博 士 論 文

塩害劣化した既設道路橋における振動特性の変化に基づいた点検手法に関する研究

A study on inspection method based on change of vibration characteristics on existing road bridges deteriorated by salt damage

金沢大学大学院自然科学研究科
環境デザイン学専攻

学　籍　番　号　1524052001
氏　　名　有馬　直秀
主任指導教員名　深田　宰史
提　出　年　月　平成30年3月

塩害劣化した既設道路橋における振動特性の変化に基づいた点検手法に関する研究

目　　次

第 1 章 序　論

1.1 本研究の背景 1

1.2 本研究の位置づけ 3

1.3 本究の目的 6

(1) 北陸地方の既設道路橋における塩害環境と劣化実態 6

(2) 塩害によって撤去された PCT 桁の劣化状況と力学・振動特性の検討 6

(3) 塩害劣化した鋼桁端部の実態把握と振動計測および構造解析による検討 7

(4) 鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動特性の変化に基づいた点検手法の検討 8

1.4 本論文の構成 9

第 2 章 北陸地方の既設道路橋における塩害環境と劣化実態

2.1 概説 14

2.1.1 北陸地方の既設道路橋における塩害環境 14

2.1.2 凍結防止剤による塩害 16

2.1.3 飛来塩分による塩害 20

2.2 塩害劣化を受けた橋梁の劣化実態 23

2.2.1 北陸道の供用年数と橋梁種別 23

2.2.2 塩害劣化の発生メカニズム 24

2.2.3 塩害損傷の事例 28

2.3 鋼材腐食に関する塩害調査 30

2.3.1 鋼橋を対象とした付着塩分量調査 30

2.3.2 ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査 37

2.4 結論 42

第 3 章 塩害によって撤去されたPCT桁の劣化状況と力学・振動特性の検討

3.1 概説 46

3.2 撤去したPCT桁の劣化状況調査 46

3.2.1 試験体の諸元 46

3.2.2 撤去したPCT桁の劣化状況 49

3.3 載荷試験による損傷状況と耐荷性能の関係 64

3.3.1 載荷試験の概要 64

3.3.2 載荷試験における荷重と変位の関係 67

3.3.3 載荷試験における荷重とひび割れの関係 71

3.3.4 載荷試験における荷重とひずみの関係 72
3.4 塩害劣化を想定したPCT桁の構造解析による検討 73
3.4.1 構造解析の概要 73
3.4.2 塩害劣化を想定した解析モデル 73
3.4.3 塩害劣化を想定した構造解析による検討結果 75
3.5 撤去したPCT桁における振動試験 77
3.5.1 振動試験の概要 77
3.5.2 載荷試験実施前の固有振動数と振動モード 79
3.5.3 載荷試験における荷重と固有振動数の関係 81
3.5.4 載荷試験における荷重と減衰特性の関係 83
3.5.5 モード信頼性評価基準（*MAC*）を用いた評価 85
3.6 PC橋における維持管理方法に関する考察 86
3.7 結論 88

第 4 章　塩害劣化した鋼桁端部の実態把握と振動計測および構造解析による検討
4.1 概説 92
4.2 北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向 93
4.2.1 外観目視による腐食発生パターン分析 93
4.2.2 北陸地方における鋼桁端部の腐食形態 98
4.3 腐食減厚の測定方法と評価方法 101
4.3.1 腐食減厚の測定方法と課題 101
4.3.2 鋼桁端部腐食の評価方法 103
4.4 実構造物におけるウエブ振動計測 104
4.4.1 ウエブ振動の計測概要 104
4.4.2 支間側パネルの固有振動数と振動モード形 106
4.4.3 桁端側パネルの固有振動数と振動モード形 111
4.5 鋼桁端部の腐食を想定した振動解析 115
4.5.1 振動解析の検討概要 115
4.5.2 健全時モデルにおける固有振動数と振動モード形 116
4.5.3 ウエブ下端部が腐食損傷した場合の振動特性の影響 118
4.5.4 ウエブ下端部が腐食損傷した場合のモード信頼性評価基準（*MAC*）を用いた評価 123
4.6 鋼桁端部の腐食を想定した非線形静的解析 125
4.6.1 鋼桁端部の腐食損傷箇所の違いによる着目点の応力変化 125
4.6.2 鋼材減肉とモード信頼性評価基準（*MAC*）の関係 130
4.7 結論 131

第 5 章　鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動特性の変化に基づいた点検手法の検討

5.1　概説 136
5.2 鋼桁端部の腐食を想定した振動解析 137
5.2.1 ウエブ振動解析の概要 137
5.2.2 振動計測の着目箇所における振動特性の影響 139
5.2.3 ウエブ下端部が腐食損傷した場合の振動特性の影響 143
5.2.4 ウエブ下端部が腐食損傷した場合の振動モードを用いた評価 147
5.3　腐食損傷を模擬した試験体による振動試験 150
5.3.1 試験体の概要 150
5.3.2 振動計測の概要 153
5.3.3 衝撃ハンマー先端ピックの材質による振動特性の影響 155
5.3.4 各振動モード形における3次元化 159
5.3.5 衝撃加振と共振加振試験の測定結果 160
5.4　鋼桁端部におけるウエブ振動特性の変化に基づいた点検手法の提案 166
5.4.1 鋼桁端部におけるウエブ振動計測方法 166
5.4.2 振動計測の分析方法および振動解析による検証 167
5.4.3 振動モードを用いた評価方法の提案 167
5.5　結論 168

第 6 章 結　論

6.1 各章の総括 171

第 1 章　序論

1.1 本研究の背景

わが国の高速道路 3 会社が管理する高速道路は，2012 年（平成 24 年）度末の時点で供用延長が約 9,000km となり，開通後 30 年以上経過した延長が約 4 割（3,700km）を占め，道路構造物の老朽化が進んでいる [1)]．北陸地方における高速道路は，冬期にお客様が安全に高速道路を利用できるように凍結防止剤（主に NaCl）を散布している．このため，コンクリート橋および鋼橋の桁端部は，止水機能が低下した伸縮装置等からの凍結防止剤を含む漏水によって，著しく塩害劣化の影響を受けている [2)]．木之本 IC から朝日 IC 間の北陸自動車道（以下，北陸道）の一部の区間では，飛来塩分や海砂使用による内在塩分の影響によって橋梁の桁端部以外でも塩害による劣化が発生している [3,4)]．このような背景から，北陸地方の道路橋では，さらなる効率的な維持管理が求められている [2),5)]．

時代的な背景に目を向けると，維持管理に関する対応が遅れたことにより顕在化した事故の事例がある．例えば，1999 年（平成 11 年）6 月に山陽新幹線福岡トンネルで起こった覆工コンクリートの剥落事故 [6)]，2007 年（平成 19 年）6 月に，国道 23 号木曽川大橋における鋼トラス橋の一部で発生した斜材の腐食による破断事故 [7)]，同年に米国ミネソタ州 I-35W 橋で多数の死者数を出す崩落事故 [8)] などがある．2012 年（平成 24 年）12 月に起こった中央道・笹子トンネル天井版落下事故が契機となって，最後の警告“今すぐ本格的なメンテナンスに舵を切れ”の維持管理重視の言葉も生まれた [9)]．2014 年（平成 26 年）6 月には，道路法が改正され，長さ 2m 以上の橋と全てのトンネルにおいて，5 年に 1 回の近接目視を基本とする点検が義務化された．

構造物における維持管理では，点検等により構造物に生じた変状を的確に把握し，その変状が初期欠陥か，劣化であるか，あるいは損傷によるものかを判別し，その主な要因が何であるかを把握したうえで適切な処置を講じることが重要になる [10)]．構造物の性能に影響を及ぼす劣化が顕在化している場合には，その劣化機構を出来る限り明確にし，劣化予測，性能の評価および対策の判定結果に基づいた適切な対策を実施することが必要になる [11)]．

詳細点検では，外観目視およびたたき点検を主とした点検を行っている．そのため外観変状が見られない場合は，構造物の劣化の進行具合が適切に把握できず，的確な診断が行えない場合がある．

構造物の劣化進行および性能の評価を把握するため，必要に応じて非破壊検査や微破壊検査などの詳細調査およびセンサーを活用した計測やモニタリング等を行い，構造物の状態を数値化し，その結果をもとに構造物の状態を評価・診断する「より科学的・合理的に説明できる保全」を目指す必要がある．センサーによる計測やモニタリング手法には，様々な種類があるが課題も多くある．例えば，計測時期，計測頻度，センサーの配置や数量，コスト等が挙げられる．維持管理において，構造物の劣化や損傷を効率的かつ高精度に実施することは極めて重要な課題であり，構造物の劣化や損傷状態を把握する手法の 1 つに加速度計を用いた振動計測による手法がある [12)]．

橋梁の健全性を把握する取組みは様々な方法がある．その一つに，**図 1.1.1** に示すような橋梁振動に着目した計測やモニタリング手法がある [12)]．ここでのモニタリングは，橋梁の性能評価を行うために構造物の状態や構造物への作用を観察もしくは測定することであり，得られたデータの分析・評価および載荷試験なども含まれている．橋梁の振動を測定する場合には，予め測定対象とす

る振動数の範囲を見定めておくことが必要である．そのため，事前に固有振動解析を行い，同じ目的の事例を参考にして決定することが多い．例えば，橋梁を測定対象とする振動数の範囲として，主構造の振動を対象とする場合は 0～30Hz 程度，伸縮装置の振動や 2 次部位の振動を対象とする場合には 0～50Hz 程度，環境問題や別の場合には 0～100Hz 程度としていることが多い [7]．測定点は，予想される振動モードの腹に近い位置とするのがよく，高次モードの振動まで計測する場合は，それだけ多くの測定点が必要となる．センサーは，振動モードの形状が明らかになるように配置するのが原則であるが，振動モードの対称性を考慮して測定点を省くことで，センサー数を少なくするなどの工夫が必要である [11]．加藤，島田らは，わが国の橋梁を対象として，学会関係，あるいは各種研究所等の論文・報告，橋梁関係の雑誌等から振動実験結果を収集し，橋梁の振動特性を定量化あるいは種々の要因との因果関係を統計解析により総合的に分析している [13]．

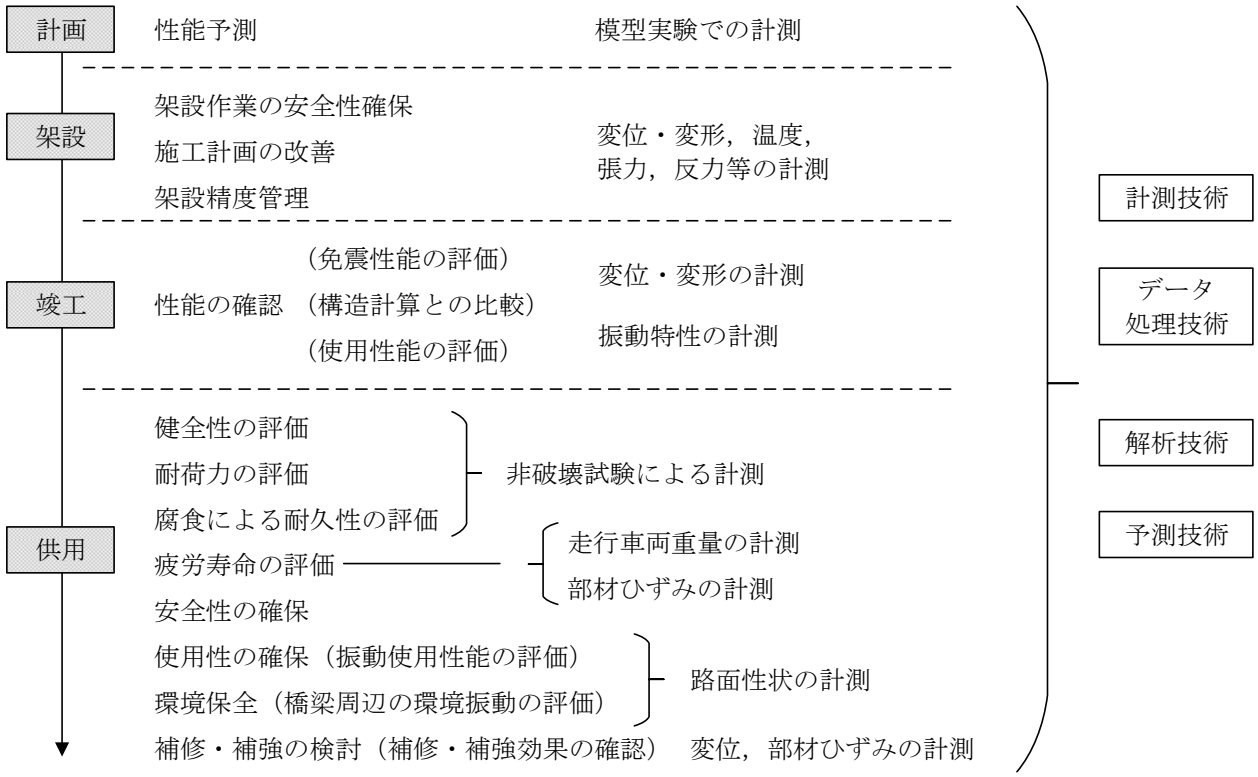


図 1.1.1　橋梁振動を用いた計測およびモニタリングの概要

1.2 本研究の位置づけ

基本的に構造部材が損傷すると，剛性または質量の変化を生じるとして，固有振動数，減衰定数，振動モード形などの振動特性に着目した研究が数多くなされている[14-34]．これらの研究内容の対象構造物を，橋梁全体を対象とした固有振動数および減衰定数の変化に着目した研究，橋梁全体を対象としたフーリエ振幅比および振動モード形の変化に着目した研究，構造部材を対象とした振動特性の変化に着目した研究の大きく 3 種類に区分すると，以下のようになる．

(1) 橋梁全体を対象とした固有振動数および減衰定数の変化に着目した研究

コンクリート橋を対象とした事例としては，加藤らの研究[14]では，実在橋梁を対象として，PC 橋で破壊に至るまで静的載荷実験を実施し，載荷の各段階での振動実験および数値解析により，破壊に伴う固有振動数および減衰定数の変化を明らかにしている．結果，スパン中央で載荷したことより，振動モードの節にあたる鉛直 2 次モードに比べ，振動モードの腹である鉛直 1 次モードの固有振動数は，破壊に近づくにつれ加速度的に低下することを確認している．一方，減衰定数は，あまり変化は見られなかったが，PC 鋼材が降伏した段階で，多少の増大が確認され，PC 橋梁のプレストレス力に異変が生じた場合には,振動測定によって発見が可能であることを明らかにしている．また，青木，宮永らの研究[15,16]でも，PC 橋を対象として，PC 鋼材が破断した場合の振動特性の影響に着目して，撤去した PCT 桁を用いて，PC 鋼線を段階的に破断させ，プレストレスの低下が減衰特性に及ぼす影響を明らかにしている．結果，PC 鋼線の破断本数が増えるにつれ，PC 桁の固有振動数は小さくなり，一方，対数減衰率が大きくなることを確認している．また，固有振動数と対数減衰率の関係は，反比例の関係にあり，PC 鋼材の破断が 4 割以上の場合にその変化は顕著であることを確認している．

鋼橋を対象とした事例として，宮下，玉田らの研究[17,18]では，撤去される歩道橋（2 主鋼鈑桁橋）を対象に，既往の研究よりも段階的に損傷を与える損傷ケースを増やし，振動計測および数値解析による検討を行い，実橋梁における損傷と振動特性の変化の相関関係を明らかにしている．結果，損傷の進行に応じた固有振動数の低下が確認され，その低下率は，損傷の与え方に起因して，ねじれを伴わない振動モードで大きいことを確認している．ただし，損傷の推移と減衰比および振動モード形の明確な変化は，確認できなかったと報告している．また，西村らの研究[19]では，橋梁の損傷評価に利用される力学的挙動（たわみ，ひずみ，振動数，減衰定数，振幅および振動モード）の感度，精度等を対象とする有効性を，モデル解析および模型実験で検証し，これらを利用した損傷評価法を検討している．結果，固有振動数は，一般的な評価に利用されている低次の曲げ振動だけでなく，ねじれ振動や高次の振動数を含めることによって，損傷位置に対する鋭敏性や精度を高めることが可能であることを明らかにしている．減衰定数は，測定値のばらつきが大きく，鋭敏な損傷に対してその変化は鈍感であるが，この点を利用し，減衰定数に大きな変化が現れる時点で重大な損傷を検知できる可能性があるとしている．また，振幅および振動モードは，内桁に比べ外桁の損傷に対して，その変化は大きな差が表れたと報告している．渡邊らの研究[20]では，撤去予定の斜橋を対象に，車両による走行振動実験および数値解析を行い，部材の損傷が振動特性に及ぼす影響や近接する卓越振動数の分離方法等を検討している．結果，直橋とは異なり狭帯域に複数の固有振動数が確認され，分析方法としてノイズと信号の識別がしやすいように，ウェルチ法によるパワー

スペクトルの推定が有効であると提案している．また，鋼鈑桁橋では，腐食による断面欠損が小さいことから，損傷による固有振動数の変化は観測結果と数値解析で比較することは難しく，上部構造の劣化診断は困難であると指摘している．ただし，部材損傷による低次の振動数の変化量が小さい場合，高次モードの応答に着目した健全度評価が有効となる場合があると報告している．

気温の季節変動などの環境要因が固有振動数の変化に及ぼす影響を把握する研究として，奥松らの研究[21)]では，長期に渡る橋梁振動遠隔モニタリングを行い，気温と固有振動数の関係を分析している．結果，固有振動数は，気温の上昇とともに低下し，逆に気温の低下とともに上昇する傾向にあることを確認している．このため，固有振動数の変化から橋梁構造物の健全度評価を行うためには,温度等の環境計測を同時に観測し,その影響を評価しておくことが必要であると指摘している．

固有振動数や減衰定数を用いた手法では，分析精度が課題となる．吉岡らの研究[22,23)]では，鋼トラス橋を対象に，振動特性変化に基づく健全度評価手法確立のための基礎的研究として，斜材の腐食や亀裂，部分的破断といった局部的な実損傷が，全体モード特性および内部連成を含めた局所モード特性にどれだけの変化をもたらすかを高精度モード同定法とされる Eigensystem Realization Algorithm[24)]（以下，ERA）を用いて定量的に把握する研究を行っている．結果として，トラス橋の振動モードとしてトラスモード，斜材卓越モード，斜材連成モードが存在し，斜材の局所的な構造特性の変化が斜材卓越・連成モードに比較的に顕著に表れること等，有用な知見が得られている．

これらの文献を整理すると，橋梁全体を対象とした場合，コンクリート橋，鋼橋ともに振動計測や数値解析により，構造部材が損傷すると，固有振動数が低下し，一方，減衰定数が大きくなる傾向にあることが分かる．なお，固有振動数の低下は，構造部材の損傷が橋梁全体に対して小さいため，低次モードに比べて高次モードの方が低下する割合が大きい傾向にあり，高次モードに着目した方がよいと指摘している．また，損傷する部位によっても，固有振動数の低下する傾向が異なるため，損傷位置が振動モードの腹位置となる振動モード形を対象にした方が良いと指摘している．一方，減衰定数については，測定値のばらつきが大きく，損傷に対してその変化は鈍感な傾向にあるため，重大な損傷を検知する場合に有効であると考察している．また，分析精度を高めるための一手法として，高精度モード同定法とされる ERA を用いて，部材損傷による振動特性の変化を捉える検討が行われている．

(2) 橋梁全体を対象としたフーリエ振幅比および振動モード形の変化に着目した研究

固有振動数や減衰定数の振動特性以外に，フーリエ振幅比に着目した研究[25,26)]や視角的に理解しやすい振動モード形状の曲率に着目した研究[27)]，振動モード形状そのものを評価指標に取り入れたモード信頼性評価基準（*Modal Assurance Criterion*，以下，*MAC*）[28)]および計測点に対するモード形状の相関を把握する指標を取り入れた座標モード信頼性評価基準（*Coordinate Modal Assurance Criterion*，以下，*COMAC*）[29)]を用いた研究がある．フーリエ振幅比に着目した事例として，古川らの研究[25,26)]では，携帯可能なマイクロ起振器による起振振動数でのフーリエ振幅の変化から損傷箇所および損傷レベルを検出する手法を解析および実橋梁の振動実験で検討している．結果，起振力とフーリエ振幅比を用いる同定手法を適用した結果，損傷要素を検出できることを明らかにしている．また，高い振動数で起振すれば，より小さな損傷の検出が可能と考察している．振動モードの曲率に着目した事例として，大島らの研究[27)]では，橋梁上を走行する車両の応答から，路面凹凸を含む橋梁の変位応答を推定し，その変位応答から得られる曲率を基準に局所的な損傷を検知する提

案手法を検討している．結果，提案手法による損傷検知は可能であることを明らかにしている．ただし，曲率による損傷検知では，曲げモーメントが大きくなる桁中央での感度が最も高く，損傷位置が桁端部に近づくにつれて感度が低下することが確認されている．また，全体的に剛性が低下する場合の検出は難しいと考察されている．*MAC* を用いた事例として，山本らの研究 [30]では，橋梁上を走行する車両の振動応答から橋梁のモード形状を推定する手法を提案し，数値シミュレーションによる検討を行っている.また,数値シミュレーションにより提案手法の推定精度を検証するため，*MAC* を用いて評価している．門田らの研究 [31]では，主桁に損傷を有する横断歩道橋を対象とし，無線センサシステムを用いた 3 次元多点振動計測によって，補修前後の詳細な振動モードを把握することで，損傷によるモード振幅の変化を検討している．さらに，補修によるモード形状の変化について，定量的な考察を行うために *COMAC* を用いて損傷位置近傍のモード形状の変化の程度を確認している．結果，3 方向の振動計測結果に対して，算出した *COMAC* をそれぞれ掛け合わせることで,損傷近傍となる計測点の変化を確認することができ,損傷検出への適用性を明らかにしている．

(3) 構造部材を対象とした振動特性の変化に着目した研究

橋梁全体を対象としたものではなく，構造部材に着目した事例として，防護柵支柱および鋼橋桁端部を対象とした振動特性に関する研究が挙げられる．深田らの研究 [32]では，凍結防止剤による塩害劣化で防護柵支柱基部が腐食損傷していることに着目し，基部の腐食を模擬した様々な防護柵支柱を作製し，それらに対して振動試験（衝撃加振，共振加振）により同定した振動モードを用いた *MAC* と曲げ剛性比から簡易的に防護柵支柱の交換要否を判定できる健全度評価手法を提案している．黒木，西尾らの研究 [33]では，鋼橋桁端部を対象に，鋼橋桁端部を模した供試体を製作し，打撃試験を行い，構造振動と音圧を測定し比較しながら，音響計測による振動モード，特に固有振動数の把握の可否を検証する研究を行っている．結果，比較的計測が可能な簡便なマイクによる音響計測によって，構造振動特性を構造状態の判断材料に加えられることを示すことができ，定期点検などで簡易にセンサー技術を導入できる可能性を示している．長山らの研究 [34]では，同様に鋼橋桁端部が腐食損傷すると耐荷力に影響をおよぼすため，桁端部の各部材の局部振動モードを計測し，腐食状態および耐荷性能を評価する方法を数値解析により検討している．結果，腐食した桁端部を想定した耐荷力評価の手法として，局部振動の固有振動数を利用する方法を提案している．ただし，腐食量-耐荷力の関係は，それぞれの腐食形状について事前に計算する必要があると考察している．また，固有振動数差の算出には，経時変化を利用するのではなく，対象橋梁の無損傷の桁端部と腐食評価対象の桁端部の比較を利用することで，イニシャル計測値を必要としない腐食評価法にもなり得ると考察している．

本研究では，飛来塩分および凍結防止剤による塩害劣化で問題となっている北陸地方の既設道路橋を対象に,現在の外観目視およびたたき点検を主として行っている点検を補完する一手法として，これまでの研究を踏まえて，振動特性の変化に基づいた点検手法の可能性や有効性について検討する.具体的には,コンクリート橋では,塩害劣化によって架替えに至った PCT 桁を対象にしている．これまでの研究から，PC 鋼材が降伏した場合や PC 鋼材が破断した場合では，固有振動数および減衰定数が変化することが明らかになっている．しかしながら，固有振動数は，長期的にモニタリングする上では，温度による影響を考慮しなければならない点があり，減衰定数については，一般的にばらつきが大きい点がある．また，PCT 桁について振動モード形状の変化に着目した研究は，ほ

とんどなされていない．このため，本研究では，塩害により劣化した PCT 桁を対象にして，残存耐荷力の評価および載荷試験による変状形態と固有振動数，減衰定数に加えて，振動モード形の変化の関係を明らかにし，振動特性の変化に基づいた点検手法の可能性や有効性について検討する．

鋼橋では，局部腐食した桁端部を対象にしている．鋼橋桁端部を対象とした既往の研究では，簡便なマイクによる音響計測による振動モード，固有振動数の把握の可否を検証する研究を行っているが，実橋梁を対象とした振動特性の研究は少ない．このため，本研究では，塩害劣化により桁端部が著しく腐食損傷し，減肉状態を簡単に計測，評価できない箇所を対象にして，実構造物や試験体における振動計測および構造解析を行い，固有振動数，減衰定数および振動モード形の変化の関係を明らかにし，振動特性の変化に基づいた点検手法の可能性や有効性について検討する．

1.3 本研究の目的

本論文は，飛来塩分および凍結防止剤によって，塩害の影響を受けた既設道路橋を対象に，振動特性の変化に基づいた点検手法に関する研究を主たるテーマとした．コンクリート橋では，塩害により劣化した PCT 桁を対象に残存耐荷力の評価および載荷試験による変状形態と振動特性（固有振動数，減衰定数および振動モード形）の関係を明らかにし，振動特性に基づく点検手法の有効性を検討することを主な目的とした．鋼橋では，凍結防止剤による塩害で鋼材腐食により局部的に減肉した鋼桁端部を対象にして，北陸地方における鋼桁端部の腐食傾向を把握し，鋼材の減肉量および減肉位置による振動特性の影響を明らかにするとともに，振動特性の変化に基づいた点検手法の有効性を検討した．さらに，構造物の劣化や損傷を効率的に行うための振動特性の変化に基づいた点検手法を提案した．

(1) 北陸地方の既設道路橋における塩害環境と劣化実態

北陸地方における高速道路は，多雪地域を通過するため凍結防止剤が多く使用されている．北陸道における道路橋の延長が約 73km あり，橋梁種別では，鋼橋が約 4 割，鉄筋コンクリート橋（以下，RC 橋）とプレストレストコンクリート橋（以下，PC 橋）が約 6 割である．北陸道の建設ピークは，わが国の高度経済成長期である 1970 年代であり，平均供用年数は 30 年を超え，老朽化が進んでいることから効率的な維持管理が求められている．本章では，北陸地方の高速道路における塩害環境および橋梁の劣化実態について，これまで実施した調査結果や文献等を基に整理した．また，鋼材腐食による塩害調査として，鋼橋を対象とした付着塩分量調査およびワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査を行い，塩害劣化の影響を明らかにするとともに本研究の背景を示した．

(2) 塩害によって撤去された PCT 桁の劣化状況と力学・振動特性の検討

PC 橋の技術が日本に導入されたのは，1951 年の長生橋が始まりであり，それから 60 年以上が経過している．PC 橋は，その構造の合理性・経済性より広く用いられ，社会資本の整備に必要不可欠な存在となっている．高速道路においても 1957 年から適用されており，PC 橋の橋梁での延長比率は，約 40%を占めるまで多用されている [1)]．しかし，近年において変状が著しい PC 構造物の損傷

事例が報告されている[15,35,36]．代表的な劣化現象では，PC 鋼材とグラウトに関連するものおよび定着具の損傷が挙げられる．特に，ポストテンション方式による PC グラウトの充填不足が主な原因と思われる損傷事例が報告されている．国外では，ポストテンション方式のセグメント橋である Ynys-y-Gwas 橋（英国，1953 年建設）が， 1985 年 10 月に落橋している．同じく，ポストテンション方式の歩道橋である Lowe’s Motor Speedway Predestrain Bridge（米国，1995 年建設）は，曲げ上げ部の偏向金具の跡埋め部から水が浸透し，PC 鋼材の腐食および破断が発生し，建設後わずか 5 年で落橋に至った事例がある．国内では，暮坪陸橋（山形県，1965 年建設）や妙高大橋（新潟県，1972 年建設）で，PC 鋼材が腐食，破断している事例が報告されており，外ケーブル補強を行ったうえで，モニタリングや定期的な詳細調査が実施されている．

PC 橋を適切に維持管理するためには，PC 橋の変状を把握し，変状と健全性の関連を的確に評価する必要がある．変状の程度を把握するために，非破壊検査手法やモニタリングなどのセンシング技術の研究が進められている．これまでの研究より，PC 鋼材が破断した場合に耐荷力の低下が確認されており，損傷と振動特性の影響を把握する研究[14]および PC 鋼材を破断させた場合の減衰特性の影響を把握した研究[15,16]などがあるが，その数は少なく，橋梁の健全性を把握するためのモニタリング手法は確立されていない．

このため本研究では，塩害により劣化した PCT 桁を対象にして，残存耐荷力の評価および載荷試験による変状形態と振動特性の関係を明らかにした．そのために劣化状況を把握するため各種調査を行い，PCT 桁が破壊に至るまでの載荷試験を実施した．また，塩害劣化を想定した構造解析を行い，塩害劣化に伴う耐荷力への影響を把握した．載荷試験では，外観変状が確認された時点で荷重を除荷し，各変状過程で振動試験を行って振動特性を把握し，今後の維持管理における点検手法として，振動特性の変化に基づいた点検手法の有効性について検討した．

(3) 塩害劣化した鋼桁端部の実態把握と振動計測および構造解析による検討

既設橋の鋼桁端部は，狭隘な環境が多く，風通しが悪いため適切な維持管理が行われていない場合や損傷した伸縮装置から凍結防止剤を含む漏水等によって，垂直補剛材やウエブ下端部で局部的な腐食が進行し，鋼材の断面欠損や局部的な腐食による孔食が報告されている[37,38]．垂直補剛材の設計は，道路橋示方書・同解説[39]（以下，道示とする）において，軸方向圧縮力を受ける柱として設計されており，柱としての有効断面積は，補剛材断面およびウエブ厚の 12 倍までとされている．従って，柱としての有効断面積となる垂直補剛材やウエブ下端部が，腐食損傷により減肉すると，鋼桁の耐荷力低下につながるため，腐食よる断面欠損が桁端部の耐力低下に及ぼす影響を定量的に把握することは重要である．

鋼桁端部が腐食減肉した場合の残存耐力に関する研究は，既に多くの研究がなされている．例えば，臼倉らの研究[40,41]では，点検データからの統計的な分析に加え，腐食した主桁の実態把握および下端部が腐食した場合の耐荷力への影響について，座屈固有値解析と静的解析を行い，健全モデルと損傷モデルの相対評価を行っている．また，桁端部のウエブと垂直補剛材の下端部に着目して，腐食範囲を変化させて弾塑性有限変位解析を行い，ウエブと垂直補剛材の下端が腐食して断面欠損した場合と健全な状態における耐荷力特性およびその照査方法の検討を行っている．山口らの研究[42]では，腐食した鋼 I 桁の支点部における耐荷力として，支点部近傍で種々の腐食パターンを想定

し，腐食が支点部耐力に及ぼす影響を検討している．このように，これまでの研究の多くは，腐食量と耐荷力の関係を実験あるいは数値解析を行って定量的に評価するものである．

また，現地の腐食状況を定量的に把握することは，残存耐荷力を把握する上でも重要である．実際には，点検員がコンベックスやノギス等で腐食範囲および減肉量を計測して腐食状況を確認しているが課題もある[43]．課題の 1 つに，減肉量の測定では表面錆を落とす必要があるが，著しい腐食箇所ではブラスト処理等を実施しないと正確な減肉量が把握できない．その他の課題として，板厚測定する非破壊試験があるが桁端部の健全度を簡易に評価する手法は確立されていない．

このため本研究では，まず，北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向を把握するため，鋼桁端部が著しく局部腐食した 6 橋を対象として，外観目視の結果から，より簡易な手法で定量的に腐食傾向を確認した．次に，北陸地方の鋼桁端部の実橋梁におけるウエブ振動計測を行い，振動特性の変化に基づいた点検手法の適用性を検討した．また，鋼桁端部の腐食を想定した数値解析を行い，鋼桁端部の腐食量とウエブの振動特性の変化および耐荷性能の影響を定量的に評価した．

(4) 鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動特性の変化に基づいた点検手法の検討

鋼桁端部を対象として，実橋梁による振動計測および数値解析により，振動特性の変化に基づいた点検手法の有効性については確認できたものの，実橋梁の桁端部の腐食状況は，腐食範囲および減肉量については，様々なケースが想定される．このため，実橋梁に適用する場合は，鋼桁端部の腐食範囲や減肉量など腐食状況を変えた場合の振動特性の影響を追加検討する必要がある．また，現地で振動計測する際に，効率的に行えるように，最適な加速度計の配置方法および測定方法について検討する必要がある．

本研究では，上記の課題を解決するため，まず，鋼桁端部を部分的にモデル化し，北陸地方の腐食状況を考慮して，ウエブ下端部のウエブ板厚および腐食範囲を変化させた固有振動解析を行い，振動特性（固有振動数，振動モード形）の影響を検討した．また，実構造物を模擬した試験体による振動試験を行い，検出可能な卓越する固有振動数，振動モード形を確認し，腐食範囲のウエブ板厚や腐食範囲による影響，および解析値の妥当性を確認した．これらの結果を踏まえ，腐食損傷した鋼桁端部に対して，振動特性の変化に基づいた点検手法を提案した．

1.4 本論文の構成

本論文は，北陸道の橋梁における各種の詳細調査，撤去した PCT 桁による載荷試験や振動計測，鋼桁端部を対象とした振動計測や供試体を用いた振動試験および振動解析等で得られた研究を 6 つの章で構成している．各章は**図 1.4.1** で関係付けられる．

第 1 章「序論」では，塩害劣化の影響を受けた既設道路橋における振動モードを用いた点検手法の確立に関して，研究の背景，これまでの研究を整理し，本研究の目的および本論文の構成を示した．
第 2 章「北陸地方の既設道路橋における塩害環境と橋梁の劣化実態」では，研究の背景として北陸地方における既設道路橋の現況を概説し，鋼橋およびコンクリート橋でみられる凍結防止剤および飛来塩分による劣化実態をこれまで実施した調査結果や文献等を基に概説し，鋼材腐食による塩害調査として，鋼橋の付着塩分量調査およびワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査を行い，塩害劣化の影響を明らかにする．
第 3 章「塩害によって撤去された PCT 桁の劣化状況と力学・振動特性の検討」では，塩害により劣化した PCT 桁を対象に，残存耐荷力の評価および載荷試験による変状形態と振動特性の関係を明らかにするため，劣化状況を把握するため各種調査を行い，載荷試験により PCT 桁が破壊に至るまでの載荷試験を実施した．また，塩害劣化を想定した構造解析を行い，塩害劣化に伴う耐荷力の影響を把握した．載荷試験では，外観変状が確認された時点で荷重を除荷し，各変状過程で振動試験を行って振動特性を把握し，今後の維持管理における点検手法として振動モードを取り入れた点検手法の有効性について検討した．
第 4 章「塩害劣化した鋼桁端部の実態把握と振動計測および構造解析による検討」では，北陸地方における鋼桁端部を対象として，止水機能が低下した伸縮装置から，凍結防止剤を含んだ漏水等により，局部的に著しい減肉が生じていることを示すとともに，鋼桁端部の腐食傾向を把握した．また，実橋梁におけるウエブ振動計測および鋼桁端部の腐食を想定した振動解析を行い，鋼桁端部の腐食量とウエブの振動特性の変化および耐荷性能の影響を定量的に評価した．さらに，振動モードを用いた点検の有効性について検討した．
第 5 章「鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動特性の変化に基づいた点検手法の検討」では，前章の検討において，ウエブ振動モードを用いた点検手法の有効性について確認されたものの，様々な課題が残された．本章では，鋼桁端部での様々な腐食状態を評価するため，実構造物の鋼桁端部の一部をモデル化し，腐食範囲および減肉量を変化させて振動解析を行い，それらが変化した場合の振動数と振動モード形の影響を調べた．また，腐食部を模擬した試験体を製作し，振動計測により，その試験体に対する検出可能な振動数と振動モード形の確認，ウエブ板厚や腐食範囲による影響，解析値の妥当性の確認および現地計測の際に効率よく点検する計測方法を検討した．さらに，こられの検討結果を踏まえ，鋼桁端部の腐食に対するウエブ振動モードを用いた点検手法を提案した．
第 6 章「結論」では，塩害劣化の影響を受けた既設道路橋における振動モードを用いた点検手法の確立について各章の結果をまとめ，本研究の結論とした．

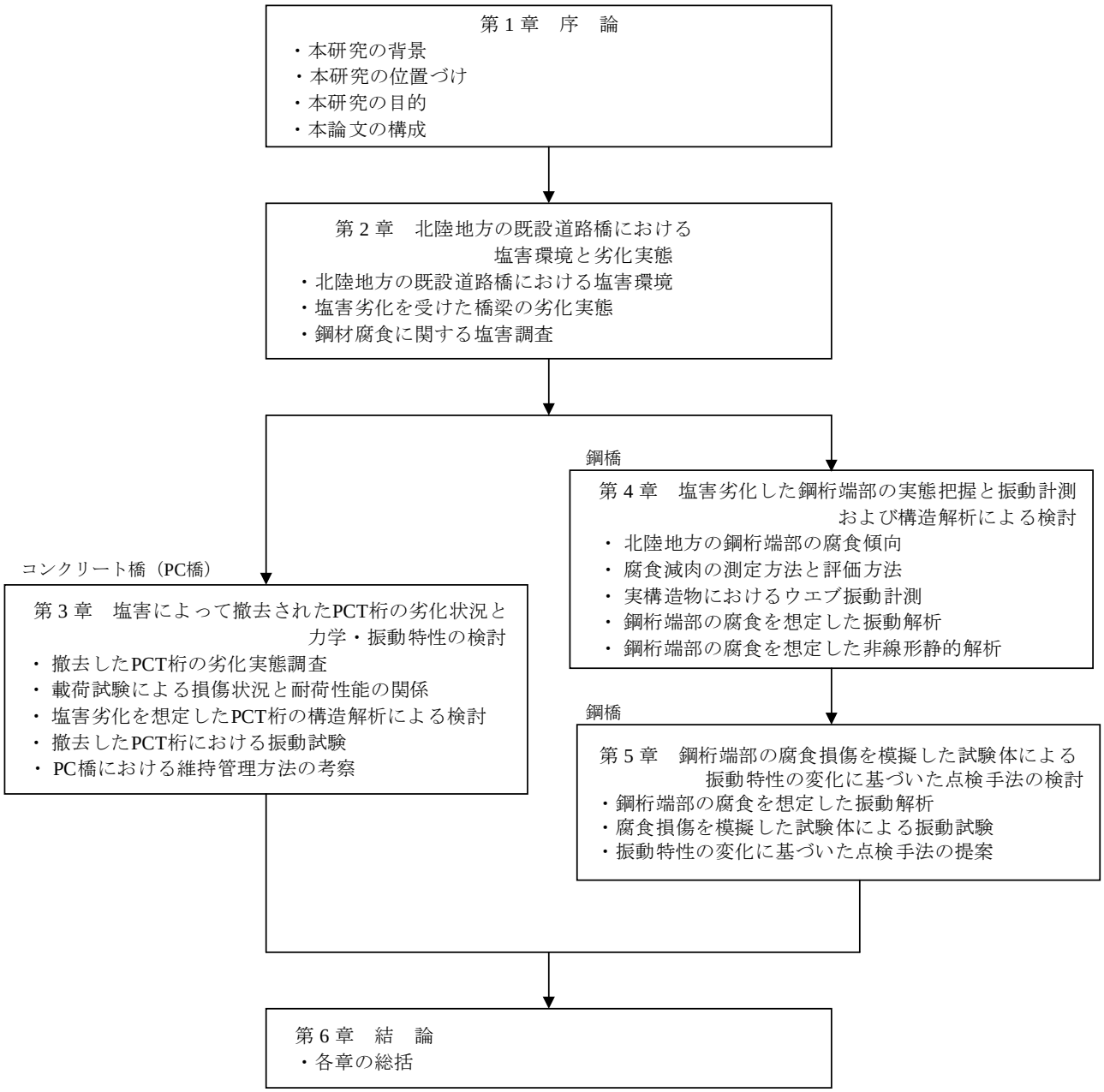


図 1.4.1　本論文の章構成と概要

参考文献

1) 東・中・西日本高速道路：高速道路資産の長期保全および更新のあり方に関する技術検討委員会報告書，2014.1.

2) 石川裕一：凍結防止剤の影響を受ける既設道路橋の耐久性向上に関する研究，pp.13-48，長岡技術科学大学博士論文，2013.9.

3) 青山實伸：北陸地方のコンクリート構造物の塩害に対する耐久性確保に関する研究，pp.25-50，金沢大学博士論文，2004.1.

4) 青山實伸，川村満紀：現場技術者のための塩害対策ノート，中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋（株），pp.8-55，2012.7.

5) 森山守，石川裕一，宮里心一：北陸地域の特性を考慮したコンクリート橋の維持管理マネジメントの取組み, 土木学会第 30 回建設マネジメント問題に関する研究発表･討論会講演集, pp. 21-24, 2012.12.

6) 石橋忠良，古谷時春，浜崎直行，鈴木博人：高架橋等からのコンクリート片剥落に関する踏査研究，土木学会論文集，Vol.56，No.711，pp.125-134，2002.8.

7) 山田健太郎 : 木曽川大橋の斜材の破断から見えるもの，土木学会誌，Vol.93，No.1，pp.29-30，2008.

8) 米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団：米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術報告書，2007.10.

9) 国土交通省 社会資本整備審議会 道路分科会：道路の老朽化対策の本格実施に関する提言，pp. 1-12，2014.4.

10)土木学会：2013 年制定 コンクリート標準示方書【維持管理編】，pp.1-175, 2013.10.

11)一般社団法人 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の点検・診断・対策技術，pp.141-206，2017.5.

12)土木学会：構造工学シリーズ 10 橋梁振動モニタリングのガイドライン，pp.1-70，2001.2.

13)加藤雅史, 島田静雄 : 橋梁実測振動特性の統計的解析, 土木学会論文報告書, 第 311 号, pp. 49-58, 1980.7.

14)加藤雅史，高木保志，島田静雄：PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究，土木学会論文報告書，第 341 号，pp. 113-118, 1984.1.

15)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，pp.44-75，埼玉大学博士論文，2016.3.

16)宮永憲一，青木圭一，野島昭二：PC 橋の振動特性と PC 鋼材破断のモニタリング，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.353-358，2013.10.

17)宮下 剛，玉田 和也，劉 翠平，岩崎 英徳，長井 正嗣：振動を利用した健全診断に向けた実橋梁の損傷と振動特性変化，土木学会論文集 A1，Vol.68，No.2，367-383，2012.

18)玉田和也，宮下剛，劉翠平，岩崎英徳，長井正嗣：段階的に損傷を与えた鋼鈑桁橋の振動計測と有限要素解析，橋梁振動コロキウム論文集，pp.68-75，2011.1.

19)西村昭，藤井学，宮本文穂，加賀山泰一：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文集，第 380 号，I-7，pp.355-364，1987.4.

20)渡邊学歩，友廣郁也，後藤悟史，江本久雄：橋梁振動実験に基づく斜橋の固有振動数の同定と部

材の損傷が振動特性に及ぼす影響に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.60A，pp.513-521，2014.3.

21)奥松俊博，岡林隆敏，田代大樹，要谷貴則，Jawaid Bashir AHMAD：橋梁遠隔モニタリングシステムによる鋼ランガートラス橋の固有振動数の推移観測, 構造工学論文集， Vol.53A, pp.844-852, 2007.3.

22)吉岡勉，原田政彦，山口宏樹，伊藤信：斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討，構造工学論文集，Vol.54A，pp.199-208，2008.3.

23)吉岡勉，伊藤信，山口宏樹，松本泰尚：鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰変化を利用した構造健全度評価，土木学会論文集 A，Vol.66，No.3，pp.516-534, 2010.8.

24)J. N. Juang and R. S. Pappa: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.

25)古川愛子，大塚久哲，清野純史：未知の加振力によるフーリエ振幅比を利用した損傷同定手法，構造工学論文集，Vol.52A，pp.267-276，2006.3.

26)古川愛子，大塚久哲，梅林福太郎：未知の加振力によるフーリエ振幅比を利用した損傷同定手法の実橋梁による検証，Vol.53A，pp.258-267，2007.3.

27)大島義信，山本亨輔，杉浦邦征：車両応答から推定した橋梁変位に基づく橋梁の損傷同定法，土木学会論文集 A1，Vol.67，No.2，pp.242-257，2011.3.

28)S. T. Peterson, D. I. Mclean, M. D. Symans, D. G.Pollock, W. F. Cofer, R. N. Emerson and K. J.Fridley: Application of dynamic system identification to timber beams I, Journal of Structural engineering, Vol.127, No.4, pp.418-432，2001.

29)Cruz Paulo J. S.: Performance of Vibration-Based Damage Detection Methods in Bridges, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, pp.62-79, 2008.

30)山本亨輔，大島義信，杉浦邦征，河野広隆：車両応答に基づく橋梁のモード形状推定法，土木学会論文集 A，Vol.67，No.2，pp.242-257, 2011.5.

31)門田峰典，宮森保紀，綿崎良祐，三上修一，齊藤 剛彦：実損傷を有する横断歩道橋の補修によるモード形状の変化，構造工学論文集，Vol.61A，pp.143-152，2015.3.

32)深田宰史，水野卓哉，青山實伸：基部が腐食した防護柵支柱に対する健全度評価手法の構築，構造工学論文集，Vol.61A，pp.101-109，2015.3.

33)黒木美央子，西尾真由子：音響計測による鋼鈑桁橋の部材振動特性に関する基礎検討，構造工学論文集, Vol.62A，pp.250-258, 2016.3.

34)長山智則，Khatri Thaneshwor：腐食した桁端部を想定した局部振動計測に基づく耐荷性能評価，土木学会年次学術講演会，pp.599-600，2016.9.

35)国土交通省 国土技術政策総合研究所：PC 道路橋の健全度評価の高度化に関する研究，国土総合技術総合研究所資料共同研究報告書，No.613，pp.1-63，2012.10.

36) 社団法人 プレストレスコンクリート技術会：PC 構造物の長寿命化技術と課題 第 39 回 PC 技術講習会，pp.61-85，2013.2.

37) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No.668, Ⅰ-54，pp.299-311，2001.1.

38) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究，国土技術政策総合研究所資料，第 294 号，pp.1-57，2006.1.
39) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，丸善，2012.3.
40) 臼倉誠，金銅晃久，山口隆司，畠中彬，三ツ木幸子，橋本国太郎，杉浦邦征：鋼道路橋の腐食した桁端の耐力特性とその設計法に関する 2，3 の考察，構造工学論文集，Vol.56A，pp.722-732，2010.3.
41) 臼倉誠，山口隆司，豊田雄介，三ツ木幸子，金銅晃久：鈑桁端部の支点上のウエブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.57A，pp.724-734，2011.3.
42) 山口栄輝，赤木利彰：腐食した鋼 I 桁の支点部耐力に関する考察，構造工学論文集，Vol.59A，pp.80-90，2013.3.
43) 村越 潤，高橋 実，飯塚拓英，小野秀一：腐食鋼部材の残存板厚計測への各種計測技術の適用性の検討，構造工学論文集，Vol.59A，pp.711-724，2013.3.

第 2 章　北陸地方の既設道路橋における塩害環境と劣化実態

2.1　概説

北陸地方の高速道路における塩害環境および橋梁の劣化実態について，これまでの北陸地方で行われた調査結果や文献等を基に概説する．具体的には，まず，凍結防止剤の塩害として，高速道路における凍結防止剤による使用状況，凍結防止剤の散布目的および凍結防止剤による塩害事例を紹介する．飛来塩分による塩害調査では，北陸地方における飛来塩分による影響度合や塩害事例を紹介する．また，鋼材腐食による塩害調査として，鋼橋の付着塩分量調査およびワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査を行い，塩害劣化の影響を明らかにした．付着塩分量調査では，効率的な塗替塗装時における塩分管理を行うため，塗替塗装が予定されている 2 橋を対象に素地調整前後で塩分測定を実施し，北陸地方の鋼橋における付着塩分の傾向を分析した．さらに，今後の維持管理のための塩分の測定方法や除去方法の確認および課題等を整理した．ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査では，北陸地方の鋼材腐食の影響を定量的に把握するため，環境条件の異なる北陸道の鋼橋を対象にワッペン試験片を設置し，暴露期間を変えて鋼材腐食によるワッペン試験片の質量減少量を分析した．本章では，1 年間暴露したワッペン試験片の質量減少量を整理し，北陸地方の鋼材腐食の傾向や 1 年間の減肉量（mm/年）を算定した．

2.1.1 北陸地方の既設道路橋における塩害環境

塩害とは，コンクリート中の鋼材腐食が塩化物イオンの存在により促進され，腐食生成物の体積膨張が約 2.5 倍になることでコンクリートにひび割れや剥離および鋼材の断面減少などを引き起こし，さらには，構造物の性能が低下する現象である．塩化物イオンは，**表 2.1.1** に示すように海水や凍結防止剤などのように構造物の外部環境から供給される場合とコンクリート製造時に材料から供給される場合がある [1,2]．金沢支社管内で管理する北陸道における飛来塩分による塩害は，北陸道尼御前 SA から徳光 PA の約 28km 区間で日本海からの飛来塩分を受ける地域で発生している．凍結防止剤は，冬期に高速道路を利用するお客様に安全な路面を提供するため，ほぼ北陸道全域にわたり散布されており，塩害劣化が生じやすい環境にある．除塩不足の海砂の使用による塩害は，尼御前 SA から福井 IC のごく一部の構造物で発生している可能性がある．本研究では，飛来塩分および凍結防止剤による塩害に着目して検討する．

表 2.1.1　塩化物イオンの供給による区分

外部環境から供給される塩化物イオンによる塩害		内在の塩化物イオンによる塩害
飛来塩分による塩害	凍結防止剤による塩害	除塩不足の海砂による塩害
大気中の塩化物イオンは海から 200m 付近までは多く，北陸道の尼御前 SA から徳光 PA の 28km 区間は，日本海からの飛来塩分が多い．	凍結防止剤の塩化物イオンは，コンクリート橋の桁端部や高欄などの特定部材を塩害させる．北陸道の全域で劣化が見られる．	除塩不足の海砂による塩化物イオンは，中性化でフリーデル氏塩が遊離し，移動することで生じる．海砂の使用は，尼御前 SA から福井 IC で多い．
飛来塩分によるコンクリート橋における塩害損傷の事例	凍結防止剤によるコンクリート橋における塩害損傷の事例	海砂の使用によるボックスカルバートの塩害損傷の事例
飛来塩分による鋼橋における塩害損傷の事例	凍結防止剤による鋼橋における塩害損傷の事例	

2.1.2 凍結防止剤による塩害

(1) 高速道路の雪氷管理

北陸地方における高速道路では，お客さまが冬期に安全に高速道路をご利用いただけるよう，**図 2.1.1** に示す様々な雪氷対策を講じている [3,4]．まず，情報収集のため高速道路に設置した気象観測局や定点カメラ，雪氷巡回などによって，気象情報や高速道路の積雪状況，路面状況などのデータを収集する．収集された情報は，各保全・サービスセンターに設置された雪氷対策の司令塔である雪氷対策本部に集約され，具体的な作業計画を立てる．そして，雪氷作業の最前線である雪氷基地では，その作業計画に基づいて**写真 2.1.1** に示すように除雪作業，凍結防止剤散布および融雪施設による凍結防止対策を行っている．融雪施設には，電熱融雪，散水消雪，温水パイプ等があるが，凍結防止剤の使用に比べ融雪施設の設置がコスト高である．このため融雪施設による凍結対策は，高速道路の全域に渡って適用できる技術ではなく，除雪作業および凍結防止剤の散布による雪氷対策が一般的に採用されている [4]．

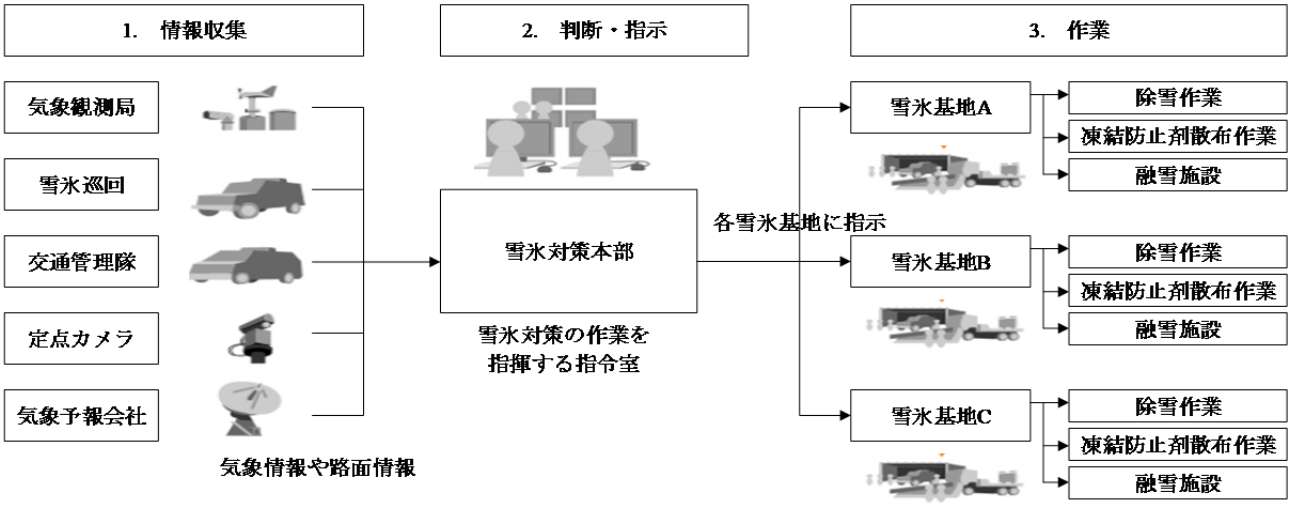


図 2.1.1　雪氷対策の概要図

(a) 巡回車による路面状況確認　(b) 梯団による除雪　(c) 凍結防止剤の散布

写真 2.1.1　雪氷対策の状況

(2) 凍結防止剤の種類と効果

凍結防止剤の散布方法には，固形散布，湿塩散布および溶液散布があり，その特徴を**表 2.1.2** に示す．以前の凍結防止散布方式である溶液または固形剤散布は，いずれも気象や路面状況によって非効率となるケースがあった．そのため旧金沢管理事務所において，平成 7 年度に下記の 3 つの凍結防止剤散布方法を評価した結果，各項目で効果が確認された湿塩散布が，今日では多く使用されている [4)]．湿塩散布は，固形剤（塩化ナトリウム）を散布する直前に，溶液（塩化ナトリウム溶液等）で湿らせて散布する方法で，外部条件に影響されにくく路面への付着力がよく飛散が少ない，持続性・速効性に優れる，散布作業速度があがる，凍結防止剤の使用量の低減が図れる，などの特徴があり，効率的な路面凍結防止剤対策が図れるとされている [4)]．

塩化ナトリウムを主成分とした凍結防止剤は，塩化物は氷の氷点を降下させる役割があり，路面に散布すると**図 2.1.2** に示すように路面水の凍結によるすべり抵抗の急激な低下を抑制することができる [5)]．凍結防止剤散布後による路面水の塩分濃度の経時変化を測定した結果を**図 2.1.3** に示す．凍結防止剤散布直後の路面水の塩分濃度は 5～6%程度になり，その後通行車両による路面水の飛散，降雪や路肩側から入り込んだ水による希釈や路面からの塩分の流出により，塩分濃度が低下している．なお，塩分濃度が 1～2%になると追加の凍結防止剤を散布している [1)]．

表 2.1.2 凍結防止剤散布方法の比較

項目	固形剤散布	溶液散布	湿塩散布
持続性	良い	やや劣る	良い
速効性	やや劣る	良い	良い
散布のし易さ	均一に撒きにくい	均一に撒き易い	均一に撒き易い
横断勾配の影響	それほど影響がない	流れやすい	影響されない
風・交通による影響	路肩に飛散しやすい	影響されない	影響されない
標準散布量 （固形剤換算値）	30g/m^2	0.1L/m^2 （24g/m^2×20%溶液）	30g/m^2 （23g/m^2×1:2.5）
散布速度	30～40km/h	40～50km/h	50～60km/h

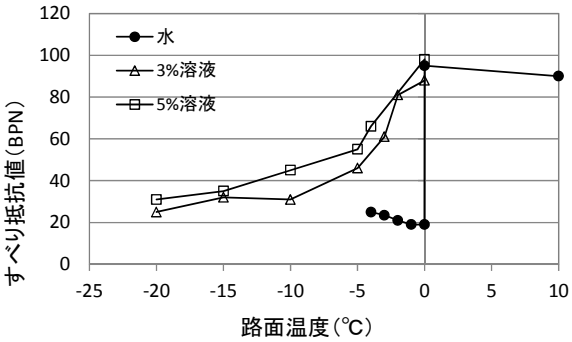


図 2.1.2　路面水塩分濃度のすべり抵抗および影響

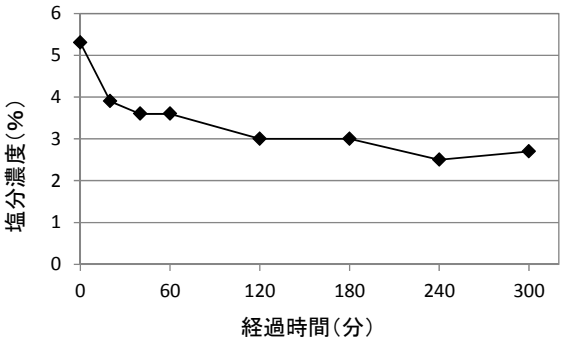
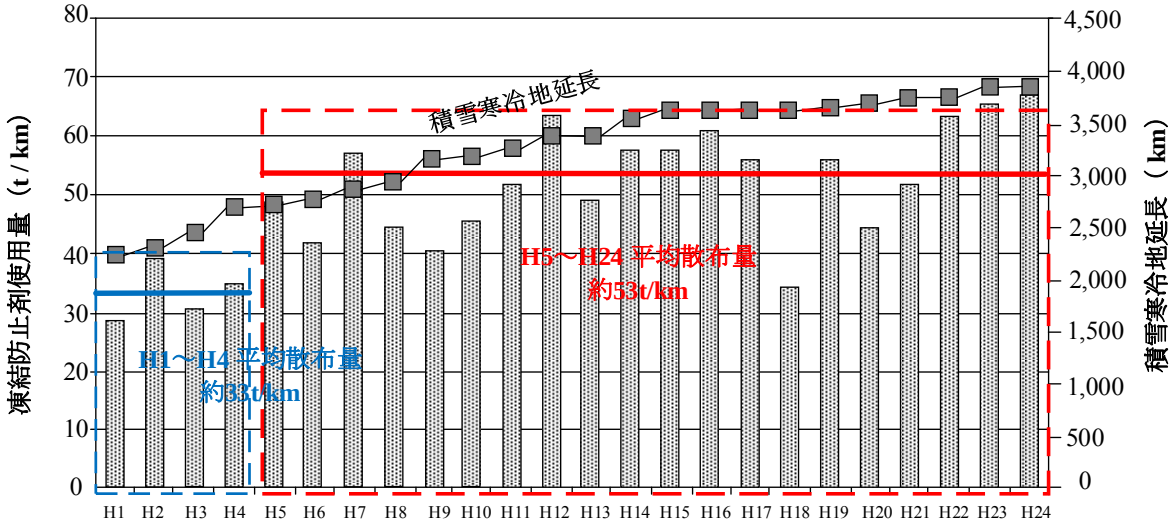


図 2.1.3　経過時間における路面の塩分濃度の変化例

(3) 高速道路の凍結防止剤の使用量

高速道路 3 社の積雪寒冷地における供用路線および凍結防止剤使用量の概要を**図 2.1.4** に示す [6]. 平成 5 年頃からスパイクタイヤが使用されなくなった影響により，高速道路では，凍結防止剤（主に，NaCl）の使用量が増加しており，平成 1～平成 4 年の平均散布量が約 33t/km であり，平成 5 年から平成 24 年の平均散布量は約 53t/km となり，約 1.6 倍増加している．特に，凍結しやすい橋梁部は，散布される量が多くなる傾向にあり，構造物の変状の大きな要因となっている [6]. 北陸道における塩化ナトリウムの使用量ならびに雪氷対策費は，各年の雪氷条件（降雪量や凍結日数）で変動しており，塩化ナトリウムの使用量を 1980 年代，1990 年代，2000 年代の 3 つの期間で区分して整理した場合，2000 年代の平均使用量は 1980 年代と比べて約 2 倍となっている [7]. 2002 年の塩化ナトリウムの輸入自由化以降に塩化ナトリウムの単価が低下し，凍結対策の頻度を高く設定して，ドライバーに対してより安全な道路環境を提供している傾向にあることが伺える [7].

