

横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式

大阪大学工学部 正員 小松定夫

〃 〃 〇西村宣男

〃 〃 学生員 大野正人

1. まえがき 近年、道路橋の交通安全対策として歩車道の分離のため、従来の橋を車輛専用とし、歩行者・軽車輛専用の側道橋が併設される場合が多いが、このような橋においては、河川管理上の制約からスパンは旧橋と同一だが幅員の狭いスレンダーな構造が採用され、その架設時構造系の全体横倒れ座屈に対する安全性が問題となっている。本研究においては、主桁としてH形鋼あるいは溶接集成工形断面桁を用い、これらを横桁で連結した2主桁橋を対象とし、橋を一本の梁と見なして各種の剛性を評価して横倒れ座屈方程式を誘導し、架設時構造系の全体横倒れ座屈強度を簡易に計算できる近似計算式を与えた。

2. 構造モデルと仮定 図-1に示すような2軸対称等断面を考え、横桁は等間隔に配置されている構造とする。また用いられる仮定は

1) 弾性範囲のみを考慮する。

2) 水平横たわみにおいて両側主桁の相対変位の横桁による拘束効果を考慮する。そのため横桁取付部の局所変形を考え、別途にこれを有限要素法と適用して計算した。

3) 主桁と横桁との間に働く内力は主桁の軸方向に分布するものとする。

4) 鉛直面内における横桁の曲げ変形は無視できるものとする。

3. 横倒れ座屈方程式 2本の主桁のたわみ角 u' と、2本の主桁の軸方向変位差による橋断面の鉛直軸まわりの回転角 φ との差が図-2に示すようなパネルのせん断変形に等しいものと考え、横桁両端のモーメント M_c およびせん断力 Q_c は

$$M_c = \frac{6EI_y I_y^* K_0}{(12I_y + 26I_y^*)K_0 + 12EI_y I_y^*} (u' - \varphi) \quad Q_c = \frac{2M_c}{b} = \frac{12EI_y I_y^* K_0}{(12I_y + 26I_y^*)K_0 + 12EI_y I_y^*} (u' - \varphi) \quad (1)$$

M_c , Q_c の半分ずつが主桁軸方向に分布すると考えて、微小区間のつり合い条件より全体横倒れ座屈方程式が得られる。

$$\begin{cases} EI_y u'' - EK u'' + [M_x \varphi]'' - \frac{K}{2} [M_x \varphi]'' = 0 & (3) \text{但し } K = K I_y^* \\ M_x u'' - GJ \varphi'' + EC \varphi'' - P_e \varphi = 0 & (4) \end{cases}$$

水平横たわみおよびねじれ角を $u = S \sin \pi z / l$, $\varphi = S_0 \sin \pi z / l$ と仮定し上式に代入すると、座屈モーメント $(M_c)_{cr}$ および座屈等分布荷重 $(P_e)_{cr}$ は

$$\frac{(M_c)_{cr}}{EI_y} = \pi^2 \frac{G C_2}{C_3 \varphi^2} \quad (5)$$

$$\frac{(P_e)_{cr}}{EI_y} = 42.35 \left\{ \frac{-nC_1 + \sqrt{(nC_1)^2 + 0.466 G C_2 C_3 / P^2}}{C_3} \right\} \quad (6)$$

$$\text{但し } C_1 = 1 + (\pi/R)^2, \quad C_2 = 1 + (\pi/R)^2 (B-2) \{ 2 + R_0 (1 + 12P_0) \} / 12 B P_0$$

