

令和元年度 第 2 回 恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会

議事次第

日 時：令和 2 年 3 月 10 日 10：00～

場 所：恵庭市役所第 2 庁舎 2 階 大会議室

1. 開会
2. 建設部長挨拶
3. 委員長挨拶
4. 議事
 - (1) 第 1 回特別調査委員会のふりかえり
 - (2) 調査結果
 - (3) 性能評価
 - (4) 変状原因の推定
 - (5) 対策の検討
 - (6) 工事完了までの暫定措置について意見交換（最長で 10～15 年）

■ 配布資料

- 資料 2-1 議事次第
- 資料 2-2 参加者名簿
- 資料 2-3 配席図
- 資料 2-4 第 1 回特別調査委員会議事録
- 資料 2-5 検討の流れ
- 資料 2-6 調査結果
- 資料 2-7 性能評価
- 資料 2-8 変状原因の推定
- 資料 2-9 対策の検討
- 参考資料 1 第 2 回特別調査委員会議事概要
- 参考資料 2 今後のスケジュール（案）
- 参考資料 3 橋梁概要および履歴の一覧

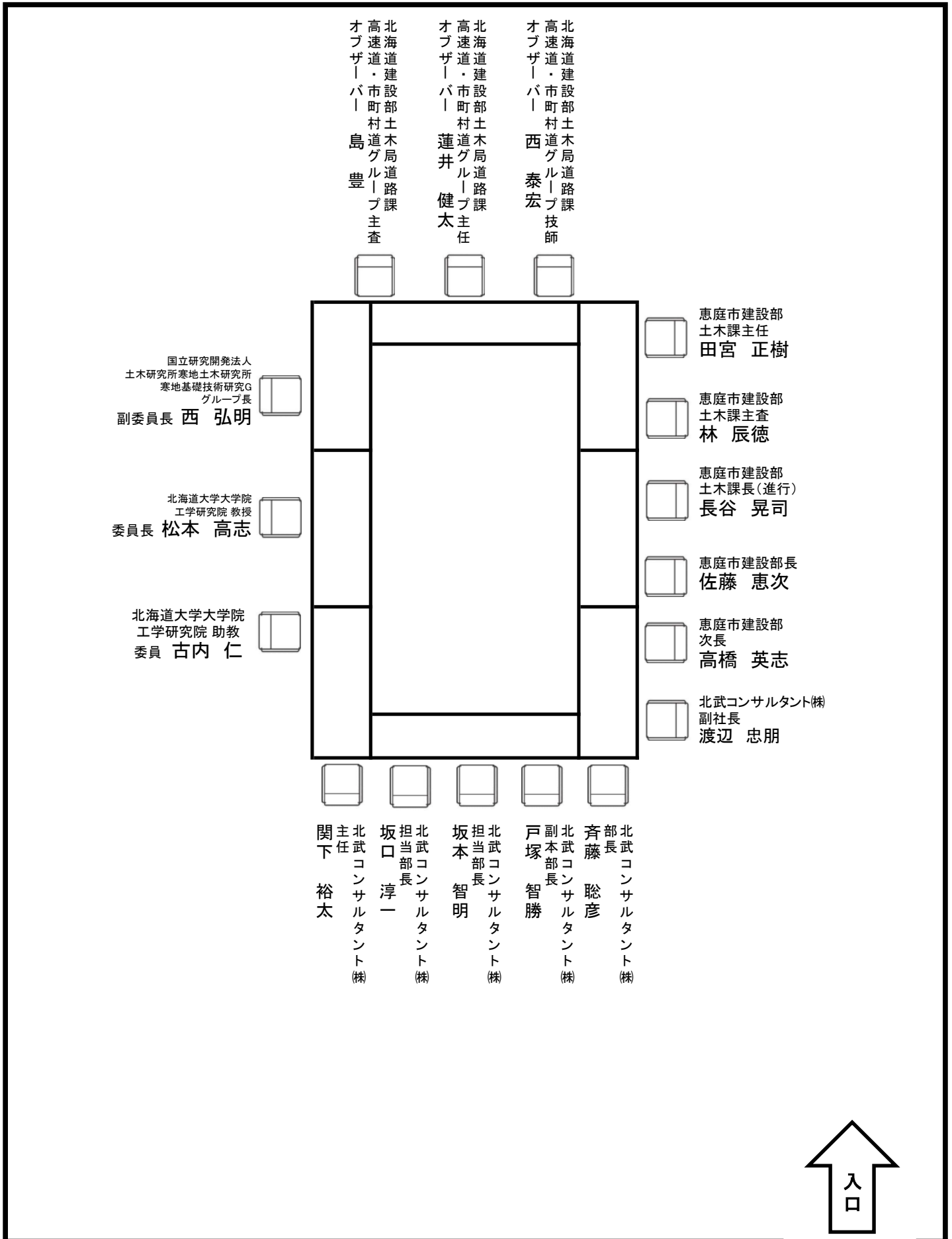
第2回 恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会 参加者名簿

	委員名	団体・機関名	役職	委員氏名	備考
1	委員長	北海道大学大学院 工学研究	教授	松本 高志	
2	副委員長	国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ	グループ長	西 弘明	
3	委員	北海道大学大学院 工学研究	助教	古内 仁	
4	オブザーバー	北海道建設部土木局道路課 高速道・市町村道グループ	主査	島 豊	
5	オブザーバー	北海道建設部土木局道路課 高速道・市町村道グループ	主任	蓮井 健太	
6	オブザーバー	北海道建設部土木局道路課 高速道・市町村道グループ	技師	西 泰宏	
7	事務局	建設部	部長	佐藤 恵次	
8	事務局	建設部	次長	高橋 英志	
9	事務局	建設部 土木課	課長	長谷 晃司	
10	事務局	建設部 土木課	主査	林 辰徳	
11	事務局	建設部 土木課	主任	田宮 正樹	
12	設計コンサルタント			渡辺 忠朋	副社長
13	設計コンサルタント			斉藤 聡彦	取締役
14	設計コンサルタント			戸塚 智勝	副本部長
15	設計コンサルタント			坂本 智明	部長
16	設計コンサルタント			坂口 淳一	部長
17	設計コンサルタント			関下 裕太	主任

第2回『恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会』配席図

令和2年3月10日（火） 10:00～

恵庭市役所第2庁舎 2階 大会議室



令和元年度 第1回 恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会
議事録

1. 日 時：令和元年 12 月 2 日（月） 10：00～12：00
2. 場 所：恵庭市役所第2庁舎2階 大会議室
3. 出席者：松本委員長（北海道大学 教授），古内委員（北海道大学 助教）
西副委員長（寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ グループ長）
オブザーバー：黒田主幹，島主査，蓮井主任（北海道建設部土木局）
恵庭市：原田市長，佐藤建設部長，高橋次長，長谷課長，林主査，田宮主任技師
北武コンサルタント(株)：渡邊副社長，戸塚副本部長，斉藤構造部長
坂本構造部長，関下主任技師

4. 議 事：

- (1) 開会
- (2) 委嘱状交付
- (3) 市長挨拶
- (4) 委員紹介
- (5) 委員会設立の趣旨
- (6) 委員長挨拶
- (7) 議事
 - ①検討の基本方針
 - ②資料収集整理結果・現地踏査結果
 - ③非破壊床版損傷調査結果・詳細調査計画（案）

5. 配布資料：

- 資料1 議事次第
- 資料2 委員名簿
- 資料3 配席図
- 資料4 恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会設置要綱
- 資料5 検討の基本方針
- 資料6 資料収集整理結果
- 資料7 現地踏査結果
- 資料8 非破壊床板損傷調査結果
- 資料9 詳細調査計画（案）
- 参考資料 既往図面等

6. 議事要旨

(1) 市長挨拶

原田市長より、委員会への参加に対する御礼と、委員の皆様方の協力をお願いするなどの挨拶があった。

恵庭市では、橋梁に限らず、高度成長期に建設された多くの公共インフラが、いま一斉に更新の時期を迎えており、公共インフラの老朽化対策は市民の利便性には必要不可欠な「喫緊の課題」として全力を挙げて取り組む必要があると感じている。

このような委員会は、恵庭市では初めて設置されるものであり、委員の皆様方の知見や考えをいただきながら、今後の工事を進めていきたいと考えている。

(2) 委員紹介

事務局より、本特別調査委員会における委員3名の紹介が行われた。

- ・北海道大学大学院 工学研究院 教授 松本 高志
- ・北海道大学大学院 工学研究院 助教 古内 仁
- ・国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ グループ長 西 弘明

また、『恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会設置要綱』第6条の3により、「会議には、オブザーバーとして北海道建設部土木局道路課職員の参加を認める」となっているため、オブザーバー3名の紹介が行われた。

- ・北海道建設部土木局道路課高速道・市町村道グループ 主幹 黒田 健一
- ・北海道建設部土木局道路課高速道・市町村道グループ 主査 島 豊
- ・北海道建設部土木局道路課高速道・市町村道グループ 主任 蓮井 健太

委員長の選出は、『恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会設置要綱』第5条の2により、「委員長及び副委員長は、委員の互選により定める」となっている。

事務局として、松本委員に委員長を、西委員に副委員長をお願いしたい。(異議なし)

(3) 委員会設立の趣旨

恵庭市は、恵庭市が発注した恵庭跨線橋補修工事に関し、ひび割れが発生した経過およびその原因の考察、補修方法の再検討ならびに現橋の耐力を調査するための業務における本業務の調査方法、および原因の考察結果の妥当性ならびにひび割れの原因の責任の所在を専門的見地より明らかにすることを目的として、恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会を設置した。

本特別調査委員会の設置にあたって、恵庭市は『恵庭市恵庭跨線橋変状原因特別調査委員会設置要綱』を策定した。詳細については、資料4の設置要綱をご覧ください。

(4) 委員長挨拶

松本委員長より、挨拶があった。

市長の挨拶でもあったとおり、インフラの老朽化は各地域で進んでおり、恵庭跨線橋においても補修工事後の再劣化が見つかったことから、委員の皆様、事務局の皆様、ご尽力いただき、真摯に対策に取り組んでいきたい。

(5) 検討の基本方針

事務局より、資料5（検討の基本方針）の説明を行った。

(6) 資料収集整理結果・現地踏査結果

事務局より、資料6（資料収集整理結果）、資料7（現地踏査結果）の説明を行った。

(委 員) H28 張出床版打替え時の床版はどのような状況だったか。

(事務局) 張出床版上面は土砂化していたとともに、コアを採取したところ深さ方向に水平ひび割れが見られたと報告されている。なお、コアの写真等は残されていないため、詳細は不明である。

(委 員) 主桁下面の橋軸方向の遊離石灰を伴うひび割れの発生時期はいつ頃からか。

(事務局) 初回点検である H20 橋梁点検から損傷が確認されているが、それ以前の情報が無いため正確な発生時期は不明である。なお、本来であれば、本年度の工事でひび割れの補修を行う予定だった。

(委 員) H30 補修工事時の総括に記載されている内容は誰から誰への指示か。

(事務局) 恵庭市から施工業者に指示したものである。

(委 員) 貫通したボイド間の直上はどのように補修したのか。

(事務局) 貫通した穴は小さかったため、流動性のない補修材を使用し、型枠等は使用せず復旧した。

(委 員) H31 詳細調査時の舗装撤去後の床版はどのような状況だったか。

(事務局) 損傷状況は大きく3パターンあり、①舗装自体に防水層と断面修復材が付着した形で剥がれ既設面が露出した状態、②舗装単独で剥がれたが断面修復材にひび割れが発生した状態、③無補修箇所既設コンクリート上面の一部が脆弱化した状態である。

(7) 非破壊床版損傷調査結果・詳細調査計画(案)

事務局より、資料8(非破壊床版損傷調査結果)、資料9(詳細調査計画(案))の説明を行った。

(委員) 再劣化要因の特定における判断材料はどのように考えているか。

(事務局) 断面修復材の付着試験等により確認する方法があるが、そこまでは必要ないと考えている。今回提案した調査および試験により、どこの箇所で一体性がなくなっているかを確認する。

(委員) どこの位置で劣化しているかを判定するには、今回のケースだと舗装の撤去時が最も重要であると考えられるため、調査の際は注視されたい。

(事務局) 承知した。その都度、状況を観察しながら把握していきたい。

(委員) コアボーリング位置は、ピンポイントで計画しているのか。

(事務局) 舗装切削後、主桁上面の状態を確認した上で位置を決定する。なお、コアボーリングはボイドとボイドの間で行う計画である。

(委員) H30補修工事時のボイド貫通箇所は、今回の調査位置と同一か。

(事務局) 貫通した箇所の位置が明確ではないため、今回の調査位置と同一かは不明である。

7. 今後のスケジュール

(事務局) 次回委員会は「既設構造物詳細調査解析委託業務」の完成に合わせて、予定では2月に開催したいと考えている。内容としては「恵庭跨線橋の変状原因の特定」、「性能評価の結果」、「今後の補修・補強方法」について報告を予定している。

(委員) 了解した。

以上

■検討の流れ

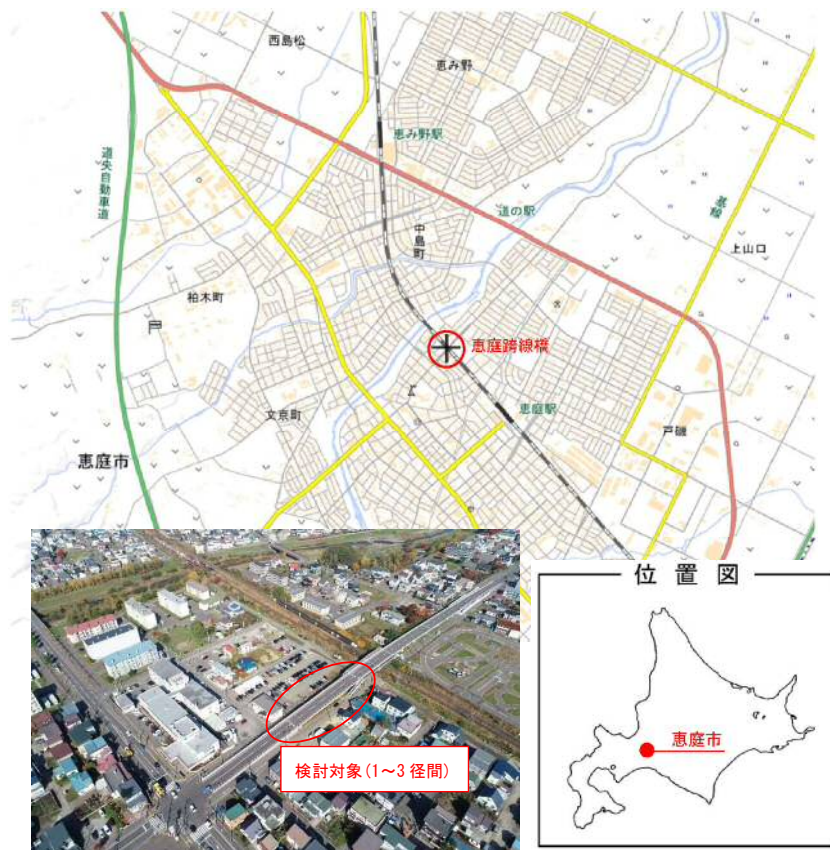
▼1-1 目的

平成30年の恵庭跨線橋補修工事において、1～3径間の範囲において発生した、断面修復範囲と既設主桁上面との界面剥離（以下「変状」という。）について、調査・検討することで原因を特定し、平成30年の施工時における施工判断等の妥当性についても判断することを目的とする。また、損傷要因から変状が発生しない対策工法を選定するとともに、現状の安全性についても定量的に評価し確認する。

