

中井 博 共著 “曲線 I 桁橋の横倒れ座屈強度と設計法に関する研究” への討議
 山口 寿男

(土木学会論文報告集, 第339号・1983年11月掲載)

▶ 討議者 (Discussion)

三上市 蔵 (関西大学)

By Ichizou MIKAMI

わが国では、曲線 I 桁の横倒れ座屈に関する設計基準がまだ確立されていない現状であるだけに、有意義な研究成果を興味深く読ませていただきました。以下に、3点ばかり討議をしたためます。

(1) 横構部材が抵抗しなければならない力が、(a) 桁の曲げによって生ずる力と (b) ねじれによって生ずる力とに分けて、それぞれ式 (29) および式 (33) に応力の形で示されています。これらは、一定曲げ、一定ねじれに対するものです。しかるに、曲線桁では曲げモーメントが一定となることはなく、必ず曲げとねじりは相関しており、ともに長さ方向に変化します。その結果、横構部材両端における桁断面力が異なるため、上式を用いて部材両端で横構部材力を算定するとかなり異なった値になります。この場合の取扱い法が、著者の説明では欠けています。

筆者は、簡便法として、両計算値の平均をもって部材力とする方法を考えました¹⁾。この方法によれば、計算値は実験値ともよく一致することはすでに確かめてあります¹⁾。

(2) 著者の曲線 I 桁の設計公式を変形して再掲します。

- ① 座屈照査 $\sigma_b/\sigma_T \leq (\sigma_u/\sigma_T)\Psi_1$ (a)
- ② 応力照査 $\sigma_b/\sigma_T \leq \Psi_2$ (b)
- ③ 設計公式 $\sigma_b/\sigma_T \leq (\sigma_u/\sigma_T)\Psi_1\Psi_2$ (c)

ここに、 σ_b : 桁曲げによる圧縮フランジの圧縮応力、 σ_u : 直線 I 桁の横倒れ座屈応力、 σ_T : 降伏応力、 $\sigma_u/\sigma_T = 1 - 0.412(a - 0.2)$

$$\Psi_1 = 1 - 1.05\sqrt{\alpha} (\Phi_e + 4.52\Phi_e^2)$$

$$\Psi_2 = 1 - \sigma_\omega/\sigma_T$$

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_f}} \left(\frac{l}{b_f} \right) \sqrt{\frac{\sigma_T}{E}}$$

$$\sigma_\omega = \frac{k\sigma_b L^2}{RW_f} \left(A_f + \frac{A_w}{6} \right), \quad k = 0.078$$

$$l = 0.492 [1 + 0.035 \Phi(L/b)^{1/3}] L$$

σ_ω : そり応力、 A_f : 圧縮フランジの断面積、 A_w : 腹板の断面積、 R : 曲率半径、 $W_f = b_f^2 t_f / 6$ 、 b_f 、 t_f : 圧縮フランジの幅と厚さ、 L : 曲線桁の固定点間距離、 l : 曲線桁の有効座屈長、 $\Phi = L/R$ 、 $\Phi_e = l/R$ 。ただし、著者は l の算定式中の Φ と、 Ψ_1 の算定式中の Φ に同一の記号を使用しておられるが、後者は l に対する角度を用いるべきで、ここでは Φ_e として区別しました。

著者の実験結果の一部に対して、式 (a)、(b) および (c) が与える限界値 σ_b/σ_T を求め、実験値 σ_{cr}/σ_T と比較すると Table A のようになります。すべての桁は応力照査で設計されることになり、式 (c) を用いると、さらに低めに抑えることになります。

(3) 曲線 I 桁の圧縮フランジは軸圧縮力 P のほかに、曲率に起因する横荷重 q を受けるはり-柱と考えることができます。 $P = \sigma_b(A_f + A_w/6)$ 、 $q = (\sigma_b/R)(A_f + A_w/6)$ と書けるので、はり-柱の強度相関式を次のように適用します。

$$P/P_u + M/M_u \leq 1 \text{ (d)}$$

ここに、 $P_u = \sigma_u(A_f + A_w/6)$

$$M_u = \sigma_T W_z, \quad W_z = b_f^2 t_f / 4$$

$$M = kqL^2 = k\sigma_b(A_f + A_w/6)L^2/R$$

式 (d) は次のように変形できます。

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_u} + \frac{\sigma_\omega W_f}{\sigma_T W_z} \leq 1 \text{ (e)}$$

