

(22) 鋼製箱桁橋の中間ダイアフラムの簡易設計法に関する一考察

○ 依田照彦* 平嶋政治** 清水啓元***

1. まえがき

近年、曲げ剛性のみならずねじり剛性にも富んでいる鋼製箱桁が橋梁に数多く使用されている。鋼製箱桁に図-1のような分布荷重が偏心して作用し、輪荷重が直接フランジに作用している場合を考えると、箱桁はその横断面形状を保持し得ず、図-2(a)のような断面変形が生じ、それに伴い、図-2(b)のような付加的そり応力が生じる。それ故、従来より、薄肉鋼製箱桁橋には、断面形状を保持し、断面変形に伴う付加的そり応力を減少させるために、中間ダイアフラムが設けられている。箱桁橋に中間ダイアフラムを設ける理由を、上記のものも含め、整理すると、¹⁾

- (1) 曲げおよびねじりに対する断面形状の保持
- (2) 断面変形に伴う付加的そり応力の減少
- (3) 箱桁の剛性の増大
- (4) 荷重分散作用の促進
- (5) 製作、架設および付属物取付け上の必要性

となる。

この中間ダイアフラムの設計法に関する研究成果は、Merrison 報告²⁾、坂井・長井の提案式³⁾、Heins の提案式⁴⁾、中井・村山の提案式⁵⁾、小松・長井の提案式⁶⁾で具体化されており、直線鋼箱桁橋の中間ダイアフラムの設計法に関してはほぼ完成したとの印象が強い。特に、小松・長井⁶⁾

は、断面変形に伴う付加的そり応力度を箱桁の許容曲げ応力度の数%以内に抑えるという制約条件のもとで中間ダイアフラムの間隔および剛度を同時に選択できる自由度の高い合理的な設計法を提案している。しかしながら、そこに見られる設計過程は、合理的かつ厳密とは思われるものの、やや複雑であり、実用設計の立場からすると、坂井・長井³⁾の提案したBeamアナロジーに基づいた設計法の方が簡便であると思われる。

したがって、本報告では、坂井・長井³⁾の提案したBeamアナロジー解析に基づき、小松・長井⁶⁾の提案した断面変形に伴う付加的そり応力度を許容値以下に抑えるという条件を利用し、さらに断面変形角についても許容値以下に抑えるという条件を新たに加え、簡易な中間ダイアフラムの設計法を提案する。この簡易設計法は、適切な中間ダイアフラムの間隔と剛度を実状に合わせて設計者が決定できる点に特徴がある。一方、中間ダイアフラムの設置理由には、製作、架設および付属物取付け上の必要性もあるので、このことを勘案して適当な中間ダイアフラム間隔を決定すべきであり、ダイアフラム自体の応力の算定、座屈防止法については、鋼道路橋設計便覧¹⁾等を参考に検討すべきで

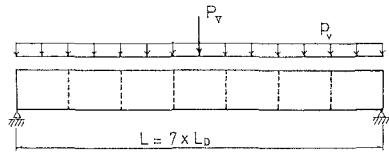


図-1 鋼製箱桁

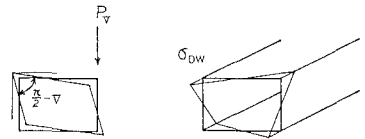


図-2(a) 断面変形 図-2(b) そり応力

*早稲田大学理工学部助教授

**早稲田大学理工学部教授

***早稲田大学大学院

ある。

2. Beam アナロジーによる実用近似計算

図-2(a)に示したようなずり荷重による断面変形角を V で表わすと、薄肉鋼箱桁の断面変形に関する支配方程式は、箱桁に対し腹理論の成立を仮定すれば、^{3),7)}

$$EI_w V''' - P_v = 0 \quad (1)$$

とかける。ここに、 E はヤング率、 I_w は断面変形に関するそり定数、 P_v は分布ずり荷重であり、プライム(′)は橋軸方向の座標に関する微分を表わす。

式(1)の形は、はりの曲げの支配方程式と同じ形をしているので、図-3に示すようなはりの問題に置き換えられる。このため、図-3のモデルはBeamアナロジーモデルと呼ばれている。^{注1)} そこで、断面変形角はたわみに対応し、中間ダイアフラムは断面変形に対し弾性バネ支承の役割を果たしている。それ故、はりに生じる曲げモーメントをずり荷重によって生じる最大そりモーメント M_w と対応させれば、断面変形に伴うそり応力の最大値 σ_{pw} は

