

道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成果報告レポート
No. 2021-4

研究テーマ

高出力 X 線および磁気計測による PC 橋梁の
腐食状況の検出と構造安全性評価に関する技術開発

研究代表者：	金沢工業大学教授	田中	泰司
共同研究者：	東京大学教授	長谷川	秀一
	東京大学教授	石田	哲也
	長岡技術科学大学名誉教授	丸山	久一
	(株) アトックス	飯塚	芳之
	(株) コムスエンジニアリング	土屋	智史
	コニカミノルタ (株)	新山	将史

令和 5 年 5 月

新道路技術会議

目次

研究概要.....	1
第1章 研究の概要.....	3
1. 1 はじめに.....	3
1. 2 研究の目的.....	4
1. 3 研究内容.....	4
第2章 高出力 X 線による鋼材腐食とグラウト未填部の検出に関する技術研究開発.....	6
2. 1 はじめに.....	6
2. 2 研究の目的と実施内容.....	7
2. 3 撮像試験.....	11
第3章 3軸磁気計測による鋼材腐食検出に関する研究開発.....	13
3. 1 はじめに.....	13
3. 2 塩害劣化した PC 橋に対する磁気計測による鋼材破断判定技術の適用性評価.....	13
第4章 構造解析による安全性評価技術の開発.....	22
4. 1 はじめに.....	22
4. 2 研究目的とフロー.....	22
4. 3 PC 主ケーブルの破断を設定した解析.....	23
4. 4 破断ひずみと腐食を考慮したモデルの導入.....	27
4. 5 過去の点検データに基づいた橋梁の構造性能.....	30
4. 6 結論.....	34
第5章 塩害劣化した PC 長大橋の載荷試験による現有性能評価.....	36
5. 1 載荷試験の目的と意義.....	36
5. 2 対象橋梁の劣化状況とこれまでの維持管理の経緯.....	36
5. 3 載荷試験方法.....	40
5. 4 載荷試験結果.....	46
5. 5 断面力評価と分析.....	50
5. 6 載荷試験を活用した現有性能評価法の提案.....	54
第6章 まとめ.....	56

「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(令和3年度採択) 研究概要

番号	研究課題名	研究代表者
No.2021-4	高出力 X 線および磁気計測による PC 橋梁の腐食状況の検出と構造安全性評価に関する技術開発	金沢工業大学 教授 田中 泰司

塩害劣化が生じた PC 橋の安全性を定量的に評価するため、コンクリート内部の鋼材腐食状況が把握できる非破壊検査技術を開発し、そこから得られた情報を用いて非線形構造解析による残存性能評価を行う手法を構築することを研究目的とする。

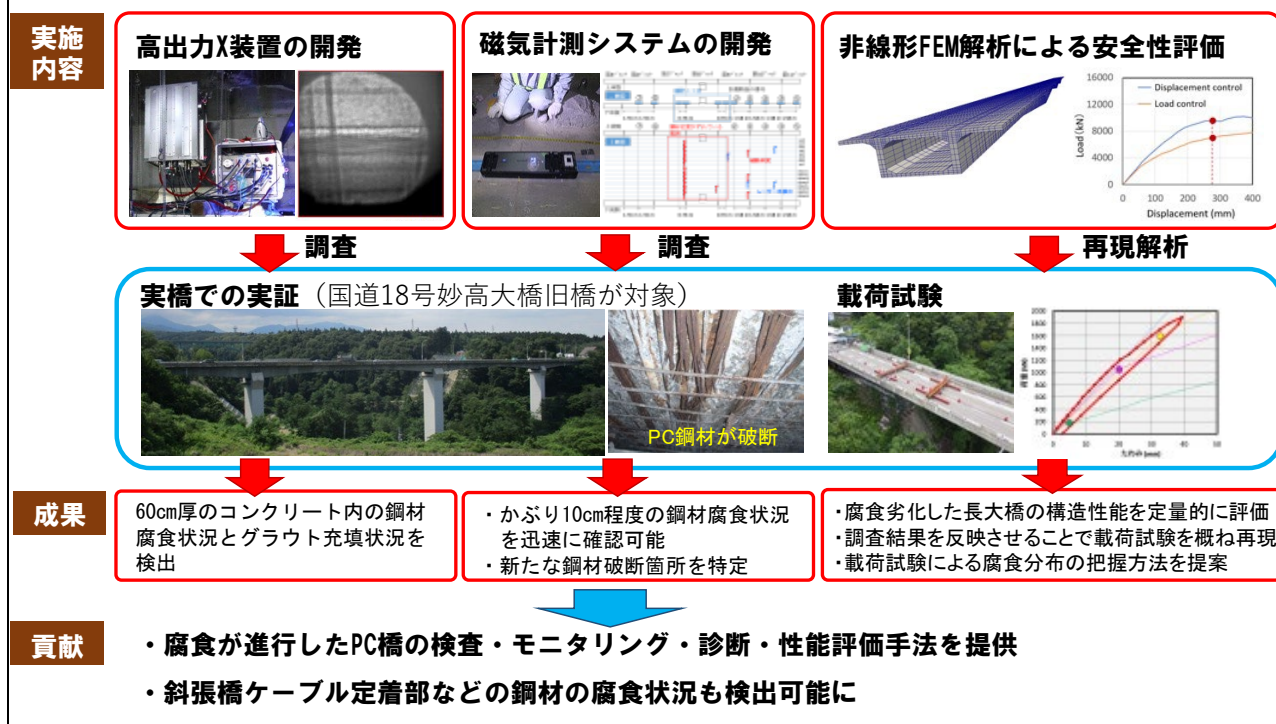
1. 研究の背景・目的 (研究開始当初の背景・動機、目標等)

PC 道路橋には、飛来塩分や凍結防止剤による塩害を受けているものが多く存在する。特にグラウト未充填部のある橋梁では劣化が深刻化しているにも関わらず、外観には変状が表れないために、その調査・診断手法の開発が求められている。そこで本研究では、コンクリートのかぶり厚が厚い箇所でも鋼材腐食状況が検出可能な、高出力で小型の X 線撮像装置と、かぶり厚が小さな箇所でも迅速に鋼材腐食状況が検出できる磁気計測装置をそれぞれ開発し、現場実証を行う。さらに取得したデータから橋梁全体の構造性能を FEM によって評価し、構造安全性に関するアセスメントの体系を構築・提案する。また、FEM の計算結果の検証として、橋梁の現地載荷試験を実施する。

2. 研究内容 (研究の方法・項目等)

実務への反映を目指し、塩害劣化橋梁をフィールドとして研究開発を行った。対象橋梁は国道 18 号妙高大橋旧橋であり、本橋梁では PC 鋼材が塩害によって多数破断・腐食していることが分かっている。この橋梁において、高出力 X 線撮影と磁気計測を行って、鋼材腐食状況の評価した。得られた検査結果を反映した FEM 解析を行って構造性能を評価した。その結果の妥当性を、現地載荷試験によって検証した。X 線、磁気計測に関しては別途、室内実験を行って鋼材腐食の検出能力を検証した。

3. 研究成果 (図表・写真等を活用し分かりやすく記述)



3.1 高出力 X 線による鋼材腐食とグラウト未充填部の検出

妙高大橋旧橋第 1 径間において、高出力 X 線装置を用いて撮像試験を行い、厚肉コンクリート部材中の PC 鋼材とグラウト充填状況の検出を行った。曲げモーメントが最大となる第 8 ブロックの下床版と第 21 ブロックの上床版で撮影を行った。画像解析手法としては、エッジ強調処理、コントラスト調整、フィルター処理を用いた。分析の結果、コンクリート厚が 60cm 程度であれば、鋼材に顕著な腐食が発生していないこと、グラウトの充填の有無が判別できることが確認された。コンクリート厚が 100cm 程度になると、画像解析によって鋼材の存在は確認できるものの、腐食の状態やシース内のグラウト充填状況は判別できなかった。

3.2 三軸磁気計測による鋼材腐食検出

妙高大橋第 1 径間の第 6～11 ブロックにおいて、3 軸磁気計測を行った。これまで未調査の範囲において、新たに 3 箇所破断判定箇所が見つかった。また、磁気計測に先立って行ったレーダー計測において、4 か所の鋼材破断が検出された。

3.3 載荷試験による安全性評価

妙高大橋第 1 径間を対象にグラウンドアンカーを用いた載荷試験を行った。たわみ計測では 1200kN で剛性低下が確認された。1900kN においてセグメント境界のひび割れを目視で確認した。長期モニタリングから予想されたひび割れ発生荷重と概ね整合していたことから、供用中に実施した性能評価は妥当であったと判断された。セグメント境界のひび割れは早期に発生・開口していることも確認された。これに対して光ファイバーによるひずみ測定が有効であることを示した。

3.4 構造解析による安全性評価

マルチスケール解析により、載荷試験の再現解析を実施した。全橋の 3D FE モデルを作成し、PC 鋼材を線要素で表現した。鋼材腐食モデルを採用し、既往の調査と本研究の非破壊検査で得られた腐食分布を考慮して解析したところ、セグメント 8 でのひび割れ発生荷重は 1200kN と評価され、実験と整合した。未調査箇所への対応が今後の課題である。

4. 主な発表論文（研究代表者はゴシック、研究分担者は下線）

- ・寺尾静夏, 新井崇裕, 田中泰司: PC 箱桁橋における分布型光ファイバセンサによるひび割れ評価, 令和 4 年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集, I-17, 2023. 3.
- ・石田哲也, 房捷, 土屋智史, 田中泰司: マルチスケール解析を用いた過去の点検データに基づく妙高大橋の構造残存性能評価, 土木学会全国大会第 78 回年次学術講演会概要集, 2023. 9 掲載予定
- ・Shizuka Terao, Takahiro Arai, Kiyotaka Toishi and Yasushi Tanaka: Loading test of long span prestressed concrete bridge degraded by salt attack, proceedings of CACRCS2023, 2023. 9 掲載予定

5. 今後の展望（研究成果の活用や発展性、今後の課題等）

本研究で実施した載荷試験や FEM 解析は、国内外において、鋼材腐食が進行した PC 橋の安全性評価に直接活用することができる。載荷試験については自動運転車を導入することで、安全性の確保と試験費用の縮減を同時に実現できる可能性がある。また、実橋への荷重車試験によって安全性が直接証明できること、非破壊検査の必要箇所と必要箇所の抽出が行えるようになるなどの利点があり、今後の発展が見込まれる。高出力 X 線は PC 橋に加えて斜張橋ケーブル定着部など、これまで点検困難であった箇所の検査への活用が見込まれる。コンクリート中の骨材による反射の影響を低減する技術の開発や装置の自動位置調整機構の開発が課題である。高出力 X 線、磁気計測ともに、実橋の調査結果を実際の腐食状況と比較検証することが解体工事において必要である。

6. 道路政策の質の向上への寄与（研究成果の実務への反映見込み等）

鋼材腐食が進行した PC 橋において、本研究で実施した荷重車試験、長期モニタリング、性能評価を実施することで、構造安全性を確認することが可能となる。その結果、安全を確保しながら合理的な維持管理が行えるようになる。磁気計測は特にプレテンション式の PC 桁に対する調査精度が高いことから、腐食状況の把握が必要な橋梁に対して実務に有効なレベルに達している。高出力 X 線は実務で使用するためには、フィルムの感度や位置調整など、いくつかの技術開発が必要である。

第1章 研究の概要

1.1 はじめに

(1) 研究背景

PC道路橋には、飛来塩分や凍結防止剤による塩害を受けているものが多く存在する。特にグラウト未充填部のある橋梁では劣化が深刻化しているにも関わらず、外観には変状が表れないために、その調査・診断手法の開発が求められている。そこで本研究者は、これまでに内閣府の事業である第1期SIP¹⁾において、0.95MeVの高出力X線による内部鋼材の可視化技術の開発を行ってきた。厚さ300mm程度のコンクリート部材であれば現場で内部鋼材の腐食状況とグラウト充填状況を撮影できることを実証した²⁾ものの、大型のプレストレストコンクリート(PC)橋梁においてはさらに厚さの大きな箇所でも計測可能な、より高出力のX線装置が必要である。現行放射線障害防止法では、橋梁検査の用途に限り4MeVの出力までのものが使用可能とされている。そこで、本研究者は3.95MeVの可搬型高出力X線装置を開発した。この装置は、屋外においても800mm程度の厚さのコンクリートの透過画像を撮影できることを確認しているが、鋼材の腐食状況やグラウトの充填状況をどの程度まで推定できるのかは未知である。また、現状では装置が大きく重いために橋梁点検車に登載できず、また、PC箱桁内に搬入できないなどの適用範囲の課題もある。

一方、X線による検査はコストが高い方法であるため、コンクリートかぶりが小さい箇所などでは低コストで簡便にグラウト未充填箇所とPC鋼材の腐食状況を調査できる手法が求められる。現状では、小径コアを削孔し、そこから内視鏡を挿入して撮影された画像によりグラウトの充填状況と鋼材の腐食状況を判定することが多い³⁾。この方法は判定精度が高い方

法ではあるものの、コンクリートの破壊を伴うためにプレストレス力が解放されることによる影響が懸念される。また、検査で把握できる範囲が限られるので、構造物全体の劣化状況を把握することが難しい。PCシース内部のグラウト未充填に対しては超音波法が開発され実績をあげている⁴⁾。一方、PC鋼材の腐食状況を把握するための非破壊検査手法としては漏洩磁束法⁵⁾が提案されているものの、使用する磁石が重く、実構造物の配筋状態では判定が難しいなどの課題がある。

(2) 国内外の既存研究の状況

X線によるコンクリート構造物内部の鋼材検出に関して、国内では1990年代に魚本らが6MeVの高エネルギーX線を用いた配筋検出とCTイメージの解析を実施している⁶⁾。しかし当時は1MeV以上の装置は法的な規制により現地で使用できなかった。フィルムやイメージングプレートのも感度も低く、現場実装にはほど遠い状況であったので、その後、X線に関しては室内実験に特化した研究が行われた程度で、現場適用を目指した研究は行われなかった。

海外ではフランスのIFSTTAR(French Institute of Science and Technology for Transport Development and Networks)で30年程前に4MeV電子ライナックX線源を橋梁透視検査に応用しようとした。しかし、漏洩放射線の遮蔽がうまくいかず、放射線安全法規を順守することができず、計画は中止された。その後、 ^{60}Co (1.2,1.3MeV)、 ^{192}Ir (400keV)などの放射線同位元素を使って橋梁透視検査を行っている。しかし、それらの放射線遮蔽容器は大きく、その割にはX線強度が上がらず、鮮明な画像は得られていない。その上で、PCシース中のグラウト未充填を検出しようとしている状況である。アメリカ、ドイツなど他国では、橋梁に対する高エ

エネルギーX線検査は行われていない。

1.2 研究の目的

本研究では、コンクリートのかぶり厚が厚い箇所でも鋼材腐食状況が検出可能な、高出力で小型のX線撮像装置、かぶり厚が小さな箇所でも迅速に鋼材腐食状況が検出できる磁気計測装置をそれぞれ開発し、腐食判定に必要な解析・診断技術を同時に検討・提案したうえで、塩害劣化橋梁を対象とした現場実証を行う。具体的には、3.95MeVの出力を備え、箱桁内部に搬入可能な大きさのX線放射装置と軽量な3軸磁気計測装置を開発し、国道18号妙高大橋旧橋を対象として現場実証を行う。妙高大橋旧橋は国土交通省北陸地方整備局高田河川国道事務所が管理する4径間連続PC箱桁橋である。多くのPCストランドが腐食・破断しており、PCシースのグラウトが未充填の状態であることが分かっている。さらに取得したデータから橋梁全体の構造性能をFEMによって評価する。限られた検査結果から橋梁全体の劣化状況を推測し、不確実性を担保しながら構造安全性を評価する、リスクアセスメントの体系を構築・提案する。非破壊検査とFEMによる安全性評価結果を検証するために、橋梁の現地載荷試験を実施する。なお、妙高大橋旧橋では令和3年度に新橋への交通振替が行われており、令和4年度後半から撤去工事が開始されていることから、本事業終了後に解体調査を行って、検査結果の検証を行う。

本研究で開発する非破壊検査技術は、PC鋼材の腐食状況とグラウト充填状況が把握できるものであるため、FEM等による構造安全性の評価と劣化予測の信頼性が大幅に向上し、道路管理の安全安心の確保に大きく貢献することができる。

1.3 研究内容

(1) 研究の構成

本研究の構成を図-1.1に示す。本研究は3つの技術開発と1つの実証試験から構成される。技術開発は、1. 高出力X線装置の開発、2. 磁気計測システムの開発、3. FEM解析による安全性評価の3つである。1, 2, の開発技術によって橋梁内部の鋼材の腐食状況を把握し、3. の開発技術によって構造安全性を評価する。これら3つの技術の組み合わせによる安全性評

価の適用性を実証するための実験を、実橋を用いて行う。対象とする橋梁は、妙高大橋旧橋であり、凍結防止剤による塩害腐食がPC鋼材に生じている。実証試験は、載荷試験と解体調査から構成される。内部鋼材の解体調査によって1, 2. の非破壊検査技術の計測精度を検証する。また、載荷試験によって3. のFEM解析の精度と、1, 2, 3の統合技術の検証を行う。

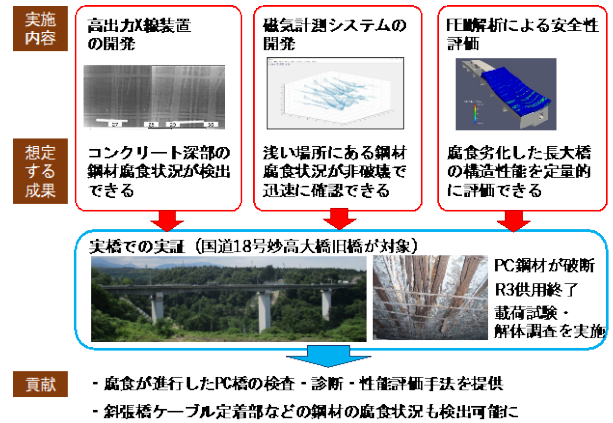


図-1.1 実施内容の構成

(2) 実施体制

本研究開発における主たる研究者と役割分担を表-1.1に、実施体制図を図-1.2に示す。それぞれの技術開発は、大学と企業との協働により進めた。また、妙高大橋旧橋での計測、載荷試験については、管理者である北陸地方整備局高田河川国道事務所と調整をはかりながら、作業を進めた。

表-1.1 主たる研究者と役割分担

研究者氏名	所属・役職	分担研究内容
田中泰司	金沢工業大学・教授	統括、3軸磁気計測による解析手法の開発と現地計測、載荷試験
長谷川秀一	東京大学・教授	X線装置開発・撮像
石田哲也	東京大学・教授	FEMによる構造解析
丸山久一 (オブザーバー)	長岡技術科学大学・名誉教授	橋梁管理者との調整、載荷試験
飯塚芳之	(株)アトックス・主任	X線装置開発・撮像
土屋智史	(株)コムスエンジニアリング・代表取締役	AIによるFEメッシュの作成
新山将史	コニカミノルタ(株)	磁気センサーによる計測・解析

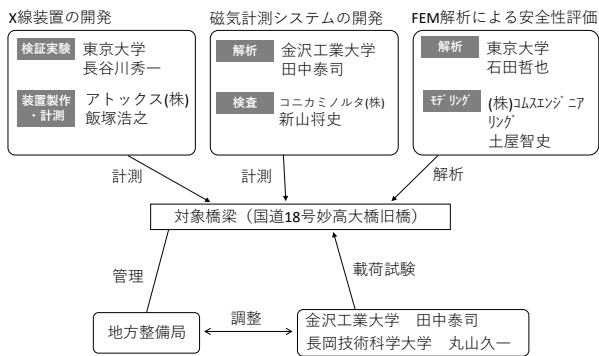


図-1.2 実施体制図

(3) 実施スケジュール

項目 時期	高出力X線装置 の開発	磁気計測システム の開発	FEM解析による安全性 評価
1年目	・X線装置の製作 ・室内性能試験	・解析アルゴリズム の構築 ・室内検証試験	・全橋FEモデルの作成 ・腐食モデルの検討
2年目	・実橋計測	・実橋計測 腐食情報	・腐食を考慮した解析 の実施 ・実橋荷重試験の実施、 解析検証
終了後	・解体調査・検証	・解体調査・検証	・事後解析

図-1.3 各年度の実施内容

1) 高出力X線による鋼材腐食とグラウト未充填部の検出に関する技術研究開発

令和3年度：3.95MeVの高出力X線装置を改造し、PC箱桁橋内部に搬入可能なマンホールサイズ以下にした。X線装置は可搬型のX線源・高周波源、据置型の電源・水冷装置から成る。改造したX線装置の試運転および調整を行って所定の性能が発揮されることを確認した。同時に、令和4年度に妙高大橋旧橋で計測を行うための準備を進めた。上向きでの照射を可能とするために、原子力規制庁への許可申請を行った。また、橋梁周辺の放射線解析を行い、管理区域内の放射線量が規制値内にあることを確認した。現地撮影を確実に実施可能とするために、橋梁内部での装置の移動と体系の確認を行い、模型を用いたシミュレーションを行った。また、実橋梁で検査を行う際に必要となる治具を製作した。PCシースを配置したコンクリート試験体を作製し、厚肉コンクリート中のPC鋼材とシーす内空洞の撮影を行って、腐食およびグラウト未充填の検出能力を確認した。

令和4年度：改造したX線装置を用いて妙高大橋旧橋のPC鋼材腐食状況とグラウト充填状況を調査した。種々の条件でコンクリート試験体の撮影を行い、厚肉コンクリート中のPC鋼材とシーす内空洞を明瞭化するための画像処理手法について検討を行った。

令和5年度以降（研究期間終了後）：妙高大橋旧橋の解体工事を利用して計測箇所でのPC鋼材の腐食状況を調査する。実際の腐食状況とX線検査の結果との比較検証を行う。

2) 3軸磁気計測による鋼材腐食検出に関する技術研究開発

令和3年度：磁気計測結果から内部鋼材の腐食状況を推定する解析アルゴリズムを構築した。また、令和4年度に荷重試験を行う箇所を対象として、妙高大橋旧橋のPC鋼材腐食状況を磁気計測で調査した。

令和4年度：前年度に引き続き、磁気計測結果から内部鋼材の腐食状況を推定する解析アルゴリズムを構築した。妙高大橋旧橋の荷重試験結果を踏まえて、磁気計測による鋼材の腐食状況の追加調査を実施した。

令和5年度以降（研究期間終了後）：妙高大橋旧橋の解体工事を利用して計測箇所でのPC鋼材の腐食状況を調査する。実際の腐食状況と磁気計測の結果との比較検証を行う。

3) 構造解析による安全性評価技術の開発

令和3年度：妙高大橋旧橋の3次元全橋モデルを作成してFEM解析を行った。過去の荷重車試験結果との比較を行うことによって作成されたFEメッシュが適切であることを確認した。

令和4年度：X線および磁気計測によるPC鋼材の腐食情報を反映した構造解析を実施し、荷重試験との比較を行った。この際に、限られた検査情報から未検査箇所をどのように設定するかを検討した。

令和5年度以降（研究期間終了後）：妙高大橋旧橋の解体工事を利用して得られた、第1径間のPC鋼材の腐食状況を反映したFEM解析を実施し、荷重試験結果と比較することによって、解析手法そのものの精度検証を行う。安全性評価に必要な非破壊検査の質と量、測定箇所の設定方法、未調査箇所の考え方を整理する。

4) 妙高大橋旧橋の荷重試験

令和3年度：妙高大橋旧橋を対象とした荷重試験の計画立案と荷重のための反力体の施工を実施した。

令和4年度：妙高大橋旧橋の第1径間を対象とした荷重試験を実施した。長期モニタリング結果、既往の構造解析による予測との比較から、供用期間中の維持管理方法の再評価を行った。

第2章 高出力X線による鋼材腐食とグラウト未充填部の検出に関する技術研究開発

2.1 はじめに

(1) 高出力X線による国内PC橋梁の鋼材診断の現状

1) X線診断技術の適用の経緯

可搬型高エネルギー加速器によるX線発生装置の開発は2007年頃から、設置後50年近く経過した設備等について劣化老朽化が進んできた産業インフラ、社会インフラ、設備現場における内部構造診断技術の適用に対する要請があり、民間企業および東京大学グループによる小型高エネルギー加速器の技術開発として進められた。

米国における小型電子加速器を用いた医療用がん治療装置技術の応用として、日本に於いても小型・可搬型・高出力なX線源の開発が進められ実用化に近づいた。電子加速器のビーム加速高周波として従来の加速方式システムより短波長の9.3GHz高周波系の採用によりシステム全体および電源設備の小型化に成功し、設備現場への持出が可能サイズおよび可搬重量タイプのX線源が得られた。併せて、この技術によりX線ターゲット近傍の遮蔽構造最適化による環境放射線レベルの低減も可能となった。

2) 開発された加速器型X線源のX線最高エネルギー

日本国内に於いては加速器のビーム最高エネルギーに依って1 MeV未満と1 MeV以上の装置は、明確に管理運用についての法律が異なる。東大が所有する加速器型X線源について紹介すると以下のとおりとなる。

① 950keV X線源 : 労働安全衛生法の適用を受けるが、使用場所の移動は比較的容易

② 3.95MeV X線源 : 放射線同位元素等の規制に関する法律の適用を受ける。(旧放射線障害防止法)

※ 定置設置使用が原則。

これ以外の制限条件としては法令で明記されていないが、医療用加速器型X線源の最高エネルギーが6 MeV を超える装置については発生する高エネルギーX線によるターゲット周辺材料の放射化が起きることを前提とした放射性廃棄物取扱の規定を求められている。

3) X線撮影の実績

2015年からコンクリート部材のX線透過撮像試験が開始された。国交省国土技術政策総合研究所主宰の橋梁構造診断技術の屋外試験コンペ等における実績により、コンクリート部材中の内部構造撮像を実験室レベルで開始し、その性能に注目されてきた。

加速器ビームエネルギー950keV装置による多数のサンプル撮像の実績を得てきた。(産業インフラを含む)

内閣府SIPプログラムによる実橋梁X線診断の機会(北海道2件、新潟県1件、茨城県1件、大阪府1件)

・特徴 X線源とX線画像検出器の組合せによるコンクリート部材内部構造の2次元画像その場観察が可能

・課題 X線装置の橋梁現場設置は困難な場合が多い(橋梁の桁部撮像はアプローチが難しい場所が多い)

・制約 X線発生装置の屋外使用となるが、放射線管理区域境界、事業所境界における管理線量レベルは屋内・遮蔽室がある場合と全く同一な線量限度基準による管理が求められる。

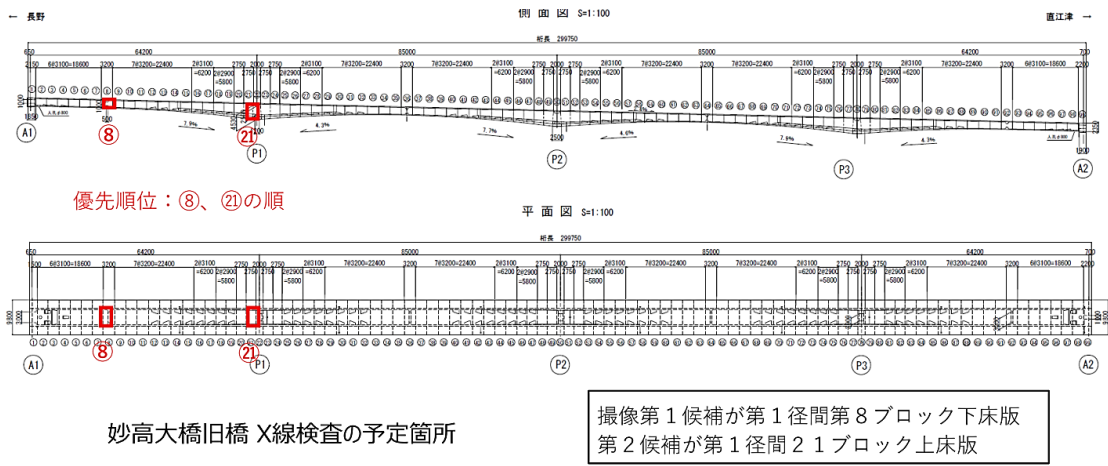


図-2.1 旧妙高大橋X線検査箇所

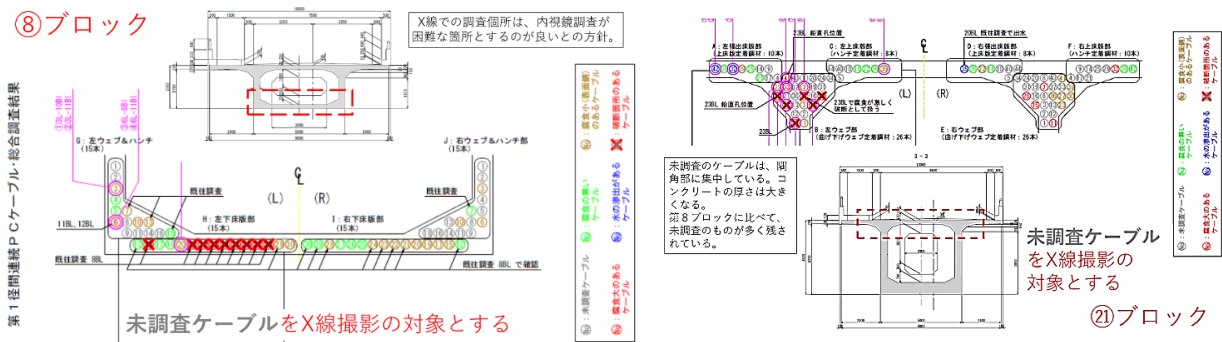


図-2.2 妙高大橋旧橋の全景とX線検査箇所

(2) 妙高大橋旧橋の高出力X線によるPC鋼材の診断の必要性

これまでに種々の技術による橋梁劣化診断が進められてきたが、劣化が発生していると思われる場所への微破壊検査以外に実際のグラウト充填状況の確認、鋼材損傷状況の確認は困難な状況にある。特にPCシース内のグラウト存在の有無、鋼材腐食状態の判定を二次元画像で表示可能な技術は現状でX線撮像診断法以外には見当たらない。

今回の妙高大橋旧橋はPC箱桁の構造であり、下床版、上床版の各隅角部はコンクリート部材の厚さがほぼ1mに至る。そのため、950keVの装置で現状、撮像可能な厚さである50cmを超える。そこで、放射線対応と国への届け出といったハードルがあったものの、3.95MeV X線源の使用を試みることにした。

撮像位置を図-2.1に示す。既往のハツリ調査によって鋼材の腐食や破断が見つかった第1径間の第8ブロックを撮像位置のひとつとした。また、P1橋脚部の第21ブロックをもうひとつの撮像位置とした。この位置のコンクリート厚が大きいこと、解体工事中にこの位置の腐食状況が重要となることから撮像位置を決定

した。図-2.2に第8、21ブロックのPC鋼材の配置を示す。第8ブロックには下床版に連続PCケーブルが60本配置されている。一方、第21ブロックでは上床版に張り出しPCケーブルが88本配置されている。これらのうち、コンクリート厚が大きくなる隅角部の鋼材をターゲットとした。

2.2 研究の目的と実施内容

(1) 高出力X線による鋼材腐食とグラウト未充填部の検出に関する技術研究開発

妙高大橋旧橋のX線診断を実施するために必要な以下のテーマについて実施した。

- ①厚肉部材を想定したコンクリート供試体の撮像試験の実施および画像解析による鋼材とグラウト未充填部の検出識別能力向上の検討。
- ②妙高大橋での計測における安全性確保のための環境放射線解析。
- ③高出力X線装置を妙高大橋箱桁内部で撮影するための改造と移動用治具の製作。

1) 厚肉部材を想定したコンクリート供試体の撮像試験

金沢工業大学で製作した5個のコンクリート

供試体：スラブ厚50cm, 80cm, 100cm の体系について3.95MeV X線を照射し、40cmx40cmの画角を有するX線画像検出器を用い、撮像試験を実施した。50cm立方の供試体の一体には内径の異なる3種類のPCシースが設けられており、このシース内に3種類のサイズの鋼材を入れ、供試体透過後の画像を収録し、画像解析を行った。

