

柱・梁接合部における直交梁および床版の 拘束効果に関する弾性実験

松田 純治・徳広 育夫
(受理 昭和63年5月31日)

ELASTIC EXPERIMENT ON EFFECT OF INTERSECTION BEAM AND SLAB IN PANEL ZONE OF A CONNECTION BETWEEN BEAM AND COLUMN UNDER ANTIMETRIC LOADING

Junji MATSUDA and Ikuo TOKUHIRO

The stiffness of the panel of a connection between beam and column can have a significant effect on the deformation behaviours of the frame. And the panel is assumed not to deform in shear because of the presence of the intersection beam. But shear crack can be seen in a panel zone of the reinforced concrete specimen. Although the intersection beam makes the panel zone rigid, the degree of rigidity depends on the scale of the intersection beam and the shear-span ratios of beam and column, respectively. Accordingly, the object of this paper is to make clear the relations between the scale of intersection beam and the rigidity of the panel zone.

In attempting to deal with the above problem, elastic experiment by photo-elasticity and measuring the diagonal distances were adopted.

1. 序

柱、梁から構成されるラーメン構造の接合パネル部は、いわゆる剛域と考えられ、剛体部として構造解析が行われることが多い。いくつかの実験¹⁾²⁾³⁾によれば、時にはせん断変形が生じせん断ひじ割れが発生することがある。したがって接合パネル部は接合部に作用する応力に対応しかなりの変形が生じることが明らかになってきている。こうしたことからラーメンの解析にも接合パネル部のせん断変形を考慮することが多くなってきている。しかしこうしたラーメン構造の解析では、多くの場合、簡単のため接合パネル部を直交方向の梁の効果を無視した平面接合パネルとして取扱われている。直交方向の梁とか床版は接合部のせん断変形をかなり拘束するものであろう。

こうした接合パネル部のせん断変形に対する直交梁の拘束効果の検討を行った実験がある^{4)~7)}がその多くは、接合パネル部のせん断破壊に対する直交梁の拘束

効果に注目した研究であったり、弾性域でも鉄筋コンクリートの試験⁸⁾⁹⁾であるため、パラメータが少なく構造解析の資料となるまでに至っていない。

本研究は、接合パネル部のせん断変形に対して、直交梁、あるいは直交 T 型梁（スラブを考慮）がどの程度影響するかを、定量的に把握し、今後の構造解析のための設計資料を提供することを目的としたものである。

本稿に用いる記号は以下に示すが、文中に最初に現れる所でも説明してある。

記号

- A : 柱・梁接合パネル部の面積
- A_t : 直交梁の断面積
- B_b, B_c : 梁幅及び柱幅
- D_b, D_c : 梁丈及び柱丈
- E : 材のヤング係数
- e : 材の重心位置から中立軸までの距離比

- G : せん断弾性係数 $E/2(1+\nu)$
- h : 柱の反曲点位置から梁面までの距離
- ℓ : 梁の反曲点位置から柱面までの距離
- $m_b = \ell/D_b, m_c = h/D_c$
- n : 等色線縞次数
- P_c, P_b : 柱および梁に作用するせん断力
- Q_x, Q_y : 接合パネル内に作用するせん断力
- α : 光弾性感度 (mm/kg)
- β : 曲げによる応力中心間距離比
- γ : せん断変形角
- θ : 主応力方向
- τ : せん断応力度
- η : せん断剛性率

2 試験体および実験

2.1 実験計画

柱・梁は地震荷重を対象にすると図2.1のような曲げモーメントとせん断力を受ける。曲げモーメントによって生じる軸方向応力が中立軸からの距離に比例する即ち図2.2(a)のように三角形分布と仮定すると、パネル部のせん断力は2.1式、2.2式となる。

$$Q_x = \frac{3\ell}{D_b} P_b - P_c \dots\dots\dots (2.1)$$

$$Q_y = \frac{3h}{D_c} P_c - P_b \dots\dots\dots (2.2)$$

また曲げモーメントによって生じる軸方向応力が材の縁 (Fringe) に集中して、即ち図2.2(b)のように仮定すると、パネル部のせん断力は2.3式、2.4式となる。

$$Q_x = \frac{\ell}{D_b} P_b - P_c \dots\dots\dots (2.3)$$

$$Q_y = \frac{h}{D_c} P_c - P_b \dots\dots\dots (2.4)$$

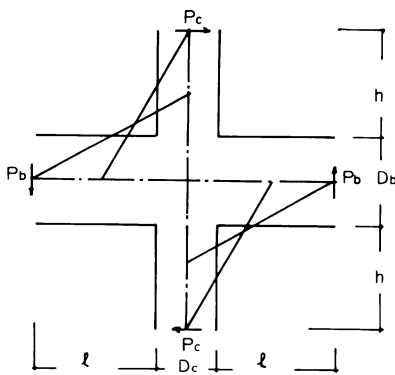


図2.1 梁・柱の応力図

2.1~2.4式および柱・梁の厚さが異なることや、直交梁、床版などの付設による三次元的要素を考慮するとパネル内のせん断変形に及ぼす要素は以下のようなものである。

- 1) 柱・梁のせん断スパン比
- 2) 柱・梁のせい比
- 3) 柱・梁の厚さ比
- 4) 直交梁の断面積

本研究では、一般の構造物の柱の長さ、即ち階高はほぼ一定であることを考慮し梁せい D_b と柱せい D_c も一定 ($D_b/D_c=1.0$) として、他の要因を変化させて実験を行った。特に直交梁の断面積に着目し、パネル部のせん断変形に対する拘束効果について検討する。

