

論文 柱RC・梁S造の接合部におけるダイアフラム形状を考慮したせん断抵抗機構に関する実験

山口雄二*¹ 矢川 豊*¹ 石井正憲*¹ 望月 重*²

要旨：柱RC・梁S造の混合構造における柱梁接合部に対して、これまで数多くのディテールが提案されている。本論は、接合部内にダイアフラムとして鋼管を埋設し、その形状が、接合部のせん断抵抗機構及びせん断耐力に与える影響について実験的に研究したものである。せん断抵抗機構としては、接合部内の圧縮ストラットを想定した。その結果、試験体の耐力は鋼管径及び鋼管の長さにより変化し、それは圧縮ストラットの幅の変化によることが確かめられた。

キーワード：混合構造、柱梁接合部、せん断耐力、せん断抵抗機構、圧縮ストラット

1. はじめに

柱を鉄筋コンクリート造、梁を鉄骨造とする混合構造形式の開発 [1] が盛んに行われているなか、筆者らは、柱梁接合部内に開口部を有する鋳鋼製ダイアフラムを用いた構法 (図-1(a)) を提案した [2]。しかし、このダイアフラムは曲線を多用しており形状が複雑であり、接合部の応力伝達機構を明確に評価することが困難であることから、その開口部を4枚の平鋼を溶接した箱形鋼管で形成し、単純化したダイアフラム (図-1(b)) を用いて柱梁接合部を構成した。このような柱梁接合部を有する試験体に対して、ダイアフラムの形状によるせん断耐力への影響について実験的に考察した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は、内部柱梁接合部を対象とし、それに取付く柱・梁各部材の反曲点位置で切り出した十字形試験体とする。図-2に、その柱梁接合部の平断面及び立断面を示す。梁は、柱面から突き出たブラケット (長さは、柱面より267mm) に高力ボルト接合される。試験体の種類は、表-1に示すように鋼管の径 (B、D) 及び長さ (L) に加え、鋼管の板厚 (t) をパラメータとした8体である。各試験体とも、柱断面の大きさ及び配

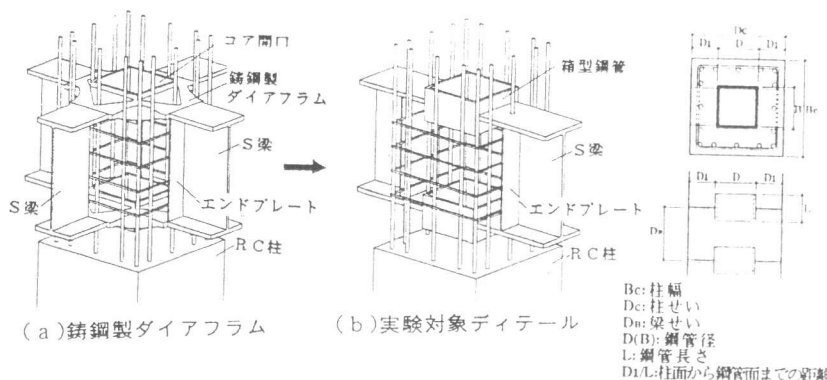


図-1 柱梁接合部ディテール

図-2 接合部の形状

表-1 試験体諸元

諸元	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8
B×D×t [mm]	200×200×9	200×200×9	200×200×12	200×200×12	233×233×12	233×233×12	267×267×12	267×267×12
L [mm]	67	134	67	134	117	234	100	200
D1/L	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	2.0	1.0	2.0
L/Ds	0.17	0.34	0.17	0.34	0.30	0.59	0.25	0.51
D/Dc			0.43			0.50		0.57
S梁形状 [mm]	BH-396×200×9×16 (SM490A)							
RC柱形状 [mm]	467×467							
柱主筋	16-D22 (SD345)							
接合部内帯筋	閉鎖型 U7.4 @50 (ウルボン)							
柱帯筋	スパイラル U7.4 @50 (ウルボン)							

*1 福田組建設本部技術部 (正会員)

*2 武蔵工業大学 教授・工博 (正会員)

