

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

若林 實・南 宏一・西村 泰志

INELASTIC SHEAR BEHAVIOR OF RIGID MOMENT-RESISTING CONNECTIONS IN L-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 rigid moment-resisting connections in L-shaped SRC frames subjected to monotonic and well-defined alternately repeated loading to deflection larger than the yield deflection. 16 specimens which were designed so as to prevent the flexural and shear failure of structural beam and column element were tested with a variety of the ratio of beam width to column width, involving steel panel alone, concrete panel alone and steel-concrete panel. Main discussion was concentrated on the 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 behavior.

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。鉄骨鉄筋コンクリート構造柱はり接合部の場合、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^{1)~14)} ので、コンクリートの補強効果を見捨て、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。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左右されるものと考えられ非常に複雑である。

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¹⁵⁾では、既往のいくつかの実験結果に基づいて、柱はり接合部の設計の一試案として、次の様な設計式が提案されている。

すなわち、長期荷重時に対しては、

$$V_c \cdot 3f_s(1+\beta) \geq \min \left(\frac{L M_{b1} + L M_{b2}}{1+\xi}, \frac{L M_{c1} + L M_{c2}}{1+\eta} \right) \dots\dots\dots (A)$$

短期荷重時に対しては、

$$e V_c (2f_s \psi + P_w \cdot w f_i) + V_s \cdot f_s \geq \min \left(\frac{u M_{b1} + u M_{b2}}{1+\xi}, \frac{u M_{c1} + u M_{c2}}{1+\eta} \right) \dots\dots\dots (B)$$

短期荷重時に対する(B)式において、 ψ は、柱はり接合部の拘束係数で、骨組形式によって変化する値である。また、 $e V_c$ は、コンクリートパネルの有効体積で、柱はり幅比によって変化する値である。しかしながら、既往の研究は、骨組形式に関しては、内柱に対応する十字形骨組がほとんどで、隅柱および側柱に対

応する L 字形および T 字形骨組に関する研究は、まったくなされていない。また、柱はり幅比が、異なる場合の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、一例あるのみで、はりが純鉄骨の場合を含めて、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、提案式 (A, B) 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*を企画した。

本報告は、 L 字形骨組に関する実験計画とその結果の概要、および解析解の一つの試みを述べるものである。

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状が、先行するように設計した鉄骨 L 字形骨組に、コンクリートを打設したもので、実大のほぼ $1/3$ の模型を想定した。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、はりか、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幅の異なるもの2種類作製した。なお、比較のために鉄骨ウェブパネルのない試験体、純鉄骨および鉄筋コンクリートの試験体も作製した。これらの試験体の種類に加え、単調、くり返し載荷の組合せで、計16体の試験体を作製した。実験変数の組み合わせ、および、計画した試験体の断面および形状寸法の一例を Table 1, Fig. 1 および、Fig. 2 に示す。

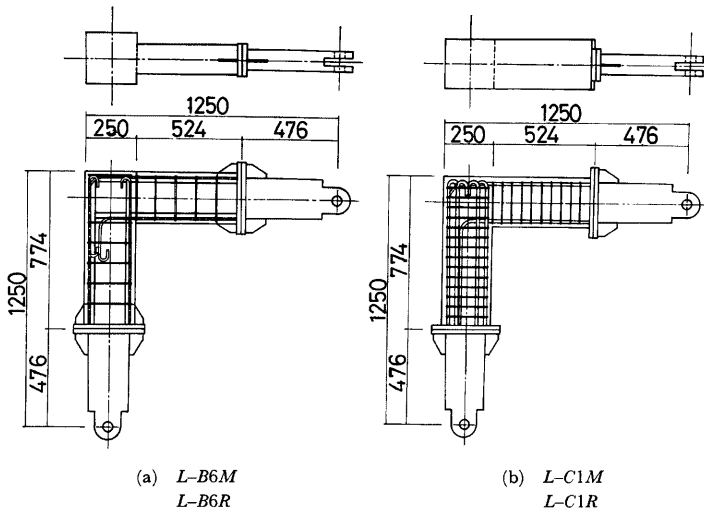


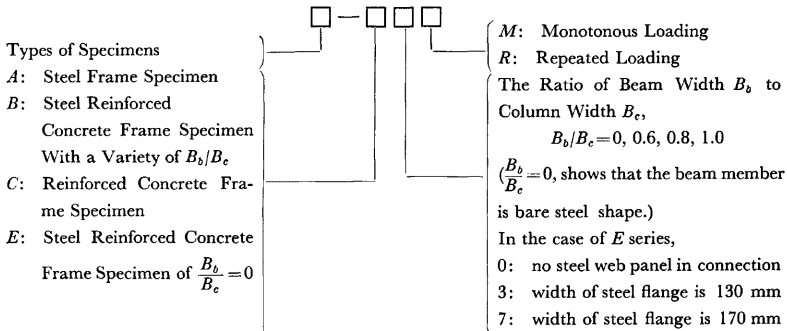
Fig. 1. Dimensions and arrangement of reinforcements

* 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を行った。

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
$L-A0M$, $L-A0R$				$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	6		
$L-B0M$, $L-B0R$	250×250		0	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	6	each side 2-9 ϕ 6 ϕ □100@	
$L-B6M$, $L-B6R$	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 2-9 ϕ 6 ϕ □100@	each side 2-9 ϕ 6 ϕ □100@
$L-B8M$, $L-B8R$	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 2-9 ϕ 6 ϕ □100@	each side 2-9 ϕ 6 ϕ □100@
$L-B1M$, $L-B1R$	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 2-9 ϕ 6 ϕ □100@	each side 2-9 ϕ 6 ϕ □100@
$L-E3R$	250×250		0	$H-200 \times 130$ $\times 9 \times 16$	$H-200 \times 130$ $\times 9 \times 16$	6	each side 2-9 ϕ 6 ϕ □100@	
$L-E7R$	250×250		0	$H-200 \times 170$ $\times 9 \times 12$	$H-200 \times 170$ $\times 9 \times 12$	6	each side 2-9 ϕ 6 ϕ □100@	
$L-E0M$, $L-E0R$	250×250		0	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	$H-200 \times 80$ $\times 9 \times 25$	non	each side 2-9 ϕ 6 ϕ □100@	
$L-C1M$, $L-C1R$	250×250	250×250	1.0				each side 5-D16 6 ϕ □50@	each side 5-D16 6 ϕ □50@

*) The notation used to describe the test specimens is as following.



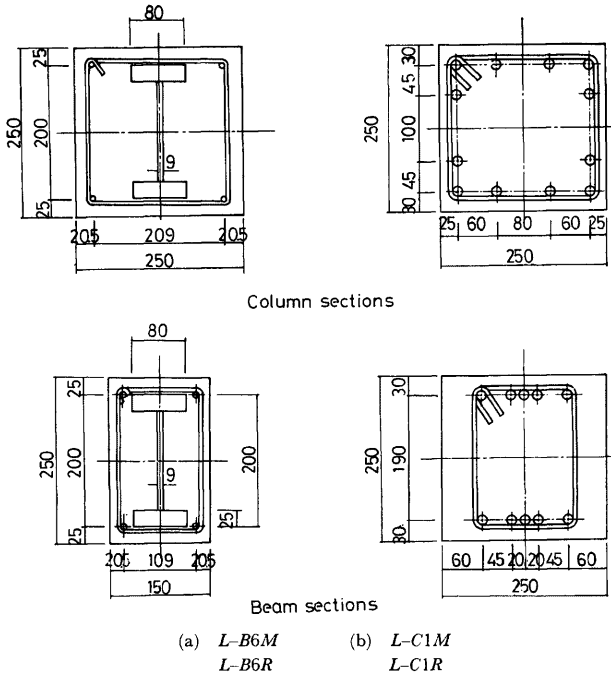


Fig. 2. Detail of cross section of test specimen.

