

I-37

薄肉曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重について

北海道大学工学部 正員 林 川 俊 郎
北海道大学工学部 正員 渡 辺 昇

1. まえがき

曲線格子桁橋の合理的な設計を行なうためには、主桁フランジ固定間の局部横倒れ座屈や腹板の曲げおよびせん断座屈などに対する安全性の照査と、構造物全体の終局限界状態（終局荷重あるいは極限強度）の評価が重要な問題である。前者の座屈に関する研究については、今までに多数の論文発表があり、設計に対していくつかの有益な知見を得ている。しかし、後者の曲線格子桁橋の終局荷重に関する研究は非常に数少なく、未だ確立されたものはないように思われる。

そこで、本研究の目的は曲線主桁と直線横桁より構成される曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重特性を明らかにすることである。具体的には、塑性崩壊荷重に及ぼす曲線格子桁橋の中心角、横桁の本数、および横桁の剛性の影響について検討する。

2. 3径間連続曲線格子桁橋の数値計算例

ここでは、数値計算例として、実在する曲線格子桁橋（天狗橋）の断面諸元を用いる。その構造形式は3径間連続曲線格子桁橋であり、その形状寸法は図-1のとおりである。また、弾塑性解析に必要な断面諸元は表-1に示すとおりである。

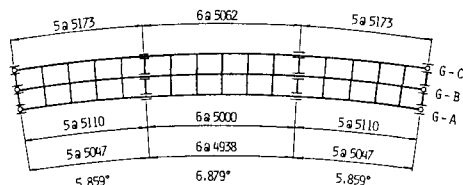


図-1 3径間連続曲線格子桁橋の形状寸法

3径間連続曲線格子桁橋に発生する塑性ヒンジの領域は

主径間のみで、側径間まで塑性ヒンジが発達することがない。また、主径間に等分布荷重満載および片側偏心荷重載荷の場合にも、塑性ヒンジ

	Main girder-A	Main girder-B	Main girder-C	Transverse beam
Central angle : ϕ (°)	6.879	6.879	6.879	—
Radius of curvature : R_s (m)	246.9	250.0	253.1	—
Principal moment of inertia : J_y (m ⁴)	1.6940×10^{-2}	2.1076×10^{-2}	2.5787×10^{-2}	0.5877×10^{-2}
Torsional moment of inertia : J_t (m ⁴)	3.3950×10^{-6}	4.8111×10^{-6}	6.6053×10^{-6}	0.6778×10^{-6}
Sectional moment of inertia : J_w (m ⁶)	1.9673×10^{-4}	2.4866×10^{-4}	3.0810×10^{-4}	0.2346×10^{-4}
Full plastic bending moment : M_{yp} (tm)	533.863	626.329	725.354	233.318
Full plastic torsional moment : T_{sp} (tm)	3.772	4.645	5.622	1.379
Full plastic warping moment : M_{wp} (tm ²)	39.631	47.496	55.951	8.253

表-1 3径間連続曲線格子桁橋の断面諸元

の発生する領域は主径間のみである。したがって、3径間連続曲線格子桁橋の塑性崩壊機構は、載荷された主径間のみに着目すればよいことになる。故に、ここでは曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重特性を調べる上で、主径間のみを取り上げて検討することにする。

3. 塑性崩壊荷重特性

曲線格子桁橋は幾何学的形状に起因する多くの構造特性を有しており、直線格子桁橋とは非常に異なった性状を示す。曲線格子桁橋の重要な設計因子としては、支間長、幅員、中心角、主桁本数、横桁本数、主桁の剛性比、横桁と主桁との剛性比等がある。ここでは、曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重に及ぼす次の因子について考察する。(1) 中心角による影響。(2) 横桁本数による影響。(3) 横桁の剛性による影響。なお、ここで取り扱う曲線格子桁橋は前述の考察より、3径間連続曲線格子桁橋の主径間に着目した単純曲線格子桁橋とし、横桁本数は任意とする。さらに、主桁および横桁の断面諸元は表-1と同一のものを用いる。ただし、中心角 ϕ および曲率半径 R を変化させても、中桁の支間長 $R\phi = 30.0$ mは常に一定とする。

3-1. 中心角による影響

図-2は外桁中心点に集中荷重 P が作用したときの塑性崩壊荷重を示している。一般的に、曲線格子桁橋は中心角 ϕ が小さくなるほど、つまり、直線格子桁橋に近づくにつれて、塑性崩壊荷重は大きくなる。しかし、内桁中心点に集中荷重 P が作用した場合には、塑性崩壊荷重は中心角 ϕ が大きくなるにつれて大きくなる。

