PC橋の健全性に関する評価手法の総合的研究および維持管理における有効性の提案

【PC 橋のモニタリングで取得した
デジタルデータの活用マニュアル（案）】

令和８年７月

新都市社会技術融合創造研究会

■参考資料（研究成果）の位置づけ

新都市社会技術融合創造研究会では、社会資本の整備、維持・管理に関わる産・学・官の連携・協力による新しい技術の研究、普及等に関する事業を行い、もって都市再生と地域連携による経済活力の回復に貢献し、国民生活の質の向上、安全で安心できる暮らしの確保、環境の保全・創造に寄与することを目的とし、研究をしています。

そのなかで、技術基準に定められた図書等を補完するものとして、本研究会での調査・研究活動を通じて得られた成果の一部を取りまとめ、公開しております。

現地条件や各管理者のご判断により、参考資料として、ご活用頂けると幸いです。

新都市社会技術融合創造研究会

■研究概要

①研究プロジェクト名

PC 橋の健全性に関する評価手法の総合的研究および維持管理における有効性の提案

②研究期間

令和 5 年 7 月～令和 8 年 3 月

③プロジェクトリーダー（所属･役職は研究当時）

杉浦　邦征（京都大学大学院　地球環境学堂　客員教授）

④プロジェクトの概要

構造物が発する物理量（振動特性、たわみ量や支点の回転角などの変形量、支点反力など）を計測し、総合的に判断することで構造物の健全性を評価する手法を提案する。この手法により、近接目視や打音点検などによる構造物の表面的、かつ人の判断による定性的な劣化判断に対して、センサなどの計測機器のデジタル数値による定量的判断により、見えない損傷の「見える化」を行い、点検および補修に対する適切で有効な判断の援用に資する指標を示すことを目標とする。

さらに、本研究においては、「異常」と判断されたケースにおいて、モデルアップデートにより損傷の要因を特定することまでを最終目標とした。

はじめに

本マニュアルは，道路施設における橋梁の維持管理に携わる技術者に向けたものであるが，道路橋の上部構造の主要材料がコンクリートであるコンクリート橋のうち，特に，プレストレストコンクリート（以下，PC と称す）部材で構成された PC 橋のデジタルデータを用いた点検・診断について解説したものである．

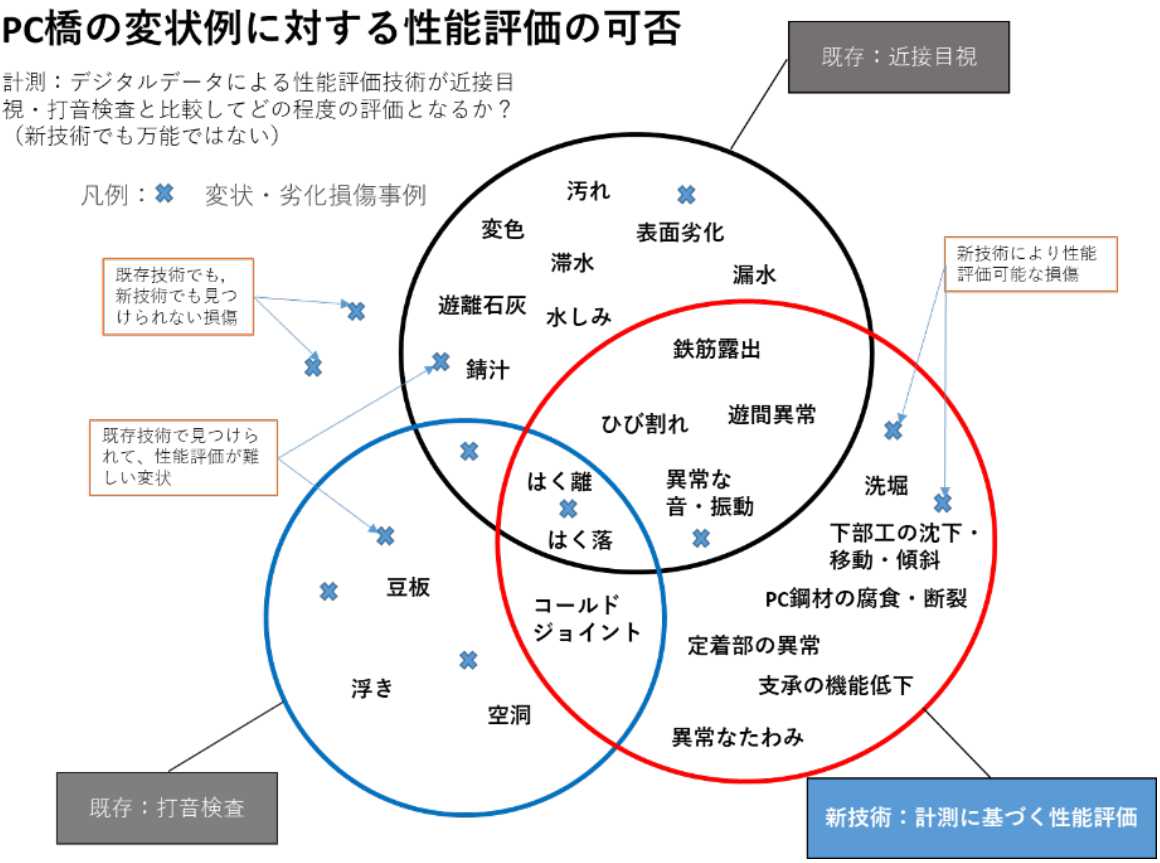
PC 橋を含め，道路橋の維持管理を適切に行うためには，点検・診断・措置・記録という一連の維持管理にかかる PDCA サイクルを確実に，効率的に回し続けることが極めて重要となる．このサイクルの中で，様々な判断を行うときに参考となる情報を得るため，橋梁を点検することが求められる．特に，維持管理の第一歩である点検においては 5 年に 1 回の定期点検が道路法施行規則によって定められており，その目的を，①道路利用者や第三者への被害の回避，②落橋など長期にわたる機能不全の回避，ならびに③長寿命化への時宜を得た対応など，橋梁に係る維持管理を適切に行うために必要な情報を得ることとしている．この定期点検は，「道路橋定期点検要領（地方自治体，技術的助言の解説・運用標準）」（令和 6 年 3 月，国土交通省道路局），ならびに「橋梁定期点検要領（国管理）」（令和 6 年 7 月，国土交通省道路局国道・技術課）に基づき実施され，橋梁に係る各種点検やその記録等は，「橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領（案）」（平成 16 年 3 月）に従って行われている．なお，点検結果は「全国道路施設点検データベース」への登録が標準となっている．

定期点検は，近接目視を基本とした状態の把握，ならびに次回定期点検を実施するまでの参考とするための対策区分の判定を行うことが含まれ，「道路橋毎の健全性の診断」，ならびに診断を適切に行うための「橋の耐荷性能・耐久性能の推定」が求められており，将来の維持管理の参考となり，かつ将来に向けた維持管理計画の作成や見直しに用いるために，「損傷程度の評価」と「外観性状の記録」を行うことが求められる．なお，定期点検を行う体制としては，道路管理者は，定期点検における対策区分の判定や健全性の診断を実施し，措置の意思決定，最終判断を行われるが，それらの判断は，橋梁に関する知識と技能を有する橋梁診断員によって提示される対策区分の判定，健全性の診断や関連する所見が参考にされる．損傷程度の評価等の変状の記録，外観性状の記録，その他必要な作業や安全管理について，橋梁診断員以外の人が行う方が効率的な場合があり，これらの記録作業を行う者を別に設定することがある．このように，一つの橋梁であっても複数の技術者が定期点検に携わることになるが，複数の橋梁等の構造物で構成されるインフラシステムのような複数，多数の橋梁群を対象とする場合は，維持管理に携わる道路管理者や技術者間で，これらの情報をスムーズに，かつ確実に伝達することが肝要となる．

コンクリート橋は，材料的安定性に富み，耐久性に優れ，安価であるために多くの構造物で採用されてきている．しかし，コンクリート施工不良や劣化要因のコンクリート躯体内への侵入などにより，部分的な劣化損傷により著しく耐荷力をなくし，構造としての機能を失ってしまうことが知られている．その際に，ひび割れや剥落のように構造物表面に損傷が顕在化する場合は，目視点検などにより発見することが可能であるが，コンクリート躯体内部の損傷である場合，損傷の発見が遅れ著しく危険性が増すことがある．特に， PC 橋においては，近年 PC グラウトの充填不足などによる 腐食 PC ケーブルの破断は，コンクリート表面に損傷が見えずに進行するケースが報告されていることに大きな懸念がある．本マニュアルの作成背景としては，構造物が発する物理量（振動，支間たわみや支点回転角，支点反力などのデジタルデータ）に基づき，構造物の健全性を総合的に評価する手法の整備が，少子高齢化・自然災害の激甚化などの社会情勢に対する喫緊の課題と考えられるためである．特

に，技術者による法令点検に基づく構造物の劣化判断に対して，見えない損傷の「見える化」を行い，合理的な維持管理に資する指標を示すことを試みている．また，「異常」判断において，構造応答シミュレーションモデルを適切にアップデートすることにより損傷の要因を特定することまでを目標としている．

なお，本マニュアルの作成のあたり，3 年間のプロジェクト期間に行った①RC 梁の損傷過程と振動ベース（SAFE 技術）の異常判断，②PC 梁の損傷過程および損傷 PC 梁の補修後の再損傷過程と振動ベース（SAFE 技術）の異常判断，③汎用非線形有限要素解析コードを用いた損傷状態の把握，④PC 橋・実橋を用いた振動，支間たわみや支点回転角の計測に関する実証データを付録として添付した．このように公表された資料や情報を合わせて活用してもらうことも想定している．対象が PC 橋であるが，他の道路橋と同様に，道路管理者が遵守すべき事項等については，上記の「道路橋定期点検要領」や「橋梁定期点検要領」に従う必要があり，様々な場面で本マニュアルを参考にして，PC 橋の健全性の判定に必要な情報の「詳細」をもれなく，効率的に得ることができるようになれば幸いである．本マニュアルが，PC 橋の維持管理技術の向上に役立つとともに，他の鋼橋・RC 橋の維持管理サイクル履行上の様々な場面で参照されることを心から期待するものである．



令和 8 年 3 月

『PC 橋の健全性に関する評価手法の総合的研究および維持管理における有効性の提案』

プロジェクトリーダー・杉浦邦征

新都市社会技術融合創造研究会
特定テーマ：PC 橋の適切な維持管理に関する研究
研究テーマ：PC 橋の健全性に関する評価手法の総合的研究および維持管理における有効性の提案

委員構成

プロジェクトリーダー：杉浦　邦征（京都大学）
幹事　　：髙瀬　和男（京都大学）
委員　　：天谷　公彦（日本ピーエス）
大久保　宣人（高田機工）
河邊　大剛（京都大学）
北根　安雄（京都大学）
金　哲佑（京都大学）
五井　良直（岐阜大学）
佐藤　顕彦（京都大学）
慈道　充（阪神高速先進技術研究所）
瀧本　和志（HRC 研究所）
竹中　周平（近畿地方整備局）
田中　茂行（近畿地方整備局）
谷　直彦（パシフィックコンサルタンツ）
谷　成二（近畿地方整備局）
仲野　悌弘（近畿地方整備局）
浜　博和（EXCO 西日本イノベーションズ）
橋本　啓汰（パシフィックコンサルタンツ）
広野　邦彦（NEXCO 西日本イノベーションズ）
福井　郭斗（日本ピーエス）
藤井　義之（近畿地方整備局）
松橋　宏治（HRC 研究所）
丸山　久一（長岡技術科学大学）
森野　由愛（近畿地方整備局）
矢口 昂史（パシフィックコンサルタンツ）
山本　貴士（京都大学）

五十音別

（旧委員）
岡本　泰尚（近畿地方整備局）　～2024 年 3 月
平井　義博（近畿地方整備局）　～2025 年 3 月
佐治　嘉朗（近畿地方整備局）　～2025 年 3 月
平田　智之（近畿地方整備局）　～2025 年 3 月
水江　正弘（近畿地方整備局）　～2024 年 3 月
上田　誠　（近畿地方整備局）　～2024 年 3 月

PC 橋のモニタリングで取得したデジタルデータの活用マニュアル（案）

執筆担当者

本文

第１章　髙瀬　和男（京都大学）
　　天谷　公彦（日本ピーエス）
第２章　天谷　公彦（日本ピーエス）
第３章　谷　直彦（パシフィックコンサルタンツ）
　　橋本　啓汰（パシフィックコンサルタンツ）
　　矢口　昂史（パシフィックコンサルタンツ）
第４章　谷　直彦（パシフィックコンサルタンツ）
　　福井　郭斗（日本ピーエス）
　　髙瀬　和男（京都大学）
第５章　瀧本　和志（HRC 研究所）
　　天谷　公彦（日本ピーエス）
　　髙瀬　和男（京都大学）
第６章　大久保　宣人（高田機工）

付録資料

第１章　河邊　大剛（京都大学）
　　佐藤　顕彦（京都大学）
　　天谷　公彦（日本ピーエス）
　　福井　郭斗（日本ピーエス）
第２章　五井　良直（岐阜大学）
　　河邊　大剛（京都大学）
第３章　佐藤　顕彦（京都大学）
　　Hu Siqi（京都大学）
第４章　五井　良直（岐阜大学）
　　Phyoe W. Hein（京都大学）
第５章　佐藤　顕彦（京都大学）

以上

目次

1. マニュアルの目的 1
(1) 技術の背景 1
(2) マニュアルの目的 4
(3) 用語の定義 5
2. PC橋の点検の課題とモニタリングの役割と適用事例 8
(1) 従来の定期点検の課題 8
(2) モニタリングの定義と役割 10
(3) モニタリングの活用シーンおよび活用事例 11
3. 点検等の技術における「リクワイヤメント」および「技術レベル」 13
(1) 新技術活用に関する国の動向 13
(2) 点検支援技術性能カタログの概要 13
(3) 提案技術の技術レベル 16
4. モニタリングによるデジタルデータ評価の優位性 32
(1) デジタルデータによる評価の優位性と課題 32
(2) モニタリングの優位性を考慮した運用案（適用方法） 34
(3) モニタリングによるデジタルデータ評価の経済的優位性に関する考察 37
(4) モニタリングの有効性評価検討（実施検討例） 40
5. 点検を補完するモニタリングの導入シナリオ 50
(1) はじめに 50
(2) モニタリング導入に関する留意点 50
(3) デジタルデータの収集・評価の計画 51
(4) センサ等によるデジタルデータの収集 53
(5) モニタリングの導入シナリオ 54
6. モニタリングにより収集したデジタルデータの活用 61
(1) モニタリングの概要 61
(2) 国の取組み 61
(3) 道路会社および民間の取組み 66

付録

1. コンクリート構造物のモニタリング事例集
2. 動計測および SAFE 技術を用いた点検支援
3. 梁構造のたわみ計測と廉価な計測方法を用いた点検・診断支援
4. 桁端たわみ角を利用したたわみ計測を用いた点検・診断支援
5. 梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測の点検支援

1. マニュアルの目的

(1) 技術の背景

a) 現状の維持管理に関する認識

日本の道路・橋梁・トンネル，河川施設，エネルギ・通信などの社会インフラは，明治中期から建設が進み，特に建設年代が戦後の高度経済成長期に集中しているために，現在その多くにおいて経年劣化が加速的に進行する段階に至っている．2025 年度時点で建設後 50 年を超える橋梁は約 42%，2040 年には 75%に到達すると見込まれており，材料劣化の進展，疲労損傷の蓄積，構造性能の劣化が同時に突出して現れる「劣化ピーク」時代を迎える [1-1)]．特に日本では高温多湿・塩害・凍害・疲労が複雑に重畳して進行するため，劣化のメカニズムが非線形かつ場所に依存的であることが特徴であり，維持管理の難度は年々増している．さらに，異常気象による頻発する自然災害および少子高齢化など社会課題が同時並行的に発生しており，産業基盤である社会インフラを持続的に維持し，かつ国民の安全を守ることには，根本的対応が必要である．

2013 年の道路法改正により 5 年に 1 度の全数近接目視点検が義務付けられて以降，橋梁では一定の健全性の把握が可能となった．一方で，近接目視点検には構造工学的にみても本質的な限界が存在する．まず，近接目視は観測自体が「限定的・定性的」であり，構造物の状態を力学的指標（剛性，応力度，固有振動数，減衰特性）と直接関連づけることが困難である．実際に，鋼橋の腐食進展について報告された事例では，前回点検時に軽微と判定された腐食が，数年の間に局所断面欠損を数十%にまで進展した例がある [1-2)]．腐食や疲労は局所的に発生し，進展速度のばらつきも大きいため，5 年間隔の離散的観測では劣化速度の推定に大きな不確実性が残る．

また，地方自治体においては，維持管理を担当している部門の人員が少なく，更に構造力学に精通した技術者も少ないうえに，その中で 1000 橋を超える橋梁を管理している自治体などもあり，腐食，疲労亀裂，コンクリート剥離など，構造部材ごとに異なる劣化モードの発生要因および損傷メカニズムの識別，補修優先度の合理的判断，構造安全性の定量評価が十分に行えないケースが増えている．

構造特性の観点からみても，上記のように近接目視では構造性能の劣化を捉えることができないという根本的な制約がある．例えば，コンクリート橋では，内部鋼材の腐食による PC 鋼材の破断や付着性能の低下が構造性能に重大な影響を及ぼすが，これは外観からの検知は難しい．鋼桁橋では腐食による板厚減少は局所剛性の低下を引き起こし，結果として固有振動解析で得られる固有振動数の低下やモード形状の変化となって現れる．しかし，目視調査ではこのような性能劣化を定量化することは不可能である．

さらに，損傷発生箇所と外力作用の対応関係の把握も課題である．PC 橋では，塩害環境下での鋼材腐食が進み，ひび割れ発生→鋼材腐食促進→断面欠損→プレストレス低下という負の連鎖が加速的に進行する例もあり，これらの内部損傷の可視化は近接目視では限界がある．特に，PC 橋は損傷が見つかった時点では重篤であることが多い．つまり，この点においても目視検査による外観からの構造体本体の性能の異常検知は困難である．

このような背景を踏まえると，現在の点検体系は構造性能の時間変化を捉えられない「静的・離散型の管理」であり，これを「動的・連続的な性能監視」へ転換することが必要であると考えられる．しかし，計測センサなどを常設または定期的に設置して，時間軸の中で構造性能を評価するには，現時点ではいくつかのハードルがある．

b) モニタリングによる計測データの評価に関する認識

道路橋定期点検要領 [1-2)]「7．措置」では監視は，措置の一つとして位置付けられている．さらに，その実施に関して「監視計画の策定とモニタリング技術の活用」[1-3)]には，監視の実施に当たっては

道路橋の機能や安全性を維持するなどの対策と組み合わせて用いると示している．そして，その監視のためには機器などの活用も必要に応じて検討すると良いとし，その一つとして定期的または常時のモニタリング技術の検討も示している．さらに，モニタリングの計画にあたっての留意点も示されている．

「監視計画の策定とモニタリング技術の活用」[1-3]を参考とした上で，計測センサなどを定期的または常時に設置する「モニタリング」により計測されるデータを用いて構造物の評価を行うことには，いくつかの課題があることがわかる．

技術的な面においては，計測されているデータが構造物のどこの状態を示すのかといった評価範囲，評価する計測データの変化の判断基準となるしきい値の設定，計測されたデータの評価方法に対する技術的理解やその評価精度，データの誤差範囲，再現性などのモニタリングによる計測データ・評価方法への信頼性である．

経済的面からも，従来の点検コストにおいても自治体の財政を圧迫している場合がある．高架橋では 1 橋あたり数百万円規模の点検費用を要することも報告されており，これはライフサイクルコスト（LCC）の観点から見ても持続可能性に欠ける．特に山間部や河川上の大規模橋梁では，仮設足場や特殊車両が必要なため，点検作業自体が高リスク・高コストとなる．さらに，湾岸部における掘割の上の道路を管理する地方自治体などでは橋梁下に常に水がある．また，橋梁の幅員は狭く，かつ生活道路として活用されているために点検のための道路交通の制限や足場架設が安全面・コスト面の大きな課題となっている[1-4]．

さらに，すべての対象物において点検時にモニタリングにより計測データを収集することは費用的に対応することはできない．現状，施工的な特殊な例を除いて，一般的な点検で計測データを取得している例はほとんどないのが実情である．

そのために，従来の点検の補完をすることから適用を図っていくことが重要であると考えられる．それにより，点検の精度の定量化，点検結果のばらつきの是正，損傷の見える化など点検の効率性の向上，精度の向上を図ることが一つの重要な対策と考えられる．

c)　モニタリングによる計測データおよび評価に関する将来性への認識

社会インフラの役割は，くらしを「ひろげる」「まもる」「ささえる」という三つの視座からとらえられる．また，ここ数年の我々を取り巻く科学技術の進歩には，驚くべきものがある．半導体は処理能力を増しつつ小型化が進み，コンピュータの計算能力は飛躍的に進歩し，人工知能技術が当たり前の世界となっている．また，センサの計測精度が向上し，かつ安価になってきた．さらに自動車の自動運転技術，3D 地理的情報処理技術などにイノベーションが起こっている．今後，デジタルツイン技術やメタバース技術などのサイバー空間での処理技術が爆発的に進歩することが予測されることから 10 年後には，想像ができないモビリティ産業の発展，コミュニケーション産業の拡大，エネルギ産業の増大が見込まれる．

その産業基盤を支えるのは，他ならない社会インフラである．つまり，社会インフラは災害などから国民の生活と安全を「まもる」だけでなく，進化した科学技術産業のすそ野を「ひろげて」，さらに産業の高度化，効率化が推進される土台を「ささえている」のである．そのために，それを管理するためのデータには，社会活動の基幹データとして意味合いがあり，そのデータの活用こそが増大する社会活動を円滑にするための価値のあるデータと考えられる．

国土交通省においては，2018 年に二つの観点から持続可能なインフラを目指す主旨の施策が実施されてきた．一つ目は，事後保全（不具合が生じてから修繕などの対策をとる保全方法）から予防保全（不具合が顕著になる前の軽微な段階で補修などの対策をとる保全方法）への転換，そして二つ目

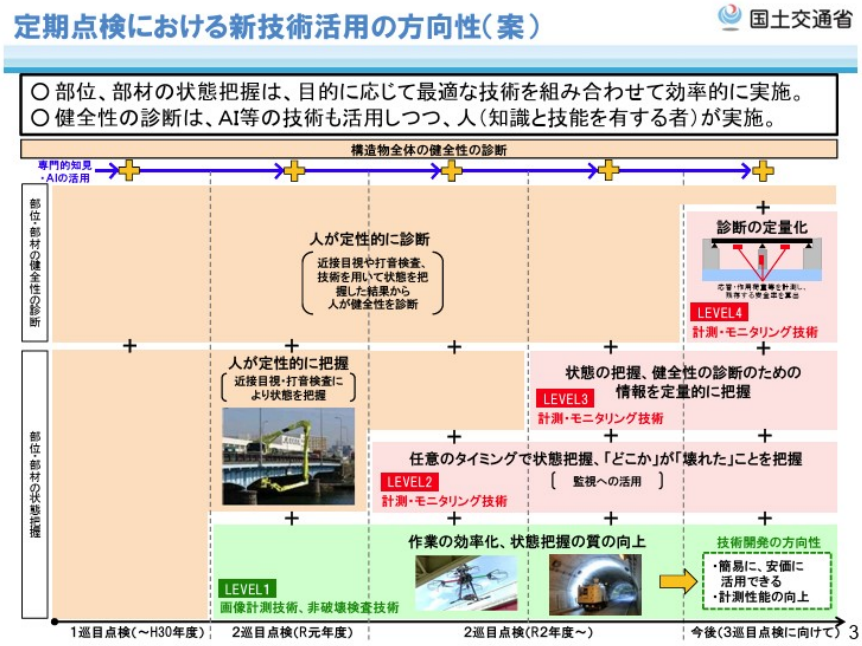


図-1.1 定期点検にける新技術活用の方向性案 [1-5)]

は新技術の積極的導入である．この考え方には，従来の事後保全のままでインフラの整備を続けていては，2018 年時点の土木関係の国家予算（約 5.2 兆円）が 30 年後の 2048 年には約 12.3 兆円にまで増大することが試算され，それを約 6 兆円に抑えるための施策として，上記の 2 つの施策が採用されている．

その具体的な対応策として，**図-1.1** には人による定性的な診断では本格的な予防保全は進まないとして，新技術の導入のステップを示している [1-5)]．

LEVEL1 では従来点検においてドローンや画像処理技術などの人的補助となる新技術の導入，LEVEL2，3 では，モニタリングの考え方の導入を図り，どこが壊れたか，健全性把握のための定量的情報の収集を示している．LEVEL 4 では残存耐荷力などの定量的な健全性診断のため，収集データの学習が必要となり，そのために AI 技術などが活用されることを示している．

このような状況の中で，近年，一部の橋梁では加速度計，ひずみ計，変位計などによる構造応答計測（Structural Health Monitoring: SHM）が導入されており，剛性低下や固有振動数の変化といった性能指標に基づく劣化推定が可能になりつつある．固有値解析に基づくモード形状（Mode Shape）の変動, 損傷指標（Damage Index）, 非線形応答の増大など，構造力学的に有効な指標を継続的に監視することで，損傷の早期検知と補修の最適化が期待される．

さらに，UAV による空間情報取得，3D 点群データ解析，画像ベースのひび割れ抽出などの外観調査技術と，構造応答計測を組み合わせることで，外観劣化と構造性能の両面から橋梁の状態を評価するハイブリッド型維持管理が実現可能となる．これにより，点検結果を構造シミュレーション（有限要素モデル，デジタルツイン）と連携させ，劣化状態を反映した性能照査型の維持管理体系へ移行することができる．

今後必要とされるのは，計測データ，点検記録，構造解析結果を統合したデジタル維持管理基盤の構築であると思われるが，それを社会実装に落とし込んでいくためのモニタリングによるデータ評価技術に求められる技術レベルや，そこから生じてくるデータ評価の優位性が明確に把握されていない．さらに，現時点における社会実装へのストーリーが示されていないのが現状である．

(2) マニュアルの目的

本マニュアルではモニタリングによるデータ評価技術に求められる技術レベルや，そこから生じるデータ評価の優位性を明確にすること，および社会実装へのストーリーを示すことを考えている．

図-1.2 に本マニュアルの取り扱うモニタリングにより計測データを収集して評価を行う場合の点検診断の管理フローを示す．**図-1.3** に本マニュアルの概要を示す。

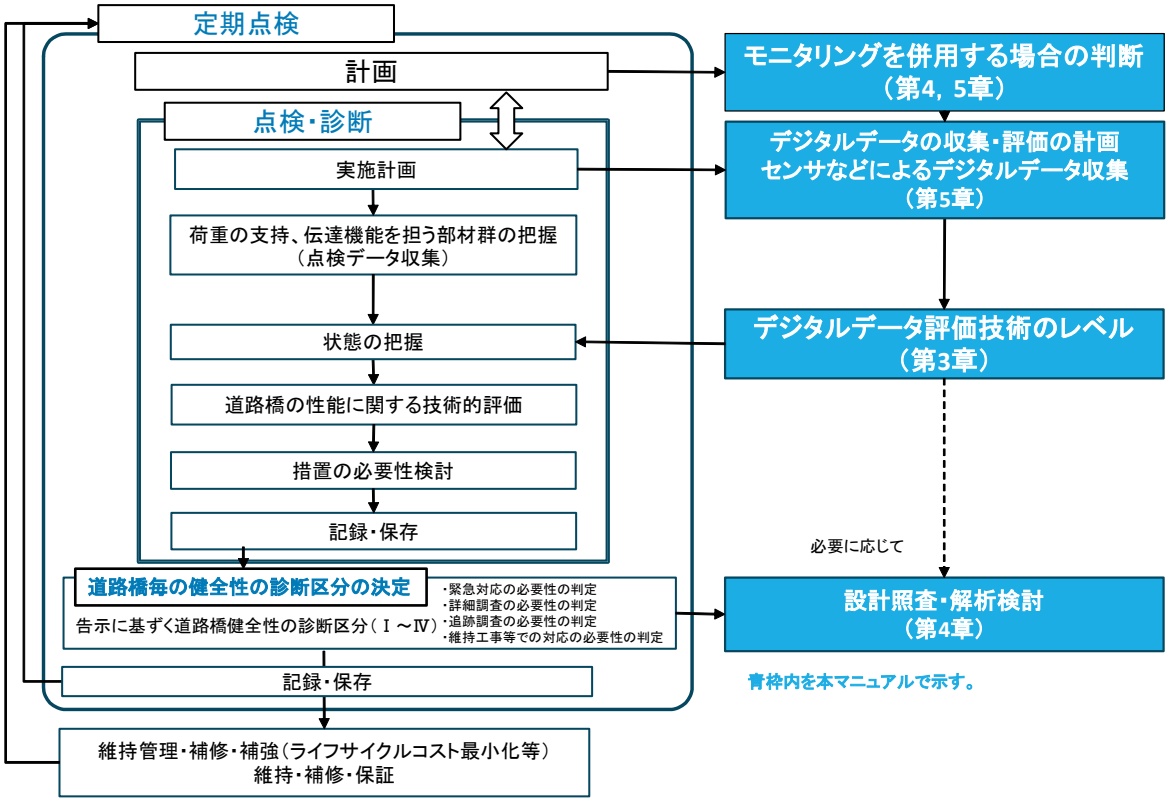


図-1.2　定期点検に関連する点検診断の管理フロー

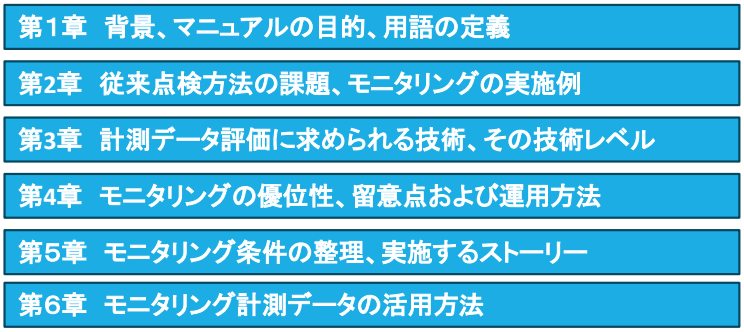


図-1.3　本マニュアル記載概要

本マニュアルは，道路管理者が定期点検などを行う際にモニタリングによる計測データを用いてPC 橋の維持管理を行う場合にその手順や考え方を示すものである．ただし，本マニュアルは，PC 橋のマニュアルを目的としてまとめているが，手順や考え方は他の構造物にも適用可能である．

PC 橋梁の維持管理に当たって，目視点検の結果で構造体内部の損傷が判明できない場合，将来的に損傷の進行が危ぶまれる場合などにおいて定期点検時などにモニタリングを併用し，その計測デー

タの評価により状態把握を行う．道路橋の性能に関する技術的評価を行う際には，現場における詳細調査を計画する場合，現状の構造物の状態を点検結果と計測データを参考として，設計的照査や解析的検討を行う方が詳細調査の目的が設定でき，効果的であると考えられる．

以下，各章の概要を示す．

第 1 章には，本マニュアルをまとめるに至った技術的背景や経済的視点およびモニタリングによる計測データから生じる将来的な展望を示している．また，本マニュアルの目的や適用方法などを示す．さらに，本報告書における用語の定義を示す．

第 2 章には，従来の点検方法とその課題，過去のモニタリングの実施例やその評価方法などを示す．

第 3 章では，モニタリングによる計測データ評価における求められる技術とその技術レベルを国土交通省の資料から示すとともに，本プロジェクトが提案する新しい評価技術について示す．

第 4 章では，モニタリングによる計測データを評価した場合の優位性およびその留意点を示すとともにモニタリングの運用方法を示す．また，FE 解析を用いて PC 橋の劣化している部分の状況を把握する場合の汎用プログラムなどを用いた解析方法の例とその場合に計測データの持つ優位性も示すこととする．さらに，モニタリングを適用し維持管理を進める場合の条件などを示すとともにモニタリングを適用した場合の費用的試算結果を示す．

第 5 章では，第 4 章で示したモニタリングを適用する場合の条件を整理し，その実施におけるストーリーを示す．ストーリーとしてデータの収集評価を実施する場合の計画やモニタリングを適用する場合に検討すべき留意点，期待される効果を示すとともに適用シナリオを概略する．

第 6 章では，将来のデジタル社会における計測データの活用方法について，国土交通省や民間各社の現時点の考え方について事例を添えて示す．

また，本プロジェクトが提案する新技術については，付録に技術詳細を添付する．

本マニュアルは，同時期に新都市社会技術融合創造研究会で PC 橋の維持管理において研究を進めている「PC 橋の維持管理におけるデジタルツインを用いた構造性能の評価に関する研究」と関連しており，モニタリングによる計測データの共有化，解析におけるモデル化について本プロジェクトの結果を共有し，かつデジタルツインの研究成果を反映させるものである．

(3) 用語の定義 [1-6,1-7)]

- 点検(Inspection)：構造物の状態および損傷を把握する行為．
- 調査(Investigation)：点検の結果，またはその他の情報に基づき，損傷や変状の原因，種類，規模などをより詳細かつ定量的に把握するために行う行為．非破壊検査やサンプリングを含む．損傷の発生メカニズムを特定し，診断の根拠を確立する．
- 診断(Diagnosis)：点検や調査の結果に基づき，構造物の健全性や機能低下の程度を総合的に評価し，性能低下の原因や今後の対策の必要性を工学的に判断する行為．損傷が構造物の性能に与える影響を評価し，維持管理措置（修繕，補強など）の要否と時期を決定する．
- 定期点検：道路法（道路法施行規則）等に基づき，5 年に 1 回の頻度で，近接目視を基本として行う点検である．構造物の健全性の診断の根拠となる状態把握および損傷の経年劣化の把握を主目的とする．モニタリングは，この定期点検の支援技術の一つとして位置づけられる．
- 点検支援技術：定期点検において，主に近接目視や打音といった人の手による作業の効率化，状態把握に資する情報の取得，点検結果のとりまとめを支援するために活用される技術の総称．モニタリング，センシング，非破壊検査，画像計測などが含まれる．
- モニタリング(Monitoring)：構造の位置や応答等の対象とする計測項目について精度・頻度等を

明らかにしたうえで，時間的に連続的または離散的に計測し続ける行為．「計測し続ける行為」という継続性が強調され，「状態の変化を把握すること」を目的とする．

- センシング(Sensing)：構造の位置や応答等を，精度を明らかにしたうえで，センサを利用し計測する行為．単発的または特定の期間における「計測」に焦点を当てており，モニタリングの構成要素となる．
- 非破壊検査(NDT: Non-Destructive Testing)：構造の外部から計測を行い，その結果から，構造またはその一部を破壊せずに内部の変状の位置や分布を推定する行為．超音波，電磁波レーダなど，構造物内部の状態を診断するための手法を指す．
- 維持管理(Maintenance)：構造物が供用期間中に設計された機能や性能を保つため，点検，調査，診断，修繕，更新等を行う一連の活動の総称．構造物の一生を通じて機能を維持するための活動全般．モニタリングはこの活動を高度化するための手段となる．
- 事後保全(Corrective Maintenance)：施設の機能や性能に不具合が生じてから，または損傷が顕在化してから修繕等の対策を講じること．損傷発生後の対応．コスト増大や交通規制のリスクを避けるため，予防保全への転換が推奨されている．
- 予防保全(Preventive Maintenance)：施設の機能や性能に不具合が生じる前に，または損傷が顕在化する前に修繕等の対策を講じること．損傷を未然に防ぎ，ライフサイクルコストの最小化を図る．モニタリングデータに基づき対策時期を決定する予知保全を含む．
- 構造ヘルスモニタリング(SHM: Structural Health Monitoring)：センサ，データ通信，解析技術を統合し，構造物の応答や状態を継続的かつ定量的に診断するシステム．特に損傷の有無，種類，位置，程度の把握を目的とする高度なモニタリング技術．健全性（ヘルス）そのものを評価する点に特徴があり，維持管理の中でも予防保全を高度に実現するための中心的な技術．
- 物理量(Physical Quantity)：構造物に発生している現象（ひずみ，加速度，温度等）の客観的に測定可能な量．データの起源となる実体的な変化を指す．モニタリングの対象であり，センサが最初に捉える現象そのものを明確化する．
- 計測(Measurement)：センサなどの機器を用いて，特定の時点または限られた期間に，構造物の応答や状態を示す物理量を定量的に把握する行為．モニタリングを構成する基本的な行為であり，単発的，または特定の対象に絞った状態把握を含む．
- アナログデータ(Analog Data)：物理量の変化を電圧や電流などの連続的な電気信号に変換したもの．時間軸上および値の大きさにおいて連続性を持つ．センサが出力する生の信号を指し，デジタルデータへの変換（A/D 変換）前のデータ．
- デジタルデータ (Digital Data)：アナログ信号を，一定のサンプリング周波数で離散化し，さらに有限の分解能で数値（2 進数）に量子化したもの．コンピュータでの処理・保存が可能なデータ．コンピュータによる処理や長期間の保存に適した離散的な値である．
- データ解析(Data Analysis)：収集されたデジタルデータに対し，統計処理や信号処理（FFT 解析など）を施し，構造物の状態に関する意味のある情報（特徴量）を抽出するプロセス．単なるデータ集計ではなく，構造物の健全性診断に必要な情報への変換プロセスを明確にする．
- しきい値(Threshold)：データ解析によって計算された特徴量や計測値が，異常（または監視レベルの変更）と判断される客観的な境界値．維持管理者が予め設定する．異常の判断基準を客観的かつ定量的な値で設定し，判断のあいまいさを排除する．
- 異常検知(Anomaly Detection)：データ解析の結果，特徴量や計測値が平常時の基準値や許容しきい値から逸脱した際に，その変化を自動的に検知し通知する行為．モニタリングシステムが果

たすべき重要な機能の一つであり，予防保全への移行を可能にする．

- リクワイヤメント：点検支援技術を実際に構造物点検・巡視の現場で導入・活用する際に満たすべき性能・機能・運用の観点からの必須条件を指す．特に，国土交通省 道路局が策定・公募する枠組みにおいては，技術提案・登録・カタログ掲載にあたって，これらリクワイヤメントの視点に合致することが「支援技術となるか」を評価する基準となっている．
- 技術レベル：点検支援技術が実務においてどの段階まで適用可能であるか，つまり「技術成熟度」や「運用可能性」の観点から整理された区分を指す．特に，国土交通省 道路局が策定・公募する枠組みにおいては，定期点検・巡視の実務への導入にあたり，技術がどの程度「近接目視など従来技術の代替・補完」となりうるかを評価・選定するための枠組みとして位置付けられている．

参考文献

1-1) 例えば，国土交通省ホームページ，社会資本の老朽化対策情報ポータルサイトインフラメンテナンス情報. https：//www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/_pdf/50year_percentage.pdf（参照日 2026.3.30）
1-2) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領（平成 31 年 2 月）, 2019.2
1-3) 国土交通省道路局国道・技術課：監視計画の策定とモニタリング技術の活用について（令和 2 年）
1-4) 後藤幹尚ら：中小河川に架かる橋梁を対象とした効率的な定期点検への取り組み、インフラメンテナンス実践研究論文集 Vol. 4 No. 1, 11-20, 2025.3
1-5) 国土交通省第 14 回道路技術小委員会資料 3 https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001372055.pdf（参照日 2026.3.30）
1-6) 国立研究開発法人 土木研究所 モニタリングシステム技術研究組合：土木構造物のためのモニタリングシステム活用ガイドライン（案），土木研究所資料 第 4408 号，2020.12.
1-7) 国土交通省 道路局 国道・技術課：監視計画の策定とモニタリング技術の活用について（参考資料），令和 2 年 6 月版．, 2020.6

2. PC 橋の点検の課題とモニタリングの役割と適用事例

本章では，PC 橋における従来の定期点検の課題および課題を踏まえたモニタリングの定義と役割について解説する．

(1) 従来の定期点検の課題

道路法施行規則では，2014 年度からトンネルや道路橋などを 5 年に 1 回の頻度で点検することを基本としており，2023 年度末までに 2 巡目の定期点検が完了している．国土交通省は，3 巡目の点検フェーズに入るにあたりこれまでの点検結果を振り返り，「点検品質のばらつき」，「記録品質とデータとしての有用性」および「地方自治体の負担感」の 3 点を課題とし，定期点検要領に修正を加えている．また，少子高齢化に伴う担い手不足の問題はインフラ点検・診断の現場でも顕在化してきており，劣化要因を正しく判定できる知識や経験を持った技術者の減少が予測されることが指摘されている [2-1)]．

プレストレストコンクリート（PC）橋における代表的な劣化・変状としては，塩害，ASR に加えて，PC グラウト充填不足に起因する PC 鋼材の腐食・破断が挙げられる [2-2)]．1960 年代から 1980 年代に建設された PC 橋を中心に実施した PC グラウト調査の結果を**図-2.1** に示す [2-3)]．本調査では，約 3 割のケーブルで PC グラウトの充填不足が確認されており，状況によっては PC 鋼材の破断に伴う深刻な耐荷性能の低下が生じている．

PC グラウトに関わる技術の変遷を**表-2.1** に示す．PC グラウト充填不足の要因としては，材料，施工および技術者教育などの観点から，複数の要因が想定されるが，代表的な要因として以下の事項が考えられる．

- 1999 年以前の PC グラウトにおいて，ブリーディングの発生を許容していたこと．
- 主ケーブルの下り勾配部における先流れに対する知見が未熟であったこと．
- PC 鋼材の種類によってはシース内の空隙が狭く，PC グラウトが充填しづらい組み合わせが存在したこと．

ここで，ブリーディングの発生を許容していた 1970 年代の PC グラウトを再現して鉛直管試験を実施した状況を**写真-2.1** に示す．時間の経過とともに徐々にブリーディング水が増加し，練り混ぜから 2.5 時間後にその高さは約 40mm で最大となった．鉛直管に充填した PC グラウトの高さは 1500mm である

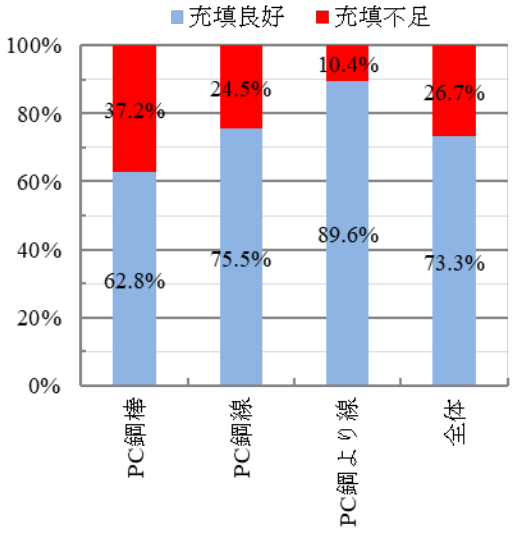
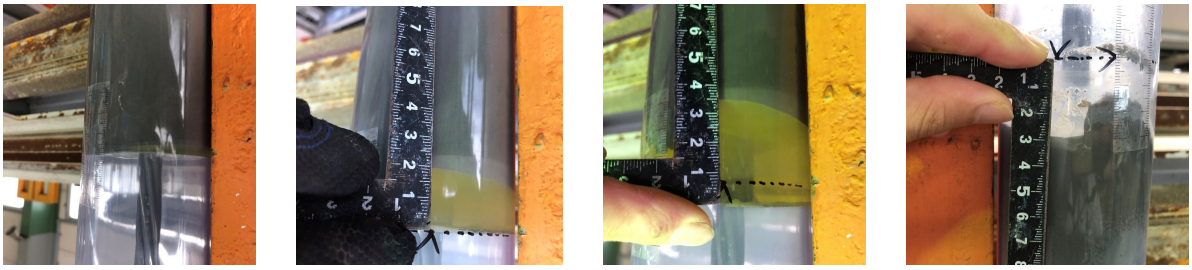


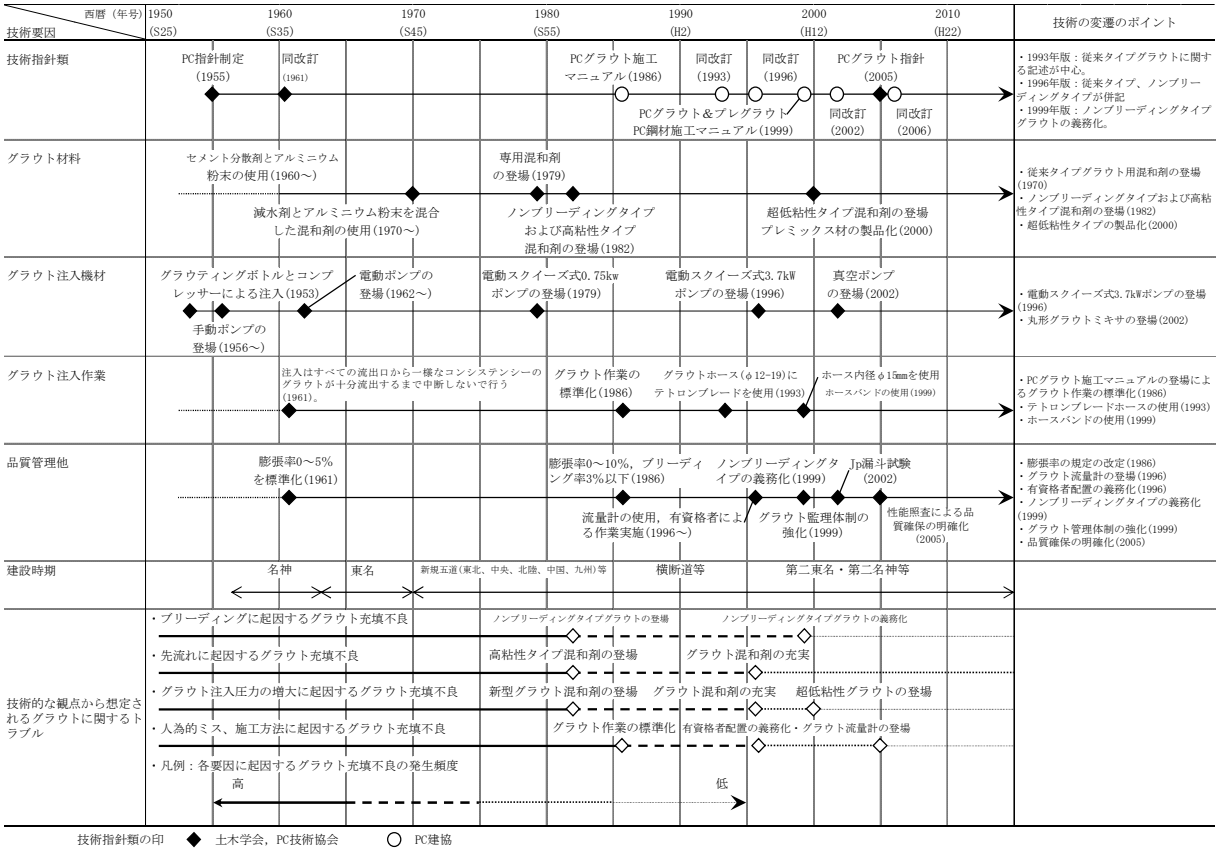
図-2.1 PC グラウトの充填状況



30 分後　1 時間後　2.5 時間後　24 時間後

写真-2.1 1970 年代のグラウトのブリーディング発生状況

表-2.1　PC グラウトに関する技術の変遷



ため，ブリーディング率は約 2.7%となる．当時は，グラウトにアルミニウム粉末を添加し，膨張作用によってブリーディング水を排出することで充填性の確保を目指していたが，必ずしも十分に機能していなかったと推測される．

PC グラウトの先流れによる充填不足発生メカニズムの概要図を**図-2.2** に示す．PC グラウトの粘性とシースの角度および内径の組み合わせが適切でない場合に，下り勾配部にて注入された PC グラウトの先端がシースの全断面を満たす前に部分的に先行して流れる場合がある．この際，空気が排出されず勾配の頂点部に残留することでグラウト充填不足が生じる．

PC グラウト充填不足に伴う劣化・変状の特徴として，構造形式によってはその進行が顕在化しにくいという特徴がある．わが国においても，暮坪橋や須井橋，新赤石橋，妙高大橋などでは，PC 鋼材が腐食・破断している事例が報告されている．このうち妙高大橋では，平成 18 年度の定期点検で橋桁下面のひび割れや鉄筋の腐食が確認された．この変状への対応として実施された平成 21 年度の補修工事におい

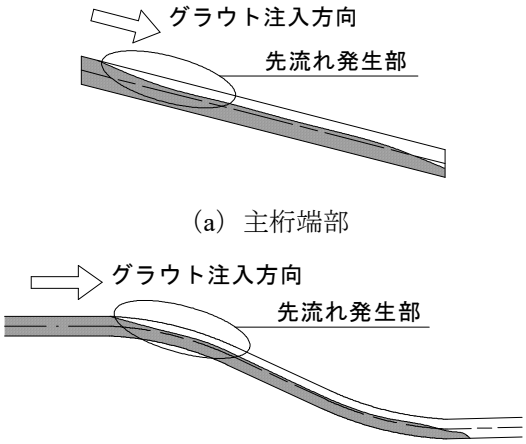


図-2.2　PC グラウト先流れの発生メカニズム



写真-2.2　PC 鋼材の破断状況（著者撮影）

て，A1～P1 径間に配置された 60 本の PC 鋼材のうち 9 本の破断が確認されている．PC 鋼材の破断状況を**写真-2.2** に示す．

これらの定期点検の現状を踏まえ，PC 橋の「劣化の不可視性」，「点検・診断の精度のばらつき」，「点検・診断のリソースの枯渇」が課題として考えられる．また，これらの課題解決のために，モニタリングの要求性能として「判定の客観性と再現性」，「不可視部・内部状態の評価」，「時間的連続性と経時変化の把握」，「現場適用性と持続可能性」が求められる．

(2) モニタリングの定義と役割

本マニュアルにおける「モニタリング」は，関連する書籍類 [2-5), 2-6)]における定義に基づき「構造物の物理状態（位置，応答，損傷など）を，あらかじめ規定された精度と頻度に基づき，時間的に連続または離散的に計測することで，その『状態変化』を定量的かつ客観的に把握する行為」と定義する．また，モニタリングによってデータを収集または伝送する技術，ならびにそのデータを保存・蓄積，活用する技術を含めて「モニタリングシステム」と定義する．

構造物の維持管理は，原則として点検，診断，措置（対策），記録のサイクルで定期的に実施されている．モニタリングはこれらの維持管理サイクルの高度化・効率化につながることが期待され，その目的・役割は 4 つに大別される [2-5)]．モニタリングの役割を**図-2.3** に，役割と管理者ニーズの関係を**表-2.2** に示す．

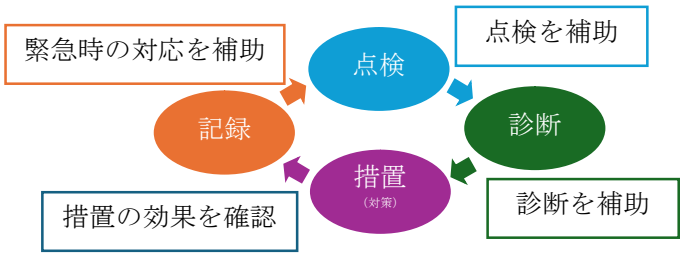


図-2.3 維持管理におけるモニタリングの役割

表-2.2 管理者ニーズとモニタリングの目的

モニタリグの役割	管理者ニーズ	モニタリングの目的
(1) 点検の補助	日常点検時の変状の見逃しを低減する	何らかの異常の有無を把握する
	定期点検の範囲を絞り込み，点検時間・費用を削減する	健全性な範囲を把握する
(2) 診断の補助	予防保全の実施により劣化損傷の進行を防ぐ	予防保全の実施を判断するのに必要な情報を取得する
	措置の優先順位づけを行う	定量的データを取得し，比較する
	健全度評価の精度を向上する	健全度評価のための定性的，定量的データを取得する
	使用状態を的確に把握する	通行制限あるいは通行止めにすべき状態に達していないことを確認する
		補修・補強などの対策を講じるまでの間の状態を確認する
(3) 補修・補強の効果の確認	対策の妥当性を確認する	対策の効果，持続性を確認する
(4) 緊急時の対応を補助	交通開放するまでの時間を短縮する	落橋などの危険が予測される箇所を把握する
	通行危険箇所を早期に把握する	

1) 点検を補助するモニタリング

構造物にセンサなどを設置し，構造物の振動，変位・ひずみ，内部応力の変化等を定期的（継続的）に計測することで異常を検知する．日常点検における変状の見逃し低減，定期点検の範囲の絞り込み等による点検時間・費用の削減につながり，点検の合理化による維持管理コストの縮減が期待される．

2) 診断を補助するモニタリング

構造物の振動，変位・ひずみ，内部応力等の構造物の健全性の診断に必要な情報を取得するモニタリングである．目視等による点検結果とデータを合わせた診断により，健全性評価の精度向上，使用状態の的確な把握，予防保全による劣化進行の防止，措置の優先順位付けなどにつながり，点検や診断業務の信頼性向上に寄与する．

3) 補修・補強の効果を確認するモニタリング

補修・補強を行なった構造物の効果，ま

たは再劣化の有無を把握し，補修・補強後の性能を評価するのに必要な情報を取得する．このほかに予防保全の効果を検証するためのモニタリングもこれに含まれる．点検，診断，措置（対策）の妥当性の確認や構造物の健全性が保持されていることの確認につながる．

4) 緊急時の対応を補助するモニタリング

通常の点検とは別に，地震などの災害が発生した場合には，速やかに構造物の被災状況を把握する必要がある．あらかじめ構造物に設置したセンサなどによって，変状の発生の有無，損傷の程度等を迅速に把握するためのモニタリングである．災害発生後の交通開放までの時間の短縮や通行危険箇所の早期把握につながり，緊急時の点検の効率化，合理化および安全性の向上が期待できる．

(3) モニタリングの活用シーンおよび活用事例

前述したとおり，モニタリング技術の活用により維持管理業務の高度化や効率化が期待されるが，採用にあたっては管理者の維持管理方針，インフラ構造物の種類，健全度，環境条件などを勘案する必要がある．そこで本節では，モニタリングの活用の一例を整理して示す[2-5]．

モニタリングの活用シーンとして，①変状確認時に状態把握を目的として実施するモニタリング，②変状の早期発見を目的として実施するモニタリング，③補修・補強の効果を確認することを目的として実施するモニタリングが想定される．また，これらのモニタリングの活用シーンにおいて，データを取得するタイミングは，以下のa）～d）に分類されることが想定される．

a）短期的：任意のタイミングで短期的にデータを取得する．

b）断続的：一定の期間データを取得する．

c）日常的：日常的にデータを取得する．

d）事後的：災害発生などを受けて事後的にデータを取得する．

モニタリングの活用事例と想定されるデータ取得タイミングの関係を**図-2.4** に示す．

①の変状確認時のモニタリングとしては，（A）変状の進行の監視と（B）健全度を評価するための情報収集が想定される．（A）の代表的な事例は，交通荷重によるたわみや振動が大きい場合に継続的に変位を測定したり，コンクリートのひび割れの進行を継続的に測定するモニタリングが考えられる．（B）の代表的な事例は，塩害などにより鋼材腐食やコンクリートのひび割れ，浮き・剥離が生じた際に，剛性低下を評価するために振動特性を評価したり，鉄筋の電位測定により腐食状況を計測するモニタリングが考えられる．

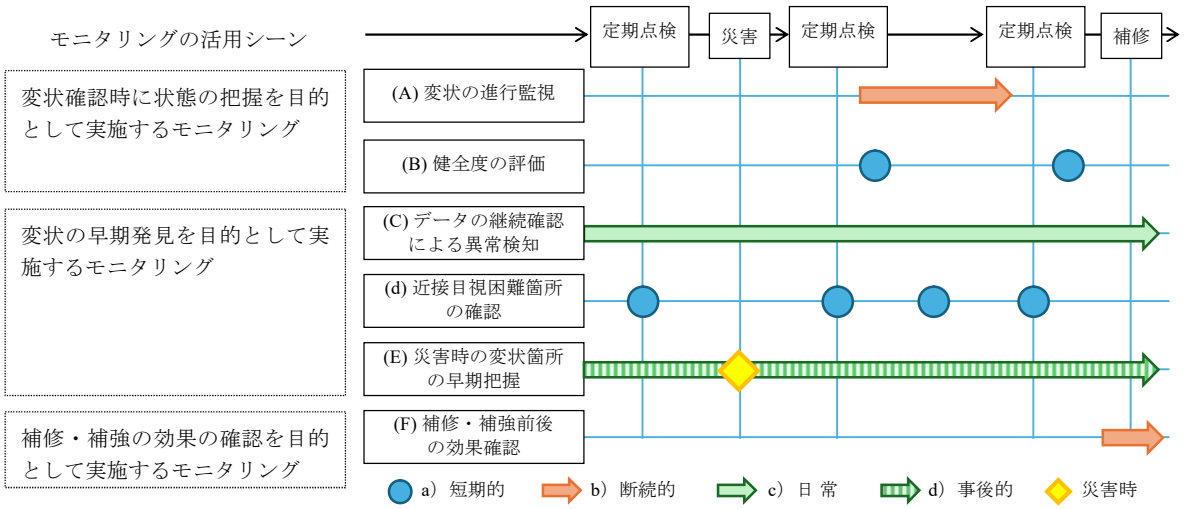


図-2.4 モニタリングの実施に関する概要図

②の変状の早期発見を目的としたモニタリングでは，（C）データの継続取得による異常検知，（D）近接目視困難箇所の確認，（E）災害時の変状発生の早期把握が想定される．（C）の事例は，変位，固有振動数，自然電位および画像などのデータを，健全な状態から継続的にデータを取得し，変化が生じた際に詳細な調査を実施する方法が考えられる．（D）の事例は，近接目視が困難な箇所において，センサや望遠カメラ，ドローンなどにより点検・診断に必要な情報を取得することが考えられる．（E）の事例は，地震や台風などの災害が生じた際に，センサなどの情報により被災した構造物を迅速に判定するためのモニタリングが考えられる．ただし，常時から数多くのセンサを設置する必要がある場合は，費用や機器の保守の観点も考慮した検討が必要である．

③の補修・補強の効果確認を目的としたモニタリングでは，（F）補修・補強前後の効果確認が想定される．損傷箇所の補修・補強を実施した場合や予防保全を目的としてコンクリート被覆を実施した場合に，設計で想定した効果が発揮されているかを確認するためのモニタリングなどが考えられる．

なお，文献 2-5），2-7）に橋梁におけるモニタリングの活用事例が示されている．本マニュアルでは，各事例の詳細な記載は割愛し，タイトルのみ以下に紹介する．

A) 土木構造物のためのモニタリングシステム活用ガイドライン（案）[2-5)]
- 赤外線サーモグラフィ法を用いた浮き・剥離モニタリング
- 動画像処理によるひび割れ挙動のモニタリング
- 加速度センサによる健全性の診断
  - －交通振動による橋梁の振動特性の経時安定性の評価－
  - －固有振動数の計測値を用いたベイズ推定による構造物の損傷推定方法－
  - －低周波 3 軸加速度センサによる PC 箱桁橋の振動特性診断－
- 桁端部の異常検知モニタリングの実橋載荷試験への適用
- 桁端異常検知モニタリング
- 光ファイバひずみセンサによるプレストレス損失の可能性検知

B) 監視計画の策定とモニタリング技術の活用について [2-7)]
- 主ケーブルの素線に破断が生じた吊橋（鋼橋）のケーブル張力のモニタリング
- 耐荷力が低下した PC 箱桁橋の補強ケーブル張力およびたわみのモニタリング
- 地震力を受けたラーメン橋の梁および柱のひび割れモニタリング
- 洗堀が確認された基礎を有する RC ゲルバー橋の下部工の沈下量の測定
- 格点部・支点部に亀裂が生じた鋼ランガーアーチ橋の常時応力測定と動画像による監視
- 斜張橋・吊橋・アーチ橋のケーブル張力のモニタリング

参考文献

2-1) 塩永亮介・松田昇大・廣井幸夫・中村定明：AI によるコンクリート構造物の変状識別および劣化要因の推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.47，No.2，pp.1105-1110，2025
2-2) 下村匠・宮永憲一・高原良太・萩原直樹：グラウト充填不足に伴う PC 橋の変状への対応，プレストレストコンクリート，Vol.67，No.6，pp.10-15，2025.11
2-3) プレストレストコンクリート工学会：既設ポストテンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針，平成 28 年 9 月．
2-4) 青木圭一：プレストレストコンクリート橋における PC 鋼材破断とその調査および性能評価に関する研究，博士論文，埼玉大学大学院理工学研究科，2016 年 3 月．
2-5) 国立研究開発法人 土木研究所 モニタリングシステム技術研究組合：土木構造物のためのモニタリングシステム活用ガイドライン（案），土木研究所資料 第 4408 号，令和 2 年 12 月．
2-6) 国土交通省 道路局 国道・技術課：モニタリング技術も含めた定期点検の支援技術の使用について，令和 2 年 6 月．
2-7) 国土交通省 道路局 国道・技術課：監視計画の策定とモニタリング技術の活用について（参考資料），令和 2 年 6 月．

3. 点検等の技術における「リクワイヤメント」および「技術レベル」

(1) 新技術活用に関する国の動向

橋梁の状態把握は，道路法施行規則に基づく「5 年に 1 回の近接目視」が法的義務として課されており，国土交通省が定める「橋梁定期点検要領（直轄）」[3-1)]および「道路橋定期点検要領（技術的助言）」[3-2)]によって，点検方法・判定基準・記録様式が全国で統一的に運用されている．

さらに，近接目視によらない方法の採用については「道路橋定期点検要領（技術的助言の解説・運用標準）4. 状態の把握」で，次のように示されている．” 他の手段による状態に関する情報の把握によっても，最終的に『健全性の診断区分』が同等の信頼性で決定できることが明らかな場合には，必ずしも全ての部材について知識・技能を有する者が近接目視による状態把握を行う必要はなく，法令もこれを妨げるものではない” ．この考え方に基づき，新技術の活用を促進するための「点検支援技術性能カタログ R7.4」も公開されている．

今回提案する計測技術およびモニタリング技術を橋梁定期点検に位置付けていくためには，当該技術がどのように活用可能であるかを明確化する必要がある．

そのため，本章では「点検支援技術性能カタログ」[3-3)]と同一の視点から技術を整理し，「リクワイヤメント」，「技術レベル」を明示する．

(2) 点検支援技術性能カタログの概要

a) 概要

国土交通省では，道路構造物の維持管理における効率化・高度化を図ることを目的として，点検支援技術に関する性能評価結果を「点検支援技術性能カタログ」[3-3)]として整理・公開している．カタログでは，民間企業等が開発した各種の点検支援技術について，その概要，適用構造物，性能評価結果，適用条件，留意事項等を体系的に整理した資料であり，発注者および受注者が点検業務における技術選定を行う際の参考として活用されている．

掲載されている技術は，主に近接目視支援技術（ドローン，ロボット等），記録・整理支援技術（AI 画像解析，3D データ化等），健全度判定支援技術（AI 診断支援等），および変状把握技術（ひび割れ・たわみ検知センサ等）等に分類されている．

これらの技術は，点検作業の安全性向上，作業効率化，客観性の確保に寄与することを目的としており，各技術の性能は，精度・適用範囲・作業性・耐環境性等の観点から評価されている．なお，国土交通省道路局および関係機関により定期的に更新・公開されており，最新の情報は「道路メンテナンス技術情報ポータルサイト」上で入手可能である．

b) リクワイヤメント

「リクワイヤメント」[3-4)]とは，点検支援技術を実際に構造物点検・巡視の現場で導入・活用する際に満たすべき性能・機能・運用の観点からの必須条件を指す．特に，国土交通省 道路局が策定・公募する枠組みにおいては，技術提案・登録・カタログ掲載にあたって，これらリクワイヤメントを明示した上で「支援技術として活用に耐えるか」を評価する基準となっており，今回の提案技術においてもこれらのリクワイヤメントに対する評価を実施する．

具体的には，構造物（例：橋梁，トンネル，舗装等）の定期点検・巡視という実務場面において，次のような視点から要件が整理されており，**表-3.2** のリクワイヤメントが点検支援に求める技術として示されている．

表-3.1　主なリクワイヤメントの視点 [3-4)]

視点	説明
視点①	見えないまたは見えにくい部材等の状態をより詳しく把握できる技術 例）接近しにくい狭隘部の状態を把握する技術 　　水中部の部材の状態把握ができる技術
視点②	健全性の診断に必要な部材強度等の情報を定量的に把握・推定する技術 例）コンクリート内部の鉄筋の有効断面積を把握する技術
視点③	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめを効率化できる技術 例）撮影画像から自動的に損傷を検出し出力する技術

表-3.2　橋梁の点検支援技術のリクワイヤメント [3-4)]

求める技術（道路行政の技術開発ニーズ）		
A	PC 上部構造や吊材の状態把握	PC 鋼材や吊材の内部の水分の有無が判別できる技術
		PC 鋼材や吊材の状態の把握や断面積を計測する技術
		PC 鋼材の緊張力や吊材の張力等の定量的な情報を取得できる技術
B	支承部の状態把握	支承部の有効断面積の状態や劣化状況を把握する技術
		上部構造から作用する荷重の伝達機構とその状態等をより適切に把握するため，作用荷重等の定量的な情報を取得できる技術
C	橋梁基礎の洗堀や斜面上の基礎等の状態把握	基礎の変位，傾斜の状態を把握する技術
		基礎の安定の前提となる地盤境界面の安定の状態を把握する技術
D	狭隘な溝橋内空の状態把握	溝橋の内空の状態を把握できる技術
E	狭隘な桁端部やゲルバー部の状態把握	接近しにくい狭隘部の状態を把握する技術
		狭隘部（内部）の状態を把握する技術
F	疲労亀裂の検知と状態把握	供用状態のままで，塗膜や舗装を撤去せずに鋼部材の亀裂の有無や性状を把握できる技術
		不可視箇所での対応等が可能な検査機により，亀裂の有無や性状を把握できる技術
G	落下する可能性のある損傷箇所の状態把握	コンクリート部材・鋼部材等の状態を把握できる技術
		コンクリート部材・鋼部材等が劣化した原因を確認できる技術
H	コンクリート内部の鉄筋腐食の把握	コンクリート中の鋼材位置の塩化物イオン量を測定できる技術
		かぶりコンクリート内における塩化物イオン量を深さ方向に測定できる技術
		試料を採取せずに塩化物イオン量を測定できる技術
		鉄筋の腐食の有無および有効断面積を確認できる技術
I	ゆるみや折損が生じたボルトの損傷検知と状態把握	ボルトに生じているゆるみや折損を非接触で検出できる技術
		部材の接合部等でボルトの軸力を確認できる技術
J	床版上面の土砂化等の検知と状態把握	舗装を撤去することなく床版上面の劣化の状態と範囲を把握する技術
		コンクリートの土砂化の要因となる床版上面の滞水の有無や範囲を確認する技術
K	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめの効率化	撮影した画像データから自動でオルソ画像を生成し，ひびわれ等の損傷を検出する技術
		検出した損傷を踏まえて損傷図を自動で作成する技術

c)　技術レベル

「技術レベル」とは，点検支援技術が実務においてどの段階まで適用可能であるか，つまり「技術成熟度」や「運用可能性」の観点から整理された区分を指す．特に，定期点検・巡視の実務への導入にあたり，技術がどの程度「近接目視等従来技術の代替・補完」となりうるかを評価・選定するための枠組みとして位置付けられている．このように，レベルが上がるほど「単に異常を検知する」から「耐荷性能・劣化度を定量的に把握する」方向へ，高度化・精緻化が進むことが明示されている．

なお，LEVEL4 については，カタログ自体に記載はなく，図-3.1 の通り将来的な展望として国土交通省資料に概要が示されている．

表-3.3　技術レベル一覧 [3-4)]

レベル区分	概要
LEVEL1	知識と技能を有する者（定期点検者）が部材の性能判断を行うため，部材の耐荷性能や耐久性能に影響を及ぼす異常，異常を疑う余地，異常を引き起こす原因等を把握するための情報を取得することができる技術.
LEVEL2	LEVEL1 の範囲を超え，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の有無を判断するために必要な情報を取得できる技術.
LEVEL3	さらに進んで，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の低下の程度を定量的に取得できる技術.
LEVEL4	部位・部材の残存強度・耐力を推定し，診断の定量化が可能な技術.

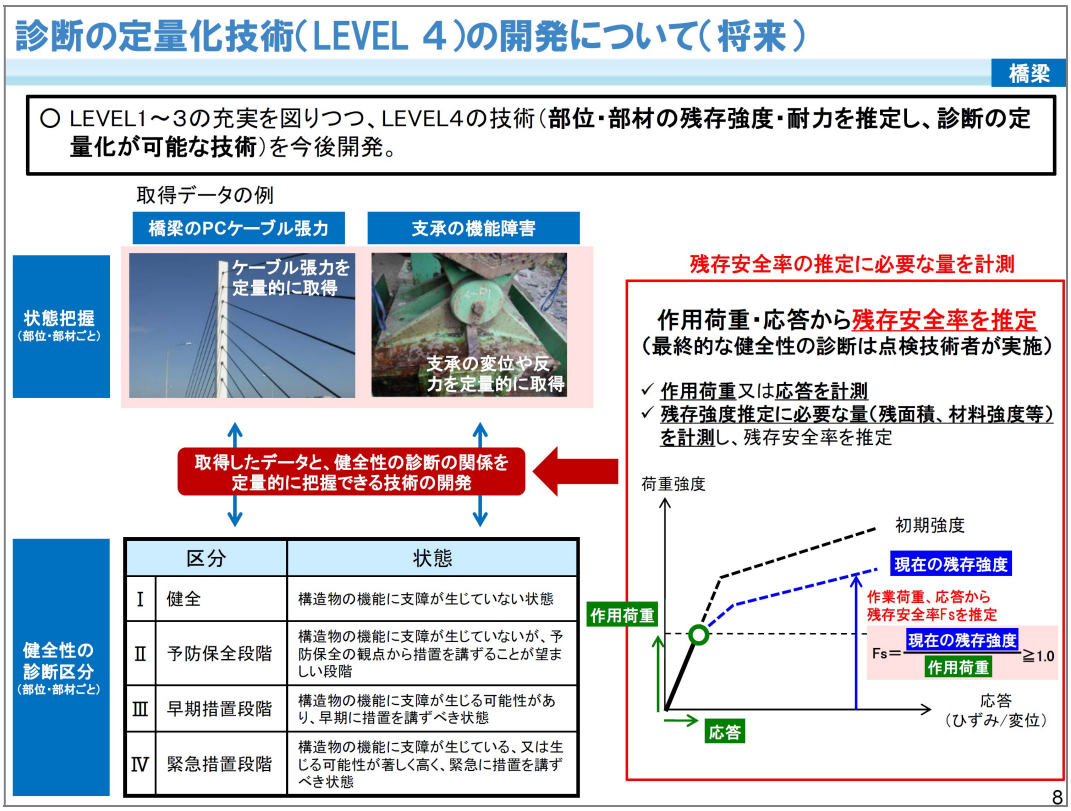


図-3.1　LEVEL4 の概要 [3-5)]

d) 標準項目

点検支援技術性能カタログで整理されている標準項目は**表-3.4** の通りである．

表-3.4 標準項目一覧 [3-3)]

項目	内容
基本項目	概要や連絡先，技術区分等
基本諸元	機器の構成や原理・機構，計測装置や通信装置の概要等
運動性能	運動を伴うもの（ドローン等）であればその性能等
計測性能	計測精度や位置精度，感度等
留意事項	適用にあたっての現場条件，作業条件，運用条件等
図面	概要図等

(3) 提案技術の技術レベル

a) 現行の点検および健全度評価

① 概要

我が国の橋梁点検は，道路法に基づき 5 年に 1 回の近接目視点検を基本として実施されている．点検では，橋梁を構成する部材（主桁，床版，下部構造，支承等）について，ひび割れ・腐食・変形・漏水・剥離・遊間の異常等の変状の種類，程度と範囲を確認し記録する．必要に応じて打音や触診，測定機器を用いた調査を併用し，それら情報をもとに橋梁の健全性について評価を行う．定期点検は，国土交通省の公表する「橋梁定期点検要領」[3-1)]および「道路橋定期点検要領」[3-2)]に準拠し実施されているが，法定後 3 巡目に向けて令和 6 年度に両要領が改訂された．改訂後の要領では，橋梁全体の耐荷性能や耐久性能等を総合的に勘案したうえで橋梁の健全度を評価できるよう，記録すべき項目や記録様式が見直されている．しかし，現行の点検における橋梁の性能や健全性の評価は，あくまで点検者が近接目視で確認できる範囲の情報に基づく定性的かつ主観的な評価である．また，専門的な知識を有する技術者が不足している自治体においては，こうした定性評価であるためにその評価結果の妥当性判断に苦慮しているのが実情である．

上述した現行の橋梁定期点検（状態の把握，詳細調査，健全性の評価）の方法や評価内容を以降に示す．

② 定期点検で得られる情報

橋梁の定期点検は，上述の通り 5 年に 1 回の周期で実施され，橋梁を構成する部材の損傷・劣化の早期発見とその影響度の把握を目的としている．「橋梁定期点検要領」[3-1)]では，“近接目視，または近接目視による場合と同等の評価や検討が行える他の方法”で情報を収集することが明記されており，国土交通省が管理する直轄国道の橋梁においては，**表-3.5** の損傷を対象に状態の把握を行っている．PC 橋においては，特に⑥ひびわれ，⑦剥離・鉄筋露出，⑧漏水・遊離石灰，⑪床版ひびわれ，⑫うき，⑱定着部の異常等が主に発生する損傷として挙げられる．これら損傷に対して，a～e の 5 段階で損傷程度を評価し記録することが基本となっており，これは**表-3.5**～**表-3.7** の通り，損傷の状態から定量的に評価される．

表-3.5　対象とする損傷の種類の標準 [3-1)]

No.	損傷の種類	No.	損傷の種類
1	腐食	14	路面の凹凸
2	亀裂	15	舗装の異常
3	ゆるみ・脱落	16	支承部の機能障害
4	破断	17	その他
5	防食機能の劣化	18	定着部の異常
6	ひびわれ	19	変色・劣化
7	剥離・鉄筋露出	20	漏水・滞水
8	漏水・遊離石灰	21	異常な音・振動
9	抜け落ち	22	異常なたわみ
10	補修・補強材の損傷	23	変形・欠損
11	床版ひびわれ	24	土砂詰まり
12	うき	25	沈下・移動・傾斜
13	遊間の異常	26	洗掘

表-3.6　損傷程度の区分（例：ひびわれ）[3-1)]

区分	最大ひびわれ幅に着目した程度	最小ひびわれ間隔に着目した程度
a	損傷なし	
b	小	小
c	小	大
	中	小
d	中	大
	大	小
e	大	大

表- 3.7　最大ひびわれ幅の程度 [3-1)]

程度	一般的状況
大	ひびわれ幅が大きい （PC 構造物 0.2mm 以上）
中	ひびわれ幅が中位 （PC 構造物 0.1mm 以上 0.2mm 未満）
小	ひびわれ幅が小さい （PC 構造物 0.1mm 未満）

③ 調査で得られる情報

近接目視点検において劣化要因の推定が困難な橋梁や緊急度の高いひびわれが発生している橋梁に対しては，要因確認および補修検討のために詳細調査を実施する場合がある．例えば，コンクリート表面にひびわれが生じており，アルカリ骨材反応が疑われる場合や，PC 橋において PC 鋼材に沿ったひびわれ，定着部のひびわれが確認された場合等である．特に PC 橋においては，PC 鋼材の腐食・破断，グラウトの充填不足は外観からは確認が困難であるため，下記のような詳細調査が適用される [3-6)]．

・コンクリート削孔：コンクリートを削孔することで，目視により PC グラウト充填状況や PC 鋼材の状態を把握する．

・グラウト充填調査（X 線透過法，衝撃弾性波法等）：X 線の透過状況や打音による PC 鋼材の振

動により，PC グラウト充填状況を把握する．

・ひずみ計測：コンクリートコアを削孔し，解放されるコンクリートの表面ひずみを計測することで導入されているプレストレスを把握する．

こうした調査を実施することで，外観目視からは把握が難しい PC 鋼材やグラウトの状況を把握し，後述する健全度評価に繋げることができる．

④ 健全度評価

近接目視点検により把握した橋梁の損傷状態，調査結果，周辺環境等を踏まえ，橋梁の性能を推定するとともに，特定事象等の有無を把握する．その後，対象橋梁の措置方針として，道路管理者が橋梁単位で**表-3.8** に示す健全性の診断の区分（Ⅰ～Ⅳ）を決定する．

表-3.8　健全性の診断の区分 [3-2)]

区分		状態
I	健全	構造物の機能に支障が生じていない状態
II	予防保全段階	構造物の機能に支障が生じていないが，予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態
III	早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり，早期に措置を講ずべき状態
IV	緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている，又は生じる可能性が著しく高く，緊急に措置を講ずべき状態

性能の推定については，次回の定期点検までに想定される橋梁が置かれる状況として，少なくとも下記 1）～3）のような状態に対して A～C で評価を行うことが「橋梁定期点検要領」に明記されている．この評価はあくまで近接目視点検で得られる情報に基づき，点検者の主観的な評価で決定することとなっており，詳細調査や解析等を行うものではない．

＜想定する状況＞

1）起こりえないとは言えないまでも通常の供用では極めて起こりにくい程度の重量の車両の複数台同時載荷等の過大な活荷重

2）一般に道路管理者が緊急点検を行う程度以上の規模が大きく稀な地震

3）橋の条件によっては被災可能性があるような稀な洪水等の出水

＜性能評価の区分＞

A：何らかの変状が生じる可能性は低い

B：致命的な状態となる可能性は低いものの何らかの変状が生じる可能性がある

C：致命的な状態となる可能性がある

また，維持管理上，特別な取扱いをする可能性のある事象を把握しておくために，疲労，塩害，アルカリ骨材反応（ASR），防食機能の低下，洗掘等の特定事象に該当するかどうかを推定し，有無で記録することが求められる．

b) 提案技術の概要

本プロジェクトが提案するモニタリング技術の概要について，点検支援技術性能カタログに記載の標準項目を中心に取りまとめた．

① SAFE 技術（振動特性に着目したモニタリング技術）

SAFE 技術とは振動データの計測に基づいて，損傷等による構造物の剛性の変動を簡易に検出するための指標と，そのための計算手順および計測技術の総称である．異常指示指標として，あらかじめ学習された揺れ方のパターンと新たに計測された振動データとの乖離の程度を単一の指標として表現することで，煩雑な信号処理・統計処理を自動化し，異常が疑われる場合にいち早く警報を示すことを目的としている．本技術の概要を**表-3.9** および**図-3.2** に示す．

表-3.9 SAFE 技術の概要

項目	概要
当該技術の特徴	本技術は異常検知の基準とする状態の橋梁加速度時系列を収集して振動応答のモデルを学習し，学習後に収集された時系列について基準からの振動特性の変動を検出する． ・計測機器：数機の加速度計，データロガー，および数値計算ソフトウェアを備えたコンピュータから構成される．加速度計の機材寸法は高々数センチメートル四方程度であり，支間の適当な点に据え置いて使用する．遠隔地から長期的な観測を行う際は 4G 回線等を通じてサーバーへデータを収集し，数値計算はサーバー上で実施する． ・計測のタイミング：新設時，補修前後，経過観察時等，状態の比較を行いたい任意のタイミング ・計測結果の活用：平常時の経過観察（橋梁の特性に変化の兆しがみられる場合の早期警戒，確度の高い異常が確認された場合の警報として機能する．）
対象部位・部材	本手法は桁橋の曲げ剛性変動を対象とする．特にポストテンション方式 PC 梁の単純桁の主桁を適用対象とする．
対象の損傷	ポストテンション方式 PC 梁の PC 鋼材のシース管 PC グラウト充填不足に伴う滞水を原因とした腐食および破断 （特に，プレストレス力の低下に伴う初期導入応力低下により，平常時の荷重作用時の桁下縁コンクリートに引張応力が作用し，有効断面積減少による耐荷力低下が認められる際，固有振動数の低下を検出する）
計測項目	桁橋支間の鉛直方向加速度（複数点の計測が望ましい）
検出原理	本技術は学習・検定の二段階から構成される．まず Step1 として，収集した振動データから変化検知の基準とするための揺れ方のパターンを加速度時系列の自己回帰モデルとしてベイズ推論により学習する．学習後，自動的に固有振動の占める振幅パワーの割合が表示されるので，評価者は振幅の卓越する振動モードの数を確認し，入力する． Step2 では変化検知の比較対象とするための加速度時系列を収集し，異常指示指標（SAFE 値）を計算する．ここで，SAFE 値は，Step1 で学習された自己回帰モデルを事前情報とする帰無仮説と，振動モードに関するパラメータを可変とみなす対立仮説とによるベイズ仮説検定を定式化した際の検定統計量を正規化したものである．SAFE 値が大きくなるほど Step1 からの乖離が大きいことを示す．評価者は，Step1 と Step2 の SAFE 値について 2 群間の比較により，平常，早期警戒，警報の 3 段階の判定を行う．

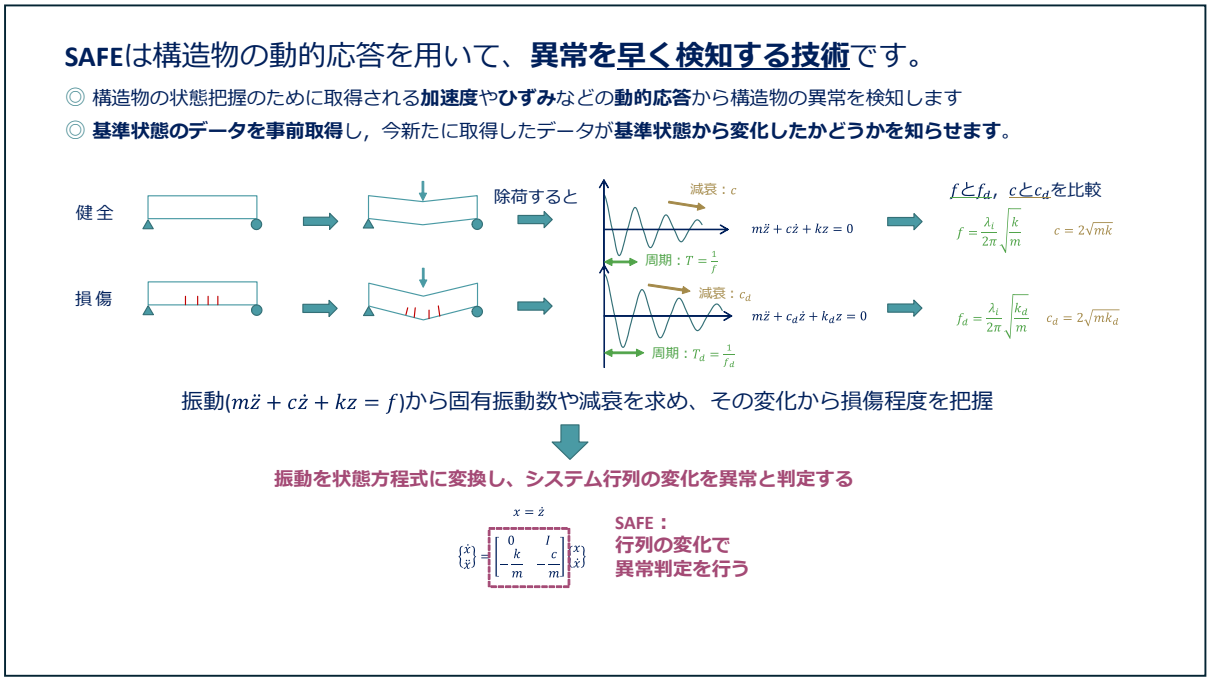


図-3.2　SAFE 技術の概念図

② 梁構造のたわみ計測と廉価な計測方法を用いたモニタリング技術

レーザーおよびビデオを用いた計測手法（Laser and Video Based Displacement Transducer：LVBDT）は，非接触計測技術の一つであり，レーザー投影とビデオ画像処理を組み合わせて構造物の変位および変形を監視する．基本原理は，レーザー発振器により生成されたレーザー点を構造物表面に投影し，そのレーザー点をビデオカメラで撮影することで，画像処理によりレーザー点の位置変化を解析し，構造物の変位および変形を算出するものである．本研究では，線状レーザーを水平基準線として用いて，複数のカメラで複数点のターゲットの変位を同時に計測することにより，橋梁の実際のたわみ分布を算出する．本技術の概要を**表**-3.10 および**図**-3.3，**図**-3.4 に示す．

表-3.10　梁構造のたわみ計測と廉価な計測方法を用いたモニタリング技術の概要

項目	概要
当該技術の特徴	本技術はレーザー光と画像処理の併用により橋梁のたわみ分布を計測する技術である． ・計測機器：線状レーザー装置／受光板／ビデオカメラ ・計測タイミング：状態把握時 ・計測結果の活用：活荷重たわみの算出に用いる．
対象部位・部材	RC 桁／PC 桁
対象の損傷	異常なたわみ （その他損傷と合わせて考察・分析を行うことで，精度よく耐荷性能を評価できる）
計測項目	たわみ（変位）
検出原理	本研究で提案するたわみ計測手法について説明する．提案手法は，以下の三つの要素から構成される． 1. 線状レーザー装置：支点および中央スパン等，複数の計測位置に対して一定の基準高さを提供する．本研究では回転レーザーを使用したレーザーレベルを用いた． 2. 受光板：対象物の移動を可視化する．線状レーザーを反射する反射部と参照マーカーで構成される． 3. ビデオカメラ：対象物の移動を記録する． 受光板に付加された参照マーカー端点間の距離を用いることで，画像ごとに換算係数を算出し，1 ピクセルに相当する実寸長（mm）を求める．この換算係数を用いることで，線状レーザーの中心点と参照マーカーの中心点間のピクセル数を実寸長に変換する．ここでは，この 2 つの中心点間の距離を相対距離（Relative distance）と呼称する．橋梁への載荷時には受光板が下方へ移動し，相対距離が変化する．載荷前後の変位は初期フレームと最終フレームの相対距離の変化量として算出する．

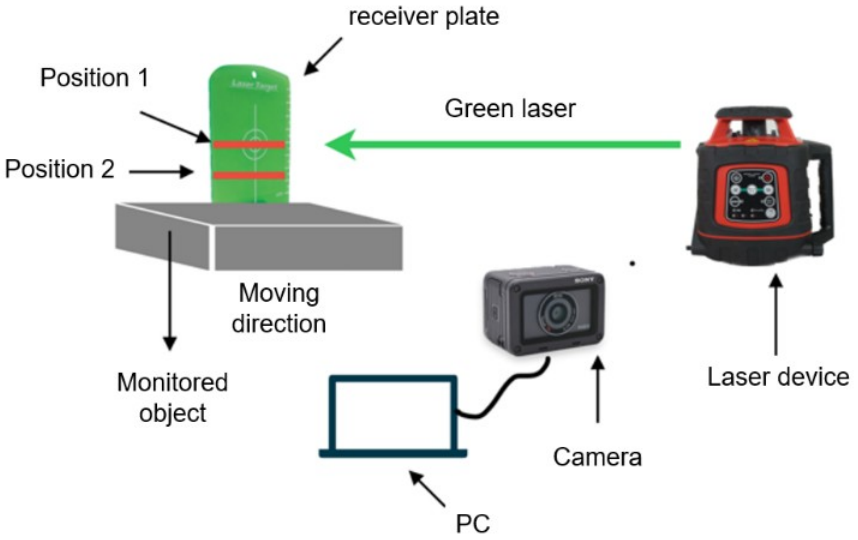


図-3.3　提案手法の概念図

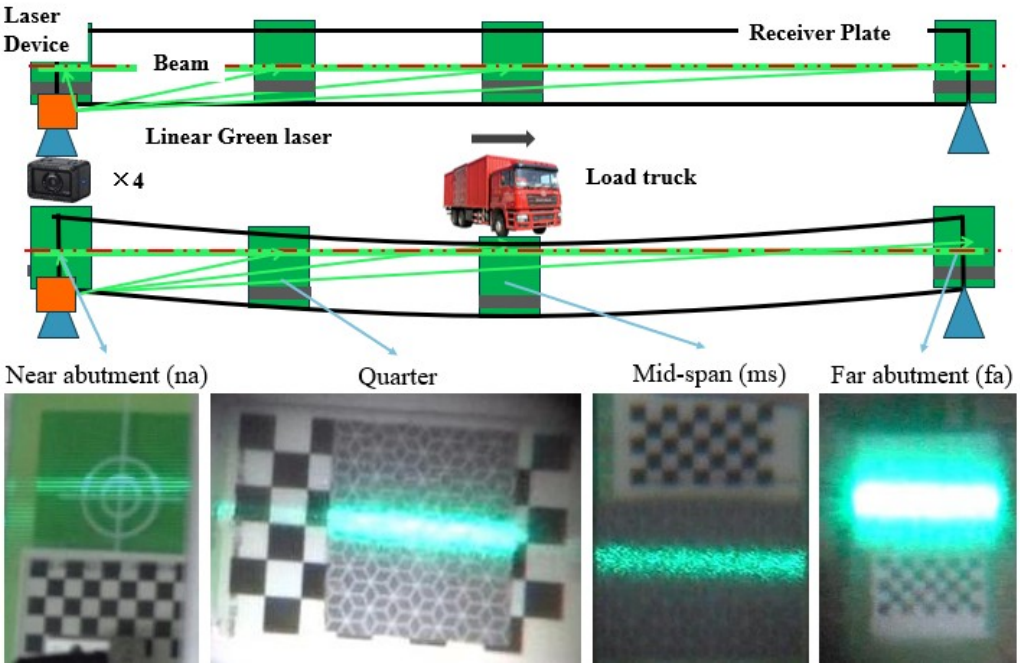


図-3.4　実橋への適用イメージ

③ 梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測技術

DIC（Digital Image Correlation）は計測対象物表面の光学画像のランダム性をもとにした非破壊・非接触の画像解析手法であり，対象物の変形前後の光学画像を用いて解析を行う．まず，変形前の画像に対して任意の点を中心とした N×N 画素の任意領域（サブセット）を指定する．そして，変形後の画像におけるサブセットの位置を探索することで変位方向と変位量を求める．DIC では計測対象とする画像上に多数のサブセットを設け画像解析を行い，各サブセットの中心点間で構成される三角形メッシュ要素がひずみ計測領域となる．すなわち，画像上であれば多数のひずみ計測点を設けることが可能であり，ひずみの大小を比較するコンター図を得ることができる．また，塗膜下であってもひずみが局所的に増加すれば捉えることが可能である．本技術の概要を**表**-3.11 および**図**-3.5～**図**-3.7 に示す．

表-3.11　梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測技術

項目	概要
当該技術の特徴	本技術は光学画像からひずみを非破壊・非接触で計測する技術である． ・計測機器：デジタルカメラ／ランダムパターン ・計測タイミング：状態把握時 ・計測結果の活用：撮影した光学画像を解析することで，構造物表面の面内ひずみやその分布を知ることができる．
対象部位・部材	コンクリート梁の表面
対象の損傷	曲げひびわれ
計測項目	画像（静止画／動画）
検出原理	まず，変形前の画像に対して任意の点を中心とした N×N 画素の任意領域（サブセット）を指定する．そして，変形後の画像におけるサブセットの位置を探索することで変位方向と変位量を求める．変位量の導出にあたり，画像解析により，各画像上でテンプレートの動きを追尾し，テンプレートの中心を変形後の座標（x_i, y_i）として算出する．ひずみの算出では，隣接する 3 座標点から構成される三角形メッシュ内のひずみは一定であると仮定し，三角形メッシュを構成する各座標点の変位（u_i, v_i）とひずみ（E_x, E_y, E_{xy}）を次式で算出する． $u_i = a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i$ (1) $v_i = a_4 + a_5 x_i + a_6 y_i$ (2) $E_x = \frac{\partial u}{\partial x}$ (3) $E_y = \frac{\partial v}{\partial y}$ (4) $E_{xy} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)$ (5)

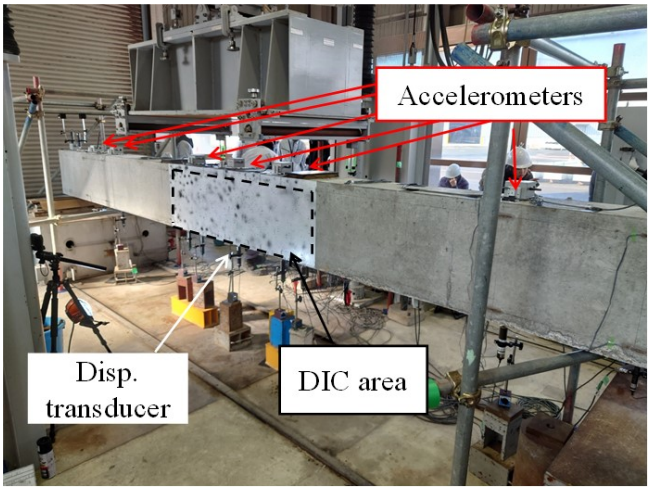


図-3.5　DIC 画像の撮影状況（供試体の場合）

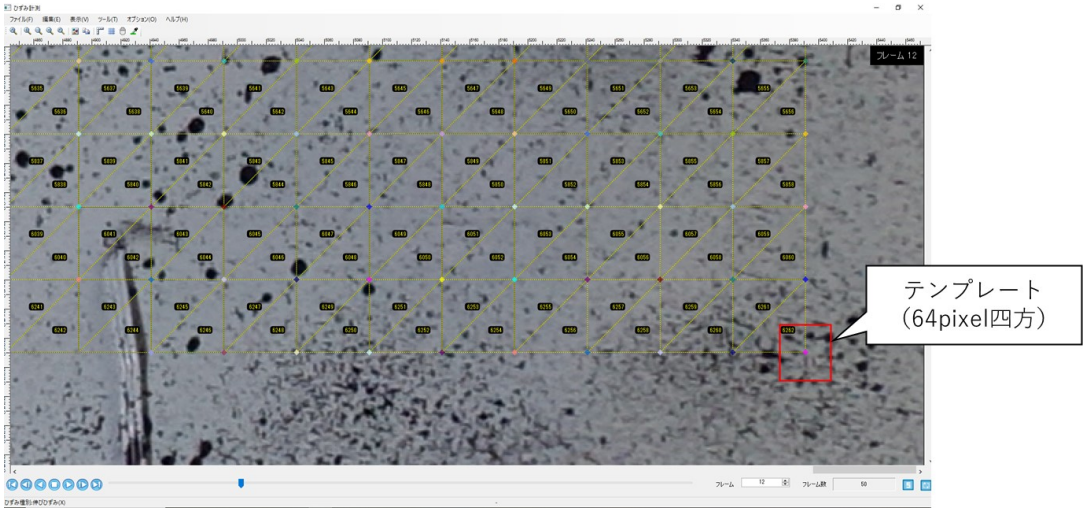


図-3.6　DIC 解析のイメージ

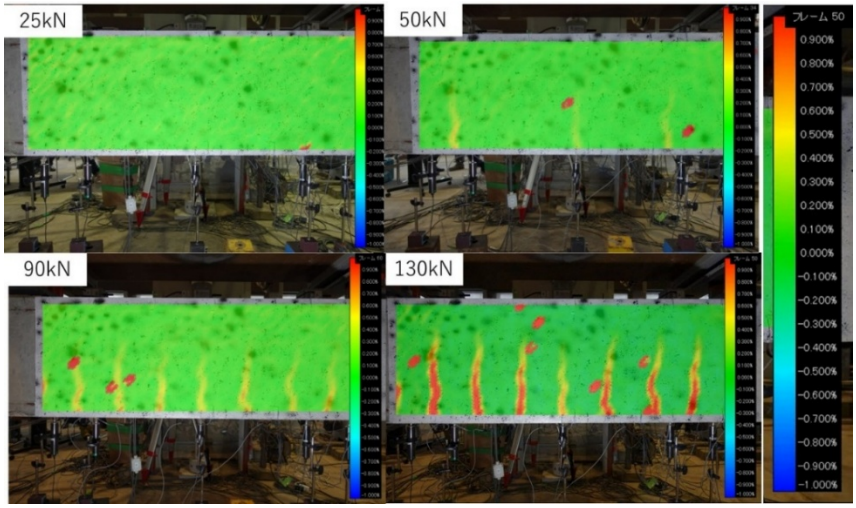


図-3.7　DIC 解析から得られるひずみコンター図の例

c) 提案技術の評価

点検支援技術性能カタログの記載内容をもとに，上述した 3 つの提案技術について，国の求めるリクワイヤメントおよび技術レベルに対する適合性を評価した．本プロジェクトで整理した各技術の評価結果を以降の表に黄色網掛けで示す.

① SAFE 技術（振動特性に着目したモニタリング技術）

本技術のリクワイヤメントおよび技術レベルの評価結果を**表-3.12～表-3.15** に示す.

＜リクワイヤメント：視点①および視点②に該当＞

SAFE 技術は，橋梁の固有振動数・振動モード・減衰特性の変化を統計的に捉えて，損傷や劣化を検知するモニタリング技術である．これは，目視できない部材の状態を推定できる技術であるとともに，健全性の診断に必要な部材の情報として発生している異常の程度を定量的に把握・推定する技術であることから，リクワイヤメントの「視点①」および「視点②」に該当する技術である.

個別のリクワイヤメントとしては，振動特性の変化よりコンクリート内部の PC 鋼材や鉄筋の状態を推定できるとともに，支承部の劣化による境界条件等の変化も振動特性に影響することから，「A：PC 上部構造や吊材の状態把握」，「B：支承部の状態把握」および「H：コンクリート内部の鉄筋腐食の把握」に該当すると考えられる.

表-3.12 SAFE 技術のリクワイヤメントの視点との対応

視点	説明	提案技術の対応
視点①	見えないまたは見えにくい部材等の状態をより詳しく把握できる技術	振動特性の変化により目視できない部材（鉄筋や PC 鋼材等）の損傷を把握（推定）できるため該当する
視点②	健全性の診断に必要な部材強度等の情報を定量的に把握・推定する技術	振動特性の変化により目視できない部材（鉄筋や PC 鋼材等）の損傷の程度が把握（推定）できるため該当する
視点③	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめを効率化できる技術	状態や点検結果の記録の効率化を目的とした技術ではないため該当しない

表-3.13 SAFE 技術のリクワイヤメントの評価（1/2）

求める技術（道路行政の技術開発ニーズ）			適否
A	PC 上部構造や吊材の状態把握	PC 鋼材や吊材の内部の水分の有無が判別できる技術	×
		PC 鋼材や吊材の状態の把握や断面積を計測する技術	○
		PC 鋼材の緊張力や吊材の張力等の定量的な情報を取得できる技術	○
B	支承部の状態把握	支承部の有効断面積の状態や劣化状況を把握する技術	×
		上部構造から作用する荷重の伝達機構とその状態等をより適切に把握するため，作用荷重等の定量的な情報を取得できる技術	○
C	橋梁基礎の洗堀や斜面上の基礎等の状態把握	基礎の変位，傾斜の状態を把握する技術	×
		基礎の安定の前提となる地盤境界面の安定の状態を把握する技術	×
D	狭隘な溝橋内空の状態把握	溝橋の内空の状態を把握できる技術	×
E	狭隘な桁端部やゲルバー部の状態把握	接近しにくい狭隘部の状態を把握する技術	×
		狭隘部（内部）の状態を把握する技術	×

表-3.14　SAFE 技術のリクワイヤメントの評価（2/2）

求める技術（道路行政の技術開発ニーズ）			適否
F	疲労亀裂の検知と状態把握	供用状態のままで，塗膜や舗装を撤去せずに鋼部材の亀裂の有無や性状を把握できる技術	×
		不可視箇所での対応等が可能な検査機により，亀裂の有無や性状を把握できる技術	×
G	落下する可能性のある損傷箇所の状態把握	コンクリート部材・鋼部材等の状態を把握できる技術	×
		コンクリート部材・鋼部材等が劣化した原因を確認できる技術	×
H	コンクリート内部の鉄筋腐食の把握	コンクリート中の鋼材位置の塩化物イオン量を測定できる技術	×
		かぶりコンクリート内における塩化物イオン量を深さ方向に測定できる技術	×
		試料を採取せずに塩化物イオン量を測定できる技術	×
		鉄筋の腐食の有無および有効断面積を確認できる技術	○
I	ゆるみや折損が生じたボルトの損傷検知と状態把握	ボルトに生じているゆるみや折損を非接触で検出できる技術	×
		部材の接合部等でボルトの軸力を確認できる技術	×
J	床版上面の土砂化等の検知と状態把握	舗装を撤去することなく床版上面の劣化の状態と範囲を把握する技術	×
		コンクリートの土砂化の要因となる床版上面の滞水の有無や範囲を確認する技術	×
K	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめの効率化	撮影した画像データから自動でオルソ画像を生成し，ひびわれ等の損傷を検出する技術	×
		検出した損傷を踏まえて損傷図を自動で作成する技術	×

＜技術レベル：LEVEL3 に該当＞

技術レベルとしては，橋梁の振動特性から耐荷性能の低下の程度を評価するデータを取得できるため LEVEL3 に該当すると考えられる．

表-3.15　SAFE 技術の技術レベルの評価

レベル区分	概要	適否
LEVEL1	知識と技能を有する者（定期点検者）が部材の性能判断を行うため，部材の耐荷性能や耐久性能に影響を及ぼす異常，異常を疑う余地，異常を引き起こす原因等を把握するための情報を取得することができる技術	○
LEVEL2	LEVEL1 の範囲を超え，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の有無を判断するために必要な情報を取得できる技術	○
LEVEL3	さらに進んで，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の低下の程度を定量的に取得できる技術	○
LEVEL4	部位・部材の残存強度・耐力を推定し，診断の定量化が可能な技術	×

② 梁構造のたわみ計測と廉価な計測方法を用いたモニタリング技術

本技術のリクワイヤメントおよび技術レベルの評価結果を**表-3.16～表-3.19** に示す.

＜リクワイヤメント：視点①および視点②に該当＞

本技術は，レーザー光と受光部位の位置把握を画像解析により任意部のたわみ変位を計測するモニタリング技術である．これは，たわみ計測により目視で見えにくいコンクリート内部の状態が推定できるとともに，健全性の診断に必要な部材の情報として部材強度の推定に必要なたわみ値を定量的に把握する技術であることから，リクワイヤメントの「視点①」および「視点②」に該当する技術である.

個別のリクワイヤメントとしては，たわみ値によりコンクリート内部の PC 鋼材や鉄筋の状態を推定できるとともに，支承部の劣化による境界条件等の変化もたわみ値に影響することから，「A：PC 上部構造や吊材の状態把握」，「B：支承部の状態把握」および「H：コンクリート内部の鉄筋腐食の把握」に該当すると考えられる.

表-3.16 梁構造のたわみ計測を用いたモニタリング技術のリクワイヤメントの視点との対応

視点	説明	今回技術の対応
視点①	見えないまたは見えにくい部材等の状態をより詳しく把握できる技術	たわみ値の変化により目視できない部材（鉄筋や PC 鋼材等）の損傷を把握（推定）できるため該当する
視点②	健全性の診断に必要な部材強度等の情報を定量的に把握・推定する技術	たわみ値の変化により桁の損傷の程度が把握（推定）できるため該当する
視点③	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめを効率化できる技術	状態や点検結果の記録の効率化を目的とした技術ではないため該当しない

表-3.17 梁構造のたわみ計測を用いたモニタリング技術のリクワイヤメントの評価（1/2）

求める技術（道路行政の技術開発ニーズ）			適否
A	PC 上部構造や吊材の状態把握	PC 鋼材や吊材の内部の水分の有無が判別できる技術	×
		PC 鋼材や吊材の状態の把握や断面積を計測する技術	○
		PC 鋼材の緊張力や吊材の張力等の定量的な情報を取得できる技術	○
B	支承部の状態把握	支承部の有効断面積の状態や劣化状況を把握する技術	×
		上部構造から作用する荷重の伝達機構とその状態等をより適切に把握するため，作用荷重等の定量的な情報を取得できる技術	○
C	橋梁基礎の洗堀や斜面上の基礎等の状態把握	基礎の変位，傾斜の状態を把握する技術	×
		基礎の安定の前提となる地盤境界面の安定の状態を把握する技術	×
D	狭隘な溝橋内空の状態把握	溝橋の内空の状態を把握できる技術	×
E	狭隘な桁端部やゲルバー部の状態把握	接近しにくい狭隘部の状態を把握する技術	×
		狭隘部（内部）の状態を把握する技術	×
F	疲労亀裂の検知と状態把握	供用状態のままで，塗膜や舗装を撤去せずに鋼部材の亀裂の有無や性状を把握できる技術	×
		不可視箇所での対応等が可能な検査機により，亀裂の有無や性状を把握できる技術	×
G	落下する可能性のある損傷箇所の状態把握	コンクリート部材・鋼部材等の状態を把握できる技術	×
		コンクリート部材・鋼部材等が劣化した原因を確認できる技術	×

表-3.18　梁構造のたわみ計測を用いたモニタリング技術のリクワイヤメントの評価（2/2）

求める技術（道路行政の技術開発ニーズ）			適否
H	コンクリート内部の鉄筋腐食の把握	コンクリート中の鋼材位置の塩化物イオン量を測定できる技術	×
		かぶりコンクリート内における塩化物イオン量を深さ方向に測定できる技術	×
		試料を採取せずに塩化物イオン量を測定できる技術	×
		鉄筋の腐食の有無および有効断面積を確認できる技術	○
I	ゆるみや折損が生じたボルトの損傷検知と状態把握	ボルトに生じているゆるみや折損を非接触で検出できる技術	×
		部材の接合部等でボルトの軸力を確認できる技術	×
J	床版上面の土砂化等の検知と状態把握	舗装を撤去することなく床版上面の劣化の状態と範囲を把握する技術	×
		コンクリートの土砂化の要因となる床版上面の滞水の有無や範囲を確認する技術	×
K	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめの効率化	撮影した画像データから自動でオルソ画像を生成し，ひびわれ等の損傷を検出する技術	×
		検出した損傷を踏まえて損傷図を自動で作成する技術	×

＜技術レベル：LEVEL3 に該当＞

技術レベルとしては，たわみを把握することで部材の耐荷性能の低下の程度を評価するデータを取得できるため LEVEL3 に該当すると考えられる．

表-3.19　梁構造のたわみ計測を用いたモニタリング技術の技術レベルの評価

レベル区分	概要	適否
LEVEL1	知識と技能を有する者（定期点検者）が部材の性能判断を行うため，部材の耐荷性能や耐久性能に影響を及ぼす異常，異常を疑う余地，異常を引き起こす原因等を把握するための情報を取得することができる技術	○
LEVEL2	LEVEL1 の範囲を超え，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の有無を判断するために必要な情報を取得できる技術	○
LEVEL3	さらに進んで，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の低下の程度を定量的に取得できる技術	○
LEVEL4	部位・部材の残存強度・耐力を推定し，診断の定量化が可能な技術	×

③ 梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測技術

本技術のリクワイヤメントおよび技術レベルの評価結果を**表-3.20～表-3.23** に示す.

