

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

題目(和文)	常時微動を活用した河川内旧式橋脚基礎の状態監視手法に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	櫛健典
Author(English)	Takenori Keyaki
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4184号, 授与年月日:2021年4月30日, 学位の種別:論文博士, 審査員:高橋 章浩,北詰 昌樹,廣瀬 壮一,竹村 次朗,佐々木 栄一
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4184号, Conferred date:2021/4/30, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

常時微動を活用した河川内旧式橋脚  
基礎の状態監視手法に関する研究

櫛 健典

# 常時微動を活用した河川内旧式橋脚基礎の状態監視手法に関する研究

## 要旨

河川橋りょうにおける橋脚の洗掘災害は、河川増水により橋脚基礎周辺の地盤材料が流出し、最終的に橋脚の傾斜または沈下に至るものであり、近年においても国内外で数多く発生している。主に直接基礎やケーソン基礎で根入れの浅い旧式橋脚で問題となることが多く、鉄道橋りょうではひとたび発生すると重大な事故や長期間の輸送障害につながりやすい。そのため、洗掘災害が発生するおそれのある橋脚については、局所洗掘や河床低下の状態を継続的に把握しておくことが望ましいが、流水中の橋脚基礎周囲の状態を目視により確認することは難しい。そのため一般的には衝撃振動試験による根入れの評価が行われているが、高所で重錘を扱う必要があることや作業のための人手を要することなどから頻繁に実施することは難しく、実務上の課題となっていた。そこで、本研究は以下の条件を満足する手法の開発を目的として実施した。

- ① 衝撃振動試験を代替できるような、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価を安全・容易に行えること
- ② センサ等を用いた連続的な監視により、橋脚の根入れの状態の変化の有無を継続的に把握でき、2年間隔等で実施している目視検査を補える情報が得られること

既往研究では、橋脚天端部において微動を計測し、そのフーリエスペクトルの形状をもとに、過去に把握した固有振動数を初期値としてこれを含む一定の振動数帯において卓越する振動数を、現時点での固有振動数と判断する手法(以下、従来手法)が提案されていた。しかし、橋脚天端部の常時微動のスペクトル形状には基礎への入力となる地盤の常時微動のスペクトル形状の影響が多く現れており、このことが従来手法による橋脚の固有振動数の同定を難しくしている原因の一つであることが分かった。一方で、入力振動と応答である橋脚天端上の振動とのフーリエ振幅比に着目することで、入力振動のスペクトル形状の影響を受けることなく固有振動数を明瞭に判断できる。しかし、入力となる常時微動は常に振幅やスペクトル形状が変動するため橋脚天端部との同期計測が必要であり、入力振動として河川内での流水下の地盤の常時微動を計測することは現実的に困難である。

これらを踏まえ、本研究では橋脚天端上の計測のみによる橋脚の固有振動数の同定を可能とするため、橋脚天端で計測した常時微動のみを基に橋脚基礎への入力振動を推定する手法を提案した。この手法を活用することで、橋脚天端で計測した振動と推定した入力振動のフーリエ振幅比から、橋脚の固有振動数・減衰定数を精度よく得ることが可能となった。さらに、橋脚の固有振動数を含むと想定される振動数帯を様々に仮定して、入力振動の推定から固有振動数の同定までの一連の計算を反復して行い、そのうえで正しい固有振動数を抽出する方法を提案し、過去の固有振動数をあらかじめ参照値として把握しておくことを不要とした。提案手法を鉄道橋りょうでの計測事例から検証した結果、概ね衝撃振動試験による固有振動数と整合した結果が得られ、橋脚基礎の根入れの状態を衝撃振動試験と同一の基準で評価できることを確認した。

提案手法では橋脚の固有振動数に加えて減衰定数も同時に得ることができるが、橋脚基礎の根入れの状態を評価する際に、減衰定数はこれまで顧みられることが少なかった。そこで、洗掘に伴う橋脚基礎の不安定化の過程における振動性状の変化を、減衰定数の変化にも着目して模型実験により検討した。その結果、洗掘が基礎底面まで達した後は固有振動数の方が減衰定数よりも大きな変化が生じるなど、新たに減衰定数にも着目することでより詳細に橋脚基礎の状態を推定できる可能性があることが分かった。さらに、台風通過前後に鉄道橋りょうの橋脚天端で計測した微動データを用いた検討から、水位によらず提案手法は適用が可能であり、従って洗掘に対する橋脚基礎の根入れの継続的な監視に活用可能であることを示した。

最後に、微動を用いた従来手法との比較から、提案手法ではより減衰定数の大きな橋脚へと適用範囲が拡大していることを確認した。提案手法の適用にあたって必要となる現地作業は橋脚の天端部への振動センサの設置のみであり、重錘による打撃等が不要なため河川内においても作業安全性が高い。従って、多くの橋脚において提案手法を衝撃振動試験の代替として、より安全な手法として活用することが可能である。また、提案手法からは固有振動数を精度よく得られることに加えて減衰定数も得られるため、提案手法を活用した簡易な常時監視システムを構築することで、微動を用いた従来手法よりもさらに適切に、橋脚基礎の根入れの継続的な監視を行うことが可能となる。

以上のように、本研究において提案した手法の旧式河川橋りょう橋脚の維持管理における有用性は高いと考える。

# 目次

第1章 序論 .....	1
1.1 本研究の背景 .....	1
1.2 振動に着目した橋脚基礎の状態監視手法に関する既往の研究 .....	3
1.3 本研究の内容 .....	4
第2章 鉄道における橋脚基礎の維持管理の実態と課題 .....	6
2.1 鉄道橋りょうの橋脚の特徴 .....	7
2.2 増水に伴う河川橋りょうの災害形態と本研究対象の選定 .....	9
2.3 鉄道橋りょうにおける運転規制手法 .....	14
2.4 鉄道橋りょうにおける下部工の維持管理の現状 .....	17
2.4.1 維持管理の概要 .....	17
2.4.2 衝撃振動試験 .....	21
2.5 旧式橋脚基礎の洗掘に対する維持管理の課題 .....	27
2.5.1 衝撃振動試験の課題 .....	27
2.5.2 根入れの変化を継続的に把握する必要性 .....	29
2.6 本研究の目的 .....	30
第3章 橋脚の簡易な状態監視手法の開発に向けた基礎的検討 .....	31
3.1 計測手法の選定 .....	32
3.2 微動計測に基づく既往の手法の概要 .....	36
3.3 従来手法の課題の検討 .....	38
3.3.1 従来手法による洗掘状態の把握 .....	38
3.3.2 従来手法の理論的背景 .....	41
3.3.3 基礎への入力振動と地盤の常時微動の比較 .....	44
3.3.4 従来手法による固有振動数同定が困難となる原因の検討 .....	51
3.4 本章の結論 .....	58
第4章 微動を活用した衝撃振動試験に代わる新たな手法の提案 .....	59
4.1 微動計測に基づく新たな手法の提案 .....	60
4.1.1 参照値がある場合の固有振動数・減衰定数同定手法 .....	61
4.1.2 参照値がない場合の固有振動数・減衰定数同定手法 .....	65
4.2 鉄道橋りょうの微動計測結果に基づく提案手法の妥当性の検証 .....	71
4.2.1 提案手法により推定した基礎への入力振動の妥当性の検証 .....	72
4.2.2 提案手法による固有振動数の同定精度の検証 .....	74

4.3	提案手法に影響しうる各種要因の検討	78
4.3.1	振動数帯の設定に関する検討	80
4.3.2	フーリエスペクトルのスムージング強度に関する検討	83
4.3.3	微動計測のサンプリングレートが提案手法の同定結果に与える影響	84
4.3.4	微動の計測時間長が提案手法の同定結果に与える影響	86
4.3.5	橋脚天端部の両端 2 箇所に設置するセンサの離隔の影響	88
4.3.6	橋軸方向の振動の影響	90
4.3.7	上部工の振動の影響	93
4.4	本章の結論	95
第5章	提案手法に基づく簡易な状態監視に向けた検討	96
5.1	半断面橋脚模型による洗掘の進行様式の定性的把握	98
5.1.1	半断面模型による実験概要	98
5.1.2	半断面模型による実験結果	101
5.1.3	半断面模型実験結果を基にした洗掘の進行様式の考察	103
5.2	提案手法による洗掘進行過程把握の検証のための模型実験	104
5.2.1	開水路模型実験における洗掘進行状態の把握	104
5.2.2	橋脚側面および底面の状態に着目した洗掘に伴う振動性状の変化の検討	110
5.3	実橋りょうの簡易な状態監視への提案手法の適用検討	120
5.3.1	検討に使用したデータの概要	121
5.3.2	増水が提案手法による入力振動の推定精度に与える影響	124
5.3.3	強風が提案手法による入力振動の推定精度に与える影響	130
5.3.4	外乱作用による提案手法の固有振動数・減衰定数同定結果への影響	133
5.4	本章の結論	137
第6章	提案手法の導入効果と実用化への展望	139
6.1	提案手法の利点と留意点	140
6.1.1	従来手法と比較した提案手法の利点	140
6.1.2	衝撃振動試験と比較した提案手法の利点と留意点	142
6.2	提案手法の導入効果と実用化のイメージ	144
6.2.1	提案手法の導入効果	144
6.2.2	実用化のイメージ	146
第7章	結論	150
	参考文献	152
	謝辞	159

## 第 1 章 序論

### 1.1 本研究の背景

日本列島は険しい山岳地帯が多いうえに山地から海までの距離が短いことから急流河川が多い。また、世界的にみても比較的降雨が多い地域であることから、河川を流れる水量が豊富である。このような日本の河川の特徴から、梅雨や台風の大雨などによって、河川が増水・氾濫し災害につながるが多い。近年では、2018 年には梅雨前線や台風 7 号の影響による「平成 30 年 7 月豪雨（西日本豪雨）」により中国・四国・九州地方を中心に、また 2019 年には記録的な雨量を観測した「令和元年東日本台風（台風 19 号）」により関東甲信越・東北地方を中心に、いずれも多く河川で堤防決壊やそれに伴う大規模な浸水被害が生じるなど、日本国内では毎年のように河川増水に伴う災害が発生している。

河川増水は、鉄道にも大きな影響を及ぼしている。例えば令和元年東日本台風によって、水郡線の第 6 久慈川橋りょうで橋脚の倒壊により桁が流出した<sup>1)</sup>のをはじめ同線の複数の橋りょうで変状が生じたほか、千曲川の堤防の一部が浸食された影響による上田電鉄別所線の千曲川橋りょうの桁崩落など、河川橋りょうに関わる災害が多く発生した。ひとたびこのような災害が発生すると、復旧まで月単位、もしくは年単位という長期間を要し、かつ多額の復旧コストを要するが多い。

このような河川橋りょうに関わる災害は極端な増水中に発生することが多いが、令和元年東日本台風の通過後、水位が下がってしばらく経過してから八高線の神流川橋りょうで橋脚が傾斜する事象が発生した<sup>2)</sup>。また、極端な増水とならなくても、梅雨の長雨や春先の融雪水の流入で通常よりやや水位の高い状態が長時間継続した際にも橋脚の傾斜や沈下が発生することがある<sup>3)</sup>。災害につながる予見困難な状況下でもこのように橋脚の傾斜や沈下が起こることが、鉄道における河川橋りょうの保守管理上大きな課題となっている。

極端な増水中でなくとも橋脚が傾斜や沈下に至ってしまう主な原因は、橋脚基礎周辺の地盤が浸食されて流出する、洗掘とよばれる現象によって橋脚の根入れが低下するためである。これは特に直接基礎やケーソン基礎で根入れの浅い旧式橋脚において問題となり、このような橋脚では、洗掘が進行すると橋脚基礎地盤の支持力が失われ、流水圧が橋脚にさほど大きく作用しなくとも傾斜や沈下、ひいては倒壊に至ってしまうのである。

橋脚に傾斜等が生じるほどの大きな洗掘が生じることは比較的稀ではあるが、2019 年に洗掘災害が発生した神流川橋りょうの他にも、最近では 2015 年に只見線の大川橋りょう<sup>4)</sup>、2016 年に陸羽西線の角川橋りょう<sup>5)</sup>、2017 年に南海本線の男里川橋りょう<sup>6)</sup>(図 1-1)、2018 年に近鉄南大阪線の大和川橋りょう<sup>7)</sup>と予讃線の財田川橋りょう<sup>8)</sup>、といったように、国内では年間に 1 件程度の頻度で列車運行に支障を来すような橋脚の傾斜を伴う洗掘事象が発生している。このうち、男里川橋りょうの事象は列車脱線事故に至っている。

このような災害は鉄道橋りょうに限らず道路橋においても発生することがあり、例えば令和元年東日本台風の際には、東京都の立川市と日野市間の多摩川に架かる日野橋(都道 256 号線)で

橋脚が洗掘を受け、桁とともに沈下した。また、例えば 2009 年にアイルランドのダブリン・ベルファスト線の Malahide 橋で洗掘による橋脚の傾斜が発生し、旅客列車が通過した数分後に桁が崩落した事象<sup>9)</sup> や、2013 年にカナダのカルガリー近郊の Bonnybrook 橋の洗掘により橋脚が貨物列車の通過中に倒壊して列車脱線事故に至った事象<sup>10)</sup>、2015 年にイギリス北部の Lamington 橋で増水が収まった後に通過した列車の運転士から異常動揺の申告があり、調査の結果洗掘に伴って橋脚躯体に大きな損傷が生じていたことが判明した事象<sup>11)</sup> など、日本国外の鉄道においても洗掘が原因となった重大な災害が数多く報告されている。

鉄道橋りょうにおいて洗掘による災害が発生した後の復旧工事にあたっては長期間の運行停止が必要となることが多く、事前に根固めブロック敷設などの対策工を実施するよりも工事に要するコストも高くなる。さらに列車運行の安全性確保の観点も考慮すると、このような洗掘災害の発生を防ぐためには、早い段階で必要な対策を行う、事前防災の考え方が重要である。

このように、洗掘が発生するおそれのある橋りょうの橋脚については、橋脚基礎の状態を常に把握しておくことが望まれる一方で、河川の流水中の地盤状態を目視により確認することは容易でない場合がある。そのため、鉄道の保守管理部門においては定期的な目視を中心とした検査や河床断面計測を実施し、その結果河川環境に変化が生じているなど橋脚基礎地盤の状態変化が疑われる場合には、衝撃振動試験<sup>12)</sup> を実施するのが一般的である。これは、重錘で橋脚を打撃することにより得られる振動波形をもとに、フーリエスペクトルの形状および位相から同定される橋脚の固有振動数を指標とした手法である。この結果固有振動数の大きな低下がみられる場合には、さらに詳細な調査を実施して健全性を判断し、必要に応じて措置を検討することとなる。

衝撃振動試験は 30kg 程度の重錘により橋脚を打撃する作業が必要なため、特に増水中には安全に実施することが難しい場合がある。また、その都度現地での作業が必要なことから橋脚の固有振動数の変化を連続的に計測することは難しく、定期検査の結果詳細な調査が必要となった場合や増水後の水位低下時など、特に必要性の高い時期に絞って実施されているのが現状である。

以上のことから、より安全に、さらには高頻度に、河川橋りょうの橋脚基礎の状態変化を把握できる手法の開発が望まれているところである。



図1-1 男里川橋りょうの災害発生後の状況（埋め戻し後）

## 1.2 振動に着目した橋脚基礎の状態監視手法に関する既往の研究

現在、鉄道橋りょうの維持管理において、橋脚基礎の状態を把握するため衝撃振動試験が一般的に行われているが、橋脚基礎の状態を振動から把握しようという試みは国鉄時代からなされてきた。戦後の国鉄発足初期の時点で、基礎の不健全な橋脚では周期の遅い振動が現れやすいという知見がすでにあつたようである。その後、梶田ら<sup>13)</sup>は、走行列車を起震源として、あるいは起震機を使用して橋脚に振動を与え、計測した時刻歴波形の振幅、周期や形状に着目して橋脚基礎の状態を評価する手法を提案した。

この考え方を発展させ、西村ら<sup>12)</sup>は橋脚頭部に重錘を用いて衝撃を与え、得られた応答振動波形のスペクトル解析結果から固有振動数を求める手法を、衝撃振動試験として提案した。さらに、羽矢ら<sup>14)</sup>は、固有振動数を基にした評価をより適切に行うため、多くの橋脚における計測結果を統計的に処理することによって、橋脚基礎が健全と判定できる固有振動数を求めるための標準値算定式を提案した。これら衝撃振動試験や標準値の考え方は鉄道構造物等維持管理標準に整理され、現在では鉄道橋りょうの維持管理において一般的に用いられるようになった。

一方で、橋脚に人為的な衝撃を与えずに、微動計測から橋脚基礎の状態監視を行おうとする試みも進められてきた。中村ら<sup>15)</sup>は、根入れが低下した直接基礎橋脚ではロッキング振動が卓越することに着目し、ロッキング振動の割合を寄与率と定義して、これを指標とする手法を提案した。佐溝ら<sup>16)</sup>は、増水時に橋脚天端で計測した微動波形の卓越振動数から、橋脚の固有振動数を同定する手法を提案した。ただしこの手法は固有振動数が明瞭に卓越しない場合があることから、そのような場合にも適用できる可能性がある手法として、雪岡ら<sup>17)</sup>は、橋脚天端で計測した微動波形から特定の振動数帯のスペクトル面積を指標とする橋脚基礎の状態監視手法を提案したほか、吉留ら<sup>18)</sup>はベイズ推定に基づいた固有振動数推定手法を試みている。これらの微動を用いた手法は橋脚を加振する必要がないことから、実用化できれば現場での取り扱いが容易な手法として活用が期待されるが、手法が適用できる条件が不明確なことや、寄与率やスペクトル面積についてはこれまで実務で使用されていない指標であり、評価基準を新たに定める必要があることなどから、現時点で実務に採用されている例はほとんど無い。

また、走行列車を起震源として橋脚の応答を計測し、洗掘の有無を判定する研究<sup>19), 20), 21)</sup>も行われている。しかし、列車振動に着目した手法は軌道整備状況の影響<sup>22)</sup>や列車ごとの荷重の違いの影響<sup>23)</sup>なども受けると考えられ、実務への適用には慎重な検討が必要と思われる。

### 1.3 本研究の内容

鉄道の維持管理の現場においては、河床低下や洗掘が懸念される河川橋りょうの橋脚において、根入れの状態を把握する目的で一般的に衝撃振動試験が実施されており、橋りょうの維持管理に有用なデータが得られているが、その実施にあたっては多くの労力を要し、連続的な監視には適していないなど、実務上の課題も多い。そこで、本研究は、鉄道の河川橋りょうにおいて衝撃振動試験よりも安全に、かつ高頻度実施でき、河床低下や洗掘に伴う橋脚の根入れ状態の変化を簡易に把握できる手法(以下、状態監視手法とする)を提案することを目的とする。研究フローを図1-2に示す。

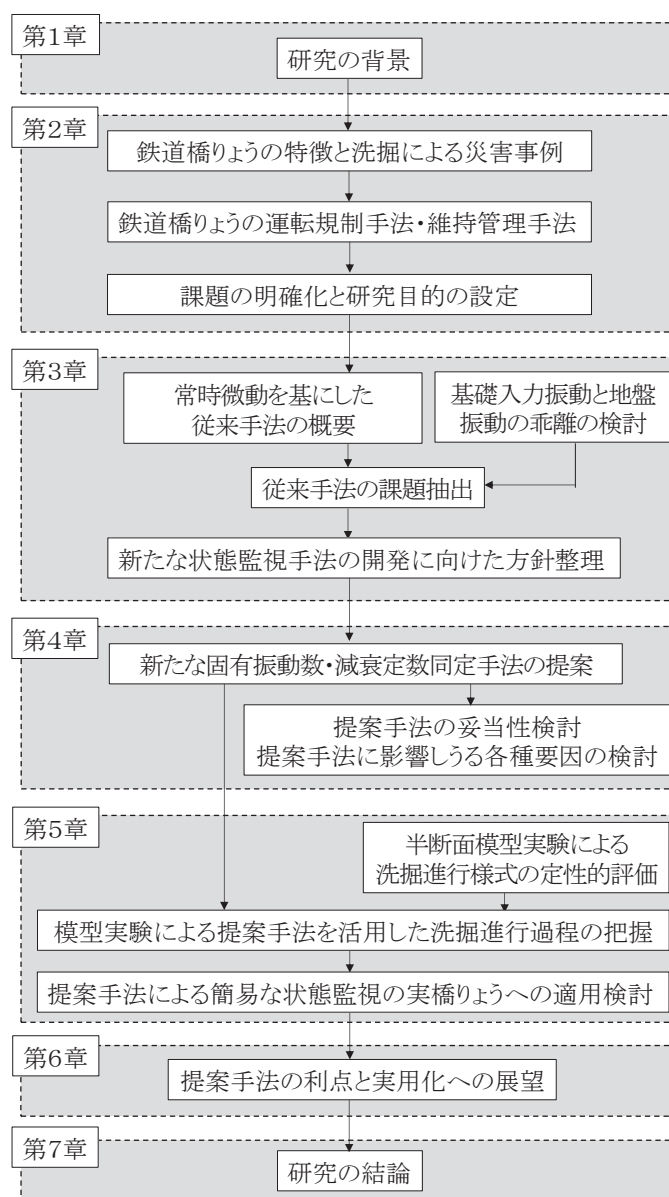


図1-2 研究のフロー

本論文の構成および内容は、以下のとおりである。

## 第1章 序論

## 第2章 鉄道における橋脚基礎の維持管理の実態と課題

## 第3章 橋脚の簡易な状態監視手法の開発に向けた基礎的検討

## 第4章 微動を活用した衝撃振動試験に代わる新たな手法の提案

## 第5章 提案手法に基づく簡易な状態監視に向けた検討

## 第6章 提案手法の導入効果と実用化への展望

## 第7章 結論

第1章では、研究の背景を述べるとともに、振動に着目した橋脚基礎の状態監視手法に関する既往の研究を示し、本研究の重要性を示した。

第2章では、鉄道橋りょうにおいて洗掘に伴う災害を防ぐために行われている手法のうち、主に運転規制や検査といったソフト対策に着目する。これらの現状を概観し課題点を明らかにすることで、本研究の目的の明確化を図る。

第3章では、まず、橋脚の簡易な状態監視手法の開発に向け、微動に着目した理由を述べたうえで、微動に着目して従来から検討されてきた橋脚の状態監視手法(従来手法)の概要を述べる。そのうえで、従来手法の課題を実橋りょうにおける計測結果から明らかにし、微動を活用した新たな手法の開発に向けた基礎的な知見を得る。

第4章では、新たな手法の提案を行う。一般的に、ロッキング振動が卓越している橋脚の場合、橋脚基礎部の入力振動と橋脚天端部の応答振動のフーリエ振幅比で評価することにより固有振動数を明瞭に捉えることができるが、橋脚基礎への入力振動を直接計測することは困難であり、これに代えて橋脚近傍の地盤の常時微動を計測することも、河川橋りょうにおいては現実的に困難であることが多い。そこで、本論文では、橋脚天端部の計測結果のみから基礎への入力振動を推定する手法を構築し、さらに、これを基に固有振動数・減衰定数を同定する手法を提案する。提案手法の精度について検討し、提案手法に影響を及ぼし得る各種の要因についても検討する。

第5章では、提案手法を活用し、固有振動数に加えて減衰定数にも着目した洗掘進行過程の捕捉について、洗掘を模擬した模型実験の結果から検証する。第4章で提案する手法は、固有振動数に加えて減衰定数を容易に得ることが可能であるが、これまで減衰定数は洗掘に対する橋脚の維持管理の場面では活用されてこなかった。そこで、第5章では減衰定数にも着目し、提案手法を洗掘に対する橋脚の簡易な状態監視へ適用するための検討を行う。さらに、台風通過前後に連続的に橋脚の微動計測を行ったデータを基に、提案手法を長期的な橋脚の状態監視へ活用する際の留意点について検討する。

第6章では、本論文で提案した手法の利点について述べ、その上で、提案手法を実務において活用することで期待される効果と、実用化のイメージや留意点について述べる。

第7章では、本研究で得られた成果について総括する。

## 第2章 鉄道における橋脚基礎の維持管理の実態と課題

河川にかかる鉄道橋りょうにおいて洗掘に伴う災害を防ぐための取り組みは、橋脚の基礎の補強や根固め工の設置といったハード対策と、運転規制や検査の着実な実施といったソフト対策に大別することができる。本章では、これらのうち主にソフト対策に着目したうえで、現状を概観するとともに課題点を明らかにし、本研究の目的の明確化を図る。

本章の構成を以下に示す。2.1節では本論文の対象構造物である鉄道橋りょうの橋脚の特徴の概要を示す。2.2節では、河川にかかる鉄道橋りょうにおける災害事例を示し、災害発生に至る要因と課題を明らかにする。2.3節では、河川にかかる鉄道橋りょうにおいて、洗掘による災害発生時に橋りょうに列車を進入させないことを目的としたソフト対策として実施されている、増水時の運転規制手法の概要を述べる。2.4節では、洗掘による橋りょうの災害発生を未然に防止するため、また運転規制を効果的に運用するために実施されている維持管理手法について述べる。2.5節では、河川にかかる鉄道橋りょうの運転規制や維持管理における現状の課題点について明らかにする。以上の現状と課題をふまえたうえで、2.6節では本研究の目的の明確化を図る。

## 2.1 鉄道橋りょうの橋脚の特徴

我が国の鉄道で採用されている橋脚の主な基礎形状を図 2-1 に示す。鉄道橋りょうの橋脚の特徴として、経年が古く、建設当時の施工技術上の制約等から直接基礎橋脚が多いことがあげられる。一例として、JR 東日本管内の河川橋りょうの橋脚について、基礎の種類ごとの割合を図 2-2 に示す。

図 2-2 から明らかなように鉄道河川橋りょうでは直接基礎形式の橋脚が多いが、近年施工された橋りょうに多くみられる杭基礎形式の橋脚に比べると、根入れが浅いことが一般的である。多くの鉄道路線が建設された明治・大正期の鉄道開業時や戦前までの時期においては、当時の施工技術

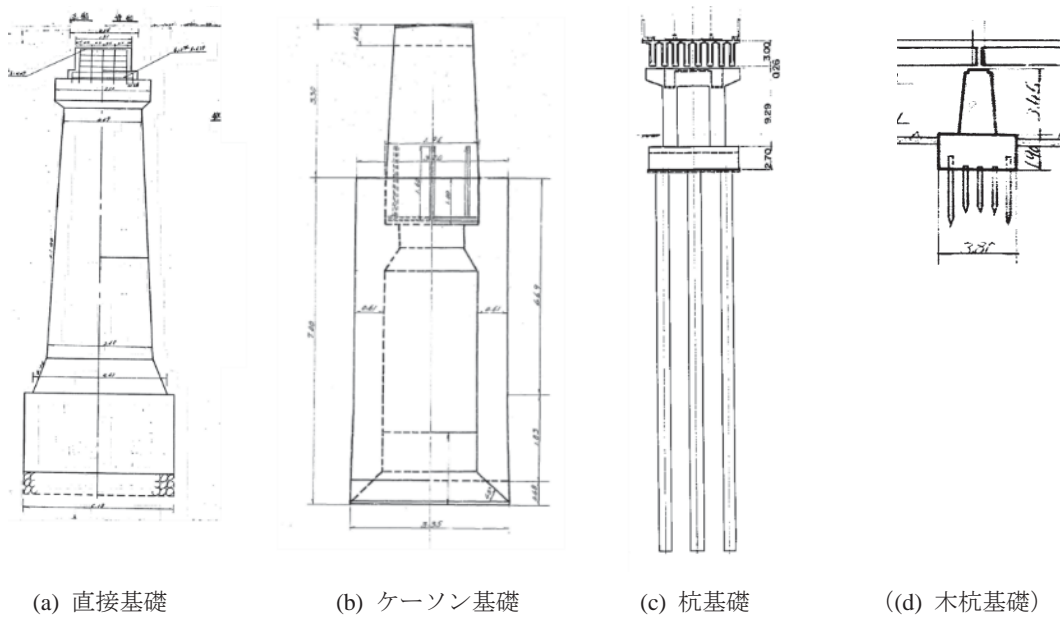


図2-1 鉄道橋脚に使用される主な基礎形状

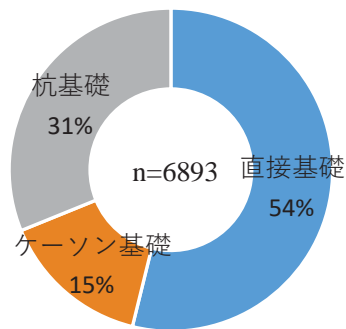


図2-2 河川橋脚の基礎形状ごとの割合 (JR 東日本管内)

面での制約から、施工の容易な直接基礎形式が採用されることが多かった。また、ケーソン基礎はケーソン函体の側面の支持力も期待する基礎形式であり、底面(ケーソン刃先)は必ずしも強固な支持層に接している必要はないとされている。そのため、河床低下や洗掘が進行してケーソン函体の上部が河床上に露出する状態になると、支持力不足をきたす場合がある。これら直接基礎やケーソン基礎の橋脚は、明治・大正期の鉄道開業時や戦前に施工されたものが、現在に至るまで継続して使用されている場合も多い。

また、このような時代に建設された橋脚の躯体の材質は、石積、煉瓦や無筋コンクリートのものが多い<sup>24)</sup>。これらの材質は鉄筋コンクリート造と比べると強度が劣るため、十分な強度を確保するために橋脚径が太いものが多い。かつては長スパンの桁を架設することが技術的に、また費用面において難しかったこともあり、この時代に建設された橋りょうでは短スパンで橋脚数が多いことも特徴となっている<sup>25)</sup>。これらの事情から、このような建設年代の古い橋りょうには河積阻害率が大きい橋りょうが多く、より流水圧を受けやすい状況となっている。さらに、戦後は河床砂利の採取<sup>26)</sup>やダム建設、河道整備などにより河床低下が進行した<sup>27)</sup>ため、長期的にみると建設当時と比べて橋脚の根入れが減少傾向にある河川橋りょうも多い。

一方で、特に戦後期において多く施工されるようになった杭基礎は、長大な杭の先端を強固な支持層に到達するまで打ち込むものである。杭長は数十 m に達する場合も多く、技術的な制約から鉄道開業初期の施工例は少ない。なお、建設年代の古い橋りょうでは短い木杭を基礎底面に打ち込んでいるケースがあるが、これは杭の先端を支持層に到達させたものではなく、躯体と剛結されていないため、河床低下や洗掘が進行した際の支持力低下に関するリスクは、直接基礎橋脚と同等であると考えられる。上記の事情から、本研究においては木杭基礎については直接基礎と同等として扱うこととする。

## 2.2 増水に伴う河川橋りょうの災害形態と本研究対象の選定

河川増水に伴い鉄道橋りょうに関連して発生する災害形態は、概ね以下の4種類のいずれかに大別できる。

- ① 洗掘により橋脚周囲の基礎地盤が失われ、橋脚が傾斜・転倒する。この場合、河川橋りょうにおいては流水圧を最も受ける橋脚の上流側が、局所洗掘が特に進行しやすいため、橋脚は上流側へ傾斜することが多い(図 2-3)。高水敷に位置する根入れの浅い橋脚の基礎地盤がみお筋の変化に伴う側方浸食により失われ、橋脚の傾斜に至る場合もある。
- ② 流水圧によって橋脚が下流方向へ傾斜もしくは倒壊する(図 2-4)。橋脚が倒壊に至る場合、橋脚の打ち継ぎ目が流水圧に伴うせん断力に耐え切れずに破断するケース<sup>28)</sup>が報告されている。また、増水に伴い桁が着水することによって流水圧が急激に増加し倒壊に至ったとする報告<sup>1)</sup>もみられる。
- ③ 河川水位が桁まで上昇することで流下物が桁に衝撃する。この場合、桁の損傷が問題となることのほか、ガレキ等の流下物による水平作用で橋脚の傾斜が生じたと推定する報告<sup>29)</sup>がある。
- ④ 橋りょう付近の河川水位が堤防高を超えて越流が生じ、橋台背面盛土が浸食される(図 2-5)。特に建設年代の古い橋りょうは、当時の施工技術の制約から桁スパンが短く、橋脚断面の河積阻害率が大きいため増水時に水位の堰上げが生じやすく、このような事象が発生しやすい。

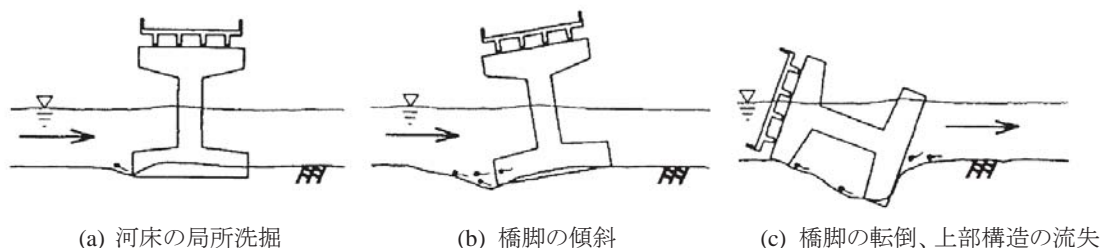


図2-3 局所洗掘の進行による橋脚の傾斜・転倒のイメージ<sup>30)</sup>



図2-4 流水圧による橋脚の倒壊事例<sup>1)</sup>

(点線で示す本来の軌道位置から桁が下流に押し流され、橋脚上部が折損して下流側に倒壊している)



図2-5 堤防越流による橋台背面の線路盛土の流出事例<sup>31)</sup>

これらのうち、②③④については、水位観測によって災害が発生しうる状況を把握することが比較的容易であり、災害が発生する前に列車運行を抑止することが可能なため、列車運行の安全性の点から問題が生じることは少ない。一方で、①については水位観測によって災害が発生しうる状況を捕捉することが困難な場合が多いのが実情である。そのため、本論文では主に①で示した、洗掘に伴う災害を検討対象とする。

洗掘による災害が発生しやすいのは根入れの浅い旧式の橋脚基礎、特に直接基礎橋脚(木杭基礎を含む)と函体の頭部が河床上に大きく露出したケーソン基礎橋脚で、杭基礎橋脚は 2.1 節で述べたようにその先端が通常は洗掘が想定される深さと比較してはるかに深い地盤まで達しているため、問題にはなりにくい(図 2-6)。また、2.1 節で述べたように、鉄道橋りょうの大半が直接基礎橋脚とケーソン基礎橋脚で占められているのが現状であり、これらの基礎形式を本研究の検討対象とした。なお、函体が大きく河床に露出して根入れが浅くなったケーソン基礎橋脚(図 2-7)は、ケーソン函体周面の水平地盤抵抗の影響が小さく、直接基礎橋脚と同様な振動性状を示すと考えられるため、本論文中の模型実験や実橋りょうの計測においては、特に注記のない限りは直接基礎橋脚を対象として検討する。

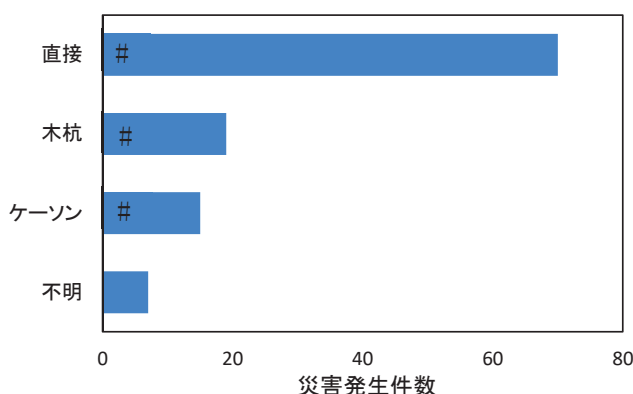


図2-6 洪水により被災した鉄道橋脚の基礎工種別<sup>32)</sup>

( #印は、被災した同じ橋りょうに複数の基礎種別があったため、それぞれで重複して計上した災害が3件あることを示す)

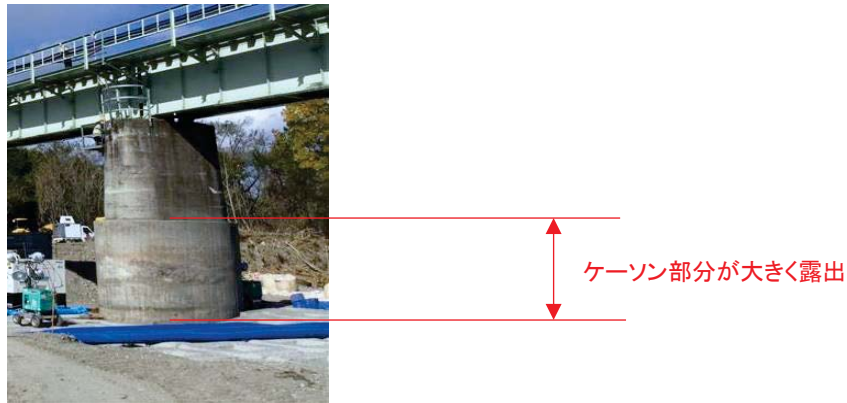


図2-7 ケーソン基礎橋脚のうち本研究の対象となる函体頭部が大きく露出した橋脚の例  
(函体のおよそ半分が河床上に露出している)

以上をふまえ、近年の鉄道橋りょうにおける増水に伴う災害のうち、本論文で対象とする洗掘災害に着目して、具体的な事例を以下に示す。なお、ここで示す災害事例以外にも、1.1 節で述べたように、ほぼ毎年のように国内の鉄道路線において洗掘に伴う災害が発生しているのが実情である。

#### (1) 五能線 第2 吾妻川橋りょう<sup>33)</sup>

河口部の感潮河川を跨ぐ橋りょう(図 2-8)であり、基礎地盤は砂質シルトと砂礫で、軟弱であった。2014 年 8 月に発生した集中豪雨に伴う河床低下に加え、その後も潮位変動により徐々に橋脚周囲の砂の吸い出しが進行したと推定される状況で、同年 10 月に軌道検測車により橋脚の微小な傾斜が発見された(図 2-9)。

本橋りょうにおける水位の経時変化を図 2-10 に示す。冬季間に水位が上昇する傾向がみられるのは、当該箇所では北西に開いた湾に対して北西からの季節風が吹き寄せるため、海水が逆流してくることによる。一方、2014 年 8 月の大雨に伴う増水時の水位上昇はこれよりも小さい。海水の逆流時よりも大雨に伴う増水の方が流速は速いと考えられるため、本橋りょうでは水位と流速の相関が低いといえる。

このように、感潮河川では水位と流速の関係性が低く、潮位変動に伴う河床変動の可能性もあるため、詳細は 2.3 節で述べるがこのような河川を跨ぐ橋りょうでは水位規制は難しい面がある。そのため当該橋りょうには傾斜計も併設されているが、軌道検測車により微小な軌道変位が確認された際には、傾斜計の値は 2.3 節に述べる方法で定められた運転中止値には達しておらず、列車運行の安全性に影響が生じる状況には至っていなかった。

本橋りょうでは、変状が確認された後、復旧工事を行い最終的に徐行が解除されて通常運行に復するまで、約 4 か月を要している。



図2-8 第2吾妻川橋りょうの位置図

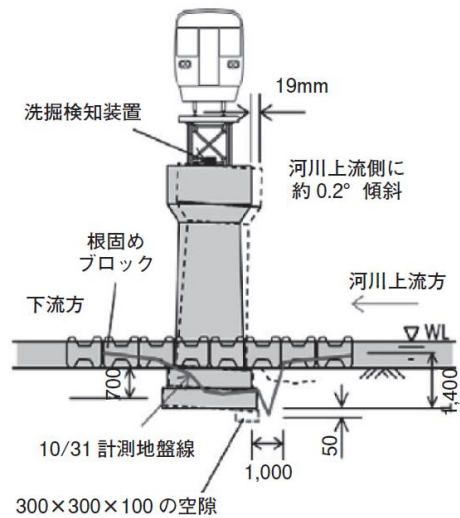


図2-9 第2吾妻川橋りょうにおける変状の概要<sup>33)</sup>

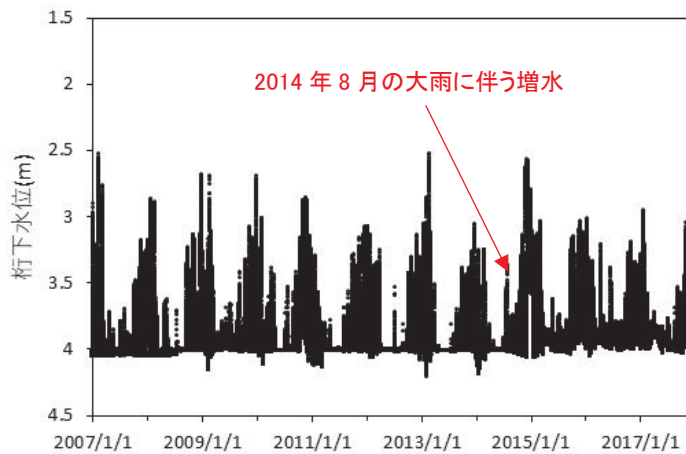


図2-10 第2吾妻川橋りょうの水位計で観測された水位変化  
(縦軸は桁下水位を示しているため、値が大きいほど水位が低いことを示す)

## (2) 陸羽西線 角川橋りょう<sup>5)</sup>

大雨に伴う増水により橋りょう周辺の高水敷が浸食され(図 2-11、図 2-12)、水位低下後に元々高水敷に位置していた橋脚(3P)が傾斜に至った事象である。本橋りょうは本流である最上川との合流部に近いためバックウォーターの影響を受けやすく、状況によっては水位と流速の関係性が低くなると推定されるため、水位に基づく運転規制がやや難しいと考えられる橋りょうである。

増水時に水位による運転規制基準値を超過するには至っていなかったが、水位低下後に変状を把握した際の詳細調査では洗掘により支持力が十分ではないと評価されたため、復旧工事としてシートパイル基礎による補強が必要となった。このため復旧工事が大掛かりなものとなり、事象発生から、復旧工事が終了して徐行解除し通常運行に復するまでに約4か月を要した。

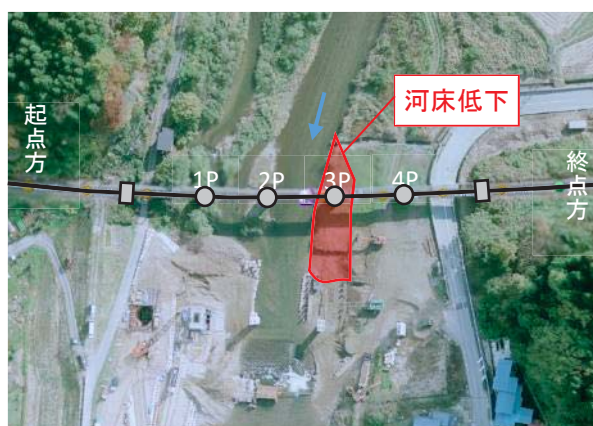


図2-11 増水による高水敷の浸食



図2-12 角川橋りょう3P周辺の状況

上記の 2 事例はいずれも直接基礎橋脚の事例であるが、ケーソン基礎橋脚においても同様の災害が発生した事例<sup>2), 3)</sup>がある。これらの事例ではいずれも、橋脚が傾斜する前にその兆候を把握することはできなかった。いったん橋脚が傾斜してしまうとその復旧には長期間を要してしまうため、早い段階で変状を把握し、必要な処置を行って傾斜に至らないようにすることが重要である。しかし、河川橋りょうの状態監視は 2.3 節で述べるように、水位、または一部の橋りょうについては傾斜検知によっており、現地で検査を実施する回数も限られていることから、適切なタイミングでの変状の把握が難しい。そのため、橋脚基礎の状態変化を適時に把握できるシステムの開発が望まれている。

また、2.1 節で述べたように長期的には河床が低下傾向にある橋りょうが多いことから、今後もこのようなパターンの災害がますます増えることが想定される。

## 2.3 鉄道橋りょうにおける運転規制手法

鉄道における運転規制とは、災害発生の危険性があるときに沿線に設置した計器や外部情報により気象情報を把握し、あらかじめ線区ごとに定められている基準に基づいて列車を徐行あるいは停止させて、旅客および列車の安全を確保する仕組みのことである<sup>34)</sup>。河川水位のほか、降雨、地震、強風等に対して一般的に運転規制が行われている<sup>35)</sup>。

