

ISSN 1346-7301

国総研研究報告 第70号

令和5年3月

# 国土技術政策総合研究所 研究報告

RESEARCH REPORT of National Institute for Land and Infrastructure Management  
No.70 March2023

---

平成28年熊本地震で被災した道路橋の  
再度災害の低減と早期道路機能確保を考慮した復旧対策

星隈 順一・西田 秀明・宮原 史・澤田 守・今村 隆浩

Restoration measures for road bridges damaged by The 2016 Kumamoto Earthquake  
in consideration of reducing re-disaster and securing road functions at an early stage

HOSHIKUMA Jun-ichi, NISHIDA Hideaki, MIYAHARA Fumi,  
SAWADA Mamoru, IMAMURA Takahiro

**国土交通省 国土技術政策総合研究所**

---

National Institute for Land and Infrastructure Management  
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan



平成 28 年熊本地震で被災した道路橋の  
再度災害の低減と早期道路機能確保を考慮した復旧対策

星隈 順一\*, 西田 秀明\*\*, 宮原 史\*\*\*, 澤田 守\*\*\*\*, 今村 隆浩\*\*\*\*\*

概要

本研究報告は、国が権限代行で実施し、国総研が技術支援を行った平成 28 年熊本地震で被災した道路橋のうち、被災内容や架橋条件に特徴があることに加えて、既往の事例にとらわれない技術的に特徴のある復旧対策を実施した大切畑大橋、桑鶴大橋、阿蘇長陽大橋及び新阿蘇大橋の 4 つの道路橋を対象に、対策技術の考え方や各種配慮事項等をまとめたものである。

キーワード： 平成28年熊本地震，復旧対策，再度災害軽減，早期道路機能回復

- \* 元 国土交通省国土技術政策総合研究所 社会資本マネジメント研究センター  
熊本地震復旧対策研究室 室長  
現 国立研究法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター  
橋梁構造研究グループ グループ長
- \*\* 前 国土交通省国土技術政策総合研究所 社会資本マネジメント研究センター  
熊本地震復旧対策研究室 室長  
現 国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部  
構造・基礎研究室 室長
- \*\*\* 元 国土交通省国土技術政策総合研究所 社会資本マネジメント研究センター  
熊本地震復旧対策研究室 主任研究官  
現 国土交通省国土技術政策総合研究所 企画部企画課 課長
- \*\*\*\* 元 国土交通省国土技術政策総合研究所 社会資本マネジメント研究センター  
熊本地震復旧対策研究室 主任研究官  
現 国立研究法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター  
橋梁構造研究グループ 上席研究員
- \*\*\*\*\* 元 国土交通省九州地方整備局 熊本復興事務所 副所長

Restoration measures for road bridges damaged by The 2016  
Kumamoto Earthquake in consideration of reducing re-disaster and  
securing road functions at an early stage

HOSHIKUMA Jun-ichi\*, NISHIDA Hideaki\*\*, MIYAHARA Fumi\*\*\*,  
SAWADA Mamoru\*\*\*\*, IMAMURA Takahiro\*\*\*\*\*

Synopsis

This report summarizes the concept of countermeasures and various considerations for the four bridges among the road bridges that were damaged due to The 2016 Kumamoto Earthquake and were implemented by the MLIT on its behalf and for which NILIM provided technical support, namely, the Okirihata-Ohashi Bridge, the Kuwazuru-Ohashi Bridge, the Aso-Choyo-Ohashi Bridge, and the Shin- Aso-Ohashi Bridge, which have unique technical characteristics not only in terms of damage and bridge conditions but also in terms of existing cases.

Key Words : The 2016 Kumamoto Earthquake,  
Countermeasures for restoration, Repeated disaster mitigation,  
Early recovery of road function

---

- \* Former Head, Kumamoto Earthquake Recovery Division, Research Center for Infrastructure Management, NILIM, MLIT  
Group Leader, Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research, PWRI
- \*\* Former Head, Kumamoto Earthquake Recovery Division, Research Center for Infrastructure Management, NILIM, MLIT  
Head, Tunnel and Substructures Division, Road Structures Department, NILIM, MLIT
- \*\*\* Former Senior Researcher, Kumamoto Earthquake Recovery Division, Research Center for Infrastructure Management, NILIM, MLIT  
Head, Planning Division, Planning and Research Administration Department, NILIM, MLIT
- \*\*\*\* Former Senior Researcher Kumamoto Earthquake Recovery Division, Research Center for Infrastructure Management, NILIM, MLIT  
Chief Researcher, Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research, PWRI
- \*\*\*\*\* Former Deputy Director-General, Kumamoto Reconstruction Project Office, Kyushu Regional Development Bureau, MLIT

## 目 次

1. はじめに.....	1
2. 熊本地震により被災した道路橋の復旧の基本方針.....	4
3. 大切畑大橋（おおきりはたおおはし）の復旧対策技術.....	6
3.1 大切畑大橋の概要.....	6
3.2 被災状況.....	6
3.3 復旧の基本方針.....	8
3.4 復旧のための対策技術.....	9
3.4.1 上部構造の復旧対策と設計上の配慮.....	9
3.4.2 下部構造の復旧対策と設計上の配慮.....	15
3.4.3 上下部接続部の復旧対策と設計上の配慮.....	16
4. 桑鶴大橋（くわづるおおはし）の復旧対策技術.....	19
4.1 桑鶴大橋の概要.....	19
4.2 被災状況.....	19
4.3 復旧の方針と対策技術.....	20
4.4 復旧完成系における橋の状態変化の把握方法の提案.....	25
5. 阿蘇長陽大橋（あそちょうようおおはし）の復旧対策技術.....	29
5.1 阿蘇長陽大橋の概要.....	29
5.2 被災状況.....	29
5.3 復旧のための対策技術.....	30
5.4 P3 橋脚の施工プロセスでのモニタリングによる補修効果の確認.....	33
6. 阿蘇大橋（あそおおはし）の復旧対策技術.....	37
6.1 阿蘇大橋の概要と被災状況.....	37
6.2 阿蘇大橋の復旧の基本方針.....	38
6.3 新阿蘇大橋の計画，設計及び施工における地盤変状の影響への配慮と工夫.....	38
6.4 新阿蘇大橋における破壊形態を制御するための耐力階層化設計.....	47
7. まとめ.....	52
謝辞.....	53



# 1. はじめに

平成 28 年 4 月 14 日 21 時 26 分、熊本県熊本地方を震源とするマグニチュード 6.5 の地震<sup>1)</sup>（以下「前震」という。）が発生し、熊本県益城町で震度 7 を観測した。その約 28 時間後の 16 日 01 時 25 分にもマグニチュード 7.3 の地震<sup>1)</sup>（以下、「本震」という。）が発生した。熊本県西原村と益城町で再び震度 7 を観測するなど熊本県を中心に広い範囲で強い揺れが生じ、甚大な被害を受けた。気象庁の発表による前震及び本震の震度分布を図-1.1<sup>2)</sup>に示す。前震により益城町宮園で震度 7 が観測された後に、本震により益城町宮園及び西原村小森で震度 7 が観測されている。益城町宮園では震度 7 が 2 度観測され、同一地点で震度 7 が繰り返して観測される初の事例となった。また、前震以降に発生した一連の地震の震央分布（図-1.2）<sup>3)</sup>より、熊本県熊本地方から阿蘇地方、さらに大分県中部にまでの広い範囲で地震活動があったことが確認できる。気象庁は前震以降に発生した熊本県を中心とする一連の地震活動を「平成 28 年（2016 年）熊本地震」と命名<sup>4)</sup>した。

これら一連の地震活動により、熊本県を中心に、山口県、福岡県、佐賀県、長崎県、熊本県、大分県、宮崎県で、死者 273 名（関連死含む）、重軽傷者 2,809 名及び全壊 8,667 棟を含む 206,886 棟の住家被害を生じた<sup>5)</sup>。また、阿蘇大橋地区の大規模斜面崩落箇所の前面に位置する国道 325 号阿蘇大橋の崩落や国道 57 号の道路欠壊、県道 28 号熊本高森線の橋梁やトンネルの被災、九州自動車道を跨ぐ橋梁の落橋など、多くの道路構造物が被災した<sup>6)</sup>。

このような中、熊本市街地と阿蘇地域を結ぶ道路ネットワークのうち、県道 28 号熊本高森線の約 10km（西原村小森～南阿蘇村河陰：俵山トンネルルート）及び村道栃の木～立野線の約 3km（南阿蘇村河陰～立野：長陽大橋ルート）が大規模災害復興法に、また、国道 325 号の阿蘇大橋（阿蘇大橋ルート）が道路法にそれぞれ基づいた国の権限代行業として復旧工事を実施することとなった<sup>7),8)</sup>。また、

阿蘇大橋地区の大規模斜面についても直轄砂防災害関連緊急事業として国が対策工事を実施することとなった<sup>9)</sup>。権限代行業を行った箇所を図-1.3 に示す。この対応として、国土技術政策総合研究所（以下、「国総研」という。）は、国立研究開発法人土木研究所（以下、「土研」という。）をはじめとする関係機関と連携、協力しながら、所管施設の緊急的な被害調査と被害分析の実施、緊急対応策の検討と提案、さらに技術基準の改定への技術支援、現場での対策の実施のための現場支援などを国土交通省の研究機関の立場で実施してきたところである<sup>10)</sup>。

本報は、国が権限代行で実施し、国総研が技術支援を行った道路橋のうち、被災内容や架橋条件に特徴があることに加えて、既往の事例にとらわれない技術的に特徴のある復旧対策を実施した大切畑大橋、桑鶴大橋、阿蘇長陽大橋及び阿蘇大橋の架け替えとしての新阿蘇大橋の 4 つの道路橋を対象に、対策技術の考え方や各種配慮事項等をまとめたものである。本報の構成を以下に示す。

- 1 章では、熊本地震の概要及び本報の位置づけを示している。
- 2 章では、熊本地震による道路橋の被災を踏まえた復旧にあたっての基本的な考え方を概説している。
- 3 章から 6 章では、対象とする 4 橋の被災状況と復旧対策技術をその検討プロセスとともに示している。
- 最後に、7 章で各橋の復旧対策技術の要点をまとめている。

なお、本報は、著者らが執筆した次の論文を一部加筆のうえ、再編集したものである。

- ・宮原史・今村隆浩・西田秀明・星隈順一：熊本地震で被災した鋼鈹桁連続橋に対する耐荷性能の挽回方策の考案と設計上の配慮、土木学会論文集 A1（構造・地震工学）77 巻 2 号，pp.304-318，（公社）土木学会，2021.8.

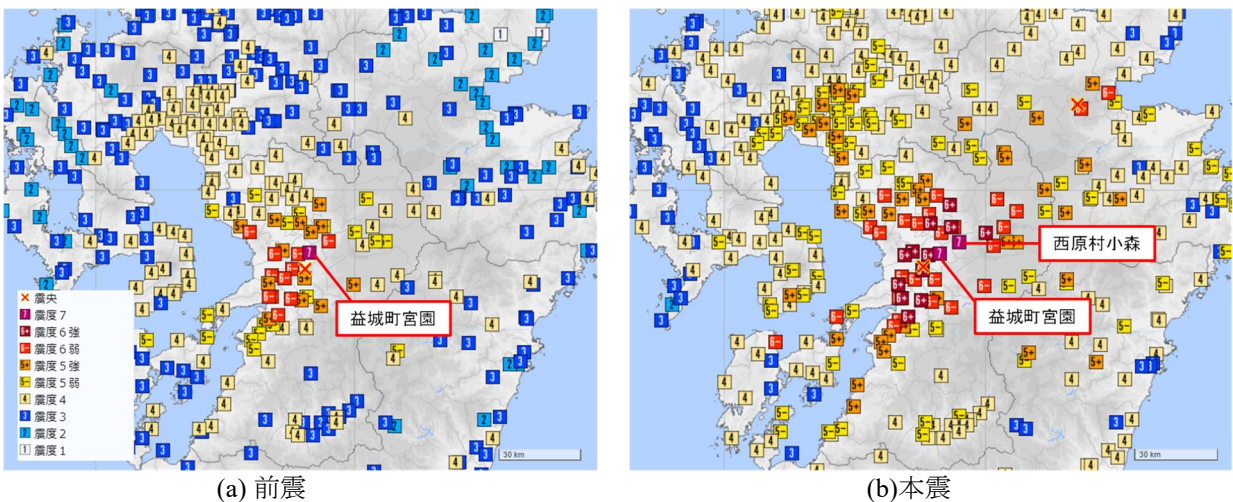


図-1.1 平成 28 年熊本地震の前震及び本震の震度分布<sup>2)</sup>  
(気象庁発表の震度分布に観測地名を加筆)

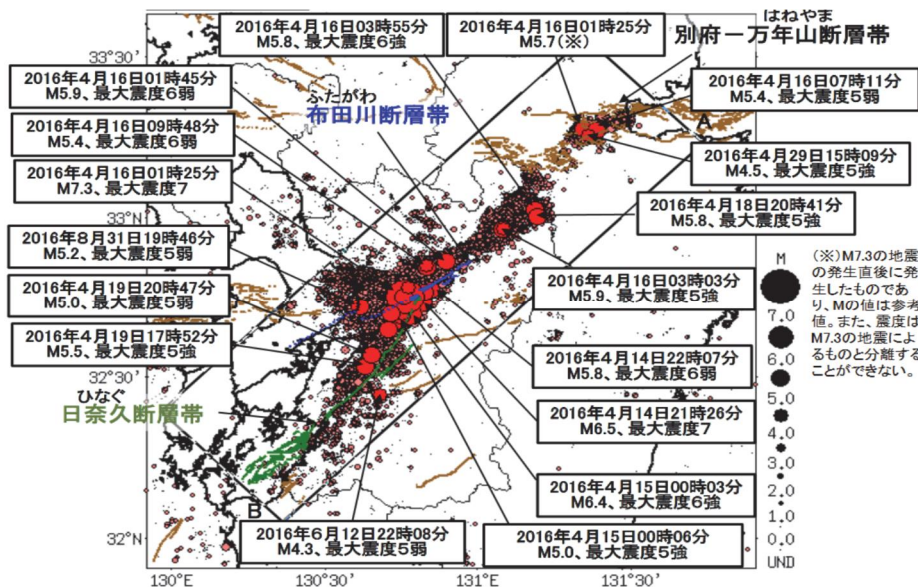


図-1.2 震央分布（平成 28 年 4 月 14 日 21 時～平成 29 年 1 月 4 日 12 時 30 分，深さ 0～20km）<sup>3)</sup>

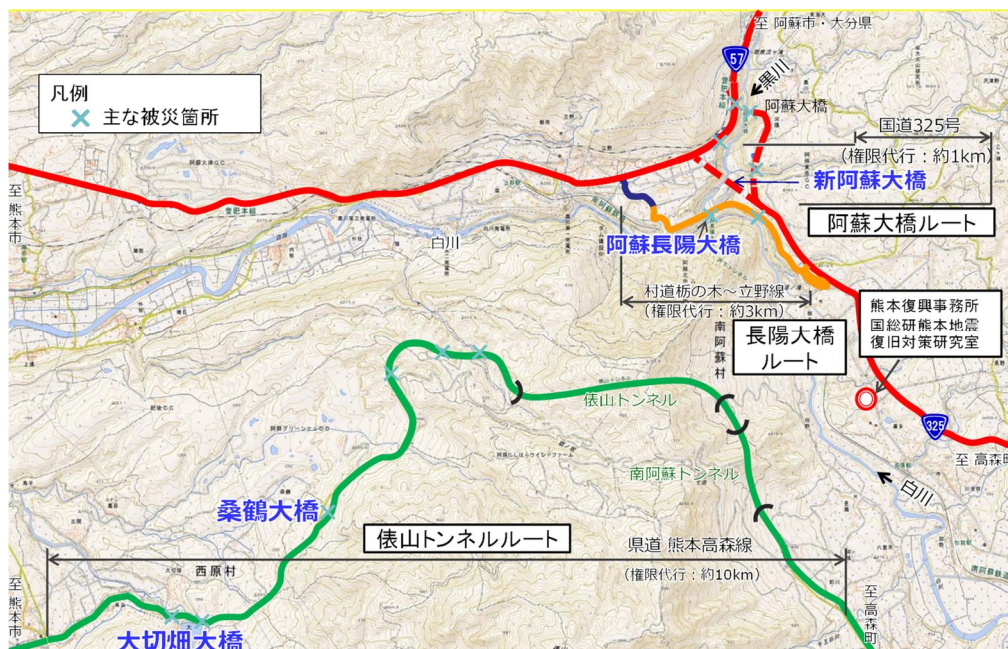


図-1.3 国の権限代行で実施した区間（道路）と本報で対象とする道路橋の位置

- ・宮原史・今村隆浩・西田秀明・星隈順一：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，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）76 巻 4 号，pp.I\_461-I\_471，（公社）土木学会，2020.9.
- ・星隈順一・今村隆浩・澤田守・西田秀明：熊本地震で被災した PC ラーメン橋の復旧とモニタリングの活用，第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.229-234，（公社）土木学会，2018.7.
- ・星隈順一・今村隆浩・宮原史・西田秀明：新阿蘇大橋の性能に及ぼす地盤変状の影響を小さくするための構造的な配慮と工夫，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）77 巻 2 号，pp.339-355，（公社）土木学会，2021.8.

参考資料（1 章）

- 1) 気象庁：地震・火山月報（防災編），平成 28 年 4 月
- 2) 気象庁ウェブサイト：震度データベース検索(各地の震度に関する情報)  
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php>
- 3) 気象庁：震央分布図及び時空間分布図，  
[http://www.jma.go.jp/jma/menu/h28\\_kumamoto\\_jishin\\_menu.html](http://www.jma.go.jp/jma/menu/h28_kumamoto_jishin_menu.html)
- 4) 気象庁：平成 28 年 4 月 14 日 21 時 26 分頃の熊本県熊本地方の地震について（第 4 報）平成 28 年 4 月 15 日 10 時 30 分，



- <https://www.jma.go.jp/jma/press/1604/15e/201604151030.html>
- 5) 内閣府：平成 28 年（2016 年）熊本県熊本地方を震源とする地震に係る被害状況等について（平成 31 年 4 月 12 日 18:00 現在）  
[http://www.bousai.go.jp/updates/h280414jishin/pdf/h280414jishin\\_55.pdf](http://www.bousai.go.jp/updates/h280414jishin/pdf/h280414jishin_55.pdf)
- 6) 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第 967号，2017.
- 7) 国土交通省道路局・九州地方整備局：国道 325 号阿蘇大橋の災害復旧を国が代行～道路法に基づき国が直轄事業として災害復旧事業を実施～，平成 28 年 5 月 9 日記者発表資料  
[http://www.qsr.mlit.go.jp/site\\_files/newstopics\\_files/20160509/1462768168.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/newstopics_files/20160509/1462768168.pdf)
- 8) 国土交通省道路局・九州地方整備局：県道熊本高森線と村道栃の木～立野線の災害復旧を代行～大規模災害復興法を施行後初めて適用します～，平成 28 年 5 月 13 日記者発表資料  
[http://www.qsr.mlit.go.jp/site\\_files/newstopics\\_files/20160513/1463105293.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/newstopics_files/20160513/1463105293.pdf)
- 9) 水管理・国土保全局砂防部保全課・九州地方整備局：熊本県阿蘇郡南阿蘇村(阿蘇大橋地区)で発生した土砂災害に対し，新たに国による緊急的な砂防事業を実施します，平成 28 年 4 月 30 日記者発表資料  
[http://www.qsr.mlit.go.jp/site\\_files/newstopics\\_files/20160430/1462006148.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/newstopics_files/20160430/1462006148.pdf)
- 10) 西田秀明，星隈順一：熊本地震復旧対策研究室 5 年の歩みー平成 28 年熊本地震の災害復旧現場に設置した国総研研究室の活動ー，国土技術政策総合研究所資料第 1189 号，2022.

## 2. 熊本地震により被災した道路橋の復旧の基本方針

熊本地震における道路橋の被災の特徴としては大きく2つある。

一点目は、地震動の影響だけでなく、橋を支える地盤が変状した影響で橋としての性能を速やかに回復させることが困難な損傷が確認されたことである<sup>1)</sup>。このような地盤変状の影響によって橋が致命的な状態に至った事例としては、これまでも平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震での祭時大橋の崩落がある<sup>2)</sup>。熊本地震においては、a)斜面に沿って架けられた橋の上方斜面の崩壊に伴い落橋した例、b)架橋地点周辺の地盤全体の移動や斜面崩壊等により、その地盤に設置していた下部構造が追従するように移動し、その結果支承の破壊を経て上下部構造間に大きな相対変位が生じた例がある。斜面に沿って架橋されていた南阿蘇村道の戸下大橋の被災はa)の事例であり、橋の上方斜面が橋面上に崩壊したことに伴って、当該の径間も崩落した事例である。また、熊本県道の大切畑大橋や俵山大橋、阿蘇長陽大橋はb)の事例に分類される<sup>3)</sup>。

二点目は、落橋には至らなかったものの、既往の事例が少ない特殊な被災により橋の機能回復のための復旧に時間を要する事例が見られたことである。具体には、鋼桁橋である大切畑大橋や俵山大橋では、支承部が破壊して上部構造が下部構造の橋座面で支持できる範囲内で移動し、その結果連続構造となった上部構造の径間の途中部の断面で主桁に座屈が生じた。このように桁端部ではなく、径間の途中部の断面で主桁が地震の影響によって座屈するという事例は、上部構造が落下するまでに至った祭時大橋のような事例を除けばこれまでに例が少ない。また、斜張橋の桑鶴大橋では桁端部の浮き上がりや主ケーブルのよれなどが生じた。さらに、PCラーメン橋である阿蘇長陽大橋では、高橋脚の中空RC橋脚を貫通するひび割れが生じた。

復旧にあたっては、再度同じような地震を受けた時に落橋など致命的な被害を防ぐことはもとより、仮に被災をした場合でも橋の機能回復を速やかに行えること、さらに確実かつ容易に維持管理を行えることも考慮して、単に元に戻すのではなくて、よりよい状態に戻すこと（ビルドバックベター）を基本方針とした。

被災の特徴の一点目に示した地盤変状の影響による被害を防ぐためには、路線計画の検討段階において地滑りや断層変位のような地盤変状のリスクがある地点に橋を架橋するような計画としないことが重要である。しかしながら、路線計画の段階で収集できる地質や地盤に関する情報には限りがあり、路線が確定した後の詳細な調査により地盤変状のリスクが判明する可能性があること、また、調査によって地盤変状のリスクが判明しても路線全体の計画に係る様々な諸条件によりやむを得ずその影響を受ける箇所に橋を計画せざるを得ない場合もあり得る。この

ような場合には、橋が地盤変状の影響を受けにくくする（鈍感化）とともに、仮に橋に機能的な損傷が生じたとしても、できる限り早期に機能回復することが可能となるように、ハードとソフトの両面から合理性のある対策を講じることが必要である<sup>4)</sup>。土木学会地震工学委員会が設置した「性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会」においても、設計地震動を超える地震動、地盤変位や斜面崩壊その他の作用が発生することを認識する必要があることを指摘している<sup>5)</sup>。そして、このような作用が設計で想定した範囲内かどうかにかかわらず、設計計算で想定した応答を上回る可能性や想定した抵抗を下回る可能性があることを認識した上で、作用・応答・抵抗が設計範囲外であったことにより崩壊に至るプロセスを考慮し、社会への影響がより小さくなるように配慮する「危機耐性」が重要であると示唆している<sup>6)</sup>。以上を踏まえて、熊本地震で被災した橋のうち地盤変状の影響を受ける箇所で復旧せざるを得ない場合は、この影響を受けにくくするとともに、仮に橋に機能的な損傷が生じたとしても、できる限り早期に機能回復することが可能となる対策を講じることとした。

被災の特徴の二点目に示した特殊な被災に対する復旧にあたっては、それぞれの構造特性と被災の特徴を踏まえて対策を講じることとした。この際、外見上の形を元に戻すことや部材単位での性能の回復のみを考慮するのではなく、復旧の目的はあくまで橋全体として求められる性能の確保することであるという原点に立ち返り、対策の検討を行った。また、桑鶴大橋では桁端部での浮き上がりという損傷形態の影響により、阿蘇長陽大橋では損傷に加えて中空断面を有する高橋脚であったために状態の把握に時間を要した影響も加わったことにより、いずれも結果として橋の機能回復に時間を要することとなった。そこで前述同様に、仮に橋に機能的な損傷が生じたとしてもできる限り早期に機能回復することが可能となる対策を講じることとし、対策検討にあたってはこのような被災を教訓として行うこととした。

次章以降で、対象とする4橋の被災状況と復旧対策の内容を検討プロセスとともに詳述する。

### 参考資料（2章）

- 1) 大住道生，星隈順一：熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析，第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.121-128，2017。
- 2) 国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所：平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第486号，2008。
- 3) 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第967号，2017。

- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.
- 5) 土木学会地震工学委員会 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会 活動報告書，2018.

### 3. 大切畑大橋の復旧対策技術

#### 3.1 大切畑大橋の概要

大切畑大橋は、橋長265.4mのトラッククレーンベント工法により架設された5径間連続非合成曲線鋼鈹桁橋である。本橋の諸元を表-3.1に、橋梁一般図を図-3.1に示す。上部構造は5主桁である。下部構造は、4基の橋脚のうちP2橋脚、P3橋脚及びP4橋脚は躯体構造がRC中空断面である。ただし、橋脚基部は充実断面となっている。軸方向鉄筋の段落しは行われていない。なお、熊本地震の後に公表された活断層の情報<sup>2)</sup>に照らすと、本橋から南（山側）へおよそ300mの位置に布田川断層が併走しているという立地条件となっている。

表-3.1 大切畑大橋の諸元

橋長	265.4m
上部構造	5径間連続非合成曲線鋼鈹桁橋
下部構造	逆T式橋台、張出式橋脚（P2橋脚、P3橋脚、P4橋脚は中空断面を有する）
基礎形式	場所打ち杭（A1、P2、P3） 深礎杭（P1、P4、A2）
架設年次	2001年（平成13年）
適用基準	平成8年道路橋示方書
管理者	熊本県

#### 3.2 被災状況

##### (1) 上部構造に生じた被害

地震の影響により、P2橋脚上以外の全ての支点上で積層ゴム支承が破断し（写真-3.1）、主桁が支承から逸脱したり。P2橋脚上の支承は全5基中部分的なものも含めゴム支承の破断が3基に生じたが、2基は破断せずゴム支承が変形した状態であった。これにより、図-3.2に示すように、下部構造に対して上部構造が最大で1mほど谷側に相対的に水平移動した<sup>3)</sup>。

主桁及び床版に生じた損傷の平面的な位置を図-3.3に示す。主桁の変形は、各支点部（写真-3.2）並びに径間部であるP1-P2径間のG1、G2主桁のJ9とJ10（写真-3.3）及びP3-P4径間のG4、G5主桁のJ21で生じた。なお、Jは主桁の連結位置を表す。支点部の損傷はいずれも支点上の下フランジ及び補剛材の局所的な変形に留まっていた。一方、径間部の変形は大きく、G1主桁のP2橋脚支点部近くで最

主桁及び床版に生じた損傷の平面的な位置を図-3.3に示す。主桁の変形は、各支点部（写真-3.2）並びに径間部であるP1-P2径間のG1、G2主桁のJ9とJ10（写真-3.3）及びP3-P4径間のG4、G5主桁のJ21で生じた。なお、Jは主桁の連結位置を表す。支点部の損傷はいずれも支点上の下フランジ及び補剛材の局所的な変形に留まっていた。一方、径間部の変形は大きく、G1主桁のP2橋脚支点部近くで最



写真-3.1 支承の破断 (A2橋台) 写真-3.2 主桁支点部の変形 (A1橋台)



写真-3.3 主桁径間部の変形 (P1-P2径間)

