

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

若林 實, 南宏一, 西村泰志

INELASTIC SHEAR BEHAVIOR OF RIGID MOMENT- RESISTING CONNECTIONS IN T-SHAPED STEEL REINFORCED CONCRETE FRAMES

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Yasushi NISHIMURA

Synopsis

The main objective of this investigation was to study the shear behavior of T-type beam-to-column connections in steel reinforced concrete frames subjected to monotonic and alternately repeated loading. Sixteen specimens which were designed so as to prevent flexural and shear failure of beam and column elements were tested, whose connection panels were made of pure steel, pure concrete or steel-and-concrete. The effects of the ratio of beam width to column width on the behavior of connections were investigated. Main discussion was concentrated on shear strength, deformability, hypothetical failure mechanism and shapes of hysteresis curves of connections. The analytical model was formulated to simulate the behavior of the test specimens and comparisons were made between the calculated and observed behaviors.

1. 序

柱はり接合部は、地震力などの水平力によって非常に大きなせん断力を受け構造的に非常に重要な箇所である。鉄骨コンクリート柱はり接合部では、コンクリートパネルが鉄骨ウェブパネルと協同して働き接合部に作用するせん断力に抵抗するものと考えられるのでコンクリートの補強効果を無視して鉄骨ウェブパネルのみを補強することは、非常に不経済となる^{1)~10)}。しかしながら、コンクリートパネルのせん断強さは、骨組形式 (L , T , 十字形骨組), 柱はり幅比 B_b/B_c (B_b : はり幅, B_c : 柱幅), 直交ばりの有無などの境界条件によって大きく影響されるものと考えられる。

既往の研究は、骨組形式に関して、鉄骨鉄筋コンクリート構造では十字形骨組がほとんどで、 L , T 字形骨組に関する研究はほとんど行なわれておらず、 T 字形骨組に関して一例¹¹⁾あるのみである。一方、鉄筋コンクリート構造では、我国および諸外国においても定着方法に関する実験的研究^{12)~15)} およびトラス理論¹⁶⁾を用いた解析的研究が若干なされているが、その力学的機構に関しては不明点が多い。

また、柱はり幅比が異なる場合、コンクリートパネルのせん断強さにおよぼす影響に関する研究は一例¹⁷⁾あるのみでいまだ十分解明されるに致っていない。

この様な観点に基づき (1)骨組形式の異なる場合の接合部のせん断強さ (2)はりが、純鉄骨の場合を含めて柱はり幅比の異なる場合の接合部のせん断強さを重点的に調べ、かつ設計式*の妥当性を調べるため、一連の実験変数に基づく実験的研究**を企画した。

*) 1975年11月に発表された第2次改定の日本建築学会・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁷⁾では、既往の実験的研究に基づいて柱はり接合部の設計式が提案されている。

**) 本実験的研究は、3年計画で企画したもので、初年度としては、 L 字形骨組に関する研究¹⁸⁾を行った。

既報¹⁸⁾では、 L 字形骨組に関する研究の概要を報告したが、本報告では、 T 字形骨組に関する実験計画とその結果の概要および解析解について述べるものである。

2. 実験計画

2.1 試験体

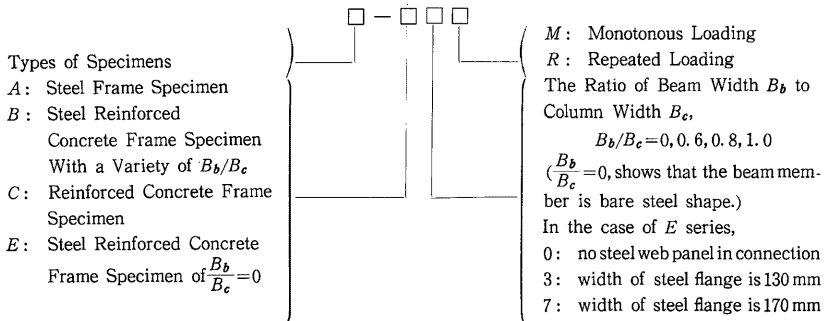
試験体は、接合部パネルのせん断降伏が、柱およびはり部材の曲げ降伏に対して先行するように設計され、その形状寸法は実大の約 $\frac{1}{4}$ と想定している。

実験変数としては、柱はり幅比 $B_b/B_c=0, 0.6, 0.8, 1.0$ (ただし、 $B_b/B_c=0$ は、はりが純鉄骨であることを意味する) の4種類を選択した。その他に、 $B_b/B_c=0$ に対応するもので、フランジの断面積がほぼ一

Table 1. Test program.

Specimen*	Column Section $B_c \times D_c$	Beam Section $B_b \times D_b$	B_b/B_c	Section of Steel Skelton		Panel Thickness	Reinforcement	
				Column	Beam		Column	Beam
T-A0M T-A0R				$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	6		
T-B0M T-B0R	250×250		0	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	6	each side 2-9φ 6φ□100@	
T-B6M T-B6R	250×250	150×250	0.6	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	6	each side 2-9φ 6φ□100@	each side 2-9φ 6φ□100@
T-B8M T-B8R	250×250	200×250	0.8	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	6	each side 2-9φ 6φ□100@	each side 2-9φ 6φ□100@
T-B1M T-B1R	250×250	250×250	1.0	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	6	each side 2-9φ 6φ□100@	each side 2-9φ 6φ□100@
T-E3R	250×250		0	$H-200 \times 130$ $\times 9 \times 16$	$H-200 \times 130$ $\times 9 \times 16$	6	each side 2-9φ 6φ□100@	
T-E7R	250×250		0	$H-200 \times 170$ $\times 9 \times 12$	$H-200 \times 170$ $\times 9 \times 12$	6	each side 2-9φ 6φ□100@	
T-E0M T-E0R	250×250		0	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	none	each side 2-9φ 6-□100@	
T-C1M T-C1R	250×250	250×250	1.0				each side 6-D16 6φ□50@	each side 5-D16 6φ□50@

*) The meaning of the name of specimens is as follows.



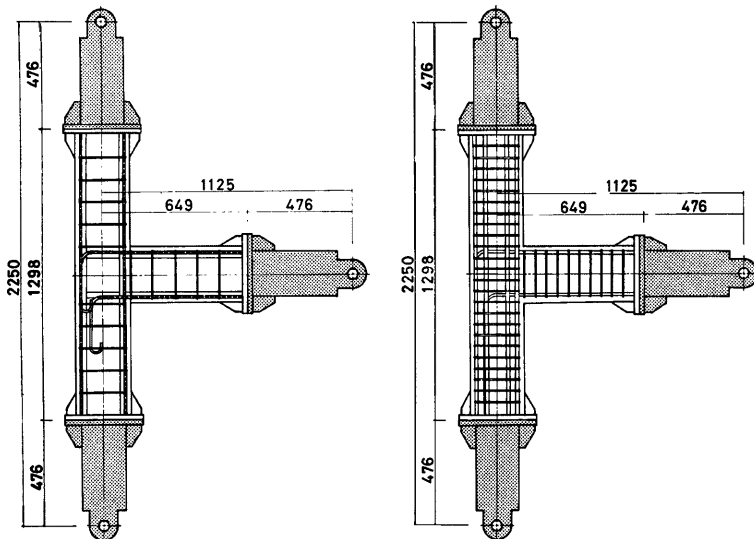


Fig. 1. Dimensions and arrangement of reinforcements. (units, mm)

(a) T-B8M

T-B8R

(b) T-C1M

T-C1R

定でフランジ幅の異なるものおよび基礎的な立場から、柱はり接合部の鉄骨ウェブパネルのない試験体も計画した。なお、比較のために純鉄骨および鉄筋コンクリートの試験体も計画した。これらの試験体の種類に加え、単調およびくり返し載荷の組み合わせで計16本の試験体を計画した。Table 1 に実験変数の組合せを、Fig. 1 および Fig. 2 に計画した試験体の形状寸法および断面の一例を示す。

2.2 試験体の材料および作製

鉄骨T字形骨組は、SS 41 の板材 (厚6, 9, 12, 16, 25) を溶接組立したH形鋼から構成される。なお、接合部パネルは各試験体とも厚6を使用している。

主鉄筋としては、鉄骨鉄筋コンクリートの試験体^{*)}に対してSR24の9φを、鉄筋コンクリートの試験体にはSD30のD16を使用し、せん断補強筋^{**)}としてはSR24相当品の6φを使用した。なお、主筋の定着は、エンドプレートに接する側はエンドプレートに主筋を溶接することによって行い、他方は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁹⁾に準じて行った。

セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は1.2mm以下の川砂、粗骨材は5mm以上10mm以下の川砂利をそれぞれ使用した。コンクリートは、重量調合比でセメント：砂：砂利＝1：2.17：3.03とし、水セメント比68%、スランプ21cmとした。コンクリートは、柱材を鉛直に設置した鋼製型枠内に打設し、コンクリート打設後3～4日で脱型し、実験実施まで実験室内で空気養生を行った。Table 2 に、各試験体の使用材料の機械的特性を示す。

2.3 載荷装置および測定装置

*) 鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合、鉄筋コンクリートの曲げ耐力は鉄骨の曲げ耐力のほぼ7%程度にすぎず鉄筋コンクリート部分の影響は小さいものと考えられる。

