

新湊大橋の鋼桁耐風対策について

由井 陸粹*・山本 修司**・森川 陽介***・中垣 毅****・森越 健二*****

* (一財) 沿岸技術研究センター 調査部 主任研究員

** (一財) 沿岸技術研究センター 業務執行理事

*** (株) エイト日本技術開発 中部支社 PM

**** (株) エイト日本技術開発 中部支社

***** 国土交通省 北陸地方整備局 新潟港湾空港技術調査事務所 建設管理官

伏木富山港（新湊地区）臨港道路東西線における主橋梁部は、中央径間 360m の鋼・コンクリート複合斜張橋である。中央径間併合直後より、風による振動が観測された。観測された振幅は想定された振幅より大きく、橋梁への影響検討を実施するとともに、供用開始のために速やかに耐風安定性を確保する対策の検討が必要となった。鋼桁の渦励振対策検討を行うために風洞実験を実施し、フラップ設置案を選択して、その詳細設計を行った。また、実橋への対策工事後の振動計測結果を解析し、振動低減効果の確認を行った。

キーワード：斜張橋、渦励振、耐風対策、フラップ、TMD

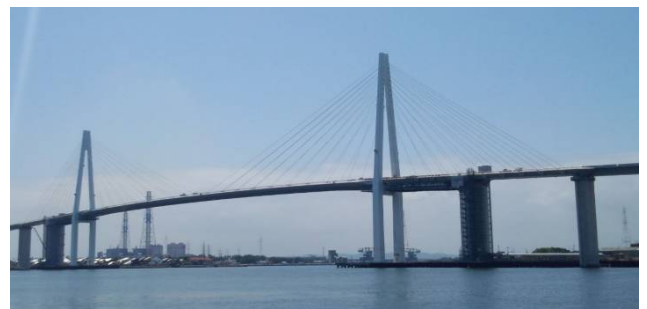
1. はじめに

新湊大橋は、富山県射水市に位置し、富山市内からコンテナターミナルへのアクセス向上、国道 415 号の渋滞緩和、航路によって分断された地域住民の利便性向上のため、国土交通省が、伏木富山港（新湊地区）臨港道路東西線に計画整備した日本海側最大級の斜張橋（中央径間 360m、橋長 600m）である。車道は 2 車線あり、その下には全天候型自転車歩行者道を配置した 2 層構造となっている。

平成 22 年 10 月に中央径間部を閉合し、フェアリングや自歩道外装パネルの取付け、融雪装置の設置など順次工事を進めていた。そのような中、平成 23 年 11 月 30 日 15 時頃、桁中央径間部で鉛直たわみ振動の発生が確認された。設計段階で風による振動の発生は想定されていたが、実橋で観測された片振幅は想定値を大きく上回り、20～30cm 程度であった。このとき、橋面上で 13～18m/s 程度の風が橋軸直角方向から吹いていた。この後も桁の振動は度々発生し、原因究明、振動対策検討を行うこととなった。

・橋梁形式：鋼・コンクリート 5 径間連続斜張橋

・橋 長：600m (60+60+360+60+60m)



・幅員/桁高：15.0m/4.5m (B/D=3.33)

写真-1 新湊大橋全景

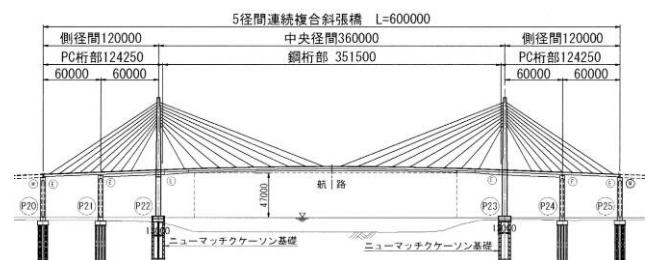


図-1 一般図

2. 橋梁概要

本橋は、中央径間部（360m）が鋼桁、側径間部が PC 桁の 5 径間連続鋼・コンクリート複合斜張橋である。鋼桁部は、2 箱桁であり、上面に車道、箱桁間下部に自歩道を配置している。桁側面のフェアリングおよび自歩道側面の外装パネルにより六角形の断面形状となっている。本橋基本諸元を以下に示す。また、一般図を図-1、断面図を図-2 に示す。