付 記

本研究においては梁せい D_b と柱せい D_c の比を一定としたのであるが、この D_b と D_c の比はパネル内のせん断応力度の分布状態に影響することが文献¹⁰⁾に示されている。柱せいと梁せいの比が変化するとパネル部内のせん断応力度分布は図2.3のように変化する。これは梁にせん断力を加えた場合 (図2.4) の梁せい D と荷重間隔 a との比によるせん断応力度分布の変化に類似している。

2.2 試験体の材料定数及び形状

試験体は、エポキシ樹脂板より、柱・梁・直交梁・スラブ部分をそれぞれ切り出し製作した。柱・梁は偏心のないようにエポキシ系接着剤アラルグイトを用いて、接着剤が充分硬化した後実験を行った。

使用したエポキシ板の材料定数を表2.1に示す。

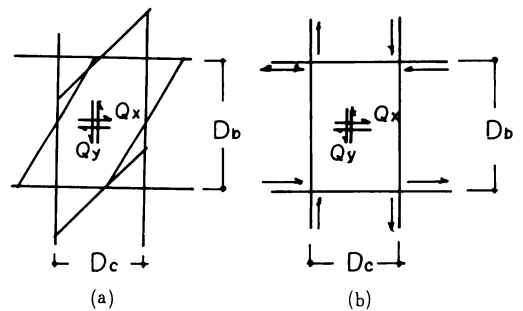


図2.2 はり・柱パネル部の応力
(a) 断面内応力が三角形分布で働く場合
(b) 断面内応力が材縁に集中して働く場合

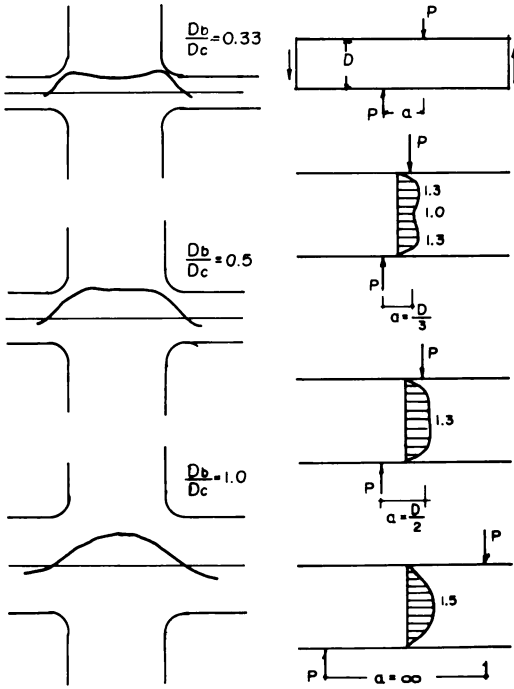


図2.3 柱せいと梁せいの比の違いとせん断応力度分布の変化

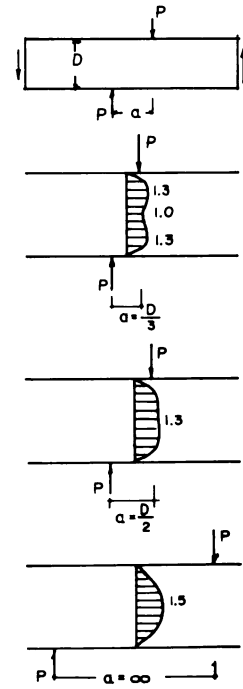


図2.4 荷重間隔によるせん断応力度分布の変化

表2.1 エポキシ板の材料定数

エポキシ板	ヤング率 E kg/cm ²	ポアソン比	光弾性感度 α (mm/kg)
6 mm 板	3.6×10 ⁴	0.39	0.93
9 〃	〃	0.40	0.88
12 〃	〃	0.45	0.82

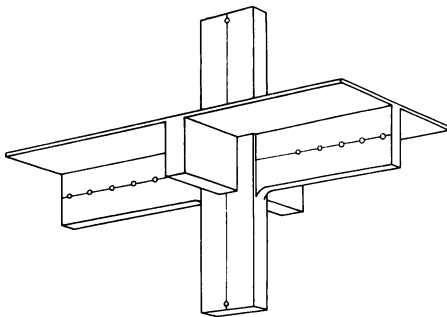


図2.5 試験体外観

試験体の概観を図2.5に、各部の寸法を図2.6に示す。柱の長さ、柱・梁のせい D は各試験体一定である。また直交梁のはね出し長さは全ての試験体で表裏に 40mm とした。これは文献⁵⁾から、三次元有限要素解析により求めたパネル部分のせん断変形の直交梁方向の分布は図2.7のようになり、柱幅 B_c の 1.5 倍の位置で 0 になっているので、本実験での最大柱幅 12mm の 1.5 倍の 18mm より充分長い 40mm とした。試験体は柱幅、梁幅の組合せの異なる 10 体 (表 2.2a) について直交梁幅を 4 種類 (表 2.2b) に変化させ、それぞれについて梁のせん断スパン比を 5 種類 (表 2.2c) 変化させたものである。

