

熊本地震で被災した斜張橋の復旧対策と 復旧後の状態変化の把握方法の提案

宮原 史¹・今村 隆浩²・西田 秀明³・星隈 順一⁴

¹正会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所（〒869-1604 熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字河陽 3574 番地）
E-mail: miyahara-f852a@mlit.go.jp

²非会員 国土交通省 九州地方整備局（〒869-1604 熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字河陽 3574 番地）
E-mail: imamura-t8912@mlit.go.jp

³正会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所（〒869-1604 熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字河陽 3574 番地）
E-mail: nishida-h92ta@mlit.go.jp

⁴正会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所（〒305-0804 茨城県つくば市旭 1 番地）
E-mail: hoshikuma-j92ta@mlit.go.jp

橋長 160m の 2 径間連続鋼斜張橋である桑鶴大橋は、平成 28 年 4 月の熊本地震によって、死荷重が作用する状況において上向きの反力が生じている支承の破壊に伴い桁端部が浮き上がり、桁全体が曲線外側へ移動するとともに、斜ケーブルのよれ、主塔の傾きが発生する等、過去に事例の少ない特殊な損傷が発生した。本稿では、本橋の構造特性と被災後の損傷状態を踏まえ、同様な損傷が生じにくくなるようにするための復旧対策を述べるとともに、その信頼性を高めるためのモニタリングの活用方法を示す。

また、復旧後の段階で地震の影響等を受けた際に橋の状態変化の有無を容易に把握できるようにしておく観点から、復旧完成系におけるケーブル部材や橋全体の固有振動数を計測し、そのデータをリファレンスの値として活用する方法を提案した。

Key Words: restoration, cable-stayed bridge, redundant structure, monitoring

1. はじめに

橋長 160m の 2 径間連続鋼斜張橋である桑鶴大橋は、平成 28 年 4 月の熊本地震によって、支承の破壊に伴い桁端部が浮き上がり、桁全体が曲線外側へ移動するとともに、斜ケーブルのよれ、主塔の傾き、主塔の基礎杭のひび割れ等の特殊な損傷が発生した。本稿では、本橋の構造特性と被災後の損傷状態を踏まえ、本橋の復旧において行われた斜ケーブルの交換、主桁の横移動におけるモニタリングの活用方法、及び同様な損傷が少しでも生じにくくなるようにするための A2 支承部の構造の見直し等について述べる。

また、本橋の復旧においては、復旧後の段階で地震の影響等を受けた際に橋の状態変化の有無を容易に把握できるようにするため、復旧完成系におけるケーブル部材や橋全体の固有振動数を計測した。本稿では、その活用方法を提案する。

2. 桑鶴大橋の構造

桑鶴大橋の橋梁諸元を表-1 に、橋梁一般図を図-1 に示す。本橋は、径間長が主塔より A1 側と A2 側で 40m 異なる構造で、A2 側支点部には死荷重が作用する状況において上向きの反力が生じる特殊な構造となっている¹⁾。さらに、A1 側から A2 側に向けて上り勾配を有する曲線橋であり、斜ケーブルが同一面内上の配置とならないため、地震時には主塔には三次元的に複雑な力が生じることが考えられる。

表-1 橋梁諸元

橋長	160m
上部構造	2 径間連続鋼斜張橋
下部構造	逆 T 式橋台、鋼製橋脚
基礎形式	深礎杭
架設年次	平成 10 年（1998 年）竣工
適用基準	平成 5 年道路橋示方書
管理者	熊本県