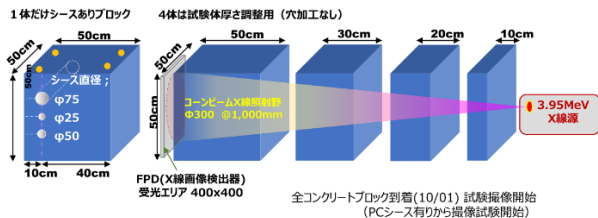


図-2.3 撮像試験に用いたコンクリート供試体

1MeVを超える高エネルギーX線は、透過する媒質中で様々な反応を起こし、一般的な媒質中での1/e減衰特性は示さず、ビルドアップ効果による散乱線の検出器への混入などを確認した。

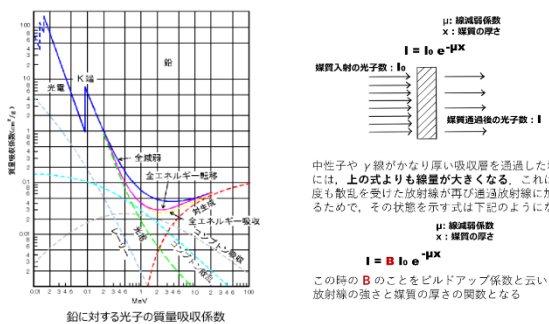


図-2.4 典型的な鉛の質量吸収係数（減弱係数）とビルドアップ効果の式

均質な材料におけるX線透過特性としての挙動は一般的な減弱係数に基づく減衰を示す。厚肉コンクリート部材の場合は平均密度2.3と公称されているが、実際は粗骨材、細骨材、セメント、水の混合生成物であり、材料により局所的な密度が2.1から2.6までバラツキがあるため長い透過距離中にあるφ20程度の鋼材（密度7.8）と、コンクリート材料の疎密により識別が困難なレベルまでX線検出画像にはまだら模様の画像が多く見られる。このまだら模様の画像について画像解析によるエッジ強調表示および領域設定のカラー表示により視認性を上げるように努めた（図-2.5）。

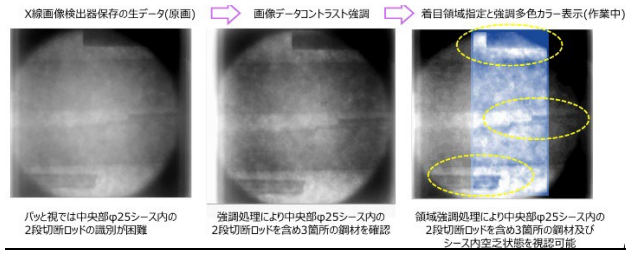


図-2.5 スラブ厚80cmの体系におけるX線透過画像とその画像処理

また、この画像解析処理に現場でのルーティン作業としての汎用性を得るために、X線画像検出器で得た生データをその場で取り込み、一定のアルゴリズムに基づくプログラム処理が可能なソフトウェアを開発し、汎用PCでその画像処理が実施できるようにした。また、道半ばではあるがこの処理に機械学習（AI処理）を取り入れ、コンクリート材料の識別を短時間でできるように開発しているが対象となる画像データ枚数が未だ不足しており、十分な性能は発揮されていない（図-2.6）。

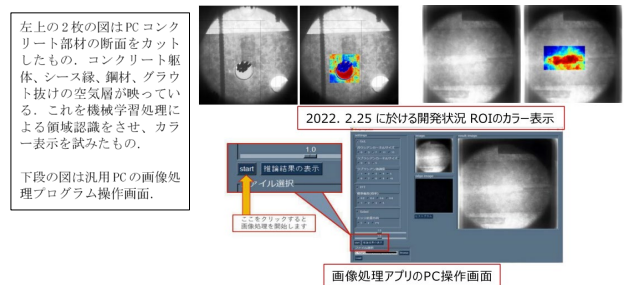


図-2.6 上：撮像生データ画像と画像処理改良後の画像 下：画像処理操作ソフトのPC操作画面

2) 厚肉スラブコンクリート中の鋼材およびグラウト有無の診断のための今後の開発課題の整理

現状における技術の限界の見極めと将来的な技術開発の方向性を明確にするために以下の課題について検討した。

①厚肉コンクリートスラブ中の高エネルギーX線の挙動を調査。

不均質媒質材料中のX線挙動のモンテカルロシミュレーション解析が必要。

X線画像検出器へ入射するブロードスペクトルX線に対するフィルター効果の確認。

②厚肉コンクリートスラブを透過した微弱なX線の検出感度を上げる検出器の概念検討。

X線シンチレータ材料の最適化。（専門企業や研究機関との連携が必要）

X線がシンチレータで可視光に変換された後の電気信号処理プロセスの改良、耐放射線性の高いX線検出器の電子回路系開発。

③画像処理における視認性向上のためのカラー領域表示技術開発。

PCコンクリート部材識別のAI学習の深化とカラー表示の分かり易さ向上。

これらの課題は解決までの時間の長短があるが、それぞれ厚肉部材コンクリート中のグラウトの有無、鋼材腐食・破断等の検出にとって極めて重要な項目であり、継続した研究に努めたい。

(2) 妙高大橋での計測における安全性確保のための環境放射線解析

1) 3.95MeV機設置許可変更申請

妙高大橋旧橋に於いて3.95MeV X線源を用いたPC構造の撮像試験を行う上で、東京大学原子力専攻に設置している装置の移動使用届けが必要であった。しかしながら、令和3年までの装置設置許可はX線照射方向が水平および下向き方向のみの許可条件であり、妙高大橋旧橋第21ブロックの上床版撮像を実施するためには設置許可条件の変更申請が必要であった。3.95MeV X線装置は原子力専攻内ブランケット棟での設置許可を得ていたが、これを建屋天井方向に照射可能とする変更申請を行った。当該建屋の天井は室内高6m、厚さ30cmであり、直接X線ビームだけを照射した場合は加速器運転時間が極めて短時間に制限される恐れがあった。移動使用届けを出す上でも、装置の最大出力で規定の運転時間厳守で環境放射線の線量限度(管理区域境界で1.3mSv/3ヶ月以下)を守る必要がある。設置許可条件の運転時間を大きく短縮することは妙高大橋での撮像照射可能時間が僅かとなる恐れがあった。このためブランケット棟に於いて上向き照射を実施する場合に限り重遮蔽体を設置するという条件で変更許可を得た。

2) 妙高大橋の現場における放射線管理のための安全解析

上記変更許可申請と並行して、妙高大橋旧橋現場におけるX線試験時の環境放射線レベルを評価し、X線照射試験時の検査予定箇所へ箱桁内からX線を当てた場合に必要となる①放射線管理区域境界(1.3mSv/3ヶ月以下)、②事業所境

界(250 μ Sv/3ヶ月以下)の設定を行った。解析は放射線モンテカルロ計算コードPHITSを使用し、第8ブロック下床版照射および第21ブロックの上床版照射を実施する場合の各方向への評価点における環境放射線量レベルを求め、その全評価点での合算値がそれぞれの境界位置で線量限度以下となるよう放射線管理エリアを策定した。PHITS解析に用いた計算モデルの第8ブロック照射試験体系および第21ブロック照射試験体系のX線ビーム出射方向をそれぞれ図-2.7に示す。

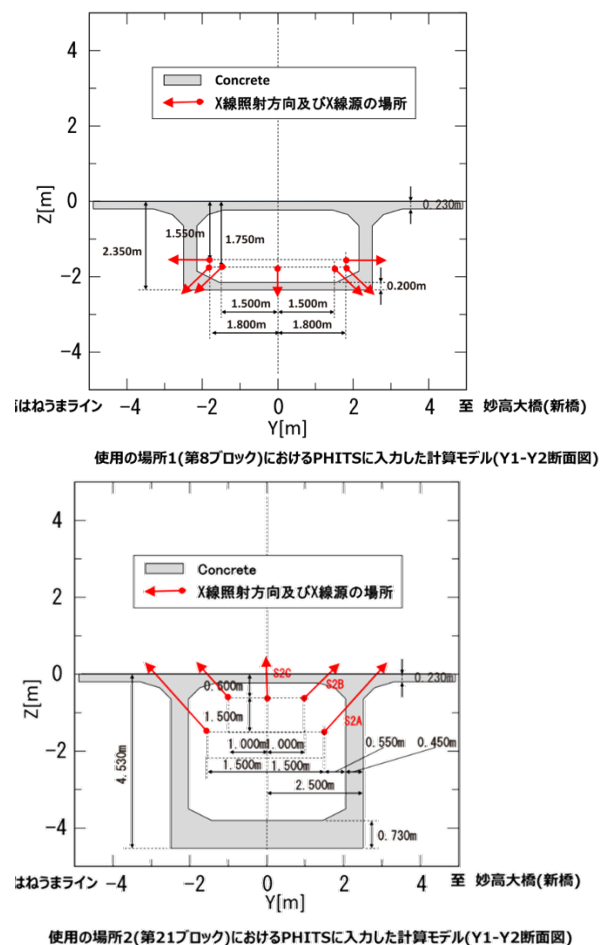


図-2.7 放射線解析コードPHITSに用いた橋梁断面図とX線出射方向

これらのX線出射点および照射方向と策定した放射線管理エリアについて、X線出射の1点での照射時間を~1時間として、全ての評価点での合算線量値で線量限度を下回るレベルとした。

放射線管理のエリア設定方針として、放射線管理区域は妙高大橋旧橋直近に限定した(図-2.8)。ただし第8ブロック試験時と第21ブロック試験時は試験エリア位置が明らかに離れる

ため、管理区域エリアの設定は変更した。それぞれ旧橋路面上の位置で20mの重複範囲はあるが長手方向で40mずつの範囲とし、第21ブロック試験時は上向き照射のみのX線出射のため、箱桁下側の地上面は管理区域の設定から外した。



図-2.8 放射線試験時の妙高大橋旧橋周辺管理区域・事業所境界設定予定図

橋梁現場は山間地で起伏の大きな地形であるが、PHITSの計算では入力パラメータとした地形境界条件の複雑さ回避、および地山構成の主要元素種類と構成比が不詳のため、橋桁外壁面から外側は空間のみとし、隔離距離による減衰だけの評価で算定している。実際は地山、谷等の距離などで評価点の線量レベルは下がると推定されるが、原子力規制庁への申請としてはこの解析案を基本とし、状況説明で了解が得られた場合は評価点の線量レベルの見直しを検討することとした。

3) 妙高大橋地元関係部署への説明

図-2.9に妙高大橋の位置を示す。今回の妙高大橋旧橋の高出力X線によるPC橋梁内の鋼材診断の実施にあたり、3.95MeV X線源の移動使用に伴う原子力規制庁の届け出には地元関係者の基本的な同意が必要である。X線試験の基本内容について、概要計画書を作成し、橋梁道路管理者である国交省北陸地方整備局高田河川国道事務所と、妙高市役所の建設部門への説明を行い、了解をいただいた。更に妙高大橋旧橋に設置されているNTTdocomoの通信ライン用光ケーブルと地元ケーブルテレビ回線用光ケーブルへのX線試験の影響について各社の担当者に「影響無しの根拠」を説明し、了解をいただいた。また、具体的なX線試験実施日程が見えてきた段階で、妙高大橋直近の住民、近隣の企業関係の方々への説明を行って、了解を得た。橋梁の下側には市道があるが、撮影期間中は通

行規制をせずに、通行者が確認された場合には撮影作業を中断することとした。

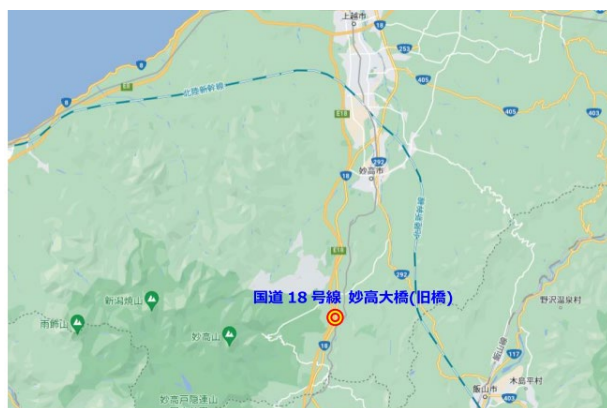


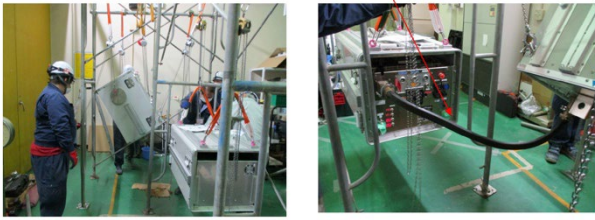
図-2.9 新潟県内の妙高大橋の位置と周辺の地形

(3) 妙高大橋箱桁内部で撮影するためのX線装置の改造と移動用治具の製作

1) 装置の改造

3.95MeV X線源装置は総重量で約500kg、各コンポーネントの最大外形が790mmのサイズを持つ機器類である。箱桁トンネル内への装置持ち込みは長野側A1点近くの下床版底面の直径800mmのマンホールを通す必要があり、高電圧機器も遮蔽体構造を有するターゲットを保持するX線源筐体部も同じ手法で吊り上げて搬入する必要がある。また第21ブロックにおける上向き照射を行うためには、角度の異なる姿勢によるX線照射を行える方策が必要であった。これらの条件を満たすため、当時の水平照射主体のX線源システム筐体に対して、全方位吊り下げ可能な内部フレームの安定性と吊り下げ筐体の角度設定構造を持たせるべく、装置筐体の改造を行った。筐体材料の選定と吊り構造部の工夫により総重量は約10kgの増加にとどまり、基本的な操作性は確保できた。

これらの構造の実用性を確認するため、図-2.10～2.11に示すように、ブランケット棟作業エリアに仮設やぐらを設置し、上向き、斜め上向き、水平、斜め下向きの各方向設定について、安定に設定できることを確認した。当初の想定ではトンネル躯体へのアンカーボルトを利用し、チェーンブロック4本で設置可能としていたが、微調整と安定化のためには6本のチェーンブロックが必要と分かった。



(a) X線源ユニット (b) 高周波源搭載ユニット
 図-2.10 第21ブロックを想定した斜め上方向設置時のシミュレーション



(a) X線源ユニット (b) 高周波源搭載ユニット
 図-2.11 第8ブロックを想定した床面方向設置時のシミュレーション

2) X線試験用ジグの製作

箱桁トンネル内の床面は橋梁本体の補強構造のため、最大 40cm の段差を有するコンクリート躯体である (図-2.12)。このトンネル内の搬送のためのジグおよび箱桁外面に取り付ける X 線画像検出器の固定/移動用のフレーム構造体を製作した。X 線画像検出器位置とトンネル内部の位置決め方法について、レーザー、ミラー、測長器を連動させて精度良く設定する手法を開発した。

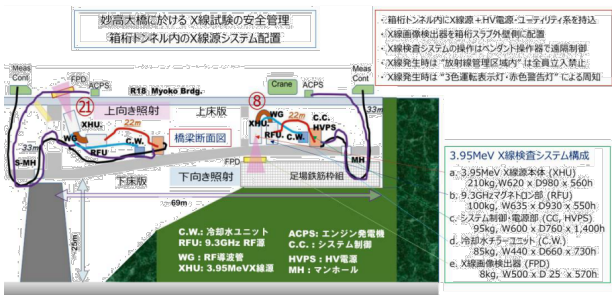


図-2.12 妙高大橋旧橋におけるX線照射システムの機器配置イメージ

2.3 撮像試験

(1) 撮像箇所

撮像した場所は妙高大橋旧橋の第1径間第21ブロック上床版と第1径間第8ブロックの下床版で未調査ケーブルを撮像できるようにX線の照射角度を変えて実施した。撮像試験にお

るX線源ユニットとFPD (X線画像検出器) の現場配置図を図-2.13~2.14に、配置一覧を表-2.1~2.2に示す。

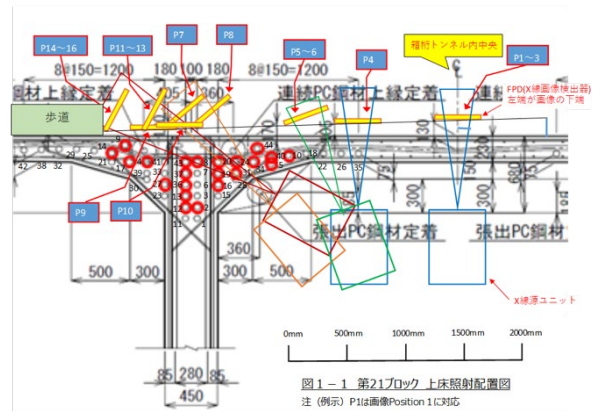


図-2.13 第21ブロック上床版の照射配置図

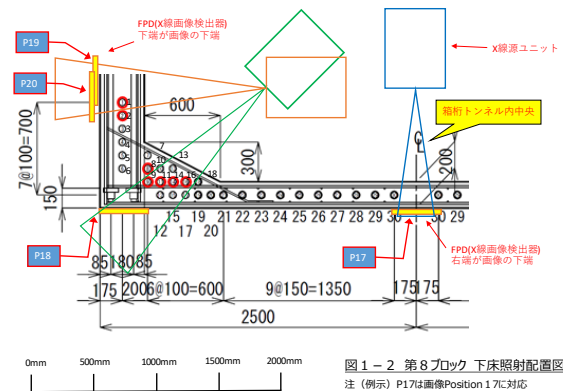


図-2.14 第8ブロック下床版の照射配置図

表-2.1 第21ブロック上床版照射配置一覧

画像 Position	線源角度 *1	線源中心位置 *2 (mm)	線源高さ *3 (mm)	FPD角度 *4	FPD左端位置 *2 (mm)
1	0°	0	400	0°	0
2	0°	0	400	0°	0
3	0°	0	400	0°	0
4	0°	830	400	0°	830
5	20°	1000	400	20°	1500
6	20°	1000	400	20°	1500
7	40°	1595	300	40°	2440
8	40°	1595	300	40°	2440
9	60°	1650	200	0°	2780
10	60°	1650	200	0°	2580
11	60°	1650	200	60°	2680
12	65°	1650	200	65°	2680
13	65°	1650	200	65°	2680
14	65°	1650	200	65°	3010
15	65°	1650	200	60°	3010
16	62.5°	1650	200	60.5°	3010

*1 垂直0度

*2 トンネル中央基準

*3 天井距離

*4 水平0度

表-2.2 第8ブロック下床版照射配置一覧

画像 Position	線源角度*1	線源中心位置*2 (mm)	線源高さ*6 (mm)	FPD角度*4	FPD右端位置*2 (mm)	FPD下端高さ*5 (mm)
17	0°	0	750	0°	0	0
18	45°	1200	750	0°	0	0
19	90°	1200	750	90°	0	900
20	90°	1200	750	90°	830	700

*5 トンネル外壁底面基準

*6 床上距離

(2) 撮像箇所（照射点）と撮像画像の対応

撮像は第21ブロックおよび第8ブロックの順で全20枚取得した。撮像した位置と画像番号の対応を表-2.3に示す。

表-2.3 撮像画像番号と撮像位置概要

画像 Position	撮像画像番号	撮像位置概要	撮像が予想されるケーブル番号
P1~P3	0001~0003	第21ブロック上床版トンネル中央部 0度照射（垂直上方）	位置確認テスト照射
P4	0004	第21ブロック左上床版 0度	ケーブル#35
P5~P6	0005~0006	第21ブロック左上床版 斜め20度照射	ケーブル#22
P7~P8	0007~0008	第21ブロック左上床版~左ウェブ部 斜め40度照射	ケーブル#24 ケーブル#20と30の重なり
P9~P11	0009~0011	第21ブロック左ウェブ部 斜め60度照射	ケーブル#8, 20, 24, 19, 31
P12~P16	0012~0016	第21ブロック左ウェブ部 斜め62度、65度照射	ケーブル#20付近
P17	0017	第8ブロック左下床版 中央部	ケーブル#30
P18	0018	第8ブロック左ウェブ部角部 斜め下45度照射	ケーブル#9,10,11,12,13,14が重なっている
P19~P20	0019~0020	第8ブロック左ウェブ部（垂直壁） 水平照射	ケーブル#1

(3) 撮像画像と画像処理

取得した撮像画像と画像処理結果の一例を図-2.15に示す。なお、取得した原画像（オリジナル）では物質の違いによる明暗箇所が判別しにくい場合があるため、オリジナル画像をもとに画像処理を行った。一般に、画像処理を行うと意図しない結果が出ることがあるため、3通りの処理を行い処理画像の妥当性を確認した。画像処理としてエッジ強調、コントラスト調整、バンドパスフィルタ処理の3通りを実施

した。また、画像 Position（照射点）から鋼材ケーブルの番号の特定を試みたところ、特定できた照射点は図中の P4, P6, P8, P17 および P20 であった。これらの点については鋼材（撚り線）とシース管の識別が可能であったので、グラウトの充填状態について調べた。グラウト充填の判別結果をまとめたものを表-2.4に示す。グラウトがないと思われる場所が1箇所、空洞あるいは密度が低い状態であると思われる場所が3箇所となった。

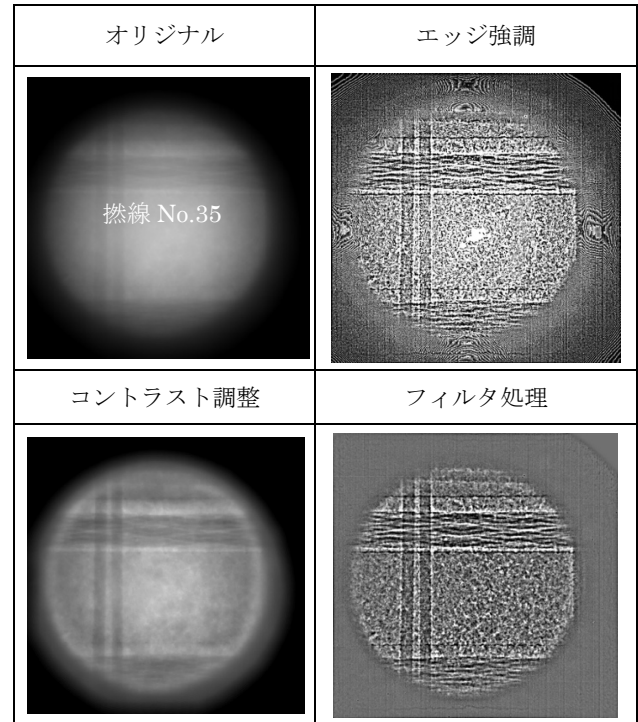


図-2.15 X線撮像画像と画像解析結果（照射点：P4）

表-2.4 調査点とグラウト充填状況の判定結果

画像 Position (照射点)	ケーブル番号	判別結果	
		ギャップ①	ギャップ②
P4	No.35	空洞あるいは密度の低い状態	空洞あるいは密度の低い状態 (②および③)
P6	No.22	グラウト充填	グラウト充填
P8	No.24	空洞	判定困難
P17	No.30	グラウト充填	グラウト充填
P20	No.1	空洞あるいは密度の低い状態	グラウト充填

第3章 3軸磁気計測による鋼材腐食検出に関する研究開発

3.1 はじめに

塩害等で鋼材腐食を生じているコンクリート構造物を適切に維持管理するためには、内部鋼材の腐食状況を確認することが重要である。内部鋼材の腐食状況を確認する方法としては、一般にかぶりコンクリートを破壊し、中にある鋼材を目視又は内視鏡で直接確認する方法が用いられている。このような破壊を伴う調査方法では、構造物の強度や耐久性を低下させる恐れがある。また、破壊した部位の点情報しか得られないために、構造物全体の状況が把握しきれないという問題もある。これらの問題を解決するためには、コンクリート内部の鋼材の腐食状況を把握できる非破壊試験が不可欠である。鋼材腐食の非破壊試験としては、2章で検討したような高出力X線による方法がある。しかし、検査コストや時間あたりの検査数を考えると、より低コストで迅速に計測できる方法が必要である。そこで本研究では、磁気計測による鋼材破断検出手法の高度化を試みるとともに、実橋梁に対する適用性を評価した。

3.2 塩害劣化したPC橋に対する磁気計測による鋼材破断判定技術の適用性評価

(1) 実験の目的と対象橋梁

本研究では、磁気計測によるPC橋内部の鋼材腐食の検出技術に着目し、実橋梁での計測の可能性と課題、改善点を検討する。磁気計測に限らず非破壊試験では、実験室内の理想環境ではうまく計測できても、実環境ではうまく計測できない場合が多々生じる。そのため、実際に

塩害腐食が生じている実橋梁を対象とした実証試験が必須である。本研究では、塩害で鋼材腐食した三つの実橋梁を実験対象とした。ひとつ目は能生大橋であり、腐食が比較的軽微なものである。二つ目はK橋であり、腐食が極端に進行しているものである。これら二つの橋梁に対して、解体調査または目視観察を行うことによって、計測結果の妥当性を確認することとした。後述するように、計測結果の一部は、実際の鋼材の腐食状況と整合しなかったため、その原因と対策を検討した。三つ目の実験対象は妙高大橋旧橋である。過去に実施されたハツリ調査、内視鏡調査との比較を行い、長大橋に対する適用性を確認した。

(2) 計測原理と計測方法

1) 計測器

本研究ではコニカミノルタ社製の3次元磁気計測装置であるSenrigaNを使用した(図-3.1参照)。SenrigaNには、長軸方向54cmに1cm間隔、短軸方向16cmに4cm間隔の3軸磁気センサーが上下2段に内蔵されている(図-3.2参照)。この装置を用いて面的な磁束密度分布を計測した。本研究では、漏洩磁束法と磁気ストリーム法の2種類の手法で計測を行った。SenrigaNでは、スイッチの切り替えで漏洩磁束法、磁気ストリーム法の変更ができる。また、Wi-Fiによるデータ送信により、計測後、クラウド上で即座にデータを確認することが可能となっている。



図-3.1 本研究で使用した磁気計測器 (Senrigan)

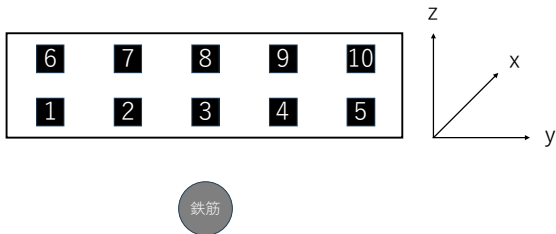


図-3.2 計測器の断面図と軸の定義

2) 漏洩磁束法

漏洩磁束法は、強力な永久磁石によってコンクリート内部にある鋼材を着磁させて、異常箇所が生じる磁気変化を捉える方法である。漏洩磁束法の計測原理を図-3.3に示す。まず、強力な磁石でコンクリート表面をなでるように動かして内部にある鉄筋を着磁させる。Senriganでは、S極をコンクリート表面に着けた状態で、計測器の原点から長軸方向に磁石を移動させる。連続した健全な鉄筋の場合、磁石を移動させた範囲の両端がそれぞれS極とN極になるのに対し、途中で鉄筋に破断があれば、磁石が2つ並んだようになるので破断箇所の左右にN極とS極が現れる。これを磁気計測器で測定し、破断の有無を検出する²⁾。このような計測原理であるので、永久磁石を計測対象に着磁させる際、計測範囲よりも広い範囲で磁石を移動させることが重要である。

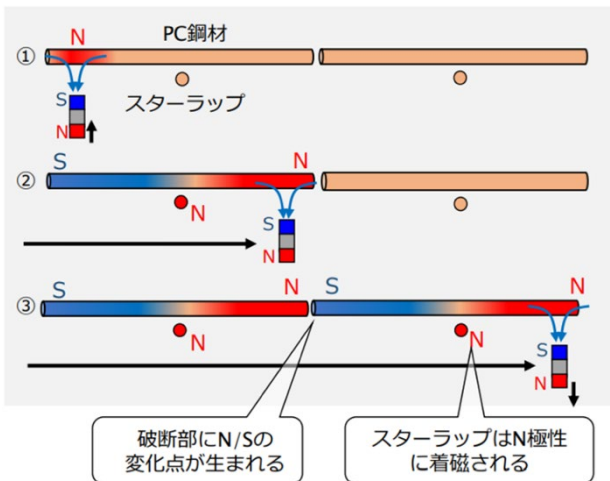


図-3.3 漏洩磁束法の計測原理¹⁾

3) 磁気ストリーム法

磁気ストリーム法は、永久磁石が作る磁場を計測して、その分布から鋼材の破断を捉える方法である³⁾。磁気ストリーム法の計測原理を図-3.4に示す。Senriganを使用する場合、計測器から20cm離れた場所に永久磁石を設置する。永久磁石の向きはN極が装置側を向くように設置することを標準としている。このとき、コンクリート内部の鋼材には、永久磁石から磁気が発生する。鋼材が健全である場合には、図-3.5に示すように、磁石からの距離とともに磁気は徐々に減衰する。一方、内部鋼材に破断がある場合、発生する磁力で分断されるため、破断箇所を境に磁気が急激に低下する。この変化を利用して破断の有無を判定する。

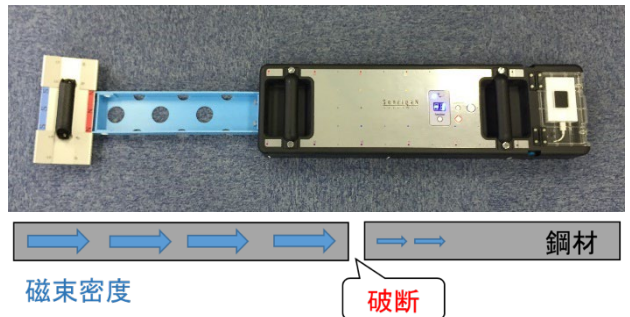


図-3.4 磁気ストリーム法の計測原理

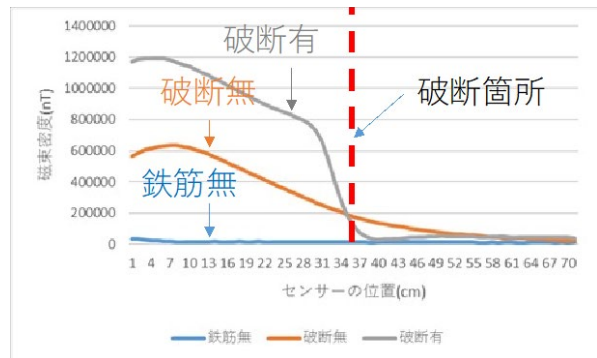


図-3.5 D10 異形鉄筋の計測例 (Z軸方向の磁束密度分布)

(3) 能生大橋

1) 能生大橋の概要

能生大橋は能生川に架けられたPC橋であり、1966年12月に竣工した。橋長は140,500mmであり、5径間のPC単純桁橋である。適用道示は昭和39年版である。図-3.6でもわかるように、能生大橋は日本海沿岸に位置していたため、飛来塩分による塩害劣化を受けやすい環境にあった。

塩害による鋼材腐食が進行したため、2000年

と 2008 年の 2 度にわたり、断面修復工法と表面被覆工法による補修が行われた。しかし、補修後まもなく再劣化が生じたことから、これ以上、補修によって維持していくことは困難との判断が下され、2010 年度に架け替え工事が行われた。



図-3.6 能生大橋全景 (2009 年撮影)

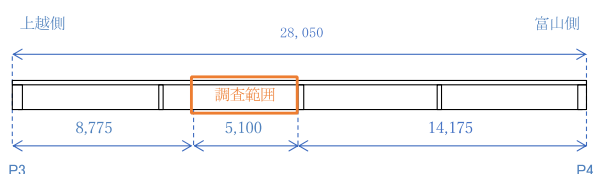


図-3.7 能生大橋第 4 径間 G4 桁の側面図

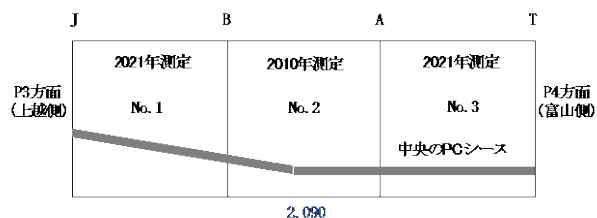


図-3.8 梁の切断位置と腐食量測定実施時期



図-3.9 No. 1, No. 3 試験体の継続暴露の状況 (名立大橋暴露試験場)