表-2 使用材料の性状

材料	使用部位	寸法 [mm]	降伏強度 [kgf/cm ²]	引張強度 [kgf/cm ²]	ヤング係数 [x10 ⁵ kgf/cm ²]	
鉄骨	SM490A	梁ウェブ	9	3815	5139	2.19
		箱形鋼管	9	3815	5139	2.19
		箱形鋼管	12	3774	5374	2.04
		梁フランジ	16	3466	5160	2.13
鉄筋	SD345 丸棒	柱主筋	D22	4890	7052	2.47
		フープ	U7.4	14337	15020	2.04

筋、並びに梁断面は同じである。

また、柱梁接合部の柱フェイス面には、厚さ3.2mmのエンドプレートを有している。

全試験体とも、接合部のせん断破壊が先行するような破壊モードを想定して設計した。その際、接合部のせん断耐力はRC終局指針による、下式 [3] を参考とした。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \sigma_B \cdot b_j \cdot D_j \quad (1)$$

ここで、 V_{ju} : 接合部のせん断強度 κ : 0.3
 b_j : (柱幅 B_c)/2 D_j : 柱せい

上式を用いた理由として、SRC規準式 [4] 及び JCI式 [5] と比べ、最も高い値を示し、接合部のせん断破壊先行型を実現する上で安全側となるからである。またこの接合部が、コンクリートと主筋及びフープからなる鉄筋コンクリート造であり、RC終局指針の適用条件に極めて近いからである。

使用材料の鋼材およびコンクリートの材料試験結果を表-2に示す。

2.2 加力方法

図-3に加力装置図を示す。加力は、まず試験体に柱軸力としてコンクリート圧縮強度 σ_B の15%を与えた後、柱に水平力を同時に左右逆方向に加力する。荷重方法は、水平加力を柱部材角 (R : 後述図-4参照) で制御する正負交番繰り返し荷重である。加力の向きは上側柱を左から右、下側柱を右から左に加力した時を正側荷重と定義する。図-4に、加力スケジュールを示す。 $R = \pm 2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ を1回、 $R = \pm 5, 10, 15, 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ を各々3回ずつ荷重した後、正側に $R = +40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで単調漸増荷重し実験を終了する。なお、梁はスパンの端部でピン及びローラー支持されている。

試験体	圧縮強度 [kgf/cm ²]	割裂強度 [kgf/cm ²]	ヤング係数 [x10 ⁵ kgf/cm ²]
K1	432	37.1	2.71
K2	502	36.0	2.95
K3	434	37.3	2.98
K4	451	37.2	2.80
K5	432	37.8	2.67
K6	432	29.6	2.83
K7	437	29.3	2.90
K8	425	29.8	2.57

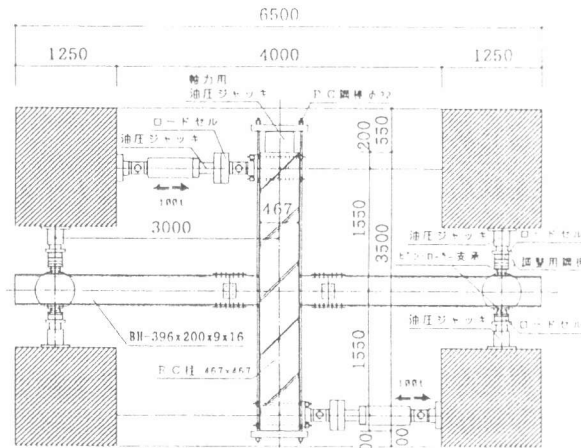


図-3 加力装置 (単位:mm)