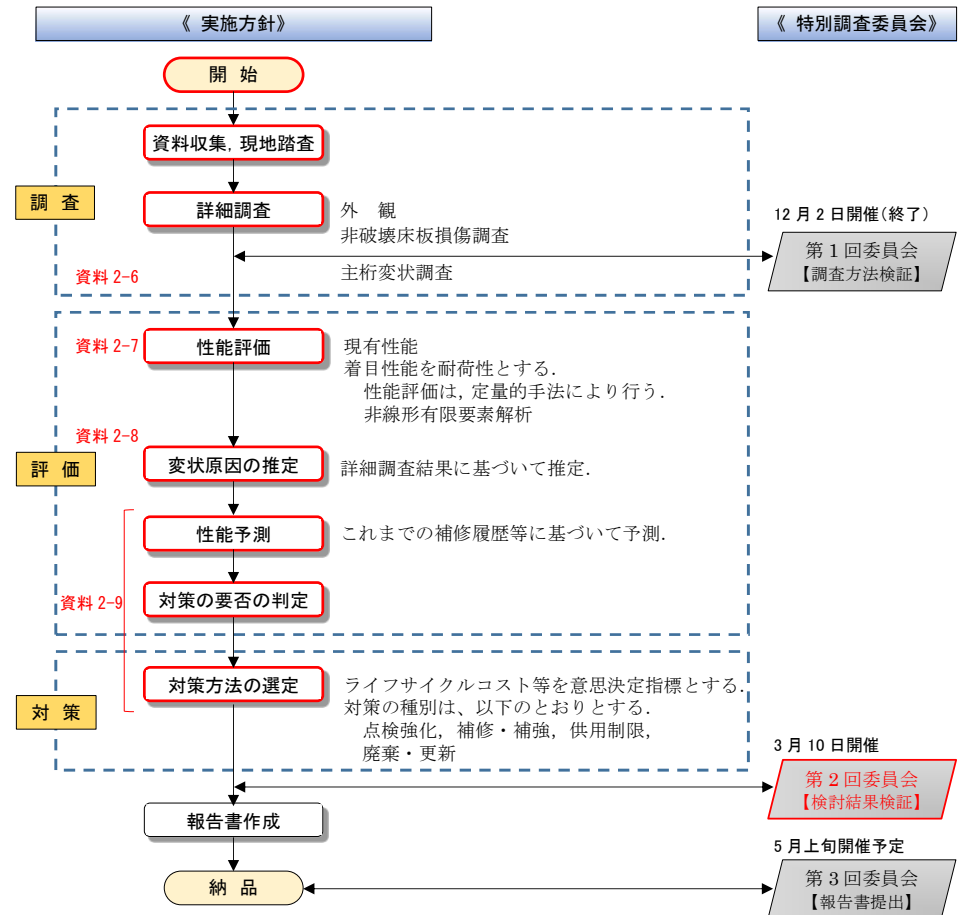
▼1-2 対象橋りょう

■対象橋梁：恵庭跨線橋（恵庭市福住町3丁目）

▼1-3 位置図



▼1-4 検討にあたっての基本方針



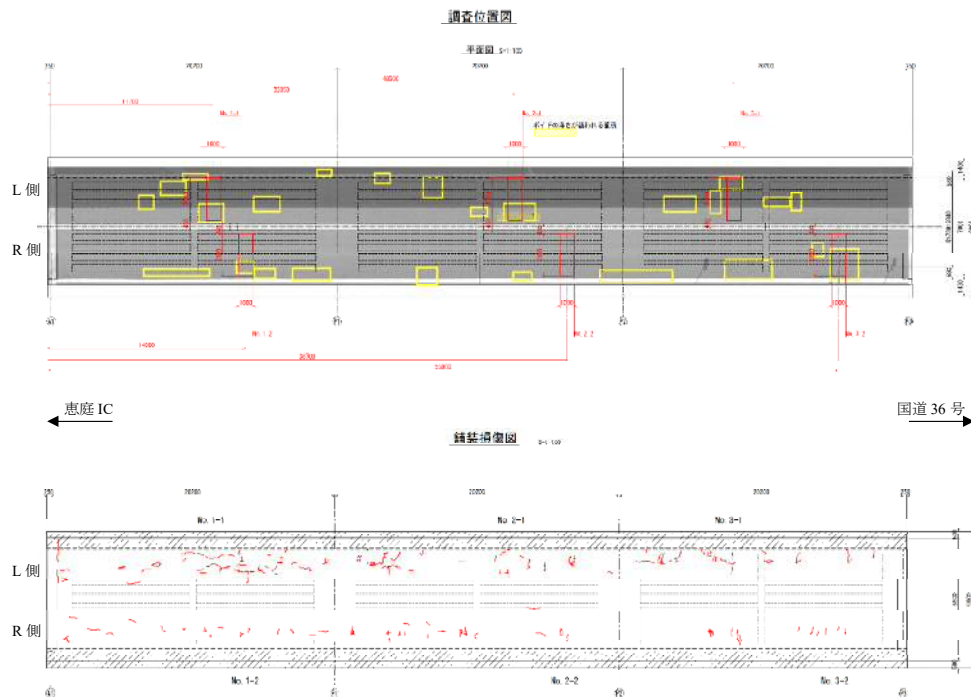
	実施項目	概要
調査	非破壊床版損傷調査	主桁上面の状態を電磁波レーダにより面的に把握し、主桁変状調査位置を選定する。
	主桁変状調査	性能評価および対策検討を行うために必要となる詳細な調査・試験を行う。
評価	性能評価	調査結果を踏まえ、FEMによる現有性能の評価、原因の推定、性能予測を行う。
	対策の要否の判定	性能評価、推定した原因、性能予測の結果から対策の要否を判定する。
対策	対策方法の選定	点検強化、補修・補強、供用制限、廃棄・更新の観点から対策方法を選定する。

■調査結果

▼1. 主桁の変状調査

表 3-4 主桁の変状調査の項目と目的

調査項目	数量	目的
舗装切削調査	6箇所	主桁上面の劣化状態の把握やコンクリートコアボーリング、はつり調査を行うことを目的とする
コンクリートコアボーリング	12箇所	耐荷性に影響のある主桁上部の圧縮領域におけるコンクリートの劣化深さの把握や、各種材料調査を実施するための試料採取を目的とする
ボイド管直上のコンクリートはつり調査	24箇所	ボイド管の浮き上がりや内部鉄筋の腐食状況を把握することを目的とする
残存プレストレス推定調査	2箇所	コア切込み法などによる方法により、残存プレストレス量を把握することを目的とする



◆切削調査

切削調査の結果（主桁上面の劣化状態）を次頁に示す。

調査の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- ・調査では、舗装と断面修復材が付着した状態で剥がれ（写真 3-6）、断面修復には薄い箇所（写真 3-7）と厚い箇所（写真 3-8）が認められた。
- ・薄い箇所については、修復材と主桁コンクリートとの境界で剥がれるような状態にあるが、主桁上面は比較的健全であった。（写真 3-9 の右側）
- ・厚い箇所については、修復材と主桁コンクリートとの境界の下にある脆弱部で剥がれるような状態にあり、主桁上面は粗骨材とモルタルが分離するほどの脆弱化が認められた。（写真 3-9 の左側）



写真 3-6 舗装と断面修復材の付着



写真 3-7 薄層の断面修復材



写真 3-8 厚層の断面修復材

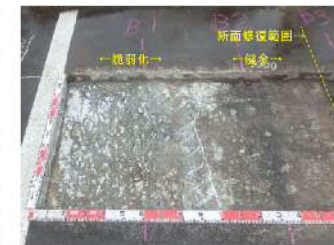
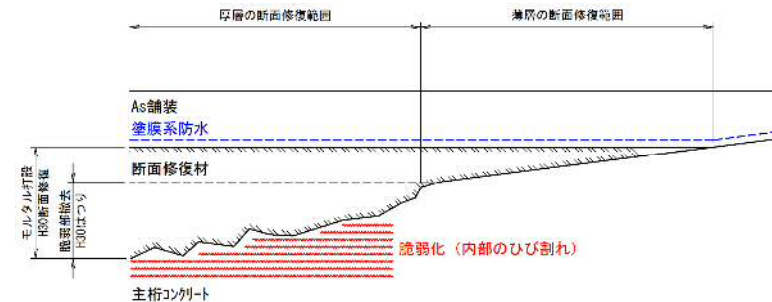
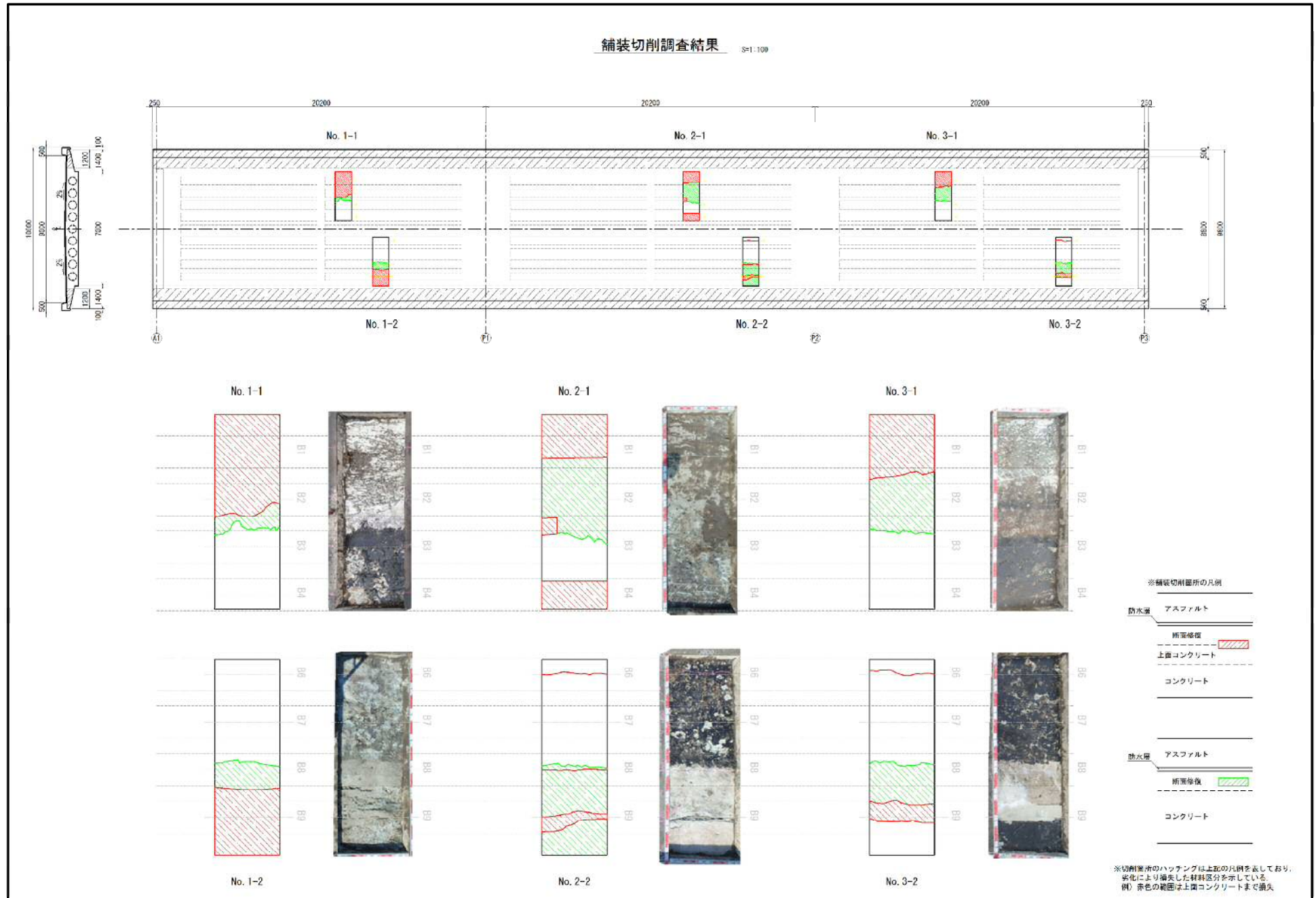


写真 3-9 主桁上面の状況





主桁上面の変状調査結果(2)

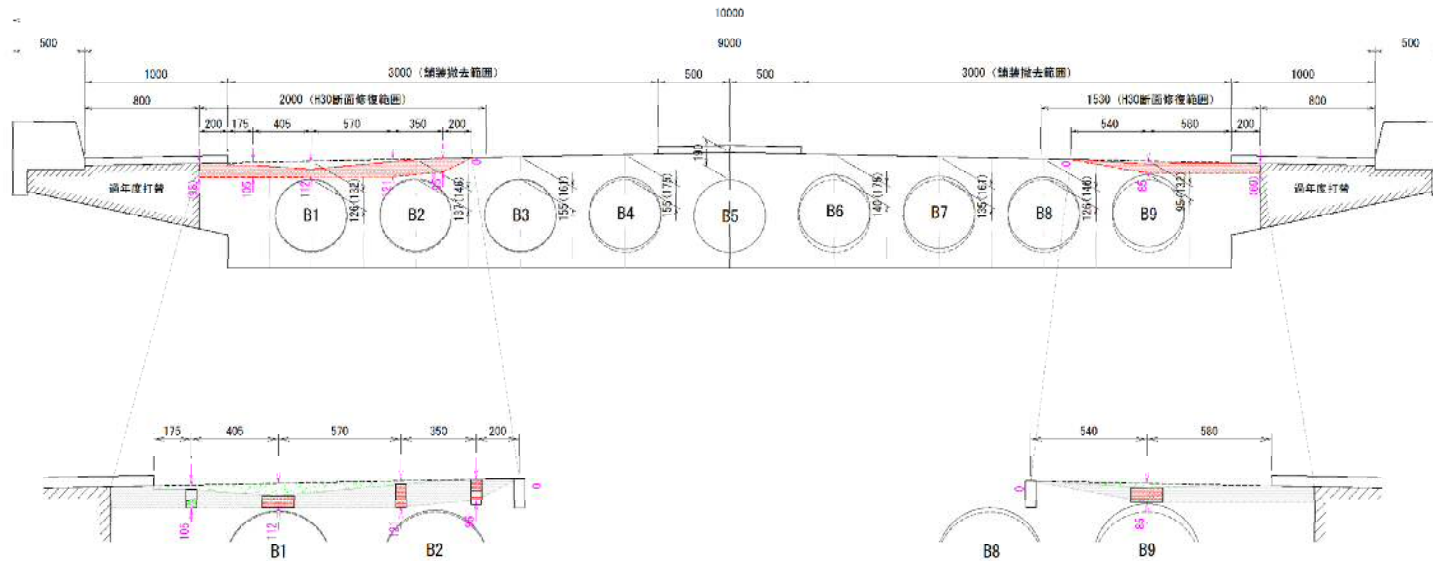
(第1径間：劣化深さ範囲図)

- ※劣化深さの認定方法
- ①表層部の割傷深さは取地表面値を尺検
 - ②赤色のハッチング範囲は、判定される劣化深さ（表層部の範囲）を表しており、コア断片とはつりによる実測値を反映
 - ③過年度打替付添の（）内の数値は排気直であり、近接で得られた実測値を連続的に結んだ深さと認定した
 - ④劣化深さ0mmの箇所は、コアやつりによりひび割れが確認できなかった箇所もしくは過年度断面修復箇所までと仮定

■第1径間

(No. 1-1)

(No. 1-2)



コア
(No. 1-1-5)

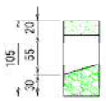


写真9-12参照

はつり
(B1)



写真9-10参照

コア
(No. 1-1-6)

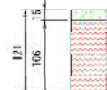


写真9-12参照

コア
(No. 1-1-7)



写真9-12参照

コア
(No. 1-1-3)



写真9-12参照

コア
(No. 1-2-2)



写真9-12参照

はつり
(B9)

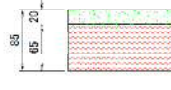


写真9-15参照

※換部ひび割れ観察

※圧縮強度・弾塑性係数試験

※圧縮強度・弾塑性係数試験

凡例

- : 砂利化（補修材）
- : 砂利化（母材コンクリート）
- : 層状ひび割れ
- : ひび割れ



工事名	恵庭跨線橋修繕設計に係る 既設橋造物詳細調査報告書発表
図面名	主桁上面の変状調査結果(2)
作成年月	令和 02 年 03 月 31 日
縮尺	図面番号
会社名	北宜コンサルタント株式会社
調査者名	恵庭市 建設課土木課

主桁上面の変状調査結果(3)

