

光弾性法による柱梁接合パネルの応力(第1報)

永井 康 淑
高橋 久 雄
武田 寿 一

概 要

柱梁接合パネルの弾性応力分布を調査するため、モデル光弾性法によって実験を行なった。試験体材料にはエポキシ樹脂を使用し、十字型の柱梁模型はいずれも矩形断面を有している。外力としては地震力を想定して逆対称荷重を加えた。その他、柱に一定の軸力のみを加えたもの、あるいは逆対称荷重と一定軸力とを同時に加えたものについても実験を行なっている。

1. 序

建築物の高層化が具体化され、建物の動的設計や塑性設計が行なわれ始めると、骨組の諸性状についてより正確な把握が必要となる。ラーメン構造が地震力、あるいは風圧のような水平力を受けると、柱梁接合部(接合パネル)には大きなせん断力が加わり、この部分が建築骨組の力学的性状に与える影響は大きい。このように大きなせん断力が接合パネルへ加わった場合の挙動にはきわめて複雑なものがあり、弾性応力分布についてでさえははっきりしていないのが現状である。最近の鉄骨、鉄筋コンクリート、あるいは鉄骨鉄筋コンクリート構造などにおける実験研究はこうした趨勢を反映し、接合パネルに注目したものが数多く報告されている。しかし、現在おもに使用されているワイヤストレンゲージやダイヤルゲージなどによる応力測定や変形測定のみでは複雑な応力状態を呈している接合パネルを明確化することが困難である。光弾性法による応力解析は応力場を平面的、視覚的に観察できるという点が有利で、建築分野でもようやく盛んになってきた実験法である。このレポートはこれまでの諸実験においては推測にたよっていた平面的な応力場の観察に主眼を置き、接合パネル応力を基礎的な段階より理解できるように単純な形で行なった光弾性実験の結果報告である。

2. 実験

2.1. 試験体と実験方法

試験体は十字型で、その寸法は図-1、表-1に示すごとく、梁せいHは一定、柱せいDは4段階(D/H=1.0, 0.75, 0.6, 0.4)とし、H: 20mm に対し、Dはそれぞれ20, 15, 12, 8mmである。試験体厚さは6mm、断面はいずれも矩形である。加力方法は図-1に示すごとく地震による外力を想定して逆対称荷重(実験A)を加えた。その他、十字体の柱部に一定の軸力のみが作用した場合の梁部による影響(実験B)、

あるいは逆対称荷重と一定軸力が同時に加わる場合(実験C)についても実験を行なった。とくに、実験(A)については柱の反曲点位置(l_c)を変えて実験を行なった。光弾性装置は通

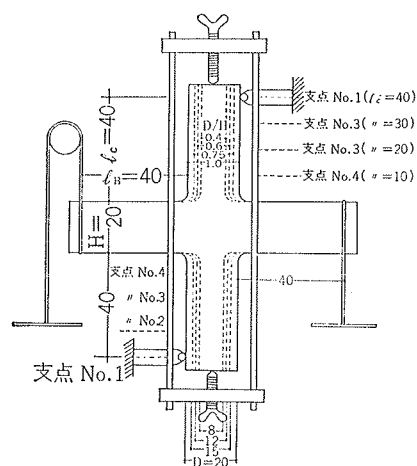


図-1 試験体および加力方法

常使用されている透過型二次元用(光源: 超高圧水銀灯、波長 5461 Å)のものを使用し、実験中の室温は $20 \pm 1^\circ\text{C}$ に保持した。光弾性係数は試験体と同じロットのエポキシ樹脂板より単純引張試験片(荷重作用点はピン状態となるようにチャック掴み部に円孔をあけたもの)を切出し、同室温の下で引張試験によって決定した。また、光弾性縞の端数の決定にはターディの方法を用いた。

2.2. 実験種別

実験種別は表-1、図-1に示す。

実験種別	柱せい D (mm)	梁せい H (mm)	柱せん断スパン l_c (mm)	梁せん断スパン l_B (mm)	柱軸力 (kg/cm ²)
逆対称荷重のみの実験(A)	20(1.0)	20	40, 30, 20, 10	40	-
柱軸力のみの実験(B)	15(0.75)		-		10.4
(A)+(B)=(C)	12(0.6)		40		20.8
	8(0.4)		40		31.2

(注) () 内はD/Hをあらわす。

表-1 実験種別

3. 実験結果

3.1. 実験(A)——逆対称荷重のみの場合

3.1.1. 応力分布 (a)実験により得られた光弾性縞

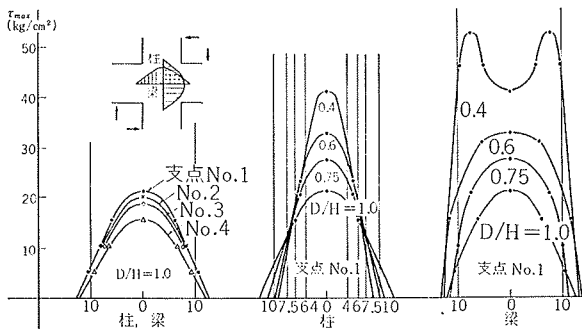


図-2 柱および梁センターライン上の τ_{max} (実験A)