＜リクワイヤメント：視点①および視点②に該当＞

本技術は，光学画像からひずみを非破壊・非接触で計測することで，曲げひびわれの発生を把握することができる技術である．これは，目視で見えにくいひび割れ等，部材の状態を把握できる技術であるとともに，健全性の診断に必要な部材の情報として部材強度の推定に必要なひずみ値を定量的に把握する技術であることから，リクワイヤメントの「視点①」および「視点②」に該当する技術である．

個別のリクワイヤメントとしては，ひずみ値によりコンクリート内部の PC 鋼材や鉄筋の状態を推定できるため，「A：PC 上部構造や吊材の状態把握」および「H：コンクリート内部の鉄筋腐食の把握」に該当すると考えられる．

表-3.20 梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測技術のリクワイヤメントの視点との対応

視点	説明	今回技術の対応
視点①	見えないまたは見えにくい部材等の状態をより詳しく把握できる技術	目視で見えにくいコンクリート表面のひび割れ等も把握できるため該当する
視点②	健全性の診断に必要な部材強度等の情報を定量的に把握・推定する技術	コンクリートのひずみ計測により，損傷の程度が把握（推定）できるため該当する
視点③	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめを効率化できる技術	状態や点検結果の記録の効率化を目的とした技術ではないため該当しない

表-3.21 梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測技術のリクワイヤメントの評価（1/2）

求める技術（道路行政の技術開発ニーズ）			適否
A	PC 上部構造や吊材の状態把握	PC 鋼材や吊材の内部の水分の有無が判別できる技術	×
		PC 鋼材や吊材の状態の把握や断面積を計測する技術	○
		PC 鋼材の緊張力や吊材の張力等の定量的な情報を取得できる技術	○
B	支承部の状態把握	支承部の有効断面積の状態や劣化状況を把握する技術	×
		上部構造から作用する荷重の伝達機構とその状態等をより適切に把握するため，作用荷重等の定量的な情報を取得できる技術	×
C	橋梁基礎の洗堀や斜面上の基礎等の状態把握	基礎の変位，傾斜の状態を把握する技術	×
		基礎の安定の前提となる地盤境界面の安定の状態を把握する技術	×
D	狭隘な溝橋内空の状態把握	溝橋の内空の状態を把握できる技術	×
E	狭隘な桁端部やゲルバー部の状態把握	接近しにくい狭隘部の状態を把握する技術	×
		狭隘部（内部）の状態を把握する技術	×
F	疲労亀裂の検知と状態把握	供用状態のままで，塗膜や舗装を撤去せずに鋼部材の亀裂の有無や性状を把握できる技術	×
		不可視箇所での対応等が可能な検査機により，亀裂の有無や性状を把握できる技術	×
G	落下する可能性のある損傷箇所の状態把握	コンクリート部材・鋼部材等の状態を把握できる技術	×
		コンクリート部材・鋼部材等が劣化した原因を確認できる技術	×

表-3.22　梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測技術のリクワイヤメントの評価（2/2）

求める技術（道路行政の技術開発ニーズ）			適否
H	コンクリート内部の鉄筋腐食の把握	コンクリート中の鋼材位置の塩化物イオン量を測定できる技術	×
		かぶりコンクリート内における塩化物イオン量を深さ方向に測定できる技術	×
		試料を採取せずに塩化物イオン量を測定できる技術	×
		鉄筋の腐食の有無および有効断面積を確認できる技術	○
I	ゆるみや折損が生じたボルトの損傷検知と状態把握	ボルトに生じているゆるみや折損を非接触で検出できる技術	×
		部材の接合部等でボルトの軸力を確認できる技術	×
J	床版上面の土砂化等の検知と状態把握	舗装を撤去することなく床版上面の劣化の状態と範囲を把握する技術	×
		コンクリートの土砂化の要因となる床版上面の滞水の有無や範囲を確認する技術	×
K	状態の記録，点検結果の記録やとりまとめの効率化	撮影した画像データから自動でオルソ画像を生成し，ひびわれ等の損傷を検出する技術	×
		検出した損傷を踏まえて損傷図を自動で作成する技術	×

＜技術レベル：LEVEL3 に該当＞

技術レベルとしては，ひずみ値を把握することで部材の耐荷性能の低下の程度を評価するデータを取得できるため LEVEL3 に該当する．

表-3.23　梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測技術の技術レベルの評価

レベル区分	概要	適否
LEVEL1	知識と技能を有する者（定期点検者）が部材の性能判断を行うため，部材の耐荷性能や耐久性能に影響を及ぼす異常，異常を疑う余地，異常を引き起こす原因等を把握するための情報を取得することができる技術	○
LEVEL2	LEVEL1 の範囲を超え，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の有無を判断するために必要な情報を取得できる技術	○
LEVEL3	さらに進んで，部材の荷重伝達機構の状態から，部材の耐荷性能の低下の程度を定量的に取得できる技術	○
LEVEL4	部位・部材の残存強度・耐力を推定し，診断の定量化が可能な技術	×

LEVEL4 の実装に向けて

本研究で提案している技術は，いずれも耐荷性能の状態を定量化することができる技術に該当すると考えられる．国土交通省が今後の技術開発の方向性として示している LEVEL4 への高度化，すなわち健全性の診断の定量化にあたっては，提案技術のみならずその他物理量の複数計測や数値解析等と組み合わせることが必要である．また，現行の近接目視や打音検査等において，点検者の定性的判断ではあるものの，耐荷性能だけでなく耐久性能や架橋条件等も勘案した評価体系であることから，耐荷性能に加えて耐久性能等も定量化し，それらを多面的に総合判断することが必要であると考えられる．近年精力的に研究されているデジタルツインモデルを構築し，提案技術等の計測データに加えて，数値解析結果や橋梁の構造諸元等を統合的かつ逐次的にモデルに反映することで，橋梁の健全性を定量的に評価できる LEVEL4 に相当する計測・モニタリング技術となる．

参考文献

3-1）国土交通省 道路局 国道・技術課：橋梁定期点検要領，2024.7
3-2）国土交通省 道路局：道路橋定期点検要領（技術的助言の解説・運用標準），2024.3
3-3）国土交通省 道路局：橋梁・トンネル 点検支援技術 性能カタログ，2025.4
3-4）一般財団法人 橋梁調査会：参考資料 1　リクワイヤメントについて，2025.8
3-5）一般財団法人 橋梁調査会：参考資料 1　点検支援技術の開発の方向性について，2023.5
3-6）青木圭一：プレストレストコンクリート橋における PC 鋼材破断とその調査および性能評価に関する研究，博士論文，埼玉大学大学院理工学研究科，2016.3

4. モニタリングによるデジタルデータ評価の優位性

(1) デジタルデータによる評価の優位性と課題

道路橋をはじめとする社会資本の老朽化が急速に進行するなか，限られた人的・財政的資源のもとで効率的かつ確実な維持管理を実施する仕組みの構築が全国の自治体において喫緊の課題となっている．このような状況において，構造物の状態を客観的かつ継続的に把握する手段として，計測技術を活用したデジタルデータによる定量的評価の重要性が高まっている．道路管理者アンケート調査[4-1)]の結果においても，現場に行く手間の削減，損傷進行の把握，即時性，処置の選択肢の多様化等への期待が確認されている．さらに，近接目視のみでは把握が困難な構造挙動の把握や，評価の客観性・再現性の向上による説明責任の向上効果も期待されている．デジタルデータを活用した点検・診断手法は，既存の維持管理体系を補完し，より合理的な維持管理サイクル（PDCA）の確立に寄与し得るものとして，行政現場において新技術の導入と合わせて一定の受容性を得つつある．**表-4.1** にモニタリングを使ったデジタルデータによる構造物診断・評価の優位性についてまとめた．

さらに，令和 6 年の点検要領改訂により，橋梁の性能に基づく評価手法が制度的に明確化され，従来の定性的な評価から，性能への影響に着目した評価体系へ移行した．この変化は，今後の定量評価の拡大につながると考えられる．デジタルデータによる性能評価の考え方を維持管理に適用し，変位・応答・材料特性等の物理量に基づいて評価する枠組みを整備し，モニタリングデータとの整合性を高めることは，デジタルデータ活用の基盤強化につながる．これにより，自治体における新技術導入の判断を後押しし，導入の合理性を高める点でも重要である．

モニタリングにより得られるデジタルデータの利点として，構造物の挙動を定量的かつ高頻度，さらに長期的に取得できる点が挙げられる．目視点検では把握が困難な微小変位や振動応答，繰返し荷重下における挙動傾向を時系列で把握することが可能となり，劣化過程の分析や劣化速度の推定，将来予測の高度化が実現される．これにより，最適な対策時期や対策工法の選定等の判断に資することが期待される．**図-4.1** に，目視点検結果と状態評価（SAFE）技術の適用による評価結果の違いについて概念的に示す．現行の判定区分は，残存性能の評価ではなく，対策実施を目的とした評価を示すものである．また，その縦軸は判定区分であり，評価結果には一定のばらつき（分布）が生じる．

これに対して，モニタリングによるデジタルデータ評価では，残存性能を評価することが可能であると考えられる．この場合，縦軸は構造性能となり，計測値により多少のばらつきは生じるものの，目視判断と比較して，より定量的な評価が可能であると考えられる．さらに，常時監視により，平常時の状態把握に加え，災害時や事故時における即時的な判断が容易となる．特に，地震や豪雨等の発災時には，従来は被災状況の把握に時間を要していたが，モニタリングデータを活用することで，通行止め判断や応急復旧判断を迅速に行うことが可能となる．この点は，防災・減災の観点から極めて重要であり，国や自治体が推進する「国土強靭化政策」とも整合性を有している．

補修・補強工事の効果確認においても，デジタルデータ活用は有効である．従来は補修後の性能回復状況の把握が困難であったが，デジタルデータを用いることで性能の回復度合いを定量的に評価でき，維持管理プロセスの透明性が向上する．蓄積データを基に構造物の挙動モデルを構築し，デジタルツインとして運用することで，長期的な予防保全・最適化計画の立案に資する情報を得ることも可能となる．将来的には，モニタリングデータと AI 技術を組み合わせることで，点検作業の自動化や診断の半自動化が実現する可能性があり，維持管理の高度化に向けた重要な要素技術となり得る．

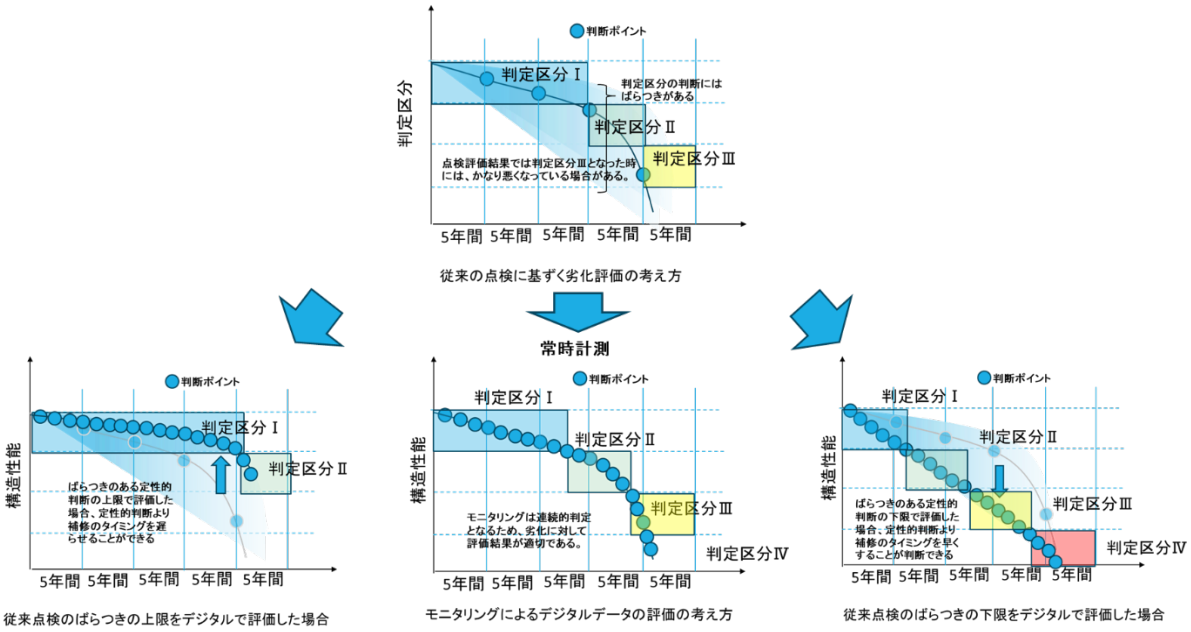


図-4.1　目視点検結果と状態評価（SAFE）技術の適用による評価結果の違い

表-4.1　モニタリングを使ったデジタルデータによる構造物診断・評価の優位性

優位性	特性（内容）	重要度
定量化	計測物理量の定量的な情報を収集する	高 ↓ 低
正確性	計測機器の客観性により，人によるばらつき，エラーは大きく改善される	
再現性	同一条件，環境下で，一定の計測誤差などは存在するが再現性が得られる	
見える化	目視点検で見えない損傷の「見える化」を図ることができる（内部損傷，微細損傷の発見）	
継続性	一定条件のデータを継続的に収集し，経時的な変化を客観的に正確にとらえることができる	
即時性	リアルタイムに通知することができ，迅速な対応が可能である	
効率化	スクリーニング計測による点検の効率化，省力化，人が近づけない部分の検査が可能である	

一方で，モニタリング技術の導入には解決すべき課題が残されている．**表-4.2** に令和 4 年から令和 5 年度までの国立研究開発法人科学技術振興機構（JST）の未来社会創造事業「持続可能でレジリエンスな社会インフラの管理システムの構築」（研究代表：杉浦邦征）において実施したアンケート結果より，新技術の導入に関する事項およびモニタリングの適用に関する事項を対象として，現状・課題および期待について整理した結果が示されている．これらの結果を踏まえ，現状の課題については以下のように整理できる．

第一に，技術的課題として，現行のセンサ技術では点検要領で定められた全ての点検項目を網羅的に取得することは困難であり，特に内部損傷の可視化や損傷と性能低下の因果関係に関する知見が不足している．また，モニタリングデータの解析方法や管理方法の標準化も十分ではなく，自治体職員がデータを適切に解釈し活用するための教育・支援体制の整備も必要である．

第二に，経済的課題として，導入・運用に係るコストが自治体財政の負担となる可能性がある．多数の橋梁を管理する自治体では，設置コスト，維持管理コスト，データ通信コストが意思決定に大きく影響するため，費用対効果の整理や投資優先順位の明確化が求められる．リスクベースの維持管理手法と連動し，限られた資源を重点箇所に集中的に投入するための評価手法の確立も課題である．

第三に，制度的課題として，道路法施行規則において近接目視が基本とされている点が挙げられる．

現行制度では，モニタリングを近接目視の「補完」として位置付ける際の運用ルールが十分に整理されておらず，デジタルデータを制度的にどう位置付けるかについての検討が求められる．制度面の整合性確保は，行政現場における新技術導入判断に影響を及ぼす重要な要素である．

以上のように，モニタリングを活用したデジタルデータ評価は，橋梁維持管理の高度化に向けて多くの可能性を有する一方で，技術的・制度的・経済的課題も抱えている．本章では，これらの優位性と課題を踏まえ，橋梁管理におけるデジタルデータ活用の妥当性，導入時の留意点，ならびに将来的展望について検討した結果を示す．

表-4.2　新技術導入およびモニタリングの適用に対する課題及び期待

項目	点検（状態把握）	診断（健全性・性能評価）	措置（監視・モニタリング）
新技術の採用およびモニタリングの現状	・ドローンの活用が多く，照明基部の腐食調査やコンクリートのうきに対する非破壊検査，トンネルにおける走行型計測の採用などが見られ，現場点検作業の効率化を目的とする技術が目立つ（移動手段の代替，スクリーニング等）	・民間道路会社では，モニタリングにより変状進行の程度を定量的に把握，対策工法検討に活用 ・自治体で AI 診断の活用事例有	・職員による中間点検，橋梁の変位やひずみ等の常時観測の採用
技術面での課題	・管理する施設が多岐にわたることから日常点検へ導入が困難 ・目視点検として実施するすべての項目をモニタリングで把握出来ないことから効率化，省力化，コスト削減の観点で採用不可 ・スクリーニングとしての信頼性（把握可能な損傷）が不明	・機器の常設による監視装置としての適用について，小規模橋梁・手間・経済性・損傷の種類・電源確保等のネガティブな意見有 ・Ⅲ判定を修繕しているところではモニタリングのニーズがない ・国土交通省による活用事例・基準が必要．国，自治体の実績を注視（不可視部分の判断や定量化等の効果によりコスト縮減に寄与することには多くの機関が理解）	
予算面での課題	・モニタリング技術が近接目視に代わるものか判断できないため LCC 比較による効果算定は困難	・モニタリングは修繕費（＝単費）に位置付け ・修繕費をモニタリング費用に充てることは国補では困難（単費なら可能）※特に複数年の費用として ・モニタリング費用算出例で計測機器の維持管理・撤去費用が必要でコストが増加し，経済性メリットが不明 ・処置としての活用に際しての効果をどう示すかが不明	
社会的課題	・新技術採用にあたって困難な事として，予算の確保，技術の信頼性，発注方法 ・国から自治体の橋梁規模に応じた導入実績やその効果，採用にあたっての考え方などの明示を希望 ・予算執行に関する説明責任の観点からモニタリングより補修した方が望ましい		
総評	・スクリーニングへの活用 ⇔信頼性，効果（点検の部分的な省略の可否） ・不可視部分の確認⇔信頼性（損傷の種類，精度） ・近接目視としての代替⇔信頼性，適用範囲・効果	※過年度のアンケートでは健全性の評価への活用としては確認出来てないが，R6 の点検要領改訂に伴い，性能評価への需要が新たに生じている可能性有	・措置としての監視（モニタリング）への適用 ⇔信頼性，予算確保，効果

注）未来社会創造事業「持続可能でレジリエンスな社会インフラの管理システムの構築」（研究代表：杉浦 邦征）において実施したアンケート結果を参考

(2)　モニタリングの優位性を考慮した運用案（適用方法）

a)　橋梁維持管理プロセスにおけるモニタリング技術の位置付けと運用案

表-4.3 は，モニタリング技術の特性を踏まえ，橋梁管理における具体的な適用（点検，診断，補修・補強，災害対応）と運用の考え方を整理したものである．点検段階では，モニタリングは従来点検を補完する手段として位置付けられ，損傷進行の把握や目視困難箇所への適用，スクリーニングによる点検効率化に活用される．特に判定区分Ⅲの橋梁では，常時監視により内部損傷の進行度を評価

し，判定区分の見直しに資する運用が考えられる．一方，コンクリートの浮きや剥落等，第三者被害のおそれがある変状については，たたき点検が必要になるため，従来どおり変状箇所への近接が必要である．診断段階では，モニタリングは詳細点検等を補助する手段として活用され，計測データと構造性能との関係を定量的に整理することで，予防診断や診断技術の高度化が期待される．将来的には，AI 技術の適用やデジタルツイン，BIM/CIM との融合による予測診断への展開が想定される．補修補強段階では，長期的に蓄積されたデジタルデータを活用し，劣化要因の分析や対策前後の性能評価を行うことで，管理者の意思決定を支援する．補修前後の計測データを用いた評価は，補修の妥当性を客観的に確認する手法として有効である．災害対応では，災害時の損傷状況を早期に把握し，通行止めや応急復旧の判断を迅速に行うための支援技術としてモニタリングを適用する．特に，災害リスクの高い地域における優先道路では，早期通行判断への活用が期待される．

表-4.3　橋梁維持管理プロセスにおけるモニタリング技術の位置付けと運用案

シーン	適用	運用案	備考
点検	■従来点検の補助として開始 ・従来点検において損傷の進行把握への適用 ・目視困難箇所への適用 ・スクリーニングによる点検箇所の絞り込みへの適用による工数の削減 ・変状の早期発見の可能性	■点検の合理化 ・従来の 5 年毎点検にモニタリングを追加し，構造的な劣化進行を評価や点検箇所の絞り込みを図る ・損傷の進行が懸念される橋梁（判定区分Ⅲ：5 年以内に補修）の常時監視 →表面的点検ではなく内部損傷の進行度の評価 →進行度がみられない場合は，判定区分の変更	モニタリングでは把握できない第三者被害を引き起こすコンクリート浮き，剥落等の変状については従来の外観目視点検で行う場合等，点検の投資効果を確認する必要がある．
診断	■従来の診断の補助として活用（モニタリングだけで診断は不可，詳細点検などが必要） ・計測されるデジタルデータの変化と耐荷性能の変化を定量的に結びつけるデータマイニング（大量データのマイニングによる AI 技術の適用）	■予防診断への適用 ・診断技術の向上：詳細点検技術の効率化，省力化 ■将来的展開 ・デジタルツイン（サイバー空間とフィジカル空間の融合）による予測診断 ・BIM/CIM との融合	■フィジカル空間技術の展望 ・安価で精度を有する計測技術の開発 ・5G，6G への通信技術の進歩 ・リチウム電池や全固体電池などの進歩 ■サイバー空間技術の展望 ・点群データの活用などの 3D 活用技術 ・BIM/CIM 技術と FE 解析技術の融合
補修・補強	■管理者の判断の補助として活用（意思決定技術） ・長期的なデジタルデータは損傷時期の把握，要因分析など劣化の進行状態を把握するために活用することが可能． ・対策前後の評価による，対策方法の妥当性の確認	■性能評価への摘要 【提案】補修補強工事において，従来の材料・数量検収だけの竣工検査ではなく，対策前後のデータの変化を予測するとともに，補修前後の計測データを収集・評価することにより適切な補修であったことを担保する． ・目的：新たな初期データの収集	
災害	■災害による社会インフラの損傷状況の早期把握，事後対策の必要性判定といった緊急時の対応を補助への適用（災害時の人命救助，緊急物資輸送道路，一般車両通行などの活用に区分したモニタリングの適用） ・災害直後の有人による計測 ・常時モニタリングの必要な道路	■被災後性能評価への適用 南海，東南海地震確率の高い地域における災害時の優先道路の早期通行判断のための適用．	

b) 数値解析を取り入れる場合の考え方および適用方法

デジタルデータによるモニタリングにて異常（損傷）が検知された際に，FE 解析等の数値解析を実施することで現地での詳細調査前にその要因の検討が可能である．数値解析では，モニタリングにおけるデータと比較することで，異常検知の妥当性検証を行うとともに劣化要因（PC 鋼材等の内部損傷状態）の推定を行い，健全性診断時におけるデジタルデータの結果を補完する．このようにデジタルデータによるモニタリングは数値解析の結果との比較が可能であり，数値解析と組み合わせることで技術レベルを LEVEL3 や LEVEL4 に高度化できる．

以下①～④に FE 解析を取り入れる場合の適用方法を示す．

①解析条件の設定

FE 解析のため，以下の条件を設定する．

・構造物寸法
・鋼材配置
・コンクリートの材料条件（圧縮強度，弾性係数，引張強度，圧縮ピークひずみ，ひび割れ-せん断伝達係数，粗骨材の最大寸法，破壊エネルギー）
・鋼材の材料条件（弾性係数，降伏強度）
・載荷条件（交通荷重等）

なお，設計図書からの入力を原則とするが，実構造物もしくは供試体での試験を実施したデータ（コンクリートの圧縮強度等）は試験結果を反映するものとする．

②異常の妥当性検証

健全状態における解析を実施し，解析結果とモニタリングで得られたデジタルデータ（計測値）を比較することで異常の妥当性を検証する．健全状態における解析では，構造物寸法や鋼材配置等の構造条件，材料条件は健全時の値を使用し，載荷条件は設計荷重の繰り返し載荷を基本として実際の交通状況（過積載の有無等）に応じて載荷条件を変更する．解析によって得られた値と計測値を比較して明らかに計測値が損傷状態（たわみが大きいなど）を示している場合は異常検知は妥当であると判断できる．なお，健全状態のみでの判断が困難な場合は③で実施する各損傷状態での解析結果と合わせて判断する．

③構造物の損傷状態推定

異常検知が妥当である，または健全状態のみでは異常判断できない場合は PC 鋼材の切断本数等の劣化要因をパラメータとして各損傷状態における解析を実施し，解析結果とデジタルデータを比較することにより構造物の損傷状態（パラメータ）を推定する．健全状態を基準としてパラメータのみを変化させることで劣化を模擬し，複数パターンの損傷状態を想定したパラメータを設定して解析を実施する．健全状態の結果と併せて各パラメータでの解析によって得られた値と計測値を比較し，最も近い解析結果の条件を構造物の損傷状態と推定する．

④劣化予測

推定した損傷状態の解析結果から今後の各種物理量（デジタルデータ）の推移を予測することで，モニタリングにおける診断に活用する．推定した損傷状態において同様の荷重条件で載荷を続けた解析を実施することで損傷状態が進行しない場合の各種物理量の推移を把握し，計測値がその推移予測から外れた場合に異常と検知することができる．また，損傷が進行して補修が必要な状態における解析も実施することで，補修の判断のためのしきい値を設定することができる．

(3)　モニタリングによるデジタルデータ評価の経済的優位性に関する考察

上記に示したように，点検業務および維持管理業務においてモニタリングにより計測データを評価することには技術的や運用面において多くの優位性がある．しかし，同じく上記に示してきたようにモニタリング技術の導入を阻む課題も存在する．

モニタリング技術の導入に関しては，上記のように技術面や運用面の利点だけでなく，経済的優位性の視点が重要である．その経済的優位性が最も示されるのは，モニタリング技術の導入に関する課題に対して適切に克服を図る「リスクマネジメント」を実施することが重要であり，その中でリスクを明確に認識し，その影響範囲および結果の妥当性に関して認識し，理解することにより，技術に対する信頼性を得ることができるのではないかと考える．

ここでは，経済的優位性が発揮されると考えられるいくつかの適用条件設定を行い，その中で技術の導入を阻むリスクを認識して，優位性を理解していくことから技術導入への妥当性を評価していくこととが適切だと考える．

a)　適用条件の設定

適用条件の設定としては，モニタリングによる計測データ評価により優位が示される事例であると考えられることである．そのため第 2 章で示した，モニタリングの位置付けや過去のモニタリング事例を参考とする．

例えば，第 2 章では耐荷力が低下した PC 箱桁橋の補強ケーブル張力およびたわみのモニタリング等の報告がある．

その条件を勘案して以下の適用条件についてケーススタディを示す．

- 定期点検により判定区分がIIIとなり，次回点検までの措置として維持工事を行う場合において，詳細調査と並行してモニタリングによる監視を実施する場合
- 掘割部分に架かる橋梁において，道路幅員が狭くかつ生活道路であり，また路下に常に水位がある場合や山間部等で橋梁が高所にある場合等，交通規制や足場設置に通常以上に費用が掛かる場合
- 昨今のゲリラ豪雨等，自然災害が頻繁に発生する可能性のある地域においては，災害後の早期復旧を考慮してスクリーニングにより損傷特定を簡便に行う場合
- 補修工事完了後，目的とした構造性能が現場構造物において担保されているかについて確認をする場合

などが考えられる．

以下にケーススタディにおける適用条件について具体的に示す．

① ケーススタディ 1

通常の定期点検において判定区分がIIIとなった場合，次回点検まで（5 年以内）に橋の構造安全性の確保や第三者被害の防止のための措置を実施することが定められている．自治体関係者へのヒアリングの結果では，措置の内容のうち，通行止め等の緊急対応等が早々に可能なもの以外の維持工事等では，工事のための詳細調査による要因分析，補修工事設計，予算措置，応札等に時間を要す．そのため，現状の状態で数年間存置してしまうが，管理者の人員不足もあるために監視も適切に実施されていない状態となっているケースがある．また，NEXCO 等では床版等のコンクリート構造物について，モニタリングによる点検・診断の効率化を期待している．目視点検に画像撮影・画像解析技術を使用することによる 5 年に 1 回の定期点検の効率化と劣化が著しい床版にセンサを取り付け，変位・振動をモニタリングすることによる劣化進行の把握である[4-1), 4-2)]．

②ケーススタディ２

港湾付近の自治体管理においては，自治体の管理する橋梁は掘割に架設されており，常に橋梁下に水面がある支間長 10m 程度の生活道路となっている橋梁であり，かつ幅員も狭い場合が多い．また山間部の自治体においては，谷間に建設された橋梁では，橋梁が非常に高所に設置されているとともに交通網において本橋梁以外にう回路がない場合がある．そのため，点検等のための道路交通の閉鎖が容易ではなく，周知作業等の準備に多くの時間を要するとともに，足場工等では一般的な橋梁よりコストが高くなる．

③ケーススタディ３

異常気象を起因としたゲリラ豪雨や昨今頻発する地震等，それらによる自然災害が近年非常に大きな社会課題となってきている．過去の自治体に対する災害に対する意識調査を行った結果 [4-3]を**図-4.2** に示す．

<table>
<tr><th colspan="2">不足している点</th><th colspan="2">望まれる技術</th></tr>
<tr><td colspan="2">【総括】取得情報の活用，状況把握と判断，情報発信できるリソースが不足している．</td><td colspan="2">【総括】「災害発生個所・災害規模・災害状況を適時に把握できる技術」が望まれている．</td></tr>
<tr><td>被災時対応</td><td>・ 道路通行止め措置（住民からの通報による車両パトロールによる被災状況の把握）
・ 道路啓開，孤立集落の把握
・ 被災範囲の進行有無を把握するための定点観測，測量
⇒ 対応リソースが不足している</td><td>道路管理上の課題</td><td>・定性評価で被害が正確に把握できない
・構造物や地下を探査推定する方法は技術・コスト面で限界がある
・施策の根拠を定量的に示せず，議会や地元との合意形成が難しい
・激甚化する自然災害に対して想定を超えた場合の予測ができない
・被災時の対応が経験的に不足している
⇒措置に対する根拠となるデータの収集</td></tr>
<tr><td>災害対応での重要な視点</td><td>・ 緊急車両等の通行確保
・ 早急な被害ボリュームの把握
・ 人命救助，二次災害が起きないための応急対応
・ 安全性・供用性の判断・評価の迅速性
⇒ 迅速な判断・対応に資する「正確な情報」の収集したい</td><td>有用な技術</td><td>・リモートセンシング（干渉 SAR 等），CCTV 等の監視システムの高度化
・点群データに関する簡易図化システム（容易に閲覧修正したい）
・AI 等による被災度予測診断されたリスク情報に対して想定される復旧工事に順番や費用を速やかに算出できる技術
⇒監視システムの高度化，災害の予測，情報の「見える化」</td></tr>
<tr><td>苦心している点</td><td>・ 情報発信（現在の道路情報 WEB サイトへの掲載だけでない，より広く周知するための SNS 等での発信が不足）
・ 情報共有（災害は広範囲で起きる場合があり，管理側の職員や調査対応する業者の人手が足りない）
・ 被災状況の正確な把握，特に被災直後はまだ降雨があるため，ドローンを容易に飛ばせない，道路上からの被災状況確認には限界がある</td><td rowspan="2">開発が期待されるシステム</td><td rowspan="2">（個別例）
・ 橋梁等の道路構造物，斜面等の空間的変状を全自動で連続観測し，経時的な進行の有無を AI が評価
・ サイバー空間で事前に被災度シミュレーション（集中豪雨や大規模地震）を実施
災害個所・災害規模・災害状況を抽出
危険個所等の情報を速やかな把握
地震後の構造物の被災度を自動分析、啓開・要点箇所を判断
道路の管理者として、左記システムの開発は有益か（回答数：7）
</td></tr>
<tr><td>その他</td><td>（課題）取得している情報 ⇒被災時の初動に有効活用できていない
雨量，積雪量，路面凍結状況 ／ 降雨量，水位，潮位 ／ 豪雨時等の継続的な雨量データ ／ 管轄河川区間及び観測所での雨量 ／ 水位データ ／ トラカンデータによる交通量 ／ 被災履歴データ</td></tr>
</table>

図-4.2 自治体に対する防災アンケートの結果

この結果から見えてくることは，災害時には道路通行止めの措置，緊急車両による被災状況の確認等への人的なリソースが不足するとともに，緊急車両等の通行確保など，適切な意思決定を行うための情報が必要であると示している．さらに，望まれる技術として災害発生個所・災害規模・災害状況等を適切に把握する技術が望まれる．そのためには，最終的な目標としては防災シミュレーション技術の適用である．防災シミュレーション技術により，事前に災害の規模を予測し，災害時にはその予測と経済状況を重ね合わせて評価することで災害規模等を把握し，初期対応を適切に図ることが可能となる．

ここでは，災害が頻発する地域において，防災において優先する橋梁において，緊急車両の通行確保を目的として定期点検等においてモニタリング計測等で健全時のデータを収集しておき，災害時には簡易な計測により橋梁の損傷を早期に判断することが重要な視点であると考える．

④ケーススタディ４

補修補強工事を実施した後に再劣化等を早期に起こす事例がある．そのためにも補修工事の目的とした構造性能が適切に担保できているかを調査することは重要な視点である．上記に示した国土交通省の事例「耐荷力が低下した PC 箱桁橋の補強ケーブル張力及びたわみのモニタリング」のような事案である．本ケースで調査を困難にしているのは，再劣化までの時期が不明である点である．そのため，補修後の初期のデータのみを収集し，その後の経緯を確認していないために後で大きな損傷が発生した例はいくつかある[4-5]．

b)　適用条件のまとめ

上記 4 つのケーススタディのように，モニタリングを適用した場合の優位となる条件を設定することはできる．想定される適用条件について**表-4.4** にまとめる．

表-4.4　モニタリングを想定する場合の適用条件の案

要因　★：上記のケーススタディ No.		具体的項目	備考
点検結果	損傷がわかる（判定区分 III になった） ★ケーススタディ 1	・道路交通を確保しなければならない ・補修工事までの時間がかかる ・劣化要因の特定が不明	左の項目がいくつか重なった場合
	損傷が不明	・局部的な変状は見えるが全体的には健全に見える（PC 破断，強度低下，内部ひび割れ） ・点検部分がなかなか目視で観察できない	判断が難しいため，専門技術者へ相談の上で対応を図る．
費用的観点 ★ケーススタディ 2		・点検の条件が特殊であり，点検調査費用が高額になる． ・点検員の確保が難しい．（専門技術者の不足）	
災害との関連 ★ケーススタディ 3		・災害に対する優先的道路（緊急車両を通す道路） ・災害の危険性が高く災害時の緊急対応が困難な場合 ・災害の危険性が高く早期に緊急対応が必要（重要設備がある場合）	
補修との関連 ★ケーススタディ 4		・目的とした補修結果を容易に判断できない場合	判断が難しいため，専門技術者へ相談の上で対応を図る．
その他 ★ケーススタディ 1		・点検業務に対して常に接しているために，その業務の改善を求める場合	道路会社の点検員等常に点検業務を行っている場合にその点検業務の効率化，高度化を目指して実施を図る．

(4)　モニタリングの有効性評価検討（実施検討例）

a)　モニタリング実施例（近畿地方整備局　垂井高架橋）[4-4)]

対象橋梁は，平成 14 年 4 月に竣工し，平成 15 年 10 月に上部工にひび割れが発見された．詳細な調査を行ったところ，上部工には多くのひび割れが発生しており，上部工自体も設計で想定していない変形を生じていた．近畿地方整備局としては，土木学会に原因の究明，現時点での耐荷性能，補修・補強対策等に関する調査をし，平成 19 年 6 月に補修工事が完了した．

一般図を**図-4.3** に示す．近畿地方整備局は平成 19 年 8 月から 10 年間のモニタリングにより補修工事後の変状に関する監視を行った．

①モニタリングの計画

モニタリングの目的は以下に示す．

①　対策効果の持続性の確認

②　供用後における想定外の事象に対する備え

③　周辺住民に対する安全情報の提供

なお，モニタリングの項目を**表-4.5** に示す．

また，本モニタリングは平成 19 年から 10 年間の実施であり，現状のシステムからは若干古いが，システムのモニタリング項目，しきい値の考え方として参考となるためここに記載をする．

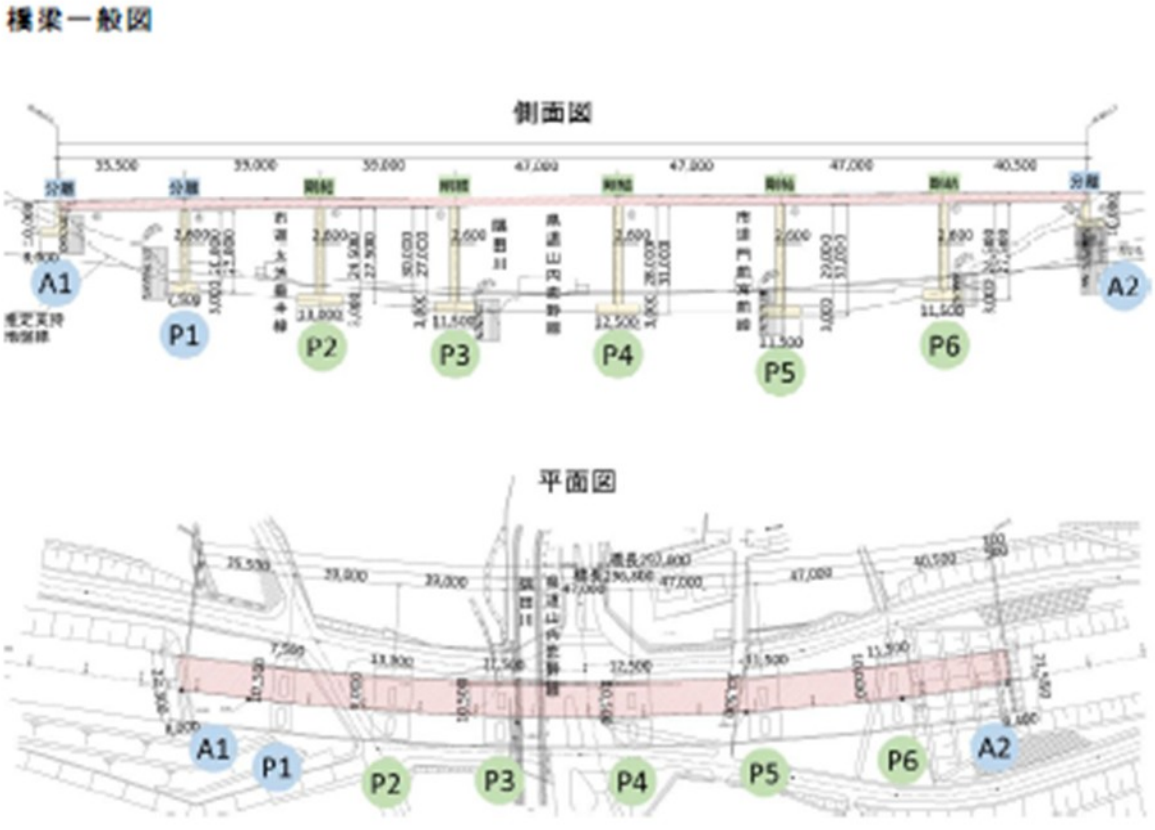


図-4.3　対象構造物の一般図（平面図，側面図）[4-4)]

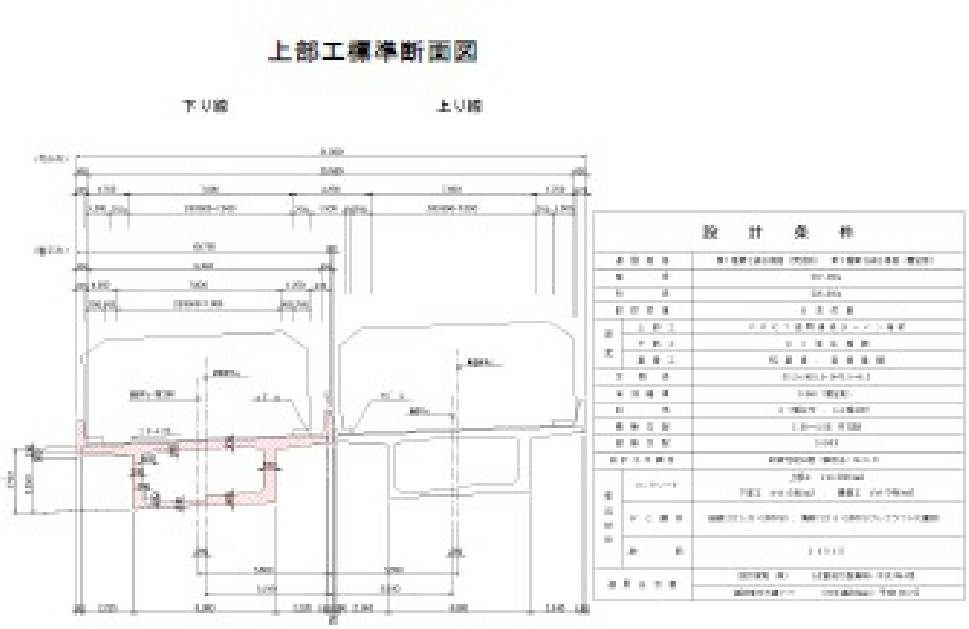


図-4.3　対象構造物の一般図（断面図）[4-4)]

モニタリングの項目設定に対して評価を判断するしきい値の設定を行っている．しきい値を**表-4.6**に示す．

表-4.5　モニタリング項目 [4-4)]

種類	測定部位	主な目的	方法	頻度
常時監視	桁たわみ	桁のたわみの変化により変位を確認	水管式沈下計（7点）	常時 1時間毎 赤枠は当初から閾値を設定し監視する項目
	橋脚付け根部ウェブ変形	P2橋脚ウェブ付近の斜めひびわれの動きを観察し、変形の有無を確認	光ファイバー（12点）	
	支承の変位	支承の変位量により状態を確認	変位計（9点）	
	ひび割れ幅	新たなひびわれ発生の把握、既存ひびわれの進展を確認	亀裂変位計 ※1）（12点）	
	上下床版平均ひずみ	上下床版のひずみの動きを確認	光ファイバー※1）（上下各2点）	
	外ケーブル張力	張力の変動を測定、予備ケーブル緊張の有無を判断	ロードセル（4点）	
	桁内外の温度	各種計測データーへ温度影響をインプット	熱電対（12点）	
定期点検	ひび割れ幅	新たなひびわれ発生の把握、既存ひびわれの進展を確認	目視	1回／年
	上床版下面の変位	上床版下面の変位から床版の状態を確認	目視 デジカメ	
	支承	支承本体・変位制限装置の状態確認	目視	
	剥落防止シートの状態	剥落防止シートの状態を確認	目視	
	鉄筋の腐食	上床版の鉄筋の腐食を計測する事により耐久性を確認	自然電位	2年に1回程度実施、また、臨時点検において異常があった場合にも実施
	橋体の振動特性	橋の振動特性を計測する事により剛性低下の有無を確認	加速度計	
臨時点検 ＊震度４以上の地震時及び異常時	上床版下面の変位	上床版下面の変位から床版の状態を確認	目視	随時
	支承	支承本体・変位制限装置の状態確認	目視	
	剥落防止シートの状態	剥落防止シートの状態を確認	目視	

※1: 供用開始後 1 年程度で計測を終了する予定であったが，10 年間引き続き計測を継続した項目

表-4.6　モニタリング項目に設定されたしきい値 [4-4)]

測定種別	項目	測定機器	初期値	管理基準値				設定根拠
				【閾値レベル1】	【閾値レベル2】	上限注意値	上限値	
閾値を設けて測定する項目	たわみ	水管式沈下計	供用開始時にゼロセット	15mm	30mm	－	－	事前の載荷試験のたわみに温度変化を加味した値を閾値レベル1、その2倍の値を閾値レベル2に設定
	桁の橋脚付け根部ウエブ変形	光ファイバー	舗装完了後に設置しゼロセット	－	－	0.10mm	0.20mm	0.2mm以上のひび割れが発生した場合を上限値、その1/2の値を注意値に設定

測定種別	項目	測定機器	初期値	管理基準値				設定根拠
				下限値	下限注意値	上限注意値	上限値	
参考計測項目	支承の変位 A1	巻取り式変位計	気温8℃、変形50mmの状態をゼロに設定		−30	55		補修補強施工中の計測値及び設計計算書から設定 A1、A2では桁が伸びる方向の、P1ではA2方向の変位を＋とする
	支承の変位 P1	〃	気温8℃、変形15mmの状態をゼロに設定		−45	30		
	支承の変位 A2	〃	気温8℃、変形60mmの状態をゼロに設定		−30	50		
	ひび割れ幅（注入補修済みのひび割れの変動）	亀裂変位計	舗装完了後に設置しゼロセット			0.10mm	0.20mm	0.2mm以上のひび割れが発生した場合を上限値、その1/2の値を注意値に設定
	上下床版の平均ひずみ	光ファイバー	舗装完了後に設置しゼロセット	－	－	0.10mm	0.20mm	
	外ケーブル張力	ロードセル	舗装完了後の2日間の平均値を初期値に設定	0	660kN	1163kN（0.6Pu）	1628kN（0.84Pu）	SEEE工法F−200PH Pu=1938kNより設定

②モニタリングの結果

対象橋梁はコンクリート標準示方書（2012 年制定版）[4-5)]に規定する値よりも収縮量が大きなコンクリートを使用したことにより，完成後間もなくその影響により多くのひび割れと変形が生じた．損傷対策の補修工事は，橋面出来形の修復として床版上面増厚およびその死荷重増に対する外ケーブル補強の実施，桁下への剥落防止として外面への剥落防止シートの設置，耐久性の確保としてひび割れ注入と表面含浸を実施している．

これらの対策を行ったうえで，供用開始後の橋全体の動きや各部の挙動，ひび割れや剛性の推移をモニタリングすることで，本橋がその機能を維持し続けることを 10 年にわたって確認してきた．

その結果は以下の通りである．

・常時計測の各測定データは年間の気温の変化に伴った動きを毎年繰り返し，値が大きくなっていく傾向は見られず，データは設定したしきい値内に収まっていた．
・ラーメン構造であるため橋の伸縮に連動して一定のたわみを繰り返し，当初は残留たわみが増加する傾向も見られたが，概ね 5 年目頃から落ち着いた．
・箱桁内のひび割れの量は計測時の温度や計測者の判定の違いから若干変動したが，供用後新たなひび割れの発生は確認されなかった．
・箱桁内に漏水やエフロレッセンスの滲出は発生しなかった．
・橋体の振動測定では，剛性の低下を示す値の変動は見られなかった．
・自然電位法の結果より上床版の鉄筋は健全な状態であった．

モニタリング期間中には計測器や計測システムに生じた故障や欠測によって，一部検証に基づく解説を加える必要があるものも見受けられた．以上のことより，「モニタリング最終年に行った最終補修を以て，本橋の設計当初に期待した性能や機能が供用後 10 年を経て満たされており，この時点で追加の対策は不要である．」と報告されている．

③モニタリングに関する参考知見

モニタリングでは，計測器の故障や不具合等のトラブルが発生していた．

主なトラブルの項目を示す．

・落雷等による停電
・水管式沈下計と給水ポンプの故障

・メンテナンスや計測器取替の際のシステムダウン

・光ファイバー計測器やオプトボックスの不調

これらのトラブルの一覧を**表-4.7** に示す.

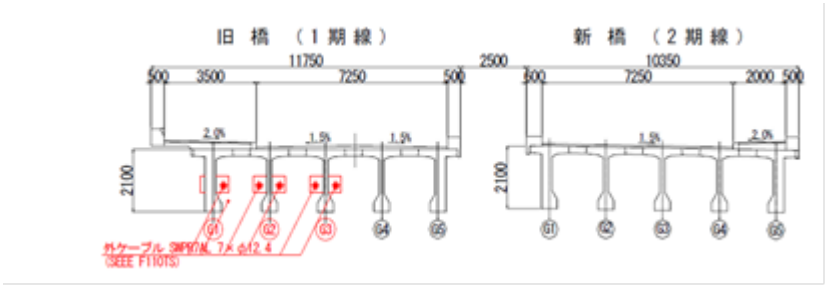
表-4.7　モニタリング中に生じたトラブル例 [4-4)]

発生時期	データの影響範囲	障害内容	発生原因	データの変動	実施した是正事項
2007/8	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム手動再起動
2007/8	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2007/8	各種データ	停電	落雷による	有	避雷器の設置
2009/4	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2009/6	橋脚付け根部 ウェブ変形	オプトボックスの不調	機器個体の故障	有	ー
2009/7	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2009/9	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2010/10	橋脚付け根部 ウェブ変形	オプトボックスの不調	機器個体の故障	有	オプトボックス交換
2010/12	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2011/4	データ送信システム	データ送受信用ファイバーケーブルの断線	経年劣化および草木の繁殖による	無	配置の変更
2011/5	データ送信システム	データ送受信用ファイバーケーブルの断線	鳥獣による傷害	無	配置経路の保護
2011/8	支承の変位	巻き取りワイヤーの外れ	ー	無	計測ワイヤー張り直し
2011/9	橋脚付け根部 ウェブ変形 上下床版ひずみ	計測器取り換え等によるデータ欠測	計測器取り換え等によるシステムダウン	有	－
2011/10	たわみ	給水ポンプ吐出しノズルの破損	取付部位の経年劣化	有	水勢いの低い給水ポンプへの交換
2011/10	支承の変位	巻き取りワイヤーの外れ	ー	無	計測ワイヤー張り直し
2012/2	たわみ他	自主メンテナンス	ー	無	－
2012/8	たわみ	給水ポンプの劣化	ポンプの経年劣化	有	給水ポンプの交換
2013/6	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2014/1	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2014/4	たわみ	給水ポンプの劣化	ポンプの経年劣化	有	給水ポンプの交換
2014/8	支承の変位	巻き取りワイヤーの外れ	ー	無	計測ワイヤー張り直し
2014/11	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2015/5	各種データ	電源工事による停電	計測システムの停止	有	システム手動再起動
2015/6	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム自動再起動
2015/7	たわみ	沈下計の予防的交換	計測器の経年劣化の疑い	有	計測器の交換
2015/12	橋脚付け根部 ウェブ変形	光ファイバー接続多芯ケーブル損傷	外的要因と思われる	有	計測器全体の交換
2016/6	支承の変位	巻き取りワイヤーの外れ	ー	無	計測ワイヤー張り直し
2016/7	各種データ	システム不良による欠測	PCのフリーズ	無	システム手動再起動
2017/3	各種データ	データロガーの故障	機器の経年劣化	有	計測器の交換

b) 滋賀県　近江大橋 [4-6, 4-7)]

1) 橋梁概要

対象橋梁は，経済活動と生活道路の両性格を併せ持つ重要な社会基盤として 1974 年（昭和 49 年）に建設された橋長 1290m の琵琶湖をまたぐ PC 長大橋である．また，1985 年には南側にⅡ期線が建設された．断面図，側面図を**図-4.4.**に示す．



x

近江大橋断面図 [4-6)]

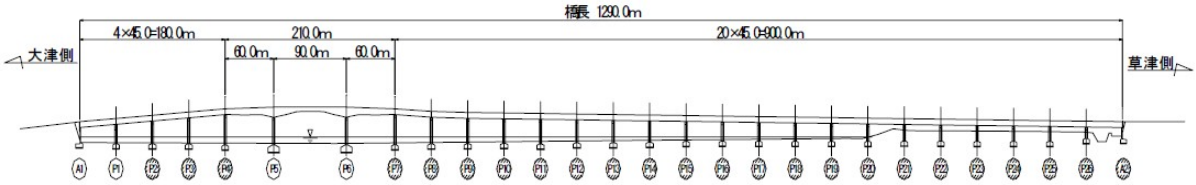


図-4.4　近江大橋側面図 [4-6)]

近江大橋においては平成 23 年までにいくつかの補習が実施されている（**表-4.8**）．

表-4.8　近江大橋補修履歴 [4-7)]

年次	Ⅰ期線	Ⅱ期線	金額
1974 年	供用開始		
1980 年	大規模修繕工事（高欄地覆など）		工事：42 百万円
1985 年		供用開始	
1991 年	大規模修繕工事（高欄塗装）		工事：45 百万円
1994 年	橋脚補修		点検：1 百万円 工事：29 百万円
1995 年	橋脚補強検討		工事：33 百万円
1997 年	耐震補強設計		設計：52 百万円
1998 年	大規模修繕工事（舗装など）		工事：175 百万円
1999 年	落橋防止		工事：487 百万円
2000 年	耐震補強工事		工事：720 百万円
		耐震落橋防止設計 耐震落橋防止工事	設計：33 百万円 工事：1,128 百万円
2002 年	箱桁連結部損傷発見		
2003 年	連結部補修工事		工事：140 百万円
2004 年	大規模補修工事（塗装）		工事：213 百万円
2005 年		連結部補修工事	工事：84 百万円
2007 年	B 活補強設計		設計：6 百万円

2008 年	アルカリ骨材反応の検討		設計：9 百万円
2009 年	外ケーブル補強工事		工事：410 百万円
2009 年	PC ケーブル劣化，グラウト未充填発見		
2010 年	補修設計，緊急工事		設計：16 百万円 工事：92 百万円
2011 年		調査業務	設計：26 百万円

2010 年 4 月に P17-18 径間 G2 桁において，主桁ウエブの一部で著しい浮きが確認された．そこで詳細な調査を行ったところ，浮きが確認された箇所より上縁の定着部側にて腐食している可能性の高いことが判明した（**図-4.6**）．さらに，鋼材付近のコンクリートをはつり出したところ，鋼材の腐食および一部で破断していた．本来充填されているはずのグラウトが充填されておらず，当該空洞部において主ケーブルを構成する 12 本の PC 鋼より線のうち 10 本が破断しており，素線については腐食して細い針状と化していた．

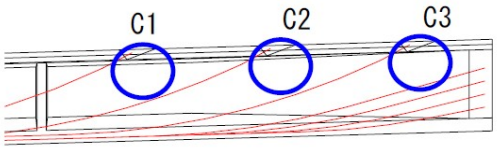


図-4.6　PC 鋼材の定着損傷箇所 [4-6)]

損傷の要因としては，塩化物イオンを含む橋面水が上縁定着部より侵入し，シース内のグラウト未充填箇所に滞水し，かつグラウト注入孔が完全に閉塞できていなかったために主ケーブルの腐食等の劣化を生じさせたものと考えられる．

そのために以下の対策を行った．

①グラウト再注入

②破断による不足プレストレスの外ケーブルによる補強

本補修に関して 2011 年までにかかった費用は下記のとおりである．

・設計関係の委託　　16,700 千円

・主桁緊急補強工事　92,300 千円

本検討においては，2002 年度の箱桁連結時に損傷発見時に損傷発見に関するモニタリングを実施していたと仮定した場合に，モニタリングの費用とそのための早期発見において最終修繕費用の軽減費用について検討を行う．

2)　想定されるモニタリングの計画

2002 年度の損傷補修後に今後の損傷検知を目的として湖面上の 21 橋梁に 3 軸加速度を各径間 1 台設置する．さらに，箱桁連結部で問題になった 3 径間の中央径間に，たわみ計測のシステムを取り付けることとした．計測は 10 年間と設定する．

・モニタリングの目的

①　箱桁連結部の健全性評価（補修対象なので主要な確認点として設定した）

②　各桁の健全性評価

・計測項目

④　桁のたわみ計測（箱桁中央径間）

⑤　箱桁連結部ひびわれ幅計測（箱桁連結部）

⑥　桁のひずみ計測（箱桁部，単純桁部：光ファイバーによる計測）

⑦　加速度計による健全度評価（各径間 1 か所（支間長 2/5 点への加速度計の設置）

⑧　桁内外温度計測

3）モニタリング費用の算出

計測費用については，土木学会関西支部「モニタリング技術と融合した橋梁マネジメントに関する調査研究委員会：平成 30 年 9 月」を基に物価上昇を加味した単価を用いて　2)項に示される項目に沿って 10 年間の費用を算出する．

・計測費用

計測項目	手法	初年度費用（千円）	10 年間（千円）
①桁のたわみ計測	接触式変位計	4,920	27,060
②ひびわれ幅計測	パイゲージ	6,640	36,520
③桁のひずみ計測	光ファイバー	15,620	85,910
④加速度計による健全度評価	加速度計	10,580	58,190
⑤桁内外温度計測	熱電対	500	2,750
		合計	210,430

・その他費用

項目	内容	数量	単位	単価（千円）	費用（千円）
コード類	400m×5 本	2000	m	1	2,000
設置・撤去足場	橋梁点検車 （BT-400）×10 日間	10	日	800	8,000
電源工事	単層三線式 100/200V 電源	1	式	500	500
				合計	10,500

10 年間の計測費用　220,930 千円

4)　モニタリングによる結果の予測

2002 年に発見された箱桁連結部の損傷の補修の確認としてモニタリングを開始したと仮定をした．そのため，計測点は 3 径間の主径間部が注目される．しかし，単純桁部に設置した加速度計が計測数年で異常値を検知されたと想定できるとした．それは，2007，2008 年に B 活対応，アル骨対応の設計があったことから異常を検知することが可能であったと想定した．そのために，異常検知が大きかった径間に着目した詳細調査を実施することが可能であったと考えられる．

本橋の I 期線は施工時から補修工事が続いていることから，2002 年時に計測機器を取り付け早々に異常を検知したと想定できるが，結果として補修を余儀なくされたと思われる．しかし，PC ケーブルの損傷などといった重大な危険性のある損傷個所を放置せずに対応することが可能であったと推測することができた．

2002 年からの 10 年間モニタリング金額　220,930 千円

2011 年までに掛かった設計・補修費用　　109,000 千円

また，モニタリングの計測項目として費用算出では，想定されるすべての項目の適用は行ったが，状況によっては必要な項目だけとすることも 10 年間の費用を考えた場合適切な対応となる可能性がある．例えば、本研究では SAFE のみでも以上の検知が可能であったことから振動モニタリングのみを採用していた場合、10 年間の加速度計によるモニタリング費用が約 70 百万円程度となることから、上記に挙げた設計・補修費用の範囲内で安全性を確認可能であったと想定される。

c) 小泉跨線橋 [4-8)]

1) 橋梁概要

対象橋梁は奈良県大和郡山市小泉町の JR 大和路線を跨ぐ国道 25 号線内の橋梁であり，1976 年の供用後 48 年が経過している．跨線橋全体としては，単純 PC プレテン床版橋 3 連，単純 PC プレテン T 桁橋 4 連，単純合成版桁橋 3 連，単純 PC プレテン T 桁橋 7 連で構成されているが，課題となる部分は単純 PC プレテン床版橋部分である．その現場状況写真を**写真-4.1** に示す．



写真-4.1 小泉跨線橋状況

対象橋梁の 2019 年（令和元年）の定期点検の所見は下記のとおりであった．

【損傷状況】橋軸方向にひびわれが見られる．

【損傷原因】以下の種々の原因が考えられる．コンクリート劣化部の鉄筋または PC 鋼材が腐食膨張したため，またはプレストレス過大応力によるもの，または ASR（アルカリシリカ反応）等，が推定される．

【判定根拠】次回点検への申し送り事項

・単純プレテン床版橋に橋軸方向のひびわれが見られ計測中であるが，前回点検から進行は見られず，原因と進行性の把握の為に，引き続き追跡調査 S2 の継続が必要と考えられる．

上記以外における実施すべきと考えられる措置等の対策及びその理由

・下記の損傷に対して，予防保全の観点から，耐久性能の回復を目的とした措置が必要と考えられる．

① 単純 PC プレテン T 桁橋の支点周辺の剥離・鉄筋露出
② 単純合成鈑桁の床版端部の剥離・鉄筋露出
③ 鋼製支承の腐食による層間剝離
④ コンクリート橋脚の剥離・鉄筋露出
⑤ 鋼製橋脚の梁部及び継ぎ手部の腐食
⑥ 鋼製橋脚継ぎ手部のボルトの脱落

・遮音設備の支柱のボルトに多くのゆるみ・脱落が確認され，予防保全の観点から，ボルトの締め込みが必要と考えられる．

2)　想定されるモニタリング計画

2019 年の定期点検結果を基に今後の損傷進展および原因の特定を目的として，単純プレテン床版橋 3 連のひび割れ部分にπゲージによるひび割れ幅計測を行う．さらに，状態の変化の検知のために加速度計を各径間に 1 か所設置する．計測は 10 年間と設定する．

・モニタリングの目的

①　進行性のひび割れ幅の変化のモニタリング（主要な確認点として設定した）

②　各桁の健全性評価

・計測項目

①　ひび割れ幅の計測

②　加速度計による健全度評価（各径間 1 か所（支間長 2/5 点への加速度計の設置）

③　桁内外温度計測

3）モニタリング費用の算出

計測費用については，土木学会関西支部「モニタリング技術と融合した橋梁マネジメントに関する調査研究委員会：平成 30 年 9 月」を基に物価上昇を加味した単価を用いて　2)項に示される項目に沿って 10 年間の費用を算出する．

・計測費用

計測項目	手法	初年度費用（千円）	10 年間（千円）
①ひび割れ幅計測	パイゲージ	6,640	36,520
②加速度計による健全度評価	加速度計	10,580	58,190
③桁内外温度計測	熱電対	500	2,750
		合計	97,460

・その他費用

項目	内容	数量	単位	単価（千円）	費用（千円）
コード類	無線		m	1	0
設置・撤去足場	高所作業車×3 日	3	日	50	150
電源工事	単層三線式 100/200V 電源	1	式	500	500
				合計	650

10 年間の計測費用　98,110 千円

4)　モニタリングによる結果の予測

2019 年の定期点検により評価された S2 判定によりモニタリングを開始したと仮定した．ASR の進行が遅く，ひび割れの進行も外部からは明確に異常とは認識されなかったが，コンクリート内部のひび割れの進行に伴い，加速度計による SAFE 評価では損傷の進行が確認される可能性が高いと想定された．また，各径間に設置した加速度計の評価から，支点周りの異常検知により，支承部分の稼働不良，床版端部の損傷の進行などを評価することができると考えられる．

モニタリングを実施することで ASR による損傷進行が軽微な段階で補修を行った場合と，ある程度進行が進んだ段階での大規模な補修費用を比較した結果を以下に示す．

2019 年からの 10 年間モニタリング金額　98,110 千円

2019 年からの 10 年間のモニタリングを併用した補修費用　161,918 千円

比較として 10 年目の損傷に対する大規模な補修費　254,503 円

参考文献

4-1) 石田雅博ら：道路橋の維持管理における状態把握技術の適用性に関する研究（１），土木研究所成果報告書 2019，No.6-5-1，2020.3
4-2) 藤野和雄ら：東北自動車道大森川橋におけるモニタリング技術の現場実証，土木技術資料 59-9，pp.46-49，2017.7
4-3) 杉浦邦征：持続可能でレジリエンスな社会インフラの管理システムの構築，JST 未来社会創造事業，2024.3
4-4) 土木学会技術推進機構，垂井高架橋モニタリング評価委員会　最終報告書，2017 年 8 月
4-5) 2012 年制定コンクリート標準示方書［設計編］2013 年 3 月
4-6) 中川義規ら：近江大橋（旧橋）における主桁の調査と補修状況の報告～PC 橋に学ぶ～，滋賀県土木技術発表会，防災・保全部門：No.23
4-7) 滋賀県近江大橋補修履歴　https://www.pref.shiga.lg.jp/file/attachment/1015113.pdf（参照日 2026.3.31）
4-8) 近畿地方整備局点検記録、小泉跨線橋，2024.7.9 記録

5. 点検を補完するモニタリングの導入シナリオ

(1) はじめに

本章では，モニタリングの社会実装に向けて，モニタリングが現状の目視点検を補完するビジョンを示す．モニタリングにより収集したデジタルデータを橋梁点検に活用することで，点検精度の向上（点検精度の定量化，点検結果のバラツキの是正），目視点検で見えない損傷の「見える化」，継続的・自動的な監視の実現，データ取得の効率化等が可能となり，目視点検の補完につながるものと考えられる．第 2 章において，従来の点検に対する現状と課題を示した．第 4 章において，モニタリングにより収集したデジタルデータによる評価の課題と優位性を示した．本章では，モニタリング導入に関する留意点を示すとともに，デジタルデータの収集・評価の計画における留意点およびデジタルデータ収集時の実務的検討点を，代表的な計測機器であるひずみ計，変位計，加速度計を用いるモニタリングについて示す．また，点検・評価業務の様々な段階でモニタリングを適用した場合の導入シナリオを示す．導入シナリオでは，従来の目視点検を補完する手法としてモニタリングにより収集したデジタルデータの活用方法を取り上げる．点検を補助するモニタリング，診断を補助するモニタリング，補修・補強の効果を確認するモニタリング，緊急時の対応を補助するモニタリングに分けて，それぞれの場合の導入シナリオを示す．

(2) モニタリング導入に関する留意点

モニタリングは，測定対象となる構造物の劣化・損傷の進行を抑制したり，構造物自体の性能を向上させたりするものではなく，あくまで現状を把握するための手段である．この特性を十分に理解した上で活用することが重要である．また，計測機器等が有する計測誤差は，それぞれの機器の計測方法や導出の原理，適用条件，計測条件，誤差特性について，十分に理解した上で活用する必要がある．その他の留意点を以下に示す．

第三者被害への限界：モニタリングは構造物の状態を把握する手段であり，第三者への被害を防ぐことはできない．第三者被害を引き起こすコンクリートの浮き，剥落等の変状については，従来の外観目視点検で行う場合等，点検の投資効果を確認する必要がある．

構造性能低下の進行見落とし：目視点検で「判定区分Ⅲ」とされた損傷を，モニタリングで常時監視する場合，モニタリングのしきい値の設定が適切でなかったり，設置箇所が限られていたりする場合，局部的な損傷の進行や，コンクリート内部の鉄筋腐食等，目視や一部のセンサでは捉えきれない劣化が進行する場合を見落とす可能性がある．一方，適切なモニタリング技術を導入できれば，健全な部材の無用な補修を避け，限られた予算を緊急度の高い箇所へ集中的に投入できるため，維持管理の効率化に繋がる．適切なモニタリングによるデータ収集・評価の計画やデータ収集時の検討事項を次節(3)および(4)に示す．

代替ではなく補完：モニタリングの本質は，目視点検の「代替」ではなく，あくまで「補完」にある．適切に活用することで，5 年に 1 回の定期点検を補完し，目視点検の効率化・安全性向上・高度化を実現する強力なツールとなる．具体的には，モニタリングデータから異常が疑われる箇所を特定し，重点的に目視点検することで作業の効率化を図ることができる．次に，高所や河川内，交通量の多い場所等，人が立ち入ることが困難な場所を遠隔監視できれば，点検作業の安全性は飛躍的に向上する．また，地震や台風等の災害直後の構造物の損傷状態を迅速かつ安全に把握できる．さらに，目視確認が困難な構造物の内部状態をセンサ等で可視化できれば，従来手法では点検不可能だった箇所の健全性診断が可能となり，維持管理の高度化に繋がる．

初期値データの不在：既存の橋梁においては，健全性評価の基準となる初期値データがないため，

経年変化の判断が困難な場合がある．この場合，設計図書や施工時の記録で代用することも考えられるが，将来的に維持管理の精度を高めるためには，できるだけ健全な状態の初期値データの取得が望まれる．

(3) デジタルデータの収集・評価の計画

モニタリングにより収集したデジタルデータの評価では，対象構造物の適切な力学的な物理量（剛性，減衰特性，固有振動数，応力度）を見つけ，その変化により構造物の診断を行うことを目的とするために，その目的に応じて収集・評価の計画をしなくてはならない．

デジタルデータの収集・評価の計画については「モニタリングの活用のための指針」[5-1)]に具体的に示されている．また，取り扱う物理量において，計測値の精度および頻度を適切に設定する必要がある．モニタリング計画の基本的な考え方については「監視計画の策定とモニタリング技術の活用について」[5-2)]を参照されたい．

モニタリングを行う代表的な計測機器には，ひずみ計，変位計，加速度計等がある．

ここでは，代表的な計測機器を用いたモニタリングにおいて想定されるシーンを設定し，その際の収集・評価計画について留意点を示す．

【ひずみ計によるモニタリング】

ひずみ計を用いたモニタリングは，構造物の対象部位の応力的な評価を行う場合に一般的に用いられる方法である．ひずみ値を用いた計測および評価方法においての留意すべき点を示す．

・ひずみ計による計測値は構造物の対象部位の応力度，または疲労損傷を評価する局部的な応力度である．そのために構造物の全体的な挙動の変化を示すのではなく，対象部位の変化を評価する場合に用いられることが多く，また多くの点の計測を行い評価することがある．
・個別箇所の時間的変化および設計値や解析値との比較により，構造物の詳細的な評価を行うことが可能である．また，損傷個所が特定されている場合にその場所の局部的な損傷を評価するには，ひずみ値等を評価する方法が妥当であると考えられる．
・計測値の変化はわかりやすく，評価方法も明確である．
・ひずみ計測に関しては，ひずみゲージは安価であるが，その他データロガー等の周辺機器と有線で設置する必要があり，ある程度の経験値を有する専門技術を必要とする．

【変位計を用いたたわみ量のモニタリング】

変位計を用いて橋梁のたわみ量の変化を計測して損傷の進行を評価する場合がある．その場合の計測点の設定と評価すべき考え方に関して留意すべき点を示す．

・橋梁のたわみ計測値の時間的変化は，構造物の全体剛性の変化を示すもので構造部位の局部的な損傷に対しては鈍感である．
・長期的なたわみ量（死荷重によるたわみ量の変化等）を定期的に計測する場合には，橋梁の計測点にターゲットを設けて，レベル計測，デジタル画像相関法，その他光学的計測を用いることがある．また，橋梁に連通管等の設備を設けて計測するなど計測誤差を少なくする方法も紹介されている．
・短期的なたわみ量（活荷重によるたわみ量等）の計測を行う場合は，上記に示した橋梁の計測点にターゲットを設けて，レベル計測，デジタル画像相関法，その他光学的計測を用いることがある．そのほかに，桁下からの接触式ダイヤルゲージ，レーザー測量や加速度計を使った方法等も紹介されている．
・計測対象の評価精度に見合う計測方法を計画することが必要である．変位計測値の変化はわかり

やすく，評価方法も個別箇所の時間的変化および設計値や解析値との比較により，構造物の詳細な評価を行うことが可能である．

・変位計測においては，光学計測機器は高価であるが，一般的な機器であるため適用に関しては容易である．しかし，上記に示す不動点からの定点観測の場合には，計測精度の再現性等については，ある程度の経験値を有する専門技術を必要とする．

・本マニュアルではたわみ計測の新しい計測方法について紹介している．作業性を考慮し，支間中央部で計測するのではなく，支点付近の回転角で支間中央部のたわみ量を同定する方法や支点部分から光学的機器を用いて計測する方法である．

【加速度計によるモニタリング】

加速度計を用いた計測方法は，構造物の力学的な物理量を評価する一般的な方法であるが，計測点の設定と評価すべき点の考え方に関して留意すべき点を示す．

・加速度計測値の時間的変化は，たわみ計測値の時間的変化と同様に構造物の持つ全体的な剛性の変化により生じる変化である．鋼構造物の疲労損傷のように局部的な損傷が発生してもその損傷による加速度計測値で異常値を検知することはほとんどできない．

・加速度計測の結果から，固有振動数，減衰定数，振動モード等の振動特性を評価する場合は，劣化損傷状況の進行に対して必ずしも精度はよくないと指摘をされている．例えば，構造物の剛性の 10%程度の変化を曲げ 1 次モードで評価しようとする場合は固有振動数として 5%程度の変化となる．つまり，1 次固有振動数が 5Hz 程度であれば，0.25Hz の変化を評価する計測精度が必要である．

・固有振動数等により構造物の評価を行う場合は，その振動特性と計測位置，計測ピッチを検討する必要がある．例えば，単純桁の曲げ 1 次振動のように，支点を節として支間中央部が上下に振れるような振動モードを示す場合，支間中央部の異常検知することには適切であるが，支点付近の損傷には敏感ではない．また単純桁の曲げ 2 次振動のように支点と支間中央を節として上下する振動の場合は，支間長の 1/4 付近の異常を検知することができる（**図-5.1**）．このように，評価目標として「どこの損傷に対して異常を検知するか」について検討をした上でその計測点の変化が捉えられる計測位置としなくてはならない．

・単純桁でも支間長が 10m 程度と短い場合，曲げ 1 次モードの振動数が 10Hz 程度，曲げ 2 次モードの振動数が 40Hz 程度になる．よって，この橋梁の支点付近の損傷を評価しようとした場合には，曲げ 2 次の振動数 40Hz 程度の振動数の変化をとらえることが必要となる．加速度計の計測ピッチ（サンプリング時間）は，基本的に評価しようとする振動数の 4 倍以上の計測ピッチが必要である．評価する振動数が 40Hz の場合は 200Hz 程度の計測ピッチが必要となる．

・加速度計測において計測する周辺環境（騒音が大きい，電源のノイズがある）および計測機器の性能において計測値が機器のノイズに埋まってしまう場合もある．

・加速度計の価格については近年安価になってきている．また，無線によるデータ収集も容易であり，使用性は近年大きく向上している．

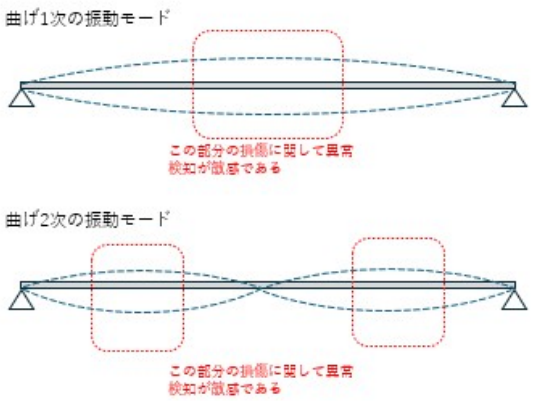


図-5.1　振動モードと固有振動数の変化が敏感な部位

・現場において電池駆動の機器も出てきており，長期計測，地震時のトリガー計測に対応している機器もある．
・上記のように加速度計測は，設置性，評価が構造の全体的な劣化評価であることから，多くの構造物から詳細点検を絞り込むようなスクリーニング計測等への対応が検討される．
・加速度計測の課題としては，データ処理に専門性が必要な点，全体的な構造特性の変化においても敏感ではないと示したが，専門性の部分をソフト的に簡単に処理することができ，PC 橋の PC ケーブルの破断などの異常検知においても評価が可能な新しい技術（SAFE 値）などが開発されている．

(4) センサ等によるデジタルデータの収集

センサ等の計測機器を用いてデジタルデータを収集する場合の実務的検討点について示す．

【ひずみ計測の場合】

・ひずみ計測はひずみゲージを対象部位に設置し，有線でデータ収集装置にデータを集める．
・PC 橋等のコンクリート構造物のひずみ計測においては，表面にゲージを貼り付ける場合はゲージ長の長いタイプのものを使用する．モルタル部 10～20mm，コンクリート部 30～120mm．コンクリートの内部ひずみを収集するには埋め込みひずみ計等もある．
・ひずみ計測を行う場合は，ゲージ自体に温度補償をされているものがある．その上で，構造物の温度によるひずみ値のドリフト，温度による構造物の変形の影響等を考慮しなくてはならない．
・数量的に限られている静的なひずみデータであればデータ収集装置から公衆回線等を利用してデータを事務所机上に搬送することは可能である．動的ひずみデータであれば，現場のデータ収集装置にてデータを収集して，所定時間で定期的にデータ回収を行うことが一般的である．
・ひずみ値の長期計測においては，ひずみゲージの接着剤の耐久性を勘案して設置方法および計測期間等を検討する必要がある．

【変位計測の場合】

・変位計測においては基準点（不動点）との相対値を計測するために，固定された基準点が必要となる．また長期計測においては地盤沈下等による基準点の変化がないことを確認する必要がある．
・レーザー計測やデジタル画像相関法等の適用に当たっては，適用精度や計測値の再現性等から事前のキャリブレーションや別法も併用して実施することも検討する．
・たわみ量の計測においては温度変化や光の条件（直射日光，影）の影響を大きく受ける場合がある．

【加速度計測の場合】

・加速度計測のデータは，オシロスコープ等で示される波形の時系列データである．計測データの評価する周波数帯域のノイズ，周波数帯における計測感度等，計測データの妥当性を確認する必要がある．この作業がデータの前処理作業であり，ある程度の専門的知識が必要である．
・加速度計測においては，前項で示したように評価する場所における振動モードの特性，計測位置，計測ピッチ等を検討しなくてはならない．
・加速度計測の機器は，加速度計測装置，加速度データの収集装置に分けることができる．加速度計測装置には電源が必要な場合もあるが，近年では 1 日数分間，数回の計測を電池駆動により作動できる機器もある．加速度データの収集装置は数か所の加速度データを 1 か所に集約する機器である．この場合，各加速度計と収集装置の間を有線で結ぶ場合があるが，近年では無線によりデータ通信を行うことができる．
・加速度計測において，1 日にどの程度のデータを収集する必要があるかを計画することが機器選定において重要である．つまり，データ評価において収集データがどの程度必要であるかを計画したのちに機器選定を行う．
・データ収集装置から加速度計測データを人が定期的に収集し評価することができる．さらに，計測データを事務所の机上に転送することも可能である．その場合には，データ収集装置部分から事務所に公衆回線を用いて通信を行うことが一般的である．数台の加速度計にて計測したデータを収集装置に集めて公衆回線により送信するために，この送信部分に大きな電力が必要である．そのため，この部分には商用電源を用いる場合がある．近年ではソーラー発電や蓄電池等を利用して行うことも実用化されてきている．
・加速度計測の技術には，計測，データ転送の技術が集約されている．その中で注意しなくてはならないのがデータの損失である．電池がなくなったために計測されていない，計測されているにも関わらずデータが収集されていないなどの事故に対し，電池切れのアラートやデータ通信不良に対する再送信システム，アラート通報等の対処方法が施されている機器を選定すべきであると考える．

(5) モニタリングの導入シナリオ

点検を補完するモニタリングは，以下の類型に分類できる．本節では，それぞれのケースに対する導入シナリオを示す．

点検補助：5 年に 1 回の定期点検にモニタリングを追加し，構造的な劣化進行の評価や点検箇所の絞り込みを図る．損傷の進行が懸念される橋梁（判定区分Ⅲ：5 年以内に補修）の常時監視．

診断補助：デジタルツインによる予防診断への適用．

補修・補強効果の確認：対策前後のデータを収集・評価することにより，適切な対策であったことを担保する．また，対策後の新たな初期値データの取得．

緊急時対応の補助：大地震発生時の優先道路の早期通行判断への適用．

a) 点検を補助するモニタリング

ここでは，定期点検で判定区分Ⅲと判定された橋梁において，モニタリングによる常時の監視を実施するケースを想定する．PC 橋において，5 年に 1 回の定期点検を実施したところ，桁下面に視認できる複数のひび割れが発生しており，内部鋼材が腐食しているものと推測された．主要なひび割

れの進展状況をモニタリングすることで，変状の進展をできるだけ早く把握し，必要な対応が取れる状態とする．

測定する項目としては，主要なひび割れを対象としたひび割れ幅の変化，画像の記録によるひび割れの進展状況，内部鋼材が腐食している場合は自然電位の測定による腐食の進行状況等が想定される．また，PC 鋼材の腐食が懸念される場合は，加速度計や AE センサを設置して PC 鋼材の破断を検知するモニタリング手法も考えられる．ひび割れ幅の測定では，パイ型変位計によるひび割れ幅の変化の測定や画像分析によるひび割れの進展状況の評価等のモニタリングが考えられる．過大な荷重の作用によって生じたひび割れや乾燥収縮・ASR によって生じたひび割れでは，ひび割れ幅の変化の測定が変状の進行の評価に有効と考えられる．一方で，内部鋼材の腐食によって生じたひび割れでは，腐食状況とひび割れ幅の関係を定量的に評価することが困難と考えられる．

内部鋼材の腐食状況の評価には，自然電位の測定や電流密度の測定が有効と考えられる．前者は腐食の進行の有無を，後者は腐食速度の評価が可能である．また，PC 鋼材の腐食が懸念される場合は，破断時に生じる弾性波を検知するモニタリングの適用が考えられる．PC 鋼材の破断は，PC 橋の耐荷力に直接影響するため，通行止めの判断等に有効である．この他にも，電磁パルス法によりグラウト充填不足を検出する研究も進められている．ただし，研究段階の技術であるため，その適用にあたっては留意が必要である．

図-5.2 に点検を補助するモニタリングの手順を示す．

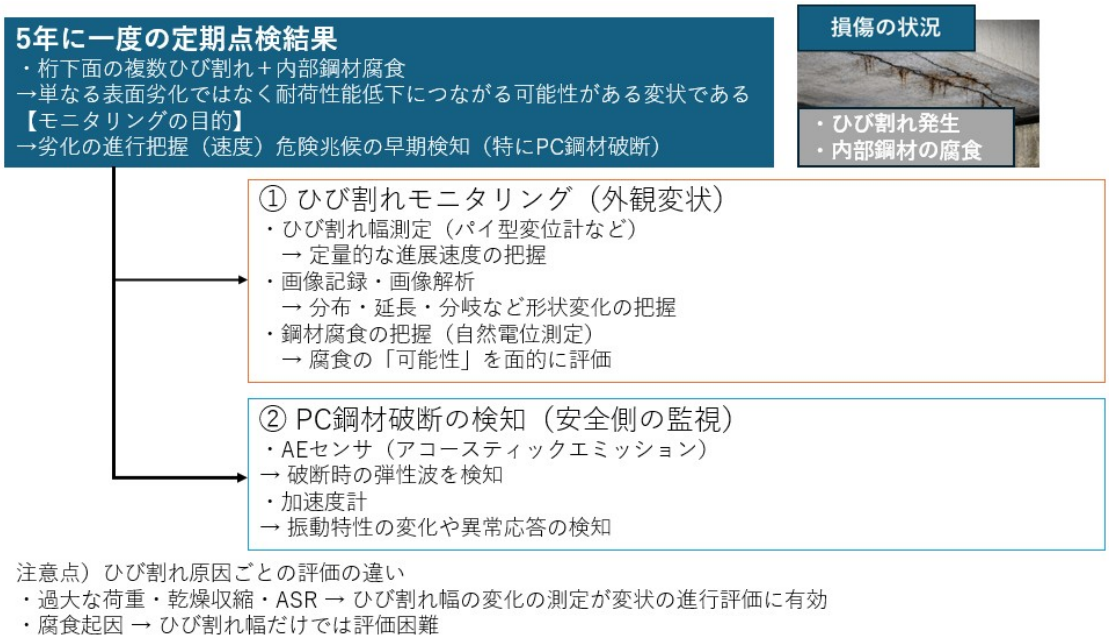


図-5.2　点検を補助するモニタリング

b)　診断を補助するモニタリング

ここでは，PC 橋の維持管理における革新的なアプローチとして，最新の解析技術およびモニタリング技術を統合したデジタルツインを活用する状況を想定する．これによって，従来の事後保全から予防保全へと転換し，インフラ管理を効率化・高度化することができる．対象とする PC 橋梁を仮想空間上に再現し，5 年に 1 回の定期点検時の劣化状況を予め様々なシナリオでシミュレートしておくことで，これから発生する損傷・劣化状況を事前に把握することができる．仮想空間上の PC 橋梁は，施工時データの他，気象データ，交通量，点検・補修履歴等の現実世界のデータをリアルタイムに反映させ，さらに，クリープや乾燥収縮を考慮することで，将来の挙動を高精度に予測するシステムへ

と進化させることができる．

PC 橋のデジタルツインシステムは，現実世界の物理的な橋梁を，仮想空間上に高精度に再現したものである．この仮想モデルは，単なる静的な 3D モデルではなく，実構造物の状況を忠実に反映し，時間とともに動的に変化する特性を持つ．

システムの構築には，まず LiDAR 計測や写真測量による詳細な 3D 点群データに基づき，ミリメートル単位で正確な仮想空間モデルを生成する．このモデルには，設計図面や施工計画書から得られる PC ケーブルの配置，コンクリートの配合，設計基準強度といった詳細な施工時データが属性情報として付与される．

さらに，現実世界から得られる多種多様なデータを継続的に仮想空間へ入力する仕組みを構築する．具体的には，橋梁に設置された IoT センサ（ひずみ計，加速度計，温度計等）からのリアルタイムのモニタリングデータに加え，気象データ（気温，湿度，風速，降水量），交通量，車両荷重といった環境要因データが自動的に連携される．また，過去の点検・補修履歴もデータベースとして統合され，仮想モデルの履歴情報として管理される．

デジタルツインの中核機能は，この統合されたデータに基づく高度な解析と将来予測にある．仮想空間上の PC 橋モデルでは，有限要素解析をはじめとする先進的な構造解析技術が実行される．これにより，現実の交通荷重や温度変化が橋梁全体の変形や各部材の応力状態にどのように影響を与えているかを精密にシミュレーションできる．特に重要なのは，時間依存性の経年変化予測である．PC 橋特有の現象であるコンクリートのクリープや乾燥収縮といった材料特性を解析モデルに組み込むことで，橋梁自体の長期的な挙動や劣化の進行を予測可能とする．

この予測機能を活用し，維持管理の要となる「5 年に 1 回の定期点検」において，その効率と精度を飛躍的に向上させる．点検実施前に，仮想空間上で様々な劣化シナリオ（例：ある PC 鋼材の腐食が進行した場合の影響，特定の支承部が機能不全に陥った際の影響等）をシミュレートする．これにより，将来的に発生しうる損傷・劣化の様態や時期，深刻度を事前に把握しておくことができる．

デジタルツインを活用した維持管理体制は，単に損傷を発見するだけの従来の点検手法から脱却し，科学的根拠に基づいた予防保全を可能とするものである．

将来の損傷予測に基づき，最適なタイミングで的確な補修・補強工事を実施することで，メンテナンスコストの平準化・縮減が図れるとともに，橋梁の供用期間中の安全性と信頼性を最大限に確保できる．また，膨大なデータと解析結果をデジタル資産として蓄積することは，将来的な技術者不足時代における技術・ノウハウの継承においても極めて有効である．

図-5.3 に診断を補助するモニタリングの手順を示す．

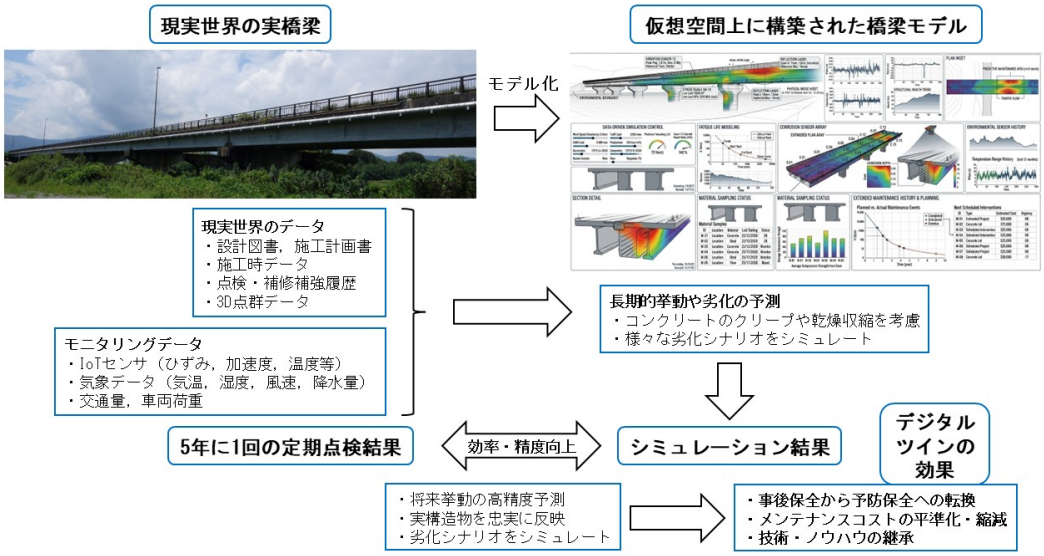


図-5.3　診断を補助するモニタリング

c)　補修・補強の効果を確認するモニタリング

構造物は劣化や被災により損傷した場合に補修・補強等を行うが，補修結果において目的とした補修補強効果が発揮されているかを確認することは，補修後の維持管理において重要な要素となる．目標とする補修効果については，補修設計にて想定されているが，補修補強工事完了時点で，その目的とした効果を確認しているわけではない．補修後に再劣化等が確認された場合には，改めてその劣化要因等から振り返り，劣化原因に対して，補修当時の対策の妥当性も評価しなくてはならない例もある．

ここで示す補修補強効果を確認するモニタリングは，補修補強を行った構造物の将来的な保全効果を検証すること，補修補強後の構造物の性能を把握すること，再劣化の有無を把握すること等を含んでいる．

補修・補強効果を確認するモニタリングの実施事例は，数多くある．例えば，国土技術政策総合研究所，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会においては，PC 道路橋の健全度評価の高度化に関する共同研究において，補修後の荷重-たわみ関係，プレストレス-コンクリートひずみ等についての文献調査[5-3)]がされている．

近畿地方整備局においては，垂井高架橋の損傷に関する特別委員会において，供用後 10 年間実施するモニタリング[5-4)]について，項目，方法，頻度，しきい値等を設定して取りまとめた事例がある．

阪神高速道路では，1979 年に建設された PC3 径間連続有ヒンジラーメン箱桁喜連瓜破橋において，1985 年頃から中央ヒンジ部の垂れ下がりが問題となり，監視を進めていた．2003 年に変位の回復を目的としたキングポスト配置の外ケーブル補強工事を実施し，モニタリングを進めてきた．その計測結果を基に，架け替え工事を実施した例が報告されている[5-5),5-6)]．

さらに，長田ら中日本高速道路株式会社や CAESAR の論文等では，PC 鋼材破断が橋梁に及ぼす影響および PC 鋼材破断後に外ケーブル補強した場合の耐荷挙動，補強効果について，撤去桁を用いた実験および実橋の常時モニタリング計測に基づき検討を行っている[5-7),5-8)]．

ここでは，補修・補強工事の効果を確認するためにモニタリングを実施する具体的なケースを想定する．

PC 橋において，5 年に 1 回の定期点検により，桁下面に容易に視認できる多数のひび割れが発生し，かつ桁の垂れ下がりも生じた場合を仮定する．この場合，PC 鋼材が腐食や破断しているものと推定される．このため，応急対策として，外ケーブル補強を実施することとする．そこで，補強工事の前後の状況をモニタリングすることで，補強工事の効果を確認する．外ケーブルの張力をモニタリングすることで，外ケーブルが想定通りの挙動をしているかを把握するとともに，主桁のたわみ計測を行い，桁の変位の回復および進展を確認する．また，主桁のたわみと主要なひび割れ幅および外ケーブルのひずみを常時計測する．桁下空間の利用を阻害しないために，主桁のたわみは WEB カメラによる画像計測で，ひび割れ幅はパイ型変位計で，外ケーブルにはひずみゲージを貼付して計測することとする．

材料性能に疑いがある場合には詳細調査としてコンクリートの強度試験，中性化深さ等を進め，コンクリートの劣化や主ケーブルの腐食の進行を把握することが適当である．

モニタリングにより補強効果を確認し，構造物の安全性を担保することは，構造物の維持管理の基礎的データとなり，補強した構造物の将来に関する維持管理コスト試算に大きな役割を果たすことになる．

図-5.4 に補修・補強の効果を確認するモニタリングの手順を示す．

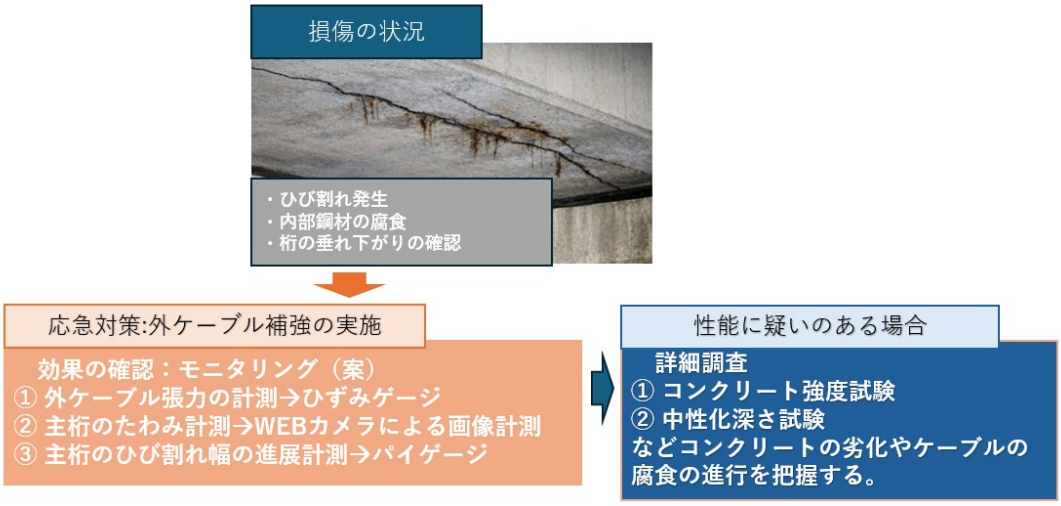


図-5.4　補修・補強の効果を確認するモニタリング

d)　緊急時の対応を補助するモニタリング

ここでは，第 1 次緊急輸送道路に指定されている重要な PC 橋を対象に，大規模地震発生時における迅速かつ的確な「早期通行判断」を実現するためのモニタリングシステム活用案を提示する．南海トラフ地震の発生を想定し，発災直後の避難経路確保および緊急物資輸送ネットワーク維持を最優先課題として，その実現手法を具体化する．

南海トラフ地震の発生が極めて高い確率で予測されている地域では，想定震度 6 弱以上の激しい揺れが広範囲で発生し，幹線道路網が甚大な被害を受けることが懸念される．特に，第 1 次緊急輸送道路に指定されている PC 橋は，発災後の人命救助活動および復旧・復興活動における最重要インフラである．これらの橋梁の損傷状況をいかに早期に把握し，通行の可否を判断できるかが，災害対応全体のスピードと効率を決定づける鍵となる．従来の目視点検に頼る方法では，点検員の安全確保や現地までの移動時間により，迅速な判断は困難である．

上記課題を解決するため，対象橋梁には構造性能を常時監視する高度なモニタリングシステムを導

入することが考えられる．以下に IoT センサ群を戦略的に配置するシナリオを提示する．

加速度計：地震時の揺れ（応答加速度）を計測し，設計震度に対する実際の挙動を把握する．

ひずみ計：主要部材（PC 桁，橋脚等）の応力変化をリアルタイムで監視し，塑性化や残留ひずみの発生を検知する．

変位計・傾斜計：橋台や橋脚の変位，落橋防止装置の作動状況，桁端部の相対変位等を監視する．

これらの計測装置は，耐災害性に優れたネットワーク（衛星通信や複数の通信キャリアを利用した冗長化された回線）を通じてクラウドシステムに接続する．地震発生時には，自動的に計測データが管理センターへ送信・集約される仕組みを構築する．

本システムの最大の活用目的は，地震発生直後の迅速な意思決定支援である．データ集約後，管理センターのシステムは，事前に設定された健全性のしきい値に基づき，各センサの計測値と照合する．このプロセスにより，「異常なし（通行可）」，「軽微な異常（徐行・片側交互通行）」，「要詳細点検（通行止）」といった初期の通行判断区分を自動的かつ即座に提示する．

これにより，管理者や緊急車両の運転手は，現地に到着する前に橋梁の安全性を大まかに把握でき，緊急輸送ネットワークの確保に向けた初動対応を大幅に迅速化できる．

モニタリングシステムは，地震時のみならず，平時においてもその真価を発揮する．常時監視により蓄積される膨大なモニタリングデータは，橋梁の「健康状態」を示すカルテとなる．交通荷重の繰り返しによる疲労，温度変化に伴う微細な挙動，コンクリートのクリープ・乾燥収縮に伴う長期的なひずみ変化等を継続的に把握できる．このように，健全な状態のデータを収集・蓄積しておくことで，劣化や損傷が発生した際の評価精度が向上するだけでなく，類似構造物の維持管理における有用な知見として活用することができる．

第 1 次緊急輸送道路を構成する PC 橋におけるモニタリングシステムの導入は，大規模災害時におけるレジリエンス強化の要である．早期通行判断支援による迅速な災害対応と，平時における経年劣化の定量把握による効率的な維持管理の両立を実現することで，地域社会の安全・安心に不可欠なインフラ機能の維持に貢献するものである．

図-5.5 に緊急時の対応を補助するモニタリングの手順を示す．また，**図-5.6** に定期点検と各導入シナリオの関係を示す．

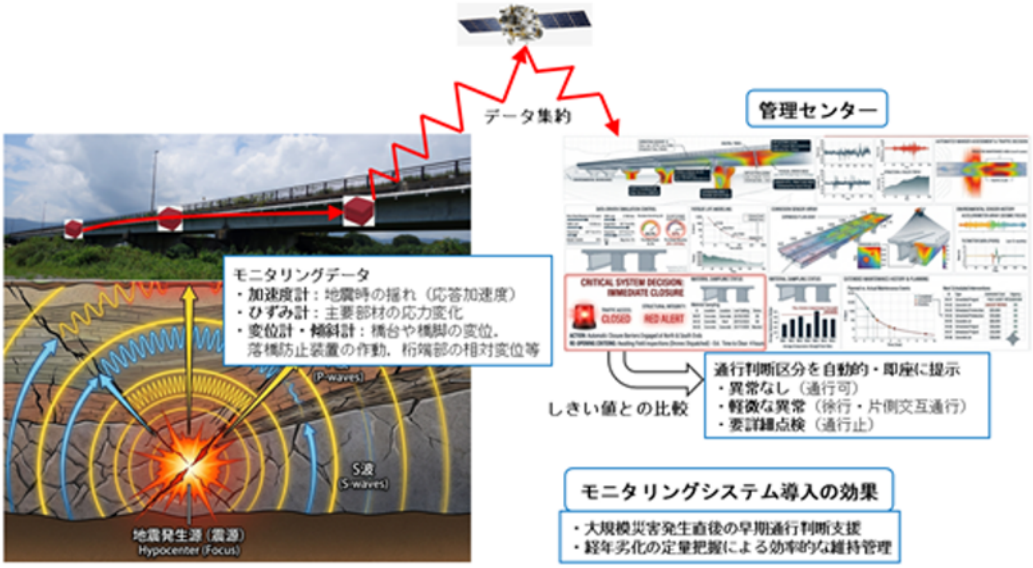


図-5.5　緊急時の対応を補助するモニタリング

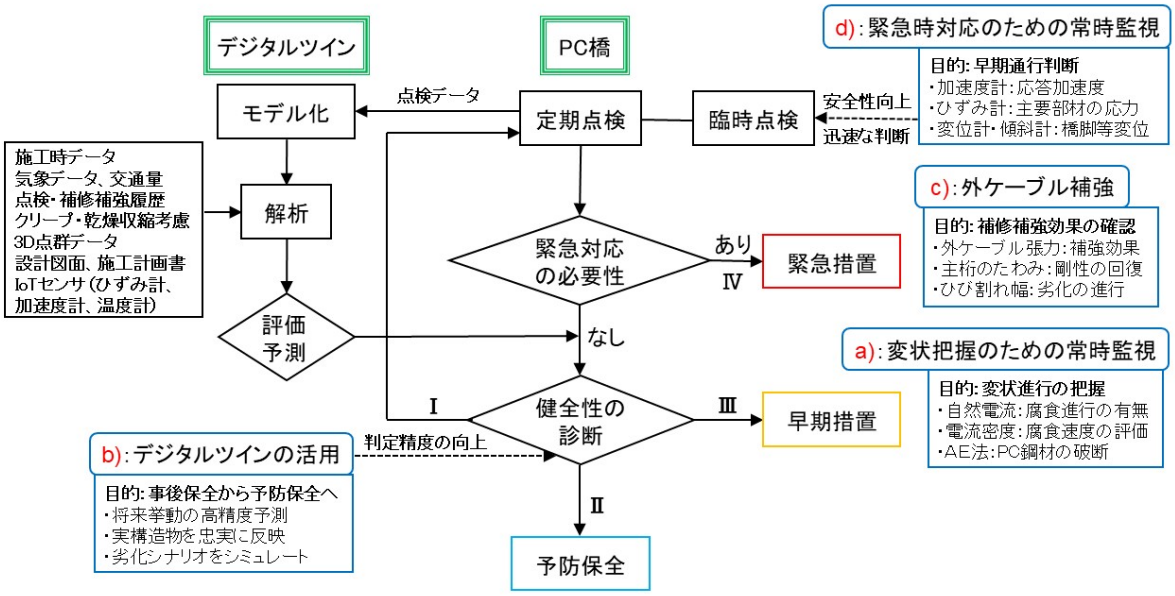


図-5.6　定期点検と導入シナリオの関係

参考文献

5-1) 土木学会 インフラメンテナンス総合委員会 新技術適用推進小委員会：モニタリング技術活用のための指針（案），2022.6

5-2) 国土交通省 道路局 国道・技術課：監視計画の策定とモニタリング技術の活用について，2020.6
https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/tenken/yobo4_1-5.pdf（参照日 2026-03-12）

5-3) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 道路橋の健全度評価の高度化に関する共同研究，国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書 国総研資料，第 613 号，2010.10

5-4) 土木学会 コンクリート委員会 垂井高架橋の損傷に関する調査研究特別委員会 維持管理分科会：維持管理分科会報告書 －供用後 10 年間のモニタリング－，2008.3
https://www.jsce.or.jp/committee/concrete/278/06 維持管理分科会.pdf（参照日 2026-03-12）

5-5) 鈴木威，渡辺尚夫：阪神高速道路における大規模更新･修繕事業 －コンクリート構造物の更新・修繕－，プレストレストコンクリート，Vol.59，No.2，PP.40-45，2017.3

5-6) 渡辺真介，森謙吾，新地洋明，森谷和貴，島原慎司：鋼 3 径間連続鋼製箱桁橋の施工 ―阪神高速 14 号松原線 喜連瓜破橋大規模更新工事―，橋梁と基礎，Vol.59，No.12，pp.7-12，2025.12

5-7) 長田光司，本間淳史，佐藤正明，池田尚治：PC 橋の補修・補強技術，コンクリート工学，Vol.43，No.12，PP.18-25，2005.12

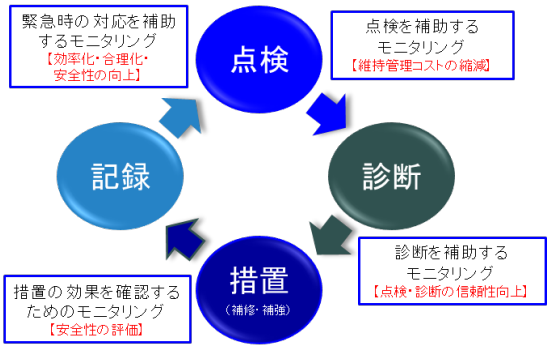
5-8) Ming L. Wang：LONG TERM HEALTH MONITORING OF POST-TENSIONING BOX GIRDER BRIDGES，UJNR Panel on Wind and Seismic Effects，22th US - Japan Bridge Engineering Workshop，国立研究開発法人 土木研究所，2006.10
https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/22/22-5-4m-wang.pdf（参照日 2026-03-12）

6.　モニタリングにより収集したデジタルデータの活用

(1) モニタリングの概要

モニタリングは，構造物の状況を常時もしくは複数回のデータ取得により状態変化を客観的に把握するうえで重要な技術である [6-1]．モニタリングは，図-6.1 に示すように，点検，診断，措置（対策），記録の補助として効果的であり，それぞれの場面で．構造物の位置や応答等の対象とする計測項目について精度および頻度等を明らかにしたうえで，連続的または離散的に計測し続けることが重要である [6-2]．

このようにモニタリングは，今後の構造物の維持管理に必要な技術である．したがって，技術の普及に向けては，国や民間による取り組みが期待されているところであり，それぞれで様々な技術開発が行われており，さらにモニタリング等によって収集したデジタルデータの活用が行われている．本章では，これらの技術開発の取組みについて述べることとする．



1. 点検を補助するモニタリング
   センサなどを設置して振動・ひずみ・応力などを計測し点検の合理化を図る．
2. 診断を補助するモニタリング
   振動，ひずみ，応力などを計測し，診断の信頼性向上を図る．
3. 措置（補修・補強）の効果を確認するモニタリング
   措置後の再劣化や性能評価に必要なデータを収集．予防保全にも応用可．
4. 緊急時の対応を補助するモニタリング
   地震などの災害発生時に，損傷の有無や程度の迅速な把握を図る．

図-6.1　モニタリングの位置づけ [6-1]

(2) 国の取組み

a)　画像処理技術を用いた道路橋の常時監視システムの開発

国土技術政策総合研究所では，画像処理技術を用いた道路橋の常時監視システム開発に関する研究がなされている（国総研資料　第 988 号）[6-3]．この資料では，道路橋において供用の安全性に関わるような重大な異常等が発生した場合，いかに短い時間で道路管理者が異常を認識できるかが二次災害の防止の観点から重要となるとしている．

研究の内容としては，供用安全性に関わる事象の発生に特化して，経済的かつ効果的に常時監視を行うために道路橋に複数設置したターゲットをカメラ等にて連続的に撮影した画像から道路橋の変状の発生を検知する手法の実現性を検討したものである．常時監視の費用対効果を考えて，一般的な道路管理体制に対して極力新たなインフラの整備を行わないで監視体制が構築できるよう，交通の安全と円滑化を目的に設置された視線誘導灯等，現地にすでに設置されているものをターゲットとし，この変位を一般的な道路監視カメラで，24 時間 365 日の連続監視するときの検知精度や適用条件について検討し，常時監視システムの設計を行った．

報告書では，設計した常時監視システムを実際に設置，運用するにあたって，対象とした変状や変位の種類を検知するための各機器の要求性能を提案し，実際に常時監視システムを運用するにあたり事前に現地で確認しておくべきキャリブレーション方法の提案等を取りまとめている．

b)　インフラ分野の DX

国土交通省では「i-Construction」を軸に，データとデジタル技術を活用して社会資本や公共サービスの利便性を高める「インフラ分野の DX」を推進しており，さらに，DX を一層推進するための具

体的な取組みをまとめた「インフラ分野の DX アクションプラン（第 2 版）」の公表，各分野におけるデータの一元管理と情報共有を通じて，効率的・効果的な管理を実現するための xROAD や RiMaDIS の構築等を実施している．

① インフラ分野の DX における 3 分野

インフラ分野の DX における 3 分野 [6-4]として，「インフラの作り方」の変革，「インフラの使い方」の変革，「データの活かし方」の変革を基本として取り組んでいる．それぞれの考え方を図-6.2 に示す．

まず，「インフラの作り方」の変革として，現場にしばられずに現場管理が可能なようにデータを活用しインフラ計画を高度化することと，i-Construction で取り組んできた建設現場の生産性向上を推進するとともに安全性や手続等の効率化を実現することである．

次に，「インフラの使い方」の変革として，賢く安全に持続可能な取組みを行うことで，インフラのオンライン化によりデジタル技術を駆使して利用者目線でシステムの機能を最大限に引き出し，安全で持続可能なインフラ管理の運用を実現することである．

最後に，「データの活かし方」の変革として，より分かりやすく，より使いやすいを目標に，国土のデジタルツイン化を進め，データの表示，提供，使用等，わかりやすい形式でデータを活かせるように進め，民間投資や技術開発が促進される社会の実現を目指すことである．

② 道路関連データの活用とデータプラットフォームの構成 [6-5]

道路関連データの活用拡大として，(i)道路に関する基礎的なデータを収集し円滑に活用可能にするとともに，各道路管理者等のニーズに合わせて様々なデータを作成，活用できるようなツールとして，道路データプラットフォームを構築，(ii)データ利活用による道路の調査，整備，維持管理，防災等の効率化・高度化を推進，(iii)データのオープン化による民間利活用，オープンイノベーション等の

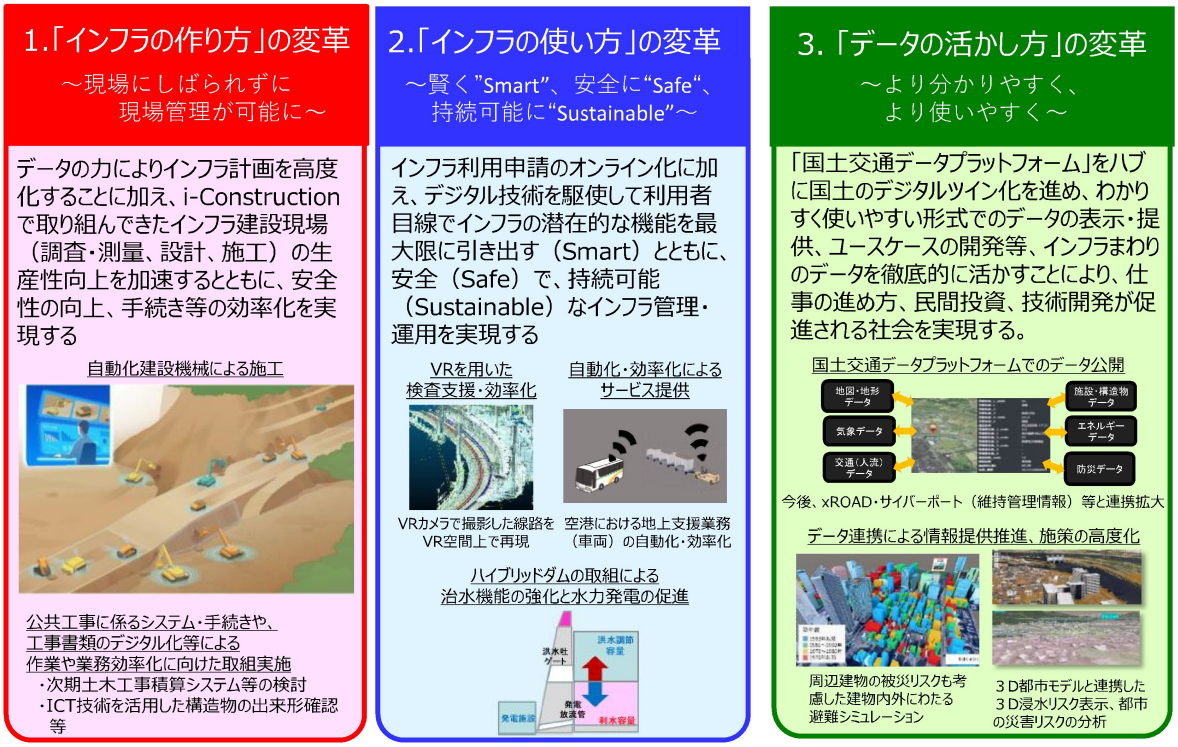


図-6.2　インフラ分野の DX における 3 分野 [6-4]

推進が考えられている．道路データプラットフォームのイメージを図-6.3 に，活用の方向性のイメージを図-6.4 に示す．

データプラットフォームの構成としては，「ポータルサポート」，「データベース・アプリのカタログ機能」，「データ連携基盤」から構成されており，基本アプリは各 DB を API 連携したデータビュアーで全ユーザーが共通で使える一方，個別アプリは各業務に特化して構築されている．両アプリとも，データ連携基盤や API 等を活用して最新のデータにアクセスが可能である．データプラットフォームの構成を図-6.5 に示す．

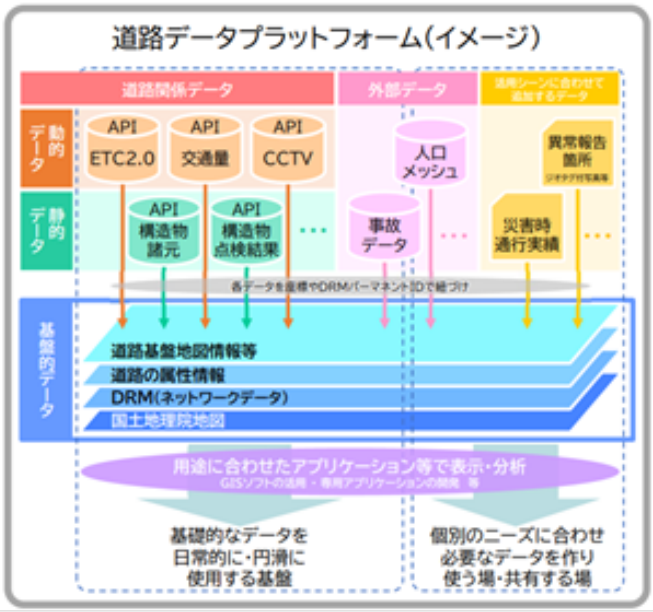


図-6.3　道路データプラットフォームのイメージ [6-5)]



図-6.4　活用の方向性のイメージ [6-5)]

