

上部構造桁の温度伸縮の影響を受けるエネルギー吸収型桁連結装置の疲労寿命に関する検討

株式会社トーニチコンサルタント 正会員 ○倉持 伸伍 関東学院大学大学院 学生会員 平島 知弥

摂南大学 正会員 田中賢太郎 関東学院大学 正会員 北原 武嗣

摂南大学 正会員 頭井 洋 大阪市立大学大学院 正会員 松村 政秀

川金コアテック 正会員 吉田 雅彦

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、高架橋では免震支承が多用され、橋梁全体系の長周期化や減衰効果の付加などにより、耐震性能の向上が図られている。一方、免震支承の採用は上部構造の応答変位の増大を招き、大地震時に桁間衝突が生じる可能性もある。そのため、桁間連結装置などを設置し、衝突緩和やエネルギー吸収によって応答変位を抑制する対策が講じられている。

エネルギー吸収型桁連結装置として鋼製ベローズを用いる場合、鋼製ベローズは大地震時の繰り返し変形だけでなく、常時の桁の温度伸縮による変形も生じる。

そこで本研究では低サイクル疲労試験¹⁾を行い、桁の温度伸縮による鋼製ベローズの疲労寿命評価を行い、疲労設計の手法について検討する。

2. 鋼製ベローズの疲労設計方法の流れ

2. 1 桁の温度伸縮量の検討

表-1 に桁の温度伸縮量を示す。桁の温度伸縮量は、 $(\text{鋼の線膨脹係数}) \times (\text{温度変化}) \times (\text{温度伸縮長})$ より算出できる。温度伸縮長は、可動支承と固定支承の桁橋の場合、橋長が温度伸縮長となり、両端がゴム系支承の連続桁橋の場合は橋長の半分が温度伸縮長となる。

表-2 に、1年間の気温変化の回数²⁾を示す。温度変化は、代表として過去の気象データより、2001年から2010年までの東京、大阪、札幌、福岡、松山の5つの都市における気象データ²⁾を用いた。各都市において、日毎の最高気温と最低気温との差を、0～5℃、5～10℃、10～15℃、15～20℃の4グループに分類しその回数の平均を求めた。

2. 2 設計条件

常時の桁の温度伸縮により、鋼製ベローズに塑性ひずみが生じないよう設計降伏変位 u_{yd} を既存の設計式により算出する。なお、荷重-変位関係は初降伏変位 u_{yi} の2倍まではほぼ線形性を保つことより、設計降伏変位 u_{yd} として初降伏変位 u_{yi} の2倍を採用する。

気温変化の回数が多い10℃以内については、鋼製ベローズに塑性ひずみが生じないように、設計降伏変位 u_{yd} が桁の温度伸縮量より大きくなるように鋼製ベ

ローズの諸元を決める。図-1 に鋼製ベローズの断面図を示す。

表-3 に、本検討に用いた鋼製ベローズの諸元と設計降伏変位を示す。R80t9sm400 シリーズの鋼製ベローズの場合、満足できる温度伸縮長は、20m のみとなる。R80t9sm570 シリーズの鋼製ベローズの場合、温度伸縮長は、20m、40m とともに適用可能となる。すなわち、表-3 に示す大きさの鋼製ベローズを用いた場合は、20～40m の単純桁橋や 80m の連続桁橋程度であれば適用可能であることがわかる。

表-1 桁の温度伸縮量(mm)

温度伸縮長 (m)	温度変化(℃)			
	5	10	15	20
20	1.2	2.3	3.5	4.6
40	2.3	4.6	6.9	9.2

表-2 気温変化の回数(2001~2010年の平均)

温度変化	東京	大阪	札幌	福岡	松山
0~5℃	77	49	78	71	40
5~10℃	248	246	213	236	225
10~15℃	39	69	70	57	99
15~20℃	1	1	4	1	1

表-3 鋼製ベローズの諸元と設計降伏変位(mm)

モデル名	鋼種	円筒部半径 R	接合部小円半径 r	板厚 t	高さ	設計降伏変位
R80t9sm400	SM400	80	20	9	100	4.1
R80t9sm570	SM570					7.0

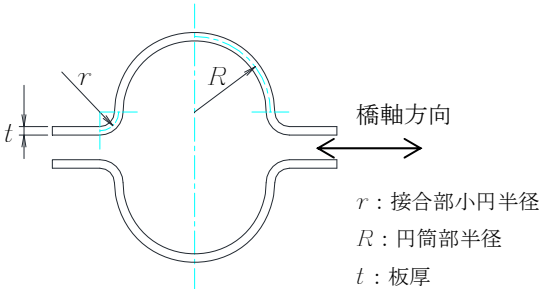


図-1 鋼製ベローズの断面図

キーワード 鋼製ベローズ, エネルギー吸収型桁連結装置, 疲労寿命評価, 温度伸縮
連絡先 〒572-8508 大阪府寝屋川市池田中町17-8 摂南大学理工学部都市環境工学科
TEL072-800-1143 E-mail : tanaka@civ.setsunan.ac.jp