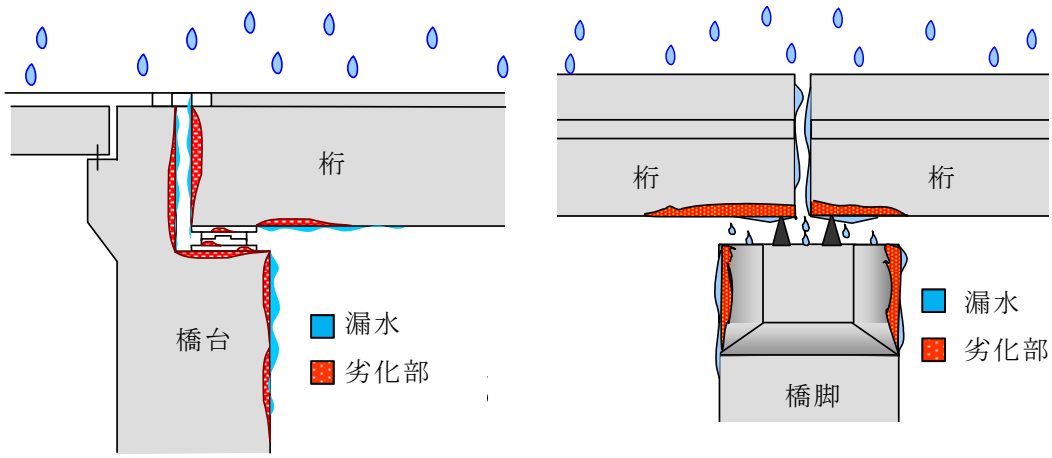


※ 凍結防止剤使用量（t / km）:1シーズンの散布量 / 積雪管理地延長

図 2.1.4　凍結防止剤使用量の推移

(4) 凍結防止剤による塩害

橋梁桁端部が，凍結防止剤により塩害劣化する概要を**図 2.1.5** に示す[8,9]．漏水機能が低下した伸縮装置や樋の損傷等から凍結防止剤の塩分を含んだ漏水が発生する．そのため，橋台部や中間支点上の掛け違い部の橋梁桁端部，支承部，橋台および橋脚では，塩害劣化により鋼材腐食やコンクリートの浮き，剥離などの劣化が生じている．RC 床版橋の縦断勾配と伸縮装置からの漏水範囲を調査した結果を**図 2.1.6** に示す[10]．上部構造の縦断勾配が約 4%以下の場合では，伸縮装置からの漏水範囲は橋梁桁端部から約 1～2m と局部的である．床版の張出部は，壁高欄の側面から約 20cm 位置にある張出しの水切りの範囲に劣化が生じていることが多い[11]．また，伸縮装置からの漏水範囲は，橋台や橋脚が橋梁桁端部に比べて広くなっている[12]．



(a) 橋台部　　(b) 中間支点上の掛け違い部

図 2.1.5　凍結防止剤による橋梁桁端部の漏水範囲と劣化範囲の概要

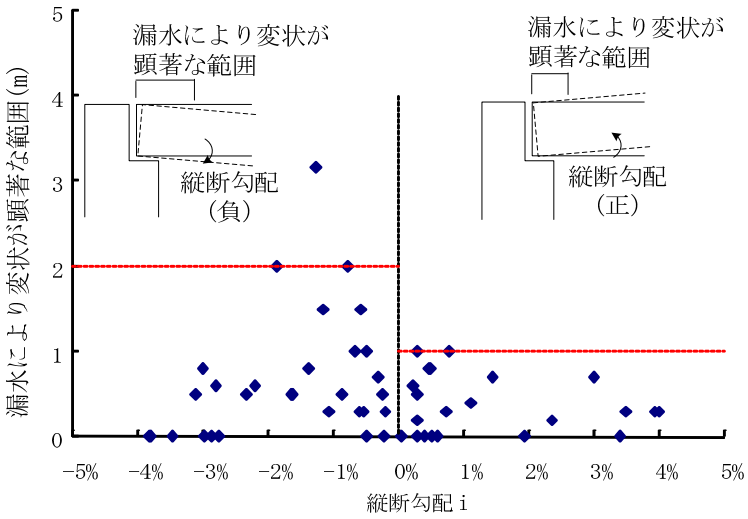


図 2.1.6　縦断勾配と漏水範囲の関係

2.1.3 飛来塩分による塩害

(1) 飛来塩分による塩害の影響度合

道示における塩害地域区分を**表 2.1.3** および**表 2.1.4** に，塩害の影響度の度合いの地域区分を**図 2.1.7** に示す[13]．これは，全国 266 地点の沿岸地域で実施された飛来塩分量全国調査[14]による年平均飛来塩分量に基づいて設定されている．すなわち，各地の海岸線を 21 の地域に小区分して海岸線毎の飛来塩分量測定を実施し，その結果から飛来塩分量がほぼ同程度である小区分を統合して，最終的に**表 2.1.5** に示す 7 の地域に大区分して，A，B，C の塩害地域区分を設定している．これらの調査から得られた各地域の飛来塩分量と海岸線からの距離の関係より，飛来塩分量は両対数軸上で海岸線からの距離と概ね直線関係にあり，その回帰式の傾き（距離減衰の程度）は，地域に関わらず-0.6 程度で近似できることが明らかにされている[15]．これにより飛来塩分量の距離減衰式として，（2.2.1）式が提示されている．**表 2.1.5** は，大区分された 7 地域に関する 1km 換算飛来塩分量（2.2.1）式における C_l を示している．北陸地方は，0.919 と他の地域と比べて飛来塩分による影響が大きい地域であることが確認できる．

表 2.1.3　塩害の影響地域

地域区分	地　域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
A	沖縄県	海岸部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい
		100m を超えて 300m まで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	**表 2.1.4** に示す地域	海岸部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい
		100m を超えて 300m まで	I	影響を受ける
		300m を超えて 500m まで	II	
		500m を超えて 700m まで	III	
C	上記以外の地域	海岸部及び海岸線から 20m まで	S	影響が激しい
		20m を超えて 50m まで	I	影響を受ける
		50m を超えて 100m まで	II	
		100m を超えて 200m まで	III	

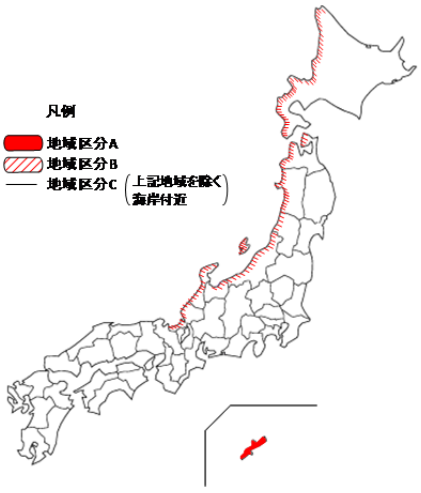


図 2.1.7　塩害の影響度の度合いの地域区分

表 2.1.4　地域区分 B とする地域

北海道のうち，宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町，留萌振興局，石狩振興局，後志総合振興局，檜山振興局，渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る.）
青森県のうち，今別町，外ヶ浜町（東津軽郡），北津軽郡，西津軽郡，五所川原市（旧市浦村の地区に限る.），むつ市（旧脇野沢村の地区に限る.）つがる市，大間町，佐井村
秋田県，山形県，新潟県，富山県，石川県，福井県

表 2.1.5　大区分された 7 地域における飛来塩分量 [15)]

地域区分		1km 換算飛来塩分量
区分名称	エリア	C_l（mdd・NaCl）
日本海Ⅰ	北海道，東北，北陸	0.919
日本海Ⅱ	近畿，四国，九州	0.158
太平洋Ⅰ	北海道	0.072
太平洋Ⅱ	東北，関東	0.327
太平洋Ⅲ	中部，近畿，四国等	0.087
瀬戸内海	中国，四国	0.020
沖縄	沖縄	0.235

$$C_{air} = C_l \cdot X^{-b} \qquad (2.2.1)$$

ここに，

C_{air}　：　架橋地点における飛来塩分量（mdd・NaCl）

C_l　：　架橋地点における飛来塩分量（mdd・NaCl）

x　：　架橋地点における飛来塩分量（mdd・NaCl）

b　：　距離減衰の程度（b=0.6）

(2) 北陸地方の飛来塩分による塩害環境

海岸周辺にある構造物における塩害は，**図 2.1.8** に示すように構造物が波しぶきを直接受け，波しぶきが風により運ばれた塩分が，コンクリート表面に付着し，それがコンクリート内部に浸透することによって発生する．塩害という観点から見た環境条件は，波しぶきを直接受ける構造物が最も厳しく，海岸線から内陸部に入るとコンクリート表面に付着する塩分量は地形等に関係する．北陸地方での飛来塩分の調査結果を**図 2.1.9** に示す．飛来塩分量は，海岸から内陸部に入るほど減少するが，岩礁，砂浜等の海岸の地形や消波ブロックの有無によってばらつく．河川等を含む開析谷地形では，海岸から離れている構造物においても飛来塩分量が高くなる場合がある [16]．北陸地方の構造物においても飛来塩分量の月変化を**図 2.1.10** に示す．飛沫塩分量は，冬期に多く，夏期に少ない傾向となり，冬期間中（12 月～3 月）の飛来塩分量は年間総量の約 7 割を占めている [16]．

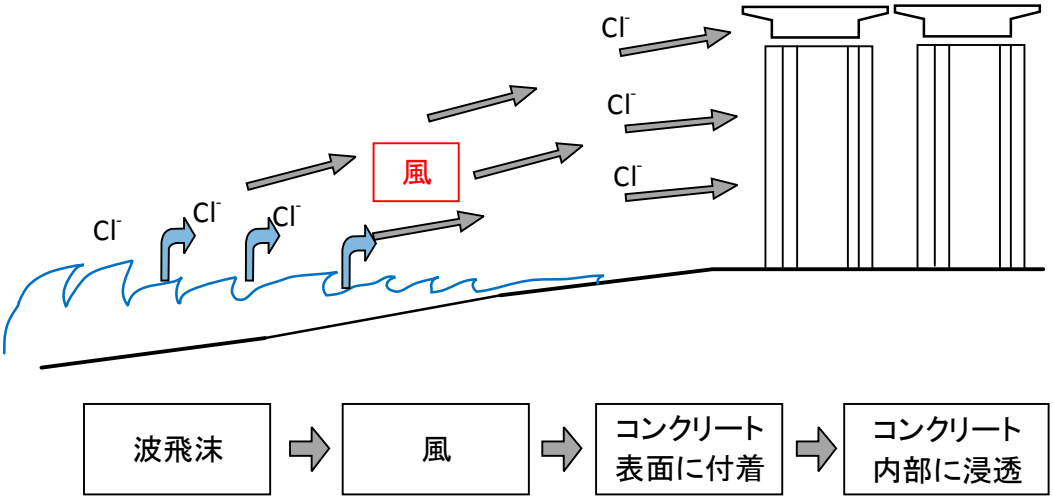


図 2.1.8 海岸部にある構造物における飛来塩分と塩害の発生

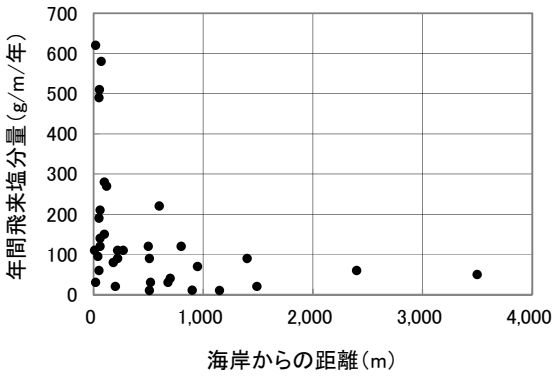


図 2.1.9 北陸地方における海岸からの距離と年間飛来塩分量との関係

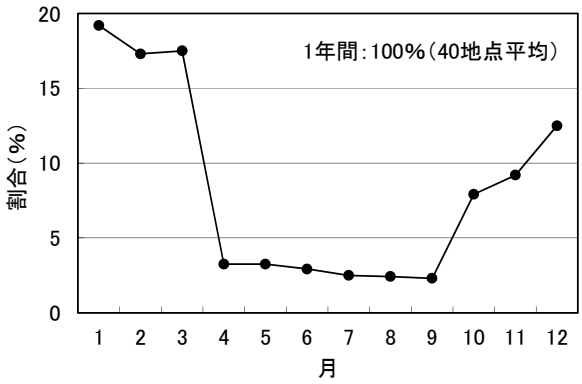


図 2.1.10 北陸地方の飛来塩分量の月別変化

2.2　塩害劣化を受けた橋梁の劣化実態

2.2.1 北陸道の供用年数と橋梁種別

図 2.2.1 は，北陸道にある橋梁の延長とその供用期間の平均年数を示す．1971 年に北陸道 金沢西～小松 IC 区間が供用を開始し，現在の管理橋梁の延長は約 73km である．北陸道の建設ピークは，わが国の高度経済成長期の 1970 年代であり，2030 年には供用年数が平均 50 年を超える高齢橋が多くなる状況にある [17,18]．また，北陸道にある橋梁種別の延長比は**図 2.2.2** に示され，鋼橋の橋梁延長が全体の約 4 割，コンクリート橋（RC 橋，PC 橋）の橋梁延長は約 6 割となっている．北陸道におけるコンクリート橋の主な劣化要因は，**図 2.2.3** に示すように約 5 割が飛来塩分および凍結防止剤による塩害であり，このため今日のコンクリート構造物に対する補修は，塩害補修が大半を占めている．一方，鋼橋の代表的な劣化要因として腐食と疲労が挙げられる．北陸道の大型車交通量は，東名名神に比べ少なく概ね日平均 7 千台であり，現時点では疲労亀裂の事例はなく，ほとんどが腐食によるものである．

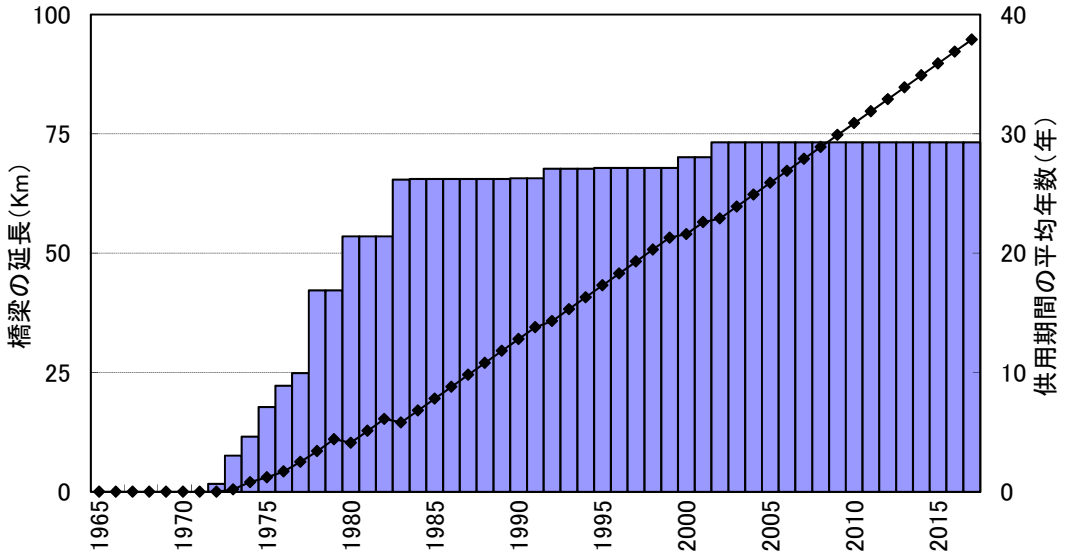


図 2.2.1 北陸道の橋梁延長および平均供用期間の推移

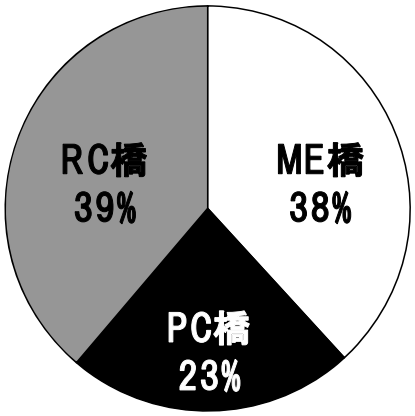


図 2.2.2 北陸道の橋梁種別の延長比

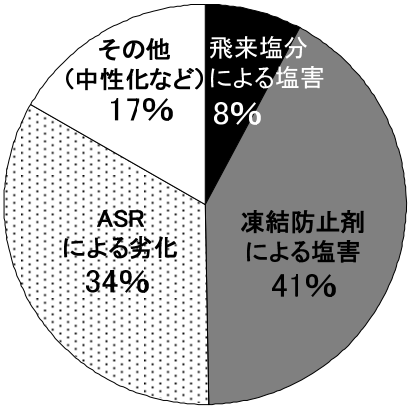


図 2.2.3 コンクリート橋の主たる劣化要因

2.2.2 塩害劣化の発生メカニズム

(1) コンクリート橋の塩害発生メカニズムと劣化過程

塩害劣化の発生メカニズムは，**図 2.2.4** に示すようにコンクリート表面に付着した塩分がコンクリート内部に浸透することでコンクリート内部の鋼材表面の不動態被膜が破壊され，発錆による鋼材の腐食体積によってコンクリートに剥離やひび割れが生じる現象である．一旦，コンクリートに剥離やひび割れが生じるとコンクリート中の鋼材は外気に曝され腐食が一層促進されることになる．特に，常に高い引張応力度のもとで使用される PC 鋼材の腐食は，構造物の健全性に大きな影響を与える危険性がある．塩害によるひび割れは，主に鉄筋に沿う方向に入り，ひび割れ箇所においては，錆汁が見られるのが特徴である [19]．鋼材腐食は，**図 2.2.5** に示すような電気化学反応に基づいて進行する．腐食反応では，アノード領域で生じる反応（アノード反応）とカソード領域で生じる（カソード反応）が等量で進行し，鉄が溶出するアノード反応が生じるためには，水分と鉄の接触が必要であり，カソード反応の進行には水と酸素が必要である [20]．

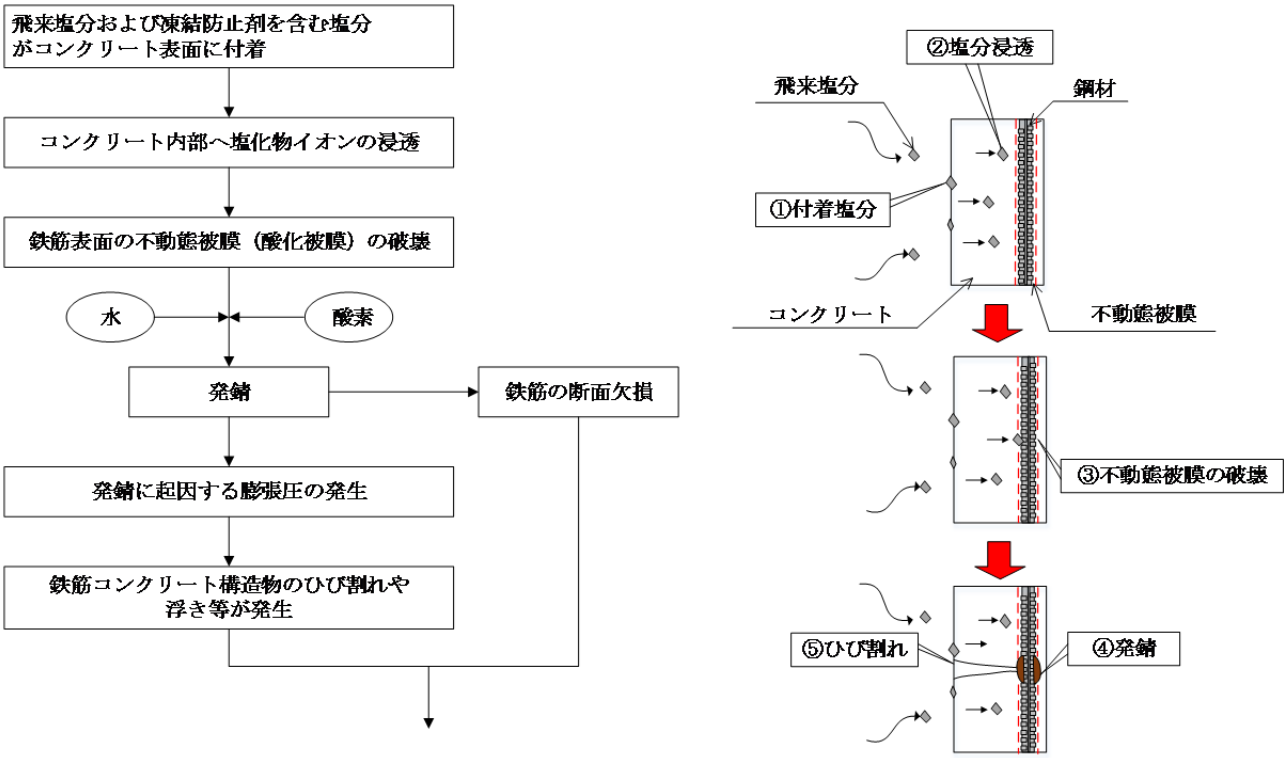


図 2.2.4　塩害の発生メカニズムの概要

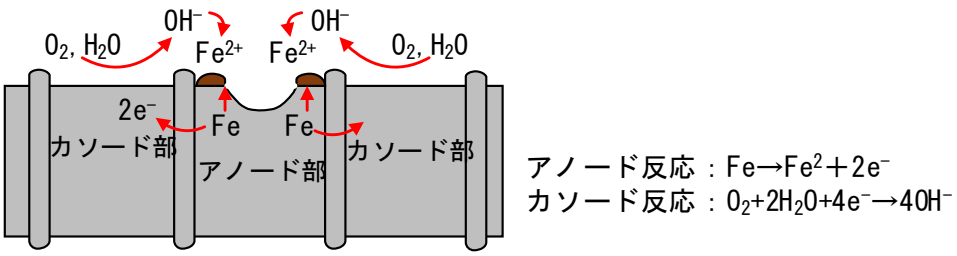
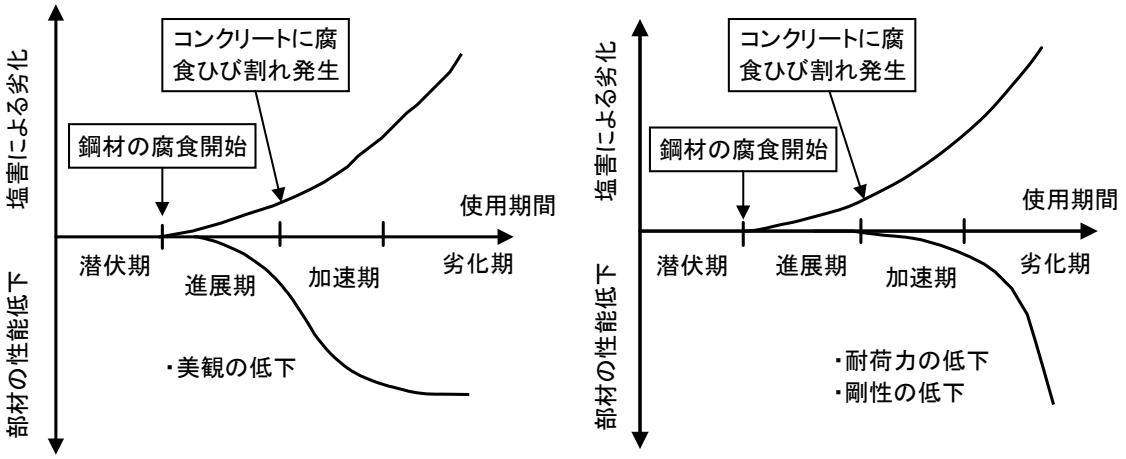


図 2.2.5　腐食のメカニズム

コンクリート構造物の塩害による劣化の進行過程の概念図を**図 2.2.6** に示す[21]．塩害を受ける RC 構造物および PC 構造物の外観上のグレードと劣化状態を**表 2.2.1** および**表 2.2.2** に示す[22]．劣化進行過程は，鋼材腐食が開始するまでの潜伏期，腐食開始から腐食ひび割れ発生までの進展期，腐食ひび割れから浸透した塩化物イオン，酸素および水の侵入によって腐食の速度が大幅に増加する加速期，鋼材の断面が減少し，部材の耐荷力が低下する劣化期に区分される．劣化期に入ると耐荷力および剛性が急激に低下するため，潜伏期および進展期に早めの予防保全対策を行う必要がある．加速期は，腐食ひび割れを通して錆汁の浸出が見られる加速期前期と，ひび割れが進展することによって部分的にコンクリートの剥離，はく落が生じる加速度後期に区分される．PC 構造物では，ひび割れから塩化物イオン等の劣化因子が侵入すると，構造物内の鉄筋や PC 鋼材を腐食させ，鉄筋や PC 鋼材が破断して耐荷力の低下が生じ，最悪の場合，落橋する恐れが生じる．本研究の対象構造物は，主に加速度~劣化期を対象とする．



(a) 美観・景観に着目した場合　　(b) 安全性に着目した場合

図 2.2.6 塩害による劣化進行過程の概念図の一例[21]

表 2.2.1 塩害を受ける鉄筋コンクリート構造物の外観上のグレードと劣化の状態[22]

構造物の外観上のグレード	劣化過程	劣化の状態
グレードⅠ	潜伏期	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以下
グレードⅡ	進展期	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以上，腐食が開始
グレードⅢ-1	加速期前期	腐食ひび割れや浮きが発生，錆汁が見られる
グレードⅢ-2	加速期工期	腐食ひび割れの幅や長さが大きく多数発生，腐食ひび割れの進展に伴うかぶりコンクリートの部分的な剥離・剥落が見られる，鋼材の著しい断面減少は見られない
グレードⅣ	劣化期	腐食ひび割れの進展に伴う大規模な剥離・剥落が見られる，鋼材の著しい断面減少が見られる，変位・たわみが多い

表 2.2.2 塩害を受けるプレストレスコンクリート構造物の外観上のグレードと劣化の状態 [22)]

構造物の外観上のグレード	劣化過程	劣化の状態
グレードⅠ	潜伏期	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以下
グレードⅡ	進展期	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以上，腐食が開始
グレードⅢ-1	加速期前期	PC 鋼材以外の腐食に起因したひび割れや浮きが発生，錆汁が見られる
グレードⅢ-2	加速期工期	PC 鋼材に沿う部分的な腐食ひび割れや浮きが発生，錆汁が見られる
グレードⅣ	劣化期	腐食ひび割れの進展に伴う大規模な剥離・剥落が見られる，PC 鋼材の断面減少が見られる，曲げひび割れが発生，変位・たわみが多い

(2) 鋼橋の鋼材腐食

北陸地方の塩害環境により鋼橋の代表的な劣化損傷の一つに，鋼材の腐食が挙げられる．鋼材の腐食には，様々な形態があり鋼橋における腐食は概ね**図 2.2.7** に分類できる [20)]．全面腐食は，金属表面状態が均質な環境にさらされている場合に生じ，全面が均一に腐食する現象である．飛来塩分により橋梁の下フランジ下面およびコバ面に点さびなどが生じている事例が挙げられる．一般的に全面腐食の進行速度は非常に遅く，腐食が生じ始めてから短時間で構造物に重大な影響を及ぼす状態となることは少ない．一方，局部腐食は，金属表面の状態の不均一あるいは環境の不均一により，腐食が局部的に集中して生じる現象であり，腐食される場所（アノード領域）が固定されるため，腐食速度は全面腐食に比べて著しく増大する．一般に腐食による損傷が問題となるのは局部腐食であり，鋼桁端部の腐食損傷が挙げられる．なお，局部腐食には，異種金属接触腐食，孔食およびすき間腐食がある．**図 2.2.8** は，塗膜劣化損傷リスクおよび耐荷性能と供用期間の関係を示しており，上塗り・中塗り塗装が劣化し下塗りの塗膜厚のみになるまでは，鋼材の腐食は発生せず，部材の耐荷性能の低下はない．下塗り塗装の塗膜厚が減少し始めると錆が発生する．さらに下塗り塗装の塗膜厚の減少が進むにつれ錆が増大し，耐荷性能は徐々に低下する．塗膜が完全に消失すると腐食が急激に進行し，断面欠損を伴い耐荷性能は急激に低下する [23)]．

ここでは板厚減少などを伴う錆の発生を「腐食」として取扱い，板厚減少を伴わないと見なせる程度の軽微な錆びの発生は，「防食機能の劣化」として取扱う．防食機能が低下している段階では耐荷性能に影響が小さいが，腐食が進行し，板厚減少や断面欠損が生じると耐荷性能が低下する．

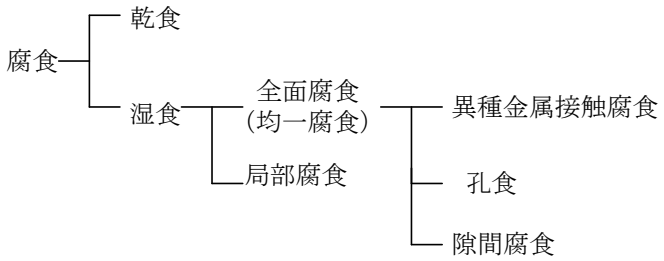


図 2.2.7　鋼材の腐食の分類 [19)]

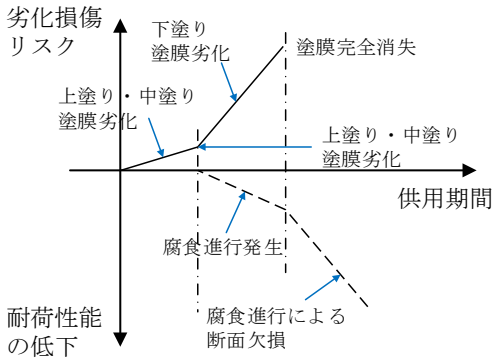


図 2.2.8　劣化損傷リスクおよび耐荷性能と供用期間 [23)]

(3) 腐食部材の耐荷性能

近年，鋼 I 桁橋の桁端部の下端部で著しいが腐食損傷が発生した事例が多く報告されている[24,25]．桁端部が腐食損傷すると，支点部耐力（支点上補剛材とウエブの十字柱の耐力）およびせん断耐力（主として支点上補剛材に隣接する支間中央側のウエブの耐力）が低下する場合がある[23,26,27]．

既往の文献[26,27]では，腐食部の支点部耐力およびせん断耐力の耐荷性能については，以下のように整理されている．実際の点検・診断において有効な柱の残存耐荷力の評価は，例えば，有効板厚欠損率あるいは，最大断面欠損率を評価パラメータに用いる場合，**表 2.2.3** に示す線形的に統一的に示すことができる．したがって，腐食した支点部耐力は，健全な柱の終局耐荷力が既知であれば，最大断面欠損率の低減係数を乗ずることにより評価できる．

表 2.2.3　耐荷力評価のための指標と評価指標の例[22]

部材	評価 耐荷力	評価式と評価指標
柱	圧縮軸力	（全面均一腐食モデル） $P_u/P_{cr0}=1-0.833R_A$ P_u：圧縮耐力 P_{cr0}：健全部材の圧縮耐力 R_A：最大断面欠損率 （全面均一腐食モデル） $P_{cr0}/P_y=0.186\lambda^3-0.657\lambda^2+0.179\lambda+1$ λ：細長比パラメータ
プレートガーダー橋	せん断耐力	（せん断座屈強度曲線　径厚比パラメータ） $R=\frac{h}{t_R}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\sqrt{\frac{12(1-\gamma^2)}{\pi^2 k}}$ tR:代表板厚（=tγg） h：鋼板高さ

2.2.3 塩害損傷の事例

(1) 飛来塩分による塩害劣化の事例 [1)]

飛来塩分により著しく塩害劣化した橋梁の損傷事例を**写真 2.2.1** に示す．**写真 2.2.1(a)**は，塩害劣化した RC 桁橋を示しており，下フランジでは全面的に剥離・浮きが拡がっている状況が確認できる．**写真 2.2.1(b)**は，塩害劣化した PC 桁橋の劣化状況であり，ウエブ，張出部に鉄筋腐食による浮きや錆汁が見られる．**写真 2.1.1(c)**は，PC 桁の劣化状況を示しており，下フランジは，多くの錆汁や剥離が見られ，PC 鋼線の腐食も確認できる．なお，PC 鋼線の一部では破断が確認されている．

写真 2.2.2(d)は，海岸上に架設された鋼橋で，主桁下フランジおよび対傾構のコバ面を中心に橋梁全体の範囲において塗膜劣化により鋼材腐食が確認できる．**写真 2.2.1(e)**は，飛来塩分および伸縮装置からの漏水によって発生した鋼橋桁端部および支承部の腐食状況を示す．**写真 2.2.1(f)**は，添接部における腐食状況を示しており，塗膜厚が確保しにくい添接部で腐食が発生している．

(a)RC 桁橋の塩害による損傷

(b) PC 桁橋の塩害による損傷

(c) 塩害劣化した PC 桁と PC 鋼線の腐食

(d) 鋼橋の塩害による塗膜劣化および腐食状況

(e) 鋼橋桁端部および支承部の腐食状況

(f) 添接部における腐食状況

写真 2.2.1　飛来塩分による塩害劣化を受けたコンクリート橋と鋼橋の損傷事例

(2) 凍結防止剤による塩害劣化の事例

凍結防止剤の影響を受け，著しく塩害劣化した橋梁の損傷事例を**写真 2.2.2** に示す．**写真 2.2.2(a)** から，中間支点上の掛違い橋脚部の伸縮装置から塩分を含んだ漏水によって，RC 中空床版の桁端部，支承部および橋脚で漏水範囲において，鉄筋腐食によりコンクリートの浮きや剥離が確認できる．**写真 2.2.2(b)**から，張出床版で伸縮装置および排水管付近からの漏水の影響で変状として，錆汁や遊離石灰および浮きが確認できる．**写真 2.2.2(c)**は，掛け違い橋脚の漏水部における浮き損傷を示す．**写真 2.2.2(d)** および **写真 2.2.2 (e)**は，鋼橋の桁端部で伸縮装置からの漏水により下フランジ，ウエブ下端，垂直補剛材および支承で局部腐食の状況を示す．**写真 2.2.2 (f)**は，凍結防止剤が飛沫し，中央分離帯側（以下，中分側）の主桁全長で下フランジおよびウエブ下端で発生した局部腐食である．路肩側では，雨による洗い流しがないため内桁に比べ全面的に腐食する傾向にある．

(a) 凍結防止剤による桁端部の塩害事例

(b) 張出部の損傷状況

(c) 掛け違い橋脚部の浮き損傷の状況

(d) 鋼橋桁端部の腐食状況

(e) 鋼橋桁端部の腐食状況

(f) 鋼橋の中分側の下フランジの局部腐食状況

写真 2.2.2　凍結防止剤による塩害劣化を受けたコンクリート橋と鋼橋の損傷事例

2.3　鋼材腐食に関する塩害調査

2.3.1 鋼橋を対象とした付着塩分量調査 [28)]

(1) 調査概要

鋼材腐食を防止するためには，適切な維持管理を行い塗膜等による防食機能を確保することが重要である．塗替塗装において，ブラスト処理後に耐久性に優れた重防食塗装（塗装仕様 Rc-I）を採用したにも関わらず，塗替え後わずか数年で錆が表面化するという報告がある [29)]．その原因の一つに，対象橋梁が海岸付近に設置されており，素地調整面に残存する塩分管理を行わなかったことが挙げられている [29)]．鋼材表面に塩分が付着したまま塗替塗装を実施すると，残存塩分により防食性や耐久性が低下する可能性がある [30)]．ただし，付着塩分量の規定は，塗替塗装時に旧塗膜上面に付着した塩分量を 50mg/m^2 以下になるまで除去する必要があると記載があるが [20)]，素地調整面における付着塩分量の規定はない．北陸地方の高速道路では，一部の区間で飛来塩分を受け，冬季に凍結防止剤を散布する二重の塩害環境下にある．

本調査では，効率的な塗替塗装時における塩分管理を行うため，塗替塗装が予定されている 2 橋を対象に素地調整前後で塩分測定の試験施工を実施し，北陸地方の鋼橋における付着塩分の傾向を把握する．さらに，今後の維持管理のための塩分の測定方法や塩分除去方法の確認および課題等を整理する．

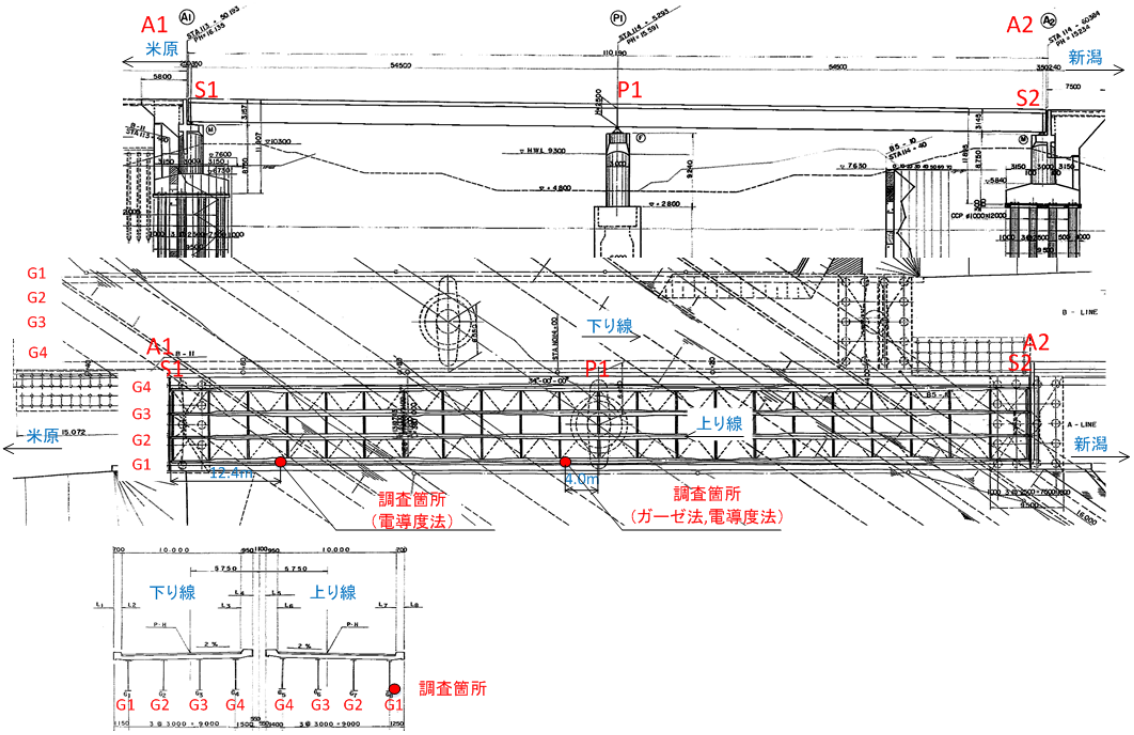
(2) 調査方法

本調査の対象箇所を**表 2.3.1** におよび**図 2.3.1** 示す．M 橋および T 橋は，竣工から 35 年以上が経過し，主な腐食傾向として，桁端部，路肩側，中分側の外桁の下フランジ並びにウエブ下端部で部分的な局部腐食が多く見られる．測定箇所は，各橋梁の腐食が見られる代表箇所とし，M 橋は，路肩側の外桁の一般部，T 橋は中分側の外桁の桁端部で腐食箇所近傍を調査した．

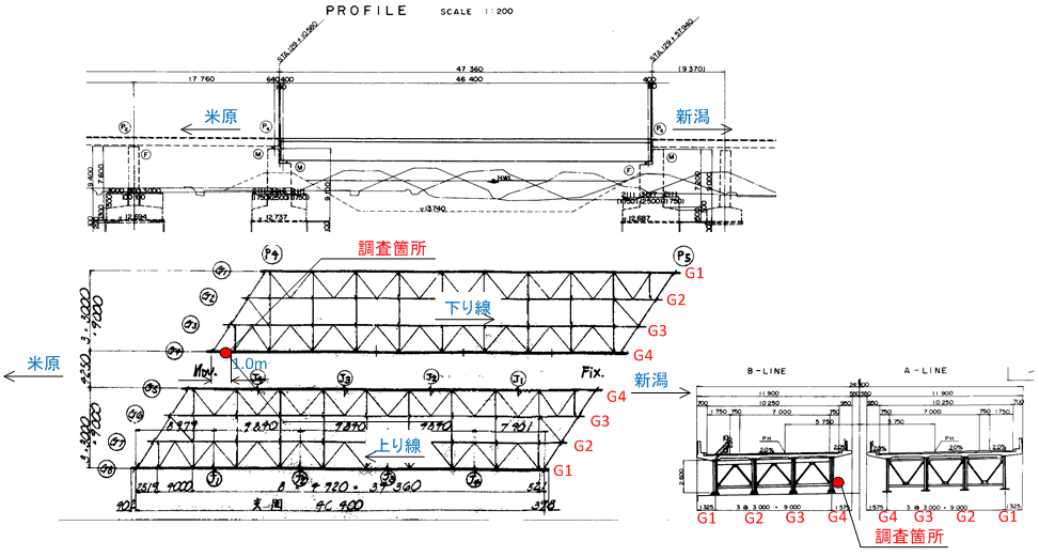
今回の付着塩分の測定概要を**図 2.3.2** に示す．測定は素地調整前後に電導度法 [21)]によりウエブ下端と下フランジで測定を行った．また，素地調整後に濡れ雑巾による水拭きと空拭きを行った後に再度塩分測定を行い，水拭きは，付着塩分量の除去効果が高いことを確認した．1 回の塩分測定は，近傍箇所で 3 回測定を行い，測定値は 3 回の平均値とした．素地調整および塩分測定の状況を**写真 2.3.1** に示す．素地調整は，素地調整用電力工具（ブリスタルブラスター）を用いて 1 種ケレン相当になるように実施した．

表 2.3.1　付着塩分量の調査対象箇所

橋梁	場所	構造形式 / 調査箇所	竣工	塗替履歴
M 橋	金沢森本 IC -小矢部 IC	2 径間連続非合成桁 / 上り線 G1 外桁 一般部	1974.03	1993.10(全面塗替) 2014.10(部分塗替)
T 橋	立山 IC-滑川 IC	鋼単純合成桁 / 下り線 G4 外桁 桁端部	1980.12	1989.11 (全面塗替)



(a) M 橋の付着塩分の測定箇所



(b) T 橋の付着塩分の測定箇所

図 2.3.1　付着塩分量の調査対象箇所

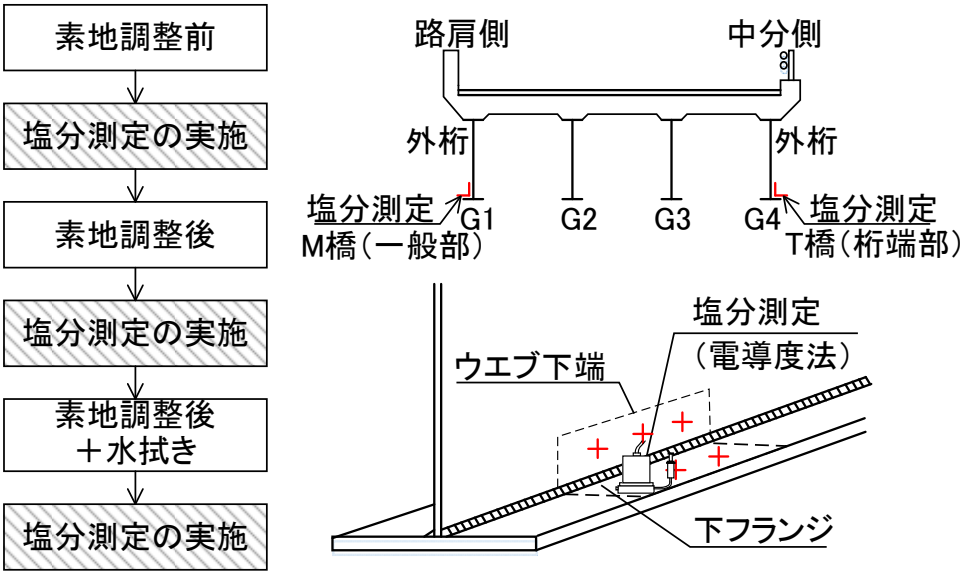


図 2.3.2　実橋梁における付着塩分測定の概要

(a) 塩分測定(素地調整前)

(b) 素地調整の状況

(c) 素地調整用電力工具

(d) 塩分測定(素地調整後)

(e) 水拭き状況（濡れ雑巾）

(f) 塩分測定(水拭き後)

写真 2.3.1　素地調整の状況と塩分測定の状況

(3) 調査結果

M 橋の塩分測定の結果を**表 2.3.2** に示し，測定状況を**写真 2.3.2** に示す．なお，素地調整前後における平均値および水拭きの結果を**図 2.3.3** に示す．素地調整前は，ウエブに比べ下フランジの方が付着塩分量は多くウエブで 150mg/m^2 以上，下フランジでは 1,000mg/m^2 以上を示す箇所もあった．鋼材表面に微量の赤錆が残った状態(2 種ケレン相当)では，付着塩分量は 100 mg/m^2 以上の高い塩分濃度を示し，赤錆を除去した状態(1 種ケレン相当)では 50mg/m^2 以下となった．なお，水拭き後は，

20 mg/m^2 以下となり，水拭き前に比べ 2 割程度まで低下し水拭きの効果が確認された．

T 橋の測定結果を**表 2.3.3** に示し，測定状況を**写真 2.3.3**，**写真 2.3.4** に示す．また，素地調整前後における平均値および水拭きの結果を**図 2.3.4** に示す．素地調整前は，M 橋と同様に下フランジがウエブに比べ付着塩分量は多く，1,000 mg/m^2 以上を示す箇所もあった．素地調整後は，ウエブでは 50 mg/m^2 以下となり，水拭き後はさらに半分程度まで下がった．一方，下フランジの付着塩分量は，鋼材表面の状態によって大きく異なった．鋼材表面にクレータ状の凹凸ができており，比較的平らな箇所では 50 mg/m^2 以下を示したが，凹凸が顕著な箇所では 300 mg/m^2 以上の数値を示した．これは今回使用した電力工具では，**写真 2.3.4** に示すような凹部の錆や塩分が確実に除去出来なかったためと推察された．ただし，水拭き 1 回後の塩分測定で 65 mg/m^2，水拭き 2 回後では約 30 mg/m^2 までに低下し，水拭きによる効果は確認できた．

今回の付着塩分量調査の結果から，塗膜が残っている箇所において素地調整後の塩分測定では，概ね 50mg/m^2 以下となり，また，水拭きの効果も確認できた．しかし，著しい腐食箇所では鋼材表面に凹凸が見られ素地調整後で 50mg/m^2 以上となった．このため，今後水拭き以外による付着塩分量を低下させる対策の検討が求められる．また，既往の文献では，腐食部に対しては一般的なブラスト施工では，50mg/m^2 以下を確保することが困難なため，塗膜残存部は 50 mg/m^2 以下，腐食部は 200mg/m^2 以下となるように目標値が設定されている事例がある [29]．このように著しい腐食部は，一般部と同じ目標値を設定することが望ましいが，困難な場合は，暫定的に別の目標値の設定や塩分除去の対策を検討すること望まれる．

表 2.3.2　M 橋における塩分測定の結果（NaCl:mg/m^2）

No	測定段階	測定部位	1 回目	2 回目	3 回目	平均/ 標準偏差	備考
1-1	素地調整前	ウエブ下端 1	164	113	208	162 / 38.8	写真 2.3.2(a)
1-2	〃	ウエブ下端 2	134	181	173	163 / 20.2	
1-3	〃	ウエブ下端 3	211	189	212	204 / 10.5	
2-1	素地調整前	下フランジ 1	1,722	584	892	1,066 / 481	
2-2	〃	下フランジ 2	314	203	431	316/ 93.1	
2-3	〃	下フランジ 3	878	826	918	874 / 37.7	写真 2.3.2(b)
3-1	素地調整後 (1 種ｹﾚﾝ相当)	ウエブ下端 1	15.4	17.2	19.7	17.4 / 1.8	写真 2.3.2(c)
3-2	〃	ウエブ下端 2	19.5	15.2	19.6	18.1 / 2.1	
4-1	素地調整後 (赤錆有)	下フランジ 1	127	129	401	219/ 129	
4-2	素地調整後 (1 種ｹﾚﾝ相当)	下フランジ 1	17.3	7.7	40.7	21.9 / 13.9	写真 2.3.2(d)
4-3	〃	下フランジ 2	17.3	38.7	46.3	41.9 / 3.2	
6-1	素地調整後 (1 種)+水拭き	下フランジ 1	5.4	11.6	7.7	8.2 / 2.6	

※□箇所の測定状況を**写真 2.3.2** に示す．

(a) ウエブ下端塩分測定(素地調整前)

(b) 下フランジ素地調整の状況

(c) 塩分測定(素地調整後)

(d) 塩分測定(素地調整後)

写真 2.3.2　M 橋における塩分測定状況（NaCl:mg/m^2）

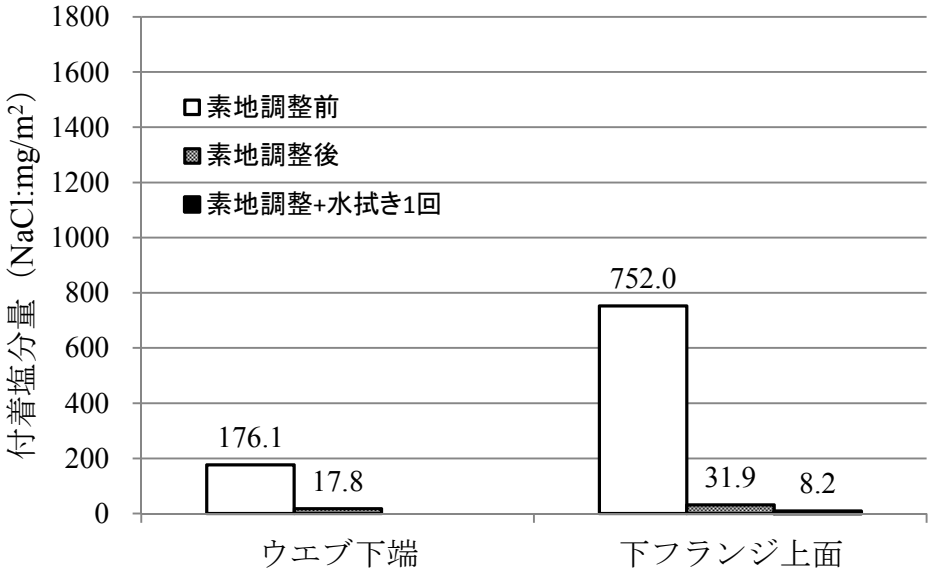


図 2.3.3　M 橋の塩分測定結果（平均）

表 2.3.3　T 橋における塩分測定の結果（NaCl:mg/m^2）

No	測定段階	測定部位	1 回目	2 回目	3 回目	平均/ 標準偏差	備考
1-1	素地調整前	ウエブ下端 1	272.0	337.0	691.0	433.3 / 184.1	写真 2.3.2(a)
1-2	〃	ウエブ下端 2	826.0	777.0	1092.0	898.3 / 138.4	
2-1	素地調整前	下フランジ 1	1999※1	1559.0	1528.0	1695.3 / 215.3	写真 2.3.2(b)
2-2	〃	下フランジ 2	1985.0	1464.0	1166.0	1538.3 / 338.5	
3	素地調整後 (1 種ｹﾚﾝ相当)	ウエブ下端 1	13.7	63.6	13.7	30.3 / 23.5	写真 2.3.2(c)
4※2	素地調整後 (1 種ｹﾚﾝ相当)	下フランジ 1	7.5	26.0	371.0(n3) 51.0(n4) 83.2(n5)	41.9 / 134.1	写真 2.3.2(d)
5	素地調整後 (1 種ｹﾚﾝ相当)	ウエブ下端 1	14.8	9.5	20.0	14.8 / 4.3	
6-1	素地調整後 ＋水拭き 1 回	下フランジ 1	99.0	83.2	12.9	65.0 /37.3	
6-2	素地調整後 ＋水拭き 2 回	下フランジ 2	47.3	16.0	15.7	26.3 / 14.8	

※1：測定値 1999 は，2000 以上を示す．ただし，平均は 1999 として算定する．
※2：平均値は，3 回目の測定 371mg/m^2（鋼材表面の凹凸大）を除いた 4 点の平均値とする．
※□箇所の測定状況を**写真 2.3.3，写真 2.3.4** に示す

(a) ウエブ下端塩分測定(素地調整前)

(b) 下フランジ素地調整の状況

(c) 塩分測定(素地調整後)

(d) 塩分測定(素地調整後)

写真 2.3.3　T 橋における塩分測定状況（NaCl:mg/m^2）

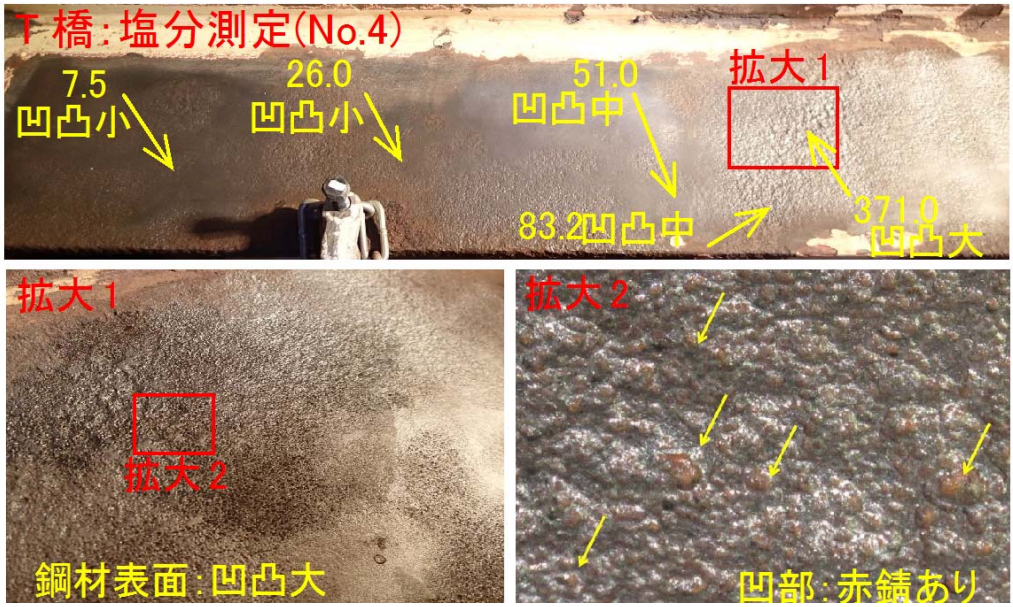


写真 2.3.4　T 橋における塩分測定箇所の鋼材表面および塩分測定の結果（NaCl:mg/m^2）

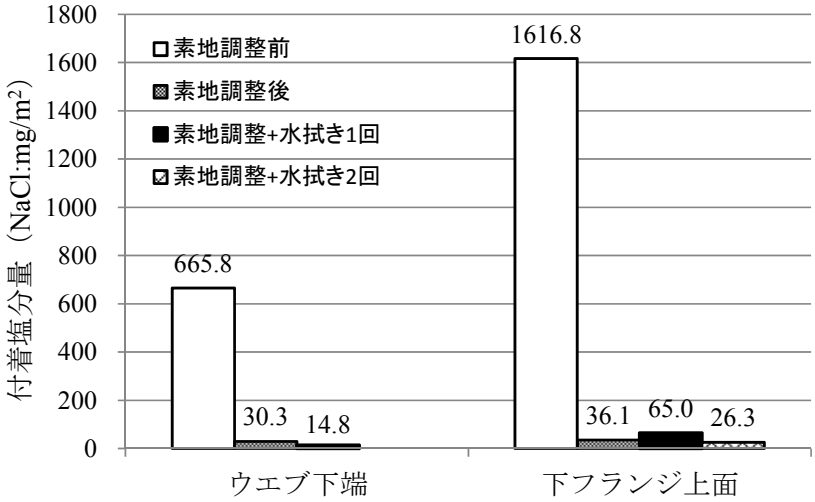


図 2.3.4　T 橋の塩分測定結果（平均）

2.3.2 ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査 [31)]

(1) 調査概要

北陸地方の高速道路橋は，凍結防止剤を散布している．また，北陸道の一部の区間では海岸付近に近いこともあり，塩害環境下の影響で鋼材腐食が発生している．本調査では，北陸地方の鋼材腐食の影響を定量的に把握するため,鋼橋を対象に環境条件が異なる箇所にワッペン試験片を設置し，鋼材腐食によるワッペン試験片の質量減少量を測定する．本節では，1 年間暴露したワッペン試験片の質量減少量を整理し，北陸地方の鋼材腐食の傾向や 1 年間の減肉量（mm/年）を算定する．

(2) 調査方法

ワッペン試験片（SM490：50mm×50mm×2mm）を用いた鋼材腐食調査の概要を**図 2.3.5** に示す．ワッペン試験片は，質量を分析用電子天びんで測定した後に桁端および橋脚から 2m 以内の主桁のウエブ下端および下フランジに**図 2.3.6** に示すように設置した．試験片は，暴露期間を 1 年，3 年並びに 5 年間とするため，各設置箇所に 3 枚配置する．対象橋梁は，**表 2.3.4** に示すように平地部，山間部および海岸付近部と環境条件が異なる橋梁を選定し，ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査を行った．設置 1 年後にワッペン試験片を回収した．鋼材腐食による腐食生成物（以下，錆）の除去は，JCI-SC1 に準じて 10%クエン酸二アンモニウム溶液（60℃）に数日間浸漬させて錆を取り除き，鋼材の質量減少量を測定した [32)]．なお，錆を取り除く際は，腐食していないブランク片を一緒に浸透させて,浸透前後のブランク片の質量減少量を考慮して鋼材腐食による質量減少量を求めた．

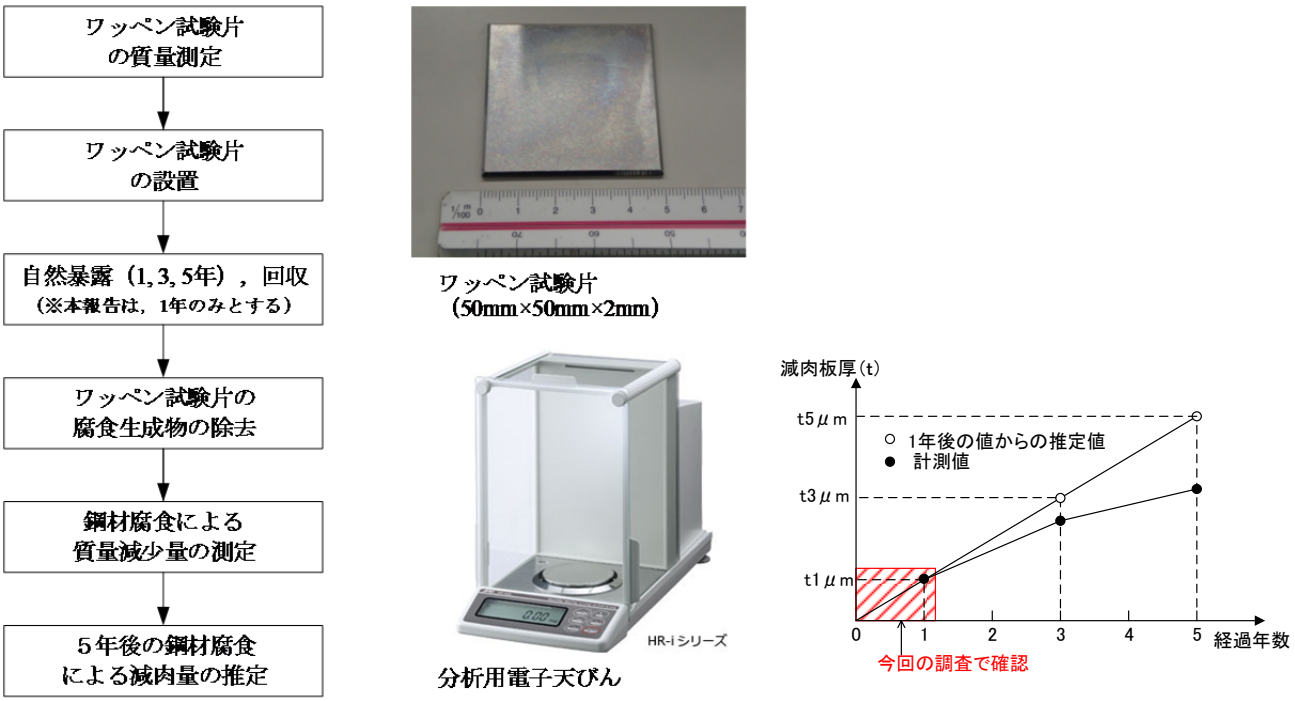


図 2.3.5　ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査の概要

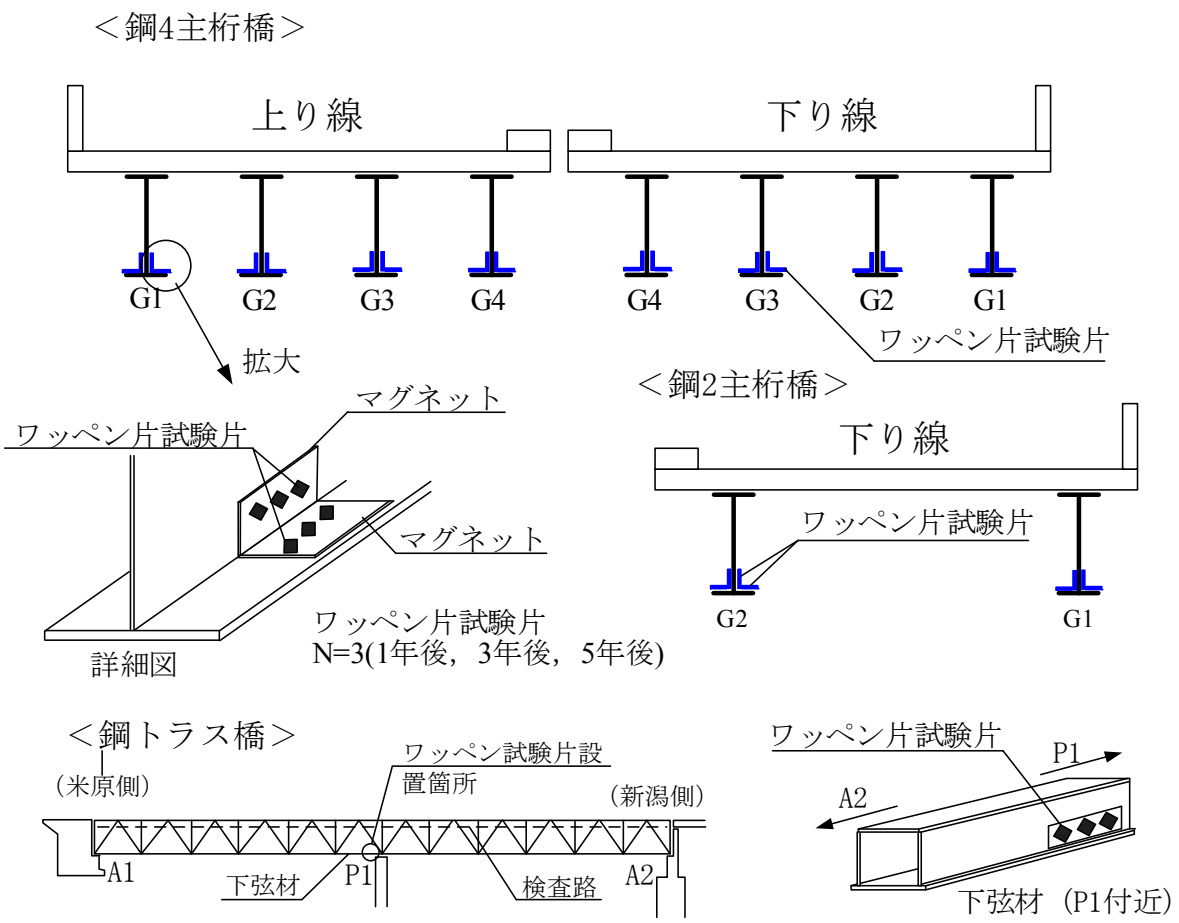


図 2.3.6　ワッペン試験片の設置概要

表 2.3.4　ワッペン試験片の設置箇所

路線	環境条件	橋梁名	箇所（数） （枚数）	備考
北陸自動車道	平地部(鋼 4 主桁)	A 橋（上下線）	32(96)	
	山間部(鋼 3 主桁)	B 橋（上り線）	14(42)	
	山間部(鋼 4 主桁)	C 橋（上り線）	27	
	海岸付近(鋼 4 主桁)	D 橋（上下線）	96	
	山間部(鋼トラス橋)	E 橋（上り線）	15	
舞鶴若狭自動車道	平地部(鋼 2 主桁)	F 橋（下り線）	24	
合計｛100 枚×3 回（1 年暴露，3 年暴露，5 年暴露)｝			285	

(3) 調査結果

ワッペン試験片の設置直後および 1 年後の腐食状況の一例として，C 橋を**写真 2.3.5** に示す．1 年後の鋼材腐食による質量減少量は，**図 2.3.7** に示すように質量減少量の最大は約 1.79g で 0.25g 以下が約 6 割となった．ワッペン試験片の質量減少量の平均は約 0.29g となった．橋梁別の 1 年後の質量減少量の結果は，**図 2.3.8** のバブル図で示す．図には平均の質量減少量と凍結防止剤の概算散布量を付記する．バブル図内の数値は，橋梁毎の質量減少量の割合を示し，最も腐食している橋梁は，山間部にある C 橋で平均質量減少量は約 0.73g であった．その原因として，凍結防止剤の影響の他に地面から桁下までの距離が約 2.8m と小さく，地表の乾湿の影響を受ける環境条件下にあるためと推察した．

(a) ワッペン試験片の設置直後　　(b) ワッペン試験片の設置 1 年後

写真 2.3.5　ワッペン試験片の設置状況（C 橋）

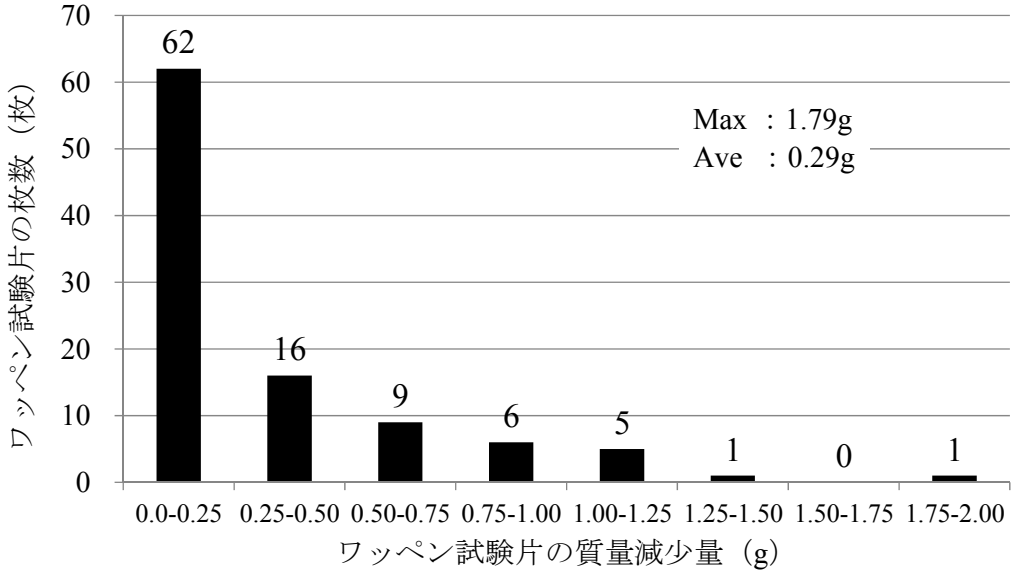


図 2.3.7　ワッペン試験片の質量減少量（1 年暴露）

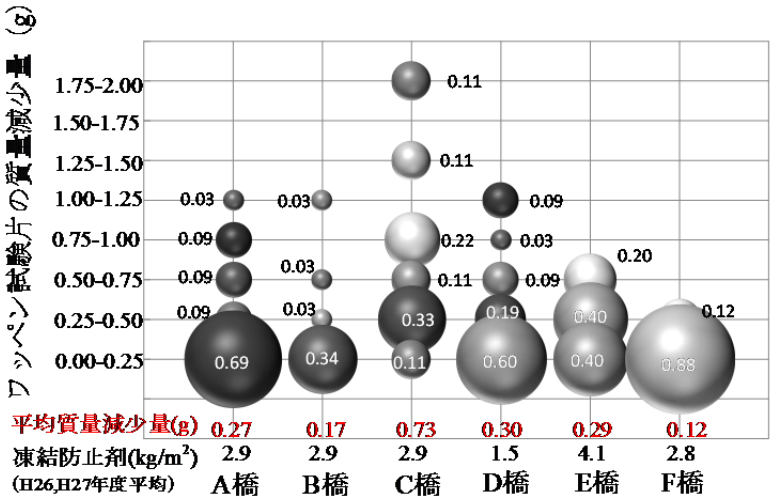


図 2.3.8　橋梁別の試験片の質量減少量（1 年暴露）

(4) 1 年後のワッペン試験片の減肉量の推定

減肉量の算定は，**表 2.3.5** に示すようにワッペン試験片の質量減少量に鋼材の単位体積重量および試験片の面積で割り戻して推定した．暴露 1 年後の橋梁毎のウエブと下フランジの平均減肉量（mm/年）の結果を**図 2.3.9** に示す．B 橋と F 橋を除くと下フランジの方が腐食しやすい傾向となった．下フランジの 5 橋の平均減肉量は，約 0.02 mm/年で，最大平均減肉量は山間部の C 橋で約 0.05mm/年となった．また次に下フランジで腐食速度が速かったのは，海岸部の D 橋であり，凍結防止剤以外に飛来塩分の影響によるものと推察された．一方，ウエブの 5 橋の平均減肉量は，約 0.01 mm/年となり，最大平均減肉量は山間部の C 橋で約 0.02mm/年で平均の 2 倍程度であった．

図 2.3.10 は，鋼道路橋防食便覧（以下，防食便覧）に記載されている普通鋼の大気中における環境別腐食速度の調査結果であり，最も腐食速度が速いのは海岸部で 0.04 mm /年以上で，それ以外の環境では 0.01 mm 年以下/である [33]．今回の調査では，C 橋の下フランジを除くと，ワッペン試験片の減肉量は，概ね 0.01～0.02mm/年となっているため，北陸地方の方が腐食速度は速い傾向にあると考えられた．

表 2.3.5　減肉量の算定例（1 年暴露，C 橋）

内　容	ウエブ下端	下フランジ	最大減肉箇所	単位	備考
1 年後の質量減少量	0.183	0.283	1.787	g	
鋼材の単位体積重量	0.00785	0.00785	0.00785	g/mm^3	
幅×長さ（50mm×50mm）	2500	2500	2500	mm^2	
1 年後の減肉量	0.018	0.053	0.09	mm/年	
5 年後の減肉量（推定）	0.09	0.26	0.46	mm/年	

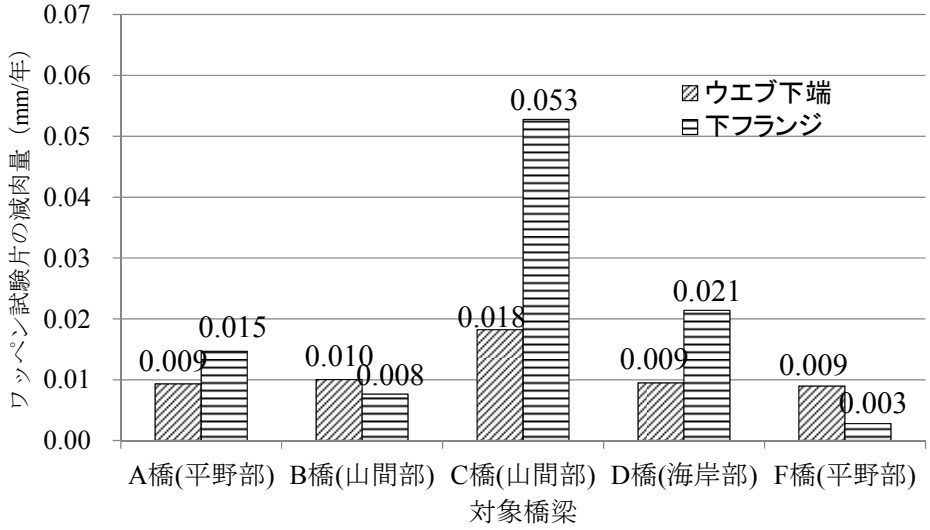


図 2.3.9　部位による試験片の平均減肉量（1 年暴露）

2.4　結論

本章では，北陸地方の既設道路橋における塩害環境と劣化実態を把握するため，既往の文献等により北陸地方の気象特性を整理し，飛来塩分による塩害環境および凍結防止剤による塩害環境，並びに劣化実態を整理した．また，鋼材腐食に関する塩害調査として，鋼橋を対象とした付着塩分調査とワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査を実施し，その影響を定量的に把握した．本章で得られた内容を整理すると，次のようになる．

(1) 塩害劣化を受けた橋梁の劣化実態

1) 塩害環境の状況

・北陸地方は積雪寒冷地であり，冬期に北陸道全域にわたり凍結防止剤を散布するめ，伸縮装置から凍結防止剤を含む漏水等により，橋梁の桁端部は塩害により劣化が進行している．また，北陸道の尼御前 SA から徳光 PA の約 28km 区間では日本海からの飛来塩分の影響を受け塩害劣化が進む傾向にある．

・北陸道は，道路延長が約 73km あり，橋梁種別では鋼橋が約 4 割，コンクリート橋が約 6 割を占めている．コンクリート橋の劣化要因は，飛来塩分による塩害が約 8%，凍結防止剤による塩害が約 41%で塩害劣化が大半を占めている．一方，鋼橋の主な劣化は腐食による劣化である．

・高速道路の凍結防止剤の使用量は，平成 1～平成 4 年の平均散布量が約 33t/km，平成 5 年～平成 24 年の平均散布量は約 53t/km となり約 1.6 倍増加しており，塩害がさらに進行する環境にある．

・北陸地方における飛来塩分の影響は，道示における塩害地域区分は B に該当し，1km 換算飛来塩分量が 0.919 となり，他の地域と比べて飛来塩分の影響が大きい地域である．

2) コンクリート橋の塩害

・コンクリート橋の桁端部は，伸縮装置や樋の損傷等から凍結防止剤の塩分を含んだ漏水により，橋台部や中間支点上の掛け違い部の上部工の桁端部，支承部，橋台および橋脚の下部工では，塩害劣化により鋼材腐食やコンクリートの浮き，剥離などの劣化が生じている．

・RC 床版橋は，縦断勾配が約 4%以下の場合では，伸縮装置からの漏水範囲は橋梁桁端部から約 1～2m と局部的である．床版の張出部は，壁高欄の側面から約 20cm 位置にある張出しの水切りの範囲に劣化が生じていることが多い．

3) 鋼橋の塩害

・鋼橋の桁端部は，コンクリート橋同様に伸縮装置からの漏水によりウエブ下端部や垂直補剛材で局部的な腐食が生じ，腐食が著しい箇所では鋼材の減肉が確認されている．また，塗膜の確保が難しい下フランジコバ面や添接部では腐食が進む傾向にある．

・中央分離帯側の下フランジは，凍結防止剤が飛散し雨による洗い流しがないため内桁に比べ全面的に腐食する傾向にある．

(2) 鋼材腐食に関する塩害調査（鋼橋を対象とした付着塩分量調査）

・北陸地方の鋼橋における付着塩分の傾向把握，測定方法や除去方法の確認および課題等を整理

するため，2 橋を対象に素地調整前後で塩分測定の試験施工を実施した．腐食が少なく塗膜が残っている箇所は，ブラスト後の付着塩分量が 50mg/m^2 以下になることを確認した．しかし，著しい腐食部は，ブラスト後も凹部に錆や塩分が残り，50mg/m^2 以下に除去できていないことがわかった．

塗替塗装の後に発錆が生じる原因の一つとして，確実な素地調整不足以外に塩分による影響もあると考えられた．

・水拭きによる塩分除去の効果を確認した．ただし，鋼材表面の凹凸状況で，水拭きを行っても塩分除去が期待できない可能性もあり，腐食部の効率的な塩分除去方法および塩分管理の値が課題である．

(3) 鋼材腐食に関する塩害調査（ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査）

・環境条件が異なる鋼橋にワッペン試験片を設置し現時点では 1 年のみ，鋼材腐食によるワッペン試験片の質量減少量を測定し，北陸地方の鋼材腐食の影響を定量的に把握した．最も腐食速度が速かった環境は，山間部で桁下空間が約 2.8m と低く比較的湿潤な環境であった．次は，海岸部で凍結防止剤以外に飛来塩分の影響を受ける環境であった．6 橋中 4 橋でウエブ下端より下フランジ上面に設置した方が，腐食速度は速い傾向にあった．

・北陸地方の 1 年間の減肉量は，5 橋の平均減肉量で概ね 0.01～0.02mm/年で，最大平均減肉量は約 0.05mm/年となり，鋼材腐食の影響を定量的に確認した．防食便覧の海岸部では 0.04 mm /年以上でそれ以外の環境では 0.01 mm /年以下であり，1 年目の測定結果からは北陸地方の方が腐食速度は速い傾向にあると考えられた．

参考文献

1) 青山實伸，川村満紀：現場技術者のための塩害対策ノート，中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋（株），2012.7.
2) 金沢支社管内 土木構造物等調査検討業務 コンクリート構造物等調査検討 塩害に関する調査 pp.Ⅱ-1- pp.Ⅱ-132，2013.3.
3) 中日本高速道路株式会社：安全性向上 3 ヶ年計画の取組み状況：vol.05，冬期の安全な通行を確保する雪氷対策，WEB サイト http://www.c-nexco.co.jp/corporate/safety/torikumi/torikumi/vol05/
4) 日本道路公団 金沢管理局技術部：保全技術の明日へ 金沢管理局技術部の軌跡，北陸道路エンジニアリング株式会社，pp.3-3-1～3-3-48，1997.10.
5) 村国誠，寺町裕一，土橋博文：塩化物の路面凍結防止効果に関する試験研究，第 8 回日本雪工学大会，pp.191-198，日本雪工学会，1992.10.
6) 東・中・西日本高速道路：高速道路資産の長期保全および更新のあり方に関する技術検討委員会 報告書，pp.2-48，2014.1.
7) 石川裕一：凍結防止剤の影響を受ける既設道路橋の耐久性向上に関する研究，pp.13-44，長岡技術科学大学博士論文，2013.9.
8) 加賀谷悦子，五寶光基，野村昌弘：内陸部でのコンクリート構造物の塩害による劣化状況，第 59 回土木学会年次学術講演会，pp.501-502，（社）土木学会，2004.9.
9) 平野誠志，宮里心一，山本恵理子，武内道雄：凍結防止剤が散布される RC 道路橋の塩害進展メカニズムの解明，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1005-1009，（社）日本コンクリート工学協会，2007.7.
10) 熊谷和夫，高橋秀喜，青山實伸：北陸地方の橋梁けた端部とコンクリート部材の損傷特性と劣化推移，土木学会論文集 No.798/VI-68，pp.31-39，2005.9.
11) 青山實伸，松田哲夫：凍結防止剤によるコンクリート構造物中への塩分浸透状況，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，2004.7.
12) 渡辺暁央，小保田剛規，河野成弘：凍結防止剤による下部工の塩化物イオンの浸透性に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.741-746，2008.7.
13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，pp.175-179，丸善，2012.6.
14) 飛来塩分量全国調査（Ⅳ）－飛来塩分量の分布特性と風の関係－，土木研究資料，第 3175 号，1993.3.
15) 小林竜太，井上雅弘，小田島大，田口史雄，嶋田久俊：塩分量調査に基づく道南渡島地方沿岸における塩害地域区分の評価，土木学会北海道支部　論文報告集　第 63 号 E-16，2007.2.
16) 青山實伸：道路橋における塩害対策，コンクリート工学，pp.74-79，Vol.25，No.11，1987.11.
17) 森山守，石川裕一，宮里心一：北陸地域の特性を考慮したコンクリート橋の維持管理マネジメントの取組み，土木学会第 30 回建設マネジメント問題に関する研究発表・討論会講演集，pp. 21-24，2012.12.
18) N. Arima，Y. Ishikawa，M. Moriyama，S. Miyazato：Discussion about asset management system for concrete bridges in the Hokuriku expressway，The 6th International Conference of Asian Concrete

Federation，pp.217-220，2014.9.
19) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：コンクリート橋の塩害対策資料－実態調査に基づくコンクリート橋の塩害対策検討－，国土技術政策総合研究所資料，第 55 号，pp.1-10，2002.11.
20) 公益社団法人 日本道路協会：鋼道路橋防食便覧，pp.I-5–I-9，2014.3.
21) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書【維持管理編】，pp.101-120, 2007.3.
22) 土木学会：2013 年制定 鋼・合成構造標準示方書【維持管理編】，pp.39-50, 2013.1.
23) 一般社団法人 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の点検・診断・対策技術， pp. 207-234，2017.5.
24) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇 : 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No.668, Ⅰ-54，pp.299-311，2001.1.
25) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 : 鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究, 国土技術政策総合研究所資料，第 294 号，pp.1-57，2006.1.
26) 野上邦栄，山沢哲也，小栗友紀，加藤美幸：腐食減厚に伴う曲げおよび圧縮部材の残存耐荷力評価に関する一考察，構造工学論文集，Vol.47A，pp.93-102，2001.3.
27) 海田辰将，藤井堅，原考志，中村秀治，上野谷実：腐食鋼板のせん断耐力とその評価法，構造工学論文集，Vol.50A，pp.121-130，2004.3.
28) 有馬直秀，橘吉宏，小森徹，黒木孝司：北陸地域を対象とした塗替塗装における付着塩分の実態把握，第 72 回土木学会年次学術講演会，pp.461-462，（社）土木学会，2017.9.
29) 中島和俊，落合盛人，五島孝行，安波博道：ブラスト素地調整における残存塩分除去対策の事例紹介，(社)日本橋梁・鋼構造物塗装技術協会，第 19 回技術発表大会予稿集，pp.15-22，2016.5.
30) 冨山禎仁，西崎到：現場塗装時の塩分が鋼道路橋の塗膜性能に及ぼす影響に関する検討，構造工学論文集，Vol.61A，pp.552-561, 2015.3.
31) 加賀谷悦子，有馬直秀，戎家隆，岩崎英治：北陸地域を対象としたワッペン試験片を用いた鋼材腐食に関する一検討，第 71 回土木学会年次学術講演会，pp.843-844，（社）土木学会，2016.9.
32) 日本コンクリート工学会 : 海洋コンクリート構造物の防食指針（案）－改訂版－，p.165，1990.3.
33) 建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：耐鋼性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究書（XV）-耐鋼性鋼材の暴露試験のまとめ-全国暴露試験の第 5 回腐食量測定結果（9 年目），1992.3.