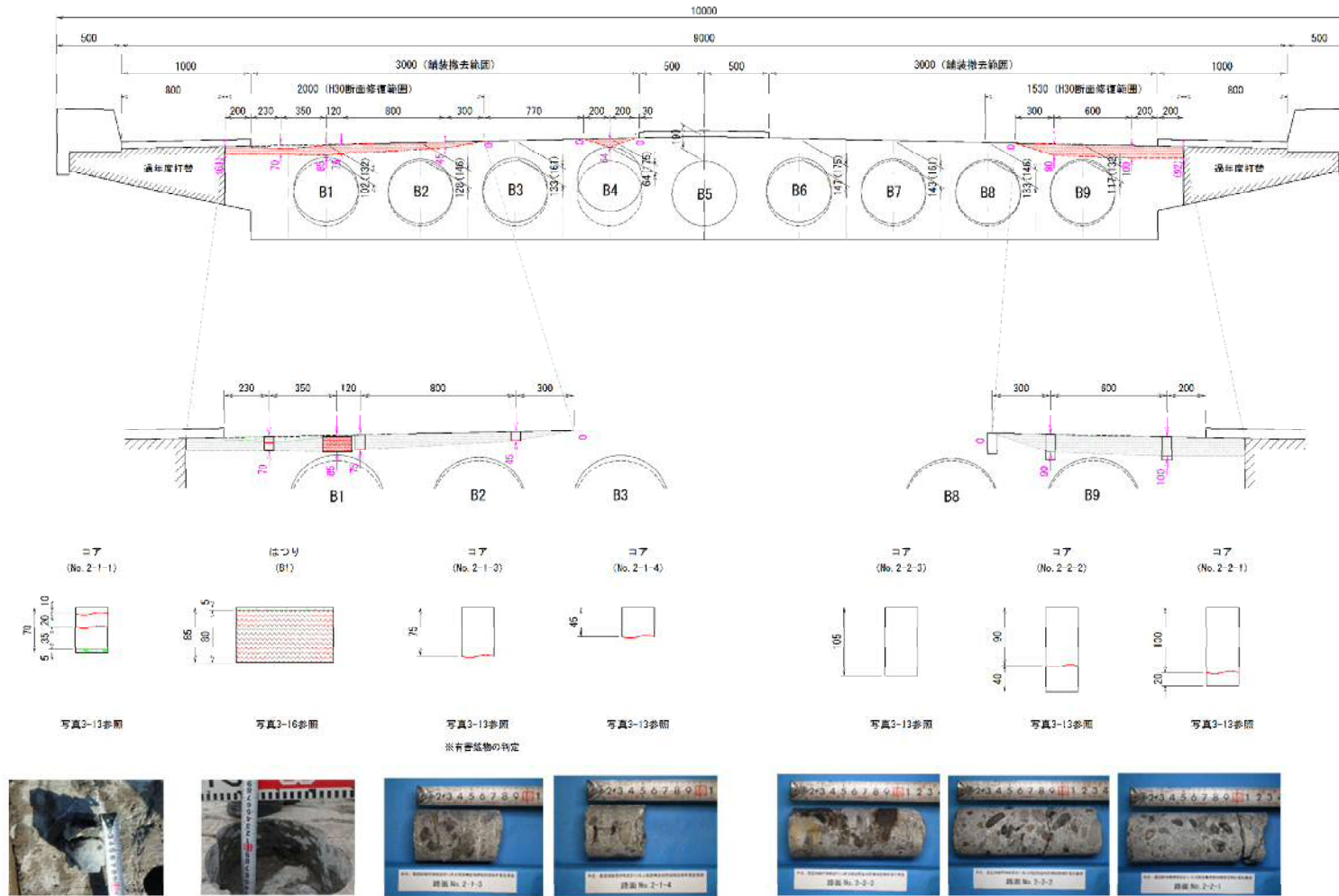
(第2径間：劣化深さ範囲図)

※劣化深さの測定方法：①表層部の剥離深さは現地実測値を反映
 ②紫色のハッチング範囲は、測定される劣化深さ（箇所の範囲）を表しており、コア採取とはつりによる実測値を反映
 ③適年度打替付近の（ ）内の数値は規程値であり、近傍で得られた実測値を重層的に結んだ深さと設定した。
 ④劣化深さ0mmの箇所は、コアやつりによりひび割れが確認できなかった箇所もしくは換年度前箇所で修復前までと仮定

■第2径間

(No. 2-1)

(No. 2-2)



主桁上面の変状調査結果(4)

(第3径間：劣化深さ範囲図)

※劣化深さの設定方法
 ①表面部の剥離深さは視覚的測値を反映
 ②赤色のハッチング範囲は、測定される劣化深さ（撤除前の範囲）を表しており、コア開孔とはつりによる実測値を反映
 ③過年度打替付近の（）内の数値は推測値であり、近傍で得られた実測値を直線的に結んだ深さと設定した。
 ④劣化深さ5mmの箇所は、コアやつりによりひび割れが確認できなかった箇所もしくは過年度断面修復箇所であると想定

■第3径間

(No. 3-1)

(No. 3-2)

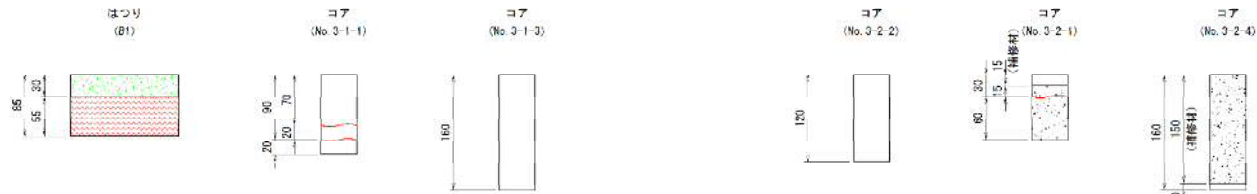
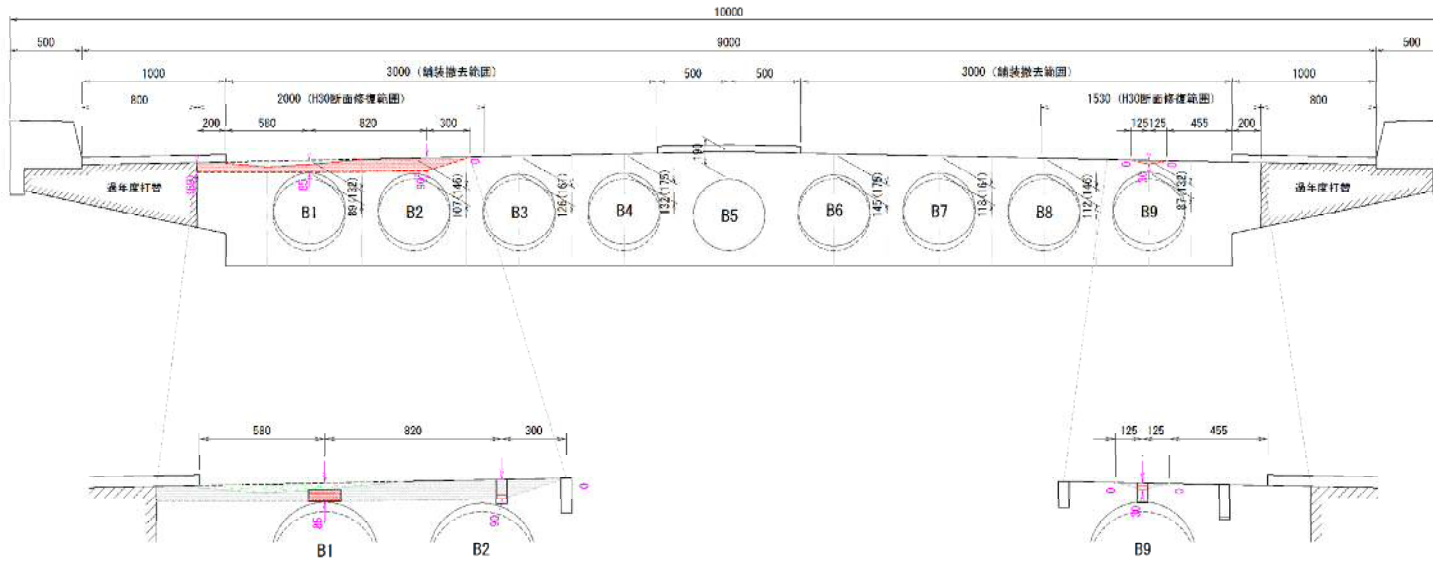


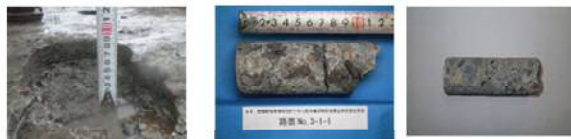
写真3-17参照

写真3-14参照

写真3-14参照

写真3-14参照

写真3-14参照



- 凡例
- 砂り化（補修材）
 - 砂り化（母材コンクリート）
 - 層状ひび割れ
 - ひび割れ

工事名	東富谷橋補修設計に係る 既設橋梁材料検査等実施業務
区画名	主桁上面の変状調査結果(4)
作成年月	令和02年03月31日
縮尺	図面番号
会社名	北沢コンサルタント株式会社
調査者名	倉塚 謙太郎 木澤

◆コンクリートコアボーリング

コアボーリングした結果、外観上の特徴など得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- ・主桁上面の状態が脆弱化のみならず、健全な箇所においても主桁内部に水平方向のひび割れが発生している。
- ・主桁上面が脆弱化している箇所は、表層付近に間隔の狭い層状のひび割れが発生している傾向にあり、採取したコアの深い位置にもひび割れが認められる。なお、数箇所ではボーリングの削孔力によって表層部分が粉碎されるほど脆弱していた。(写真 3-18)
- ・主桁上面が健全な箇所は外観上健全なコアもあれば、採取コアの深い位置にて数本のひび割れが発生しているコアも見られる。
- ・コアのひび割れ面において、骨材周りに白色生成物の付着や粗骨材のひび割れなどが認められる。(写真 3-19)



写真 3-18 表層付近の脆弱化



写真 3-19 ひび割れ面の状況

◆ボイド管直上のコンクリートはつり調査

はつり調査した結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- ・軸方向鉄筋の腐食やボイド管本体の腐食による部分消失は、いずれの径間も横断勾配の低い B1 や B9 にて生じている。また、これらの箇所は、主桁上面の脆弱化が認められるとともに、ボイド管のかぶりも薄い傾向にある。
- ・ボイド管のかぶりは、全箇所において設計かぶりよりも小さい傾向にあり、ボイド管の浮き上がりが生じている。
- ・第2径間 L 側 B4 のみに認められた主桁上面の浮きは、本箇所のボイド管のかぶりが 64mm と他の箇所と比較して極端にかぶりが薄く、さらにボイド管表面に錆が生じていた。

表 3-3 はつり調査結果

調査箇所	ボイド No.	主桁上面の状態	鉄筋の状態	ボイド管の状態	ボイド管のかぶり(mm)	
第1径間	L側	B1	脆弱化	腐食あり	部分消失	126 (-6)
		B2	脆弱化	健全	部分消失	137 (-9)
		B3	健全	健全	健全	155 (-6)
		B4	健全	健全	健全	155 (-20)
	R側	B6	健全	健全	表面錆	140 (-35)
		B7	健全	健全	表面錆	135 (-26)
		B8	健全	健全	表面錆	126 (-20)
		B9	脆弱化	腐食あり	部分消失	95 (-37)
第2径間	L側	B1	脆弱化	健全	部分消失	102 (-30)
		B2	健全	健全	健全	128 (-18)
		B3	健全	健全	健全	133 (-28)
		B4	浮き	健全	表面錆	64 (-111)
	R側	B6	ひび割れ	健全	表面錆	147 (-28)
		B7	健全	健全	表面錆	143 (-18)
		B8	ひび割れ	健全	表面錆	133 (-13)
		B9	脆弱化	腐食あり	部分消失	117 (-15)
第3径間	L側	B1	脆弱化	腐食あり	部分消失	89 (-43)
		B2	健全	健全	健全	107 (-39)
		B3	健全	健全	健全	126 (-35)
		B4	健全	健全	表面錆	132 (-43)
	R側	B6	ひび割れ	健全	表面錆	145 (-30)
		B7	健全	健全	表面錆	118 (-43)
		B8	健全	健全	表面錆	112 (-34)
		B9	脆弱化	腐食あり	部分消失	87 (-45)

※ボイド管のかぶりのカッコ内は、設計かぶりとの差を表している。

◆残存プレストレス推定調査

1) 調査の概要

主桁の内部に導入されているプレストレスを把握することを目的として、表面に設置したひずみゲージ周辺を切削する応力解放試験を実施した。

一般に、本橋のようなひび割れが発生している部材を対象とした場合、適切な計測を実施しても信頼性の高い数値を得るのは困難であることが多いため、その場合は参考値扱いとなる。したがって、本調査では桁下のひび割れが発生していない断面中央付近を健全部、ひび割れが発生している端部付近を劣化部として残存プレストレス推定調査を行った。

調査の状況を写真 3-25 に、応力解放試験の概念図を図 3-2 に示す。

調査箇所については、第2 径間の下面を選定した。図 3-1 に調査箇所図を示す。



写真 3-25 高所作業車による調査状況

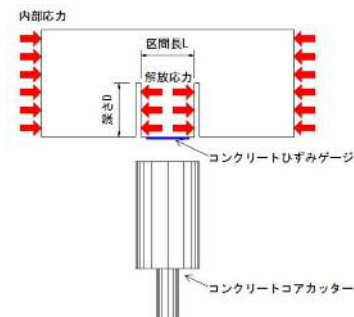


図 3-2 応力解放試験の概念図

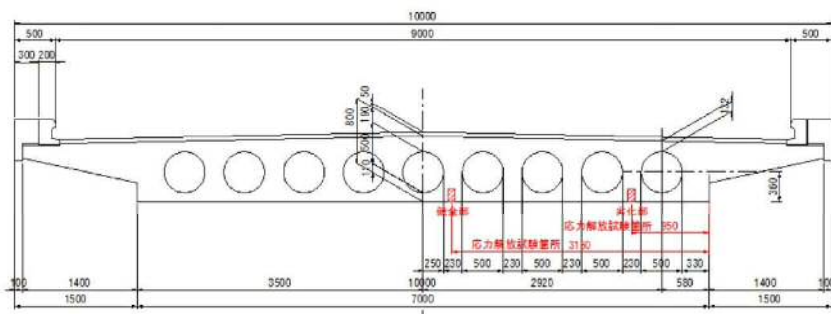


図 3-1 残存プレストレス推定調査箇所

2) 調査の結果

深さ毎の解放ひずみの結果を図 3-3 に示す。図中、ひずみ値の「プラス」は引張を表す。また、設計時のひずみは、既設設計計算書より死荷重作用時のコンクリートの縁応力度から換算したひずみを表している。

調査の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- 健全部について、プレストレスの導入方向の X (走行) 成分は、**応力解放に伴い圧縮側に变化している**。本来、コアリング周辺にプレストレスが導入されていれば、応力解放に伴い引張側に变化するはずである。また、比較的浅い切削深さ 10mm 程度から 160mm までほとんど変化していない。
- 劣化部について、プレストレスの導入方向の X (走行) 成分は、**応力解放に伴い引張側に变化し**、深さ 30mm 程度から安定している。但し、削孔部の断面には水平方向のひび割れが発生していた (写真 3-27)。ひび割れの発生により、連続性が断たれているため測定値としての信頼性は低い。
- 以上より、健全部においてもプレストレスを評価することはできなかったことから、劣化部と同様に主桁内部には材料劣化による損傷の発生が疑われる。

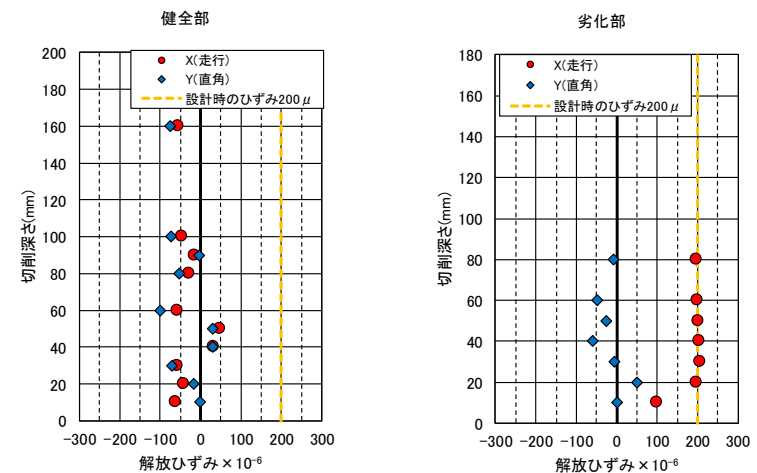


図 3-3 各深さの解放ひずみの推移



写真 3-26 健全部の削孔内状況



写真 3-27 劣化部の削孔内状況

▼2. 主桁の材料調査

表 3-1 主桁の材料調査の項目と目的

調査項目	数量	目的
圧縮強度・静弾性係数試験	2 試料	コンクリートの力学的特性値やその低下度合いを把握することを目的とする
微細ひび割れ観察	2 試料	主桁上部の圧縮領域に発生したひび割れを観察し、劣化深さの把握や原因を推定することを目的とする
残存膨張量試験	2 試料	アルカリ骨材反応によって生じる膨張量を把握することを目的とする
有害鉱物の判定	2 試料	反応性鉱物の観点からアルカリ骨材反応が原因か否かを把握することを目的とする
走査電子顕微鏡観察	2 試料	白色生成物の観点からアルカリ骨材反応が原因か否かを把握することを目的とする
EPMA 分析	2 試料	塩化物イオンの浸透程度(深さ)を把握することを目的とする