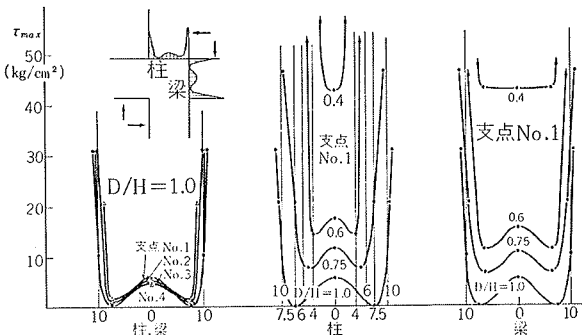


図-3 接合パネルフェイスの τ_{max} (実験A)

模様より最大せん断応力度 τ_{max} の極大値は接合パネルの中央部と隅角部に存在し、隅角部の τ_{max} は中央部と比較すると、 $D/H=1.0 \sim 0.6$ では 2~3 倍、 $D/H=0.4$ では約 4.5 倍程度大きい (図-12)。

(b) D/H が 1.0 より 0.6 と小さくなるにつれ、パネル中央部における柱センターライン上の τ_{max} 分布は中央のピークがならされて平らに分布するようになる。しかし、 $D/H=0.4$ に至ると、これらはかなり変則的な分布型へ移行し、極大点は中央部でなく 2 点に分離する (ただし、支点位置 No. 4 の場合は平らな分布を示している図-2)。また、パネルフェイスにおける τ_{max} 分布を図-3 に示した。

(c) 接合パネルのせん断力は図-12 で明らかなように柱および梁のフェイス (柱梁と接合パネルの境界) で囲まれた部分、すなわち接合パネルの外側にまではみ出している。この接合パネルフェイス外へはみ出したせん断力をも加えた接合パネルせん断力 Q_p と接合パネルフェイス内のせん断力との比について実験結果より求めると、 $D/H=1.0$ で 95%、 $0.75 \sim 0.6$ で 90%、

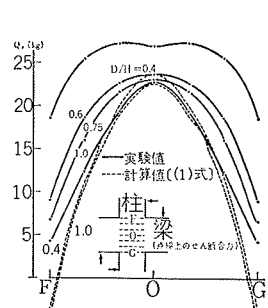


図-4 接合パネル内水平せん断力 (実験A)

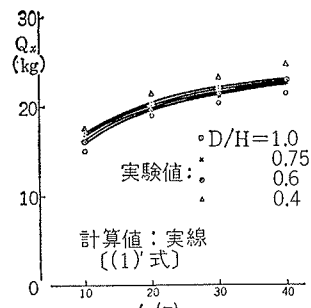


図-5 梁センターライン上の水平せん断力実験(A)

0.4 では 64% 程度である。
(d) 実験より得た等傾線図によれば、接合パネル部主応力方向は $D/H=1.0$ の場合、ほぼ全面にわたり 45° 方向を示すが、 $D/H=0.75 \sim 0.4$ では、次第に四隅の部分が $0^\circ \sim 30^\circ$ 方向を示すようになる。ただし、柱および梁センターライン上の主応力方向はいずれも 45° 方向を示している。

(e) 図-4 は図に示されるような柱フェイスと平行な水平面を考え、この水平面上の τ_{max} 量を積分してグラフ化したものである。フェイス面における応力を三角形分布 (柱および梁の曲げに対する応力中心距離を材せい t の $2/3$ とする場合) と仮定して計算したもの (1) 式と比べてみたが、 $D/H=1.0$ の場合、隅角部を除いて良く一致している。 $D/H=0.75 \sim 0.6$ において中央部は良く一致しているが、中央部より離れるにつれ、計算値との差が大きくなり、 $D/H=0.4$ では全体的にかなりの差を生ずる。計算値との差は、主応力方向が変化すること (計算値は接合パネル全域にわたって 45° と仮定している)、接合パネルせん断力が柱梁にまではみ出しているが、その範囲が不明確であること (ここでは光弾性縞の零フリッジ、あるいは極小フリッジの部分までとした。図-12) もあるが、これはむしろ、三曲形分布の仮定が成立しない部分があることによると考える。

3.1.2. 接合部パネル中央の最大せん断応力 接合パネルフェイスにおける柱、梁の曲げ応力分布を三角形分布と仮定すると接合パネル内水平せん断力 $Q(y)$ は (1) 式ようになる。 $y=0$ すなわち梁センターライン上 (主応力方向は等傾線より 45° 方向である) のせん断力 Q は (1) 式のように書き換えられる。この Q と実験値 Q_p との比較を図-5 に示した。その差はほとんど 10% 以内でかなり良く近似しているものと思われる。

$$Q(y) = 2 \int_y^H \frac{M_B}{I} y t dy - Q_c \dots \dots \dots (1)$$

$$Q = 3M_B/H - Q_c \dots \dots \dots (1)$$

M_B : 梁フェイス曲げモーメント

Q_c : 柱せん断力

t : 板厚

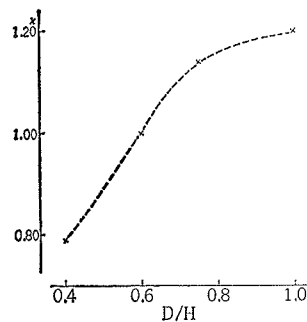


図-6 κ と D/H の関係 (実験A)