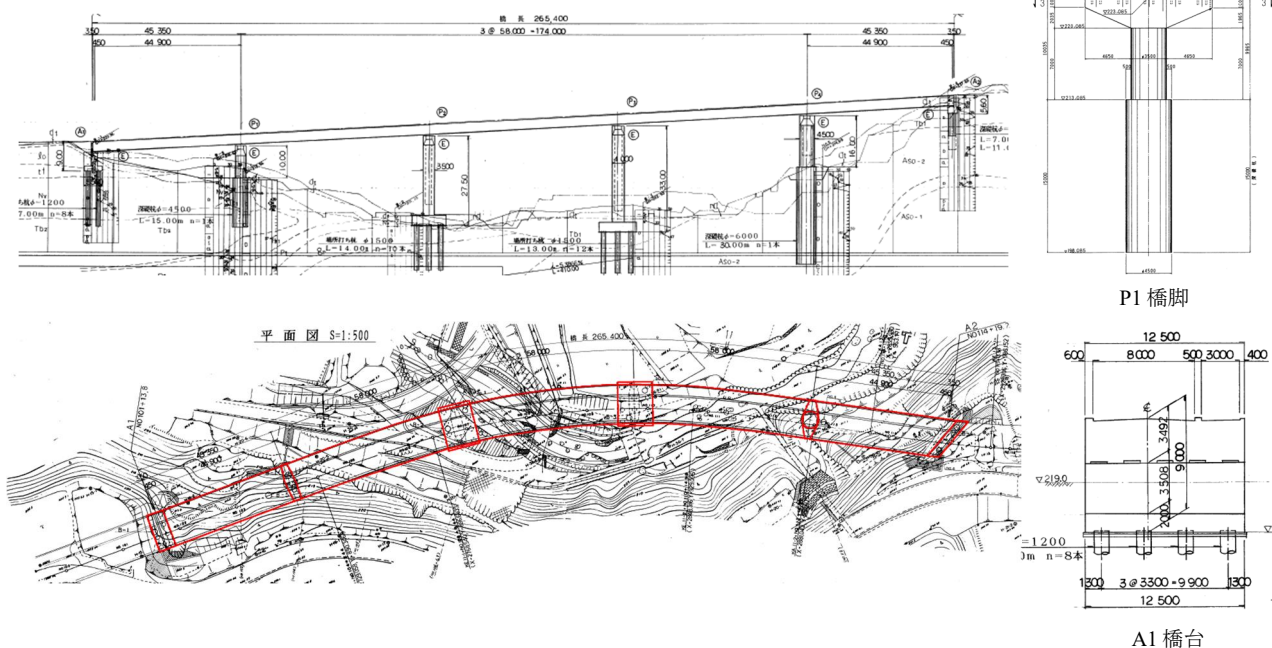


図-3.1 大切畑大橋橋梁一般図

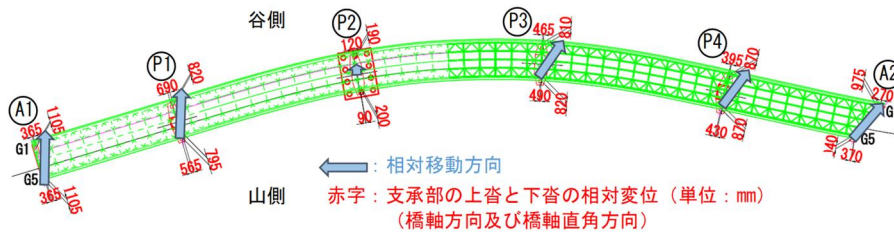


図-3.2 下部構造に対する上部構造の相対移動量

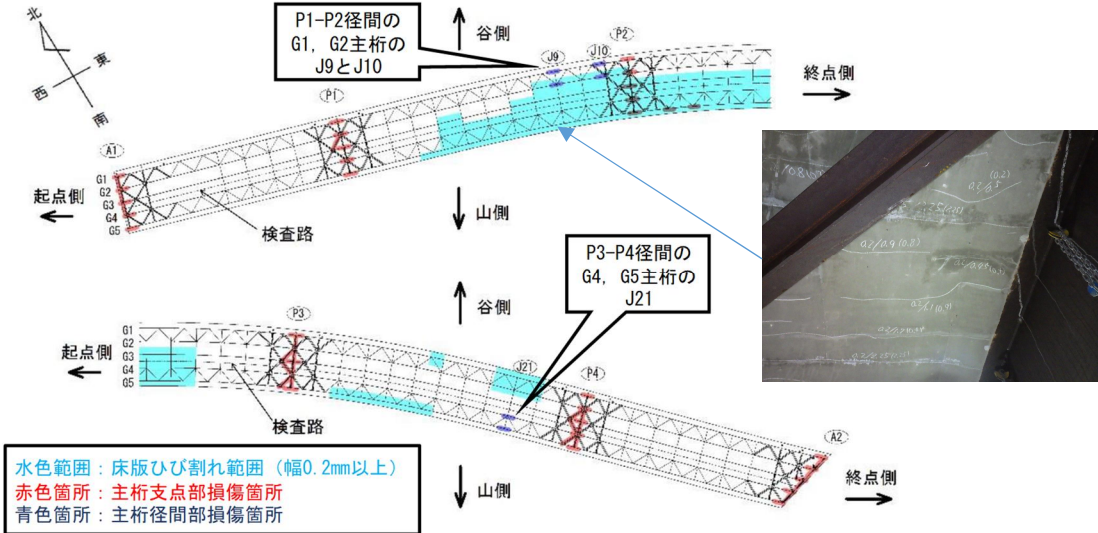


図-3.3 主桁及び床版に生じた損傷の平面位置

も大きかった。G1主桁のJ10付近の変形量を図-3.4に示す。ウェブにおいては全高にわたって変形しており、水平方向に最大で74mmの面外変形が生じた。下フランジにおいては鉛直方向に最大で25mmの面外変形が生じた。床版には、図-3.3に示すとおり、特にP2橋脚支座位部周辺で山側を中心に広範囲にわたるひび割れが生じた。このひび割れは概ね横断方向に伸びており、山側ほど幅が大きくなる傾向であった。床版下面から確認したひび割れと、舗装面を一部剥がして床版上面から確認したひび割れの位置関係から、一部貫通ひび割れがあることを確認した。

P2橋脚付近の谷側で主桁径間部の座屈、山側で横断方向の床版ひび割れが生じたことから、P2橋脚付近は谷側が圧縮状態、山側が引張状態となったことが推測される。このような応力状態となったのは、上部構造の支座位部位置の水平移動の量や方向を鑑みると、唯一支承が破断せず上部構造と下部構造が一体となった状態が保持されたP2橋脚上の支点を拘束点として山側から谷側方向へ鉛直軸まわりの曲げが生じたことが要因の1つと推測される。

## (2) 下部構造に生じた被害

P2橋脚、P3橋脚、P4橋脚では柱部、梁部にひび割れが発生した。また、A1橋台、A2橋台では橋座部及びパラペットが損傷した。下部構造間の相対的な位置関係を把握するために3次元測量を行った結果、図-3.5に示すとおり、各下部構造間距離に伸び縮みがあり、A1橋台-A2橋台間の支承間距離は累

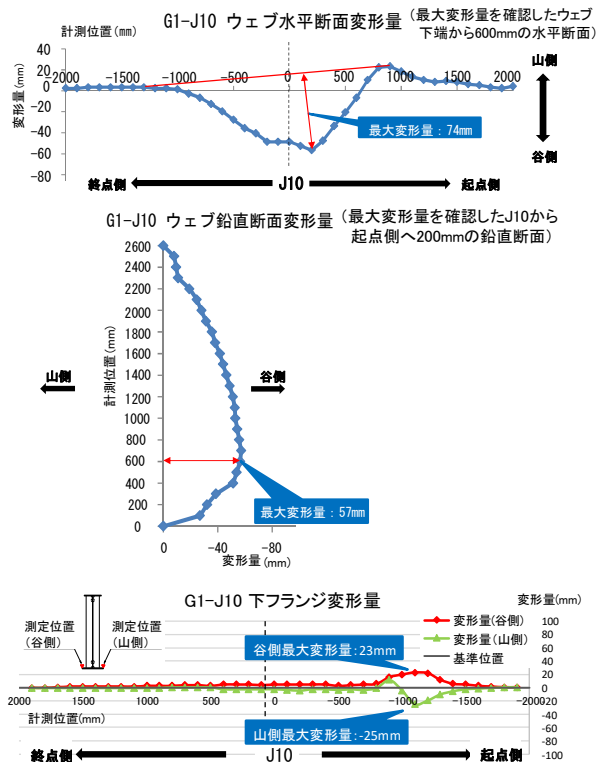


図-3.4 G1主桁のJ10付近の変形量

積するとG1側（谷側）で395mm、G5側（山側）で231mmそれぞれ短くなっていた<sup>5)</sup>。

下部構造の中では、特に基部から高さ方向に1,600mmの区間が充実断面となっていたP2橋脚の

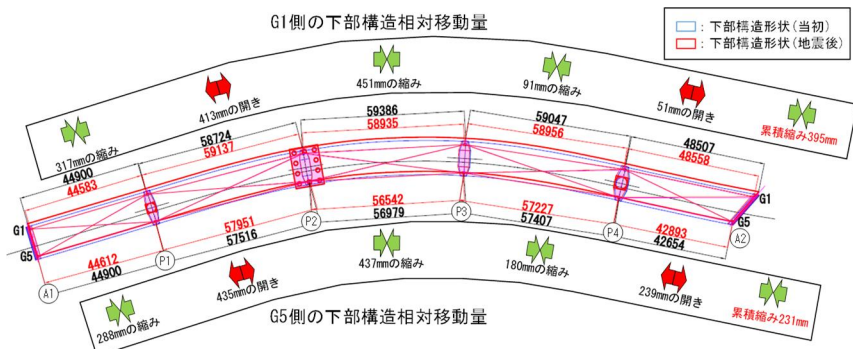


図-3.5 下部構造の移動量 (A1 橋台を固定)

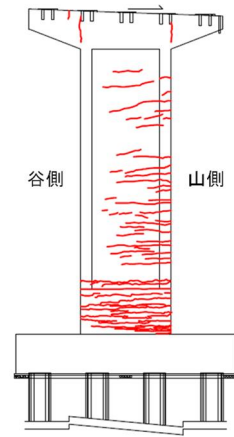


図-3.6 P2 橋脚起点側のひび割れ図

基部付近を中心に著しいひび割れが発生した<sup>1)</sup>。P2 橋脚の起点側のひび割れ図を図-3.6 に示す。弾性波試験及び超音波試験を行ったところ、P2 橋脚は充実部と中空部の断面変化部に推定ひび割れ深さが中空部の壁厚に達している箇所が確認された。そこで同箇所においてコア削孔を実施した結果、実際に鉄筋かぶりよりも深くひび割れが進展していることが確認されたこと、さらに既設の水抜きパイプから中空部に注水を行ったところ、断面変化部から漏水が確認されたことから、P2 橋脚は断面変化部近傍の中空部でひび割れが貫通に至っていると推定した。一方、P3 橋脚と P4 橋脚については、同様な調査により断面変化部直上の中空断面でひび割れが貫通しているような状態ではないことを確認した。

前述の下部構造の移動のほか、下部構造には沈下と傾斜も確認されたことから、基礎の健全性を確認するため、全ての下部構造の杭基礎を対象に高周波衝撃弾性波探査による損傷調査を行った。高周波衝撃弾性波探査の結果、P2 橋脚、P3 橋脚、A2 橋台で杭基礎にひび割れが生じていると推定した。そこで、P2 橋脚、P3 橋脚、A2 橋台の杭基礎及び傾斜が比較的大きかった P4 橋脚の杭基礎を対象にボアホールカメラによる調査を行った。その結果、以下の状態が確認された。

- P2 橋脚：最大幅 10mm のひび割れを確認
- P3 橋脚：ひび割れは確認されなかった
- P4 橋脚：幅 1mm のひび割れを確認
- A2 橋台：幅 0.3mm 程度のひび割れを確認

P2 橋脚については、図-3.7 に示すとおり、水平ひび割れが、杭頭ヒンジを仮定した場合に計算上杭の曲げモーメントが最大となる位置よりも深い位置にある礫混じり粘性土層と溶結凝灰岩層の境界付近に生じていることから、せん断破壊が生じた可能性があるかと推測した。また、調査対象は 10 本の杭のうち対角線上の 2 本であったものの、2 本とも同じ様な位置に水平ひび割れが確認されたことを踏まえ全ての杭が損傷を生じていると推測した。

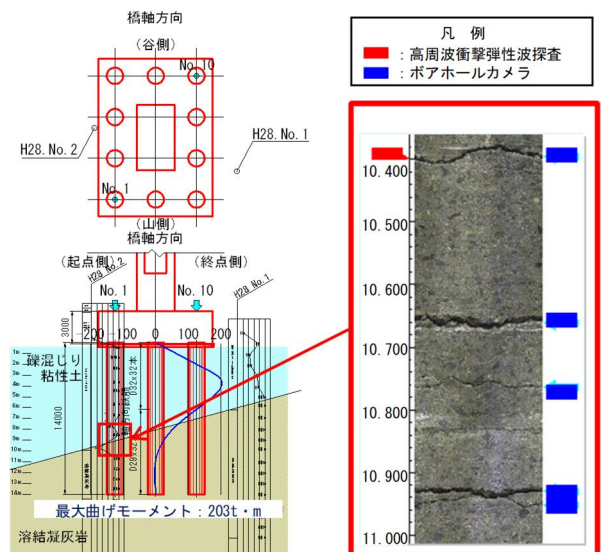


図-3.7 高周波衝撃弾性波探査及びボアホールカメラによる調査の結果 (P2 橋脚 No.1)

### 3.3 復旧の基本方針

一般に橋の設計においては、橋全体として目標とする性能を実現するため、設計で想定する状況に対して橋を構成する各部材がどのように抵抗し、どの程度の安全余裕をもってどのような状態に留まるようにするのかという設計の基本方針を設定することが重要である。地震で被災した橋の復旧においても、橋の構造特性と損傷状態を踏まえつつ、このような設計の基本方針を決めていくことになる。

本橋では、地震の影響によって上部構造、下部構造、及び上下部接続部(積層ゴム支承)のいずれにも損傷が生じた。これに対し、本橋は下部構造上に設置された支承に上部構造が支持された一般的な桁橋形式の構造であることから、上部構造、下部構造及び上下部接続部の構造単位に分け、それぞれの構造全体としての耐荷性能を被災前と同等の水準に戻すことで橋全体としての性能を復旧させる方針とした。

上部構造としての耐荷性能を回復させるシンプルな方法として、上部構造を構成している部材単位で

損傷した断面を元の状態に戻す方法が考えられる。しかしながら、上部構造を構成している部材の中には、地震の影響によって残留応力が生じている部材もあり、また、部材単位で元の状態に戻そうとするとその復旧工事の施工過程で隣接する他の部材に想定外の応力を生じさせることも懸念されるものもある。この観点からも、本橋では上部構造を構成している部材単位で元の状態に戻すのではなく、上記の懸念ができるだけ生じないよう、上部構造全体としての耐荷性能に着目して補修設計を行っていくことが合理的と判断した。なお、今回の補修設計にあたっては、G1の損傷に伴う耐荷力の低下度合いや当該断面を構成している部材に生じている残留応力の影響等、新設の部材の設計時にはない不確実な初期条件が残る。このような不確実性に対しては、工学的に合理的な範囲で安全側の仮定を見立てながら補修設計を行っていく方針とした。

下部構造は、損傷した個々の橋脚、橋台単位で耐荷性能を被災前と同等の水準に戻すこととした。この時、それぞれの損傷状態と耐荷性能を元に戻すための補修方法に応じて、耐荷力が確保されることの信頼性は異なる可能性があることに着目した。すなわち、損傷した下部構造に対して、RC巻立てのように補修で追加する構造により耐荷力を確保する場合と、ひび割れ補修のように既設部材により耐荷力を確保する場合を相対的に比較すると、確保される耐荷力に対する信頼性は前者の方がより高いと考えた。このことに着目し、上下部接続部は、補修後の下部構造の耐荷力の信頼性の相対差を考慮して地震時水平力を分散させる構造となるように設計を行っていく方針とした。一方、下部構造の補修方法の選定にあたっては、既設の躯体に配置されている鉄筋の状態や杭基礎の状態等に、新設の設計時にはない不確実な初期条件が残る。このような不確実性に対しては、工学的に合理的な範囲で安全側な構造となるように配慮していく方針とした。

### 3.4 復旧のための対策技術

#### 3.4.1 上部構造の復旧対策と設計上の配慮

##### (1) 鋼部材に対する補修方法の選定

一般に、塑性変形した鋼部材を補修する方法には、常温でジャッキ等により外力を加えて矯正する冷間加工、熱した状態でジャッキ等により外圧を加えて矯正する熱間加工、変形した母材の一部または全部を撤去して材片を取替える材片取替、材片を追加して変形した母材を補う材片追加の方法等がある<sup>4)</sup>。これらの方法はそれぞれに適用可能な条件があるため、変形した鋼部材の状態、補修後の部材や部位に生じる応力状態、補修施工に係る現場条件等を勘案して変形部位毎に適切な方法を選定する必要がある。

例えば冷間加工は、道路橋示方書・同解説<sup>5)</sup>において主要部材に対して適用する場合は変形の内側半径が板厚の15倍以上とするのが望ましいと示され

ており、この程度の軽微な変形にのみ適用可能な方法である。また熱間加工は、変形部の曲げ半径が板厚の7倍以上であることを適用の目安とするのが一般的である<sup>4)</sup>。一方、現場条件の観点からは、熱間加工と材片取替はいずれも施工中に当該部材及びその部材が支持している部材により生じる死荷重応力を分担できなくなるため、他の部材で死荷重応力を分担することも適用にあたっての条件となる。鋼部材に生じた変形の内側半径が小さく冷間加工や熱間加工が適用できない場合は、材片取替又は材片追加の適用を検討することになるが、その際には、死荷重応力の分担のために必要となる仮設部材の規模やその施工性の観点も含めて適切な方法を選定することになる。

本橋の上部構造における鋼部材の補修においても、このような適用上の留意点を踏まえて補修方法を検討した。その際、フランジやウェブといった個々の部位毎に適用可能な補修方法を判断するだけでなく、部材断面として合理的な補修方法となることにも配慮した。また、本橋の復旧では、ずれた上部構造をジャッキアップして所定の位置に戻す施工プロセスがあり、支点部の補強と仮受け用のベントの設置が必要であった。このため、主桁の補修時にはベントによって死荷重応力の分担が可能であるという現場条件も勘案して補修方法の検討を行った。

##### (2) 塑性変形が残留した各断面への補修方法の選定

###### a) P1-P2 径間の主桁径間部

下フランジ及びウェブが座屈し大きく面外変形したP1-P2径間にあるJ9-J10間の断面は、G1主桁の変形状態やRC床版のひび割れ状態から当初保有していた耐荷性能が低下している可能性が懸念される状態と判断した。変形した部位の形状から当該断面への冷間加工や熱間加工の適用は困難であり、材片追加としてのあて板工法についても、あて板と母材との空隙が大きくなってしまい、その空隙を別の材片等で埋めて一体化を図ることは困難と考えた。また、これらの部位に生じた変形状態から、当該断面を構成している他の鋼部材にも相応の応力が残留している状態であると考えておくべきであるが、その残留応力を定量的に推定することも困難である。このため、材片取替についてはその施工プロセスにおいて他の部位に想定外の応力を生じさせるリスクも否定できないことから、適用は避けるのが望ましいと考えた。

以上を鑑み、当該損傷部位についてはいたずらに切除するようなことはせずそのままの状態であえて残置し、その上で当該断面の曲げ耐荷力及びせん断耐荷力を回復させ、かつ横倒れ座屈の対策ともなるように主桁と対傾構を図-3.8に示すように追加して設置し、断面を改造することによって耐荷性能を確保する方策を適用することとした。なお、図-3.8に示されている仮横桁は、上部構造をジャッキアップする際に仮受け用ベントの支持点とするために設置した部材であり、そのまま残置して活用して

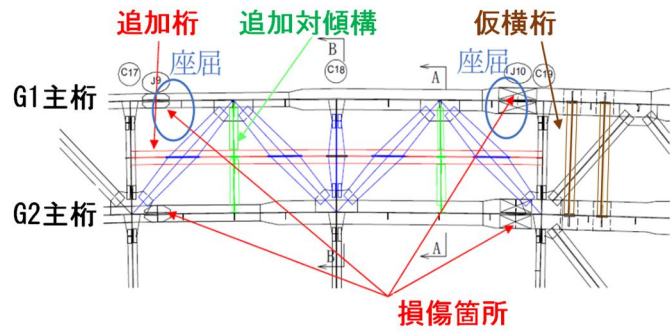
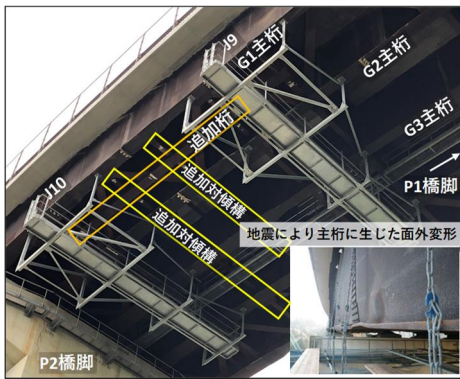
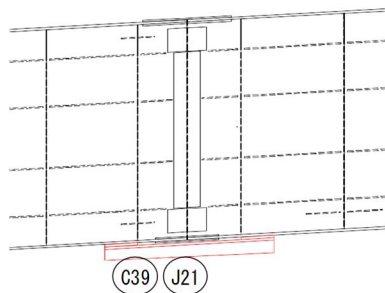
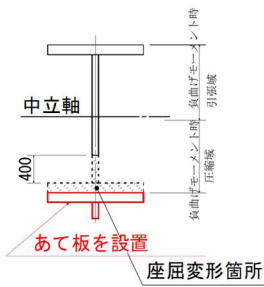
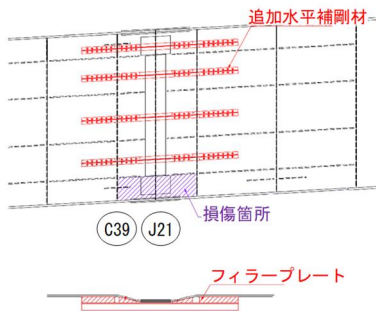


図-3.8 P1-P2 径間部の追加桁設置位置



(a) 下フランジに設置したあて板



(b) ウェブに設置した水平補剛材

図-3.9 P3-P4 径間部に設置したあて板及び水平補剛材

いる。

上部構造全体として耐荷性能を回復するための補修設計では、例えば、設計で考慮する状況に対して上部構造を構成する部材間での荷重分担を被災前の当初設計時の考え方から変更することもあり得る。ここで述べたように本橋の P1-P2 径間の J9-J10 間では、G1 は損傷した状態のまま残置させた上で、G1 の損傷に伴う耐荷力の低下分を他の主桁で補完させる方策をとることで、上部構造全体としての耐荷性能を回復させる戦略とすることにした。その際、既設の主桁を補強して補完させるのではなく、G1 と G2 の間にこれらと平行する追加桁を設置し、その追加桁が適切に荷重分担できるようにするため対傾構も設置して既設の主桁と接合させる対策をとることにした。

#### b) P3-P4 径間の主桁径間部

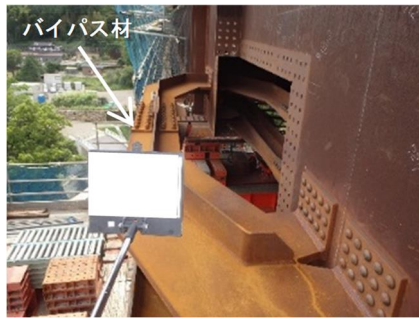
P3-P4 径間の G4 及び G5 主桁の J21 付近に生じた座屈変形は、P1-P2 径間に生じた損傷と比較すれば変形範囲が狭く、また変形量も小さい。変形した部位の形状から当該断面への冷間加工や熱間加工の適

用は困難ではあるものの、材片追加は母材との間に生じる隙間をフィラープレートで埋めることにより適用可能と判断した。具体的には、図-3.9 に示すように、下フランジに対しては変形範囲を跨ぐようにあて板を設置し、あて板の両端と下フランジの接合面に生じる隙間にはフィラープレートを設置して一体性が高まるようにした。また、ウェブに対しては水平補剛材を既設の主桁添接板とボルトを跨ぐように設置し、水平補剛材の両端とウェブとの接合面に生じる隙間にも同様にフィラープレートを設置した。

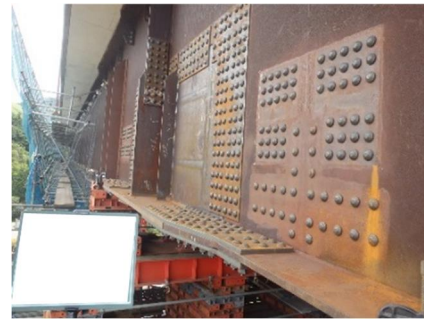
#### c) 主桁支点部

支点部に発生した変形は、その多くは局部的なものであったものの、変形形状から冷間加工や熱間加工の適用外であることに加え、支承を交換するため下フランジへの材片追加（あて板）ができないという制約条件もあった。このため、支点部については部分的な材片取替と補剛材の追加で補修することとした（写真-3.4, 3.5）。材片取替は下フランジとウェブの一部の範囲であり、この部位を切除する前にこの区間を跨ぐようにバイパス材を設置し（写真





(a) 変形箇所の切断



(b) 材片取替

写真-3.4 主桁支点部の材片取替 (G1 主桁 P1 橋脚上の支点部)



写真-3.5 主桁支点部への補剛材追加 (G5 主桁 P3 橋脚上の支点部)



写真-3.6 主桁中間支点部へのパイパス材の設置

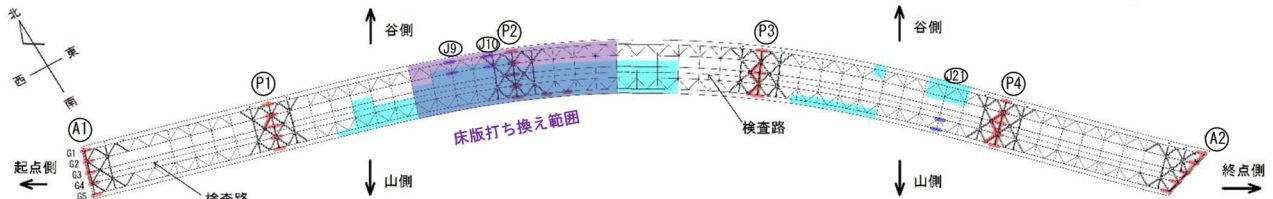


図-3.10 床版の打ち換え範囲

-3.6), この部位に生じていた死荷重応力を分担できるようにした上で切除の施工を行った。

#### d) 床版

P2 橋脚支点部周辺の床版には山側の広い範囲で多数のひび割れが生じるとともに、一部は床版厚さ方向にひび割れが貫通している状態であることが確認された。そこで、このようなひび割れが生じた P2 橋脚支点部周辺のうち、設計活荷重が作用する状況下で床版に引張応力が生じることになる範囲については、床版を撤去して打ち換えることとした (図-3.10)。その際、既設床版と新設する床版の一体性を確保するため、既設床版の橋軸方向配力鉄筋との接合には重ね継手を適用し、継手位置を千鳥配置とした上で道路橋示方書<sup>9)</sup>の規定に準じて算出される重ね継手長を確保した。

なお、打ち換えをした範囲以外のひび割れ箇所については樹脂を注入することにより補修を行った。

#### (3) 選定した補修方法の適用の前提とした施工手順

(2) で示した本橋の上部構造に適用した補修方法の選定の検討にあたって、その前提となった施工手順をまとめると図-3.11 のとおりである。

まず、横にずれた上部構造全体を各下部構造の直

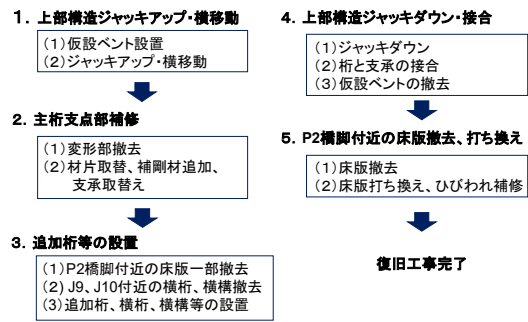


図-3.11 上部構造の補修方法の適用の前提とした施工手順

近に設置した仮設ベントに設置したジャッキにより持ち上げた上で、当初の位置付近へと横移動させ、その状態で (2) で述べた補修及び支承の取替えを行うこととした。なお、3.2 (2) に示したとおり、下部構造の位置が変化しているため、上部構造を元通りの位置に戻すことはできない。そこで、下部構造の縁端幅や既設部材の補強が必要とならない範囲でできるだけ元通りの位置に戻している。

追加する主桁を設置する際は、写真-3.7 に示すように、当該設置部位の上部にあたる床版の一部を撤去し、追加する主桁を上から落とし込むようにし



床版の一部撤去



追加桁落とし込み



設置完了

写真-3.7 P1-P2 径間部における追加桁の設置

表-3.2 主桁の補修設計において着目したステップと適用した解析条件

ステップ	載荷荷重				支持状態	支持条件	G1主桁の損傷部の扱い	追加桁、対傾構の扱い	仮横桁の扱い
	地震による各支点の沈下の影響	既設部材分		活荷重 (L荷重、群衆荷重)					
		床版と舗装分	追加部材分						
1 被災直後	○	○			支点支持	鉛直：固定 水平：自由 回転：自由	全断面剛性を考慮  ウェブと下フランジの剛性を限りなくゼロに近く設定	モデル化するものの、断面剛性は限りなくゼロに近く設定	モデル化するものの、断面剛性は限りなくゼロに近く設定
2 ベント支持に変更しジャッキアップ		○			ベント支持				
3 P2橋脚付近の床版一部撤去		○							
4 追加桁、対傾構等の設置		○	○		支点支持				
5 ジャッキダウンし支点支持に変更		○	○						
6 P2橋脚付近の床版撤去		○		○					
7 P2橋脚付近の床版打ち換え		○	○						
8 活荷重が作用する状況		○	○	○					

て設置し、追加する対傾構と併せて既設部材と接合させた。それらの補修施工後に上部構造をジャッキダウンさせ、高さの擦り付けがなされた下部構造の橋座部に設置された支承と接合させ、最後に(2)に示した床版の打ち換えやひび割れ補修等を行うこととした。

#### (4) P1-P2 径間の J9-J10 間断面における追加桁の設計と既設桁の照査

##### a) 不確実な条件に対する設計での考え方

(2)で補修方法を示した各断面のうち、特に座屈した主桁を意図的に残置したまま当該断面内に新たに桁や対傾構を追加設置する方策を選定した P1-P2 径間の J9-J10 間においては、新設の部材の設計時にはない不確実な初期条件が残ることとなる。同断面において 3.3 で述べた方針に基づいて追加桁の設計と既設桁の照査を行うにあたり、不確実性が残る具体の事項としては、損傷した G1 の剛性や残存耐荷力の評価、5 径間連続曲線構造である上部構造をジャッキアップやジャッキダウンする施工プロセスにおいて各部材に生じる応力の評価が挙げられる。

G1 の剛性や残存耐荷力の不確実性については、補修設計で想定する幾つかの状況に対して各部材に生じる応力の解析を行う際に、次のような配慮を行った。すなわち、被災直後の状況（死荷重のみが作用している状況）に対しては G1 の全断面が被災前と同じく抵抗断面として寄与し得ると考える一方で、その後の状況（死荷重に加えて別の荷重が作用する状況）に対しては G1 のうち下フランジとウェブの

断面については抵抗断面として考慮しないモデルにより評価することとした。これは、被災後に死荷重のみが作用している状況において、G1 は損傷しているものの変形は進行せずに静止しており、力学的には釣り合った状態を保っていることから、死荷重のみに対しては G1 が全断面で有効に抵抗に寄与しているとみなせると考えたためである。

補修工事に伴う施工時荷重が作用した際の各部材の応力の不確実性に対しては、その応力の照査に用いた許容値を設定するにあたって、施工時荷重に対して用いる値ではなく活荷重を作用させる状況に対して用いる値を適用する（すなわち許容値を小さくする）という配慮をした。これは、既設桁に残留応力が生じていることが想定される一方で、それを定量的に精度よく推定することも難しいことから、部材の照査において安全率を高めておく配慮をしたものである。また、復旧後の構造系に活荷重が作用する状況においても、当該断面を構成している部材には不確実な応力が残留していることが想定される。これに対しては既設の横桁に加え対傾構を追加設置することにより、万が一損傷している既設主桁のいずれかが塑性化したとしても他の主桁と協働して上部構造全体として耐荷性能が確保されるように配慮した。