第 3 章　塩害によって撤去された PCT 桁の劣化状況と力学・振動特性の検討

3.1　概説

本研究では，塩害劣化によって撤去されたPCT桁を対象にして，劣化状況と載荷試験による残存耐荷力の評価，塩害劣化を想定した構造解析による耐荷力への影響および載荷試験による変状形態と振動特性の関係を明らかにした．塩害により劣化したPCT桁の試験体の劣化状況を把握するための調査として，外観調査，圧縮強度・静弾性係数試験，塩化物イオン浸透状況，分極抵抗によるPC鋼材の腐食状況調査，衝撃弾性波によるグラウト充填調査，残存プレストレスの推定，切断面観察によるグラウト充填調査を行った．載荷試験では，PCT桁が破壊に至るまでの載荷試験を実施し，載荷荷重と外観変状，桁のたわみ，床版およびPC鋼材のひずみの関係からPCT桁の試験体の残存耐荷力を評価した．塩害劣化を想定した構造解析では，PC鋼材を複数本破断した場合やコンクリートのかぶりを剥落した場合，鉄筋の付着力を低下させた場合，鉄筋の有効断面を減少させた場合，桁端部のPC鋼材を破断させた場合に耐荷力の影響を検討した．また，載荷試験による変状形態と振動特性の関係を把握するため，載荷試験前および載荷試験において，荷重除荷後の各段階で固有振動数，減衰定数，振動モードを測定し，変状形態と振動特性の関係を明らかにした．なお，今回の調査および検討結果を踏まえ，今後のPC橋における点検・調査に活用できる維持管理方法を提案した．

3.2　撤去した PCT 桁の劣化状況調査 [1)]

3.2.1　試験体の諸元

本研究で用いた試験体は，海岸から約 20m に位置する PCT 桁であり，撤去前の橋梁一般図を**図 3.2.1** に示す．試験体は，主に飛来塩分による塩害を受け，数回にわたり塩害補修を実施した後に車両大型化対策や今後の維持管理費の増大を考慮し，架替えた 10 本主桁の海側にある外桁である [2)]．試験体の橋梁諸元および補修履歴を**表 3.2.1**，断面形状を**図 3.2.2** に示す．試験体は，桁長 17.9m で 12φ7mm の PC 鋼線を 5 本配置したポストテンション単純 T 桁である．試験体は，撤去後 2014 年まで供用付近の高速道路下に屋外曝露していた．塩害補修の断面修復時および屋外暴露した試験体の劣化状況を**写真 3.2.1** に示す．

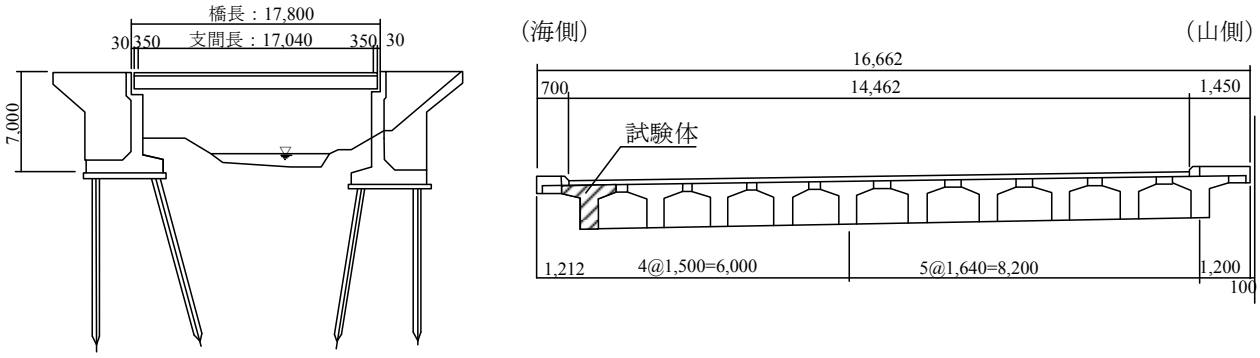


図 3.2.1　試験体の撤去前の橋梁一般図

表 3.2.1　試験体の橋梁諸元

供用場所	北陸自動車道　金沢西 IC～美川 IC
桁　長 ／ 支間長	17.8 m ／17.2m
竣工／撤去	1971 年 10 月／1997 年（供用期間 25 年）
構造形式	ポストテンション単純 T 桁橋
適用示方書／設計荷重	道示 昭和 43 年　／　TL-20
定着工法	フレシネー工法
使用材料	σ_{ck}：400kg/cm^2　，PC 鋼材：12φ7mm×5 本 鉄筋：SD30(D13)
主な補修履歴	1）1982 年 11 月　上部工 塩害対策 断面修復工，防水ライニング工 2）1987 年 11 月　上部工 塩害対策 断面修復工，防水ライニング工 3）1991 年 11 月　下部工 塩害対策 断面修復工，防水ライニング 4）1992 年 12 月　上部工 塩害対策防錆剤注入工 5）1997 年 11 月～上部工の撤去，架替工事開始 6）1998 年 12 月～架替工事竣工，新設供用開始
その他	撤去後（1997 年）～2014 年 10 月の期間：屋外曝露 載荷試験，各種詳細調査：2014 年 10 月に実施

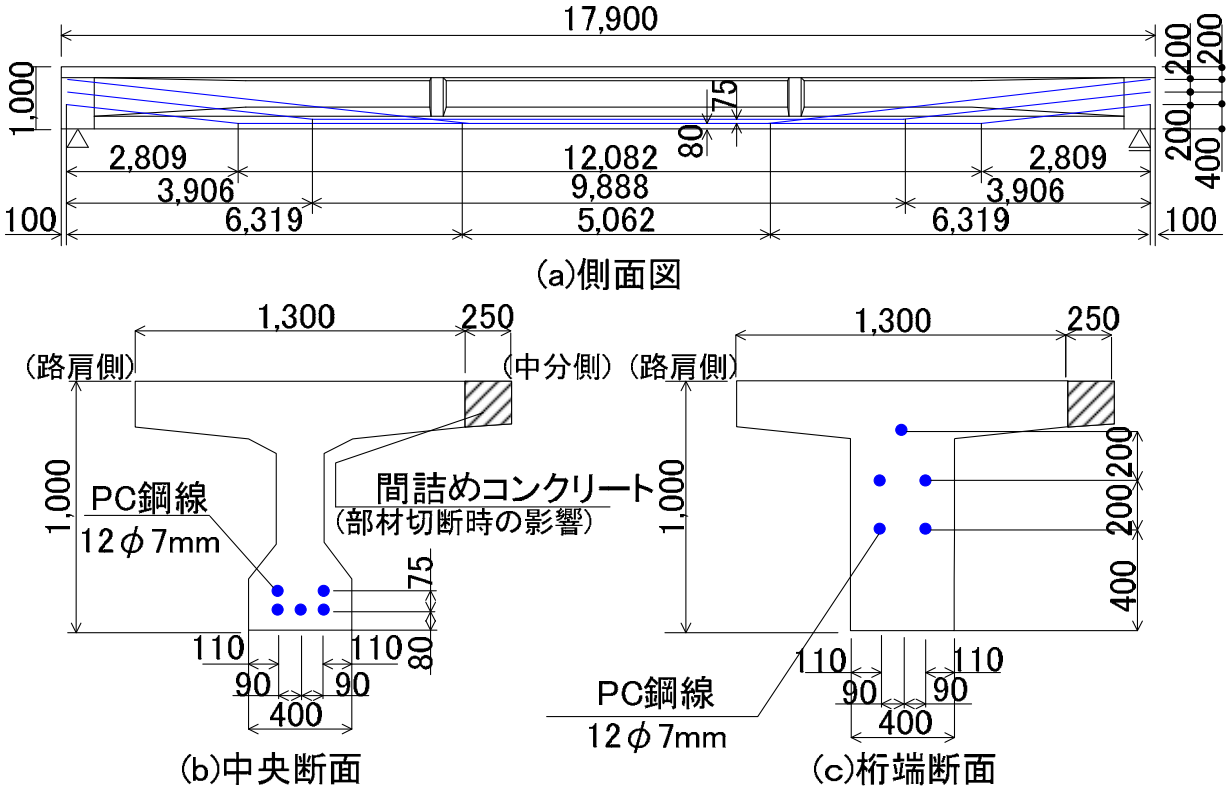


図 3.2.2　試験体の形状

(a) 補修工事前の全景（1982.11）

(b) コンクリート浮き部の除去後（1982.11）

(c) シース管の腐食状況（1982.11）

(d) 断面修復後のライニング状況（1982.11）

(e) ライニングおよび浮き部除去後の撤去した PCT 桁の屋外暴露状況（2014.10）

(f) 主桁下面の損傷状況（2014.10）

(g) 主桁側面の損傷状況（2014.10）

写真 3.2.1　撤去した PCT 桁の試験体の劣化状況

3.2.2　撤去した PCT 桁の劣化状況

(1) 外観調査

載荷試験前に現状の劣化状況を把握するため，主桁の側面および底面を目視および点検ハンマによる打音調査を行い，浮き・剥離およびひび割れ状況を調査した．

試験体の損傷の状況を**写真 3.2.2** に，外観調査の結果を**表 3.2.2** および**図 3.2.3** に示す．塩害による損傷は，底面が最も広く，浮き・剥離の発生面積は 35.6%で，底面および主桁側面の一部で鉄筋露出も確認された．主桁側面は，供用中に海側であった路肩側より中央分離帯（以下，中分側）の損傷が大きくなっている．路肩側は，付着した飛来塩分が雨風によって洗い流された影響によるものと推察する．

(a) 中分側の損傷状況　　**(b) 路肩側の損傷状況**

写真 3.2.2　試験体の損傷状況

表 3.2.2　試験体の劣化状況

部　位	調査面積（A）（m^2）	ひび割れ延長（m）	浮き・剥離面積（B）（m^2）	B／A（%）
路肩側面（海側）	15.18	2.48	0.34	2.2
底面	6.68	0.20	2.51	35.6
中分側面（山側）	14.27	1.48	3.12	21.9
合計	36.13	4.16	5.97	18.6

※断面修復箇所で浮きが確認されない箇所については，今回の調査では計上していない．

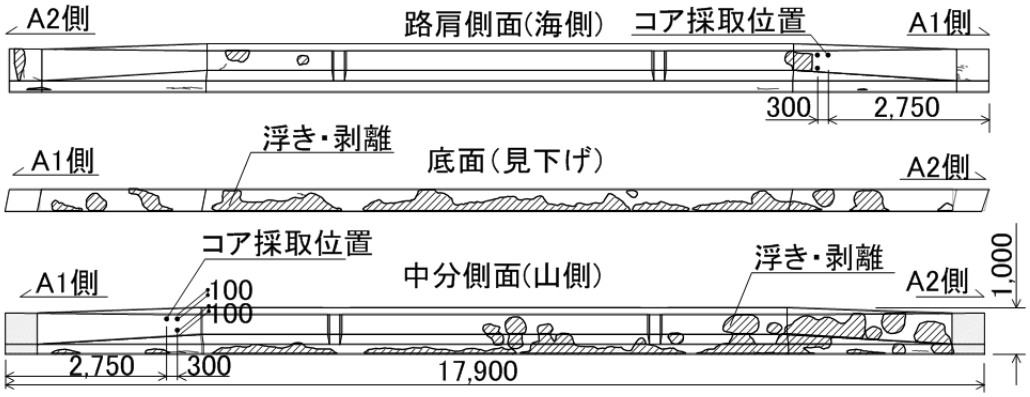


図 3.2.3　試験体の劣化状況（浮き，剥離）

(2) 圧縮・静弾性係数試験

載荷試験後に塩害による劣化状況を把握するため，圧縮強度および静弾性係数試験を JIS A 1108 および JSCE-G502 に準じて実施した．コア採取は，**図 3.2.4** および**写真 3.2.3** に示す位置でひび割れが発生していない比較的健全な主桁側面から貫通コア（φ55 mm×160 mm 程度）を 3 本，床版部から貫通コア（φ55 mm×150 mm 程度）を 2 本採取した．

圧縮・静弾性係数試験の試験結果を**表 3.2.3** に示す．採取したコアの圧縮強度の平均値は 54.9N/mm^2 であり，設計基準強度 40N/mm^2 をすべて満足する値であった．また，静弾性係数の平均値は 31.9kN/mm^2 であり，設計値である 31kN/mm^2 と同等の結果となった．このため，外観損傷は見られるもののコンクリート材料の塩害による劣化はなく，概ねコンクリートは健全であった．

図 3.2.4　圧縮・静弾性試験のコア採取位置

(a) 部材の切断状況　　(b) 部材の切断面の状況

写真 3.2.3　圧縮・静弾性試験のコア採取位置

表 3.2.3　圧縮強度・静弾性係数試験の結果

No	採取位置	圧縮強度 σ (N/mm^2)	静弾性係数 E (kN/mm^2)
No.1	主桁側面，中央から 5,830mm	59.7	31.9
No.2	主桁側面，中央から 5,830mm	57.0	31.0
No.3	主桁側面，中央から 6,200mm	56.2	32.5
No.4	床版路肩側，中央から 5,800mm	54.7	34.4
No.5	床版中分側，中央から 5,800mm	47.1	29.5
平均		54.9	31.9

(3) 塩化物イオン浸透状況

主桁側面から採取した 3 本のコアの圧縮強度および静弾性係数試験後に，同じ貫通コアを用いて 20mm ピッチでスライスカットを行い，JIS A 1154 に準じて全塩化物イオン濃度（以下，塩分）を電位差滴定法によって測定した．

貫通コア 3 本から海側と山側の塩分濃度分布の結果を**表 3.2.4** および**図 3.2.5** に示す．両側のかぶり 30mm 位置では，コンクリート標準示方書による提案式 [3)]から推定した鋼材腐食発生限界値 1.7kg/m^3 を上回る数値となっている．これより，ひび割れが発生していない比較的健全な位置から試料を採取したが，鋼材は腐食する環境にあったと考えられる．なお，鋼材腐食発生限界値を推定するための W/C は，建設時の配合データ 39%を用いて算出した．塩分濃度は，山側が海側より大きく，**表 3.2.2** に示す桁の劣化状況の要因であると推察する．

表 3.2.4　塩化物イオン濃度分布の結果

山側表面からの距離(mm)	No.1_主桁側面	No.2_主桁側面	No.3_主桁側面
0-20	4.01	2.48	2.95
20-40	3.47	2.14	3.53
40-60	2.07	1.01	2.66
60-80	1.04	0.54	1.31
80-100	0.38	0.34	0.47
100-120	0.99	1.26	0.97
120-140	1.64	2.63	1.85
140-160	2.05	3.15	2.32

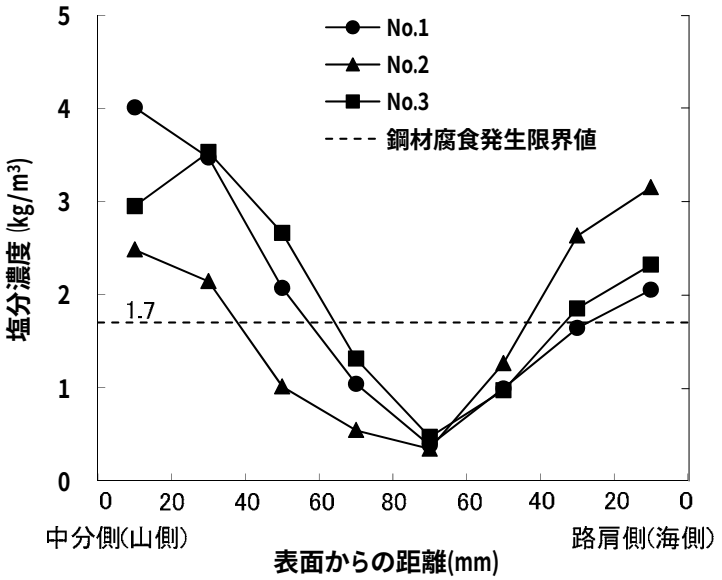


図 3.2.5　塩化物イオン濃度分布の結果

(4) 分極抵抗による鋼材の腐食状況調査

コンクリート内部の鋼材の腐食環境を調査するため，分極抵抗による非破壊調査を行った．分極抵抗法の測定概要を**図 3.2.6** に示す．基本原理は，式(3.2.1)に示すように，鋼材の腐食速度(腐食電流密度)(I_{corr})と分極抵抗の逆数が比例関係にあることを利用し，分極抵抗から鋼材の腐食速度を推定するというものである．分極抵抗は，鋼材に流入出する電流とこれに伴う鋼材の電位変化の比のことで，電圧/電流で表されることから抵抗と呼ばれている [4]．算出された腐食速度は，**表 3.2.5** に示すヨーロッパコンクリート委員会（以下 CEB）の判定基準により判定する．分極抵抗の測定状況を**写真 3.2.4**，測定箇所を**図 3.2.7** に示す．測定は，スパン中央から A1 側，A2 側にそれぞれ 2.5m，5.0m，5.5m，6.0m 離れた箇所で，底面の角から 100mm 内側に入った PC 鋼線が配置された位置で測定を行った．なお，底面に浮き等の損傷がある場合は測点の近傍箇所で測定を行った．測定結果を**表 3.2.6** に示す．測定結果から一部で腐食速度が中程度の箇所が見られたがほとんどで腐食する環境になかったと推察する．

$$I_{corr} = K \cdot 1 / R_p \qquad (3.2.1)$$

K：比例定数（V，今回は，0.026V を用いる）

R_p：分極抵抗（$\Omega\,cm^2$）

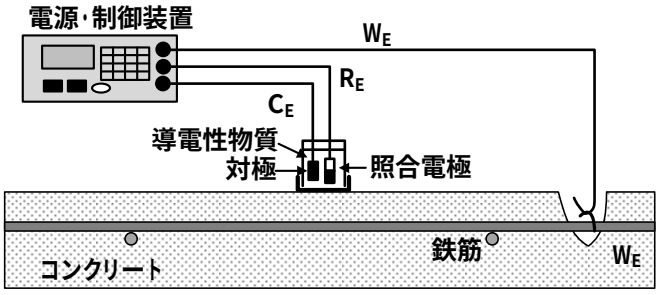


図 3.2.6　分極抵抗法の測定概要

写真 3.2.4　分極抵抗の測定状況

表 3.2.5　CEB による腐食速度の判定基準 [3]

腐食電流密度 I_{corr}（uA/cm^2）	腐食速度の判定	分極抵抗 R_{ct}（$k\Omega cm^2$）
0.1 以上～0.2 未満	不動態状態（腐食なし）	130～260 より大
0.2 以上～0.5 未満	低～中程度の腐食速度	52 以上～130 以下
0.5 以上～1.0 未満	中～高程度の腐食速度	26 以上～52 以下
1.0 より大きい	激しい，高い腐食速度	26 未満

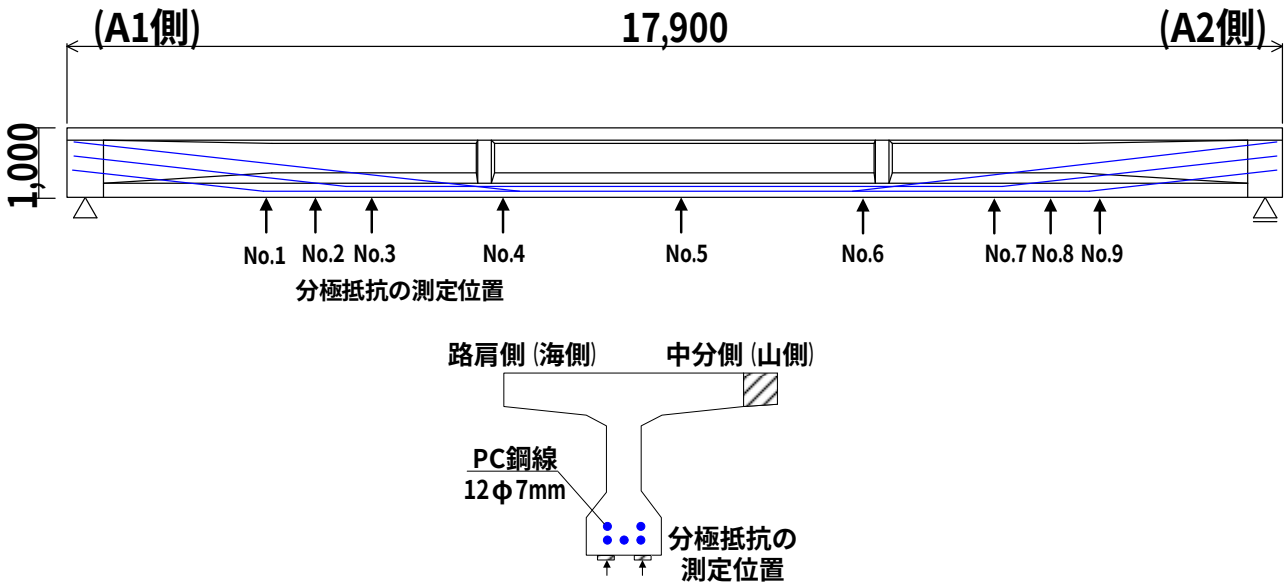


図 3.2.7　分極抵抗の測定位置

表 3.2.6　分極抵抗の測定結果

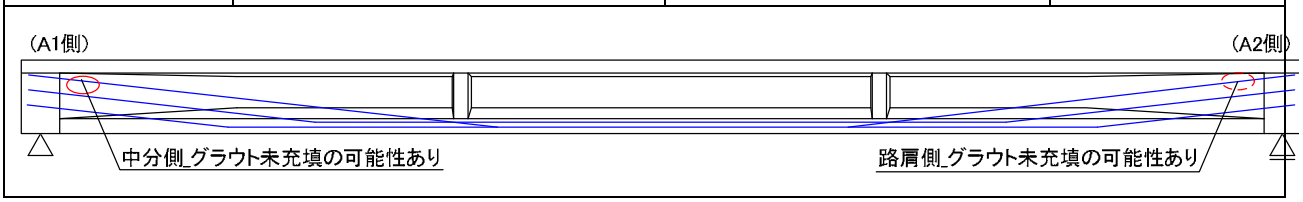
No	測定箇所	分極抵抗 測定値(kΩcm^2)	腐食電流密度 Icor(uA/cm^2)	腐食速度の判定	備考
1	路肩側 6.0m	227	0.11	不動態状態（腐食なし）	
2	路肩側 5.6m	294	0.09	〃	
3	路肩側 5.0m	123	0.21	低～中程度の腐食速度	
4	路肩側 2.4m	275	0.09	不動態状態（腐食なし）	
5	路肩側 0.0m	235	0.11	〃	
6	路肩側-2.6m	170	0.15	〃	
7	路肩側-5.0m	157	0.17	〃	
8	路肩側 5.5 m	41	0.64	中～高程度の腐食速度	
9	路肩側 6.2 m	52	0.51	〃	
No	測定箇所	分極抵抗 測定値(kΩcm^2)	腐食電流密度 Icor(uA/cm^2)	腐食速度の判定	備考
1	中分側 6.0m	198	0.13	不動態状態（腐食なし）	
2	中分側 5.5m	218	0.12	〃	
3	中分側 5.2m	315	0.08	〃	
4	中分側 2.5m	703	0.04	〃	
5	中分側 0.0m	146	0.18	〃	
6	中分側-2.5m	―	―	〃	剥離箇所
7	中分側-4.6m	218	0.12	〃	
8	中分側 5.8m	8800	0.00	〃	
9	中分側 6.0m	1,060	0.02	〃	

(5) 衝撃弾性波によるグラウト充填調査

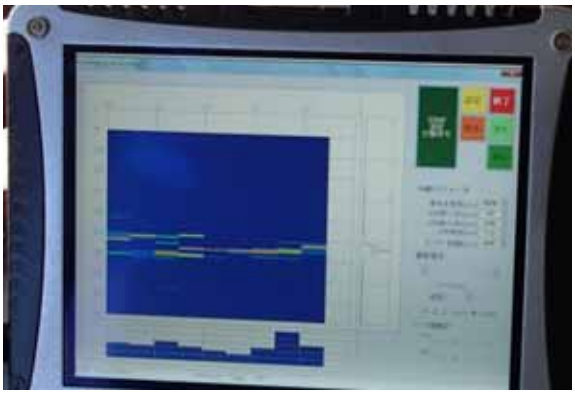
載荷試験前に，PC グラウトの充填状況を衝撃弾性波により非破壊調査で推定した [5]．PC グラウトの充填状況を調査するため，衝撃弾性波による非破壊調査を桁端の両側で行い，その結果を**表 3.2.7** に，調査状況を**写真 3.2.5** に示す．上段の PC グラウトの一部で未充填の可能性があると判断されたが，それ以外では充填されていると判断された．このため，載荷試験後に部材切断を行いグラウトの充填性を確認した．切断面の結果，A1 側のシースでごく一部でグラウト未充填が確認されたが，それ以外はグラウトが充填されていた．

表 3.2.7　非破壊調査によるグラウト充填調査の結果

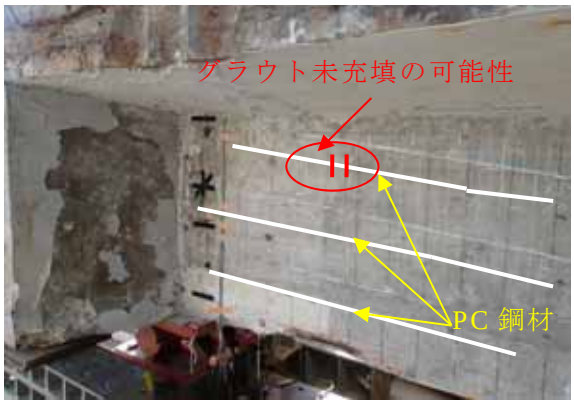
No	測定位置	調査結果	備考
No.1	A1 側-中分側　中央から 7.82m	グラウト未充填可能性あり	上段のみ
No.2	A2 側-路肩側　中央から-7.82m	〃	上段のみ



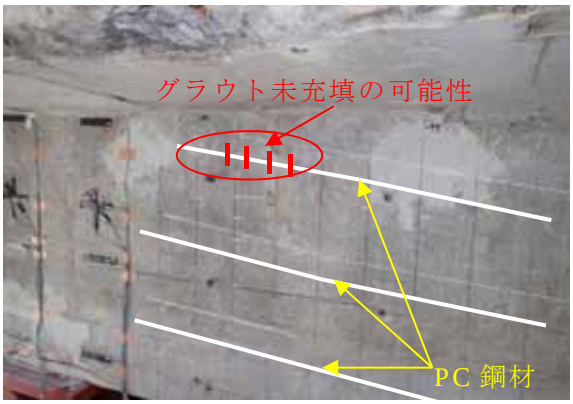
(a) 衝撃弾性波による非破壊調査状況



(b) 非破壊調査状況(モニタ)



(c) No.1　グラウト未充填可能性箇所



(d) No.2　グラウト未充填可能性箇所

写真 3.2.5　グラウト充填調査の調査状況

(6) 残存プレストレスの推定

文献 6)に提案されている推定手法を用いて，塩害により劣化した試験体の残存プレストレスの推定を行った．**図 3.2.8** に示すように載荷試験前に桁の橋軸方向および橋軸直角方向にコンクリート表面ひずみゲージを貼りつけ，φ50mm のコンクリートコアカッターによって深さ 18mm 程度の切込みを入れ，応力解放後のひずみを測定しプレストレスの応力を算定した．なお，残存プレストレスの推定に用いた物理定数は，**表 3.2.8** に示すようにコンクリートのヤング係数 35kN/mm^2，鋼材 200kN/mm^2 を用い，部材断面については設計図書の数値を用いた．

コア切込み法における重要な要素は，**図 3.2.9** に示すような同一位置での乾燥収縮の深さ方向の進行度合いは，平面方向によらず一定であると見なせば，x 方向（プレストレス方向）の解放ひずみと直角方向の y 方向（直角方向）の解放ひずみとの差を用いることにより，内部拘束応力による解放ひずみの大部分を消去できることにある．ただし，乾燥収縮およびクリープにおける鋼材による拘束応力の影響は，x 方向と y 方向の鋼材比の違いなどにより消去できないため，式(3.2.3)でそれらを消去している．さらに補正したひずみに，コンクリートのヤング係数を乗じることにより，式(3.2.2)で x 方向の有効応力が求まる．ただし，拘束ひずみの補正には限界があり，適用範囲はプレストレストコンクリート橋や柱部材などに代表されるような，持続応力が一方向に卓越する場合となる．これらの式を導くときに考慮した応力は，x 方向については有効応力，乾燥収縮およびクリープの鋼材による拘束応力であり，y 方向については乾燥収縮の鋼材による拘束応力である．式(3.2.3)は，それらの応力が解放されることによって弾性ひずみと直角方向にポアソンひずみが生じるとして，x 方向と y 方向の解放ひずみの差を整理したものである．今回の計測位置は，ひび割れや浮きがない同一断面位置の 2 断面で主桁側面，下フランジ側面と底面の 3 ヶ所とした．測定位置は, No.1～No.3 がスパン中央から 1,350mm, No.4～No.6 がスパン中央から 3,550mm の位置とした．残存プレストレスの測定状況を**写真 3.2.6** に示す．

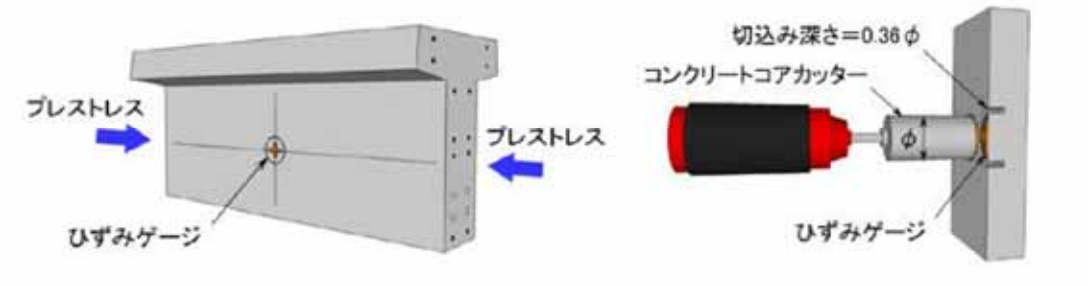


図 3.2.8　残存プレストレスの推定の概要図(オリエンタル白石株式会社 HP より)

表 3.2.8　物理定数

物理定数	記号	設定値	算出根拠
ポアソン比	γ	0.167	コンクリート標準示方書より
クリープ係数	$\varphi_{t,x}$	1.31	土木学会式より
乾燥収縮ひずみ	$E_{sht,x}$	507 μ	〃
コンクリートのヤング係数	$E_{x,c}$ ， $E_{y,c}$	35,000 N/mm^2	設計図書より
鋼材のヤング係数	$E_{x,s}$ ， $E_{y,s}$	200,000N/mm^2	コンクリート標準示方書より

$$\sigma_{x,e} = -E_{x,c} \cdot \Delta\varepsilon_{x,e} \tag{3.2.2}$$

$$\Delta\varepsilon_{x,e} = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{1+\gamma}\left(\frac{2-\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}{2-3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}\right) - \frac{\varphi_{t,x} \cdot \varphi_{1x}{}^2 \cdot \varepsilon_{sh\,t,x}}{2-3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}} - \varepsilon_{sh\,t,x}(\gamma_{1x} - \gamma_{1y})\left(\frac{2-\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}{2-3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}\right) \tag{3.2.3}$$

$$\gamma_{1x} = \frac{E_{x,s} \cdot A_{x,s}}{E_{x,c} \cdot A_{x,c} + E_{x,s} \cdot A_{x,s}} \tag{3.2.4}$$

$$\gamma_{1y} = \frac{E_{y,s} \cdot A_{y,s}}{E_{y,c} \cdot A_{y,c} + E_{y,s} \cdot A_{y,s}} \tag{3.2.5}$$

ここに，

$\sigma_{x,e}$： x 方向の有効応力

$\Delta\varepsilon_{x,e}$：X 方向の有効応力が解放されるときの x 方向の弾性ひずみ

ε_x，ε_y：コア削孔により解放される x 方向および y 方向応力の全ひずみ

γ：材齢 t における x 方向のコンクリートのクリープ係数

（土木学会コンクリート標準示方書など適切な予測式による）

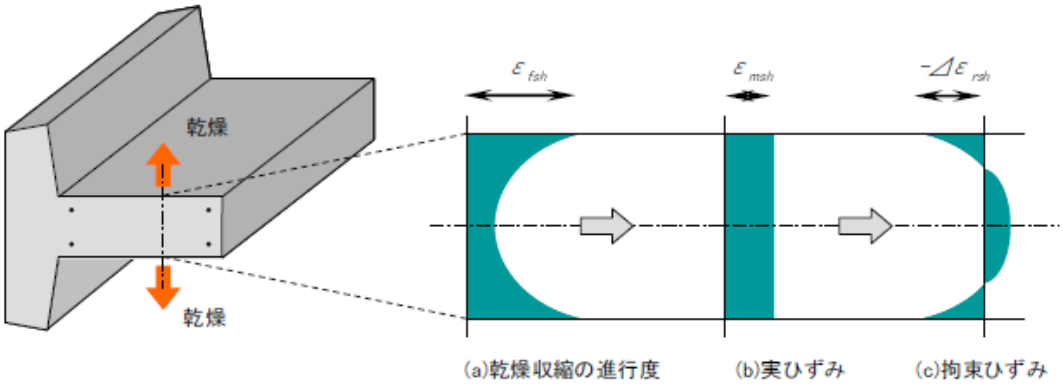


図 3.2.9　乾燥収縮の深さ方向の進行度合いの不均一性に関する内部拘束ひずみ
(オリエンタル白石株式会社 HP より)

(a) ひずみゲージの設置状況

(b) コアカッターによる切り込み

(c) コアカッターによる切込み後

(d) 計測状況

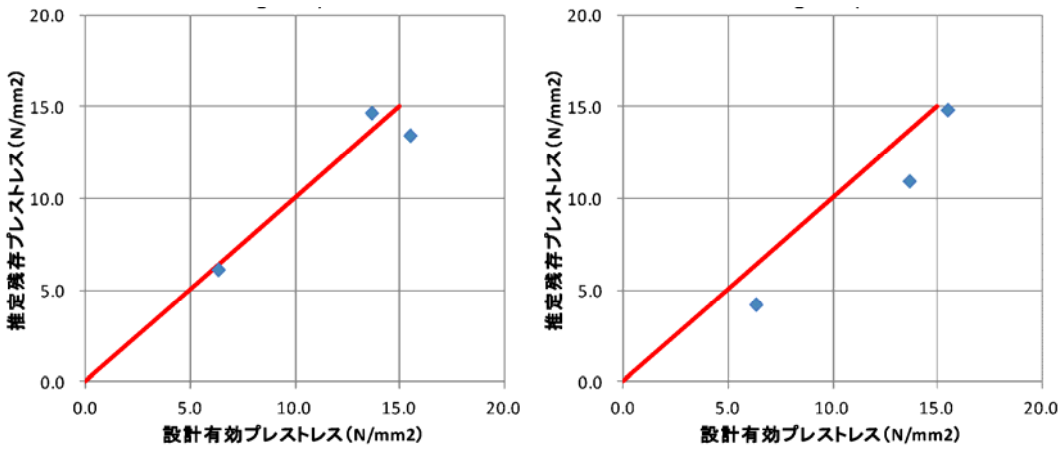
写真 3.2.6　残存プレストレスの測定状況

計測結果から，計測ひずみより推定した有効応力と計算値との比較を**表 3.2.9** および**図 3.2.10** に示す．有効プレストレスひずみは測定したひずみから，式(3.2.3)により算出される．これにヤング係数を乗じたものが有効応力の推定値となる．計測断面 1 について，推定応力は設計値に対して下縁側は-2N/mm^2，下フランジ側面で 1.1 N/mm^2，主桁側面で-0.2N/mm^2，平均で-0.4N/mm^2 とほぼ設計値に近い結果であった．主桁は 5 ケーブル配置されており，ケーブル 1 本あたりは下縁では 15.5÷5=3.1N/mm^2 に相当する．計測のバラツキの範囲内で，ほぼ健全と推測された．計測断面 2 について，推定応力は設計値に対して下縁側は-0.6N/mm^2，下フランジ側面で-2.6 N/mm^2，主桁側面で-2.0N/mm^2，とややマイナス傾向にある．しかし，下フランジ側面や主桁側面の計測箇所周辺には比較的劣化が多く見られ，劣化の影響で計測誤差が大きくなったことも考えられた．特に主桁側面の測定ひずみは通常とは逆符号の傾向を示しており，何らかの損傷で正しくプレストレスの解放歪が計測できなかったと考えられた．一方，下縁では比較的設計のプレストレスに近い値が算出されたことから，この断面についても計測のバラツキの範囲内で，ケーブルはほぼ健全と推定できる．以上の結果から，プレストレスは，ばらつきは見られるが，概ね設計のプレストレスに近い値が算出されたことより，PC 鋼材の損傷はなく，ほぼ健全な状態にあったと推察される．

表 3.2.9　残存プレストレスの推定結果

測　点		ひずみ（μ）				備　考
断面位置	測定位置	解放ひずみ		ひずみ差	有効応力成分のひずみ	
		X 方向	Y 方向	X-Y	X 方向	
計測断面 1 中央から 1350mm	桁下縁	-161	34	-195	-190	断面修復材付近
	下フランジ側面	-249	21	-270	-250	
	主桁側面	-152	-27	-125	-118	
計測断面 2 中央から 3550mm	桁下縁	-191	74	-265	-253	
	下フランジ側面	-116	63	-179	-168	浮き近傍あり
	主桁側面	31	104	-73	-71	主桁側面損傷あり

測　点	応力（N/mm²）							残存鋼材率(%)	
断面位置	推定応力	設計応力	差	設計応力	推定応力	設計応力	差		
	自重+プレ	自重+プレ		自重	残存プレ	有効プレ		測点毎	平均
計測断面 1 中央から 1350mm	7.4	9.4	-2.0	-6.1	13.5	15.5	-2.0	87	98
	9.6	8.5	1.1	-5.1	14.7	13.6	1.1	108	
	4.8	4.9	-0.2	-1.4	6.1	6.3	-0.2	98	
計測断面 2 中央から 3550mm	9.7	10.3	-0.6	-5.2	14.9	15.5	-0.6	96	88
	6.6	9.2	-2.6	-4.4	11.0	13.6	-2.6	81	
	3.1	5.1	-2.0	-1.2	6.3	6.3	-2.0	―	



(a) 計測断面①（L=1,350）　　**(b) 計測断面①（L=3,350）**

図 3.2.10　設計有効プレストレスと推定残存プレストレスの関係

(7) 切断面観察によるグラウト充填調査

載荷試験後にグラウトの充填性を確認するため，**写真 3.2.7** に示すように試験体をワイヤーソーにより切断し，グラウトの充填性を観察した．試験体の切断面観察によるグラウト充填調査の位置を**図 3.2.11** に示す 7 断面とした．グラウト充填調査の結果を**表 3.2.10** に示す．また，各断面の詳細結果グラウト充填状況を**表 3.2.11**～**表 3.2.14** に示す．PC 鋼線が曲げ上げられる断面 1，断面 7 の一部で PC 鋼線とシース管の間でごく小さな空隙が見られるものの，それ以外の断面は，確実にグラウトが充填されていた．これより PC 鋼材はほぼ健全な状態であったと推察する．また，衝撃弾性法によるグラウト充填調査の判定と合致していることが確認できた．

(a) 部材の切断状況　　**(b)** 部材の切断面の状況

写真 3.2.7　ワイヤーソーイングによる部材切断状況

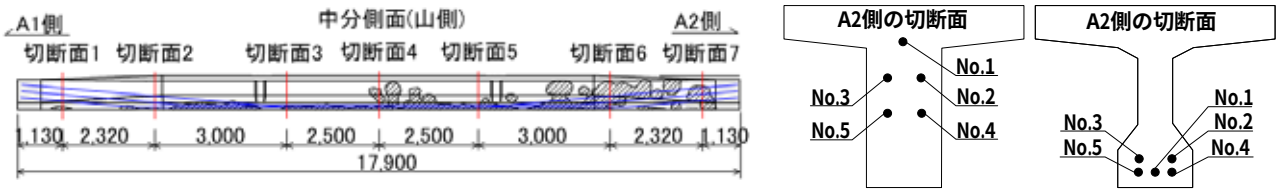


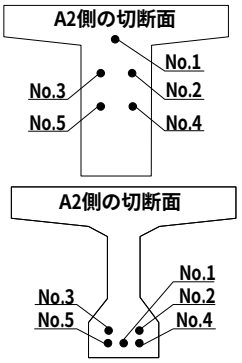
図 3.2.11　切断面観察によるグラウト充填調査の位置図

表 3.2.10　グラウトの充填調査（A2 側断面）の結果

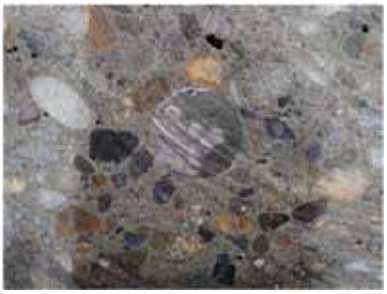
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
断面 1	充填	空隙有	充填	空隙有	充填
断面 2	充填	充填	充填	充填	充填
断面 3	充填	充填	充填	充填	充填
断面 4	充填	充填	充填	充填	充填
断面 5	充填	充填	充填	充填	充填
断面 6	充填	充填	充填	充填	充填
断面 7	充填	充填	充填	空隙有	空隙有

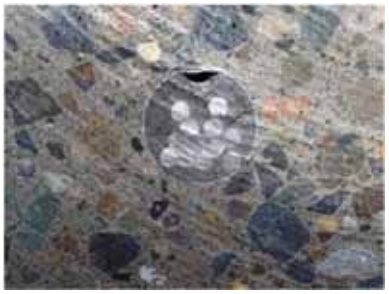
表3.2.11　グラウトの充填状況（切断面1，切断面2）

切断面の位置および PC 鋼材の配置図



(a) 切断面1_A2側全景


(b) No.1_A2側上段


(c) No.2_A2側中段右側

(d) No.3_A2側中段左側

(e) No.4_A2側下段右側

(f) No.5_A2側下段左側

(g) 切断面2_A2側全景

(h) No.1_A2側上段

(i) No.2_A2側中段右側

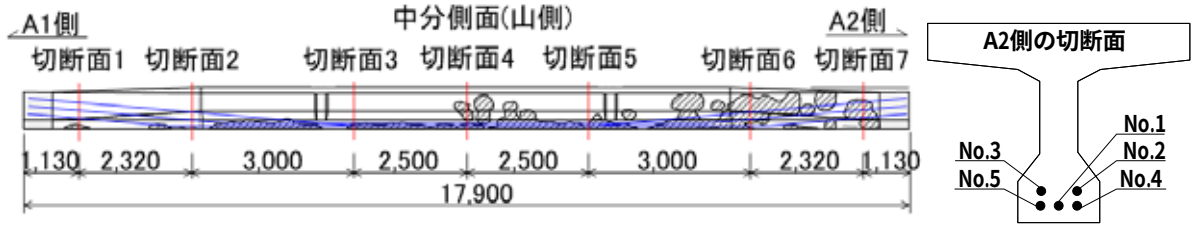
(j) No.3_A2側中段左側

(k) No.4_A2側下段右側

(l) No.5_A2側下段左側

表3.2.12　グラウトの充填状況（切断面3，切断面4）

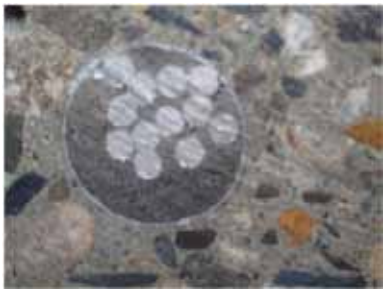
切断面の位置および PC 鋼材の配置図



(a) 切断面3_A2側全景

(b) No.1_A2側上段

(c) No.2_A2側中段右側


(d) No.3_A2側中段左側

(e) No.4_A2側下段右側

(f) No.5_A2側下段左側

(g) 切断面4_A2側全景

(h) No.1_A2側上段

(i) No.2_A2側中段右側

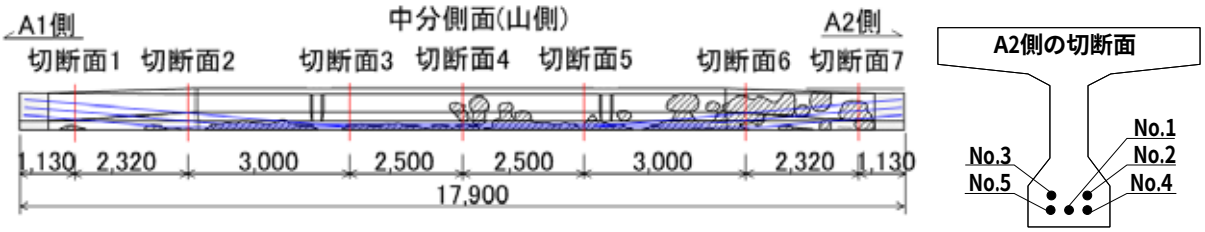
(j) No.3_A2側中段左側

(k) No.4_A2側下段右側

(l) No.5_A2側下段左側

表3.2.13　グラウトの充填状況（切断面5，切断面6）

切断面の位置および PC 鋼材の配置図



(a) 切断面5_A2側全景

(b) No.1_A2側上段

(c) No.2_A2側中段右側

(d) No.3_A2側中段左側

(e) No.4_A2側下段右側

(f) No.5_A2側下段左側

(g) 切断面6_A2側全景

(h) No.1_A2側上段

(i) No.2_A2側中段右側

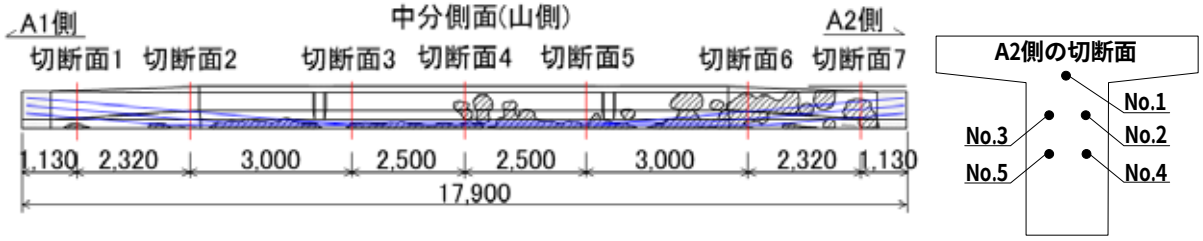
(j) No.3_A2側中段左側

(k) No.4_A2側下段右側

(l) No.5_A2側下段左側

表3.2.14　グラウトの充填状況（切断面7）

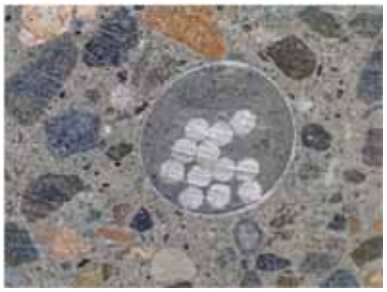
切断面の位置および PC 鋼材の配置図



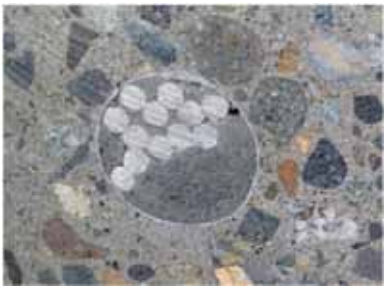
(a) 切断面7_A2側全景

(b) No.1_A2側上段

(c) No.2_A2側中段右側



(d) No.3_A2側中段左側



(e) No.4_A2側下段右側

(f) No.5_A2側下段左側

3.3 載荷試験による損傷状況と耐荷性能の関係 [1)]

3.3.1 載荷試験の概要

載荷位置，計測箇所および載荷試験の概要を**図 3.3.1** に示す．載荷位置は，スパン長 17.2m，等曲区間 2.0m，せん断スパン長 7.6m の 2 点支持 2 点載荷とした．載荷試験は，静的載荷および振動計測のため試験体に大きな変状が確認された時点で，一旦，荷重を除荷して振動計測を行い，再度載荷する繰り返し載荷を行った．計測項目は，**表 3.3.1** に示すように荷重と桁のたわみ計測および，ひずみ測定を行い，試験体に変状が発生した時点でひび割れや剥離の外観調査を行った．桁のたわみ計測は，スパン中央および等間隔になるように配置し，荷重と桁のたわみの関係およびひび割れの発生状況を確認した．ひずみ測定は，スパン中央の床版上面のコンクリート表面および部分的にシースが露出した箇所に手はつりでグラウトを取り除き，PC 鋼材にひずみゲージを貼り付け，PC 鋼線の発生応力を確認した．載荷試験の状況を**写真 3.3.1** に，計測状況を**写真 3.3.2** に示す．なお，振動計測の詳細については，3.5 節に記載する．

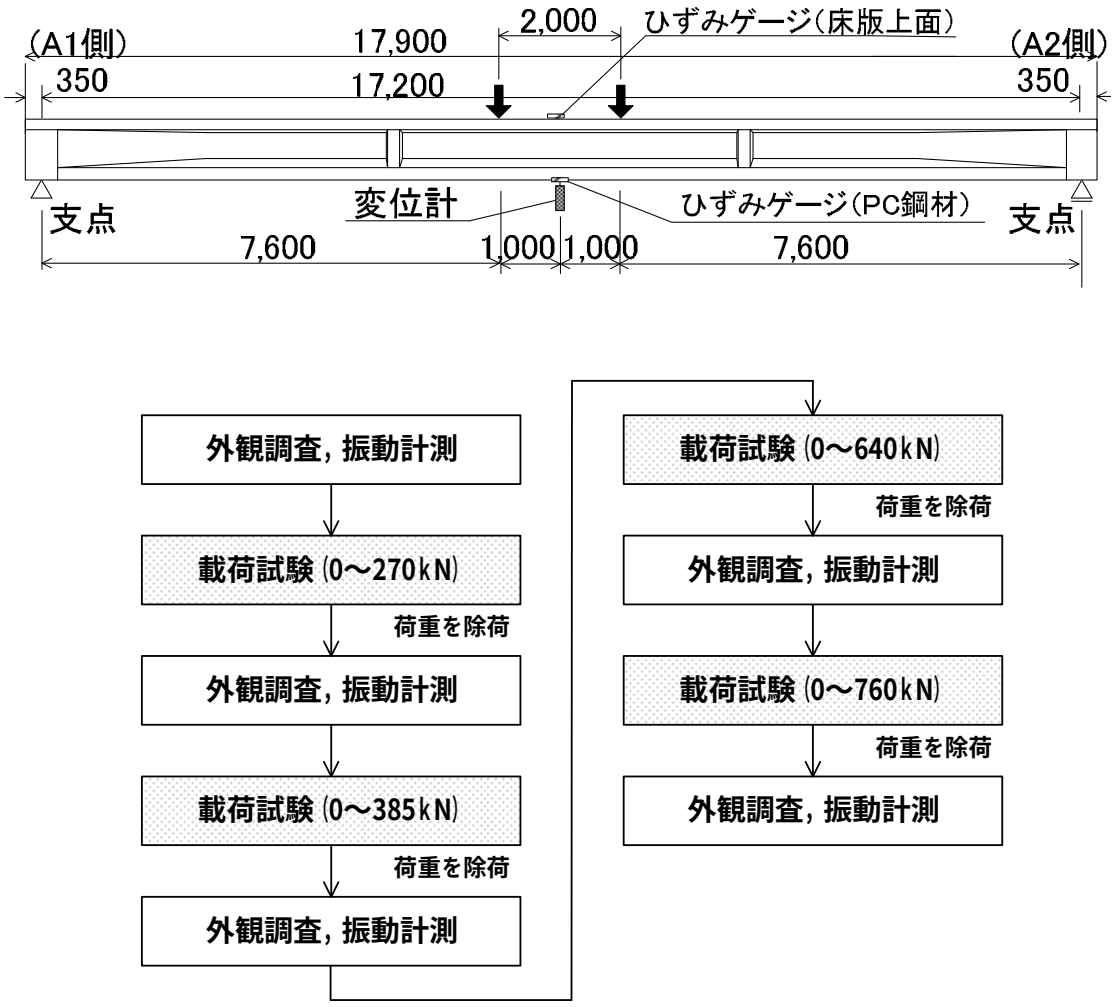


図3.3.1　載荷試験の概要

表3.3.1　載荷試験時の計測項目

計測項目	計測概要	部位
外観調査	ひび割れ，浮き・剥離	全体
たわみ計測	荷重とたわみの関係	スパン中央，13箇所
ひずみ計測	荷重とひずみの関係	床版上面，PC鋼材
振動計測	常時微動，衝撃加振，共振加振	8等分

(a) 載荷試験の測定状況

(b) 載荷試験の測定状況

写真3.3.1　載荷試験の計測状況

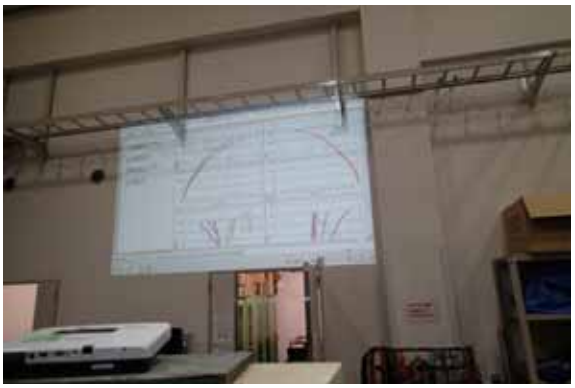
(a) 変位計の設置状況（主桁たわみ）

(b) ひずみゲージの設置状況（PC鋼材）

(c) ひずみゲージの設置状況（床版上面）

(d) 外観調査（載荷試験時）

(e) 載荷試験の測定状況1



(f) 載荷試験の測定状況2

写真3.3.2　載荷試験の計測状況

3.3.2 載荷試験における荷重と変位の関係

(1) 荷重とスパン中央の変位の関係

荷重とスパン中央の変位の関係を**図 3.3.2** に示す．また，図中に，道示に従って算出した終局荷重の計算値を示す．載荷試験は，鉛直ジャッキのストロークの制限上，終了した．PCT 桁の降伏荷重は，道示から約 650kN と推定され，最大荷重約 760kN でほぼ終局状態に至ったと判断された．この値は，終局荷重の計算値 685kN の約 1.1 倍に相当する耐荷力があったと評価できた．なお，その時の最大たわみは約 400mm で，残留たわみは約 220mm であった．**図 3.3.2** に示す○印時点では，載荷試験中に鈍い大きな音を確認された．No.1 では，上フランジでコンクリートの部分圧壊と下フランジの劣化部で一部剥離が確認された．No.2 では，外観上の変状は確認できなかったが PC 鋼材が破断の可能性があると判断された．No.3 では，中分側上フランジでコンクリートの部分圧壊および下フランジ劣化部で大きなひび割れが発生した．**写真 3.3.3** は，載荷試験中に試験体に変状が確認された位置の状況を示す．**図 3.3.3** は，3D スキャナによる載荷試験の試験体の変形の計測結果を示す．載荷試験と比較すると約 400mm のたわみが確認でき，概ね変位計による数値と同じ値である．このことから，今後のたわみ計測において 3D スキャナを用いた手法も可能であると考える．

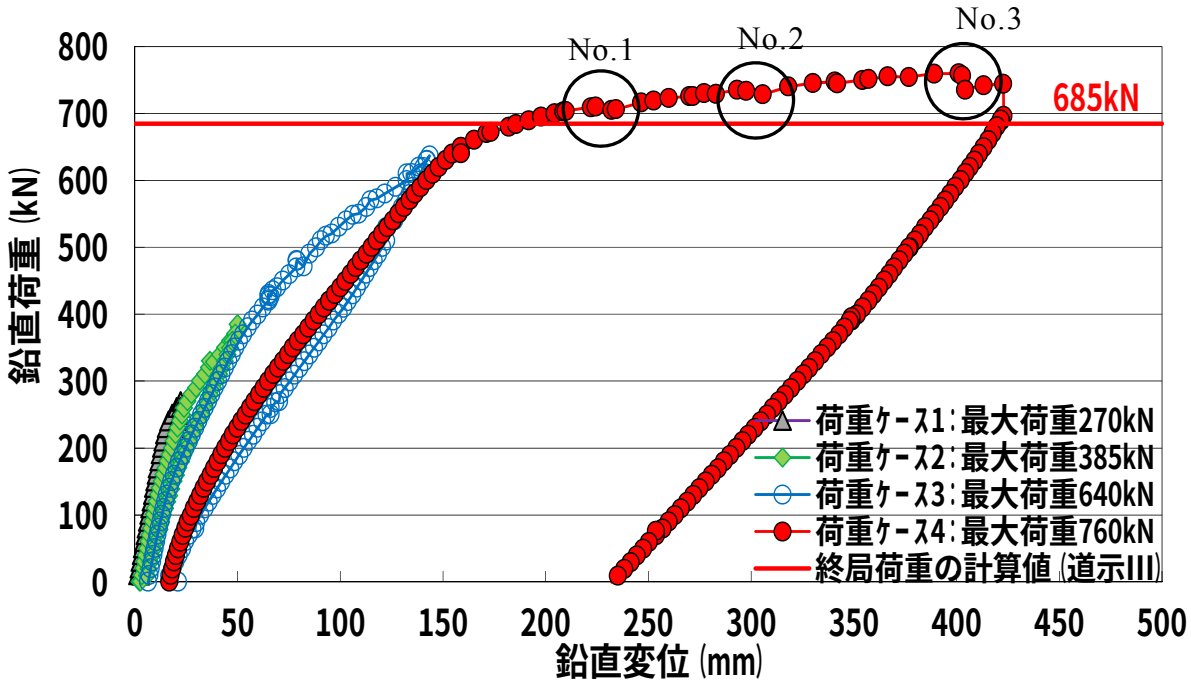
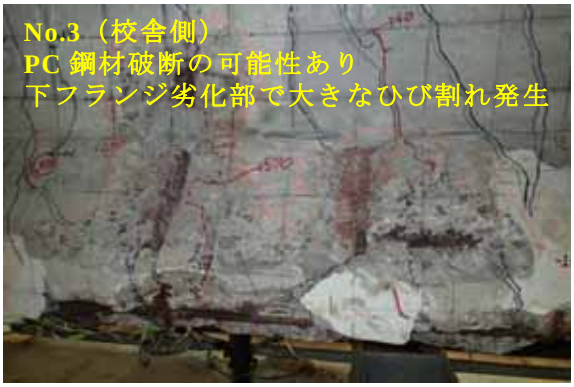


図3.3.2　荷重とスパン中央の変位の関係

(a) No.1 上フランジ゛の損傷状況

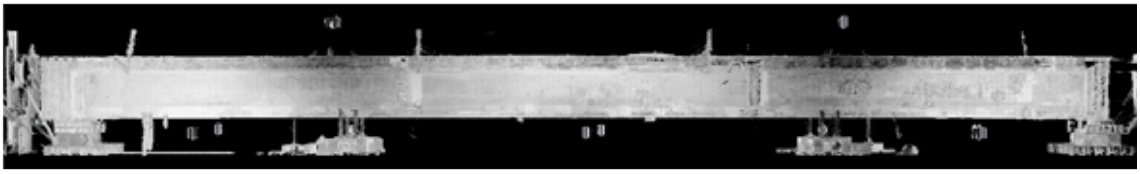
(b) No.1 主桁側面の損傷状況

(c) No.3 上フランジ゛の損傷状況



(d) No.3 下フランジ劣化部でひび割れ発生

写真3.3.3　載荷試験で変状が確認された位置の状況



(a) 載荷試験前の試験体の変形状況

(b) 載荷荷重760kNの試験体の変形状況

(c) 載荷荷重760kNの除荷後の試験体の変形状況

図3.3.3　3Dスキャナによる変形の測定結果

(2) 変位信頼性評価基準に関する損傷評価

視角的に理解しやすい振動モード形状そのもの評価指標に取り入れた,モード信頼性評価基準(以下，*MAC*）を使用する手法がある [7-9]．ここでは，簡易な指標として，たわみに着目して健全なものと損傷したものを関連づけた変位信頼性評価基準(以下,*DAC*)の検討を加えた．*DAC* は,式(3.1.1)により算出される．

載荷荷重と各点における桁のたわみの関係を**表 3.3.2** に示し，荷重ケースと *DAC* の関係を**表 3.3.3** および**図 3.3.4** に示す．荷重が大きくなるにつれて *DAC* の値は減少しており，*DAC* と劣化状態の変化には相関関係が確認される．また，最大荷重を載荷させた場合の *DAC* の値は，弾性領域の *DAC* 値と比較すると低下率は 0.35%であった．このことから変位信頼性評価基準（*DAC*）は，敏感な損傷の検知手法とすることができると考えられる．各荷重ケースにおける正規化したたわみ量の結果を**図 3.3.5** に示す．載荷荷重が大きくなるにつれて，正規化されたたわみ量のグラフは幅が狭くなる傾向を示した．

$$DAC = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n} \phi_{Fj}\phi_{Hj}\right)^2}{\sum_{j=1}^{n} \phi_{Fj}{}^2 \sum_{j=1}^{n} \phi_{Hj}{}^2} \qquad (3.1.1)$$

ここに，ϕ_{Fj} は，弾性領域における主桁変位で正規化された初期値の変形量である．ϕ_{Hj} は，荷重ケース毎の主桁の変形量を正規化した値を示し，n は変位計の測点数を示している．

表3.3.2　載荷と各点における桁のたわみの関係

載荷荷重(kN)	桁のたわみ量（mm）							
	1Ch 支点 A1	2ch	3ch	4ch	5ch	6ch	7ch	8ch 支間中央
200	0	-3.74	-7.35	-10.54	-11.94	-12.27	-12.42	-12.37
270	0	-6.03	-12.09	-17.82	-20.50	-21.47	-21.70	-21.73
385	0	-12.75	-26.22	-39.53	-46.31	-48.20	-49.01	-49.00
640	0	-35.06	-74.50	-113.94	-134.42	-139.72	-141.66	-142.03
760	0	-79.74	-171.66	-265.90	-322.12	-339.02	-347.15	-349.69
載荷荷重(kN)	桁のたわみ量（mm）							
	9Ch	10ch	11ch	12ch	13ch	14ch	15ch 支点 A2	—
200	-12.48	-12.19	-11.90	-10.52	-7.55	-3.57	0.00	—
270	-21.78	-21.28	-20.74	-17.81	-12.50	-5.69	0.00	—
385	-48.94	-48.10	-46.79	-39.48	-26.83	-11.93	0.00	—
640	-141.91	-139.74	-135.75	-114.51	-76.90	-33.53	0.00	—
760	-350.45	-344.21	-331.35	-271.94	-179.14	-76.41	0.00	—

表 3.3.3　荷重と *DAC* の関係

載荷荷重(kN) （ケース）	*DAC*, /　(変化率※)
200 （ケース 0）	1.0000, /　(0.00%)
270 （ケース 1）	0.9996, /　(0.04%)
385 （ケース 2）	0.9988, /　(0.12%)
640 （ケース 3）	0.9984, /　(0.16%)
760 （ケース 4）	0.9965, /　(0.35%)

