

鋼床版の構造特性の研究(その2)

北海道大学
北海道大学
北海道大学

正員 渡辺 昇
正員 林川 俊郎
学生員 ○岡村 章

1 まえがき

鋼床版の断面算定に影響する因子としては、縦りづの支間(入), 間隔(入), 曲げ剛性(EI_L), ねじり剛性(H), 横りづの曲げ剛性(EI_a), 主桁の曲げ剛性(EI_{mg})等がある。(図-1参照)。現在、日本・ドイツなどで用いられている鋼床版の多くの設計例を統計的に整理して、その構造特性を理論的に調べてみた。

2. 実際の鋼床版の設計例について

図-2よりわかるように、1950~1960年頃は、縦りづに開きりづを多く用いていたが、1975年現在は、縦りづに閉じりづを用いる例が多くなっている。また、図-3が示すように、閉じりづは、開きりづと比較して荷重の横分配作用が良好であるため横りづ間隔を大きくすることができる。横りづの間隔(縦りづ支間入)は、2~5mを用い、横りづの支間(主桁間隔L)は、4~20mを用いている。また、デッキプレート厚は、12mmが多い。

横りづの腹板高は、

$$h = 2.3\sqrt{L} \quad (1)$$

h : (cm), L : 横りづ支間(cm)

の式で整理できる。

いま、多くの鋼床版の設計例を

$$\theta = \frac{\alpha}{\lambda} \sqrt{\frac{EI_L}{a} / \frac{EI_a}{\lambda}} \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{H}{2\sqrt{\frac{EI_L}{a}, \frac{EI_a}{\lambda}}} \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{EI_{mg}}{EI_L} \quad (4)$$

で整理すると、 $\theta = 0.05 \sim 0.31$, $\alpha = 0 \sim 0.1$, $\gamma = 10 \sim 1000$ の範囲にあることがわかった。

3. 縦りづの支間中央の曲げモーメントとたわみについて

縦りづの断面は、主として縦りづの支間中央に作用した集中荷重(後輪荷重)Pによる最大曲げモーメントと、死荷重qによる最大曲げモーメントの和により定まる。

集中荷重が作用するときの最大曲げモーメントと最大たわみを

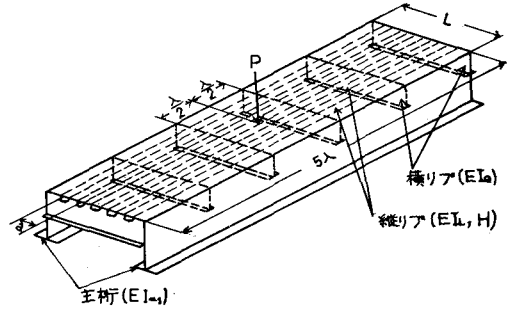


図-1

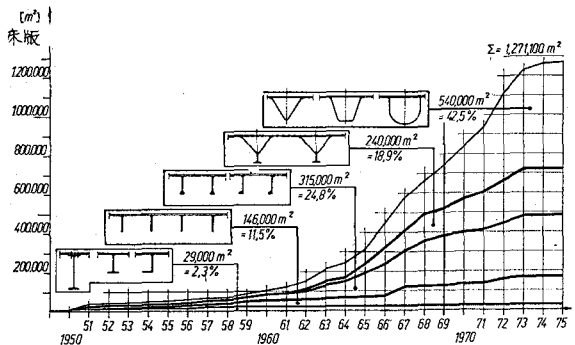


図-2

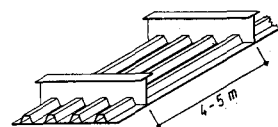
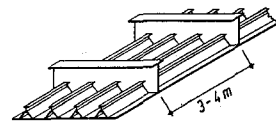
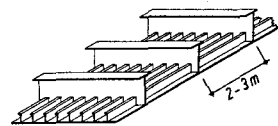


図-3

それぞれ、

$$K_e = \frac{M_e}{P\lambda}$$

$$f_e = w_e / \frac{P\lambda^3}{EI_L} \quad (5)$$

一、死荷重が作用するときの最大曲げモーメントと最大たわみを、それぞれ

$$K_d = \frac{M_d}{q\lambda^2 a}$$

$$f_d = w_d / \frac{q\lambda^4 a}{EI_L} \quad (6)$$

で整理した。

図-4、図-5は、 K_e, f_e が実際に用いられている鋼床版での α の範囲では、 α の影響がほとんどないことを示しており、結局 $\alpha=0$ として計算してよいと思う。図-6、図-7は、 K_e, f_e と γ と θ との関係を示したものである。また、図-8～図-15は、 $\alpha=0$ として、縦リブ本数と横リブ本数を変えたときの K_e, K_d, f_e, f_d と θ との関係を示している。