2.2 試験体の材料および作製

鉄骨 L 字形骨組は、SS41 の板材を溶接組立した H 形鋼から構成される。

主鉄筋としては、SD30 の D16, SR24 の 9φ を使用し、せん断補強筋としては、SR24 相当品 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、エンドプレートに溶接して行い、他方は、鉄筋コンクリート構造計算規準に準じて行った。

セメントは、普通ポルトランドセメント、細骨材は、1.2 mm 以下の川砂、粗骨材は、5 mm 以上 10 mm 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た。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、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

Photo. 1 に、実験装置の概略を示す。試験体の取付けにあたっては、柱およびはりの反曲点と載荷方向が、一直線上にあるように、また、反曲点のレベルと載荷方向のレベルが、同一面上にあるようにして載荷した。荷重は、ジャッキの先端に取り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) を測定するためのダイヤルゲージの位置を示す。

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	t	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
<i>L-A0M</i>				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				
<i>L-A0R</i>				"	"	"	"				
<i>L-B0M</i>	170.0	18.0	0.106	"	"	"	"	6 9	2.38 3.05	3.60 4.88	0.308 0.275
<i>L-B0R</i>	191.3	20.9	0.109	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-B6M</i>	218.1	19.5	0.089	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-B6R</i>	182.7	20.6	0.113	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-B8M</i>	195.4	17.5	0.090	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-B8R</i>	185.7	21.8	0.117	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-B1M</i>	171.5	19.8	0.115	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-B1R</i>	160.0	19.0	0.119	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-E3R</i>	210.0	23.4	0.111	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	"	"	"	"
<i>L-E7R</i>	217.0	22.7	0.105	6 9 12	3.12 3.50 2.84	4.26 4.70 4.50	0.309 0.250 0.329	"	"	"	"
<i>L-E0M</i>	215.4	23.9	0.111	9 12 25	3.50 2.84 2.61	4.70 4.50 4.72	0.250 0.329 0.319	"	"	"	"
<i>L-E0R</i>	210.0	24.9	0.119	"	"	"	"	"	"	"	"
<i>L-C1M</i>	205.1	22.6	0.110					D-30 6	3.68 2.38	5.61 3.60	0.296 0.308
<i>L-C1R</i>	207.4	20.9	0.101					"	"	"	"

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

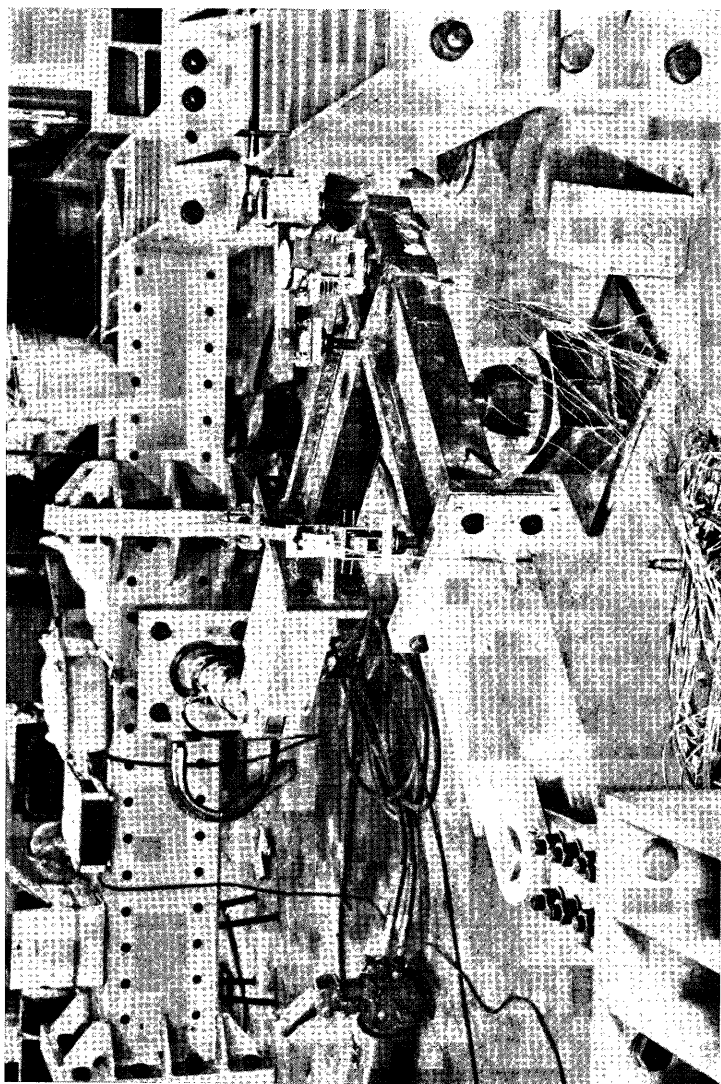


Photo. 1. Loading apparatus.

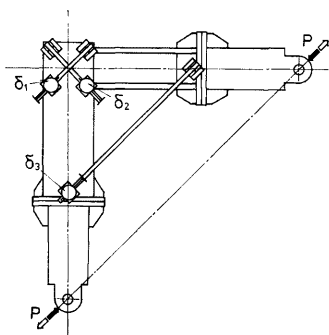


Fig. 3. Deformation instrumentation.

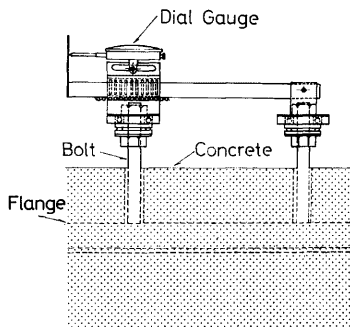


Fig. 4. Detail of dial gauge attachment.

ダイヤルゲージを取付けるためのボルトは、鉄骨面に溶接して取り付けた。しかしながら、接合部パネルの対角線方向のダイヤルゲージを取り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するために、Fig. 4 に示すようにコンクリートとボルトの間に 5 mm 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調べるため、鉄骨面およびコンクリート面に、ロゼット、2 軸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、くり返しとも、まず内側圧縮側 (*closing loads*) になる様に載荷し、ついで、くり返し載荷の場合、外側圧縮側 (*opening loads*) になるように載荷した。

くり返し載荷の場合は、接合部パネルのせん断ひずみの単位振幅を 0.005 *rad*. とし、各振幅において正負 3 回くり返しを行い、単位振幅を漸増させて最高 0.05 *rad*. まで載荷した。Fig. 5 に、くり返し載荷時の載荷法則を示す。なお、各サイクルの制御方法としては、Fig. 3 に示す様に、パネルの対角線方向にとり

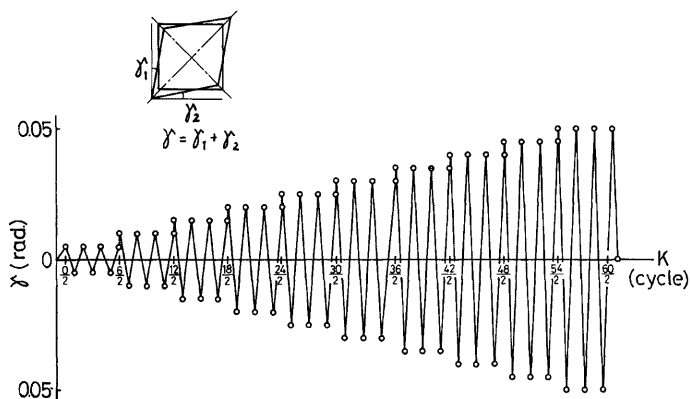


Fig. 5. Loading program.