◆圧縮強度・静弾性係数試験

試験の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- ・圧縮強度は、いずれの試料も設計基準強度を下回っており、**最小値をみると50%程度まで低下している。**
- ・静弾性係数は、いずれの試料も設計値を下回っており、**上面側は80%程度、下面側は50%程度低下している。** また、圧縮強度に対する静弾性係数の下限値よりも下回っている。

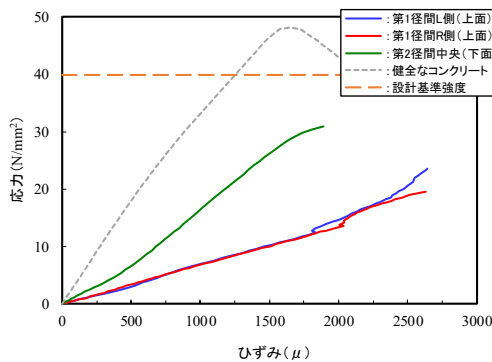


図 3-3 応力-ひずみ関係

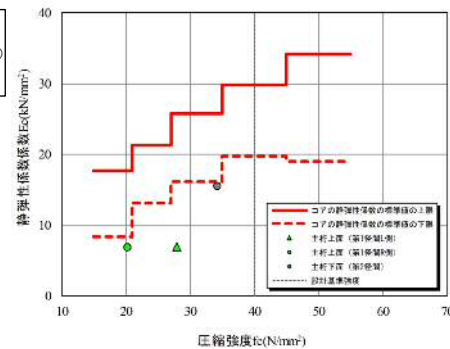


図 3-4 圧縮強度と静弾性係数の関係

表 3-9 主桁コンクリートの圧縮強度・静弾性係数試験結果一覧

採取位置	採取箇所	試料名	圧縮強度(N/mm ²)		静弾性係数試験(kN/mm ²)	
			試験結果	設計基準強度	試験結果	設計値
上面	第1径間L側	No.1-1-3	27.9(0.70)	40.0(1.00)	6.89(0.22)	31.0(1.00)
	第1径間R側	No.1-2-3	20.4(0.51)		6.87(0.22)	
	平均値			24.2(0.60)	40.0(1.00)	6.9(0.22)
下面	第2径間中央	No.2-3-1	34.3(0.86)	40.0(1.00)	15.4(0.50)	31.0(1.00)

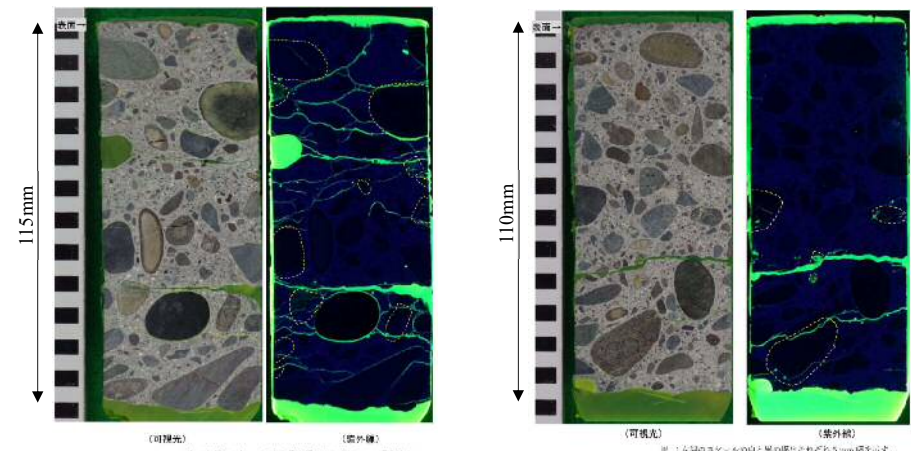
※圧縮強度に対する静弾性係数の上限値および下限値の出典先：図 3-4 の赤線

独立行政法人土木研究所，日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル，p.116，表解-4.6 および表解-4.7，2003.10.

◆微細ひび割れ観察

試験の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- ・脆弱部から採取したコアには、**複数の微細なひび割れが層状に発生しており、コアの上側(0~50mmの間)の表層付近のみならず、下側(80~90mmの間)にも発生している。**
- ・健全部から採取したコアには、表層付近は健全であるが、コアの下側にひび割れが発生している。
- ・いずれのコアにも、**粗骨材の割れが認められる。**



(脆弱部：第1径間 No.1-1-1)

(健全部：第3径間 No.3-1-1)

図 3-6 微細ひび割れ観察

◆有害鉱物の判定

試験の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- 粗骨材については、堆積岩および流紋岩中に反応性シリカ鉱物である**微小石英が多く含まれていた**。また、そのほとんどは反応が大きいものであった。
- 細骨材については、粗骨材と同様に微小石英やガラスが認められ、ASR 反応も発生しているが、粗骨材よりは反応が小さい。
- セメント硬化体組織については、**ASR 特有の反応リムや白色生成物が認められた**。
- No.1-1-4 (第1 径間 L 側) と No.2-1-3 (第2 径間 L 側) は、ほぼ同じ特徴にある。
- 以上より、反応性鉱物の観点から **ASR が変状原因として挙げられる**。



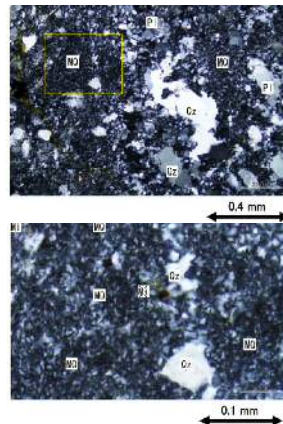
写真 3-27 コア横面の状況 (No.1-1-4)

写真 3-28 コア縦断面の状況 (No.1-1-4)

表 3-13 粗骨材の岩石鉱物学的試験結果

対象	岩石名	特定した反応性シリカ鉱物			
		火山ガラス (Gl)	列石ペライト (Cr)	トリクマイト (Tr)	微小石英 (MQ)
No. 1-1-4	砂岩	—	—	—	◎
	頁岩	—	—	—	◎
	流紋岩	△	×	×	◎
No. 2-1-3	砂岩	—	—	—	◎
	チャート	△	—	—	◎
	流紋岩	△	×	×	◎

※相対的な量の目安
◎：多い ○：中位 △：少ない ×：なし
？：鏡下では識別が困難であるが可能性大



◆走査電子顕微鏡観察

試験の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- いずれの物質もケイ素 (Si) を主成分とし、カルシウム (Ca)、ナトリウム (Na)、カリウム (K) を含む**一般的な組成の ASR 生成物**であり、図 3-7 の中央にある ASR 生成物の形態と化学組成と一致する。
- 以上より、ASR 生成物の観点から **ASR が変状原因として挙げられる**。

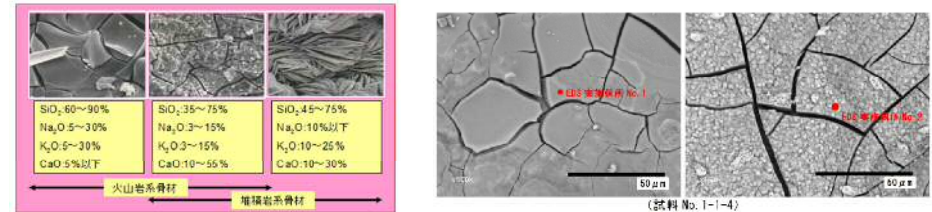


図 3-7 代表的な ASR 生成物の形態と化学組成

◆残存膨張量試験

試験の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- いずれのコアも 14 日目以降に閾値を超過する**高い膨張性を示し、収束するような傾向は見られなかった**。
- 本主桁コンクリートは ASR を起こしやすい骨材が使用されているものと判断される。
- 以上より、残存膨張量の観点から **ASR が変状原因として挙げられる**。

◆EPMA 分析

試験の結果、得られた知見を整理すると、以下に示すとおりである。

- L 側 (No.1-1-2) と R 側 (No.1-2-2) の Cl を比較すると、L 側の方が塩分の浸透程度が大きい**が、主桁上面から 40mm 程度の深さで留まっており、鉄筋やボイド管までの浸透は認められない**。
- R 側については、塩分浸透はほとんど認められない。
- 以上より、主桁上面の変状は**鋼材腐食による影響が原因ではないものと考えられる**。

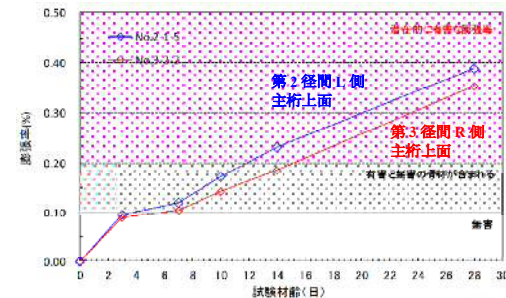


図 3-9 残存膨張量試験結果

※膨張量の閾値 (判定基準) の出典先:

ASTM C 1260-94 の判定基準 (0.2% : 潜在的に有害な膨張率)

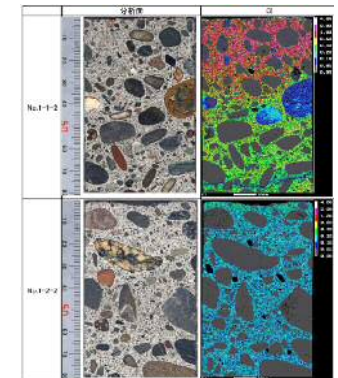


図 3-11 分析面の目視写真と面分析結果

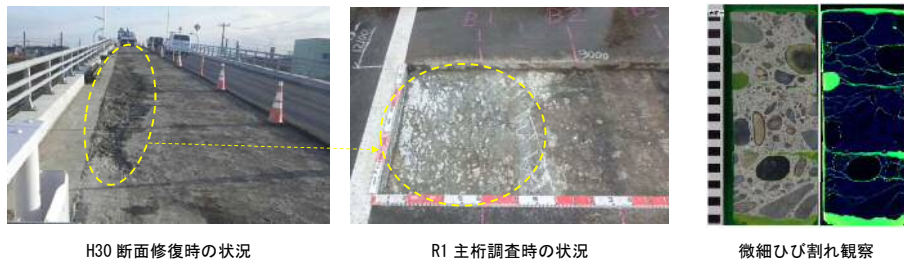
▼3. 調査結果のまとめ

◆**損傷状況**

主桁の変状調査および材料調査の結果を踏まえ、主桁の損傷状況をパターンごとに示すと以下のとおりである。

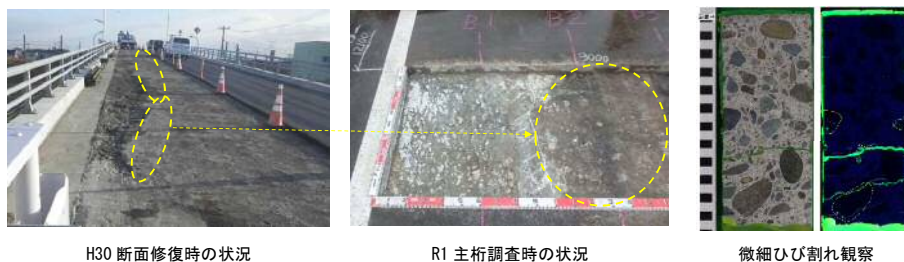
【**損傷パターン1**】 H30 補修工事時に脆弱部をはつり撤去し、修復材を厚く補修した箇所

- ①修復材と主桁コンクリートとの境界の下にある脆弱部で剥がれるような状態にあり、**主桁上面は粗骨材とモルタルが分離するほどの脆弱化が認められた。**
- ②表層付近に間隔の狭い層状のひび割れが発生している傾向にあるが、採取したコアの観察により**深い位置にもひび割れが認められた。**



【**損傷パターン2**】 H30 補修工事時に主桁表面の清掃を行い、修復材を薄く補修した箇所

- ①修復材と主桁コンクリートとの境界で剥がれるような状態にあるが、主桁上面は比較的健全であった。
- ②外観上健全なコアもあれば、採取したコアの**深い位置にて数本のひび割れが発生しているコア**も見られた。



※**主桁コンクリート内部の状況**

- ①主桁上面の状態が健全な箇所においても**主桁内部に水平方向のひび割れが発生していた。**
- ②コアのひび割れ面において、**骨材周りに白色生成物の付着や粗骨材のひび割れなどが認められた。**
- ③コアポーリングより、**劣化深さは主桁上面から最大で 120mm 程度にまで至っていることを確認したが、それ以深にあると思われる健全な領域を確認することはできなかったため、最大の劣化深さは不明である。**

◆**コンクリートの物性の状態**

- ①主桁上面の脆弱化や主桁内部のひび割れが認められ、この変状の影響によるものと思われる**圧縮強度および静弾性係数などのコンクリート物性値の低下が認められた。**
- ②応力-ひずみ曲線は、健全なコンクリートであれば上に凸の曲線（下図の灰色点線）を示すが、**本主桁は材料劣化の影響で下に凸の曲線を示しているため、コンクリートの材料特性が設計の前提条件を逸脱している可能性がある。**

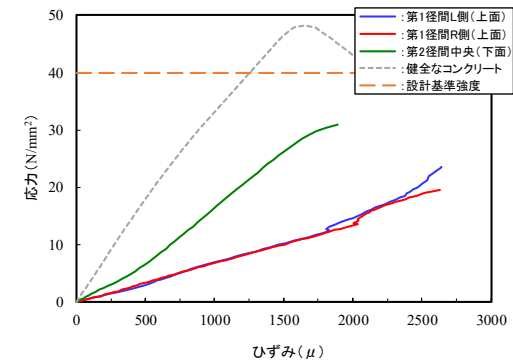


図 3-3 応力-ひずみ関係

◆**材料劣化の要因**

調査結果を踏まえ、主桁の劣化要因は**凍害と ASR の複合劣化**であるものと考えられる。

主桁上面の脆弱化は、表層部分に微細なひび割れの発生や剥離が生じていたことから凍害によって生じたものと考えられる。

一方、主桁内部に生じているひび割れは、有害鉱物の判定・走査電子顕微鏡観察・残存膨張量試験等から ASR による影響も複合しているものと考えられる。

なお、補修部の早期再劣化の要因については、資料 2-8 変状原因の推定で述べる。

■性能評価

4-1 検討方法

4-1-1 目的

当該橋梁に見られた、主桁上面のコンクリートの劣化が、主桁の耐荷力に及ぼす影響を確認することを目的に、当該橋梁の側径間の正曲げ区間を模擬した3次元の解析モデルを用いて、破壊に至るまでの非線形解析を実施する。

解析は、主桁上面側のコンクリートの劣化による欠損の深さや、劣化による主桁コンクリートの材料特性の変化を変数として実施する。

4-1-2 解析モデル

解析モデルは、図4-1-1および図4-1-2に示す主桁断面の片側を支点からスパン中央までモデル化した1/4モデルとする。解析モデルの要素は、コンクリートのひび割れや、鉄筋の降伏などの材料の非線形性を考慮した立体要素を用いる。ただし、PC鋼材は梁要素を用いてモデル化をし、梁要素に緊張力を導入することでプレストレスを主桁に作用させる。なお、支点が設けられる端横桁は、コンクリートの弾性係数による弾性の要素を用いる。

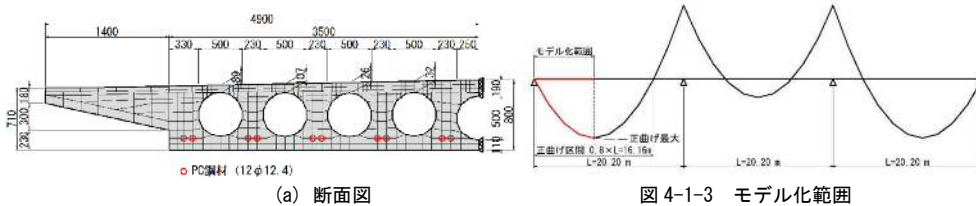


図4-1-1 要素分割

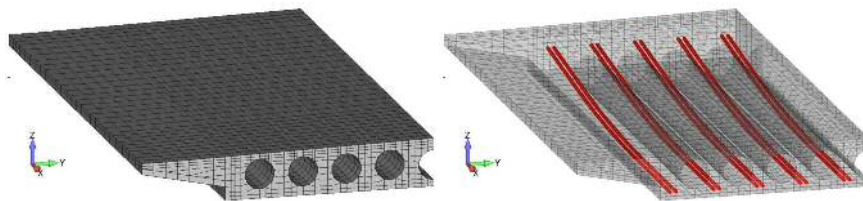


図4-1-2 解析モデル

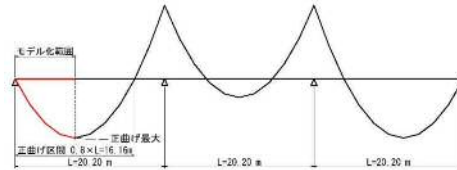


図4-1-3 モデル化範囲

荷重の載荷は、初めに、主桁本体の自重および橋面上の死荷重（舗装、地覆、高欄）の載荷とPC鋼材の緊張力を導入した後に、橋面上の荷重を、主桁が破壊に至るまで増加させる。このとき、主桁本体の自重および橋面上の荷重は、いずれも、主桁の片持ちスラブを除いた範囲に、等分布荷重として載荷する。