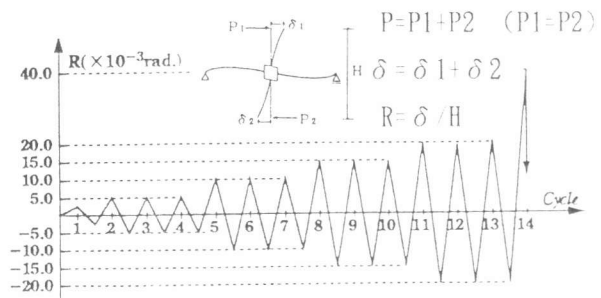


図-4 加力スケジュール

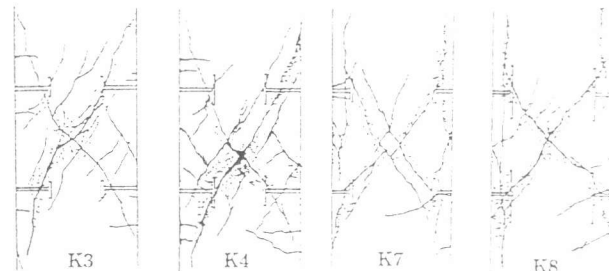


図-5 最終破壊状況図

3. 実験結果

3.1 破壊経過

まず、全試験体とも部材角 $R = 2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ までに柱頭、柱脚部に曲げひび割れが発生し、 $R = 5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時に接合部にせん断ひび割れが発生した。終局時には接合部のせん断ひび割れの中で、最も支配的なひび割れが柱圧縮側コンクリートまで貫通するに至った。柱前面(梁と平行な面)の最終破壊状況を、鋼管径 (B, D) の最大・最小の試験体 K3、K4、K7及びK8について図-5に示す。同図より、終局時において接合部がせん断破壊していることが判る。

3.2 荷重-変位曲線

図-6に各試験体の荷重変位 ($P-\delta$) 曲線を示す。ここで、 P は上下柱に載荷された水平荷重の和を、 δ は上下柱の加力点における水平方向の変位の和を表す。

同図には、接合部のせん断強度 V_{ju} (RC終局指針式) を柱荷重 P に換算した値を破線で示した。表-3には、試験体の最大耐力 P_{max} 、各部材耐力の計算値 (いずれも柱荷重 P に換算) cP_u 、 nP_u 、 jP_u 、及び接合部のせん断耐力の計算値に対する実験耐力の比 P_{max}/jP_u を示す。試験体の最大耐力 P_{max} は、RC終局指針式より求めた値 jP_u に対して $-12\sim+19\%$ の範囲であった。試験体最大耐力は、鋼管の径 (B 、 D) が相対的に大きな試験体 ($K7$ 、 $K8$) は小さな試験体 ($K1\sim K4$) に比べ最大耐力は小さい。また、鋼管の長さ (L) が大きなもの ($K2$ 、 $K4$ 、 $K6$ 、 $K8$) は、小さいもの ($K1$ 、 $K3$ 、 $K5$ 、 $K7$) に比べ最大耐力は大きく、鋼管形状の違いが、試験体の最大耐力に影響を及ぼすことが明らかになった。

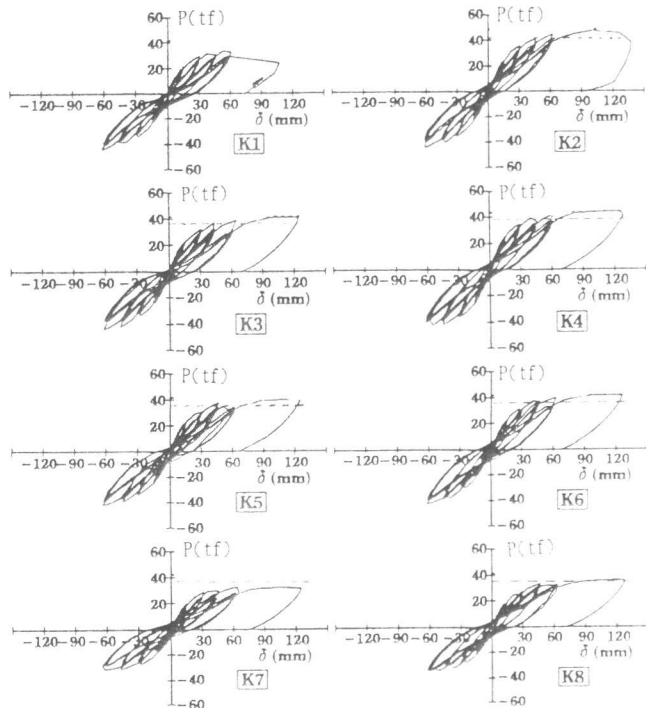


図-6 荷重-変位曲線

表-3 各種強度算定

試験体	実験値 最大耐力 (P_{max}) (tf)	各部材耐力計算値 (tf)			比率 P_{max}/jP_u
		梁曲げ降伏耐力 の試験体荷重 (nP_u)	柱曲げ降伏耐力 の試験体荷重 (cP_u)	接合部せん断 破壊の試験体 荷重 (jP_u)	
K1	36.6	94.6	110	36.0	1.02
K2	45.6		116	41.9	1.09
K3	40.9		110	36.2	1.13
K4	44.6		111	37.6	1.19
K5	39.9		110	36.0	1.11
K6	41.7		110	36.0	1.16
K7	32.1		110	36.5	0.88
K8	35.6		109	36.5	1.00