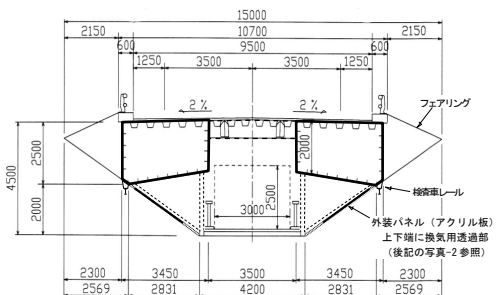


図-2 桁断面図（中央径間部）

3. 鋼桁の振動について

3.1 振動の種類と原因について

(1) 観測結果

鋼桁振動発生時の現地の気象条件を整理 (H23/11/30～H24/05/10) したところ、橋面上風速が 12～14m/s、風向が橋軸直角方向の場合に鉛直たわみ振動が発生していることが分かった。最大片振幅は 35cm (加速度で 300gal) 程度、その卓越振動数は、0.464Hz (周期 2.16 秒) と、鋼桁の鉛直たわみ一次振動の固有振動数 0.464Hz と一致していた。

(2) 既往の風洞実験結果

計画段階で実施された風洞実験では、一様流中において、風速 10m/s 強で鉛直たわみ渦励振が発生することが確認された。そして、この渦励振は、フラップ等の空力対策によって十分に小さな振幅に低減できることも確認していた。ただし、風洞実験で確認された片振幅は 10cm 程度 (加速度換算 100gal 相当：図-3) であり、作用する風の乱れ、3次元性等を考慮すれば、供用性および耐久性に問題が生じるようなものではないことから、空力対策なしで架設を進め、必要に応じて空力対策を行うこととしていた。

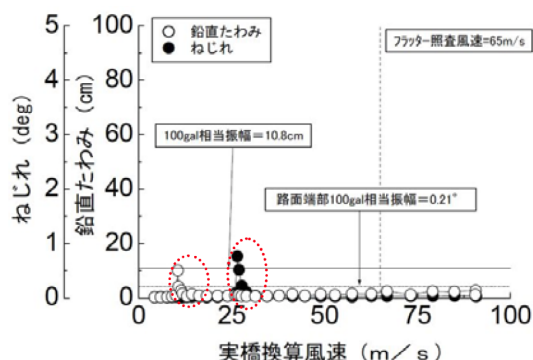


図-3 既往の風洞実験結果 (≒現状断面)

(3) 振動の種類

風に起因する桁振動の種類としては、発生する風速域や振幅が限定される「渦励振」、発現風速以上で風速の上昇とともに振動が発散的に生じるギャロッピングやフラッターと呼ばれる「発散振動」、風の乱れに起因する「ガスト応答」に分類される。

観測された振幅、振動数や発現風速により、振動の種類は、鉛直たわみ渦励振と判断した。事実、これまでの観測から、ある風速域以上となると振動が収まる傾向にある。

(4) 振動の原因の推定

既往の風洞実験値 (図-3) よりも大きな振動が生じた原因として、以下のように考えた。

構造力学的特性による原因：本橋の鉛直たわみの構造減衰が、現地計測の結果、0.014 (対数減衰率) であり、

既往の風洞実験諸元 0.02 より小さいことが確認された。空気力学的特性による原因：空気力学的特性に影響を与える「車道部の高欄形状」「検査車レールの形状」

「自歩道部の落下防止柵の形状 (透過部の充実率)」が風洞実験時の想定値と実橋で若干の差異があることが確認された。

これらの構造・空気力学的な差異が複合的に作用し、既往の実験結果とは異なる現象が生じたと推測した。

また、桁周辺の気流の乱れが想定より小さく、乱流による振動の低減効果は生じず、一様流中の実験結果に近い現象が生じたと考えられる。

3.2 構造の安全性について

振動対策の検討を行う前に、鋼桁振動による構造への影響の有無を確認することとした。

(1) 耐力照査について

鋼桁振動により、許容値以上の応力が生じることが危惧されたため、静的弾性解析にて鋼桁振動時の応力照査を行った。荷重条件としては、『死荷重+活荷重+プレストレス+強制変位 (35cm)』とした。その結果、許容応力度比が最大となった部位でも 0.98 に留まり、鋼桁耐荷力に関しては問題ないことを確認した。