$$\sigma_{pw} = \frac{M_w}{I_w} \phi \quad (2)$$

と表わせる。³⁾ ここに、 ϕ は断面変形に伴うそりモードの最大値である。したがって、式(2)のそり応力 σ_{pw} は箱桁の隅角部のそり応力となっている。

そこで、Beamアナロジーの基礎式(1)、(2)を出发点とし、中間ダイアフラムの間隔および剛度を簡便かつ合理的に決定する方法を考える。今、坂井・長井の提案式で³⁾使用されている相関剛比³⁾

$$\gamma = \frac{KL_D^3}{EI_w} \quad (3)$$

注1) BEFアナロジー (Beam on the elastic foundation) では、断面変形に関する支配方程式は

$$EI_w V''' + cV - P_v = 0 \quad (1)'$$

と表わされる。⁸⁾ ここに、 c はウェブおよびフランジの板曲げの影響を考慮した定数であり、箱桁の場合には、 $c = 96 / (\frac{d_1^3}{EI_1} + \frac{d_2^3}{EI_2})$ (d_1 : ウェブ幅、 d_2 : フランジ幅、 EI_1 : ウェブの板曲げ剛性、 EI_2 : フランジの板曲げ剛性) とかける。一般に、鋼製箱桁橋では、 cV の項は他の項に比べて小さく無視しうるので、Beamアナロジーの式(1)が成立する。

付言するならば、曲線箱桁橋の場合にも、実用に供せられている鋼箱桁橋であれば、Beamアナロジー式を出发点にして、本報告と同様な中間ダイアフラムの簡易設計法が有効であると思われる。

すなわち、曲線箱桁橋の断面変形に関する支配方程式は近似的に

$$EI_w V''' + cV + M_x/R - P_v = 0 \quad (1)''$$

とかくことかでき、ここに、 M_x は曲率面外の曲げモーメントであり、 R は曲率半径であるので、 M_x/R が他の項に比べて無視しうるオーダーであれば、Beamアナロジーの成立が保証される。

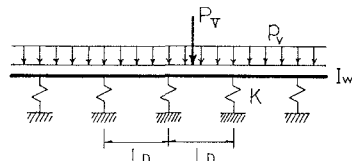


図-3 Beamアナロジーモデル

を変形し、新たに無次元剛比パラメータとして、

$$\alpha = \frac{1}{f} = \frac{EI_w}{KL_D^3} \quad (4)$$

を選ぶことにする。ここに、 L_D はダイアフラム間隔であり、 K はダイアフラムの剛度である。例えば、ダイアフラムが充腹板形式であれば、ダイアフラムの剛性 K は、 $K=4GA\tau_0$ (G : 鋼のせん断弾性係数、 A : 閉断面部の板厚中心線で囲まれる部分の面積、 τ_0 : ダイアフラムの板厚)と表わされる。

集中すり荷重 P_V 、分布すり荷重 P_U によって生じる最大そりモーメント M_w を規準化し、Beamアナロジーに基づき剛比パラメータ α と最大そりモーメント M_w との関係を求めると、中間ダイアフラムの枚数に応じて、図-4、5のような曲線群が得られる。ただし、計算の際には、Beamアナロジーモデルの梁の両端の境界条件を安全側を見込んで $V=0$ 、 $V''=0$ とおき、絶対最大そりモーメントを計算し、その結果を最大そりモーメント M_w とした。

