

曲線格子桁の極限解析 (横桁多数の場合)

京都大学工教 正員 米 沢 博

京都大学工教 正員 ○三 上 市 蔵

神戸市立高専 正員 嵯 峨 晃

まがき これまで2本の曲線主桁と1本の横桁よりなる曲線格子桁^{1), 2), 3)}を対象に、曲線主桁の支持条件および荷重条件を種々変えて極限解析を試みるとともに、模型実験を行なって理論より得られる崩壊形式および崩壊荷重の値が妥当なものであることを確かめた。さらに実際の曲線桁橋に適用できるように、2本の曲線主桁が多数の横桁によって結合されている場合⁴⁾について極限解析を行なったが、理論的に得られる崩壊形式および崩壊荷重の値の妥当性を検討するため、小形模型に対する載荷試験を行なった。

崩壊形式および崩壊荷重 図-1に示すように2本の曲線主桁は同心円弧上にあり、両端で曲げおよびねじりに対して固定されているものとする。いま横桁本数 N が奇数で、外桁のスパン中央に集中荷重が作用する場合を考える。各部材は完全塑性体であると仮定し、線構造物として取り扱う。せん断力および軸力の影響と横桁のねじり抵抗を無視して、降伏およびつりあい条件式から、図-2に示す各崩壊形式に対する崩壊荷重 P を求めるとつぎのようになる⁴⁾。ただし、 $\mu = Pr_1/M_{1P}$, $\rho = r_1/r_2$, $i = M_{2P}/M_{1P}$, $j = \bar{M}_P/M_{1P}$, $\nu = T_{1P}/M_{1P} = T_{2P}/M_{2P}$ で、 M_{1P} , M_{2P} , $\bar{M}_P$ および T_{1P} , T_{2P} はそれぞれ外、内、横桁の全塑性曲げモーメントおよび外、内桁の全塑性ねじりモーメントである。

$$(A) \quad \mu = \frac{\nu^2 \phi_{i,n+1} + \cot(\beta/2)}{\sqrt{(\nu \phi_{i,n+1})^2 + 1}} + \sqrt{1 - \left(\frac{j}{2\nu}\right)^2} \cdot \cot \frac{\beta}{2} + j \left[\frac{2(n+1)\rho}{\rho-1} - \frac{1}{2} \right]$$

$$\text{ただし, } \frac{\nu^2 \phi_{i,n+1} - \tan(\beta/2)}{\sqrt{(\nu \phi_{i,n+1})^2 + 1}} + \sqrt{1 - \left(\frac{j}{2\nu}\right)^2} \cdot \tan \frac{\beta}{2} + j \left[\frac{2n\rho}{\rho-1} + \frac{1}{2} - 2 \frac{\rho+1}{\rho-1} \sum_{k=1}^n \frac{\sin(k\alpha)}{\sin \beta} \right] = 0$$

$$(B) \quad \mu = 2(1+i) \cot(\beta/2)$$

$$(C) \quad \mu = \frac{[(\rho+1)/(\rho-1)]\nu^2 \phi_{i,0} + \cot(\beta/2)}{\sqrt{(\nu \phi_{i,0})^2 + 1}} + \frac{\nu^2 \phi_{i,n+1} + \cot(\beta/2)}{\sqrt{(\nu \phi_{i,n+1})^2 + 1}} + \frac{(2n+1)\rho j}{\rho-1}$$

$$\text{ただし, } \phi_{i,0} = [\phi_{i,n+1}(\rho - \cos \beta) + \sin \beta] / (\rho - 1) [\phi_{i,n+1} \sin \beta + \cos \beta]$$

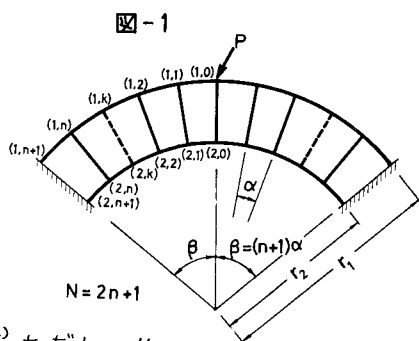
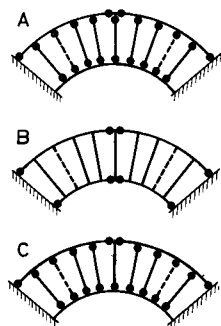


図-2



1) 米沢・三上：曲線格子桁の極限解析について，土木学会論文集，第132号，昭41.8.

2) 米沢・三上：曲線格子桁の極限解析について（線荷重載荷の場合），京都大学工業教員養成所研究報告，第3号，昭41.11.