2.3 加力方法および測定

本実験は、地震時の逆対称荷重を想定して、荷重が層せん断力として柱に加わるように柱端に逆対称のせん断力を加え反力は梁端でピン支持する方法で (図 2.8 参照) その加力装置を図 2.9 に示す。

荷重はばね秤を用いた。またせん断変形を求めるために表裏の対角線方向の変位を図 2.10 の方法で Ω 型変位計を用いて測定した。更にパネル内および周辺の応力を求めるため光弾性写真撮影を行った。

表2.2(a) 柱幅 B_c と梁幅 B_b の組合せ (寸法mm)

B _c	B _c /D _c	B _b	B _b /B _c	スラブ	試験体名
6	0.15	3	1/2	—	(6-3)
		4	2/3	3	(6-4)
		6	1.0	—	(6-6)
9	0.23	3	1/3	3	(9-3)
		4	4/9	3	(9-4)
		6	2/3	—	(9-6)
12	0.30	9	1.0	3	(9-9)
		4	1/3	—	(12-4)
		6	1/2	3	(12-6)
		9	3/4	3	(12-9)

表2.2(b) 直交梁断面面積 A_t とパネル部面積比率

実験 Step	I	II	III	IV			
スラブ厚(mm)	0	0	3	0	3		
直交梁幅(mm)	0	12	12	24	24	36	36
A _t /A	0	0.30	0.35	0.60	0.63	0.90	0.91

表2.2(c) 梁のせん断スパン比 (ℓ/D_b)

実験 Step	i	ii	iii	iv	v
ℓ (mm)	120	100	80	60	40
ℓ/D _b	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0

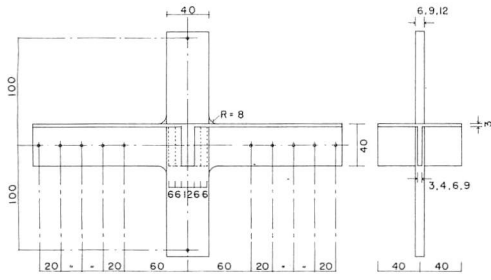


図2・6 試験体寸法 (単位mm)