**) 鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合、柱はり接合部には、せん断補強筋は配していない。

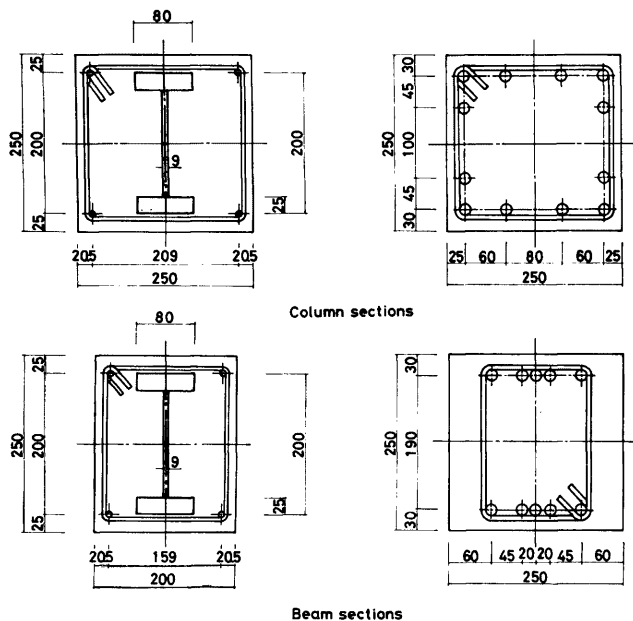


Fig. 2. Details of cross section of test specimens. (units, mm)

(a) T-B8M

(b) T-C1M

T-B8R

T-C1R

Photo. 1 に、実験装置の概要を示す。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所定の寸法となる様にし、柱材の一方を回転支点、他方を移動交点として、はり材の先端に荷重を載荷しようとするものである。試験体の取付けにあたっては、柱材の材軸と載荷方向が平行になるようにし、かつ、はり材の材軸と載荷方向が直角になる様に、また、柱およびはり反曲点のレベルと載荷方向のレベルが同一面上になる様にして載荷した。なお、荷重は、油圧ジャッキの先端に取付けたロードセルによって測定した。

Fig. 3 に、接合部パネルのせん断変形 (δ_1, δ_2) および部材相対変形 (δ_3, δ_4) を測定するためのダイヤルゲージの位置を示す。接合部パネルの対角線方向のダイヤルゲージ (δ_1, δ_2) を取付けるためのボルトは、接合部パネルの大変形時において、ボルトの変形が、コンクリートの破壊によって拘束されないように、**Fig. 4** に示すようにコンクリートとボルトの間に 5mm 程度のすきまを設けた。

また、接合部パネルのひずみ状態を測定するために鉄骨面およびコンクリート面に、ロゼットおよび単軸の電気抵抗線ひずみゲージ (W.S.G.) を貼付した。

2.4 載 荷 法

載荷は、単調およびくり返しとも **Fig. 3** に示すように、まず、①方向 (正荷重とする) に載荷し、ついで、くり返し載荷の場合②方向 (負荷重とする) に載荷した。

くり返し載荷の場合の載荷法則としては、接合部パネルのせん断ひずみの 0.005(rad.) を単位振幅とし、各振幅において正負 3 回のくり返しを行い、単位振幅を漸増させて最大振幅 0.05(rad.) まで載荷しようとするものである。**Fig. 5** に載荷法則を示す。なお、各サイクルの制御方法としては、**Fig. 3** に示すように

Table 2. Mechanical properties of materials.

Specimen	materials										
	Concrete			Steel plate				Steel bar			
	F_c (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)	F_t/F_c	$\bar{E}$	σ_y (t/cm ²)	σ_{max} (t/cm ²)	ϵ_u	ϕ	σ_y (t/cm ²)	σ_{max} (t/cm ²)	ϵ_u
T-A0M				6 9 12 25	3.12 3.50 2.84 2.61	4.26 4.70 4.50 4.72	0.309 0.250 0.329 0.319				
T-A0R				〃	〃	〃	〃				
T-B0M	229	21.8	0.095	〃	〃	〃	〃	6 9	2.38 3.05	3.60 4.88	0.308 0.275
T-B0R	215	17.9	0.083	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-B6M	216	21.7	0.100	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-B6R	187	16.9	0.090	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-B8M	205	18.8	0.092	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-B8R	201	15.8	0.079	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-B1M	206	20.4	0.099	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-B1R	184	15.1	0.082	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-E3R	194	19.8	0.102	6 9 12 16	3.12 3.50 2.84 3.02	4.26 4.70 4.50 4.53	0.309 0.250 0.329 0.338	〃	〃	〃	〃
T-E7R	192	21.0	0.109	6 9 12	3.12 3.50 2.84	4.26 4.70 4.50	0.309 0.250 0.329	〃	〃	〃	〃
T-E0M	178			9 12 25	3.50 2.84 2.61	4.70 4.50 4.72	0.250 0.329 0.319	〃	〃	〃	〃
T-E0R	179	20.1	0.112	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
T-C1M	239	22.4	0.094					D-16 6	3.68 2.38	5.61 3.60	0.296 0.308
T-C1R	228	21.4	0.094					〃	〃	〃	〃

Note F_c : Maximum compressive strength
 F_t : Splitting tensile strength
 σ_y : Yield stress
 σ_{max} : Maximum tensile strength
 ϵ_u : Maximum elongation

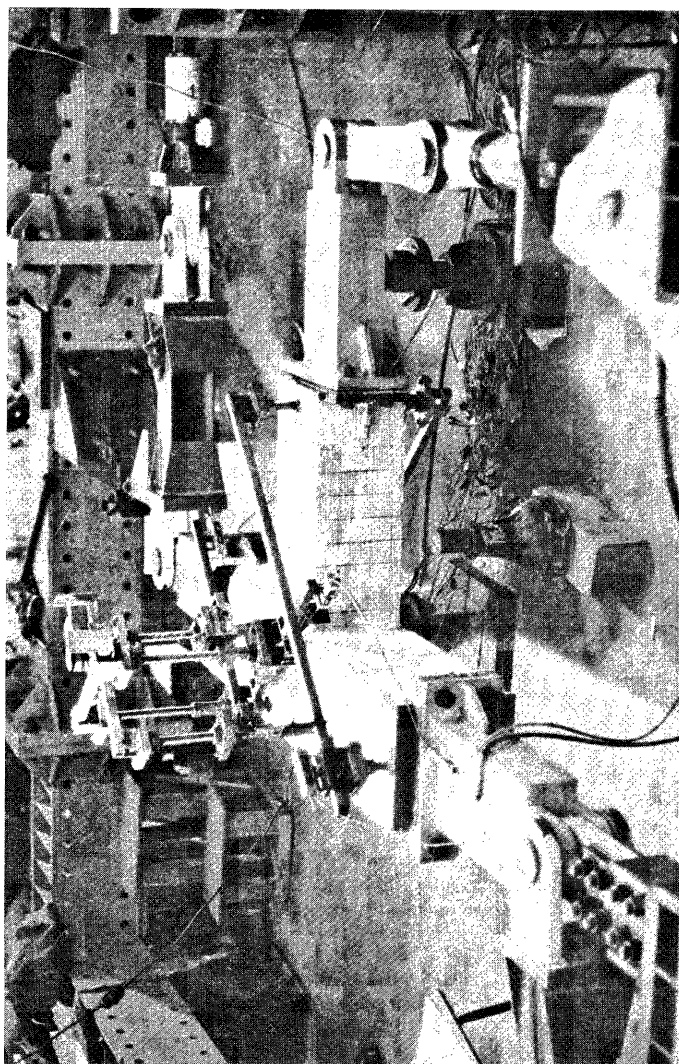


Photo. 1. Loading apparatus.

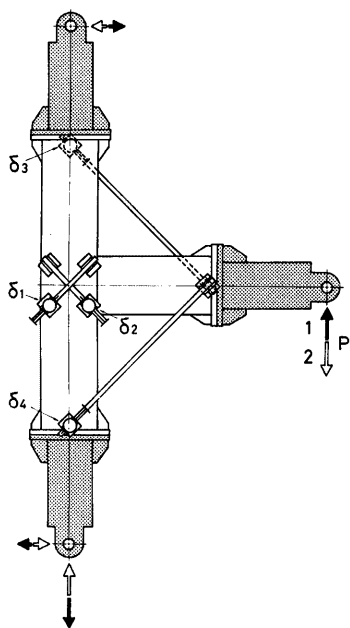


Fig. 3. Deformation instrumentation.

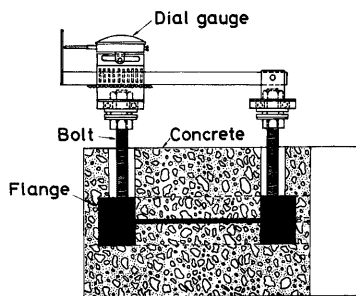


Fig. 4. Detail of dial gauge attachment

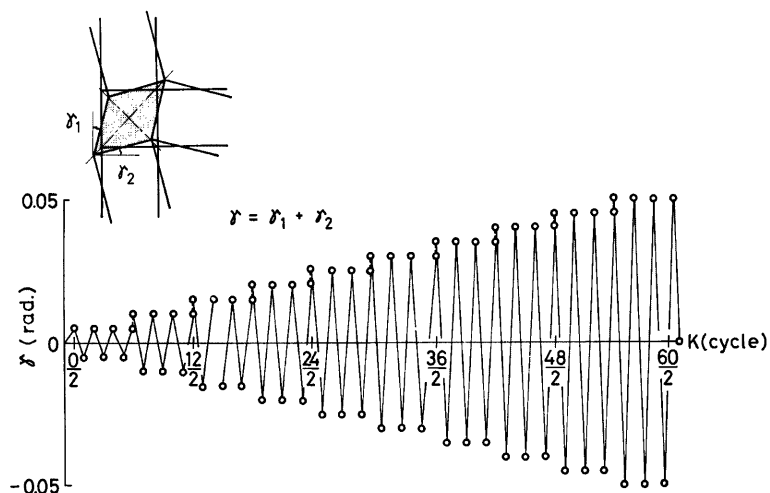


Fig. 5. Loading program.