図-3.7 に示すように、解体撤去時に、第 4 径間の G4 桁の上越側を起点として 8,775 ~ 13,875mm の区間 (幅 5,100mm) を調査対象として、解体調査が計画された。調査区間は、図-3.8 に示すように、ワイヤーソーで三分分に切断され、真ん中の No.2 は 2010 年度に解体調査された。残りの 2 つ (No.1, No.3) は、2010 年から 2021 年 5 月まで名立大橋暴露試験場にて継続暴露された (図-3.9)。これら 2 つの試験体は、2021 年 6 月に暴露試験場から金沢工業大学やつかほキャンパスに輸送し、磁気計測を行った後に、2022 年 1 月に解体調査を行った。

3) 解体調査結果

磁気計測後に計測対象をはつり、内部の PC 鋼材を取り出す解体調査を行った。はつり出した PC ストランドを図-3.10 に示す。ここで、A~C は、No.1 から取り出した PC ストランド、D~F は No.3 から取り出した試験体である。側面のかぶりが小さい A, C, D, F のシースでは腐食が進んでいたが、下フランジ中央に配置されていた B, E のシースではシースの腐食が軽微であった。一方、PC ストランドはいずれも外観上は腐食がほとんどほぼ腐食していなかった。



図-3.10 はつり出した PC ストランド

解体作業後、取り出した PC ストランドを 10% のクエン酸二アンモニウム水溶液に浸漬し、錆を除去した。除錆作業後、シースと PC ストランドの重量をそれぞれ測定し、腐食量を求めた。健全時の単位長さあたりの重量は、2010 年時に行った解体調査で用いた値 (シースで 629.0g/m, PC 鋼材で 300.18g/m) を使用した。これらの値は、もっともかぶりの大きな PC ストランドおよびシースの計測値であり、外観上、腐食が見られなかったために採用された値である。

表-3.1 に PC ストランドの腐食量測定結果を、表-3.2 にシースの腐食量測定結果をそれぞれ示す。これらの計測結果からも、PC ストランドはほとんど腐食していないこと、外側に配置されたシース (A, C, D, F) では腐食が進行してい

たことがわかる。

表-3.1 PC ストランドの腐食量の測定結果

試験体 No.	No.1			No.3		
	A	B	C	D	E	F
PC 鋼材						
単位長さあたりの重量 (g/m)	299.7	301.94	301.93	299.79	302.61	301.75
腐食率 (%)	0.2	-0.6	-0.6	0.1	-0.8	-0.5

表-3.2 シースの腐食量の測定結果

試験体 No.	No.1			No.3		
	A	B	C	D	E	F
シース						
単位長さあたりの重量 (g/m)	339.63	581.53	498.92	367.81	551.19	496.17
腐食率 (%)	46.0	7.6	20.7	41.5	12.4	21.1

3) 磁気計測結果

図-3.11 に下フランジ下面における磁気計測の位置と計測番号を示す。橋軸方向に 4 分割、桁の幅方向に 3 分割して計測を行った。

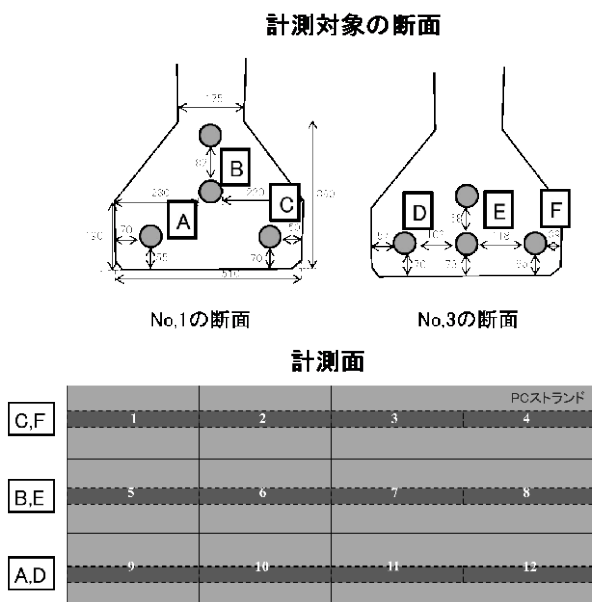


図-3.11 下フランジ下面における磁気計測の計測位置と計測番号 (A~F は PC ストランドの番号を表す)

図-3.12 に、No.1 の漏洩磁束法の破断判定結果と PC 鋼材の目視による破断判定結果を位置図として比較したものを示す。同様に、図-3.13 に磁気ストリーム法の破断判定結果と PC 鋼材の目視による破断判定結果を位置図として比較したものを示す。漏洩磁束法では、すべての測定箇所健全判定となり、目視判定と一致していた。一方、磁気ストリーム法では、3, 10, 11

の 3 箇所破断判定しており、鋼材破断を過剰に判定する結果となった。

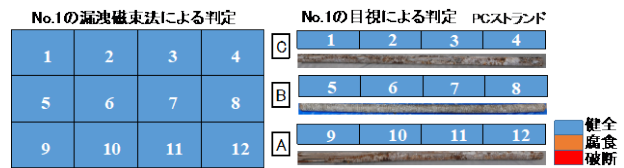


図-3.12 No.1 の漏洩磁束法の判定と目視判定の比較

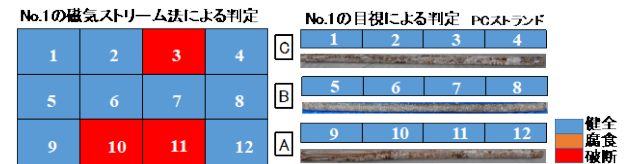


図-3.13 No.1 の磁気ストリーム法の判定と目視判定の比較

図-3.14 に、No.3 の漏洩磁束法の破断判定結果と PC 鋼材の目視による破断判定結果を位置図として比較したものを示す。同様に、図-3.15 に磁気ストリーム法の破断判定結果と PC 鋼材の目視による破断判定結果を位置図として比較したものを示す。測定結果は、おおむね No.1 と同様であり、漏洩磁束法では、すべての測定箇所健全判定となり、目視判定と一致していた。一方、磁気ストリーム法では、2, 7, 10 の 3 箇所破断判定しており、鋼材破断を過剰に判定する結果となった。

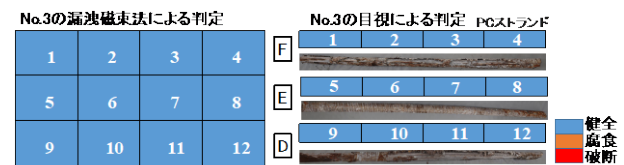


図-3.14 No.3 の漏洩磁束法の判定と目視判定の比較

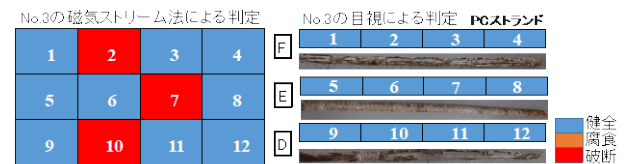


図-3.15 No.3 の磁気ストリーム法の判定と目視判定の比較

図-3.16 に磁気ストリーム法の破断判定箇所の波形とシースの腐食状況との比較を示す。破断判定した位置では Z 方向の磁束密度が急減するが、ちょうどその位置が、シースが激しく腐食している部分と比較的健全な部分との境であった。つまり、シースの腐食境界で磁気の流れが変化するため、それを磁気ストリーム法

では検出したと考えられる。磁気ストリーム法をポストテンション式PCに適用する場合には、このようにシーラ腐食を鋼材破断と同様に検出するため、鋼材の破断判定は、削孔調査を追加で行うなどして、最終判断する必要があるといえる。

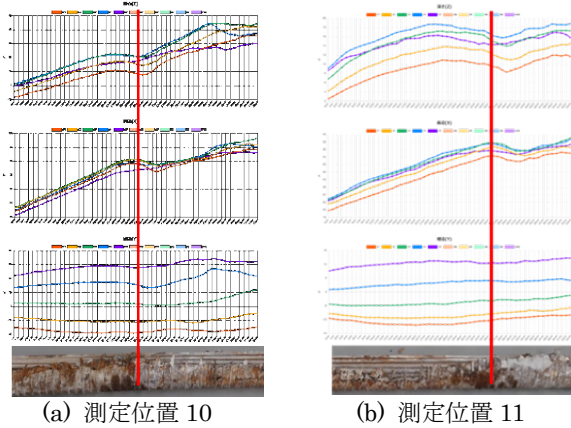


図-3.16 No.1における磁気ストリーム法の破断判定波形とシーラの腐食状況

図-3.17 に漏洩磁束法の計測結果の例を示す。漏洩磁束法では、いずれの位置においても健全判定となったものの、一部のセンサーにおいて、計測結果が乱れる現象がみられた。同図には、計測位置のシーラの腐食状況を示したが、波形が乱れた位置では、シーラの腐食が進み、ひだ状になっていた。それぞれのひだで磁極が生じることで、磁気に細かな乱れが生じたと考えられる。このような特徴的な乱れから、シーラの腐食を判別することも可能と考えられる。

No.1 3のグラフ 漏洩磁束法

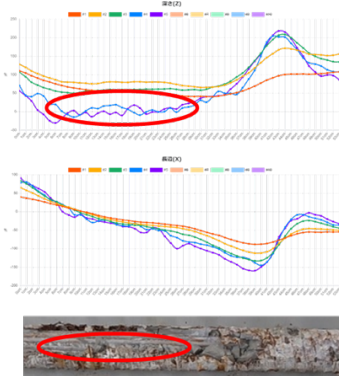


図-3.17 漏洩磁束法の計測波形の乱れとシーラの破れとの位置関係

(4) K橋

1) K橋の概要

K橋は道路橋として供用中の単径間ポストテ

ンションPCT桁橋である。凍結防止剤を含んだ雨水がジョイントから橋台に流れこみ、端横桁で塩害腐食が生じていた。そこで止水を目的として2014年にRC構造によるジョイント連結が行われ、2021年時点に至るまで概ね漏水が抑えられている。

今回、計測対象とした端横桁はポストテンション式PC構造であり、2束の12@φ5 PC鋼線が配置されていた。このほかに、かぶり50mmの位置にD13鉄筋が2本配置されていた。いずれの鋼材も塩害によって腐食が生じており、コンクリートには腐食ひび割れや浮き、剥落が見られた。また、外観観察から、所々でPC鋼材が完全に破断していることが確認された。計測対象とした横桁の位置図を図-3.18に示す。計測対象はG1-G2間とG4-G5間の横桁下面とした。

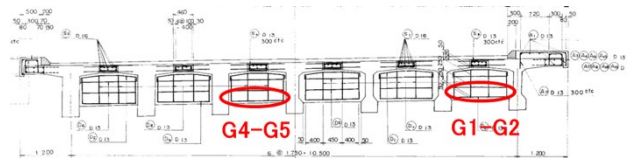


図-3.18 K橋の横桁配筋図

2) 外観観察による劣化状況

図-3.19にG1-G2間の外観と計測番号を示す。G1-G2は、外観が比較的健全であり、PC鋼材に沿ったひび割れは確認されなかった。ただし、



図-3.19 G1-G2間の計測位置と計測番号



図-3.20 G4-G5間の計測位置と計測番号

スターラップに沿った腐食ひび割れが確認された。図-3.20にG4-G5間の外観と計測番号を示す。G4-G5ではかぶりが広範囲に剥落し、鋼

材がむき出しになっていた。D13 鉄筋は減肉していたものの破断には至っていなかった。一方、PC 鋼線は中央部分では完全に腐食し、破断していた。また、スターラップにも破断が生じていた。

3) 磁気計測結果

G1-G2 間における磁気計測による破断判定結果を表-3.3 に示す。漏洩磁束法においても、磁気ストリーム法においても、破断判定された箇所はなかった。なお、漏洩磁束法では計測位置 6 で異物判定があった。奥行き方向に組み立て筋等が配置されていたと考えられる。本橋梁では解体調査を行わなかったため、G1-G2 間については目視評価による検証はできなかった。

表-3.3 G1-G2 間における破断判定分布

位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9
漏えい磁束法	健全	健全	健全	健全	健全	健全	健全	健全	健全
磁気ストリーム法	健全	健全	健全	健全	健全	異物	健全	健全	健全
目視評価	-	-	-	-	-	-	-	-	-

G4-G5 間における磁気計測による破断判定結果を表-3.4 に示す。漏洩磁束法では計測位置 3, 6, 9 で破断判定となった。磁気ストリーム法では、破断判定箇所はなかった。G4-G5 間ではかぶりコンクリートが剥落しており、鋼材の腐食状況が計測位置 4, 5, 7, 8 で直接観察することができた。このうち計測位置 4, 7, 8 で激しい腐食が生じており、計測位置 5 では鋼材が消失していた。漏洩磁束法も磁気ストリーム法も破断判定は、この目視判定結果と一致しなかった。

表-3.4 G4-G5 間における破断判定分布

位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9
漏えい磁束法	健全	健全	破断	健全	健全	破断	健全	健全	破断
磁気ストリーム法	破断	破断	健全	健全	健全	健全	破断	健全	健全
目視評価	-	-	-	腐食	消失	-	腐食	腐食	-

漏洩磁束法の判定結果が目視判定と異なっていたのは、腐食が進行しすぎて鋼材がなくなっていたり、完全に酸化鉄に変化したりして、磁化するものがなかったからだと考えられる。磁気ストリーム法の判定結果が目視判定と異なった理由も、漏洩磁束法と同様であり、計測範囲全体で腐食が過度に進行していると、磁化する鋼材がなくなり、破断判定に用いる信号が生じないためだと考えられる。

G4-G5 間の計測では、計測位置 2, 5, 8 にまたがるスターラップが計測位置 5 で破断し、飛び出していた（図-3.21 下側の写真参照）。これにより、着磁された鉄筋が磁気センサに急激に接近してくる状態となっており、それに由来する局所的な強い信号を検知した。図-3.21 に、Z 軸の波形を示す。X=0cm 付近にその信号が見られる。図-3.22 に X 軸方向（部材軸方向）の数か所で Y 軸方向（部材軸直交方向）の磁束密度分布を作図した。山なりの形状となっているのは X=0cm 付近のみであり、スターラップから離れた場所ではフラットな分布となった。このように、計測器の長手方向のいくつかの断面で磁束密度分布を確認することにより、スターラップによる影響を判別できる可能性がある。

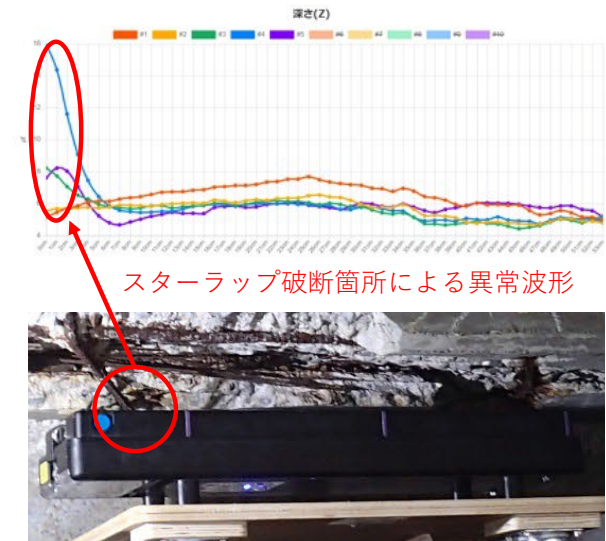


図-3.21 G4-G5 間の 5 復の計測結果を X 軸方向にプロットしたもの

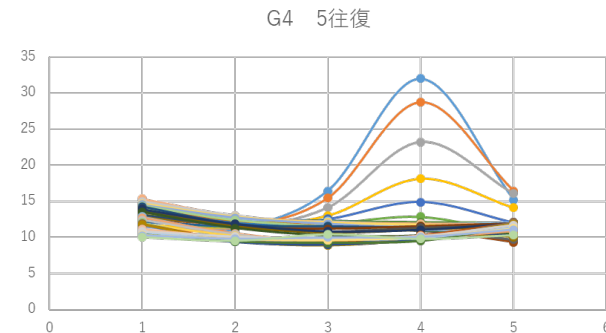


図-3.22 G4-G5 間の 5 復の磁束密度分布を Y 軸方向にプロットしたもの

(5) 妙高大橋

1) 妙高大橋の計測概要

磁気計測によって、ポストテンション式 PC 箱桁橋における鋼材破断検出が可能であるこ

とを確認するために、妙高大橋旧橋の連続ケーブル破断箇所を漏洩磁束法および磁気ストリーム法にて計測した。

調査箇所を図-3.23に示す。これまでに、鋼材の破断が確認されており X線撮影を行った第1径間（長野側）第8ブロックを中心として、第6～11ブロックを調査対象とした。計測対象とするケーブルは、比較のかぶりが小さいところにあり、配筋が単純な箇所にあるものとした。図-3.23(b)に示すように、下床版に配置されたものを箱桁内側から計測した。また、第8ブロックでは図-3.23(c)に示すように、隅角部およびウェブに配置された鋼材も内側から可能な限り計測した。これに加えて、外側からも隅角部にあるケーブルの計測を試みた。

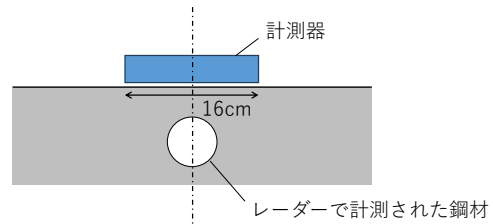
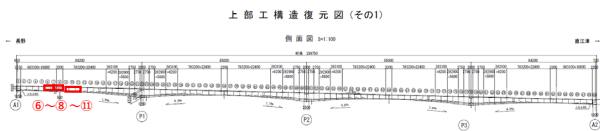


図-3.24 計測装置の設置位置（断面方向）

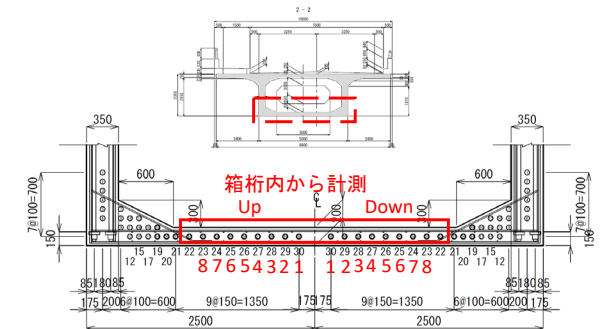
図-3.25に計測位置と計測結果を示す。第8ブロックでは、中央に隔壁が存在するため、隣接するブロックとの境界とブロック境界から外側に760mmの位置で計測を行った。第9～11ブロックでは、ブロック境界とブロックの中心で計測を行った。第6～7ブロックでは、第6ブロックの中心と6-7ブロック境界の2か所で計測を行った。

計測可能であったPC鋼材は、第8ブロックで断面の中心から上流側および下流側にそれぞれ6本ずつであった。それ以外のブロックでは8本ずつであった。第6, 10, 11ブロックでは、レーダーによる鋼材の検出は比較的スムーズに行われ、図面とほぼ同じ位置でPC鋼材を検出することができた。ただし、図中に青字の×で示した箇所ではPC鋼材を検出することができなかったため、完全に腐食してなくなっているものと考えられる。また、PC鋼材とは別に、鉄筋がかぶり6cmほどのところに配筋されていることもわかった。

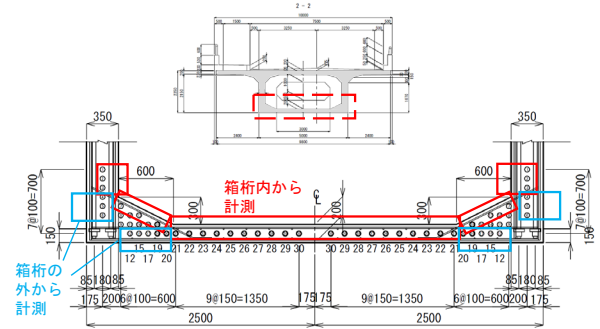
一方、図-3.25に赤枠で示した範囲では、PC鋼材の位置が図面と合っていなかった。少し離れた断面の検査結果からつながりを特定することも難しかった。そのため、第8ブロック周辺では、その場で鋼材番号を特定せずに、計測番号で整理することにした。現場では壁面からの距離を計測し、事後に図面と最も近い位置にある鋼材を照合した。破断波形はブロック境界でのみ検出された。レーダー未検出の鋼材も含めると、検査対象とした16本のうち、7本で破断判定となった。表-3.5にブロック8におけるはつり調査結果と磁気計測結果の比較を示す。多くの鋼材で両者は整合的であった。ただし、はつり調査は平成24年に行われたものであり、現時点ではそこから腐食が進行している可能性がある。一方、磁気計測はブロック境界でのみ行っており、隔壁部での破断が検出できていない。これらの理由で両者の差が生じていると考えられる。



(a) 調査対象ブロックの位置



(b) 計測対象の連続ケーブル（第6, 7, 9, 10, 11ブロック）



(c) 計測対象の連続ケーブル（第8ブロック）

図-3.23 妙高大橋旧橋での磁気計測箇所

計測装置は図-3.24に示すように、ケーブル位置に計測器の中心を合わせて計測することとした。ケーブルの位置は、電磁波レーダーで計測して割り出した。

表-3.5 ブロック8におけるはつり調査（H24実施）と磁

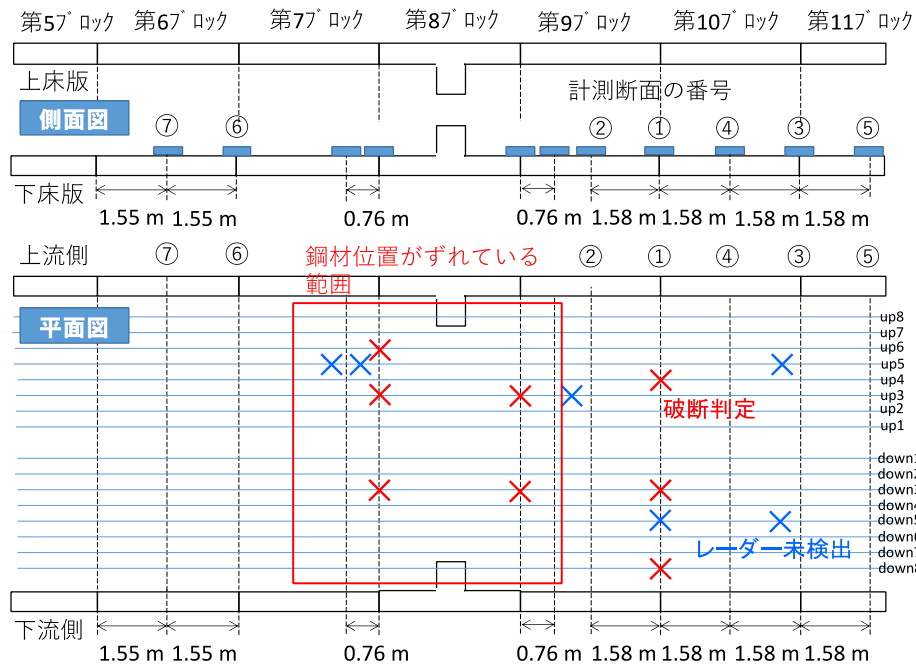


図-3.25 磁気計測の計測位置とPC鋼材の配置

気計測の比較

鋼材番号	はつり調査	磁気計測	鋼材番号	はつり調査	磁気計測
Up1	腐食小	健全	Down1	腐食なし	健全
Up2	腐食小	健全	Down2	腐食なし	健全
Up3	破断	破断	Down3	腐食小	破断
Up4	破断	健全	Down4	腐食なし	健全
Up5	破断	破断	Down5	腐食なし	健全
Up6	破断	破断	Down6	腐食なし	健全

上記は最終的な破断判定結果を示したものであるが、当初は図-3.26に例示するように、ブロック境界にある全ての鋼材が破断判定となった。全ての境界の全ての計測結果が破断判定となるのは不自然であるので、その理由を検討したところ、ブロック内に配置された鉄筋の影響が有力と考えられた。図-3.27は鉄筋による破断判定が生じる状況の例である。ブロック内部には用心鉄筋や組立筋などの鉄筋が配置されている。橋軸方向の鉄筋がPC鋼材近くに配置されている場合、その端部を鋼材破断と判定してしまう。妙高大橋の場合、このような鉄筋は約15cm間隔で配置されていたことをレーダー測定で確認している。この間隔であると、ブロック境界のどこで計測を行っても破断波形が検出される。そこで、鉄筋による破断波形とPC鋼材による破断波形を区別するために、どのセンサで最も破断波形が大きくなるのかを確認することにより、破断波形の原因となっている鋼材のY座標を求めた。PC鋼材のY座標と一致していた時に鋼材破断と判定し、一致しない場合には鉄筋端部と判定した。

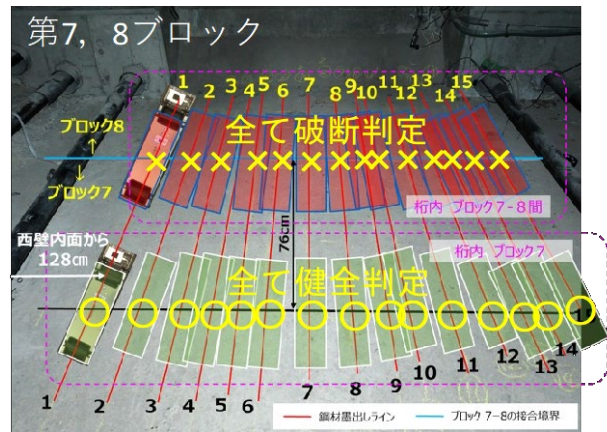


図-3.26 ブロック境界での磁気計測結果に対する当初の破断判定結果

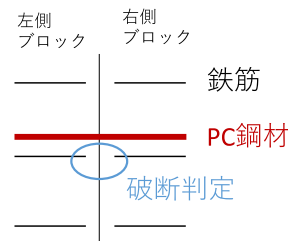


図-3.27 ブロック境界での鉄筋による破断判定が生じる状況例

このような破断判定の検討はプロジェクトの最終盤で行われた。そのため、4章の解析では図-3.26に示した破断判定結果を用いている。この断面に関しては実際よりも破断鋼材を過大に見積もっていることになるが、図-3.25に示したように第8ブロック以外においても多くの鋼材で破断判定となっていること、グラウト

未充填の場合、鋼材全長に渡って破断設定すべきであることなどを踏まえると、鋼材破断の設定量としては結果的には適当であるとも考えられる。

参考文献

- 1) 中田高義, 高橋則雄: 電気工学の有限要素法, 森北出版, 1982
- 2) PC 鋼材非破壊検査協会「PC 鋼材の非破壊検査の手法」『漏洩磁束法とは』<http://www.hihakai.jp/leakage/>(参照日 2022-01-18)
- 3) 日経 XTECH「コニカミノルタ磁気ストリーム法でインフラ非破壊検査に参入」<<https://xtech.nikkei.com/atcl/nxt/column/18/00107/00033/>>(参照日 2022-01-08)
- 4) Mitsuru Uesaka, Yuki Mitsuya, Katsuhiko Dobashi, Joichi Kusano, Eiji Yoshida, Yoshinobu Oshima, Masahiro Ishida, "On-site Bridge Inspection by 950 keV / 3.95 MeV Portable X-band Linac X-ray Sources", Bridge Optimization - Inspection and Condition Monitoring, IntechOpen, 2018
- 5) 武田健太, 田中泰司, 伊藤裕章, 大谷拓矢, 登石清隆, 樋口徳男: 鋼材の腐食劣化が進行した PC 連続箱桁橋の構造性能評価, 構造工学論文集, Vol. 66A, pp. 712-724, 2020
- 6) 堀慎一, 後藤恵一, 渡辺健, 谷村幸裕: 構造物への適用を想定した超音波法による PC グラウトの充てん判定方法の提案, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.1831-1836, 2013
- 7) 萩原直樹, 豊田雄介, 広瀬剛, 廣瀬誠, 木村美紀: 漏洩磁束法によるポストテンション橋における PC 鋼材破断非破壊検査, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, V-565, pp.1129-1130, 2016
- 8) 出海, 和泉, 魚本: 高エネルギーX線によるコンクリートの非破壊検査, 土木学会第 54 回年次学術講演会, V-132, 1999

第4章 構造解析による安全性評価技術の開発

4.1 はじめに

妙高大橋は新潟県妙高市の国道18号に位置し、1972年に建設され、約50年が経過した4径間連続PC箱桁橋である。長らく供用されてきたが、2009年に補修工事を行う際に、第1径間中央で9本のPC鋼材破断が確認された。その後の詳細調査により、多くのPC鋼材が腐食・破断しており、PCシース内のグラウトが未充填の状態であったことが分かっている。劣化の主要因としては、橋面上から水がコンクリート内部に浸透したことや桁内に設置していた配水管が損傷していたことから桁内部の滞水によるものと推察された。同橋エリアは積雪4mを超える豪雪地帯であり、凍結防止剤を散布しており、その影響も考えられた^{1,2)}。

深刻な劣化状態にあることが確認された後、外ケーブル補強等の緊急対策の他、定期的なモニタリング監視や載荷試験を実施し、更に高出力X線および磁気計測を用いて、PC橋梁の腐食状況の検出を行ってきたが、令和3年度に新橋

への交通振替が行われており、令和4年度からは妙高大橋旧橋の撤去工事が進められている。妙高大橋は使命を終えた状況にあるが、PC長大橋梁の適切な維持管理手法や限界値の設定等に関して、健全性評価のために必要となるデータの取得とその活用方法の高度化を図るとともに、数値解析を用いて構造性能の評価手法を確立し、全国に数多あるPC橋梁の管理に役立てることを図っていく必要がある。

4.2 研究目的とフロー

妙高大橋を有限要素モデルで再現し、劣化が進んでいた第一径間を主対象に、劣化が生じていない健全な状況に加え、既に判明しているPC鋼材の破断を反映した解析を実施することにより、PC鋼材の破断本数とたわみの関係、ひずみの進展や破断の偏りの影響と終局時の耐力について考察し、橋梁の残存性能を明らかにすることを旨とする。

実施内容を図-4.1に示す。令和3年度には、

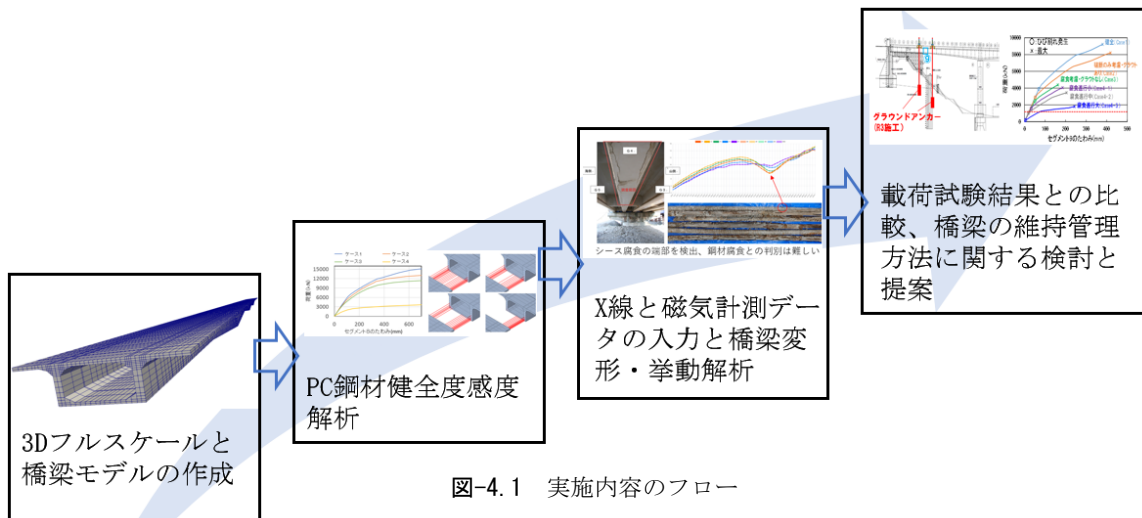


図-4.1 実施内容のフロー

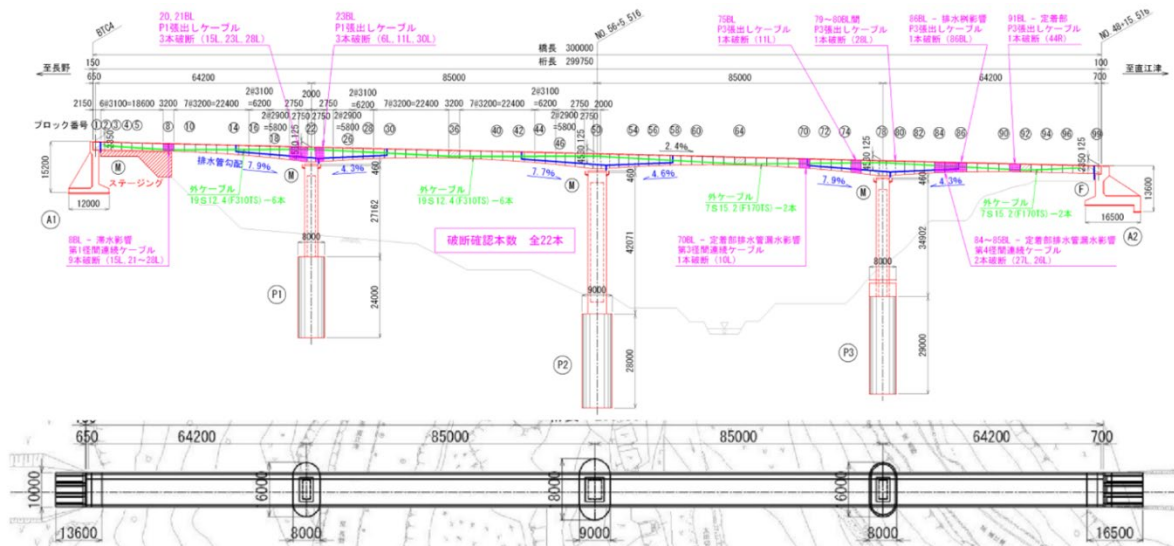


図-4.2 妙高大橋橋梁一般図

フルスケールの三次元 4 径間モデルを作成し、現地で過去に実施してきた荷重条件を設定し、これまでに判明している PC 鋼材の腐食・破断状況に基づいて、破断を模擬した感度解析を実施し、PC 鋼材の破断本数と耐荷力の関係性を同定した。

