

大正 正 松井 繁之
大正 正 前田 幸雄
(株) 神戶製鋼所 梯田 賢一

1. さえがき

1. さがさ 近年の鉄筋コンクリート床版のびじり損傷問題を契機として、凡そ床版に代る新規床版、あるいは、損傷を受けた凡そ床版の打ち換へ床版として、準プレハブ床版の小型工形鋼を用いたコンクリート充填鋼格子床版が多用されるようになった。本床版は、準プレハブであること、型枠不要のため省力化ができること、剛性が大きい工形鋼のため放厚を薄くできること、等の特徴を有している。本床版は直角二方向の剛性が異なる直交異方性板であり、筆者らはこの直交異方性を考慮した設計曲げモーメント式を提案した¹⁾。一方、工形鋼のウエブには配力鉄筋配置用の特殊な形状のパンチ孔が開けられ、かつ、骨組剛性を確保するため配力鉄筋が孔隅角部でスポット溶接される。このため、このパンチ孔隅角部から疲労亀裂が発生することが心配され、この部位の疲労強度を考慮に入れた疲労設計法を確立する必要がある。そのための一連の研究のうち、工形鋼単体の疲労特性、疲労強度についてはすでに報告した²⁾。本報告はコンクリートに埋込された工形鋼の疲労実験と実物大床版状試体の実験結果を示し、コンクリート中の工形鋼の応力発現特性と疲労強度について述べる。

2. コンクリート埋込I形鋼梁の疲労実験と応力発現特性

2. コンクリート埋込I形鋼梁の疲労実験と応力発現特性 供試体を図1に示す。パンチ孔が下側1投配列のS-Type(4体)と上下2段配列のW-Type(3体)の計7体である。これら供試体には予偏実験で必要性を認め、コンクリートのシヅめれを図1に示す位置でプラスケツフ板(厚さ1mm)でシミュレートした。

最大荷重は表1に示す5.2と7.3で、最小荷重は0.4の一定値とした。疲労破壊はコンクリート埋込み梁でも載荷点に近いせん断部内側のパンケシの断面A(図2)で発生した。各供試体の疲労データは表1の通りである。

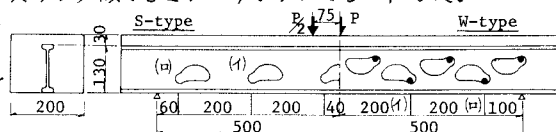


図1 コンクリート埋込み梁供試体

であり、破壊始点の点Aには前孔によるせん断力の二次曲げ応力
 分布に形状による応力集中が相乗する。せん断力による二次曲
 げが発生していることは図3.4の下つ
 ニジのひずみ分布で明らかである。

供試体	最大荷重	最終繰返数
No. 1	6.0 t	74 万回
No. 2	5.0 t	200 万回

図3,4は下フランジの歪について, コンクリートと合成した工形鋼の有限要素法の結果, 簡易計算による曲げひずみ, 実験結果と併記したものである。プラスチック板によるひびわれ挿入によって実験値はFEMの値に近づく(図4の★印は強制ひびわれが入っていない予測実験値)。しかし, コンクリートと工形鋼の側面では着がまだ残っているためFEMの値とまだ若干の差が残っている。コンクリート埋込み梁の合成効果は配筋筋筋がずれ止めとして働くことによって現われる。また, パンチ孔直下の3点のひずみ分布傾向について考察を加える。図5

供試体	最大荷重	最終繰返数
S	No. 1 6.0 t	74 万回
	No. 2 5.0 "	200 "
	No. 3 6.5 "	38 "
	No. 4 5.6 "	135 "
W	No. 1 7.7 "	13.8 "
	No. 2 6.0 "	23.5 "
	No. 3 5.0 "	67.8 "

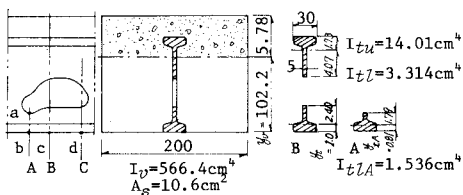


図 2 断面諸量

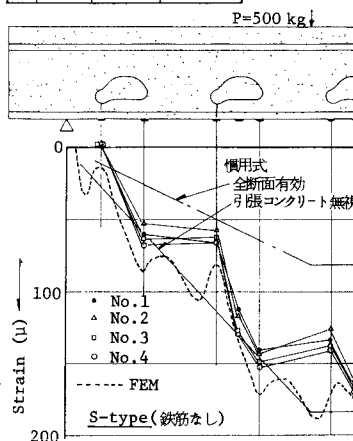


図3 下フランジのひずみ分布(S-type)

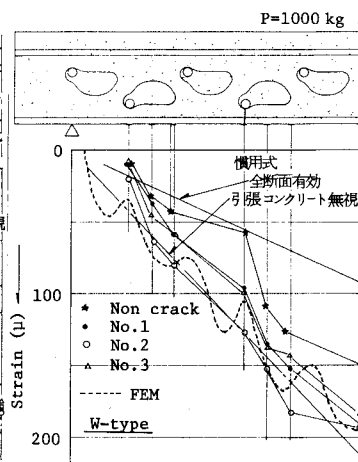


図4 下フランジのひずみ分布(W-type)

はFEMの結果と相対的に比較するたの実験値を相対移動させたもので、S、W-Typeともよい一致を示している。この図から、コンクリート埋込みI形鋼の応力変現は、引張側コンクリートを無視した合成断面を基本とし、パンチ孔部の二次曲げの影響を受けるものであると説明できる。この現象に着眼して埋込みI形鋼の応力について定式化した。すなわち、図2の断面諸量を用いて次の基本式を誘導した。

$$\sigma_x = \alpha \frac{M}{I_x} y + \rho \frac{y_x}{I_x} \left(\frac{A_s}{\frac{b_x}{n} + A_s} + \frac{I_{xx}}{I_{xx} + I_{xx'}} \right) Q \cdot l, (1)$$