パネルの対角線方向にとりつけた 2 個のダイヤルゲージから測定した変形 (δ_1, δ_2) が, 所定の振幅のせん断ひずみに対応する値に達した時をもってその振幅の制御方法とした。

3. 実験結果

3.1 試験体

Photo. 2 に, 柱はり幅比を実験変数とする試験体 ($T-B0M, R \cdot T-B6M, R \cdot T-B8M, R \cdot T-B1M, R$) の単調載荷時およびくり返し載荷時のひび割れ状況を示す。ひび割れの発生過程は, 各試験体ともはり, 柱の順に曲げひび割れが生じる。ついで, 接合部に斜張力ひび割れが発生した。この時の接合部のせん断ひずみは, ほぼ $0.0022(rad.)$ であった。柱はり幅比の変化による破壊状況は, はり部材の断面構成によって異なる。すなわち, 単調およびくり返し載荷いずれの場合もはり部材が純鉄骨の試験体では, 接合部パネルの対角線を結ぶ斜張力ひび割れによる斜張力破壊の様相を呈し, そのひび割れの成長は上下の柱材へと進展していくのが観察された。一方, はり部材が鉄骨鉄筋コンクリートの試験体では, 上下の柱材およびはり材の圧縮領域を結ぶある幅をもった圧縮場の形成を示すような 2 本の斜張力ひび割れが形成され, かつ, そのひび割れの成長ははり部材が圧縮, 柱部材が圧縮の領域ではほとんど観察されず, はり部材が引張, 柱部材が

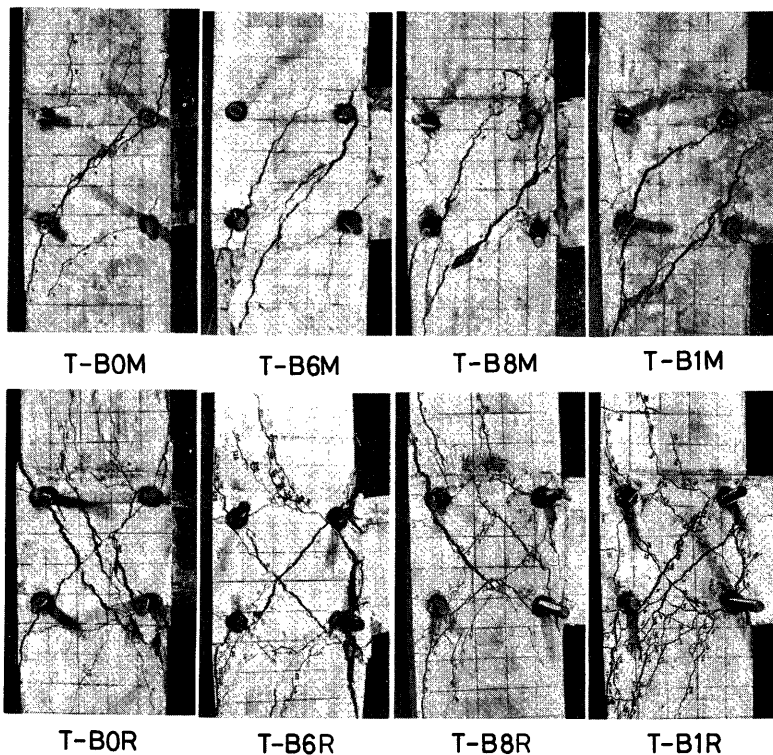


Photo. 2. Crack observation.

圧縮の領域に限定される。

はりが純鉄骨でフランジ幅の異なる試験体 ($T-E3R$, $T-E7R$) および鉄骨ウェブパネルのない試験体 ($T-E0M$, R) については, $T-B0M$, R の場合とほぼ同じひび割れ状況を呈するが, $T-E7R$ の場合, 斜張力ひび割れは上下の柱材への進展は観察されず, 変形の増大後, 四角錐状のはく離が観察された。鉄筋コンクリートの試験体 ($T-C1M$, R) では, 単調およびくり返し載荷の場合とも正荷重では, 接合部パネルの斜張力ひび割れは, はりおよび柱部材の圧縮領域を支点とする扇状の分布状況を呈する。そして, 変形の増大とともに柱主筋およびはり主筋定着部に, 著しい付着ひび割れが, 観察された。一方, 負荷重の場合は, 正荷重の場合と異なり, はり下端主筋の折曲げ部のコンクリートの圧壊が顕著であった。なお, **Table 3** に曲げひび割れ荷重, 斜張力ひび割れ荷重および斜張力ひび割れ発生時の接合部のせん断ひずみを示す。

Table 3. Test results.

Specimen	Flexural cracking Load P_{fl} (t)		Diagonal tension cracking Load P_{cr} (t)	Maximum Load P_{max} (t)	Shear strain at diagonal tension cracking Load γ_{cr} (rad.)	Shear stress	
	Column	Beam				τ_{cr}/F_c	τ_u/F_c
T-A0M				8.96			
T-A0R				7.12 (6.71)*			
T-B0M	4.0		7.51	9.76	0.00327	0.133	0.140
T-B0R	5.0 (9.01)		8.02 (6.24)	9.55 (10.18)	0.00334 (0.00121)	0.185 (0.156)	0.196 (0.185)
T-B6M	7.0	5.0	8.00	10.78	0.00214	0.224	0.235
T-B6R	4.0	6.01 (3.14)	7.71 (8.71)	11.09 (11.47)	0.00348 (0.00422)	0.196 (0.257)	0.257 (0.314)
T-B8M	5.0	4.0	6.00	11.76	0.00169	0.145	0.255
T-B8R	8.96 (9.00)	4.0 (2.0)	5.00 (5.77)	10.66 (11.58)	0.00112 (0.00052)	0.0876 (0.154)	0.272 (0.302)
T-B1M	5.84	5.0	5.84	11.43	0.00168	0.133	0.243
T-B1R	7.49 (7.00)	5.00 (4.96)	4.00 (7.00)	11.69 (12.45)	0.00126 (0.00177)	0.0472 (0.212)	0.301 (0.360)
T-E3R	5.0 (8.20)		8.05 (7.04)	9.91 (9.79)	0.00344 (0.00207)		
T-E7R	2.00 (2.99)		8.05 (6.87)	10.05 (10.18)	0.00457 (0.00319)		
T-E0M	3.50		3.83	7.02	0.00295		
T-E0R	3.00 (2.34)		4.13 (3.36)	6.63 (6.88)	0.00321 (0.00138)		
T-C1M	2.87	2.00	2.87	7.75			
T-C1R	4.71 (0.86)	2.00 (1.36)	2.28 (1.75)	7.37 (2.93)			

* (): Negative Loading.

3.2 変形性状

Fig. 6 は, 単調載荷時の接合部パネルの荷重変形曲線である。縦軸は荷重 P を, 横軸は接合部パネルのせん断ひずみ γ を表す。鉄骨鉄筋コンクリート試験体の初期剛性は, 純鉄骨試験体と比較してかなり改善されていることがわかる。鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合, **Fig. 6** からは明らかでないが, 鉄骨ウェブパネルの中心に貼付したロゼットゲージから得られた **Fig. 7** に示す荷重変形曲線からは, 柱はり幅比が大

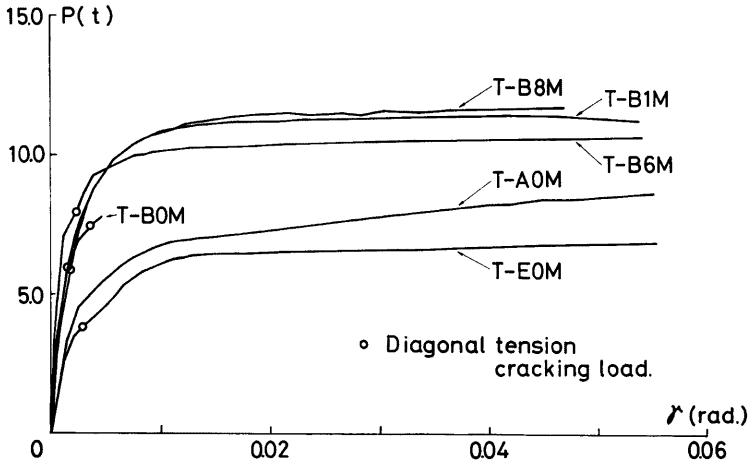


Fig. 6. Load-shear strain relationships under monotonic loading.