3) 米沢・三上・嵯峨：曲線格子桁の極限解析，土木学会関西支部年次学術講演会概要，昭41.11.

4) 米沢・三上：曲線格子桁の極限解析について（横桁多数の場合），第22回土木学会年次学術講演会概要，昭42.5.

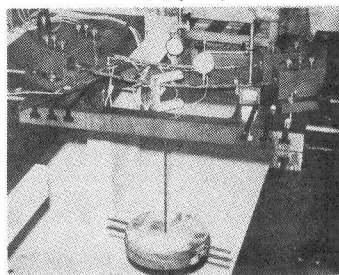
$$\frac{\nu^2 \phi_{i,0} + \tan(\theta/2)}{\sqrt{(\nu \phi_{i,0})^2 + 1}} + \frac{\nu^2 \phi_{i,n+1} - \tan(\theta/2)}{\sqrt{(\nu \phi_{i,n+1})^2 + 1}} + j \left[\frac{2nP}{\rho-1} - 2 \frac{\rho+1}{\rho-1} \sum_{k=1}^n \frac{\sin(k\theta)}{\sin \theta} \right] = 0$$

表-1

NO.	桁断面寸法 (mm)			降 伏 応 力 (kg/cm ²)			
	外桁	内桁	横桁	8mm材	7mm材	6mm材	5mm材
1	8×8	8×8	5×5	2830	----	----	2110
2	8×8	8×8	5×5	2830	----	----	2110
3	7×7	7×7	5×5	----	2950	----	1750
4	7×7	7×7	5×5	----	2950	----	1750
5	7×7	7×7	6×6	----	2950	2170	----
6	5×5	5×5	5×5	----	----	----	1750

模型実験 模型は角鋼を使用して、格点を電気溶接した後全体を焼鈍したものを6個製作した。横桁本数 $N = 5$, $2\theta = 52^\circ$, $r_1 = 695$ mm, $r_2 = 560$ mm とした。模型に使用した角鋼と同寸法、同材料の角鋼を模型と同時に焼鈍したものについて曲げおよび引張試験を行なって得られた降伏応力から、各桁の全塑性曲げモーメントを計算した。模型の各桁の寸法および降伏応力を表-

写真-1



1に示す。固定支持用に製作した金ヤツクと支持台で主桁を支持し、重錘をハンガーによって点載荷した。模型および載荷装置を写真-1に示す。

内外主桁のスパン中央など3個所のたわみをダイヤルゲージおよび読取望遠鏡で、内外主桁のスパン中央および各横桁の両端など計8個所のひずみを電気抵抗線ひずみ計で測定した。測定結果の例を図-3, 4に示す。図において δ は主桁のたわみを, ε , $\bar{\varepsilon}$ はそれぞれ主桁および横桁のひずみを表わし、ともに添字は格点番号を示す。各模型の崩壊荷重の測定値と理論値を比較すると図-5のようになる。

図-3~5からもわかるように各模型はいずれも理論値に近い荷重で崩壊し、かつ崩壊形式も理論結果とはほぼ一致している。崩壊荷重の測定値のほとんどが理論値よりやや高めにしているが、これは理論値の計算の際に無視した横桁のねじり抵抗の影響によるものと考えられる。また荷重-たわみ(ひずみ)曲線が崩壊荷重の付近で完全に水平になっていないが、これは変形が大きになると軸力の影響がはいるためと思われる。

なお内桁のスパン中央に集中荷重が作用する場合に対する模型実験を現在行っており、追って報告したい。

図-3

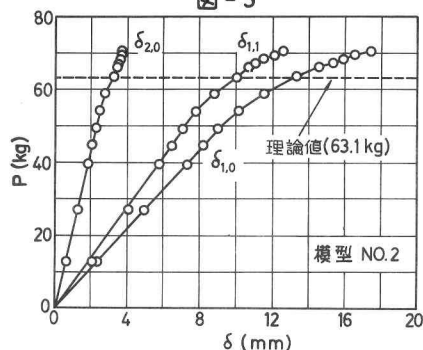


図-4

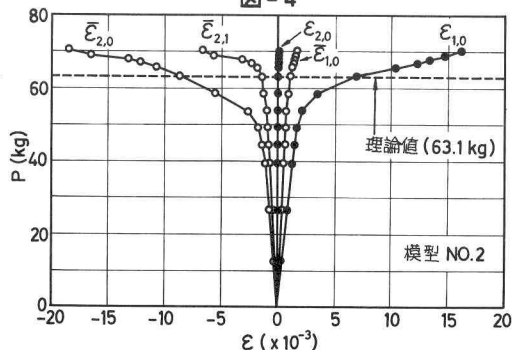


図-5

