

九州大学工学部 学生員 〇井上 元

九州大学工学部 正会員 今井 富士夫

九州大学工学部 正会員 木田 俊昭

1. まえがき 近年、薄肉開断面を有する曲線桁橋の耐荷力に関する研究は数多くなされている。しかしながら、これらの研究の多くは、単一薄肉曲線ばりの耐荷力¹⁾あるいは1つの固定区間の腹板の安定性や挙動^{2),3)}について論じたものであり、一般に多主桁で構成される薄肉曲線桁橋の全体耐荷力についての研究は、十分でないように思われる。著者らは、先に3主桁の並列曲線I桁橋の崩壊特性を示したが、⁴⁾この解は、解析の際に用いた載荷モデルが実橋の荷重に則していない点や崩壊メカニズムの考察が不十分な点など、完全でないように思われる。そこで、本文では、より実際の荷重下で曲線I桁橋が最大耐荷力を発揮しうな崩壊メカニズムについて考察するとともにそのメカニズムに達するに必要な変形性能についても言及する。

2. 降伏関数および回転容量 本理論は、塑性ヒンジ理論に基づくものであり、降伏関数としては次のものを用いた。すなわち、曲げモーメント M 、ねじりモーメント T 、さらに曲げねじりモーメント M_w より成る降伏関数は、下界定理から次式で与えられる。

$$(4+C)^2 \cdot m^2 + 2C(4-C)m\sqrt{1-x^2} - (16-C^2)(1-x^2) + 16|m_w|\sqrt{1-x^2} = 0 \quad (1)$$

ここに、 $m = M/M_p$ 、 $x = T/T_p$ 、 $m_w = M_w/M_{wp}$ 、 M_p 、 T_p 、 M_{wp} は各々完全塑性モーメントであり、 $C = A_w/A_f$ 、 A_w 、 A_f はそれぞれ腹板、フランジの断面積である。式(1)の降伏関数は、その曲面に凹部を有し、その取扱いは複雑となる。そこで、Heyman が理想形箱形断面の降伏関数を誘導するに際して用いられた腹板の応力が曲げモーメントの成分に無視できるとした仮定を準用すると、式(1)は、式(2)のようになる。

$$m^2 + x^2 + |m_w|\sqrt{1-x^2} = 1 \quad (2)$$

次に、建築学会では変形性能を表現するものとして回転容量を用いている。そこで、本解析においても終局メカニズム時の変形性能として回転容量を用いることとし、直線桁の回転容量の算定式を曲線桁に準用すれば、回転容量 ψ は、部材要素 AB に対して次式となる。

$$\psi = [(\bar{v}_B - \bar{v}_A)/4\delta + (m_B - m_A)/2 \cdot 4\delta/\delta] / \delta \quad (3)$$

ここに、 $\bar{v} = v \cdot EI / (M_p R^2)$ 、 δ ：鉛直変位、 4δ ：部材要素の中心角、 $\delta\delta$ ：弾塑性領域角。

さて、 $\delta\delta$ を求めるための弾性限界関数は、

$$[(4+C)/(6+C) \cdot m + m_w]^2 + [(2+C \cdot b)/(2+C \cdot b^2) \cdot x]^2 = 4/9 \quad (4)$$

ここに、 $b = m_w/m_p$ 、 x は板厚。式(4)で $C=0$ とすると次のようになる。

$$(m + \frac{1}{2}m_w)^2 + (\frac{1}{2}x)^2 = 1 \quad (5)$$

3. 解析モデル 解析モデルは、図-1に示すような3主桁の並列曲線I桁橋を用いた。外桁弧長は20 m、主桁間距離は3 mとした。主桁の断面諸元は、建築学会の塑性設計指針より定め、それらの値は、 $T_p/A_p = 0.012$ 、 $EI_{GJ} = 5.0 \times 10^3$ 、 $M_{wp}/A_p = 0.06(m)$ 、 $\sqrt{GJ/EI_w} = 0.16(m^{-1/2})$ 。

主桁に対する横桁ならびに横構・ストラットの諸元比は、

$e_1 = EI_1/EI = 0.4$ 、 $e_2 = EI_2/EI = 0.2$ 、 $e_3 = e_4/2$ を基準とした。

ここに、 δ 、 b 、 δ は各々横桁、横構、ストラットを意味する。

また、載荷モデルとしては、図-2に示すような2つ(L2、L3モデル)を考えた。解析は、横桁と横構の剛性をパラメータに解析を行った。

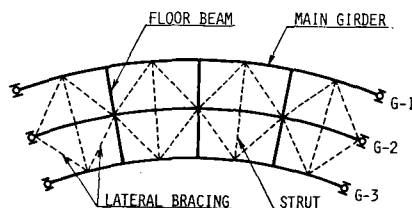


図-1 解析モデル

4. 解析結果および考察 図-3は、本解析において生じた崩壊メカニズムである。 $e_b \geq 0.2$ ではすべて主桁中央部に塑性ヒンジが発生して崩壊している。これは、並列曲線桁橋を単純桁と見なした場合、曲線単純桁の3ヒンジ崩壊に相当する。 $e_b = 0.1$ では、内桁中央部に塑性ヒンジが発生することなく崩壊している。そこで、この両者の崩壊メカニズムの耐荷力および回転容量特性を $\phi_0 = 10^\circ$ について調べてみた(図-4)。耐荷力 $\bar{P}$ は、並列曲線桁の耐荷力を外桁と同一条件を有する直線桁の耐荷力で無次元化したものである。図-4より、回転容量 ψ は