※変化率（%）＝（DAC_n- DAC_0）/DAC_0

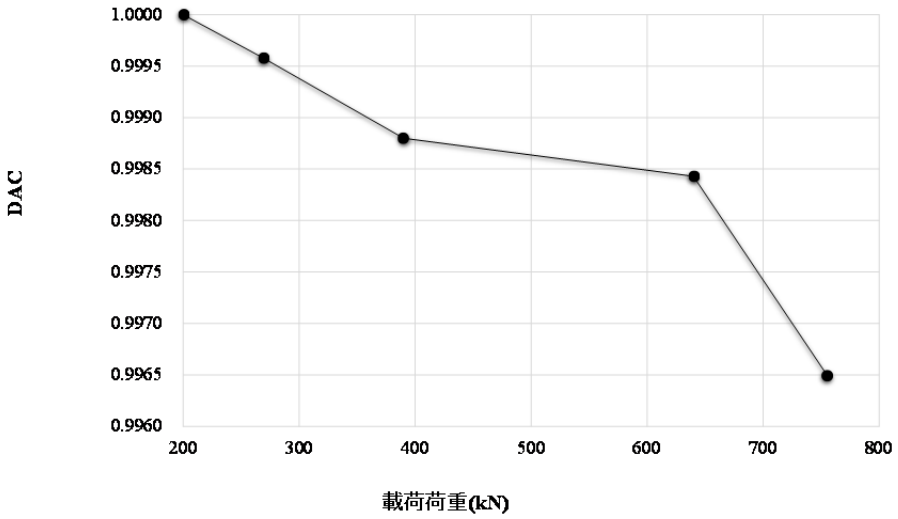


図3.3.4　荷重と *DAC*の関係

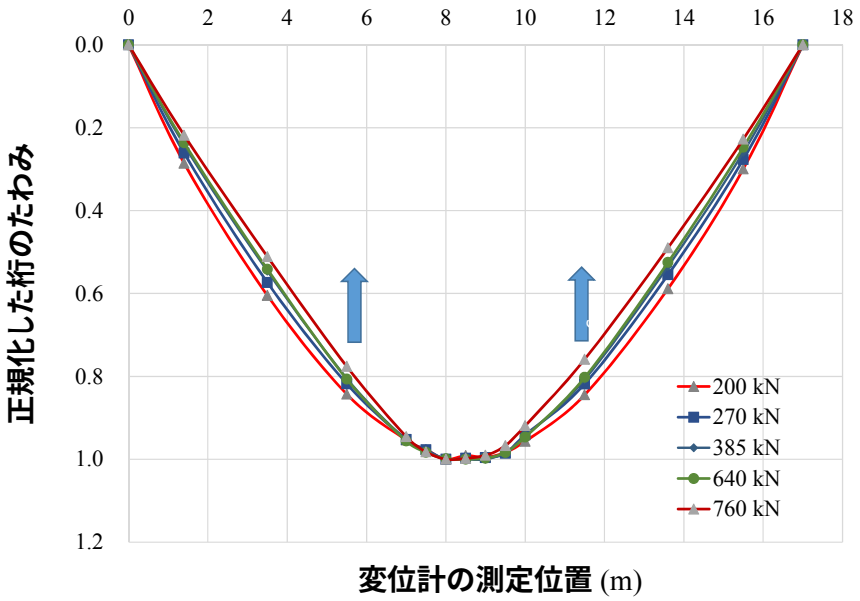


図3.3.5　正規化したたわみ評価

3.3.3 載荷試験における荷重とひび割れの関係

載荷試験過程での中分側面のひび割れの発生状況を**図3.3.6**に示す．載荷荷重が270kN付近でスパン中央付近に曲げによるひび割れが生じ，載荷荷重が385kN以上では，斜め方向にひび割れが生じた．路肩側面についても概ね同様のひび割れ発生形態であった．載荷試験過程におけるひび割れ延長の測定結果を**表3.3.4**に示す．載荷荷重が0～270kNで発生したひび割れ延長を1とすると，載荷荷重385kNで約4.4倍となり，載荷荷重760kNでは 22.7倍となった．中分側および路肩側のひび割れ発生は，概ね同じ傾向であった．

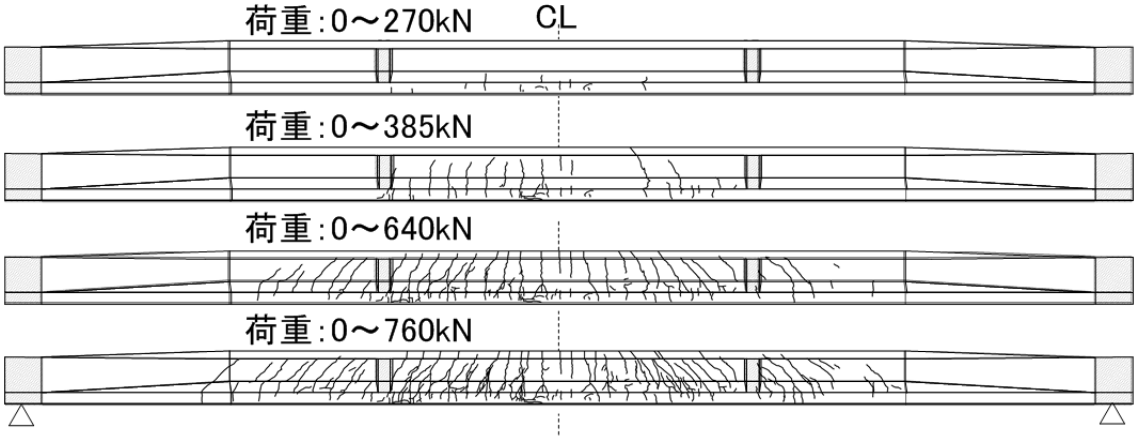


図3.3.6　載荷試験過程でのひび割れの発生状況（中分側面）

表 3.3.4　載荷試験後における試験体のひび割れ延長の測定結果

部　位	調査面積（m^2）	上段：ひび割れ延長 ／下段：1 回目観察に対しての割合				
		1 回目観察	2 回目観察	3 回目観察	4 回目観察	合計
		載荷荷重 0～270kN	載荷荷重 270～385kN	載荷荷重 385～640kN	載荷荷重 640～760	
路肩側面	15.18	2.47m	12.25m	26.13m	20.65m	61.50m
		1.0 倍	5.0 倍	10.6 倍	8.4 倍	24.9 倍
底面	6.68	1.32m	2.96m	7.29m	1.91m	13.48m
		1.0 倍	2.2 倍	5.5 倍	1.4 倍	10.2 倍
中分側面	14.27	1.73m	8.94m	20.98m	18.60m	50.25m
		1.0 倍	5.2 倍	12.1 倍	10.8 倍	29.0 倍
合計	36.13	5.52m	24.15m	54.4m	41.16m	125.23m
		1.0 倍(基準)	4.4 倍	9.9 倍	7.5 倍	22.7 倍

3.3.4 載荷試験における荷重とひずみの関係

荷重とPC鋼材のひずみの関係を**図3.3.7**に示す．PC鋼材が概ね降伏したと判断される鉛直荷重640kNでは，PC鋼材のひずみは約4,500μであり，設計上のPC鋼線の有効引張応力度790N/mm^{2}による弾性ひずみを加えると約8,450μとなる．この値は，PC鋼材の降伏点である1,300N/mm^{2}に対する弾性ひずみに0.2%永久ひずみを加えたひずみとほぼ一致する．このことから，PC鋼材のひずみからも降伏荷重に達していると推定された．また，床版上縁のコンクリートの圧縮ひずみは，最大荷重760kNで約1,800μである．コンクリートの弾性係数31kN/mm^{2}とした場合，コンクリートに発生する応力が約56N/mm^{2}となりほぼ終局状態にあると判断される．

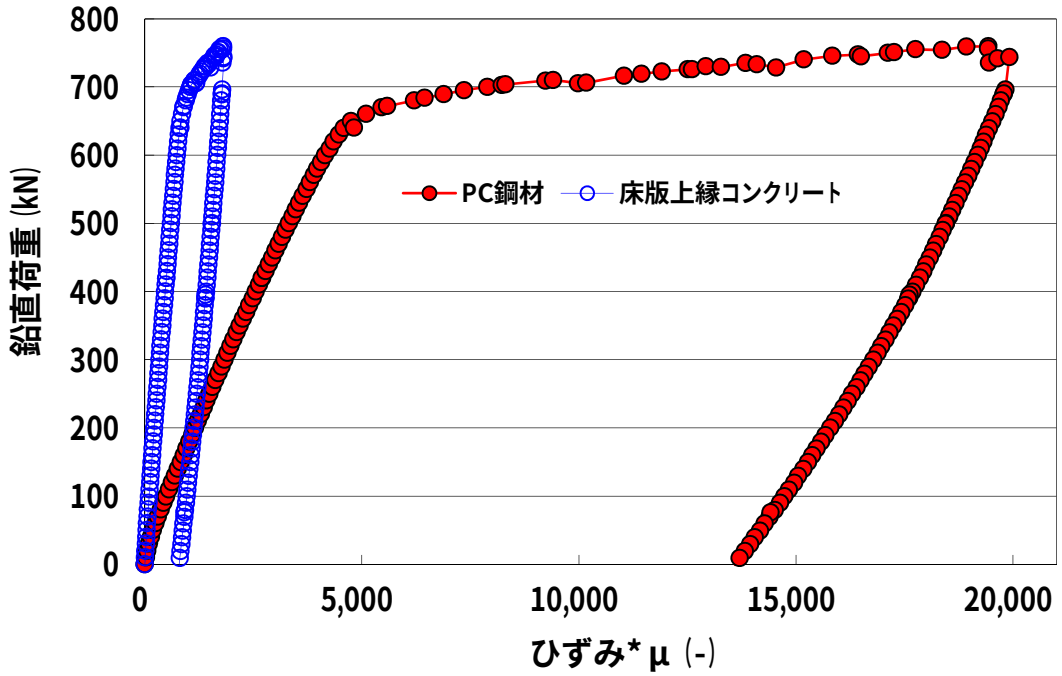


図3.3.7　荷重と PC 鋼材，床版コンクリートのひずみの関係

3.4 塩害劣化を想定した PCT 桁の構造解析による検討 [10-12)]

3.4.1 構造解析の概要

飛来塩分や凍結防止剤による塩害により PCT 桁では，鉄筋腐食，かぶりコンクリートの剥落， PC 鋼材の腐食による破断などが生じる可能性がある．また，施工時のグラウト充填不良により PC 鋼材が腐食して，PC 鋼材が破断するケースが想定される．ここでは，PCT 桁を対象に塩害劣化した場合を想定した構造解析を行い，塩害劣化が進行した状態の耐荷力に与える影響を検討した．

3.4.2 塩害劣化を想定した解析モデル

(1) 解析モデル

解析モデルの概要を**図3.4.1**および**表3.4.1**示し，解析モデルに入力する材料特性値は，設計図書を基に**表3.4.2**に示す数値を使用した．

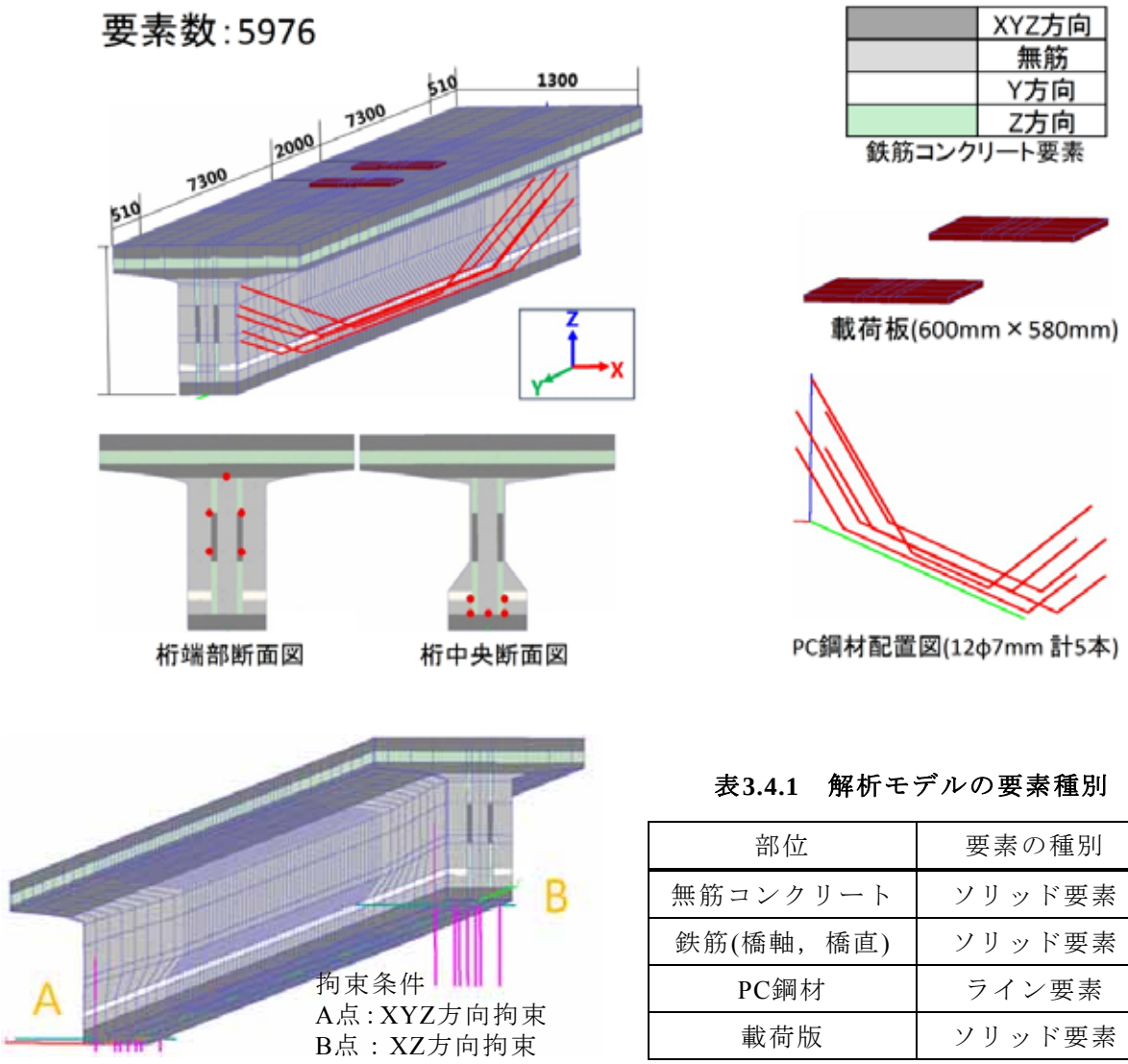


図3.4.1　解析モデルの概要

表3.4.1　解析モデルの要素種別

部位	要素の種別
無筋コンクリート	ソリッド要素
鉄筋(橋軸，橋直)	ソリッド要素
PC鋼材	ライン要素
載荷版	ソリッド要素

表 3.4.2　解析モデルの材料特性値

材料	項目	単位	数値	備考
コンクリート	ヤング係数	N/mm^2	31,000	
	圧縮強度	N/mm^2	35	
	引張強度	N/mm^2	2.7	
	ポアソン比	—	0.2	
	単位体積重量	N/mm^3	0.024	
鉄筋(D13)	ヤング係数	N/mm^2	210,000	
	降伏強度	N/mm^2	3,00	
	引張破断強度	N/mm^2	400	
	引張破断ひずみ	—	0.12	
	ポアソン比	—	0.2	
	単位体積重量	N/mm^3	0.078	
PC鋼材 (12φ7mm×5本)	剛性	N/mm^2	200,000	
	強度	N/mm^2	1,650	
	初期ひずみ	—	0.00578	
	断面積	mm^2	615.8	
	密度	N/mm^3	0.078	

(2) 検討方法

検討は，**図 3.4.2** に示すように 2 点支持 2 点載荷で等曲げ区間が 2m となるように荷重を載荷し，載荷点は桁の上面に載荷板(600mm×580mm×25mm)を設け，荷重を漸増載荷させて桁の耐荷力への影響を検討した．まず，**表 3.4.3** に示すように検討ケース A では PC 鋼材を 1 本ずつ破断させた場合の耐荷力の変化を算定した．次に，**表 3.4.4** に示すように検討ケース B では伸縮装置からの凍結防止剤の影響により PC 橋の桁端部が劣化した場合を想定し，かぶりの剥落，鉄筋とコンクリートの付着強度の低下，鉄筋の断面積の減少，PC 鋼材の破断した場合のシナリオを仮定し，耐荷力への影響を検討した．

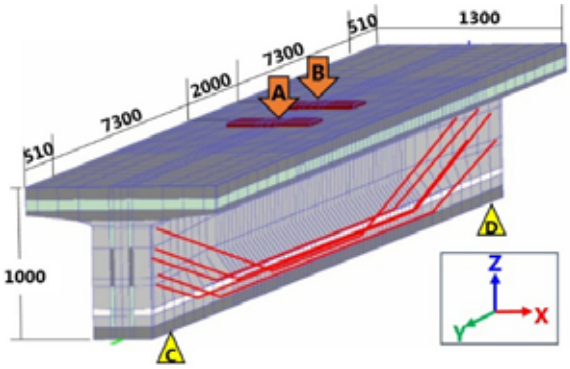


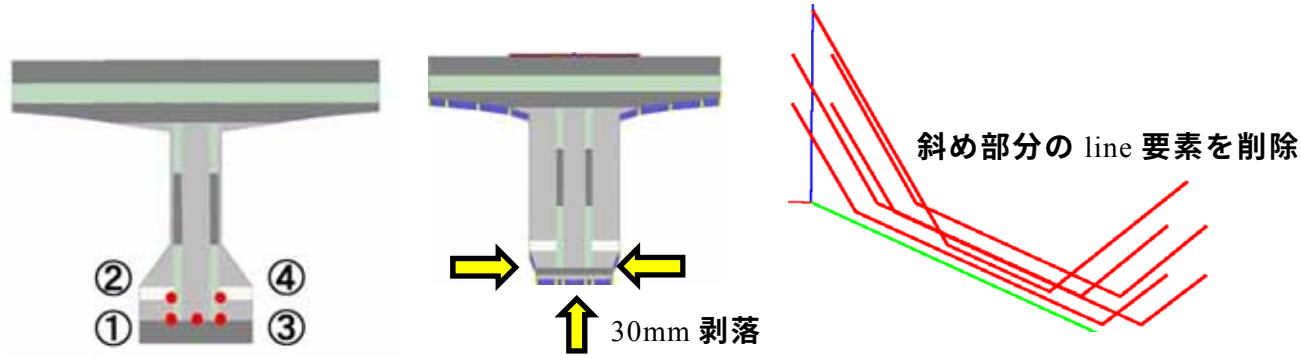
図3.4.2　載荷方法の概要

表 3.4.3　検討ケース A（PC 鋼材の破断による影響）

	CASE0	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
PC 鋼材	破断なし	1 本破断	2 本破断	3 本破断	4 本破断
解析モデル上への反映	**図 3.4.3(a)**の順番で解析モデルの PC 鋼材を削除させる				

表 3.4.4　検討ケース B（塩害劣化を想定したケース）

	CASE_B1	CASE_B2	CASE_B3	CASE_B4	CASE_B5
想定する損傷	かぶりの剥落	鉄筋の付着力低下	鉄筋の有効断面積減少	PC 鋼材の破断	鉄筋腐食 CASE_B2+CASE_B3
損傷部位	桁長全体	桁長全体	桁長全体	桁端部	桁長全体
解析モデル上への反映	桁長全体の断面形状を変更 **図 3.4.3(b)**	桁長の鉄筋の付着力を無効	桁下部の鉄筋比を 15%減少させる	端部の PC 鋼材を削除 **図 3.4.3(c)**	鉄筋の付着力無効，鉄筋比 15%減少



(a) PC 鋼材の破断順序　　(b) かぶりの剥落　　(c)　端部の PC 鋼材を無効

図 3.4.3　解析モデル上への反映方法

3.4.3 塩害劣化を想定した構造解析による検討結果

PC 鋼材を破断させた場合の検討結果を**図 3.4.4** および**表 3.4.5** に示す．鋼材が 1 本破断すると健全時に比べ耐荷力が 7%程度低下し，4 本破断すると 58%程度低下していることが確認された．PC 鋼材の破断以外の検討結果を**図 3.4.5** に示す．検討ケース B の全ての劣化シナリオのケースでは，健全時のモデルに比較して，耐荷力を著しく低下させるものは確認されなかった．このことから伸縮装置からの漏水や凍結防止剤の影響により PC 橋の桁端部が劣化した場合であっても，PC 桁が落橋するという可能性は低いことが確認できた．本検討より，PC 鋼材の配置条件から PC 鋼材が腐食して 1 本破断する場合は，残り数本が同様に破断するリスクが高いため，PC 鋼材は破断しないような維持管理を行うことが重要である．このため，PC 鋼材の破断の疑いがある橋梁では，非破壊試験による残存プレストレスやグラウトの充填状況を確認する必要がある．

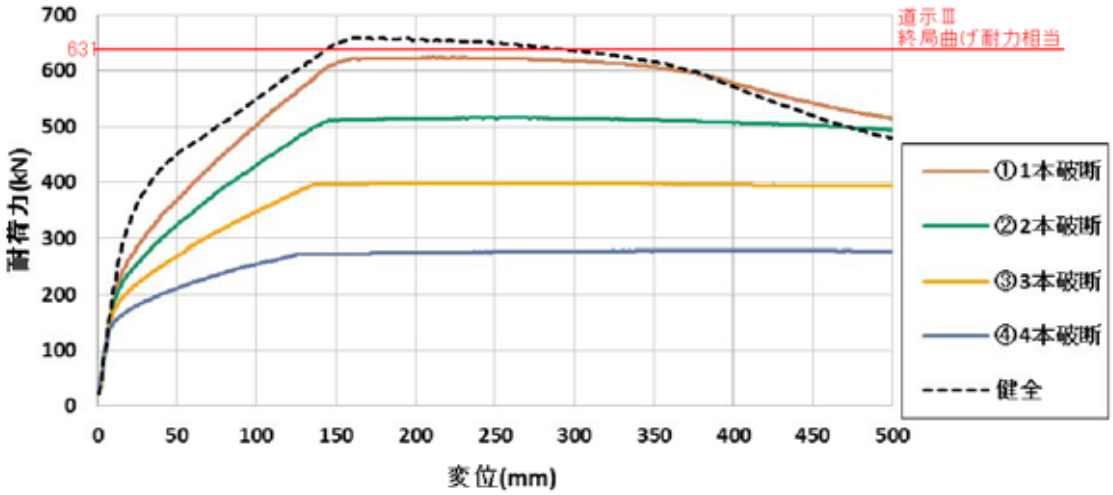


図 3.4.4　PC 鋼材を破断させた場合の解析結果（検討ケース A）

表 3.4.5　最大耐荷力と耐荷力の割合

CASE	PC 鋼材の状況	耐荷力(kN)	耐荷力の低下割合	備　考
CASE0	健全	658	0.0	道示 III 終局曲げ耐力 Mu:631kN F＝658／631＝1.04 ＞ 1.0
CASE1	1 本破断	624	6.8	道示 III 終局曲げ耐力 Mu:631kN F＝624／631＝0.99 ＜ 1.0
CASE2	2 本破断	518	21.3	
CASE3	3 本破断	366	44.4	
CASE4	4 本破断	279	57.6	

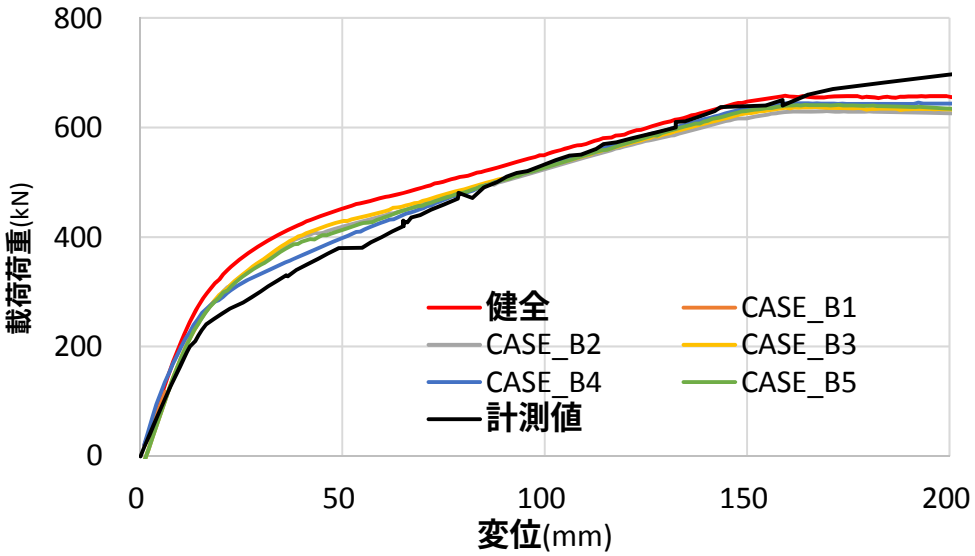


図 3.4.5　塩害を想定した場合の解析結果（検討ケース B）

3.5 撤去した PCT 桁における振動試験 [1)]

3.5.1 振動試験の概要

図3.5.1に示すように，2点支持のスパン(L)に対して，8等分(L/8)の間隔で7個×2列の合計14箇所に加速度計を設置して振動試験を行った．振動試験の方法は，常時微動，人力による衝撃加振および起振器による共振加振の3パターンで行い，各試験による固有振動数の違い，振動モード並びに減衰定数を計測した．本試験では，サンプリング周波数200Hzにて計測を行った．本振動試験で用いた加速度計および起振器の性能を**表3.5.1**に示す

振動計測の測定状況を**写真3.5.1**に示す．常時微動試験は，外力を与えず5分間計測を行った．衝撃加振試験は，スパン中央付近でパイプ椅子から人が跳び降りることで衝撃加振し，自由減衰波形を記録し，減衰定数および固有振動数を算出した．起振器による共振加振試験は，起振器をスパン中央付近に配置し，衝撃加振によって算出された卓越振動数を用いて，PCT桁を強制的に加振させた後，起振を停止させた後の自由減衰波形を計測し減衰定数を算出した．各試験回数は，載荷試験前および載荷荷重270kN，385kN，640kN，760kN除荷後の合計5回行った．

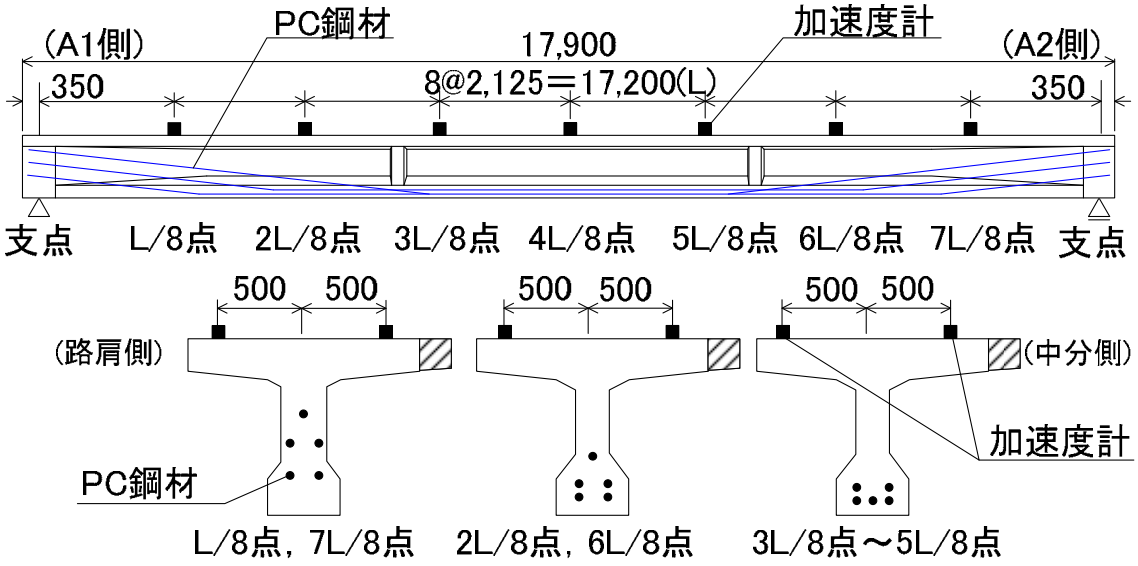


図3.5.1　加速度計の配置

表3.5.1　加速度計および起振器の性能

項目		項目	
加速度センサ	仕様	起振器	仕様
分類(型名)	圧電素子(TEAC 707LF)	最大加振	490N
応答周波数(Hz)	0.2～8,000	最大加速度	152.9m/s^2
感度(mV/m/s2)	10±20%	周波数範囲	0.1Hz～1,000Hz
質量(g)	約42	質量	48.0kg

(a) 加速度計の設置状況

(b) 衝撃加振の測定状況

(c) 起振器による共振加振試験

(d) 起振器による共振加振試験

写真3.5.1　振動計測の測定状況

3.5.2 載荷試験実施前の固有振動数と振動モード

載荷試験実施前に PCT 桁がどのような振動特性を有しているのか調べた．衝撃加振試験における結果の一例として，スパン中央で衝撃加振した時の 2L/8 点位置で得られた加速度波形を**図 3.5.2** に，スペクトルを**図 3.5.3** に示す．これより固有振動数は，水平 1 次モード形が 3.26 Hz で卓越し，たわみ 1 次モード形が 6.19 Hz，ねじれ 1 次モード形が 11.35 Hz，たわみ 2 次次モード形が 22.00 Hz およびねじれ 2 次モード形が 29.55Hz で卓越が見られた．得られた加速度波形を用いて ERA 解析 [13] により分析した結果を**図 3.5.4** に示す．得られた振動モード図から振動モード形の節の位置および左右の振幅に差が見られた．これは，試験体が外桁であり片側のみ横桁があることや桁切断の際の非対称断面によることが影響したと考えられる．

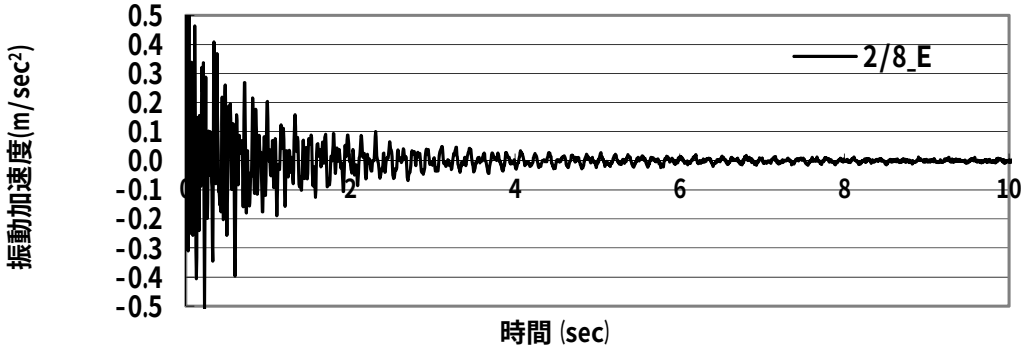


図3.5.2　衝撃加振の結果　加速度波形（2L/8）

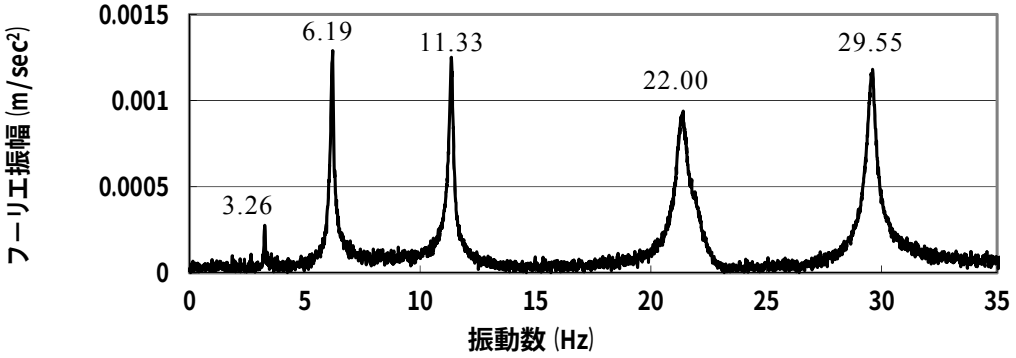


図3.5.3　衝撃加振の結果　スペクトル（2L/8）

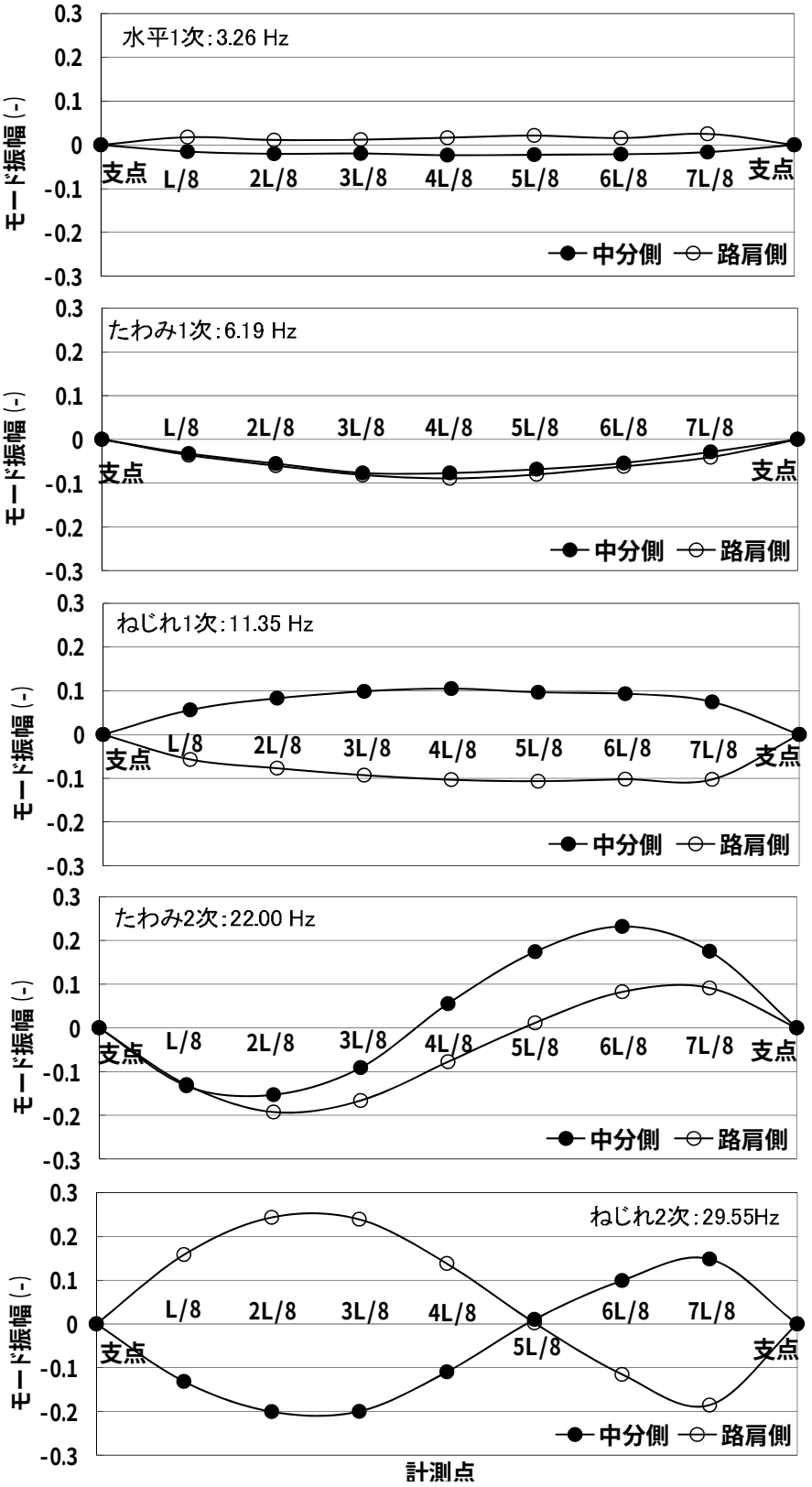


図 3.5.4　ERA 分析による振動モード（載荷試験前）

3.5.3 載荷試験における荷重と固有振動数の関係

常時微動試験，衝撃加振試験および共振加振試験における載荷荷重ごとのたわみ 1 次振動数の関係を**表 3.5.2** に示す．また，載荷荷重ごとのたわみ 1 次振動数の変化率として，載荷試験前の振動数で正規化した結果を**図 3.5.5** に示す．各試験では大きな違いは確認できず，PCT 桁が降伏するまでは概ね一定の割合での低下が確認できた．また，全ての振動試験で，降伏前までの載荷荷重（640kN）の変化率は約-6%以内であった．PCT 桁がほぼ終局状態になった時点での固有振動数は，全ての振動試験で，載荷試験前に比べ，低下率は約 30%と大きく低下することが確認できた．固有振動数は，常時微動，衝撃加振，共振加振の順に振動数が小さくなったが，3 つの振動試験の平均値で比較すると，全ての載荷荷重で固有振動数の差は 1%程度であり，計測手法による影響はないと考えられた．たわみ 1 次，ねじり 1 次，たわみ 2 次，ねじり 2 次の載荷荷重と固有振動数の傾向を確認するため，衝撃加振における載荷荷重と固有振動数の関係を**表 3.5.3** に示す．また，載荷荷重ごとの各振動モード形の変化率として，載荷試験前の固有振動数で正規化した結果を**図 3.5.6** に示す．

表3.5.2　載荷試時における載荷荷重と固有振動数の関係

載荷荷重(kN) (ケース)	上段：固有振動数(Hz) ／ 載荷試験前の固有振動数に対する比率 下段：(変化率※)			
	常時微動	衝撃加振	共振加振	平均
0 （ケース 0）	6.41 / 1.00 (0.0%)	6.19 / 1.00 (0.0%)	6.12 / 1.00 (0.0%)	6.24 / 1.00 (0.0%)
270 （ケース 1）	6.26 / 0.98 (-2.3%)	6.15 / 0.99 (-0.6%)	6.09 / 0.99 (-0.6%)	6.17 / 0.99 (-1.2%)
385 （ケース 2）	6.20 / 0.97 (-3.3%)	6.04 / 0.98 (-2.4%)	5.99 / 0.98 (-2.4%)	6.08 / 0.97 (-2.6%)
640 （ケース 3）	6.03 / 0.94 (-5.9%)	5.80 / 0.94 (-6.3%)	5.74 / 0.94 (-6.3%)	5.86 / 0.94 (-6.1%)
760 （ケース 4）	4.37 / 0.68 (-31.8%)	4.30 / 0.70 (-30.4%)	4.23 / 0.69 (-30.5%)	4.30 / 0.69 (-31.1%)

※変化率（%）＝（f_n- f_0）/f_0

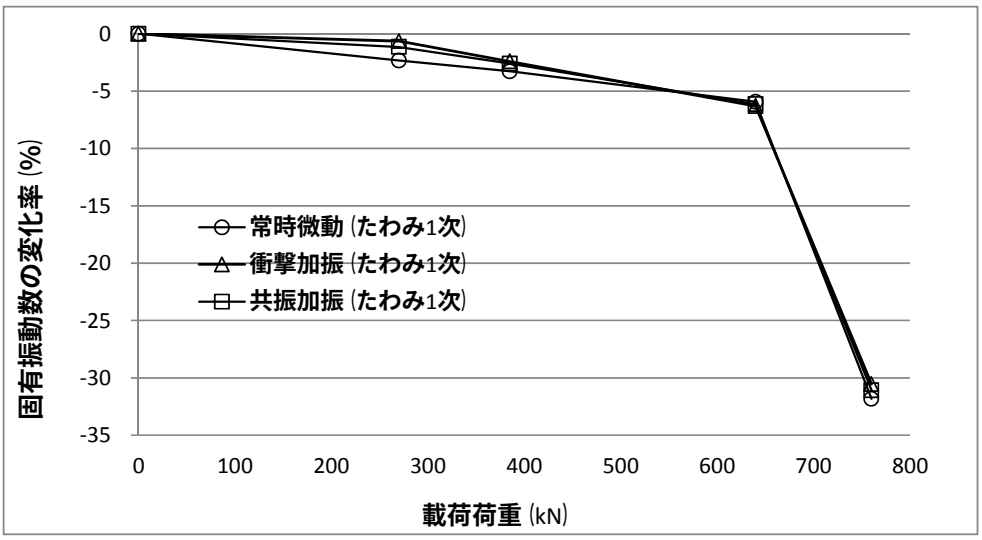


図 3.5.5　載荷試時における載荷荷重と固有振動数の関係

たわみ 1 次とたわみ 2 次では，載荷荷重が大きくなるにつれ，固有振動数は低下する傾向が確認され，最も変化率が大きいのは，たわみ 1 次であった．これは，載荷を主桁スパン中央で行ったことで，損傷が他の位置に比べ著しく，振動モード形の腹となるたわみ 1 次の固有振動数が最も大きく変化したものと考えられる．今回の振動試験では，ねじれ 1 次，ねじれ 2 次については，概ね載荷荷重が大きくなるにつれ，固有振動数の低下は確認されたが，たわみ 1 次，たわみ 2 次に比べると，その変化率は小さく，PC 鋼材が降伏したと予想される段階で変化率は 10%以下であった．

今回の振動試験の結果から，最も大きく固有振動数が変化したのは，たわみ 1 次で，降伏前までの載荷荷重の変化率は約-6%以内であったが，PCT 桁がほぼ終局状態になった時点での変化率は約 30%と大きく低下した．このことより，たわみ 1 次の固有振動数に着目すると，PC 鋼材が降伏するまでは，ひび割れや部分的な剥離が生じていても，固有振動数の変化量が小さいこと，また，固有振動数は実際には温度，風および一般車等の外乱による影響を受けること等を考慮すると，固有振動数の変化を用いた耐荷性能に関する健全度評価は難しいと考えられる．ただし，PC 鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合には，固有振動数の変化から耐荷性能に関する健全度評価が行える．

表3.5.3　衝撃加振における載荷荷重と固有振動数の関係

載荷荷重(kN) (ケース)	上段：固有振動数(Hz) ／ 載荷試験前の固有振動数に対する比率 下段：(変化率)			
	たわみ 1 次	ねじり 1 次	たわみ 2 次	ねじり 2 次
0 （ケース 0）	6.19 / 1.00 (0.0%)	11.34/1.00 (0.0%)	22.04 / 1.00 (0.0%)	29.49/ 1.00 (0.0%)
270 （ケース 1）	6.15 / 0.99 (-0.6%)	11.49 / 1.01 (1.3%)	21.79 / 0.99 (-1.1%)	29.52 / 1.00 (0.1%)
385 （ケース 2）	6.04 / 0.98 (-2.4%)	11.82/ 1.04 (4.2%)	21.18 / 0.96 (-3.9%)	29.60 / 1.00 (0.4%)
640 （ケース 3）	5.80 / 0.94 (-6.3%)	11.14 / 0.98 (-1.8%)	20.86 / 0.95 (-5.4%)	28.75 / 0.97 (-2.5%)
760 （ケース 4）	4.31 / 0.70 (-30.4%)	10.63 / 0.94 (-6.3%)	19.47 / 0.88 (-11.7%)	26.69 / 0.91 (-9.5%)

※変化率（%）＝（f_n- f_0）/f_0

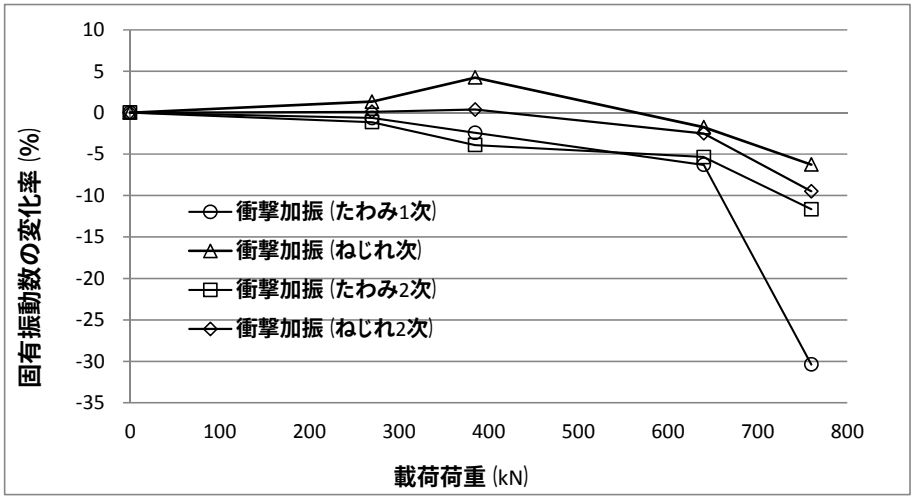


図 3.5.6　衝撃加振における載荷荷重と固有振動数の関係

3.5.4 載荷試験における荷重と減衰特性の関係

共振加振試験における測定結果の一例として，2L/8 点位置で得られた載荷試験前の自由減衰波形を**図 3.5.7** に示す．また，衝撃加振および共振加振における載荷荷重とたわみ 1 次振動のモード減衰定数の関係を**表 3.5.4** および**図 3.5.8** に示す．衝撃加振および共振加振における減衰定数は，違いがあるものの，固有振動数に比較して載荷荷重の増加に伴い減衰定数が増加していることが確認できる．終局後の減衰定数の平均値は，載荷試験前に比べ約 1.3 倍となった．このことより，固有振動数の変化に比べ損傷に対して敏感であると考えられる．ただし，供用下での振動測定は，一般車両が通過するため片側規制を行い，振動波形が減衰するまでの間に一般車両が通過しその影響が生じる場合がある．また，参考になるが，青木，宮永らの研究[14,15]では，今回の振動試験で用いた同じ PC 橋梁の桁を用いて，PC 鋼線を段階的に破断させ，共振加振後の減衰波形を用いて，プレストレスの低下が減衰特性（対数減衰率）に及ぼす影響を検討しており，その結果を**図 3.5.9** および**表 3.5.5** に示す．なお，本振動試験の結果と比較するために，対数減衰率を減衰定数に換算して表記する．本実験の載荷荷重 760kN における共振加振の減衰定数は，0.094 であることから，**表 3.5.5** より PC 鋼線が 2 本から 3 本程度破断していることが推察される．

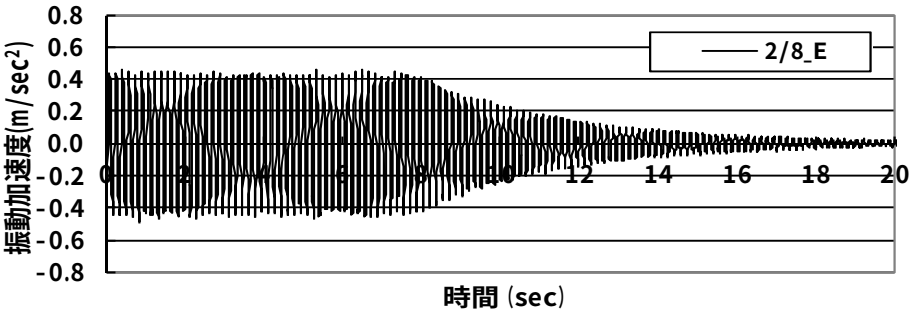


図 3.5.7　共振加振の結果（測定点 2L/8）

表3.5.4　載荷試験時における載荷荷重と減衰定数の関係

載荷荷重(kN) (ケース)	衝撃加振	共振加振	平均
0 （ケース 0）	0.0080/ 1.00 (0.0%)	0.0070/ 1.00 (0.0%)	0.0075/ 1.00 (0.0%)
270 （ケース 1）	0.0082 / 1.03 (2.5%)	0.0074 / 1.06 (5.7)	0.0078 / 1.04 (4.0)
385 （ケース 2）	0.0089 / 1.11 (11.3%)	0.0082 / 1.17 (17.1%)	0.0086 / 1.14 (14.0%)
640 （ケース 3）	0.0103 / 1.28 (28.1%)	0.0088 / 1.26 (25.7%)	0.0095 / 1.27 (27.0%)
760 （ケース 4）	0.0100 / 1.25 (25.0%)	0.0094 / 1.34 (34.3%)	0.0097/ 1.29 (29.3%)

※変化率（%）＝（h_n- h_0）/h_0

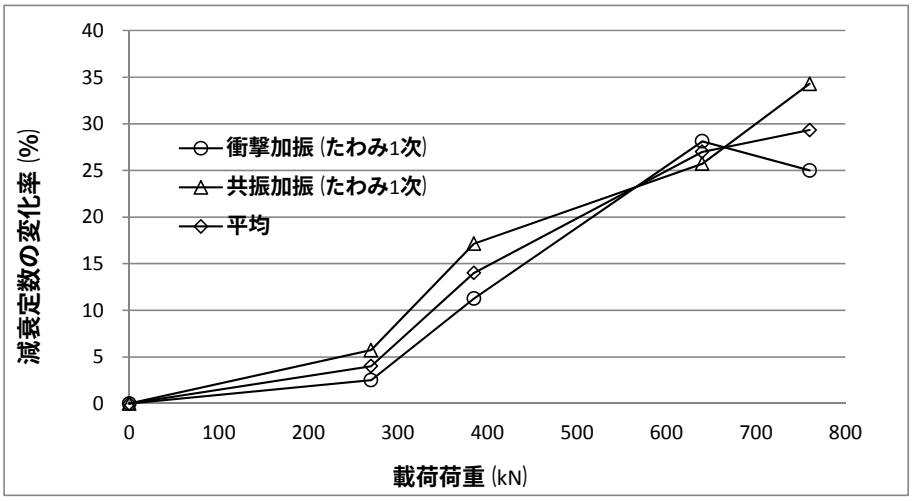


図 3.5.8　載荷試験時における載荷荷重と減衰定数の関係（衝撃加振，共振加振）

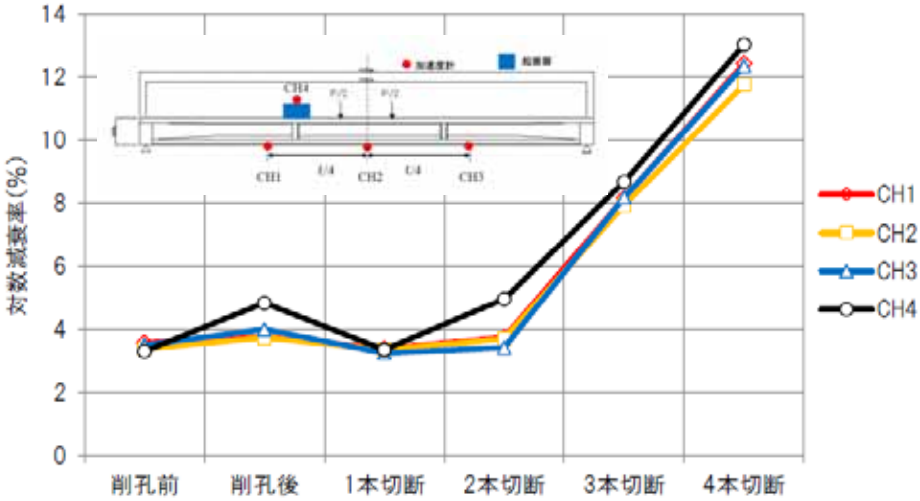


図 3.5.9　実 PC 桁での振動実験による対数減衰率 [14)]

表 3.5.5　実 PC 桁での振動実験による対数減衰率 [14)]

	上段：対数減衰率：δ(%) 下段：減衰定数：h					備考
	Ch1	Ch2	Ch3	Ch4	平均	
載荷試験前	3.58 (0.006)	3.39 (0.005)	3.50 (0.006)	3.31 (0.005)	3.45 (0.005)	
1 本切断	3.40 (0.005)	3.36 (0.005)	3.25 (0.005)	3.36 (0.005)	3.40 (0.005)	
2 本切断	3.75 (0.006)	3.70 (0.006)	3.43 (0.005)	4.96 (0.008)	3.96 (0.006)	本振動試験の載荷荷重 760kN の時の減衰定数：0.0094(共振加振)
3 本切断	8.16 (0.013)	7.94 (0.013)	8.18 (0.013)	8.68 (0.014)	8.24 (0.013)	
4 本切断	12.43 (0.020)	11.76 (0.019)	12.35 (0.020)	13.03 (0.021)	12.39 (0.020)	

※減衰定数：$h=\delta/2\pi$

3.5.5 モード信頼性評価基準（*MAC*）を用いた評価

荷重ケースごとの振動モードの変化に着目した式(3.5.1)で算出されるモード信頼性評価基準（*Modal Assurance Criterion*，以下，*MAC*）を用いた検討を行った．

$$MAC = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n} \phi_{Tj}\phi_{Ej}\right)^2}{\sum_{j=1}^{n} \phi_{Tj}^{\ 2} \sum_{j=1}^{n} \phi_{Ej}^{\ 2}} \qquad (3.5.1)$$

ここに，ϕ_T は，理論値による振動モード形，ϕ_Eは，計測値の振動モード，n：振動モードの観測点の数を示す．

荷重ケースごとのたわみ1次振動の*MAC*の変化を**表3.5.6**および**図3.5.10**に示す．固有振動数の変化と同様に， PCT桁が終局状態になるまで大きな変化が確認できなかった．このことより，PC鋼材が降伏していない段階では，*MAC*により健全度評価を行うことが難しいと予想されるが，PC鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合には，*MAC*を用いることで，健全度評価を行うことが可能と考えられる．

表 3.5.6　荷重と *MAC* の関係

載荷荷重(kN) （ケース）	*MAC*，/　(変化率※)
0　（ケース 0）	1.0000，/　(0.00%)
270（ケース 1）	0.9993，/　(0.07%)
385（ケース 2）	0.9991，/　(0.09%)
640（ケース 3）	0.9986，/　(0.14%)
760（ケース 4）	0.9924，/　(0.80%)

※変化率（%）＝（MAC_n- MAC_0）/MAC_0

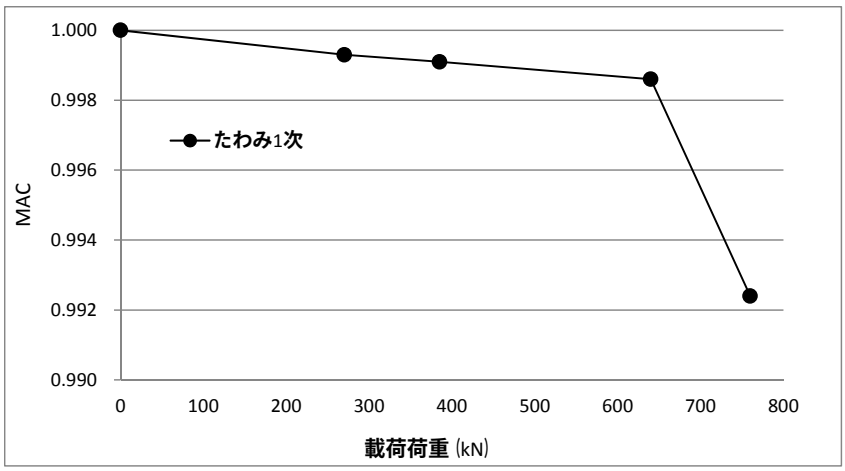


図 3.5.10　載荷荷重と *MAC* の関係

3.6　PC 橋における維持管理方法に関する考察

本研究では，塩害劣化によって撤去されたPCT桁を対象に劣化状況と載荷試験による残存耐荷力の評価，塩害劣化を想定した構造解析による耐荷力の影響および載荷試験による変状形態と振動特性の関係を明らかにした．その結果を踏まえ，今後のPC橋における点検・調査に活用できる維持管理方法を提案する．

(1) 本検討の要約

今回の塩害劣化により撤去されたPCT桁を用いて検討した結果は以下のとおりである．

1) 撤去した PCT 桁の劣化実態調査

・外観状態：塩害による損傷は，底面が最も広く，浮き・剥離の発生面積は 35.6%で，底面および主桁側面の一部で鉄筋露出も確認された．

・塩化物イオン濃度：鉄筋位置では，鋼材腐食の発生限界値 1.7kg/m^3 を上回る数値を示した．

・圧縮強度・静弾性係数試験：設計値を概ね満足しコンクリートは健全な状態であった．

・PC 鋼材の腐食状況：分極抵抗による調査では腐食している可能性は低かった．

・PC グラウトの充填状況：衝撃弾性波および切断面観察から一部のシースで，ごくわずかに空隙が確認されたが，それ以外は PC グラウトが充填されていた．

・残存プレストレスの推定：3 断面で調査を行い，プレストレスにばらつきは見られるが，概ね設計のプレストレスに近い値が算出された．ことより PC 鋼材の損傷はなくほぼ健全な状態にあると推察された．

2) 載荷試験による損傷状況と耐荷性能

・PCT 桁の降伏荷重は，約 650kN と推定され最大荷重約 760kN でほぼ終局状態に至った．この値は，道示で算定した終局荷重の計算値 685kN の約 1.1 倍に相当し外観損傷は著しいが，耐荷力があると評価できた．

3) 塩害劣化を想定した PCT 桁の構造解析による検討

・PC 鋼材が 5 本中 1 本破断すると健全時に比べ耐荷力が 7%程度低下し，4 本破断すると 58%程度低下することが確認された．かぶりコンクリートの剥落，鉄筋の付着力低下，鉄筋の有効断面積を想定した解析を行ったが, PC 鋼材の破断に比べ著しい耐荷力の低下は確認できなかった．

4) 撤去した PCT 桁における振動試験

・PC 鋼材が降伏するまでは，ひび割れや部分的な剥離が生じていても，固有振動数の変化量が小さいこと，また，固有振動数は実際には温度，風および一般車等の外乱による影響を受けること等を考慮すると，たわみ 1 次振動数の変化を用いた耐荷性能に関する健全度評価は難しいと考えられた．ただし，PC 鋼材が降伏した場合には，固有振動数の変化から耐荷性能に関する健全度評価が行えることを明らかにした．

・減衰定数の変化は，固有振動数と比べ損傷に対して敏感であると考えられたが，供用下での減衰定数を算定する際には測定方法で課題がある．

・振動モードの変化に着目した*MAC*を用いた検討では，固有振動数の変化と同様にPC鋼材が降伏していない段階では，*MAC*により健全度評価を行うことが難しいと予想されるが，PC鋼材が降

伏した場合では，*MAC*を用いることで，健全度評価が行えることを明らかにした

(2) 今後の PC 橋における点検・調査に活用できる維持管理方法の提案

撤去した PCT 桁は，通常行っている外観目視およびたたき点検では，塩害により劣化状態は著しく安全性に影響があるものと評価される．しかしながら，今回の PC 鋼材の腐食調査やグラウトの充填性確認の調査および残存プレストレスを確認する詳細調査では, PC 鋼材が腐食している可能性は低く, 残存プレストレスも設計値に近い値が確認され, ほぼ健全な状態であることが確認できた．また，載荷試験の結果からも，外観損傷は著しくても耐荷力があったと評価できた．

このことより，PC 橋における点検・調査では，PC グラウトの充填状況および PC 鋼材の腐食状況を定量的に把握することが重要であると考えられる．また，PC 鋼材の配置条件から PC 鋼材が腐食して破断する場合は，さらに数本が同様に破断するリスクが高いため，PC 鋼材は破断しないような維持管理を行うことが重要になる．これらの結果を受けて PC 橋の維持管理方法を提案すると次のようになる．

PC 橋は，PC 鋼線が判断しない限り大きな耐荷力が確保できる．そのため，PC 鋼材の破断リスクが生じない維持管理が必用になる．具体的には，PC 鋼材を包む鉄筋の塩害劣化を防止することである．その方法として，次の手法がある．

・潜伏期には，表面被覆等の予防保全を行う．
・進展期等においては，電気防食などの鋼材の腐食対策を行う．
・本試験体の PCT 桁橋のような加速前期は，防錆剤混入モルタル等による断面修復を行う．
・加速期以降になると PC 鋼材の破断リスクが高まる．PC 鋼材の健全性を確認する点検が必用になる．その場合の留意点を以下に示す．

1） PC 橋の点検時における留意点

施工時期により PC グラウトの材料や管理方法および PC 鋼材の定着位置が異なっている．このため，点検時には予め，PC グラウトの施工および管理の変遷や PC 鋼材の定着位置の変遷を把握し，PC グラウトの未充填から生じる損傷部位および塩害劣化により PC 鋼材が腐食損傷している箇所を重点的に点検することが重要である．また，過去の損傷事例を把握し，類似した損傷があれば下記の詳細調査を行うことを提案する．

2） PC 橋の詳細調査

点検で PC グラウトの未充填から腐食損傷により PC 鋼材の腐食が確認された場合や塩害劣化により PC 鋼材が腐食損傷している場合は，下記の調査を確実に行うことを提案する．

・PC グラウトの充填調査:衝撃弾性波法による調査や広域超音波法および X 線透過法を実施し，PC グラウトの充填状況を確認する．ただし，現在の技術レベルでは測定精度や測定位置でグラウトの充填状況が確認できない場合もある．グラウト未充填が確認された場合は，削孔等による破壊検査も併用し，速やかにグラウトの再充填を行い，PC 鋼材が腐食しない対策を行う．
・残存プレストレスの調査：PC グラウト未充填の可能性があった場合や PC 鋼材が腐食損傷していた場合は，今回実施したコアによる応力解放等による調査を行い，残存プレストレスを推定し，健全性を評価することが重要である．
・振動測定の結果，PC 鋼材が降伏していない段階では，ひび割れや部分的な剥離が生じていて

も，固有振動数や *MAC* による変化は小さいが，PC 鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた段階では，固有振動数や *MAC* の変化を把握することで，耐荷性の健全度評価が行えることを明らかにした．実橋におけるモニタリングに向けた検討を継続することが望まれる．

3.7　結論

本章では，塩害劣化によって取替えられた PCT 桁を対象に，劣化状況と載荷試験による残存耐荷力の評価，塩害劣化を想定した構造解析による耐荷力の影響および載荷試験による変状形態と振動特性の関係を明らかにした．また，得られた結果から，今後の PC 橋における点検・調査に活用できる維持管理方法の提案した．本章で得られた内容を整理すると，次のようになる．

(1) 撤去した PCT 桁の劣化状況調査

1) 本研究では, PCT 桁の試験体の劣化状況を把握するため, 外観調査, 圧縮強度・静弾性係数試験, 塩化物イオン浸透状況，分極抵抗による調査，衝撃弾性波によるグラウト充填調査，残存プレストレスの推定，切断面観察によるグラウト充填調査の各種調査を行った．
2) 外観状況は，損傷が最も著しかった底面で，35.6%の浮き・剥離が見られた．また，底面および主桁側面山側の一部で，鉄筋露出が見られ著しく損傷が確認された．圧縮強度・静弾性係数試験は，比較的健全な主桁側面および床版部から貫通コア 5 本を採取し，平均圧縮強度は設計基準強度 40N/mm^2 を満足し，平均静弾性係数の値は，設計値である 31kN/mm^2 を概ね満足する結果となり塩害による劣化の影響は少なく，概ねコンクリート自体は健全であったと判断できた．
3) 塩化物イオン浸透状況の結果，鋼材腐食発生限界値 1.7kg/m^3 を上回る数値を示した．このことより，ひび割れが発生していない比較的健全な位置から試料を採取したが，今後，鉄筋が腐食する環境にあったと考えられた．ただし，分極抵抗を行い PC 鋼材の腐食状況を確認した結果，PC 鋼材は腐食している可能性が少ないと推察された．
4) PC グラウトの充填状況を確認すため，衝撃弾性波による非破壊調査および載荷試験後に切断面による観察を行った．グラウトの充填調査結果，一部の断面で PC 鋼材付近に小さな空隙が見られたものの, 全ての切断面でグラウトはしっかりと充填されていた. このことより, PC 鋼材は, ほぼ健全な状態であると推察された．
5) 載荷試験前の残存プレストレス推定の結果，プレストレスは，ばらつきは見られるが，概ね設計のプレストレスに近い値が算出されたことより，PC 鋼材の損傷はあまりなく，ほぼ健全な状態にあると推察された．

(2) 載荷試験による損傷状況と耐荷性能

1) 本研究では，PCT 桁が破壊に至るまでの載荷試験を実施し，載荷荷重と外観変状，桁のたわみ，床版および PC 鋼材のひずみの関係を確認し，PCT 桁の試験体の残存耐荷力を評価した．
2) 載荷試験によるひび割れの発生は，載荷荷重が 380kN までは曲げによるひび割れが顕著で，それ以上の載荷荷重になるとせん断力の影響を受け斜め方向にひび割れが確認された．

3) 載荷試験の結果，PC 桁の降伏は約 650kN と推定され，最大荷重約 760kN でほぼ終局状態に至ったと判断された．最大たわみは約 400mm で，残留ひずみは 220mm であった．また，載荷荷重と PC 鋼材のひずみの関係から PC 鋼材の降伏が約 650kN と推定された．
4) PCT 桁の降伏荷重は，約 650kN と推定され，最大荷重約 760kN でほぼ終局状態に至ったと判断した．この値は，終局荷重の計算値の約 1.1 倍に相当し，一定の耐荷力があったと評価できた．

(3) 塩害劣化を想定した PCT 桁の構造解析による検討

1) 本研究では，PC 鋼材を複数本破断した場合やかぶりの剥落，鉄筋とコンクリートの付着強度の低下，鉄筋の断面積の減少した場合のシナリオを仮定し，耐荷力への影響を検討した．
2) PC 鋼材が破断すると耐荷力に大きく影響することが確認され，PC 鋼材が 1 本破断すると健全時に比べ耐荷力が 7%割程度低下し，4 本破断すると 58%程度低下していることが確認された．
3) かぶりの剥落，鉄筋とコンクリートの付着強度の低下，鉄筋の断面積の減少した場合の劣化シナリオのケースでは，健全時のモデルに比較して，耐荷力を著しく低下させるものは確認されなかった．このことから伸縮装置からの漏水や凍結防止剤の影響により PC 橋の桁端部が劣化した場合であっても，PC 桁が落橋するという可能性は低いことが確認できた．
4) PC 鋼材の配置条件から，PC 鋼材が腐食して 1 本破断する場合は，数本が同様に破断するリスクが高いため， PC 鋼材は 1 本も破断しないような維持管理を行うことが重要である．このため PC 鋼材の破断の疑いがある橋梁では，非破壊試験による残存プレストレスやグラウトの充填状況を確認することが重要であると考えられた．

(4) 撤去した PCT 桁における振動試験

1) 載荷試験による変状形態と振動特性の関係を把握するため，載荷試験前および載荷試験において外観変状が確認された時点で荷重を除荷し，固有振動数，減衰定数，振動モードを測定し，変状形態と振動特性の関係を確認した．振動試験の方法は，常時微動，人力による衝撃加振および起振器による共振加振の 3 パターンで行い各試験による固有振動数，減衰定数および振動モードの影響を確認した．
3) 載荷試験前の振動試験の結果から，固有振動数は，水平 1 次モード形が 3.26 Hz，たわみ 1 次モード形が 6.19 Hz，ねじれ 1 次モード形が 11.35 Hz，たわみ 2 次モード形が 22.00 Hz およびねじれ 2 次モード形が 29.55Hz で卓越した．また，得られた加速度波形を用いて ERA 解析により分析した．振動モード図から節の位置および左右の振幅に差が見られた．これは試験体が外桁を用いており片側のみ横桁があることや桁切断の際の非対称断面による影響と考えられた．
4) 振動試験は，載荷試験前および載荷荷重 270kN，385kN，640kN，760kN 除荷後の合計 5 回行った．荷重ケースごとのたわみ 1 次振動数の変化は，固有振動数は常時微動，衝撃加振，共振加振の順番で振動数が小さくなった．これは加振振幅に伴う支点条件の変化が影響していると考えた．
5) 荷重ケースごとのたわみ 1 次振動数の変化として，載荷試験前の振動数で正規化した結果，各試験では大きな違いは確認できず，PCT 桁が降伏するまでは，概ね一定の割合で低下が見られた．降伏前までの低下率は約 6%程度以内であった．PCT 桁がほぼ終局状態になった時点での固有振動数は，載荷試験前に比べ低下率は 31%と大きな変化が見られた．

6) PC 鋼材が降伏するまでは，ひび割れや部分的な剥離が生じていても，固有振動数の変化量が小さいこと，また，固有振動数は実際には温度，風および一般車等の外乱による影響を受けること等を考慮すると，たわみ 1 次振動数の変化を用いた耐荷性能に関する健全度評価は難しいと考えられる．ただし，PC 鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合には，固有振動数の変化から耐荷性能に関する健全度評価が行えることを明らかにした．

7) 減衰定数の変化は，固有振動数と比べ損傷に対して敏感であると考えられたが，供用下での減衰定数を算定する際には測定方法で課題がある．荷重ケースごとの振動モードの変化に着目した *MAC*を用いた検討を行った．固有振動数の変化と同様に，PC鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合には，*MAC*の変化を把握することで，耐荷性の健全度評価が行えることを明らかにした．

(5) PC 橋における維持管理方法に関する考察

1) 本検討の結果を整理し，今後の PC 橋における点検･調査に活用できる維持管理方法の提案した．

2）今後の PC 橋における点検・調査では，PC グラウトの充填状況および PC 鋼材の腐食状況を定量的に把握することが必用である．また，PC 鋼材の配置条件から PC 鋼材が腐食して破断する場合は，さらに数本が同様に破断するリスクが高いため，PC 鋼材が破断しないような維持管理を行うことが重要である．

3) PC 橋の点検時における留意点として，点検時には予め，PC グラウトの施工および管理の変遷や PC 鋼材の定着位置の変遷を把握し，PC グラウトの未充填から生じる損傷部位および塩害劣化により PC 鋼材が腐食損傷している箇所を重点的に点検することが重要である．また，過去の損傷事例を把握し，類似した損傷があれば下記の詳細調査を行うように提案する．

4) 点検で PC グラウトの未充填から腐食損傷により PC 鋼材の腐食が確認された場合や塩害劣化により PC 鋼材が腐食損傷している場合は，PC グラウトの充填調査として，衝撃弾性波法による調査や広域超音波法および X 線透過法を実施し PC グラウトの充填状況を確認する．ただし，現在の技術レベルでは測定精度や測定位置でグラウトの充填状況が確認できない場合もある．グラウト未充填が確認された場合は，削孔等による破壊検査も併用し速やかにグラウトの再充填を行い，PC 鋼材が腐食しないような対策を行う．PC グラウト未充填の可能性があった場合や PC 鋼材が腐食損傷していた場合は，今回実施したコアによる応力解放等による調査を行い，残存プレストレスを推定し健全性を評価することが重要である．

5）PC 鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合のモニタリング手法として，固有振動数や減衰定数以外に *MAC* の変化から耐荷性能に関する健全度評価が行える．

参考文献

1) 有馬直秀，深田宰史，玉田和也，森山守：塩害により撤去した PCT 桁の載荷試験と維持管理手法に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.1369-1374，2015.7.
2) 北陸自動車道大川橋橋梁補強工事 工事報告書，オリエンタル建設㈱，pp.1-258，1998.2.
3) 土木学会：2013 年制定 コンクリート標準示方書【維持管理編】，pp.173-175，2013.10.
4) コンクリート診断技術［基礎編］，公益社団法人 日本コンクリート工学，p192-p196，2015.2.
5) 岩野 聡史，内田慎哉，山下健太郎，有馬直秀，森山守：PCT 桁の維持管理への衝撃弾性波法の適用方法の検討，一般社団法人 日本非破壊検査協会 第 5 回コンクリート構造物の非破壊検査シンポジウム，pp.231-236，2015.8.
6) 二井谷教治，渡瀬博，阪田憲次，綾野克紀：コンクリート部材の有効応力の推定手法に関する研究，コンクリート工学論文集，第 20 巻，pp.27-37，2009.5.
7) S. T. Peterson, D. I. Mclean, M. D. Symans, D. G.Pollock, W. F. Cofer, R. N. Emerson and K. J.Fridley: Application of dynamic system identification to timber beams I, Journal of Structural engineering, Vol.127, No.4, pp.418-432，2001.
8) 深田宰史，水野卓哉，青山實伸：基部が腐食した防護柵支柱に対する健全度評価手法の構築，構造工学論文集，Vol.61A，pp.101-109，2015.3.
9) 山本亨輔，大島義信，杉浦邦征，河野広隆：車両応答に基づく橋梁のモード形状推定法，土木学会論文集 A，Vol.67，No.2，pp.242-257, 2011.5.
10) 中日本高速道路株式会社　金沢支社，中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋㈱金沢支店：金沢支社管内 点検の高度化に関する検討会 （性能照査型維持管理）報告書，pp. 91-95，2017.6.
11) 氏原安美：塩害劣化パラメータ解析による PCT 桁の耐力推定，pp.1-78，法政大学学デザイン工学部都市環境デザイン工学科 学位論文，2014.1.
12) C.Fujiyama，A.Ujihara，Y.Ishikawa，M.Moriyama : Inspection strategy for pre-stressed girder bridges suffering from chloride attack based on structural analysis，Proceedings of international conference on the Regeneration and Conservation of Concrete Structures (RCCS), Serial No. R2-35, 2015.6.
13) J. N. Juang and R. S. Pappa: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
14) 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，pp.44-75，埼玉大学博士論文，2016.3.
15) 宮永憲一，青木圭一，野島昭二：PC 橋の振動特性と PC 鋼材破断のモニタリング，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.353-358，2013.10.