続いて令和4年度は、過去に測定した点検データと現場で実施予定の非破壊検査である高出力 X 線および磁気計測などの情報を用いて、内部鋼材の腐食状況、破断およびグラウト充填状況をより実態に即して反映させた構造解析を行い、終局耐荷力や各 PC 鋼材のひずみ発生と破断状況から、橋梁の構造の安全性を数値解析によって評価した。荷重条件は、令和4年度に実施した荷重実験を模擬したものとした。その知見に基づき、劣化の進行に伴う構造物の安全性の経時変化や、具体的な維持管理の方法と限界値の設定方法について検討し、構造安全性評価技術の体系化を目指す。

4.3 PC 主ケーブルの破断を設定した解析

(1) 妙高大橋の概要、解析手法とモデル化

妙高大橋の一般図を図-4.2 に示す。橋長は 300m であり、4 径間連続 PC 箱桁直線橋である。第一径間と第四径間は支間 64.2m で、中央の第二と第三径間は支間 85m である。四径間合わせて、合計 99 個のセグメントがあり、張出し用と連続用二種類の PC 鋼材で繋いでいる。点検調査により、第一径間（長野側）の PC 鋼材の破断が一番多いため、今回は第一径間を分析主対象とする。

本研究では、東京大学コンクリート研究室で

開発された有限要素法 (FEM) による鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート構造物の動的/静的非線形解析手法を適用する^{3, 4)}。ひび割れや鋼材降伏はもちろんのこと、部材が終局に至るまでの高非線形領域までのコンクリート構造物の応答評価に関して多数の実績を有しており、例えば、鋼材破断が生じた PC 桁の残存構性能の評価例がコンクリート標準示方書の改訂資料⁵⁾に掲載されている。

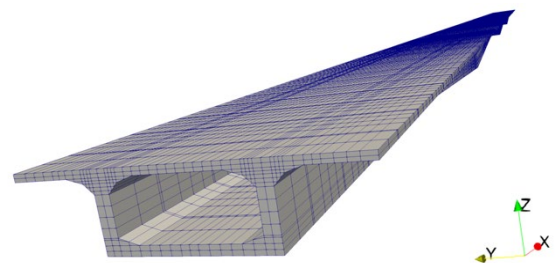


図-4.3 橋梁上部工モデルの概要

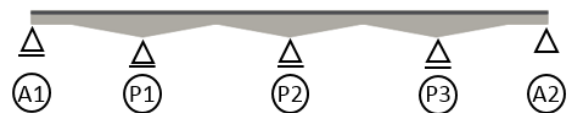


図-4.4 解析における拘束条件

四径間全長を対象とするフルスケールの橋梁上部工モデルを作製した。モデルの作製と計算時間を勘案して、第一径間は橋軸方向の要素長を約 0.7m とする三次元 RC/無筋ソリッド要素を用いた。また、第二径間から第四径間までは橋軸方向の要素長を約 1.5m とする弾性要素によりモデル化している。全節点数は 94800、全 3 次元ソリッド要素数は 74970 である。橋梁

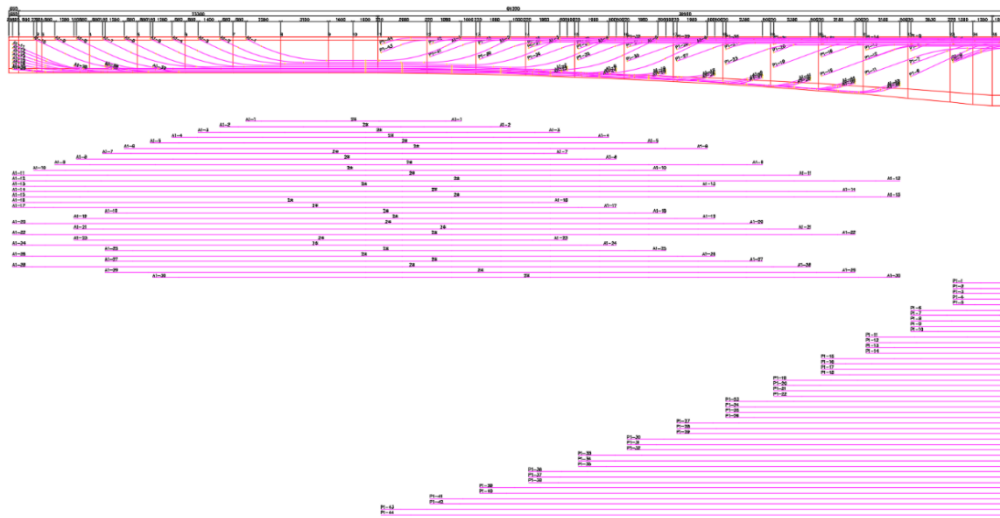


図-4.5 第一径間の張出し用と連続用PC鋼材の配置図（設計図）

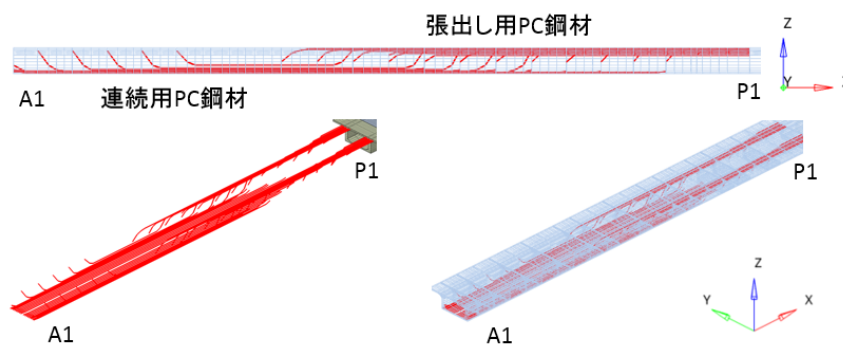


図-4.6 第一径間の張出し用と連続用PC鋼材の配置図（FEモデル）

上部工モデルの概要と拘束条件を図-4.3 と図-4.4 に示す。

今回は、橋梁のPC鋼材破断状況と残存性能の関係を解析的に探ることが主な目的であるため、クリープや乾燥収縮などの時間依存力学特性は解析において考慮しておらず、セグメント間の局所的な変形もモデル化していない。また、今回の解析目的を鑑みて、段階施工によるたわみや残留応力の影響も少ないと考え、考慮しないこととした。

第一径間の張出し用と連続用PC鋼材の配置図を図-4.5 に示す。PC鋼材は、軸力のみを伝達する線材要素でモデル化している。ここでは、各PC鋼材の配置に基づいてモデル化する。ただし、煩雑化を避けるため、第一径間において、合計88本の張出し用PC鋼材は44本に、合計60本の連続用PC鋼材は30本に集約した。張出し用と連続用PC鋼材両方をあわせて、合計3466個の線材要素を配置した(図-4.6)。また、ウェブに配置されている鉛直鋼棒や上床版の横締め鋼材は、PC鋼材比として考慮している。鉛直鋼棒の間隔はセグメント1から13まで約925mm、14から22までは約350mmとなってい

る。横締め鋼棒の間隔は約450mmである。それらから換算して、セグメント1-13の鉛直鋼棒のPC鋼材比は0.002、セグメント14-22では0.005に、横締め鋼棒については0.004に設定した。

表-4.1 材料物性値

		単位	設計値
コンクリート	設計圧縮強度	N/mm^2	40
	引張強度	N/mm^2	2.69
	弾性係数	kN/mm^2	31
PC鋼材 (張出し用PC鋼材と連続用PC鋼材)	断面積	mm^2	886.3
	降伏強度	N/mm^2	1600
	弾性係数	kN/mm^2	200
	プレストレス	N/mm^2	900
	プレストレイン	μ	4500
鉄筋	降伏強度	N/mm^2	345
	弾性係数	kN/mm^2	200

コンクリートとPC鋼材の材料物性値を表-

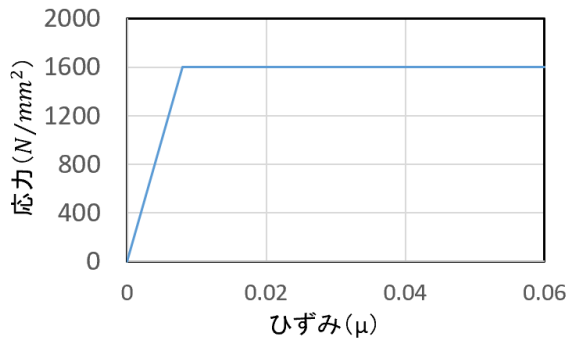


図-4.7 PC鋼材の応力-ひずみ関係

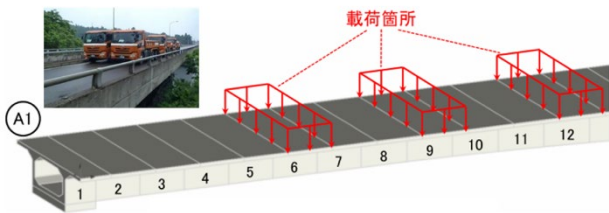


図-4.8 解析における荷重位置

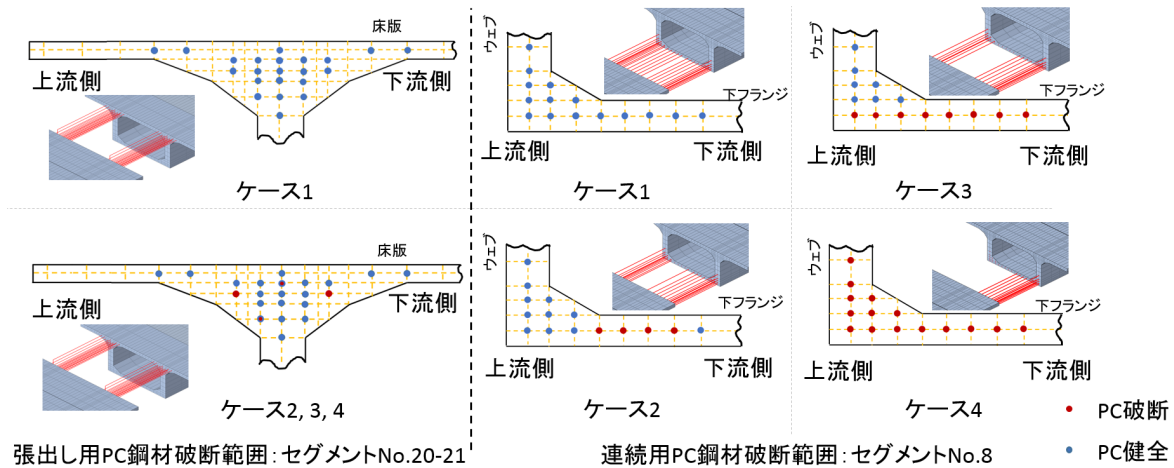


図-4.9 各ケースのPC鋼材の破断位置

4.1 に示す. コンクリートの圧縮, 引張強度, 弾性係数と鉄筋の物性値は設計書に示されている値を使用した. 連続 PC 鋼材および張出し PC 鋼材のプレストレス量は, コンクリートの弾性変形や PC 鋼材のセットロス等を考慮して, 900N/mm^2 と仮定した. この応力を導入するために, 鋼材要素に 4500μ のプレストレインを入力した. また, PC 鋼材の応力-ひずみ関係 (破断や腐食を考慮せず) は図-4.7 の通りである.

解析における荷重の荷重位置を図-4.8 に示す. 供用中に実施されていた 200kN トラック 6 台を利用した 1200kN 静的荷重試験を模擬し, 200kN トラック横 2 台分の重心が位置するセグメント No.6, 9, 12 の上床版全面に等分布荷重として与えることとした.

表-4.2 解析ケース一覧

ケース	鋼材の状態	鋼材の破断本数	備考
1	破断なし	0	健全状態
2	鋼材破断考慮	張出し用 PC 鋼材: 6 連続用 PC 鋼材: 9	破断した PC 鋼材はセグメント内で削除 張出し用 PC 鋼材: セグメント No.20-21 連続用 PC 鋼材: セグメント No.8
3		張出し用 PC 鋼材: 6 連続用 PC 鋼材: 16	
4		張出し用 PC 鋼材: 6 連続用 PC 鋼材: 30	

(1) 解析ケース

表-4.2 に解析ケース一覧を示す. PC 鋼材の破断をパラメータとし, 腐食による破断を仮定しない部位ではグラウトが完全に充填されているものとみなし, 破断を仮定する場合は, そのセグメント内の鋼材の線材要素を削除することで再現することとした. 本来, グラウトが未充填の箇所では鋼材破断が生じると, 未充填部全体で鋼材は引張力を負担できなくなる一方, グラウト充填箇所ではプレストレスが残留する. そのため, 鋼材破断の影響を解析で考慮するためには, グラウトが未充填である範囲について鋼材を削除する必要がある. 今後, グラウト未充填の範囲が検出されるようになれば, 解

析の入力情報として考慮する予定である。グラウト未充填の解析での考慮については、4.5にて後述する。

各ケースのPC鋼材破断位置を図-4.9に示す。ケース1は健全状態に相当する。ケース2は、2009年の点検結果に基づき設定した条件であり、張出し用PC鋼材6本、連続PC鋼材9本の破断とした。ケース3では、令和4年度の磁気計測の測定結果に基づき、連続PC鋼材16本が破断しているものとしている。ケース4は更に劣化進行した場合を想定し、上流側の連続PC鋼材が全て破断したことを想定したケースである。また、現場の調査結果に基づき、張出し用PC鋼材の破断範囲はセグメントNo.20-21で、連続用PC鋼材の破断範囲はセグメントNo.8のみとした。

(3) 解析結果

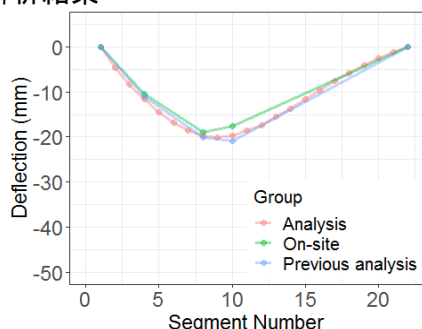


図-4.10 1200kN静的載荷試験のたわみと解析結果の比較

モデルの正確性を検証するために、現場で1200kNの荷重をかけたとき測定した荷重たわみ(計測値)と、過去にATENA3Dを用いた解析結果⁶⁾と比較した(図-4.10)。第一径間各セグメントのたわみが概ね一致しており、モデルは正確に作製できたと考える。

各ケースにおける死荷重と静的載荷試験に

よるたわみ分布を図-4.11に示す。図の(1)は死荷重と1200kN静的載荷試験をあわせたたわみ分布、(2)は死荷重のみの状態でのたわみ分布、(1)と(2)の差として、(3)には1200kN静的載荷試験によるたわみ増分の分布を示した。PC破断の数が増えると、たわみも大きくなる傾向がある。また、上流側下フランジの全てのPC鋼材の破断を想定したケース4では、死荷重作用時のたわみが他のケースと比べて著しく大きい。

図-4.12には、各ケースにおける死荷重と1200kN静的載荷試験によるひずみ分布を示している。ケース1は健全状態であり、死荷重と1200kNを作用させた状態においても、PC鋼材のプレストレスにより、下フランジが圧縮応力状態を保持している。16本のPC鋼材が破断しているケース3では、ひび割れの発生が第8セグメントに集中していることが明確にわかる。ひび割れ幅を近似して換算すると、約0.375mmに達した。片側のPC鋼材が全部破断したケース4は、他のケースよりもたわみの増加が大きく、死荷重と1200kN活荷重の時に、たわみが約60mmに至った。この結果から第8セグメント断面内上流側の連続PC鋼材が破断しても、落橋には至らないが、比較的に重い輪荷重(例:1200kN)をかけた場合には、大きなひび割れが生じることが分かる。

セグメントNo.8での荷重-たわみ関係における、解析値の比較を図-4.13に示す。健全状態での終局耐力は約15000kNであり、橋梁にかかる通常の輪荷重を大幅に上回っている。図-4.14から耐荷力の残存率は断面でPC鋼材の破断率と線形関係であることが明らかとなった。ただし、今回は第8セグメントのPC鋼材の破断によって求めた結果であり、今後は異なる場所でPC鋼材の破断数と耐荷力の残存率を求め、予算が

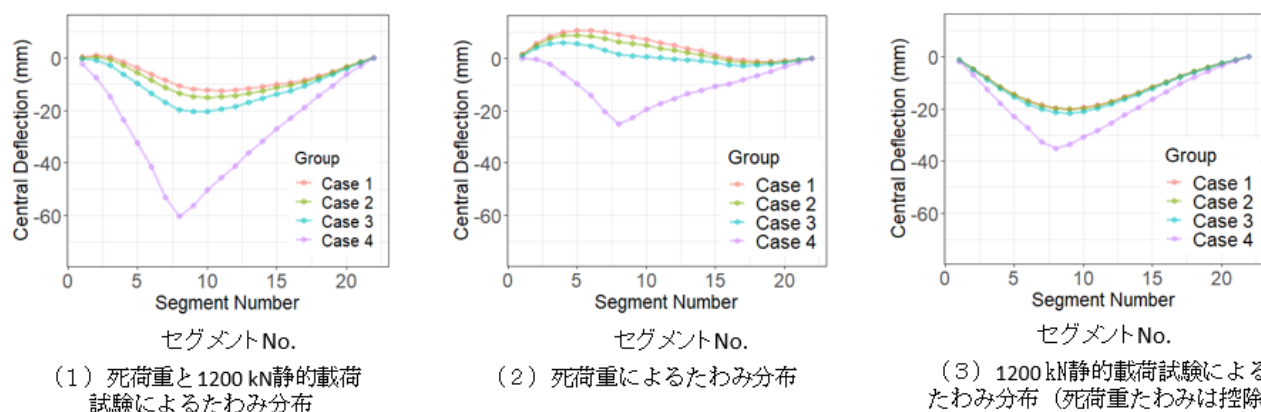


図-4.11 各ケースにおける死荷重と静的載荷試験によるたわみ分布

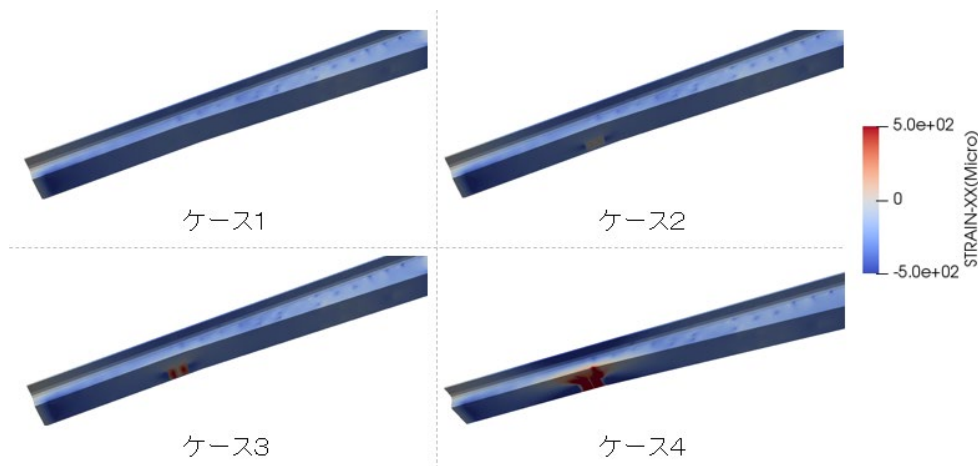


図-4.12 各ケースにおける死荷重と 1200kN 静的荷重によるひずみ分布

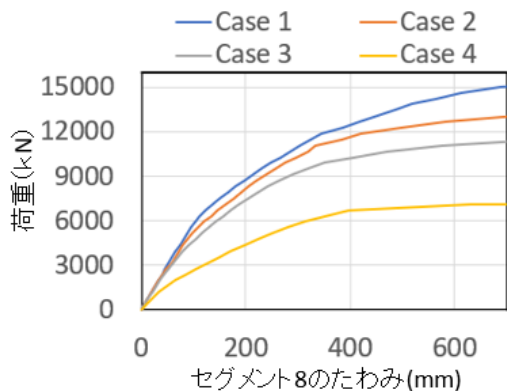


図-4.13 セグメント 8 の荷重-たわみ関係における解析値の比較

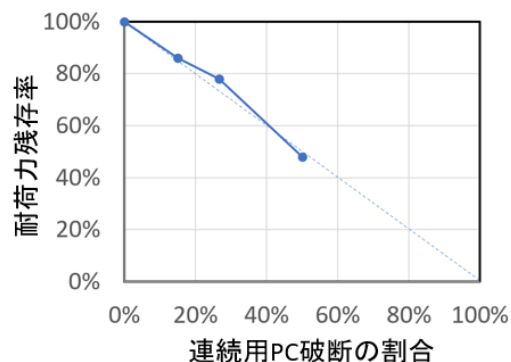


図-4.14 連続用 PC 破断割合と耐荷力残存率の関係

限られている場合に、より正確な検査範囲と優先順位付けを可能にする必要がある。

4.4 破断ひずみと腐食を考慮したモデルの導入

4.3 の検討では、張出用と連続用 PC 鋼材の破断本数を考慮して橋梁の耐荷力を求めたが、図-4.7 に示したように PC 鋼材の終局ひずみを設けておらず、解析ではたわみが増加すると、PC 鋼材は破断することなく応力を保持し続けることになる。そのため、解析上はフランジコンクリートの上縁が圧縮破壊することで終局に至るが、実際の PC 鋼材には伸び限界があるため、PC 鋼材が先に破断する可能性もあり、危険側の評価となる状況も危惧される。すなわち、PC 鋼材の破断ひずみを考慮した解析を行うことが、より正確に実橋梁の構造性能と安全性の評価ができると考えられる。

また、現場荷重試験の結果をいち早く橋梁の残存構造性能に繋げることに主眼を置き、PC 鋼材の破断のみを考慮して、腐食は考慮していなかった。実際の橋梁では、グラウト未充填の部位で PC 鋼材の破断のみならず、腐食が発生し

ている例も多数検知されている。腐食が生じた PC 鋼材は、断面積が減少するとともに、破断ひずみも大きく変化し^{7,8)}、早期に破断に至ることが知られている。そのため、外力作用時にひずみが局所化し、場合によっては PC 鋼材が破断に至って耐荷力が急激に減少して、脆性的な破壊が生じる恐れもある。そこで、現状の橋梁の評価精度をより高めるために、PC 鋼材（主ケーブル）の腐食とそれに伴う破断ひずみを考慮したモデルを導入した解析を行うこととする。

以降の研究では、実橋梁の劣化プロセスを念頭に、すべての解析ケースにおいて、最初に常時荷重下における健全状態を再現した後に、リスタート機能を使って腐食と破断の劣化状態をモデルに導入してから、荷重外力を与える解析を行う。また、荷重条件は図-4.15のR4年度に現地において行った荷重試験を模擬して、荷重試験と同じ位置に加力する荷重解析（特に触れない場合は変位制御による解析）を行った。

(1) PC 鋼材破断ひずみの導入と解析条件

既往の研究⁶⁾を参考に、健全状態の PC 鋼材の破断ひずみを 0.04 と設定した。PC 鋼材の応

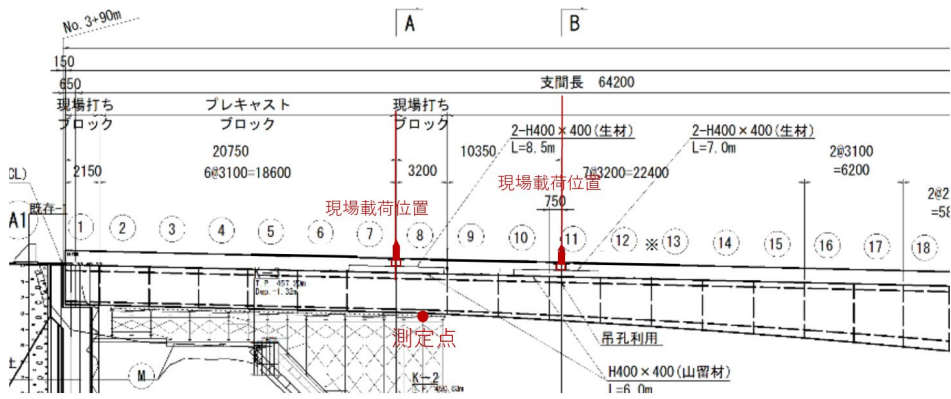


図-4.15 現場における載荷位置

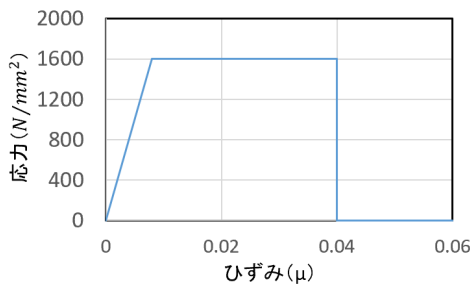


図-4.16 破断ひずみを考慮したときの健全状態のPC鋼材の応力ひずみ関係

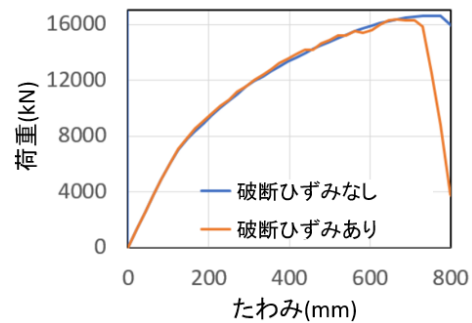


図-4.17 セグメント8の荷重-たわみ関係 (破断ひずみありとなしの比較)

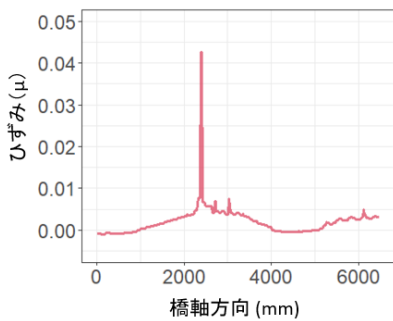


図-4.18 荷重最大時のPC主ケーブルの最大ひずみ分布

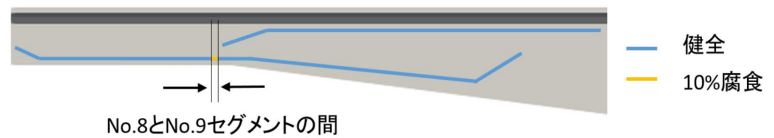


図-4.19 局所10%腐食の場所

カーひずみ関係を図-4.16に示す。破断ひずみを導入したモデルの影響を確認するために、すべてのPC鋼材が健全な状態を対象として破断ひずみを導入し、解析を行った。ここでは、劣化が一切生じておらず、グラウトが全域にわたって充填されていることを想定した。

セグメント8での荷重-たわみの関係を図-4.17に示す。破断ひずみを考慮しない場合、橋梁上床版の圧縮破壊を発生して終局に至るが、破断ひずみが考慮したケースはたわみが約750mmを超えたところで、耐荷力が急激に低下する結果となった。破断ひずみがないケースと比べ、耐荷力の低下タイミングが若干早くなっている。荷重最大時のPC主ケーブルに発生した最大ひずみの結果を図-4.18に示す。スパンの中央部のPC鋼材のひずみが0.04を超えており、

ケーブルの破断により耐力低下に至ったことが分かる。以上の結果から、破断ひずみの有無によって最大荷重と変形性能が変化しており、橋梁の応答を正確に評価するには、破断ひずみを考慮する必要があると言える。

(2) PC鋼材の腐食の導入

過去の点検データと調査により、橋梁箱桁内での滞水の発生、塩化物イオン物の浸透とグラウト未充填の影響により、PC鋼材の腐食が多く発生していた。また、腐食が発生したPC鋼材は健全時と比べ、物理的な性質が変わってしまい、より正確に橋梁の残存性能を評価するためには、破断のみならず、腐食したPC鋼材を適切にモデル化する必要がある。

腐食度を評価する場合、PC 鋼材の断面最大欠損率と平均的な質量減少率を用いる二つの評価方法がある。断面最大減少率を用いる場合、腐食した PC 鋼材の最大応力度の低下割合は、ほぼ最大断面欠損率（あるいは腐食度）に比例する⁶⁾。一方、平均的な PC 鋼材の質量減少率を用いる場合、各断面の欠損率はばらついているため、実際の応力度の低下の割合は質量減少率より大きい。これまでに行われた PC 鋼材の腐食を考慮した解析では、PC 鋼材の構成則は最大断面の欠損率を用いて設定される事例が多いが^{6,9,10)}、対象橋梁の現地計測では、はつり試験や内視鏡調査が実施され、平均腐食度で腐食の具合を表しているため、今回は平均腐食率を用いる方が実務的であると判断した。

PC 鋼材が破断すると、明確な不連続空間が発生するため、磁気や X 線測定などの非破壊検査を用いることで、比較的発見しやすく早急に補修補強ができる一方で、腐食が発生した場合には、非破壊検査で劣化を発見することは容易ではない。腐食が比較的小さいエリアで発生した場合、外力作用時にひずみが劣化領域で局所化して破断に至り、耐荷力を急激に喪失する恐れがある。そこで、第 8 と第 9 セグメントの間のすべての連続用 PC 鋼材が腐食していると仮定した（図-4.19）。PC 鋼材の平均腐食度は 10% と仮定した。妙高大橋の PC 鋼材の寸法に近い実験結果を参照して⁸⁾、以下の式を用いて腐食した PC 鋼材の構成則を設定した。

$$E_{corrod} = (1 - \delta) \cdot E_{sound} \quad (4.1)$$

$$\epsilon r_{corrod} = e^{-0.175\delta} \epsilon r_{sound} \quad (4.2)$$

$$A_{corrod} = (1 - \delta) \cdot A_{sound} \quad (4.3)$$

ここに、 E_{corrod} ：腐食した PC 鋼材のヤング率

E_{sound} ：健全 PC 鋼材のヤング率

ϵr_{corrod} ：腐食した PC 鋼材の破断ひずみ

ϵr_{sound} ：健全 PC 鋼材の破断ひずみ

A_{corrod} ：腐食した PC 鋼材の断面積

A_{sound} ：健全 PC 鋼材の断面積

δ ：平均腐食度

降伏応力は以下の式で計算した。図-4.20 に、10%腐食した PC 鋼材の応力-ひずみ関係を示す。解析に際しては、図-4.20 の応力-ひずみ関係に加え、PC 鋼材の断面積を一律に 10%減少させることで、腐食を再現した。

$$\sigma_{corrod} = \frac{P y_{corrod}}{A_{corrod}} = \frac{e^{-0.07\delta} \sigma_{sound} A_{sound}}{(1-\delta) \cdot A_{sound}} = \frac{e^{-0.07\delta} \sigma_{sound}}{(1-\delta)} \quad (4.4)$$

