

吊橋ケーブルバンドのすべり安全性評価

本州四国連絡高速道路(株) 正会員 ○森山 彰

" 正会員 山田 郁夫

" 正会員 横井 芳輝

1. はじめに

吊橋のケーブルバンド(以下、「バンド」という)は、道路面を有する桁構造(補剛桁)を吊るハンガーロープ(以下、「ハンガー」という)を主ケーブルに固定する部材で、主ケーブルとの摩擦によって位置を保持している(図-1)。摩擦力は、ケーブルバンドボルト(以下、「ボルト」という)に軸力を導入することで得られるが、ボルト軸力は設計時の想定を上回る量の軸力低下が経時的に生じており、管理段階においてボルトの軸力管理が必要となる¹⁾。一方、バンドのすべり力の評価には、ハンガーの張力が大きく影響を及ぼす。このハンガー張力も管理段階で計測しており、橋の供用形態が設計時とは異なる等の要因から、設計時の想定張力とは差が生じている。このように、管理段階での実態を考慮してバンドのすべり安全性について評価を行い、バンドの管理手法について検討したので、その概要を報告する。

2. ボルト軸力低下の実態

図-2に大鳴門橋のボルト軸力低下の経時変化を示す。大鳴門橋(1985年完成)は中央支間長876mの吊橋で、補剛桁の上路が道路(6車線)、下路が鉄道(2線)の道路鉄道併用橋として建設されたが、現在は道路4車線の暫定供用を行っている。ボルト軸力は設計時において、導入軸力に対して30%の軸力低下(残留率70%)が生じると仮定した上で所要の安全性を確保するよう決定している。しかし、実橋の管理段階における軸力調査の結果から、それを上回る低下量が生じていることが判明している。ボルト軸力の低下は、時間の経過とともに低下の割合が小さくなり、ある値に漸近する傾向にある。ボルト軸力低下量を把握するために軸力低下の要因分析および主要な要因と考えられる主ケーブルを構成する亜鉛めっき鋼線の亜鉛めっき層のクリープ特性調査等を実施し、ボルト軸力低下量を概ね把握した²⁾。ここでは、経時変化の調査結果から、ボルト軸力の低下量は最大で導入軸力の50%程度と仮定し、大鳴門橋のバンドすべり安全性の評価を行うこととした。

3. すべり抵抗力の検討

バンドのすべり安全率 ν は式(1)で表される。

$$\nu = \frac{m \cdot \mu \cdot N}{Th \cdot \sin \theta} \quad \left(= \frac{\text{抵抗力}}{\text{作用力}} \right) \quad (1)$$

ここに、 m : バンド内圧分布状態係数(=2.8) μ : 摩擦係数(=0.15) N : ボルト全締付力

Th : ハンガー張力 θ : ケーブル傾斜角

式(1)の $m \cdot \mu \cdot N$ は主ケーブルとバンド間の摩擦によるすべり抵抗力であり、 $Th \cdot \sin \theta$ はハンガー張力とバ

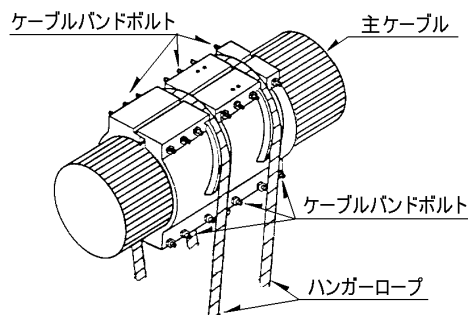


図-1 ケーブルバンド(鞍掛けタイプ)

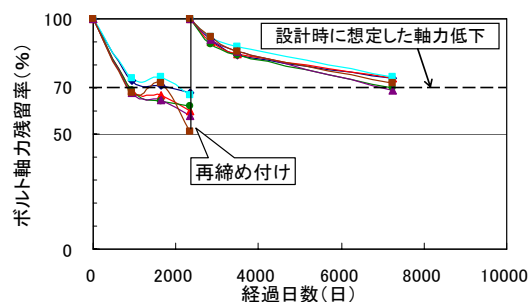


図-2 ボルト軸力低下の経時変化(大鳴門橋)

キーワード 吊橋, ケーブルバンド, すべり, 摩擦, 安全性

連絡先 〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4-1-22 本州四国連絡高速道路(株)長大橋技術センター TEL 078-291-1073

