

箱桁橋の実用計算について

正員 小松 定 夫*

ON THE PRACTICAL CALCULATION FOR BOX GIRDER BRIDGE

Sadao Komatsu, C.E. Member

Synopsis :

A method is presented for the practical calculation of box girder bridge having two main box girders. The important characteristic in such structure is, moreover, made clear.

Considering on common action between sway bracing and deck in order to define its equivalent rigidity, two kinds of useful formulas corresponding to different loading conditions are introduced.

According to above consideration, we can give a criterion for applying the bending torsion theory to the box girder bridge wherein the cross-sectional shape is assumed to be invariable; and then it is sufficiently concluded that general composite box girder bridge with narrow width such as King County can satisfy this condition.

1. 緒 言

橋梁の設計において、その構造形式を合理化することにより、死荷重を軽減することは配慮すべき重要な事項である。薄板を主要部材として立体的に組立てられた箱桁構造はこの目的に最も適した特性を具備している。

しかも曲げネジリ理論などの有力な手段を応用することによつて、構造物内各部の立体的な応力の流れを適確に把握できる利点を有している。

著者らは先に箱桁橋に関する応力解析^{1,2)}を試みた。それは曲げネジリ理論的解析を行つたものである。思うに合成断面を持つ箱桁橋においては床板が主桁断面の一部として橋軸方向の垂直応力、水平せん断応力およびネジリ、せん断応力を受けている。ジベルなどを媒介としてこれらの応力は主桁と床板の間で連続性を保持しつつ変化している。文献(1)、(2)は特にこの点に注意を払つたものである。

さて箱桁橋の長足の進歩をもたらしたドイツにおいて見られる長大連続箱桁橋を始め、近年米国、日本で建設せられた合成箱桁橋はほとんど1ないし2箱桁を主桁とするものである。1箱桁橋に関しては局所の問題を除き、主要な応力がせん断流理論の活用によつて明確に解析できる。一方2箱桁橋については、2箱桁を連結する横繫材の存在が力学的に大きい意味を持つていることは否定できない。最近橋梁構造として注目されている格子桁は、この横繫材に特に重要な役割を持たせたものである。すなわち特に剛度の大きい数本の横桁によつて主桁を連結し、主桁の実質的負荷荷重をできるだけ均等化したものである。2箱桁橋においても床板を補強する床組あるいは綾構や隔板のような各種補強材が横繫材として、格子桁構造における荷重分配用横桁に類似した力学的作用をするものとみなしてよい。

一般に2箱桁橋の設計に際しては、橋梁全体を横繫材と箱桁とからなる骨組と考え、構造力学的に考察し、できる限り、計算の簡易化に努めることが実用上大切だと思われる。 ρ 本の横繫材を持つ単純支持2箱桁橋は、 2ρ 次不静定構造物であつて、 ρ 元連立方程式に帰着させることができる。ところで横繫材の本数 ρ の増加と共に解が繁雑化するが、これを避けてある種の近似解法を提案する。

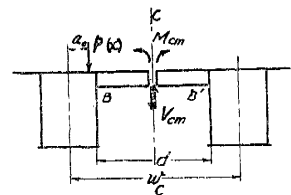
文献(1)の理論は全橋断面形状の不変と云う仮定を基礎にしている。この状態は一種の特別な場合であるから逆に一般的な解を基準にして、異なつた立場から断面形状不変の仮定の適用可能条件を規定することができる。

実在橋に関する実験結果³⁾により、この仮定が妥当であると認められているが、本文では理論的にこの事実を再確認する。

2. 数本の横繫材を有する箱桁橋

最も普通の構造形式である、2箱桁が ρ 本の横繫材によつて連結された箱桁橋について述べる。図-1に示ように横繫材を、橋軸を通る鉛直面 C-C で切

図-1 全橋断面図



* 大阪市立大学講師，理工学部

断した場合第 m 番横繫材断面において生じるせん断力を V_{cm} 、曲げモーメント M_{cm} とする。そして主桁端に原点を置き、橋軸方向に座標 x をとるとき、左主桁のタワミ y 、ネジリ角 ϑ は、

$$y = y_p + \frac{l^3}{6EI} \sum_{m=1}^{\rho} V_{cm} \left\{ \frac{l-\xi_m}{l} \left[\frac{x}{l} - \frac{2l-\xi_m}{l} \frac{\xi_m}{l} - \frac{x^3}{l^3} \right] + \frac{(x-\xi_m)^3}{l^3} \cdot U(x-\xi_m) \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$\vartheta = \vartheta_p + \frac{l}{K_1} \sum_{m=1}^{\rho} \left(M_{cm} - \frac{w}{2} V_{cm} \right) \left[\frac{l-\xi_m}{l} \frac{x}{l} - \frac{x-\xi_m}{l} \cdot U(x-\xi_m) \right] \dots\dots\dots (2)$$

以下添字 p は、単純桁の荷重 $p(x)$ による値を示す。 K_1 は主桁のネジリ剛性である。

今横繫材は主桁側面に剛接されていると考え¹⁾、なお便宜上荷重状態を中心軸 C-C に関し左右対称及び逆対称に分けて述べる。

(1) 対称荷重

第 r 横繫材取付断面における主桁のネジリ角 ϑ_r とすれば、 ϑ の正を反時計方向にとるとき、 M_{cr} と ϑ_{cr} の関係は

$$M_{cr} = \frac{-2EI_f}{d} \vartheta_r \dots\dots\dots (3)$$

ここに EI_f : 横繫材の曲げコワサ

対称性より解式 (2) において $V_{cm}=0$ とし、 $x=\xi_r$ とおき、式 (3) を代入すれば、 M_{cr} に関する次の ρ 元連立方程式をうる。

$$M_{cr}(1+\gamma B_{rr}) + \gamma \sum_{m=1}^{\rho} M_{cm} B_{mr} = \frac{-2EI_f}{d} \vartheta_{pr} \quad (r=1, 2, \dots, \rho) \dots\dots\dots (4)$$