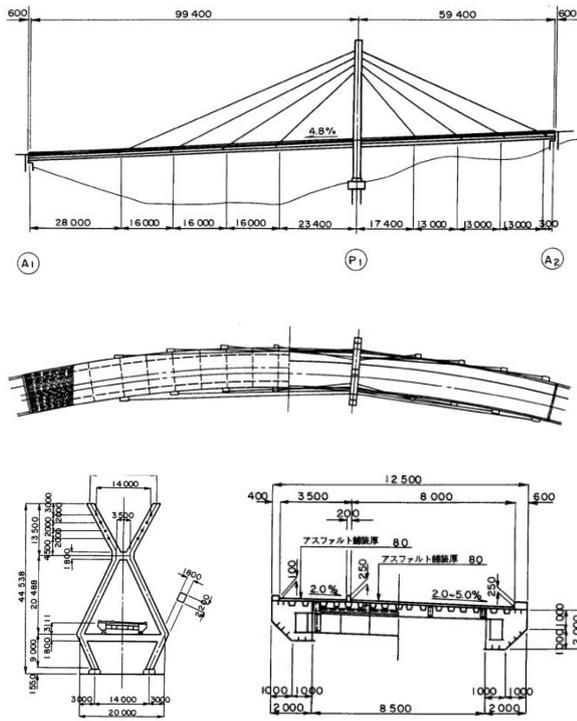


図-1 橋梁一般図

3. 地震の影響によって橋に生じた状態

(1) ケーブル及び主桁の被災

A2 橋台上では、主桁と下部構造の唯一の固定支承であり、径間割が不等径間であることから常に負反力を受けていた支承の破壊に伴い上下部構造が分離し、主桁端部が約 60cm 浮き上がるとともに、主桁全体が曲線外側へ約 90cm 移動した(写真-1①②③)。主桁の A2 側端部にはパラペットとの衝突による損傷も見られた。また、A1 橋台上の支承も損傷した。

P1 橋脚上では支承が破壊して主桁が脱落した。しかし、主桁と主塔の橋軸直角方向の遊間が十分にあったため、主桁と主塔の衝突は免れた。P1 橋脚上では、変位制限構造の装置本体や取り付けブラケットが損傷するとともに、支点部付近の上部構造側にも面外変形が発生していた(写真-1⑤)。P1 橋脚上では、主桁のウェブの局部的な面外変形や主桁内補強リブの破断が見られた。

主ケーブルには、上段 1, 2 段目のケーブルによれが確認され(写真-1④)、照明柱と接触したケーブルでは被覆材が損傷した。また、下段 3, 4 段目のケーブル定着部ではゴムカバーに約 5cm ずれと抜け出したような痕跡がみられた。これら一連の変状は、A2 支承の破壊により桁端部が浮き上がり、ケーブル張力が抜けるとともに、上部構造が橋軸直角方向にも移動したことに伴って生じたものと考えられた。主ケーブル下段 3, 4 段目の変状は、上段 1, 2 段目のケーブル張力が抜けたことに

伴い、当該ケーブルに当初よりも大きな張力が作用したものと考えられた。なお、主桁及びケーブル定着部には局部座屈等の変状は発生しておらず健全であることが確認された。また、下段 3, 4 段目のケーブルは、被災前と比較してケーブルに残留伸びはあるものの弾性領域内にあることが確認された。

(2) 主塔の被災

三次元測定の結果、塔全体の移動、傾斜が確認された。移動、傾斜が大きかった谷側の主塔頂部では、下部構造と主塔の相対変位で橋軸方向には A1 方向に 247mm 移動し、0.0055rad 傾斜していた。橋軸直角方向には同様に谷側に 109mm 移動し、0.0024rad 傾斜していた。しかし、塔体は、主塔横梁の支承部、変位制限構造取り付け部に局部座屈に伴う塗膜割れが発生した以外は、塔柱 X 交差隅角部や塔基部も含め、塗膜割れや溶接部亀裂、局部座屈等の損傷は見られなかった。

P1 橋脚基礎の健全性を確認するために、IT 試験及びボアホールカメラによる基礎の損傷調査を実施した。IT 試験の結果、中央杭、山側杭で杭に部分的なひび割れなどが生じている可能性があるかと判断された。