##### b) 施工過程に応じた構造解析

a)に示した考え方の下、追加桁を含む上部構造の各部材の照査を立体格子解析により行った。照査で着目するステップ（荷重の作用状況）と解析条件を表-3.2 に示す。

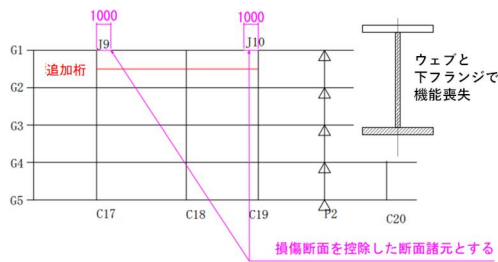


図-3.12 立体格子解析モデルでのG1桁損傷部の扱い

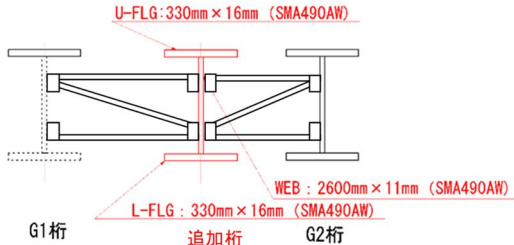


図-3.13 追加桁の諸元

ステップ1は被災直後に相当する状況であり、載荷荷重として死荷重に加えて地震による各支点の沈下を強制変位により与えている。ステップ2～7は復旧施工の進捗に伴って構造条件が変化していく状況、ステップ8は復旧後の構造系に活荷重が載荷される状況をそれぞれ示している。a)に示した考えに基づき、損傷したG1の下フランジ及びウェブはステップ1でのみ抵抗断面として考慮した。すなわち、ステップ2以降の立体格子解析では、図-3.12に示すように、J9及びJ10付近においてそれぞれ橋軸方向に1,000mmの範囲で下フランジとウェブを抵抗断面として機能しないようにモデル化した。

このような手法により各部材に生じる応力を求め、その値が許容値を超えないように追加桁の断面設計を行った。図-3.13に最終的に決定した追加桁の断面諸元を示す。なお、立体格子解析で考慮した対傾構等の主桁間の横つなぎ材についても、解析条件と適合するように設計した。

(5) 施工時荷重を活用した補修設計の検証

a) 施工時荷重を活用した補修設計の検証計画

(4) a)で示したとおり、補修設計にあたっては幾つかの不確実性を合理的な範囲で安全側の配慮となるよう見込んでいる。その配慮の妥当性を確認するため、着目している上部構造断面に対して外力を付与する試験を行うことを検討した。ジャッキダウンが完了し床版が撤去された後(表-3.2のステップ6)にウェイトを載荷する方法や復旧後(ステップ7)に荷重車を載荷する方法も検討したが、追加桁や既設桁の応力のより大きな変化を確認することができるのは当該断面で床版を一部撤去した状態で上部構造をジャッキダウンするタイミング(ステップ5)であることがわかった。そこで、その機会を活用してジャッキダウン前後における上部構造の各部材に生じる応力の変化を計測し、その変化の度合いを解析値と比較することにより、設計での配慮の妥当性を確認する計画とした。

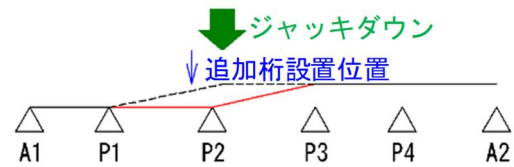
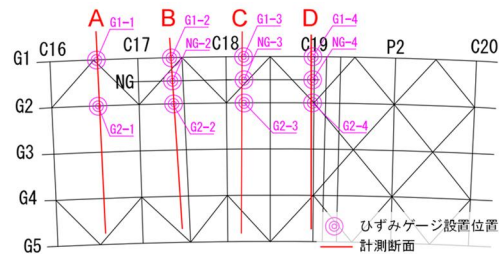
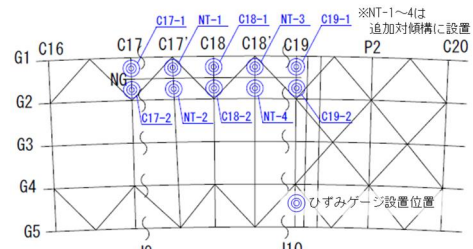


図-3.14 支点毎のジャッキダウン (P2支点ジャッキダウン時)



(a) 主桁(下フランジ)



(b) 横つなぎ材

(横桁(下フランジ), 追加対傾構(下弦材))

図-3.15 ひずみゲージの設置位置

を確認する計画とした。

ここで、解析値としては、設計に採用したG1の損傷部を抵抗断面として考慮しない条件の下で算出される値に加え、G1の損傷部も抵抗断面として考慮する場合の条件での値も算出した。これは、G1の損傷部は作用する荷重が小さい範囲では実際にはある程度抵抗することが想定されることから、このような幅をもたせて検証するのがよいと考えたためである。

b) ジャッキダウンと桁の応力変化の計測方法

上部構造のジャッキダウンは全支点で同時に施工するのではなく、A1側から順番に支点毎に70mmずつ実施した(図-3.14)。すなわち、A1に続きP1の支点をジャッキダウンすると、隣接するP2支点付近の断面には負の曲げモーメントが生じ、主桁の下フランジにはその作用に対してひずみが発生する。ここではそのひずみを計測して応力変化を把握する計画とし、図-3.15(a)に示す位置で主桁の軸方向にひずみゲージを設置した。また、主桁間の力の流れを把握するため、主桁に接続されている横つなぎ材(横桁と追加対傾構)にも、図-3.15(b)に示す位置で部材軸方向にひずみゲージを設置した。

c) 桁の応力変化と補修設計における配慮の妥当性

補修設計の検証にあたっては、(4) b)で述べた立体格子解析によりG1の損傷部を抵抗断面として考慮するかしないかの違いが解析結果に及ぼす影響を分析した上で、その解析値とジャッキダウン時にお

ける計測値の比較に基づいて考察を行う。

まず、各支点上で上部構造をジャッキダウンさせた前後における追加桁（C断面）の下フランジの軸方向の応力変化について、G1の損傷部を抵抗断面として考慮する場合と考慮しない場合で解析結果を比較した。その結果を図-3.16に示す。図中には、後述する補修設計の配慮の妥当性の検証の観点から計測値との比較も併せて示している。ここで、応力変化の評価にあたっては、ジャッキダウン時に計測されたひずみの値に設計当初の弾性係数を乗じて算出した値をプロットしている。図-3.16より、例えばP1の支点をジャッキダウンすることによって、損傷部を抵抗断面として考慮する場合も考慮しない場合もともに圧縮側への応力変化が生じている。これはP2支点断面付近に負の曲げモーメントが作用したことに対する応答である。次に、P2の支点をジャッキダウンすると、この断面付近に作用していた負の曲げモーメントが緩和するため、応力変化としては引張側となって表れており、P1の支点をジャッキダウンした時に生じた圧縮応力が概ねゼロに戻る挙動となっていることが確認できる。ここで、2ケースの解析値の相対差に着目すると、G1の損傷部を抵抗断面として考慮しない場合の方が応力変化の度合いが小さくなっている。これは、追加桁はG1、G2と異なり下部構造の位置で支点として支持されておらず、ジャッキダウンに伴う応力変化はG1、G2から横つなぎ材を介して伝わる力が変化することで生じるためと考えられる。

そこで、横つなぎ材を介した主桁間の力の流れを確認するため、P2の支点をジャッキダウンする前後に着目し、G1、追加桁及びG2の軸方向の応力変化と、追加桁に接続されている横つなぎ材の軸方向の応力変化について、2ケースの解析結果を比較してみた。その結果を図-3.17、図-3.18に示す。な

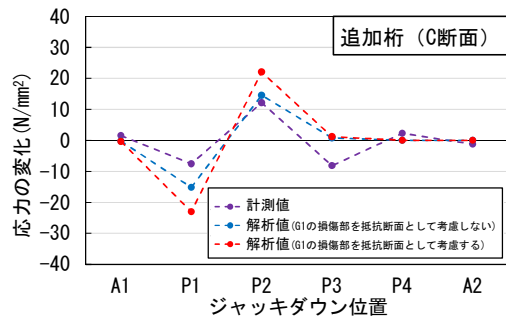


図-3.16 各支上のジャッキダウン前後の追加桁（C断面）の軸方向応力変化

お、これらの図中にも P2 の支点をジャッキダウンした時の計測値を併せて示している。

図-3.17(a)から、損傷部を抵抗断面として考慮しない場合はG1のいずれの断面位置においてもほとんど応力変化が生じていない一方、損傷部を抵抗断面として考慮する場合はいずれの断面においても応力変化が生じている。これに対して、図-3.17(c)に示すG2では、損傷部を抵抗断面として考慮しない場合には、追加桁の端部側となるA断面及びD断面において損傷部を抵抗断面として考慮する場合よりも大きな応力変化が生じていることがわかる。そして、図-3.17(b)に示す追加桁の各断面位置に生じている応力変化を見てみると、2ケースの解析値とも追加桁の中央に近いC断面で応力変化が大きくなる傾向は同様であるが、損傷部を抵抗断面として考慮しない場合の方が応力変化の度合いが小さいことがわかる。

そこで、このような解析結果となるメカニズムを考察するため、追加桁に接続されている横つなぎ材の応力変化に着目した。すると、図-3.18(a)に示すように、損傷部を抵抗断面として考慮しない場合に

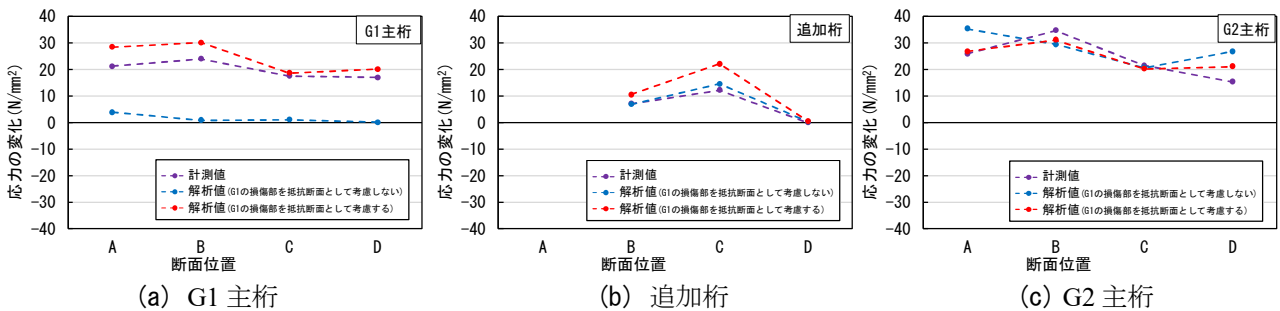


図-3.17 主桁の部材別の軸方向応力変化（P2橋脚上の支点ジャッキダウン前後）

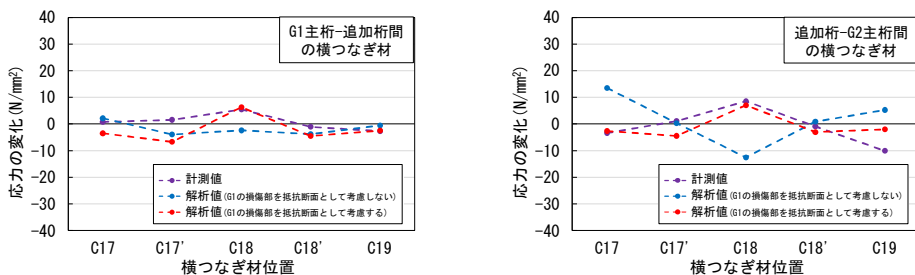


図-3.18 横つなぎ材の部材別の軸方向応力変化（P2橋脚上の支点ジャッキダウン前後）

は G1-追加桁間の横つなぎ材には解析上ほとんど応力変化が生じていないことがわかる。図-3.17(a)に示したとおり、損傷部を抵抗断面として考慮しない場合は G1 にほとんど応力変化が生じないため、その結果として G1-追加桁間の横つなぎ材を介して追加桁に伝わる力にも変化が生じていないと考えられる。一方、図-3.18(b)に示すとおり追加桁-G2 間の横つなぎ材には応力変化が生じている。また、各断面に生じている応力変化は、追加桁の端部となる C17, C19 の断面で大きく、損傷部を抵抗断面として考慮する場合とは正負逆の傾向となっている。これは、G2 には追加桁の端部側となる断面において相対的に大きな応力変化が生じる評価結果となっていたこと(図-3.17(c))と併せて考えると、損傷部を抵抗断面として考慮しない場合には、図-3.17(b)に示される追加桁の応力変化のほとんどは G2 から横つなぎ材を介して伝達される力の変化により生じた結果であると解釈される。

損傷部を抵抗断面として考慮する場合は、図-3.17(a), (c)に示したとおり G1 と G2 にも同様な傾向の応力変化が生じている。また、図-3.18(a)と(b)の比較からもわかるように、G1-追加桁間の横つなぎ材と追加桁-G2 間の横つなぎ材にも同等な応力変化が生じている。すなわち、損傷部を抵抗断面として考慮する場合は、追加桁の応力変化は、G1 と G2 の両方から横つなぎ材を介して伝達される力の変化により生じている。

このように、損傷部の評価を変えた 2 ケースの解析結果の比較考察を踏まえると、G1 の損傷部を抵抗断面として考慮できるかどうかは、横つなぎ材を介して追加桁に伝達される応力の度合いに影響を与える。G1 の損傷部を抵抗断面として考慮できないと仮定すると、図-3.16 に示したように追加桁に生じる応力変化は小さくなる影響が生じているが、これは G1 側から横つなぎ材を介して追加桁に伝わる力の変化が小さくなることによって生じていると考えられる。

次に、解析値と計測値の比較に着目する。図-3.16 に示した各支点のジャッキダウン時における応力変化の計測値を見ると、2 ケースの解析値とその傾向が同様であることがわかる。また、図-3.17 のうち、損傷部を抵抗断面として考慮する場合としない場合で解析値が大きく異なっている G1 に着目すると、計測値は 2 ケースの解析値の幅の中にあり、損傷部も抵抗断面として考慮する場合の解析値に近いことがわかる。仮に実際には弾性係数が設計当初の値と異なっていたとしても、計測値と 2 ケースの解析値の大小関係は変化せず、計測値は 2 ケースの解析値の幅の中にあることとなる。このことより、支点のジャッキダウンに伴う応力変化の範囲では、結果的に G1 の損傷部の殆どが抵抗断面として寄与していると考えられる。追加桁と G2 についても、計測値と 2 ケースの解析値の傾向は同様であることがわかる。さらに、損傷部を抵抗断面として考慮するかしないかが解析結果に及ぼす影響の大きい追加

桁-G2 間の横つなぎ材に着目すると、図-3.18(b)のとおり、計測値は損傷部を抵抗断面として考慮する場合の解析値の方に近い挙動となっている。G1-追加桁間の横つなぎ材についても、計測値は追加桁-G2 間の横つなぎ材の計測値と同様な挙動である。

以上の考察を総合し、追加桁は既設主桁や横つなぎ材と連携して抵抗する機能を発揮していること、また補修設計では G1 の一部断面の抵抗を考慮しない条件で追加桁の設計を行ったが、それは安全側の配慮となっていることを確認することができる。

### 3.4.2 下部構造の復旧対策と設計上の配慮

#### (1) 橋脚の構造と損傷状態に応じた補修方法の選定

著しいひび割れが発生した P2 橋脚は、3.2(2)に示したとおり断面変化部近傍の中空部のひび割れが貫通に至っていることが推定されたことから、せん断抵抗機能を補完するための補修が必要と判断した。これに加え、P2 橋脚は基部付近の充実部にも著しいひび割れが発生していたことから、曲げ抵抗機能を補完するための補修も必要と判断した。

また、P2 橋脚の杭基礎は 3.2(2)に示したとおり全てにせん断破壊が生じていることが推測されたことから、水平抵抗は期待できないものとして扱うこととし、水平抵抗機能を補完するための補修を行うこととした。一方、被災後に死荷重のみが作用している状況において、P2 橋脚は沈下せずに静止しており、力学的には釣り合った状態を保っていることから、死荷重のみに対する鉛直抵抗は期待できる状態にあると推測した。

P3 橋脚、P4 橋脚は、中空断面を有する橋脚のひび割れが貫通に至っておらず耐荷力の低下が懸念される程の損傷ではないと考えた。また、3.2(2)に示したボアホールカメラによる調査結果から、両橋脚とも杭基礎の耐荷力は確保されている状態にあると評価した。これらのことから、P3 橋脚、P4 橋脚には躯体のひび割れ補修のみを行うこととした。

#### (2) P2 橋脚の補修方法の選定

##### a) 躯体

断面変化部近傍の中空部のひび割れにより低下したと推測されるせん断抵抗機能を補完するため、また、基部付近の充実部のひび割れにより低下したと推測される曲げ抵抗機能を補完するため、橋脚の外周を RC 巻立てにより補修することとした。このとき、補修設計上は、既設橋脚に配置されている軸方向鉄筋の耐荷力には期待しないこととした。さらに、P2 橋脚の塑性変形能をより確実に確保するため、塑性ヒンジ長  $L_p$  の 4 倍の区間の中空断面内部にコンクリートを充填することとした。これは、平成 24 年以降の道路橋示方書において、既往の研究<sup>7)</sup>を踏まえ、中空断面を有する RC 橋脚においては塑性領域及びその影響を受ける範囲の部材断面は充実断面とする方法が規定されるとともに、その具体の範

囲は塑性ヒンジ長  $L_p$  の 4 倍の区間に相当する領域とすることが示されていることに倣ったものである。以上の補修に先立ち、ひび割れ補修も行った。

#### b) 杭基礎

P2 橋脚の杭基礎には、水平抵抗機能を補完するための補修を行うこととした。補修は、躯体を撤去することなく施工可能であること、支持力評価法が確立されていることを鑑み、既設杭基礎と同じ場所打ち杭による増杭により行うこととした。

設計においては、(1)で示したとおり既設杭基礎は既設部分の死荷重に対する鉛直抵抗は期待できる状態にあると評価したものの、既設杭基礎の損傷状態には不確実性があることも鑑み、P2 橋脚の耐荷力の信頼性をより高めるため、増杭のみで水平力と鉛直力の両方を負担できるように設計した。なお、中空断面の内部にコンクリートを充填したことや橋脚の外周に RC 巻立てをしたことによる重量増も考慮して設計した。既設フーチングと増杭に伴う増設フーチングの接合部は、確実に曲げモーメントとせん断力の伝達ができるよう、一体化を図った。既設フーチング側面においては、既設コンクリートをはり既設フーチング下面鉄筋を露出させた上で、適切な品質管理の下、エンクローズ溶接によって既設鉄筋と新設鉄筋を接合した。既設フーチング上面においては、既設コンクリートに削孔した上で、15d (d は鉄筋径) 以上の埋込み深さが確保されるよう新設鉄筋を差し筋した。このとき、コンクリートと新設鉄筋の間隙は樹脂アンカーを注入して充填した。

### 3.4.3 上下部接続部の復旧対策と設計上の配慮

#### (1) 下部構造の耐荷力の信頼性を考慮した支承構造の設計

RC 巻立てや増杭を行い補修で追加する構造で耐荷力を確保する P2 橋脚と、ひび割れ補修のみを行い既設部材のみで耐荷力を確保する P3 橋脚、P4 橋脚では、補修を行った橋脚の中での耐荷力の信頼性は P2 橋脚の方がより高いと考えられる。そこで、橋全体としての耐荷性能をより確実に確保するための配慮として、P2 橋脚に、建設当初と比較して P3 橋脚、P4 橋脚よりも地震時水平力を相対的に大きく負担させることとした。

#### (2) 支承構造の条件設定の検討

支承構造の選定と補修設計においては、橋脚間の地震時水平力の負担バランスを比較するため、橋全体系の動的解析を行った。動的解析には 3 次元骨組モデルを用いた。橋脚の曲げモーメント-曲率関係の非線形履歴特性は Takeda モデルでモデル化した。上部構造は線形モデル、支承及び基礎は線形バネ要素でモデル化した。地震動には平成 24 年道路橋示方書<sup>8)</sup>に示される地盤種別 II 種のレベル 2 地震動を用いた。

表-3.3 各ケースの支持条件

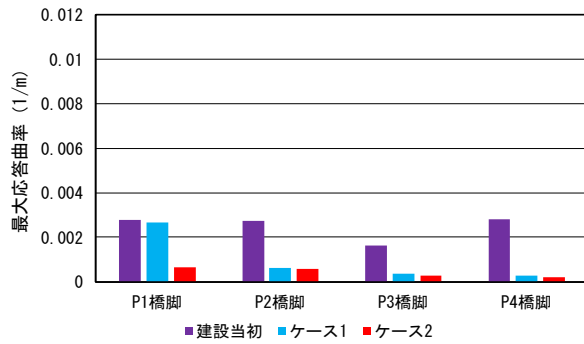
		A1 橋台	P1 橋脚	P2 橋脚	P3 橋脚	P4 橋脚	A2 橋台
建設 当初	橋軸方向	弾性	弾性	弾性	弾性	弾性	弾性
	橋軸直角方向	(8,440)	(14,080)	(24,850)	(24,850)	(15,090)	(10,420)
ケース 1	橋軸方向	可動	弾性	弾性	弾性	弾性	可動
	橋軸直角方向	固定	(38,684)	(38,684)	(15,040)	(15,000)	固定
ケース 2	橋軸方向	可動	免震	免震	免震	免震	可動
	橋軸直角方向	固定					固定

※弾性の括弧内に示す値はゴム支承の剛性 (kN/m) を表す

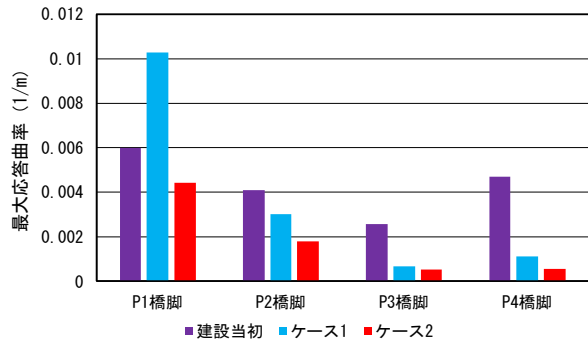
検討した支持条件のケースを表-3.3 に示す。建設当初の本橋は、図-3.1 に示したとおり全ての下部構造に水平力分散型ゴム支承が用いられており、表-3.3 に示す弾性支持の条件となっていた。

P2 橋脚の位置で橋軸方向となる方向に地震動を入力したときの動的解析により算出された各橋脚の最大応答曲率を図-3.19 に示す。紫色で示した建設当初の条件における各橋脚間の応答特性を踏まえ、P2 橋脚に P3 橋脚、P4 橋脚よりも地震時水平力を相対的に大きく負担させることができるよう、表-3.3 に示すケース 1 の支承構造を検討した。すなわち、橋脚に設置する水平力分散型ゴム支承の条件について、P2 橋脚の支承の剛性を高め、P3 橋脚、P4 橋脚は逆に剛性を小さく設定したケースである。このとき、P1 橋脚は P2 橋脚～P4 橋脚と比較して橋脚高が低く相対的に剛性が大きいことから、ゴム支承の変形量が大きくなりやすくなる。このため、P1 橋脚の支承の剛性も高める設定とした。一方橋台には、橋軸方向に可動、橋軸直角方向には固定の支承構造を用いる条件とした。橋軸方向に可動の支承構造を用いる条件としたのは、高橋脚を有する本橋においては、橋台に設置したゴム支承の地震時の橋軸方向への変形量が相対的に大きくなりやすくなることを踏まえ、仮に橋軸方向に大きな変形が生じて、橋軸直角方向の固定機能を巻き添えにして上部構造が鉛直軸まわりに回転するようなことにはなりにくくするように配慮したものである。なお、橋台のゴム支承の剛性を高める案も検討したものの、橋台基礎の補強が必要となることがわかったため、本検討から除外した。動的解析における補修後の P2 橋脚のモデル化にあたっては、中空断面の内部にコンクリートを充填したことや橋脚の外周に RC 巻立てをしたことに伴う重量増を考慮する一方、3.4.2(2)に示した補修設計上の考え方と同様に、既設橋脚に配置されている軸方向鉄筋を考慮しないこととした。また、P2 橋脚の杭基礎のモデル化にあたっては、3.4.2(2)に示した補修設計上の考え方と同様に、既設杭基礎を考慮しないこととした。

ケース 1 の条件における動的解析の結果を図-3.19 中に青色で示す。タイプ I 地震動とタイプ II 地震動のいずれを入力した場合も、P2 橋脚、P3 橋脚、P4 橋脚の最大応答曲率が建設当初のケースと比較して低下するとともに、P2 橋脚の負担が P3 橋脚、P4 橋脚よりも相対的に大きくなっていることが確

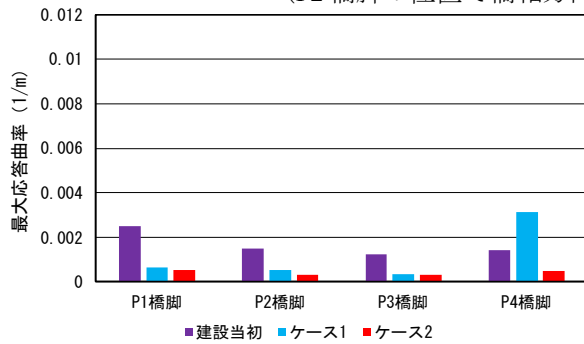


(a) タイプ I

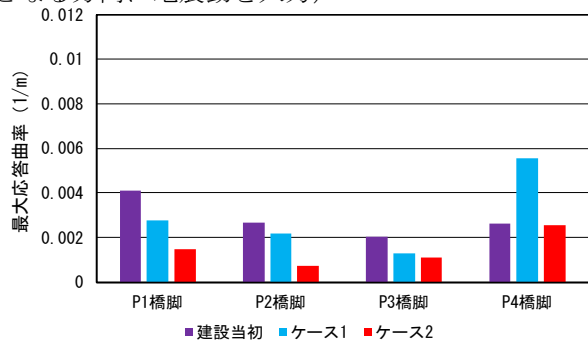


(b) タイプ II

図-3.19 レベル2地震動による橋脚最大応答曲率の比較  
(P2橋脚の位置で橋軸方向となる方向に地震動を入力)



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図-3.20 レベル2地震動による橋脚最大応答曲率の比較  
(P2橋脚の位置で橋軸直角方向となる方向に地震動を入力)

認できる。一方、タイプII地震動を入力した場合、P1橋脚の最大応答曲率が建設当初のケースと比較して大幅に上昇する結果となった。これは、A1橋台の橋軸方向の支持条件を可動に変更したことに伴い、ゴム支承の剛性が相対的に大きく、かつ、P2橋脚～P4橋脚と比較して橋脚高が低いことから相対的に剛性が大きいP1橋脚に水平力が集中したためと考えられる。3.2(2)に示したとおり、P1橋脚には被害は生じていなかったものの、建設当初の設計条件よりも地震時水平力を大幅に上昇させるのは避けるのがよいと考えた。そこで、次に橋脚の支承を免震支承に変更したケース2を検討した。ケース2の動的解析にあたっては、免震支承はバイリニア型の非線形履歴モデルでモデル化した。

ケース2の条件における動的解析の結果を図-3.19中に赤色で示す。P2橋脚、P3橋脚、P4橋脚の最大応答曲率がケース1よりもさらに低下するとともに、P1橋脚の最大応答曲率も建設当初のケースの値よりも低下させることができた。また、橋軸直角方向についても各橋脚の最大応答曲率は低下することを確認した(図-3.20)。

以上の結果から、P2橋脚にP3橋脚、P4橋脚よりも地震時水平力を相対的に大きく負担させつつ、P1橋脚の負担も建設当初のケースと比較して大幅に上昇しないケース2の支承構造を採用することとした。

なお、A1橋台、A2橋台には中間プレートにすべ

り板を用いた鋼製の支承板支承を用いることとし、橋軸直角方向の固定機能を確保するためサイドブロックを設置した構造とした。すべり型ゴム支承を用いることも検討したものの、すべり型ゴム支承を採用した場合、実際には摩擦抵抗に加えゴム支承のせん断剛性により橋台に地震時水平力が伝達されることとなる。このことを考慮し、実際の挙動と解析上のモデル化の乖離を小さくし、各下部構造に分配される地震時水平力が設計の考え方とより整合するようにするための配慮として、鋼製の支承板支承を用いることとした。

#### 参考文献 (3章)

- 1) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第967号，2017。
- 2) 国土地理院：2万5千分1活断層図
- 3) 大住道生，星隈順一：熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析，第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.121-128，2017。
- 4) 国土技術政策総合研究所，日本橋梁建設協会：塑性変形した鋼橋の部材矯正に用いる熱間加工に関する研究，国総研資料第1108号，2020。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼

- 橋・鋼部材編, 2017.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, 2017.
  - 7) 八ツ元仁, 塚淳一, 星隈順一：高軸力を受ける高軸方向鉄筋比の中空断面 RC 橋脚の正負交番繰返し荷重下における破壊特性, 土木学会  
論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.2, pp.139-152, 2013.
  - 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.