ここに $\gamma = 2EI_f l / K_1 d \dots\dots\dots (5)$

B_{mr} 、 $\sum_{m=1}^{\rho}$ は文献 (2) P. 9 と同じ意味を持つものとする。荷重項 $S_r = -2EI_f \vartheta_{pr} / d$ を代表的な荷重状態について求めれば、次のようである。

(a) 集中荷重 点 $x=c$ に集中荷重 P が偏心距離 a_0 で作用すれば

$$S_r = \begin{cases} Pr a_0 \frac{l-c}{l} \frac{\xi_r}{l} & \xi_r \leq c \text{ に対し} \\ Pr a_0 \frac{l-\xi_r}{l} \frac{c}{l} & \xi_r > c \text{ に対し} \end{cases} \dots\dots\dots (6a)$$

(b) 橋軸方向等分布荷重 スパン方向に荷重強度 q の等分布荷重が偏心距離 a_0 で作用すれば

$$S_r = ql \gamma a_0 B_{rr} / 2 \dots\dots\dots (6b)$$

表-1 (a) A_{mr}

$\rho \backslash r$	1	2	3	4	5	6
$\rho=1$	1/8					
$\rho=2$	8/81, 7/81	7/81, 8/81				
$\rho=3$	9/128, 11/128, 7/128	11/128, 1/8, 11/128	7/128			
$\rho=4$	32/625, 9/125, 9/125, 8/125, 23/625, 8/125, 8/125, 9/125, 9/125, 32/625	9/125, 72/625, 68/625, 9/125	8/125, 23/625, 8/125	23/625, 8/125		
$\rho=5$	25/648, 19/324, 19/324, 13/216, 13/216, 7/81, 31/648, 31/648, 7/81, 19/324, 19/324, 13/216, 19/324, 25/648	19/324, 8/81, 23/216, 1/8, 23/216, 13/216	13/216, 7/81, 23/216, 8/81, 19/324	31/648, 7/81, 31/648, 7/81, 19/324, 25/648	17/648, 31/648	
$\rho=6$	72/2401, 115/2401, 128/2401, 117/2401, 88/2401, 47/2401	115/2401, 200/2401, 232/2401, 216/2401, 164/2401, 88/2401	128/2401, 232/2401, 288/2401, 279/2401, 216/2401, 117/2401	117/2401, 216/2401, 164/2401, 88/2401	88/2401, 216/2401, 128/2401	47/2401, 115/2401, 115/2401, 88/2401, 115/2401, 72/2401

表-1 (b) B_{mr}

$\rho \backslash r$	1	2	3	4	5	6
$\rho=1$	1/4					
$\rho=2$	2/9, 1/9, 2/9	1/9, 2/9				
$\rho=3$	3/16, 1/8, 1/16, 1/8, 3/16	1/8, 1/4, 1/8	1/16			
$\rho=4$	4/25, 3/25, 2/25, 1/25, 4/25, 3/25, 3/25, 4/25, 4/25, 3/25, 2/25, 1/25, 4/25	3/25, 6/25, 4/25, 6/25, 3/25	2/25, 4/25, 1/25, 4/25	1/25, 2/25		
$\rho=5$	5/36, 1/9, 1/12, 1/18, 1/36	1/9, 2/9, 1/6, 1/9, 1/18	1/12, 1/6, 1/6, 1/12	1/18, 1/9, 1/18	1/36, 1/18	
$\rho=6$	6/49, 5/49, 4/49, 3/49, 2/49, 1/49	5/49, 10/49, 8/49, 6/49, 4/49, 2/49	4/49, 8/49, 12/49, 9/49, 8/49, 4/49	3/49, 6/49, 9/49, 8/49, 10/49, 5/49	2/49, 4/49, 5/49, 3/49, 4/49, 2/49	1/49, 2/49, 3/49, 4/49, 5/49, 6/49

表--1 (c) C_r

ρ r	1	2	3	4	5	6
1	1/2	23/54	11/32	71/250	13/54	143/686
2		23/54	1/2	59/125	23/54	131/343
3			11/32	59/125	1/2	333/686
4				71/250	23/54	333/686
5					13/54	131/343
6						143/686

表--1 (d) D_r

ρ r	1	2	3	4	5	6
1	5/16	22/81	57/256	116/625	205/1296	330/2401
2		22/81	5/16	186/625	22/81	590/2401
3			57/256	186/625	5/16	732/2401
4				116/625	22/81	732/2401
5					205/1296	590/2401
6						330/2401

(2) 逆対称荷重

第 r 横繫材せん断力 V_{cr} は

$$V_{cr} = \frac{12EI_f}{d^3} (w\vartheta_r - 2y_r) \dots \dots \dots (7)$$

この V_{cr} に関する連立方程式は既に文献(2)で与えられている。

M_{cr} と V_{cr} の方程式の中に含まれる常数 A_{mr}, B_{mr}, C_r, D_r は横繫材の位置, 本数で決る。計算の便に供するため, $\rho=1\sim 6$ に対するこれらの数値を表-1に記載する。