(2) 疲労照査について

強制変位 35cm を作用させたときに発生するモーメントが最も大きくなる箇所について、疲労照査を行った。その結果、応力範囲が 49.4N/mm² であり、強度等級 E の打ち切り限界 (62N/mm²) 以下であったため、疲労に関しても問題ないことを確認した。なお、自動車荷重による応力範囲は小さく、組合せ頻度も低いため、考慮していない。

3.3 振動が利用者に与える影響について

本橋のような大振幅・長周期の渦励振の発生事例が少なく、振動時の利用者心理や運転反応などが明確でない。歩行者については、恕限度に関する文献¹⁾ や歩道橋の設計ガイドライン、耐風設計便覧等を参考にした。これらをもとに、制振目標を設定することとした。

4. 振動対策の目標について

歩行者が不快に感じ始めることが多いとされる、加速度換算で 100gal 程度以下の片振幅を制振対策の目標値とした。単純振動と考え、加速度 100gal 相当する片振幅を下式により求めた。

$$x_{[cm]} = \frac{100}{(2\pi f)^2} \div 11.7_{[cm]} = 117_{[mm]}$$

この振幅以上の渦励振が、通行制限風速以下で発現しないことを対策目標とした。

5. 振動対策検討

空気力学的対策と構造力学的対策に分けて検討を行った。空気力学的対策としては、耐風安定化部材による耐風安定性の向上を目的とし、風洞実験によりその確認を行った。

構造力学的対策としては、TMD (Tuned Mass Damper) 設置 (構造減衰の付加) による構造特性の改善を目的とし、動的解析によりその効果を確認した。

5.1 空気力学的対策の検討

(1) 風洞実験概要

横浜国立大学所有の測定断面 1.8m (幅) × 1.8m (高) の回流型風洞を使用し、たわみとねじれの 2 自由度系ばね支持試験を実施した。主な仕様を以下に示す。

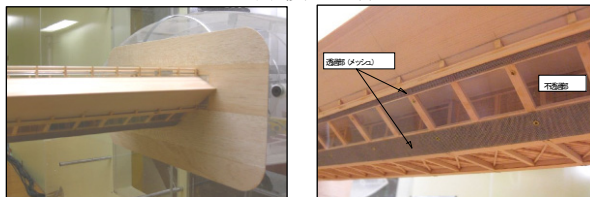
- ・測定部断面寸法 W1.8m×H1.8m×L17.7m
- ・最大風速 約 35m/s

対策の検討にあたっては、実現象の再現が重要である。たわみ渦励振発現の確認を行ったのち、耐風安定化部材の検討を行うこととした。

施工図をもとに、新規に実験用模型を製作した。製作した模型を写真-2 に示す。模型縮尺は、風洞寸法および過去の風洞実験の縮尺を勘案して、1/50 とした。模型長を 1.25m としたばね支持条件を表-1 に示す。諸元については、現地計測結果および竣工図を基にした解析モデルによる固有値解析結果を用いた。



(a) 模型全体



(b) フェアリング部 (c) 自歩道部詳細
写真-2 使用模型 (基本断面)

表-1 ばね支持試験条件

	実橋	模型
桁幅B [m]	15.0	0.300
桁高D [m]	4.5	0.090
質量m [kg/m] (模型全体)	12.15×10^3	4.881 (6.076 kg)
極慣性モーメント [kgm ² /m], (模型全体)	188.98×10^3	0.03024 (0.0378 kgm ²)
固有振動数 [Hz]	たわみ	0.464
	ねじれ	1.208
風速倍率	たわみ	—
	ねじれ	—
対数減衰率	たわみ	0.014
	ねじれ	0.023
		0.0164

