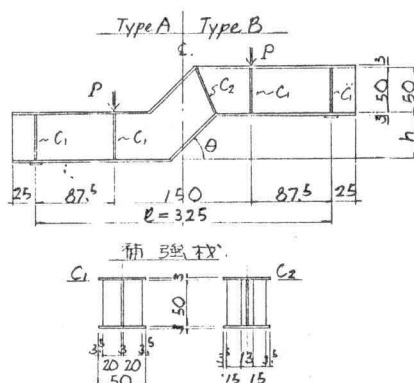


駒井鉄工所 正員 ○ 今村能久

" " 佐藤 守

1) まえがき 高架道路において本線と一段低いランプ部を一体の橋脚で支持する場合等々、若しくは建築限界の制限を受ける構造物において、やむをえず支向中央付近に折れ曲り部を有する梁を構成することがある。ラーメン隅角部ほどでなくとも、このような部分は直線梁の理論に合致しないであろう。一般的にみて、ウェブの曲げ抵抗を無視し、曲げモーメントおよび軸力を上・下フランジに負担させる。とゆう考え方で設計されている様であるが、この方法の妥当性を調べるため一連の実験を行った。鋼製模型による実験の一部は、既に発表の機会を持ったが、今回これに光弾性実験を追加しましたので、合わせて報告します。

2) 供試体および実験方法 光弾性実験に用いた供試体は鋼製模型実験のそのの1/2の縮小模型を用いた。種類について両者同じである。ここでは、光弾性実験に用いた供試体だけを示す。(図1)。図中でタイプAおよびタイプ



	l (mm)	θ (°)	h (mm)	Type
No.1	325	0	0	A
No.2	325	30	40	A B
No.3	325	45	50	A B
No.4	325	60	50	A B

図1. 供試体の形状と種類

Bとは、おのれの折れ曲り部を補強しない場合、と補強材(C2)で補強した場合、を表わしている。

実験の方法としては、この実験のような組立材にはあまり適用例がない様であるが、フランジ、ウェブを別々に解析するために、応力凍結法を用いることにした。供試体には、アルミダイオドBと、ハードナー901を、重量比10:3で混合してつくったエポキシ樹脂を、所定の厚さの薄板に成形したものを用いた。薄板に成形後、型取りし、焼き鈍しによって残留応力を除去し、接着・組立して模型を製作した。組立が完了した模型を、凍結炉中の荷重装置にセットし、120℃から応力凍結を行った。

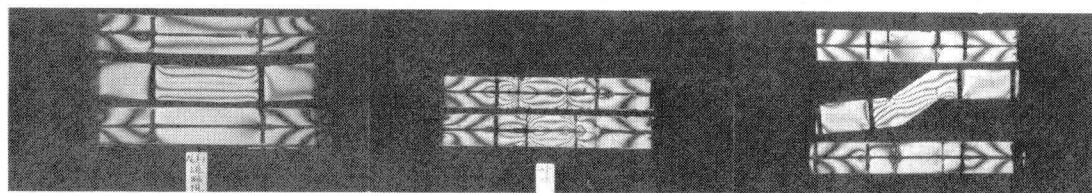


写真1 No.1 (M=13.13 Kg·cm)

写真2 No.2-A (M=13.13 Kg·cm)

写真3 No.2-B (M=13.13 Kg·cm)

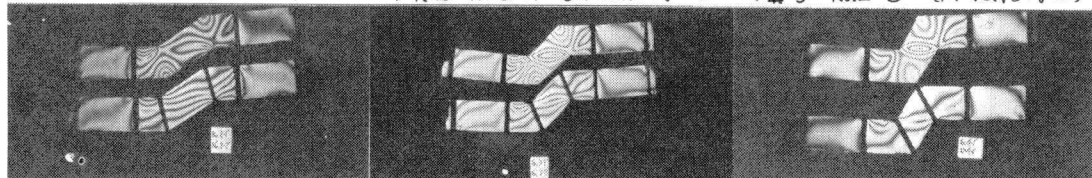


写真4 No.2-C (M=13.13 Kg·cm)

写真5 No.3-C (M=13.13 Kg·cm)

写真6 No.4-C (M=7.88 Kg·cm)

試験片への載荷は、図-1に示すように支間中心線に対称の位置に、同等の荷重 P が作用する場合、即ち、折れ曲り部に曲げモーメントだけが作用している場合を考えた。

この状態で応力凍結された試験片を、切断時の応力が入らぬ様糸鋸で静かに切断し、各部分に解体した。これ等の各部分について、円偏光による等色線縮写真の撮影、又等傾曲線の記録を行った。