図-1の偏心荷重状態における不静定断面力は, 上記の各荷重状態に対する連立方程式の解 M_{cr} と V_{cr} の組合せとしてただちに知れる。

(3) 主桁のタワミ, ネジリ角及び断面力

左主桁に生じるタワミ y , 曲げモーメント及びせん断力は, 上記の V_{cm} と解(1)とにより求まる。それらの値は, 荷重と集中力 $V_{cm}/2$ とが作用する単純桁として計算できる。一方ネジリ角 ϑ とネジリモーメントは上記の解 M_{cm} と V_{cm} 及び解(2)とにより求まる。これらは, 単純桁が外力トルク $-p(x) \cdot a_0$ と第 m 横繫材取付断面に作用する集中トルク $(M_{cm} - wV_{cm}/2)/2$ を受けるものとして計算できる。次に右主桁に対して考える。タワミ y , 曲げモーメント及びせん断力は $x=\xi_m$ に集中荷重 $-V_{cm}/2$ が作用する単純桁として, またネジリ角 ϑ とネジリモーメントは $x=\xi_m$ に集中トルク $(M_{cm} + wV_{cm}/2)/2$ が作用する単純桁として計算できる。

3. 多数の横繫材を有する箱桁橋

同一剛性の横繫材が等間隔に多数存在する場合には, 前項で述べた連立方程式の未知数の個数が増加して, 計算は加速度的に煩雑の度を加える。従つて計算を簡易化するため, 精度の良い近似解法を考える必要がある。

本文では横繫材を平均化することによつて, その目的を達しようとする。すなわち1個の横繫材の剛性 EI_f , 間隔 λ とすれば, $D_f = EI_f/\lambda$ なる剛性を有する無数の横繫材が密に並列していると考え。一般にこのような構造物についてえられた解は, ρ がある程度大きくなると, 良い近似度を持つことになる。

このような平均化された横繫材で連結された2本の主桁のタワミ及びネジリ角に関する微分方程式は,

$$EI d^4y/dx^4 = p + V_c \dots \dots \dots (8)$$

$$K_1 d^2\vartheta/dx^2 + M_c - wV_c/2 = pa_0 \dots \dots \dots (9)$$

ここに V_c, M_c は横繫材中央断面 C-C における, x 方向単位長さあたりのせん断力強度及び曲げモーメント強度を表わす。

(1) 対称荷重

微分方程式(8),(9)中の V_c は消滅する。その解を2つの荷重状態について求める。

(a) 集中荷重 P が $x=c$ に偏心距離 a_0 で作用する場合

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_s &= \frac{-Pa_0}{K_1\mu} \frac{\sinh \mu(l-c)}{\sinh \mu l} \sinh \mu x & x \leq c \\ \vartheta_s &= \frac{-Pa_0}{K_1\mu} \frac{\sinh \mu c}{\sinh \mu l} \sinh \mu(l-x) & x > c \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

ここに $\mu = \sqrt{2D_f/K_1d} \dots \dots \dots (11)$

(b) 橋軸方向等分布荷重 q が偏心距離 a_0 で作用する場合

$$\vartheta_s = \frac{-qa_0}{K_1\mu^2} \left(1 + \frac{\cosh \mu l - 1}{\sinh \mu l} \sinh \mu x - \cosh \mu x \right) \dots \dots \dots (12)$$

対称荷重の場合のタワミと断面力

主桁のタワミ, 曲げモーメント及びせん断力は, 与えられた荷重状態の単純桁として容易に計算される。次にネジリモーメント T_s は

(a) 集中荷重 P

$$\left. \begin{aligned} T_s &= -Pa_0 \frac{\sinh \mu(l-c)}{\sinh \mu l} \cosh \mu x \quad x \leq c \\ T_s &= Pa_0 \frac{\sinh \mu c}{\sinh \mu l} \cosh \mu(l-x) \quad x > c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

(b) 等分布荷重 q

$$T_s = \frac{-qa_0}{\mu} \left(\frac{\cosh \mu l - 1}{\sinh \mu l} \cosh \mu x - \sinh \mu x \right) \dots\dots\dots (14)$$

(2) 逆対称荷重

微分方程式 (9) において $M_c=0$ となる。方程式 (8),(9) より y, ϑ を消去してえた、 V_c に関する4階の微分方程式の級数解を求めることにする^{1)~7)}。

$$V_c = - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{w} \frac{\psi a_0 (n\pi)^2 + 24\varphi}{(n\pi)^4 + \psi(n\pi)^2 + 24\varphi} p_n \sin \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots (15)$$

ここに $\varphi = D_f l^3 / EI d^3$, $\psi = 6 D_f w^2 l^2 / K_1 d^2$ (16)

p_n は荷重状態によって決る係数である。

$$\left. \begin{aligned} p_n &= \frac{2P}{l} \sin \frac{n\pi c}{l} && \text{集中荷重} \\ p_n &= \frac{2q}{n\pi} [1 - (-1)^n] && \text{等分布荷重} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

