特集

風による繰り返し荷重効果, 累積疲労損傷評価

橋梁の風疲労

Fatigue on Bridges due to Wind Effects

勝地 弘*

Hiroshi KATSUCHI

1. はじめに

橋梁の疲労は, 車両活荷重による変動応力が大きいために, 継手形式, 構造ディテールの違いによって疲労強度が著しく低くなり, 疲労耐久性が確保できなくなることで生じる。そのため, 道路橋示方書¹⁾においては, 疲労強度が著しく低くなる継手や溶接の品質確保が難しい構造を避け, 活荷重によって生じる応力変動の影響を評価して必要な疲労耐久性を確保することを要求している。

一方, 風作用, 空力振動による疲労問題に関しては, 橋梁においては空力振動を制振することが基本であること, またガスト応答のように発現が避けられない場合についても, ガスト応答の効果が風荷重に含まれていること, さらにガスト応答が大きくなる長大橋などの場合には, その振幅について検討することがあるが, 風の乱れもそれほど小さくなく, ほとんどの場合には, 活荷重たわみに比べて小さくなることから, 疲労応力検討をするまでに至らないことがほとんどである。

ただし, アーチ系橋の細長い吊材, 支柱に対しては, 道路橋示方書に規定が定められている。この場合も, まずは風による有害な振動が発生しないような構造とすることを規定している。その上で, より詳細には道路橋耐風設計便覧²⁾を参照しつつ, 振動が発生する風速及び振動によって発生する応力を計算し, 必要な対策を取ることとしている。また, 制振対策としては,

曲げ剛性を大きくする, 表面にロープを巻き付けたり突起物を付ける, 吊材をワイヤーなどで相互に連結する等の耐風対策を示している。

ここでは, 風による振動によって橋梁部材に生じた被害事例, 道路橋示方書および道路橋耐風設計便覧に示される風疲労の検討手法について紹介する。

2. 風による振動例

道路橋示方書でも規定するようにアーチ系橋の吊材やトラス橋の斜材, 鉛直材においては, 風による振動がしばしば発現するとともに, 部材端部に疲労き裂や破断が生じることもある。以下に, 橋梁に発現した空力振動による風疲労の事例として, 四徳大橋(支間長 150m, トラストランガー橋)²⁾, 最上川橋(支間長 70.8m, トラス橋)³⁾, 生月大橋(中央支間長 400m, トラス橋)について紹介する⁴⁻⁷⁾。

四徳大橋(図1)においては, 完成数カ月後に支間中央付近の吊材が橋軸直角方向の 5~6m/s の風でトラス面内に振動するのが観測された。さらに, 風速の上昇とともに振動する吊材は端部側に移行し, 風速 15~17m/s では端部の吊材が振動しているのが認められた。中央部の吊材(約 22m)の最大振幅は 22.6mm で, その振動数は 3.45Hz であった。共振時に計測されたガセットプレートの応力度は ±207MPa であった。また, 調査の結果, 上下格点には 30 個以上のき裂が認められた。

* 1 横浜国立大学都市イノベーション研究院 教授
Professor, Department of Civil Engineering, Yokohama National University

風速と吊材中央部の振動振幅との関係は図2に示す通りである。対策として、き裂部分を削り取って再度溶接を行うとともに、応力集中が少なくなるよう、図3に示す端部の補強を実施した。その結果、最大応力度は30%に低減した。さらに、吊材に直径32mmのロープ3本を30度の角度で巻き付けるトリップワイヤによる対策を実施した結果、さらに振幅は減少することが確認された。

図1 四徳大橋²⁾

図2 吊材の振動振幅と振動数²⁾

図3 端部補強²⁾

次に、最上川橋(図4)においては、供用後42年が経過した時点でH型断面の引張斜材端部の複数個所にき裂が発見された。原因は定かではないが、架橋地点が開けた地形であり冬季に乱れの小さな強風が作用すること、強風時に高次の空力振動が観測されたことから、