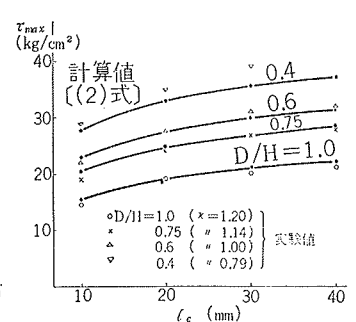


図-7 接合パネルセンターの τ_{max} (実験A)

I: 梁断面二次モーメント

実験より得た梁センターライン上における平均せん断応力 (Q_p/tD) と中央部ピーク値との比をせん断形状係数 κ として求めた。この実験では κ は一定でなく図-6のように D/H で変化する。したがって柱梁共に矩形的場合、接合パネル中央の最大せん断応力はこの κ と (1)' 式を用いた次式によって求められる。

$$\tau_{max} = (3M_B/H - Q_c)\kappa/tD \quad \dots\dots\dots(2)$$

試みにこの(2)式より得た τ_{max} と実験値とを比較して図-7に示したが、これは当然良く一致している。ただし、 $D/H=0.4$ の場合、 τ_{max} は接合パネル中央点に発生せず、かつ中央点より約17%大きい値を示しているので(2)式はそのまま適用できない。

3.2. 実験(B)——柱軸力みの場合

3.2.1. 応力分布 柱および梁センターライン上のせん断力分布は図-7に示すごとく、柱軸力によるせん断力は接合パネル内にも一様な分布として影響を与えているのではなく、梁側では山型分布となって接合パネルフェイスの外側へも影響を及ぼしている。また、柱側では接合パネルフェイスの若干外側で極小値をとる。 $D/H=1.0\sim 0.75$ では柱の平均応力より大きい値を示しているが、 D/H が小さくなるにつれ全体的に低くなる。しかし、 $D/H=1.0\sim 0.6$ においては柱側より伝えられるせん断力が等分布すると考えても大差ないものと思われる。 $D/H=0.4$ になると全体的にもかなり減少し、接合パネル中央の τ_{max} は約20%減少する。

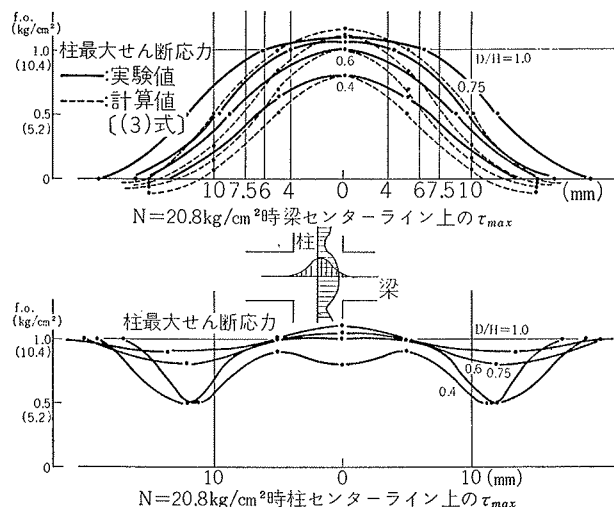


図-8 柱に軸力のみを作用させた時のせん断応力分布 (実験B)

3.2.2. 接合パネルの最大せん断応力 柱より接合パネルへ伝達される応力が接合パネルのフェイスへ等分布に作用すると仮定し、応力関数¹⁾を用いて梁センターライン上の τ_{max} を求めると(3)式の如くなる。実験値と比較して図-8に示したが接合パネル内では良く合っていると思われる。

$$\tau_{max} = -\frac{qa}{2l} - \frac{4q}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi a}{l}}{m} \frac{\frac{m\pi c}{l} \cosh \frac{m\pi c}{l}}{\sinh \frac{2m\pi c}{l} + \frac{2m\pi c}{l}} \times \cos \frac{m\pi x}{l} \quad \dots\dots\dots(3)$$

- q : 等分布圧縮応力
- l : $l_B + \frac{D}{2}$
- a : $\frac{D}{2}$
- c : $\frac{H}{2}$

なお、梁センターライン上の主応力方向はこのラインが荷重および試験体の対称軸と一致しているため、すべて 0° 方向を示す。

3.3. 実験(C)——柱軸力+逆対称荷重の場合

3.3.1. 応力分布 $P=4.5\text{kg}$ における柱および梁センターライン上のせん断力分布を図-9に示した。実験(A)によって得られたものと同様に山型の分布を示すが軸力の影響で若干大きい応力となる。しかし、逆対称荷重によるものと一定軸力によるものでは主応力方向が異なるので合成されたせん断力はさほど大きくならない。柱に一定の軸力を加えた後、逆対称荷重

