

σ を制限する条件式は

$$\left. \begin{aligned} A_f \geq 0, \sigma &\geq \frac{(2a-3a^2)\sigma_{ba}}{3(1-a)\frac{e}{d} + (2a-3a^2)} \\ A_f' \geq 0, \sigma &\geq \frac{(4a-3a^2-1)\sigma_{ba}}{3(1-a)\frac{e}{d} + (4a-3a^2-1)} \\ A_w \geq 0, \sigma &\leq \frac{a\sigma_{ba}}{\frac{e}{d} + a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

これ等の式は $a = \frac{1}{2}$ のとき (3a) (4a) に一致する。

(3-8) 鋼床版 (直交異方性板) の研究

正員 京都大学工学部 工博 成 岡 昌 夫
正員 神戸大学工学部 大 村 裕
准員 建設省中部地方建設局 ○仲 西 茂 夫

橋梁構造の最近の進歩としておもなものは、橋床および主桁構造のいちじるしい進歩である。ドイツにおける長大スパンのプレートガーダーはいずれも鋼床版を用いている。なおこのような橋梁の設計、架設にあたっては、必ず鋼床版の実験を行っており、これらは Stahlbau その他で発表されている。

わが国において現在設計されている程度のプレートガーダーあるいは箱桁ならば、鉄筋コンクリート床版（もちろん鋼桁と合成する）でよいが、少し長スパンとなると、従来の床版では重く、鋼床版が必要であると思う。この意味において実験用の鋼床版を製作し、載荷試験を行つたので、この大略を述べよう。ただこれは鋼床版のみを対象としたもので、主桁断面の上フランジとして作用せしめた状態ではない。

試験用鋼床版は横 2.6 m, 縦 1.7 m, 板厚 10 mm, 横肋材は 150×10 mm の板を 30 cm 間隔に、縦肋材は 80×10 mm の板を 40 cm の間隔に配置したものである。設計荷重は中央集中荷重として 7.0 t 見当 ($\div 5.2 \times 1.4$) であつて、このときの応力が約 1200 kg/cm² となるように、補強材を配当したものである。ただし、床版のみを対象とし、上フランジとしての作用を考えてないので、実際に用いる鋼床版とは少し肋材の配置が違っている。床版の重量は 657 kg で、150 kg/m² である。鉄筋コンクリート床版の場合に比較すると、1/3.5 以下である。

載荷は 30×30 cm の部分的分布荷重を版の中央と、これより少しはなして偏心的に作用せしめる 2 つの場合を行つた。なお支持辺は短辺方向とし、スパンを 2.4 m とした。測定は撓みはダイヤルゲージにより応力は電気抵抗線歪計と Baldwin SR-4 Strain indicator により行つた。

直交異方性板の撓みの微分方程式は次のとおりである。

$$B_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

さて問題は H をどうとるかである。直交異方性板の問題はここにある。設計にあたっては、Stahlbau, 1952 の W. Corneliuss の論文を参考にし、 $H = 0.4\sqrt{B_x B_y}$ として計算したが、実測の結果は、上の 0.4 の係数が 1/6~1/4 見当が適當であることがわかつた。

なお上のように $H = (0.16 \sim 0.25)\sqrt{B_x B_y}$ とすれば、撓みは比較的良好に一致するが、応力においては撓みほどの一致はみられなかつた。

しかし直交異方性板理論が、この実験床版のような、縦横に肋材でしかも比較的密でなく補強された板にも、よく適合することがわかつた。もつともこれはドイツで多く実験されて確認されているところであるが、これを確かめたわけである。

直交異方性板の理論は床版とそれを支える構造とを一体として取り扱うものであり、従来の各個撃破的な取扱いより一歩前進している。下路プレートガーダーの床組の実験によると、床版とそれを支える縦桁とを一体として考えた方が、はるかに実際に近いようである（滋賀県大谷川橋の実測による）。従つてあえて鋼床版に限らず、