これらの図から、断面変形に伴う最大そりモーメントは、中間ダイアフラムの数を6枚以上にすれば、ほぼ一定値に収束することが分る。実橋のデータを基に、剛比パラメータ α の動く範囲を検討した結果、剛比パラメータ α は $0 < \alpha \leq 2.0$ の範囲で変化させれば十分であることが判明したので、実用設計を考え、集中すり荷重によるそりモーメント M_{wc} と分布すり荷重によるそりモーメント M_{wu} を次式のように近似する。

$$\frac{M_{wc}}{P_V L_D} = 0.21\sqrt{\alpha + 0.05} + 0.18 \quad (5)$$

$$\frac{M_{wu}}{P_U L_D^2} = 0.34\sqrt{\alpha + 0.05} \quad (6)$$

式(2)、(5)、(6)を用いると、断面変形に伴う付加的そり応力 $\sigma_{w\phi}$ は

$$\sigma_{w\phi} = \frac{0.18 P_V L_D + 0.21\sqrt{\alpha + 0.05} P_V L_D + 0.34\sqrt{\alpha + 0.05} P_U L_D^2}{I_w} \cdot \phi \quad (7)$$

となる。設計では、このそり応力を、ある許容値 $\sigma_{w\phi,al}$ 以下(例えば、 $\sigma_{w\phi,al} = 50 \text{ kg/cm}^2$ (4.8 MN/m^2))

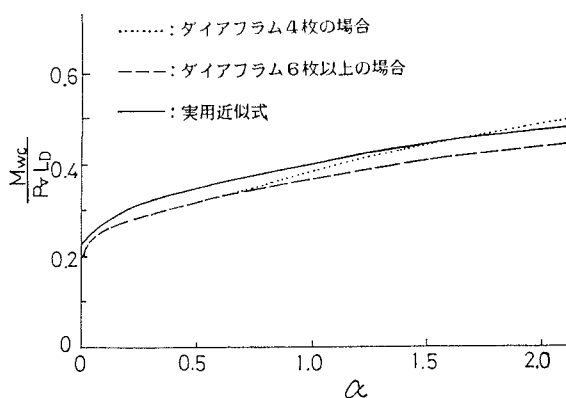


図-4 集中すり荷重による最大そりモーメント

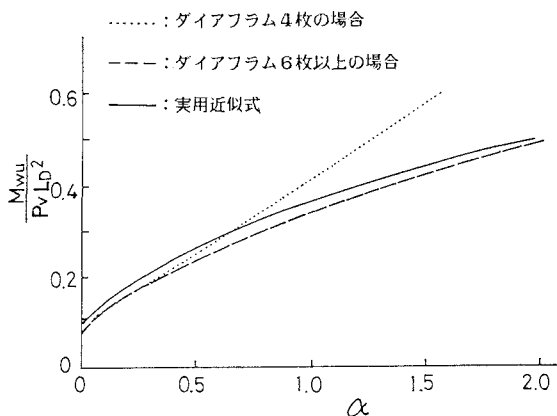


図-5 分布すり荷重による最大そりモーメント

に抑えるようにしている。すなわち、

$$\sigma_{DW} \leq \sigma_{DW.al} \quad (8)$$

を満すように設計している。したがって、限界状態における中間ダイアフラムの剛度は、ダイアフラム間隔に依存する形で、式(7)、(8)より

$$K = \frac{EI_w}{L_D^3} \left\{ \frac{(0.21 P_T L_D + 0.34 P_V L_D^2)^2}{(\sigma_{DW.al} I_w / \phi - 0.18 P_T L_D)^2 - 0.05 (0.21 P_T L_D + 0.34 P_V L_D^2)^2} \right\} \quad (9)$$

とかける。

式(9)を別の角度から検討すると、ダイアフラムの剛度が無限大になるとき、中間ダイアフラム間隔 L_D は最大となることになり、そのとき

$$L_{D,max} = \frac{-0.227 P_T + \sqrt{(0.227 P_T)^2 + 0.304 P_V \sigma_{DW.al} I_w / \phi}}{0.152 P_V} \quad (10)$$

が得られる。

さらに、図-4、5には記入していないが、 $\alpha > 2$ の場合には、ダイアフラム数 (Beam アナロジーにおいてはバネ支承数) によって $M_{wc}/P_T L_D$ 、 $M_{wu}/P_V L_D^2$ の値が大きく変動し、近似式(5)、(6)では近似し得なくなる。そこで、 $\alpha = 2.0$ を一つの臨界点と考え、このときの中間ダイアフラム間隔を $L_{D.cr}$ とすれば、 $L_{D.cr}$ は、式(9)より、

$$L_{D.cr} = \frac{-0.481 P_T + \sqrt{(0.481 P_T)^2 + 1.923 P_V \sigma_{DW.al} I_w / \phi}}{0.974 P_V} \quad (11)$$