つけた 2 個のダイヤルゲージから測定した変位 (δ_1, δ_2) が、所定のサイクルのせん断ひずみに対応する値に達した時をもって、そのサイクル時の制御方法とした。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ状況

Photo. 2 に、ひび割れ状況の数例を示す。ひび割れの発生過程は、単調、くり返し載荷にかかわらず、まず、はり、あるいは、柱部材に曲げひび割れが発生し、ついで、初期斜張力ひび割れが発生する。この初期斜張力ひび割れは、**Table 3** に示すように、各試験体とも、接合部パネルのせん断ひずみが、ほぼ、0.005 *rad.* の時に観察された。この時点では、斜張力ひび割れはパネル全幅にわたって貫通し、かつ、鉄骨ウエ

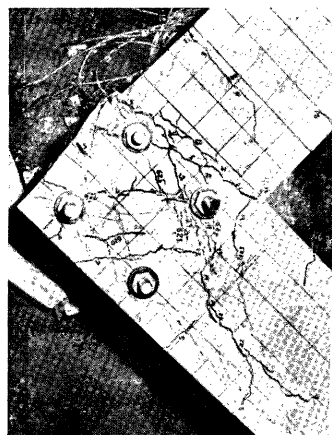
Table 3. Test results.

Specimen	Diagonal tension cracking load	Flexural crack-ing load $P_{fl}(t)$		Maximum load	Shear strain of diagonal tension crack $\gamma_{cr}(\text{rad.})$	Shearing stress	
	$P_{cr}(t)$	Column	Beam	$P_m(t)$		τ_{cr}/F_c	τ_u/F_c
L-A0M				9.58			
L-A0R				8.72 (8.64)*			
L-B0M	9.70	8.84		11.49	0.0067	0.125	0.125
L-B0R	9.70 (8.65)	5.0 (7.0)		10.37 (9.88)	0.0070 (0.0051)	0.142 (0.103)	0.109 (0.072)
L-B6M	10.10	6.5	6.0	12.36	0.0040	0.137	0.159
L-B6R	10.26 (8.97)	8.0 (4.0)	8.0 (4.0)	11.58 (10.67)	0.0033 (0.0054)	0.229 (0.119)	0.177 (0.109)
L-B8M	10.84	7.0	5.5	12.92	0.0061	0.166	0.205
L-B8R	10.75 (9.37)	7.0 (5.96)	5.0 (5.0)	12.73 (9.79)	0.0049 (0.0060)	0.210 (0.131)	0.223 (0.077)
L-B1M	10.43	7.5	7.0	13.07	0.0046	0.183	0.236
L-B1R	9.77 (10.34)	5.0 (2.0)	4.0 (5.0)	12.21 (10.34)	0.0043 (0.0175)	0.218 (0.095)	0.223 (0.112)
L-E0M	4.80	3.5		6.75	0.0057		
L-E0R	4.90 (5.10)	4.4 (4.7)		6.38 (6.32)	0.0049 (0.0101)		
L-E3R	9.86 (6.42)	8.0 (4.0)		11.00 (10.66)	0.0044 (0.0028)		
L-E7R	10.80 (10.00)	6.0 (6.0)		11.78 (12.08)	0.0120 (0.0098)		
L-C1M	10.82	7.0	8.0	11.72			
L-C1R	6.74	5.0 (1.7)	5.0 (1.0)	11.40 (2.99)			

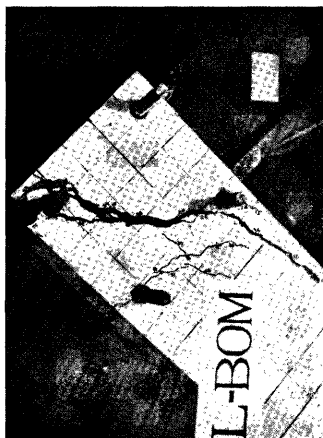
* (): opening loads



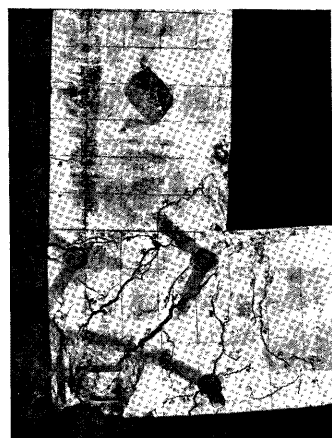
L-B6R



L-C1R



L-B0M



L-B1R

Photo. 2. Typical crack pattern.

ブパネルは、少なくとも部分的には降伏していることが、*W.S.G.* によるひずみの測定によって確認された。

柱はり幅比の相異によるコンクリートパネルのひび割れの分布状況は、単調載荷の場合、柱はり幅比の大きい *L-B1M*, *L-C1M* では、ひび割れ幅は小さいが、パネル全域にわたって分散している。しかし、柱はり幅比の小さい *L-B0M*, *L-B6M*, *L-B8M* では、1本の斜張力ひび割れに代表され、そのひび割れ幅は大きい。なお、*L-B0M* では、この斜張力ひび割れが柱部材へと進展していくのが観察された。*L-E0M* の場合、*L-B0M*, *L-B6M*, *L-B8M* と同様な分布状況を呈するが、2本の斜張力ひび割れが観察された。一方、くり返し載荷の場合、ひび割れの分布状況は、柱はり幅比の相異による顕著な相異は認められなかった。しかし *L-C1R* の場合、パネル全域にわたって小さなひび割れが分散しているのが観察された。また、外側圧縮側載荷の場合、はりおよび柱引張側主筋の定着部に、あきらかに、付着破壊と思われるひび割れが観察され、その時の耐力は、柱主筋が付着破壊したと考えた場合の耐力とほぼ等しい値を示している。

3.2 荷重変形曲線

Fig. 6 に、単調載荷時の接合部パネルの荷重変形曲線を示す。

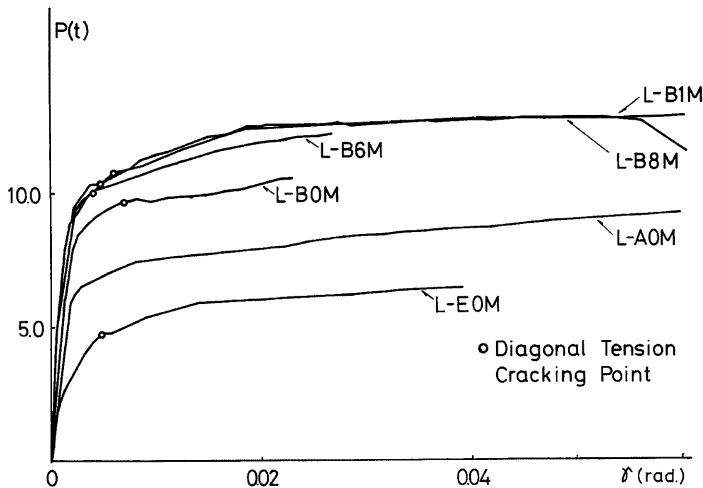


Fig. 6. Load-shear strain relationships for monotonic loading.