※迎角 α は、水平 (0°)、吹上げ ($+3^\circ$)、吹下し (-3°) を基本とした。

(2) 風洞実験による再現確認

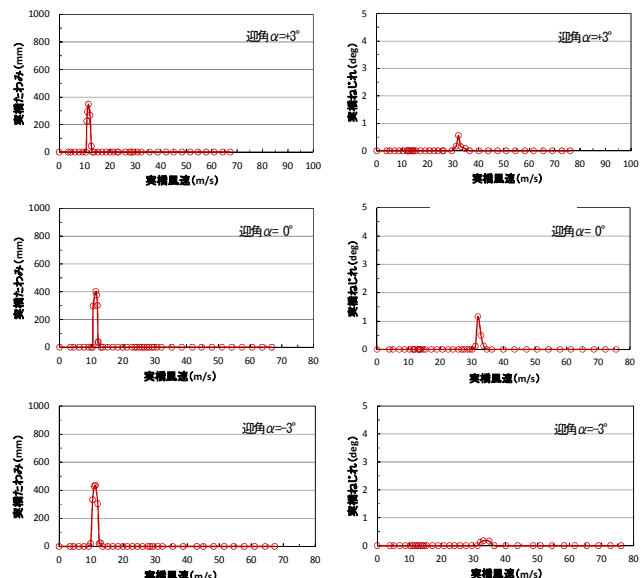
実橋においては、平成 24 年 3 月 19 日に最大片振幅 35cm の鉛直たわみ渦励振が加速度計によって観測された。

現況断面を基本断面として、ばね支持実験を行った。実験結果を図-4 に示す。以下、風速および振幅については、実橋換算値にて示す。

迎角 $\alpha=0^\circ$ で片振幅 40.3cm のたわみ渦励振が発現した。風洞実験による発現風速は 11.4m/s であり、実現象での発現風速 12~14m/s とほぼ一致した。なお、迎角 $\alpha=-3^\circ$ で 43.5cm、 $\alpha=+3^\circ$ で 34.8cm であった。架橋現場は、日本海に面した平坦な地形であり、風の乱れも小さく、気流傾斜角は $\pm 3^\circ$ の範囲と考えられることから、実橋で予想されるたわみ渦励振の最大片振幅は 40cm 強と考えられる。観測された実橋での片振幅は 20% ほど小さいものであるが、これは風の乱れ、気流の 3 次元性などが理由と考えられる。

また、ねじれ渦励振については、 $\alpha=0^\circ$ で最大片振幅 1.2° 、 $\alpha=+3^\circ$ で同 0.6° 、 $\alpha=-3^\circ$ で同 0.2° であった。発現風速は、いずれも 32~34m/s であり、計画時の風洞実験よりも少し高風速側となった。実橋では、ねじれ渦励振は観測されておらず、発現風速も相対的に高く、発現頻度も小さいため、実橋で問題になることは少ないと考えられる。

なお、発散振動であるフラッターについては、いずれの迎角においても照査風速までの発現はない。



(a) たわみ

(b) ねじれ

図-4 基本断面ばね支持試験結果

実現象が確認されていないねじれ渦励振、発散振動については比較できないが、喫緊の問題であるたわみ渦励振については、その現象を再現できていると判断した。

(3) 風洞実験による耐風対策の検討

風洞実験における再現確認により、模型化および実験条件の妥当性が確認できた。この実験条件にて耐風安定化部材の検討を行った。耐風安定化部材としては、実績の多い桁上面のフラップと桁下面の導流板を対象とした(図-5)。

フラップについては、部材設置位置(高欄からの離隔 x)・部材長 L ・部材設置角 θ を、桁下導流板については、部材長を変化させ、たわみ渦励振を対象(風速 $5 \sim 30 \text{ m/s}$)として、振幅の目標値(100gal : 117mm)を満足する対策を検討した。

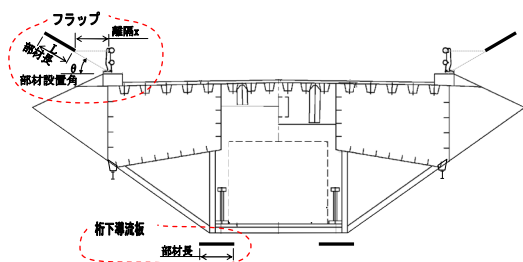


図-5 耐風安定化部材(フラップ, 桁下導流板)

・フラップのみ設置

部材長 $L=1.0 \text{ m}$ とし、離隔 x と部材設置角 θ を変化した場合のたわみ渦励振の最大片振幅を表-2に示す。この時点では、目標振幅を下回ることが出来なかったが、離隔と部材設置角を大きくする(フラップ端を高く、遠くする)と耐風安定性が向上する傾向にあることが分かった。

