

道路政策の質の向上に資する技術研究開発  
成果報告レポート  
No. 25-5

研究テーマ

繊維シートや鋼板によって補強された  
RC部材の再劣化に対する健全度評価法の開発

研究代表者：東北大学名誉教授 鈴木 基行  
共同研究者：東北大学 准教授 内藤 英樹  
東北大学 助教 松崎 裕

平成29年7月

新道路技術会議

# 目 次

研究概要	1
第1章 はじめに	3
第2章 強制加振試験の基本特性	4
第3章 RC床版の疲労損傷に対する健全性評価	7
3.1 概説	7
3.2 模擬空隙を埋め込んだRC供試体の基礎検討	7
3.3 FEM解析による損傷評価	12
3.4 輪荷重走行試験	14
3.5 撤去床版の振動試験と解体・調査・分析	16
3.6 道路橋の現場試験	19
3.7 疲労損傷に対する健全性評価検討のまとめ	21
第4章 RC桁の塩害劣化に対する健全性評価	22
4.1 概説	22
4.2 模擬空隙を埋め込んだはり供試体の基礎検討	22
4.3 鋼板および炭素繊維シート補強後に再劣化させたRCはり供試体の検討	23
4.4 断面補修後に再劣化させたRCはり供試体の検討	27
4.5 塩害を受けた栈橋撤去桁の検討	29
4.6 塩害劣化に対する健全性評価検討のまとめ	30
第5章 RC桁の凍害劣化に対する健全性評価	31
5.1 概説	31
5.2 実験概要	31
5.3 実験結果	33
5.4 せん断耐力算定式	35
5.5 凍害を受けたRCはりの安全性評価	37
5.6 凍害を受けた道路橋RC桁の現場試験	40
5.7 凍害劣化に対する健全性評価検討のまとめ	41
第6章 実構造物の現場試験への応用検討	42
6.1 概説	42
6.2 鋼板補強された鋼道路橋RC床版の現場試験	42
6.3 炭素繊維シート補強された道路橋RC床版の現場試験(その1)	44
6.4 炭素繊維シート補強された道路橋RC床版の現場試験(その2)	45
6.5 その他のコンクリート構造物の現場試験	47
6.6 実構造物の現場試験への応用検討のまとめ	50
第7章 まとめ	51
参考文献	53

**「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成25年度採択)  
研究概要**

番号	研究課題名	研究代表者
No.25-5	繊維シートや鋼板によって補強された RC 部材の再劣化に対する健全度評価法の開発	東北大学 名誉教授 鈴木基行

炭素繊維シートや鋼板補強によって表面が覆われ、目視による変状確認が困難となった道路橋の再劣化に対する点検と健全性評価を実現するため、加振器を用いた簡便かつ高精度の振動試験法を開発して、疲労、塩害、凍害に対する提案手法の適用性検討と、道路橋の現場試験への応用までを実施する研究開発。

### 1. 研究の背景・目的

補修・補強後のコンクリート構造物は再劣化に留意して経過観察する必要があるが、炭素繊維シートや鋼板補強などによって表面が覆われた橋梁主桁や床版などは、内部の変状を目視によって確認できない。本研究では、このような目視困難箇所の点検を想定して、簡便かつ高精度の振動試験方法を提示する。そして、繊維シートや鋼板によって補強された RC 供試体を作製し、3つの耐久性劣化要因(疲労、塩害、凍害)を想定した劣化促進試験を行い、損傷レベルと振動特性および構造性能の関係を整理する。また、非破壊試験法の測定精度、劣化部材の構造性能評価や荷重のばらつきなどを考慮して、構造物の使用性や安全性を限界状態超過確率で表せる信頼性評価に応用する。そして、実道路橋の現場試験を行い、実用化に向けた課題の整理と解決を図る。

### 2. 研究内容

- **非破壊試験法の高度化**：加振器を用いた簡便かつ高精度の局所振動試験法を開発し、実験による基礎データの収集と分析に取り組む。そして疲労、塩害、凍害の損傷レベルと共振周波数の関係を整理し、構造物の劣化範囲や劣化程度を評価する点検技術を開発する。
- **健全度評価法の高度化**：疲労、塩害、凍害の損傷レベルと耐荷特性との関係を整理する。さらに非破壊試験や劣化部材の構造解析のばらつきを考慮した信頼性評価フローを構築し、各種劣化要因に対して健全性評価が可能となる条件を明確にする。
- **道路橋の現場試験**：炭素繊維シートや鋼板補強された道路橋の現場試験を行い、本手法の適用可能性を検討する。さらに本手法の早期実用化に向けて、現場試験の作業性や測定時間などの課題を整理し、解決を図る。



写真 動電式加振器

### 3. 研究成果

重さ 1 kg の軽量小型加振器(写真参照)を開発し、局所的な振動を励起することにより、共振周波数(剛性)の低下に着目して、構造物内部の損傷状態を推定する手法を提示した(図参照)。

- 鋼板、炭素繊維シート、アスファルト舗装の上から加振しても、内部損傷を捉えることができた。また、上面および下面測定でも同じ点検結果が得られた。
- 健全状態に対する共振周波数比を劣化指標として、疲労、塩害、凍害の損傷レベルと共振周波数の関係を整理した。そして健全性評価の適用条件を明確にした。
- 炭素繊維シートや鋼板補強された道路橋 RC 床版の現場試験では、交通振動の影響なく点検が可能であり、共振周波数比の分布図(損傷マップ)が作成できた。

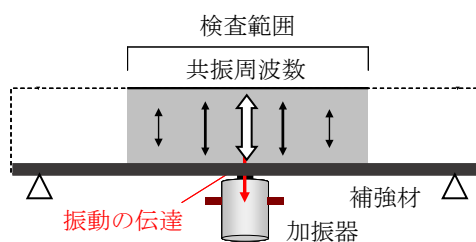


図 局所振動試験の概略図

#### 4. 主な発表論文 ※受賞論文に○を付けた。

- 1) 内藤英樹, 小林珠祐, 土屋祐貴, 杉山涼亮, 山口恭平, 早坂洋平, 安川義行, 鈴木基行: 局所振動試験に基づく道路橋 RC 床版の内部損傷評価, 土木学会論文集 E2, Vol.73, No.2, pp.133-149, 2017.4
- 2) 近栄一郎, 八嶋宏幸, 内藤英樹, 松崎裕, 山洞晃一, 鈴木基行: 凍結融解を受けた RC はりの安全性評価に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.784-794, 2017.
- ③) 近栄一郎, 内藤英樹, 五十嵐亜季, 鈴木基行: 強制加振試験による RC カルバートの損傷同定に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 2, pp. 967-972, 2016.7
- ④) 前島拓, 子田康弘, 岩城一郎, 内藤英樹, 岸良竜, 鈴木康範, 大田孝二, 鈴木基行: アルカリシリカ反応が道路橋 RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響, 土木学会論文集 E2, Vol.72, No.2, pp.126-145, 2016.5
- 5) 宮村正樹, 内藤英樹, 中野聡, 門万寿男, 岩城一郎, 鈴木基行: 厳しい塩害環境において架替え後 15 年が経過した PC 道路橋の構造性能評価に関する研究, 土木学会論文集 E2, Vol.72, No.2, pp.41-55, 2016.4
- ⑥) 安部誠司, 上田博之, 諸橋拓実, 内藤英樹, 鈴木基行: 鋼板および繊維シートによって補強された RC はりの再劣化に対する損傷評価, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.14, pp.433-438, 2014.10

#### 5. 今後の展望

##### 現場試験への応用と基礎データの蓄積

本研究では, 可能な限り物理現象を踏まえた上での定式化に努めたが, 既設構造物の構造諸元や劣化性状は多岐にわたるため, 今後も橋梁管理者等との共同体制を継続し, 現場試験への応用検討と基礎データの収集を予定している. これによって, 本手法の早期実用化に繋げるとともに, 本手法の高度化にも取り組んでいく.

##### 新たな研究課題への発展

- 本手法は, 床版内部の損傷状態を定量的に可視化できる. 輪荷重走行試験による基礎検討を継続し, 床版の疲労損傷メカニズムの解明にも取り組む.
- 本手法は, 曲げひび割れとせん断ひび割れを明確に区分できることから, カルバートや杭基礎などの目視点検が困難な構造物に対して, 地震後の健全性評価への応用に取り組む.
- ひび割れ周りの波の回折挙動を解明し, 損傷同定の高度化に取り組む. 道路橋床版の舗装の影響を正確に考慮することができ, 空港滑走路などの重要構造物の点検にも応用できる.

#### 6. 道路政策の質の向上への寄与

本研究では, 実構造物の現場試験を実施する際に, 道路管理者等にフィールド提供の協力を頂いている. 研究期間終了後も共同体制を継続しており, 特に道路橋床版の点検・調査において実用化検討が進められている. その具体例を以下に列挙する.

1. 東日本高速道路(株)との共同体制によって, 管内の橋梁を対象にして, 道路橋 RC 床版の点検・調査を試行的に行っている.
2. 民間の設計・調査コンサルタント会社と協力して, 直轄国道を対象に, 下面が鋼板や炭素繊維シート補強された道路橋床版の点検・調査を継続的に行っている. この現場試験データは, 橋梁点検や補修設計の参考データとして橋梁管理者に提供している.
3. 都市部高速道路の橋梁床版を対象として, 本手法による健全性評価を実施した. 今後も数年に 1 度の測定を行い, 健全性をモニタリングする予定である.

このように, 本研究成果は高速道路や直轄国道の点検・調査に試行的に取り入れられている. 今後は地方自治体等にも共同体制を提案し, 目視困難な道路構造物の点検への活用を進めていきたい.

#### 7. ホームページ等

なし

# 第1章 はじめに

老朽化や耐荷力不足が懸念されるコンクリート構造物は、炭素繊維シートや鋼板によって補強されて供用が続けられている。これらの補修・補強箇所は構造上重要かつ再劣化しやすいため、補修・補強後の経過観察が必要である。しかし、構造物の表面が炭素繊維シートや鋼板によって覆われているため、構造物内部に生じる再劣化を目視によって点検することができない。例えば、道路橋 RC 床版では床版下面の補強や上面増厚を施して供用される事例もあるが、床版内部の疲労ひび割れ<sup>1),2)</sup>の早期発見が課題である。また、道路橋の主桁下面を鋼板等によって補強した場合も、融雪剤や凍結防止剤による塩害や凍害に対して再劣化を注意する必要がある。このような構造物内部で劣化や再劣化が生じる事例に対して、非破壊試験の活用が期待されている。

打音検査<sup>3),4)</sup>、超音波<sup>3),5)</sup>、サーモグラフィー<sup>3),5),6),7)</sup>、弾性波<sup>3),7),10)</sup>、電磁波レーダー<sup>3),7),11)</sup>など、既存の非破壊試験法は構造物の表面付近の変状を捉えるものが多い。また、衝撃加振による床版のたわみ振動の測定<sup>12)-14)</sup>なども検討されているが、この方法は主桁間隔で弾性支持された範囲の床版のたわみ挙動を平均剛性によって評価するため、床版の局所的な損傷状態を捉えることが容易でない。道路橋 RC 床版や主桁の損傷状態および劣化傾向を適切に把握し、早期対策に繋げるためには、局所的な剛性評価に基づいて、構造物内部にひび割れが発生する段階を捉えることが有用と考えられる。

本研究は、動電式加振器を用いた強制加振試験による RC 部材の損傷同定を検討してきた<sup>15)</sup>。本手法は、図-1 に示すように構造物の局所的な共振を励起し、共振周波数の低下に着目して内部の損傷状態を推定するものである(以下、局所振動試験)。対象物を持続的に加振して定常応答を測定する手法であり、煉瓦の剛性評価を試みた金森<sup>16)</sup>の研究をはじめとして、航空、宇宙、自動車、電機などの品質評価<sup>17)-20)</sup>や、共鳴振動によるコンクリートの動弾性係数の測定(JIS A 1127)<sup>21)</sup>など、広く普及している。しかし、構造物の内部に生じたひび割れの評価を目的として、

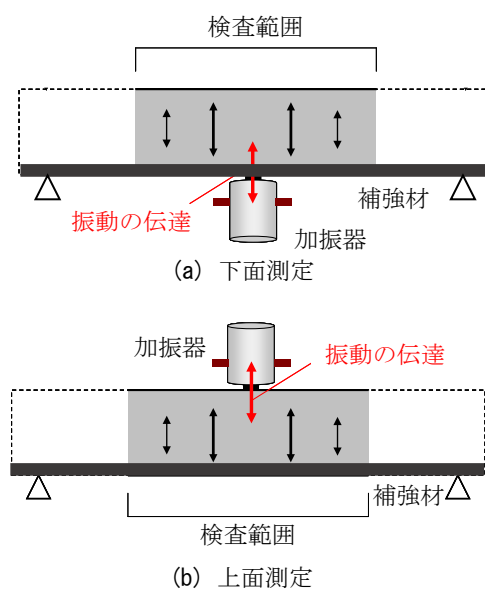


図-1 局所振動試験の概略図

図-1 の局所振動を励起し、剛性評価や損傷同定に応用する例は少ない。特に、測定される振動試験データと各種劣化要因による損傷程度との関係は十分に整理されていない。

本研究は炭素繊維シートや鋼板補強された道路橋 RC 床版と主桁を対象にして、局所振動試験による健全性評価を検討した。2 章では本手法の基礎特性を整理し、3 章では RC 床版の疲労損傷に対する健全性評価を検討する。4 章と 5 章では RC 桁の塩害と凍害に対する健全性評価を検討した。2~5 章は、本手法の基礎特性、健全性評価への適用、劣化部材の耐荷力評価、信頼性解析による構造物の安全性評価(破壊確率の算定)まで順に整理した。6 章では、炭素繊維シートや鋼板補強した道路橋 RC 床版の現場試験を報告し、実験方法、データ整理、損傷評価の手順を示した。そして、現場試験データを統計分析し、各構造諸元に対する本手法の測定精度を示した。

## 第2章 強制加振試験の基本特性

本研究では、写真-1 に示すような動電式加振器 (エミック製特注 EM-990 ; 質量 1.8 kg, 最大加振力 50 N, 可変周波数 100~20,000 Hz) とアンプ内蔵型圧電式の加速度センサ (Endevco 社製 7259B-10; 感度 10 mV/G) を使用した。図-2 に示すように、加振器の稼働部に取付けた制御加速度センサの値を参照し、設定した加振パターンと合致するようにデジタル振動制御装置 (Vibration Research 社製 VR-9504) によって加振器をリアルタイム制御している。パワーアンプはエミック製特注 EM-994 を使用した。構造物と加振器の接触部分 (加振点) の概略図を図-3 に示す。本試験方法では加振器に取付けた金具と構造物の不陸を除くために、厚さ 0.8~1.0 mm の両面テープを緩衝材として金具側に固定している。加振器本体の周波数応答の影響を低減するため、制御加速度センサは緩衝材上端の金具上に固定した。また、応答加速度センサを両面テープによって構造物表面に貼付した。

図-3 の強制加振試験における入力と応答の関係を整理する。説明を簡単にするため、調和外力を受ける 1 質点系モデルで記述すると、運動方程式、変位共振曲線と加速度共振曲線はそれぞれ次式によって与えられる<sup>22)</sup>。

$$M \frac{d^2 x}{dt^2} + C \frac{dx}{dt} + Kx = F \cos \omega t \quad (1)$$

$$A_x = \frac{1}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4h^2 \omega_0^2 \omega^2}} \frac{F}{M} \quad (2)$$

$$A_a = \frac{\omega^2}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4h^2 \omega_0^2 \omega^2}} \frac{F}{M} \quad (3)$$

ここで、 $x$  は変位、 $t$  は時間、 $F$  は調和外力の振幅、 $A_x$  は変位の振幅、 $A_a$  は加速度の振幅、 $\omega$  は調和外力の角周波数、 $\omega_0$  は振動系の固有角周波数、 $M$  は質量、 $C$  は減衰係数、 $K$  はバネ定数、 $h$  は減衰定数である。

加振器による正弦波の加速度振幅を  $10 \text{ m/s}^2$  に一定制御し、構造物に作用する調和外力をロードセルによって測定した。図-4 より、調和外力の振幅  $F$  は概ね加振器の周波数  $f (=2\pi\omega)$  の 2 乗に反比例して



写真-1 動電式加振器

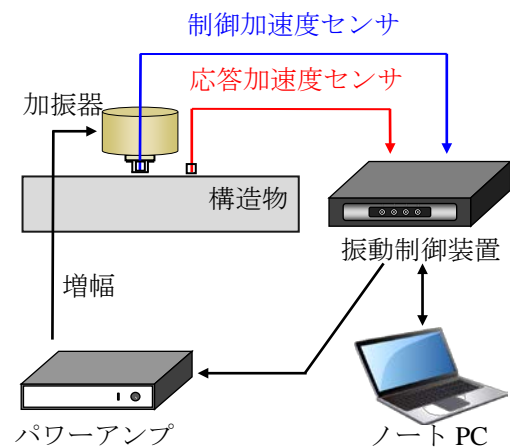


図-2 振動試験装置の構成図

低減した。図-3 の力の釣合いを考えると、構造物は緩衝材から力を受ける。緩衝材に対してフックの法則が成り立つとすれば、調和外力の振幅  $F$  は次式によって与えられる。

$$F = K_c x_c = K_c \frac{a_c}{\omega^2} \quad (4)$$

ここで、 $K_c$  は緩衝材のバネ定数、 $x_c$  は緩衝材端部の変位振幅、 $a_c$  は緩衝材端部の加速度振幅であり制御加速度センサの値になる。

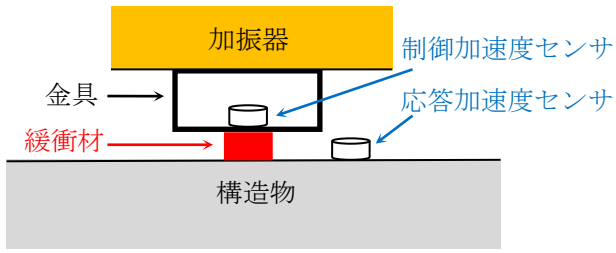


図-3 加振点の概略図

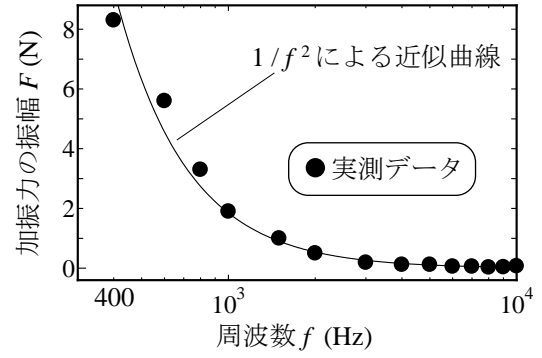
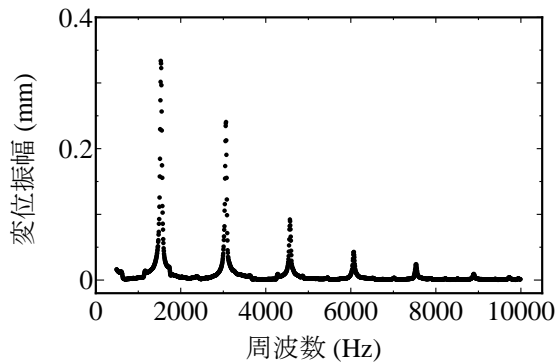


図-4 ロードセルによる加振力の測定

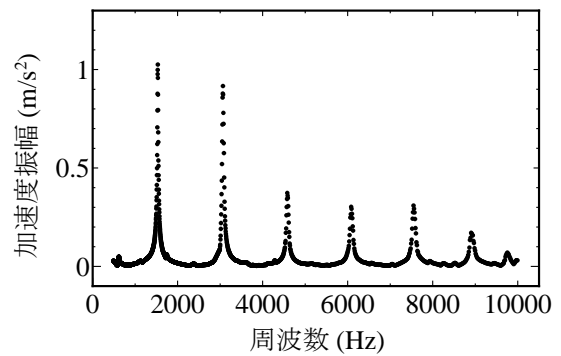
表-1 I型鋼の縦振動による共振周波数

制御方法	共振周波数 (Hz)					
	1次	2次	3次	4次	5次	6次
力制御	1541	3076	4578	6084	7548	8902
加速度制御	1543	3075	4587	6089	7556	8910
変位制御	1548	3075	4587	6089	7556	---
理論値*	1533	3066	4600	6133	7666	9199

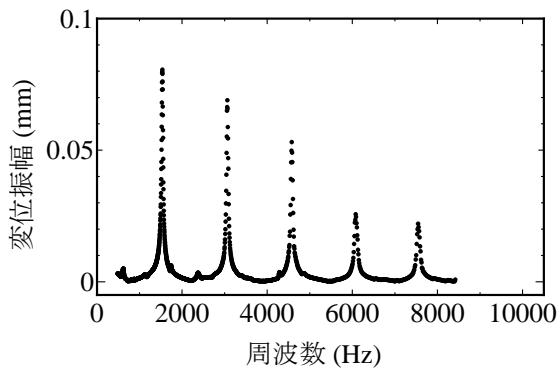
\* 鋼材の弾性係数 200,000 N/mm<sup>2</sup>を仮定した理論値<sup>23)</sup>



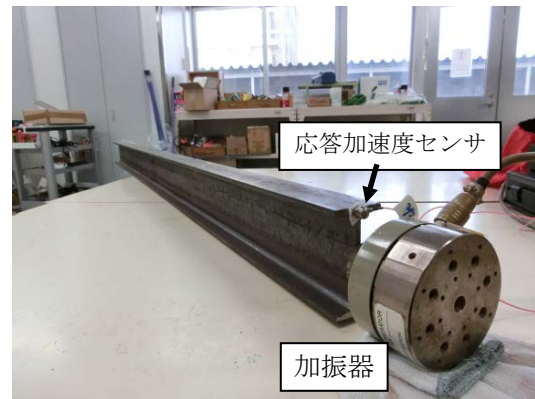
(a) 力制御 (1N 一定)



(b) 加速度制御 (1m/s<sup>2</sup> 一定)

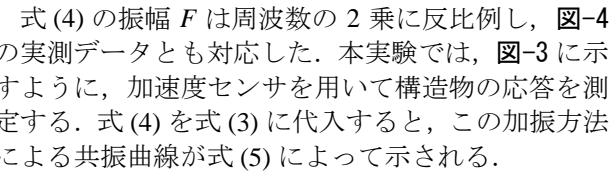
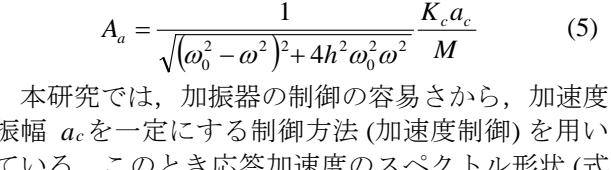


(c) 変位制御 (0.1mm 一定)

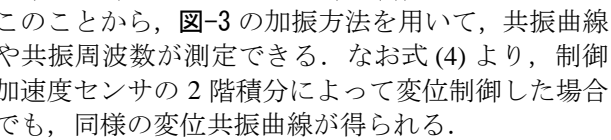


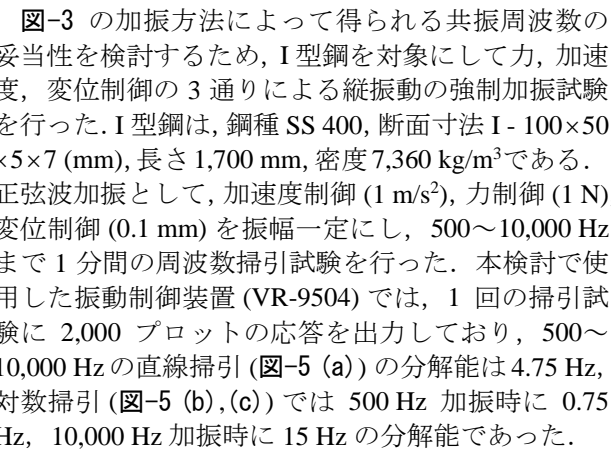
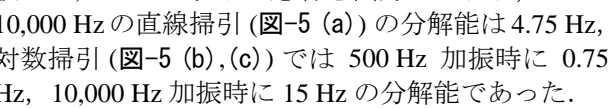
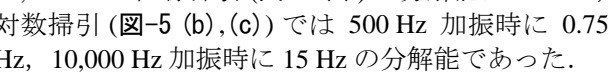
(d) 測定状況

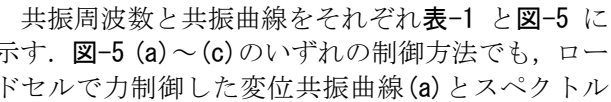
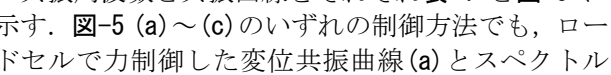
図-5 I型鋼の共振曲線

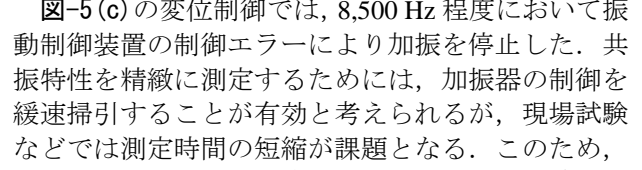
式(4)の振幅  $F$  は周波数の 2 乗に反比例し、-4 の実測データとも対応した。本実験では、-3 に示すように、加速度センサを用いて構造物の応答を測定する。式(4)を式(3)に代入すると、この加振方法による共振曲線が式(5)によって示される。

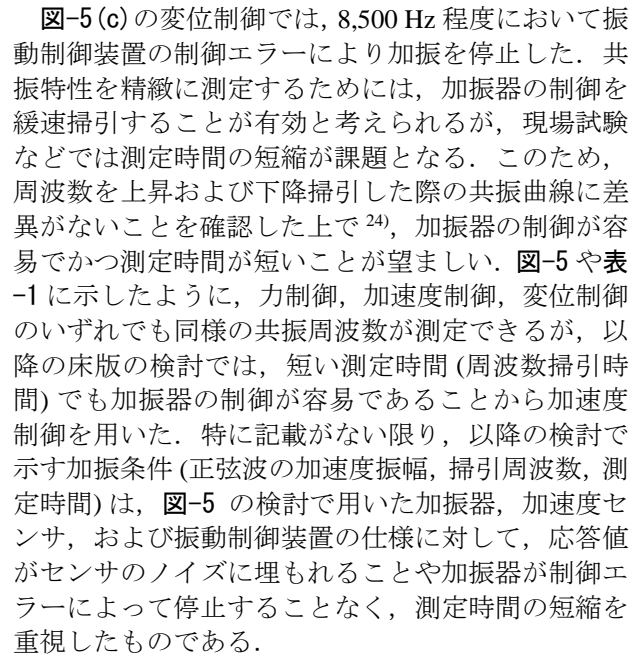
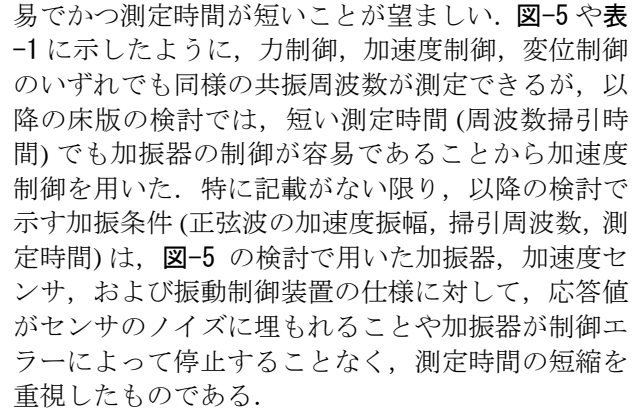
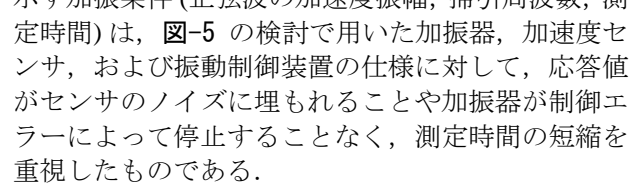
$$A_a = \frac{1}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4h^2\omega_0^2\omega^2}} \frac{K_c a_c}{M} \quad (5)$$

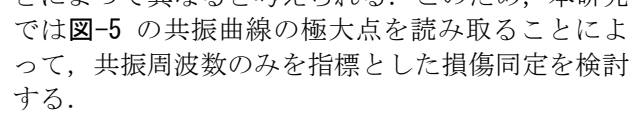
本研究では、加振器の制御の容易さから、加速度振幅  $a_c$  を一定にする制御方法(加速度制御)を用いている。このとき応答加速度のスペクトル形状(式(5))は、ロードセルで外力の振幅  $F$  を一定とした場合(力制御)の変位共振曲線(式(2))と相似になる。このことから、-3 の加振方法を用いて、共振曲線や共振周波数が測定できる。なお式(4)より、制御加速度センサの 2 階積分によって変位制御した場合でも、同様の変位共振曲線が得られる。

-3 の加振方法によって得られる共振周波数の妥当性を検討するため、I 型鋼を対象にして力、加速度、変位制御の 3 通りによる縦振動の強制加振試験を行った。I 型鋼は、鋼種 SS 400, 断面寸法 I - 100×50×5×7 (mm), 長さ 1,700 mm, 密度 7,360 kg/m<sup>3</sup> である。正弦波加振として、加速度制御 (1 m/s<sup>2</sup>), 力制御 (1 N), 変位制御 (0.1 mm) を振幅一定にし、500~10,000 Hz まで 1 分間の周波数掃引試験を行った。本検討で使用した振動制御装置 (VR-9504) では、1 回の掃引試験に 2,000 プロットの応答を出力しており、500~10,000 Hz の直線掃引(-5 (a)) の分解能は 4.75 Hz, 対数掃引(-5 (b), (c)) では 500 Hz 加振時に 0.75 Hz, 10,000 Hz 加振時に 15 Hz の分解能であった。

共振周波数と共振曲線をそれぞれ表-1 と-5 に示す。-5 (a)~(c) のいずれの制御方法でも、ロードセルで力制御した変位共振曲線(a)とスペクトル

形状が概ね相似になることが示された。また表-1 では 1 次共振周波数の整数倍の倍音特性が得られており、縦振動の理論値<sup>23)</sup>とも整合した。以上より、-3 の加振方法によって共振周波数が妥当に測定できることを確認した。

-5 (c) の変位制御では、8,500 Hz 程度において振動制御装置の制御エラーにより加振を停止した。共振特性を精緻に測定するためには、加振器の制御を緩速掃引することが有効と考えられるが、現場試験などでは測定時間の短縮が課題となる。このため、周波数を上昇および下降掃引した際の共振曲線に差異がないことを確認した上で<sup>24)</sup>、加振器の制御が容易でかつ測定時間が短いことが望ましい。-5 や表-1 に示したように、力制御、加速度制御、変位制御のいずれでも同様の共振周波数が測定できるが、以降の床版の検討では、短い測定時間(周波数掃引時間)でも加振器の制御が容易であることから加速度制御を用いた。特に記載がない限り、以降の検討で示す加振条件(正弦波の加速度振幅, 掃引周波数, 測定時間)は、-5 の検討で用いた加振器, 加速度センサ, および振動制御装置の仕様に対して、応答値がセンサのノイズに埋もれることや加振器が制御エラーによって停止することなく、測定時間の短縮を重視したものである。

なお、式(5)の共振曲線の振幅特性も損傷同定に有用な情報を与えるが、バネ定数  $K_c$  は緩衝材の材質や厚さ, 気温, 加振器と構造物の接触状態や不陸などによって異なると考えられる。このため、本研究では-5 の共振曲線の極大点を読み取ることによって、共振周波数のみを指標とした損傷同定を検討する。



# 第3章 RC床版の疲労損傷に対する健全性評価

## 3.1 概説

我が国では社会インフラの老朽化対策が大きな社会問題となっている。道路橋 RC 床版では、依然として著しい疲労損傷が報告されており、大規模更新・大規模修繕の中でも大きな割合を占める。しかし、道路橋 RC 床版は上面がアスファルト舗装に覆われているため、目視や叩き調査によって床版内部の損傷を早期に発見することが容易でなく、また、床版下面が鋼板や炭素繊維シートなどによって補強されている場合には、床版下面の変状やひび割れが目視できない事例もある。このような床版内部で損傷が発生・進展する目視困難な劣化事例に対して、**図-1**の局所振動試験による健全性評価を検討する。

