのち、コンクリートが打設された。

#### 2.4 載荷装置

Photo. 2 に載荷装置を示す。この載荷装置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寸法に組立てられた試験体の柱材の一端を回転支点、他端を移動支点によって支持し、はり材の端部に油圧ジャッキ<sup>\*)</sup>によって任意の荷重が負荷できる。

なお、試験体の設置にあたっては、柱材の材軸と荷重の載荷方向が平行、かつ、はり材の材軸と載荷方向が直角になる様に、また、各部材の反曲点と載荷レベルが同一になる様に留意された。

#### 2.5 測定法

はりの端部に負荷された荷重の測定は油圧ジャッキの先端に設置された 20 ton 用ロードセル（感度 100 $\mu$ /ton）によっておこなわれた。

変形は柱はり接合部の対角線方向の変形 ( $\delta_1, \delta_2$ ) および部材相対変形 ( $\delta_3$ ) について摺動型変位計 ( $\delta_1, \delta_2$  については感度 500  $\mu$ /mm,  $\delta_3$  については感度 200 $\mu$ /mm の変位計が用いられた) によって測定された。

また、接合部パネルおよびその周辺のひずみ状態を測定する為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.) が貼付された。

#### 2.6 載荷法

載荷法則は、骨組としての部材角が  $R \leq 0.03$  rad. では 0.005 rad.,  $R > 0.03$  rad. では 0.01 rad. を単位振

\*) 本実験では最大負荷能力 50 ton の油圧ジャッキが用いられた。

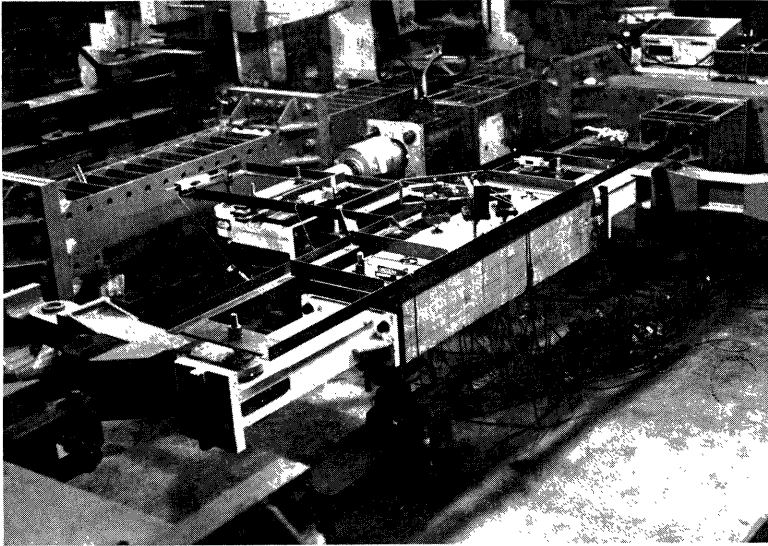


Photo. 2 Loading apparatus.

幅として、各振幅において正負2回のくり返しを行い、単位振幅を漸増させて最大0.05 rad. まで負荷するものである。

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れおよび破壊状況

Fig. 2 および Photo. 3 に実験終了後の破壊状況を示す。ひび割れの発生過程は、まず、柱部材に曲げひび割れが生じ、次いで、柱はり接合部に斜張力ひび割れが発生する。この斜張力ひび割れの発生荷重は Table 3 に示す様に、柱部材の鉄骨量が増大する程大きくなる傾向にある。さらに、変形の増大とともに、S 000, S 035 および S 065 では、曲げひび割れおよび斜張力ひび割れの数も増大し、特に斜張力ひび割れは上下の柱材へと進展し圧縮側の構成を示すひび割れ状況を示す。しかしながら、最大耐力に致った後もコンクリートが圧壊する現象は観察されず、柱はり接合部の主筋に沿った付着割裂によるコンクリートのはく落が顕著である。一方、S 100 では初期斜張力ひび割れの進展はあまり認められず、更に、あらたなひび割れの発生も認められない。

部材接合端側面では、くり返し荷重とともに、はり部材の上下のフランジ端部を結ぶ線上にひび割れが発生し変形の増大に伴って部材接合端における曲げ圧縮側の鉄骨フランジ上面と柱材の接触部分のコンクリートは圧壊はく落する。なお、この時のコンクリートの圧縮ひずみは0.005程度の値が観察された。また、このコンクリートの破壊状況は、追加実験としておこなわれたコンクリートブロックの支圧実験によって得られた破壊状況\*と類似している。一方、曲げ引張側でははり鉄骨部材と柱材コンクリート部分の間には大きなすきまが生じ、くり返し荷重とともにこのすきまが閉じたり開いたりすることによって後述する様なS字形の履歴性状を示す一因となると考えられる。しかしながら、S 100 ではこの様な破壊状況はあまり顕著でない。これらの破壊状況から、はり部材の応力は、埋込まれた鉄骨部分と鉄骨フランジに与えられたコン