σ_{corrod} ：腐食した PC 鋼材の降伏応力

σ_{sound} ：健全 PC 鋼材の降伏強度

$P y_{corrod}$ ：腐食した PC 鋼材の降伏強度

$P y_{sound}$ ：健全 PC 鋼材の降伏強度

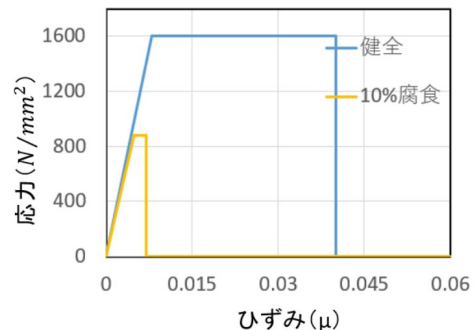


図-4.20 10%腐食した PC 鋼材の応力-ひずみ関係

自重によるたわみの分布を図-4.21に示す。腐食を仮定したエリアが狭いとはいえ、腐食した PC 鋼材の断面積と応力の減少により、健全状態と比べ、橋梁全体のたわみが増加した。また、図-4.22に示したひずみの発生状況から、局所的に10%腐食した橋梁では、常時状態で外観から損傷有無を判断することは難しい。しかし、図-4.23に示した解析結果から、耐荷力は健全時の約1/3まで低下し、赤い点に示した同一たわみ時のひずみ分布（図-4.24）より、腐食した領域で局所的にひずみが増大し、内部の PC 鋼材が破断することによって耐荷力が低下したことが分かる。

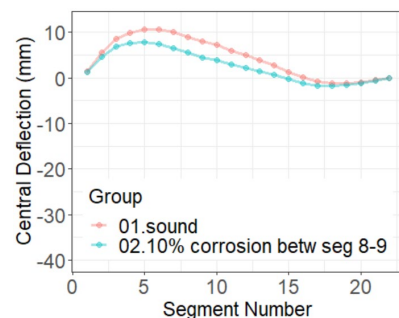


図-4.21 死荷重によるたわみ分布（健全と局所 10%腐食）

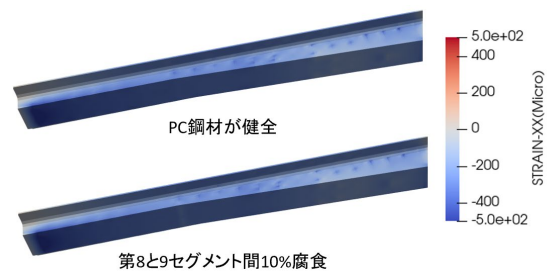


図-4.22 死荷重によるひずみの分布（健全と局所 10%腐食）

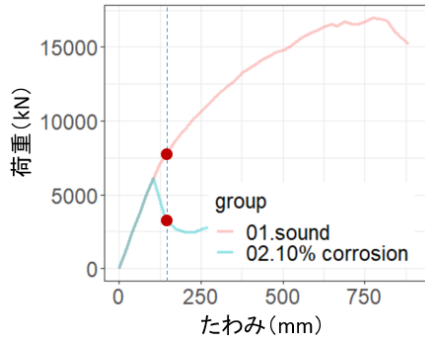


図-4.23 セグメント8の荷重-たわみ関係（健全と局所10%腐食）

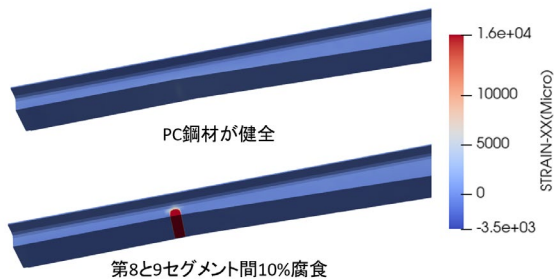


図-4.24 同一たわみ時のひずみ分布比較

以上より、局所的な領域でPC鋼材の腐食が発生すると、荷重中にPC鋼材の破断が早期に進行し、脆性破壊に至る恐れがあることを示した。施工時はグラウトきちんとして充填し、且つ定期点検を行う際には、箱桁内部の滞水を防ぐ必要がある。また、外観調査のみに頼って、橋梁の安全性を判断することは難しく、PC鋼材の劣化程度と領域を非破壊検査等で把握し、橋梁の残存性能を評価することが望ましいと言える。

4.5 過去の点検データに基づいた橋梁の構造性能

(1) PC鋼材腐食、破断とグラウト未充填の設定

本章では、4.4の予備解析結果を踏まえ、過去の点検データに基づいた橋梁の構造性能評価のための耐荷解析を実施する。

現地では、はつり試験結果や内視鏡調査が実施され、工業用内視鏡カメラを用いて、シース管内部の鋼材の状況が直接観察された。内視鏡調査は、2010年度から6年間継続している。調査した場所の記録データからPC鋼材がかなり腐食していたことが分かっている。また、調査したPC鋼材に対して、全体的な腐食具合を「腐食大」と「腐食小」で表している（図-4.25）。そのため、前述のように、平均腐食度を用いて、

現場に合わせた評価手法を採用することが相応しいと考えられる。ここでは、PC主ケーブルの腐食の状況から、「腐食小」の場合の平均腐食度は2%、「腐食大」の場合の平均腐食度は10%と仮定した。また、4.4と同じ式で、図-4.26に示したPC鋼材の構成則を設定した。

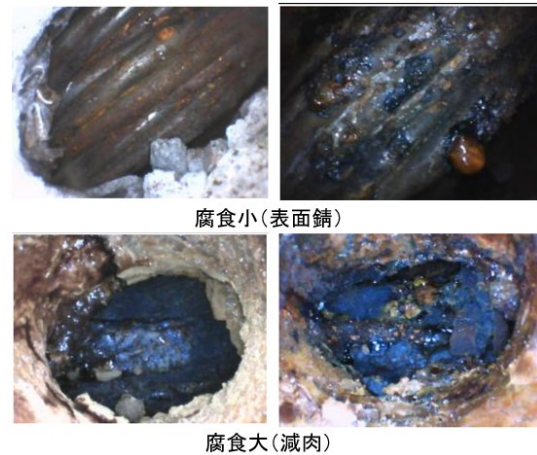


図-4.25 橋梁内部PC鋼材内視鏡調査の様子

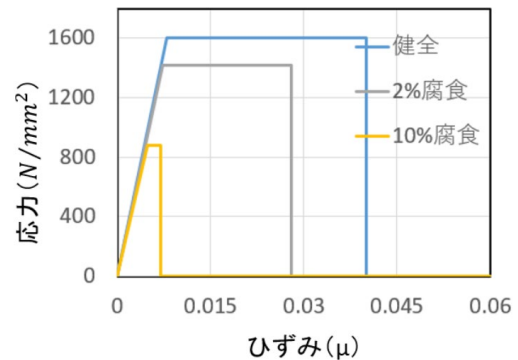


図-4.26 腐食したPC鋼材の応力-ひずみ関係

これまでの解析では、破断していないPC鋼材のグラウト充填状況をモデルに反映してこなかったが、グラウト未充填の場合、コンクリート内部のPC鋼材のひずみは一樣となり、破断のタイミングや最終的な耐荷力に影響を及ぼす可能性があるため、実橋梁のグラウトの充填状況を再現した解析が望ましい。グラウトの充填状況もこれまでの内視鏡調査によって、ある程度把握されていることから、グラウト未充填の領域では、PC鋼材とコンクリートの縁を切り、両者の間で接触に伴う圧縮応力以外は伝達しないモデル化を行うこととした。

現場の状況が複雑であり、すべてのPC鋼材の腐食や破断とグラウトの充填状況を把握することは難しい。ここでは、未点検のエリアでは、PC鋼材は健全状態でグラウトが充填されていると仮定した。また、右下フランジの破断に関

しては、R3年度の磁気計測結果によると、第8セグメント右下フランジにあるすべてのPC鋼材（合計16本）が破断していることが判明したため（図-4.27）、モデルに反映させることとした。なお、3章で述べた通り、最終的な破断判定はこれとは異なったものとなっている。

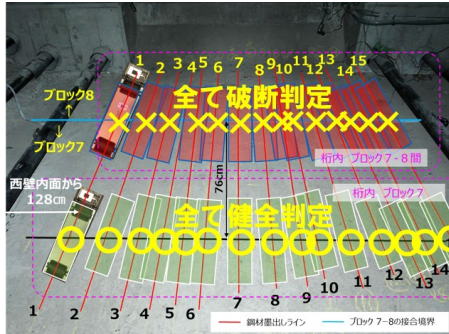


図-4.27 第7と第8セグメント範囲での磁気計測による破断判定結果（R3年）

点検データの結果に基づき、モデル上の各セグメント範囲内の PC 鋼材の本数、腐食、破断とグラウト充填状況を表-4.3 に整理した。表に示したように、第8セグメントで約四分の一のPCが破断していた結果となった。図-4.28と図-4.29はPC鋼材の腐食、破断状況とグラウト充填状況を可視化したもので、腐食が発生した領域はほぼグラウト未充填であることが分かる。

(2) 点検データに基づいた橋梁の構造性能評価結果

自重によるたわみの分布を図-4.30に示す。支間中央部第8セグメント付近の破断が多いため、健全状態と比較して、そこでのたわみが大きくなっている。各PC鋼材に発生した最大ひずみを図-4.31に示す。全体的にひずみは1000

表-4.3 各セグメントにあるPC鋼材の腐食、破断とグラウト充填状況

セグメント番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
PC鋼材数	20	22	24	26	28	30	30	30	32	34	34	38	36	36	34	36	32	34	38	40	44	44
PC鋼材状況	健全	100%	100%	96%	81%	93%	90%	47%	88%	88%	79%	87%	97%	94%	97%	94%	87%	85%	89%	69%	75%	95%
	2%腐食	0%	0%	4%	19%	7%	10%	27%	13%	12%	18%	13%	3%	6%	3%	3%	13%	15%	11%	18%	14%	5%
	10%腐食	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	3%	3%	0%	0%	0%	3%	0%	0%	0%	10%	9%	0%
	破断	0%	0%	0%	0%	0%	0%	27%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	3%	2%	0%
グラウト充填状況	あり	0%	0%	4%	23%	7%	10%	63%	16%	12%	21%	16%	6%	6%	3%	6%	13%	18%	18%	35%	27%	5%
	なし	100%	100%	96%	77%	93%	83%	37%	84%	88%	79%	84%	94%	94%	97%	94%	87%	82%	82%	65%	73%	95%

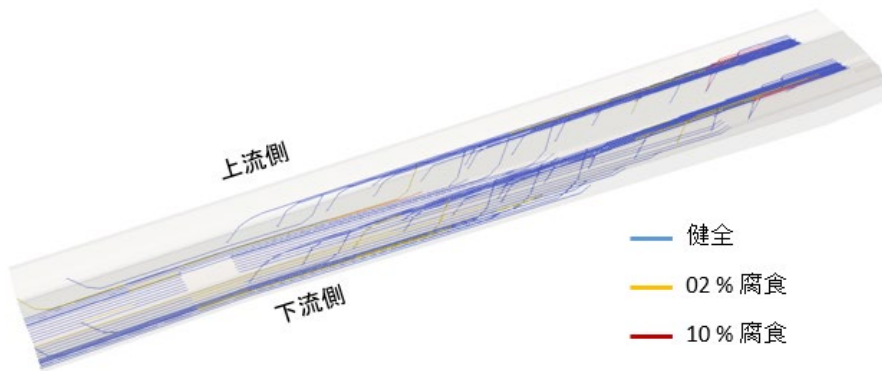


図-4.28 モデル上での各PC鋼材の腐食と破断状況

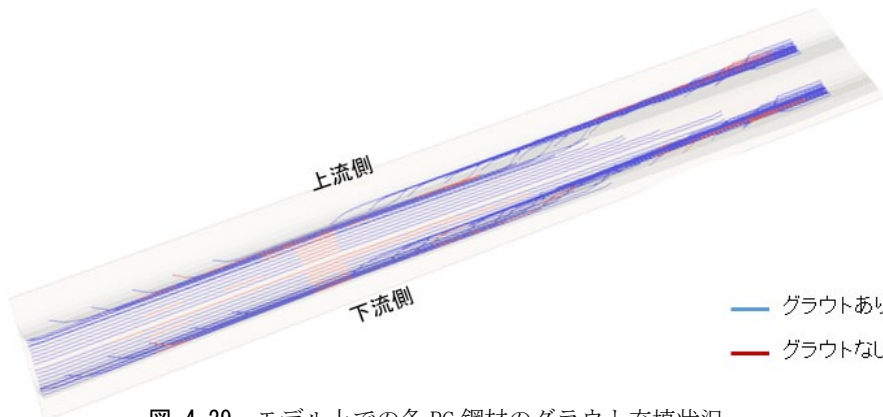


図-4.29 モデル上での各PC鋼材のグラウト充填状況

μ 以下であり、この時点では PC 鋼材がまだ破断していないことが分かる。

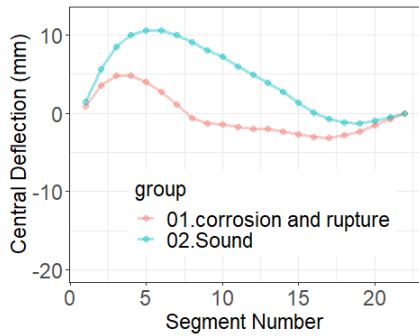


図-4.30 死荷重による各セグメントのたわみの分布

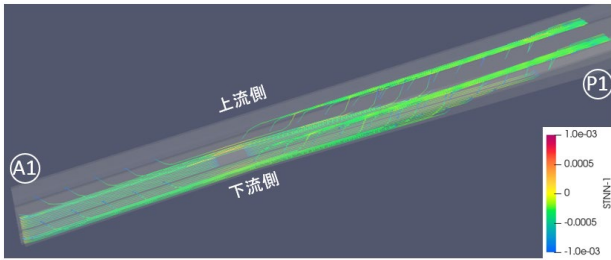


図-4.31 死荷重による各 PC 鋼材が発生したひずみ

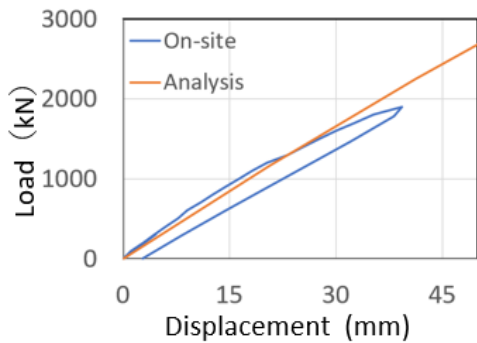


図-4.32 セグメント 8 の荷重-たわみ関係における解析値と現場測定値の比較

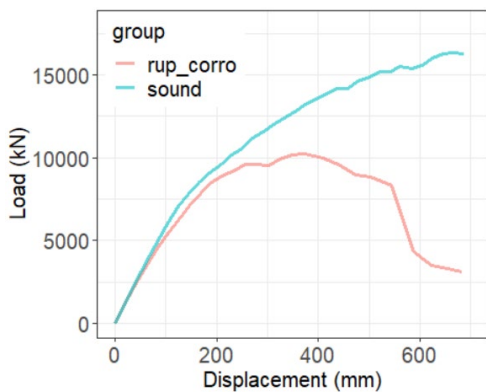


図-4.33 セグメント 8 の荷重-たわみ関係における解析値

解析結果の信憑性を確認するために、現場で測定したセグメント 8 での荷重-たわみ関係と

解析結果の比較を図-4.32 に示す。現場は様々な制約があるため、約 1900kN まで荷重を行ったが、初期の傾きは解析結果とよく一致し、モデルは現状の橋梁の再現度が高いと言える。セグメント 8 の荷重-たわみ関係を、健全状態の結果も併記して図-4.33 に示す。最大荷重が健全状態の約 60% となり、靱性も大幅に低下した。このように精度の高いモデルを用いて、橋梁の構造性能を定量的に評価することができるが、FEM の利点であると言える。

また、荷重中の PC 鋼材ひずみの発生状況を図-4.34 に示す。張出用 PC 鋼材のひずみは比較的小さく、終局状態においても、ひずみが 0.04 に超えた PC 鋼材は少ない。一方、連続用 PC 鋼材のひずみは比較的大きく、特に、第 8 セグメントは初期に多くの PC 鋼材が破断したため、ひずみが集中的に発生し、PC 鋼材の破断により、終局状態に至った。橋梁下床版のコンクリートのひずみ分布を図-4.35 に示す。第 8 セグメントで、ひずみが集中的に大きくなっていることが分かる。

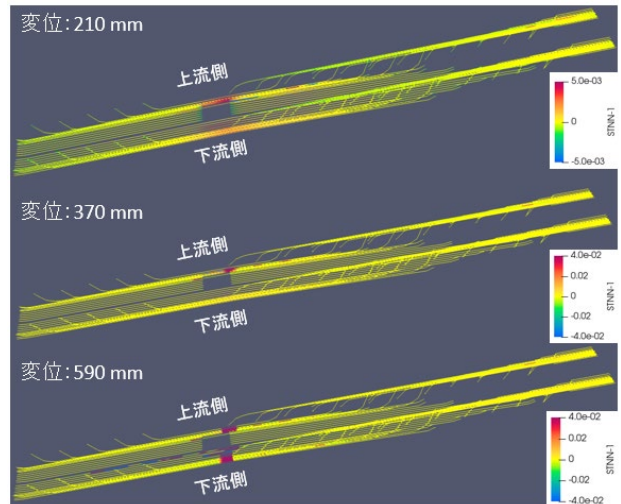


図-4.34 異なるたわみ時での PC 鋼材のひずみ分布

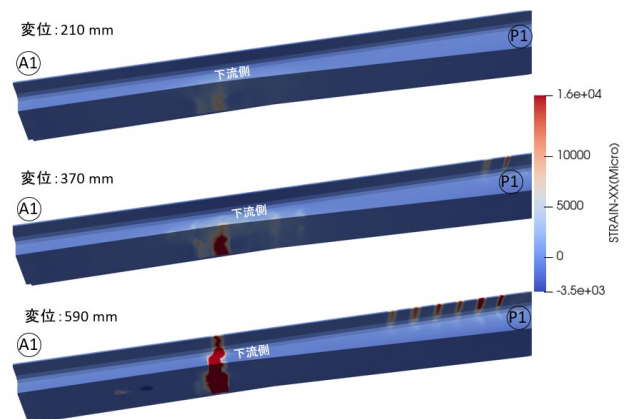


図-4.35 異なるたわみ時での橋梁下床版コンクリートのひずみ分布

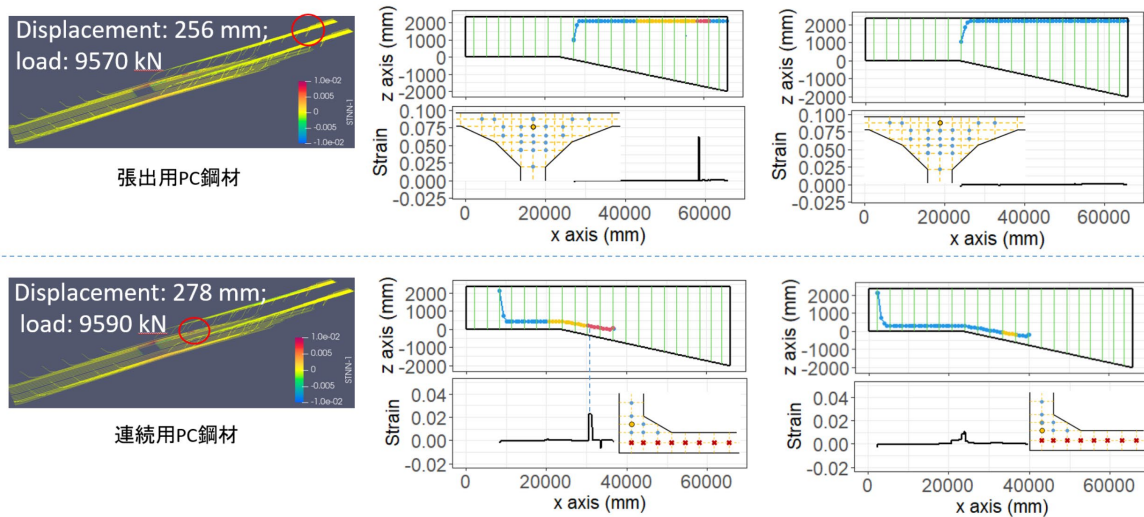


図-4.36 個別 PC 鋼材のひずみの発生状況の比較

図-4.34 から第 8 セグメント以外にも、ひずみが比較的大きくなった PC 鋼材がある。そこで、個別の PC 鋼材を抽出し、その原因について調べた。図-4.36 に、ひずみが比較的大きくなった張出し用 PC 鋼材と連続用 PC 鋼材を一つずつ抽出した。比較のために、隣にある PC 鋼材も抽出し、同一荷重時のひずみを比較したところ、ひずみが大きくなったのはグラウトが未充填で、10%の腐食が発生していることが要因と判断できた。グラウトの充填が、橋梁の耐久性と安全性に重要な役割を果たしていると言える。

対称な形状の構造物に対して、対称的な拘束条件と荷重条件で解析を行う場合、破壊直前までの結果は変位制御と荷重制御とで同じとなるが、今回は非対称な劣化状況にある構造物であり、変位制御と荷重制御の結果は同じとはならない。荷重制御の解析では耐荷力の低下までを追跡できないデメリットもあるが、破壊近傍までの橋梁の耐荷機構と応答をより厳密に評価することを念頭に、荷重制御の解析も行った。図-4.37はセグメント8の荷重-たわみ関係における変位制御と荷重制御の比較であり、荷重が3000kN以下の場合、二つの載荷方法の差は小さいが、荷重が増加するにつれて、変位制御の方は高い剛性を示し、最終的な耐荷力も大きくなる。この原因について考察する。まず、図-4.37の赤い点に示した同一たわみ時の変位制御と荷重制御で発生した各セグメントのたわみを正規化して、図-4.38に示す。両載荷方法で発生した変形モードが異なり、変位制御の場合、最大たわみが第9セグメントで発生したのに対して、荷重制御の場合、第8セグメントで最大た

わみが発生している。また、第8～9セグメント付近のPC鋼材のひずみを確認した(図-4.39)。変位制御の場合は、第9セグメントの下フランジにあるPC鋼材のひずみが大きくなっており、健全な部位で高い応力を負担することで耐荷力が大きくなったものと考えられる。一方、荷重制御の場合には、このような耐荷機構を形成することが難しく、両者の解析の差異に繋がったものと判断できる。

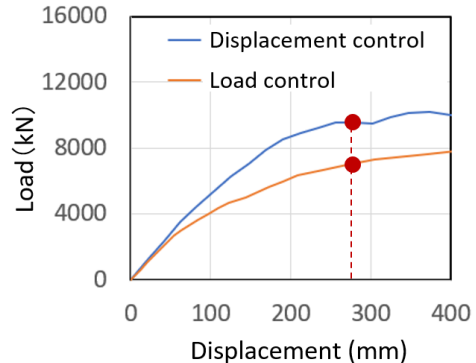


図-4.37 セグメント8の荷重-たわみ関係における変位制御と荷重制御の比較

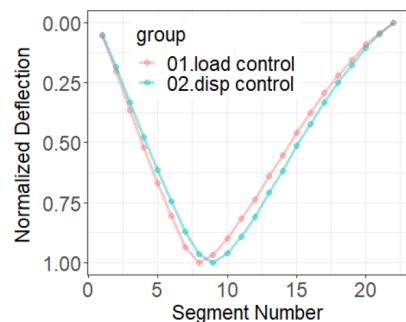


図-4.38 同一たわみときの変位制御と荷重制御で発生した各セグメントの標準化したたわみの分布

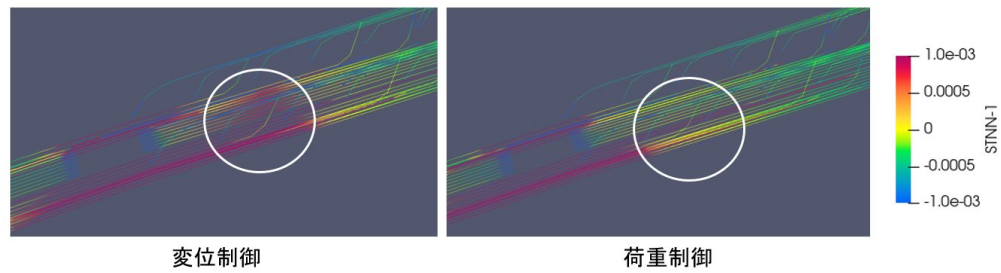


図-4.39 同一たわみときの変位制御と荷重制御とで発生したひずみの比較

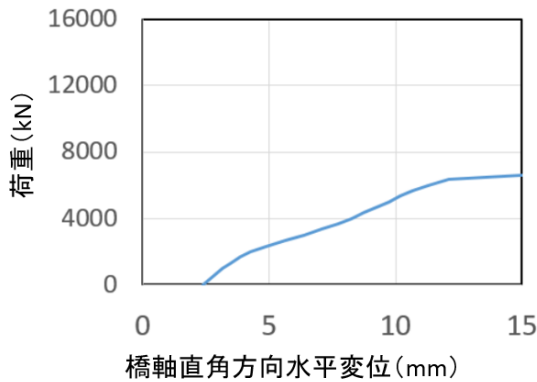


図-4.40 セグメント8の荷重-橋軸直角方向水平変位関係における解析値

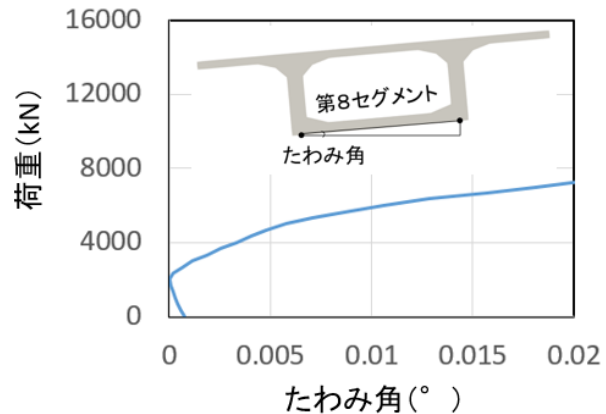


図-4.41 セグメント8の荷重-たわみ角関係における解析値

荷重制御の解析における、第8セグメントでの荷重-橋軸直角方向水平変位関係を図-4.40に示す。破断と腐食により橋軸直角方向の水平変位が生じ、载荷にともない徐々に大きくなっている。载荷方向と直交する方向の変位が大きくなることはセグメントの目開きの要因ともなり、落橋に繋がる可能性があるため留意する必要がある。また、荷重-たわみ角度の結果を図-4.41に示す。荷重が約2000kNを超えた後、すなわち、図-4.37の変位制御と荷重制御の解析で差が生じ始めたところから、たわみ角が増大している。以上の結果は、三次元的なモデル化と応答評価が重要であることを示唆している。また、今回は検討対象外となるが、橋軸直角方向への水平変位やねじりが発生すると、各支承が分担する荷重も著しく変化し、早期疲労や地震力による支承損傷と落橋に繋がる恐れがある。点検時はたわみだけではなく、三次元的な変形にも注意する必要があると考える。

4.6 結論

劣化が進行した4径間連続PC箱桁橋の第一径間の構造性能を検討するために、PC鋼材の腐食、破断とグラウトの充填調査結果を活用して、

破断ひずみを考慮した有限要素解析を行った。以下に、本研究で得られた知見を示す。

より正確に実橋梁の構造性能と安全性を評価するため、各PC鋼材に対して、腐食度と破断ひずみを導入し、解析を行った。健全時は上フランジコンクリートの圧縮破壊とPC鋼材の破断がほぼ同じタイミングで発生して終局に至ったのに対して、局所的な腐食が発生した場合には、荷重が低い場合には影響がほとんど現れないものの、最終的な耐荷力は大幅に低下することを示した。

点検データをに基づき、腐食、破断とグラウトの充填状況をモデル上に再現した解析をしたところ、初期剛性は現地計測結果とよく一致するとともに、健全状態に対する耐荷力の低下やPC鋼材の破断が進行する状況を定量的に評価できた。PC鋼材の腐食による破断が多い第8セグメントにひずみが集中し、最終的に断面内の残存していたPC鋼材も外力によって破断に至り、耐力低下に至った。その際、PC鋼材を可視化し、ひずみ発生と破断状況を調べたところ、グラウト未充填エリアの10%腐食が発生していたPC鋼材が早期に破断に至っている傾向も確認できた。また、第8セグメント上流側のPC鋼材の多くが腐食により破断・腐食していたが、

荷重が大きくなるにつれて、載荷とは直交方向の変位やねじりが大きくなる状況も確認でき、三次元的なモデル化と応答評価が重要であることが示唆された。

劣化した橋梁の残存性能を評価するために、高度なモニタリング技術や非破壊検査を活用することが理想的である。しかし、そのような高度化した手法を実際の点検に適用するためには、費用と労力の制約を受ける。したがって、現状の点検情報を最大限に活用しつつ、本研究で使用した解析手法により劣化後の構造性能を定量的に評価し、両者の情報を総合して、補修補強の判断を行うことが現状の維持管理計画を合理化するために必要と考えられる。また、未点検エリアに関しては、施工時のデータも活用し、材料的な解析評価を併用することも一案と考える。今後は壁高欄などの影響も考慮し、より実橋梁と近い条件で解析を実施したいと考える。

参考文献

- 1) 村下剛, 小林憲一, 谷川健一, 大平英生, 齋藤玄: 一般国道 18 号 妙高大橋の損傷と現況報告について, <https://phosc.sakura.ne.jp/article/000022/myoko.pdf>
- 2) 吉越政浩, 谷口雄一, 板谷優也, 岩井雅紀: 国道 18 号 妙高大橋の維持管理について, <https://www.mlit.go.jp/Chosahokoku/r1giken/progr>
- 3) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 4) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T.: *Multi-Scale Modeling of Structural Concrete*, Taylor & Francis, London, 2008.
- 5) 土木学会: 2018 年制定 コンクリート標準示方書 改訂資料 維持管理編・規準編, コンクリートライブラリー153, pp. 87-93, 2018.10
- 6) Wang, L., Li, T., Dai, L., Chen, W., & Huang, K.: Corrosion morphology and mechanical behavior of corroded prestressing strands, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 18(10), 545-557, 2020.
- 7) 田中泰司, 長田光司, 野島昭二: 電気化学的に腐食させた PC 鋼材の機械的に性質に関する実験的検討, プレストレストコンクリート工学会, 第 30 回シンポジウム論文集, 2021 年 10 月
- 8) 武田健太, 田中泰司, 伊藤裕章, 大谷拓矢, 登石清隆, 樋口徳男: 鋼材の腐食劣化が進行した PC 連続箱桁橋の構造性能評価-妙高大橋の事例-, *構造工学論文集 Vol. 66A*, 2020 年 3 月
- 9) 武田健太, et al.: 塩害により鋼材腐食の生じたポストテンション PC 桁の載荷試験と有限要素解析による耐力評価手法に関する検討, *構造工学論文集 A*, 2017, 63, 820-833.
- 10) 上原子晶久, 岩城一郎, 鈴木基行: 著しい塩害を受けて劣化した道路橋 PC 上部工の鋼材腐食を考慮した構造解析, *土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)*, 67.3: 333-350, 2011.