きくなる程初期剛性は大きくなる傾向にある。実験より得られた純鉄骨試験体は降伏以後、計算上の降伏耐力 ($P=3.48\text{ton}$) よりもかなり高めの結果を与えている。これは、鉄骨ウェブパネル4周のフランジの骨組的な効果が著しいことによるものと考えられる。鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合、荷重変形曲線からは、L 字形骨組の場合と比較して T 字形骨組の場合は、斜張力ひび割れ耐力以上の抵抗力を期待できるものと思われる。

Fig. 8 は、単調載荷時の骨組としての荷重変形曲線を示したものである。縦軸は荷重 P を横軸は骨組と

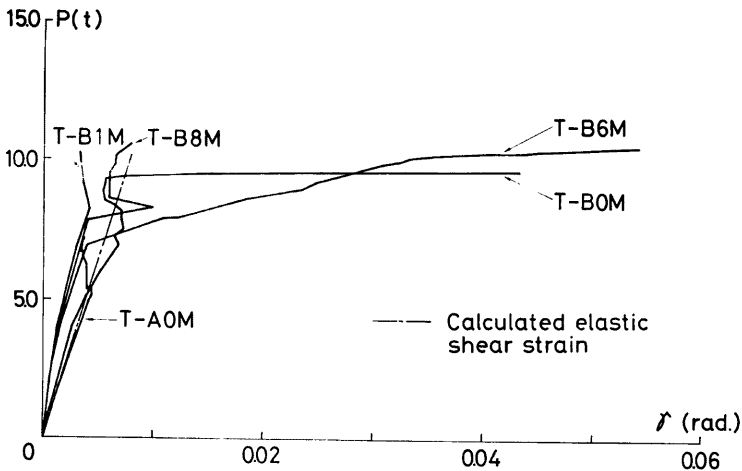


Fig. 7. Load-shear strain relationships obtained from rosette gauge data.

しての部材角 $R^*)$ を表わす。Fig. 6 と Fig. 8 を比較すると、骨組全体としての変形は、ほとんど接合部パネルのせん断変形によって生じていることが観察される。また、実験から得られた強度は、鉄筋コンクリート試験体を除いて、はりの曲げ破壊から決定される強度よりも小さいことから、試験体の強度は接合部のせん断破壊によって決定されたものと考えられる。

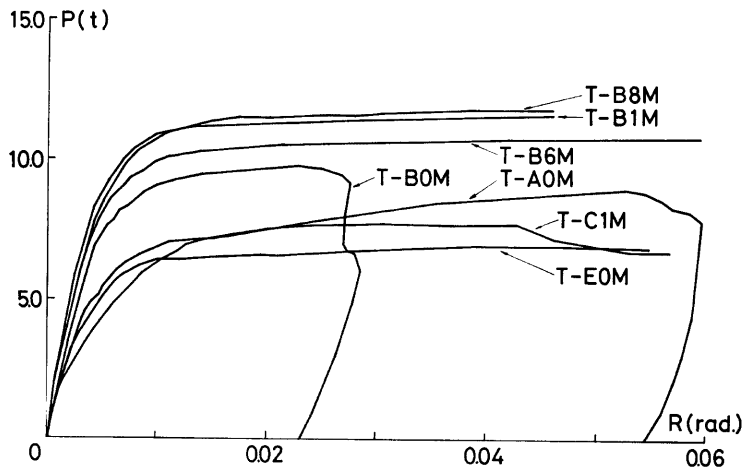


Fig. 8. Load-deflection relationships under monotonic loading.

Fig. 9 は、くり返し載荷時の接合部パネルの荷重変形曲線**) を示したものであり、縦軸は荷重 P を横軸は接合部パネルのせん断ひずみ γ を表わす。純鉄骨試験体の場合、履歴曲線は紡錘形で、各振幅段階の2回目では収束している。一方鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合、履歴曲線はスリップ形である。すなわち、接合部パネルに残留ひび割れが存在するうちは鉄骨の履歴性状を示し、この残留ひび割れがとじてはじめてコンクリートが抵抗しはじめ鉄骨鉄筋コンクリートとしての履歴性状を示す。なお、はりが鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合、正荷重よりも負荷重の方が、強度は若干高く履歴曲線は、わずかに、非対称となる。

鉄筋コンクリート試験体の場合、履歴曲線はスリップ形であるが正荷重と負荷重で著しく非対称となる。これははり主筋の定着方法が上下の柱で非対称であり、かつ、上端筋と下端筋とのくり返し載荷に対する定着力に差があることなどが、非対称の理由の1つと考えられる***)。なお、鉄骨鉄筋コンクリート試験体の場合、接合部パネルの対角線方向の変形は、振幅が小さいうちは引張および圧縮側とも同様に変形するが、振幅が大きくなる程コンクリートの影響によって圧縮変形よりも引張変形の方が大きくなる。Fig. 10 は、T-E3R の接合部のウェブパネルの中心に貼付した W. S. G. の対角線方向のひずみを図示したものであるが、上述の傾向が著しくあらわれている。

Fig. 11 は、B シリーズ (B_b/B_c を実験変数としたもの) について、各振幅段階の1回目の最大耐力 iP_o を

*) いま、この骨組のはりおよび柱が剛体であると仮定すると骨組の部材角 R と接合部パネルのせん断ひずみ γ との間には $R = (1 - D/L) \gamma$ (D : 柱せい, L : 部材長) の関係がある。

**) ただし、T-C1M に対しては、骨組としての荷重変形曲線を示す。

***) 鉄骨鉄筋コンクリート試験体でも、同様の性状が見られるが前述したように主鉄筋量が少ないのでその非対称性はほとんど観察されない。

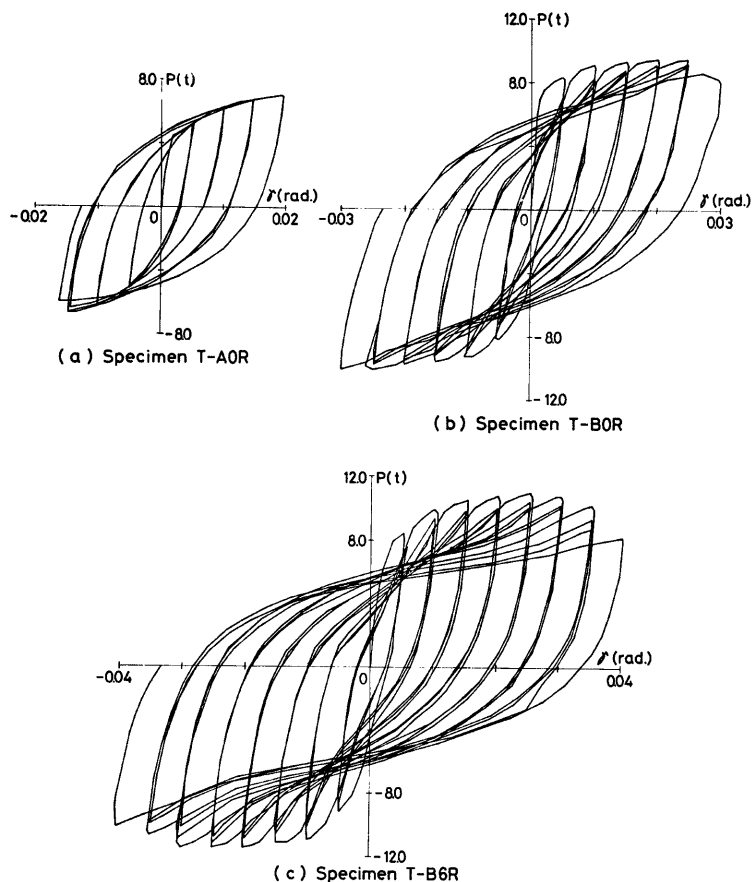


Fig. 9. Load-shear strain relationships under repeated loading.

1.0とした場合の2回目, 3回目および4回目の耐力 (iP_f) の低下率とサイクル数の関係を図示したものである。耐力の低下率は, 各振幅段階の1回目と2回目の間で大きく, それ以後は, ほとんど低下しない。なお, 正荷重時と比較して負荷重時の場合の方が, 低下率は小さい。

Fig. 12 は, T-E7Rについて, 接合部のせん断ひずみ γ が, 0.005, 0.01, 0.02, 0.03, 0.04, 0.05 (rad.) 時の第1サイクル時および第3サイクル時の履歴曲線を図示したものであり, 黒塗りの部分が履歴曲線より得られる消費エネルギーの低下量に対応するものである。図から明らかな様にせん断ひずみが 0.02 (rad.) までは, その低下率は大きい, それ以後の変位振幅過程ではほとんど低下しない。