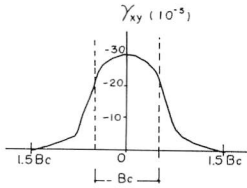


図2・7 直交梁方向のせん断ひずみ度 γ_{xy} の分布

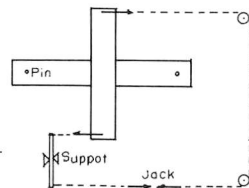


図2・8 加力方法

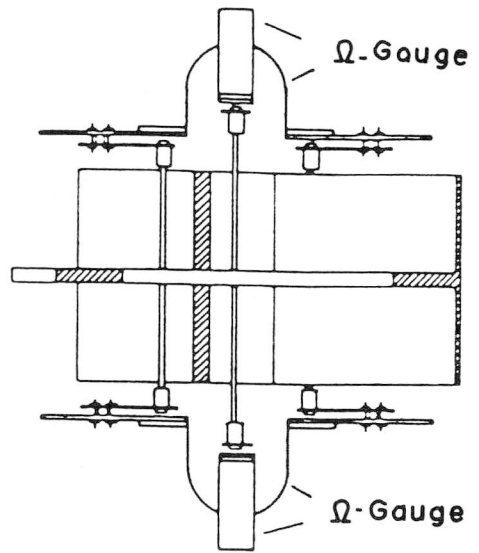


図2・10 パネル部対角線方向の変位測定

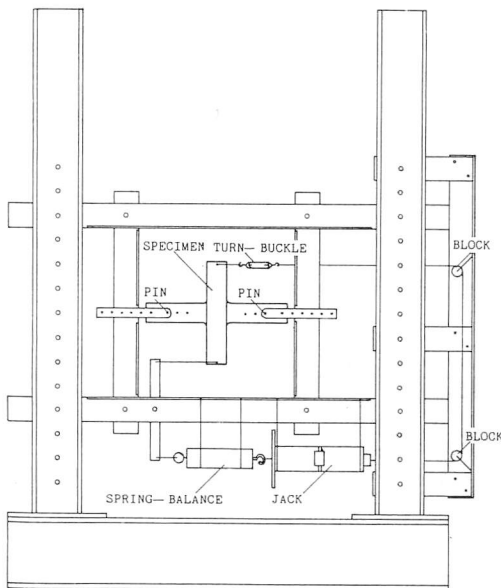


図2・9 加力装置

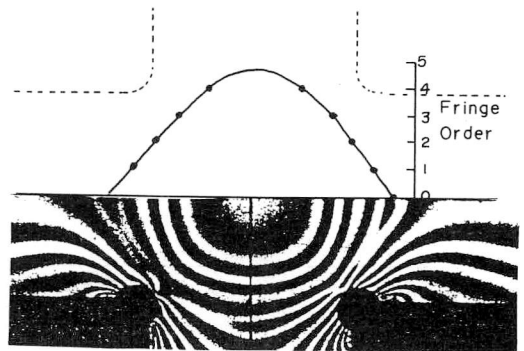


図3・1 せん断応力度分布

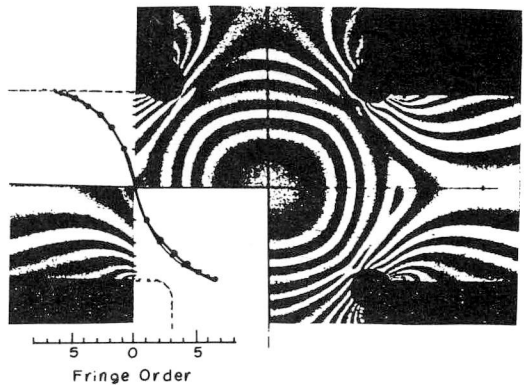


図3・2 梁端垂直応力度

3. パネル部及びその周辺の応力度分布

図3.1, 図3.2に示すように暗視野等色線から n 次 ($n=0, 1, 2, \dots$) の縞を, また明視野等色線から $n+0.5$ 次の縞を読み取りせん断応力度を求めた。

パネル内は, 写真3.1に示すような等傾線写真から全試験体の全ての Step で主応力方向 θ が 45° であるのでせん断応力度は3.1式になる。

$$\tau = \frac{n}{2\alpha B_c} \sin 2\theta = \frac{n}{2\alpha B_c} \dots\dots\dots (3.1)$$

- ここで n : 縞次数
 α : 光弾性感度 (mm/kg)
 B_c : 柱幅
 θ : 主応力方向

なおスラブが付設されると最大せん断応力度 τ_{max} の位置がスラブの付設された側に上昇するので, その線上で最大せん断応力度を求める。柱梁接合パネル部に直交梁が付設されたり, 柱梁幅が異なる場合は変断面となりせん断応力度分布は図3.3のようなになる。

またせん断応力 (せん断流) 分布は図3.4のようなになる。以下において試験体名は (B_c-B_b) で示す。

(9-6) 試験体と (9-4) 試験体の暗視野等色線写真と応力度分布図をそれぞれ写真3.2(a)~(c), 図3.5(a)~(c), 写真3.3(a)~(c), 図3.6(a)~(c)に示す。この2つの試験体はスラブが付設されない試験体とスラブが付設された試験体の例で, 他の試験体もほぼ同様の分布状態である。直交梁及びスラブが付設されていないと最大せん断応力度 τ_{max} はパネル中央に存在し, 直交梁のある場合は直交梁の両側に存在する。単位柱せん断力当りの最大せん断応力度 τ_{max}/P_c と

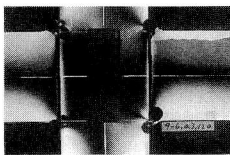


写真3・1 45度の等傾線

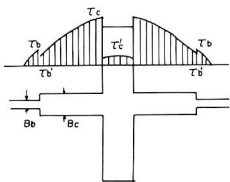


図3・3 柱幅と梁幅が異なる直交梁が付設する場合のせん断応力度分布

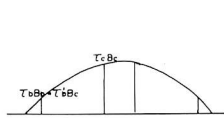
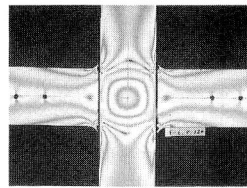
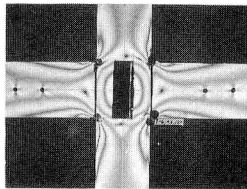


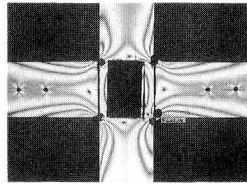
図3・4 柱幅と梁幅が等しく直交梁が付設しない場合のせん断応力度分布



(a) 直交梁なし

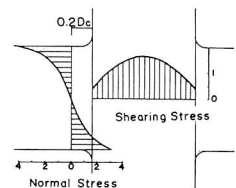


(b) 直交梁断面積比=0.35

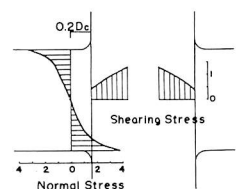


(c) 直交梁断面積比=0.64

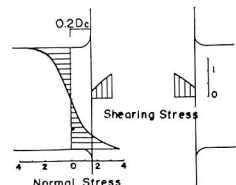
写真3・2 梁幅 B_b /柱幅 $B_c=2/3$ $l/D_b=3.0$ の等色線



(a) 直交梁なし

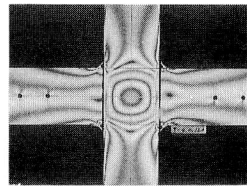


(b) 直交梁断面積比=0.35

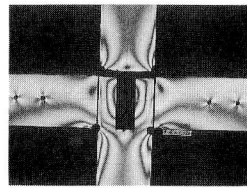


(c) 直交梁断面積比=0.64

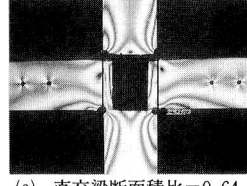
図3・5 (梁幅 B_b /柱幅 $B_c=2/3$ の場合の梁端及びパネル内の応力度