土木構造物の解析にもつと直交異方性板理論をとり入れ、発展させてゆきたいと思う。

なお本研究は文部省科学研究費の補助によるものである。

(3-9) 格子桁橋梁の設計について

正員 新三菱重工神戸造船所 伊 藤 敏 一

1. まえがき 格子桁構造の静力学的問題は相当古くから各国において研究せられているが、多次不静定構造である関係上橋梁等の実際構造物に適用することがきわめてむづかしい。各種橋梁の床組桁及び2本以上の主桁からなる鉸桁橋等はいずれも互いに交叉する2群の桁からなり、外力がその構造の面に鉛直に作用するのでいわゆる格子桁である。しかしながら上記のように設計計算が煩雑なため、従来はこれを格子桁として設計しないのが常識であつた。近來橋梁の応力測定が多方面において実施され、実際応力と計算応力との割合が論議されるようになった。これに応じて従来の設計法にも再検討を要する点があるようである。合成桁及び格子桁はその1つと考えられる。

格子桁(ときには交叉構造と云う)に関しては、古くは Zschetzsche, Faltus, Ostenfeld, Krabbe, 福田, 等の諸学者の論文があり、また E. Melan u. R. Schindler はの著書があるが、これらの研究についてはいづれも橋梁設計に実用するには非常な計算労力を必要とする。これを改良した簡易計算法が近年 H. Homberg 及び F. Leonhardt 等によつて発表されている。F. Leonhardt の計算法に従い、支間 20 m, 25 m 及び 30 m の格子桁橋を設計したので、その設計計算上の問題について述べたい。

2. 格子桁の特長 格子桁は簡単に云えば横桁の荷重分布作用を考慮した桁構造である。従つて縁主桁は従来の設計法によるものより負担が大きく、これに反して中主桁はそれよりも小さくなる。従つて横桁は従来のものよりも大きくなる。以下2支点上の主桁からなる格子桁に限定しこれらの概要を簡単にのべると

a) 死荷重及び衝撃を含む活荷重による中桁の最大モーメントは挺子の作用をする場合(以下単桁と略称)を100% とすると格子作用をする場合(以下格子桁と略称)は約 60~90%

b) a) の荷重による縁桁の最大モーメントは単桁を 100% とすると、格子桁は 110~150%

c) 支間中央の横桁最大モーメントは単桁を 100% とすると、格子桁は 200~600%

d) 縁桁(J_R)と中桁(J)との剛度比を j とすると

$$j = J_R/J = 1.1 \sim 1.7$$

従つて有効巾員が大きく荷重が大なる場合には従来の設計方法のものより鋼重が少なくなる。

また桁高は従来の桁よりも低くすることができるので上路橋とする可能性が多く、橋梁の外観からも好ましいわけである。ドイツの例では支間 8~30 m のものでは最小構造高を支間の $1/10 \sim 1/23$ 程度にしている。

3. 設計計算について ここでも2支点上の主桁からなる格子桁に限定して述べる。横桁の荷重分布作用を有効ならしめるにはまず支間中央に横桁を配置することが必要である。一般に横桁数を3~4本としているが、これは5本6本と増しても荷重分布作用に大した効果がないからである。

計算法は、まづ横桁を弾性支承上の桁としたもの及び主桁を剛支点上の連続桁としたものを補助系に選定し(横桁を剛支点上の連続桁としたもの及び主桁を弾性支承上の連続桁としたものの2つの系を選定してもよい) 横桁による横分布数 q を計算し、この q を単桁及び剛支点上の連続桁に適用するのである。F. Leonhardt は支間中央の1本横桁のみの場合をもととして各種の条件について略算法を示している。

次に設計計算の要点を列挙すると

a) 桁中心位置またはその近傍の主桁モーメント

b) 支承点位置における主桁剪断力

c) 橋の中央またはその近傍の横桁モーメント

d) 縁桁あるいは床板縁における横桁剪断力

格子桁計算の基礎となる $z = (I : 2a)^2 (J_Q : J)$ 及び $j = J_R/J$ は初めに仮定する必要があるので第1次計算では以上の項目のうちモーメントに関するものだけを求め、断面決定後にあらためて z 及び j を求め a)~d) の項を計算すればよい。