(3) 主桁のタワミ、ネジリ角及び断面力

図-1 の偏心荷重状態において両主桁に生じる変形と断面力は上記の (1), (2) の荷重状態の組合せとして求まる。

左主桁については、

$$y = y_p - \frac{l^3}{EI} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\psi a_0 (n\pi)^2 / w + 12\varphi}{(n\pi)^4 [(n\pi)^4 + \psi(n\pi)^2 + 24\varphi]} p_n \sin \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots (18)$$

$$M = M_p - l^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\psi a_0 (n\pi)^2 / w + 12\varphi}{(n\pi)^2 [(n\pi)^4 + \psi(n\pi)^2 + 24\varphi]} p_n \sin \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots (19)$$

$$Q = Q_p - l \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\psi a_0 (n\pi)^2 / w + 12\varphi}{n\pi [(n\pi)^4 + \psi(n\pi)^2 + 24\varphi]} p_n \cos \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots (20)$$

$$\vartheta = \frac{\vartheta_s + \vartheta_p}{2} + \frac{l^2}{2K_1} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\psi a_0 (n\pi)^2 + 12w\varphi}{(n\pi)^2 [(n\pi)^4 + \psi(n\pi)^2 + 24\varphi]} p_n \sin \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots (21)$$

$$T = \frac{T_s + T_p}{2} + \frac{l}{2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\psi a_0 (n\pi)^2 + 12w\varphi}{n\pi [(n\pi)^4 + \psi(n\pi)^2 + 24\varphi]} p_n \cos \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots (22)$$

ここに ϑ_s, T_s は式 (10)~(14) により与えられる。

右主桁については、 y, M, Q として式 (18)~(20) の第2項の級数項のみをとればよい。また ϑ, T としては、式 (21), (22) 中の p の項及び級数項の前の符号を負に変えた値をとる。

(4) 横繫材平均化法の近似度

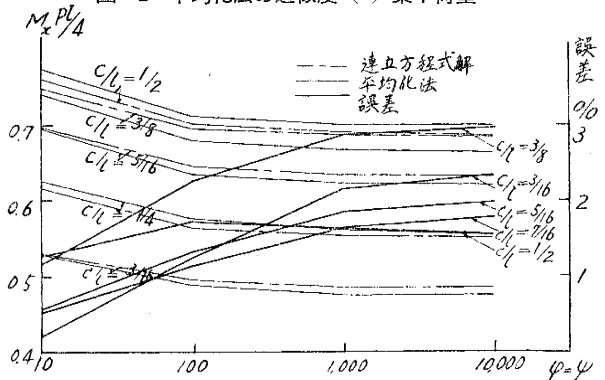
平均剛度 D_f を有する無限個の横繫材で連結されていると仮定してえられた上記の解が2項の連立方程式を解いてえられた結果と比較して、どの程度の差異を有するか調べる必要がある。一般に実在橋の横繫材の本数 ρ が大きい程近似度が良くなる。それで条件の悪い場合として $\rho=3$ について次の値について考察する。

(a) $c/l=3/16, 1/4, 5/16, 3/8, 7/16, 1/2$ の各点に集中荷重 P が作用した場合の載荷点における最大曲げモーメント、

(b) 等分布荷重 q が作用した場合の $x/l=3/16, 1/4, 5/16, 3/8, 7/16, 1/2$ の各点における曲げモーメント、

これらを 2, 3 に述べた2種の方法で計算

図-2 平均化法の近似度 (a) 集中荷重



して結果を比較した。その近似度は、横繫材と主桁の相関剛比によつて変化する。荷重はすべて主桁軸線上に作用するものとする。 ϕ, ψ の値を変化させ上記各断面における曲げモーメントの値を図-2に併記する。一般に

(i) 誤差は、図-2(a), (b)に示すように ϕ/ψ 一定で ϕ, ψ が共に増加する程大きくなる。これは、主桁断面一定の場合に横繫材の剛度が増大すれば、誤差が大きくなることを示す。しかし与えられた ϕ/ψ 値に対しては、一定の限界値をこして、誤差は大きくなる。なお箱桁橋はI桁橋に比し ϕ, ψ の値が小さいので有利である。

(ii) 図-2(c), (d)において、 $\phi=\psi=10$; $\phi=10, \psi=1000$; $\phi=\psi=1000$ 及び $\phi=1000, \psi=100$ の4つの場合について誤差を調べた。

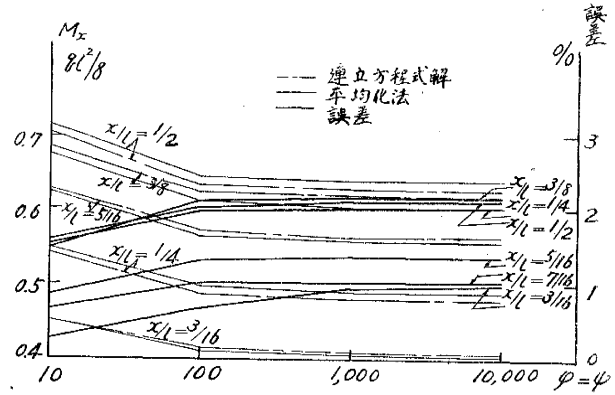
$\phi/\psi = K_1 l^2 / 6 E I w^2$ が小なる程、誤差が小さく、 ϕ/ψ 値の増加と共に、誤差が増える。 $\phi/\psi = 1/j$ 及び ϕ の値の実例を表-2に示す。横繫材が3個より多くなれば、近似がなお更良くなる。従つて、実在橋の ϕ, ψ の範囲では、 $\rho \geq 5$ に対して、平均化の簡易解は十分実用的な精度を有するものと期待してよい。