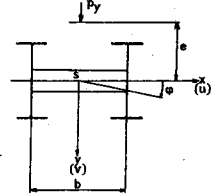


図-1 構造モデル

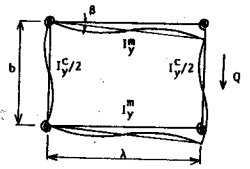


図-2 集中回転入力を含む2主桁橋の1パネル

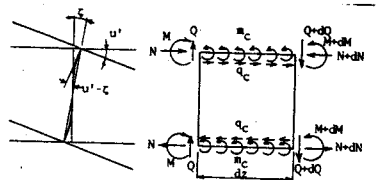


図-3 横桁取付部の構造と局所変形

$$C_2 = 1 + 0.5(\pi/P_2)^2(P_2 - 2)(2 + P_2(1 + 1/2P_2))/12P_2$$

$$C_3 = 1 + 0.522(\pi/P_2)^2(P_2 - 2)(2 + P_2(1 + 1/2P_2))/12P_2$$

$$\psi = \sqrt{EI^2/GJ^3}$$

$$\eta = e/l$$

$$P_1 = GJ^2/EC_2$$

$$P_2 = l/\lambda$$

$$P_3 = I_y^2/I_z^3$$

$$P_4 = \lambda I_y^2/bI_z^3$$

$$P_5 = EI_y^2/\lambda K_0$$

4. 他のアナロジーとの比較 橋の水平横たわみに
関して、剛な断面をもつ柱と、パネル変形をせん断
変形で置換したTimoshenkoアナロジー¹⁾、および主桁フ
ランジの伸縮を考慮しないフィレンディールの取扱い
をした近似解法²⁾との比較を図-4に示す。なお本研
究で対象とする範囲は、おおよそ P_4 が $10^{-2} \sim 1$ であ
る。

5. 取付部の剛性評価 垂直補剛材と有効幅を考慮

した腹板とで構成する両側固定の等価ばりを考え、
横桁フランジの取付位置に集中ねじりモーメントが作用するものとして回転バネ剛性 K_0 を
評価する。また腹板の有効幅は有限要素解析により、腹板高の40%である。

6. 簡易式の精度と検討 簡易計算式(5),(6)の結果と座屈解析用有限要素プログラム(BUCK-

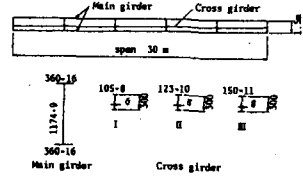


図-5 解析モデル

表-1 解析モデルの無次元パラメータ

Model No.	Parameter					Cross Girder
	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	
1				0.06		I
2				0.12	0.0	II
3				0.239		III
4	0.38	5	204		1.0	
5					5.0	
6				0.12	10.0	X
7					50.0	

表-2 精度の比較(等モーメント)

Model No.	Proposed Eq. (5) $A = (M_y)_{cr}$	BUCK-PI $B = (M_y)_{cr}$	A/B
1	392.2 tm	402.1 tm	0.975
2	469.8 tm	487.3 tm	0.964
3	583.0 tm	606.5 tm	0.961
4	406.2 tm	427.3 tm	0.951
5	337.5 tm	350.0 tm	0.964
6	316.3 tm	326.4 tm	0.969
7	293.2 tm	295.6 tm	0.992

表-3 精度の比較(等分布荷重)

Model No.	Proposed Eq. (6) $A = (W_y)_{cr}$	BUCK-PI $B = (W_y)_{cr}$	A/B
$\eta = 0.0$			
1	3.926 t/m	3.868 t/m	1.015
2	4.703 t/m	4.685 t/m	1.004
3	5.835 t/m	5.829 t/m	1.001
4	4.067 t/m	4.120 t/m	0.987
5	3.378 t/m	3.399 t/m	0.994
6	3.165 t/m	3.148 t/m	1.005
7	2.935 t/m	2.852 t/m	1.029
$\eta = 0.02$			
1	3.641 t/m	3.637 t/m	1.001
2	4.297 t/m	4.347 t/m	0.989
3	5.218 t/m	5.305 t/m	0.984
4	3.762 t/m	3.858 t/m	0.975
5	3.166 t/m	3.088 t/m	1.025
6	2.979 t/m	2.994 t/m	0.995
7	2.774 t/m	2.730 t/m	1.016

PG)の結果との比較を種々
のパラメータの組合わせ(表
-7)で行った。

7. 結論 本研究で与えた全体横倒れ座屈強度の簡易式は、構造全体についての有限要素解析の結果と精度よく一致した。その結果として剛な断面をもつ柱と、パネル変形をせん断変形で置換したTimoshenkoアナロジー、および主桁フランジの伸縮を考慮しないフィレンディールの取扱いをした近似解法は本研究で対象とする橋梁に対して有効ではないことが判明した。なお本簡易式は、その誘導にあたって横桁の効果が主桁軸方向に分布するものとして横桁間における主桁の部材としての横倒れ座屈を無視した。よって横桁間の横倒れ座屈が先行する場合には、本簡易式は適用されない。

- 1) Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. : Theory of Elastic Stability McGraw Hill 1961
- 2) Mortelman, F. : Sway Buckling of Multistory Frames, IABSE Periodica