第5章 塩害劣化したPC長大橋の載荷試験による 現有性能評価

5.1 載荷試験の目的と意義

本研究開発では、国道18号妙高大橋旧橋を対象として、現地載荷試験を行った。妙高大橋旧橋では、グラウト未充填と凍結防止剤の散布による塩害によって、PC鋼材に深刻な腐食が生じている。このような橋梁において、載荷試験を行うことによって、どの程度の残存性能を保有しているのかを確認することができる。載荷試験の目的と意義は複数あるが、そのうちのひとつは、供用中に行った残存性能の評価と維持管理方法の妥当性を事後評価することである。鋼材劣化の調査方法や構造性能の評価方法が妥当であったのかを評価し、改善することで、今後、同様の事例が生じたときに役立てることができる。当該橋梁ではたわみを長期モニタリングしており、その値と劣化状況を関連付けて維持管理が行われていた。このような維持管理の方法の妥当性を事後評価し、改善をはかることも、今後の同様の事例に役立てることができる。

載荷試験の2つめの目的は、本研究で提案する、非破壊検査と構造解析の組合せによる安全性評価を検証することにある。妙高大橋旧橋の供用期間中は、破壊を伴う内視鏡調査結果から橋梁全体の劣化状況を想像して構造解析を行った。約半分のPC鋼材は未調査であり、解析結果には大きな不確実性が含まれていた。これに対して、本研究で開発する高出力X線と磁気計測を利用すれば、より多くの劣化情報を入手することができ、それによって、より信頼性の高い安全性評価が可能になると期待される。このような評価の信頼性の違いを実証することを載荷試験の目的のひとつにしている。

これ以外の載荷試験の意義としては、妙高大橋旧橋の解体・撤去に際して安全性に関する情報を提供できることが挙げられる。解体・撤去設計において、旧橋に幾分かの強度を期待する場合、鋼材の腐食状況と残存強度の関連付けと、検査できない箇所の取り扱いが重要になる。載荷試験によって検査結果と耐荷力の関係性が得られれば、解体・撤去時の施工安全性を大きく向上させることができる。

以上のように、実橋梁の載荷試験は多目的で大きな意義があることから、本研究において主要な活動のひとつとして実施することとした。

5.2 対象橋梁の劣化状況とこれまでの維持管理の経緯

(1) 妙高大橋旧橋の劣化状況

妙高大橋は、新潟県妙高市の国道18号で昭和47年に供用が開始された橋梁である。図-5.1に示すように、橋長は300mで、4径間連続PC箱桁橋である。コンクリートのひび割れや鉄筋の腐食が確認されたことから、平成21年度より全面的な補修工事が実施された¹⁾。この補修工事の際に、第1径間の下床版において、連続PCケーブルが9本破断していることが発見された(図-5.2)。劣化調査や耐荷力の調査検討の末に、抜本的な対策として新橋への架替えを進めるとともに、それまでの間、劣化調査や載荷試験、モニタリングを継続することで、安全性を確保する方針がとられた²⁾。また、大変形が生じた場合に備え、支保工による仮受けステーキングにより、第1径間の一部を支持する措置が施された(図-5.3)。その後の内視鏡による腐

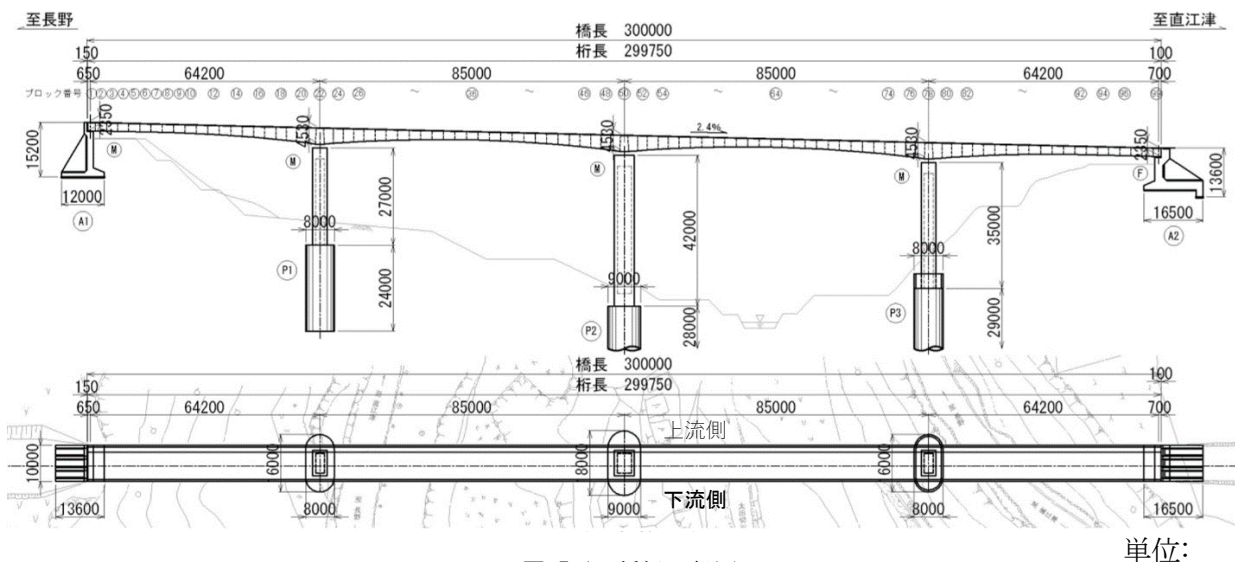


図-5.1 橋梁一般図

単位:



図-5.2 連続ケーブルの破断状況
(第1径間 第8ブロック)

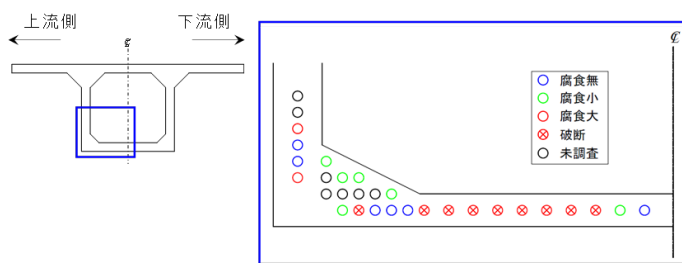


図-5.4 内視鏡調査等による連続ケーブルの腐食分布図の例 (第1径間上流側)

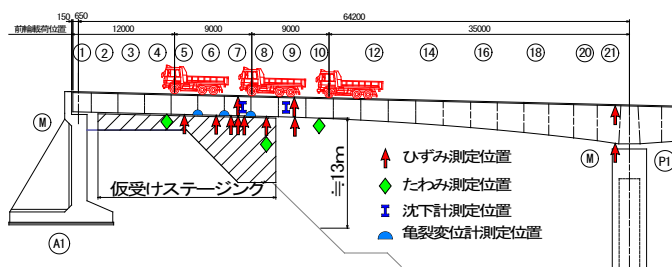


図-5.3 荷重車の載荷位置と計器の設置位置
(第1径間)



図-5.5 荷重車載荷試験の様子 (平成27年6月)

食調査では、当初発見された腐食箇所以外においても、PCケーブルの腐食や素線破断が進行していることが確認されている(図-5.4)³⁾。

(2) 荷重車載荷試験による耐荷性の確認

平成21年度にPCケーブルの破断が発見されて以降、妙高大橋では、現況の耐荷力を把握するために、2年に1度を目安に、大型トラックを利用して載荷試験が実施された。図-5.3に、第1径間における静的載荷試験の載荷パターンを、図-5.5に載荷試験の状況を示す。第1径間

は22個のブロックを連結して構成されているが、先述の補修工事において、A1橋台から8番目のブロックにおいてケーブル破断が顕著に確認されたことから(図-5.2参照)、第1径間および比較的損傷の少ない第4径間に着目し、曲げモーメントがもっとも大きくなる位置に荷重車が静置された。載荷試験に用いられた荷重車は重量が200kNで数量が6台である。

図-5.6に、第1径間における1200kN静的載荷試験時のたわみ分布を示す。図中には、通常

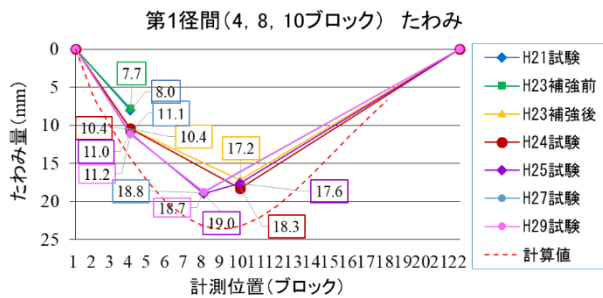


図-5.6 第1径間における静的載荷試験によるたわみ分布 (計算値は棒モデル設計による)

の棒モデルによる健全状態での計算値を示している。計測値は計算値よりも2割程度小さな値となった。この違いはモデルと実物との相違から生じると考えられる。その相違点としては、壁高欄および舗装剛性の影響、コンクリートの弾性係数の違い、棒モデルと3次元ソリッドモデルとの違いの影響が挙げられる。また、図-5.7は、第1径間のたわみの計測結果の推移を示したものである。平成23年から平成29年の期間において、たわみはほぼ変化していないといえる。また、ブロック境界に貼り付けたパイ型変位計の計測結果から、目地の目開きは確認されなかった。目視のひび割れ観察においても、断面修復箇所以外のコンクリート面では明確な曲げひび割れの発生は確認されなかった。これらの結果から、平成29年時点において、第1径間は1200kNの静的載荷においても弾性挙動を保っていた。また平成23年(補強後)と平成29年の常時交通荷重による3日間連続の応力頻度測定の結果では載荷試験値以上の計測値は確認されなかったことから、現地では1200kNを超える交通荷重は発生しないと判断された。つまり、定期的な載荷試験によって耐荷性能が確保されていることが確認されていたといえる。

(3) 有限要素解析による構造的な性能評価

鋼材の腐食によってどの程度耐力が低下しているのかや、載荷試験荷重に対してどの程度の安全余裕度があるのかを見出すために、鋼材の腐食を考慮した有限要素解析が行われた⁴⁾。解析は図-5.8に示すように、3次元ソリッド要素にて橋梁上部工全体をモデル化して行われた。また、解析にはひび割れが考慮可能なプログラムであるATENA 3D⁹⁾が用いられた。PC鋼材は、図-5.9に示すように1本ずつ線要素で表現された。荷重は、図-5.10に示すように、荷重車試験の位置に相当するブロックに、等分布荷重を与えた。

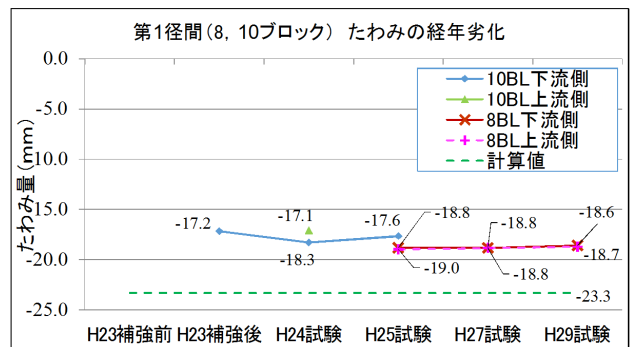


図-5.7 第1径間の静的載荷試験によるたわみの推移

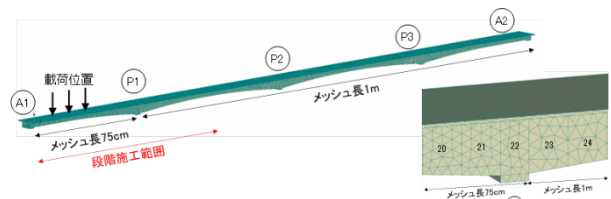


図-5.8 妙高大橋上部工における解析モデル

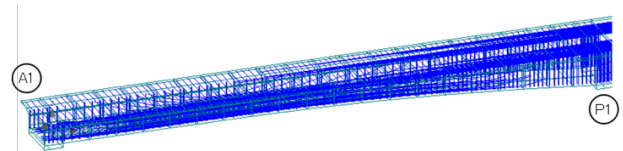


図-5.9 A1-P1間における鋼材配置図

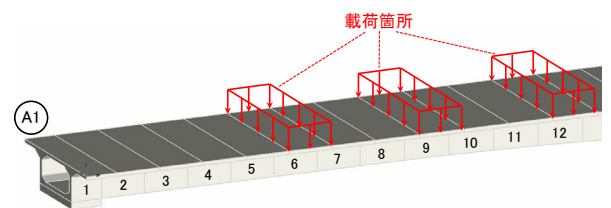


図-5.10 解析における荷重の載荷位置

表-5.1は解析ケースの一覧を示したものである。Case1が健全な状態であり、Case3が腐食調査時点を再現したもの、Case4が将来の状況の評価したものである。

図-5.11は、荷重車試験と同じ1200kNの静的載荷を行った際のたわみ分布を示したものである。Case1からCase4-2まで、たわみはほとんど変化していないことから、荷重車試験のたわみから、腐食劣化の進行を評価するのは難しいことが明らかとなった。Case4-3ではたわみが大きく増加したが、これは曲げひび割れが発生するためであることがひび割れ図により示された。

図-5.12は、各ケースの荷重-たわみ関係を示したものである。調査時点の状況を再現したCase3の最大荷重は、健全時の約半分となった。ケーブル破断、腐食、グラウト未充填の影響が

表-5.1 解析ケース一覧

Case No.	鋼材の状態	鋼材の破断本数	備考
1	腐食なし	0	—
2-1	鋼材破断のみ考慮（グラウト未充填，腐食は考慮しない）	連続ケーブル：9 張出しケーブル：6	破断した PC 鋼材を全長にわたり削除
2-2		破断した PC 鋼材をブロック内でのみ削除	
3	現時点で把握している腐食・グラウト充填状況	連続ケーブル：9本（15%） 張出しケーブル：6本（7%）	・鋼材破断および腐食の程度，グラウトの充填状況に応じた付着の有無の考慮
4-1	現状から腐食が進行した場合	連続ケーブル：14本（23%） 張出しケーブル：22本（25%）	・連続ケーブル：総数60本 ・張出しケーブル：総数88本
4-2		連続ケーブル：21本（35%） 張出しケーブル：33本（38%）	
4-3		連続ケーブル：28本（47%） 張出しケーブル：44本（50%）	

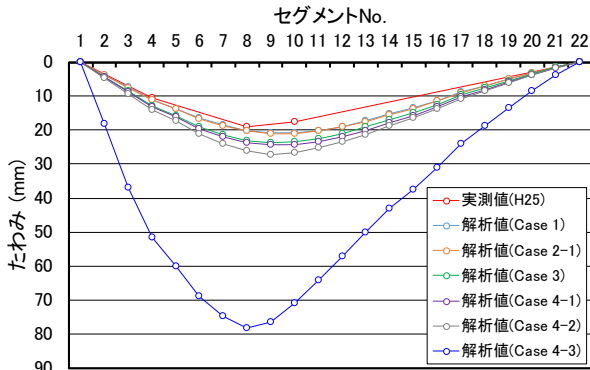


図-5.11 1200 kN 静的載荷によるたわみ分布における実測値と解析値の比較

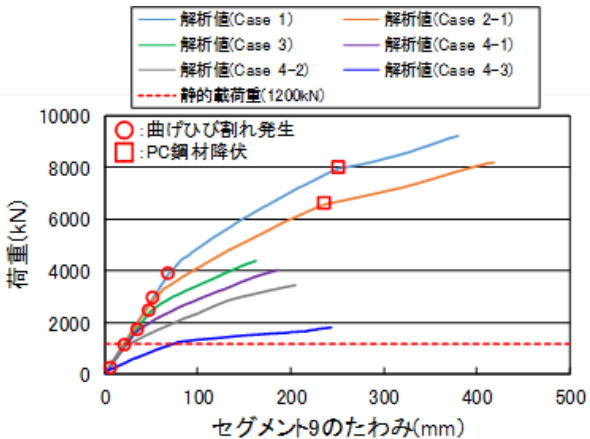


図-5.12 荷重-ブロック9のたわみ関係における解析値の比較

組み合わせさせたことにより，強度低下が大きくなる評価となった．曲げひび割れの発生は，Case4-2 で荷重車試験の値と同程度となり，Case4-3 ではほぼ自重で曲げひび割れが発生す

る評価となった．図-5.11 で腐食が進行してもあまりたわみが増加しなかったのは，コンクリートが弾性域にあるためと説明される．

荷重車試験では劣化の進行が評価できないため，死荷重によるたわみに着目した．図-5.13 は死荷重作用時の第8ブロックのたわみと連続ケーブルの破断本数を示したものである．破断本数が増えるにしたがって，たわみも増えており，また，その増加量は比較的大きい．たとえば，Case3 と Case4-2 の差は 20.5 mm であり，変位計等によって計測可能な値である．一方，図-5.14 に示すように，荷重車によるたわみはケーブル破断によってわずかに増えるのみであり，Case3 と Case4-2 の差は 3.2 mm である．荷重車試験の場合，23 mm 程度のたわみが計測される中で，1～3 ミリの違いから劣化進行を評価することとなり，計測誤差との区別がしづらいレベルである．

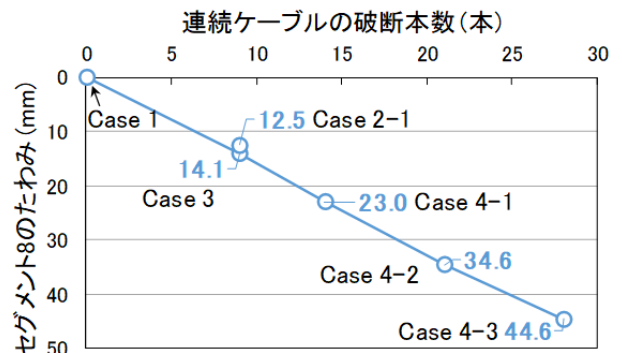


図-5.13 死荷重時におけるブロック8のたわみ-連続ケーブル破断本数

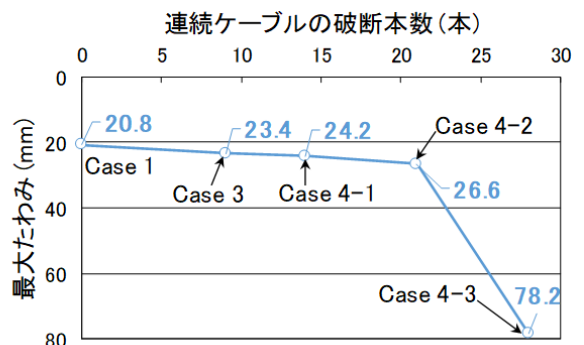
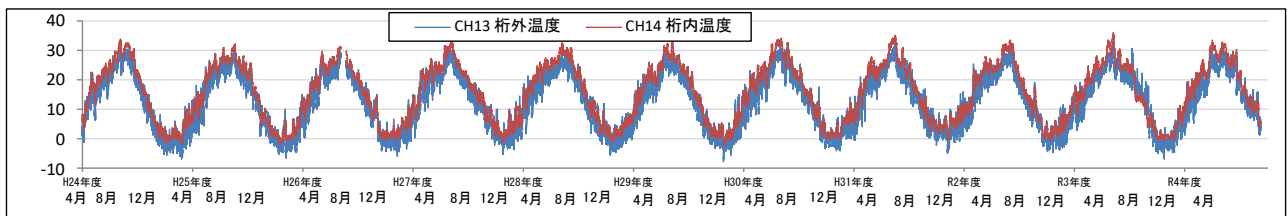
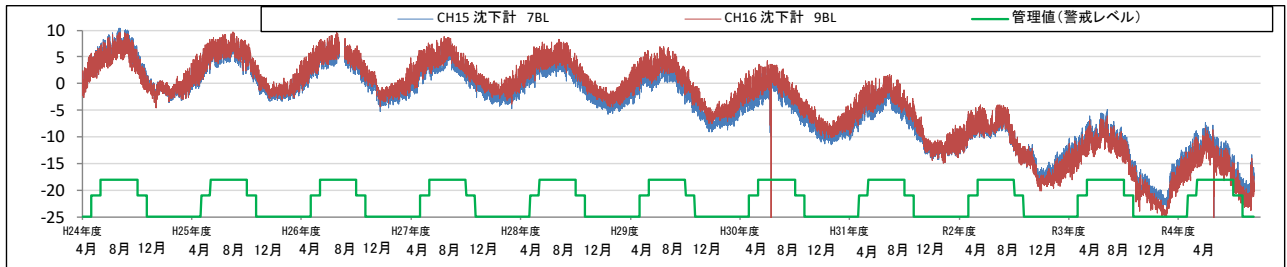


図-5.14 1200 kN 静的載荷により生じるたわみ-連続ケーブル破断本数関係

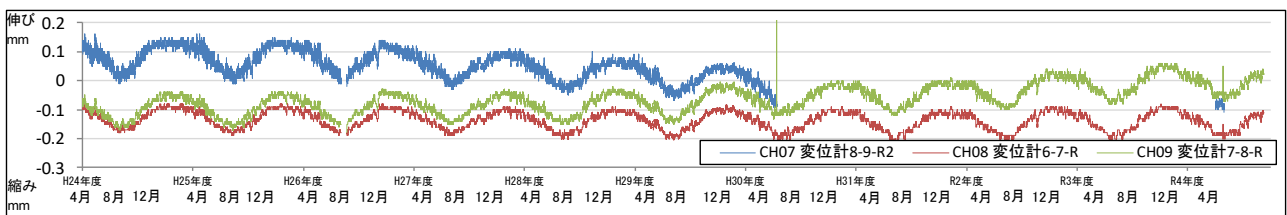
以上の考察を整理すると，静的載荷試験を定期的実施することによって，現有の耐荷性能を保証しつつ，長期的にたわみ計測を行って，腐食の進行具合を把握するのが良いと考えられた．そこで妙高大橋旧橋では，上記の解析結



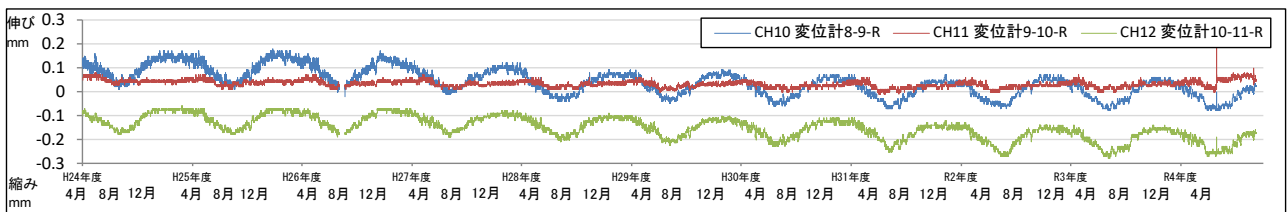
(a) 温度



(b) 第7, 9ブロックのたわみ



(c) 第6-9ブロック境界のひび割れ幅



(d) 第8-11ブロック境界のひび割れ幅

図-5.15 長期モニタリング計測結果 (第1径間)

果を踏まえ、死荷重状態の変形量を継続的に計測し、調査時点から 10 mm たわみが増加した場合に注意レベル (要監視), 20 mm で警戒レベル (荷重制限), 30 mm で限界レベル (通行止め) の3段階で制限値を設定することになった。ここで、警戒レベルは、1200 kN 荷重時に曲げひび割れが発生する状態を限界値として設定された。また、限界レベルは死荷重時にひび割れが開口し、1200 kN 荷重時に一部の PC 鋼材に降伏が生じる状況を限界値とした。

(4) 長期モニタリングの計測結果

妙高大橋旧橋の第1径間では、長期モニタリングが実施されていた。計測結果を図-5.15に示す。沈下計によるたわみ、亀裂変位計ともに、外気温の変化に連動した変化が観測された。外気温が上昇すると伸びが生じ、上ぞりする変形が生じた。沈下計に着目すると、平成28年度までは明確な変化が見られなかったが、平成28年

以降は徐々に下降する方向に推移した。同図には警戒レベルの管理値を示した。前述の解析結果と季節変化を考慮して季節毎に管理値が設定された。供用停止となった R3 夏まではたわみは管理値より小さかったが、荷重試験を実施した R4 年7月には管理値に近接するまでたわみが増加していた。H24 から R4 までのたわみ増加は夏で 18.6mm, 冬で 20.0mm であった。この増加量を図-5.13に適用すると、荷重時点の腐食状態は Case4-2 に近いと予想された。

このような現有性能の評価、維持管理の方法が妥当であったのかを、荷重試験を通じて事後評価することが本研究の目的のひとつである。

5.3 荷重試験方法

(1) 試験の概要

国道18号妙高大橋(旧橋)について、PCケーブルの腐食が橋梁上部工の安全性にどのよう

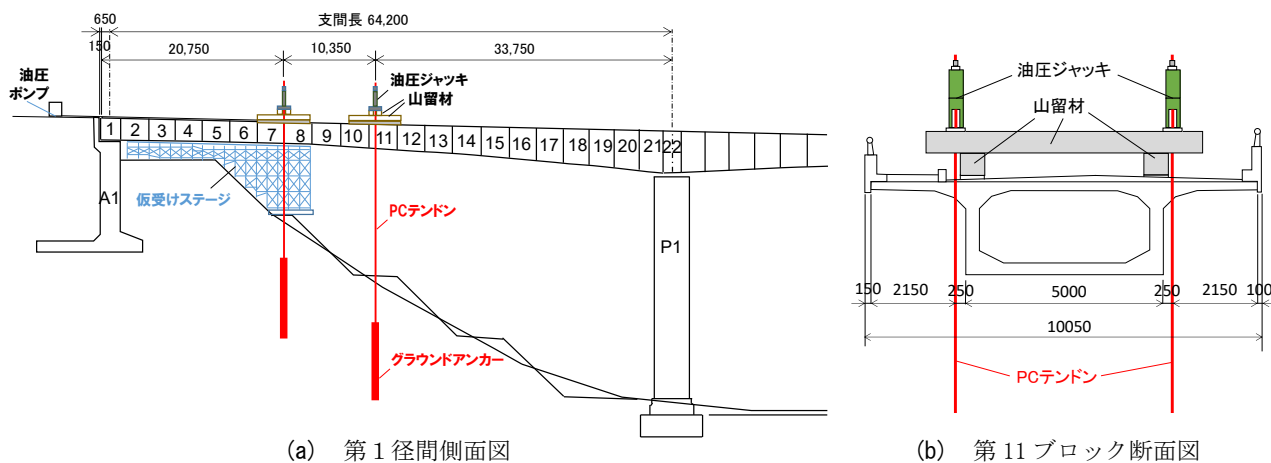


図-5.16 荷重位置と荷重装置

に影響するのかを明らかにするために荷重試験を行った。これまでに供用中の安全性を確認するため、120t (1200 kN) 荷重車による荷重試験が行われてきたが、本試験では、すでに検討されている FEM 解析結果を踏まえて、非線形挙動を確認するため、最大 300t (3000 kN) の荷重を想定し、実施することとした。

1) 試験対象橋梁

試験対象橋梁は妙高大橋旧橋である。
場所：新潟県妙高市坂口新田地内

2) 試験対象径間

試験対象区間は供用中に鋼材腐食、破断が発見された第1径間（長野側）とした。

荷重位置は、供用中に実施されていた荷重車による 120t (1200 kN) 荷重試験、および FEM 解析検討と合せ、第7～11ブロックとした。

3) 反力装置（グラウンドアンカー）

最大 3000kN の荷重に対して、耐力 750kN のグラウンドアンカー4本を地盤に定着させ、反力を受け持たせた（図-5.16）。橋軸方向については、図-5.16(a)に示すように第7ブロックと第8ブロックの境界（A断面）、第11ブロックの起点側施工時吊孔（B断面）の2か所とした。橋軸直角方向については、図-5.16(b)に示すように、箱桁のウェブ外側にグラウンドアンカーを配置した。橋軸直角方向の荷重位置は、仮受けステージや PC ケーブルとの干渉を避けるため、A断面とB断面で異なっている。

4) 荷重装置

荷重装置の全景を図-5.17に示す。各断面に8mの山留材を2本、橋軸直角方向に配置した。また、PC箱桁のウェブ直上に橋軸方向に長さ

6mの山留材を配置した。これにより、上床版に局所的な応力が発生するのを防ぎつつ、橋軸方向にある程度、荷重を分散させることを意図した。グラウンドアンカーにはそれぞれ1000kNセンターホール型油圧ジャッキを接続し、山留材に載荷した。なお、山留材とジャッキの間には支圧板を配置した（図-5.18）。また、ジャッキ周辺と山留材の交点には補強材を配置した。荷重は各ジャッキに接続した圧力変換機で計測し、その値を見ながら制御した。



図-5.17 荷重装置の全景



図-5.18 油圧ジャッキの状況

5) 載荷方法

載荷は単調載荷とし、ジャッキに加える油圧は、電動ポンプから供給し、ストップバルブを調整することにより山留材を水平に保ちながら載荷した。そのため、ジャッキに巻取式変位計を設置し、ジャッキストロークを監視した。また、山留材にレベルを設置し、異常が目視で確認できるようにした。

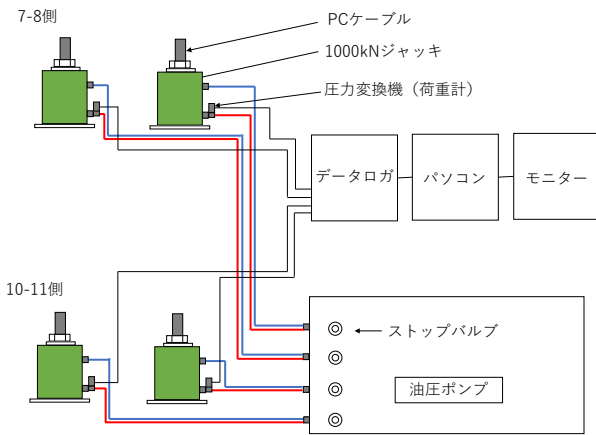


図-5.19 載荷制御システム

6) アンカーの設置

グラウンドアンカーの位置は、上部工撤去工事の安全性に影響をあたえないよう、既設 PC 鋼材を避けた位置とした。

第 7、第 8 ブロック間には張出しケーブルがないので、グラウンドアンカーをブロック境界位置とすることで横締め鋼材を確実に避けた。第 11 ブロックは、施工時のブロック吊孔を利用することで、PC 鋼材を避けることにした。

現地では橋梁の端部が不明瞭であることから、以下の手順により、グラウンドアンカーを設置することにした。

- ①橋面でアンカー施工位置を概ね定め、舗装を約 0.5m 四方撤去し、コンクリート床版を露出させる。この時、第 11 ブロックの歩道側は、既設の鋼製側溝を一部撤去する。
- ②第 7-8 ブロックの境界、第 11 ブロックの長野側吊孔位置を目視によって確認する。
- ③上床版のグラウンドアンカー設置位置に $\phi 150$ の孔をコンクリートコアドリルで削孔する。（この削孔径はマンションの直径と季節変動による橋梁の移動、施工誤差等を考慮した値である）
- ④削孔位置より下げ振りで地表上のアンカー位置を確定し、アンカーを施工する。

7) アンカーの仕様

- ・グラウンドアンカーの設計・施工は、地盤工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」(JGS4101-2012)に従って行った。
- ・既往の周辺地盤調査結果に基づき、上記の基準で設計を行った結果、アンカーの自由長を 5.0m、定着長を 9.0m とした。
- ・アンカーケーブルは緊張作業と継手が容易な SEEE ケーブルとし、必要緊張力から F130U（許容荷重 832.6kN）4 本とした。
- ・テンドン頭部は現地地面より 50cm 高さの位置とした。（アンカー設置後、越冬するため雪荷重を極力受けないように短めに設定した。）

8) 計測方法

載荷試験時の計測項目は、荷重、たわみ、コンクリートひずみ、ブロック境界の開口、温度・湿度、油圧ジャッキのストロークである。荷重は油圧ジャッキの手元のホースに圧力変換機を取り付けて計測した。たわみは、第 8 ブロックで変位計により計測し、正確なたわみを把握するために支承の沈下量も計測することとした。各ブロックのたわみ分布は電子レベルとスタッフによって計測した。ブロック境界の開口はパイ型変位計にて計測した。コンクリートのひずみは箔ゲージおよび光ファイバーにて計測した。

データロガでデータ収録したセンサの数量一覧を表-5.2 に示す。すべてのセンサは第 1 径間に配置した。供用中に実施されていた荷重車載荷試験の計測項目、計測位置を基本として、曲げひび割れの発生を確実にとらえることができるように、パイ型変位計の貼り付け位置を増強した。

図-5.20～5.23 にセンサの設置位置を示す。万が一、落橋した場合に備えて、計測 PC、データロガは長野側橋台付近に設置した。センサは箱桁の内外、橋軸方向に散らばって配置されているが、コードを延長して直接データロガに結線した。なお、載荷試験時は、仮受けステージとの隙間を 10cm 程度確保するため、ステージ最上段の横梁形鋼を一時撤去した。載荷試験後にこれらの形鋼を再設置した。

これらのセンサによる計測に加えて、各ブロックのたわみ分布を計測するために電子レベル 2 台とスタッフ 12 個を用意した。スタッフの設置位置を図-5.24 に示す。支点との高さの差からたわみを計測した。スタッフの設置状況を図-5.25 に、レベル計測の状況を図-5.26 に