表-2 風洞実験結果1 (フラップのみ設置)

	フラップ 設置角 θ	たわみ渦励振 最大片振幅 (迎角 $\alpha = 0^\circ$)		
		離隔 $x=150 \text{ mm}$	離隔 $x=600 \text{ mm}$	離隔 $x=800 \text{ mm}$
ケース1	$\theta = 0^\circ$	—	304mm	—
ケース2	$\theta = 10^\circ$	352mm	263mm	—
ケース3	$\theta = 30^\circ$	381mm	—	201mm

上記の傾向をもとに、図-6のケースを追加実施した。その結果、図-7に示すケース5が、いずれの迎角 ($\alpha = 0^\circ$, $\pm 3^\circ$) 対しても良好な耐風性を示した。

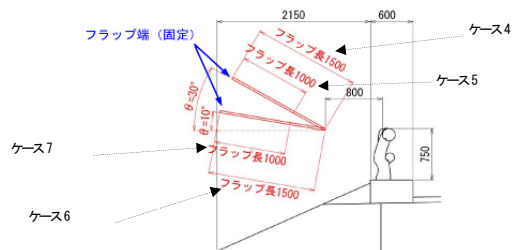


図-6 フラップのみ設置断面 (検討追加ケース)

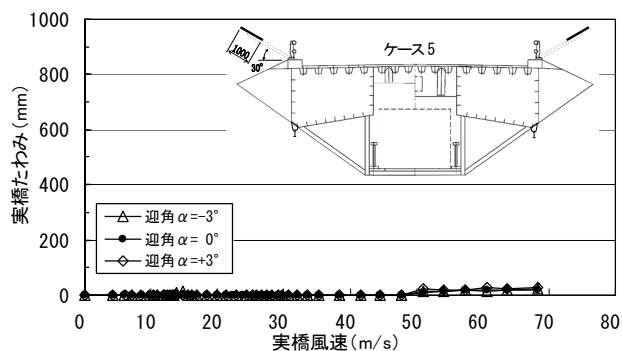


図-7 フラップのみ設置最良断面 (ケース5) 結果

・桁下導流板のみ設置

供用開始後の対策工事を考慮した場合、下面のみの対策であれば、交通への影響が小さいと考えたが、桁下導流板(図-5)のみを設置したケースでは、基本断面と同程度の耐風性であったため、これ以上の検討は行わなかった。

・フラップ+桁下導流板の組合せ設置

フラップのみで耐風性を満足させる場合、図-7で示した断面のように離隔 x が大きくなることから、その離隔の改善を目的に、フラップと桁下導流板の空力的相互作用効果を期待し、両者を組合せたケースの検討を行った(表-3)。その結果、部材長 1.5 m の桁下導流板と組合せた断面(図-8: ケース15, $x=150 \text{ mm}$, $\theta=30^\circ$, $L=1.0 \text{ m}$)も、良好な耐風性を有することが分かった。

表-3 風洞実験結果2

	耐風対策	耐風対策部材			耐風性	
		桁下導流板	フラップ		たわみ 渦励振 片振幅	判定
		部材長	設置角	離隔 x		
ケース 8	桁下導流板	1.0m	—	—	380mm	×
ケース 9	組合せ (桁下導流板 + フラップ)	1.0m	$\theta = 0^\circ$	$x=150$	実施せず ^a	—
ケース10				$x=600$	185mm	×
ケース11			$\theta = 10^\circ$	$x=150$	193mm	×
ケース12				$x=600$	143mm	×
ケース13			$\theta = 30^\circ$	$x=150$	125mm	△
ケース14				$x=600$	実施せず ^a	—
ケース15		1.5m	$\theta = 30^\circ$	$x=150$	53mm	○ (図-8)
ケース16				$x=600$	実施せず ^a	—