## 4. 桑鶴大橋の復旧対策技術

### 4.1 桑鶴大橋の概要

桑鶴大橋は、橋長 160m の 2 径間連続鋼斜張橋である。本橋の諸元を表-4.1 に、橋梁一般図を図-4.1 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<sup>1)</sup>。さらに、主塔が X 型となっていること、及び 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ことから、地震時には主塔には三次元的に複雑な力が生じる構造となっている。なお、本橋では、供用開始後の平成 22 年度に、A1 橋台、P1 橋脚、A2 橋台に変位制限構造の設置、A1 橋台に落橋防止構造の設置等の耐震補強が行われている。

### 4.2 被災状況

#### (1) ケーブル、主桁及び上下部接続部の被災

A2 橋台上では、主桁と下部構造の唯一の固定支承であった支承の破壊に伴い上下部構造が分離した。この支承は、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ことから、支承の破壊に伴い主桁端部が約 60cm 浮き上がった。また、浮き上がりとともに、主桁全体が曲線外側へ約 90cm 移動した(写真-4.1(a)(b)(c))。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

表-4.1 桑鶴大橋の諸元

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	1998 年 (平成 10 年)
適用基準	平成 5 年道路橋示方書
管理者	熊本県

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、支点部付近の主桁側にも面外変形が発生していた(写真-4.1(d))。P1 橋脚上では、主桁のウェブや下フランジの局所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-4.1(e))、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。しかし、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な状態であった。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、上段 1、2 段目のケーブル張力が抜け、これに伴って 3、4 段目のケーブルには当初よりも大きな張力が作用する状態となるとともに、上部構造が橋軸直角方向にも移動したことによって生じたものと考えられる。ここで、下段 3、4 段目のケーブルの降伏強度はそれ

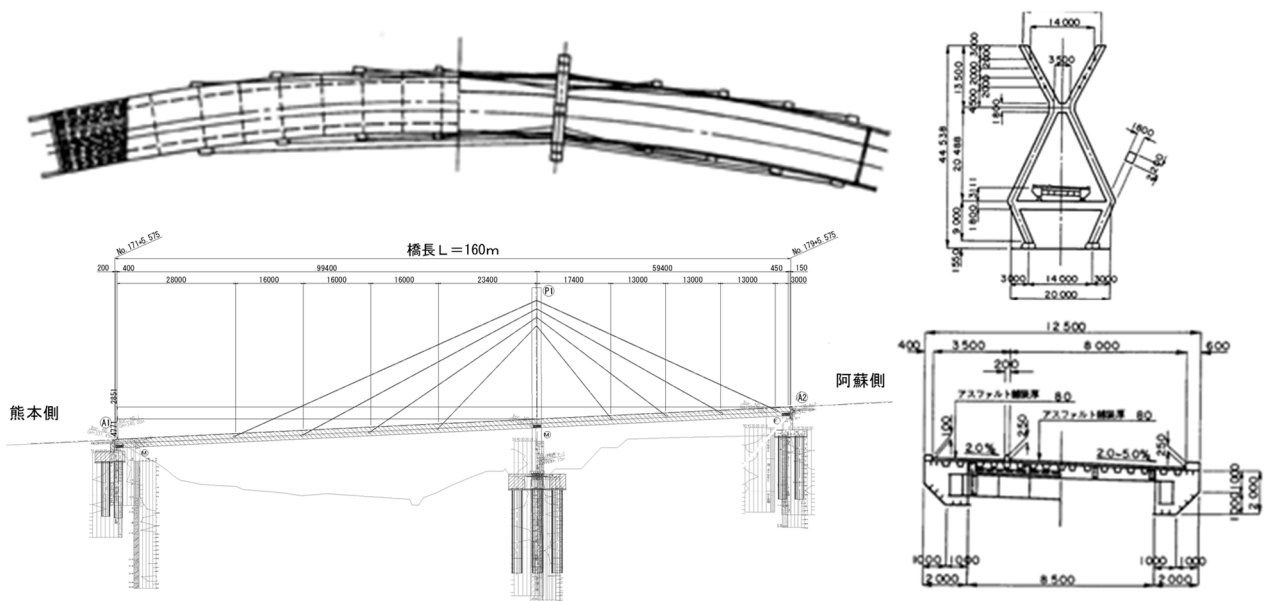


図-4.1 桑鶴大橋 橋梁一般図

(単位: mm)

ぞれ 8,349kN, 5,402kN であり、仮に塑性化しているとすればこれらの降伏強度を超える張力が残留していることとなる。しかし、4.4(2)で後述するようにケーブルに人力で振動を与えてケーブルの固有振動数を計測し、後述する建設当初に求められていた張力と固有振動数の関係式から張力を推定した結果、下段3段目のケーブル張力は谷側で1,594kN、山側で1,093kNであった。また、下段4段目のケーブル張力は谷側で2,229kN、山側で959kNであった。これらのことから、下段3,4段目のケーブルはいずれも弾性挙動の範囲内にあると判断した。

## (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。

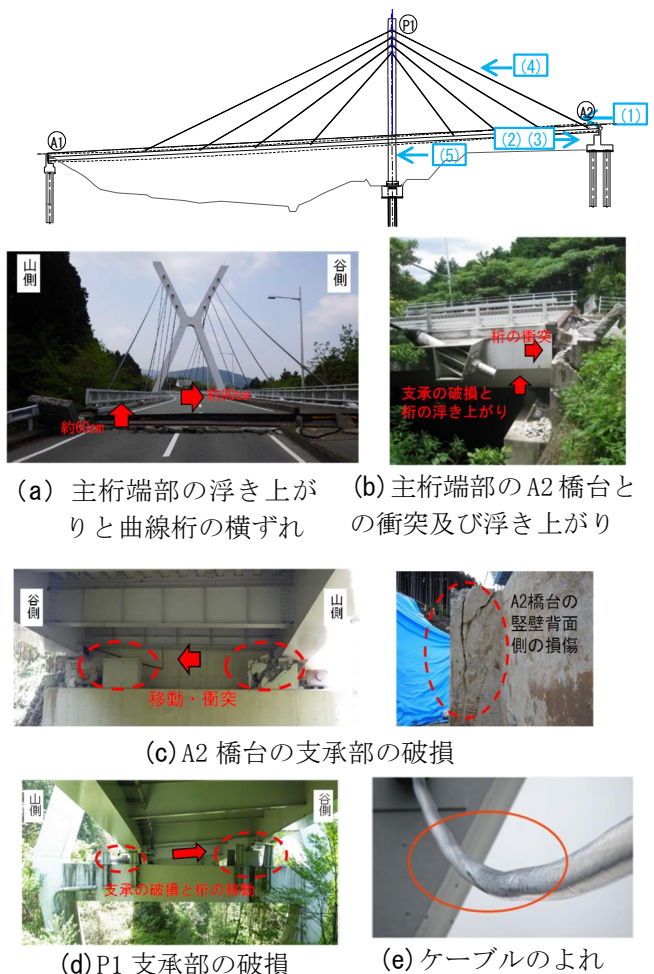
P1橋脚基礎の健全性を確認するために、高周波衝撃弾性波探査及びボアホールカメラによる基礎の損傷調査を実施した。高周波衝撃弾性波探査の結果、中央杭、山側杭で杭に部分的なひび割れなどが生じている可能性がある判断された。ボアホールカメラによる調査を谷側杭、山側杭で実施した結果、谷側杭では最大ひび割れ幅25mm、山側杭では最大ひび割れ幅45mmが確認された。

## (3) 橋台の被災

A1橋台では落橋防止構造が破損し、落橋防止構造から伝達された力によりパラペットが破損していた。A1橋台周辺ではブロック積みの擁壁の沈下、橋台とブロック積みの擁壁の間に隙間が確認されたが、擁壁本体には損傷はなかった。

A2橋台では、パラペットの損傷と併せて変位制限構造である山側のRC壁が破損した。さらに、橋台前面の盛土地盤に亀裂が生じていた。

A1橋台基礎、A2橋台基礎の健全性を確認するために、高周波衝撃弾性波探査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。高周波衝撃弾性波探査の結果、A1橋台谷側杭、A2橋台谷側杭、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判断された。A2橋台谷側杭、山側杭でボアホールカメラによる調査を実施した結果、山側杭で微細なひび割れが確認された。



(a) 主桁端部の浮き上がり  
と曲線桁の横ずれ  
(b) 主桁端部のA2橋台との衝突及び浮き上がり

(c) A2橋台の支承部の破損

(d) P1 支承部の破損

(e) ケーブルのよれ

写真-4.1 主な被災状況

## 4.3 復旧の方針と対策技術

### (1) 復旧の方針

桑鶴大橋の復旧工事の概要を図-4.2に示す。

4.2(1)に示したとおり、上段1,2段目の主ケーブルにはよれが生じていたことから、素線に破断などの何らかの変状が発生している可能性が否定できなかった。このため、(2)で後述するように上段1,2段目のケーブルは取替えることとした。また、同じく(2)で後述するように、支点から脱落していた主桁を元の位置に戻すこととした。破壊、損傷した支承はいずれも交換することとした。特にA2支承部は、(3)で後述する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に見直すこととした。

主桁の損傷部位のうち、パラペットとの衝突による損傷が見られたA2側端部については、応力が残留していないと想定されることから、変形した端部の部位を切除し、新たに製作したものを接合することにより復旧した。一方、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P1橋脚上は

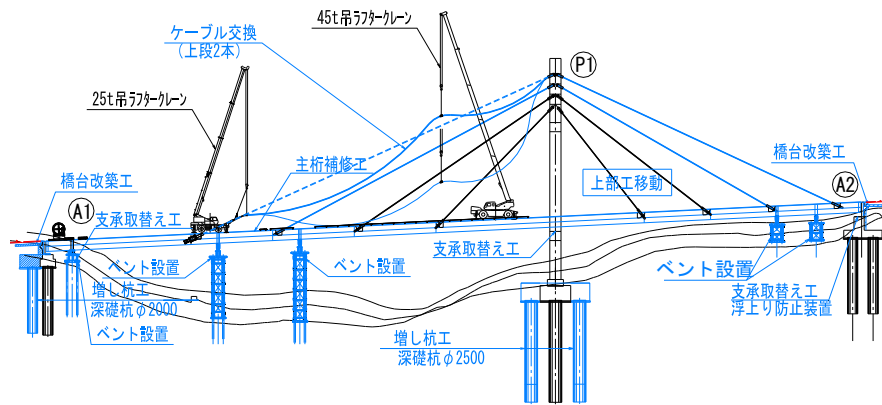


図-4.2 復旧工事の概要

ケーブルプレストレスによる最大の軸方向圧縮力が発生している部位である。ウェブや下フランジの局所的な面外変形や主桁内補強リブの破断によりこの圧縮応力に対する抵抗機能や補剛材としての機能が低下していると考えられる。そこで、予めバイパス材、トラス補強材を設置した上で、当該部位を部分的に切除し、新たに製作したものと交換した。

P1 橋脚の深礎杭は、高周波衝撃弾性波探査とボアホールカメラによる調査の結果等から、終局状態を超える回転量が生じている状態であると判断したこと、また元々、本橋脚の基礎は、橋軸方向に杭を単列配置した構造であり、橋脚が水平方向や回転方向に挙動した場合の抵抗が小さいこと等も考慮し、増し杭による補強対策を実施することとした。増し杭は、被災した既設の基礎に発生していた死荷重による鉛直荷重以外は全て新設の杭で負担できるように設計した。増し杭の杭長は既設杭と同じである。(2)で後述する主桁及びケーブルを元の形状に復旧した後にフーチング拡幅部を施工し、既設基礎を増し杭と一体化した。なお、A1 橋台の深礎杭も同様に増し杭による補強対策を実施することとした。

## (2) ケーブル及び主桁の復旧

### a) 被災後の応力状態を考慮した復旧方法

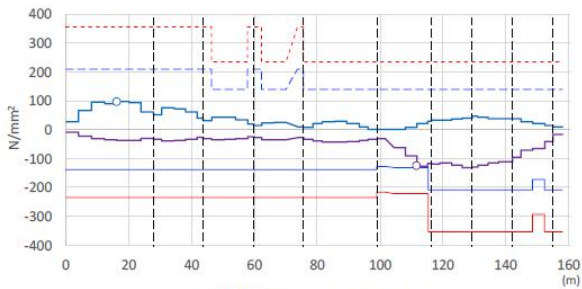
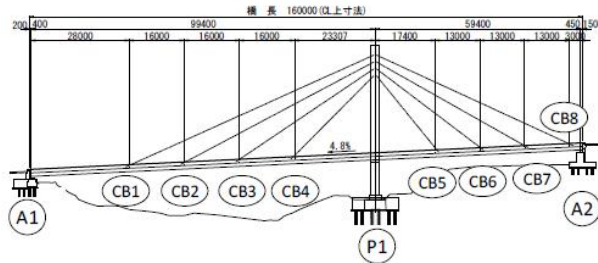
ケーブルを取替えて再緊張し、主桁を元の位置に移動する方法を決めるには、被災後の応力状態が弾性域内にあるか塑性域に達しているかを見極め、復旧の際の支点部の応力解放により主桁や主塔の変形が元に戻るか否かを事前に把握する必要がある。そこで、まず被災後の形状や応力状態を解析モデル上で再現することとした。解析モデルには3次元骨組みモデルを用いることとし、主桁と主塔をファイバー要素、ケーブルをケーブル要素、支承を線形ばね要素でそれぞれモデル化した。また、主塔の基部の境界条件は固定とした。(1)に示したとおり、P1 橋脚の深礎杭には結局状態を超える回転量が生じ剛性が低下した状態であることが推定され、このことを考慮して基礎のばねを設定したモデル化をすることが考えられる。しかし、基礎の損傷状態は直接確認

できないため剛性低下の程度を定量的に推測しても大きな不確実性が残ること、また、今回の解析の主眼は b) 及び c) に示す施工ステップの進展に伴う主桁、主塔の応力や主桁の形状（キャンバー）、主塔の傾斜等の変化の傾向の推定であることに鑑み、徒に複雑な解析モデルとはせず基部の境界条件は固定として単純化してモデル化することとした。

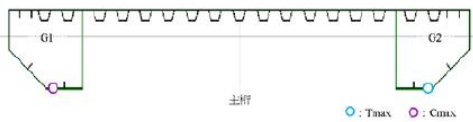
まず、被災後の形状や応力状態を再現するため、表-4.2 に示す支持条件で、死荷重とプレストレス力が作用する状況において建設当初の主桁と主塔の曲げモーメント・軸力分布、ケーブル張力、支点反力を再現した、建設当初の完成系モデルを作成した。その上で、破壊した A2 橋台上の支承と P1 橋脚上の支承の支持条件を拘束なしとするとともに、主塔の傾斜（基部回転）と A1 橋台の移動の被災後の計測値を反映し、ケーブル張力を変化させてケーブル張力、主桁の形状（キャンバー）、主塔の形状を被災後の計測値と一致するようにすることで、被災後の応力状態を再現した。被災前（建設当初）と被災後の応力状態の推定値をそれぞれ図-4.3(a)と図-4.3(b)に示す。図-4.3 は、各断面内における引張応力度、圧縮応力度の最大値に着目しており、これらを凡例に示す(3)、(7)の線で示している。このため、各断面における着目部位は異なっている。そして、これら各断面における基準降伏点、許容軸方向引張応力度、局部座屈に対する基準耐荷力、局部座屈に対する許容応力度をそれぞれ凡例に示す(1)、(2)、(5)、(6)の線で併記している。なお、図-4.3 には、引張応力度、圧縮応力度の最大値とそれぞれの許容応力度の比率が最大となった断面における該当位置も併せて示している。図-4.3(b)に示すように、被災後は主桁に一部許容応力度を超過し降伏応力度に逼迫する引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る。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 桁端部を下方向に引き下

表-4.2 支持条件 (建設当時の再現)

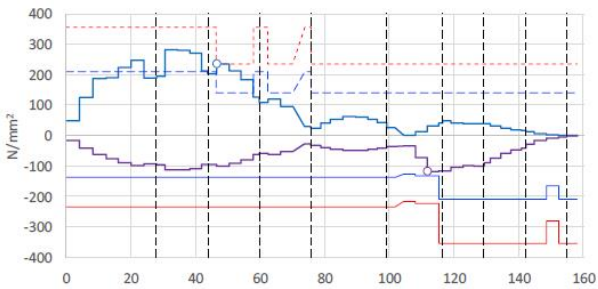
部位	変位			回転		
	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直回り
支承	A1橋台	自由	固定	固定	自由	自由
	P1橋脚	自由	固定	固定	自由	自由
	A2橋台	固定	固定	固定	自由	自由



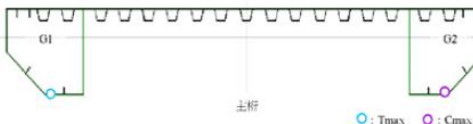
--- (1) 基準降伏点    - - - (2) 許容軸方向引張応力度    — (3) 引張応力度の断面内最大値    ○ (4) (3)/(2)の最大値  
 — (5) 局部座屈に対する基準耐力    — (6) 局部座屈に対する許容応力度    — (7) 圧縮応力度の断面内最大値    ○ (8) (7)/(6)の最大値



(a) 被災前



--- (1) 基準降伏点    - - - (2) 許容軸方向引張応力度    — (3) 引張応力度の断面内最大値    ○ (4) (3)/(2)の最大値  
 — (5) 局部座屈に対する基準耐力    — (6) 局部座屈に対する許容応力度    — (7) 圧縮応力度の断面内最大値    ○ (8) (7)/(6)の最大値

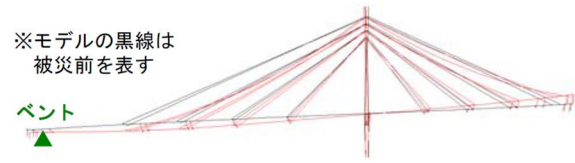


(b) 被災後

図-4.3 被災前後の主桁の応力状態の推定値

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

表-4.3 支持条件 (横方向の変位の是正に着手する前の段階)



部位	変位			回転		
	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直回り
支承	A1橋台	自由	自由	自由	自由	自由
	P1橋脚	自由	自由	自由	自由	自由
	A2橋台	自由	自由	自由	自由	自由
ベント	自由	固定	固定	自由	自由	自由

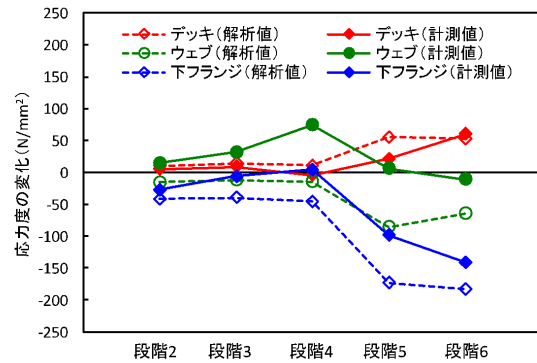


図-4.4 G2主桁CB2断面の被災後を基準とした施工ステップ毎の応力変動 (主桁の横変位の是正を優先するケース)

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。

b) 施工ステップ毎の応力状態を考慮した施工手順

より復旧の信頼性を高める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、a)に示した3次元骨組モデルを用いて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。応力変動の推定は、以下に示す施工段階毎に行った。代表として、段階1(横方向の変位の是正に着手する前の段階)における支持条件を表-4.3に示す。なお、応力変動の推定はa)と同様にいずれの施工段階も死荷重とプレストレスが作用する状況において行った。

- 段階1：横方向の変位の是正に着手する前の段階
- 段階2：横方向の変位を是正した段階
- 段階3：ケーブルを撤去した段階
- 段階4：新しいケーブルを架設した段階
- 段階5：鉛直方向の変位を是正した段階
- 段階6：ケーブル張力調整段階

図-4.4に、(2)に示した被災後の応力状態の解析の結果、下フランジで降伏応力度に逼迫する引張応力度の発生が想定されたG2主桁のCB2断面におけ

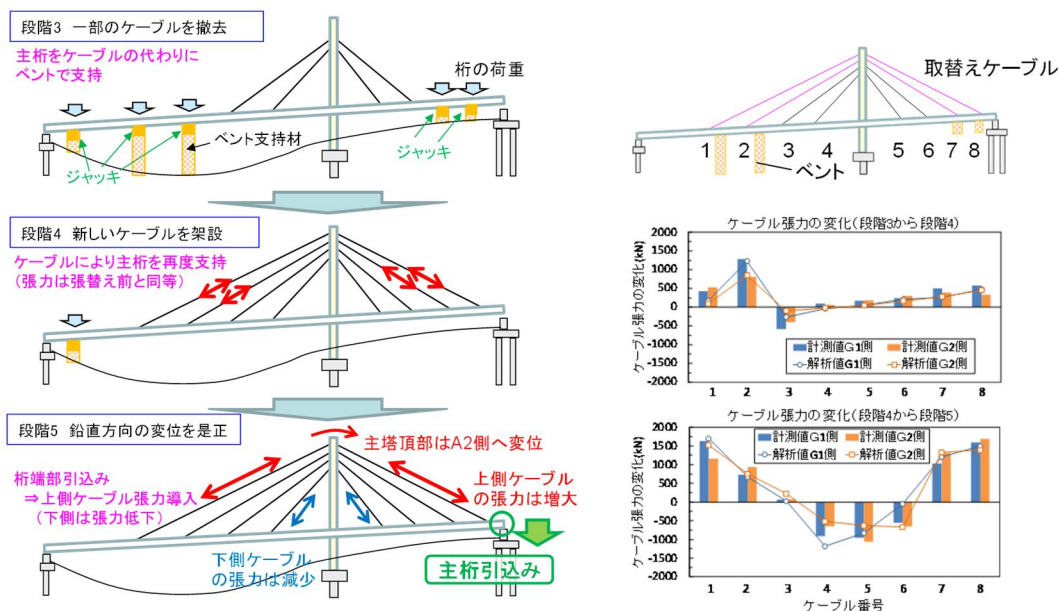


図-4.5 施工ステップの概要とケーブル張力の施工ステップ間（段階3から段階5）の変化

る、主桁の横方向の変位を優先して是正するケースの施工ステップ毎の応力度の変動の推定結果を示す。なお、図-4.4にはc)で後述するモニタリング結果も併せて示している。段階1（横方向の変位の是正に着手する前の段階）から施工ステップ毎（段階2～6）での応力度の変化をみると、段階2（横方向の変位を是正した段階）、段階3（ケーブルを撤去した段階）、段階4（新しいケーブルを架設した段階）までは応力度の大きな変化はみられないものの、段階5（鉛直方向の変位を是正した段階）及び段階6（ケーブル張力調整段階）に、応力度が大きく低減することが推定される。

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、施工時の計測値の変化の傾向と照合するための管理値を設定する必要がある。そこで、a)に示した3次元骨組モデルを用いて、b)で採用した施工ステップ毎に具体的な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、各施工ステップでの各部材の形状や応力状態を把握するとともに各部材が弾性域内に収まっていることを確認した。なお、解析はa)及びb)と同様にいずれの施工段階も死荷重とプレストレスが作用

する状況において行った。

実際の施工においては、主桁のキャンバーや主塔の傾斜、ケーブル張力、支点反力等をリアルタイムでモニタリングし、予め把握していたこれらの計測項目の施工ステップ毎の変化の傾向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。主桁の形状（キャンバー）は各支点部及びケーブル定着部位置を、また、主塔の傾斜は天端付近、上から4段目のケーブル定着部位置及びP1橋脚基部を、それぞれトータルステーションで視準することにより計測した。ケーブル張力は、ケーブルに加速度計を設置して固有振動数を計測し、4.4(1)で後述する方法により推定した。支点反力は各支点位置でジャッキにより計測した。

図-4.5に、施工ステップ毎のケーブル張力のモニタリング結果の一部を示す。左側には段階3（ケーブルを撤去した段階）～段階5（鉛直方向の変位を是正）の段階毎の施工の概要を示し、右側には段階3から段階4、及び段階4から段階5におけるケーブル張力の変化の解析値と計測値を示している。段階3から段階4では、ベントが分担していた荷重が新しいケーブル（ケーブル番号1, 2, 7, 8）に再分配されている。段階4から段階5では、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、新しいケーブル（ケーブル番号1, 2, 7, 8）に張力が導入される一方、それ以外のケーブルの張力は横ばいか低下している。これらのケーブル張力の変化について、あらかじめ推定した解析値と実際に確認した計測値で傾向が一致していることが分かる。

図-4.6に、施工ステップ毎の部材の形状のモニタリング結果の例として、主桁の形状（キャンバー）のモニタリング結果を示す。図-4.6には、最も大

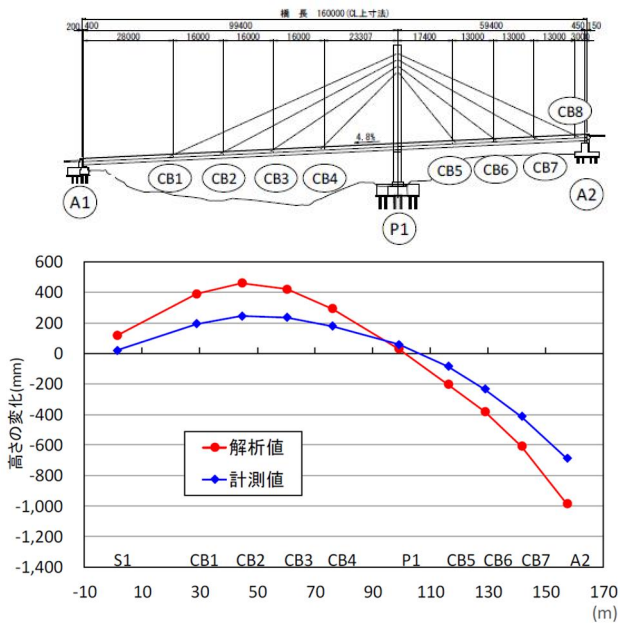


図-4.6 主桁の形状（キャンバー）の施工ステップ間（段階4から段階5）の変化

大きく主桁の形状（キャンバー）が変化する施工ステップである、段階4（新しいケーブルを架設した段階）から段階5（鉛直方向の変位を是正した段階）における主桁の高さの変化を示している。浮き上がったA2側の主桁端部を引き込み鉛直方向の変位を是正することで、P1-A2間の主桁の高さが低下する一方、A1-P1間の主桁の高さが上昇している。これらの主桁の形状（キャンバー）の変化についても、あらかじめ推定した解析値と実際に確認した計測値で傾向が一致していることが分かる。同様に、図-4.7に、段階4（新しいケーブルを架設した段階）から段階5（鉛直方向の変位を是正した段階）における主桁の傾斜の変化を示している。なお、図-4.7のグラフは、図-4.7左側に示すTL側の傾斜を示したものである。浮き上がったA2側の主桁端部を引き込み鉛直方向の変位を是正することで、橋軸方向にA1方向に傾斜していた主塔の傾斜がA2方向に是正される。この主塔の傾きの変化についても、あらかじめ推定した解析値と実際に確認した計測値で傾向が一致していることが分かる。

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

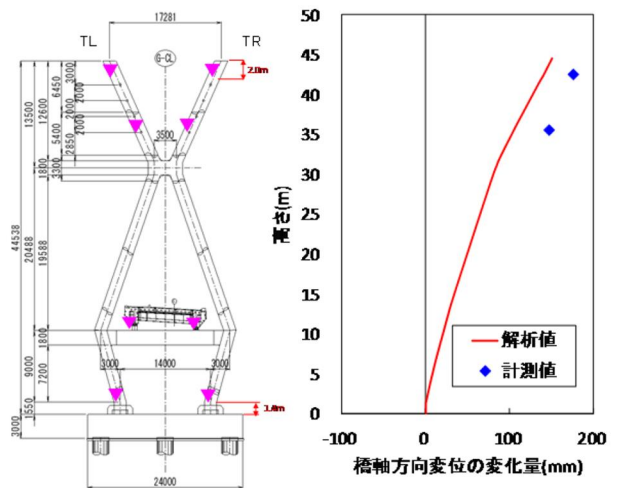


図-4.7 主塔の傾斜の施工ステップ間（段階4から段階5）の変化

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、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、取り替えるケーブルの主桁側定着部にベントを設置した。その上で、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。

(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

4.1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、復旧が困難な状態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



写真-4.2 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

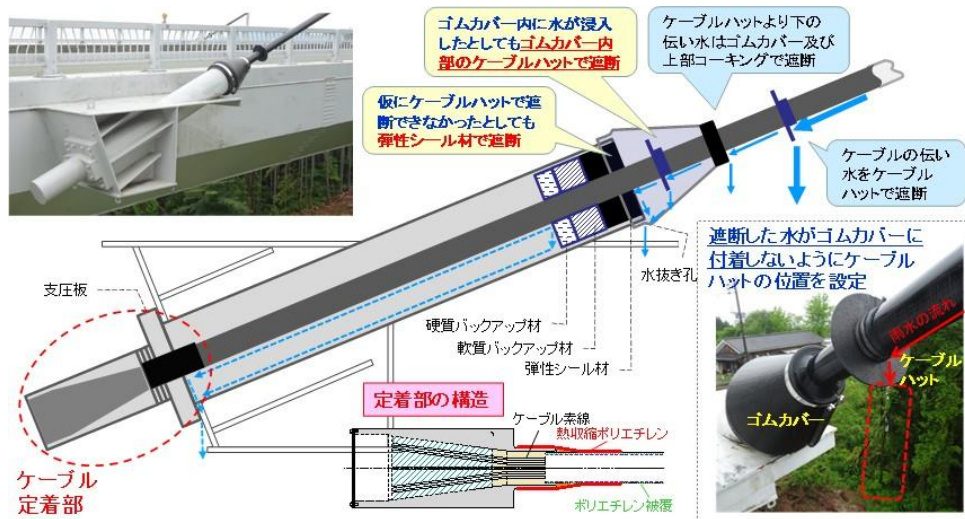


図-4.8 ケーブル桁定着部への雨水浸入対策の概要

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、写真-4.2 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、及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設計張力は、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、写真-4.1 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に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。なお、本橋では、A2 側支点部の橋軸方向の支持条件が固定であったため、鉛直負反力に抵抗させる構造としてケーブル構造を採用した。本橋と同じ斜張橋であっても、主桁の支持条件がオールフリー形式の橋にこのような構造を採用すると、主桁の橋軸方向への移動に対してケーブルが抵抗（スプリングバック効果）することとなり、意図した支持条件とは異なる挙動を示

すこととなるため、留意が必要である。

#### (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 本が定着部近傍で破断し、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<sup>2)</sup>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<sup>3)</sup>もある。

そこで、本橋の復旧にあたっては、4.2 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-4.8 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、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。

### 4.4 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

4.1 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<sup>4)</sup>。

## (2) 斜ケーブルの張力変化の把握方法

一般に両端が固定された弦材は張力により振動モードに応じて固有振動数が変化する。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推定できるようにすることとした。そこで、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<sup>5)</sup>。

ケーブル張力を固有振動数から推定する方法は、新家ら<sup>6)</sup>、山極ら<sup>7)</sup>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ル材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、 $A, B$ ：弾性シール材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、弾性シール材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、固有振動数 $f_1$ から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。なお、 $l_1$ は、後述する弾性シール材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ル材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-4.9**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。**図-4.10**に、**図-4.5**に示すケーブル1の建設当初におけるケーブル張力 $T$ の推定式と復旧の完成系におけるケーブル

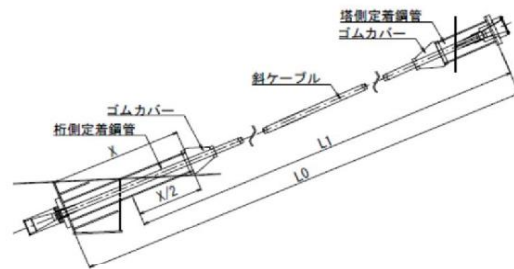


図-4.9 ケーブル長 $l_1$ のとり方

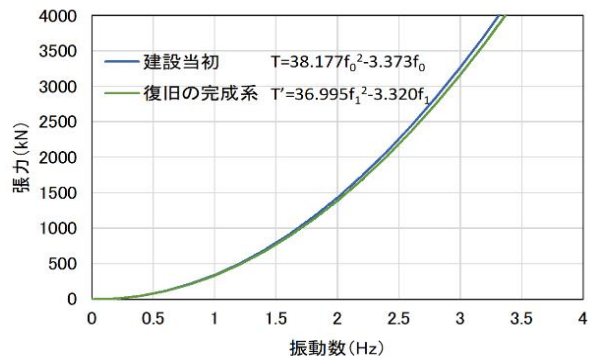


図-4.10 斜ケーブルの張力の推定式



写真-4.3  
斜ケーブルへの加速度計の設置状況

写真-4.4  
斜ケーブル張力の確認試験状況

張力 $T'$ の推定式を示す。

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

復旧の完成系における斜ケーブルの固有振動数は、**写真-4.3**に示すようにケーブルに加速度計を設置した上で、**写真-4.4**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FFT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の取得を行った<sup>5)</sup>。