(a) 直交梁なし

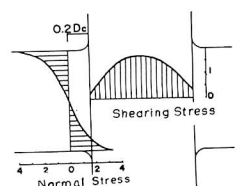


(b) 直交梁断面積比=0.35

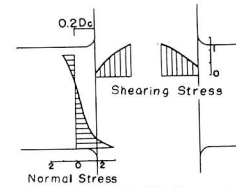


(c) 直交梁断面積比=0.64

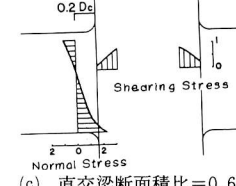
写真3・3 梁幅 B_b /柱幅 $B_c=0.44$, $l/D_b=3.0$ の等色線



(a) 直交梁なし



(b) 直交梁断面積比=0.35



(c) 直交梁断面積比=0.64

図3・6 (梁幅 B_b /柱幅 $B_c=0.44$ の場合の梁端及びパネル内の応力度

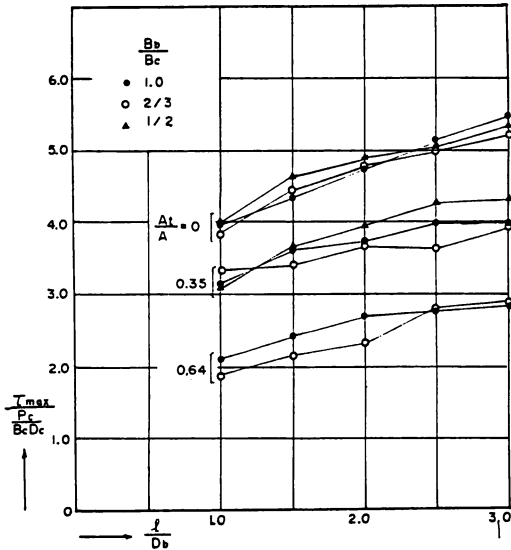


図3・7(a) 梁のせん断スパン比と最大せん断応力度比の関係 (B_c=6 シリーズ)

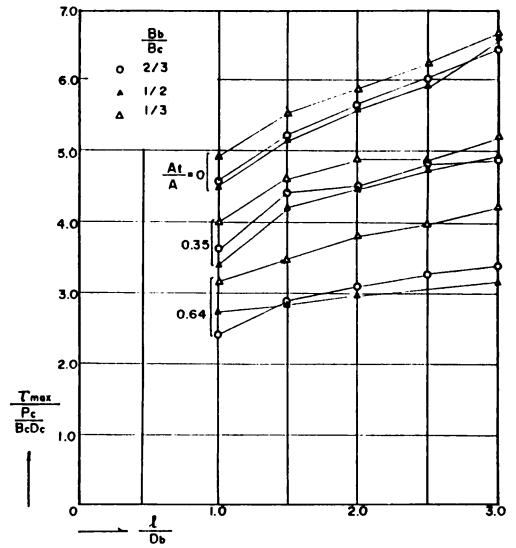


図3・7(c) 梁のせん断スパン比と最大せん断応力度比の関係 (B_c=12 シリーズ)

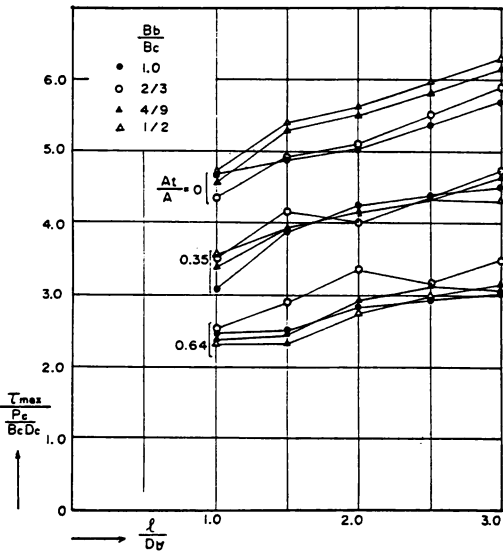


図3・7(b) 梁のせん断スパン比と最大せん断応力度比の関係 (B_c=9 シリーズ)

梁のせん断スパン比 l/D_b との関係を図3.7(a)～(c)に示す。 l/D_b が大きくなると τ_{max}/P_c がほぼ直線的に大きくなっている。

柱・梁の幅比 B_b/B_c については顕著な違いは見られない。また柱幅 B_c が大きいほど τ_{max}/P_c は小さく、この変化は B_c と反比例の関係になっている。

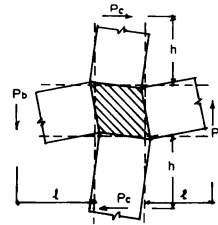


図4・1 外力と変形

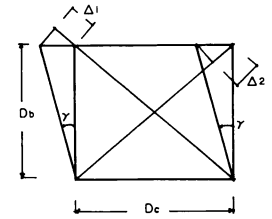


図4・2 せん断変形による対角線の伸縮

4. 接合パネル部のせん断変形

接合パネル部 $D_c \times D_b$ には図4.1のようにせん断力が作用し、図4.2のようなせん断変形 γ を起す。このせん断変形 γ は4.1式で算定する。

$$\gamma = \frac{\sqrt{D_b^2 + D_c^2}}{2D_b D_c} (\Delta_1 - \Delta_2) \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで Δ_1, Δ_2 : 図2.10の方法で測定する対角線方向の変位