3.3 梁端部のモーメント-曲率関係

図-7に、 $K3$ 、 $K4$ 、 $K7$ 及び $K8$ について梁のフェイスモーメント (M) と曲率 (ϕ) の履歴曲線を示す。モーメント M は試験体柱荷重から計算し、曲率 ϕ は柱フェイス位置の梁の上下フランジのひずみより求めたものである。この履歴性状から、梁は曲げ耐力 M_u はもとより、降伏曲げモーメント M_v にも達していないことがわかる。表-3より、柱の曲げ耐力は梁のそれより大きいことから、当初想定した接合部のせん断破壊先行が実現できていると判断した。

3.4 接合部のせん断耐力の関係

図-8は、各試験体の正側処女載荷ピーク時における接合部の柱側せん断力 (V_j) とせん断変形角 (γ) の関係を示す。各試験体とも $\gamma=1\sim3\times 10^{-3}rad$ でせん断降伏していると思われる。次

梁の曲げ降伏耐力時の試験体荷重 (nP_u)
 $nMu = Z_p \cdot \sigma_y$
 $nPu = 2nMy / (l_0/2) \cdot (1/h)$
 l_0 : 梁支持点間距離から柱せいを差し引いた値
 柱曲げ降伏耐力の試験体荷重 (cP_u)
 $cMu = 0.5 a_s \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot Dc + 0.5 N \cdot Dc (1 - N / (Bc \cdot Dc \cdot \sigma_s))$
 $cPu = 2cMu / (h_0/2)$
 g_1 : 柱引張筋重心と圧縮筋重心との距離の柱せいに対する比
 h_0 : 柱加力点間距離から梁フランジ重心間距離を差し引いた値
 接合部せん断破壊時の試験体荷重 (jPu)
 $V_{ju} = \kappa \cdot \sigma_s \cdot b_j \cdot D_j$ $\kappa = 0.3$ $b_j = Dc/2$ $D_j = Dc$
 $nM = V_{ju} \cdot m_{BD} / 2$ $m_{BD} = Dc - tf$
 $jPu = 2nM / m_{BD}$

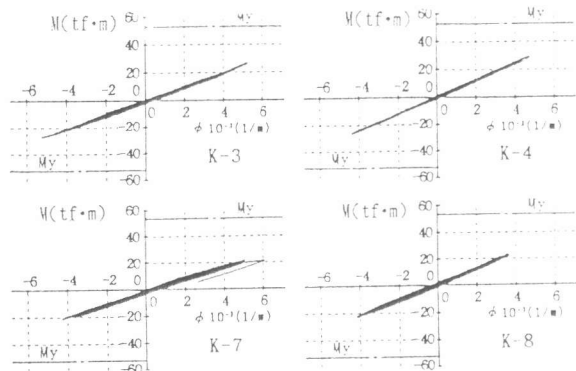


図-7 梁端部のモーメント-曲率曲線

に、ダイヤフラムの形状、つまり鋼管の径（ B 、 D ）または鋼管の長さ（ L ）と、接合部の最大せん断応力度 τ_{jmax} の関係を調べた。ここで、コンクリートの圧縮強度 σ_B の影響を除くために、 τ_{jmax} をコンクリートの圧縮強度の平方根で除した $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ について整理した。図-9 は、鋼管長さ（ L ）と $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ の関係を示す。同図より同じ鋼管径どうして比較した場合、鋼管長さ（ L ）が大きくなると、 $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ が上昇することが判る。また、図-10 は、鋼管径（ B 、 D ）と $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ の関係を示す。同図より、鋼管長さ（ L ）に対する柱面から鋼管面までの距離の比（ D_1/L ）が同じものどうして比較した場合、鋼管径（ B 、 D ）が大きくなると、 $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ は低下することが判った。以上のことから接合部のせん断応力度を意味する $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ は、鋼管の径（ B 、 D ）及び長さ（ L ）に伴って変化し、鋼管の長さ（ L ）が長くなると上昇し、鋼管の径（ B 、 D ）が大きくなると逆に低下することが判った。