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(3)で述べたケーブルの張力調整段階において、**図-4.11**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



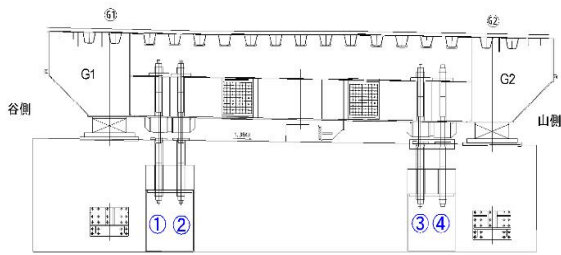


図-4.11 浮上り防止対策ケーブルの位置

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-4.5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じる時刻歴加速度をFFT解析して求めた。なお関係式の作成にあたっては、卓越している1次振動数及び3次振動数に着目した。その結果、図-4.12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のように、1次振動数に着目した場合の方が3次振動数に着目した場合よりも傾きが大きいこと、すなわち振動数の変化によるケーブル張力の算出結果への影響が大きいことが分かった。そこで、維持管理への活用が実効性を伴うよう、振動数の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することとした。

(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-4.6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-4.13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-



写真-4.5 浮上り防止対策ケーブルの加振状況

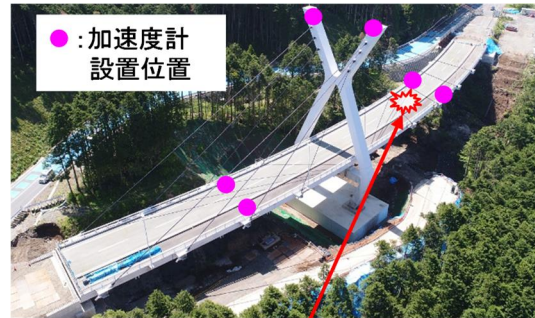
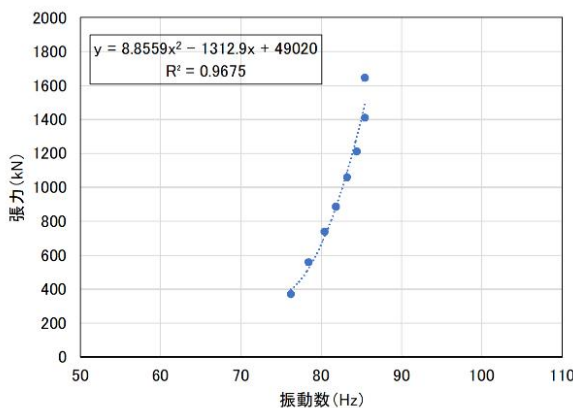


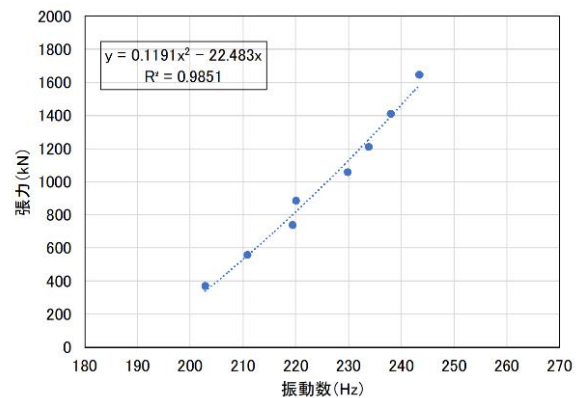
写真-4.6 固有振動数の確認試験状況

4.6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FFT解析の結果を図-4.14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。なお、同固有振動数は解析上は0.80Hzであり、計測



(a) 1次振動数



(b) 3次振動数

図-4.12 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

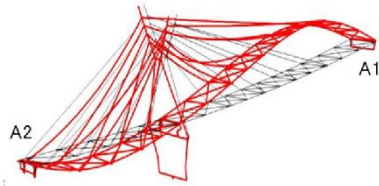


図-4.13 1次振動モード

値とは一致していない。これは、被災後の本橋の損傷状態の見立ての不確実性、本橋に対して行われた復旧の施工の不確実性、基礎の補強に伴う挙動の変化の不確実性等が複雑に影響し、解析上のモデル化の条件と実際には乖離が生じた結果と考えられる。

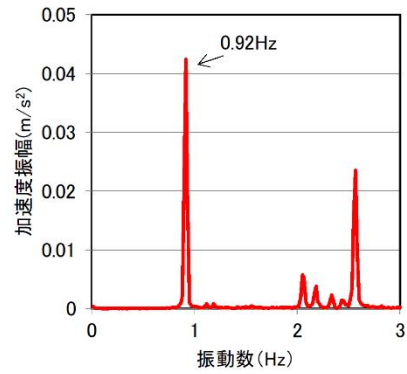


図-4.14 周波数解析結果

#### 参考文献 (4章)

- 1) 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第 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.

## 5. 阿蘇長陽大橋の復旧対策技術

### 5.1 阿蘇長陽大橋の概要

阿蘇長陽大橋は、橋長 276m の片持ち架設工法で施工された 4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋である。本橋の諸元を表-5.1 に、橋梁一般図を図-5.1 に示す。図に示すように深い V 字谷を跨ぐ架橋条件にあり、最も高い P2 橋脚の躯体高さは 68m である。

表-5.1 阿蘇長陽大橋の諸元

橋長	276.0m
上部構造	PC4 径間連続ラーメン箱桁橋
下部構造	逆 T 式橋台、壁式中空橋脚
基礎形式	直接基礎 (A1, P2, A2) 深礎杭 (P1, P3)
架設年次	1993 年 (平成 5 年)
適用基準	昭和 55 年道路橋示方書
管理者	南阿蘇村

### 5.2 被災状況

本橋では、平成 28 年熊本地震により両端の橋台周辺の斜面に変状が生じた。特に A1 橋台側は斜面が崩落し、これに伴って、写真-5.1 のように A1 橋台に設置された支承が破壊して A1 橋台自体が沈下し、箱桁端部との間に鉛直方向に 2 m 程度のずれが生じた。A1 橋台の基礎は柱状節理の発達した岩盤を支持層とした直接基礎であり、支持層としている岩盤が崩落したことに伴って橋台も沈下する状態となったものである。当該支点の鋼製可動支承は写真-5.2 に示すように破壊し、橋台と PC 箱桁端部が構造的に分離した。A1 橋台及びこれに接続する道路周辺の地盤状態を把握するため地震直後に地表踏査を行った結果、地表面に開口クラックが確認された。

A2 橋台側では伸縮装置の位置で数 cm の段差が生じるとともに、橋軸直角方向にも相対的に 20cm ほどのずれが生じた。また、パラペット基部には水平ひび割れが生じていたものたて壁や支承取付部にはひび割れなどの損傷は生じなかった。

橋脚は高さの高い構造で、また本橋へのアクセス道が被災して点検車の進入ができなかったため、地震直後の最初の調査は UAV による外面側の損傷状



写真-5.1 阿蘇長陽大橋の周辺斜面の変状と A1 橋台の沈下



写真-5.2 A1 橋台の支承部の損傷状況

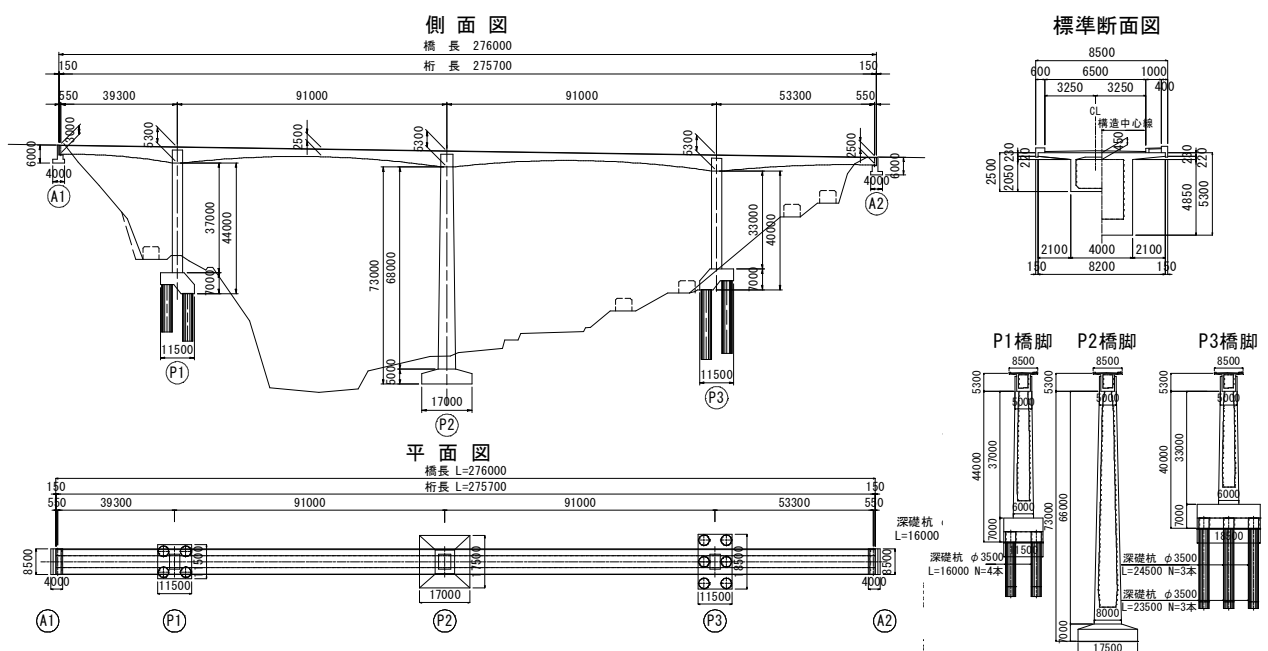


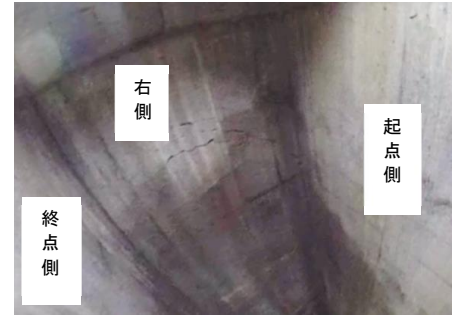
図-5.1 阿蘇長陽大橋橋梁一般図 (被災前)



写真-5.3 近接目視による調査



写真-5.4 P3橋脚の断面外面と内面の損傷状況



況の概略把握となった。3基すべての橋脚でひび割れが確認され、特にP3橋脚の中間高さ位置には大きなひび割れが生じていることが分かった。そして、次の段階として実施したロープアクセスによる外面側の損傷状態の近接目視調査(写真-5.3)の結果、P3橋脚の中間高さ位置において生じていた水平方向のひび割れの上下でコンクリート表面にわずかではあるが相対的なずれが確認された。このような損傷状況からは、外面側で確認されたひび割れは中空断面の壁を貫通している可能性が疑われた。このため、ひび割れが生じた中空断面の部位に対する診断や補修工法の選定にあたっては、ひび割れがコンクリート壁を貫通しているかどうかを把握するため、内面側の調査は、別の目的で橋脚躯体に予め設けられていた水抜き用の小孔(直径75mm)を活用し、そこから小型カメラを挿入して状態把握を試みた。しかしながら、既設の小孔を活用しているためカメラで見える範囲が限定されてしまい、また光源不足で映像が必ずしも鮮明ではない状態であった。そのため、箱桁内部からP3橋脚の柱頭部にアクセスし、柱頭部コンクリートに下向きの削孔を行って小孔(直径75mm)を設け、そこから中空部にカメラと光源を降下させて内面側コンクリートの損傷状態の把握を行った。その結果、写真-5.4に示すように、外面側で確認されたひび割れ位置に概ね対応する位置で内面側にもひび割れが生じており、ひび割れはコンクリート壁を貫通している状態であることがわかった。このような調査のプロセスを経て明らかとなったP3橋脚全体のひび割れ状況を図-5.2に示す。ひび割れは充実断面となっている基部でも生じていたが、中空断面となっている中間高さ位置で生じたひび割れと比較すると損傷程度は小さいものであった。なお、P3橋脚には残留傾斜は確認されなかった。

また、PC箱桁からなる上部構造にも、箱桁内外面にそれぞれひび割れが確認された。これらのひび割れの内外面の位置関係や超音波法によるひび割れ深さの調査の結果から、断面を貫通していると推定されるひび割れは確認されなかったが、箱桁端部の支点直上部では、写真-5.5に示すように、コンクリートが剥落して、鉄筋が露出するような損傷が生じた。

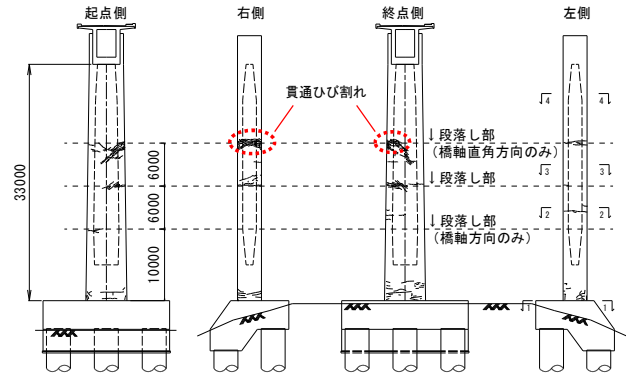


図-5.2 P3橋脚の貫通ひび割れ発生状況



写真-5.5 A2橋台側の支点直上部の損傷

### 5.3 復旧のための対策技術

#### (1) 橋脚の復旧対策と技術的な配慮

薄肉な中空断面となっている柱部材の部位が正負交番繰返し作用を受けると、外面側だけでなく内面側からも損傷が生じ、両側からコンクリート断面が剥落していくことにより最終的には死荷重による軸力を支持できなくなって致命的な状態へと至ることが既往の研究で明らかとなっている<sup>1),2)</sup>。P3橋脚では中空断面を貫通するひび割れが生じており、当該断面ではコンクリートによるせん断抵抗機能が失われている状態と考えられる。そこで今回の復旧では、中空部に流動性の高いコンクリートを充填し、その充填したコンクリートによりせん断抵抗機能を補完させることにした。ただし、コンクリートを充填する工法では自重が増加することになるため、地震時の慣性力の増加や基礎への作用荷重の増加等の影響が懸念される。そこで、自重増加を抑えるためにコ

ンクリートの充填を貫通ひび割れが生じている中間高さの断面周辺だけとする方法も考えられたが、この場合下側への型枠の設置等の施工上の課題が生じる。このため、今回の P3 橋脚の復旧では中空部の全高にわたってコンクリートを充填することとし、それに伴う自重増加による慣性力の増加や基礎への影響といった橋への影響を解析により検討した。その結果、この自重増加があっても本橋の耐荷性能は確保できることが確認できたため、今回の復旧では中空部の全高に渡ってコンクリートを充填することとした。

また、既設コンクリートと充填コンクリートの一体化を図るため、貫通ひび割れが生じている断面周辺（高さ方向に 4.5m の範囲）には水平方向の鉄筋を配置し、写真-5.6 及び図-5.3 に示すように、内面側のコンクリート壁にあと施工アンカーによりアンカー筋を定着させてコンクリートの充填を行った。内面側のコンクリートにアンカー筋を設置するための削孔を行うにあたっては、橋脚内部の鉄筋を切断したり、あるいは、削孔を多数に行うことによって逆に既設断面の剛性を低下させたりすることがないように、アンカー筋は図-5.3 の断面図に示すように、高さ方向に対しては 450mm のピッチで 10 段配置した。

また、中空部へのコンクリートの充填にあたっては、図-5.4 に示すように投入口の設計や圧送管の配管等が必要となる。ここで、橋脚頭部における投入口については、コンクリート充填の施工性を考慮して 80cm×100cm の孔を設けた。その位置の選定にあたっては、PC 鋼材の位置を確実に避けた上で部材の強度への影響が小さい箇所を選定するとともに、開口部の周囲は削孔の前に予め炭素繊維シートで補強を行う等、既設部材への影響が最小限に抑えられるように配慮した。さらに、貫通ひび割れが生じた断面付近については、次に大震災が来た際に内



写真-5.6 P3 橋脚内空側の配筋状況

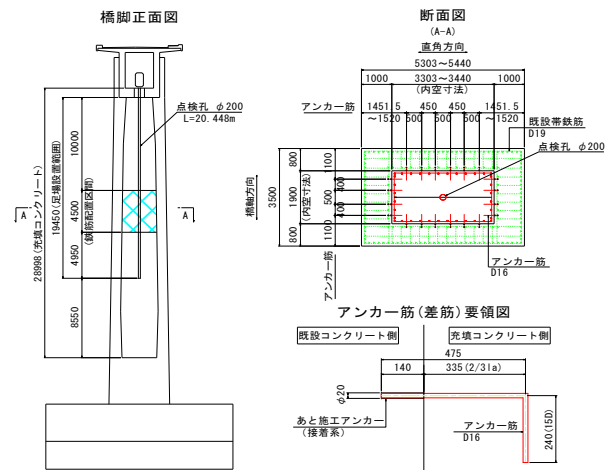


図-5.3 充填コンクリートの一体化を図るための配慮

部の状態が確認できるようにするため、写真-5.6 に示すようにカメラの挿入が可能な直径 20cm の点検孔（ボイド管）を設けた。点検孔の施工にあたっては、ボイド管を L 形鋼で固定して位置決めをした上で、コンクリートの充填時の圧力によって潰れな

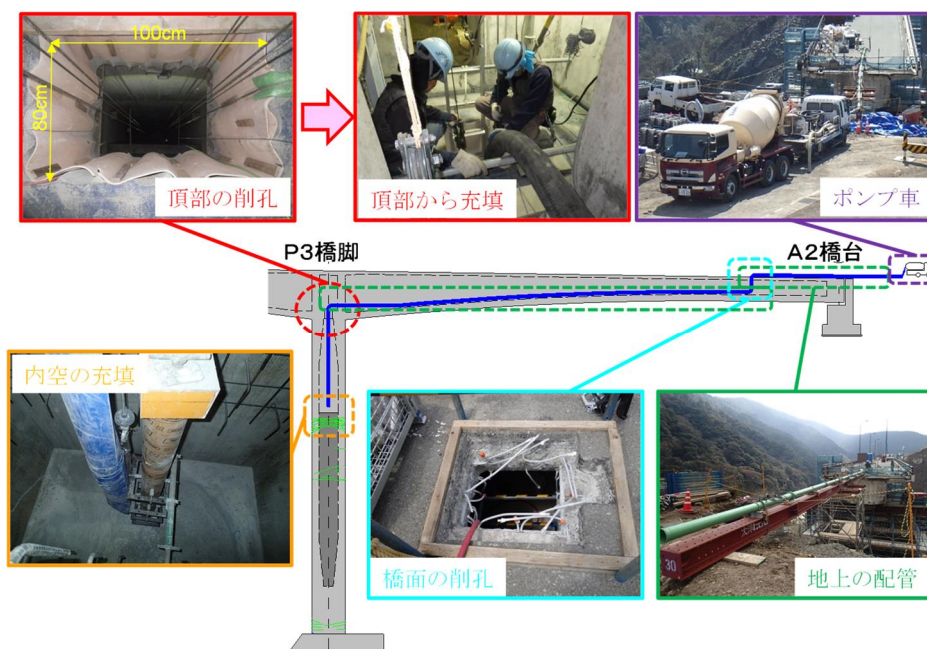


図-5.4 P3 橋脚の中空部へのコンクリート充填

いようにするためボイド内部に VP 管を設置して補強する等の配慮をした。

中空部へのコンクリートの充填は狭隘な空間での施工となり、締め作業困難であることから、増粘材系の高流動コンクリートを用い、柱頭部からの落とし込み方式により施工を行った。また、充填したコンクリートが硬化するまでの間に橋脚内部から作用する圧力の影響、さらには点検孔の施工性を考慮した上で、1 回あたりのコンクリートの打設高さを 1 リフト目は 8.5m、点検孔（ボイド管）が入る区間となる 2~18 リフト目は 1.2m と設定した。

その他の橋脚では、中空断面を貫通するひび割れは生じていなかったため、ひび割れの補修はおこなったものの中空部にコンクリートは充填しなかった。

## (2) 橋台の復旧対策と技術的な配慮

### 1) 斜面崩落の影響を考慮した A1 橋台の構造及び道路線形の見直し

A1 橋台の復旧にあたっては、本橋台を支持していた地盤が崩落したことから、位置をセットバックして構築する方法がまず考えられる。しかしながら、本橋は PC ラーメン箱桁橋であり、橋台位置をセットバックすると PC 箱桁を延伸させた特殊な構造とする必要があり、復旧後の維持管理の容易さの観点も含め、本橋での適用は避けた。そこで、桁端部を支持する橋台前面の位置は現況のとおりとした上で、次のような配慮をして復旧計画を行った。

まず、斜面変状の影響を受けるリスクを抑えるため、支持層の位置の見直しを行った。地震直後に実施した地表踏査において地表面に開口クラックが確認され、地盤の緩みが懸念されたため、緩みの範囲を 3 次元的に把握することを目的として、開口クラックが確認された範囲でボーリング調査を実施した。調査位置は格子状に設定し、橋台に近い位置を優先して実施した。ボーリング調査の結果、建設当時の設計において設定されていた A1 橋台の支持層には開口亀裂が確認され、緩みが生じていることが明らかとなった。このため、これらの緩んだ地盤は掘削して除去するとともに、除去後の地質の状況を現地で直接確認しながら新しい支持層の位置を決定した。

その上で、構造全体が変位しにくく、仮に周辺の斜面変状により橋台前面の支持地盤が崩落するような状況となった場合でもできるだけ通行機能を確保できるように配慮する観点から、構造全体が一体で挙動できるような極めて剛性の高い RC ラーメン構造により A1 橋台を再構築した。ここで、ラーメン構造の背面側は緩みが確認された範囲の外側の位置まで伸ばし、構造的なリダンダンシーが発揮できるようにした。また、上床版と柱部材の接合部が相対的な弱点とならないように、隅角部に十分な剛性を確保するためのハンチを設けた。その際、PC ラーメン橋の桁端支点部ともなる隅角部周辺で塑性ヒンジとなることがないように配慮し、ハンチは柱部材厚と同程度の大きな形状とした。さらに、A1 橋台背面側の道路については、下側の斜面が仮に再び



写真-5.7 A1 橋台部の復旧の全景

崩落するような状況となったとしても道路としての機能には影響が及びにくくする観点から、道路線形を斜面から離していく方向に見直した。

このような配慮を重ねた結果、写真-5.7 に示すように A1 側は曲線を有する 5 連の RC ラーメン構造（全長 64.5m）により復旧することとした。なお、橋台が斜面変状の影響を受けにくくするための構造的な対策を述べたが、そもそも橋台前面側の斜面自体が再度崩落するような状況となるリスクを小さくすることも重要であり、アンカー工、鉄筋挿入工、吹付法枠等による斜面对策も併せて実施している。

### 2) A2 橋台の復旧対策

A2 橋台は、A1 橋台と同様に基礎地盤の緩みが確認されたことから、緩んだ地盤は掘削して除去した上で、新しい橋台を再構築した。再構築に際しては、地盤の緩みゾーンより下を支持層として設定した。ここで、A2 橋台側の側径間は A1 橋台側の側径間よりも長く、片持ち架設の際に端支点付近を仮設ベントで支持して上部構造を構築する工法であったことから、今回の復旧でも A2 橋台前面に仮受けを設置した上で A2 橋台の撤去・再構築を行った。

### 3) 支点部の復旧対策

両端の橋台に設置されていた鋼製支承については、すべて取り替えた。新設橋の架設順序とは異なり、上部構造が存在する状態で橋台を再構築することになるため、支承のアンカーボルトは橋台を構築する際に予め鋼製ボイド内に格納させた。そして、橋台前面に設置した支保工上で側方から新しい支承本体を引き込んで所定の位置に据え付け、予め格納しておいたアンカーボルトと接合させた。また、箱桁側との接合については、底面に鉄筋をアンカーで定着させ、当該支点における上部構造反力に相当する荷重で箱桁端部をジャッキアップした上で、レアー部鉄筋と型枠を設置し、無収縮モルタルを充填して一体化させた。その際、箱桁底面との間に肌隙が生じないようにするため、型枠には透明なものを使用して無収縮モルタルの充填状況を確認できるように配慮した。

### (3) 上部構造の復旧対策と技術的な配慮

#### 1) 設計上の配慮

PC 箱桁に生じたひび割れに対しては、ひび割れ注入と断面修復を行った後、ひび割れにより低下した耐荷力を補うために炭素繊維シート接着工法により補修を行った。

補修後の供用段階においてもひび割れの進展の有無が点検できるようにする観点から、箱桁のウェブおよび下フランジにおける炭素繊維シートの接着は外面側のみとし、点検のためのアクセスが容易な内面側は炭素繊維シートを施工しないなどの配慮をした(図-5.5)。

#### 2) 施工上の配慮

本橋では被災後の調査でひび割れから遊離石灰や漏水が確認された箇所があったが、この状態でひび割れ注入しても再劣化し繊維シートにうき、膨れが生じる可能性がある。そこで、ひび割れ充填工法によって漏水処理を行うこととした。具体的にはひび割れ箇所を U カットした後、網目状のホース(メッシュホース)を挿入し、コンクリート内部に浸入した水を排出できるようにした(写真-5.8)。また、炭素繊維シートを貼り付ける際には、この端部がワーゲン施工目地と同一箇所とすることを避け施工目地を跨ぐようにするために、シート幅の異なる2種類の炭素繊維シートを用いて施工した。

外面側に施工した炭素繊維シートの表面仕上げは、紫外線対策などを考慮しエポキシ樹脂系中塗り材を塗布後、アクリル樹脂系上塗り材を塗布した。

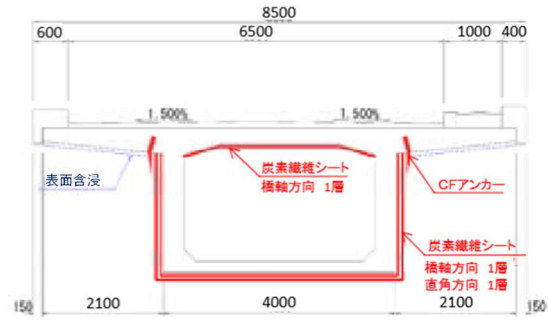


図-5.5 主桁補修概要図



写真-5.8 桁内部のひび割れ補修状況

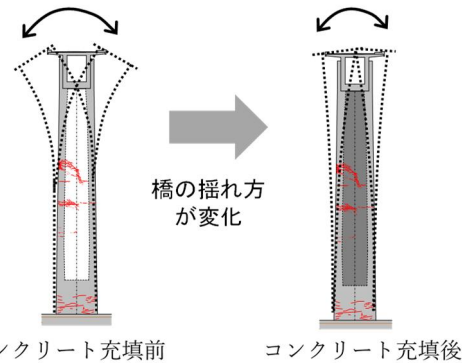


図-5.6 P3 橋脚で想定される振動モードの変化

## 5.4 P3 橋脚の施工プロセスでのモニタリングによる補修効果の確認

### (1) モニタリングの目的

本橋の復旧では、図-5.6 に示すように施工の進展によって橋の構造系が変化する特性を活用し、橋の振動特性の変化をモニタリングして振動特性を確認することにより、復旧設計や施工の不確実性を補完しながら補修効果の確認を行った。

これまでも、コンクリートを対象として損傷発生又は補修の前で振動特性の変化を確認している事例はいくつかある。加藤らは最大支間24mのπ型ラーメン橋を対象としてPC桁に鉛直方向荷重をPCケーブルが塑性域に達するまで載荷し、損傷の進行に伴う固有振動数の低下を確認している<sup>3)</sup>。田中ら及び庄らは撤去予定の最大支間6~8mのラーメンRC橋を対象に人為的に柱に損傷を与え、損傷の度合いが増すにつれて固有振動数が低下することを確認している<sup>4)5)</sup>。また、関らは地震により被害を受けた最大支間6mのRCラーメン橋を対象として地震前後で固有振動数が低下したことを確認している<sup>6)</sup>。このように橋の状態変化の把握のために振動特性を活用する事例はあるが、これまでの事例は支間30m以下クラスの短い橋が多い。今回は規模の大き

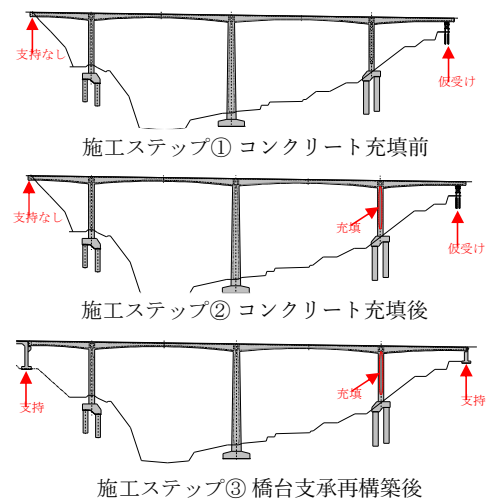


図-5.7 施工ステップ概要

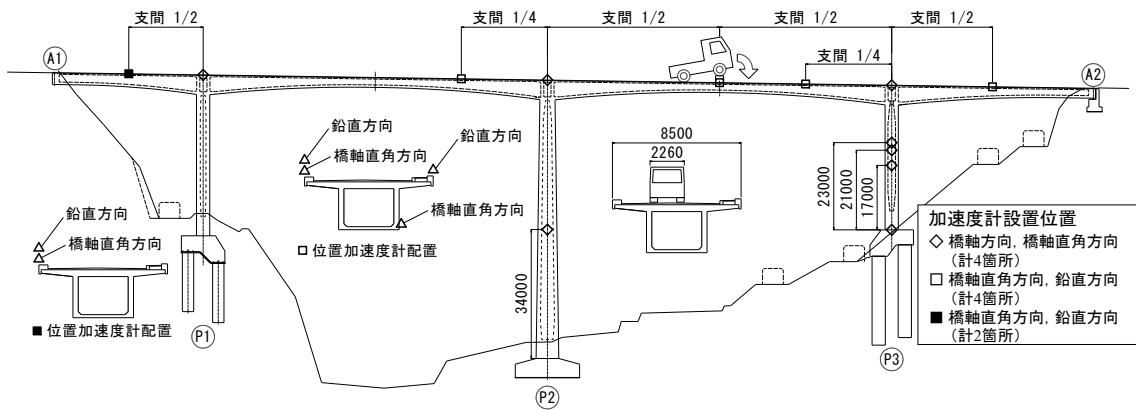


図-5.8 加速度計設置位置

い PC ラーメン橋での適用という点で特徴的な事例である。

### (2) 計測方法

前述したとおり、P3 橋脚では中空状のコンクリート断面を貫通するひび割れが生じており、地震前の状態と比較すると断面剛性が低下していることが想定される。そこで、貫通ひび割れやその他のひび割れの影響、鉄筋の段落し部による中空部へコンクリートを充填する前後における剛性の変化を確認するため、P3 橋脚に加速度計を設置した。なお、本試験は橋脚に炭素繊維シートを貼る前の状態で行ったものである。