本解析は、主桁上面のコンクリートの劣化が見られた正曲げ（主桁下面側引張）の状態を対象とする。解析モデルの範囲は、図4-1-3に示す曲げモーメント分布において、側径間の正曲げの区間の長さ（スパンLの0.8倍）の1/2とする。

4-1-3 検討ケース

検討ケースを表4-1-2に示す。検討ケースは、主桁上面側のコンクリートの劣化による欠損の深さや、劣化による主桁コンクリートの材料特性の変化を変数として実施する。

コンクリートの劣化による欠損は、材料劣化により応力を負担できなくなった部位を考慮するものであり、その部位の要素を取り除くことで解析モデルに考慮する。主桁上面側の欠損の範囲を、図4-1-4～図4-1-6に示す。

一方、主桁上面側の材料特性の変化は、材料劣化により主桁上面側でコンクリートの強度や剛性が低下していることを考慮するものであり、要素の材料特性を変化させることで解析モデルに考慮する。材料劣化による強度や剛性の低下は、図4-1-7に示す主桁上面から300mm程度の範囲を対象に考慮した。

なお、主桁上面側のコンクリートの劣化が著しい場合には、上面側の鉄筋の応力伝達が喪失される可能性があることから、欠損を考慮するケースにおいては片持ちスラブを除いたモデルとする。

表4-1-2 検討ケース

No.	名称	欠損厚 t (mm)	主桁上面側の材料特性の変化
1	t0-NR	0	考慮しない
2	t45-NR	45	
3	t89-NR	89	
4	t150-NR	150	
5	t0-R	0	上面から約300mmの範囲のコンクリートの強度と剛性を低減
6	t45-R	45	
7	t89-R	89	
8	t150-R	150	

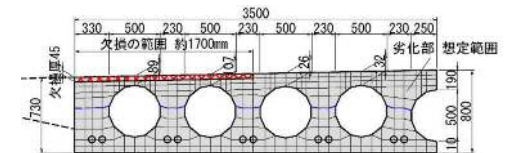


図4-1-4 主桁上面の欠損の範囲（欠損の厚さ45 mm）

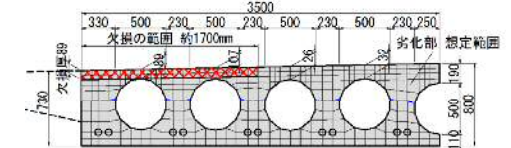


図4-1-5 主桁上面の欠損の範囲（欠損の厚さ89 mm）

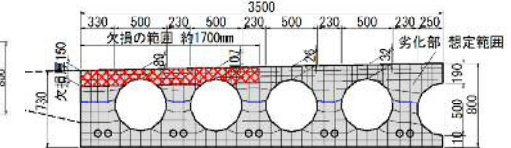


図4-1-6 主桁上面の欠損の範囲（欠損の厚さ150 mm）

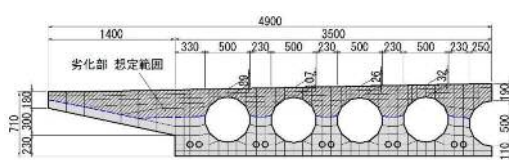


図4-1-7 劣化による主桁コンクリートの材料特性の変化の範囲（厚さ約300 mm）

4-1-4 材料特性

解析モデルに用いた材料特性を、表 4-1-3 に示す。コンクリートの材料特性は、圧縮強度試験の結果に基づき設定した。このとき、一般部として用いた材料特性は、主桁の下面側から採取したコアによる結果であり、劣化部として用いた材料特性は、主桁上面から採取したコアによる結果である。劣化部の材料特性は、図 4-1-7 に示す主桁上面側の範囲に対して、圧縮強度や剛性を低下させるケース (No.5~No.8) で用いる。それ以外の部位には、一般部の材料特性値を入力する。

鉄筋および PC 鋼材は、実構造物の鋼材配置に従って、解析モデルに考慮する。

表 4-1-3 材料特性

項目	単位	主桁	
		一般部	劣化部
コンクリート ※1	圧縮強度	f'_c	N/mm ² 34.3 24.2
	引張強度※2	f_t	N/mm ² 1.87 1.48
	圧縮ピーク時のひずみ	ϵ'_{peak}	% 0.002 0.003
鉄筋 (SD295)	ヤング係数	E_s	kN/mm ² 200
	降伏強度	f_{sy}	N/mm ² 295
PC鋼材※3 (12φ12.4)	断面積	A_p	mm ² 1115
	ヤング係数	E_p	kN/mm ² 200
	降伏強度	f_{py}	N/mm ² 1470
	引張強度	f_{pu}	N/mm ² 1720
		$0.84 \times f_{pu}$	N/mm ² 1445
	$0.93 \times f_{pu}$	N/mm ² 1600	

※1:コンクリートの圧縮強度は、圧縮強度試験の試験結果に基づく。
 一般部：主桁下面側
 劣化部：主桁上面側
 ※2:引張強度は、 $f_t = 0.23 \cdot f'_c{}^{2/3} / 1.3$ により算出。
 ※3:PC鋼材の応力-ひずみ関係は下図

4-1-5 荷重条件

載荷荷重は、表 4-1-4 に示す設計計算書の設計断面力に基づき設定する。正側の設計最大曲げモーメントとなる等分布荷重を、等分布荷重を受ける単純梁を想定して、荷重強度を算出する。

解析ステップは、初めの 10 Step で、主桁本体の自重および橋面上の死荷重 (舗装、地覆、高欄) による全死荷重 ($M_{d0}+M_{d1}$) の載荷と、PC 鋼材の緊張力 (有効プレストレス $\sigma_{pe}=890.7$ N/mm²) を導入する。その後、主桁が破壊に至るまで、橋面上の荷重を増加させる。

表 4-1-4 設計断面力と支点反力

	最大の正の曲げモーメント M_{max} ※1		換算等分布荷重 q ※2	荷重合計ΣP (1/4モデル) ※3	支点反力 R_v (1支線あたり) ※4	
	t・m	kN・m			kN/m	kN
自重 M_{d0}	378.00	3706.9	113.56	458.782	917.564	
橋面上の死荷重 M_{d1}	64.46	632.1	19.36	78.214	156.428	
全死荷重 $M_{d0}+M_{d1}$	442.46	4339.1	132.93	537.037	1074.074	
雪荷重 M_s	32.64	320.1	9.81	39.632	79.264	
活荷重 (max) M_l	309.26	3032.8	92.91	375.356	750.712	
全設計荷重 M	784.36	7691.9	235.64	951.986	1903.972	
① $1.3(M_{d0}+M_{d1})$	575.20	5640.8	172.80	698.112	1396.224	
② $2.5(M_s+M_l)$	854.75	8382.2	256.78	1037.391	2074.782	
破壊に対する照査の設計断面力①+②	1429.95	14023.0	429.58	1735.503	3471.006	

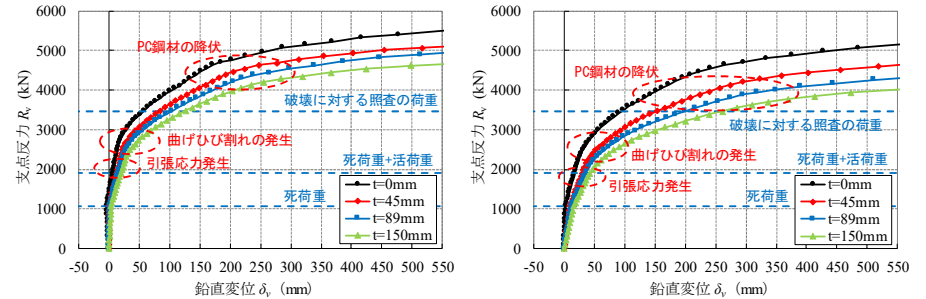
※1:設計計算書による。
 ※2:等分布荷重を受ける単純梁として、 $q = 8 \times M_{max} / L^2$ により算出した。ただし、スパン $L=16.16$ m (正曲げ区間)。
 ※3:ΣP = 換算等分布荷重 $q \times L/4$
 ※4:1支線あたりの反力として、ΣP×2の値を示す。

4-2 検討結果

4-2-1 支点反力-鉛直変位関係

図 4-2-1 に、1 支線あたりの支点反力とスパン中央の鉛直変位の関係を示す。本解析においては、死荷重を載荷する初めの 10 Step で、PC 鋼材に有効プレストレスを導入しており、その後、破壊に至るまで、橋面上の荷重を増加している。

図より、主桁上面の欠損厚が大きいほど、同一荷重時における変位が大きい。また、主桁上面側のコンクリートの劣化による強度および剛性の低下を考慮した場合 (図 4-2-1 (b)) の方が、変位が大きい。ただし、主桁下面の曲げひび割れの発生は、2000~3000 kN において生じており、死荷重+活荷重載荷時の支点反力を上回っている。



(a) 主桁上面側の材料特性の変化を無視 (No. 1~4) (b) 主桁上面側の材料特性の変化を無視 (No. 5~8)

図 4-2-1 支点反力-鉛直変位関係

4-2-2 主桁上下縁のひずみおよび応力

図 4-2-2 に、主桁の上下縁の縁ひずみと、支点反力の関係の例として、欠損厚 150mm の場合の例を示す。図に示すひずみは、下図に示す主桁の断面中央と片持ち側の位置の上下縁のコンクリートのひずみについて、スパン中央の断面 (曲げモーメント最大の断面) の値を示している。コンクリートのひずみは、引張側を負の符号、圧縮側を正の符号で示している。

図より、支点反力 2000kN~3000kN で、主桁下面側で、ひずみが引張側に増加し始めている。これは、ひび割れ発生に伴うものであり、欠損厚が厚いほどひずみが増加し始める荷重が小さい傾向が見られた。

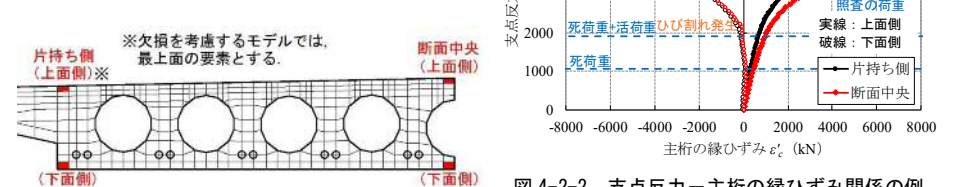


図 4-2-2 支点反力-主桁の縁ひずみ関係の例 No. 8: 欠損厚 t=150mm (上面側の材料特性を低減)

図4-2-3に、各ケースの解析結果から得られたスパン中央の主桁下面の引張縁における、引張応力発生時の支点反力と主桁上面側の欠損厚の関係を示す。

図より、引張応力が発生する支点反力は、欠損厚の増加による低下が見られるものの、いずれのケースにおいても死荷重時の支点反力を超過しており、死荷重+活荷重による支点反力の前後である。

図4-2-4に、各ケースの解析結果から得られたスパン中央の主桁下面の引張縁における、ひび割れ発生時の支点反力と、主桁上面側の欠損厚の関係を示す。ここで、ひび割れ発生時の支点反力は、引張縁のひずみが、ひび割れ開口による応力の軟化が始まるひずみ 200μ を超える時点に対して抽出したものである。

図より、ひび割れ発生時の支点反力は、いずれのケースにおいても死荷重+活荷重による反力よりも大きい。ただし、当該構造物においては、材料劣化により、すでにひび割れが生じている可能性がある。その場合には、応力が引張応力に転じる時点で、ひび割れが開口するものと考えられる。このとき、図4-2-3より、死荷重+活荷重載荷時には、上面側の材料特性の低下を考慮した場合（図中、赤線）には、いずれの欠損厚においても、ひび割れが開口するものと考えられる。

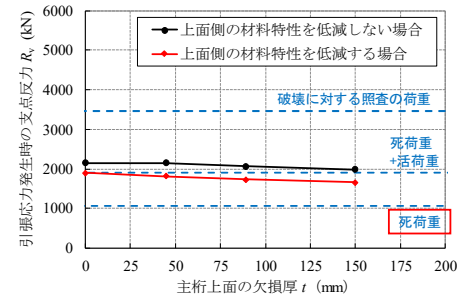


図4-2-3 引張応力発生時の支点反力ー
主桁上面側の欠損厚の関係

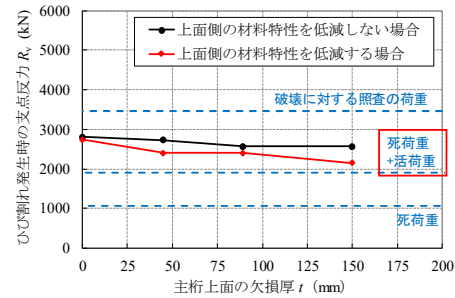


図4-2-4 ひび割れ発生時の支点反力ー
主桁上面側の欠損厚の関係

4-2-3 PC鋼材の引張応力度

図4-2-5に、PC鋼材の引張力と、支点反力の関係を示す。図に示すPC鋼材の引張力は、主桁の断面中央と片持ち側のPC鋼材(PC1とPC10)について、スパン中央の断面(曲げモーメント最大の断面)の値を示している。PC鋼材の引張力は、引張側を正の符号で示している。

図より、本解析では死荷重載荷時までに、同時にPC鋼材の緊張力を導入している。その後、主桁下面にひび割れが発生する支点反力 $2000\text{kN}\sim 3000\text{kN}$ から、ひび割れの発生によりPC鋼材の引張力が増加し始めている。図中に示したPC鋼材の降伏時($0.84 \cdot \sigma_{pu}$)を超えた後に、破壊に至っている。なお、断面中央のPC鋼材(PC10)と主桁端部のPC鋼材(PC1)の挙動に、顕著な違いは見られなかった。

図4-2-6に、各ケースのPC鋼材降伏時の支点反力と、主桁上面側の欠損厚の関係を示す。図より、PC鋼材降伏時($0.84 \cdot \sigma_{pu}$ 時)の支点反力は、 4000kN 前後であり、欠損厚の増加による低下が見られるものの、いずれのケースにおいても当該橋梁の設計時の破壊に対する照査の荷重を超える反力であった。

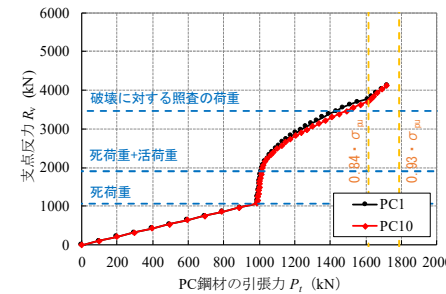
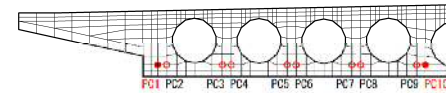


図4-2-5 支点反力-PC鋼材の引張力関係の例
No. 8: 欠損厚 $t=150\text{mm}$ (上面側の材料特性を低減)

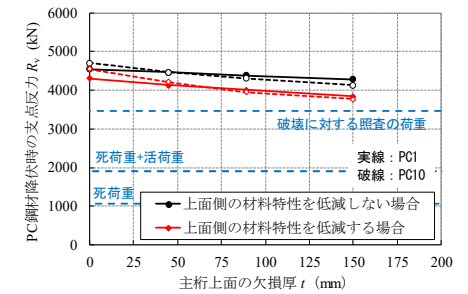


図4-2-6 PC鋼材降伏時の支点反力ー
主桁上面側の欠損厚の関係

4-2-4 検討結果

主桁上面側のコンクリートの劣化による欠損の深さや、劣化による主桁コンクリートの材料特性の変化などの主桁上面のコンクリートの劣化が、主桁の耐荷力に及ぼす影響を確認することを目的に、非線形解析を実施した。その結果から、以下の結果が得られた。

- ・ スパン中央の主桁下面のひずみから、主桁上面のコンクリートの欠損厚が増加するにつれて、引張応力が発生する荷重が低下した。ただし、解析を実施した、片持ちスラブ側ダクト2箇所の周辺の主桁上面からの欠損厚 150mm までの範囲内では、引張応力が生じる支点反力は、死荷重時の支点反力を超過しており、死荷重+活荷重による支点反力の前後であった。
- ・ スパン中央の主桁下面のひずみから、ひび割れ発生時の荷重は、本検討で考慮した欠損厚 150mm までの範囲内では、いずれのケースにおいても死荷重+活荷重による反力よりも大きかった。
- ・ スパン中央でPC鋼材が降伏するときの荷重は、欠損厚の増加により低下したものの、本検討で考慮した欠損厚 150mm までの範囲内では、いずれのケースにおいても当該橋梁の設計時の破壊に対する照査の荷重を超える反力であった。