4. 応力伝達機構

4.1 応力伝達機構の分類

既往の研究では、柱RC・梁S造の応力伝達機構としては、定着機構タイプとてこ機構タイプに大きく分類される。本接合部の応力伝達機構の概念は、梁の曲げモーメントをコンクリート内に埋設される箱形鋼管による定着力によってRC柱に伝達させる定着機構タイプである。

4.2 定着機構の検討

本実験は、柱梁接合部のせん断破壊先行を想定しているため、この定着力が確保されていることを確認する必要がある。定着耐力は、①～③の破壊モードによって決まると仮定した。

- ① 箱形鋼管に接するコンクリートの支圧破壊。
- ② 箱形鋼管始端部からのコンクリートのコーン状破壊。
- ③ 箱形鋼管の鋼板の耐力。

(1) 支圧破壊の検討 まず、接合部のせん断力 V_j は、終局時の梁フランジの引張力 T_f と圧縮力 C_f の合力から柱せん断力 V_c を差し引いた下式で表される。

$$V_j = T_f + C_f - V_c \quad (2)$$

ここで図-11の接合部内フランジの力の釣り合いから、

$$T_f + C_f = C_k + C_e \quad (3)$$

ここで、 $C_k = C_{k1} + C_{k2}$

C_{k1} : 鋼管圧縮側に作用するコンクリートの支圧力

C_{k2} : 鋼管引張側に作用するコンクリートの支圧力

C_e : エンドプレートに作用するコンクリートの支圧力

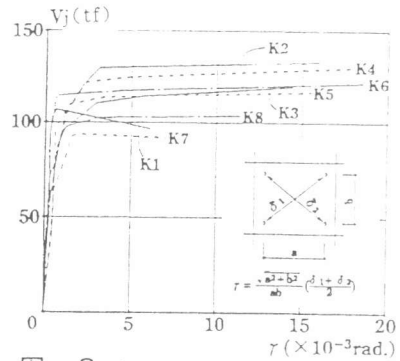


図-8 $(V_j)-(\gamma)$ の関係

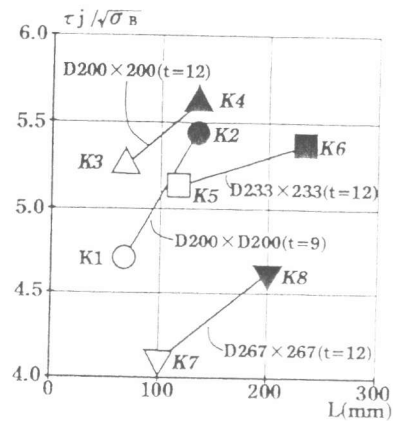


図-9 鋼管長さ L と $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ の関係

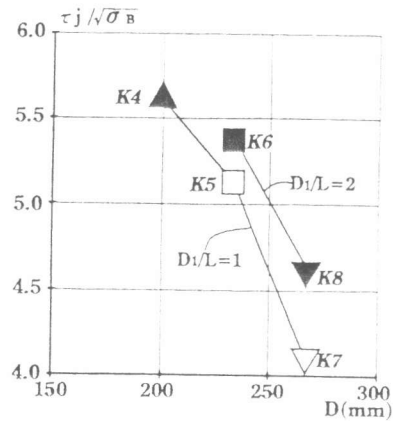


図-10 鋼管径 D と $\tau_{jmax}/\sqrt{\sigma_B}$ の関係

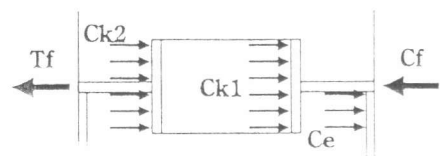


図-11 接合部内フランジの釣り合い

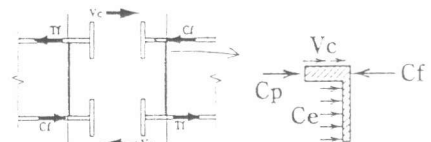


図-12 エンドプレートにおける釣り合い

となり、従って(2)式は下式で表される。

$$V_j = C_k + C_e - V_c \quad (4)$$

上式中の C_k 及び C_e の各支圧力より求まる応力度が許容応力度以下であれば支圧破壊は生じない。ここで、許容支圧応力度として $2\sigma_B$ 〔6〕を採用する。以下、各支圧力を求める。

