

榑新井組 正員 野村敬二
琉球大学 正員 矢吹哲哉

1. まえがき

鋼箱桁において、中間ダイアフラムは断面形状を保持し、断面変形に伴って生じるそり応力や横方向板曲げ応力を低減する役割を果たしている。近年、断面変形挙動に関する数多くの研究が成され、中間ダイアフラムの間隔および剛度を決定するための設計法がいくつか提案されている。しかし、これらの設計法は断面変形特性を反映していなかったり、あるいは設計計算が煩雑であったりする。そこで、本研究では、設計法の単純化と合理化を図る目的で新たな中間ダイアフラム設計法を提案するものである。

2. パラメーターの適用

Wrightらによって示されたBEFアナロジー¹⁾では、箱桁断面のラーメン剛性を弾性床上的のはりと同様な無次元パラメーターによって評価している。本研究では、ダイアフラムの必要剛度評価にこの無次元パラメーターを適用する。すなわち、中間ダイアフラムの剛度 K を桁軸方向の単位長さ当たりに平均化して、

$$k = K/L_D = nK/L \quad (1)$$

と定義する。ここで、 L_D はダイアフラム間隔、 L は支間長、 n はダイアフラムで等間隔に区切られた区間の数である。従って、弾性床 k 上の無次元パラメーターは、

$$\mu = \sqrt[4]{k/(EI_w)} \cdot L \quad (2)$$

と定義される。ここで、 E はヤング率、 I_w は断面変形に対するそり定数である。次に、坂井らによって示されたBeamアナロジー²⁾により、集中ずり荷重 P_v および等分布ずり荷重 p_v に対する最大そりモーメントを求め、 n をパラメーターに選び μ との関係をそれぞれ図-1および図-2に示す。ただし、集中および等分布ずり荷重に対する最大そりモーメントはそれぞれ $P_v L$ および $p_v L^2$ によって無次元化されている。 $n = \infty$ の曲線は、弾性床上的のはりの曲げモーメントの厳密解より得られた。

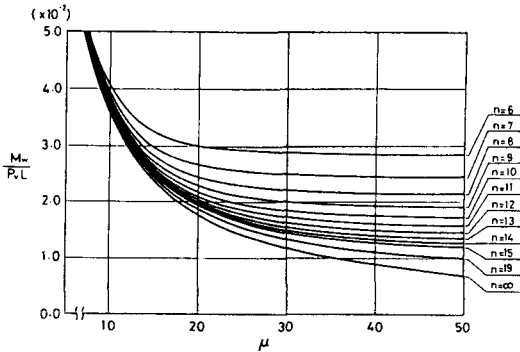


図-1 μ と集中ずり荷重による最大そりモーメントとの関係

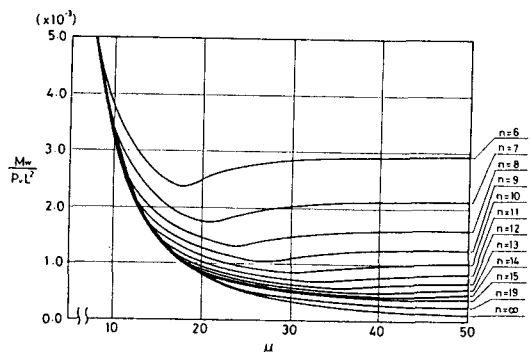


図-2 μ と等分布ずり荷重による最大そりモーメントとの関係

3. 簡易設計式の提案

本研究では、最大ずり応力を最大曲げ応力に対して2次のオーダーに抑えるように中間ダイアフラム間隔および剛度の簡易設計式を提案する。坂井ら²⁾、小松ら³⁾の方法と同様にいくつかの仮定を設ければ、最大ずり応力と最大曲げ応力の比(以下、ずり応力比と呼ぶ)は次のように表される。

$$\sigma_{dw}/\sigma_b = 12 f_c(n, \mu) \cdot (\sigma_{bc}/\sigma_b) + 24 f_u(n, \mu) \cdot (\sigma_{bu}/\sigma_b) \quad (3)$$

ただし、 σ_b は偏心活荷重による最大曲げ応力、 σ_{bc} および σ_{bu} はそれぞれ集中および等分布偏心活荷重による曲げ応力成分である。また、 f_c および f_u は、 n および μ の関数で、それぞれ図-1および図-2より得