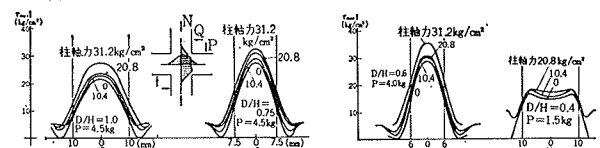


図-9-1 柱・梁センターライン上の τ_{max} (実験C) 図-9-2 柱および梁センターライン上の τ_{max} (実験C)

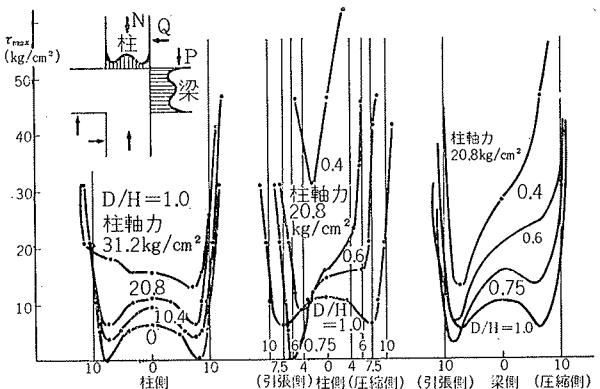


図-10 パネルフェイスの τ_{max} (実験C)

を漸次増加させると接合パネル中央の τ_{max} はリニアに増加するのではなく、軸力が零の場合の荷重応力線を漸近線とする双曲線となる。接合パネルフェイスライン上の τ_{max} 分布を実験結果より求めると図-10のごとくなる。

3.3.2. 接合パネルの最大せん断応力 軸力と逆対称荷重との作用を受ける接合パネル中央の τ_{max} を計算によって求めるため、次のような仮定をした。パネルの中央において、

- (a) 柱軸力によるもの：主応力方向 0°

$$\sigma_x=0, \sigma_y=-q, \tau_{xy}=0$$

(b) 逆対称荷重によるもの：主応力方向 45°

$$\sigma_x=\sigma_y=0$$

$$\tau_{xy}=\tau_{max}=\kappa/tD\left(\frac{3M_B}{H}-Qc\right)$$

(a), (b)を合成し, $\tau_{max}=\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}$ へ代入すると, 実験(C)に該当する接合パネル中央部の τ_{max} は(4)式のごくになる。

$$\tau_{max}=\sqrt{0.25q^2+(\kappa/tD)^2\left(\frac{3M_B}{H}-Qc\right)^2} \dots\dots(4)$$

(4)式より得た値と実験値を比較したものが図-11である。大体において一致しているものと思われる。

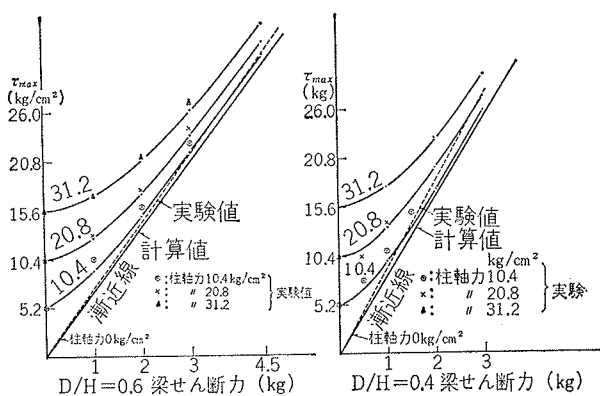


図-11-1 接合パネルセンターの τ_{max} (実験C)

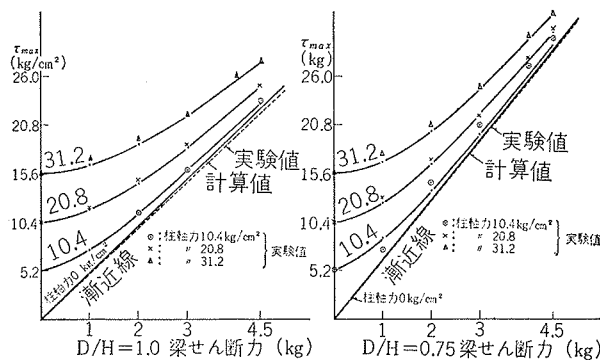


図-11-2 接合パネルセンターの τ_{max} (実験C)

4. 結論

光弾性実験によって得られた柱梁接合パネルの最大せん断応力分布について要約すれば次のごとくなる。

(a) 柱と梁のせい比が極端に小さい場合を除けば, 曲げ応力分布を三角形分布と仮定してパネルのせん断力を求めてよいと思われる。

(b) 実験より得た接合パネルのせん断形状係数 κ は D/H の値で変化し, $D/H=1.0, 0.75, 0.6, 0.4$ の時, それぞれ1.20, 1.14, 1.00, 0.79程度である。