C_e は、接合部内フランジの軸方向力 C_F と梁フランジの圧縮力 C_r から求められる。図-12に示すエンドプレートにおける力の釣り合いより、

$$C_e = C_r - C_F \quad (5)$$

となる。 C_F は接合部内上フランジの軸ひずみ ϵ_N から求める。また、梁フランジの圧縮力 C_r は、下式で表される。

$$C_r = M_B / D_B \quad (6)$$

ここで、 M_B : 梁端曲げモーメント D_B : 梁せい

これで C_e が求まり、(4)式より C_k が求まる。その C_k を支圧面の面積で除した応力を表-4に示す。各応力度とも $2\sigma_B$ 以下であることから支圧破壊は生じていないことがわかる。

(2) コーン状破壊の検討 図-5のひび割れ図から、コーン状破壊は生じていないと判断した。

(3) 箱形鋼管の鋼板の検討 箱形鋼管を形成する鋼板をフランジと直交鋼板で固定として検討した結果、短期許容曲げ応力度以下であることを確認した。

以上(1)~(3)より、①~③の破壊モードは支配的ではなく、いずれの試験体とも定着力は確保されており、定着破壊が試験体の最大耐力を決定する要因とはなっていない。従って、柱梁接合部のせん断破壊により試験体の最大耐力が決まっていることが考えられる。

5. 柱梁接合部コンクリートのせん断伝達機構

5.1 柱梁接合部内のコンクリートの圧縮ストラット

図-13は、鋼管厚さが同じで最大荷重の差が一番大きい試験体としてK4、K7について、接合部内フランジのひずみ分布を示したものである。図より引張側フランジ(LU、LD)では終局上下のひずみとも引張を示している。LUに関して、いずれの試験体とも $R = 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時に降伏し、終局時になるとLDも降伏した。一方、圧縮側フランジ(RU、RD)では、部材角 $R = 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで上下のフランジのひずみはともに圧縮を示していたが、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降、下面のフランジ(RD)が引張ひずみに変化した。その後部材角の増加に伴い、RUは圧縮ひずみが増大し、RDでは引張ひずみが増大して、終局時になるとK4の試験体は上下とも降伏した。この現象は試験体の最大耐力が高かったK4が顕著であった。引張側フランジ(LU、LD)についても、部材角が増すに連れ上下のひずみの差は大きくなっている。これより左右の接合部内フランジは、曲げを負担していることがわかる。引張側フランジの曲げは、せん断ひび割れによる接合部の異方性の膨張と考えられる。一方、圧縮側フランジの曲げは、引張側と同じく異方性

表-4 各試験体の支圧応力

	鋼管面の支圧応力 (単位: kgf/cm ²)	
	$2\sigma_B$	$2\sigma_B$
K1	195	864
K2	153	1004
K3	248	868
K4	167	902
K5	103	864
K6	80	864
K7	90	874
K8	63	850

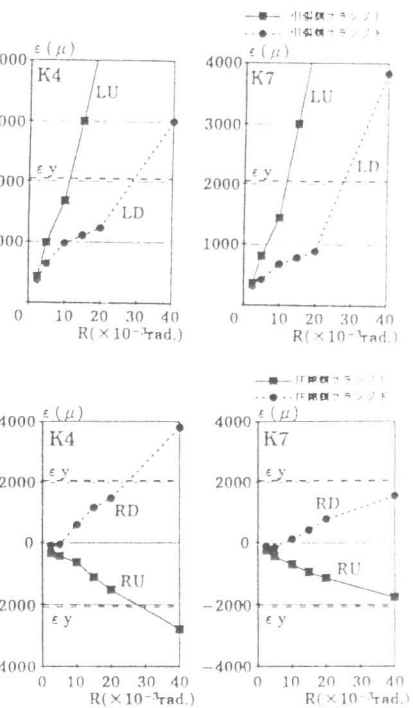
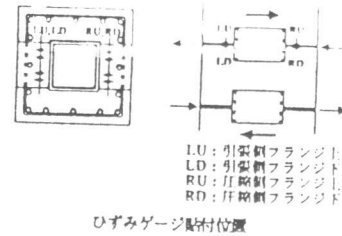