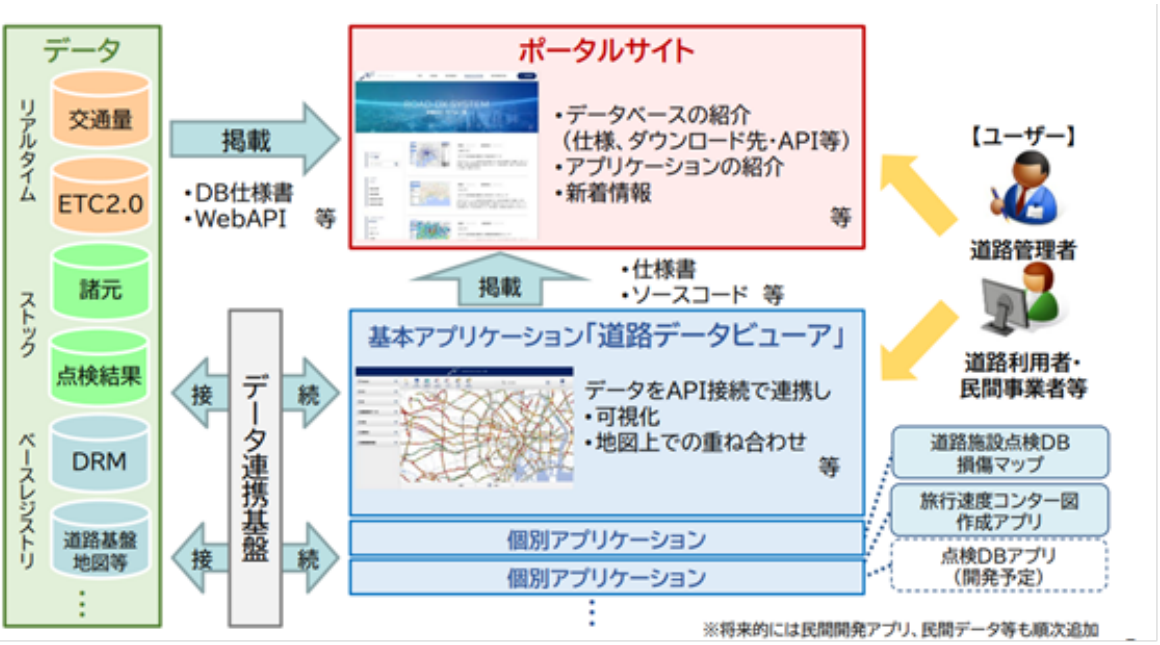


図-6.5　道路データプラットフォームの構成 [6-4)]

③ 国が進めるインフラ DX の例

現在，国が進めているインフラ DX の例を示す．

・CCTV の AI カメラ化による異常事象の自動検知による業務の効率化と維持管理の高度化 [6-6)]

監視映像を活用して AI 技術により立往生車両等の事象発生を検知し，監視員に通知することで発生事象の早期把握，迅速な対策の遂行を支援できる．図-6.6 に概要を示す．



図-6.6　CCTV の AI カメラ化による異常事象の自動検知の概要 [6-6)]

・構造物等の変状に対するリアルタイム把握による維持管理の高度化 [6-6)]

構造物の老朽化等により経過観察が必要な変状が増加傾向にあるが，人による定期的な点検で進行性をリアルタイムで確認できないため，災害が発生してからの事後対応となることが少なくない．そこで，既存モニタリング技術や AI による画像解析技術を活用し，異常時に自動通知する手法についてのマニュアルを作成している．既存技術では検知が困難な事象（ひび割れ等）については，現地実証試験を行い異常検知の方法や自動通知方法，適用条件等を取りまとめている．図-6.7 に概要を示す．

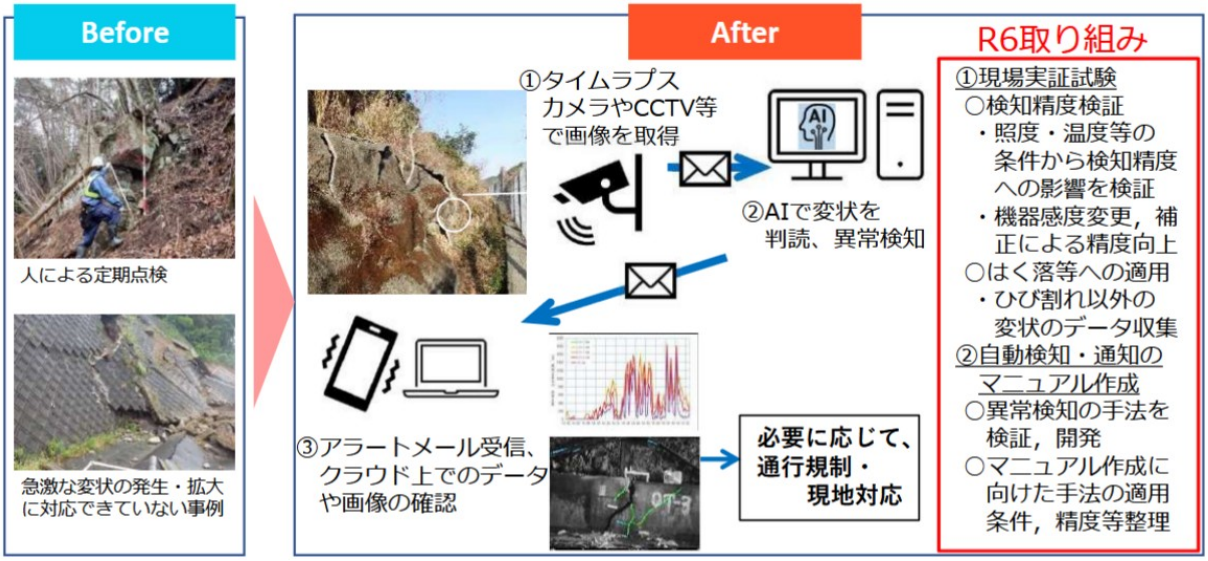


図-6.7　リアルタイム把握による維持管理の高度化の概要 [6-6)]

・道路データプラットフォームの構築による維持管理の効率化と活用促進 [6-6)]

道路橋の点検・診断の膨大なデータが各々の道路管理者ごとに様々な仕様で蓄積されている中で，デジタル化や AI 技術の進展を踏まえ，データを活用した効率的な道路の維持管理を目指し，点検・診断データのデータベース化，各分野の一元化を図り，API で連携することにより，一元的に処理・解析が可能な環境を構築している．また，データベースについては可能なかぎり公開し，各研究機関や民間企業等による AI 技術等を活用した技術開発やアプリケーション開発を促進することにより，維持管理の更なる効率化を図っている．**図-6.8** に概要を示す．

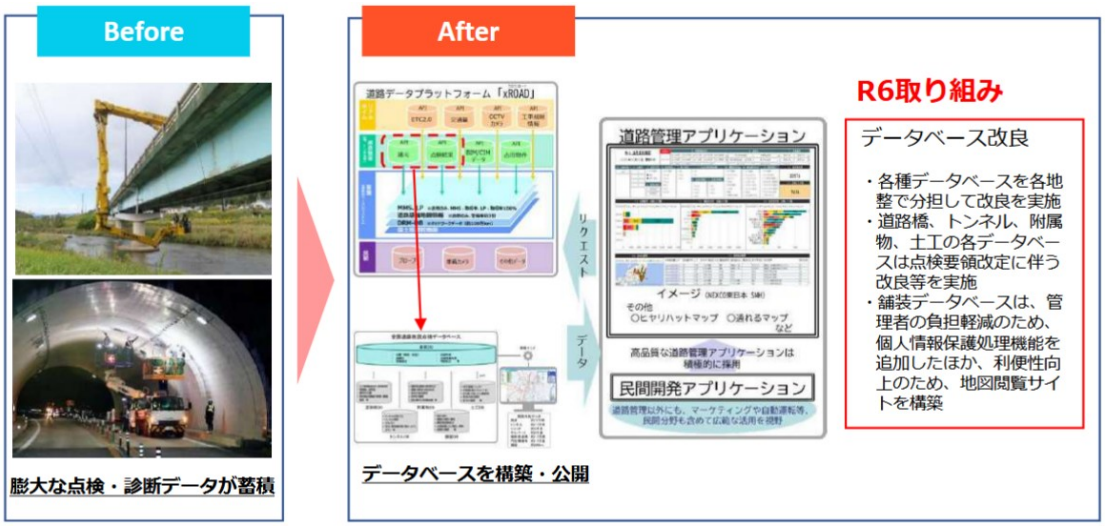
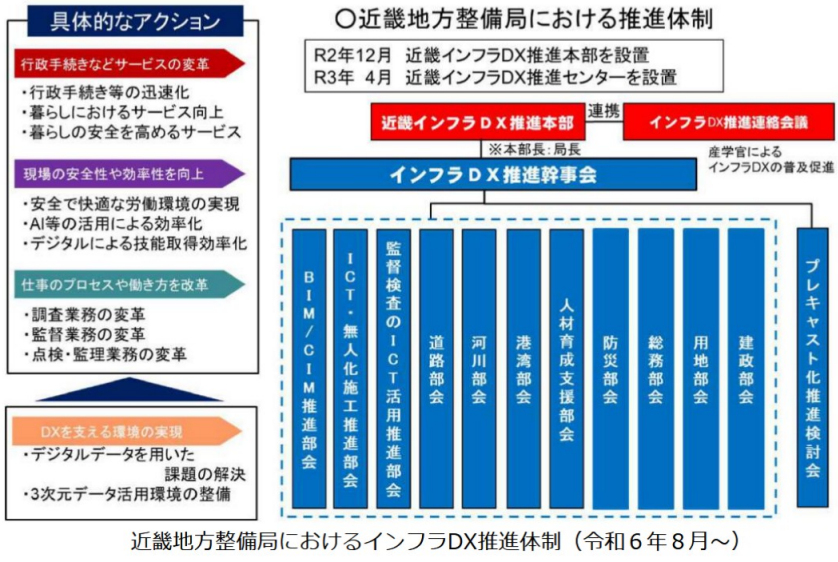


図-6.8　道路データプラットフォームの構築による維持管理の効率化の概要 [6-6)]

c)　近畿地方整備局のインフラ分野の DX

近畿地方整備局では「近畿インフラ DX　アクションプラン」[6-6)]を策定してインフラ分野の DX を推進している．具体的には，行政手続きサービスの変革，現場の安全性や効率性の向上，仕事のプロセスや働き方改革等である．近畿地方整備局では，これらにおける推進体制として，令和 2 年 12 月に近畿インフラ DX 推進本部を，令和 3 年 4 月に近畿インフラ DX センターを設置して取り組んでいる．近畿地方整備局におけるインフラ DX 推進体制を**図-6.9** に示す．



近畿地方整備局におけるインフラDX推進体制（令和６年８月～）

図-6.9　近畿地方整備局におけるインフラ DX 推進体制 [6-6)]

(3) 道路会社および民間の取組み

a) NEXCO 西日本の取組み

NEXCO 西日本では点検の高度化を展開する技術として，コンクリート壁面高解像度画像撮影システムおよび赤外線調査トータルサポートシステムについて技術開発が行われている．

① コンクリート壁面高解像度画像撮影システム [6-7)]

本システムは，コンクリート平面を超高精細に撮影し，解析することが可能なシステムである．大型構造物の表面を超高精細画像として自動撮影する機能と，その画像を自動合成する機能を備えている．特徴として，プロ向けの高性能デジタル一眼レフカメラと独自開発の電動雲台システムを組み合わせ，専用制御装置（PC）およびソフトウェアにより，誰でも簡単にあおり補正済みの超高精細画像を撮影することが可能である．また，これらの超高精細画像を基に作成された合成画像は，付属の専用ソフトウェア「Crack Viewer」を用いて閲覧することができ，自動検出機能を併用することで，ひび割れ等の損傷の確認および管理を行うことが可能である．ハードウェアの構成を図-6.10 に，システム構成のイメージを図-6.11 に示す．



図-6.10　ハードウェアの構成 [6-7)]

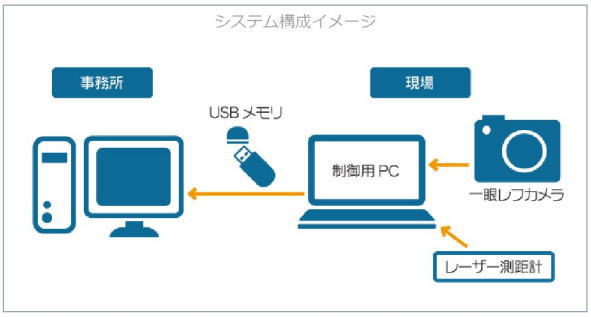


図-6.11　システム構成のイメージ [6-7)]

② 赤外線調査トータルサポートシステム [6-8)]

コンクリート構造物は供用年数の経過に伴い鉄筋が腐食，膨張するとかぶりコンクリートが落下するケースがある．この落下を未然に防止するため，従来では全面打音検査を実施するが，構造物に近接することが必要となる．しかし，赤外線サーモグラフィ法は離れた場所から面的な調査が可能であり，安全性が向上し効率的な点検調査が期待できる方法である．調査方法は，図-6.12 に示すように，気温の寒暖差によりコンクリート内部に熱流が発生し，健全部と異常部の表面温度差からコンクリート内部の異常個所を検知できる技術である．

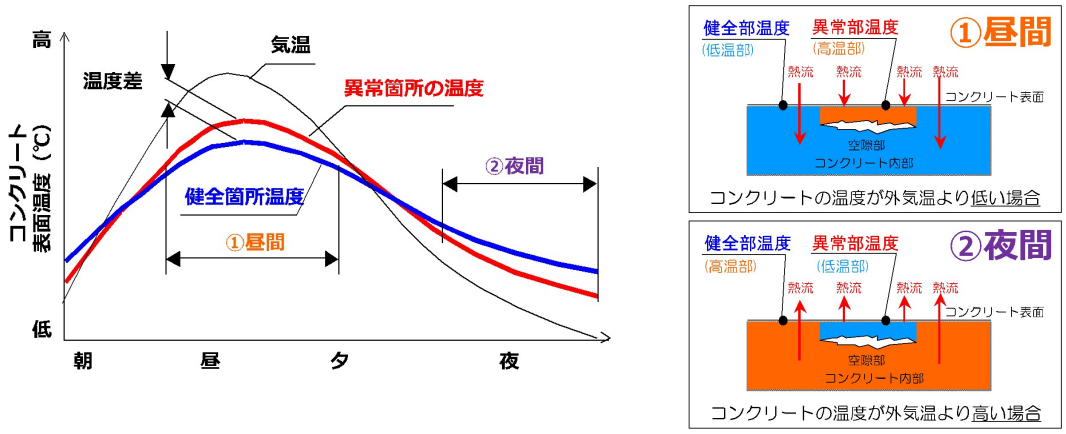


図-6.12　赤外線調査の原理 [6-8)]

b) 阪神高速道路の取組み

① サイバーインフラマネジメントシステムの構築 [6-9)]

阪神高速道路では，道路構造物や管理施設，さらには車両交通，エネルギー，環境といった現実世界にある様々なデータをロボットやセンサー技術で収集・蓄積し，サイバー空間で AI や大規模データ処理技術を駆使して分析・知識化を行い，そこで創出した情報・価値をもとに，人が最適な意思決定を行っていく次世代のインフラマネジメントの実現に向けた研究を進めている．

フィジカル空間でのセンサネットワークが生み出す膨大な観測データ等の情報について，サイバー空間の強力なコンピューティング能力と結びつけ数値化して定量的に事象を分析することで，これまでの「経験と勘」に頼っていた事象分析を効率化し，より高度な社会を実現するために，「あらゆる社会システムの効率化」「新産業の創出」「知的生産性の向上」等を目指す「サイバーフィジカルシステム」や Society5.0 といった概念が広まりつつある．阪神高速道路では「先進の道路サービスへ」を実現するべく，2030 年までを目標に 6 つのありたい姿を掲げ，その実現に向けた取り組みを行っている．その手段のひとつが「阪神高速サイバーインフラマネジメント」である．**図-6.13** にサイバーマネジメント構想の概要を示す．



図-6.13 サイバーインフラマネジメントの概念 [6-9)]

c) PC 橋の劣化シナリオと変状段階別のモニタリング技術 [6-10)]

PC 橋ではプレストレスの損失に伴いコンクリートのひび割れ等の変状が進行するが，それ以前に劣化が進行している可能性があり，コンクリートのひび割れのみを指標とすると PC 橋の健全性を見誤る懸念がある．予防保全の実現には早期の判断が求められる．**図-6.14** に RC 橋と PC 橋の予想される劣化シナリオを，**図-6.15** に PC 橋の変状段階別のモニタリング技術の一例を示す．

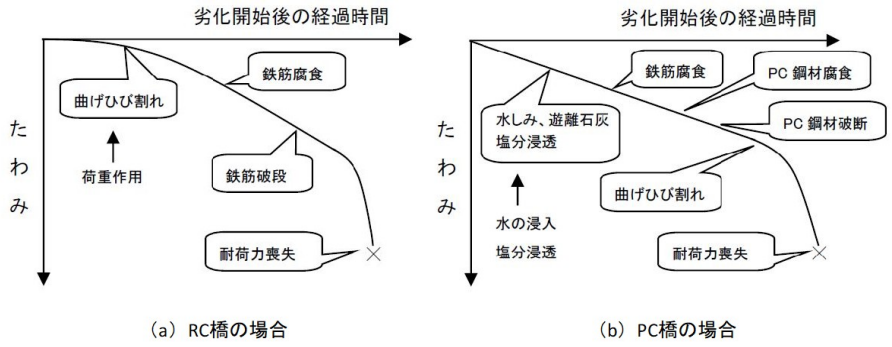


図-6.14 RC 橋と PC 橋の予想される劣化シナリオ [6-10)]

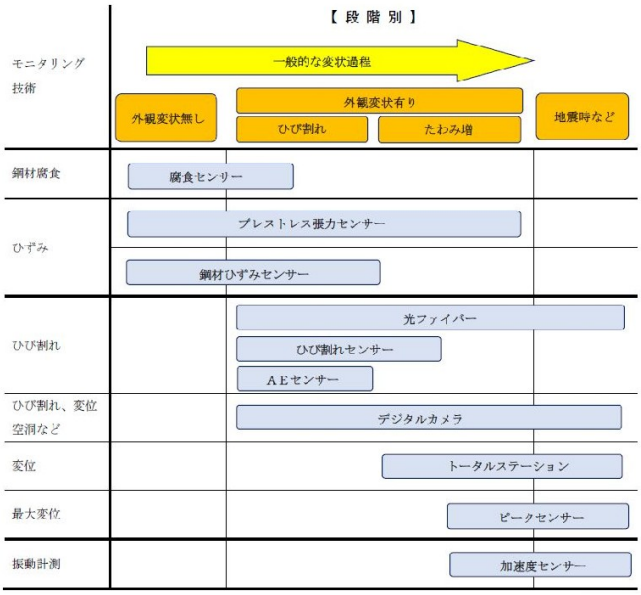


図-6.15　PC 橋の変状段階別のモニタリング技術の一例 [6-10)]

参考文献

6-1) 土木研究所・モニタリングシステム技術研究会：土木構造物のためのモニタリングシステム活用ガイドライン（案），2020.6

6-2) 国土交通省 道路局：モニタリング技術も含めた定期点検の支援技術の使用について，2020.6

6-3) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：画像処理技術を用いた道路橋の常時監視システム開発に関する研究，国総研資料 第 988 号，2017.9

6-4) 国土交通省：インフラ分野の DX アクションプラン 2，2023.8

6-5) 国土交通省：道路システムの DX(x ROAD)道路データプラットフォームの概要と今後の予定，第 12 回道路技術懇談会，2024.3

6-6) 国土交通省近畿地方整備局：インフラ分野の DX アクションプログラム～新しいデジタルトランスフォーメーションを近畿から～，2025.3

6-7) NEXCO 西日本イノベーションズ HP https://w-nexco-inv.co.jp/it/products/auto-cima.html（参照日 2026-03-12）

6-8) NEXCO エンジニアリング四国：道路を支える調査点検技術　赤外線調査トータルサポートシステム～J システム，https://www.w-e-shikoku.co.jp/wp-content/uploads/2021/07/News%20Release.pdf（参照日 2026-03-12）

6-9) 伊佐政晃，茂呂拓実，金治英貞：阪神高速サイバーインフラマネジメントの取組みと価値創造の可能性，AI・データサイエンス論文集，1 巻 J1 号，pp.252-260，2020.11

6-10) PC 建協 技術委員会 品質向上部会：内部状況監視（発信）型の PC 構造に関する検討，2015.3

付録

本付録資料では，コンクリート構造物のモニタリングで取得したデジタルデータの具体的な活用事例を 3 例示す（第 1 章）．特に，振動を用いた異常検知技術である SAFE（第 2 章），梁構造のたわみを廉価に計測する技術（第 3, 4 章），画像処理によってひずみを計測する技術（第 5 章）について，計測方法，計測データの特徴，分析手法，従来技術と比較した際の利点・留意点を記載することでコンクリート構造物の維持管理の様々な場面での利用可能性を検討できるようにした.

付録目次

1. コンクリート構造物のモニタリング事例集 3
(1) RC 梁 4 点曲げ載荷実験 3
(2) PC 梁 4 点曲げ載荷実験（2024） 79
(3) 供用下の PC 橋上部工の走行実験 98
(4) PC 梁 4 点曲げ載荷実験＋補修実験 (2025) 109
2. 振動計測および SAFE 技術を用いた点検支援 121
(1) 振動計測および SAFE 技術概要・特徴 121
(2) 計算手順 123
(3) RC 梁 4 点曲げ載荷実験への適用例 126
(4) PC 梁 4 点曲げ載荷実験への適用例 129
(5) 供用下の PC 橋上部工の計測実験への適用例 132
(6) 適用にあたっての留意点 133
3. 梁構造のたわみ計測と廉価な計測方法を用いた点検・診断支援 135
(1) 梁構造のたわみと計測手法の概要・特徴 135
(2) RC 梁 4 点曲げ室内載荷実験への適用方法 138
(3) 供用下の PC 橋上部工の計測実験への適用例 146
(4) 対象橋梁における計測たわみ分布に関する解析的検討 153
4. 桁端たわみ角を利用したたわみ計測を用いた点検・診断支援 157
(1) 桁端たわみ角によるたわみ計測手法の概要・特徴 157
(2) 供用下の PC 橋上部工の計測実験への適用例 159
5. 梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測の点検支援 161
(1) 梁構造のひずみと計測手法の概要・特徴 161
(2) RC 梁 4 点曲げ載荷実験へのひずみ計測手法の適用 162
(3) PC 梁 4 点曲げ載荷実験へのひずみ計測手法の適用 168

1. コンクリート構造物のモニタリング事例集

(1) RC 梁 4 点曲げ載荷実験

本実験では，RC 梁の使用状態から終局状態に至る過程における物理量（たわみ，変形量，ひずみ，加速度）の計測を行い，RC 梁の物理量観測値から状態変化を検知できるかを確認することを目的として実施した．

a) RC 梁供試体概要

本実験で用いる RC 単純梁供試体の材料特性を**付表-1.1** に示す．なお参考情報として型枠数量および鉄筋数量を**付表-1.2** および**付表-1.3** にそれぞれ示す．供試体のコンクリートの設計基準強度は，$Fc = 30N/mm^2$とした．コンクリートの配合を**付表-1.4** に示す．外観，配筋および鉄筋の寸法については**付図-1.1** ~ **付図-1.3** に示す．また，支承部については**付図-1.4** に示す．対象 RC 梁は梁高 500mm の断面に D19（SD345）3 本を引張鉄筋として配置する（引張鉄筋比 pt=0.64%）．スパン長は 6500mm で単純支持，載荷は，間隔 1500mm の 2 点で荷重を加える．梁全体のせん断耐力は 415kN，曲げ破壊荷重は 151.4kN と算出されている．

付表-1.1 RC 梁の材料特性

項目				単位	物性値
コンクリート		圧縮強度★	f'_c	N/mm^2	40.0
		弾性係数★	E_c	kN/mm^2	27.3
		引張強度※1	f_t	N/mm^2	2.07
鋼材	D19	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200
		降伏強度★	F_{sy}	N/mm^2	390.8
	D13	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200
		降伏強度★	F_{sy}	N/mm^2	401.6
	D10	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200
		降伏強度	F_{sy}	N/mm^2	345

★：材料試験結果（コンクリートは材齢 34 日での試験結果）

※1：引張強度は，$f_t = 0.23 * f'^{\frac{2}{3}}_c / 1.3$により算出．

付表 1.2 型枠数量

種類	寸法(mm)	一枚当り面積(m^2/枚)	枚数(枚)	面積(m^2)
端枠	300×500	0.15	2	0.30
側枠	6500×500	3.25	3	9.75
底版	6500×300	1.95	1	1.95
			合計	12

付表-1.3　鉄筋数量

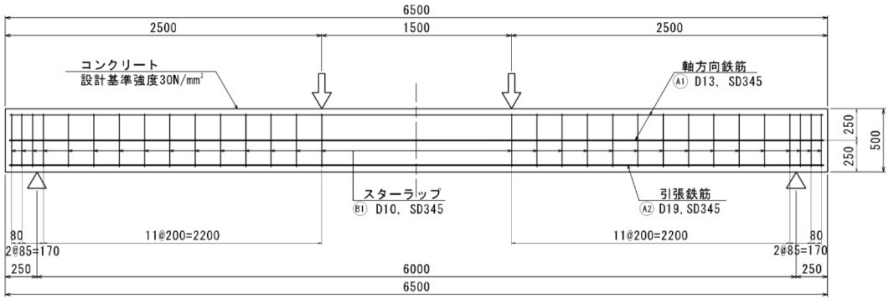
種別	径	長さ (mm)	本数	単位質量 (kg/m)	一本当り質量 (kg/本)	質量 (kg)
A1	D13	6430	4	0.995	6.40	26
A2	D19	6430	3	2.25	14.47	44
B1	D10	1440	18	0.560	0.81	15
					合計	85

付表-1.4　供試体コンクリートの配合

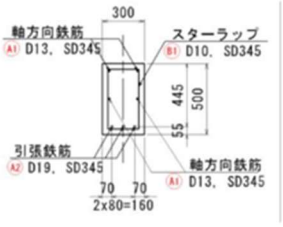
W/C 比 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量(kg/m^3)				設計基準強度 (N/mm^2)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
45	12	4.5	170	378	714	1132	30



付図-1.1　RC 梁外観



付図-1.2　RC 梁の概要（側面図：単位 mm）



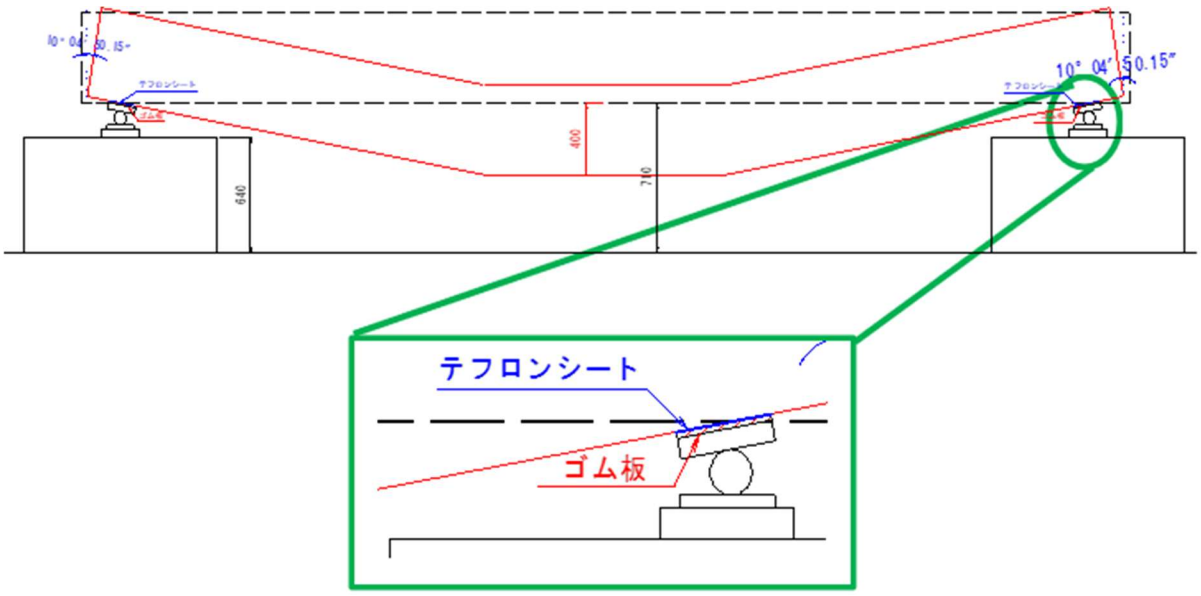
付図-1.3　RC 梁の概要（断面図：単位 mm）



(a) L 側



(b) R 側



(c) 支承部詳細

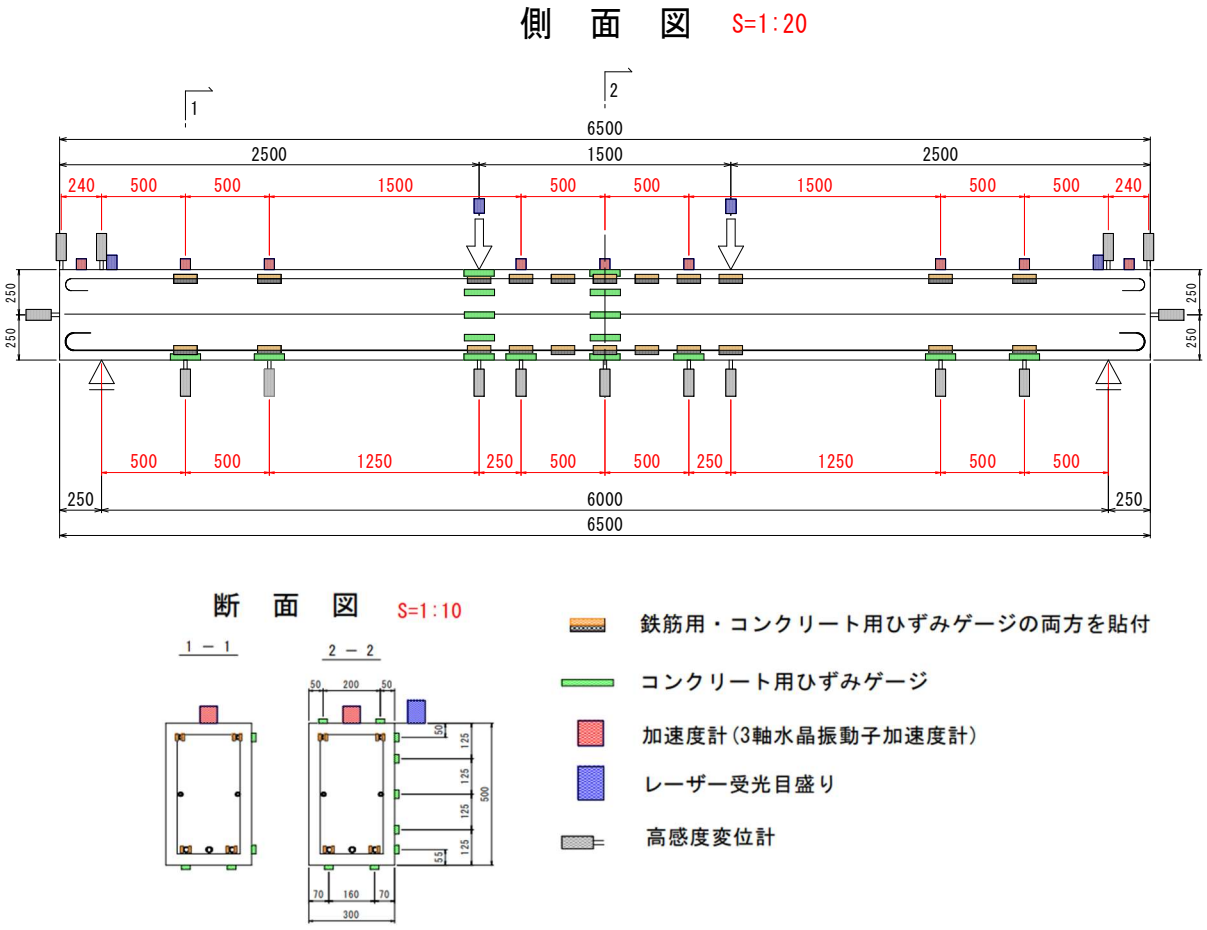
付図-1.4　RC 梁の支承部の外観

b)　計測機器の概要および配置

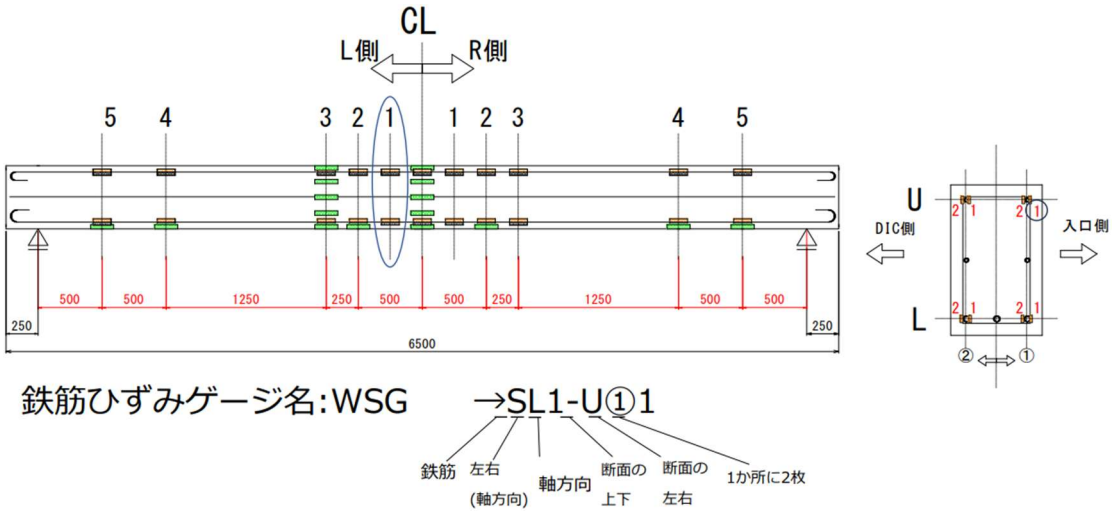
本実験では，ひずみゲージ，接触式変位計および加速度計の 3 種類のセンサによって RC 梁の物理量を取得する．計測機器の配置図を**付図-1.5** に示す．鉄筋ひずみゲージ (FLKB-2: 株式会社東京測器研究所)の配置図を**付図-1.6** に示す．下縁端および上縁端の軸方向鉄筋にひずみゲージを貼り付けた．コンクリートひずみゲージ(PL-60: 株式会社東京測器研究所)の配置図を**付図-1.7** に示す．中立軸の推定ができるようにスパン中央部およびスパン中央部から 750 ㎜左側の位置に高さ方向 125mm の間隔でひずみゲージを貼り付けている．

接触式変位計の設置位置を**付図-1.8** に示す．変位計には接触式高感度変位計 CDP-50（株式会社東京測器研究所）を用いており，供試体左右の上面 2 点および側面に 1 点ずつの計 6 点（LE1-3, RE1-3），下面に 9 点（①-⑨）設置した．また，曲げ区間の高感度変位計（③-⑦）は変位制御切り替え前に DP-500G（東京測器研究所）に変更した．変位計は押し込まれる方向を負としている．また，コンクリートのひび割れ発生後のひび割れ幅を計測するためにパイ型変位計を実験の途中から設置した．パイ型変位計の配置図を**付図-1.9** に示す．

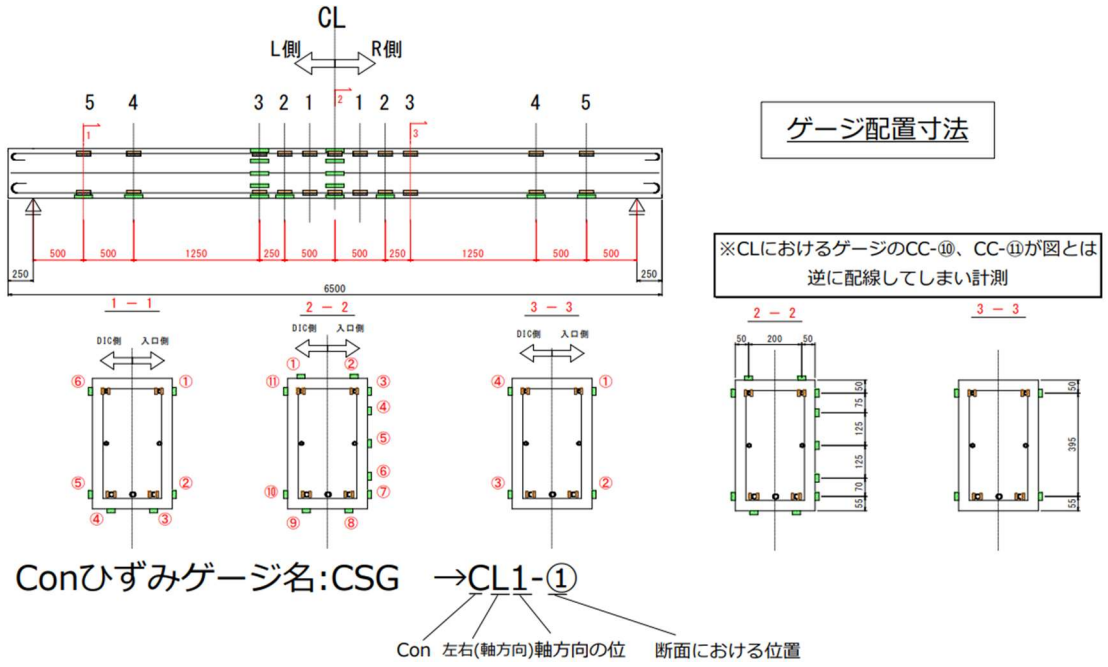
加速度計には M-A552AC10（EPSON）を内蔵した，高精度 3 軸ワイヤレス加速度計 LP-WS92-EACS01-2（株式会社ロジカルプロダクト）を用いており，左，中央，右にそれぞれ 3 点の計 9 点（No.2-No.10）を設置した．加速度計の配置図を**付図-1.10** に示す．



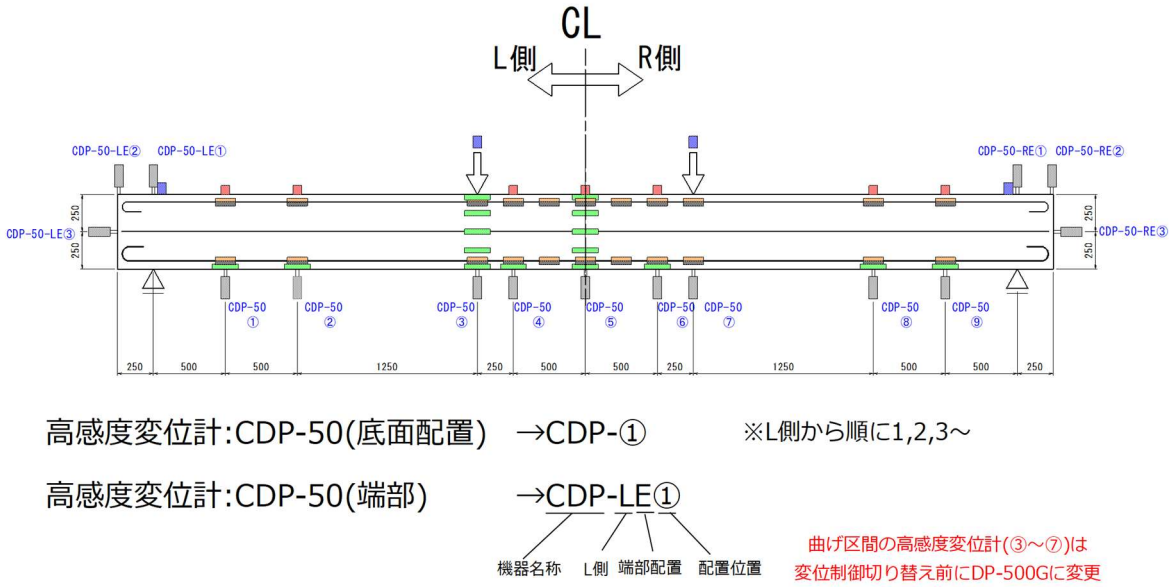
付図-1.5　RC 梁の計測機器配置図（単位 mm）



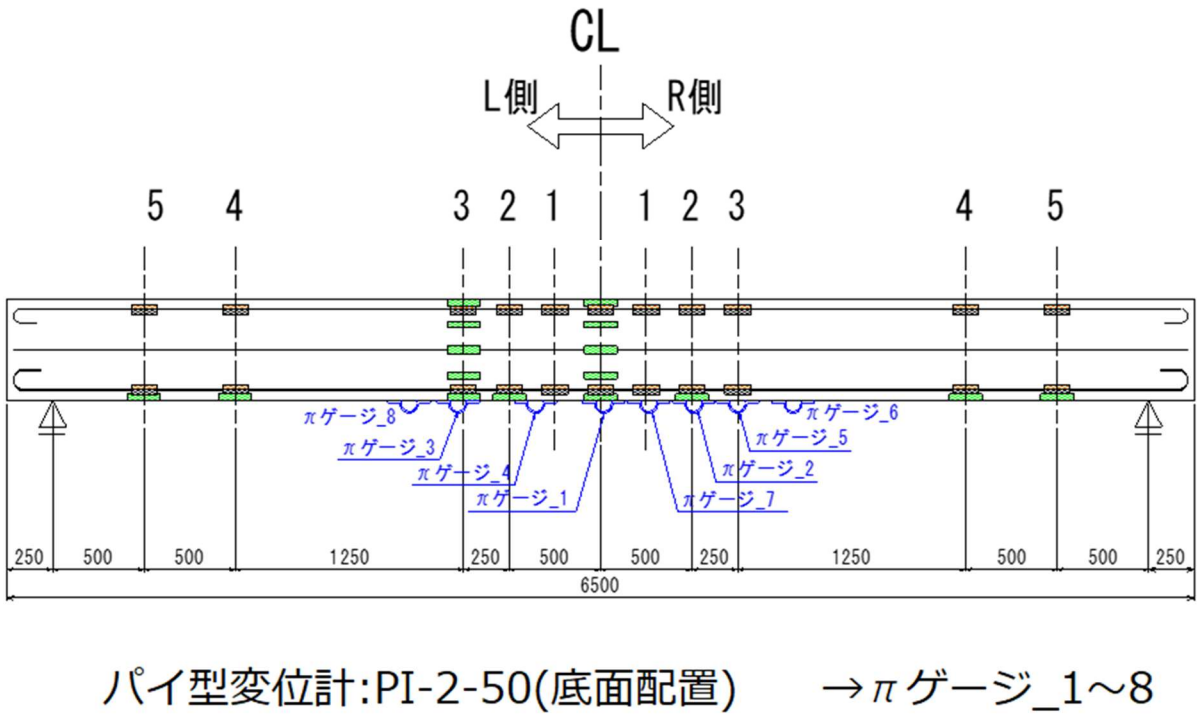
付図-1.6　RC 梁の鉄筋ひずみゲージ配置図と名称付与方式（単位 mm）



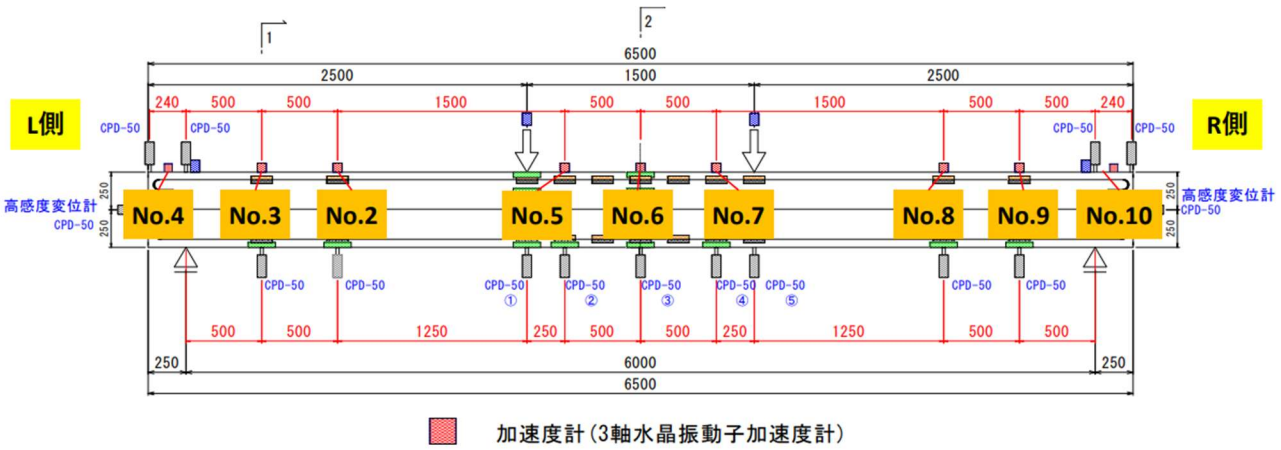
付図-1.7　RC 梁のコンクリートひずみゲージ配置図と名称付与方式（単位 mm）



付図-1.8　RC 梁の高感度変位計配置図と名称付与方式（単位 mm）



付図-1.9　RC 梁のひび割れ幅計測用パイ型変位計配置図（単位 mm）



付図-1.10　RC 梁の加速度計配置図（単位 mm）

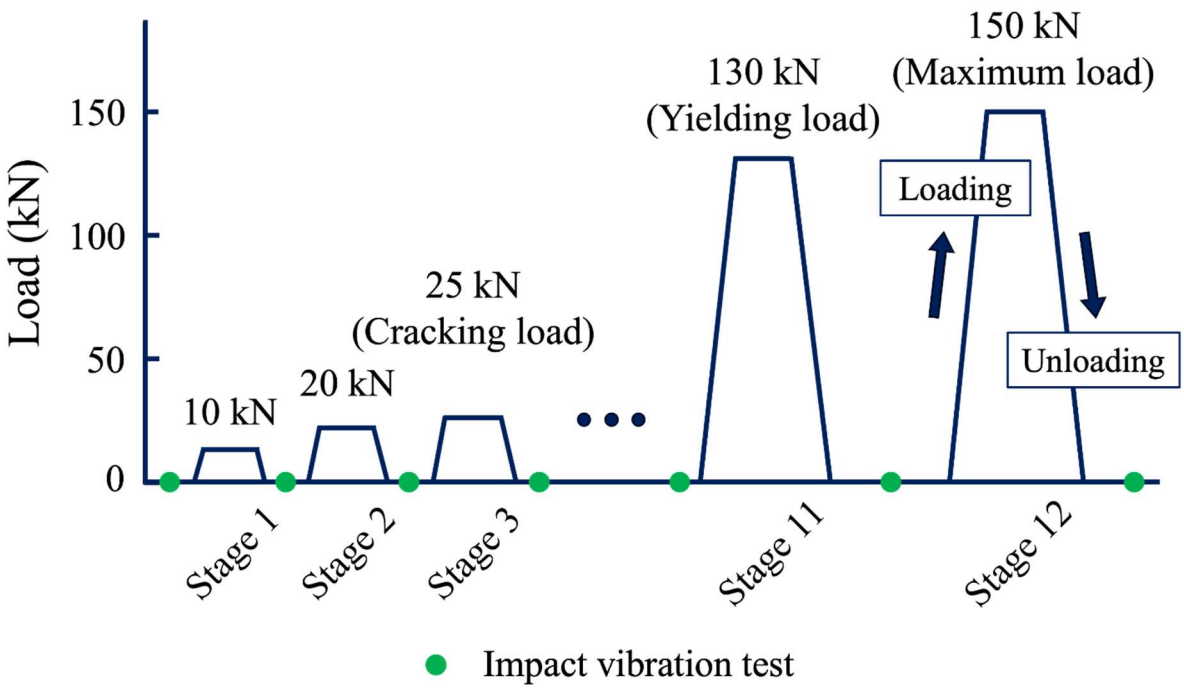
c) **実験プロセス**

静的載荷実験は**付表-1.5** および**付図-1.11** に示す段階的な静的載荷を行う．段階ごとに載荷を 10kN 前後ずつ増加させ，供試体のひび割れ発生，鉄筋の降伏等の確認を行いながら進める．なお鉄筋降伏後は試験機を変位制御に切り替えて，スパン中央部の変位計から得られる変位量に基づいて実験を進めた．載荷実験終了の判断は，鉄筋破断またはコンクリート圧壊による破壊と想定し，圧壊の目視確認，計測するひずみ値，荷重の増加傾向等から判断し，支承部の大きなずれが生じたため，曲げ試験機によるそれ以上の載荷を危険と判断し，破壊が生じる前に実験を終了した．これは 150kN の荷重載荷で確認された．

RC 梁をインパクトハンマーで打撃してその時の振動を加速度計で計測する打撃加振実験は**付図-1.11** の緑点で実施した．計測システムは，試験時に全測点の挙動がリアルタイムで計測・モニターできるようにした．曲げ試験機と計測システムの状況を**付図-1.12** に示す．

付表-1.5　載荷ステップ

Stage	**State**
Stage1	10kN
Stage2	20kN
Stage3	25kN (Cracking load)
Stage4	30kN
Stage5	40kN
Stage6	50kN
Stage7	70kN
Stage8	90kN
Stage9	110kN
Stage10	120kN
Stage11	130kN (Rebar yielding load)
Stage12	30mm
	40mm
	50mm
	60mm
	70mm
	80mm
	85mm (150kN)



付図-1.11　実験プロセス



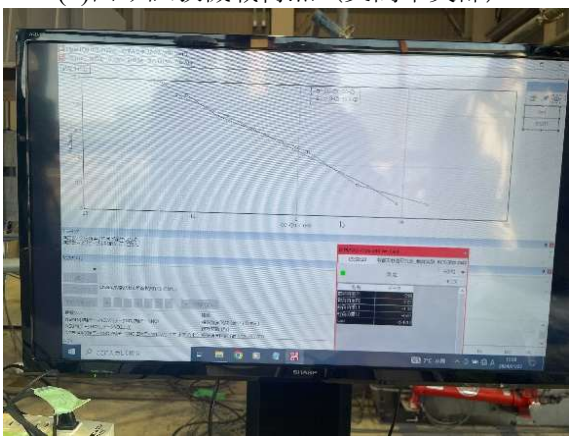
(a)曲げ試験機外観



(b)曲げ試験機載荷点（支間中央部）



(c)曲げ試験機操作部



(d)計測システム

付図-1.12　曲げ試験機および計測システム

d)　**載荷実験結果**

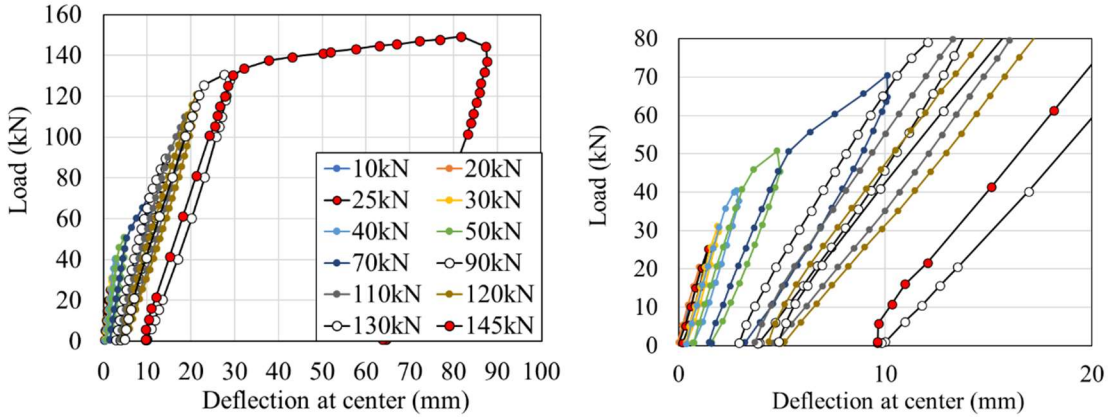
静的載荷実験によって得られた結果の概要は以下の通りである．

・目視での観察から，コンクリートのひび割れは 25kN 付近で発生した．

・**付図-1.27** に示すスパン中央部（CL）におけるコンクリートひずみの分布図からも下縁部の CC-⑧においてひずみの値が CC-⑦よりも低下しており，ひずみ計測からも 25kN でひび割れ発生が確認できる．

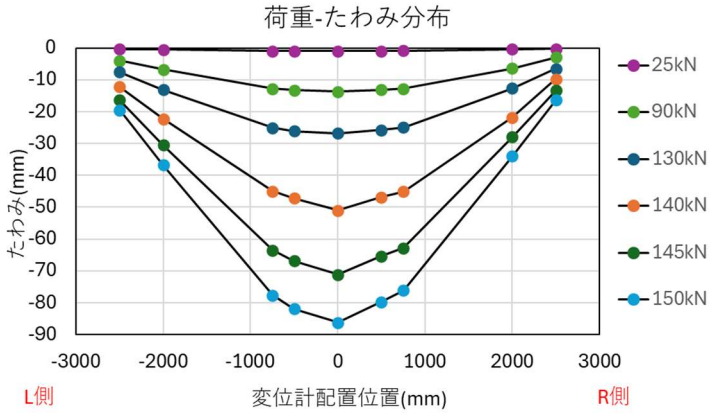
・下縁鉄筋降伏は 130kN 付近で発生

付図-1.13 に荷重―スパン中央変位関係，**付図-1.14** に荷重―たわみ分布，**付図-1.15** から**付図-1.25** に荷重―鉄筋ひずみ関係，**付図-1.26** から**付図-1.38** に荷重―コンクリートひずみ関係，**付図-1.39** から**付図-1.40** にひび割れ図をそれぞれ示す．



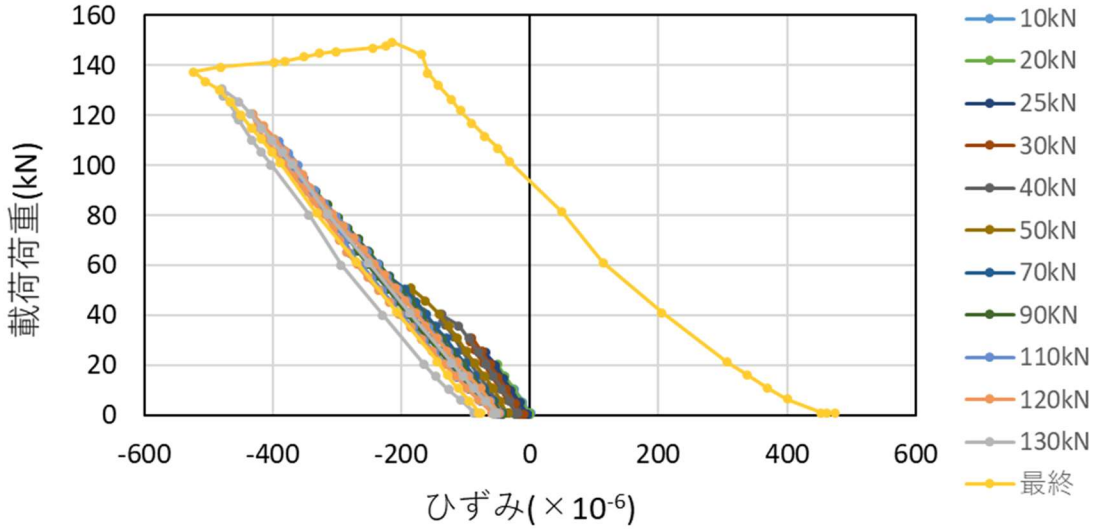
(a)　全体図　　(b)　拡大図

付図-1.13　荷重―スパン中央変位曲線

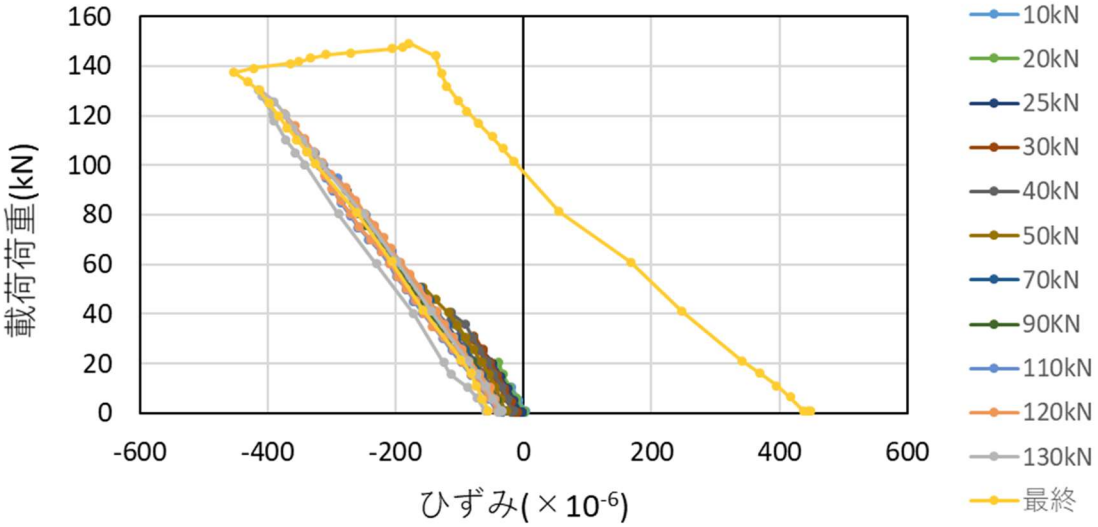


付図-1.14　荷重―たわみ曲線関係

付図-1.6 に示すスパン中央部（CL）における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図

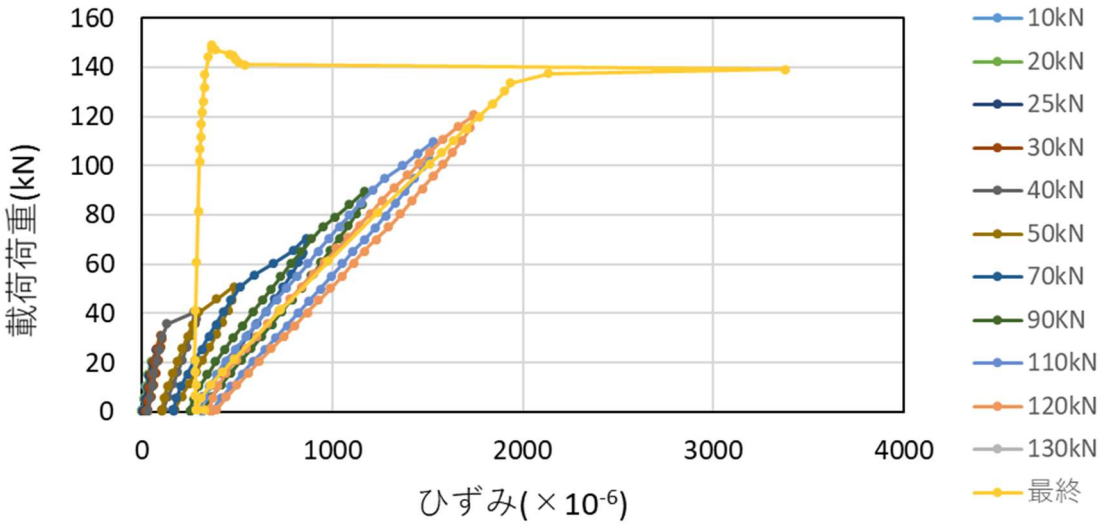


(a) 荷重-鉄筋ひずみ CL-A（上縁）

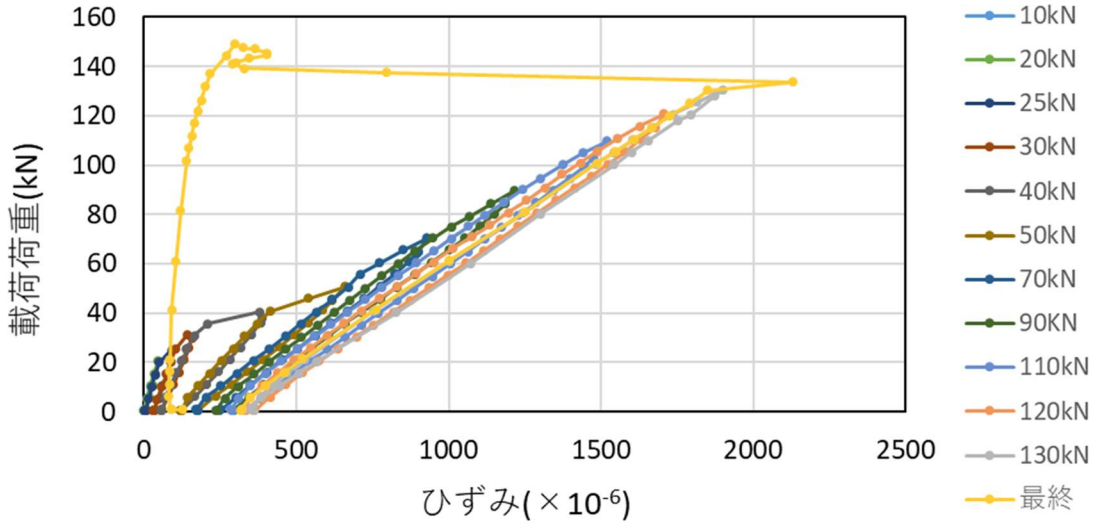


(b) 荷重-鉄筋ひずみ CL-B（上縁）

付図-1.15　荷重-鉄筋ひずみ曲線 CL



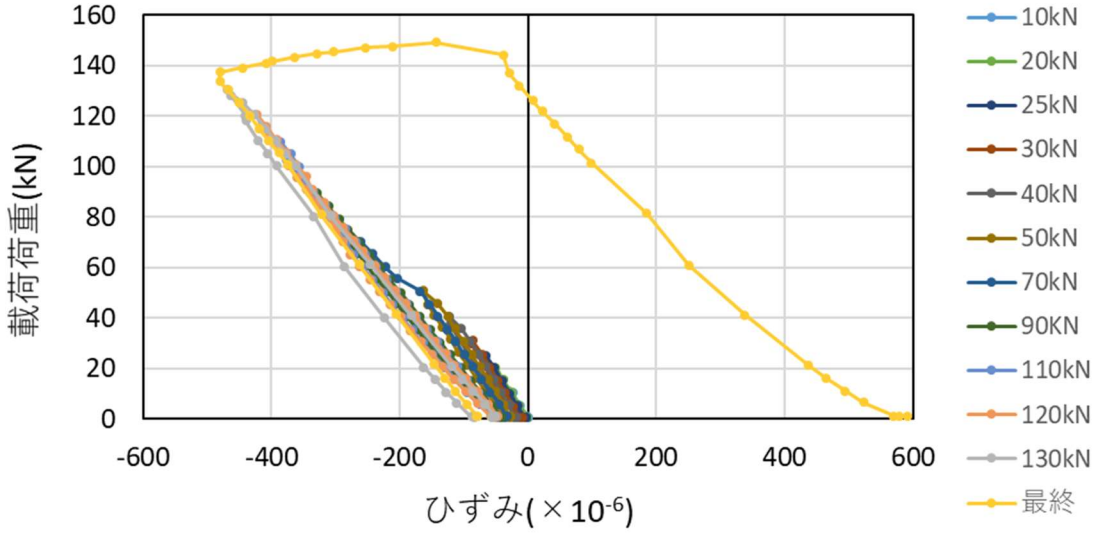
(c) 荷重-鉄筋ひずみ CL-C（下縁）



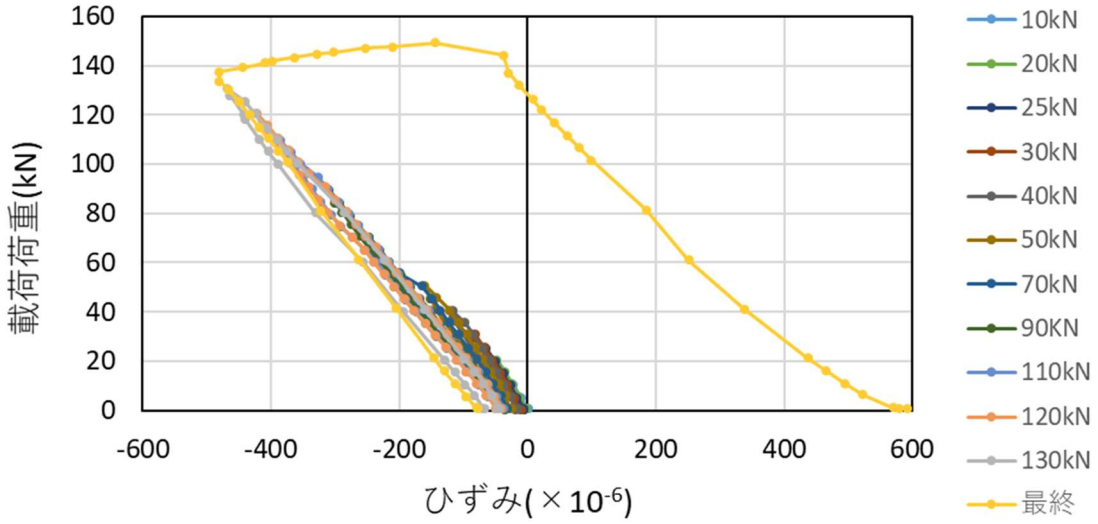
(d) 荷重-鉄筋ひずみ CL-D（下縁）

付図-1.15　荷重-鉄筋ひずみ曲線 CL（つづき）

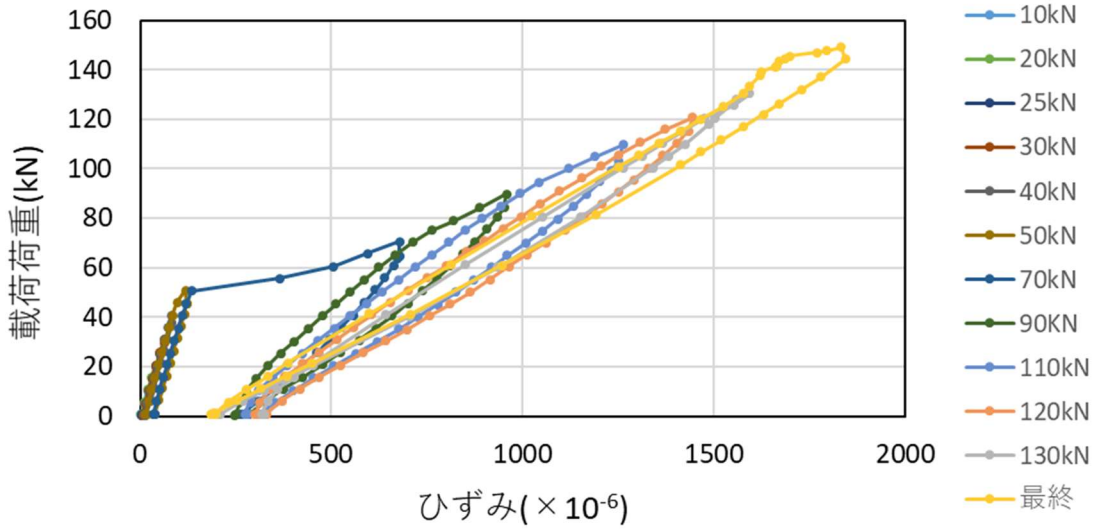
付図-1.6 に示す R1 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



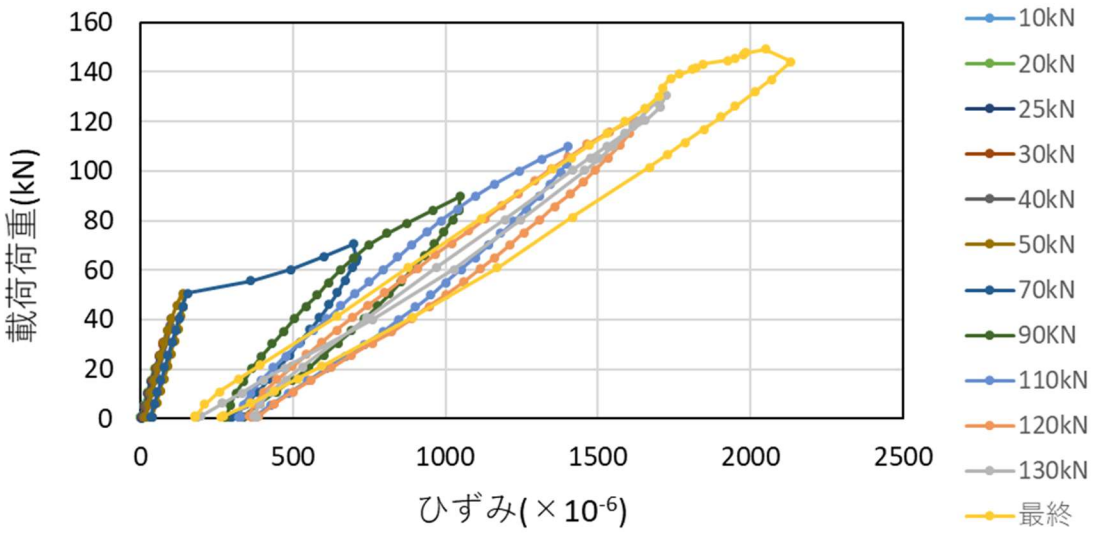
(a) 荷重-鉄筋ひずみ R1-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ R1-B（上縁）



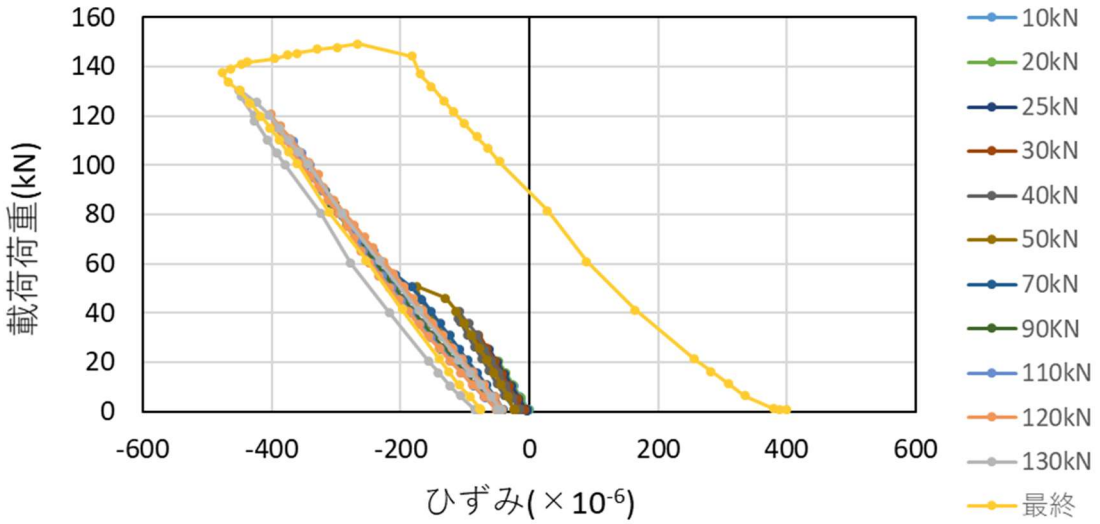
(c) 荷重-鉄筋ひずみ R1-C（下縁）



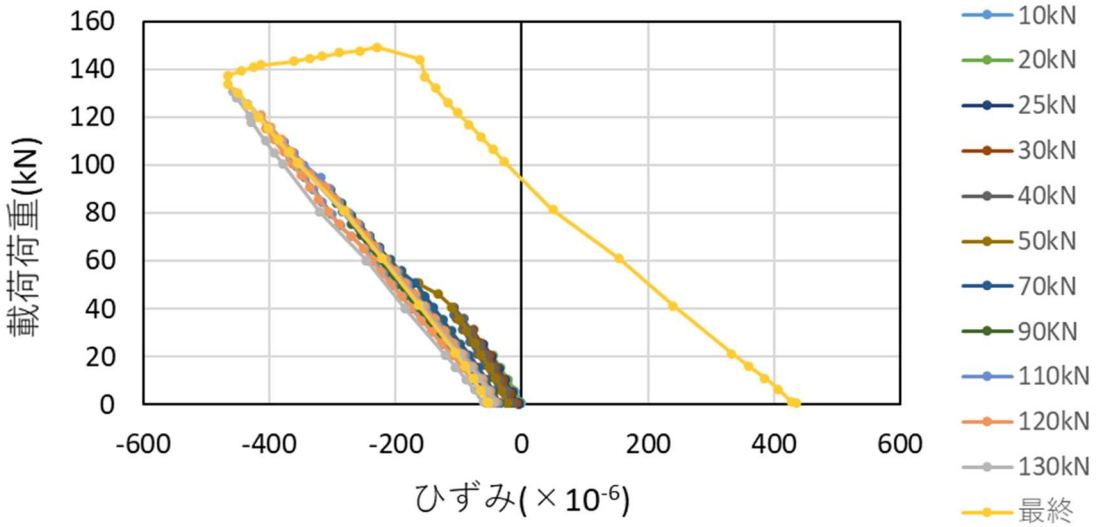
(d) 荷重-鉄筋ひずみ R1-D（下縁）

付図-1.16　荷重-鉄筋ひずみ曲線 R1

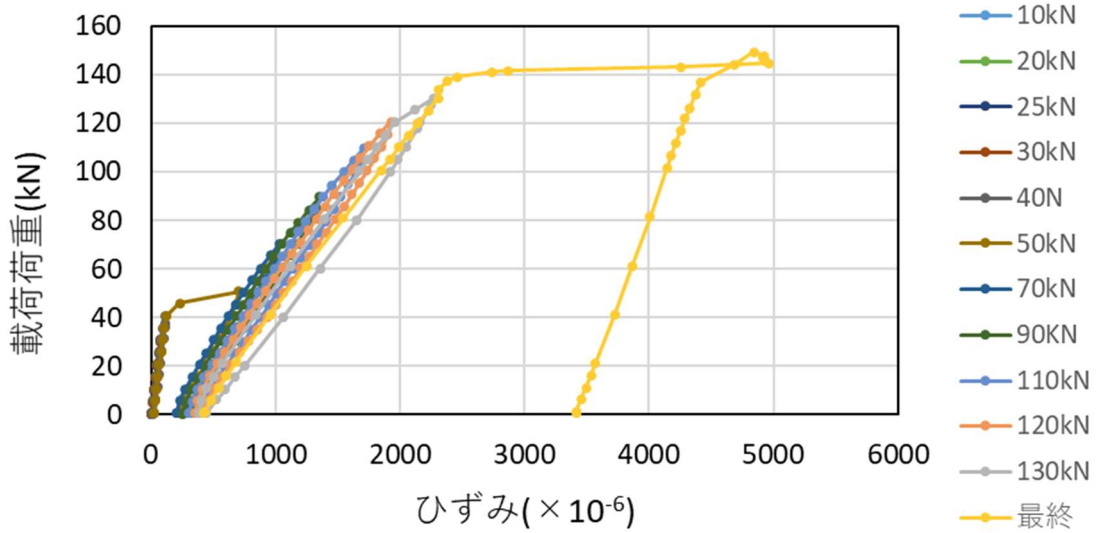
付図-1.6 に示す R2 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



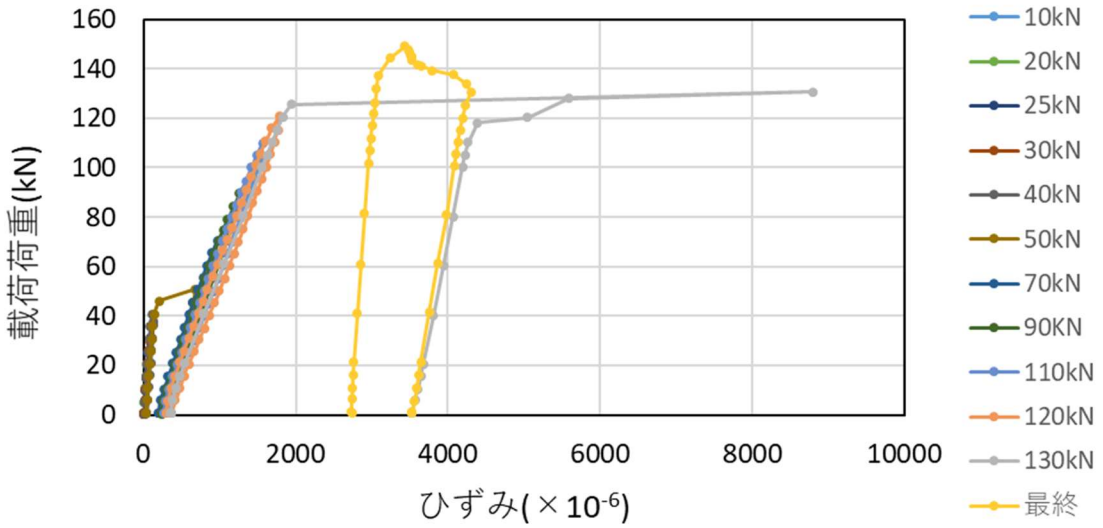
(a) 荷重-鉄筋ひずみ R2-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ R2-B（上縁）



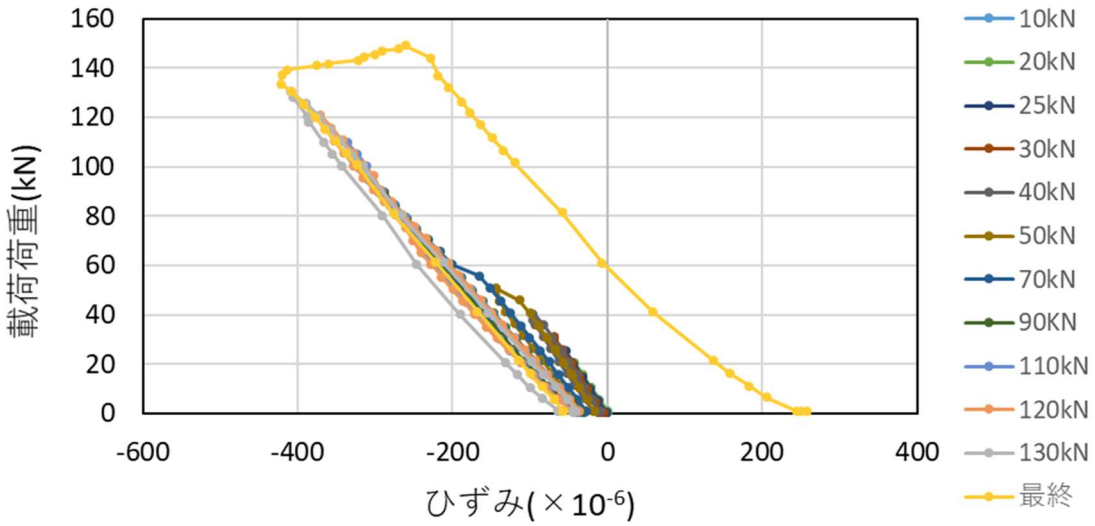
(c) 荷重-鉄筋ひずみ R2-C（下縁）



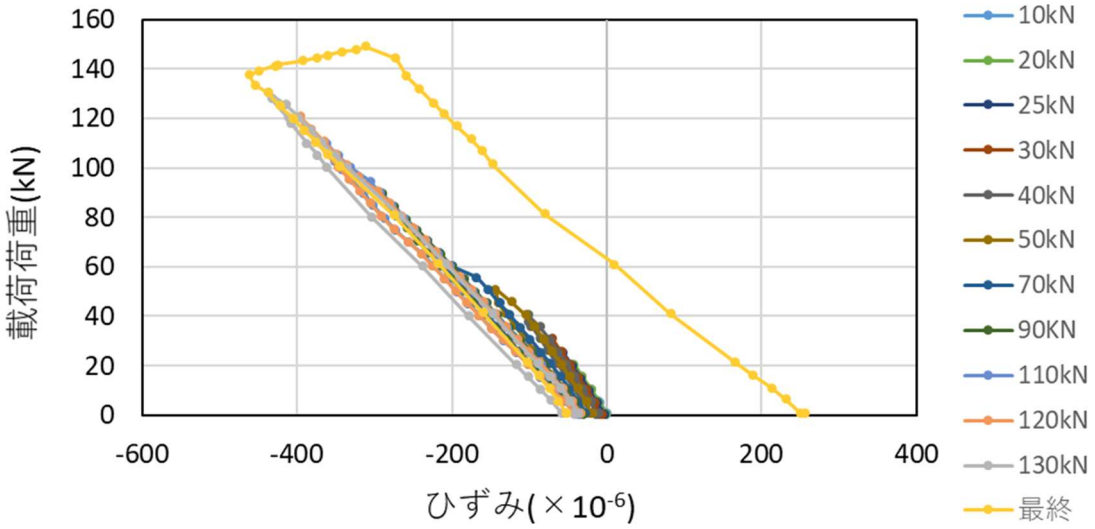
(d) 荷重-鉄筋ひずみ R2-D（下縁）

付図-1.17　荷重-鉄筋ひずみ曲線 R2

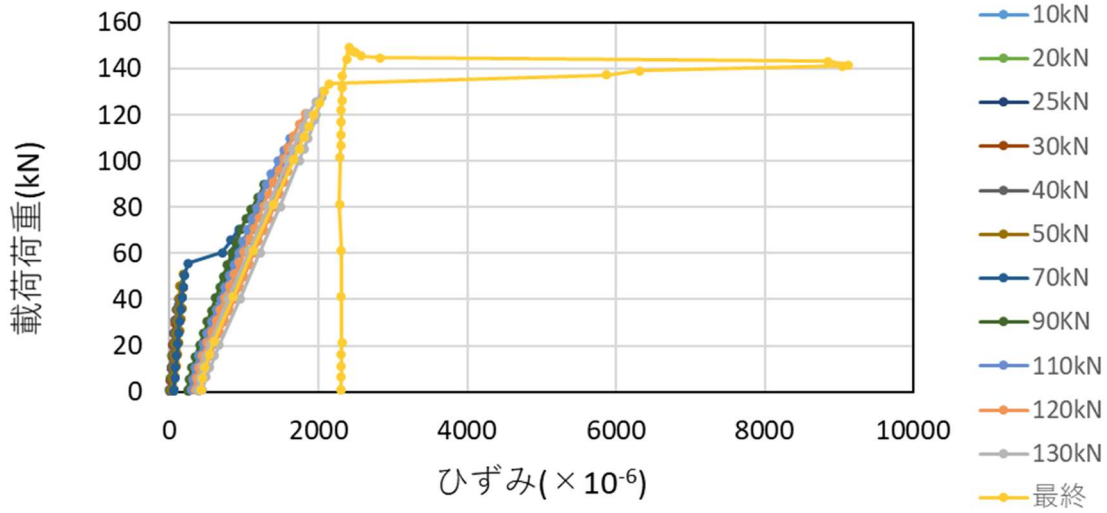
付図-1.6 に示す R3 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



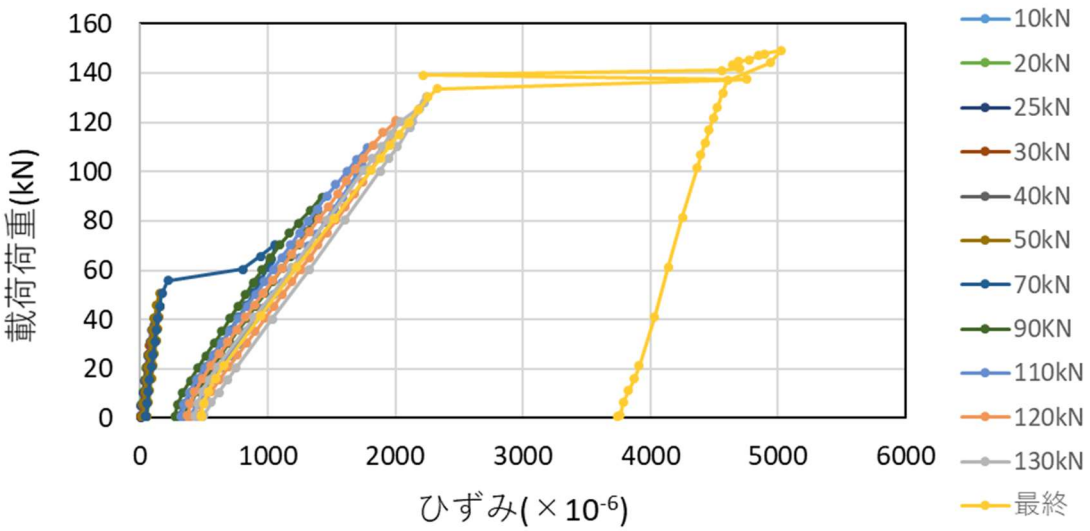
(a) 荷重-鉄筋ひずみ R3-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ R3-B（上縁）



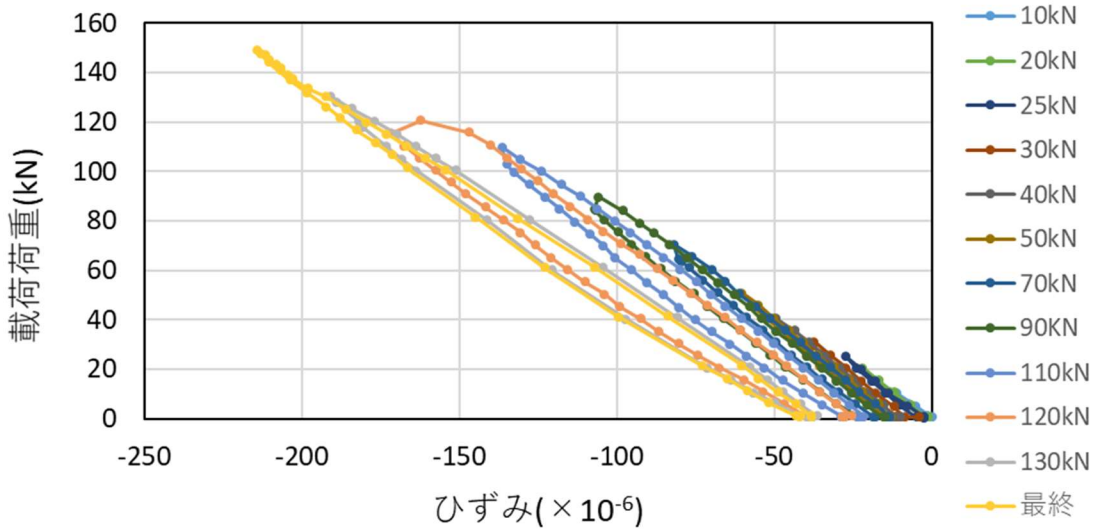
(c) 荷重-鉄筋ひずみ R3-C（下縁）



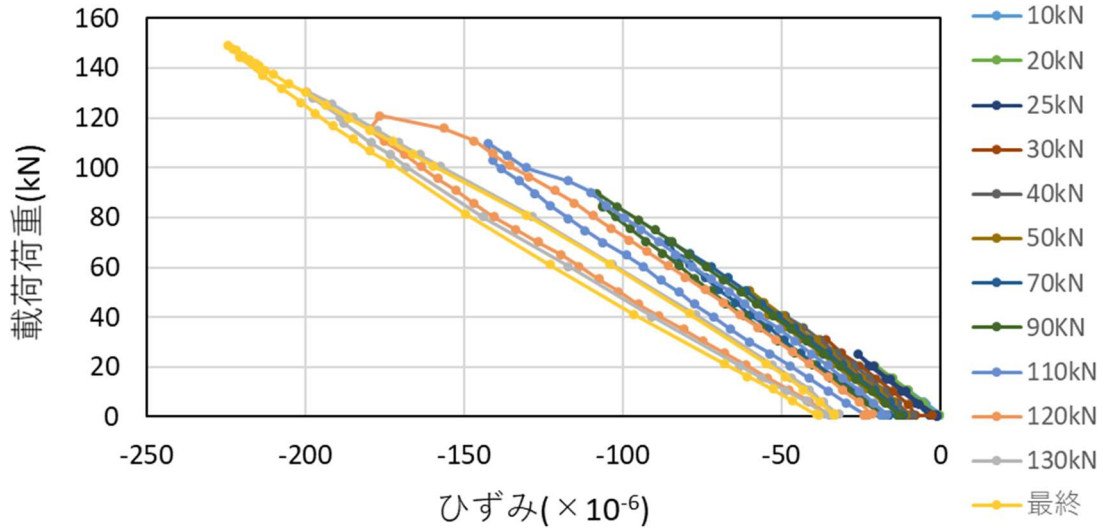
(d) 荷重-鉄筋ひずみ R3-D（下縁）

付図-1.18　荷重-鉄筋ひずみ曲線 R3

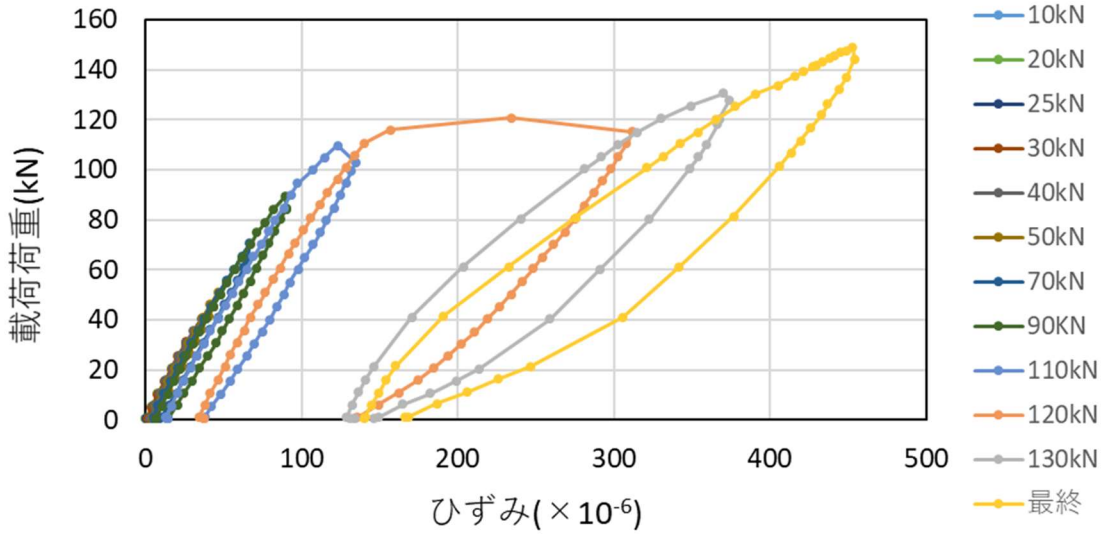
付図-1.6 に示す R4 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



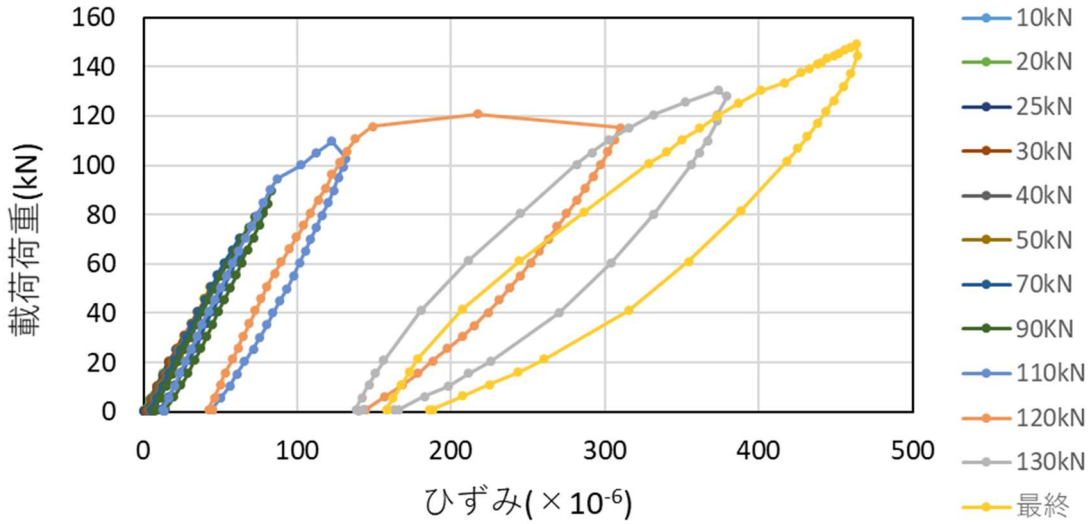
(a) 荷重-鉄筋ひずみ R4-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ R4-B（上縁）



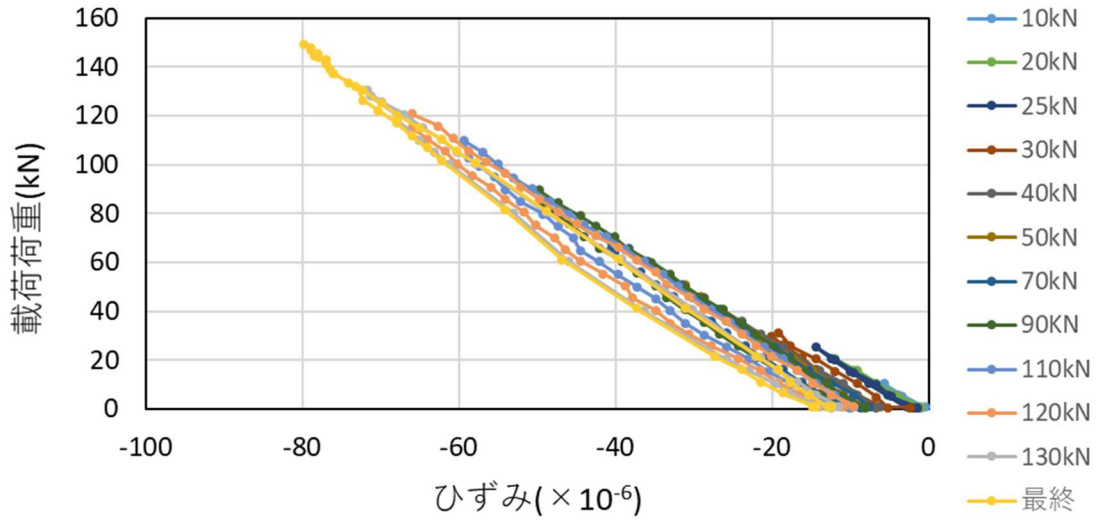
(c) 荷重-鉄筋ひずみ R4-C（下縁）



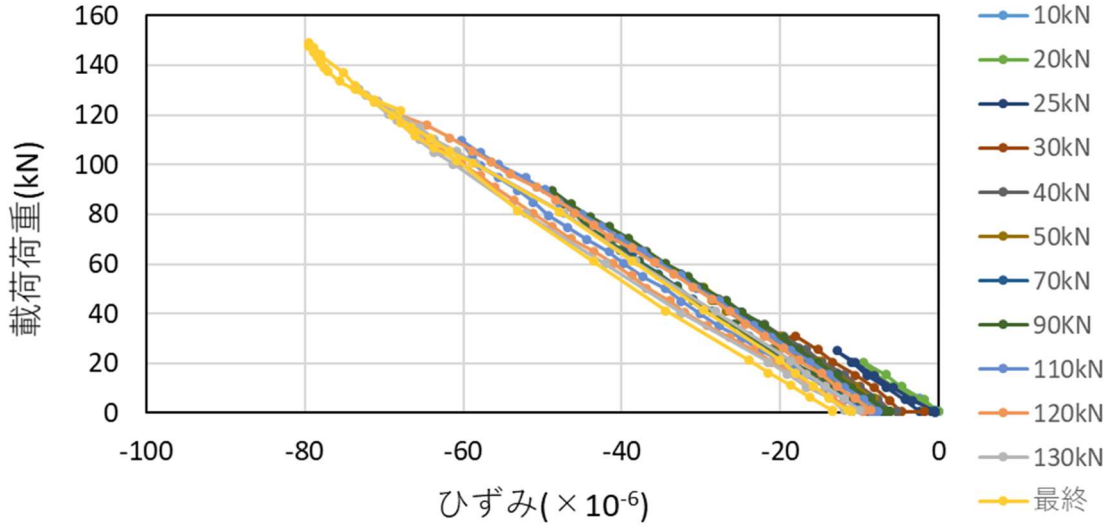
(d) 荷重-鉄筋ひずみ R4-D（下縁）

付図-1.19　荷重-鉄筋ひずみ曲線 R4

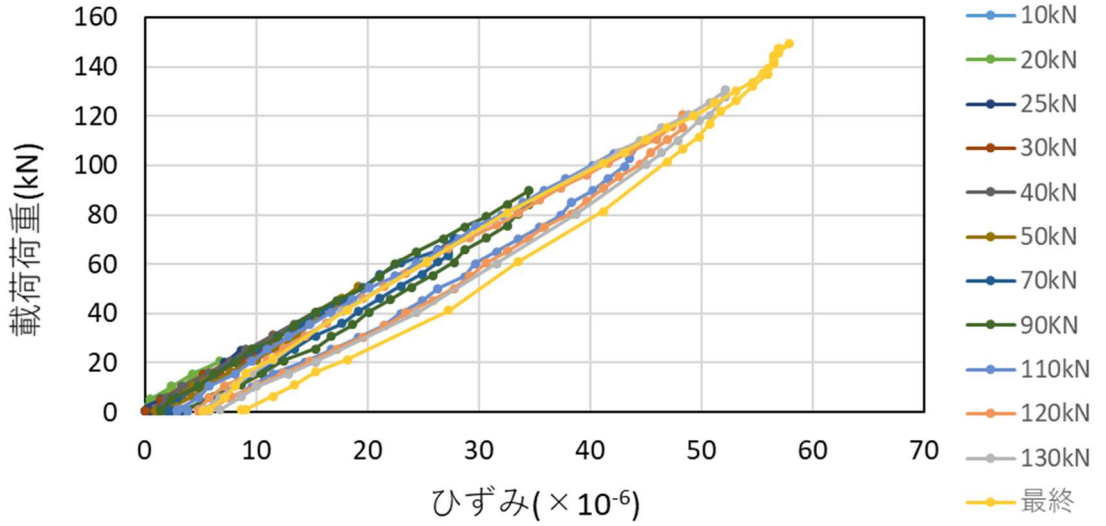
付図-1.6 に示す R5 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



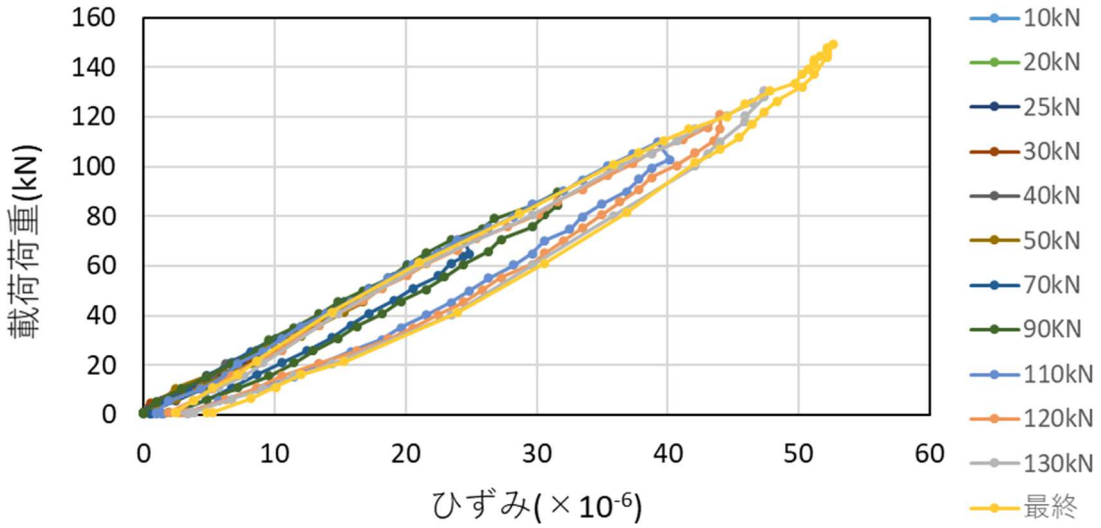
(a) 荷重-鉄筋ひずみ R5-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ R5-B（上縁）



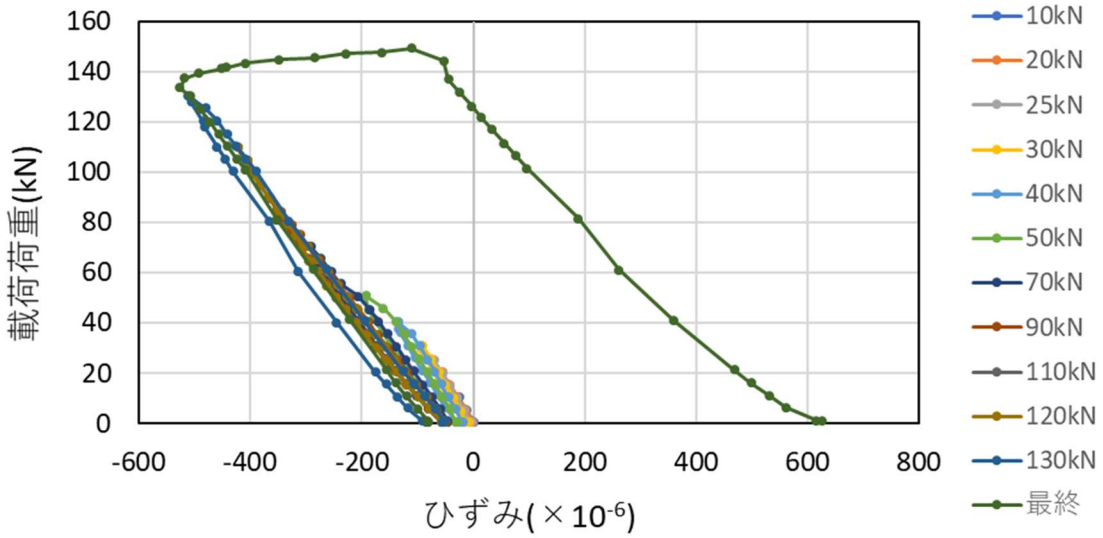
(c) 荷重-鉄筋ひずみ R5-C（下縁）



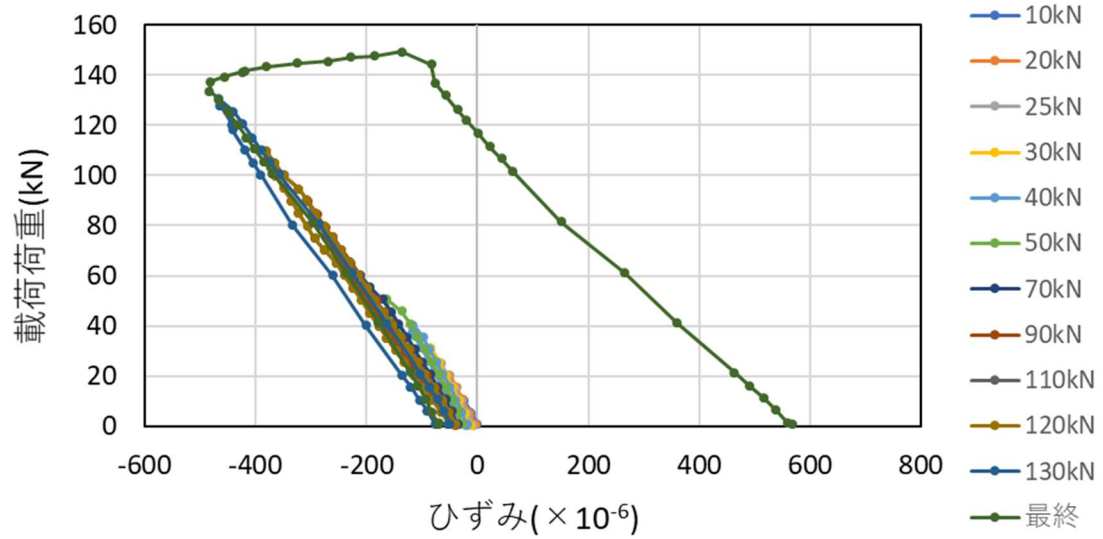
(d) 荷重-鉄筋ひずみ R5-D（下縁）

付図-1.20　荷重-鉄筋ひずみ曲線 R5

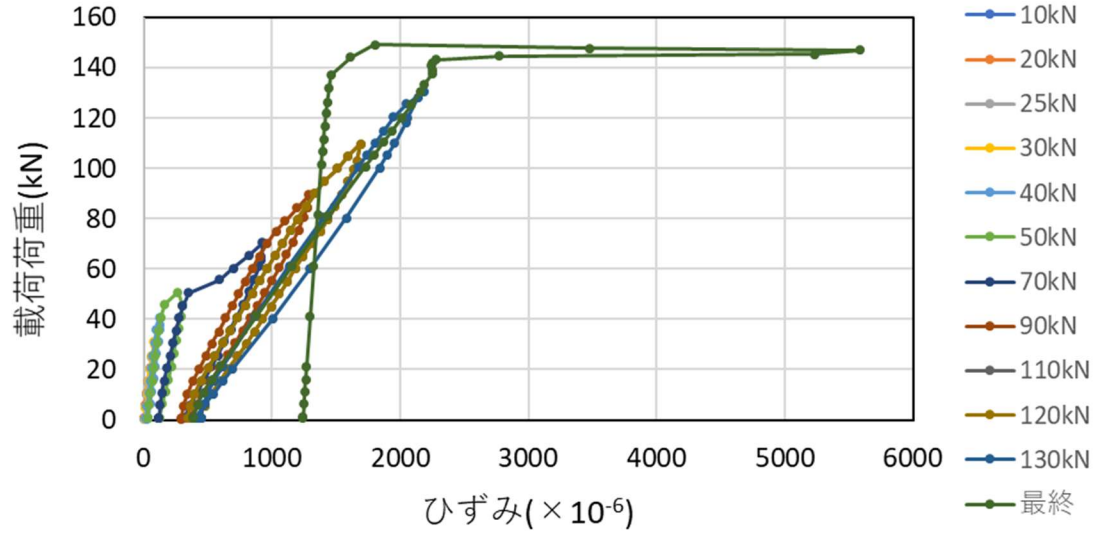
付図-1.6 に示す L1 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



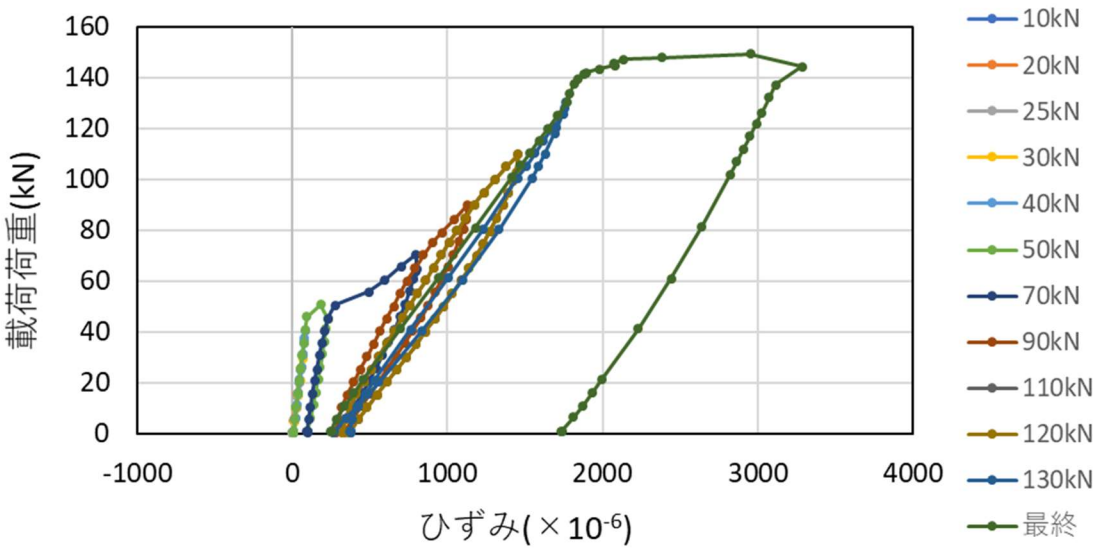
(a) 荷重-鉄筋ひずみ L1-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ L1-B（上縁）



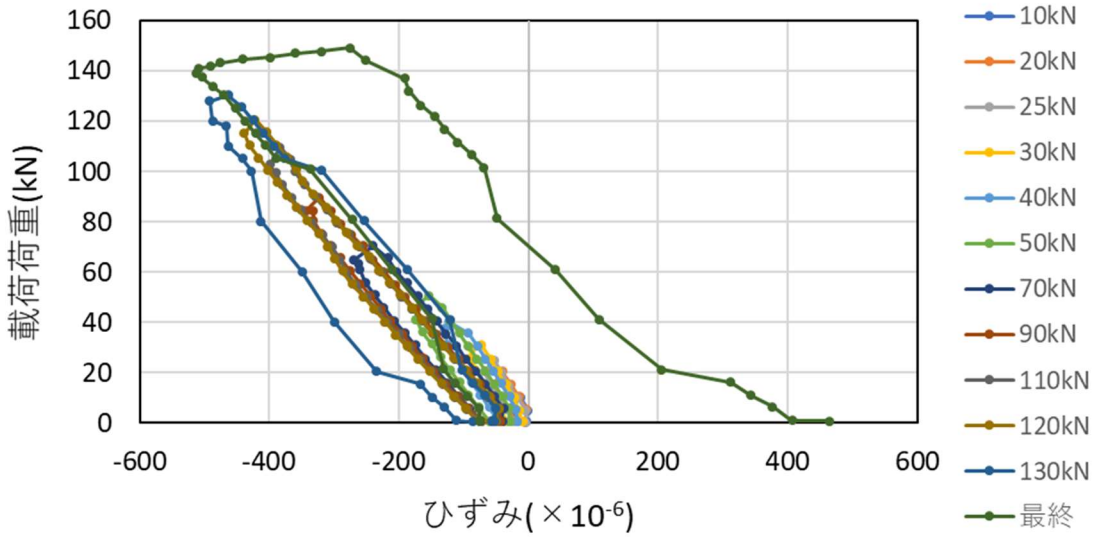
(c) 荷重-鉄筋ひずみ L1-C（下縁）



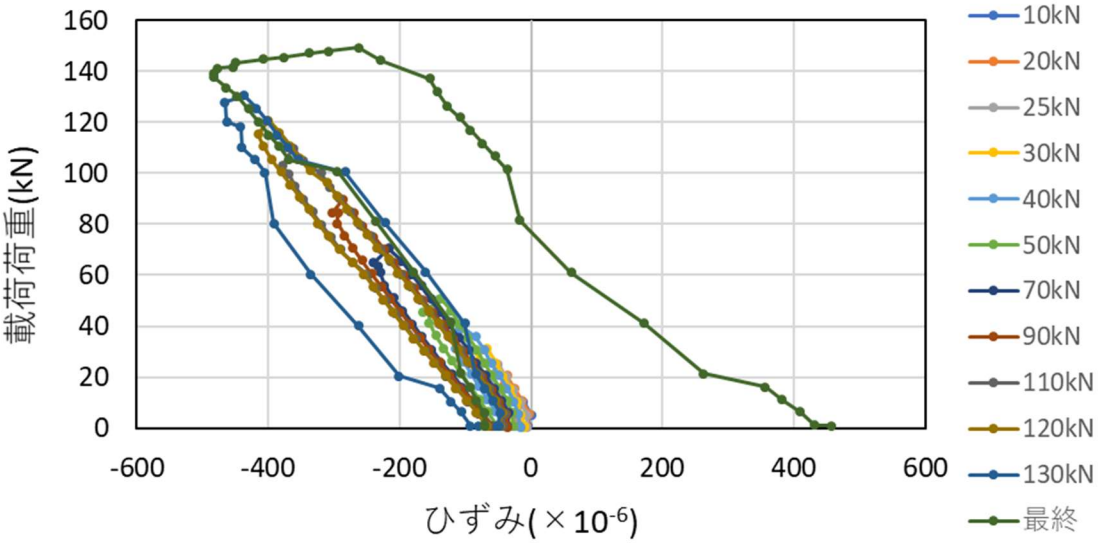
(d) 荷重-鉄筋ひずみ L1-D（下縁）

付図-1.21　荷重-鉄筋ひずみ曲線 L1

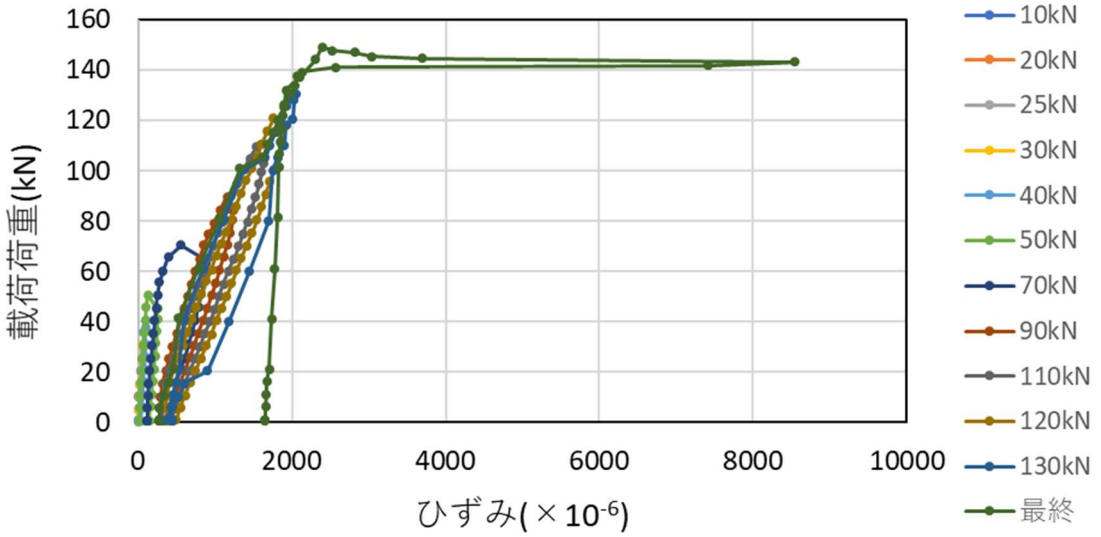
付図-1.6 に示す L2 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