ここで、①点bに対して、S、W-Typeとも
 $d=1, \rho=-1, y_x=y_{xA}, I_x=I_{xA}$

②点c～点dの間 S-Type... $d=1, \rho=1$
 W-Type... $d=1, \rho=0.4$

ただし、M、Qは着目点の断面力、 l_1 は点cから着目点までの距離。

そして、実験値の照査から $\delta c = 2.5 \text{ cm}$ である。

③点aの応力も式(1)の表現で表わすことができる。この時、係数 α, ρ が応力集中係数となり、この値はI形鋼単体の場合と同じになる筈である。すなわち、S-Typeでは $\alpha=2.1, \rho=1.52$ 、W-Typeでは $\alpha=2.14, \rho=2.47$ である。これらの値を用いて各孔の点Aの計算応力値は表2のようにFEMの結果とよい対応を見せ、信頼できる係数である。この応力を用いてS-N関係をまとめると図6のようにI形鋼単体の結果とよい対応を示す。よって、埋込みI形鋼の疲労は単体の結果で説明できる。

3. 実物大床版供試体の疲労強度 図7に示すIBG、IBRの各1体ずつ疲労実験を行った。1体で多数の疲労データを得るため載荷点を図のように多数とった。この載荷点間隔では互いの載荷点での載荷による応力履歴の影響は無視できるほど小さい。得られた疲労結果を表3に示す。ただし、図8に示したようにI形鋼の発生ひずみはコンクリートのひびわれ発生程度に比べて理論値に比して小さく、この比率を表3に併記した。この理論値は板の曲げ解析から導かれたMとQの断面力と式(1)に代入して求めたものである。理論応力に表3の比率を掛け合わせた応力で版中のI形鋼のS-N関係をプロットすると図9の通りとなり、I形鋼単体の疲労結果とよい一致を示した。よって結論として、コンクリート充填鋼格子床版のI形鋼の疲労強度はI形鋼単体の疲労強度と式(1)で推定可能であると言える。

表3 床版供試体の荷重と破壊繰返数

供試体	載荷点	荷重	破壊繰返数	実応力
IBG	A	2~21 t	24 万回	88%
	B	2~19 "	125 "	95 "
	C	2~20 "	76 "	95 "
	D	2~22 "	20 "	104 %
	E	2~18.5 "	106 "	83 %
IBR	A	2~20 "	68 "	86 %
	B	2~18 "	200 以上	70 %
	C	2~19 "	101 "	83 %

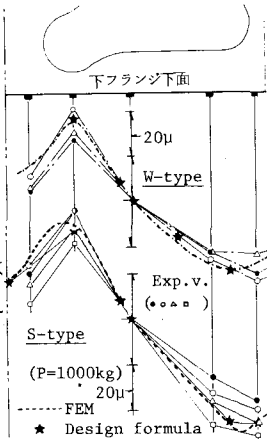


図5 パンチ孔部下フランジのひずみ分布詳細

表2 各孔の点aの垂直応力

孔	計算値	FEM
S	(1) 688 kg	693 kg
	(2) 400 kg	354 kg
W	(1) 615 kg	606 kg
	(2) 333 kg	315 kg

注：上記応力は荷重1t

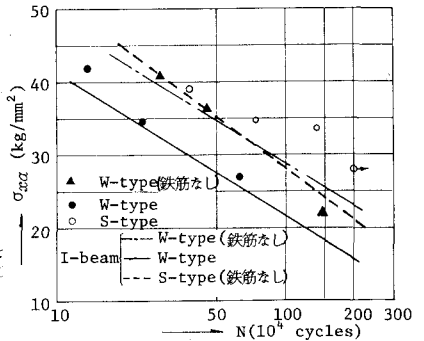


図6 コンクリート埋込み梁のS-N関係

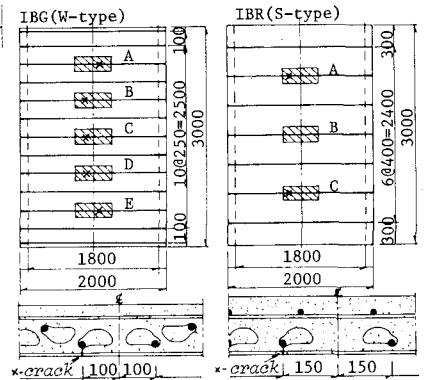


図7 床版供試体と載荷点

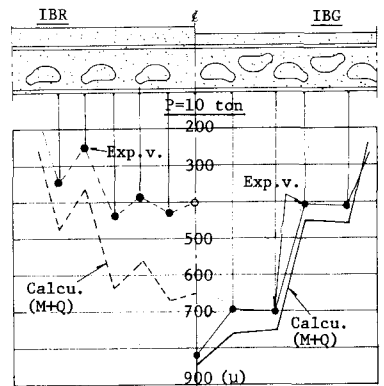


図8 I形鋼下フランジのひずみ分布

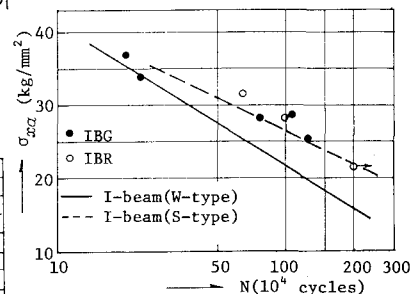


図9 床版供試体のS-N関係

【参考文献】1) 第33回年次学術講演会概要集 I-290, 2) 第34回年次学術講演会概要集 I-48.