3-2. 横桁本数による影響

図-2より、曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重は横桁の本数を増加するにつれて、つまり、横桁を密に配置するほど、大きくなる。中心角 ϕ が比較的小さい $0.0^\circ \sim 20.0^\circ$ においては、横桁本数が5本以上になると塑性崩壊荷重がほぼ一定となる。したがって、本解析例では中心角 $\phi = 6.879^\circ$ であることから、横桁本数は5本が最適と考えられる。

3-3. 横桁の剛性による影響

横桁の断面形状を変化させると、つまりフランジ幅およびウェブ高などを変化させると、横桁の各剛性値および各全塑性モーメントが変化する。そこで、本研究ではフランジ幅 $n_0 b$ 、ウェブ高 $n_1 h$ とし、それぞれの係数 n_0 、 n_1 を $0.5 \sim 3.0$ まで変化させてパラメータ解析することにする。

図-3と図-4はそれぞれ横桁のフランジ幅 $n_0 b$ とウェブ高 $n_1 h$ に対する塑性崩壊荷重の変化を示している。これらの図より、横桁の剛性を大きく増加させても、塑性崩壊荷重に与える影響は比較的小さいことがわかる。また、横桁のフランジ幅を増加させて、

曲げねじり剛性と全塑性曲げ

ねじりモーメントを増加させた方が、ウェブ高を増加させるよりも、塑性崩壊荷重が大きくなる。これは、いずれの載荷状態においても横桁が曲げねじりで降伏するため、フランジ幅を増して全塑性曲げねじりモーメントを増加させた方が有利であるためと考えられる。

4. あとがき

本研究では、曲線格子桁橋の塑性崩壊荷重に及ぼす種々の設計因子の影響について考察した。

(参考文献) 1)渡辺・林川・岡田：北海道大学工学部研究報告,第126号,1985,p1. 2)渡辺・林川・岡田：土木学会北海道支部論文報告集,第41号,1985,p109. 3)渡辺・林川・岡田・及川：土木学会北海道支部論文報告集,第41号,1985,p115. 4)Yoo,C.H. and Heins,C.P.:Proc. of ASCE, St4, Vol.98, 1972,p899.

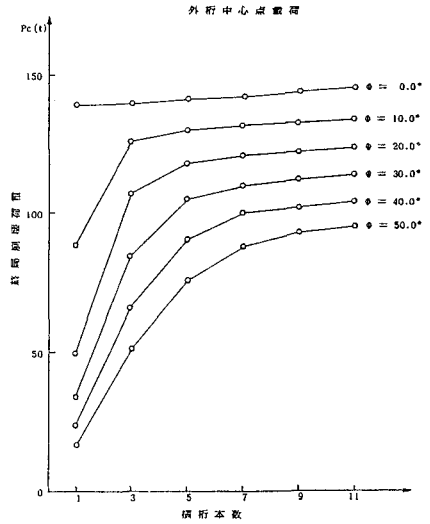


図-2 塑性崩壊荷重(外桁中心点載荷)

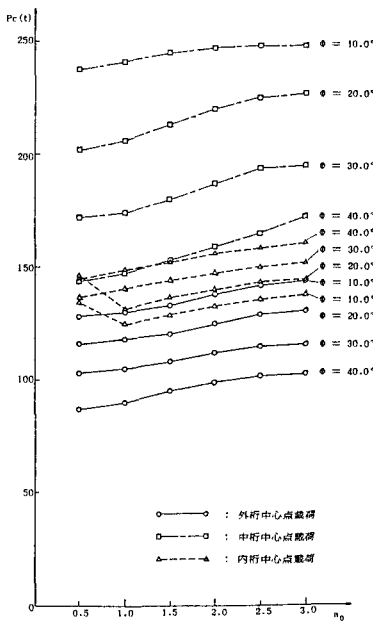


図-3 n_0 による塑性崩壊荷重

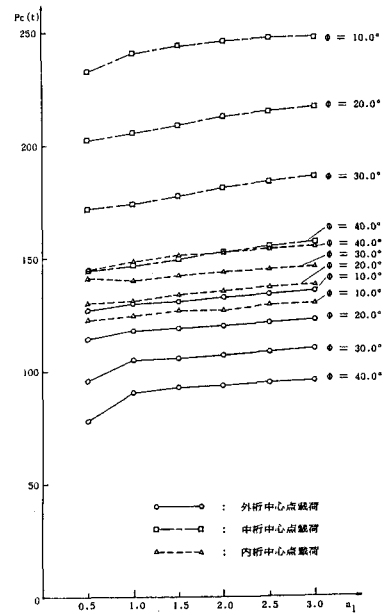


図-4 n_1 による塑性崩壊荷重