4. 2 箱桁橋における荷重分配作用

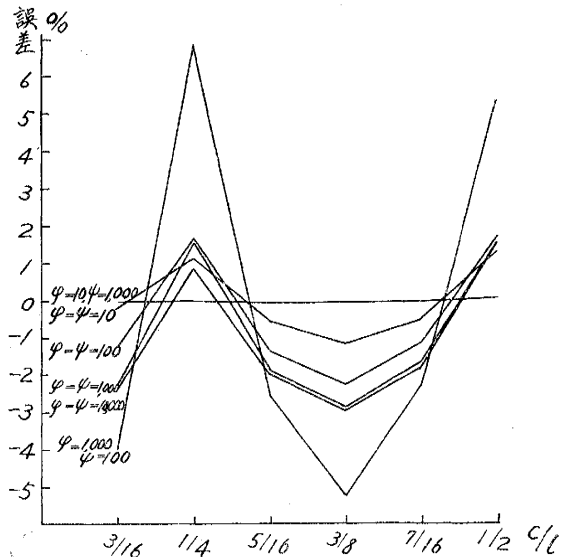
箱桁橋においては、いかなる荷重状態の下でも同一箱桁内の左右腹板下縁の垂直応力の差が僅少なることが並列I桁橋と異なる点である。荷重分配の概念で云えば、これは両腹板側に対し、均等に荷重が分配されたことになる。更に2箱桁橋においては、2つの箱桁相互間でも十分に荷重が分配される。これらの2段の分配作用によつて4本のI桁橋の場合に比して、常に平均した主桁縁応力を生じていることになる。これは、設計の合理化、経済化へと一歩前進したことにほかならない。それで主桁相互間の荷重分配作用を詳しく調べるのが重要となる。

今左主桁軸線上に載荷した場合、左主桁の最大曲げモーメントを M とし、これと同じ荷重状態下の単純桁の最大曲げモーメントを M_b とすれば、 $\mu = M/M_b$ とにおいて、主桁の最大曲げモーメントに関する荷重分配率と定義しておく。荷重分配の効果を μ 値によつて判断しよう。従つて P なる荷重を受ける箱桁橋の載荷側主桁の最大曲げモーメントは、 μP なる荷重を受ける単純桁のそれと一致する。要するに μ, P が載荷側主桁の実質的負荷とみなせる。このような意味を持つ μ を ϕ, ψ の各種の値に対し、計算した結果を図-3に示す。図-3(a)は中央集中荷重に対し、また図-3(b)は等分布荷

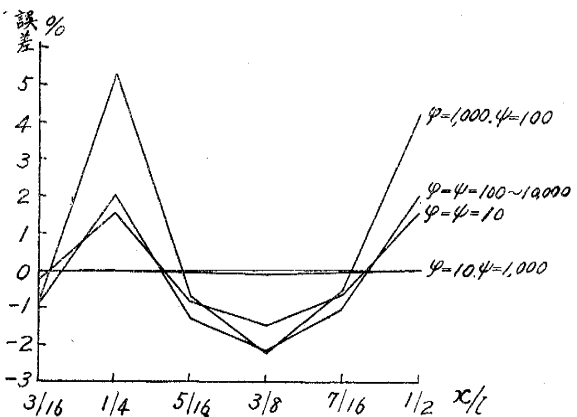
図-2 平均化法の近似度 (b) 等分布荷重



同上 (c) 集中荷重



同上 (d) 等分布荷重

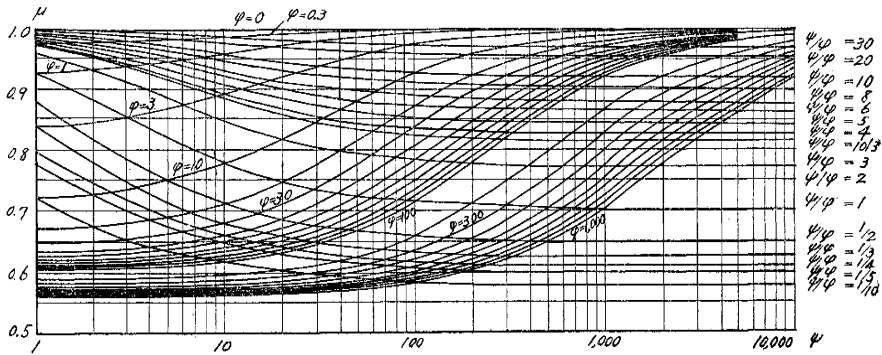


して結果を比較した。その近似度は、横繫材と主桁の相関剛比によつて変化する。荷重はすべて主桁軸線上に作用するものとする。 ϕ, ψ の値を変化させ上記各断面における曲げモーメントの値を図-2に併記する。一般に

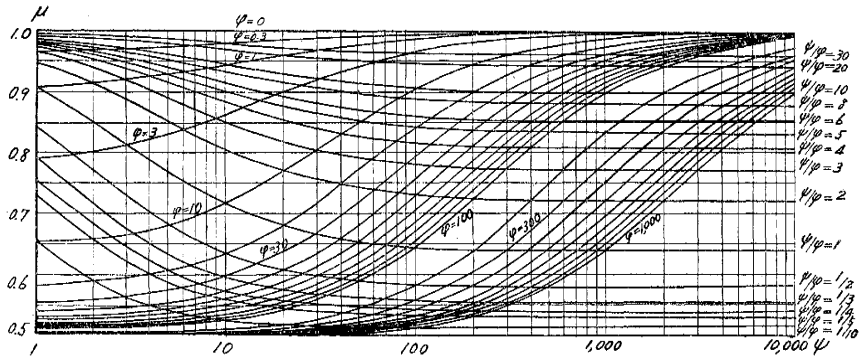
表-2

橋名	φ	j	Γ		φ の 限 界 値			備 考
			集中荷重	等分布荷重	最大曲げモーメント		振りモーメント	
					集中荷重	等分布荷重		
King County	14.38	0.503	2.98	2.34	28.96	44.39	67.3	対傾構なし
King County	96.53	0.503	2.98	2.34	28.96	44.39	67.3	対傾構あり
西条大橋	408.57	0.305	2.78	2.18	35.0	54.5	72.2	対傾構あり
辰巳橋	38.95	1.461	3.95	3.10	13.80	20.38	50.7	幅員広し