次にせん断変形 γ と柱のせん断力 P_c の関係、即ちせん断剛性 P_c/γ を求める。このせん断剛性 P_c/γ を $GB_c D_c$ で除した値を“せん断剛性率 η ”と呼ぶ。

$$\eta = \frac{P_c}{\gamma} \frac{1}{GB_c D_c} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここで P_c/γ : 柱せん断力とパネルせん断変形

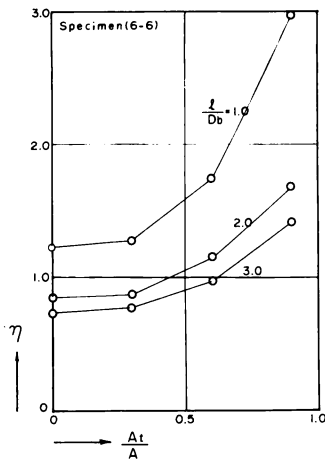


図4・3(a) 試験体(6-6)の直交梁断面面積比 A_t/A とせん断剛性率 η の関係

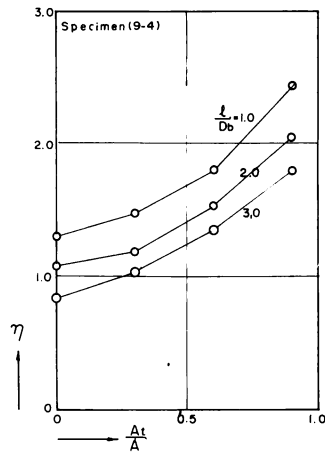


図4・3(b) 試験体(9-4)の直交梁断面面積比 A_t/A とせん断剛性率 η の関係

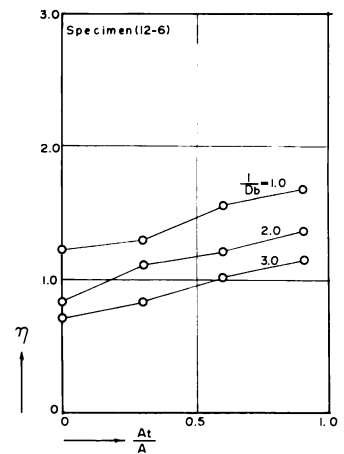


図4・3(c) 試験体(12-6)の直交梁断面面積比 A_t/A とせん断剛性率 η の関係

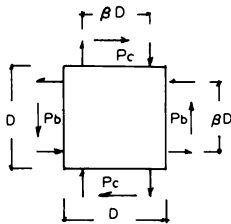


図4・4 接合パネル部に作用する外力

$$G = E/2(1 + \nu)$$

せん断剛性率 η と直交梁断面面積比 A_t/A の関係を試験体(6-6), (9-4), (12-6)について図4.3(a)~(c)に示す。パラメータは梁のせん断スパン比 l/D_b である。直交梁の断面面積 A_t が増加すると、せん断剛性率 η は大きくなっていることがわかる。すなわち直交梁による柱梁接合部のせん断変形に対する拘束効果が現れている。

しかし曲げ応力が大きくなると即ちせん断スパン比 l/D_b が大きくなると直交梁による拘束効果が小さくなっている。これは曲げによる垂直応力が接合パネル近傍では縁集中になりパネル隅部の局所的伸縮変形の効果が大きく、パネル全体のせん断変形とは性状を異にするものになるためであろう。

今、パネル部 ($D_b \times D_c$) に図4.4のような外力が作用しているときのせん断力 Q_x 、せん断応力度 τ_{xy} 、せん断変形角 γ を4.3式~4.6式とする。

$$Q_x = \frac{m_b(4 + \beta) - \beta^2}{\beta(m_b + \beta)} P_c \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x}{B_c \beta D} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\gamma = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

ここで $m_b = l/D_b$, β : 応力重心間距離比

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

4.3式~4.5式より

$$\gamma = \frac{P_c}{GB_c \beta D} \cdot \frac{m_b(4 + \beta) - \beta^2}{\beta(m_b + \beta)} \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

以上よりせん断剛性率 η は4.7式で表される。

$$\eta = \frac{P_c}{\gamma} \cdot \frac{1}{GB_c D} = \frac{\beta^2(m_b + \beta)}{m_b(4 + \beta) - \beta^2} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

曲げによる垂直応力が縁に集中しているとした場合は $\beta = 1.0$ となり4.7式は次式となる。

$$\eta = \frac{m_b + 1}{5m_b - 1} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

本光弾性実験における0.2Dだけパネル部から離れた位置の垂直応力度分布では $\beta = 0.73$ で4.7式は次式となる。

$$\eta = \frac{0.53(m_b + 0.73)}{4.73m_b - 0.53} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