\*）付録 Photo. A-1 に支圧実験によるコンクリートブロックの破壊状況を示す。

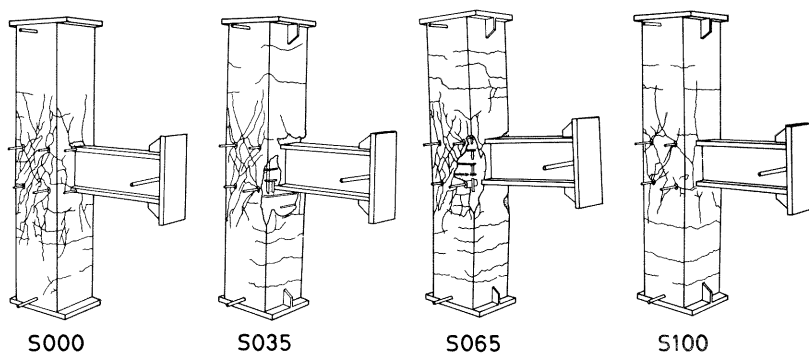


Fig. 2 Crack observation.

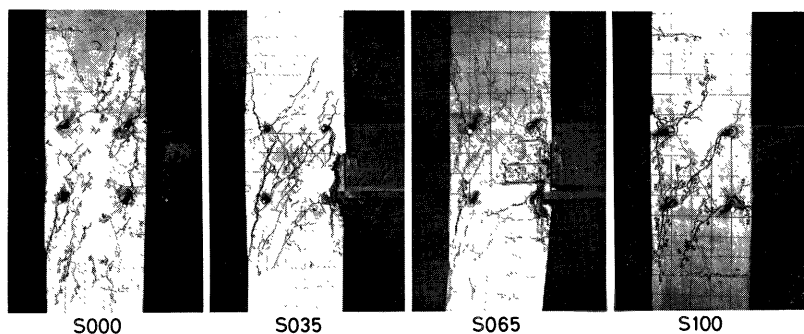


Photo. 3 Crack observation.

Table 3 Test results.

Specimen	Flexural Cracking Load	Diagonal Tension Cracking Load	Maximum Load	Calculated Flexural Strength of Beam $\delta P$ (t)	$P_{max}/\delta P$
	$P_{fi}$ (t)	$P_{cr}$ (t)	$P_{max}$ (t)		
S 000	1.51(1.41)*)	1.81(1.41)	6.83 (6.51)	11.72	0.583(0.555)
S 035	4.06(1.13)	3.45(6.06)	10.11(10.48)		0.863(0.894)
S 065	2.03(1.90)	4.01(4.15)	11.79(11.91)		1.01 (1.02)
S 100	1.71(2.65)	8.21(7.99)	12.44(12.42)		1.06 (1.06)

\*) ( ) : Negative Loading

クリアートで構成される部材によってこの作用によって柱材へと伝達されることが予測される

### 3.2 履歴特性

Fig. 3 に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸ははり部材端部に負荷された荷重  $P$ 、横軸ははり部材端部の変形より求められた骨組としての部材角  $R$  を示す。なお、図中の  $\delta P$  ははり部材の曲げ強度から決定された荷重である。S 065 および S 100 では実験から求められた耐力ははり部材の曲げ強度を発揮しており、エネルギー

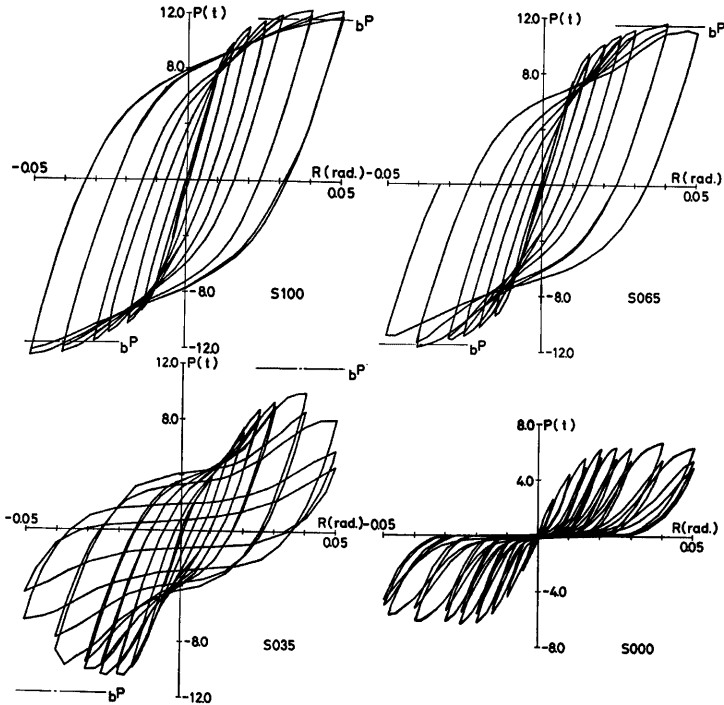


Fig. 3 Hysteresis loops.