また、図-5.7 に復旧過程における代表的な施工ステップを示す。施工ステップ②から③にかけて支点条件が変わり橋全体の振動モードが変化する。施工ステップ②以降では、P3 橋脚に加えて橋全体の振動モードが捉えられるように橋全体に加速度計を設置した。特に P3 橋脚近傍はコンクリート充填による振動特性の変化が相対的に大きいと考えられるため密に設置した。また、箱桁のねじれ挙動も把握できるように、4 断面において断面内 4 箇所に加速度計（橋軸直角方向 2 箇所、鉛直方向 2 箇所）を設置した。図-5.8 に加速度計の設置位置及び写真-5.10 に設置状況を示す。また、加速度計の仕様を表-5.2 に示す。



写真-5.10 加速度計設置状況及び加振状況

表-5.2 加速度計仕様

測定機構	サーボ型
最大応答周波数	DC~100Hz
定格容量	$\pm 9.807\text{m/s}^2 (\pm 1\text{G})$
定格出力	$\pm 5\text{V} (10\text{V}) \pm 5\%$

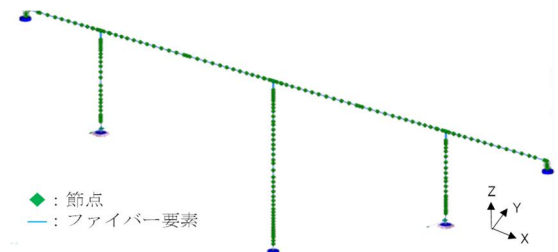


図-5.9 固有値解析モデル

### (3) データ計測方法

#### (a) 常時微動

常時微動は、約 20 分間計測し、記録時のサンプリング周波数は 256Hz とした。計測した加速度波形に対して 20 波毎ごとに DC 成分を除去するとともに、ウィンドウ処理を行った。その後、加速度波形を FFT 解析し、0.01Hz 幅で移動平均することで固有振動数を求めた。

#### (b) 車両落下

図-5.8 に示す载荷位置において、工事用車両を 15cm 程度の角材上から落下させて橋に振動を与える車両落下加振を行った。用いた車両の重量は 3530kg であり、一連の試験において同じ車両を用いた。加速度計測を行った後、加速度波形を常時微動と同様の方法で FFT 解析することにより固有振動

表-5.3 各支点における支持条件

施工ステップ	支点	状態	支点条件					
			x	y	z	Tx	Ty	Tz
①	A1	支持なし	自由	自由	自由	自由	自由	自由
	A2	仮受け	自由	自由	固定	自由	自由	自由
②	A1	支持なし	自由	自由	自由	自由	自由	自由
	A2	仮受け	自由	自由	固定	自由	自由	自由
③	A1	支持	固定	固定	固定	固定	自由	固定
	A2	支持	固定	固定	固定	固定	自由	固定



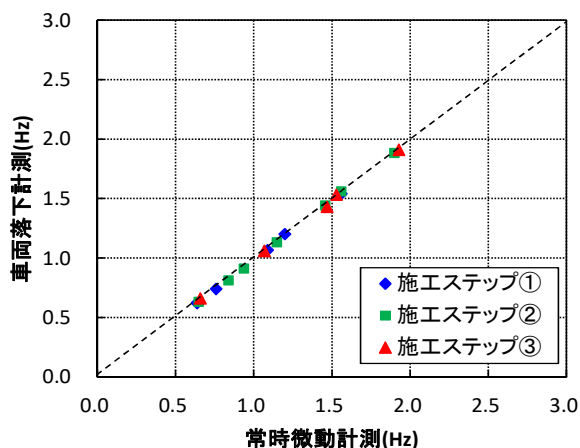


図-5.10 常時微動計測および車両落下計測から得られた固有振動数の比較

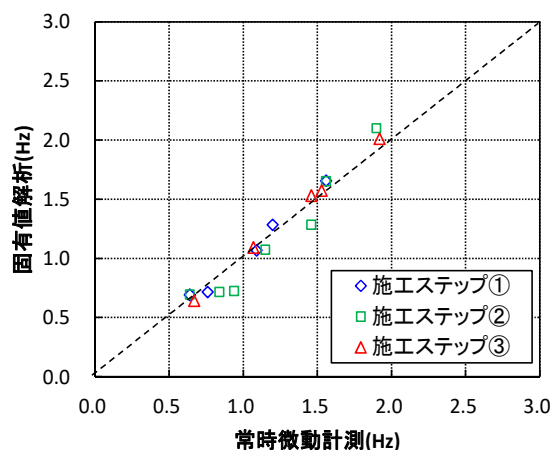


図-5.11 常時微動計測および固有値解析から得られた固有振動数の比較

数を求めた。

#### (4) 数値解析

振動計測結果と比較するため、固有値解析を行った。ここでは、補修設計で用いた実務レベルの解析を実施した。主桁及び橋脚ともにファイバー要素でモデル化し、要素分割は、断面の辺長より短くすることを基本とし、配筋の変化位置で分割した。解析モデルを図-5.9に示す。解析は、図-5.7に示す施工ステップ①～③を模擬し、表-5.3に示す支点条件とした。なお、解析は、離散的な計測データを補足する位置づけで行うものとし、ひび割れのモデル化は行っていない。このため、常時微動による固有振動数や振動モードの同定の確認は、車両落下加振との比較を基本とし、各種の考察を行うにあたり、まず、常時微動、車両落下加振、解析結果の比較を行った。また、A1、A2の可動の鋼製支承は、今回実施した常時微動や車両落下加振では外力が非常に小さく、当該支承がスライドするために必要な静摩擦力以下となっていると考えられる。したがって、今回の計測結果と比較するための解析条件としては、固定してモデル化の方が実際の挙動に近いと判断し、支承の橋軸方向の支持条件を固定とした。

#### (5) 常時微動による固有振動数の同定

図-5.10に常時微動と車両落下加振で得た固有振動数の比較を示す。なお、ここで示すのは応急復旧完了時に行った結果である。本復旧までに橋脚の繊維補強を行っている。ただし、繊維補強は剛性の大幅な変化をもたらすものではないため、振動特性に大きな変化を及ぼすようなことはない。両者の結果は、よく一致している。また、図-5.11に常時微動と固有解析から得た固有振動数の比較を示す。結果は、仮受けが顕著に動く振動モード(3次)を除くと解析結果に対する計測結果の比率は91~118%となっている。常時微動、固有値解析での固有振動数は、各施工ステップとも概ね一致し、本報告において、常時微動により固有振動数の同定ができていることを確認した。

#### (6) 橋の振動特性の変化と補修効果

コンクリート充填に伴う固有振動数の変化を図-5.12に示す。ここでは、貫通ひび割れが橋軸方向に平行な面で発生していることから、橋軸直角方向の振動に着目した結果を示している。コンクリートの充填に伴いP3橋脚が主として振動する橋軸直角2次の振動モードでは固有振動数の変化が生じた。具体的には、貫通ひび割れが生じた断面の中空部にコンクリート充填する前後で固有振動数が大きな値へと変化していることが確認できる。固有振動数は橋脚の剛性の1/2乗に比例し、質量の1/2乗に反比例する関係があることから、コンクリート充填により質量が増している中で固有振動数が大きくなっているというのは、貫通ひび割れが生じた断面の剛性がコンクリート充填によって高まったことを裏付けている。

一方、例えばP1橋脚のみが主として振動する橋軸直角1次の振動モードでは固有振動数の変化は生じていない。P1橋脚に対してはコンクリート充填を行っていないため、P3橋脚の剛性に変化が生じても、P1橋脚が主として振動するモードの固有振動数には変化が生じないことを示している。

なお、車両の落輪による加振の場合でも、常時微動を用いた場合でも固有振動数自体には若干の違いはあるものの、剛性の変化の傾向はどちらでも同様に見られた。このように、復旧プロセスにおける橋全体の構造系の変化に着目することにより、簡易な方法によるモニタリングで補修効果を「見える化」することもできる。

図-5.13に車両を落輪させて橋に振動を与えた時のP3橋脚に生じる水平変位の高さ方向分布を、コンクリートを充填する前後で比較した結果を示す。ここで、横軸は、橋脚に生じた水平変位の値を補修前の状態における振動試験で得られた橋面位置での最大水平変位の値で無次元化した値を表している。また、橋脚に生じた水平変位の値は、計測された水平加速度波形を2回積分して算出した。この結果から、コンクリートの充填前は橋脚中間高さ位置を基

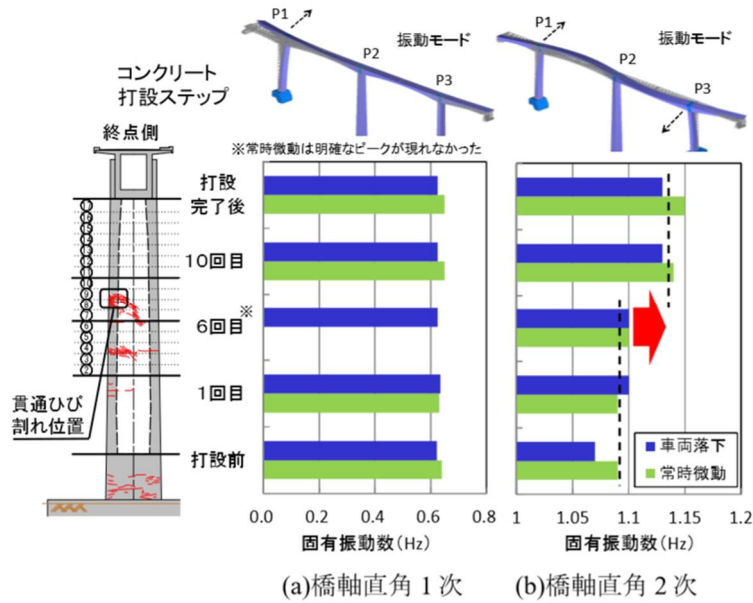


図-5.12 コンクリート充填による固有振動数の変化

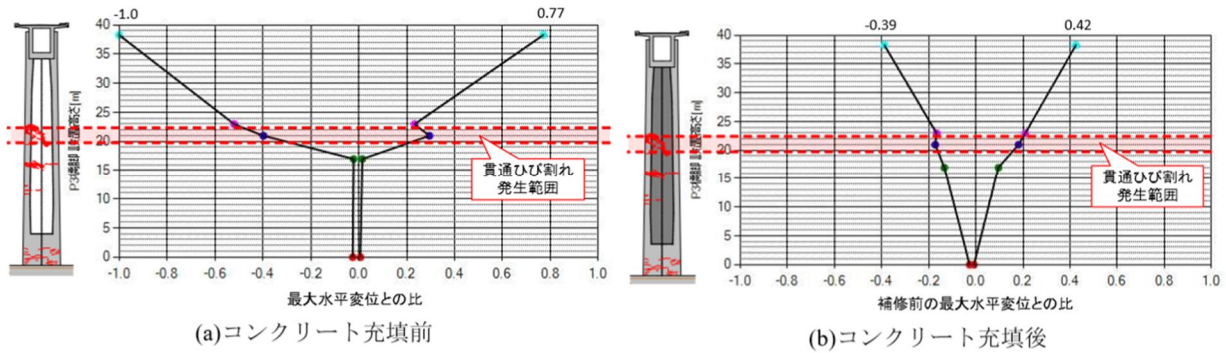


図-5.13 コンクリート充填による振動モードの変化

点としたような振動モードとなり、それより下の断面では振動による水平変形がほとんど生じていないことがわかる。これは、貫通ひび割れによってこの断面位置でのせん断抵抗力が低下し、この位置より下方に断面力が伝達されない状態となっていたためと考えられる。一方で、コンクリート充填後は、橋脚基部を基点とした振動モードに移行して橋脚全体にわたって振動する形となっており、貫通ひび割れが生じた断面での水平変位の急増も見られない。このことから、充填したコンクリートがせん断力を負担して水平力を下方の断面に伝達していると評価することができる。このように、コンクリート充填による P3 橋脚の振動モードの変化は加振調査により確認することができる。

#### 参考文献 (5章)

1) Hoshikuma, J. and Priestley, M. J. N.: Flexural Behavior of Circular Hollow Columns with A Single Layer of Reinforcement Under Seismic Loading,

SSRP2000/13, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, November 2000.

2) 八ツ元仁, 塚淳一, 星隈順一: 高軸力を受ける高軸方向鉄筋比の中空断面RC橋脚の正負交番繰返し荷重下における破壊特性, 土木学会論文集A1, Vol.69, No.2, pp.139-152, 2013.

3) 加藤雅史, 高木保志, 島田静男: PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.341, pp.113-118, 1984.

4) 田中宏昌, 関雅樹, 下村勝, 中野聡: ラーメン高架橋の健全度に関わる柱の剛性評価方の研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1019-1028, 2001.

5) 庄健介, 山崎裕史, 北村泰寿: 重錘打撃試験による立体ラーメン高架橋の損傷検知, 土木学会論文集, No.756, pp.33-47, 2004.

6) 関雅樹, 水谷健太, 西村昭彦, 中野聡: 兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の振動特性に関する考察, 土木学会論文集, No.550, pp.145-154, 1996.

## 6. 阿蘇大橋の復旧対策技術

### 6.1 阿蘇大橋の概要と被災状況

阿蘇大橋は、橋長 205.96m の単純合成鈹桁，トラスド逆ランガー，3 径間連続非合成鈹桁を上部構造にもつ 5 径間の橋梁である。本橋の諸元を表-6.1 に橋梁一般図を図-6.1 に示す。

平成 28 年熊本地震で大規模な斜面崩落があった箇所の前面に位置した本橋は、兩岸の橋台を残して落橋した(写真-6.1(a), (b))<sup>1)</sup>。A1, A2 橋台の被災状況を写真-6.1(c), (d) に示す。右岸側は、A1 橋台の背面の一部、上流側のウイング、フーチング側面が露出し、コンクリートには衝突・擦過損傷が見られ、A1 橋台の背面の地山は崩落した<sup>1)</sup>。また、橋台前面にせん断ひび割れ状の顕著なひび割れが見られた。左岸側(A2 橋台側)について、鋼製の伸縮装置には変形がなく、橋台天端前面角部に主桁下フランジが着地した痕跡があり、上部構造は、中央に向かって引き出されたものと想定される。落橋した上部構造を橋台から確認すると、支点上の主桁端部で座屈を生じていた<sup>1)</sup>。



(a) 大規模な斜面崩壊状況と阿蘇大橋架橋位置



(b) A1 橋台背面・A2 橋台側左岸の落橋



(c) A1 橋台の残存状況と橋台背面の地山の崩落状況



(d) A2 橋台の残存状況と上部構造の落下状況  
写真-6.1 阿蘇大橋被災状況<sup>1)</sup>

表-6.1 阿蘇大橋の諸元

橋長	205.96m
上部構造	単純合成鈹桁，トラスド逆ランガー， 3 径間連続非合成鈹桁
下部構造	逆 T 式橋台，RC 壁式橋脚
基礎形式	杭基礎 (P1, P2, A2) 直接基礎 (A1, AA1, AA2)
架設年次	1971 年 (昭和 46 年)
適用基準	昭和 39 年鋼道路橋設計示方書
管理者	熊本県

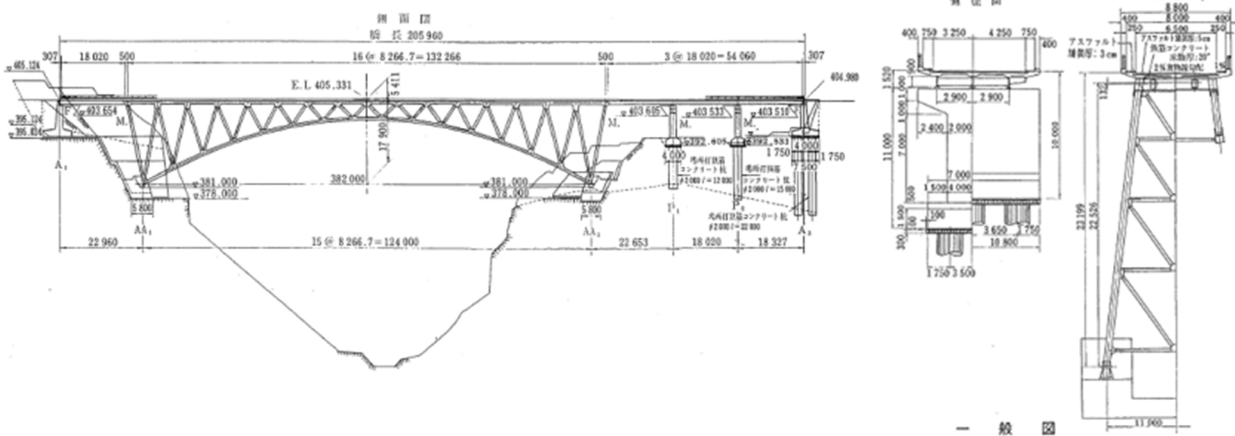


図-6.1 阿蘇大橋 橋梁一般図

## 6.2 阿蘇大橋の復旧の基本方針

熊本地震で崩落した国道325号の阿蘇大橋の周辺は地盤変状の影響に対して注意が必要な地形、地質条件にあることから、その復旧にあたっては、橋の性能に及ぼす影響が生じないように架橋位置を計画することが基本となる。しかしながら、新設の道路計画とは異なり、既設の路線を構成している一要素である橋の災害復旧であり、架橋位置の選定においては種々の制約条件が付帯する。それらの条件を含めて総合的な検討を行った結果<sup>2)</sup>、阿蘇大橋の復旧においては地盤変状の影響が懸念される位置に新しい橋（以下、「新阿蘇大橋」という。）を建設する計画となった。

そこで新阿蘇大橋の建設にあたっては、地盤変状が生じた場合でも新阿蘇大橋の性能に及ぼす影響が可能な限り小さくなるよう、そのルート選定、構造計画、設計及び施工の各段階において、経済的な合理性を失わない範囲で構造的な配慮や工夫を行う方針とした。さらに、それらの配慮事項の実効性を高めるために、設計での想定を超える作用が生じても橋としては致命的でなく、早期復旧もしやすくなるように橋の破壊形態を制御する対策も行う方針とした。

## 6.3 新阿蘇大橋の計画、設計及び施工における地盤変状の影響への配慮と工夫

### (1) 架橋地点周辺の地形・地質条件と活断層の工学的評価

架橋地点周辺は阿蘇カルデラの外輪山が途切れる唯一の場所で、カルデラ内の水を集める黒川により地山が深く抉られたV字谷の地形となっている。黒川の両岸には柱状節理が発達した溶岩が急崖を形成しており、外輪山を構成する約30万年以前の先阿蘇火山類と呼ばれる火山岩類が脆弱質であることから、集中豪雨、地震や火山活動の度に繰り返し斜面崩壊を発生させてきたことが指摘されている<sup>3)</sup>。

また、活断層に関する既往の文献<sup>4)~8)</sup>によると、架橋地点の周辺は布田川断層帯の北東側端部付近に該当している。本ルートの計画検討においては活断層の位置を幅とセットで工学的に設定する必要があるが、図-6.2に示すように文献によって位置にはばらつきがある<sup>9)</sup>。そこで、熊本地震で新たに生じた地表面の亀裂の状況等を地表地質踏査及びボーリング調査により把握し、それらの事実に基づく情報も加えた上で工学的に判断をしていくこととした。

まず、調査の結果、図-6.2中に示した写真(a)~(c)の

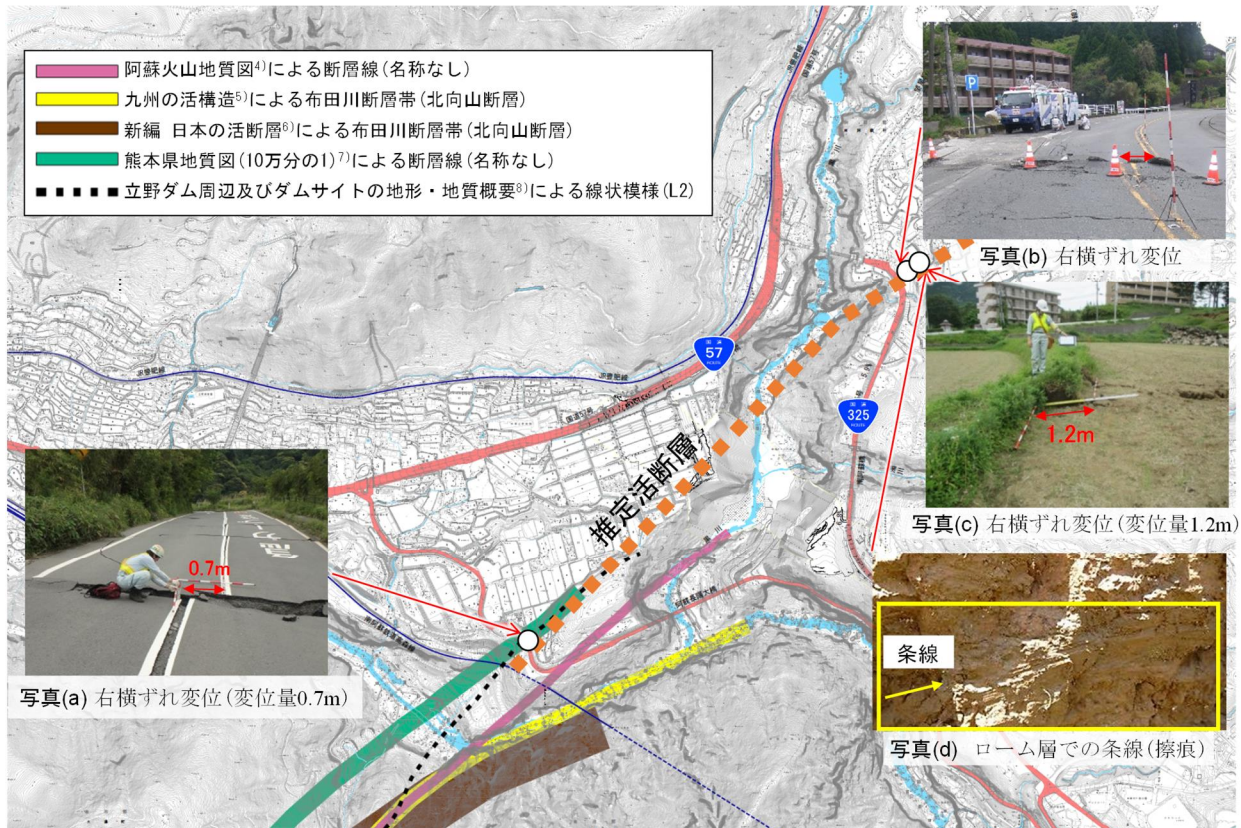


図-6.2 活断層に関する既往の文献情報と熊本地震で生じた断層による地表面の横ずれとの位置関係 (文献<sup>9)</sup>に基づいて作成)

3箇所の位置で布田川断層帯の一般的な変位地形とされる右横ずれと同方向の変位の亀裂が線状に分布しており、これらの亀裂は断層のずれが実際に地表に現れた亀裂であることが確認された<sup>9)</sup>。さらに、写真(d)で示している箇所では横ずれ変位に伴い発生した条線(擦痕)を亀裂面に確認している。既往の文献に示される情報と比較すると、布田川断層帯の北東側端部付近で確認された写真(a)の亀裂は、文献7)及び8)に示される断層帯の範囲内に位置していることがわかる。ただし、文献4), 5)及び6)に示される断層帯とはそれぞれ約90m, 約180m及び約190mの離隔があった。一方で、写真(b)～写真(d)が確認された位置は、いずれの既往の文献においても活断層の存在が明示されていない。このような既往の文献情報と熊本地震で確認された亀裂の情報を総合すると、布田川断層帯は既往の文献で示されているような位置で端部となっているのではなく、横ずれが支配的な主断層はさらに北東側へとつながって延びている可能性が否定できない。そこで、本ルート計画検討にあたっては、横ずれが支配的な主断層がつながって存在している(以下、「推定活断層」という。)と工学的に判断した。そして、断層のずれが実際に地表に現れた亀裂の位置情報も踏まえて、本ルート計画検討に必要な範囲の中で推定活断層を図-6.2中の橙色破線のように設定することとした。ここで、推定活断層の線には30mの幅を持たせて設定した。これは、地表地質踏査において確認した亀裂のうち、右横ずれ変位が卓越する変位量0.5m以上の亀裂の発生分布を踏まえ、これらの亀裂が概ね包含される範囲として設定した。なお、その後行われた調査によると、熊本地震では架橋地点周辺で水平方向に1200-1400mm(右横ずれ)、鉛直方向に0-100mm(北上がり)の断層変位量が実際に生じたことが報告されている<sup>10)</sup>。

このように、本検討では、活断層に関する既往の文献情報に加え、熊本地震の影響によって生じた断層のずれによる亀裂に関する情報等を総合的に判断して推定活断層の設定を行った。したがって、ここに示した活断層の位置と幅に関する工学的な評価は、あくまで本ルート固有の条件下で検討した結果という位置づけである。

なお、道路施設の設計のような工学的検討においては、前述した推定活断層のように検討の条件を設定することになる。一方で、活断層に関する情報の不確実さに鑑みれば、検討で考慮した条件の範囲を超える事象が生じる可能性を考慮しておくことが危機耐性の観点から重要である。そこで本検討では、断層変位の変位量、向き及び生じる場所等が設定した条件の範囲から外れた場合に直ちに道路施設の性能に甚大な影響が生じることはないよう、ルートの計画段階や道路構造の

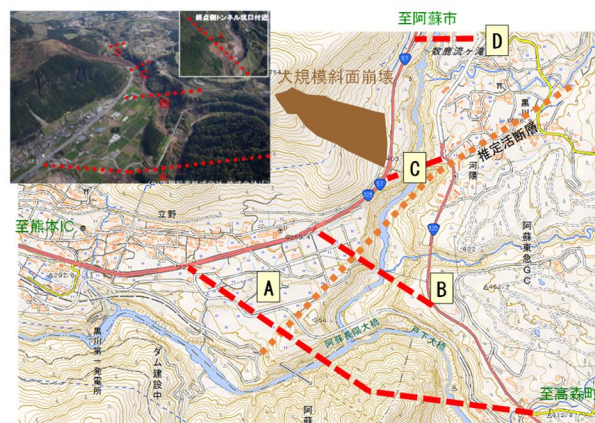


図-6.3 推定活断層の位置と架け替えルート案の設定

計画段階で様々な配慮や工夫を取り入れることで危機耐性を高める方針とした。

### (3) ルートの計画段階での配慮

道路は線的な施設であり、活断層が存在している地域においては、ネットワークを構成するいずれかの道路区間で活断層と交差せざるを得ない。このように、活断層の存在が判明している地域において道路のルート選定を行うにあたっては、活断層の影響によって道路機能に致命的な被災が生じにくくなるように交差箇所の位置選定に配慮するとともに、機能が低下したとしても回復を速やかに行うように交差箇所での道路構造形式の選定にも配慮する必要がある。例えば道路橋示方書<sup>11)</sup>では、橋の架橋位置は斜面崩壊や断層変位の影響を受けない位置にすることが標準とされており、活断層を橋で跨ぐこととなるようなルート選定は避けることが望ましい。

このような基本的な考え方がある中で、新阿蘇大橋の架橋ルートは既設ルートの中の一部区間だけの検討という制約条件も踏まえ、図-6.3に示す4通りのルートを立案した<sup>2)</sup>。これらのルートの立案にあたっては、推定活断層の影響によって道路機能に生じる影響を少しでも小さくする観点から、以下の配慮を行った。

Aルートは、道路としての機能回復がしやすい平地で推定活断層を跨ぐように配慮した案である。4通りのルート案の中では最下流に位置し、国道57号と国道325号の交差点位置も地盤変状のリスクがある山側斜面とは離隔を確保したルートである。ただし、ルートの途上で山間部を通過するためトンネル工事が必要であり、当該の山は天然記念物である原始林であることから、協議や調査を含めると長期間の工期を要することが想定される。

Bルートは、Aルートよりも上流側に設定することでトンネル工事を回避した案である。国道57号と国道325号の交差点位置についても、地盤変状のリスクがある

山側斜面との離隔を確保することができる。推定活断層を斜面となる箇所では橋を跨ぐことにはなるが、断層変位の影響による道路の復旧が著しく困難とならないよう、V字谷の深い位置で推定活断層と交差させないように配慮して設定したルートである。なお、道路は線的な施設であり、推定活断層の方向と平行に近い角度で交差するほど道路に及ぼされる被災の範囲が広がってしまう。そこで、推定活断層を跨ぐAルートとBルートの立案にあたっては、断層変位が生じたとしても被災範囲が限定されるよう、ルートの線形は推定活断層となるべく直交に近い角度で交差させることにも配慮した。

Cルートは、推定活断層を既設の国道325号の平地となっている箇所を跨いだ上で、国道57号との交差位置を可能な限り熊本市側に設定したルートである。ただし、国道57号と国道325号の交差点位置が地盤変状のリスクがある山側斜面だけでなく急峻な谷側斜面にも近接することになる。