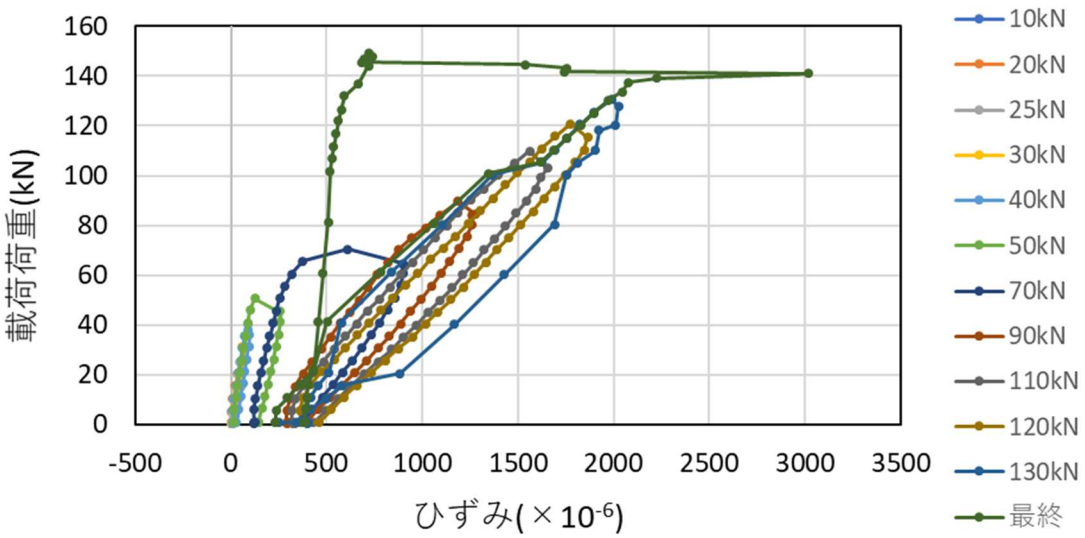
(a) 荷重-鉄筋ひずみ L2-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ L2-B（上縁）



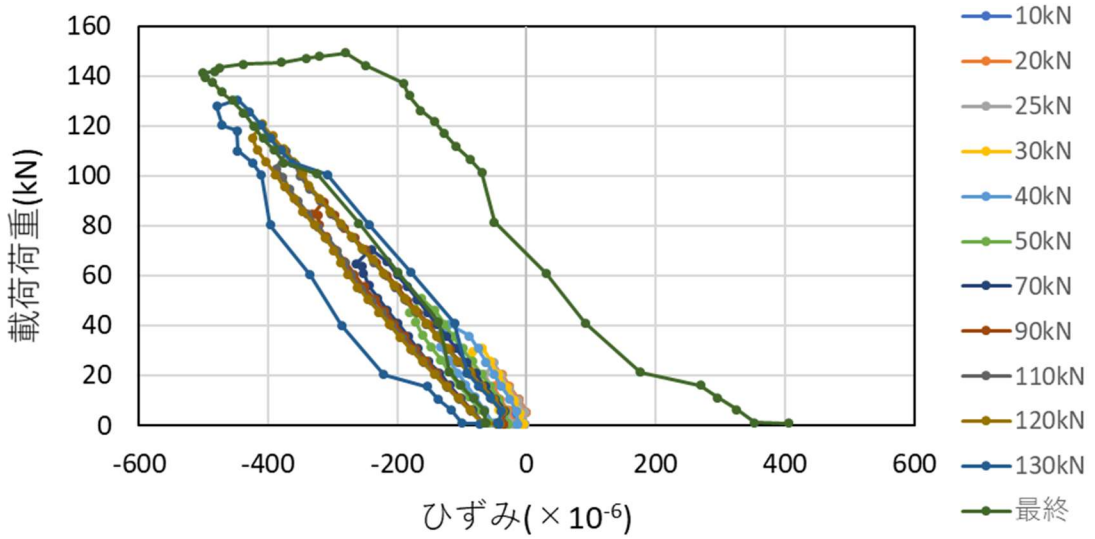
(c) 荷重-鉄筋ひずみ L2-C（下縁）



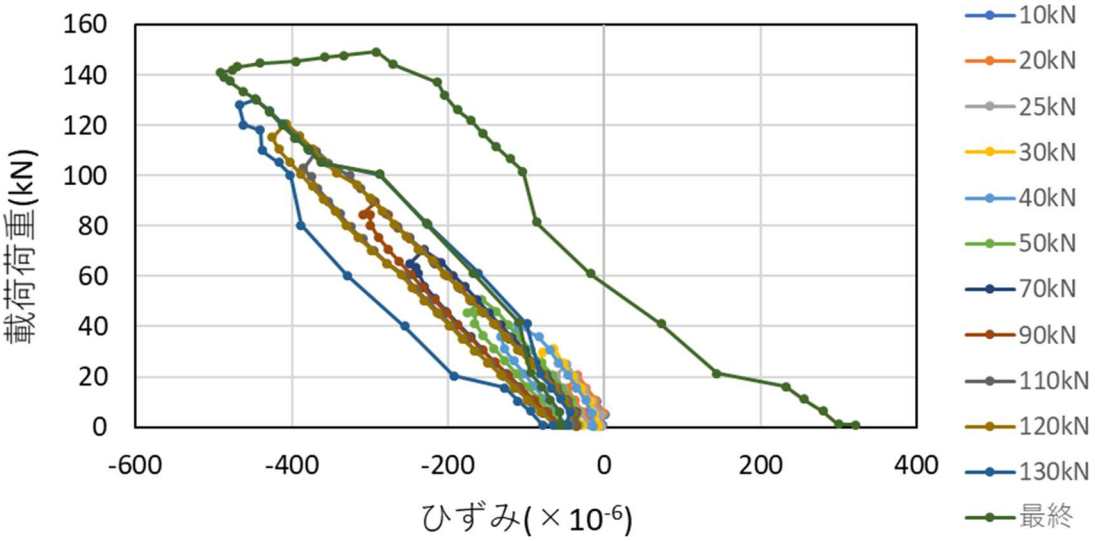
(d) 荷重-鉄筋ひずみ L2-D（下縁）

付図-1.22　荷重-鉄筋ひずみ曲線 L2

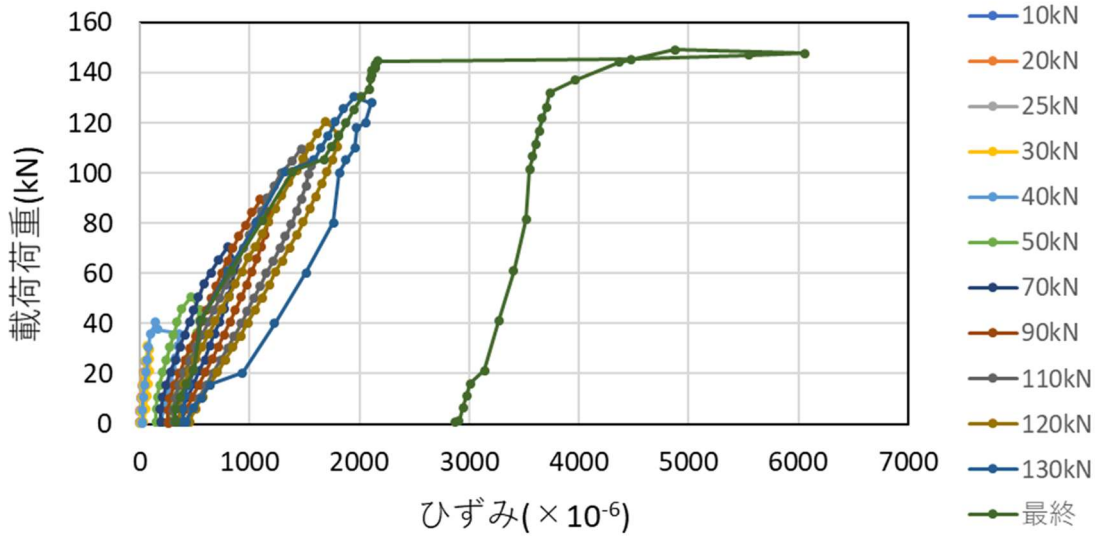
付図-1.6 に示す L3 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



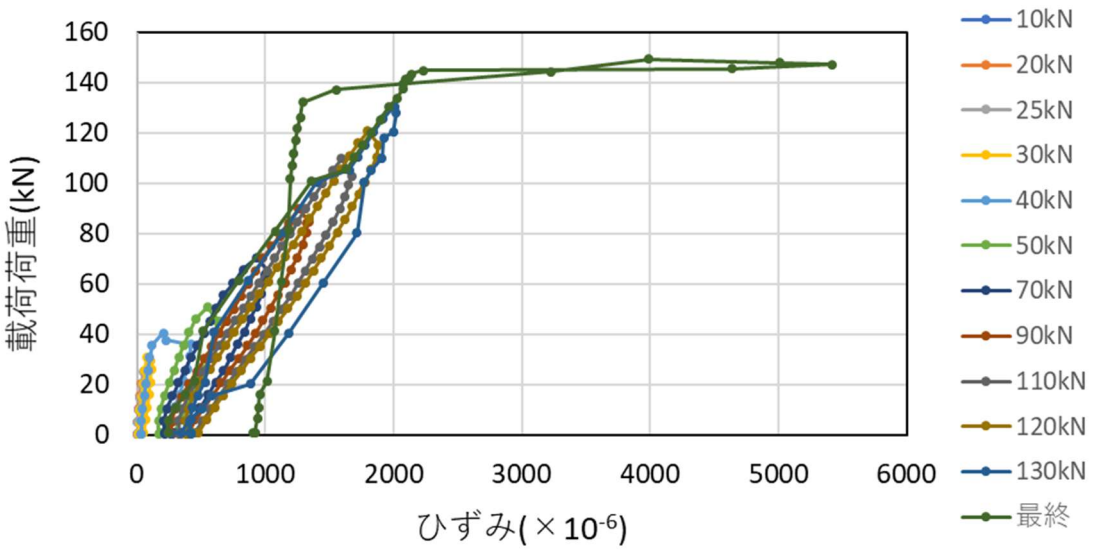
(a) 荷重-鉄筋ひずみ L3-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ L3-B（上縁）



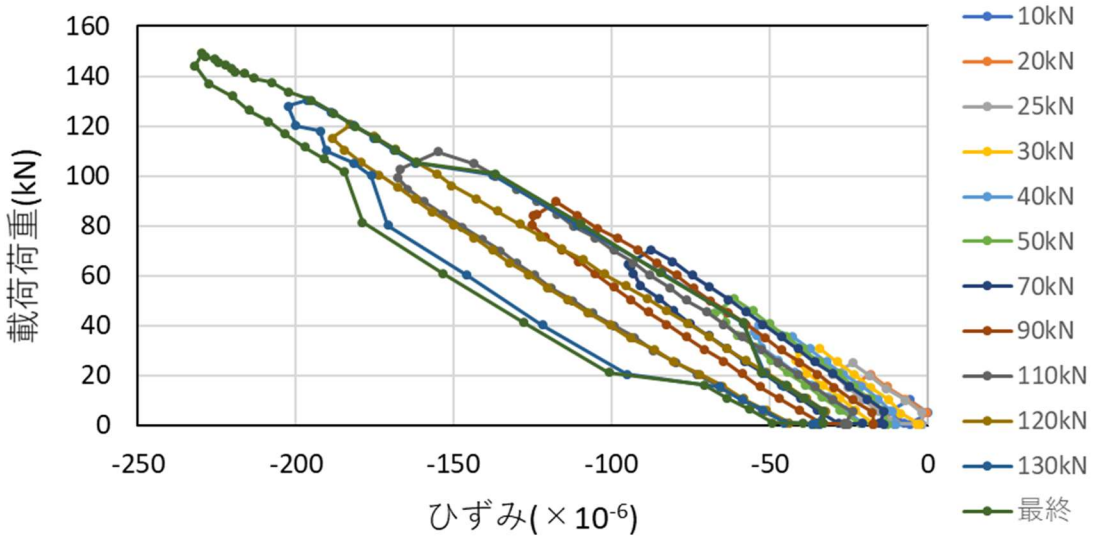
(c) 荷重-鉄筋ひずみ L3-C（下縁）



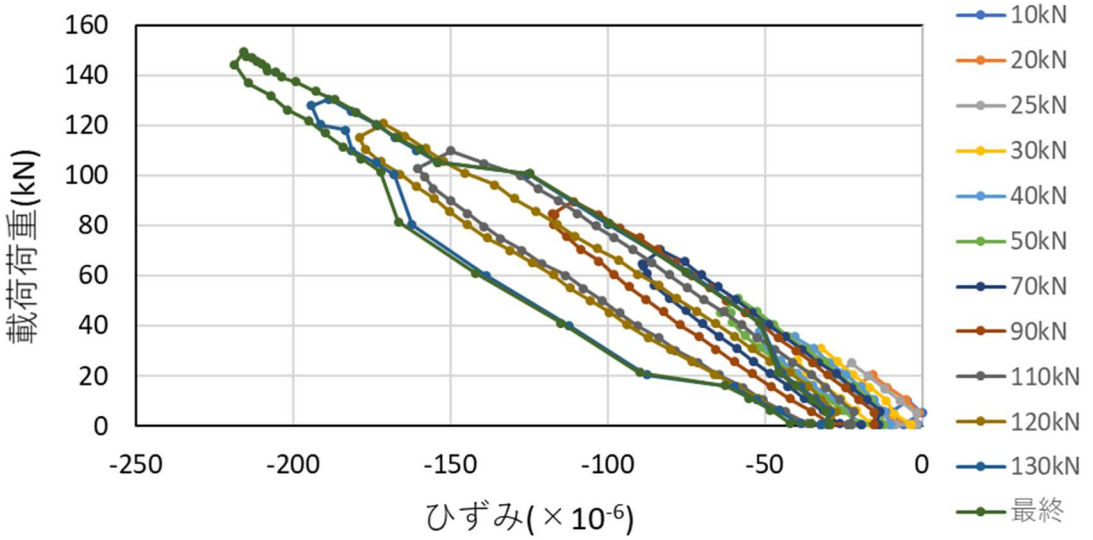
(d) 荷重-鉄筋ひずみ L3-D（下縁）

付図-1.23　荷重-鉄筋ひずみ曲線 L3

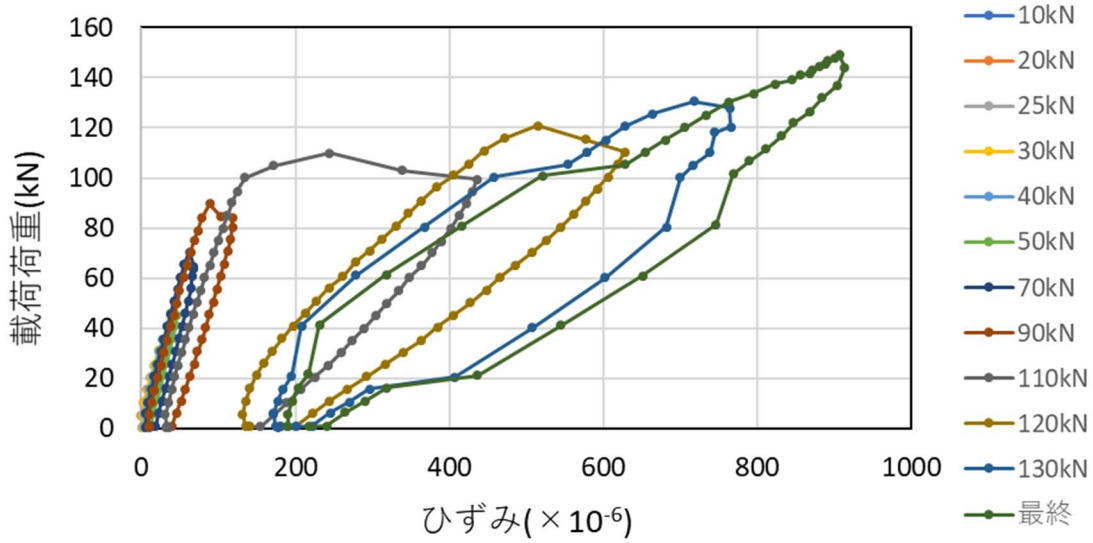
付図-1.6 に示す L4 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



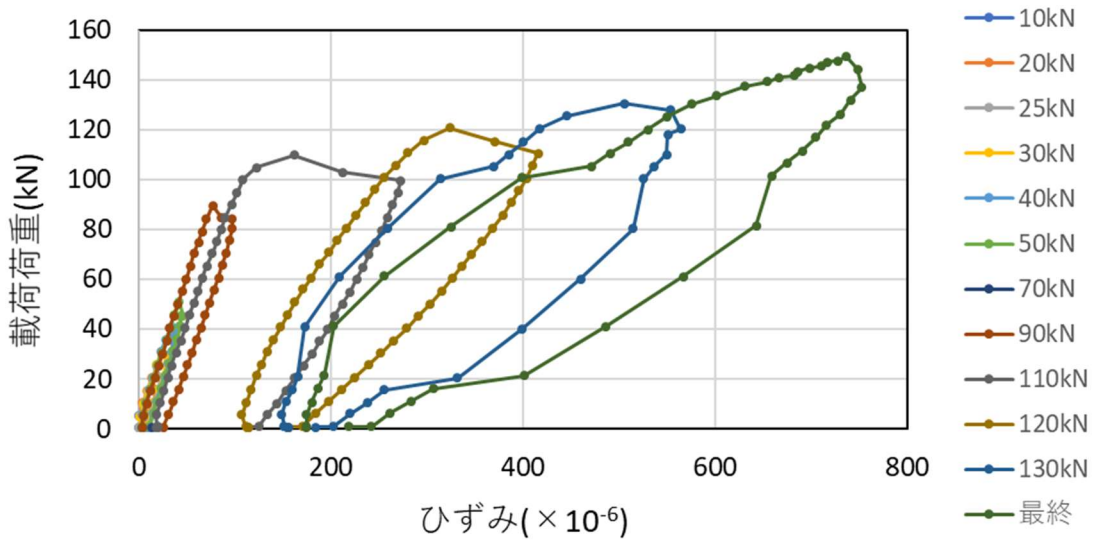
(a) 荷重-鉄筋ひずみ L4-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ L4-B（上縁）



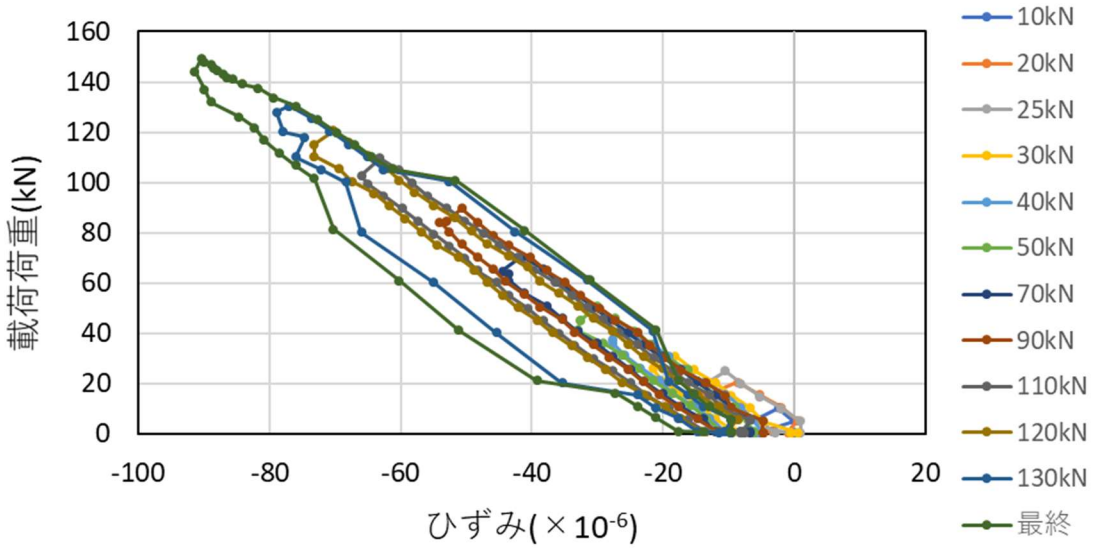
(c) 荷重-鉄筋ひずみ L4-C（下縁）



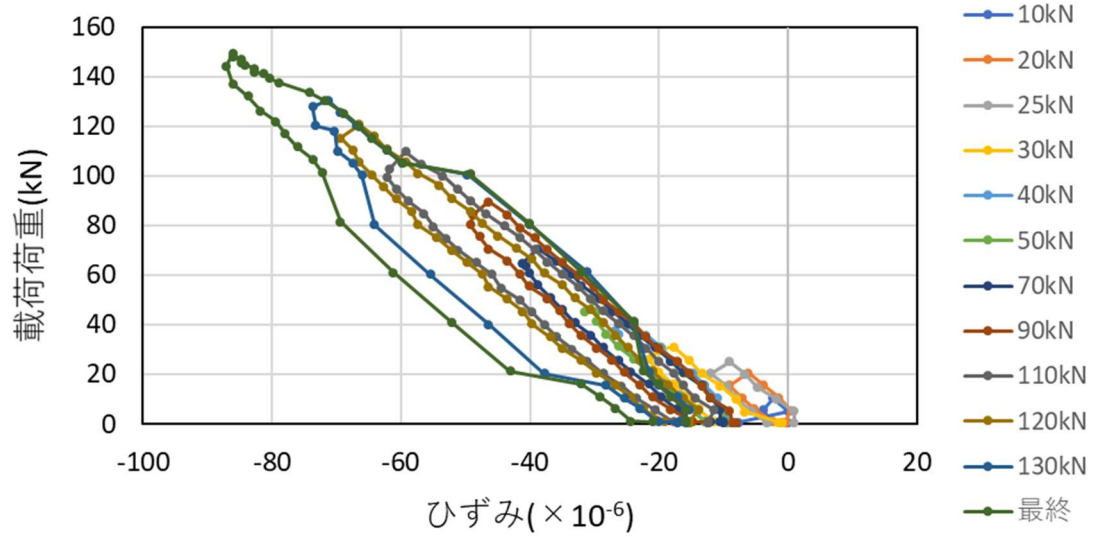
(d) 荷重-鉄筋ひずみ L4-D（下縁）

付図-1.24　荷重-鉄筋ひずみ曲線 L4

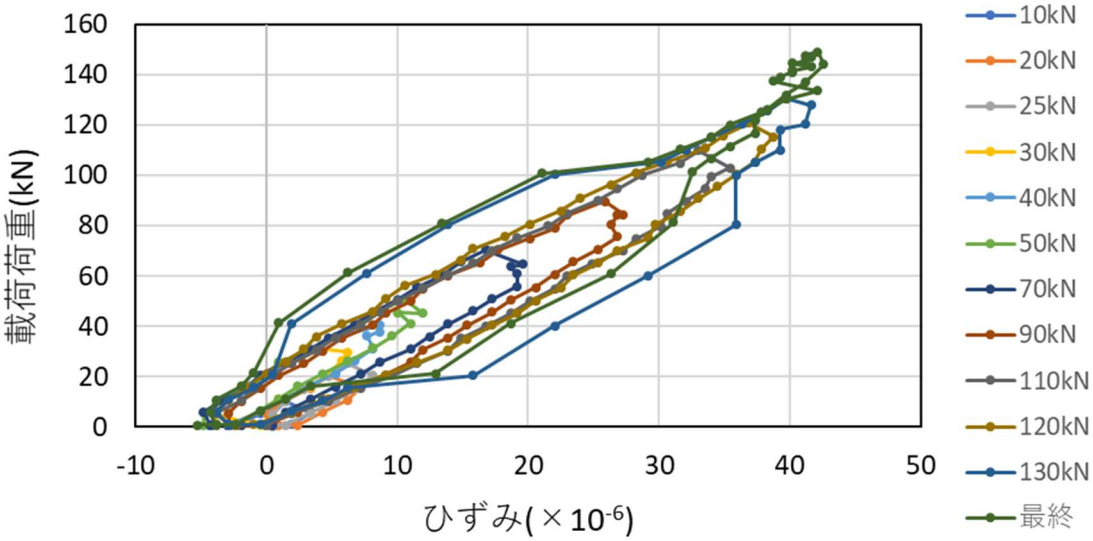
付図-1.6 に示す L5 における鉄筋ひずみ値と荷重の関係図



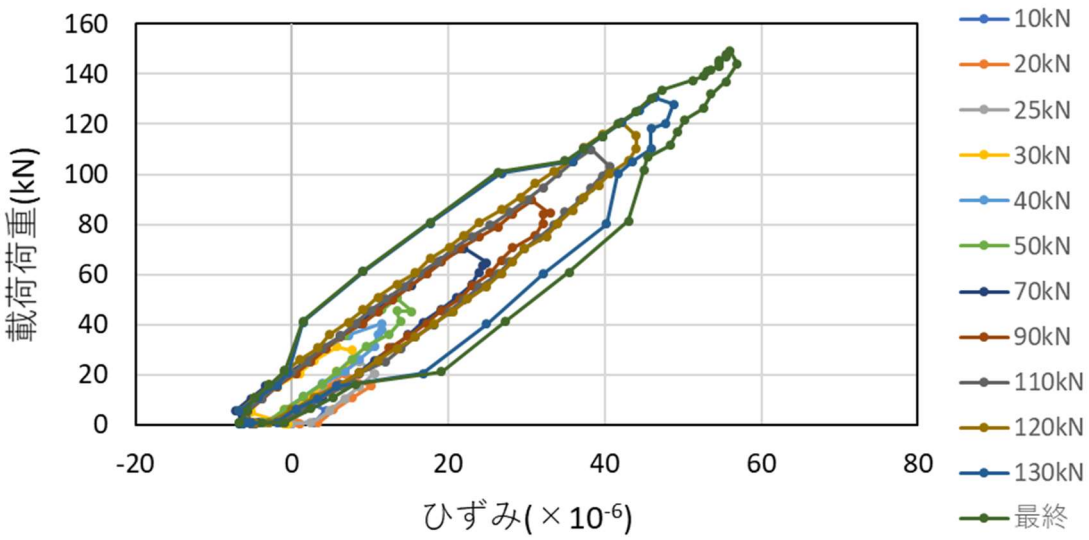
(a) 荷重-鉄筋ひずみ L5-A（上縁）



(b) 荷重-鉄筋ひずみ L5-B（上縁）



(c) 荷重-鉄筋ひずみ L5-C（下縁）

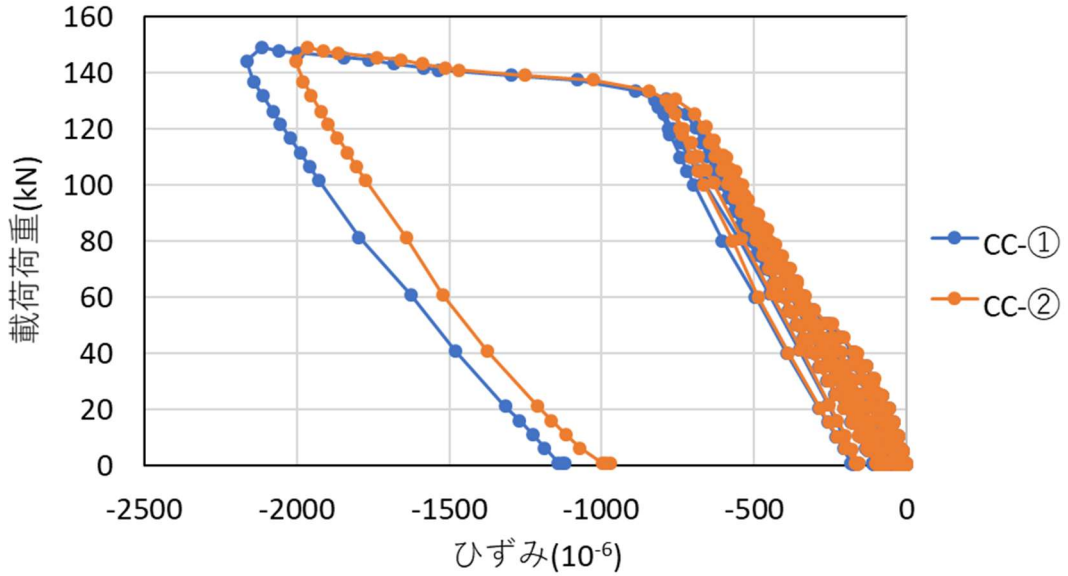


(d) 荷重-鉄筋ひずみ L5-D（下縁）

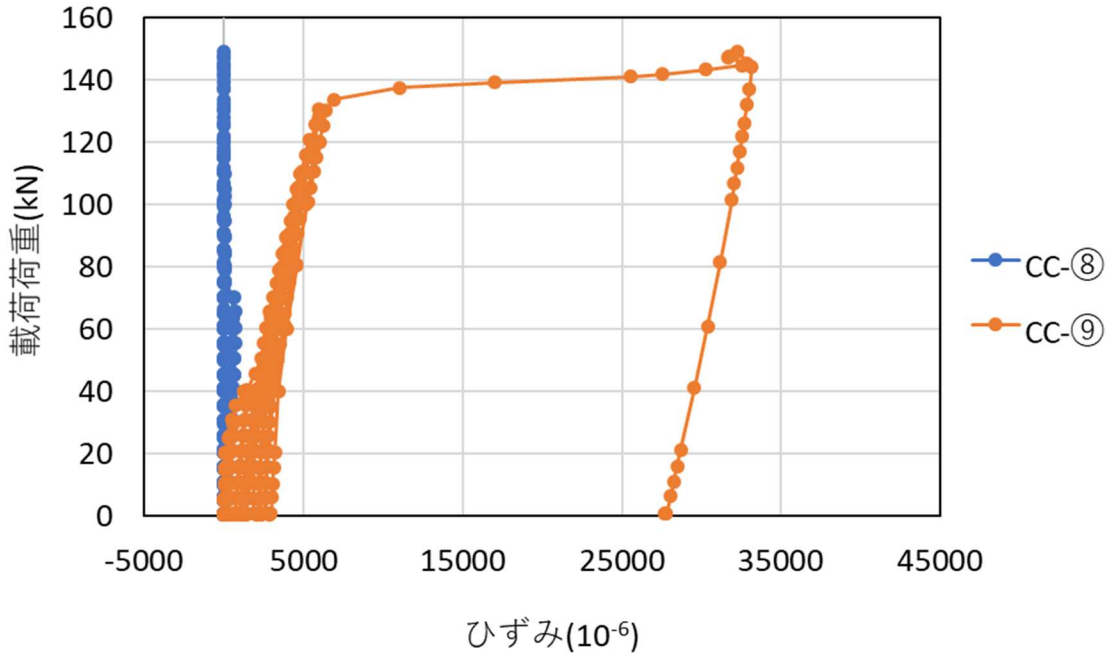
付図-1.25　荷重-鉄筋ひずみ曲線 L5

- 荷重―コンクリートひずみ関係

付図-1.7 に示すスパン中央部（CL）上縁・下縁におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



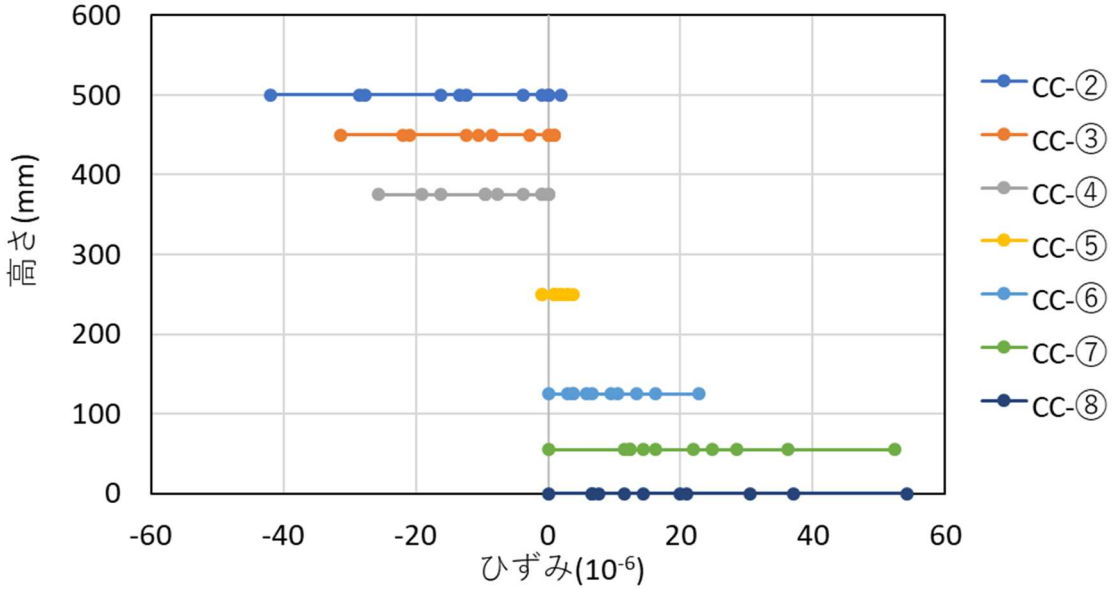
(a) 荷重－コンクリートひずみ CL-①,②



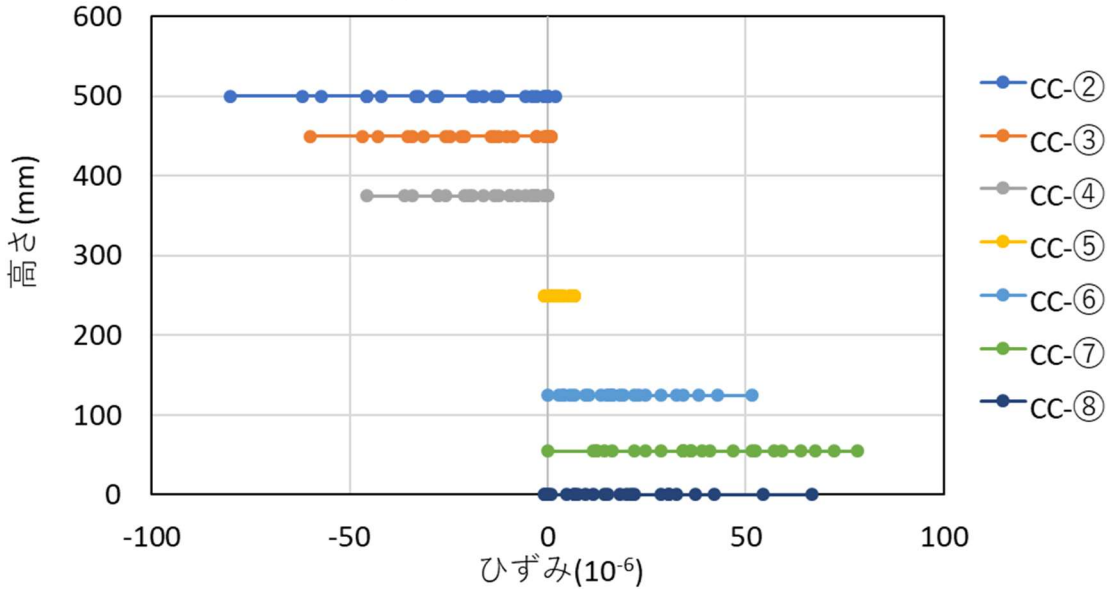
(b) 荷重－コンクリートひずみ CL-⑧,⑨

付図-1.26　荷重－コンクリートひずみ CL 上面・下面

付図-1.7 に示すスパン中央部（CL）におけるコンクリートひずみの分布図



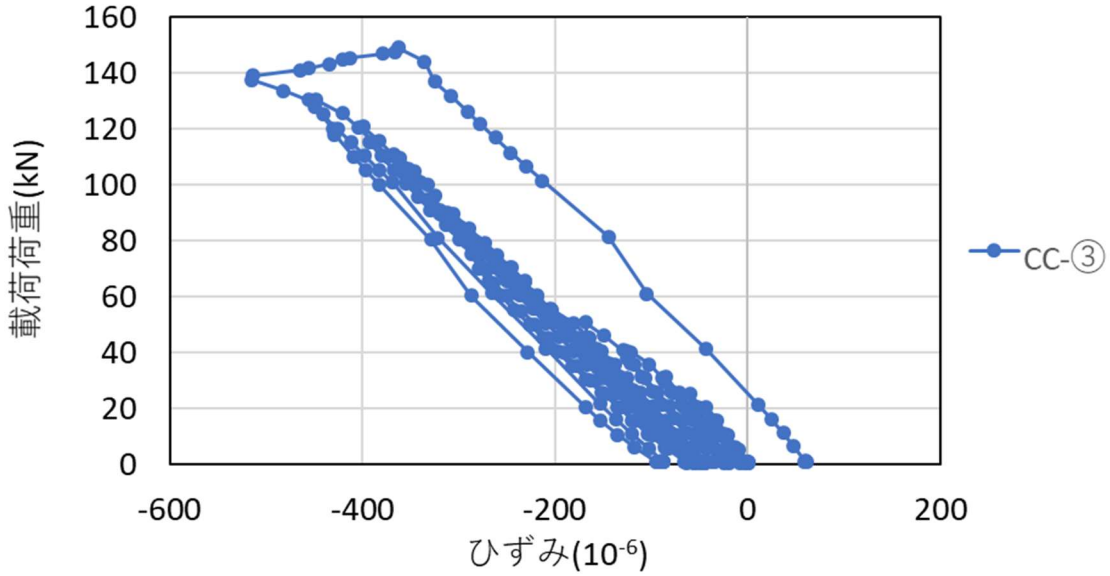
(a) 20kN 初期ひび割れ発生直前



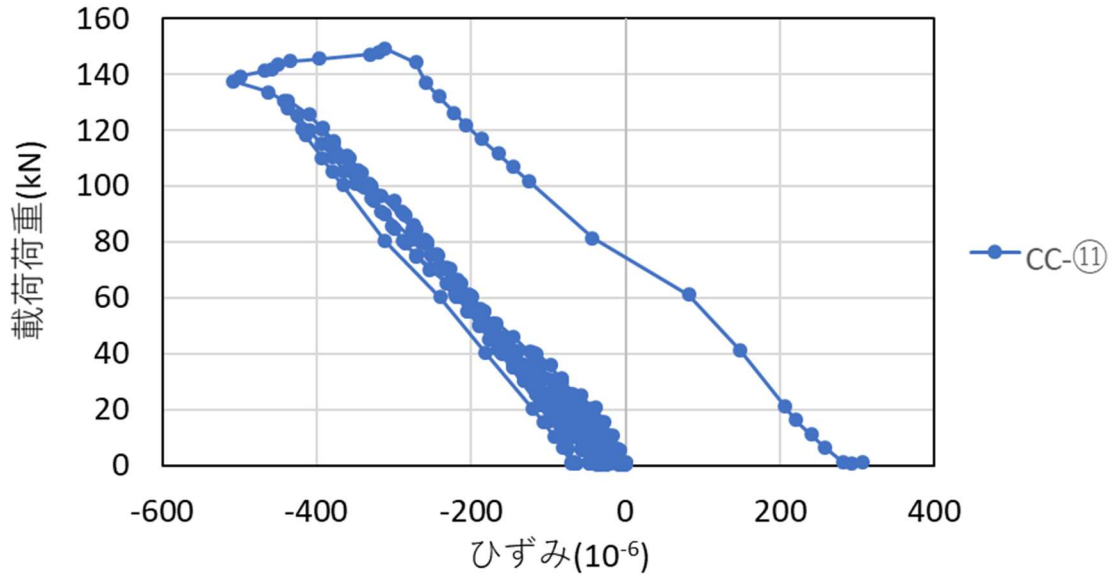
(b) 25kN 初期ひび割れ発生時

付図-1.27　ひずみ分布

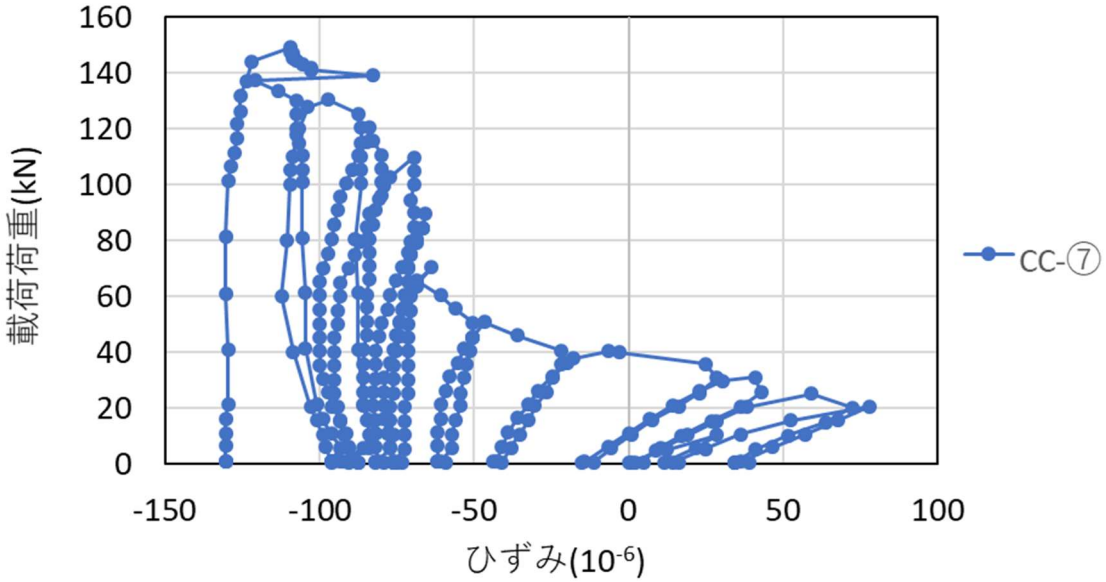
付図-1.7 に示すスパン中央部（CL）上縁・下縁鉄筋位置におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



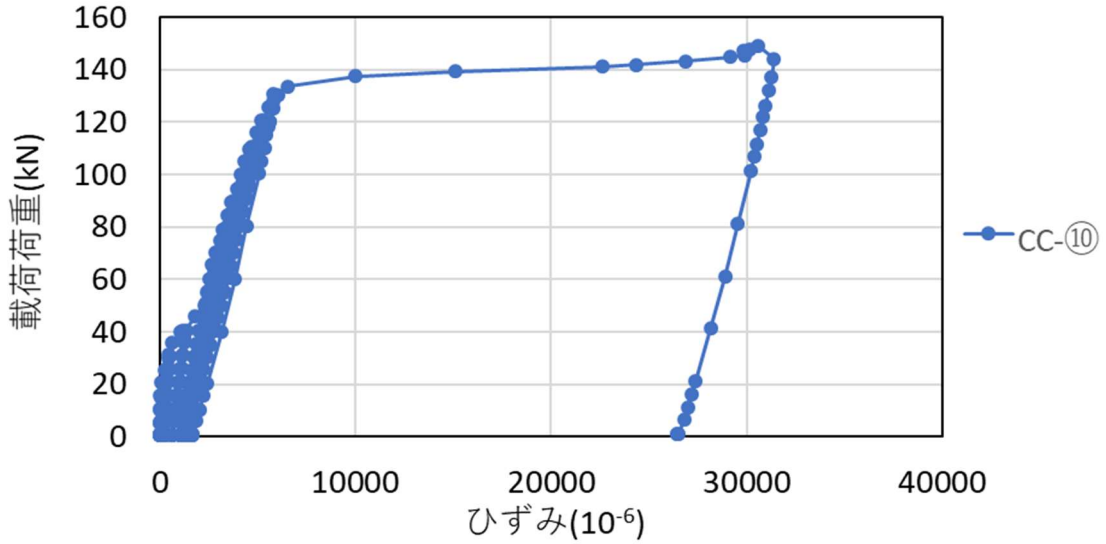
(a) 荷重－コンクリートひずみ CL-③ (上縁鉄筋位置 A)



(b) 荷重－コンクリートひずみ CL-⑪ (上縁鉄筋位置 B)



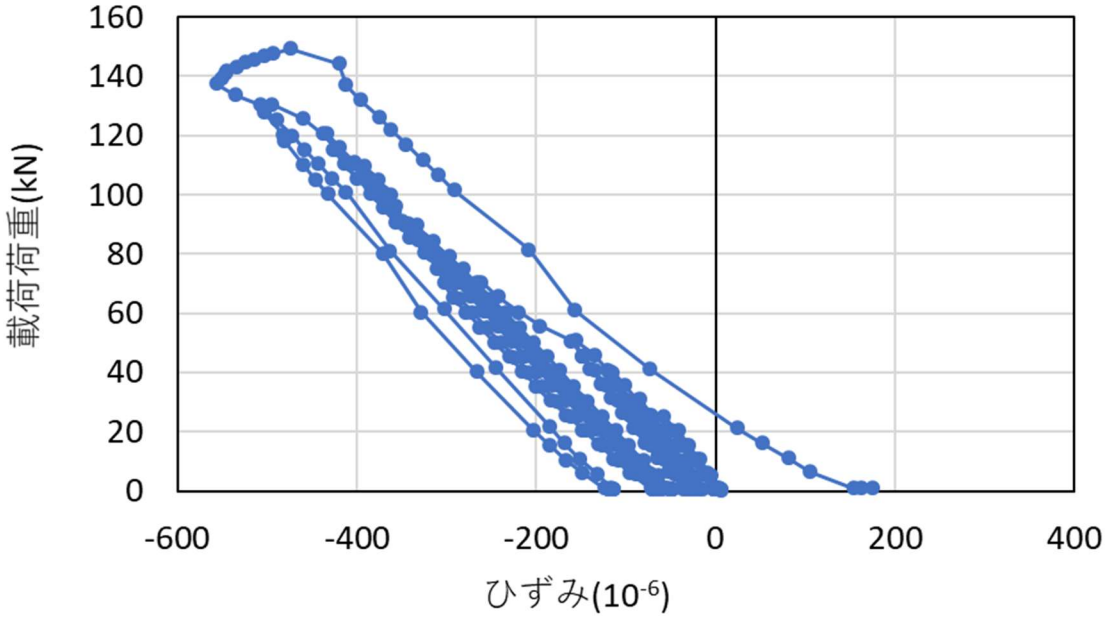
(c) 荷重－コンクリートひずみ CL-⑦ (下縁鉄筋位置 C)



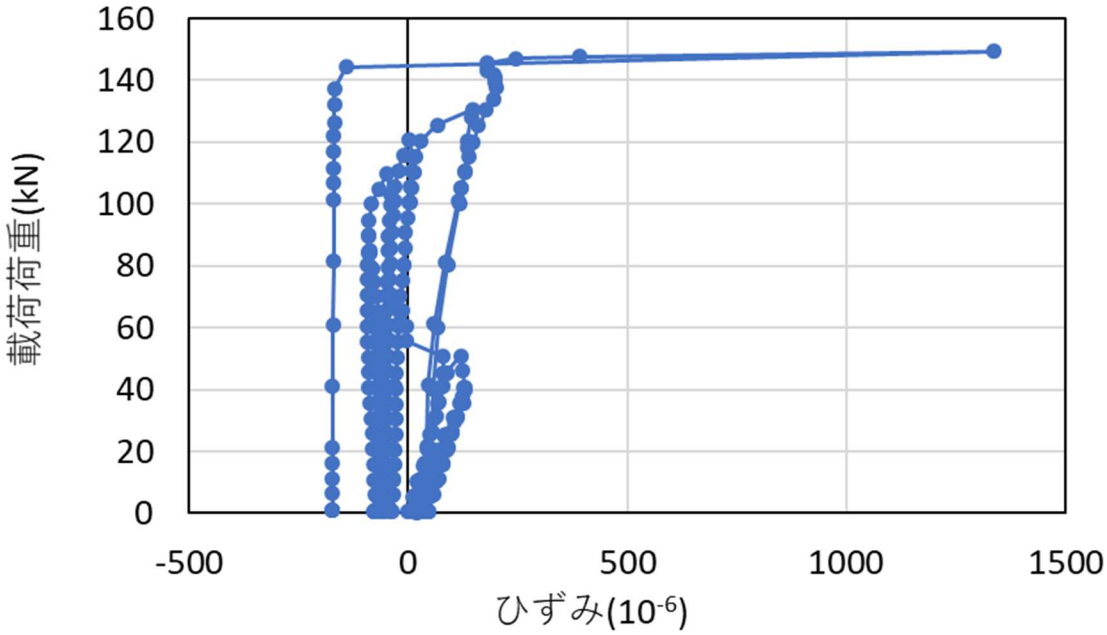
(d) 荷重－コンクリートひずみ CL-⑩ (**下縁鉄筋位置** D)

付図-1.28　荷重－コンクリートひずみ CL 上縁・下縁鉄筋位置

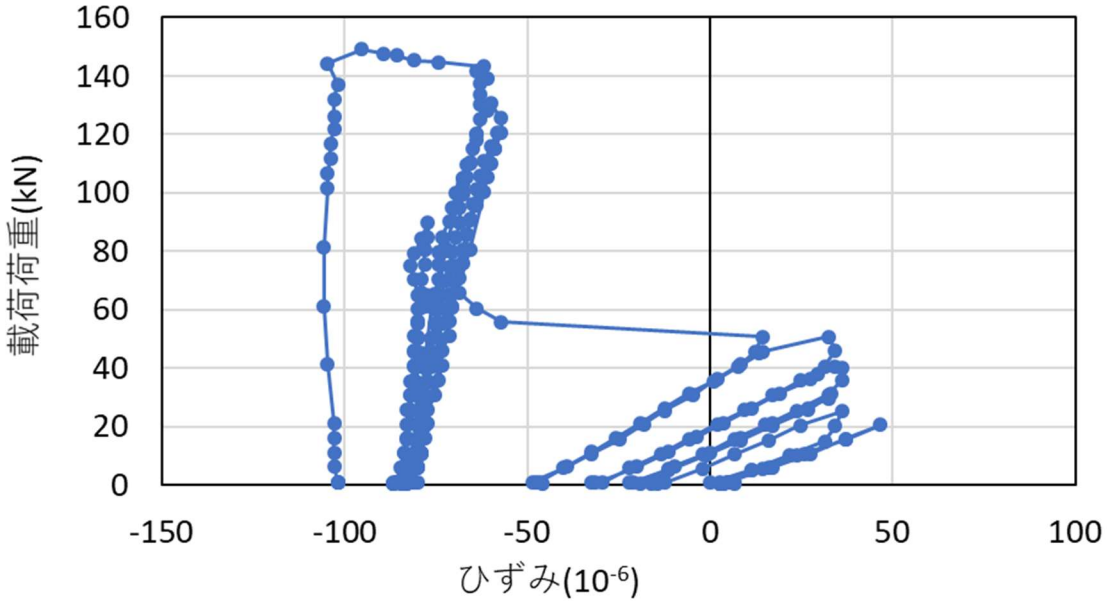
付図-1.7 に示す R1 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



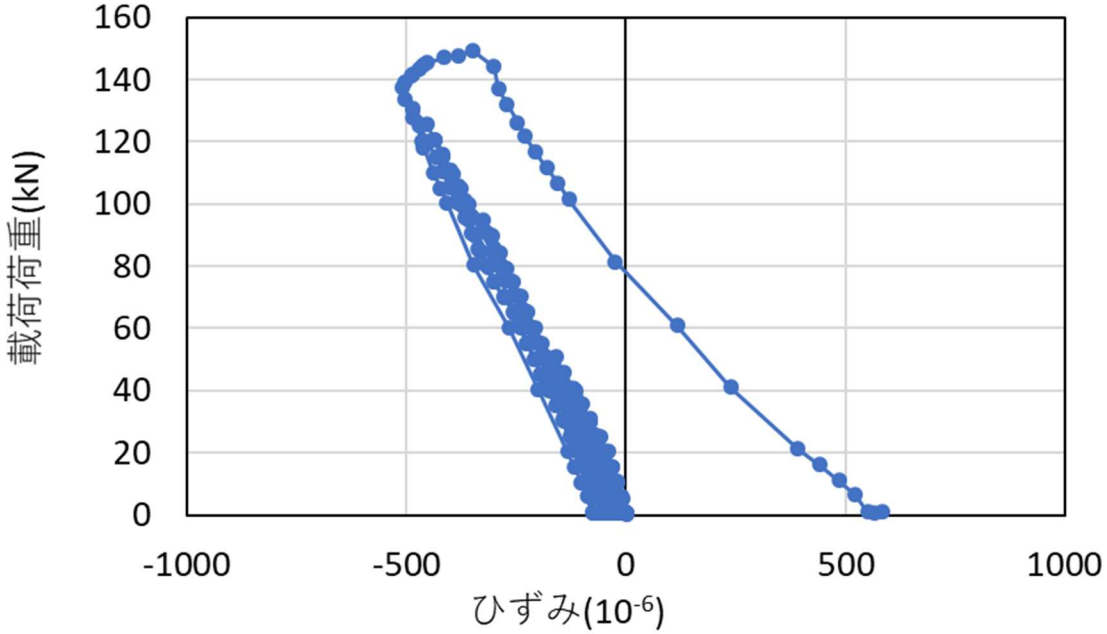
(a) 荷重－コンクリートひずみ CR1-①



(b) 荷重－コンクリートひずみ CR1-②



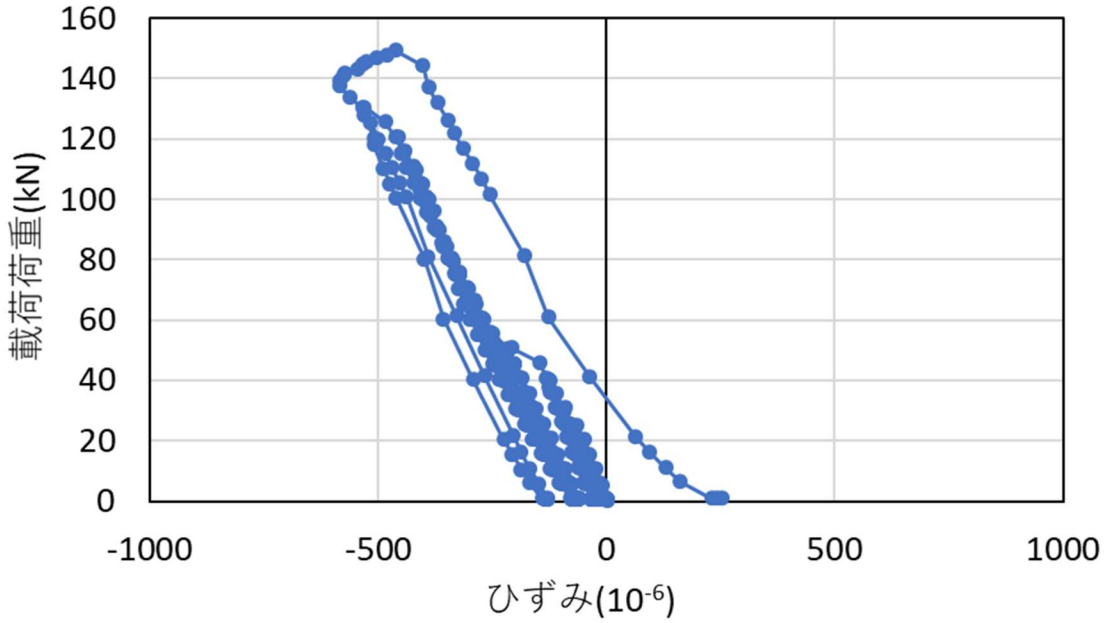
(c) 荷重－コンクリートひずみ CR1-③



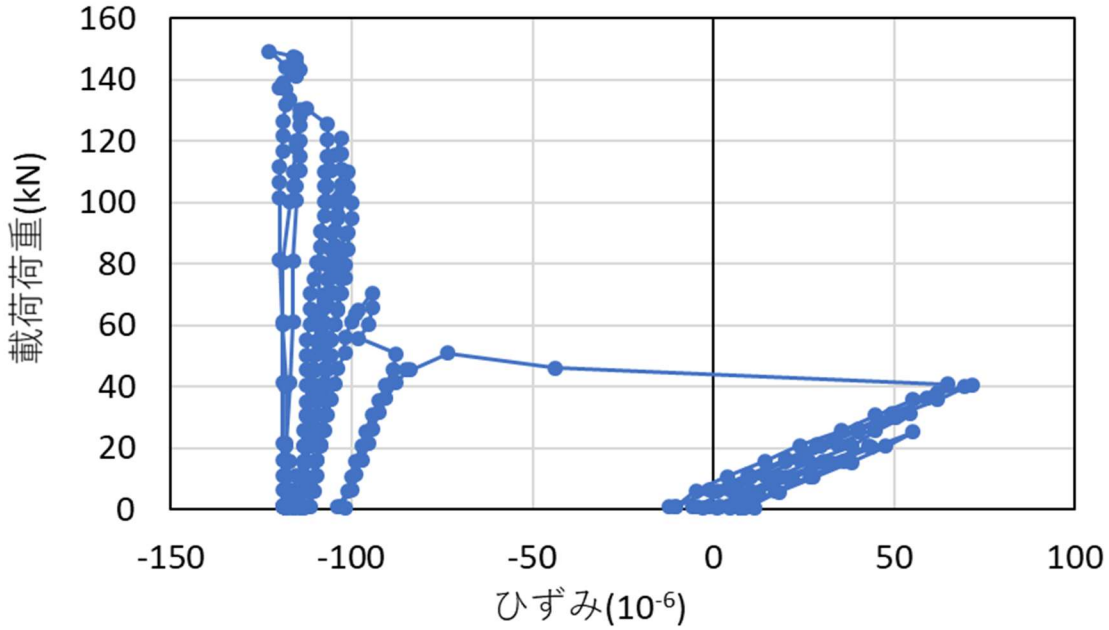
(d) 荷重－コンクリートひずみ CR1-④

付図-1.29　荷重－コンクリートひずみ CR1

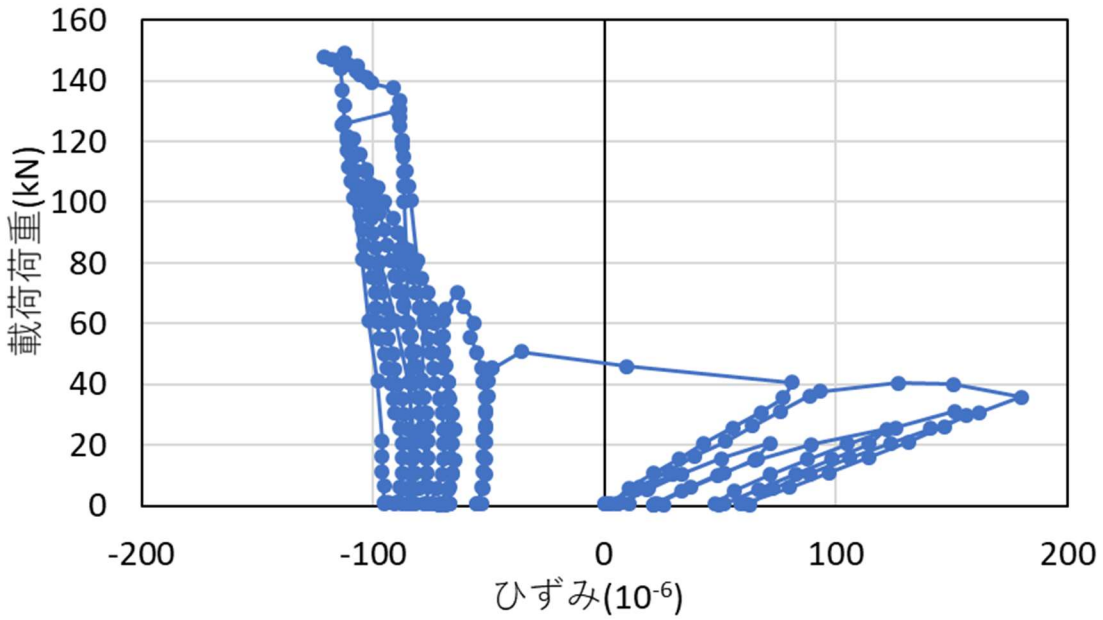
付図-1.7 に示す R2 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



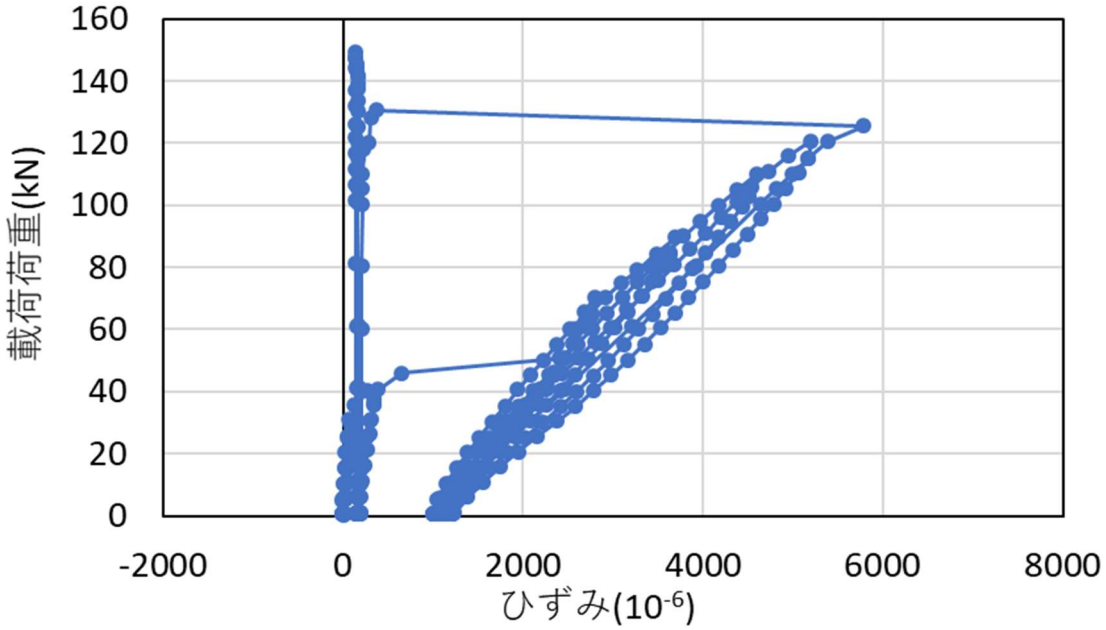
(a) 荷重－コンクリートひずみ CR2-①



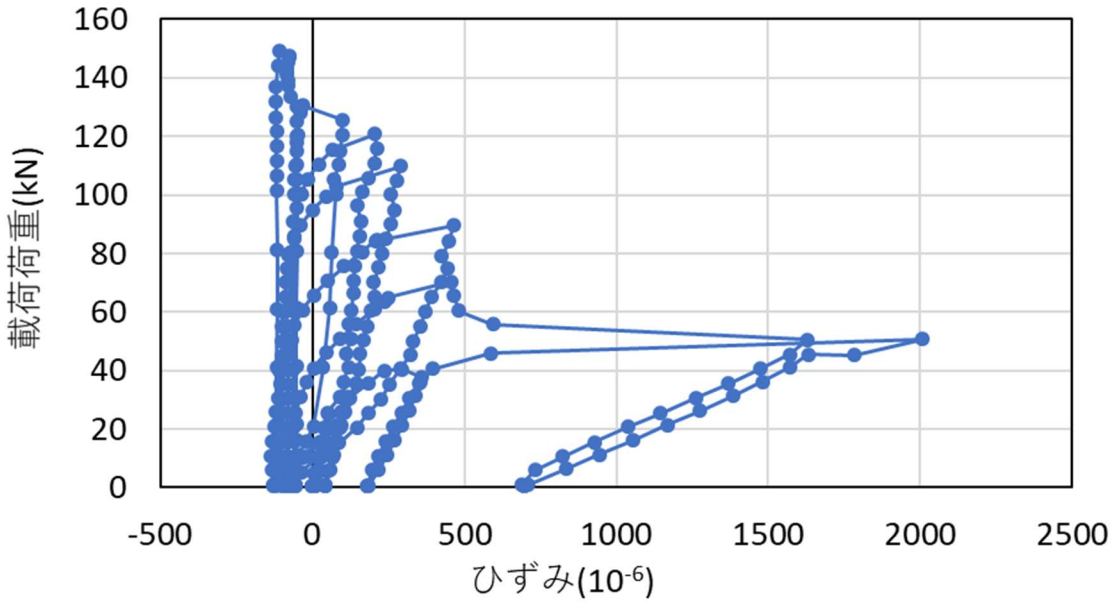
(b) 荷重－コンクリートひずみ CR2-②



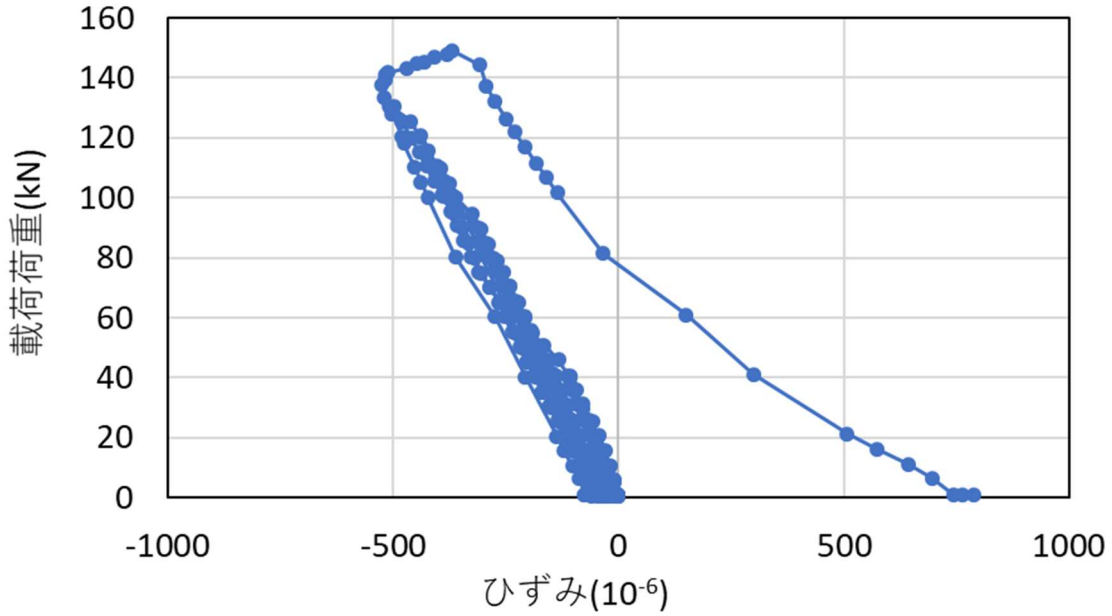
(c) 荷重－コンクリートひずみ CR2-③



(d) 荷重－コンクリートひずみ CR2-④



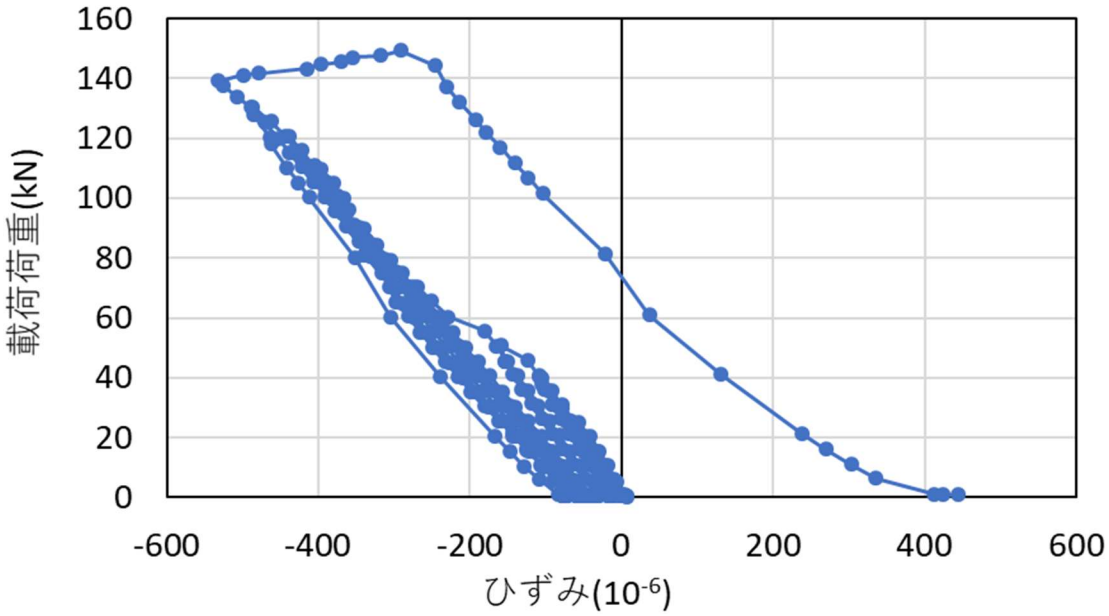
(e) 荷重－コンクリートひずみ CR2-⑤



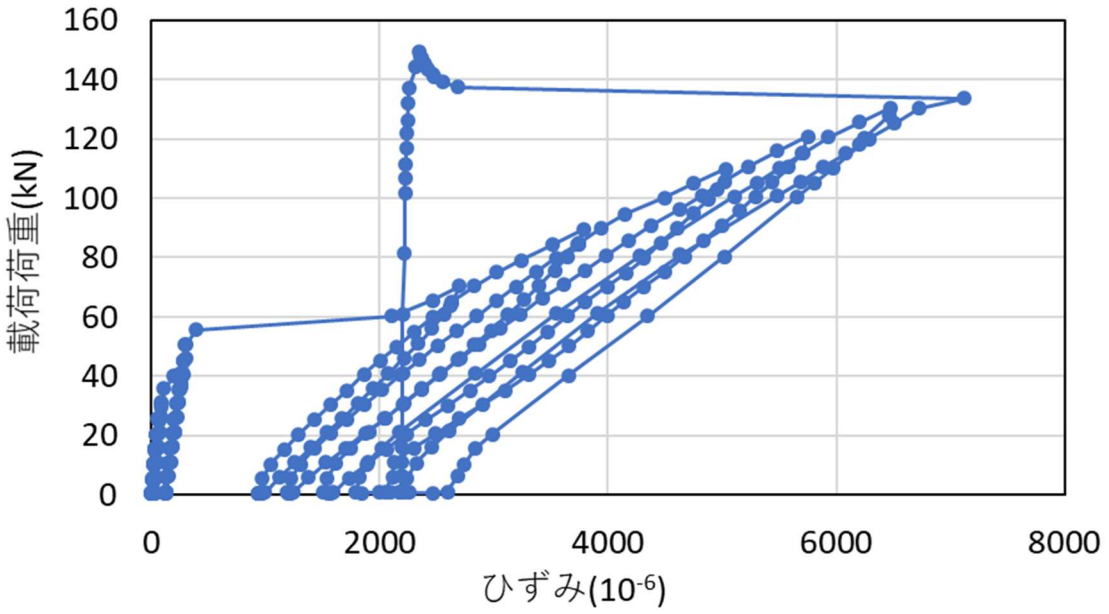
(f) 荷重－コンクリートひずみ CR2-⑥

付図-1.30　荷重－コンクリートひずみ CR2

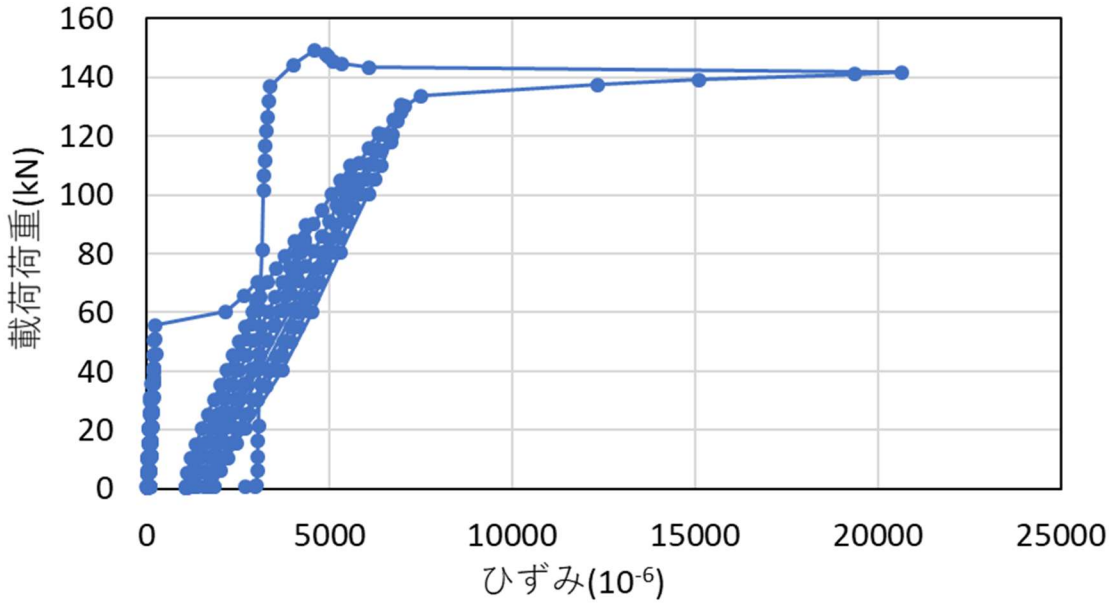
付図-1.7 に示す R3 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



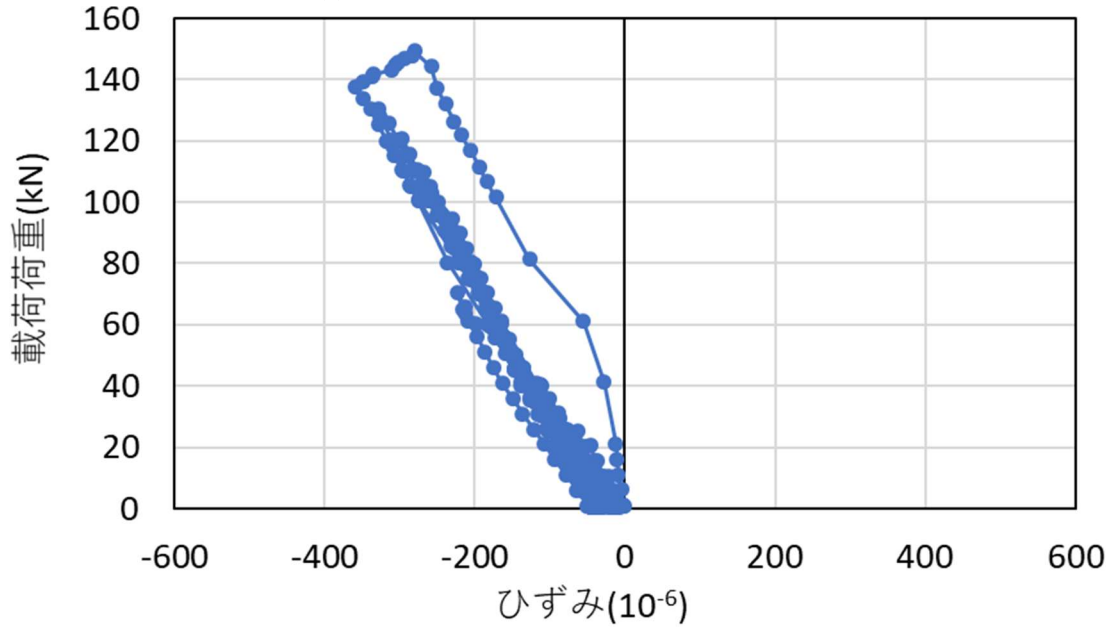
(a) 荷重－コンクリートひずみ CR3-①



(b) 荷重－コンクリートひずみ CR3-②



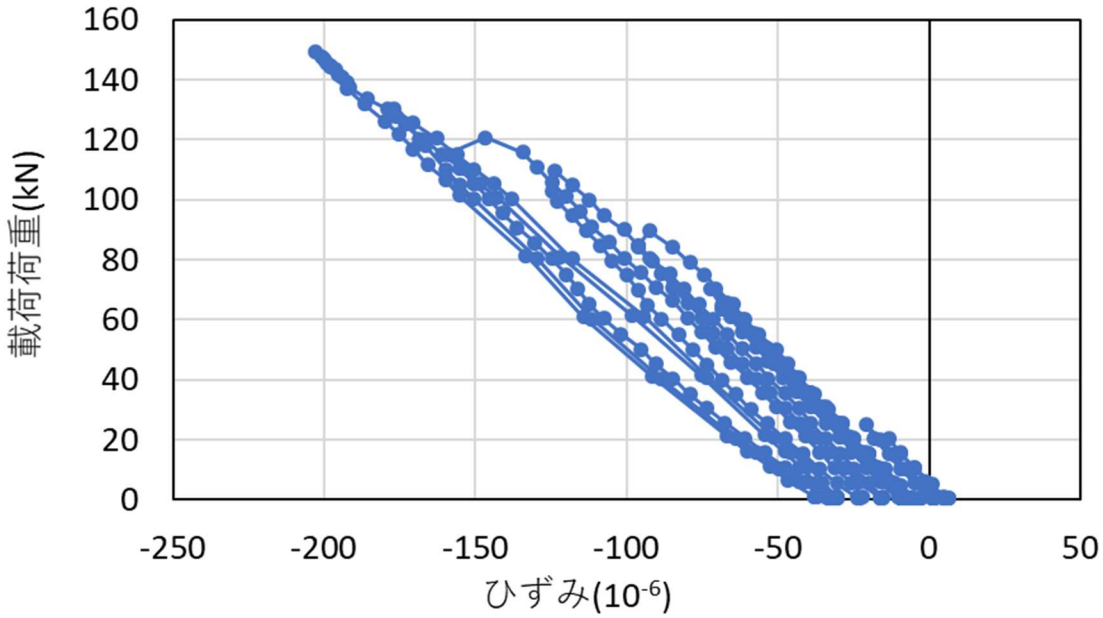
(c) 荷重－コンクリートひずみ CR3-③



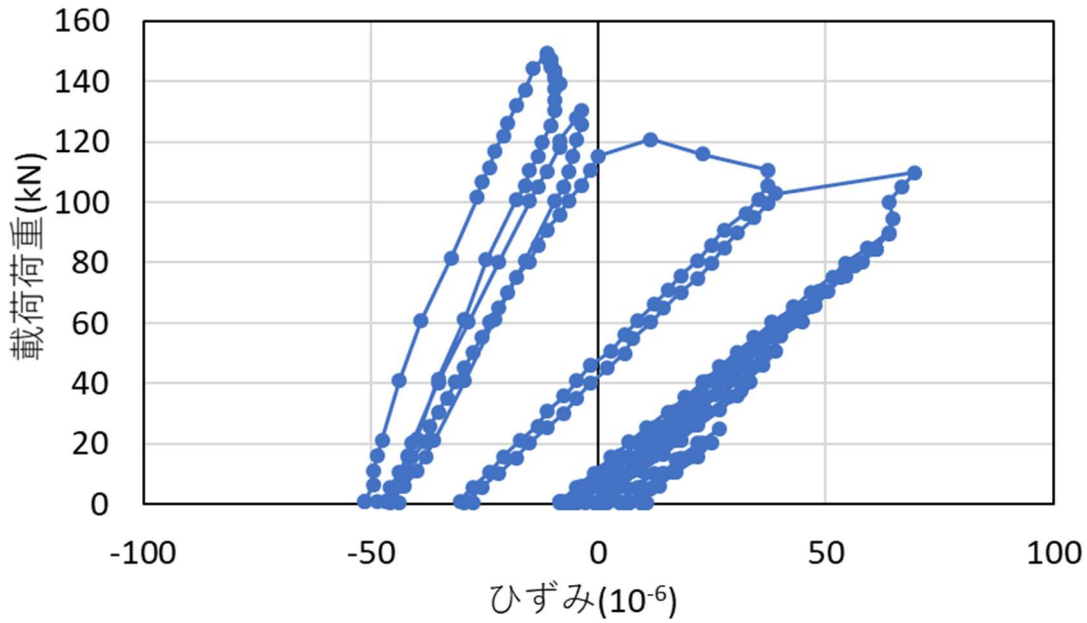
(d) 荷重－コンクリートひずみ CR3-④

付図-1.31　荷重－コンクリートひずみ CR3

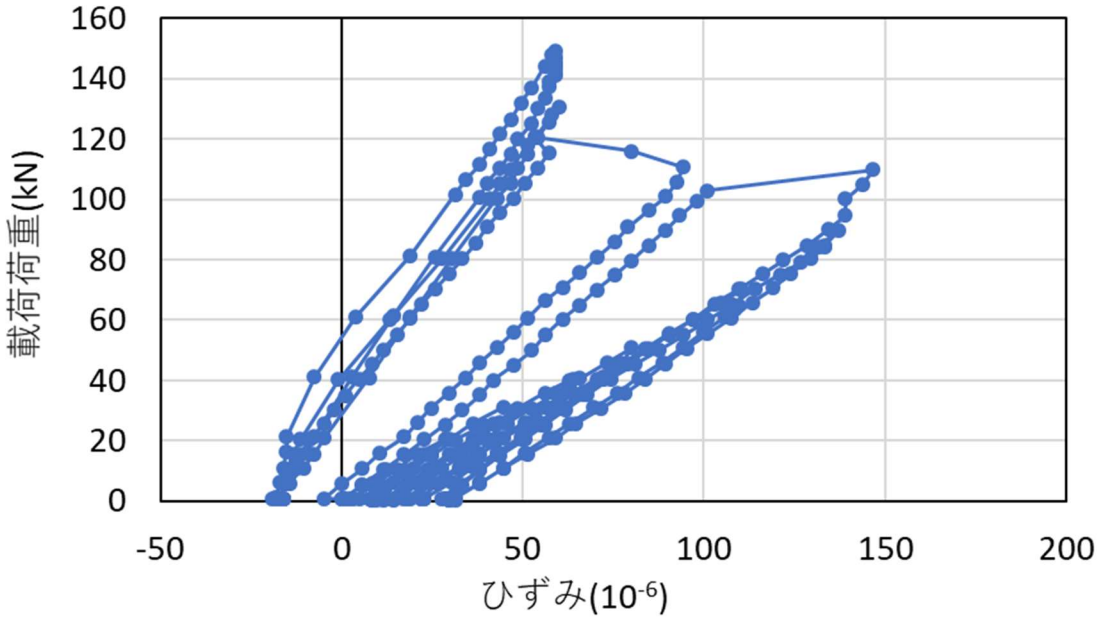
付図-1.7 に示す R4 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



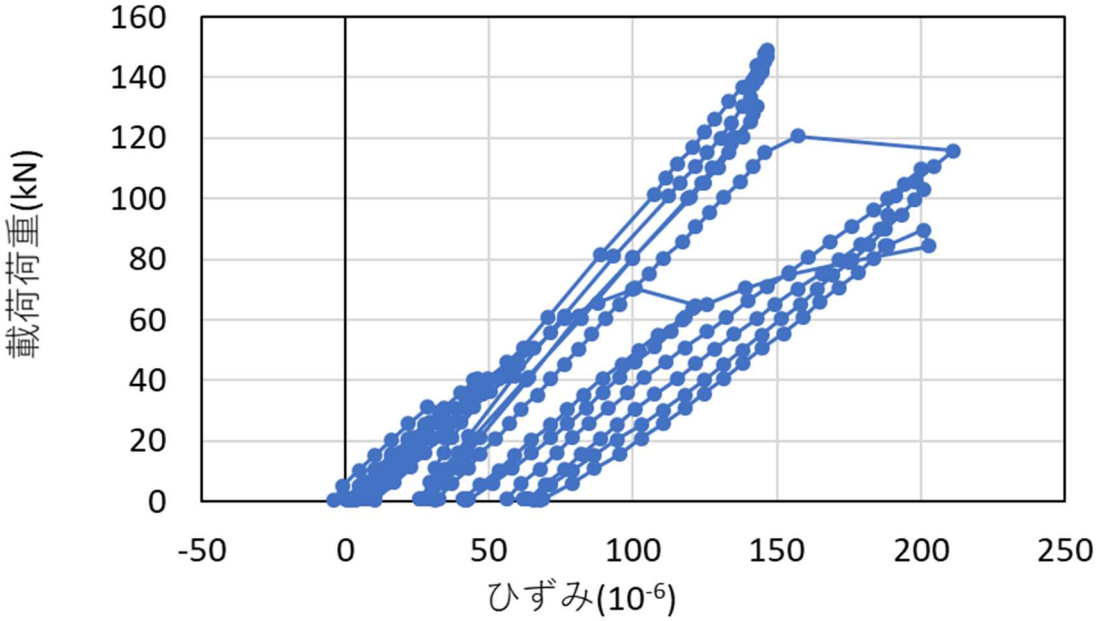
(a) 荷重－コンクリートひずみ CR4-①



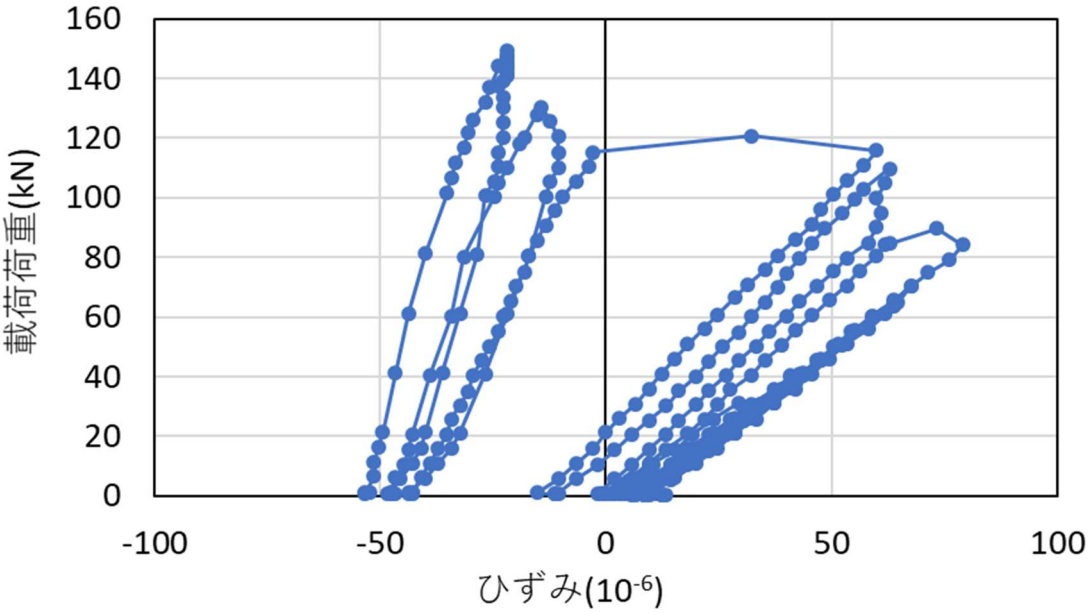
(b) 荷重－コンクリートひずみ CR4-②



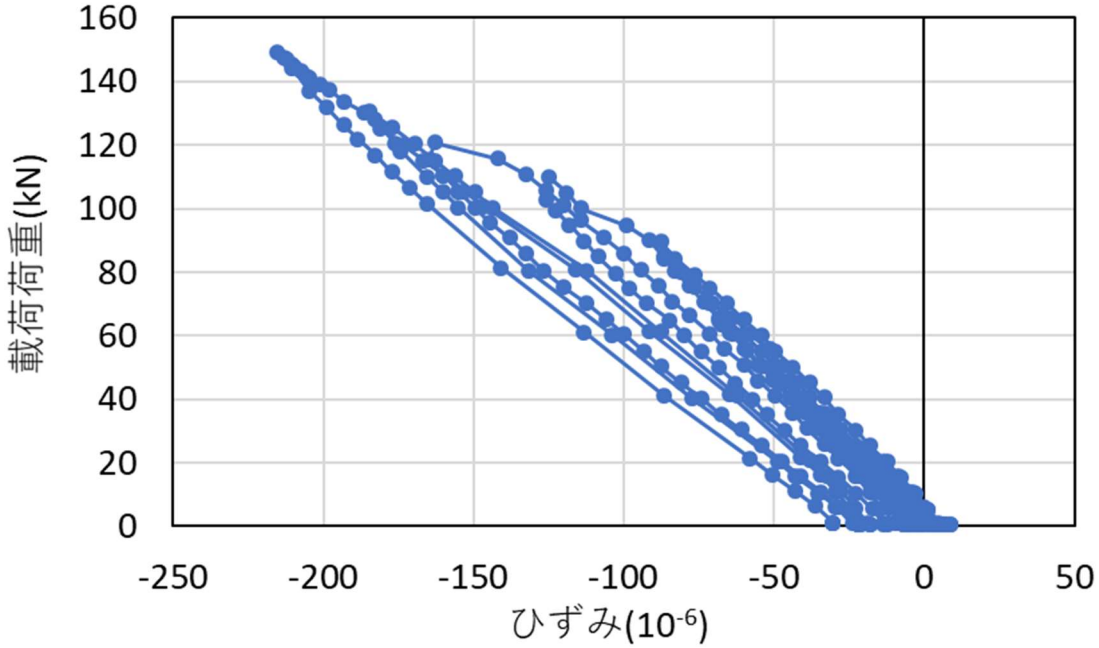
(c) 荷重－コンクリートひずみ CR4-③



(d) 荷重－コンクリートひずみ CR4-④



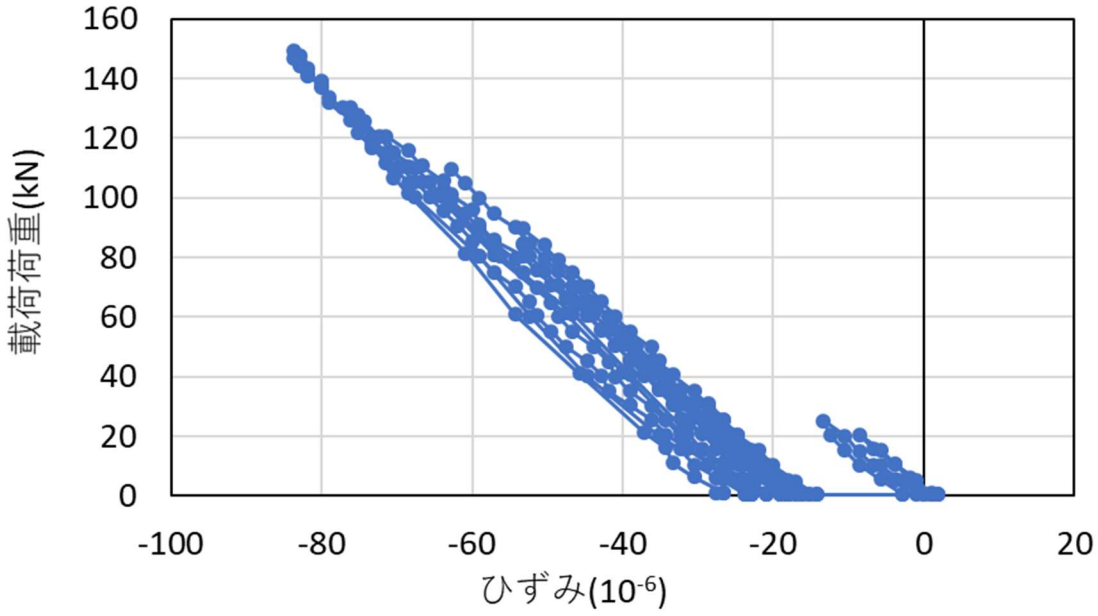
(e) 荷重－コンクリートひずみ CR4-⑤



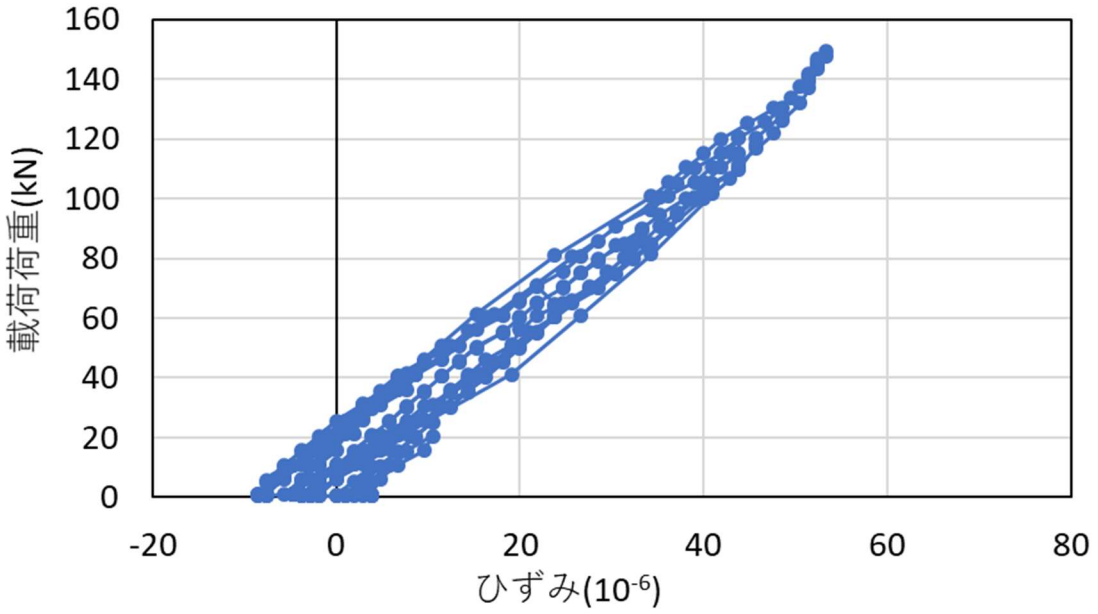
(f) 荷重－コンクリートひずみ CR4-⑥

付図-1.32　荷重－コンクリートひずみ CR4

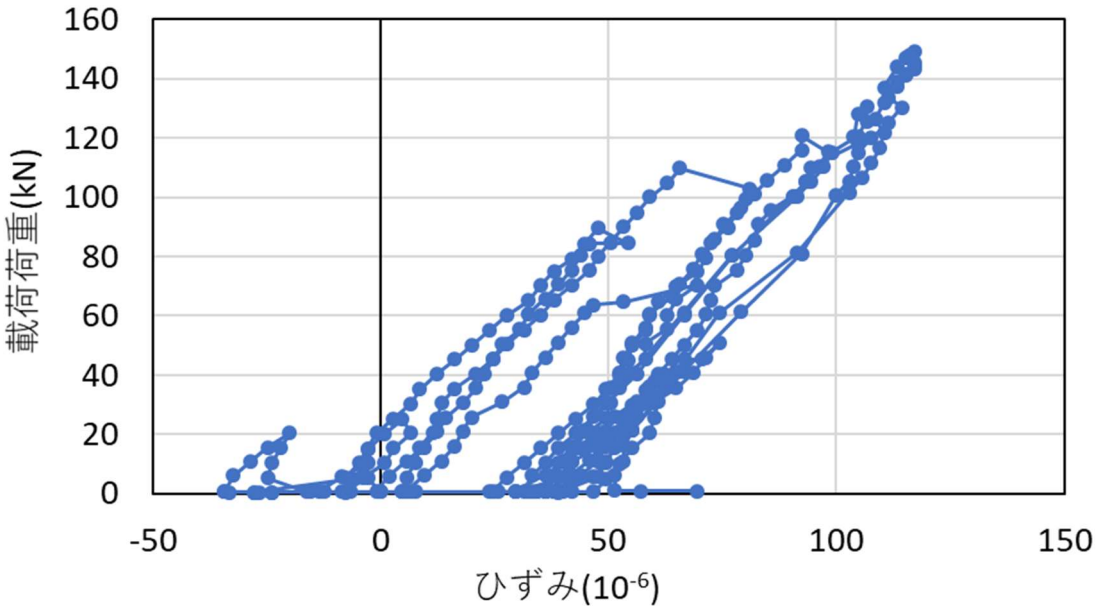
付図-1.7 に示す R5 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



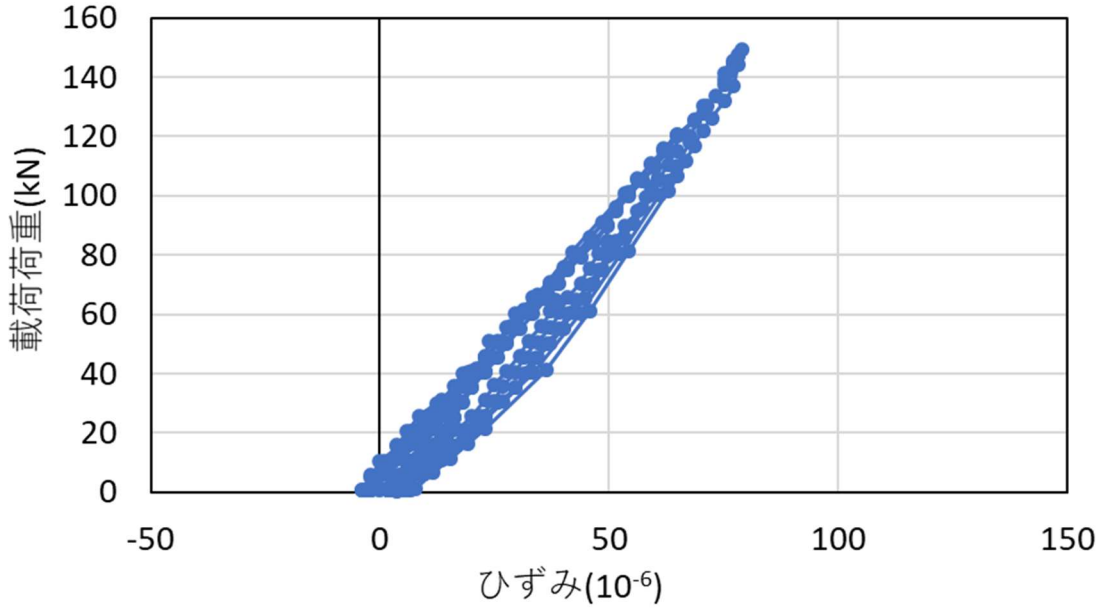
(a) 荷重－コンクリートひずみ CR5-①



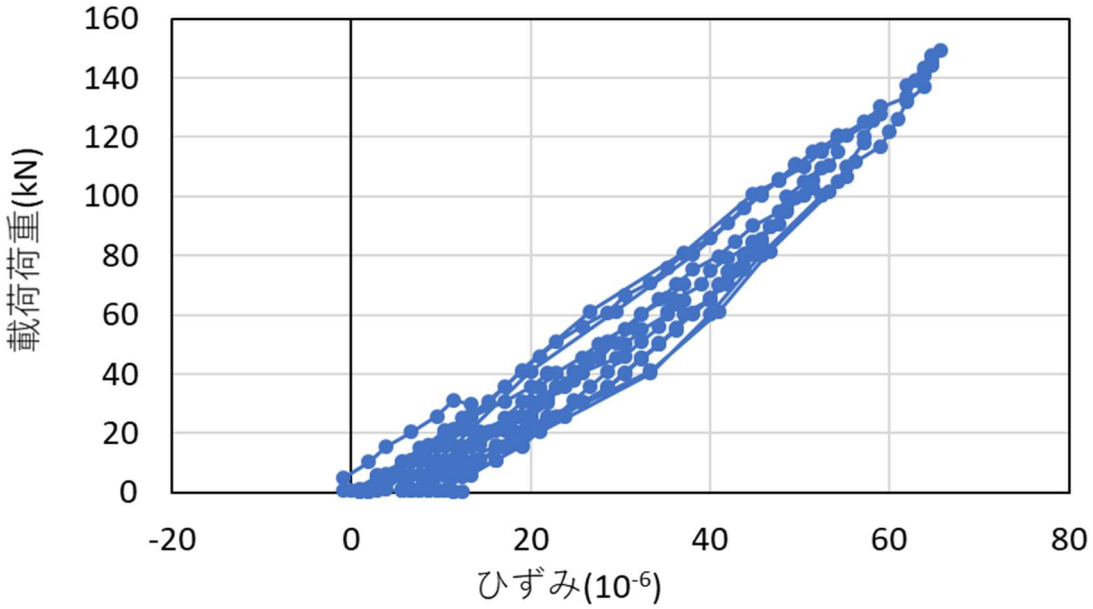
(b) 荷重－コンクリートひずみ CR5-②



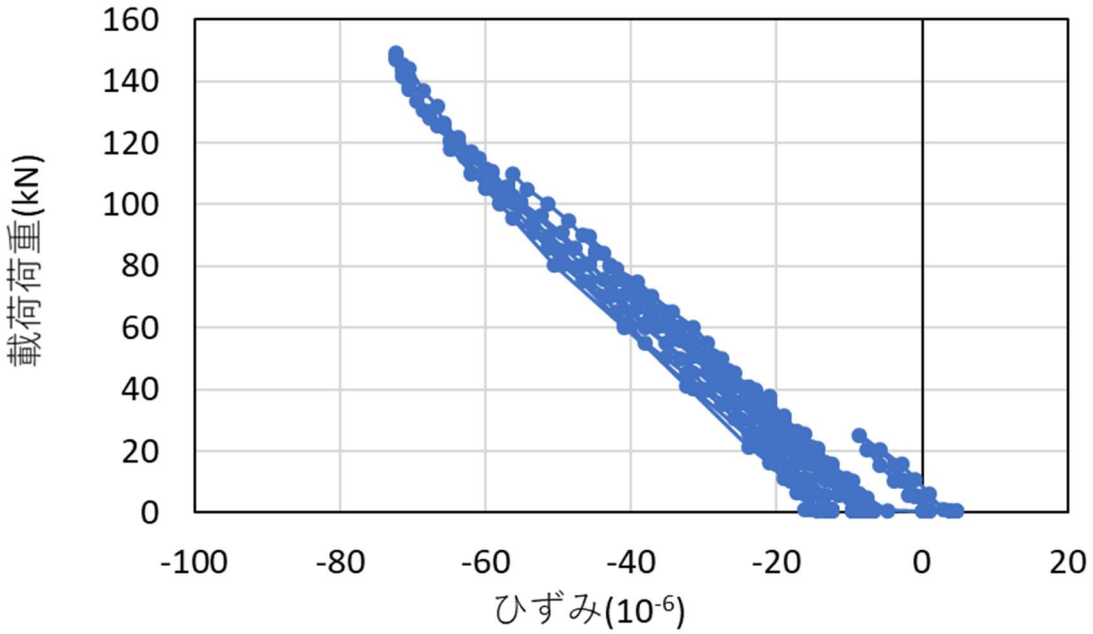
(c) 荷重－コンクリートひずみ CR5-③



(d) 荷重－コンクリートひずみ CR5-④



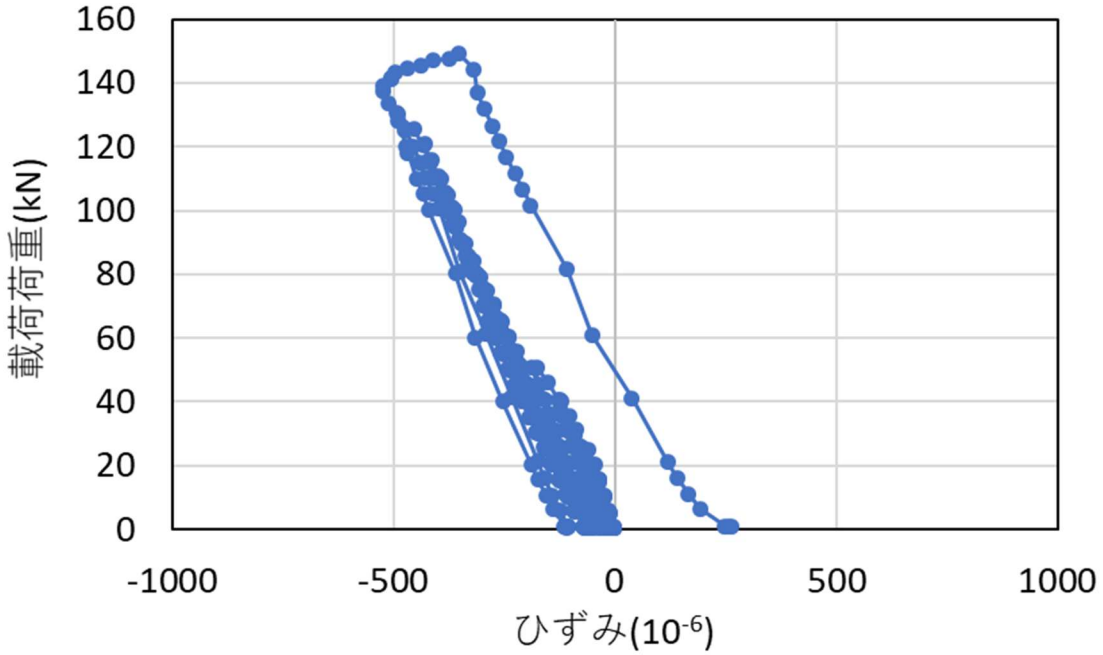
(e) 荷重－コンクリートひずみ CR5-⑤



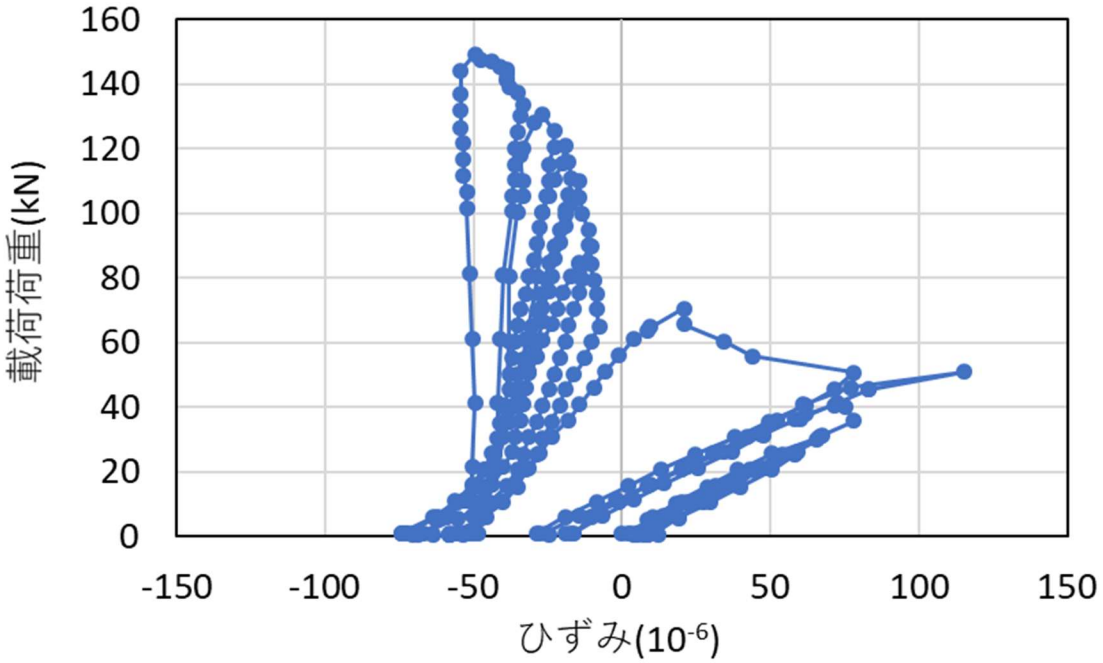
(f) 荷重－コンクリートひずみ CR5-⑥

付図-1.33　荷重－コンクリートひずみ CR5

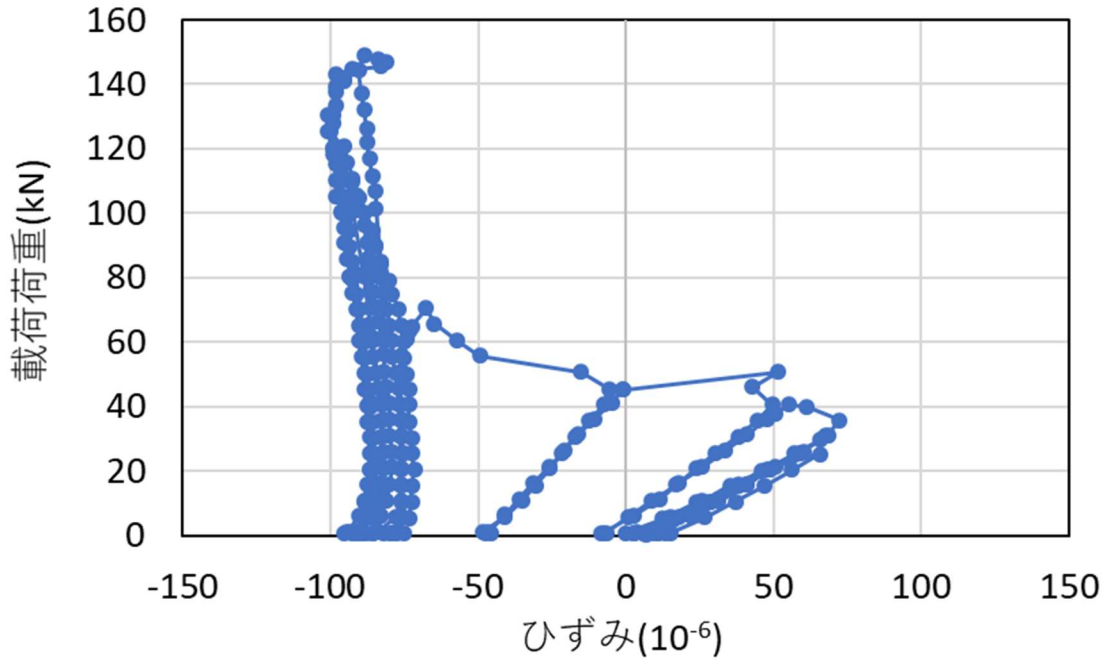
付図-1.7 に示す L1 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