接合部パネルの初期剛性は、柱はり幅比が大きくなるにつれて大きくなる傾向にある。Fig. 7 は、鉄骨ウェブパネルの中央に貼付したロゼットゲージより得られた荷重変形曲線であるが、この図からも同様な傾向が認められる。また、初期斜張力ひび割れ耐力および最大耐力についても、柱はり幅比が大きくなる程大きくなる傾向にある。しかしながら、各試験体とも、初期斜張力ひび割れ耐力以上の抵抗力を期待することはできないようである。この理由の一つとして、隅角部の内側が、圧縮になるように載荷しているため、コンクリートパネルに十分な、圧縮場の構成が期待できないためと思われる。Fig. 8 は、骨組としての荷重変形曲線である。試験体の設計に際し、接合部パネルのせん断降伏が先行するように設計しているために、当然のことながら、その性状は、接合部パネルの荷重変形曲線と類似している。*L-C1M* に関しては、最大耐力以後、急激に耐力が低下している。

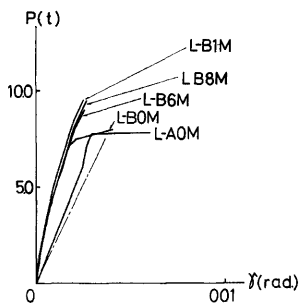


Fig. 7. Load-shear strain relationships obtained from losette gauge analysis.

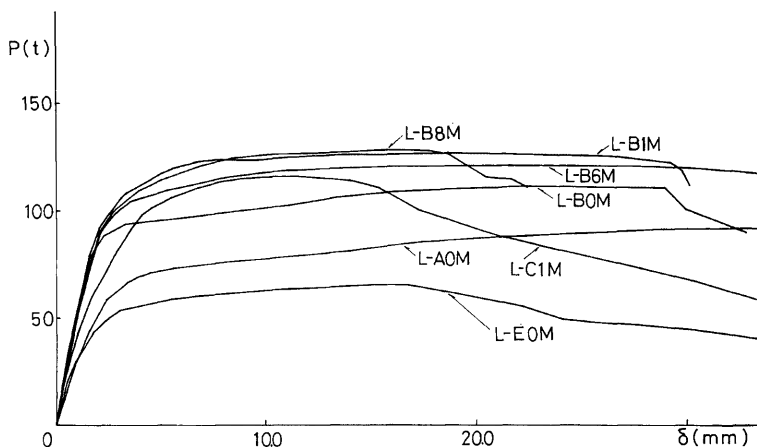


Fig. 8. Load-deflection relationships for monotonic loading.

Fig. 9 に、くり返し載荷時の接合部パネルの荷重変形曲線 ($L-C1R$ は、骨組としての荷重変形曲線) を示す。 $L-A0R$ の場合、履歴曲線は、紡錘形で、各振幅段階の 2 回目で、ほぼ、収れんしている。鉄骨鉄筋コンクリートの試験体の場合、履歴曲線は、スリップ形 (あるいは、逆 S 字形) 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、鉄骨としての履歴性状を示し、この残留ひび割れが、閉じて初めてコンクリートがききはじめ、鉄骨鉄筋コンクリートとしての履歴性状を示す。 $L-C1R$ の場合、履歴曲線は、鉄骨鉄筋コンクリート試験体と同様スリップ形である。しかしながら、外側圧縮側載荷の場合、予期した耐力が得られていない。これは、柱主筋の付着破壊によるものと思われる。なお、各振幅段階の 1 回目の最大耐力の包絡線は、単調載荷時の荷重変形曲線とほぼ一致している。

Fig. 10 は、各振幅毎の 1 回目の最大耐力を 1.0 とした場合の 2, 3, 4 回目の最大耐力の低下率とくり返し回数との関係の一例を図示したものである。鉄骨試験体の場合、各サイクル段階で、ほぼ一定の値を保持している。しかしながら、鉄骨鉄筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート試験体の場合は、いずれも、各振幅毎の耐力の低下は、1 回目と 2 回目で大きく、それ以後は、ほとんど低下しない。なお、内側圧縮側載荷

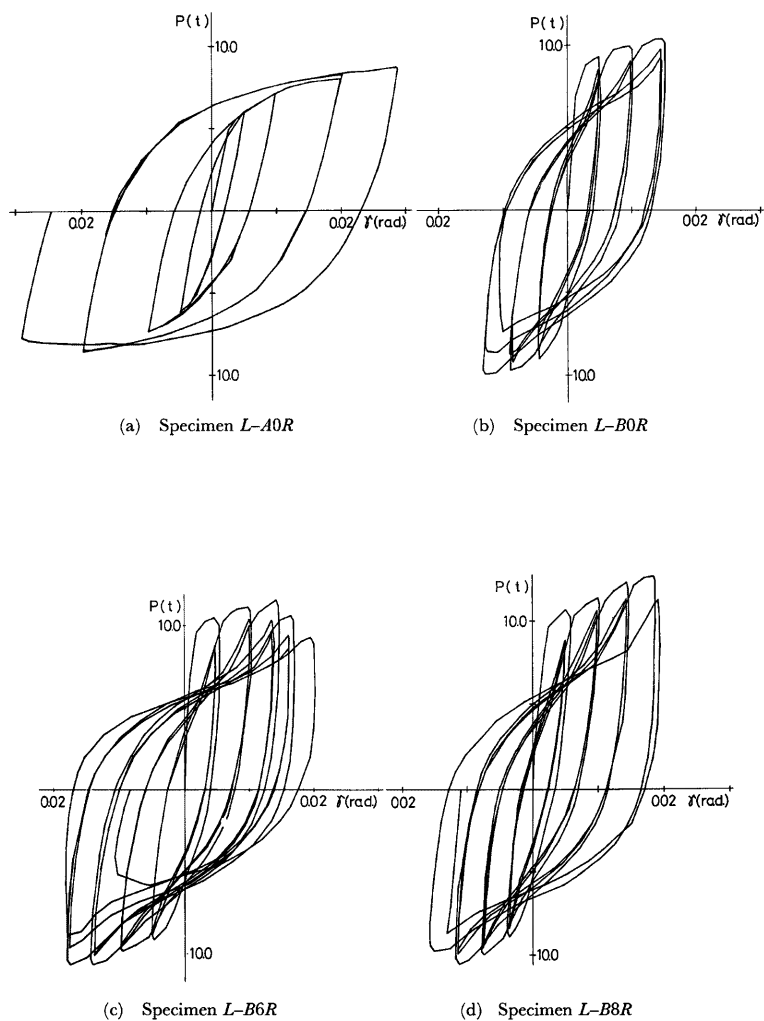


Fig. 9. Load-shear strain relationships for repeated loadings.