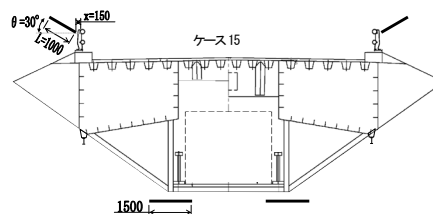


図-8 フラップ+桁下導流板の組合せ断面

5.2 構造力学的対策の検討

構造力学的対策として、TMD による減衰の付加による構造特性の改善について検討した。

本橋の中央径間部は、図-9 に示すように、断面形状は扁平六角形断面であるが、構造形式としては2箱桁橋である。その箱桁間に点検通路が配置されている。TMD の設置可能な空間としては、部材搬入等を考慮して、図中に示す箇所を想定した。その空間寸法をもとに、TMD の諸元（錘の質量と振幅、装置の必要数）を試算し、減衰付加効果と対策コスト（LCC）について検討した。その結果、鋼桁の振動振幅や加速度を十分軽減する効果を得るためには、設置スペースの制約から決まる TMD の設置数が多くなり、コストが増大するとともに、施工期間が長期化することがわかった。本橋の現状を勘案すると、コストもさることながら早急な対策が求められていたため、本橋の振動対策としては、TMD による構造力学的対策は選択しなかった。

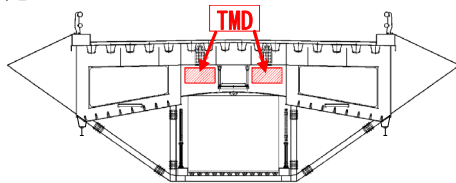


図-9 TMD 設置箇所イメージ

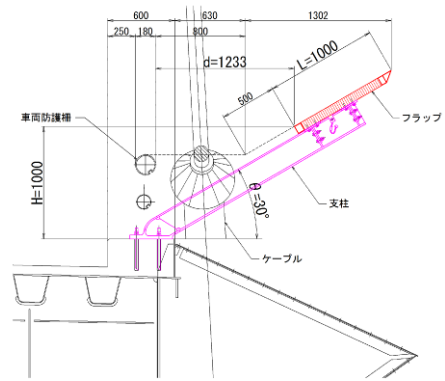


図-10 フラップ（標準部）

5.3 耐風対策案

上記の検討の結果、耐風安定化対策としては、フラップのみのケース 5（図-7）およびフラップ+桁下導流板の組合せたケース 15（図-8）が良好であることが分かった。この2つのケースで施工性および経済性を比較検討し、ケース 5 を推奨案とした。

検討委員会の審議を経て、ケース 5 を対策案とすることが決定され、これを受けフラップの詳細設計を行った（図-10）。

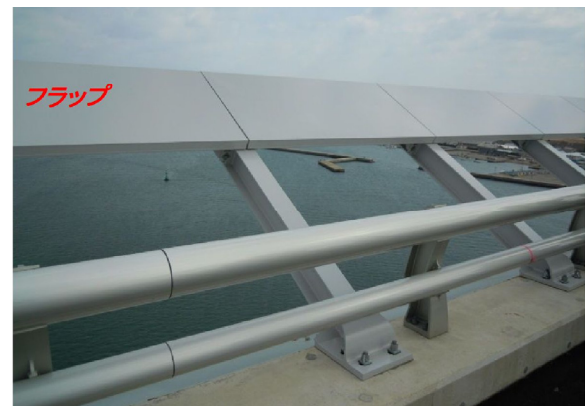


写真-4 フラップ設置状況（上段全景，下段近影）

6. 実橋での耐風安定性の効果検証

フラップ詳細設計完了後、製作設置工事が行われた。フラップの設置は図-11 に示す順序で、平成 25 年 1 月 26 日より行われ、片側約 1 ヶ月ずつ、両側約 2 ヶ月かけて行われた。