河川橋りょうにおける運転規制は、2.2節で述べた災害発生パターンに対応して、橋脚周囲に洗掘のおそれのある場合のほか、流下物の桁への衝突による桁流失が考えられる場合、堤防決壊や越流等による橋りょう背後の盛土流出が考えられる場合などを想定して設定されている。この考え方は1972年に当時の国鉄により制定された「降雨に対する運転規制基準作成要領」に示されており、JRでは現在でも基本的な考え方が踏襲されている<sup>36)</sup>。

橋脚周囲に洗掘のおそれのある橋りょうにおける運転規制の検討方法の一例を参考として以下に示すが、事業者により検討の考え方は異なる。

### ① 運転規制方法の選定

河川橋りょうでは一般的には水位に基づく運転規制が行われるが、検討を要する事例として、溪流に位置する橋りょうなどでは河床勾配が急で射流となりやすく、このような河川では常流の場合と比較すると相対的に流量の増加に対して水位上昇がさほど増加しない場合がある<sup>37)</sup>。また、河口部に位置する橋りょうでは、潮汐の影響や季節風による海水の吹き寄せなどの影響を受ける場合がある。このように、水位と流量・流速の間に関係性が乏しいと考えられる橋りょうについては水位による規制以外の方法を検討することが望ましい。下流方に落差工が存在する等の理由により②で述べる基準面高さが基礎底面に近くなり、水位に基づく運転規制の基準値の設定が難しい場合についても同様である。

これらの場合、橋脚などに傾斜計を設置して洗掘に伴う橋脚の傾斜を監視することがある<sup>22)</sup>。また、水位に基づく運転規制の基準値設定が可能な場合でも、さらなる安全性向上のため傾斜計を併設している場合もある<sup>38)</sup>。また、流域面積が限定的であり、融雪水の影響を考慮する必要のない場合には、土構造物と同様に降水量を基にした運転規制を行う場合もある。

### ② 運転規制基準値の算出

水位に基づく運転規制を行う場合、橋脚周囲の局所洗掘の状況や、みお筋移動性の有無、下流方落差の有無等を考慮して、安定計算を行ううえでの基準面を設定する(図 2-13)。設定した基準面に対して、流水圧、風圧、列車荷重や車両の遠心荷重、橋脚に作用する浮力等を考慮して、水位を順次変えながら転倒、支持に対する安定計算を行う。この際、運転中止に対しては安全率を1.2、速度規制に対しては1.5とし、これらの安全率を下回るときの水位を運転規制基準値として定める。ただし、桁の変状が想定される水位、もしくは堤防を越流して線路への影響が想定される水位においても上記の安全率を上回っている場合には、これらの水位を運転中止の基準値として

いる。また、**図 2-14** から算定される橋脚幅と水位から推定される橋脚周りの局所洗掘深<sup>39)</sup>が橋脚底面を下回る場合は、そのときの水位を運転中止の基準値としている。

傾斜計を設置し、傾斜角に基づく災害検知とする場合には、例えば JR 東日本では、列車の走行安全性の観点から軌道変位が許容値を超過するときの橋脚の傾斜角度を算出し、それに一定の安全率を考慮した角度をしきい値として設定している<sup>40)</sup>。

河川水位の計測は、かつては増水が想定される際に現地に職員が赴き、橋脚や橋台に設置された量水標(**図 2-15**)により目視で確認を行っていたが、近年は水位計を設置し、そのデータを自動で送信して指令室等で確認できるようなシステムを構築している事業者が多い。例えば JR 北海道では総合防災情報システム(ARISS)<sup>41)</sup>(**図 2-16**)、JR 東日本では防災情報システム(PreDAS)<sup>42)</sup>(**図 2-17**)とよばれるシステムが構築されており、いずれも河川水位のみならず雨量や風速、地震等の各種防災情報を一元的に管理し、自然災害に対して列車の安全運行を確保するために活用されている。また、JR 西日本では水位や橋脚の傾斜のデータに加え、ライブカメラによる橋りょう周辺の映像の確認も同時に可能な監視システムを一部に導入している<sup>43)</sup>。

なお、運転規制基準値を超過して運転中止となった際には、**2.4 節**で述べる現地確認を行った後に運転を再開するルールとなっていることが一般的である。

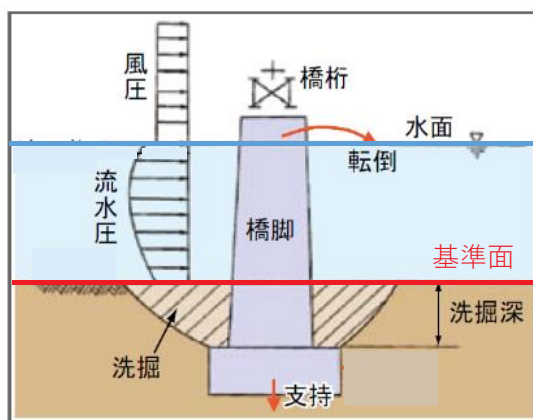


図2-13 水位による運転規制基準値の算出における安定計算の概念図 <sup>36)に加筆</sup>

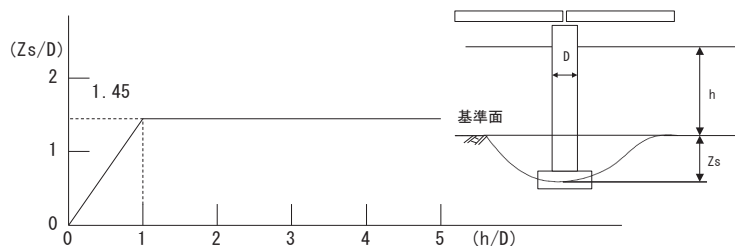


図2-14 水深／橋脚幅 (h/D) と洗掘深／橋脚幅 (Zs/D) の関係 <sup>39)</sup>



図2-15 量水標の一例

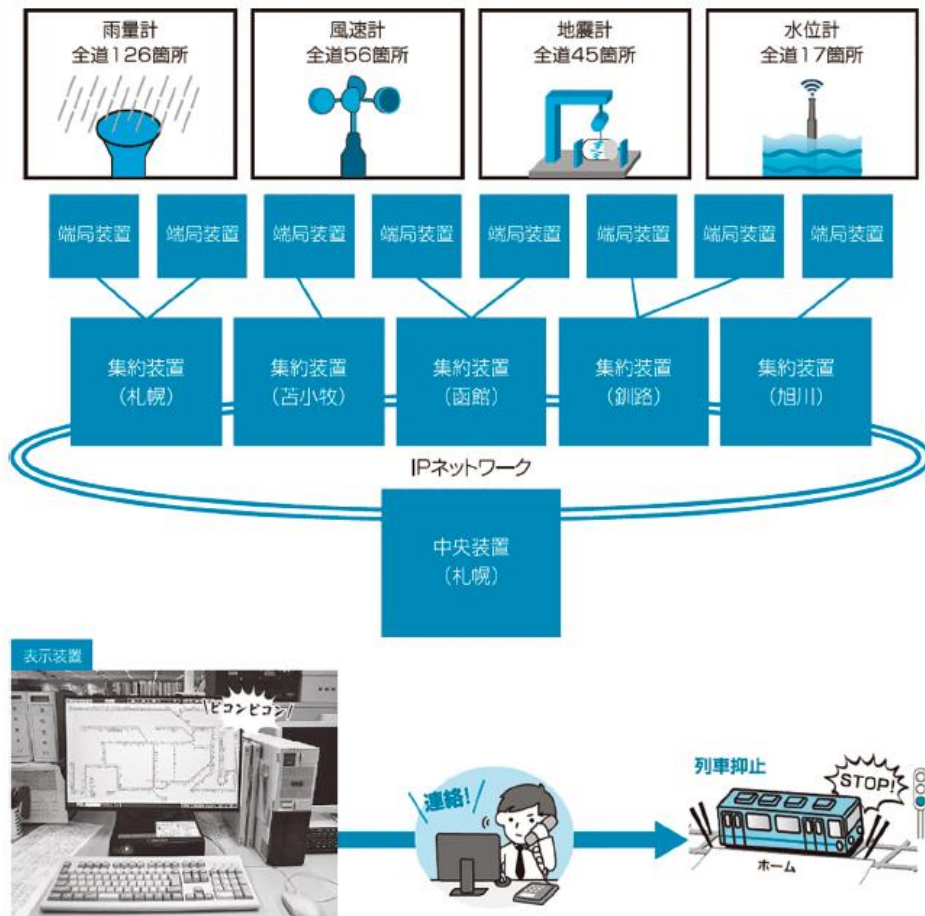


図2-16 総合防災情報システム (ARISS) の概要 <sup>41)</sup>

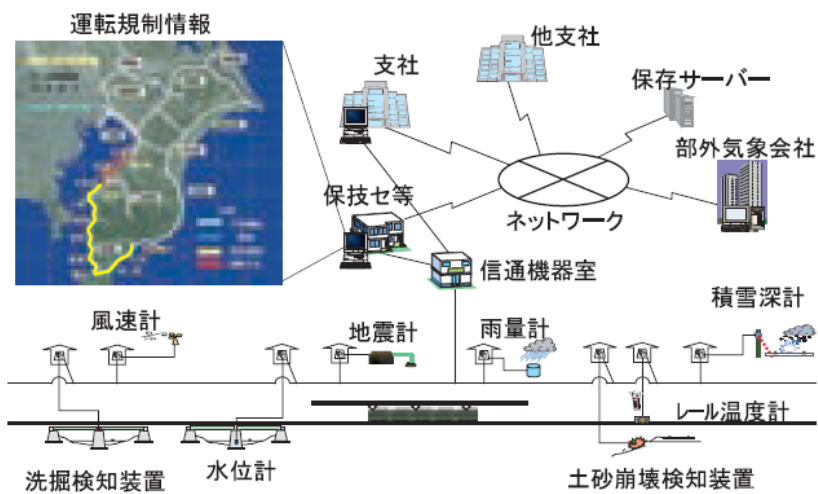


図2-17 防災情報システム (PreDAS) の概要 <sup>42)</sup>

## 2.4 鉄道橋りょうにおける下部工の維持管理の現状

### 2.4.1 維持管理の概要

鉄道土木構造物の検査は、国内では一般的に鉄道構造物等維持管理標準<sup>44)</sup>に則って図 2-18 に示す 4 種類を実施しており、鉄道橋りょうの下部工についてもこれに則った検査を実施している。具体的には、構造物の供用前に行う初回検査、初回検査後に一定の周期で行う全般検査、全般検査で健全度が A と判定された箇所を詳細に検査する個別検査、豪雨や地震後に実施する随時検査である。ここで、維持管理標準では、健全度を、構造物に定められた要求性能に対し、当該構造物が保有する健全さの程度と定義しており、運転保安、旅客および公衆などの安全に対する影響や設備の変状の程度、措置の緊急性を基に A～S の 4 段階に区分している(表 2-1)。健全度 A とは、運転保安、旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす、またはそのおそれのある変状等があるものをさす。

なお、全般検査は 2 年毎に行う通常全般検査と、10 年を超えない期間に行う特別全般検査に区分される(図 2-19)。また、豪雨後に実施する随時検査は、水位による運転規制基準値を下回り、運転規制が解除された後、検査が可能な程度まで水位が下がった段階で速やかに行う(図 2-20)。運転規制解除時の確認は随時検査としては扱わないのが一般的だが、橋脚躯体の損傷や傾斜の有無を目視で確認し、列車運行の可否を判断しており、この際にはいまだ水位が高い状態のなかでできる限りの確認を行う必要がある。

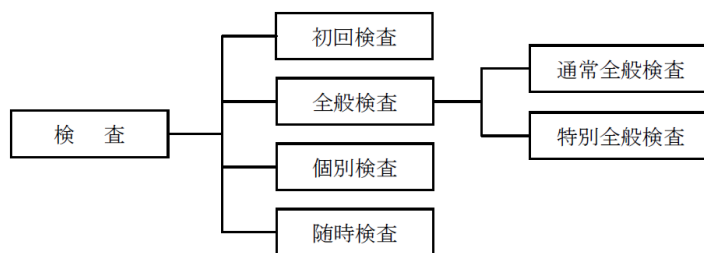


図2-18 構造物の検査区分<sup>44)</sup>

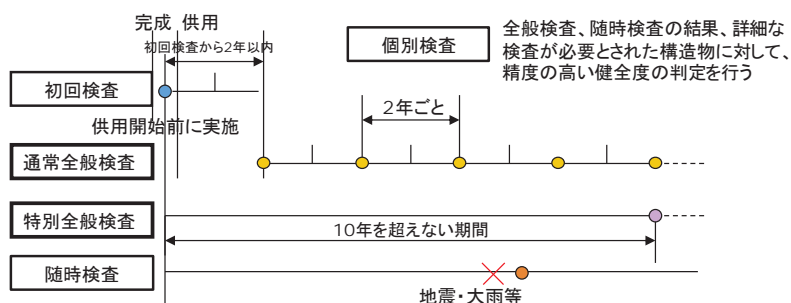


図2-19 構造物の検査周期<sup>45)</sup>

表2-1 標準的な健全度判定区分<sup>44)</sup>に加筆

健全度		運転保安、旅客および公衆などの安全に対する影響	変状の程度	措置等	
低 ↑ ↓ 高	A	AA	脅かす	重大	緊急に措置
		A1	早晚脅かす 異常時外力の作用時に脅かす	進行中の変状等があり、 性能低下も進行している	早急に措置
		A2	将来脅かす	性能低下のおそれがある 変状等がある	必要な時期に措置
	B	進行すれば健全度 A になる	進行すれば健全度 A になる	必要に応じて監視等の措置	
	C	現状では影響なし	軽微	次回検査時に必要に応じて重点的に調査	
	S	影響なし	なし	なし	

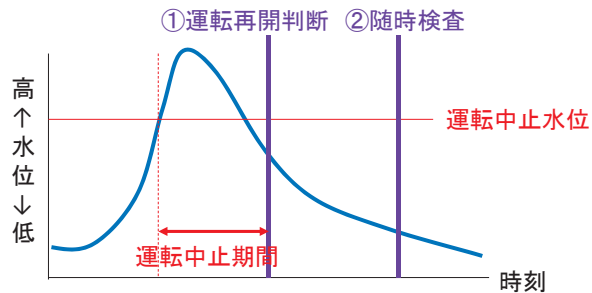


図2-20 豪雨に伴う水位上昇後の現地確認の実施時期

全般検査や随時検査における橋りょう下部工の検査に際しては、橋脚躯体の変状とともに、橋脚周囲に洗掘対策として設置されている根固め工や、橋りょうに近接して設置されている落差工などの状態、みお筋の位置の確認や、橋りょう直下やその周辺の河床高さの計測が実施される。河川にかかる橋りょう下部工の検査に際しては、構造物そのものの検査に加えて、このように周辺環境の確認も同時に実施しているのが特徴である。なお、河床高さの計測にあたっては、測深尺(図 2-21)や桁上から錘を垂下させて計測する方法などが一般的に用いられる。河床高さの計測結果は実施ごとに結果を蓄積し(図 2-22)、運転規制基準値の設定や、河床低下や洗掘が確認された際の対策工の検討に活用されている。



図2-21 河床高さの計測状況の一例

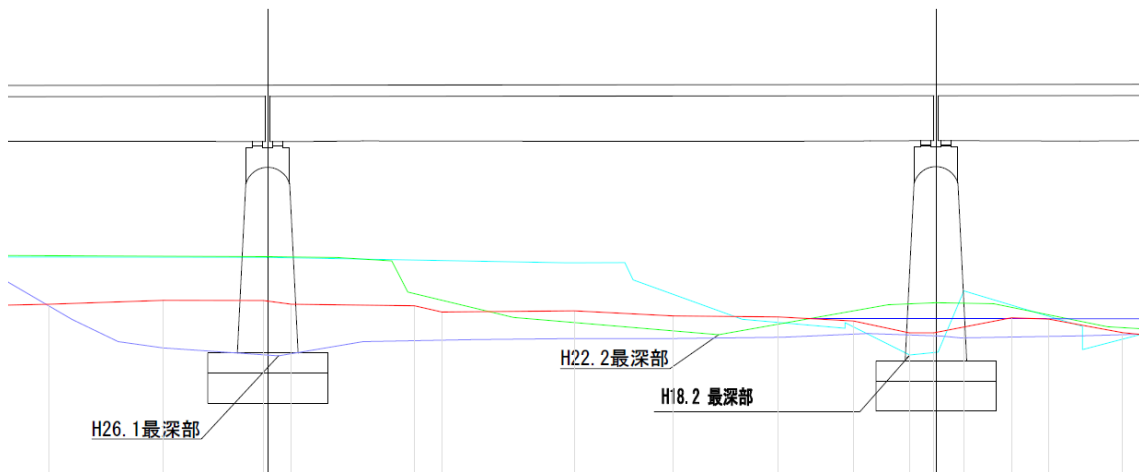


図2-22 河床高さの計測結果の例

検査結果から河床の低下や防護工の機能不全、みお筋の変化等が確認された場合には、必要により個別検査としてより詳細な調査を行い、ハード対策として根固め工などの洗掘対策の実施、あるいは機能不全となっている防護工の修繕の必要性の有無を、またソフト対策として規制基準値の見直しの必要性の有無を検討する。

橋脚周囲の河床低下が確認された場合、流水内にあつて橋脚基礎の状況を直接目視できない場合や、橋脚周囲の地盤が緩んでいることが懸念される場合には、個別検査として、最初に衝撃振動試験による固有振動数の把握が一般に行われる。詳細な健全度の判定には、固有振動数のみではなく、橋脚の傾斜状況、沓座の状態や桁の応力状態、面的な河床の浸食状況や、載荷試験(図 2-23)<sup>46)</sup>による沈下量などを必要に応じて計測し、これらから総合的に判断する必要があるが、実務上は衝撃振動試験を一次的な評価手法として使用し、ここで明らかな状態変化が確認された場合に更なる詳細な調査を実施して、最終的な健全度の判断や措置の必要性の判断等を行うことが多い。なお、衝撃振動試験については 2.4.2 項で詳細に述べる。

洗掘に伴う橋脚の傾斜が判明し列車の走行安全性に影響があると判断された場合、列車の運行を抑止する必要がある。この場合、橋脚の傾斜量が微小であれば軌道整備で対応できるが、傾斜量が多いと支沓部を移動し桁を移動させる必要があることがある。さらには根入れの減少により低下した橋脚の支持力を向上させるために、橋脚躯体と橋脚周囲に打ち込んだシートパイルを一体化させるシートパイル基礎工法<sup>47)</sup>などによる基礎部分の補強(図2-24)等が必要となり、通常の運行に戻ることができるまで長期間を要するケースが多い。そのため、このような状況に至るまでに橋脚の状態変化を早い段階で把握し、必要な詳細調査や措置(対策)を実施することが望まれる。

以上で述べた一連の維持管理の流れを図2-25にまとめる。



図2-23 敷鉄板による載荷試験の例<sup>46)</sup>



図2-24 シートパイル基礎工法による基礎の補強例<sup>5)</sup>

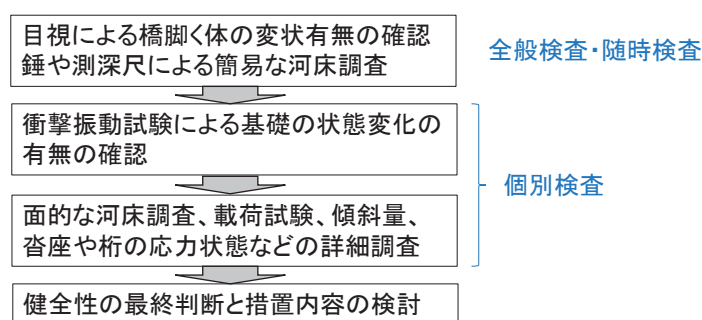


図2-25 橋脚基礎の維持管理の一般的なフロー  
(必ずこの4つの段階を踏むということではなく、状況に応じて調査内容を選択する)

## 2.4.2 衝撃振動試験

### (1) 衝撃振動試験の概要

衝撃振動試験<sup>12)</sup>は、30kg程度の重錘により橋脚の天端部を打撃し、橋脚上部に設置した速度計もしくは加速度計によって振動計測を行う試験(図2-26)であり、得られる振動のフーリエスペクトルの形状および位相(図2-27)を基に固有振動数を同定することができる。得られた固有振動数について、鉄道構造物等維持管理標準では、橋脚が健全であったときの固有振動数(初期値)、もしくは標準値と比較して評価を行うこととしている。具体的には、健全度評価値 $\kappa$ を

$$\kappa = \text{実測固有振動数} / (\text{初期値あるいは標準値})^{48)} \quad (2.1)$$

と定義し、 $\kappa$ の値の大きさを表2-2に基づき評価する。ここで、初期値とは、構造物の完成時(あるいは完成後、構造物が健全な時期)にあらかじめ衝撃振動試験を実施して把握しておいた初期の固有振動数のことであり、初期値を持たない構造物については、橋脚の形状別に、多数の橋りょうの調査結果を基に多変量解析によって統計的に定めた標準値(表2-3に算定式を示す)で代替することができる<sup>48)</sup>。なお、固有振動数の低下は橋脚躯体の損傷によっても生じる<sup>49)</sup>ことが知られているので、躯体の損傷が生じていないことを目視等により確認したうえで式(2.1)に基づく橋脚基礎の評価を行う必要がある。

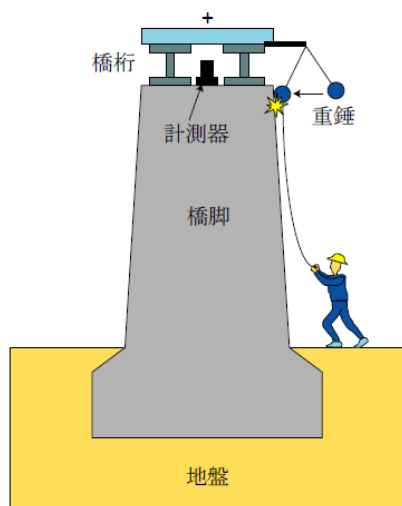


図2-26 衝撃振動試験の概要<sup>50)</sup>

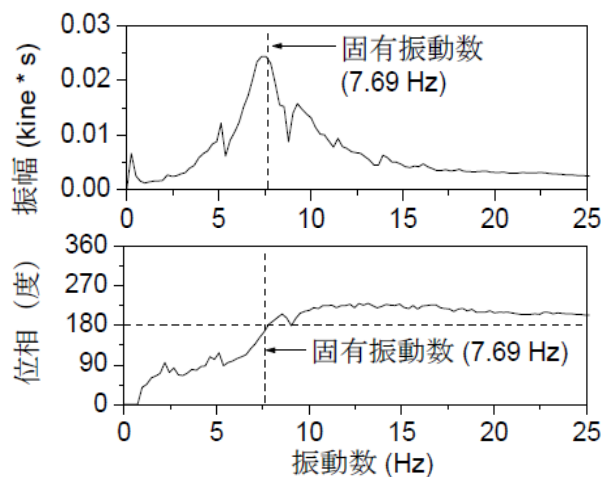


図2-27 衝撃振動試験結果の例<sup>50)</sup>  
(振幅が卓越し、位相が速度計の場合0度または180度となる振動数が固有振動数となる)

表2-2 維持管理標準における健全度判定区分<sup>48)</sup>

健全度評価値 $\kappa$	判定ランク	処置
$\kappa \leq 0.70$	A	(A1) 異常時外力に対して危険な変状がある。他の調査結果を参照し、補修、補強を考慮する。
$0.70 < \kappa \leq 0.85$		(A2) 固有振動数の低下など進行性の把握を行う。
$0.85 < \kappa \leq 1.00$	B	現状では問題は少ない。
$1.00 < \kappa$	S	現状では健全と考えられる。

表2-3 標準値算定式<sup>48)</sup>

対象	適用範囲	算定式
直接基礎	直接基礎に支持される 鉄道橋脚 (単線橋脚) ※円形断面橋脚を除く	$F = 25.4 \times \frac{1}{W_h^{0.11} \times H_d^{0.47}} \quad (\text{粘性土地盤})$ $F = 49.0 \times \frac{1}{W_h^{0.24} \times H_d^{0.47}} \quad (\text{普通の砂質地盤})$ $F = 83.7 \times \frac{1}{W_h^{0.20} \times H_d^{0.71}} \quad (\text{岩盤・砂礫地盤})$ <p> <math>W_h</math>: 上部工反力 (tf)                      (起点側と終点側の桁重の平均値とする)  <math>H_d</math>: 橋脚高さ-土被り* (m)                 </p>
	直接基礎に支持される 鉄道橋脚 (複線橋脚)	$F = 23.7 \times \frac{B^{0.81}}{W_h^{0.24} \times H_d^{0.75}}$ <p> <math>B</math>: 橋脚の直角方向く体幅 (m)  <math>W_h</math>: 上部工反力 (tf)  <math>H_d</math>: 橋脚高さ-土被り* (m)                 </p>
木杭基礎	木杭基礎に支持される 鉄道橋脚	$F = -9.91 \log H_d + 0.005 \cdot W_h + 14.9$ <p> <math>H_d</math>: 橋脚高さ-土被り* (m)  <math>W_h</math>: 上部工反力 (tf)                 </p>
杭基礎	杭基礎に支持される鉄 道橋脚	$F = 35.0 \times \frac{(B^3/L)^{0.15} \times (D^3 \times N^{1/4} \times n)^{0.1}}{(W_h \times t^2)^{0.25}}$ <p> <math>B</math>: 橋脚の直角方向く体幅 (m)  <math>L</math>: 橋脚高さ (m)  <math>D</math>: 杭径 (m)  <math>N</math>: 加重平均 <math>N</math> 値  <math display="block">N = \frac{\sum N_i}{L_i} / \frac{\sum L_i}{L_i}</math> <math>N_i</math>: <math>i</math> 層目の地層の <math>N</math> 値  <math>L_i</math>: <math>i</math> 層目の地層の深さ (m)  <math>l_i</math>: <math>i</math> 層目の地層の層厚 (m)  <math>n</math>: 杭本数 (本)  <math>W_h</math>: 上部工反力 (tf)  <math>t</math>: 杭の第1不動点+橋脚高さ  <math>t = t_1 + L</math>  <math>t_1 = 35.3 \times D^{15/16} \times N^{-1/4}</math> </p>
ケーソン基礎	ケーソン基礎に支持さ れる鉄道橋脚	$F = 11.83 \times \frac{N^{0.184}}{W_h^{0.285} \times H_k^{0.059}}$ <p> <math>N</math>: 加重平均 <math>N</math> 値  <math>W_h</math>: 上部工反力 (tf)  <math>H_k</math>: 橋脚高さ-天端張出部の高さ (m)                 </p>

\* 現地の状況にかかわらず土被りはフーチング上面より 1.0 m とする。

## (2) 橋脚の振動性状に関する既往の知見

西村ら<sup>51)</sup>が鉄筋コンクリート製直接基礎橋脚(天端部の寸法が 9.0m×1.6m、高さが 21.5m、基礎は岩着)において多点計測を行い、強制振動試験により振動モードを検討した事例を図 2-28 に示す。図 2-28 から、橋軸方向では曲げ振動が卓越しているのに対して、橋軸直角方向ではロッキング振動が卓越していることが示唆される。更に、この結果を躯体の弾性変形を無視して剛体ロッキング振動と考えた解析モデルに当てはめた検討を行ったところ橋軸直角方向については良く一致する結果が得られた一方で、橋軸方向については躯体の弾性変形を考慮する必要があるという結果が得られている<sup>51)</sup>。

このように、橋軸方向の幅に対して橋軸直角方向の幅の方が大きい一般的な断面形状の橋脚であれば、橋軸直角方向はロッキング振動が卓越するのに対して橋軸方向は曲げ振動が卓越するため、根入れ深さに対する固有振動数の感度は橋軸直角方向の方が良いと考えられる。また、橋軸方向は桁の拘束などの影響を受けるが、橋軸直角方向では桁の拘束などの影響を受けにくいことが経験的に知られている<sup>52)</sup>。連続桁のような特殊な桁形式の場合には橋軸直角方向についても桁の拘束の影響を受ける<sup>52)</sup>ことに留意する必要があるが、上記をふまえ、通常は計測方向を橋軸直角方向(軌道のマクラギ方向)とすることが一般的である。

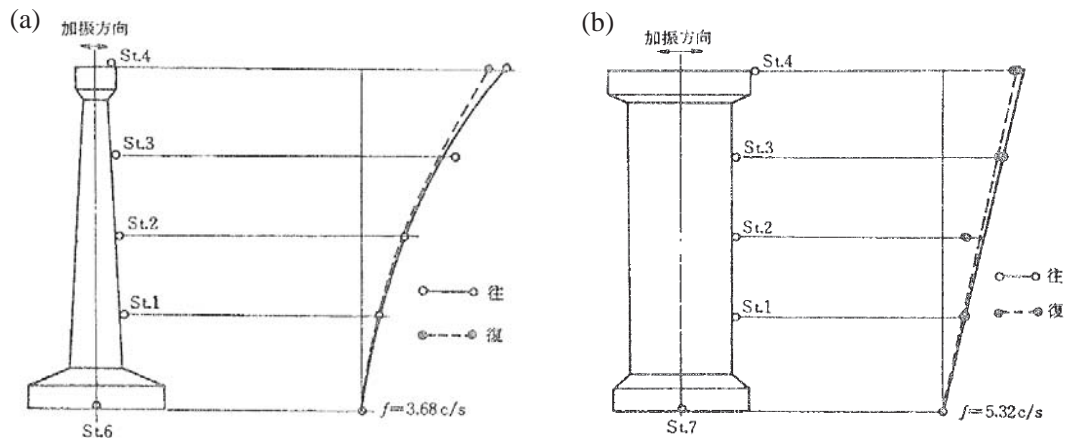


図2-28 強制振動試験による振動モード図の一例<sup>51)</sup> : (a) 橋軸方向、(b) 橋軸直角方向

## (3) 根入れ深さと固有振動数の関係

根入れ深さと橋脚固有振動数の関係の一例として、2019年の八高線神流川橋りょうにおける洗掘災害発生後に、橋脚周囲を埋め戻した際の変化を図 2-29 に示す。完全な線形の関係ではないものの、根入れと固有振動数が相関しており、この事例では概ね固有振動数 1Hz の変化が根入れ深さ 0.8m の変化に対応していることが分かる。また、関ら<sup>53)</sup>は橋脚周囲の掘削試験を行い、根入れ深さと固有振動数に相関があることを示している。このように、固有振動数の変化から洗掘の有無をある程度判断することが可能である。ただし、図 2-29 のような人為的な埋め戻しでは橋脚周囲が均一に転圧されているが、洗掘時には橋脚周囲の根入れは不均一となるため、固有振動数の

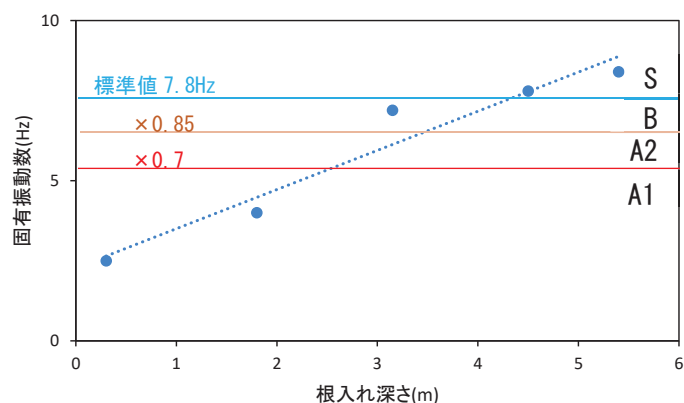


図2-29 橋脚の根入れ深さと固有振動数の関係の一例（八高線神流川橋りょう被災後の橋脚周囲埋め戻しの際のデータ<sup>2)</sup>を使用して作成。右端には表2-2によるランクを参考として示す）

みをもって、洗掘が基礎底面まで到達しているかといったことまでを推定することは難しいのが実情である。

そのため、維持管理標準のランク判定の区分はあくまで目安として捉える必要があり、例えば2012年に発生した久大本線隈上川橋りょうの洗掘事例<sup>54)</sup>においては、被災直後に衝撃振動試験を行ったところ固有振動数の低下は確認されたが、実際には橋脚が大きく傾斜・沈下しているにも関わらず A ランクまでには至らない結果であったことが報告されている。ただし、これは、洗掘により基礎地盤の細粒分が吸い出されて一旦固有振動数が下がったのち、橋脚が沈下したことにより土粒子が再配列したため災害後の計測時点では固有振動数が回復していた可能性もある。

このように、固有振動数の変化を捉えることで橋脚基礎に状態変化が生じたことが把握できるが、固有振動数のみで最終的な構造物の健全度評価を行えるものでは必ずしもない。従って、詳細な健全度の判定には、固有振動数のみではなく、橋脚の傾斜状況、沓座の状態や桁の応力状態、面的な河床の浸食状況や、2.4.1 項で述べた載荷試験による沈下量などをふまえて総合的に判断する必要がある。しかし、上述したように、根入れ深さと固有振動数には少なくとも定性的には相関があり、また表 2-2 による評価が簡便であることから、実務上はこれを一次的な評価として使用している。ここで固有振動数の明らかな低下が確認された場合に更なる詳細な調査を実施し、最終的な橋脚基礎の健全度の判断や措置の必要性の判断等を行うこととなる。

なお、欧州では、表 2-2 のように判定基準を一律に定めるのではなく、危険性の高い対象橋脚を抽出し、あらかじめ振動数と河床高さの関係性を個別に把握した上で、しきい値となる振動数を決定する考え方が提案されている(図 2-30)<sup>55)</sup>。河床変動の状況によっては、振動数と河床高さの関係性を把握するまでに長期間を要する場合や、橋脚周囲の河床高さが不均一だとしきい値の設定が困難な場合もあると思われるが、橋脚基礎の状態変化を捕捉する指標として固有振動数が活用され、変化が確認された場合にはより詳細な調査を行うこととしている。

以上のように、衝撃振動試験から得られた橋脚の固有振動数に基づいて、基礎の根入れの低下に対する一次的な評価を行うことが可能である。

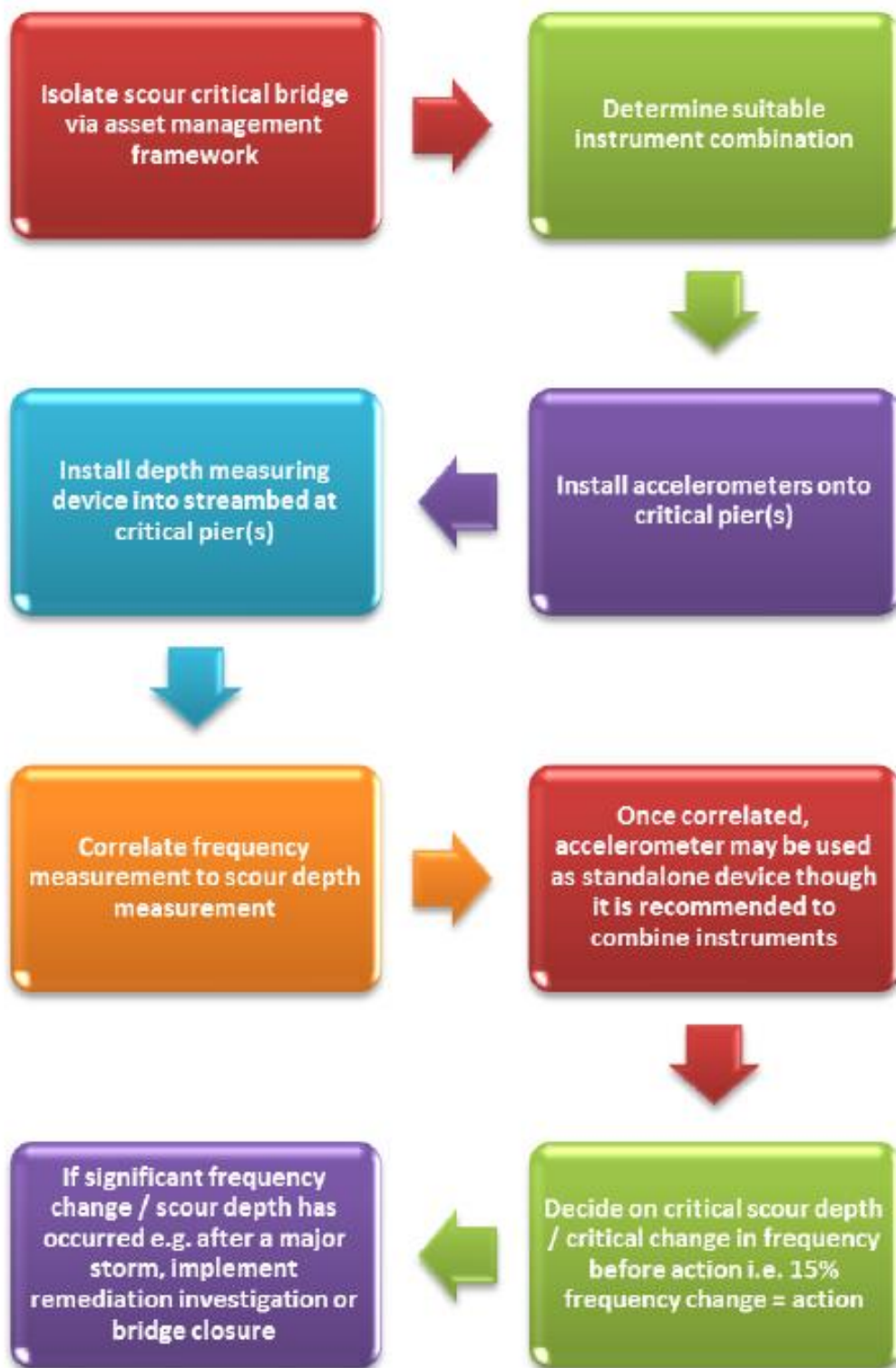


図2-30 欧州における橋りょうの状態監視の検討フロー<sup>55)</sup>

#### (4) その他の要因による橋脚の固有振動数への影響

ここでは、橋脚の根入れ深さ以外に橋脚の固有振動数に影響を及ぼしうる要因について述べる。まず、水位の上昇に伴って、流体の抵抗力が付加質量として橋脚の固有振動数に影響を及ぼすことが考えられるが、この影響は図 2-31 に示すように、根入れの低下に伴う固有振動数の低下と比べると相対的に軽微であることが、固有値解析の結果を基に示されている<sup>56)</sup>。そのため、衝撃振動試験から得られた固有振動数の活用の際に水位の影響を考慮する必要は無い。

また、変位レベルに依存して固有振動数の値が変化することが知られており、齋藤ら<sup>57)</sup>は RC 橋脚を模擬した模型実験から橋脚の応答加速度と固有振動数・減衰定数の関係を示している。振幅が大きいほど固有振動数は低下するがその程度はわずかであり、衝撃振動試験により励起される振動の振幅も小さいことから、実用上は支障ないと考えられる。ただし、減衰定数については振幅が大きくなるほど顕著に大きくなる傾向がみられ、微動から得た減衰定数と衝撃振動試験から得た減衰定数に乖離が生じることが確認されている<sup>58)</sup>が、現状では衝撃振動試験結果から減衰定数を評価することは実務上行われていない。

一方で、固有振動数の低下は、橋脚躯体の損傷によっても生じる<sup>49)</sup>ことが知られているほか、上部工や支承部の可動不良などが振動モードに影響して固有振動数が変化することも可能性としては否定できない。また、多雪地域においては、橋側歩道上に積雪が溜まることによって上載荷重が増加し、固有振動数が低下することが考えられる。しかしこれらは基礎部と異なり目視で確認可能なので、衝撃振動試験の結果から固有振動数の低下がみられた場合には、まず橋脚の地上部や桁等に変化が無いことを目視で確認したうえで、基礎の詳細調査を行うことになる。

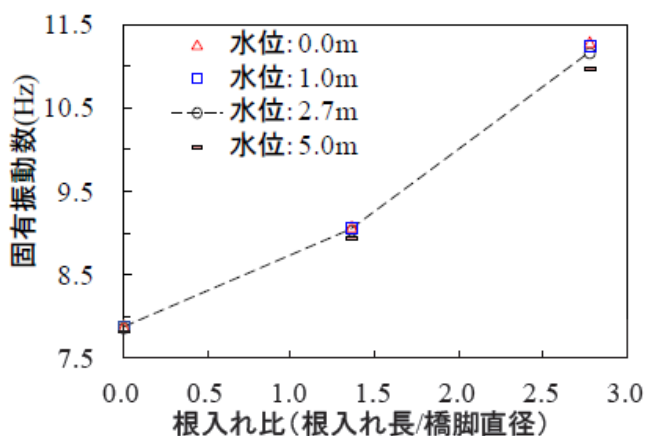


図2-31 根入れと固有振動数の関係の水位による比較例<sup>56)</sup>  
(橋脚高さ10m、根入れ4mの実橋脚モデルによる検討結果)

以上で示したように、衝撃振動試験から得られる固有振動数を用いることで、橋脚基礎の洗掘の評価が実用上十分に可能であるといえる。そのため衝撃振動試験は鉄道橋りょうの維持管理において一般的に活用されているほか、道路橋への適用も試みられている<sup>59)</sup>。

## 2.5 旧式橋脚基礎の洗掘に対する維持管理の課題

2.1 節で述べた、根入れが浅い、あるいは河積阻害率が大きいなどといった、明治・大正期の鉄道開業時や戦前までの時代に建設された旧式の鉄道橋りょう橋脚の課題については、現在の設計・施工技術で解決可能ではあるものの、対象となる橋脚数量が極めて多く、これらをすべて作り直すことは現実的ではない。そのため、今後も長期にわたってこれらを供用し続けながら、列車運行の安全性を確保する必要に迫られている。

2.3 節および 2.4 節で、鉄道橋りょうの洗掘災害に対して列車運行の安全性を確保するため、河床の状況等を適切に反映させた運転規制基準値の設定や、そのために各種の検査において橋脚基礎の状態を適切に把握することが重要であることを述べた。しかしこれらは決して容易なことではなく、結果として洗掘により列車運行の安全性に影響が生じる事象が近年でも発生しているのが現状である。そこで、本節では、鉄道における橋脚基礎の洗掘に対する維持管理の課題について述べる。

### 2.5.1 衝撃振動試験の課題

衝撃振動試験は 2.4 節で述べたように橋脚基礎の状態を把握するには有用な手法であり、鉄道橋りょうの維持管理において一般的に用いられているが、30kg 程度の重錘を扱う作業であり、頻繁に実施することは難しい。また、重錘を打撃する作業にあたっては高所で重量物を扱うことから（図 2-32）、特に増水時の河川橋りょうにおける作業の際には、安全面で細心の注意を払うことが必要となる。対象橋脚がみお筋外に位置する、あるいは水位が低い場合には、橋側歩道から重錘を吊るし、さらに重錘から下へロープを垂らして、作業者は河床からそのロープを引いて打撃することが多いが、水中に入って行う場合は安全面において十分な注意を要する作業となる。河床からロープを引くことが難しい場合には、橋側歩道の上でロープを引いて打撃することもあるが、連打しないように上手く重錘をコントロールしながら打撃するのは、河床からロープを引くのとは比べると難しい。また、状況によっては高所作業車を使用することもある。

このように衝撃振動試験は人手や労力を要する作業であることから常時監視に適した手法とはいいがたく、全般検査や随時検査の結果として河床低下が判明した際に、橋脚基礎の状態を確認する目的で個別検査として実施することが多い。しかし、橋脚底面の基礎地盤が脆性的に破壊するケースでは固有振動数が急激に変化することも考えられる<sup>60)</sup>ため、短時間のうちに不安定化することが懸念される橋脚に対しては、根入れの状態をより短い間隔で把握することが望ましい。定期的に衝撃を自動で与える装置を用いることで連続的に固有振動数の把握を実施している事例<sup>61)</sup>もあるが、装置の維持管理の負担が大きいことなどから実用は一部に留まっている。

また、増水に伴い水位による運転規制基準値が運転中止基準値を超過した後の運転再開は、図 2-20 で示したように水位がまだ高い段階で判断する必要がある。この際、一般的には目視によ

り橋りょうの変状に伴う軌道変位の有無を確認し、異常が無いことを確認している。みお筋が大きく変化している場合で、増水により流速が速く錘が流されるため根入れ深さの計測も困難な場合には、状況により衝撃振動試験を実施して固有振動数の低下の有無を確認する場合もあるが、増水時に衝撃振動試験を実施することは、作業者の危険を伴う。また、増水直後に橋脚の傾斜が発生していなくても、それから数日～数か月後に傾斜が発生し、その際の調査で洗掘が進行していたことが発見される事例<sup>2), 5), 33)</sup>もあるため、水位低下後も継続して固有振動数を把握できることが理想的である。