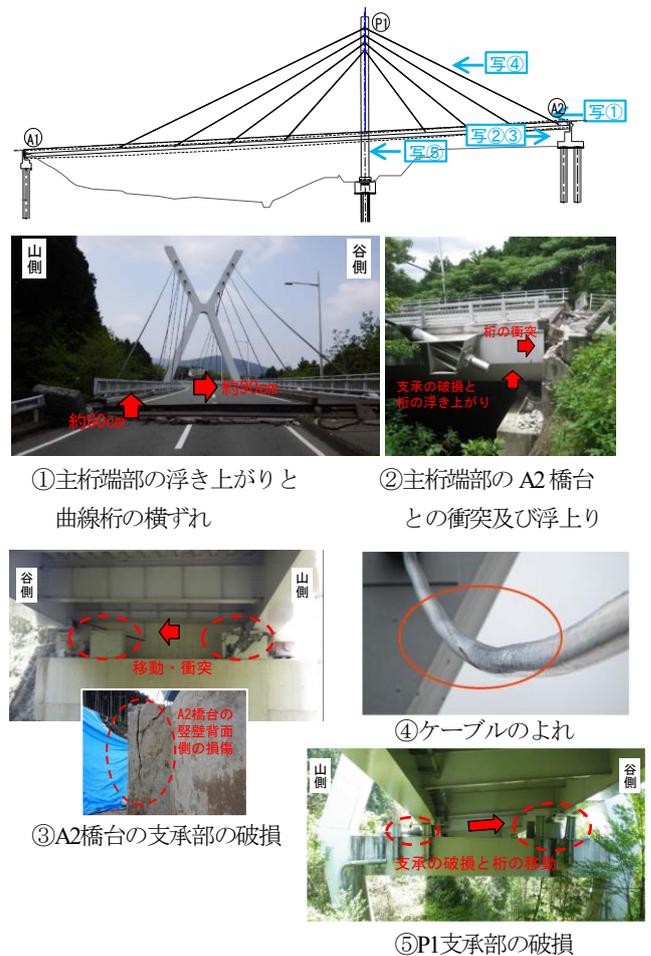


写真-1 主な被災状況

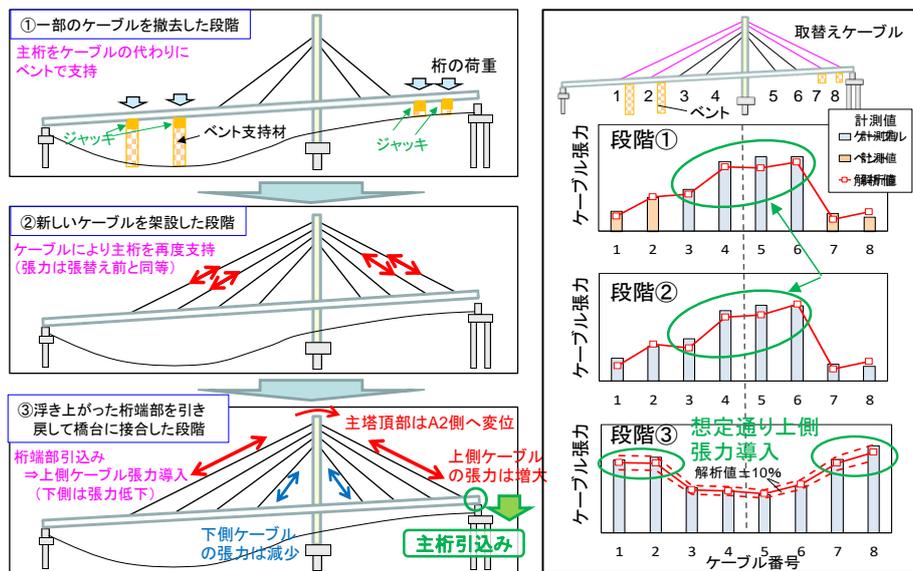


図-3 モニタリングを活用した施工管理

張応力度の発生が想定されるものの、被災後の状態は弾性域内にあることが想定された。このことより、支点部の応力解放により主桁、主塔の変形は元に戻ると想定した。また、本橋の元の形状への復旧は、ケーブルで吊った状態での横方向の変位の是正と、主桁の A2 桁端部を下方に引き下げるか、もしくは主桁の A1-P1 間中央付近を上方へ突き上げることによる鉛直方向の変形の是正を行った上で、ケーブル張力を最終的に調整することで可能と判断した。