ギー散逸量の大きいほぼ紡錘形の履歴性状を示す。しかしながら、S035 でははり部材の曲げ強度の 85% 程度しか発揮されておらず逆 S 字形の履歴性状を示す。

はり部材から柱部材への応力伝達が支障なく行なわれる為に、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>7)</sup>においては、柱部材における鉄骨部分の曲げ強度の和  ${}_{cs}M_A$  とはり部材における鉄骨部分の曲げ強度の和  ${}_{br}M_A$  との比  ${}_{cs}M_A/{}_{br}M_A$  が  $0.5 \leq {}_{cs}M_A/{}_{br}M_A \leq 2.0$  を満足することが推奨されているが、本実験に関して S100, S065 および S035 の  ${}_{cs}M_A/{}_{br}M_A$  の値は各々 1.19, 0.63, および 0.387 であり、上限値はともかく下限値 0.5 については本実験結果からもほぼ妥当な値ではないかと考えられる。一方、S000 でははり部材の曲げ強度の 60% 程度しか発揮されておらず、エネルギー散逸量の非常に小さな逆 S 字形の履歴性状を示す。しかしながら、靱性という観点からみれば充分な性能を有するものと考えられ、耐力およびエネルギー散逸量を大きくする何らかの補強法を講ずれば S000 の様な構造形式も可能であると考えられる。

#### 4. 応力伝達機構に関する一考察

Fig. 4 は実験結果の見聞に基づいて、はり部材から柱部材への応力伝達機構を各部材の自由体の釣合い状態によって示したものである。Fig. 4 (a) は鉄筋コンクリートの柱に純鉄骨のはり材が接合された場合を示したものである。この場合、はり部材は鉄筋コンクリート柱に埋込まれた部分のてこ作用に基づく支圧力および支圧力に基づく摩擦力と外力  $P_e$  によって釣合い系を構成する。一方、上下の柱材は反作用として、



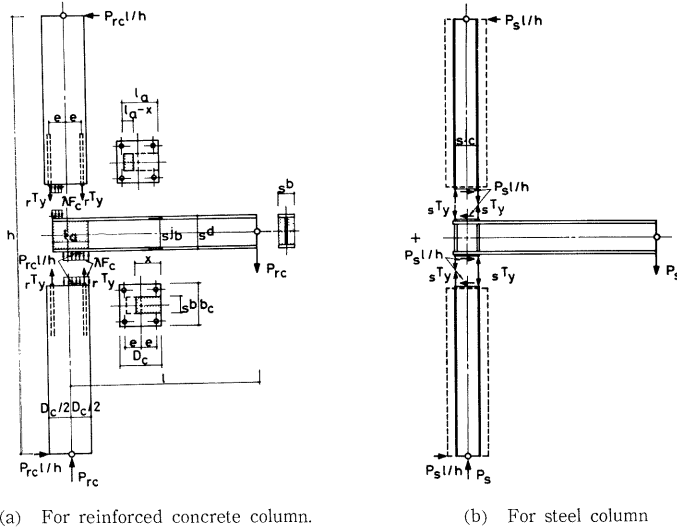


Fig. 4 Stress transfer mechanism.

この支圧力および支圧力に基づく摩擦力、主鉄筋の引張力  $T$ 、および支点反力  $P_{rc} \cdot l/h$ 、 $P_{rc}$  によって釣合い系を構成すると考えられる。ここで、 $h$  は柱の反曲点間距離、 $l$  は柱の材軸からはり反曲点までの距離を示す。

なお、この機構では支圧力は鉄筋の引張力を介して上下の柱材に相互に伝達されることを意味する。**Fig. 4 (b)** は鉄骨のほりに鉄骨の柱が接合された場合を示したものである。前述の鉄筋コンクリートの柱に純鉄骨のほり材が接合された場合と同じ視点にたてば、埋込まれたほり部材にてこ作用に対する補強材として柱の鉄骨部材が接合されているとみることができる。この場合、ほり部材は外力  $P$ 、および上下の補強材としての柱の鉄骨部材の曲げ引張、圧縮力  $T$ 、および上下の柱材からのせん断力  $P_s \cdot l/h$  によって釣合い系を構成する。一方、上下の柱材は反作用としての曲げ引張、圧縮力、せん断力および支点反力  $P_s \cdot l/h$ 、 $P_s$  によって釣合い系を構成すると考えられる。

累加の考えに基づけば柱が鉄骨鉄筋コンクリート構造の場合、**Fig. 4** の両者の機構が同時に作用するものと考えられ非常に複雑な応力伝達機構を呈するものと考えられる。

### 5. 耐力の評価法

ここでは、累加強さの考えに基づいて、これらの応力伝達機構を有する部分骨組の耐力を評価する手法を提案するものである。

耐力を決定する要因としては、(I) 部材の強さによるもの (II) 接合部パネルの強さによるものの2つが考えられる。以下、各々の要因に対する耐力の評価法を述べる。