M: 縦リブ本数 N: 横リブ本数

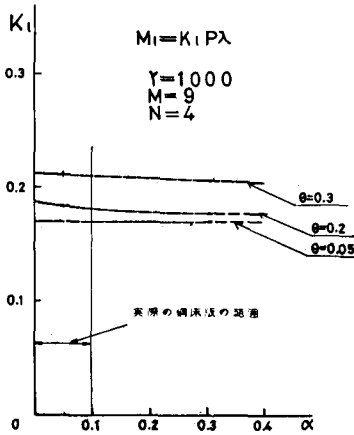


図-4

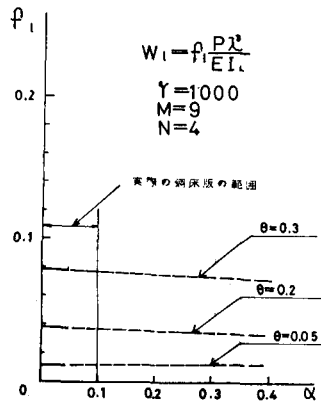


図-5

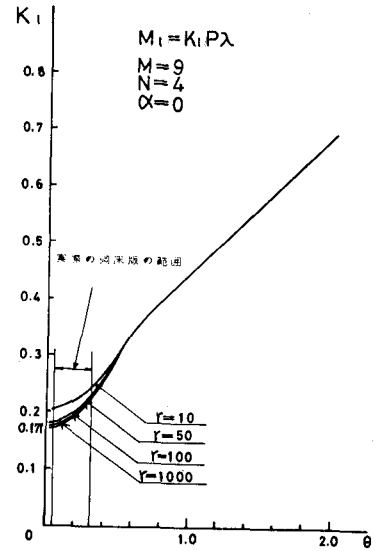


図-6

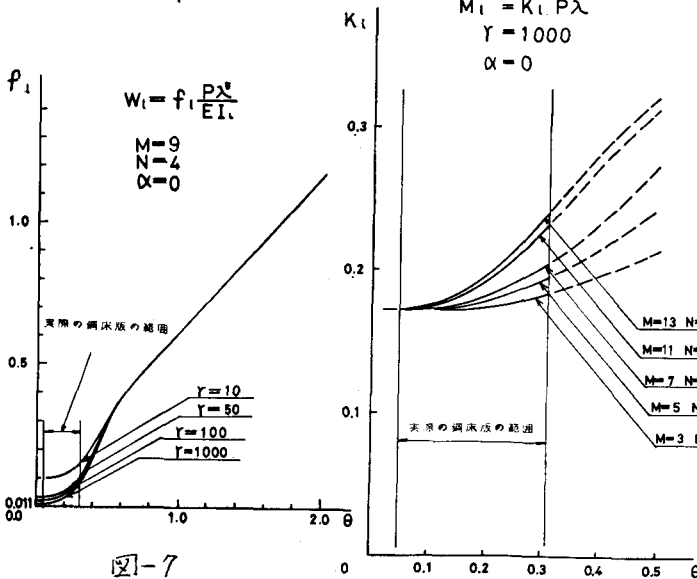


図-7

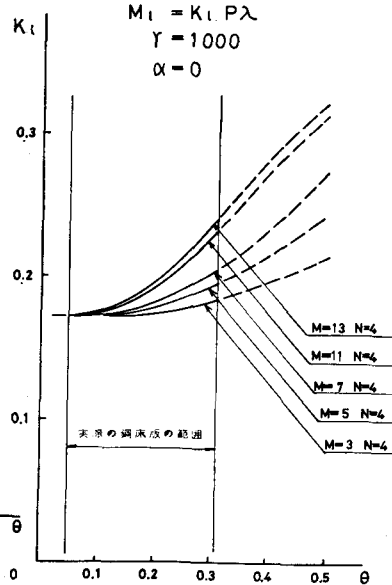


図-8

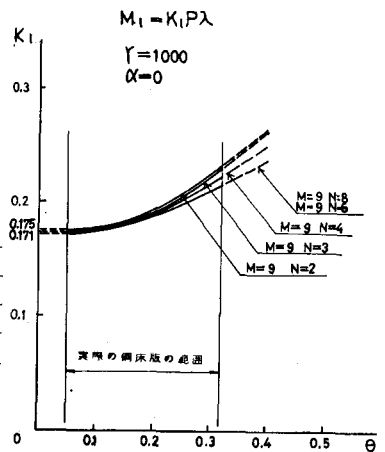


図-9

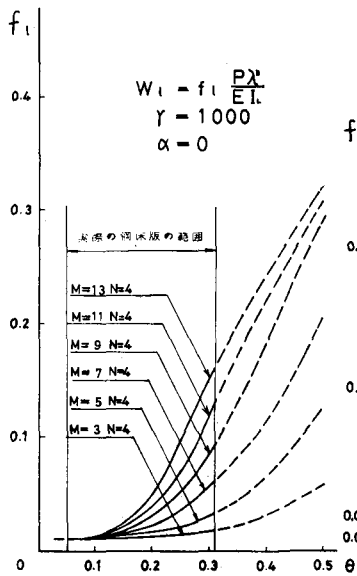


図-10

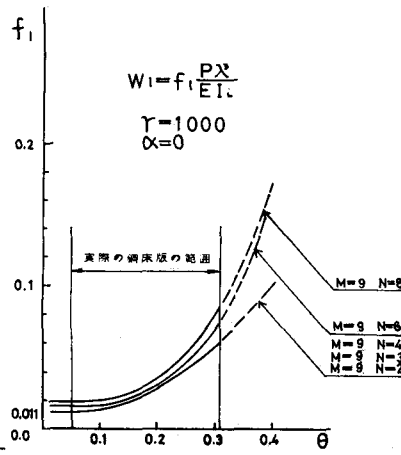


図-11

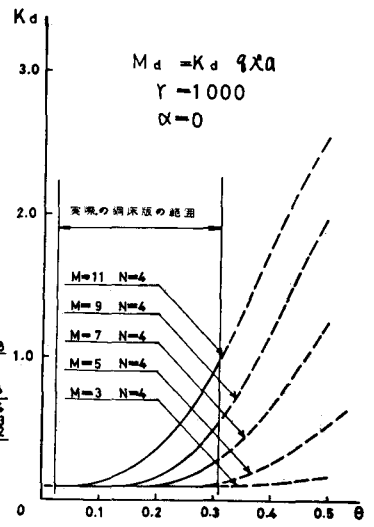


図-12

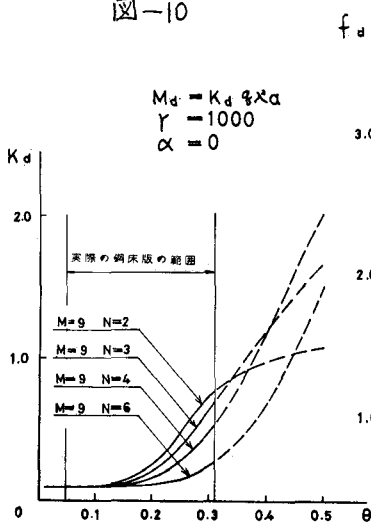


図-13

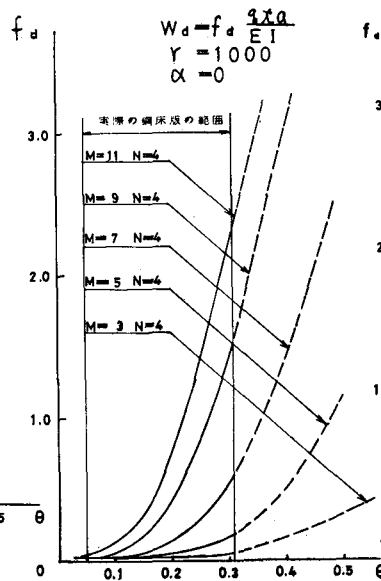


図-14

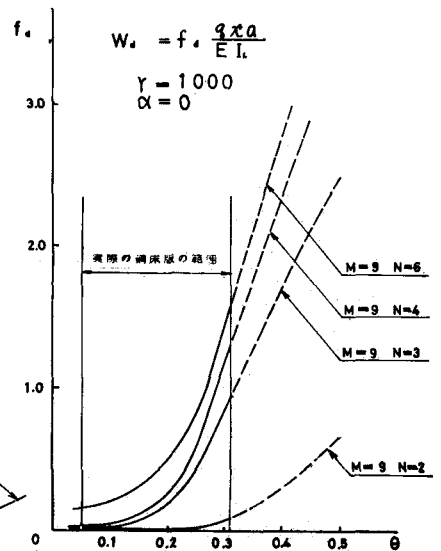


図-15

4. 計算例

図-8～図-15を用いて、図-16、図-17に示す鋼床版の計算例を示す。まず、縦リブの曲げ剛性($E I_c$)、横リブの曲げ剛性($E I_e$)、主桁の曲げ剛性($E I_{mg}$)を求めると

$$E I_c = 6.77 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$E I_e = 2.63 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$E I_{mg} = 6.34 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