3.3 コンクリートパネルのせん断強度

Fig. 13 は, 柱はり幅比を一連の実験変数とする試験体 (B シリーズ) の単調載荷時の荷重変形曲線から,

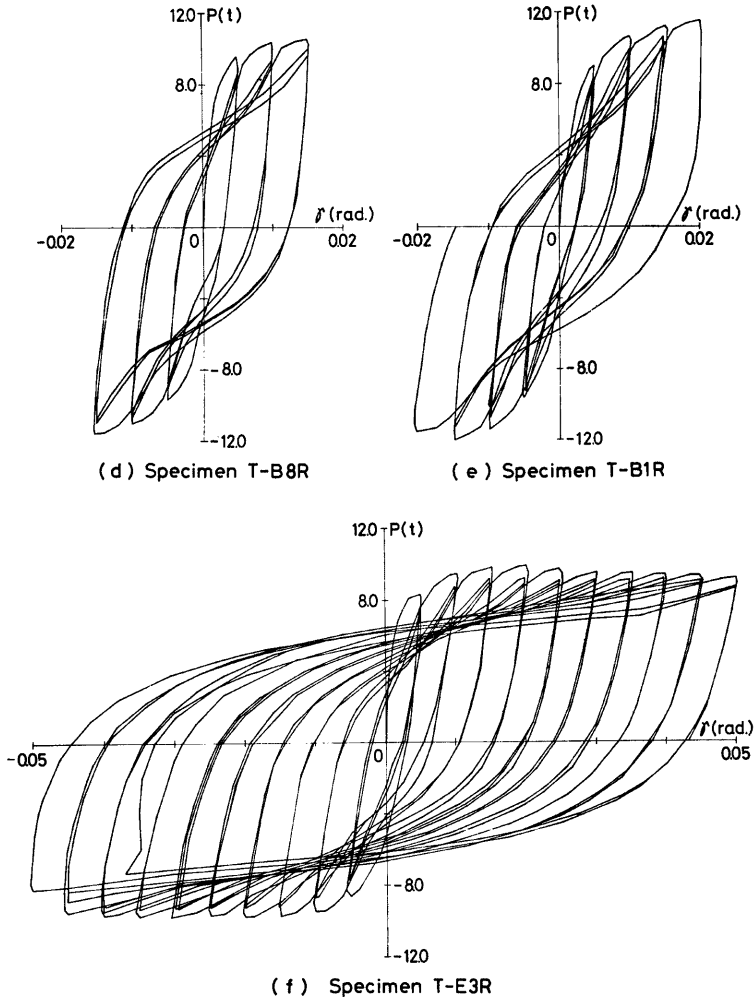


Fig. 9. Load-shear strain relationships under repeated loading.

純鉄骨試験体^{*}(Aシリーズ)の単調載荷時の荷重変形曲線を差し引いたものである。本実験では、接合部パネルにはせん断補強筋を配していないので、この差し引いた残りの部分がコンクリートパネルの抵抗強さであると考えられる。いま、コンクリートパネルの領域として、柱幅とフランジ重心間(すなわち $b_c \times s_{jc}$)に囲まれた部分と考え、この領域にせん断応力度が一様に分布しているものと考えた場合の初期斜張力ひび

^{*} AシリーズおよびBシリーズとも鉄骨T字形骨組の力学特性は同一である。

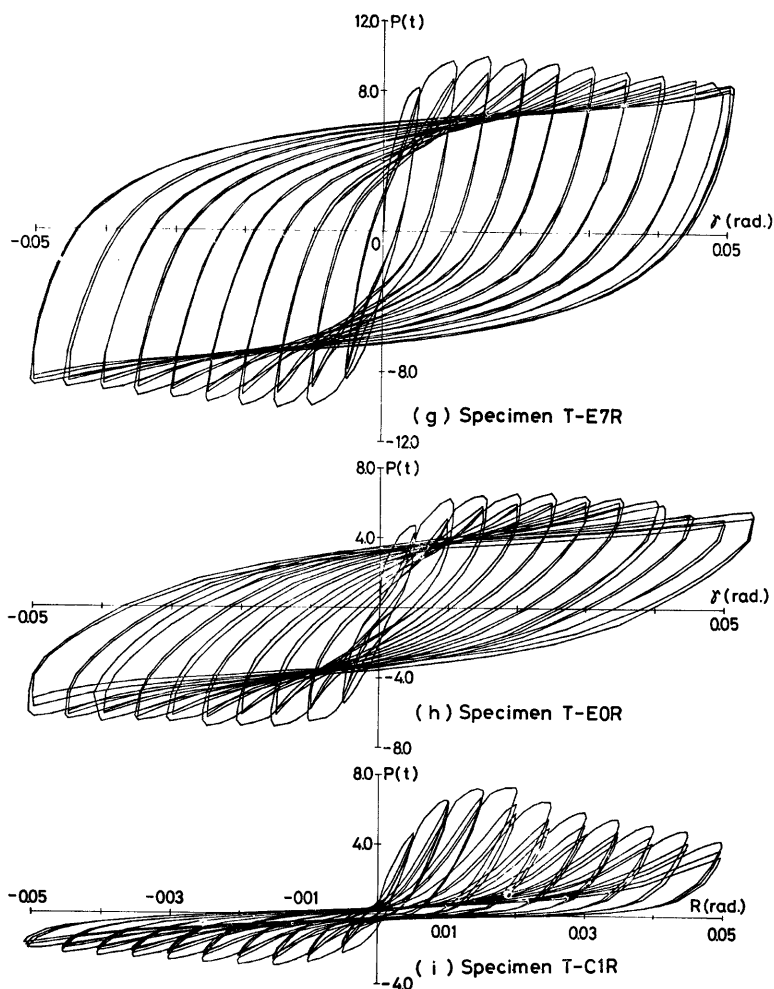


Fig. 9. Load-shear strain relationships under repeated loading.

割れ時および終局耐力時について得られた平均せん断応力度をコンクリートの圧縮強度 F_c で無次元化した値を Table 3 に示す。これより初期斜張力ひび割れ時の平均せん断応力度は $0.133F_c \sim 0.244F_c$ であり、終局耐力時の平均せん断応力度は $0.140F_c \sim 0.255F_c$ であった。

Fig. 14 は、この平均せん断応力度と柱はり幅比との関係を図示したものである。実線は斜張力ひび割れ時について示したものであるが、 $B_b/B_c=0.6^*$ を除いて柱はり幅比に関係なくほぼ一定である。また、点線は

*) 観察による斜張力ひび割れ発生時の耐力は、W. S. G. によるひずみのデータから推察される耐力よりも高く、いま、このひずみのデータなどから推察される荷重を用いて得られる平均せん断応力度は $0.16F_c$ 程度である。

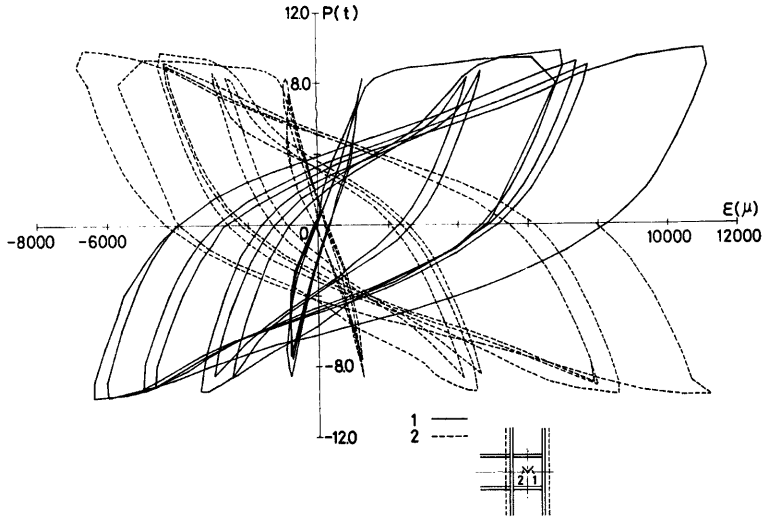


Fig. 10. Load-diagonal strain relationships of steel web panel, specimen T-E3R.

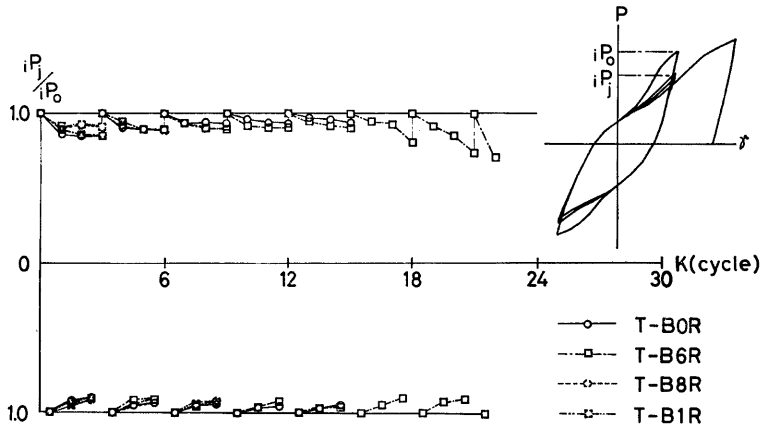


Fig. 11. Deterioration of shear capacity under repeated loading. (B series.)