と表わせる。したがって、中間ダイアフラム間隔 L_D を、 $L_D < L_{D.cr}$ とする場合には、安全側を見込んで、ダイアフラム剛度 K を、次式を利用して算出することが望ましい。

$$K_{cr} = \frac{EI_w}{\alpha_{cr} L_D^3} \quad (\alpha_{cr} = 2.0) \quad (12)$$

その結果、 $L_D = L_{D.cr}$ のときに、必要ダイアフラム剛度は最小となり、 L_D をこれ以上小さくしても、ダイアフラムの剛度の低減は図れず、かえって、大きな剛度のものが必要となってくる。

次に、断面変形角をチェックする方法を

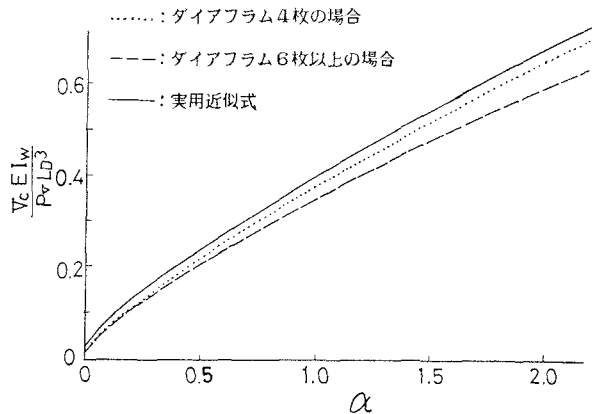


図-6 集中すり荷重による最大断面変形角

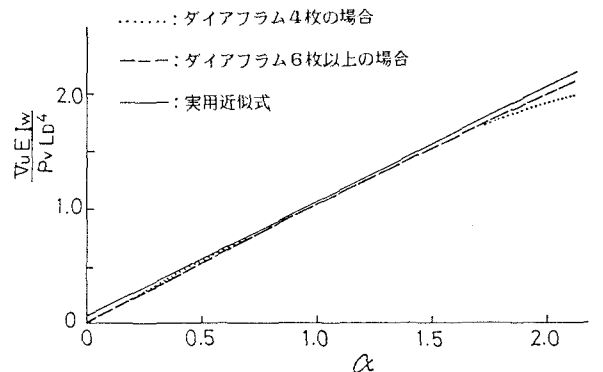


図-7 分布すり荷重による最大断面変形角

考える。Beamアナロジーを用いて、集中ずり荷重 P_v 、分布ずり荷重 P_u による最大断面変形角 V を計算すると、中間ダイアフラムの枚数に応じて、図-6、7 に示すような曲線群が画ける。この場合においても、中間ダイアフラムの数を6枚以上にすれば、実用設計の範囲内では、最大断面変形角は一定値に近づくことが分る。

したがって、実用近似式として、集中ずり荷重による最大断面変形角 V_c と分布ずり荷重による最大断面変形角 V_u を次式のように近似する。

$$V_c = \frac{P_v L_D^3}{EI_w} (0.03 + 0.38 \alpha^{\frac{4}{3}}) \quad (13)$$

$$V_u = \frac{P_u L_D^4}{EI_w} (0.05 + \alpha) \quad (14)$$

式(13)、(14)を用いて、実際の断面変形角 V が、許容値以下であるかどうかをチェックするには、許容値を V_{al} とし、

$$V = V_c + V_u \leq V_{al} \quad (15)$$

を満すようにダイアフラムの間隔および剛度を定めれば良い。

3. 簡易設計法の提案

前節の結果を踏まえて、中間ダイアフラムの簡易設計法に関し、図-8 のような設計のフローチャートを提案する。

まず、ソリモードの最大値 ϕ 、断面定数 I_w 、ずり荷重 P_v 、 P_u 、許容ソリ応力度 σ_{D-wal} を算定することにより、最大中間ダイアフラム間隔 L_{D-max} (式(10)による)と必要剛度が最小となる中間ダイアフラム間隔 L_{D-cr} (式(11)による)が、一意的に定まる。この両者の値 L_{D-max} 、 L_{D-cr} を用いて、鋼箱桁橋の製作時・運搬時・架設時等の諸条件を考慮し、設計上の中間ダイアフラム間隔 L_D を仮定する。一般論としては、