以上のことから、列車運行の安全性や維持管理作業の安全性をより向上させるためには、増水中にも安全に実施でき、衝撃振動試験よりも容易な作業で、より頻繁に洗掘に対する橋脚の状態を評価できる手法が望まれる。また、2.4.2項で述べたように、被災していてもAランクと判定されないケースがあることや、基礎底面まで洗掘が達していることの把握が固有振動数のみでは難しいことから、橋脚基礎の状態変化をより確実に捕捉し、更なる詳細調査の実施に繋げていくためには、固有振動数とは異なる指標を併用することについても検討する余地がある。



図2-32 衝撃振動試験に際しての重錘設置状況の一例(下段の2枚は文献<sup>62)</sup>より引用)

## 2.5.2 根入れの変化を継続的に把握する必要性

2.2 節において、河川橋りょうにおける災害の形態として、橋脚基礎の洗掘に伴う橋脚の傾斜、桁上まで増水したことによる流下物の桁への衝撃や桁の流出、護岸からの越流に伴う橋台背面の盛土の流出に分類できることを述べた。このうち、桁上までの増水や護岸からの越流については、水位観測を行うことによって容易に把握することができる。

一方、2.4 節で述べたように十分な維持管理を実施していても、河床変動の予測は困難なことも多く、橋脚周囲の洗掘災害を完全に防ぐことは難しい。しかし、洗掘に伴い橋脚に傾斜が生じた状況で橋りょうに列車が進入すると脱線事故に繋がる可能性がある。2000 年から 2019 年までの 20 年間に河川橋りょうにおいて橋脚周囲の洗掘が原因となった列車脱線事故は日本国内では 2 回発生している<sup>6), 63)</sup> が、これらの脱線事故では車両の河川内への転落といった事態までには至っていない。しかし、現在のような運転規制手法が整備される以前の 1968 年には、国鉄富良野線第一富良野川橋りょうにおいて洗掘により橋脚が倒壊し、列車が河川内に転落する事故<sup>64)</sup> が発生している(これは国鉄において運転規制の考え方が整理される契機となった事故でもある)。

このような事故を未然に防止するためには、洗掘により橋脚に変状が生じた場合に列車の運行を停止できるよう、現地の状況に見合った適切な運転規制基準値の設定が必要である。水位による運転規制基準値の設定にあたっては 2.3 節で述べたように河床の基準面を設定し、その高さをもとに安定計算や局所洗掘深の算定を行っているが、基準面高さは増水等に伴う河床変動によって変化しやすい。そのため、水位による運転規制基準値を適切に設定するためには、根入れの変化を継続的に把握することが望まれる。

しかし、目視での検査は 2 年に 1 回実施される通常全般検査に限られる。運転規制基準値を超過するような極端な増水とならなくても、融雪期のように長時間にわたり水位の高い状態が継続したことで河床低下が進行することもある<sup>3)</sup> が、このような河床低下を早期に把握することは、検査の回数が限られることから難しい場合がある。また、より詳細な調査である河床断面測定は、作業コスト等の関係から目視検査よりもさらに実施頻度は限られるうえに、どの程度の増水で河床が変化するか不明確であることから、実施のタイミングを決めることが難しい。そのため、規制基準値を超過するような増水の後に随時検査として河床断面測定が実施されているのが現状であり、河床高さの変化を継続的に正しく把握することは困難なのが実情である。

以上の課題を解決するために、橋脚の根入れの変化を継続的に把握できる技術が望まれる。

## 2.6 本研究の目的

2.5 節までに述べた、旧式橋脚基礎の洗掘に対する維持管理の課題をふまえ、これらを解決するため、本研究の目的として、以下の2点を満足する手法を提案することとした。

- ① 衝撃振動試験を代替できるような、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価を安全・容易に行えること
- ② センサ等を用いた連続的な監視により、橋脚の根入れの状態の変化の有無を継続的に把握でき、2年間隔等で実施している目視検査を補える情報が得られること

2.5 節で述べた課題のうち、上記の①は2.5.1項で、②は2.5.2項で述べた課題に対応して設定したものである。これらの研究目的を概念図で表したものが図2-33である。本研究では、河床低下や洗掘に伴って根入れの低下が疑われ詳細な調査を必要とする橋脚を、容易に、より早く把握できる、簡易な状態監視手法を提案することを目的とする。

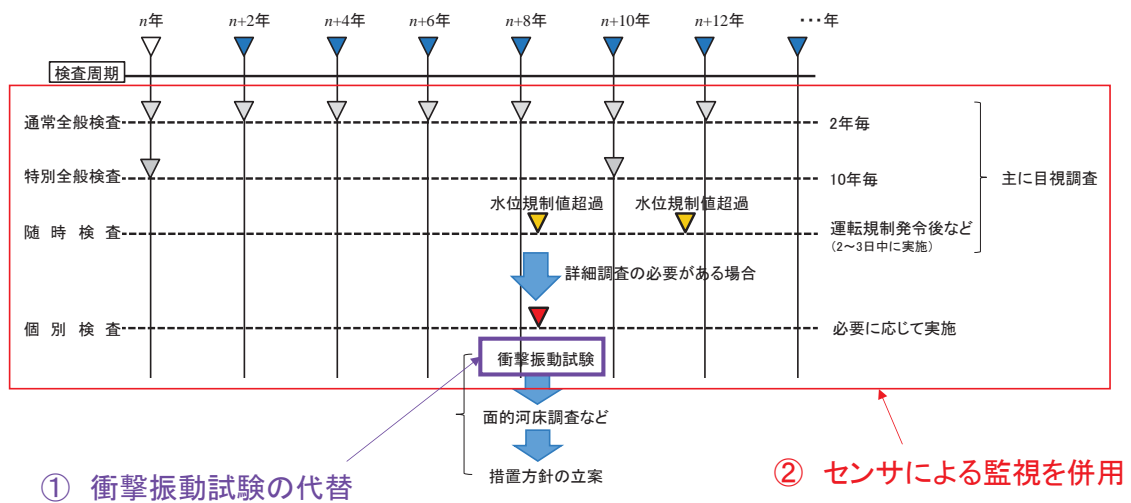


図2-33 本研究の目的

### 第3章 橋脚の簡易な状態監視手法の開発に向けた基礎的検討

本章では、2.6節で述べた2つの目的を満足することのできる橋脚の簡易な状態監視手法の実現に向けて、基礎的な検討を行う。

3.1節では、本研究で検討する新たな手法の計測手法に考えられる選択肢として、傾斜計測、河床高さの計測、微動計測の3種類をとりあげる。これらを活用した状態監視手法について既往の知見を述べるとともに比較検討を行い、本研究の対象とする計測手法を決定する。

3.2節では、3.1節で最も利点が多いと判断した微動計測に着目し、これを基にして橋脚基礎の状態を把握する手法について、既往の知見を述べる。

3.3節では、3.2節で既往の手法のうち最も実用上の利点が多いと判断した、橋脚天端上に設置したセンサから得られた微動波形のフーリエスペクトル形状から固有振動数を判断する手法(以下、「従来手法」とする)に着目する。まず、実際に鉄道橋りょうにおいて橋脚基礎の状態変化が生じた前後の微動計測を連続的に行い、得られた微動データに従来手法を適用した結果を示し、従来手法の課題を抽出する。さらに、従来手法について、基礎への入力振動と応答振動の伝達関数の観点から、その理論的な背景について述べる。そのうえで、実際に複数の鉄道橋りょうにおいて、橋脚天端の微動計測結果のみでなく、入力振動の検証用として地盤の常時微動計測結果を使用し、従来手法では固有振動数の同定が困難となる場合がある原因について検討する。

3.4節では、以上の検討結果をふまえて本章の結論を述べる。

### 3.1 計測手法の選定

本節では、2.6 節で述べた目的を満足するために適した計測手法として、(1) 傾斜計測、(2) 河床高さの計測、(3) 微動計測の3種類について検討する。

#### (1) 傾斜計測

橋脚に傾斜センサを設置して、橋脚の傾斜を直接検知する手法について検討する。

この方法は、2.3 節で述べたように、すでに一部では運転規制(災害検知)として活用されている実績がある。規制基準値は、橋脚の高さにもよるが一般的に1度未満という微小な角度である。例えば2.2 節で取り上げた第2 吾妻川橋りょうの事例では0.3 度であり<sup>33)</sup>、一般的に橋脚の高さが高いほど規制基準値は小さくなる(ただし当該橋りょうを通過する列車の最高速度や軌道の曲率半径などによっても値が変わる)。しかし橋脚の維持管理の場面において傾斜計を活用するためには傾斜の初期段階で検知できることが望ましく、そのためには、運転規制よりもさらに微小な傾斜角を計測できる高精度なセンサ(特に分解能や長期安定性)が必要となり、実用化に際してはコスト面が課題となる。

また、傾斜センサで計測される傾斜角は洗掘の影響を受けなくても変化し(図 3-1)、温度変化によるセンサの温度特性の影響や、桁の伸縮に伴う橋脚の微小な変位との識別も必要となる。さらに、阿部ら<sup>21)</sup>は、橋脚の微小な傾斜が、支承の状態等、上部工の状態の影響も受けており、傾斜角を橋脚基礎の健全度評価指標とするためには上部工の状態監視を併せて行うことの必要性を指摘している。さらに、たとえ微小であれ洗掘に伴い橋脚の傾斜が進行し始めた時点では、すでに基礎の健全性が大きく損なわれていることが推定され、予防保全の観点から活用するには傾斜計測はやや難がある。

このような理由から、傾斜計を活用した予防保全について研究事例はある<sup>65)</sup>が、実用化に至っている事例は無いと思われる。

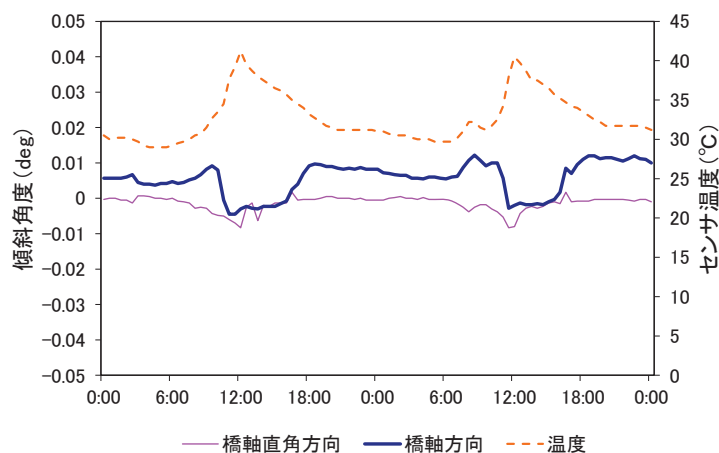


図3-1 鉄道橋りょうに設置されている傾斜センサの計測結果の日変動の一例

## (2) 河床高さの計測

橋脚に河床高さの計測が可能な装置をあらかじめ設置して、橋脚周囲の河床高さの変化を監視する方法について検討する。

水位が通常よりも高い状況では、流速が早いために錘が流される、といった理由から、現実的には 2.4.1 項で述べた通常の方法での河床断面計測が実施困難であることが多い。国鉄時代には、橋脚に鉛直方向に可動レール等を設置し、河床が低下するとそれらが沈下することを検知する方法(図 3-2)など、増水時においても直接的に河床高さを計測できる手法が検討され、一部の橋りょうに設置されていたが、大掛かりな装置が必要となることもあり一般的に広く活用されるには至っていない<sup>66)</sup>。現在、同様の考え方のものとして、道路橋においては図 3-3 に示すマグネットセンサを用いた洗掘監視装置が一部で使用されているが、リングの沈下を検出する仕組みであり、これも直接的に河床高さを計測する手法の一種であると捉えることができるが、装置としては大掛かりなものとなる。

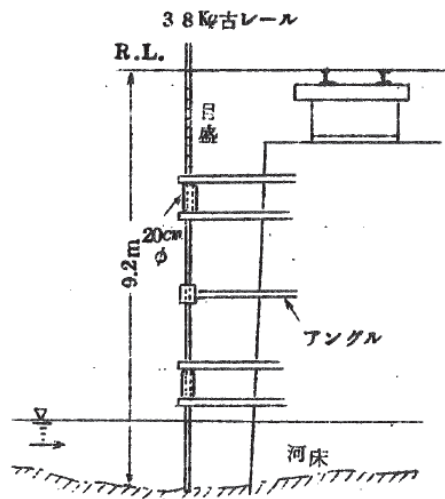


図3-2 国鉄時代に検討されたレール降下式河床計測装置の例<sup>66)</sup>

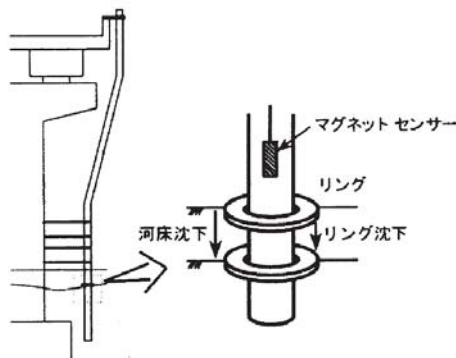


図3-3 一部の道路橋で使用されている洗掘監視装置<sup>30)</sup>

また、グリーンレーザーや音響測深装置による河床高さの面的測定が、鉄道河川橋りょうにおいて変状発生後の対策検討などに活用されており(図3-4)、洪水時以外ではこれらの計測手法は有用性が高い。そこで、状態監視手法としては、これらの装置をあらかじめ橋脚に設置しておいて洪水時に自動計測する手法が考えられるが、装置の費用が高価であることに加えて、原理上、水中に浮遊物や気泡等が多いとノイズ要因となって精度が低下することから、濁水中や洪水時への適用の実現性は低いと考えられる。近年では超音波ドップラー流速分布計(ADCP)を用いた河床計測手法も提案されているが、高濁度下では計測が困難である<sup>67)</sup>。以上より、これらの装置を用いて間接的に河床高さの変化を追跡する方法は、増水時に対する適用性が低いと考えられる。

さらに、増水により一旦浸食が進行した後に、水位の低下過程で上流からの流砂により再度緩く堆積することが考えられるため、河床高さと橋脚の健全性が必ずしも完全に相関することは限らない点を考慮する必要がある。河床低下が最も進行したときの状況を捉える手法として、図3-5に示すような河床低下計測センサ<sup>68)</sup>が河川行政の場面で活用されている事例があるが、河川内へのセンサの埋め込み工事や設置後のセンサのメンテナンスが難しいことが不利となる。

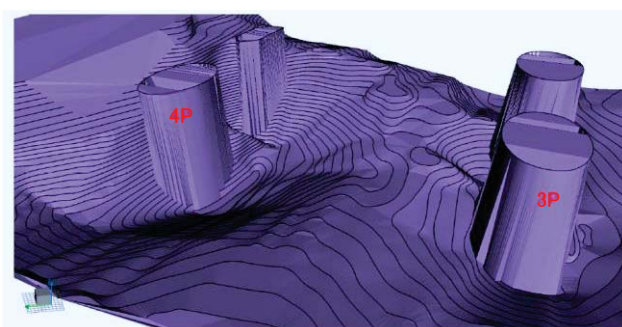


図3-4 鉄道橋りょうにおける音響測深結果の一例(4P周辺の大きな局所洗掘が明瞭に読み取れる)

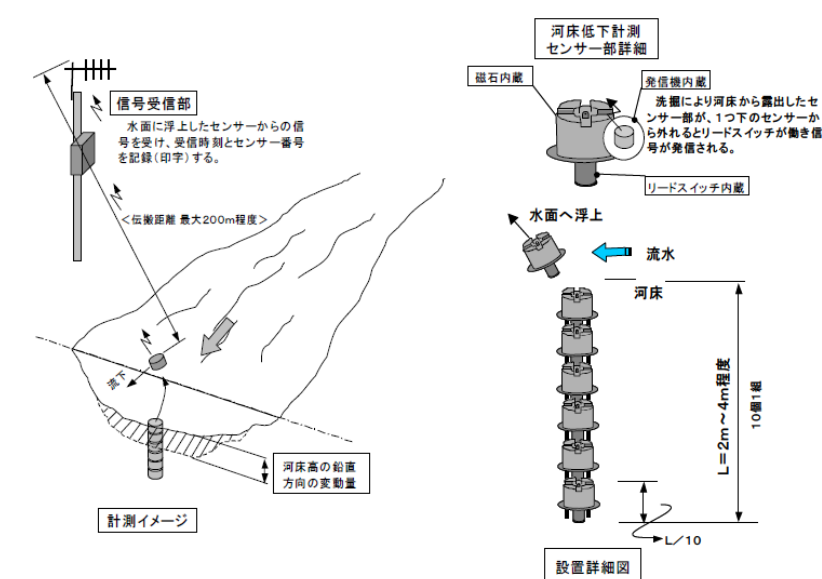


図3-5 河床低下計測センサの基本概念図<sup>68)</sup>

### (3) 微動計測

速度計や加速度計などを橋脚に設置して微動計測を行った結果を基に、橋脚の根入れの状態の変化を監視する方法について検討する。微動計測を基にした橋脚基礎の状態監視手法として、固有振動数や固有振動数と相関のある指標に着目した手法<sup>16), 17), 69)</sup>が提案されている。固有振動数そのものはすでに衝撃振動試験で用いられている指標であることから現場で受け入れやすい点が利点となる。また、現地に設置する装置が(2)のような大掛かりなものにはならない点も利点である。

実用化に向けては得られる固有振動数の精度の面で課題があり、現時点で確立した手法は無い。しかし増水時には良好な結果が得られたとする報告<sup>16)</sup>があり、(2)と比べて増水時の問題は少ないと考えられる。また、2.4.2項で述べたように固有振動数は根入れと相関のある指標であり、(1)と比べると、橋脚の傾斜が発生し始めるよりも早い段階から橋脚の根入れの変化を捉えることができる点と考えられる点が利点となる。したがって、固有振動数の同定精度を向上させることで衝撃振動試験との代替が可能になると考えられるほか、微動計測により根入れの状態の変化を監視できる手法を確立できれば、その有用性は高いと考えることができる。

以上から、本研究では(1)～(3)のうち、2.6節で示した研究目的をふまえて利点の多い(3)の微動計測に着目し、洗掘に伴う橋脚の根入れの状態の変化を監視する手法を検討することとする。

### 3.2 微動計測に基づく既往の手法の概要

微動計測に基づく橋脚の状態監視を行う場合、増水時に橋脚が流水下になることやセンサの設置の容易さを考慮すると、計測は橋脚天端部で行うことが望ましい。橋脚天端部で計測した微動を用いた橋脚基礎の状態監視手法は複数提案されているが、固有振動数を指標とする手法として、佐溝ら<sup>16)</sup>は、橋脚天端に設置した速度計を用いて増水時に微動計測を行い、橋軸直角方向(河川の流下方向)の微動波形のフーリエスペクトルのピーク(卓越振動数)を追跡し、これをもとに状態監視を行う方法(図3-6)を提案している。なお、この方法では卓越振動数が複数生じるなどによりフーリエスペクトルの形状から固有振動数の判断が難しい場合があり、このような場合には固有振動数の抽出範囲を設定する必要がある(図3-7)。佐溝らは、固有振動数の抽出範囲の設定が難しい場合には、事前に衝撃振動試験等により得ておいた固有振動数の±10%の振動数帯を探索範囲とすることとし、この手法により増水時において卓越振動数を連続的に捉えることに成功している<sup>16)</sup>。この手法は、1軸のセンサを橋脚天端に設置するだけで良いため、非常に簡便であるといえる。

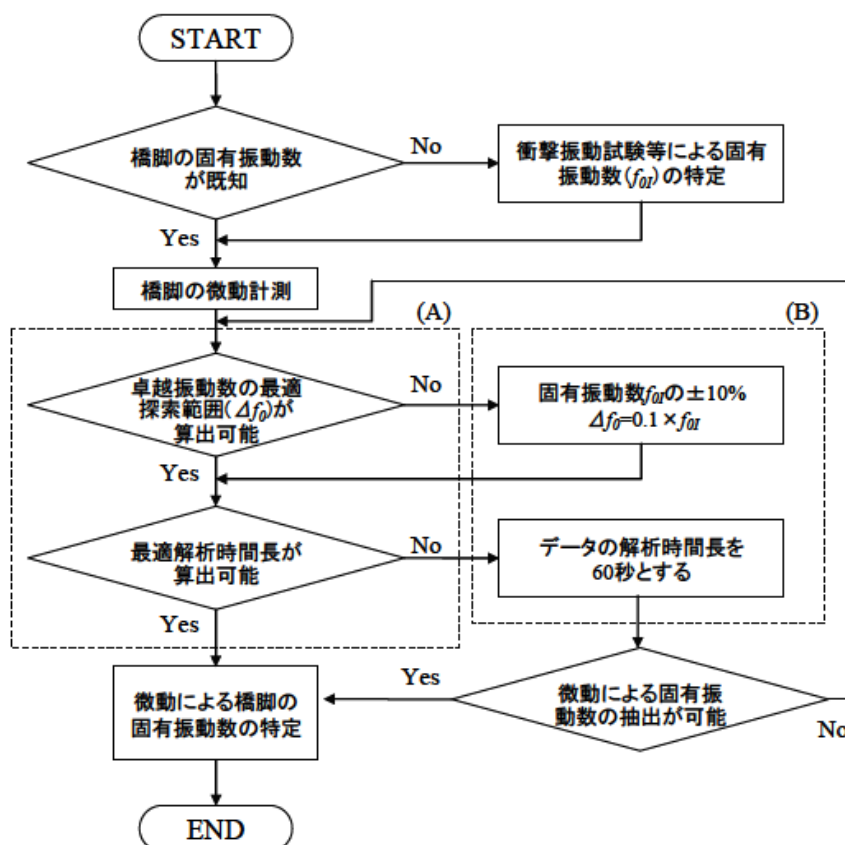


図3-6 フーリエスペクトルのピークを追跡する従来手法による固有振動数同定手法の概要<sup>16)</sup>

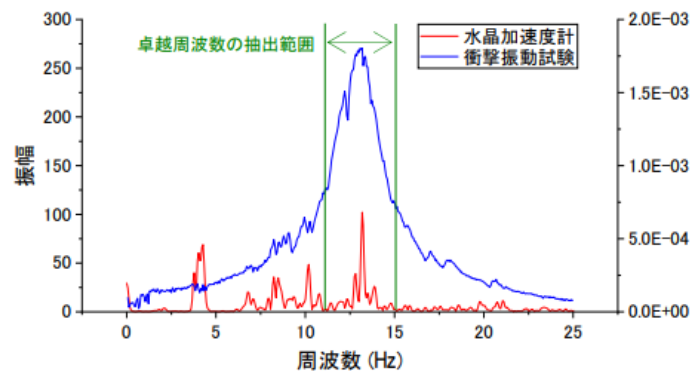


図3-7 微動計測結果のフーリエスペクトル（図の赤線）に抽出範囲を設定した事例<sup>70)</sup>

また、雪岡ら<sup>17)</sup>は、評価指標としてあえて固有振動数に拘らずに、橋脚天端で計測した微動波形のフーリエスペクトルを基にスペクトルスコアを算出し、これを指標とする手法を提案している。この手法は卓越振動数が明瞭でなくても評価指標の値を算出可能であることから、橋脚天端で計測した微動波形から得られる卓越振動数を指標とする場合と比べ、定量的評価が可能となる橋脚は増加する可能性が考えられ、指標も固有振動数との相関があることが示されている。しかし、評価指標が固有振動数そのものではないため、これまで衝撃振動試験を数多く実施している現場においては必ずしも使い勝手の良い指標ではなく、評価基準の設定についても、指標が固有振動数と異なることから既存の維持管理標準の基準をそのまま使うことができない点を考慮する必要がある。

さらに、石澤ら<sup>69)</sup>は、道路橋を対象とした検討ではあるが、橋脚天端に加えて橋脚躯体の下部にもセンサを設置して微動の同期計測を行い、橋脚の1次のロッキング振動の振動モードに着目して振幅比を評価する手法を提案している。しかし、設置対象橋脚の水位の状況によってはセンサの設置作業が困難であるうえに、橋脚躯体下部に設置するセンサは増水時を考慮して水密性や流下物に対する耐衝撃性が要求される点を考慮する必要がある。

以上をふまえ、本研究では、佐溝ら<sup>16)</sup>の手法が実用上の利点が多いと考え、これと同様に橋脚天端に設置した微動計測が可能なセンサを使用して固有振動数を指標としつつ、佐溝らの手法では課題であった、固有振動数の同定に際しての探索範囲の設定を不要にすることや、増水時以外でも固有振動数の同定を可能にすることを目指すこととする。微動計測が橋脚天端部のみであれば実施が容易であるうえ、指標が固有振動数であれば、これまでに衝撃振動試験で蓄積したデータをそのまま活用して過去からの固有振動数の変化を評価できる、といった利点がある。

さらに、2.4.2 項で述べたように洗掘が橋脚基礎の底面まで達しているか、といった点までを固有振動数のみから判断するのは困難であるが、本研究では固有振動数と併用できる指標の検討を行い、これを判断可能にすることを目指すこととする。以降、本論文では、橋脚天端部の橋軸直角方向のフーリエスペクトルの形状のみから固有振動数を判断する方法を「従来手法」と呼ぶこととする。

### 3.3 従来手法の課題の検討

3.2 節で述べた、橋脚天端部で計測した微動のフーリエスペクトルの卓越振動数に着目する従来手法について、実際の鉄道橋りょうにおける洗掘進行時の振動性状の変化や、その理論的背景、水位が低いと固有振動数の同定が難しくなる原因などについて、これまで明確には示されてこなかった。そこで、本節においてはこれらについて考察する。

従来手法の検証として、実際の鉄道橋りょうにおける増水時の卓越振動数を追跡した事例<sup>16)</sup>はあるが、洗掘が生じた事例ではなく、卓越振動数自体の有意な変化は確認されていない。鉄道橋りょうにおいて洗掘が実際に進行した際の振動性状の変化を微動計測結果から追跡することは、洗掘事象自体の発生頻度が低いことから困難であり、そのような研究事例は無いと思われる。そこで、3.3.1 項では、洗掘を受けた橋脚の補強工事の施工中に橋脚天端での微動計測を実施し、その結果を基に洗掘が進行した際の振動性状の変化について検討する。

3.3.2 項では、橋脚天端に生じる微動の理論的背景として、基礎への入力振動との関係性について述べる。ここで、基礎への入力振動は直接計測することが困難であるため、一般的には周辺の地盤の常時微動を計測することで代えているが、基礎への入力振動と地盤の常時微動は異なるものであるため、両者の乖離について3.3.3 項で述べる。これをふまえたうえで3.3.4 項では実際に鉄道橋脚において橋脚天端と、基礎への入力振動に代えて橋脚周辺の地盤で計測した微動を用いた検討を行い、橋脚天端の微動のみに着目した従来手法では固有振動数の同定が困難となる場合がある理由について考察する。

#### 3.3.1 従来手法による洗掘状態の把握

鉄道橋りょうにおいて洗掘が実際に進行した際の振動性状の変化を追跡することは、洗掘事象自体の発生頻度が低いことから、研究の一環としての一時的な常時微動計測では難しく、常時微動で実橋りょうの洗掘現象を計測できた事例は無いと思われる。そこで、洗掘を受けた橋脚の補強工事の一環として河床面付近に打設する頂板コンクリートの施工前後に橋脚天端での微動計測を実施したうえで3.1.1 項において説明した従来手法を用い、橋脚基礎の状態変化に伴う橋脚の卓越振動数の変化の追跡を試みるとともに、従来手法の課題について検討する。

##### (1) 計測の概要

計測対象とした橋脚は、2.2 節で記載した五能線第2 吾妻川橋りょうの5P(図3-8)である。計測に使用したセンサは航空電子社製のサーボ型加速度計で、1軸の計測であるため、橋軸直角方向について常時微動計測が行えるよう橋脚天端部に設置した。計測はサンプリングレートを200Hzに設定し、1回の計測を10分間として列車の通過が無い時間帯に実施した。携帯端末を用いたVPN環境を構築し、計測したデータを遠隔で回収するシステムとした。

頂板コンクリートの施工概要を図 3-9 に示す。シートパイルの打設が完了した後に計測を開始し、コンクリートの注入前後の期間について微動計測を実施した。コンクリートの注入は 2015 年 2 月 13 日の日中時間帯に実施された。なお、対策工についての詳細は文献<sup>33)</sup>を参照されたい。



図3-8 計測対象橋脚

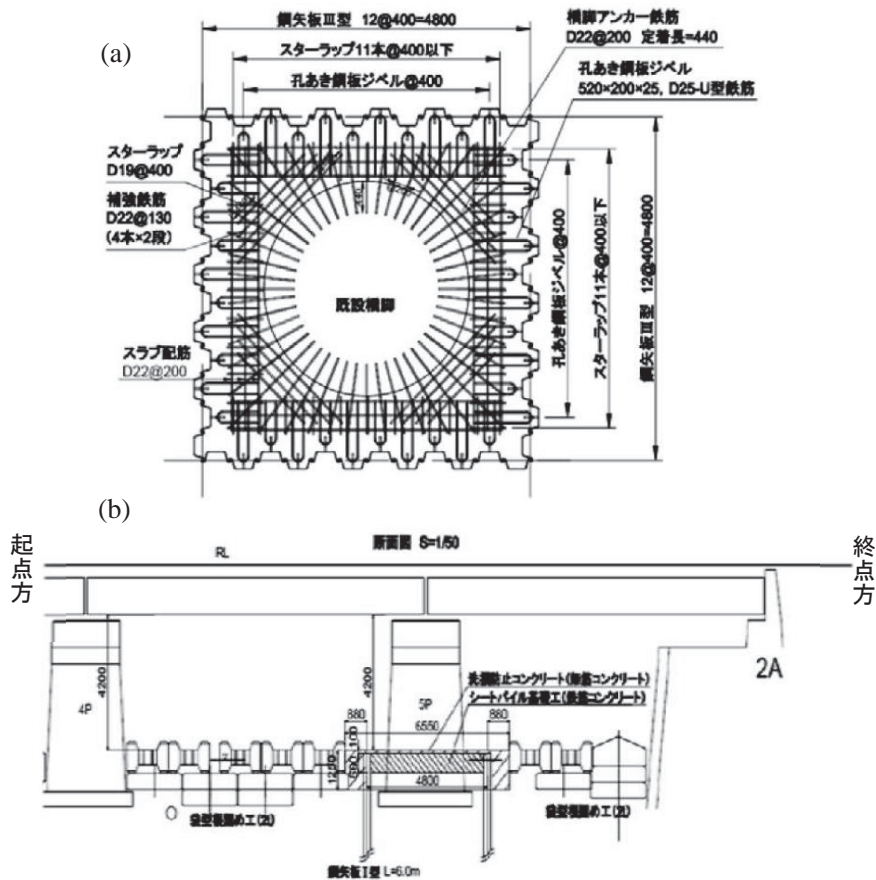


図3-9 橋脚基礎の補強工事の概要<sup>33)</sup> : (a) 平面図、(b) 横断面図

## (2) 計測結果

回収した各々の波形データのフーリエスペクトルから卓越振動数を求めた結果を図 3-10 に示す。コンクリートが注入された 2015 年 2 月 13 日を境に、卓越振動数の傾向が変化していることが分かる。コンクリート注入後には若干の卓越振動数の上昇傾向がみられるとともに、値のばらつきが大きくなっている。

次に、コンクリート注入前の 2014 年 12 月 10 日と、コンクリート注入後の 2015 年 2 月 24 日の計測データから得られたフーリエスペクトルを図 3-11 に示す。コンクリート注入前には非常に明瞭なピークが単独で見られるが、注入後にはピークの形状が明瞭ではなく、またフーリエ振幅も注入前より小さくなった。

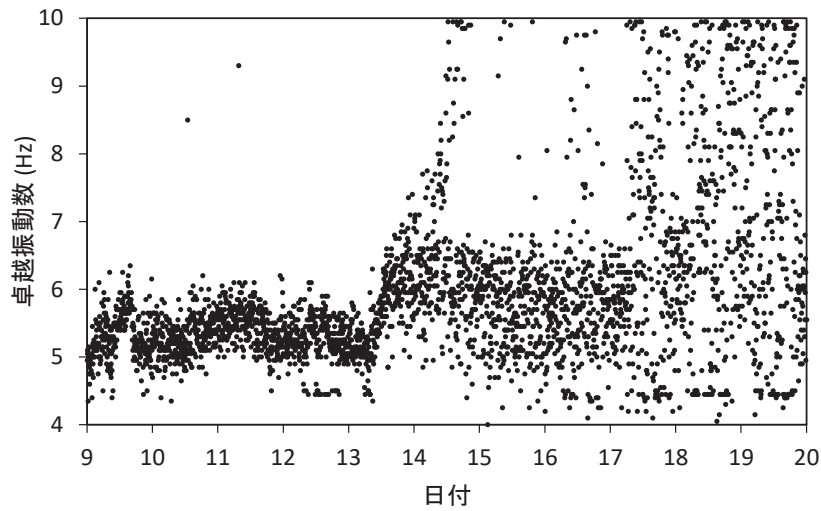


図3-10 コンクリート注入前後の卓越振動数の経時変化<sup>71)</sup>

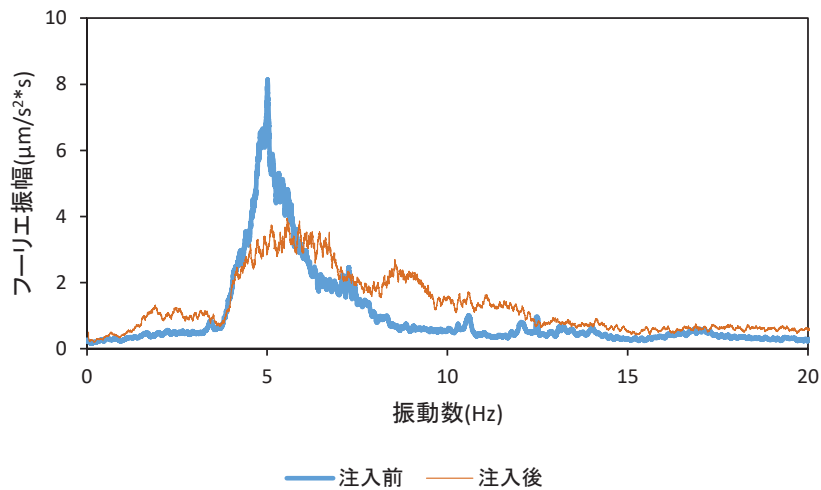


図3-11 コンクリート注入前後のフーリエスペクトルの比較

### (3) 考察

文献<sup>33)</sup>ではコンクリート注入前に実施した衝撃振動試験結果が 4.5Hz、コンクリート注入後に実施した衝撃振動試験結果が 16.2Hz であったことが報告されている。コンクリート注入前については、微動から得られたフーリエスペクトルの卓越振動数と比較的近い値であるが、従来手法から得られる結果はあくまで卓越振動数であり、この結果が固有振動数と等しいと断定することはできない。また、コンクリート注入後については微動から得られたフーリエスペクトルでは 10Hz 以上の振動数帯には目立った卓越振動数が見られず、衝撃振動試験結果とは整合しない。本事例においては、1軸のセンサによる計測結果のみを使用する従来手法では、固有振動数の値を正しく同定することは難しいことが分かる。

佐溝ら<sup>16)</sup>は従来手法の適用範囲を増水時に限定しているが、増水時以外においてはこのような従来手法では固有振動数の正確な同定までは難しい一方で、コンクリートの注入前後で明らかに振動性状に変化が生じていることは確認できる。コンクリート注入による補強という、洗掘とは全く異なる物理現象を捉えた計測であることに留意する必要があるが、本計測は橋脚基礎の安定性が向上する際の経過を追ったものであるという点において、洗掘により橋脚基礎の安定性が低下する際の経時変化とは逆の傾向を示したものと考えることができる。従って、この橋脚天端部の微動計測の結果から、実際の鉄道橋りょうにおいて、洗掘に伴う橋脚基礎の状態変化の有無を、増水時以外においても定性的ではあるが把握できることが分かった。

### 3.3.2 従来手法の理論的背景

本項では、従来手法の理論的背景について述べる。直接基礎橋脚の振動は図 3-12 に示すような地盤—構造物連成系のロッキング現象が主体となることが知られている<sup>15)</sup>。そこで、橋脚の振動を、桁や付帯構造物の影響を考えずに、また橋脚の底面の地盤と橋脚側面の地盤を明確に分離することなく、橋脚周辺地盤が橋脚のロッキング振動を生じさせていると捉え、地盤から強制加振されている粘性減衰のある 1 自由度系の 1 次のロッキング振動に単純化して考えると、橋脚天端と基礎への入力振動のフーリエ振幅比  $R(f)$  は、理論的には以下に示す式(3.1)で表される。

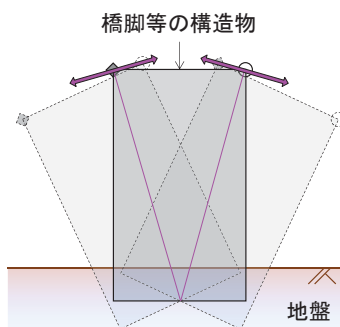


図3-12 地盤—構造物連成系のロッキング現象のイメージ

$$R(f) = \frac{1 + \left(\frac{2hf}{f_0}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(\frac{2hf}{f_0}\right)^2}} \quad (3.1)$$

ここに、 $f_0$ : 固有振動数

$h$ : 減衰定数

である<sup>72)</sup>。これは、基礎への入力振動と応答である橋脚天端の振動のフーリエ振幅比が、理論的には固有振動数と減衰定数をパラメータとする共振曲線として表されることを意味している。

式(3.1)をグラフで表すと、 $f = f_0$  付近で  $R(f)$  が最大値をとる形状となる(図 3-13)。したがって、橋脚の振動が式(3.1)で表現できるならば、橋脚天端に加え、近傍の地盤の常時微動を基礎への入力振動と考えてそれぞれ実測し、それらのフーリエスペクトルの比(フーリエ振幅比)を求めると、そのピーク振動数から固有振動数を推定できることを意味する。この考え方に基づいて、小林ら<sup>73)</sup>、中島ら<sup>74)</sup> は地盤上と橋脚上の微動の同期計測を行った結果から根入れ長が異なる橋脚の固有振動数について考察しており、固有振動数が得られれば衝撃振動試験から得られる固有振動数と物理量として同等であるため、衝撃振動試験と同様の判定基準(表 2-2)を用いることが可能である。

この考え方は、建築物の簡易的な振動特性評価<sup>75), 76)</sup>などに広く活用されている。建築物であれば入力振動を最下層階の床上などで計測することが多いが、橋りょうの橋脚を対象とする場合はこのような位置での計測は出来ないため、基礎への入力振動として地盤の微動計測が必要となる。しかし、流水下の地盤の常時微動を実測するのは非常に困難であり、河川橋りょうにおいてこの考え方を実務にそのまま適用することは現実的ではない。なお、基礎への入力振動と地盤の常時微動は厳密には異なるが、この点については 3.3.3 項で検討する。

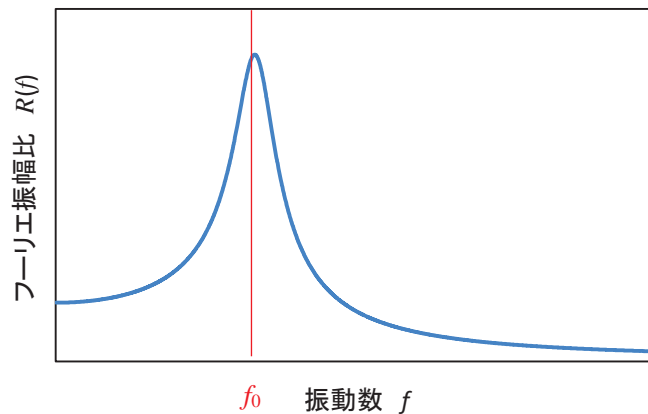


図3-13 式(3.1)で表される共振曲線のグラフ

従来手法は、計測が困難な入力振動のフーリエスペクトル形状を一律に平坦とみなして、応答波形のフーリエスペクトル形状を式(3.1)から得られるフーリエ振幅比の形状と同等と考えて評価していることに相当する。しかし、入力となる常時微動は、様々な振動源からの微動の集合体であり、風や人間活動の影響によって生じるものであることからその振幅やスペクトル形状は一定というわけではなく、常に変化していることが知られている<sup>77)~79)</sup>。また、武澤ら<sup>80)</sup>は増水時における河川近傍の Hi-NET ((国研)防災科学技術研究所が設置した高感度地震観測網)のデータを基に、流量と微動振幅に相関があることを示しており、増水時には河川そのものが地盤の常時微動の振動源となっていることを示唆している。これは、増水時には平常時と比べて橋脚への入力となる微動の振幅が大きくなることを意味する。そのため、式(3.1)で正確に振動性状を評価するためには、入力となる振動を予め一定の既知のものとして扱うことは難しく、入力振動についても応答振動と同期計測する必要がある。

以上のことから、従来手法による固有振動数の同定精度を改善するためには、入力振動についての検討が必要であるといえる。

次に、固有振動数と減衰定数が低下した場合の、式(3.1)によるグラフの形状の変化を図3-14に示す。減衰定数が小さくなると $f_0$ に対応するピーク値 $R(f)$ が大きくなる。このことに着目すると、基礎への入力振動を把握することができれば、基礎への入力と橋脚上の応答の関係を基に、橋脚の固有振動数だけでなく、地盤-構造物系の減衰定数を推定することも可能である。

一方、応答波形のみで評価する場合、RD法<sup>81)</sup>を用いることで減衰定数を算出できる可能性もあるが、固有振動数が明瞭に卓越した波形でない場合は、重ね合わせ波形の極大値の包絡線から減衰定数を算出するというRD法の原理上、その適用は困難と考えられる。また、衝撃振動試験の結果から減衰定数を求める場合は、2.4.2項で述べたように、振動レベルに依存して減衰定数の値が変化することが問題となる。これらの事情から、特定の橋脚における洗掘の進行に伴う減衰定数の変化に着目した研究事例は少なく、橋脚基礎の維持管理の実務では減衰定数は活用されていないのが現状である。

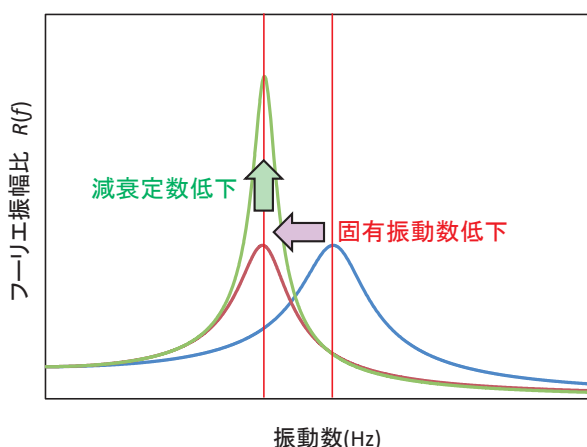


図3-14 固有振動数・減衰定数を変化させたときの式(3.1)のグラフの形状の変化

減衰定数について、洗掘の進行に着目した研究ではないが、諸元が様々に異なる橋脚の結果を比較した研究事例として、次に示すものがある。生井ら<sup>82)</sup>は、橋脚の諸元による減衰定数の違いについて明らかにしている。また、橋内ら<sup>83)</sup>は 266 基の鉄道河川橋脚に対する衝撃振動試験のデータを用いて固有振動数に加えて減衰定数を求め、基礎地盤が粘性土に比べて砂礫や岩盤の方が相対的に減衰定数の小さいケースが多く、基礎地盤の状態によって減衰定数が増減する可能性があることを報告している。さらに、耐震性能評価の分野では、鉄道高架橋橋脚の衝撃振動試験および微動計測の結果を基に、地盤の固有周期と地盤-構造物連成系で発揮される減衰定数との間に相関があることが示唆されている<sup>84)</sup>。

以上から、地盤-構造物系の減衰定数は、基礎周囲の地盤の状態によって変化することが考えられるため、式(3.1)から得られる減衰定数についても、橋脚基礎の洗掘に対する指標として、固有振動数と併せて活用できる可能性があるといえる。減衰定数の活用については第 5 章で検討したい。

### 3.3.3 基礎への入力振動と地盤の常時微動の比較

式(3.1)は基礎への入力振動と構造物天端部の応答を比較するものであるが、橋脚基礎への入力振動は、河川の流水外の橋脚であったとしても直接計測することは困難である。そのため、これまでの研究事例では、橋脚直近～10m 程度離れた地表面での地盤の常時微動を計測することで代えている例が多い<sup>73), 74), 85), 86)</sup>。しかし、基礎を有する構造物に入力される振動は、基礎・地盤の動的相互作用の影響による入力損失効果が生じるため、地盤の常時微動とは厳密には異なるものである。また、地盤の計測位置と橋脚、みお筋の位置関係によっては、計測位置での地盤の常時微動が橋脚や河床材料の運動に伴う振動の影響を受けることが考えられる。そこで、本項ではこれらの影響について検討する。