終局耐力時について示したもので、この場合は、 $B_b/B_c=1.0$ を除いて柱はり幅比が大きくなる程平均せん断応力度は高くなる傾向にある。いま、有効幅の考えに基づいて、コンクリートパネルの領域として柱幅とはり幅の平均値とフランジ重心間で囲まれた部分（すなわち $(B_b+B_c)/2 \times s_f c$ ）であると考えた場合の終局耐力時の平均せん断応力度をコンクリートの圧縮強度 F_c で無次元化した値と柱はり幅比との関係を Fig. 14 の一点鎖線によって示す。これより、平均せん断応力度は、柱はり幅比に無関係にほぼ一定値をとることから、

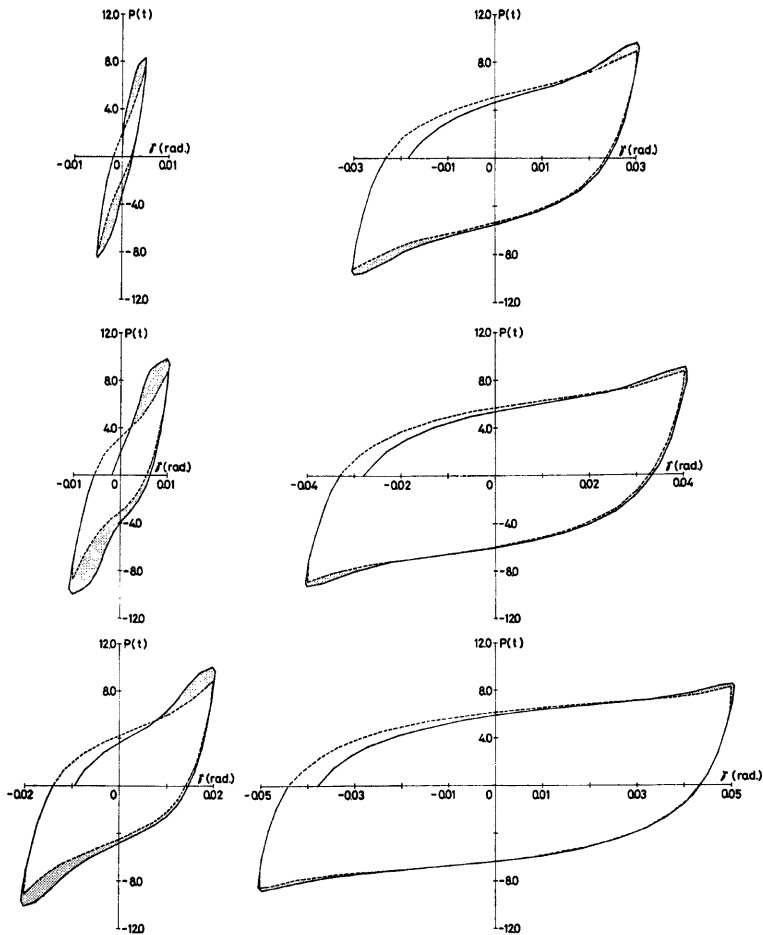


Fig. 12. Hysteresis loops in each fixed displacement amplitude for specimen T-E7R.

この有効幅の考えは本実験におけるT字形骨組に対しても適用できるものと考えられる。

Fig. 15 は, Fig. 16 に示すように鉄骨鉄筋コンクリート試験体の抵抗力 $P_{SRC}(\gamma, H)$, 鉄骨試験体の抵抗力 $P_s(\gamma, H)$ より, 載荷経路 H および変位振幅 γ を考慮してコンクリート部分の抵抗力 $P_c(\gamma, H)$ を $P_c(\gamma, H) = P_{SRC}(\gamma, H) - P_s(\gamma, H)$ より求め, この $P_c(\gamma, H)$ よりコンクリートパネルのくり返し載荷時の平均せん断応力度をコンクリートの圧縮強度 F_c で無次元化した値 τ/F_c とせん断ひずみ γ の関係の一例を図示したものである。図中の実線は各振幅段階の第1サイクル時について示したものであり, 点線は第3サイクル時について示したものである。これより, 耐力に関して本実験程度のくり返しでは各振幅段階の第1サイクル時についてはその影響を受けていないが, 各振幅段階にかぎるとその影響は著しい。なお, 本実験では, はり鉄骨鉄筋コンクリート構造で, 負荷重の場合の平均せん断応力度は正荷重の場合と比較して(11~22)

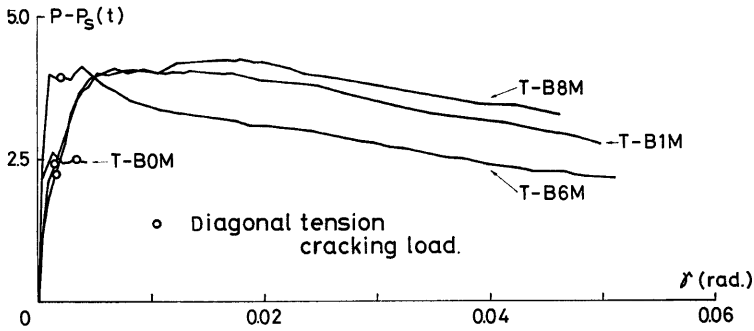


Fig. 13. Shear capacity of concrete portion under monotonic loading.

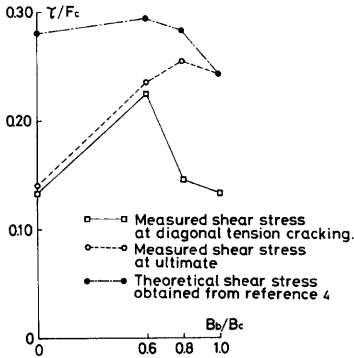


Fig. 14. Relationships between τ/F_c and B_b/B_c .

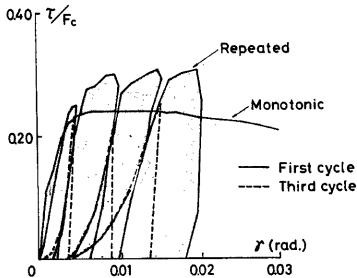


Fig. 15. Shear capacity of concrete portion of specimen T-B1R.

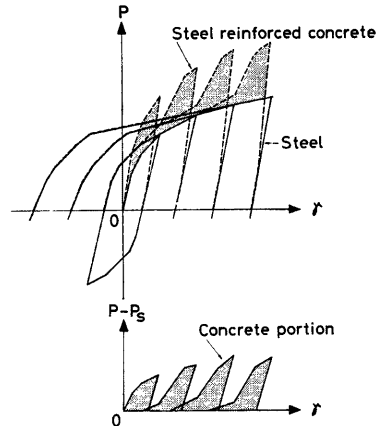


Fig. 16. Calculation of shear capacity of concrete portion under repeated loading.

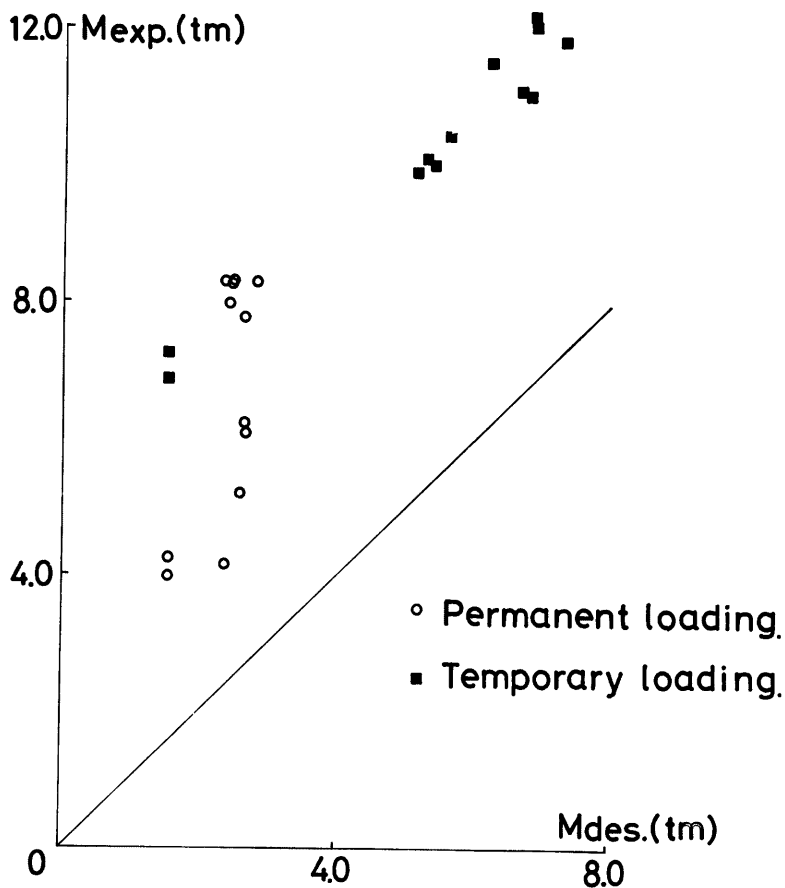


Fig. 17. Comparison of experimental values with calculated value.