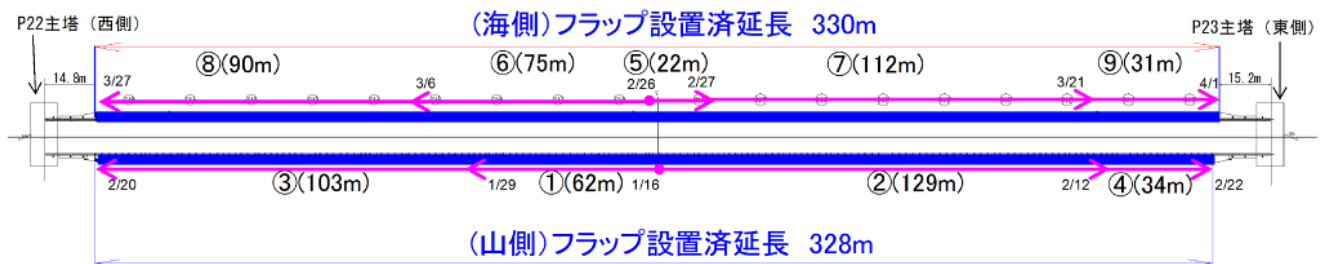


図-11 フラップ設置順序

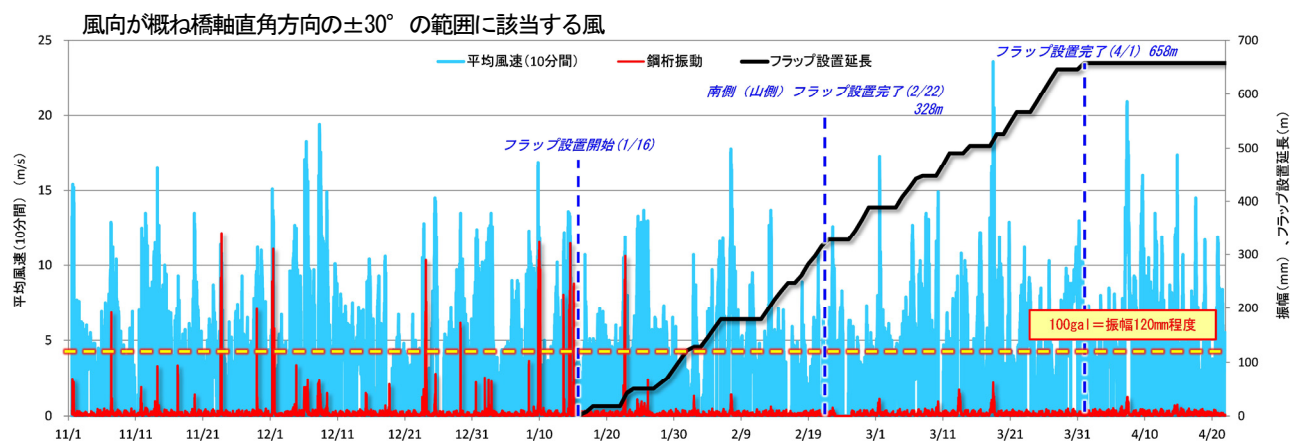


図-12 フラップ設置による効果

フラップ設置前から、設置工事中、設置工完了後の風速および鋼桁の振幅をまとめたグラフを図-12に示す。グラフにはフラップの設置延長も合わせて示す。なお、この図に示す風は、風向が概ね橋軸直角方向の $\pm 30^\circ$ の範囲に該当するもの(北～北東、南～南西)を抜粋した。

フラップ設置前の期間では、風速 12～14m/s で比較的大きな渦励振が観測されているが、フラップをある程度範囲以上設置したあとは、風速 12～14m/s の風が作用しても、制振目標とした 100gal を上回る振動は観測されていない。

フラップ設置後に観測されている小さな振動(50gal程度)は、渦励振の発現風速より高風速域で生じているため、風の乱れによるガスト応答と推測される。

7. まとめ

本橋は、平成24年9月23日の開通式を迎え、車道部が供用開始された。耐風対策完了後、自歩道部も供用開始される予定である。

本橋の風による振動は、実橋の構造減衰が想定値より小さかったことが大きく影響し、また、桁周辺の気流の乱れが想定より小さく、乱流による振動の低減効果を生じ難かったことや、本橋梁の断面が乱流の影響を受け難い六角形断面)であったこと等により、供用前に耐風安定性が問題となった稀なケースと考える。施工可能な耐風対策が限られる中での検討であり、本報告が同様な対策検討の一助になれば幸いである。

末筆ながら、伏木富山港(新湊地区)臨港道路東西線技術検討委員会(委員長:長井正嗣長岡技術科学大学名誉教授)の委員および関係者の方々に、感謝の意を表すものである。

参考文献

- 1) 松本勝ら;鉛直振動に対する人間感覚—橋梁の使用性に関連して— 土木学会論文集, No. 410 (1989. 10)
- 2) 道路橋耐風設計便覧(平成19年改訂版) (社)日本道路協会 (2007. 12)