

秋田大学 正 〇 薄 木 征 三

秋田大学 正 長 谷 部 薫

1. まえがき プレートガーダー橋は中小支間の鋼橋の主流をなすものである。しかし都市内で、とくに高架橋として架設されると、振動騒音発生原因となるだけでなく、時間がたつにつれコンクリート床版のひびわれが進行し、床版がぬけおちたり、陥没したりすることがある。閉床式の箱げた橋ではこの問題は解消されるとしても、短支間の橋梁としては不経済である。

これらの問題を解決するためにコンクリート製Tけたの型わくが、即ち主げたを兼ねる鋼合成けたを考案し、実験けたを製作し、載荷実験を行い静力学的挙動を調査してみた。プレートガーダーに比べると主げたが剛であるから、対傾構や横構などの2次部材は不要である。鋼製型わくの補剛材が即ち主げたの水平、垂直補剛材となるし、又プレストレスも不要であるので施行性に富む新しい形式の橋梁である。

2. 実験けた Fig 1に実験けたの諸寸法を示す。実橋を想定していないので、相似律は厳密には考慮して

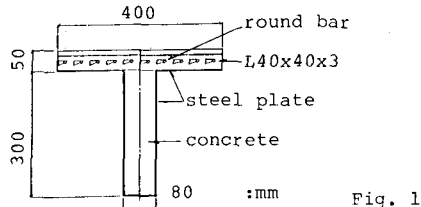
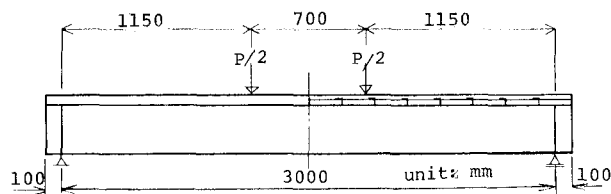


Fig. 1

いない。主鉄筋とずれ止めを兼ねる部材としてアングルを用いた。けた軸方向鉄筋はこれらアングルに空けられた穴を貫通しており、10本用いている。したがって床版は合成鋼床版となっている。主げたのウェブ部分の鋼板とコンクリートの合成は、長さ5 cm、 $\phi 9$ の丸鋼を鋼板に、けた軸方向へちどりに溶接することによって実現している。表一は断面の諸定数を示す。コンクリートは41日強度である。

ス	パ	ン	3000 mm
主	げ	た	SS41, 板厚 3.2 mm
鉄		筋	$\phi 9 \times 10$
ジ	ベ	ル	L40 $\times$ 40 $\times$ 3
圧	縮	強	388 kg/cm ²
ヤ	ン	グ	2.24 $\times 10^5$ kg/cm ²
断	面	二	次モーメント 6327 cm ⁴

表 一 1

3. 弾性理論 Fig 2に示す一般的な鋼合成けた断面においてコンクリートの引張り抵抗を無視したときの中立軸の位置 x は、次式で与えられる。

$$\alpha x^2 + \beta x + \gamma = 0 \quad (1)$$

ここで

$$\alpha = b_o / 2$$

$$\beta = (b - b_o) \cdot t_u + n \{ A_s \cdot t_u \cdot (b - b_o) + b_o \cdot t_v + 2t_w \cdot (h - t_u) \}$$

$$\gamma = -n \{ A_s \cdot d_i + t_u \cdot (b - b_o) \cdot t_w (n^2 - t^2) + b_o \cdot h \cdot t_v \}$$

$$- (b - b_o) \cdot t^2 / 2$$

$$\dots \dots \dots (2)$$

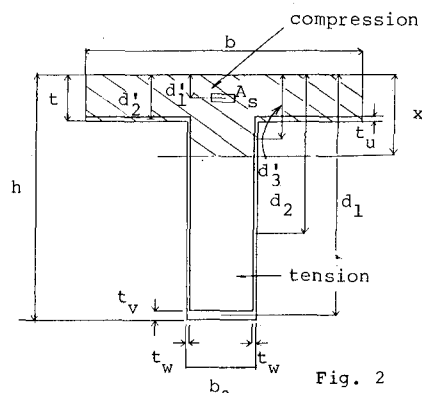


Fig. 2

(1)へ実験けたの寸法を代入して x を求めると $x = 10.9 \text{ cm}$

となる。しかし次節で述べるように、荷重載荷点付近の曲げ

モーメントの大きいところでは実験値とほぼ一致するが、載荷点から離れた位置ではコンクリートの引張抵抗が無視できず、式(1)の値とは一致しない。

※本研究は昭和57年度文部省科学研究費による研究の一部として行われたものである。

4. 実験結果 荷重方法は2点荷重方式で行った。スパン中央と $L/4$ 点で鋼のひずみを測定した。ひずみゲージの添附位置は以下の図に示す。荷重は油圧ジャッキにより、 $0\text{ t} \sim 15\text{ t}$ まで20ステップで載荷した。したがって1ステップあたりの荷重増加量の平均は約 750 kg となる。