%の増加を示した。

Fig. 17 は、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の柱はり接合部の設計式に基づいて得られた接合部パネルの強さと実験結果の相関関係^{*)}を図示したものである。縦軸は実験値 M_{exp} を、横軸は計算値 M_{des} をそれぞれ表わす。実験値として、斜張力ひび割れ強度のものを○印で、終局せん断強度のものを■印でそれぞれ表わす。これより設計式に基づいて得られた強度は、実験値と比較して、充分余裕のあるものであると考えられる。

*) なお、この相関関係は接合部パネルの強さをはり部材の抵抗モーメント M_{exp} および M_{des} で表わしたものである。また、計算値と実験値強度の関係は長期荷重時の許容強度は斜張力ひび割れ強度を、また、短期荷重時の許容強度は終局せん断強度をそれぞれ対応させた。

4. 解 析 解

実験および実験結果の知見により鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部は(a)鉄骨ウェブパネル (b)鉄骨ウェブパネル4周のフランジ骨組 (c)フランジ骨組に拘束されたコンクリートパネル (d)フランジ骨組外ではり幅までの領域を有する鉄筋コンクリートパネルの4つの要素から構成されるものとする。いま、各々の独立した要素に関する履歴曲線を求め、各試験体の柱はり接合部の構成要素に準じてそれぞれの要素の履歴曲線を単純累加することにより鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部としての耐力および履歴性状を説明しようとするものである。なお、ここでは前述のように、主鉄筋量が少ないために要素(d)のもつ影響は、小さいものと考えられるので、はり純鉄骨で構成される柱はり接合部の挙動に注目してその取り扱いを述べることにする。Fig. 18 に、はり純鉄骨で構成される柱はり接合部の解析モデルを示す。

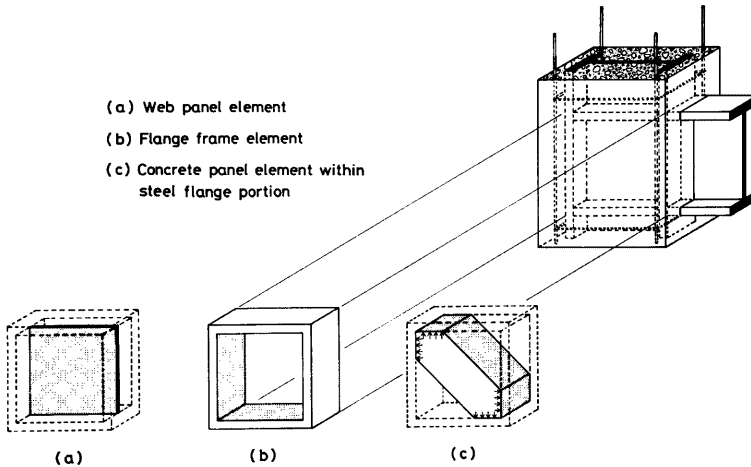


Fig. 18. Analytical model of SRC beam-to-column connection.

ここで対象としている履歴曲線は各振幅段階の第1サイクル時の履歴曲線のみを考えており、かつ、斜張力ひび割れ発生以後の履歴性状を説明することに主眼をおいている。

なお力のつり合いは柱フランジの重心位置でとるものとする。

以下それぞれの要素に対する考え方を述べる。

(a) 鉄骨ウェブパネル

曲げモーメントはすべてフランジで伝達され、せん断力はウェブに一様に分布しているものと仮定すると次式の関係が得られる

$$w^{D*}) = \frac{2s_b \cdot s_{jc} \cdot t_p}{2l - s_b} \cdot w_G \cdot w_T \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 t_p , w_G は各々鉄骨ウェブパネルの厚さおよびせん断弾性係数であり、 l ははり先端の載荷点からはり部材に接する柱フランジの重心までの長さである。いま、せん断応力度ひずみ度関係を弾塑性型と仮定すると鉄骨ウェブパネルとしての履歴曲線は Fig. 19(a) のように示される。なお、降伏せん断応力度 τ_y は、

*) 外力として作用している力を示すものである。

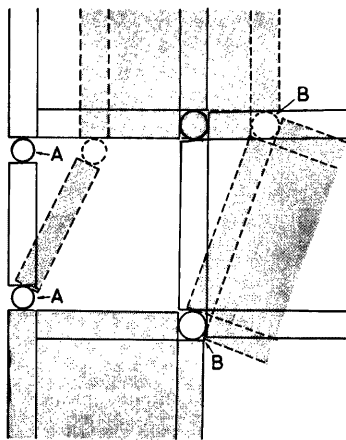
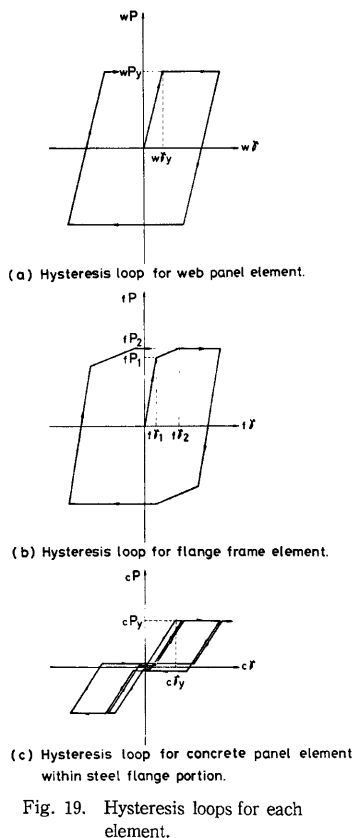


Fig. 20. Analytical model of flange frame element.

せん断ひずみエネルギー説より $\tau_y = w\sigma_y / \sqrt{3}$ ($w\sigma_y$ は鉄骨ウェブパネルの降伏引張応力度) によって求めたものである。

(b) フランジ骨組

本実験のように接合部パネルのせん断破壊が部材の曲げ破壊よりも先行するように設計されているので、必然的にフランジの形状が大きくなり鉄骨ウェブパネル4周のフランジの骨組的な効果は無視できない要素であると考えられる。T字形骨組の場合、柱およびはり部材に接するフランジは部材のウェブによって変形が拘束され剛体に近くなると考えられるので、フランジ骨組を Fig. 20 に示すような4つのヒンジをもつモデルに置換し、このヒンジに弾塑性性状を与えることによってフランジ骨組としての履歴曲線を求めようとするものである。

いま、モーメント曲率関係を弾塑性型と仮定し、曲率 ϕ とヒンジの回転角 γ の関係を $\gamma = s\phi$ とすると次式が求められる。

$$fP = \frac{fE}{2l - sjb} \left(\frac{24fI_c}{sjb - t_{f1}} + \frac{4fI_{bc}}{b_{bc}} \right) f\gamma$$

$$f\gamma \leq f\gamma_1 = \frac{b_{bc} \cdot s b_1 \cdot h_{bc}}{4fE} f\sigma_y \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$fP = \frac{24fE \cdot fI_c}{(2l - sjb)(sjb - t_{f1})} f\gamma + \frac{s b_1 \cdot h_{bc} \cdot f\sigma_y}{2l - sjb}$$

$$f\gamma_1 \leq f\gamma \leq f\gamma_2 = \frac{(sjb - t_{f1}) \cdot s b_1 \cdot t_{f1}^2}{24fE \cdot fI_c} f\sigma_y \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$fP_2 = \frac{s b_1 (t^2 f_1 + h^2 b_c)}{2l - s j b} f \sigma_y \quad f \gamma_2 \leq f \gamma \quad \dots \dots \dots (4)$$

ただし、 fE はフランジのヤング係数、 s はヒンジの長さに対応するものでヒンジ A に対しては $s j b - t f_1 / 6$ 、ヒンジ B に対してはサイズの $\sqrt{2}$ 倍に対応するもので b_{bc}^* で表わす。 b_{bc}^* はフランジ交叉部の対角線の長さに両面ののど厚および余盛を加えたものである。また、 fI_c は、 $s b_1 t^3 f_1 / 12$ 、 fI_{bc} は $s b_1 h^3 b_c / 12$ であり、 $f \sigma_y$ はフランジの降伏引張応力度である。

上式の関係を用いるとフランジ骨組としての履歴曲線は Fig. 19(b) のように求められる。

(c) フランジ骨組に拘束されたコンクリートパネル

ネル

フランジ骨組に拘束されたコンクリートは圧縮斜材に置換して考えるものとし、かつ、このコンクリート圧縮斜材はコンクリートの圧縮強度 F_c まで抵抗できるものと仮定する。このコンクリート圧縮斜材の幅は Fig. 21 に示すようにコンクリート圧縮斜材が F_c でフランジ骨組を押すことによって、フランジ骨組に崩壊機構を生ずるに必要な大きさとし、更に、このようにして決定された幅は弾性域においても適用されるものと仮定する。上述の考えに基づくと塑性関節の生じる条件式は次式によって求められる。

$$F_c \cdot s j c^4 \cdot \alpha^4 - 4 F_c \cdot s j c^4 \cdot \alpha^3 + 4 F_c \cdot s j c^4 \cdot \alpha^2 - 2 s j c^2 \cdot t^2 f_1 \cdot f \sigma_y = 0 \quad \dots \dots \dots (5)$$

ただし、この条件式は下界値に対応するものである。この(5)式から α が決定できればコンクリート圧縮斜材の幅が求められつり合いから次式が得られる。

$$cP = \frac{2 s j b \cdot \alpha s j c \cdot s b_1}{2l - s j b} \cdot E_c \cdot \epsilon_c \quad \dots \dots \dots (6)$$

ただし、 E_c はコンクリートのヤング係数であり、 ϵ_c は、コンクリート圧縮斜材の圧縮ひずみでありせん断ひずみ γ_c との間には、 $\epsilon_c = \gamma_c / 2$ の関係を適用する。いま、コンクリートの引張強度を無視し、応力度ひずみ度関係を弾塑性型と仮定するとコンクリートパネルとしての履歴曲線は Fig. 19(c) のように求められる。