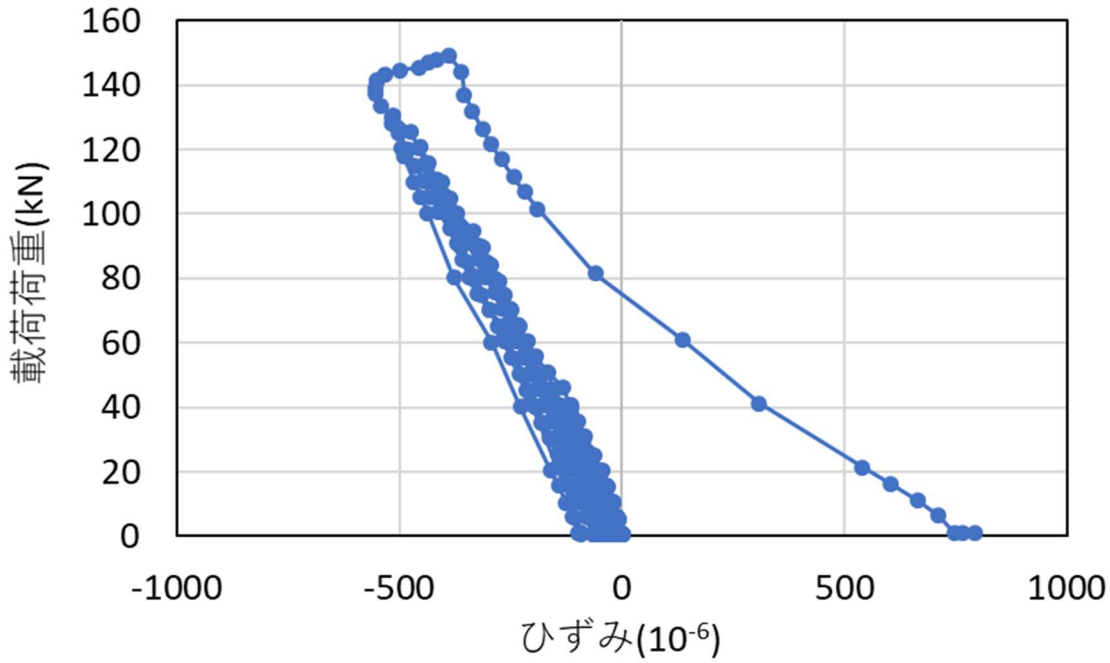
(a) 荷重－コンクリートひずみ CL1-①



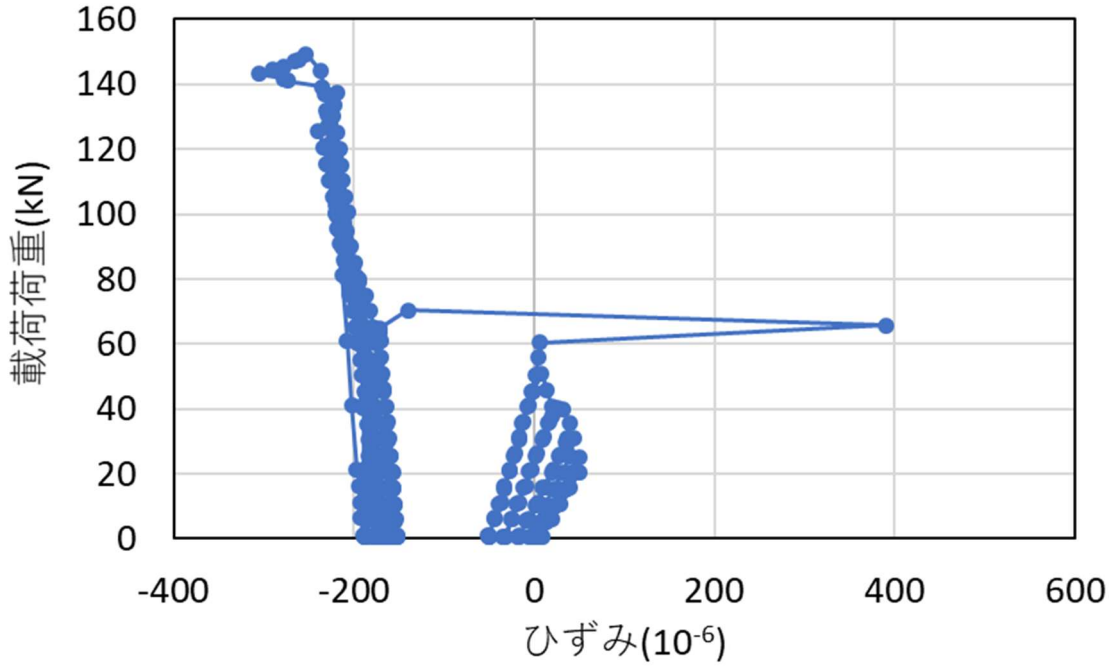
(b) 荷重－コンクリートひずみ CL1-②



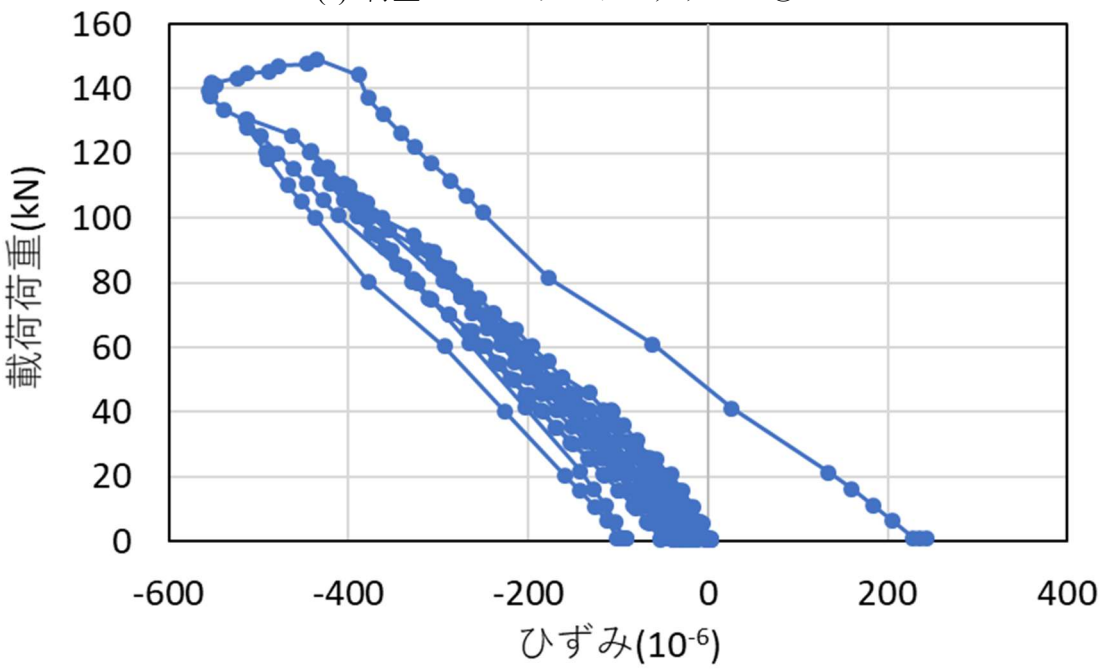
(c) 荷重－コンクリートひずみ CL1-③



(d) 荷重－コンクリートひずみ CL1-④



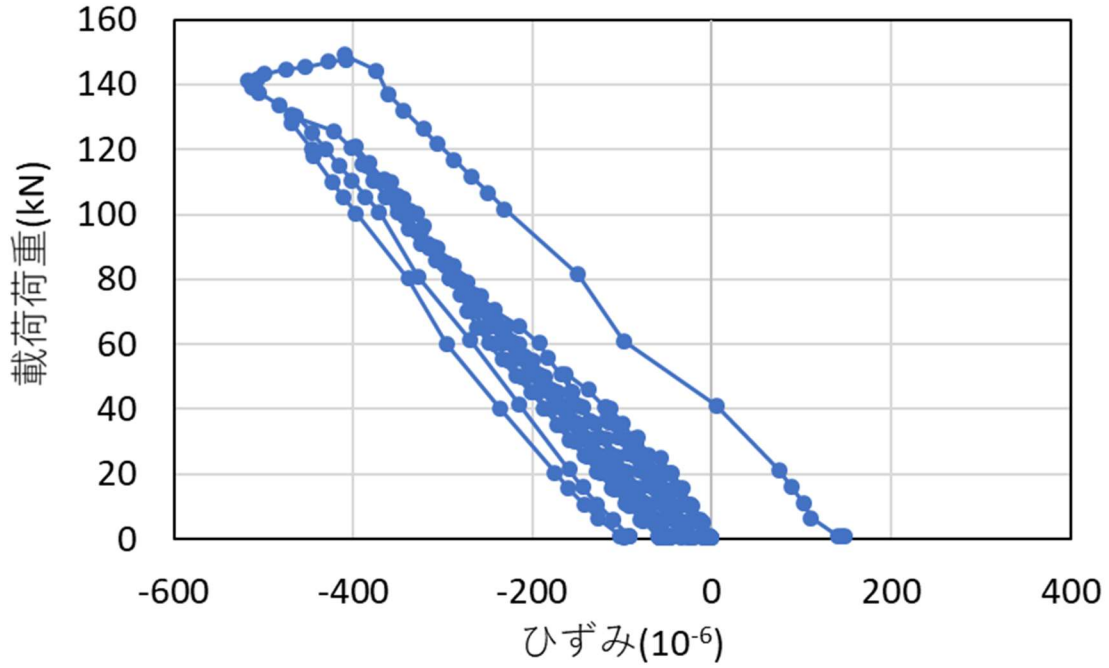
(e) 荷重－コンクリートひずみ CL1-⑤



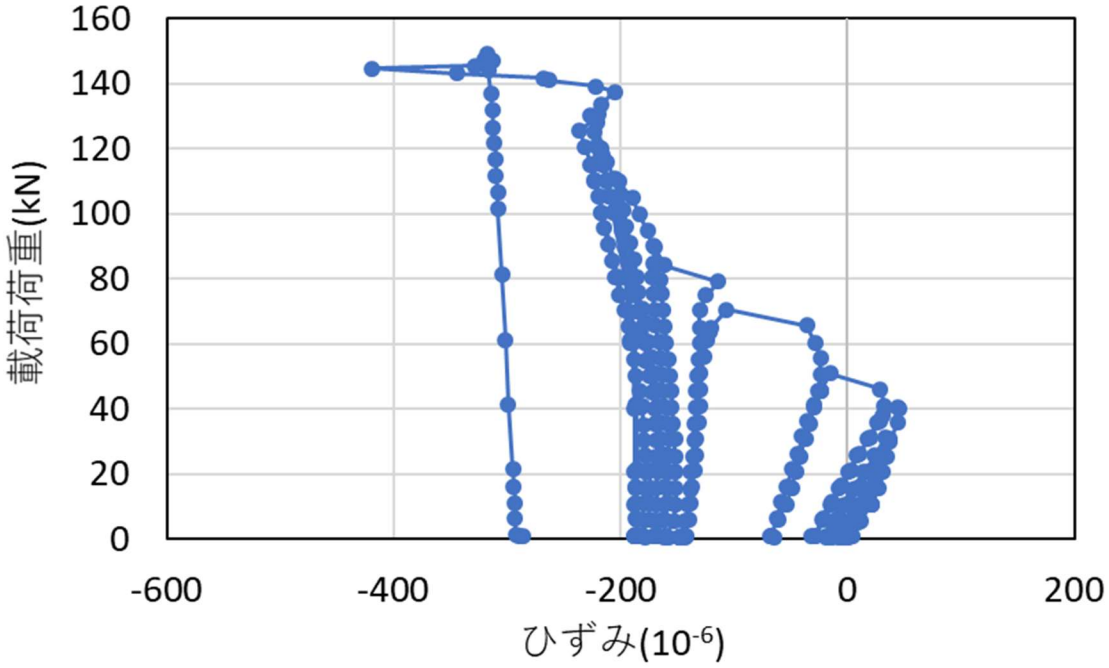
(f) 荷重－コンクリートひずみ CL1-⑥

付図-1.34　荷重－コンクリートひずみ CL1

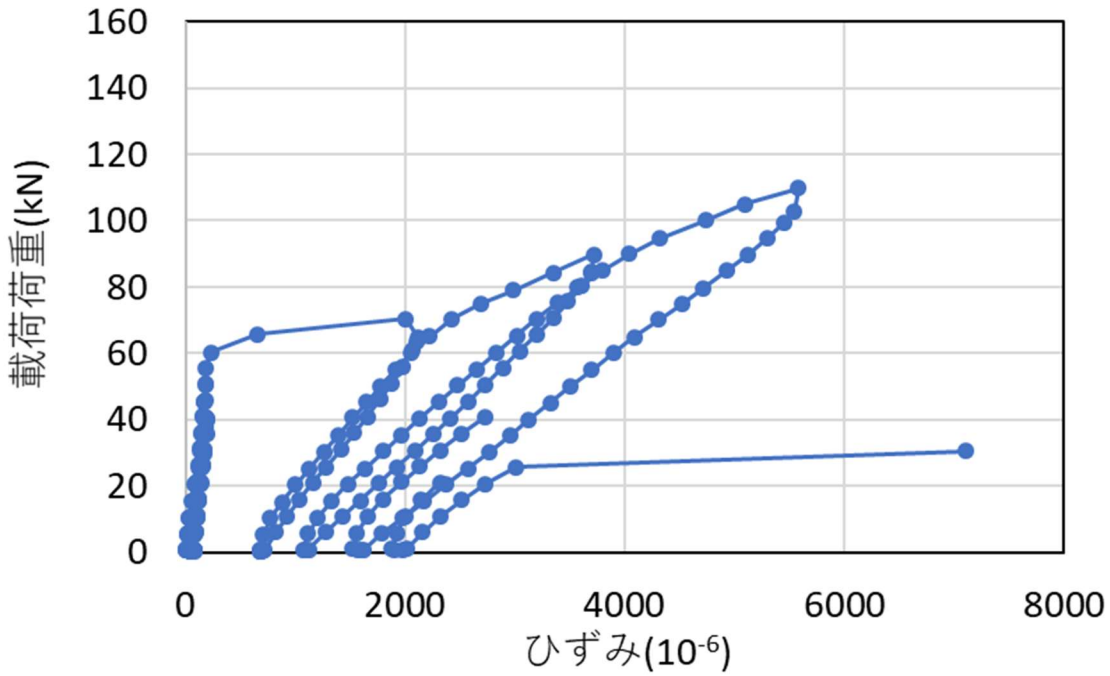
付図-1.7 に示す L2 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



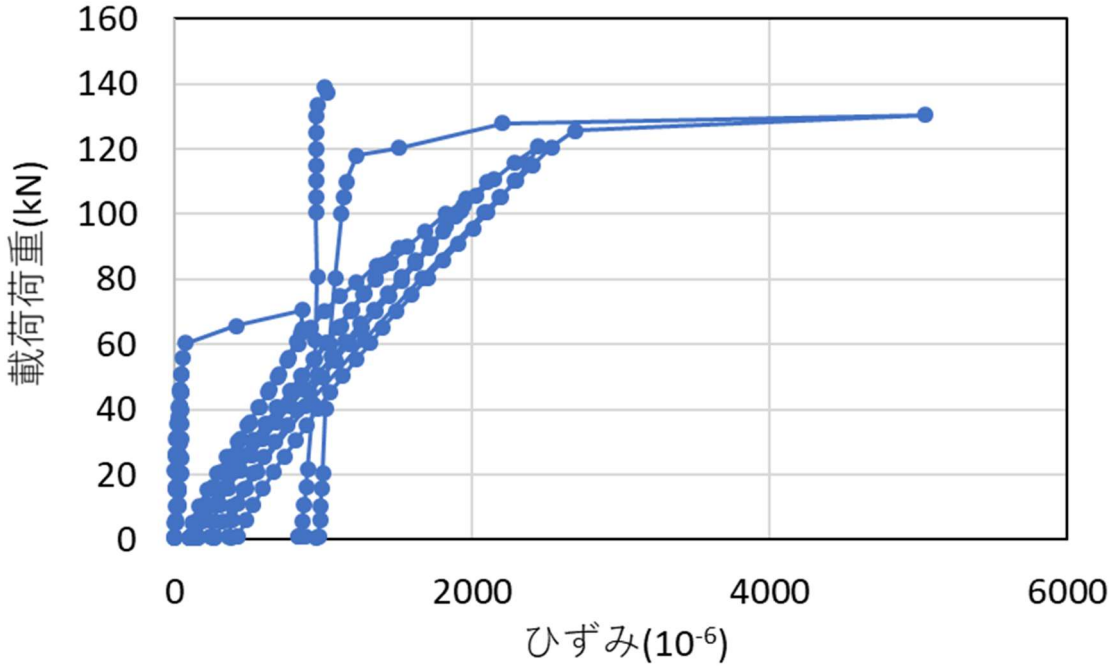
(a) 荷重－コンクリートひずみ CL2-①



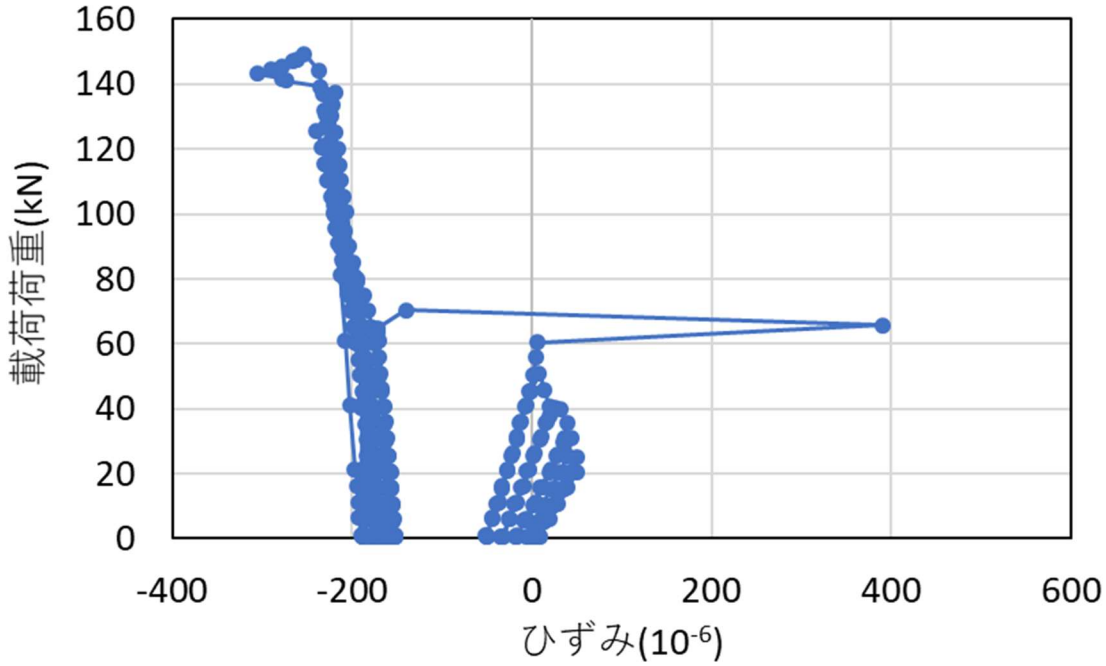
(b) 荷重－コンクリートひずみ CL2-②



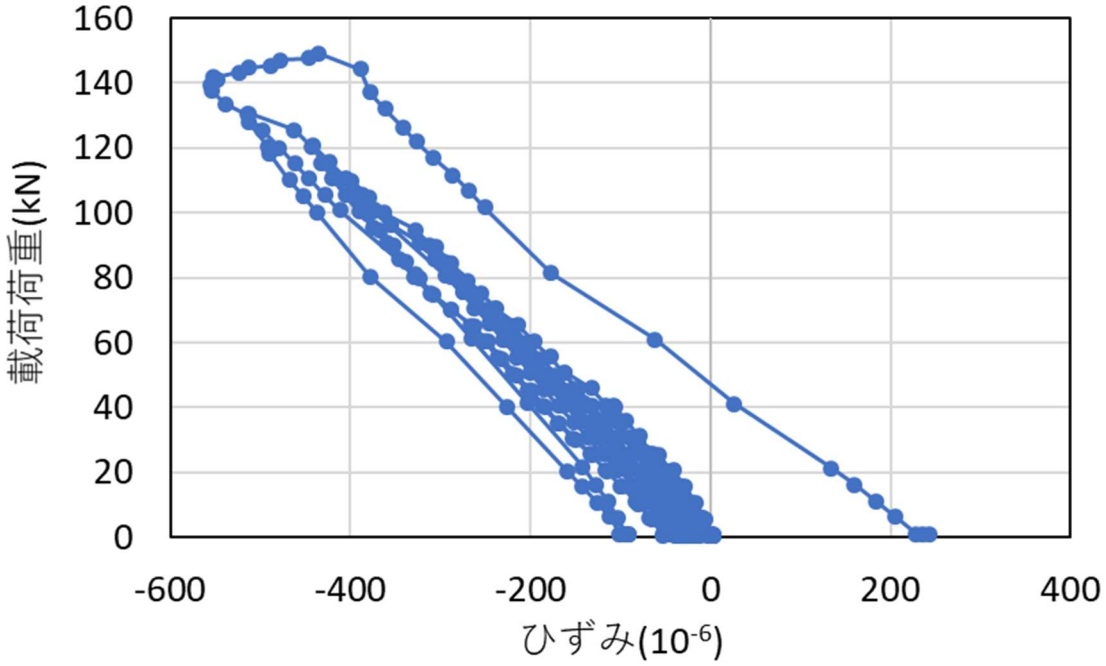
(c) 荷重－コンクリートひずみ CL2-③



(d) 荷重－コンクリートひずみ CL2-④



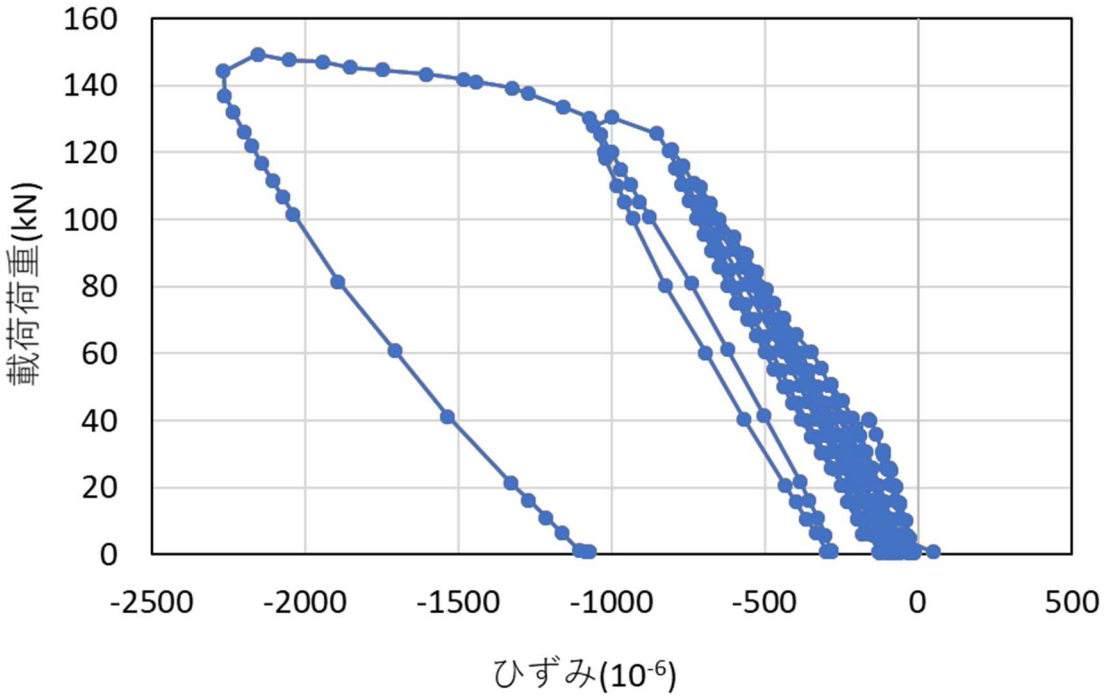
(e) 荷重－コンクリートひずみ CL2-⑤



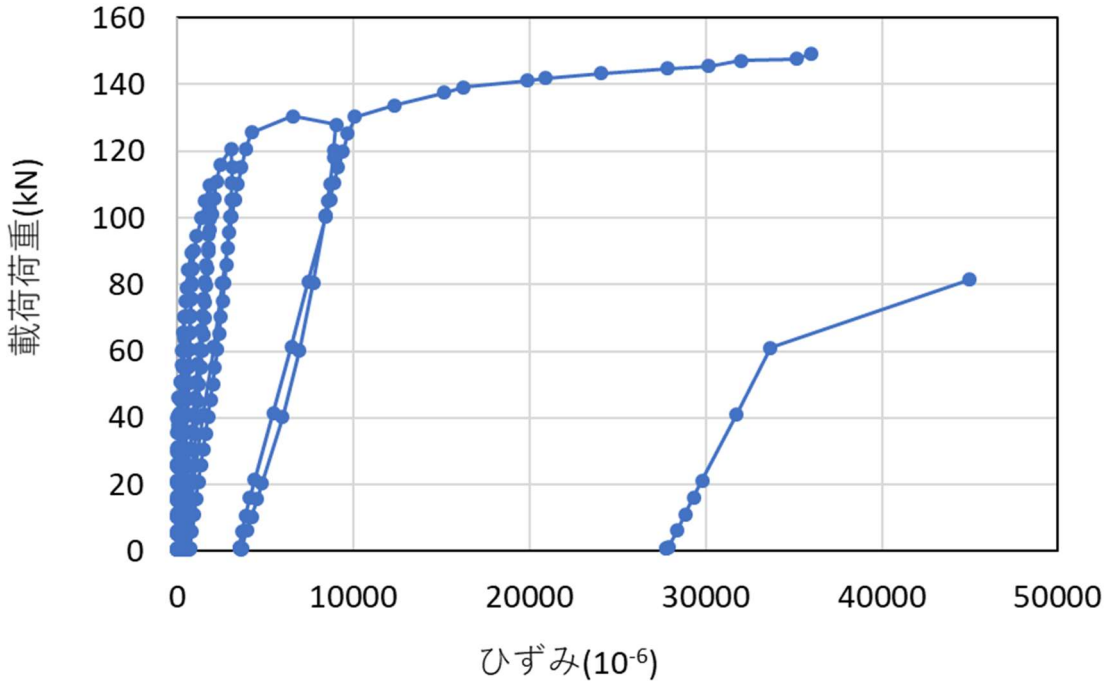
(f) 荷重－コンクリートひずみ CL2-⑥

付図-1.35　荷重－コンクリートひずみ CL2

付図-1.7 に示す L3 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



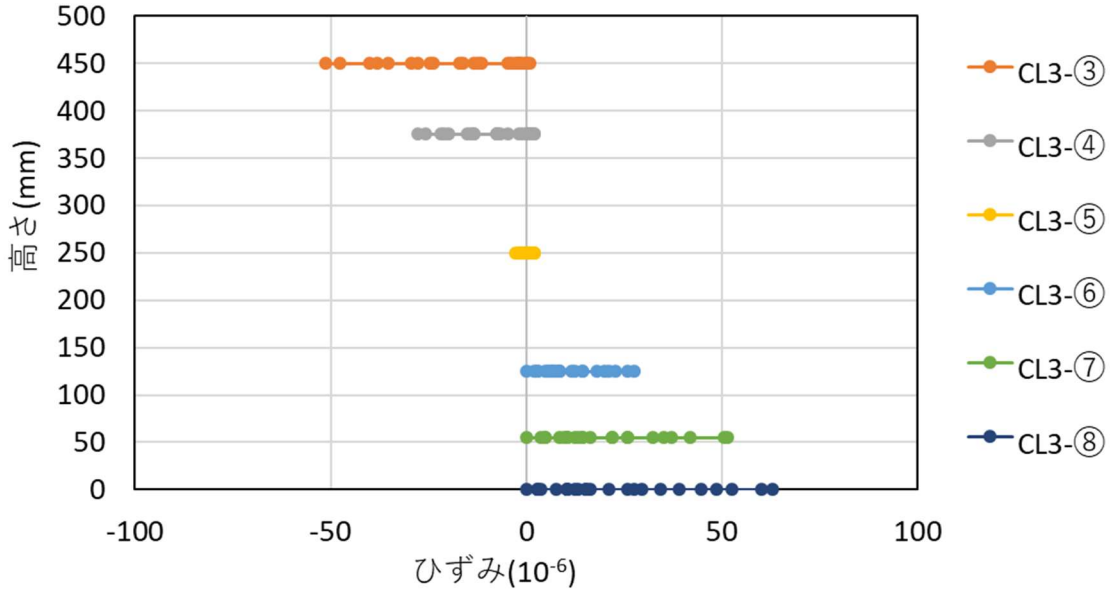
(a) 荷重－コンクリートひずみ CL3-② 上面



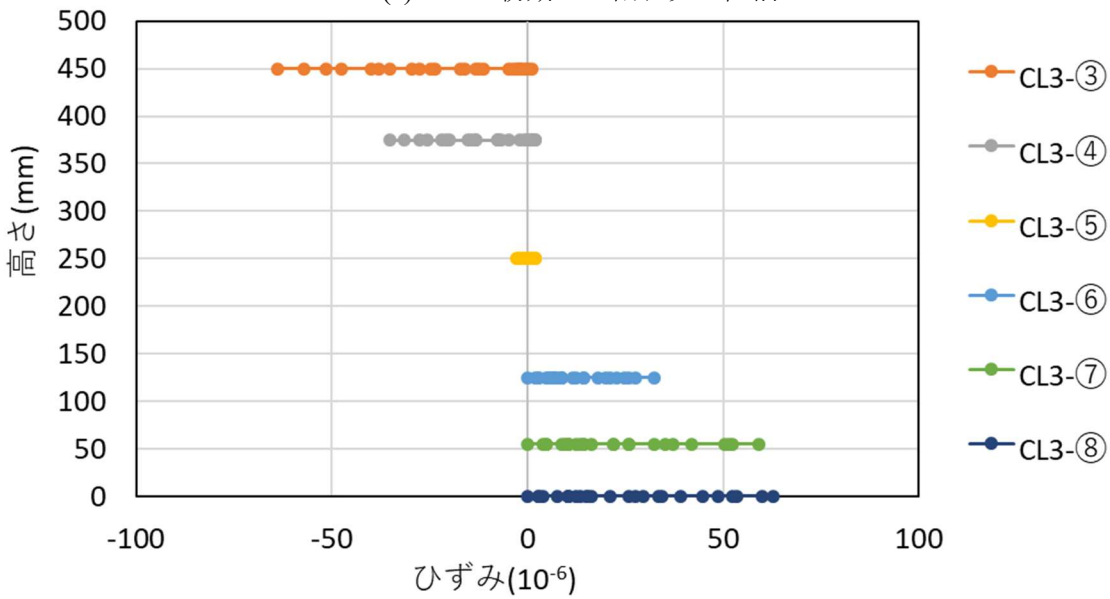
(b) 荷重－コンクリートひずみ CL3-⑧ 下面

付図-1.36　荷重－コンクリートひずみ CL3 上面・下面

付図-1.7 に示す L3 におけるコンクリートひずみの分布図



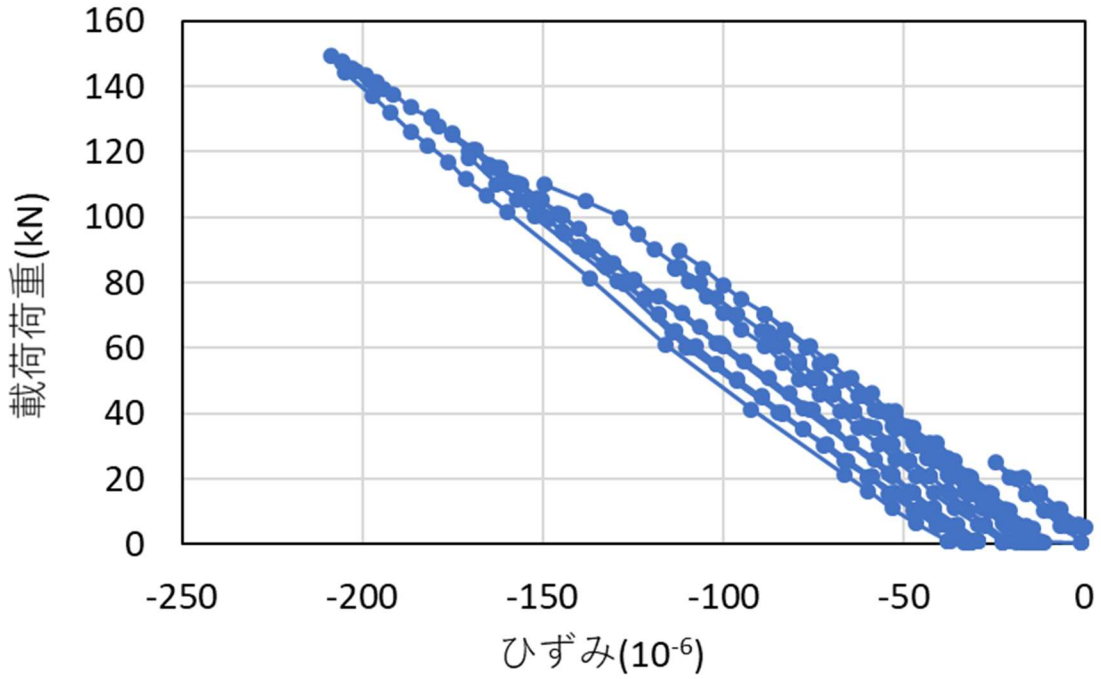
(a) 20kN 初期ひび割れ発生直前



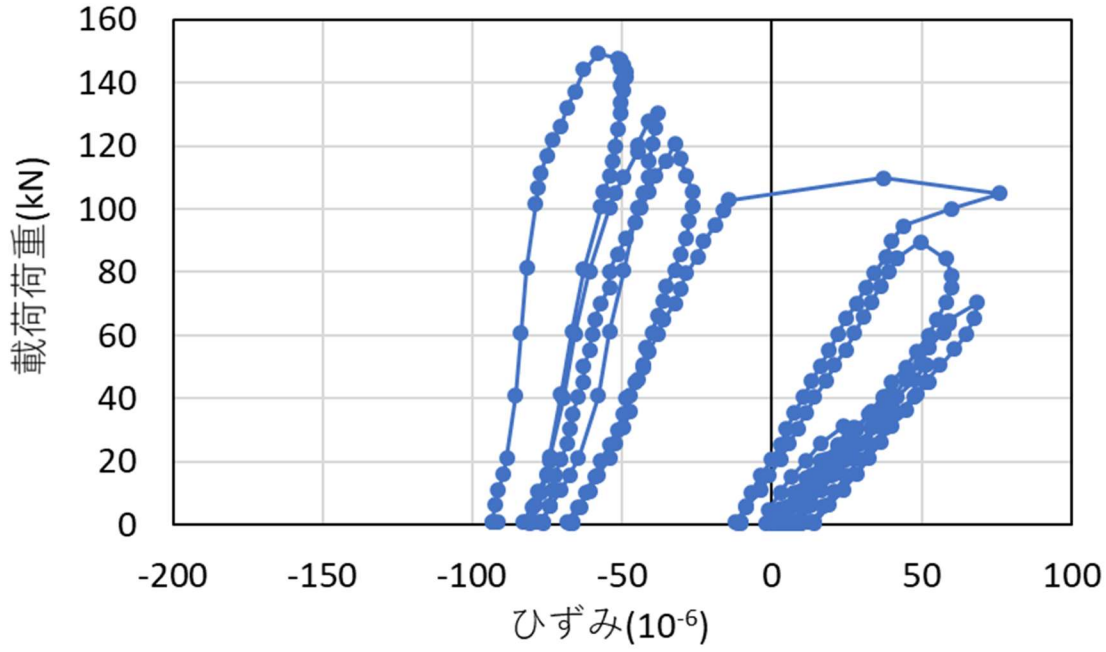
(b) 25kN 初期ひび割れ発生時

付図-1.37　ひずみ分布

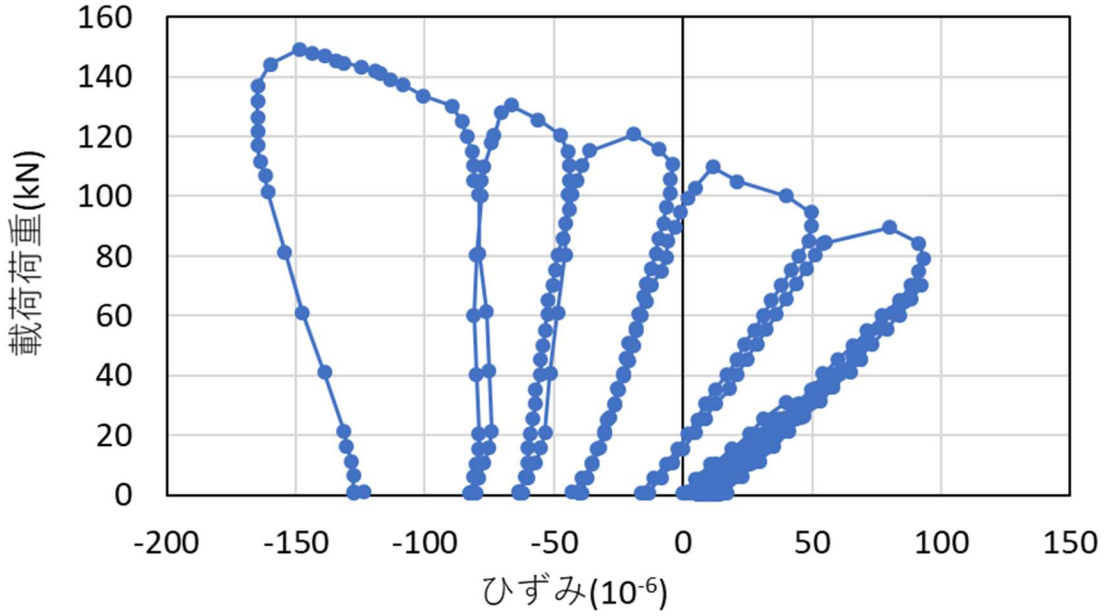
付図-1.7 に示す L4 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



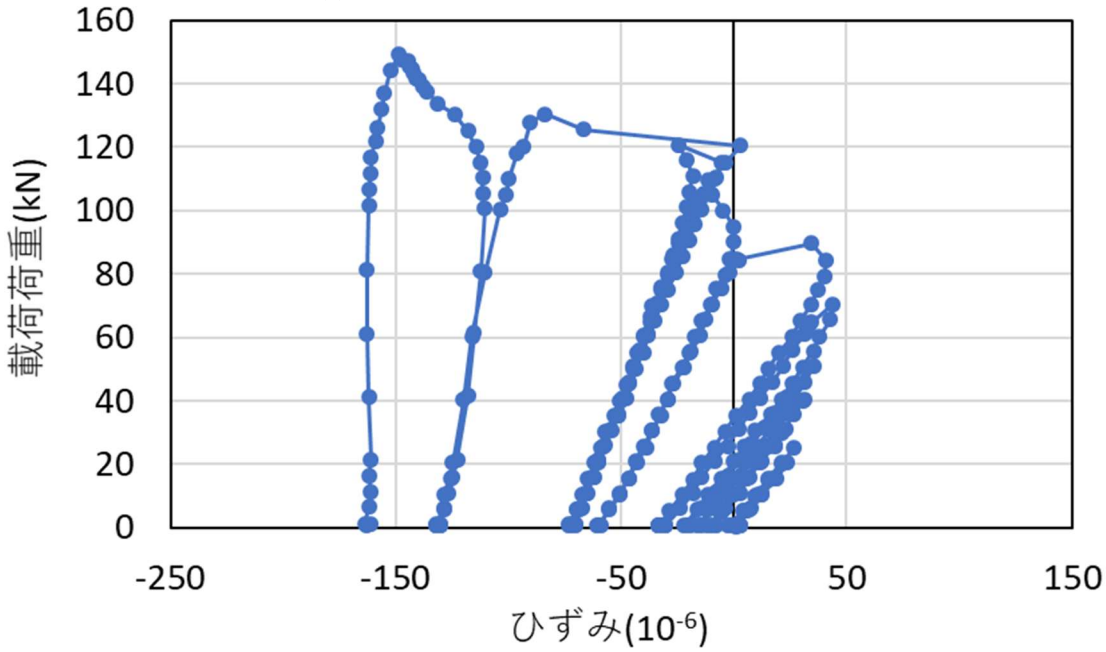
(a) 荷重－コンクリートひずみ CL4-①



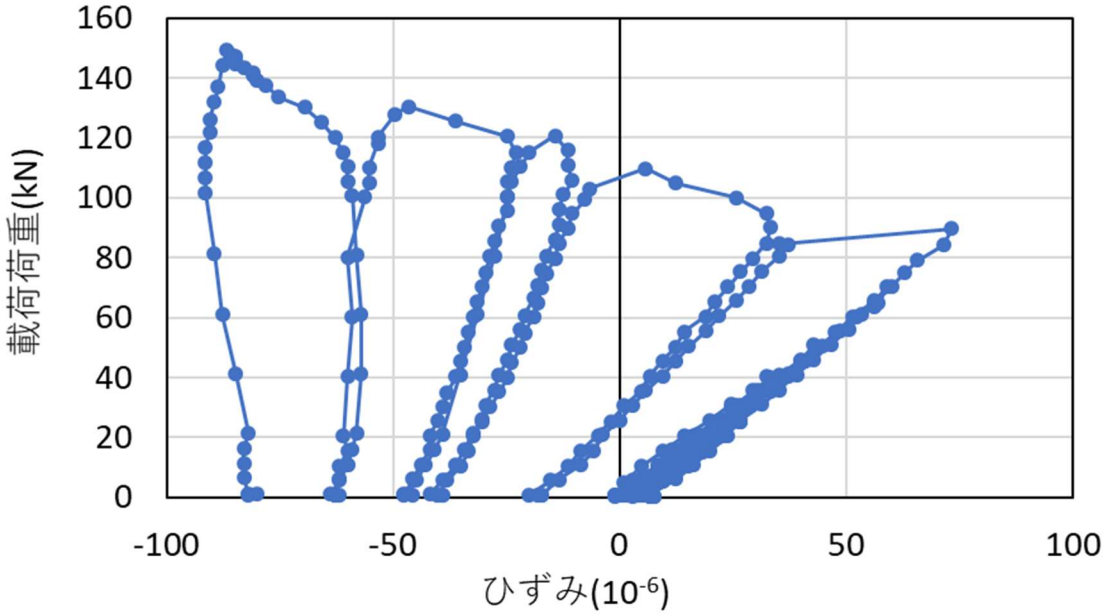
(b) 荷重－コンクリートひずみ CL4-②



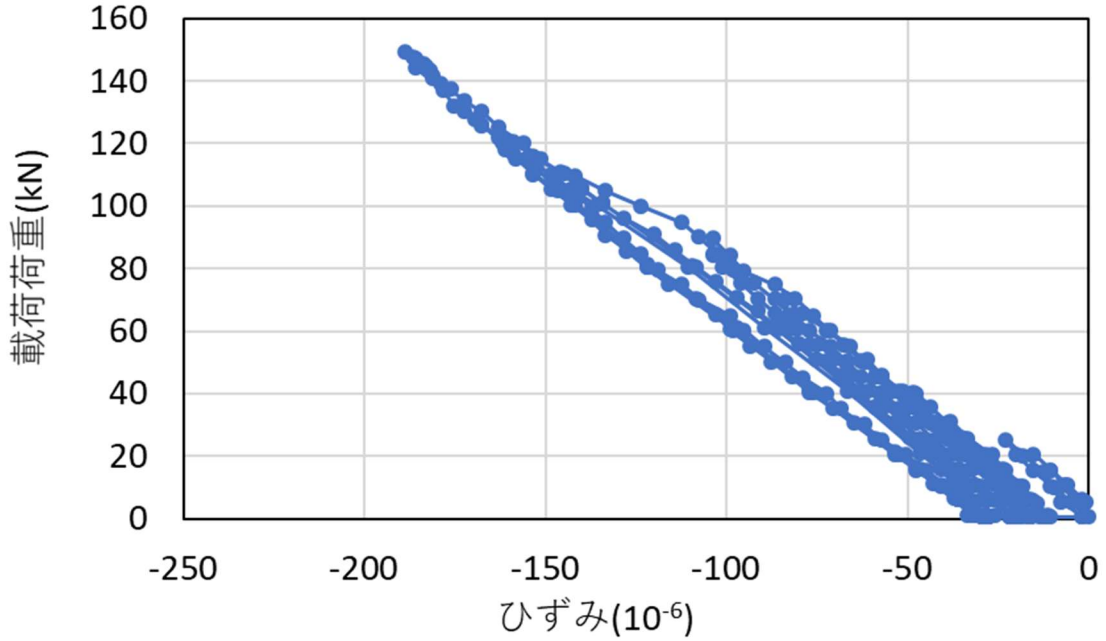
(c) 荷重－コンクリートひずみ CL4-③



(d) 荷重－コンクリートひずみ CL4-④



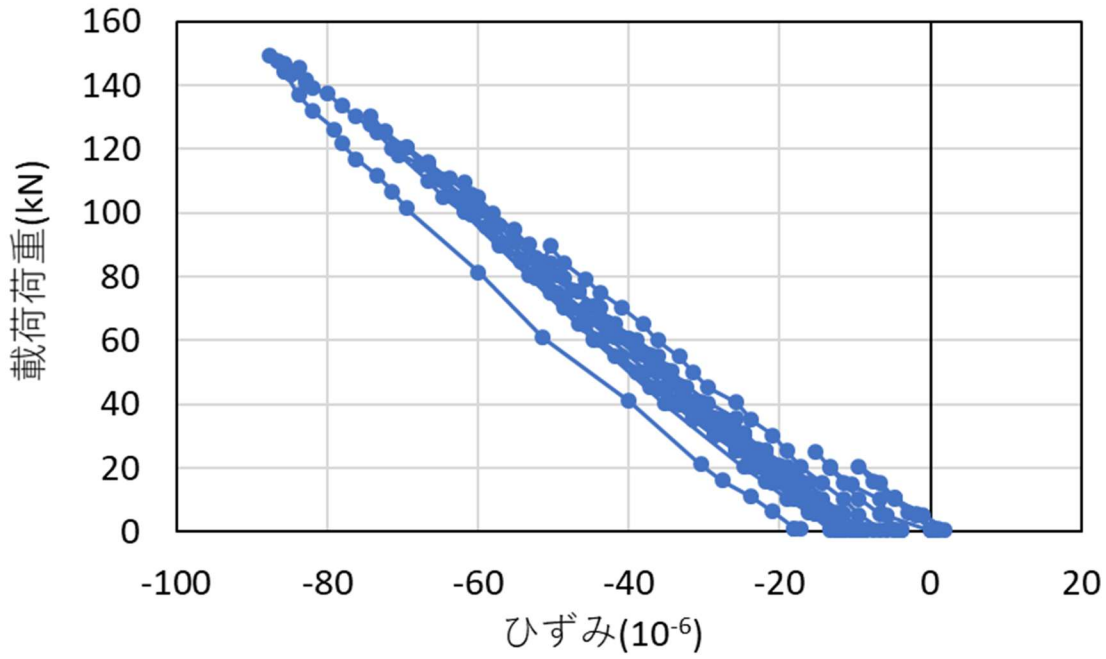
(e) 荷重－コンクリートひずみ CL4-⑤



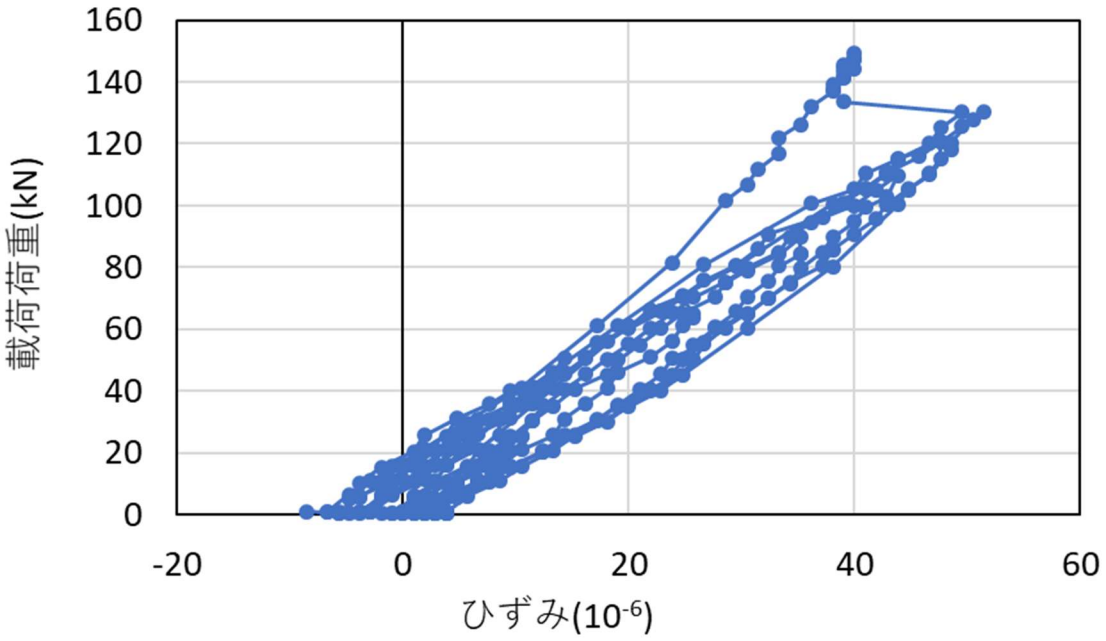
(f) 荷重－コンクリートひずみ CL4-⑥

付図-1.38　荷重－コンクリートひずみ CL4

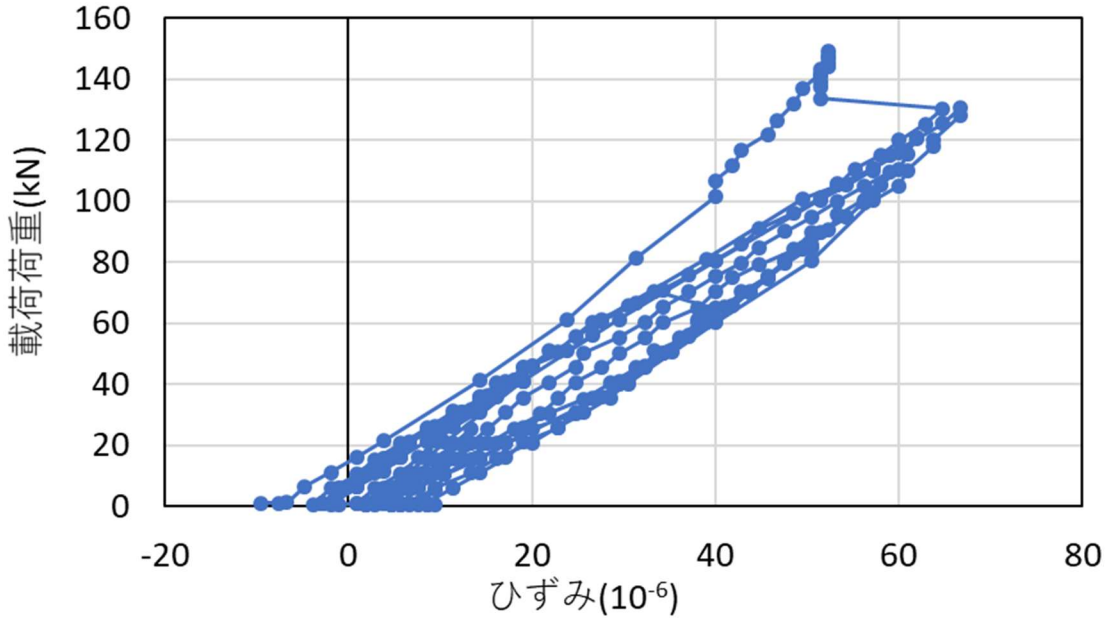
付図-1.7 に示す L5 部におけるコンクリートひずみ値と荷重の関係図



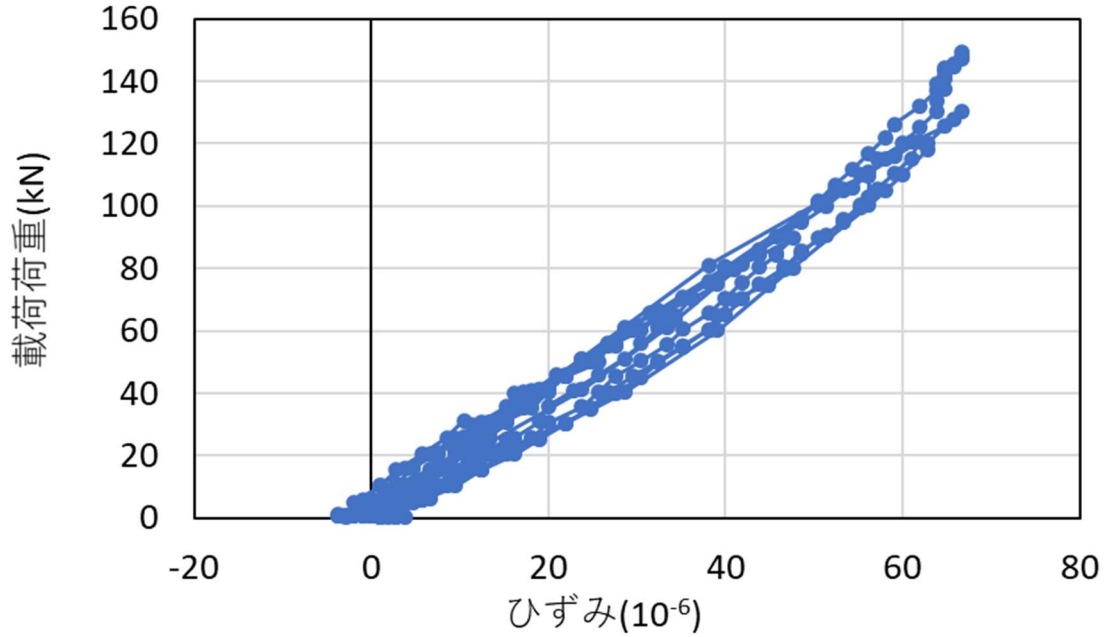
(a) 荷重－コンクリートひずみ CL5-①



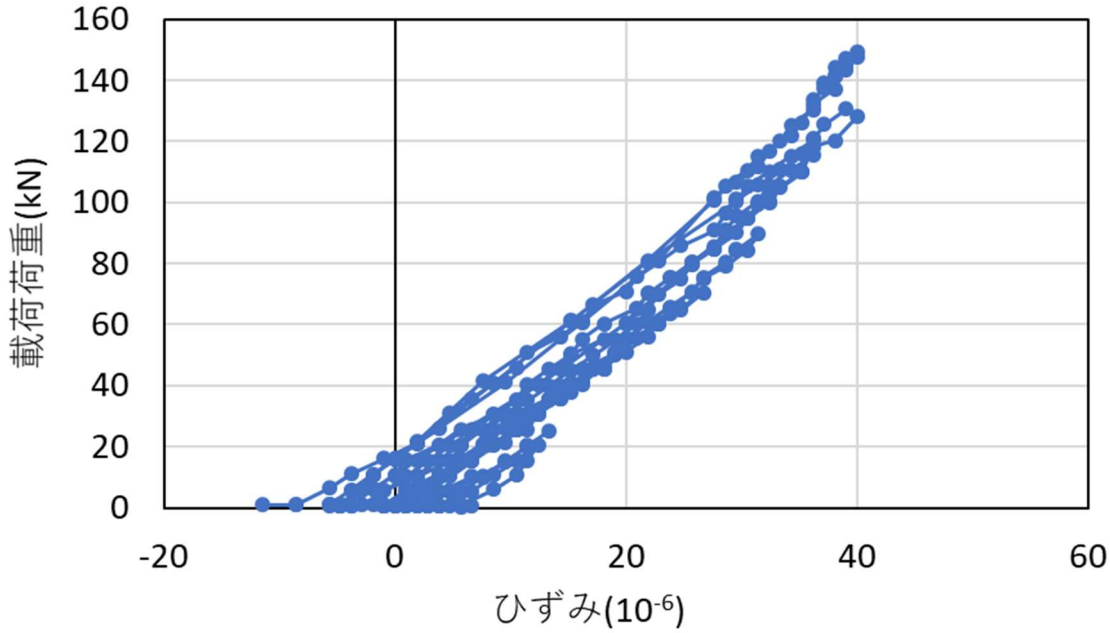
(b) 荷重－コンクリートひずみ CL5-②



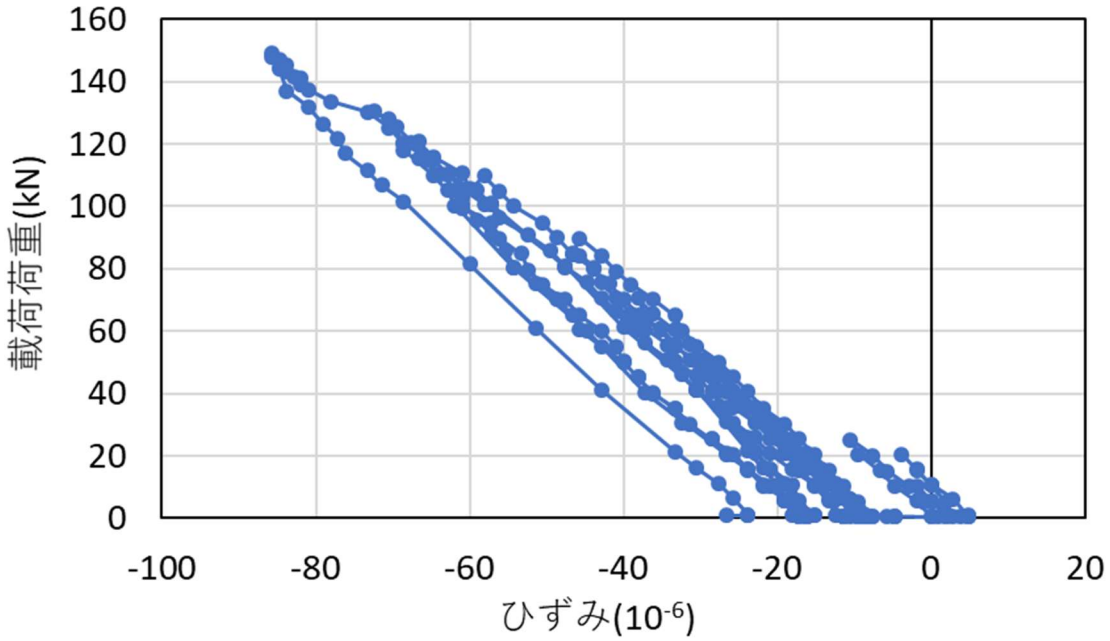
(c) 荷重－コンクリートひずみ CL5-③



(d) 荷重－コンクリートひずみ CL5-④



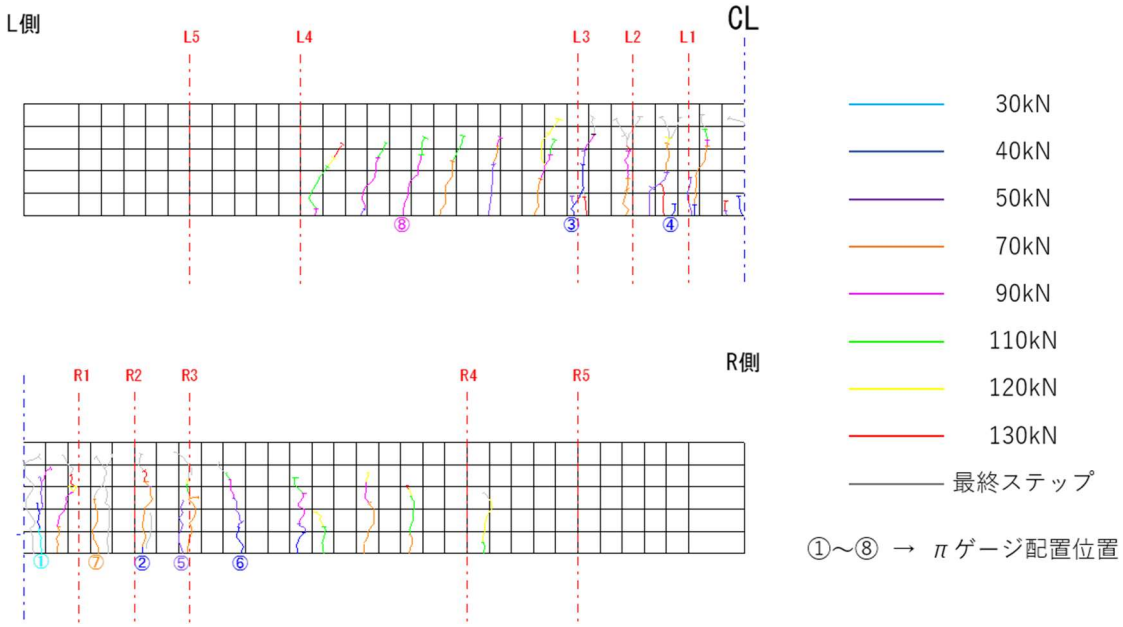
(e) 荷重－コンクリートひずみ CL5-⑤



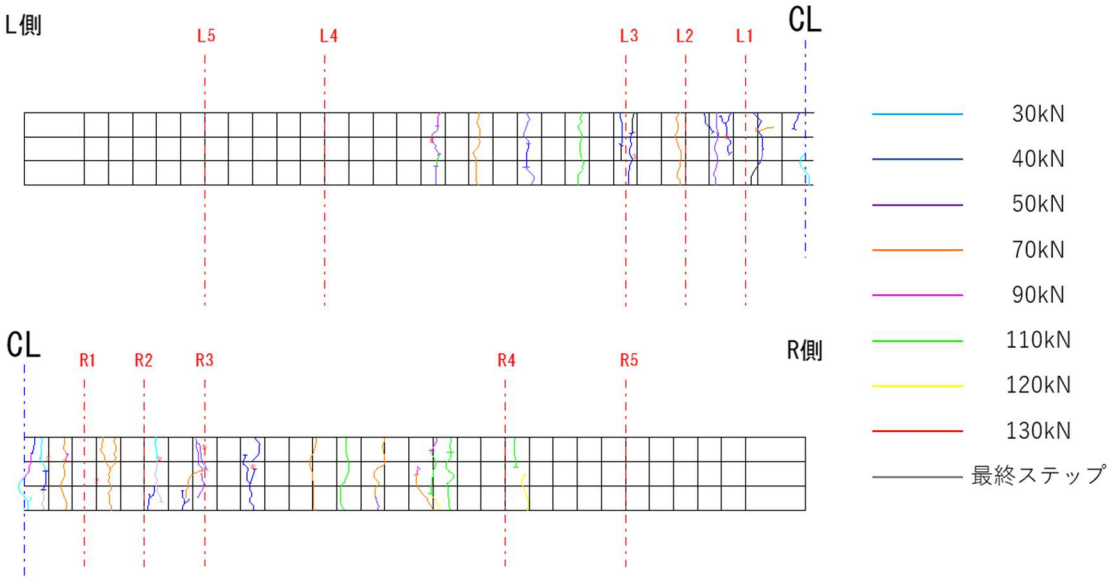
(f) 荷重－コンクリートひずみ CL5-⑥

付図-1.39　荷重－コンクリートひずみ CL5

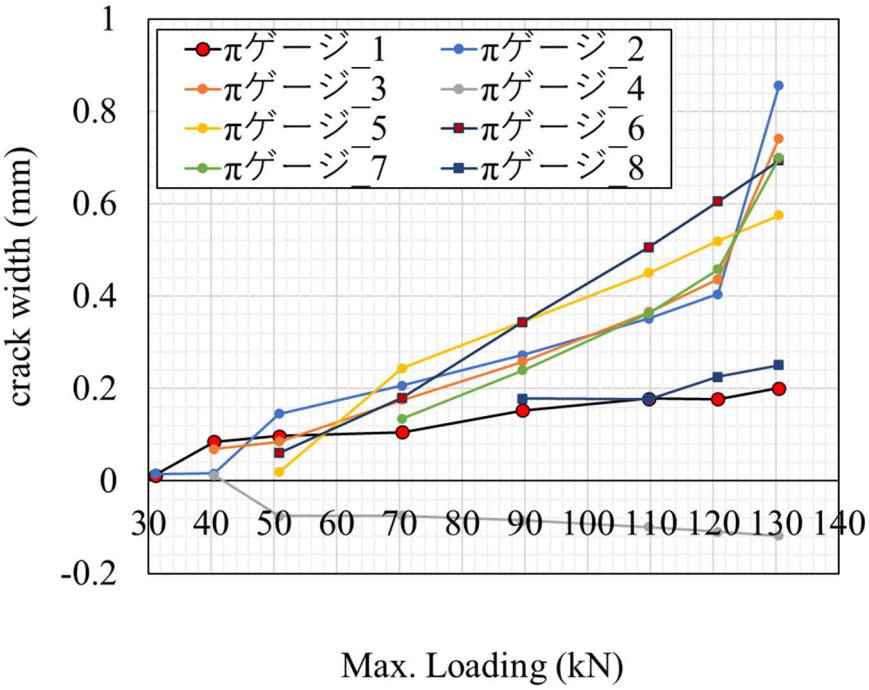
- ひび割れ図



付図-1.40　ひび割れ図（側面）



付図-1.41　ひび割れ図（下面）



付図-1.42　パイ型変位計と荷重の関係図

f)　ハンマー加振実験結果

RC 単純梁の構造性能評価における，載荷荷重による振動特性の変化の検討を行うためにハンマーを用いた打撃加振実験を行った．打撃加振実験は**付図-1.11** に示すように，載荷と除荷を 1stage としたときの stage 間に行った．ハンマー加振実験の様子を**付図-1.43** に示す．使用したインパクトハンマー（Impulse Hammers: HBK）を**付図-1.44** に示す．5 秒間隔でハンマーによってスパン中央部上面から打撃した．各ステップで 30 打撃実施した．

加速度計は**付図-1.10** に示す位置に設置した．加速度計のサンプリング周波数は 1000Hz とした．

加速度計測値から固有振動数を求める手法として確率部分空間法（Stochastic Subspace Identification：SSI）を用いた．詳しくは文献 1), 2)を参照されたい．本実験では安定的に同定される曲げ一次モードと曲げ二次モードに着目した．曲げ一次モードおよび曲げ二次モードの固有振動数推移を**付図-1.45** に示す．曲げ一次モードおよび曲げ二次モードのどちらにおいても**付図-1.13** に示す荷重−変位曲線で大きく傾きが変わっていた 50kN，130kN 前後で固有振動数が低下していることが確認できる．なお，70kN については一部センサ不良により全てのセンサを用いた固有振動数の同定ができなかったため，有効なセンサから同定した固有振動数を参考値として示している．

---

1) P. V. Overschee , B. L. D. Moor, “Subspace Identification for Linear Systems: Theory, Implementation, Applications,” Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1996.

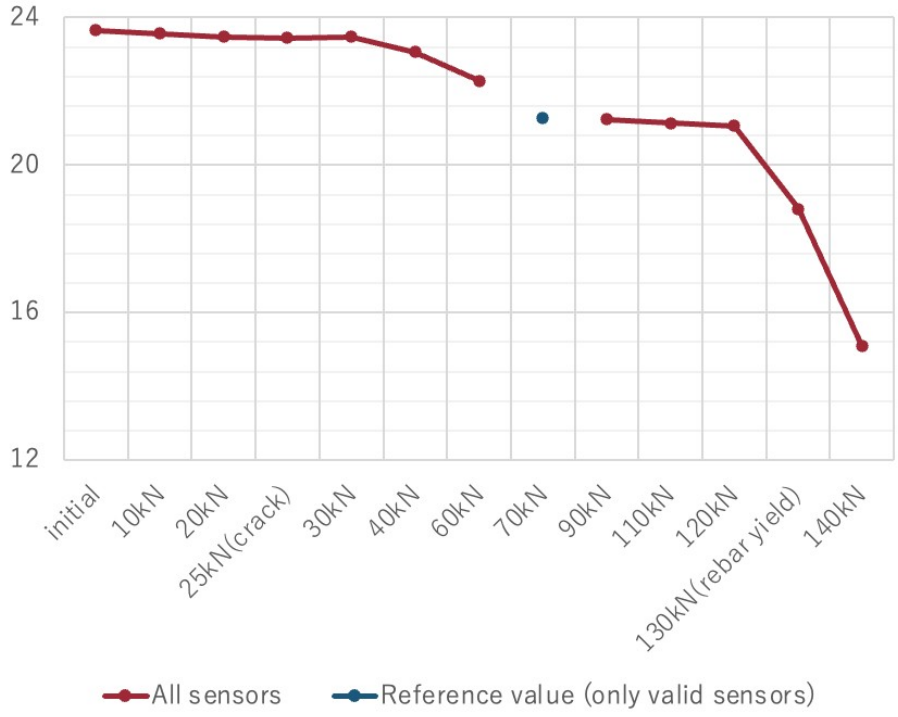
2) Y. Goi , C. -W. Kim, “Mode identifiability of a multi-span cable-stayed bridge utilizing stabilization diagram and singular values,” Smart Structures and Systems, vol. 17, no. 3, pp. 407–423, 2016, doi: 10.12989/sss.2016.17.3.407.



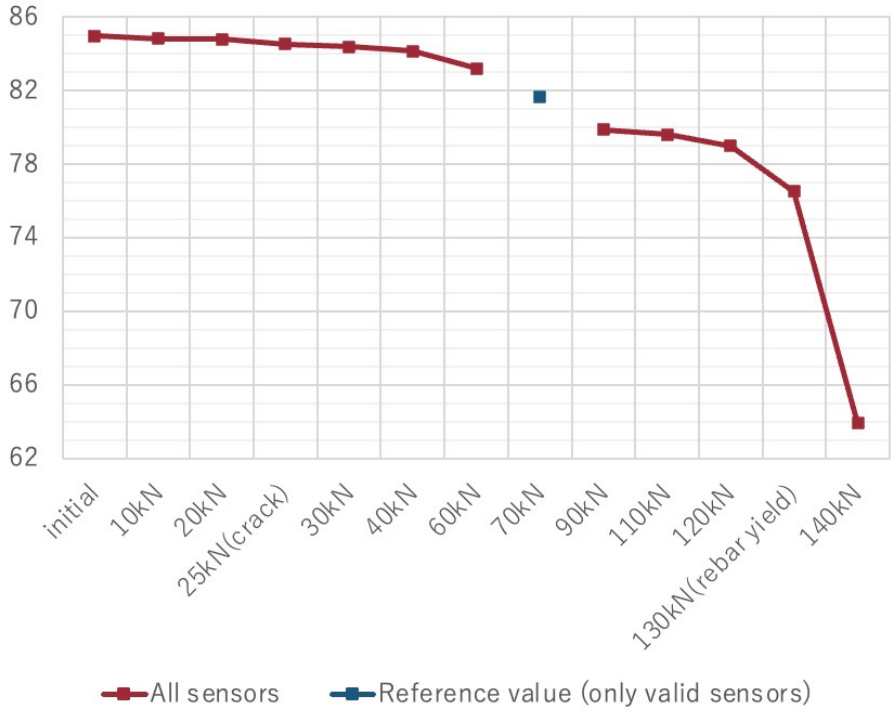
付図-1.43　ハンマー加振実験の様子.



付図-1.44　インパクトハンマー.



(a) 曲げ一次モード



(b) 曲げ二次モード

付図-1.45　RC 梁固有振動数の推移

g) 非線形有限要素解析による実験の再現

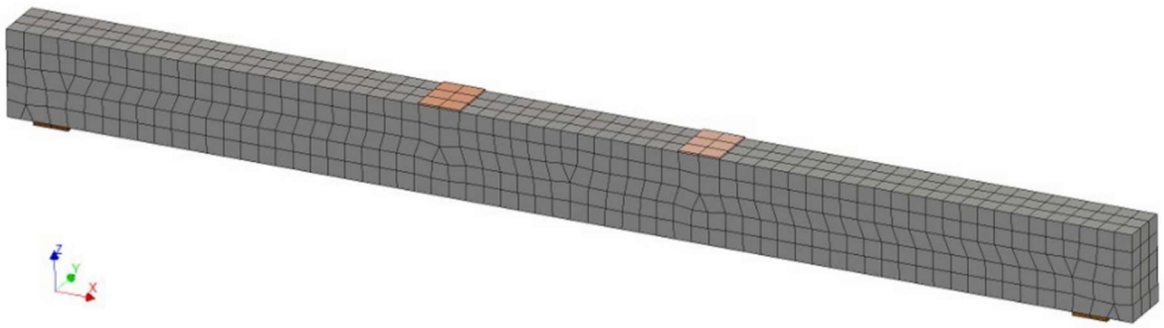
RC 梁の構造性能評価において，数値解析による検討が求められる場合がある．特にコンクリート構造物においては数値解析において専門ソフトで高精度な再現解析を行うことも可能であるが，専門ソフトは多くの技術者が手軽に利用できるわけではなく汎用性に劣るという課題がある．本項では，RC 梁の構造全体の性能評価をより多くの人が利用できることを目的に，DIANA-10.8 を用いた実験の再現解析例を示す．

一般的な非線形有限要素解析を実施する場合，材料特性値は設計値または圧縮試験などの材料試験結果を用いる．しかしながら，実際のコンクリート構造物は材料特性値に不確実性が含まれることが知られており，そのように設定される材料特性値は実際の供試体の材料特性値と必ず一致するとは限らない．そのため，非線形解析を実施した際に，降伏荷重等が実験結果と一致しない場合も多い．数値解析の再現性を高める手法として，実験結果を用いて材料特性値を更新するモデルアップデートがある．すなわち，再現解析が実験結果と一致するように，数値解析モデルの材料特性値をチューニングする．

RC 構造物の場合，アップデート対象となる材料特性値の数が多いため，すべての材料特性値をアップデートの対象にすると膨大な計算時間が必要となる．そこで本資料では，モデルアップデートの計算時間を短縮するために感度解析を事前に行い，モデルアップデートの対象となる材料特性値を絞る．そのうえでモデルアップデートを実施する．本資料では，モデルアップデートのためのデータ補間手法としてガウス過程回帰，材料特性値の決定に二乗平均平方根誤差（RMSE）を用いる．すなわち，実験での荷重値と数値解析での荷重値の二乗平均平方根誤差が最小となる材料特性値をモデルアップデート後の材料特性値とする．

- FE モデルの概要

DIANA10.8 で構築したモデルを**付図-1.46** に示す．**付図-1.2** および**付図-1.3** に基づき，梁高 500mm の断面に引張鉄筋として D19（SD345）3 本，軸方向鉄筋として D13（SD345）4 本，スターラップとして D10（SD345）18 本を配置した．スパン 6000mm で単純支持し，載荷点間隔 1500mm の 2 点で荷重を載荷した．



付図-1.46　FE モデル

- 材料特性および構成則

A. コンクリート要素

A.1. ひび割れモデル

*:JIP テクノサイエンス株式会社，“DIANA のひび割れ解析機能のご紹介，” 2009. [オンライン]. Available: https://www.jip-ts.co.jp/diana/crack_function.pdf. [アクセス日: 20 2 2026].

本資料では，ひび割れの影響が要素内に分散していると仮定し，ひび割れ開口変位を要素内の平均的なひずみとして扱うモデル [3]である分散ひび割れモデルを選択する．分散ひび割れモデルには，回転ひび割れモデル・直交固定ひび割れモデル（全ひずみひび割れモデル）と多方向固定ひび割れモデル（前川－福浦モデル）が主に利用される．本資料では多方向固定ひび割れモデル（前川－福浦モデル*）を用いる．

A.2. 圧縮特性

前川－福浦モデルに準拠して圧縮特性はひび割れ前を弾塑性破壊モデル，ひび割れ後を一軸圧縮モデルとして表す．

A.3. 引張特性

土木学会コンクリート標準示方書 2012 に準拠した JSCE（Japan Society of Civil Engineers）引張軟化モデルを適用する．前川－福浦モデルでは引張硬化モデルがデフォルトで使用されるが，本資料では後述の鉄筋モデルで離散鉄筋モデルを利用することから，引張軟化モデルを採用する．

A.4. せん断伝達モデル

土木学会コンクリート標準示方書 2012 に準拠した前川の接触密度関数モデルを適用する．

B. 鉄筋

鉄筋は分散鉄筋と離散鉄筋の 2 つの選択肢がある．本資料では，鉄筋をトラスまたははり要素でモデル化し，コンクリート要素境界または要素内に配置する離散鉄筋モデルを選択する．鉄筋とコンクリートに対し，インターフェイス要素を用いて結合するため，付着すべり等の付着挙動を直接モデル化することができる．本資料では，土木学会コンクリート標準示方書 2012 に準拠した，鉄筋単体の応力−ひずみ関係を簡略化したものを用いることとする．参考に，分散鉄筋モデルは，鉄筋がコンクリート要素内に平均的に配置されていると仮定し，鉄筋の効果をコンクリート要素に重ね合わせたモデルである．このとき，鉄筋とコンクリートは完全付着となることから，付着の影響は鉄筋およびコンクリートの応力−ひずみ関係として扱う．

C.付着構成則

離散鉄筋モデルでは，鉄筋－コンクリート間の接点には局所すべりを考慮するための付着モデルの導入が必要である．本資料では，土木学会コンクリート標準示方書 2012 に準拠した，島モデル（付着―すべりーひずみモデル）を適用する．

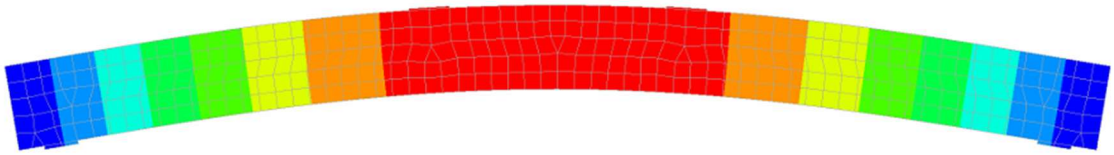
- 非線形解析設定

本資料では，静的載荷実験および打撃加振実験を並行して行ったプロセスを再現するために，繰り返し荷重を再現した構造非線形解析を中心に，各ステージ間の打撃加振実験の時点で固有値解析を行う．構造非線形解析における計算手法として直接法と反復法がある．本資料では計算効率が比較的大きい反復法を適用する．ただし，非線形解析における反復法は，解析結果が収束しない場合があるため，反復回数や収束判定の調整が別途必要となる．本資料では，様々な反復法の中から，Newton-Raphson 法を用いる．収束基準として，本資料ではエネルギーに基づいた基準を設定する．は収束許容値を 0.01，発散判定値を 10,000 とし，未収束の場合は解析を継続するものとした．

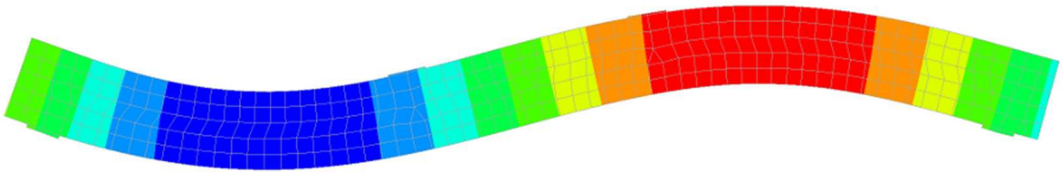
- 固有値解析設定

構造固有値解析を行うのは静的載荷実験の除荷後に行われた打撃加振実験と同じタイミングとするため，構造非線形解析の途中で**付図-1.11** の緑点に対応する時点で構造固有値解析を組み込んだ．DIANA10.8 には Arnoldi 法，feast 法に基づいた 2 つの構造固有値解析がある．本資料では Arnoldi 法

の並列直接スパースという大規模な対称および非対称連立一次方程式を解く際に，高いパフォーマンスとメモリ効率を発揮する解法を選択した．これにより，解析時間の短縮を図った．また，今回は主に曲げ一次モードおよび曲げ二次モードの固有振動数に着目しており，それらの判定は**付図-1.47** に示すような梁の形状から判断することとした．



曲げ一次モード



曲げ二次モード

付図-1.47　RC 梁のモード形状

- 解析結果

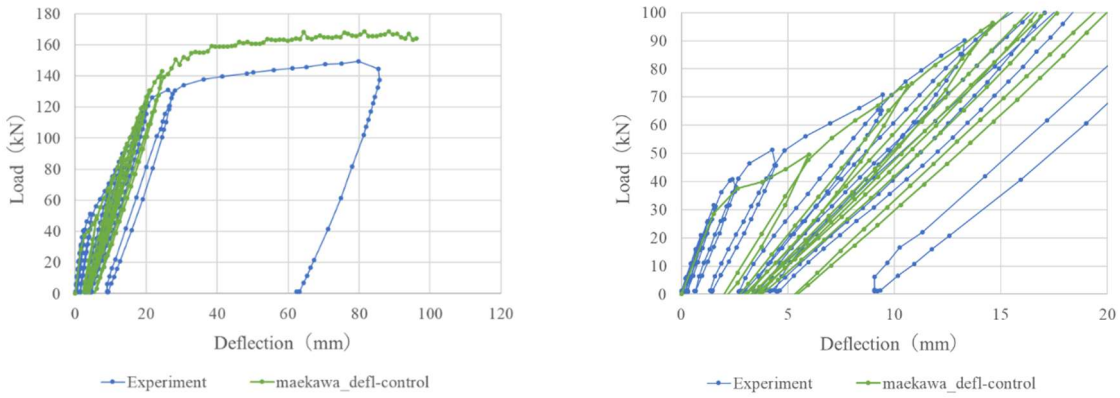
解析に用いる材料特性値は**付表-1.6** の値を用いる．また解析の設定は**付表-1.7** にまとめて記載した．これら条件を利用して荷重変位曲線を算出した結果を**付図-1.48** に示す．青線が実験による荷重変位曲線を表し，緑線が非線形解析による荷重変位曲線を表す．実験と比較して解析結果は降伏荷重が大きくなっている．ひび割れ面でのせん断伝達や局所的な割裂挙動に対して物理モデルを導入しており，より大きな抵抗力を評価することがある．その結果，鉄筋降伏前後などにおいて，ひび割れの進展や開口の増大が抑制され，部材全体の応力状態が高めに保持されたと考えられる．再現解析の精度を高めるために，コンクリートのヤング率などの材料特性値を更新するモデルアップデートを行う必要がある．

付表-1.6　材料特性値.

項目				単位	RC 梁
コンクリート		圧縮強度	f'_c	N/mm^2	40.0
		弾性係数	E_c	kN/mm^2	27.3
		引張強度	f_t	N/mm^2	2.07
		ヤング率	E_c	N/mm^2	27300
		質量密度	ρ	T/mm^3	2.3e-09
		ポアソン比	v_c	-	0.2
		破壊エネルギー	G_F	N/mm	0.100
鋼材	D19	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200
		降伏強度	F_{sy}	N/mm^2	390.8
		剛比	-	-	0.001
	D13	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200
		降伏強度	F_{sy}	N/mm^2	401.6
		剛比	-	-	0.001
	D10	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200
		降伏強度	F_{sy}	N/mm^2	345
		剛比	-	-	0.001

付表-1.7　解析設定項目まとめ.

解析設定項目	適用する解析設定
コンクリート・ひび割れモデル	分散ひび割れ・前川－福浦モデル
コンクリート・圧縮特性	前川モデル（コン示）
コンクリート・引張特性	引張軟化モデル（コン示）
コンクリート・せん断伝達	接触密度関数モデル
コンクリート・ひび割れによる圧縮強度低減	JSCE2012 モデル（コン示）
鉄筋・鉄筋モデル	離散鉄筋モデル
鉄筋・鉄筋構成則	鉄筋単体の応力―ひずみ関係（コン示）
付着モデル	島モデル（付着―すべりーひずみモデル）
載荷方法	変位制御
メッシュサイズ	100mm



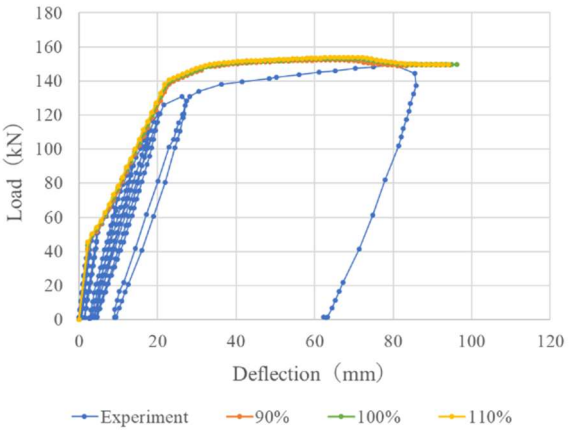
(a) 全体図　　(b) 拡大図

付図-1.48　荷重–変位曲線（前川－福浦モデル）

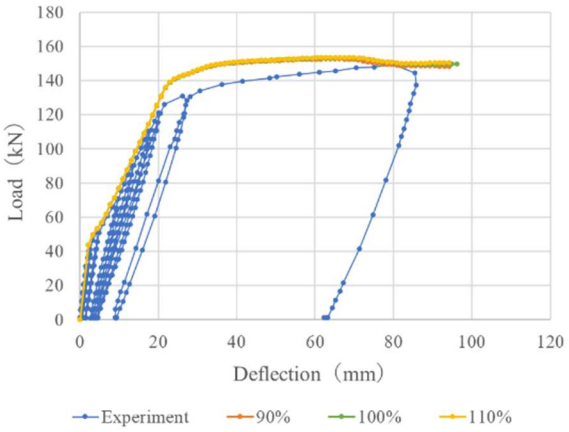
● 感度解析

モデルアップデートを検討する前に，材料特性について感度解析を行う．感度解析で選択するものは，コンクリートのヤング率，圧縮強度，引張強度および鉄筋の降伏強度とした．鉄筋は，スターラップD10（S345），軸方向鉄筋のD13（SD345），引張鉄筋のD19（SD345）の3種類である．また，鉄筋の硬化関数として，鉄筋降伏後の二次勾配を適切に扱うことができることから，全ひずみ–剛性比を適用しており，その二次勾配の傾きを示す剛比（剛性比）も感度解析のパラメータとして採用する．参考として，二次勾配の傾きを 1/1000 としたい場合，剛比は 0.001 とすることで傾きを扱うことができる．付図-1.49 に感度解析の結果を示す．感度解析では，剛比以外のパラメータは設計値，設計値の 90%，および設計値の 110%の 3 つの解析をそれぞれ行う．剛比は初期設定の 0.001 に加え，それぞれの鉄筋に対して 0.01，0.02，0.03 を適用して検証する．

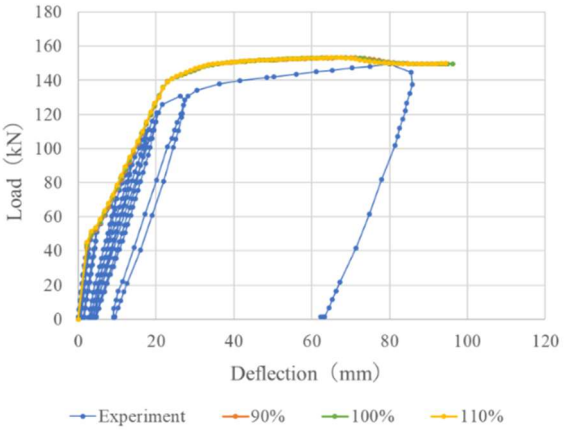
感度解析結果として，大きな変化が確認できたのは引張鉄筋である D19 の降伏強度および剛比である．スターラップである D10 の降伏強度および剛比はほとんど変化が確認できず，他のパラメータについては若干の変化が確認できた．このことから，D19 の引張鉄筋の降伏強度および剛比が荷重–変位曲線に対する支配的なパラメータであるため，この 2 点に着目して FE モデルアップデートを行う．



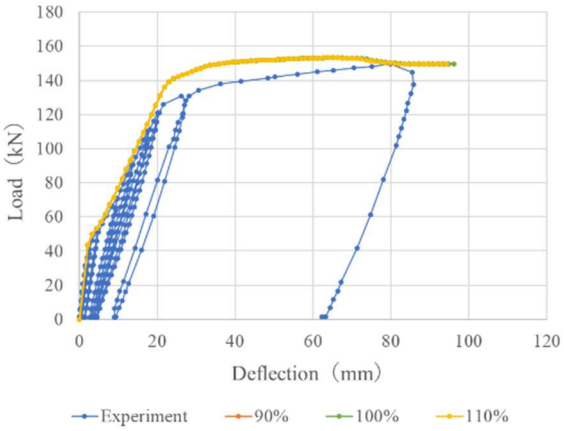
(a) コンクリートのヤング率



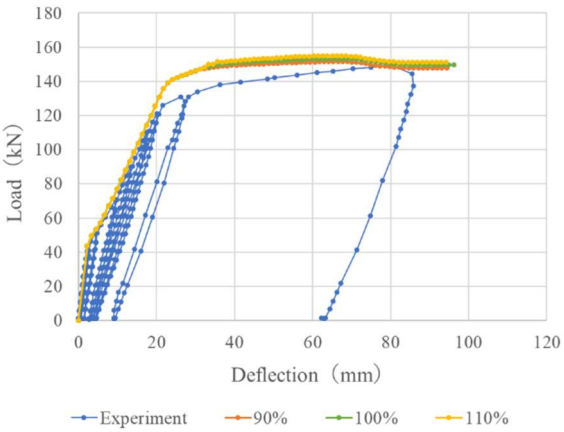
(b) コンクリートの圧縮強度



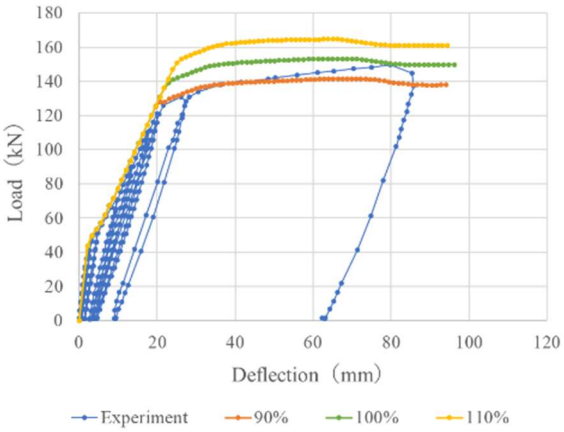
(c) コンクリートの引張強度



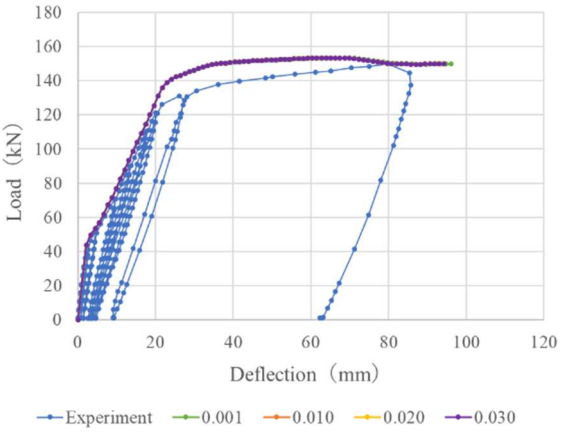
(d) 鉄筋 D10 の降伏応力



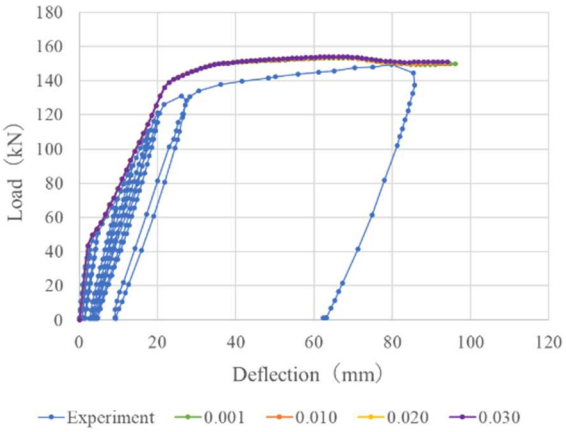
(e) 鉄筋 D13 の降伏応力



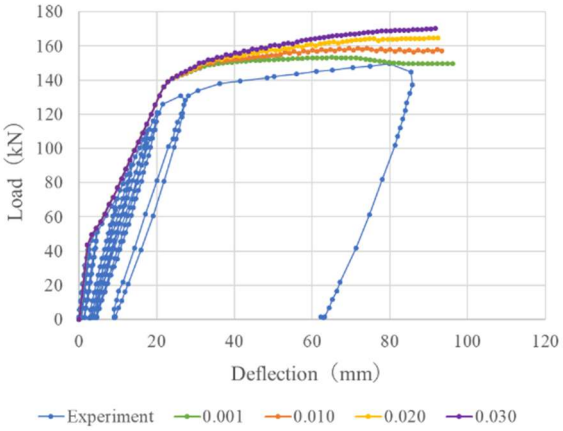
(f) 鉄筋 D19 の降伏応力



(g) 鉄筋 D10 の剛比



(h) 鉄筋 D13 の剛比



(i) 鉄筋 D19 の剛比

付図-1.49　感度解析結果

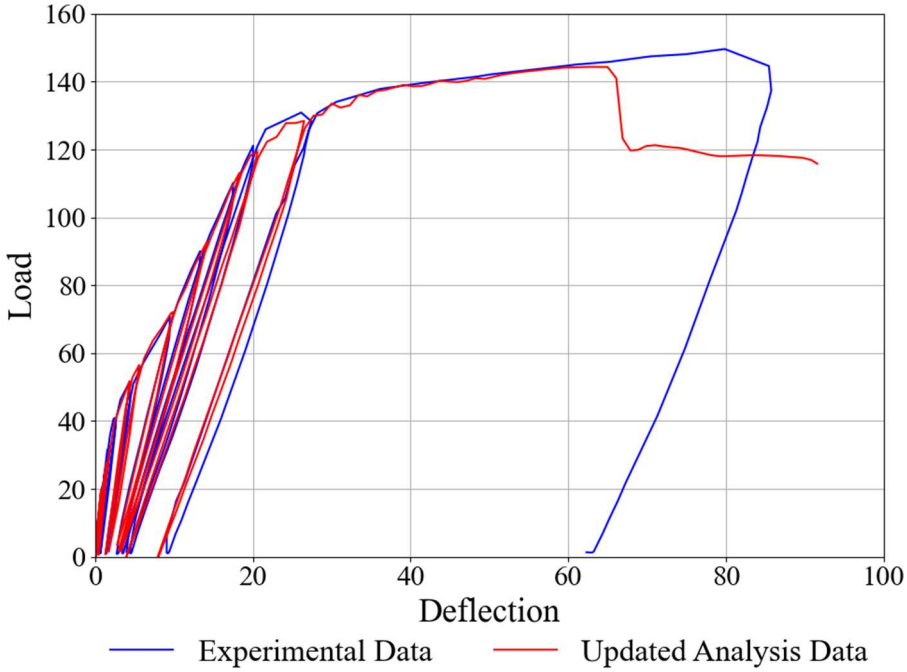
- FE モデルアップデート

非線形 FE 解析での変位制御による繰り返し荷重の再現が課題である．荷重制御であれば，除荷の際に荷重を 0 に設定すれば良い．しかし，変位制御の場合，数回目の除荷以降，載荷点変位を 0 にすると，鉛直下向きを正とした時に支間中変位が負の値を示し，解析における計算が発散してしまう．また，残留変位等の再現も不可能となってしまうことなどから，弾性領域以降の除荷では残留変位等を考慮し，解析が発散しないよう載荷点変位を調整する必要がある．そのため，繰り返し荷重間の固有値解析による固有振動数推移の追跡を目的とした荷重−変位曲線の FE モデルアップデートを行う．

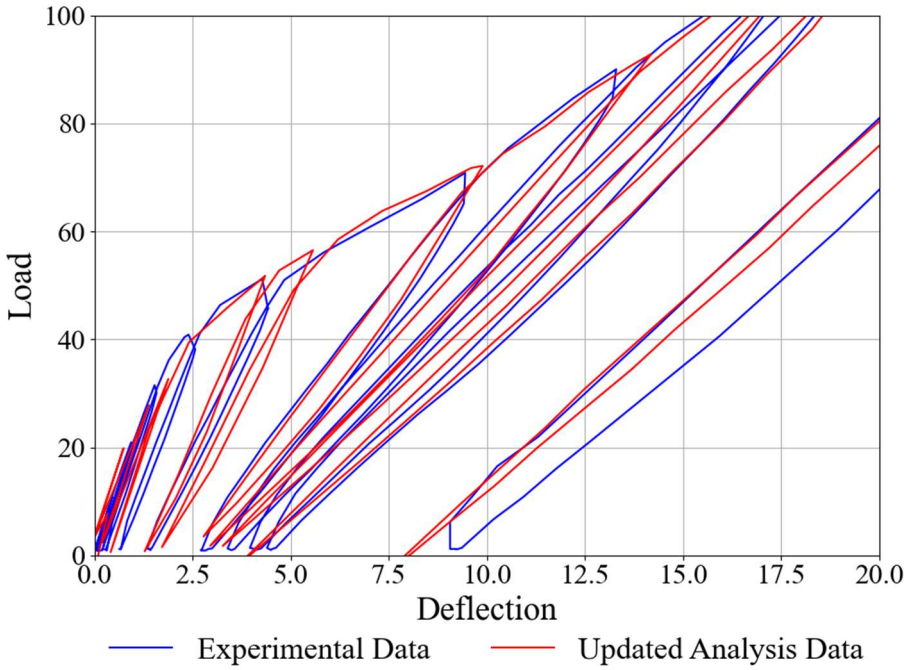
感度解析の結果より D19 の引張鉄筋の降伏強度および剛比をアップデートする．FE モデルアップデートを行った結果を**付図-1.50** に示す．その際の D19 の引張鉄筋の降伏強度および剛比を**付表-1.8** に示す．なお，データセット作成のための解析時間短縮の必要性は低いこと，繰り返し荷重により計算回数が多くなり，非線形領域の解析精度が低くなってしまうことから，メッシュサイズを 25mm にして解析を行った．結果として，モデルアップデート前の解析と比較すると非線形領域および残留変位等の精度向上が確認された．すなわちコンクリートひび割れ発生荷重，鉄筋降伏荷重，残留変位の推移が実験結果と一致しており，高い精度で実験を再現できているといえる．なお，終局付近の挙動については，1 点の解析における未収束時の残差持ち越し量が大きくなり，その積み重ねが終局付近の解の精度低下に影響したと考えられる．

付表-1.8　モデルアップデート前後の材料特性値.