4-2-5 現有性能の評価

前項までに示したとおり、主桁の耐力に及ぼす影響を確認することを目的に実施した非線形解析から、設定した条件下においては、主桁の上面側のコンクリートの劣化による欠損や強度および剛性の低下を考慮した解析においても、以下の結果が得られた。

- ・ 主桁の引張縁の引張応力は、死荷重時の荷重より大きな荷重で生じる。
- ・ 主桁の引張縁の曲げひび割れは、死荷重+活荷重時の荷重より大きな荷重で生じる。
- ・ 主桁の PC 鋼材の降伏は、設計時の破壊に対する照査の荷重より大きな荷重で生じる。

しかしながら、ここで実施した検討は、以下に例を示すとおり、条件を仮定して実施しており、実構造物の状態がこれと異なる場合には、解析から得られた性能を発揮しない場合もある。

- ・ 主桁の上面から採取したコアによるコンクリートの材料試験から、主桁コンクリートの圧縮強度および静弾性係数が、設計値の半分程度に低下していることが確認されている。その場合、鋼材の継手や定着等の細目を満足しないこととなる。これに対して、本解析では、PC 鋼材の端部の定着が確保されているという前提により、設計時の有効プレストレスを用いて解析を実施している。定着部の機能の低下によってプレストレスが減少している場合には、本検討から得られた耐力を発揮できない。
- ・ また本解析では、主桁内の鉄筋についても、すべて考慮している。上記の継手や定着部の顕著な機能の低下が生じた場合には、せん断補強鉄筋や配力鉄筋が効かず、せん断補強鉄筋によるせん断耐力の増加や、主桁直角方向の一体性が見込めない可能性がある。
- ・ 本検討では、主桁コンクリートの材料劣化による強度や剛性の低下は、図 4-1-7 に示すように、厚さ約 300mm の範囲に仮定した場合の結果である。しかしながら、ここで適用した材料劣化したコンクリートの物性値は、限られた調査箇所によるものであり、主桁断面内の深さ方向や横断方向の材料特性の変化を、十分に把握して反映したものではない。この材料劣化の想定と、実構造物の状態が異なる場合には、耐力の低下が本検討の結果より大きい可能性がある。

以上のとおり、本検討で実施した解析から、材料劣化を考慮しても設計荷重に対して性能を満足する結果が得られたものの、その解析の前提とした条件と実構造物の状態が異なる場合には、解析から得られた耐力を発揮しない可能性がある。

しかしながら、設計荷重「死荷重+活荷重」よりも小さな荷重状態であることが想定される使用状態において、実構造物の損傷状況の調査からも曲げひび割れの発生が確認されていないことから、使用状態においては、本検討で実施した解析と実際の状態の乖離は小さいものと考えられる。このことから、現状の使用状態の範疇においては、車両の通行を規制するなどの緊急の対応は必要ないと判断できる。

なお、片持ちスラブについては、図 4-2-7 に示す上面側の軸方向鉄筋の定着部で、先に述べた主桁上面側のコンクリートの劣化により定着が確保できなくなることが懸念されることから、対策において配慮する必要がある。

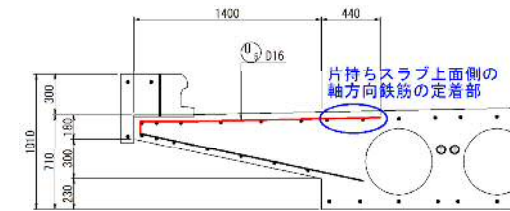


図 4-2-7 片持ちスラブ上面側の軸方向鉄筋の定着部

■まとめ

解析的検証および実橋の調査結果に基づいた現有性能の評価を以下に示す。

① 耐力性能について

調査結果に基づいた材料特性を考慮した構造解析によれば、設計活荷重に対して安全性を有している結果となった。ただし、PC 定着部など性能や、片持ち部など鉄筋の定着長さなどは、設計時のコンクリートの圧縮強度が確保されている前提であり、これらの前提が確保されていないことから、実際の耐力は、解析値より低下すると考えられ、十分な耐力性能を有しているとは言えない。

ただし、実橋の調査によれば、桁下面および支点部上面に曲げひび割れの発生、支点側面にせん断ひび割れなどのひび割れの発生や、車両の走行による過度なたわみは認められないことから、これまでの供用中の載荷荷重、すなわち通常の使用時の性能（使用性）は確保されていると考えられる。

② 耐久性能について

コンクリートの圧縮強度などの低下、桁上面コンクリートの脆弱化、ASR によるひび割れの発生などがあり、今後の供用期間に対して十分な耐久性能を有しているとは言えず、耐久性能の低下が耐力性能の早期低下をもたらすことが懸念される。

以上のことから、1～3 径間の桁は、通常の使用時に対しての性能は有していると考えられる。

ただし、周辺の交通ネットワークで不測の事態が発生し、当該橋りょうに設計活荷重と同等の荷重が載荷される状況が発生した場合には、供用制限などを検討する必要がある。なお、1～3 径間の桁の耐久性能は低下しており、少なくとも設計時の耐用期間を確保することは困難であるため早急に桁の耐用期間や対策を検討する必要がある。

■変状原因の推定

▼1. 設計の検証

資料収集整理の分析結果で示したとおり、第1径間のR側に舗装切削調査を実施によって、**主桁上面の脆弱化を確認し、外観上から得られた結果に基づいて、「①橋面防水はされていない、②およそ1/3に浮き(脆弱化)が確認できる、③脆弱部を取り除くと最大80mm厚の欠損が確認された(以上、原文のまま)」**と記載されている。

また、業務内では、具体的な対策は**工事時にて対応すること**としており、業務報告書には欠損部を断面修復による基面整形を行うこととの記載がなされている。

【検証の結果】

- ① 調査結果に基づき、断面修復工法が提案されており、過年度時点では、一般的な補修設計が行われていた。
- ② 主桁上面の脆弱化は、凍害等の影響を受け主桁内部までの脆弱化の可能性を示唆している現象と考えることも出来るため、欠損部の断面修復工の効果の妥当性を明らかにするために、コアボーリング等によって脆弱化の範囲や深さなどの調査を行い、劣化領域を検討することや、主桁下面にASRが疑われるようなひび割れが発生していることから、主桁上面の変状にASRが関与している可能性も検討することなどの必要性があったことは否定できない。
- ③ 主桁上面から最大80mmの欠損を確認しているが、主桁の構造性能評価の観点からの検討はなされていない。脆弱化の範囲や深さなどの調査と、その調査結果に基づいた構造性能評価を実施していれば、脆弱部のみの除去という施工時の応急的な対応には至らなかった可能性があることは否定できない。

▼2. 施工の検証

資料収集整理の分析結果で示したとおり、平成30年度に第1~3径間の主桁上面の断面修復を実施しており、舗装撤去後に**主桁上面の著しい劣化が確認された。**

本業務では工事資料の確認のみならず、施工業者(恵庭建設)へのヒアリングを行った。ヒアリングした結果、得られた情報を以下に、施工のフローチャートを図5-1に示す。

- ポイド管上の広範囲の不良箇所を確認し、発注者との協議により表面的な脆弱層の撤去で留めた。(写真5-1)
- 前処理工を適切に行うよう、高圧洗浄と掃除機により十分な清掃を行い、ブロアーにより水分を除去・乾燥させた後、プライマーを散布して断面修復材を打設した。
- 主桁上面の状態は、主にポイド管直上(横断方向に2本分程度)が悪く、ポイド管のない中間支点上などは健全であった。
- 断面修復時のモルタル打設は、最大深さは50mm程度であったが、最小深さは10mm程度であった。なお、この10mmは不良箇所ではなく健全な箇所であり、打ち継ぎ境界をつくらないう、健全な範囲もモルタルを打設し、平滑に仕上げた。(写真5-2)



図 5-1 H30 断面修復の施工手順

【検証の結果】

過年度の工事では、可能な限りで脆弱層の撤去を行うなど、**適切な施工手順・施工管理のもと、構造物に影響を与えないよう配慮して工事が実施された。**



写真 5-1 H30 断面修復前の状況



写真 5-2 H30 断面修復後の状況

◆舗装の損傷と補修範囲の関係

本業務にて確認した舗装の損傷と断面修復による補修範囲を図化したものを次頁に示す。

①舗装の損傷の割合

次頁の上側の図は、赤線が舗装の損傷、青枠が補修範囲を表している。補修範囲内、補修範囲外における舗装の損傷の割合を整理すると、表5-1に示すとおりである。

表より、**補修範囲上の舗装の損傷割合が9割以上を占めていることから、再劣化の要因は断面修復が関与していることを示唆する結果といえる。**

表 5-1 舗装の損傷の割合

		補修範囲内 (青枠内)	補修範囲外 (青枠外)	合計
舗装の損傷 (ひび割れ)	延長 (m)	72.32	11.26	83.58
	面積 (m ²)	206.6	333.4	540
	密度 (m ³ /m ²)	0.350	0.034	0.155
	割合 (%)	91.2	8.8	100

②補修範囲内における舗装の損傷の割合

次頁の下側の図は、赤線が舗装の損傷、青枠が補修範囲、緑枠が脆弱部撤去(補修厚さが厚い)範囲を表している。補修厚さが薄い場合と厚い場合における舗装の損傷の割合を整理すると、表5-2に示すとおりである。

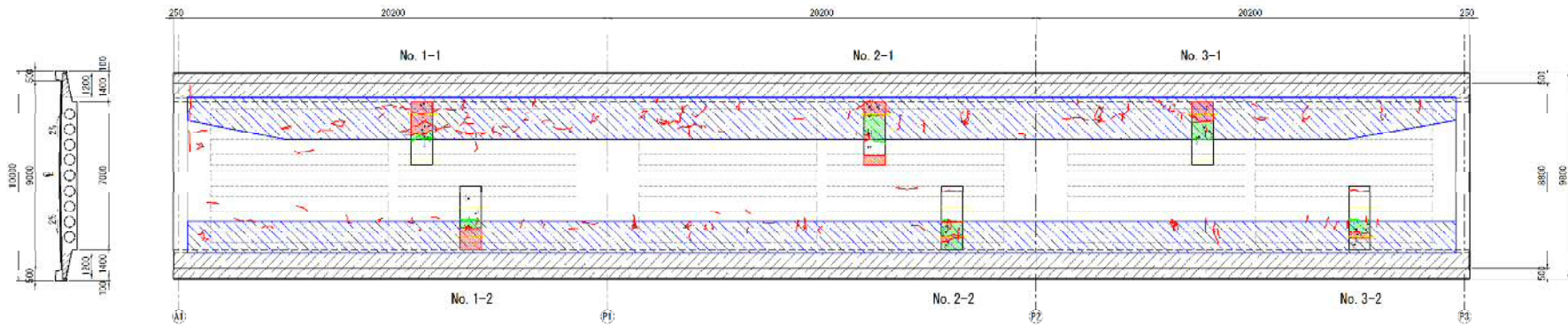
表より、**補修厚さが薄い個所の舗装の損傷割合が6割程度を占めていることから、断面修復の厚さが薄い方が損傷の割合が大きい傾向にある。**

表 5-2 補修範囲内における舗装の損傷の割合

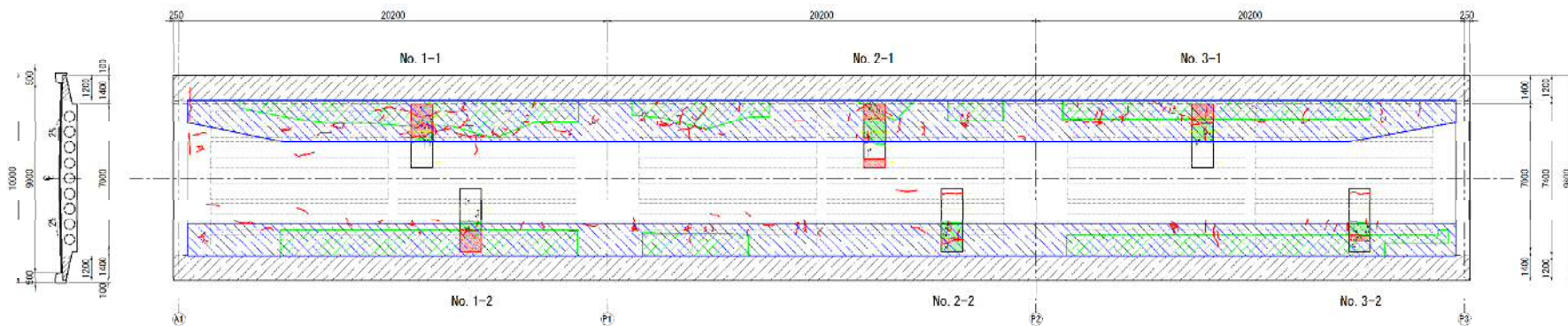
		補修厚さが薄い (緑枠外)	補修厚さが厚い (緑枠内)	合計
舗装の損傷 (ひび割れ)	延長 (m)	50.65	21.67	72.32
	面積 (m ²)	125.8	80.8	206.6
	密度 (m ³ /m ²)	0.403	0.268	0.350
	割合 (%)	60.0	40.0	100

舗装の損傷と補修範囲図 S=1:100

①R1舗装ひびわれ+H30断面修復範囲



②上図+H30はつり範囲



※平面図全体の凡例

- R1観音料の割れひびわれ
- H30補修工事における断面修復範囲
- H30補修工事におけるはつり（脆弱部除去）範囲

※縦断切箇所凡例

- | | | | |
|-----|----------|-----|----------|
| 防水層 | アスファルト | 防水層 | アスファルト |
| | 断面修復 | | 断面修復 |
| | 上面コンクリート | | 上面コンクリート |
| | コンクリート | | コンクリート |

※切開箇所のハッチングは上記の凡例を表しており、変化により増えた材料区分を示している例）赤色の範囲は上面コンクリートまで損失

▼3. 断面修復に着目した検証

3-1 目的

前項のとおり、舗装の損傷の殆どは補修範囲上に発生しており、再劣化の要因は断面修復が関与していることを示唆する結果が得られた。このとき、断面修復の厚さが薄い範囲の方が、舗装に損傷が生じる傾向が得られた。

そこで本節では、活荷重の荷重や補修材の収縮によって生じる、補修材の応力や、補修材と主桁既設コンクリートの境界に生じる付着応力を確認するために、当該橋梁の主桁断面を模擬した線形の 2 次元の解析モデルを用いた解析を実施する。なお、解析は、補修材の厚さや既設コンクリートの脆弱部の有無、補修材の弾性係数、補修材の収縮の考慮の有無を変数として実施する。

3-2 解析モデル

解析モデルは、図 3-1 に示す主桁断面の片側の 1/2 モデルとする。要素は、平面要素を用いており、材料の非線形性は考慮していない。道路橋示方書・同解説（平成 29 年 11 月）の I 共通編の 8.2 節に示された、床版及び床組を設計する場合の活荷重の荷重寸法（橋軸方向 200mm×橋軸直角方向 500mm）に基づき、平面要素の厚さは、橋軸方向の荷重幅に一致させた 200mm としている。

荷重の荷重位置は、図 3-1 中に示すとおり、端部のボイド管の直上の位置と、偏心した位置の 2 箇所とした。このとき、上述の示方書の記載に従い、橋軸直角方向の荷重幅を 500mm、載荷荷重を 100kN に設定した。

3-3 検討ケース

検討ケースを、表 3-1 に示す。検討ケースは、補修材の厚さや、補修材の弾性係数、補修材の収縮の考慮の有無を変数とする。

補修材厚ごとの補修材の範囲を、図 3-2 に示す。なお、補修材と母材コンクリートの境界は、付着応力や支圧応力を算出するために、剛な剛性の線形ばねを介して接続している。なお、補修材への収縮ひずみの考慮は、温度荷重により考慮する。