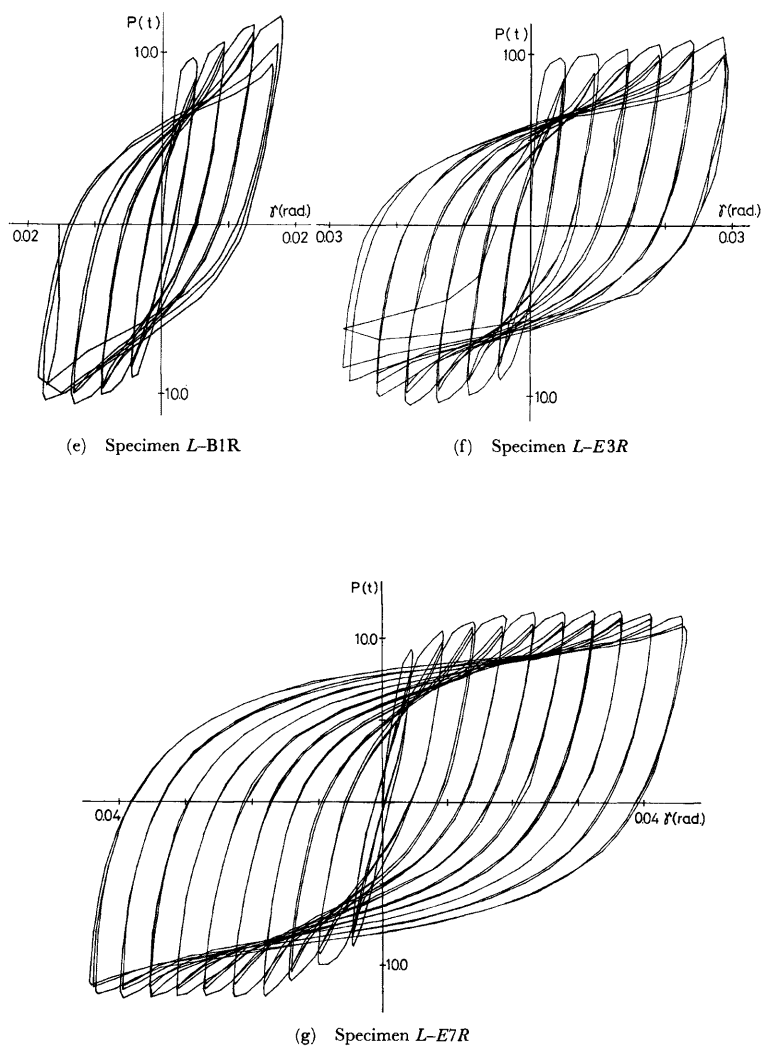
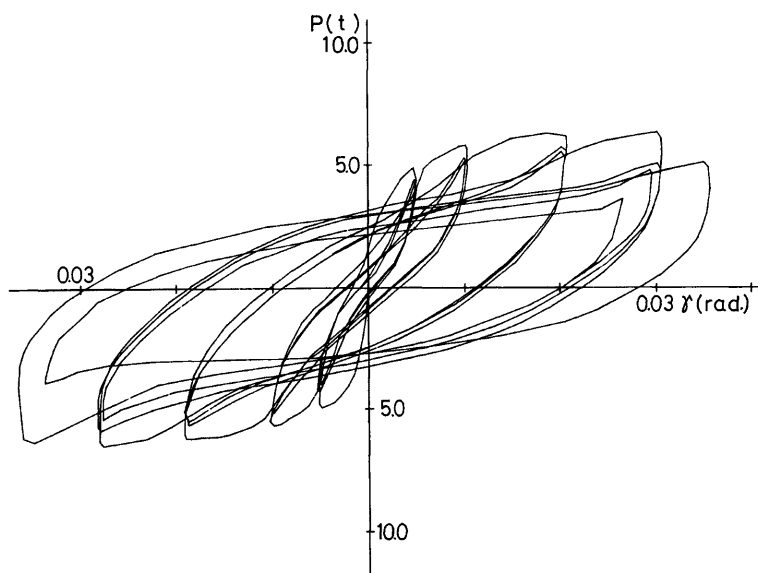
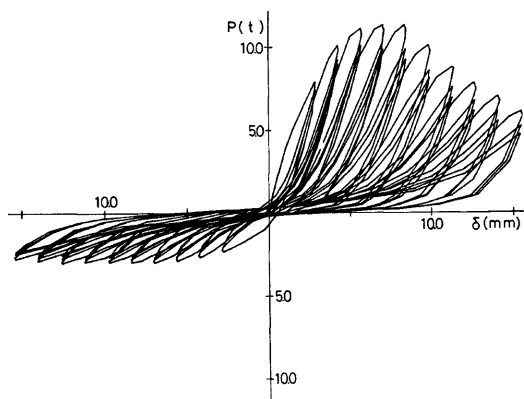


Fig. 9. Load-shear strain relationships for repeated loadings.



(h) Specimen L-E0R



(i) Specimen L-C1R

Fig. 9. Load-shear strain relationships for repeated loadings.

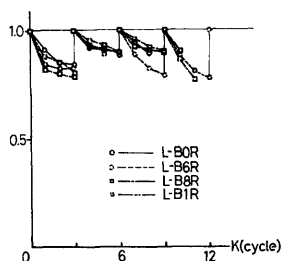


Fig. 10. Deterioration of shear capacity for repeated loading (in the case of closing loads).

と外側圧縮側載荷を比較した場合、外側圧縮側載荷の方が、その低下率は小さいように思われる。

3.3 コンクリートパネルのせん断強さ

Fig. 11 は、柱はり幅比の異なる試験体の接合部パネルの荷重変形曲線から、鉄骨試験体（ただし、各試験体とも、鉄骨 L 字形骨組の機械的特性は共通）の荷重変形曲線を差し引いたものである。この差し引いた残りの部分が、コンクリートパネルが抵抗しうるせん断強さであると考えられる。今、コンクリートパネルの領域を柱幅とフランジ重心間距離（すなわち $b_c \times j_c$ ）で囲まれた部分と考え、この領域にせん断応力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

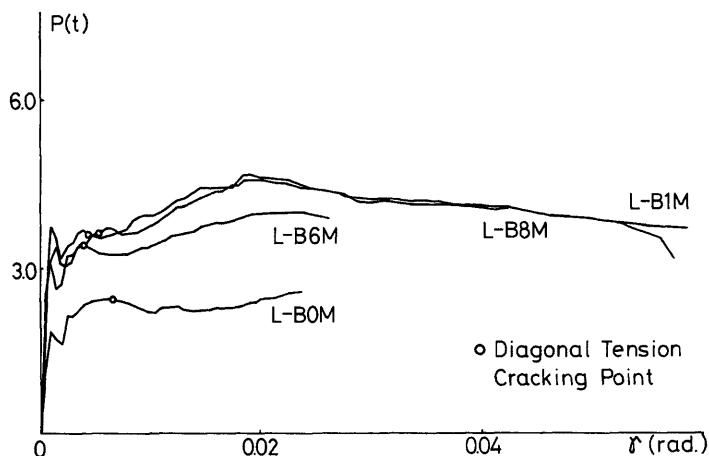


Fig. 11. Shear capacity of concrete portion for monotonic loading.

*) 平均せん断応力度の算定については、力の釣り合いは、Fig. 16 に示す様に曲げモーメント分布は、鉄骨ウェブパネル 4 周のフランジ骨組の重心位置で最大になるものとし、この曲げモーメントおよび軸力は、すべて、フランジで伝達されるものとし、部材せん断力は、ウェブに一様に分布するものと仮定して得られた。

ひび割れ時のせん断応力度は, $0.125F_c \sim 0.183F_c$ であり, 終局耐力時のせん断応力度は, $0.125F_c \sim 0.236F_c$ であった。Fig. 12 は, この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。これより, 柱はり幅比とコンクリートパネルの平均せん断応力度との間には, 柱はり幅比が大きくなる程, 平均せん断応力度も大きくなるという相関関係が認められる。

今, コンクリートパネルの領域として, 有効幅の考えに⁴⁾ 基づいて, 柱幅とはり幅の平均値とフランジ重心間距離で囲まれた部分, (すなわち $\frac{B_c + B_e}{2} \times j_e$) であると考えた場合の終局耐力時の平均せん断応力と

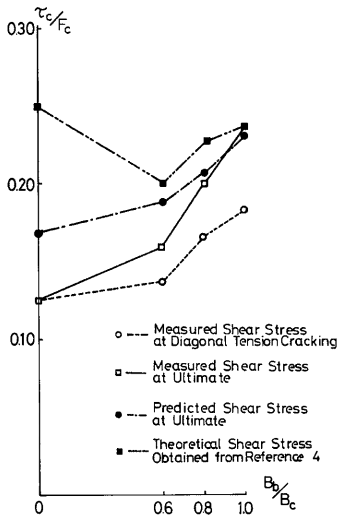


Fig. 12. Relationships between τ/F_c and B_b/B_c .