4.8式および4.9式の曲線を図4.5(a), (b)に示す。

またせん断応力度が曲線分布して、せん断変形角が最大せん断応力度で決るとするとせん断剛性率 η は

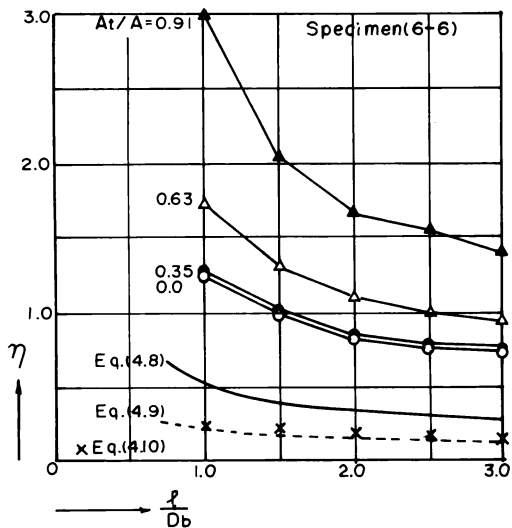


図4・5(a) 試験体(6-6)における直交梁断面積比 A_t/A と梁のせん断スパン比 l/D_b 及びせん断剛性率 η の関係

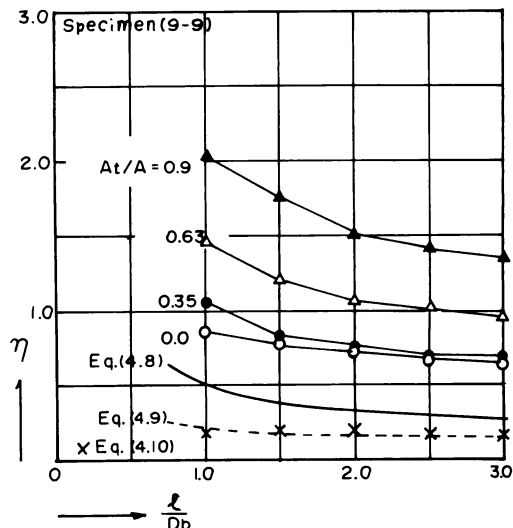


図4・5(b) 試験体(9-9)における直交梁断面積比 A_t/A と梁のせん断スパン比 l/D_b 及びせん断剛性率 η の関係

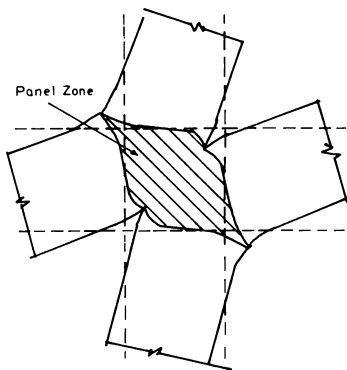


図4・6 梁・柱接合パネル部の応力集中による局所的な変形

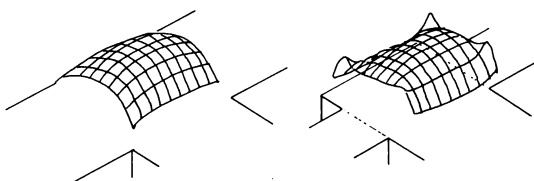


図4・7(a) 加力梁および直交梁の幅が柱幅より小さい場合の上面におけるせん断応力度分布

図4・7(b) 加力梁および直交梁の幅が柱幅に等しい場合の上面におけるせん断応力度分布

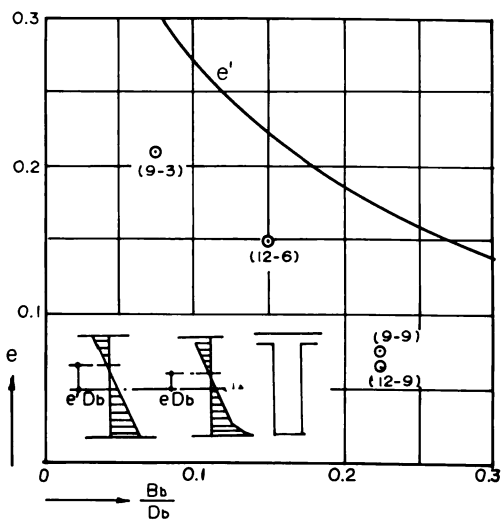


図4・8 梁幅 B_b /梁せい D_b の違いによる中立軸位置比実験値 o と計算値 e' の関係

次式で表わる。

$$\eta = \frac{P_c}{\gamma} \frac{1}{GBD} = \frac{P_c}{\tau_{\max}} \frac{1}{B_c D} \dots\dots\dots (4.10)$$

実験から得られた τ_{\max}/P_c を 4.10式に代入して得られた結果を図4.5(a), (b)に×印で示してある。

曲げによる垂直応力が縁に集中している場合の曲線式 (4.8式) および光弾性実験による垂直応力度分布から求めた曲線式 (4.9式) から求めた値も、最大せん断応力度から求めた値 (4.10式) も実験値に比べて非常に小さい (図4.5 a, b 参照)。