図-3 μ~ψ 線図 (a) 集中荷重



同上 (b) 等分布荷重



重に対する μ 値を図示したものである。これより判明した諸特性を列挙すれば、次のようである。

(i) μ は 0.5 と 1 の中間値をとる。 $\mu=0.5$ は両主桁が全く相等しい応力を生じる、最も理想的状態である。これは $\psi=\infty$ 、かつ $\varphi=\infty$ の場合に起る。すなわち横繫材剛度が無限大で、主桁のネジリコワサも無限大の場合である。次に $\mu=1$ は、載荷側主桁が全部荷重を負担することを示す。

これは $\varphi=0$ か、 φ =有限かつ $\psi=\infty$ のときに生じる。前者は主桁の曲げコワサが無限大、後者は主桁のネジリコワサが 0 の場合に相当する。鋼 I 桁橋は K_1 が小で、2 本主桁ならば、この状態に近い。

(ii) 同じ φ, ψ の値に対し、等分布荷重の際の μ 値は、集中荷重のそれより小さい。

(iii) 同じ φ/ψ に対しては、 ψ が大なる程 μ は小さい。 $\varphi < 100$ の範囲では、 μ の減少率が大きい。すなわちこの範囲において横繫材の曲げコワサ、本数を増加すれば、荷重分配が良好になる。しかし大約 $\psi \geq 100$ では、 ψ/φ 一定の下に、 φ 値を増加しても、すなわち D_f を増加しても、あまり μ の減少は期待できない。 $\psi \rightarrow \infty$ と共に μ はある極限值に収束し、その極限值 μ_{∞} は、 ψ/φ の関数として変化し、その状態を図-4 に示す。この μ_{∞} は横繫材には無関係で主桁のコワサ EI 及び K_1 、スパン l 及び中心間隔 w で定まる。 ψ/φ が小さい程、 μ_{∞} は小さい。換言すれば、スパン l が大で、間隔 w が小さい、従つて幅員が狭い長スパンの場合に荷重分配を良くすることができる。また曲げコワサとネジリコワサの比が小なる程 荷重分配を良好にしうる。この事より、ネジリコワサの大きい箱桁橋はこの点で有利であることがわかる。

(iv) 仮に箱桁の幅を無視して、主桁を幅のない弾性バリと考え、 $d=w$ とおくものとする。これは φ , ψ が共に $(d/w)^3$ 倍されたことになる。図-3 より明らかなように $\psi \leq 100$ の範囲においては、このための影響がかなり入る。例えば、 $\varphi = \psi = 100$ なる場合、 $d/w = 0.5$ であれば、実在橋に対して、 $\mu = 0.715$ であるべきものを、 $\mu = 0.765$ と計算することになる。この点特に注意しなければならない。

5. 対傾構の換算曲げコワサ

横繫材として横桁が用いられる場合は、2.3 に述べた横繫材の曲げコワサとしては横桁の曲げコワサをそのまま採用すればよい。

横桁を用いない場合、わが国鋼道路設計示方書の規定によれば、6 m 以内の間隔に適当な強度を有する中間対傾構を設けねばならない。これによつて橋梁全体の協力作用が大いに向上するものと期待できる。対傾構を構成するトラス部材は、軸力によつて主桁の変形に拘束を加える。これが横桁と異なつた働きの予想される所以である。この事を考え、対称、逆対称の各荷重状態に対する対傾構の作用について考察する¹³⁾。本文では代表的な X 形トラスについて述べる。箱桁橋に用いられた実例としては、西条大橋、Portage Canal¹⁴⁾ などが挙げられる。

(1) 逆対称荷重

図-5 に示すように、主桁との取付部から床板及び対傾構に作用する反力は、左右において互に逆方向で大きさが相等しい。このうち、床板端部断面に作用する断面力としては、端モーメント m とせん断力 v が存在する。他方、対傾構取付部節点には、鉛直反力 V と水平反力 H とが作用する。トラスの上下弦材間の距離を h_1 とすれば、 Hh_1 なるモーメントが対傾構に働く。斜材が水平となす角を θ とすれば、若干の計算を経て、断面 C-C のせん断力 V_c は次のようにえられる。

$$V_c = 12 EI_f (\theta - R) (1 + \kappa) / d^2 \dots \dots \dots (23)$$

ここに $\kappa = Fh_1^2 \cos^3 \theta / 6 I_f \dots \dots \dots (24)$

そして $I_f = t^3 \lambda / 12 (1 - \nu^2) n \quad t: \text{床板厚さ} \dots \dots \dots (25)$