式 (e) に基づく限界値 σ_b/σ_T を求めると、Table A のように、実験値 σ_{cr}/σ_T より小さくなります。式 (a) のように大きめの値を与えることはないとはいえ、式 (d) によって座屈強度を推定するためにはなんらかの工夫をする必要があります。

設計のためには、曲げに対して降伏モーメントをとって、 $M_u = \sigma_T W_f$ とするのがよいので、次のように式 (c) に対応する設計式が得られます。

Table A Comparison between test results and predicted values.

Girder	ϕ	ϕ_e	α	$\frac{\sigma_u}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}$	σ_b / σ_y				
						(a)	(b)	(c)	(e)	(f)
G 1	0.500	0.260	0.920	0.703	0.33	0.304	0.071	0.061	0.098	0.069
G 2	0.166	0.0835	0.888	0.717	0.53	0.635	0.186	0.168	0.232	0.174
G 3	0.083	0.0414	0.880	0.720	0.70	0.685	0.314	0.275	0.352	0.280
G 4	0.500	0.256	0.306	0.956	0.53	0.649	0.198	0.179	0.267	0.197
G 5	0.166	0.0831	0.298	0.959	0.81	0.897	0.426	0.406	0.515	0.418
G 6	0.083	0.0413	0.296	0.960	0.81	0.934	0.597	0.573	0.671	0.583
G 7	0.500	0.255	0.223	0.990	0.54	0.721	0.265	0.240	0.350	0.264
G 8	0.166	0.0830	0.218	0.993	0.87	0.937	0.520	0.502	0.616	0.518
G 9	0.083	0.0412	0.217	0.993	0.91	0.970	0.684	0.670	0.760	0.681
G 10	0.500	0.253	0.111	1.000	0.67	0.810	0.419	0.382	0.520	0.419
G 11	0.166	0.0828	0.109	1.000	0.90	0.961	0.684	0.665	0.764	0.684
G 12	0.083	0.0412	0.108	1.000	1.00	0.983	0.812	0.801	0.867	0.812

$$\sigma_b / \sigma_u + \sigma_w / \sigma_y \leq 1 \dots \dots \dots (f)$$

この式が与える限界値 σ_b / σ_y を計算すると、Table A のようになり、この式は式 (b) とほぼ同じ値を与え、式 (c) より良好な結果が得られることがわかります。

参 考 文 献

- 1) 三上市蔵, ほか: “並列 I 桁曲線および直線橋における主桁付加応力度と横構部材力について” への討議, 土木学会論文報告集, No. 298, pp.151~152, 1980-6.

(1984. 4. 12・受付)

▶回答者 (Closure)-----中井 博 (大阪市立大学)・事口寿男 (大同工業大学)

By Hiroshi NAKAI and Hisao KOTOGUCHI

著者らの論文に対し、有益なご討議をいただき、深く感謝いたします。ご指摘の3点について以下のとおり、お答えいたします。

まず、(1) に関しては、横構部材力を簡易式で評価すると、討議者のご指摘のように横構部材両端における断面力が異なるため、実際と異なった値になります。これに対し、討議者が提案されている両端の計算値の平均値をもって部材力とすることは有用な方法であると考えます。

ところで、本文で論述したように、並列曲線 I 桁橋の曲げモーメントが大きくなるスパン中央付近の対傾構・横桁、あるいは横構間にある部材に着目した横倒れ座屈実験を行う前に、並列曲線 I 桁橋全体の横倒れ座屈実験も行いました。その結果、それらが本文で述べた簡易式で設計されるような剛度を有していれば、桁全体に横倒れ座屈することはなく、本文図-10 に示したように、対傾構・横桁、あるいは横構が固定点となることが確認できたことを再度言及しておきます。