5. 解析解の検討

Fig. 22 の実線は、くり返し載荷時の場合の解析解の一例を示したものである。すなわち、 $T-A0R$ に対しては要素(a)(b)、 $T-B0R$ に対しては要素(a)(b)(c)、および $T-E0R$ に対しては要素(b)(c)を単純累加したものである。なお、Fig. 22 の点線は、各振幅段階の第1サイクル時の履歴曲線を示したものである。 $T-A0R$ の場合、強度的にはほぼ一致しているが変形が大きくなるにつれ解析による挙動と実験値による挙動はかなりの差異がみられる。これは、ひずみ硬化やバウシinger効果の影響を無視していることによるものと考えられる。 $T-B0R$ 、 $T-E0R$ の場合も最大強度や主要な点、すなわち、鉄骨鉄筋コンクリートとしての剛性の回復する点を比較的良く説明できるものと考えられる。

以上述べたように、実験および実験結果の知見により考えられた解析モデルによって耐力および履歴性状ともに比較的良く説明できるものと考えられる。今後、鉄筋コンクリートパネルとしての力学的機構を解明することによって、はり鉄骨鉄筋コンクリートで構成される柱はり接合部としての履歴性状をより詳細に把握できるものと考えられる。

*) 計算にあたっては各試験体の実測値を用いる。

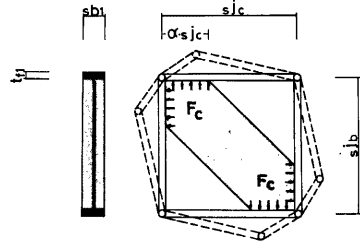


Fig. 21. Failure mechanism of concrete panel surrounded by steel flanges

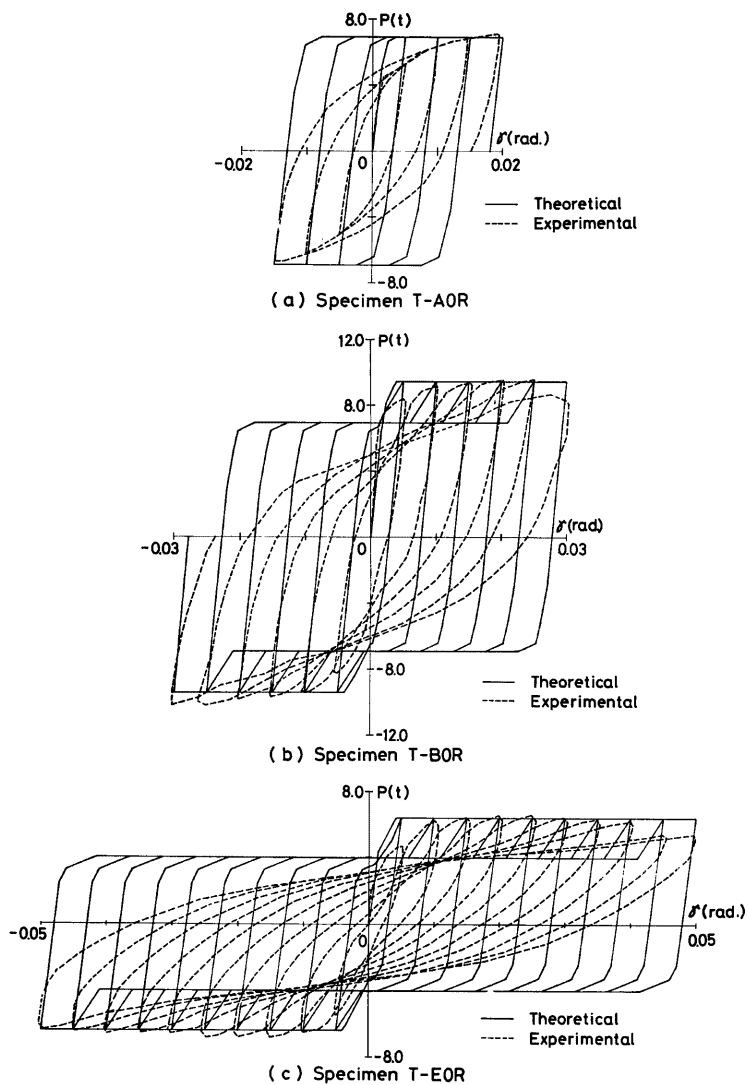


Fig. 22. Comparison of calculated and measured load-shear strain relationships under repeated loading

6. 結 語

16体のT字形鉄骨、鉄骨鉄筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造骨組の柱はり接合部の単調およびくり返し載荷実験によって次のような結論を得た。

- (1) ひび割れ状況に関しては単調およびくり返し載荷ともはりが純鉄骨の場合は斜張力破壊の様相を呈す。一方、はりが鉄骨鉄筋コンクリートの場合は圧縮場の形成を示すような2本の斜張力ひび割れが観察された。
- (2) 履歴曲線は、純鉄骨試験体では紡錘形で、各振幅の2回目でほぼ収れんする。一方、鉄筋および鉄骨鉄筋コンクリート試験体ではスリップ型であり、各振幅段階の1回目と2回目との間の耐力および消費エネルギーの低下率は大きい。はりが鉄骨鉄筋コンクリートの試験体では、履歴曲線はほぼ対称形を示しているが、鉄筋コンクリートの試験体では、正荷重と負荷重において強度において著しく差異がみられ、したがって、その履歴曲線も非対称形を示している。くり返し載荷に対して上および下ばの主鉄筋の定着に対する抵抗力が著しく異なっていることがこのような性状を示す一因となっていることが推測され、今後、T字形鉄筋コンクリート柱はり接合部における主鉄筋の定着機構に関する解明が必要である。
- (3) 終局強度時のコンクリートパネルの平均せん断応力度は、柱はり幅比が大きくなるほど大きくなる傾向にあり、本実験のT字形骨組に対しても有効幅の考えが適用できその時の平均せん断応力度は $0.25 F_c \sim 0.28 F_c$ の値が期待できる。また、本実験においては、T字形柱はり接合部のせん断強度を与える鉄骨鉄筋コンクリート構造計算・同解説の設計式は安全側の値を示すことが認められた。
- (4) 実験および実験結果の知見によって考えられたはりが純鉄骨で構成される柱はり接合部の解析モデルによって、耐力および鉄骨鉄筋コンクリートとしての剛性の回復する点など比較的良好に説明できるものと考えられる。

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研究生小河弘明、4回生姜重彦・奥居久人・野川裕幸・豊島弘文諸氏の御協力を得、住友金属工業株式会社より援助を得たことに深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 仲 威雄・斉藤 光・吉本昌一・阿部静雄・渡延 甫・梅沢 保・小川三郎・尾崎昌凡：鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する実験的研究（柱はり接合部の実験）、日本建築学会論文報告集69号、1961年10月、pp. 613～616。
- 2) 高田周三：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部に関する一実験、日本建築学会論文報告集69号、1961年10月、pp. 617～620。
- 3) 仲 威雄・加藤 勉・田中淳夫：水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート構造柱はり接合部の実大実験、日本建築学会論文報告集89号、1963年9月 p. 180。
- 4) 横尾義貫・若林 実・永末保美：H形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究—Ⅵ 6 鉄骨コンクリート仕口パネル部分の強さに関する研究—日本建築学会論文報告集137号、1967年7月、pp. 1—8。
- 5) 若林 実・松井千秋・南 宏一：鉄骨コンクリート接合部のせん断耐力に関する一実験、京都大学防災研究所年報11号A、1968年3月、pp. 617—630。
- 6) 若林 実・松井千秋・南 宏一：繰返し荷重を受ける鉄骨コンクリート柱はり接合部の弾塑性性状に関する実験的研究、京都大学防災研究所年報、12号A、1969年3月、pp. 351—365。
- 7) 是石逸二・梅村 魁・青山博之・伊藤 勝：鉄骨鉄筋コンクリート柱梁接合部及び柱の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、1969年3月、pp. 923—924。
- 8) Wakabayashi, M., T. Nakamura and S. Morino: An Experiment of Steel Reinforced Concrete Cruciform Frames, The Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 23, Dec., 1973, pp. 75—110。

- 9) 仲 威雄・海野三蔵・森田耕次・見村博明・立花正彦・古沢昭二：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（北陸），1974年10月，pp. 1445～1446.
- 10) 南野博男・青山博之：鉄骨鉄筋コンクリート梁柱接合部の終局強度に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1975年10月，pp. 1221—1222.
- 11) 佐々木哲也・小林美亀雄他：鉄骨比の大きいSRC骨組の大変形・多数回くり返し加力実験（その2）柱はり接合部供試体，関東支部43回学術研究発表会，1972年 pp. 69—72.
- 12) 山口育雄・東端泰夫・星野信夫・長嶋俊雄・大関一美・小川 徹：RCはり・柱接合部のU型定着法に関する研究，竹中技術研究報告第16号，1976年10月，pp. 87—106.
- 13) Hanson, N. W.: Seismic Resistance of Concrete Frames With Grade 60 Reinforcement, Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 93, ST 5, October 1971, pp. 533—560.
- 14) Somerville, G. and H. P. J. Taylor : The Influence of Reinforcement Detailing on the Strength of Concrete Structures, The Structural Engineer, Vol. 50, No. 1, January 1972, pp. 7—19.
- 15) Park, R. and T. Paulay : Behaviour of Reinforced External Beam-Column Joints Under Cycle Loading, Vol. 1, Paper 88, Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1974, pp. 772~781.
- 16) Nilsson, I. H. E. and Losberg, A. : Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment, Journal of the Structural Division ASCE, ST 6, June 1976, pp. 1229—1254.
- 17) 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，1975年第2次改定，pp. 143—163.
- 18) 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.
- 19) 日本建築学会，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説.