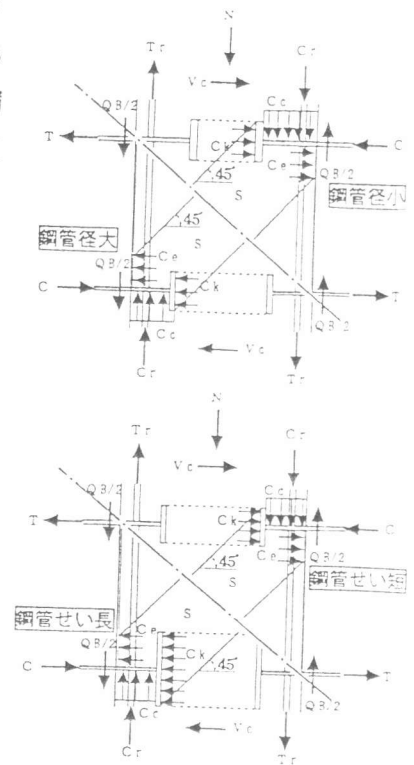
図-13 接合部内フランジのひずみ分布

の膨張も一つの要因であるが、主な要因として接合部コンクリートの圧縮ストラットが形成され、それが有効に作用しているからと思われる。つまり、この圧縮ストラットの存在が、圧縮側フランジを当初の圧縮状態から曲げが作用し下側引張りに反転させた主因であると判断できる。

5.2 鋼管の形状に伴う柱梁接合部のせん断伝達機構

試験体荷重の増加に伴い、柱梁接合部に生ずるせん断力も増加し、接合部コンクリートに形成される圧縮ストラット力によって、試験体の最大耐力は決まると考えた。圧縮ストラット力は、接合部の柱側のせん断力 V_j と力の釣合いを保ち、終局時になると鋼管の形状により変化する。即ち、接合部コンクリートの圧縮ストラット力は鋼管の形状によって影響を受けると判断される。ここでは、鋼管の形状により、圧縮ストラットの幅が、さらに、体積が変化すると考えた。この様子を図-14の模式図に示す。ここで、圧縮ストラットは、鋼管の柱側始端部を起点とし45度方向に形成されると仮定した。鋼管の柱側始端部を起点とした理由として、圧縮ストラットによる反力は、主に接合部内フランジ、エンドプレート及び鋼管内面により負担する。図-14 接合部せん断抵抗モデル

ここで、4.2 で算定した鋼管による支圧力 C_{ki} が、柱荷重、引いては圧縮ストラット力の増加に伴い大きくなることを考えると、鋼管内面は、支圧反力を負担する定着機構として働くが、圧縮ストラット反力も負担する主要素とも考えられる。従って、この鋼管内面の柱側始端部が、圧縮ストラット幅の境界と成り得ると仮定した。図-14より、鋼管径(D、B)が相対的に大きい場合、圧縮ストラットの幅が小さくなる。一方、鋼管の長さ(L)が相対的に大きい場合、ストラットの幅が大きくなる。圧縮ストラットの幅が大きくなると、ストラット内の応力度は相対的に小さく、接合部のせん断抵抗機構に有効に作用すると考えられる。



6. 結論

- 1) 全試験体とも定着力は確保されており、定着破壊が試験体の最大耐力を決定する要因とはなっておらず、柱梁接合部のせん断破壊により試験体の最大耐力が決まっていることが考えられる。
- 2) 鋼管の径(D、B)が相対的に大きな試験体は、小さな試験体に比べ最大耐力は小さい。また、鋼管の長さ(L)が大きなものは、小さいものに比べ最大耐力は大きい。鋼管形状の違いが、試験体の最大耐力に影響を及ぼすことが明らかになった。
- 3) 鋼管径(D、B)が相対的に大きい場合、小さい場合に比べ圧縮ストラットの幅が小さくなる。一方、鋼管の長さ(L)が相対的に大きい場合、小さい場合に比べ圧縮ストラットの幅が大きくなると思われる。このことが試験体の最大耐力を決定付けていると考えられる。

- 参考文献
- [1] 柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシミュレーション AIJ 1994.12
 - [2] RC柱とS梁架構における柱梁接合部のせん断伝達効果に関する実験 AIJ大会1994.9
 - [3] 鉄筋コンクリート建造物の終局強度型耐震設計指針・同解説 AIJ 1990.11
 - [4] 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 AIJ 1994.2
 - [5] 混合構造研究委員会報告書 JCI 1991.12
 - [6] 各種合成構造設計指針・同解説 AIJ 1988.8