2. 3 塑性ひずみ範囲の算出

気温変化 10℃以上の桁の温度伸縮量によって鋼製ベローズに生じる塑性ひずみを、FEM 解析により算出する。FEM 解析には四角形 8 節点の平面ひずみ要素を用いる。

汎用有限要素解析ソフト DIANA9.4.3 を用いた弾塑性解析により、最大ひずみが生じる箇所の塑性ひずみ範囲 $\Delta\epsilon_p$ を算出する。境界条件は、端部を完全固定とし、一方の端部を橋軸方向に強制変位を与えた。強制変位は、表-1 に示す桁の温度伸縮量を両振幅(例えば、温度伸縮長 20m, 20℃で 4.6mm なら±2.3mm)で与えた。

$\Delta\epsilon_p - N$ 曲線に用いる破断回数は、低サイクル疲労試験¹⁾から求める。ここでは破断回数ではなく、鋼製ベローズの最大耐力が 20%低下した繰返し回数 N_{20} を用いた。図-2 は、式(1)に示す Manson-Coffin 則により、鋼製ベローズの最大耐力が 20%低下した繰返し回数 N_{20} と塑性ひずみ範囲 $\Delta\epsilon_p$ の関係を示したものである。

図-2 に示す $\Delta\epsilon_p - N_{20}$ 曲線は、変位振幅は±10mm, ±30mm, ±50mm の 3 ケースのみで作成した暫定的な疲労曲線を用いる。今後、変位振幅ケースを増やし、より正確な低サイクル疲労曲線を求める予定である。

$$\Delta\epsilon_p \times N_{20}^{k_p} = C_p \tag{1}$$

ここに、 $\Delta\epsilon_p$: 塑性ひずみ範囲,
 N_{20} : 最大耐力が 20%低下した繰返し回数,
 k_p, C_p : 材料定数.

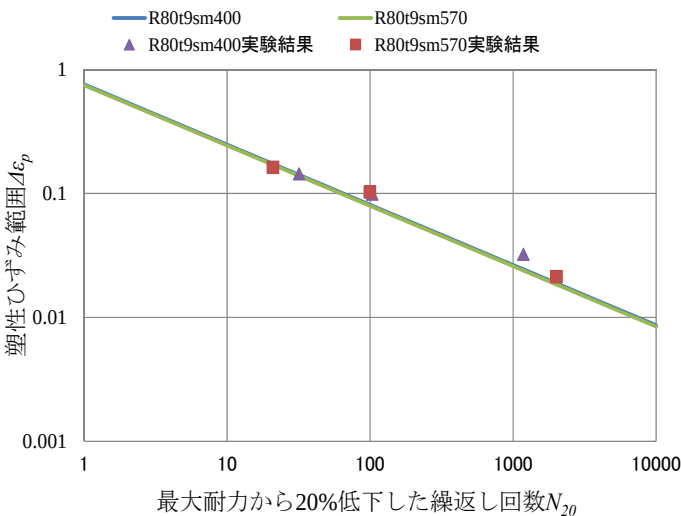


図-2 $\Delta\epsilon_p - N_{20}$ 関係

2. 4 Miner 則による疲労寿命の確認

FEM 解析より得られた塑性ひずみ $\Delta\epsilon_p$ を用いて、図-2 の疲労曲線から鋼製ベローズの耐用年数の間に性能劣化がないことを Miner 則によって確認する。ここでは、下記の式(2)を用いて疲労損傷度 D が 1 以下であることを確認する。

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} < 1 \tag{2}$$

ここに、 D : 疲労損傷度, N_i : 疲労寿命,
 n_i : 実際に生じた繰返し回数.

3. 疲労寿命評価の結果

桁の温度伸縮による繰返し変形を考慮した。日本各地における温度条件で検討した場合の、使用期間 100 年での疲労寿命評価の結果を表-4 に示す。

頻繁に発生する温度変化 (10℃以内) に対し、設計降伏変位以内に収まるように鋼製ベローズの諸元を決めれば、温度変化による桁伸縮により耐用期間内の疲労損傷は生じないことがわかる。

表-4 東京・大阪・札幌の疲労損傷度 D

使用期間 100 年				
モデル名	R80t9sm400		R80t9sm570	
温度伸縮長(m)	20	40	20	40
東京	0.000	0.061		0.001
大阪	0.000	0.100		0.000
札幌	0.000	0.121		0.002

4. まとめ

鋼製ベローズの耐用年数を 100 年とし、温度伸縮による疲労寿命を Miner 則により確認した。疲労寿命評価を行った結果、頻繁に発生する温度変化に対し、設計降伏変位以内に収まるように鋼製ベローズの諸元を決めれば、疲労損傷度は十分小さく、桁の温度伸縮により鋼製ベローズに損傷は生じないことが確認できた。

謝辞：本研究の一部は平成 23 年度科学研究費補助金・若手研究 (B) (研究代表者：田中賢太郎，課題番号：23760433) の助成を受けた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 倉持伸伍，北原武嗣，松村政秀，田中賢太郎，頭井洋，吉田雅彦：エネルギー吸収型桁連結装置の低サイクル疲労寿命予測についての一考察，平成 23 年度土木学会全国大会 第 66 回年次学術講演会，2011。
2) 気象庁 <http://www.jma.go.jp/jma/index.html>