#### (1) 入力損失効果

杭基礎については入力損失効果を考慮することで耐震設計上有利になることから研究が進められており、特に高振動数帯で顕著な効果がみられることが確認されている<sup>87)~89)</sup>。これは、杭の長さに対して相対的に波長が短くなると杭の深さ方向の挙動に位相差が生じ、杭周辺の地盤が拘束される効果が生じるためと考えられている<sup>89)</sup>。一方、本研究において主な対象となる根入れの浅い直接基礎橋脚ではこのような効果は乏しいと考えられるが、これまで明確に示されていないため、本項において検討することとした。

検討対象としたのは図 3-15 に示すコンクリート製の直接基礎橋脚模型で、寸法は幅 0.6m×奥行 0.6m×底面からの高さ 2m の直方体で実物大の 1/10 スケールである。また、重量はおよそ 1,650kg であり、桁は設置していない。なお、本模型は、5.2.2 項で述べる 1/10 スケールの模型橋脚の 2P と同一である。

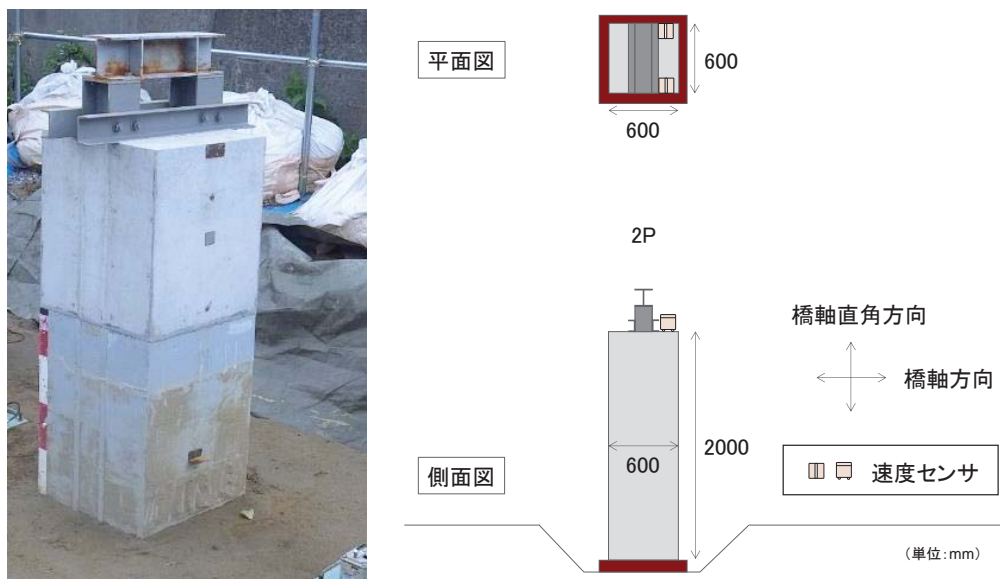


図3-15 検討対象とした模型橋脚（写真は根入れ0.4mの状態）

土被りについては、基礎周辺の地盤（稲城砂）を順次掘削することにより、0.6m から 0 m（土被り無し）まで 0.2m 刻みで変化させた。それぞれの土被りの状態において衝撃振動試験を実施して、得られた固有振動数を基に後述するばね定数の決定を行った。なお、衝撃振動試験は、ゴムハンマーを用いて橋脚の天端付近の側面を打撃し、その際の振動波形を橋脚天端上に設置した速度計により計測することで実施した。

本橋脚について、自由地盤・構造物一体の質点系モデル（図 3-16）を作成し、自由地盤に 10gal のホワイトノイズを入力した動的解析を行って、入力損失効果の評価を行うこととした。本解析モデルでは、構造物系と自由地盤系をそれぞれモデル化し、それらを相互作用ばねで連結している。これにより、地盤と構造物の間に生じる相互作用の影響を動的解析において考慮できる。

基礎底面の水平および鉛直地盤ばね定数は、土被りを 0m として固有値解析を実施し、その結果と衝撃振動試験結果が一致するように設定した（図 3-17）。なお、鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）を基に、水平地盤ばね定数が鉛直地盤ばね定数の 1/3 となるように設定した<sup>90)</sup>。また、側面の水平地盤ばね定数は、土被りを変化させたときの固有値解析結果と衝撃振動試験結果が整合するように設定した（図 3-18）。自由地盤は、構造物の応答の影響を受けないように十分に広い領域を対象にモデル化する必要があるが、文献<sup>89)</sup>を参考に、基礎底面面積の 100 倍とした。高さ方向に分割した土柱を水平ばねで接続して自由地盤をモデル化した。有効入力動は無質量の構造物系を考えた場合の基礎の応答として定義されている<sup>87)</sup>。そのため、橋脚の質量は、今回の動的解析においてはゼロとした。

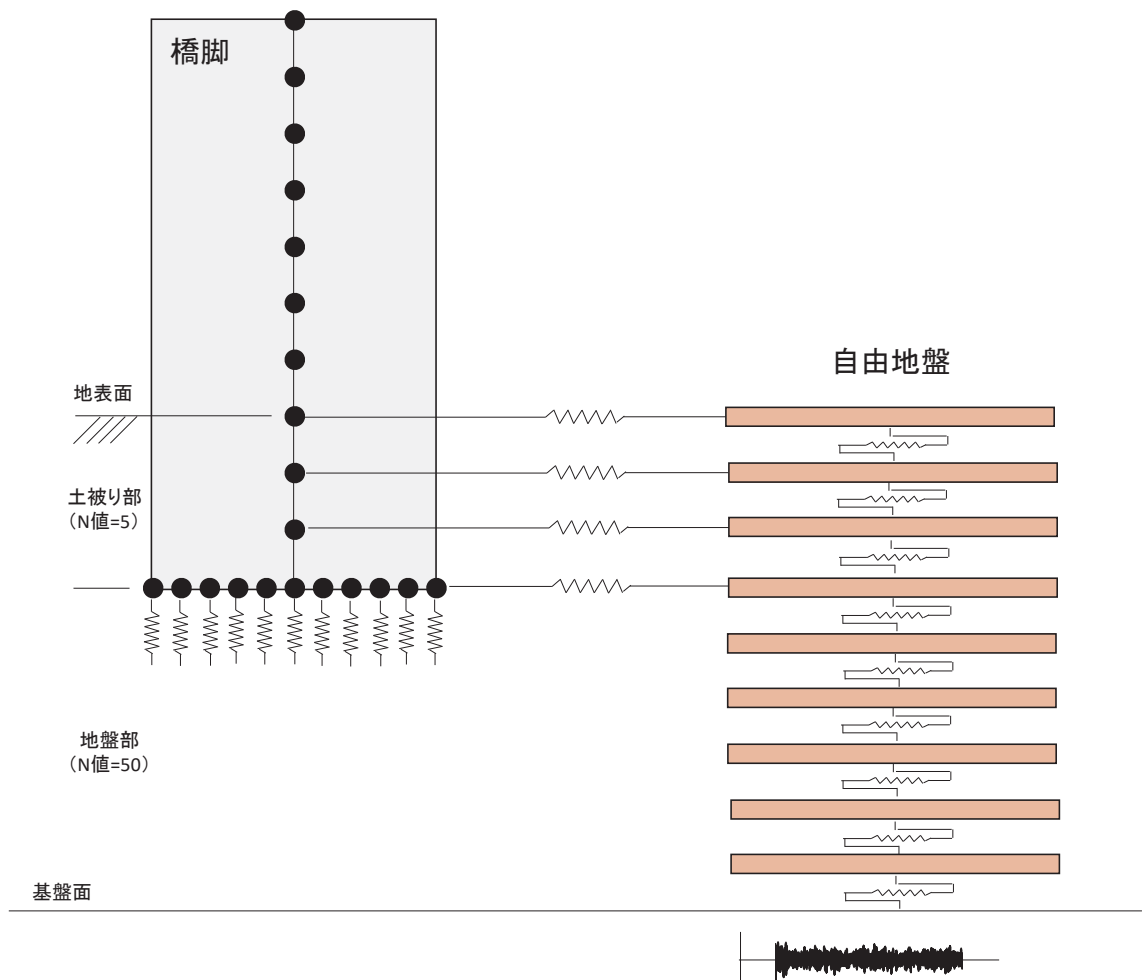


図3-16 解析モデルの概要

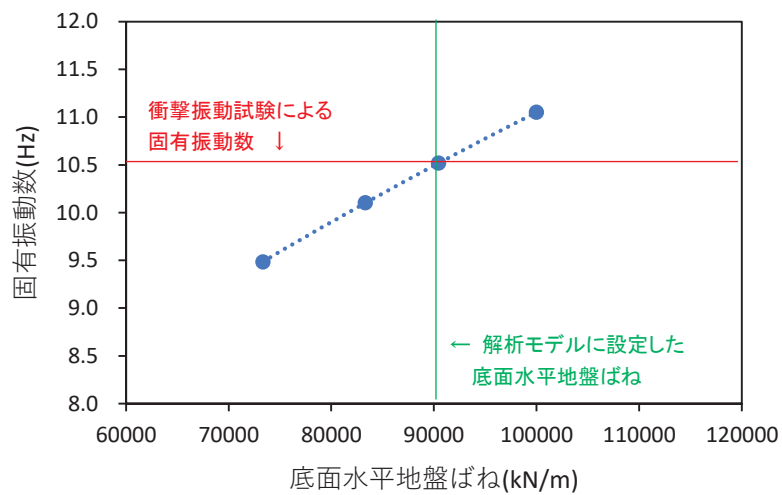


図3-17 底面水平地盤ばねを変化させたときの固有値解析結果 (土被り0m)

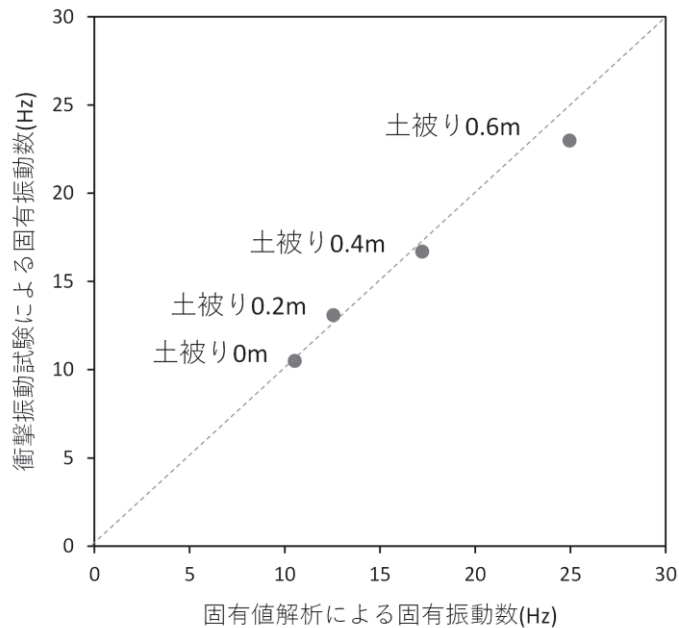


図3-18 解析モデルにおける固有値解析と衝撃振動試験による固有振動数の比較

動的解析の結果得られた有効入力係数、すなわち基礎底面の応答と自由地盤の地表面の応答のフーリエ振幅比を図 3-19 に示す。全体として値は 1 に近く、特に土被り 0.4m まではその影響は軽微であるが、土被りが大きいほど、また振動数が大きくなるほど、有効入力係数がやや低下しており、入力損失が大きくなるのが分かる。なお、香川<sup>9)</sup> が示した重力場における振動台実験に関する相似則の考え方を適用すると、本モデルは 1/10 模型であるため、図 3-19 の振動数は実スケールの 5.6 倍となる。

この結果をふまえ、基礎への入力振動に代えて自由地盤の地表面の常時微動を用いた際に、式(3.1)によるフーリエ振幅比に生じる乖離を図 3-20 に示す。ここで、地盤の常時微動は、固有振動数付近の振動数帯(フーリエ振幅比がピークとなる振動数)において有効入力係数が 0.9 まで低下する場合を想定した。図 3-20 のように、自由地盤の地表面の振動を用いてフーリエ振幅比を算出した場合、基礎入力振動を用いて算出した場合よりもやや小さい値となるが、固有振動数に対応するフーリエ振幅のピークの確認には支障はなく、影響は軽微であると考えられる。

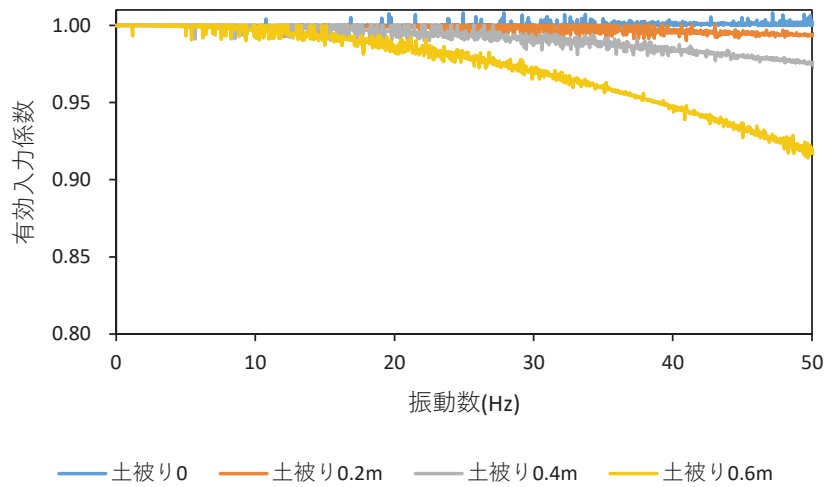


図3-19 有効入力係数の算出結果

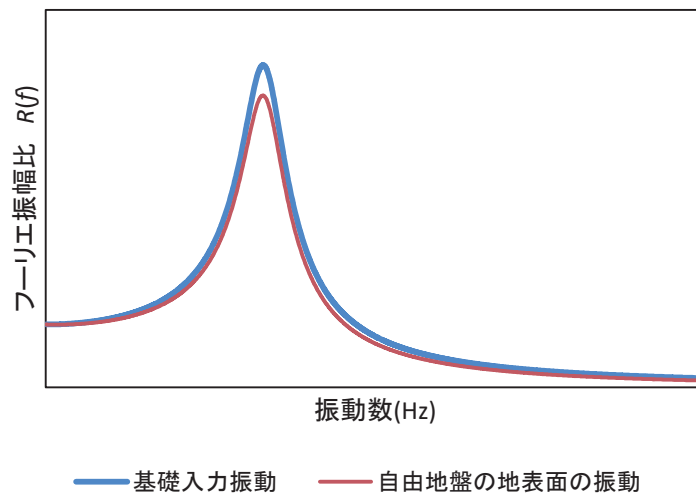


図3-20 入力として基礎入力振動と自由地盤の地表面の振動を用いた場合のフーリエ振幅比の比較

## (2) 地盤の計測位置と橋脚の位置関係による影響

地盤の常時微動の計測地点が構造物に近接しすぎると、構造物の固有振動数付近において、構造物の振動の影響が地盤の常時微動のスペクトル形状に大きく現れる場合がある<sup>86)</sup>。この影響を受けると、図 3-19 で示したよりも地盤(地表面)の振動と基礎入力振動の乖離が大きくなることが考えられる。特に構造物上部との伝達関数を評価する場合、減衰定数が過大評価となることが既往の研究から示されている(図 3-21)。このような問題を避けるため、地盤の常時微動の計測にあたっては、構造物の影響を受けていない位置での振動を計測する必要がある。

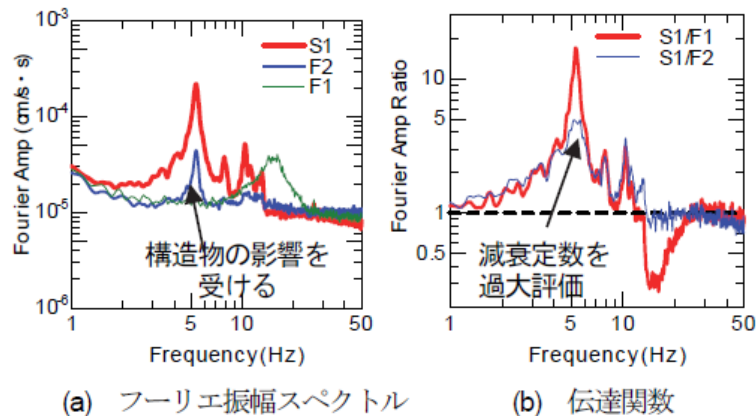


図3-21 橋脚の微動測定結果の一例（S1は構造物上部、F1は自然地盤、F2は近傍地盤である）<sup>86)</sup>

### (3) 橋脚の位置・地盤の計測位置とみお筋との位置関係による影響

振動源からの距離により、橋脚基礎の位置と地盤の計測位置での振動レベルが乖離することが考えられる。2 地点間の地盤の振動レベルについて、実際の地盤は一様でないことや、振動が屈折、反射等する影響を受けるなども考えられるが、工事振動の環境影響予測などの分野においては、距離減衰や地盤の内部減衰を考慮した以下の Bornitz の式が経験的に知られており<sup>92)</sup>、ここではこの式を基に検討することとする。

$$L_{va2} = L_{va1} - 20n \log_{10}(r_2/r_1) - 8.68\alpha(r_2-r_1) \quad (3.2)$$

ここに、 $L_{va1}$  ,  $L_{va2}$  : 振動源から距離  $r_1$  ,  $r_2$ (m)における振動加速度レベル(dB)

$\alpha$  : 0.001(固結地盤)、0.019(未固結地盤)

$n$  : 1(実体波)、0.5(表面波)

である。

式(3.2)において、 $\log_{10}(r_2/r_1)$ の項があるため、2 点間距離  $r_2-r_1$  が同じ距離であれば、より振動源に近いほど 2 点間の振動レベルの乖離が大きくなる。一例として、 $r_2-r_1=3\text{m}$ としたときの、振動源からの距離と 2 点間の振動レベルの差の関係を図 3-22 に示す( $n=0.5$ 、 $\alpha=0.019$  とする)。振動源からの距離が近いと、2 点間の振動の乖離が大きくなることが分かる。したがって、地盤の常時微動を計測しようとする箇所の近くに振動源となるものが無いこと、もしやむを得ず振動源がある場合には、振動源から橋脚までの距離と地盤計測位置がなるべく等しくなるようにすることが重要である。

常時微動は様々な振動源からの振動が合わさったものであるが、特に河川橋脚で常時微動計測を行う場合、河川の流水に伴う河床材料の運動が振動源となる可能性がある。また、3.3.2 項でも述べたように、武澤ら<sup>80)</sup> は増水時における河川近傍の Hi-NET((国研)防災科学技術研究所が設置した高感度地震観測網)のデータを基に、流量と微動振幅に相関があることを示しており(図 3-23)、増水時には河川が微動の振動源となっていることを示唆している。そのため、流水の状況

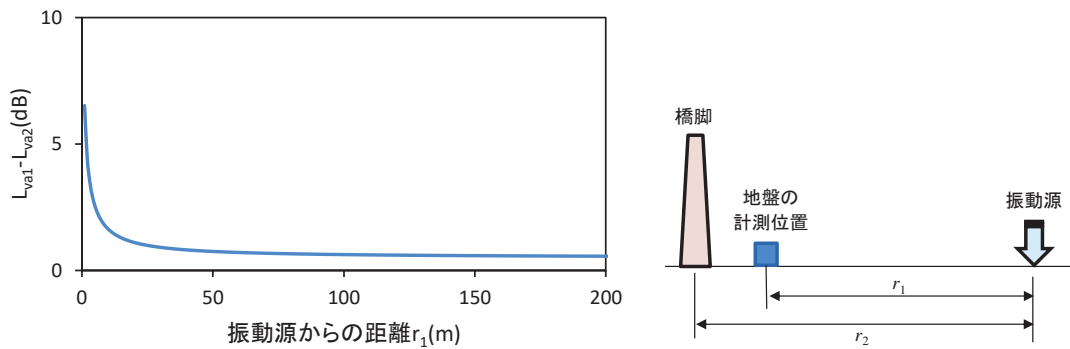


図3-22  $r_2 - r_1 = 3\text{m}$  としたときの、振動源からの距離と2地点間の振動レベルの差の関係

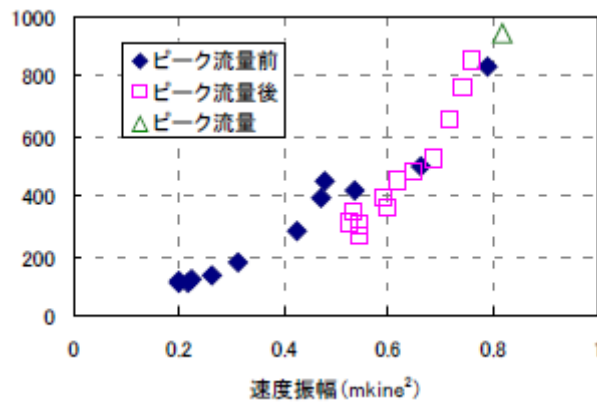


図3-23 河川流量と近傍での地盤の常時微動の振幅の関係の一例<sup>80)</sup>

にもよるとは思われるが、計測対象がみお筋から近い場合には、基礎への入力動と計測する地盤の常時微動に乖離が生じる可能性が考えられる。

以上をまとめると、基礎への入力動に代えて近傍の地盤の常時微動計測結果を用いて式(3.1)による固有振動数の評価を行う場合、

- (1) 地盤－基礎の入力損失による影響は、土被りにもよるが軽微と考えられる。
- (2) 橋脚自体の振動の影響を受けない地点で計測する必要がある。
- (3) みお筋に近いと、流水の状況や計測地点、橋脚との位置関係によっては基礎への入力動と地盤の常時微動の乖離が大きくなる可能性がある。

ことが分かった。

### 3.3.4 従来手法による固有振動数同定が困難となる原因の検討

本項では、実際に鉄道橋脚において計測した微動データを基に、フーリエスペクトルの卓越振動数に着目する従来手法について、固有振動数の同定が難しくなることがある原因について検討する。また、3.3.2 項で述べた、入力振動と橋脚天端の応答の伝達関数から評価する方法との比較を行う。ただし、ここでは入力振動として橋脚近傍で計測した地盤の常時微動のデータを用いる。地盤の常時微動の計測は流水下では困難であるため、本項では河川の流水外の橋脚を対象として検討する。

#### (1) 検討対象橋りょうの概要

本項においては3か所の鉄道橋りょうで計測した微動データを使用して検討を行う。以下に各橋りょうの概要および計測状況について示す。

##### ・ A 橋りょう

A 橋りょうは 1935 年に設置され、橋台面間長が 152m、全 12 連から成る単線の橋りょうである。橋脚が支持する上部工の構造はスルーガーダで、桁長は 13.5m である。本橋りょうの下部工は、基礎構造が木杭で小判型断面のコンクリート製橋脚である。そのうち 2 基の橋脚(4P、5P)を対象として計測をおこなった。2 基の橋脚は隣接しており、その構造は同一で、底面から天端までの高さがおよそ 6.7m である。橋脚の全景および主要寸法を図 3-24 に示す。2 基の橋脚は土被り厚さが

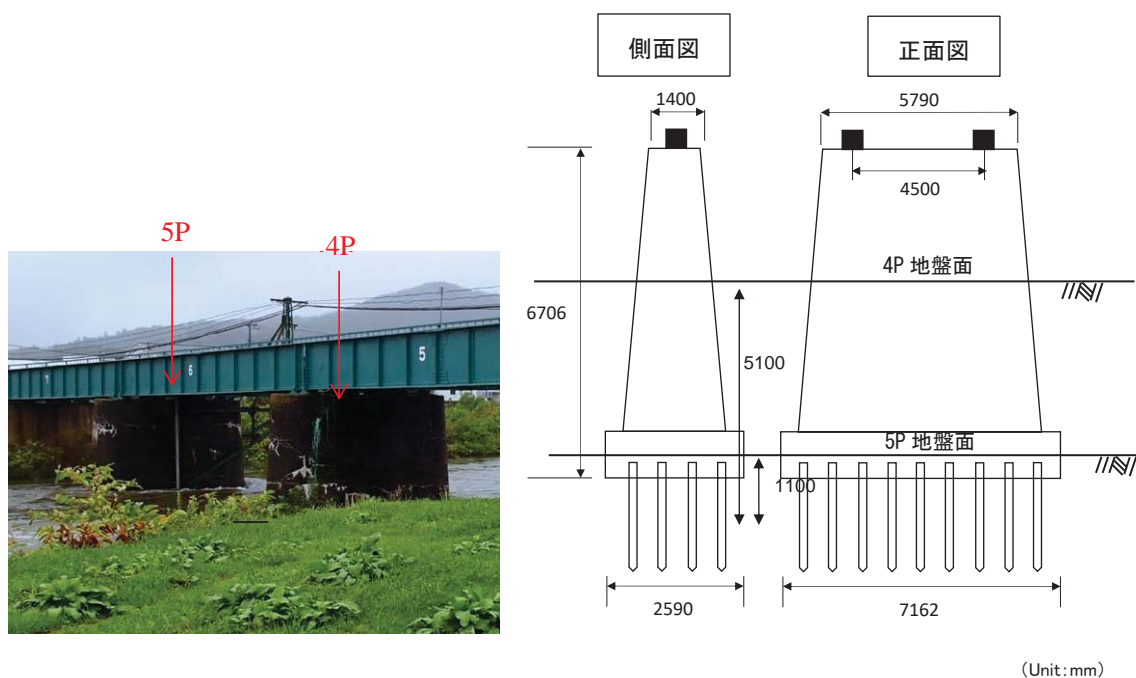


図3-24 対象橋脚の外観および概要図 (A 橋りょう) <sup>93)</sup> (図中の■はセンサ設置位置を示す)

異なっており、うち 4P は土被り厚さがおよそ 5.1m で、5P は土被り厚さがおよそ 1.1m である。なお、別途実施した衝撃振動試験から得られた固有振動数は、4P が 11Hz、5P が 6Hz であった。計測を行った際には 5P は河川の流水中にあったが 4P は流水外にあった。

微動計測は、3 軸計測が可能な物探サービス社製速度計 CR4.5-2s を使用して 2017 年 1 月 17 日に実施した。なお、これ以降示す実橋りょうでの計測は、全て 3 軸で実施しているが、本項では橋軸直角方向のみに着目する。速度計をそれぞれの橋脚天端の上流側端部および下流側端部に設置したほか、4P 計測時には 4P から橋軸方向に 2m 離れた位置(みお筋から離れる方向)の地盤に、5P 計測時には 5P から橋軸方向に 10m 離れた、流水外となる位置の地盤にも設置した。計測のサンプリングレートは 200Hz とし、計測時間は 1 回あたり 5 分間とした。橋脚天端上への速度計の設置概要を図 3-25 に示す。なお、以下で述べる他の橋りょうにおいても基本的にセンサの設置方法は共通である。

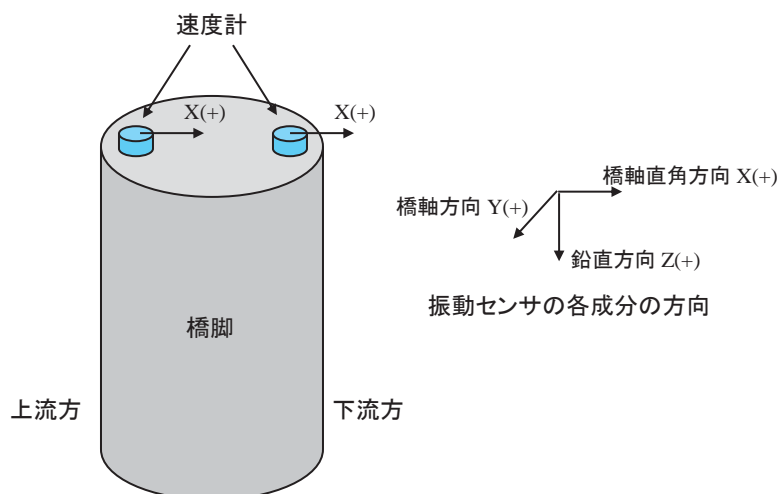


図3-25 橋脚天端上へのセンサの設置概要

### ・ B 橋りょう

B 橋りょうは単線橋りょうで、その下部工は直接基礎型式の小判型断面のコンクリート橋脚である。河川改修により橋りょうが架け替えられ、旧橋りょうが撤去される前後で計測を行っているが、ここでは橋脚と地盤の常時微動との同期計測記録のある、2003 年 9 月に計測された、桁を撤去した状態における計測結果を使用して検討を行う。橋脚の概要図を図 3-26 に示す。対象とした橋脚は流水外に位置している。別途実施した衝撃振動試験から得られた固有振動数は 14.6Hz であった。

検討にあたっては、物探サービス(株)製速度計 CR4.5-1S を橋脚天端の両端(センサ A、B)および橋脚の上流側(橋脚から 2m)の地盤(センサ C)に設置して得られた微動計測データを使用した。サンプリングレートは 100Hz、計測時間は 1 回あたり 5 分間である。

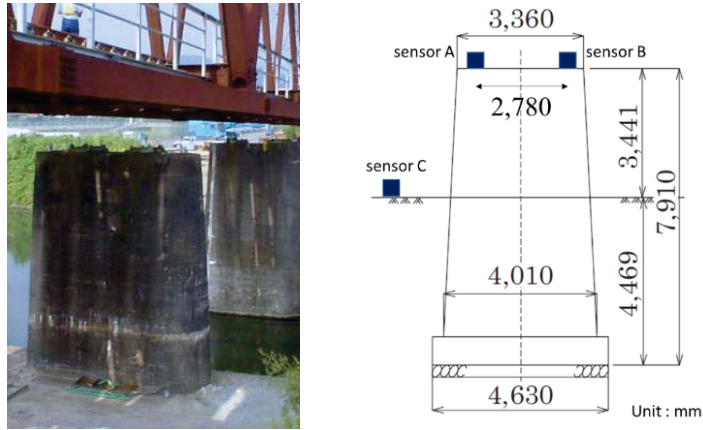


図3-26 対象橋脚の外観および概要図<sup>94)</sup> (B橋りょう)

・ C橋りょう

C橋りょうは内陸の平野部に位置する鉄道路線の単線橋りょうであり、計測実施時点の供用年数はおおよそ100年である。上部工は上路鉸桁(支間長24m)、下部工は直接基礎のレンガおよび石造の橋脚で、支持地盤は凝灰質泥岩である。橋脚周囲には平面ブロックが施工されている。基礎底面からの橋脚高さは10.3m、計測時点における根入れ長は4.5mである。橋脚の基礎部における橋軸直角方向の最大幅は6.4m、橋軸方向の最大幅は2.8mである。また電化区間であるため橋脚には電化柱が設置されている。外観および概要図を図3-27に示す。別途実施した衝撃振動試験から得られた固有振動数は7.5Hzであった。

検討にあたっては、渇水期に計測した微動データを使用した。なお、地盤の計測は、橋脚から下流側に3m離れた流水外で実施した。計測のサンプリングレートは100Hz、計測時間は1回あたり5分間である。

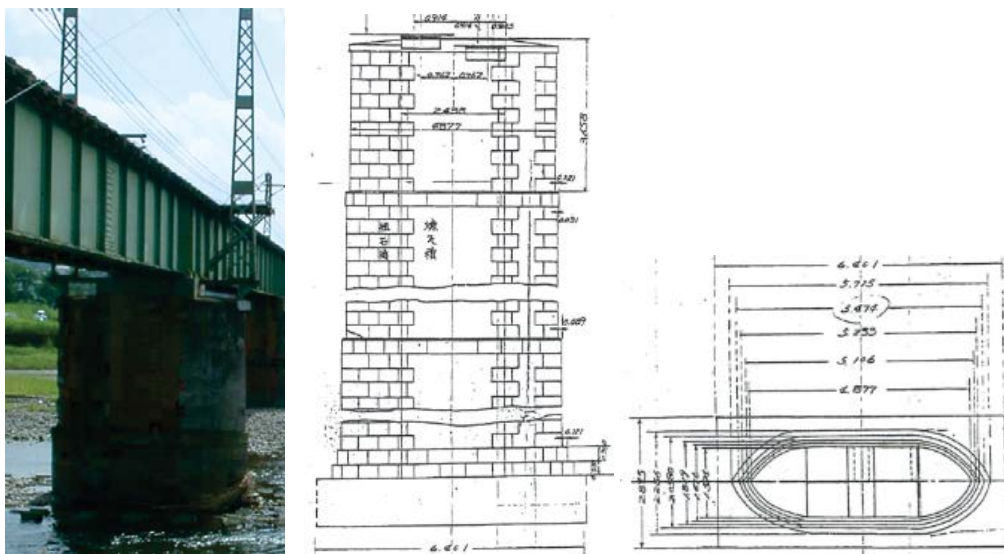


図3-27 対象橋脚の外観および概要図 (C橋りょう)

## (2) 計測結果

以下、橋軸直角方向の微動データを基に検討する。

微動計測において得られた橋軸直角方向の波形のフーリエスペクトルを図 3-28 に示す。図 3-28 における橋脚天端上で計測した微動の卓越振動数は、いずれも衝撃振動試験結果と乖離しており、フーリエスペクトルの卓越振動数から橋脚の固有振動数を同定する、すなわち従来手法から固有振動数を判断することは難しい。

また、図 3-28 には、橋脚近傍の地盤上で計測した微動のフーリエスペクトルを併せて示す。構造物の影響を受けない位置で地盤の常時微動を計測する必要があることを 3.3.3 項で述べたが、図 3-28 より、橋脚の固有振動数付近において地盤の常時微動のフーリエスペクトルの卓越はみられず、いずれの地点についても橋脚の影響は受けていない。ただし、C 橋りょうの地盤の常時微動では 3.5Hz 付近に桁の固有振動数に起因すると考えられるピークが生じている。橋脚天端で計測した微動には地盤の常時微動のスペクトル形状の影響が大きく現れていることが分かる。

次に、地盤上で計測した常時微動と橋脚天端上で計測した微動のフーリエ振幅比を図 3-29 に示す。なお、式(3.1)は厳密には基礎への入力振動と橋脚天端との伝達関数を評価するものであるが、基礎への入力振動を直接計測することは不可能であるため、ここでは地盤の常時微動とのフーリエ振幅比としている。したがって、3.3.3 項で述べたように、基礎への入力振動と地盤の常時微動に若干の乖離が生じる可能性については留意しておく必要がある。図 3-29 では、概ね衝撃振動試験から得られた固有振動数と近い振動数で卓越が見られるが、A 橋りょう 4P ではやや不明瞭である。これは、橋脚の根入れが深いため、橋脚への入力振動と地表面で計測した地盤の常時微動がやや乖離していることに起因する可能性が考えられる。

以上のように、橋脚天端で計測した微動のフーリエスペクトル形状には地盤の常時微動のスペクトル形状の影響が大きく現れ、橋脚の固有振動数の卓越は不明瞭であるが、橋脚への入力(ここでは地盤の常時微動を使用)と応答のフーリエ振幅比では、従来手法と比較すると橋脚の固有振動数の卓越が明瞭となることが分かった。

## (3) 従来手法による固有振動数同定が困難となる原因の考察

橋脚天端部で計測した微動のフーリエスペクトルの形状に着目した従来手法による固有振動数同定が困難となる原因として、橋脚(地盤—構造物系)の減衰が大きい場合が考えられる。これは、減衰が大きいと、図 3-14 より、応答波形のフーリエスペクトルに現れる固有振動数に相当するピークの卓越が小さくなるからである。また、上部工の振動が橋脚に大きく伝達され、橋脚天端で計測した微動のスペクトル形状が、桁や電化柱、橋側歩道といった構造物の影響を強く受けると、やはり固有振動数の同定が困難になることが考えられる。

これらに加え、本項の結果からは、従来手法の固有振動数同定が困難となる原因の一つとして、基礎への入力となる地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状を挙げることができる。従来手法は、応答波形のフーリエスペクトル形状のみを基に評価する手法であるため、3.3.2 項で述べたように、基礎への入力振動のフーリエスペクトルが全周波数帯において平坦な形状になっているとみなし

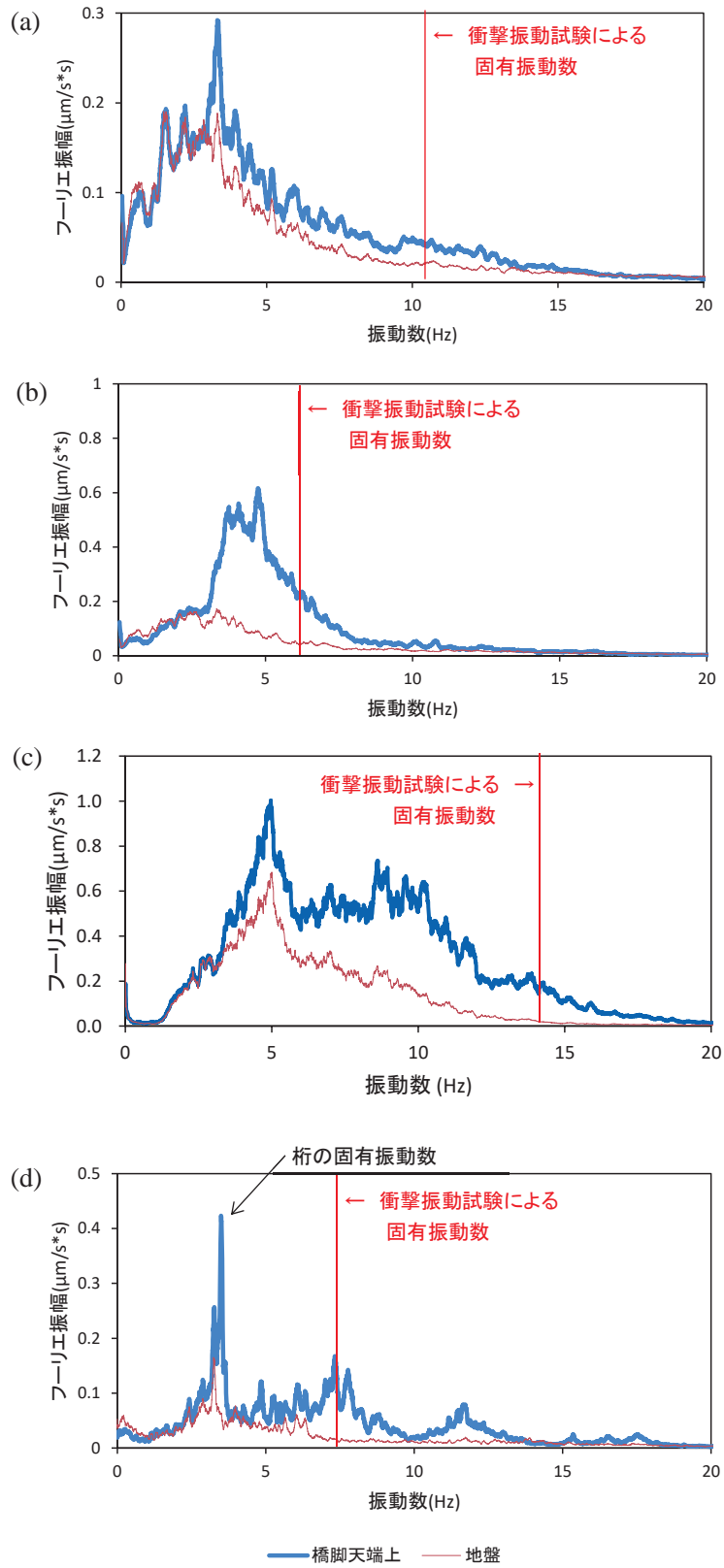


図3-28 橋脚天端上と地盤で計測した微動のフーリエスペクトル：(a) A橋りょう4P、(b) A橋りょう5P、(c) B橋りょう<sup>94)</sup>、(d) C橋りょう

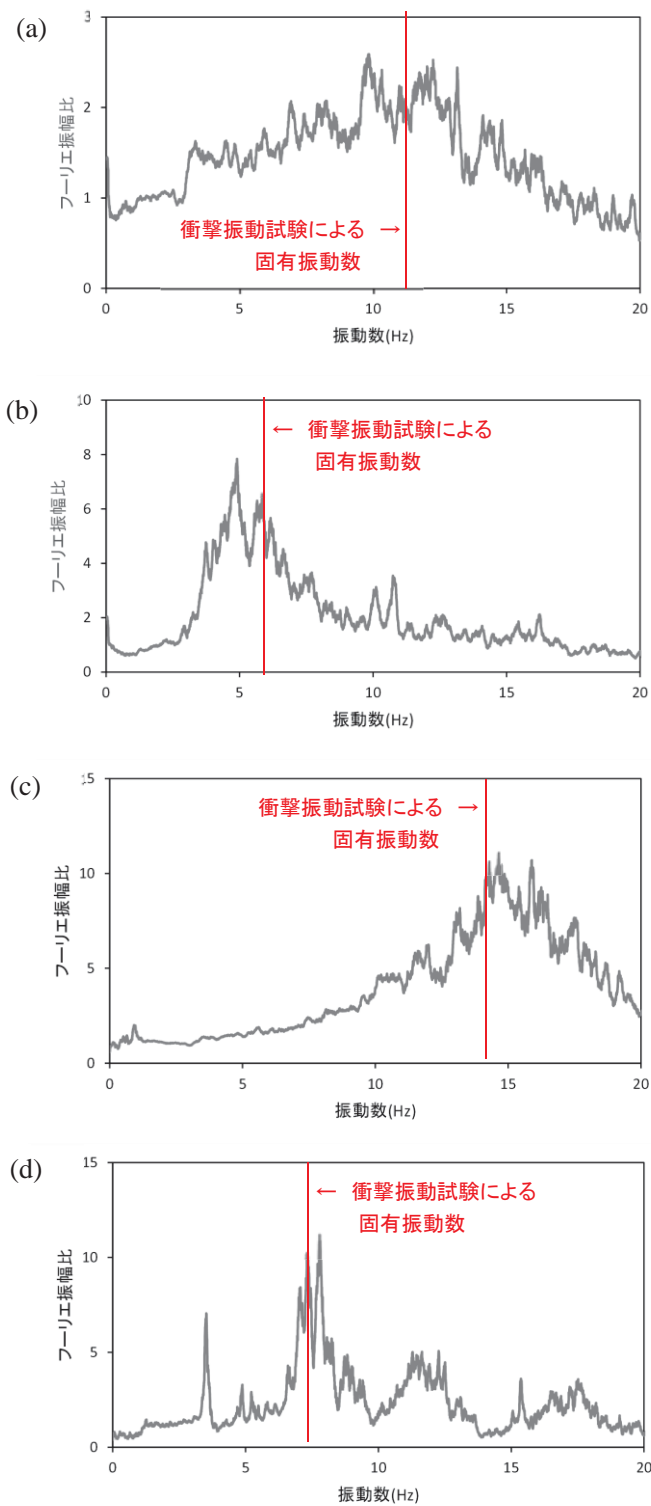


図3-29 地盤上と橋脚上で計測した微動のフーリエ振幅比：(a) A橋りょう4P、(b) A橋りょう5P、(c) B橋りょう<sup>94)</sup>、(d) C橋りょう

ていることに相当する(図 3-30(入力振動のスペクトル形状が平坦な場合))。この手法は 1 軸のセンサ 1 基を橋脚の天端部に設置すればよいので容易に計測が行えるが、増水時以外での計測ではフーリエスペクトルのピーク振動数が複数出現して固有振動数の判断が難しいケースがあることが図 3-28 から分かる。

橋脚天端で計測した微動のフーリエスペクトル(図 3-28)の形状は、いずれの橋脚についても入力となる地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状の影響を強く受けており、橋脚の固有振動数に対応するピークが不明瞭である。このことが、従来手法による固有振動数の同定が困難となった原因の一つと考えることができる。すなわち、入力振動のスペクトル形状の影響が、応答波形のフーリエスペクトルに現れる固有振動数に相当するピークの大きさと比べて相対的に大きい場合には、橋脚上の応答波形において固有振動数に相当する振動成分が入力となる地盤の常時微動成分に埋没してしまい、固有振動数の同定が困難になる(図 3-30(入力振動のスペクトル形状の影響が大きい場合))。従来手法で固有振動数による評価を行うためには、固有振動数に対応するフーリエスペクトルのピークが地盤の常時微動のスペクトル形状に埋没しないことが必要である。