項目				単位	モデルアップデート前	モデルアップデート後
鋼材	D19	降伏強度	F_{sy}	N/mm^2	390.8	343.9
		剛比	-	-	0.001	0.012



全体図



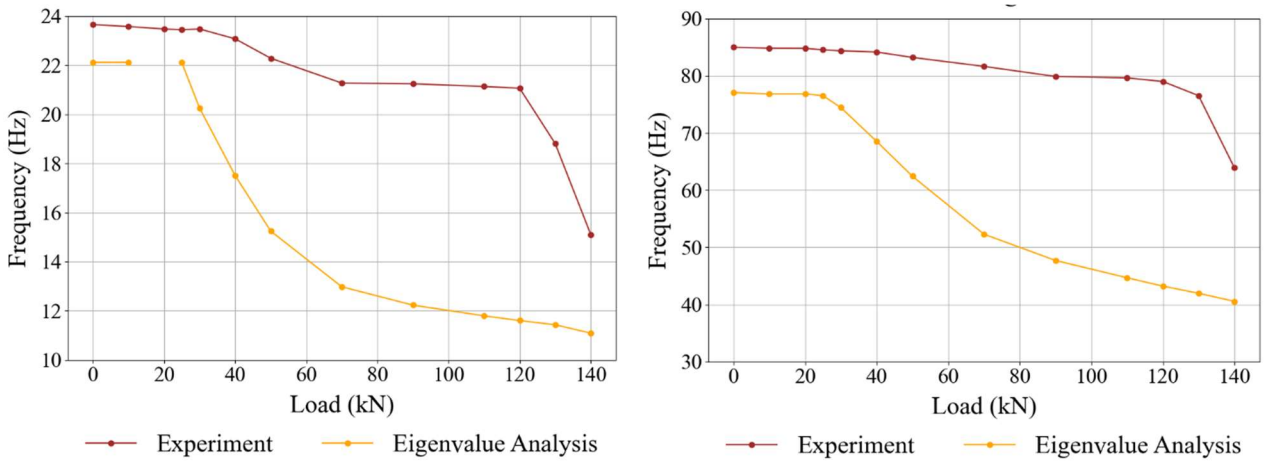
初期拡大図

付図-1.50　FE モデルアップデート後の荷重−変位曲線

- FE モデルアップデート後の固有値解析結果

構造非線形解析と並行して各ステージ間に固有値解析を行った．実験値と固有値解析結果の比較を**付図-1.51** に示す．横軸は載荷ステップにおける最大荷重を表し，縦軸は固有振動数を表す．赤線が打撃加振実験から得られる固有振動数同定値を表し，黄色線は固有値解析結果を表す．ひび割れ発生後の 30kN 以降のステップにおいて固有値解析結果から得られる固有振動数が実験値よりも小さい値とあっており，実験値との乖離が確認される．すなわち，モデルアップデートによって静的応答である荷重変位曲線は一致しているものの，動的応答である固有振動数はコンクリートひび割れ発生以降一致しない結果となった．

本研究では，ひび割れの影響が要素内に分散していると仮定し，ひび割れ開口変位の要素を平均的なひずみとして扱うモデルである分散ひび割れモデルを適用した．この特性は材料の非線形性や耐力を評価するには極めて有効である一方，固有値解析においては材料損傷を要素全体に平均化する特性によって，初期損傷を過大に評価し，全体剛性を過少に評価する可能性がある．荷重変位曲線が代表する静的応答と固有値が代表する動的応答のいずれも高い再現性を確保できる FE モデルアップデート手法の検討については今後の課題とする．



曲げ一次モード　　曲げ二次モード

付図-1.51　固有振動数推移比較

(2) PC 梁 4 点曲げ載荷実験（2024）

本実験では，PC 梁の使用状態から終局状態に至る過程における物理量（たわみ，変形量，ひずみ，加速度）の計測を行い，PC 梁の物理量観測値から状態変化を検知できるかを確認することを目的として実施した．PC 構造物における主要な劣化損傷は，PC グラウト充填不足箇所に水が浸入することによる PC 鋼線の腐食・破断である．本実験では，そのような現象を模擬するために，PC 梁供試体の一部箇所を切り抜き，PC 鋼より線をあらかじめ露出させておく．その箇所の PC より鋼線をグラインダーで徐々に切断していくことで，PC 鋼より線の破断を模擬する．

a) PC 梁供試体概要

本研究で用いる PC 単純梁供試体の材料特性を**付表-1.9** に示す．参考情報として，型枠数量，鉄筋数量およびコンクリートの配合を**付表-1.10～付表-1.12** にそれぞれ示す．300mm(W), 500mm(H), 6500mm(L)とし，下縁の引張鉄筋の代わりに PC 鋼より線（SWPR7BL 1S12.7）を 3 本配置する．支間中央部には真中の PC ケーブルの素線を切断できるように，よりピッチ（約 200mm）を考慮した 120mm(W), 70mm(H), 300mm(L)の開口部を設ける．他の鉄筋は上縁および中段に軸方向鉄筋 D13 をそれぞれ 2 本，スターラップ D10 を等曲げ区間以外に 200mm 間隔で配置する．また上縁に引張応力が発生するため上縁側の断面中央に PC 鋼より線（SWPR7AL 1S12.7）を配置する．緊張力はプレテンション方式で初期緊張力 950N/mm^2 を導入するものとし，コンクリートの設計基準強度は 50N/mm^2 とした．

付表-1.9 PC 梁の材料特性

項目			単位	物性値
コンクリート	圧縮強度★	f'_c	N/mm^2	72.0
	弾性係数★	E_c	kN/mm^2	36.4
	引張強度※1	f_t	N/mm^2	3.06
鉄筋	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200
	降伏強度	f_{sy}	N/mm^2	345
PC 鋼材 SWPR7BL 1S12.7	断面積（1 本あたり）	A_p	mm^2	98.71
	ヤング係数	E_p	kN/mm^2	200
	降伏強度	f_{py}	N/mm^2	1570
	引張強度	f_{pu}	N/mm^2	1860

★：材料試験結果（コンクリートは材齢 38 日での試験結果）

※1：引張強度は，$f_t = 0.23 * f'^{\frac{2}{3}}_c / 1.3$により算出．

付表-1.10 型枠数量

種類	寸法(mm)	一枚当り面積(m^2/枚)	枚数(枚)	面積(m^2)
端枠	300×500	0.15	2	0.30
側枠	6500×500	3.25	3	9.75
底版	6500×300	1.95	1	1.95
			合計	12

付表-1.11 鉄筋数量

種別	径	長さ (mm)	本数	単位質量 (kg/m)	一本当り質量 (kg/本)	質量 (kg)
A1	D13	6430	4	0.995	6.40	26
1S12.7			4			

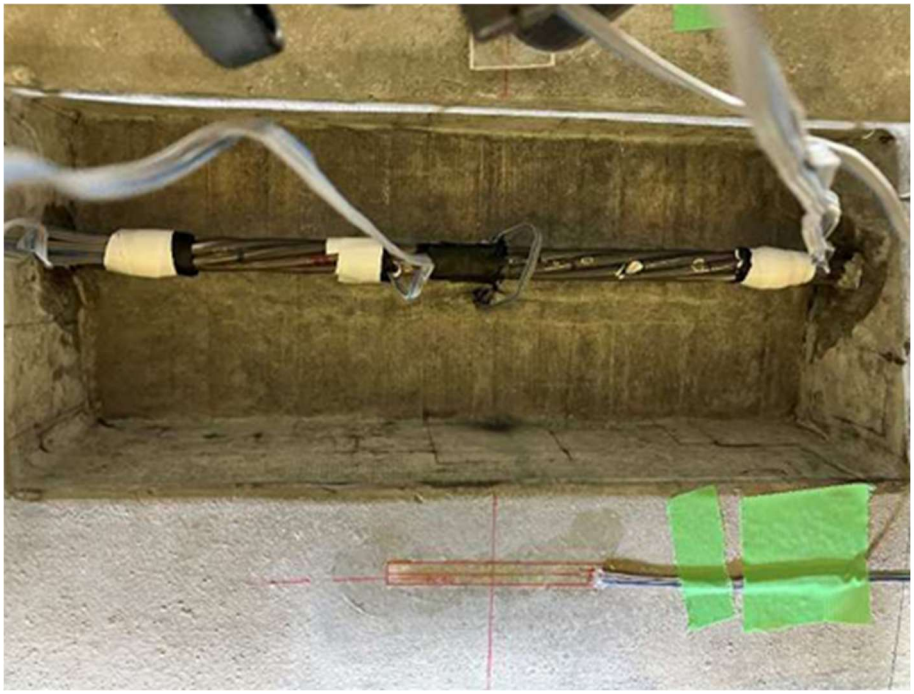
B1	D10	1440	18	0.560	0.81	15

付表-1.12　供試体コンクリートの配合

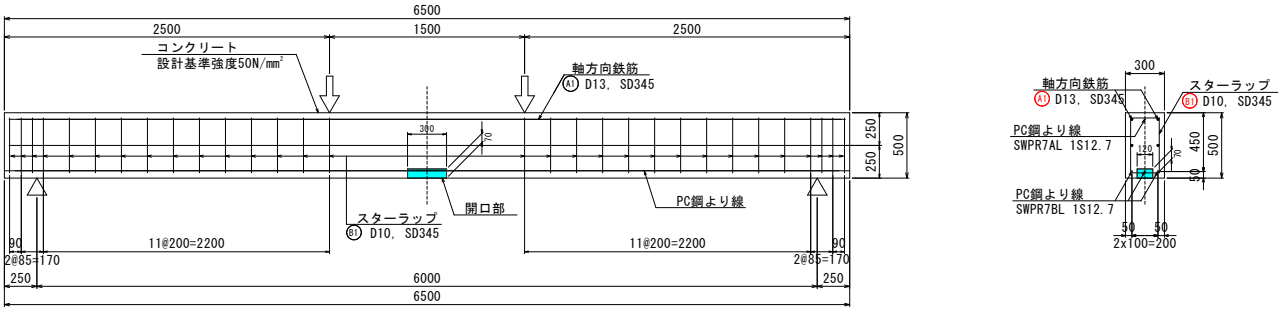
W/C 比 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量(kg/m^3)				設計基準強度 (N/mm^2)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
36	11.5	5.7	151	420	730	1128	50



付図-1.52　PC 梁外観



付図-1.53　PC 梁開口部



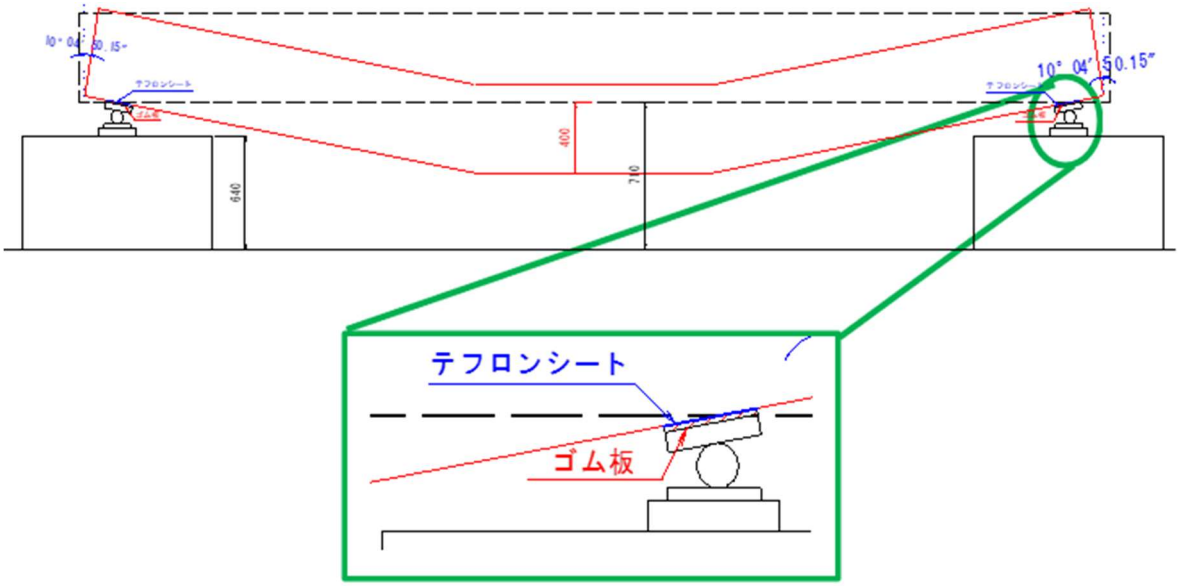
付図-1.54　PC 梁の概要（単位 mm）



(a)　L 側



(b)　R 側



(c)　支承部詳細

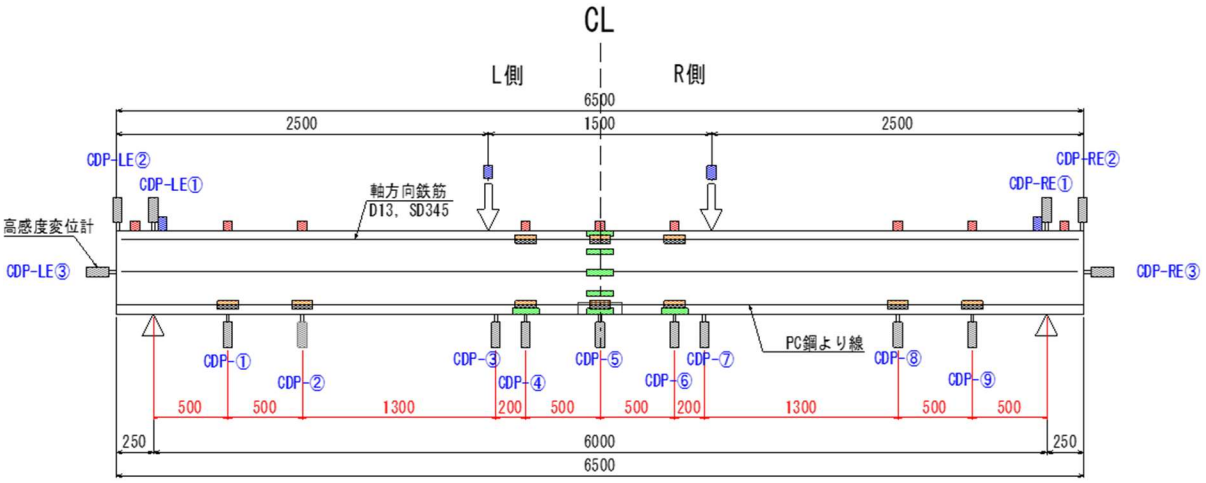
付図-1.55　PC 梁の支承部の外観

b)　計測機器の概要および配置

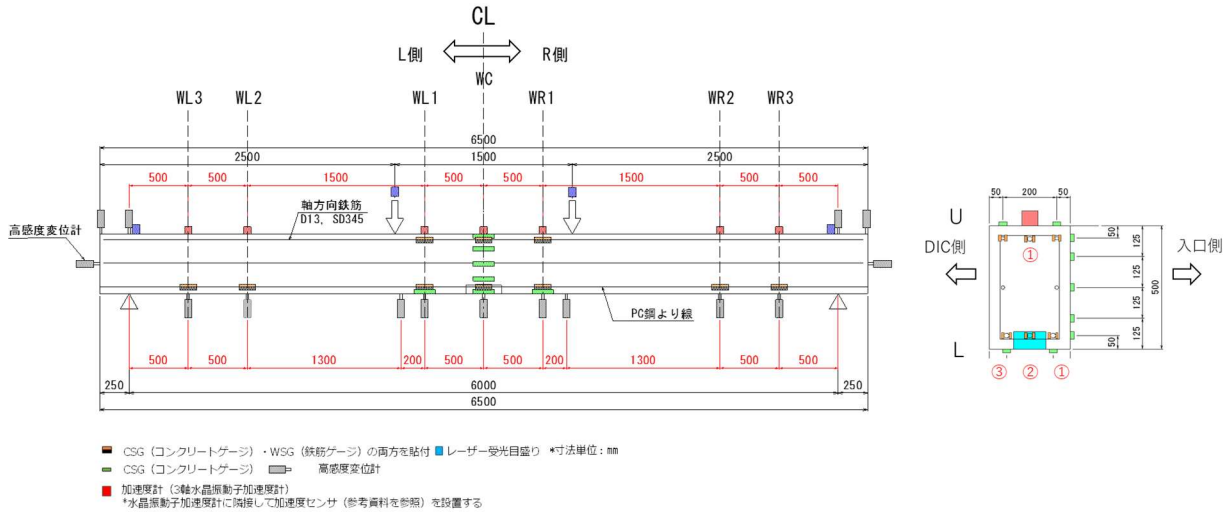
本実験では，ひずみゲージ，接触式変位計および加速度計の 3 種類のセンサによって PC 梁の物理量を取得する．計測機器の配置図を**付図-1.56** に示す．鉄筋ひずみゲージ(FLKB-2: 株式会社東京測器研究所)の配置図を**付図-1.57** に示す．下縁端および上縁端の軸方向鉄筋にひずみゲージを貼り付けた．コンクリートひずみゲージ(PL-60: 株式会社東京測器研究所)の配置図を**付図-1.58** に示す．中立軸の推定ができるようにスパン中央部の位置に高さ方向 125mm の間隔でひずみゲージを貼り付けている．

変位計には接触式高感度変位計 CDP-50（株式会社東京測器研究所）を用いており，供試体左右の上面 2 点および側面に 1 点ずつの計 6 点（LE1-3, RE1-3），下面に 9 点（①-⑨）設置した．変位計は押し込まれる方向を負としている．

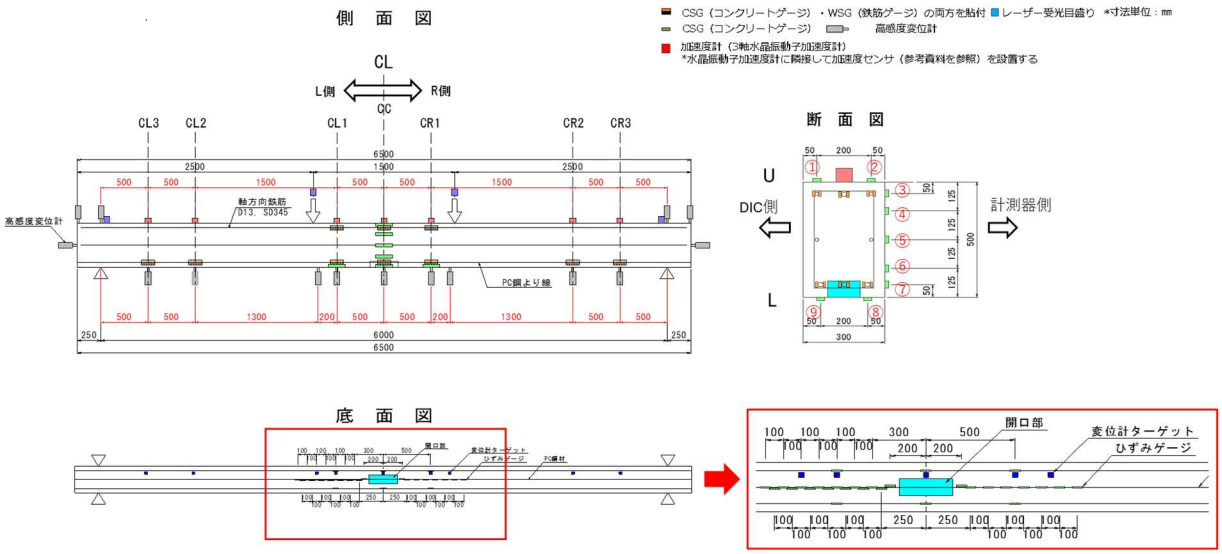
加速度計には M-A552AC10（EPSON）を内蔵した，高精度 3 軸ワイヤレス加速度計 LP-WS92-EACS01-2（株式会社ロジカルプロダクト）を用いており，左，中央，右にそれぞれ 3 点の計 9 点（No.2-No.10）を設置した．加速度計の配置図を**付図-1.59** に示す．



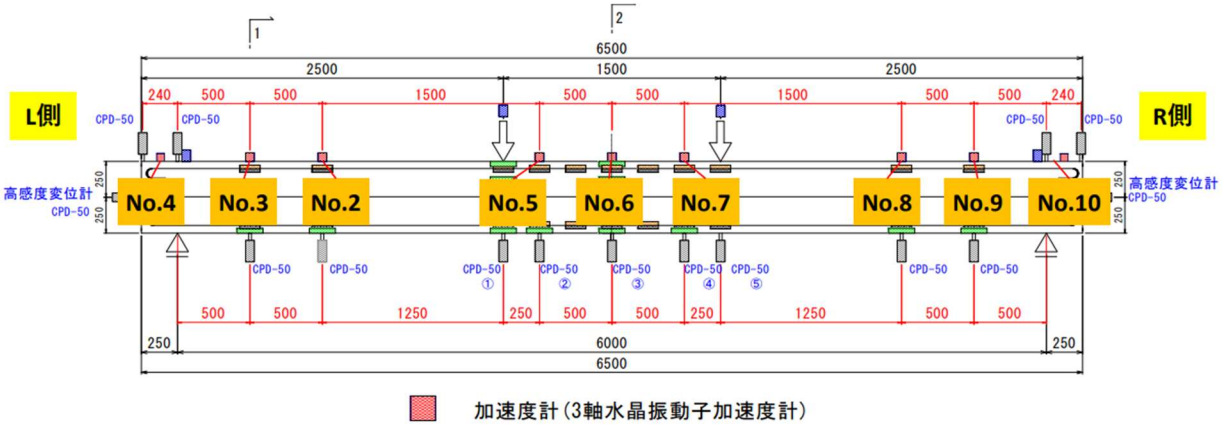
付図-1.56　PC 梁の計測機器配置図（単位 mm）



付図-1.57　PC 梁の鉄筋ひずみゲージ配置図（単位 mm）



付図-1.58　PC 梁のコンクリートひずみゲージ配置図（単位 mm）



付図-1.59　PC 梁の加速度計配置図（単位 mm）

c) **実験プロセス**

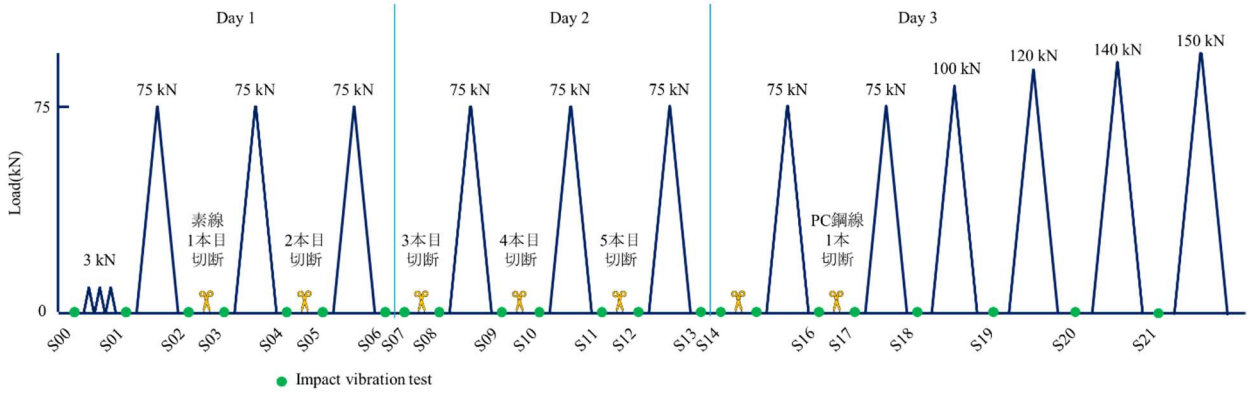
静的載荷実験は**付表-1.13** および**付図-1.60** に示す段階的な漸増載荷を行う．最初に 3kN で 3 回の載荷・除荷を繰り返し載荷点および支点部のなじみを除去する．その後，設計荷重相当（75kN）まで漸増載荷を行い，各載荷ステップの最大荷重時と荷重除荷後で各測定項目を測定する．その後 PC ケーブルの破断を模擬するため支間中央付近の PC 鋼より線の素線を切断する．PC 鋼より線切断後も再度切断前の設計荷重相当を載荷して各測定項目を測定し，PC 鋼より線切断による構造物の物理量の変化を確認する．なお PC 鋼より線 1 本（素線 7 本）切断後は，最大荷重を増加させて 150kN 相当の載荷まで実施した．

PC 梁をインパクトハンマーで打撃してその時の振動を加速度計で計測する衝撃加振実験は**付図-1.60** の緑点（素線切断および載荷前後）で実施した．計測システムは，試験時に全測点の挙動がリアルタイムで計測・モニターできるようにした．曲げ試験機と計測システムの状況を**付図-1.61** に示す．

付表-1.13　載荷ステップ

Stage	State
Stage00	初期状態
Stage01	なじみ除去後
Stage02	健全時
Stage03	素線 1 本切断・載荷前
Stage04	素線 1 本切断・載荷後
Stage05	素線 2 本目切断・載荷前
Stage06	素線 2 本目切断・載荷後
Stage07	再開時初期計測（2 日目）
Stage08	素線 3 本目切断・載荷前
Stage09	素線 3 本目切断・載荷後
Stage10	素線 4 本目切断・載荷前
Stage11	素線 4 本目切断・載荷後

Stage	State
Stage12	素線 5 本目切断・載荷前
Stage13	素線 5 本目切断・載荷後
Stage14	再開時初期計測（3 日目）
Stage15	素線 6 本目切断・載荷前
Stage16	素線 6 本目切断・載荷後
Stage17	PC 鋼より線 1 本切断・載荷前
Stage18	PC 鋼より線 1 本切断・載荷後
Stage19	100kN 載荷後
Stage20	120kN 載荷後
Stage21	140kN 載荷後



*S は Stage を意味する

付図-1.60　載荷ステップの模式図



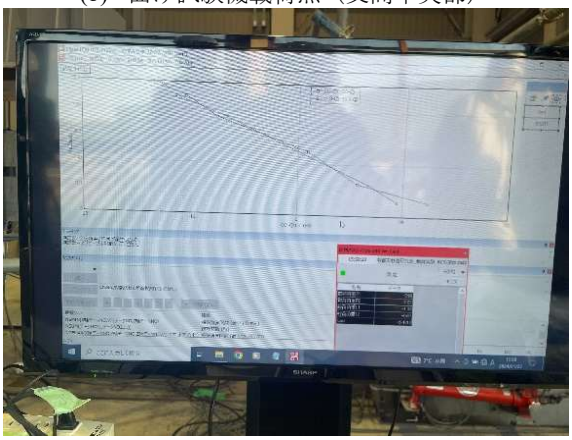
(a)　曲げ試験機外観



(b)　曲げ試験機載荷点（支間中央部）



(c)　曲げ試験機操作部



(d)　計測システム

付図-1.61　曲げ試験機および計測システム

d) PC 鋼材の損傷レベルと PC 梁の応力状態の関係（事前計算）

PC 橋では，プレストレスが確保されており健全な状態であれば，設計荷重作用時においても応力に起因するひび割れは発生しない．一方，何らかの要因でプレストレスが減少すると，その程度に応じて通常の使用状態においてもひび割れが生じる可能性がある．残存プレストレスと健全性の関係の一例を**付図-1.62** に示す．既往の知見 [1]によると，構造形式によって若干の変動はあるものの，残存プレストレスが 70%程度になると設計荷重作用時にひび割れが生じ，60%を下回ると死荷重状態でもひび割れが生じる可能性がある．よって，目視点検でひび割れの確認が困難な残存プレストレスが 100%~60%の範囲において物理量の変化を検証できる実験計画が望ましい．これらのことを考慮して PC 鋼材の種類と初期緊張力および PC 鋼材の破断本数を設定した．

配置する PC 鋼材は，導入緊張力の適切性（健全な状態における上縁および下縁の応力），切断による下縁圧縮応力の低下量を勘案し，上縁側・下縁側すべて 1S12.7 とした．PC 鋼材の損傷レベルに応じた PC 供試体の応力状態と荷重の関係を**付表-1.14** に示す．PC 鋼材の引張応力度（導入プレストレス）は，桁の弾性変形，PC 鋼材のリラクセーション，コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量を勘案し，950N/mm^2 に設定した．この値は，一般的な PC 橋の有効プレストレス時（前述したプレストレスの減少要因を考慮）の PC 鋼材応力度の下限付近になると考えられる．また，PC 鋼材の素線の切断を進めた際に，設計荷重相当の曲げ載荷荷重と破壊荷重にある程度の差が確保できるように設定した．

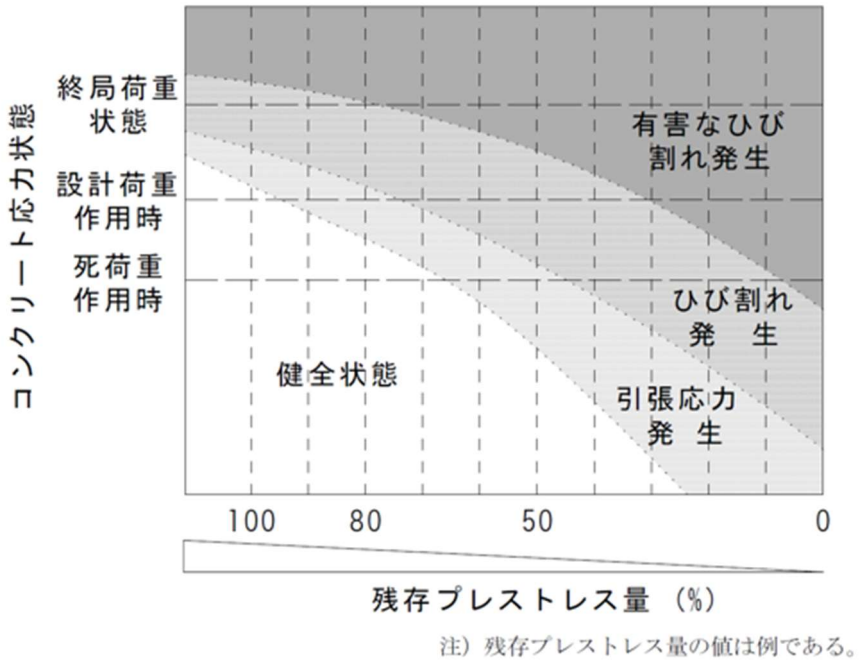
載荷実験では，実橋の PC 鋼材の破断を模擬し，PC 梁の下縁側に配置した PC 鋼材（1S12.7, 7 本より PC 鋼より線）の素線を，1 本ずつ工具を用いて破断させる．

付表-1.14　PC 鋼材の損傷レベルと供試体の応力状態の関係

断面形状 高さ	断面形状 幅	コンクリート強度 (N/mm^2)	損傷レベル	PC鋼材 鋼材種類		本数(素線数)	断面積 mm^2	断面欠損率 %	残存プレストレス %	初期緊張力 N/mm^2	有効プレ時応力 N/mm^2	引張発生荷重 (kN)	設計荷重* (kN)	ひび割れ発生荷重 (kN)	破壊荷重 (kN)	備 考
500	300	72	損傷無し	下縁側	1S12.7	3(21)	296.13	–	–	1200	4.93	56.3	73.4	98.6	182.8	計算値 σpe＝1103.24
				上縁側	1S12.7	1(7)					0.79					
			損傷無し	下縁側	1S12.7	3(21)	296.13	0	100	950	3.43	39.1	56.3	82.0	182.8	推測値 σpe＝836
				上縁側	1S12.7	1(7)					0.92					
			素線1本切断	下縁側	1S12.7	3(20)	282.03	4.8	95.2		3.16	36.0	53.1	79.0	173.7	
				上縁側	1S12.7	1(7)					1.01					
			素線2本切断	下縁側	1S12.7	3(19)	267.93	9.5	90.5		2.91	33.1	50.2	76.2	164.5	
				上縁側	1S12.7	1(7)					1.12					
			素線3本切断	下縁側	1S12.7	3(18)	253.83	14.3	85.7		2.66	30.3	47.3	73.4	155.4	
				上縁側	1S12.7	1(7)					1.23					
			素線4本切断	下縁側	1S12.7	3(17)	239.72	19.0	81.0		2.40	27.3	44.3	70.5	146.2	
				上縁側	1S12.7	1(7)					1.33					
			素線5本切断	下縁側	1S12.7	3(16)	225.62	23.8	76.2		2.13	24.2	41.2	67.6	136.9	
				上縁側	1S12.7	1(7)					1.43					
			素線6本切断	下縁側	1S12.7	3(15)	211.52	28.6	71.4		1.88	21.3	38.3	64.9	127.7	
				上縁側	1S12.7	1(7)					1.55					
			素線7本切断 (PC鋼線1本切断)	下縁側	1S12.7	2(14)	197.42	33.3	66.7		1.62	18.4	35.4	62.0	118.4	
				上縁側	1S12.7	1(7)					1.65					

*コンクリートの下縁引張応力が 1.5 N/mm^2 となる荷重を設計荷重とした．

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所・（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会：ＰＣ道路橋の健全度評価の高度化に関する共同研究，2010 年 10 月．



付図-1.62　残存プレストレス量と健全性の関係のイメージ図

f)　載荷実験結果

静的載荷実験によって得られた結果の概略は以下の通りである．

・素線切断後の荷重―たわみ曲線は，傾きの変化はないものの，残留たわみ量が徐々に増えていく傾向がみられる．素線切断によるプレストレスの減少により PC 梁の反りが減少したためと考えられる．

・PC 鋼より線 1 本切断後も荷重―たわみ曲線の傾きの変化はない．しかしながら，100kN 載荷途中で非線形挙動が確認され，ひび割れ発生に伴い全断面有効ではなくなったと考えられる．

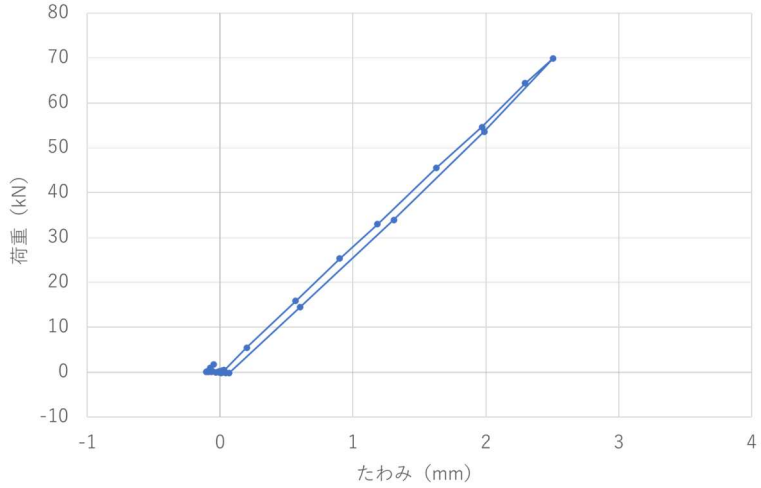
・PC 鋼材緊張時から載荷開始直前までに，PC 鋼材のひずみ値が約 400μ 低下しており，桁の弾性変形，PC 鋼材のリラクセーション，気温の変化，コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少に起因すると考えられる．

・開口部下縁中央 PC 鋼材の素線ごとのひずみ推移に着目すると，PC 鋼より線の素線切断に伴い，PC 鋼より線のひずみ値が上昇する素線と減少する素線が存在しているが，それらの平均値は徐々に減少していることが確認できる．

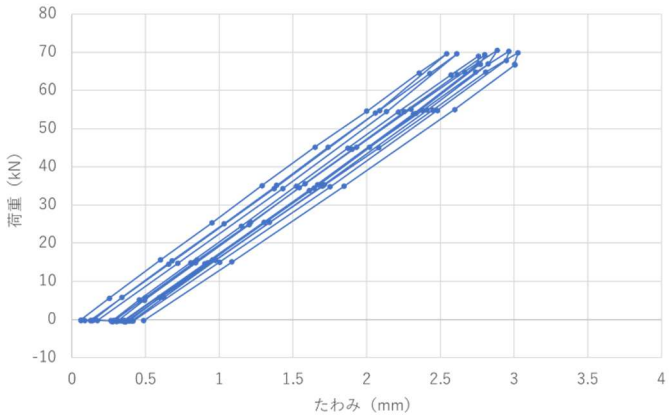
・ひび割れは PC 鋼より線の素線 4 本切断後の設計荷重載荷時にはじめて確認された．なお除荷時は目視による確認が困難であった．これはプレストレスによる圧縮力が働いているためと考えられる．

・100kN 以降は開口部の端部から生じたひび割れのみ進展していることが確認された．

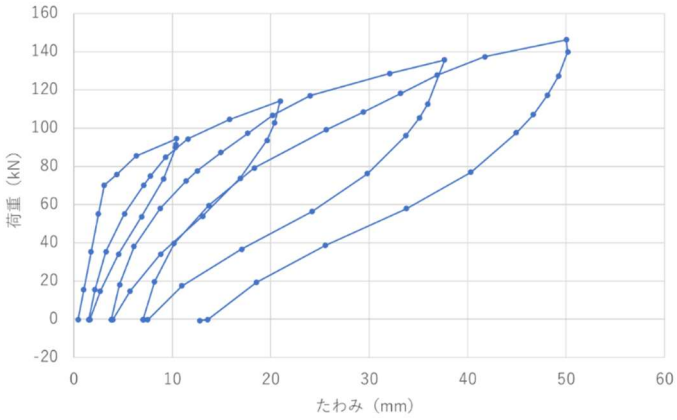
付図-1.63 から付図-1.69 には，荷重―スパン中央変位関係，荷重―たわみ分布，荷重―鉄筋ひずみ関係，荷重―コンクリートひずみ関係，ひび割れ図をそれぞれ示す．



(a)　健全時

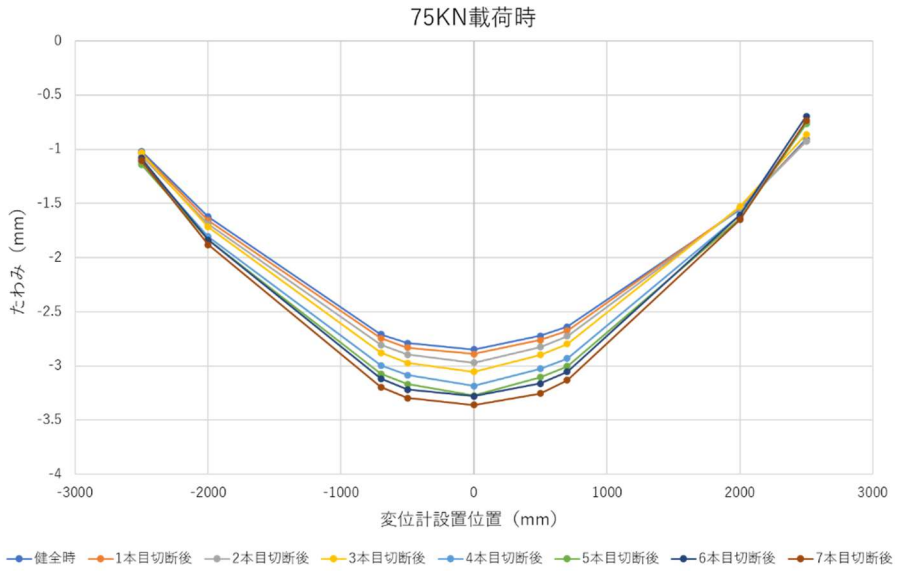


(b)　素線 1～7 本切断時

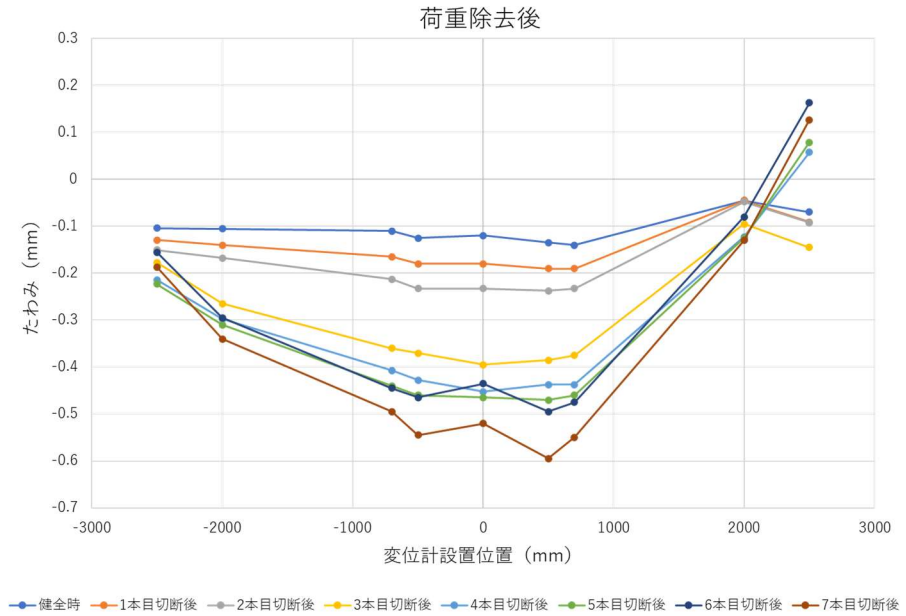


(c)　S18 以降単調載荷時

付図-1.63　荷重―スパン中央変位曲線

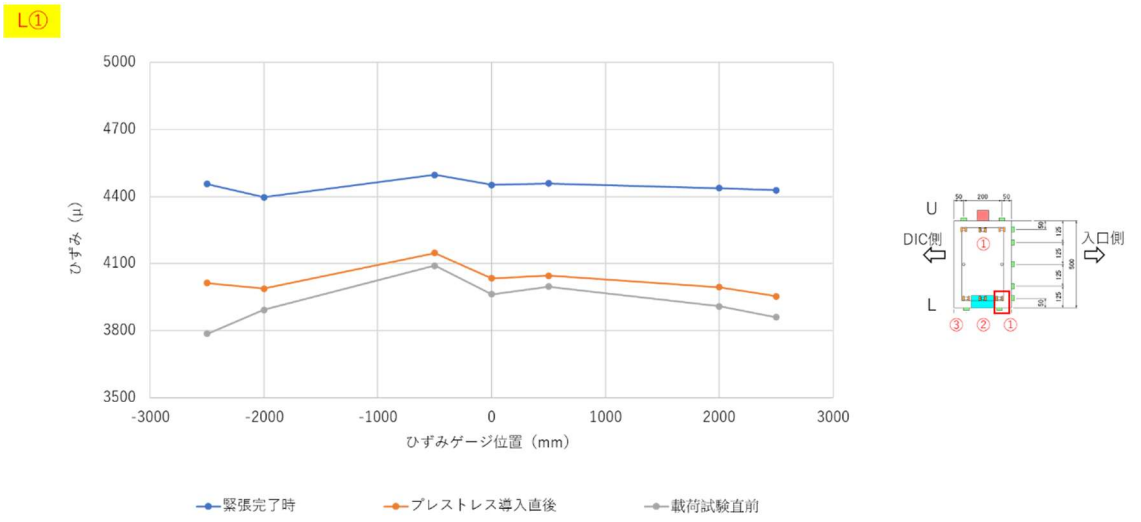


(a)　載荷時

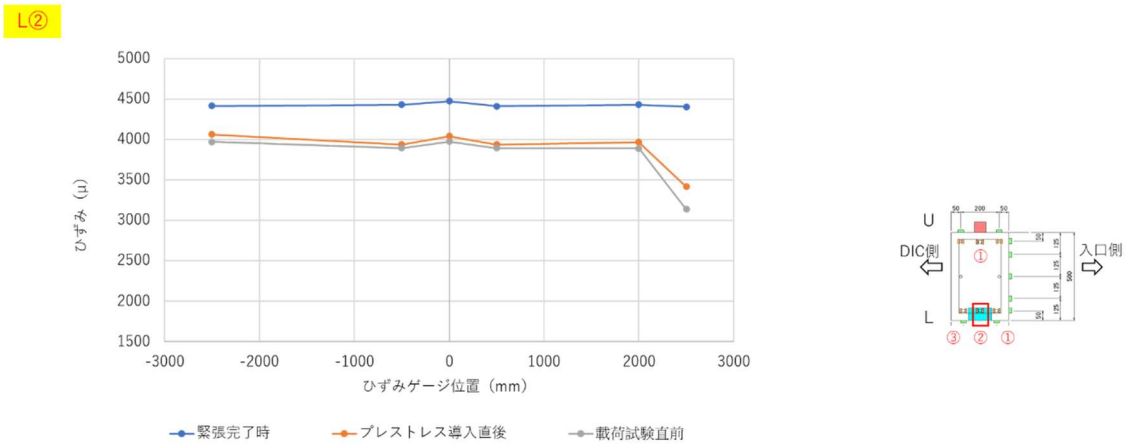


(b)　除荷時

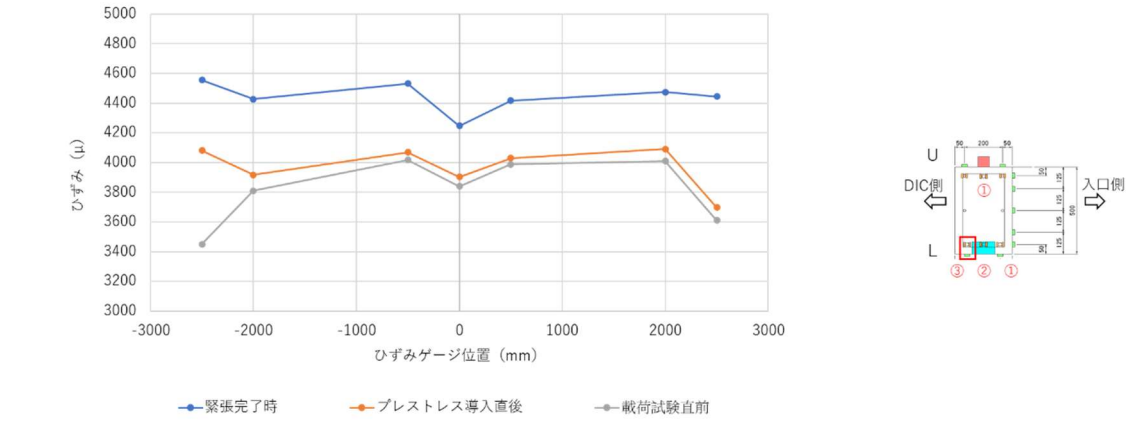
付図-1.64　たわみの推移図



(a)　PC 鋼線下縁手前（入口）側

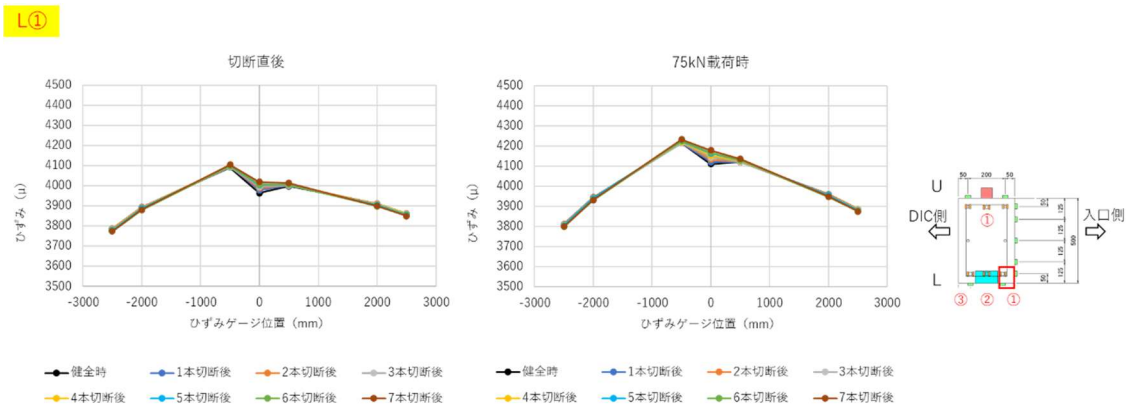


(b)　PC 鋼線下縁中央

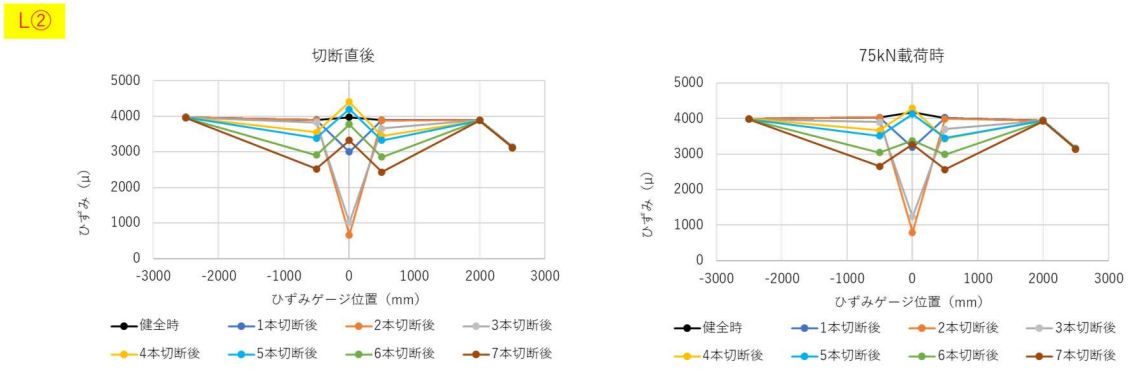


(c)　PC 鋼線下縁奥側

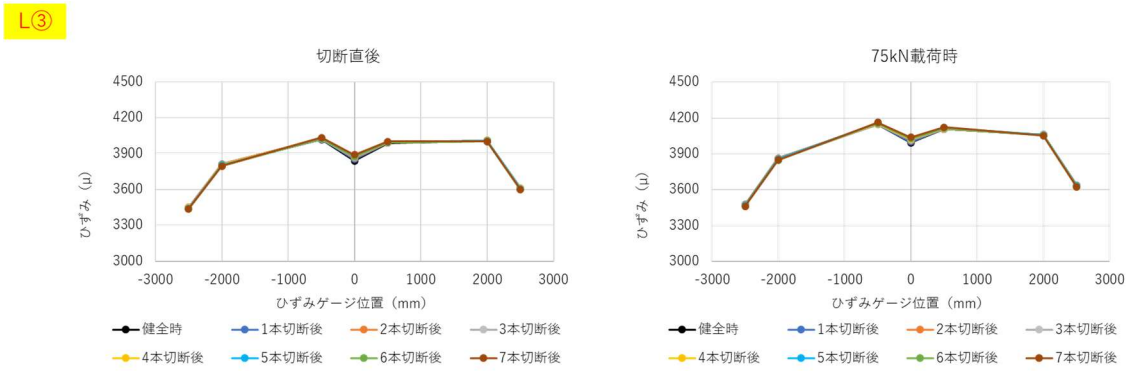
付図-1.65　プレストレス導入時の PC 鋼材のひずみ分布



(a)　PC 鋼線下縁手前（入口）側

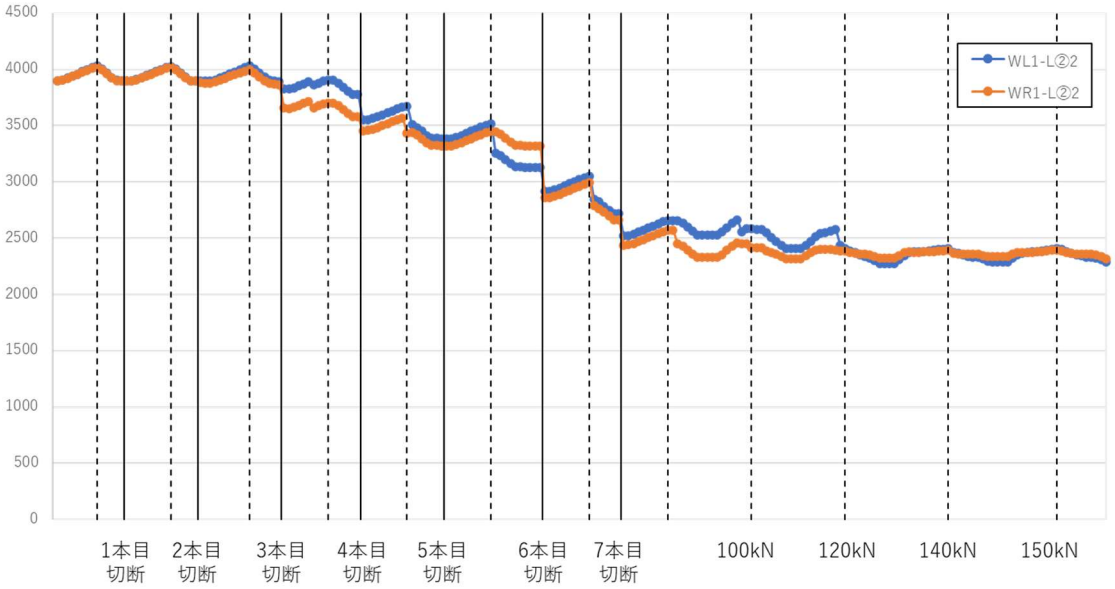


(b)　PC 鋼線下縁中央

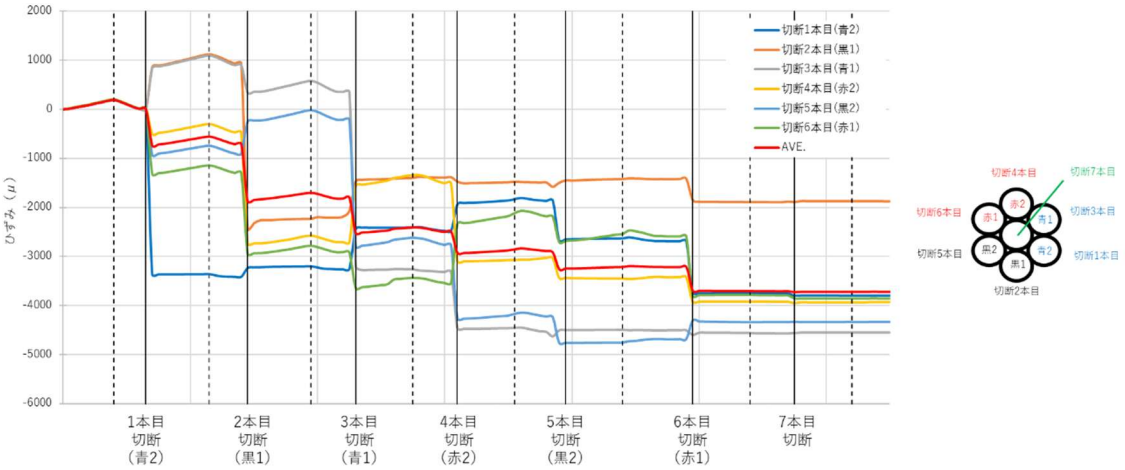


(c)　PC 鋼線下縁奥側

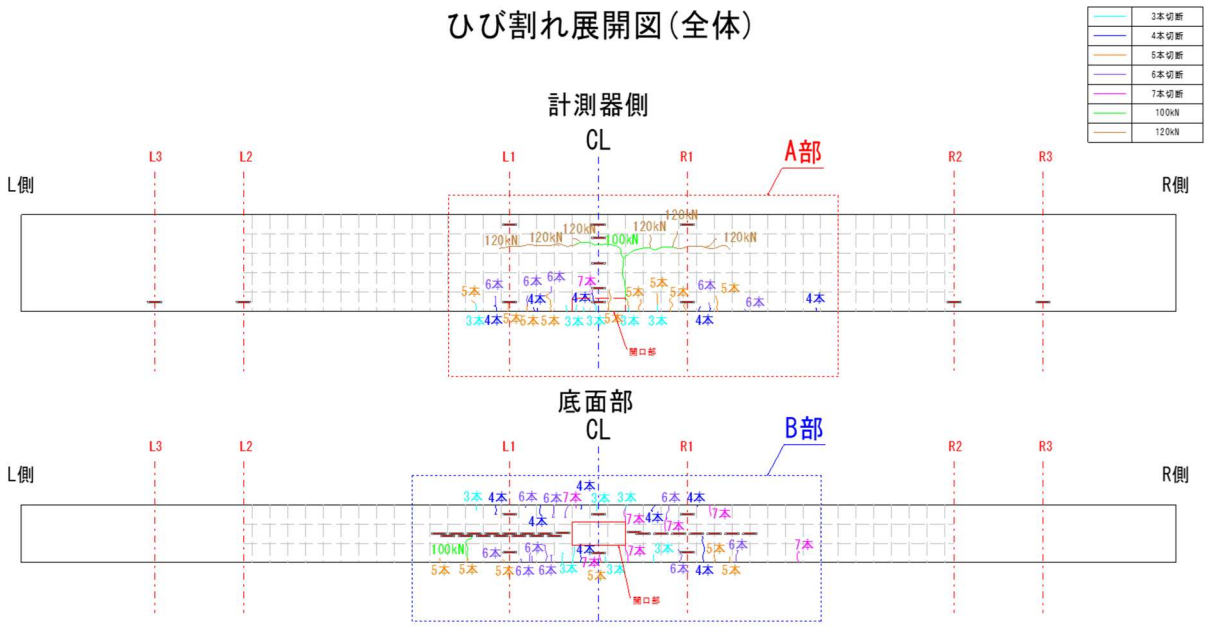
付図-1.66　PC 鋼材切断時の PC 鋼材のひずみ分布



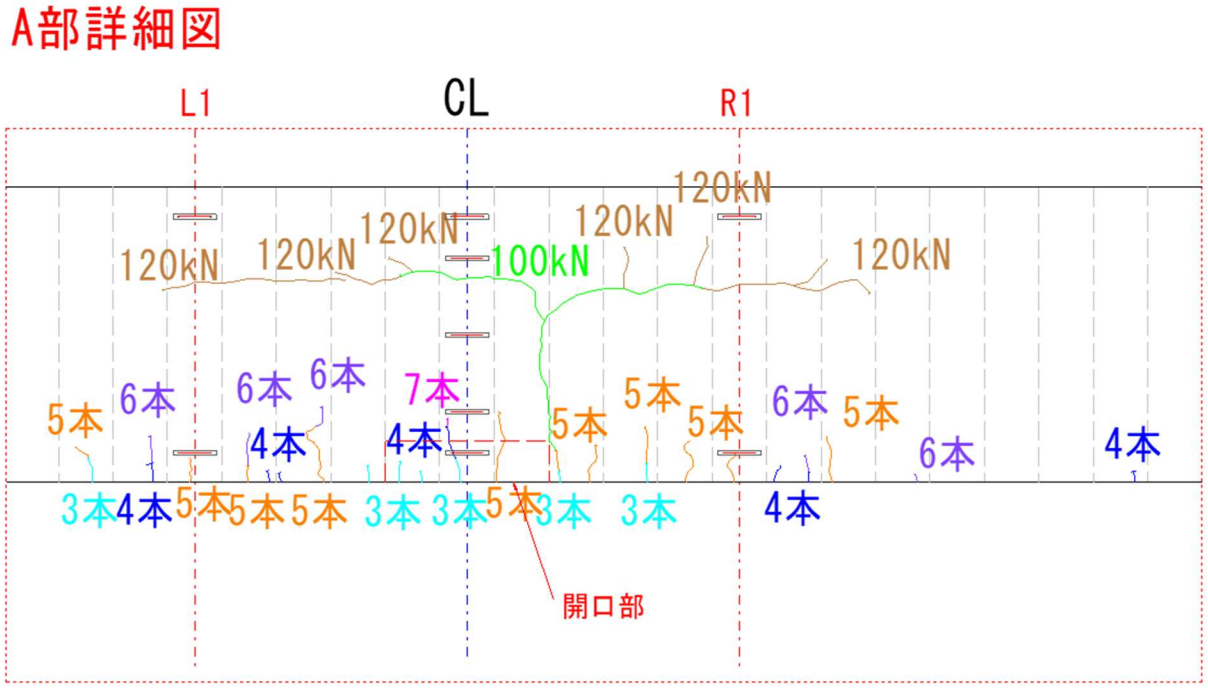
付図-1.67　スパン中央部から左右 500mm 位置における下縁中央 PC 鋼材のひずみ推移（単位 μ）



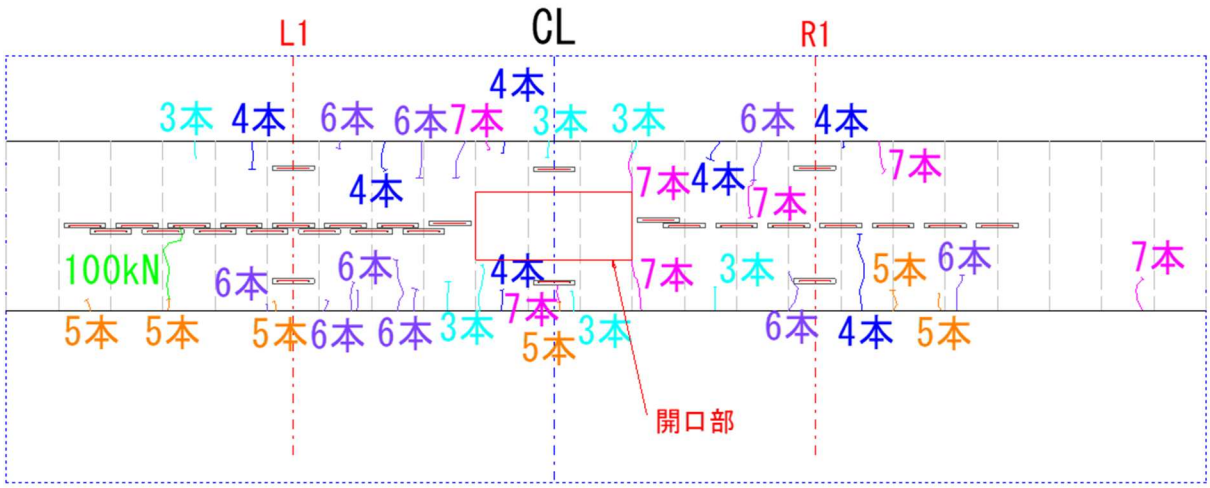
付図-1.68　切欠き部下縁中央 PC 鋼材のひずみ推移（単位 μ）


ひび割れ展開図(全体)
3本切断
4本切断
5本切断
6本切断
7本切断
100kN
120kN
計測器側
CL
L3
L2
L1
R1
R2
R3
L側
R側
A部
開口部
底面部
B部

(a)　全体図


A部詳細図
L1
CL
R1
120kN
100kN
3本
4本
5本
6本
7本
開口部

(b)　A 部詳細図



(c) B 部詳細図

付図-1.69　ひび割れ図

g) ハンマー加振実験結果

PC 単純梁の構造性能評価における，PC 鋼より線の切断および載荷荷重による振動特性の変化の検討を行うためにハンマーを用いた衝撃加振実験を行った．衝撃加振実験は**付表-1.13** および**付図-1.60** に示すように，初期状態と PC 鋼より線の素線切断前後に行った．ハンマー加振実験の様子を**付図-1.70** に示す．**付図-1.70** はスパン中央部を打撃しているが，曲げ二次モードを励起させるために，実験を通してスパン 4 分の 1 点の PC 梁上面を打撃した．使用したインパクトハンマー（Impulse Hammers: HBK）を**付図-1.71** に示す．5 秒間隔でハンマーによってスパン中央部上面から打撃した．各ステップで 30 回打撃した．

加速度計は**付図-1.10** に示す位置に設置した．加速度計のサンプリング周波数は 1000Hz とした．

加速度計測値から固有振動数を求める手法として確率部分空間法（Stochastic Subspace Identification：SSI）を用いた．詳しくは文献 2)～4)を参照されたい．本実験では安定的に同定される曲げ一次モードと曲げ二次モードに着目した．曲げ一次モード固有振動数の推移を**付図-1.72** に示す．Stage19 以降において曲げ一次固有振動数の低下が顕著に表れており，これは PC 鋼材の降伏が発生した可能性が考えられるほか，ひび割れの進展により有効断面積が低下し部材剛性低下したと考えられる．PC 鋼より線の切断前後の挙動は Stage02・03 間，Stage04・05 間，Stage07・08 間などが該当するが，ほとんど変化が確認されない．PC 鋼より線の切断によって曲げ一次固有振動数の変化はほとんど生じないことが確認できる．一方で，切断後の設計荷重載荷前後の挙動は Stage03・04 間，Stage05・06 間，Stage08・09 間などが該当するが，わずかに固有振動数の減少が確認できる．これは切断された素線付近の付着が設計荷重載荷によって切れたことによると考えられる．なお，本実験は 3 日間を通して行われたが，日を跨ぐと固有振動数が上昇する傾向が確認された（Stage06・07 間，Stage13・14 間）．

曲げ二次モード固有振動数推移を**付図-1.73** に示す．曲げ一次固有振動数と同様の傾向が確認される．

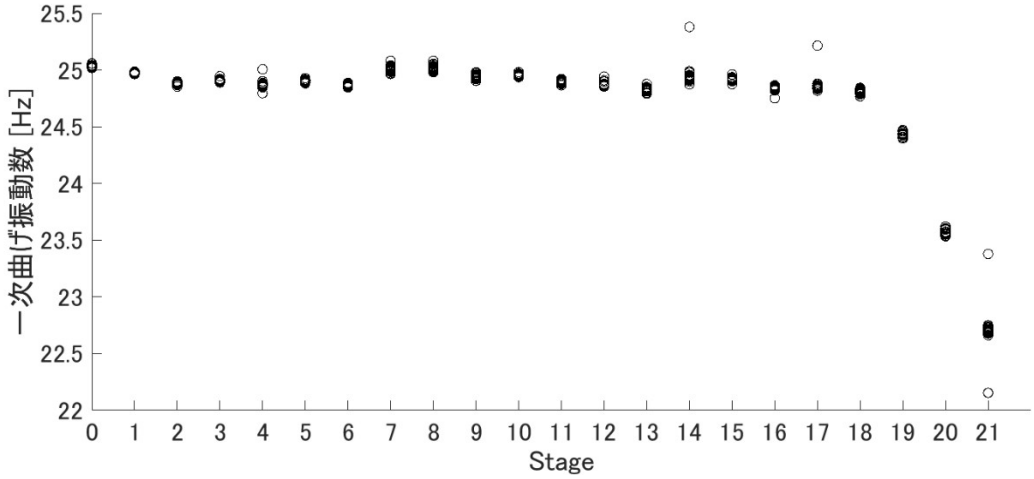


付図-1.70　ハンマー加振実験の様子

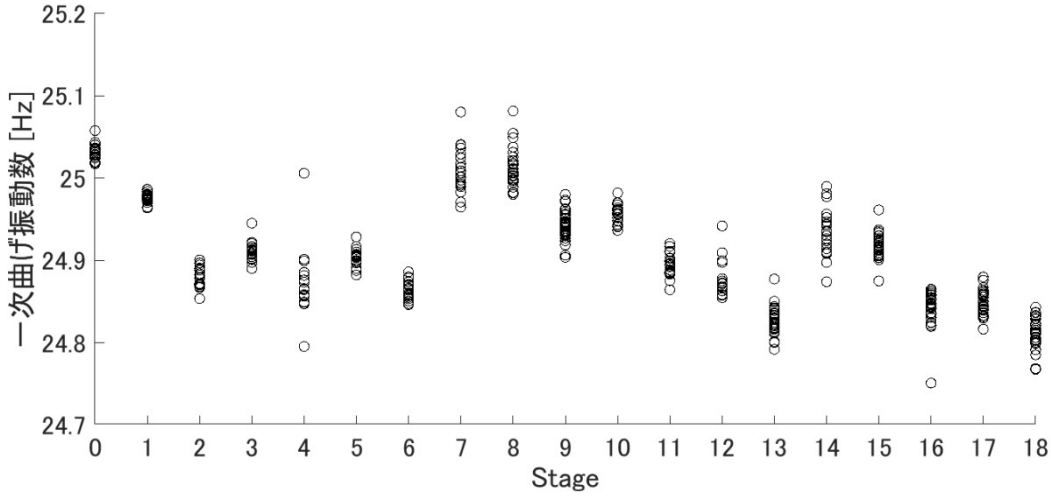
2) Van Overschee and De Moor: Subspace algorithms for the stochastic identification problem, *Automatic*, Vol. 29, No. 3, pp. 649-660, 1993.
3) Peeters, B. and De Roeck, G.: Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 13, No. 6, 1999.
4) Goi, Y. and C.W. Kim: Mode identifiability of a multi-span cable-stayed bridge utilizing stabilization diagram and singular values, Smart Structures and Systems, An Int J., Vol. 17, No. 3, pp.391-411, 2016.



付図-1.71　インパクトハンマー

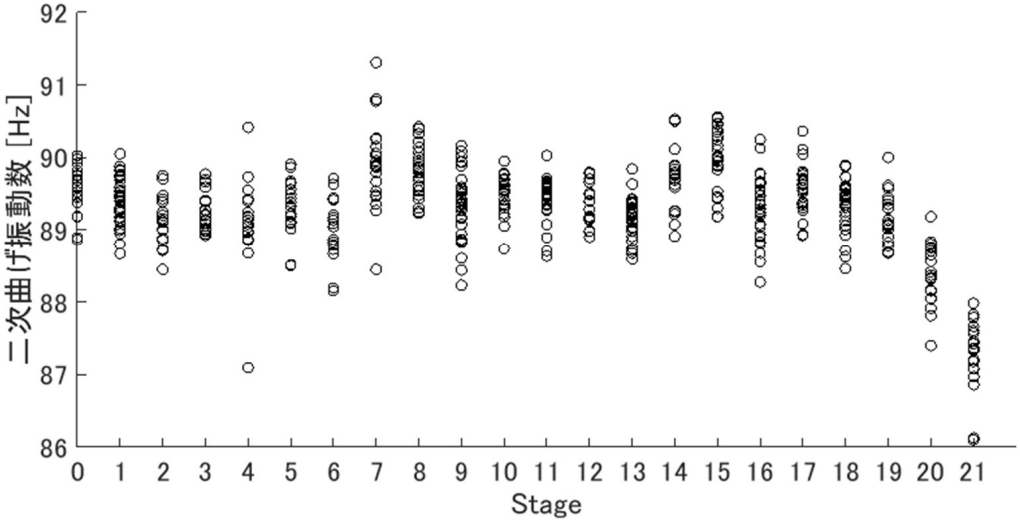


(a)　曲げ一次固有振動数の推移全体図

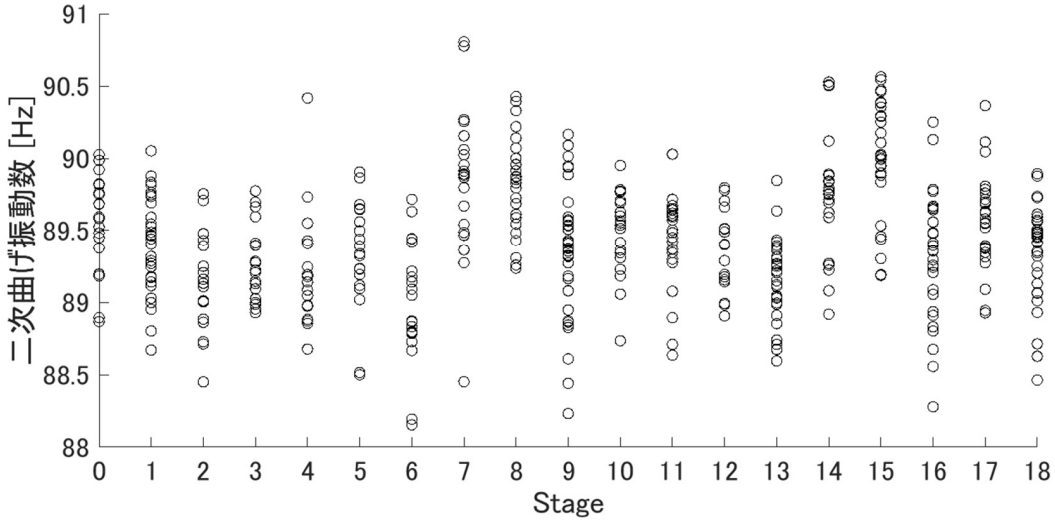


(b)　S18（PC 鋼より線 1 本切断・載荷後）までの推移拡大図

付図-1.72　PC 梁曲げ一次固有振動数の推移



(a)　曲げ二次固有振動数の推移全体図



(b)　S18（PC 鋼より線 1 本切断・載荷後）までの推移拡大図

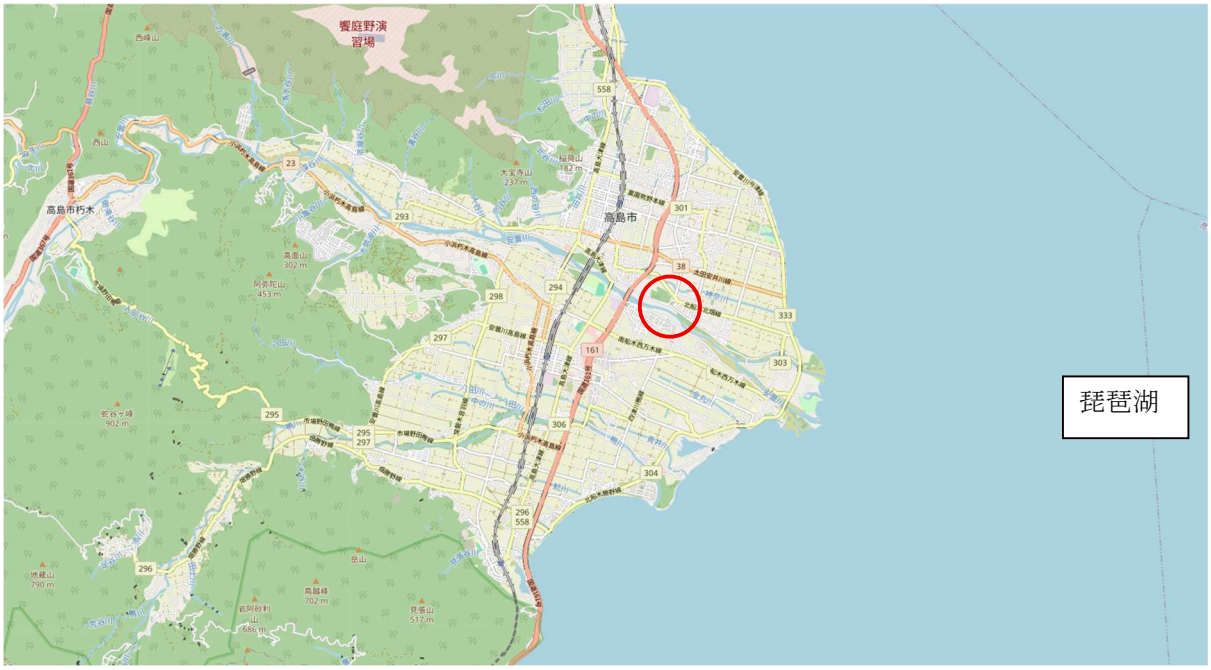
付図-1.73　PC 梁曲げ二次固有振動数の推移

(3) 供用下の PC 橋上部工の走行実験

本実験では，供用下のポストテンション方式の単純桁橋において物理量（たわみ，ひずみ，加速度）の計測を行い，供用下における物理量の計測および夏季冬季における物理量の違いを確認することを目的として実施した．

a) 対象橋梁概要

計測場所は一般国道 161 号線の滋賀県高島市に位置する新安曇川大橋の敦賀側の 1 径間である．計測位置を**付図-1.74** に示す．対象橋梁は完成年が 1988 年（供用 39 年）で設計活荷重が TL-20 の橋梁である．径間長 33.1m，幅員 12m の 2 車線と歩道を有するポストテンション方式単純 T 桁橋である．主桁を 6 本有しており，G3 桁および G5 桁が車道直下に位置する．直近の 2019 年度定期点検における健全度判定は予防保全段階であった．対象橋梁の外観を**付図-1.75** に示す．



付図-1.74　新安曇川大橋位置図（OpenStreetMap）



付図-1.75　対象径間

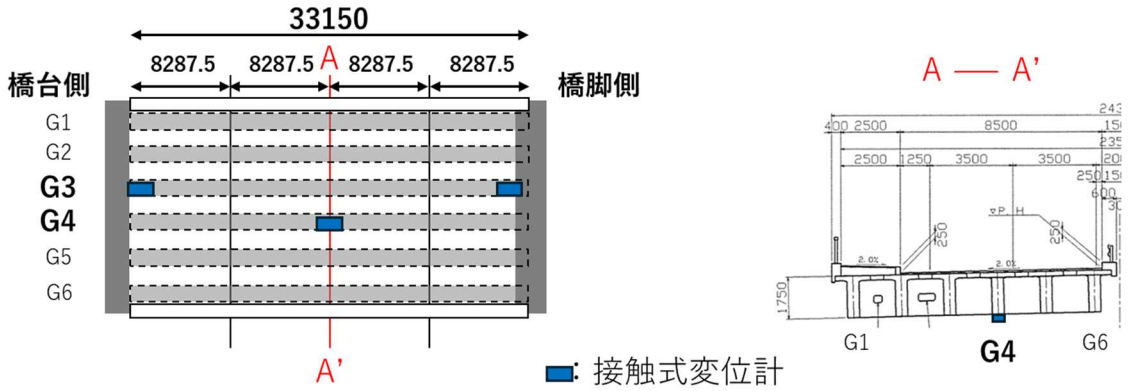
b)　計測機器の概要および配置

本実験では，ひずみゲージ，接触式変位計および加速度計の 3 種類のセンサによって対象橋梁の物理量を取得する．接触式変位計の配置図を付図-1.76，配置状況の写真を付図-1.77 に示す．G4 桁径間中央部に枠組足場を組立て，枠組足場の上部に接触式変位計を設置することでスパン中央部のたわみ計測を行う．なお枠組足場は十分に固定されており，枠組足場の不安定さによる計測値の変動は微小であることを確認している．橋台側および橋脚側に桁端の橋軸方向の移動量を計測するために接触式変位計を設置する．橋台および橋脚を不動点として，上部工の橋軸方向の移動の絶対量を計測する．

次に，スパン 4 分の 1 点，4 分の 3 点およびスパン中央部の下フランジ下面および桁と床版を接合するハンチ部にひずみゲージを橋軸方向に貼り付けた．コンクリートひずみゲージ（PL-60: 株式会社東京測器研究所）の配置図を付図-1.78，配置状況の写真を付図-1.79 に示す．

加速度計には M-A552AC10（EPSON）を内蔵した，高精度 3 軸ワイヤレス加速度計 LP-WS92-EACS01-2（株式会社ロジカルプロダクト）を用いており，スパン 4 分の 1 点，4 分の 3 点およびスパン中央部の下フランジ下面に設置した．また上部工のねじれ挙動を把握するために G5 桁のスパン中央部にも加速度計を取り付ける．加速度計の配置図を付図-1.80，設置状況の写真を付図-1.81 に示す．下フランジ下面に薄型の鉄板を接着剤で貼り付け，加速度計と鉄板を磁石固定によって設置した．なお脱落防止のための網を周辺に併せて設置した．

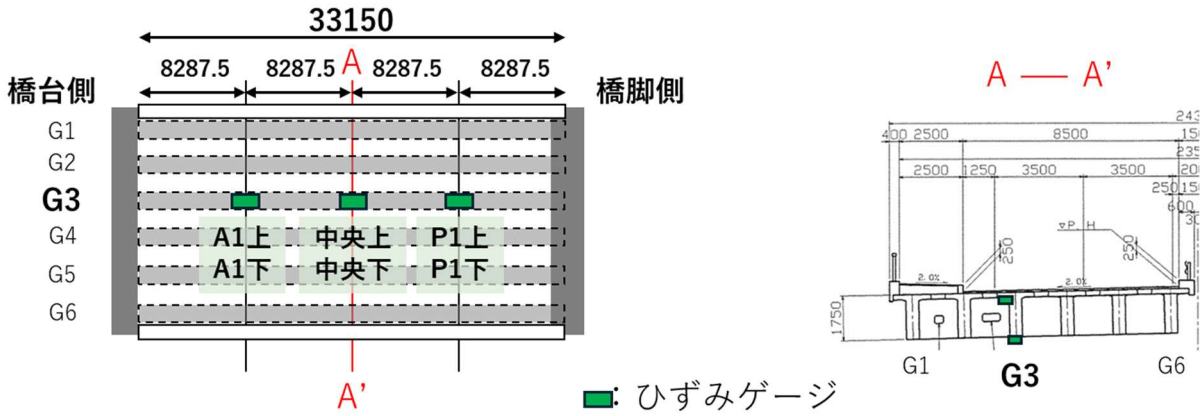
なお，これら計測機器の設置には高所作業車を用いた．設置状況の写真を付図-1.82 に示す．



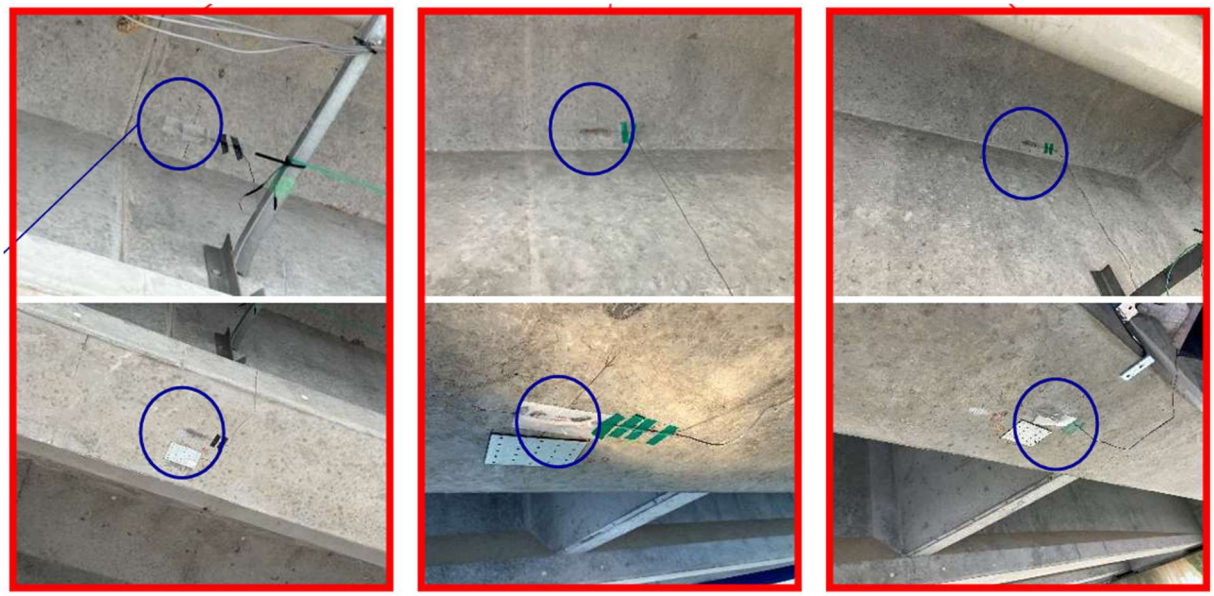
付図-1.76　接触式変位計の配置図（単位 mm）



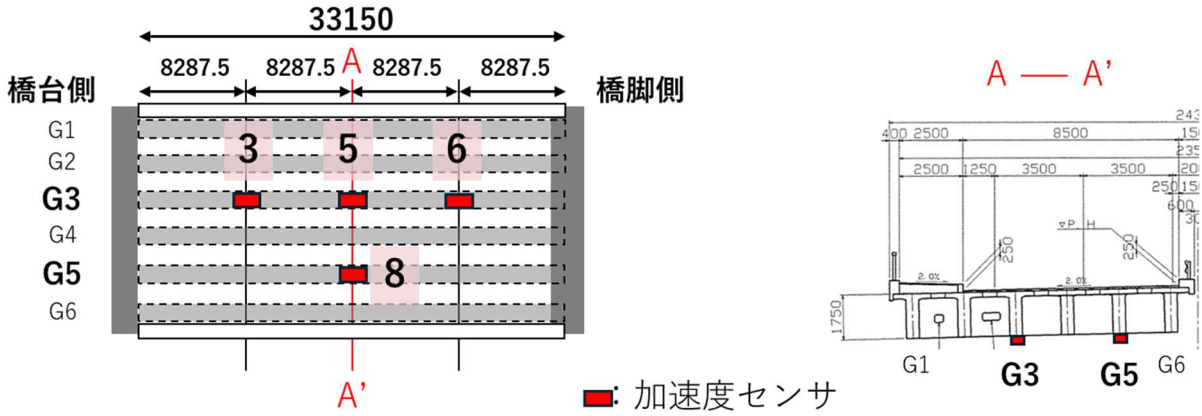
付図-1.77　接触式変位計の設置状況



付図-1.78　コンクリートひずみゲージ配置図（単位：mm）



付図-1.79　コンクリートひずみゲージの設置状況



*番号は加速度計 ID

付図-1.80　加速度計設置図（単位：mm）



付図-1.81　加速度計の設置状況



付図-1.82　高所作業車を用いた計測機器の設置状況

c) 実験日時と荷重車計測

外気温の違いによる橋梁上部工の物理応答量の変動を把握するために，実験は夏季と冬季に実施した．計測日時と外気温，天候を**付表-1.15** に示す．いずれも 2024 年と 2025 年の 2 回行った．参考に 2025 年 1 月 30 日計測の際に 24 時間外気温を計測した結果を**付図-1.83** に示す．なお，2025 年の夏季計測では夜間計測も併せて実施した．

計測に用いる荷重車の情報を**付表-1.16** に示す．荷重車は各計測において総荷重が約 200kN（約 20ton）となるように用意した．参考に 2025 年 1 月に使用した荷重車の写真を**付図-1.84** に示す．

走行は一般車両の通行止めなどはせず，通常の流れのままに走行させた．走行車は計測対象主桁上を 10 時から 16 時まで 1 時間ごとに車両を走行させた．なお，荷重車の後方に他の車両が入り込まないように，**付図-1.85** に示すように荷重車の後方に伴走車を一定間隔あけて走行させた．対向車線については交通規制が困難であることから，荷重車が対象径間を走行する際の対向車線の車両通過情報を記録した．走行は各計測日において，大津行，敦賀行ともにそれぞれ 20 回通過させた．車両通過情報に基づき，荷重車のみが対象径間を通過している時間帯をデータ分析に主に用いた．

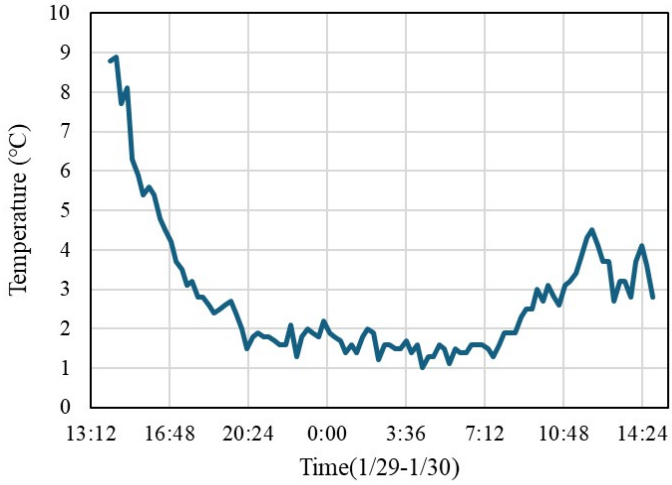
付表-1.15 計測実験日時

計測日	計測時間	外気温（正午/0 時時点）	天候	備考
2024 年 3 月 5 日	10:00 ~ 15:00	4.8℃	雨	
2024 年 9 月 3 日	10:00 ~ 15:00	27.9℃	曇のち晴	
2025 年 1 月 30 日	10:00 ~ 15:00	2.5℃	曇のち雪	
2025 年 8 月 26 日	10:00 ~ 15:00 22:00 ~ 翌 2:00	31.4℃ 25.5℃	晴 晴	夜間計測

付表-1.16 荷重車情報

計測日	前輪重量(kg)	後輪重量(kg)	総荷重(kg)
2024 年 3 月 5 日	NaN	NaN	NaN
2024 年 9 月 3 日	6,290	12,960	19,460
2025 年 1 月 30 日	6,380	13,300	19,860*
2025 年 8 月 26 日	6,300	13,530	19,810

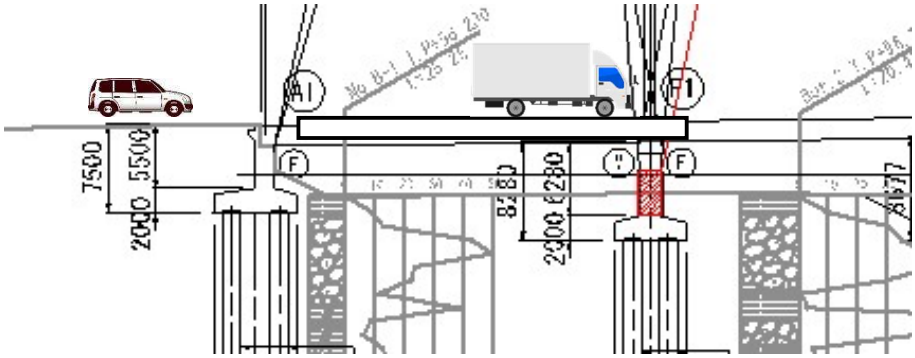
*前輪重量と後輪重量の和と総重量との間に約 180kg の誤差がある



付図-1.83 2025 年 1 月 29 日から 24 時間の外気温変動



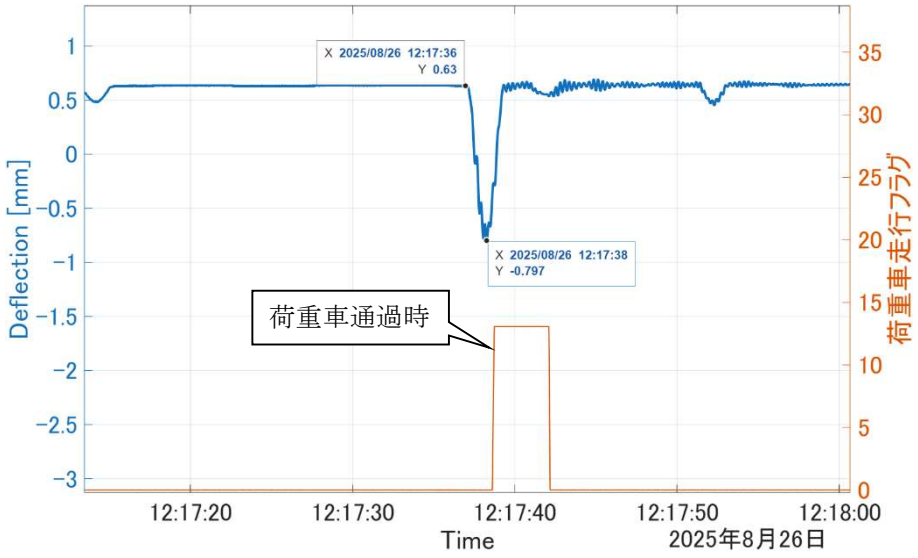
付図-1.84　2025 年 1 月に用いた荷重車



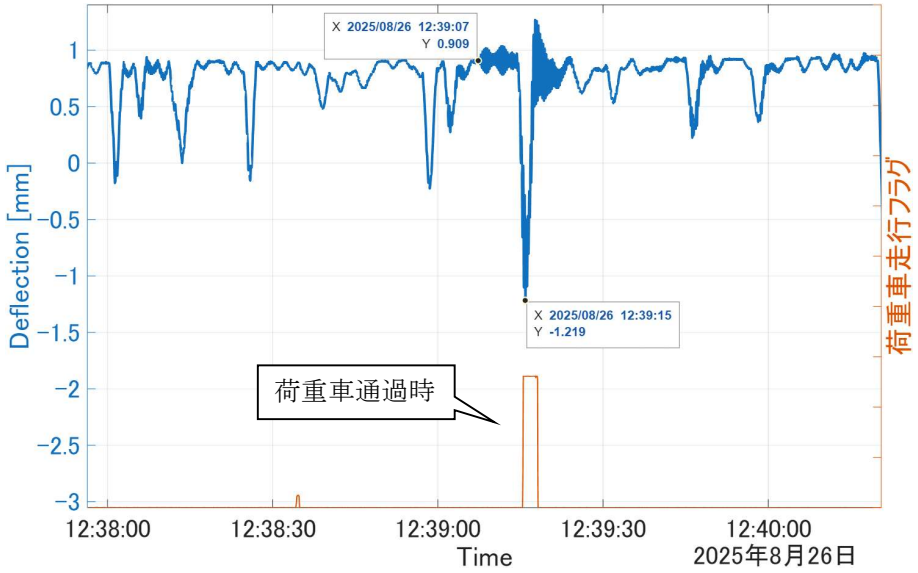
付図-1.85　荷重車と後方伴走車

d)　たわみ計測結果

ここでは**付図-1.76** のスパン中央に設置された接触式変位計の荷重車走行時の計測結果の一例を示す．桁端部に設置された接触式変位計の計測結果については付録第 4 章を参照されたい．**付表-1.16** に示す 2025 年 8 月 26 日昼間に実施した荷重車走行実験におけるスパン中央のたわみの計測結果の一例を**付図-1.86** に示す．



(a)　大津行荷重車通過時

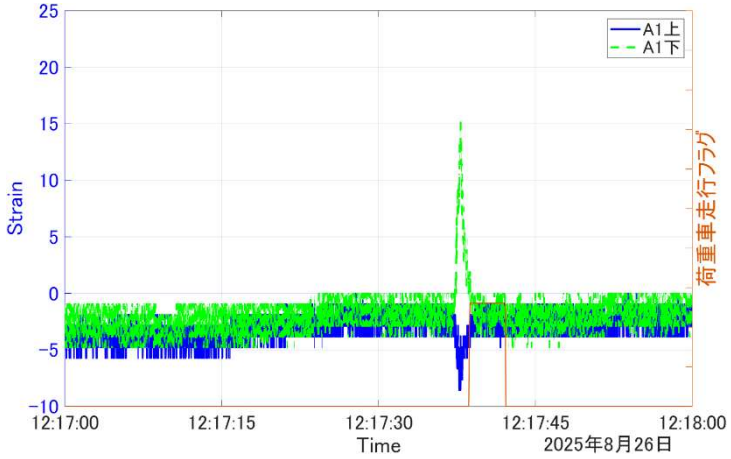


(b)　敦賀行荷重車通過時

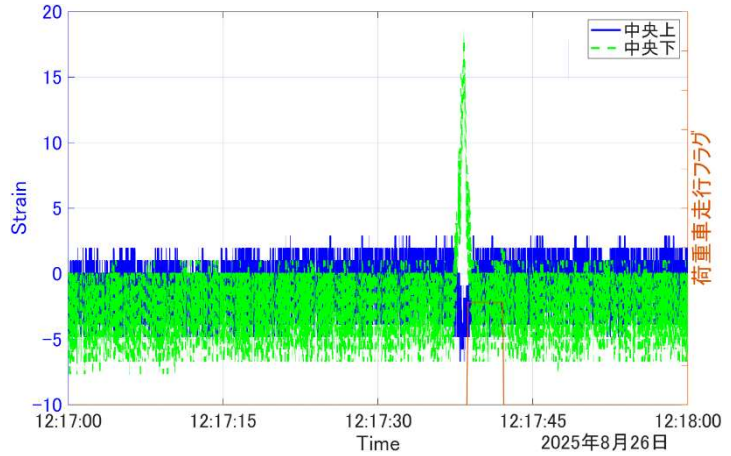
付図-1.86　スパン中央部の接触式変位計の荷重車走行時のたわみ時系列

e)　ひずみ計測結果

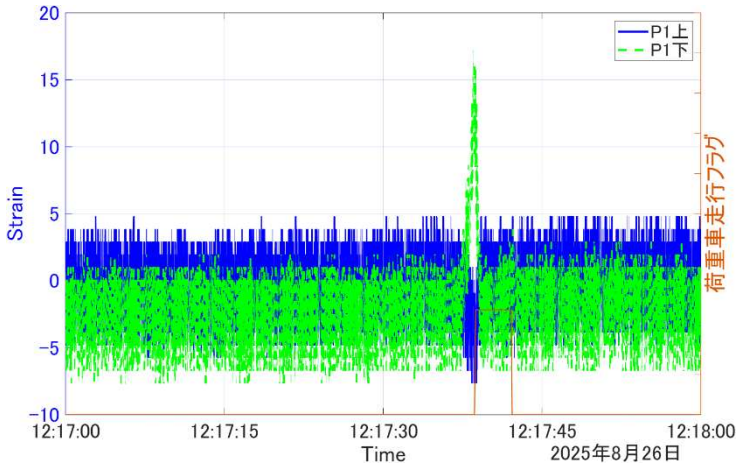
ここでは**付図-1.78** に示す合計 6 箇所のひずみゲージの荷重車走行時の計測結果の一例を示す．**付表-1.16** に示す 2025 年 8 月 26 日昼間に実施した荷重車走行実験における大津行荷重車走行時の計測結果の一例を**付図-1.87** に示す．敦賀行荷重車走行時の計測結果の一例を**付図-1.88** に示す．



(a)　4 分の 1 点

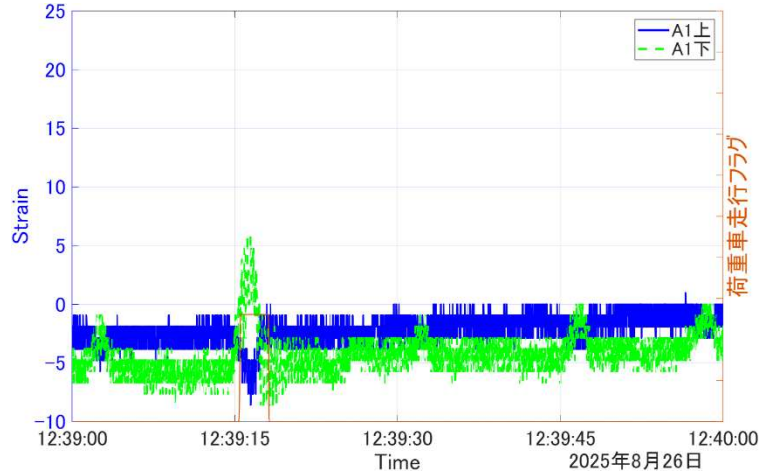


(b)　スパン中央

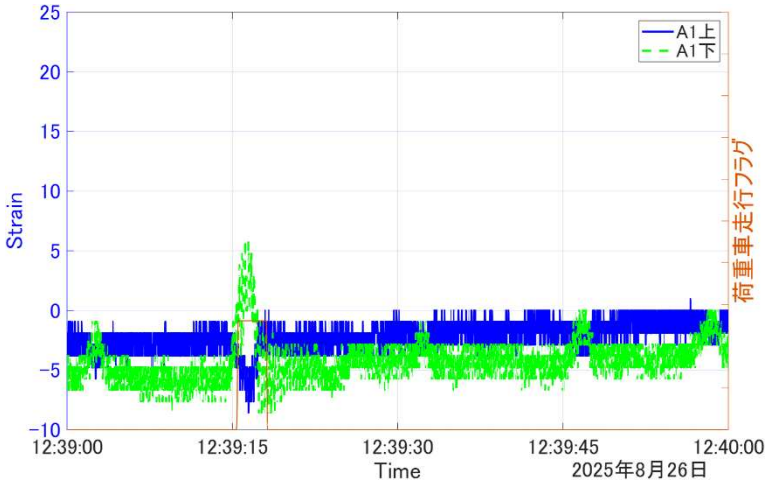


(c)　4 分の 3 点

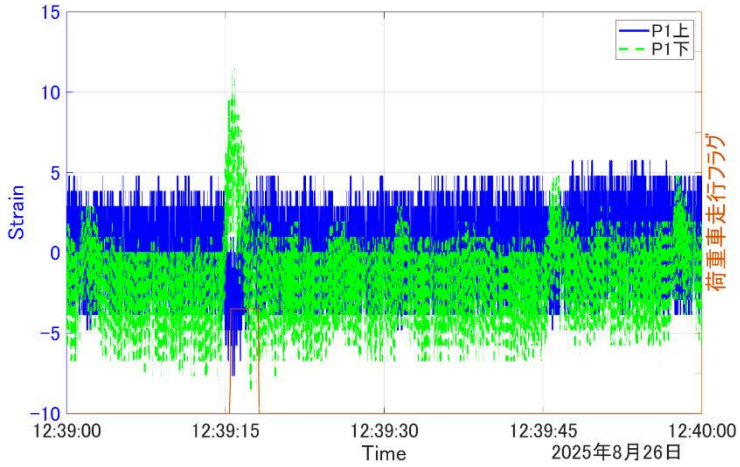
付図-1.87　大津行荷重車走行時のひずみ時系列



(a) 4 分の 1 点のひずみゲージ計測の一例



(b) スパン中央部のひずみゲージ計測の一例



(c) 4 分の 3 点のひずみゲージ計測の一例

付図-1.88　敦賀行荷重車走行時のひずみ時系列

f) 加速度計測結果

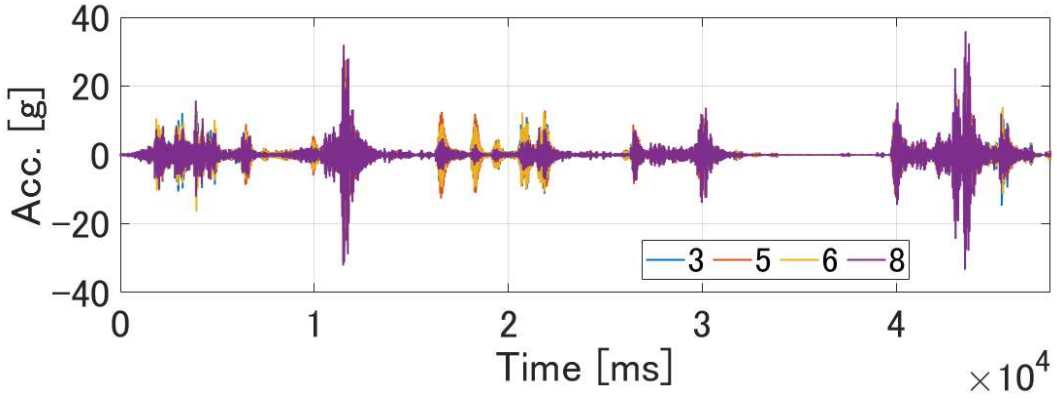
ここでは付図-1.80 に示す合計 4 箇所の加速度計の計測結果の一例を示す．付表-1.15 に示す 2024 年 9 月 3 日昼間の重力方向加速度波形の一例を付図-1.89 に示す．凡例は付図-1.80 のセンサ位置と対応している．また，付図-1.89 の加速度波形のパワースペクトル密度推定結果を付図-1.90 に示す．付図-1.90 より 3.4，4.3，12.7，15.5，21.1 Hz 近傍に卓越ピークが確認でき，橋梁の振動モードと考えられる．

次にベイズ実稼働モード解析 [1), 2)]を用いて固有振動数とモード形状を同定した結果を付図-1.91 に示す．付図-1.91 (b)と(d)で異なるねじれモードが確認できる．また付図-1.91 (c)と(e)で類似の曲げ二次モードが同定された．

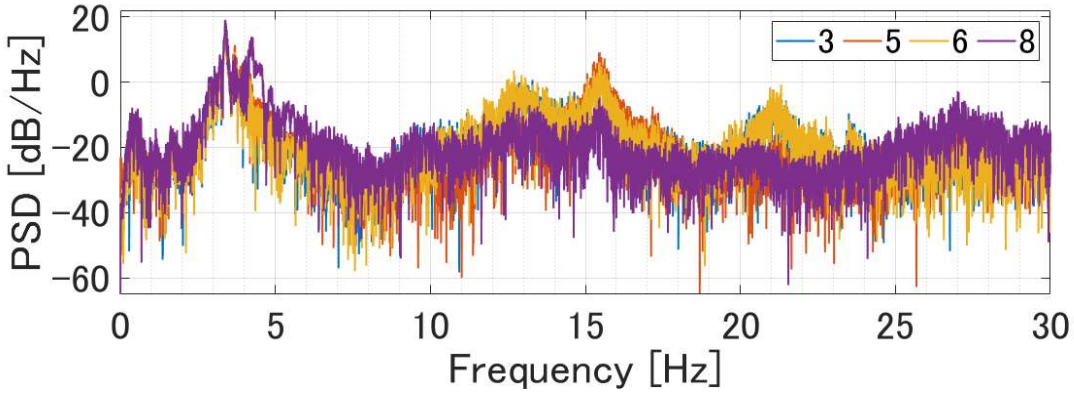
付表-1.15 に示す通り本計測は夏と冬に実施された．夏計測（2024 年 9 月 3 日）と冬計測（2024 年 3 月 5 日）の 1 分間の加速度計測から固有振動数を同定した結果の一部を付図-1.92 に示す．付図-1.92 (a)は曲げ一次固有振動数の頻度分布を示しており，夏冬いずれもばらつきが 0.3 Hz 以内に収まっている．また夏計測は冬計測に対して 0.2 Hz 低く同定されている．付図-1.92 (b)は曲げ二次固有振動数の同定結果の頻度分布を示しており，曲げ一次固有振動数に対してばらつきが大きいことがわかる．また，夏計測と冬計測の固有振動数の変化が曲げ一次固有振動数よりも相対的に大きいことがわかる．

1) Au, S. K.: Fast Bayesian ambient modal identification in the frequency domain, Part 1: Posterior most probable value, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 26, pp. 60-75, 2012.

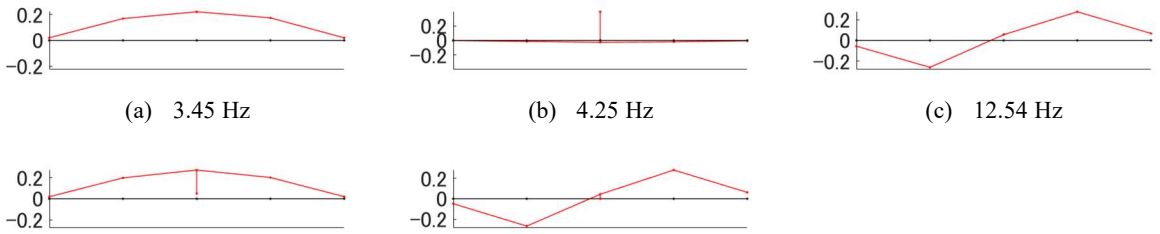
2) Au, S. K.: Fast Bayesian ambient modal identification in the frequency domain, Part 2: Posterior uncertainty, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 26, pp. 76-90, 2012.