示す。

表-5.2 データログでデータ収録したセンサの数量一覧

計測内容	内径間	計測ブロック	対象ブ ロック	ゲージ 記号	対象部材	継続 新規 *1	
コンクリートひずみ	1	6	C1	C1	上流側ウェブ下縁	継続	
					C2	下流側ウェブ下縁	継続
		7	C3	C3	上流側ウェブ下縁	継続	
					C4	下流側ウェブ下縁	継続
		8	C5	C5	上流側ウェブ下縁	継続	
					C6	下流側ウェブ下縁	継続
セグメント境界の開口(パイ型変位計)	1	5-6間	P1	P1	上流側ウェブ下縁	継続	
					P2	下流側ウェブ下縁	継続
		6-7間	P3	P3	上流側ウェブ下縁	継続	
					P4	下流側ウェブ下縁	継続
		7-8間	P5	P5	上流側ウェブ下縁	継続	
					P6	下流側ウェブ下縁	継続
					P7	上流側下床版上面	新規
					P8	下流側下床版上面	新規
		8-9間	P9	P9	上流側下床版上面	新規	
					P10	下流側下床版上面	新規
		9-10間	P11	P11	上流側下床版上面	新規	
					P12	下流側下床版上面	新規
		10-11間	P13	P13	上流側下床版上面	新規	
					P14	下流側下床版上面	新規
		19-20間	P15	P15	上流側上床版下面	新規	
					P16	下流側上床版下面	新規
		20-21間	P17	P17	上流側上床版下面	新規	
					P18	下流側上床版下面	新規
		21-22間	P19	P19	上流側上床版下面	新規	
					P20	下流側上床版下面	新規
たわみ(変位計)	1	1	D1	D1	桁下中央	新規	
					D2	桁下上流	継続
		8	D3	D3	桁下下流	継続	
					D4	桁下中央	新規
荷重(圧力変換機)	1	7-8	L1	L1	上流側油圧ジャッキ	新規	
					L2	下流側油圧ジャッキ	新規
		10-11	L3	L3	上流側油圧ジャッキ	新規	
					L4	下流側油圧ジャッキ	新規
		A1 長野側	L5	L5	ポンプ	新規	
ストローク(巻取式変位計)	1	7-8	S1	S1	上流側油圧ジャッキ	新規	
					S2	下流側油圧ジャッキ	新規
		10-11	S3	S3	上流側油圧ジャッキ	新規	
					S4	下流側油圧ジャッキ	新規
温度・湿度	1	5	T1	T1	外気温度・湿度	継続	

*1 継続：過去の荷重車試験で計測していた項目，新規：過去の荷重車試験で計測していない項目

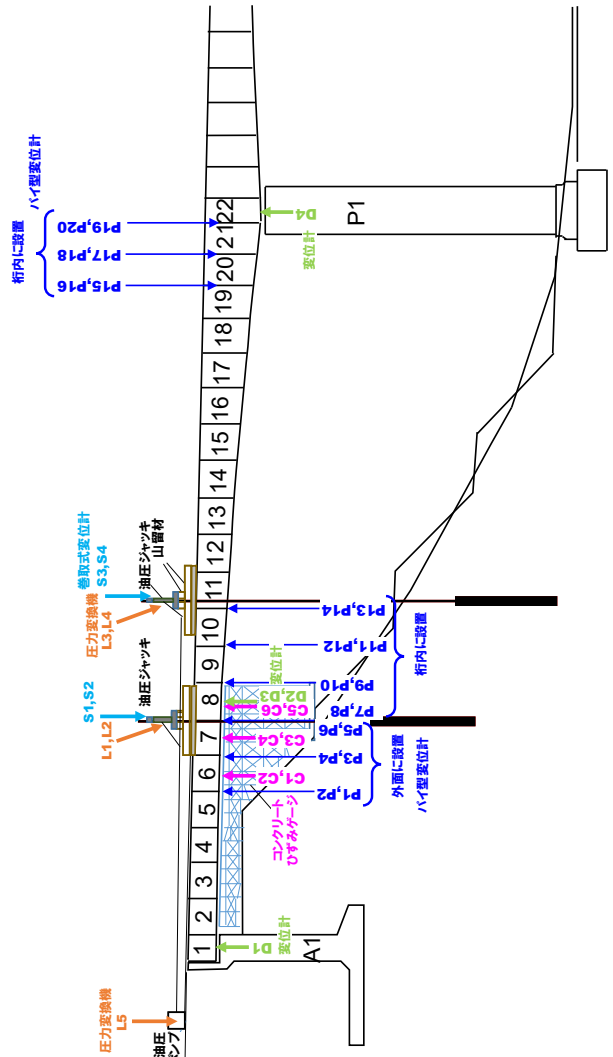


図-5.20 センサ設置位置 その1 (第1径間側面図)

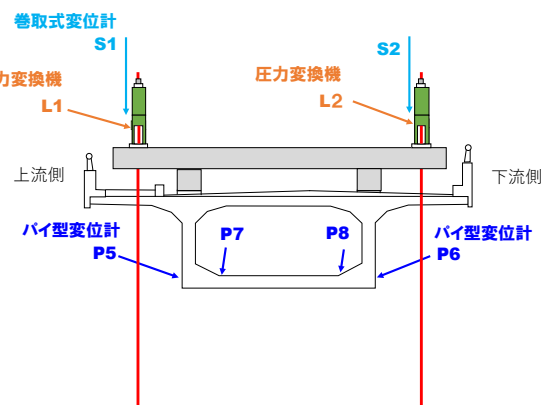


図-5.21 センサ設置位置 その2 (第1径間断面図, 第7-8ブロック境界)

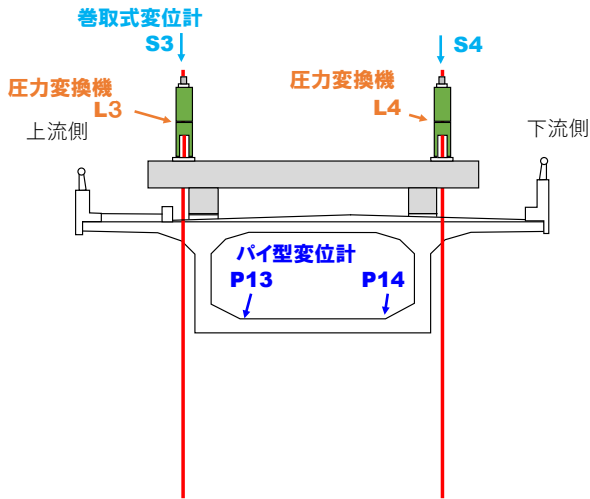


図-5.22 センサ設置位置 その3 (第1径間断面図, 第10-11ブロック境界から長野側に750mm)
(パイ型変位計は第10-11ブロック境界に取り付けた)

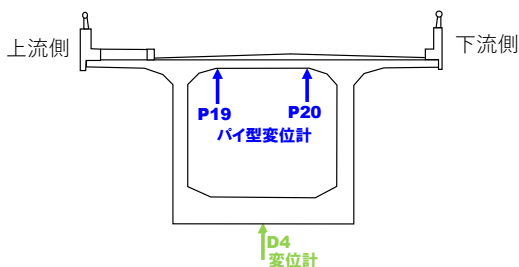


図-5.23 センサ設置位置 その4 (第1径間断面図, 第21-22ブロック境界, ただしD4変位計は第22ブロックの中央に取り付けた)

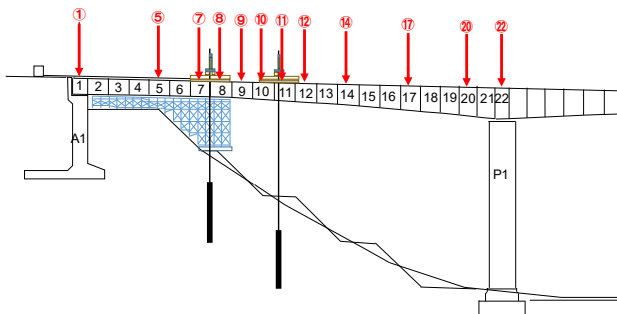


図-5.24 レベル計測のためのスタッフ設置位置

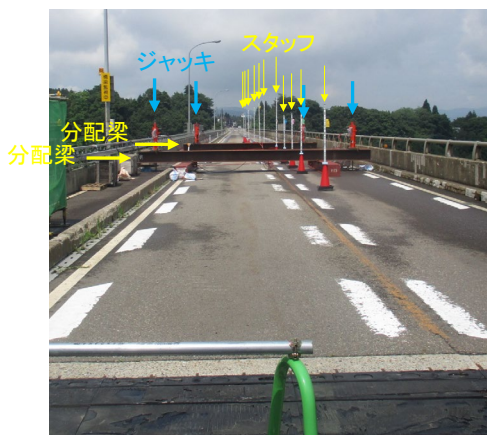


図-5.25 スタッフの設置状況



図-5.26 レベル計測の状況

コンクリートの詳細なひずみ分布は、光ファイバーにて計測した。図-5.27 に光ファイバーの貼り付け位置を示す。第1径間の上床版下面と下床版上面にそれぞれ上流側および下流側の2測線を設け、図-5.28 に示す光ファイバーケーブルをエポキシ接着剤にて接着した。これとは別に、第9-21径間、第11-21径間で図-5.29 に示すテープ式光ファイバーケーブルを上床版下面に貼り付けた。これらの光ファイバーケーブルの貼り付け状況を図-5.30, 5.31 に示す。

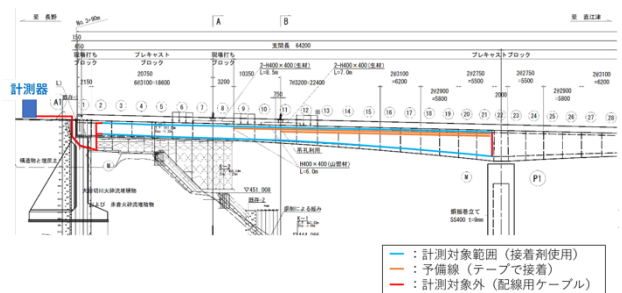


図-5.27 光ファイバーの貼り付け位置



図-5.28 接着剤により貼付した光ファイバーケーブル

図-5.29 テープ式光ファイバーケーブル

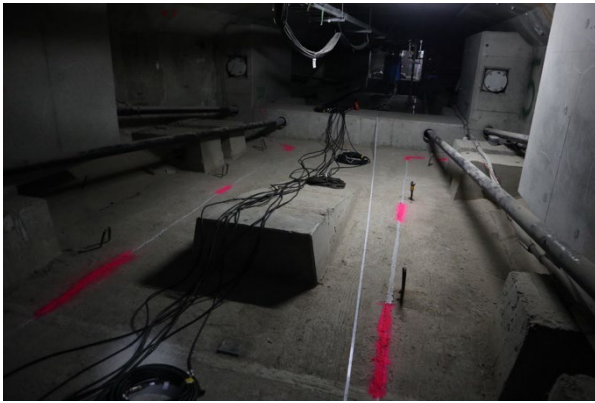


図-5.30 下床版に接着した光ファイバーケーブル



図-5.31 上床版に接着した光ファイバーケーブル

9) 載荷方法

- 油圧ジャッキの操作性を考慮し、100 kN 刻みで載荷した（各ジャッキ 25 kN）。データログ計測も同様の刻み幅とした。除荷時も極力 100kN 刻みをめざして制御し、計測した。
- 載荷は単調載荷とした。ただし、300kN でいったん除荷し、残留変位が生じないことを確認した。
- 300kN 毎と最大荷重時にレベル測量（各ブロック）と光ファイバー計測を実施した。レベル測量は約 5 分、光ファイバー計測には約 10 分を要した。
- 試験終了時の 1900kN でひび割れ観察を行った。
- 後述する基準に従って試験終了の判断を行った。
- 試験終了の判断後、100kN 刻みを目標として除荷を行った。

(3) 載荷荷重と試験終了・中止基準

1) 損傷による基準

載荷試験中の安全性を確保し、解体撤去工事への影響をさけるために、載荷中に次の状態に達したときに載荷試験を中断し、終了すること

とした。

- 橋梁の剛性が初期剛性の 70%まで低下したとき
- 第 8 または第 9 ブロックのたわみが 70mm に達したとき
- 荷重が 2700kN（強度 3000kN の 90%）に達したとき
- いずれかのグラウンドアンカーの引張力が 675kN（強度 750kN の 90%）に達したとき
- その他、外観に顕著な損傷が生じたとき

(1) (2) について

これまで構造解析によって、図-5.32 のような荷重-たわみ関係が得られている。この解析では、第 8 ブロックを中心に 20t ダンプを 6 台並べる載荷パターンで、ダンプ車の重量を徐々に増やしながらたわみを求めている。今回の載荷は、これを再現するものであり、この解析条件とほぼ同じである。Case3 は内視鏡検査結果を可能な限り評価したものである。Case4 は Case3 から腐食が進行した場合の評価結果であり、現在は Case4-1 から Case4-2 の間に位置していると予想している（長期モニタリングのたわみの推移より）。

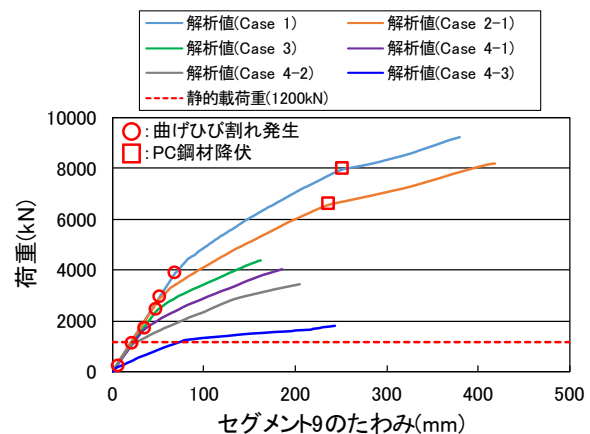


図-5.32 荷重によるたわみの FEM 解析結果

図-5.33 は図-5.32 の拡大図である。黄色の線は初期剛性の 70%の線であり、荷重-変位曲線がこれと交わったときに載荷を中断した場合、そのときの載荷荷重は 1200kN~2700kN の範囲にあると予想される。この状態で除荷を行えばほとんど残留変位が残らないので、その後の解体工事にも支障は生じないと考える。また、図-5.32 との比較から、最大荷重の 35%(Case4-2)~65%(Case3)の載荷荷重となるので、一般に強度

には悪影響を与えない範囲である。

一方、この点まで荷重できれば、曲げひび割れ発生荷重が得られるために、残存プレストレス力の評価ができる。そこから残存しているPCケーブルの強度や橋梁全体の強度が解析できるので、荷重試験の目的を達成することができると考えた。

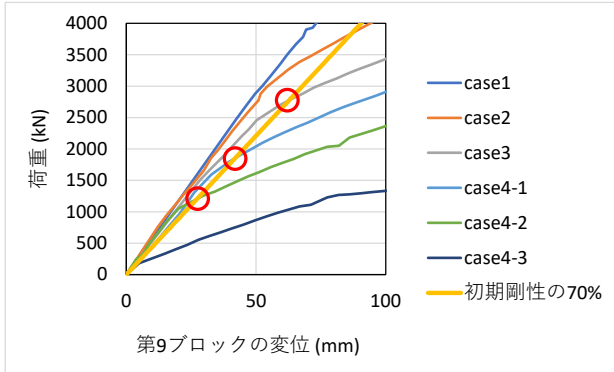


図-5.33 荷重初期の状況 (図-5.32 の拡大図)

2) 天候による基準

(1) 基準値

基本的には下記以外の降雨・風速であれば荷重試験を実施することとした。

- ・降雨量 10mm/h 以上が予想された場合
- ・最大風速 10m/s 以上が予想された場合
- ・大雨、暴風警報および注意報以上が発令された場合
- ・上記以外で荷重作業ができない状況と判断された場合

(2) 判断媒体

- ①降雨 (24 時間前) : 気象庁 HP 天気分布予報
→要素選択 : 降水量 (3 時間雨量)
- ②降雨 (6 時間前) : 気象庁 HP 解析雨量・降水短時間予報 (1 時間雨量)
- ③風速 : 気象庁 HP 地域時系列予報
- ④警報・注意報 : 気象庁 HP 気象警報・注意報

5.4 荷重試験結果

(1) データログにより収録したセンサーデータ

1) 荷重-たわみ関係

第 8 ブロックの変位計にて計測されたたわみと荷重の関係を図-5.34 に示す。同図には事前の 3 次元 FEM 解析の結果を点線で示してある。初期剛性は事前解析よりも若干大きくなった。この要因としてはコンクリートの弾性係数が実際と解析とで異なる可能性に加えて、下床版

下面に貼付された連続繊維シートの影響が考えられる。荷重試験では、荷重が 1200kN のときに PC 鋼材がずれるか破断したと思われる音が発生し、それに伴って荷重-たわみ関係における剛性も明確に低下した。1300kN では健全時の解析 (Case1 健全時) を下回り、1900kN で健全時の解析の 70%にまで割線剛性が低下したことから荷重を終了した。荷重-たわみ関係から、マクロなひび割れ発生荷重は 1200kN と評価された。一方、事前解析ではひび割れ発生荷重が Case4-1 で 1600kN、Case4-2 で約 1050kN であり、実橋梁は Case4-2 に近い腐食状態に至っていたと推測される。この結果は長期モニタリングから推測された腐食状態と整合する。一方、ひび割れ後の剛性低下は解析ほど進行しなかった。事前解析が実施されたあとに下床版の連続繊維補強が行われたことから、連続繊維シートによって剛性低下が抑制されている可能性がある。連続繊維シートの効果については、今後も検討を行う必要がある。

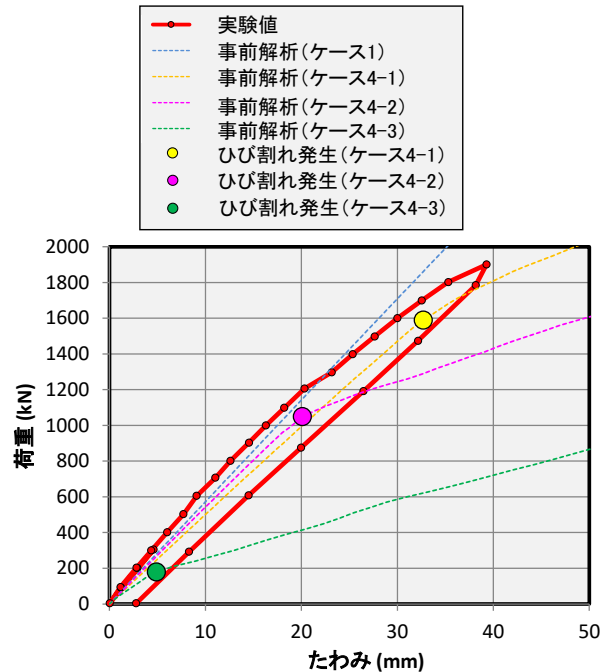


図-5.34 荷重-たわみ関係 (事前解析との比較)

2) ひび割れ幅

図-5.35 に荷重-ひび割れ幅関係を示す。経験的に目視でひび割れが確認できるのは 0.05mm ほどであることを踏まえれば、試験荷重の最大値である 1900kN に至るまでに、複数の断面でひび割れが発生していたと考えられる。ひび割れの発生位置は第 5-6 ブロック境界から第 10-11 ブロック境界の支間中央部であり、そのうち最も開口量の大きな場所は第 9-10 ブ

ロック境界であった。それに次いで、第 8-9 ブロック境界、第 7-8 ブロック境界のひび割れ幅が大きかった。一方、P1 支点付近のブロック境界ではひび割れが発生していなかったと考えられる。支間中央ではかなり荷重が小さい段階でひび割れが発生していたと考えられる。たとえば、ひび割れ発生を 0.1mm と比較的大きな値に設定した場合であっても、第 9-10 ブロック境界ではひび割れ発生荷重は 500-700kN であったと評価される。図-5.34 に示した荷重-たわみ関係で明確な剛性変化が確認された段階では、すでに複数の断面でひび割れが発生していたと考えられる。このことから、なるべく早期に異常を検知するためには、たわみだけでなく、ひずみまたはひび割れ幅を計測する必要があると言える。

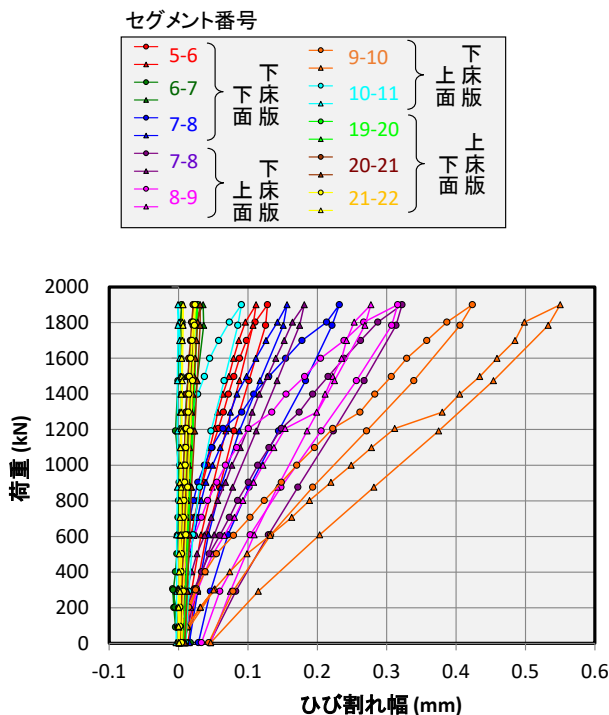


図-5.35 荷重-ひび割れ幅関係

(2) レベル計測結果

橋面に設置したスタッフをターゲットとした電子レベルによる計測結果を図-5.36 に示す。図中の凡例は荷重の大きさを表している。いずれの荷重においても滑らかなたわみ曲線を得ることができた。A1 橋台、P1 橋脚の支点では載荷試験全般にわたってたわみがほぼゼロであった。

図-5.37 に、第 8 ブロックで計測された変位計と電子レベルのたわみの比較を示す。いずれの計測方法であっても荷重-たわみ関係はほ

ぼ等しくなることから、本実験のたわみの範囲であれば、電子レベルによってたわみ計測が十分可能であるといえる。変位計による計測では地面を不動点として使用する必要があるので、谷地形での計測が難しい。一方、電子レベル計測は橋面で完結するので、P1 のようなハイ・ピアな箇所でも計測が可能になるという利点がある。

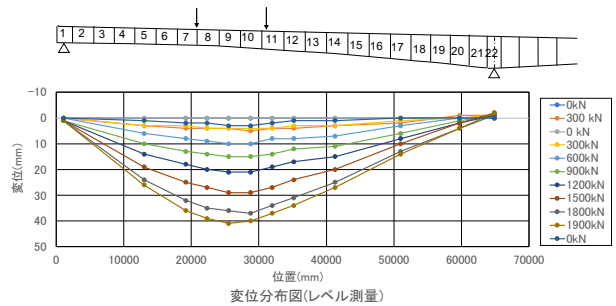


図-5.36 レベル計測結果

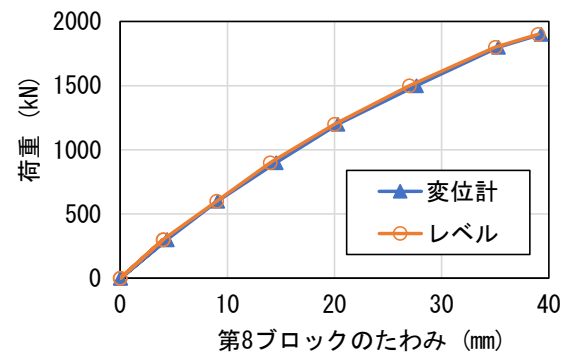


図-5.37 第 8 ブロックにおける変位計と電子レベルの計測結果の比較

(3) 光ファイバー計測の結果

図-5.38 に光ファイバーによる下床版上面のコンクリートひずみの計測結果を示す。上段がブリルアン、下段がレイリー計測の結果である。ひび割れや剥離が生じた位置でひずみが急峻に増加した。このようなひび割れ、剥離は第 4 ~ 11 ブロックで生じていた。一方、第 12 ~ 21 ブロックではひび割れ等の発生は見られなかった。この傾向はパイゲージによるひび割れ幅の計測結果と整合している。また、ひび割れが発生していない範囲のひずみ分布は、フレーム解析の計算値と概ね整合していた。

大きなひずみが計測された場所のうち、実際にひび割れが発生していた箇所を特定するために、ブリルアン計測に着目した。図-5.39 に下床版上流側のブリルアン計測結果を示す。250 μ をひび割れ発生をの閾値とし、ひずみの分布形状や荷重増加に伴うひずみの変化などを踏

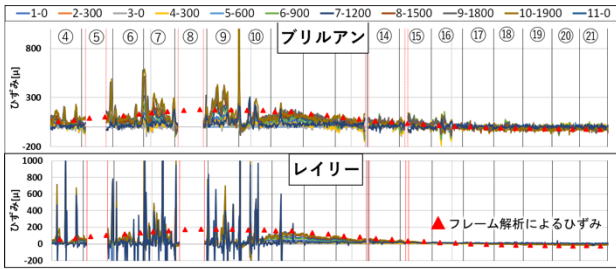


図-5.38 光ファイバーによるコンクリートひずみ分布の計測結果

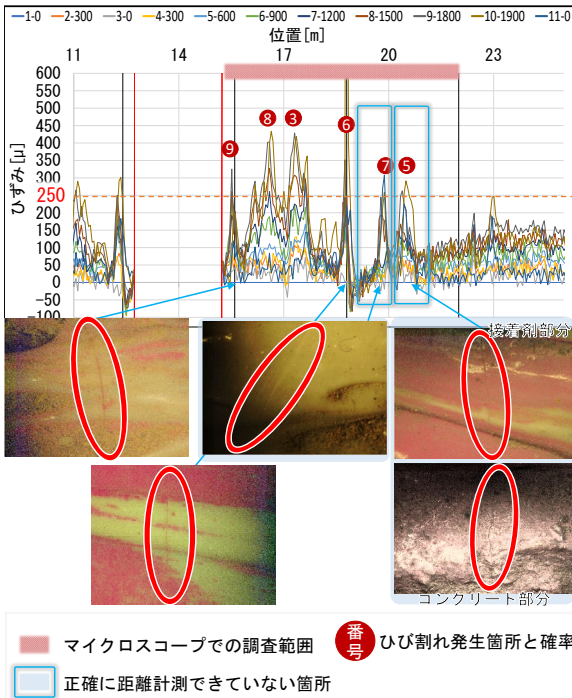


図-5.39 ブリルアン計測結果とマイクروسコープによる観察結果の対応関係（下床版上流側）

まえて、調査の優先順位を付けたうえで現地調査を行った。現地調査では光ファイバーを敷設した際に用いたエポキシ樹脂に亀裂が発生しているか否かをマイクروسコープで確認した。同図にはマイクروسコープで確認された亀裂の画像を掲載した。調査の結果、下床版上面に貼り付けた光ファイバーに関してはほぼすべての位置でエポキシ樹脂に亀裂が確認された。このことから、ブリルアン計測により得られたひずみ分布から亀裂位置は正確に把握できるといえる。ただし、エポキシ樹脂の亀裂発生位置とコンクリートの曲げひび割れ位置は必ずしも一致するわけではないようであった。これは、浮きや剥離が発生した場合に図-5.40のように局所的な引張ひずみが発生するためである。そのため、ブリルアン計測で検出された局所的なひずみが、ひび割れによるものなのか、

浮きや剥離によるものなのかを判別する必要がある。そこで次に、コンクリートの弾性ひずみを比較的正確に計測できるレイリー計測に注目した。

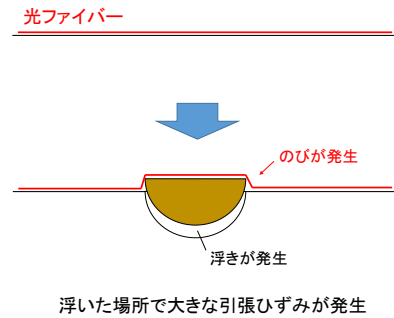


図-5.40 浮きによる引張ひずみの発生メカニズムの模式図

図-5.41 は下床版のレイリー計測結果のうち、相関係数 0.2 以上のデータのみを抽出したものである。相関係数の低いデータを除外することによって、ひび割れや浮き・剥離などによって局所的に大きくなったひずみを除外し、コンクリートの弾性ひずみを見やすくすることができる。ひび割れが発生すると、その断面のコンクリートひずみが解放されるのでひずみはゼロになると考えられる。また、ひび割れとひび割れの間にはコンクリートと鋼材の付着によってテンションステイニングが発生し、コンクリートには引張のひずみが発生する。それを踏まえて図-5.41を見ると、第 6-7 境界から第 9-10 境界においてひずみがゼロに近く、ブロックの中央で引張ひずみが生じていることがわかる。これより、この区間では、ブロック境界でのみひび割れが発生していると考えられる。

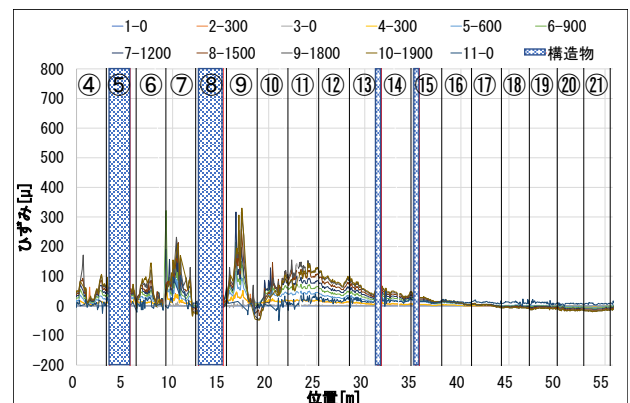


図-5.41 上流側下床版のレイリー計測データ（相関係数 0.2 以上のみ）

このように、光ファイバーを用いたひずみ分布計測では、ブリルアン計測によって局所的な

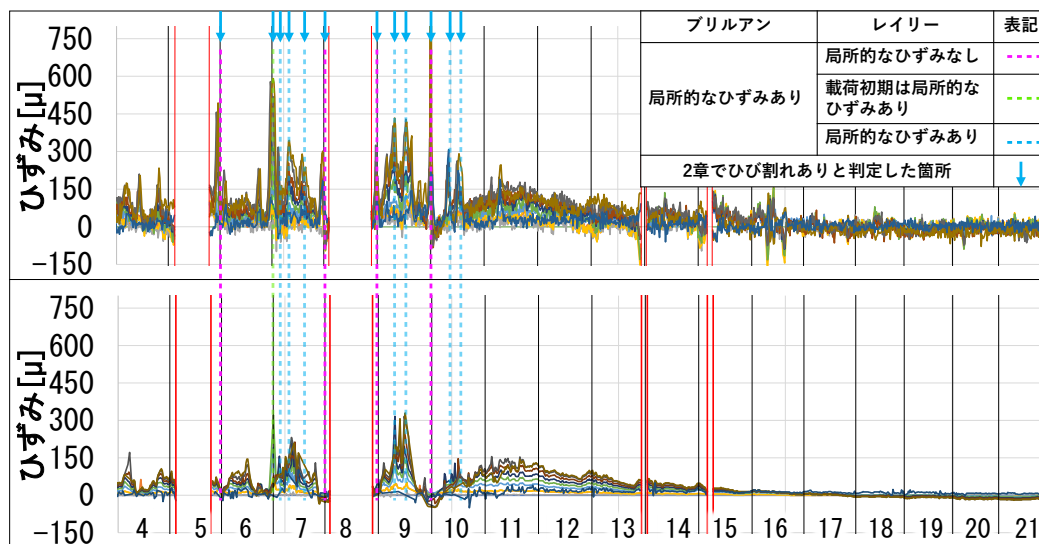


図-5.42 異なる散乱光による光ファイバデータの比較(下流側下床版)
上：ブリルアン，下：レイリー(相関係数0.2を超えるデータのみ)

