

I-50

並列曲線 I 桁橋の塑性設計に関する一考察

九州大学 正会員 ○今井富士夫 九州大学 正会員 太田 俊昭
九州大学 学生員 田島 孝敏

1. まえがき 著者らは、これまで、曲線 I 桁の降伏関数として、曲げと曲げねじりおよび St. Venant のねじりモーメントから成るものを誘導し、これを用いて並列曲線 I 桁橋の塑性解析を行うことにより、終局荷重や塑性挙動に対して横構の影響が無視できないことを明らかにしてきた¹⁾。そこで、ここでは、主桁間隔や中心角あるいは横桁や横構の剛性などが並列曲線 I 桁橋の崩壊形式や終局荷重に及ぼす影響について体系的な考察を試みるものとする。

2. 解析モデルとパラメータ 解析モデルとしては、図-1に示すような横構を有する3主桁の並列曲線 I 桁橋を選び、荷重は橋中央部に偏心集中荷重を考える。また、曲線 I 桁の曲げ終局強度は、腹板の局部的な座屈に関わりなく、そり応力を考慮した全塑性モーメントによって規定できることが中井らによって明らかにされており²⁾、直線桁についても建築学会の塑性設計指針より同様なことがうかがえる。このことから、主桁と横桁の幅厚比としては、フランジでは塑性設計、腹板では弾性設計のものをそれぞれ使用することにする。なお、横構については、曲げばりに置換し解析を行うものとする^{1), 3)}。

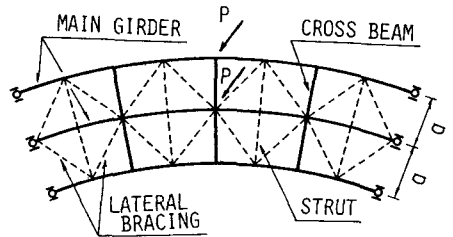


図-1 解析モデル

並列曲線 I 桁橋の塑性挙動に影響を与える因子としては、部材相互の剛性比や完全塑性モーメント比と構造形状（中心角 ϕ および支間長 L に対する主桁間距離 a の比）が考えられる。そこで、ここでは、支間長は $L = 20\text{m}$ 、主桁は H_g （桁高） $= 1.7\text{m}$ 、 H_g/B （フランジ幅） $= 3.5$ 、幅厚比は $H_g/t_w = 130$ 、 $B/t_f = 17$ （鋼種：SM50， t ：板厚、添字 w, r は腹板、フランジ）と一定にし、解析パラメータは、 ϕ と a 、そして主桁に対する横桁と横構の曲げ剛性比 e 、塑性曲げモーメント比 m とする。なお、横桁のねじりに関する諸量比については曲げに関する値を準用する。

ところで、 e と m には相関性があり、著者らは、文献4)にてこの関係について算定している。すなわち、横桁あるいは横構の m/e は、主桁に対するこれらの降伏応力度の比を σ とすると、横桁では $1.1\sigma < m_r/e_r < 1.4\sigma$ 、横構では $0.9\sigma < m_b/e_b < 1.1\sigma$ で与えられる。このことから、横桁は主桁と同一材種を使用するものとするれば、 $m_r = e_r$ と仮定した解は安全側となるので、本解析では $m_r = e_r$ とする。また、横構の材種は、通常、主桁と同等かあるいはそれ以下のものが使用されるので、 $m_b \leq e_b$ とする。

3. 解析結果および考察

3-1 崩壊形式 図-2は、並列曲線 I 桁橋の代表的な崩壊形式を示したものである。図から、これらの崩壊形式は、4つのMode(A, B, C, D)に大別できる。なお、図中の●は塑性ヒンジ発生点、○は塑性ヒンジの後に $M_b = 0$ となった点である。／は、横構崩壊を示している。なお Mode A, Bについては、2主桁の曲線箱桁橋の解析例より、全主桁中央部に塑性ヒンジが発生した場合を崩壊としたが、横構を持つ曲線 I 桁橋では、箱桁橋とは異なり全主桁の中央部に塑性ヒンジが

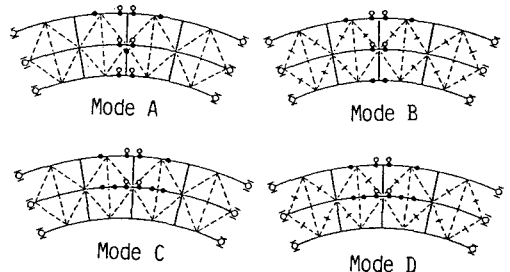


図-2 崩壊形式

発生しても、横構によって幾分かの余剰荷重を保持する場合もある。

3-2 各形式の発生限界剛度 これまでの研究から⁴⁾、並列曲線桁橋の各崩壊形式の終局荷重や終局変位を比較すると、終局荷重については $\text{Mode A} \geq \text{Mode B} > \text{Mode C, D}$ なる関係となり、一方、終局変位については $\text{Mode A} < \text{Mode B} < \text{Mode C, D}$ となることが明らかにされている。特に、Mode Aの終局荷重は、床組の剛性には関わりなく、ほぼ一定の値となる。このことは、並列曲線 I 桁橋の塑性設計を行う場合には極力Mode Aとなるように設計諸元を選択するのが望ましいことを示唆している。