付図-1.89　鉛直方向加速度波形の時系列



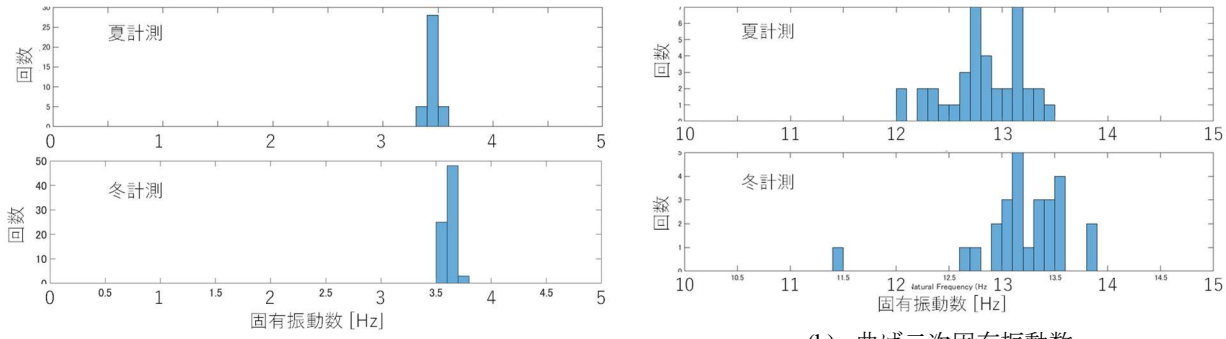
付図-1.90　鉛直方向加速度波形の周波数特性



(a)　3.45 Hz　　(b)　4.25 Hz　　(c)　12.54 Hz

(d)　15.40 Hz　　(e)　21.10 Hz

付図-1.91　固有振動数とモード形状同定結果の一例（付図-1.80 の A’から見た図）



(a)　曲げ一次固有振動数　　(b)　曲げ二次固有振動数

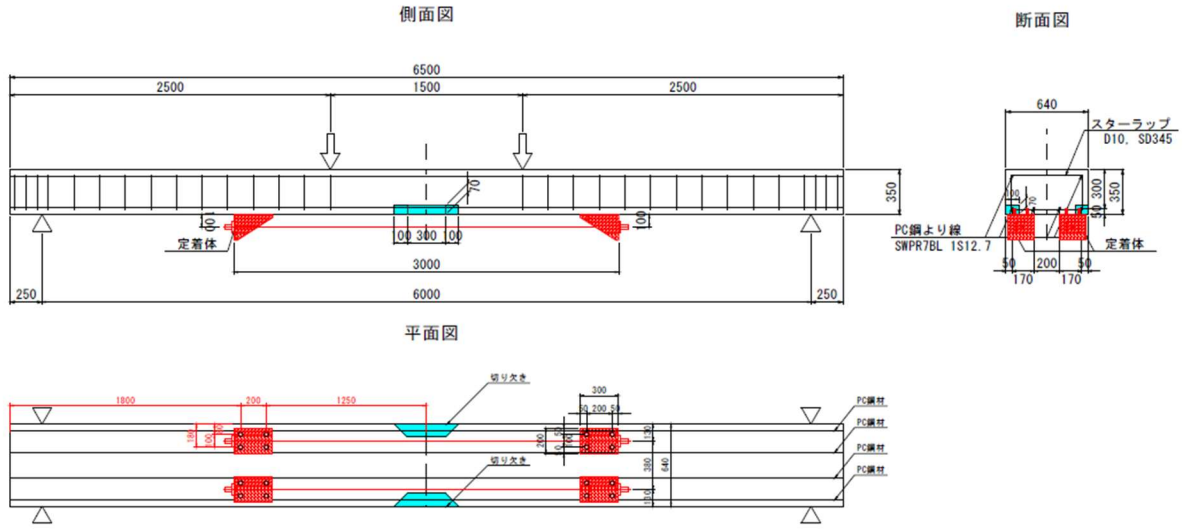
付図-1.92　夏計測（2024 年 9 月 3 日）と冬計測（2024 年 3 月 5 日）の固有振動数同定結果の比較

(4) PC 梁 4 点曲げ載荷実験＋補修実験 (2025)

本実験では，供試体寸法は異なるものの付録 1 章(2)に記載の同様の PC 梁の静的載荷実験について記述する．本節ではさらに，PC 梁損傷導入後に補修工法を適用した後に，再度計測と静的載荷実験を行い，補修効果の確認と補修後の損傷に基づく構造性能の評価のための計測を行う．

a) PC 梁補修概要

本実験では，損傷導入後に補修工法を適用した後に，再度計測と静的載荷試験を行い，補修効果の確認と補修後の損傷に基づく構造性能の評価のための計測を行う．試験体の補修はひび割れ補修および外ケーブル補強とする．ひび割れ補修は微細なひび割れにも注入可能なエポキシ樹脂注入工法（IPH 工法）とする．外ケーブル補強には内ケーブル同様の PC 鋼より線（SWPR7AL 1S12.7）を 2 本使用して補強を行う．補強範囲は等曲げ区間とし，等曲げ区間の外側に定着ブラケットを設置して，支間中央の応力が健全時と同等となるように緊張力を導入する．補強の概要を付図-1.93 に示す．



付図-1.93　補強概要（定着体および外ケーブル配置）

- IPH 工法について

IPH は「Inside Pressure Hardening」の頭文字で，日本語訳では「内圧充填接合補強」と表す．経年劣化や地震などにより損傷したコンクリート構造物の強度回復と長寿命化を実現する技術である．従来の樹脂注入工法では，樹脂がコンクリートの表層部にとどまり，構造体内部の機能回復には至らなかった．本工法では，コンクリート内部の空気と注入樹脂を置換することにより，末端の 0.01mm 幅の微細クラックまで充填が可能である．IPH 工法の特長を以下に列挙する．また，付図-1.94 に本工法の施工例を示す．

特徴 1．空気と樹脂の置換

従来の樹脂注入では，コンクリート内部の空気が抵抗となり，充填を阻害した．本工法では，専用の注入器により樹脂の注入と同時に排気が可能で，注入樹脂と空気の置換が可能である．

特徴 2．高密度充填

本工法では，高流動性のエポキシ樹脂を超低圧で注入する．これにより，コンクリート内部からの排気による吸引効果と毛細管現象の効果が期待でき，高密度・高深度の充填が可能である．

特徴 3．強度回復・耐久性向上

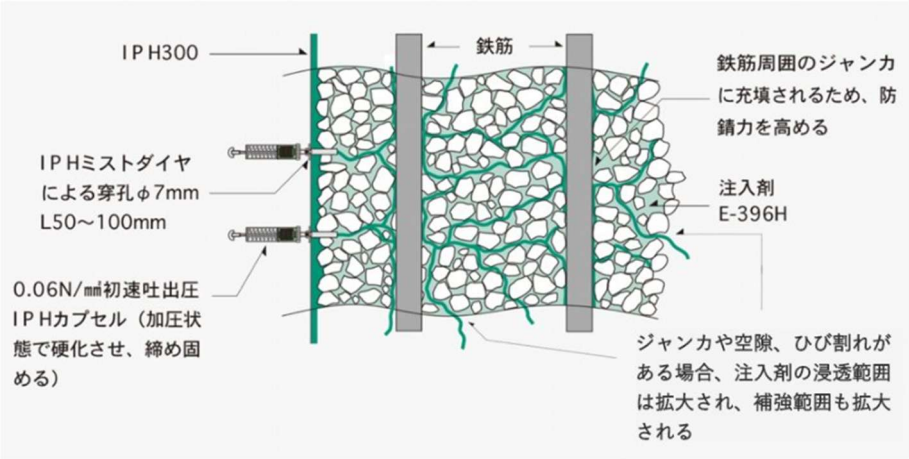
高強度に微細なひび割れまで充填されることにより，圧縮強度およびコンクリートと鉄筋の付着強度が回復し，耐久性の向上が期待できる．本工法による部材の力学的性能の向上は，実験により確認されている．

特徴 4．鉄筋防錆・中性化抑制

鉄筋周囲に樹脂が充填されるため，鉄筋と空気および水との接触面積が減少し，鉄筋の防錆効果が高められ，中性化の進行抑制が可能である．また，微細な空隙が充填されることにより，劣化因子の内部への侵入を防止し，劣化の進行や塩害，ASR の抑制効果も期待できる．

特徴 5．耐久性向上による補修周期の延長と，それによる経済性の向上

力学的性能の向上や劣化進行抑制により耐久性の向上が見込まれ，補修周期を延ばすことが可能である．また，劣化部分のはつりを少なくできることから，解体殻の発生を抑え，施工費や工期を低減できる．



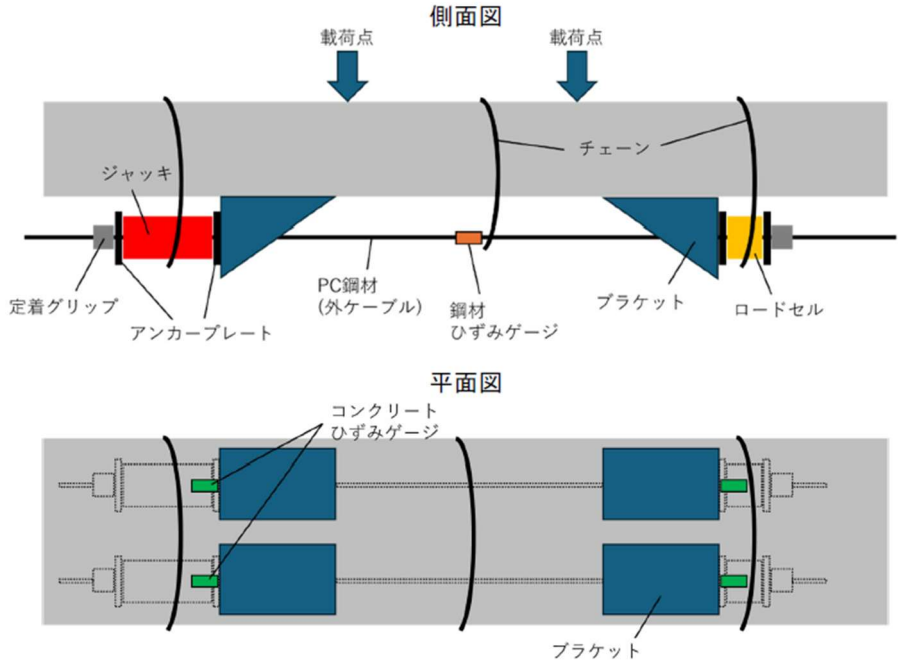
付図-1.94　IPH 工法による豆板（ジャンカ）・浮き部の施工例 [1)]

1) 一般社団法人 IPH 工法協会．IPH 工法（内圧充填接合補強）とは，https://iph-v.com/constructionmethods/，（閲覧日 2026 年 4 月 8 日）

b) PC 梁補修・補修後の実験プロセス

外ケーブルおよび測定機器の取付け概要図を**付図-1.95** に示す．定着ブラケット背面のコンクリートには軸方向にひずみゲージを設置し，外ケーブルの緊張力による応力を確認する．補修・補強後の載荷方法は，補修・補強前と同じ支点条件・等曲げ区間とした 4 点曲げ載荷とし，載荷荷重は漸増載荷とする．補修・補強後のなじみ取りについては，補修・補強前の載荷実験時になじみ取りを実施して以降，供試体設置用架台を作動させないため，実施しない．最初に，外ケーブルを設置し，支間中央の応力が健全状態と同等となるように緊張力を導入する(458N/mm^2)．その後，設計荷重相当(40 kN)まで漸増載荷を行い，各載荷ステップの最大荷重時と荷重除荷後で各測定項目を測定する．除荷後，外ケーブルの鋼材断面積の減少を模擬するため緊張力を減少させる．なお，緊張力の減少はジャッキの圧力を減少させることで 20%(91.6N/mm^2)ずつプレストレスを減少させる．外ケーブルのプレストレスを減少させた後，再度，設計荷重相当を載荷して各評価指標を測定することによって，外ケーブルの腐食を模擬した構造物の物理量の変化を確認する．外ケーブルのプレストレス減少および載荷・除荷時の計測については以下の①～⑩のステップで行う．

① 無載荷状態の物理量を測定
② 外ケーブル用ブラケットを取り付けた状態，かつ無載荷状態の物理量を測定
③ 外ケーブルを緊張する(緊張力 458N/mm2：ケーブル 1 本あたり 45.2kN)
④ 緊張後，無載荷状態の物理量を測定
⑤ 設計荷重相当(40kN)まで荷重を載荷．載荷中は，5kN ごとに変位，ひずみを測定．40 kN で変位，ひずみを測定し，ひび割れ確認．
⑥ 荷重を除荷し，物理量を測定．除荷時は，40，30，20，15，10，5，0 kN 時に変位，ひずみを測定．
⑦ 除荷後，外ケーブルの緊張力を減少させる(減少量は**付表-1.17** を参照)
⑧ 緊張力の減少量を測定し，物理量を測定
⑨ 緊張力解放(0N/mm2)状態における，除荷後の物理量を測定するまで⑤～⑧を繰り返す
⑩ 再度，外ケーブルの緊張力を 458N/mm2 まで導入し，終局荷重まで載荷する(終局ステップは**付表-1.18** を参照)．載荷中は 5kN ごとに変位，ひずみを測定．
⑪ PC 試験体の損傷状況を確認し，載荷実験終了



付図-1.95　外ケーブルおよび測定機器の取り付け概要図

付表-1.17　補修後各ステップの緊張力

緊張力 100% （健全状態） 45.2 kN	緊張力 80% 36.2 kN	緊張力 60% 27.1 kN

緊張力 440% 18.1 kN	緊張力 20% 9.0 kN	緊張力 0.0% （PC 鋼材 2 本切断相当） 0 kN

付表-1.18　終局確認各ステップの詳細

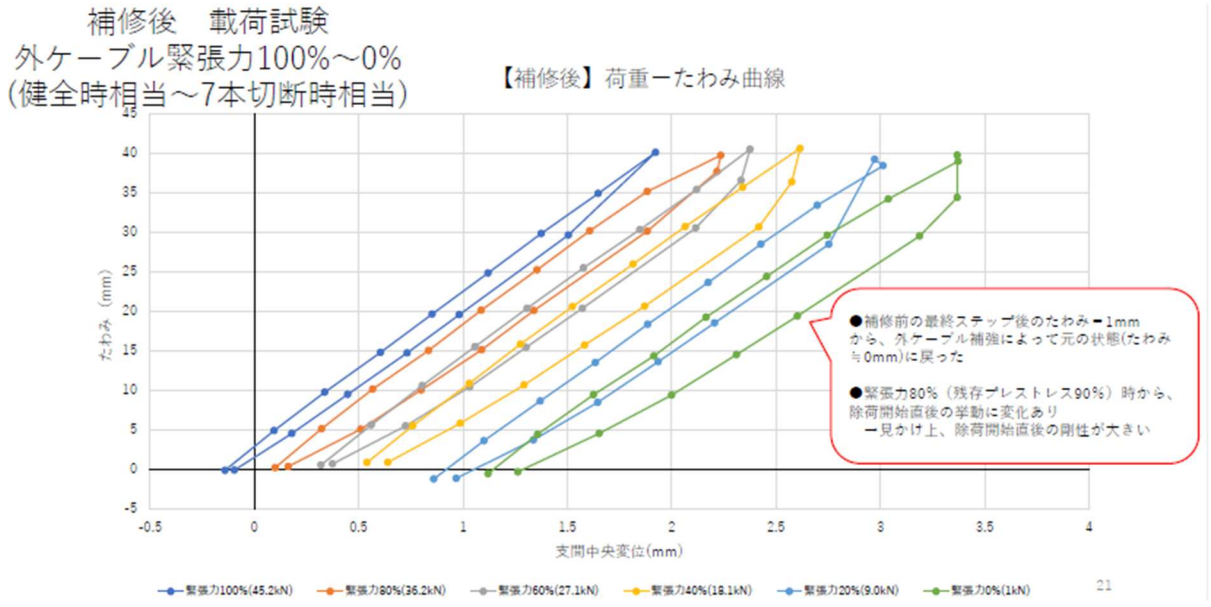
60kN （外ケーブル緊張力 100%：45.2kN）	80kN （外ケーブル緊張力 100%）	90kN （外ケーブル緊張力 100%）	100kN （外ケーブル緊張力 100%）	110kN （外ケーブル緊張力 100%）

c)　PC 梁補修後の計測結果

ここでは荷重たわみ曲線，載荷時たわみ図，除荷時たわみ図，外ケーブルひずみ，載荷荷重―ロードセル荷重，について記す．それぞれ補修後各ステップと終局各ステップに分けて図示する．

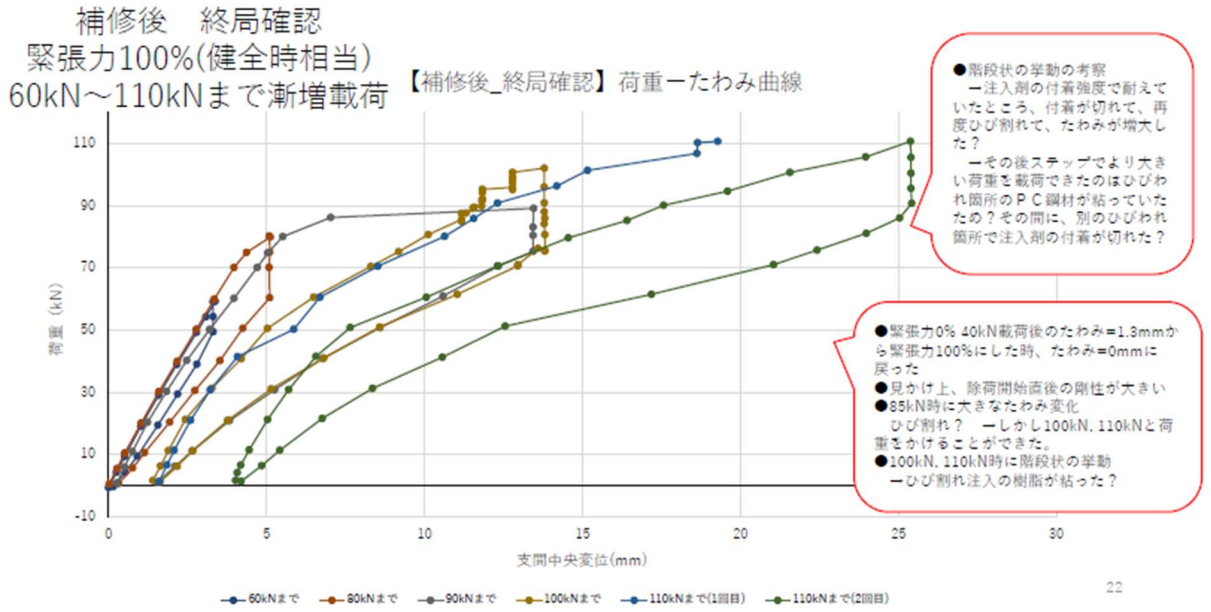
- 荷重たわみ曲線

補修後各ステップ



付図-1.96

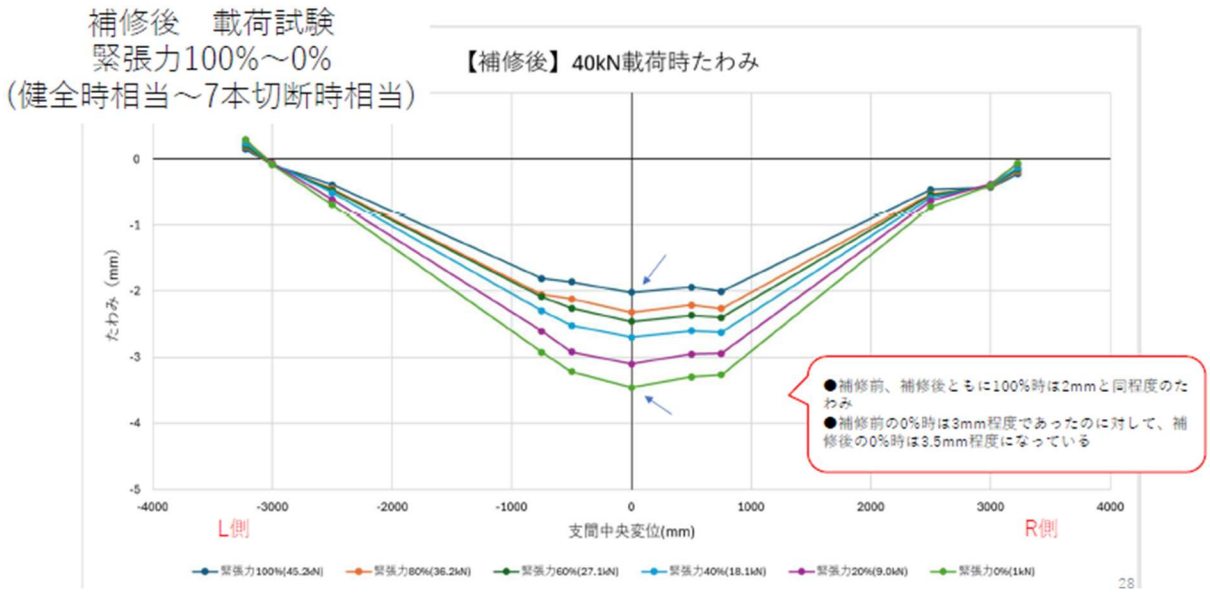
終局確認各ステップ



付図-1.97

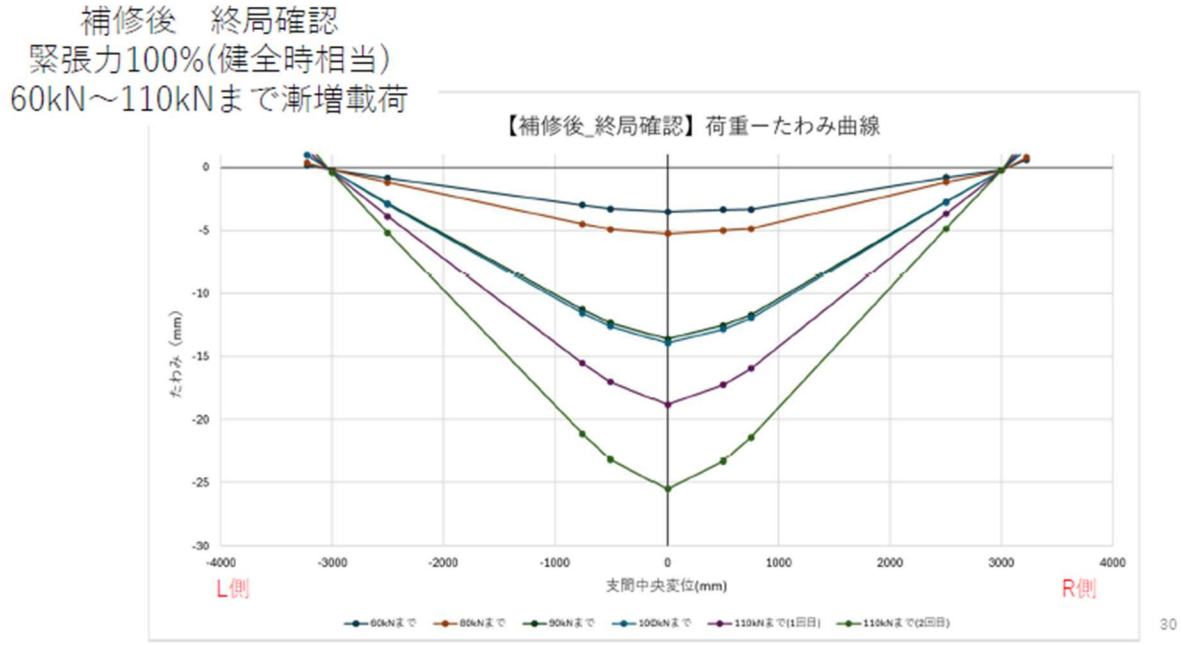
- 載荷時たわみ図

補修後各ステップ



付図-1.98

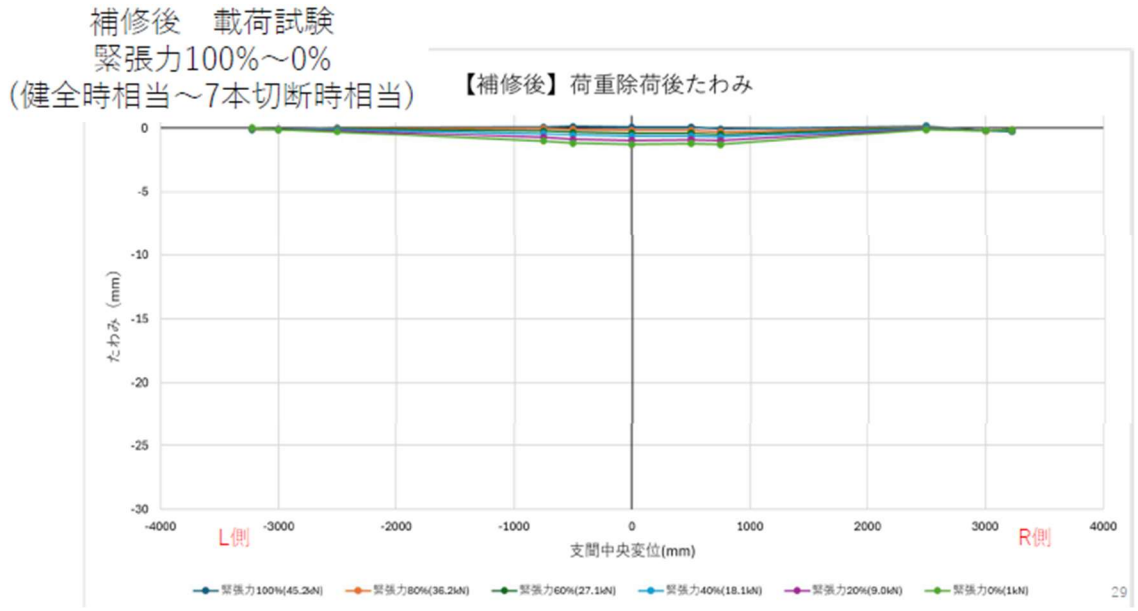
終局確認各ステップ



付図-1.99

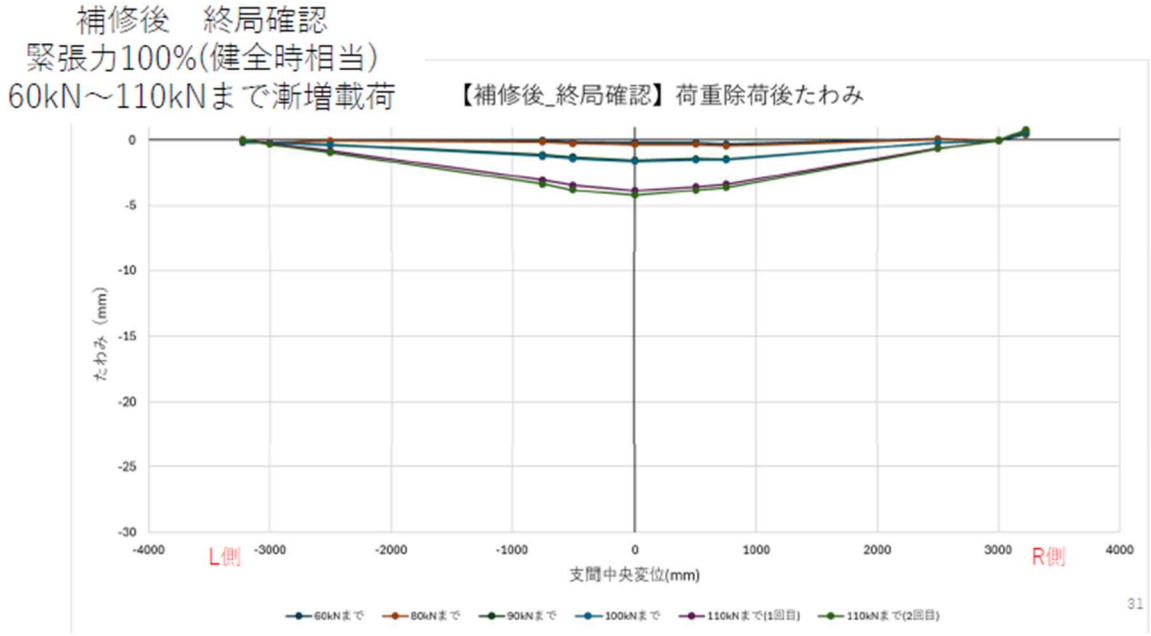
- 除荷時たわみ図

補修後各ステップ



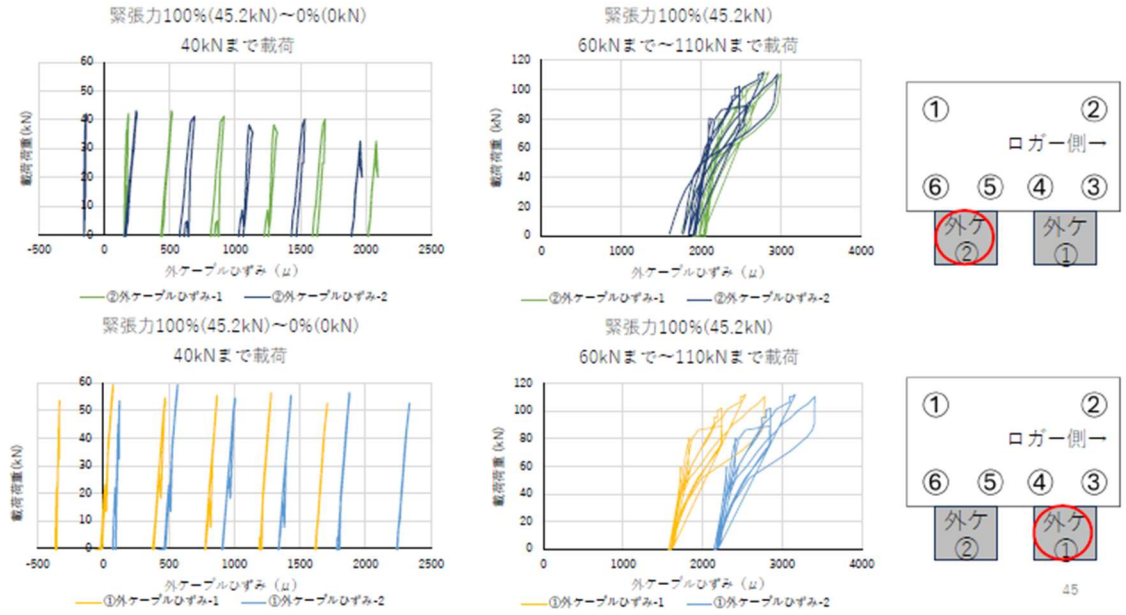
付図-1.100

終局確認各ステップ



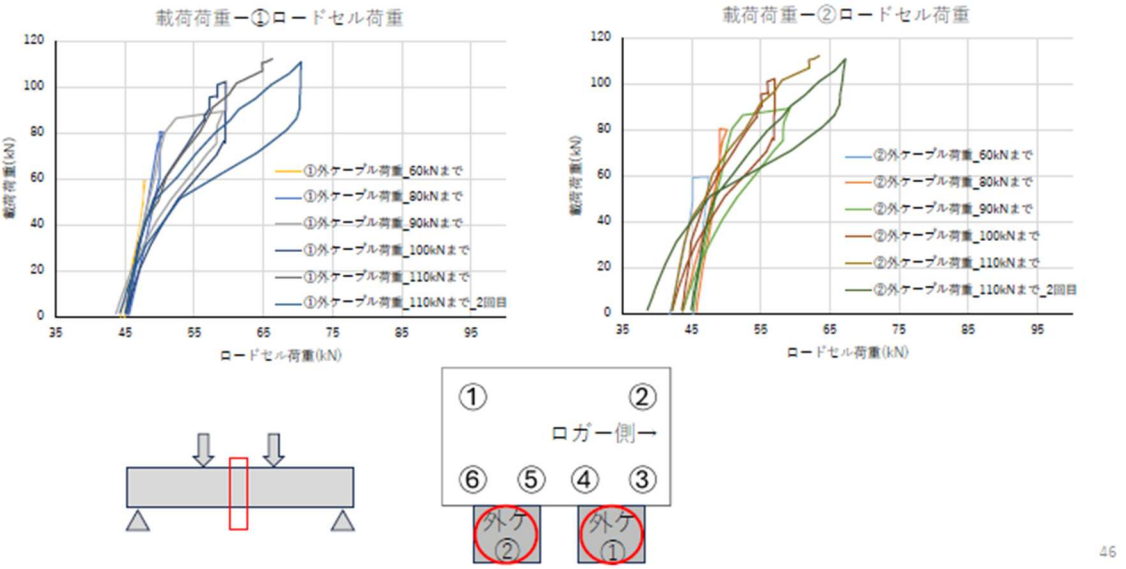
付図-1.101

- 外ケーブルひずみ



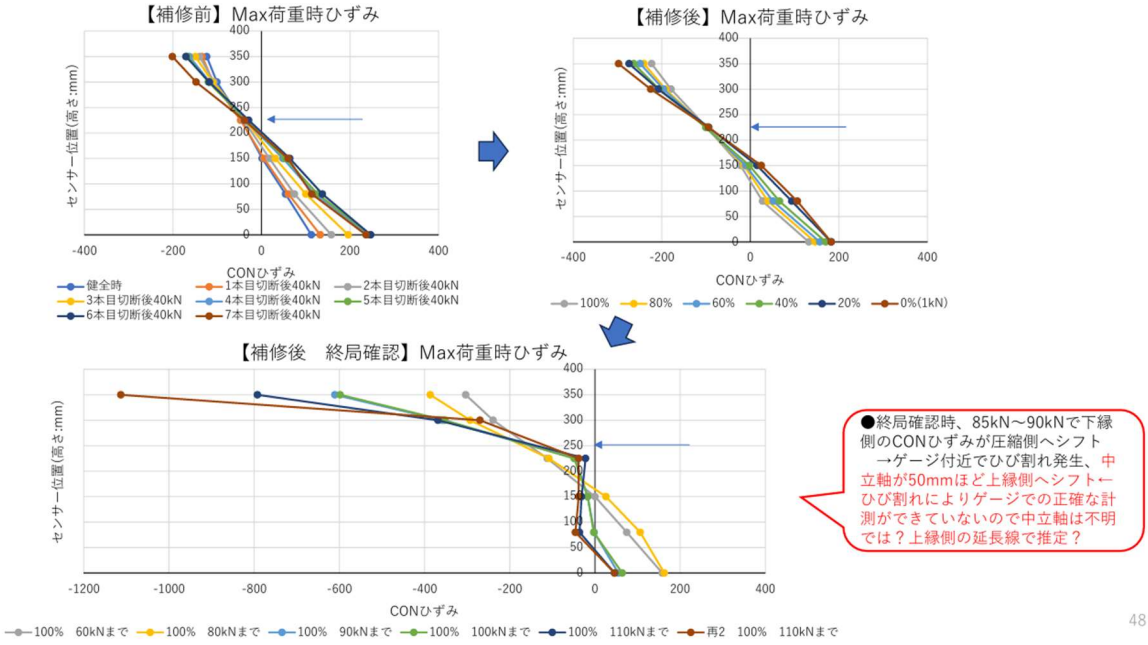
付図-1.102

- 載荷荷重―ロードセル荷重

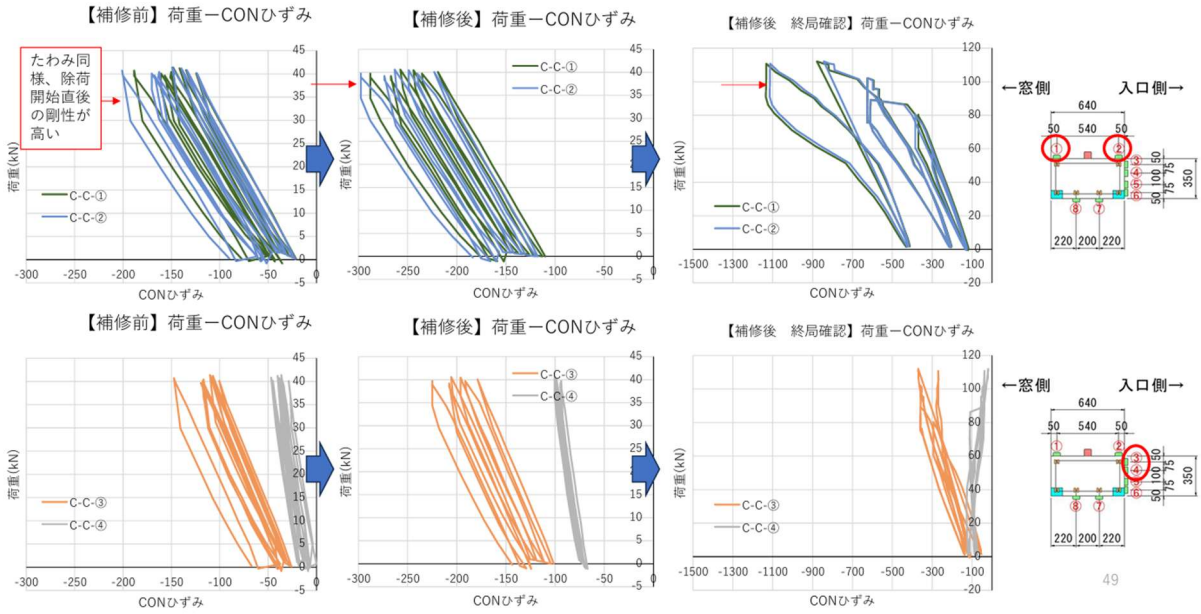


付図-1.103

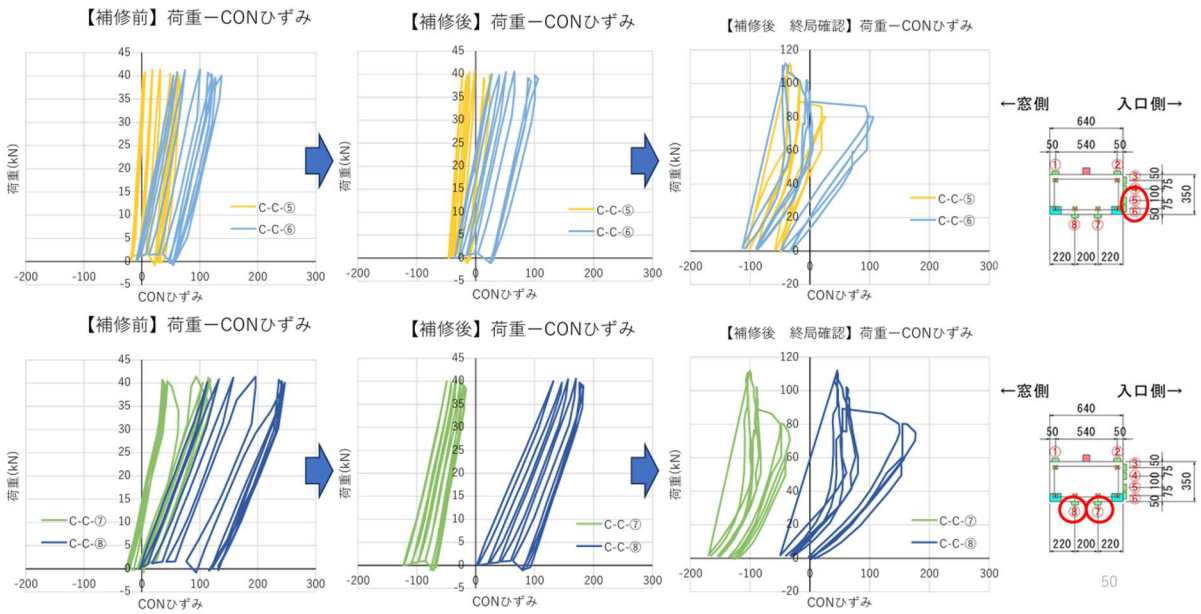
● 荷重―コンクリートひずみ



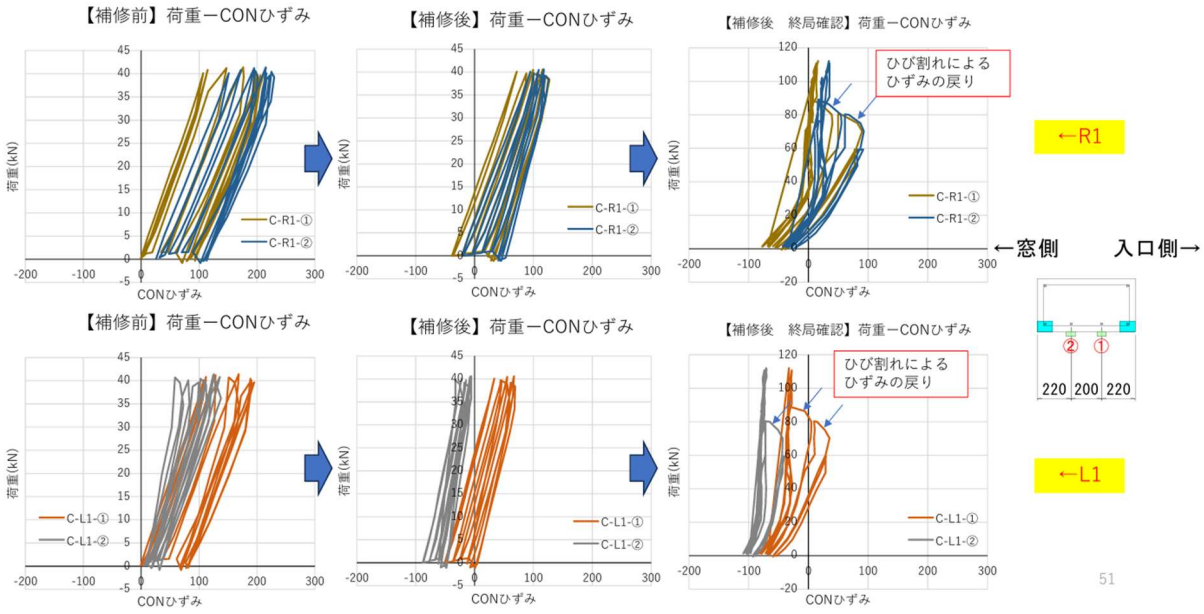
付図-1.104　C ライン荷重載荷時



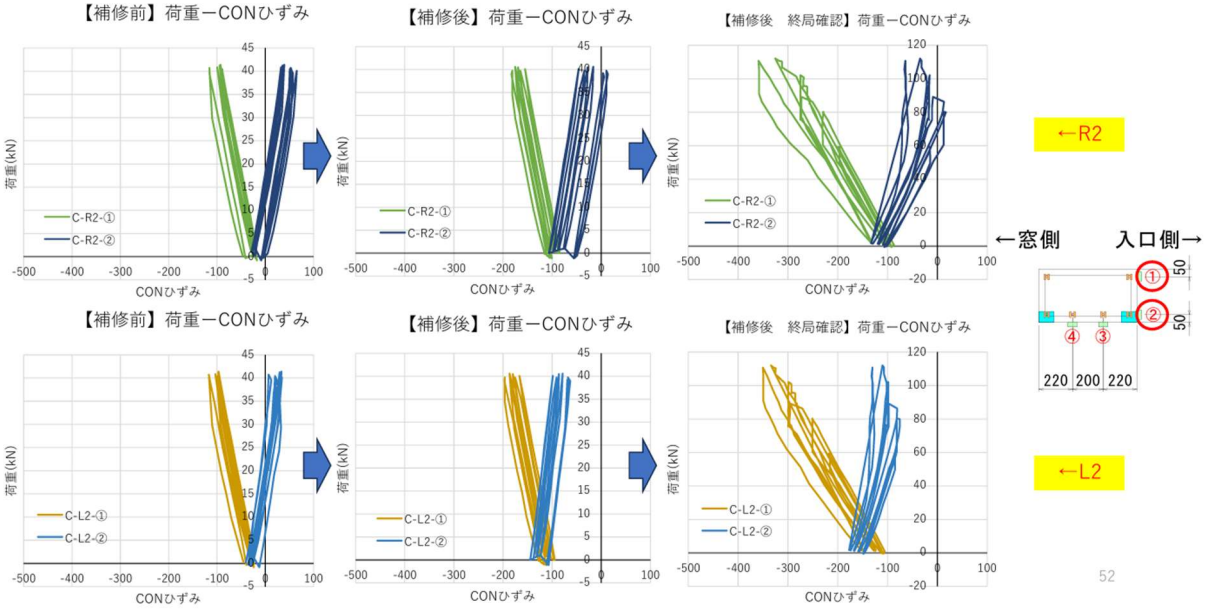
付図-1.105　C ライン履歴曲線 1



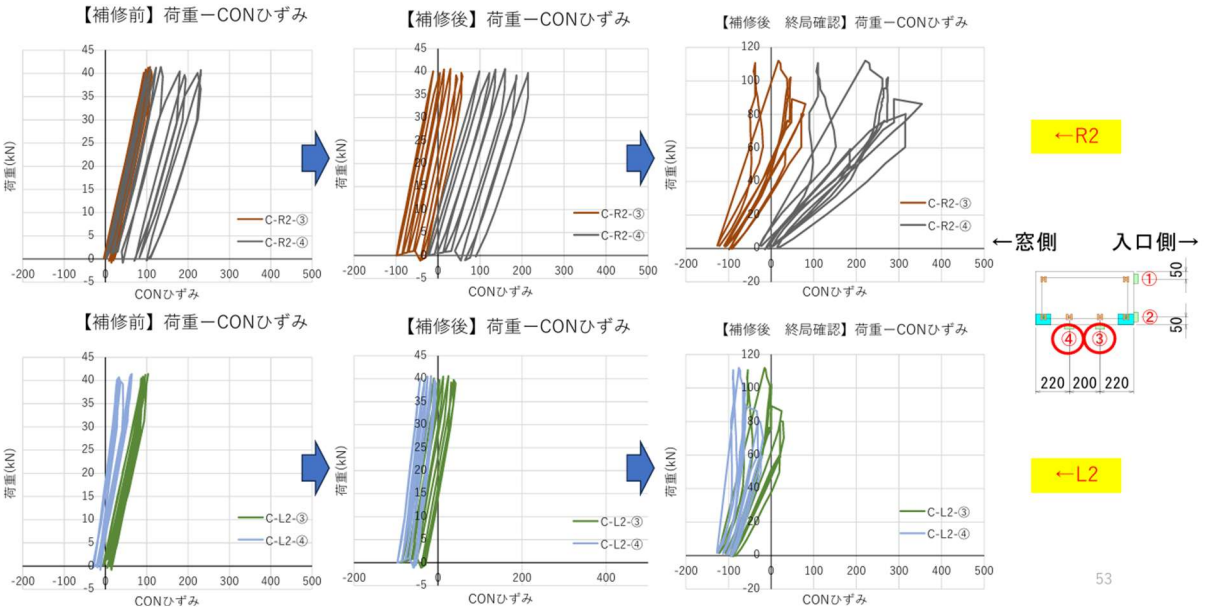
付図-1.106　C ライン履歴曲線 2



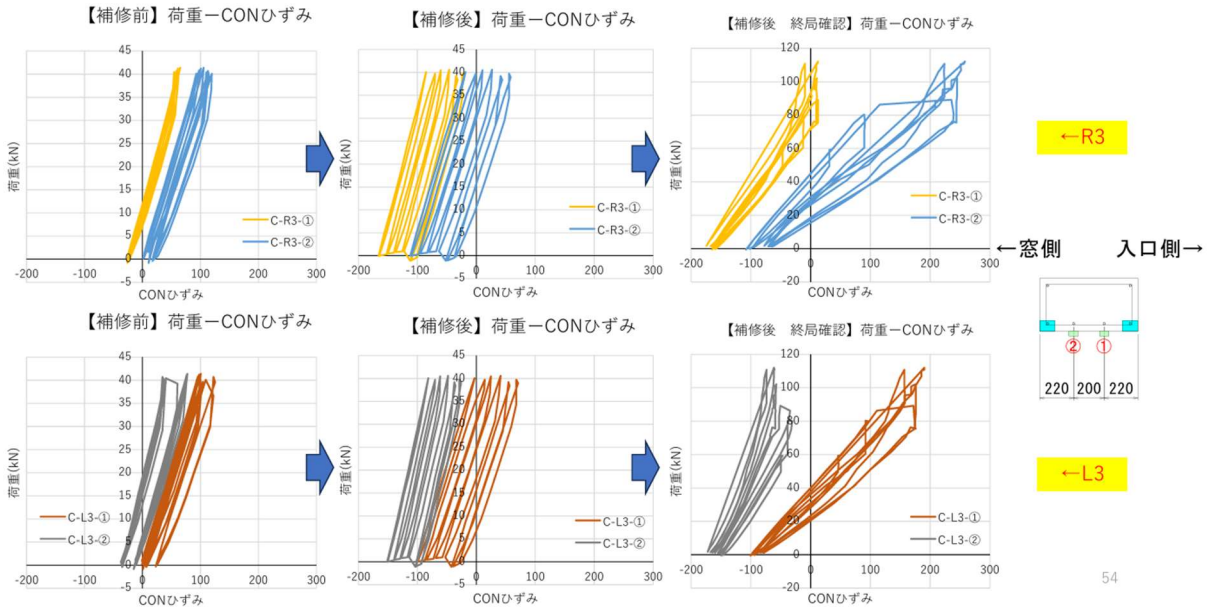
付図-1.107　R1, L1 ライン履歴曲線



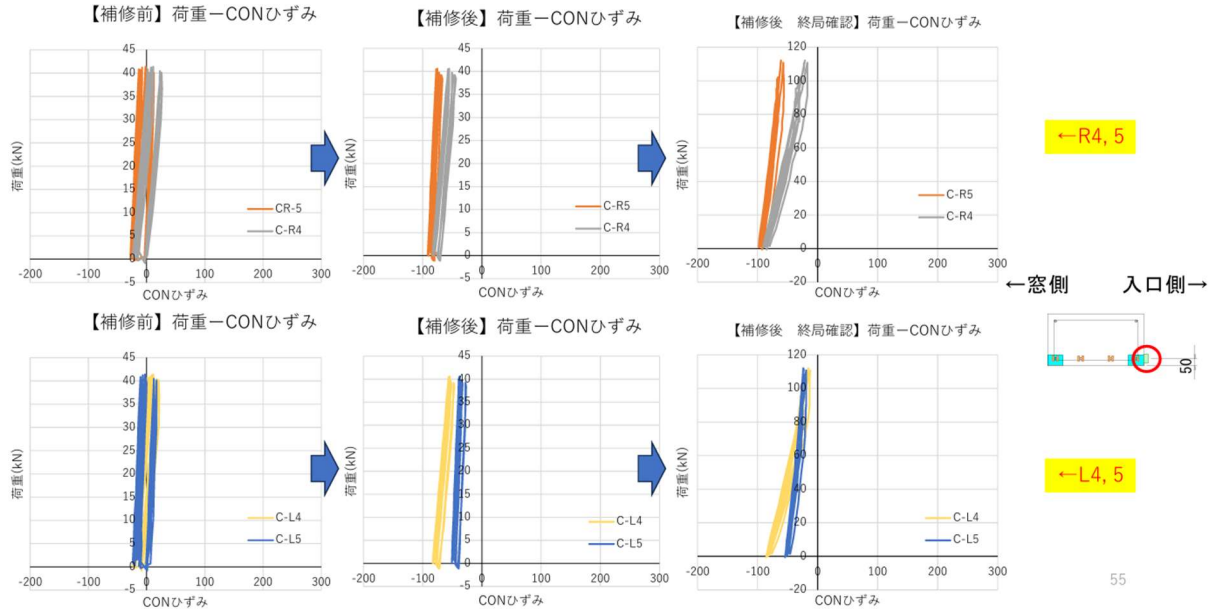
付図-1.108　R2, L2 ライン履歴曲線 1



付図-1.109　R2, L2 ライン履歴曲線 2



付図-1.110　R3, L3 ライン履歴曲線



付図-1.111　R4, R5, L4, L5 ライン履歴曲線

2. 振動計測および SAFE 技術を用いた点検支援

(1) 振動計測および SAFE 技術概要・特徴

SAFE 技術とは振動データの計測に基づいて，損傷などによる構造物の剛性の変動を簡易に検出するための指標と，そのための計算手順および計測技術の総称である．ここでは，振動データとは対象とする構造物の振動現象を加速度，変位，ひずみなどの物理量として適当なサンプリング間隔で計測した時系列デジタルデータと，それらの計測条件を補足するデータ群のことを表すものとする．また，剛性とは弾性変形の範囲で荷重・変形関係を考えた際の，部材や構造物全体の変形のし難さの程度を意味するものとする．

構造物は，その剛性や質量に応じた固有の揺れ方で振動することが知られている．例えば，**付図-2.1** は単純桁の振動の形状を模式的に表したものである．構造物の振動は，図中の一次曲げ振動，二次曲げ振動…といった揺れ方の重ねあわせで表現される．これらの固有の揺れ方のパターンを振動モードと呼び，その物理的特性を表現する振動数，減衰定数，モード形状などを総称して振動特性と呼ぶことにする．損傷などにより局所的に曲げ剛性が低下した場合，その位置での曲げ変形の曲率が大きくなるため振動特性に変動が生じる．したがってこの変動を検出することで，損傷などによる構造物の剛性の変動を検出できると考えられる．

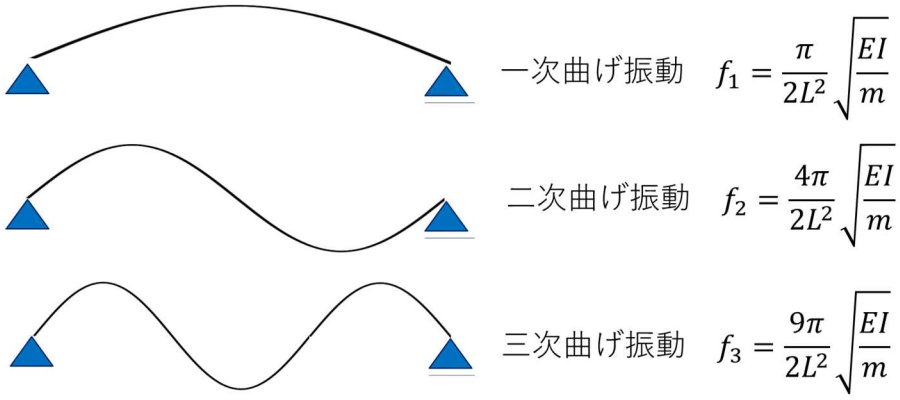
この方法の利点の一つは変状を生じる箇所を事前に特定できていなくても，構造物全体の振動をいくつかの代表点で計測するだけでその特性を推測できるという点である．この利点のため，比較的アクセスの容易な計測点からの簡便なデータ収集が可能となり，近接困難な箇所の変状の継続的な監視に有用となると期待される．また，あらかじめ変状の疑われる部材を特定できる場合には，構造物全体ではなく部材ごとの振動応答を計測してその部材の健全性をより詳細に把握することも可能となる．一方で，振動特性に影響を与えないような変状（例えば汚れ，変色，塗膜の剥離，付属設備の不備等）については評価が困難であるので，従来の近接目視点検やドローンでの撮影などの視覚的な点検手法と並行して用いる必要がある．

モニタリングの役割として，計測された振動データからいち早く変状の兆候を発見することが要求される．一方で，構造物に固有の揺れ方を効率よく特定し，その変化を検出するためには関連する信号処理や統計処理の工程が必要である．このため，信号処理や統計処理は逐一技術者が行うのではなく，可能な限り自動化することが望ましい．SAFE はあらかじめ学習された揺れ方のパターンと新たに計測された振動データとの一致度を単一の指標として表現することで，煩雑な信号処理・統計処理を自動化し，異常が疑われる場合にいち早く警報を示すことを目的としている．異常が疑われるデータが確認された際には，それらの警報が構造特性の異常によるものであることを確認したうえで，具体的な振動特性の変動の把握および原因推定を行い，必要と判断された際には現場での詳細点検を行うという運用が考えられる．**付図-2.2** に SAFE の位置づけの例を示す．上に述べた通り，このフローのうちで膨大な計測データから異常を判別するための診断の工程を簡略化することが SAFE の主な目的である．

なお本稿では紙面の都合上手法の概略を述べるにとどめる．詳細については文献 1)を参照されたい．また，評価の具体例については 2 章(3)節以降に述べる．また，機材選定と計測条件を考えるうえでの注意点を 2 章(5)節に付記する．

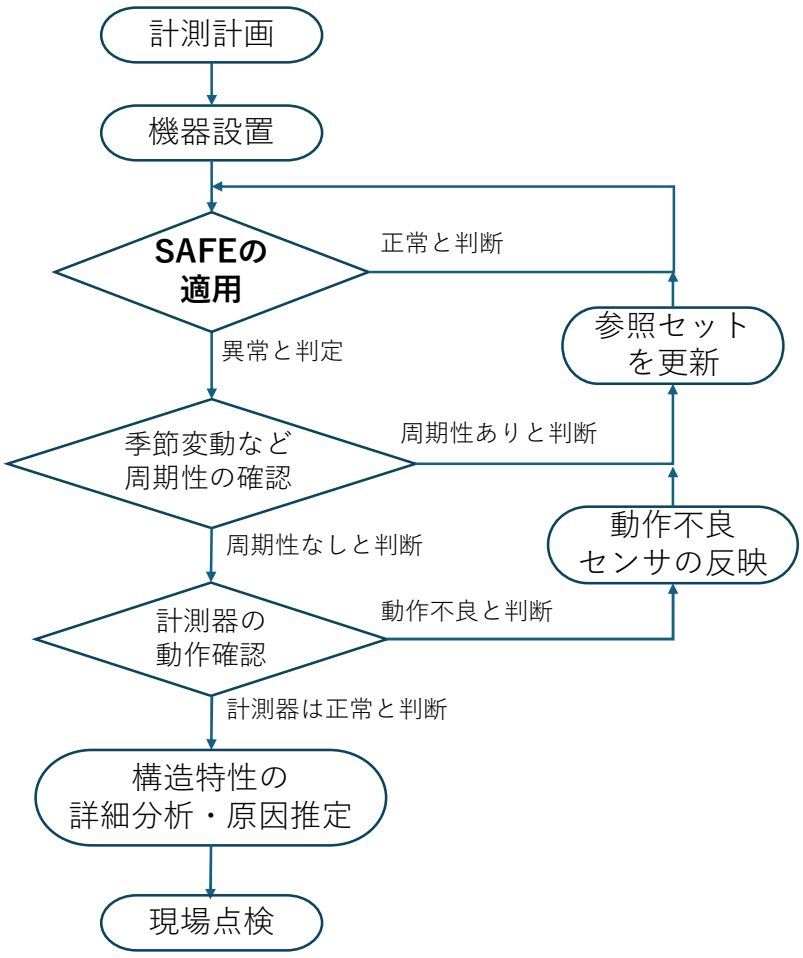
---

1) Yoshinao Goi and Chul-Woo Kim: Bridge Damage Detection Using Ambient Loads by Bayesian Hypothesis Testing for a Parametric Subspace of an Autoregressive Model, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 2023, ID 7986061, 2023.



L：支間長，EI：曲げ剛性，m：梁の単位長さ当たり質量

付図-2.1 単純桁の振動特性



付図-2.2 提案技術（SAFE）の位置づけ

(2) 計算手順

a) Step0：事前準備

まず SAFE の適用に先立って，計測が適切に行われていることを時系列プロットとスペクトルから必ず確認する．万が一計測値に不備があり，かつ再計測が困難な場合は必要に応じてデータの補正を行う．具体的には，計測時に生じた欠測データの平滑化や計測の不備に起因するノイズのフィルタリング，加振が行われていない時間帯のデータの除外などを必要に応じて実施する．本稿ではこれらの工程はあらかじめ行われたものとみなして，それ以降の評価手順を説明する．以下では，特定のサンプリング間隔で連続的に数十秒から数分程度計測された時系列デジタルデータを統計的な意味での「標本」と呼ぶことにする．計算に先立って，振動データを次のように一連のデジタルデータとして整理する．

標本：

分析対象とするすべての計測点に対して，計測値を時系列順に並べた二次元配列．各標本のデータ長は変動して差し支えないが，極端にデータ長の異なる標本の混在は避ける．

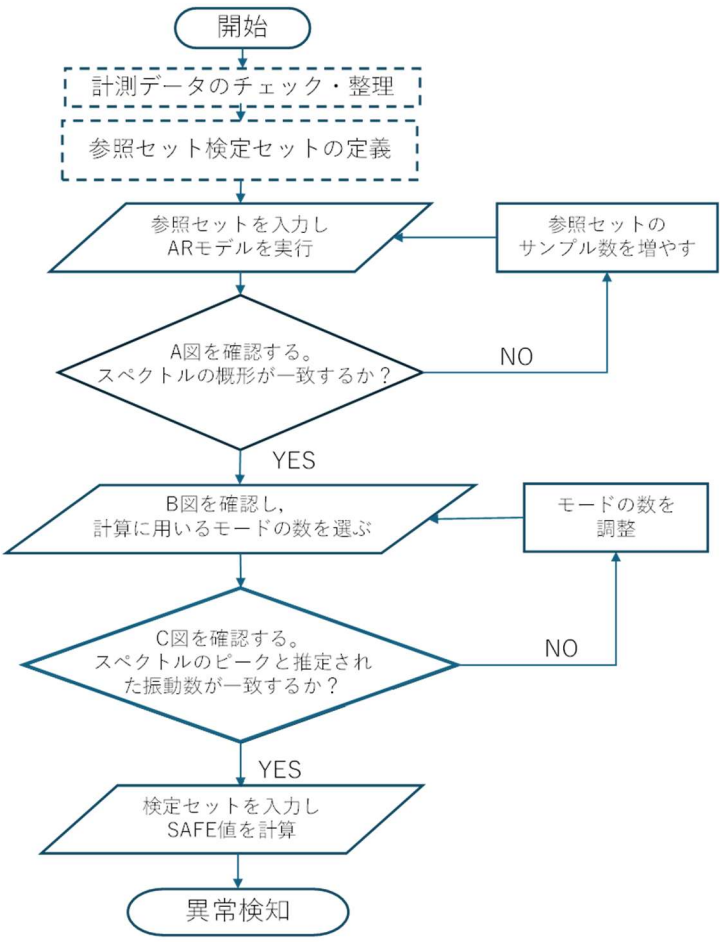
サンプリング周波数：

データ本体について，1 秒あたり何点のサンプルを記録したかを表す数値．この値はすべての系列で共通とする．

ラベル：

各系列収集時の計測条件を適当な文字列，日付，数値などで表した識別子．

計算のフロー図を**付図-2.3** に示す．SAFE の計算は，参照元から揺れ方のパターンを学習する Step1 と，学習されたパターンと新たに計測された振動データとの乖離の程度を検定する Step2 から構成される．ここで，学習を行うために収集する振動データを「参照セット」，異常の有無を判別するための複数系列の振動データを「検定セット」と呼ぶことにする．参照セットと検定セットのうちの各標本について，参照セットの揺れ方との統計的な乖離の程度を計算する．この指標を「SAFE 値」と呼ぶことにする．次項以降では各ステップの計算手順を示す．



付図-2.3 SAFE 値の計算フロー

b) Step1：学習

まず，どの計測条件を参照セットとし，どの計測条件を検定セットとするかを，ラベルごとに分類する．複数標本（目安として 30 標本以上）の振動データから変化検知の基準とするための揺れ方のパターンを学習する．温度や荷重など，環境変動の影響によるばらつきが想定される場合は，参照セットには可能な限り複数の環境条件を含めた計測値が無作為に含まれていることが望ましい．Step1 では次式の多変量 AR（Autoregressibe）モデルの係数行列と誤差項についての情報を学習する．

$$\mathbf{y_k} = \sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{p}} \boldsymbol{\alpha_i} \mathbf{y_{k-i}} + \mathbf{e_k} \qquad (付\ 2.1)$$

ここで，$\boldsymbol{y}_k$は k ステップ目の時系列データからなるベクトルであり，$\boldsymbol{\alpha}_i$は AR 係数，$\boldsymbol{e}_k$は予測のばらつきを表す誤差項である．参照セットを入力すると，学習された AR モデルによるスペクトルが表示される（ここでは A 図と呼ぶ）．評価者はスペクトルを確認し，生データによるピリオドグラムの概形と一致することを確認する．もし学習されたスペクトルがピリオドグラムの概形と一致しない場合は，学習が不十分なので参照セットの標本数を増やす．

次に，固有振動の占める振幅パワーの割合（B 図）が表示されるので，評価者は振幅の卓越する振動モードの数を入力する．続いて，評価者の入力に従って抽出された振動数の描きこまれたスペクトル（C 図）が表示されるので，それらの値がスペクトルのピークと一致することを確認するオプションとして，推定された振動数，減衰定数，振動モード形状などの振動特性を表示することも可能である．

c) Step2：**検定**

Step2 では参照セットと検定セットに含まれる各標本をもとに SAFE 値を出力する．SAFE 値は，参照セットを基準とし，振動モードに関するパラメータを可変とみなしたとき，各標本の時系列がどの程度参照セットで学習された揺れ方から乖離しているかを示す統計的尺度を定量化する．具体的には，「参照セットを事前情報とする AR モデル」と「参照セットを事前情報とし，振動特性にのみ変動を許した AR モデル」との周辺尤度の対数比 [1]を各標本に含まれるデータ数で正規化したものである．この値は AR モデルの推定のバラツキ（誤差項の 2 乗和平均）を用いて概ね次のように近似されることが知られている．

$$SAFE\,値 \approx \frac{\left(\text{振動特性変動を認めない場合のバラツキ}\right) - \left(\text{振動特性変動を認めた場合のバラツキ}\right)}{\left(\text{Step1 で学習されたバラツキ}\right)} \qquad (付\ 2.2)$$

統計的な異常度の尺度の目安として，Step1 から振動特性が変動しない場合は SAFE 値≈0，Step1 から振動特性が変動し AR モデルの推定のバラツキがもとの大きさから 2 倍程度となるとき SAFE 値≈1 となる．

理論的には，0 を統計的に有意な差の認められないしきい値として，SAFE 値が大きくなるほど参照セットからの乖離が大きいことを示す．ただし実用上は，参照セットに含まれる微小な変動によっても SAFE 値がしきい値を超える場合がある．そのような健全状態での変動による誤警報を防止するため，一個抜き交差検証により確認される参照セットの SAFE 値があらかじめ 0 を下回ることを確認する．

評価者はしきい値 0 と，テスト標本の中央値とを比較し，異常の程度を評価する．2 章(3)節以降の経験則に基づくならば，テスト標本の中央値が 0 を超過する場合を「要警戒」，すべてのテスト標本が 0 を超過する場合を「警報相当」とみなすことが提案される．ただし，上記の「要警戒」および「警報相当」の目安は今後の実例の蓄積によって更新される余地がある．

---

1) Yoshinao Goi and Chul-Woo Kim: Bridge Damage Detection Using Ambient Loads by Bayesian Hypothesis Testing for a Parametric Subspace of an Autoregressive Model, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 2023, ID 7986061, 2023.

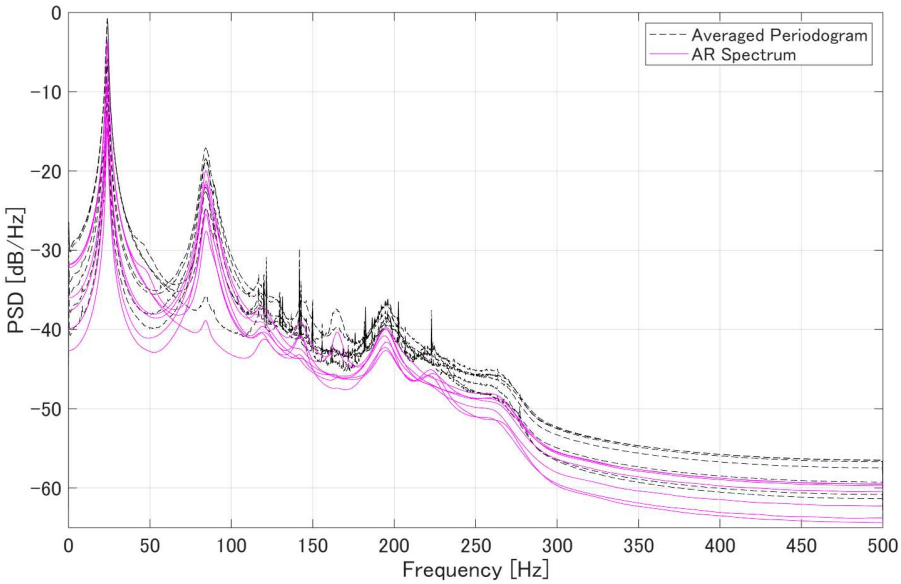
(3) RC 梁 4 点曲げ載荷実験への適用例

a) 事前準備

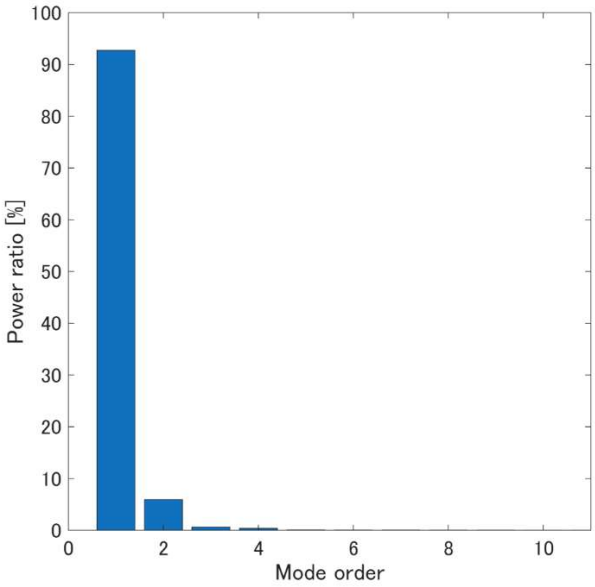
SAFE には交通振動などによるランダムな加振を想定した時系列モデルが採用されているが，本実験ではハンマーによる打撃を加振源とする．このため，打撃直後から振動が減衰するまでのデータを疑似的なインパルス応答として収集し，１回の打撃ごとの応答を１標本とする．本適用例では，設置された 9 点の加速度計のうち，支点直上を除く 7 点の鉛直加速度計のデータを使用する．１章(1)節に述べた通り本試験の計測はサンプリング周期 1000Hz で実施されたが，後の検討でセンサ側から送信される信号が 500Hz 間隔でしか更新されていないことが分かったので，事後的に 250Hz のローパスフィルタをかけて上記設定の不備の補正を行っている．本実験では支間 1/4 点と 1/2 点を打撃しているが，不確実な載荷条件を想定してそれらのデータを混合して分析した例を示す．

b) 学習

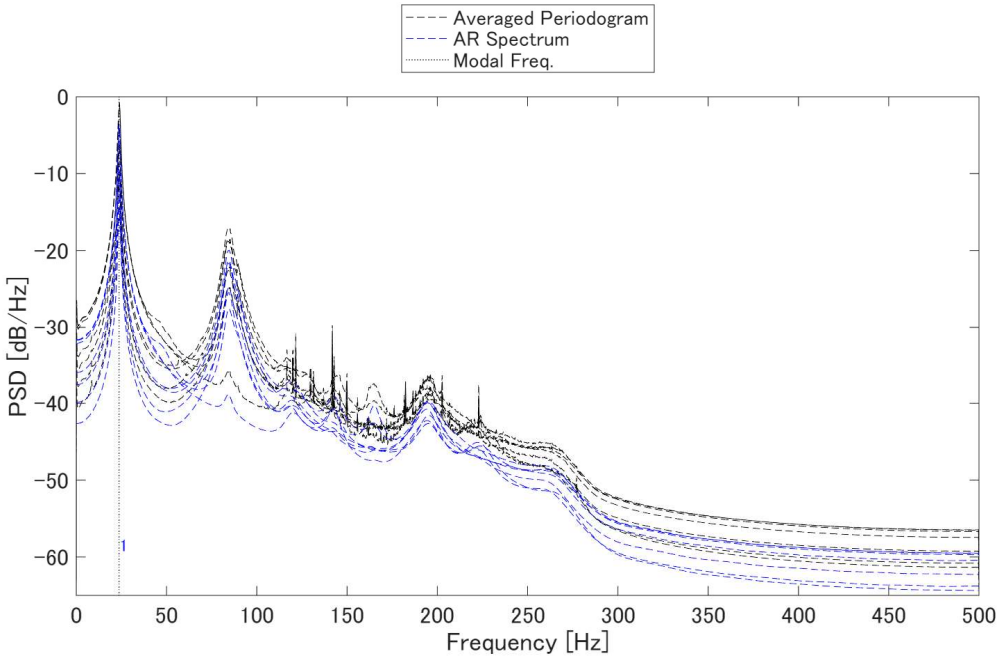
初期状態を参照セットとして揺れ方のパターンを学習する．**付図-2.4** は学習された AR モデルによるスペクトルと生データによるピリオドグラムとの比較（A 図）である．これらのスペクトルの概形がおよそ一致し，２つの主要なピークがあることが確認される．続いて，**付図-2.5** のように固有振動の占める振幅パワーの割合（B 図）が示される．この棒グラフから加速度波形の振幅パワーのうち第一の振動モードが約 9 割を占め，第二の振動モードが 5%程度を占めることが分かる．本検討事例では第一の振動モードの変動のみを検出する設定を採用する．**付図-2.6** は以上の手順で抽出された振動数を**付図-2.4** に描き加えたもの（C 図）である．評価者はスペクトルにおけるピークと抽出された振動数が重なることを確認し，次のステップに移る．



付図-2.4 AR モデルによるスペクトルとピリオドグラムの比較（A 図）



付図-2.5 振動モードごとの振幅パワーの比較

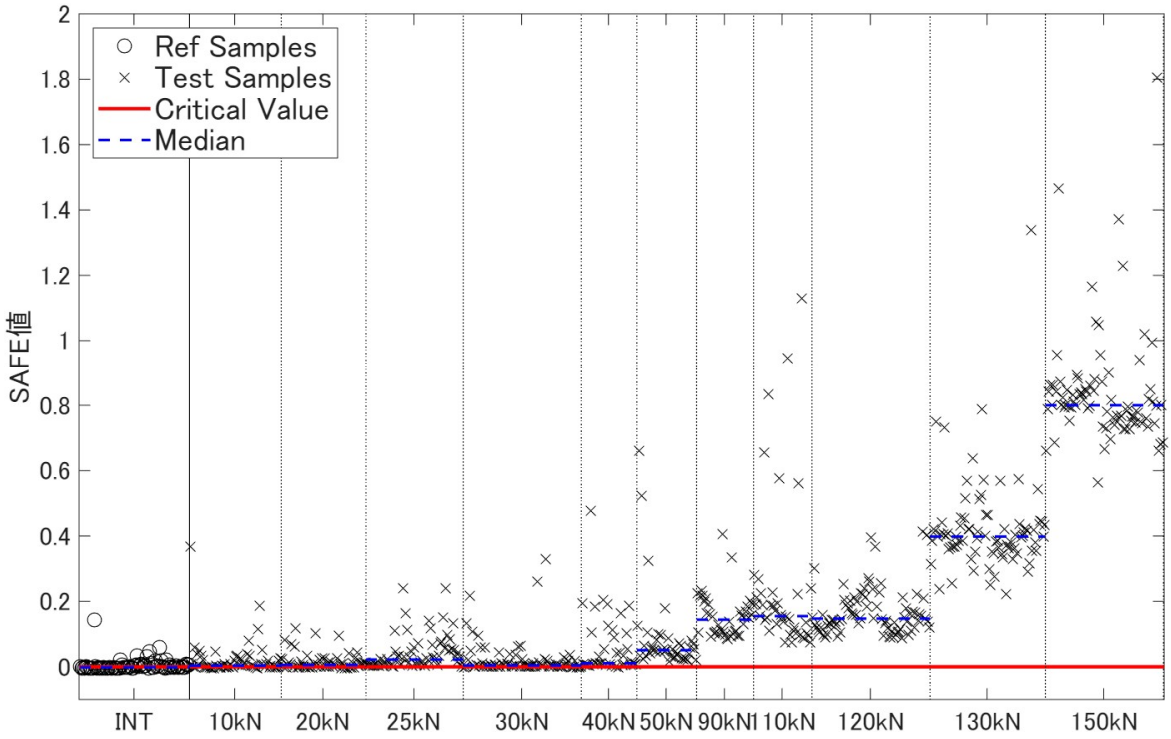


付図-2.6 スペクトルと抽出された振動数の比較

c)　検定

付図-2.7 は計算された SAFE 値を標本ごとに表示した散布図である．ただし，SAFE 値の計算結果が 2 を超える標本については視認性を優先して図から除外している．図中の赤い水平実線が異常検知のしきい値 0 であり，青い水平破線が各載荷ステップの中央値である．本報告の例では，しきい値と中央値を比較して中央値がしきい値を上回るケースを要警戒とみなし，検定セットのすべての計算値がしきい値を超えた場合に警報相当とみなす．このケースでは 10kN 載荷直後から振動特性の変動が確認され「要警戒」相当と判別されている．50kN 以降で警報が発されることになる．

本実験では 25kN 載荷後に最初のひび割れ発生が確認されている．付図-1.13 から，50kN 載荷時点より非線形の挙動が確認されており，これは載荷によるひび割れの進展によるものと考えられる．本検討の例ではこの時点で警報を発することができる．それ以降は曲げひび割れの進展に伴い，振動における応力伝達に寄与する断面がわずかずつ減少するために次第に SAFE 値が増加する傾向にある．特に，鉄筋降伏を伴うと考えられる 130kN 以降はしきい値からの大幅な乖離が確認される．以上の傾向は付図-1.44 の振動数の推移とも符合する結果とみなせる．



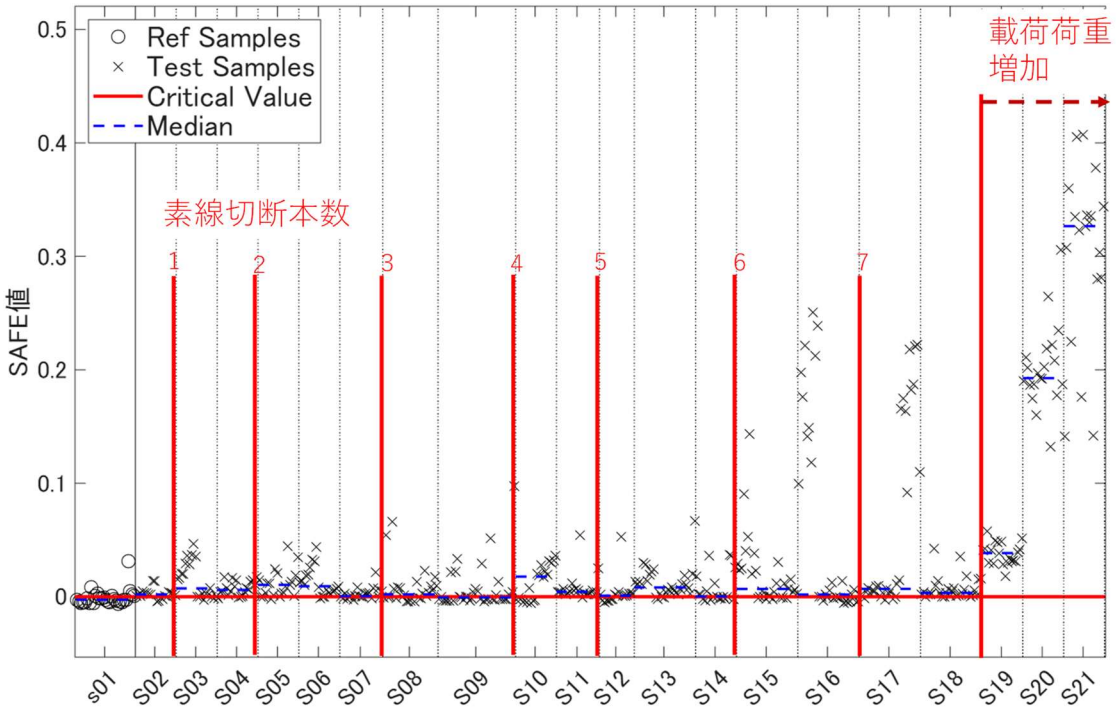
付図-2.7 RC 梁 4 点曲げ載荷実験における SAFE 値の推移

(4) PC 梁 4 点曲げ載荷実験への適用例

以降の事例においても(3)節と同様の手順で SAFE 値の計算を行う．本報告では途中の検討は省略し，SAFE 値の結果とその簡易な考察のみを示す．

a) 2024 年度実験に対する適用例

付図-2.8 に計算された SAFE 値を示す．この事例では，健全時の載荷直後から「要警戒」相当と判定されている．一方で，素線切断本数が増加しても SAFE 値の増加は確認されない．このことは**付図-1.63** b)の結果に表れているとおり素線切断の各段階の荷重変位関係がほぼ線形であり，PC 鋼材の残存緊張力によってコンクリートに発生したき裂が閉じているため，(3)節の RC での実験で見られたような見かけの断面減少を伴わなかったことによるものと想定される．なお，これらの載荷ステップにおける振動数は**付図-1.72** b)のように推移しており，素線 3 本切断以降の載荷で僅かに減少する傾向が確認できるが，日を跨いだ際の日格差に埋もれる程度の変動にとどまる．一方で載荷荷重を増加させた際の SAFE 値はいずれも警報相当と判定される．このことは**付図-1.63** c)に確認されるとおり，鋼材の塑性変形などにより荷重変位関係が非線形になっていることに起因するものと想定される．このことは**付図-1.72** a)の振動数の推移とも符合する結果とみなせる．



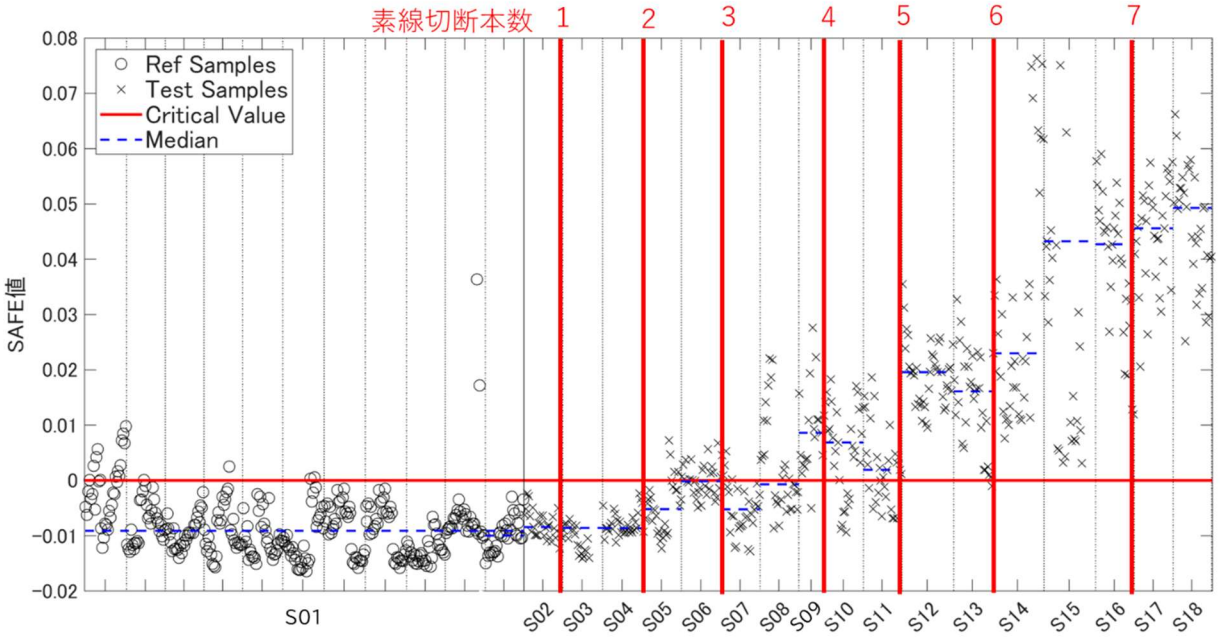
付図-2.8 付録 1 章(2)節の PC 梁 4 点曲げ載荷実験における SAFE 値の推移

b) 2025 年度実験・補修前試験体に対する適用例

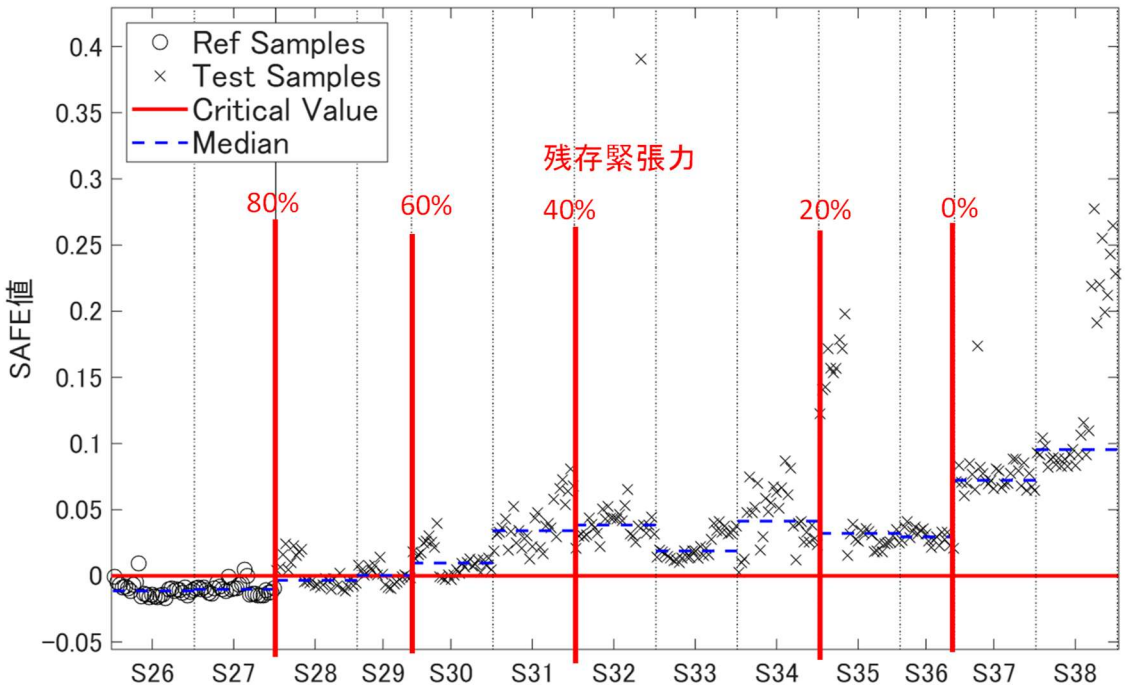
補修前試験体においては 2024 年度の検討と同様に，PC 鋼より線の素線切断と載荷を繰り返し各載荷ステップでの振動計測を実施した．なお本検討では，参照標本計測時からの温度変化による誤検出を避けるため参照標本計測を 30 分おきに実施し，参照セットが 2℃程度の試験体温度の変動を伴うようにデータを収集した．**付図-2.9** に SAFE 値の推移を示す．この事例では素線 2 本切断時の載荷後から要警戒，素線 5 本切断以降で警報相当と判定されている．本実験の実験計画の設計値では素線 6 本切断時点で死荷重に対して引張応力が発生すると想定されているため，目視点検でき裂が観察され

る段階に先立った異常検知が可能であると期待される．

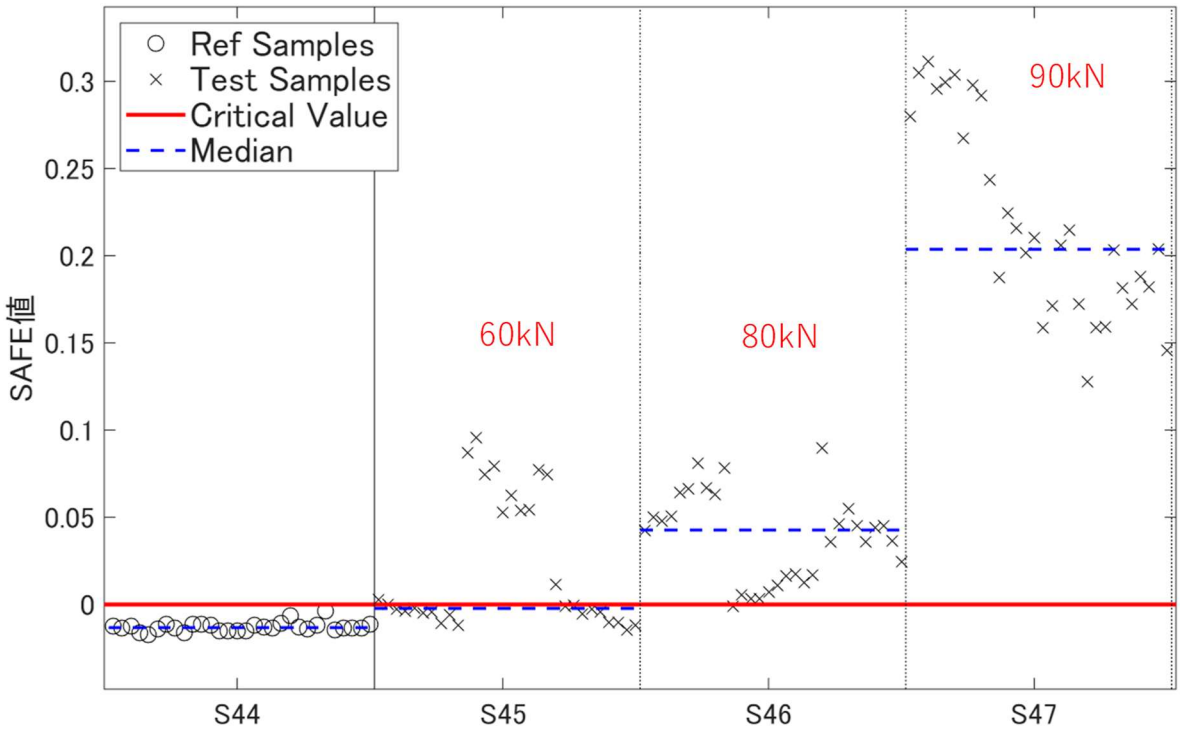
付図-2.10 と付図-2.11 は外ケーブルによる補修後に緊張力の解放および荷重増加を実施した際の SAFE 値の結果である．緊張力の解放については 80%で「要警戒」，60%で警報相当と判定される．実験計画の設計値では残存緊張力 20%で目視点検でき裂が観察される段階と想定されているので，本結果についても目視による発見に先立って緊張力低下を検出できる可能性が示された．緊張力導入後の荷重増加についても，き裂の再進展にともなう見かけの断面減少が検出されているものと推定される．



付図-2.9 付録 1 章(4)節の PC 梁 4 点曲げ載荷実験（補修前試験体）における SAFE 値の推移



付図-2.10 付録 1 章(4)の PC 梁 4 点曲げ載荷実験（補修後緊張力低下）における SAFE 値の推移

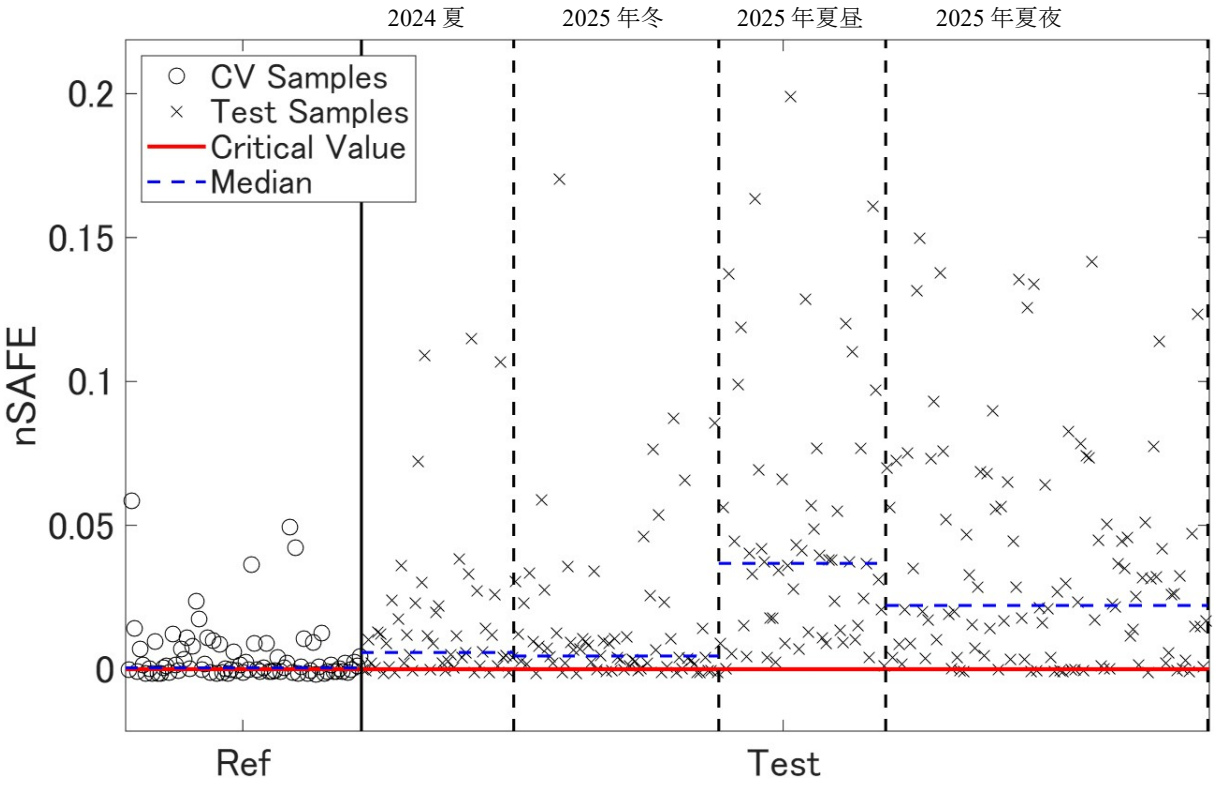


付図-2.11 付録 1 章(4)節の PC 梁 4 点曲げ載荷実験（補修後荷重増加）における SAFE 値の推移

(5) 供用下の PC 橋上部工の計測実験への適用例

本節では付録第 1 章(3)に示す供用化の PC 橋上部工の計測実験データに SAFE 値の計算を行なった結果を示す．**付表-1.15** に示す通り，2024 年と 2025 年に夏計測と冬計測を 1 回ずつ，合計 4 回の計測を行った．ここでは 2024 年 3 月 5 日の冬の計測データを参照標本計測として，**付図-1.80** に示す 3 軸加速度センサの鉛直方向の応答を利用する．計測データはサンプリング周波数 200Hz で 1 分間の計測値を 1 サンプルとして用いる．2024 年夏計測および 2025 年の冬計測と夏計測を異常判定するためのデータとして用いる．計測に用いるデータサンプルは参照標本と同じ計測条件としている．SAFE 値を求めた結果を**付図-2.12** に示す．異常判定結果を見ると夏計測の時の SAFE 値が相対的に大きな値を示していることがわかる．特に 2025 年夏の昼間計測結果はすべてのサンプルで赤線を上回っており異常と判定されている．これは，参照標本取得時と異常判定時の外気温の違いによる振動特性の変化を異常ととらえている可能性がある．すなわち，参照標本取得時は低い外気温下であったことから桁長が短くなり上部工の固有振動数が上昇している可能性がある． SAFE は低い外気温下での振動特性のみを参照標本として学習している．そのため，外気温が高い夏計測において桁長が伸びることによる振動特性の変化は学習されておらず，異常と判定している可能性がある．なお，SAFE 値中央値は徐々に上昇している．本橋梁の劣化をとらえている可能性があるが，外観上の変化は確認されていない．引き続き計測をしていくことが望ましい．

なお，本計測は計測の都度センサを撤去再設置したが，センサ設置位置にマーキングを施すことで，過去計測位置とのずれが生じないようにした．計測の正確性を担保するためには，センサを常設するか，センサ設置位置が過去計測時と大きくずれないような対策を講じることが望ましい．



付図-2.12 供用下の PC 橋上部工の計測実験における SAFE 値の推移

(6) 適用にあたっての留意点

a) 本手法の適用範囲

(3)節および(4)節の結果から，コンクリート構造物においてはき裂の進展および鋼材との付着切れに伴い，応力伝達に寄与する断面が減少することで振動特性の変動および SAFE 値による異常検知が可能となると想定される．(4)節 b)の結果より，上記の異常検知は目視によるき裂の発見に先立って可能であると想定される．ただし，(4)節 a)の結果から，緊張力低下が発生していても残存緊張力により全断面が振動に対して有効に寄与している場合は振動特性の変動は微小なものに留まる．また，環境要因に起因する振動特性の変動による誤検出を避けるため，参照セットに環境の変動を伴った学習データを用いることが望ましい．また，季節変動など長期的に周期変動を伴う環境要因に対しては必要に応じて参照セットを更新する運用が適当と考えられる．

なお付録 2 章(1)節に述べた通り，SAFE 値は構造物に異常が疑われる場合にいち早く警報を示すことを目的とする指標であり，統計的な相違の尺度であることに留意されたい．警報が示されたのちも，センサの異常や欠測による誤検出の可能性を考慮して各センサで SAFE 値を再計算するなどの追加計算を行うなど，構造物由来の変状と機器由来の変状とを切り分ける分析が必要である（**付図-2.2** 参照）．

また，構造物の物理的特性の変動を定量化するためには，警報が示されたあと，加えて振動モード分析を行い，変動の要因を評価することが望ましい．物性値の定量評価については，振動特性を直接比較するほうが力学的な根拠に富む．SAFE 値の使用目的は変化検知および相違の程度の評価にとどめ，構造性能の定量評価については必要に応じて振動モード分析やたわみ計測など他の計測技術を併用するなど，用途に応じた使い分けが肝要である．

b) 機器選定と計測条件

ここでは計測を計画するうえでの注意点について桁橋上部工を例として述べる．構造物管理者が計測や評価に関する業務を外注する場合は，本節の内容をすべて把握する必要はないが，いずれにしても大まかな考え方を理解することが望ましいため，本稿に付記することとした．

まず，構造物や部材の振動現象としておおまかな振幅や振動数を想定し，それに適した計測機器と収集機器を選定する．通常の中小スパン橋梁上部工であれば一次曲げ振動は大まかに 1Hz~10Hz 程度と考えられる．高次の振動モードの計測を含めて応答周波数が 100Hz 程度まで保証されているものであれば十分であるが，それ未満であっても計測可能な振動数帯域に収まる固有振動であれば計測可能である．

計測機器としては，加速度計が安価かつ設置が容易なので広く用いられる．加速度計を用いる場合，容量は交通振動による衝撃も加味して 10m/s^2 (1G)程度のものが適当である(なお，地震時の堅牢性も要求するのであれば別途許容過負荷の検討が必要である)．加速度の分解能の高さは高次の固有振動の微弱な信号を計測するうえで有利であるが，そのぶん機器が高価で繊細になる傾向がある．一次曲げ振動のような低次の固有振動のみを対象とする場合であれば，廉価な加速度計を採用しても差し支えない．最近ではワイヤレス式の計測器などが比較的安価に手に入り，配線の手間を省くことも可能である．ただし，ワイヤレス式の計測器を用いる場合は通信障害などによるデータの欠測に注意を要する．

計測位置は，着目している振動応答が現れるような任意の点とする．例えば，桁橋の曲げ振動を計測する場合は，曲げ変形が測れるように支承から離れた桁上の適当な位置で鉛直方向の計測を行えばよい．必ずしも想定される変状の位置に近接している必要はなく，最大振幅の点を選ぶ必要もない．

計測点数は複数あるほうが異常検知の感度を高めるうえで有利であるが，1 点のみの計測でも評価は可能である．単純桁橋であれば３点程度を非対称に配置すれば十分な検知性能が得られる [2].

収集機器側で設定するサンプリング周波数は，必ず収集したい振動数帯域の 2.5 倍以上とする（波形収集の観点からは経験則として 10 倍程度が好ましいとされる）．また，収集機器の操作方法をよく確認し，アンチエイリアスフィルタを必ず設定する．着目している変形をもたらすものであれば，加振源はどのようなものでも差し支えない．例えば，桁橋の曲げ剛性を知りたい場合は，走行車両による活荷重が曲げ変形をもたらすため，交通振動を計測すれば十分である．以上は桁橋上部工での機器選定の例であるが，橋梁上部工以外の構造物についても過去の計測事例に照らしてあらかじめ想定される振幅や振動数を確認するのが望ましい．

---

2) 尾中 貴輝, 金 哲佑, 五井 良直, 河邊 大剛: EFI 法により最適化したセンサ配置を用いた鋼鈑桁橋のベイズ異常検知, 構造工学論文集 A, Vol. 69A, pp. 318-331, 2023.

3. 梁構造のたわみ計測と廉価な計測方法を用いた点検・診断支援

(1) 梁構造のたわみと計測手法の概要・特徴

コンクリート構造物において目視点検は，ひび割れなどの局所的な損傷を検出する手法として有効である．一方，構造全体の健全性という観点からは，鉛直たわみが重要な指標であり，橋梁の使用性と直接的に関連している．道路橋示方書をはじめとする設計基準類において，設計荷重下での橋梁の最大許容たわみが規定されており，その機能性を確保するための重要な指標とされている．しかしながら，鉄筋腐食や中性化，さらにはクリープ，乾燥収縮，および PC 構造におけるプレストレス損失等，経年劣化に起因する要因により，長期的かつ緩慢なたわみが生じる可能性がある．このようなたわみは理論計算による予測や現地計測が困難である一方，橋梁の健全性および使用性に直接的な影響を及ぼす指標となりうる．

実用化されているたわみ計測技術としては，接触式変位計やレーザー変位計，加速度の 2 階積分方法 [1]，GPS を用いた計測システム等が挙げられる．しかし，いずれも固定基準点へのセンサ設置を必要とする点や，コスト面の制約により計測点数限られるといった課題を有する．そのため，梁構造のたわみを長期間にわたり監視可能な，低コストかつ信頼性の高い計測手法の確立が求められている．

近年，新たな解決策として，ビデオベースセンサが注目されている．本技術は，デジタルビデオカメラの性能向上と価格の大幅な低下を背景として急速に発展している．現在では，商用の 4K ビデオカメラが比較的低価格で入手可能となっている．さらに，デジタル画像処理ソフトウェアの発展と普及により，必要な情報を抽出するための後処理作業が大幅に簡素化されている．

例えば，サンプリングモアレ法 [2]は，全視野変形計測手法の一つであり，デジタル格子画像の位相解析により変形量を算出する．光学的計測手法であるため，被測定物への接触を必要とせず，接触式計測に伴う干渉を回避できる．また，高速度カメラと組み合わせることで，橋梁の動的たわみ等の動的変形計測も可能である．一方で，サンプリングモアレ法は照明条件に対する要求が厳しく，被測定物表面には変形追跡および解析に十分な特徴が必要である．さらに，高解像度画像や動的計測を扱う場合には，大きな計算負荷を要する．

レーザおよびビデオを用いた計測手法（Laser and Video Based Displacement Transducers: LVBDT）[3]は，非接触計測技術の一つであり，レーザ投影とビデオ画像処理を組み合わせて構造物の変位および変形を監視する．基本原理は，レーザ発振器により生成されたレーザ点を構造物表面に投影し，そのレーザ点をビデオカメラで撮影することで，画像処理によりレーザ点の位置変化を解析し，構造物の変位および変形を算出する．スマートフォンや一般的なカメラ等の市販機器を利用可能であり，計測コストの低減が期待できる．また，機材が軽量かつ設置も容易であり，多様なモニタリング環境への適用が可能である．既往研究では点レーザーを用いた LVBDT のたわみ計測への適用性が検討されてきた [4), 5)]．一方，本研究では，線状レーザーを水平基準線として用い，複数のカメラで複数点のターゲットの変位を同時に計測することにより，橋梁の実際のたわみ分布を算出する手法を提案した．

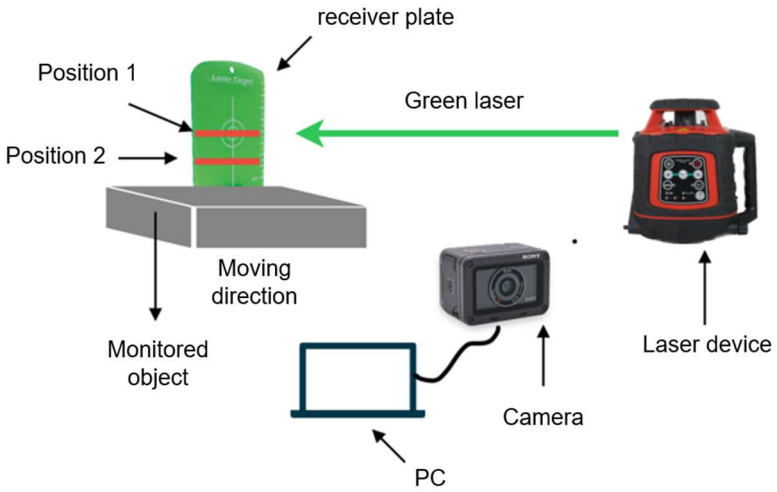
---

1) 木下幸治，菅沼久忠：加速度応答を用いた橋梁たわみモニタリング技術の検証と広域計測の試み，インフラメンテナンス実践研究論文集，2023，2 巻，1 号，pp. 233-238,
2) Qinghua Wang, Shien Ri: Sampling Moiré method for full-field deformation measurement: A brief review, Theoretical and Applied Mechanics Letters 12, 100327, 2022.
3) Xuefeng Zhao, Hao Liu, Yan Yu, Xiaodong Xu, Weitong Hu, Mingchu Li, Jingping Ou: Bridge Displacement Monitoring Method Based on Laser Projection-Sensing Technology, Sensors 15, pp. 8444-8463, 2015.
4) Miguel A. Vicente, Dorys C. Gonzalez1, Jesus Minguez1, Thomas Schumacher: A Novel Laser and Video-Based Displacement Transducer to Monitor Bridge Deflections, Sensors, 18, 970, 2018.
5) Brown, N., Schumacher, T., Vicente, M.A: Evaluation of a novel video- and laser-based displacement sensor prototype for civil infrastructure applications. J Civil Struct Health Monit 11, pp. 265–281, 2021.

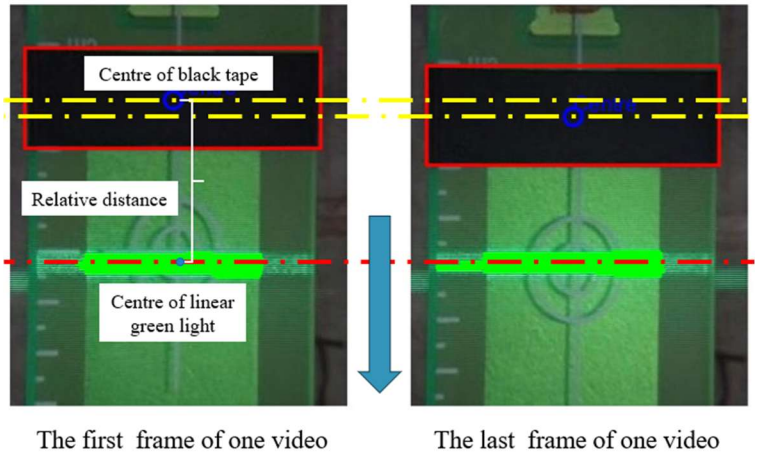
本研究で提案するたわみ計測手法について説明する．提案手法は，以下の三つの要素から構成される．

1. 線状レーザー装置：支点および中央スパン等，複数の計測位置に対して一定の基準高さを提供する．本研究では回転レーザーを使用したレーザーレベルを用いた．
2. 受光板：対象物の移動を可視化する．線状レーザーを反射する反射部と参照マーカーで構成される．
3. ビデオカメラ：対象物の移動を記録する．

これらの構成を**付図-3.1** に示す．受光板には，水平基準としての線状レーザーを反射する機能に加え，レーザーと黒色テープ中心との距離を較正するための参照マーカーが付加されている．参照マーカーとして本実験では黒色テープを使用した（**付図-3.2** 参照）．黒色テープの実寸高さを用いることで，画像ごとに後述する換算係数を算出し，1 ピクセルに相当する実寸長（mm）を求める．この換算係数を用いることで，線状レーザーの中心点と参照マーカーの中心点間のピクセル数を実寸長に変換する．ここでは，この 2 つの中心点間の距離を相対距離（Relative distance）と呼称する．**付図-3.2** には，後述する実験における特定の載荷過程の初期フレームと最終フレームを比較して示しており，受光板が下方へ移動し，相対距離が変化している様子が明確に確認できる．載荷前後の変位は初期フレームと最終フレームの相対距離の変化量として算出する．



付図-3.1 提案手法の概念図



付図-3.2 受光板の例

a.データ処理方法

まず，動画をフレーム画像に変換し，有効な情報を含むフレームを選択する．ここで有効な情報とは，受光板に線状レーザーが十分に投光されている状態を指す．次に，選択された各画像について，線状レーザー中心点の y 座標と黒色テープ中心点の y 座標との差を算出する．最後に，換算係数を用いてピクセル数を実変位に変換する．この処理の概念図を付図-3.3 に示す．

b.換算係数と変位の算出

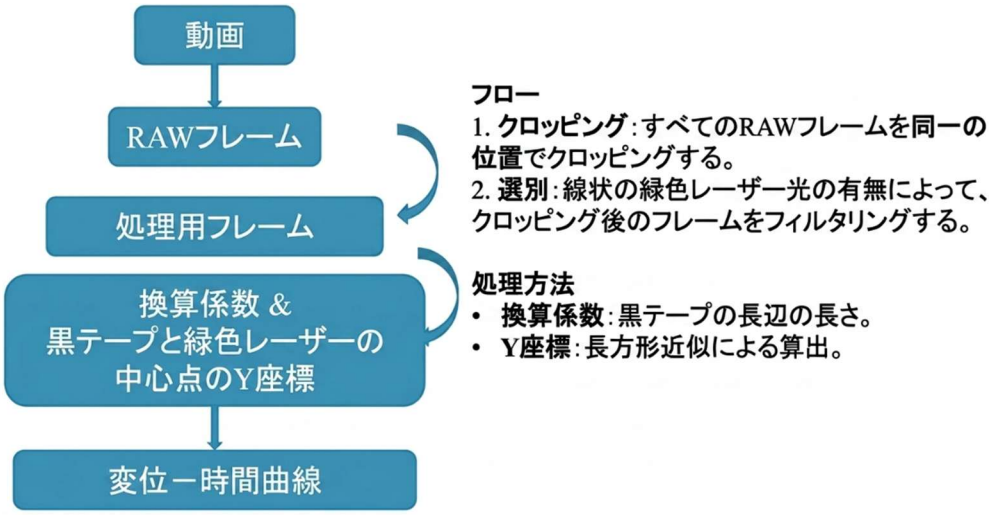
後処理段階において，動画中で得られた線状レーザーと参照マーカーそれぞれの中心間の画素数（単位：pixel）を相対距離（単位：mm）へ変換することが必要である．そのため，後処理において換算係数を導入する．画像中では，二点間距離はピクセル数として計測される．本試験では，参照マーカー内で特徴点を定め，特徴点間のピクセル数と実寸法の比較から換算係数Cを求めた．なお，本試験では参照マーカーとして用いた黒色テープの角を特徴点とした．

次に, たわみの導出について述べる．たわみの算出は以下の式で算出した．

$$V(N) = \big(D(N) - D(0)\big) \times C \qquad (付\ 3.1)$$

$$C = \frac{L_r}{L_p} \qquad (付\ 3.2)$$

ここで, $V(N)$は N フレーム目のたわみ（mm）, $D(N)$は N フレーム目におけ線状レーザーと参照マーカーの中心点間画素数（pixel）, Cは換算係数（mm/pixel）, L_rは黒色テープ短辺の実長（mm）, L_pは黒色テープ長辺に相当するピクセル数である．

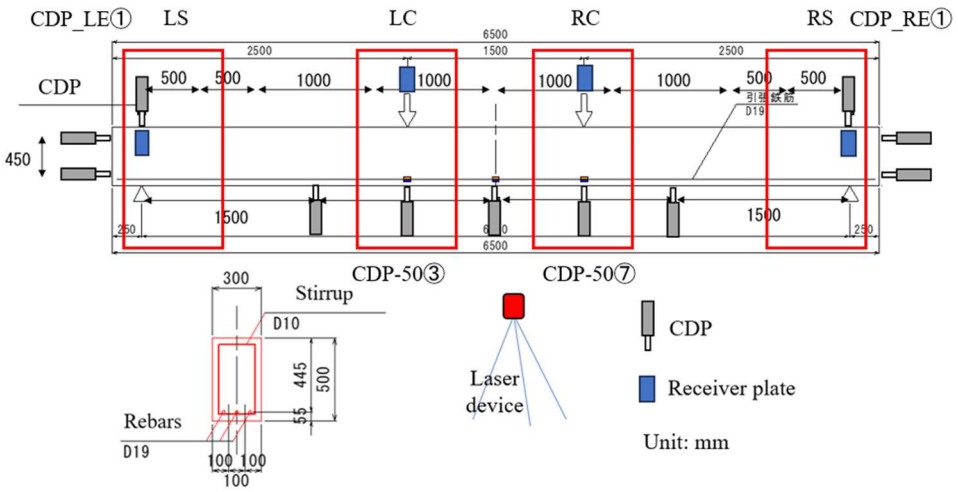


付図-3.3 データ処理方法

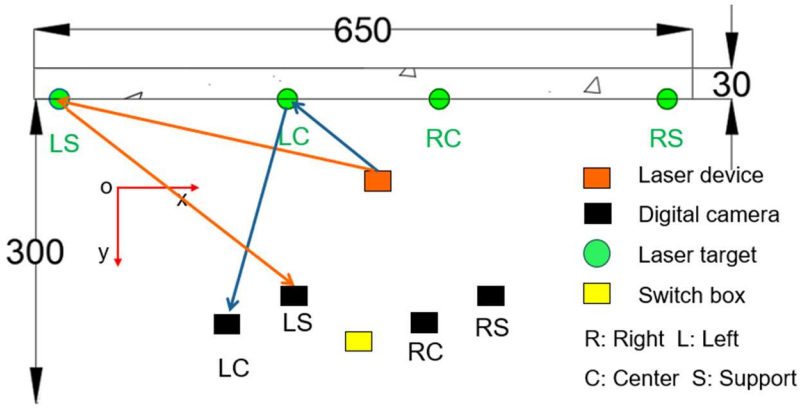
(2) RC 梁 4 点曲げ室内載荷実験への適用方法

本実験では，付録 1 章(2)節に記述した RC 梁の 4 点曲げ実験に対して提案手法によるたわみ計測を試みた．試験体は，寸法 6.5×0.5×0.3 m の鉄筋コンクリート梁である．載荷点は，付図-3.4 に示すように, 梁の中心軸から左右それぞれ 750 mm の位置に設定した．LVBDT を構成する線状レーザー装置, 受光板，カメラの配置を付図-3.5 に示す．付図-3.5 において，4 つの緑色の円は受光板を表し，4 つの黒色の長方形はカメラを示し，オレンジ色の長方形はレーザー装置を示している．4 つのカメラおよび受光板は，受光板の位置に応じて LS（Left Support），LC（Left Center），RC（Right Center），RS（Right Support）と呼称する．各カメラは，対応する受光板上の線状レーザーの移動を記録する．例えば, LS カメラは LS 受光板上のレーザーを撮影する．載荷は付図-3.6 に示すように繰返し載荷とし，荷重は 5 kN 刻みで増加させた．

実験状況を付図-3.7 に示す．線状レーザー装置として, STS 社製の上下・水平方向回転型レーザーレベル GSL-VH10 を使用した．本装置は, 毎分 800 回転する線状レーザーを照射し, 支点および中央スパン等異なる計測位置に対して同一の基準高さを提供する．受光板は, 非照射面に反射テープを貼付した緑色のプラスチック板であり, 計測対象物の移動を可視化するために用いられる．カメラには SONY RX0 II を使用し, 30 fps で受光板の移動を記録した．なお，提案手法による変位計測では，受光板に線状レーザーが投影された画像を分析するため，30 fps で記録した場合，データ処理後の計測サ



付図-3.4 試験体寸法およびセンサ配置図

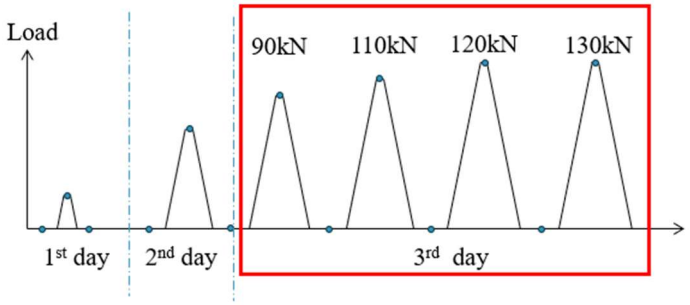


付図-3.5 試験体およびカメラ配置の上面図（寸法単位：mm）

ンプリング周波数は 3～4 Hz となる．LS と RS の受光板は, 試験体に取り付けられた L 形鋼に対し, 両面テープおよび受光板底部の磁石を用いて固定した．中央スパンに位置する LC，RC の受光板は，付図-3.8 に示すように，マグネットスタンドを介して載荷梁に接続した．

本実験では，三次元座標系を以下のように定義した．z 軸の正方向は鉛直上向きとし，x 軸および y 軸の方向は付図-3.5 に示すとおりとした．

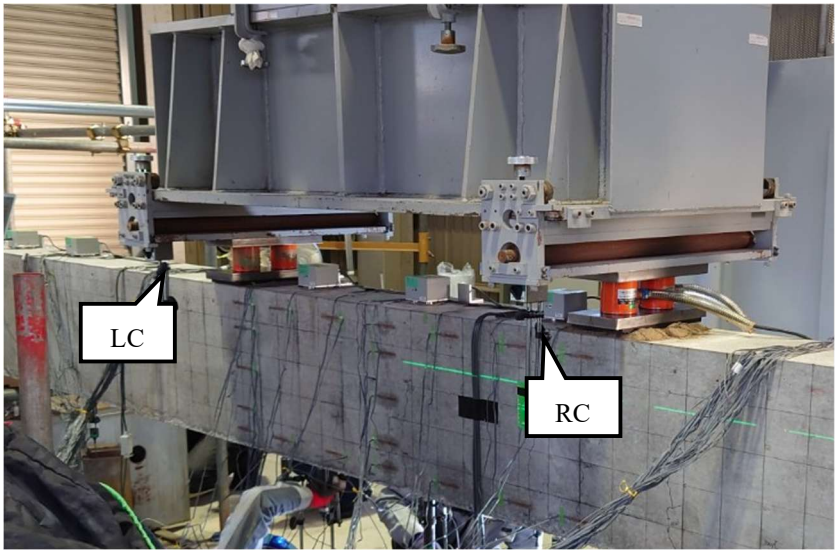
提案手法との比較のため，静的たわみは高感度接触式変位計（CDP-50，東京測器研究所）でも計測した．CDP-LE①と LS 受光板は，同一の位置にあるとみなし, 左支点の鉛直変位を同一データとして記録すると仮定した．CDP-50③と LC 受光板は左載荷点の鉛直変位を同一データとして記録すると仮定した．CDP-50⑦と RC 受光板は右載荷点の鉛直変位を同一データとして記録すると仮定した．さらに，CDP-RE①と RS 受光板右支点の鉛直変位を同一データとして記録すると仮定した．



付図-3.6 載荷ステップ



付図-3.7 実験状況



付図-3.8 LC および RC の受光板設置状況

実験結果の分析を通して室内実験における提案手法の適用性を評価した．本実験では，付図-3.6 の第 3 試験日に実施した載荷ステップ，すなわち 0-90 kN，0-110 kN，0-120 kN, および 0-130 kN のデータを対象として処理および解析を行った．動画の一部が欠損しているが，0-90 kN および 0-130 kN の載荷過程では，LS から RS の 4 点すべてにおいて全載荷過程の動画が取得されている．0-110 kN の載荷過程では，25–110 kN の範囲について 4 点すべてで動画記録が得られている．一方，0-120 kN の載荷過程では, LS, RC, RS の 3 点においてのみ完全な動画記録が得られている．

a. 変換係数および画像の歪みの影響

付図-3.9 は，参照マーカーである黒色テープと線状レーザーの識別状況を示す例である．データ処理において，赤色の矩形は黒色テープを表し，複数の高さに存在する小さな緑色矩形の中心点の y 座標のうち，重複を除いた値の平均を線状レーザー中心点の y 座標として定義した．赤色矩形と実際のテープとの間には，非黒色テープ領域が存在し，これは三角形として近似できる（付図-3.9 中の黄色線）．変換係数は，黒色テープ短辺の実寸法と，赤色矩形として検出された短辺のピクセル数を用いて算出される．ただし，実際の黒色テープ短辺のピクセル数は，赤色矩形短辺のピクセル数から当該三角形の短辺分を差し引いた値である．このため，算出される変換係数はわずかに過大評価される．

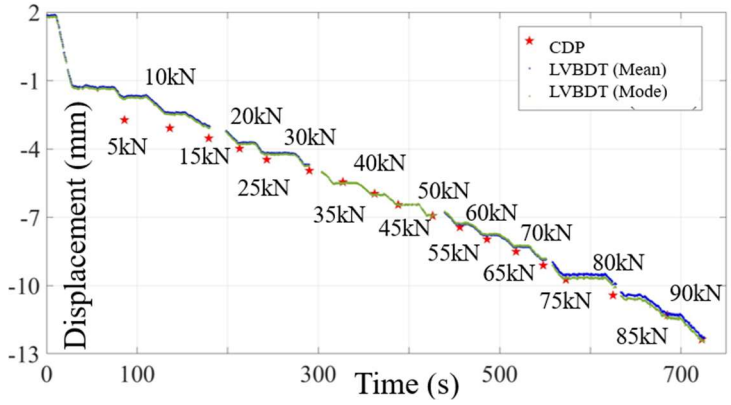
本実験では，受光板平面と xy 平面上の線状レーザーとのなす角が比較的大きかった．付図-3.5 に示すように，受光板の設置位置は良好であり，z 軸回りの回転による顕著な歪みは生じなかった．一方，付図-3.8 に示すマグネットスタンドのロッド部が事前に十分調整されていなかったため，xz 平面においてわずかな回転が生じた．支点部では，最適な光源条件を得るために回転調整が必要であり，受光板を接続する L 形鋼と試験体との相対位置は両面テープによって固定されているため，誤差の発生は不可避である．長期モニタリング実験を実施する際には，受光板の正確な位置決定および確実な固定が極めて重要であり，今後さらなる詳細な検討が必要である．

b. 計測精度

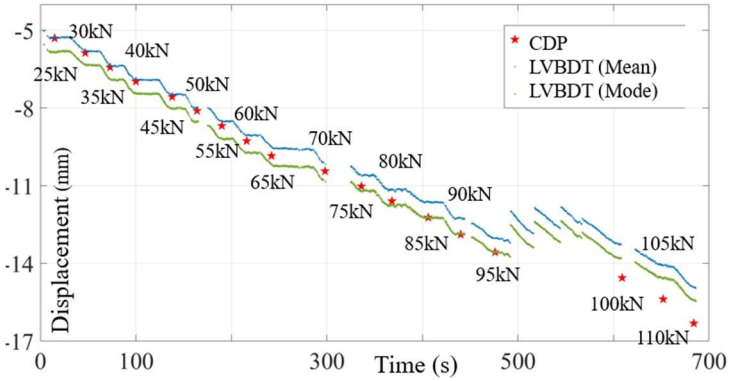
全体として，LC と RC 中央部 2 位置における実験データは CDP による計測結果と良好な一致を示した一方，支点位置のデータには顕著な変動が認められた．受光板の初期位置が厳密に初期時刻に対応していなかったため，絶対変位の議論は困難であり，相対変位変化の傾向のみを対象として検討を行った．問題となるのは，CDP の実験データと LVBDT の解析データを比較する際，どの時点を基準



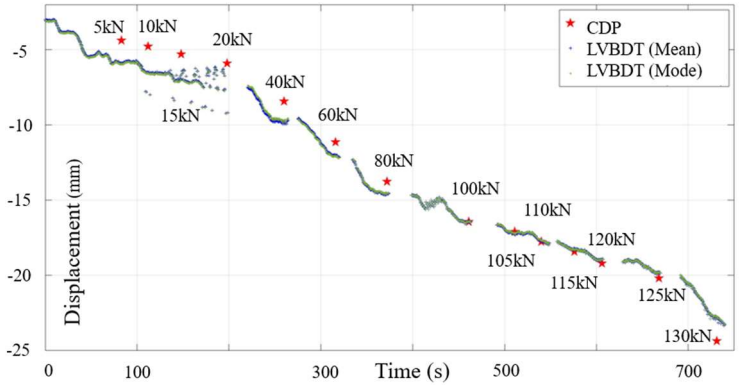
付図-3.9 参照マーカーと線状レーザーの識別状況



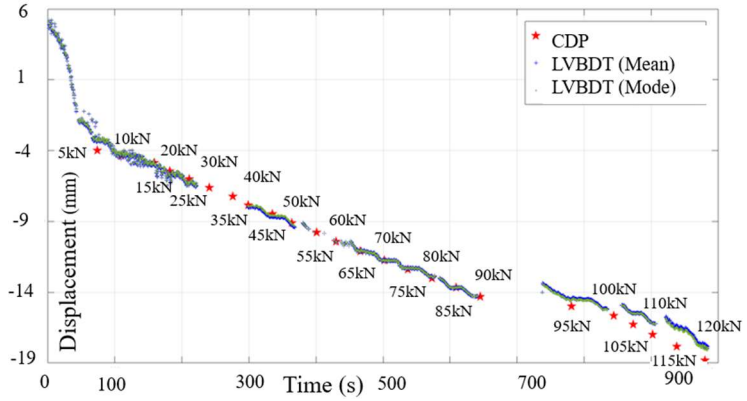
付図-3.10 0-90 kN 載荷における提案手法と接触式変位計の比較（90LC）



付図-3.11 0-110 kN 載荷における提案手法と接触式変位計の比較（110LC）



付図-3.12 0-130 kN 載荷における提案手法と接触式変位計の比較（130LC）



付図-3.13 0-120 kN 載荷における提案手法と接触式変位計の比較（120RC）

として選定するかである．ここでは，0-90 kN の載荷過程を例として，基準点の選定方法を示す．各動画の最初に記録された点を仮の基準点とし，分割動画内における 5 kN 増分ごとの CDP および LVBDT による変位増分の差の平均値を比較した．この平均差が最小となるセグメントの開始点を，全載荷過程において CDP と LVBDT の値が一致する基準点として採用した．

比較は，左中央位置における 0-90 kN（90LC）, 0-110 kN（110LC）, 0-130 kN（130LC）, および右中央位置における 0-120 kN（120RC）の LVBDT および CDP の時間-変位曲線を対象として行った．これらを**付図-3.10～3.13** に示す．

付図-3.10～3.13 に示す中央部位置（90LC, 110LC, 130LC, 120RC）において，赤色の星印は CDP により取得された実験データを示し，青色および緑色のプラス記号は提案手法である LVBDT 法によって得られた解析結果を示している．青色と緑色は 2 種類の異なる解析手法による結果を表しており，青色は Mean 法によって得られたデータ，緑色は Mode 法によって得られたデータである．

Mean 法と Mode 法の違いは，線状レーザー中心点の y 座標の決定方法にある．線状レーザー中心点の y 座標は，2 段階の手順によって決定される．第 1 段階では, RGB の G（緑色）チャネルについてしきい値を設定し，同一動画内の各画像について, 当該しきい値を満足するピクセルを線状レーザー範囲として，それらの中心点の y 座標を取得する．第 2 段階では，データのばらつきを低減するために, 各動画に対して線状レーザー中心点の基準 y 座標を決定する．

各動画内において線状レーザーの位置は変化しないと仮定するため, 第 2 段階では, 線状レーザー中心点の y 座標の代表値を決定する必要がある．本検討では各フレーム内 y 座標の最頻値を Mode，平均値を Mean と定義し，それらを採用した変位の妥当性を検証した．

第 1 段階において，選定される代表値の妥当性を高めるためには，異なる G チャネル範囲において得られた結果の分散を比較する必要がある．本実験では, この分散を定量化する指標として平均二乗誤差（Mean Square Error, MSE）を用いた．その算出方法を式(付 3.3)および式(付 3.4)に示す．

$$\partial_{\mathrm{mean}} = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(\mathrm{greenlight}_i - \mathrm{mean}\right)^2} \qquad (付\ 3.3)$$

$$\partial_{\mathrm{mode}} = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(\mathrm{greenlight}_i - \mathrm{mode}\right)^2} \qquad (付\ 3.4)$$

ここで, nは同一動画内で抽出された画像数を表し, $\mathrm{greenlight}_i$は各フレームにおける線状レーザー中心点の y 座標を示す．ここで,∂_{mean}および∂_{mode}は，それぞれ平均値および最頻値に対する標準偏差を表す．greenlight 配列は，1 本の動画から抽出され，フィルタリングされたすべての画像における線状レーザー中心点の y 座標を格納したものである．mean はこれらの y 座標の平均値であり，mode は最頻値である．

付図-3.10～3.13 に示すように，各載荷段階の初期においては比較的大きな乖離が認められるものの，LC，RC 位置における結果は全体として良好な一致を示している．載荷初期に比較的大きな誤差が生じたのは, 中央部に設置された受光板が，鉄筋コンクリート梁そのものの変位ではなく，載荷梁の鉛直変位を主として記録しているためである．0-20 kN の載荷過程では，CDP がコンクリート梁のたわみを計測する一方，LVBDT ではコンクリートのたわみに加えて**付図-3.8** に写る載荷ゴムや砂の変形も捉えていると考えられる．

90LC と 120RC について，Mean 法，Mode 法，および CDP 実験結果の相対差を**付表-3.1～3.2** に示す．なお，CDP データは 5 kN ごとに記録されているが，当該時点に対応するフレームが抽出されていない場合は，そのデータは本比較から除外している．表より，荷重が 20 kN を超えると，誤差は概

付表-3.1 90LC における誤差

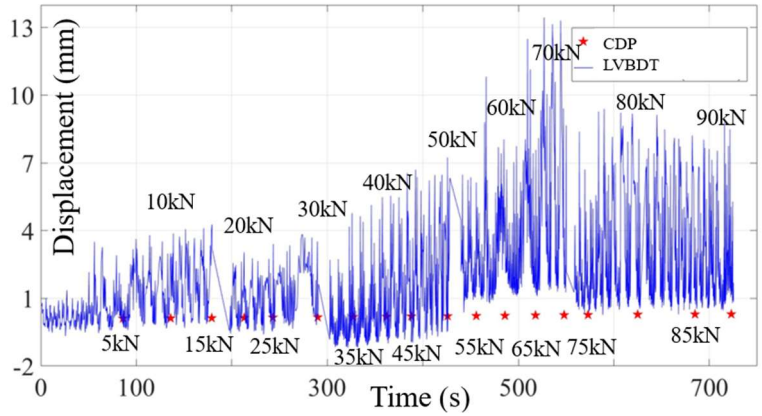
Load	CDP-90LC	Difference-Mean	Difference-Mode
5kN	-2.735	37.98%	35.76%
10kN	-3.095	23.22%	21.26%
15kN	-3.54	16.04%	14.32%
20kN	-3.99	7.23%	6.02%
25kN	-4.475	7.55%	6.48%
35kN	-5.46	0.00%	0.00%
40kN	-5.97	0.00%	0.00%
45kN	-6.46	0.73%	0.73%
50kN	-6.945	1.07%	1.07%
55kN	-7.445	2.19%	2.70%
60kN	-7.975	2.46%	2.94%
65kN	-8.515	3.05%	3.50%
70kN	-9.12	3.24%	3.66%
75kN	-9.745	2.61%	1.10%
80kN	-10.435	5.05%	3.64%
85kN	-11.305	0.69%	0.74%
90kN	-12.375	1.18%	0.12%

付表-3.2 120RC における誤差

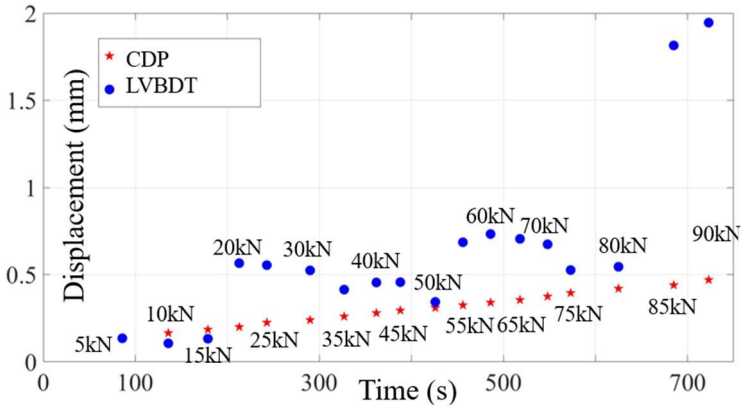
Load	CDP-120RC	Difference-Mean	Difference-Mode
5kN	`-3.985	16.16%	17.28%
10kN	-4.355	5.08%	6.11%
15kN	-4.855	3.68%	2.76%
20kN	-5.45	6.62%	5.79%
25kN	-6.01	5.21%	4.46%
45kN	-7.85	1.68%	0.62%
50kN	-8.47	2.30%	1.32%
60kN	-10.42	0.00%	0.00%
65kN	-11.1	0.18%	0.18%
70kN	-11.74	0.55%	0.55%
75kN	-12.385	0.74%	0.74%
80kN	-13.01	0.68%	0.68%
85kN	-13.665	0.02%	0.06%
95kN	-14.99	3.69%	3.35%
105kN	-16.275	4.91%	4.78%
110kN	-16.99	4.74%	4.62%
115kN	-17.83	8.18%	7.48%
120kN	-18.805	5.84%	5.17%

ね 15%以下となることが分かる．これは中央部位置における LVBDT の信頼性が高いこと，ならびに軽微な歪みが本計測手法の精度にほとんど影響を与えないことを示している．

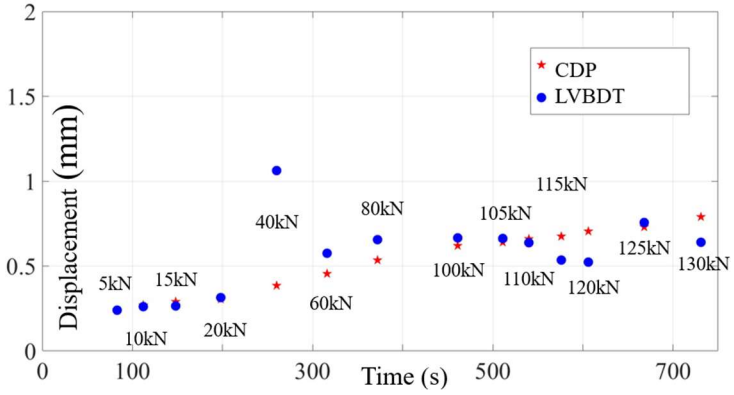
Mean 法および Mode 法によって得られた線状レーザー中心点の y 座標値はほぼ一致しており，その差は大部分が 0.5 ピクセル以内であり，最大でも 1.5 ピクセルを超えない．この程度の差であれば解析結果にほとんど影響を及ぼさなかった．一方で，すべてのケースにおいて，標準偏差が最小となる G チャネルのしきい値を用いた場合，線状レーザー中心点の y 座標に関する標準偏差は，Mode 法よ



付図-3.14 0-90 kN 載荷における提案手法と接触式変位計の比較（90RS）



付図-3.15 0-90 kN 載荷における提案手法と接触式変位計の比較（90LS）



付図-3.16 0-130 kN 載荷における提案手法と接触式変位計の比較（130LS）

りも Mean 法の方が小さい．このため，支点位置の解析においては Mean 法を代表値として用いることとした．

LC および RC 位置で得られた知見を踏まえ，同一の手法を用いて，右支点における 0-90 kN（90RS），左支点における 0-90 kN（90LS），0-130 kN（130LS）の LVBDT および CDP の時間–変位曲線の比較を行った．その結果を付図-3.14～3.16 に示す．これらの図より，90RS が最も顕著なばらつきを示し，90LS が最もばらつきが小さく，130LS は支点位置において中程度のばらつきを示すことが分かる．このばらつきにより，誤差は依然として大きく，その要因についてさらなる検討が必要で

あることが示された.