本章では、i) 模擬空隙を埋め込んだ RC 床版供試体による基礎検討を行い、空隙の大きさと共振周波数との関係を整理する。次に、ii) 空隙によって共振周波数が低下するメカニズムを明らかにし、共振周波数の測定値を指標とした損傷評価式を構築する。特に、i) と ii) の基礎検討では、床版下面に炭素繊維シートや鋼板補強した場合についても検討する。そして、輪荷重走行試験や道路橋から採取した床版の疲労ひび割れに対して、本手法による健全性評価の可能性を検討した。また、試行的に実施した道路橋 RC 床版の調査を報告し、既存技術との比較を示す。

## 3.2 模擬空隙を埋め込んだ RC 供試体の基礎検討

### (1) 実験概要

供試体諸元と概略図をそれぞれ**表-2**と**図-6**に示す。供試体寸法は 1.8 m × 1.8 m、床版厚さと舗装厚さはそれぞれ 220 mm と 75 mm である。配筋は**表-3**とし、鋼種は SD 345 を使用した。

はじめにアスファルト舗装のない供試体 (N シリーズ) を 6 体作製し、N シリーズの振動試験が終了した後に、床版上面にアスファルト舗装を転圧した (A シリーズ)。さらに A シリーズの振動試験終了後には、床版下面に炭素繊維シートあるいは鋼板による接着補強をした。

N0 と A0 供試体は空隙のない健全供試体である。模擬空隙は、**図-6**に示すように床版中央の上側鉄筋位置に厚さ 10 mm の発泡スチロール板をコンクリート打設時に埋め込んだ。空隙形状は正方形であり、一辺の空隙長さを 100~500 mm まで 5 段階に変化させた。上側鉄筋位置に発泡スチロール板を埋め込む際には、空隙面積に相当する範囲の上側鉄筋を切断した。

直径 100 mm × 高さ 200 mm の円柱テストピースによるコンクリートの材料特性は、圧縮強度 39.0 N/mm<sup>2</sup>、静弾性係数 25,600 N/mm<sup>2</sup>、動弾性係数 33,500 N/mm<sup>2</sup>、密度 2,340 kg/cm<sup>3</sup> である。A シリーズのア

表-2 床版供試体の実験パラメータ

(a) N シリーズ (舗装なし)			(b) A シリーズ (舗装あり)		
供試体名	アスファルト舗装の有無	空隙長さ (mm × mm)	供試体名	アスファルト舗装の有無	空隙長さ (mm × mm)
N0	なし	なし	A0	あり	なし
N100		100 × 100	A100		100 × 100
N200		200 × 200	A200		200 × 200
N300		300 × 300	A300		300 × 300
N390		390 × 390	A390		390 × 390
N500		500 × 500	A500		500 × 500

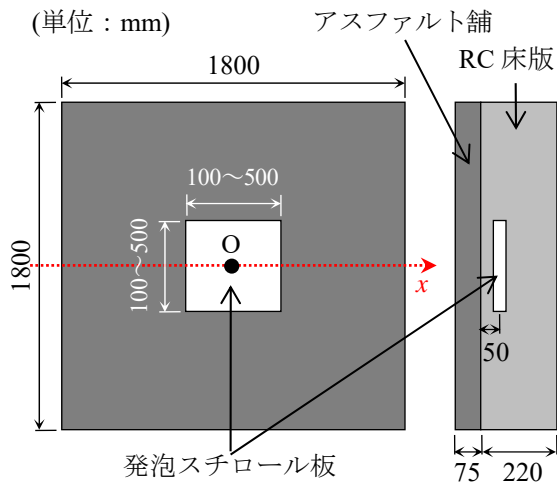


図-6 供試体の概略図

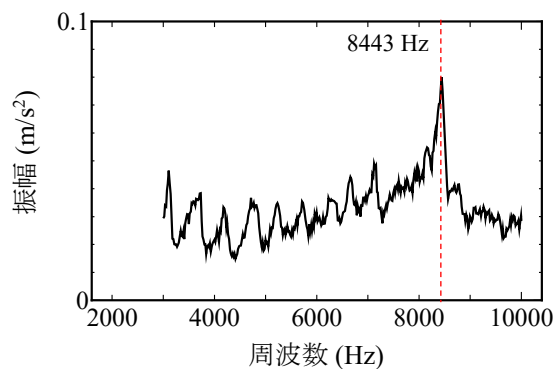


図-7 N0 供試体の共振曲線

スファルト舗装は密粒度アスファルトを2層に分けて転圧した。供試体の解体・廃棄時に採取したアスファルト片の超音波試験では、超音波伝搬速度が3,410 m/sであった。

供試体に対して、床版上面から図-1の局所振動試験を行った。図-6に示すように床版中央Oを通るx軸を設定した。健全供試体(N0とA0)では床版中央のみで測定し、その他の模擬空隙を導入した供試体では、x軸方向に沿って50 mmの測定間隔を基本とした。加振器の稼働部を床版上面に接触させて、鉛直方向に加振した。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を2 m/s<sup>2</sup>に一定制御して、周波数を500~10,000 Hzまで3分間で直線的に上昇させた。このとき、加振点から5~10 cm程度離れた位置(以下、加振点付近)に加速度センサを両面テープで貼付して共振曲線を測定した。なお、この実験では旧型の振動制御装置(エミック製DCS-98J)を使用しており、1分間に150プロットの応答が出力された。共振曲線の分解能(21 Hz)を確保するためには、3分間の測定時間が必要であった。

## (2) 実験結果

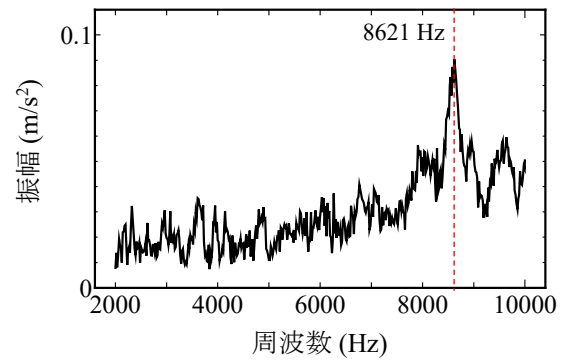
### a) 空隙の影響

アスファルト舗装がないNシリーズの実験結果を整理する。空隙のないN0供試体に対して床版中央

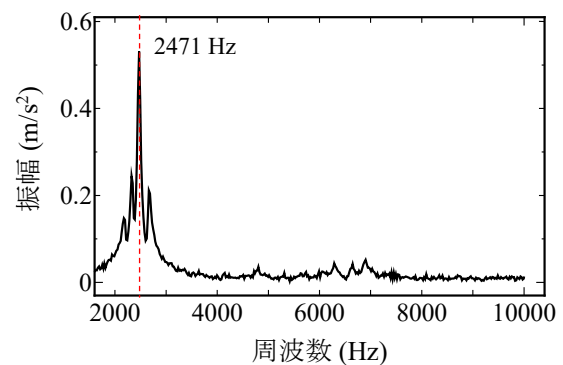
表-3 鉄筋径と配置間隔

鉄筋位置	鉄筋径		配置間隔 (mm)	
	x軸方向	x軸直角方向	x軸方向	x軸直角方向
上側	D16	D19	125	200
下側	D16	D19	125	100

※上側および下側鉄筋のかぶり厚は50 mmである。



(a) 健全箇所 (x = 450 mm)



(b) 空隙箇所 (x = 0 mm)

図-8 N300 供試体の共振曲線

で測定された共振曲線を図-7に示す。図より、振幅のピーク周波数として8,443 Hzが測定できた。

両端自由の棒部材の縦振動では、理論式(6),(7)によって1次の共振周波数が算定できる<sup>3),23)</sup>。

$$f_0 = \frac{c}{2L} \quad (6)$$

$$c = \sqrt{\frac{E_d}{\rho}} \quad (7)$$

ここで、 $f_0$ は健全状態での共振周波数、 $c$ は見掛けの音速、 $L$ は振動長さ、 $E_d$ は動弾性係数、 $\rho$ は密度である。図-1の局所振動試験では、材料の3次元拘束(ポアソン比の影響)、鉄筋の影響、全体振動の影響、部材形状や支持条件などの影響がある。しかし、ここでは簡便な近似計算の位置づけとして、床版上面と下面の重複反射が卓越すると考えて、1次元棒の式(6)を用いて共振周波数の算定値を求める。式(6),(7)にコンクリートの動弾性係数33,500 N/mm<sup>2</sup>と

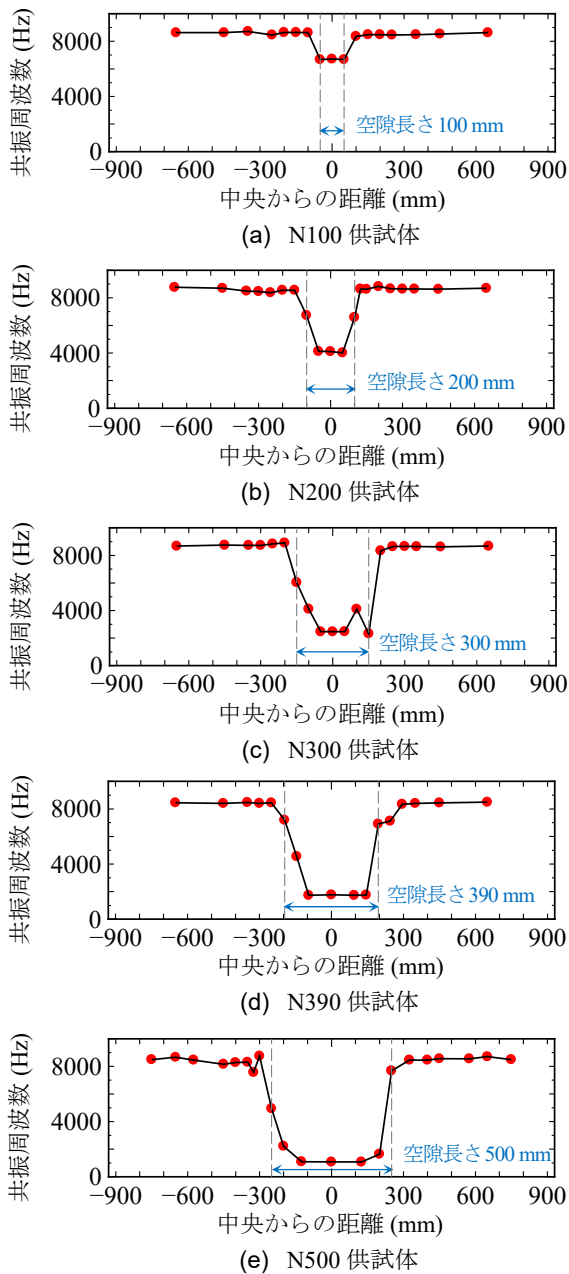


図-9 共振周波数の分布 (舗装なし)

密度  $2,340 \text{ kg/m}^3$ , および振動長さとして床版厚さ  $220 \text{ mm}$  を代入した共振周波数の算定値は  $8,595 \text{ Hz}$  であり, 図-7 の実測値  $8,443 \text{ Hz}$  と近い値になった.

後述する 6 章では, 構造諸元が異なるコンクリート構造物の健全箇所を対象にした局所振動試験のデータ分析を実施している<sup>25)</sup>. 健全箇所 543 個の共振周波数の実測値と式 (6) による算定値の比 (実測値/算定値) は変動係数 7% であり, データの 95% が  $0.86 \sim 1.18$  (以下, 現場試験 95% 区間) に含まれる結果となった. 図-7 に示した床版供試体での共振周波数の実測値  $8,443 \text{ Hz}$  と算定値  $8,595 \text{ Hz}$  の比は  $0.98$  であり, この現場試験 95% 区間 ( $0.86 \sim 1.18$ ) に対して, 供試体実験の実測値と算定値は良好に対応することが確認された.

次に, 空隙長さ  $300 \text{ mm}$  の N300 供試体について, 共振曲線を図-8 に示した. 図-8 (a) の健全箇所では

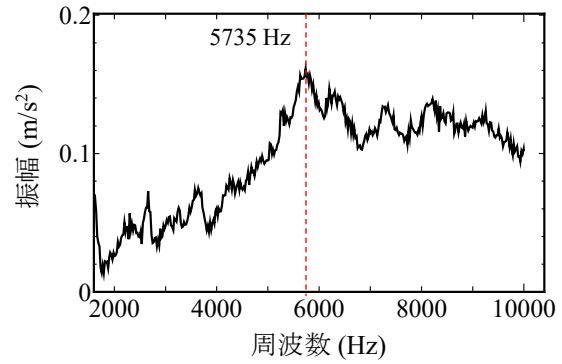


図-10 A0 供試体の共振曲線

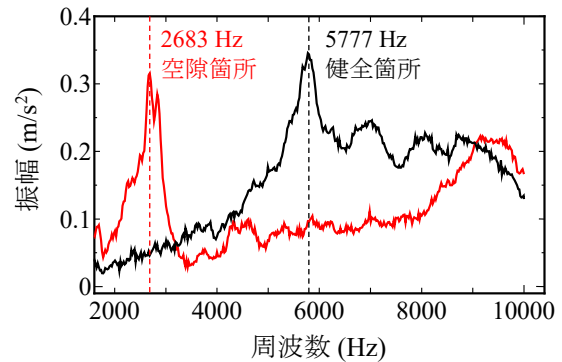


図-11 A300 供試体の共振曲線

$8,621 \text{ Hz}$  の共振周波数が得られたが, 図-8 (b) の空隙箇所では  $2,471 \text{ Hz}$  まで共振周波数が低下した. このことから, 局所振動による共振周波数の低下に着目して, 床版内部の空隙箇所を同定できる可能性が示唆された. なお, 図-8 (b) の空隙箇所では, 応答振幅が図-8 (a) の健全箇所よりも大きいことが示された. 本研究は共振周波数にのみ着目しているため応答振幅の検討は行っていないが, 測定点から空隙までの距離が近い場合には応答振幅が大きくなると考えられる.

模擬空隙を導入した N シリーズの 5 体 について, 測定位置と共振周波数の関係を図-9 に示す. いずれの供試体でも健全箇所では  $8,500 \text{ Hz}$  程度の共振周波数が得られており, 空隙箇所では共振周波数が低下した. 健全箇所と空隙箇所の境界部では,  $50 \sim 150 \text{ mm}$  程度の範囲で共振周波数に低下勾配が見られた. これは, 健全箇所と空隙箇所の平均剛性が評価されたと考えられる.

#### b) アスファルト舗装の影響

アスファルト舗装を転圧した A シリーズでも同様の検討を行った. 空隙のない A0 供試体の共振曲線を図-10 に示す. 振幅のピーク周波数として  $5,735 \text{ Hz}$  が測定できた. 式 (6) と同様に, 簡便な近似計算の位置づけとして, アスファルト舗装がある場合の共振周波数を次式によって算定する.

$$f_0 = \frac{1}{T_0} = \frac{1}{\frac{2L_c}{c_c} + \frac{2L_a}{c_a}} \quad (8)$$

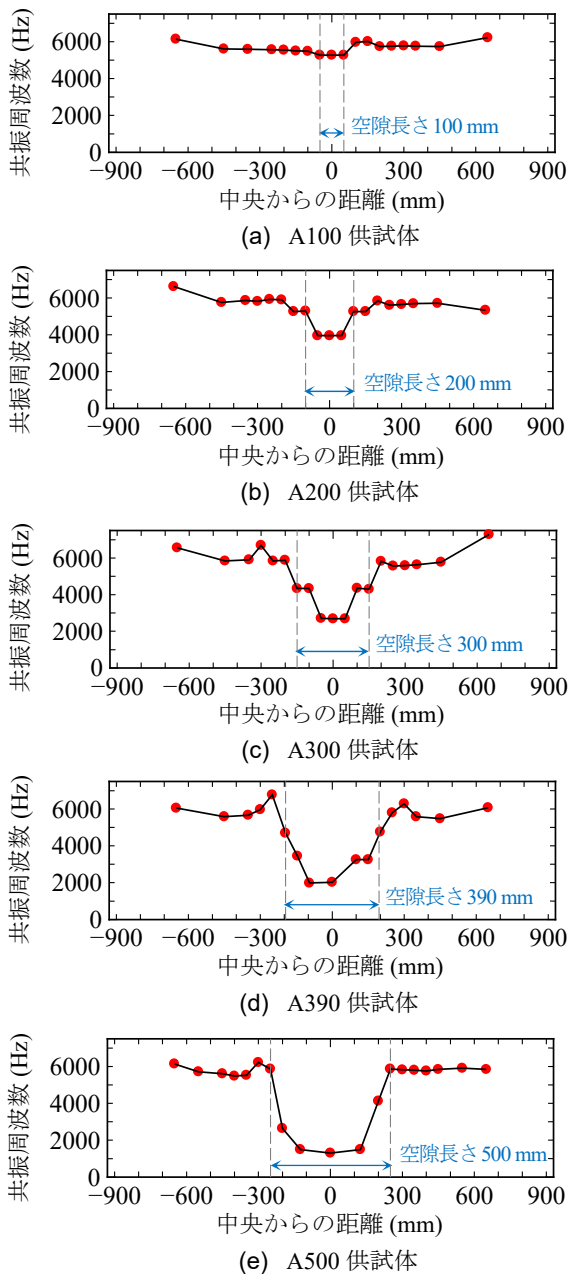


図-12 共振周波数の分布 (舗装あり)

ここで、 $f_0$  は健全状態での共振周波数、 $T_0$  は床版上面と下面の往復にかかる時間 (固有周期)、 $L_c$  と  $L_a$  はそれぞれコンクリート厚さと舗装厚さ、 $c_c$  と  $c_a$  はそれぞれコンクリートとアスファルトの見掛けの音速である。式 (7) を用いたコンクリートの音速  $c_c$  は 3,784 m/s であり、アスファルトの音速  $c_a$  は前記の超音波試験によって 3,413 m/s が得られている。これらの物性値を式 (8) に代入した共振周波数の算定値は 6,242 Hz であり、結果として、実測値/算定値の比 (0.92) は前記の現場試験 95% 区間 (0.86~1.18) の範囲に含まれた。

図-11 に空隙長さ 300 mm の模擬空隙を埋め込んだ A300 供試体の共振曲線を示した。健全箇所 ( $x=450$  mm) では 5,777 Hz の共振周波数が測定されたが、空隙箇所 ( $x=0$  mm) では共振周波数が 2,683 Hz まで低下した。空隙を導入した 5 体の共振周波数の分布

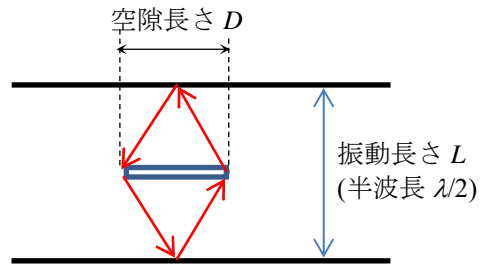


図-13 空隙長さが小さい場合の波の伝搬経路

を図-12 に示す。A100 供試体を除くと、アスファルト舗装がある場合でも図-9 の N シリーズと同様に、空隙箇所において共振周波数が低下することが示された。また、N シリーズと同様に、健全箇所と空隙箇所の境界部では、50~150 mm 程度の範囲で共振周波数の低下勾配が見られた。A100 供試体は、舗装を合わせた床版厚さに対して空隙長さが小さいため、共振周波数が低下しなかったと推察される。

以上より、アスファルト舗装上からでも局所振動が励起でき、共振周波数の低下に着目して、床版内部の空隙箇所を同定できる可能性が示唆された。

#### c) 空隙長さと共振周波数の関係

本研究では先行する基礎検討<sup>15)</sup>により、発泡スチロール板を埋め込んだ角柱供試体の振動試験を行い、共振周波数の低下に影響する主な因子は波動伝搬を阻害する空隙面積 (加振方向の投影面積) であり、これと比較して空隙位置の影響は小さいことを報告した。この検討結果を踏まえて、空隙長さと共振周波数の関係に着目し、簡便な損傷評価式を導出する。

本研究では、健全状態を基準にした共振周波数の比率を共振周波数比と定義する。図-13 に示すように、部材厚さの中央に空隙が配置されたとき、端部を結ぶ最短経路を仮定して共振周波数比が式 (9) によって表せる。

$$\frac{f}{f_0} = \frac{L}{\sqrt{D^2 + L^2}} = \frac{1}{\sqrt{4\left(\frac{D}{\lambda}\right)^2 + 1}} \quad (9)$$

ここで、 $f$  は共振周波数、 $f_0$  は健全状態での共振周波数、 $f/f_0$  は共振周波数比、 $D$  は空隙長さ、 $\lambda$  は波長である。波長  $\lambda$  は振動長さ  $L$  の 2 倍に等しい。

式 (9) は空隙長さ  $D$  が十分小さい場合に妥当な解を与える。一方、空隙長さ  $D$  が波長  $\lambda$  程度より小さい場合は、空隙周りに波の回折が生じると考えられる<sup>26),27)</sup>。この回折の厳密解は簡単には求められないため<sup>27),28)</sup>、空隙長さ  $D$  を変化させた実験データを整理して、共振周波数の低下傾向を検討した。アスファルト舗装のない N シリーズでは床版厚さ  $L$  (= 220 mm) の 2 倍を波長とし、また、本実験供試体ではコンクリートとアスファルトの音速に大きな差異がないため、A シリーズでは、舗装を合わせた床版厚さ 295 mm の 2 倍を波長として実験データを整理した。さらに本研究の先行検討より、表-4 に示す模擬空隙や切欠きを与えたり供試体<sup>15),29)</sup>と角柱供試体<sup>15),30)</sup>

表-4 先行検討による実験供試体の概要

概要	供試体数	断面幅×断面高さ×供試体長さ (mm)
はり供試体 <sup>15)</sup> (模擬空隙)	5	150×250×3000
はり供試体 <sup>29)</sup> (せん断ひび割れ)	1	600×300×2400
角柱供試体 <sup>15)</sup> (模擬空隙)	8	150×150×250
角柱供試体 <sup>30)</sup> (切欠き)	51	100×100×400

の実験データも加えて、77個の実験データについて空隙長さと共振周波数の関係を図-14に整理した。図の横軸は、波の回折理論<sup>27)</sup>を参考にして、波長に対する空隙長さの割合  $D/\lambda$  を指標にした。なお、表-4の既往の実験データのうち空隙形状が円形や正方形でない場合は、一辺の上限を波長 $\lambda$ として加振方向に投影した空隙面積  $D^2$  を求め、その平方根によって空隙長さ  $D$  を与えた。

図-14より、空隙長さが小さい  $D/\lambda < 0.2$  の範囲では式(9)が実験データと良く整合した。また、 $0.2 < D/\lambda < 1.0$  の範囲にある23個の実験データの統計分析により、相関係数  $R = -0.97$  の負の相関が示された。このことから、図-14の供試体実験に基づいて、経験的な損傷評価式として式(10)を導出した。

$$\frac{f}{f_0} = 1 - \frac{D}{\lambda} \quad (10)$$

空隙長さが小さい  $D/\lambda < 0.2$  の範囲では式(9)を与え、 $0.2 < D/\lambda < 1.0$  では式(10)を与えたときに、図-14の実験値/評価式の平均値 1.01、変動係数 12.5%が得られた。これにより、局所振動試験の共振周波数を指標にして、簡便な式(9),(10)によって空隙長さ  $D$  や空隙面積  $D^2$  を推定することができる。

なお、式(9),(10)は実験データを基にして経験的に導出したものであり、空隙の大きさ、形状、深さなどを共振周波数の変化のみで分離することはできない。一方、構造物の点検・調査において簡便な評価式(9),(10)は大きな利便性がある。今後、空隙の位置や大きさなどをパラメータにした波動解析<sup>31),32)</sup>や理論によって、空隙周りの回折挙動を明らかにし、損傷評価式の高度化に取り組む予定である。

本研究では加振器の周波数を健全状態の共振周波数  $f_0$  よりも低く設定するため、衝撃弾性波法<sup>33),34)</sup>のように、空隙からの反射波を捉えることや加振方向の空隙位置を定めることはできない。しかし、本手法はこれよりも長い波長を用いることによって、部材厚さが大きい場合でも波動の減衰が小さく、鉄筋からの反射や散乱などの影響も低減されることが期待できる。なお、本手法は  $f_0$  より低い共振周波数に着目して空隙の大きさを評価するが、図-14や式(10)

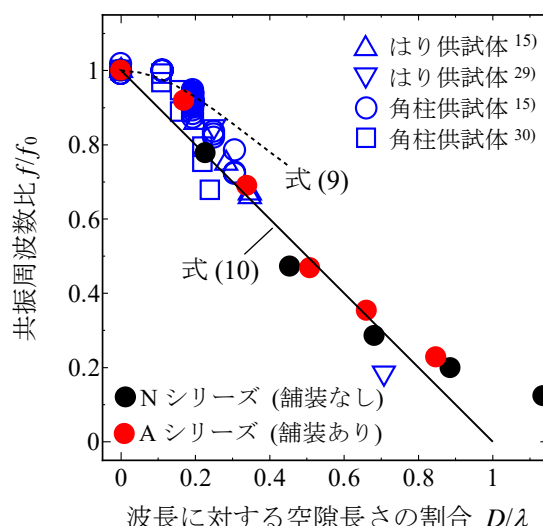


図-14 空隙長さと共振周波数の関係

表-5 加振の大きさと共振周波数の関係

供試体名	制御加速度の振幅 (m/s <sup>2</sup> )	共振周波数 (Hz)
A200	0.5	4010
	2	3954
	5	4010
	10	4012
A300	0.5	2895
	2	2683
	5	2895
	10	2907

より、空隙が波長以上 ( $D/\lambda > 1$ ) になると波の回折が小さく、共振周波数も低下しなくなる。このため、本手法によって評価できる空隙長さの最大値は床版厚さの2倍程度と考えられる。

#### d) 加振力の影響

加振器の加速度振幅を変化させることによって、加振力が共振周波数に及ぼす影響を検討した。A200およびA300供試体に対して、床版中央O(空隙箇所)の局所振動試験を行った。表-5に示すように、制御加速度の振幅を0.5~10 m/s<sup>2</sup>まで4段階に増加させて、共振周波数の測定値を比較した。

表-5の実験結果より、本検討の範囲では加振力による共振周波数に差異はなかった。前記のように、局所振動による共振はコンクリート内部の空隙を周り込む波の回折に起因すると考えられるため、加振力は波の伝搬経路や共振周波数に大きく影響しないと推察される。

#### e) 鋼板および炭素繊維シート補強の影響

前記の検討に用いたA200, A300, A500供試体に対して、床版下面を鋼板あるいは炭素繊維シートによ

表-6 補強床版供試体の一覧

供試体名	空隙長さ (mm × mm)	床版上面の 舗装	床版下面の 補強材
CFS-N200	200 × 200	無し	繊維シート
ST-A300	300 × 300	有り	鋼板
ST-N500	500 × 500	無し	鋼板

って補強した(以下、補強床版供試体)。3体の供試体概要を表-6に示す。CFS-N200とST-N500供試体では、アスファルト舗装を剥がした。鋼板接着補強は、鋼種SS400、厚さ4.5mmの鋼板を使用した。炭素繊維シート接着補強は、繊維重量300g/m<sup>2</sup>、シート厚さ0.167mm、密度1.8g/cm<sup>3</sup>、引張強度3400N/mm<sup>2</sup>、ヤング係数245,000N/mm<sup>2</sup>の炭素繊維シートを2層貼りした。

加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を1m/s<sup>2</sup>に一定制御して、周波数を1,000~10,000Hzまで18秒間で直線的に上昇させた。ここでは、床版上面および下面からそれぞれ加振・測定した結果も比較する。床版下面からの測定では加振器を手支持し、固定していない。

床版中央Oの上面から測定した共振周波数を表-7に示す。表には、補強前のN200、A300、N500の実験結果も併せて示した。表より、鋼板と炭素繊維シートが共振周波数に及ぼす影響は小さかった。床版内部の鉄筋と同様に、正弦波加振の波長に比べて鋼板や炭素繊維シートの厚さが十分に小さいため、コンクリートとの接着面での反射や散乱が生じにくいと考えられる。また式(8)より、これらの補強材は床版厚さと比較して薄いため、床版上面と下面の往復にかかる時間T<sub>0</sub>にも大きく影響しない。

3体の補強床版供試体に対して、床版上面および下面からそれぞれ加振・測定した結果を図-15に併せて示す。提案手法は、図-1に示すように、局所振動の定常応答を測定するため、床版上面および下面のいずれから加振・測定しても同様の共振周波数が得られることが示された。これによって、橋梁の交通規制による社会的影響や、桁下への近接の容易さなど、構造物の供用条件に応じて床版上面あるいは下面のいずれからでも点検の実施が可能になる。さらに、アスファルト舗装や鋼板あるいは炭素繊維シートの上からでも、振動が伝達する条件であれば床版内部の損傷程度を推定できることが示唆された。これより、床版補強後の再劣化に対する点検や経過観察にも有用と考えられる。

なお、本研究では現場での測定時間の短縮化を図るために、ホワイトノイズを用いたランダム加振についても検討しており、この加振方法を用いても、上記の周波数スイープ加振と同様の結果が得られることを確認した<sup>35)</sup>。

表-7 補強材が共振周波数に及ぼす影響

供試体名	補強材の種類	空隙長さ (mm × mm)	共振周波数 (Hz)
N200	なし	200 × 200	4106
CFS-N200	繊維シート		4039
A300	なし	300 × 300	2683
ST-A300	鋼板		2680
N500	なし	500 × 500	1072
ST-N500	鋼板		1068

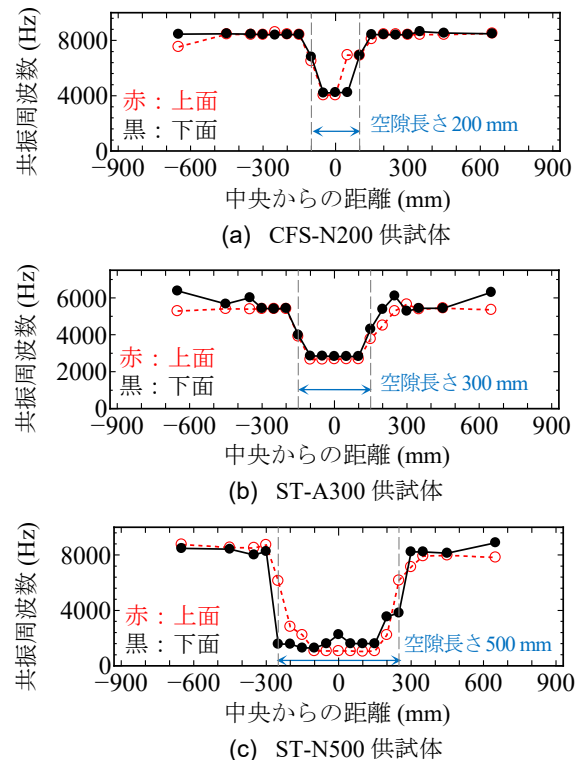


図-15 補強床版供試体の共振周波数の分布

### 3.3 FEM解析による損傷評価

以上の検討により、空隙周りの波の回折によって共振周波数が低下することを説明し、共振周波数を指標とした簡便な損傷評価式(9),(10)を経験的に導出した。しかし、図-13の波の伝搬経路のモデル化と式(9),(10)は、床版や桁などの上面と下面での重複反射波が卓越する場合には妥当な解を与えるが、ハンチやフランジ、底版などが接続する構造形状に適用できない。そこで、より広範な構造形状に対して損傷評価を可能とするため、FEM解析に着目し、周波数応答解析と振動試験結果との整合性を検討する。

周波数応答解析は、正弦波の入力に対する定常応答を求める線形動解析手法であり、指定した周波数範囲に対して、ある周波数刻みで解析を行う。振動試験を再現するため、入力強制運動(加速度)で与

