

1-13 隅角部を曲面とした箱形断面鋼製橋脚の軸圧縮特性について

愛媛大学工学部 正 員 大賀 水田生 北川鉄工所(株) 正 員 竹村 慎一郎
愛媛大学大学院 学生員 ○ 田中 利明

1. はじめに

鋼製橋脚の常時荷重すなわち軸方向荷重に対する設計に対して、橋脚及び橋脚断面を構成する補剛板の圧縮強度に関する研究が今日まで数多く行われている。しかしながら、断面隅角部を曲面とした箱形断面鋼製橋脚(以下、R 付き橋脚)の軸方向荷重に対する設計法については未だ確立されておらず、また隅角部の曲面の大きさが軸圧縮力を受ける R 付き橋脚の極限強度等に及ぼす影響を検討した研究はほとんど見受けられない。そこで本研究では、有限要素法(FEM)を用いて隅角部の曲面の大きさが軸圧縮力を受ける無補剛及び補剛 R 付き橋脚の非線形挙動、降伏強度及び極限強度に及ぼす影響を検討するとともに、隅角部に曲面を設けることの有効性について考察する。

2. FEM 耐荷力解析

本研究での FEM 耐荷力解析では、9 節点を有するアイソパラメトリック退化シェル要素を用いており、幾何学的及び材料学的非線形性を考慮している。幾何学的非線形挙動はラグランジュ法による増分理論に基づいている。また、材料学的非線形性挙動は、von-Mises の降伏条件に従うものとするとともに、Prandtl-Reuss の応力-歪関係を用いている。非線形計算は荷重増分法を用いているが、各荷重増分段階における載荷方法としては、部材上端部に一定の軸方向変位を与える方法(強制変位法)を用いている。

3. 解析モデル

本研究では、図-1 に示すような無補剛及び補剛 R 付き橋脚($r/b=0.0, 0.1, 0.2, 0.3$)のダイアフラム間を解析対象とした。解析モデルの諸元を表-1 に示す。なお、本研究では表-1 に示している無補剛及び補剛 R 付き橋脚に対する幅厚比パラメータ R, R_R を以下の式で設定している。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \quad (1), \quad R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{k_R\pi^2}} \quad (2)$$

ここに、 b : 断面幅、 t : 板厚、 σ_y : 降伏応力、 μ : ポアソン比、 E : ヤング係数、 k : 座屈係数($=4.0$)、 k_R : 座屈係数($=4n^2$ 、 n : 縦補剛材で区切られるサブパネル数)

無補剛及び補剛 R 付き橋脚の双方において、部材端部(ダイアフラム取付位置)の境界条件は単純支持とし、また各解析モデルに導入した初期たわみは、伝達マトリックス法(TMM)により得られた各部材の最小座屈荷重に対する変形状を用いた(無補剛 R 付き橋脚 : $\delta_u = b/150$ 、補剛 R 付き橋脚 : $\delta_s = (b/3)/150$)、 δ_u : 面外変位、 δ_s : 補剛材間パネルの面外変位)。なお、残留応力は考慮していない。

4. 解析結果

図-3,4 は無補剛及び補剛 R 付き橋脚(幅厚比パラメータ $R, R_R=0.3, 1.7$)の極限強度と隅角部の曲面の大きさとの関係を示す。図-5,6 は無補剛及び補剛 R 付き橋脚(幅厚比パラメータ

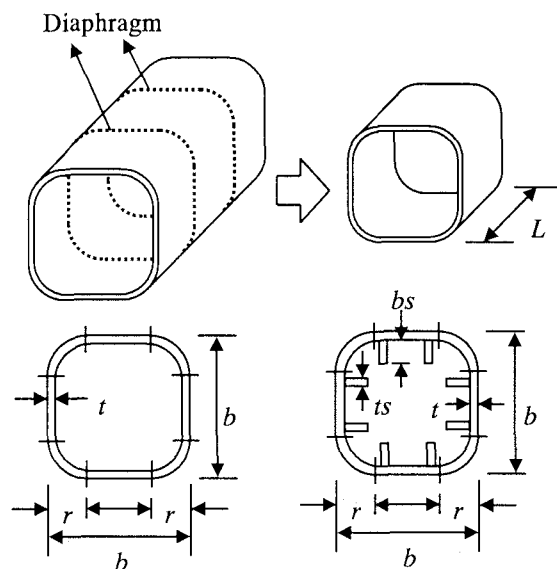


図-1 解析モデル

表-1 解析モデルの諸元

	無補剛 R 付き橋脚	補剛 R 付き橋脚
断面幅 b	2100 (mm)	
アスペクト比 L/b	0.6, 1.2, 1.8, 2.4	
幅厚比パラメータ R	0.3, 0.5, 0.7, 0.9 1.1, 1.3, 1.5, 1.7	
幅厚比パラメータ R_R		
曲率比 r/b	0.0, 0.1, 0.2, 0.3	
ヤング係数 E	205.8 (GPa)	
ポアソン比 μ	0.3	
降伏応力 σ_v	450.8 (MPa)	

$R_R=0.3, 1.7$, アスペクト比 $L/b=1.2$ の極限荷重時での応力分布を示している。なお、図-3,4 の縦軸には極限荷重時での各橋脚の平均応力 σ_u を箱形断面橋脚 ($r/b=0.0$) の極限荷重時での平均応力 $\sigma_{u,0.0}$ で除した値を、横軸には曲率比 r/b をとっている。