ンド取付け位置の主ケーブル傾斜角度で決まるすべり力である。

すべり抵抗力は、主ケーブルとバンド内面の接触状態に影響されるが、現状で想定される軸力低下の程度、あるいはバンド形状が異なる場合でもすべり抵抗力は確保できることを数値解析により確認している³⁾。

4. 実橋のハンガー張力

設計時のハンガー最大張力は、死荷重、活荷重、温度変化の影響の他、製作・架設誤差の影響および曲げの影響を考慮して算出される(表-1)。バンドのすべり力を算出する際には、ハンガー最大張力からハンガーがバンドを横架して掛けられることによって生じる曲げの影響を除いた張力(表-1⑧)を用いるのが妥当である。しかし、大鳴門橋では設計ハンガー張力としてハンガー破断強度(表-1⑩)を用いており、実橋で作用するハンガー張力とは大きく異なっている。また、大鳴門橋では暫定供用形態であることと、設計時に想定した製作・架設誤差の影響を実橋のハンガー張力計測結果のバラツキを用いて再評価すると、実橋で作用しているハンガー張力(表-1⑨)は設計時の想定を大きく下回ることとなり、バンドのすべりに対する余裕は大きいこととなる。

5. ボルト軸力管理手法の検討

表-2に大鳴門橋のバンドすべり安全率の試算結果を示す。設計時の所要すべり安全率は設計ハンガー張力に対して $\nu=3.0$ であり、ボルト軸力が低下することによって安全率も低下する。ボルト軸力が導入軸力の50%まで低下すると、設計時と同じ考え方の場合、 $\nu=2.1$ にまで低下する。しかし、実橋ハンガー張力を用いると、 $\nu=3.0\sim 4.0$ 程度となり十分な安全性を有している。

大鳴門橋では、ボルト軸力が50%程度低下した場合でも比較的大きな安全性を有しており、当面はボルトの再締め付けは必要ないと考えられる。本四連絡橋の他の吊橋においてもボルト軸力およびハンガー張力の測定を行っており、その調査結果を整理し、すべり安全率の見直しを検討中である。なお、再締め付けの必要性、実施時期については、定期的にボルト軸力調査を実施し、判断を行う予定である。

6. あとがき

大鳴門橋を対象に、管理段階では設計時とは供用形態が異なることを反映して、バンドのすべり安全性について評価を行い、当面はボルトの再締め付けの必要性が小さいことを確認した。今後、定期的なボルト軸力調査を行うとともに、他橋においても同様の検討を行い、適切なすべり安全性の確保と維持管理の合理化を図ることとする。

表-1 ハンガー張力内訳(大鳴門橋)

荷 重 項 目	張 力 (kN)		摘 要
	暫定系	完成系	
① 死荷重	1,180	1,470	設計荷重
② 活荷重	290	440	〃
③ 温度変化の影響	10		〃
④ 製作・架設誤差の影響	540		〃
⑤ 曲げの影響	390		〃
⑥ 製作・架設誤差の影響	210		実橋張力バラツキより
⑦ Σ (①+②+③+④+⑤)	2,410	2,850	設計荷重
⑧ Σ (①+②+③+④)	2,020	2,460	曲げの影響を除外
⑨ Σ (①+②+③+⑥)	1,690		実橋のハンガー張力
⑩ ハンガー破断強度		3,270	設計時ハンガー張力

表-2 バンドすべり安全率の試算結果(大鳴門橋)

ケース		ハンガー張力 (kN)		ボルト軸力残留率 (%)	バンドすべり安全率 ν
設計時	設計ハンガー張力	破断強度	3,270	仮定値	70
					3.0
管理時	実橋ハンガー張力	常 時	1,690	軸力低下時 50	2.1
		異常時	2,350		4.1
					3.0

注) 常時は活荷重満載、異常時はレベル2地震時の影響である。

参考文献

- 1) 森山, 山田: ケーブルバンドすべり安全性の検討(その2), 土木学会第61回年次学術講演会, 2006年9月
- 2) 森山: 吊橋ケーブルバンドボルトの管理手法に関する検討, 本四技報, Vol. 31, No. 108, 2007年3月
- 3) 森山, 山田, 横井: 吊橋ケーブルバンドのすべり安全性に関する検討, 土木学会第62回年次学術講演会, 2007年9月