表-8 供試体概要

形式	数	寸法 (mm)	動弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	損傷パターン
角柱 <sup>15),30)</sup>	8	150×150×250	30,800	2,300	厚さ 10 mm の正方形発泡スチロールを高さ 1/2 または 1/4 の位置に埋設
	48	100×100×400	36,600	2,360	厚さ 0.1 mm または 0.3 mm のアルミ板により供試体中央に切欠きを導入
円柱	13	φ100×200	33,500	2,320	厚さ 1 mm の円形テフロンシートを高さ 1/2 の位置に 1 枚, または高さ 1/3 と 2/3 の位置に 2 枚埋設
RC はり <sup>15)</sup>	6	150×250×3000	38,800	2,360	厚さ 10 mm, 幅 100 mm の発泡スチロールを主鉄筋位置に埋設
RC 床版	12	1800×1800×220 舗装厚さ:75	33,600	2,340	厚さ 10 mm の正方形発泡スチロールを圧縮鉄筋の位置に埋設 ※12 体中 6 体はアスファルト舗装有り
平板	10	796×796×180	32,900	2,320	厚さ 5 mm のポリエチレンシートを高さ 1/3 の位置に埋設
開水路 <sup>36)</sup>	1	側壁高さ:790 全長:6000	32,300	2,330	厚さ 105 mm, 幅 400 mm または 800 mm の発泡スチロールを側壁中央部に埋設

える。周波数応答解析は一般的な汎用 FEM ソフトにも組み込まれており、本研究では Femap with NX Nastran の 4 面体 2 次固体要素を使用した。

図-14 の他にも追加実験を行い、平板供試体、円柱供試体、開水路供試体を追加した表-8 の計 98 体の供試体実験を解析対象とした。FEM モデルでは、鉄筋を無視して、コンクリートのポアソン比は 0.20 で統一した。実験と解析による共振周波数の比較を図-16 に示す。相関係数は  $R = 0.98$  となり、周波数応答解析 (FEM) によって実験データを良好に再現できることが示された。

以上より、周波数応答解析 (FEM) の妥当性を確認することができた。FEM 解析は、様々な部材形状や構造条件、空隙パターンなどに対して汎用性があり、共振周波数の実測値を参照した損傷同定への活用が期待される。

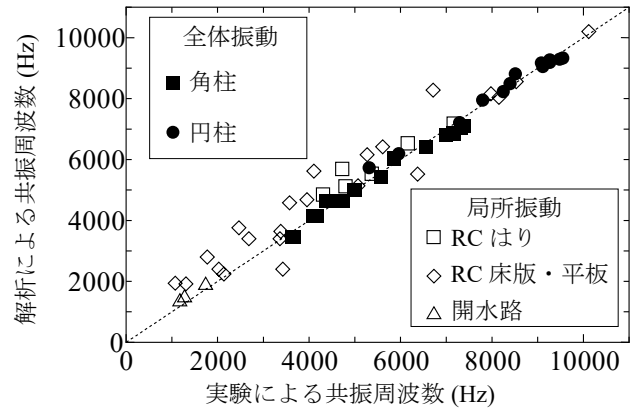


図-16 実験と解析による共振周波数の比較

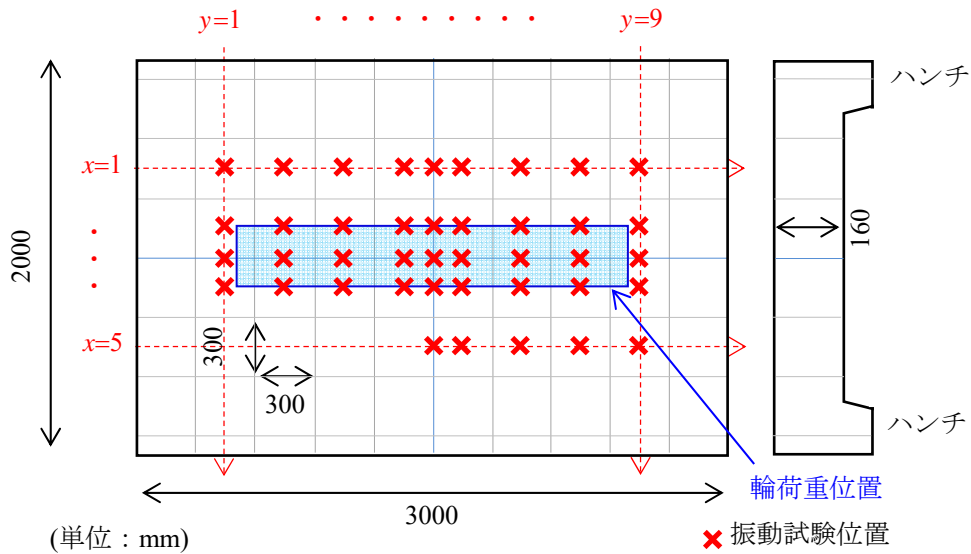


図-17 供試体概略図と測定位置



写真-2 輪荷重走行試験機 (日本大学)

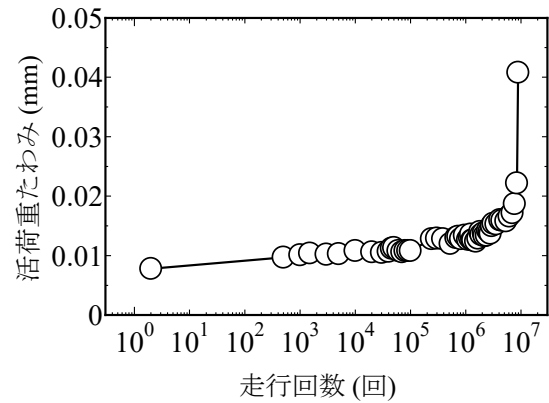
### 3.4 輪荷重走行試験

#### (1) 実験概要

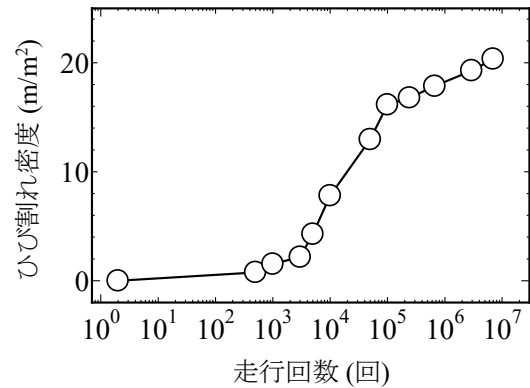
上記では、模擬空隙を埋め込んだ供試体を用いた基礎検討による知見を示した。一方、連続した空隙とは異なり、コンクリート構造物のひび割れは、骨材のかみ合わせによる不連続接触問題となる。以降では、RC床版内部に生じる疲労ひび割れに対して、本手法の適用性を検討する。なお、本実験は輪荷重日本大学との共同研究の一環として、日本大学工学部の輪荷重走行試験機を使用した<sup>37)</sup>。

供試体の概略図を図-17に示す。寸法は、軸方向3 m × 幅2 m、ハンチ部分以外の床版厚さは160 mmである。輪荷重走行試験での基本輪荷重は、T荷重における1車輪分の荷重である98 kNとし、走行回数が10万回毎に載荷荷重を29.4 kNずつ大きくする段階載荷荷重方式を採用した。荷重は床版中央に載荷させ、橋軸方向に床版の往復運動を行った。輪荷重走行試験装置は写真-2に示すように鋼製フレームに鉄車輪を取り付けた油圧ジャッキを据え付け、モーターおよびクランクアームで床版供試体を載せた台車を水平方向に±1 m 往復運動させる機構であり、輪荷重の走行方向はモーター側(東側)とその反対方向(西側)である。載荷面となる供試体上面には、輪荷重走行範囲にベニヤ板を敷き、そこに幅300 mm、長さ120 mmの載荷ブロックを並べ、さらに載荷鉄板を載せた状態で輪荷重を走行させた。そして、活荷重たわみが急増した段階で試験を終了した。

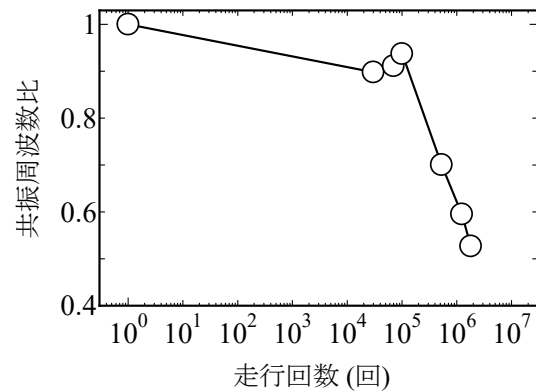
局所振動試験は、実走行回数3万回、7万回、10万回、11.5万回、14万回、16万回時の計6回で実施した。写真-2に示すように、床版上面から振動試験を行った。図-17に示すようにハンチ部分を除いて300 mm × 300 mmのグリッドを描き、x, y軸の交点を測定した。輪荷重走行位置ではより密に測定し、測定点は全部で41箇所とした。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅1 m/s<sup>2</sup>を一定制御して、周波数を1,000~15,000 Hzまで18秒間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、共振曲線を測定した。



(a) 活荷重たわみ



(b) ひび割れ密度



(c) 共振周波数比

図-18 走行回数と損傷指標の関係

#### (2) 実験結果

本実験では段階荷重方式を採用しているため、等価繰返し走行回数を式(11)により求めた。

$$N_{eq} = \sum \left\{ n_i \times \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^{2.76} \right\} \quad (11)$$

ここで、 $N_{eq}$ は等価繰返し走行回数(回)、 $n_i$ は実走行回数(回)、 $P_i$ は載荷荷重(kN)、 $P_0$ は基本荷重(kN)である。

等価繰返し走行回数(以下、走行回数)と活荷重たわみ、およびひび割れ密度との関係をそれぞれ図-18(a),(b)に示す。また、走行回数ごとの床版下面のひび割れ図を図-19に示す。走行回数が約700万回で活荷重たわみが急激に増加し、疲労限界状態に至った。ひび割れ密度は走行回3000回から増加し、



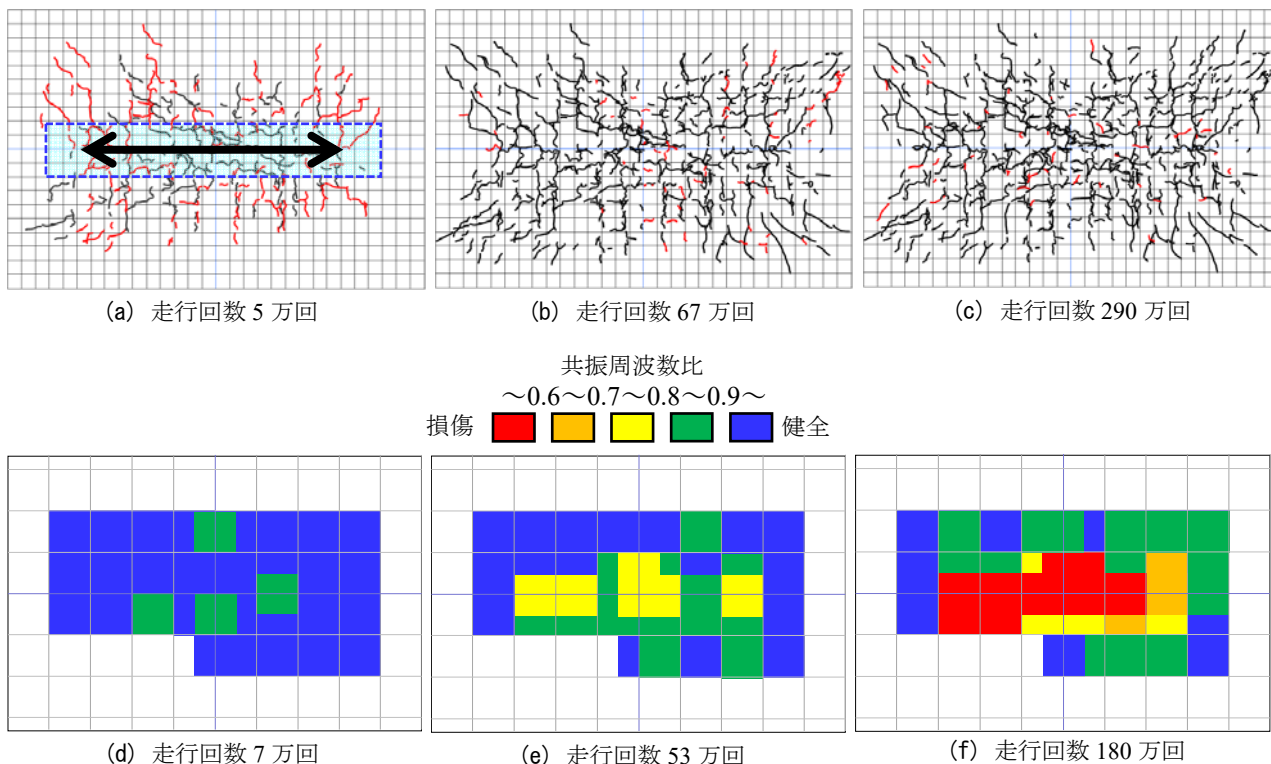


図-19 ひび割れ図 (a～c) および共振周波数比の分布図 (d～f)

1 万回で  $0.1 \text{ m/m}^2$ ，7 万回で  $0.17 \text{ m/m}^2$  程度となり，その後の 700 万回までは増加傾向が緩やかになった。

振動試験結果の一例として，走行回数 3 万回と 180 万回における床版中央での共振曲線を図-20 に示す。いずれも加速度振幅の極大点に対応した共振周波数を測定することができた。

本実験では健全状態での共振周波数を測定していないため，式 (6),(7) により健全状態での共振周波数を算定した。直径  $100 \text{ mm}$  × 高さ  $200 \text{ mm}$  の円柱テストピースによるコンクリートの物性値は，動弾性係数  $32,400 \text{ N/mm}^2$ ，密度  $2,250 \text{ kg/m}^3$  であった。この物性値と床版厚さ  $160 \text{ mm}$  を式 (6),(7) に代入すると，共振周波数の算定値は  $10,600 \text{ Hz}$  となった。図-20 に示した走行回数 3 万回での共振周波数の実測値は  $9,517 \text{ Hz}$  であり，結果として，実測値/算定値は  $0.90$  であり，前記の現場試験 95% 区間 ( $0.86 \sim 1.18$ ) に含まれた。一方，走行回数 180 万回では，共振周波数の実測値は  $5,583 \text{ Hz}$  まで低下した。床版内部のひび割れによって，共振周波数が低下したと考えられる。

走行回数と床版中央での共振周波数の関係を図-18(c) に示す。図の縦軸は，健全状態での算定値 ( $10,600 \text{ Hz}$ ) を基準にした共振周波数比として表示した。図-18 (b) のひび割れ密度を参照すると，走行回数  $1000 \sim 10$  万回まではひび割れ密度が先行して増加しているが，この段階では活荷重たわみや共振周波数比はほとんど変化していない。これは床版下面で観察されたひび割れが垂直方向に生じており，加振方向と直交しないために共振周波数に大きく影響しなかったと推察される。

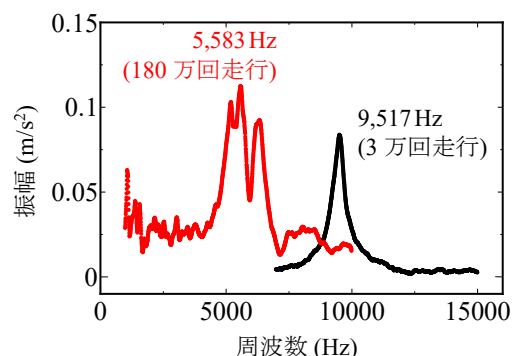


図-20 床版中央の共振曲線

走行回数  $10 \sim 180$  万回の間，共振周波数比が  $0.5$  程度まで大きく低下している。このとき，ひび割れ密度の増加傾向は緩やかであり，ひび割れが床版内部の水平方向に進展していると推察された。なお，活荷重たわみは，走行回数 180 万回の段階でも大きな変化はなく，走行回数 700 万回で急激した。活荷重たわみでは破壊に至る直前までその兆候が表れない。これに対して，共振周波数は，床版の疲労限界状態の 1 オーダー手前の段階において  $0.7$  程度まで低下した。本手法による現場試験の測定精度 (95% 信頼区間の下側) は  $0.86$  であり，この測定精度に対して疲労損傷による共振周波数の低下は十分に大きい。このことから，本手法は目視困難な床版内部の疲労損傷を早期発見でき，時間的余裕をもって対策に繋げることが期待される。

また，実務の橋梁調査では床版下面からの目視点

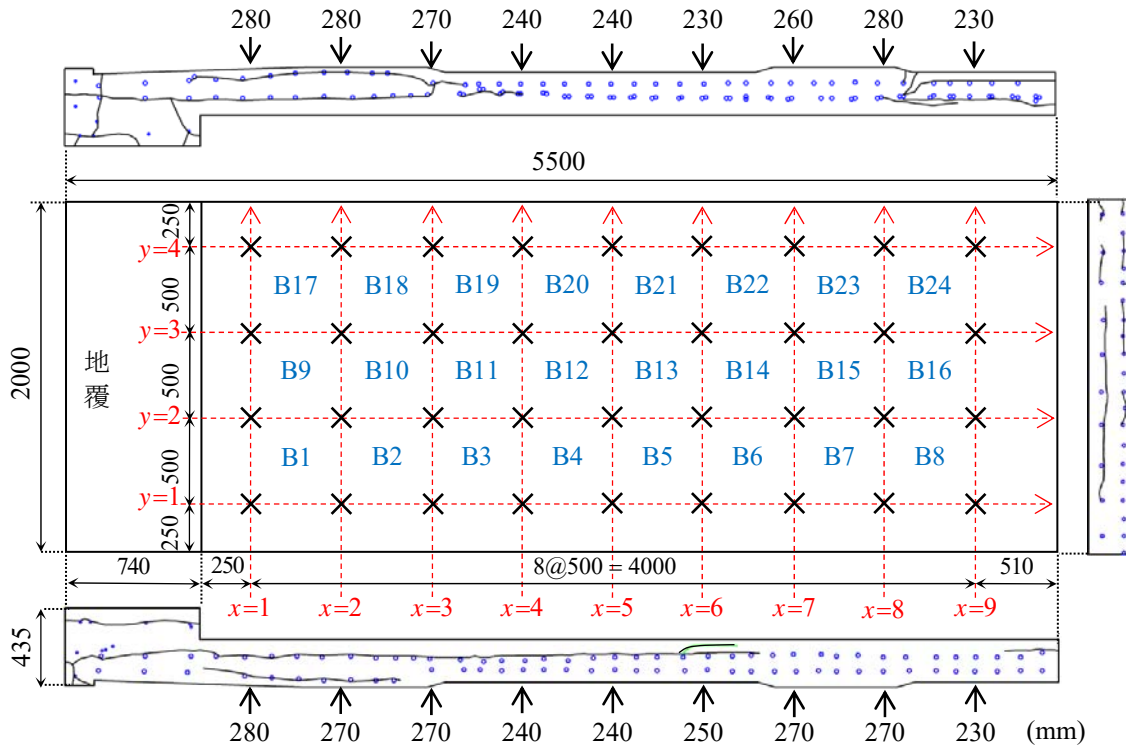


図-21 撤去床版の寸法とひび割れ図



写真-3 撤去床版の局所振動試験の状況

検等により、ひび割れ向きやひび割れ密度、遊離石灰の有無などにより床版の健全度を評価する方法が一般的であるが、積雪寒冷地では床版下面に変状が表れる前に上面の著しい砂利化が報告される例や、床版下面が炭素繊維シートや鋼板接着補強に覆われている場合など、目視点検が困難な事例もある。本手法は、このような外観変状が目視できない場合や、さらにアスファルト舗装によって上面の変状が確認できない場合でも、床版内部の疲労損傷を評価できる有用な点検手法と考えられる。

図-19(d)～(f)には共振周波数比の分布図も併せて示した。走行回数の増加に伴って輪荷重位置の共振周波数が顕著に低下することが示された。このように共振周波数比を指標として、床版内部の疲労損傷の発生や進展状況を可視化することができる。本手法を道路橋 RC 床版の点検・調査・モニタリングに用いることにより、床版の修復必要箇所を把握することや、内部損傷の経過観察が可能になる。また、図-19 は床版内部の損傷発生・進展メカニズムを解明する上でも、従来手法では得られなかった有用なデータとなる。このように、本手法は、橋梁床版の

点検・調査の実務への適用のみならず、研究分野での活用と発展も期待される。

### 3.5 撤去床版の振動試験と解体・調査・分析

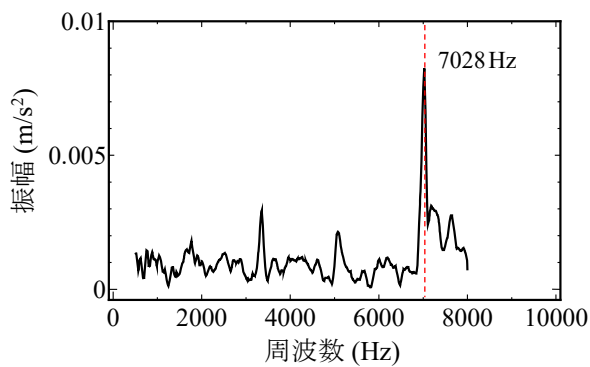
#### (1) 解体前の検討

##### a) 実験概要

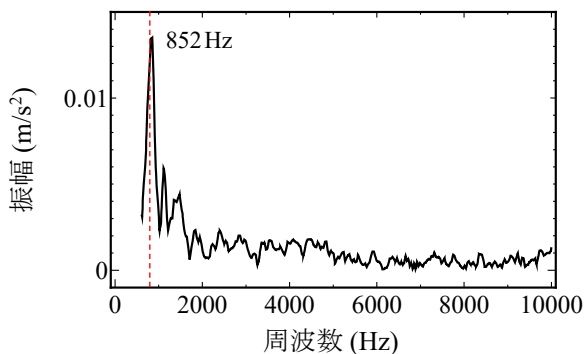
輪荷重走行試験での基礎検討に続いて、実際の道路橋から採取した撤去 RC 床版を対象にした。はじめに床版上面から局所振動試験を実施し、その後、床版解体によって内部損傷との対応を検討した。

本実験は東日本高速道路(株)および(株)ネクスコ・エンジニアリング東北との共同研究の一環であり、高速道路から床版打ち替えに合わせて採取した図-21 および写真-3 の撤去床版を対象とした。本橋は1974年に竣工された3径間連続非合成鉸桁橋であり、橋長104m、幅員9mである。供用時には1日平均15,000台の交通量があり、そのうち大型車混入率は23%であった。RC床版の厚さは200mm、鋼繊維補強モルタルによる上面増厚部の厚さは50mm、アスファルト舗装の厚さは75mmであった。撤去床版は、図-21 に示すように地覆部を含んで橋軸直角方向に5.5m、橋軸方向に2mの部材を切り出しており、測定時にはアスファルト舗装は除去されていた。

図-21 に撤去床版の切断面(側面)から測定した床版厚さを矢印で示す。また、目視によって作成した切断面のひび割れ図も併せて示した。床版の切断面には上側鉄筋位置や増厚境界部に沿った水平ひび割れが見られ、下側鉄筋位置でもひび割れが生じている箇所があった。



(a) 健全箇所 ( $x=8, y=1$ )



(b) 損傷箇所 ( $x=2, y=4$ )

図-22 撤去床版の共振曲線

局所振動試験は、床版上面から実施した。図-21に示すように、地覆部を除く床版平面上に500 mm × 500 mmのグリッドを描き、その中心位置として、図中のx軸(1~9)とy軸(1~4)の交点36箇所を測定した。グリッド間隔の500 mmは、前記の検討より、本手法によって評価できる空隙長さの最大値として、床版厚さの2倍程度を考慮した。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を1 m/s<sup>2</sup>に一定制御して、周波数を400~10,000 Hzまで18秒間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、共振曲線を測定した。

#### b) 局所振動試験の結果

異なる2測点における共振曲線の測定値を図-22に示す。これら2測点の床版厚さは270~280 mmである。床版切断面に水平ひび割れが見られない箇所( $x=8, y=1$ )では、図-22(a)に示すように7,028 Hzの共振周波数が測定された。後述する超音波試験の測定値 $c=3,930$  (m/s)と床版厚さ $L=270$  (mm)を式(6)に代入すると、共振周波数の算定値は7,278 Hzであり、実測値/概算値の比(0.97)は前記の現場試験95%区間(0.86~1.18)の範囲に含まれた。これに対して、床版切断面に水平ひび割れが観察された箇所( $x=2, y=4$ )では、図-22(b)に示すように852 Hzまで共振周波数が大きく低下した。この箇所では、床版内部の水平ひび割れによって共振周波数が低下したと推察される。

136 測点で得られた共振周波数の分布を図-23に示す。なお、撤去床版中央の2箇所については実験の不備のために応答加速度が小さく、共振周波数を

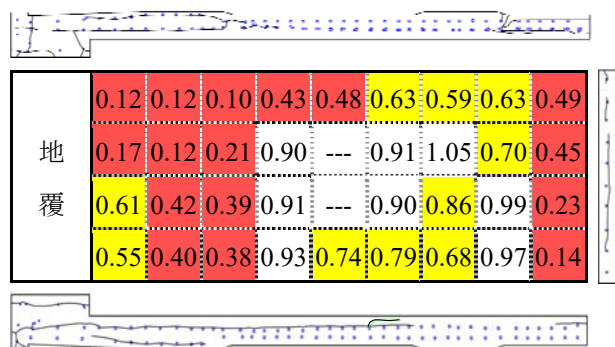


図-23 撤去床版の共振周波数比の分布

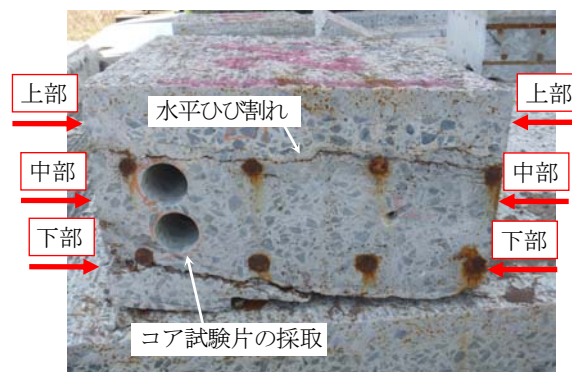


写真-4 コア試験片の採取孔と超音波試験の測定位置

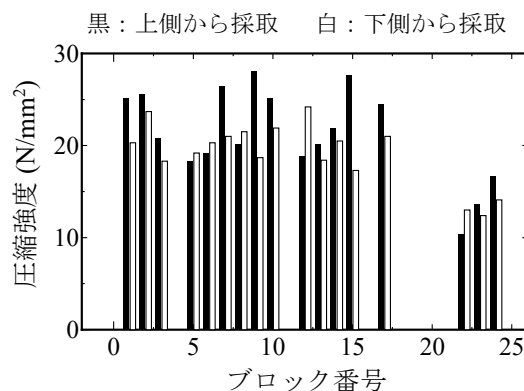


図-24 コア試験片の圧縮強度

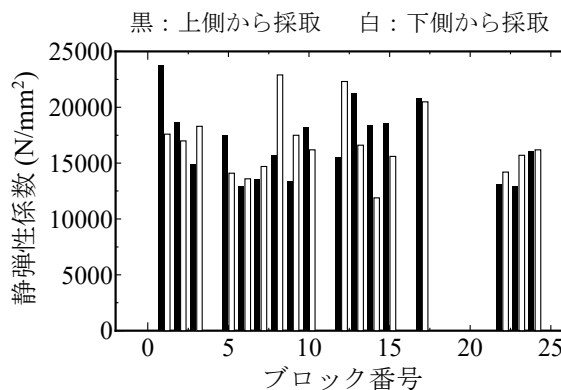
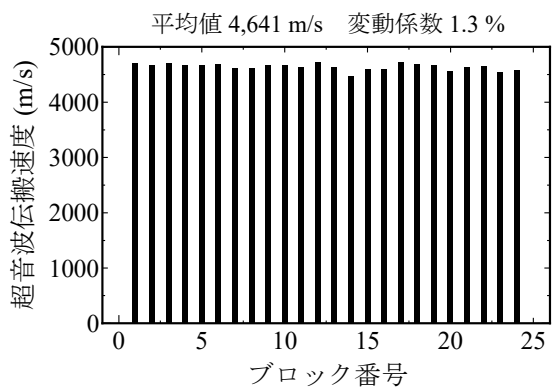
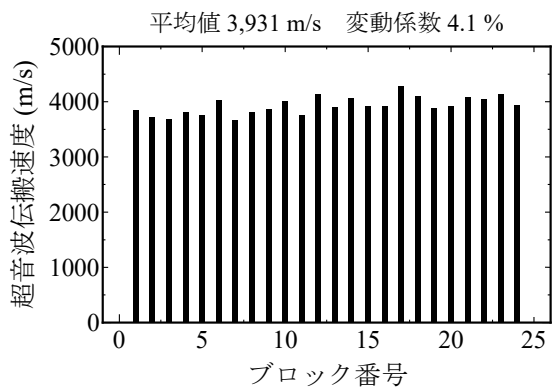


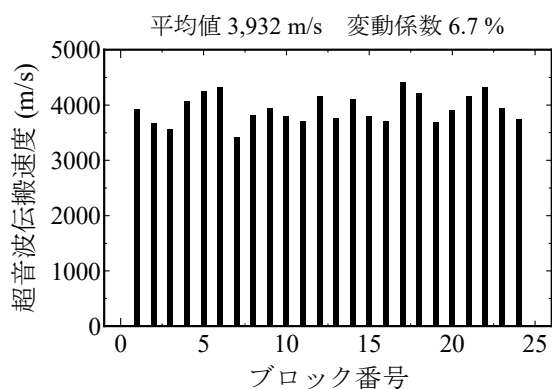
図-25 コア試験片の静弾性係数



(a) 上部(増厚部)



(b) 中部(上側鉄筋と下側鉄筋の間)



(c) 下部(下側鉄筋位置)

図-26 解体ブロックの超音波伝搬速度

定めることができなかった。図には、見掛けの音速  $c = 3,930$  (m/s) を仮定した式 (6) の算定値  $f_0$  を基準にして、各測点の共振周波数比  $f/f_0$  を示した。図-23 の分布図では、共振周波数比 0.5 以下を赤色、0.5 から 0.86 を黄色、0.86 以上を白色で区分した。ここでは、前記の現場試験 95% 区間 (0.86~1.18) を参考にして、便宜上、白色の区分を設定しており、後述の解体調査において内部損傷状態との対応を示す。なお、式 (6),(7) より、図-23 の共振周波数比  $f/f_0$  を 2 乗すれば、床版厚さ方向の等価な相対動弾性係数の分布を示すことができる。

## (2) 解体後の検討

### a) 実験概要

局所振動試験が終了した後に、図-21 の 36 測点を

通る断面によって床版を 500 mm × 500 mm のブロックに切断した。36 測点に囲まれる 24 個の解体ブロック (B1~B24) に対して、i) コア試験片による強度試験、ii) 超音波試験、iii) 切断面のひび割れ観察を行い、図-23 の共振周波数比との対応を検討した。

### b) 強度試験の結果

写真-4 に示すように、24 個の解体ブロックの断面から水平方向にコア試験片 (直径 50 mm, 長さ 100 mm) を採取した。コア試験片は上側鉄筋と下側鉄筋に囲まれる 2 箇所から鉄筋を避けて採取したが、幾つかの解体ブロックではコア試験片が粉碎しており、圧縮試験が実施できなかった。コア試験片の圧縮強度および静弾性係数をそれぞれ図-24 および図-25 に示す。B22~B24 では圧縮強度や静弾性係数が著しく低く、その他でも圧縮強度の平均値は  $20 \text{ N/mm}^2$ 、静弾性係数は  $16,000 \text{ N/mm}^2$  程度の低い値を示した。その原因は明らかではないが、損傷状態や強度試験結果のばらつきを勘案すると、採取したコア試験片にはひび割れなどの損傷要因が内在しており、図-24 や図-25 の試験結果に影響した可能性も考えられた。なお、いずれのコア試験片も上側鉄筋と下側鉄筋に囲まれるコアコンクリートから採取しており、床版上側と下側の物性値に大きな偏りはなかった。