同一のデータ処理手法を用いた場合, 中央部位置（LC および RC）における線状レーザー中心点の y 座標の変動幅は概ね 1 ピクセル以内であるのに対し, 支点位置では 4〜5 ピクセルに達する．さらに, 拡散反射の影響により, HSV 色空間の H（色相）チャネルにおける黒色テープの値も変動し, 黒色テープを近似した矩形に含まれるピクセル数の変動幅は, 中央部位置の約 3〜4 倍となった.

支点位置における誤差の主な要因は, 以下の 2 点に整理できる.

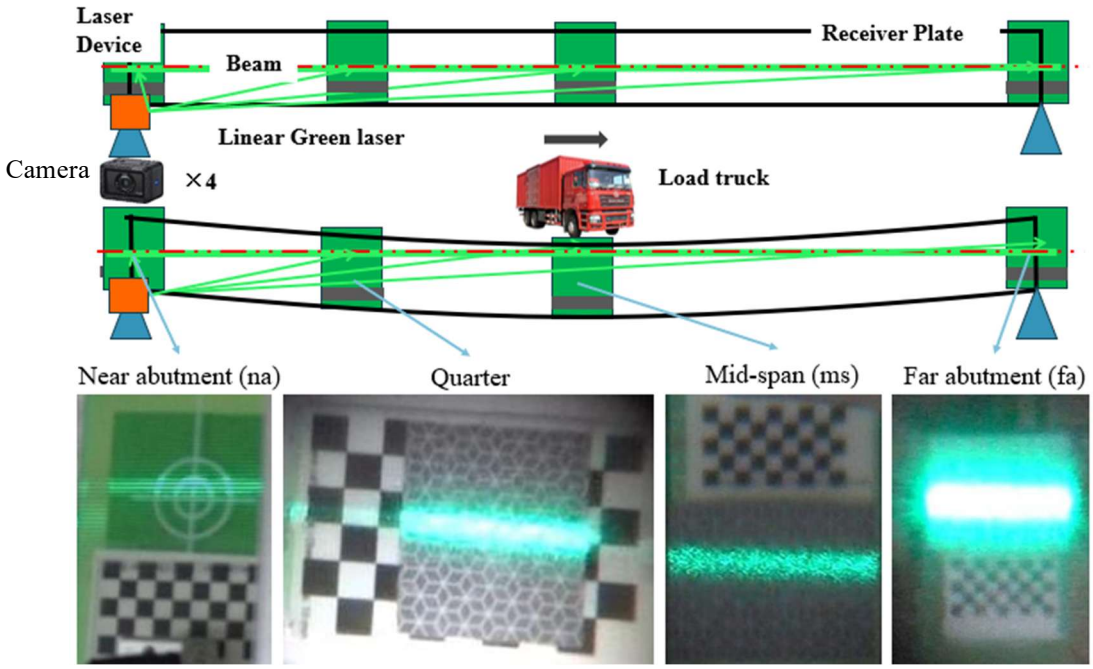
1. 支点位置の受光板と試験体との接続方法は**付図-3.7** に示すとおりであり，受光板は底部の磁石によって L 形鋼の一方の辺に設置され，L 形鋼は両面テープによって梁の鉛直面に設置されている．このように，受光板と L 形鋼との接続，ならびに L 形鋼と試験体との接続の双方が柔な接続構造となっており，この半剛接合がデータ変動の主因であると考えられる.
2. 支点位置に設置された受光板は，中央部位置と比較してレーザー装置からの距離が大きく，外光の影響を受けやすいため，拡散反射が生じやすい．拡散反射が生じると, 定義した黒色テープ境界付近のピクセル値の変動幅が増大し, その結果, 変換係数の算出および黒色テープ中心点の決定において, ポストプロセッシング時の誤差が増大することとなる.

(3) 供用下の PC 橋上部工の計測実験への適用例

付録 3 章(2)節で使用した LVBDT によるたわみ計測を，供用下の PC 橋上部工の現場載荷実験に対して適用した．実験室内での 4 点曲げ実験と比較して，供用下の PC 橋における現場計測では，2 つの計測環境の違いがある．1 つは屋外環境がゆえの外乱であり，日射や風による影響が懸念される．2 つめは現象周波数の違いである．4 点曲げ実験が静的実験であるのに対して，現場載荷実験では現象周波数が数 Hz の動的計測となり、載荷荷重として走行する 20 t トラックを使用する．本節では，これらの課題に対して LVBDT を適用可能とするべく計測手法の改良を試みた．

a.測定原理

線状レーザー装置（Laser Device）は水平な線状レーザーを照射し，異なる位置に配置された受光板（Receiver Plate）に対して統一された水平基準を提供する．本測定手法では受光板 1 枚に対して 1 台のカメラを必要とする．各カメラは単一の受光板を撮影し，載荷荷重により移動するそれぞれの受光板の動きを動画として記録する．記録した動画から，緑色の線状レーザーと受光板の参照マーカーの相対距離を解析することにより，橋梁のたわみを測定する（付図-3.17 参照）．なお，参照マーカーは室内実験から改良を施し，現場載荷実験では受光板に貼り付けたチェッカーボードを使用した．さらに，屋外環境においてもカメラで線状レーザーの反射光を記録するため，受光板には再帰性反射テープを貼り付けた．

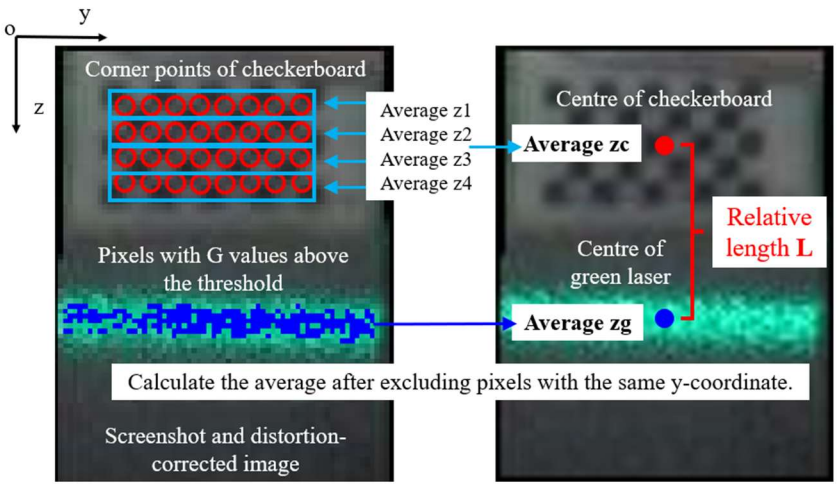


付図-3.17 提案手法の概念図

b.歪み補正および動画から変位への変換方法

現場測定において，カメラと受光板は同一の水平面上に配置され，緑色の線状レーザーを明確に捉える必要がある．カメラを足場に設置することで，ウェブに取り付けられた受光板の高さと一致させることが可能となるが，現場の制約から足場は橋台にのみ設置可能であった．そのため，カメラから見た受光板の傾きが異なっており，4 つの位置でカメラが記録した画像には，それぞれ歪みが見られた．カメラと受光板が平行に配置されていないことによる接線方向の歪みを補正しない場合，大きな誤差が発生する可能性がある．この問題を軽減するために，受光板のターゲットを，RC 梁の静的載荷実験で使用されていた黒いテープからチェッカーボードに変更した．この変更により，画像上のピクセルから実変位に変換するための変換係数は，チェッカーボードの各正方形の寸法と，歪み補正後のチェッカーボード画像における正方形の辺の平均画素長との比率として定義される．

荷重車通過時の動画から，その動画の 1 フレームを歪み補正した上で，変換係数の算出に使用する．**付図-3.18** に示すように，チェッカーボード検出により，全てのコーナーポイントの座標が得られる．隣接するコーナーポイント間の距離を計算し，明らかに異常な値を示す外れ値を特定して除外する．その後，残りの隣接するコーナーポイント間の距離の平均を計算し，チェッカーボードの各正方形の画素長を取得する．最後に，チェッカーボード正方形の実際の辺の長さ（5 mm）を画素長で割った値を変換係数として求める．なお，変換係数の単位は mm/pixel で表される．

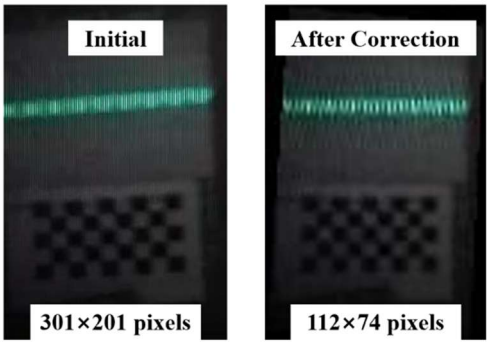


$$\mathbf{L} = (zg - zc) \times C$$

$$C = \frac{L_r}{L_p}$$

C: **conversion factor**, mm/pixel;
L_r: the real length of the checkerboard squares;
L_p: the pixel length of the checkerboard squares.

付図-3.18 変換係数およびデータ処理方法



付図-3.19 歪み補正前後の比較

c.データ処理方法

測定した動画は以下の手順で解析した．

1. 動画からの画像抽出

付図-3.17 に示されるように，各カメラで撮影された動画から画像を抽出する．レーザーレベルは水平な線状レーザーを照射するために，レーザー光を回転させている．そのため，動画では受光板にレーザーが照射されているフレームと，レーザーが照射されていないフレームが存在する．以降の解析では受光板にレーザー光が照射されているフレームのみを使用する．

2. 歪み補正

前述のように，チェッカーボードを用いた歪み補正では，画像内のチェッカーボードのコーナーを検出し，元の画像平面と補正後の画像平面での対応する座標を計算する．その後，これらの点を整列させる幾何変換を適用する（**付図-3.19** 参照）．

3. 色しきい値フィルタリング

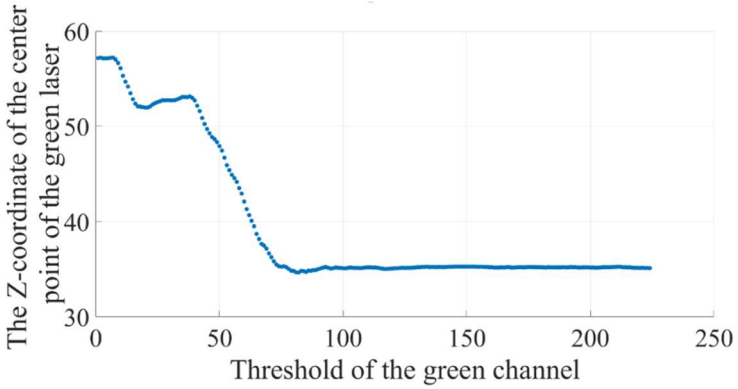
緑色レーザーの認識は，画像の G チャンネルでしきい値を設定することで行う．しきい値を超える画素群を抽出し，それら全ての z 座標を記録する．その後，重複値を除去した上で残りの点の z 座標平均 zg を計算する（**付図-3.18** 参照）．G チャンネルのしきい値は理論的に定義できないため，z 座標配列の標準偏差を最小化するしきい値を選択し，データ解析に用いる．一例として，しきい値が緑色レーザーの中心の z 座標（zg）に与える影響を**付図-3.20** に示す．**付図-3.20** からわかるように，この例ではしきい値を 100 以上とすると，安定して緑色レーザーの中心を捉えることができる．

4. チェッカーボード検出

MATLAB が提供するチェッカーボード検出機能を使用し，歪み補正された画像からチェッカーボードのコーナー座標を取得する．チェッカーボードのコーナー座標からチェッカーボードの中心座標（zc）を算出する．

5. たわみの算出

たわみの算出は**付図-3.2** のように行う．まず，緑色レーザーの中心座標とチェッカーボードの中心座標の間の画素数（zg-zc）を計算する．zg-zc に変換係数 C を乗じることで，緑色レーザーの中心とチェッカーボード中心の相対距離（単位: mm）を計算する．測定時間における相対距離の変化をたわみとして記録する．



付図-3.20 緑色しきい値と z 座標値の関係

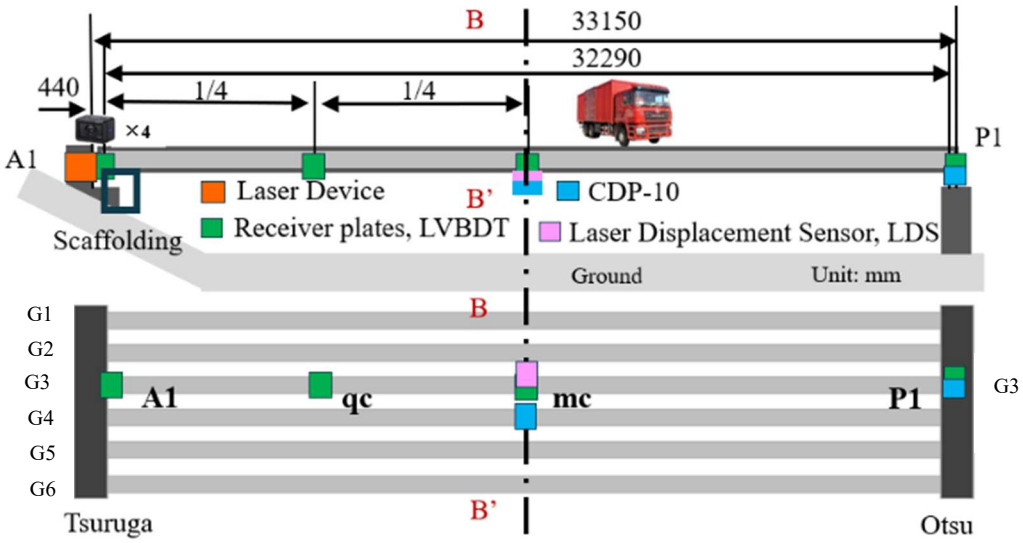
d.現場載荷実験を通した検証

検証実験は, 滋賀県高島市に位置する PC 桁橋の第 1 径間（A1-P1）を対象として実施した．当該橋梁は 1988 年に竣工しており，橋長は 265.2 m，支間構成は 32.29 m + 6 × 32.31 m + 32.29 m である．試験径間の長さは約 32.29 m であり，設計活荷重は TL-20 である．

実験では，総重量 198.6 kN のトラックを，目標速度 60 km/h で試験径間上に走行させ, 各計測点における応答の変化を記録した．試験は通常の交通条件下，すなわち車線規制を行わずに実施した．トラック通過直後に他車両が試験径間へ進入することを防ぐため，後続に誘導車両を配置した．

現地計測では，3 種類のセンサを使用した．すなわち，レーザー変位計（Laser Displacement Sensor, LDS）, 高感度接触式変位計（CDP-10）2 台，および LVBDT 用受光板 4 枚である．これらは**付図-3.21** において，それぞれピンク色，青色，緑色のマーカーで示されている．LDS は G3 桁中央径間に設置し，高感度変位計（CDP-10）2 台はカメラに対して遠方橋脚（P1）および G3 桁，G4 桁の中央径間（mc）に設置した．LVBDT 用受光板は，G3 桁の近側橋台（A1）, 遠方橋脚（P1），中央径間（mc），1/4 径間位置（qc）の 4 か所に設置した．**付図-3.22～3.24** には，それぞれ LVBDT の現地設置状況，LVBDT 計測に用いた受光板の実際の設置状況，および 3 種類のセンサの設置位置の配置図を示す．

LVBDT 以外の計測機器としては, 東京測器研究所製の高感度変位計（CDP-10）を使用した．本変位計は, 計測範囲 10 mm において直線性が±0.01 mm 以下である．また, LDS（ILR2250-100）は, 分解能 0.1 mm, 繰返し精度±0.3 mm 以下の仕様である（製品データシート, dat--optoNCDT-ILR-2250-100-en による）．これらの機器は, 中央径間における LVBDT との比較対象として用いた．



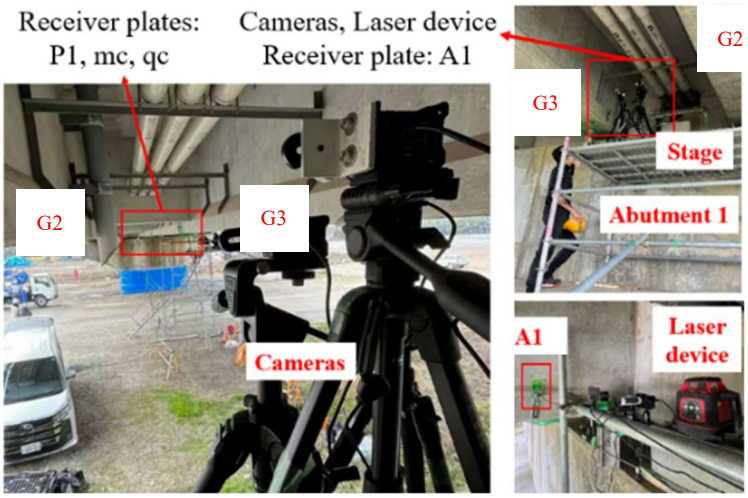
付図-3.21 対象スパンとセンサ配置図（寸法単位：mm）

付表-3.3 使用したたわみ計測センサのまとめ

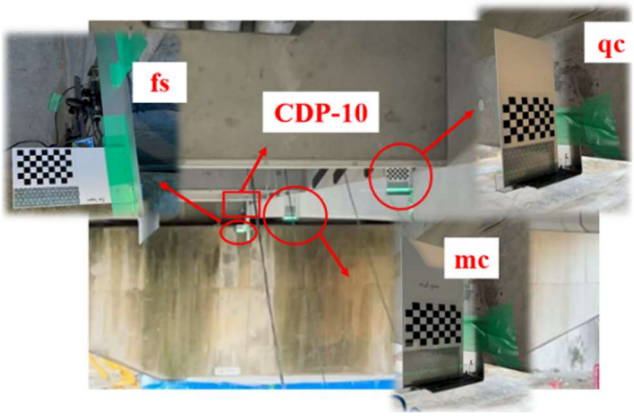
Measurement point	Sensor
G3-A1（G3 桁-A1 橋台）	LVBDT
G3-qc（G3 桁-quarter center）	LVBDT
G3-mc（G3 桁-midspan center）	LVBDT, LDS
G3-P1（ G3 桁-P1 橋脚）	LVBDT, CDP-10
G4-mc（G4 桁-midspan center）	CDP-10

検証実験において，トラックの走行は 4 つのグループから構成され，各グループにつき 5 サイクルを実施した．各サイクルでは，試験径間を 1 往復走行し，敦賀方面（車線 L）および大津方面（車線 S）の通過を含んでいる．片道 1 回の通過を 1 ケースと定義し，グループ番号，サイクル番号，車線によって表記した．例えば，23L は，グループ 2，サイクル 3，敦賀方面（車線 L）の通過を示しており，**付図-3.25** にその例を示す．

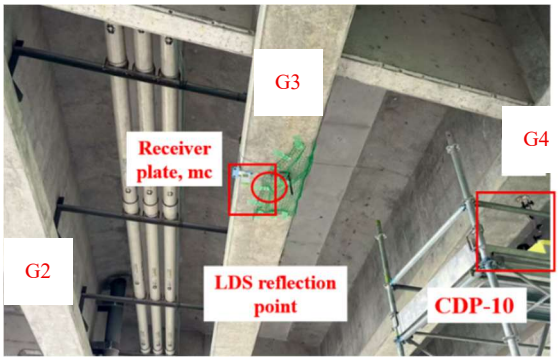
なお，中央径間における CDP の計測位置は，LVBDT および LDS と同一の主桁（G3 桁）ではなく，隣接する G4 桁であった．3 種類のセンサにおける計測位置の概要を**付表-3.3** にまとめて示す．



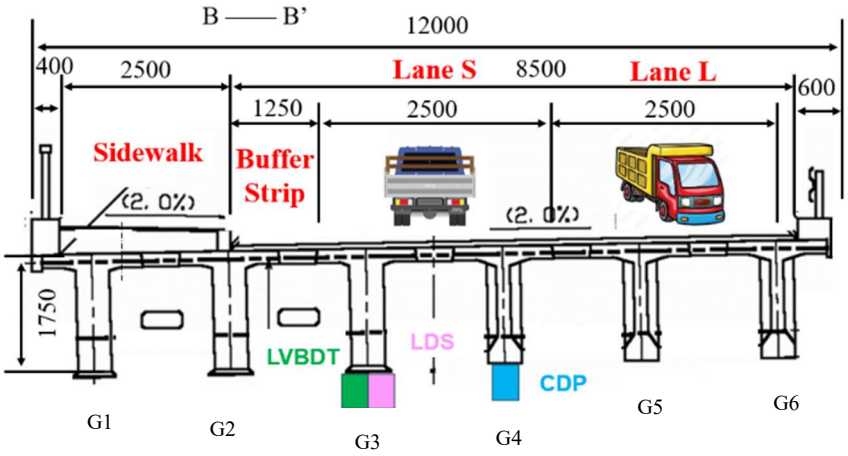
付図-3.22 センサの設置状況



付図-3.23 受光板の設置状況



付図-3.24 支間中央（mc）におけるセンサの設置状況



付図-3.25 載荷トラックとセンサの断面内における位置関係（寸法単位：mm）

付表-3.4 mc における LDS と LVBDT のピーク値の比較

Cases	LDS (mm)	LVBDT (mm)	error
22L	1.432181	1.392487	2.77%
24L	1.334768	1.332056	0.20%
31L	1.435135	1.234452	13.98%
32L	1.496436	1.196335	20.05%
33L	1.453632	1.403213	3.47%
34L	1.360155	1.15951	14.75%
41L	1.553615	1.150221	25.96%
42L	1.363546	1.441291	-5.70%
44L	1.321589	1.167716	11.64%
22S	1.400808	1.434477	-2.40%
24S	1.502999	1.499167	0.25%
32S	1.406332	1.489162	-5.89%
45S	1.384506	1.453223	-4.96%

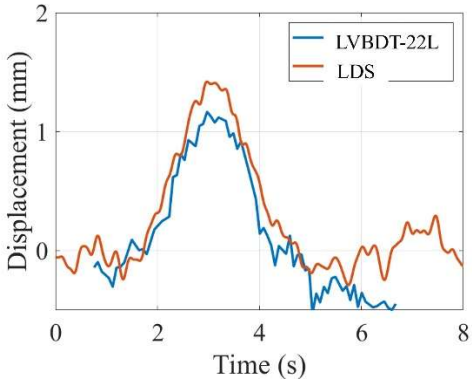
現場載荷実験の結果について考察する．付表-3.4 に示すように，2 種類の載荷条件における各ケースについて，LDS および LVBDT によって計測された最大変位値を比較した．表の前半はトラックが車線 L を走行した条件に対応しており，この条件下では LVBDT による計測値は LDS による計測値よりも全体としてわずかに小さく，31L，32L など複数ケースで顕著な差が認められる．最大の乖離が生じた 41L ケースでは, LVBDT による変位は LDS による計測値に比べて 25.96%低い値を示した．一方，付表-3.4 の後半に対応するトラックが車線 S を走行した条件では，LDS と LVBDT の結果はほぼ一致しており，誤差は極めて小さい．

付図-3.26～3.28 には，各載荷ケースから代表的な 3 例を選択し，LVBDT および LDS のデータを共通の時間軸上に重ね合わせて示している．これにより，LVBDT の計測性能を直接的に検証している．

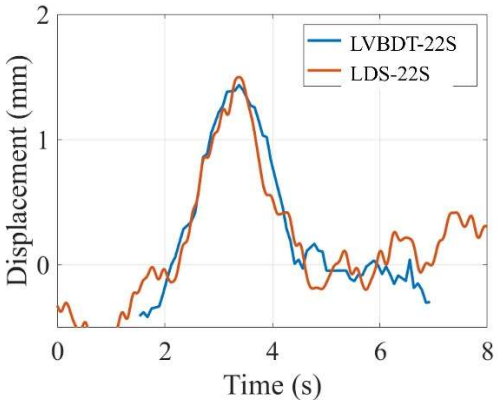
LDS は, 製品データシート（dat--optoNCDT-ILR-2250-100—en）によれば，約 5 m の計測距離において分解能 0.1 mm，繰返し精度±0.3 mm 以下と規定されている．したがって，LDS 計測値に見られる変動は，主として 2 つの要因，すなわち計測機器自体の信頼性の限界，あるいはセンサ支持条件の変

動や G4 桁と G5 桁の接合部における不整合に起因する可能性が考えられる．

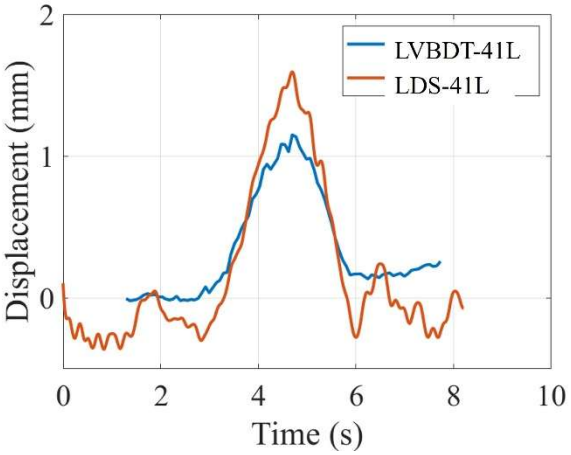
しかしながら，CDP-10 による計測データが極めて安定していること，ならびに接合部である横桁の異常が生じた可能性は低いことを考慮すると，観測された LDS の変動の大部分は，前者，すなわち計測機器固有の限界に起因するものであると推察される．したがって，LDS 計測値を基準として LVBDT の信頼性を評価する際には, この点を十分に考慮する必要がある．



付図-3.26 レーザー変位計（LDS）と LVBDT の比較（ケース 22L）



付図-3.27 レーザー変位計（LDS）と LVBDT の比較（ケース 22S）



付図-3.28 レーザー変位計（LDS）と LVBDT の比較（ケース 41L）

(4) 対象橋梁における計測たわみ分布に関する解析的検討

a. はじめに

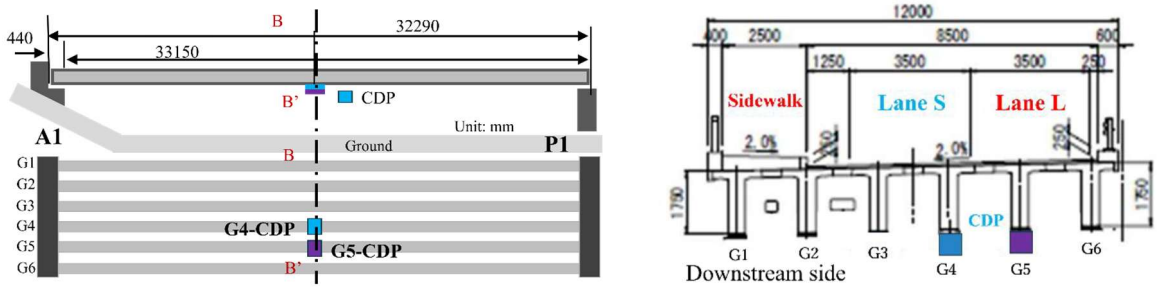
PC 橋において，支間が長くなると床版形式では床版が厚くなり不経済となるため，桁と床版を一体化するためT型断面の PC 桁が，道路幅員に応じて，複数並べられる PCT 桁橋が一般的である（T 桁橋に加えて，桁幅を広げることで桁本数を減らしたバルブ T 桁橋，橋を構成する部材の大部分をプレキャスト化することで現場施工の省力化を図ったコンプ桁橋を含む）．このような PCT 桁橋は，T 形の PC 桁を架設し，間詰床版や横桁の場所打ちコンクリートの施工を行った後，横方向のプレストレス導入により PC 桁を一体化させることで格子構造として挙動する多主桁橋である．

PC 多主桁橋の設計において，間詰床版や横桁を剛と見なした格子解析に基づき各 PC 桁の照査が一般に行われており，橋上を通過する車両の重量に対する各 PC 桁の荷重分担率が，多主桁橋の一体化の状況を決定づける重要な要素である．例えば，車両が橋梁上を走行する時に個々の PC 桁のたわみを計測することで，各 PC 桁の支点反力として荷重分担を評価することが可能である．すなわち，車両が幅員中央の走行であれば，各 PC 桁において一様なたわみを生じ，幅員中心から離れた位置の偏心走行であれば，各 PC 桁においてたわみ差を生じ，格子解析結果とずれが生じるならば，横桁，各主桁の構造上の異常を示唆する結果となる．

b. 計測の概要

計測対象は，新安曇川大橋（PC 桁橋）のスパン長 32.29m の単純桁 1 径間である（若干の斜角がある）．幅員幅 12m に対して 6 本の PCT 桁が配置され，上り・下り 1 車線および歩道で構成されている．荷重載荷は，約 20 トンのトラックを上り線・下り線で，目標速度 60km/h で走行させた．トラックは S 車線（A1 から P1：大津行き）に沿って走行し，その後 L 車線（P1 から A1：敦賀行き）に沿って走行するサイクルを，複数回行った．なお，荷重載荷時のたわみ測定は，午前，午後，深夜 0 時前，深夜 0 時後の 4 つの時間帯に実施した．各時間帯で 2 セットの測定を実施し，合計 8 セットおこなった．各セットは 5 サイクルの走行で構成している．

たわみ計測には，高感度変位計（CDP-10，東京計測機器研究所製）2 台を，桁 G4 と桁 G5 の支間中央部に設置し，鉛直変位を測定した．センサーの配置を付図-3.29 に示す．なお，S 車線は，橋梁幅員のほぼ中央を走行し，L 車線は，橋梁幅員中心から大きくずれた偏心走行となっている．



(a) 橋梁側面図　　(b)桁断面図

付図-3.29　変位計の設置（寸法単位:mm）

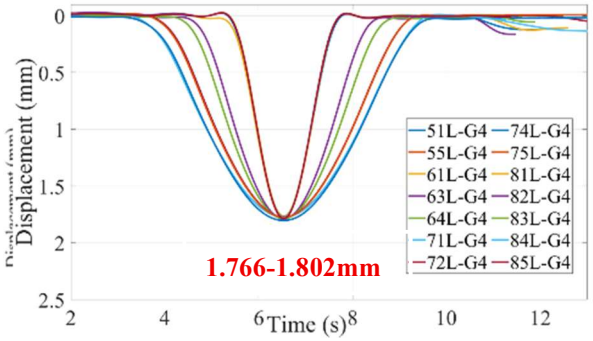
C. 計測結果および考察

たわみ測定中は，トラックの後方の車両通行を取り除くため，伴走車両を配置して，径間内に他の車両が入り込まないよう適切な間隔を取ったが，反対車線の車両の径間内への流入を取り除くことができなかったため，一貫した負荷条件を確保するため，荷重車以外の車両の影響を受けないケース

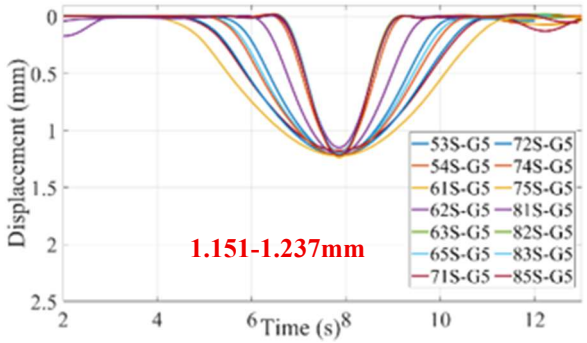
のみを分析対象とした．

各ケースは 3 つの記号の表記で分類している．最初の数字は測定グループ（1～8，午前から深夜過ぎまでに対応），2 番目の数字は各グループ内のサイクル番号（1～5），文字 S または L は車両レーンを示す．CDP 変位計で測定されたたわみは，ローパスフィルター（カットオフ周波数 1Hz）を使用して処理し，その後ゼロオフセット補正を行った．測定結果は，桁（G4/G5），時間帯（昼間/夜間），レーン（レーン L/レーン S）ごとに分類している．一例として，代表的な 3 つのケースを**付図-3.30**，**付図-3.31** および**付図-3.32** に示す．**付図-3.30** および**付図-3.31** において，すべてのケースでたわみのピーク値はほぼ同じで，差は 0.1 mm 未満となっている．また，トラックの走行におけるたわみの増加・減少の時刻歴変化は，各サイクルでほぼ同じ軌跡をたどっていることが分かる．なお，他のケースも同様の一貫性が得られた．これに対して，**付図-3.32** の結果では、たわみのピーク値に顕著なばらつきがあることが分かる．他のデータセットとの比較結果から特定の時間帯での計測において，正常に機能する測定で予想される小さな不規則な変動ではなく，死荷重下でほぼ平坦な線を示していることから，この挙動は，午後のテスト中の測定中の問題に起因するものと想定され，おそらく事前調整後に CDP 計の先端と橋梁表面との接触が一時的に失われたことが原因と考えている．実環境での計測には，周辺温度，計測機器の置かれている環境など注意が必要と思われる．

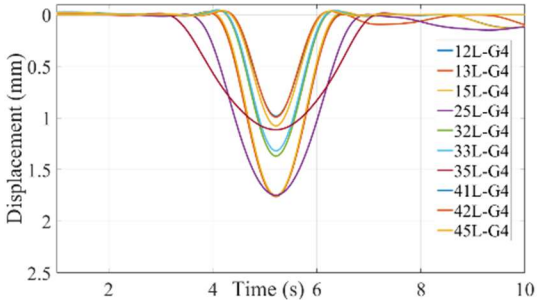
付表-3.5 は，各荷重条件時における最大たわみの範囲，その平均値，および標準偏差（SD）をまとめたものである（G4 桁の昼間測定値を除く）．範囲は 0.1mm 以内であり，最大値の標準偏差は最大 0.0107 と小さく，精度の良い計測が行われていることが分かる．トラックが L 車線（偏心荷重）を走行する場合，G5 桁のたわみ（2.206mm）が，G4 桁のたわみ（1.782mm）よりも大きいといった結果を得た．一方，トラックが S 車線（ほぼ中央荷重）を走行する場合，G5 桁のたわみ（1.205mm）が，G4 桁のたわみ（1.408mm）よりも小さく，各桁での荷重分担が横方向での想定と一致している．しかし，G4 桁については、支間中央での平均たわみが L 車線での 1.782mm から S 車線での 1.408mm に減少しており，荷重が G4 に近い位置で作用する場合，より大きなたわみが一般的に予想され，基礎理論による構造応答予測とは完全には一致していないことが疑われる．



付図-3.30　L 走行時の G 4 桁のたわみ時刻歴（深夜）



付図-3.31　S 走行時の G5 桁のたわみの時刻歴（深夜）

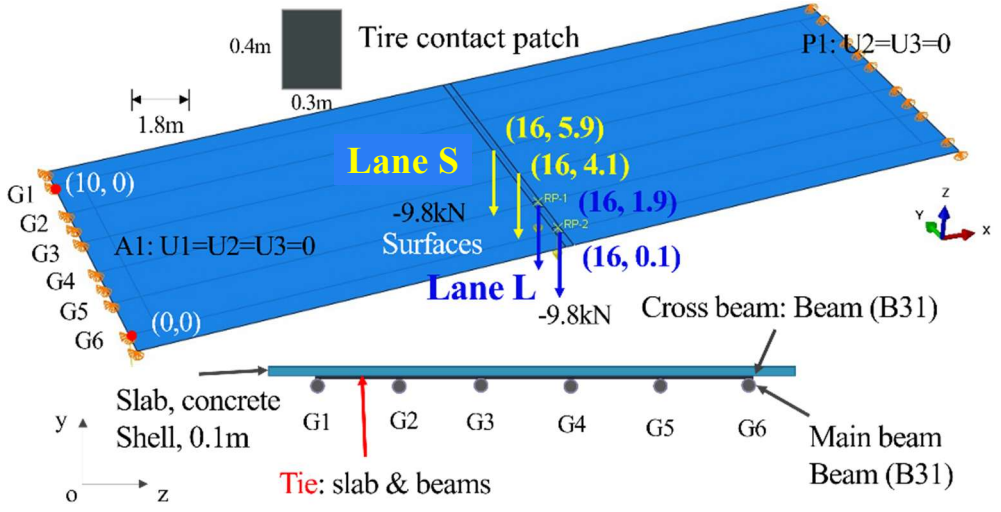


付図-3.32　L 走行時の G4 桁のたわみ時刻歴（午前午後）

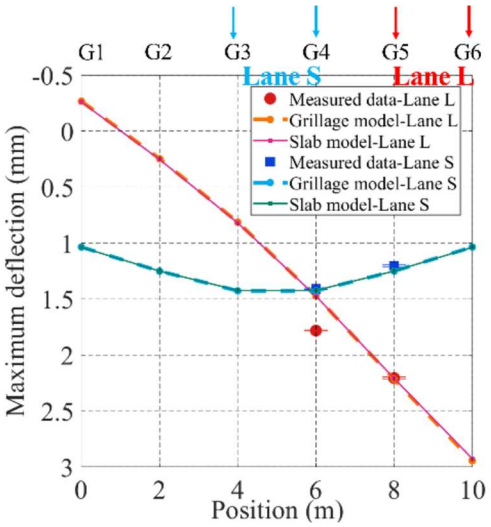
付表-3.5　各桁でのたわみ計測結果の比較

計測位置・載荷位置	G4-Lane L	G5-Lane L	G4-Lane S	G5-Lane S
たわみ応答範囲 (mm)	1.776-1.802	2.184-2.269	1.373-1.431	1.151-1.237
たわみピーク値の平均 (mm)	1.782	2.206	1.408	1.205
たわみピーク値の標準偏差(データ数)	0.0038(14)	0.0107(18)	0.0067(16)	0.0100(14)

そこで，これらのたわみ差を検証するため有限要素解析モデルを構築し，PC 桁の一体性について考察を行うこととした．構築したモデルは 2 つで，1 つは横桁と主桁のみをモデル化したグリッドモデル，もう 1 つはコンクリート床版を含むスラブモデルである．両モデルは，実際の橋の設計寸法に準じて構築している．なお，解析には橋梁の自重とトラックの重量（径間中央）を入力しており，トラック重量は二つの車軸を介して鉛直力を与えている．グリッドモデルでは，車両重量は橋軸方向の部材と橋軸直角方向の部材の交点に与え，スラブモデルでは，車輪の設置面積に応じた分布荷重として与えている．その他のモデリングの詳細は**付図-3.33** に示す．両モデルの桁の剛性は，桁 G4 の絶対たわみが測定値と一致するように補正し，比較のための一貫した桁剛性で解析を行っている．**付図-3.34** では，2 つのモデルと測定値から得られた桁 G4 と G5 の最大たわみを比較している．青色と赤色の配色はそれぞれレーン S とレーン L の状態に対応し，破線は測定値を示している．測定データは平均値および上下の空洞の三角形のマーカーが平均値±標準偏差を表している．レーン S については，解析結果は測定値とよく一致している．レーン L についても，G5 での結果もほぼ一致していますが，G4 では解析値が測定値よりもやや小さくなっているが，予想される荷重分担挙動と一致していると考えられる．2 つのモデリング手法による結果はほぼ同一であり，デッキスラブが横方向荷重分布に与える影響は限定的であることも示している．結果として，本 PC 桁橋は，各 PC 桁が一体として挙動しており，構造上の問題はないものと考えられる．



付図-3.33 PC 桁の有限要素解析モデルおよび荷重載荷位置



付図-3.34 計測結果と解析結果の比較

d. まとめ

CDP 変位計を用いて，同一の荷重条件下で繰り返したわみ計測を行った結果，構造応答に高い再現性を有することが明らかになった．構造健全性評価における車両走行によるたわみ計測の信頼性の高さが示された．走行位置の異なる荷重条件下における各 PC 桁の最大たわみは，概ね予想される分布に従っている．しかし、桁 G4 でのたわみ計測では，測定された結果に一貫した構造応答がみられず，計測方法には十分な留意が必要であることもうかがえる．また，有限要素解析結果は，設計で想定している挙動と傾向は一致しているが，測定値の絶対値が異なっていることもあり，各 PC 桁の出来高，ゴムパッド沓における支点機能など，さらなる多点測定によって検証が望まれる．これらの考察結果から，PC 多主桁橋における各 PC 桁のたわみ計測により，それらの相対的比較が，構造健全性評価の一手法として用いることができることを示している．

4. 桁端たわみ角を利用したたわみ計測を用いた点検・診断支援

(1) 桁端たわみ角によるたわみ計測手法の概要・特徴

橋梁たわみ測定には数多くの技術が開発されており，大きく接触式と非接触式に分類される． 特に非接触式の計測は設置コストの点で有用と考えられ，レーザー変位計や画像解析によるたわみ計測が試みられている．しかしながら，レーザー変位計については設置位置と計測対象との位置関係に制約を伴う点が課題である．また，画像解析による方法については，撮影機材の据え付けに加え高解像度のデータセットからたわみに相当する特徴量の抽出に適切な最適化が必要等，適用に際してやや不便な点がある．災害時等に簡易な計測からたわみを概算したい場合，より簡便なたわみ計測手法が望まれる．

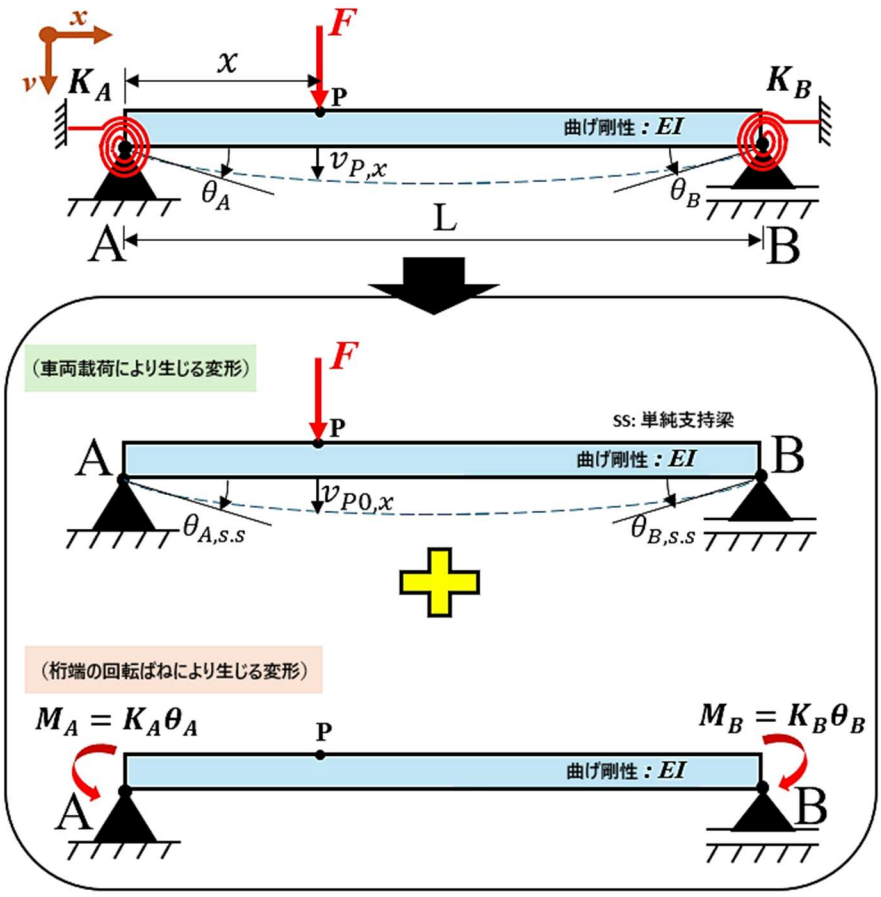
ここでは断面の一様な単純桁橋を対象として，設置・計測が容易であることに加えて，必要なセンサ数をなるべく少数とし，ノイズの多い現場環境下でも精度を維持する，簡便かつ堅牢な手法を提案する．具体的には桁端で計測されたたわみ角を用いて支間中央のたわみを推定する．なお，現実の単純桁では理想的な単純支持ではなく桁端に何らかの回転方向の拘束を伴う場合もあるため，本手法では桁の両端に回転ばねを設けた単純桁において各種未知量を最適化してたわみ形状を求める手法を採用する．本手法では，**付図-4.1** に示すように，両端に回転ばねを有する単純梁モデルを採用する．このモデルの梁のたわみは，重ね合わせの原理により通常の単純支持梁のたわみに回転ばねによる復元モーメントによるたわみを足し合わせたものとして表される．これらの関係を用いて，桁端のたわみ角の計測値から支間中央のたわみを求める．このときの支間中央たわみ$v_{L/2}$は，支点 A と支点 B のたわみ角の最大値θ_{Amax}とθ_{Bmax}を用いて次の式(付 4.1)で表されることが知られている [1].

$$v_{L/2} = \frac{3\sqrt{3}}{16} L\,\theta_{Amax} + \frac{(6-\sqrt{3})}{264} L\theta_{Amax}\left[(9-3\sqrt{3}) + (-9+3\sqrt{3})\frac{\theta_{Bmax}}{\theta_{Amax}}\right] + \frac{(9-7\sqrt{3})}{1056} L\theta_{Bmax}\left[(9-3\sqrt{3}) + (-9+3\sqrt{3})\frac{\theta_{Amax}}{\theta_{Bmax}}\right] \quad \text{(付 4.1)}$$

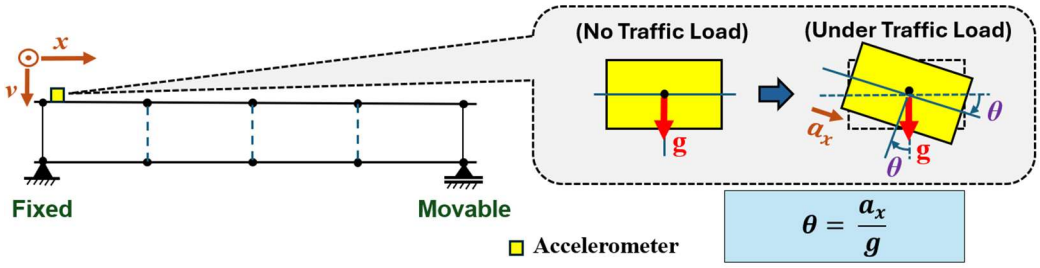
たわみ角計測においては，車両通過時の応答性を考慮してひずみ式加速度計を採用する．**付図-4.2** はひずみ式加速度計によるたわみ角推定の概要を示している．桁端にもともと水平に配置された加速度計に桁のたわみによる傾斜が発生した際，傾斜した方向に重力加速度の成分が静的な加速度として計測される．このときの加速度を a とし，重力加速度を g と表すとセンサの傾斜角 θ は $\theta = a / g$ と表される．ただし，加速度計の計測値には交通振動による動的な加速度の振幅のほうが，たわみ角による準静的な加速度よりもはるかに大きいため，平滑化とハイカットフィルタを組み合わせた信号処理 [4-1)]を経て動的な成分を取り除く計算を行う．**付図-4.3** は一例として計測された加速度の生波形と平滑化された加速度波形との比較である．これらの加速度から計算される最大値を桁両端について計算し，上式に代入することで支間中央のたわみの推定値を得る．

---

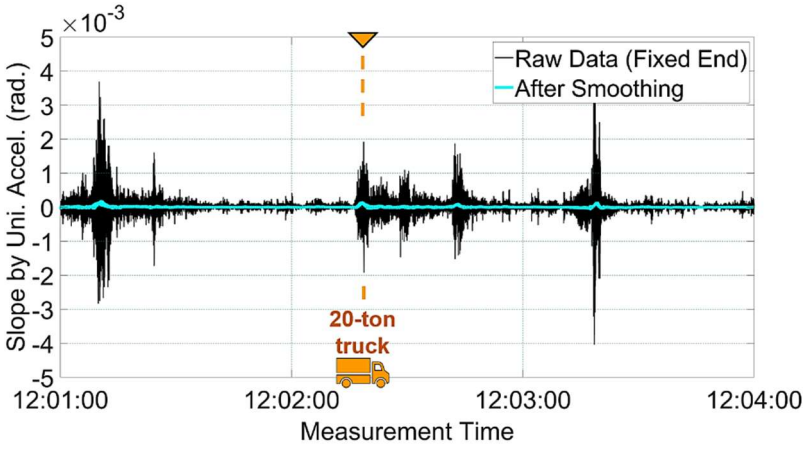
1) Phyoe W. Hein, Kunitomo Sugiura, Yasuo Kitane, Yoshinao Goi, Kazuo Takase and Shigeyuki Tanaka: Mid-span deflection estimation of simply supported bridges using slopes at end supports, Journal of Structural Engineering JSCE, Vol. 72A PP.16-27, 2026.



付図-4.1 両端に回転ばねを有する単純梁モデル



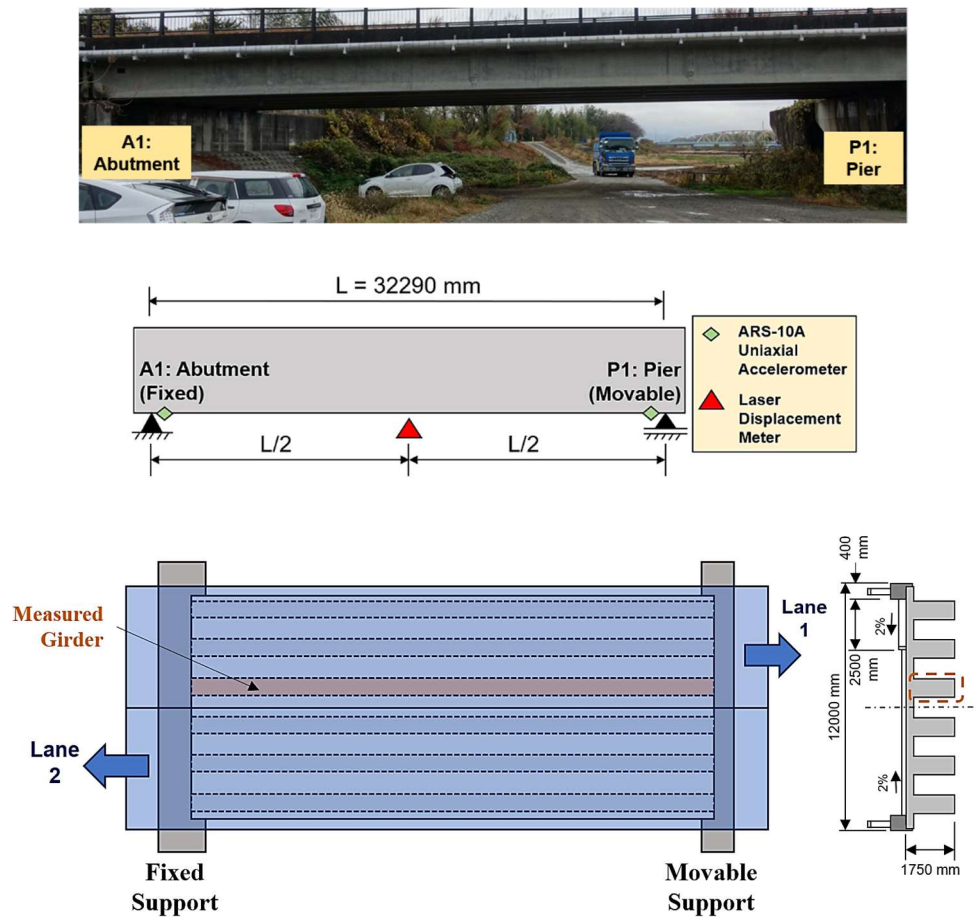
付図-4.2 加速度計によるたわみ角計測の概要



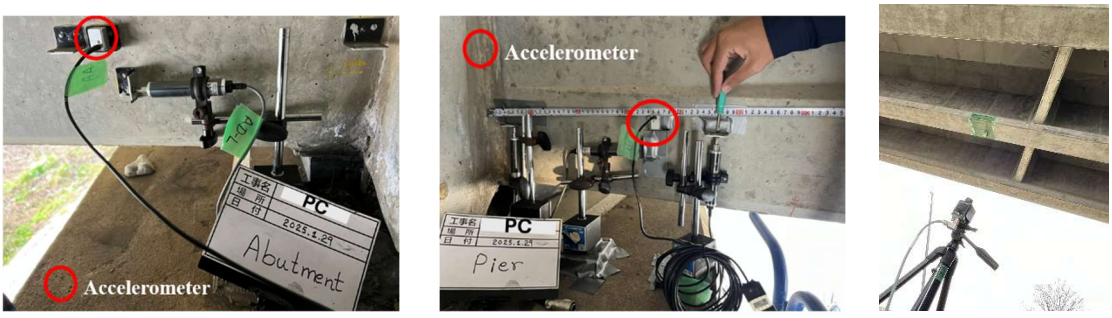
付図-4.3 生波形と平滑化後の加速度の比較

(2) 供用下の PC 橋上部工の計測実験への適用例

付図-4.4 は付録 1 章(3)節で示された現場実験対象橋梁に対して，本計測の対象とする主桁の位置と計測器の配置を模式的に表したものである．本実験では桁の両端に一軸加速度計（東京測器研究所 ARS-10A）を配置し，支間中央に桁下の河川敷から検証のためのレーザー距離計（Micro-Epsilon ILR2250-100）を配置している．加速度計の分解能は約 0.3mm/s^2，レンジは±10m/s^2 であり，レーザー距離計の 分解能は 0.1mm，レンジは 0.05m-100m である．**付図-4.5** は加速度計およびレーザー距離計の配置の様子である．(1)節で示したたわみ角を一軸加速度計で計測するため加速度計は橋軸方向加速度を計測する方向に配置している．



付図-4.4　対象計測区間およびセンサ設置位置の概要



(a) A1 側加速度計　　(b) P 1 側加速度計　　(c) レーザー距離計

付図-4.5　計測機器設置状況

付録 1 章(3)で示したようにあらかじめ荷重を調節した荷重車が 1 回通過するごとにレーザ距離計により記録されたたわみと本手法により推定されたたわみとを比較する．**付表-4.1** と**付表-4.2** は 2 度にわたり実施された実験結果である．いずれの計測においても約 1.3mm から 1.4mm 程度のたわみが記録されている．レーザー距離計による計測を基準とした場合，車両通過ごとの本手法の推定値には±10%程度のばらつきが確認される．一方で，複数回の記録を平均した場合の推定誤差は-3~ -5%となり，複数回の平均により推定精度を高められるものと想定される．ただし推定はやや小さめに偏る傾向が確認される．たわみの計測精度という観点からは，支間長 32m の桁橋を対象とした本実験の計測条件で 0.1mm オーダーの計測精度が確保できると見込まれる．

付表-4.1 本手法による 2024 年 9 月　計測値とその誤差

走行 No.	レーザー距離計による計測 [mm]	本手法	
		推定されたたわみ [mm]	誤差 [%]
1	1.2447	1.2515	0.54
2	1.3907	1.5219	9.44
3	1.5107	1.4018	-7.21
4	1.4514	1.3108	-9.68
5	1.3301	1.1907	-10.48
平均値	1.3855	1.3353	-3.48
標準偏差	0.1036	0.1302	8.43

付表-4.2 本手法による 2025 年 1 月　計測値とその誤差

走行 No.	レーザー距離計による計測 [mm]	本手法	
		推定されたたわみ [mm]	誤差 [%]
1	1.3761	1.3515	-1.79
2	1.5221	1.3320	-12.49
3	1.4109	1.3076	-7.32
4	1.4851	1.2790	-13.88
5	1.3464	1.3126	-2.51
6	1.3363	1.3301	-0.46
7	1.2334	1.3655	10.71
8	1.4192	1.2885	-9.21
平均値	1.3912	1.3209	-4.62
標準偏差	0.0905	0.0297	7.94

5. 梁構造のひずみと画像計測を用いたひずみ計測の点検支援

(1) 梁構造のひずみと計測手法の概要・特徴

「ひずみ」とは単位長さあたりの伸び縮みを表す無次元量であり，構造物が発する物理応答量の一つである．作用荷重に対して，構造物の内部で，どのように力が伝達されているかを推し量ることは極めて重要であるが，力は直接目視することができないので，古くからひずみを計測することで，構造物内の力の伝達経路や損傷の有無を判断してきた．

ひずみの計測手法として，電気式ひずみ計測（ひずみゲージ），光ファイバセンサによる計測，画像計測等が挙げられる．本節ではコンクリート梁への適用を念頭に，それぞれの計測手法の概要と特徴を紹介する．

I. 電気式ひずみ計測（ひずみゲージ）

電気式ひずみ計測とは金属箔の電気抵抗の変化を応用したひずみの計測手法である．薄い金属箔を計測対象物の表面に接着し，金属箔の伸び縮みに比例して変化する電気抵抗値を捉えることで，ひずみの値を計測する．最も汎用的に用いられるひずみ計測手法の一つであり，計測対象物の種類や金属箔の長さに応じて，様々な製品が開発されている．電気式ひずみ計測の利点として，1 με 単位で安定的にひずみを計測できることが挙げられる．一方，基本的に 1 つのひずみゲージに対して 1 点 1 方向のひずみしか計測できず，計測点数に制約がある，また，金属箔の接着が健全であることを前提としているため，屋外環境における長期間の計測には課題がある．

II. 光ファイバセンサによる計測

光ファイバセンサによるひずみ計測は，光ファイバの内部を透過する光の波長変化を解析することでひずみを計測する手法である．光ファイバは軽量かつ可撓性や耐久性に優れるため，構造物ヘルスモニタリングに有効なセンサとして近年採用が増加している．光ファイバセンサによる計測手法は光ファイバ内部の波長変化の原理に応じて様々な方法が存在するが，それらの中でも回折格子の機能を応用したファイバ・ブラッグ・グレーティング（Fiber Brag Grating : FBG）法は単一のセンサ上で多点のひずみを計測できるという利点を有する [1]．FBG 法を用いた計測事例として，鋼橋を対象に 5 年間にわたる長期継続的なモニタリングが実施された例 [2]や，ひずみ計測区間の長いロングゲージ FBG センサを用いてコンクリート構造物の劣化損傷評価を試みた研究が存在する [3), 4)]．また近年では光ファイバの各地点での散乱光の位相の変化を利用する分散型音響センサも開発されている．

III. 画像計測

光学画像を用いたひずみ計測手法として，デジタル画像相関法（Degital Image Correlation : DIC）がある．DIC は計測対象物表面の光学画像のランダム性を基にした非破壊・非接触の画像解析手法であり，対象物の変形前後の光学画像を用いて解析を行う．まず，変形前の画像に対して任意の点を中心とした N×N 画素の任意領域（サブセット）を指定する．そして，変形後の画像におけるサブセットの位置を探索することで変位方向と変位量を求める [5), 6)]．DIC では計測対象とする画像上に多数のサブセットを設け画像解析を行い，各サブセットの中心点間で構成される三角形メッシュ要素がひずみ計測領域となる．すなわち，画像上であれば多数のひずみ計測点を設けることが可能であり，ひずみの大小を比較するコンター図を得ることができる．また，塗膜下であってもひずみが局所的に増加すれば捉えることが可能である [6)]．

以上の比較から，コンクリート構造物に対しては，非破壊非接触かつ，ひずみの大小を面的に比較することが可能な DIC の利点が大きいと判断し，本研究では DIC のコンクリート構造物への適用性について検討を行った．

(2) RC 梁 4 点曲げ載荷実験へのひずみ計測手法の適用

本実験では RC 梁供試体の 4 点曲げ載荷実験を通して，画像によるひずみ計測（DIC 解析）の適用性を評価した．曲げ実験の概要は付録 1 章(1)節と同様である．DIC 解析の適用にあたり着目した点は，以下の 2 項目である．

- ひずみ分布を面的に評価した際に，構造部材の状態変化を可視化できるか
- 中立軸の評価が可能か

計測状況を**付図-5.1** に，解析状況を**付図-5.2** に示す．デジタル画像相関法とは，試験体表面に塗布したランダムパターンの変化を画像解析することで，試験体表面のひずみ分布を可視化する技術のことである．本実験では，各載荷ステップ開始時から最大荷重時まで，静止画を連続的に撮影し，実験終了後に DIC 解析を行うことでひずみ分布を求めた．DIC 解析に用いる画像の撮影にはデジタルカメラ（SONY, RX-100M3，約 2010 万画素）を用いた．

解析状況を**付図-5.2** に示す．解析にはデジタル画像相関ソフト Dipp-Motion V ver.1.1.31（株式会社ディテクト）を用いた．解析にあたって，**付図-5.2** のようにランダムパターン上に格子状に座標点を配置し，座標点の周囲 64pixel 四方をテンプレートとして設定した．画像解析により，各画像上でテンプレートの動きを追尾し，テンプレートの中心を変形後の座標（x_i, y_i）として算出する．ひずみの算出では，隣接する 3 座標点から構成される三角形メッシュ内のひずみは一定であると仮定し，三角形メッシュを構成する各座標点の変位（u_i, v_i）とひずみ（E_x, E_y, E_{xy}）を次式で算出した．

$$u_i = a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i \tag{付 5.1}$$

$$v_i = a_4 + a_5 x_i + a_6 y_i \tag{付 5.2}$$

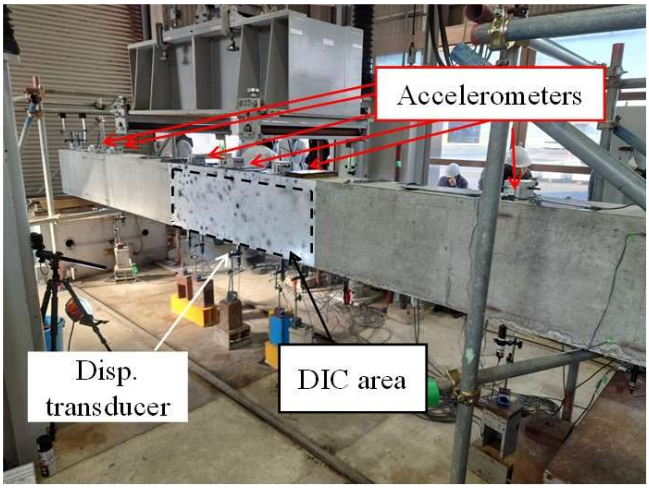
$$E_x = \frac{\partial u}{\partial x} \tag{付 5.3}$$

$$E_y = \frac{\partial v}{\partial y} \tag{付 5.4}$$

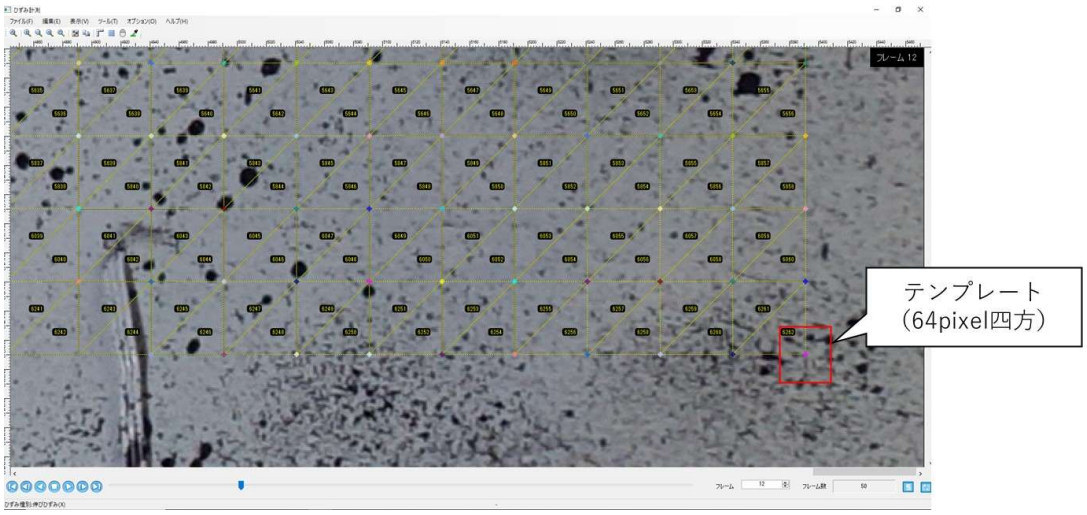
$$E_{xy} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) \tag{付 5.5}$$

1) Xavier Chapeleau，Monssef Drissi-habti，冨山禎仁：土木構造物における FRP の健全性モニタリングのための埋設光ファイバ・センサ，日本複合材料学会誌，36，1，pp.25-30，2010.
2) 三木千壽，古東佑介，佐々木栄一，齋藤一成，石川裕治：光ファイバセンサシステムを用いた都市高速道路橋の長期継続モニタリング，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）， 71 巻，3 号，pp. 416-428，2015.
3) 渡邊智則，呉智深，石沢孝，楊克倹：ロングゲージ FBG センサモニタリングによる実橋梁の劣化損傷評価に関する研究，土木学会第 70 回年次学術講演会，pp. 9-10，2015.
4) Shi-Zhi Chen, Gang Wu, De-Cheng Feng: Damage detection of highway bridges based on long-gauge strain response under stochastic traffic flow, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 127, pp. 551-572, 2019.
5) 出水享，松田浩，戸次翔，森崎雅俊，内野正和，伊藤幸広，森田千尋：デジタル画像相関法のひずみ計測向上に関する基礎的研究，土木学会論文集 A2（応用力学），68 巻，2 号，pp. I_683-I_690，2012.
6) 高橋みのり，佐藤顕彦，杉浦邦征，北根安雄，冨山禎仁，木田秀人：デジタル画像相関法を用いた C-5 塗装系の破断伸びに関する基礎実験，令和 7 年度土木学会全国大会，第 80 回年次学術講演会，12AM2-De-10，2025.

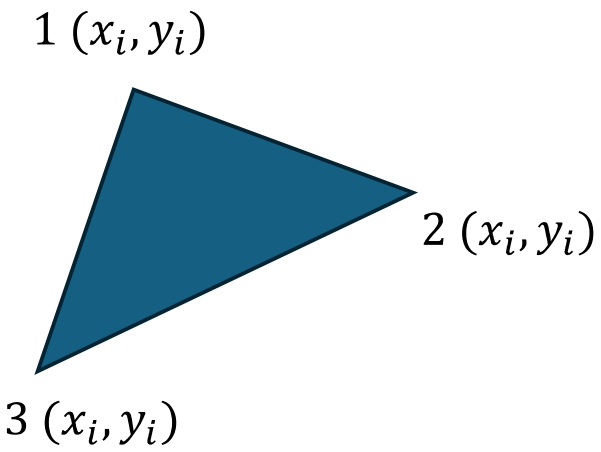
解析から得られた最大主ひずみコンター図を付図-5.4 に示す．付図-5.4 には載荷最大荷重が 24 kN, 50 kN, 90 kN, 130 kN である各載荷ステップにおける，最大荷重時の最大主ひずみを示している．付図-5.4 から，目視で下面ひび割れが確認された 25 kN では，側面では過大な最大主ひずみは確認されな



付図-5.1 DIC 画像の撮影状況



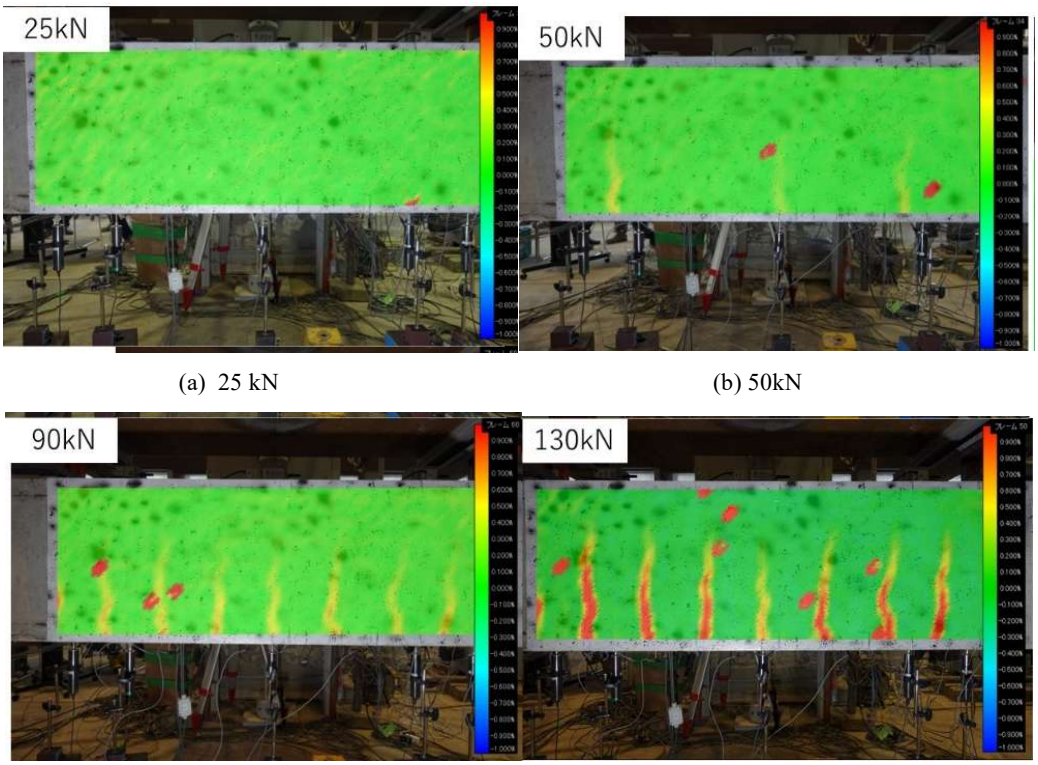
付図-5.2 DIC 解析の方法



付図-5.3 三角形メッシュ

かった．一方で，50 kN の時には支間中央を含む 3 か所で最大主ひずみが 0.6%程度まで増加する縦方向の筋が見られた．この最大主ひずみが大きい領域が，試験体側面でひび割れを発生した領域に対応している．載荷荷重が 90 kN に増加した際には，試験体側面に等間隔で 8 本のひび割れが DIC から確認された．一方で，90 kN から 130 kN まで荷重を増加させた際には，ひび割れ本数は変化しないが，ひび割れ幅の増加が最大主ひずみの値の増加とした確認された．

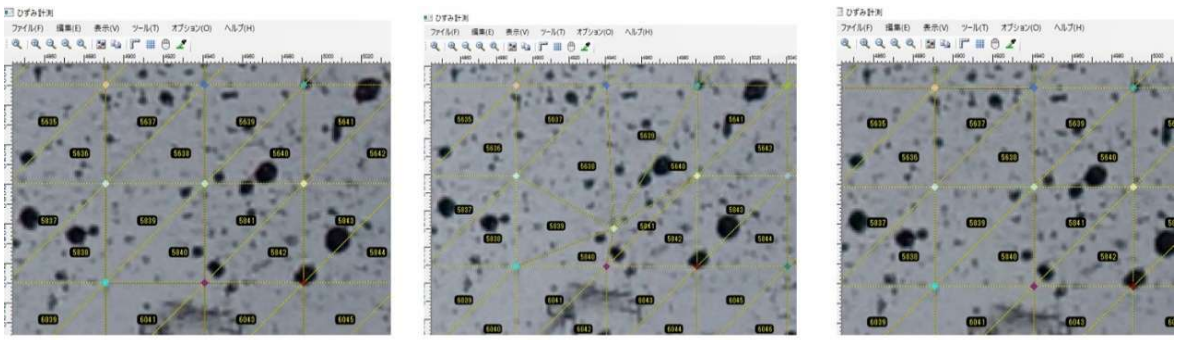
なお，各画像で局所的に最大主ひずみが 1%以上の箇所が見られるが，これは座標点の追尾エラーによる．追尾エラーの発生メカニズムを**付図-5.5** に示す．**付図-5.5** に示されているように，解析中に座標点周囲のランダムパターンを誤認識する事象が発生しており，これにより解析中に座標点の変位



(a) 25 kN　　(b) 50kN

(c) 90 kN　　(d) 130 kN

付図-5.4 最大主ひずみコンター図



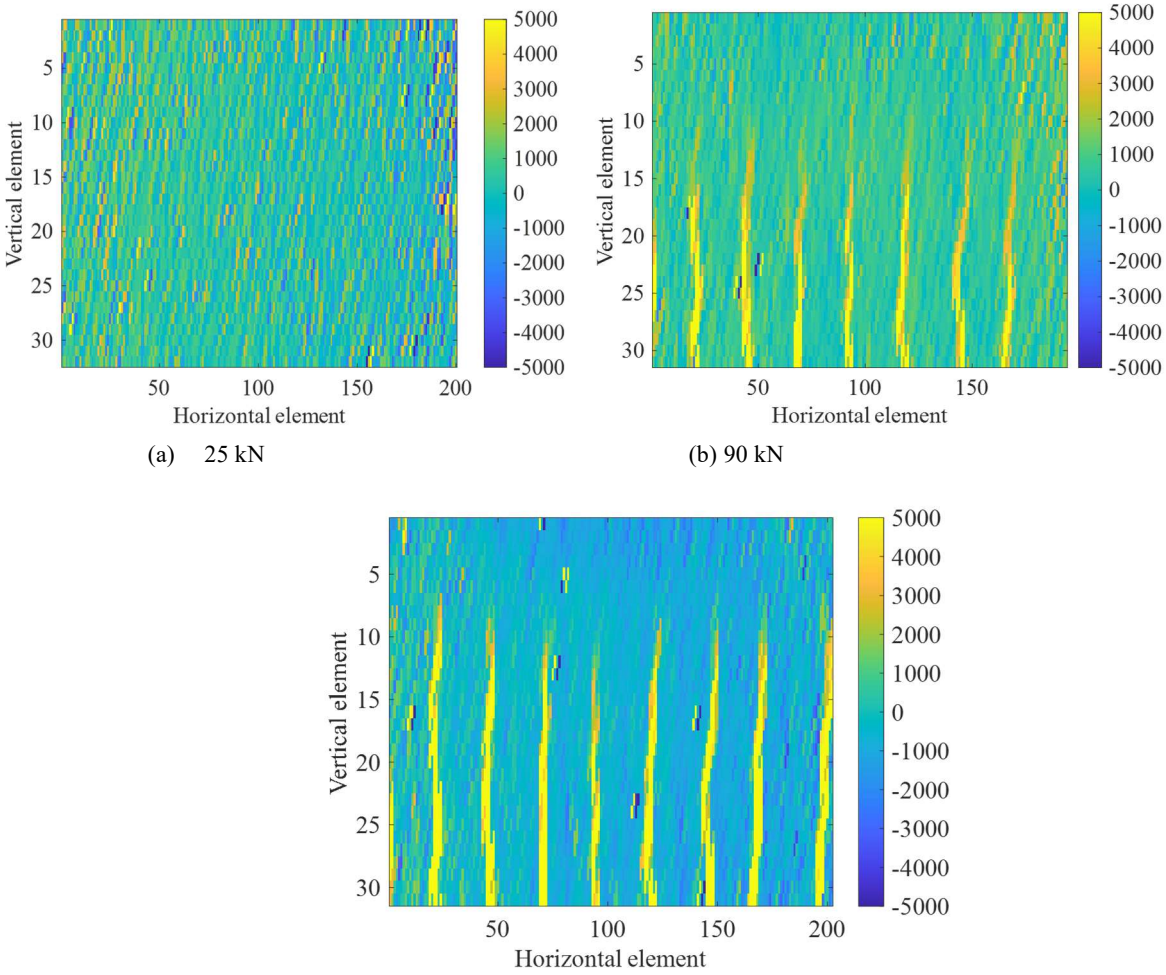
(a)追尾エラーの 1 フレーム前　　(b) 追尾エラー　　(c) 追尾エラーの 1 フレーム後

付図-5.5 追尾エラー発生に関する考察

が正しく反映されず，結果として三角形メッシュから算出されるひずみの値にも異常を生じた．今回は解析用パソコンの処理能力の関係から 64 pixel 四方のテンプレート（25 kN のみ 32pixel 四方）を使用したが，テンプレートの大きさを調整することで異常値は解消される可能性がある．

付図-5.6 に 25 kN, 90 kN, 130 kN における水平ひずみ分布を示す．DIC 解析の範囲は**付図-5.4** と同様である．**付図-5.6**(a)から，25 kN の段階では，DIC 解析の結果からひずみの分布に規則性は確認できなかった．一方で，**付図-5.6**(b)(c)からは，曲げひび割れの発生が水平ひずみの大きい範囲として確認できる．これは**付図-5.4** と同じ傾向であり，**付図-5.4**, **付図-5.6** の比較から，主ひずみ方向が水平であることがわかる．

付図-5.5 および**付図-5.6** から，RC 梁の 4 点曲げ実験においては，DIC 解析を適用することで，計測面内におけるひずみの大小関係の比較から，梁に生じる曲げひび割れを容易に可視化することが可能であることが示された．ただし，**付図-5.1** にあるように梁は撮影面から面外方向へは変形していない．面外変形を伴う計測状況においては，複数のカメラを用いたステレオ撮影を行う等の対策が必要である．



(a) 25 kN

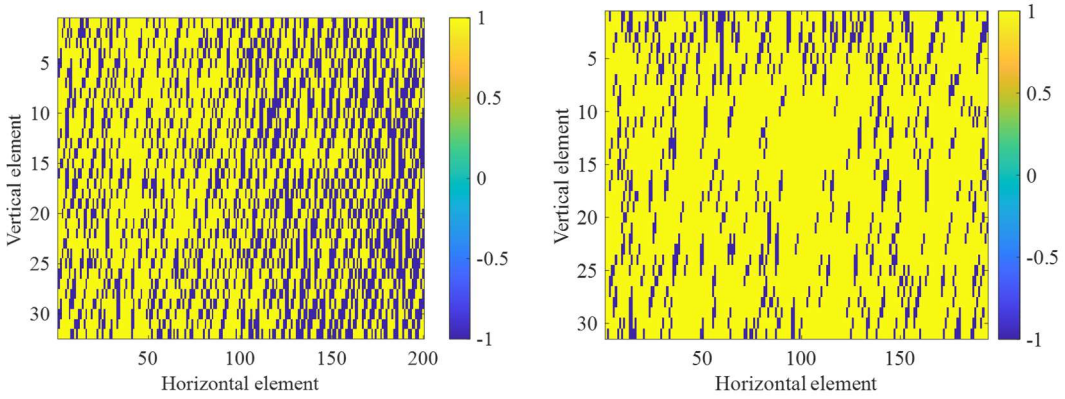
(b) 90 kN

(c) 130 kN

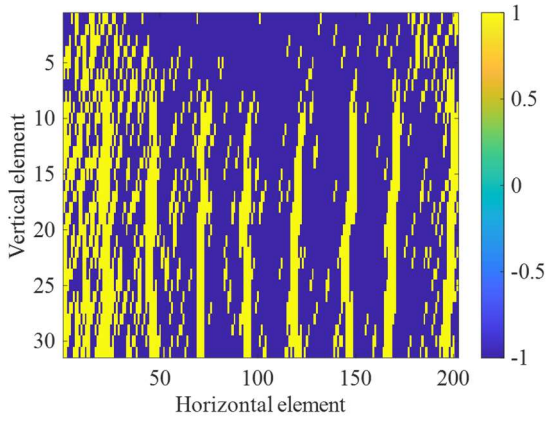
付図-5.6 水平ひずみコンター図（単位：με）

付図-5.7 に水平ひずみの正負を示す．付図-5.7 中の黄色の範囲が正のひずみ（引張ひずみ）を，青色の範囲が負のひずみ（圧縮ひずみ）を表す．撮影範囲は純曲げ区間であるので，理論上は中立軸を境に上側は圧縮ひずみ，下側は引張ひずみとなるはずである．しかしながら，付図-5.7 の結果からは，そのような傾向が見られなかった．

この原因として，DIC の分解能の可能性が考えられる．RC 梁の実験では 2010 万画素のデジタルカメラを用い，DIC 解析区間では幅方向に 5472 pixel の画素が得られた．解析区間の幅は約 1500 mm なので，1 画素あたり 0.3 mm の分解能である．一方で，DIC 解析で設定した節点間の距離は 15 mm である．以上の条件から，試験体に 1 画素分の変形が生じた場合のひずみは 0.3/15 = 20,000 με と計算できる．解析上ではサブピクセル処理で画素数から計算したひずみの 20 倍程度の分解能が得られるので，結果的に，本解析の条件でのひずみ分解能は 1,000 με 程度と考えられる．



(a) 25 kN　　(b) 90 kN

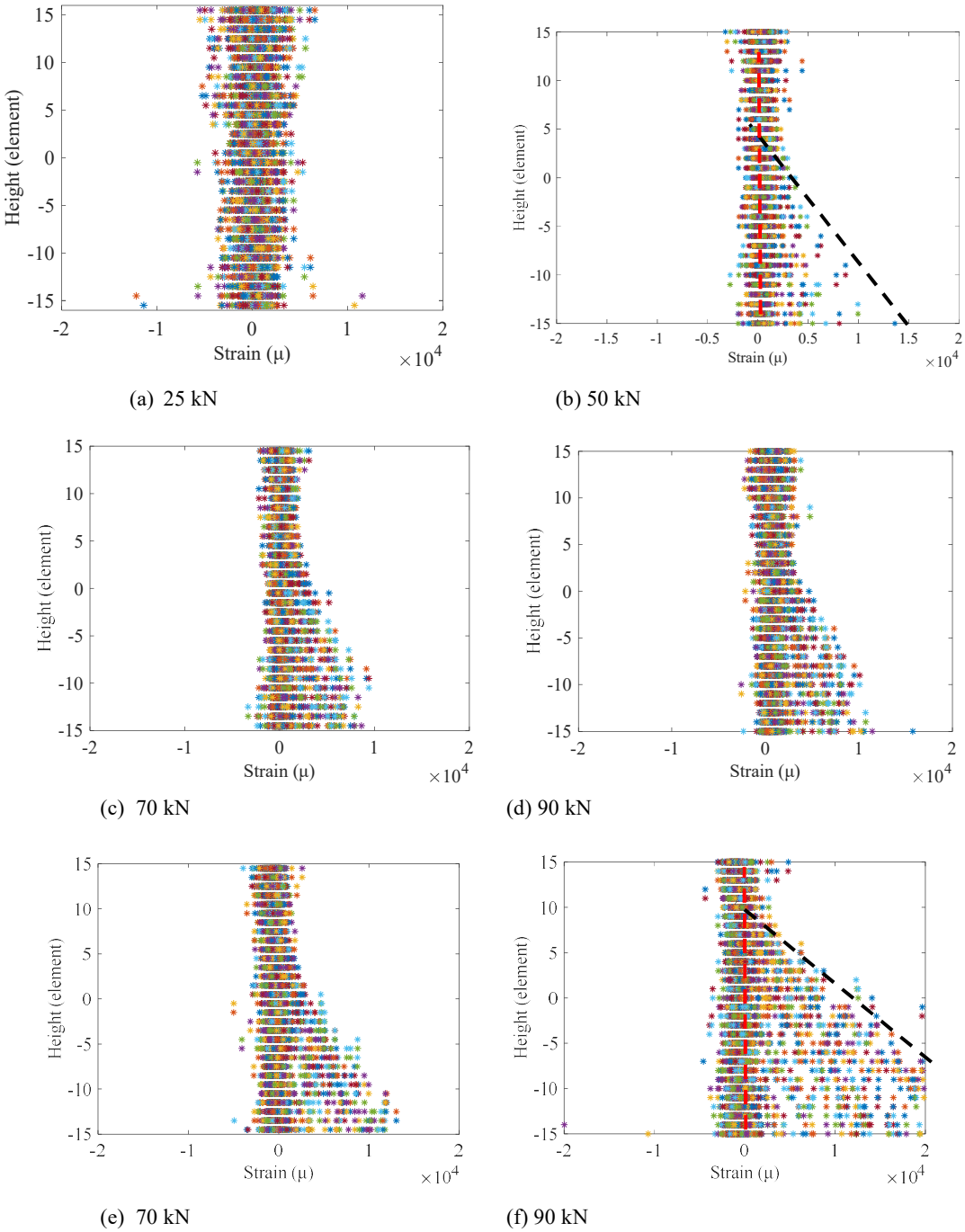


(c) 130 kN

付図-5.7 水平ひずみの正負（黄色：引張ひずみ，青色：圧縮ひずみ）

付図-5.8 に高さ方向のひずみ分布を示す．付図-5.8 では DIC 解析の結果得られたひずみ分布から，全要素の水平ひずみを高さ方向にプロットした．そのため，ひび割れ発生時には，付図-5.8(b)~(f)のように，同一高さにおいて，ひび割れ部分の高い引張ひずみと，それ以外の部分が混雑している．付図-5.8(b)(f)のように，引張ひずみの外縁に補助線を引くと，黒点線と赤点線の交点からひび割れの進展とともに中立軸が上側に移動しているようにも見える．しかしながら，圧縮ひずみの計測精度に課題があるため，DIC による中立軸の計測には更なる検討が必要である．

前述のとおり，本実験の計測条件では，ひずみ分解能は 1,000με 程度であると考えられる．このことから，曲げひび割れのような大ひずみに関して画像計測は有効であるが，ひび割れ等の損傷発生前の比較的小さいひずみを評価するには計測領域を限定するなどの対策が必要である．



(a) 25 kN　(b) 50 kN

(c) 70 kN　(d) 90 kN

(e) 70 kN　(f) 90 kN

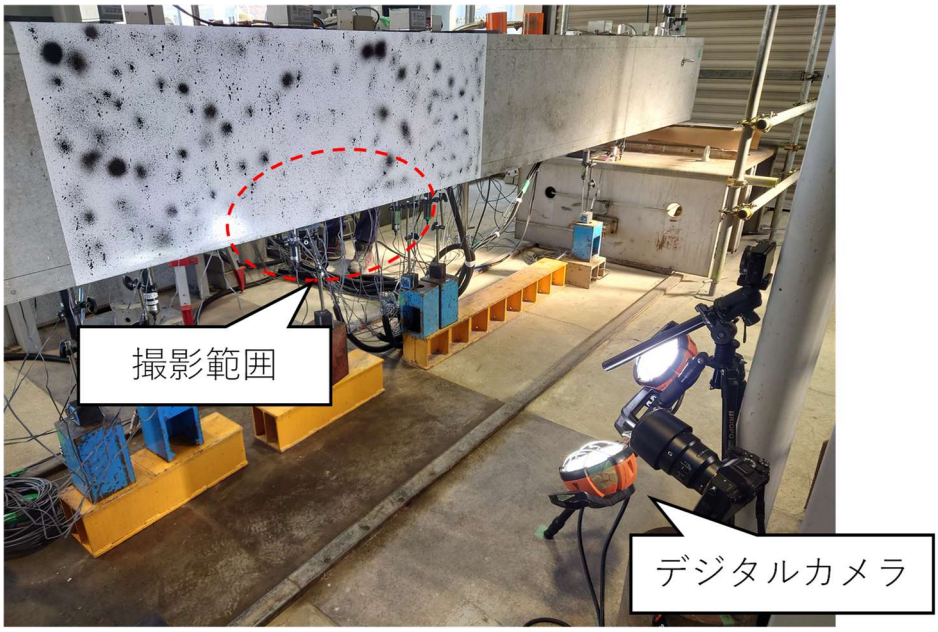
付図-5.8　水平ひずみの高さ方向分布

(3) PC 梁 4 点曲げ載荷実験へのひずみ計測手法の適用

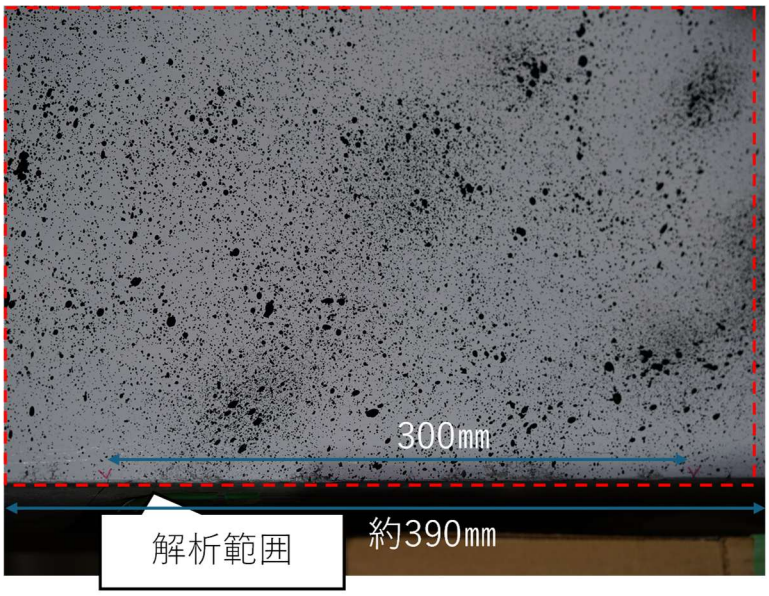
本研究では付録 1 章(2)節の PC 梁の 4 点曲げ載荷実験に対しても画像によるひずみ計測（DIC 解析）を適用した．PC 梁の曲げ実験の概要は付録 1 章(2)節に示す通りである．

計測状況を**付図-5.9** に，DIC 解析に使用した画像の例を**付図-5.10** に示す．PC 梁供試体には RC 梁と同様にランダムパターンを塗布し，載荷実験中のランダムパターンの変化をデジタルカメラで捉えることで，ひずみ分布を解析した．一方，RC 梁の曲げ実験と異なり，PC 梁の曲げ実験では荷重載荷時の曲げ変形が非常に小さく，曲げ区間全体を評価することが困難であると予想された．そのため，PC 梁では試験体中央付近の幅約 390 mm の区間に着目し，曲げ引張ひずみの計測を行った．なお，この計測区間の中央には，PC 鋼より線の切断のため長さ 300 mm の切欠き部が設けられており，PC 鋼素線の切断に伴いプレストレスが低下することで，この区間からのひび割れの発生が予想された．

DIC 解析に用いる画像の撮影にはデジタルカメラ（SONY α7R IV）を用いた．

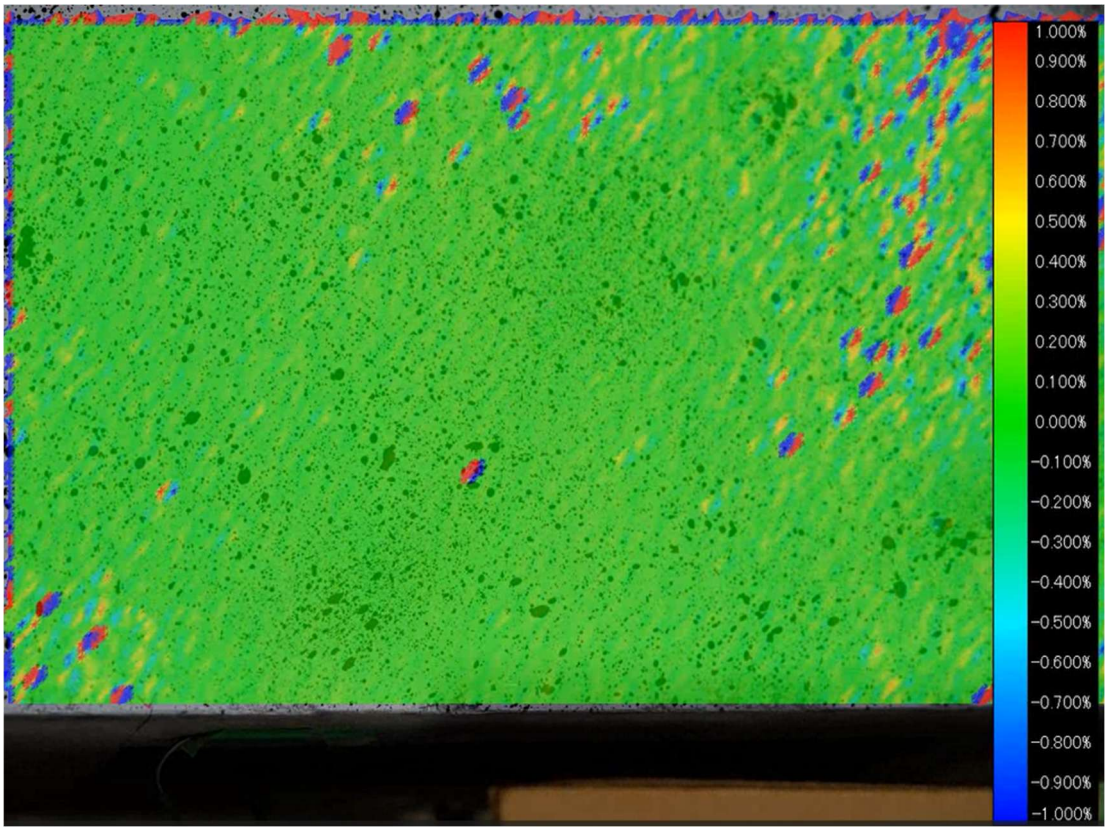


付図-5.9 DIC 画像の撮影状況

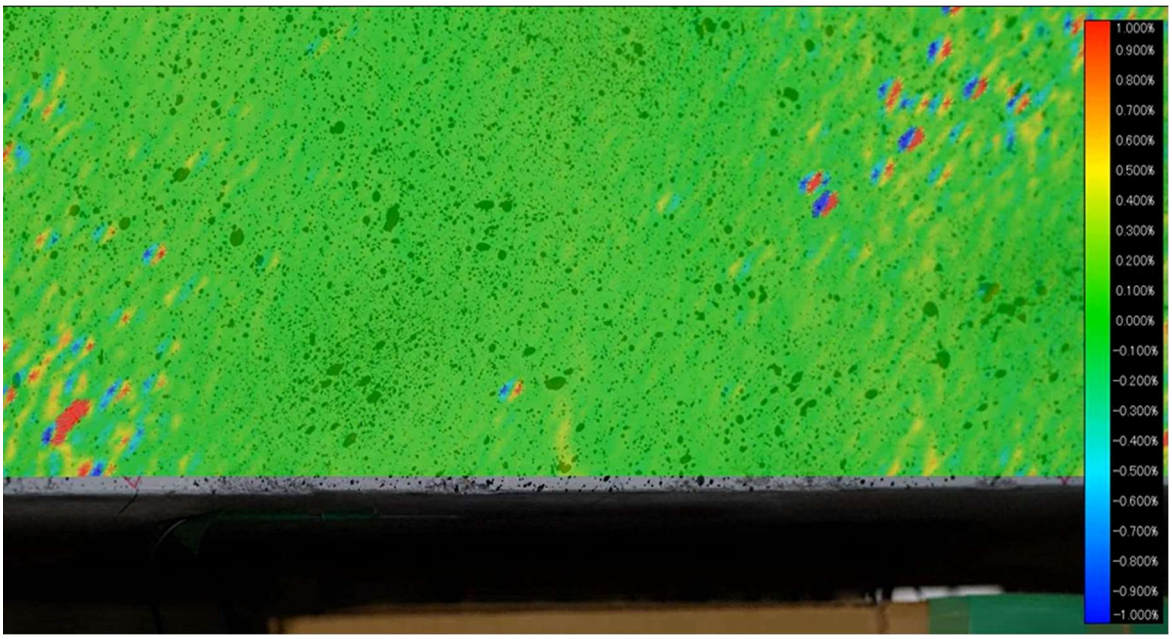


付図-5.10 DIC 解析に用いた画像の例

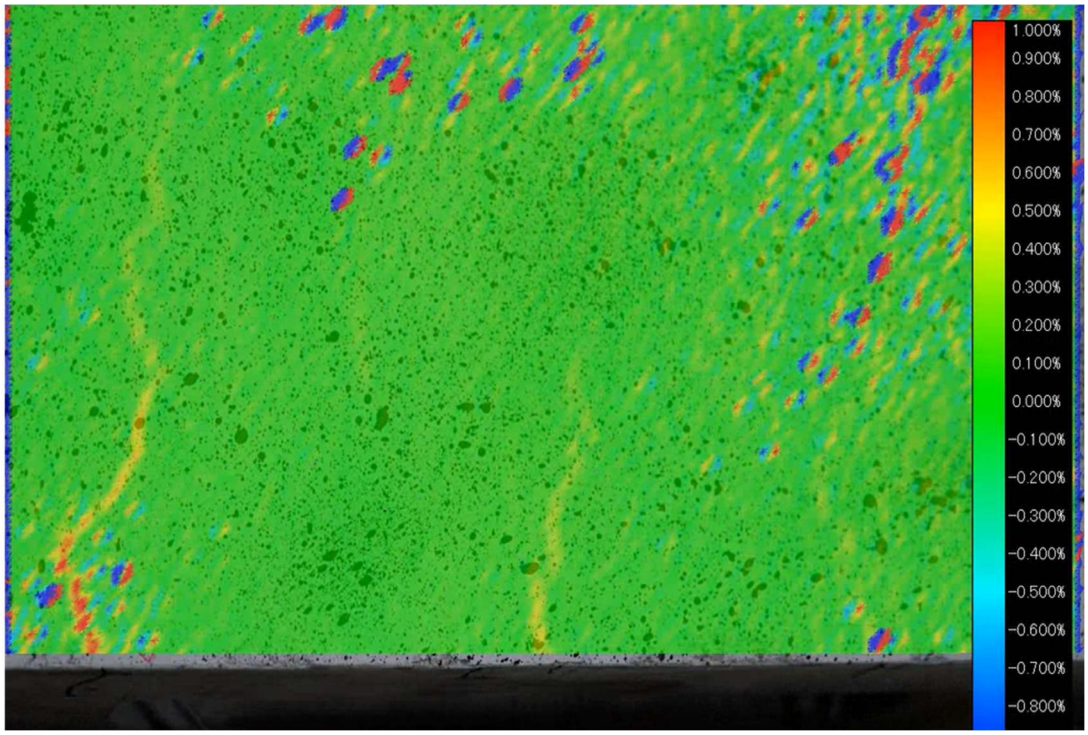
DIC 解析から得られた水平ひずみ（部材軸方向のひずみ）コンター図を**付図-5.11** から**付図-5.13** に示す．付録 1 章(2)節に示す通り，本実験では載荷荷重の基本値を設計荷重に相当する 75 kN とし，PC 鋼より線の素線切断に伴う設計荷重載荷時の応答変化を評価している．**付図-5.11** から**付図-5.13** では，切断した素線の本数が 0 本（健全），3 本，7 本（＝より線 1 本破断）の状態における，設計荷重載荷時の水平ひずみコンター図をプロットしている．



付図-5.11 設計荷重載荷時の水平ひずみコンター図（0 本切断＝健全時）



付図-5.12 設計荷重載荷時の水平ひずみコンター図（素線 3 本切断時）



付図-5.13 設計荷重載荷時の水平ひずみコンター図（素線 7 本切断時）

付図-5.11 から，健全時においては設計荷重が載荷されても DIC 解析上では変形を評価できなかった．これは，載荷時の曲げひずみが小さいことが原因である．ひずみゲージで計測した設計荷重載荷時における支間中央下縁のひずみは平均 192 με であった．

一方，**付図-5.12** および**付図-5.13** では，設計荷重載荷時にひずみの集中が発生し，ひずみの大きな領域が試験体下縁から筋のように上方へ拡大していることが見て取れる．これは，**付図-1.69** から分かるように，プレストレスの低下に伴い発生した曲げひび割れに対応している．

以上のことから，画像によるひずみ計測は PC 構造部材の評価においても，ひび割れの早期検知という点で有効であると考えられる．