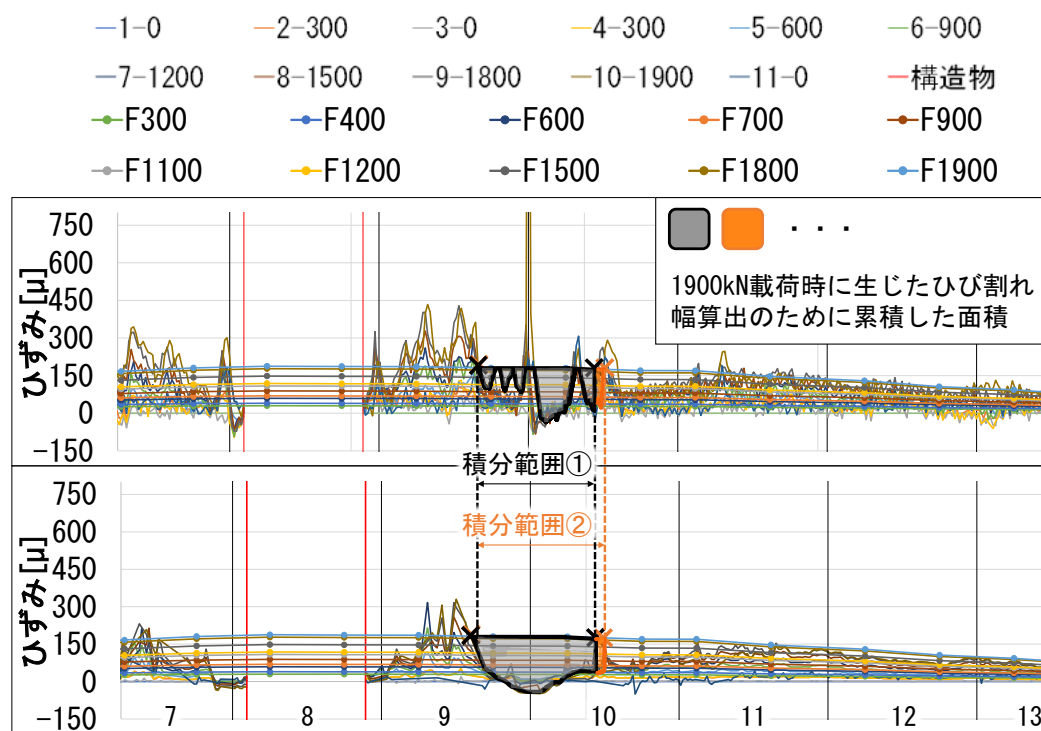


図-5.43 フレーム解析を用いたひび割れ幅の算出(上流側下床版 第9-10ブロック目地)
上：ブリルアン，下：レイリー(相関係数0.2を超えるデータのみ)

ひずみが発生した位置をひび割れの候補として抽出したうえで、レイリー計測によって得られるコンクリートの弾性ひずみ分布から、ひび割れであるか浮き・剥離であるのかを判定することで、ひび割れ位置を同定することができる考えた。この方法によるひび割れの同定結果を図-5.42に示す。セグメント内の候補箇所はすべて棄却され、5-10ブロックのすべての境界でひび割れが発生していたと判定された。次に、第9-10ブロック境界を対象として、光ファイ

バーのひずみ分布からひび割れ幅の評価を行なった。図-5.43に示すように、フレーム解析によるひずみ分布とコンクリートひずみとの差の積分がひび割れ幅になると考えた。積分範囲は、コンクリート弾性ひずみがピークを示す位置の間とした。ただし、ピーク位置があいまいであったので、積分範囲を2パターン設定することにした。

図-5.44に第9-10ブロック境界でのひび割れ幅を示す。パイゲージによる計測値とレイリー

計測はよく一致した。一方、ブリルアン計測は乖離する傾向にあった。このことから、レイリー計測によるコンクリートひずみ分布からひび割れ幅を評価可能であるといえる。

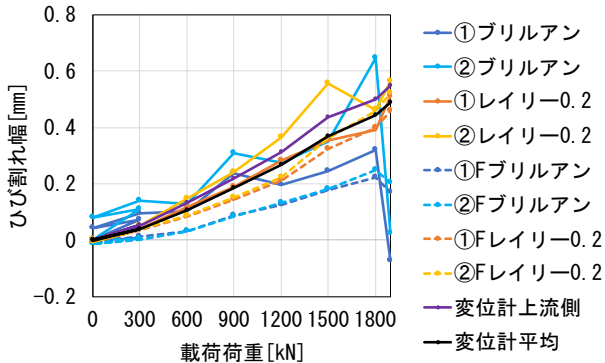


図-5.44 各荷重ステップにおけるひび割れ幅(上流側下床版 第9-10ブロック目地)

5.5 断面力評価と分析

荷重試験結果の分析に際して、断面力で整理することとした。断面力は線形フレーム解析により評価した。また、断面耐力は非線形ファイバー解析により評価した。これらの解析結果と荷重試験結果を比較し、各断面の腐食量を考察した。

(1) フレーム解析

1) 解析方法

断面力の計算には、2次元の線形フレーム解析プログラム⁷⁾を用いた。施工プロセスを考慮して、張り出し架設の状態での自重による断面力を計算した(ステップ1)。このとき、各橋脚位置において回転拘束の境界条件とした。次に、上部工が連結された状態で、側径間のA1,A2側

と中央径間の連結ブロックの自重を与え、断面力を計算した(ステップ2)。このとき、連結する径間の順序を考慮した(ステップ2-1~2-4)。以上のステップ1, ステップ2の断面力を合計して死荷重による断面力とした。なお、今回の解析ではクリープは考慮しなかった。クリープの影響については、今後の検討課題である。コンクリートの弾性係数は設計値である $31,000\text{N/mm}^2$ とした。PC鋼材の弾性係数は $210,000\text{N/mm}^2$ とした。

これとは別に、荷重荷重による断面力を求めた(ステップ3)。ステップ1, 2, 3を合計して、荷重時の断面力を評価した。なお、荷重試験ではひび割れが発生するまで加力をしているので、厳密にはひび割れ断面の剛性低下を考慮するために非線形解析を実施する必要がある。しかし、今回の荷重試験は初期剛性の70%で荷重を終了しており、非線形挙動による断面力の再分配は少ないと考えられることから、線形解析を準用した。

2) 解析結果

線形フレーム解析による曲げモーメントの計算結果を図-5.45に示す。径間の連結の順序を考慮したことにより、死荷重時の曲げモーメントは左右非対称となった。図-5.45(b)より、死荷重によって橋脚上では大きな負曲げが、支間中央では正曲げが作用していることがわかる。第1径間での荷重によって、第1径間中央では正曲げが生じ、P1上で負曲げが生じることが分かる。第2径間以降の曲げモーメント分布は荷重試験によってもあまり変化しないことが分かる。

3) たわみ分布の比較

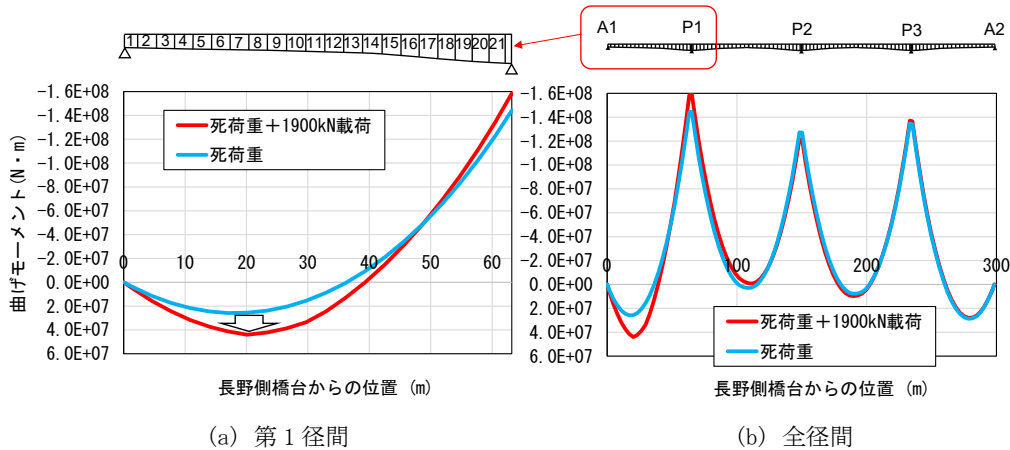


図-5.45 フレーム解析による曲げモーメントの計算結果

上記のフレーム解析と載荷試験で計測されたたわみ分布の比較を図-5.46に示す。1200kN時のたわみ分布は解析よりも実験の方が全体的に小さくなっていた。同図にはひび割れが発生した範囲を図示した。ひび割れ発生範囲では実験／解析の比率が大きくなり、ひび割れが発生しなかった範囲では実験／解析の比率が小さくなった。一方、1900kN時のたわみは、ひび割れ発生範囲において、解析に比べて実験の方が大きくなった。このように、解析と実験との比の変化によって、ひび割れの発生の有無やひび割れの範囲が概ね推測できる可能性がある。

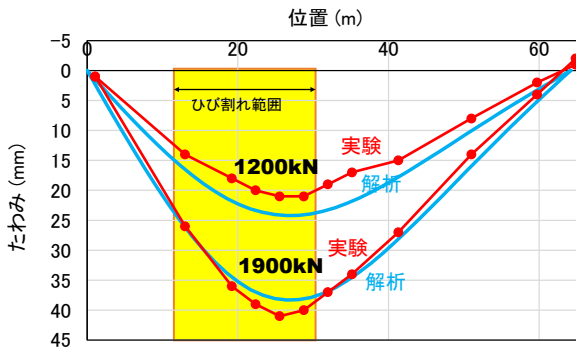


図-5.46 第1径間のたわみ分布における載荷実験結果とフレーム解析との比較

(2) ファイバー解析

1) 解析方法

ファイバー解析の概要を図-5.47に示す。箱桁断面を10~20程度のファイバーに分割し、平面保持仮定と力の釣り合い式から断面内のひずみ分布を収束計算により求めた。収束計算にはNewton-Raphson法を用いた。曲率を徐々に増加させながらひずみ分布の収束計算を行い、その際の曲げモーメントを計算した。曲げモーメントは図心位置に対するモーメントを計算した。第12ブロックに対する曲げモーメント-曲率関係の計算例を図の右下に示す。剛性の変化点がそれぞれ、ひび割れ発生時、降伏時に相当する。最大曲げモーメントと合わせて各断面の計算結果を整理した。コンクリートとPC鋼材の材料構成則を図の右上に示す。コンクリートの圧縮側の上昇曲線には2次曲線を採用した。ピークひずみ到達後の塑性範囲はピークひずみの2倍とした。圧縮破壊後の応力および引張応力はゼロとした。PC鋼材の応力ひずみ関係は完全弾塑性とした。

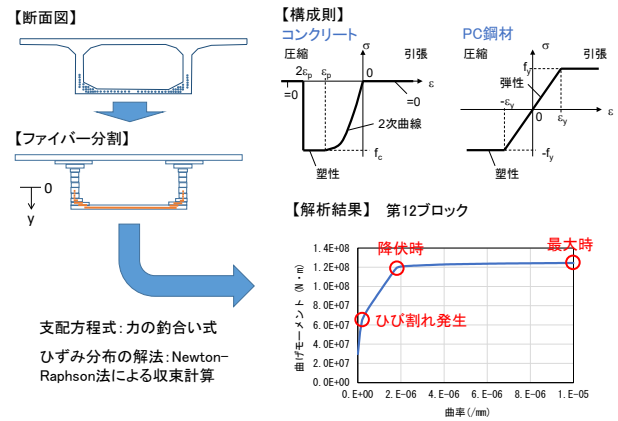


図-5.47 ファイバー解析の概要

プレストレス力は設計図書に記載された初期緊張力から応力を求め、初期ひずみとして与えた。

2) 解析結果

パイゲージにより載荷試験中のひび割れ幅が計測された断面のファイバー解析結果を表-5.3に示す。これらは健全状態でのひび割れ発生モーメントと最大曲げモーメントを表している。5-6境界から10-11境界にかけての支間中央部は、断面形状と配筋がほぼ同じであることからファイバーの解析結果もほぼ同様であった。最大曲げモーメントはひび割れ発生モーメントの約2倍であった。P1橋脚付近では断面形状がブロックによって変化しているため、ファイバー解析の結果もブロックによって異なる。支間中央部に比べて有効高さが大きいいため、その分だけ断面耐力も大きくなっている。

表-5.3 ファイバー解析の計算結果一覧

位置	ひび割れ発生モーメント(N・m)	最大曲げモーメント(N・m)
5-6境界	6.48×10^7	14.6×10^7
6-7境界	6.76×10^7	15.2×10^7
7-8境界	6.83×10^7	15.4×10^7
8-9境界	6.84×10^7	15.4×10^7
9-10境界	6.77×10^7	15.5×10^7
10-11境界	6.73×10^7	15.5×10^7
19-20境界	-14.00×10^7	-28.1×10^7
20-21境界	-17.20×10^7	-34.0×10^7
21-22境界	-20.71×10^7	-40.7×10^7

(3) 腐食量の推定

1) 腐食量の推定フロー

載荷試験結果と本章で実施したフレーム解析、ファイバー解析を組み合わせ、腐食量の推定を行った。腐食量の推定フローを図-5.48に示す。まず、載荷試験で計測された荷重-ひ

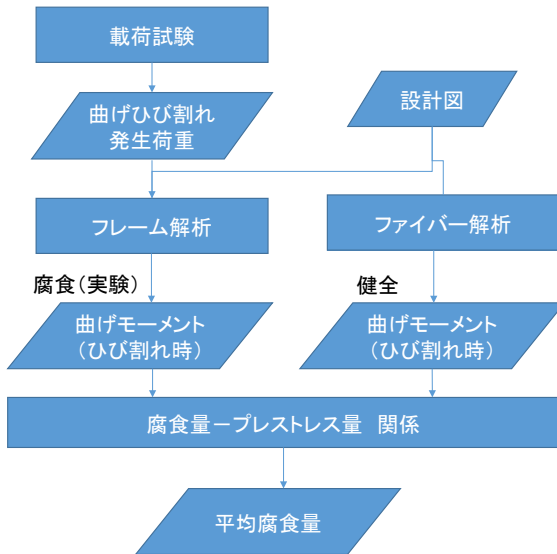


図-5.48 荷重試験による腐食量推定フロー

びび割れ幅関係から各断面における曲げひび割れ発生荷重を求めた。このひび割れ荷重における曲げモーメントを、フレーム解析の結果から求めた。また、ファイバー解析により、健全時のひび割れ発生時の曲げモーメントを求めた。このようにして求めた実験時と健全時の曲げモーメントの比較からおおまかな腐食量を推定した。

2) 曲げひび割れ発生荷重

図-5.49の左側に、パイゲージにより計測されたひび割れ幅と荷重の関係を示す。ここでは、ひび割れ発生の閾値として0.03mmと0.05mmの2水準を考えることにした。荷重実験中に外観観察によって目視でひび割れが確認できるのは、経験的に0.05mm程度である。一方、0.03mmは測長100mmのパイゲージにおいては

【パイゲージの計測結果】

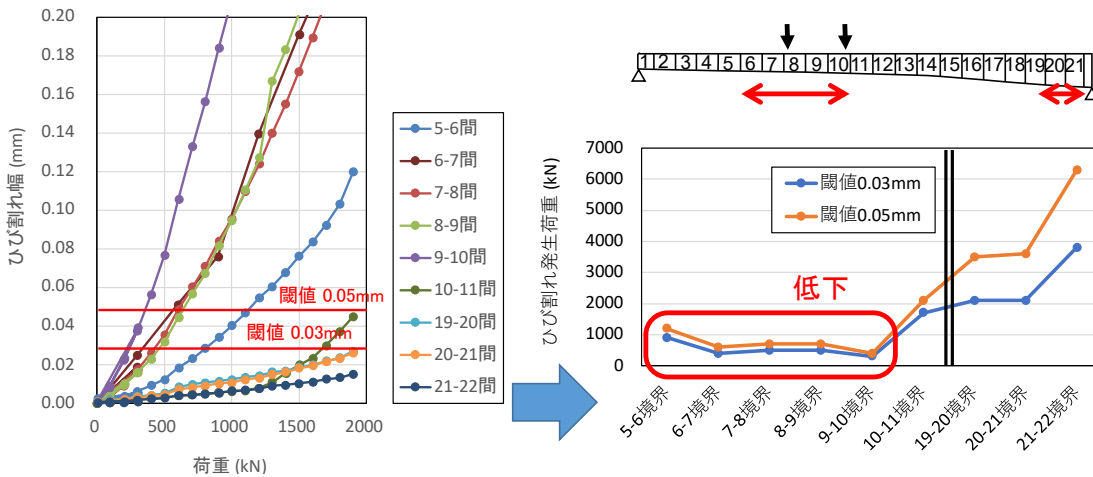


図-5.49 曲げひび割れ発生荷重の評価方法と評価結果

表-5.4 曲げひび割れ時の曲げモーメント一覧

位置	フレーム解析の結果			実験	換算
	死荷重 (N・m)	1900kN 載荷 (N・m)	載荷荷重 1kNあたり (N・m)		
5-6境界	2.50×10^7	1.27×10^7	6.68×10^3	900	3.10×10^7
6-7境界	2.58×10^7	1.56×10^7	8.21×10^3	400	2.91×10^7
7-8境界	2.56×10^7	1.84×10^7	9.68×10^3	500	3.04×10^7
8-9境界	2.39×10^7	1.83×10^7	9.63×10^3	500	2.87×10^7
9-10境界	2.05×10^7	1.82×10^7	9.58×10^3	1700	2.34×10^7
10-11境界	1.56×10^7	1.81×10^7	9.53×10^3	1700	3.18×10^7
19-20境界	-10.25×10^7	-0.88×10^7	-4.63×10^3	(予2100)	-11.22×10^7
20-21境界	-12.24×10^7	-1.15×10^7	-6.05×10^3	(予2100)	-13.51×10^7
21-22境界	-14.41×10^7	-1.42×10^7	-7.47×10^3	(予3800)	-17.25×10^7

表-5.5 実験結果と健全時の解析結果との比較

位置	験	実験+フ	ファイバー解析 (健全時)		プレストレスの低下率 (推定値)
		レーム解析	ひび割れ発生時の曲げモーメント (N・m)	ひび割れ発生モーメント (N・m)	
5-6境界	900	3.10×10^7	6.48×10^7	14.6×10^7	48%
6-7境界	400	2.91×10^7	6.76×10^7	15.2×10^7	43%
7-8境界	500 (外900)	3.04×10^7	6.83×10^7	15.4×10^7	45%
8-9境界	500	2.87×10^7	6.84×10^7	15.4×10^7	42%
9-10境界	300	2.34×10^7	6.77×10^7	15.5×10^7	35%
10-11境界	1700	3.18×10^7	6.73×10^7	15.5×10^7	47%
19-20境界	>1900 (予2100)	-11.22×10^7	-14.00×10^7	-28.1×10^7	80%
20-21境界	>1900 (予2100)	-13.51×10^7	-17.20×10^7	-34.0×10^7	79%
21-22境界	>1900 (予3800)	-17.25×10^7	-20.71×10^7	-40.7×10^7	83%

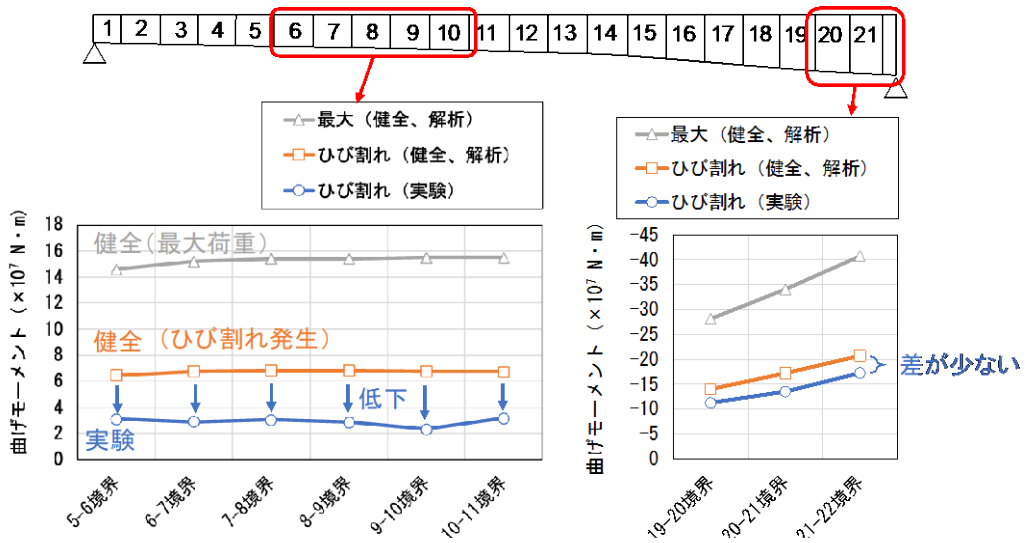


図-5.50 ひび割れ発生時の曲げモーメントの分布

300 μ のひずみに相当する。通常、プレストレストコンクリート橋に導入されるプレストレス力は 10N/mm² 程度であり、弾性係数が 30000N/mm² とすれば、プレストレスによる圧縮ひずみは 300 μ 程度となる。本橋梁はセグメントが連結された構造であり、セグメント境界の引張強度はほぼゼロとみなせるので、ひび割れ発生時のひずみは 300 μ 程度となると考えることができる。以上の理由から、ひび割れ発生の閾値を定めた。

载荷試験中に閾値に到達した箇所については、その際の荷重を曲げひび割れ発生荷重とした。载荷試験中に閾値に到達しなかった箇所については、1900kN 载荷時に計測されたひび割れ幅から直線仮定により閾値到達時の荷重を算出し、曲げひび割れ荷重の予測値とした。このようにして求められた曲げひび割れ発生荷重の分布図を図-5.49 の右側に示す。支間中央部では5-6境界から9-10境界の範囲でひび割れ発

生荷重が低下していることが分かる。一方、P1付近はひび割れ発生荷重が比較的大きい結果となった。

前述の方法で求められた曲げひび割れ発生荷重を曲げモーメントに換算した。表-5.4 は曲げモーメントの換算結果の一覧である。(1)のフレーム解析で得られた死荷重時および1900kN 载荷時の曲げモーメントからひび割れ発生荷重時の曲げモーメントを算出した。今回の载荷試験はほぼ線形領域にとどまっているために線形仮定が準用できると考えた。

表-5.4 で得られた曲げひび割れ時の曲げモーメントを表-5.3 で得られた健全時の曲げモーメントと比較したものを表-5.5 および図-5.50 に示す。プレストレスの残存率は支間中央で50%を切っていた。一方で中間橋脚 P1 付近ではプレストレスの残存率は80%前後であり、比較的高かった。フレーム解析でクリープを考慮すると、プレストレスの残存率は支間中央で

大きくなり、中間支点付近で小さくなる。それによる腐食量推定位置値の変動については今後の課題である。

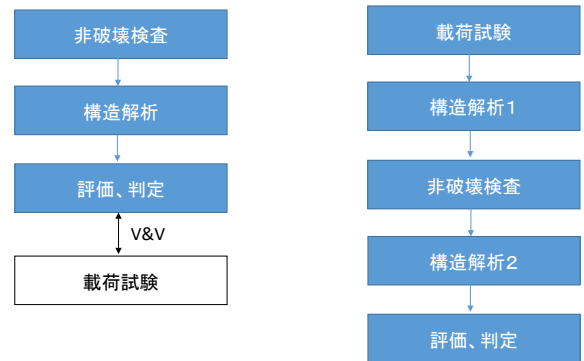
4) 平均腐食量の分布

既往の研究によれば、プレストレスの残存量は鋼材腐食に伴う質量減少率に概ね比例することが知られていることから、表-5.5に記されたプレストレスの残存率は鋼材の残存率を表していると解釈できる。この仮定に従うと、支間中央では下床版に60本の連続PCケーブルが配置されていることから、第5~11ブロックの範囲において、31~39本のPCケーブルが腐食・破断していると予想される。一方、張り出しケーブルは中間支点で88本配置されていることから、第19~22ブロックの範囲において、15~19本のPCケーブルが腐食・破断していると予想される。このように、ひび割れを伴う載荷試験と構造解析を組み合わせることによって、載荷対象とした径間の腐食状況をおおまかに把握することが可能である。ただし、この方法による精度は、実際の死荷重の大きさやクリープの影響を受けるため、解体調査による検証が今後、必要となる。

5.6 載荷試験を活用した現有性能評価法の提案

本研究における載荷試験の当初の位置付けは、図-5.51(a)に示すように、非破壊検査と構造解析によって得られた評価・判定結果を検証するためのものであった。本研究では高出力X線と3軸磁気計測による非破壊検査を行い、塩害劣化したPC箱桁内部の鋼材腐食状況の把握を試みた。いずれの方法も検査可能な部位と検査可能な数量に限界があった。また、検査・判定精度についても、今後継続して改善する必要がある。すなわち現状では、非破壊検査によって得られる情報の数量と精度には限界がある。限られた情報だけを考慮して構造解析を行う場合、実際の状況・構造挙動との乖離は避けられない。つまり、当初描いていた、非破壊検査→構造解析 という流れでは、全数の鋼材腐食状況を把握できない限り、構造解析結果の信頼性は確保できないと言える。そこで、この問題を解決するために、載荷試験を活用することを提案する。提案する載荷試験の位置付けを図-5.51(b)に示す。まず、十分に大きな荷重にて載荷試験を行う。その試験結果から5.5に示した

方法で構造解析を行い、鋼材の腐食状況をおおまかに把握する。そのうえで、より詳細な情報を取得すべき範囲を検討し、非破壊検査を行う。得られた情報を反映させて再度構造解析を行うことで、現有性能に対する評価、判定を行う。このようなフローを採用することによって、非破壊検査の数量を抑えることができる。また、非破壊検査すべき部位を合理的に決定することができるようになる。



(a) 当初の位置付け (b) 提案する位置付け
図-5.51 本研究における載荷試験の位置付け

載荷試験で得られる劣化情報は断面の平均的な腐食量程度のものである。実際の橋梁では多数本の鋼材が配筋されているため、その平均腐食量となる個別の鋼材の腐食量の組合せは、無数に存在する。安全性を確保するためには、どのような腐食の組合せであっても作用による応答が耐力を超えないようにする必要があるのである。そのため、様々な腐食分布を確率論的に仮定し、最悪ケースでの構造性能を評価する(図-5.52の左側のフロー)。ここで、非破壊検査

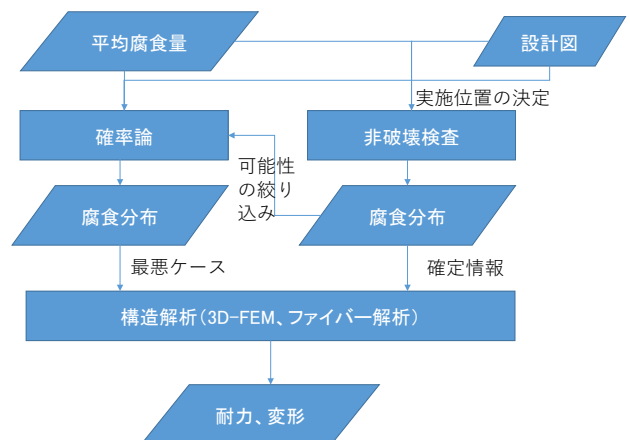


図-5.52 載荷試験により得られる平均腐食量と非破壊検査情報を組み合わせた構造解析のフロー

査の情報が得られた場合、その情報を確定情報

とすることで、それ以外の部分の腐食分布の可能性を絞り込むことができる。その結果、想定すべき最悪ケースは、より限定的なものとなる。このような評価フローの有効性については、具体の計算事例によって検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) 樋口徳男：妙高大橋のモニタリングによる管理，北陸地方整備局平成 25 年度事業研究発表会概要集，2013.
- 2) 国土交通省高田河川国道事務所：国道 18 号妙高大橋架替，<http://www.hrr.mlit.go.jp/takada/jimusyo/kouji/myokoohashi.pdf>（2022 年 3 月 3 日確認）.
- 3) 早川博，樋口徳男，高瀬秀樹，登石清隆，渡辺浩二，伊藤裕章：妙高大橋の継続追跡調査，橋梁と基礎，pp41-46，2015.
- 4) 武田健太，田中泰司，伊藤裕章，大谷拓矢，登石清隆，樋口徳男：鋼材の腐食劣化が進行した PC 連続箱桁橋の構造性能評価，構造工学論文集，Vol. 66A，pp. 712-724，2020
- 5) Cervenka, V., Jendele, L. and Cervenka, J.: ATENA program documentation, Cervenka Consulting, 2007
- 6) 登石清隆，渡辺浩二，大谷拓矢：妙高大橋の損傷と管理，第 29 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol. 29，pp. 183-186，2020
- 7) 崎元達郎：構造力学下，森北出版，2012

第6章 まとめ

本研究開発では、国道18号妙高大橋旧橋を対象として、塩害腐食劣化した橋梁に対する構造安全性の評価に関する点検・診断技術の開発と実証を行なった。以下に、本研究開発での実施内容と得られた知見をまとめる。

- 3.95MeVの高出力X線装置により、妙高大橋旧橋にて内部鋼材の撮影を行なった。PC鋼材のおおよその状況とシース内のグラウト充填状況は、コンクリート厚が60cm以下の条件で検出可能であった。コンクリート厚が100cm程度となると、ノイズが大きくなり、鋼材の存在を視認するのが限界であった。
- 3軸磁気計測による鋼材破断箇所の検知を妙高大橋旧橋にて実施した。検査対象は下フランジ内のPC鋼材のうち、かぶりが10cmのものとした。過去にはつり調査が行われた箇所における検査結果は、はつり調査結果とおおむね整合していた。また、これまでに調査が実施されていない場所において、複数箇所の鋼材破断箇所を検出した。その結果、下フランジに配置されていた鋼材の大半で腐食破断が生じていた可能性が示された。
- 3軸磁気計測では、近接した鋼材の端部やシースの破れで破断波形が生じる。また、鋼材腐食が極度に進行すると、健全判定となる。このような誤判定を回避する方法を状況別に検討した。
- 過去に実施されたはつり調査、内視鏡調査に加えて、本研究開発で実施した高出力X線検査、磁気計測結果を反映した構造解析を実施した。非線形FEMを用い、腐食鋼材の材料構成則を考慮して解析を行なったところ、第8ブロックでのひび割れ発生荷重は載荷実験と概ね整合した。ただし、それ以外のブロックでは鋼材の腐食調査が不足しているために、実験と解析でひび割れ発生状況に明確な差が生じた。未調査箇所の取り扱いは今後の検討課題である。
- 妙高大橋旧橋の載荷試験を行い、構造安全性を直接確認した。第1径間においてグラウンドアンカーを用いた載荷を行なったところ、1200kNでひび割れに伴う剛性変化が生じた。この荷重は、供用中に実施された非線形FEMとたわみの長期モニタリング結果を組み合わせて予想されたひび割れ発生荷重と概ね整合していた。このことから、供用中に実施された構造性能評価は概ね妥当であったことが示された。
- 載荷試験で計測されたひび割れ幅の推移から、たわみに変化が確認される以前から、複数のブロック境界でひび割れが発生・開口していたことが明らかとなった。このことから、PC橋の長期モニタリングにおいては、ひび割れ発生・開口を検知するために、たわみだけでなく、ひずみ等も計測する必要があることが示された。
- 載荷試験において、光ファイバーによるコンクリート歪み分布の計測を実施した。ブリルアン計測とレイリー計測を組み合わせることで分析することによって、ひび割れ位置を同定することができることを示した。さらに、フレーム解析による平均ひずみとコンクリートの弾性ひずみからひび割れ幅を評価したところ、パイゲージによる計測値と概ね一致したことから、光ファイバーだけ

でひび割れ位置とひび割れ幅の分布を評価できることが示された。

- 載荷試験のひび割れ計測結果とフレーム解析、非線形断面解析を組み合わせることによって、載荷対象となった径間全体の鋼材腐食分布をおおまかに評価できることを示した。
- 構造性能の定量評価のフローを新たに提案した。まず、載荷試験と構造解析によって腐食分布を大まかに把握し、より詳細なデータが必要な箇所に対して非破壊検査を行う。得られた調査結果をふまえて非線形 FEM 等によって構造解析を行い、構造安全性を評価する。高出力 X 線に限らず、磁気計測のようなものであっても、非破壊検査

はコストが高く、実施可能な検査数量が限られる。また、検査可能な範囲も限られる。一方、非破壊検査だけから構造性能を評価する場合、構造物全体にわたって、全箇所の調査結果が得られなければ構造解析による性能評価の信頼性は確保できない。この問題に対して、載荷試験を行うことで、構造安全性をダイレクトに評価できるとともに、劣化状況をおおまかに把握することも可能となる。その結果、非破壊検査の数量を減らし、効率的に劣化の全容を把握することが可能となる。

道路政策の質の向上に資する技術研究開発 成果報告レポート No.2021-4 高出力X線および磁気計測によるPC橋梁の腐食状況の検出と構造
安全性評価に関する技術開発 2023.5