なお、ここでの解析の結果、被災後の主塔の傾斜については、ケーブル張力や主桁曲げモーメントに与える影響は微小と判断した。

b) ステップ毎の応力状態を考慮した施工手順

より安全な施工手順を検討するため、主桁の鉛直方向の変位を優先して是正するケースと主桁の横方向の変位を優先して是正するケースを想定して、骨組モデルにより施工ステップに沿って解析を実施し、主桁、主塔に発生する応力度、及びケーブル張力の変動を推定した。その結果、主桁の横方向の変位を優先して是正するケースは横移動時に主桁の引張側で降伏応力度に逼迫する断面が存在する断面があることが確認され、解析上は主桁の鉛直方向の変位を優先して是正するケースが優位となった。しかし、解析では考慮されていないベント支持点の摩擦による不確実性は、主桁の横方向の変位を優先して是正するケースが小さく、推定の信頼性が高いことから、横移動を先行して行うケースを採用した。

c) モニタリングを活用した施工管理

施工の信頼性を高める観点から、各施工ステップでの施工の妥当性が検証できるようにするためには、施工時の計測値と照合するための管理値を設定する必要がある。そこで、b)で採用した施工ステップ毎に具体のジャッキアップ量やケーブルへの張力導入量等を設定し、施工ス

テップに沿って解析を行い、各施工ステップで各部材の応力状態が弾性域内に収まっていることを確認するとともに、各施工ステップでの形状管理値を定めた。実際の施工においては、主桁や主塔の傾斜、ケーブルの張力、支点反力等をリアルタイムでモニタリングし、予め定めた形状管理値と照合することで各施工ステップの妥当性を確認しながら施工を進めた。図-3に、各施工ステップでのケーブル張力のモニタリングの概要を示す。上段 1, 2 段目の取替えるケーブルを撤去した段階(段階①)では、主桁は下部構造位置の他、ベント位置(図-3の1,2,7,8)及び取替えなかったケーブル位置(図-3の3,4,5,6)で支持される。上段 1, 2 段目に新しいケーブルを架設し定着すると(段階②)、ベントが分担していた荷重が新しいケーブルに再分配される。そして、浮き上がった主桁端部を引き込み鉛直方向の変位を是正することで、上段 1, 2 段目のケーブルに張力が導入される。

解析の結果、主桁の応力は引張側では降伏応力度以下、圧縮が環では許容応力度以下となっていることを確認した。しかし、被災後の応力状態の解析において許容応力度を超過する引張応力度の発生が想定された主桁断面については、解析と実態の乖離の可能性を考慮すると施工の過程で塑性変形する可能性も想定されたことから、補強のため予めバイパス材、トラス補強材を設置した。

d) 応力状態の変化を考慮した施工

ケーブルの交換にあたっては、安全のため、取り替える上段 1, 2 段目の既設ケーブルに発生している張力を徐々に解放する必要がある。そこで、既設ケーブルの主桁側定着部のソケットにセンターホールジャッキを設置し、シムプレートとソケットの間に隙間ができるほど引込んだ上で、シムプレートおよび支圧板を少しずつ撤去してセンターホールジャッキの荷重を徐々に解放する方法を採用した。



図4 機能分離型支承構造と支承の破壊を想定したフェールセーフ構造

また、新しいケーブルに取り替えるまでの間、上段 1、2 段目の既設ケーブルに発生していた張力により保たれていた主桁の応力状態が変化しないよう荷重を分担する必要がある。そこで、取り替えるケーブルの主桁側定着部にベントを設置することで対応した。

(3) A2 支承部の復旧と主桁を浮き上がりにくくするための構造の見直し

2に示したとおり、本橋は、径間長が短い P1-A2 間の端部である A2 橋台支点には死荷重が作用する状況において負反力が生じる構造となっている。また、A2 支承は、固定支持で、鉛直正反力、負反力、さらには橋軸方向および橋軸直角方向の水平反力に対して全て 1 つの鋼製支承で抵抗させる構造であった。このため、A2 支承の破壊に伴い連鎖的に損傷が拡大し、復旧が困難となったと想定された。

そこで、A2 支承の復旧にあたっては、鉛直負反力に対する支持機能を鉛直正反力及び水平反力に対する支持機能とは独立して確保することができる構造とすることで、連鎖的な損傷拡大が生じにくくなるようにした。具体的には、図4に示すように浮上り防止対策ケーブルを新たに設置し、鉛直負反力はこのケーブルで、それ以外の反力（鉛直正反力、橋軸直角方向水平反力、および橋軸方向水平反力）は鋼製支承で抵抗させる構造とした。浮上り防止対策ケーブルの張力は、鋼製支承に鉛直負反力が発生しないように設定し、ケーブル 1 本あたり 1,600kN とした。さらに、万一支承が破壊しても主桁端部に浮き上がりや横移動が生じにくくするため、図4に示すように上揚力制限構造と横変位拘束構造をフェールセーフとして別途設けることとした。上揚力制限構造は、横変位にも追従できるような主桁とはユニバーサルピンで結合させる構造とし、また、支承が破壊していない状況においては無応力となるようにした。