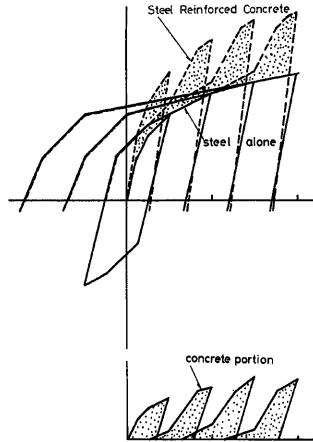


Fig. 13. Calculation of shear capacity of concrete portion for repeated loading.

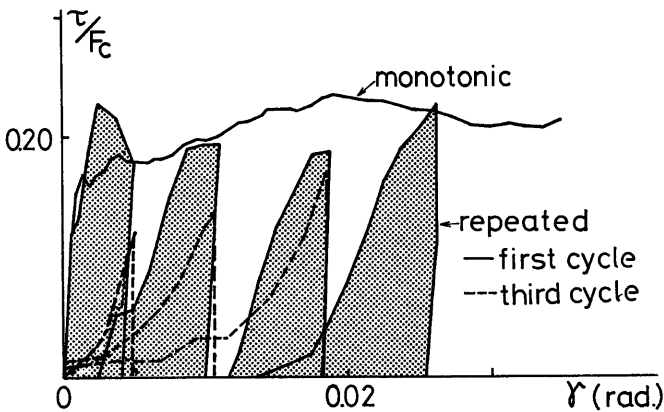


Fig. 14. Shear capacity of concrete portion for specimen L-B1R.

柱はり幅比の関係を、Fig. 12 の 2 点鎖線で示す。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、この有効幅の考えは、本実験における L 字形骨組に対しても、適用できるものと考えられる。

なお、Fig. 12 の一点鎖線で示したものは、後述の解析解によって求めたものである。

Fig. 14 は、Fig. 13 に示すような方法によって得られたせん断抵抗力を、単調載荷時の場合と同様な考えに基づいて得られた、くり返し載荷時の $\tau/F_c - \gamma$ 関係を図示したものである。実線は、各振幅段階の第一サイクル時について示したものである。これより、耐力に関しては、各振幅段階の第一サイクル時については、本実験程度のくり返しでは、その影響を受けていないことがわかる。しかしながら、各振幅段階でのくり返しについては、その影響を受けており、耐力の低下率は、振幅が小さい程大きい。

4. 解析解の一つの試み

鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部は、Fig. 15 に示すように、(a) 鉄骨ウェブパネル (b) 鉄骨ウェブ

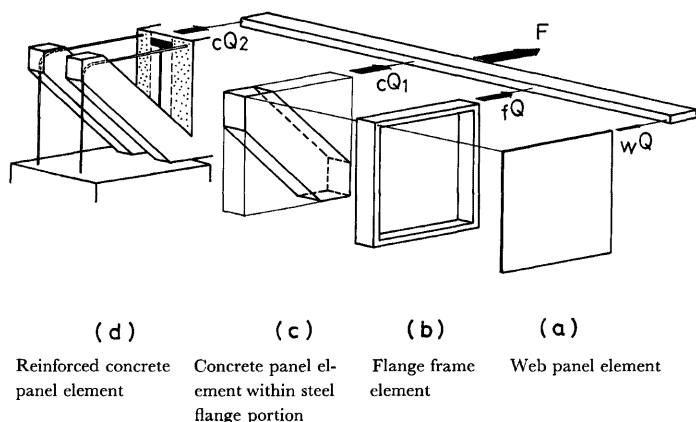


Fig. 15. Analytical model of SRC beam-to-column connection.

パネル 4 周のフランジ骨組 (c) フランジ骨組に囲まれたコンクリートパネル ($b_1 \times s_j b_0 \times s_j c$ の部分) (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 つの要素から成立しているものと考え、これらの各々の要素から得られた履歴曲線を試験体の種類に準じて、各々の履歴曲線を単純累加することによって、接合部としての履歴曲線を求めようとするものである。なお、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いる。

なお、Fig. 16 に示すように、要素 (a) (b) (c) に対して、力の釣り合いは、フランジ重心間位置でとり、また、要素 (d) に対しては、部材接合端でとるものとする。

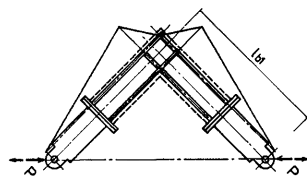


Fig. 16. Bending moment distribution.

(a) 鉄骨ウェブパネル

曲げモーメント、および、軸力は、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

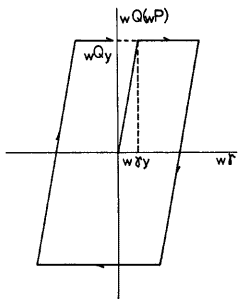


Fig. 17 (a). Hysteresis loops for web panel element.

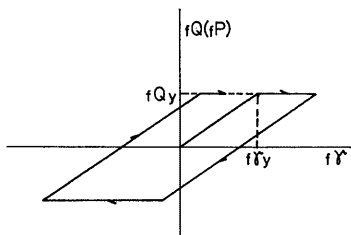


Fig. 17 (b). Hysteresis loops for flange frame element.

(c) フランジ骨組に囲まれたコンクリートパネル

Fig. 18 に示すように、フランジ骨組と鉄骨ウェブパネル間の相互作用は、無視する。このフランジ骨組

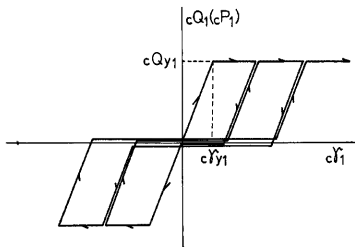


Fig. 17 (c). Hysteresis loops for concrete panel.

るものとする、次式の関係が、求められる。

$$wP^*) = \frac{2\sqrt{2} \cdot s_j b \cdot s_j c \cdot t_p}{2(L_{b1} - s_j c/2) - s_j b} wG \cdot w\gamma \quad (4, a, 1)$$

$$w\gamma = w\sigma_y / \sqrt{3} \cdot G \quad (4, a, 2)$$

上式の関係から、鉄骨ウェブパネルとしての履歴曲線は、Fig. 17(a) のように示される。なお、 τ_y は、せん断ひずみエネルギー説にに基づき $\tau_y = w\sigma_y / \sqrt{3}$ によって、もとめたものである。

(b) フランジ骨組

本実験のように、フランジの形状が大きいため、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。このフランジ骨組の効果は、単純塑性理論を用いて次の様に表現できる。

$$fP = \frac{2\sqrt{2}}{2(L_{b1} - s_j c/2) - s_j b} \cdot \frac{24_f E \cdot f I_c}{(s_j b + f I_c / f I_b \cdot s_j c)} \cdot f\gamma \quad (4, b, 1)$$

フランジ骨組において、 M_p (全塑性モーメント) に達する時の $f\gamma$ は、次式の関係から求められる。

$$f\gamma = \frac{s_b t_{f1}^2 \cdot f\sigma_y (s_j b + f I_c / f I_b \cdot s_j c)}{24_f E \cdot f I_c} \quad (4, b, 2)$$

上式の関係から、フランジ骨組としての履歴曲線は、Fig. 17(b) のように示される。

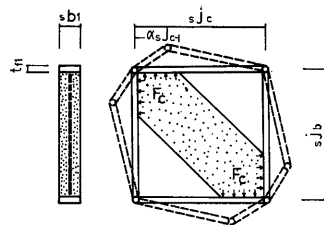


Fig. 18. Failure mechanism of concrete panel within steel flange portion.