既設コンクリートの劣化部を考慮するモデルにおいては、図 3-2 中に青線で示した補修材の直下の既設部コンクリートの弾性係数を変化させる。

表 3-1 検討ケース

No.	名称	補修材厚 t (mm)	材料の弾性係数 E (kN/mm ²)		劣化部の考慮	補修材の収縮	備考	
			補修部	既設一般部				
1	t0-NSH	0	—	—	—	—	補修なし	
2	t45-E25-NSH	45	25.0	15.4	—	—	基準	
3	t45-E25-NSH-R				6.9	考慮	考慮 (300μ)	収縮の影響
4	t45-E25-SH				—	—		
5	t45-E25-SH-R				6.9	考慮		
6	t45-E40-NSH				40.0	—	—	—
7	t89-E25-NSH	89	25.0	15.4	—	—	基準	
8	t89-E25-NSH-R				6.9	考慮	考慮 (300μ)	収縮の影響
9	t89-E25-SH				—	—		
10	t89-E25-SH-R				6.9	考慮		
11	t89-E40-NSH	40.0	—	—	—	補修材の剛性		
12	t150-E25-NSH	150	25.0	15.4	—	—	基準	
13	t150-E25-NSH-R				6.9	考慮	考慮 (300μ)	収縮の影響
14	t150-E25-SH				—	—		
15	t150-E25-SH-R				6.9	考慮		
16	t150-E40-NSH	40.0	—	—	—	補修材の剛性		
17	t200-E25-NSH	200	25.0	15.4	—	—	基準	
18	t200-E25-NSH-R				6.9	考慮	考慮 (300μ)	収縮の影響
19	t200-E25-SH				—	—		
20	t200-E25-SH-R				6.9	考慮		
21	t200-E40-NSH				40.0	—	—	—

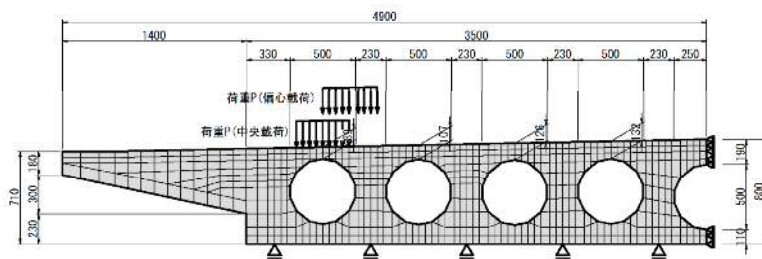


図 3-1 解析モデル

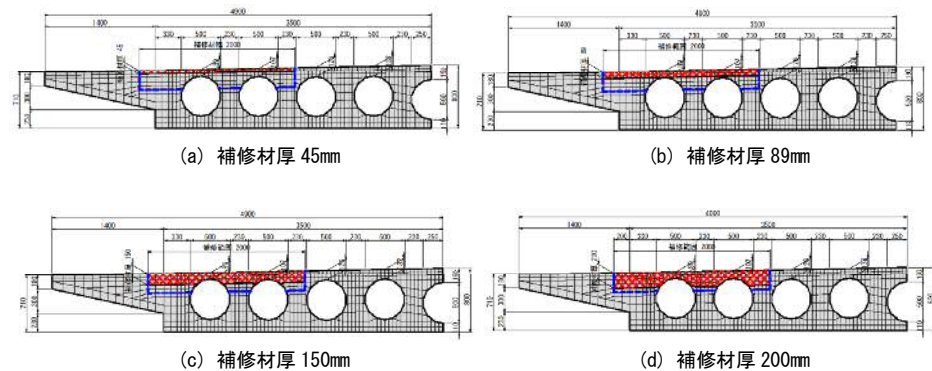


図 3-2 補修材の範囲

3-4 解析結果

2次元 FEM 荷重から得られた結果として、変形状況、応力コンター図、補修材と母材コンクリートの境界の付着応力、補修材の応力について整理する。

(a) 変形状況

各解析ケースの変形状況の例を、図 3-3 に示す。図は、変形を拡大して示している。

図より、中央荷重および偏心荷重の荷重荷重に対しては、荷重を載荷している端部のボイド管の周辺で変形が生じている。このとき、ボイド管の直上の部位は両端固定梁上の変形が生じており、中央（ボイド管頂部）では下側引張、左右の支点では上側引張が生じている。

(b) 水平方向応力

各解析ケースの水平方向の応力のコンター図の例を、図 3-4～図 3-6 に示す。

図より、中央荷重および偏心荷重作用時には、中央（ボイド管頂部）では下側引張、左右の支点では上側引張が生じており、変形状況から想定される応力と一致している（例えば、図 3-4）。

一方、補修材の収縮を考慮したケースにおいては、補修材の収縮を既設コンクリートが拘束することにより、補修材に引張応力が、既設コンクリートに圧縮応力が生じている。

拘束によって生じる引張応力は、補修材の薄い場合で大きい（例えば、図 3-5）。補修材が厚くなると、引張応力は既設コンクリートと補修材の界面周辺で生じており、発生する引張応力の大きさは、補修材が薄い場合に比べて小さい。図 3-6 に示すように、補修材が厚い場合には、ボイド管直上が、すべて補修材となるため、既設コンクリートによる拘束が小さくなることも、影響しているものと考えられる。

(c) 付着応力

図 3-7 に、補修材と主桁既設コンクリートの境界に生じる最大付着応力と補修材厚の関係を示す。ここに示す最大付着応力は、各ケースの解析結果において補修範囲内で最も大きい応力を抽出した応力である。

図 3-7 (a) に示す補修材の収縮を無視した場合には、補修材が厚い場合には、補修材の剛性が大きい場合（図中の破線）で、やや付着応力が小さい。これは、補修材の剛性が大きいことにより、荷重荷重に対して補修材の曲げによる分担が大きくなるためと考えられる。

一方、図 3-7 (b) に示す補修材の収縮を考慮した場合には、補修材の厚さが薄いほど、付着応力が大きくなる傾向が見られる。

図 3-7 (a) と (b) の補修材の収縮の有無のいずれに対しても、既設部のコンクリートの劣化による弾性係数の低下を考慮した場合に、付着応力が小さくなる傾向が見られる。これは、補修材に対する拘束が小さくなることにより、付着応力が低下したものと考えられる。なお、荷重荷重と補修材の収縮による影響を比べると、補修材の収縮によって生じる付着応力の方が大きい。

(e) 補修材の応力

図 3-8 および図 3-9 に、補修材に生じる最大引張応力と補修材厚の関係を示す。ここに示す最大引張応力は、各ケースの解析結果において補修範囲全体で最も大きい応力を抽出した値を示している。

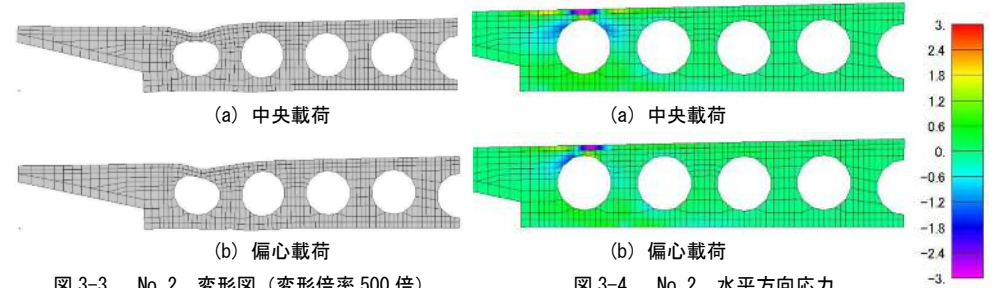


図 3-3 No. 2 変形図（変形倍率 500 倍）
[補修材厚 45mm, 収縮無視]

図 3-4 No. 2 水平方向応力
[補修材厚 45mm, 収縮無視]

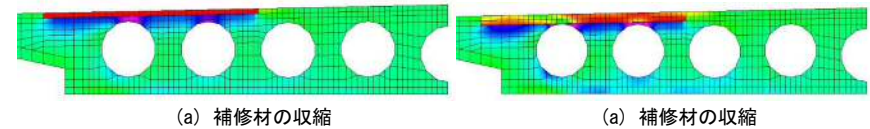
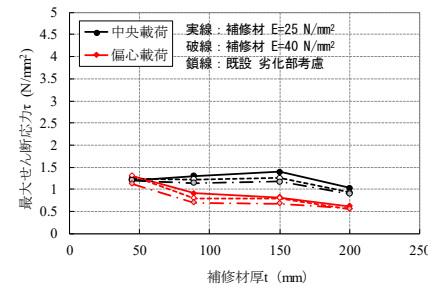
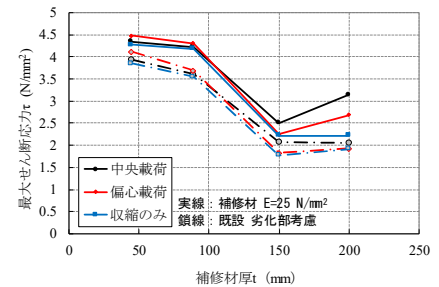


図 3-5 No. 4 水平方向応力
[補修材厚 45mm, 収縮考慮]

図 3-6 No. 9 水平方向応力
[補修材厚 89mm, 収縮考慮]

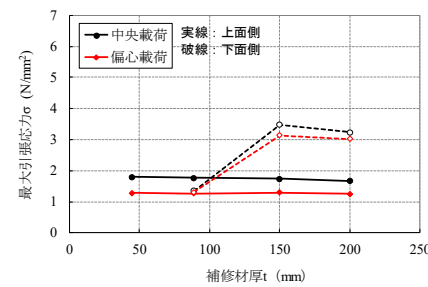


(a) 補修材の収縮無視

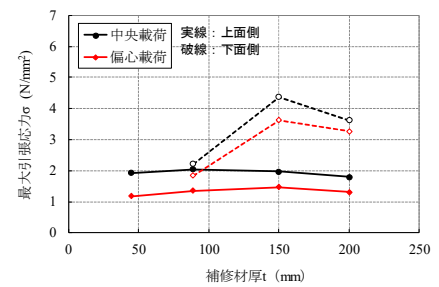


(b) 補修材の収縮考慮

図 3-7 補修材と主桁既設コンクリートの境界に生じる最大付着応力と補修材厚の関係



既設 劣化部を考慮しない場合



既設 劣化部を考慮する場合

図 3-8 補修材に生じる水平方向の最大引張応力と補修材厚の関係（補修材の収縮無視）

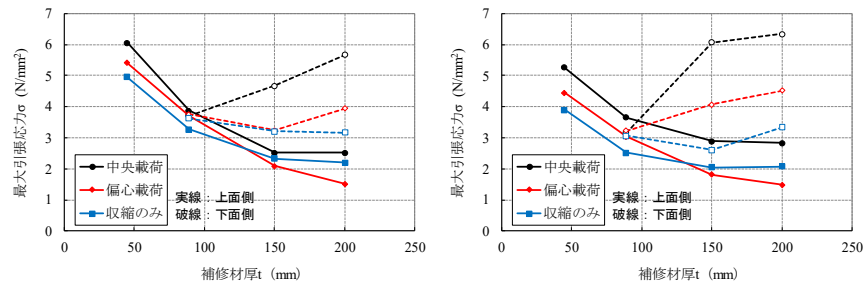


図 3-9 補修材に生じる水平方向の最大引張応力と補修材厚の関係 (補修材の収縮考慮)

図 3-8 に示す補修材の収縮を無視した場合には、補修材厚が厚い方が、破線で示した下面側で引張応力が大きい。これは、補修材厚が 150mm 以上でダクト直上がすべて補修材に置き換わり、ダクト直上の引張縁が補修材となるためである。また、図 3-8 の右図の主桁既設コンクリートの劣化を考慮した場合の方が、荷重載荷に対して補修材の曲げによる分担が大きくなるため、引張応力が大きい。

図 3-9 に示す補修材の収縮を考慮した場合には、補修材厚が薄い場合ほど引張応力が大きい。これは、既設コンクリートの拘束が薄く補修した場合ほど大きく、また、補修材が厚い場合には、ポイド管直上が、すべて補修材となるため既設コンクリートによる拘束が小さくなることも影響しているものと考えられる。

収縮のみによって生じる引張応力 (図中の青線) を見ると、図 3-9 の右図の主桁既設コンクリートの劣化を考慮した場合に、引張応力が小さくなる傾向となる。これは、補修材を支持する既設コンクリートの弾性係数が小さいことにより、補修材の収縮に対する拘束が小さくなるためと考えられる。

なお、補修材の剛性を大きくした場合には、引張応力が若干大きくなる傾向が見られた。これは、荷重載荷に対して補修材の曲げによる分担が大きくなるためと考えられる。

3-5 検討結果

主桁断面を模擬した線形の 2 次元の解析の結果から、補修材と主桁既設コンクリートの境界に生じる付着応力や、補修材に生じる引張応力に関して、以下の傾向が得られた。ただし、本解析は線形解析であり、ひび割れの発生に伴う応力の再分配や、既設部のコンクリートの劣化による補修材との界面の付着強度の低下などは、解析上、考慮していない。

- 補修材の厚さに対して、輪荷重の載荷と補修材の収縮のいずれに対しても、補修材の厚さが薄い方が、付着応力が大きくなる傾向となった。発生する付着応力は、輪荷重の載荷に比べると、補修材の収縮によって生じる付着応力の方が大きい傾向であった。
- 補修材に生じる引張応力は、薄い補修の場合において、収縮により大きな応力が生じる傾向が見られた。
- 補修材の直下の主桁既設部のコンクリートの劣化による剛性低下を考慮した条件では、補修材の収縮に対する拘束が小さくなることから、収縮による補修材の引張応力や界面の付着応力が小さくなる傾向が見られた。その一方で、輪荷重の載荷に対しては、補修材の曲げによる荷重の分担が大きくなることから、補修材の引張応力が大きくなる傾向が見られた。

▼ 4. 変状原因の総括

■ 主桁の劣化の要因

主桁の劣化要因は凍害と ASR の複合劣化であると考えられる。

主桁上面の脆弱化は、表層部分に微細なひび割れの発生や剥離が生じていたことから凍害によって生じたものと考えられる。一方、主桁内部に生じているひび割れは、材料調査等の結果から ASR による影響も複合したものと考えられる。

なお、凍害や ASR を促進させた要因の一つとして、路肩に設置されていたロードヒーティングの存在が挙げられる。

発注者にヒアリングした結果、ロードヒーティングの設置時期は不明であるが、使用していた期間があることから、冬季でも凍結せずに水の供給が続いたことで、凍害や ASR を促進させた恐れが考えられる。

■ 補修部の早期再劣化の要因

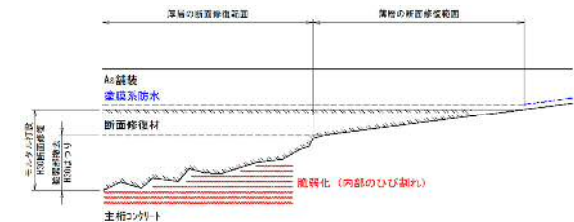
補修材の厚さが薄い範囲は、主桁上面コンクリートが健全である。解析的検証によれば、補修材の厚さが薄いほど、補修材の収縮の影響により補修材の引張応力が大きくなり、また補修材と主桁上面コンクリートとの付着応力も大きくなる傾向がある。したがって、これらの影響によって、補修材のひび割れや剥離などの変状が生じたものと考えられる。なお、補修材の厚さが薄くなることは、劣化深さが一定でないことによって生じざるを得なく、回避できないことである。ただし、補修材が薄い範囲で補修材のひび割れや剥離は、桁の耐荷性能や耐久性に与える影響は無視できるほど小さいと考える。

補修材の厚さが厚い範囲は、脆弱化している表面は撤去したものの、内部にひび割れ等の損傷が発生している主桁コンクリートの上に断面修復されている。解析的検証によれば輪荷重の載荷によって補修材下面に引張応力が発生する傾向があり、補修材にひび割れが発生する可能性があることが示唆された。したがって、補修材と主桁コンクリートとの境界より深い個所 (内部) でのひび割れ等による補修材と主桁コンクリートの一体性の低下や、輪荷重等の影響によって、補修材の剥離、ひび割れなどの変状が生じたものと考えられる。

なお、過年度の補修設計時において、桁内部のひび割れ状況に着目した調査、設計、耐荷性能の評価、および補修材と主桁コンクリートの一体性の評価法を具体的に規定した実施基準は無く、補修設計時の対応が不十分であったとは言えないと考えられる。

施工は、過年度の補修設計で、内部のひび割れの存在が指摘されていない状況で、適切な手順・管理のもと、構造物に影響を与えないよう配慮して工事が実施されたと考えられる。

以上から、設計および施工は、一般的な方法や手順に従って実施されたことから、早期に生じた再劣化は想定を上回る主桁内部での損傷に起因した事象と考えられる。



■対策の検討

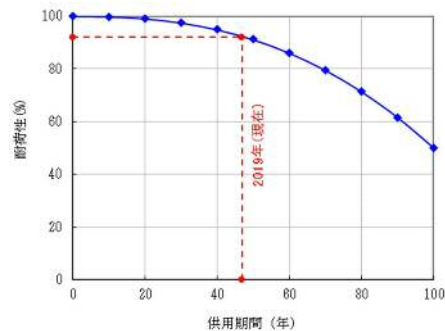
▼1. 性能の予測

ASR と凍害による将来的な主桁の耐荷性の低下を予測して、対策要否の判定を検討する。

土木学会コンクリート標準示方書によると、ASR による膨張の進行には、骨材中の反応性鉱物の種類や量、骨材の配筋状況、環境条件（温度や水の供給状況）等、種々の要因が複雑に影響しているため、これを定量的に予測するのは困難とされている。そのため、本検討ではこれまでに得られている情報と仮定条件をもとに、性能の予測を行った。