第 4 章　塩害劣化した鋼桁端部の実態把握と振動計測および数値解析による検討

4.1　概説

既設橋の鋼桁端部は，狭隘な環境が多く，風通しが悪いため，適切な維持管理が行われていない場合や伸縮装置から凍結防止剤を含む漏水等によって，垂直補剛材やウエブ下端部で局部的な腐食が進行し，**写真4.1.1**に示すように鋼材の断面欠損や局部的な腐食による孔食が報告されている[1,2]．垂直補剛材の設計は，道示[3]において，軸方向圧縮力を受ける柱として設計されており，柱としての有効断面積は，補剛材断面およびウエブ厚の12倍までとされている．従って，柱としての有効断面積となる垂直補剛材やウエブ下端部が，腐食損傷により鋼材が減肉すると，鋼桁の耐荷力低下につながるため，腐食よる断面欠損が桁端部の耐力低下に及ぼす影響を定量的に把握することは重要である[4-6]．また，現地の腐食状況を定量的に把握する必要がある．しかしながら実際には，点検員がコンベックスやノギス等で腐食範囲および減肉量を計測し腐食状況を確認しているが，腐食減厚の測定では表面錆を落とす必要があり，著しい腐食箇所では，ブラスト処理等を実施しないと正確な腐食減厚を把握できない状況にある．また，様々な腐食減厚測定器具があるが，桁端部の健全度を簡易に評価する手法が確立できていないなどの課題がある[7]．

本研究では，上記の課題を解決するため，**図4.1.1**に示す流れで振動特性の変化に基づいた点検手法の検討を行った．まず，北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向を把握るため，鋼桁端部が著しく局部腐食した6橋（28桁端部：7支承ライン×4主桁）を対象に鋼桁端部の部位を10種類に区分し，外観目視による腐食状況から，腐食度のグレードを4つに区分して，簡易な手法で定量的に腐食傾向を評価した[8,9]．次に，鋼桁端部の健全度を把握する評価手法として，振動特性の変化に基づいた点検手法を検討した．具体的には，実構造物を対象に一般車の車両走行による振動および衝撃加振によりウエブパネルの振動計測を行い，卓越する検出可能な固有振動数，減衰定数および振動モード形を確認した．また，鋼桁端部の腐食を想定した数値解析を行い，鋼桁端部の腐食量とウエブの固有振動数および振動モード形の影響および耐荷性能の影響を定量的に評価する取組みを行い，振動特性の変化に基づいた点検手法の有効性について検討した[9]．

(a) ウエブ桁端側の腐食損傷事例

(b) ウエブ支間側の腐食損傷事例

写真4.1.1　鋼桁端部の腐食損傷の状況

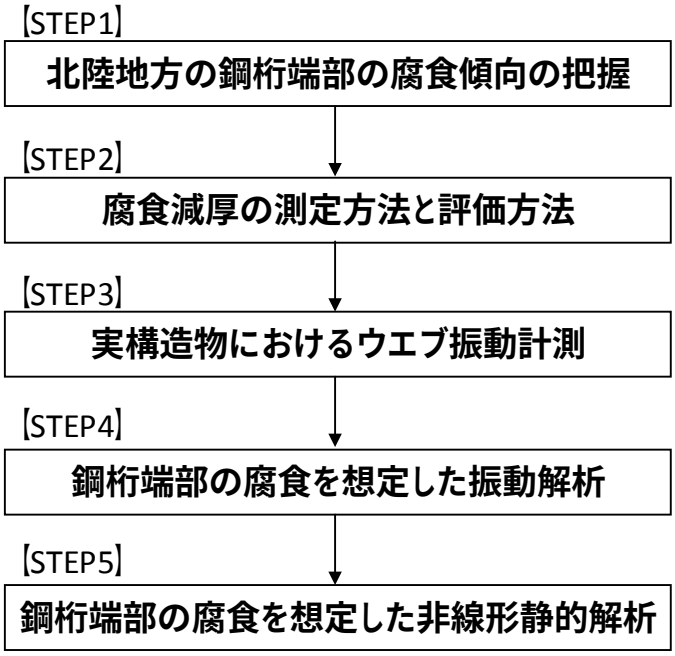


図**4.1.1**　本研究の検討の流れ

4.2　北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向

4.2.1　外観目視による腐食発生パターン分析

(1) 調査方法

鋼桁端部の腐食傾向を把握するため，点検により桁端部で著しい腐食が見られた鋼鈑桁橋を対象に，外観目視の結果を基に簡易に定量的な評価を行い，腐食が発生している主桁位置（外桁，中桁）や腐食部位の傾向を把握した．調査対象箇所を**表 4.2.1** に示す．対象橋梁は，概ね竣工から 40 年以上が経過し，これまでに塗替え塗装が実施されている 6 橋（28 桁端部：7 支承ライン×4 主桁）とした．腐食発生パターンの分析は，腐食部位を**表 4.2.2** に示すように 1 つの桁端部を 10 種類の部位に区分して行った [2)]．桁端部のウエブおよび下フランジは，橋軸方向に支点部の垂直補剛材を境に桁端側と支間側に区分し，橋軸直角方向には，路肩側と中央分離帯側（以下，中分側）の 4 つに区分した．垂直補剛材は，桁端側および支間側に区分せずに路肩側と中分側の 2 つに区分した．なお，支間側パネルの範囲は，支点部の垂直補剛材と隣の垂直補剛材までの範囲とした．

鋼桁端部の塗膜劣化および腐食は損傷状況に応じた判定区分はあるものの，桁端部における腐食傾向を詳細に把握するための判定基準は定められていない [10)]．このため，本検討では，外観目視から簡易に腐食度評価を行うため，塗膜が健全な状態から腐食が著しく，鋼材の減肉が確認される状態までを**表 4.2.3** に示すように 4 段階のグレードに区分し，重み点数を設定して，各部材の腐食状況を最大 5 点で評価した．なお，重み点数については，NEXCO の保全点検要領にある塗替えの評点方法 [10)]を参考に重み点数を仮定した．

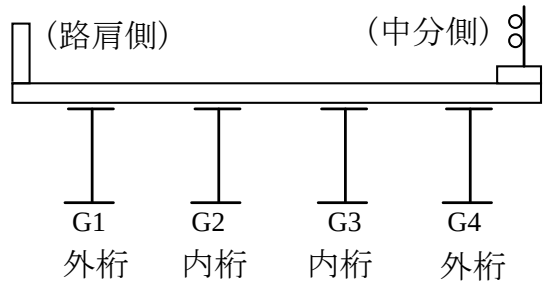
表 4.2.1　調査対象箇所

No	橋梁	構造形式/調査箇所	竣工	塗替履歴
1	A 橋	2 径間連続非合成桁 下り A1　G1～G4	1980.6	第 1 回：1989.3 第 2 回：2015.3
2	B 橋	2 径間連続非合成桁 上り A1　G1～G4	1973.10	第 1 回：1984.10 第 2 回：1996.11
3	C 橋	2 径間連続非合成桁 下り A1　G1～G4	1976.11	第 1 回：1985.11 第 2 回：1997.12
4	C 橋	2 径間連続非合成桁 下り A2　G1～G4	1976.11	第 1 回：1985.11 第 2 回：1997.12
5	D 橋	1 径間単純合成桁 下り A1　G1～G4	1973.10	第 1 回：1992.11 第 2 回：1997.10
6	E 橋	3 径間連続非合成桁 上り P1　G1～G4	1980.10	第 1 回：1993.3 第 2 回：2000.12
7	F 橋	1 径間単純合成桁 上り A2　G1～G4	1973.10	第 1 回：1973.1

表 4.2.2　腐食損傷の発生パターン分類の概要

No.	部位	橋直方向	橋軸方向
1	ウエブ	路肩側	桁端側
2	〃	〃	支間側
3	〃	中分側	桁端側
4	〃	〃	支間側
5	下フランジ	路肩側	桁端側
6	〃	〃	支間側
7	〃	中分側	桁端側
8	〃	〃	支間側
9	垂直補剛材	路肩側	―
10	〃	中分側	―

（腐食損傷の発生パターンの概要図）



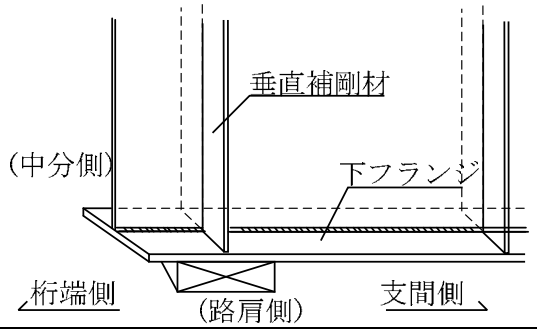


表 4.2.3　鋼橋桁端部における腐食度のグレード区分

腐食度のグレード	腐　食　状　況	重み点数
腐食度 1	塗膜が概ね健全な状態で錆がほとんど発生していない	1
腐食度 2	塗膜が劣化しているが減肉は見られない	2
腐食度 3	腐食が進行し局部的な減肉が確認できる	4
腐食度 4	腐食が著しく進行し，著しい減肉（孔食，ウエブ貫通）が確認できる	5

(2) 調査結果の一例

外観目視による重み点数を用いた腐食度評価の一例として，B 橋の腐食状況を**表 4.2.4** に示し，重み点数を用いた腐食度評価の結果を**表 4.2.5** に示す．G1 桁ウエブの路肩側および中分側の桁端側では，腐食が著しく進行し著しい減肉（孔食，ウエブ貫通）が確認できたため，腐食度 4（重み点数 5）と評価した．一方，G2 桁ウエブの路肩側および中分側の桁端側では，塗膜が概ね健全な状態で錆がほとんど発生していないため腐食度 1（重み点数 1）と評価した．このように各部位ごとに外観状況から腐食度を簡易に判定し重みづけを行い，部位毎および主桁毎に重みづけした点数を集計して平均化することで，腐食発生パターンを分析した．腐食度評価の値が大きくなるほど，腐食状況が著しくなることを示す．B 橋で最も腐食度評価が高かったのは，G1 桁の桁端側ウエブであった．桁端側および支間側に着目した場合の腐食度評価の分析結果を**図 4.2.1** に示す．下フランジは，桁端側と支間側の腐食度評価に大きな違いは確認できなかったが，ウエブは，桁端側の方が腐食度評価は高く，支間側に比べて 1.2 倍程度となった．また，主桁配置に着目した場合の腐食度評価の分析結果を**図 4.2.2** に示す．G1 桁が，下フランジ，ウエブおよび垂直補剛材の部位で最も腐食度評価の値が高くなった．次に，G2 桁の順番となった．このことより，内桁（G2,G3）より外桁（G1，G4）の方が，腐食度評価の値が大きく，腐食しやすい傾向にあることが定量的に確認できた．

表 4.2.4　鋼橋桁端部における腐食状況（B 橋上り線 A1）

A1G1 路肩側		A1G1 中分側	
A1G2 路肩側		A1G2 中分側	
A1G3 路肩側		A1G3 中分側	
A1G4 路肩側		A1G4 中分側	

表 4.2.5　重みづけを用いた腐食度のグレード評価の結果（B 橋上り線 A1）

No	部位	橋直方向	橋軸方向	重み点数 G1	重み点数 G2	重み点数 G3	重み点数 G4	平　均
1	ウエブ	路肩側	桁端側	5	1	1	2	2.3
2	〃	〃	支間側	4	1	1	2	2.0
3	〃	中分側	桁端側	5	1	1	2	2.3
4	〃	〃	支間側	4	1	2	1	2.0
5	下フランジ	路肩側	桁端側	4	2	2	2	2.5
6	〃	〃	支間側	4	2	2	2	2.5
7	〃	中分側	桁端側	4	2	2	4	3.0
8	〃	〃	支間側	4	2	2	4	3.0
9	垂直補剛材	路肩側	両側	4	1	1	2	2.0
10	〃	中分側	〃	4	1	2	2	2.3
平　均				4.2	1.4	1.6	2.3	2.4

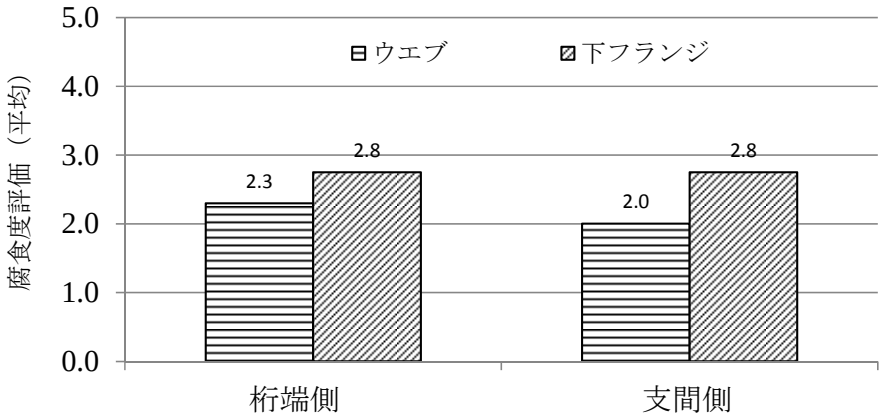


図 4.2.1　桁端側と支間側に着目した腐食度評価の分析結果

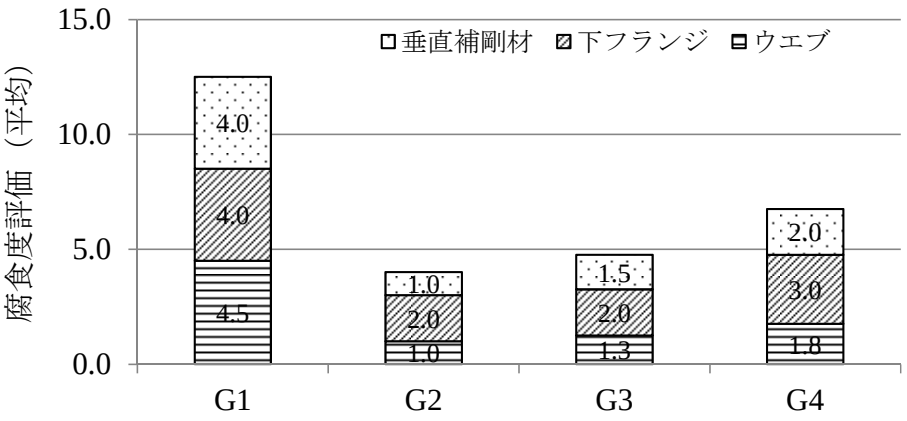


図 4.2.2　主桁配置に着目した食度評価の分析結果

4.2.2　北陸地方における鋼桁端部の腐食形態

6 橋（28 桁端部：7 支承ライン×4 主桁）を対象に， 10 種類の部位毎に外観目視による重みづけを用いた腐食度評価の分析結果の一覧を**表 4.2.6** に示す．主桁毎に，10 種類の部位の腐食度評価の値を平均すると，外桁 G1 が最も高く 3.1 点，次に，G4(2.点)，G2(2.3 点)，G3(2.0 点)の順番となり，内桁に比べ外桁が腐食する傾向にあった．また，10 種類の部位の腐食度評価の値を平均すると，桁端側のウエブが 2.6 点となり最も腐食する傾向にあった．橋梁毎におけるウエブ，下フランジおよび垂直補剛材の分析結果を**図 4.2.3** に示す．A 橋が最も腐食度評価が高く，概ね下フランジ，垂直補剛材，ウエブの順番で腐食する傾向にあった．桁端側および支間側に着目した場合の腐食度評価の分析結果を**図 4.2.4** に示す．ウエブと下フランジともに，桁端側の方が支間側に比べて，腐食度評価は大きく，桁端側ウエブは，支間側ウエブに比べ 1.2 倍程度となった．主桁配置に着目した場合の腐食度評価の分析結果を**図 4.2.5** に示す．主桁 G1 桁が最も腐食度評価の値が大きく，次に G4 桁となった．外桁の腐食度の平均値(3.0 点)は，内桁の平均値(2.2 点)に比べて約 1.4 倍となり，外桁の方が腐食しやすい傾向にあった．また，今回の調査で，著しい「腐食度 4」が確認された部位は，垂直補剛材よりもウエブに多く見られた．損傷形態は，**図 4.2.6** に示すようにウエブの桁端側のみでなく支間側でも確認された.損傷数は,桁端側に著しい腐食があるパターンが 7 箇所中 4 箇所で，桁端部に局部的な腐食によるウエブの貫通腐食が確認された．残り 3 箇所は，桁端側よりも支間側で著しい腐食があり局部的なウエブの貫通腐が確認された．高さ方向の腐食範囲は，ウエブ高さに関係なくウエブ下端から 10cm 以下がほとんどであり，ウエブ貫通箇所は，主桁ウエブと下フランジの溶接部の直上付近に集中していた．長さ方向の腐食範囲は，桁端側では垂直補剛材から桁端まで全面的に腐食していた．一方，支間側の腐食範囲は，最も損傷の著しい箇所では，一律の腐食ではないが，支点上の垂直補剛材から次の垂直補剛材までの間で腐食が見られた．

表 4.2.6　重みづけを用いた腐食度評価の分析結果（6 橋分）

No	部位	橋直方向	橋軸方向	重み点数 G1	重み点数 G2	重み点数 G3	重み点数 G4	平　均
1	ウエブ	路肩側	桁端側	3.9	2.3	2.3	3.1	2.9
2	〃	〃	支間側	3.1	2.1	1.4	2.3	2.3
3	〃	中分側	桁端側	3.9	2.4	2.1	3.3	2.9
4	〃	〃	支間側	3.4	2.3	1.7	3.3	2.7
5	下フランジ	路肩側	桁端側	3.3	2.4	2.4	2.6	2.7
6	〃	〃	支間側	2.7	2.4	2.1	2.4	2.4
7	〃	中分側	桁端側	2.4	2.6	2.3	3.1	2.6
8	〃	〃	支間側	2.4	2.6	1.7	3.4	2.5
9	垂直補剛材	路肩側	両側	2.7	2.1	1.7	2.3	2.2
10	〃	中分側	〃	3.3	2.1	1.7	2.7	2.5
平　均				3.1	2.3	2.0	2.9	2.6

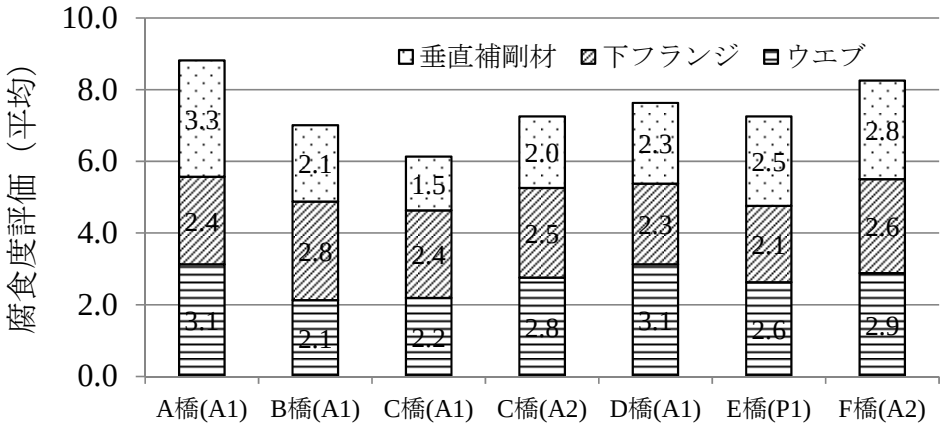


図 4.2.3　主桁毎の腐食度評価の分析結果（6 橋分）

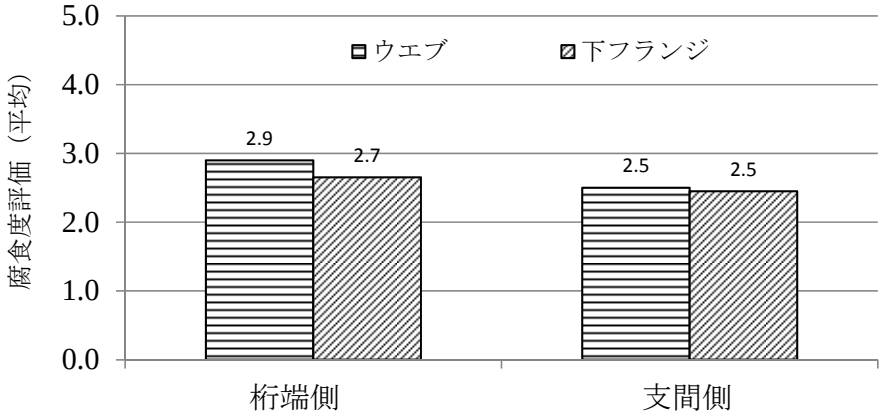


図 4.2.4　桁端側と支間側による腐食度評価の分析結果（6 橋分）

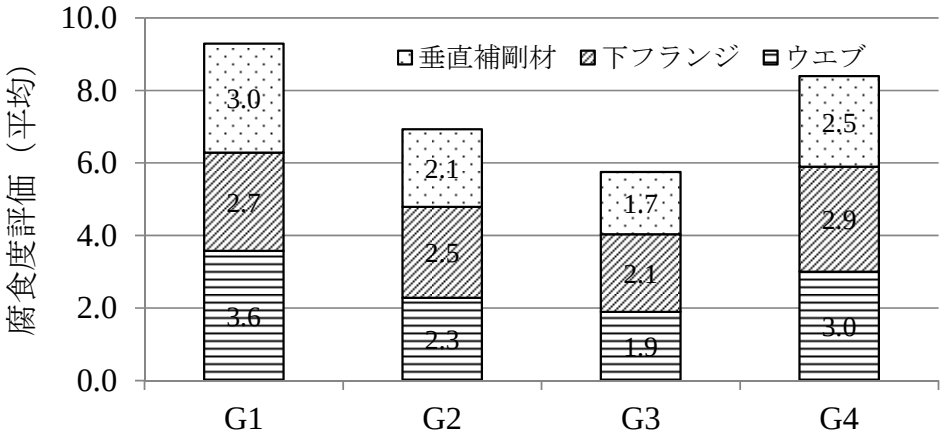
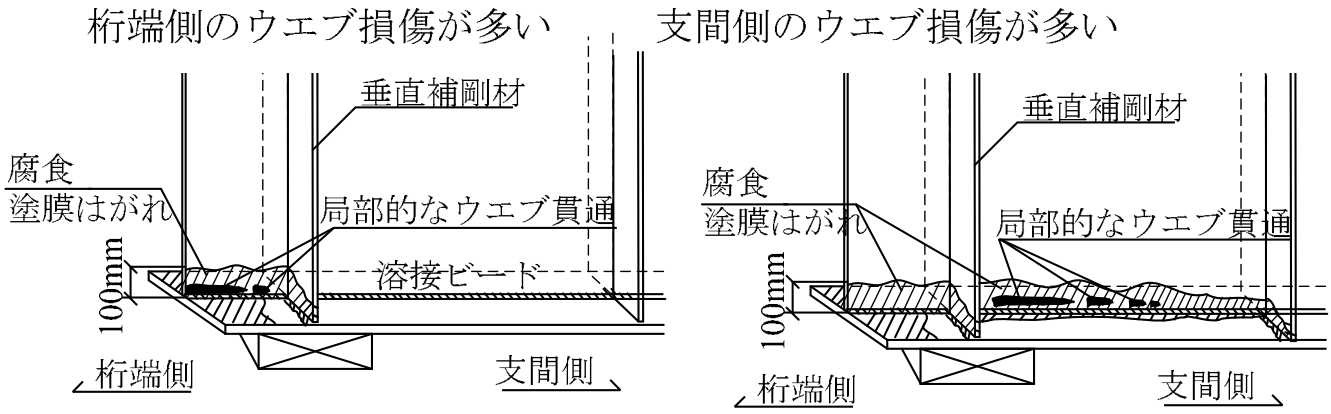


図 4.2.5　外桁と内桁による腐食度評価の分析結果（6 橋分）



（a）4 箇所/7 箇所　　（b）3 箇所/7 箇所

図 4.2.6　著しい腐食が確認された腐食形態（7 桁端部）

4.3　腐食減厚の測定方法と評価方法

4.3.1 腐食減厚の測定方法と課題

腐食部材による残存板厚を測定する方法として，**表 4.3.1** に示す測定機器がある [11,12]．一般に腐食減厚の計測機器には，接触型と非接触型があり，接触型には板厚を直接測定する方法と腐食表面（凹部）を測定する方法がある．板厚を直接測定する板厚計測機器は，ノギス，マイクロメータ，キャリパーゲージおよび超音波板厚計などがある．腐食表面（凹部）を測定する方法では，ダイヤルゲージ，デプスゲージおよびデプスマイクロメータなどがある．非接触型としてレーザー式変位計やレーザースキャナなどがある．

ノギス，マイクロメータおよびキャリパーゲージは，腐食鋼板を直接挟み込み計測する方法であり最も簡易な方法であるが，板エッジ部付近にしか適用できず計測部位が限定される．またポイントでの板厚測定となるため，板面の板厚を得るためには測定に多くの時間がかかる．さらに著しい腐食箇所では腐食生成物を予め除去する必要があるなど課題がある．

超音波板厚計は，腐食鋼板の片面から計測するものであり，実橋での腐食減厚計測法として最も適用例が多い方法である．しかし超音波厚計は，超音波探触子の接触面（超音波入射面）の腐食表面凹凸の影響を受けやすい．このため著しい腐食部位では部材表面の腐食生成物を予め除去したうえで，測定面に錆や異物の付着や塗装の剥離などがある場合は，ワイヤブラシ，剥離剤などにより除去し，砥石，サンドペーパまたはグラインダー等により表面粗さを 25a（100S）以下に仕上げる必要がある．また裏面が腐食している場合の板厚測定では，超音波の入射に対して反射面が多い位置からの反射エコーを底面エコーとして評価することで板厚が測定されるため，測定部位の裏面が腐食して表面凹凸が著しい場合はその最小厚さを測定できない場合があるなど課題がある．

非接触型のレーザー変位計やレーザースキャナによる測定は，腐食表面凹凸形状を高精度に計測できるが,鋼板の両面から計測を実施する必要があり,また他の測定機器と比較すると高価である．また接触式の計測機器と同様に著しい腐食箇所では腐食生成物を予め除去する必要がある．

このように残存板厚を測定する方法には様々な方法があるが，著しい腐食箇所については腐食生成物を予め除去する必要があり労力を要する．また著しい腐食箇所では，腐食生成物を除去すると表面の凹凸が著しく，簡易に測定することが難しい場合がある．さらにポイントによる板厚測定になり面的な測定が行えず，総合的に腐食損傷の評価が出来ていない場合が多い．このため，腐食生成物が残っていても簡易に残存板厚が推定でき，かつ桁端部の健全度が低下していることを評価できる新しい手法を検討する必要がある．

表 4.3.1　腐食減厚測定に用いられる代表的な測定機器 [11,12)]

No	計測方法	測定の概要	備考
1	ノギスによる測定（板厚測定）	腐食の平面的な大きさを測定する場合に使用する．ジョウ（副尺）をスライドさせて測定物にあて，本尺目盛と副尺目盛が一直線になる点を見つけて測定する．腐食深さを測定する場合は，ノギスのデプスバーを使用する．（精度：±0.05mm～±0.15mm）	
2	マイクロメータによる測定（板厚測定）	下フランジのように鋼材の断面測定ができる箇所に使用する．ウエブのように鋼材面を測定できない場合は，超音波板厚計等を用いる必要がある．（精度：±0.002mm～±0.008mm）	
3	キャリパーゲージによる測定（板厚測定）	はさみの構造により，奥行きのある形状や狭い箇所，測定箇所の手前側の凸型をまたいで板厚測定を行う．様々なアーム形状があり，測定値の読み取りは主にダイヤルゲージにより行う．（精度：±0.003mm～±0.015mm）	
4	超音波板厚計による測定（板厚測定）	測定物の片面に探触子を当て，超音波パルス反射法を利用し板厚を測定する．腐食が進行し表面錆が覆っている場合では超音波の入射が困難であり，測定面が凹凸の場合では，事前に測定面を平滑にする必要がある．（精度：±0.1mm）	
5	ダイヤルゲージによる測定（表面測定）	マグネットスダンドに取付けて使うことが多く，複雑形状部などの測定には便利である．ダイヤルゲージを板面に平行移動させて平滑面と凹部の測定を行って腐食深さを測定することも可能であるが，マグネットスタンドアームの使い勝手や剛性の影響で誤差が生じる．（精度：±0.003mm～±0.015mm）	
6	デプスゲージによる測定（表面測定）	孔食の深さを正確に測定する場合に用いる．ベースの測定面に平行な測定面をもつ本尺が，ベース測定面と直角方向に滑り，本尺目盛とバーニア目盛またはダイヤル目盛により読み取る．（精度：±0.02mm～±0.08mm）	
7	デプスマイクロメータによる測定（表面測定）	腐食凹部の深さを高精度に測定する場合に有効．ただし，デプスゲージと同様に，ベースの安定性や平滑面が測定精度に及ぼす．（精度：±0.004mm～±0.010mm）	
8	レーザースキャナによる測定（表面測定）	非接触で板厚や断面欠損量などの寸法計測ができ，高速でスキャンすることで作業時間の短縮が図れる．あるライン上で計測を行う 2 次元スキャナと立体計測ができる 3 次元スキャナがある．	

4.3.2 鋼桁端部腐食の評価方法

これまでの研究の多くは，鋼材腐食による腐食量と耐荷力の関係を実験あるいは数値解析を行って定量的に評価している．また現地の腐食状況を定量的に把握することは，残存耐荷力を把握する上でも重要であるが，実際には点検員がコンベックスやノギス等で腐食範囲および減肉量を計測して腐食状況を確認している．そのため減肉量の測定では表面錆を落とす必要がある．しかし著しい腐食箇所では，ブラスト処理等を実施しないと正確な減肉量が把握できない場合がある．前節に記載したように多種にわたる板厚測定機器があるが，課題等もあり桁端部の健全度を簡易に評価する手法がない状況である．

橋梁の健全性を把握する手法は様々な方法があり，その一つに橋梁の固有振動特性など着目した橋梁モニタリングがある[13)]．基本的には部材の損傷に伴って，剛性または質量の変化を生じるとして固有振動数やモード減衰定数などの振動特性の変化に着目した研究が多い[14-31)]．本研究の鋼桁端部を対象に振動特性の変化に着目した研究では，例えば，黒木，西尾らの研究[30)]では，鋼橋桁端部を対象に，鋼橋桁端部を模した供試体を製作し，打撃試験を行い，構造振動と音圧を測定し比較しながら，音響計測による振動モード，特に固有振動数の把握の可否を検証する研究を行っている．また，長山らの研究[31)]では，同様に鋼橋桁端部が腐食損傷すると耐荷力に影響をおよぼすため，桁端部の各部材の局部振動モードを計測し，腐食状態および耐荷性能を評価する方法を数値解析により検討している．このように，鋼桁端部を対象に振動特性の変化に基づいた研究は，行われているものの，橋梁全体系を対象とした研究に比べると，多くの研究がなされていないのが現状である．また，数値解析により，腐食損傷した場合の振動特性の影響について検討がなされているが，実橋梁における鋼桁端部のウエブの振動特性を十分に把握できているまでに至っていない状況である．

このため本研究では，実橋梁におけるウエブ振動計測および鋼桁端部の腐食を想定した数値解析を行い，鋼桁端部の腐食量とウエブの振動特性の変化および耐荷性能の影響を定量的に評価した．

4.4　実構造物におけるウエブ振動計測

4.4.1　ウエブ振動の計測概要

実構造物における鋼桁端部のウエブ振動特性を把握するため，**表 4.4.1** に示す K 橋の桁端部を対象に振動計測を行った．K 橋の外観状況を**写真 4.4.1** に，対象橋梁の構造一般図を**図 4.4.1** に示す．計測箇所は比較的健全な桁端ウエブパネルを対象とし，**図 4.4.2** に示す支点上の垂直補剛材と隣の垂直補剛材で囲まれた領域（以下，支間側パネル）と支点部の垂直補剛材より桁端側の範囲の領域（以下，桁端側パネル）の 2 つの領域で，面外方向の固有振動数および振動モード形を確認した．

使用した加速度計の精度を**表 4.4.2** に示す．加速度計の配置は，フランジおよび水平補剛材で囲まれたウエブ高さが 4 等分になるように 3 個位置とし，さらに，腐食や鋼材の減肉により固定条件に影響がでる可能性があるため，ウエブ下端側のウエブ高さ 1/8 に加速度計を設置し，合計 4 箇所とした．計測方法は，**写真 4.4.2** に示すように車両振動計測およびゴムハンマーによる衝撃加振計測の 2 パターンで行い，固有振動数の違いおよび振動モード形を確認した．衝撃加振は，打撃位置をウエブ中央（測点 2/4）とウエブ下端（測点 7/8）付近の 2 箇所で行い衝撃位置の違いを確認した．

本計測でのサンプリング周波数は，1000Hz で実際の振動現象に合わせて 5 秒間程度計測した．FFT 分析で算出された固有振動数は，分解能が荒いため，同定におけるばらつきが少なく，精密な同定が行える方法として用いられている ERA（Eigensystem Realization Algorithm）[32)]により固有振動数および振動モード形を求めた．なお，ERA は，打撃後の減衰自由振動波形から 1,000 個用いてハルケル行列を作成し，その行と列のサイズは 3:1 とした．特異値分解後の採用時数は 12 とした．

表 4.4.1　対象橋梁の橋梁諸元（K 橋）

構造形式	鋼 4 径間連続非合成鈑桁橋	備考
橋長／支間割	117.8m ／29.1m+29.5m×2＋29.1m	
床版支間／床版厚	3.0m ／220mm	
竣　工	1978.10	

写真 4.4.1　調査対象橋梁（K 橋）

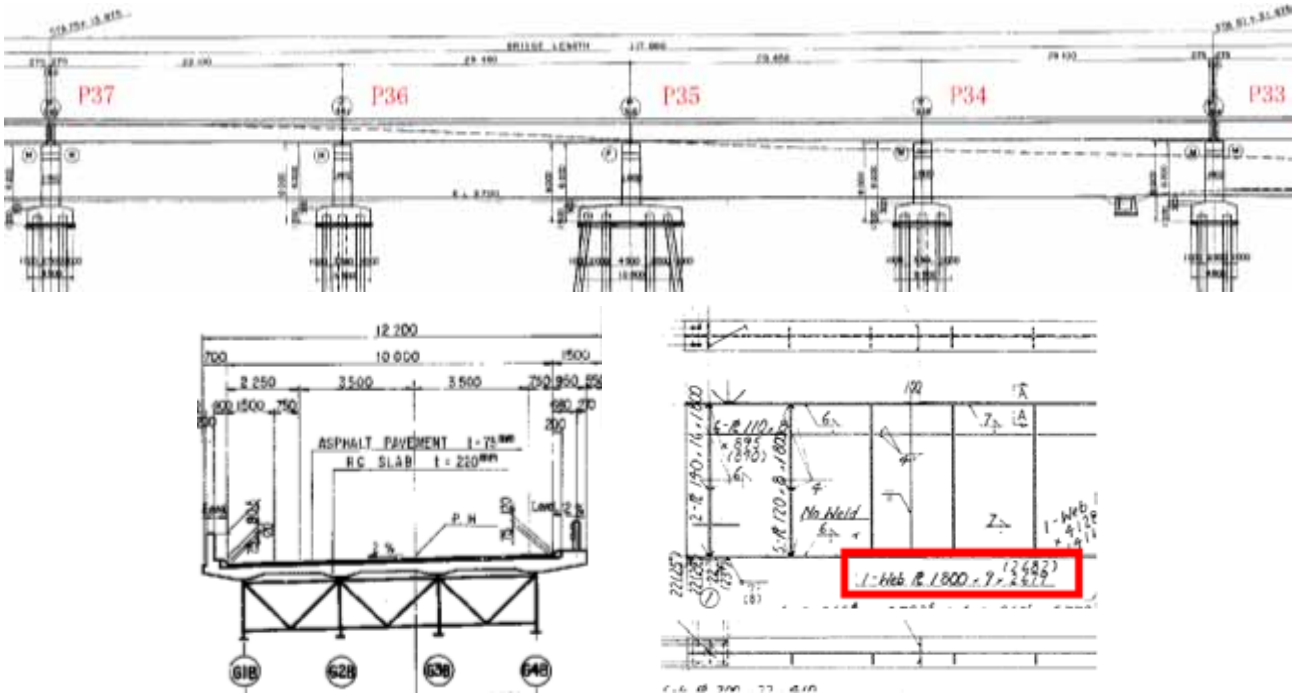


図 4.4.1　対象橋梁の構造一般図

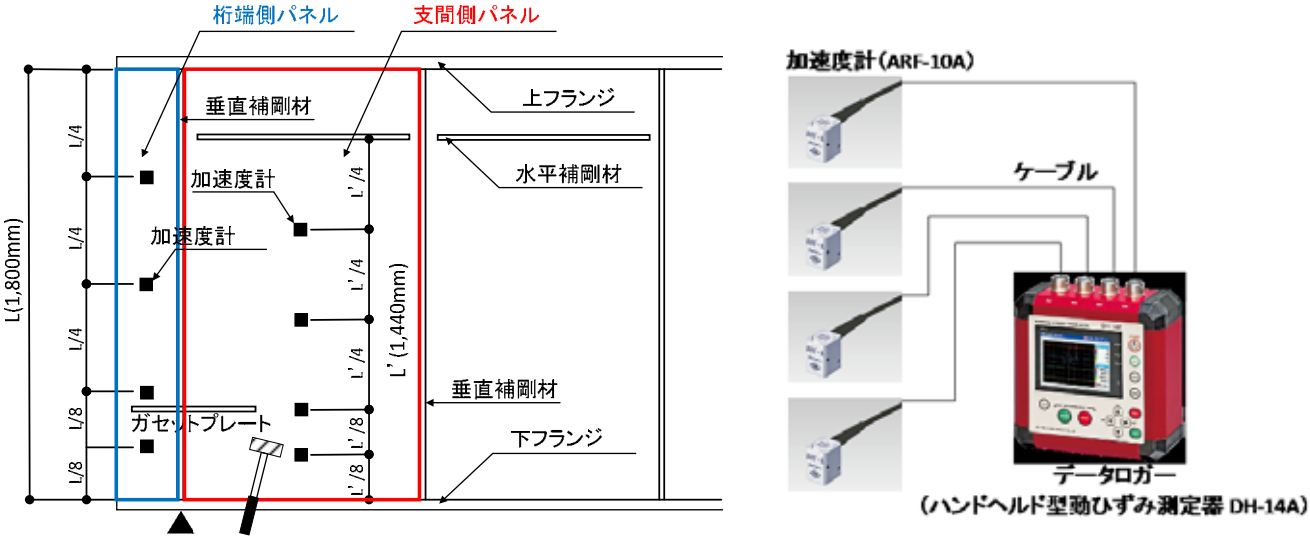


図4.4.2　振動計測の概要

表4.4.2　加速度計

加速度センサ	仕様	計測方法	内容
分類（型名）	ひずみゲージ式（ARS-10A）	加速度計の設置箇所	4箇所
応答周波数(Hz)	0～30	サンプリング周波数	1000Hz
分解能	3.0×10^{-4}m/s^2	計測時間	5S
質量(g)	約23	分析方法	ERA分析

(a) 支間側パネルの車両振動計測

(b) 桁端側パネルの車両振動計測

(c) 支間側パネルの衝撃加振計測

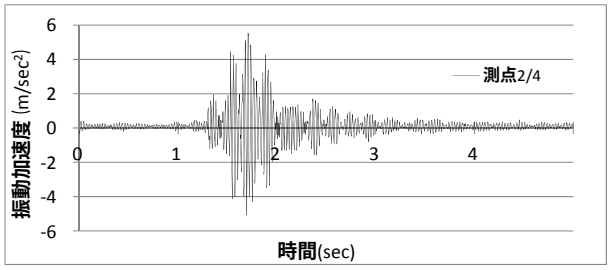
(d) 桁端側パネルの衝撃加振計測

写真 4.4.2　鋼桁端部の振動計測の状況

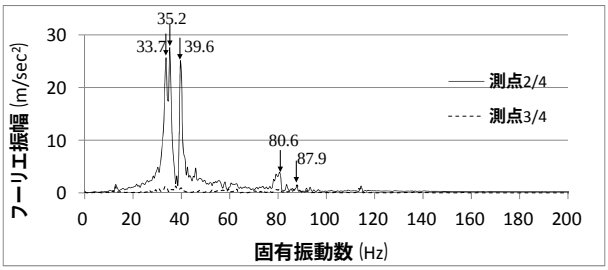
4.4.2　支間側パネルの固有振動数と振動モード形

(1) 車両振動計測および衝撃加振による計測結果

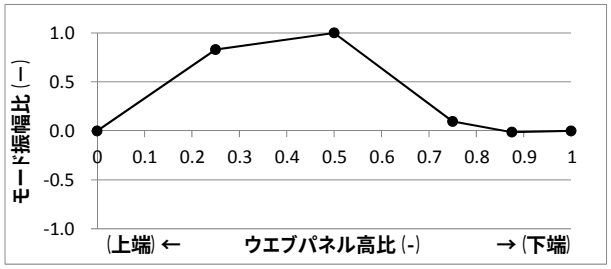
振動計測では，振動モード形（1 次モード形，2 次モード形および 3 次モード形），各振動モード形が卓越する固有振動数および減衰定数を確認した．支間側パネルにおける車両振動計測によって得られた加速度波形，FFT 分析によるスペクトル並びに振動モード形の結果を**図 4.4.3**，高精度モード同定法とされる ERA によって算出した各振動モード形の固有振動数と減衰定数の結果を**表 4.4.3** に示す．振動モード形は，1 次モード形が 30.0～40.0Hz 付近で 2 つ，2 次モード形は 80.0～90.0Hz 付近で 2 つ確認された．ただし，それ以上の高次の振動モード形は明確なモード形を同定できなかった．同様に衝撃加振（衝撃中央）計測結果を，**図 4.4.4** および**表 4.4.4** に示す．1 次モード形が 30.0～40.0Hz 付近で 2 つ，2 次モード形が 80.0Hz 付近で 1 つ確認された．衝撃加振（衝撃下端）計測の結果を**図 4.4.5** および**表 4.4.5** に示す．1 次モード形が 40.0Hz 付近で 1 つ確認され，2 次モード形が 80.0～90.0Hz 付近で 2 つ，3 次モード形は 140Hz 付近で 1 つ確認された．



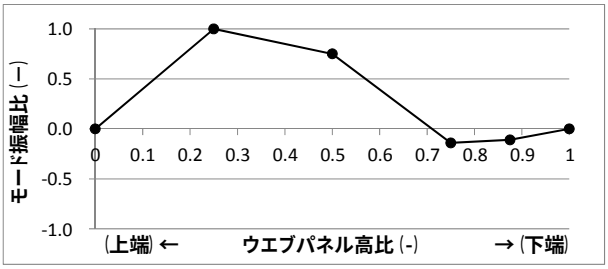
(a) 車両通過時の加速度波形



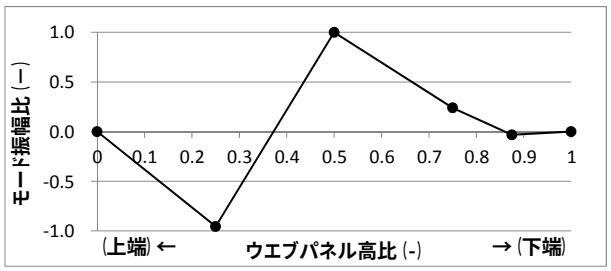
(b) FFT 分析によるスペクトル



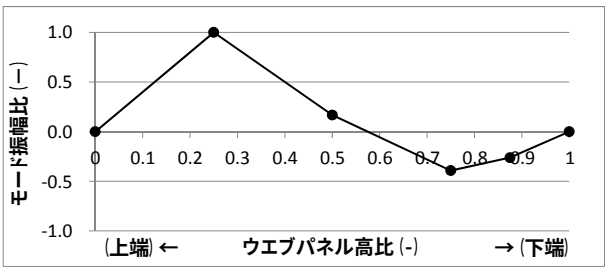
(c) 振動モード形（1 次モード形 33.7Hz）



(d) 振動モード形（1 次モード形 39.7Hz）



(e) 振動モード形（2 次モード形 80.3Hz）

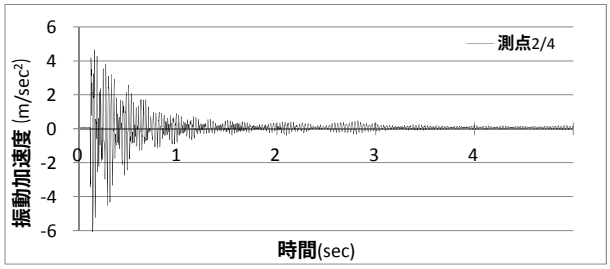


(f) 振動モード形（2 次モード形 87.2Hz）

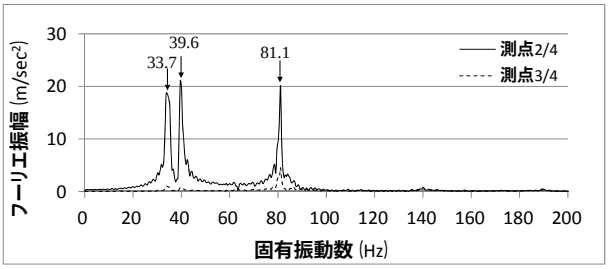
図 4.4.3　支間側パネルの計測結果（車両振動）

表 4.4.3　ERA によって算出された支間側パネルの計測結果（車両振動）

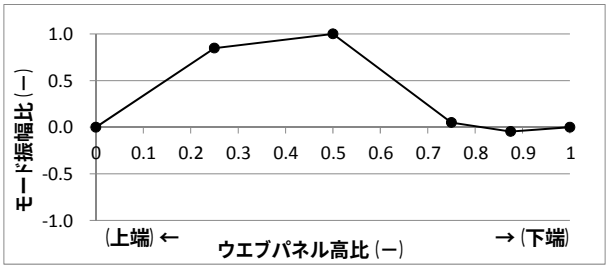
振動モード形	1 次モード形		2 次モード形		3 次モード形	
固有振動数（Hz）	33.7	39.7	80.3	87.2	—	—
減衰定数	0.0132	0.0047	0.0042	0.0034	—	—



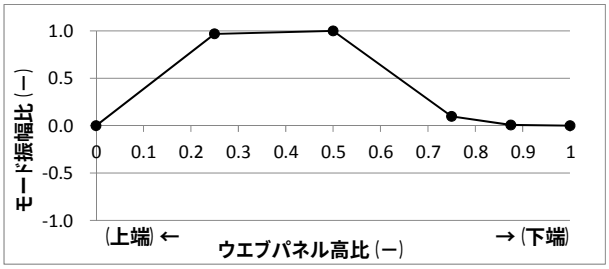
(a) 衝撃加振時の加速度波形



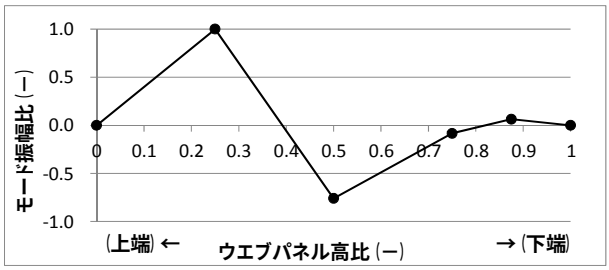
(b) FFT 分析によるスペクトル



(c) 振動モード形（1 次モード形 34.1Hz）



(d) 振動モード形（1 次モード形 39.8Hz）

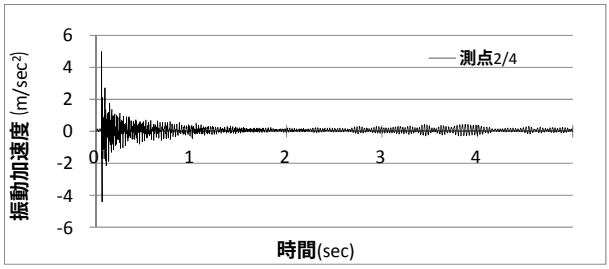


(e) 振動モード形（2 次モード形 81.0Hz）

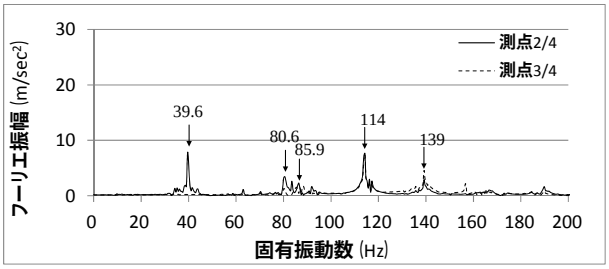
図 4.4.4　支間側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃中央）

表 4.4.4　ERA によって算出された支間側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃中央）

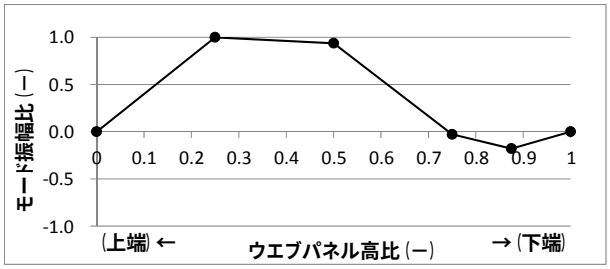
振動モード形	1 次モード形		2 次モード形		3 次モード形	
固有振動数（Hz）	34.1	39.8	81.0	—	—	—
減衰定数	0.0104	0.0081	0.0055	—	—	—



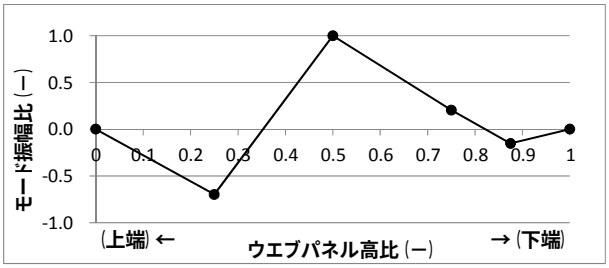
(a) 衝撃加振時の加速度波形



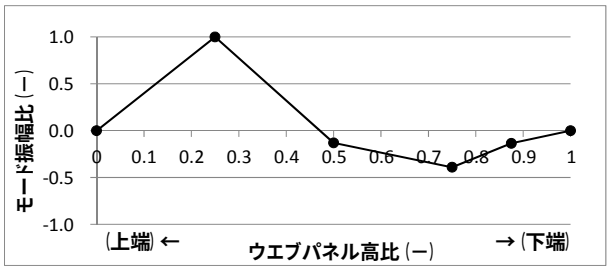
(b) FFT 分析によるスペクトル



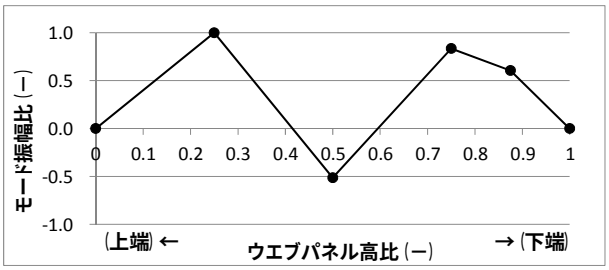
(c) 振動モード形（1 次モード形 39.8Hz）



(d) 振動モード形（2 次モード形 80.8Hz）



(e) 振動モード形（2 次モード形 85.7Hz）



(f) 振動モード形（3 次モード形 140Hz）

図 4.4.5 支間側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃下端）

表 4.4.5　ERA によって算出された支間側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃下端）

振動モード形	1 次モード形		2 次モード形		3 次モード形	
固有振動数（Hz）	—	39.8	80.8	85.7	140	—
減衰定数	—	0.0033	0.0058	0.0080	0.0085	—

(2) 支間側パネルの計測結果による考察

車両振動計測および衝撃加振計測（衝撃中央，衝撃下端）の ERA によって算出された計測結果を**表 4.4.6** に示す．なお，表の下端に各計測方法の平均値および標準偏差を付記する．計測方法により，卓越しない振動モード形がみられた．固有振動数は，振動モード形が同じ場合では，計測方法で違いは見られたが，概ね同じ固有振動数で卓越していることを確認した．

車両振動および衝撃加振により得られた結果で平均すると，固有振動数は，1 次モード形が 33.9Hz，39.8Hz 付近で確認され，2 次モード形が 80.7Hz，86.5Hz で，3 次モード形が 140Hz で確認された．なお，1 次モード形の減衰定数が 0.0118，0.0054 で，2 次モード形の減衰定数が 0.0052，0.0057 で，3 次モード形の減衰定数が 0.0085 となり，高次モードになるにつれ，概ね大きくなる傾向を示した．

今回の計測結果より，3 次モード形までを対象とする場合，車両振動計測以外に，衝撃加振計測を行う必要があることが分かった．また，衝撃加振では，各振動モード形が卓越しやすいように，各振動モードの腹位置付近で衝撃加振を行う必要があることが分かった．

表 4.4.6　ERA によって算出された支間側パネルの計測結果

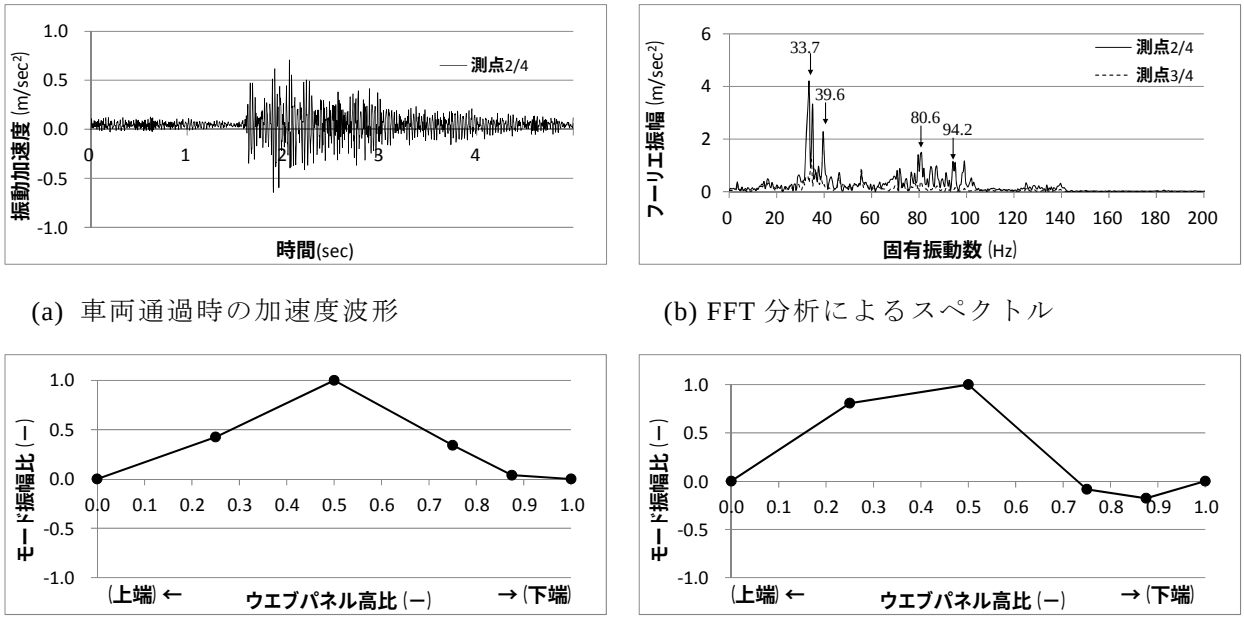
計測方法	モード形状	固有振動数(Hz)	減衰定数
車両振動	1 次モード形	33.7	0.0132
	〃	39.7	0.0047
	2 次モード形	80.3	0.0042
	〃	87.2	0.0034
	3 次モード形	－	－
衝撃加振 (衝撃中央)	1 次モード形	34.1	0.0104
	〃	39.8	0.0081
	2 次モード形	81.0	0.0055
	〃	－	－
	3 次モード形	－	－
衝撃加振 (衝撃下端)	1 次モード形	－	－
	〃	39.8	0.0033
	2 次モード形	80.8	0.0058
	〃	85.7	0.0080
	3 次モード形	140	0.0085
平均(車両振動 および衝撃加振)	1 次モード形	33.9 (0.20)	0.0118 (0.0014)
	〃	39.8 (0.05)	0.0054 (0.0020)
	2 次モード形	80.7 (0.29)	0.0052 (0.0007)
	〃	86.5 (0.75)	0.0057 (0.0023)
	3 次モード形	140 (0.00)	0.0085(0.0000)

※平均の固有振動数，減衰定数の（）内数値は，標準偏差を示す。

4.4.3　桁端側パネルの固有振動数と振動モード形

(1) 車両振動計測および衝撃加振による計測結果

桁端側パネルにおける車両振動計測によって得られた加速度波形，FFT 分析によるスペクトル並びに振動モード形の結果を**図 4.4.6** に示し，高精度モード同定法とされる ERA によって算出した各振動モード形の固有振動数の結果を**表 4.4.7** に示す. 車両振動計測では, 1 次モード形が 80.0～100Hz 付近で 2 つ確認されたが，それ以上の高次モードは明確なモード形を同定できなかった．衝撃加振（衝撃中央）計測の結果を**図 4.4.7** および**表 4.4.8** に示す. 1 次モード形が 80.0～100Hz 付近で 2 つ，2 次モード形は 130～140Hz 付近で 2 つ確認された．衝撃加振（衝撃下端）の計測結果を**図 4.4.8** および**表 4.4.9** に示す．4 次モード形が 185Hz 付近で確認されたが，対象とする 1 次モード形，2 次モード形および 3 次モード形について明確なモード形を同定できなかった．原因として打撃位置が端横桁のガセットプレート付近であることが影響していると推察する.



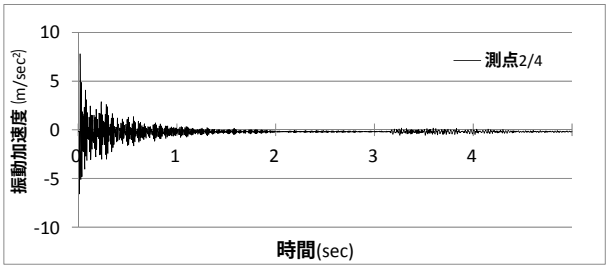
(a) 車両通過時の加速度波形　　(b) FFT 分析によるスペクトル

(c) 振動モード形（1 次モード形 80.2Hz）　　(d) 振動モード形（1 次モード形 94.3Hz）

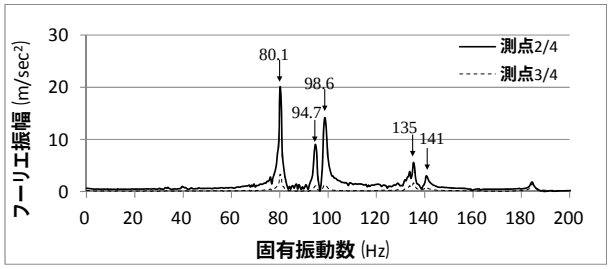
図 4.4.6　桁端側パネルの計測結果（車両振動）

表 4.4.7　ERA によって算出された桁端側パネルの計測結果（車両振動）

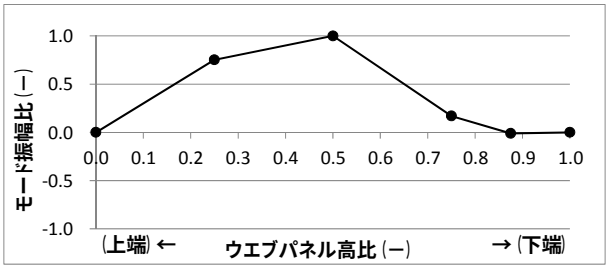
振動モード形	1 次モード形		2 次モード形		3 次モード形	
固有振動数（Hz）	80.2	94.3	—	—	—	—
減衰定数	0.0004	-0.0002	—	—	—	—



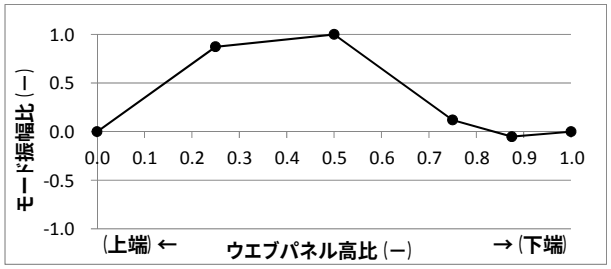
(a) 衝撃加振時の加速度波形



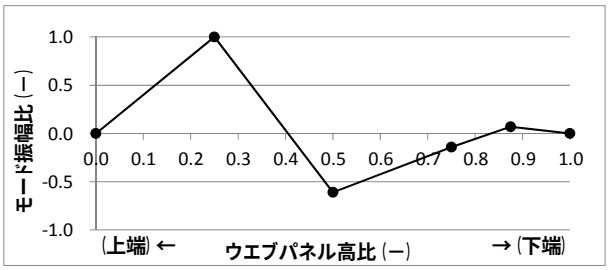
(b) FFT 分析によるスペクトル



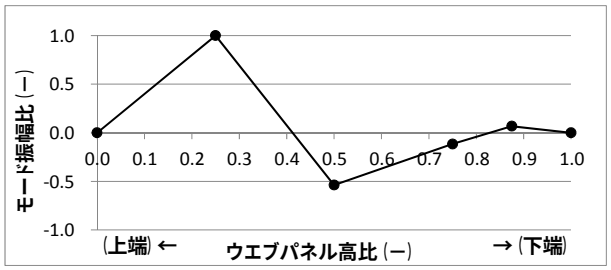
(c) 振動モード形（1 次モード形 80.3Hz）



(d) 振動モード形（1 次モード形 94.9Hz）



(e) 振動モード形（2 次モード形 135Hz）

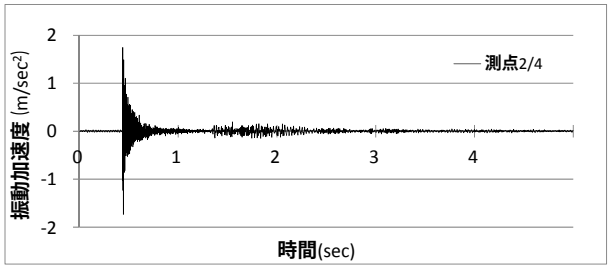


(f) 振動モード形（2 次モード形 140Hz）

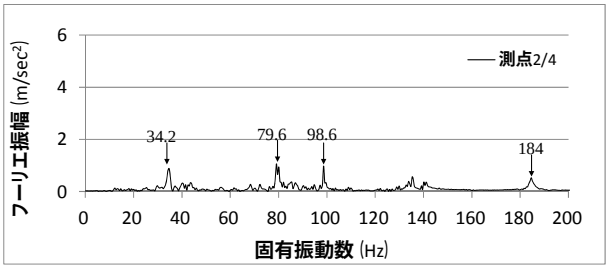
図 4.4.7　桁端側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃中央）

表 4.4.8　ERA によって算出された桁端側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃中央）

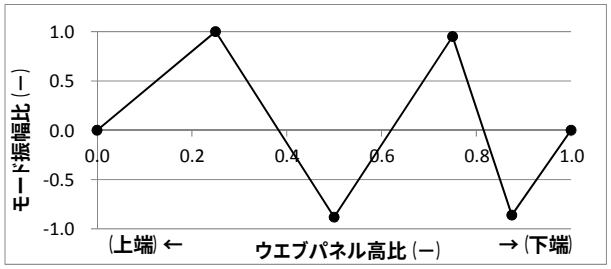
振動モード形	1 次モード形		2 次モード形		3 次モード形	
固有振動数（Hz）	80.3	94.9	135	140	—	—
減衰定数	0.0036	0.0039	0.0068	0.0093	—	—



(a) 衝撃加振時の加速度波形



(b) FFT 分析によるスペクトル



(c) 振動モード形（4 次モード形 185Hz）

図 4.4.8　桁端側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃下端）

表 4.4.9　ERA によって算出された桁端側パネルの計測結果（衝撃加振_衝撃下端）

振動モード形	1 次モード形		2 次モード形		3 次モード形		4 次モード形
固有振動数（Hz）	—	—	—	—	—	—	185
減衰定数	—	—	—	—	—	—	0.0083

(2) 桁端側パネルの計測結果による考察

車両振動計測および衝撃加振計測（衝撃中央，衝撃下端）の ERA によって算出された計測結果を**表 4.4.10** に示す．なお，表の下端に各計測方法の平均値および標準偏差を付記する．計測方法により，卓越しない振動モード形がみられ，3 次モード形においては，今回の計測では確認できなかった．また，ウエブ下端で衝撃した場合は，対象とする 3 つの明確な振動モード形は得られなかった．これは，近傍に端横桁のガセットプレートがあり，その影響によるものと推察する．

車両振動および衝撃加振により得られた結果で平均すると，固有振動数は，1 次モード形が 80.3Hz，94.6Hz 付近で確認され，2 次モード形が 135Hz，140Hz で確認された．なお，1 次モード形の減衰定数が 0.0020，0.0019 で，2 次モード形の減衰定数が 0.0068，0.0093 となり，1 次モード形の減衰定数の約 4 倍の値となった．

今回の計測結果より，明確な 3 次モード形の振動モードは確認できなかったが，1 次モード形および 2 次モード形を得るには，車両振動計測以外に，衝撃加振計測を行う必要があることが分かった．また，桁端部パネルにおいては，ガセットプレートの影響を受けにくい，ウエブ中央に衝撃加振すると，明確な 1 次モード形，2 次モード形が得られることが分かった．

表 4.4.10　ERA によって算出された桁端側パネルの計測結果

計測方法	モード形状	固有振動数(Hz)	減衰定数
車両振動	1 次モード形	80.2	0.0004
	〃	94.3	-0.0002
	2 次モード形	－	－
	〃	－	－
衝撃加振 (衝撃中央)	1 次モード形	80.3	0.0036
	〃	94.9	0.0039
	2 次モード形	135	0.0068
	〃	140	0.0093
衝撃加振 (衝撃下端)	1 次モード形	－	－
	〃	－	－
	2 次モード形	－	－
	〃	－	－
平均(車両振動 および衝撃加振)	1 次モード形	80.3 (0.05)	0.0020 (0.0016)
	〃	94.6 (0.30)	0.0019 (0.0021)
	2 次モード形	135	0.0068
	〃	140	0.0093

※平均の固有振動数，減衰定数の（）内数値は，標準偏差を示す。

4.5　鋼桁端部の腐食を想定した振動解析

4.5.1　振動解析の検討概要

(1) 解析モデルの概要

解析モデルは，振動計測を行った K 橋の桁端部の 1 主桁，床版および舗装をモデル化し，その概要を**図 4.5.1** 左に示す．ウエブ桁端部の腐食損傷の多くは，桁端から支点部の隣の垂直補剛材までの領域であるが，境界条件による影響および既往の論文を参考にして，本検討では，橋軸方向に 2 パネルまでの範囲とした．橋軸直角方向は，床版の有効幅程度をモデル化した [33]．主桁はシェル要素，床版（t=240mm）および舗装（t=75mm）はソリッド要素でモデル化し，各々の境界条件は剛結とした．支点部は，バネ要素を用いて下端部は完全固定とし，ウエブおよび床版等の 2 パネル目の境界部は，橋軸方向に対称となるように境界条件を設定した．本解析で使用した材料特性を**表 4.5.1** に示す．実際の腐食範囲および減肉量は，様々なケースがあるが，本検討では，4.2 節で記載した北陸地方の鋼桁端部の腐食状況を考慮し設定した．腐食モデルの腐食範囲を**図 4.5.1** 右上に示す．腐食高さは，ウエブ下端から腐食調査では 100mm 以下のため，腐食モデルの腐食高さを 90mm とした．橋軸方向の腐食範囲は，桁端側は支点から桁端までの全範囲とした．支間側は，腐食状況は異なるが最大で 1 パネル近くまで部分的に減肉していたことから 1 パネルの範囲とした．また，減肉量については，実際は均一に減肉していないが，減肉量の影響を定量的に把握するため，腐食範囲のウエブ板厚を設計板厚 t=9mm から，一律に t=6 mm，t=3 mm，t=1 mm と変化させた．さらに，腐食モデルの板厚 t=1mm の状態から腐食が進行し，ウエブ貫通した場合を想定した亀裂モデルとして，高さ方向に 20mm 欠損させ，長さ方向の範囲は腐食範囲の半分とした場合の固有振動特性の影響を検討した．

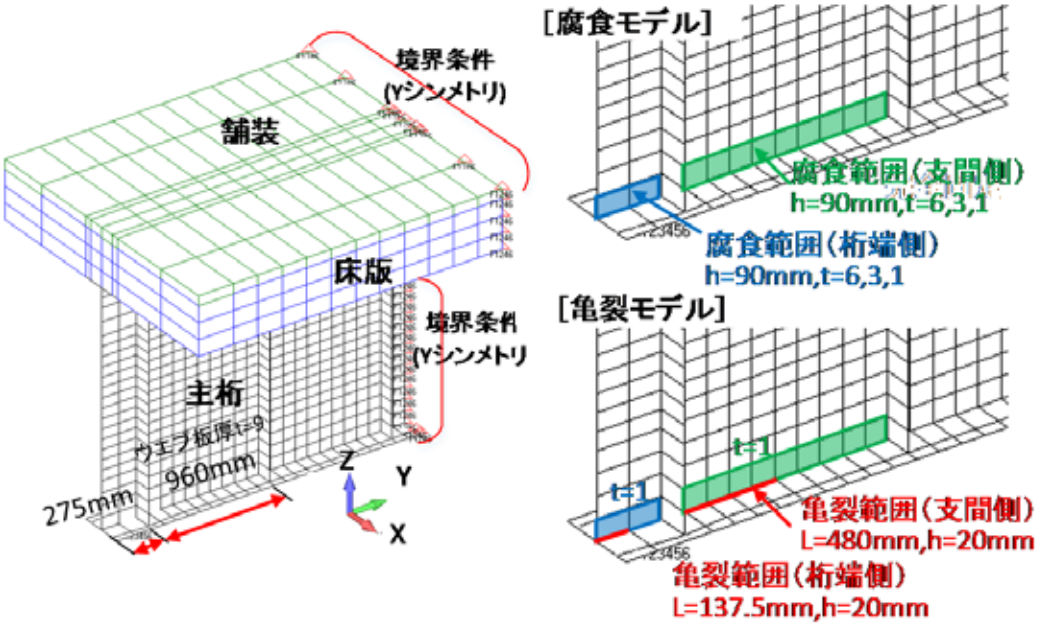


図 4.5.1　解析モデルの概要

表 4.5.1　解析モデルの材料特性

	ヤング係数(N/mm^2)	ポアソン比	質量密度(kN/m^3)	備考
主桁	2.0×10^5	0.30	77.0	
床版	2.5×10^4	0.15	24.5	
舗装	200	0.40	22.5	

(2) 振動解析の検討概要

今回の検討の主旨は，現地の状況を再現するのではなく，鋼材腐食による振動特性の影響を定量的に把握することである.鋼桁端部のウエブパネルがどのような振動特性を有するか把握するため，まず健全なモデルで固有振動解析を行って固有振動数および振動モード形を確認した．次に鋼材腐食によりウエブ下端部が減肉した場合の振動特性の影響を確認した．実際には桁端側パネルと支間側パネルが同時に減肉するケースが考えられるが，本検討では，2 つの領域のウエブ下端部の板厚を別々に減肉させ，鋼桁端部の腐食部位と減肉量による固有振動数および振動モード形の影響を確認した.