Dルートは、Cルートと同様に既設の国道325号の平地の箇所を推定活断層を跨いだ上で、国道57号と国道325号の交差点位置を上流側に移すことで地盤変状のリスクがある山側斜面からの離隔を確保できるように配慮した案である。4通りのルート案の中では最も上流の位置で黒川を渡河するが、主交通である熊本市と南阿蘇村を結ぶルートとして見れば、地盤変状のリスクがある山側斜面や急峻な谷側斜面を有する地点を通過するルート案であるという点はCルートと共通である。

なお、これら4案の中からルートの選定を行うにあたっては、上述したような地盤変状のリスクに関する技術的な観点だけでなく、次の4つの項目を基本的な考え方として設定した上で総合的な検討がなされた<sup>2)</sup>。

- 1) 熊本地震による震災を踏まえて安全性が高いルート
- 2) 可能な限り早期に復旧可能
- 3) 阿蘇観光の玄関口としての機能確保
- 4) 地域間交流の保持

具体的には、1)は推定活断層の影響、国道57号の大規模斜面崩落箇所やその前後区間に存している斜面のリスク等、ルート全体としての安全性の観点、2)はルートとして供用再開できるようになるまでの期間の観点、3)は主交通方向である熊本市と南阿蘇村を結ぶルートとして迂回感のないルートであるという観点、さらに4)は南阿蘇村の中心部と同村立野地区のコミュニティー確保という観点で検討がなされた。そして、これらの観点が総合的に考慮された結果、最終的にBルートが選定された<sup>2)</sup>。

#### (4) 選定されたルート内における道路構造の計画段階での配慮

##### a) 構造形式選定の考え方と設計の基本方針

選定されたBルート沿いの地形条件は、図-6.4に示す横断面図のとおり、川底までの高さが約120mの急峻なV字谷となっており、左岸側の標高が右岸側の標高よりも約40m高くなっている。地質条件については、CM～CH級の立野溶岩の上層にCL級の立野溶岩、赤瀬



図-6.4 新阿蘇大橋の架橋位置周辺の地形・地質条件と選定したルート内における道路構造の計画

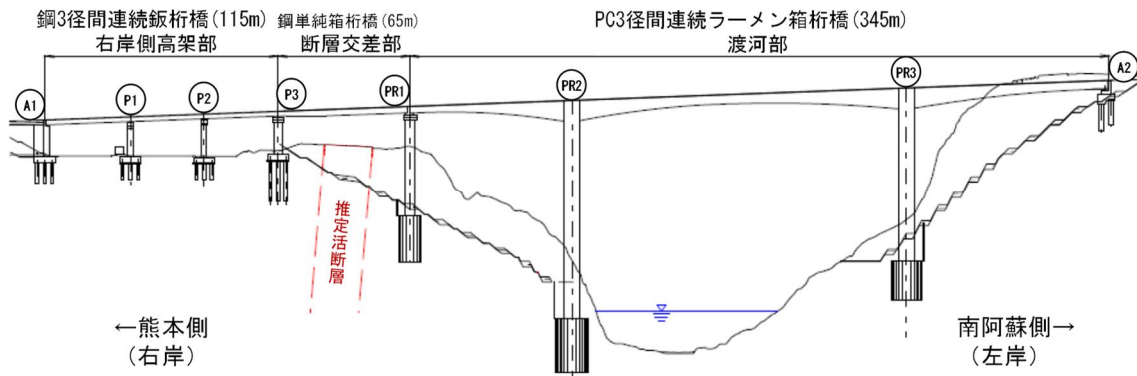


図-6.5 新阿蘇大橋の構造形式

溶岩等が分布した地層構成となっている。ただし、兩岸の斜面では熊本地震に起因する地表面亀裂や柱状節理のトップリング崩壊が発生しており、一部の地層は不安定化した状態となっていることが想定されたことから、これらは除去することとなった。

このような地形条件及び地層条件を踏まえ、まず道路構造令の規定を満たすように道路の縦断線形を検討した。その結果、図-6.4 に示すように、左岸側となる既設の国道325号との接続部周辺については切土構造、右岸側の既設の国道57号との接続部周辺については盛土構造により現道部に擦り付け、それ以外の区間については地形的な条件から橋で計画するのが妥当と判断した。ここで、その思考プロセスの中では、推定活断層を跨ぐ区間については復旧のしやすさという観点から盛土構造とすることの可能性についても検討した。しかしながら、前述したように当該区間の表層は地盤の不安定化が想定され除去することとなったため、仮に盛土構造で計画しようとする最大で高さ50m程度の構造となる。急峻な地形条件下でこのような高盛土の構造を安定させて構築することは困難であると考え、推定活断層との交差区間は橋で計画するという判断となった。

橋の耐震設計は、道路橋示方書<sup>2)</sup>に基づいてレベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して求められる耐震性能を確保した上で、断層変位が橋に及ぼす影響を最小化できるようにするとともに、橋に機能的な損傷が生じてでもできる限り早期に復旧できることを目標とした。ここで、地盤に生じる断層変位は、その作用特性としての不確実性が大きく、橋が保有する耐荷力や変形能によって耐えられるように設計するという従来の設計思想の適用は合理性に欠く。そこで本橋の設計では、設計地震力を大きく設定して耐荷力で断層変位に対峙するというような発想ではなく、想定外の断層変位が生じるような状況が生じたとしても橋としては致命的でなく、その機能回復もしやすくなるように橋の破壊形態を制御できるように設計する方針と



写真-6.2 橋台の鉛直支持機能を失っても自立可能な構造特性であった阿蘇長陽大橋 (A1橋台撤去後に撮影)

した。すなわち、断層変位によって橋に生じようとする変形を受け流すことが可能となるような構造形式を選定した上で、機能回復のしやすさにも配慮して破壊させる部材を明確化し、その意図した破壊形態となる信頼性が高まるように設計を行うこととした。

このような観点から、Bルート内で橋として計画する区間内における構造形式の選定にあたっては、図-6.4 に示すように断層変位の影響が避けられない断層交差部と、その前後区間となる渡河部、右岸側高架部の3区間に分割して構造形式を選定していくこととした。そして、橋として計画する区間において最終的に選定した構造形式の全体図を示すと図-6.5 のとおりである。以下では、このような構造形式を選定するに至った考え方を示す。

#### b) 渡河部

深いV字谷となっている渡河部の構造形式を選定するにあたっては、渡河部の右岸側に設置する下部構造が断層変位の影響を受けて変状が生じることを想定しておく必要がある。そのため、当該下部構造に不測の変位が生じたとしても、渡河部の構造本体にはその影響が波及しにくい構造形式を選定することとした。

実際の橋種選定においては、景観性(シンボル性)の観点も含め、PC3径間連続ラーメン箱桁橋、PC3径間連続エクストラドーズド橋、鋼中路式ソリッドリブバランスアーチ橋、鋼ニールセンローゼ橋の4案が抽出さ

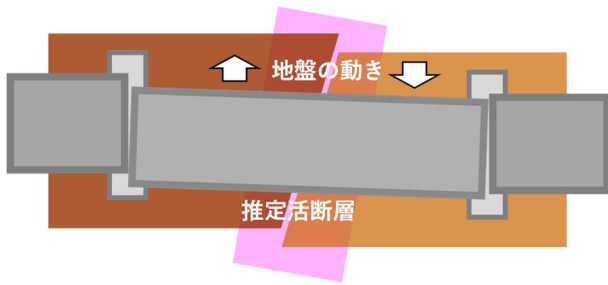


図-6.6 断層変位による変形を受け流すことができる構造

れ、比較検討が行われた<sup>2)</sup>。その結果、まず、アーチ橋である鋼中路式ソリッドリブバランスアーチ橋、鋼ニールセンローゼ橋は推定活断層の動きによって端支点を支えるアーチアバットが移動したり沈下したりした場合に橋の安定性を確保する上で重要な部材に直接影響が生じ、橋として致命的な状態となることが避けられないことから採用しないこととした。

一方、PC3径間連続ラーメン箱桁橋及びPC3径間連続エクストラードズド橋については、片持ち架設工法により架設すれば、右岸側の下部構造に水平方向、鉛直下向き方向のいずれの方向に不測の変位が生じたとしても、支承部で破壊を先行させることにより渡河部の構造本体に及ぶ影響を小さく抑えることが可能である。これは、前章で示した阿蘇長陽大橋のA1橋台支点部の破壊形態を教訓としたものである。この支点部では、支承部で先に破壊したことでPC箱桁端部を押し下げようとする力が可動支承の上向き耐荷力相当の力で頭打ちになったことで、側径間に過大な負の曲げモーメントが伝達することを防げた結果、写真-6.2のように桁が落ちない状態を保つことができた。また、仮に右岸側の側径間の範囲にある地表面で断層変位が生じる状況となったとしても、右岸側下部構造の支承部を先に破壊させれば渡河部の構造本体に及ぶ影響を小さく抑えることもできる。さらに、仮にも右岸側の下部構造が隆起するような状況が生じた場合は、右岸側の側径間の端支点到鉛直上向きの変位を伝達してしまうことにはなるが、道路橋示方書に基づいて耐震設計されたPC箱桁はある程度の塑性変形能力を保有していることから<sup>13)14)</sup>、そのような不測の状況に対しても致命的な状態に至りやすい構造ではない。

このように片持ち架設工法により架設されるPC橋であれば、支承部の破壊を先行させる構造とすることを前提として断層変位による不測の状況に対しても橋が致命的な状態に至りにくくすることができる。なお、渡河部の構造形式は、最終的には施工に要する期間の観点からPC3径間連続ラーメン箱桁橋が採用された<sup>2)</sup>。

#### c) 断層交差部

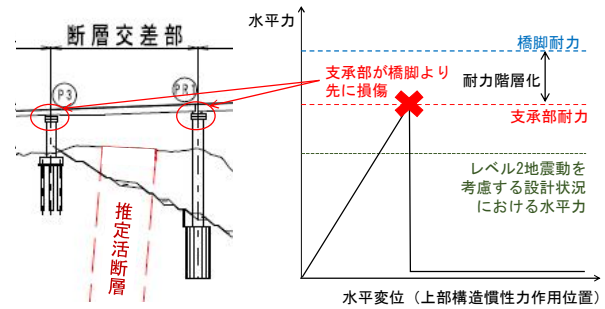


図-6.7 上部構造—支承部—下部構造の構造系における耐力の階層化

断層交差部における橋の構造選定においては、推定活断層の幅から下部構造の離隔を確保すること、また右横ずれが支配的な断層であることから、図-6.6に示すように、地盤にずれが生じた際には上下部接続部を先に破壊させることにより断層変位の影響を受け流すことができる構造とすることに重点を置いた。このような観点から、断層交差部は支承で支持された単径間の構造とした上で、できるだけ径間長を長く設定することとした。その検討の結果、当該部では径間長65mの鋼単純箱桁橋を採用することとし、併せて上下部構造間に生じるずれに対して落橋が生じにくくなるような配慮を施すこととした。

#### d) 右岸側高架部

右岸側高架部の区間は、一般的な鋼3径間連続鉄桁橋とした。ここでは、仮に右岸側高架部の範囲にある地表面で断層変位が生じ、地盤のずれに伴って外桁の支点部が橋座部から脱落するような状態となったとしても、上部構造の支持状態が不安定となりにくく、さらには落橋にも至りにくくすることに配慮して、多主桁の上部構造を採用した。また、仮に主桁の一部が損傷する状態となったとしても、多主桁の構造であれば健全な主桁のみを活用することにより応急的な機能回復がしやすくなる可能性を残すことができると考えた。

### (5) 断層変位に対する橋の安全性を高めるための配慮と工夫

#### a) 支承部が先行破壊するように耐力階層化

断層変位が生じた場合に橋に生じようとする変形を受け流せるよう、断層交差部の鋼単純箱桁橋と渡河部のPCラーメン橋の端支点部の具体的な破壊形態を計画する必要がある。破壊形態の選択肢として、大きくは構造部材の破壊を上部構造、下部構造、支承部のいずれかで先に生じさせるという選択肢がある中、本橋では前述したように支承部の破壊を先に生じさせる計画とした。図-6.7は、上部構造—支承部—下部構造という一連の構造系において支承部の破壊を先に生じさせる場合の水平力に対する耐荷特性の概念図を示したもの



である。図-6.7 に示すように、いずれの部材ともレベル2地震動を考慮する設計状況に対しては必要な耐力を確保した上で、レベル2地震動に対して考慮する水平力を上回る水平力が作用した場合には、まず先に支承部が破壊するように、上部構造や下部構造の耐力は支承部の耐力と階層化を図っておくという考え方である。

このような耐力階層化を行うことで、断層変位が生じた際に、下部構造は自立した状態を保持しつつ、鋼単純箱桁は支承から脱落してはいるものの下部構造の頂部の橋座面で支持され、(4) c)にも示したように下部構造や隣接する PC ラーメン橋の上部構造に不測な力を伝達させないようにした。

ここで、支承部自体も鋼材又はゴム等を材料とした様々な部材で構成されており、その壊し方には幾つかの選択肢がある。そこで、断層交差部の鋼単純箱桁橋の支承構造を検討するにあたっては、計画した破壊形態となる信頼性を高める観点から、破壊を先行させる部材の材料に着目して検討した。鋼箱桁橋に適用する支承本体としては積層ゴム支承又は鋼製支承が一般的である。取付ボルトを含め、支承本体に用いられている構造用鋼材は、その引張強さについて土木研究所が調査した統計データが存在する<sup>15)</sup>。一方、積層ゴム支承で用いられている積層ゴムについては、耐荷力を喪失するときの耐力の大きさを適切に評価する手法が十分に検討できていないとされている<sup>16)</sup>。したがって、耐荷力を喪失するときの耐力評価の信頼性という観点から、破壊を先行させる部材の材料としては、積層ゴムよりも構造用鋼材の方を選定の方が望ましいと言える。もちろん、積層ゴム支承であっても構造用鋼材を材質とする部材と組み合わせて構成されている構造であるので、破壊を先行させる部材として構造用鋼材を選定すれば積層ゴム支承を適用することもできる。今回の検討では、断層交差部の箱桁橋は両端部の支持条件を固定 (P3 橋脚側) 及び可動 (PR1 橋脚側) とする単純橋であるという構造条件に鑑み、支承構造としては鋼製の支承板支承を採用することとした。

ここで、供用中に支承板支承の耐久性を確実に確保するためには、点検をはじめとする維持管理が適切に行われることが前提となる<sup>17)</sup>。その上で、維持管理の容易さの観点からは、劣化要因となる滞水をできる限り減らす必要があることから、橋脚の橋座面には橋軸方向に 2%の拌み勾配を確保した。さらに、支承板支承を構成する鋼材には溶融亜鉛めっきによる防食対策を施すこととした。

なお、本橋の検討条件として設定している推定活断層は横ずれが支配的であることから、耐力階層化を行うための設計は水平力に対して行っており、その設計の詳細については 6.4 で後述する。ただし、6.3(1)で述

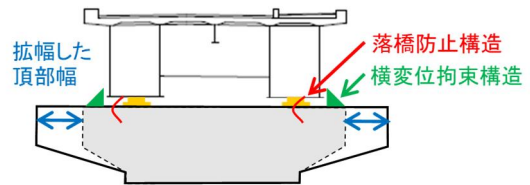


図-6.8 断層交差部の落橋防止対策

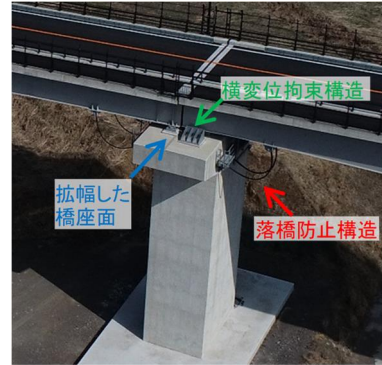


写真-6.3 断層交差部の落橋防止対策 (P3 橋脚)

べたように断層変位の向きにも不確かさがあり、鉛直方向に不測のずれが生じる可能性もある。そこで本検討では、少なくとも熊本地震によって架橋地点の近傍で観測された鉛直上向きの最大変位である 100mm<sup>10)</sup>が生じる状況を想定した骨組みモデルを用いた構造解析を行い、PC 箱桁が健全性を保持した状態に留まることを別途確認した。

#### b) 断層交差部の橋における落橋防止対策への配慮

断層交差部の鋼単純箱桁橋では、断層変位に対して支承部が破壊することを想定した設計思想であり、下部構造間に生じる横ずれの相対変位に対して鋼単純箱桁の支点部が下部構造の頂部から脱落しにくくする落橋防止対策がセットとして必須である。一方、鋼単純箱桁の横ずれの相対変位を落橋防止対策のための構造部材がいたずらに拘束してしまうと断層変位の影響を受け流せず、不測の力を上部構造や下部構造に伝達してしまい、結果的にこれらの部材に損傷を誘発してしまうことが懸念される。本報告では、道路橋示方書の規定に基づいて桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造を設置しているが、このうち落橋防止構造と横変位拘束構造は、上部構造の応答を拘束する際に生じる力に抵抗するために設置される構造部材である<sup>10)</sup>。このため、作用特性としての不確かさが大きい断層変位に対しては、これらの部材も破壊することを想定しておく必要がある。このとき、落橋防止構造と横変位拘束構造の破壊形態によっては、断層変位の影響を受け流すために重要な桁かかり長としての機能を担う橋座部に損傷を誘発してしまうことが懸念される。そこで、落橋防止構造と横変位拘束構造は、鋼単純箱桁の

横ずれの相対変位を過度な抵抗力で拘束せず、かつ、破壊する際には橋座部に損傷を誘発しないようにその形態を予め計画し、その計画した破壊形態となる信頼性が高まるように設計段階で配慮することとした。

具体的には、落橋防止構造には横ずれに対して追従が可能な PC ケーブルを採用するとともに、道路橋示方書に示される上限値である桁かかり長の 0.75 倍の変位が橋軸方向に生じるまでは機能しないよう PC ケーブルを弛ませた構造とし、横ずれに対する追従性も確保した(図-6.8, 写真-6.3)。そして、想定を超える変位量に対しては支承部と同様の考え方で耐力階層化を行い、PC ケーブル本体が上下部構造との取付部に先行して破壊するように設計することとした。また、横変位拘束構造は支承部の近傍に設置することで支承部が破壊した後にフェールセーフとして速やかに機能するようになっているが、落橋防止構造と同様に破壊が生じることを想定しておく必要がある。そのため、上下部構造よりも先にこれらに横変位拘束構造を取付けるための取付ボルトが破壊するように耐力の階層化を考慮して設計を行った。これらの設計の考え方については 6.4(4)で後述する。

さらに、横変位拘束構造と落橋防止構造が破壊した後、鋼単純箱桁の支点部が下部構造の頂部から脱落しにくくなるよう、図-6.8 のとおり橋軸直角方向の桁かかり長を通常よりも広く確保することとした。具体的には、道路橋示方書に基づく設計で一般に必要な桁軸直角方向の頂部幅に、熊本地震によって架橋地点の近傍で観測された水平方向の最大変位である 1,400mm を加えて橋軸直角方向の必要桁かかり長を設定することとした。

### c) 隣接桁との相対変位を拘束しないようにするための伸縮装置への工夫

b) に示したとおり、断層交差部の鋼単純箱桁とこれに隣接する橋の上部構造との間には、断層変位の影響によって橋軸直角方向に対して大きな相対変位が生じる状況が想定される。このように隣接桁端部間で生じる橋軸直角方向の相対変位に対しては、伸縮装置の構造に注意が必要である。例えば、東北地方太平洋沖地震によりゴム支承の破断が生じた東部高架橋では、上部構造が橋軸直角方向に変位した際のフィンガージョイントによる桁間拘束が一因となったことが指摘されており<sup>18)</sup>、伸縮装置の構造によっては隣接する上部構造に不測の影響を与えてしまう可能性があることを示唆する事例である。道路橋示方書・同解説<sup>19)</sup>でも、伸縮装置が水平力を伝達することで、隣接する他方の上部構造を支持する支承部において設計で考慮する以上の変位が生じる可能性もあることから、伸縮装置によって隣接する上部構造に水平力が伝達されないよう

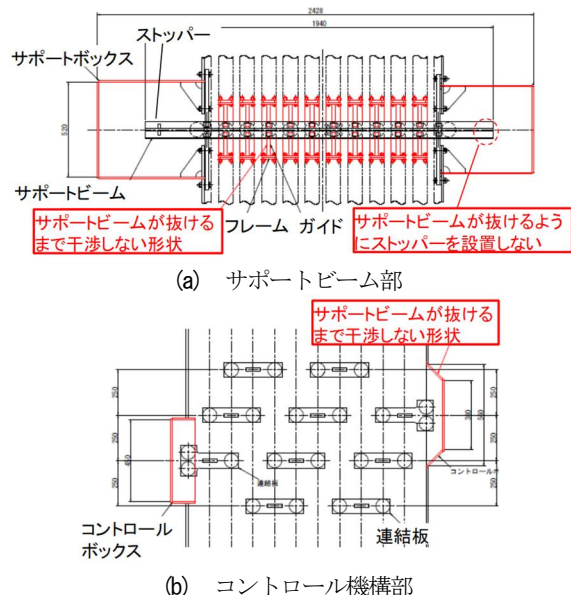


図-6.9 モジュラージョイントの改良(平面図)



写真-6.4 断層交差部のモジュラージョイント(施工中)

な構造とするなど、伸縮装置の形式の選定に配慮する必要があることが示されている。したがって、本橋の断層交差部の伸縮装置においても、断層変位が生じた際に隣接する PC ラーメン橋の上部構造に不測な力を伝達させることのないような構造としておく必要があると考えた。

本橋では、径間長が長く高橋脚を有する PC ラーメン橋と、それと相対比較して構造規模が小さい断層交差部の鋼単純箱桁橋が PR1 橋脚上で伸縮装置を介して隣接した構造となっている。このため、当該箇所における桁間の遊間量は 1,200mm と大きく、モジュラージョイントの採用となる。しかしながら、一般的なモジュラージョイントは橋軸直角方向の変位が許容値を超えるとサポートボックスとサポートビーム、コントロールボックスと連結板がそれぞれ干渉してしまい、その結果伸縮装置を介して隣接桁に力が伝達される構造になってしまう。このため、許容値を超える橋軸直角方向の変位が生じた場合にも隣接する上部構造に不測の力を伝達しない構造となるようモジュラージョイントの改良を検討した。

改良したモジュラージョイントの構造を図-6.9 及び

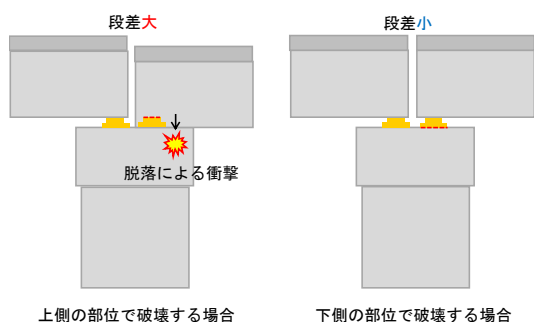


図-6.10 支承部の破壊部位が桁端部に生じる段差に及ぼす影響

写真-6.4 に示す。まず、橋軸直角方向への相対変位に対して部材が干渉せずに変位追従できる許容値を従来構造よりも高めるため、サポートボックスとコントロールボックスの形状を大きくする改良を施した。さらに、改良後の変位追従の許容値を超える相対変位が生じる状況に備え、サポートビームがサポートボックスから抜け出せる構造に改良した。具体的には、サポートビームには通常は両端にストッパーが設けられているが、そのストッパーを片側のみに設置する構造とした。このようにすることで、仮に変位追従の許容値を超える相対変位が生じた場合でも、サポートビームは一方の主桁とは構造的に分離することになるため、サポートビームを介して力を伝達してしまうような状態となることを回避できる。

一方、桁間の遊間量が極端に狭まった状況において橋軸直角方向に相対変位が生じた場合等、改良した伸縮装置が想定通りに機能せず、伸縮装置を介して PC ラーメン橋の上部構造に不測な力を伝達してしまう可能性も否定できない。このような不測の状況が生じた場合に PC ラーメン橋の上部構造に及ぼされる影響を検証した。この検討では、橋梁全体系の非線形骨組モデルを用い、側径間の端部に橋軸直角方向の水平変位を漸増させる構造解析を行った。PC ラーメン橋の箱桁断面に生じる応力を照査した結果、橋軸直角方向への水平変位が 3.77m となるまでは降伏に至らない状態で留まることを確認した。したがって、仮に改良した伸縮装置の効果が発揮できない事態が生じたとしても、そのことが直ちに PC ラーメン橋の性能に重大な影響を与えるものではないと言える。

なお、断層交差部の鋼単純箱桁橋の P3 橋脚上については、隣接する右岸側高架部の橋の構造との関係から遊間量が 100mm と小さく、橋軸直角方向の変位が生じた場合に隣接する上部構造に力を伝達しない構造として信頼性が高い突合せ型ジョイントの適用が可能であるため、従来の構造をそのまま用いている。

#### (6) 損傷後の橋としての性能回復を早めるための配慮と

#### 工夫

##### a) 支承部の破壊に伴う桁端部の段差を小さくするための工夫

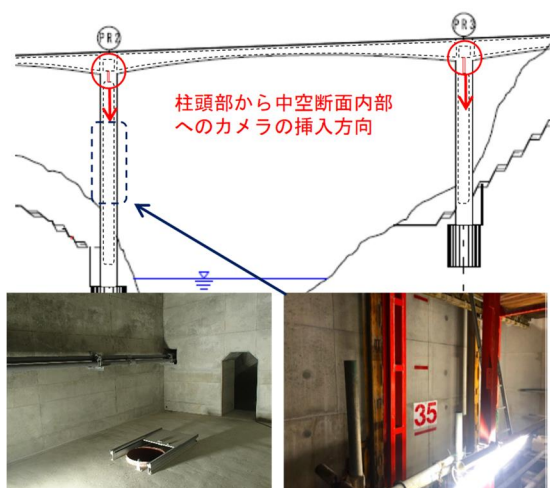
道路機能を早期に復旧する観点からは、支承部の破壊により橋面に生じる段差が小さい方が望ましい。(5) a) で、断層変位に対して、断層交差部の鋼単純箱桁橋の支承部の破壊を先行させる戦略を述べたが、支承部自体も様々な部材で構成されていることから、その壊し方には幾つかの選択肢があり、破壊部位によって橋面に生じる段差の大きさが異なってくる。そこで本橋の設計においては、支承部が破壊した後に生じる段差に着目し、これができる限り小さくなるような破壊形態に誘導できるように配慮した。

具体的には、図-6.10 に示すように支承の上側の部位で破壊させると、それだけ段差も大きくなることから、本橋では破壊部位を支承の下側の部位に誘導することとした。なお、支承の上側の部位で破壊させると橋座面に脱落する際の衝撃で桁の下フランジに悪影響が及ぶリスクも高まるため、この観点からも破壊部位を支承の下側の部位に誘導することが望ましいと考えた。

このような破壊形態となる信頼性を高くするために、支承に作用する荷重条件とその力の伝達経路を踏まえ、破壊を先行させる部材と破壊させない部材のそれぞれの耐力のばらつきを考慮したうえで、両部材間で耐力力の階層化を図ることとした<sup>19)</sup>。また、支承の下側の部位に設定する破壊部位としては、特性や品質が確かな鋼材を設定することとした。なお、ここで述べた支承部の設計の詳細については 6.4 で後述する。

##### b) 地震後の橋の状態把握を迅速に行えるようにするための工夫

橋としての機能回復を速やかに行う観点からは、供用の可否、応急復旧のために執る措置等の判断をするために橋の状態把握を急ぐ必要がある。そのための調査を速やかにできるようにする必要がある。本橋の渡河部の PC ラーメン橋に採用されているような中空断面の高橋脚は、外面側は UAV 等を用いることで概ねの状態を把握することができる一方、中空断面内部へアクセスする手段は無いことが多く、内面側は状態を速やかに把握することが困難である。前章で示した阿蘇長陽大橋でも中空断面 RC 橋脚の内面側の状態把握が必要となったが、内面側を点検することを念頭においた構造とはなっていないなかったため、最終的には柱頭部に小孔を設けて確認することとなり、調査に時間を要した。そこで、高橋脚を有する渡河部の PC ラーメン橋に対して、阿蘇長陽大橋の震災後の調査経験を踏まえて構造設計の段階から定期的な点検だけでなく地震後に想定される調査さらには応急的な復旧措置を想定し、



(a) 点検孔の設置 (b) 中空断面内部への高さ表示

写真-6.5 中空断面内部を点検するために予め講じた配慮

経済的に合理的な範囲でそれらの行為を実施しやすくするため事前の配慮を施しておくこととした。

まず、地震後の調査を迅速にできるように、中空断面内部へアクセスをしやすいするための配慮として、橋脚の柱頭部に中空断面内部の点検孔（直径 600mm）を設置した（写真-6.5(a)）。この点検孔があることで、地震後に柱頭部からカメラを下方向に挿入し中空断面内部の状態を把握することができる。また、カメラによる状態把握を行うにあたっては、撮影している箇所の高さの情報も必要である。そこで本橋では、中空断面内部に高さの表示をしており、カメラによる状態把握が適時適確に行えるようにも配慮をしている（写真-6.5(b)）。

また、渡河部は高橋脚となることから、橋梁点検車では橋脚外面側の近接目視調査を行うことができない箇所がある。このため、少なくとも地震後の詳細調査や補修を行うために、阿蘇長陽大橋と同様にロープアクセスが必要となる状況もあることを想定しておく必要がある。ロープアクセスにあたっては、作業員がフックのインサートを橋脚に後施工で打ち込みながら調査箇所まで身を移動させていくため、調査に時間と労力を要する。そこで、写真-6.6 に示すように、ロープアクセスによる調査で必要となるフック用のインサートを橋脚の施工段階で予め設置しておくこととした。なお、維持管理の段階でロープアクセスによる調査ができるようにしておく観点からは、インサートの定着部にも耐久性を確保させておくことが望ましい。このことにも配慮し、インサートは接着剤を用いずに定着させる先施工により設置した。

c) 応急的な通行再開措置のための配慮

本橋では、断層変位により橋に機能的な損傷が生じ



写真-6.6 橋脚に設置した先施工のインサート



写真-6.7 あきを広めに設定した P3 橋脚橋座部の配筋

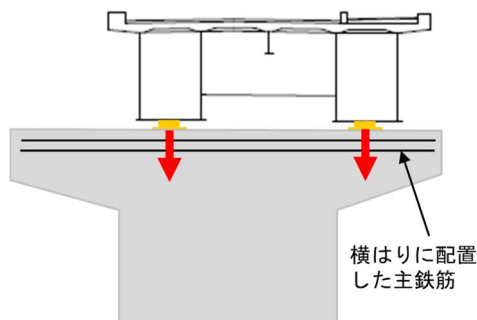


図-6.11 横はりに配置した補強鉄筋

てもできる限り早期に復旧できることを目標としている。このため、断層交差部の鋼単純箱桁橋の支承部が破壊し、多少上部構造がずれた状態も想定して、応急的な供用を速やかにできるようにする観点から配慮を講じた。