(c) 接合パネル中央の最大せん断応力は(4)式によって柱に軸力がある場合も計算できる。

(d) 接合パネルの応力集中箇所はパネルの中央部と隅角部において, 隅角部の方が $D/H=1.0\sim 0.6$ では

2~3倍, 0.4では4.5倍程度大きく ($R=1.92\text{mm}$ の場合), この比率は軸力が加わってもほとんど変わらない。ただし, $D/H=0.4$ の場合は中央部の応力集中箇所が2点に分離する(支点 No. 4 を除く)。

(e) 逆対称荷重のみが作用する場合の接合パネル内主応力方向は $D/H=1.0$ の場合, ほぼ全面にわたり 45° 方向を示すが, D/H が小さくなるにつれ, しいに四隅の部分は $0^\circ\sim 30^\circ$ の方向を示すようになる。

(f) 接合パネル内部では軸力が作用しても, 最大せん断応力分布の形状には大きな変化が起らない。

(g) 軸力が一定の場合, 逆対称荷重を受けると, 接合パネル中央の最大せん断応力は荷重の増加とともに双曲線的に増加し, その時の漸近線は軸力が零の場合における線と一致する。

〈謝辞〉 本実験を行なうに当たって, 東北大学工学部 島田教授, 千葉助手に終始懇切な御指導を得ました。ここに厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Timoshenko and Goodier; Theory of Elasticity. (p. 46).
- 2) 島田, 高橋, 永井, 第15回応用力学講演会前刷(第1部), (p. 67)
- 3) 島田, 高橋, 永井, 日本建築学会論文報告集大会号, 昭和40年度(p. 184), 昭和41年度(p. 323)