4.5.2　健全時モデルにおける固有振動数と振動モード形

固有振動解析は，汎用ソフトウェアとして FEMAP with NEi Nastran（ver.11.0）を使用した．固有振動解析で,1 次モード形,2 次モード形および 3 次モード形の固有振動数の結果を**表 4.5.2** に示し，解析で得られた振動モード形を**図 4.5.2** および**図 4.5.3** に示す．支間側パネルの振動モード形は，1 次モード形が 40.0～50.0Hz で，2 次モード形が 70.0～90.0Hz で，3 次モード形が 120～140Hz で各々 2 つ卓越が確認された.

一方桁端側パネルの振動モード形は，1 次モード形，2 次モード形の振動モード形が支間側パネルの振動モード形の影響によっても確認されたが，今回図に示したのは支間側に比べ桁端側の振動モード形が卓越しているケースを対象とした．解析値は，実計測と比較すると支間側パネルおよび桁端側の各振動モード形が卓越する固有振動数は，1 割～3 割程度の違いがあった．これは，端横桁のガセットプレートを解析で考慮していない点や支点部および境界条件等の違いによるものと考えられる.

表 4.5.2　健全モデルにおける固有振動解析の結果

振動モード形	1 次モード形	2 次モード形	3 次モード形	備考
支間側パネルの固有振動数（Hz）	42.3，47.6	79.0，85.6	128，138	
桁端側パネルの固有振動数（Hz）	71.9，75.7	111，116	153，157	

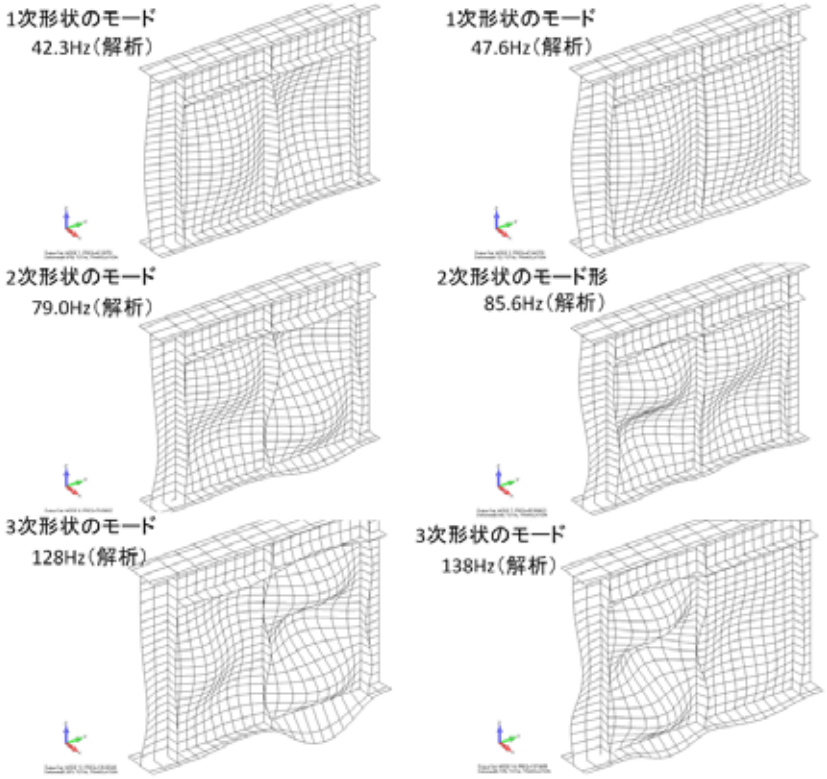


図 4.5.2　固有振動数と振動モード形の関係（支間側パネル）

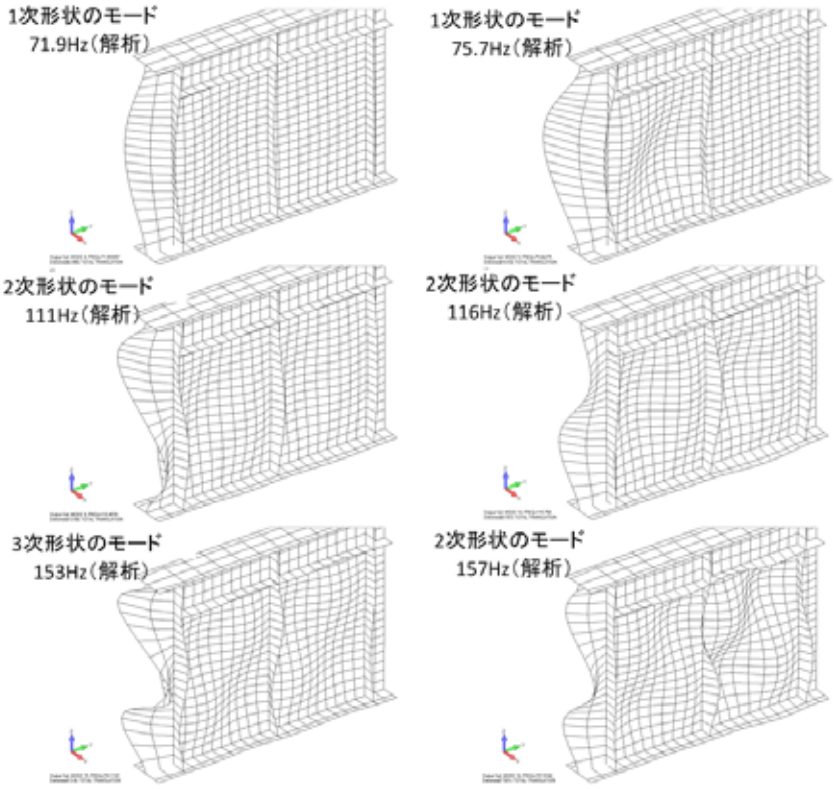


図 4.5.3　固有振動数と振動モード形の関係（桁端側パネル）

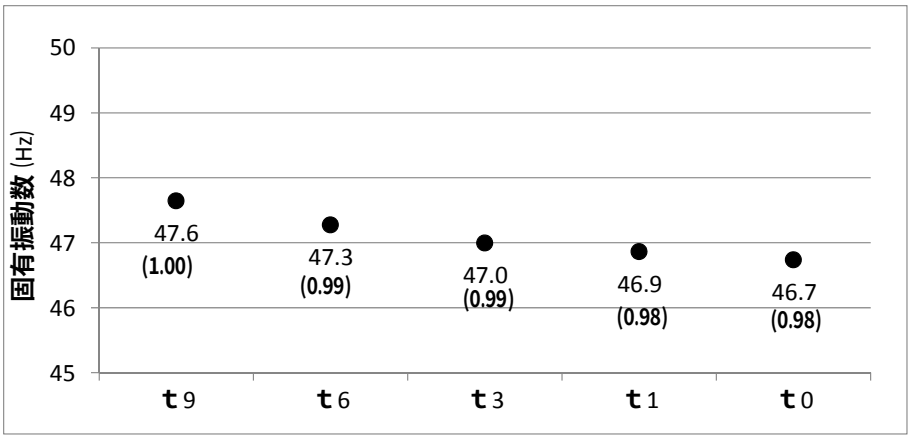
4.5.3　ウエブ下端部が腐食損傷した場合の振動特性の影響

減肉量の影響を定量的に把握するため,腐食範囲のウエブ板厚を一律に t=9mm(設計板厚), 6 mm, 3 mm，1 mm とした腐食モデルと，ウエブ貫通（板厚 t=0mm）とした亀裂モデルを用いた．亀裂モデルは，高さ方向に 20mm 欠損させ，長さ方向の範囲は腐食範囲の半分とした．支間側パネルおよび桁端側パネルのウエブ下端部の鋼材減肉した場合の固有振動数の結果を**表 4.5.3** に示し固有振動数および振動モード形の影響を**図 4.5.4~図 4.5.7** に示す．1 次モード形が卓越する固有振動数を 1 次振動数とし，2 次モード形の場合は 2 次振動数，3 次モード形は 3 次振動数とした．解析上は 1 次モード形，2 次モード形，3 次モード形と各々2 つ確認されたが，モード形が大きい方で評価した．支間側パネルの固有振動数は，板厚 t=0mm の亀裂モデルの場合，1 次モード形の振動モード形では，健全時の固有振動数に比べ 0.98 となった．2 次モード形では 0.96，3 次モード形では 0.93 と高次モードになるにつれて固有振動数は低下する傾向を示した．振動モード形は，減肉量が大きくなるにつれ，振動モード形の一部が下端側に移行する傾向にあった．また桁端側パネルの固有振動数は，支間側と同様な傾向を示し，1 次モード形では健全時に比べ 0.99，2 次モード形では 0.94，3 次モード形では 0.90 と支間側より変化は大きくなった．なお，振動モード形については，支間側パネルと同様の傾向を示した．

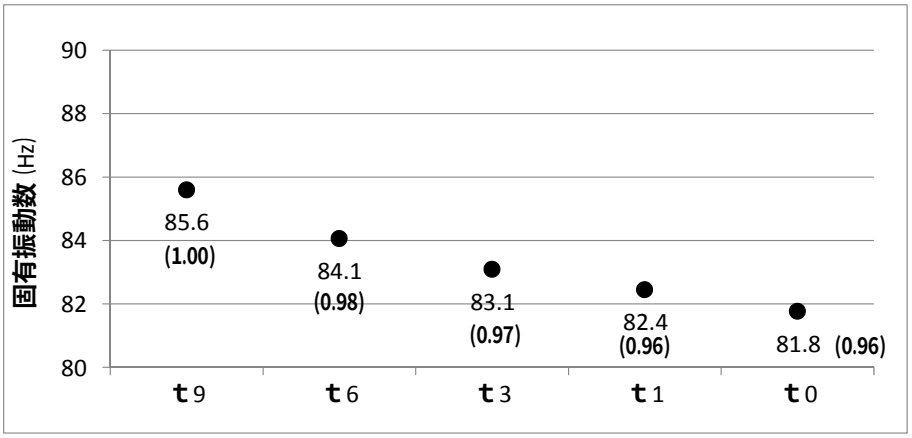
表 4.5.3　鋼桁端部が腐食損傷した場合の固有振動解析の結果

対称部位	ウエブ下端の板厚 (mm)	上段：固有振動数(Hz) ／健全に対する比率 下段：(変化率)			備　考
		1 次振動数	2 次振動数	3 次振動数	
支間側パネル	9	47.6 / 1.000 (0.0%)	85.6 / 1.000 (0.0%)	138 / 1.000 (0.0%)	健全時
	6	47.3 / 0.994 (-0.6%)	84.1 / 0.982 (-1.8%)	135 / 0.978 (-2.2%)	腐食モデル
	3	47.0 / 0.987 (-1.3%)	83.1 / 0.971 (-2.9%)	133 / 0.964 (-3.6%)	〃
	1	46.9 / 0.985 (-1.5%)	82.4 / 0.963 (-3.7%)	130 / 0.942 (-5.8%)	〃
	0	46.7 / 0.981 (-1.9%)	81.8 / 0.956 (-4.4%)	128 / 0.928 (-7.2%)	亀裂モデル
桁端側パネル	9	75.7 / 1.000 (0.0%)	111/ 1.000 (0.0%)	153 / 1.000 (0.0%)	健全時
	6	75.3 / 0.995 (-0.5%)	109 / 0.982 (-1.8%)	150 / 0.980 (-2.0%)	腐食モデル
	3	75.1 / 0.992 (-0.8%)	108 / 0.973 (-2.7%)	148 / 0.967 (-3.3%)	〃
	1	75.0 / 0.991 (-0.9%)	108 / 0.973 (-2.7%)	147 / 0.961 (-3.9%)	〃
	0	74.6 / 0.985 (-1.5%)	104 / 0.937 (-6.3%)	138 / 0.902 (-9.8%)	亀裂モデル

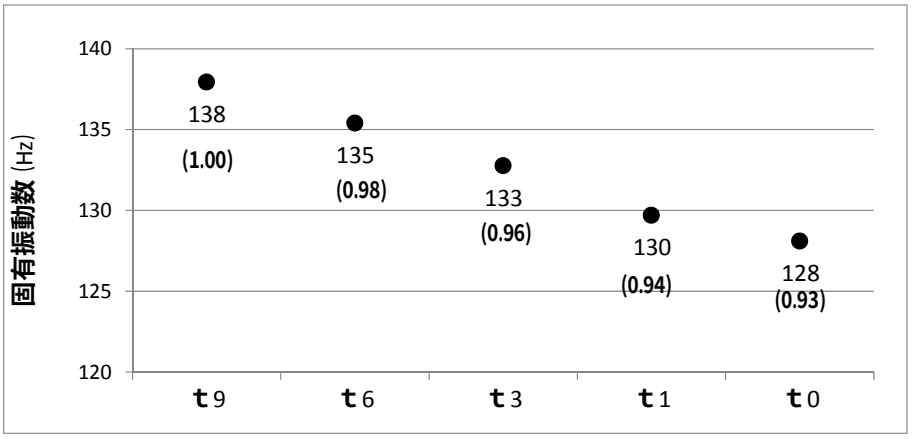
※ ( )内数値は，変化率を示す。変化率(%)：$(M_t-M_9)/M_9\times100$



(a) 1 次モード形

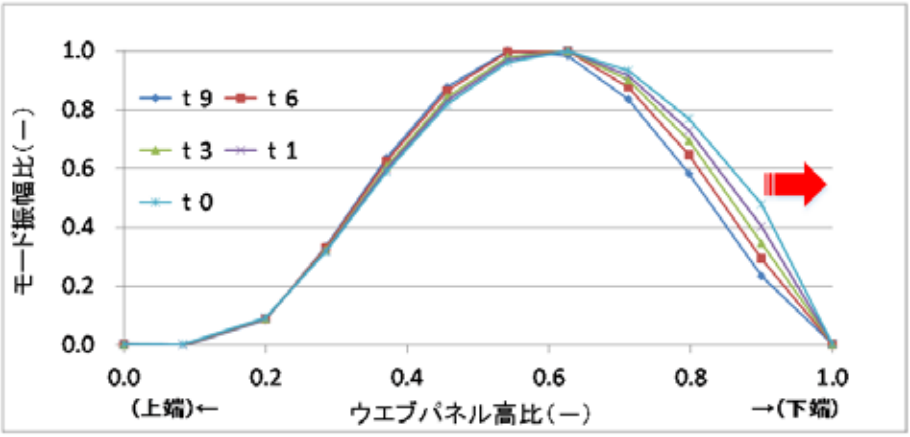


(b) 2 次モード形

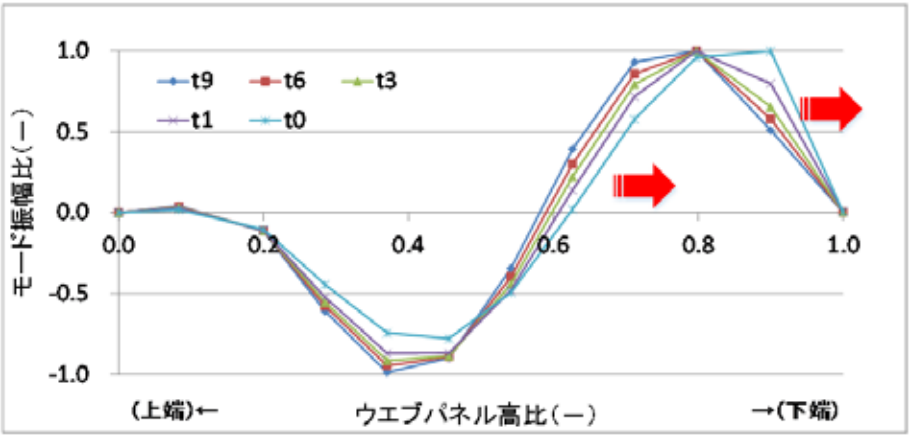


(c) 3 次モード形

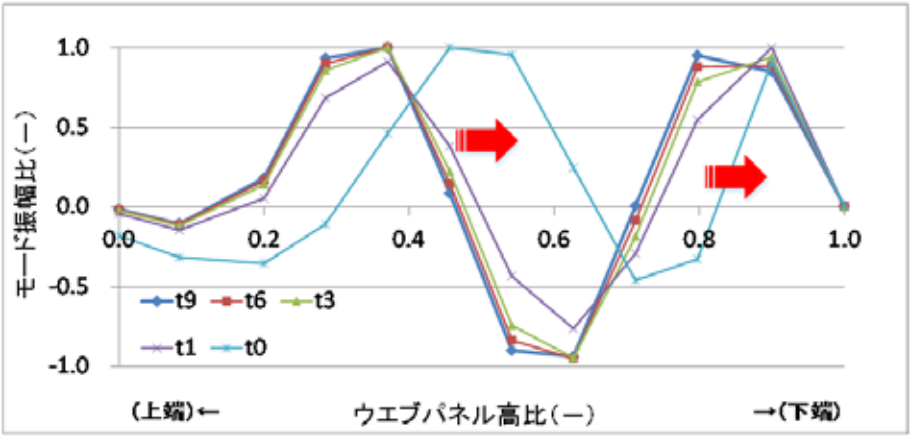
図 4.5.4　支間側パネルが腐食損傷による固有振動数の結果



(a) 1 次モード形

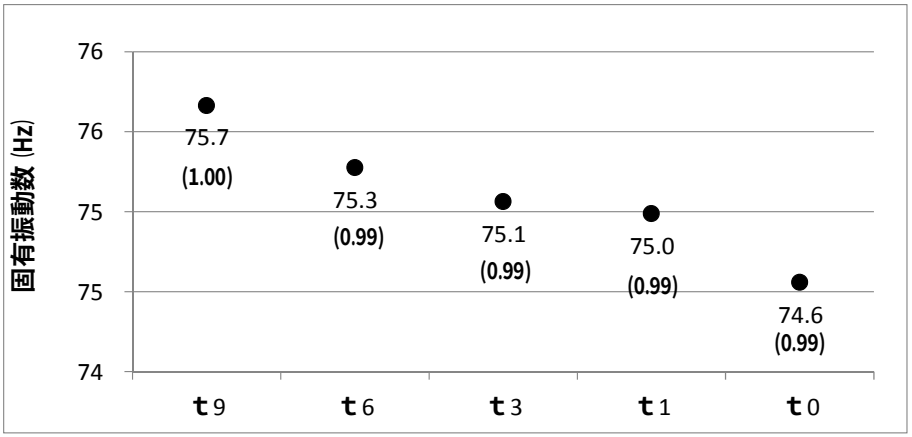


(b) 2 次モード形

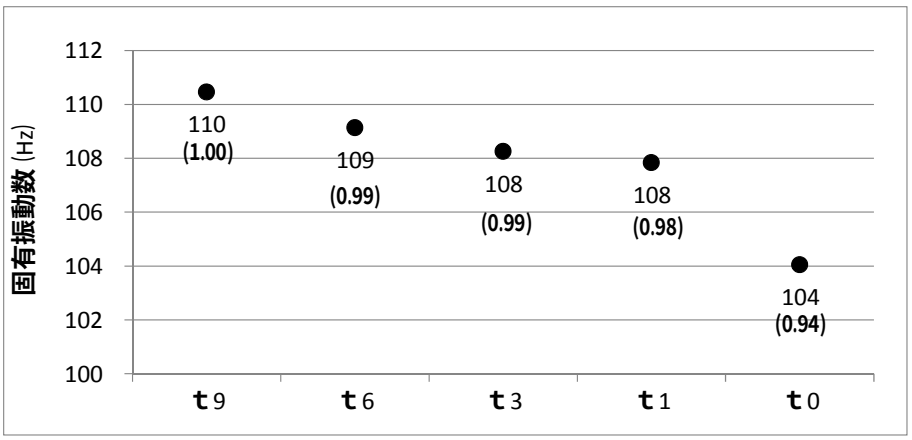


(c) 3 次モード形

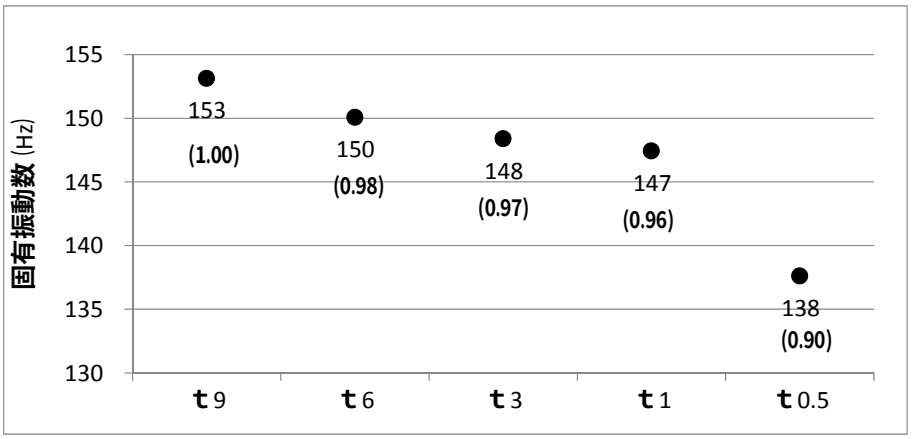
図 4.5.5　支間側パネルが腐食損傷による振動モード形の結果



(a) 1 次モード形

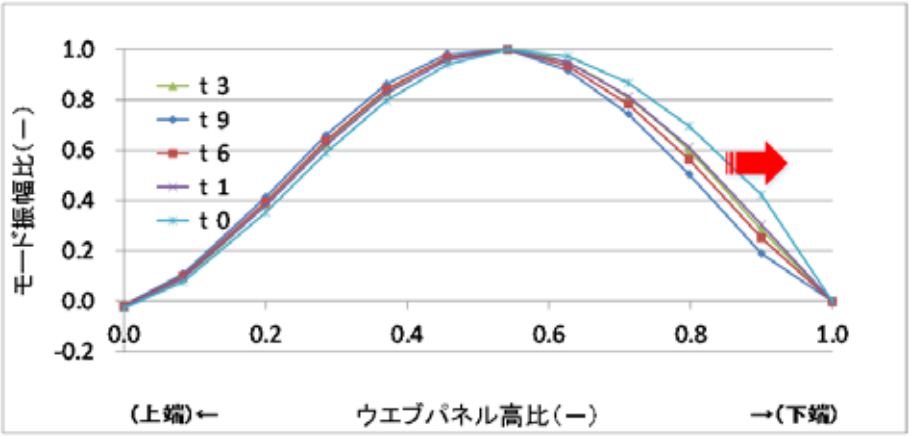


(b) 2 次モード形

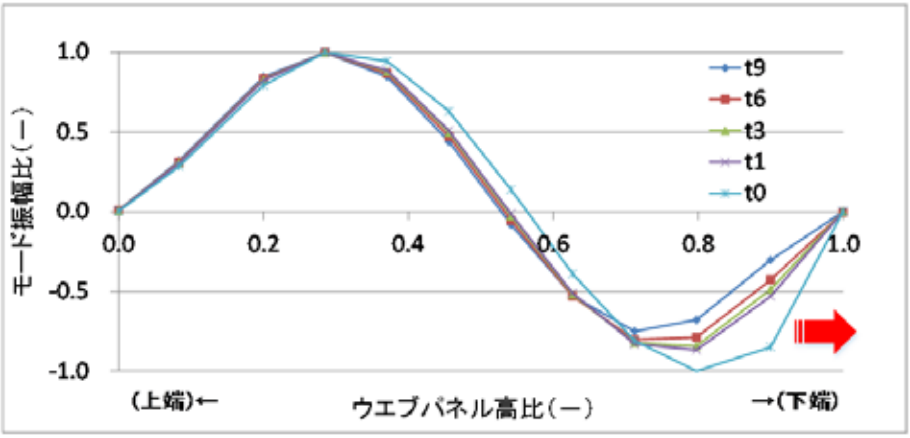


(c) 3 次モード形

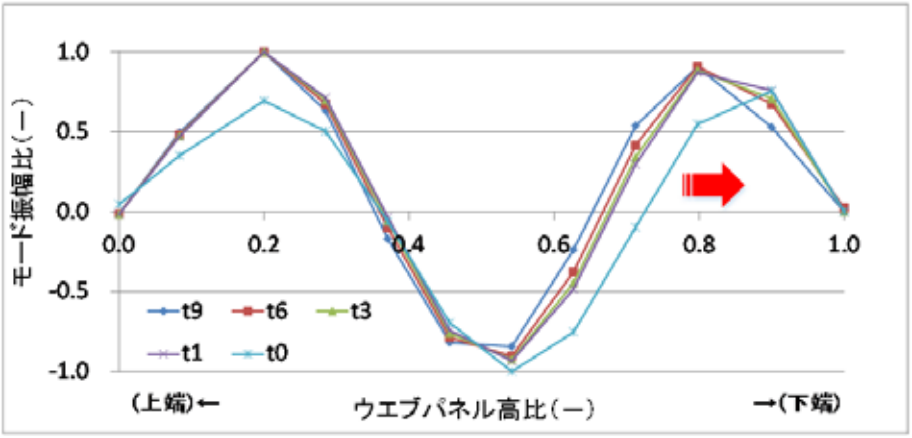
図 4.5.6　桁端側パネルが腐食損傷による固有振動数の結果



(a) 1 次モード形



(b) 2 次モード形



(c) 3 次モード形

図 4.5.7　桁端側パネルが腐食損傷による振動モード形の結果

4.5.4　ウエブ下端部が腐食損傷した場合のモード信頼性評価基準（*MAC*）を用いた評価

MAC [34] を用いた評価手法で，鋼桁端部のウエブ下端の板厚の変化により振動モード形状の影響を検討した．この手法は，2 つの振動モード形の相関を 1 つの数値として表現できるものであり，式(4.5.1)で算出される．

$$MAC = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n} \phi_{Tj}\phi_{Ej}\right)^2}{\sum_{j=1}^{n} \phi_{Tj}{}^2 \sum_{j=1}^{n} \phi_{Ej}{}^2} \qquad (4.5.1)$$

ここに，ϕ_T は，健全時の解析値による振動モード形，ϕ_E は，計測値の振動モード，n：振動モードの観測点の数を示す．

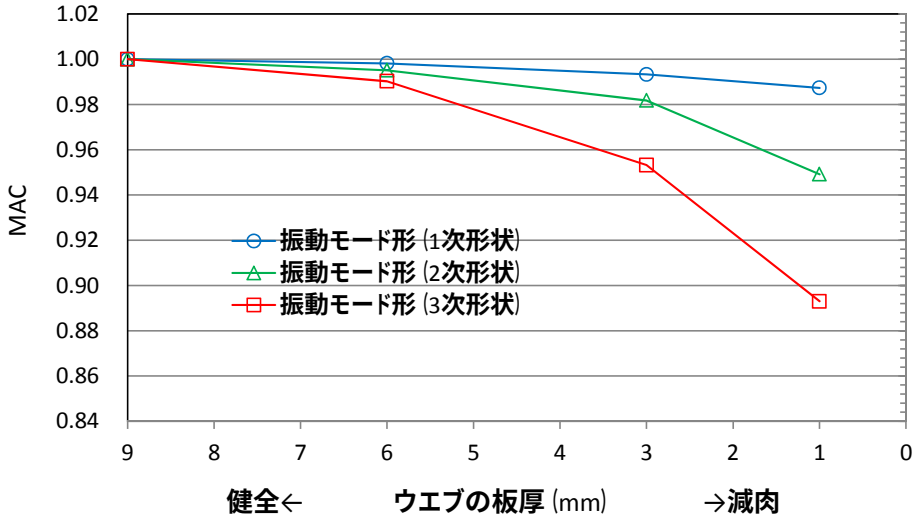
MAC の検討結果を**表 4.5.4** および**図 4.5.8** に示す．支間側パネルでは，ウエブ下端部の減肉量が大きくなるにつれ，*MAC* の値は小さくなった．また，1 次モード形より 2 次モード形，3 次モード形と高次モードになるにつれて，*MAC* の値は小さくなり，最も *MAC* の値が変化した 3 次モード形の亀裂モデルでは，*MAC* の値は 0.573 で，変化率は-42.7%となった．桁端側パネルでは，支間側パネルと同様に，ウエブ下端部の減肉量が大きくなるにつれ，*MAC* の値は小さくり，その影響は，高次モードの方が大きかった．最も *MAC* の値が変化した 3 次モード形の亀裂モデルでは，*MAC* の値は 0.771 で，変化率は-22.9%となった．桁端側パネルに比べ，支間側パネルの方が，*MAC* の変化率は大かった理由は，パネルの腐食範囲が違うことが影響しているためと推察する．

4.4 節の実橋梁における振動計測から，1 次モード形以外に 2 次モード形，3 次モード形を検知することが確認できており，解析結果から，高次モード形の方が，変化率が大きかったため，2 次モード形，3 次モード形に着目すると鋼材腐食による影響を検知できる可能性が高いと考えられた．

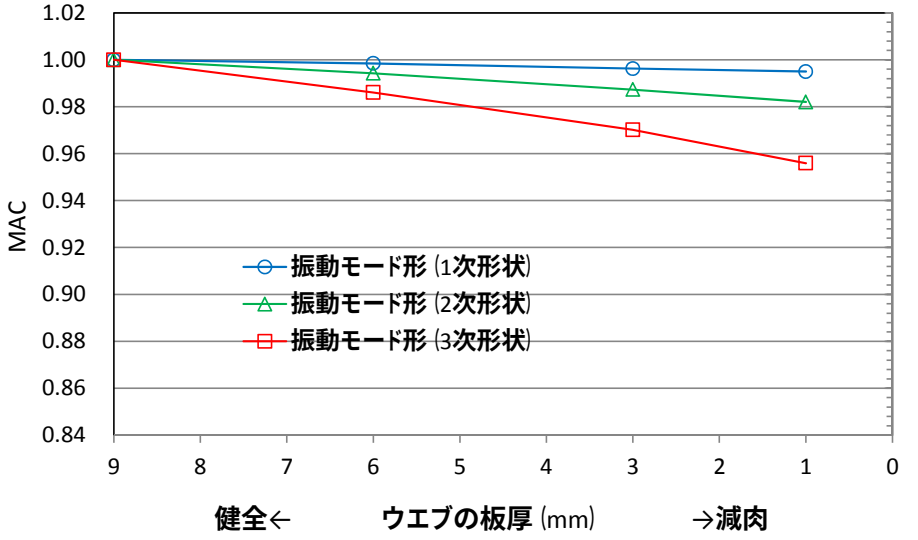
表 4.5.　ウエブ下端部が腐食損傷した場合の振動モード評価（MAC）の結果

	板厚(mm)	上段：MAC／下段：(変化率)			備考
		1 次モード形	2 次モード形	3 次モード形	
支間側パネルの *MAC 値*	9	1.000 (0.0%)	1.000 (0.0%)	1.000 (0.0%)	健全時
	6	0.998 (-0.2%)	0.995 (-0.5%)	0.996 (-0.4%)	腐食モデル
	3	0.993 (-0.7%)	0.982 (-1.8%)	0.997 (-0.3%)	〃
	1	0.987 (-1.3%)	0.949 (-5.1%)	0.893 (-10.7%)	〃
	0	0.977 (-2.3%)	0.920 (-8.0%)	0.573 (-42.7%)	亀裂モデル
桁端側パネルの *MAC 値*	9	1.000 (0.0%)	1.000 (0.0%)	1.000 (0.0%)	健全時
	6	0.998 (-0.2%)	0.995 (-0.5%)	0.986 (-1.4%)	腐食モデル
	3	0.996 (-0.4%)	0.987 (-1.3%)	0.970 (-3.0%)	〃
	1	0.995 (-0.5%)	0.982 (-1.8%)	0.956 (-4.0%)	〃
	0	0.984 (-1.6%)	0.915 (-8.5%)	0.771 (-22.9%)	亀裂モデル

※ ( )内数値は，変化率を示す。変化率(%)：$(M_t-M_9)/M_9\times100$



(a) ウエブ減肉による *MAC* の変動（支間側パネル）



(b) ウエブ減肉による *MAC* の変動（桁端側パネル）

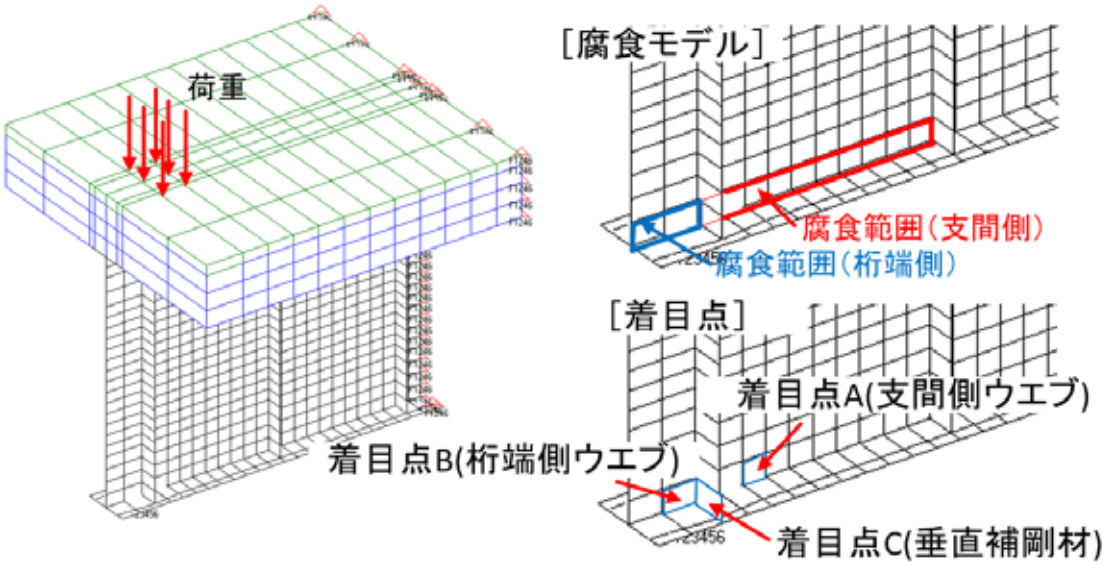
図 4.5.8　ウエブの板厚変化による *MAC* の変動

4.6　鋼桁端部の腐食を想定した非線形静的解析

4.6.1　鋼桁端部の腐食損傷箇所の違いによる着目点の応力変化

(1) 検討概要

本研究の非線形静的解析の目的は，弾性領域を対象とした範囲で鋼桁端部が腐食によって板厚が減肉した場合，着目点の応力変化の傾向や応力値が許容応力度以内かどうかを把握することを主たる目的とする．解析モデルは，4.5 節に示したモデルを用いて**図 4.6.1** に示すように固有振動解析で行った腐食ケース毎に非線形静的解析を行った．なお，材料非線形性は，鋼部材は完全弾塑性モデルとした．載荷荷重は，支点上に輪荷重の幅程度として集中荷重で漸増載荷させた．載荷荷重の最大値は，設計計算書より支点上の垂直補剛材の降伏荷重が約 1,500kN と推定されるため，2 割程度の余裕を持たして 1,800kN とした．なお，今回の着目点は，**図 4.6.1(b)**に示したように腐食範囲である支間パネルと桁端パネルおよび垂直補剛材の 3 点とした．なお，参考に今回用いた解析モデルの垂直補剛材の設計計算書（道示ベース）の値を**表 4.6.1** に示す．



(a) 解析モデルの概要　　(b) 着目点

図 4.6.1　非線形静的解析の概要および着目点

表 4.6.1　垂直補剛材の設計計算書抜粋

項目		数値	単位	備考
A	設計反力 (死荷重＋活荷重)	815	kN	設計計書から記載
B	発生応力	130	N/mm^2	
C	許容応力度	140	N/mm^2	
D	降伏応力度	235	N/mm^2	
E	降伏荷重(推定値)	1, 492	kN	A×C/B×1.7

(2) 検討結果

腐食損傷がない健全なモデルでの非線形静的解析によるミーゼス応力の結果を**図 4.6.2** に示し，支間側パネルおよび桁端側パネルの腐食範囲のウエブ板厚を減肉させた場合の一例として，ウエブ板厚が t=3 の場合のミーゼス応力の結果を**図 4.6.3** および**図 4.6.4** に示す．また，支間側パネルおよび桁端側パネルを減肉させた場合の解析結果を**図 4.6.5** および**図 4.6.6** に示す．支間側パネルを減肉させた場合の影響に着目すると，腐食範囲である支間側パネル（着目点 A）が最も影響が大きく，次に垂直補剛材（着目点 C），桁端側パネル（着目点 B）の順になった．これは支間側パネルが減肉することで，桁端側パネルより垂直補剛材の作用する力の伝達が多くなり，垂直補剛材が荷重を負担していることが原因と推察する．また，着目点 A は，着目点 B や着目点 C に比較して，健全モデルにおいても発生応力が高い傾向にある．これは着目点 A がソールプレート付近にあり板厚が変化することによって応力が高くなったと推察する．着目点 A では，設計荷重 815kN が作用した場合では，鋼材の板厚が 6mm までは許容応力度 140N/mm^2 以内であるが，5mm 以下となると許容応力度を超える結果となった．その他の部位では，当初から発生応力に余裕があり鋼材が減肉しても許容応力度以内であった．一方，桁端側パネルが腐食により減肉すると，腐食範囲である桁端側パネル，垂直補剛材，支間側パネルの順に腐食による影響が大きくなる傾向となった．なお，桁端側パネルは，今回の解析結果では設計荷重 810kN が作用した場合 3mm までは許容応力度以内に収まる結果となった．

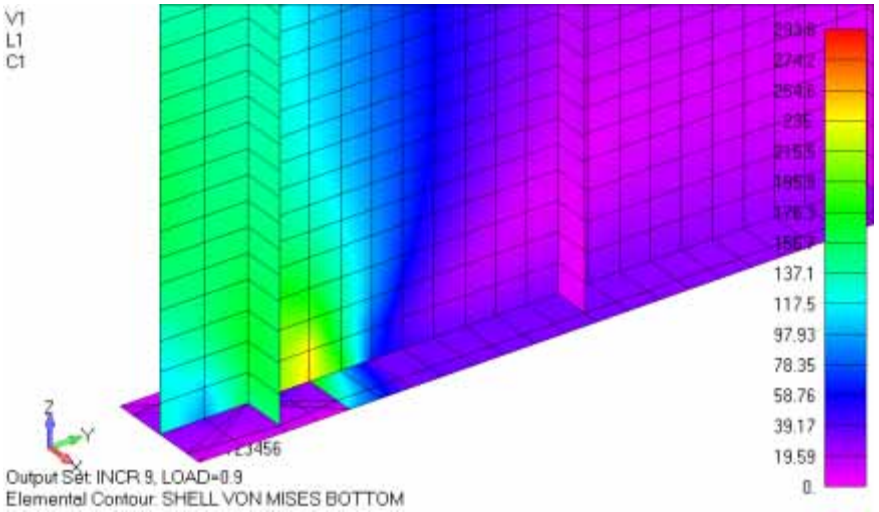


図 4.6.2　健全モデル時(ウエブ t=9)の線形静的解析の結果

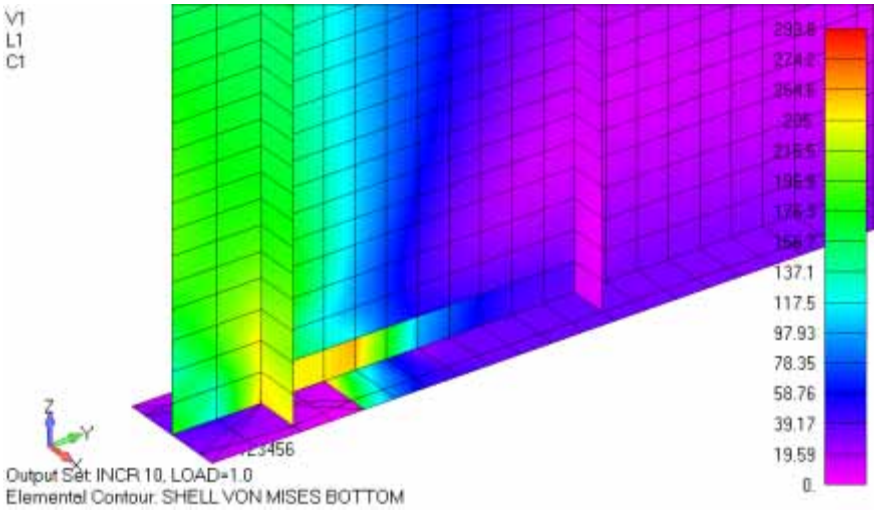


図 4.6.3　支間側パネルを減肉した場合(ウエブ t=3)の線形静的解析の結果

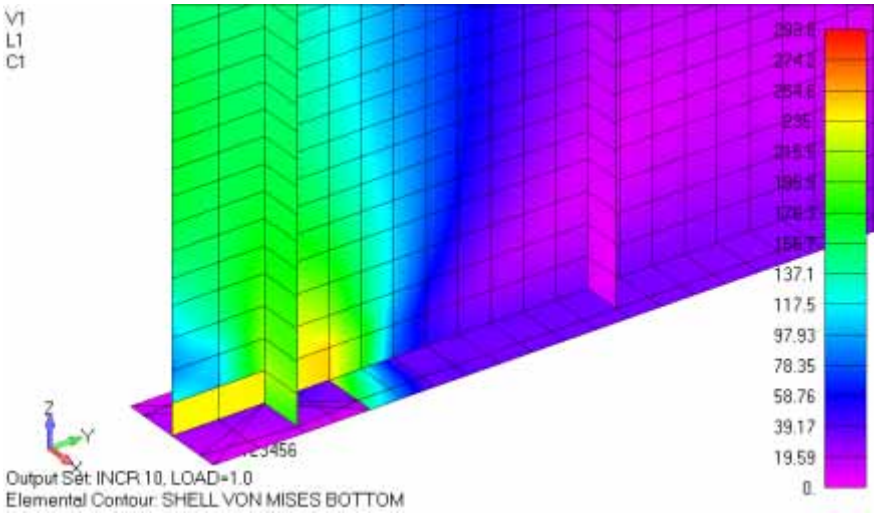
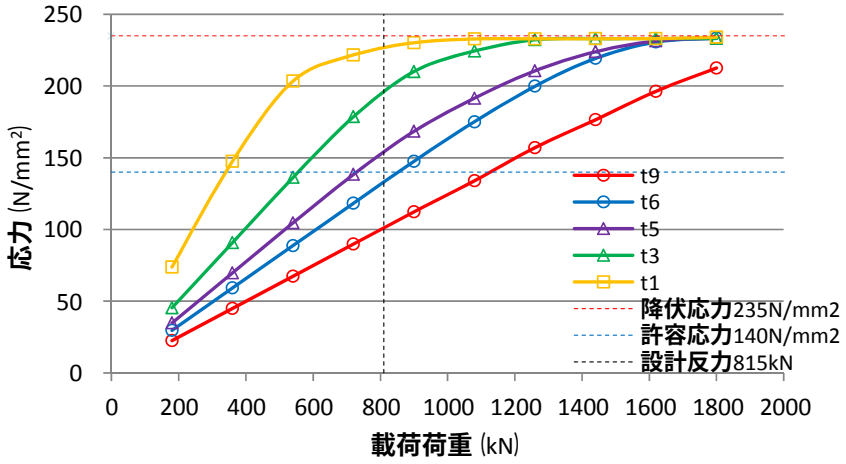
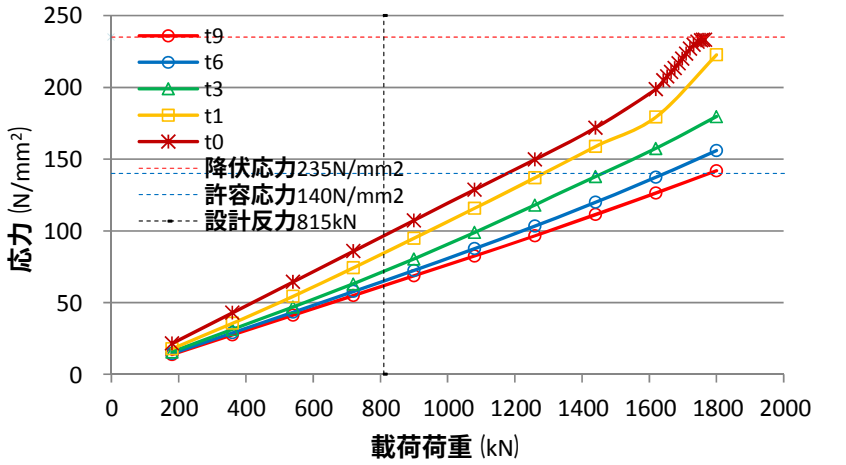


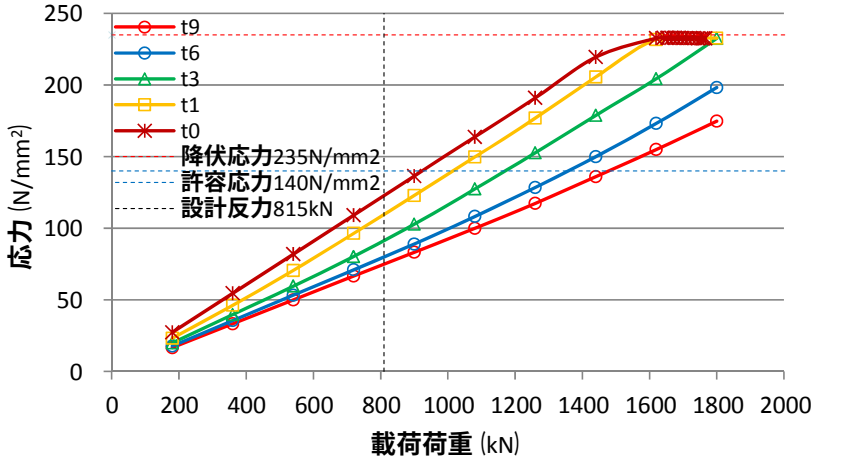
図 4.6.4　桁端側パネルを減肉した場合(ウエブ t=3)の線形静的解析の結果



（a-1）着目点A（ウエブ支間側）

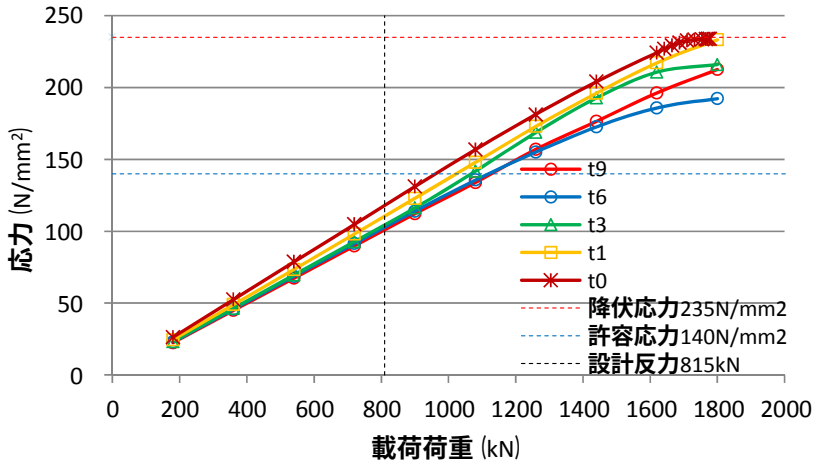


（a-2）着目点B（ウエブ桁端側）

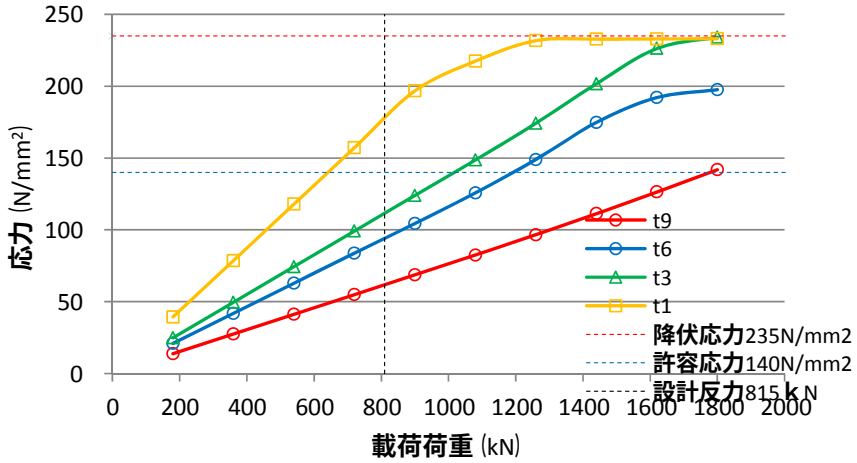


（a-3）着目点C（垂直補剛材）

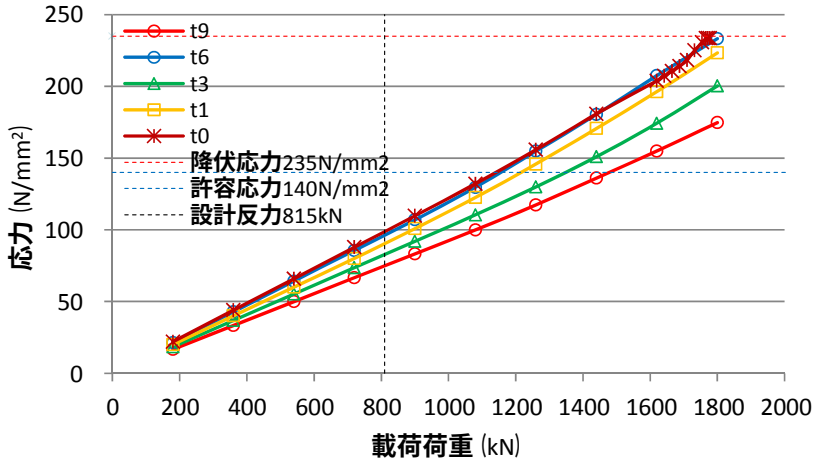
図 4.6.5　支間側パネルを減肉させた場合の非線形静的解析の結果



（b-1）着目点A（ウエブ支間側）



（b-2）着目点B（ウエブ桁端側）



（b-3）着目点C（垂直補剛材）

図 4.6.6　桁端側パネルを減肉させた場合の非線形静的解析の結果

4.6.2　鋼材減肉とモード信頼性評価基準（*MAC*）の関係

鋼桁端部では，腐食が著しい箇所ではブラスト処理等を行わないと正確な減肉量を計測できない．このため，本検討では，ウエブ振動を計測する非破壊手法を用いて簡易に健全度評価ができないか検討する．4.5 節に示した固有振動解析の結果から，鋼桁端部が腐食すると振動モード形に着目した *MAC* の手法を用いる 3 次モード形の振動モード形が最も検知できる可能性が高いことを確認した．また 4.6.1 項に示した今回の非線形静的解析の結果では，最も応力変動の高い部位で，許容応力度 140N/mm^2 を満足するためには，**図 4.6.7** に示すようにウエブ板厚が約 5.5mm 以上必要と試算された．なお，今回の鋼桁端部に当てはめると鋼材の板厚が 5.5mm となった場合の *MAC* 値は，0.984 となった．言い換えれば，*MAC* の値を管理することで，著しい鋼材腐食による錆が生じていても耐荷力に影響する状態を評価することが可能であると考えられる．ただし，実橋梁における振動計測の結果でも記載したが，計測方法によっても固有振動数にばらつきが見られた．このため，得られた結果のばらつきが小さくなるまで複数回振動計測を行い，総合的に判断することで健全度評価手法のスクリーニングの一つとして役立てることができると考えられる．

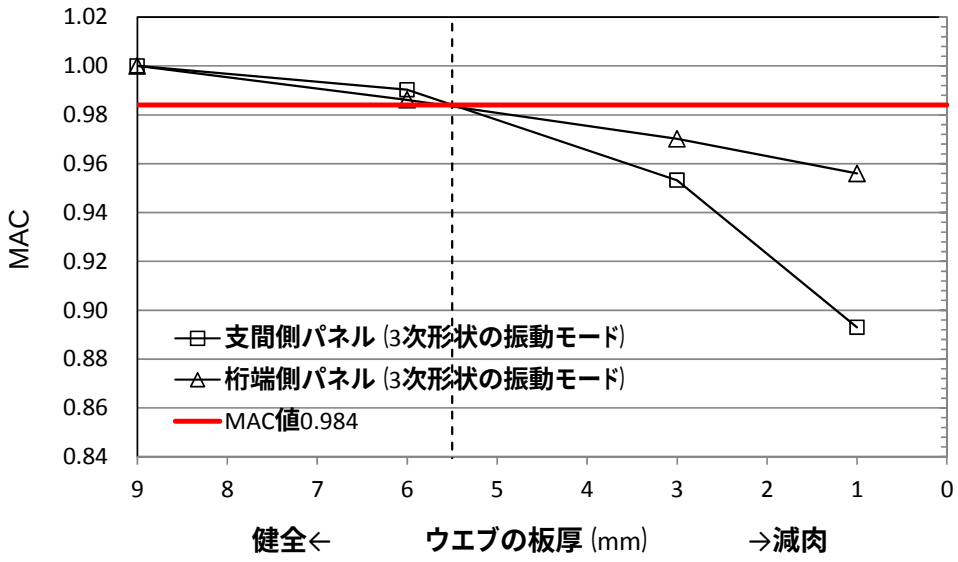


図 4.6.7　ウエブ減肉による MAC の変動（3 次モード形）

4.7　結論

本研究では，北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向を把握るため，鋼桁端部が著しく局部腐食した 6 橋を対象に調査を行い，簡易な手法で定量的に評価し腐食傾向を確認した．また，既往の文献から腐食減厚測定と評価方法の課題を整理した．ウエブ振動に着目して，現地計測および数値解析により鋼桁端部のウエブパネルの下端が減肉した場合の振動特性を把握し，*MAC* による健全度評価手法を検討した．本章での研究は大きく次の 5 つに区分され，研究で得られた内容を整理すると，次のようになる．

(1) 北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向

1) 鋼桁端部が著しく局部腐食した 6 橋（28 桁端部：7 支承ライン×4 主桁）を対象に目視点検による鋼桁端部の腐食傾向を調査した．腐食発生パターンの分析では，ウエブ，下フランジおよび垂直補剛材を路肩側，中分側に区分し，さらに垂直補剛材を境界に桁端側と支間側の合計 10 種類の部位に区分した．また，4 段階の腐食度のグレードに区分し，重みづけを行って分析することで腐食傾向を定量的に把握した．
2) 外桁（G1 桁，G4 桁）と内桁（G2 桁，G3 桁）に着目して腐食度評価を分析すると，外桁は中桁に比べ 1.4 倍程度となり，外桁の方が内桁に比べ腐食する傾向にあった．また，桁端側と支間側に着目すると，ウエブと下フランジともに，桁端側の方が支間側に比べて，腐食度評価は大きく，桁端側ウエブは，支間側ウエブに比べ 1.2 倍程度となった．
3) 鋼桁端部の腐食は，垂直補剛材を境に桁端側および支間側で減肉が確認された．腐食高さは，ウエブ高さに関係なく 10cm 以下が殆どであり，著しい腐食によりウエブ貫通した箇所は，ウエブ下端の溶接部の直上付近に集中していた．腐食範囲は，桁端側全範囲，支間側は 1 パネルの範囲に及ぶものもあった．

(2) 腐食減厚の測定方法と評価方法

1) 腐食減厚の計測機器には，接触型と非接触型があり，接触型には板厚を直接測定する方法と腐食表面（凹部）を測定する方法の 2 つに区分される．板厚を直接測定する代表的な板厚計測機器は，ノギス，マイクロメータ，キャリパーゲージおよび超音波板厚計などがある．腐食表面を測定する方法では，ダイヤルゲージ，デプスゲージおよびデプスマイクロメータなどがある．非接触型としてレーザー式変位計やレーザースキャナなどがある．
2) 著しい腐食箇所については，限られた測点においても腐食生成物を予め除去する必要があり労力を要する．また著しい腐食箇所では，腐食生成物を除去すると表面の凹凸が著しくて，簡易に測定することが難しい場合がある．

(3) 実構造物におけるウエブ振動計測

1) 実構造物における鋼桁端部のウエブ振動特性を把握するため，比較的健全な桁端ウエブパネルを対象に，車両振動計測およびゴムハンマーによる衝撃加振計測の 2 パターンで行い，固有振動数の違いおよび振動モード形を確認した．
2) 計測手法により卓越しない振動モード形があったが，同じ振動モード形では，概ね，固有振動数は同じであった．2 次モード形および 3 次モード形の振動モード形を検知するには，車両振動計

測以外に，衝撃加振計測を用いた方が有効である．また，衝撃加振位置は，算出したい振動モード形の腹位置に打撃した方が有効である．

3) 車両振動計測および衝撃加振計測による違いや衝撃加振の位置や強さによっても卓越する固有振動数にばらつきは見られた．このため，複数回振動計測を行い得られた結果を総合的に判断することが重要である．

(4) 鋼桁端部の腐食を想定した振動解析

1) 鋼材腐食による振動特性の影響を定量的に把握するため，実計測した鋼桁端部をモデル化し，健全なモデルと鋼桁端部の腐食損傷を模擬したモデルで固有振動解析を行い，固有振動数および振動モード形の影響を確認した．本検討では，支間側パネルと桁端側パネルの 2 つの領域を対象にウエブ下端部の板厚を別々に減肉させ，腐食部位と減肉量による振動特性の影響を明らかにした．

2) 健全モデルで固有振動解析を行い，固有振動数および振動モード形を確認した．支間側パネルの振動モード形は，1 次モード形が 40.0～50.0Hz で，2 次モード形が 70.0～90.0Hz で，3 次モード形が 120～140Hz で各々2 つ卓越が確認された．一方，桁端側パネルの振動モード形は，1 次モード形が 70.0～80.0Hz で，2 次モード形が 110.0～120.0Hz で，3 次モード形が 150～160Hz で各々2 つ卓越が確認された．

2) 解析値は，実計測と比較すると支間側パネルおよび桁端側パネルの各振動モード形が卓越する固有振動数は，1 割～3 割程度の違いがあった．これは，端横桁のガセットプレートを解析では考慮していない点や支点部および境界条件等によるものと考えられた．

3) 支間側パネルの固有振動数は，板厚が減肉し 0mm になると 1 次モード形では，健全時の固有振動数に比べ 0.98 となった．2 次モード形では 0.96，3 次モード形では 0.93 と高次モードになるにつれて固有振動数は低下する傾向を示した．

4) 振動モード形は，減肉量が大きくなるにつれ，振動モード形の一部が下端側に移行する傾向にあった．また，桁端側パネルの固有振動数は，支間側パネルと同様な傾向を示し，1 次モード形の振動モード形では健全時に比べ 0.99，2 次モード形では 0.94，3 次モード形では 0.90 と支間側より変化は大きくなった．なお，振動モード形については，支間側パネルと同様の傾向を示した．

5) 支間側パネルおよび桁端側パネルともに 1 次モード形より 2 次モード形，3 次モード形と高次モードになるにつれて，桁端側パネルより支間側パネルの方が，ウエブ下端部の板厚変化による影響が大きかった．このため，1 次モード形より，2 次モード形，3 次モード形に着目すると鋼材腐食による影響を検知できる可能性が高いことを明らかにした．

(5) 鋼桁端部の腐食を想定した非線形静的解析

1) 鋼桁端部が腐食によって板厚が減肉した場合，着目点の応力変化の傾向や応力値が許容応力度以内かどうかを把握することを主たる目的とし，非線形静的解析を行い定量的に評価した．

2) ウエブ支間側を減肉させた場合の影響に着目すると，腐食範囲であるウエブ支間側（着目点 A）が最も影響が大きく，次に垂直補剛材（着目点 C），ウエブ桁端側（着目点 B）の順になった．これは，ウエブ 支間部が減肉することで，ウエブ桁端側よりも垂直補剛材に力の伝達が多くなり，垂直補剛材が荷重を負担しているからだと推察した．

3) 着目点 A は，着目点 B，着目点 C と比較して，設計断面においても発生応力が高い傾向にあるが，これは着目点 A がソールプレート付近にあり板厚が変化するため応力が高くなったと推察した．
4) 鋼桁端部が腐食した箇所に対して振動モード形に着目した *MAC* で評価した場合，3 次モード形の振動モード形が最も板厚変化の変化を検知できる可能性が高いことを明らかにした．
5) 今回の検討結果では，許容応力度を満足するには，*MAC* 値 0.984 となった．このように，*MAC* の値を管理することで，著しい鋼材腐食により錆が膨れていても耐荷力に影響する状態を評価することが可能であることを明らかにした．
6) 実橋梁における桁端部の腐食状況は，腐食範囲および減肉量で様々なケースが想定される．今後は，腐食パターンや桁端部と支間部の組合せた腐食ケースを増やし検討する必要がある．また，実橋梁における振動計測では，計測方法により固有振動数にばらつきが見られた．継続的に計測データを蓄積して，*MAC* による健全性評価の適用性の確認および管理目標値の設定のための基礎データを蓄積することが重要である．

参考文献

1) 名取暢，西川和廣，村越潤，大野崇：鋼橋の腐食事例調査とその分析，土木学会論文集，No.668，Ⅰ-54，pp.299-311，2001.1.
2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究，国土技術政策総合研究所資料，第 294 号，2006.1.
3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，丸善，2012.3.
4) 臼倉誠，金銅晃久，山口隆司，畠中彬，三ツ木幸子，橋本国太郎，杉浦邦征：鋼道路橋の腐食した桁端の耐力特性とその設計法に関する 2，3 の考察，構造工学論文集，Vol.56A，pp.722-732，2010.3.
5) 臼倉誠，山口隆司，豊田雄介，三ツ木幸子，金銅晃久：鈑桁端部の支点上のウエブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.57A，pp.724-734，2011.3.
6) 山口栄輝，赤木利彰：腐食した鋼 I 桁の支点部耐力に関する考察，構造工学論文集，Vol.59A，pp.80-90，2013.3.
7) 村越 潤，高橋 実，飯塚拓英，小野秀一：腐食鋼部材の残存板厚計測への各種計測技術の適用性の検討，構造工学論文集，Vol.59A，pp.711-724，2013.3.
8) 有馬直秀，黒木孝司，小森徹，宮下剛：北陸地域の鋼橋桁端部の腐食傾向と補修対策について，北陸橋梁保全会議，C-5，2016.10.
9) 有馬直秀，橘吉宏，深田宰史，黒木孝司，田巻嘉彦：鋼桁端部腐食に対するウエブ振動に着目した健全度評価手法の検討，構造工学論文集，Vol.63A，pp.228-238，2017.3.
10) NEXCO保全点検要領 構造物編　平成27年4月　付属資料　鋼橋の塗膜点検（Paint View）2015.4.
11) 土木学会：2013 年制定 鋼・合成構造標準示方書【維持管理編】，pp.39-135, 2013.1.
12) 一般社団法人 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の点検・診断・対策技術，pp.141-146, 2017.5
13) 土木学会：構造工学シリーズ 10 橋梁振動モニタリングのガイドライン，pp. 1-70，2001.2.
14) 加藤雅史，高木保志，島田静雄：PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究，土木学会論文報告書，第 341 号，pp. 113-118, 1984.1.
15) 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，pp.44-75，埼玉大学博士論文，2016.3.
16) 宮永憲一，青木圭一，野島昭二：PC 橋の振動特性と PC 鋼材破断のモニタリング，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.353-358，2013.10.
17) 宮下 剛，玉田 和也，劉 翠平，岩崎 英徳，長井 正嗣：振動を利用した健全診断に向けた実橋梁の損傷と振動特性変化，土木学会論文集 A1，Vol.68，No.2，367-383，2012.
18) 玉田和也，宮下剛，劉翠平，岩崎英徳，長井正嗣：段階的に損傷を与えた鋼鈑桁橋の振動計測と有限要素解析，橋梁振動コロキウム論文集，pp.68-75，2011.1.
19) 西村昭，藤井学，宮本文穂，加賀山泰一：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文集，第 380 号，I-7，pp.355-364，1987.4.
20) 渡邊学歩，友廣郁也，後藤悟史，江本久雄：橋梁振動実験に基づく斜橋の固有振動数の同定と部材の損傷が振動特性に及ぼす影響に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.60A，pp.513-521，2014.3.

21) 吉岡勉，原田政彦，山口宏樹，伊藤信：斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討，構造工学論文集，Vol.54A，pp.199-208，2008.3.
22) 吉岡勉，伊藤信，山口宏樹，松本泰尚：鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰変化を利用した構造健全度評価，土木学会論文集 A，Vol.66，No.3，pp.516-534, 2010.8.
23) J. N. Juang and R. S. Pappa: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
24) 古川愛子，大塚久哲，清野純史：未知の加振力によるフーリエ振幅比を利用した損傷同定手法，構造工学論文集，Vol.52A，pp.267-276，2006.3.
25) 古川愛子，大塚久哲，梅林福太郎：未知の加振力によるフーリエ振幅比を利用した損傷同定手法の実橋梁による検証，Vol.53A，pp.258-267，2007.3.
26) 大島義信，山本亨輔，杉浦邦征：車両応答から推定した橋梁変位に基づく橋梁の損傷同定法，土木学会論文集 A1，Vol.67，No.2，pp.242-257，2011.3.
27) 山本亨輔，大島義信，杉浦邦征，河野広隆：車両応答に基づく橋梁のモード形状推定法，土木学会論文集 A，Vol.67，No.2，pp.242-257, 2011.5.
28) 門田峰典，宮森保紀，綿崎良祐，三上修一，齊藤 剛彦：実損傷を有する横断歩道橋の補修によるモード形状の変化，構造工学論文集，Vol.61A，pp.143-152，2015.3.
29) 深田宰史，水野卓哉，青山實伸：基部が腐食した防護柵支柱に対する健全度評価手法の構築，構造工学論文集，Vol.61A，pp.101-109，2015.3.
30) 黒木美央子，西尾真由子：音響計測による鋼鈑桁橋の部材振動特性に関する基礎検討，構造工学論文集, Vol.62A，pp.250-258, 2016.3.
31) 長山智則，Khatri Thaneshwor：腐食した桁端部を想定した局部振動計測に基づく耐荷性能評価，土木学会年次学術講演会，pp.599-600，2016.9.
32) J. N. Juang and R. S. Pappa: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
33) HUNG Vo Thanh，永澤洋，佐々木栄一，市川篤司，名取暢：腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析，土木学会論文集，No.710，I-60，pp.141-151，2002.7.
34) S. T. Peterson, D. I. Mclean, M. D. Symans, D. G.Pollock,W. F. Cofer, R. N. Emerson and K. J.Fridley: Application of dynamic system identification to timber beams I, Journal of Structural engineering, Vol.127, No.4, pp.418-432，2001.