このように、基礎への入力となる地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状が橋脚天端で計測される振動のフーリエスペクトル形状に影響し、橋脚の固有振動数に対応するピークが埋没してしまうことが、従来手法による固有振動数同定が困難となる原因の一つとなっていることが分かった。

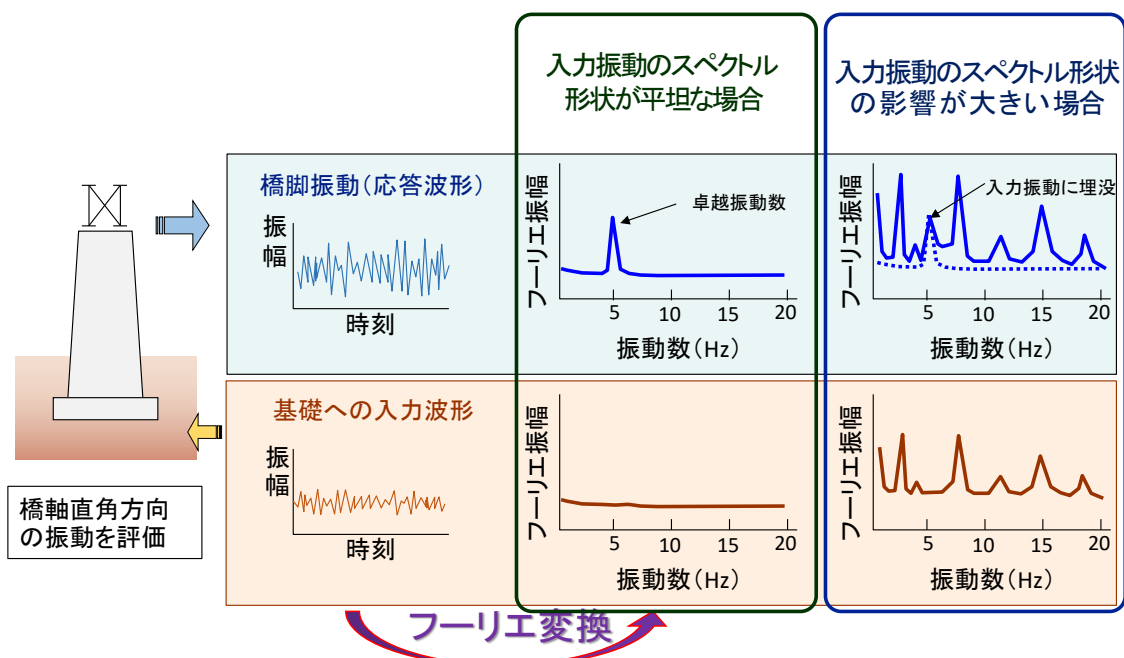


図3-30 入力振動と応答波形の関係性 (入力と応答のフーリエ振幅比  $R(f)$  が式 (3. 1) に従う場合のイメージ)

### 3.4 本章の結論

本章では、2.6 節で整理した 2 つの研究目的の達成に向けて、まず、計測方法として微動計測を選定し、微動による橋脚の洗掘に対する評価手法として従来から検討されてきた、橋脚天端で計測した微動のフーリエスペクトルの卓越振動数に着目する手法(従来手法)の概要について述べた。さらに、理論的背景および計測結果を基に、従来手法による固有振動数の同定が困難となる場合がある原因について検討し、解決すべき課題を明らかにした。

3.1 節では、2.6 節で述べた目的を満足するために適した計測手法として、(1) 傾斜計測、(2) 河床計測、(3) 微動計測の 3 種類について比較検討した。その結果、(1)～(3)のうち、2.6 節で示した研究目的をふまえると利点の多い(3)の微動計測に着目し、洗掘に伴う橋脚の根入れの状態の変化を監視する手法を検討することとした。

3.2 節では、橋脚の洗掘に対する、微動に基づく既存の評価方法について述べた。橋脚天端部の微動計測だけで評価できる手法は実施が容易であるうえ、指標が固有振動数であれば、これまでに衝撃振動試験で蓄積したデータをそのまま活用して、過去からの固有振動数の変化を評価できる、といった利点がある。そこで、本研究ではこれと同様に橋脚天端に設置した微動計測が可能なセンサを使用して固有振動数を指標としつつ、従来手法では課題であった、固有振動数の同定に際しての探索範囲の設定を不要にすることや、増水時以外でも固有振動数の同定を可能にすることを目指すこととした。

3.3 節では、従来手法の課題を検討するため、まず、3.3.1 項において、実際に鉄道橋りょうにおいて補修工事の前後に長期の微動計測を行った結果を述べた。基礎の状態変化の有無を計測結果から定性的には捉えることができ、微動計測に基づく状態監視そのものの有効性を確認することはできた一方で、平水位時に計測した微動データを基にした場合、従来手法では卓越振動数が衝撃振動試験から得られる固有振動数と一致せず、定量的な評価には課題があることが分かった。

さらに、微動を用いた従来手法の理論的な背景について 3.3.2 項で述べたうえで、従来手法では固有振動数の同定が困難となる場合がある原因について、実際の鉄道橋りょうにおいて計測した微動データを用いて検討した。なお、本検討に際しては橋脚天端部の振動に加えて基礎への入力振動を必要としたが、基礎への入力振動を直接計測することはできないため、3.3.3 項で地盤の常時微動と基礎への入力振動の乖離について検討を行ったうえで、3.3.4 項では橋脚天端部とともに橋脚近傍の地盤の同期計測を行い、これを基礎への入力振動と考えて検討を行った。

その結果、橋脚天端で計測した微動には地盤の常時微動のスペクトル形状の影響が大きく現れており、このことが、橋脚天端で計測した微動のフーリエスペクトルの形状に着目し、その卓越振動数から判断する従来手法では固有振動数を正しく評価できない場合があること、原因の一つとなっていることが分かった。

## 第4章 微動を活用した衝撃振動試験に代わる新たな手法の提案

第3章の検討から、微動を用いた従来手法では、洗掘による基礎の状態変化の有無を定性的に知ることは可能であるものの、橋脚天端で計測した微動のフーリエスペクトル形状には地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状の影響が大きく現れており、これが原因の一つとなって橋脚の固有振動数を正しく評価できない可能性があることが分かった。微動を用いて衝撃振動試験を代替できる手法の開発に際しての課題は、以下のように要約できる。

- ・ 地盤の常時微動を計測して基礎への入力振動と考え、これと橋脚上で計測した微動のフーリエ振幅比を用いると橋脚の固有振動数を従来手法よりも明瞭に把握できるが、河川内では地盤の常時微動を計測することが難しい。
- ・ 3.3.2項で述べたように、常時微動はその振幅やスペクトル形状が一定ではないという性質のものであるため、基礎への入力振動を予め決定しておくことは難しく、都度評価する必要がある。

そこで、本研究では上記の従来手法の課題をふまえ、橋脚天端部で計測した振動のみを使用して、これを基に基礎への入力振動を推定し、入力と応答のフーリエ振幅比を式(3.1)にフィッティングさせることにより橋脚の固有振動数・減衰定数を同定する手法を検討する。橋脚天端部の微動計測だけであれば実施が容易であるうえ、固有振動数を精度良く同定できれば、これまでに実施した衝撃振動試験で蓄積しているデータをそのまま活用して、過去からの固有振動数の変化を評価できる、といった利点がある。また、減衰定数の算出も同時に可能である。

本章の構成を以下に示す。4.1節では、まず4.1.1項で、過去の衝撃振動試験結果等による固有振動数の値を把握している場合に、この値を参照値として、橋脚の天端上の両端部、すなわち上流端と下流端で橋軸直角方向と鉛直方向の微動を計測し、これらの微動波形から推定した基礎への入力振動を用いて固有振動数・減衰定数を同定する手法を提案する。さらに4.1.2項では、4.1.1項の手法をさらに発展させ、参照値が不明な場合にも固有振動数・減衰定数の同定が可能な手法を提案する。

4.2節では、提案手法の同定精度について、実際に鉄道橋りょうにおいて微動計測や衝撃振動試験を実施して得られた結果を基に検討する。

4.3節では、提案手法に影響しうる各種要因について列挙し、それらの影響について、実際に鉄道橋りょうにおいて微動計測を行った結果をもとに検討を行う。

これらをふまえた本章の結論を4.4節に述べる。

## 4.1 微動計測に基づく新たな手法の提案

3.3.2 項で述べたように、常時微動の振幅やフーリエスペクトルの形状は常に変化するため、入力と応答の関係から固有振動数・減衰定数を求めるためには、入力となる振動を常に把握する必要がある。基礎への入力振動として河川内の地盤の常時微動を計測することは現実的ではないため、本研究では、基礎への入力振動を橋脚上で計測した微動波形のみを用いて推定することで、式(3.1)による入力振動と橋脚上の応答振動のフーリエ振幅比からの固有振動数・減衰定数の同定を、河川内の橋脚において容易に実現できる手法を提案する。

直接基礎橋脚の橋軸直角方向の振動は、2.4.2 項で述べたようにロッキング現象が主体となることが知られているので、ここでは、橋脚の底面の地盤と橋脚側面の地盤を明確に分離することなく、橋脚周辺地盤が橋脚のロッキング振動を生じさせていると捉え、地盤から強制加振されている粘性減衰のある 1 次のロッキング振動に単純化して、図 4-1 に示すモデルを考える。4.3.6 項で詳細に検討するが、橋軸直角方向の振動に対する橋脚方向の振動の影響は小さいと考えて、ここでは図 4-1 のように、橋軸直角方向と鉛直方向の 2 次元のモデルとする。

橋脚への入力となる振動は、地盤以外にも、上部工からの入力(主に強風や列車振動に起因)や、橋脚側面への流水や強風の作用などが考えられるが、本モデルでは計算上考慮しない。なお、これらのうち上部工からの入力の影響(列車振動に起因するものを除く)については 4.3.7 項で、橋脚側面への外乱作用の影響については 5.3 節で別途検討し、列車通過に伴う振動が含まれる波形については、検討対象から除外することとする。また、橋脚の躯体についてはモデル上では剛体とし、図 4-1 のような単純な一質点系として考える。推定する入力振動は橋軸直角方向で、図中に丸印で示した回転ばねに対する入力振動とする。

本節では、まず 4.1.1 項で、過去の衝撃振動試験結果等による固有振動数の値を把握している場合に、この値を参照値として、橋脚の天端上の両端部で橋軸直角方向と鉛直方向の微動を計測し、これらの微動波形から基礎への入力振動を推定する手法を提案する。これを用いることで、式(3.1)から固有振動数・減衰定数を同定することが可能となる。さらに 4.1.2 項では、4.1.1 項の手法をさらに発展させることで、参照値が不明な場合にも固有振動数・減衰定数の同定が可能な手法を提案する。

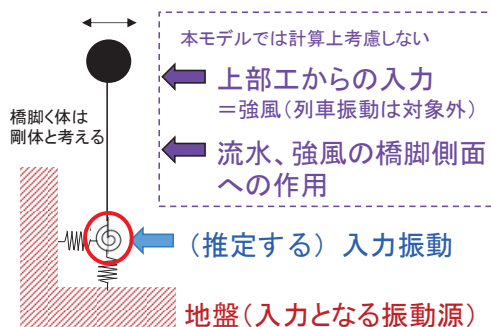


図4-1 検討モデルの概要

#### 4.1.1 参照値がある場合の固有振動数・減衰定数同定手法

本項では、過去の衝撃振動試験結果等による固有振動数の値を把握している場合に、この値を参照値として、橋脚の天端上の両端部で橋軸直角方向と鉛直方向の微動を計測し、これらの微動波形から基礎への入力振動を推定する手法を提案する。

橋脚天端に設置する振動センサと橋脚の振動中心の位置関係を図 4-2 に示す。センサは橋脚天端両端部の 2 箇所に設置し、それぞれの箇所で鉛直成分と水平成分の 2 成分の振動を計測する。センサは図 4-2 の平面図において点線で示す中心軸に沿って設置し、2 箇所のセンサは両端部に、なるべく設置間隔を離して設置する。ロッキング振動の中心位置は、根入れ深さによってその高さが変わり、必ずしも橋脚底面にあるとは限らないことが中村ら<sup>15)</sup>により示されている。そのため、振動中心の高さを未知数として検討を行う必要がある。また、橋脚側面への流水圧や底面の洗掘の進行等により水平方向に見たロッキング振動の作用点が必ずしも橋脚中央に位置しないことが考えられるため、水平方向の振動中心位置も可変として検討を行う必要がある。そこで、天端から  $h_0$  の距離にある横断面にセンサ設置位置を投影した点からそれぞれ  $ah_0$ 、 $bh_0$  の距離にある点を見かけ上の振動中心として、橋脚が 1 次モードでロッキング振動するものとする。

図 4-1 に示した回転ばねに入力する振動の橋軸直角方向、鉛直方向の時刻歴波形を時刻  $t$  の関数としてそれぞれ  $x_g(t)$ 、 $z_g(t)$  とし、センサ A、B により計測される時刻歴波形の橋軸直角方向の時刻歴波形をそれぞれ  $x_a(t)$ 、 $x_b(t)$ 、橋軸直角方向の振動成分のうち構造物の 1 次モードのロッキング振動による相対応答振動成分をそれぞれ  $x_{as}(t)$ 、 $x_{bs}(t)$  とする。また、センサ A、B により計測される時刻歴波形の鉛直方向の時刻歴波形をそれぞれ  $z_a(t)$ 、 $z_b(t)$ 、鉛直方向の振動成分のうち構造物の 1 次モードのロッキング振動による相対応答振動成分をそれぞれ  $z_{as}(t)$ 、 $z_{bs}(t)$  とする。

ここで、センサ A、B は共に橋脚天端上の同一平面上にあり、通常は  $x_a(t) = x_b(t)$  である。これが大きく異なる場合には、橋脚躯体に損傷が生じている場合などが想定され、橋脚が剛体ロッキング振動しているという前提が成り立たないため、本手法の適用は出来ないことに注意が必要である。

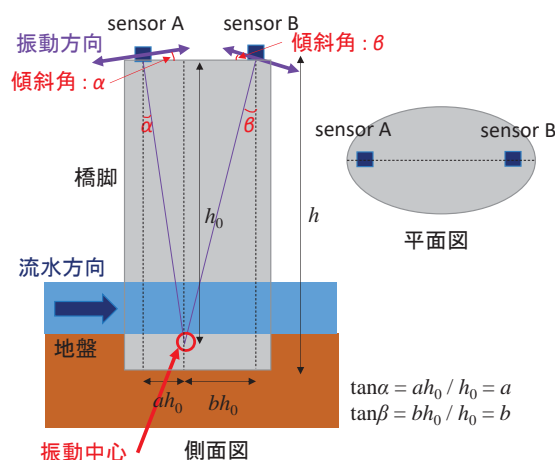


図4-2 振動センサと橋脚の振動中心の位置関係

橋脚の応答には 2 次以上のモードによる応答振動成分も考えられるが、通常は 1 次モードの応答振動数帯よりも十分大きく、計測波形の振幅に与える影響が小さいためここでは無視することとすれば、橋脚天端における絶対応答振動は、構造物の 1 次モードのロッキング振動による相対応答成分と地盤の常時微動成分の和で表され、

$$x_a(t) = x_{as}(t) + x_g(t) \quad (4.1)$$

$$z_a(t) = z_{as}(t) + z_g(t) \quad (4.2)$$

となる。また、上記のように 1 次モードのロッキング振動のみを仮定した条件においては、センサ A の位置におけるロッキング振動の傾斜角を  $\alpha$  とすると幾何学的に

$$\tan \alpha = z_{as}(t) / x_{as}(t) \quad (4.3)$$

であるから、

$$x_{as}(t) = 1/a \cdot z_{as}(t) \quad (4.4)$$

となる。式(4.1)、(4.2)および(4.4)より、

$$x_a(t) - x_g(t) = 1/a \cdot \{z_a(t) - z_g(t)\} \quad (4.5)$$

橋脚の 1 次固有振動数付近の振動数帯では 1 次モードのロッキング振動が卓越することから、減衰定数にもよるが橋脚上のフーリエ振幅は地盤の常時微動のフーリエ振幅の数倍以上に大きくなる。そのため、時刻  $t$  における固有振動数を  $f_0(t)$  とすると、 $x_a(t)$ 、 $z_a(t)$  に対してそれぞれ  $f_0(t)$  を含む一定幅のバンドパスフィルタをそれぞれの時刻歴波形データに対して適用した時刻歴波形  $x_{aBPF}(t)$ 、 $z_{aBPF}(t)$  について、式(4.5)から近似的に以下の関係が得られる。

$$x_{aBPF}(t) = 1/a \cdot z_{aBPF}(t) \quad (4.6)$$

同様に  $x_b(t)$ 、 $z_b(t)$  に対してそれぞれ  $f_0(t)$  を含むバンドパスフィルタを適用した時刻歴波形  $x_{bBPF}(t)$ 、 $z_{bBPF}(t)$  について、近似的に次の関係が得られる。

$$x_{bBPF}(t) = -1/b \cdot z_{bBPF}(t) \quad (4.7)$$

なお、実際には計算を行う際に時刻  $t$  における固有振動数  $f_0(t)$  は不明であるため、直近の時刻  $t'$  における固有振動数の算出結果  $f_0(t')$  もしくは衝撃振動試験結果等(以下、「参照値」とする)を用いることになる。この点に関しては、直近の固有振動数の値を基に探索範囲を設定する従来手法と同様である。

ここで、 $f_0(t')$  と  $f_0(t)$  に若干の乖離があっても、それらを包含するバンドパスフィルタの振動数帯幅が設定されていれば、時刻  $t$  と時刻  $t'$  の時刻差によらず式(4.6)、(4.7)の計算は可能である。固有振動数の値が解析対象とするデータ長(適切なデータ長については 4.3.4 項で検討するが、通常は 150 秒～300 秒程度)の中でバンドパスフィルタの振動数帯幅を超えて大きく変化する場合

は、そのデータに対しては本手法の適用はできないが、通常はそのような変化が短時間に起きることは少ないと考えられる。なお、直近の固有振動数が不明な場合や、 $f_0(t)$  と  $f_0(t')$  の乖離がバンドパスフィルタの振動数帯幅を超えることが想定される場合については、4.1.2 項で述べる参照値を用いない算出手法に拠る必要がある。

式 (4.6)、(4.7)は、 $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$ 、および  $x_{bBPF}(t)$  と  $z_{bBPF}(t)$  が、図 4-2 で太線の両矢印で示すように、時刻  $t$  の変化により振動中心に対して直角方向の軌跡を描くことを示している。しかし実際には、 $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$ 、および  $x_{bBPF}(t)$  と  $z_{bBPF}(t)$  の、1 回の計測結果から得られるすべての値の組み合わせ(例えば 100Hz・300 秒のデータであれば 30,000 個となる)をそれぞれ  $xz$  平面上にプロットした結果(図 4-3) (以下、リサーチとする)は、式(4.6)、(4.7)のように原点を通る直線に近似されるものばらつきが生じる。これは、1 次モードのロッキング振動を抽出するために、その固有振動数付近の振動数帯のバンドパスフィルタを適用したとはいえ、1 次モードのロッキング振動以外の影響、すなわち、今回の検討では計算上考慮しないこととした高次モードのロッキング振動や、桁など基礎以外からの入力振動による影響などが実際には含まれるため、これらの影響が大きいほどばらつきが大きくなる。

ばらつきの生じている上記のプロットを直線に近似すると、最小二乗法により、

$$a = \frac{n \sum_{t=1}^n (x_{aBPF}(t) \cdot z_{aBPF}(t)) - \sum_{t=1}^n x_{aBPF}(t) \sum_{t=1}^n z_{aBPF}(t)}{n \sum_{t=1}^n (x_{aBPF}(t))^2 - \left( \sum_{t=1}^n x_{aBPF}(t) \right)^2} \quad (4.8)$$

$$b = - \frac{n \sum_{t=1}^n (x_{bBPF}(t) \cdot z_{bBPF}(t)) - \sum_{t=1}^n x_{bBPF}(t) \sum_{t=1}^n z_{bBPF}(t)}{n \sum_{t=1}^n (x_{bBPF}(t))^2 - \left( \sum_{t=1}^n x_{bBPF}(t) \right)^2} \quad (4.9)$$

を得ることができ、式(4.8)、(4.9)より  $a+b$  が求まる。

式(4.2)と同様の考え方から、

$$z_b(t) = z_{bs}(t) + z_g(t) \quad (4.10)$$

と近似することができる。また、1 次モードのロッキング振動のみを仮定した条件においては、幾何学的に、

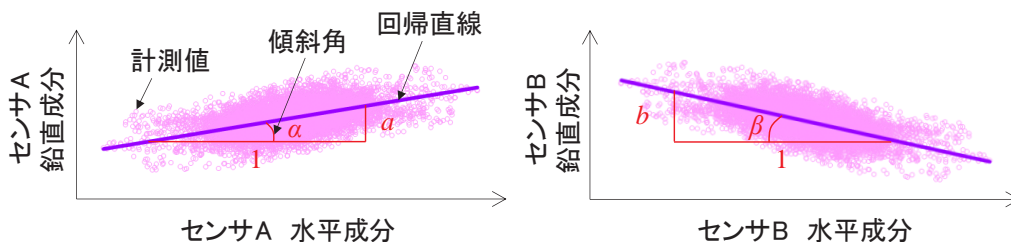


図4-3 リサーチとその線形回帰直線のイメージ

$$z_{as}(t) = -a/b \cdot z_b(t) \quad (4.11)$$

となる。式(4.2)、(4.10)、(4.11)より、

$$z_{as}(t) = a/(a+b) \cdot \{z_a(t) - z_b(t)\} \quad (4.12)$$

が得られる。式(4.4)、(4.12)より

$$x_{as}(t) = 1/(a+b) \cdot \{z_a(t) - z_b(t)\} \quad (4.13)$$

式 (4.1)、(4.13)より

$$x_g(t) = x_a(t) - 1/(a+b) \cdot \{z_a(t) - z_b(t)\} \quad (4.14)$$

式(4.14)に、式(4.8)、(4.9)で得られた係数  $a$ 、 $b$  の値を代入することによって、橋脚上で計測した時刻歴波形  $x_a(t)$ 、 $z_a(t)$ 、 $z_b(t)$ を基に、基礎への入力となる振動の橋軸直角方向の時刻歴波形  $x_g(t)$ を推定することができる。

以上の手順で推定した入力振動を用いることで、3.3.2 項と同様に入力と応答のフーリエ振幅比から橋脚の固有振動数および減衰定数を同定することが可能である。一連の手順のフローを図4-4に示す。なお、本手法では併せて減衰定数も得ることができるが、ここで得られる減衰定数は、図4-1において赤色の丸囲みで示した回転ばねに対応する減衰である。

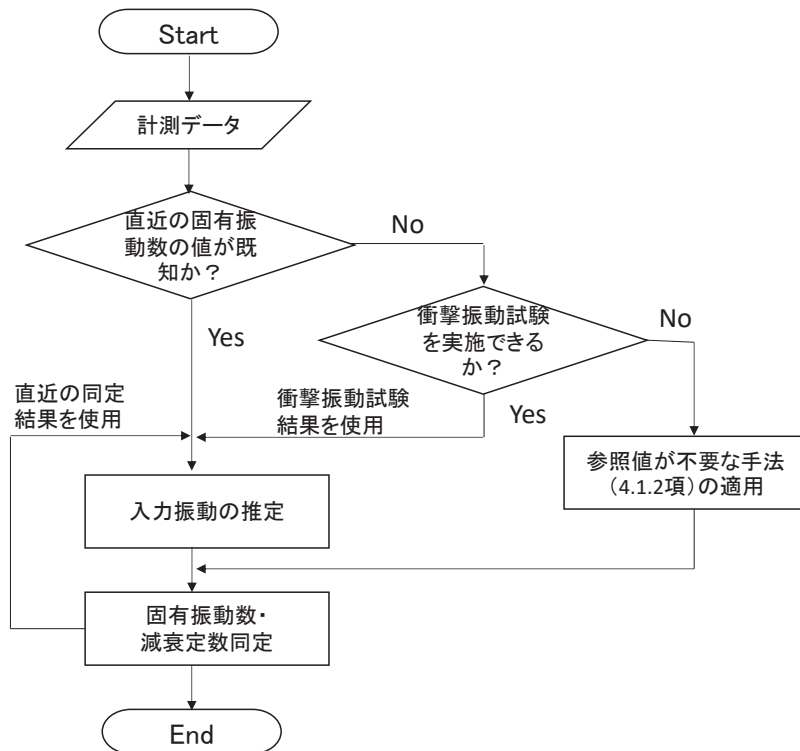


図4-4 基礎への入力振動を推定することによる橋脚の固有振動数・減衰定数同定フロー

## 4.1.2 参照値がない場合の固有振動数・減衰定数同定手法

4.1.1 項では、橋脚上で計測した微動データのみを使用して基礎への入力振動を推定する手法を提案し、これを用いて橋脚の固有振動数・減衰定数の同定が可能であることを示した。橋脚のフーリエスペクトルにおける固有振動数の卓越が地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状の影響を受けて埋没するため従来手法では固有振動数が同定不可能であった橋脚においても、この手法は適用可能であり、詳細は 6.1.1 項で検討するが従来手法より適用範囲が広がっている。また、4.1.1 項で提案した手法は減衰定数を同時に算出できる利点もある。

一方、従来手法では、複数の卓越振動数が見られる場合、事前に衝撃振動試験等で得られた振動数付近の振動数帯を探索する必要があり、固有振動数が急激に大きく変化した場合は追跡が不可能となる課題があった。4.1.1 項で提案した手法を用いる場合も、事前に衝撃振動試験等により把握されている固有振動数の値を参照値として、これを基にバンドパスフィルタを適用して計算を行う必要がある。そのため、参照値が無い橋脚には適用できないほか、急激に大きく固有振動数が変化すると、手法の適用が不可能となる可能性や、誤った結果を算出してしまうおそれがあり、従来手法とはこの点で同様の課題を抱えているといえる。

そこで、本項ではこの課題の解決のため、4.1.1 項で提案した入力振動の推定手法を活用しつつ、参照値が無い場合にも固有振動数・減衰定数の同定を行うことができる手法を提案する。

ここでは、様々な振動数帯についてそれぞれが参照値を含むと仮定してバンドパスフィルタを設定して 4.1.1 項で述べた手法に基づき繰り返し計算を行い、計算結果に矛盾が生じるものを除外していく、という方法を試みる。提案する手法<sup>93)</sup>の全体フローを図 4-5 に示す。以下、このフローに沿って具体的な手順を説明する。図 4-5 中の括弧囲みの数字は、以下で詳細を解説する項番号である。

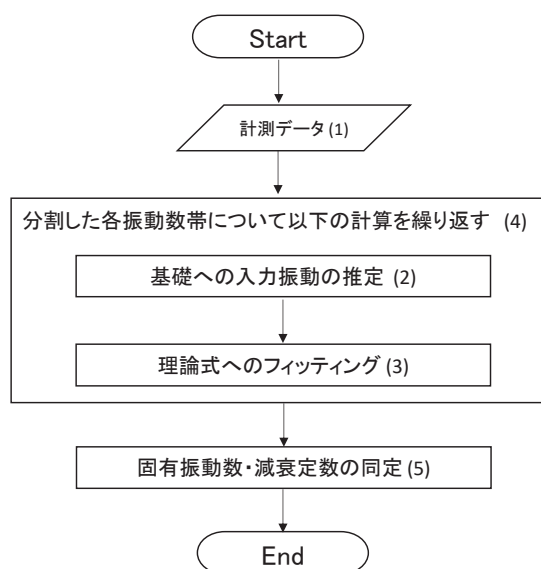


図4-5 提案手法の全体フロー

### (1) 計測データ

計測データは、直接基礎形式やケーソン基礎形式などの橋脚において、橋脚天端の両端部（上流側および下流側）で橋軸直角方向および鉛直方向を計測したものである必要がある。ただし、橋軸直角方向の波形については橋脚天端上であればほぼ同一となるので、いずれか一方の計測でも良い。また、各計測成分について同じ物理量を計測していれば、速度波形、加速度波形のいずれでも良い。ただし、橋脚の振動を地盤から強制加振されている粘性減衰のある 1 自由度系のロッキング振動と仮定するため、列車振動の影響を受けている波形を除く必要がある。列車振動の影響については、その時刻歴波形の振幅から容易に判断が可能である。また、電気的なスパイクノイズ等が含まれないことも確認する必要がある。

### (2) 基礎への入力振動の推定

4.1.1 項で提案した手法により基礎への入力振動の推定を行う。

### (3) 理論式へのフィッティング

橋脚上で計測した橋軸直角方向の波形、および式(4.14)で得られる基礎への入力振動の橋軸直角方向の波形のフーリエ振幅比を、式(3.1)にフィッティングさせ、最もよくフィッティングするときの固有振動数  $f(t)$  および減衰定数  $h(t)$  を決定する。

### (4) 分割した振動数帯ごとの繰り返し計算

4.1.1 項で述べたように、係数  $a$ 、 $b$  を求めるためには固有振動数  $f(t)$  を含む振動数帯によるバンドパスフィルタ処理が必要である。この計算途上においては固有振動数  $f(t)$  の値が未知であるため、あらかじめ実施した衝撃振動試験等の結果を参照値としてバンドパスフィルタの振動数帯を設定することになる。しかし、衝撃振動試験結果が無い場合のほか、洗掘の進行に伴って根入れ深さや橋脚底面の地盤の状態が変化した場合や、橋脚に加わる流水圧が変化した場合等には、振動中心位置が動いて係数  $a$ 、 $b$  の値が変化することが考えられるため、参照値を用いずに都度係数  $a$ 、 $b$  の値を算出する必要がある。そこで、上記(2)～(3)の手順を以下のように繰り返して計算を行う。繰り返し計算のイメージを図 4-6 に示す。

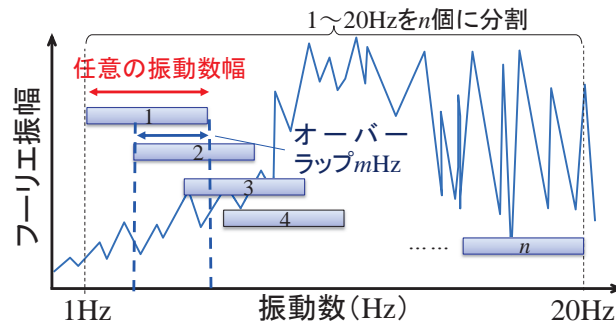


図4-6 繰り返し計算のイメージ図

- i) 想定される橋脚の固有振動数の範囲(構造や基礎地盤の状態にもよるが通常 20Hz 未満)の振動数帯を  $n$  個に分割し、 $1\text{Hz} \sim f_1\text{Hz}$ 、 $(f_1 - m)\text{Hz} \sim f_2\text{Hz}$ 、 $\dots$ 、 $(f_{n-1} - m)\text{Hz} \sim f_n\text{Hz}$  のように、 $m\text{Hz}$  ずつオーバーラップさせながら各振動数帯に分割する。これらの振動数帯のそれぞれについて、この中に  $f(t)$  が含まれると仮定し、以下の検討を行う。
- ii) 手順(2)について、バンドパスフィルタの範囲を i) で設定したそれぞれの振動数帯  $(f_k - m)\text{Hz} \sim f_{k+1}\text{Hz}$  として式(4.8)、(4.9)から係数  $a_k$ 、 $b_k$  の値を求める。
- iii) 手順(3)について、i) で設定したそれぞれの振動数帯  $(f_k - m)\text{Hz} \sim f_{k+1}\text{Hz}$  について、式(4.14)から入力振動  $x_g(t)$  を推定する。
- iv) 手順(3)について、i) で設定したそれぞれの振動数帯に対して、iii) で推定した入力振動  $x_g(t)$  と橋脚上で計測した振動  $x_a(t)$  のフーリエ振幅比を求める。求めたフーリエ振幅比に対して、理論式(式(3.1))へのフィッティングを行い、最適な  $f(t)$ 、 $h(t)$  と、その際の決定係数を求める。なお、ここでの決定係数は、係数  $a_k$ 、 $b_k$  の値を求める際のリサージュの線形回帰の決定係数とは異なり、式(3.1)へのフィッティングの決定係数である。  
このとき、式(3.1)にフィッティングさせる振動数の幅は 1Hz から、実橋りょうの場合、20～30Hz 程度までとする(この設定については、4.3.1 項で検討するが、上限が過大だと解を得られない場合がある)。ここで、 $f(t)$  のとりうる値の範囲は i) で設定した振動数帯と同じである。また、 $h(t)$  のとりうる値の範囲は、計算誤差が生じることを考慮して、一般的な減衰定数のとりうる値の範囲をやや広げた値(0.01～0.40 程度)に設定してフィッティングを行う。この範囲については、模型実験等の場合等、通常の橋脚の条件と異なる場合には、その状況に応じて適切に設定する必要がある。
- v) 分割した全ての振動数帯について、ii) から iv) の計算を繰り返す。

## (5) 固有振動数・減衰定数の同定

手順(4)で得られた結果について、分割した振動数帯から以下の条件で橋脚の固有振動数が含まれない振動数帯を除外し、最終的な固有振動数・減衰定数の同定を行う。

### i) 振動中心の位置による除外

手順(4) ii)において、通常、ロッキングの振動中心は底面付近、もしくは根入れ深さが大きい場合、底面よりやや上方に位置する<sup>15)、95)</sup>。基礎底面から振動中心までの高さ  $h_c$  は、橋脚天端の両端部に設置したセンサ間の距離を  $l$ 、橋脚の高さを  $h$  とすると、

$$h_c = h - l / (a+b) \quad (4.15)$$

から求めることができる。

ロッキングの振動中心が底面よりも大きく下方になる場合や、天端付近になる場合(図 4-7)は正しい振動中心とは考えにくいので、このような場合は、該当する振動数帯  $((f_k - m)\text{Hz} \sim f_{k+1}\text{Hz})$  には橋脚の固有振動数が含まれないと判断する。

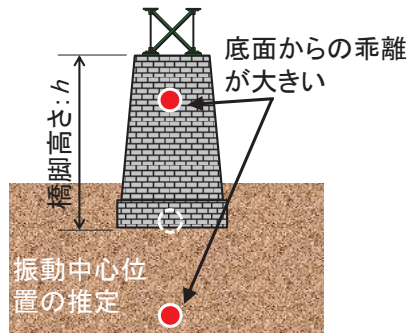


図4-7 振動中心の位置が底面から乖離している状況のイメージ図

- i) 振動数帯(固有振動数が存在する範囲)の設定 ⇨ ii) 係数 $a, b$ の算出

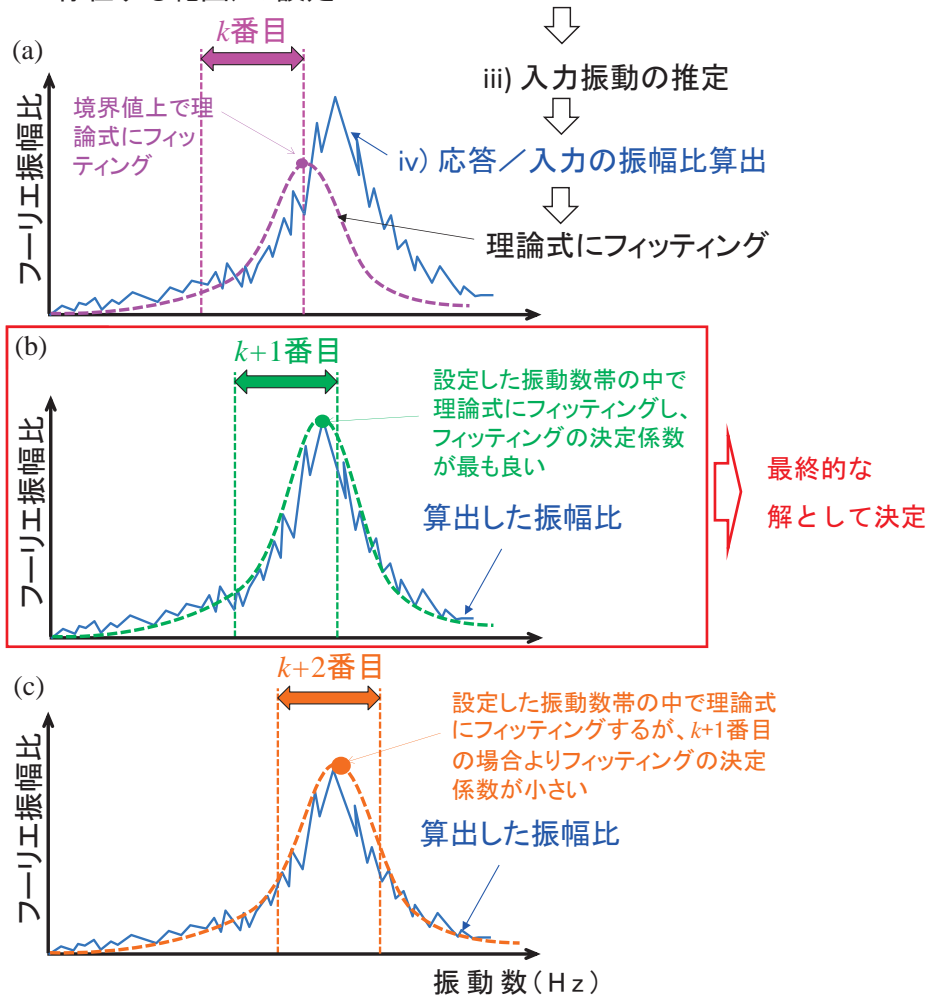


図4-8 それぞれのフィッティング結果から固有振動数を同定する手順のイメージ図

(振幅比は、式(4.14)で推定した入力振動を基に算出した振幅比である。(4)で分割したそれぞれの振動数帯の設定ごとにロッキング中心の位置が異なって算出されるため、異なる振幅比が算出される。 $k$ 番目のようなフィッティング結果は適切な解ではないので除外し、 $k+1$ 番目のように最もよくフィッティングするケースを最終的な解として抽出する)

ii) 境界値でフィットした結果の除外(図 4-8 (a))

手順(4) iv)において、 $f(t)$ がそれぞれの振動数帯の範囲内でフィッティングしない場合、すなわち $f(t)$ のとりうる値として設定した境界値で最もフィッティングの決定係数が良くなる場合は、当該の振動数帯には固有振動数が含まれていないと判断できる。これは、もし、振動数帯 $(f_k - m)\text{Hz} \sim f_{k+1}\text{Hz}$ に固有振動数が含まれていないにもかかわらず $a_k + b_k$ の値が偶然正しい値を得た場合でも、手順(4) iv)で理論式にフィッティングさせる際に、振動数帯 $(f_k - m)\text{Hz} \sim f_{k+1}\text{Hz}$ の範囲外に固有振動数があるため、境界値 $(f_k - m)\text{Hz}$ もしくは $f_{k+1}\text{Hz}$ で最も理論式へのフィッティングの決定係数が良くなると考えられるからである。従って、このような場合は、当該の振動数帯には固有振動数が含まれないと判断できる。また、 $h(t)$ が設定した範囲内で理論式にフィッティングしない、すなわち境界値で最もフィッティングの決定係数が良くなる場合についても同様に、当該の振動数帯には固有振動数が含まれないと判断する。

iii) 相対的に小さい決定係数となった結果の除外(図 4-8 (c))

振動数帯 $(f_k - m)\text{Hz} \sim f_{k+1}\text{Hz}$ に固有振動数が含まれていない場合、 $a_k + b_k$ の正しい値が得られず、その結果入力振動 $x_g(t)$ を正しく推定できない。従って正しい伝達関数(推定した入力振動と橋脚天端で計測した振動のフーリエ振幅比)が得られないため、手順(4) iv)によるフィッティングにおいて仮に当該の振動数帯の範囲内で理論式にフィッティングができたとしても本来の理論式からは乖離した結果となり、理論式へのフィッティングの決定係数は小さくなると考えられる。このことから、手順(4) iv)で得られた結果のうち、理論式へのフィッティングの決定係数が最も良い(大きい)ときの $f(t)$ および $h(t)$ を、最終的な固有振動数・減衰定数と判断する。

なお、手順(5)においては、推定した入力振動と橋脚天端部で計測した振動のフーリエ振幅比を理論式にフィッティングする際の決定係数に着目し、これが最も良いときの計算結果を最終的な解として採用するアルゴリズムとした。しかし、係数 $a_k, b_k$ の値を求める際のリサージュの線形回帰の決定係数に着目しても解の抽出が可能であると考えられる。そこで、手順(5)において、理論式にフィッティングする際の決定係数に着目することとした理由について以下で述べる。

ここでは、第3章で述べたA橋りょうを例として検討する。図4-9に、理論式にフィッティングする際の決定係数とリサージュの線形回帰の決定係数を比較した結果を示す。横軸は、手順(4) i)で分割したそれぞれの振動数帯の条件において、手順(4) iv)により決定された $f(t)$ である。

図4-9で、4Pでは、橋脚の固有振動数を含まない条件ではリサージュの線形回帰の決定係数が低下しているが、5Pでは橋脚の固有振動数と全く関係のない15Hz付近で決定係数が大きくなる傾向が確認できる。これは、上部工の振動の影響を受けた結果である可能性が考えられる。一方、理論式にフィッティングする際の決定係数ではこのようなことは無く、橋脚の固有振動数付近で最も大きな値となる。これは、仮に入力振動の推定精度が良く(リサージュの線形回帰の決定係数が大きく)とも、橋脚の固有振動数が設定した振動数帯に含まれていなければ図4-8(a)で示したように正しく理論式にフィッティングできず、フィッティングの決定係数が低下するからである。

以上をふまえ、提案手法における手順(5)では、より正確に橋脚の固有振動数を抽出するため、理論式にフィッティングする際の決定係数に着目することとした。

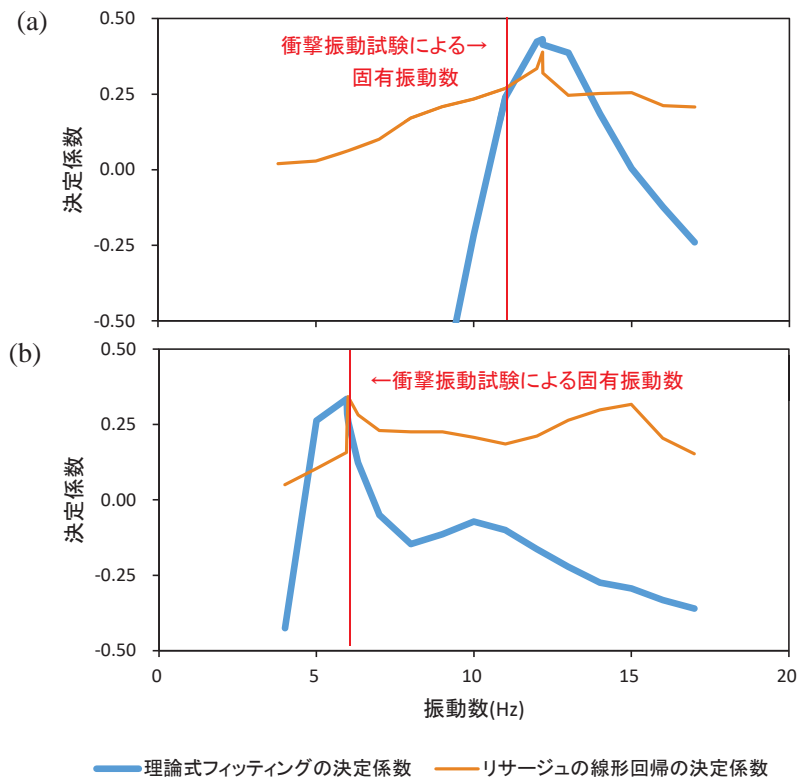


図4-9 理論式フィッティングの決定係数とリサージュの線形回帰の決定係数の比較：(a) 4P、(b) 5P

本提案手法によって得られる固有振動数は、衝撃振動試験から得られる固有振動数と、物理量としては同等である。ただし、2.4.2 項で述べたように、衝撃振動試験では変位レベル依存性のため、得られる固有振動数の値が微動に基づく方法よりも一般的に若干小さな値となることが知られている。詳細は 4.2.2 項で検討するが、両者の差は微小であるため、ここで提案した手法から得られた固有振動数に対して、衝撃振動試験結果における既存の評価方法(表 2-2)をそのまま活用することが可能である。なお、本提案手法から得られる減衰定数の活用方法については、第 5 章で述べる。