#### (I) 部材に基因する強さ

はじめに、埋込まれた鉄骨部分のてこ作用による抵抗力を求める手法を述べる。鉄骨部材を剛と仮定し、**Fig. 4 (a)** に示す様にてこ作用による応力塊を矩形と考え、その大きさを  $\lambda F$  とし、フラジ全幅  $b$  にわたって作用しているものとする。これらの作用は反作用として上下の柱材の部材接合端に作用することになるので、その面でのコンクリートによる抵抗力を抵抗モーメント  $M$  と軸力  $N$  で表わせば

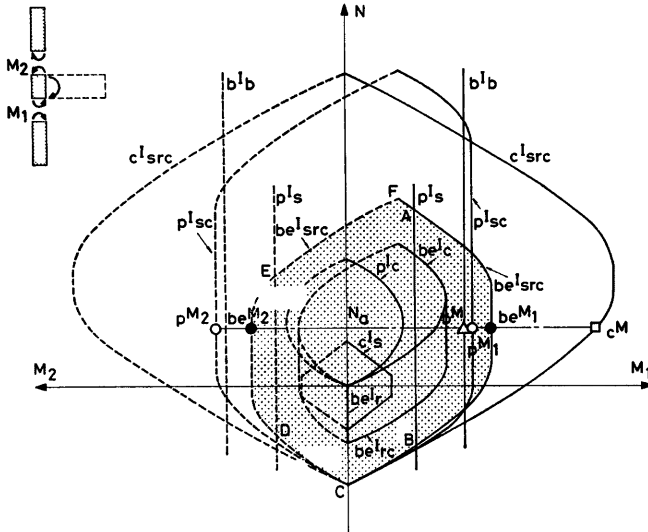


Fig. 5 Axial load-moment interaction curves based on method of superposition.

$$M_1 = \frac{N}{2} \left( D_c - \frac{N}{b \cdot \lambda \cdot F_c} \right), \quad M_2 = \frac{N}{2} \left( 2l_o - D_c - \frac{N}{b \cdot \lambda \cdot F_c} \right) \dots\dots\dots (5-1)$$

となる。なお、 $D_c$  は柱せい、 $l_o$  は鉄骨はり材の柱材における埋込み長さ、 $\lambda$  は局部支圧係数、 $F_c$  はコンクリートの圧縮強さを示す。Fig. 5 の  ${}_oI_c$  は (5-1) 式に基づいて求められたてこ作用によるコンクリートの抵抗力としての耐力線を示す。この図で横軸  $M_1$  すなわち、第 1, 4 象限ははり部材下面の部材接合端における抵抗モーメント、 $M_2$  すなわち、第 2, 3 象限ははり部材上面の部材接合端における抵抗モーメントを示す。図中の実線および破線は各々  $M_1$  および  $M_2$  に対応する値を示したもので、以下本論で示される  $M-N$  相関曲線はこの様な表現方法をとるものとする。この支圧力は主鉄筋を通して上下の柱材に伝達されるので主鉄筋による耐力線を累加すれば Fig. 4 (a) の構造形式に対する耐力線が求められる。すなわち、主鉄筋は圧縮側および引張側とも引張降伏していると考えられるので、その時の抵抗力は

$$N^* = -2T, \dots\dots\dots (5-2)$$

となり、Fig. 5 の耐力線  ${}_oI_r$  が求められ、この  ${}_oI_r$  と  ${}_oI_c$  を累加することによって、柱が鉄筋コンクリートで構成される場合の鉄骨部材にてこ作用に対する抵抗力としての耐力線  ${}_oI_{rc}$  が求められる。一方、柱材に補強材としての鉄骨がある場合、すなわち Fig. 4 (b) に対応する場合の最大の抵抗力は鉄骨断面の耐力線  $I_r$  によって評価されるものと考えられるので、柱が鉄骨鉄筋コンクリートで構成される場合の鉄骨部材にてこ作用としての耐力線  ${}_oI_{rc}$  は、前述の  ${}_oI_r$  と  $I_r$  を累加することによって評価できるものと考えられる。この  ${}_oI_{rc}$  を用いて、任意の軸力  $N_o$  における鉄骨部材にてこ作用による抵抗モーメント  ${}_oM$  は

$${}_oM = {}_oM_1 + {}_oM_2 \dots\dots\dots (5-3)$$

\*) ここでは圧縮側および引張側ともその主鉄筋量および柱断面の中心からの偏心量は同じであるとされている。

によって評価されるので、柱材の部材接合端における抵抗モーメント  ${}_cM_c$  は

$${}_cM_c = {}_cM \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{s_d}{2} \right) / h \dots \dots \dots (5-4)$$

によって示される。

次いで、はり部材および柱部材の抵抗モーメントの検討が必要である。Fig. 5 における  ${}_cI_{rec}$  および  ${}_cI_c$  は柱およびはり部材の耐力線を示したものである。なお、はり部材の耐力線  ${}_cI_c$  は柱材の抵抗モーメントに置換して示されたものである。