$$L_{D-cr} \leq L_D < L_{D-max} \quad (16)$$

を満すように、 L_D を決定すること加望ましい。

仮定した L_D より、式(9)あるいは式(12)を用いて、中間ダイアフラムの必要剛度 K を計算する。 L_D 、 K が仮定できたならば、剛比パラメータ α が式(4)より計算できるので、式(13)、(14)、(15)

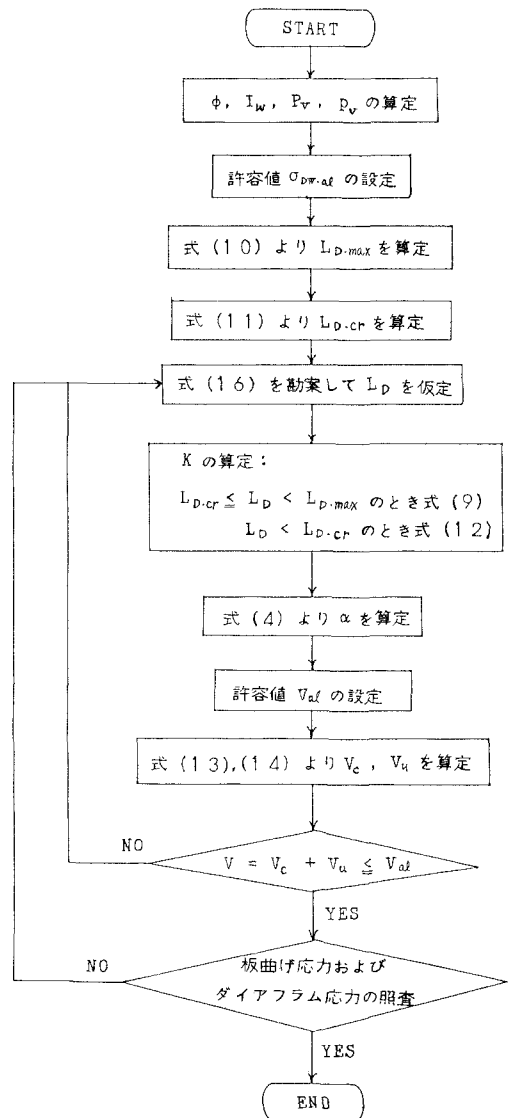


図-8 設計のフローチャート

を用いて、断面変形角 θ の検討を行う。このとき、 θ が許容値 θ_{al} を超えているようであれば、ダイアフラム間隔 L_D を変えたり、剛度 K のみを大きくし、断面変形角が許容値以下になるようにする。さらに、箱桁のフランジおよびウェブの板曲げ応力の照査とダイアフラム自身の応力の照査を行い、最終的な中間ダイアフラム間隔 L_D と剛度 K を決定する。ただし、本報告では、板曲げ応力とダイアフラムの応力の照査については省略した。

4. 設計計算例

簡易設計法の妥当性の検討という意味から、文献6)の設計例と同じ斜張橋を例にとり、中間ダイアフラムの間隔と剛度を決定する。

計算のための基礎データは、文献6)より

$$\phi = 1.25 \times 10^5 \text{ cm}^4,$$

$$I_w = 1.654 \times 10^{13} \text{ cm}^4,$$

$$P_T = 167.6 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ (1.642 MN} \cdot \text{m)},$$

$$p_v = 10.06 \text{ t} \cdot \text{m/m} \text{ (98.59 kN} \cdot \text{m/m)}$$

であるので、断面変形に伴うそり応力の許容値 $\sigma_{Dw.al}$ を

$$\sigma_{Dw.al} = 42 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (4.9 MN/m}^2\text{)}$$