### c) 超音波試験の結果

床版コンクリートの物性値を把握するため、写真-4 に示すように、水平ひび割れの影響を受けないように解体ブロックの上部 (増厚部)、中部 (上側鉄筋と下側鉄筋の間)、下部 (下側鉄筋位置) の 3 箇所において、24 kHz の発振子と受振子を水平方向に挟み込み、超音波伝搬速度を測定した。解体ブロックごとに水平 2 方向の超音波伝搬速度を測定した平均値を図-26 に示す。24 個の解体ブロックの上部、中部、下部の平均値はそれぞれ 4,641 m/s, 3,931 m/s, 3,932 m/s であった。上部は鋼繊維補強モルタルの物性値であり、超音波伝搬速度が高いと考えられる。既設床版の中部と下部については、一般的なコンクリートと同程度の超音波伝搬速度<sup>38),39)</sup>であった。

### d) 水平ひび割れと共振周波数の関係

図-23 の局所振動試験の結果では、共振周波数の低下が広範囲に及んでおり、撤去床版の著しい損傷状態が示唆された。床版の局所振動試験は加振方向に対して水平ひび割れが直交するため、床版内部の水平ひび割れの評価に有用と考えられる。図-14 の検討を踏まえて、解体ブロックの断面に観察された水平ひび割れの長さとの関係を整理する。

ここでは、図-27 に示すように、各測点を通る解体ブロックの断面に着目して、測点から  $\pm 250$  mm の範囲に含まれる  $x$  軸方向と  $y$  軸方向の水平ひび割れ長さ  $D_x$  と  $D_y$  をそれぞれ測定した。断面のひび割れは目視とクラックスケールによって測定した。目視によって確認できたものはひび割れ幅 0.3 mm 以上であり、幅 2~3 mm のひび割れもあった。幾つかの解体ブロックでは、上面増厚境界部、上側鉄筋位置、下側鉄筋位置に水平ひび割れが平行していたが、加振方向に投影したひび割れが重複するものは、1

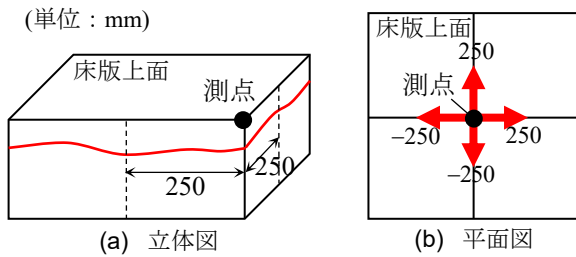


図-27 ひび割れ長さの測定

本のひび割れとして評価した。なお、図-21 に示す4つの隅角部については、ひび割れ性状を推定するために参照できる解体ブロックの断面が少ないため、以降のデータ整理から除外した。目視による解体ブロックの水平ひび割れの観察では、 $D_x$ と $D_y$ の片方が零の場合もあるため、空隙の大きさの評価では、 $D_x$ と $D_y$ の平均値を空隙長さ $D$ として共振周波数との関係を整理した。

解体調査によって得られた床版内部の空隙長さ $D$ と、図-23の共振周波数比 $f/f_0$ との関係を図-28に示す。ここで、共振周波数の基準値 $f_0$ は、図-26の超音波試験の結果より見掛けの音速 $c=3,930$  (m/s)を仮定し、各測点での床版厚さ $L$ を考慮した式(6)によって算定した。図-28のデータの分布にはばらつきがあり、空隙長さと共振周波数の相関係数は $R=-0.87$ となった。図より、共振周波数比0.86以上の測点周辺(図-23の白色)では、床版内部に水平ひび割れがほとんど含まれていなかった。また、共振周波数比0.5以下の測点周辺(図-23の赤色)では図-28のばらつきが大きく、実験データの多くが $D/\lambda > 0.5$ の範囲に分布することが示された。

図-28には、前記の模擬空隙を埋め込んだ供試体実験に基づく損傷評価式(10)も併せて示した。図-28の実験データに対して、評価式(10)では $D/\lambda > 0.5$ の実験データが上側(危険側)に分布する結果となった。目視によって確認できたひび割れは幅0.3 mm以上であったが、危険側に評価する理由として、解体ブロック内部でのひび割れ接触などが考えられた。一方、 $D/\lambda$ が0.5以下の実験データは多くが式(10)よりも下側(安全側)に分布しており、切断面には表れなかったひび割れが解体ブロック内部にも含まれている可能性がある。図-14と図-28を比較すると、撤去床版では不連続な内部ひび割れを対象とするために、空隙長さと共振周波数の関係には大きなばらつきが見られた。

以上より、道路橋から採取した撤去床版の局所振動試験および解体・調査・分析によって、共振周波数と損傷状態との関係を整理した。この撤去床版の検討は既設床版の損傷事例のひとつではあるが、損傷箇所の共振周波数が健全箇所の1割程度まで低下することが示唆された。本研究が用いた手法は、加振器の周波数を健全状態の共振周波数 $f_0$ よりも低く設定することによって内部損傷を評価するが、著しい劣化を呈する既設床版の点検・調査では、健全状

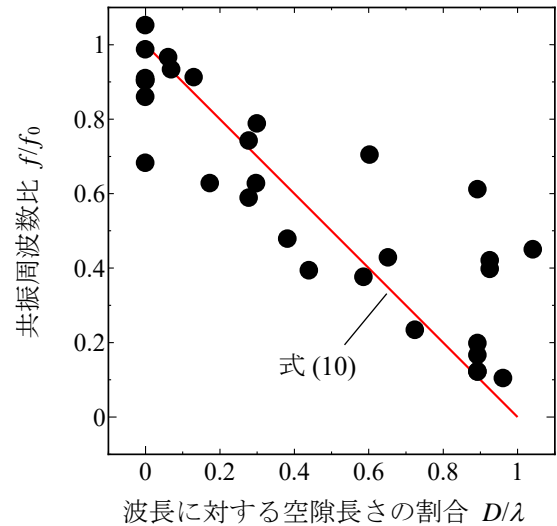


図-28 撤去床版の損傷評価



写真-5 道路橋 RC 床版の現場試験状況

態 $f_0$ の1割程度まで加振器の周波数範囲の下側を設定する必要性が示された。また、周波数範囲の上側については、前記の現場試験95%区間を参照して $1.18f_0$ 程度に設定することが妥当と考えている。

### 3.6 道路橋の現場試験

#### (1) 実験概要

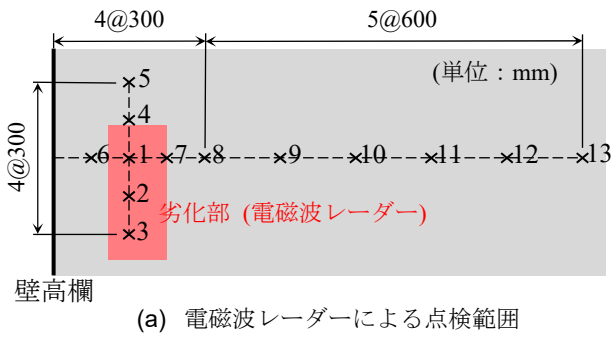
東日本高速道路(株)および(株)ネクスコ・エンジニアリング東北との共同研究の一環として、東北地方の高速道路の橋梁を対象にして、床版上面から局所振動試験による点検・調査を試行し、本手法の適用性を検討した。本橋は、2車線の鋼3径間連続非合成板桁+鋼6径間連続非合成板桁橋(4主桁)であり、1977年に竣工された。橋長320 m、有効幅員9.75 mである。測定状況を写真-5に示す。床版厚さは250 mm、舗装厚さは75 mmである。舗装の取り換え工事にあたって、事前に車載型の電磁波レーダーによる橋面調査を実施している。本実験では、i) 舗装開削前に電磁波レーダーによって劣化と判断された箇所、およびii) 舗装開削後にハンマーを用いた叩き調

表-9 振動試験結果

(a) 電磁波レーダーによる点検範囲

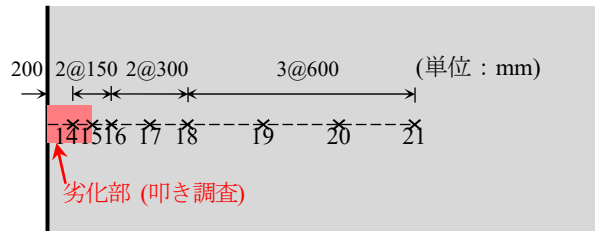
測点番号	共振周波数 (Hz)	共振周波数比
1 <sup>*</sup>	4644	0.79
2 <sup>*</sup>	3934	0.67
3 <sup>*</sup>	6091	1.03
4	6925	1.17
5	5608	0.95
6	6298	1.07
7	5798	0.98
8	5907	1.00
9	6206	1.05
10	5931	1.00
11	5878	0.99
12	5758	0.97
13	6091	1.03

※ 測点 1~3 は電磁波レーダーによる劣化箇所



壁高欄

(a) 電磁波レーダーによる点検範囲



壁高欄

(b) 叩き調査による点検範囲

図-29 道路橋床版の劣化箇所と測定位置

(b) 叩き調査による点検範囲

測点番号	共振周波数 (Hz)	共振周波数比
14 <sup>*</sup>	2073	0.35
15	5965	1.01
16	5599	0.95
17	5655	0.96
18	5699	0.96
19	5470	0.93
20	5699	0.96
21	5965	1.01

※ 測点 14 は叩き調査による劣化箇所

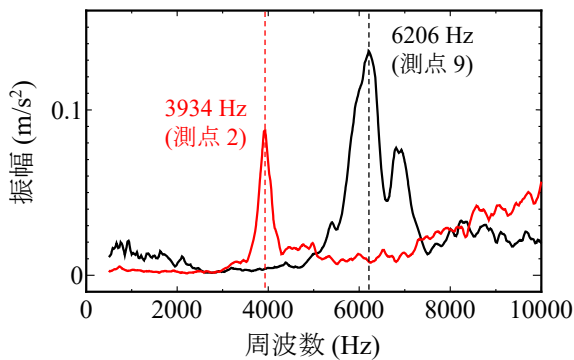


図-30 道路橋床版の共振曲線

査によって劣化と判断された箇所とその周辺に対して、床版上面から局所振動試験を行った。

測定位置を図-29(a),(b)に示す。路肩から走行車線に向かって劣化部を含む 21 箇所で行った局所振動試験を実施した。電磁波レーダーによる劣化部は測点 1, 2, 3 であり、叩き調査による劣化部は測点 14 である。なお、測点 14 は電磁波レーダーの劣化箇所ではなかった。この箇所は壁高欄の基部付近であるため、車載型の電磁波レーダーの射影範囲外であったと考えられる。

局所振動試験はアスファルト舗装の開削後に実施した。写真-5 に示すように、測定時は走行車線を交通規制し、追越車線は供用していた。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を  $1 \text{ m/s}^2$  に一定制御し、周波数を  $500 \sim 10,000 \text{ Hz}$  まで 18 秒間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付して、共振曲線を測定した。

## (2) 実験結果

共振曲線の一例を図-30 に示す。電磁波レーダーによる劣化部の測点 2 では、測点 9 よりも共振周波数が低く、床版内部が損傷している可能性が示唆された。既設構造物では健全時の共振周波数  $f_0$  を得ることは難しく、複数点の測定データから統計的に健全箇所を定めて、相対比較する方法<sup>40)</sup>が有効と考えられる。21 測点の測定結果を表-9 に示す。データ分析は、はじめに 21 個のデータの平均値を求め、平均値から 20% 以上離れたデータを破棄し、再度、残りのデータの平均によって共振周波数の基準値  $f_0$  ( $5,909 \text{ Hz}$ ) を求めた。電磁波レーダーあるいは叩き調査によって劣化と判断された測点 1, 2, 14 では共振周波数も低下した。なお、電磁波レーダーによる劣化箇所の測点 3 では共振周波数の低下は見られなかったが、本実験で得られたデータのみではその原因は明らかにできなかった。測点 3 を含めた他の 18 箇所の共振周波数は  $5,470 \sim 6,925 \text{ Hz}$  の範囲にあり、平均値と変動係数はそれぞれ  $5,909 \text{ Hz}$  と 6% であっ

た。これは6章で後述するコンクリート構造物の健全箇所(543箇所)を対象とした局所振動試験のばらつき(変動係数7%)と同程度であった。

表-9には5,909 Hzを基準値 $f_0$ とした共振周波数比も示した。表の結果として、電磁波レーダーによる劣化部(測点1, 2)は共振周波数比0.7~0.8程度であった。また、叩き調査による劣化部(測点14)では共振周波数比が0.35まで低下していた。

以上の検討より、道路橋床版の点検・調査への局所振動試験の適用可能性が示唆された。なお、本研究では本橋や6章で後述する実道路橋以外にも、床版下面から局所振動試験を実施しており、参考文献40)ではPC箱桁橋を対象として、上床版や下フランジの局所振動試験方法やデータ分析、既存の振動試験結果との比較、およびFEMによる剛性評価などを詳細に報告している。局所振動試験は、目視困難な床版内部の水平ひび割れ等の点検・調査に有用と考えており、目視や叩き調査、他の非破壊試験との組み合わせによって、道路橋RC床版をはじめとするコンクリート構造物の損傷状態を定量的に評価することが期待される。

### 3.7 疲労損傷に対する健全性評価検討のまとめ

RC床版の疲労損傷に対して、本手法による健全性評価の可能性を検討した。得られた知見を以下に列挙する。

1. 局所振動試験による共振周波数の低下に着目して、床版内部の水平ひび割れや空隙箇所を推定できることが示された。

2. 床版下面に炭素繊維シートや鋼板補強した場合でも、精度を低下させることなく、内部損傷を捉えられることが確認できた。
3. 本手法は、床版下面あるいは舗装上からでも床版内部の損傷評価が可能であった。
4. FEM(周波数応答解析)によって局所振動試験の結果が再現できた。さらに、床版などの重複反射が卓越する条件に対して、簡便な損傷評価式も導出した。これにより、共振周波数の実測値を指標として、床版内部の空隙長さや空隙面積を推定することができる。
5. 輪荷重走行試験では、床版の疲労限界状態の1オーダー手前の段階において共振周波数比が0.7程度まで低下した。本手法の現場試験における測定精度(95%信頼区間の下側)は0.86であり、この測定精度に対して疲労損傷による共振周波数の低下は十分に大きい。このことから、本手法は目視困難な床版内部の疲労損傷を早期発見でき、時間的余裕をもって対策に繋げることが期待される。
6. 床版に対して面的に局所振動試験を行うことにより、共振周波数比を指標とした剛性分布や損傷マップが作成できた。共振周波数比の分布図によって、疲労ひび割れの発生や進展状況を可視化できる。
7. 交通振動のある道路橋の現場試験でも、局所振動試験によって床版の共振周波数が測定できた。さらに叩き調査や電磁波レーダーによる損傷箇所では、共振周波数が低下することを確認した。

# 第4章 R C桁の塩害劣化に対する健全性評価

## 4.1 概説

本章では、道路橋や栈橋の主桁を想定して塩害劣化に対する本手法の適用性と、耐荷特性について検討する。はじめに基礎検討として、i) 模擬空隙を埋め込んだRCはり供試体の損傷評価を試みる。次に、ii) 炭素繊維シートや鋼板接着補強、あるいは断面補修した後に電食試験によって鉄筋腐食を生じさせたRCはり供試体の検討を行った。さらに、iii) 港湾栈橋から塩害劣化したSRC桁を採取し、本手法の適用性を検討した。

## 4.2 模擬空隙を埋め込んだはり供試体の基礎検討

### (1) 実験概要

本実験では、炭素繊維シート補強後に引張鉄筋の腐食ひび割れが生じたことを想定して、模擬空隙を埋め込んだ供試体実験を行う。空隙の大きさと局所振動試験による共振周波数の関係を検討した。さらに、引張鉄筋周辺の空隙がはりの耐荷力に及ぼす影響を明らかにするため、静的曲げ載荷試験を行った。

RCはり供試体の概略図と諸元を図-31と表-10に示す。4体の供試体の寸法や配筋は同一とし、模擬空隙の範囲が異なっている。鉄筋の鋼種はいずれもSD345を使用し、静的載荷試験において供試体が曲げ破壊するようにスターラップを十分に配置した。

S0供試体は空隙のない健全供試体である。模擬空隙は振動が伝達しないように、厚さ5mmのポリエチレンフォームをコンクリート打設時に埋め込んだ。模擬空隙の幅は断面幅と同じであり、断面幅方向にほぼ貫通している。コンクリートは早強セメントを使用し、打設後実験室内に7日間静置してから脱型した。脱型後は1週間静置してから、長さ2000mm×幅150mmの炭素繊維シートを供試体下面に接着した。コンクリートの呼び強度は24N/mm<sup>2</sup>、密度は2,370kg/m<sup>3</sup>、動弾性係数は33,700N/mm<sup>2</sup>である。炭素繊維シートは、繊維重量300g/m<sup>2</sup>、シート厚さ0.167mm、密度1.8g/cm<sup>3</sup>、引張強度3400N/mm<sup>2</sup>、ヤング係数245,000N/mm<sup>2</sup>であり、2層貼りした。

### (2) 局所振動試験の結果

炭素繊維シートを貼付した後に、はり供試体の上面および下面から局所振動試験を行った。上面およ

表-10 供試体寸法

	有効高さ (mm)	引張鉄筋	圧縮鉄筋	スターラップ (mm)	空隙長さ (mm)
S0	280	D16 ×3本	D10 ×2本	D13 @200	0
S350					350
S700					700
S1400					1400

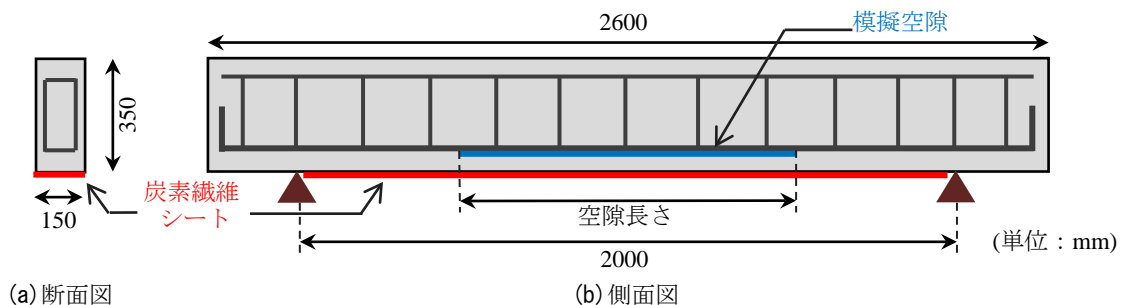


図-31 供試体概略図



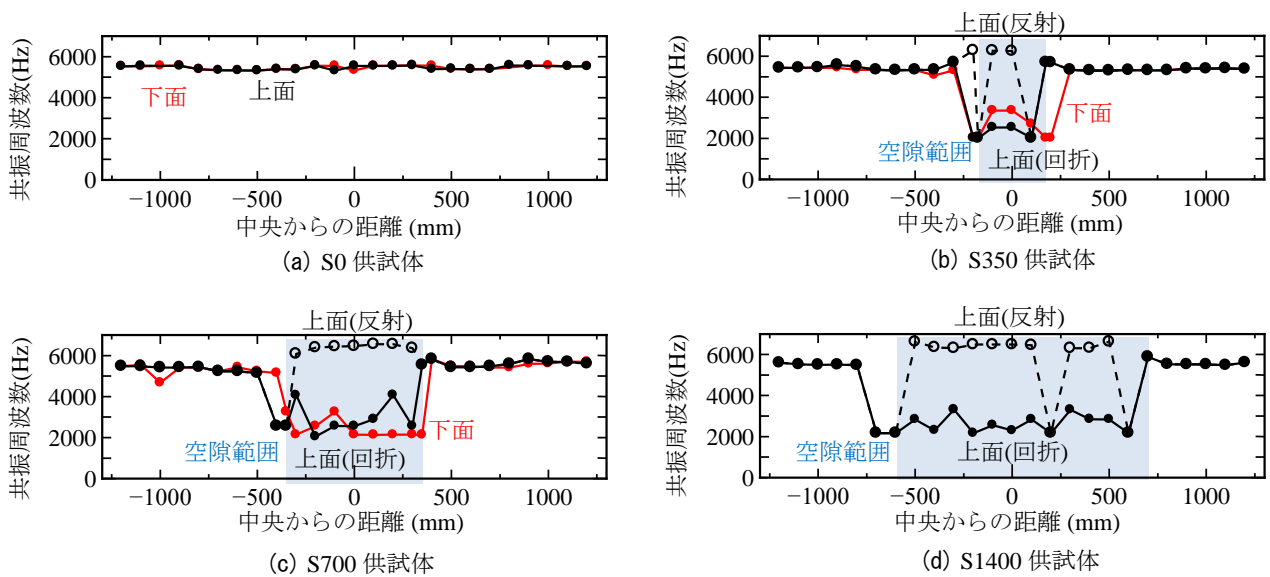


図-32 模擬空隙を埋め込んだRCはり供試体の共振周波数の分布

び下面ともに、供試体端部から 100 mm 間隔で測定した。加振方法は、ホワイトノイズによるランダム加振とした<sup>24), 35)</sup>。加振器の基本設定は、周波数帯域 500~7,000 Hz に渡って加速度パワースペクトル密度 (PSD) を  $1.5 \text{ (m/s}^2\text{)}^2/\text{Hz}$  に一定制御した。加速度時刻歴波形の振幅の実効値 (RMS) は  $97 \text{ m/s}^2$  である。加振点付近に加速度センサを貼付し、5~10 秒間程度の応答の平均化処理によって共振曲線を測定した。

各測定点で得られた共振周波数の分布を図-32 に示す。ただし、(d) の S1400 供試体の下面からの測定では多数のモードが現れたため、共振周波数を定めることができなかった。図-32 (a) の S0 供試体では、上面と下面からの測定値の平均がそれぞれ 5,464 Hz と 5,483 Hz であった。式 (6),(7) に基づく共振周波数の算定値は 5,387 Hz であり、結果として、実験値と算定値は良好に対応した。

図-32 (b)~(d) の実験結果では、空隙箇所において共振周波数が低下した。これは、3 章の RC 床版供試体と同様に、空隙周りを波が回折するためと考えられる。以上より、炭素繊維シートを介したはり供試体の下面あるいは上面からの局所振動試験でも、共振周波数を測定することができ、その低下に着目して、空隙範囲を同定できることが示された。

なお、上面測定では空隙箇所において健全箇所よりも高い共振周波数も得られた。これは空隙からの反射波を捉えたものと推察された。空隙までの距離を考慮した共振周波数の算定値は 6,547 Hz であり、図-32 に示した上面 (反射) の測定値と良く整合した。

### (3) 静的載荷試験の結果

局所振動試験後の供試体を鋼製支承の上に設置し、静的載荷試験を行った。この際、炭素繊維シートが供試体と支点の間に挟まらないことを確認した。載荷試験では、スパン中央に鉛直荷重を加えた。スパン中央の供試体下面に設置した変位計によって、鉛直変位を測定した。本実験では、炭素繊維シートの

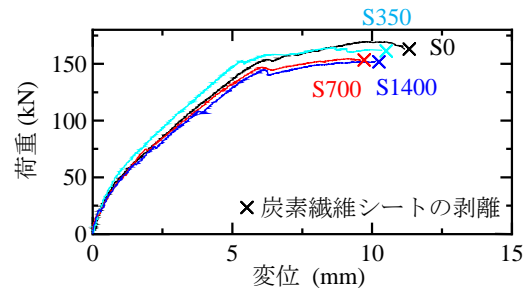


図-33 荷重-変位関係

剥離によって補強相当分の耐力を失うことを確認し、載荷を終了した。

各供試体の荷重-変位関係を図-33 に示す。全ての供試体では炭素繊維シートの剥離によって耐力を失った。なお、本実験の模擬空隙の条件では、いずれの供試体でも降伏荷重や荷重-変位関係に大きな差異はなかった。

## 4.3 鋼板および炭素繊維シート補強後に再劣化させたRCはり供試体の検討

### (1) 実験概要

#### a) 供試体諸元

本研究では、鋼板や炭素繊維シートによって RC はり供試体の下面を補強した。その後、再劣化を模擬して、コンクリート内部の引張鉄筋を電食試験によって腐食させる。そして、鉄筋腐食量と局所振動試験による共振周波数の関係を整理する。また、電食試験後にはり供試体の曲げ載荷試験を行い、再劣化が生じた補強部材の耐荷特性を検討する。

供試体諸元と概略図を表-11 と図-34 に示す。RC 供試体は前記の模擬空隙の供試体と同じの諸元である。RC0 供試体を基準として、引張鉄筋を半分に減少させた上で、概ね同程度の耐荷力となるように鋼

表-11 供試体諸元

供試体名		部材長さ (mm)	断面幅 (mm)	断面高さ (mm)	引張鉄筋比 (%)	目標腐食率 (%)
無補強 供試体	RC0	2600	150	350	1.42 (D16×3本)	0
	RC10					10(14.0)
	RC20					20(24.5)
鋼板 供試体	K0				鉄筋 0.77 (D13×2本, D10×1本) 鋼板(厚さ2.3mm) (鉄筋+鋼板=1.59)	0
	K10					10(3.7)
	K20					20(11.0)
繊維シート 供試体	S0				鉄筋 0.77 (D13×2本, D10×1本) 繊維シート 1枚	0
	S10					10(11.4)
	S20					20(23.1)

( ) 内は供試体解体後の実測値

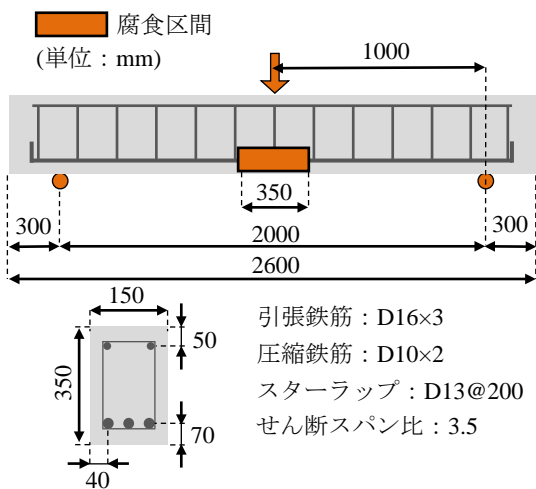


図-34 供試体の概略図 (RC シリーズ)

板あるいは炭素繊維シートを供試体下面に接着した。繊維シート供試体では、厚さ 0.39 mm、幅 150 mm、長さ 2,600 mm の炭素繊維シート 1 層を接着した。鋼板供試体は、施工性と資材入手の経緯から、厚さ 2.3 mm、幅 130 mm、長さ 2,060 mm の鋼板を供試体下面に接着した。鋼板補強では、アンカーなどの機械

的な定着は行っていない。材料試験の結果を表-12 に示す。

b) 電食試験

補強後の再劣化を模擬して、コンクリート内部の引張鉄筋を電食試験によって腐食させた。図-34 に示すように、供試体中央 350 mm を腐食区間とした。本研究では、鉄筋腐食量と耐荷性能との関係を整理するため、(腐食区間 350 mm における引張鉄筋の腐食欠損質量)/(同区間の引張補強材の元の質量)を腐食率と定義した。ここで引張補強材とは、引張鉄筋と鋼板あるいは繊維シートの総和を指し、基準である RC-0 供試体の引張鉄筋量に相当する。電食試験の目標腐食率は 10 % および 20 % とした。

電食試験では、引張側のかぶりコンクリートに金網(陰極)を埋め込み、引張鉄筋(陽極)に直流電流を継続的に流した。金網と引張鉄筋の間には 5 % の NaCl 溶液を浸透させるため、供試体側面から直径 10 mm の通水孔を複数設けている。腐食範囲(中央 350 mm の引張鉄筋)を除く周辺の鉄筋表面にはエポキシ樹脂を塗装した。

c) 局所振動試験

所定の積算電流量ごとに振動試験を行い、腐食率と共振周波数の関係を整理する。局所振動試験は、

表-12 材料特性

材料	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	動弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	密度 (kg/m <sup>3</sup> )
コンクリート	36.0	3.21	28900	32900	2320

材料	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )
D10 鉄筋	404	197000	524
D13 鉄筋	382	182000	556
D16 鉄筋	393	164000	582

材料	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
鋼板	305	453	37

材料	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
繊維シート	5410	234000	1.80



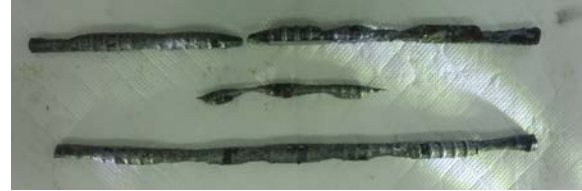
(a) RC 10 供試体



(b) RC 20 供試体



(c) S 10 供試体



(d) S 20 供試体



(e) K 10 供試体



(f) K 20 供試体

写真-6 腐食区間 (350 mm) の鉄筋腐食性状

腐食箇所である供試体中央の下面と上面から測定した。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を  $1 \text{ m/s}^2$  に一定制御し、周波数  $500 \sim 6,000 \text{ Hz}$  まで 18 秒間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、共振曲線を測定した。

#### d) 静的載荷試験

電食試験終了後に、静的曲げ載荷試験によって供試体の耐荷力を確認した。載荷条件を図-34 に示す。はりのスパンは  $2,000 \text{ mm}$  とし、鋼製ピンを介してスパン中央に鉛直荷重を加えた。変位計は、スパン中央に 2 箇所、両側の支点到それぞれ 1 箇所ずつ設置した。スパン中央の引張鉄筋に貼付したひずみゲージの値が表-12 の降伏ひずみに達したときを降伏変位  $\delta_y$  として、 $6\delta_y$  までの整数倍ごとに載荷・除荷を繰返した。

## (2) 電食試験の結果

いずれの供試体でも腐食率 3% までに錆び汁が見られ、無補強供試体では下面に軸方向ひび割れが見られた。載荷試験後に供試体を解体して腐食区間  $350 \text{ mm}$  の引張鉄筋を切り出した。除錆後の鉄筋の欠損状況と質量計測による腐食率の実測値を写真-6 と表-11 に示す。RC 20 と S 10 供試体の鉄筋破断は、破断面を観察する限りでは曲げ載荷試験時に生じたものと推察された。これに対して、S 20 や K 20 供試体の細径鉄筋 (D10) は、腐食区間  $350 \text{ mm}$  に対して長さが明らかに不足しているため、腐食による破断と考えられる。

表-11 を参照すると、無補強供試体と繊維シート



写真-7 K20 供試体の解体状況

供試体の腐食率は、概ね目標値に近い実測値が得られた。これに対して鋼板供試体では、結果として、腐食率の実測値が目標値の半分程度となった。鉄筋表面のエポキシ樹脂塗装に不備があり、写真-7 の K-20 供試体の解体状況 (はり下面から撮影したはつり状況) でもスターラップに著しい腐食欠損が確認された。引張鉄筋の腐食率の実測値と電食試験における積算電流量を勘案すると、鋼板供試体ではスターラップにも引張鉄筋と同程度の腐食が生じたものと推察される。

以降では、表-11 の腐食率の実測値に基づいて、実験データを整理する。

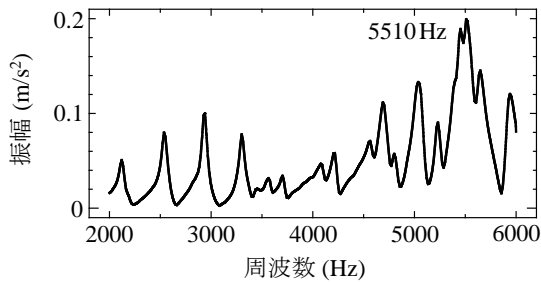


図-35 健全状態での共振曲線 (RC0 供試体)