*) P は、Fig. 16 に示すように、外力として作用している力を示すものである。

に囲まれたコンクリートは、 F_c まで抵抗できるものと仮定し、このコンクリートパネルを、ブレース置換して考えるものとする。このコンクリートブレースの幅は、Fig. 18 に示すように、コンクリートブレースが、 F_c でフランジ骨組を押すことによって、フランジに崩壊機構を生ずるに必要な大きさとし、さらに、この幅で、弾性域においても有効に作用しているものと考ええる。

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。

$$F_c \cdot s \cdot j_c^4 \alpha^4 - 4F_c \cdot s \cdot j_c^4 \cdot \alpha^3 + 4F_c \cdot s \cdot j_c^4 \alpha^2 - 2 \cdot s \cdot j_c^2 \cdot t_{f1}^2 \cdot \sigma_y = 0 \quad (4, c, 1)$$

ただし、この条件式は、下界値に対応するものである。この (4, c, 1) 式の α が決定できれば、コンクリートブレースの幅が求められ、力のつり合いから次式が得られる。

$${}_c P_1 = \frac{2\sqrt{2} \cdot s \cdot j_b}{2(L_{b1} - s \cdot j_c / 2) - s \cdot j_b} \cdot s \cdot b_1 \cdot \alpha \cdot s \cdot j_c \cdot E_c \cdot \frac{\epsilon_y}{2} \quad (4, c, 2)$$

今、コンクリートの引張強度を無視すると、コンクリートパネルとしての履歴曲線は、Fig. 17(c) のようにもとめられる。

(d) フランジ骨組外では幅までの領域を有する鉄筋コンクリートパネル

接合部においては、Fig. 19 に示す様に、コンクリートブレースに置換できるものと考えられる。コンクリートブレースの幅 (${}_c b_c$) は、圧縮側のストレスブロックを矩形で、かつ、 F_c であるとし、一方、引張側の鉄筋は、 $\min(T_y, T_b)$ [ただし、 $T_y = n a_s \sigma_y$ (鉄筋の降伏引張力)、 $T_b = n \tau_s \psi L$ (鉄筋の付着抵抗力)] と仮定することによって、その力を伝達するに必要な大きさとする。ただし、外側圧縮側の場合、つり合いから明らかなように、 $\frac{1}{2} \cdot F_c$ までしか外力を作用させることはできない。なお、圧縮側の鉄筋は、無視して考えるものとする。上述の考えに基づくと、コンクリートブレースの幅は、次式によってもとめられる。

$${}_c b_c = \frac{2 \cdot \min(T_y, T_b)}{\sqrt{2} \cdot F_c \cdot (b_b - s \cdot b_1)} \quad (4, d, 1)$$

これより、つり合いの条件から次式の関係が求められる。

内側圧縮側載荷の場合

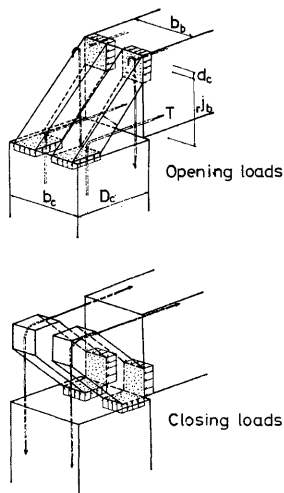


Fig. 19. Failure mechanism of reinforced concrete panel.

$${}_cP_s = \frac{\sqrt{2} \cdot \min(T_y, T_b) [r j_b + d_c - \min(T_y, T_b) / 2 F_c (b_b - s b_1)]}{(L_{b_1} - D_c / 2) F_c} \cdot E_c \cdot \frac{\epsilon_y^s}{2} \dots (4d, 2)$$

外側圧縮側荷の場合

$${}_cP_s = \frac{\sqrt{2} \cdot \min(T_y, T_b) [r j_b + d_c - \min(T_y, T_b) / F_c (b_b - s b_1)]}{(L_{b_1} - D_c / 2) F_c} \cdot E_c \cdot \frac{\epsilon_y^s}{2} \dots (4, d 3)$$

今、(d) の場合と同様に、コンクリートの引張強度を無視すると仮定すれば、鉄筋コンクリートパネルとしての履歴曲線は、Fig. 17(d) のようにもとめられる。なお、このモデルは、主鉄筋比の小さい場合に対応するものである。

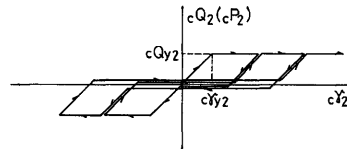


Fig. 17 (d). Hysteresis loops for reinforced concrete panel.

5. 解析解の検討

Fig. 20 および Fig. 21 の実線は、単調荷重時およびくり返し荷重時の場合の解析解の一例を示したものである。すなわち、純鉄骨試験体に対しては、要素 (a) (b)、柱は鉄骨鉄筋コンクリートではりが純鉄骨の試験体に対しては、要素 (a) (b) (c)、はりおよび柱とも鉄骨鉄筋コンクリートの試験体に対しては、要素 (a) (b) (c) (d)、はりが純鉄骨で鉄骨ウェブパネルのない試験体に対しては、要素 (b) (c) を単純累加したものである。なお Fig. 20 および Fig. 21 において、点線は実験値を示したものであるが、くり返し荷重の場合は、各振幅段階の第一サイクル時の履歴曲線を示したものである。

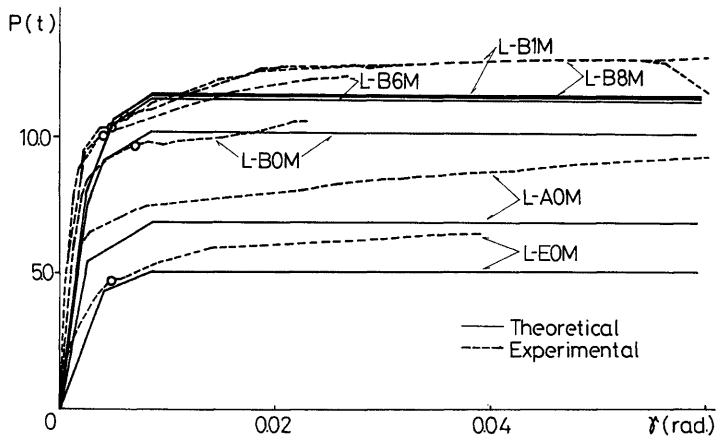


Fig. 20. Comparison of calculated and measured load-shear strain relationships for monotonic loading.

