

| - 12 | 隅角部を曲面とした箱形断面鋼製橋脚の非線形挙動について

愛媛大学工学部 正 員 大賀 水田生
愛媛大学大学院 学生員 新 大輔

北川鉄工所(株) 正 員 竹村 慎一郎
愛媛大学大学院 学生員 ○相原 弘和

1. はじめに

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)は、景観に配慮した新しい橋脚構造として提案されたものであり、また、その後に行われた R 付き橋脚に関する研究成果から、このような構造形式は力学的においても従来の箱形断面橋脚に比較して優れているということが明らかになってきた。しかしながら、今日まで行われてきた R 付き橋脚に関する研究は隅角部の曲面の大きさを一定とした場合での検討に止まっており、隅角部の曲面の大きさが R 付き橋脚の耐震性能に及ぼす影響を詳細に検討した研究はほとんど行われていない。そこで本研究では、隅角部の曲面の大きさ及び幅厚比パラメータを変化させて FEM 耐荷力解析を行い、隅角部の曲面の大きさが種々の幅厚比を有する無補剛及び補剛 R 付き橋脚の非線形挙動、極限強度及び変形性能に及ぼす影響を検討した。

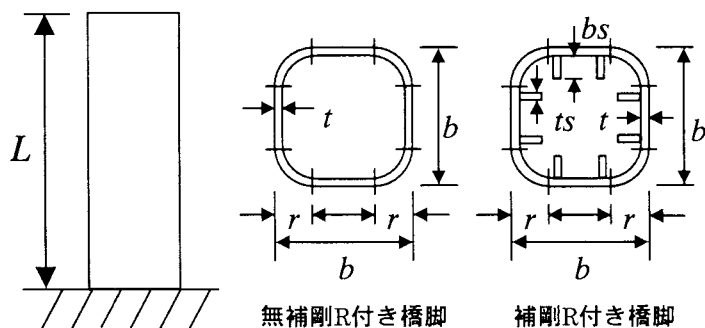


図-1 解析モデルの形状

表-1 解析モデルのパラメータ

	無補剛 R 付き橋脚	補剛 R 付き橋脚
断面幅 b	2100 (mm)	
高さ L	5880 (mm)	
幅厚比パラメータ R	0.4, 0.8, 1.2, 1.6	
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_y	450.8 (MPa)	

2. 解析モデル及び載荷方法

本研究では、図-1 に示すような無補剛及び補剛 R 付き橋脚について検討した。解析モデルの緒元を表-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_0 を以下の式で設定している。

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

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(=4 n^2 、 n ：縦補剛材で区切られるサブパネル数)

次に、各解析モデルに与えた荷重は、図-2 に示すように、橋脚上端部に上部工重量を想定した一定軸方向荷重 N を載荷後、地震時に生じる上部工の慣性力を想定した水平変位 δ を図-3 に示すように繰り返し漸増させた。なお、軸方向荷重 N の大きさは、全断面降伏荷重 ($N_v = A\sigma_v$) の 15% ($N/N_v = 0.15$) とした。

3. 解析結果

図-4 は補剛 R 付き橋脚(幅厚比パラメータ $R_R=0.4$, 曲率比 $r/b=0.0, 0.2$)での荷重-変位曲線を示している。なお、各図の縦軸には水平荷重 H を初降伏水平荷重 H_y で除した値を、横軸には水平変位 δ を初降伏水平変位 δ_y で除した値をとっている。図-5 には補剛 R 付き橋脚 ($R_R=0.4$, $r/b=0.0, 0.2$)の各 cycle の変形形状を示している。また、各図には極限荷重に達する cycle 数を下線で示すとともに、変形の倍率をカッコ内に示している。

図-4(a)より明らかなように、箱形断面橋脚 ($r/b=0.0$) の場合、水平荷重は 6cycle で最大(極限荷重)となり、

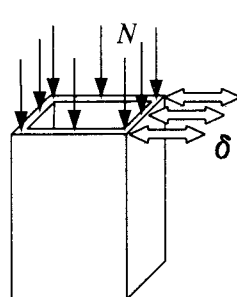


圖-2 載荷方法

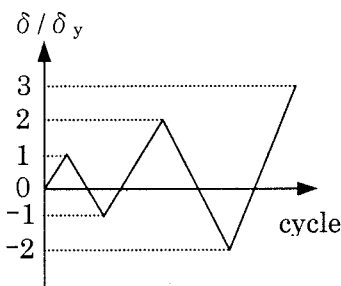


図-3 載荷サイクル

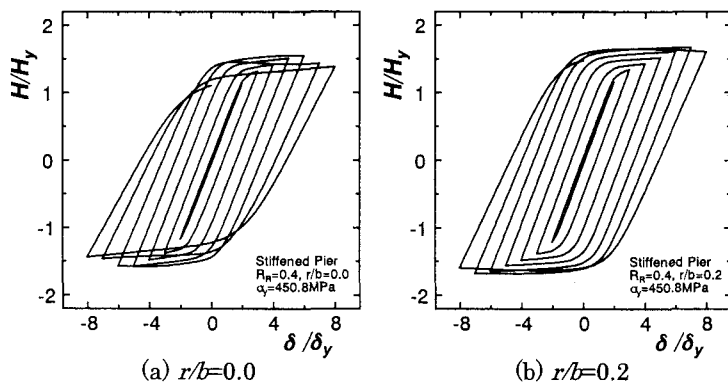


図-4 荷重-変位曲線(補剛R付き橋脚, $R_R=0.4$)