第 5 章　鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動特性の変化に基づいた点検手法の検討

5.1　概説

第 4 章では，北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向を把握するため，鋼桁端部で腐食が見られる 6 橋を対象に外観目視の点検データから腐食傾向を把握し，腐食損傷が見られる部位を整理した[1)]．また，ウエブが健全な実構造物を対象にウエブ振動計測を行って振動特性を把握した．さらに，数値解析を行い検出可能な固有振動数と振動モード形を確認し，振動モードを取り入れた手法が可能かどうかを検討した．その結果，鋼桁端部で腐食損傷がある場合，振動計測を行うことで，固有振動数および振動モード形の変化を把握することで，腐食損傷の検知の可能性を確認した[2)]．しかしながら，実構造物における鋼桁端部の腐食状況は，腐食範囲および減肉量で様々なパターンで生じている．

このため腐食範囲や減肉量など腐食状況に対するウエブの振動モード形の変化について，さらに検討を加える必要がある．また，現地計測する際に効率よく点検するため，最適な加速度計の配置方法および測定方法についても検討する必要がある．

本章では，ウエブ振動特性の変化に基づいた点検手法を目指すため，**図5.1.1**に示す流れで検討を行った．まず，実構造物の鋼桁端部の一部をモデル化し，腐食範囲および減肉量を変化させて固有振動解析を行い，それらが変化した場合の固有振動数と振動モード形の影響を調べた[3)]．次に，ウエブ下端部の腐食損傷を模擬した試験体を製作して振動計測を行い，検出可能な固有振動数，減衰定数および振動モード形を確認し，ウエブ板厚や腐食範囲による影響や解析値の妥当性を検証した[3)]．また，現地計測の際に効率よく点検する計測方法を検討した．こられの検討結果を踏まえ，鋼桁端部の腐食損傷に対して，振動特性の変化に基づいた点検手法を提案した．

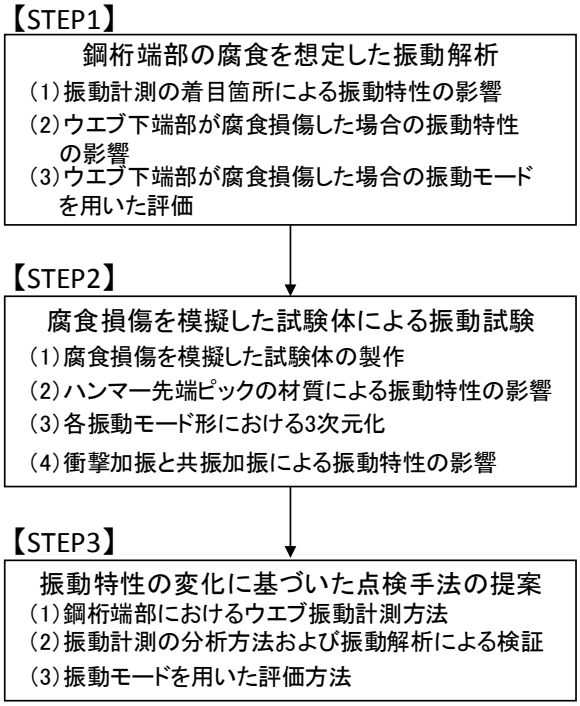


図5.1.1　検討の流れ

5.2　鋼桁端部の腐食を想定した振動解析

5.2.1 ウエブ振動解析の概要

(1) 解析モデル

解析モデルの概要を**図 5.2.1** に示す．本検討では，ウエブ高さおよび垂直補剛材等の間隔は，北陸地方の高速道路における標準的な 4 主桁の桁断面を採用し，ウエブ 1 パネル程度の範囲をモデル化した．本検討では，概説で記載しているように試験体での振動計測結果と比較する．ウエブ下端部の鋼材減肉による**図 5.2.2** に示す 1 次モード形，2 次モード形および 3 次モード形と各振動モード形の卓越する固有振動数の変化を主として確認するため，床版および舗装についてはモデル化を行っていない．主桁はシェル要素でモデル化し，メッシュサイズは 50mm 角とした．ただし，ウエブ下端部は減肉幅を考慮してその半分の 25mm とした．境界条件として，垂直補剛材の位置の下フランジ下端を完全拘束し，上フランジをピン支持とした．なお，振動解析に用いた材料特性を**表 5.2.1** に示す．

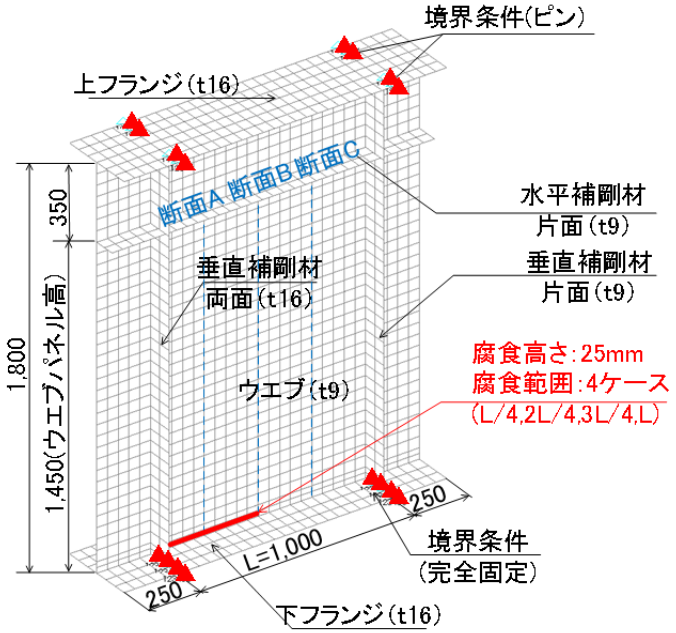


図 5.2.1　解析モデルの概要

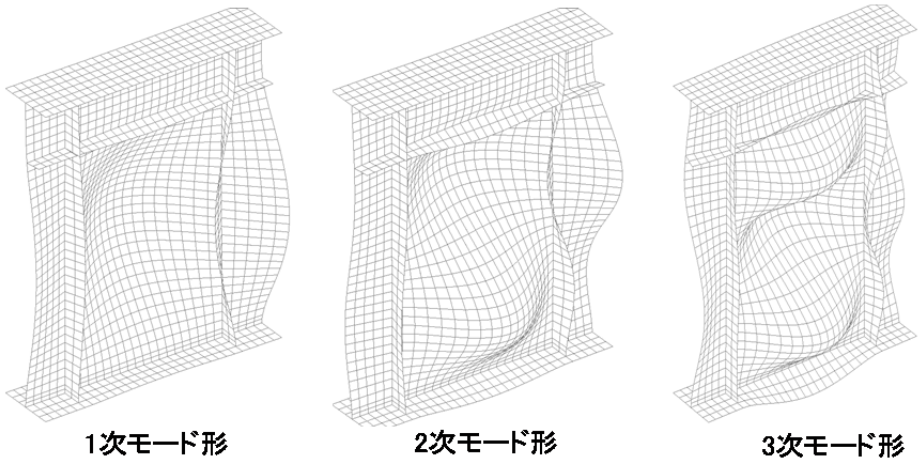


図 5.2.2　ウエブパネルの振動モード形

表 5.2.1　解析モデルの材料特性

	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	単位体積重量(kN/m^3)	備考
主桁	2.0×10^5	0.30	77.0	

(2) 鋼桁端部の腐食部のモデル化

北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向を把握するため，鋼桁端部で著しい腐食が見られた 6 橋を対象に腐食傾向を分析した [1,2]．その結果，限られたケースではあるが外桁は中桁に比べ腐食が進行する傾向にあった．鋼桁端部の腐食は，**図 5.2.3** に示すように垂直補剛材を境に桁端側および支間側で減肉が確認され，最大で 1 パネル全範囲に腐食が確認された．腐食高さは，ウエブ高さに関係なく 10cm 以下がほとんどであり，著しい腐食箇所はウエブ下端の溶接部の直上付近に集中しており，平均で概ね高さ 20mm～30mm 程度であった．このため腐食状況を考慮し解析モデルの腐食高さは 25mm とした．また，実構造物の腐食範囲は，様々な範囲に及んでいることから，**図 5.2.1** のウエブ下端に示すようにパネル間隔を L とすると，L/4，L/2，3L/4，L と 4 段階に腐食が進行した場合の影響を検討した．なお，減肉量は，腐食範囲のウエブ板厚を一律に設計板厚 9mm とした場合と，6 mm から 1 mm まで 1mm ずつ変化させた．

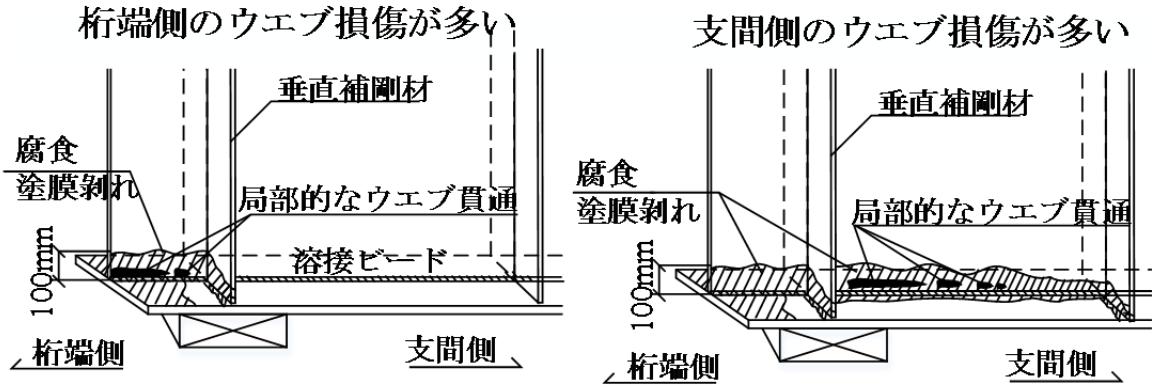


図 5.2.3　北陸地方の鋼桁端部の腐食状況の概要

(3) 振動解析の概要

本検討では，**表 5.2.2** に示すケースで腐食範囲および減肉量を変化させて固有振動解析を行い，それらが変化した場合の固有振動数と振動モード形の影響を調べた．また事前検討として腐食位置による着目位置の振動モード形の影響を確認するため，CASE2 において腐食範囲中央の断面 A（L/4），パネル中央の断面 B（L/2）および腐食範囲外の断面 C（3L/4）にて，ウエブ板厚を設計板厚 9mm，その半分程度の 4mm，1mm と変化した場合の影響を確認した．ただし，腐食範囲による着目位置の振動モード形の影響が小さい場合は，振動モード形の振幅が大きいパネル中央の断面 B を着目位

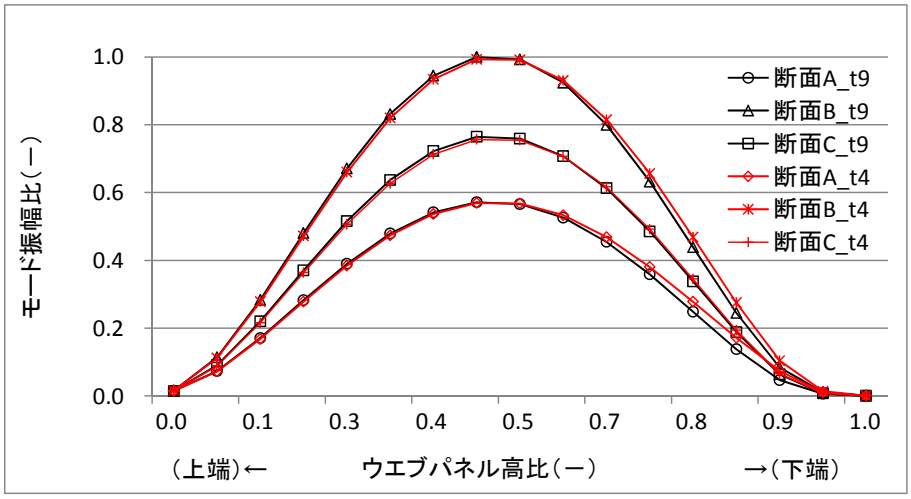
置のみとした．さらに鋼桁端部のウエブ下端部の腐食範囲および減肉量の変化による振動モード形の影響を確認するため，4.5.4 項で記載したモード信頼性評価基準[4)]（*MAC*）の評価手法を用いて検討した．

表 5.2.2　固有振動解析の検討ケース

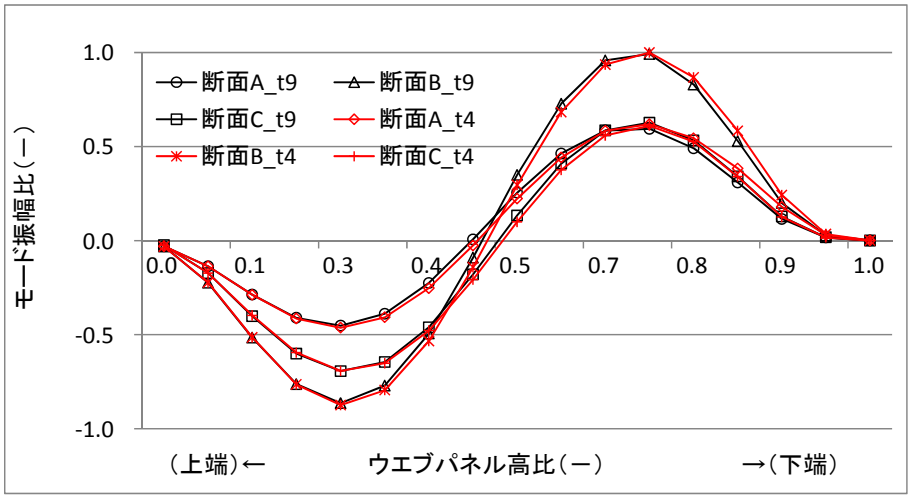
CASE	腐食範囲（mm）	腐食箇所のウエブ板厚（mm）	腐食高さ（mm）	備考
CASE0	0（なし）	9	0（なし）	基準
CASE1	250（L/4）	6，5，4，3，2，1	25	
CASE2	500（L/2）	6，5，4，3，2，1	25	事前検討（t=4,1）
CASE3	750（3L/4）	6，5，4，3，2，1	25	
CASE4	1000（L）	6，5，4，3，2，1	25	

5.2.2　振動計測の着目箇所における振動特性の影響

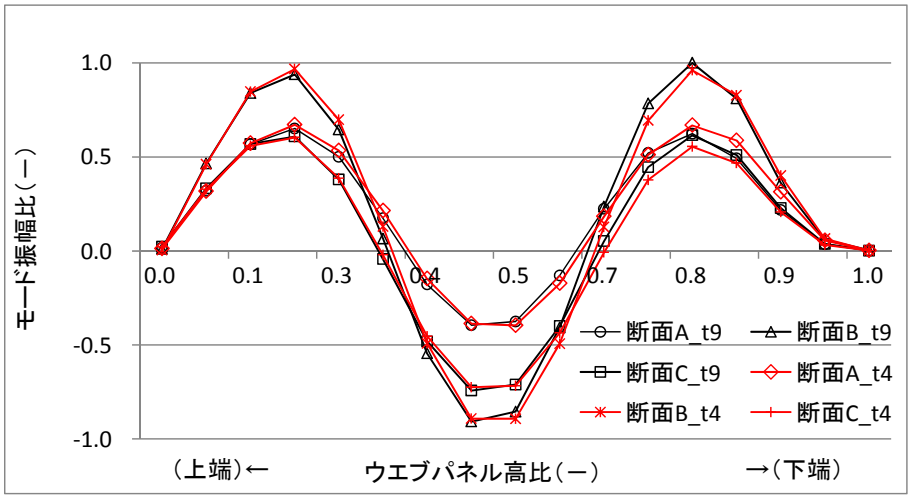
事前検討の結果，腐食範囲中央の断面 A（L/4），パネル中央の断面 B（L/2）および腐食範囲外の断面 C（3L/4）の 3 断面における振動モード形（t=9，t=4）の結果を**図 5.2.4** に示す．モード振幅比は，振動解析で得られた各振動モード形で最も大きく変形した位置を 1 とし各点を正規化した．モード振幅比は，パネル中央の断面 B が最も大きく，次に断面 C，断面 A の順番となった．この傾向は，ウエブ板厚が半分程度でも 3 つの振動モード形において同じ結果となった．腐食によりウエブ板厚が減肉した場合の断面 A における振動モード形の結果を**図 5.2.5** に示す．振動モード形は，板厚が薄くなるにつれ，振動モード形の一部が下端側に移行する傾向を示した．なお，ウエブパネル高比は，**図 5.2.1** に示すように下フランジと水平補剛材で囲まれたウエブ高さを 1 とし各点を正規化した．着目する断面におけるウエブ減肉による *MAC* の影響を**図 5.2.6** に示す．全ての断面において板厚が薄くなるにつれ，*MAC* 値は小さくなる傾向を示し，1 次モード形より，2 次，3 次モード形の方が低下する割合は大きくなる傾向を示した．また腐食位置による着目位置の振動モード形の影響は，断面 A（*MAC*：3 次 0.974），断面 B（*MAC*：3 次 0.984），断面 C（*MAC*：3 次 0.991）の順番となるものの，断面 A と断面 B の差は 1%程度でありその影響は小さく，実構造物では断面 A 近傍に端横桁のガセットプレートがあり，測定の作業性を考慮し中央の断面 B を今後の検討の着目点とした．



(a) 1 次モード形

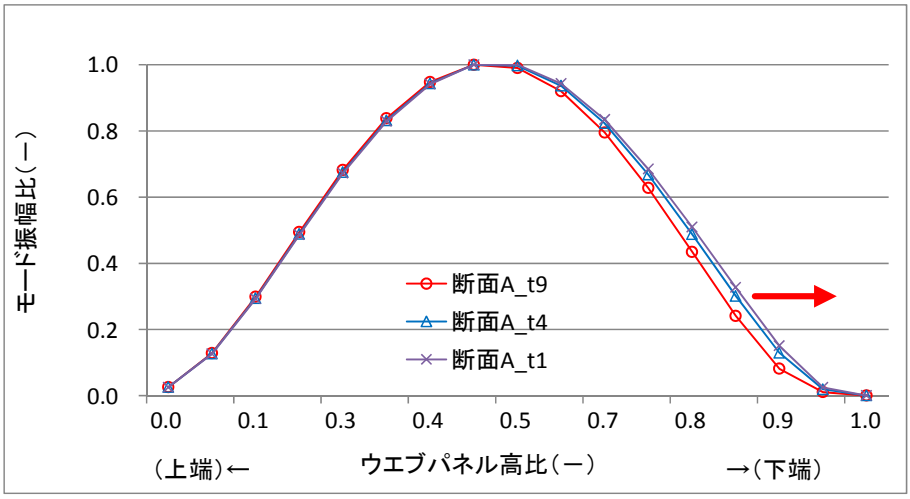


(b) 2 次モード形

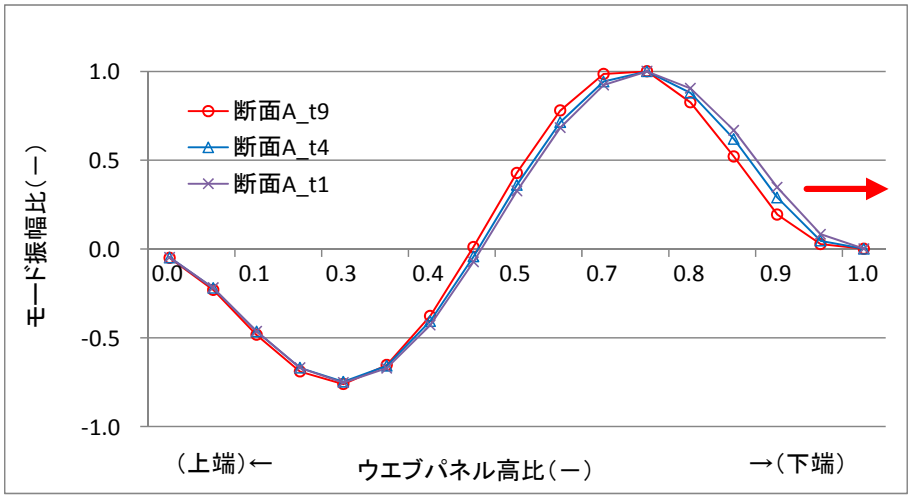


(c) 3 次モード形

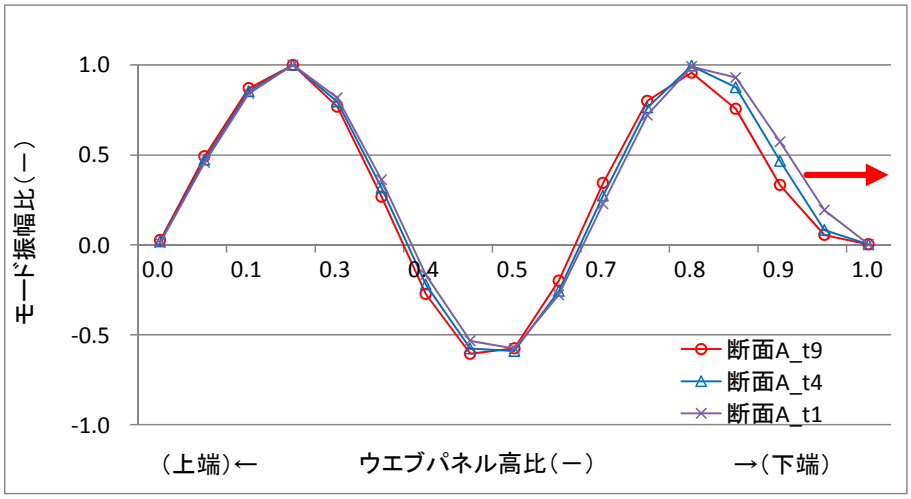
図 5.2.4　事前検討による結果（着目位置における振動モード形の影響）



(a) 1 次モード形

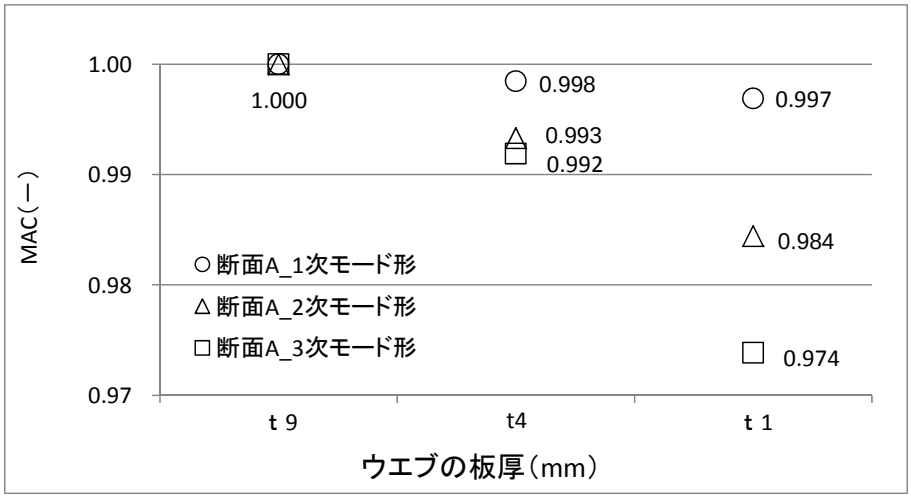


(b) 2 次モード形

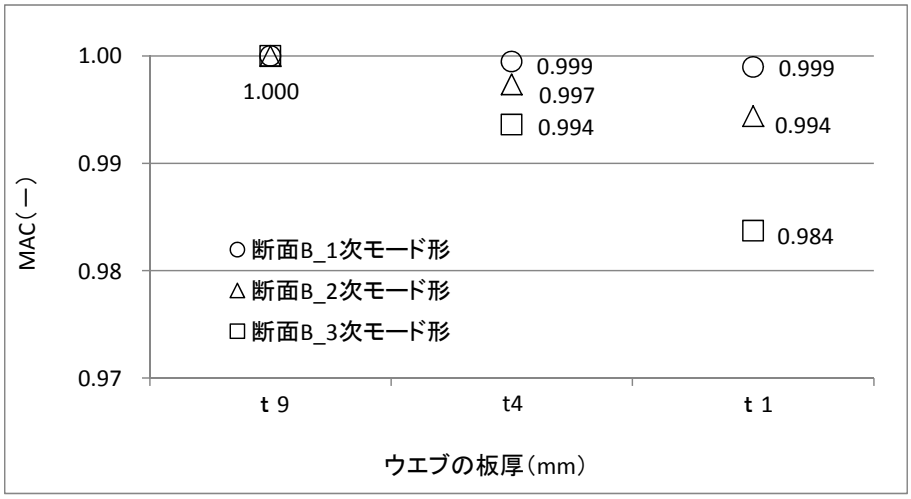


(c) 3 次モード形

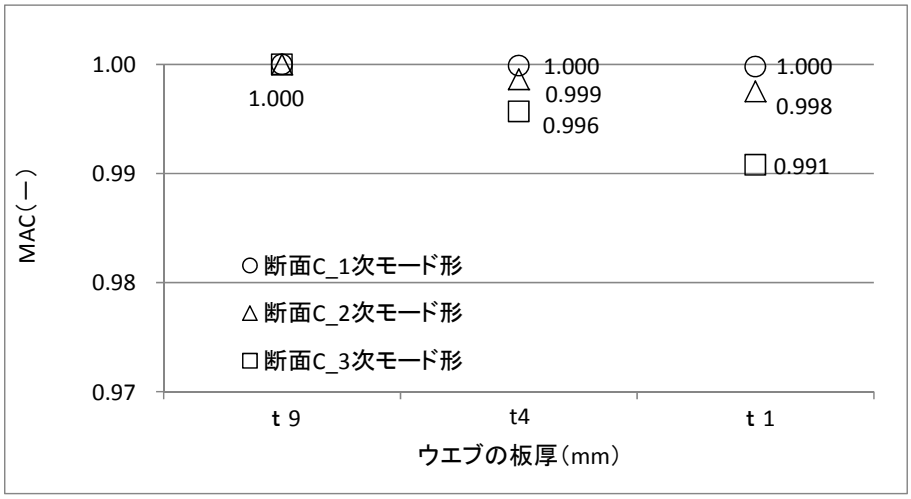
図 5.2.5　事前検討による結果（断面 A の振動モード形と減肉した板厚の関係）



(a) 断面 A（L/4）



(b) 断面 B（L/2）



(c) 断面 C（3L/4）

図 5.2.6　事前検討による結果（*MAC* と減肉した板厚の関係）

5.2.3 ウエブ下端部が腐食損傷した場合の振動特性の影響

1 次モード形が卓越する固有振動数を 1 次振動数とし，2 次モード形の場合は 2 次振動数，3 次モード形は 3 次振動数とした．振動数と腐食範囲および減肉したウエブ板厚の関係を**表 5.2.3** および**図 5.2.7** に示す. 健全モデルにおける 1 次振動数は 43.9Hz, 2 次振動数が 82.3Hz, 3 次振動数が 134Hz で卓越が見られ，各振動モード形が確認できた．固有振動数の低下は，1 次振動数に比べ，2 次振動数，3 次振動数の方が低下する割合は大きく，板厚が 1mm の 2 次振動数は，健全時に比べ約 1 割程度低下した．3 次振動数は，概ね 2 次振動数と同様な傾向を示した．但し，腐食範囲のウエブ板厚が 2mm 以下では，明確な 3 次モード形が確認できなかった．

表 5.2.3　鋼桁端部が腐食損傷した場合の固有振動解析の結果(1/2)

対称部位	ウエブ下端の板厚 (mm)	上段：固有振動数(Hz) ／健全に対する比率 下段：(変化率)			備　考
		1 次振動数	2 次振動数	3 次振動数	
腐食なし	9	43.85/ 1.000 (0.00%)	82.32 / 1.000 (0.00%)	134.4 / 1.000 (0.00%)	健全時
腐食範囲 L/4	6	43.84 / 1.000 (-0.04%)	82.25 / 0.999 (-0.07%)	134.3 / 0.999 (-0.07%)	腐食モデル
	5	43.83 / 0.999 (-0.06%)	82.24 / 0.999 (-0.10%)	134.2 / 0.999 (-0.10%)	〃
	4	43.82 / 0.999 (-0.07%)	82.22 / 0.999 (-0.12%)	134.2 / 0.999 (-0.12%)	〃
	3	43.82 / 0.999 (-0.8%)	82.21 / 0.999 (-0.13%)	134.2 / 0.999 (-0.13%)	〃
	2	43.82 / 0.999 (-0.08%)	82.20 / 0.999 (-0.14%)	134.2 / 0.999 (-0.14%)	〃
	1	43.82 / 0.999 (-0.09%)	82.19 / 0.999 (-0.15%)	134.2 / 0.999 (-0.15%)	〃
腐食範囲 2L/4	6	43.66 /0.996 (-0.44%)	81.60 / 0.991 (-0.86%)	133.3 / 0.992 (-0.81%)	腐食モデル
	5	43.57 / 0.994 (-0.64%)	81.27 / 0.987 (-1.27%)	132.8 / 0.988 (-1.18%)	〃
	4	43.48 / 0.991 (-0.85%)	80.93 / 0.983 (-1.68%)	132.3 / 0.984 (-1.56%)	〃
	3	43.40 / 0.990 (-1.03%)	80.65 / 0.980 (-2.02%)	131.8 / 0.981 (-1.87%)	〃
	2	43.35 / 0.989 (-1.14%)	80.46 / 0.977 (-2.25%)	131.5 / 0.979 (-2.1%)	〃
	1	43.33 / 0.999 (-1.19%)	80.36 / 0.976 (-2.37%)	131.2 / 0.977 (-2.33%)	〃

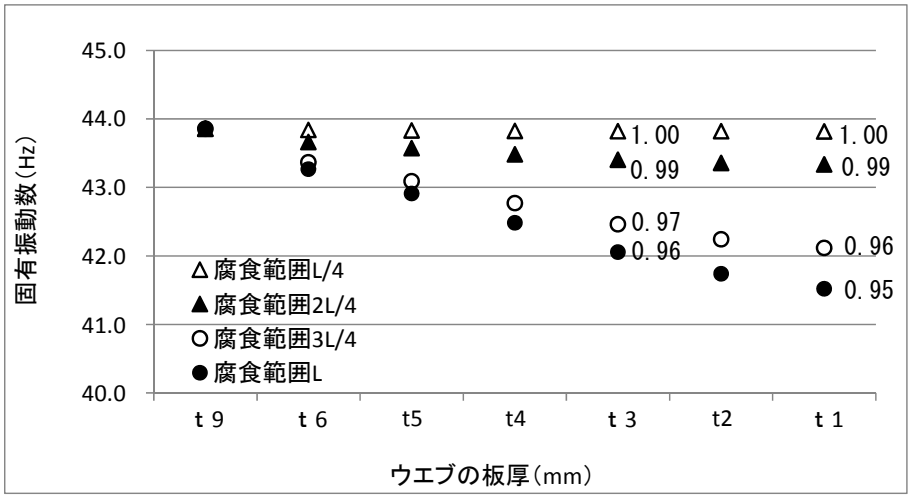
※ ( )内数値は，変化率を示す。変化率(%)：$(f_t-f_9)/f_9\times100$

表 5.2.3　鋼桁端部が腐食損傷した場合の固有振動解析の結果(2/2)

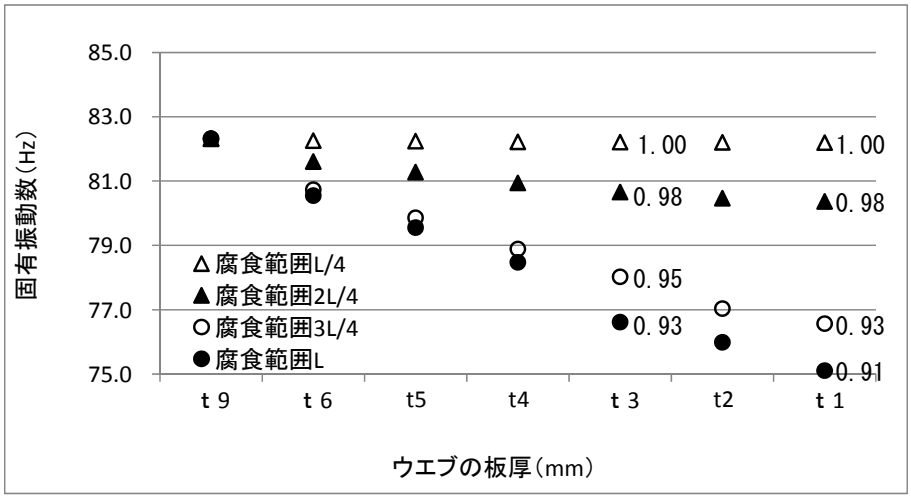
対称部位	ウエブ下端の板厚 (mm)	上段：固有振動数(Hz) ／健全に対する比率 下段：(変化率)			備　考
		1 次振動数	2 次振動数	3 次振動数	
腐食なし	9	43.85/ 1.000 (0.00%)	82.32 / 1.000 (0.00%)	134.4 / 1.000 (0.00%)	健全時
腐食範囲 3L/4	6	43.37 / 0.989 (-1.09%)	80.73 / 0.981 (-1.93%)	132.1 / 0.983 (-1.68%)	腐食モデル
	5	43.09 / 0.983 (-1.73%)	79.86 / 0.970 (-2.99%)	130.9 / 0.975 (-2.54%)	〃
	4	42.77 / 0.975 (-2.46%)	78.89 / 0.958 (-4.17%)	129.8 / 0.966 (-3.40%)	〃
	3	42.46 / 0.968 (-3.17%)	78.02 / 0.948 (-5.22%)	128.9 / 0.959 (-4.07%)	〃
	2	43.24 / 0.963 (-3.67%)	77.03 / 0.936 (-6.43%)	128.3 / 0.955 (-4.50%)	〃
	1	43.12 / 0.961 (-3.95%)	76.57 / 0.930 (-6.98%)	—	〃
腐食範囲 L	6	43.27 /0.987 (-1.32%)	80.54 / 0.978 (-2.16%)	131.8 / 0.981 (-1.88%)	腐食モデル
	5	42.91 / 0.979 (-2.14%)	79.55 / 0.966 (-3.36%)	130.5 / 0.971 (-2.88%)	〃
	4	42.48 / 0.969 (-3.12%)	78.47 / 0.953 (-4.68%)	129.1 / 0.961 (-3.90%)	〃
	3	42.06 / 0.959 (-4.08%)	76.61 / 0.931 (-6.94%)	128.1 / 0.953 (-4.66%)	〃
	2	41.74 / 0.952 (-4.81%)	75.98 / 0.923 (-7.70%)	—	〃
	1	41.52 / 0.947 (-5.31%)	75.10 / 0.912 (-8.77%)	—	〃

※ ( )内数値は，変化率を示す。変化率(%)：$(f_t-f_9)/f_9\times100$

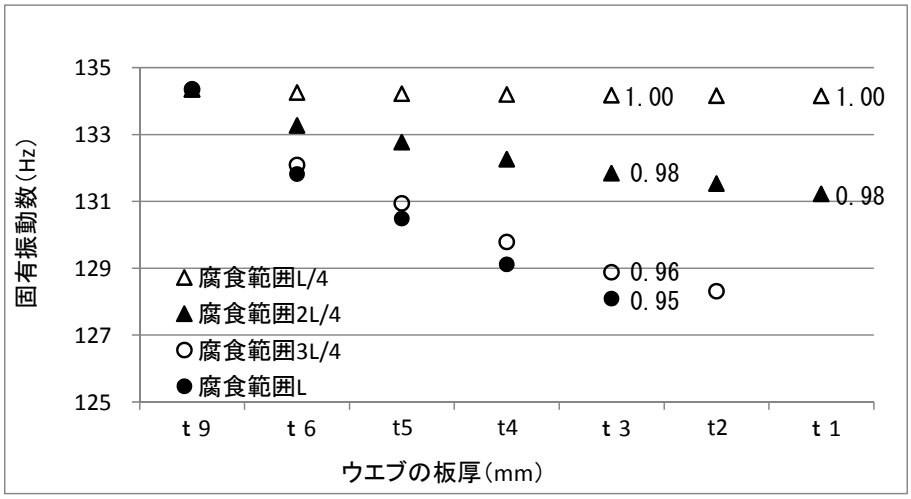
腐食範囲による固有振動数の影響は，腐食範囲が L/4 の場合は，板厚が 1mm でも 3 つの振動モード形において固有振動数の低下は確認できなかった．一方，同じ減肉量でも腐食範囲が大きくなると固有振動数の低下は大きく，ウエブ板厚 t=3 の 1 次振動数では，腐食範囲が 2L/4 の場合，健全時に比べ 0.99 だが，3L/4 で 0.97，L で 0.96 となった．2 次振動数，3 次振動数でも同様な傾向を示した．また鋼材板厚が変化した場合の振動モード形の影響の一例として，腐食範囲 3L/4 の結果を**図 5.2.8** に示す．振動モード形は，事前解析（腐食範囲 L/2，t=4mm と t=1mm）と同様に，板厚が薄くなるにつれ振動モード形の一部が下端側に移行する傾向を示した．



(a) 1 次モード形

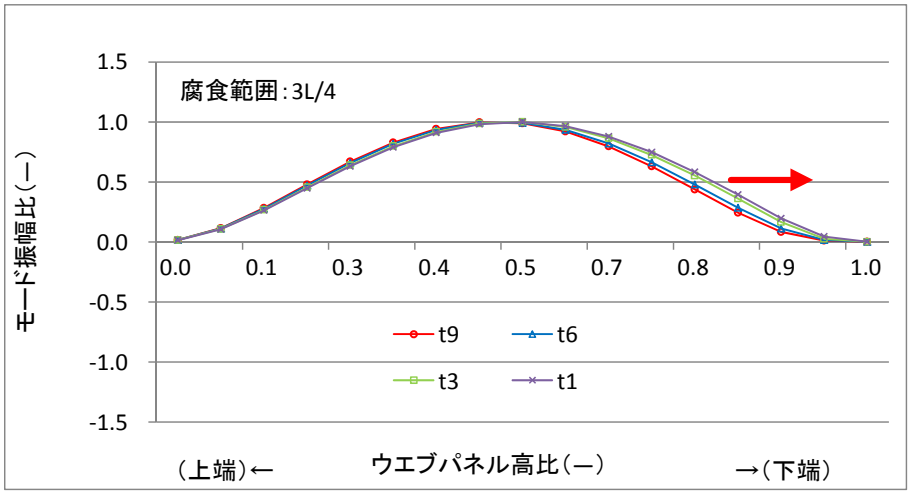


(b) 2 次モード形

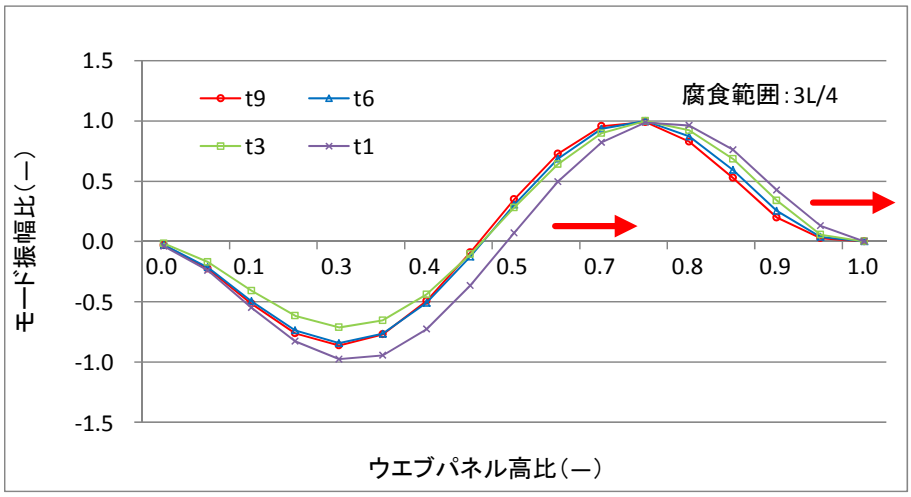


(c) 3 次モード形

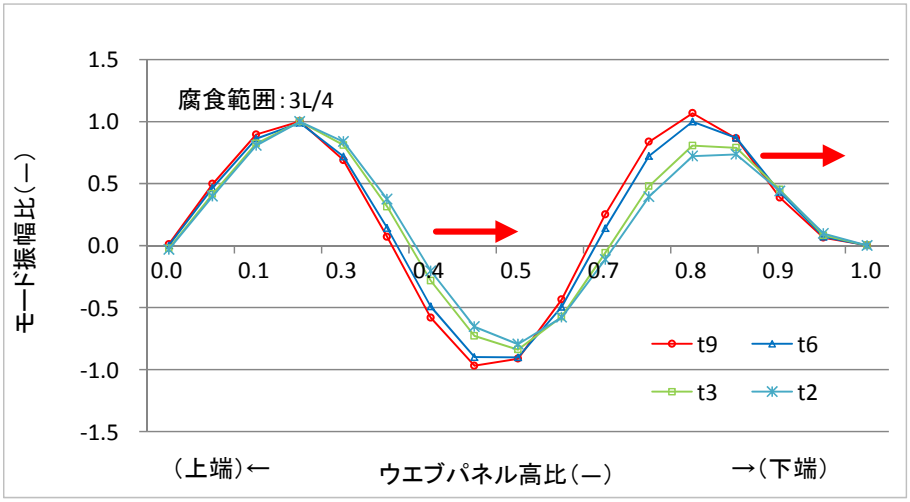
図 5.2.7　腐食損傷による固有振動数の検討結果



(a) 1 次モード形



(b) 2 次モード形



(c) 3 次モード形

図 5.2.8　腐食損傷による固有振動数の検討結果

5.2.4　ウエブ下端部が腐食損傷した場合の振動モードを用いた評価

ウエブ下端部が腐食損傷した場合，振動モードの変化を定量的に把握するため，モード信頼性評価基準（*MAC*）を用いて評価を行う．*MAC* と減肉した板厚の関係を**表 5.2.4** および**図 5.2.9** に示す．固有振動数と同様に板厚の減肉および腐食範囲が大きくなるにつれ *MAC* の値は小さくなる傾向を示した．今回の振動解析では，板厚が 3 mm と健全時の 3 分の 1 になった場合の *MAC* の値は，腐食範囲 3L/4 で比較すると 1 次モード形状で 0.993，2 次モード形状で 0.977，3 次モード形状で 0.933 となった．本検討から，高次モードの固有振動数および振動モード形の変化を把握できれば，鋼材減肉を検知できる可能性が高く，特にウエブ下端部の腐食範囲がパネルの半分以上であれば，腐食損傷を顕著に検知できる可能性が高いことを確認した．

表 5.2.4　鋼桁端部が腐食損傷した場合の *MAC* の結果(1/2)

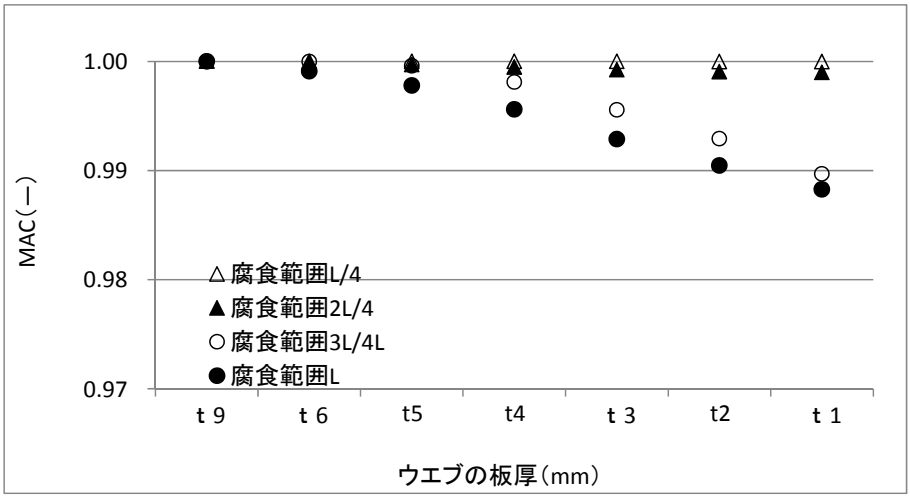
対称部位	ウエブ下端の板厚 (mm)	上段：*MAC* 下段：(変化率)			備　考
		1 次モード形	2 次モード形	3 次モード形	
腐食なし	9	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	健全時
腐食範囲 L/4	6	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	腐食モデル
	5	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	〃
	4	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (-0.01%)	〃
	3	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (-0.01%)	〃
	2	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (-0.01%)	〃
	1	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (-0.01%)	〃
腐食範囲 2L/4	6	1.000 (-0.01%)	0.999 (-0.07%)	0.998 (-0.16%)	腐食モデル
	5	1.000 (-0.03%)	0.999 (-0.15%)	0.996 (-0.35%)	〃
	4	0.999 (-0.05%)	0.997 (-0.26%)	0.990 (-0.97%)	〃
	3	0.999 (-0.08%)	0.996 (-0.39%)	0.990 (-0.97%)	〃
	2	0.999 (-0.10%)	0.995 (-0.49%)	0.987 (-1.26%)	〃
	1	0.999 (-0.10%)	0.994 (-0.56%)	0.984 (-1.63%)	〃

※ ( )内数値は，変化率を示す。変化率(%)：$(M_t-M_9)/M_9\times100$

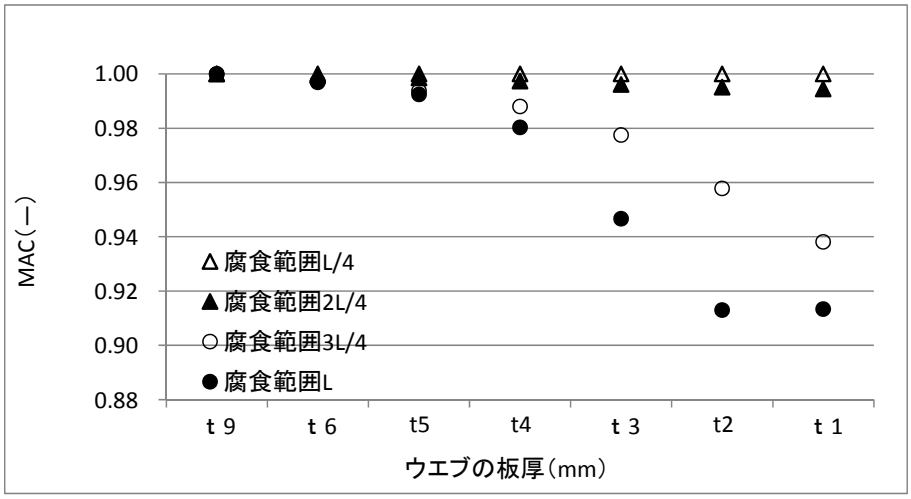
表 5.2.4　鋼桁端部が腐食損傷した場合の *MAC* の結果(2/2)

対称部位	ウエブ下端の板厚 (mm)	上段：*MAC* 下段：(変化率)			備　考
		1 次モード形	2 次モード形	3 次モード形	
腐食なし	9	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	1.000 (0.00%)	健全時
腐食範囲 3L/4	6	0.999 (-0.10%)	0.997 (-0.30%)	0.994 (-0.60%)	腐食モデル
	5	0.998 (-0.20%)	0.994 (-0.60%)	0.982 (-1.80%)	〃
	4	0.996 (-0.40%)	0.988 (-1.20%)	0.963 (-3.70%)	〃
	3	0.993 (-0.70%)	0.977 (-2.30%)	0.933 (-6.70%)	〃
	2	0.990 (-1.00%)	0.938 (-4.20%)	0.894 (-10.6%)	〃
	1	0.988 (-1.20%)	0.988 (-6.20%)	―	〃
腐食範囲 L	6	1.000 (0.00%)	0.997 (-0.30%)	0.990 (-1.00%)	腐食モデル
	5	1.000 (0.00%)	0.992 (-0.80%)	0.980 (-2.00%)	〃
	4	0.998 (-0.20%)	0.980 (-2.00%)	0.950 (-5.00%)	〃
	3	0.996 (-0.40%)	0.947 (-5.30%)	0.900 (-10.0%)	〃
	2	0.993 (-0.70%)	0.913 (-8.70%)	―	〃
	1	0.990 (-1.00%)	0.913 (-8.70%)	―	〃

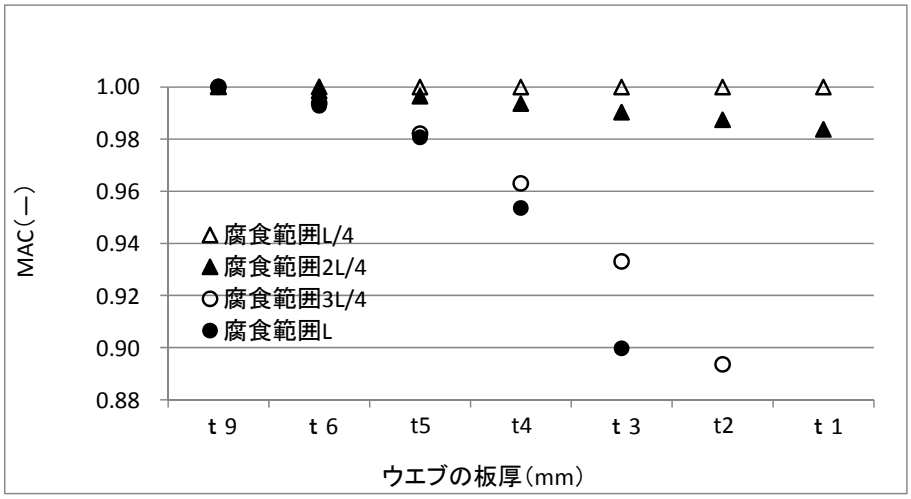
※ ( )内数値は，変化率を示す。変化率(%)：$(M_t-M_9)/M_9\times100$



(a) 1 次モード形



(b) 2 次モード形



(c) 3 次モード形

図 5.2.9　腐食損傷による固有振動数の検討結果

5.3　腐食損傷を模擬した試験体による振動試験

本研究では，鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体を製作して振動試験を行い，検出可能な卓越する固有振動数，振動モード形の確認，ウエブ板厚や腐食範囲による影響，および解析値の妥当性を確認した．また衝撃加振試験および共振加振試験の 2 手法を用いて腐食状況を簡易に評価できる計測方法について検討した．

5.3.1　試験体の概要

振動計測に用いる試験体は，北陸道の代表的な実構造物を模擬した寸法として，桁端部 1 パネルの範囲を 3 体製作した．試験体寸法および 3 体の設置方法の概要を**図 5.3.1** に示す．またウエブ板厚の減肉量および腐食範囲による影響を把握するため，試験体ケースを**表 5.3.1** に示す．

試験体 1 は，腐食が見られない健全な場合，試験体 2 は，腐食範囲がパネル幅の 1/2（500mm）で，減肉量が 3mm になった場合，試験体 3 は，腐食範囲がパネル幅の 3/4（750mm）で減肉量が 6mm になった場合，合計 3 体とした．使用する鋼材は，全て SM400 材を使用した．腐食箇所については，実構造物における腐食は均一ではないが，試験体では，腐食範囲や板厚変化の影響を定量的に確認するため，一律に板厚を変化させた．予めレーザー加工によりウエブ板厚を所定の板厚に加工し，その後，下フランジとウエブ下端を溶接して試験体を製作した．試験体の設置および減肉箇所の欠損状況を**写真 5.3.1** に示す．

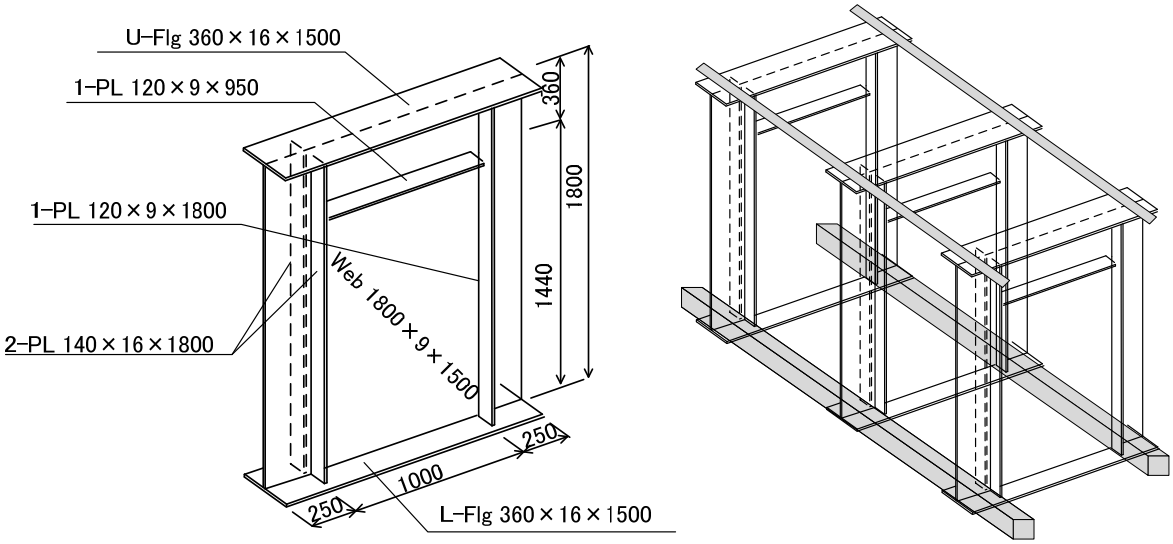
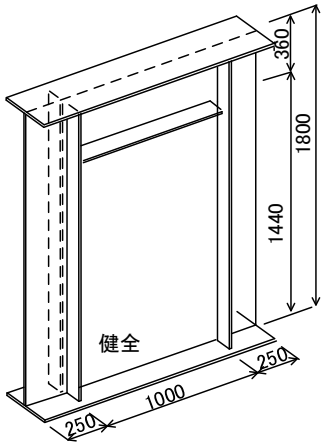
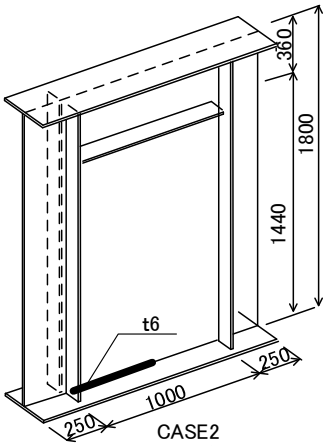
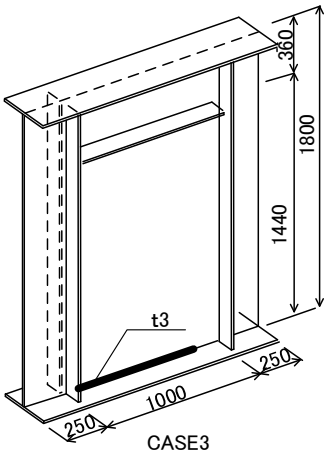
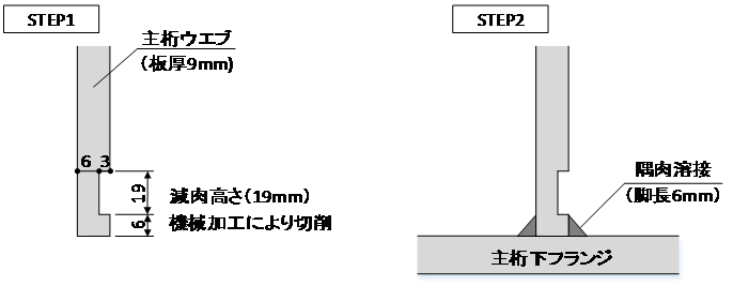


図 5.3.1　鋼鈑桁の試験体の概要図（左：概要図，右：転倒防止対策）

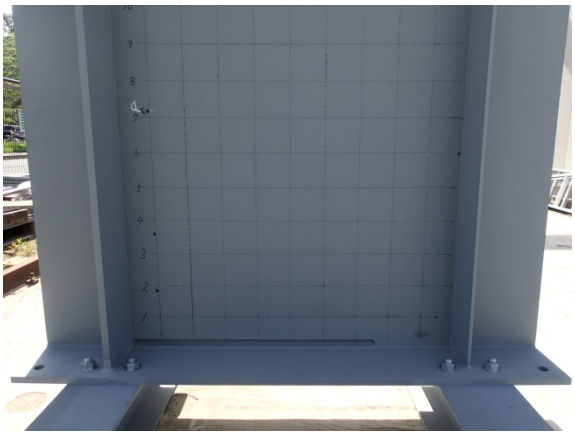
表 5.3.1　鋼鈑桁の試験体ケース

試験体 1	試験体 2	試験体 3
腐食範囲(mm)：0 (なし)	腐食範囲(mm)：500 (L/2)	腐食範囲(mm)：750 (3L/4)
腐食部の板厚 (mm)：0 (なし)	腐食部の板厚(mm)：6	腐食部の板厚(mm)：3
腐食高さ(mm)：0 (なし)	腐食高さ(mm)：25	腐食高さ(mm)：25
試験体 1 の概要図  CASE1:健全	試験体 2 の概要図  CASE2 ウエブ下端減肉 1)腐食幅：500mm 2)腐食高：25mm 3)板厚：6mm	試験体 3 の概要図  CASE3 ウエブ下端減肉 1)腐食幅：750mm 2)腐食高：25mm 3)板厚：3mm
減肉箇所の施工方法（試験体 2 の場合）  		

(a) 試験体の設置状況

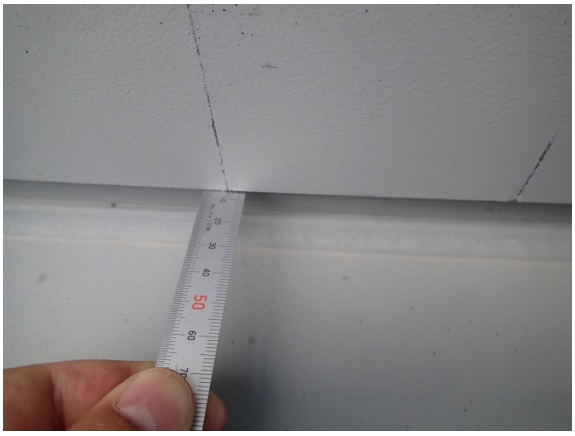
(b) 試験体 1（減肉なし）

(c) 試験体 2（腐食幅 500mm，板厚 6mm）



(d) 試験体 3(腐食幅 750mm，板厚 3mm)

(e) 腐食損傷部の拡大（腐食高 25mm）



(f) 腐食損傷部の拡大(減肉量 6mm，板厚 3mm)

写真 5.3.1　鋼鈑桁の試験体の概要図

5.3.2　振動計測の概要

(1) 衝撃加振用のハンマー

衝撃加振に用いるハンマーのピックを交換し材質を変え，評価対象の振動モード形が卓越しやすいハンマーを選定した．ピックの材質は，**写真 5.3.2** に示すように鉄，プラスチック，ゴムの 3 種類のハンマーを用いた．

（a）ピック：鉄　　**（b）ピック：プラスチック**　　**（c）ピック：ゴム**

写真 5.3.2　衝撃加振用のハンマーの先端ピックの違い

(2) 加速度計

振動計測に用いた加速度計は，圧電型タイプ（707LF，TEAC，感度[mV/m/s2]：10±20%）を用いた．加速度計の配置を**図 5.3.2(a)**に示す．1 回の振動計測で縦列に 6 個配置し，さらに基準点 1 箇所を設け合計 7 個の加速度センサを用いて 1 試験体につき 5 断面を計測した．

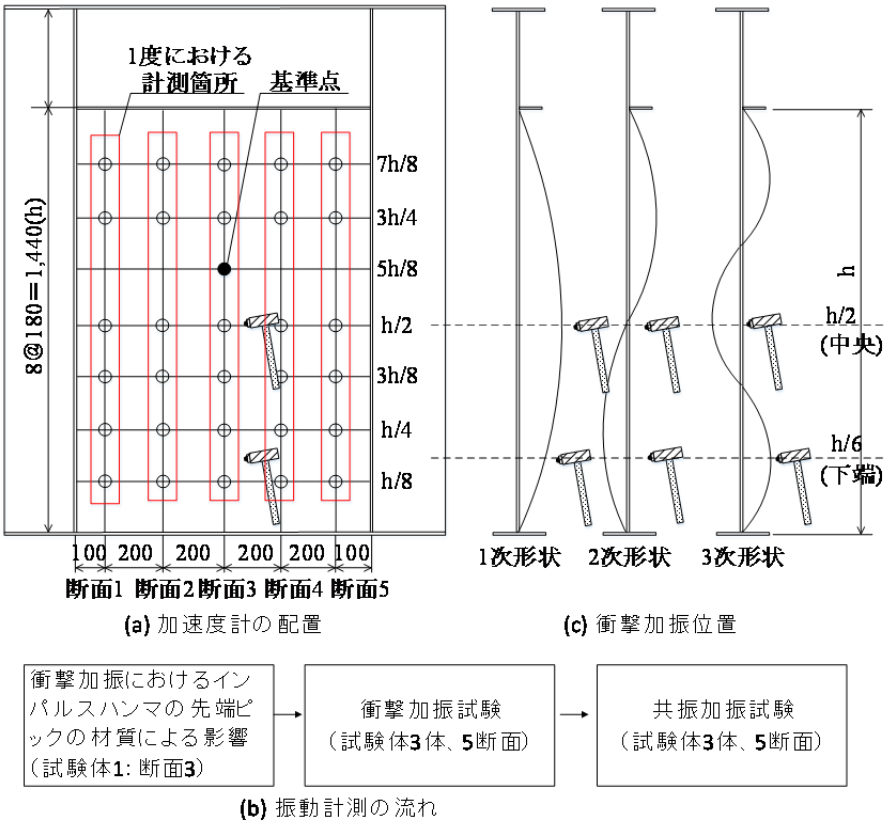
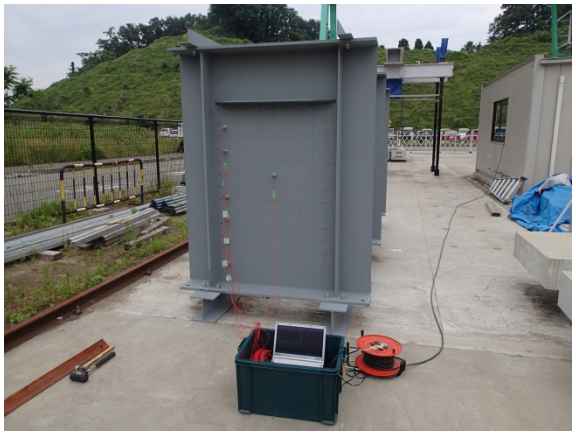


図 5.3.2　振動計測の概要

(3) 計測方法

加振方法は，衝撃加振と共振加振の 2 パターンを行い，振動モード形（1 次モード形，2 次モード形および 3 次モード形）と各振動モード形が卓越する固有振動数を確認した．今回の振動計測の流れを**図 5.3.2(b)**に示す．まず，衝撃加振に用いるハンマーの材質による影響を確認するため，3 体の試験体で衝撃加振試験を行う前に，試験体 1（健全な試験体）の中央の断面 3 でハンマーの先端部のピックの材質を変え衝撃加振試験を行い，衝撃加振に用いるハンマーを選定した．なお，衝撃加振の位置は，**図 5.3.2(c)**に示すように 3 つの振動モード形が共振しやすい腹位置となるウエブパネル中央 h/2（以下，中央）および h/6 付近（以下，下端）を衝撃加振した．次に，選定したハンマーを用いて，3 体の試験体を対象に衝撃加振試験を行い，腐食範囲や板厚変化による固有振動数および振動モード形の影響を確認した．

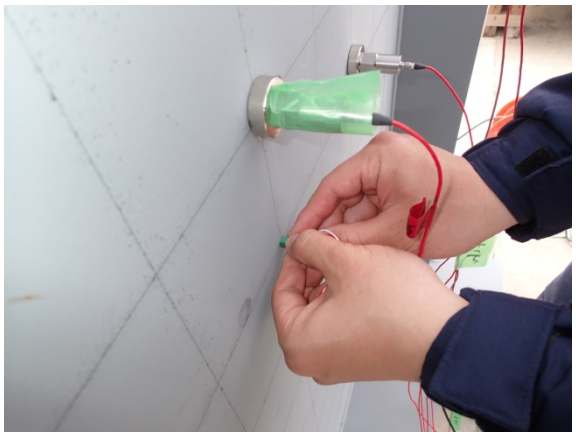
その後圧電素子（ピエゾ素子）を用いて，評価対象とする固有振動数でウエブパネルを共振加振させ，衝撃加振との違いを確認した．なお，本計測のサンプリング周波数は 500Hz で，衝撃加振後および共振加振を停止させて 10 秒程度計測した．測定状況を**写真 5.3.3** に示す．



（a）振動計測の状況

(b) 衝撃加振の状況

（c）共振加振の状況（周波数設定側）



(d) 共振加振の状況（圧電素子）

写真 5.3.3　計測状況（衝撃加振，共振加振）

(4) 分析方法

今回の分析方法は, FFT 分析で算出された固有振動数は, 分解能が荒いため, FFT 分析以外に ERA[5)] 分析（Eigensystem Realization Algorithm）により固有振動数および振動モード形を算出した.

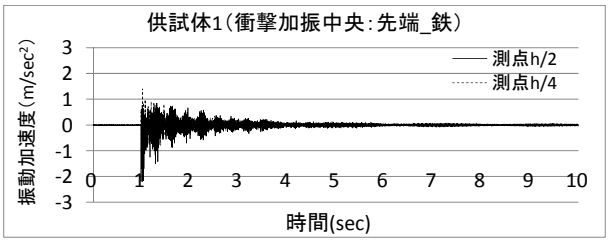
5.3.3　衝撃ハンマー先端ピックの材質による振動特性の影響

腐食損傷がない健全なモデルの試験体 1 を用いて，衝撃加振に用いるハンマーの先端部のピックの材質を，鉄，プラスチック，ゴムと変えて衝撃加振を行い，評価対象の振動モード形が卓越しやすいハンマーを選定した. 衝撃加振で得られた計測データを ERA 分析によって算出した各振動モード形の固有振動数の結果一覧を**表 5.3.2** に示す．また，ハンマーの材質を変えて衝撃加振位置をウエブパネル中央 h/2 および h/6 付近で衝撃加振した際の加速度波形，FFT 分析によるスペクトルおよび振動モード形の結果を**図 5.3.3**～**図 5.3.8** に示す．ハンマーの材質に関係なく，1 次振動数が 36.4Hz 付近で，2 次振動数が 73.3Hz 付近，3 次振動数が 125Hz 付近で卓越していることが確認できた．ただし，衝撃加振ハンマーの先端ピックが，鉄およびプラスチックでは，ゴムハンマーに比べて，評価対象の振動モード形が卓越する固有振動数のスペクトルが小さく，ゴムハンマーに比べ 100Hz～165Hz で卓越する複数の振動モード形が確認されており, 3 次モード形を同定することが困難であると判断した．このため，ウエブパネルの振動計測に用いる衝撃加振ハンマーは，ゴムハンマーを用いた方が効果的であると判断した.

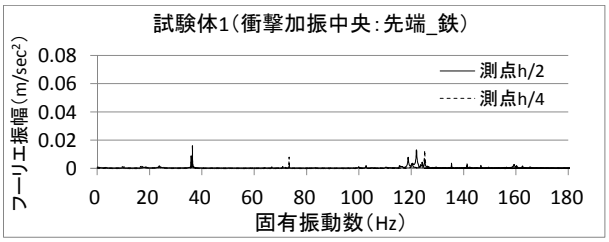
表 5.3.2　ERA 分析によって算出された振動計測の結果（断面 3：中央）

衝撃ハンマの先端部のピック	測定方法	試験体 1 における固有振動数(Hz)		
		1 次モード形	2 次モード形	3 次モード形
鉄	衝撃加振(中央 : h/2)	36.4	73.3※	126
	衝撃加振(下端 : h/6)	36.4※	73.3	126
プラスチック	衝撃加振(中央 : h/2)	36.3	73.3※	125
	衝撃加振(下端 : h/6)	36.4※	73.3	125
ゴム	衝撃加振(中央 : h/2)	36.4	73.3	125
	衝撃加振(下端 : h/6)	36.4	73.3	125

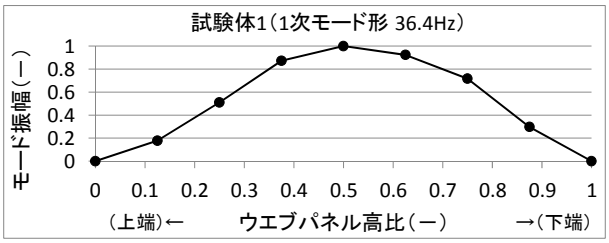
※の数値は，ERA 分析では卓越した振動モードが得られなかったため，FFT で卓越した固有振動数の値を付記する.