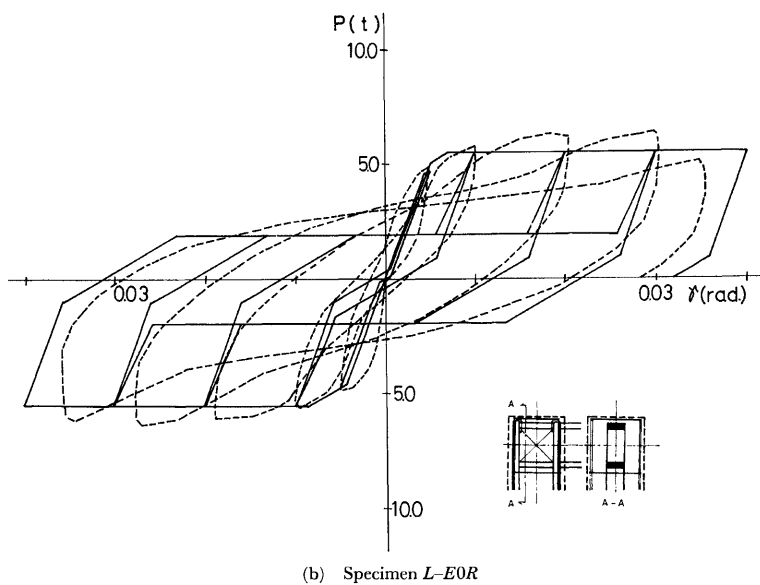
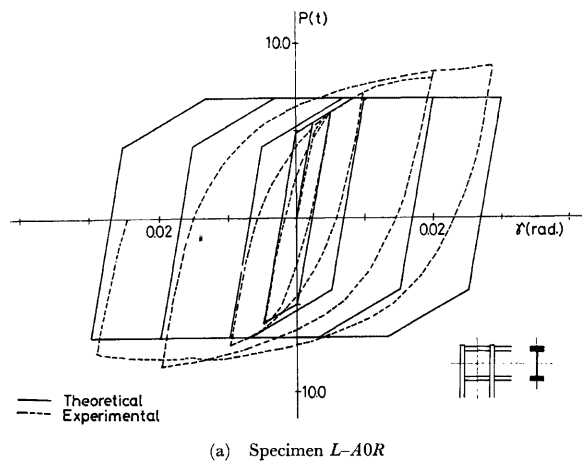


Fig. 21. Comparison of calculated and measured load-shear strain relationships for repeated loading.

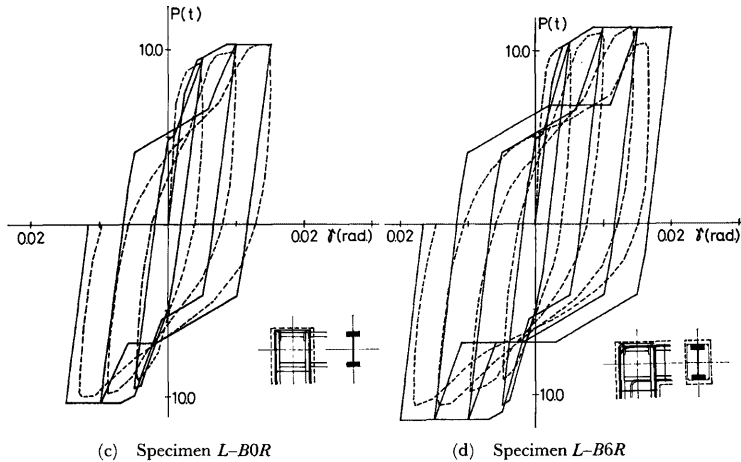


Fig. 21. Comparison of calculated and measured load-shear strain relationships for repeated loading.

単調載荷時の場合、各試験体とも、耐力的には、実験値とほぼ一致している。この解析モデルによる $L-B0M$ と $L-B6M$ の最大耐力の相異は、 1.12ton であるが、この値は、 $L-B0M$ と $L-B6M$ の実験結果による差と等しい。この差は、要素 (d) によるせん断耐力の増加であると考えられる。なお、 $L-B6M$ $L-B8M$ および $L-B1M$ の耐力が、ほぼ一致しているのは、本実験では、主鉄筋量が少ないため、この解析モデルでは、各試験体とも、鉄筋の降状によって耐力が決まっているためである。

くり返し載荷の場合、純鉄骨試験体 ($L-A0R$) に関しては、せん断ひずみが、 0.01rad . までは、耐力および履歴性状ともに良く追跡されているが、それより大きいせん断ひずみになると、両者とも解析解と実験結果とはやや離れる傾向にある。これは、ひずみ硬化、および、パウシンガー効果を無視したことに起因しているものと考えられる。鉄骨鉄筋コンクリート試験体 ($L-B0R$, $L-B6R$, $L-E0R$) に関しては、耐力や剛性の回復する点、すなわち、すべり量など比較的良く説明されているものと思われる。なかでも、 $L-E0R$ は、良く説明されているものと考えられるが、これは、要素 (c) のモデル化にあたって、フランジ骨組と鉄骨ウェブパネルの相互作用を無視して考えているために、このモデル化は、この試験体に、もっとも近似したものであると考えられる。

以上述べた様に、実験および実験結果の知見によって考えられた比較的簡単な、この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のではないかと考えられる。

なお、各試験体とも、初期剛性は実験値と一致していないが、これは、モデル化にあたって、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置いていたためである。

6. 結 語

16 体の L 字形鉄骨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、次の様な結論を得た。

(1) ひび割れ状況に関しては、単調載荷時の場合、柱幅とはり幅が異なる場合は、一本の斜張力ひび割れに代表され、その幅は大きい。しかしながら、等しい場合は、ひび割れは接合部パネル全域に分布し、その幅は小さい。くり返し載荷時の場合は、柱はり幅比による明確な相異は、認められなかった。

(2) 初期剛性は、柱はり幅比が大きくなる程大きくする傾向にある。しかしながら、斜張力ひび割れ耐力以上の抵抗力は、期待できない。

(3) 履歴曲線は、鉄骨試験体の場合、紡錘形で、各サイクル段階の1回目と2回目ではほぼ収れんしている。鉄骨鉄筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート試験体の場合は、スリップ型であり、各サイクル段階の1回目と2回目で耐力および吸収エネルギー量の低下は大きい、それ以後は、ほとんど低下しない。

(4) コンクリートパネルのせん断強さは、柱はり幅比が大きくなる程、斜張力ひび割れ時および終局耐力時の平均せん断応力度は、大きくする傾向にある。本実験の L 字形骨組の場合にも、有効幅の考えが適用でき、終局耐力時のせん断応力度は、 $0.20F_c$ 程度である。

本実験程度のくり返し載荷によっては、各振幅段階の第一サイクル時の耐力は、影響されないが、各振幅毎のくり返しについては、影響され、耐力の低下率は、振幅が小さい程大きい。

(5) 実験結果の知見によって考えられた解析モデルは、鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部が、4つの要素から成立しているものと考え、各々の要素から得られた履歴曲線を試験体の種類に応じて単純累加することによって、接合部としての履歴曲線を求めようとするものである。解析結果は、耐力および剛性の回復する点などを、比較的良く説明している。

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回生三枝勝茂・鉄谷保夫・山盛保男諸氏の御協力を得、住友金属工業株式会社、大阪セメント株式会社より御援助を得たことに対し、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：水平力をう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・木永保美：H 形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究—No. 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8月，pp. 923-924.
- 8) 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），1972年10月，pp. 1505-1506.
- 9) 若林 実・中村 武・森野捷輔：鉄骨鉄筋コンクリート十字形骨組繰返し加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），1973年10月，pp. 1537-1538.
- 10) Minoru WAKABAYASHI, Takeshi NAKAMURA and Shosuke 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.
- 11) 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.

- 12) 吉野次彦・狩野芳一・田中 清：鉄骨鉄筋コンクリート造柱はり接合部の実験的研究，（その 1）（その 2）日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1975，10月，*pp.* 1217-1220.
- 13) 若林 実・南 宏一・西村泰志：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，*L* 字型骨組），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1975年10月，*pp.* 1215-1216.
- 14) 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.
- 15) 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.