### (3) 局所振動試験の結果

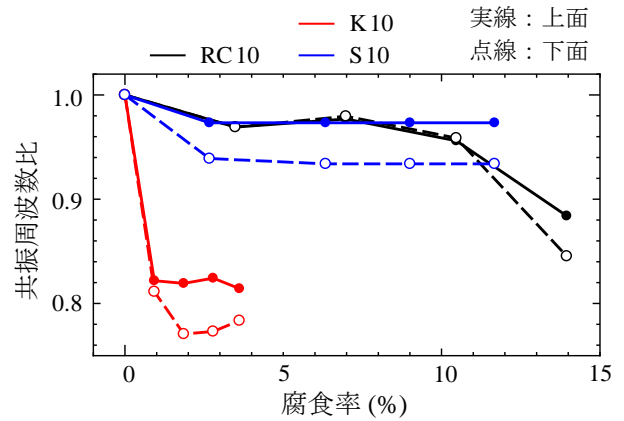
はり中央の上面および下面から局所振動試験を行った。健全状態での共振曲線の一例を図-35に示す。図中に示す5,510 Hzが共振周波数として測定できた。その他の供試体でも、補強材の種類に依らず、図-35と同様の共振曲線および共振周波数が測定された。式(6)、(7)による共振周波数の算定値は5,380 Hzであり、結果として、実測値(5,510 Hz)と良好に対応した。

6体の供試体の電食試験において、所要の積算電流量ごとに局所振動試験を行った。腐食率と共振周波数の関係を図-36に示す。図の縦軸は、健全状態を基準とした共振周波数比を表示した。鉄筋の腐食性状が同様であった無補強供試体と繊維シート供試体では、それぞれ12%と20%以上の腐食率に対して共振周波数が低下した。局所振動試験では、コンクリートに腐食ひび割れが生じることによって共振周波数が低下する。その観点から、繊維シート供試体では炭素繊維シートによってコンクリートの腐食ひび割れの発生と進展が抑制され、無補強供試体よりも共振周波数の低下が遅れたものと推察される。

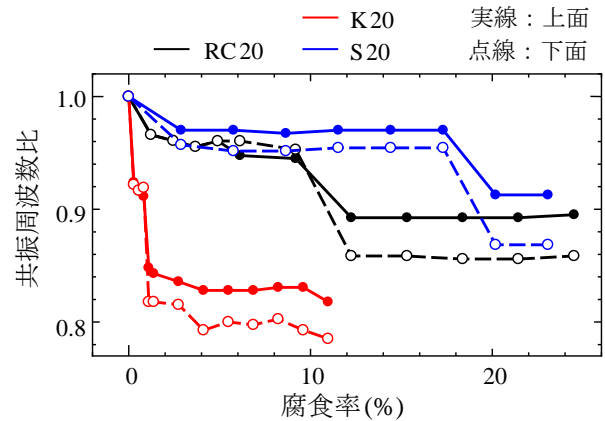
これに対して、鋼板供試体では、腐食率1~2%程度の段階で共振周波数の低下が見られた。鋼板供試体は、前記のようにスターラップにも著しい腐食欠損が生じていることや、鋼板とコンクリートの接着面に腐食ひび割れが影響を及ぼしたことにより、共振周波数が早期に低下したと推察される。

以上より、鋼板や繊維シートが剥離していない限りでは、補強材の上から加振してもコンクリート内部まで振動が伝わり、共振周波数の低下によってコンクリート内部の鉄筋腐食を検知できる可能性が示唆された。また、図-39に示すように、はりの下面と上面のいずれからでも同様の結果が得られることが確認できた。桁下に近接が難しい場合や、補強材が広範囲に剥離している場合でも、部材上面から点検することによって引張鉄筋位置の腐食ひび割れを発見できる可能性が示された。

なお、本実験は、はりの断面高さ方向に局所振動試験を行ったが、波長と分解能の関係を勘案すると、断面幅方向の局所振動試験の方が早期に腐食ひび割れによって共振周波数が低下すると考えられた。この追加検討については後述する。



(a) RC10, S10, K10 供試体



(b) RC20, S20, K20 供試体

図-36 鉄筋腐食に伴う共振周波数の変化

### (4) 静的載荷試験の結果

上原子ら<sup>41)</sup>は、鋼板接着補強の剥離箇所をパラメータとして、耐荷力への影響と損傷の局所化についてFEMによって検討している。この他にも、補強材の剥離と構造的な性能に関する研究例は多く見られるが、鋼板や繊維シートによって補強されたRC部材の再劣化を想定した構造的な性能の検討例は少ない。そこで、6体の電食試験後に曲げ載荷試験を行い、再劣化が生じた補強供試体の耐荷力を検討した。

載荷試験によって得られた荷重-変位関係を図-37に示す。図-37(a)より、無補強供試体では腐食率の増加に伴って降伏荷重の低下が見られたが、最大荷重は健全状態と比較して大きな低下はなかった。なお、腐食率の大きいRC20供試体では、6δ<sub>s</sub>載荷中に引張鉄筋が破断し、荷重の低下が確認された。

これに対して、図-7(b)、(c)に示す鋼板および繊維シート供試体では、鉄筋を腐食させない場合でも供試体下面の引張りひずみが大きくなると、繊維シートや鋼板が剥離し、剛性や荷重が低下した。なお、鋼板供試体は2,000 mmのスパンに対して鋼板接着が2,060 mmであり、スパン中央において鋼板が剥離したと同時に支点部まで剥離範囲が広がり、脆性的に耐力を失った。一方、繊維シート供試体は接着範囲が2,600 mmであるため、両側支点部において拘束を受けており、載荷試験終了まで支点外側の繊維シ

ートが剥離することはなかった。図-37(c)に示す繊維シート供試体の荷重-変位関係では、荷重に伴ってスパン中央から剥落範囲が徐々に拡大し、剛性が低下した。補強部材の耐荷力の検討では、補強材の弾塑性特性、接着剤の強度特性、支点における拘束条件などを考慮する必要がある。

図-37(b),(c)より、炭素繊維シートと鋼板接着による補強供試体はいずれも腐食率の増加に伴って耐荷力が大きく低下した。無補強供試体では、引張鉄筋の腐食によって供試体下面に腐食ひび割れが生じていたことから、これらの補強供試体でも供試体下面に腐食ひび割れが発生し、補強材とコンクリートの付着強度が低下したものと推察される。図-37(b),(c)の荷重-変位関係では、鋼板や繊維シートによって補強された RC 部材が再劣化した場合には、単に鉄筋の断面欠損のみを考慮して算定される値よりも耐荷力や変形性能が大きく低下することが示唆された。構造性能の観点からも、鋼板や繊維シートによって補強された RC 部材の再劣化は、早期発見と早期対策が重要である。

#### 4.4 断面補修後に再劣化させた RC はり供試体の検討

##### (1) 実験概要

##### a) 供試体諸元と電食試験

前記の検討では、炭素繊維シートや鋼板によって補強した後に、電食によって供試体を再劣化させた。ここでは、断面補修後に電食によって供試体を再劣化させて、局所振動試験と静的荷重試験を行う。

本実験では、前記の検討と同じ諸元の RC はり供試体を作製し、はじめに電食試験によってコンクリート内部の鉄筋腐食を促進させた。その後、腐食箇所の断面を補修して、再度、鉄筋の腐食促進を続けた。このように再劣化を模擬した供試体の荷重試験によって耐荷力特性を調査するとともに、小型加振器を用いた局所振動試験を行い、再劣化に対する非破壊検査法の可能性を検討した。

供試体の概略図を図-38 に示す。供試体に用いたコンクリートは圧縮強度  $33.9 \text{ N/mm}^2$ 、動弾性係数  $29,100 \text{ N/mm}^2$ 、密度  $2,220 \text{ kg/m}^3$  であり、鉄筋は SD345 を用いた。また、断面補修のモルタルは圧縮強度  $34.9 \text{ N/mm}^2$  である。本研究では、電食試験によりコンクリート内部の引張鉄筋を腐食させた。電食試験は、引張鉄筋のかぶり部分に金網を陰極として埋め込み、直流電流を継続的に流す方法で行った。なお、腐食区間はスパン中央の  $350 \text{ mm}$  区間とし、陰極と引張鉄筋の間には  $5\% \text{ NaCl}$  溶液を浸透させるために直径  $10 \text{ mm}$  の孔を設けた。腐食範囲の引張鉄筋を除く周辺の鉄筋表面にはエポキシ樹脂を塗装した。

はりの耐荷力を比較するため、目標腐食率(鉄筋の平均質量減少率)を  $10\%$  および  $20\%$  に設定した。健全および目標腐食率  $10\%$  と  $20\%$  の供試体をそれぞれ RC0, RC10, RC20 とする。また、補修供試体 RC10+10 は腐食率  $10\%$  まで腐食させた後に、鉄筋

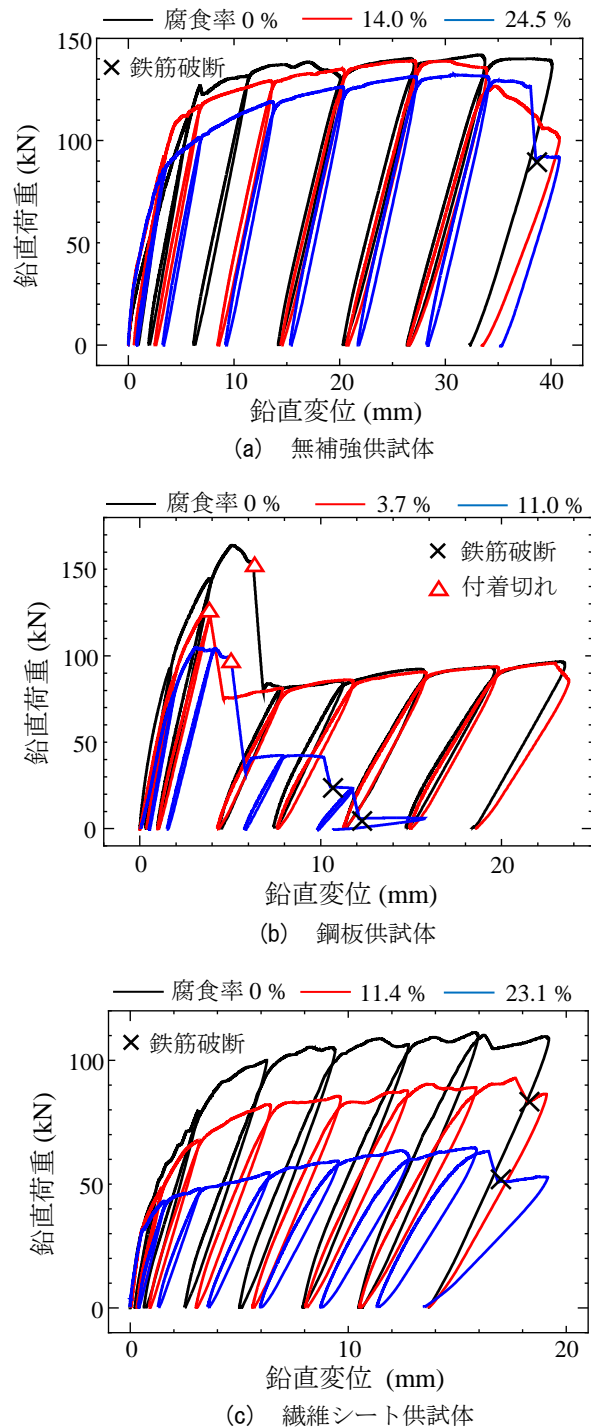


図-37 電食後の RC はり供試体の荷重-変位関係

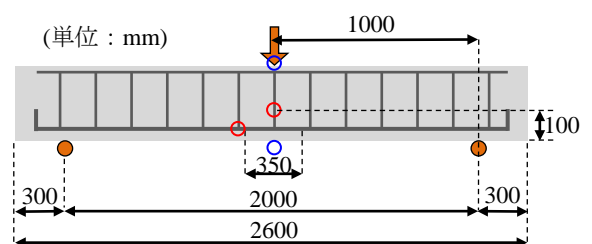
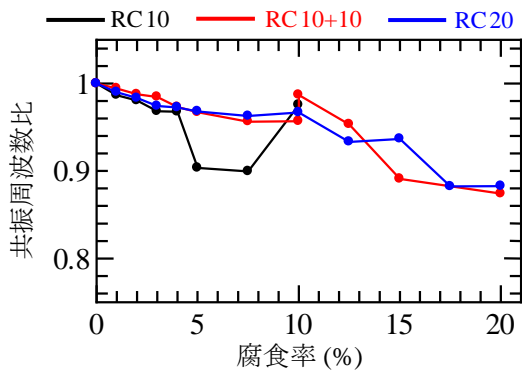
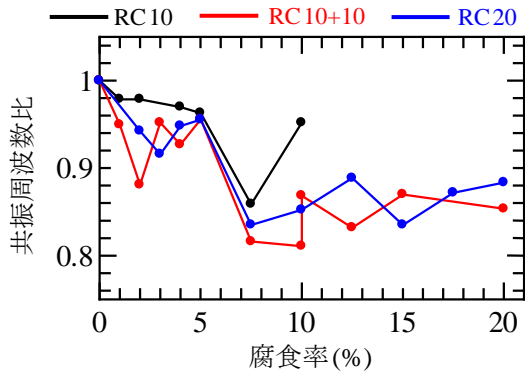


図-38 補修供試体の概略図



(a) 上面からの測定



(b) 側面からの測定

図-39 鉄筋腐食率と共振周波数の関係

をはつり出して除錆し、補修用無収縮モルタルで断面補修を行った。その後、再度、電食によって腐食率 20% まで引張鉄筋を腐食させた。

#### b) 局所振動試験

目標腐食率までの一定腐食率ごとに、図-38 の図中に示した供試体中央の上面および側面の 2 か所から局所振動試験を行った。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を  $1 \text{ m/s}^2$  に一定制御し、周波数を 500~6,000 Hz まで 18 秒間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、共振曲線を測定した。

#### c) 静的載荷試験

電食試験終了後に、静的載荷試験 (3 点曲げ載荷試験) によって供試体の耐荷力を確認した。はりのスパンは 2,000 mm とし、スパン中央に鉛直荷重を加えた。変位計は、スパン中央の 2 箇所に設置し測定を行った。荷重は実験時の降伏変位  $\delta_y$  を基準として  $6\delta_y$  まで行った。

### (2) 実験結果

#### a) 局所振動試験

鉄筋腐食率と共振周波数の関係を図-39 に示す。図の縦軸は、健全状態を基準とした共振周波数比を示した。図-39 (a) より、やはり上面からの測定した結果は、前記の検討 (図-36) と同様に、腐食率が 10~20% になると共振周波数比が 0.85~0.9 程度まで低下した。補修後に再劣化させた RC10+10 供試体では、補修によって共振周波数の回復 (上昇) が見られた

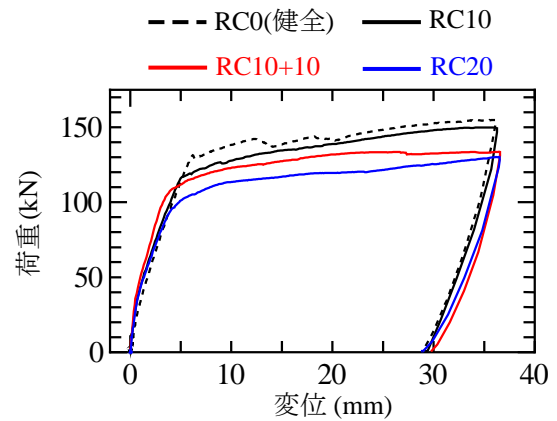
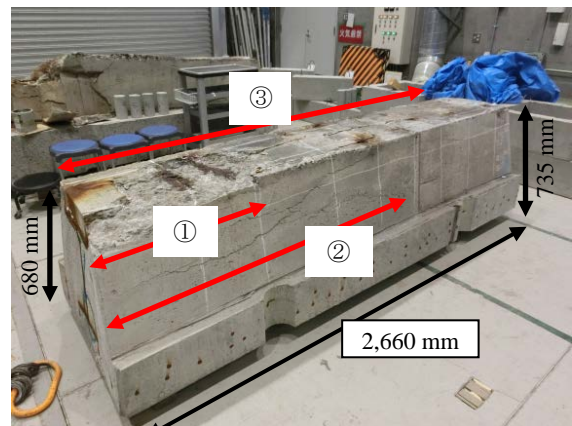


図-40 荷重-変位関係

①下面剥落、②ウェブひび割れ、③下面ひび割れ



※撤去桁は上下反転して静置した

写真-8 塩害劣化した撤去 SRC 桁の外観

が、その後の再劣化の挙動については RC20 供試体と差異はなかった。RC10+10 供試体では、鉄筋腐食率 10% で腐食区間のコンクリートを除去して鉄筋をはつり出し、鉄筋除錆後に無収縮モルタルで断面収縮をした。図-39 (a) の共振周波数は、断面補修が適切に行われたことを示すデータであり、その後の再劣化の挙動も継続観察できることが示唆された。

また、本実験では側面から断面幅方向に加振する局所振動試験も行った。側面からの測定結果を図-39 (b) に示す。腐食率 20% の共振周波数比は 0.85 程度であり、上面と側面測定は同程度の値を示した。一方、上面測定と比較して、側面測定では腐食率 5~10% の段階で共振周波数が 0.85 程度まで低下する可能性も見出せた。本実験供試体は、断面高さ 350 mm に対して断面幅は 150 mm である。波長と分解能の関係や式 (10) を参照すると、波長が短い側面測定の方が腐食ひび割れによる共振周波数の低下が顕著に表れ、劣化を早期に捉えられる可能性が示唆された。しかし、図-39 (a), (b) は経過観察によって共振周波数の低下傾向を見出すことはできるが、各点の実測値についてはばらつきが大きい。測定の信頼度を向上させるためには、同一箇所でも複数回の測定を実施し、統計処理を行うなどの工夫が必要である。

#### b) 静的載荷試験



(a) 上面測定



(b) 下面測定

写真-9 撤去桁の局所振動試験の状況

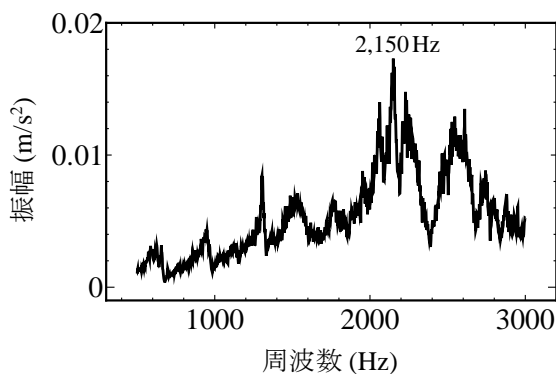


図-41 撤去桁の共振曲線 (上面測定)

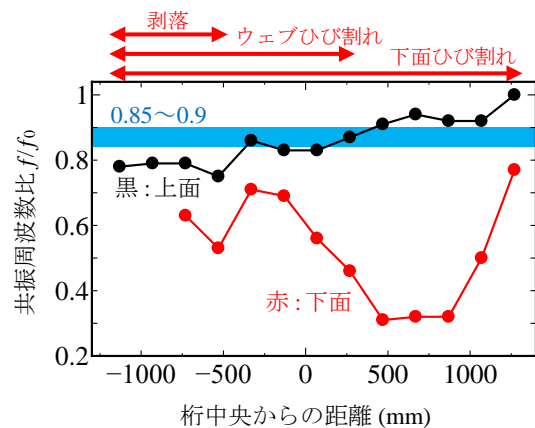


図-42 撤去桁の共振周波数の分布

載荷試験によって得られた荷重-変位関係を図-40に示す。腐食率10%のRC10供試体では健全状態のRC0供試体と同程度の耐荷性状を示したが、腐食率20%のRC20供試体では耐荷力が相応に低下した。また、RC10+10供試体は鉄筋の断面欠損がRC20供試体と同程度であるため、RC20供試体とほぼ同様の耐荷特性を示した。

#### 4.5 塩害を受けた棧橋撤去桁の検討

##### (1) 実験概要

上記の検討では、RCはり供試体による基礎実験を報告した。ここでは、港湾棧橋の上部工から採取したSRC桁を対象とする。本棧橋は1970年に竣工されており、供用47年を経て再構築された。撤去桁の外観を写真-8に示す。撤去桁はH鋼を埋め込んだ充腹型SRC構造であり、長さは2,660mm、断面高さは680mm~735mmまで連続的に変化している。写真-8に示すように桁の外観には、①下面の剥落、②ウェブの軸方向ひび割れ、③下面の軸方向ひび割れが目視によって確認され、著しい塩害劣化を受けていた。

局所振動試験は、写真-9に示すように、撤去桁を横置きして上面および下面から、長さ方向に200mm

間隔で行った。加振方法は、ホワイトノイズによるランダム加振とした。加振器の基本設定は、周波数帯域500~4,000Hzに渡って加速度パワースペクトル密度(PSD)を $2(m/s^2)^2/Hz$ に一定制御した。加速度時刻歴波形の振幅の実効値(RMS)は $82m/s^2$ であった。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、5~10秒間程度の応答を平均化処理して共振曲線を測定した。

##### (2) 実験結果

上面測定による共振曲線の一例を図-41に示す。図中の2,150Hzが共振周波数として測定できた。6章において後述するT桁の共振周波数の測定では、1次元棒の縦振動による算定式(6),(7)では、共振周波数を過大に評価する。T桁などの部材形状については、3章に示した3次元FEMによる周波数応答解析などを原則とするが、ここでは簡易に、式(6)の見掛けの音速 $c$ を3,500m/sに低減して、共振周波数の算定値を求めた。断面高さ $L=711(mm)$ に対して、共振周波数の算定値 $f_0=2L/c$ より、2,461Hzが求めた。結果として、この算定値と図-41の実測値(2,150Hz)は良好に対応した。

上面および下面測定による共振周波数の分布を図-42に示す。図の縦軸は、共振周波数の算定値 $f_0$ を

基準にした共振周波数比である。見掛けの音速  $c = 3,500$  (m/s) を仮定した上で、各測点の断面高さ  $L$  を考慮して、 $f_0 = c/2L$  によって共振周波数を算定した。図より、上面測定では、剥落が生じている左側の範囲では  $f/f_0$  が 0.8 程度を示した。また、ウェブに軸方向ひび割れが生じた区間では  $f/f_0$  が 0.85~0.9 程度、下面に軸方向ひび割れが生じた区間では  $f/f_0$  が 0.9 をやや上回った。前記の供試体実験(鉄筋腐食率 10~20%)での外観変状は、はり下面に腐食ひび割れが生じていたが剥落はしていない。この供試体の共振周波数比  $f/f_0$  も 0.85~0.9 程度であり、撤去 SRC 桁の実験結果との整合性が示された。

なお、本手法による現場試験の測定精度(共振周波数比の 95% 信頼区間の下側)は 0.86 である。すなわち、本手法では下面の軸方向ひび割れが発生する段階を捉えることは難しく、予防保全としての活用は期待できない。一方、かぶりが剥落する程度の損傷レベルに対しては、桁下面が鋼板や炭素繊維シートによって補強されて目視できない場合や、港湾栈橋などの桁下への近接が容易でない事例に対して、本手法は有用と考えられる。

なお、図-42 に示した下面測定の結果は、いずれの測点でも共振周波数比が 0.3~0.8 程度まで顕著に低下した。本撤去桁の下面は軸方向ひび割れが全長に渡って生じており、浮きも散見された。著しい外観変状を呈する桁下面から測定した場合には、共振周

波数の低下が大きい結果となった。

#### 4.6 塩害劣化に対する健全性評価検討のまとめ

RC 桁の塩害劣化に対して、本手法による健全性評価の可能性を検討した。得られた知見を以下に列挙する。

1. 炭素繊維シートや鋼板によって補強した RC はり供試体でも、はり下面と上面のいずれからでも引張鉄筋周辺の腐食ひび割れを捉えられることが示唆された。
2. 本手法による現場試験の測定精度(共振周波数比の 95% 信頼区間の下側)は 0.86 である。すなわち、本手法では下面の軸方向ひび割れが発生する段階を捉えることは難しく、予防保全としての活用は期待できない。一方、かぶりが剥落する程度の損傷レベルに対しては、桁下面が鋼板や炭素繊維シートによって補強されて目視できない場合や、港湾栈橋などの桁下への近接が容易でない事例に対して、本手法は有用である。
3. 断面補修によって共振周波数比が回復し、その後の経過観察も継続して評価できることが示された。本手法は、補修施工の品質評価試験としても有用と考えられる。



## 第5章 RC桁の凍害劣化に対する健全性評価

### 5.1 概説

小型加振器を用いた強制加振試験は、コンクリートの耐久性評価に用いられる共鳴振動試験 (JIS A 1127)<sup>21)</sup> と原理が同じであり、本研究はこれを構造物の点検と健全性評価に応用している。このことから、本手法を凍害劣化の評価に用いることができ、既往の凍結融解試験データも参照できる。しかし、材料分野の研究と比較すると、凍害を受けた RC 構造物の耐荷特性や安全性評価の研究例は少ない。

構造物の性能照査型設計では、供用期間にわたる様々な設計外力に対して、構造物の使用性、安全性、復旧性などを照査している<sup>42)</sup>。しかし、経年劣化した既設構造物に対しては、非破壊試験を行った場合でも、劣化の有無あるいは劣化程度の把握に留まり、測定データに基づいて構造性能を再評価することや、設計外力に対して各種性能を再照査することは少ない。性能照査型設計の観点では、既設構造物であっても劣化状態を適切に把握して構造性能を評価し、各種性能の照査結果に基づいて対策を講じることが望ましい。そのためには、非破壊試験と構造性能評価のそれぞれの高度化と、これらを組み合わせた評価手法の体系化が必要である。

コンクリート構造物では、凍害、塩害、疲労、ASR などの様々な劣化要因が挙げられる。東北地方をはじめとする積雪寒冷地では、依然として著しい凍害劣化が散見されており、橋梁の桁受部などの構造上重要な箇所でも著しい外観変状が見られる場合がある。コンクリートの凍害に関する研究は、配合と耐久性の関係などが多く検討されてきた。また、超音波試験による凍害深さの調査方法<sup>43)-45)</sup> や、凍害を受けた RC 部材の耐荷メカニズムおよび耐力算定手法に関する実験や解析も幾つか報告されている<sup>46)-50)</sup>。本研究でもこれまでに凍結融解を受けた RC はりのせん断特性を検討しており、凍結融解によるコンクリートの引張強度の低下を考慮した RC はりのせん

断耐力算定式を提示した<sup>51)</sup>。しかし、参考文献 51) では、供試体全体を水槽に浸漬した水中凍結水中融解試験の実験データに対してせん断耐力算定式の妥当性を検討しており、劣化部と健全部が混在する RC 部材に対する検討が必要であった。また、このような耐力算定式を用いた RC 構造物の試算例はなく、凍害による劣化程度と安全性の関係について十分な知見が得られていない。

そこで本章では、凍結融解を部分的に作用させた RC はり供試体を新たに追加し、凍害劣化に対する本手法 (加振器を用いた強制加振試験) の適用性を確認するとともに、構造性能評価の検討として、参考文献 51) のせん断耐力算定式の妥当性や算定精度を検討する。さらに、本手法による点検データ (共振周波数) を用いた構造物の安全性評価法として、非破壊試験や耐荷力算定式に係るばらつきを考慮した信頼性評価フローを構築する。そして、曲げせん断耐力比やせん断スパン比を変化させた 3 ケースの試算例を示して、劣化程度と破壊確率 (限界状態超過確率) の関係を考察する。

なお、本章は先行検討 51) の継続に位置付けられるものであり、凍害劣化を例として、経年劣化した RC 構造物の i) 非破壊試験、ii) 構造性能評価および iii) 安全性評価 (破壊確率の算定) の体系化を目指している。さらに、iv) 凍害劣化した道路橋 RC 桁の現場試験と本手法の適用性検討について報告する。

### 5.2 実験概要

#### (1) 凍結融解試験

実験パラメータと供試体概略図をそれぞれ表-13 と図-43 に示す。表-13 の劣化範囲については後述する。供試体寸法は、長さ 700 mm、断面高さ 220 mm、断面幅 130 mm である。軸方向鉄筋には D19 鉄筋を 2 本配置して、S シリーズでは腹鉄筋に D6 鉄筋を 80

表-13 実験パラメータ

(a) N シリーズ (腹鉄筋なし)				(b) S シリーズ (腹鉄筋あり)					
供試体名	腹鉄筋の有無	劣化範囲	載荷時の相対動弾性係数 (%)	供試体名	腹鉄筋の有無	劣化範囲	載荷時の相対動弾性係数 (%)		
Na(100)-1	なし	なし	100 (健全時に載荷)	Sa(100)	あり	なし	100 (健全時に載荷)		
Na(100)-2				Sa(85)				86	
Na(85)		全体	62	Sa(65)		70			
Na(65)			45	Sa(45)		62			
Na(45)			圧縮側	96		Sc(95)	85		
Nc(95)		82		Sc(85)		83			
Nc(85)		72		Sc(75)		77			
Nc(75)		引張側	94	St(95)		96			
Nt(95)			89	St(85)		90			
Nt(85)			83	St(75)		75			
Nt(75)									

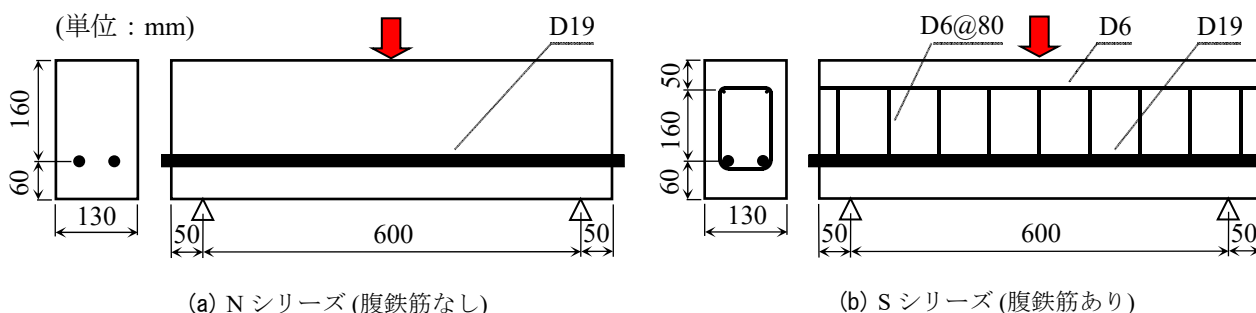


図-43 RCはり供試体の概略図

表-14 コンクリートの示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
25	8.0	53.0	2.0	43.0	177	334	785	1078	0

mm 間隔で配置した。これらの諸元は参考文献 51) の供試体と同一であり、腹鉄筋の有無に依らずせん断破壊が先行することを確認している。

実験パラメータは、腹鉄筋の有無、凍結融解を受ける範囲、および劣化程度 (相対動弾性係数) とした。供試体に用いたコンクリートの示方配合を表-14 に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、凍結融解による劣化を促進させるために AE 剤は用いていない。参考文献 51) の実験条件と同様に、打設 5 日後に型枠を脱型し、実験室内で 28 日間以上気中に静置した。凍結融解試験を開始する 3 日前から水を満たした容器内に供試体を静置して水を浸透させた。凍結融解試験は、図-44 に示すように、水を満たしたゴム容器内に供試体を配置し、不凍液によって容器内の水を凍結融解させた。このとき、図

-44 の上段と中段の供試体中央の間に温度センサ (熱電対) を配置し、温度が  $-18^{\circ}\text{C} \sim +5^{\circ}\text{C}$  になるように不凍液の温度を制御した。本実験の凍結融解サイクルは 1 日に 2 回程度であった。

本実験は特定の構造諸元や部位・部材、環境条件などを模擬したものではなく、材料劣化が生じた RC 部材のせん断耐力算定式を検討するための要素実験として位置付けている。なお、寒冷地におけるコンクリート構造物の劣化事例として、融雪剤散布下の道路橋 RC 床版が上面から材料劣化する<sup>52),54)</sup>ことや、構造物下面から凍害によってひび割れや剥落が生じる<sup>54),55)</sup>などの報告がある。これらを踏まえて、凍結融解を与える範囲は、図-45 に示すようにはり供試体の全体と、図-43 の載荷時において圧縮側および引張側となる側を劣化させた 3 ケースとした。全体