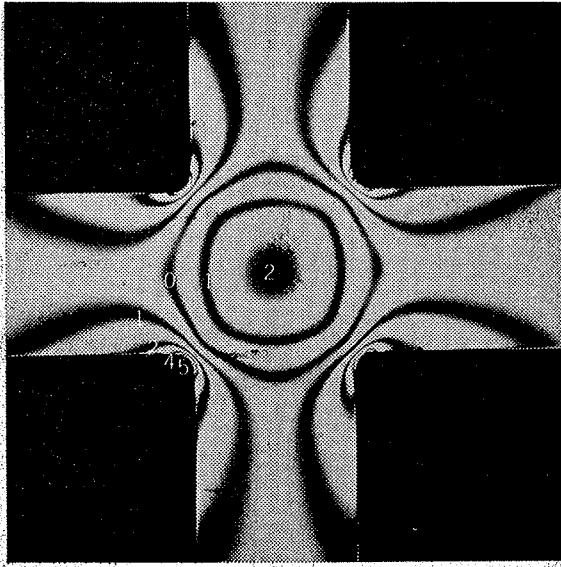


図-12-1 $D/H=1.0, N=0\text{kg/cm}^2, P=4.5\text{kg}$ 支点No. 1

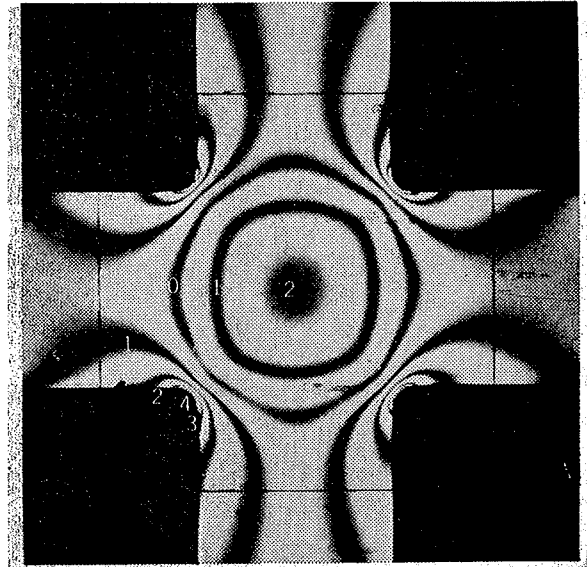


図-12-2 $D/H=1.0, N=0\text{kg/cm}^2, P=4.5\text{kg}$ 支点No. 2

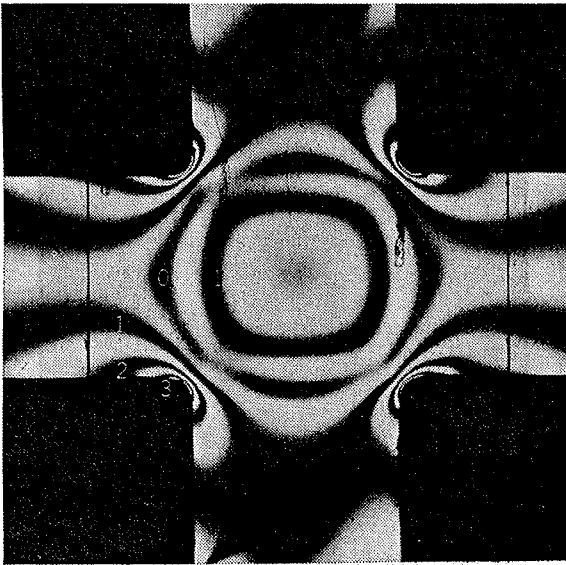


図-12-3 $D/H=1.0, N=0\text{kg/cm}^2, P=4.5\text{kg}$ 支点No. 3

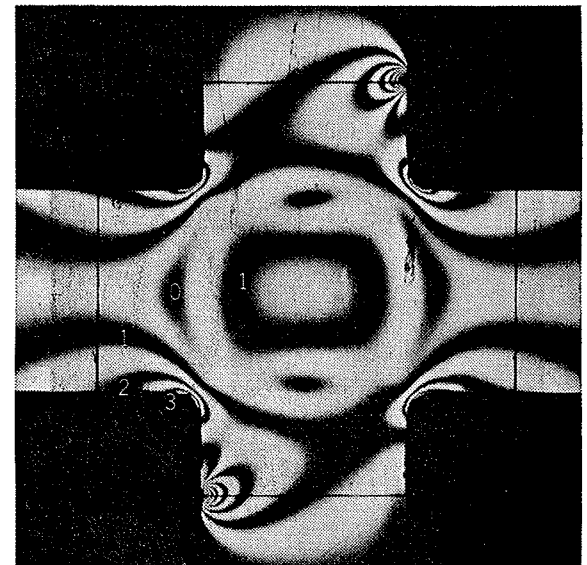


図-12-4 $D/H=1.0, N=0\text{kg/cm}^2, P=4.5\text{kg}$ 支点No. 4

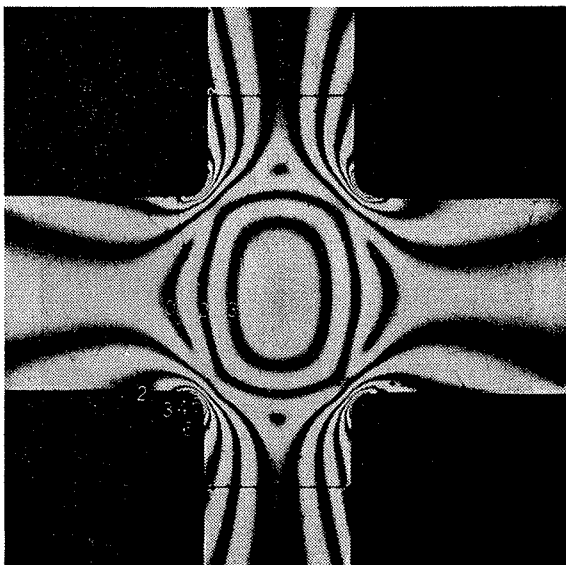


図-12-5 $D/H=0.75, N=0\text{kg/cm}^2, P=4.5\text{kg}$

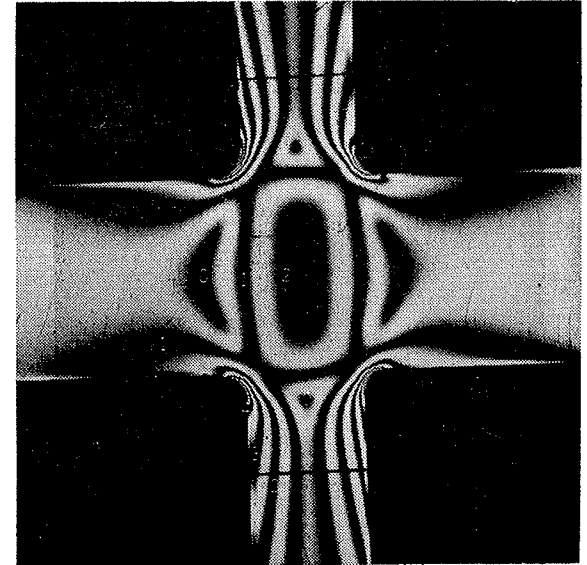


図-12-6 $D/H=0.6, N=0\text{kg/cm}^2, P=3.0\text{kg}$