浮上り防止対策ケーブルの施工は、その施工精度が主桁形状やケーブル張力にも影響する可能性がある。そこで、浮上り防止対策ケーブルの施工はケーブルの張力調整工の一環として実施することとした。施工にあたって

は、上揚力制限構造の取付けブラケットを利用して、ジャッキを仕込んだ主桁引込み設備を設置し、これにより主桁を引き込みながら所定の高さに達した段階で浮上り防止対策ケーブルを取り付けた。そして、主桁引込み設備を取り外した後、最後に上揚力制限構造を取り付けた。

(4) 復旧におけるその他の技術的な配慮（ケーブル桁定着部への雨水浸入防止のための工夫）

斜張橋のケーブルは、構造上極めて重要な役割を担っており、ケーブル本体およびその定着部での不具合や損傷は橋全体に致命的な悪影響を及ぼす可能性がある。過去には、エクストラドーズド PC 箱桁橋で斜材の 1 本が定着部近傍で判断し、防食システム内部への浸入水による鋼材の腐食が疑われた事例²⁾や、鋼吊橋で主ケーブルのロープのストランド 1 本が、腐食が局部的に進行したことに伴い定着部付近で破断した事例³⁾もある。

そこで、本橋の復旧にあたっては、3.で示した被災に対する復旧とは別途、ケーブルの耐久性能を確保する観点から、交換しなかったケーブルも含め全てのケーブルについて、図5に示すように、従来の弾性シール材による止水に加え、ケーブルハット（止水板）を二段配置する構造とし、さらに先端に取付けるケーブルハットは、ケーブルを伝って来た水が確実に落下するように、ケーブルの角度に応じてケーブルゴムカバーとの間隔を変えて取り付けることとした。

5. 復旧完成系における橋の状態変化の把握方法の提案

(1) ケーブル張力と固有振動数に着目した橋の状態変化の把握

2で示した構造的特徴を有する本橋では、各々の斜ケーブルに作用する張力は異なる。さらに斜ケーブルの張力は A2 支承部に設置された浮上り防止対策ケーブルの張力によっても変化する。したがって、本橋の特殊な構造特性を踏まえると、復旧後の維持管理段階における状

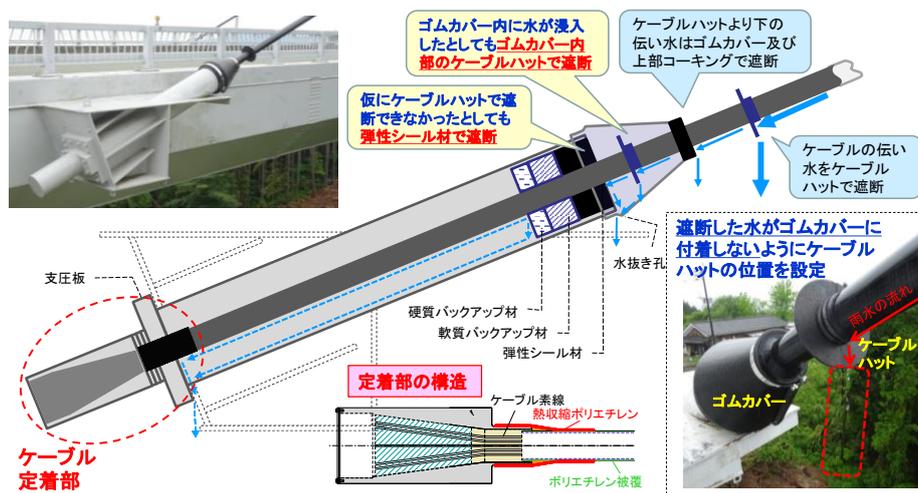


図-5 ケーブル桁定着部への雨水浸入対策の概要

態の変化を把握するためには、これらのケーブルの張力状態を把握できるようにしておくことが有用であると考えられる。また、橋を構成する部材の損傷、変状や斜ケーブルの張力抜けなどが生じると、橋全体の振動特性も変化する。このため、復旧の完成系において橋全体の固有振動数のデータも計測しておき、維持管理段階で必要となった際に同様に固有振動数を計測すれば、前述したケーブル張力の変化のデータと重ね合わせて分析することにより、橋の状態変化を定量的にとらえることができるようになると思われる。