これらの考察より、任意の軸力のもとでの部材に基因する強さ  ${}_nM$  は

$${}_nM = \min. ({}_cM_c, {}_cM, {}_cM) \dots \dots \dots (5-5)$$

の条件によって求められる。なお、ここでははりおよび柱部材のせん断破壊は生じないものとする。

(II) 接合部パネルに基因する強さ

柱はり接合部の耐力ははりフラジジに拘束されたコンクリートと鉄骨ウェブパネルで構成される鉄骨コンクリートパネルとフラジジより外側、すなわち  $(b_c - b)$  部分のコンクリートパネルの耐力の累加によって求められるものとする。ただし、 $b_c$  は柱幅を示す。

前述の鉄骨部材にて作用による耐力線  ${}_cI_{rec}$  は鉄骨コンクリートパネルに作用する鉛直方向の最大の入力せん断力となる。一方、水平方向のせん断耐力は鉄骨ウェブパネルとフラジジに拘束されたコンクリートパネルのせん断耐力の和によって評価できるので、Fig. 5 に示す様にその抵抗力を柱材の抵抗モーメント  ${}_cI_c$  で表現すれば  ${}_cI_{rec}$  のうち  ${}_cI_c$  で区切られた内側の領域 (ABCDEFA 部分) によって鉄骨コンクリートパネルとしての耐力が評価できる。

コンクリートパネルは Fig. 6 に示す様に柱および柱はり接合部は圧縮力にのみ抵抗するコンクリート筋連によって応力は伝達され、はり材は部材接合端におけるコンクリート筋連の釣合いを成立させる、いわば拘束力としての働きを持つモデルを想定する。すなわち、このモデルでは部材接合端において次式の釣合い式を満足する必要がある。

$$R_c^2 = \left( R_p \cdot \cos \theta_p - \frac{M_b}{s_j b} \right)^2 + (R_p \cdot \sin \theta_p)^2 \dots \dots \dots (5-6)$$

ただし、 $R_c$  および  $R_p$  は柱および柱はり接合部のコンクリート筋連に作用する圧縮力、 $M_b$  ははり部材接合端における拘束力としての抵抗モーメント、 $s_j b$  ははり鉄骨部材のフラジジ重心間距離、 $\theta_p$  は柱はり接合部におけるコンクリート筋連とはり材軸とのなす角を示す。

また系および支点での釣合条件より、はり部材接合端における拘束力としての抵抗モーメント  $M_b$  は  $R_c$  の関数として次式によって示される

$$M_b = R_c \cdot h \cdot \sin \theta_c \dots \dots \dots (5-7)$$

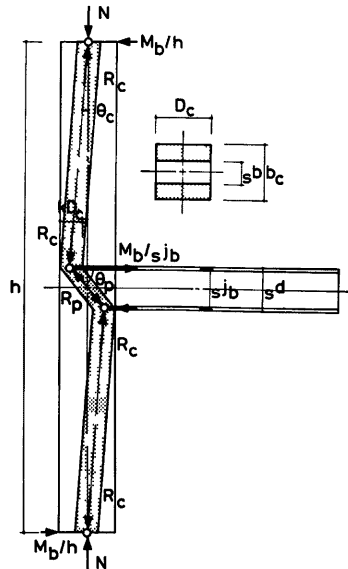


Fig. 6 Shear transfer by diagonal compressive strut.

ただし、 $\theta_c$  は柱のコンクリート筋違と柱材軸とのなす角である。

いま、柱はり接合部のコンクリート筋違の幅を  $kD_c$ 、コンクリート筋違の応力度はコンクリートの圧縮強度  $F_c$  に達しているものとし、(5-7) 式を (5-6) 式に代入して  $R_c$  について解けば

$$R_c = \{ -(h \cdot \sin \theta_c \cdot \cos \theta_p \cdot R_p / j_b) + \sqrt{(h \cdot \sin \theta_c \cdot \cos \theta_p \cdot R_p / j_b)^2 + (1 - h^2 \cdot \sin^2 \theta_c / j_b^2) R_p^2} \} / (1 - h^2 \cdot \sin^2 \theta_c / j_b^2) \dots \dots \dots (5-8)$$

ただし  $R_p = k \cdot D_c (b_c - b) \cdot \sin \theta_p \cdot F_c$

$$\sin \theta_p = j_b / \sqrt{(1 - k)^2 D_c^2 + j_b^2}$$

$$\sin \theta_c = \frac{(1 - k) D_c}{2} / \sqrt{\left(\frac{h \cdot j_b}{2}\right)^2 + \left(\frac{1 - k}{2}\right)^2 D_c^2}$$

が求められ、 $R_c$  は柱はり接合部のコンクリート筋違の幅を規定する係数  $k$  の関数として表現される。この  $R_c$  の垂直成分  $R_c \cdot \cos \theta_c$  および水平成分  $R_c \cdot \sin \theta_c$  は各々柱に作用する軸力  $N$  およびせん断力  $Q_c$  に相当するが、この  $N$  および  $Q_c$  も同様に  $k$  の関数として表現され、 $k$  を変数として各々の成分を求めれば、任意の  $k$  に対するコンクリートパネルの保有しうる耐力線が求められる。Fig. 5 の  $j_b$  はこの様な考えの基にコンクリートパネルの耐力を柱部材の抵抗モーメントおよび軸力によって示したものである。