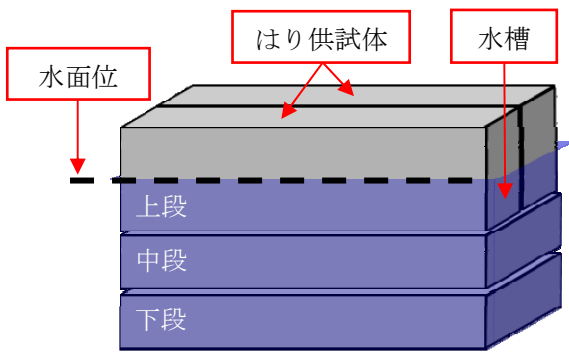


図-44 凍結融解試験の概略図

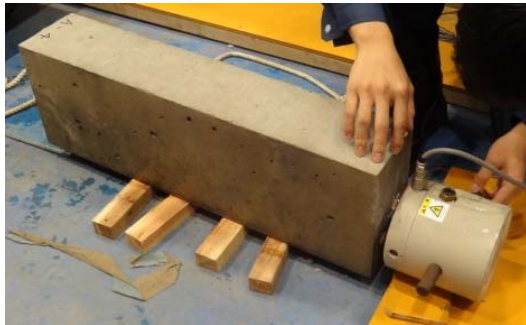


写真-10 強制加振試験の状況

劣化供試体 (Na, Sa) の凍結融解試験では、図-44 の下段あるいは中段に供試体を横置きした。圧縮側 (Nc, Sc) および引張側劣化供試体 (Nt, St) は図-44 の上段に供試体を縦置きし、水に浸漬する高さを 120~130 mm の範囲に調整した。

凍結融解試験では 20 サイクルごとを基本にして供試体の質量と共振周波数を測定した。写真-10 に示すように加振器を用いて RC はり供試体の縦振動を励起した。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を  $1\text{m/s}^2$  に一定制御し、周波数を 1,500~4,000 Hz まで 18 秒間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、共振曲線と共振周波数を測定した。なお、コンクリートの凍害に関する研究や示方書<sup>42)</sup>などは、一般に、相対動弾性係数を劣化指標として整理されている。本研究では、健全状態を基準とした共振周波数比  $f/f_0$  を劣化指標として実験データを整理してきたが、既往の凍結融解試験データの参照や比較を容易にするため、以降の凍結融解試験のデータ整理では相対動弾性係数を劣化指標とした。なお、相対動弾性係数は共振周波数比の 2 乗に等しいため、共振周波数としての読み替えも容易である。

全体劣化供試体では、荷重試験時の相対動弾性係数の目標値を 85, 65, 45% とした。また、圧縮側および引張側劣化供試体では、供試体全体の等価な相対動弾性係数が 95, 85, 75% になるように劣化の目標値を設定した。しかし、腹鉄筋を配置した S シリーズ供試体では、時間の制約により、100 サイクルを上限にして相対動弾性係数が目標値に達する前でも凍結融解試験を終了した。

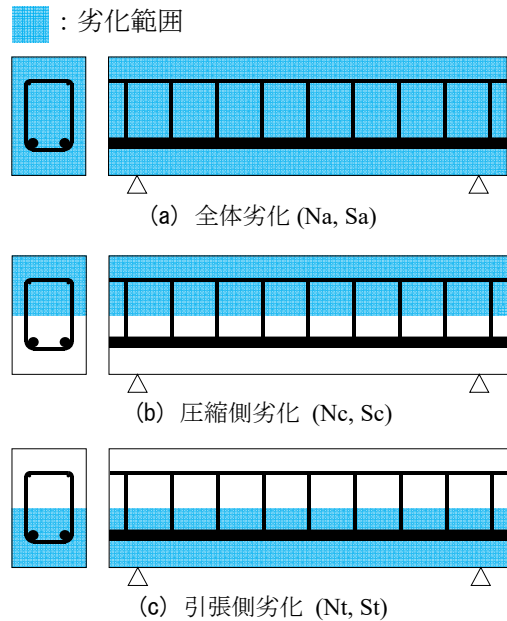


図-45 供試体の劣化範囲

表-15 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	動弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	密度 (kg/m <sup>3</sup> )
47.3	2.59	29100	33200	2320

表-16 鉄筋の引張試験結果

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
D6	365	540	175000
D19	421	566	167000

## (2) 荷重試験

コンクリートと鉄筋の材料試験結果をそれぞれ表-15 と表-16 に示す。荷重試験は、図-43 に示すように、支点間距離が 600 mm となるように供試体を鋼製ピンで単純支持し、スパン中央に鋼製ピンを介して鉛直荷重を加えた。このとき、せん断スパン比は 1.88 である。スパン中央に 2 箇所、両支点にそれぞれ 1 箇所の鉛直変位計を設置した。荷重試験での荷重-変位関係を描き、最大荷重によってせん断耐力を評価した。

## 5.3 実験結果

### (1) 凍結融解試験

凍結融解サイクル数と質量減少率の関係を図-46 に示す。本実験では AE 剤を使用しないため、腹鉄筋の有無に依らず、凍結融解サイクル数の増加に伴ってスケーリングが顕著に表れ、質量が減少した。

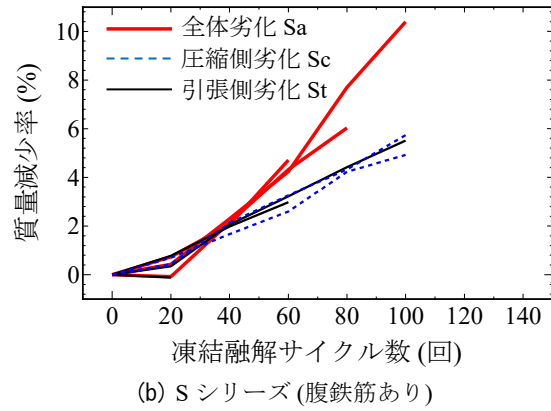
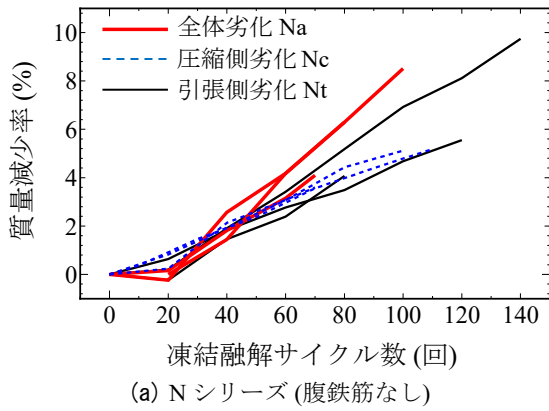


図-46 凍結融解サイクル数と質量減少率の関係

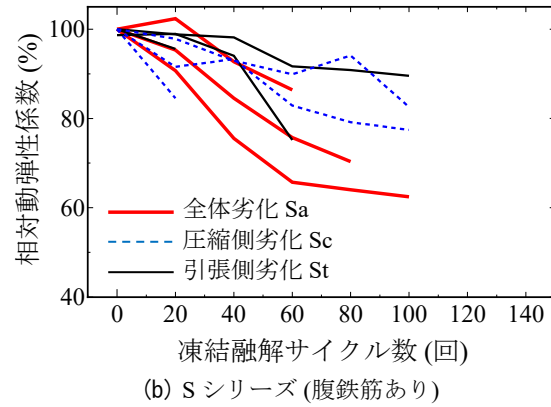
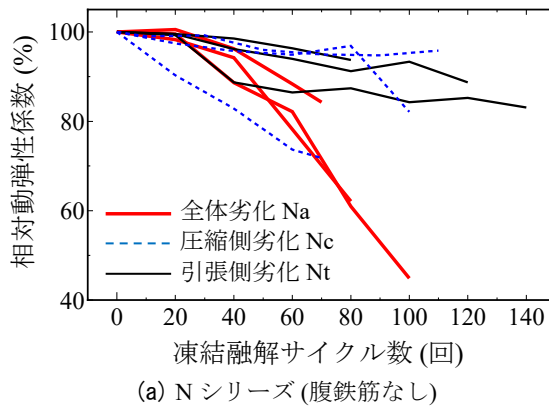


図-47 凍結融解サイクル数と相対動弾性係数の関係

特に、凍結融解の作用面積が広い全体劣化供試体では、スケールリングが顕著に表れる 40 サイクル以降に質量減少率が大きく増加し、100 サイクルの質量減少率は 8~10% 程度になった。

凍結融解サイクル数と相対動弾性係数の関係を図-47 に示す。以降では簡易な式 (12) を用いて、全体劣化、圧縮側および引張側劣化供試体のいずれも供試体全体で平均化した等価な相対動弾性係数を評価した<sup>21)</sup>。

$$R_{Ed} = \frac{E_d}{E_{d0}} \approx \left( \frac{f}{f_0} \right)^2 \quad (12)$$

ここで、 $R_{Ed}$  は相対動弾性係数、 $E_d$  は動弾性係数、 $E_{d0}$  は健全状態での動弾性係数、 $f$  は共振周波数、 $f_0$  は健全状態での共振周波数である。図-48 に示すように、腹鉄筋の有無に依らず、写真-10 の強制加振試験によって 2,800 Hz 程度の共振周波数が得られた。

図-47 より、特に全体劣化供試体では相対動弾性係数の低下が顕著に表れた。図より、供試体ごとの劣化傾向に大きなばらつきが見られた。本実験では詳細なデータを測定していないが、AE 剤を使用しない供試体では個体差が大きく表れる、全体劣化供試体では図-44 の配置位置 (中段と下段) によって温度が異なる、圧縮側および引張側劣化供試体では水の浸漬高さが凍結時に変動してばらつく、などの可能性が考えられた。

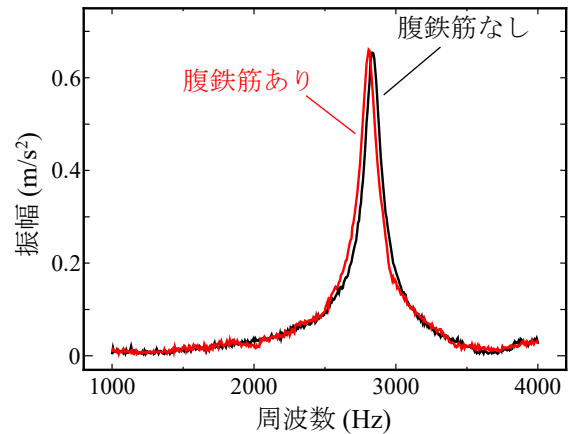
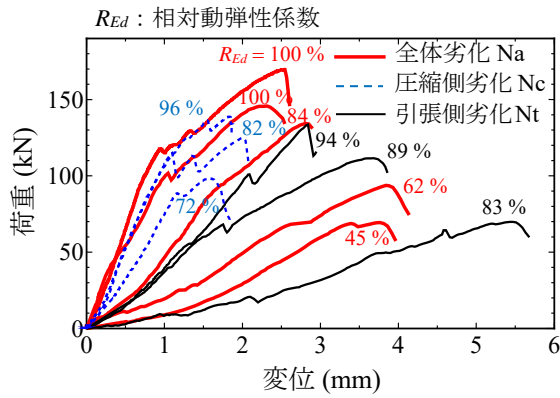


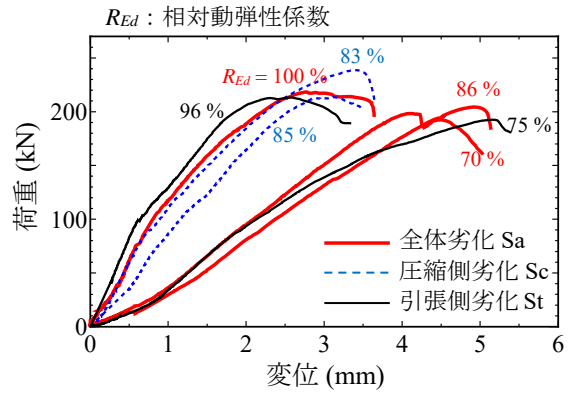
図-48 健全状態での共振曲線

## (2) 荷重試験

凍結融解試験によって劣化させた RC はり供試体の荷重試験を行った。なお、Sa(45)、Sc(75)、St(85) の 3 体の供試体は、荷重試験の不備によって以降のデータ整理から除外した。その他の供試体の荷重-変位関係を図-49 に示す。全ての供試体では、荷重の低下と同時に写真-11 に示すような斜め方向のせん断ひび割れが目視によって観察された。図-49 より、腹鉄筋の有無に依らず、コンクリートの動弾性係数が低下するため、破壊までの荷重に対して RC はり供試体の剛性 (荷重-変位関係の傾き) も低下する



(a) N シリーズ (腹鉄筋なし)



(b) S シリーズ (腹鉄筋あり)

図-49 荷重-変位関係



写真-11 Sa(85) 供試体の破壊状況

ことが示された。図中の相対動弾性係数  $R_{Ed}$  は軸方向の剛性(縦振動)であり、一方、荷重-変位関係の傾きは曲げ剛性を表している。図-49を参照すると、全体および引張側劣化供試体では軸方向の相対動弾性係数  $R_{Ed}$  に対して曲げ剛性の低下が大きく、圧縮側劣化供試体では曲げ剛性の低下が比較的小さかった。詳細な実験データを測定していないため理由は明らかではないが、軸力が作用しない RC はり供試体の曲げ挙動では、圧縮側コンクリートの材料劣化は曲げ剛性に大きく寄与しなかったと考えられる。また、引張側コンクリートの材料劣化によって鉄筋の滑りや支点部分の陥没が生じ、変位が増加(曲げ剛性が低下)した可能性も考えられる。

相対動弾性係数と最大荷重の関係を図-50 に示す。腹鉄筋の有無に依らず、相対動弾性係数を指標として最大荷重の低下傾向が示された。図より、引張側劣化供試体の耐力低下が大きく、これと比較すると圧縮側劣化供試体の耐力低下は小さい傾向が見られたが、実験データのばらつきに対してその差異は有意でなかった。

#### 5.4 せん断耐力算定式

健全状態におけるせん断耐力の算定は、参考文献 51) で確認されたように、本実験供試体や実 RC 部材に広く適用できる次式<sup>42),56)</sup>を用いた。

$$V_u = V_c + V_s \quad (13)$$

$$V_c = f(a/d) \cdot f_{c0}^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \quad (14)$$

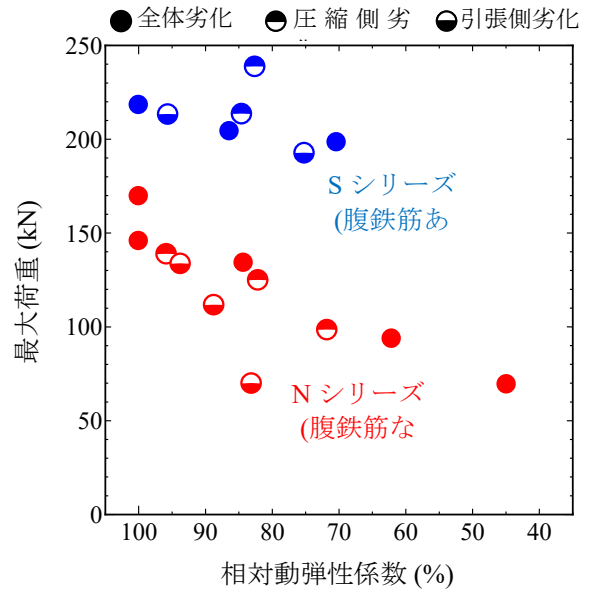


図-50 相対動弾性係数と最大荷重の関係

$$f(a/d) = 0.76 \left( \frac{a}{d} \right)^{-1.166} \quad (15)$$

$$\beta_d = \left( \frac{1000}{d} \right)^{1/4} \quad (16)$$

$$\beta_p = (100 p_v)^{1/3} \quad (17)$$

$$p_v = \frac{A_s}{b_w d} \quad (18)$$

$$V_s = A_w f_{wy} (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{z}{s} \quad (19)$$

ここで、 $V_u$  はせん断耐力 (N)、 $V_c$  は腹鉄筋のないコンクリート棒部材のせん断耐力 (N) (コンクリートの負担せん断耐力)、 $V_s$  は腹鉄筋の負担せん断耐力 (N)、 $f_{c0}$  はコンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $a$  はせん断スパン (mm)、 $d$  は部材の有効高さ (mm) である。せん断スパン比  $a/d$  の影響を考慮する式 (15) の適用条件は、せん断スパン比が 1.0~2.5 の範囲である。 $b_w$  は断面幅 (mm)、 $A_s$  は引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)、 $s$  は腹鉄筋の配置間隔 (mm)、 $A_w$  は区間  $s$  の腹鉄筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)、 $f_{wy}$  は腹鉄筋の降伏強度である。 $\theta$  は



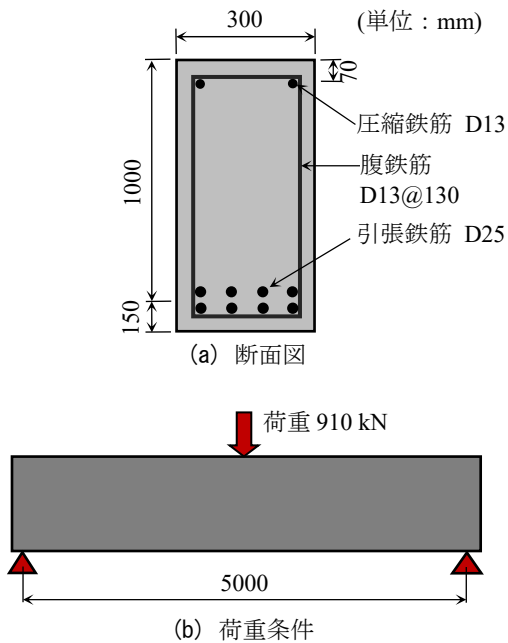


図-53 対象構造物の概略図(ケース 1)

これまでに行ってきた全体劣化供試体の実験データ 51) も併せて示した。凍結融解によるコンクリートの引張強度の低下を考慮したせん断耐力算定式 (20) を用いることにより、せん断耐力の低下傾向を示すことができた。

実験値/算定値の統計量を図-52 に示す。図より、腹鉄筋の有無に依らず、相対動弾性係数による算定精度に顕著な偏りは見られなかった。本研究が検討した既往の実験データ 51) も含めると、全体劣化、圧縮側および引張側劣化供試体の差異はせん断耐力算定式のばらつきの範囲と考えられる。腹鉄筋の有無に依らず、全ての実験データ 49 個を合わせた統計量は、平均値 1.09、変動係数 12.8% であった。

以上より、本実験の範囲では、圧縮側および引張側劣化供試体であっても、供試体全体を平均化した等価な相対動弾性係数を指標として、式 (20) のせん断耐力算定式により既往の実験結果と同程度にせん断耐力を評価できることが示唆された。

### 5.5 凍害を受けた RC はりの安全性評価

#### (1) 概説

上記の基礎検討では、本実験供試体を基にして、凍結融解を受けた RC はりのせん断耐力算定式を提示し、実験データとの比較によって算定式の変動係数を示した。なお、凍害を受けた RC 部材の力学性能を適切に評価するためには、水分が供給される範囲や表面からの凍害深さ、鋼材の腐食分布や付着劣化など、劣化の空間分布を考慮した解析モデルが必要であり、非線形 FEM などを用いた構造解析が望ましい。また、このような解析モデルに劣化の空間分布を反映させるためには、点検・調査によって構造物の損傷状態を把握することが必須となる。さらに

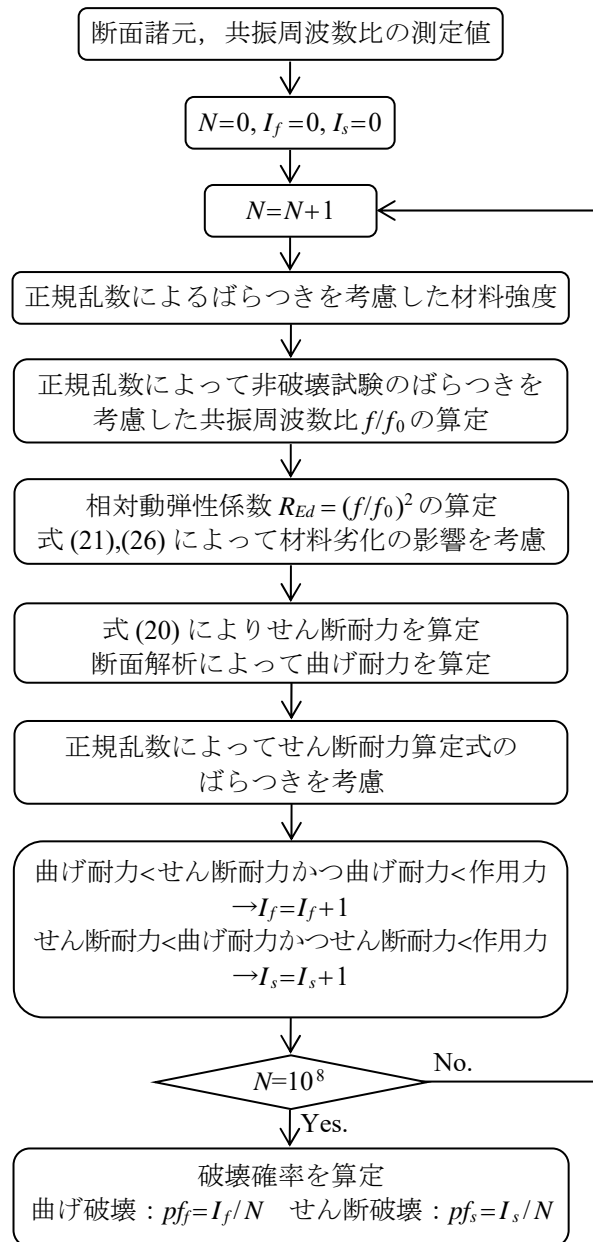


図-54 破壊確率算定の流れ

表-17 考慮した不確定要因および統計量の一覧

	平均値	変動係数
コンクリートの圧縮強度	30 N/mm <sup>2</sup>	10%
コンクリートの引張強度	3.0 N/mm <sup>2</sup>	10%
鉄筋の降伏強度	400 N/mm <sup>2</sup>	7%
せん断耐力の算定値に 乗じる係数	1.09	12.8%
共振周波数比に 乗じる係数	1.00	7%

表-18 解析ケースの諸元一覧

	支間長 (mm)	荷重 (kN)	引張鉄筋	腹鉄筋の配置間隔 (mm)	せん断 スパン比	曲げせん断 耐力比
ケース 1	5000	910	D25×8 本	D13@130	2.5	1.85
ケース 2	5000	910	D25×8 本	D13@200	2.5	1.41
ケース 3	3000	1165	D25×6 本	D13@115	1.5	1.86

既設構造物の性能評価の目的によっては、点検・調査や構造性能評価に求められる精度も異なる。経年劣化した既設構造物の性能評価の検討では、i) 非破壊試験、ii) 構造性能評価および iii) 安全性評価の体系化を見据えて、それぞれの個別要素技術の高度化に取り組むことが重要と考えている。そこで、本実験等を踏まえた限られた条件ではあるが、以降では凍害を受けた RC 構造物を仮定して、非破壊試験とせん断耐力の算定に係るばらつきを考慮した信頼性解析を行い、荷重に対する構造物の条件付破壊確率の試算例を示す。これによって i)~iii) の体系化の枠組みを示せば、疲労、塩害、凍害などの劣化要因に依らずに、同じ手順に従って既設構造物の健全性を定量的に評価可能になる。

これまで示した局所振動試験によって、床版や桁などの局所的な共振周波数を測定し、式 (12) によって相対動弾性係数  $R_{Ed}$  を評価することができる。6 章では、RC 床版、桁、水路側壁などの健全箇所を対象とした局所振動試験の測定精度を報告しており、543 個の実測データについて、共振周波数比  $f/f_0$  の平均値は 1.00、変動係数は 7%、95% 信頼区間は 0.86 ~ 1.18 であった<sup>25)</sup>。ここで基準値  $f_0$  は測定値の平均を与えている。

以降では、凍害を受けた RC はりを例題として、非破壊試験(局所振動試験)によって得られる共振周波数比  $f/f_0$  を仮定し、非破壊試験やせん断耐力算定式に係るばらつきを考慮して構造物の安全性を評価する。

## (2) 解析概要

解析対象のうち、ケース 1 の概略図を図-53 に示す。例題は、スパン中央に一定の集中荷重を受ける単純支持ばりとした。非破壊試験によってせん断ひび割れを含む範囲の平均的な共振周波数が測定できたと仮定して、以降では、構造物の劣化程度と安全性の関係を検討する。

RC はりの曲げおよびせん断による破壊確率算定の流れを図-54 に示す。曲げ破壊およびせん断破壊は、経年劣化によって、曲げ耐力・せん断耐力が作用力よりも小さくなることにより判定される。モンテカルロ・シミュレーションの試行回数を  $10^8$  回とした場合に、これらの破壊確率が収束することを確認している。仮定した共振周波数比  $f/f_0$  の 2 乗によって相対動弾性係数  $R_{Ed}$  を算定し、式 (20) を用いてせん断耐力を求めた。その際、表-17 の材料強度、

表-19 健全状態での破壊確率

	破壊確率 ( $\times 10^{-4}$ )		曲げせん断 耐力比
	曲げ	せん断	
ケース 1	4.4	0.1	1.85
ケース 2	4.4	7.0	1.41
ケース 3	4.4	0.1	1.86

非破壊試験(共振周波数比)とせん断耐力算定式のばらつきは互いに独立な正規分布に従うものとして、各回の試行において異なる正規乱数の組み合わせを与えてばらつきを評価した。コンクリートと鉄筋の材料強度のばらつきは既往の研究<sup>59)-61)</sup>を参考にして設定した。表-17 の共振周波数比の平均値と変動係数は、健全箇所を対象とした 543 個の現場試験データの統計量である。本来は劣化状態での測定のばらつきを考慮する必要があるが、経年劣化した既設構造物の現場試験データが不足しているため、表-17 の解析条件とした。この他にも非破壊試験や構造解析に係る様々な不確定要因が挙げられるが、今後の検討課題とした。

曲げ耐力は、コンクリート標準示方書 42) に従って材料の応力-ひずみ関係を与えて、断面解析により算定した。ここでは、野口ら<sup>58),59)</sup>の評価式 (26) を用いて、凍結融解によるコンクリート圧縮強度の低下を考慮した。

$$f_c = f_{c0} \cdot \exp\{-0.028(100 - R_{Ed})^{0.610}\} \quad (26)$$

ここで、 $f_c$  は凍結融解を受けたコンクリート圧縮強度、 $f_{c0}$  は健全状態での圧縮強度、 $R_{Ed}$  は相対動弾性係数 (%) である。なお、本研究では、鉄筋の腐食欠損や付着劣化は考慮しない解析方法を用いた。また曲げ耐力やせん断耐力への影響が小さいと考えて、凍結融解によるコンクリートのヤング係数の低下を無視した。同様に、式 (26) によるコンクリートの圧縮強度の算定精度のばらつきや曲げ耐力算定のための断面解析に係るばらつきなども、曲げによる破壊確率の算定結果には大きく影響しないと考えて無視した。

以上の解析方法によって、図-53 に示したケース 1 の諸元を基本として、3 ケースの解析を行った。これらの諸元を表-18 に示す。表-18 に示す曲げせん断耐力比は、表-17 の材料強度の平均値により評価された値である。ケース 2 は腹鉄筋量を低減して曲げせん断耐力比を小さくしたもの、ケース 3 は曲げせ



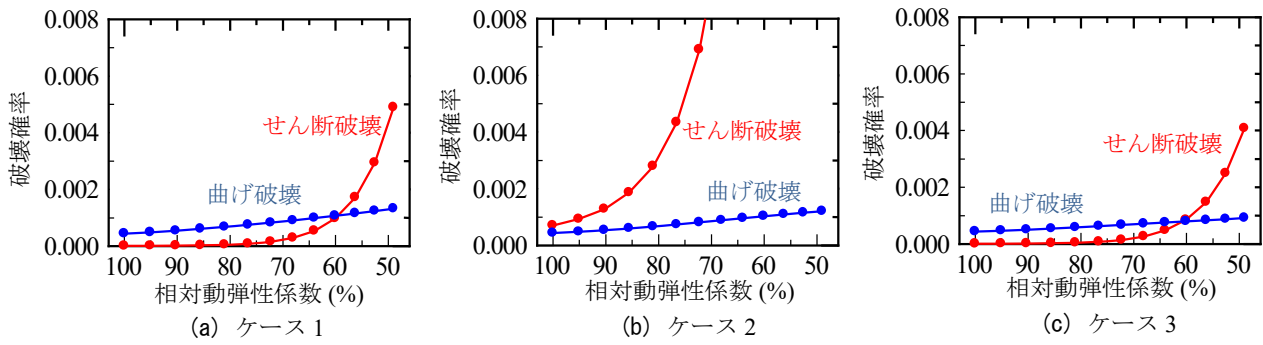


図-55 相対動弾性係数と破壊確率の関係

※ 実線は耐力算定値の平均値，点線は平均値±標準偏差に対応する耐力を示す。

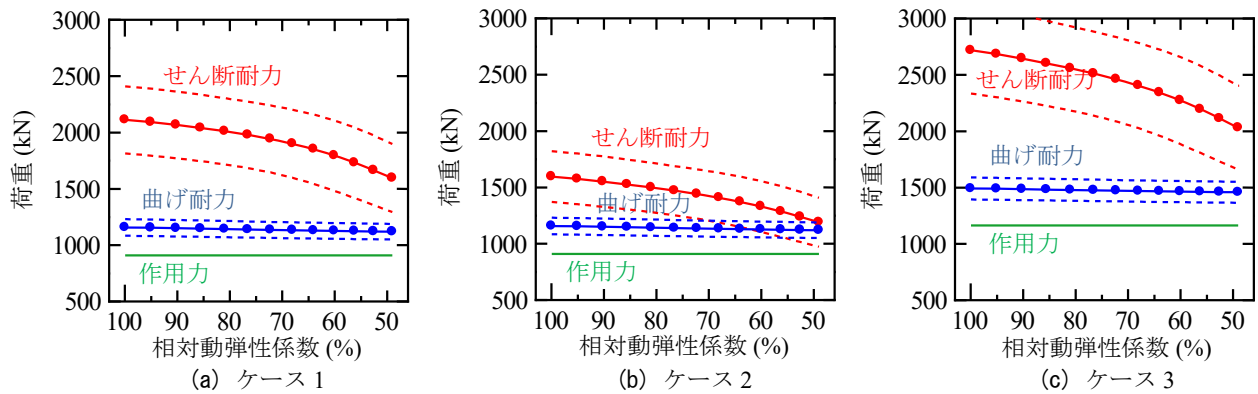


図-56 相対動弾性係数と曲げおよびせん断耐力の関係

ん断耐力比を変化させずにせん断スパン比を小さくしたものである。一般に RC 部材は、脆性的な破壊を防止する観点から曲げ破壊を先行させる設計が前提となるため、表-18 の荷重や諸元は、それぞれの解析ケースの曲げによる破壊確率が同程度となるように設定した。これらの3ケースについて、劣化程度(相対動弾性係数)と曲げおよびせん断による破壊確率の関係を評価する。

### (3) 解析結果

健全状態における破壊確率の試算結果を表-19 に示す。曲げせん断耐力比を 1.85~1.86 としたケース 1 とケース 3 では、せん断による破壊確率が曲げによる破壊確率よりも十分に小さく、曲げ破壊型であることが示された。一方、曲げせん断耐力比を 1.41 としたケース 2 では、ばらつきを考慮した曲げ耐力とせん断耐力の格差が十分ではないため、せん断による破壊確率が曲げによる破壊確率をやや上回る結果となった。

凍害による材料劣化を考慮した RC はりの破壊確率の算定結果を図-55 に示す。解析では、図-54 に従って、はじめに仮定した共振周波数比  $f/f_0$  に対してばらつきを与えている。図-55 の横軸は、これを 2 乗した相対動弾性係数の平均値であり、縦軸には曲げおよびせん断による破壊確率を示した。また図-56 には、凍害劣化による曲げおよびせん断耐力の低下