このような観点から、本橋では復旧の完成系において斜ケーブルと浮上り防止対策ケーブルの張力、及び橋全体の固有振動数のデータを取得することとした。なお、これらのデータの計測にあたっては、維持管理段階においても管理者が実施しやすいようにすることに配慮し、簡単な原理で容易に取得できる方法を選定することとした⁴⁾。

(2) 斜ケーブルの張力変化の把握方法

本橋では、ケーブル張力が固有振動数と相関関係があることに着目し、固有振動数をモニタリングすることで復旧直後の状態からの張力変化の有無を容易に推定できるようにすることとした。ケーブル張力と固有振動数の関係式を求めた上で、完成系における固有振動数の情報を取得するための情報の取得を行った⁵⁾。

ケーブル張力を固有振動数から推定する方法は、新家ら⁶⁾、山極ら⁷⁾などにより提案されている。しかし、本橋の斜ケーブルに対しては、建設当初にケーブルの定着鋼管先端に弾性シーラントやゴムカバーを設置していない初期状態での張力と固有振動数の関係が計測され、式(1)に示す関係式が求められていた。ここに、 T ：ケーブル張力、 f_0 ：2次固有振動数、 A, B ：弾性シーラントやゴムカバーを設置していない状態でのキャリブレーションより得られた係数（ケーブル毎に異なる）である。

$$T = Af_0^2 + Bf_0 \quad (1)$$

そこで本橋では、式(1)に、弾性シーラントやゴムカバーをつけたことでケーブルの支持点の間隔が当初の l_0 から l_1 へ短くなることの換算を行った式(2)を用いて、復旧の完成系におけるケーブル張力 T' を算出することとした。

$$T' = A \left(f_1 \frac{l_1}{l_0} \right)^2 + B f_1 \frac{l_1}{l_0} \quad (2)$$

なお、 l_1 は、後述する弾性シーラントやゴムカバーを設置した後の固有振動数計測結果を踏まえ、ケーブルが弾性シーラントやゴムカバーの位置で完全に固定されているわけではないことを考慮し、図-6に示すように初期状態のケーブル長 l_0 から桁側定着鋼管の1/2の長さを控除したとり方が妥当と判断した。

復旧の完成系における斜ケーブルの固有振動数は、写真-3に示すようにケーブルに加速度計を設置した上で、

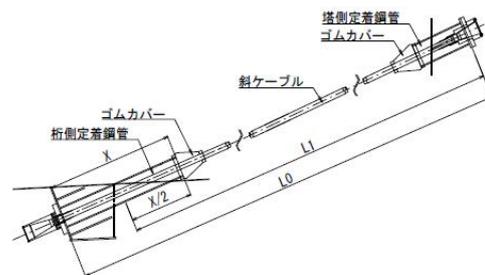


図-6 ケーブル長 l_1 のとり方

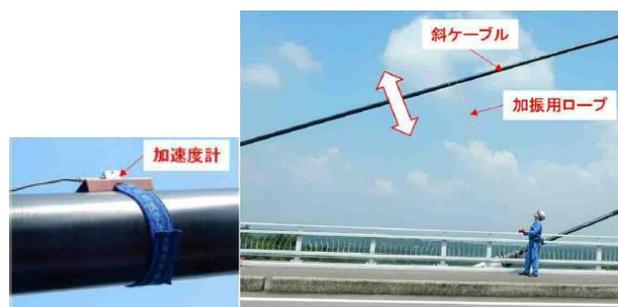


写真-3 斜ケーブルへの加速度計の設置状況



写真-4 斜ケーブル張力の確認試験状況

写真-4に示すようにケーブルに人力で振動を与え、その時に計測された時刻歴加速度を周波数解析して求めた。

(3) 浮上り防止対策ケーブルの張力変化の把握方法

(2)で示した斜ケーブルと同様、固有振動数をモニタリングすることで復旧直後の状態からの張力変化の有無を容易に推定できるようにすることとし、ケーブル張力と固有振動数の関係式を求めた上で、完成系における固有振動数の情報を取得するための情報の取得を行った⁹⁾。