風による疲労き裂と推察される。対策として、図5に示すように、吊材端部に当て板補強が施されている。

また、1991年に供用した生月大橋(図6)においては、供用18年後に中間橋脚付近の斜材端部にき裂が発見された(図7)。破面調査の結果等からこの損傷は、風によって励起された振動によって発生したき裂が伝播した後、脆性破壊を生じたものと推定されている。空力振動は、約20m/s超の風速域で発生した渦励振が、き裂の主原因であると報告されている。生月大橋の斜材は、部材長26.8m、断面幅0.592m、断面高0.5mの箱形断面であり、細長比が大きい特徴がある。打撃試験の結果、斜材の主構面内1次モードの固有振動数、減衰定数は、それぞれ6.8Hz、0.0017~0.018と報告されている。また、発現した渦励振は主構面内1次モードが卓越しており、風向は概ね橋軸直角方向であった。

図4 最上川橋

図5 吊材端部の当て板補強 (左は補強前)

図6 生月大橋⁵⁾

図7 き裂発生箇所⁷⁾

3. 振動の予測と疲労検討

橋梁部材に疲労を引き起こす空力振動としては、渦励振があげられるが、ここでは共振風速と振動時の部材応力の算定方法について、道路橋耐風設計便覧にしたがって説明する。

1) 共振風速

部材の渦励振が発現する風速（共振風速）は、固有振動数 f_s 、部材の代表長（気流直角方向の幅） D 、断面のストローハル数 S_t を定めることによって、式（1）によって推定することができる。

$$U_{cr} = f_s \cdot D / S_t \quad (1)$$

ストローハル数は、断面に固有の値であり、既往の風洞実験結果をもとに、表1のように与えられている。

2) 振動時の部材応力

振動時の部材応力を正確に推定することは困難であるが、渦励振による部材単位長さあたりの静的換算空気力 P_l を以下のように表す。

$$P_l = \frac{1}{2} \rho B U_{cr}^2 C_{Ldyn} \quad (2)$$

ここで、 ρ は空気密度、 U_{cr} は共振風速、 B は部材の代表長、 C_{Ldyn} は動的揚力係数である。

そして、 P_l が分かると部材曲げモーメント、対応する静的たわみが計算でき、これに振動時の共振倍率 π/δ （ δ は対数減衰率）を乗じることで最大振幅 η 、共振時の応力 σ を求めることができる。

$$\text{(両端単純支持)} \quad \sigma = \frac{E\pi^2 d}{2l^2} \eta \quad (3)$$

$$\text{(両端固定)} \quad \sigma = 2.65 \frac{E\pi^2 d}{2l^2} \eta \quad (4)$$

ここで、最大振幅 η は、

$$\text{(両端単純支持)} \quad \eta = \frac{v^2 d l^4}{0.4\pi^5 EI} C_{Ldyn} \frac{\pi}{\delta} \quad (5)$$

$$\text{(両端固定)} \quad \eta = \frac{v^2 d l^4}{2\pi^5 EI} C_{Ldyn} \frac{\pi}{\delta} \quad (6)$$

また、 l は部材長、 EI は部材の曲げ剛性である。

表1 ストローハル数および動的揚力係数

断面	D/B	S_t	C_{Ldyn}
 H形断面	0.50	0.115	—
	0.75	0.120	0.4
	1.00	0.135	1.15
 角形断面	0.50	0.085	—
	0.75	0.115	—
	1.00	0.125	0.94
	1.25	0.123	1.76
	1.50	0.123	1.48
	2.00	0.127	1.18
円形断面	—	0.2	図8

図8 円断面の動的揚力係数

以上の関係をもとにすると、共振風速と部材の l/d との関係は図9のようになる。また、最大曲げ応力度の大きさは、図8に示すように動的揚力係数が臨界レイノルズ数（ 3×10^5 ）付近で急変するために、 l/d の関数として滑らかな線を描くことはできないが、おおよそ表2に示すようになる。

したがって、両端単純支持の場合、 $l/d < 40$ 程度であれば、共振風速がかなり低く共振を起こしやすいが、発生する曲げ応力度は小さく部材の疲労は問題にならない。一方、両端固定の場合、共振風速が大きく剛性が高いことから振動による曲げ応力度が大きくなり、振動が頻繁に生じる場合には疲労損傷が問題になると考えられる。このため、共振風速を25m/s程度まで高めて一定の風速の風が吹き続ける頻度を少なくするとともに、 l/d の最大値を30ないし35程度にするなどの配慮が必要となる。