とすれば、最大中間ダイアフラム間隔 $L_{D,max}$ は、式(10)より

$$L_{D,max} = 11.8 \text{ m}$$

となり、臨界状態での中間ダイアフラム間隔 $L_{D,cr}$ は、式(11)より、

$$L_{D,cr} = 5.2 \text{ m}$$

となる。

そこで、不等式(16)を用い、諸条件を勘案し、ダイアフラム間隔 L_D を

$$L_D = 6.0 \text{ m}$$

と決定する。

その結果、式(9)より、ダイアフラムの剛度 K は

$$K = 1.33 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{cm} \text{ (1.30 GN} \cdot \text{m)}$$

と計算できる。このときの剛比パラメータ α は、式(4)より

$$\alpha = 1.21$$

となる。

ここで、本計算例について、ダイアフラム間隔 L_D と必要剛度 K との関係を整理し、図示すると、図-9のようになる。この図から明らかなように、ダイアフラムの必要剛度 K は $L_{D,max}$ (11.8 m) で無限大となり、 L_D が小さくなるにつれて K も小さくなり、

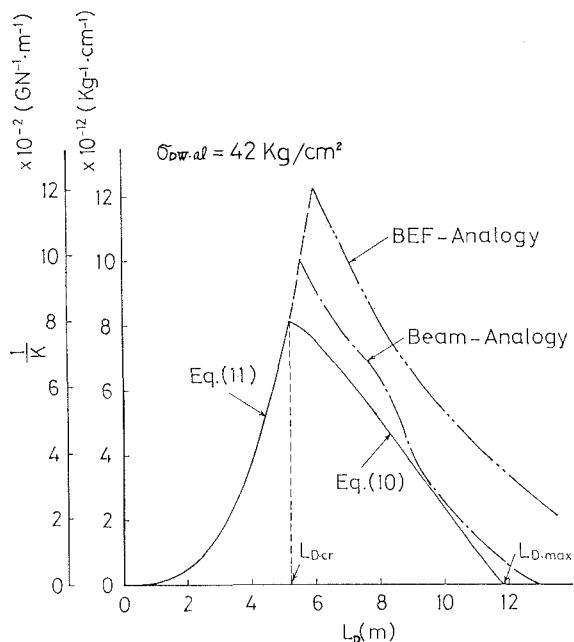


図-9 中間ダイアフラムの間隔 L_D と剛度 K の関係

L_{0-cr} (5.2 m) で K は最小になる。したがって、実用設計では、 L_0 軸と式 (10), (11) の曲線とで囲まれた領域のうち $L_0 \geq L_{0-cr}$ の領域内にある L_0 と K を使用することが望ましいこと加分る。また、BEF アナロジーより Beam アナロジーの方が安全側にあること、さらに、Beam アナロジーよりも本報告の実用近似式の方が安全側にあることも確認できる。

一方、断面変形角の許容値 Val を

$$Val = 10^{-3} \text{ rad}$$

と仮定すれば、式 (13), (14) より

$$V_c = 4.93 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

$$V_u = 4.73 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

と計算できるので、断面変形角 V について

$$V = V_c + V_u = 9.66 \times 10^{-5} < 10^{-3}$$

が成り立つ。このことより、断面変形角 V も許容値 Val 以下であることが確認できる。

以上の結果を、厳密な取り扱いによる結果⁴⁾と比較すると表-1 のようになる。この表からも分るように、本法は簡易設計法と言うものの十分精度の良い値を手えていると思われる。また、本文中には示さなかったが、既存の鋼箱桁橋の場合について数値計算を実行してみたところ、妥当な値が得られることが分った。