A2橋台支承部の浮上り防止対策ケーブルの張力と固有振動数の関係式は、4.(3)で述べたケーブルの張力調整段階において、図-7に示す4本それぞれのケーブルに対してケーブル張力を400kNから1,600kNまで200kN間隔で変化させ、それぞれのケーブル張力の場合の固有振動数を計測し、対応関係を整理することで求めた。固有振動数は、写真-5に示すように橋台天端の直上位置でケーブルをハンマーで叩いて振動させ、その時にケーブルに生

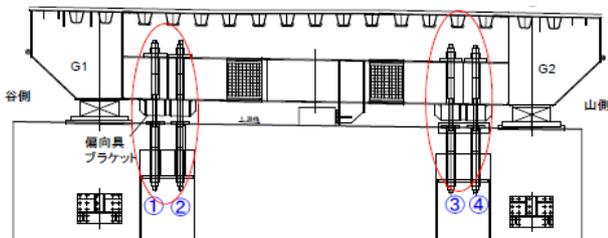


図-7 浮上り防止対策ケーブルの位置



写真-5 浮上り防止対策ケーブルの加振状況

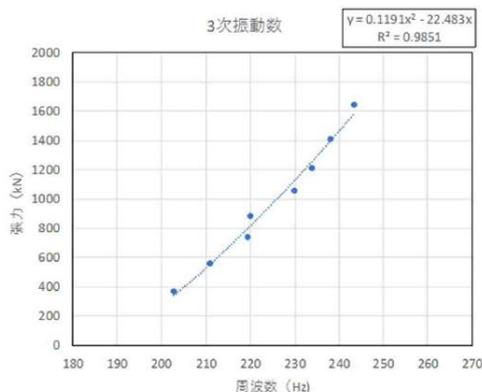


図-8 浮上り防止対策ケーブルの張力と固有振動数の関係式の例

じる時刻歴加速度を周波数解析して求めた。なお固有振動数は、維持管理への活用が実効性を伴うよう、計測誤差による算出されるケーブル張力への影響が小さい3次振動数に着目して関係式を作成した。例として、図-7に示すケーブル①に対して作成した張力と固有振動数の関係式を図-8に示す。

(4) 橋全体の振動特性の変化の把握方法

橋の振動特性の変化の把握は、橋全体の固有振動数から確認する方法により行った。橋の固有振動数は、写真-6下に示すように本橋の橋面上において角材でつくった段差から車両を着地させて人工的に橋に小さい振動を与え、主塔頂部や橋桁に設置した加速度計で計測された時刻歴加速度を周波数解析して求めた。加振位置は、本橋の全体系に対する固有値解析の結果を踏まえ、維持管理への活用が実効性を伴うよう、図-9に示す主桁が鉛直方向に大きく振動する1次モードを再現するように、写真-6上に示すように主塔とA1橋台の中間位置とした。加振位置近傍で計測された鉛直加速度波形の周波数解析の結果を図-10に示す。本橋の復旧の完成系における1次モードの固有振動数は0.92Hzであった。

