I－2　単純トラスの鋼重について（オ１報）

大阪市大　正員　倉田宗章
近畿復建　正員　上原基世
大阪市大　正員○辻　康男

序；一般に橋梁の設計に際しては，最初に死荷重仮定が経験的に推定されるのが普通であり従って経済比較に於ては，これが試行錯誤の繰返しの原因となり多大の時間，労力を要することになる。特に長大径間となるに従い死荷重の影響が支配的となり上述の困難はますます増大する。本題に於ては，単純ワーレントラスの鋼橋について，特に自重の影響を考慮した鋼重比較を行ったものである。

床板；板厚＝t^{cm}　有効厚＝d^{cm}　鉄筋量＝$A_s^{cm^2}$　鉄筋被り $d'=3^{cm}$ の複鉄筋とし，鉄筋およびコンクリートの応力を許容応力一杯にとると，断面の抵抗モーメント M_r は

$$M_r=\frac{(t-3)^2}{0.0818} \text{ ---------(1)}$$

一方設計モーメントは，死荷重モーメント M_d，活荷重モーメント M_l とすると

$$M=M_d+M_l \text{ -------(2)}$$

(1)＝(2) とすると，縦桁間隔 l(m) を与えた時，自重をも考慮した必要床板厚を与える式として，$12.225t^2-(73.35+2.5l^2)t+110.25-M_l=0$ ------(3)　を得る

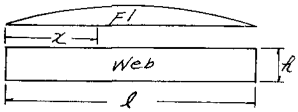
床組構造；縦桁横桁は単純梁とする。ウェブ高さは一定とし，フランジ断面は最大曲げモーメント図に比例して変化させるべきであるが，これは一般に sine 曲線で近似することが出来るから，　フランジ総断面積 $F(x)=A\sin\frac{\pi}{l}x$　と仮定する（図－1）

縦桁；自重によるモーメント M_d

$$M_d=M_d'+M_d''=A\rho\frac{l^2}{\pi^2}\sin\frac{\pi}{l}x+\frac{thl}{2}\rho\left(x-\frac{x^2}{l}\right) \text{ -----(4)}$$

M_d'；フランジ自重モーメント
M_d''；ウエブ　自重モーメント

図－1



載荷重によるモーメント M_l

$$\left.\begin{aligned} M_l&=\frac{P+ql}{2}x-\frac{q}{2}x^2 && 0\leq x\leq\frac{l}{2}\\ M_l&=\frac{Pl}{2}+\frac{ql-P}{2}x-\frac{q}{2}x^2 && \frac{l}{2}\leq x\leq l\end{aligned}\right\} \text{ ----(5)}$$

P；集中荷重
q；等分布荷重

$x=\frac{l}{2}$ で最大縁応力が許容応力 σ_a に等しくなるためには，

$$\left\{F\left(\frac{l}{2}\right)+\frac{th}{3}\right\}\frac{h}{2}\sigma_a=\left[M_d+M_l\right]_{x=\frac{l}{2}} \text{ ----(6)}$$

(6) よりフランジ断面積 A は

$$A=\frac{\pi^2}{8}\cdot\frac{\frac{4}{3}th^2\sigma_a-2Pl-ql^2-thl^2\rho}{\rho l^2-\frac{\pi^2}{2}h\sigma_a} \text{ ----(7)}$$

従って梁体積 V は，

$$V=thl+\int_0^l F(x)dx=thl+\frac{\pi l}{4}\cdot\frac{\frac{4}{3}th^2\sigma_a-2Pl-ql^2-thl^2\rho}{\rho l^2-\frac{\pi^2}{2}h\sigma_a} \text{ ----(8)}$$