以上の考察により柱はり接合部の耐力線  $j_b$  は鉄骨コンクリートパネルの耐力線 (ABCDEFA 部分) とコンクリートパネルの耐力線  $j_c$  を累加することによって評価されるものと考えられ、この  $j_b$  によって任意の軸力  $N_c$  における接合部パネルの耐力  $j_b M$  が求められる。

以上、部材および接合部パネルに基因する強さが求められたが、部分骨組の耐力  $j_b M$  は

$$j_b M = \min. (j_b M_c, j_b M) \dots \dots \dots (5-9)$$

の条件によって求められる。

6. 耐力評価の妥当性

Fig. 7 は前述の解析手法に基づいて求められた耐力線を示す。縦軸は  $b_c \cdot D_c \cdot F_c$  で無次元化された無次元化軸力  $n$ 、横軸は  $b_c \cdot D_c^2 \cdot F_c$  で無次元化された無次元化抵抗モーメント  $m_1, m_2$  である。図中の  $j_b$  および  $j_c$  は鉄骨部材のてこ作用による抵抗力としての耐力線、 $j_b$  および  $j_c$  ははりおよび柱部材の耐力線、および  $j_b$  は柱はり接合部パネルの耐力線を示す。なお、これらの耐力線はすべて柱部材における部材接合部の値に置換して表現されている。これらの計算にあたって局部支圧係数  $\lambda$  の値をどの程度評価するかが非常に大きな要因となる。Fig. 8 はこの様な観点から25 cm×25 cm×25 cm のコンクリートブロック\*) を用いて行なわれた局部支圧実験の結果を示したものである。縦軸は局部支圧係数  $\lambda$ 、横軸は Fig. 4 に示すコンクリートの応力塊を想定した中立軸の位置  $x$  を示す。すなわち、Fig. 4 に対応させて示せば任意の  $x$  の値に対して A シリーズはフランジ下端の応力塊に対する  $\lambda$  の値、一方、B シリーズは  $l_0 - x$  の値に対してフランジ上端の応力塊に対する  $\lambda$  の値を示す。これらの結果\*\*) から  $\lambda$  は平均 1.5 の値が得られるが、A および B シリーズでその値は異なり、しかも、各シリーズについて中立軸の位置  $x$  を関数として表現されるべきものと考えられる。本局部支圧実験では帯筋が設けられていないが破壊状況\*\*) からその影響は顕著なものと考えられ、ト字形部分骨組の実験に用いられた試験体と同程度の帯筋が設けられているとするならば、 $\lambda$  の値としてもう少し大きめの値が得られるのではないかと考えられる。一方実際の構造

\*) コンクリートブロックには、セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は最大寸法2.5 mm の山砂 (京都府城陽産) : 海砂 (香川県室木産) = 5 : 5 のもの、粗骨材は最大寸法20 mm の砕石 (大阪府高槻産) が使用され、コンクリートの水セメント比 W/C は 0.59、重量調合比はセメント : 砂 : 砂利 = 1 : 2.31 : 2.42、スランプは21 cm とした。  
 \*\*) 付録に実験結果 (Table A-1) および実験終了後の各試験体の破壊状況 (Photo. A-1) を示す。

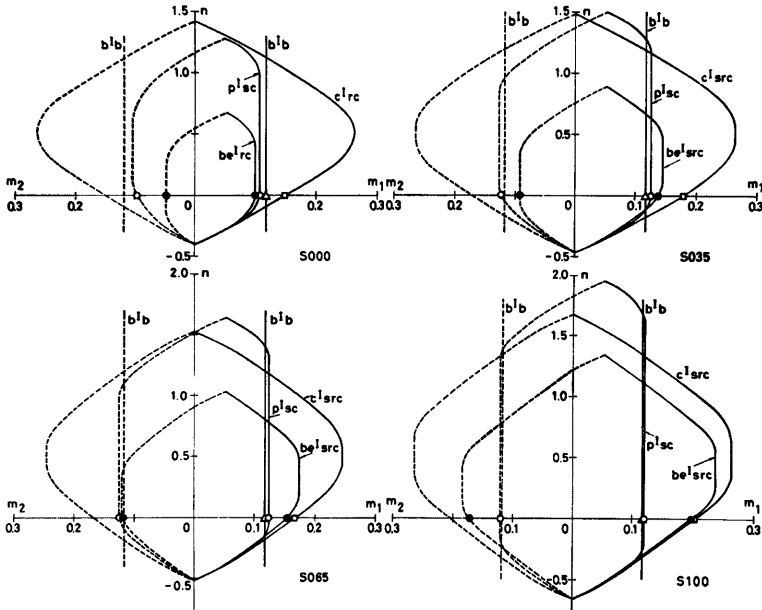


Fig. 7 Theoretical prediction.