となる。図-16より、 $a = 60 \text{ cm}$ 、 $\lambda = 400 \text{ cm}$ であるから、(2)式、(4)式より $\theta = 0.1$ 、 $\gamma = 937$ となる。

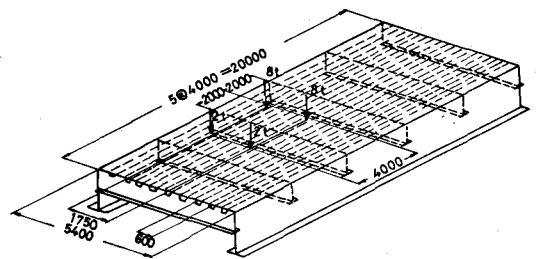


図-16

次に、 $\gamma = 1000$ として、図-9, 図-11, 図-13, 図-15より K_e, f_e, K_d, f_d を求めると

$$K_e = 0.177 \quad f_e = 0.013$$

$$K_d = 0.1 \quad f_d = 0.01$$

となる。

集中荷重 P は、衝撃係数を 0.4 とすると、

$$P = 8 \times 1.4 = 11.2 \text{ t}$$

となる。死荷重を計算すると

$$\text{アスファルト舗装 (7.5cm 厚)} \quad 0.075 \times 2000 = 172.5$$

$$\text{デッキプレート (12mm 厚)} \quad 0.012 \times 7850 = 94.5$$

$$\text{縦リブ} \quad 47.84 \times 10^4 \times 20 \times 9 \times 7850 / 20 \times 5.4 = 62.6$$

$$\text{横リブ} \quad 78 \times 10^4 \times 5.4 \times 4 \times 7850 / 20 \times 5.4 = 18.3$$

$$\text{主桁} \quad 316 \times 10^4 \times 20 \times 2 \times 7850 / 20 \times 5.4 = 91.9$$

$$g = 440 \text{ kg/m}^2$$

したがって