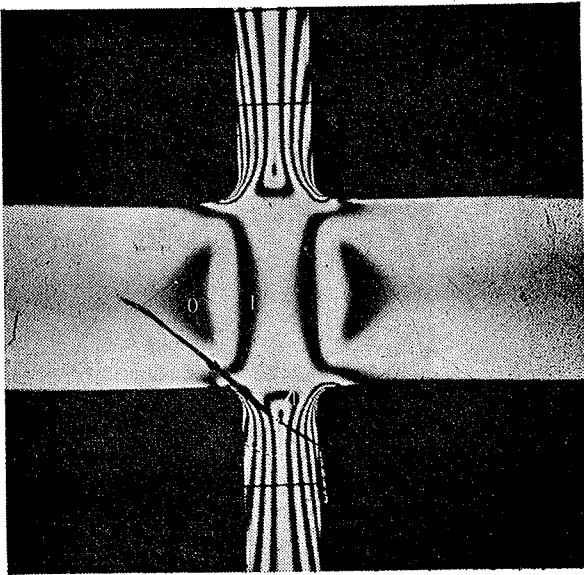


図-12-7 $D/H=0.4$, $N=0\text{kg/cm}^2$ $P=1.5\text{kg}$

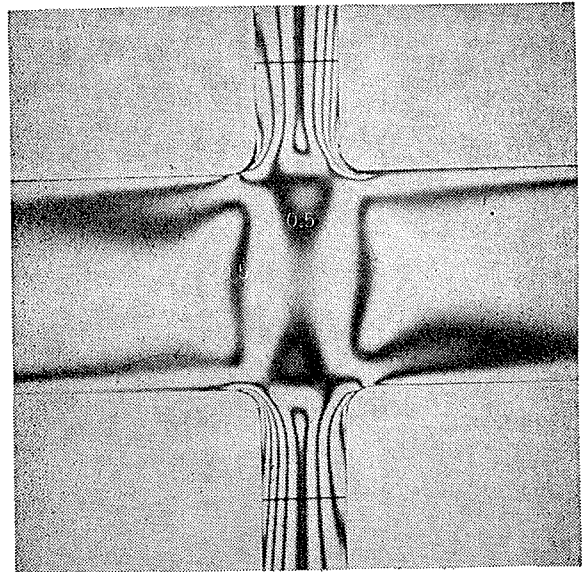


図-12-8 (明視野) $D/H=0.4$ $N=0\text{kg/cm}^2$ $P=1.5\text{kg}$

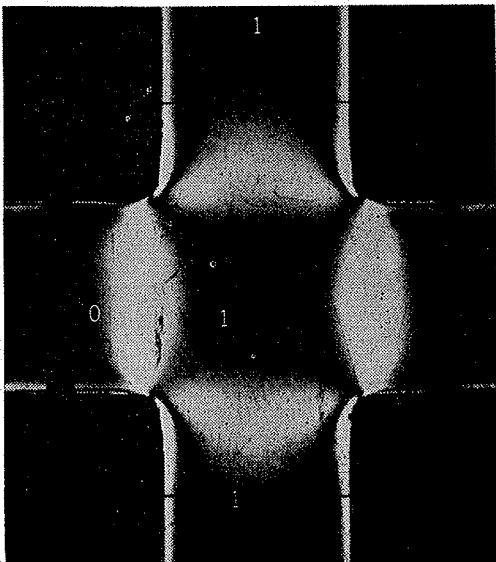


図-13-1 $D/H=1.0$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=0\text{kg}$

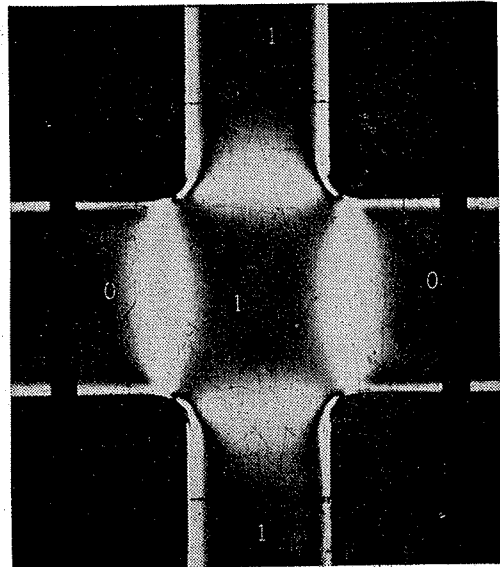


図-13-2 $D/H=0.75$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=0\text{kg}$

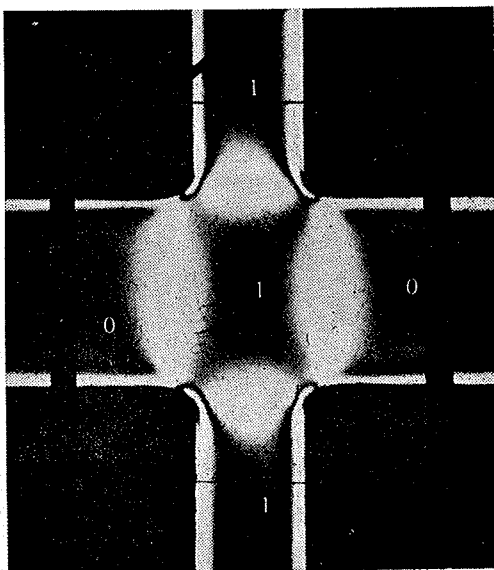


図-13-3 $D/H=0.6$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=0\text{kg}$