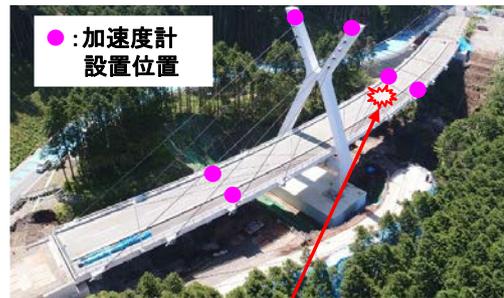


写真-6 固有振動数の確認試験状況

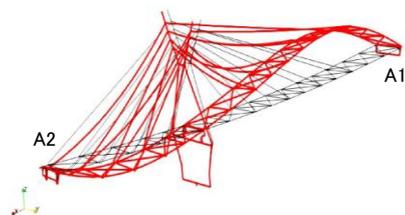


図-9 1次振動モード

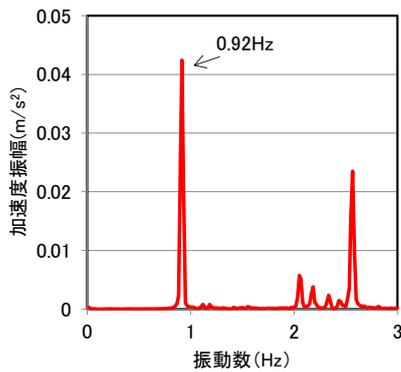


図-10 周波数解析結果

6. おわりに

本稿では、熊本地震で特殊な損傷が生じた2径間連続鋼斜張橋である桑鶴大橋を対象として、以下を述べた。

- ・斜ケーブルの交換、主桁の横移動において、施工の信頼性を高める観点から、各施工ステップでの施工の妥当性が検証できるようにするため、施工ステップに沿った解析に基づき形状管理値を定め、リアルタイムで照合しながら施工を進めるというモニタリングの活用方法を示した
- ・死荷重が作用する状況において上向きの反力が生じており、その破壊に伴い桁端部の浮き上がり等の損傷が連鎖的に拡大したと想定されたA2支承部の復旧において、同様な損傷が生じにくくするために、鉛直負反力に抵抗させる浮き上がり防止対策ケーブルを新たに設置するとともに、万一支承が破壊しても主桁端部に浮き上がりが生じにくくするための上揚力制限構造をフェールセーフとして別途設けるという構造の見直しを示した
- ・復旧の完成系においてケーブルの張力、及び橋全体の固有振動数のデータを取得し、復旧後に発生する地震

の影響等による橋の状態変化の有無を簡単な原理で容易に把握できる方法を提案した

本稿で述べた復旧対策の考え方が今後の参考となれば幸いである。

謝辞：桑鶴大橋の復旧に係る検討にあたっては、国土交通省九州地方整備局及び国土技術政策総合研究所、(国研)土木研究所、熊本県等で構成されるプロジェクトチーム(橋梁PT)の委員から助言を頂きました。また、計測データ等は、国土交通省九州地方整備局熊本復興事務所から資料の提供を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所、(国研)土木研究所：平成28年(2016年)熊本地震土土施設被害調査報告、国総研資料第967号、2017。
- 2) 玉越隆史：道路橋における鋼材の損傷への対応、検査技術、Vol.19, pp.1-7, 2014。
- 3) 玉越隆史、村越潤、高橋仁：吊橋の主ケーブル一部破断時の対応事例、土木技術資料、Vol.56-3, pp.46-47, 2014。
- 4) 星隈順一：桑鶴大橋の復旧対策技術の現地説明会を開催-復旧プロセスで得たデータは今後の維持管理で活用-、土木技術資料、Vol.60-9, pp.42-43, 2018。
- 5) 西田秀明、鈴木慎也、瀧本耕大、星隈順一：震災復旧工事における施工段階での情報取得と維持管理への活用、土木技術資料、Vol.60-10, pp.24-27, 2018。
- 6) 新家徹、弘中邦汎、頭井洋、西村春久：振動法によるケーブル張力の实用算定式について、土木学会論文報告集、第294号、pp.25-32, 1980。
- 7) 山極伊知郎、宇津野秀夫、杉井謙一、本田祐嗣：ケーブル張力と曲げ剛性の同時推定法、神戸製鋼技報、Vol.49, No.2, pp.12-15, 1999。

(Received)
(Accepted)

RESTORATION OF A CABLE-STAYED BRIDGE DAMAGED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE AND STATE GRASPING METHOD AFTER THE RESTORATION

Fumi MIYAHARA, Takahiro IMAMURA, Hideaki NISHIDA
and Jun-ichi HOSHIKUMA

Two span continuous steel cable-stayed bridge “KUWADSURU OHASHI” was damaged by the 2016 Kumamoto earthquake, displacing whole girder, uplifting a girder end, twisting cables, inclining main tower, and so on. This paper reports restoration of the bridge, replace of cables and displace of the girder utilizing monitoring, improvement of a bearing to redundant structure in order not to be damaged easily in the future. In addition, this paper proposes state grasping method utilizing data due to tensile force and eigenfrequency to maintain the bridge after restoration.