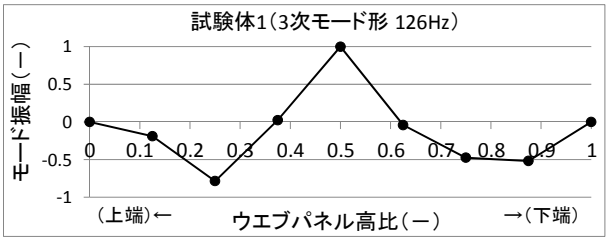
(a) 加速度波形



(b) スペクトル

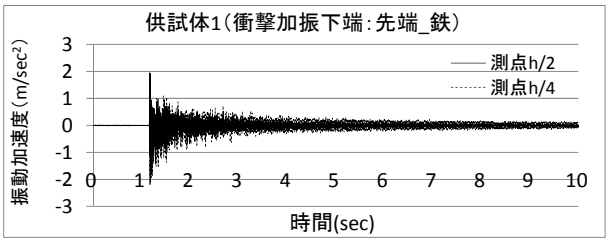


(c) 振動モード：1 次モード形(f=36.4Hz)

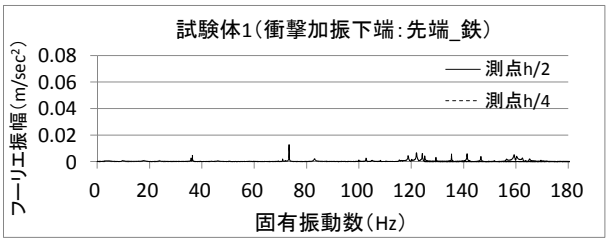


(d) 振動モード：3 次モード形(f=126Hz)

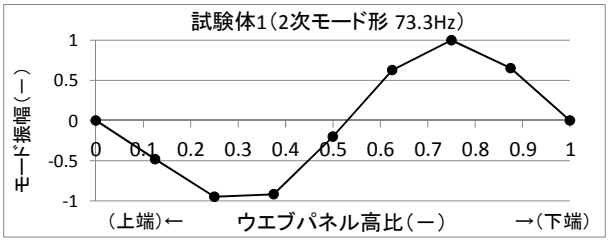
図 5.3.3　試験体 1 における衝撃加振中央:h/2（衝撃ハンマ先端部：鉄）



(a) 加速度波形

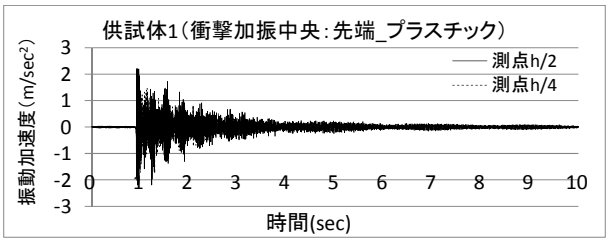


(b) スペクトル

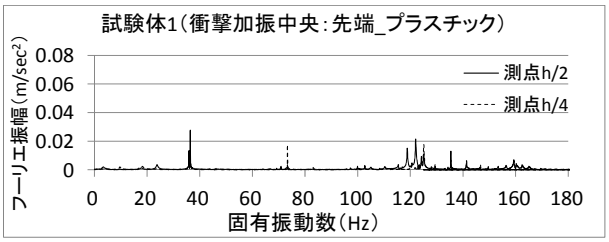


(c) 振動モード：2 次モード形(f=73.3Hz)

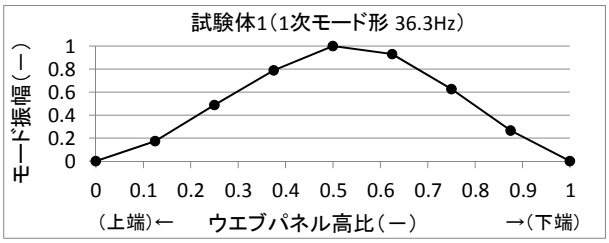
図 5.3.4　試験体 1 における衝撃加振下端:h/6（衝撃ハンマ先端部：鉄）



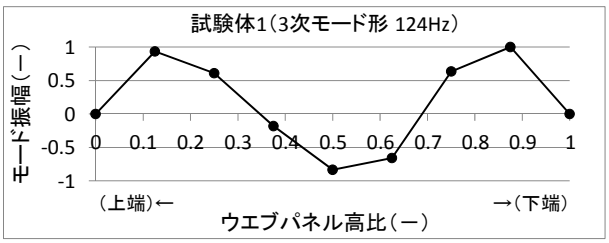
(a) 加速度波形



(b) スペクトル

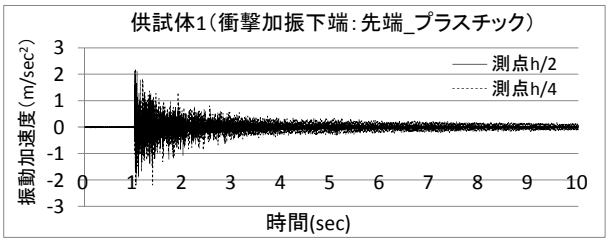


(c) 振動モード：1 次モード形(f=36.4Hz)

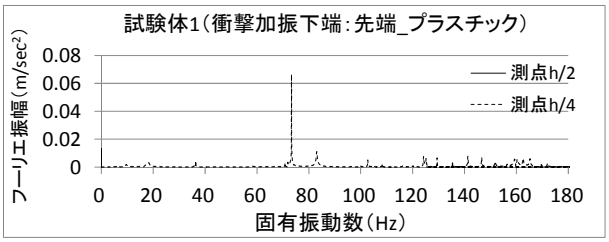


(d) 振動モード：3 次モード形(f=124Hz)

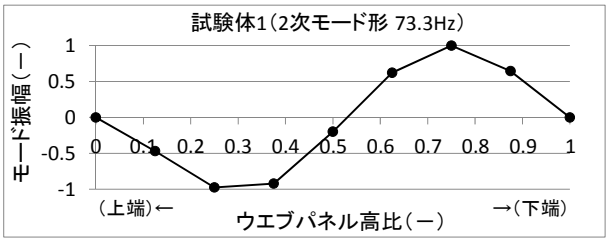
図 5.3.5　試験体 1 における衝撃加振中央:h/2（衝撃ハンマ先端部：プラスチック）



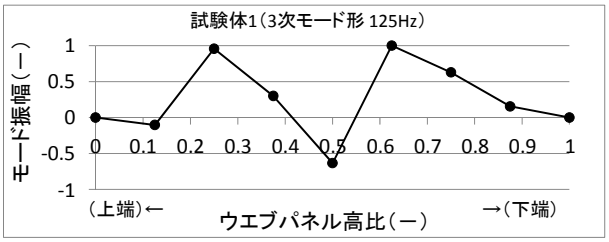
(a) 加速度波形



(b) スペクトル

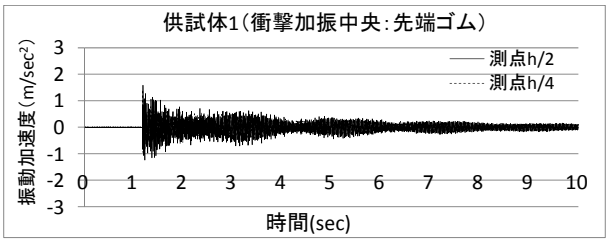


(c) 振動モード：1 次モード形(f=36.4Hz)

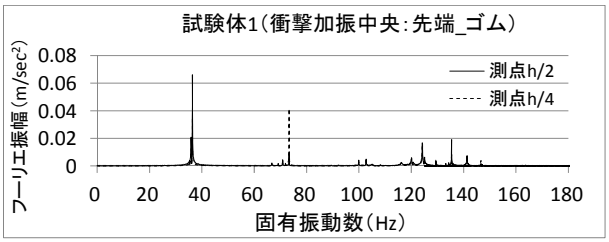


(d) 振動モード：3 次モード形(f=125Hz)

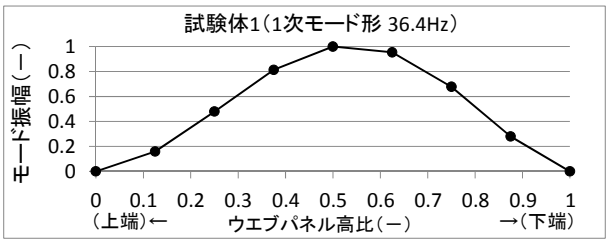
図 5.3.6　試験体 1 における衝撃加振下端:h/6（衝撃ハンマ先端部：プラスチック）



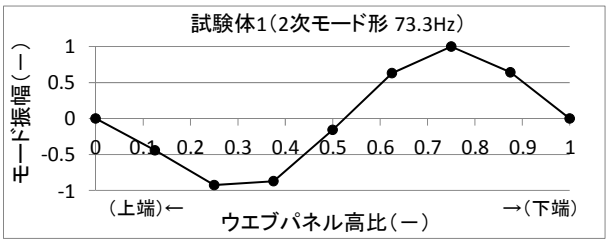
(a) 加速度波形



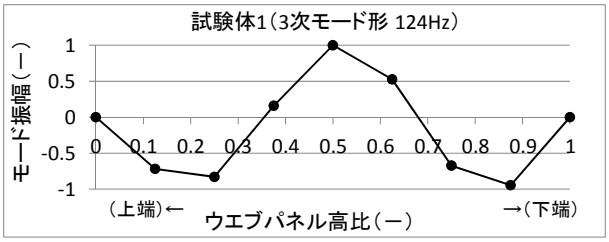
(b) スペクトル



(c) 振動モード：1 次モード形(f=36.4Hz)

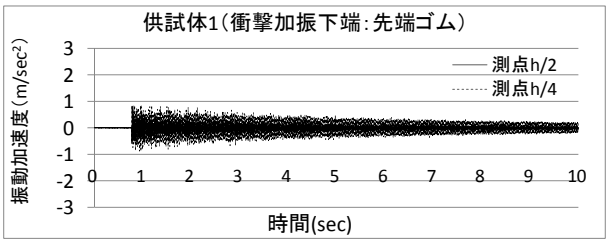


(d) 振動モード：2 次モード形(f=73.3Hz)

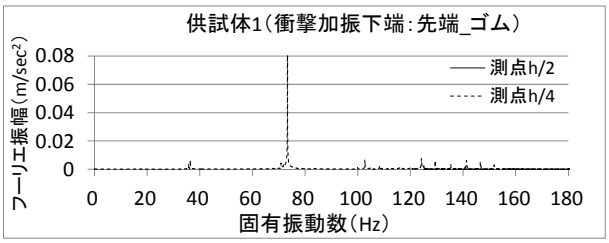


(e) 振動モード：3 次モード形(f=124Hz)

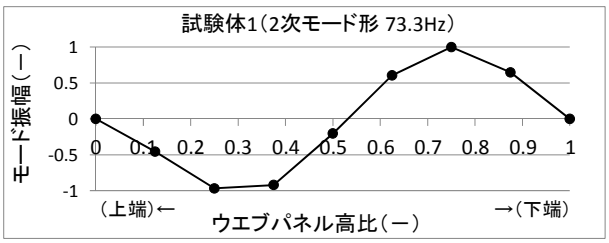
図 5.3.7　試験体 1 における衝撃加振中央:h/2（衝撃ハンマ先端部：ゴム）



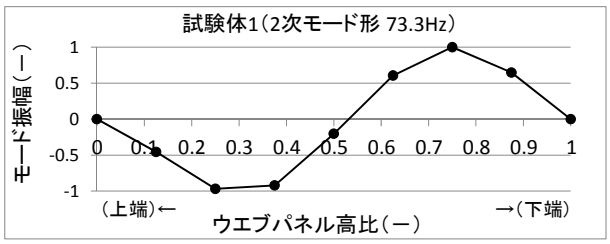
(a) 加速度波形



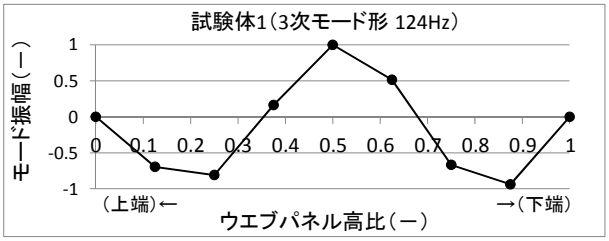
(b) スペクトル



(c) 振動モード：1 次モード形(f=36.4Hz)



(d) 振動モード：2 次モード形(f=73.3Hz)



(d) 振動モード：3 次モード形(f=124Hz)

図 5.3.8　試験体 1 における衝撃加振下端:h/6（衝撃ハンマ先端部：ゴム）

5.3.4　各振動モード形における 3 次元化

ウエブパネルの振動モード形を適切に評価するためには，複数の加速度計を一度に配置して振動計測する必要がある．ただし，センサ数および関連する計測機器が増える点および実際には限られたスペースでの計測であるため課題もある．このため今回の衝撃加振試験では，加速度計を配置する際に，基準点を設けて 5 断面で随時振動計測を行い，基準点の加速度波形を基に正規化して複数断面をデータ処理して結合し，MATLAB のソフトを使用し 3 次元的にグラフ化する．一例として供試体 1 における各振動モード形を 3 次元的にグラフ化したものを**図 5.3.9** に示す．このように，3 次元的に詳細な振動モード形を確認する必要がある場合は，基準点を設けて評価したい振動モード形が描ける位置に加速度センサを配置して，必要断面分の衝撃加振試験を行えば，2 次元ではなく，3 次元化することがでる．今回の検討結果から，3 次形状まであれば，基準点を設けて 4 個の加速度計があれば 3 次元化することが可能であると確認した．

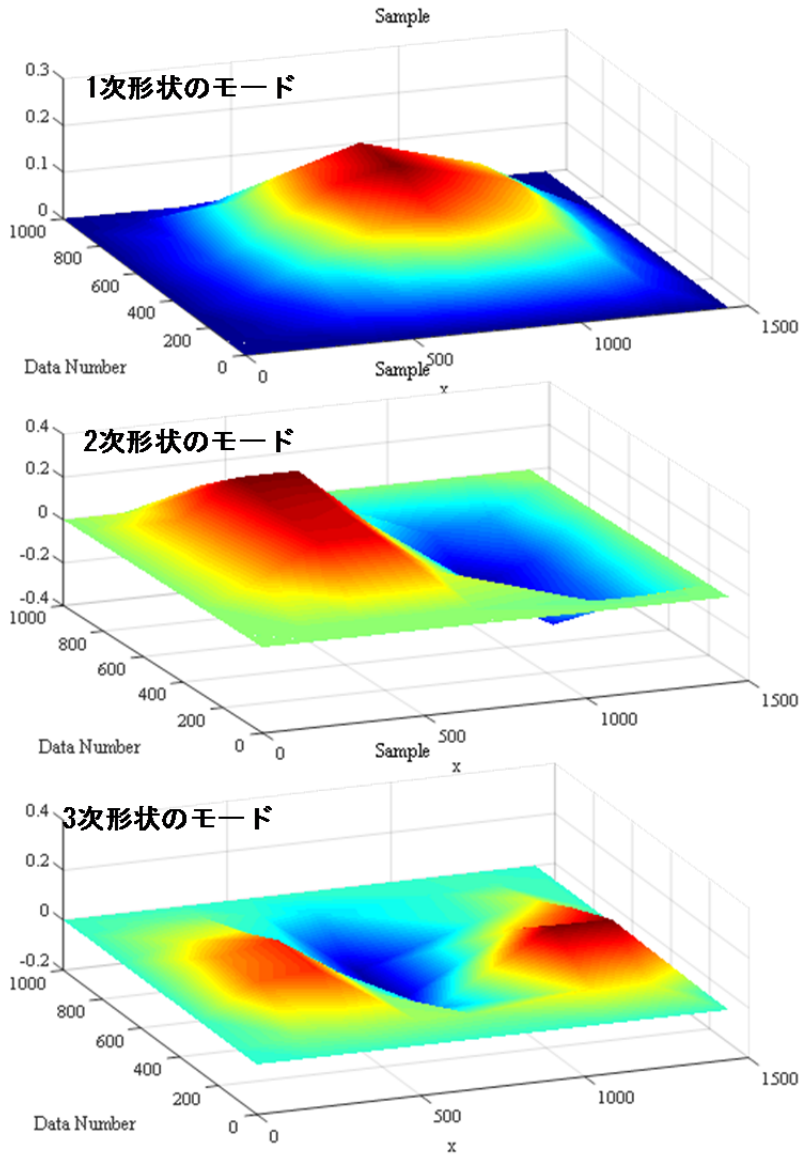


図 5.3.9　試験体 1 における衝撃加振（衝撃ハンマ先端部：ゴム）

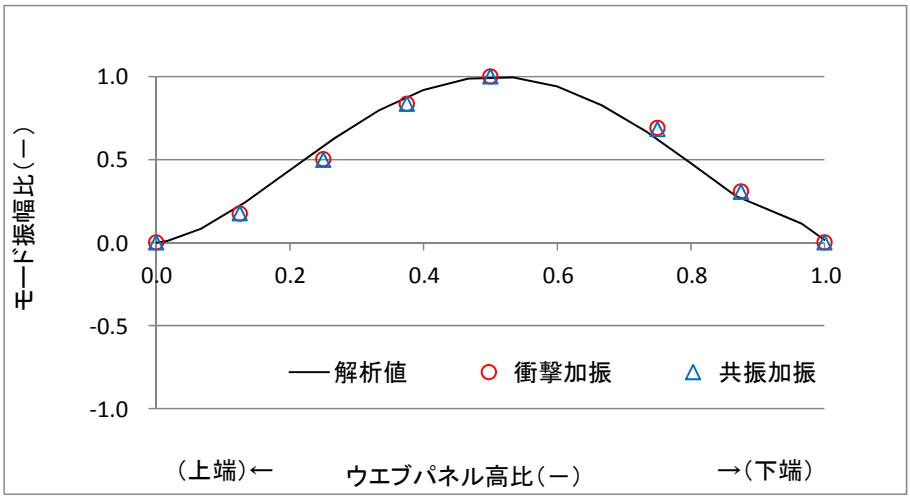
5.3.5　衝撃加振と共振加振試験の測定結果

3 体の試験体を用いて，衝撃加振試験と共振加振試験を行い，ERA 分析で得られた結果を**表 5.3.3** に示す．全ての試験体において，ウエブパネルの中央（h/2）および下端部（h/6）を衝撃加振して得られた各振動モード形の固有振動数は，共振加振試験から得られた固有振動数とほぼ同じ結果であった．また，試験体 2，試験体 3 と腐食範囲が大きく，かつウエブの板厚が薄くなるにつれ，固有振動数の低下が確認された．試験体 1（健全モデル）では，1 次振動数が 36.5Hz，2 次振動数が 73.6Hz 付近，3 次振動数が 125Hz で卓越が見られた．一方試験体 3 では，1 次振動数が 35.5Hz となり試験体 1 に比べ約 1.0Hz 低下しており，比率で 0.97 となった．2 次振動数は 69.3Hz となり，試験体 1 に比べ約 4.0Hz の低下で，比率で 0.94 となった．3 次振動数は 120Hz となり，試験体 1 に比べ約 5.0Hz の低下で比率は 0.96 となった．事前の振動解析の結果と比較すると，各振動モードの固有振動数は，1 割程度異なる結果を示したが，腐食範囲およびウエブ板厚を変化させることによる健全時との低下の割合は，3 次振動数では約 0.96 と概ね同じ傾向を示した．試験体 3 体における衝撃加振（○印）および共振加振（△印）の振動モード形を**図 5.3.10～図 5.3.12** にプロットし，解析値を実線で付記した．全ての試験体において，各振動モード形で解析値と比較するとバラツキは見られるものの明確なモード形を同定することができた．以上の結果より，共振加振を行わなくても衝撃加振試験から得られた加速度波形を用いて，ERA 分析により振動モードを同定しても精度のよい結果を得られることが確認できた．

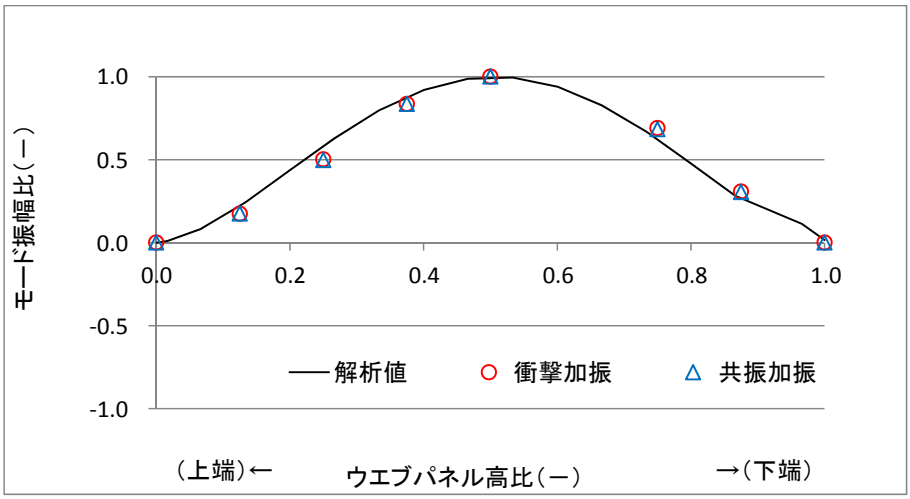
表 5.3.3　衝撃加振試験および共振加振試験における ERA 分析結果（断面 3：中央）

振動モード形	測定方法	上段：固有振動数(Hz) ／健全に対する比率 下段：（減衰定数）		
		試験体 1 (健全)	試験体 2	試験体 3
1 次モード形	衝撃加振(中央 : h/2)	36.5 / 1.00 (0.0005)	36.1 / 0.99 (0.0007)	35.5 / 0.97 (0.0008)
	衝撃加振(下端 : h/6)	36.5 / 1.00 (0.0007)	36.0 / 0.99 (0.0003)	35.5 / 0.97 (0.0006)
	共振加振(中央 : h/2)	36.6 / 1.00 (0.0003)	36. 0 / 0.99 (0.0008)	35.5 / 0.97 (0.0005)
2 次モード形	衝撃加振(中央 : h/2)	73.7※/ 1.00 (－)	71.4 / 0.98 (0.0005)	69.3 / 0.94 (0.0007)
	衝撃加振(下端 : h/6)	73.6 / 1.00 (0.026)	71.4 / 0.98 (0.0005)	69.3 / 0.94 (0.0004)
	共振加振(下端 : h/6)	73.7 / 1.00 (0.012)	71.7 / 0.98 (0.0007)	69.3 / 0.94 (0.0005)
3 次モード形	衝撃加振(中央 : h/2)	125 / 1.00 (0.014)	124 / 0.99 (0.0010)	—
	衝撃加振(下端 : h/6)	125 / 1.00 (0.0007)	124 / 0.99 (0.0007)	120 / 0.96 (0.0016)
	共振加振(下端 : h/6)	—	124 / 0.99 (0.0006)	120 / 0.96 (0.0002)

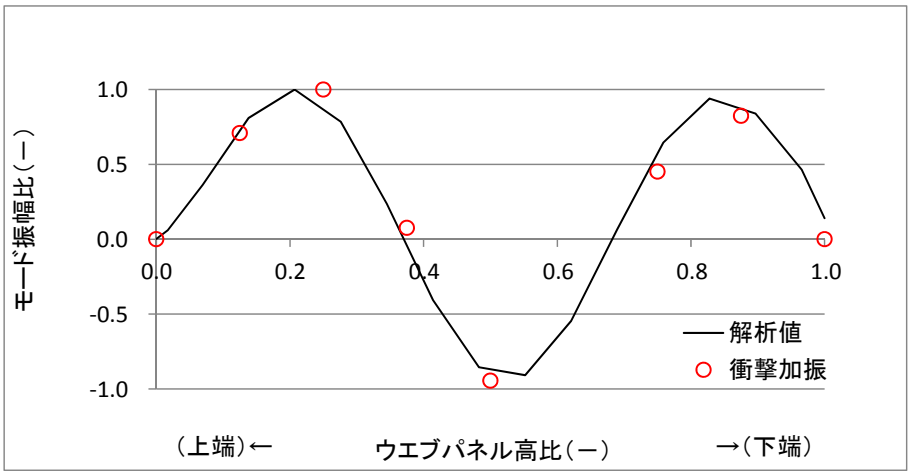
※の数値は，ERA 分析では卓越した振動モードが得られなかったため，FFT で卓越した固有振動数の値を付記する．



(a) 1 次形状モード

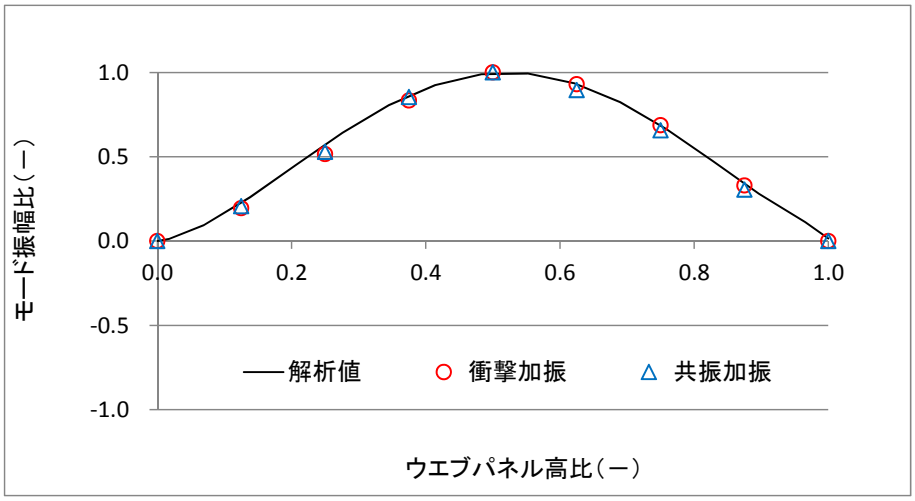


(b) 2 次形状モード

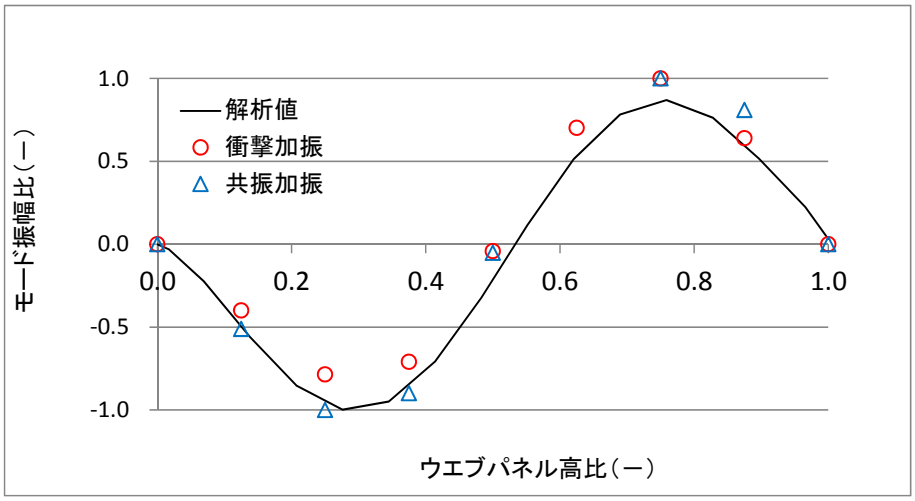


(c) 3 次形状モード

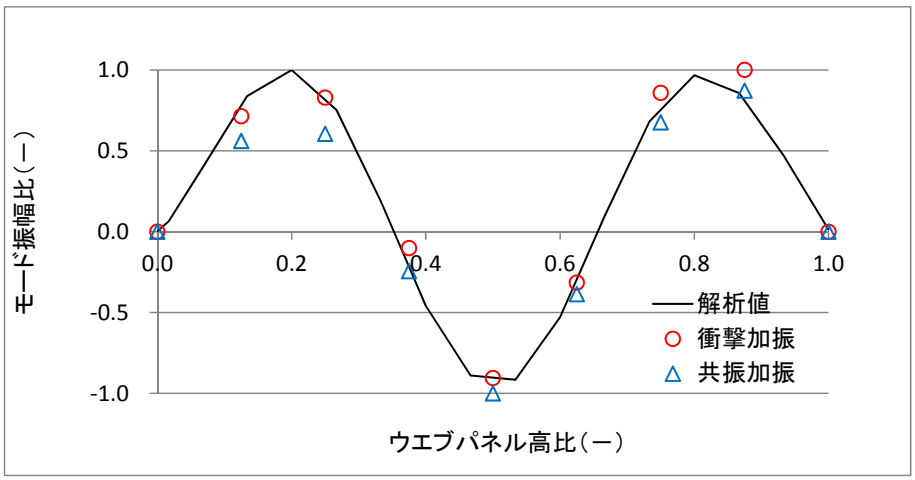
図 5.3.10　試験体 1 における衝撃加振試験と共振加振試験の結果（断面 3：中央）



(a) 1 次形状モード

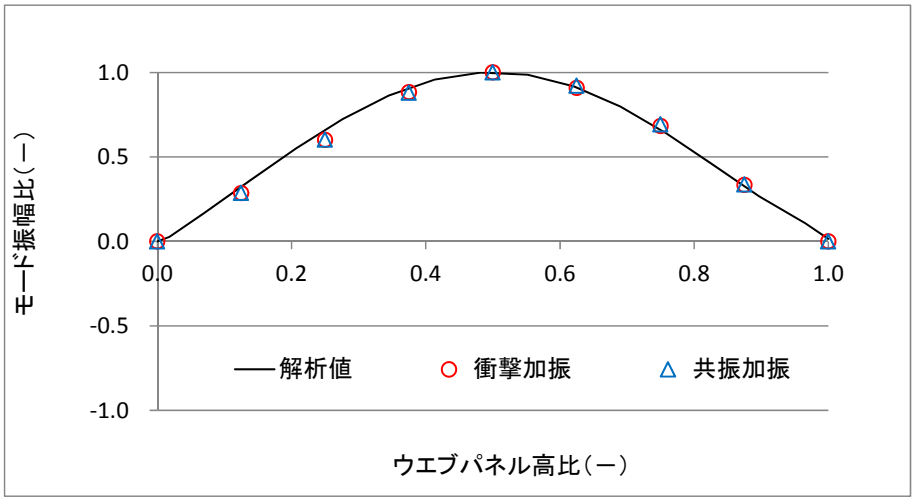


(b) 2 次形状モード

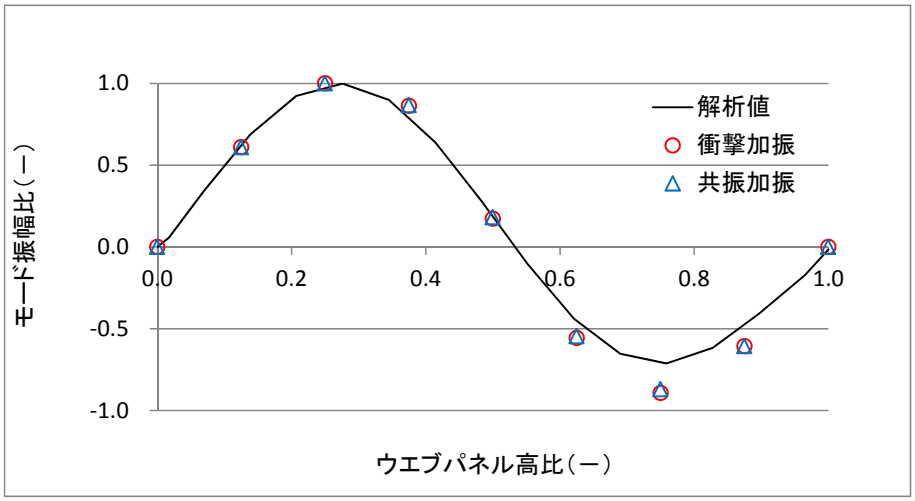


(c) 3 次形状モード

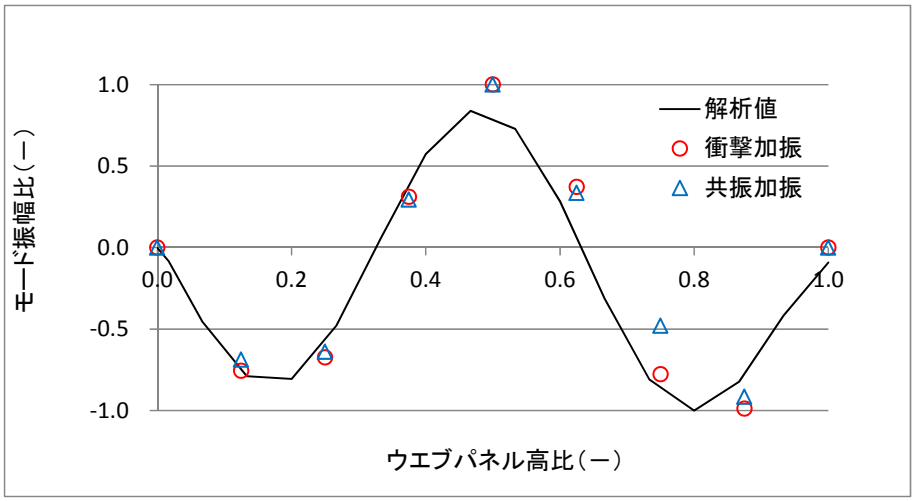
図 5.3.11　試験体 2 における衝撃加振試験と共振加振試験の結果（断面 3：中央）



(a) 1 次形状モード



(b) 2 次形状モード



(c) 3 次形状モード

図 5.3.12　試験体 3 における衝撃加振試験と共振加振試験の結果（断面 3：中央）

断面 3（中央）における振動計測の結果から，試験体 3 体の *MAC* の分析結果を**表 5.3.4** および**図 5.3.13** に示す．3 つの振動モード形において，供試体 2，供試体 3 とウエブ下端部の腐食損傷が大きくなるにつれ，*MAC* 値は小さくなる傾向が確認できた．1 次モード形の *MAC* 値は，供試体 2 および供試体 3 で，ほぼ解析値と同じ値となった．2 次モード形は，供試体 2 において解析値の 0.996 倍となり，供試体 3 では，解析値の 0.999 倍と近い数値となった．3 次モード形は，供試体 2 において解析値の 0.987 倍で，供試体 3 では，解析値の 1.027 倍となった．このことより，振動計測から推定した *MAC* は，解析値と概ね同じ結果が得られた．また，計測位置（断面 2，断面 3，断面 4）による分析結果を**表 5.3.5** に示す．全ての振動モード形においても，供試体 2，供試体 3 とウエブ下端部の腐食損傷が大きくなるにつれ，*MAC* 値は小さくなる傾向が確認でき，概ね，*MAC* の値は同じ結果であった．このことより，ウエブ桁端部が腐食損傷した場合においては，*MAC* を用いることで，健全度評価が行えることが可能であると考えられる．

表 5.3.4　試験体 3 体における *MAC*（計測値および解析値，断面 3：中央）

試験体	上段：腐食範囲 下段：下端部の板厚	上段：左：*MAC* 計測値／右：*MAC* 解析値 下段：(*MAC* 計測値／*MAC* 解析値)			備　考
		1 次モード形	2 次モード形	3 次モード形	
試験体 1	L=0mm t=9mm	1.000 / 1.000 (1.00)	1.000 / 1.000 (1.00)	1.000 / 1.000 (1.00)	健全な状態
試験体 2	L=500mm t=6mm	1.000 / 1.000 (1.000)	0.996 / 1.000 (0.996)	0.986 / 1.000 (0.987)	腐食損傷
試験体 3	L=750mm t=3mm	0.993 / 0.993 (1.001)	0.977 / 0.977 (0.999)	0.958 / 0.933 (1.027)	腐食損傷

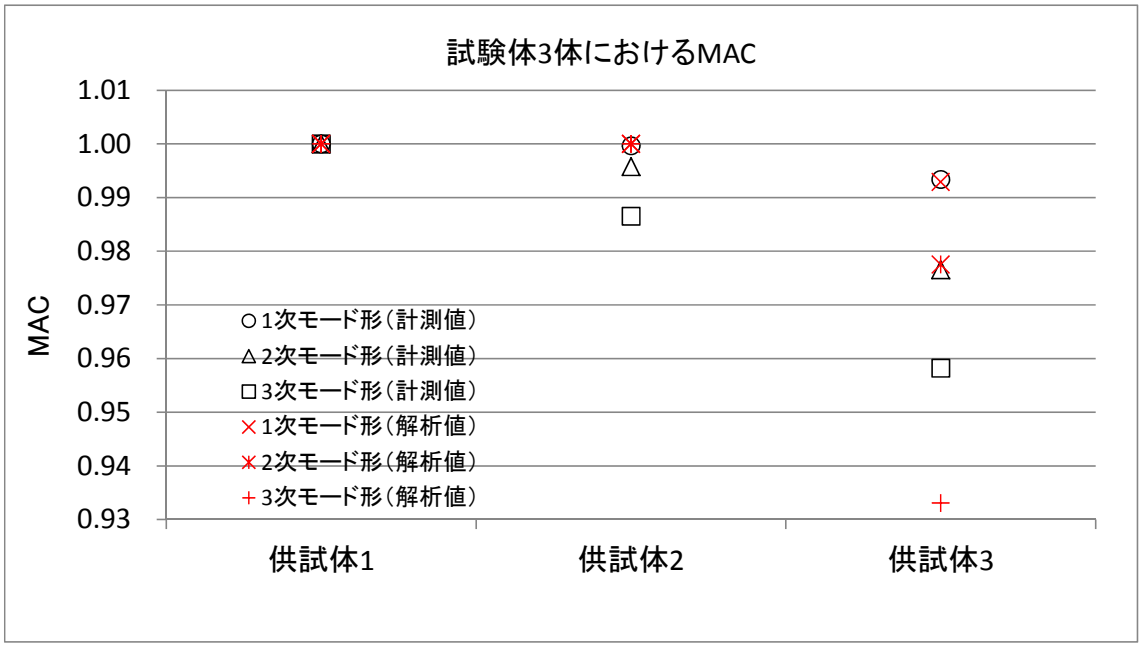


図 5.3.13　試験体 3 体における *MAC*（計測値および解析値，断面 3：中央）

表 5.3.5　試験体 3 体における計測位置による *MAC* の分析結果

	試験体	上段：腐食範囲 下段：下端部の板厚	上段：左：*MAC* 計測値／右：*MAC* 解析値 下段：(*MAC* 計測値／*MAC* 解析値)			備　考
			断面 2 左から 300mm	断面 3 左から 500mm	断面 4 左から 700mm	平均
1次モード形	試験体 1	L=0mm t=9mm	1.000	1.000	1.000	1.000
	試験体 2	L=500mm t=6mm	0.999	1.000	1.000	0.999
	試験体 3	L=750mm t=3mm	0.992	0.993	0.995	0.993
2次モード形	試験体 1	L=0mm t=9mm	1.000	1.000	1.000	1.000
	試験体 2	L=500mm t=6mm	0.976	0.996	0.997	0.990
	試験体 3	L=750mm t=3mm	0.965	0.977	0.986	0.976
3次モード形	試験体 1	L=0mm t=9mm	1.000	1.000	1.000	1.000
	試験体 2	L=500mm t=6mm	0.964	0.986	0.993	0.981
	試験体 3	L=750mm t=3mm	0.947	0.958	0.948	0.951

5.4　鋼桁端部におけるウエブ振動特性の変化に基づいた点検手法の提案

4 章では，実構造物の鋼桁端部のウエブパネルを対象に振動計測を行い，固有振動数および振動モード形を確認した．また，数値解析を行い検出可能な固有振動数と振動モード形を確認し，固有振動数および振動モード形の変化を把握することで，腐食損傷の検知の可能性を確認した．5 章では，実構造物における鋼桁端部の腐食状況は，腐食範囲および減肉量で様々なケースが想定されるため，腐食損傷を模擬した試験体を製作し，検出可能な固有振動数と振動モード形の確認，ウエブ板厚の減肉や腐食範囲による影響，解析値の妥当性の確認および現地計測の際に効率よく点検するための最適な加速度計の配置方法および測定方法について検討した．これらの結果を整理し，以下にウエブ振動特性の変化に基づいた点検手法を提案する．

5.4.1 鋼桁端部におけるウエブ振動計測方法

実橋梁および試験体による振動計測および振動解析の結果を踏まえ，以下の内容を提案する．

・対象とする振動モード形は，実橋梁および試験体における振動計測の結果，3 次モード形より高次モードでは明確なモード形が検出できなかたことより，3 次モード形までを対象とする．また振動解析の結果から，腐食範囲および板厚変化により 1 次振動数に比べ，2 次振動数，3 次振動数の変化率が大きいため，2 次モード形，3 次モード形の変化に着目する．

・振動計測の方法は，評価対象とする固有振動数と振動モード形を得るために，衝撃加振による振動計測を行う．衝撃加振に用いるハンマーの材質は，ゴムハンマー用いる．衝撃加振位置は，**図 5.4.1** に示すようにウエブパネル幅（L）の中央で，2 次モード形，3 次モード形が共振しやすいウエブパネル高（h）の中央（h/2）および下端部（h/6）を衝撃加振する．また，加速度計の配置は，3 次モード形までを対象とする場合，3h/4，h/2，h/4，h/8 の合計 4 個を配置すればよい．

・衝撃加振の位置や強さによっても卓越する固有振動数にばらつきが見られたことより，複数回振動計測を行って得られた結果を総合的に判断することが重要である．

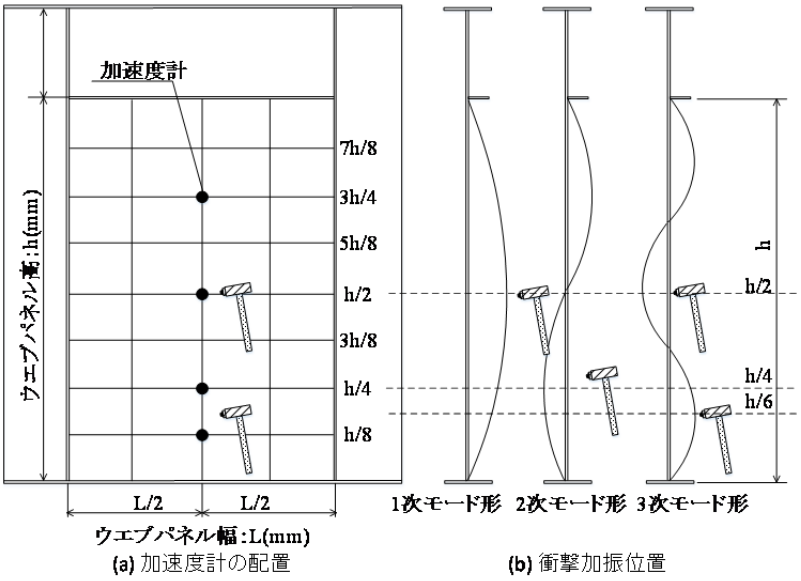


図 5.4.1　ウエブ振動モードを用いた振動計測の概要

・振動計測では，初期の健全な状態のデータがあることが望ましいが，データがない場合は，北陸地方の高速道路の 4 主桁では左右対称の桁配置が多いことから，一方が健全で，一方が腐食損傷している箇所を選定し，振動計測する．また，その際は，板厚計測を合わせて行い，振動計測で得られた結果と比較することで，振動特性の影響を検証し，振動特性の変化に基づいた点検手法の適用性を確認していくことが重要である．

・今回の検討では，1 橋の実橋梁および 3 体の試験体で振動計測を行っている．このため，今後複数の実橋梁でも振動計測を行い，ウエブ振動特性および計測方法のさらなる見直しを行うことが重要である．

5.4.2 振動計測の分析方法および振動解析による検証

本検討で得られた分析方法および振動解析について，以下の内容を提案する．

・振動計測で得られた加速度波形から FFT 分析および ERA 分析（Eigensystem Realization Algorithm）により固有振動数および振動モード形を算出する．

・振動計測で得られた固有振動数および振動モード形の妥当性の確認および腐食損傷による影響を把握するため，事前に，振動解析を行い，その影響を把握しておくことが重要である．

・本検討では，腐食範囲および減肉量について限られたケースでしか行っていない．このため，さらなる腐食ケースを想定した追加検討を行い，腐食損傷による振動特性の影響を事前に確認しておくことが重要である．また，実橋梁においてはパネル高とパネル幅が異なっているため，事前にその影響についても確認しておくことが重要である．また，桁端部ではガセットプレートや横桁による影響についても影響を確認する必要がある．

5.4.3 振動モードを用いた評価方法の提案

本検討では，振動モードに着目した健全度評価手法として，モード信頼性評価基準（*MAC*）を用いて検討し，その結果を踏まえて以下の内容を提案する

・鋼桁端部が腐食損傷した場合に *MAC* で評価すると，1 次モード形に比べ，2 次モード形，3 次モード形の振動モード形の方が，腐食損傷を検知できる可能性が高いことを明らかにした．

・このため *MAC* 値を管理することで，健全度評価手法のスクリーニングの一つとして役立てることを提案する．

・今回の検討では，限られた振動試験および数値解析による検討である．今後，継続的に計測データを蓄積して，*MAC* による健全性評価の適用性の確認および管理目標値の設定のための基礎データを蓄積することが重要である．

5.5　結論

本研究では，腐食損傷した鋼桁端部を対象に，ウエブ振動計測を行い，振動特性の変化に基づいた点検手法を目指すため，まず，実構造物の鋼桁端部の一部をモデル化し，腐食範囲および減肉量を変化させて固有振動解析を行い，それらが変化した場合の固有振動数と振動モード形の影響を検討した．次に，腐食部を模擬した試験体を製作して振動計測を行い，検出可能な固有振動数と振動モード形の確認，ウエブ板厚の減肉や腐食範囲による影響，解析値の妥当性の確認および現地計測の際に効率よく点検する計測方法を検討した．さらに，こられの検討結果を踏まえ，鋼桁端部の腐食損傷に対して，ウエブ振動特性の変化に基づいた点検手法を提案した．本章での研究は大きく次の 4 つに区分され，研究で得られた内容を整理すると，次のようになる．

(1) 鋼桁端部の腐食を想定した振動解析

1) 実構造物の鋼桁端部の一部をモデル化し，腐食範囲および減肉量を変化させて固有振動解析を行い，それらが変化した場合の固有振動数と振動モード形の影響を検討した．具体的には，ウエブ下端のパネル間隔を L とし，L/4，L/2，3L/4，L と 4 段階の範囲で，ウエブ下端の板厚を一律に設計板厚 9mm と 6 mm から 1 mm まで 1mm ずつ変化させたときの振動特性の影響を検討した．
2) 事前検討として腐食位置による着目位置の振動モード形の影響を確認した．腐食範囲中央の断面 A（L/4），パネル中央の断面 B（L/2）および腐食範囲外の断面 C（3L/4）で，ウエブ板厚を設計板厚 9mm，その半分程度の 4mm，1mm と変化した場合の影響を確認した結果，モード振幅比は，パネル中央の断面 B が最も大きく，次に断面 C，断面 A の順番となった．この傾向は，ウエブ板厚が半分程度でも 3 つの振動モード形において同じ結果となった．
3) 腐食位置による着目位置の振動モード形の影響は，断面 A（*MAC*：3 次 0.974），断面 B（*MAC*：3 次 0.984），断面 C（*MAC*：3 次 0.991）の順番となるものの，断面 A，B においては 1%程度であり，その影響は小さいと判断できた．
4) 健全モデルにおける 1 次振動数は 43.9Hz，2 次振動数が 82.3Hz，3 次振動数が 134Hz で卓越が見られ各振動モード形が確認できた．固有振動数の低下は，1 次振動数に比べ，2 次振動数，3 次振動数の方が低下する割合は大きく，板厚が 1mm の 2 次振動数は，健全時に比べ約 1 割程度低下した．3 次振動数は，概ね 2 次振動数と同様な傾向を示したが，今回の検討では，板厚が 2mm 以下では明確な 3 次モード形が確認できなかった．
5) 振動モード形は，ウエブ下端の板厚が薄くなるにつれ，振動モード形の一部が下端側に移行する傾向を示した．食範囲による固有振動数の影響は，腐食範囲が L/4 の場合では，板厚が 1mm でも 3 つの振動モード形において固有振動数の低下は小さかった．一方，2 次振動数に着目すると，腐食範囲が大きく，板厚が薄くなるにつれ固有振動数の低下は大きくなる傾向を示した．
6) 今回の振動解析では，板厚が 3 mm と健全時の 3 分の 1 になった場合の *MAC* の値は，腐食範囲 3L/4 で比較すると 1 次モード形状で 0.993，2 次モード形状で 0.977，3 次モード形状で 0.933 となった．本検討から，ウエブ下端部の腐食範囲がパネルの半分以上であれば，高次モードに着目したウエブ振動計測によって得られた固有振動数および振動モード形の変化を把握すれば，鋼材減肉を検知できる可能性が高いことを明らかにした．

(2) 腐食損傷を模擬した試験体による振動試験

1) 鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動試験を行い，検出可能な卓越する固有振動数，振動モード形の確認，ウエブ板厚や腐食範囲による影響および解析値の妥当性を確認した．また，衝撃加振試験および共振加振試験を行い，腐食状況を簡易に評価できる計測方法を検討した．
2) 試験体は，ウエブ板厚の減肉量および腐食範囲による影響を把握するため 3 体製作した．試験体 1 は，腐食が見られない健全な試験体，試験体 2 は，腐食範囲がパネル幅の 1/2（500mm）で減肉量が 3mm になった場合，試験体 3 は，腐食範囲がパネル幅の 3/4（750mm）で減肉量が 6mm になった場合を想定して製作した．
3) 衝撃加振に用いるハンマーのピックの材質を，鉄，プラスチック，ゴム交換し材質を変え，評価対象の振動モード形が卓越しやすいハンマーを検討した．結果，ウエブパネルの振動計測に用いる衝撃加振ハンマーは，ゴムハンマーを用いた方が効果的であると判断した．
4) 3 体の試験体を用いて，ゴムハンマーを用いた衝撃加振試験と共振加振を行い，ERA 分析で得られた，各振動モードの固有振動数を比較すると，ほぼ同じ結果であった．以上の結果より，共振加振を行わなくても衝撃加振試験から得られた加速度波形を用いて，ERA 分析により，振動モードを同定しても精度のよい結果を得られることが確認できた．

(3) ウエブ振動モードを用いた点検手法の提案

1) 4 章および 5 章で得られた検討結果を整理し，ウエブ振動モードと用いた点検手法を提案する．腐食範囲および板厚変化により，1 次振動数に比べ，2 次，3 次振動数の方が変化率が大きいため，2 次モード形，3 次モード形の変化に着目する．
2) 振動計測の方法は，評価対象とする振動数と振動モード形を得るために衝撃加振による振動計測を行う．衝撃加振に用いるハンマーの材質は，ゴムハンマー用いて，2 次モード形，3 次モード形が共振しやすいウエブパネル高の中央および下端部を衝撃加振し，ばらつきを考慮し複数回振動計測を行って得られた結果を総合的に判断する．
3) 振動計測の分析は，振動計測で得られた加速度波形から FFT 分析および ERA 分析を行い，固有振動数および振動モード計を算出する．また，振動計測で得られた固有振動数および振動モード形の妥当性の確認および腐食による影響を把握するため，解析モデルを作成し振動解析を行い，その影響を事前に把握しておくことが重要である．
4) 鋼桁端部のウエブ下端部の腐食範囲および減肉量の変化による振動モード形の影響を確認するため，*MAC* の評価手法を用い，健全度評価手法のスクリーニングの一つとして役立てることを提案する．
5) 今回の検討では，限られた振動試験および数値解析によっての検討である．今後，継続的に計測データを蓄積して，*MAC* による健全性評価の適用性の確認および管理目標値の設定のための基礎データを蓄積することが重要である．

参考文献

1) 有馬直秀，黒木孝司，小森徹，宮下剛：北陸地域の鋼橋桁端部の腐食傾向と補修対策について，北陸橋梁保全会議，C-5，2016.10.
2) 有馬直秀，橘吉宏，深田宰史，黒木孝司，田巻嘉彦：鋼桁端部腐食に対するウエブ振動に着目した健全度評価手法の検討，構造工学論文集，Vol.63A，pp.228-238，2017.3.
3) 有馬直秀，橘吉宏，深田宰史，黒木孝司：鋼桁端部での様々な腐食状態を評価するウエブ振動モードを用いた点検手法の提案, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.73, No.2, pp.I_721- pp.I_728, 2017.6
4) S. T. Peterson, D. I. Mclean, M. D. Symans, D. G.Pollock, W. F. Cofer, R. N. Emerson and K. J.Fridley: Application of dynamic system identification to timber beams I, Journal of Structural engineering, Vol.127, No.4, pp.418-432，2001.
5) J. N. Juang and R. S. Pappa: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.

第 6 章　結論

6.1 各章の総括

第1章「序論」では，塩害劣化した既設道路橋における振動特性の変化に基づいた点検手法に関する研究に関して，研究の背景，研究の位置づけ，研究の目的および構成を明らかにした．

第2章「北陸地方の既設道路橋における塩害環境と橋梁の実態把握」では，研究の背景として北陸地方における高速道路橋の現況を概説し,鋼橋およびコンクリート橋でみられる塩害劣化について，飛来塩分および凍結防止剤による塩害環境および劣化実態の影響について関係を明らかにした．また，鋼材腐食による塩害調査として，鋼橋の付着塩分量調査およびワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査を行い，塩害環境の影響を明らかにした．北陸地方は積雪寒冷地であり，冬期に北陸道全域にわたり凍結防止剤を散布するめ，伸縮装置からの漏水等により橋梁の桁端部は塩害により劣化が進行している．また，北陸道の尼御前 SA から徳光 PA の約28km 区間では日本海からの飛来塩分の影響を受け，塩害劣化が進む傾向にある．北陸道は，道路延長が約73km あり，橋梁種別では鋼橋が約4 割，コンクリート橋が約6 割を占めており，コンクリート橋の劣化要因は，飛来塩分による塩害が約8%，凍結防止剤による塩害が約41%で塩害劣化が大半を占めている．一方，鋼橋の主な劣化は腐食による劣化である．コンクリート橋の上部構造の縦断勾配が約4%以下の場合では，伸縮装置からの漏水範囲は橋梁桁端部から約1～2m と局部的である．鋼橋の桁端部は，コンクリート橋と同様に伸縮装置からの漏水によりウエブ下端部や垂直補剛材で局部的な腐食が生じ，腐食が著しい箇所では，鋼材の減肉が確認されている．また塗膜の確保が難しい下フランジコバ面や添接部では腐食進む傾向にある．ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査では，腐食が少なく塗膜が残っている箇所では，ブラスト後の付着塩分量が50mg/m^{2}以下となったが，著しい腐食部は，ブラスト後も凹部に錆や塩分が残り50mg/m^{2}以下に除去できていないことが分かった．このことより，塗替え塗装後に発錆が生じる原因の一つとして，確実な素地調整不足以外に塩分による影響もあると考えられた．塩分除去の対策として，水拭きによる塩分除去の効果は確認された．さらなる腐食部の効率的な塩分除去および塩分管理が課題であると考えられた．鋼材腐食による塩害調査として，ワッペン試験片を用いた鋼材腐食調査を行った．北陸地方の1年間の減肉量は，5橋の平均減肉量で概ね0.01～0.02mm/年で，最大平均減肉量は約0.05mm/年となり，鋼材腐食の影響を定量的に確認した．防食便覧の海岸部では，0.04 mm 以上/年でそれ以外の環境では0.01 mm 以下/年であり，1年目の測定結果からは北陸地方の方が腐食速度は速い傾向にあると考えられた．

第 3 章「塩害によって撤去された PCT 桁の劣化状況と力学・振動特性の検討」では，塩害劣化によって取替えられた PCT 桁を対象に，劣化状況と載荷試験による残存耐荷力の評価，塩害劣化を想定した構造解析による耐荷力の影響および載荷試験による変状形態と振動特性の関係を明らかにした．PCT 桁の試験体の劣化状況を把握するため，外観調査，圧縮強度・静弾性係数試験，塩化物イオン浸透状況，分極抵抗による PC 鋼材の腐食状況調査，衝撃弾性波によるグラウト充填調査，残存プレストレスの推定，切断面観察によるグラウト充填調査の各種調査を行い，塩害により劣化し

た PCT 桁の試験体の劣化状況を把握した．

外観調査から塩害による損傷は底面が最も広く，浮き・剥離の発生面積は35.6%で，底面および主桁側面の一部で鉄筋露出も確認された．塩化物イオン濃度は，鉄筋位置では，鋼材腐食の発生限界値1.7kg/m^{3}を上回る数値を示した．圧縮強度・静弾性係数試験は，設計値を概ね満足し，コンクリートは健全な状態であった．分極抵抗による PC 鋼材の腐食状況調査では，腐食している可能性は低かった．PC グラウトの充填状況は，衝撃弾性波および切断面観察を行い，一部のシースでごくわずかに空隙が確認されたが，それ以外は，PC グラウトが充填されていた．残存プレストレスの推定は，3断面で調査を行い，プレストレスにばらつきは見られるが，概ね設計のプレストレスに近い値が算出された．ことより PC 鋼材の損傷はあまりなくほぼ健全な状態にあったと推察された．

載荷試験の結果，PCT 桁の降伏荷重は，約650kN と推定され最大荷重約760kN でほぼ終局状態に至った．この値は，道示で算定した終局荷重の計算値685kN の約1.1倍に相当し，外観損傷は著しいが，耐荷力があったと評価できた．塩害劣化を想定した PCT 桁の構造解析による検討から，PC 鋼材が1本破断すると健全時に比べ耐荷力が7%程度低下し，4 本破断すると58%程度低下することが確認された．また，かぶりコンクリートの剥落，鉄筋の付着力低下，鉄筋の有効断面積等を想定した解析より，PC 鋼材の破断に比べ著しい耐荷力の低下は確認できなかった．

撤去した PCT 桁における振動試験から PCT 桁が降伏するまでは，固有振動数の変化は，概ね一定の割合で低下が見られたが，降伏前までの低下率は6%程度以内であった．一方，PCT 桁がほぼ終局状態になった時点での固有振動数は，載荷試験前に比べ低下率は31%と大きな変化が見られた．PC 鋼材が降伏するまでは，ひび割れや部分的な剥離が生じていても，固有振動数の変化量が小さいこと，また，固有振動数は実際には温度，風および一般車等の外乱による影響を受けること等を考慮すると，たわみ1次振動数の変化を用いた耐荷性能に関する健全度評価は難しいと考えられた．ただし，PC 鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合には，固有振動数の変化から耐荷性能に関する健全度評価を行うことが可能であることを明らかにした．

減衰定数の変化は，固有振動数と比べ損傷に対して敏感であると考えられたが，供用下での減衰定数を算定する際には測定方法で課題がある．振動モードの変化に着目した *MAC* を用いた評価を行った．固有振動数の変化と同様に，PC 鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合には，*MAC* の変化を把握することで，健全度評価を行うことが可能であることを明らかにした．

これらの結果を踏まえ，今後の PC 橋における点検・調査に活用できる維持管理方法の提案した．通常行っている外観目視およびたたき点検だけでは，塩害により劣化状態は著しく安全性に影響があるものと判断される．しかしながら，今回の PC 鋼材の腐食調査やグラウトの充填性確認の調査および残存プレストレスを確認する詳細調査では，PC 鋼材が腐食している可能性は低く，残存プレストレスも設計値に近い値が確認され，ほぼ健全な状であることが確認できた．また，載荷試験の結果からも，外観損傷は著しくても耐荷力があったと評価できた．このことより，今後の PC 橋における点検・調査では，PC グラウトの充填状況および PC 鋼材の腐食状況を定量的に把握することが重要である．また PC 鋼材の配置条件から PC 鋼材が腐食して1本破断する場合は，数本が同様に破断するリスクが高いため，PC 鋼材は1本も破断しないような維持管理を行うことが重要である．また，PC 鋼材が降伏してプレストレスに異変が生じた場合のモニタリング手法として，固有振動数や減衰定数以外に *MAC* の変化から耐荷性能に関する健全度評価を行うことが可能である．

第 4 章「塩害劣化した鋼桁端部の実態把握と振動計測および数値解析による検討」では，北陸地方の鋼桁端部の腐食傾向を把握るため，鋼桁端部が著しく局部腐食した6橋を対象に，外観目視の結果からより簡易な手法で評価し，定量的に腐食傾向を確認した．また，実橋梁における鋼桁端部のウエブパネルを対象に，振動計測を行い，固有振動数の違いおよび振動モード形を確認した．鋼桁端部の腐食を想定した数値解析では，鋼桁端部の腐食量とウエブの振動特性の変化を定量的に評価する取り組みを行い，振動特性の変化に基づいた点検手法の有効性について検討した．

北陸地域の鋼橋（6橋）を対象に目視点検による鋼桁端部の腐食調査では，腐食発生パターンの分析を行うため，ウエブ，下フランジおよび垂直補剛材を路肩側，中分側に区分し，さらに垂直補剛材を境界に桁端側と支間側の合計10種類の部位に区分した．また，4段階の腐食度のグレードに区分し，重みづけを行って分析することで，腐食傾向を定量的に把握した．外桁と内桁に着目して腐食度評価を分析すると，外桁は中桁に比べ1.4 倍程度となり，外桁の方が腐食する傾向にあった．また，桁端側と支間側に着目すると，ウエブと下フランジともに，桁端側の方が支間側に比べて，腐食度評価は大きく，桁端側ウエブは，支間側ウエブに比べ1.2倍程度となった．鋼桁端部の腐食は，垂直補剛材を境に桁端側および支間側で減肉が確認された．腐食高さはウエブ高さに関係なく10cm以下が殆どであり，著しい腐食によりウエブ貫通した箇所は，ウエブ下端の溶接部の直上付近に集中していた．腐食範囲は，桁端側全範囲，支間側は1パネルの範囲に及ぶものもあった．

実構造物における鋼桁端部のウエブ振動特性を把握するため，比較的健全な桁端ウエブパネルを対象に，車両振動計測およびゴムハンマーによる衝撃加振計測の2パターンで行い，固有振動数の違いおよび振動モード形を確認した．計測手法により卓越しない振動モード形があったが，同じ振動モード形では，概ね固有振動数は同じであった．2次形状および3次形状の振動モード形を検知するには，衝撃加振計測を用いた方が有効である．また，衝撃加振位置は，算出したい振動モード形の腹位置に打撃した方が有効である．車両振動計測および衝撃加振計測による違いや衝撃加振の位置や強さによっても卓越する固有振動数にばらつきは見られた．このため，複数回振動計測を行い得られた結果を総合的に判断することが重要である．

鋼桁端部の腐食を想定した数値解析では，実計測した鋼桁端部をモデル化し，健全なモデルと鋼桁端部の腐食損傷を模擬したモデルとして，ウエブ支間側とウエブ桁端側の 2 つの領域を対象にウエブ下端部の板厚を別々に減肉させて固有振動解析を行い，腐食部位と減肉量による固有振動数および振動モード形の影響を検討した．結果，高次モードの方が固有振動数の変化率が大きいことを確認した．また，振動モード形は，腐食損傷が大きくなるにつれ，振動モードの形状の一部が下端側に移行する傾向にあった．非線形静的解析により，ウエブ支間側が腐食すると，ウエブ支間側，垂直補剛材，ウエブ桁端側の順で腐食による応力変化の影響が大きいことを確認した．鋼桁端部が腐食した箇所に対して振動モード形の影響を評価するため，*MAC* を用いて評価した．固有振動数と同様に，1 次モード形に比べて，2 次モード形，3 次モード形の方が，腐食損傷を検知できる可能性が高いことを明らかにした．計測方法によっても固有振動数にばらつきが見られた．このため，得られた結果のばらつきが小さくなるまで複数回振動計測を行い，総合的に判断することで健全度評価手法のスクリーニングの一つとして役立てることを提案する．

第5 章「鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動特性の変化に基づいた点検手法の検討」では，実構造物における鋼桁端部の腐食状況は，腐食範囲および減肉量で様々なケースが想定される．このため，腐食範囲や減肉量など腐食状況に対するウエブの振動モード形の変化について追加検討した．まず，実構造物の鋼桁端部の一部をモデル化し，腐食範囲および減肉量を変化させて固有振動解析を行い，それらが変化した場合の振動数と振動モード形の影響を検討した．また，腐食部を模擬した試験体を製作して振動計測を行い，検出可能な振動数と振動モード形の確認，ウエブ板厚や腐食範囲による影響，解析値の妥当性の確認，および現地計測の際に効率よく点検する計測方法を検討した．さらに，こられの検討結果を踏まえ，腐食損傷した鋼桁端部を対象に，ウエブ振動計測を行い，振動特性の変化に基づいた点検手法を提案した．

鋼桁端部の腐食を想定した振動解析では，実構造物の鋼桁端部の一部をモデル化し，腐食範囲および減肉量を変化させて固有振動解析を行い，それらが変化した場合の固有振動数と振動モード形の影響を検討した．具体的には，ウエブ下端のパネル間隔を L とし，L/4，L/2，3L/4，L と4段階の範囲で，ウエブ下端の板厚を一律に設計板厚9mm と6 mm から1 mm まで1mm ずつ変化させたときの振動特性の影響を検討した．結果，振動モード形は，ウエブ下端の板厚が薄くなるにつれ，振動モード形の一部が下端側に移行する傾向を示した．腐食範囲による固有振動数の影響は，腐食範囲が L/4の場合では，板厚が1mm でも3つの振動モード形において固有振動数の低下は小さかった．一方，2次振動数に着目すると，腐食範囲が大きく，板厚が薄くなるにつれ固有振動数の低下は大きくなる傾向を示した．また，今回の振動解析では，板厚が3 mm と健全時の3分の1になった場合の *MAC* の値は，腐食範囲3L/4で比較すると1次モード形状で約0.993，2次モード形状で0.977，3次モード形状で0.933となった．本検討から，ウエブ下端部の腐食範囲がパネルの半分以上であれば，高次モードに着目したウエブ振動計測によって得られた固有振動数および振動モード形の変化を把握すれば，鋼材減肉を検知できる可能性が高いことを明らかにした．腐食損傷を模擬した試験体による振動試験では，鋼桁端部の腐食損傷を模擬した試験体による振動試験を行い，検出可能な卓越する固有振動数，振動モード形の確認，ウエブ板厚や腐食範囲による影響および解析値の妥当性を確認した．また，衝撃加振試験および共振加振試験を行い，腐食状況を簡易に評価できる計測方法を検討した．結果，衝撃加振に用いるハンマーは，鉄ハンマー，プラスチックハンマーに比べ，ゴムハンマーを用いた方が効果的であると判断した．また，共振加振を行わなくても衝撃加振試験から得られた加速度波形を用いて，ERA 分析により，振動モードを同定しても精度のよい結果を得られることが確認できた．鋼桁端部のウエブ下端部の腐食範囲および減肉量の変化による振動モード形の影響を確認するため，*MAC* の評価手法を用い，健全度評価手法のスクリーニングの一つとして役立てることを提案する．また，今回の検討では，限られた振動試験および数値解析によっての検討である．今後，継続的に計測データを蓄積して，*MAC* による健全性評価の適用性の確認および管理目標値の設定のための基礎データを蓄積することが重要であると考える．

第6章「結論」では，塩害劣化の影響を受けた既設道路橋における振動特性の変化に基づいた点検手法に関する研究について，各章で得られた結果をまとめ，本研究の結論とする．

謝　　辞

本論文は，筆者が中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋(株)に在籍しながら実施してきた研究成果に，金沢大学大学院 自然科学研究科 博士後期課程 環境デザイン学専攻に在籍中の 3 年間に行った研究成果を加味して取りまとめたものであります．本論文の取りまとめにあたり，論文作成の基本から終始懇切かつ丁寧な御指導ならびに励ましを賜りました金沢大学理工研究域環境デザイン学系 教授 深田宰史博士(主査)に深く感謝の意を申し上げます．また，御指導を賜りました同大学教授 前川幸次博士(副査)，同大学教授 桝谷浩博士(副査)，同大学教授 鳥居和之博士(副査)，長岡技術科学大学 環境社会基盤工学専攻 准教授 宮下剛博士(副査)に対して深くお礼を申し上げます．本論文の分析に使用しましたデータの多くは，中日本高速道路(株)において永年にわたり調査されたものであります．貴重なデータを使用させて頂きました中日本高速道路株式会社ならびに中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋(株)に感謝申し上げます．論文作成にあたり御協力を賜りました同会社の青山實伸博士，橘吉宏博士をはじめとする同会社金沢支店道路技術部の方々に深く御礼を申しあげます．研究を御支援して頂きました同会社 稲葉英憲前社長，太田睦男社長，名古屋義和前金沢支店長(現 中日本ロード・メンテナンス金沢(株) 社長)，今村雅雄金沢支店長，松田幸一道路技術部部長の深い御理解に感謝いたします．私が博士号取得を目指すきっかけとなったのは，中日本高速道路(株) 金沢支社で実施された「点検の高度化に関する検討委員会」の業務です．その際には，沢山の方にご指導ならびに激励を頂きました．長岡技術科学大学 教授 岩崎英治博士，同大学 名誉教授長井正嗣博士，福井大学 講師 鈴木啓悟博士，金沢支社の森山守博士(現 同会社道路技術部担当副部長)，黒木孝司氏にはご指導を頂きました．

また，撤去した PCT 桁の載荷試験では，沢山の方々にご協力を頂きました．ここにお名前を挙げて感謝の意を表したいと存じます．NEXCO 総研 青木圭一博士(現 中日本高速道路(株))，川田建設(株) 荒田久和氏，舞鶴工業高等専門学校 教授 玉田和也博士，法政大学 教授 藤山知加子博士，オリエンタル白石(株)の角本周博士，二井谷教治博士，渡瀬博氏，立命館大学 講師 内田慎哉博士(現富山県立大学 准教授)および iTECS 技術協会の方々にも多大なるご協力を頂きました．鋼桁端部の腐食を想定した構造解析および試験体の製作では，川田テクノシステム(株) 田巻嘉彦氏，川田工業(株)の本江総氏，大野克紀氏に多大なるご指導を頂きました．また国際学会の発表では，金沢工業大学 教授 宮里心一博士，教授 木村定雄博士，富山県立大学 教授 伊藤始博士にご指導を頂きました．そして金沢大学にて筆者とともに実験・研究に励んで頂いた大学 4 年生，院生のみなさん，誠にありがとうございました．最後に，いつもあたたかく応援し私の心の強い支えとなってくれた妻孝子と 2 人の娘たち莉央菜と帆乃香に感謝の意を表し，本論文の謝辞とさせていただきます．

平成 30 年 3 月

有馬　直秀