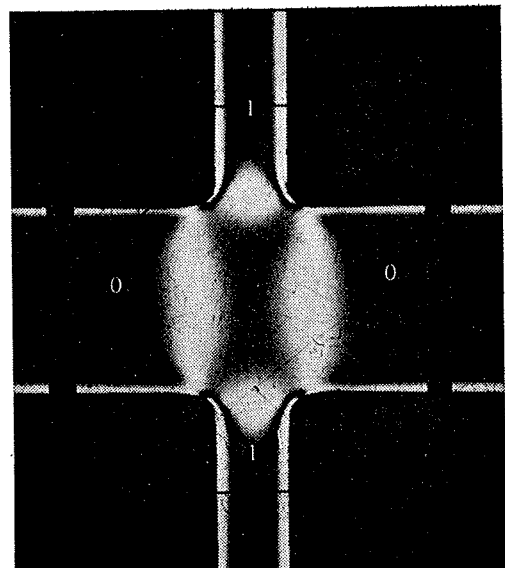


図-13-4 $D/H=0.4$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=0\text{kg}$

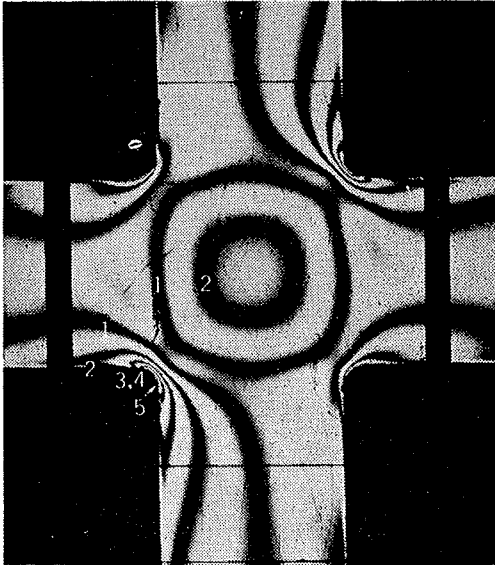


図-14-1 $D/H=1.0$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=4.5\text{kg}$

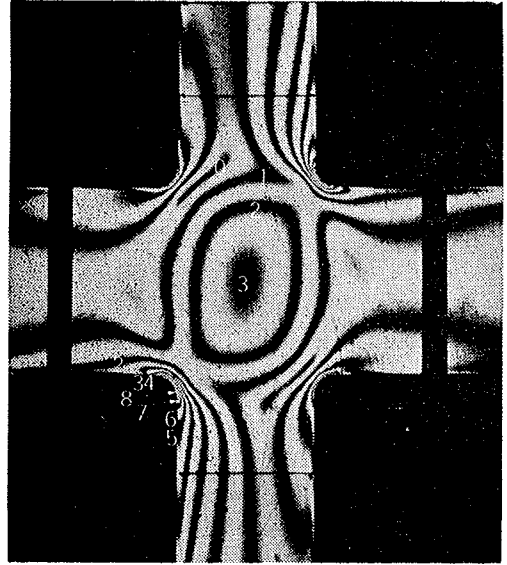


図-14-2 $D/H=0.75$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=4.5\text{kg}$

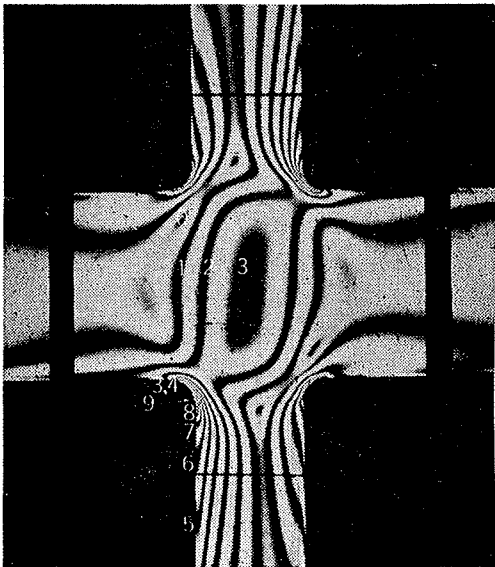


図-14-3 $D/H=0.6$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=4.0\text{kg}$

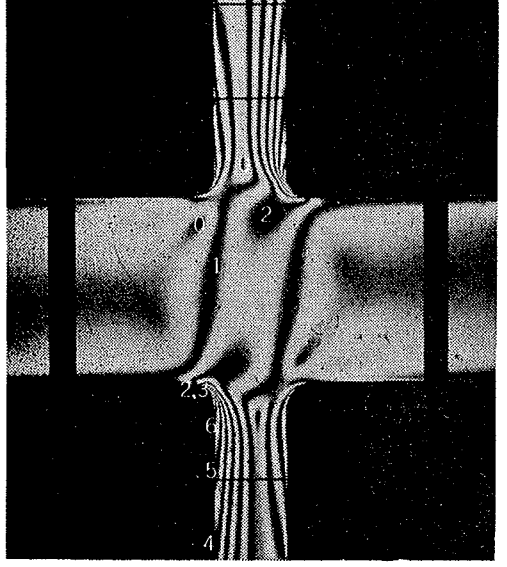


図-14-4 $D/H=0.4$ $N=20.8\text{kg/cm}^2$ $P=1.5\text{kg}$