幾何学的条件を考慮すれば、第 r 番対傾構については

$$V_{cr} = \frac{12 EI_f (1 + \kappa)}{d^3} (w \vartheta_r - 2 y_r)$$

関係式(7)の I_f の代りに $I_f (1 + \kappa)$ で置き代えれば、上式の形をうる。従つて逆対称荷重の場合には $EI_f (1 + \kappa)$ なる換算曲げコワサを有する横繫材を考えればよい。以下 ρ 個の対傾構に関しては、 ρ 元連立方程式の係数 α, β, γ の算式中の I_f の代りに、式(25)の I_f を $(1 + \kappa)$ 倍した値を用いる。

そして 2 項の計算がそのまま利用できる。

次に多数の対傾構を有する場合には、式(11), (16)の D_f として、床板の剛度 $D_f = t^3 \lambda / 12 (1 - \nu^2) n$ の $(1 + \kappa)$ 倍を用いれば、3 の各式を利用しうる。

(2) 対称荷重

図-6 のごとく、床板中立面に面内圧縮力 N 、上下各弦材取付点にそれぞれ水平反力 H_1 及び H が作用する。以上の反力により、端モーメント M_B が作用する。若干の計算の結果、合成断面中立軸と下弦材の距離 u とすれば

$$u = \frac{Ah/n + (F \cos^2 \theta + F_0) h_1}{A/n + 2 F \cos^2 \theta + F_0 + F_u} \dots \dots \dots (26)$$

ここに F_0, F_u : それぞれ上下弦材の断面積 A : 対傾構に合成される床板の断面積 $n = \frac{E}{E_c}$
 かつ $M_B = M_c$ であつて

図-4 $M_{\infty} \sim 4/\varphi$ 線図

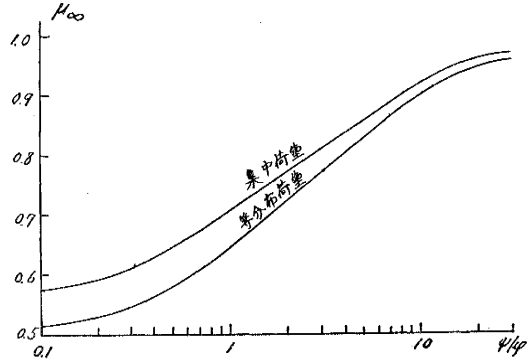


図-5 対傾構及び床板の変形と反力 (逆対称荷重)

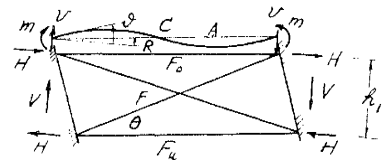
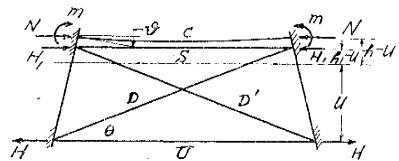


図-6 対傾構及び床板の変形と反力 (逆対称荷重)



$$M_c = -2 E J_f \theta / d \dots \dots \dots (27)$$

ここに $J_f = F(2u - h_1)^2 \cos^2 \theta / 2 + F_u u^2 + \frac{A}{n} (h - u)^2 + F_0 (h_1 - u)^2 + I_f \dots \dots \dots (28)$

式(27)は2の式(3)と同形で、(3)中の I_f の代りに J_f を用いたものである。この J_f が横繫材の換算断面2次モーメントである。従つて ρ 個の対傾構を有する場合は M_{cf} に関する連立方程式(4)がそのまま使用できる。また係数 r の式(5)中の I_f に代つて、 J_f を用いるとよい。

この他、V形トラスあるいはX形を2個並べたXX形式のトラスも使われている。ドイツのBürgermeister-Smidt¹⁰⁾、ベルギーのArdennes¹¹⁾はその実例である。これらに関する換算曲げコワサの算定は、上記のX形と全く同じように行うことができた。

6. 全橋断面形状不変の仮定について

西条大橋⁹⁾、白雲橋¹²⁾あるいはPortage Canalのようなスパンに比し、幅員の狭い合成箱桁橋には中間対傾構が設けられ、その相関剛比は十分大きいものと考えうる。この事を考えに入れ、土木学会論文集第25号では全橋合成断面が変形せぬと云う仮定に基づき解析を行った。本項では、このような構造物への、このような基礎仮定の適用に対する疑惑をなくするため、實在橋に例をとつて検討を試みる。

この仮定を設けることは、実際の横繫材の代りに、一様に分布する曲げコワサ無限大のものを置くことを意味する。これを3で述べた平均化法の場合では、 $\varphi = \psi = \infty$ として計算することにほかならない。その結果は、解式(18)~(22)において、 $\psi/\varphi = j$ を一定として、 $\varphi \rightarrow \infty$ 、 $\psi \rightarrow \infty$ とすることに相当する。今荷重を主桁軸線上に作用させた場合の断面力の式において、 $\varphi \rightarrow \infty$ 、 $\psi \rightarrow \infty$ とするために生じる誤差を調べよう。これによつて上記の仮定の適否について判定することができる。

(1) 判定式

最大曲げモーメント、最大せん断力、桁端ネジリモーメントのおのおのに対し、誤差が5%内に納まるために φ のとりべき値の限度を知るための判定式を求めらる。

(a) 中央最大曲げモーメント M_{\max} は式(19)において、 $a_0 = 0, x = l/2$ とおけばよい。一方 $\varphi = \psi = \infty$ ならば

$$M_{\infty} = M_{p\max} - l^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{12 p_n}{(n\pi)^2 [j(n\pi)^2 + 24]} \sin \frac{n\pi}{2}$$