具体的には、地震後における桁の応急的な固定装置の設置に備え、橋座面へのアンカー定着が容易にかつ確実に施工できるように橋座面に配置する鉄筋については、そのあきを 200~300mm と広めに設定（一般的な設計でのあきは 125~150mm）する配慮を施した（写真-6.7）。また 6.3(1) に示した水平方向の断層変位量の想定に基づき、鋼単純箱桁が橋軸直角方向に 1,400mm ずれた場合でもはりの補強を行わずに設計活荷重下で供用できるよう、図-6.11 のように下部構造の横はりに予め補強鉄筋を配置した。

また、断層交差部の鋼単純箱桁橋と右岸側高架部の



写真-6.8 断層交差部に仮設されたベント基礎 (施工中)

鋼3径間連続桁橋については、写真-6.8のようにベント架設で施工を計画し、その施工段階で構築されるベントの基礎を計画的に残置することとした。これは、桁がずれるような状態となった際の応急的な仮受けや応急復旧工事においてこのベント基礎を活用できる余地を残しておくことを意図している。特に断層交差部の鋼単純箱桁橋は架橋地点が斜面となっており、地震後にベント基礎から構築すると時間を要することが想定される。応急復旧工事のシチュエーションを想像しつつ、応急復旧に要する工期を少しでも短くするための合理的な配慮の一つとして講じた策である。

#### d) 本復旧工事を円滑にできるようにするための配慮

断層交差部の鋼単純箱桁橋においては、応急的な措置の後、橋軸直角方向に生じた変位により上部構造が当初設計からずれた位置で支持されている状態から本復旧工事を行うことが想定される。そこで、本復旧工事を速やかにできるようにする観点からも、設計段階で行い得る配慮を講じた。

桁をジャッキアップして仮支持をするような復旧工事を行う際には、下部構造にジャッキ設置用の鋼製ブラケットを仮設することが多いが、本橋では、支承交換時や主桁支点部の補修時の施工の確実性、迅速性を確保する観点から、図-6.12のように主桁を仮支持するために必要となるジャッキの設置用スペースを考慮した大きさの橋座面を確保した。

橋座部の寸法は、本橋の主桁を仮支持するために必要なサイズのジャッキを支承部前面に設置することを想定した上で、ジャッキから橋座部に作用することとなる荷重に対する橋座部の補強鉄筋を配置できるように、必要なスペースを確保した。これらを考慮すると、例えばPR1橋脚のP3橋脚側では、鋼単純箱桁を支持するための250tジャッキの設置に必要な400mmに補強鉄筋の設置に必要な300mmを加えて、橋軸方向に最低700mmのスペースが必要となる。なお、橋座部にジャッキ設置用のスペースを考慮することで、結果的に橋軸方向の桁かかり長が道路橋示方書に基づく設計

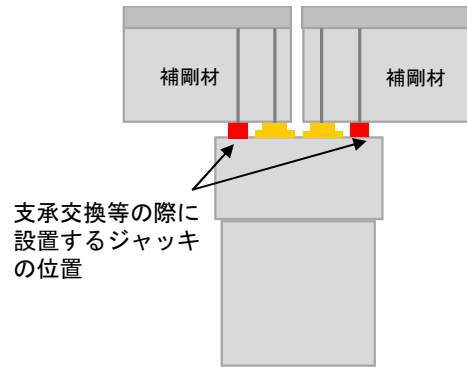


図-6.12 橋座部に確保したジャッキ設置用のスペース

で一般に必要な長さより長くなり、橋軸方向への変位による落橋に対する安全性のさらなる向上にもつながっている。

## 6.4 新阿蘇大橋における破壊形態を制御するための耐力階層化設計

### (1) 破壊を先行させる部材の選定

6.3(4)a)及び6.3(5)a)に示したように、断層変位に対する橋の安全性を高めるとともに、損傷後の橋の機能回復を早める観点から、本橋では推定活断層と近接するP3橋脚及びPR1橋脚の4支承線上の各支承部に対して破壊部位と破壊耐力を制御した支承構造（以下、「損傷制御支承」という。）を導入した。損傷制御支承の設計においては、設計での想定を超過する力が作用した場合に先行して破壊させる部位を具体的に設定する必要がある。その設定にあたっては、材料としての特性や品質が明確であり破壊耐力のばらつきが小さいこと、当該部位の破壊に伴って上部構造や下部構造のような他の重要部位を損傷させないこと等の観点が重要である。それに加えて、前述したとおり、支承部の破壊によって生じる段差を小さくする観点からできるだけ支承板支承の下側に位置している部位を選定するのが望ましいと考えた。

図-6.13は、P3橋脚及びPR1橋脚に設置される支承板支承の構造と構成部材を示したものである。断層変位により下部構造が移動する状況になった場合、橋軸直角方向成分の水平力は支承板支承の内部で次のような経路を経て上部構造へ伝達される。

下部構造橋座部→アンカーボルト→ベースプレート→（アンカー取付ボルト）→下沓→サイドブロック取付ボルト→サイドブロック→上沓→桁取付ボルト→上部構造支点取付部

※括弧書きの部材はPR1橋脚上の支承部のみ該当

経路上にあるこれらの部材のうち、水平力が面内方向に作用することになる板状のベースプレート、下査、サイドブロック、上査は破壊の制御が難しい。また、アンカーボルトは橋座面のコンクリートと付着により一体となって抵抗する部材であり、その破壊耐力のばらつきは鋼材単体の破壊耐力よりも一般には大きく、桁かかり長の機能も有している橋座部を損傷させるリスクも考えられるため、破壊を先行させる部材には適していない。桁取付ボルトについても、破壊する際に主桁を損傷させるリスクがあることから破壊を先行させる部材には適さないと考えた。

このような観点から検討を行った結果、PR1 橋脚上の支承板支承についてはアンカー取付ボルト（図-6.13(a)の赤色に着色している部材）、P3 橋脚上の支承板支承についてはサイドブロック取付ボルト（図-6.13(b)の赤色に着色している部材）をそれぞれ破壊を先行させる部材として選定した。

## (2) 破壊させない部材の設計水平力の設定

前述したような損傷制御支承を用いて部材間での耐力階層化を明確にした設計を行うにあたっては、レベル2地震動を含む設計状況に対して所定の耐荷性能を確保した上で、断層変位が生じた際に破壊を先行させる部材が一定の信頼性をもって先に破壊するように、下部構造側の取付部（橋座部、はり）、上部構造側の取付部（支点上補剛材）並びに支承板支承を構成する部材のうち破壊させない部材の耐力が破壊を先行させる部材（PR1 橋脚上の支承部：アンカー取付ボルト、P3 橋脚上の支承部：サイドブロック取付ボルト）の耐力よりも大きくなるようにする必要がある。そこで、本橋の設計においては、破壊させない部材の設計水平力を破壊を先行させる部材の設計水平力よりも相対的に大きく設定することとした。

ここで、部材が実際に保有している耐力と設計値の間には材料特性や設計で用いる耐力の評価手法に起因したばらつきがある。そのため、部材間での耐力階層化を実現させるためには、信頼性の観点から破壊を先行させる部材の耐力が破壊させない部材の耐力を超過する割合の水準を設定する必要がある。しかし、部材間で耐力階層化を行う際のその水準の設定について技術基準等で示されているものはない。そこで、損傷制御支承を適用する P3 橋脚及び PR1 橋脚の 4 支承線上の支承板支承の設計においては、中尾らによる津波の影響を受ける状況を対象とした損傷制御支承に対する検討事例<sup>20)</sup>を参考とし、その水準を超過確率 10%と設定した。これは、本検討で対象としている断層変位の影響は、中尾らが対象とした津波の影響と同様に支承に作用する荷重の作用方向が一方に限ったものではなく、

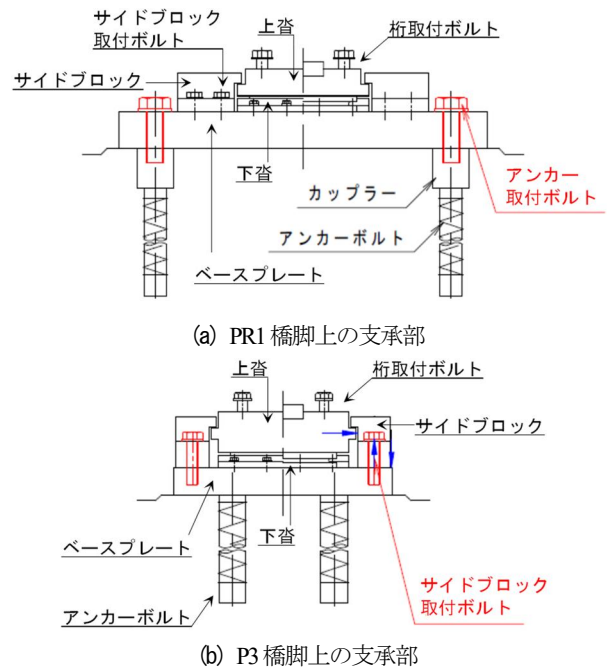


図-6.13 支承板支承の構造と破壊を先行させる部材の選定

荷重伝達や抵抗機構も複雑であることに鑑みて、同様の値を適用することとしたものである。

次に、破壊を先行させる部材と破壊させない部材にもその耐力の確率分布は正規分布に従うこと及び支承板支承を構成する各部材の耐力のばらつきは材料強度のばらつきと同一であると仮定して、破壊を先行させる部材の耐力が破壊させない部材の耐力を超過する確率を 10%以下とするために必要となる耐力差を検討した。支承板支承を構成する各部材の材料強度のばらつきは、土木研究所が調査した統計データ<sup>15)</sup>に基づいて設定した。例えば、構造用鋼材の引張強さを基準値で正規化した値の標準偏差は 0.04 である。そこで、破壊を先行させる部材の耐力を基準値で正規化した値が標準偏差 0.04 の正規分布に従うと仮定すると、破壊を先行させる部材の耐力が破壊させない部材の耐力を超過する確率を 10%以下とするためには、破壊させない部材の耐力を破壊を先行させる部材の耐力の 1.08 倍以上確保する必要がある。構造用鋼材の降伏強度の統計データに着目した場合には、標準偏差が 0.10 であり、同様に超過確率を 10%以下とするためには破壊させない部材の耐力は破壊を先行させる部材の耐力の 1.18 倍以上確保する必要がある。

ただし、ここでの検討に用いた統計データは構造用鋼材のデータであり、本橋の支承に用いるボルトのデータを用いたわけではない。さらに、本橋で適用する損傷制御支承では取付ボルトに引張力だけでなくせん断力も作用して破壊に至る事象であり、また、複数本のアンカーボルトが協働で抵抗する機構でもあるため、

材料強度のばらつきだけでなく耐力を評価する手法にもばらつきが含まれていることが考えられる。したがって、これらのデータを十分に蓄積して詳細な分析を行った上で耐力階層化のための係数設定を行う必要がある。しかしながら、このような耐力階層化に関する研究情報がまだ十分でない状況であることに鑑み、本橋に適用した損傷制御支承の設計においては、破壊させない部材の設計水平力は破壊を先行させる部材の設計水平力の1.3倍として設定することとした。その際、破壊を先行させる部材に過度な余裕耐力を付与することにならないよう、設計水平力に対して発生する応力度が地震時許容応力度の90~100%の範囲になるように当該部材の設計を行う配慮も行った。

### (3) 施工段階における損傷制御支承の品質確認

損傷制御支承を構成している部材の耐力が設計のねらいどおりになっているかを確認するため、施工段階において品質を確認する方法について検討を行った。ここで、損傷制御支承には実際には鉛直力も作用する可能性があるが、ここでは品質確認の方法を検討するという観点から水平力のみが作用する状況を想定することとした。

損傷制御支承に水平力が作用した場合に、支承部を構成する各部材に想定される破壊形態はせん断破壊または引張破壊であるため、部材の耐力の確認を行うためにはせん断強度と引張強さを評価する必要がある。ここで、ボルトのせん断強度は引張強さに $1/\sqrt{3}$ を乗ずることで算出する手法が広く使われている。しかし、破壊を先行させる部材に選定したPR1橋脚上の損傷制御支承のアンカー取付ボルトとP3橋脚上の損傷制御支承のサイドブロック取付ボルトは強度区分が8.8または10.9、直径が42~68mmであり、破壊に至るまでの引張試験を実施しようとする大規模な試験機が必要となり、引張強さを品質管理指標とすることは困難であった。そこで、当該ボルトの鋼材と同一ロットの抜き取

り検査で確認した鋼材の硬さから、SAE (Society of Automotive Engineers) International 規格 (以下、「SAE規格」という。)の硬さ換算表<sup>2)</sup>を用いて引張強さを求めた上で、その値に $1/\sqrt{3}$ を乗ずることで破断せん断力を評価することとした。

ここで、SAE規格の硬さ換算表を適用するにあたり、熊本地震で被災した一連の道路橋の復旧工事において支承部の下側の部位に用いられたボルトをサンプルとして、SAE硬さ換算表の信頼性を確認することとした。これらのボルトを対象に、ミルシートより確認した引張強さ(A)と、SAE規格の硬さ換算表を用いてミルシートより確認した硬さを換算することにより算出した引張強さ(B)を比較した結果を表-6.2に示す。表-6.2に示すとおり、両者の値の乖離は数%以内に収まっていることが確認できる。なお、硬さ換算表には整数値の硬さに対応する引張強さのみが示されていることから、小数に対応する引張強さは線形補間により換算した。

このような品質確認の方法により、新阿蘇大橋のP3橋脚及びPR1橋脚に設置された損傷制御支承の品質についても確認を行った。表-6.3は、損傷制御支承に用いられている各ボルトと同一ロットの鋼材の硬さに基づき、それぞれのボルトの破壊形態と破断水平力を評価した結果を示したものである。ここで、破壊形態がせん断破壊の場合は破断せん断力が破断水平力となっている。一方、破壊形態が引張破壊となるP3橋脚のサイドブロック取付ボルトについては、式(1)に示すサイドブロック取付ボルトの橋軸直角方向の引張力 $T$ の算出式から破断水平力 $F$ を逆算して求めた値を破断水平力として評価した。

$$T = \frac{F \times h_j}{p} \quad (1)$$

ここで、 $T$  : 引張力

$h_j$  : サイドブロック下面から設計水平力の作用位置までの高さ

表-6.2 引張試験による引張強さと硬さ換算表を用いて算出される引張強さの比較結果

No.	箇所	ボルト径 (mm)	A 引張試験による 引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	硬さ	B 硬さ換算表により 算出される引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	A/B
1	下沓取付ボルト	20	889	HRC 27.9	907	0.98
2	下沓取付ボルト	20	925	HRC 28.3	916	1.01
3	下沓取付ボルト	20	912	HRC 27.9	907	1.01
4	ゴム本体取付ボルト	20	1292	HRC 39.5	1232	1.05
5	下沓取付ボルト	20	925	HRC 28.3	916	1.01
6	下沓取付ボルト	20	912	HRC 27.9	907	1.01
7	下沓取付ボルト	20	946	HRC 29.6	942	1.00
8	下沓取付ボルト	20	899	HRC 28.9	928	0.97
9	下沓取付ボルト	20	902	HRC 27.9	907	0.99
10	下沓取付ボルト	20	913	HRC 28.3	916	1.00

表-6.3 破壊を先行させる部材と破壊させない部材の破断水平力の比較結果

P3橋脚起点側

箇所	ボルト径 (mm)	硬さ	硬さ換算表により算出される引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	断面積 (mm <sup>2</sup> )	本数	破断引張力 (kN)	破断せん断力 (kN)	破壊形態	破断水平力 (kN)
サイドブロック取付ボルト (破壊させる部材)	42	HRC 32.5	1,013	1,083	4	4,385	2,532	引張破壊	2,036
桁取付ボルト	36	HB 265	884	788	8	5,568	3,215	せん断破壊	3,215
アンカーボルト	68	HB 163	545	2,971	4	6,477	3,739	せん断破壊	3,739

P3橋脚終点側

箇所	ボルト径 (mm)	硬さ	硬さ換算表により算出される引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	断面積 (mm <sup>2</sup> )	本数	破断引張力 (kN)	破断せん断力 (kN)	破壊形態	破断水平力 (kN)
サイドブロック取付ボルト (破壊させる部材)	56	HRC 36	1,115	1,967	8	17,547	10,130	引張破壊	9,191
桁取付ボルト	52	HRC 30	950	1,705	12	19,432	11,219	せん断破壊	11,219
アンカーボルト	110	HB 156	525	8,414	6	26,505	15,303	せん断破壊	15,303

PR1橋脚起点側

箇所	ボルト径 (mm)	硬さ	硬さ換算表により算出される引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	断面積 (mm <sup>2</sup> )	本数	破断引張力 (kN)	破断せん断力 (kN)	破壊形態	破断水平力 (kN)
アンカー取付ボルト (破壊させる部材)	68	HRC 28.8	926	2,971	4	11,005	6,354	せん断破壊	6,354
桁取付ボルト	60	HRC 32	1,000	2,294	8	18,353	10,596	せん断破壊	10,596
サイドブロック取付ボルト	45	HRC 36.3	1,129	1,265	12	17,128	9,889	せん断破壊	9,889
アンカーボルト	120	HB 156	525	10,119	4	21,249	12,268	せん断破壊	12,268

PR1橋脚終点側

箇所	ボルト径 (mm)	硬さ	硬さ換算表により算出される引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	断面積 (mm <sup>2</sup> )	本数	破断引張力 (kN)	破断せん断力 (kN)	破壊形態	破断水平力 (kN)
アンカー取付ボルト (破壊させる部材)	68	HRC 28	910	2,971	6	16,222	9,366	せん断破壊	9,366
桁取付ボルト	95	HB 163	545	6,152	8	26,823	15,486	せん断破壊	15,486
サイドブロック取付ボルト	45	HRC 35.5	1,098	1,265	16	22,210	12,823	せん断破壊	12,823
アンカーボルト	110	HB 179	600	8,414	6	30,291	17,489	せん断破壊	17,489

※表中のHB, HBWはブリネル硬さを, HRCはロックウェル硬さを表す

p : サイドブロック外側から内側列の取付ボルトまでの距離

なお、ボルトの箇所ごとに複数の硬さデータがある場合は、安全側の評価をする観点から、破壊を先行させる部材は最大の硬さのデータ、破壊させない部材は最小の硬さのデータをそれぞれ用いて整理している。ここで、硬さのデータのばらつき（最大値と最小値の差）は最大で7.5%であった。また、換算表に硬さデータに対応した引張強さが示されていない場合は、表-6.2で説明した手法と同様に線形補間により換算した。

このような評価をした結果、表-6.3に示すとおり、いずれの損傷制御支承においても破壊を先行させる部材の破断水平力が破壊させない部材の破断水平力よりも小さくなっており、部材間で耐力の階層化が実現できていることを確認した。

(4) 耐力階層化を行っているその他の部材の扱い

6.3(5)b)で述べたとおり、断層交差部の橋の設計においては落橋防止構造と横変位拘束構造に対しても耐力階層化設計を行っている。ここで、破壊を先行させる部材を選定した上で、破壊させない部材の設計水平力を破壊を先行させる部材の設計水平力よりも相対的に

大きく設定するという考え方は損傷制御支承と同様である。

落橋防止構造については、破壊を先行させる部材としてPCケーブル本体を選定している。PCケーブル本体の両端部は回転に追従可能なピンで上下部構造に接合されており、支承部が破壊した後に落橋防止構造が機能する際には張力のみが作用する抵抗機構となる。そこで、落橋防止構造を構成しているPCケーブル本体以外の部材（上下部構造との取付部を含む）の設計水平力の設定にあたっては、まず本橋の落橋防止構造として用いるPCケーブル本体（PC鋼より線）の引張強さの試験値データを収集した。そのデータの範囲では、PC鋼より線の引張強さを規格値で正規化した値の標準偏差は0.02であった。本来であれば、落橋防止構造を構成する各部材の材料強度のばらつきを定量的に評価し、破壊させる部材の耐力が破壊させない部材の耐力を超過する確率を所要の水準以下するために必要な耐力差を算出して検討する必要がある。しかし、落橋防止構造においてそのような定量的に設計法として確立された研究事例はまだない。そこで、今回の検討では、PCケーブル本体の引張強さのばらつきは損傷制御支承に用いている取付ボルトの強度のばらつきよりも相対



的に小さいと考えられること、損傷制御支承では破壊させない部材の設計水平力を破壊を先行させる部材の設計水平力の1.3倍として設定したこと、断層変位の影響を受ける支承部と比べるとPCケーブルによる落橋防止構造は作用する荷重の方向や抵抗機構が相対的にシンプルであること等を総合的に考慮し、PCケーブル本体以外の落橋防止構造を構成する部材や上下部構造との取付部に対する設計水平力はPCケーブル本体の設計水平力の1.2倍として設定することとした。

横変位拘束構造については、破壊を先行させる部材としてベースプレート取付ボルトを選定した。このため、6.4(2)で述べた損傷制御支承と同様の考え方を適用できると考え、横変位拘束構造を構成するベースプレート取付ボルト以外の部材（上下部構造との取付部を含む）の設計水平力は、ベースプレート取付ボルトの設計水平力の1.3倍として設定することとした。

#### 参考文献 (6章)

- 1) 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第967号，2017.
- 2) 平敷健太，福原茂，湊康彦：推定活断層を踏まえた阿蘇大橋の橋梁設計について，平成30年度九州国土交通研究会，I部門，2018.
- 3) 土木学会西部支部：平成28年熊本地震被害調査報告書，2017.
- 4) 小野晃司，渡辺一徳：阿蘇火山地質図，通商産業省工業技術院地質調査所，1985.
- 5) 九州活構造研究会編：九州の活構造，東京大学出版会，1989.
- 6) 活断層研究会編：新編 日本の活断層，東京大学出版会，1991.
- 7) 熊本県地質図編纂委員会：熊本県地質図（10万分の1），熊本県地質調査業協会，2008.
- 8) 国土交通省九州地方整備局：立野ダム建設事業の検証に係る検討報告書 資料-7「立野ダム周辺及びダムサイトの地形・地質概要」，2012.  
[http://www.qsr.mlit.go.jp/n-kawa/kensyo/02-tateno/houkokusyo\(tateno\)/houkokusyo\\_ref07\\_ref\\_tikei\\_tishitu.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/n-kawa/kensyo/02-tateno/houkokusyo(tateno)/houkokusyo_ref07_ref_tikei_tishitu.pdf)
- 9) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所：第2回 国道325号ルート・構造に関する技術検討会，2016.  
[http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto\\_r/img/pdf/road\\_325\\_010.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto_r/img/pdf/road_325_010.pdf)
- 10) Shirahama, Y., Yoshimi, M., Awata, Y., Maruyama, T., Azuma, T., Miyashita, Y., Mori, H., Imanishi, K., Takeda, N., Ochi, T., Otsubo, M., Asahina, D. and Miyashita, A.: Characteristics of the surface ruptures associated with the 2016 Kumamoto earthquake sequence, central Kyushu, Japan, *Earth, Planets and Space*, Vol. 68, Article number: 191, 2016.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.
- 13) 大塚久哲，岡田稔規，角本周，堤忠彦：PC箱桁の復元力特性に関する交番載荷実験，Vol.42，No.2，pp.90-97，プレストレストコンクリート，2000.
- 14) 大塚久哲，岡田稔規，矢葺亘，角本周，堤忠彦：PC箱桁橋軸直角方向の復元力特性に関する交番載荷実験，Vol.43，No.2，pp.124-131，プレストレストコンクリート，2001.
- 15) 村越潤，梁取直樹，有馬敬育，清水英樹，小森大資：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料第4090号，2008.
- 16) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2018.
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I共通編，2017.
- 18) 山田金喜，曾田信雄，水木隆夫，広瀬剛，名古屋和史，鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討，構造工学論文集Vol.59A，pp527-539，2013.
- 19) 大住道生，西弘明，中尾尚史：超過作用に対する橋の損傷シナリオをデザインする新たな考え方，土木技術資料，Vol.60，No.4，pp.12-15，2018.
- 20) 中尾尚史，森屋圭浩，大住道生，星隈順一：津波を受ける橋の機能回復力向上のための技術開発，土木技術資料，Vol.59，No.6，pp.40-43，2017.
- 21) SAE International: Hardness Tests and Hardness Number Conversions J417,1983.

## 7. まとめ

本報では、既往の復旧事例にはみられない技術的に特徴のある4つの道路橋を対象に被災状況や復旧対策を検討プロセスとともに示した。各道路橋の復旧対策における考え方や配慮等に関するポイントをまとめると以下の通りである。

### 1) 大畑大橋の復旧に関するまとめ

鋼5径間連続非合成曲線鋼桁橋である大畑大橋の復旧について、橋全体として被災前と同等の耐荷性能に戻すという基本方針に基づき、構造特性と損傷状態に応じた補修方法の検討プロセスを示した。また、このプロセスを通じて提案した設計の考え方や配慮事項を以下に示す。

- ・上部構造としての耐荷性能を回復するという視点から、座屈した主桁を残置したまま当該断面内に新たに桁や対傾構を追加設置する方策を考案した。
- ・また、同断面区間の復旧における不確実な設計条件に対して、工学的に合理的な範囲で安全側となるよう、応力の解析を行う際のモデル化や応力の照査に用いる許容値の設定における配慮事項を示した。
- ・上部構造の補修設計において施した配慮事項の妥当性を確認するため、復旧の施工時荷重を活用した検証方法を考案した。応力が大きく変化する施工ステップ前後における上部構造の各部材に生じる応力変化に着目し、その計測値と解析値を比較することにより、設計での配慮が安全側となっていることを確認した。
- ・耐荷性能を元に戻すための補修方法に応じて、個々の下部構造の耐荷力が確保されることの信頼性に相対差があることに配慮して、補修後の下部構造に作用する地震時水平力を分散できるように上下部接続部を設計するという考え方を提案した。

### 2) 桑鶴大橋の復旧に関するまとめ

2径間連続鋼斜張橋である桑鶴大橋の復旧に関する検討プロセスを示すとともに、この過程で提案した復旧対策の考え方や配慮事項を以下に示す。

- ・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なるようにするため、鉛直負反力に抵抗させる浮上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った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。

### 3) 阿蘇長陽大橋の復旧に関するまとめ

4径間連続PC箱桁橋である阿蘇長陽大橋の復旧について、復旧に関する検討プロセスを示すとともに、この過程を通じて提案した対策の考え方や中空断面橋脚の性能を調査するためのモニタリングについて以下に示す。

- ・A1橋台の復旧では、仮に斜面崩落が再び生じたとしても、橋の機能回復が困難となるような状態にはなりにくくする観点から構造形式を選定した。また、道路機能の確保の観点から橋台背面道路の線形についても合わせて見直すことを提案した。
- ・中空断面を貫通するひび割れが生じた橋脚に対し、流動性の高いコンクリートを充填し、せん断抵抗機能を補完させる方法を提案した。また、その設計や施工に内在する様々な不確実性を補完するために、コンクリート充填前後での振動特性の変化をモニタリングした。常時微動および車両落下加振で得たコンクリート充填前後の固有振動数の変化から、貫通ひび割れが生じた断面の剛性がコンクリート充填により高まっており、充填されたコンクリートがせん断力を分担し、水平力を下方の断面に伝達していることを確認した。また、コンクリート充填による橋脚の振動モードの変化を確認した。

### 4) 阿蘇大橋の復旧（新阿蘇大橋）に関するまとめ

地盤変状のリスクがある地形・地質条件下において架橋された新阿蘇大橋について、地盤変状が橋の性能に及ぼす影響を可能な限り小さくしていく観点から、ルート設定、構造計画、設計及び施工の各段階で採り入れた様々な創意工夫とその技術的思考プロセスを示した。

本橋に関する一連の技術的な成果を踏まえて、今後、活断層や斜面崩壊等による地盤変状の影響が懸念される箇所では橋の計画、設計、工事を行う際に参考となるポイントをまとめると次のとおりである。

- ・活断層や斜面崩壊等の地盤変状のリスクが存在する箇所に道路を計画する際、道路の機能に及ぼす影響を小さくするためにルート案の設定、道路の構造計画の段階から配慮した事項を示した。
- ・活断層を工学的に評価する際、断層変位量、断層変位の向き及び断層変位が生じる位置は作用としての不確実性が高いため、橋の耐震設計で考慮している各部材の状態を超えることを想定しておく必要がある。そこで本橋では、想定を超える作用が生じたとしても橋全体としての状態が致命的でなく、かつ早期復旧もしやすくなるように橋の破壊形態を制御する設計思想を採り入れた。
- ・断層変位に対する橋の安全性を高めるため、破壊部位と破壊耐力を制御した損傷制御支承を採り入

れた構造を考案するとともに、桁かかり長の拡張による落橋防止対策の強化を図る方策を示した。さらに、遊間の大きい桁端部において伸縮装置を介して断層変位の影響が隣接橋に波及しないようにするため、伸縮装置の改良方法を提示した。

- ・被災後の橋としての機能回復を早めることができるようにするため、支承の破壊に伴って生じる段差を小さくするための損傷制御支承の設計思想を提示した。また、地震後の状態把握を速やかにできるようにするための配慮、さらには応急的な通行再開に必要な措置を迅速に実施できるようにするための配慮等についても、経済的な合理性を失わない範囲で具体的なアイデアを示した。
- ・本橋に適用したような損傷制御支承については研究途上の技術であり、今後の発展性が大きいですが、現時点での知見の範囲に基づき、破壊を先行させ

る部材と破壊させない部材との間に確保されている耐力の差を施工段階で簡易に確認するための品質評価方法を示した。

#### 謝辞：

各橋の調査・設計に係る検討の実施にあたっては、事業実施主体である国土交通省九州地方整備局、熊本復興事務所、熊本河川国道事務所、立野ダム工事事務所、及びプロジェクトチーム（橋梁 PT. 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、国立研究開発法人土木研究所、熊本県等で構成。）の委員から様々な助言を頂いた。また、新阿蘇大橋のルート及び構造の選定については、九州地方整備局が設置した「国道 325 号ルート・構造に関する技術検討会」で助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

---

国土技術政策総合研究所研究報告

RESEARCH REPORT of N I L I M

No. 70

March 2023

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは (事務局課・電話)

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地

企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675