3) 実験結果 および考察 写真1~6に実験データの光弾性縮写真の一部を示す。写真1は直梁の縮写真で、フランジの応力分布は割合に均等である。写真2, 3は、No.2-A, No.2-Bのフランジ、写真4, 5, 6は各供試体のタイプAおよびタイプBのウェブの縮写真である。これ等の写真を見ると、補強材の効きがよくわかる。補強材を持たないタイプAのフランジでは明瞭な縮が見られ、ウェブとの接合部に向、て縮次数が高くなっている。一方、タイプBでは明瞭な縮が観察されず、応力がフランジ全面に一樣に分布しているのがわかる。ウェブについても、タイプAではどの縮も連続せず、折れ曲り部で相当な応力集中が予想されるが、タイプBでは、少なくとも0次の縮は連続しており、応力の流れが相当に緩和されているのがわかる。その流れは、折れ曲り部の長さ、やも影響すると考えられるが、タイプA, Bとも角度が大きくなるにつれ応力集中がひどくなる。例えば、No.4-Bでは0次の縮も明瞭には連続せず、折れ曲り凹部をたど、ことだえがちである。

次に、フランジの解析結果を、図3~5に示す。解析はTardyの補整法により、0.25次まで読みとり、その縮を生ずる位置をプロットするやう方法によつた。折れ曲り点近傍では、接着あるいは局部的な座屈のため、等色線、等傾線が乱れ解析不能であった。又、ウェブについてはフランジとの接合部で応力が乱れ、やはりこの付近で明瞭な等色線、等傾線が得られず、その上に、折れ曲り点近傍で応力集中が激しく、さらに板厚が薄いた

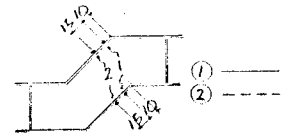


図-2. 測定位置 (光弾性)

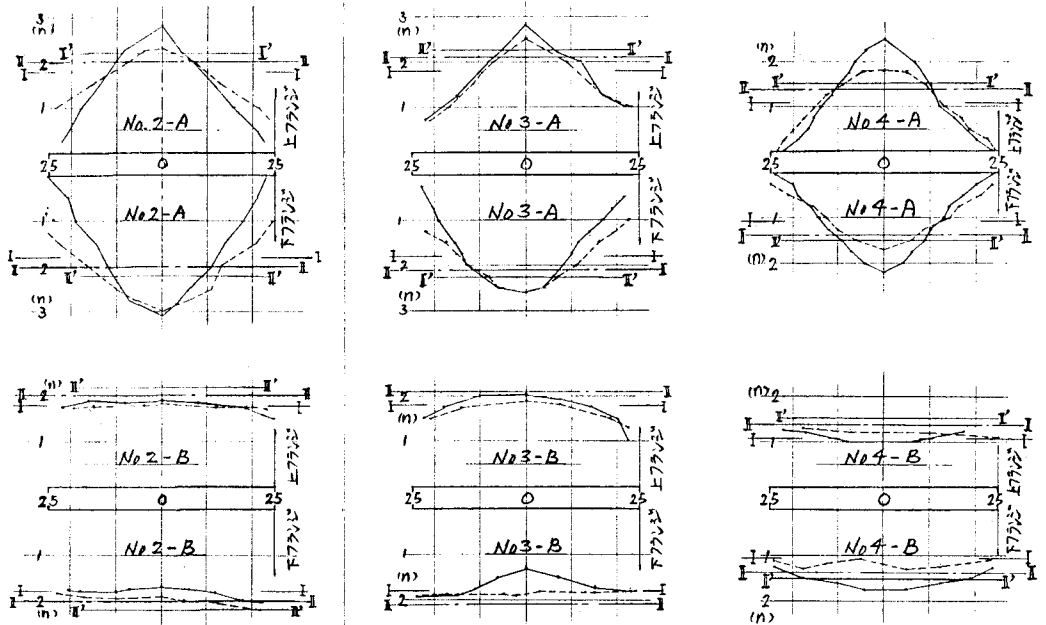


図3. No. 2-A ($M=13.13 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$) 図4. No. 3-A ($M=13.13 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$) 図5. No. 4-A ($M=7.88 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$)