傾向を示した。図中の実線は耐荷力の平均値、点線は耐力のばらつきを程度を図示するために平均値標準偏差に対応する値を表している。せん断スパン比が異なるものの、曲げせん断耐力比を 1.85~1.86 にしたケース 1 とケース 3 では同様の結果が示された。図-55 より、健全状態ではせん断による破壊確率が小さくても、凍害劣化に伴ってせん断による破壊確率が大きく増加し、曲げ破壊型からせん断破壊型へと移行することが示された。図-56 に示すように、曲げ耐力のばらつきに比べてせん断耐力算定式のばらつきが大きく、さらに凍害劣化によってせん断耐力の平均値が低下するため、作用力を下回る確率が増加したためである。健全時の曲げせん断耐力比が異なるケース 2 でも同様の傾向となり、図-56 に示されるように、平均値ベースではせん断耐力が曲げ耐力より大きいものの、せん断耐力のばらつきが大きいため、凍害劣化が進行した場合のせん断による破壊確率は非常に大きなものとなった。なお、平均値ベースではせん断耐力が曲げ耐力よりも大きいものの、耐力のばらつきを考慮するとせん断破壊と判定される点は、平均値ベースの確定論的解析では導出されない知見である。さらに重要な点は、図-56 に示したばらつきの大きいせん断耐力に関して、表-17 に示した非破壊試験から材料物性、構造性能評価に関する各種不確定要因の中で支配的な影響を及ぼす不確定要因を明らかにし、今後、合理的に構



写真-12 対象橋梁の外観



(a) A桁下面(軸方向ひび割れあり)



(b) B桁下面(軸方向ひび割れなし)

写真-13 測定対象とした主桁の外観

造物の安全性を確保していく上で、高精度化を図っていくべき要素技術を明らかにできる点である。図-56より、せん断耐力の平均値を示す実線と点線の差が標準偏差に対応するが、種々の不確実性を踏まえたせん断耐力の不確実性の中で、特に変動係数12.8%を有するせん断耐力の算定値に乗じる係数の不確実性が支配的であることが確認される。この試算結果より、本手法(加振器による強制加振試験)による共振周波数の測定精度(変動係数7%)は、構造物の安全性評価を目的とした場合に、十分な精度を確保していることが確認できた。すなわち、今後、凍結融解を受けたRCはりのせん断耐力の算定精度向上を図ることが、安全性の合理的確保に直結することが示唆された。

コンクリート構造物の設計では、大きな作用力に対して脆性的なせん断破壊を回避し、部材を曲げ降伏させることが望ましい。曲げせん断耐力比は破壊モードを判定する上で重要な指標となるが、図-55では、健全状態のせん断による破壊確率が十分に小さかったとしても、凍害劣化が生じた場合にせん断耐力の低下に伴ってせん断による破壊確率が大きく増加し、曲げによる破壊確率を上回る試算結果が示された。本検討の範囲では、図-55(a),(c)より、相対動弾性係数80%程度からせん断による破壊確率が顕著に増加し、相対動弾性係数60%程度で曲げによる破壊確率を上回る結果となった。コンクリート標準示方書42)では、凍害に対する耐久性を確保するために、凍結融解試験における相対動弾性係数の最小限界値を一般で60~70%と定めている。この限界値の範囲は、本解析結果と比較すると、曲げ破壊型の部材において、せん断による破壊確率が大きく増加し始めるよりも小さい劣化程度に対応していることが確認される。

なお、この相対動弾性係数の範囲を共振周波数比 $f/f_0$ に読み替えると、その範囲は0.77~0.84である。本手法による現場試験での測定精度(95%信頼区間の下側)は共振周波数比0.86であることから、本手法は構造性能の低下や示方書で定められた最小限界値に対して予防保全的な点検・調査が可能になる。

## 5.6 凍害を受けた道路橋RC桁の現場試験

### (1) 実験概要

ここでは、凍害を受けた道路橋RC主桁を対象として、局所振動試験の試行例を報告する。本橋は昭和12年に竣工された橋長120.3m、幅員6.0mの5径間コンクリートゲルバーT桁橋(2主桁)である。橋梁の外観を写真-12に示す。本橋は凍害による著しい表面劣化が見られ、幾つかの箇所では主桁下面に軸方向ひび割れが生じていた。

局所振動試験は、吊桁部(桁長さ14.0m)の下流側(A桁)と上流側(B桁)の主桁中央で行った。これらの主桁の測定箇所における損傷状況を写真-13に示す。いずれも凍害によって桁表面のスケーリングが確認され、A桁では主桁下面に軸方向ひび割れが見られた。そこで、主桁下面のひび割れの有無に着目して、A桁(ひび割れあり)とB桁(ひび割れなし)の局所振動試験を行った。測定は写真-14に示すように、リフト車によって主桁下部に近接し、桁の下面から200~500mm程度の高さ位置において、主桁の側面から幅方向に加振した。A桁とB桁の幅はいずれも600mmである。加振器の基本設定は、正弦波の加速度振幅を $10\text{ m/s}^2$ に一定制御し、周波数を100



写真-14 主桁の局所振動試験の状況

～10,000 Hz まで4分間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、共振曲線を測定した。なお、この実験では旧型の振動制御装置(エミック製 DCS-98J)を使用しており、1分間に150プロットの応答が出力された。共振曲線の分解能(17 Hz)を確保するためには、4分間の測定時間が必要であった。

## (2) 実験結果

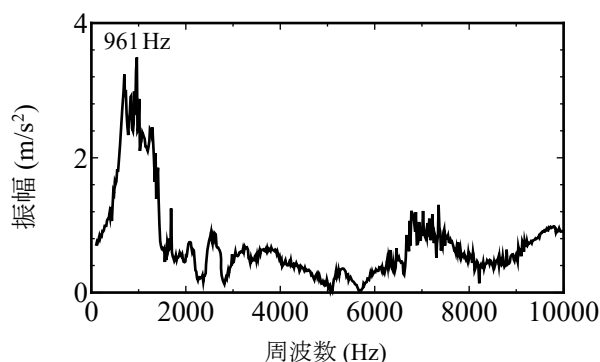
局所振動試験によって得られたA桁とB桁の共振曲線を図-57に示す。主桁下面にひび割れがないB桁では、共振周波数が4,357 Hzとなった。見掛けの音速4,500 m/sを仮定して式(6),(7)に桁の幅600 mmを代入すると、共振周波数の算定値は $f_0 = 3,750$  Hzとなった。実測値はやや高い値を示したが、実測値/算定値は1.16であり、現場試験95%区間(0.86～1.18)に含まれた。

一方、桁下面に軸方向ひび割れが見られるA桁では、共振周波数が961 Hzまで大きく低下した。A桁では、凍害に伴うコンクリートのひび割れによって、共振周波数が低下したと考えられる。

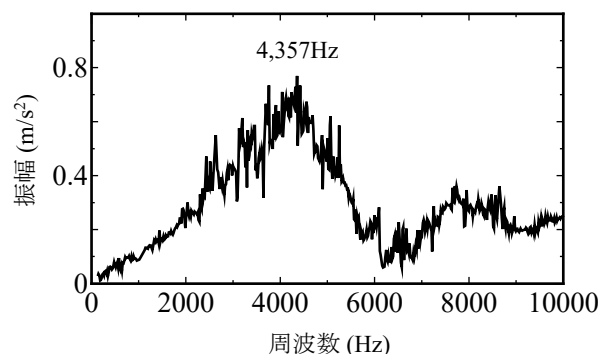
以上より、凍害劣化した道路橋RC桁に対して、本手法の適用可能性を見出すことができた。一方、本検討は研究始動期に実施したものであり、限られた時間の中で、現場試験の測定方法や加振条件の設定を検討しており、測点数が少ない。6章に示すように、現在は、現場試験の手順を整理し、測定時間も格段に短縮されている。今後、凍害を受けたRC構造物の現場試験を実施し、より多くの測点データを収集・分析する予定である。

## 5.7 凍害劣化に対する健全性評価検討のまとめ

RC桁の凍害劣化に対して、本手法による健全性評価の可能性を検討した。得られた知見を以下に列挙する。



(a) A桁(ひび割れあり)



(b) B桁(ひび割れなし)

図-57 主桁の共振曲線

1. 本手法によって、凍結融解作用によるコンクリートの共振周波数や相対動弾性係数の低下を評価できた。
2. 相対動弾性係数を指標として、凍害によるコンクリートの脆弱化を考慮したRCはりのせん断耐力算定式を提示し、算定式の精度を明らかにした。
3. 本手法(局所振動試験)の測定精度とせん断耐力算定式のばらつきを考慮した信頼性評価フローを構築した。また、凍害を受けたRCはりの荷重に対する破壊確率の試算例を示した。
4. 荷重に対して構造物の安全性評価を目的とした場合には、本手法(局所振動試験)は十分な測定精度を有していることが確認できた。一方、安全性評価の信頼度を向上させるためには、せん断耐力算定式の精度向上が必要であることが示された。
5. 本手法による現場試験の測定精度(共振周波数比の95%信頼区間の下側)は0.86である。これは、構造物の安全性低下や、コンクリート標準示方書が定める相対動弾性係数の限界最低値よりも軽微な損傷状態であった。これより、本手法は、凍害に対して予防保全的な点検・維持管理が可能になると考えられる。

## 第6章 実構造物の現場試験への応用検討

### 6.1 概説

前章までは、本手法の基本特性(2章)を整理し、コンクリート構造物の疲労(3章)、塩害(4章)、凍害(5章)に対する健全性評価を検討した。2～5章の内容は、供試体実験と解析・分析を中心とする基礎研究に位置付けられる。これらの検討結果を踏まえた応用研究として、本章では、繊維シートや鋼板によって補強された道路橋の現場試験を実施し、i) 現場試験の手順の整理、ii) データ整理および健全性評価の方法を体系化した。さらに現場試験データを統計分析し、iii) 構造諸元と測定精度の関係を整理する。

以降では、床版下面が鋼板あるいは炭素繊維シート補強されて目視による変状確認が困難となった3つの道路橋を対象として、現場試験結果を報告する。さらに道路橋以外のコンクリート構造物を対象とした現場試験データを統計分析し、本手法の測定精度を明らかにした。

なお、研究開発の開始段階から現場試験の経験を積むことにより、現場試験のニーズや課題を整理することができ、本手法の測定時間の短縮化や作業性の向上、測定機器類の軽量小型化と可搬性の向上などを図ることができた。

### 6.2 鋼板補強された鋼道路橋 RC 床版の現場試験

#### (1) 実験概要

以降に示す3橋の現場試験は、(株)オリエンタルコンサルタンツとの共同研究の一環として行った。対象橋梁Aは、主要幹線道路の河川に架かる道路橋であり、外観を写真-15に示す。本橋は1953年に竣工した単純鋼桁橋・3連であり、橋長76.9m、全幅員8.0m、床版厚さ250mm、舗装厚さ50mmである。本橋は、上下線2車線で供用されており、床版下面



写真-15 対象橋梁 A の外観



写真-16 床版下面からの測定状況

は鋼板接着補強が行われている。実橋試験の事前に行った目視点検と叩き点検では、橋面の舗装の異常や補強鋼板のうき・腐食、漏水・遊離石灰などが見られた。

本実験では、第2径間(スパン25m)を対象として、桁下の足場から床版下面に対して、上向き方向に局所振動試験を行った。測定状況を写真-16に示す。

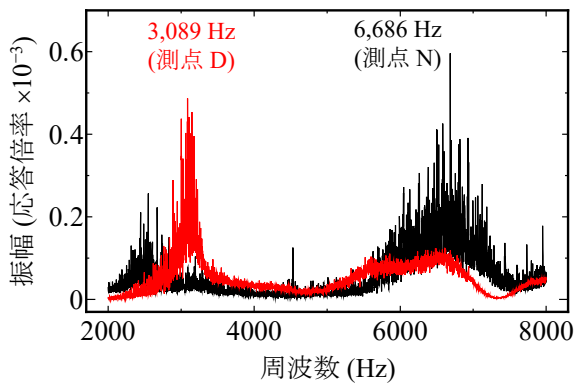


図-58 鋼板補強された RC 床版の共振曲線

厚さ 1 mm の両面テープを介して加振器を床版下面（鋼板面）に接触させて振動を加えた。加振器は手支持とし、機械的な固定はしていない。

加振方法はホワイトノイズによるランダム加振とした。加振器の基本設定は、周波数帯域 2,000~8,000 Hz にわたって加速度パワースペクトル密度 (PSD) を  $1.5 \text{ (m/s}^2\text{)}^2\text{/Hz}$  に一定制御した。加速度時刻歴波形の振幅の実効値 (RMS) は  $100 \text{ m/s}^2$  である。このとき、

加振点付近に加速度センサを貼付し、5~10 秒間程度の応答を平均化処理して共振曲線を測定した。

測定箇所は、床版格間ごとに平面的に 9 点を取り、28 格間を測定した。全測点数は 252 点である。桁下の足場から叩き調査を行い、鋼板のうきのある箇所では測定をしていない。

## (2) 実験結果

局所振動試験による共振曲線の一例を図-58 に示す。図の縦軸は、加振器の加速度を基準とした応答倍率を示す。異なる 2 測点での測定値は、いずれも明確な応答のピークが表れており、測点 D (3,089 Hz) と測点 N (6,686 Hz) が共振周波数として得られた。

床版上面と下面の重複反射が卓越すると考え、アスファルト舗装を考慮した共振周波数の算定値を式 (11) によって求める。

$$f_0 = \frac{1}{T_0} = \frac{1}{\frac{2L_c}{c_c} + \frac{2L_a}{c_a}} \quad (27)$$

ここで、 $f_0$  は健全状態での共振周波数、 $T_0$  は上面と下面の往復にかかる時間、 $L_c$  と  $L_a$  はそれぞれ床版厚さと舗装の厚さ、 $c_c$  と  $c_a$  はそれぞれコンクリートと

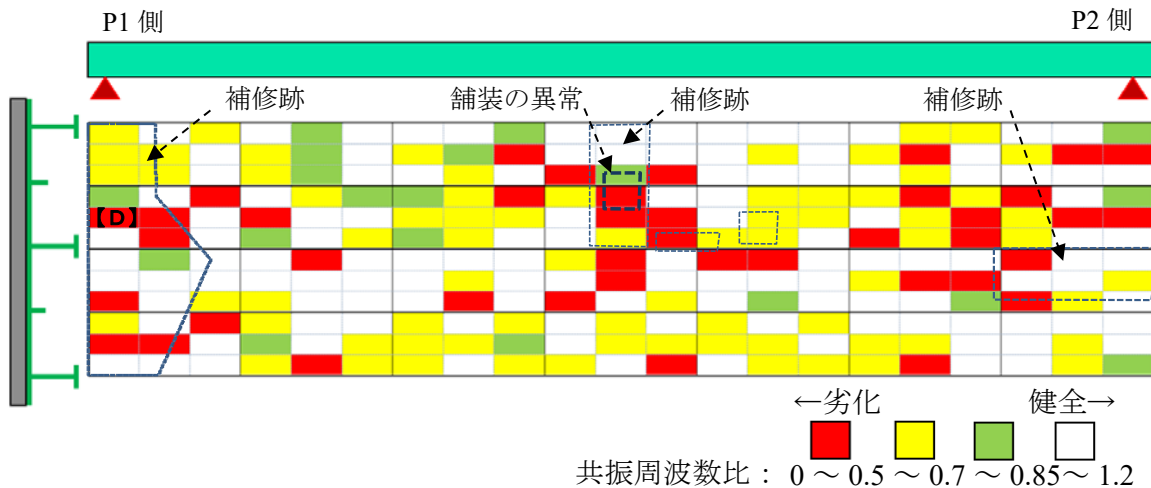


図-59 鋼板補強した道路橋 RC 床版の共振周波数の分布 (損傷マップ)

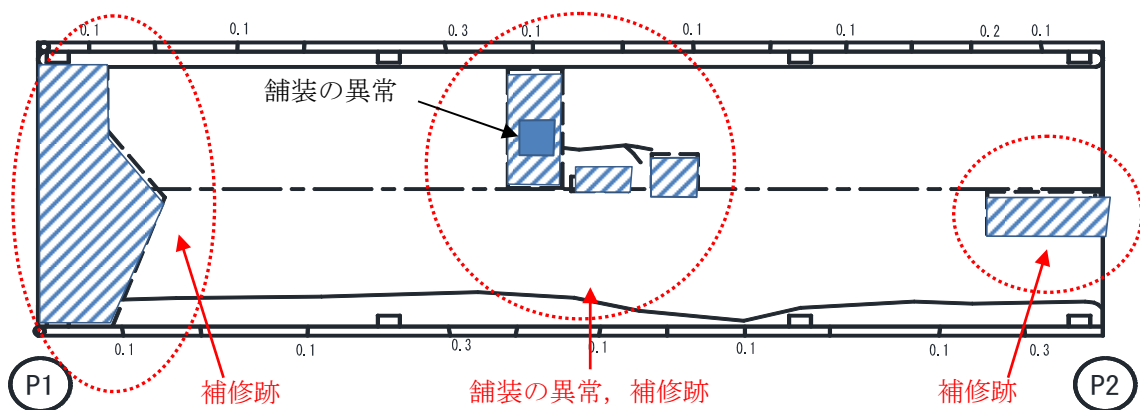


図-60 橋面の損傷状況



写真-17 対象橋梁 B の外観



写真-18 測定状況 (炭素繊維シート上)

アスファルトの見掛けの音速である。

コンクリートとアスファルトの音速にそれぞれ 4,000 m/s と 2,800 m/s を仮定すると、共振周波数の算定値は 6,222 Hz となる。図-58 の測点 N (6,686 Hz) が算定値と概ね対応したことから、健全箇所と判断される。一方、図-58 の測点 D (3,089 Hz) は、算定値よりも低い共振周波数が測定された。床版内部の空隙やひび割れなどによって共振周波数が低下することから、測点 D は損傷箇所と判断される。

本実験で測定した 252 測点の結果を図-59 に示す。測定は全体で 8 時間程度を要した。データ整理の手順は、はじめに 252 個のデータの平均値を求め、平均値から  $\pm 20\%$  以上離れたデータを破棄し、再度残りのデータから平均値として共振周波数の基準値  $f_m$  (6,779 Hz) を算定した。図-59 は  $f_m$  を基準とする共振周波数比によって色分け表示した。後述する現場試験 95% 区間を踏まえて、共振周波数比 0.85~1.2 を健全(白色)とし、さらに、剛性 50% と 25% に相当する共振周波数比として、それぞれ 0.7(黄色)と 0.5(赤色)に区分した。

図-59 は鋼板補強されて目視点検が困難な床版内部の剛性分布(損傷マップ)を示している。目視点検による橋面の損傷図を図-60 に示す。図-59 と図-60 の損傷箇所を比較すると、図-60 の舗装の異常や補修跡等は桁端部と支間中央付近に生じており、図-59 の損傷箇所と概ね一致した。

以上より、鋼板接着補強後に再劣化が生じた道路橋 RC 床版に対して、加振器を用いた局所振動試験は実施可能であった。特に、本手法は鋼板接着によって床版下面の再劣化の変状が目視できない事例に対して、床版内部の劣化・損傷を捉えることができる。また、本手法のランダム加振では応答の平均化処理を行っているため、車両走行の振動影響下でも測定精度を低下させることなく橋梁調査が可能であるなど、多くの有用性を見出すことができた。

### 6.3 炭素繊維シート補強された道路橋 RC 床版の現場試験(その1)

#### (1) 実験概要

対象橋梁 B は、河川を跨ぎ主要幹線道に架かる多径間の単純鋼合成鉄桁橋で、平均支間長 31.2 m、床版支間 3.2 m、床板厚さ 180 mm、アスファルト舗装厚さ 50 mm である。本橋は架設後 54 年が経過し、RC 床版の下面全体が炭素繊維シートで補強されている。炭素繊維シートは、床版下面の状況確認、滞水防止のため、写真-17 や写真-18 に示すように格子状に貼られている。本試験の対象範囲では、ひび割れ、漏水、遊離石灰等が見られたが、炭素繊維シートの剥離等は見られなかった。

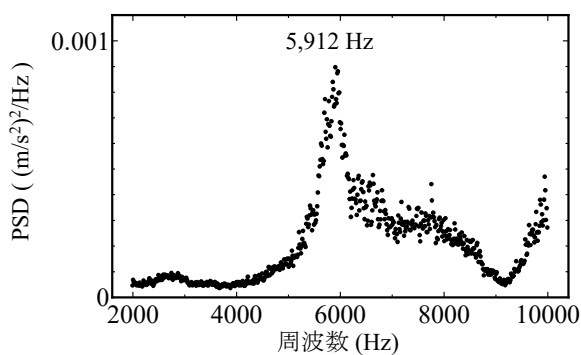
河川敷上で漏水等の損傷が見られる第 3 径間と第 14 径間の 2 径間を対象にして、第 3 径間では各格間 21 点、第 14 径間では各格間 12 点を測点とした。測定状況を写真-18 に示す。リフト車で床版下面に近接し、上向き方向に局所振動試験を行った。加振器は手支持として、機械的な固定はしていない。なお、添架物がある格間は対象外とした。

加振方法はホワイトノイズによるランダム加振とした。加振器の基本設定は、周波数帯域 2,000~10,000 Hz に渡って加速度パワースペクトル密度(PSD)を  $1.25 \text{ (m/s}^2\text{)}^2/\text{Hz}$  に一定制御した。加速度時刻歴波形の振幅の実効値(RMS)は  $100 \text{ m/s}^2$  であった。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、5~10 秒間程度の応答を平均化処理して共振曲線を測定した。

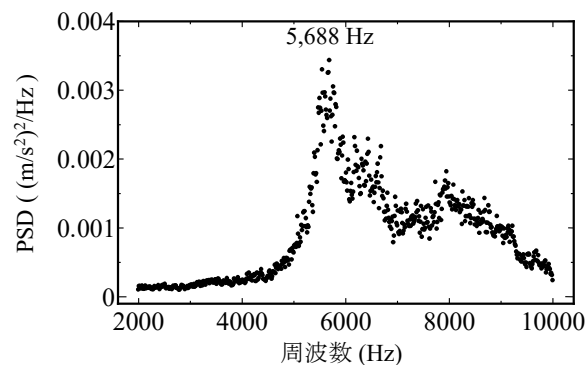
本現場試験ではリフト車の操作、加振器と加速度センサの設置、タブレット操作を計 3 名で行った。桁下のタブレット端末から wi-fi 接続によって加振器の操作とデータ保存を行っている。

#### (2) 実験結果

実験結果の一例として、第 3 径間格間 0405 の共振曲線を図-61 に示す。図より、炭素繊維シートおよ

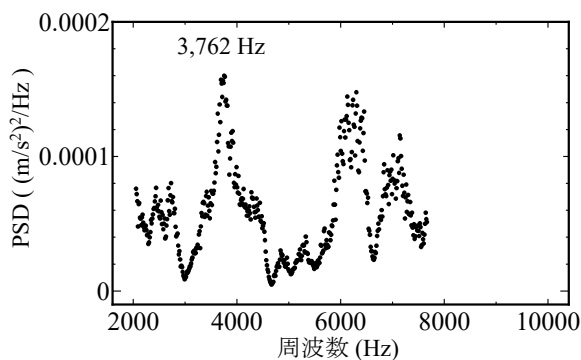


(a) 炭素繊維シート面

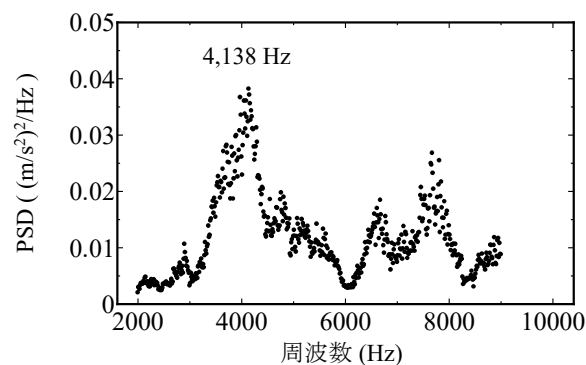


(b) コンクリート面

図-61 共振曲線 (第3径間・0405格間中央)



(a) 炭素繊維シート面



(b) コンクリート面

図-62 共振曲線 (第3径間・0306格間中央)

びコンクリート面のいずれでも同様の共振周波数が測定された。このことから、炭素繊維シートを介して加振してもコンクリート床版内部の損傷の有無や損傷程度が評価できることが示唆された。図-62に示した第3径間格間0306の共振周波数は3,800~4,100 Hz程度とさらに低く、損傷箇所と推定される。このような損傷箇所においても、炭素繊維シート面(a)とコンクリート面(b)では同程度の共振周波数を得ることができた。

対象径間毎に損傷マップを作成する。はじめに径間ごとの全データの平均値を求め、平均値から±20%以上離れたデータ除き、再度、残りのデータから平均値を求めて共振周波数の基準値 $f_m$ とした。実測による基準値 $f_m$ と式(27)による算定値 $f_0$ を表-20に示す。算定値 $f_0$ では、コンクリートとアスファルト舗装の見掛けの音速にそれぞれ3,750 m/sと2,000 m/sを仮定した。表-20の基準値 $f_m$ は床版の平均剛性を表している。第14径間の基準値 $f_m$ は6,600 Hz程度で算定値(6,849 Hz)と良好に対応した。しかし、第3径間の基準値 $f_m$ は6,062 Hzと他径間に比べて低い値であった。

第3径間および第14径間の共振周波数の分布を図-63に示す。これらの図では、表-20に示したそれぞ

れの基準値 $f_m$ に対する共振周波数比 $f/f_m$ を色分け表示した。共振周波数比 $f/f_m$ を指標とした損傷箇所の割合を表-21に示す。第3径間では全体的に共振周波数の基準値 $f_m$ が低く、剛性も低かったが、損傷箇所の割合は10%程度であり、顕著な損傷は見られなかった。また、第14径間も同様の傾向であった。

#### 6.4 炭素繊維シート補強された道路橋RC床版の現場試験(その2)

##### (1) 実験概要

対象橋梁Cの外観を写真-19に示す。本橋は河川を跨ぐ主要幹線道の3径間連続鋼鈹桁橋であり、橋長101 m (32+36+32)、有効幅員9.5 m (上り2車線)、床板厚210 mm、アスファルト舗装厚50 mmである。本橋は架設後43年経過し、RC床版の損傷の著しい格間を炭素繊維シートで補強している。炭素繊維シートは、床版下面の状況確認、滞水防止のために写真-20のように格子状に貼り付けられている。本試験の対象範囲では、ひび割れや漏水、遊離石灰等が見られたが、炭素繊維シートの剥離などは見られなかった。

表-20 実測データに基づく共振周波数の基準値

対象径間	測点数	実測データに基づく基準値 $f_m$ (Hz)	式 (27) による算定値 $f_0$ (Hz)
第 3 径間	252	6,062	6,849
第 14 径間	144	6,560	

表-21 共振周波数比を指標とした損傷箇所割合

対象径間	緑色 $f/f_m$ 0.7~0.85	黄色 $f/f_m$ 0.5~0.7	赤色 $f/f_m$ 0~0.5	合計 $f/f_m$ 0~0.85
第 3 径間	5.2 %	3.6 %	2.4 %	11.1 %
第 14 径間	4.2 %	4.9 %	0.7 %	9.7 %

0301			0302			0303			0304			0305			0306		
0.90	1.08	1.01	0.96	0.74	1.00	0.91	0.47	0.73	0.50	0.70	0.86	0.85	0.87	0.33	0.90	0.99	1.08
1.04	0.48	1.10	1.06	1.10	1.10	1.08	1.11	0.94	0.84	1.01	0.86	1.03	1.00	1.17	0.89	0.85	1.07
1.38	0.82	1.09	0.95	0.72	1.03	1.07	1.08	0.81	1.02	0.98	0.74	1.04	1.08	0.94	0.91	0.73	1.03
1.34	1.06	1.11	0.85	0.73	1.10	1.01	0.96	1.02	0.98	1.00	0.88	0.98	1.10	1.00	0.92	0.62	1.04
1.29	1.07	1.12	1.42	0.56	1.12	0.99	1.06	0.98	1.02	1.12	1.13	1.16	1.12	0.97	0.99	0.68	1.03
0.94	1.13	1.09	1.02	0.47	1.04	1.04	1.18	0.93	1.02	1.03	1.04	0.44	0.99	0.79	0.43	0.83	1.06
0.85	1.02	1.15	0.64	1.11	0.89	1.09	0.88	0.69	1.01	0.90	0.98	0.71	0.75	1.09	0.98	0.64	1.04
0401			0402			0403			0404			0405			0406		
1.14	1.02	0.95	0.92	0.86	0.89	0.88	0.98	0.88	0.91	0.91	1.06	0.97	0.90	1.01	0.80	0.91	1.01
1.09	1.04	0.91	1.04	1.17	1.08	1.04	1.00	0.91	1.05	1.02	0.95	1.03	0.99	1.02	0.97	0.91	1.08
1.08	1.05	1.06	1.22	1.12	1.01	0.99	0.96	0.97	1.19	1.01	1.00	1.03	0.94	1.01	0.92	0.88	1.01
1.11	1.01	1.09	0.99	1.06	1.03	1.01	0.95	0.93	0.97	0.98	0.97	0.98	0.98	0.98	0.95	0.93	0.99
1.04	1.00	1.01	1.14	1.02	0.97	0.97	0.92	0.97	0.97	0.94	0.96	1.01	0.94	0.91	0.92	0.88	0.99
1.05	1.12	0.98	1.00	1.01	1.00	0.97	1.00	0.94	1.00	0.92	0.96	1.02	0.99	0.97	0.91	0.88	1.06
1.06	1.10	0.88	0.59	1.05	0.98	1.06	1.00	0.50	0.99	0.96	0.89	0.99	0.88	1.03	0.94	0.81	0.97

(a) 第 3 径間

劣化 ■ ■ ■  健全  
0 ~ 0.5 ~ 0.7 ~ 0.85 ~ 1.2

0301			0302			0303			0304			0305			0306		
1.09	1.08	1.06	0.45	1.05	0.93	1.00	1.07	1.07	1.01	1.08	1.02	1.05	1.07	1.09	0.97	0.97	0.97
1.07	1.05	1.03	0.79	0.77	0.54	0.97	0.91	0.92	0.95	1.05	1.02	1.02	1.05	1.10	0.96	0.98	0.93
0.97	1.03	1.04	1.03	0.96	0.90	0.88	1.18	0.98	0.95	1.02	1.04	1.05	1.05	1.04	1.01	1.01	0.98
0.96	1.04	1.01	1.03	0.98	1.03	0.96	0.67	0.97	0.98	1.04	1.10	1.04	1.04	1.07	0.98	1.01	1.00
0401			0402			0403			0404			0405			0406		
1.04	0.95	0.95	1.09	1.04	0.96	0.99	0.95	0.99	1.03	1.05	1.04	1.04	0.99	0.97	1.03	1.04	0.99
1.19	0.94	0.98	1.16	0.96	0.92	0.92	0.88	0.95	0.96	0.98	0.92	0.95	0.78	0.61	0.96	1.01	0.88
1.04	0.93	0.97	0.75	1.06	1.05	0.99	0.89	0.97	0.96	0.95	0.86	0.63	1.14	0.61	0.66	0.79	0.70
1.08	0.89	1.02	0.95	1.05	0.92	0.84	0.93	1.01	0.98	0.93	0.89	0.68	0.51	1.11	1.18	0.98	1.07

(b) 第 14 径間

図-63 炭素繊維シート補強した道路橋 RC 床版の共振周波数比の分布



写真-19 対象橋梁 C の外観



写真-20 C 橋の測定状況

床版に遊離石灰が見られる第 1 径間から、補強 5 格間、無補強 2 格間を抽出し、格間ごとに 15 点を基本として、リフト車により床版下面に近接して局所振動試験を行った。なお、添架物等がある箇所は測定していない。測定状況を写真-20 に示す。加振器は手支持し、機械的な固定はしていない。手ぶれ防

止や接触面の不陸を除くため、厚さ 0.8 mm の両面テープを介して加振器を床版下面に接触させ、振動を与えた。加振はホワイトノイズによるランダム加振とした。加振器の基本設定は、周波数帯域 2,000 ~ 10,000 Hz に渡って加速度パワースペクトル密度 (PSD) を  $1.2 (m/s^2)^2/Hz$  に制御した。加速度時刻歴波