幅厚比パラメータ R, R_R が小さい場合 ($R, R_R=0.3$)、図-3(a),(b)から明らかなように、無補剛及び補剛 R 付き橋脚のいずれにおいても、アスペクト比 L/b の大きさに関係なく曲率比の増大に伴う極限強度の増加はほとんど見受けられない。これは、図-5(a),(b)より明らかなように、いずれの曲率比においても橋脚全体に大きな応力が生じており、このことが R, R_R の小さな橋脚においては、断面隅角部の曲面が極限強度に及ぼす影響が小さくなる要因と考えられる。

一方、幅厚比パラメータ R, R_R が大きい場合 ($R, R_R=1.7$)、図-4(a),(b)から明らかなように、無補剛及び補剛 R 付き橋脚のいずれにおいても、各橋脚の極限強度は曲率比が大きくなるにしたがい大きくなる傾向を示しているが、補剛 R 付き橋脚では、曲率比 $r/b=0.3$ の場合 $r/b=0.2$ に対する極限強度の増大は見受けられない。これは、図-6(b)より明らかなように、曲率比 $r/b=0.2$ では断面隅角部一補剛材間全体が既に降伏応力に達しており、さらに曲率比を大きくしても応力分布が変化しないためと考えられる。また、極限荷重時の応力状態は、図-6(a),(b)に示すように、無補剛及び補剛 R 付き橋脚のいずれにおいても、 R, R_R が小さい場合 ($R, R_R=0.3$) に比較して橋脚の応力分布の不均一性が大きくなっているが、曲率比の増大とともに隅角部において降伏応力の生じる範囲が大きくなっている。

5. 結論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

幅厚比パラメータ R, R_R が小さい場合

無補剛及び補剛 R 付き橋脚の双方において、隅角部を曲面とした橋脚 ($r/b=0.1, 0.2, 0.3$) の極限強度は、箱形断面橋脚 ($r/b=0.0$) とほぼ同程度もしくは若干大きくなる。

幅厚比パラメータ R, R_R が大きい場合

無補剛及び補剛 R 付き橋脚の双方において、隅角部を曲面とした橋脚 ($r/b=0.1, 0.2, 0.3$) の極限強度は、箱形断面橋脚 ($r/b=0.0$) に比較して大きくなり、その傾向は曲率比が大きくなるほど顕著になるが、補剛 R 付き橋脚では、曲率比 $r/b=0.3$ の場合、 $r/b=0.2$ に対する極限強度の増大は見受けられない。

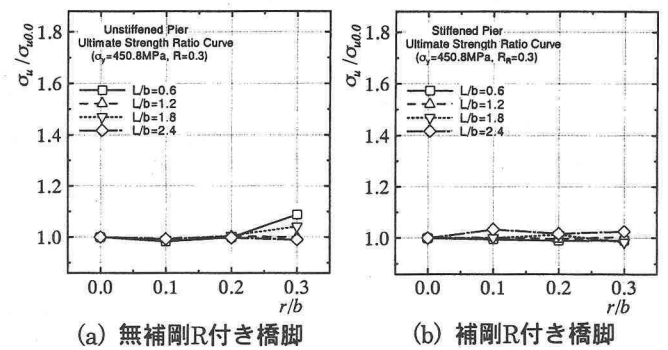


図-3 極限強度比曲線 ($R, R_R=0.3$)

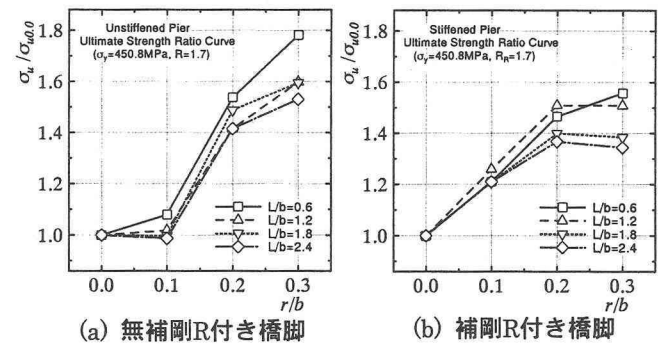


図-4 極限強度比曲線 ($R, R_R=1.7$)

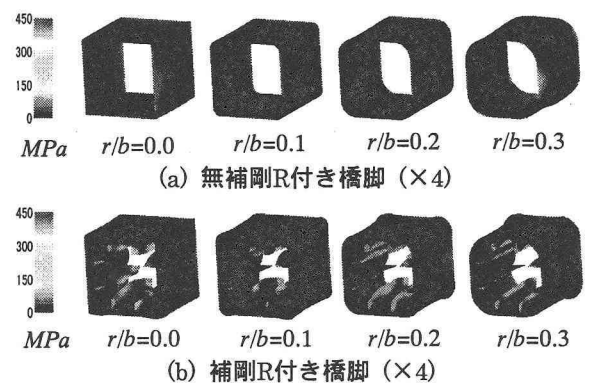


図-5 極限荷重時での応力分布図 ($R, R_R=0.3, L/b=1.2$)

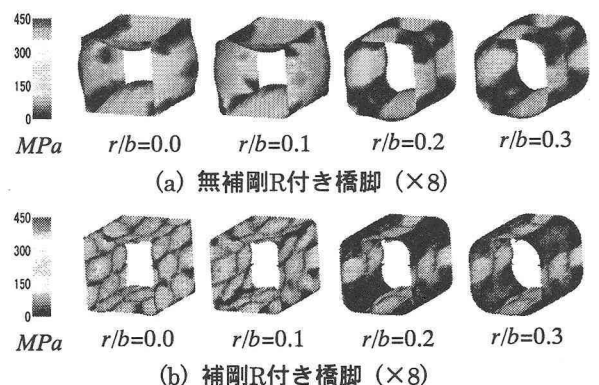


図-6 極限荷重時での応力分布図 ($R, R_R=1.7, L/b=1.2$)