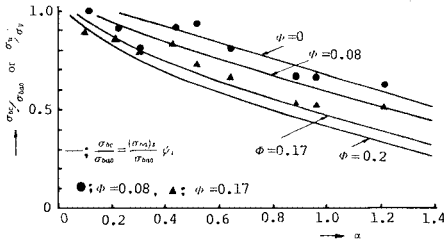
(2) に関しては、討議者が著者の設計公式に対し、精力的な数値計算をしていただいたことに敬意を表します。しかし、再掲していただいた設計公式 (a)~(c) の左辺の σ_b / σ_y はすべて σ_b / σ_{b00} 、また Ψ_2 中の σ_w / σ_y は σ_w / σ_{w00} でなければなりません。ここに、 σ_{b00} は許容曲げ圧縮応力度の上限値。また、座屈照査式 (a) 中、 Ψ_1 の算定式中の ϕ の代わりに ϕ_e を用いたほうがよいとされていますが、文献⁽¹⁾より並列曲線 I 桁橋の固定点

表-1 座屈照査式 (a)

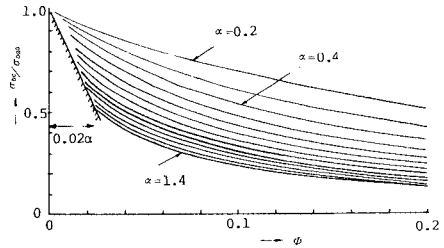
Test Girder No.	Experimental results of σ_u / σ_y	Discussion by Prof. Mikami	Proposition by Author
2	0.53	0.635	0.509
3	0.68	0.685	0.639
5	0.81	0.897	0.799
6	0.81	0.933	0.897
8	0.87	0.937	0.850
9	0.91	0.969	0.938
11	0.90	0.961	0.899
12	1.00	0.983	0.960
14	0.52	0.507	0.388
15	0.64	0.557	0.512
17	0.68	0.738	0.616
18	0.82	0.786	0.741
20	0.74	0.794	0.677
21	0.94	0.838	0.795
22	0.85	0.833	0.722
23	0.92	0.875	0.834
25	0.53	0.604	0.479
26	0.67	0.655	0.608

距離内のなす中心角 ϕ は高々 0.2 rad. までであります。そこで、中心角がこの範囲に入る 0.17 と 0.08 rad. の桁に対する討議者と著者との座屈照査式による値を表-1 に示します。また、図-1 は実験値と本文の座屈照査式による限界値をプロットしたものであります。すなわち、 Ψ_1 の算定には実験値のほぼ下限値を採用したものであり、あくまで本文の式(18)のほうが妥当であります。

(3) に関し、討議者ははり-柱の強度相関式から式 (f) を求められましたが、しかし $\sigma_w = 0$ なる断面において



図一 実験値と提案値の比較



図二 設計公式における \$\sigma_{bc}/\sigma_{ba0}\$ の限界値

は式 (a) を満足しません。したがって、本文の式 (22) がより安全側の設計式になると考えます。

しかしながら、本文の式 (22) によれば並列曲線 I 桁橋の固定点間距離内における中心角 ϕ が 0 になれば、 $\Psi_1=1$ となり、このときは、

$$(\sigma_{ba})_c = (\sigma_{ba})_s \dots\dots\dots (1)$$

となります。ここに、 $(\sigma_{ba})_c$ 、 $(\sigma_{ba})_s$ はそれぞれ曲線 I 桁、直線 I 桁の許容曲げ圧縮応力度。ところが、このときでも有効座屈長は本文の式 (15) によれば、 $l=0.492$ となり、設計公式の不整合が生じます。そこで、その後、種々検討し、次式によって有効座屈長係数 λ を用いたほうがよいことを、この場をかりて修正・報告させていただきます。

$$\lambda = 1 - 1.97 \phi^{1/3} + 4.25 \phi - 26.3 \phi^3 \dots\dots\dots (2)$$

図二は、パラメーター α

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \sqrt{3 + A_w/2 A_r} (L/b) \sqrt{\sigma_y/E} \dots\dots\dots (3)$$

と中心角 ϕ によって本文の式 (22) の σ_{bc}/σ_{ba0} の限界値を示したものであり、中心角 ϕ の適用範囲は、

$$0.02 \alpha \leq \phi \leq 0.2 \text{ (rad.)} \dots\dots\dots (4)$$

となります。ただし、図二の値は $\sigma_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sqrt{3 + A_w/2 A_r}=2$ 、 $k=0.106$ を用いたものであります。

なお、 $\phi < 0.02 \alpha$ であれば、直線 I 桁の座屈照査式を準用してよいと考えています。

(1984.6.17・受付)