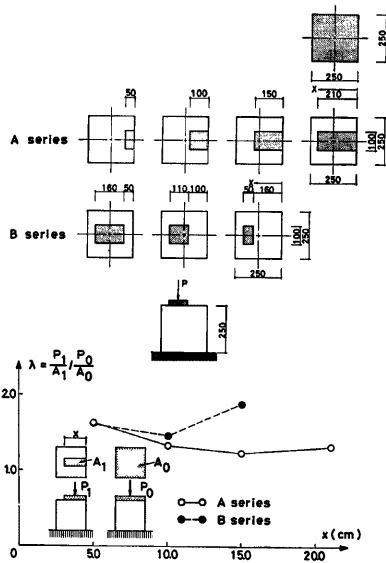


Fig. 8 Bearing capacity of the concrete block.

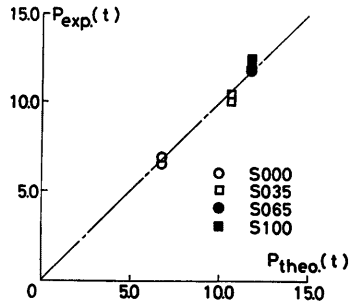


Fig. 9 Comparison of calculated values with experimental values.

物では、支圧面で摩擦力が働き、コンクリートに対しては2軸応力状態となり、逆に、支圧強度を低下させる働きを呈することも予想され<sup>16)</sup>、一概にこの実験結果のみによって $\lambda$ の値を決定することは非常に困難であると考えられる。この様な観点から、本報では既往の著者らの研究結果<sup>18),19)</sup>を参考として2.0が採用された。また、鉄骨パネルの耐力線を求めるにあたって、フランジに拘束されたコンクリートの抵抗力は無視して求められた。

Fig. 9 は上述の観点から求められた解析値と実験値との対応を示したものである。解析値は実験値と良く一致しており、実験結果の知見に基づいて求められた応力伝達機構およびその機構をもとにした累加強度理論による耐力評価法の妥当性が示されるものと考えられる。

## 7. 結 語

はり純鉄骨、柱は任意の鉄骨量を有する鉄骨鉄筋コンクリートで構成される4体のト字形の部分骨組の柱はり接合部の応力伝達機構に関する実験および理論的な考察に基づいて以下の様な結論が得られた。

- (1) 柱部材における鉄骨部分の曲げ強度の和  $\alpha M_A$  とはり鉄骨部材の曲げ強度  $\beta M_A$  との比  $\alpha M_A / \beta M_A$  が0.63以上の試験体(S065, S100)でははり部材の強度が発揮され、その履歴曲線はエネルギー散逸量の大きい安定した紡錘形を示す。しかしながら  $\alpha M_A / \beta M_A$  が0.387の試験体(S035)でははり部材の曲げ強度の85%程度しか発揮されず逆S字形の履歴性状を呈する。また  $\alpha M_A / \beta M_A$  が0の試験体(S000)でははり部材の曲げ強度の60%程度しか発揮されず、その履歴曲線はエネルギー散逸量の小さい逆S字形を示す。
- (2) はり部材から柱部材への応力伝達が支障なく行なわれる為に鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説では  $\alpha M_A / \beta M_A$  が、 $0.5 \leq \alpha M_A / \beta M_A \leq 2.0$  を満足することが推奨されているが、上限値はともかく下限値0.5については本実験からもほぼ妥当な値ではないかと考えられる。
- (3) 実験結果の知見に基づいて、はり部材のてこ作用に基づく柱はり接合部の応力伝達機構が明らかにされた。また、その応力伝達機構から累加強度理論に基づく耐力評価の手法が提案され、実験値を良く説明できることが示された。なお、耐力の評価にあたってコンクリートの支圧強度が耐力に与える影響は大きく、支圧強度を実験的および理論的に評価する為の研究が必要であると考えられる。

## 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回生田辺徹次・松谷輝昭両氏の協力を得、また試験体の作製にあたっては摂南大学佐々木良一助教授の援助を得たことに対し、ここに記して深く感謝の意を表する。

## 参 考 文 献

- 1) 清水吉盛・多田昭人・吉田宏：鉄骨・鉄筋コンクリート接合部の補強効果について、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、昭和45年9月、pp. 741-742.
- 2) 田中淳夫・西垣太郎：鉄骨鉄筋コンクリート柱と鉄骨はりとの接合部に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、昭和47年10月、pp. 1505~1506.
- 3) 岡田宏・武田寿一・竹本靖：S/SRC 構造の開発一はり降伏型構造の実験一、大林組技術研究所報、No. 8, 1974年、pp. 83~87.
- 4) 久徳敏治・平林近衛：異なる構造形式の柱一はり接合部に関する実験的研究、竹中技術研究報告、第11号、1974年2月、pp. 131-144.
- 5) Charles H. Rath: Embedded Structural Steel Connections, PCI Journal, Vol. 19, No. 3, May-June 1974, pp. 104-112.