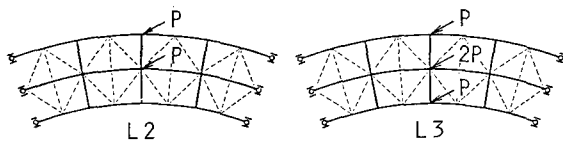


図-2 荷重モデル

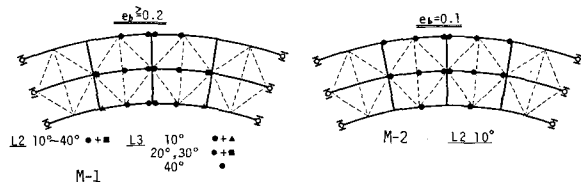


図-3 崩壊メカニズム

横構剛性 E_y の増大に伴い、減少するが、耐荷力 $\bar{P}$ は、M-1型の崩壊メカニズムを呈する $e_b \geq 0.2$ では e_b の値に関係なく一定値となり、M-2型の崩壊メカニズムとなる $e_b = 0.1$ では、 $e_b \geq 0.2$ に比べ大きく低減している。このことから、並列曲線I桁橋の設計では、M-1型の崩壊メカニズムとなるようにするのが望ましい。また、M-1型の崩壊メカニズムにおいて、 E_b や横構剛性 E_y が耐荷力や回転容量に与える影響について調べてみたが、このメカニズムは主桁崩壊となるので E_b や E_y は、 $\bar{P}$ や ψ には影響しないことが判明した。そこで、 $E_b = 0.2$ 、 $E_y = 0.4$ と一定にした場合について、荷重形式L2、L3および中心角の変化に対する耐荷力や回転容量の変動および崩壊メカニズムについて考察する。

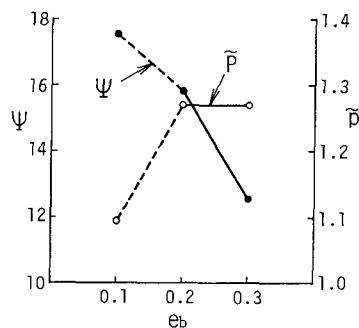


図-4 $\bar{P} - e_b$, $\psi - e_b$ 関係

図-3より、L2では崩壊メカニズムは中心角の如何に関わらず一定であるが、L3では中心角が大きくなると塑性ヒンジが中央部に集中してくるのが判る。また、図-5、6は中心角に対する耐荷力および回転容量の変化を示したものである。これらの図より、中心角 ϕ_0 の増大に伴って $\bar{P}$ ならびに ψ は減少している。また、荷重形式の違いについてみると、 $\bar{P}$ 、 ψ ともにL2が大きくなっていることが判る。また回転容量については、中心角 $\phi_0 < 20^\circ$ において急増しているが、これは $C=0$ の式(4)を用いたため、中心角の小さい、曲げが支配的な構造では弾塑性域が実際よりも過少評価されるためである。そこで、より一般的に式(4)の曲げの項に $C=2$ を与えた場合について計算した結果が図-6の破線である。すなわち、 $\phi_0 \geq 20^\circ$ では C は ψ にはほとんど影響を及ぼさないが、 $\phi_0 < 20^\circ$ では、 ψ の値を大きく低減させている。

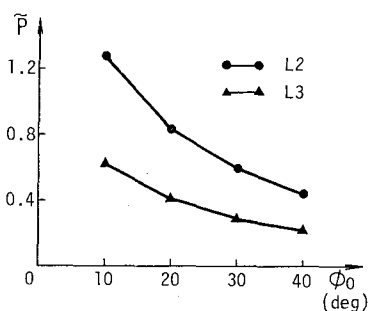


図-5 $\bar{P} - \phi_0$ 関係

このような C と ψ の関係や崩壊時の横構、横桁の必要耐力などの詳細については講演当日に発表する予定である。

<参考文献>

- 1) Y. Fukumoto et al.; Proc. ASCE, Vol. 107, 1981
- 2) 中井 博 他; 土木学会論文報告集, 第340号, 1983
- 3) 倉西 茂 他; 第39回 年講工, 1984
- 4) 今井 富士夫 他; 第39回 年講工, 1984

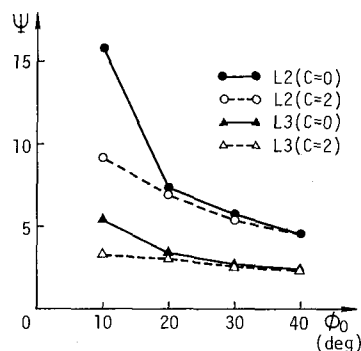


図-6 $\psi - \phi_0$ 関係