られる。 σ_{bc}/σ_b および σ_{bu}/σ_b は支間長によって変化し、支間の短い範囲内では集中荷重による曲げ応力が支配的であり、支間が長くなるに従い等分布荷重による曲げ応力の割合が増加する。道示のL荷重を採用すると、支間長60m以上の橋梁では $\sigma_{bu}/\sigma_b \geq 0.7$ 程度である。従って、 $\sigma_{bu}/\sigma_b = 0.7$ の場合の μ とずり応力比の関係は、図-3のようになる。ここで、ずり応力比が10%以下であり、かつ曲線がほぼなだらかなる n と μ の組合せとして、 $n=10$ 、 $\mu=20$ を採用する。 n および μ が増加するに従い、ずり応力比は減少し安全側に向かう。また、等分布荷重による曲げ応力の割合が増加するに従いずり応力比は減少するので、 $\sigma_{bu}/\sigma_b > 0.7$ においても安全側に位置する。従って、 $n \geq 10$ および $\mu \geq 20$ とすれば、最大ずり応力が最大曲げ応力に対して2次のオーダーに低減できると考えられる。以上より簡易設計式として次式を提案する。

$$nK \geq 20^4 E I_w / L^3 \quad (4.a)$$

$$\text{ただし、} n (=L/L_D) \geq 10 \quad (4.b)$$

$$K = C \cdot 4GA t_D \quad (5.a)$$

$$C = 1.00 - (0.95\alpha + 3.15)\rho + (2.42\alpha + 2.13)\rho^2 \quad (5.b)$$

$$(0.0 \leq \rho \leq 0.36, 1.0 \leq \alpha \leq 2.0)$$

中間ダイアフラムの間隔および剛度は式(4)を満足すればよい。式(5)は、開口部を有するダイアフラムの剛度評価式であり、 α は箱桁の高さと幅の比、 ρ は開口部面積と板厚中心線で囲まれた部分の面積 A との比である。また、 G はせん断弾性係数、 t_D はダイアフラム板厚である。 $\rho > 0.36$ の範囲では、ラーメンとして剛度を評価するのがよい。

4. 他設計法との比較

小松ら³⁾の行った他設計法による設計計算例と本法の計算結果の比較を表-1に示す。本設計法（式-4）では、ダイアフラム数を増やせば剛度は減少させることが可能であり、実状に則していると思われる。本法では、複雑な手順を経ずに、他設計法の欠点を補っていることがわかる。

5. まとめ

中間ダイアフラムの剛性を、弾性床上的のりと同様な無次元パラメーターを用いて桁全体について評価した。また、設計法の単純化を図るために有用であると考えられる簡易設計式を提案した。

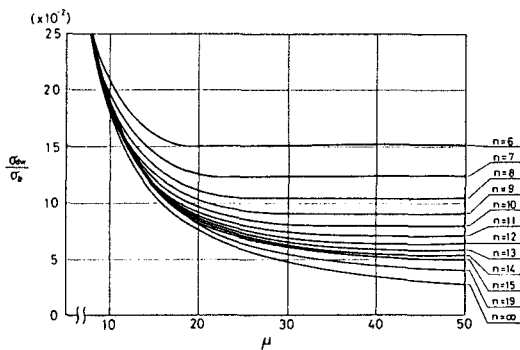


図-3 μ と σ_{bu}/σ_b の関係 ($\sigma_{bu}/\sigma_b = 0.7$)

表-1 設計計算例・充腹板型式ダイアフラム換算板厚(cm) -

	タイプ A		タイプ B	
	$L_D=3m$	$L_D=6m$	$L_D=3m$	$L_D=6m$
Merrison	363.14	484.02	19.47	3.90
坂井・長井	7.28	0.91	0.45	0.06
中井・村山	0.05	0.09	0.36	0.72
道路橋便覧	0.21	0.21	0.04	0.04
小松・長井	0.12	0.18	0.01	0.001
本 法	0.11	0.22	0.015	0.03
備 考	$L=78m$ $I_w=1.2791 \times 10^{12} \text{ cm}^4$ $\beta=1.843 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}$		$L=60m$ $I_w=1.875 \times 10^{11} \text{ cm}^4$ $\beta=3.0401 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}$	

参考文献

- 1) Wright他: BEF Analogy for Analysis of Box Girders, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. ST7, July 1968.
- 2) 坂井・長井: 鋼箱桁橋中間ダイアフラム設計法に関する一試案, 土木学会論文報告集, 第216号, 1977年5月.
- 3) 小松・長井: 中間ダイアフラムの新しい設計法に関する研究, 土木学会論文報告集, 第326号, 1982年10月.