- 6) 岡田宏・武田寿一・竹本靖：S/SRC 構造の開発（第2報）——柱降伏型構造の実験——，大林組技術研究所報，No. 11, 1975年，pp. 8-12.
- 7) 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，pp. 144-145.
- 8) 若林實・南宏一・西村泰志：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，pp. 129-152.
- 9) 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.
- 10) 山形雪雄・高田周三・榊原英雄・森脇良一・南宏一・若林實：ダブルスパイラルフープを用いた組立鉄筋コンクリート構造に関する実験的研究（その6．SRC 柱-RC 梁接合部（十字型）実験1），（その7．SRC 柱-RC 梁接合部（十字型）実験2），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），昭和52年10月，pp. 1583-1586.
- 11) 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（中国），昭和52年10月，pp. 1269-1270.
- 12) 若林實・南宏一・西村泰志：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），京都大学防災研究所年報第21号 B-1, 昭和53年4月，pp. 185-199.
- 13) 木村衛・浅井浩一・斉藤勝彦・長嶋俊雄・高橋正勝：梁S・柱 SRC 接合部の繰返し加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），昭和53年9月，pp. 1927-1928.
- 14) 若林實・南宏一・西村泰志：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2），京都大学防災研究所年報第22号 B-1, 昭和54年4月，pp. 317-334.
- 15) Kostas Marsakis and Denis Mitchell : Precast Concrete Connections with Embedded Steel Members, PCI Journal, Vol. 25, No. 4, July-Aug. 1980, pp. 88-116.
- 16) 構造標準委員会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 シリーズ23 コンクリートの支圧強度，建築雑誌，Vol. 96, No. 1180, 1981年6月，pp. 71-78.
- 17) Alan H. Mattock and G. H. Gaafar : Strength of Embedded Steel Sections as Brackets, ACI Journal March-April 1982, pp. 83-93.
- 18) 南宏一・西村泰志・栗澤一彰：埋込式鉄骨部材定着部の応力伝達機構に関する基礎的研究，日本建築学会近畿支部研究報告集第22号構造系，昭和57年6月，pp. 293-296.
- 19) 若林實・南宏一・西村泰志・辻田耕一：鉄骨鉄筋コンクリート構造柱脚部の応力伝達機構に関する研究（その1），京都大学防災研究所年報第25号 B-1, 昭和57年4月，pp. 197~219.
- 20) 仲威雄・海野三蔵・森田耕次・立花正彦・洪瑞全：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 の組合せの十型接合部について），（その4 柱 SRC—はり S の組合せの T 型接合部について），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），昭和57年10月，pp. 2281-2284.
- 21) Ben Kato and Le-Wu Lu : Developments in Composite and Mixed Construction, pp. 227-240, GIHODO SHUPPAN.

## 付 録

**Table A-1** に局部支圧実験より求められた実験結果を示す。また、**Photo. A-1** は各試験体の実験終了後の破壊状況を示したものである。

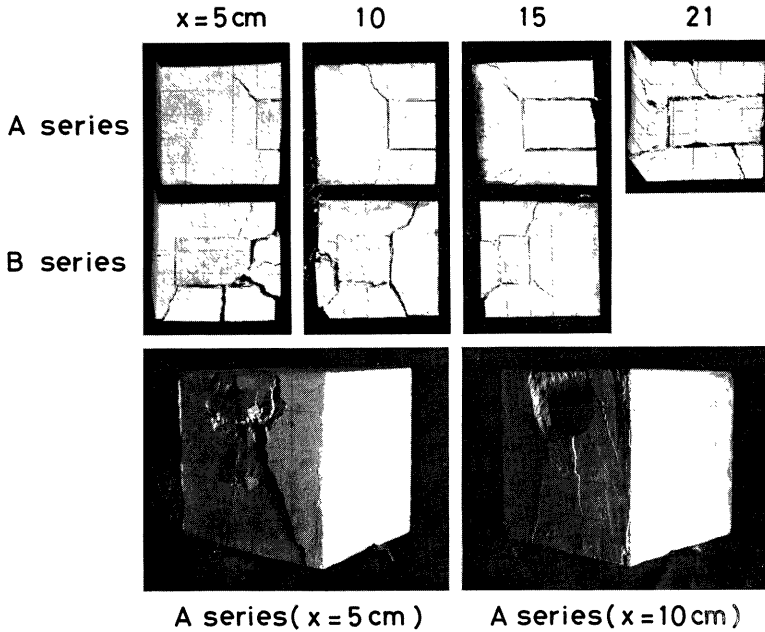


Photo. A-1 Failure modes

Table A-1 Test results.

neutral axis		x (cm)	21	15	10	5
A Series	Maximum Strength	$P_{max}$ (t)	88.8	59.1	42.3	26.0
	Bearing Stress	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	423	394	423	520
		$\sigma_1/\sigma_0$ *)	1.33	1.24	1.33	1.63
B Series	Maximum Strength	$P_{max}$ (t)	—	36.1	51.0	81.8
	Bearing Stress	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	—	602	464	511
		$\sigma_1/\sigma_0$ *)	—	1.89	1.46	1.61

\*)  $\sigma_0$  : Cubic Compressive Strength