そこで $M_{\max} \geq M_{\infty} \geq 0.95 M_{\max}$

なる条件式を用いる。収束が良好であつて級数の第1項のみをとれば、この条件を満足すべき φ の式をうる。

$$\varphi \geq \frac{\pi^4}{j\pi^2 + 24} \frac{20 - \Gamma}{\Gamma - 1} \dots \dots \dots (29)$$

ここに $\Gamma = (j\pi^2 + 24)\pi^2/96$ 中央集中荷重 }
 $= (j\pi^2 + 24)\pi^2/384$ 等分布荷重 } \dots \dots \dots (30)

(b) 最大せん断力

曲げによる端部断面の最大せん断力 Q_{\max} は、解式(20)で $a_0 = 0, x = 0$ としてえられる。これに対し $Q_{\max} \geq Q_{\infty} \geq 0.95 Q_{\max}$ の条件を適用すれば、集中荷重の場合には常に成立する。一方等分布荷重では、式(30)に与えられる Γ を用いて判定式(29)を満足するような φ 値を持つ橋に対しては誤差が5%以内ですむ。

(c) 端部ネジリモーメント

解式(22)において、 $a_0 = 0, x = 0$ とおくと、 $T_s = T_p = 0$ であることに留意し、これに $T_e \leq T_{\infty} \leq 1.05 T_e$ なる条件を与える。集中荷重の場合には、任意の φ に対し、常に満足される。

等分布荷重については

$$\varphi \geq 20 \pi^4 / (j\pi^2 + 24) \dots \dots \dots (31)$$

なる φ が要求される。

(2) 實在橋に関する判定

實在橋についての φ 値が、果して判定式(29)、(31)を満足しているかどうか調べる。King County⁹⁾、西条大橋、辰巳橋についての実測値を表-2にあげた。これらは、式(24)より求めた換算曲げコワサを使つて φ, ψ を算定したものである。この表中の φ の限界値とは、判定式(29)あるいは(31)でえられた最小値である。實在橋の φ 値が、この限界値より大であれば、断面形状不変の仮定が成立するものと考えてよい。これらの実例から、対傾構で補強された幅員の狭い箱桁橋では、この仮定によつて求めた断面力 M_{\max} 、 Q_{\max} 及び T_e の誤差は小さい。対傾構の存在を無視し、かつ箱桁の幅を考えない場合はかなり φ が小さくなる。そして実状に合わ

い結果をうることになるので注意を要する。

7. 結 言

(1) ρ 本の横繫材を持つ2箱桁橋は、 2ρ 次不静定構造物であり、結局 ρ 元連立方程式を解くことになる。この方程式の係数及び荷重項の数値表を $\rho=1\sim6$ に対し掲載し、実用計算の便に供した。

(2) 横繫材の個数の増加と共に(1)の方法では、計算の労が過重になるから、近似計算公式を与え、その誤差の傾向を明確にし、実用性を確立した。

(3) 箱桁橋の横繫材による荷重分配作用について、一般的特性を明らかにした。

(4) 対傾構と床板との協力作用について考究し、対称、逆対称荷重の場合の換算曲げコワサを求める公式を導いた。

(5) 曲げネジリ理論の基礎になる断面形状不変の仮定が成立するか否かの判定式を与え、これを基準にして、対傾構によつて補強された小幅員の合成箱桁橋に十分この仮定を適用できることを確認した。

横桁上に載荷された場合には、横桁端部に拘束力を加え、固定梁とする。しかる後荷重によるこの固定梁の端モーメントおよび鉛直反力と等大逆向の外力を加えて拘束を解除し本文の公式によつて断面力および変形を求めればよい。

終りに、種々御指導を賜つた京都大学教授小西博士に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 小西一郎・小松定夫・大橋昭光：合成箱桁橋の応力解析と設計計算法，土木学会論文集第25号 1955
- 2) 小西一郎・小松定夫：箱桁橋の立体的応力解析，土木学会論文集第43号 1957 p 1-10
- 3) 小西一郎・山田善一・大橋昭光：西条大橋の応力，タワミ，振動測定結果について，土木学会誌，第41巻第3号 1956 pp 112-117
- 4) A. Schleusner: Bautechnik 31 Jahrg. Heft 3 1954 s 79-84
- 5) W. Klemp: Beton-und Stahlbetonbau 51 Jahrg. Heft 1 1956 s 14-19
- 6) A.W. Hendry and L.G. Jaeger: Proc. ASCE No. 1023 1956
- 7) A.W. Hendry and L.G. Jaeger: The Structural Engg. Vol. 34 No. 7 1956 pp 241-261
- 8) H.M. Hadley: ENR April 12 1951 pp 34-35
- 9) H.M. Hadley: Civil Engg. Vol. 22 No. 12 1952 pp 1001-1004
- 10) H. Meyer-Larssen: Bauingenieur 27 Jahrg. Heft 11 1952 s 389-398
- 11) H. Krayer: Stahlbau 24 Jahrg. Heft 10 1955 s 235-236
- 12) 湯浅隆義：八樹橋ならびに白雲橋の合成箱桁橋，土木技術第11巻第4号 1956 p. 41-43
- 13) プライヒ：鋼橋の理論と計算 p. 586-589，本書の理論には床板の影響を含まない。
- 14) 鋼道路橋設計示方書解説 1956 117 p. 117 により強固な隔板を設ける必要がある。

(昭.31.12.29)