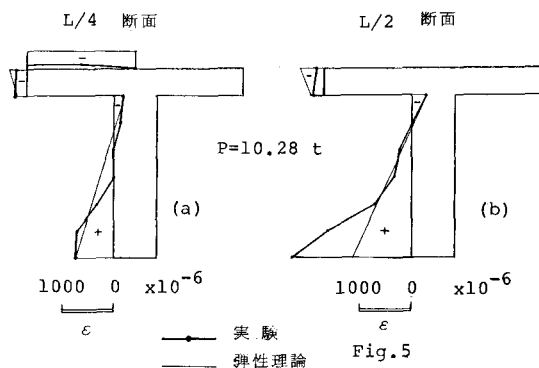
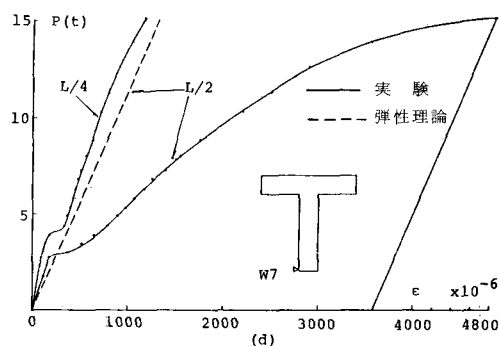
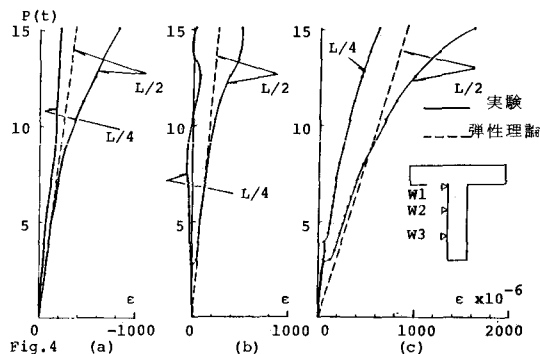
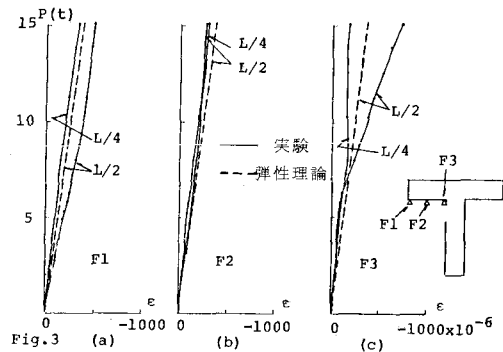


Fig 3 はフランジの鋼部分の荷重—ひずみ曲線を示す。スパン中央 ($L/2$)、 $L/4$ 点 ($L/4$) とともにフランジ自由端に近い Fig 3 (a), (b) で直線性がみられる。フランジとウェブ結合部に近い (C) 図では、スパン中央、 $L/4$ 点ともに非線形挙動がみられる。とくにスパン中央では除荷後の残留ひずみも大きい (残留ひずみは細実線と横軸との交点)。また (a), (b), (C) のいずれも負のひずみで圧縮の状態である。

Fig 4 はウェブの3点での荷重—ひずみ曲線を示す。したがって Fig 3 (C) のゲージ位置と Fig 4 (a) のそれとは近接して添附されているので、これら両図は値も変形挙動もほぼ似ている。Fig 4 (b) の $L/4$ 点を見るとひずみが正負をくりかえしており、ウェブのこの点が中立軸近値であることを示している。床版上面からこの点 (W3) までの距離は 15 cm であり、コンクリートの引張抵抗が有効であることを示している。

Fig 4 (C) の $L/2$ 点を見ると、 $P = 2.8\text{ t}$ で曲線が折れ曲がってひずみが増加しているのがわかる。これはスパン中央部の引張側コンクリートにひびわれが発生したため、けたの剛性が低下したためと考えられる。しかし同じ図の $L/4$ 点では $P = 4\text{ t}$ で同じ現象が見られる。これは $L/2$ 点に比べ同じ荷重状態では曲げモーメントが小さいからに他ならない。

Fig 4 (d) はウェブ下端でのひずみである。(C) 図にくらべてひずみが大きくなっているとともに、上述のひずみの不連続性もはっきりと見られる。最終荷重 $P = 15.13\text{ t}$ で $L/4$ 点ではひずみはほぼ弾性限内であるが、 $L/2$ 点では $\epsilon = 4900 \times 10^{-6}$ つまり 0.49% の伸びを示しており降伏点を越えている。又除荷後の残留ひずみも 0.36% に達している。

Fig 5 (a), (b) は、最終荷重状態での $L/2$ 点と $L/4$ 点での断面内ひずみ分布を示す。中立軸の差異とともに、ひずみ分布の非線形性が顕著に見られる。