7cycle 以降は緩やかに減少している。箱形断面橋脚での変形状態は、図-5(a)に示すように、4cycle で橋脚基部の圧縮フランジの補剛材間に局部座屈が生じ、極限荷重である 6cycle で補剛板全体の座屈に移行するとともにウェブにも局部的な座屈が生じている。このことより、箱形断面橋脚の極限荷重は補剛板全体の座屈に支配されるものと考えられる。

曲率比 $r/b=0.2$ の場合、図-4(b)から明らかなように、水平荷重は箱形断面橋脚($r/b=0.0$)とは異なり、7cycle で極限荷重に達している。また、曲率比 $r/b=0.2$ での変形状態は、図-5(b)に示すように、箱形断面橋脚と同様、4cycle で補剛材間に局部的座屈が生じており、極限荷重である 7cycle で補剛板全体の座屈へと移行している。このことより、曲率比 $r/b=0.2$ の極限荷重は、箱形断面橋脚と同様、補剛板全体の座屈に支配されるものと考えられる。

図-6 は補剛 R 付き橋脚(幅厚比パラメータ $R_R=0.4, 0.8, 1.2, 1.6$)の極限強度と隅角部の曲面の大きさとの関係を示している。なお、図の縦軸には各橋脚の極限荷重 H_u を隅角部が曲面でない通常の箱形断面橋脚($r/b=0.0$)の極限荷重 $H_{u0.0}$ 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 が小さい範囲($R_R=0.4$)では、図-6 から明らかなように、曲率比 $r/b=0.1$ での極限強度は箱形断面橋脚($r/b=0.0$)に比較してほぼ同程度、もしくは若干小さくなっているが、曲率比 $r/b=0.2, 0.3$ での極限強度は箱形断面橋脚に比較して大きくなっており、その傾向は曲率比が大きくなるほど顕著になっている。

一方、幅厚比パラメータ R_R が大きい範囲($R_R=0.8, 1.2, 1.6$)では、図-6 から明らかなように、補剛 R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)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っており、その傾向は曲率比及び幅厚比パラメータ R_R が大きくなるほど顕著になっている。

4. 結論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

幅厚比パラメータが小さい範囲($R_R=0.4$)

曲率比 $r/b=0.1$ での極限強度は箱形断面橋脚($r/b=0.0$)に比較して若干小さくなるが、曲率比 $r/b=0.2, 0.3$ での極限強度は箱形断面橋脚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。

幅厚比パラメータが大きい範囲($R_R=0.8, 1.2, 1.6$)

R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)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、その傾向は曲率比及び幅厚比パラメータが大きくなるほど顕著になる。

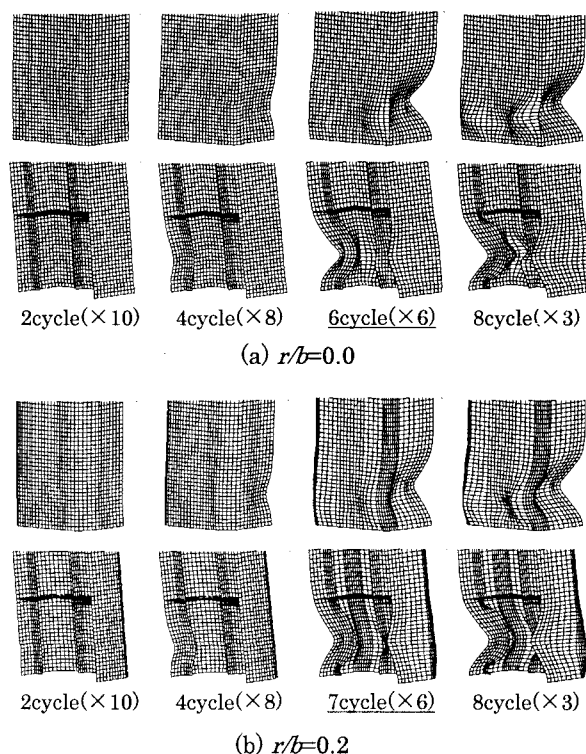


図-5 変形状態(補剛R付き橋脚, $R_R=0.4$)

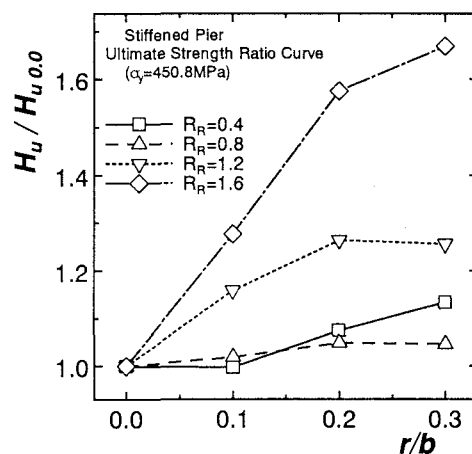


図-6 極限強度比曲線(補剛R付き橋脚)