そこで、本節では、各崩壊形式の発生限界に対する横構剛性、中心角ならびに主桁間距離について検討するものである。なお、横桁剛性はその曲げ格子剛度 z を $z = 5 \sim 10$ の範囲で解析した結果、本解に影響を与えるものでないことが判明した。そこで、以後の解析では $m_r = e_r = 0.3$ とする。

図-3は、 $m_b = e_b$ とした場合の中心角、主桁間距離に対する各崩壊形式の発生限界の横構必要剛度について図示したものである。図より、中心角の増加に伴い、Mode A、Mode Bの発生に必要な横構の剛性は増加している。一方、主桁間距離についてみれば、Mode Bでは、 $a \leq 3\text{m}$ 、Mode Aでは、 $a \approx 3\text{m}$ で横構の必要剛性は、最小となっている。これらのことは、 $L \approx 20\text{m}$ の曲線橋では、主桁間隔は3m程度が最適であることを示すものである。

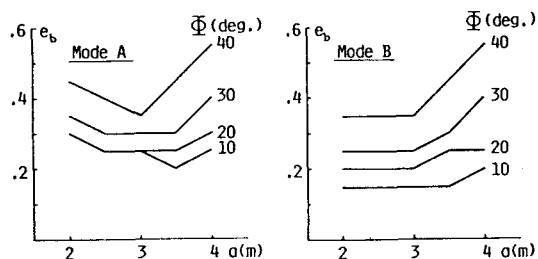


図-3 各崩壊形式の横構限界剛性 ($m_b = e_b$)

図-4は、横構の材種が、主桁のそれと同等かあるいはそれ以下だと仮定した場合の、Mode A、Mode Bを呈するに必要な横構剛性について図示したものである。ただし、図-3の結果から a は3mとしている。

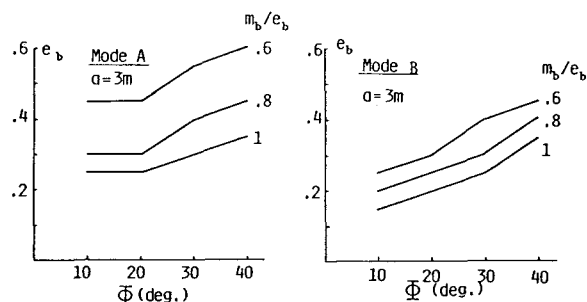


図-4 各崩壊形式の横構限界剛性 ($m_b \leq e_b$)

図は、 m_b/e_b の値が減少すれば、その必要剛性は増加するという当然の結果を与えている。一方、中心角についてみてみると、Mode Bでは、 Φ が増加するにつれ、必要剛性は増大する傾向にあるが、Mode Aでは、 $\Phi \leq 20^\circ$ で最小かつ一定となる。

3-3 Mode Aの終局荷重 Mode Aは、並列曲線 I 桁橋を準箱形単一曲線桁に置換した場合の曲げ崩壊に相当する崩壊形式だとみなしうる。そこで、ここでは、Mode Aの終局荷重を準箱形曲線桁の終局荷重と比較し、その結果を図-5に示す。ただし、箱桁の降伏関数は曲げとねじりモーメントから成るものを使用した。図中、縦軸の P は並列曲線 I 桁橋の終局荷重を準箱形曲線桁の終局荷重で無次元化したものである。

図より、主桁間隔が増加すれば、 P は減少する傾向にあるが、中心角の変化に対してそれほど変動しないことが判る。特に、 $a \approx 3\text{m}$ では、その値は、ほぼ1となっている。

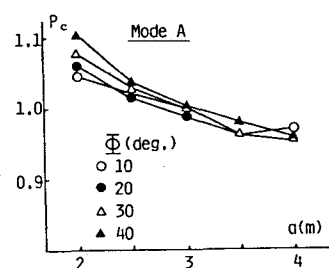


図-5 Mode Aの終局荷重

- 〈参考文献〉 1) 今井他；構造工学論文集、32A、1986。 2) 中井他；土木学会論文集、第340号、1983。
3) 尾下；土木学会論文集、第324号、1982。 4) 今井他；土木学会西部支部大会、1986。