## 4.2 鉄道橋りょうの微動計測結果に基づく提案手法の妥当性の検証

本節では、4.1 節で提案した固有振動数の同定手法の妥当性について、実際の鉄道橋りょうにおける計測結果を基に確認する。

4.2.1 項では、提案手法から得られた、基礎への入力振動の推定結果が妥当か、橋脚近傍で実測した地盤の常時微動計測結果と比較して検討する。4.2.2 項では、提案手法により橋脚の固有振動数が適切に同定されているか、衝撃振動試験結果と比較して検討する。

本節では、主に 3.3.4 項で示した 3 橋りょう(4 橋脚)の計測結果を使用して検討を行う。なお、A 橋りょうについて、橋軸直角方向の 2 基のセンサの時刻歴波形( $x_a(t)$ と  $x_b(t)$ )の一部を比較した結果を図 4-10 に示すが、両者はほぼ一致している。他の橋脚についても同様に橋軸直角方向の 2 基のセンサの波形はほぼ一致している。4.1.1 項で述べたように、両者が一致していない場合には橋脚躯体の損傷等が想定され提案手法の適用は困難となるが、本節で検討対象とする橋脚についてはこのような問題は生じていないと考えられる。また、これらの橋脚について、目視できる範囲では躯体に大きな変状は生じていなかった。

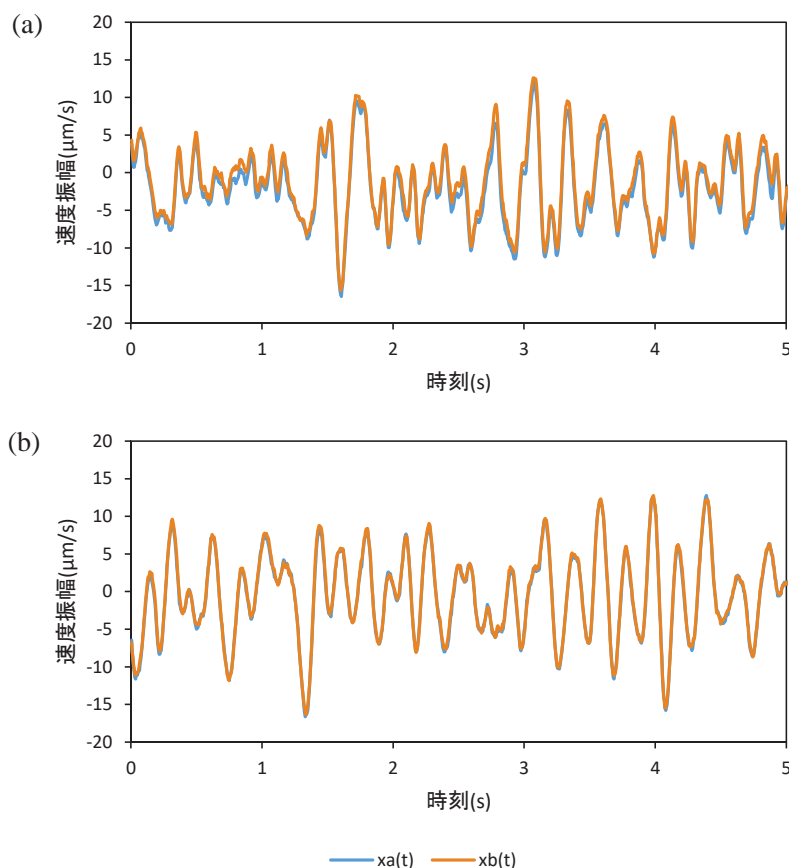


図4-10  $x_a(t)$ と  $x_b(t)$ の時刻歴波形の比較の一例：(a) 4P、(b) 5P  
(a)と(b)は異なる時刻に計測している。いずれも  $x_a(t)$ と  $x_b(t)$ がほぼ重なって描かれている

#### 4.2.1 提案手法により推定した基礎への入力振動の妥当性の検証

3.3.4 項で示した3橋りょう(4橋脚)の各橋脚について、参照値として既に実施されている衝撃振動試験の結果を含むよう設定した振動数帯(A橋りょうでは、4P:11Hz~14Hz、5P:4Hz~7Hz、B橋りょうでは13Hz~16Hz、C橋りょうでは6Hz~9Hz)で係数 $a$ 、 $b$ を算出して得られた推定入力振動のフーリエスペクトルを図4-11に示す。図4-11には、比較のため実測した地盤の常時微動のフーリエスペクトルについても示すが、3.3.3項で述べたように、基礎への入力振動と地盤の常時微動は同一ではないことに留意する必要がある。

基礎への入力振動の推定結果と実測した地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状は、A橋りょうの4Pを除いて図4-11で示すようにほぼ一致しており、提案手法により基礎への入力振動が良好に推定できていることが分かる。A橋りょうの4Pはみお筋にほぼ接しており、橋脚の位置と地盤の常時微動の計測位置とでみお筋までの距離が異なっていたため、3.3.3項(3)で述べた理由によりやや両者の乖離が大きくなった可能性が考えられる。

C橋りょうでは、3.5Hz付近に鋭敏なピークが確認できるが、これは本来の地盤の常時微動に含まれる振動成分ではなく、桁によるものと考えられる。このピークは実測した地盤の常時微動と推定した入力振動の双方に見られたが、上部工により生じるピークは、4.3.7項で述べるように固有振動数の同定に際しては通常は支障にならないと考えられる。

なお、入力振動の推定結果と実測した地盤の常時微動のフーリエスペクトルの乖離が、0.1Hz以下の低振動数帯で大きくなっているケースがある。これは橋脚上で計測した波形の基線が0からややずれていたため、それをもとに推定した波形の基線も0からずれが生じた結果、フーリエ変換を行った際に0Hzの振幅が大ききな値となり、このようなスペクトルを平滑化したために0.1Hz以下の低振動数帯で乖離が生じたものである。ハイパスフィルタによる基線補正を行ってから上記の計算を実施すればこのような現象は発生しないが、この振動数帯は固有振動数を同定する際に使用する必要はないため、固有振動数の同定を目的とする場合には、本手法の適用にあたり計測データの基線補正は必須ではない。

以上から、提案手法により入力振動が良好に推定できていると考えられる。

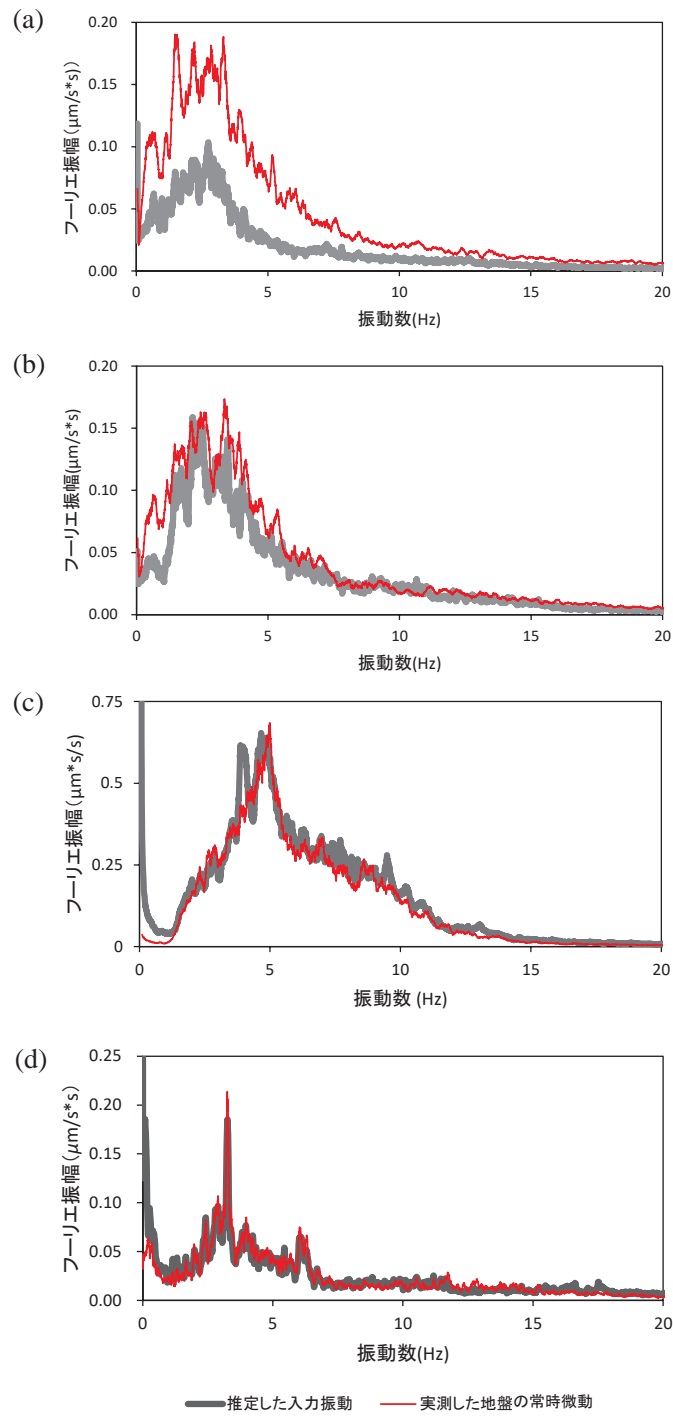


図4-11 推定した基礎への入力振動と実測した地盤の常時微動のフーリエスペクトルの比較  
 : (a) A橋りょう4P、(b) A橋りょう5P、(c) B橋りょう、(d) C橋りょう

## 4.2.2 提案手法による固有振動数の同定精度の検証

4.1.1 項で述べた手法による固有振動数の同定精度と 4.1.2 項で述べた手法による固有振動数の同定精度は同等と考えられるため、本項では 4.1.2 項で述べた手法による固有振動数の同定精度について検証する。

まず、3.3.4 項で検討した A 橋りょう～C 橋りょうの橋脚の微動計測データを用いて、4.1.2 項で述べた手法を適用した事例を示す。手法の適用にあたって、手順(4) i)における振動数帯の分割方法については、ここでは 3Hz 幅で 1Hz ずつずらしながら、1Hz～4Hz、2Hz～5Hz、3Hz～6Hz、  
、  
17Hz～20Hz のように分割したうえで算出を行った。

各橋脚の算出結果を表 4-1 に示す。グレーのハッチング部分は、手順(5)において明らかに固有振動数が含まれないと判断できる箇所である。残った振動数帯(グレーのハッチング部分を含まない振動数帯)のうち、最も決定係数が良いときの  $f(t)$ (表 4-1 中の太字)を固有振動数とする。決定された固有振動数は、4P では 12.1Hz、5P では 6.0Hz、となる。衝撃振動試験結果と比較すると、A 橋りょうでは、5P はほぼ一致、4P は 1Hz ほど大きい、2.4.2 項(4)で述べたように衝撃振動試験では変位レベル依存性のため得られる固有振動数の値が微動に基づく方法よりも若干小さな値となる<sup>57)</sup>ことや、詳細は後述するが得られた固有振動数の差を実際の根入れ深さの変動に置き換えて考えると許容できる誤差であり、概ね妥当な結果が得られていると考えられる。

B 橋りょう、C 橋りょうでは、提案手法による結果はそれぞれ 14.8Hz および 7.3Hz となり、衝撃振動試験結果(それぞれ 14.6Hz、7.5Hz)とほぼ一致した。なお、B 橋りょうでは、 $f(t)=7.874$  についても決定係数(手順(4) iv)で理論的にフィッティングした際の決定係数)が大きい、 $f(t)=14.816$  と比べて底面からの振動中心の高さがやや外れており、このことから  $f(t)=14.816$  を解とすべきと判断できる。

次に、推定した入力振動と、橋脚天端で計測した微動のフーリエ振幅比を図 4-12 に示す。図 4-12 中には、最終的な解となった  $f(t)$ 、 $h(t)$  の値を与えた場合の式(3.1)を併せて示す。いずれも式(3.1)に良好にフィッティングできていることが分かる。

ここで示したいずれの橋りょうについても、従来手法により、橋脚上で計測した波形のフーリエスペクトル(図 3-28)のみを基に固有振動数を推定するのは困難であったが、4.1 節で提案した手法を用いることで、良好に橋脚の固有振動数を得られることが確認できた。なお、減衰定数については、振幅の小さな振動においても変位レベル依存性による影響が固有振動数より大きく、衝撃振動試験では微動の場合と比べて値が大きくなるため、両者の結果を比較することは困難である。しかし、4.2.1 項で示したように入力振動が良好に推定できていること、また図 4-12 で示したように式(3.1)とも良好にフィッティングしていることから、適切な値が得られていると推測される。

さらに、前述した 3 橋りょうを含め、計 7 橋りょうの 12 橋脚について同様に提案手法を適用し、衝撃振動試験から得られた固有振動数と比較した結果を図 4-13 に示す。なお、B 橋りょうについては、これまでの検討においては、橋脚近傍地盤の常時微動の同期計測記録がある、上部工の無い状態での検討結果を示したが、図 4-13 では他の橋りょうにおける計測結果と条件を揃えるため、

表4-1 各橋脚の提案手法の算出結果<sup>93)</sup> : (a) A橋りょう4P、(b) A橋りょう5P、(c) B橋りょう、(d) C橋りょう

(a)

振動数帯(Hz)	<i>a</i>	<i>b</i>	底面からの振動中心の高さ(m)	<i>f</i> ( <i>t</i> )	<i>h</i> ( <i>t</i> )	決定係数
1 ~ 4	0.168	0.142	-7.788	2.132	0.400	-2.239
2 ~ 5	0.243	0.183	-3.873	5.000	0.400	-5.788
3 ~ 6	0.368	0.285	-0.193	6.000	0.400	-2.695
4 ~ 7	0.404	0.269	0.016	7.000	0.400	-1.845
5 ~ 8	0.446	0.295	0.628	8.000	0.400	-1.301
6 ~ 9	0.444	0.337	0.938	9.000	0.247	-0.792
7 ~ 10	0.435	0.387	1.224	10.000	0.188	-0.243
8 ~ 11	0.376	0.416	1.018	11.000	0.185	0.209
9 ~ 12	0.367	0.416	0.951	12.000	0.196	0.360
10 ~ 13	0.363	0.404	0.836	12.077	0.203	0.378
11 ~ 14	<b>0.361</b>	<b>0.391</b>	<b>0.712</b>	<b>12.098</b>	<b>0.210</b>	<b>0.397</b>
12 ~ 15	0.382	0.381	0.801	12.083	0.205	0.384
13 ~ 16	0.359	0.370	0.532	13.000	0.242	0.361
14 ~ 17	0.349	0.402	0.714	14.000	0.259	0.166
15 ~ 18	0.295	0.435	0.534	15.000	0.306	0.014
16 ~ 19	0.313	0.402	0.407	16.000	0.356	-0.128
17 ~ 20	0.262	0.397	-0.129	17.000	0.400	-0.163

(b)

振動数帯(Hz)	<i>a</i>	<i>b</i>	底面からの振動中心の高さ(m)	<i>f</i> ( <i>t</i> )	<i>h</i> ( <i>t</i> )	決定係数
1 ~ 4	0.116	0.188	-8.086	4.000	0.400	-0.425
2 ~ 5	0.213	0.232	-3.410	5.000	0.400	0.263
3 ~ 6	<b>0.261</b>	<b>0.276</b>	<b>-1.678</b>	<b>5.958</b>	<b>0.190</b>	<b>0.335</b>
4 ~ 7	0.302	0.260	-1.299	5.974	0.176	0.286
5 ~ 8	0.297	0.278	-1.132	6.009	0.173	0.259
6 ~ 9	0.287	0.337	-0.507	6.322	0.177	0.123
7 ~ 10	0.342	0.333	0.033	7.000	0.209	-0.050
8 ~ 11	0.423	0.279	0.292	8.000	0.273	-0.147
9 ~ 12	0.444	0.240	0.122	9.000	0.339	-0.114
10 ~ 13	0.414	0.230	-0.280	10.000	0.400	-0.072
11 ~ 14	0.432	0.206	-0.349	11.000	0.400	-0.100
12 ~ 15	0.375	0.287	-0.106	12.000	0.400	-0.163
13 ~ 16	0.400	0.282	0.095	13.000	0.400	-0.222
14 ~ 17	0.410	0.283	0.201	14.000	0.400	-0.274
15 ~ 18	0.391	0.264	-0.173	15.000	0.400	-0.294
16 ~ 19	0.365	0.280	-0.280	16.000	0.400	-0.332
17 ~ 20	0.384	0.242	-0.484	17.000	0.400	-0.361

(c)

振動数帯(Hz)	<i>a</i>	<i>b</i>	底面からの振動中心の高さ(m)	<i>f</i> ( <i>t</i> )	<i>h</i> ( <i>t</i> )	決定係数
1 ~ 4	0.071	0.044	-16.244	4.000	0.400	0.580
2 ~ 5	0.046	0.108	-10.209	5.000	0.241	0.537
3 ~ 6	0.047	0.130	-7.814	6.000	0.181	0.566
4 ~ 7	0.039	0.153	-6.535	7.000	0.151	0.630
5 ~ 8	0.074	0.148	-4.598	7.874	0.112	0.601
6 ~ 9	0.111	0.134	-3.435	8.884	0.105	0.557
7 ~ 10	0.161	0.105	-2.537	9.581	0.091	0.563
8 ~ 11	0.190	0.100	-1.667	10.052	0.080	0.542
9 ~ 12	0.216	0.098	-0.945	10.560	0.084	0.420
10 ~ 13	0.222	0.124	-0.141	13.000	0.102	0.389
11 ~ 14	0.209	0.166	0.484	14.000	0.081	0.521
12 ~ 15	0.230	0.145	0.495	14.459	0.083	0.541
13 ~ 16	0.276	0.106	0.622	14.550	0.080	0.561
14 ~ 17	<b>0.296</b>	<b>0.105</b>	<b>0.973</b>	<b>14.816</b>	<b>0.074</b>	<b>0.612</b>
15 ~ 18	0.306	0.102	1.081	15.000	0.075	0.627
16 ~ 19	0.318	0.082	0.951	16.000	0.086	0.535
17 ~ 20	0.283	0.127	1.121	17.000	0.096	0.435

(d)

振動数帯(Hz)	<i>a</i>	<i>b</i>	底面からの振動中心の高さ(m)	<i>f</i> ( <i>t</i> )	<i>h</i> ( <i>t</i> )	決定係数
1 ~ 4	0.132	0.165	-4.901	4.000	0.400	-1.240
2 ~ 5	0.155	0.150	-4.431	5.000	0.157	-1.050
3 ~ 6	0.160	0.150	-4.213	6.000	0.118	-0.747
4 ~ 7	0.163	0.140	-4.543	6.966	0.090	-0.479
5 ~ 8	0.171	0.178	-2.574	7.204	0.039	0.235
6 ~ 9	0.177	0.182	-2.206	7.268	0.033	0.350
7 ~ 10	<b>0.184</b>	<b>0.188</b>	<b>-1.799</b>	<b>7.339</b>	<b>0.032</b>	<b>0.384</b>
8 ~ 11	0.184	0.140	-3.597	11.000	0.141	-0.410
9 ~ 12	0.142	0.131	-6.235	11.515	0.147	-0.264
10 ~ 13	0.154	0.137	-5.117	11.624	0.121	-0.283
11 ~ 14	0.176	0.143	-3.799	11.783	0.113	-0.334
12 ~ 15	0.232	0.150	-1.505	12.159	0.128	-0.296
13 ~ 16	0.293	0.147	0.053	13.000	0.152	-0.408
14 ~ 17	0.249	0.129	-1.597	14.000	0.191	-0.382
15 ~ 18	0.206	0.074	-5.783	15.000	0.336	-0.567
16 ~ 19	0.178	0.062	-8.459	16.000	0.400	-0.441
17 ~ 20	0.257	0.072	-3.363	17.000	0.335	-0.667

※ 表中の決定係数は、手順(4)iv)で理論式にフィッティングした際の決定係数である。

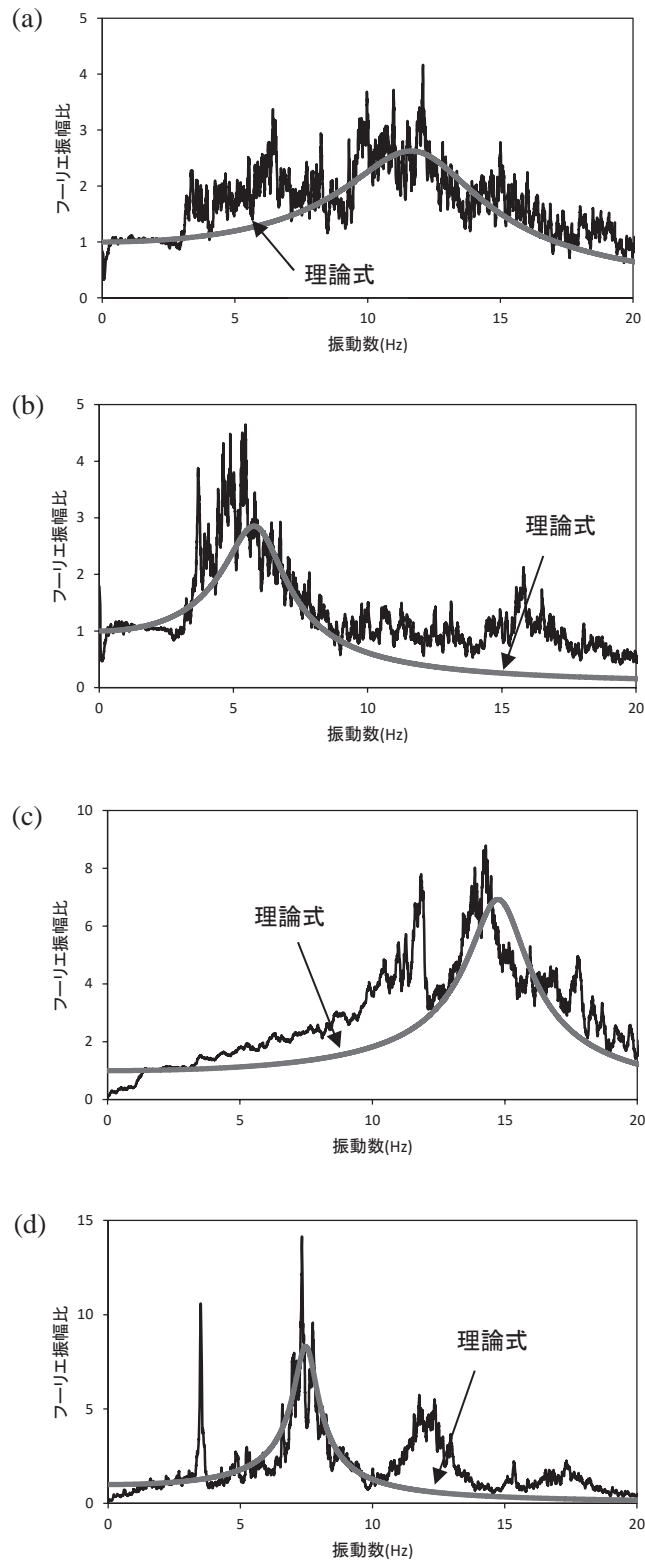


図4-12 橋脚上の振動と推定した入力振動のフーリエ振幅比 : (a) A橋りょう4P、  
 (b) A橋りょう5P、(c) B橋りょう、(d) C橋りょう

上部工が設置されていた時点での計測結果から得られた値を反映させている。ただし、提案手法を適用した12橋脚のうち1橋脚については、提案手法ではフィッティングができた振動数帯が無く解が得られなかったため、図4-13には含まれていない。

2.4.2項で述べたように、衝撃振動試験から得られる固有振動数を用いて、洗掘に対する橋脚の評価を行うことが可能である。図4-13から、衝撃振動試験の結果から得られた固有振動数と提案手法から得られた固有振動数は、概ね5%以内の誤差に収まっている。これは、例えば図2-29の橋脚では根入れ深さ0.5m程度に相当する誤差であり、この程度の河床変動は通常は日常的に生じるレベルと考えられるため、得られる値の分解能としては十分であり、提案手法から得られる固有振動数についても衝撃振動試験から得られた固有振動数と同様に、洗掘に対する橋脚の評価を行うことが可能と考えられる。

既存の衝撃振動試験による固有振動数の評価手法(表2-2)では、健全時と比較して固有振動数が85%ないし70%に低下した場合にランクを下げる判定をすることとしている。衝撃振動試験や微動によって生じる変位はいずれも変位レベルとしては微小であり、変位レベルに起因する固有振動数の変化はごく小さいと考えられるため、この基準を提案手法においてもそのまま活用することができる。維持管理標準の基準では、15%刻みで判定をしていることを考慮すると、概ね5%以内の誤差であれば、洗掘に対する詳細調査が必要な橋脚を把握するという目的を鑑みても固有振動数の同定精度としては実用上十分であり、提案手法を活用して、洗掘に対する橋脚の評価を行うことができるといえる。

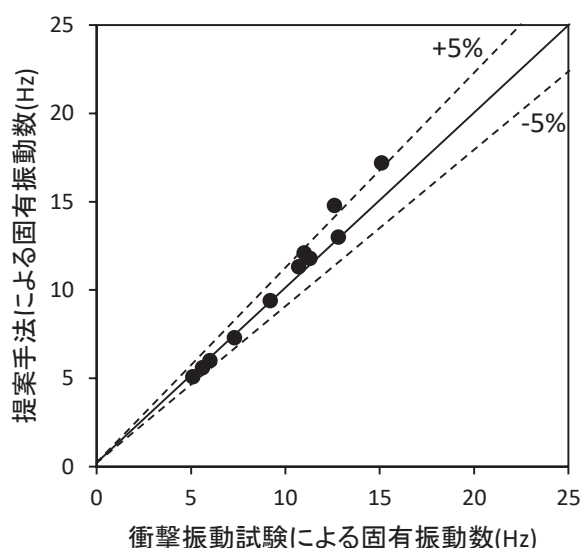


図4-13 提案手法と衝撃振動試験による結果の比較<sup>93)</sup>

### 4.3 提案手法に影響しうる各種要因の検討

本節では、提案手法に影響しうる各種要因について検討を行う。4.1.2 項で提案した手法は4.1.1 項の手法を包含しているため、ここでは基本的に4.1.2 項の手法について検討を行う。

提案手法の計算条件に関する要因として、4.3.1 項では4.1.2 項の手順(4) i)の振動数帯の幅や手順(4) iv)の理論式へのフィッティング対象振動数帯の設定に関する検討を、4.3.2 項ではフーリエスペクトルのスムージング強度に関する検討を行う。

また、微動の計測方法、すなわち計測のサンプリングレート(周波数)や計測時間長によって、提案手法による同定結果に影響が生じることが考えられる。特に提案手法では計測波形に対して複数の演算処理を行うため、単独のセンサで計測した波形のフーリエスペクトルの形状から評価する従来手法と比較して、計測方法に対する要求が厳しくなり、同定結果の精度に影響を及ぼす可能性が考えられる。そこで、計測方法に関する検討として、4.3.3 項では計測のサンプリングレートに関する検討を、4.3.4 項では計測時間の長さに関する検討を行う。

さらに、提案手法では微動計測のためのセンサを橋脚天端上に、橋軸方向に見た中心軸に沿って、橋軸直角方向の両端部、すなわち上流端と下流端に設置することとしているが、設置方法等により提案手法の適用結果に影響を与える可能性が考えられる。そこで、4.3.5 項では橋脚天端の両端部 2 箇所を設置するセンサの離隔の影響に関する検討を、4.3.6 項では鉛直方向の計測波形に橋軸方向のロックイン振動に伴う振動成分が加わった場合の影響について検討を行う。

4.3.7 項では、上部工の振動の影響が下部工に作用することで提案手法の適用に際して受ける影響について、上部工の撤去前後の微動計測データを基に検討を行う。

本節においては、これまでに述べた橋りょうのほか、以下の橋りょうにおける微動計測データを使用して検討を行う。

#### ・ D 橋りょう

D 橋りょうは、中山間地の鉄道河川橋りょうであり、50m ほど離れた箇所を国道が平行して通過する立地環境である。計測を行った橋脚は高さ 17.4m の直接基礎形式の橋脚で、根入れ深さは 8.0m、衝撃振動試験による固有振動数は 11.3Hz である。微動計測は 2018 年 6 月 7 日に実施した。速度計 CR4.5-2s を使用してサンプリングレート 200Hz とし、列車の通過が無い時間帯に 1 回の計測を 5 分間として複数回計測を実施した。

本計測では、時間帯により計測された波形の振幅の大きさにばらつきがみられた。これは、入力となる地盤の常時微動の大きさが近傍の道路交通などの人間活動や風などの自然現象の影響を受けて常に変化しており、地盤の常時微動が大きいと橋脚の応答振動も大きくなるためと考えられる。そこで、計測した波形データのうち、速度振幅の RMS 値(2 乗平均平方根)が  $7.31\mu\text{m/s}$ 、 $3.92\mu\text{m/s}$  および  $1.42\mu\text{m/s}$  の 3 ケースの波形を検討対象とした。検討対象としたデータの時刻歴波形を図 4-14 に示す。振幅は常に一定ではなく、図に示すように振幅の変動のある波形となっている。

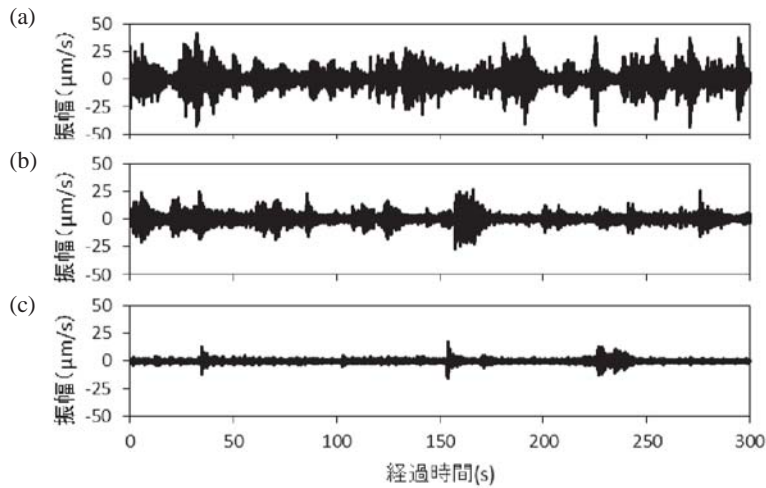


図4-14 検討対象としたデータの時刻歴波形：(a) RMS 値 $7.31\mu\text{m/s}$ 、(b) RMS 値 $3.92\mu\text{m/s}$ 、(c) RMS 値 $1.42\mu\text{m/s}$

### ・ E 橋りょう

E 橋りょうは、中山間地の鉄道河川橋りょうである。計測実施時点では建設途中であり、上部工はまだ架設されていない状態であった。計測対象は、図 4-15 に示す鉄筋コンクリート製の直接基礎形式の橋脚である。橋脚基礎部は河川の流水内に位置する。計測時点の水深は 0.5m 程度であった。微動計測は 2020 年 11 月 27 日に実施した。センサとして速度計 CR4.5-2s を使用し、計測のサンプリングレートは 200Hz とし、計測時間は 1 回あたり 5 分間とした。

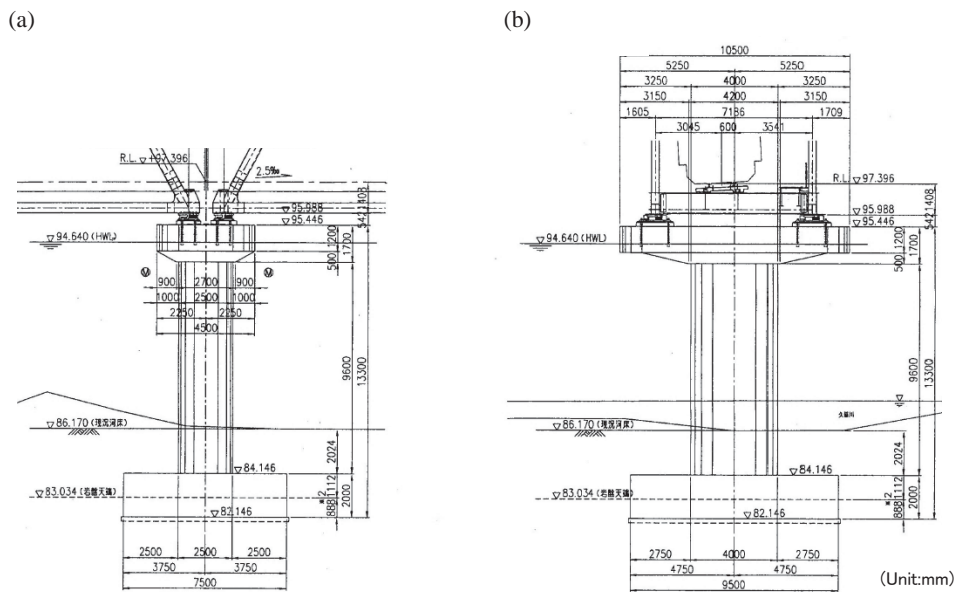


図4-15 E 橋りょうの対象橋脚の概要：(a) 側面図、(b) 正面図（計測時には上部工は架設されていない）

衝撃振動試験から得られた固有振動数は 7.8Hz であった。橋脚天端の両端部にセンサを設置して微動計測を 1 回 5 分間として計 9 回実施し、提案手法を適用した。固有振動数が  $7.88 \pm 0.02\text{Hz}$ 、減衰定数が  $0.026 \pm 0.008$  となり、固有振動数の標準偏差が極めて小さい一方で、減衰定数の標準偏差は相対的にやや大きい結果であった。このほか、センサ設置間隔を変更した計測や、センサを橋軸方向にずらして設置した状態での計測を実施し、本節の検討に使用することとした。

#### 4.3.1 振動数帯の設定に関する検討

提案手法による計算を実施する際には、4.1.2 項で示した手順(4) i)で分割する振動数帯の幅や、手順(4) iv)の理論式へのフィッティング対象振動数帯を、あらかじめ定めておく必要がある。そこで、本項では、これらの計算条件の設定に関して検討する。

以下では、A 橋りょうを例として検討する。それぞれの橋脚について、振動数帯を 1Hz 幅(オーバーラップ 0.5Hz)、5Hz 幅(オーバーラップ 2.5Hz)、10Hz 幅(オーバーラップ 5Hz)の 3 パターンに変更して算出した結果を表 4-2 に示す。1Hz 幅、5Hz 幅の場合は表 4-1 と概ね同じ結果であるが、10Hz 幅とした場合は 5P でやや乖離が生じている。これは、振動数帯の幅を大きくするほど、入力振動の推定過程における  $x_{aBPF}(t)$ 、 $z_{aBPF}(t)$  や  $x_{bBPF}(t)$ 、 $z_{bBPF}(t)$  について、バンドパスフィルタの振動数の範囲内に固有振動数を含む場合であっても 1 次のロッキング振動成分以外の振動の影響が相対的に多く含まれるようになり、その結果として係数  $a$ 、 $b$  の算出精度が低下するためと考えられる。この点において振動数帯の幅は小さい方が望ましいが、一方で振動数帯の幅を小さくすると計算負荷が増大するため、通常は 3Hz 幅程度とするのが妥当であると考えられる。なお、python により作成したプログラムを用いて一般的なパソコン (Windows 10、Intel Core™i3-9100、RAM:8GByte) で計算したところ、200Hz で計測した 5 分間の波形データに対して振動数帯幅を 3Hz とした場合の結果は 10 秒程度で得られており、計算速度について実用上の問題はない。

表 4-1 では、理論式(3.1)へのフィッティング対象とする振動数帯の上限値を 20Hz としたが、5P について、式(3.1)へのフィッティング対象とする振動数帯を広くした場合の結果を表 4-3 に示す。上限値 30Hz では、衝撃振動試験結果との乖離は若干大きくなるものの表 4-1 とほぼ同等の結果を得ることができたが、上限値 50Hz では解を得ることができなかった。これは、周波数帯を対象橋脚の固有振動数に対して広くしすぎることでフィッティングが難しくなる場合があるためと考えられる。なお、4P については上限値 50Hz としても適切に解を得ることが可能であった。

以上のことから、振動数帯の幅については 3Hz 程度とするのが良く、理論式へのフィッティング対象振動数帯の上限値については、想定される固有振動数の値に対して過大すぎると解が得られない場合があることが分かった。

表4-2 振動数帯の分割方法を変えた場合のA橋りょうの算出結果<sup>93)</sup> : (a) 振動数帯1Hz 幅・オーバーラップ 0.5Hz、(b) 振動数帯5Hz 幅・オーバーラップ2.5Hz、(c) 振動数帯10Hz 幅・オーバーラップ5Hz (いずれも左側に4P、右側に5Pの算出結果を示す。)

(a)

振動数帯(Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数	振動数帯(Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数
1.0 ~ 2.0	0.008	0.016	-180.303				1.0 ~ 2.0	0.025	0.014	-110.070	1.000	0.400	-3.585
1.5 ~ 2.5	-0.021	0.036	-307.269				1.5 ~ 2.5	0.026	0.001	-161.712	1.500	0.400	-13.838
2.0 ~ 3.0	-0.011	-0.008	-237.338				2.0 ~ 3.0	0.043	-0.021	-198.235	2.000	0.400	-31.931
2.5 ~ 3.5	0.343	0.168	-2.110	3.500	0.400	-6.638	2.5 ~ 3.5	0.129	0.138	-10.117	2.570	0.400	-0.472
3.0 ~ 4.0	0.514	0.239	0.724	4.000	0.400	-4.194	3.0 ~ 4.0	0.173	0.324	-2.342	4.000	0.400	-0.473
3.5 ~ 4.5	0.500	0.177	0.057	4.500	0.400	-3.798	3.5 ~ 4.5	0.280	0.279	-1.347	4.500	0.184	-0.316
4.0 ~ 5.0	0.331	0.303	-0.405	5.000	0.400	-3.374	4.0 ~ 5.0	0.305	0.253	-1.360	5.000	0.151	0.064
4.5 ~ 5.5	0.305	0.411	0.416	5.500	0.400	-2.836	4.5 ~ 5.5	0.269	0.282	-1.470	5.500	0.159	0.273
5.0 ~ 6.0	0.359	0.362	0.460	6.000	0.400	-2.443	<b>5.0 ~ 6.0</b>	<b>0.305</b>	<b>0.251</b>	<b>-1.393</b>	<b>5.963</b>	<b>0.179</b>	<b>0.300</b>
5.5 ~ 6.5	0.357	0.340	0.240	6.500	0.400	-2.027	5.5 ~ 6.5	0.273	0.298	-1.184	5.996	0.174	0.268
6.0 ~ 7.0	0.536	0.207	0.642	7.000	0.400	-1.788	6.0 ~ 7.0	0.274	0.334	-0.708	6.191	0.173	0.174
6.5 ~ 7.5	0.509	0.295	1.105	7.500	0.400	-1.653	6.5 ~ 7.5	0.264	0.360	-0.513	6.500	0.186	0.122
7.0 ~ 8.0	0.415	0.388	1.092	8.000	0.394	-1.379	7.0 ~ 8.0	0.289	0.358	-0.260	7.000	0.212	0.037
7.5 ~ 8.5	0.522	0.292	1.172	8.500	0.287	-1.122	7.5 ~ 8.5	0.379	0.310	0.176	7.500	0.240	-0.106
8.0 ~ 9.0	0.488	0.298	0.973	9.000	0.269	-0.762	8.0 ~ 9.0	0.413	0.309	0.470	9.000	0.326	-0.192
8.5 ~ 9.5	0.372	0.347	0.443	9.500	0.288	-0.325	8.5 ~ 9.5	0.485	0.277	0.795	9.500	0.336	-0.264
9.0 ~ 10.0	0.399	0.376	0.896	10.000	0.230	-0.183	9.0 ~ 10.0	0.468	0.265	0.561	10.000	0.360	-0.208
9.5 ~ 10.5	0.400	0.373	0.875	10.500	0.220	0.053	9.5 ~ 10.5	0.418	0.260	0.064	9.500	0.365	-0.112
10.0 ~ 11.0	0.412	0.322	0.569	11.000	0.233	0.292	10.0 ~ 11.0	0.391	0.259	-0.228	10.000	0.400	-0.079
10.5 ~ 11.5	0.381	0.352	0.560	11.500	0.234	0.403	10.5 ~ 11.5	0.403	0.242	-0.276	10.500	0.400	-0.089
11.0 ~ 12.0	0.341	0.402	0.648	12.000	0.232	0.436	11.0 ~ 12.0	0.523	0.124	-0.251	11.000	0.400	-0.110
<b>11.5 ~ 12.5</b>	<b>0.357</b>	<b>0.410</b>	<b>0.831</b>	<b>12.189</b>	<b>0.224</b>	<b>0.406</b>	11.5 ~ 12.5	0.442	0.187	-0.460	11.500	0.400	-0.111
12.0 ~ 13.0	0.377	0.405	0.948	12.198	0.218	0.384	12.0 ~ 13.0	0.344	0.280	-0.513	12.000	0.400	-0.130
12.5 ~ 13.5	0.405	0.356	0.788	12.500	0.232	0.405	12.5 ~ 13.5	0.322	0.301	-0.532	12.500	0.400	-0.153
13.0 ~ 14.0	0.389	0.310	0.267	13.000	0.284	0.438	13.0 ~ 14.0	0.362	0.284	-0.256	13.000	0.400	-0.195
13.5 ~ 14.5	0.367	0.363	0.534	13.500	0.277	0.329	13.5 ~ 14.5	0.460	0.280	0.613	13.500	0.400	-0.287
14.0 ~ 15.0	0.357	0.420	0.906	14.000	0.266	0.176	14.0 ~ 15.0	0.444	0.301	0.659	14.000	0.400	-0.311
14.5 ~ 15.5	0.326	0.461	0.986	14.500	0.278	0.066	14.5 ~ 15.5	0.393	0.338	0.542	14.500	0.400	-0.325
15.0 ~ 16.0	0.305	0.469	0.884	15.000	0.303	-0.008	15.0 ~ 16.0	0.398	0.262	-0.117	15.000	0.400	-0.297
15.5 ~ 16.5	0.257	0.497	0.730	15.500	0.334	-0.065	15.5 ~ 16.5	0.400	0.227	-0.470	15.500	0.400	-0.300
16.0 ~ 17.0	0.195	0.533	0.515	16.000	0.375	-0.094	16.0 ~ 17.0	0.345	0.298	-0.290	16.000	0.400	-0.332
16.5 ~ 17.5	0.251	0.506	0.758	16.500	0.370	-0.224	16.5 ~ 17.5	0.402	0.232	-0.400	16.500	0.400	-0.346
17.0 ~ 18.0	0.319	0.472	1.010	17.000	0.365	-0.353	17.0 ~ 18.0	0.450	0.187	-0.372	17.000	0.400	-0.366
17.5 ~ 18.5	0.263	0.459	0.468	17.500	0.400	-0.275	17.5 ~ 18.5	0.334	0.353	0.149	17.500	0.400	-0.427
18.0 ~ 19.0	0.251	0.458	0.361	18.000	0.400	-0.311	18.0 ~ 19.0	0.316	0.343	-0.128	18.000	0.400	-0.417
18.5 ~ 19.5	0.278	0.441	0.437	18.500	0.400	-0.377	18.5 ~ 19.5	0.329	0.275	-0.746	18.500	0.400	-0.392
19.0 ~ 20.0	0.281	0.383	-0.073	19.000	0.400	-0.386	19.0 ~ 20.0	0.324	0.187	-2.111	20.000	0.400	-0.528

(b)

振動数帯(Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数	振動数帯(Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数
1.0 ~ 6.0	0.270	0.163	-3.679	6.000	0.400	-4.392	1.0 ~ 6.0	0.217	0.222	-3.558	6.000	0.400	0.528
3.5 ~ 8.5	0.438	0.270	0.341	8.500	0.400	-0.816	<b>3.5 ~ 8.5</b>	<b>0.275</b>	<b>0.287</b>	<b>-1.303</b>	<b>5.974</b>	<b>0.176</b>	<b>0.287</b>
6.0 ~ 11.0	0.467	0.300	0.830	11.000	0.217	0.240	6.0 ~ 11.0	0.302	0.329	-0.423	6.384	0.179	0.100
<b>8.5 ~ 13.5</b>	<b>0.382</b>	<b>0.367</b>	<b>0.697</b>	<b>12.182</b>	<b>0.232</b>	<b>0.431</b>	8.5 ~ 13.5	0.428	0.257	0.130	8.500	0.310	-0.109
11.0 ~ 16.0	0.358	0.397	0.740	12.184	0.229	0.423	11.0 ~ 16.0	0.429	0.226	-0.167	11.000	0.400	-0.119
13.5 ~ 18.5	0.322	0.430	0.718	13.500	0.263	0.298	13.5 ~ 18.5	0.412	0.283	0.222	13.500	0.400	-0.254
16.0 ~ 21.0	0.248	0.473	0.457	16.000	0.381	-0.081	16.0 ~ 21.0	0.359	0.266	-0.508	16.000	0.400	-0.321