本研究では、パネル部のせん断変形を対角線の伸縮で定義している。実際には、パネル部は複雑な変形をし、ある係数だけでその状態を表現することは難しい。特にパネル隅角部は応力集中によって図4.6のような局所的な変形をする。

本実験では、せん断剛性率 η に対してスラブの有無による顕著な違いは見られなかったが以下にパネル部およびその周辺におけるスラブの効果について考察する。

松井が接合パネル隅角部の応力集中が大きいことを指摘している¹⁰⁾のであるが、本実験の光弾性等色写真でも見られる。また大和田は L 型接合部の上面のせん断応力度分布について直交梁が小さい場合は柱隅角部が拘束されてないため図4.7(a)のように隅が跳ね上がった山形分布をしているが、直交梁が接合部全面に付くと図4.7(b)のように滑らかな山形分布になることを示している¹¹⁾。直交 T 型梁は、パネル上部で接合部全面に直交梁が付いた場合と同様の効果を持ち¹¹⁾隅角部の応力集中を緩和して変形を拘束することになる。I 型梁では曲げによる引張および圧縮の大部分がフランジに集中する。T 型梁の場合もスラブ部分に圧縮および引張の多くが集中する。しかし中立軸位置がスラブ側へ移動し、加力梁が長方形断面または I 型梁の場合とは異なった性状を示すことになる。

本実験のスラブを有する試験体について梁端部の垂直応力度が 0 の位置、即ち等色線が 0 次の位置比 e と T 型断面から求めた中立軸位置比 e' の比較を図 4.8に示す。

実験値 e は計算値 e' より小さい。これはスラブが全断面有効としているのに対し、実験では必ずしも全断面有効になってないことによるものであろう。

加力梁はパネル部にせん断変形を与え、直交梁はせん断変形を拘束する。ところが、スラブが付設されると加力梁と直交梁はスラブによって連結される。

したがって直交梁は加力梁から直接応力を受けることになる。直交梁はスラブが付かない場合はパネル部のせん断変形を拘束する方向に働くが、スラブが付設されると直交梁にねじれ変形が生じ拘束度が減少することになる。この点に関しては更に検討を要するところである。

5. 結 び

柱・梁接合パネル部のせん断変形を、直交梁・スラブがどの程度拘束するかを定量的に把握することを目的にして実験を行った。その結果明らかになった事項を以下に示す。

- i) パネル部に作用するせん断力は、梁の曲げによる垂直応力が三角形分布していると考えた場合と材の縁に集中していると考えた場合の中間で柱幅と梁幅の違いによっては変化しない。
- ii) せん断剛性率 η は、直交梁の断面積が大きくなると増加し、パネル部のせん断変形に対して直交梁は拘束効果があることを示した。しかしパネル隅角部の応力集中による局所的な変形が大きく序で述べた接合パネル部を剛域と仮定することに対する良否については問題が残っている。
- iii) 梁のせん断スパン比とパネル部のせん断剛性率 η との関係は、応力中心間距離の平均せん断応力度から求めたものと実験の最大せん断応力度から求めたもの、及び実験結果とは異なっている。応力集中による局所的な変形をも考慮した剛性率についての検討が必要であろう。
- iv) スラブの有無によるせん断変形の顕著な差異は認められなかった。

参 考 文 献

- 1) 東洋一、他：“ハンチ付梁を持つ鉄筋コンクリート梁柱接合部に関する実験的研究”，日本建築学会論文報告集 (論報)，号外，昭和40年9月，PP.213—215
- 2) 浜田大蔵、他：“鉄筋コンクリート構造物の梁柱接合部に関する実験的研究 (その2，接合部の破壊性状について)”，日本建築学会大会学術講演梗概集 (大会梗概集)”，昭和54年9月，PP.1303—1304
- 3) 上村智彦・他：“鉄筋コンクリート構造物の梁柱接合部の剪断強度について”，大会梗概集，昭和54年9月，PP.1307—1308

- 4) 大和田義正：“鉄筋コンクリート梁柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(1)” 大会梗概集, 昭和51年10月, PP.1455-1456
- 5) 大和田義正：“鉄筋コンクリート梁柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(3)” 大会梗概集, 昭和52年10月, PP.1789-1790
- 6) 大和田義正：“鉄筋コンクリート梁柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(4)” 大会梗概集, 昭和55年9月, PP.1511-1512
- 7) 大和田義正：“鉄筋コンクリート梁柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(5)” 大会梗概集, 昭和56年9月, PP.1437-1438
- 8) 鈴木紀雄, 他：“鉄筋コンクリート造立体柱, はり接合部に関する実験的研究(その1 実験の概要とスラブの効果についての検討)”, 大会梗概集, 昭和57年10月, PP.1655-1657
- 9) 鈴木紀雄, 他：“鉄筋コンクリート造立体柱梁接合部に関する実験的研究(その3 スラブが直交梁に及ぼす影響について)”, 大会梗概集, 昭和58年9月, PP.1799-1800
- 10) 松井源吾：“材料力学”, 建築構造学大系6, 彰国社
- 11) 大和田義正：“有限要素法によるRC骨組の梁柱接合部における三次元応力解析(L形接合部のせん断応力度分布)”, 大会梗概集, 昭和57年10月, PP.1663-1664