一般にこの種の部材端部の接合にはすみ肉溶接が用いられるが、継手の疲労強度が低く、疲労に対する安全性の確保に十分な注意が必要であり、道路橋示方書では、式(7)に示す外径の制限を設けている。

$$d \geq \frac{l}{30} \sqrt{\frac{8}{t}} \quad \text{ただし、} d \geq \frac{l}{40} \quad (7)$$

ここで、 l ：部材長または有効座屈長（m）、 d ：鋼管の外径（m）、 t ：鋼管の板厚（mm）。

また、鋼管の厚さは共振風速とは無関係であるが、最大振幅、最大曲げ応力度とは反比例の関係にあるので、厚さが8mmより大きいものは l/d を40まで緩和できるとしている。ただし、振動の発生を防止するか、振動の性状を安全なものに変えるための特別の対策を講じ、その効果を風洞実験等で十分に確認した場合には、式(7)によらなくても良いとしている。

図9 l/d と共振風速の関係

表2 最大振幅と最大曲げ応力度 ($l/d < 40$, $t = 8\text{mm}$)

	最大振幅 η/l	最大曲げ応力度
両端単純支持	1/800～1/400	40～60 MPa
両端固定	1/800～1/400	100～160 MPa

4. 制振対策

橋梁の細長部材の制振対策として、道路橋耐風設計便覧では以下のような方法を示している。

- ① 吊材の表面にらせん状にロープを巻き付けたり、突起物を付けることで、部材の後流に発生するカルマン渦列を乱し、励振力を抑える。
- ② 部材端部に有害な応力集中や二次応力が生じないように疲労耐久性の高い構造とする。
- ③ 部材の構造減衰を高め、共振倍率を低下させる。
実際に前述の四徳大橋では端部補強により構造減衰の増加が見られたが、一般に減衰の増加を推定することは困難である。また、部材相互をワイヤー等で連結する方法があるが、これも減衰増加への寄与を定量的に評価することは困難である。

- ④ 部材の固有振動数を高め、共振風速を高める。ただし、十分に振動数を高めることは一般に困難であり、逆に定着部の曲げ応力度も大きくなるので注意が必要である。

5. おわりに

風による振動によって橋梁部材に生じた被害事例、道路橋示方書、道路橋耐風設計便覧に示される振動の予測と疲労検討法について紹介した。

既に述べたように、橋桁や塔については、空力振動を発生させないことが基本となっており、また活荷重の効果が大きいために、風による疲労は一般的には問題ない。また、斜張橋ケーブルなど平行線ストランドケーブルについては、疲労強度の高い定着構造が採用されており、これまでのところ問題は報告されていない。一方で、細長比の大きいアーチ系橋の吊材やトラス橋の斜材、照明柱や標識柱などの橋梁付属物では、本文で紹介したような検討、照査が実施されるが、空力振動は現地の風特性にも大きく影響を受けるために、時に問題を生じることもあり、注意が必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会,「道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編」, (2012.3)
- 2) (社)日本道路協会,「道路橋耐風設計便覧(平成19年改訂版)」, (2007.12)
- 3) 吉岡, 伊藤, 山口, 松本,「鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰変化を利用した構造健全度評価」, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.3, pp.516-534, (2010.8)
- 4) 松田,「低風速域で生じるトラス橋斜材の空力振動」, 日本風工学会誌, 第41巻, 第1号, pp.10-15, (2016.1)
- 5) 西川, 奥松, 中村, 岡林,「空力励起振動するトラス部材の遠隔計測の実現と長期運用」, 構造工学論文集 Vol.61A, 土木学会, pp.91-100, (2015.3)
- 6) 中村, 田中, 奥松, 西川, 橋本,「実測データに基づく生月大橋斜材の疲労損傷度の評価および風況との相関分析」, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, I-315, pp.629-630, (2013.9)
- 7) 西川, 毛利, 奥松, 中村, 山口,「鋼トラス橋の部材振動を励起する風環境の観測・分析」, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, I-490, pp.979-980, (2013.9)