(c)

振動数帯(Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数	振動数帯(Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数
1 ~ 11	0.294	0.179	-2.814	9.487	0.400	-2.059	<b>1 ~ 11</b>	<b>0.225</b>	<b>0.231</b>	<b>-3.177</b>	<b>6.408</b>	<b>0.373</b>	<b>0.496</b>
6 ~ 16	0.449	0.316	0.813	12.188	0.225	0.410	6 ~ 16	0.310	0.323	-0.404	6.400	0.179	0.095
<b>11 ~ 21</b>	<b>0.352</b>	<b>0.402</b>	<b>0.726</b>	<b>12.183</b>	<b>0.230</b>	<b>0.426</b>	11 ~ 21	0.424	0.229	-0.191	11.000	0.400	-0.116

表4-3 5Pについて理論式へのフィッティング対象振動数帯を広くした場合の結果  
 : (a) 上限値30Hz、(b) 上限値50Hz

(a)

振動数帯(Hz)	<i>a</i>	<i>b</i>	底面からの 振動中心の 高さ(m)	<i>f</i> ( <i>t</i> )	<i>h</i> ( <i>t</i> )	決定係数
1 ~ 4	0.116	0.188	-8.086	4.000	0.400	0.030
2 ~ 5	0.213	0.232	-3.410	5.000	0.400	0.439
3 ~ 6	0.261	0.276	-1.678	6.000	0.202	0.439
4 ~ 7	<b>0.302</b>	<b>0.260</b>	<b>-1.299</b>	<b>6.146</b>	<b>0.194</b>	<b>0.403</b>
5 ~ 8	0.297	0.278	-1.132	6.180	0.190	0.384
6 ~ 9	0.287	0.337	-0.507	6.555	0.199	0.296
7 ~ 10	0.342	0.333	0.033	9.935	0.400	0.242
8 ~ 11	0.423	0.279	0.292	10.644	0.400	0.231
9 ~ 12	0.444	0.240	0.122	10.177	0.400	0.238
10 ~ 13	0.414	0.230	-0.280	10.000	0.400	0.257
11 ~ 14	0.432	0.206	-0.349	11.000	0.400	0.242
12 ~ 15	0.375	0.287	-0.106	12.000	0.400	0.218
13 ~ 16	0.400	0.282	0.095	13.000	0.400	0.193
14 ~ 17	0.410	0.283	0.201	14.000	0.400	0.161
15 ~ 18	0.391	0.264	-0.173	15.000	0.400	0.098
16 ~ 19	0.365	0.280	-0.280	16.000	0.400	0.035
17 ~ 20	0.384	0.242	-0.484	17.000	0.400	-0.041
18 ~ 21	0.314	0.257	-1.180	18.000	0.400	-0.171
19 ~ 22	0.306	0.149	-3.201	19.000	0.400	-1.118
20 ~ 23	0.277	0.169	-3.384	20.000	0.400	-1.452
21 ~ 24	0.248	0.165	-4.195	21.000	0.400	-2.642
22 ~ 25	0.201	0.173	-5.327	22.000	0.400	-4.886
23 ~ 26	0.161	0.099	-10.637	23.000	0.400	-16.033
24 ~ 27	0.147	0.135	-9.265	27.000	0.400	-14.191
25 ~ 28	0.166	0.118	-9.138	28.000	0.400	-13.817
26 ~ 29	0.212	0.150	-5.728	29.000	0.400	-6.164
27 ~ 30	0.233	0.142	-5.308	30.000	0.400	-5.135

(b)

振動数帯(Hz)	<i>a</i>	<i>b</i>	底面からの 振動中心の 高さ(m)	<i>f</i> ( <i>t</i> )	<i>h</i> ( <i>t</i> )	決定係数
1 ~ 4	0.116	0.188	-8.086	4.000	0.400	0.202
2 ~ 5	0.213	0.232	-3.410	5.000	0.400	0.502
3 ~ 6	0.261	0.276	-1.678	6.000	0.217	0.481
4 ~ 7	0.302	0.260	-1.299	7.000	0.320	0.462
5 ~ 8	0.297	0.278	-1.132	8.000	0.400	0.459
6 ~ 9	0.287	0.337	-0.507	9.000	0.400	0.422
7 ~ 10	0.342	0.333	0.033	10.000	0.400	0.409
8 ~ 11	0.423	0.279	0.292	11.000	0.400	0.414
9 ~ 12	0.444	0.240	0.122	11.305	0.400	0.415
10 ~ 13	0.414	0.230	-0.280	10.149	0.400	0.417
11 ~ 14	0.432	0.206	-0.349	11.000	0.400	0.414
12 ~ 15	0.375	0.287	-0.106	12.000	0.400	0.408
13 ~ 16	0.400	0.282	0.095	13.000	0.400	0.402
14 ~ 17	0.410	0.283	0.201	14.000	0.400	0.388
15 ~ 18	0.391	0.264	-0.173	15.000	0.400	0.337
16 ~ 19	0.365	0.280	-0.280	16.000	0.400	0.289
17 ~ 20	0.384	0.242	-0.484	17.000	0.400	0.225
18 ~ 21	0.314	0.257	-1.180	18.000	0.400	0.104
19 ~ 22	0.306	0.149	-3.201	19.000	0.400	-0.625
20 ~ 23	0.277	0.169	-3.384	20.000	0.400	-0.915
21 ~ 24	0.248	0.165	-4.195	21.000	0.400	-1.875
22 ~ 25	0.201	0.173	-5.327	22.000	0.400	-3.704
23 ~ 26	0.161	0.099	-10.637	23.000	0.400	-13.856
24 ~ 27	0.147	0.135	-9.265	24.000	0.400	-12.160
25 ~ 28	0.166	0.118	-9.138	25.000	0.400	-12.579
26 ~ 29	0.212	0.150	-5.728	26.000	0.400	-5.827
27 ~ 30	0.233	0.142	-5.308	27.000	0.400	-5.292
28 ~ 31	0.217	0.137	-6.018	28.000	0.400	-7.163
29 ~ 32	0.153	0.100	-11.118	29.000	0.400	-19.163
30 ~ 33	0.094	0.078	-19.496	30.000	0.400	-31.128
31 ~ 34	0.073	0.048	-30.633	31.000	0.400	-40.771
32 ~ 35	0.073	0.051	-29.307	32.000	0.400	-40.752
33 ~ 36	0.097	0.033	-27.895	33.000	0.400	-40.560
34 ~ 37	0.090	0.027	-31.669	34.000	0.400	-44.130
35 ~ 38	0.088	0.031	-31.142	35.000	0.400	-44.462
36 ~ 39	0.056	0.067	-29.975	36.000	0.400	-44.220
37 ~ 40	0.041	0.066	-35.478	37.000	0.400	-48.970
38 ~ 41	0.033	0.064	-39.560	38.000	0.400	-52.771
39 ~ 42	0.050	0.041	-42.677	39.000	0.400	-55.926
40 ~ 43	0.073	0.039	-33.630	43.000	0.400	-49.033
41 ~ 44	0.058	0.031	-44.003	44.000	0.400	-57.759
42 ~ 45	0.047	0.004	-81.015	45.000	0.400	-110.634
43 ~ 46	0.017	0.001	-244.580			
44 ~ 47	0.023	-0.019	-1134.718			
45 ~ 48	0.003	-0.026	-183.923			
46 ~ 49	0.001	-0.011	-409.838			
47 ~ 50	0.009	-0.005	-961.538			

### 4.3.2 フーリエスペクトルのスムージング強度に関する検討

本項では、提案手法において、推定した入力振動と橋脚天端で計測した振動のフーリエ振幅比を式(3.1)へフィッティングさせる際に必要な、フーリエスペクトルのスムージング方法について検討する。検討は、A 橋りょう 5P を対象に実施した。

フーリエスペクトルのスムージングを行わない場合と、5 点、25 点および 101 点の移動平均でスムージングを行った場合の結果を表 4-4 に示す。計測は 200Hz で 5 分間行っているため、1 点は 0.003Hz に相当する。なお、係数  $a$ 、 $b$  や底面からの振動中心高さはスムージング方法に依存しないため、5 点移動平均、25 点移動平均および 101 点移動平均の表からは省略している。表中の決定係数は、フーリエ振幅比の式(3.1)へのフィッティングの決定係数である。

この結果から、スムージングが無い場合は決定係数が小さく、 $f(t)$  の値も衝撃振動試験結果である 6.0Hz からは若干乖離しているが、移動平均によりスムージングを行った場合にはいずれの結果にも大きな違いはみられない。スムージングの強度を強くする方が、決定係数がやや良くなる傾向がある一方で、特に減衰定数が小さくフーリエ振幅比のピークが鋭く卓越する場合には、スムージングの強度が強いと減衰定数の算出に際して悪影響が生じることが懸念される。そこで、本論文では 25 点移動平均によりスムージングを行うこととした。

表4-4 スムージング強度の違いが提案手法による算出結果に与える影響の比較：(a) スムージング無し  
(b) 5点移動平均、(c) 25点移動平均、(d)101点移動平均

振動数帯(Hz)	(a)						(b)			(c)			(d)		
	$a$	$b$	底面からの 振動中心の 高さ(m)	$f(t)$	$h(t)$	決定係数	$f(t)$	$h(t)$	決定係数	$f(t)$	$h(t)$	決定係数	$f(t)$	$h(t)$	決定係数
1 ~ 4	0.116	0.188	-8.086	4.000	0.400	-0.043	4.000	0.400	-0.387	4.000	0.400	-0.425	4.000	0.400	-0.435
2 ~ 5	0.213	0.232	-3.410	5.000	0.185	-0.034	5.000	0.400	0.214	5.000	0.400	0.263	5.000	0.400	0.302
3 ~ 6	<b>0.261</b>	<b>0.276</b>	<b>-1.678</b>	<b>5.719</b>	<b>0.094</b>	<b>0.006</b>	<b>5.935</b>	<b>0.184</b>	<b>0.290</b>	<b>5.958</b>	<b>0.190</b>	<b>0.335</b>	<b>5.985</b>	<b>0.195</b>	<b>0.373</b>
4 ~ 7	0.302	0.260	-1.299	6.222	0.101	-0.006	5.953	0.171	0.246	5.974	0.176	0.286	6.001	0.180	0.319
5 ~ 8	0.297	0.278	-1.132	5.859	0.097	-0.006	5.990	0.168	0.221	6.009	0.173	0.259	6.034	0.177	0.290
6 ~ 9	0.287	0.337	-0.507	6.417	0.110	-0.038	6.324	0.174	0.094	6.322	0.177	0.123	6.333	0.179	0.143
7 ~ 10	0.342	0.333	0.033	7.000	0.113	-0.028	7.000	0.205	-0.065	7.000	0.209	-0.050	7.000	0.211	-0.044
8 ~ 11	0.423	0.279	0.292	11.000	0.235	-0.068	8.000	0.269	-0.151	8.000	0.273	-0.147	8.000	0.276	-0.151
9 ~ 12	0.444	0.240	0.122	12.000	0.243	-0.043	9.000	0.334	-0.120	9.000	0.339	-0.114	9.000	0.341	-0.115
10 ~ 13	0.414	0.230	-0.280	10.739	0.222	-0.035	10.000	0.398	-0.079	10.000	0.400	-0.072	10.000	0.400	-0.070
11 ~ 14	0.432	0.206	-0.349	11.000	0.240	-0.044	11.000	0.400	-0.100	11.000	0.400	-0.100	11.000	0.400	-0.103
12 ~ 15	0.375	0.287	-0.106	12.000	0.246	-0.051	12.000	0.400	-0.155	12.000	0.400	-0.163	12.000	0.400	-0.175
13 ~ 16	0.400	0.282	0.095	13.657	0.234	-0.018	13.000	0.400	-0.205	13.000	0.400	-0.222	13.000	0.400	-0.242
14 ~ 17	0.410	0.283	0.201	14.000	0.259	-0.066	14.000	0.400	-0.250	14.000	0.400	-0.274	14.000	0.400	-0.303
15 ~ 18	0.391	0.264	-0.173	15.000	0.273	-0.034	15.000	0.400	-0.266	15.000	0.400	-0.294	15.000	0.400	-0.325
16 ~ 19	0.365	0.280	-0.280	16.000	0.304	-0.043	16.000	0.400	-0.299	16.000	0.400	-0.332	16.000	0.400	-0.368
17 ~ 20	0.384	0.242	-0.484	17.000	0.353	-0.072	17.000	0.400	-0.323	17.000	0.400	-0.361	17.000	0.400	-0.401

### 4.3.3 微動計測のサンプリングレートが提案手法の同定結果に与える影響

微動計測を実施する際のサンプリングレートについては、データの解像度を上げるためには高レートの方が望ましいが、高レートになるほどデータ容量や処理能力の制約が大きくなるという問題が生じる。そこで本項では、微動計測のサンプリングレートが提案手法の適用結果に与える影響について、D 橋りょうにおける計測結果を用いて検討を行う。

図 4-14 に示したそれぞれの波形について、200Hz で計測した微動計測データを、ローパスフィルタにより折り返しノイズの影響を受けないようにしたうえで、一定の時間間隔ごとに抽出する方法で低サンプリングレートの波形データを作成し、4.1.2 項で提案した手法を用いて固有振動数および減衰定数を求めた。

提案手法による各ケースの固有振動数と減衰定数の同定結果を図 4-16 に、計測データを式(3.1)にフィッティングした際の決定係数を図 4-17 に示す。さらにこの決定係数と同定結果の関係を図 4-18 に示すが、決定係数と同定結果の間に線形の関係性がみられ、式(3.1)へのフィッティングの決定係数が大きいほど固有振動数が衝撃振動試験の結果と近く、同定結果の精度が良いことが推定される。このことと図 4-16、図 4-17 から、サンプリングレートが大きくなるほど固有振動数、減衰定数の値が真値に向けて収束していくと考えることができる。サンプリングレートが 100Hz と 200Hz の場合を比較すると結果の差異が小さいことから、本橋脚においては最低 100Hz が同定に必要な計測条件と考えられる。実際の提案手法の適用にあたっては、計測した波形を用いて提案手法を適用した結果と、計測した波形を例えば半分のサンプリングレートに間引いた波形を用いて提案手法を適用した結果とを比較して、有意な差が生じないことを確認することが、計測のサンプリングレートが十分であるかの判断方法の一つになると考えられる。

また、RMS 値が小さいとサンプリングレートによる同定結果への影響が大きくなることが図 4-16、図 4-17 から示唆される。入力源となる地盤の常時微動が小さい状況においては、桁や電化柱といった構造物により式(3.1)で考慮されていない振動の影響を相対的に強く受けると考えられ、かつこれらの構造物の卓越振動数がいずれも橋脚の固有振動数よりも低い振動数帯にある。サンプリングレートが小さいと式(3.1)へのフィッティングで考慮できる振動数帯が限定され、上記の低い振動数帯の影響が相対的に大きくなることから、サンプリングレートにより同定結果への影響が生じる要因として考えられる。本橋脚は減衰が比較的大きく、固有振動数付近の振動数帯における基礎への入力振動と橋脚上の振動のフーリエ振幅比が小さいため、RMS 値が小さいことによる同定結果への影響がより強く現れた可能性がある。

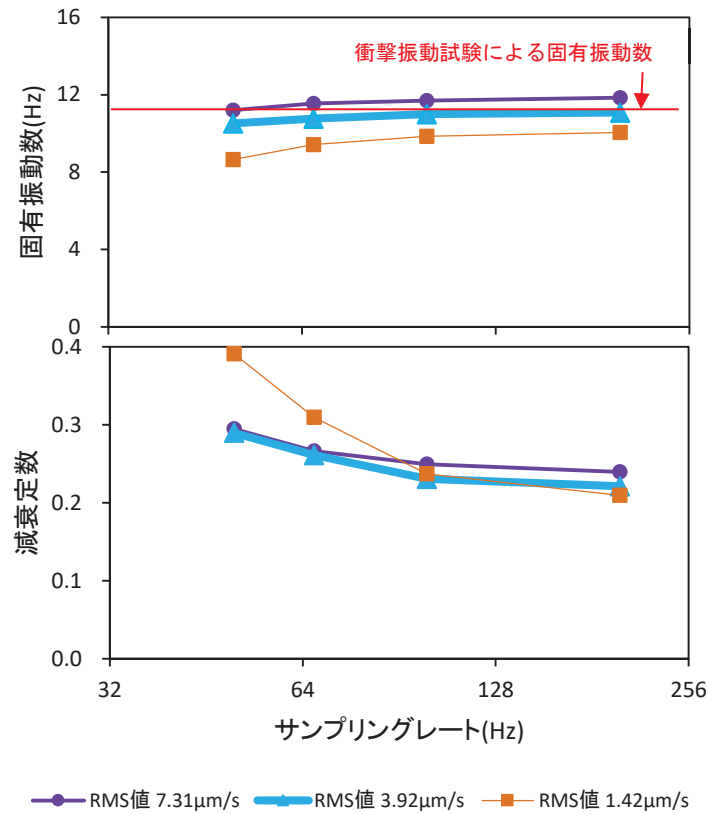


図4-16 サンプリングレートと同定結果の関係<sup>96)</sup>

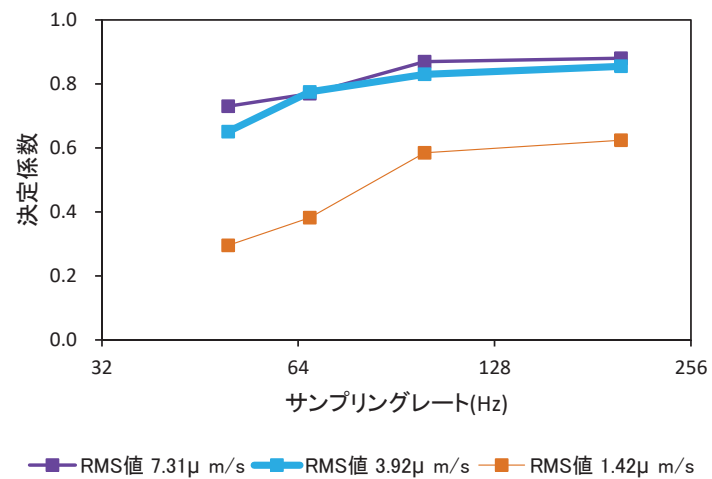


図4-17 サンプリングレートと式(3.1)へのフィッティングの決定係数の関係<sup>96)</sup>

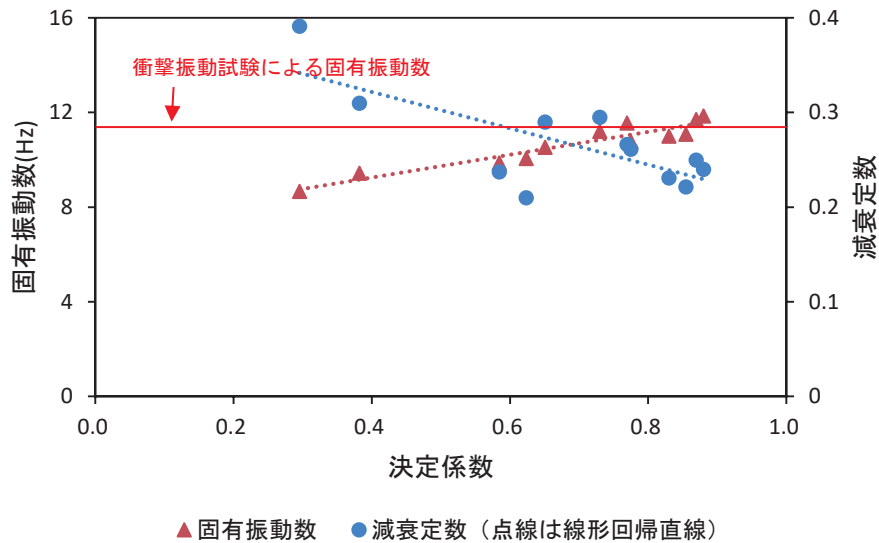


図4-18 同定結果と式(3.1)へのフィッティングの決定係数の関係<sup>96)</sup>

以上のように、検討の結果、提案手法の適用にあたっては、サンプリングレートが小さいほど提案手法から得られる固有振動数および減衰定数の同定精度が低下する傾向が明らかになり、特にRMS値の小さい計測環境においてその傾向が顕著であった。そのため、特にRMS値が小さい計測環境では、式(3.1)へのフィッティングの決定係数も考慮しつつ、より慎重に計測のサンプリングレートを検討する必要があるといえる。

#### 4.3.4 微動の計測時間長が提案手法の同定結果に与える影響

微動計測の計測時間長についても、4.3.3項で述べたサンプリングレートと同様に、一般的には長いほどデータの解像度としては良いと考えられるものの、計測時間が長いほど同様にデータ容量や処理能力の問題が生じる。そこで本項では、微動計測の計測時間長が提案手法の適用結果に与える影響について、D橋りょうにおける計測結果を用いて検討を行う。

図4-14に示したそれぞれの波形から、もとのデータ長の半分の長さのデータ、さらに半分の長さのデータ、といったようにデータ長を短くした波形データを作成し、提案手法を用いて固有振動数および減衰定数を求めた。なお、データ長の短縮にあたっては、元のデータの前半の半分のみを残し、後半を削除する方法により行った。データ長を短縮することにより、短縮後のデータのRMS値は元のデータと若干異なることが予想されるが、ここでは元のデータのRMS値により整理することとした。

提案手法による各ケースの固有振動数と減衰定数の同定結果をそれぞれ図 4-19、図 4-20 に示す。RMS 値が  $7.31\mu\text{m/s}$ 、 $3.92\mu\text{m/s}$  の場合では、データ長を短縮しても、データ長が 10 秒程度までは固有振動数の同定結果に与える影響は小さいことが分かる。一方で、RMS 値が  $1.42\mu\text{m/s}$  の場合では、データ長を半分にしただけで同定結果が衝撃振動試験から得られる固有振動数から大きく乖離した。RMS 値が小さいことが同定結果に与える影響は前項で考察した通りであるが、データ長を短くした場合にはその影響がより顕著に生じる結果となった。

図 4-21 に、それぞれの計測条件により同定された固有振動数と減衰定数の関係を示す。同定された固有振動数が衝撃振動試験結果に近いほど減衰定数が小さな値を示している。このことをふまえ、計測時間を延ばすと減衰定数が小さくなる傾向が見られるようであれば、計測時間が不足していると判断できる。

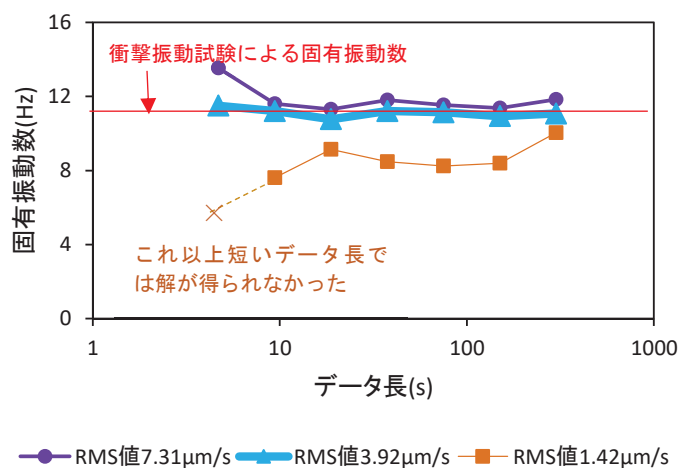


図4-19 計測時間を変えた条件における固有振動数の同定結果

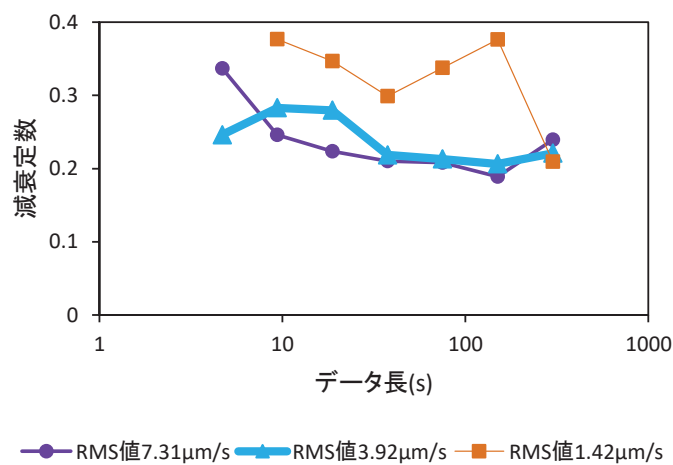


図4-20 計測時間を変えた条件における減衰定数の同定結果

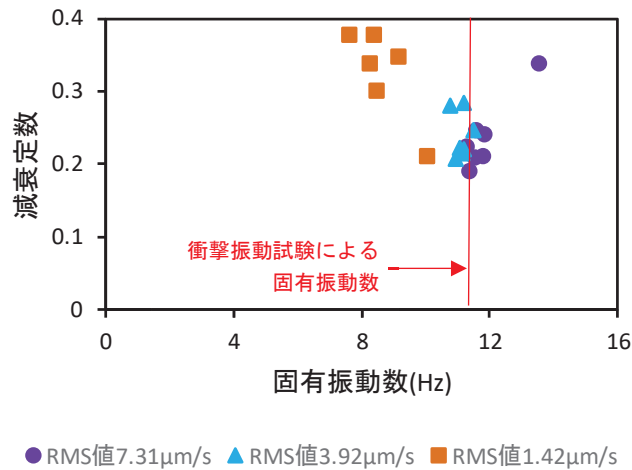


図4-21 それぞれの計測条件における固有振動数と減衰定数の関係

以上のように、提案手法の適用にあたっては、特に RMS 値の小さい計測環境においては、計測時間長が短いほど、提案手法から得られる固有振動数および減衰定数の同定精度が低下し、その傾向はサンプリングレートの影響よりも顕著であることが分かった。そのため、特に RMS 値の小さい計測環境においては、計測時間をできる限り長く確保することが望まれる。

#### 4.3.5 橋脚天端部の両端 2 箇所に設置するセンサの離隔の影響

橋脚天端部の両端 2 箇所に設置するセンサは、なるべく図 4-22 (a) に示す設置間隔を広くとることを 4.1.1 項で述べた。センサ設置間隔が狭いと、 $z_a(t) - z_b(t)$  が小さくなることや、図 4-22 (b) に示す角  $\alpha + \beta$  ( $\alpha, \beta$  は図 4-2 と同様) が小さくなり、 $a, b$  が小さくなることから、式(4.13)における橋軸直角方向のロッキング成分  $x_{as}(t)$  の算出精度が低下し、その結果、入力振動の推定精度や最終的な固有振動数等の同定結果に影響する可能性が考えられる。そこで、本項では、E 橋りょうにおいてセンサ設置間隔を変えて計測した結果をもとに、センサ設置間隔が提案手法の同定精度に与える影響について検討する。

センサ設置間隔を 4 通りに変えながら計測を行い、それぞれの設置パターンに対して提案手法を適用した結果を表 4-5 に示す。表中の決定係数は、提案手法から得られたフーリエ振幅比を式(3.1)にフィッティングさせたときの決定係数である。 $\alpha + \beta$  が  $22^\circ$  (センサ設置間隔 3.1m) の結果は  $60^\circ$  (センサ設置間隔 8.95m) の場合と大きな違いは無く、衝撃振動試験結果(7.8Hz)とも整合するが、 $\alpha + \beta$  が  $8^\circ$  (センサ設置間隔 1.1m) では衝撃振動試験結果と乖離する結果となり、決定係数も小さい。さらに  $\alpha + \beta$  が  $4^\circ$  (センサ設置間隔 0.5m) では解が得られなくなった。

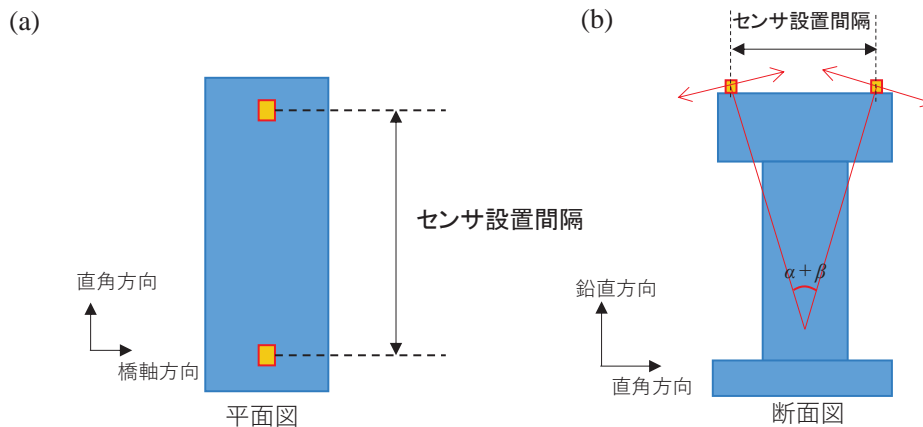


図4-22 センサ設置間隔：(a) 橋脚天端部の平面図、(b) 断面図

表4-5 センサ間隔を変えて提案手法を適用した結果

$\alpha+\beta$ (deg)	センサー間隔(m)	固有振動数同定結果(Hz)	決定係数
4	0.50	解無し	—
8	1.10	7.25	-0.04
22	3.10	7.84	0.87
60	8.95	7.87	0.95

このようにセンサー設置間隔の縮小に伴い提案手法による同定精度が低下していく原因を検討するため、橋軸直角方向のロッキング成分  $x_{as}(t)$  の算出結果のフーリエスペクトルを、センサー設置間隔 3.1m と 0.5m のそれぞれのケースで比較した結果を図 4-23 に示す。固有振動数から離れた振動数帯で、全体的に振幅が大きくなっている。これは、 $z_a(t) - z_b(t)$  に生じた誤差が、角  $\alpha+\beta$  が小さいために式(4.13)において増幅されたことによると考えられる。

このような  $x_{as}(t)$  の算出精度の低下は、 $\alpha+\beta$  が小さな値をとりやすい、高い橋脚等で問題となる可能性がある。また、上述のように、この問題は式(4.13)を計算する際に  $z_a(t) - z_b(t)$  に生じる誤差に起因しており、センサーの S/N 比にも依存すると考えられる。そのため、高い橋脚や、何らかの理由でセンサーの設置間隔が十分に確保できない場合で、 $\alpha+\beta$  が小さくなることが想定される場合には、S/N 比の良いセンサーを使用することが望ましいと考えられる。通常は単線橋脚でも橋脚天端部の橋軸直角方向の幅は 3m 以上あり、角  $\alpha+\beta$  が極端に小さくなることはないと考えられるが、S/N 比が良くないセンサーを使用すると、センサー間隔を十分に確保していても同様の問題が生じる可能性があるため、注意が必要である。これらの影響が懸念される場合には、本項と同様の方法でセンサー間隔を変えた計測を行い、提案手法による同定結果やフィッティングの決定係数に大きな違いが無いことを確認することで、影響の有無を確認できる。

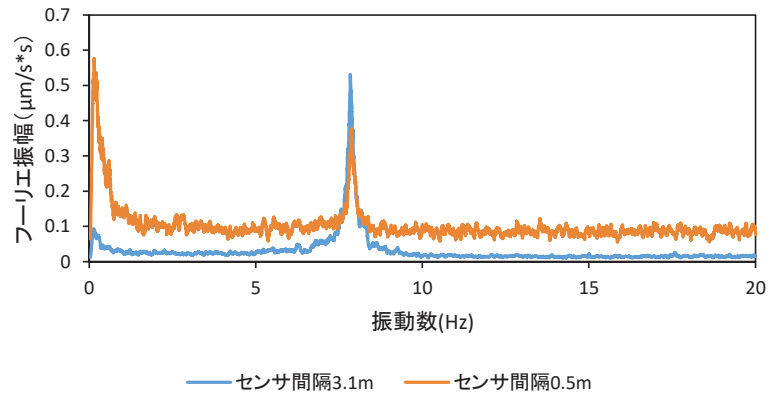


図4-23 センサ設置間隔による  $x_{as}(t)$  の算出結果のフーリエスペクトルの比較

#### 4.3.6 橋軸方向の振動の影響

橋脚天端部に設置する2つのセンサは、橋軸方向にみて橋脚天端部の中心軸に沿って設置することを4.1.1項で述べた。これは、計測する鉛直方向の振動に、橋軸方向のロッキング振動の影響がなるべく入らないようにするためである。本項では、E橋りょうを対象に、意図的にセンサの設置位置を橋軸方向にずらすことで、鉛直方向の振動に橋軸方向のロッキング振動の影響が加わるようにした計測を行う。これにより、計測波形に橋軸方向の振動の影響が加わった場合に提案手法による同定結果が受ける影響について検討を行う。

橋脚天端部における計測の概要を図4-24に示す。本来の計測方法である①に対して、②のように片側のセンサの設置位置を中心軸からずらした計測を実施した。なお、橋軸方向の固有振動数は6Hzである。それぞれの場合の、推定した入力振動と計測した振動のフーリエ振幅比を比較した結果を図4-25に、提案手法による同定結果を表4-6に示す。

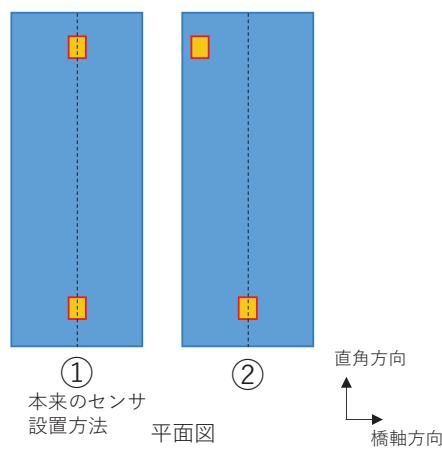


図4-24 計測方法の概要

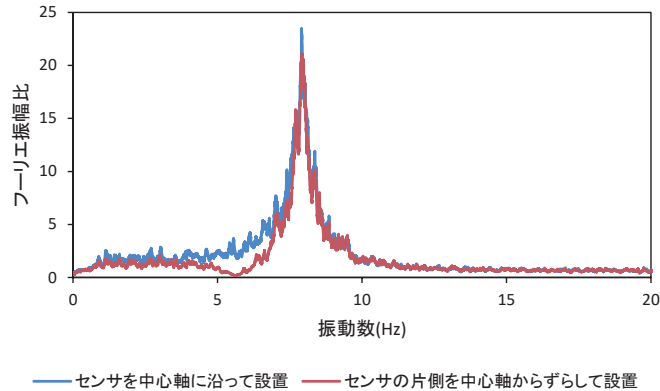


図4-25 提案手法から得られるフーリエ振幅比のセンサの設置位置による比較

表4-6 提案手法による同定結果の比較：(a) センサを中心軸に沿って設置、(b) センサの片側を中心軸からずらして設置

(a)

振動数帯 (Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数
1 ~ 4	0.422	0.496	2.948	4.000	0.400	-0.495
2 ~ 5	0.421	0.506	3.040	5.000	0.400	-0.283
3 ~ 6	0.444	0.506	3.274	6.000	0.161	-0.043
4 ~ 7	0.479	0.521	3.742	7.000	0.071	0.315
5 ~ 8	0.501	0.529	4.012	7.923	0.026	0.952
6 ~ 9	0.501	0.529	4.010	7.924	0.026	0.952
7 ~ 10	0.501	0.529	4.009	7.924	0.026	0.952
8 ~ 11	0.497	0.524	3.928	8.000	0.028	0.932
9 ~ 12	0.425	0.498	2.998	9.000	0.123	0.545
10 ~ 13	0.262	0.444	0.017	10.000	0.400	0.499
11 ~ 14	0.119	0.386	-5.042	11.000	0.400	-9.640
12 ~ 15	0.013	0.331	-13.290	12.000	0.400	-111.752
13 ~ 16	-0.021	0.314	-17.895	13.000	0.400	-254.629
14 ~ 17	-0.062	0.274	-29.449	14.000	0.400	-933.230
15 ~ 18	-0.095	0.263	-40.527	15.000	0.400	-2099.895
16 ~ 19	-0.127	0.207	-98.014	19.000	0.400	-15924.580
17 ~ 20	-0.156	0.216	-136.827	20.000	0.400	-32047.669

(b)

振動数帯 (Hz)	a	b	底面からの振動中心の高さ(m)	f(t)	h(t)	決定係数
1 ~ 4	0.422	0.496	2.952	4.000	0.400	-0.374
2 ~ 5	0.421	0.570	3.664	5.000	0.400	-0.168
3 ~ 6	0.444	1.110	6.941	6.000	0.400	-0.497
4 ~ 7	0.479	0.841	5.920	7.000	0.166	0.156
5 ~ 8	0.501	0.522	3.950	7.945	0.028	0.935
6 ~ 9	0.501	0.508	3.828	7.947	0.030	0.931
7 ~ 10	0.501	0.508	3.833	7.947	0.030	0.931
8 ~ 11	0.497	0.504	3.751	8.000	0.033	0.919
9 ~ 12	0.425	0.491	2.928	9.000	0.129	0.554
10 ~ 13	0.262	0.423	-0.360	10.000	0.400	-0.106
11 ~ 14	0.119	0.328	-7.331	11.000	0.400	-25.634
12 ~ 15	0.013	0.015	-306.301	12.000	0.400	-76815.598
13 ~ 16	-0.021	-0.006	-322.783	13.000	0.400	-100038.787
14 ~ 17	-0.062	-0.019	-98.156	14.000	0.400	-11635.944
15 ~ 18	-0.095	0.122	-319.759	15.000	0.400	-94231.271
16 ~ 19	-0.127	0.169	-200.294	19.000	0.400	-36818.287
17 ~ 20	-0.156	0.151	-1698.707	20.000	0.400	-2696709.277

センサの片側を中心軸からずらして橋脚天端部に設置した場合、橋軸方向の固有振動数付近(5Hz~7Hz 付近)ではフーリエ振幅比の形状に影響が生じていることが図 4-25 から分かる。しかし、式(3.1)へのフィッティングに際しての影響は小さく、表 4-6 に示した、最終的に同定される固有振動数や減衰定数には大きな影響は生じていない。また、表 4-6 に示すように係数 a、b の算出結果についても大きな違いは生じていない。このように、橋軸方向の振動の影響は提案手法の適用結果に影響を与えないことが分かる。ただし、上記で式(3.1)へのフィッティングに際しての影響は小さかったのは、橋軸方向の固有振動数が橋軸直角方向の固有振動数から離れていたためであり、橋軸方向の固有振動数が橋軸直角方向の固有振動数と近い場合(円形橋脚など)には影響が生じる可能性がある。そのため、基本的には橋脚天端部の 2 箇所に設置するセンサは、橋軸方向にみて橋脚天端部の中心軸に沿って設置する(図 4-24①)ことが望ましい。

また、図 4-26 のように両端で橋軸方向に逆位相で振動をしている場合には、センサを中心軸に

沿って設置していたとしても上述した影響が生じやすくなる可能性が考えられる。そこで、両端に設置したセンサそれぞれの橋軸方向の振動を確認した。両端に設置したセンサそれぞれの橋軸方向の、フーリエ振幅と位相差を図 4-27 に示す。図 4-27 から両者の振動はほとんど同一であり、図 4-26 のような複雑な動きは、少なくとも本論文での議論の対象となる 30Hz 以下では生じていない。従って、提案手法の適用にあたり、図 4-26 のような振動が問題となることは無いと考えられる。

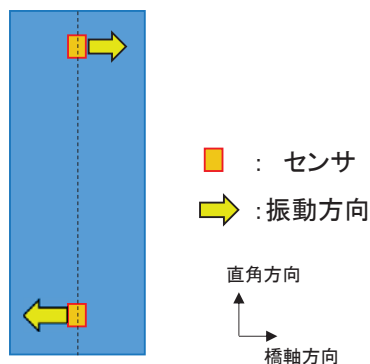


図4-26 橋軸方向に逆位相となる振動の概念図（橋脚天端上の平面図）

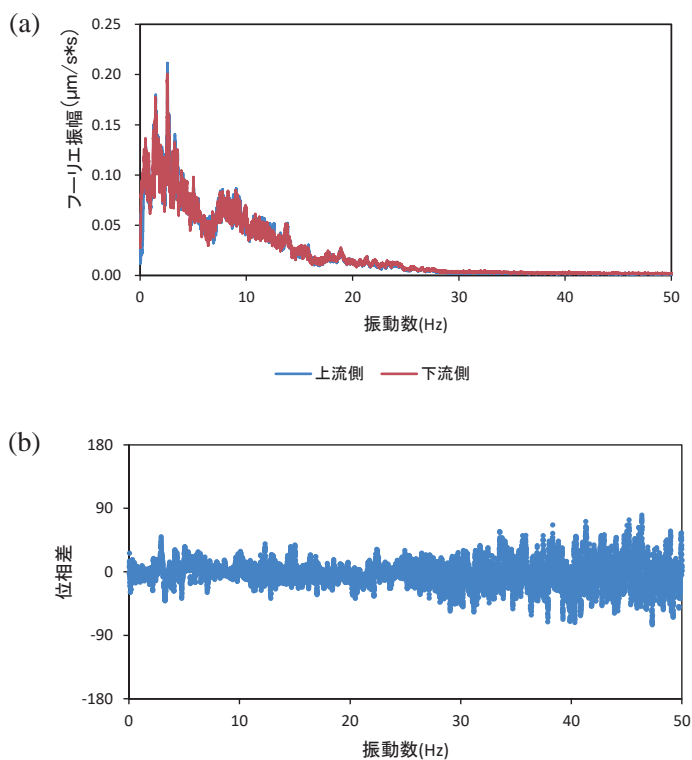


図4-27 両端のセンサの橋軸方向の振動の (a) フーリエ振幅と (b) 位相差  
((a) では、上流側と下流側の2本のスペクトルは、ほぼ重なって描かれている)

#### 4.3.7 上部工の振動の影響

提案手法では基礎からのみ振動が入力すると仮定しているため、上部工からの振動を強く受けると、提案手法の適用にあたり影響が生じる可能性がある。そこで、本項では、3.3.4項で述べたB橋りょうにおいて上部工を撤去する前後に計測した微動データを基に、上部工の振動が橋脚に作用することで提案手法に与える影響について検討する。

上部工撤去前の橋脚と桁それぞれのフーリエスペクトルを図4-28に示す。この図から、桁の卓越振動数が8Hz付近にあることが分かる。次に、提案手法により推定した入力振動と橋脚天端上の振動のフーリエ振幅比を図4-29に示す。桁撤去前のフーリエ振幅比には、桁の卓越振動数に対応する8Hz付近に明瞭なピークが確認でき、これが、上載荷重の有無に伴う橋脚の固有振動数の違いを除けば、桁撤去前後のフーリエ振幅比の形状を比較した際の最大の相違点となっている。