めにスライスによる解析もできないう、
などの理由で解析できなかった。したが、
2. 解析はフレンジだけに限って
行うことにした。

図3, 4, 5で、縦軸の値は繰次数
である。(フレンジ値=0.843.
 $\frac{1}{4}$ fringe mm; $\delta=0.843 \cdot n$)。図2
に測定点の位置を示している。比較の
ため、図6, 7に鋼製模型の場合の、
No. 2, No. 4 試体の実測値を、図
8にその測定位置を示した。この場合
の縦軸は実測した歪量である。なお、
図3~7で、I-I, II-II, II'-II'
なる値は理論値であり、I-Iは直梁
の場合($\delta=M/W$)、II-IIはウェブ
断面を全く無視した場合の計算式によ
る値、II'-II'は隅角部シャーラグによ
る応力をI-Iの値に加算した場合であ
る。

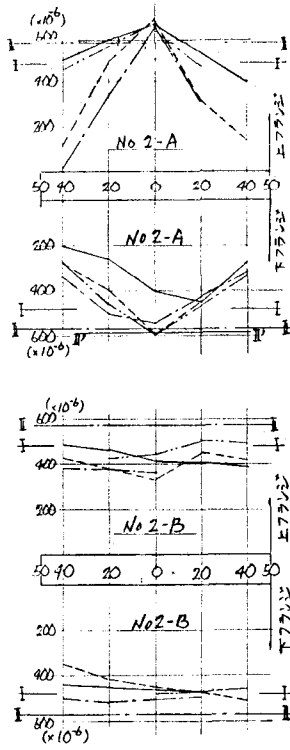


図6 No. 2-A (M=0.700 t·m)

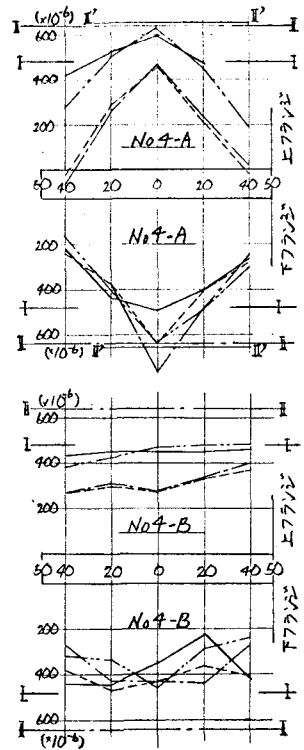


図7 No. 4-A (M=0.700 t·m)

タイプAでは、全体に応力分布が非常に凸形を示し、光弾性のデー
タでは、その最大応力度はII'の値によってもカバーできないう。一
方、タイプBでは、応力分布がほぼ直線分布を示し、全体としてIIの値を
越すことがなかった。鋼製模型の実測値においては、全体として光弾
性のデータより値が低く、タイプBの場合ではほぼIの値がそれに該
当している。このことは、鋼製模型が $\tau_{xy}/\tau_w = 6/100 = 1/16.7$, $A_t/A_w = 1$ であり、又測定値が $\varepsilon = 400 \times 10^{-6}$
~ 600×10^{-6} 程度とゆう、かなり低い感度の分野での問題となつてしまつたことにもよるかも知れないう。

4) おすび 測定値において、光弾性と鋼製模型の各データが、それぞれ理論値との比較において、
多少相違を示す結果となり、確信ある結論が得られないう。したが、タイプA, B間の顕著な傾向はつか
ぬことができた。それ等より結論らしきものを列記すれば ①折れ曲り部に補強材を入れることは、
応力緩和のための効果が非常に大である。②補強材で折れ曲り部を補強しないうときは、相当大きなシ
ャーラグによる応力を見込まねはないう。の2つである。

(注1)
$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \frac{M_1}{R} + \frac{N_1}{Z} \\ F_2 &= \frac{M_2}{R} + \frac{N_2}{Z} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{13} \sin \theta - F_{12} \cos \theta/2 &= 0 \\ F_{13} \cos \theta + F_{12} \sin \theta/2 - F_1 &= 0 \end{aligned} \quad \left. \begin{aligned} F_{13} &= F_1 \sec \theta \\ F_{12} &= F_{13} \frac{\sin \theta}{\cos \theta/2} \end{aligned} \right\}$$

- (参考文献) 1. 光弾性実験による鋼構造物の応力解析 (京大・修論) 大井 寛之
2. 折れ曲り梁の実験的研究 (日本道路協会論文集中9回) 今村・金井
3. 湾曲構造の隅角部の応力計算に於て (土木学会論文集中153号) 奥村・石原

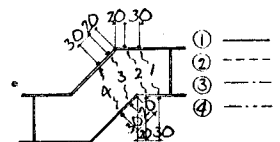


図8. 測定位置 (鋼製模型)