故に $\frac{\partial V}{\partial h}=0$ とおいて V を最小ならしむる h を求めることが出来る。

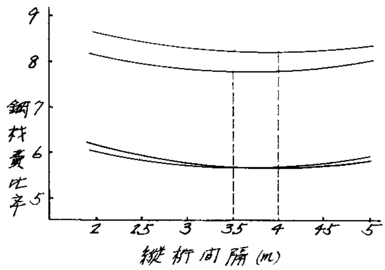
$$\frac{\partial V}{\partial h}=\frac{\pi l}{4}\left[\frac{4t}{\pi}-\frac{\frac{2}{3}\sigma_a^2\pi^2 t h^2-\frac{8}{3}\sigma_a t h l^2\rho+t l^4\rho+\sigma_a\pi^2 P l+\frac{\sigma_a}{2}\pi^2 q l^2}{\left(\rho l^2-\frac{\pi^2}{2}h\sigma_a\right)^2}\right] \quad \cdots\cdots\cdots (9)$$

(9)式を0とおいて、載荷重P、q、およびスパンlが与えられれば最小重量を与えるウエブ高さhを求めることが出来る。

横桁；横桁についても二主構間の単純梁として考えれば上述の計算法が適用出来る。

床組の経済比較；上述の諸式によって縦桁間隔 l = 2, 2.5, 3, 3.5, 4, 4.5, 5^m の各場合につき縦および横桁重量を計算し、且つ市価を参考にして床組価格（鋼材費、鉄筋コンクリート費）の比率を求めた（図－2）。図より縦桁間隔 l = 3.5～4^m の時経済値を得る。尚荷重は、本州四国連絡橋計算設計示方書（建設省本州四国連絡道路調査事務所編）による。

図-2



主構；

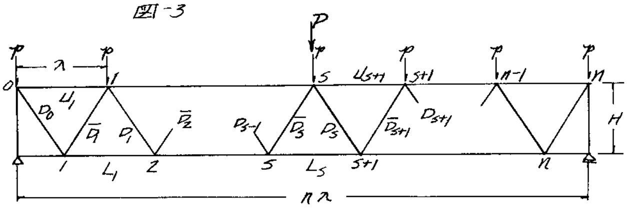
記号； s；部材番号または格間番号

$f=\sec\theta=\sqrt{1+\left(\frac{\lambda}{2H}\right)^2}$，　fH；斜材長

U；上弦材　L；下弦材　$D, \bar{D}$；斜材

部材断面仮定式；種々の形式の荷重に対し一般に曲げモーメントは sine 曲線または放物線にて近似出来ることが確かめられる。故に自重分布を予知するため、また計算の便宜上各格間において各部材は一定断面をもつものとし格間毎に変化する Step Function で表わされるものとする。

図-3



$$\left.\begin{array}{lll} \text{上弦材断面分布関数} ; & A_{U(s)}=\alpha\frac{s-0.5}{n}\left(1-\frac{s-0.5}{n}\right) & s=1\sim n \\ \text{下弦材}\quad〃\quad〃 ; & A_{L(s)}=\beta\frac{s}{n}\left(1-\frac{s}{n}\right) & s=1\sim n \\ \text{斜材}\quad〃\quad〃 ; & A_{D(s-1)}=\nu A_{\bar{D}(s)}=\gamma\left(\frac{s-0.5}{n}\right)+\delta & s\leq\frac{n}{2} \\ & \alpha,\beta,\gamma,\delta\text{；未定係数}\quad \nu=\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ta}} & \end{array}\right\} \cdots\cdots (10)$$

(10)式より部材自重による応力と影響線を利用して載荷荷重P、pによる応力を求めることが出来る。トラス部材力は弦材は中央格間において最大値、腹材は支点附近および中央格間において、それぞれ最大値最小値をとるから、これらの位置における部材断面に許容応力を乗ずれば最大許容部材力を求めることが出来る。次にスパン中央附近の上弦材、下弦材、斜材応力および支点附近斜材応力のつり合いから、部材断面を定める未定係数α, β, γ, δに関する方程式を得る。従って上載荷重P, p, 下載荷重qが与えられれば、任意のトラス寸法、格間数n、格間長λ、トラス高H、を選定すれば、係数α, β, γ, δを求め得る。

図-4