5. あとがき

本報告では、Beam アナロジーを基礎に、鋼製箱桁橋の中間ダイアフラムの間隔と必要剛度を決定するための簡易な設計手法を提案した。

特長としては、新たに剛比パラメータを定義し直すことにより、断面変形に伴う付加的な応力と断面変形量とをそれぞれ許容値以下に抑えるという条件から中間ダイアフラムの間隔と剛度を決定できる適用範囲の広い簡易設計法を提案した点が挙げられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，昭和54年2月。
- 2) The Subcommittee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges：Interim Design and Workmanship Rules, Her Majesty's Stationary Office, 1973.
- 3) 坂井 藤一・長井正嗣：鋼箱桁橋の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，No. 261, pp. 21-34, 1977.
- 4) Heins, C.P.: Box Girder Bridge Design - State of the Art, AISC Engineering Journal, Fourth Quarter, 1978.
- 5) 中井 博・村山泰男：ダイアフラムを有する曲線箱桁のずり応力の解析と設計への応用，土木学会論文報告集，No. 309, pp. 25-39, 1981.
- 6) 小松定夫・長井正嗣：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，No. 326, pp. 51-62, 1982.
- 7) Vlasov, V.Z. (奥村敏恵他訳)：薄肉弾性はりの理論，技報堂，1967.
- 8) Wright, R.N., Abdel-Samad, S.R. and Robinson, A.R.: BEF Analogy for Analysis of Box Girders, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST7, July, 1968, pp. 1719-1743.

表-1 計算例

	文献 6)	本 法	
許容そり応力度 $\sigma_{br,al}$	42 kg/cm^2 (4.12 MN/ m^2)	42 kg/cm^2 (4.12 MN/ m^2)	42 kg/cm^2 (4.12 MN/ m^2)
最大そり応力度 σ_{br}	38 kg/cm^2 (3.72 MN/ m^2)	42 kg/cm^2 (4.12 MN/ m^2)	42 kg/cm^2 (4.12 MN/ m^2)
ダイアフラム間隔 L_0	6 m	6 m	8 m
必要剛度 K	$1.156 \times 10^{11} \text{ kg}\cdot\text{cm}$ (11.33 GN·m)	$1.33 \times 10^{11} \text{ kg}\cdot\text{cm}$ (13.0 GN·m)	$1.96 \times 10^{11} \text{ kg}\cdot\text{cm}$ (19.2 GN·m)
許容断面変形角 Val	—	10^{-3} rad	10^{-3} rad
最大断面変形角 V	$10.01 \times 10^{-5} \text{ rad}$	$9.66 \times 10^{-5} \text{ rad}$	$9.46 \times 10^{-5} \text{ rad}$

A Consideration on the Simplified Design Procedure for Intermediate Diaphragms in Steel Box Girder Bridges

Teruhiko YODA*, Masaharu HIRASHIMA**, Hiroyuki SHIMIZU***

A large number of steel box girder bridges are presently being constructed. This is due to the fact that box sections are particularly efficient in resisting both torsion and flexure. The design of steel box girder bridges under eccentric live loads involves consideration of intermediate diaphragms that are required to limit deformation of the cross-section and distortional stresses. The required spacing and stiffness of such intermediate diaphragms have been obtained by performing a parametric study. However, no satisfactory simple design procedure is available to determine the required spacing and stiffness of the intermediate diaphragms in a rational manner. As a result, the designer uses too conservative design method to design the intermediate diaphragms.

The purpose of this paper is to make an attempt to develop a simplified design procedure that can be used to estimate the number of intermediate diaphragms and their stiffness that are required to limit the distortional stresses and profile deformation. Diaphragms in a box girder restrain profile deformation just as intermediate supports restrain deflection of a beam, which means that distortional phenomenon can be represented by a differential equation identical in form to that for beams on elastic supports. The effect of intermediate diaphragm spacing and its stiffness on the box girder behavior is determined by evaluating the corresponding support spacing and its rigidity for the analytical model called BEAM analogy.

The results of the present parametric study yield a series of simplified design procedure that accounts for estimating the number of intermediate diaphragms and their stiffness that are required to limit not only the distortional stresses but also the deformation of the cross-section. It turned out that the newly defined dimensionless stiffness parameter of the BEAM analogy has significant effect on the determination of the spacing and stiffness of intermediate diaphragms, and that distortional stresses and profile deformation are predicted accurately for design purposes by using the stiffness parameter.

Finally, the present simplified design procedure is equally applicable well to the design of intermediate diaphragms in curved steel box girder bridges.

* Associate Professor of Civil Engineering, Waseda University.

** Professor of Civil Engineering, Waseda University.

*** Graduate Student of Civil Engineering, Waseda University.