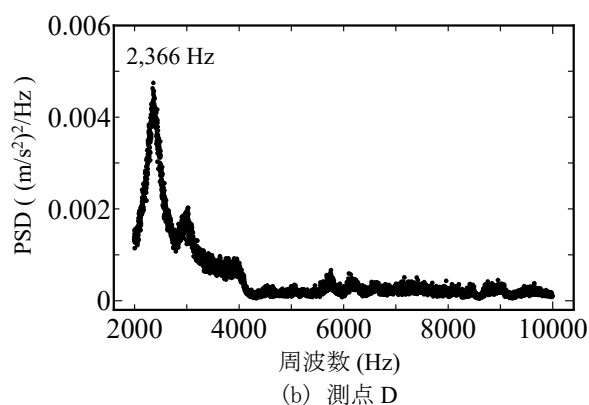
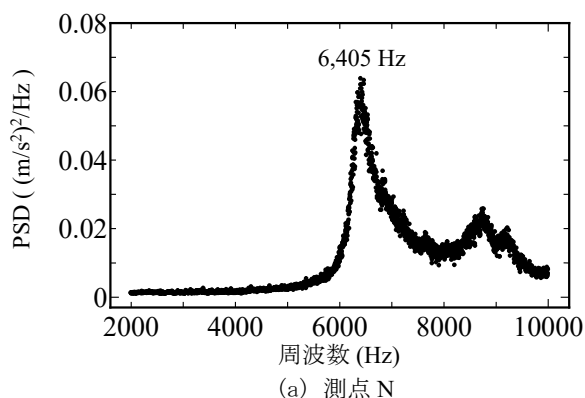


図-64 共振曲線の一例 (C 橋)



写真-21 床版下面の状態 (0304)



写真-22 橋面の状態 (0304)

形の振幅の実効値 (RMS) は  $96 \text{ m/s}^2$  であった。このとき、加振点付近の床版下面に加速度センサを貼付し、5~10 秒程度の応答を平均化処理して共振曲線を測定した。

## (2) 実験結果

局所振動試験による共振曲線の一例として、測点 N (健全箇所) と測点 D (損傷箇所) の測定結果を図-64 (a), (b) に示す。

本橋の床版厚さは 210 mm、舗装厚さは 50 mm であり、コンクリートとアスファルトの見掛けの音速にそれぞれ  $3,750 \text{ m/s}$  と  $2,000 \text{ m/s}$  を仮定すると、式 (27) より共振周波数の算定値は  $6,173 \text{ Hz}$  になる。図-64(a) の測点 N ( $6,405 \text{ Hz}$ ) は算定値とほぼ等しいため、健全箇所と判断された。一方、測点 D ( $2,366 \text{ Hz}$ ) は算定値よりも共振周波数が著しく低下しており、損傷箇所と推定された。測点 D の床版下面と橋面の状況を写真-21 と写真-22 に示す。測点 D 付近は、床版下面に漏水や遊離石灰、橋面には舗装の補修跡が見られ、測定結果との相関が確認された。

床版下面の測定箇所と測定結果をそれぞれ図-65 と図-66 に示す。測定は、70 測点に対して 4 時間程度を要した。データ分析は、はじめに全データ (70

個) の平均を求め、平均値から  $\pm 20\%$  以上離れたデータを破棄して、再度、残りのデータの平均を共振周波数の基準値  $f_m$  ( $6,140 \text{ Hz}$ ) とした。図-66 は、この基準値  $f_m$  に対する共振周波数比を色分けして表示した。図の共振周波数比の分布より、走行車線と追越車線の間位置する G2-G3 間の床版 (繊維シート補強あり) では、支間中央付近に共振周波数の低下が見られた。一方、路肩側の G4-G5 の無補強床版では、共振周波数の低下は見られなかった。これより、本橋の RC 床版は炭素繊維シート補強後も走行車線と追越車線において床版内部の損傷が生じている可能性が示唆された。

## 6.5 その他のコンクリート構造物の現場試験

### (1) 実験概要

道路橋以外の構造物に対する本手法の適用性の検討と、測定精度を整理するため、諸元が異なるコンクリート構造物の健全箇所を対象として局所振動試験を行った。なお、本実験は東北電力 (株) との共同研究の一環として行った<sup>25)</sup>。はじめに RC 放水路の実測例を示し、その他のコンクリート構造物を加え

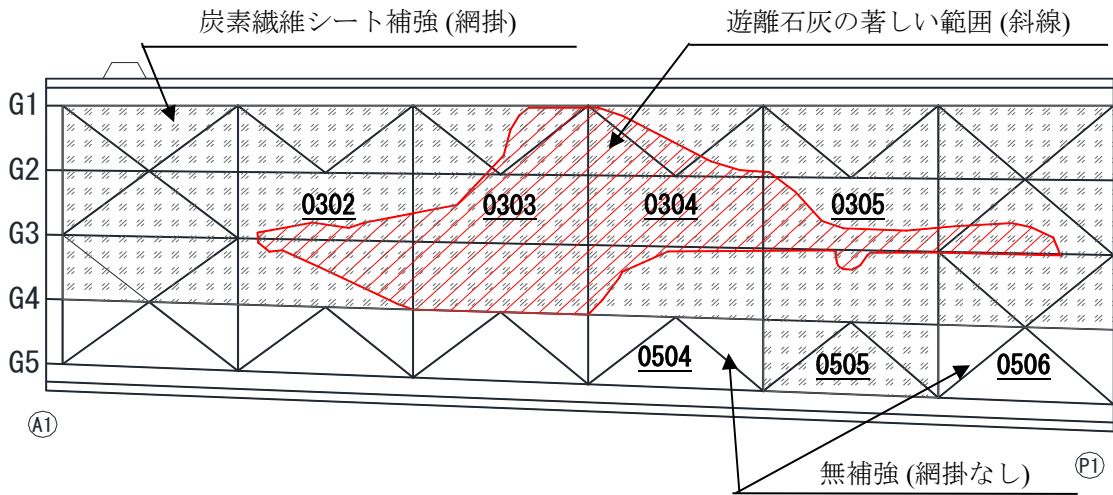


図-65 C橋の対象格間

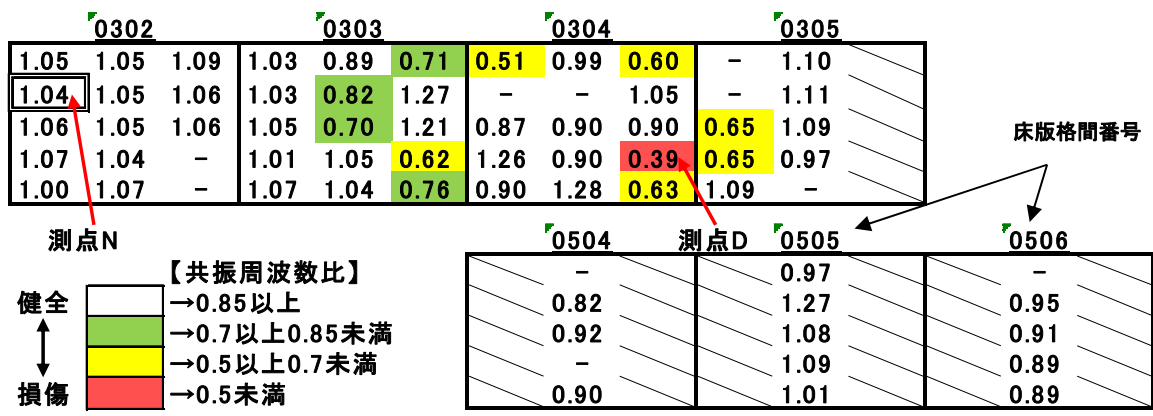


図-66 C橋床版の共振周波数比の分布 (損傷マップ)

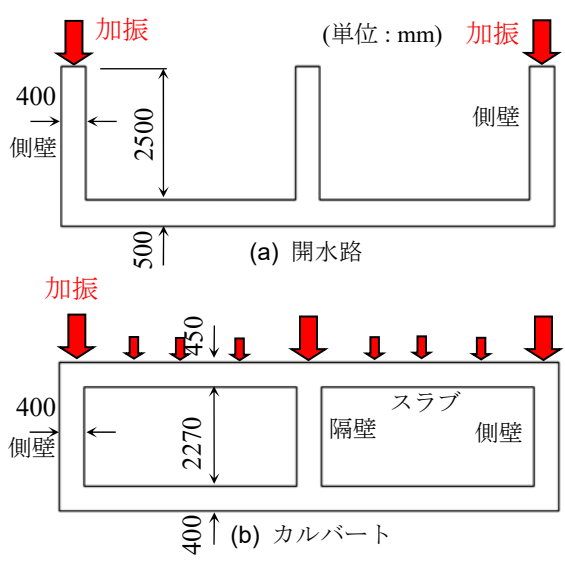


図-67 RC放水路の概略図

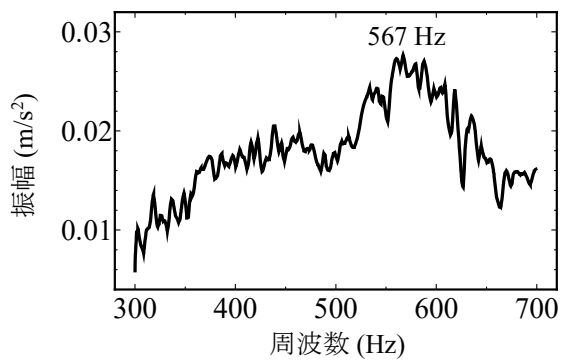


図-68 開水路側壁の共振曲線

図-67 (a)の開水路の杭基礎および直接基礎区間と、図-67 (b)のカルバート区間を測定した。本実験では、陸上から側壁、隔壁、スラブを鉛直加振した。側壁および隔壁の加振方法は、正弦波による周波数スイープ加振とした。加振器の基本設定は、加速度振幅を  $3 \text{ m/s}^2$  に一定制御し、周波数を  $300 \sim 700 \text{ Hz}$  まで18秒間で直線的に上昇させた。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、共振曲線を測定した。

健全箇所 543 個の測定結果を分析して、構造諸元と測定精度の関係について考察する。  
供用後約 2 年の健全な RC 放水路を対象として、

表-22 共振周波数の測定結果

No.	対象構造物	部材形状	測点数	振動長さ L (mm)	共振周波数の平均値 $f_0$ (Hz)	見掛けの音速 $c_0$ (m/s)	変動係数 (%)
1	開水路側壁 (杭基礎)	L型	36	2980	531	3691	9.8
2	開水路側壁 (直接基礎)	L型	74	3050	528	3751	9.7
3	カルバート側壁	箱型	12	3120	559	3487	10.5
4	カルバート隔壁	箱型	6	3120	627	3741	7.1
5	カルバートスラブ	平板	18	450	4091	3682	4.0
6	開水路 A 側壁 (厚さ)	平板	18	500	4010	4010	1.9
7	合流槽 A スラブ	平板	36	460	4579	4212	3.1
8	合流槽 B スラブ	平板	30	460	4653	4281	2.3
9	栈橋スラブ(歩道)	平板	8	150	13710	4114	3.7
10	栈橋スラブ(舗装あり)	平板	19	400	5487	4390	7.8
11	防油堤 (厚さ)	平板	48	250	8134	4067	2.4
12	栈橋主桁(歩道)	T型	22	750	2372	3558	3.0
13	栈橋主桁(舗装あり)	T型	14	2000	915	3661	7.7
14	開水路 A 側壁	L型	29	4100~4600	304	2712	8.5
15	開水路 B 側壁	L型	7	6300~7200	177	2440	9.9
16	開水路 C 側壁	L型	19	2700	553	2986	3.8
17	防油堤	L型	24	2500	482	2409	11.3
18	合流槽 A ピア	箱型	60	3200	453	2898	8.9
19	合流槽 B ピア	箱型	48	3200	467	2986	8.2
20	合流槽 B 側壁	箱型	15	3200	445	2850	13.2
合計			543	150~7200	177~13710	---	7.6

カルバートスラブでは、ホワイトノイズによるランダム加振とした。加振器の基本設定は、周波数帯域 2,000~6,000 Hz に渡って加速度パワースペクトル密度 (PSD) を  $2 \text{ (m/s}^2\text{)}^2\text{/Hz}$  に一定制御した。加速度時刻歴波形の振幅の実効値 (RMS) は  $88 \text{ m/s}^2$  である。このとき、加振点付近に加速度センサを貼付し、5~10 秒間程度の応答を平均化処理して、共振曲線を測定した。

(2) 実験結果

開水路側壁 (杭基礎) の共振曲線を図-68 に示す。共振周波数は 567 Hz であった。簡便な近似計算の位置づけとして、両端自由とした 1 次元棒の縦振動の理論式 (28) を考える。

$$f_0 = \frac{c}{2L} \quad (28)$$

ここで、 $f_0$  は健全状態での共振周波数、 $c$  は見掛けの音速、 $L$  は振動長さである。図-67 (a) を参照して、振動長さ  $L = 3 \text{ (m)}$ 、共振周波数  $f_0 = 567 \text{ (Hz)}$  を式 (28) に代入すると、見掛けの音速  $c$  は  $3,400 \text{ m/s}$  となった。一般的なコンクリートの音速は  $3,500 \sim 4,500 \text{ m/s}$  程度であることを勘案すると、式 (28) による音速の評

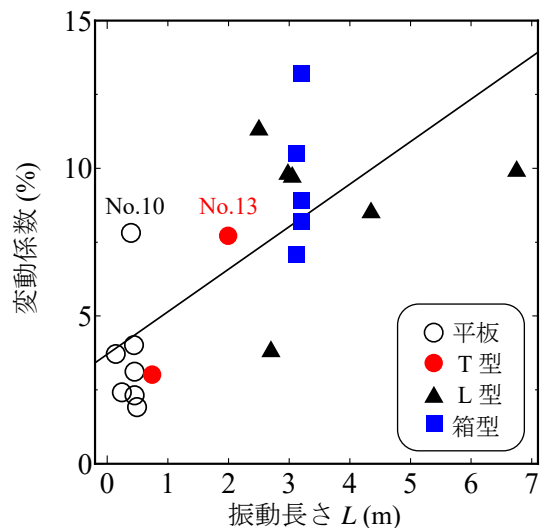


図-69 構造諸元と測定精度の関係

価は低い値を示した。式 (28) は 1 次元棒の縦振動を仮定したものであり、底版における弾性波の周り込みなどを考慮するためには、3 章に示した FEM 解析 (周波数応答解析) が必要である。

共振周波数の測定結果を表-22 に示す。No.1 と

No.2 を参照すると、本検討の範囲では、杭基礎と直接基礎の測定結果に差異はなかった。

### (3) 構造諸元と測定精度の関係

その他の構造物を加えた健全箇所 543 個の測定結果を表-22 に整理した。L 型や箱型の部材形状に対して、式 (28) による見掛けの音速は 2,400~3,000 m/s 程度であり、これらの音速や共振周波数を精度良く算定するためには、3 章で示した 3 次元 FEM による周波数応答解析 (振動解析) や波動解析などが必要であることが示された。また図-69 に示すように、部材形状が複雑になると共振周波数の変動係数が増加する傾向も示された。図中の No.10 と No.13 は、栈橋舗装上からスラブと主桁を測定した事例であるが、舗装の状態が良くないために測定のばらつきが大きくなったと推察された。

共振周波数の平均値  $f_0$  を基準とした共振周波数比  $f/f_0$  を指標にすると、543 個の変動係数は 7.6% であり、データの 95% は共振周波数比 0.86~1.18 の範囲に含まれた。これらの統計分析によって得られた変動係数や 95% 信頼区間は、本手法の測定精度を示す重要な情報である。構造物の現場試験における健全性判定の閾値や、5 章に示した安全性評価 (信頼性解析) などに必要である。測定精度を統計指標を用いて

示すことにより、破壊確率に基づいて構造物の健全性を定量的に示すことや、各種劣化要因と構造諸元に対して、健全性評価を可能とする適用条件を明確にすることができる。

## 6.6 実構造物の現場試験への応用検討のまとめ

道路橋 RC 床版をはじめとして、本手法による実構造物の現場試験を行った。本検討によって得られた知見を以下に列挙する。

1. 構造諸元の異なるコンクリート構造物の現場試験を行った。健全箇所 543 個の測定データの統計分析により、本手法による共振周波数比の測定精度は変動係数 7% であり、95% 信頼区間は 0.86~1.18 であった。
2. 炭素繊維シートや鋼板によって補強された道路橋 RC 床版に対して、交通振動の影響下でも測定精度を低下させることなく、点検が可能であった。
3. 道路橋の現場試験を通じて、実験手順やデータ整理の方法、共振周波数の分布図 (損傷マップ) の作成方法を体系化した。
4. 現場試験の経験を積むことにより、測定時間の短縮化や、測定機器類の小型軽量化、可搬性の向上、現場作業性の向上等を図ることができた。

## 第7章 まとめ

本研究によって得られた知見を以下に列挙する。

### 非破壊試験法の開発と現場試験への応用

- 重さ 1 kg の軽量小型加振器を開発した。また、本手法の基本特性を整理し、加振と応答の関係を示した。
- 局所振動試験による共振周波数の低下に着目して、炭素繊維シートや鋼板によって補強された RC 供試体内部の空隙範囲が同定できた。
- 本手法では定常振動を励起するため、上面および下面のいずれからでも内部損傷を捉えることができた。

- 鋼板、炭素繊維シート、アスファルト舗装の上から加振した場合でも、振動が伝達する限りは構造物内部の損傷を捉えることができた。
- FEM 解析によって実験の妥当性を確認するとともに、共振周波数の実測値を指標にして、構造物内部の空隙の大きさを推定できる損傷評価式を導出した。
- 健全状態を基準とした共振周波数比を劣化指標として、疲労、塩害、凍害の損傷レベルと共振周波数の関係を整理した。(表-23)
- 道路橋の現場試験では、交通振動の影響下でも測定精度を低下させることなく、本手法による

表-23 疲労、塩害、凍害に対する健全性評価への適用性

劣化要因	損傷状態と共振周波数比 (実験と解析によって得た知見)	本手法の測定精度を踏まえた健全性評価への適用性
RC 床版の疲労損傷	疲労限界走行回数 $N$ に対して走行回数 $N/10$ の段階： → 共振周波数比は 0.7 程度  疲労限界状態の直前の状態： → 共振周波数比は 0.5 程度	本手法の閾値 0.86 よりも共振周波数比が低いため、 <u>床版の疲労損傷に対して予防保全的な点検と維持管理が可能になる。</u>
RC 桁の塩害劣化	引張鉄筋の腐食率 10~20% (腐食ひび割れが発生している状態)： → 共振周波数比は 0.85~0.9 程度  かぶり剥落する状態： → 共振周波数比は 0.8 程度	かぶり剥落に対しては、 <u>桁上面からでも損傷を捉えられる。</u> しかし、本手法では、 <u>腐食ひび割れを捉えることは難しい。</u>
RC 桁の凍害劣化	曲げ破壊とせん断破壊の発生確率が逆転する損傷レベル： → 共振周波数比は 0.75 程度  示方書が定める相対動弾性係数の最低限界値 70% → 共振周波数比は 0.84	本手法の閾値 0.86 よりも共振周波数比が低いため、 <u>桁の凍害劣化に対して予防保全的な点検と維持管理が可能になる。</u>

点検・調査が可能であった。

- 炭素繊維シートや鋼板補強された道路橋 RC 床版に対して、共振周波数比の分布図を描き、損傷マップが作成できた。

#### 各種劣化要因に対する健全性評価への適用性

実験および解析によって、疲労、塩害、凍害による損傷レベルと共振周波数比の関係を整理した。さらに現場試験における本手法の測定精度を明らかにした上で、各種劣化要因に対する健全性評価の適用条件を表-23 に整理した。

#### 現場試験における本手法の測定精度

データ数：543 個，変動係数：7 %

共振周波数比の 95 % 信頼区間：0.86~1.18

異常を判断する 閾値：0.86

以上より、本手法は、炭素繊維シートや鋼板，あるいはアスファルト舗装等によって表面が目視できないコンクリート構造物の点検を可能とする。特に、道路橋 RC 床版の疲労損傷に対する本手法の有用性は高く、既存技術では難しかった床版内部の水平ひび割れを早期に発見し、時間的余裕をもって対策に繋げることが期待される。

なお、上記の知見は限られた実験条件によって得られた。本研究では、可能な限り物理現象を踏まえた上での定式化に努め、また、寸法などの構造諸元に依らないために共振周波数比などの無次元量を指標にして、実験データや解析結果を整理した。しかし、既設構造物の構造諸元や劣化性状は多岐にわたるため、今後も現場試験への応用検討と基礎データの収集を予定している。これによって、本手法の早期実用化に繋げるとともに、本手法の高度化や多方面への活用にも取り組んでいく。

## 参考文献

- 1) 三田村浩, 佐藤京, 本田幸一, 松井繁之: 道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1420-1431, 2009.
- 2) 早坂洋平, 西谷朋晃, 宮本慎太郎, 皆川浩, 久田真: 東北地方におけるコンクリート床版の劣化状況評価に関する一考察, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 14, pp. 603-610, 2014.
- 3) 魚本健人: コンクリート構造物の非破壊検査技術, オーム社, 2008.
- 4) 鎌田敏郎, 浅野雅則, 国枝稔, 六郷恵哲: コンクリート表層部欠陥の定量的非破壊検査への打音法の適用, 土木学会論文集, No. 704/V-55, pp. 65-79, 2002.
- 5) 原敏彦, 菅野匡, 竹市雅人, 原創太: 非破壊手法による SFRC 増厚補強された供用中 RC 床版の付着推定, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 2, pp. 1297-1302, 1999.
- 6) 金光寿一, 柳内睦人, 三星智典: 舗装熱を利用したサーモグラフィ法による RC 床版内部の欠陥検出に関する研究, 土木学会論文集, No. 732/V-59, pp. 95-108, 2003.
- 7) 加藤潔, 堤洋一, 加藤佳孝, 魚本健人: 非破壊検査手法による既設 RC 桁・床版の劣化調査, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 1, pp. 1819-1824, 2005.
- 8) 服部晋一, 鎌田敏郎, 竹村泰弘, 西田久雄: 金属磁歪素子を用いた低周波弾性波による実大 RC 床版供試体の非破壊評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1, pp. 1533-1538, 2002.
- 9) 内田慎哉, 鎌田敏郎, 前裕史, 山本健太: 道路橋 RC 床版の水平ひび割れ面の形状が衝撃弾性波法により得られる周波数スペクトルに与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 2125-2130, 2009.
- 10) 中山和也, 鎌田敏郎, 内田慎哉, 大西弘志: 衝撃弾性波法による道路橋 RC 床版の水平ひび割れの評価手法に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 2113-2118, 2009.
- 11) 吉沢勝, 朴錫均, 魚本健人: レーダ法を用いた RC 床版の空隙探査に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 1, pp. 1239-1244, 1996.
- 12) 大西弘志, 岡田裕昭, 内田慎哉, 鎌田敏郎: 道路橋 RC 床版における疲労劣化と振動特性の関係に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 1693-1698, 2007.
- 13) 山口恭平, 早坂洋平, 曾田信雄, 大西弘志: FWD を用いた既設 RC 床版の健全度評価手法に関する一提案, 構造工学論文集, Vol. 61A, pp. 1062-1072, 2015.
- 14) 宮村正樹, 岩崎正二, 出戸秀明, 加藤哲, 早坂洋平: 衝撃振動試験および動たわみ測定による実橋 RC 床版の健全度評価, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 1134-1143, 2012.
- 15) 内藤英樹, 齊木佑介, 鈴木基行, 岩城一郎, 子田康弘, 加藤潔: 小型起振機を用いた強制加振試験に基づくコンクリート床版の非破壊試験法, 土木学会論文集 E2, Vol. 67, No. 4, pp. 522-534, 2011.
- 16) 金森誠之: 煉瓦の発する音響より其の性質を窺ふ, 土木学会誌, Vol. 13, No. 3, pp. 331-415, 1927.
- 17) モード解析ハンドブック編集委員会: モード解析ハンドブック, コロナ社, 2000.
- 18) 宮本眞吾, 志賀徹, 石橋貞人: メロン果実の振動伝達特性に関する研究, 農業施設, Vol. 19, No. 3, pp. 21-28, 1989.
- 19) Neville H. Fletcher and Thomas D. Rossing [著], 岸憲史, 久保田秀美, 吉川茂 [訳]: 楽器の物理学, Springer Japan, 2008.
- 20) 日本工業規格: 包装貨物一振動試験方法, JIS Z 0232, 2004.
- 21) 土木学会: 2013 年制定 コンクリート標準示方書 規準編, 2013.
- 22) 小坪清眞: 入門建設振動学, 森北出版, 2000.
- 23) 東山三樹夫: 音の物理, 音響入門シリーズ A-2, コロナ社, 2010.
- 24) 長松昭男: モード解析入門, コロナ社, 2009.
- 25) 内藤英樹, 杉山涼亮, 松本泰季, 堀見慎吾, 鈴木基行: 小型加振器を用いた RC 開水路および合流槽の健全性診断技術, 土木学会東北支部技術研究発表会, V-33, 2017.
- 26) 宇野木早苗, 久保田雅久: 海洋の波と流れの科学, 東海大学出版会, 2007.
- 27) 青木貞雄: 光学入門, 共立出版, 2015.
- 28) 白井宏: 幾何光学的回折理論, コロナ社, 2015.
- 29) 近栄一郎, 内藤英樹, 五十嵐亜季, 鈴木基行: 強制加振試験による RC カルバートの損傷同定に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 2, pp. 967-972, 2016.
- 30) 林弘, 内藤英樹, 鈴木基行, 齊木佑介, 山洞晃一, 古賀秀幸: 共鳴振動試験によるコンクリートのひび割れ深さの推定, 土木学会第 64 回年次学術講演会, V-214, pp. 425-426, 2009.
- 31) 佐藤雅弘: FDTD 法による弾性振動・波動の解析入門, 森北出版, 2012.
- 32) 豊田政弘: FDTD 法で見る音の世界, 音響サイエンスシリーズ 14, コロナ社, 2015.
- 33) 渡辺健, 橋本親典, 大津政康, 一宮桂一郎: インパクトエコー法に基づいたイメージング手法によるコンクリート内部空隙の検出, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1, pp. 1581-1586, 2002.
- 34) 中根基之, 鎌田敏郎, 内田慎哉, 古本吉倫: インパクトエコー法によるコンクリート内部空隙の評価に与える弾性波の入力周波数の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 2, pp. 643-648, 2007.
- 35) 杉山涼亮, 内藤英樹, 山口恭平, 早坂洋平, 鈴木基行: ランダム加振による RC 床版の非破壊試験法, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 15, pp. 471-476, 2015.
- 36) 杉山涼亮, 五十嵐亜季, 内藤英樹, 堀見慎吾, 鈴木基行: 振動試験に基づくコンクリート開水路の健全性評価, 土木学会第 71 回年次学術講演会, V-572, pp. 1143-1144, 2016.
- 37) 前島拓, 子田康弘, 岩城一郎, 内藤英樹, 岸良竜, 鈴木康範, 大田孝二, 鈴木基行: アルカリシリカ反応が道路橋 RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響, 土木学会論文集 E2, Vol. 72, No. 2, pp. 126-145, 2016.
- 38) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎: 衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究—コンクリートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, No. 587, pp. 15-21, 2005.
- 39) ヴォラプッタポーン コンキット, 十代田知三: 条件の異なるコンクリートの音速と動弾性係数との関係—非破壊試験による構造体コンクリートの品質検査

- 法の総合的検討 (その 2) - , 日本建築学会構造系論文  
文集, No. 527, pp. 15-19, 2000.
- 40) 宮村正樹, 内藤英樹, 中野聡, 門万寿男, 岩城一郎, 鈴木基行: 厳しい塩害環境において架替え後 15 年が経過した PC 道路橋の構造性能評価に関する研究, 土木学会論文集 E2, Vol. 72, No. 2, pp. 41-55, 2016.
  - 41) 上原子晶久, 佐々木啓太, 佐々木大二郎, 福士怜: 炭素繊維シート補強された鉄筋コンクリートはりの耐荷性状にシート剥離が及ぼす影響, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 13, pp. 577-584, 2013.
  - 42) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2012.
  - 43) 山下英俊, 塚孝司, 佐伯昇: 超音波伝搬速度を用いた凍害深さの推定, コンクリート工学論文集, Vol. 7, No. 2, pp. 179-186, 1996.
  - 44) 石神暁郎, 佐藤智, 周藤将司, 蒔苗英孝: 凍結融解を受けたコンクリートの吸水性と超音波伝播速度に及ぼす影響, セメント・コンクリート論文集, Vol. 67, No. 1, pp. 413-420, 2013.
  - 45) 高田龍一, 郭世文, 緒方英彦, 服部九二雄: 超音波法によるコンクリートの耐凍結融解性能評価に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 1, pp. 1911-1916, 2004.
  - 46) Bo Diao, Yang Sun, Shaohong Cheng and Yinghua Ye: Effects of Mixed Corrosion, Freeze-Thaw Cycles, and Persistent Loads on Behavior of Reinforced Concrete Beams, *Journal of Cold Regions Engineering*, ASCE, Vol. 25, Issue 1, pp. 37-52, 2011.
  - 47) 林田宏, 佐藤靖彦: 凍害劣化域の大きさと位置に着目した RC はり部材の破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 1, pp. 922-927, 2012.
  - 48) 林田宏, 佐藤靖彦, 上田多門, 針谷龍史, 田口史雄: 凍結融解作用を受けた RC はり部材の構造性能評価に関する研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 9, pp. 375-380, 2009.
  - 49) 林田宏, 佐藤靖彦, 小林竜太, 吉田安寿: 凍結融解作用により劣化した RC はり部材の非線形有限要素解析による構造性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 1, pp. 901-906, 2013.
  - 50) 松尾豊史, 松村卓郎, 鈴木裕, 齋藤敏樹: 凍結融解作用を受けたコンクリートはり部材の曲げ強度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 1165-1170, 2009.
  - 51) 土屋祐貴, 八嶋宏幸, 内藤英樹, 王?, 山洞晃一, 古賀秀幸, 鈴木基行: 凍結融解によって劣化した RC はりのせん断耐力, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 751-760, 2014.
  - 52) 三田村浩, 佐藤京, 本田幸一, 松井繁之: 道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1420-1431, 2009.
  - 53) 早坂洋平, 西谷朋晃, 宮本慎太郎, 皆川浩, 久田真: 東北地方におけるコンクリート床版の劣化状況評価に関する一考察, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol. 14, pp. 603-610, 2014.
  - 54) 日本コンクリート工学協会 東北支部: 東北地方におけるコンクリート構造物の凍害に関する調査研究委員会報告書, 2001.
  - 55) 庄谷征美, 月永洋一: 東北地方のコンクリート構造物の凍害について, コンクリート工学, Vol. 42, No. 12, pp. 3-8, 2004.
  - 56) 齋藤啓一, 石橋忠良, 井料青海, 武田三弘, 秋山充良, 鈴木基行: 有効高さが変化する RC 棒部材のせん断耐力評価に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 725/V-58, pp. 71-83, 2003.
  - 57) 野口博章: 凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化予測に関する基礎的研究, 法政大学学位論文, 2008.
  - 58) 野口博章, 満木泰郎, 溝渕利明, 山田啓介: 凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化深度評価に関する基礎的研究, 土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 3, pp. 592-605, 2006.
  - 59) 中村秀明, 浜田純夫: 材料の不確定性を考慮したマスコンクリートのひび割れ発生確率, 土木学会論文集, No. 514/V-27, pp. 29-42, 1995.
  - 60) Renjian Lu, Yuanhui Luo, Joel P. Conte: Reliability evaluation of reinforced concrete beams, *Structural Safety*, ELSEVIER, Vol. 14, pp. 277-298, 1994.
  - 61) 秋山充良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 信頼性理論を用いた構造最適設計手法の提案および RC 橋脚の耐震安全性評価への適用, 土木学会論文集, No. 662/V-49, pp. 185-204, 2000.