$$M_e = K_e P \lambda = 7.93 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M_d = K_d g \lambda^2 a = 0.40 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \therefore M = M_e + M_d = 8.33 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$w_e = f_e \frac{P \lambda^3}{EI_L} = 1.4 \text{ cm} \quad w_d = f_d \frac{g \lambda^4 a}{EI_L} = 0.1 \text{ cm} \quad \therefore W = w_e + w_d = 1.5 \text{ cm}$$

5. あとがき

上述した方法によると鋼床版の設計の際、図-8 から図-15 までを利用すれば煩雑な計算を行なうことなしに容易に応力を求めることが可能となり便利である。また、この方法により求められた計算結果は、W. Pelican u. Esslinger の解法ともよく一致している。

6. 参考文献

- 1) 国広、藤原；直交異性板理論による鋼床版実用設計法、土木研究報告 137 号の 2, 同 690 号
- 2) F.R. Weitz; Neuzzeitliche Gesichtspunkte im schweißenden Brückenbau, Stahlbau 1974 年 3 月
- 3) 日本鋼管；鋼床版に関する技術及び実験について、1973 年 2 月

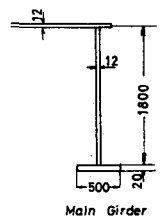
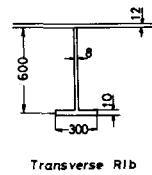
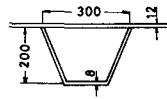


図-17