下図に、耐荷性低下と供用期間の関係をグラフで示す。

図より、供用開始以降、劣化により緩やかに性能が低下し、現在では1割程度の性能低下が生じている。今後は、ここからさらに性能が低下していくことが予測される。



【主桁の劣化に対する耐荷性低下と供用期間の関係 (参考)】

▼2. 対策要否の判定

調査結果より、主桁コンクリートの圧縮強度および静弾性係数は設計値の半分程度に低下しているため、耐久性の観点から、設計基準強度により規定されている PC 構造の設計の前提条件である定着部の性能、平面保持の仮定、収縮・クリープの影響、鉄筋の定着長、重ね継ぎ手長などの構造細目を現状では満足していないことが推察される。

また、性能評価より、主桁の現状の耐荷性は建設時に比べて低下がみられ、将来予測ではさらに耐荷性の低下が予測される。ただし、コンクリートの圧縮強度の応力-ひずみ曲線は健全なコンクリートでは上に凸の曲線を示すが、本橋は ASR や凍害などの材料劣化による要因で下に凸の曲線を示しているため、コンクリートの材料特性が設計の前提条件を逸脱している可能性が有る。下に凸のコンクリートの材料特性を解析に用いた際の妥当性を評価する技術はまだ確立されていないため、今回算出した耐荷性よりも低下している可能性もある。

そのため、対策の要否は、耐久性において構造細目を満足させること、安全性において耐荷性などの回復の必要があると判断される。

▼3. 対策方法の選定

◆対策案の抽出

対策工は、安全性や耐久性などの構造性能の回復を目的とし、それが可能な「更新」または「補強」が抽出される。舗装の変状により低下している走行性の回復に対しては、更新または補強を実施するまでの応急的な対策としては「補修」も考えられる。ただし補修では安全性や耐久性の回復は困難であるため、恒久対策を行うまでの応急対策としての位置づけとなる。

対策工の概要は以下となる。

●更新

コンクリート特性値(圧縮強度、静弾性係数)の半減による低下した抵抗性を回復できる方法である。

上部工をベントによる一時的な仮支持で撤去して、新たに上部工を架け替える。

下部工には構造性能の低下が懸念される損傷が無いことから既設下部工を利用する。

橋種は上部工重量の増加がなく、さらに下部工形状の改変が不要となる現橋と同形式の中空床版橋とする。

●補強

補強工法には大きく6つの方法がある。本橋では⑥支持点の追加を補強案の採用工法とする。

補強の方法としては、支点を追加して支間長を短くするとともに、走行性の低下に対しては、主桁上面を150mm程度はつり取り断面修復を行い、床版を構築する。

- ①コンクリート部材の交換 (打替え工法)
- ②コンクリート断面の増加 (増厚工法)
- ③部材の追加 (縦桁増設工法)
- ④補強材の追加 (鋼板接着工法, 連続繊維シート接着工法)
- ⑤プレストレスの導入 (プレストレス導入工法)
- ⑥支持点の追加 (支持工法)

各工法の適否については以下に述べる。

①コンクリート部材の交換 (打替え工法)

本橋は主桁全断面に渡りコンクリートの圧縮強度および静弾性係数が半減していると考えられることから、主桁全断面を打ち替えるため、更新案と同様となる。【不採用】

②コンクリート断面の増加 (増厚工法)

耐荷性の回復は見込める可能性はあるが、応答は建設時のままであり定着部などの構造細目は照査を満足しない。【不採用】

③部材の追加 (縦桁増設工法)

本橋は桁橋ではないため適用外となる。【不採用】

④補強材の追加（鋼板接着工法，連続繊維シート接着工法）

②と同様，耐荷性の回復は見込めるが，応答は建設時のままであり定着部などの構造細目は照査を満足しない。【不採用】

⑤プレストレスの導入（プレストレス導入工法）

コンクリートの圧縮強度が半減している中で，追加で緊張力を導入すると圧縮応力度が超過することから適用できない。【不採用】

⑥支持点の追加（支持工法）

半減しているコンクリートの圧縮強度に対して耐荷力や構造細目が満足する本数の支柱を追加することで安全性の回復は可能。【採用】

●補修（応急対策）

走行性の回復のみを目的とする方法。

H30 前回工事と同様に，外観上の脆弱部を除去し薄層で断面修復を行う。外観上の修復となるため，耐荷性は回復しない。

◆要求性能

対策工は安全性，使用性，耐久性および経済性を要求性能として，要求性能に対して比較検討を行い，最適案を選定する。

本橋の要求性能は以下に示すとおりとする。

●安全性

断面破壊に関する安全性と第三者影響度にて評価する。

断面破壊に関する安全性は，主桁の耐荷性が建設当時のレベルに回復できるかを指標とする。

第三者影響度は，側道および桁下空間利用者に対するコンクリート片の落下による影響について評価する。

●使用性

走行性と外観にて評価する。

走行性は，利用者の乗り心地で評価し，舗装面の変状の有無を指標とする。

外観は，側道および桁下空間利用者による不安感として評価し，主に主桁下面や側面のひび割れの有無を指標とする。

●耐久性

設計の前提条件である構造細目を満足していることを指標とする。コンクリートの浮きやひび割れによる鋼材腐食，コンクリートの特性値（応力-ひずみ曲線）によるなど。

●経済性

イニシャルコストとライフサイクルコストにて評価する。

◆対策工法の選定

比較検討の結果は以下に示すとおりである。

・更新案は，構造性能である安全性，使用性，耐久性において，補強案，補修案に比べて優れている。経済性においては，補修案より安価であるが補強案より割高となる。

・補強案は，走行性のみ建設時のレベルまで回復することはできるが，安全性，耐久性は建設時のレベルまで回復することはできない。

耐久性については，鋼材腐食による低下や，コンクリートの特性値が一般的ではないため設計の前提条件が成り立っていない可能性があり，設計耐用期間を確保することが困難である。

経済性においては，更新案および補修案より安価となる。ただし，維持修繕間隔を15年と想定しているが，維持修繕を行う度に劣化部の除去範囲が増加していくことから，維持修繕を行う間隔が短くなる可能性（リスク）がある。また，主桁下面のひび割れは別途対策が必要である。

・補修案は，走行性のみ建設時のレベルまで回復することはできるが，安全性，耐久性は建設時のレベルまで回復することはできない。

耐久性については，鋼材腐食による低下や，PC 構造の設計の前提条件である定着部の性能，平面保持の仮定，収縮・クリープの影響，鉄筋の定着長，重ね継ぎ手長などの構造細目や，コンクリートの特性値が一般的ではないため設計の前提条件が成り立っていない可能性がある。

経済性では他案に比べて大幅に割高となる。なお，主桁下面のひび割れは別途対策が必要である。

あくまで更新または補強までの応急対策という位置づけであるが，経済性が大幅に割高であることを勘案すると採用するメリットが少ないと思われる。

対策工法選定の詳細は次頁の対策工法選定表を参照のこと。

○結論

構造性能である安全性，使用性，耐久性において補強案および補修案に比べて優れている更新案を採用案とする。

なお，上記の対策工法の検討は，1～3径間に着目したものである。そのため，以下の事項に留意するのがよい。

① 本報告書における対策工法は，1～3径間に特化したものであるため，1～3径間の対策工法は，令和2年度の予備設計（修正設計と同時発注）にて，橋りょう全体を見据えた検討を行った後に決定するのがよい。

② 橋りょう全体を見据えた検討では，4～5径間のご線部の架線との桁の離隔等の基準を令和2年度に改めてJR協議し，4～5径間の架替え，補修等の対策工の判断を考慮して，1～3径間の対策工法を検討し，決定するのがよい。

③ 6～11径間の対策工を実施する場合は，1～3径間で発生した変状と同様の変状が早期に生じないように，対策工の妥当性の検証を実施した後に，施工するのがよい。なお，対策工の妥当性の検証では，桁内部の損傷や材料特性の調査，耐荷性能や耐久性能の検討を実施するのがよい。

		恵庭跨線橋 対策工法選定表				昭和47年（1972年）竣工、48年経過		
対策案	対策の種類	第1案 更新		第2案 補修		第3案 補修		
	工法	撤大、架け換え		支点追加・上面打ち換え		断面修復		
対策イメージ	側面図							
	断面図							
対策工の概要	目的	・コンクリート強度の半減による低下した構造性能を回復。 ・主桁の力学的な性能が補修や補強では回復不能なレベルの場合、または、力学的な性能が建設時以上に向上させることを目的とする。		・必要を低減させることで低下した抵抗性でも、耐震性を確保することを目的とする。 ・非行性の回復として、主桁上面のコンクリート床版と同程度の厚さで打ち替える。		・非行性の回復のみを目的とする。 ・仮設主桁の外観上の形状が現在化した部分を除去した後の断面を、当初の形状寸法に戻すことを目的とする。		
	方法	・主桁下面でベントによる反力を受け、ワイヤロープなどで支保して撤去。 ・更新下部工を既出する計画とし、支保は現況と同レベルとする。そのため、主桁形式は基本的に現況と同形式の中空床版橋となる。		・支保間を狭くするために橋脚を追加。基礎は旧橋下開での掘削となるため低空架方式となる。 ・外観及び耐久性を確保した主桁断面の断面部を人力による直前打ックで取り替えてコンクリートを打設する。取出し後コンクリート部の除去時の安全性を確保するために、主桁下面でベントによる反力を受け併用する。		・在橋上の直前打ックを人力による直前打ックで行う。ボリマー・メントセルタルを打設する。 ・補修厚さは130工事と同様とし、掘削部は10mm程度、掘削部以外は50mm程度とする。		
安全性	断面破壊に関する安全性	・建設時のレベルまで回復、または建設時以上に向上させることが可能である。		③ 建設時のレベルまで回復させることは出来ないが、応答値を低減させることで回復を図れる。		△ 底面部をすべて除去できているため、建設時より低下した状態であり、かつ、定着部の構造、鉄筋の定着長、重ね継手などの構造細目を満足していないことが推察されるため、安全性を満足していない可能性がある。		
	第三者影響度	・更新により、第三者影響度は建設時のレベルまで回復、または建設時以上に向上させることが可能である。		③ 主桁下面の遊離石灰を伴うひび割れは、別途対策が必要となる。		△ 主桁下面の遊離石灰を伴うひび割れは、別途対策が必要となる。		
	走行性	・更新により、走行性は建設時のレベルまで回復、または建設時以上に向上させることが可能である。		③ 対策工と同時に結露の打ち替えを行うことで建設時のレベルまで回復する。		○ 対策工と同時に結露の打ち替えを行うことで建設時のレベルまで回復する。		
	外観	・更新により、外観は建設時のレベルまで回復、または建設時以上に向上させることが可能である。		③ 主桁下面の遊離石灰を伴うひび割れは、別途対策が必要となる。		△ 主桁下面の遊離石灰を伴うひび割れは、別途対策が必要となる。		
耐久性		・更新により、耐久性は建設時のレベルまで回復、または建設時以上に向上させることが可能である。		③ ASBのコンクリートが残りしておりひび割れの進行は抑制できない。そのため、鋼材腐食による耐久性低下が懸念される。 ・コンクリートの応力ひずみ曲線が下に占める一般的な曲線と異なっているため、設計の前照条件が成り立っていない可能性がある。 ・設計耐用期間を確保することが困難である。		△ ASBのコンクリートが残りしておりひび割れの進行は抑制できない。そのため、鋼材腐食による耐久性低下が懸念される。 ・コンクリートの特性値が設計値の半分程度であるため、RC構造の設計の前照条件である定着部の性能、平面保持の仮定、反層・クランプの配置、鉄筋の定着長、重ね継手などの構造細目を満足していないことが推察される。 ・コンクリートの応力ひずみ曲線が下に占める一般的な曲線と異なっているため、設計の前照条件が成り立っていない可能性がある。		
	対策工の耐用期間	160年		15年と決定		3年と決定		
経済性	直接工事費（円）	項目	工種	数量	単価	金額	備考	
		①イニシャルコスト	・高橋撤去	121.2	m	1,151	140,000	
	15年毎	②タイプサイクルコスト	・防水工	545.4	m ²	1,940	1,058,000	換装と同様
		③維持管理コスト	・橋脚修繕	4	回	2,373,000	2,373,000	橋脚修繕間隔を15年と想定しているが、維持修繕を行う際に劣化部の除去範囲が増加していくことから、維持修繕を行う間隔が短くなる可能性(リスク)がある。
総合評価	④イニシャルコスト	・高橋撤去	121.2	m	1,151	140,000		
		・架設機材・積み込み	27.3	m ³	3,677	100,000		
⑤イニシャルコスト	・架設機材	281.8	m ²	120,000	33,816,000	ワイヤロープ		
	・撤去	42.0	回(本)	38,930	1,635,000	120tクレーン		
⑥イニシャルコスト	・ベント基礎工	140.4	m ²	2,338	328,000			
	・ベント設置工	41.5	t	31,750	1,318,000			
⑦イニシャルコスト	・ジャッキ損料	30.0	口	2,290	69,000			
	・ジャッキ工	3.0	口(回)	825,150	2,475,000	アジャスト口		
⑧イニシャルコスト	小計				39,881,000			
	・上部工架設	606.0	m ²	160,000	96,960,000	中空床版橋		
⑨イニシャルコスト	合計				136,841,000			
	⑩イニシャルコスト	・防水工	545.4	m ²	1,940	1,058,000	換装と同様	
⑪イニシャルコスト	・路面切削	545.4	m ²	473	258,000	換装と同様		
	・舗装工	545.4	m ²	1,938	1,057,000	換装と同様		
⑫イニシャルコスト	小計				2,373,000			
	15年毎	4	回	2,373,000	9,492,000			
⑬イニシャルコスト	合計(①)②)				146,333,000	r=1.52		
	⑭イニシャルコスト	・構造性能である安全性、使用性、耐久性において、補修案、補修案に比べて優れている。 ・経済性においては、補修案の劣化であるが補修案が劣化する。	③ 走行性のみの建設時のレベルまで回復することはできるが、安全性、耐久性は建設時のレベルまで回復することはできない。 ・耐久性については、鋼材腐食による低下や、コンクリートの特性値が一般的な曲線と異なっているため設計の前照条件が成り立っていない可能性がある。 ・主桁下面のひび割れは別途対策が必要である。 ・経済性においては、最も劣化となる。		△ 走行性のみの建設時のレベルまで回復することはできるが、安全性、耐久性は建設時のレベルまで回復することはできない。 ・耐久性については、鋼材腐食による低下や、定着部の構造、鉄筋の定着長、重ね継手などの構造細目を満足していないことが推察される。 ・コンクリートの特性値が一般的な曲線と異なっているため設計の前照条件が成り立っていない可能性がある。 ・経済性では他案に比べて人割に劣高となる。 ・あくまで更新または補修までの応急対策という位置づけであるが、経済性が大幅に劣高であることを勘案するリスクがないと思われる。			
⑮イニシャルコスト	・補修案は、更新案に比べて経済性では優れているが、構造性能である安全性、使用性において更新案に比べて劣り、耐久性は確保できない案である。 ・補修案は、安全性が確保されていないため、応急対策以外では採用できない。 よって、構造性能である安全性、使用性、耐久性において補修案および補修案に比べて優れている更新案を採用案とする。	③ 走行性のみの建設時のレベルまで回復することはできるが、安全性、耐久性は建設時のレベルまで回復することはできない。 ・耐久性については、鋼材腐食による低下や、コンクリートの特性値が一般的な曲線と異なっているため設計の前照条件が成り立っていない可能性がある。 ・主桁下面のひび割れは別途対策が必要である。 ・経済性においては、最も劣化となる。		△ 走行性のみの建設時のレベルまで回復することはできるが、安全性、耐久性は建設時のレベルまで回復することはできない。 ・耐久性については、鋼材腐食による低下や、定着部の構造、鉄筋の定着長、重ね継手などの構造細目を満足していないことが推察される。 ・コンクリートの特性値が一般的な曲線と異なっているため設計の前照条件が成り立っていない可能性がある。 ・経済性では他案に比べて人割に劣高となる。 ・あくまで更新または補修までの応急対策という位置づけであるが、経済性が大幅に劣高であることを勘案するリスクがないと思われる。				