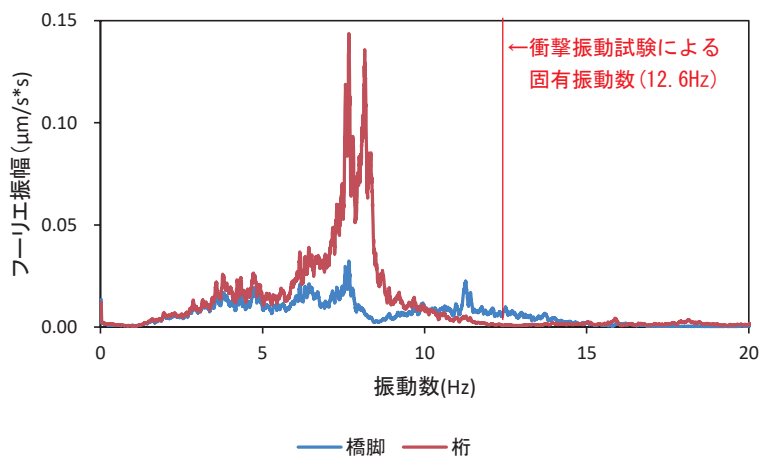


図4-28 上部工撤去前の橋脚と桁のフーリエスペクトル（橋軸直角方向）

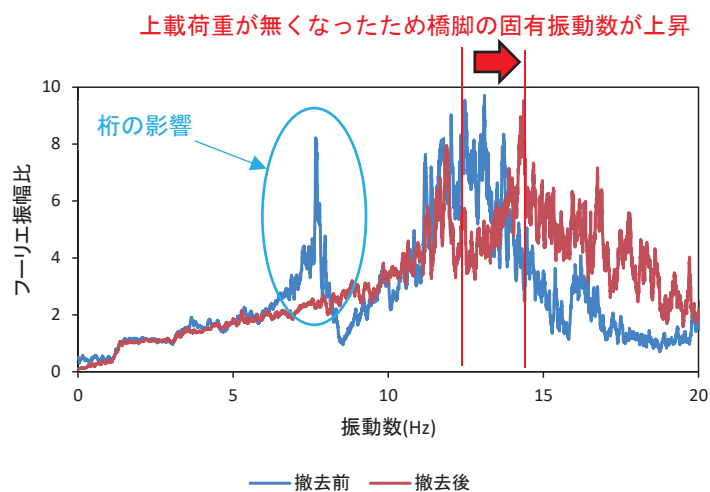


図4-29 提案手法により推定した入力振動と橋脚天端上の振動のフーリエ振幅比の桁撤去前後の比較

さらに、上部工撤去前に計測した微動データに対して提案手法を適用した結果を表 4-7 に示す。桁の卓越振動数である 8Hz 付近では、 $f(t)$ が境界条件の値となっている。すなわち、桁に起因する振動に対しては式(3.1)がフィッティングしないことが分かる。本提案手法では、4.1.2 項の手順(4)iv)において、式(3.1)にフィッティングさせる振動数の幅は 1Hz から、実橋りょうの場合、20Hz～30Hz 程度までといったように、広く取ることにしているが、これは、仮に狭い振動数帯でフィッティングさせた場合、図 4-30 のように、桁などに起因するピークに対して、式(3.1)が誤ってフィッティングすることを防ぐためである。

ただし、桁の卓越振動数が橋脚と重なる場合には、フーリエ振幅比のピークが過大となり、その結果減衰定数を過小に評価するなどの影響が生じる可能性があることに留意する必要がある。また、強風時などで桁が大きく振動する場合にも影響が生じる可能性があるが、この点については 5.3.3 項で改めて検討する。これらの特殊な状況を除けば、本項の検討結果から、上部工の振動が提案手法の適用に大きな影響を与えることは通常は無いと考えられる。

表4-7 桁撤去前の提案手法による算出結果

振動数帯 (Hz)	$a$	$b$	底面からの振動中心の高さ(m)	$f(t)$	$h(t)$	決定係数
1 ~ 4	0.035	0.116	-11.702	4.000	0.400	0.522
2 ~ 5	0.074	0.102	-8.927	5.000	0.400	0.691
3 ~ 6	0.067	0.140	-6.363	5.773	0.357	0.599
4 ~ 7	0.122	0.144	-3.220	6.352	0.189	0.317
5 ~ 8	0.125	0.257	0.147	8.000	0.186	-0.500
6 ~ 9	0.145	0.260	0.595	9.000	0.168	-0.401
7 ~ 10	0.123	0.321	1.227	10.000	0.118	-0.171
8 ~ 11	0.177	0.216	0.370	11.000	0.117	0.328
9 ~ 12	0.185	0.233	0.822	11.604	0.101	0.429
10 ~ 13	0.222	0.227	1.305	11.970	0.080	0.553
11 ~ 14	0.218	0.264	1.756	12.283	0.065	0.643
12 ~ 15	0.261	0.258	2.202	12.690	0.062	0.710
13 ~ 16	0.244	0.299	2.452	13.000	0.067	0.727
14 ~ 17	0.323	0.228	2.530	14.000	0.085	0.499
15 ~ 18	0.413	0.089	2.003	15.000	0.129	0.002
16 ~ 19	0.402	0.084	1.816	16.000	0.172	-0.218
17 ~ 20	0.181	0.299	1.736	17.000	0.212	-0.353

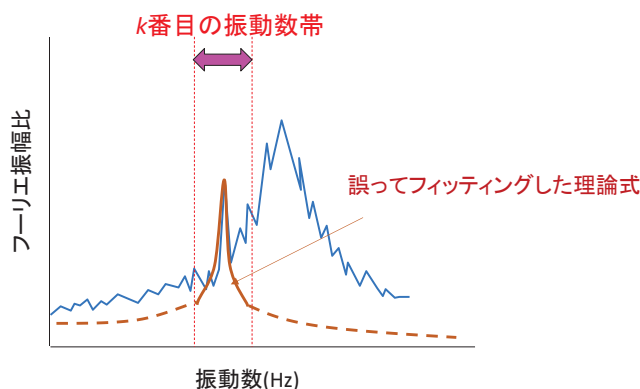


図4-30 式(3.1)へフィッティングさせる振動数帯を狭くした場合に想定される状況のイメージ図 (4.1.2項の手順(4)で設定した、1つの振動数帯のみでフィッティングさせた例)

## 4.4 本章の結論

第4章では、微動を活用した新たな橋脚の固有振動数同定手法の提案を行った。まず、4.1.1項では、従来手法、すなわち橋脚上で計測した微動波形のフーリエスペクトルの卓越振動数から固有振動数を判断する手法の課題をふまえ、橋脚天端部で計測した微動データのみを使用して、これを基に基礎への入力振動を推定することで、入力と応答のフーリエ振幅比から固有振動数を同定する手法を検討した。さらに4.1.2項では、事前に固有振動数の参照値を得ていない場合でも、橋脚の天端の両端部で計測した微動データから橋脚の固有振動数を同定可能な手法を提案した。従来手法では固有振動数の判断が困難なケースについても、本提案手法により固有振動数の同定が可能となった。また、同時に減衰定数を得ることも可能である。

4.2節では、本提案手法を7橋りょうの計測事例や模型実験から検証した結果、概ね衝撃振動試験による固有振動数と整合した結果が得られ、実用上十分な同定精度であることが確認できた。したがって、提案手法を活用することで、衝撃振動試験と同様に、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価が可能である。

また、4.3節では提案手法に影響しうる各種要因について検討した。特に計測した波形のRMS値が小さい場合や、上部工の卓越振動数が橋脚(橋軸直角方向)の固有振動数に近い場合、両端のセンサの設置間隔が十分に取れない、あるいは高い橋脚などでは、提案手法の適用に際して4.3節の内容をふまえた慎重な検討が必要である。このような留意点はあるが、ここで取り上げた各種要因は、通常は提案手法の適用に大きな支障となることは無いと考えられる。

本提案手法では、振動中心の高さや許容する固有振動数・減衰定数の範囲、理論式にフィッティングさせる振動数帯の範囲等のしきい値をあらかじめ定めておけば、微動計測のみで固有振動数・減衰定数を得ることができる。特に、4.1.2項で提案した手法は適用に際して直近の固有振動数の値は必要ないため、衝撃振動試験の代替として、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価に活用が可能である。提案手法の適用にあたって必要な現地での作業はセンサを設置するだけで容易であり、重錘による橋脚天端部の打撃等が不要なため、衝撃振動試験と比べて作業安全性が向上している。

以上のことから、2.6節において本研究の目的①として設定した、「衝撃振動試験を代替できるような、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価を安全・容易に行える」手法を本章で提案することができたと考える。

## 第5章 提案手法に基づく簡易な状態監視に向けた検討

第4章では、2.6節において本研究の目的①として設定した、「衝撃振動試験を代替できるような、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価を、増水時にも安全・容易に行える」手法を提案することができた。そこで、本章では、提案手法を活用し、目的②として設定した、「センサ等を用いた連続的な監視により、橋脚の根入れの状態の変化の有無を継続的に把握でき、2年間隔等で実施している目視検査を補える情報が得られること」を目指した検討を行う。

第4章で提案した手法では、橋脚の固有振動数と併せて減衰定数を容易に得ることができる。しかし、2.4.2項で述べたように、衝撃振動試験結果から固有振動数と根入れにある程度の相関があることが知られているため、鉄道橋りょうの維持管理の実務では橋脚基礎の状態の把握に固有振動数が活用されている一方で、3.3.2項で述べたように、洗掘の進行に伴う減衰定数の変化については研究事例が少なく、十分な知見がない。また、橋脚の状態監視により捉えられる、洗掘過程における振動性状の変化について、既往の研究<sup>16),97)</sup>では根入れの変化に伴うものが主な検討範囲とされており、橋脚側面地盤の洗掘から底面地盤の洗掘、橋脚の傾斜・倒壊直前までの一連の経過を通して振動性状を明らかにした事例はない。そこで、本章では、橋脚側面地盤の洗掘から底面地盤の洗掘、橋脚傾斜・倒壊の直前までの局所洗掘の進行過程における橋脚の振動性状の変化を、減衰定数の変化にも着目しつつ明らかにすることを目的とした検討を行う。

このような洗掘の進行過程における振動性状を検討するにあたって、洗掘災害の発生が比較的稀な事象であることから、実際の橋りょうで微動計測がほとんど実施されていない現在の状況下においては、災害につながるような顕著な洗掘現象の経過を実際の鉄道橋りょうにおいて微動計測で捉えることは現実的に困難という問題があり、模型実験による検討に頼らざるを得ないのが実情である。そこで、本章では、まず直接基礎形式を模した模型実験で橋脚周囲の局所洗掘を再現し、洗掘過程における橋脚の振動性状の変化について検討する。

さらに、実橋りょうにおいて長期間の状態監視を行う場合、洗掘に伴う固有振動数や減衰定数の変化とは別に、強風や増水といった外乱の影響を受けることが考えられる。そこで、これらについて実橋りょうにおいて微動の長期計測を行った結果を基に検討し、提案手法を用いた橋脚の状態監視を行う上での留意点について整理する。

まず初めに、開水路模型実験による洗掘過程の再現を試みるが、開水路模型実験においては洗掘断面の把握と振動計測を同時に行うことが難しいため、それぞれを別個の模型実験で検討することとした。5.1節では、半断面橋脚模型を使用し、複数の地盤材料を用いて、それぞれ橋脚の傾斜と基礎底面の地盤の断面形状の変化に着目して洗掘の進行状態を把握する。

5.2節では、まず、模型橋脚が半割でないこと以外について5.1節と同様の条件とした開水路模型実験を実施し、橋脚天端部での振動計測により、4.1節で提案した手法を用いて洗掘の進行状態を把握できるか検討する。ただし、小型の開水路模型実験では洗掘現象が極めて短時間で進行してしまい、橋脚側面地盤の変化、あるいは底面地盤の変化に伴う振動性状の変化を分離し

て検討することが困難である。そこで、さらに流水の無い地盤上に設置した橋脚模型の、根入れや地盤状態を変化させたいくつかの条件下で実施した計測結果を使用して、それぞれの条件下における振動性状の変化について検討する。

4.1 節で提案した手法では、基礎への入力振動に対して橋脚が応答しているという仮定をおいているが、長期間の状態監視に適用する場合、外乱の影響により橋脚が加振されることで提案手法による同定精度が低下するおそれがある。そこで、5.3 節では、提案手法から得られる同定結果の妥当性について、特に増水時と強風時に着目した検討を行い、提案手法を用いた橋脚の状態監視を行う上での留意点について整理する。

以上をふまえた本章の結論を 5.4 節に述べる。

## 5.1 半断面橋脚模型による洗掘の進行様式の定性的把握

洗掘の進行状態を、橋脚の傾斜と基礎底面地盤の断面形状の変化に着目して把握する目的で、半断面橋脚模型と開水路模型を使用し、以下の実験を行った。

### 5.1.1 半断面模型による実験概要

実験の実施にあたり、開水路模型として、**図 5-1** に示す長さ 3,000mm、断面 500mm×500mm の鋼製水路を用いた。水路中央部には、片面に透明のアクリル板を設置した土槽が設けてあり、流水中の橋脚の洗掘状況を確認できる構造となっている。橋脚模型は鉄道橋りように多く用いられている小判型の断面形をもつ柱状体をモルタルコンクリートにより実物大の 1/35 スケールで再現したものである。橋軸直角方向(水路の流下方向)延長 140mm、幅 70mm、高さ 250mm で製作し、本実験ではこれを幅 40mm でカットした半断面模型として使用した。半断面橋脚模型のカットした面を**図 5-2** のように水路のアクリル板に接するよう設置し、背面側へ転倒せず橋軸直角方向には可動となるよう、単管柱により低拘束力で支持した。この際、境界面にグリースなどを塗布すると橋脚模型の変位を拘束する傾向があることが確認されたため、本実験では単管柱による橋軸方向の変位制御措置のみで実験を実施した。

地盤材料については**表 5-1** に示す 3 ケースとした。実験に使用した地盤材料の物性値を**表 5-2** に示す。Case1 は海に近く粒径が一様な下流域河川の河床を、Case2 は中流域河川の河床を想定して設定している。なお、Case3 は洗掘に伴い細粒分が先行して失われ、橋脚基礎が大粒径の礫のみに支持される状況を再現する目的で設定しており、使用した混合砂は、7 号珪砂に 6 号砕石を重量比 1:1 で混合したものである。各ケースの粒径加積曲線を**図 5-3** に示す。いずれも**表 5-1** に示す乾燥密度で構築した後、底面から注水して飽和させた。なお、根入れ深さは Case1 と Case2 では 75mm、Case3 では 20mm とした。

計測機器としてレーザー変位計(KEYENCE 社製 IL-S100)を、橋軸直角方向の変位が計測できるように設置した。また、アクリル面側にデジタルビデオカメラを設置し、実験中を通じて動画撮影を行った。

水路下流端には貯留水槽を設け(**図 5-1**)、ポンプにて水を循環させることで、水路中央付近で 0.6m/s 程度(ただし模型橋脚は水路の壁面にあり、壁面付近では流速は中央付近よりも遅くなる)の水流を発生させ、模型橋脚が倒壊するまで継続した。水流によって橋脚の周囲が次第に洗掘されていくが、動画に記録された洗掘形状を基に、洗掘の進行様式を定性的に把握することとした。

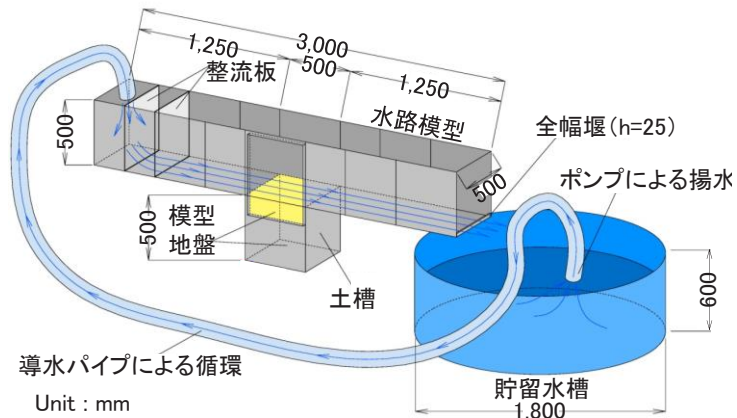
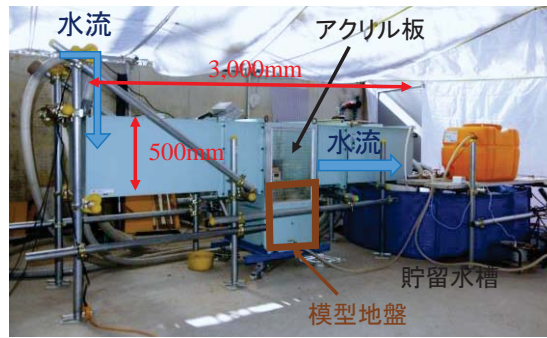


図5-1 水路模型の全景と概要<sup>60)</sup>

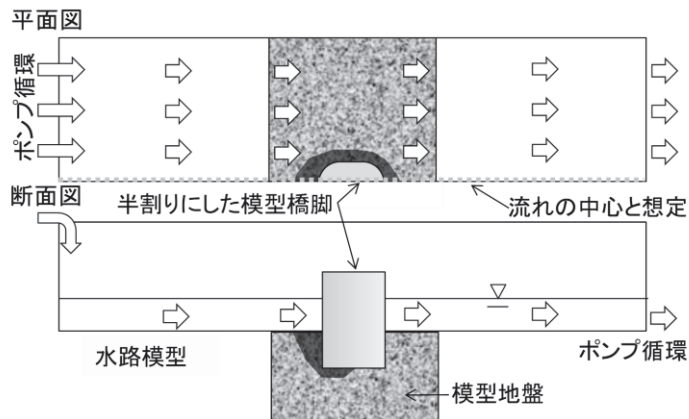
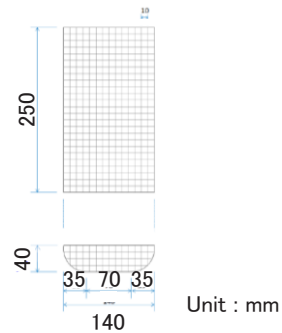


図5-2 半断面模型橋脚の概要と設置状況<sup>60)</sup>

表5-1 実験ケース

Case 番号	地盤材料	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	7号珪砂	1.5
2	稲城砂	1.3
3	混合砂	1.7

表5-2 実験に使用した地盤材料の物性値

材料名：7号珪砂				材料名：稲城砂				
試験項目		試験値		試験項目		試験値		
一 般	土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	2.655		一 般	土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	2.689		
	自然含水比 $W_n$ %	0.24			一 般	自然含水比 $W_n$ %	14.6	
粒 度	礫分 %	-		粒 度		礫分 %	1.1	
	砂分 %	99.5			砂分 %	94.6		
	シルト分 %	0.5				シルト分 %	4.3	
	粘土分 %				粘土分 %			
化学組成	SiO <sub>2</sub> %	84~97		最大粒径	mm	4.75		
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	1.0~8.8			均等係数	UC	2.238	
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	0.2~1.0			50%粒径	mm	0.2518	
	Ig-loss %	0.2~0.6			分 類	地盤材料の分類名	砂質土	
					分類記号	(S)		
				締固め	試験方法	A-c法		
					最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup>	1.596		
					最適含水比 $W_{opt}$ %	19.1		

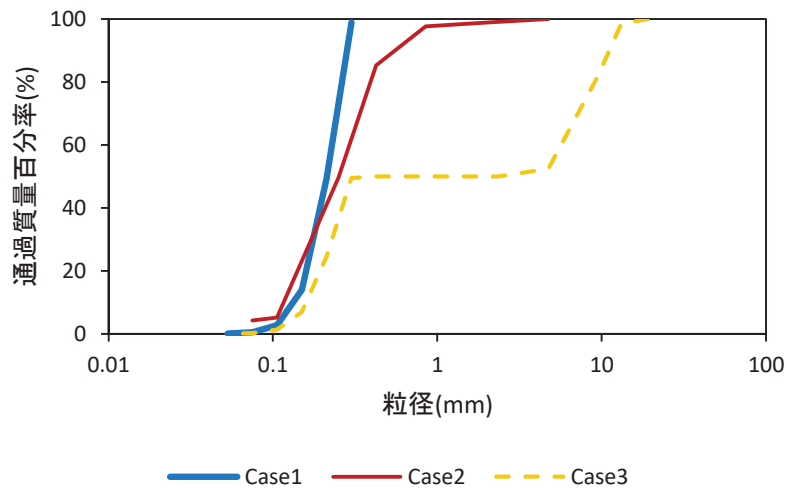


図5-3 各ケースの粒径加積曲線

### 5.1.2 半断面模型による実験結果

実験中の状況の例を図 5-4 に示す。撮影した動画から動画処理ソフトウェア (Kinovia0.8.25) を用いて、洗掘が橋脚底面まで進行してから橋脚が大きく傾斜するまでの、洗掘断面形状および橋脚の位置を座標面上に数値化した。

Case1 と Case2 について、数値化することで得られた洗掘断面形状と橋脚位置の経時変化の状況を図 5-5 に示す。図 5-5 では、Case1 と Case2 のそれぞれについて、同一時刻の映像に記録された洗掘断面形状と橋脚位置を同じ色で示すことで、断面形状とその時の橋脚の変位の状況を併せて把握できるように描いている。

Case1 では底面の地盤が小崩壊を断続的に繰り返し、それに伴って橋脚が上流側へスライドしながら傾斜・沈下するような挙動を示したのに対して、Case2 では洗掘幅がおよそ 60mm に達した後底面の地盤が脆性的に大きく破壊し、橋脚が下流端を中心に回転するような形で傾斜・沈下する挙動を示した。

Case3 では 7 号珪砂部分の吸出しが生じて次第に 6 号碎石のみで橋脚を支持する状態となり、最終的には 6 号碎石も流失する挙動を示した。このケースでは図 5-5 のように洗掘形状を線として明確に示すことは難いため、図 5-6 に Case3 の基礎下面の洗掘状況を画像で示す。画像からは基礎下面において、河床付近の細粒分 (珪砂 7 号) がまず吸い出された後 (440 秒付近)、碎石の再配列に伴って橋脚の沈下が生じているのが確認できる (489 秒後)。さらに倒壊直前 (536 秒後) では、橋脚を局所的に支持する碎石が視認でき、この碎石が流失した瞬間に橋脚の傾斜が大きく進行することが確認できた。

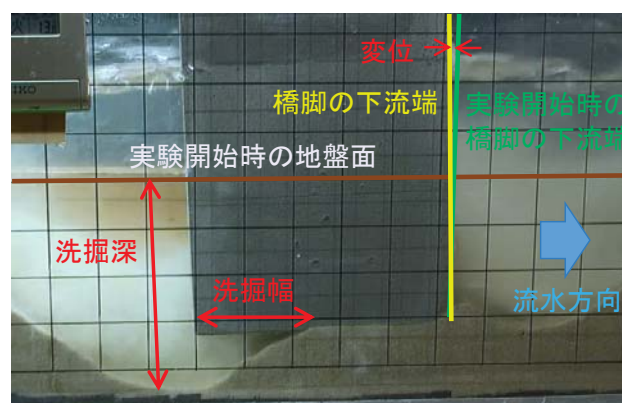


図5-4 模型橋脚を正面から見た状況 (case1) <sup>60)</sup>

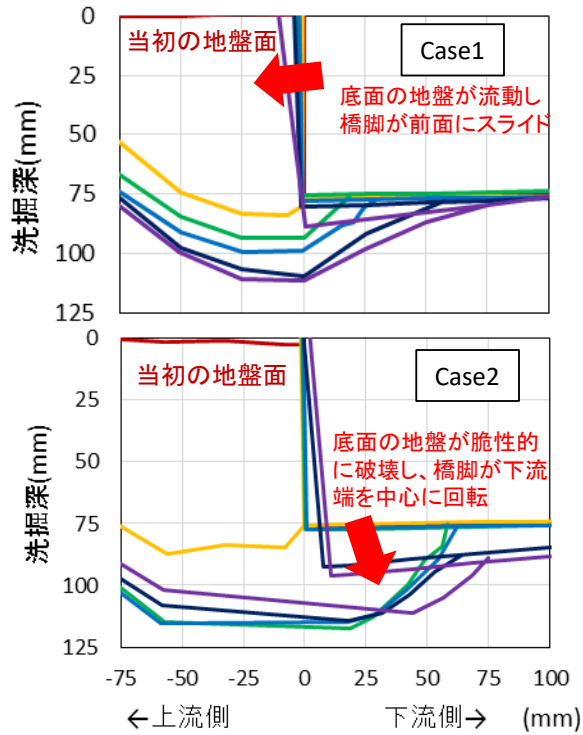


図5-5 洗掘断面形状と橋脚位置の経時変化<sup>60)</sup>

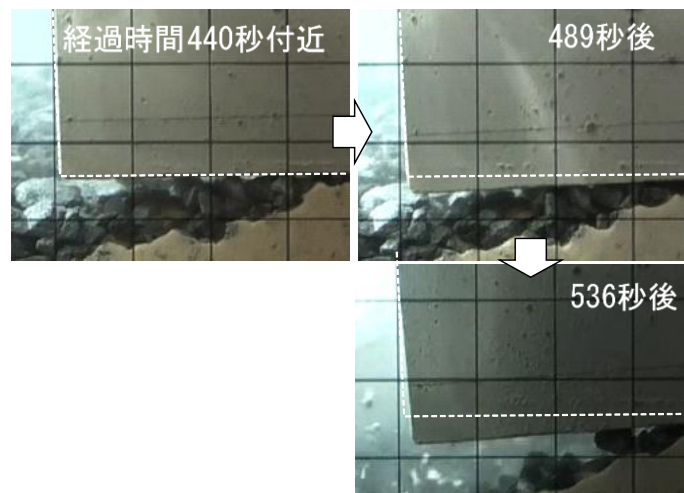


図5-6 基礎底面の洗掘の進行状況 (Case3) (右上には流水開始後の経過時間を示している)

次に、底面の洗掘幅とレーザー変位計で計測した橋脚の橋軸直角方向の変位の関係を図 5-7 に示す。ここで、洗掘幅の定義は図 5-4 に示した通りであり、橋軸直角方向の変位は橋脚の傾斜に伴って増大する値である。

Case1 では底面の洗掘が進行するとともに徐々に変位が拡大しており、洗掘幅の増加とと

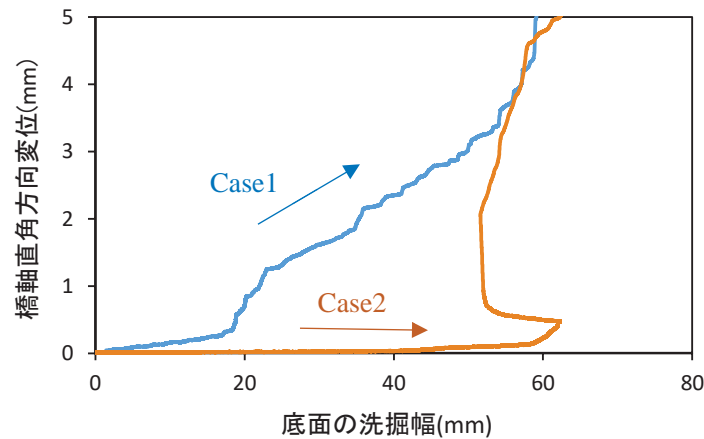


図5-7 橋脚の変位と底面の洗掘幅の関係<sup>60)</sup>

もに次第に橋脚基礎が不安定化したことが分かる。一方で、Case2 では底面の洗掘幅がおよそ 60mm に達した時点から顕著に変位が拡大しており、橋脚基礎の不安定化が急速に進行したことが分かる。

### 5.1.3 半断面模型実験結果を基にした洗掘の進行様式の考察

実験結果から、橋脚底面の洗掘の進行について、Case1 の 7 号珪砂のように土の粘着力がほぼ 0 で、かつ粒径が小さく均等な材料では、洗掘の進行により橋脚の自重に耐え切れずに表層が浅く小さな崩壊を繰り返し、橋脚がその崩壊に伴って傾斜あるいは滑動して徐々に不安定化するといえる。

一方、Case2 の稲城砂のように細粒分を含むことで土の粘着力を発揮する材料の場合には一定の地盤強度が期待できるため、洗掘がある程度進行した場合でも橋脚の変位はわずかな範囲にとどまったものと推察される。ただし、ある時点で橋脚の自重に耐え切れずに急激な支持地盤の崩壊が発生して橋脚が短時間で不安定化した。

Case3 の混合砂のように大粒径の材料を含む場合には、まず粒子間の地盤材料の吸出しが発生する。大粒径の材料が再配列して支持力を発揮できれば橋脚の沈下等の変形はある程度で収束するが、その材料がさらに流失した場合には上述のような急激な不安定化が発生する可能性が考えられる。

以上のように、地盤材料による違いはあるものの、図 5-5 で示したようにいずれも局所洗掘が橋脚底面に達した後に橋脚の傾斜が発生している。しかし、局所洗掘が橋脚底面に達した時点ですぐに橋脚の傾斜が発生するとは限らず、Case2 のように、ある程度底面の浸食が進行した後に脆性的に破壊する場合もあることが分かった。

## 5.2 提案手法による洗掘進行過程把握の検証のための模型実験

5.1 節の半断面模型実験の結果から、局所洗掘が橋脚底面に達した時点ですぐに橋脚の傾斜が発生するとは限らず、ある程度底面の浸食が進行した後に脆性的に破壊する場合もあることが分かった。このような状況では、一見して橋脚に傾斜が無い状態でも列車の通過に伴う荷重がかかる等によって一気に傾斜が進行する可能性があるため、橋りょうにおける列車走行の安全性をより向上させる観点からは、橋脚の傾斜が生じる前、遅くとも局所洗掘が底面に達する前の、根入れの低下過程で洗掘の進行を把握することが重要であるといえる。しかし、運転中止水位を超える程度まで増水している橋りょうでは、一般的に流速が早く濁りも強いため、現実的に局所洗掘深を直接に計測することは困難である。

そこで、橋脚の状態監視に提案手法を用いることでこのような洗掘の進行状況を把握できるか、模型実験により確認することとした。

5.2.1 項では、模型橋脚が半割でないこと以外について 5.1 節と同様の条件とした開水路模型実験を実施し、橋脚天端部での振動計測により、4.1 節で提案した手法により洗掘の進行状況を把握できるか、検討する。ただし、小型の開水路模型実験では洗掘現象が極めて短時間で進行してしまい、橋脚側面地盤の変化、あるいは底面地盤の変化に伴う振動性状の変化を分離して検討することが困難である。そこで、5.2.2 項では、流水の無い地盤上に設置した橋脚模型の、根入れや地盤状態を変化させたいくつかの条件下で実施した計測結果を使用して、それぞれの条件下における振動性状の変化について検討する。

### 5.2.1 開水路模型実験における洗掘進行状態の把握

#### (1) 開水路模型による実験概要

洗掘に伴う根入れの変化による振動性状の関係を確認するため模型実験<sup>58), 98), 99)</sup>を行った。開水路模型は、5.1 節で使用した開水路模型(図 5-1)と同一である。橋脚模型は鉄道橋りょうに多く用いられている小判型の断面をもつ柱状体をモルタルコンクリートで再現した。縮尺および寸法については水路幅(500mm)を考慮し、実物大の 1/35 スケールとなるよう、水路の流下方向延長 140mm、幅 70mm、高さ 250mm としたもので、半割りとしていないことを除けば 5.1 節で使用した橋脚模型と同等である(図 5-8)。なお、センサ固定用の架台を含めた橋脚模型の重量は 6kgf である。

実験ケースは表 5-1 と同様とし(したがって本節での実験 Case の番号は 5.1 節と共通である)、使用した地盤材料や構築方法についても 5.1.1 項と同じである。5.1 節と同様に水路下流端に貯留水槽を設け、ポンプにて水を循環させ水流を発生させた。流速は 0.6m/s 程度としたのも 5.1 節と同様であるが、本項では約 20 秒間流水後に停止するという操作を橋脚が倒壊するまで繰り返し実施した。橋脚の初期根入れ深さは 75mm とし、橋脚が倒壊ないし大きく傾斜するまでの過程につ

いて振動計測を行うとともに、目測による洗掘深の確認を流水停止中に行った。なお、流水中の最大洗掘深は、流水を停止した時点で計測した洗掘深よりも大きい可能性があるが、流水中は水の濁りにより洗掘深の確認が困難であったため、流水停止時に確認することとした。

本実験では、模型橋脚に直接加速度計を取り付けることが作業性の観点から困難であったため、橋脚天端に橋軸直角方向(上下流方向)にスチール製の棒状のセンサ固定用架台を取り付け、その両端部2箇所、加速度計(WILCOXON社製731-207)をそれぞれ橋軸直角方向および鉛直方向に設置し、同期計測を行った(図5-9)。加速度計による微動計測は実験開始時から橋脚倒壊まで連続的に実施し、計測のサンプリングレートは200Hzとした。

本実験では、一般的な開水路模型実験と同様に、フルード数が実物と模型で等しくなるよう、フルードの相似則を適用する。表5-3に実験で用いた1/35スケールの模型によって得られる物理量の、実物に対する縮尺を示す。フルードの相似則において流体は全く粘性の無い理想流体であることを前提としており<sup>100)</sup>、模型実験においては水の粘性の影響を相対的に大きく受けることが懸念されたため、ここでは流水を停止し、水位が低下している時間帯の振動データを分析対象とすることとした。

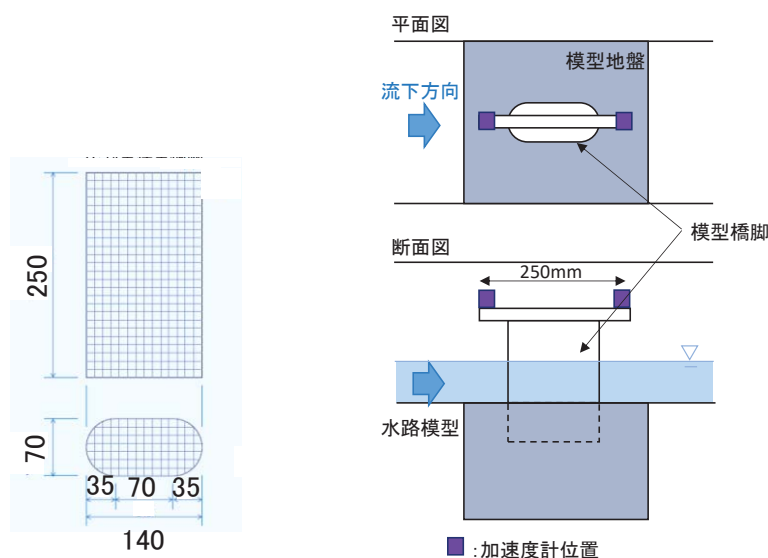


図5-8 橋脚模型寸法 (単位 : mm)

図5-9 センサ設置位置

表5-3 開水路模型実験における相似則

	模型／実物	縮尺 $\lambda=35$ の場合の相似率
長さ	$1/\lambda$	0.029
時間	$1/\lambda^{1/2}$	0.17
流速	$1/\lambda^{1/2}$	0.17
質量	$1/\lambda^3$	0.000023
振動数	$1/\lambda^{-1/2}$	5.92

## (2) 開水路模型による実験結果と考察

本実験ではポンプを使用し、流水をおよそ 20 秒間継続した後停止させる、という操作を橋脚が倒壊するまで繰り返した。Case1 と Case2 についてはプロペラ式流速計を使用して流速計測を実施しており、その結果を図 5-10 に示す。なお、Case3 については砕石が流出した場合に流速計の破損が懸念されたため流速計測は実施していないが、Case1、Case2 と同様に流水と停止を橋脚が倒壊するまで繰り返した。

Case1 の実験結果を例に、各回の流水を停止させた後の状況を図 5-11 に示す。このように橋脚周囲の洗掘が徐々に進行し、5 回目の流水終了時に、橋脚が上流側へ傾斜、倒壊した。他のケースについても、最終的に上流側へ橋脚が傾斜する挙動を示した。

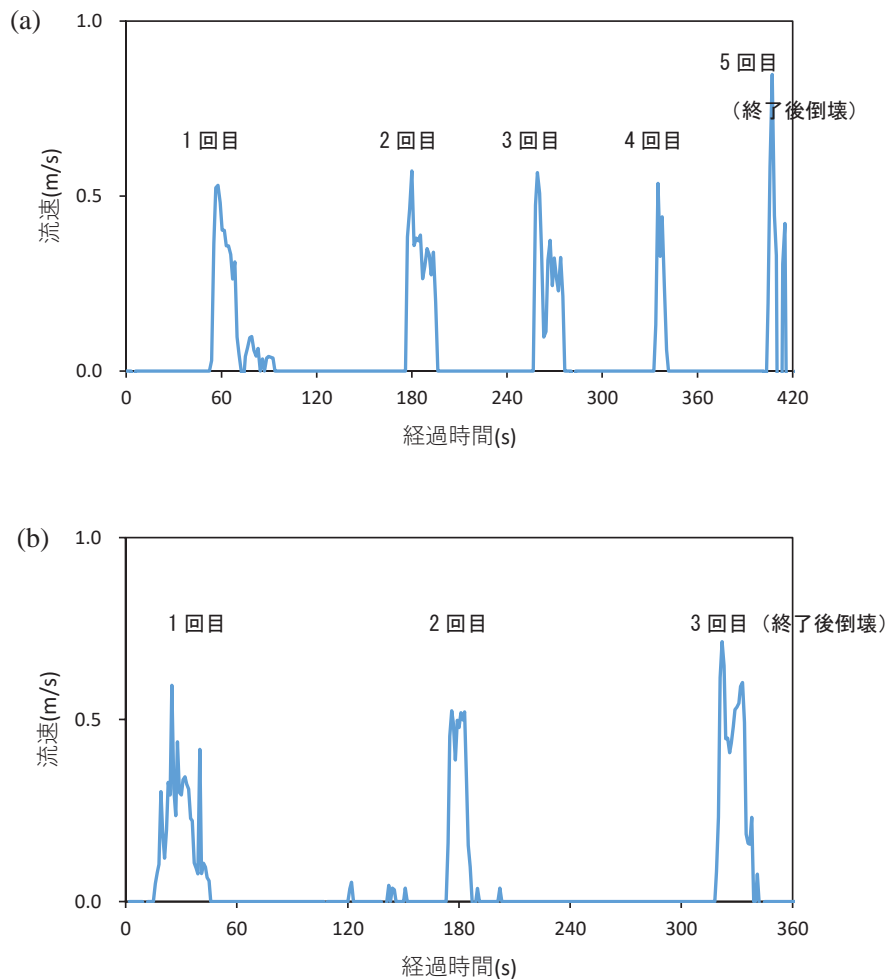


図5-10 プロペラ式流速計による実験中の流速変化 : (a) Case1、(b) Case2

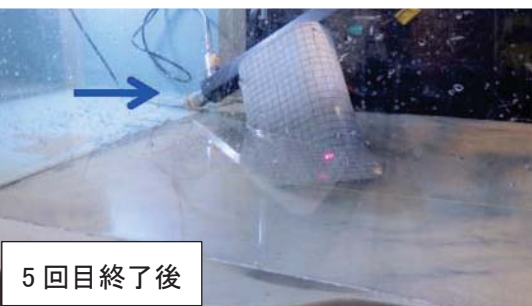
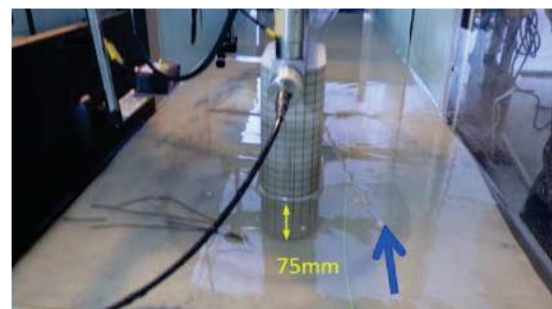
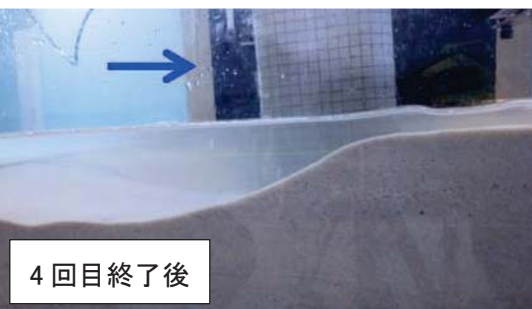
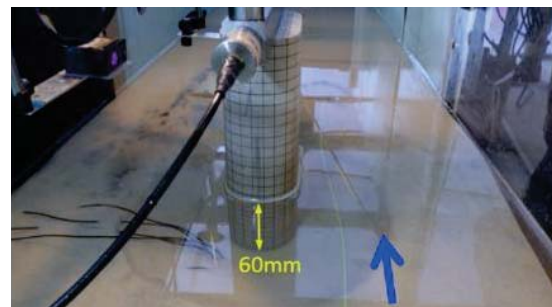
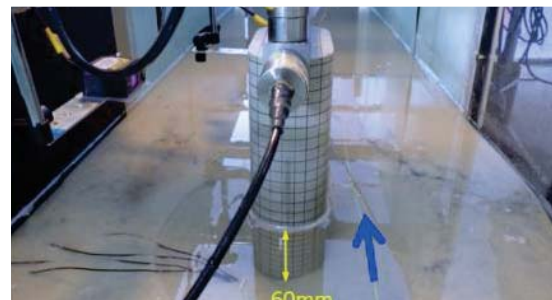
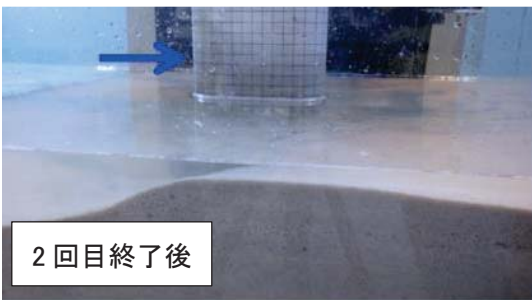
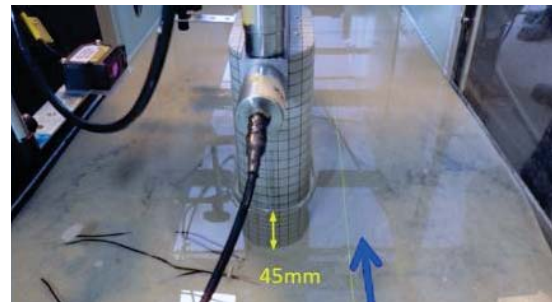
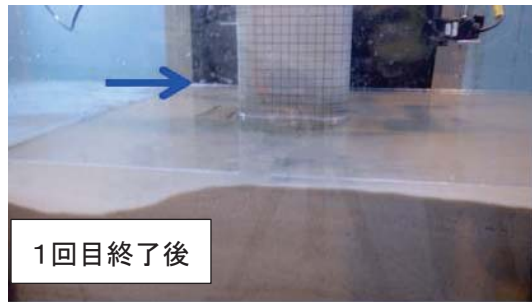


図5-11 Case1における各回の流水後の状況（青色の矢印は流下方向を示す）

5.1 節の結果と同様、Case1 では洗掘深の増加に伴って少しずつ橋脚の傾斜が進行したが、Case2 では洗掘深が増加しても傾斜がほとんど進行しないまま時間が経過した後、急激に橋脚が傾斜・倒壊した。Case3 では珪砂が碎石に先行して流出し(図 5-12)、洗掘深がほぼ橋脚底面と同じ高さにまで達した後も、珪砂の流出はさらに橋脚底面の直下にまで及んで碎石が橋脚を支持する状態となり、最終的に碎石が流出した時点で傾斜した。

流水開始前および各回の流水停止後の時間帯(図 5-11 で流速が 0 の時間帯)のそれぞれについて、微動計測データを基に、4.1 節で提案した手法を用いて算出した橋脚の固有振動数および減衰定数と、目測で確認した橋脚の上流側における洗掘深の関係を図 5-13 に示す。図 5-13 では実験から得られた値をそのまま記載しているが、相似則を考慮すると、固有振動数は実物大スケールに対して 5.92 倍、減衰定数は等倍となる。

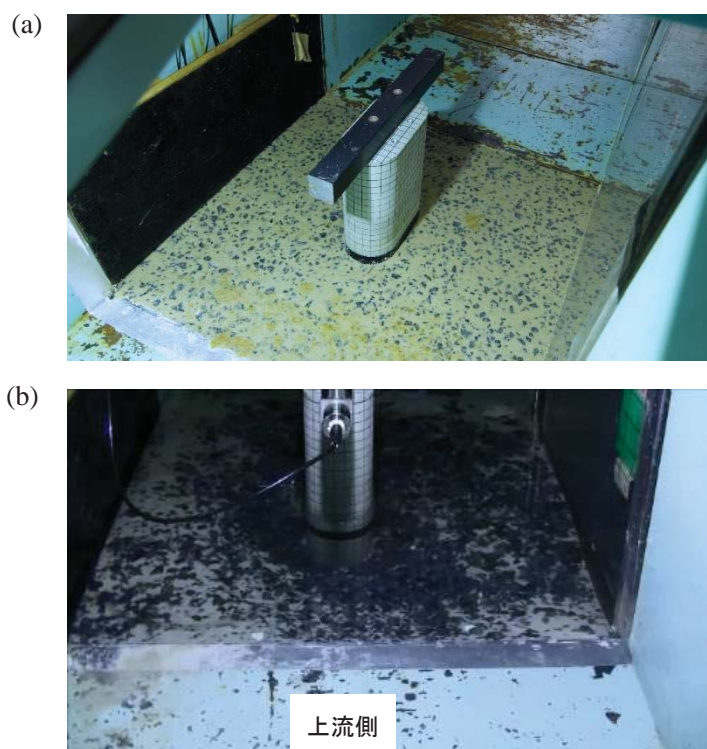


図5-12 Case3の模型地盤の状況<sup>58)</sup> : (a) 構築直後、(b) 珪砂(白色)が碎石(黒色)に先行して流出した状況

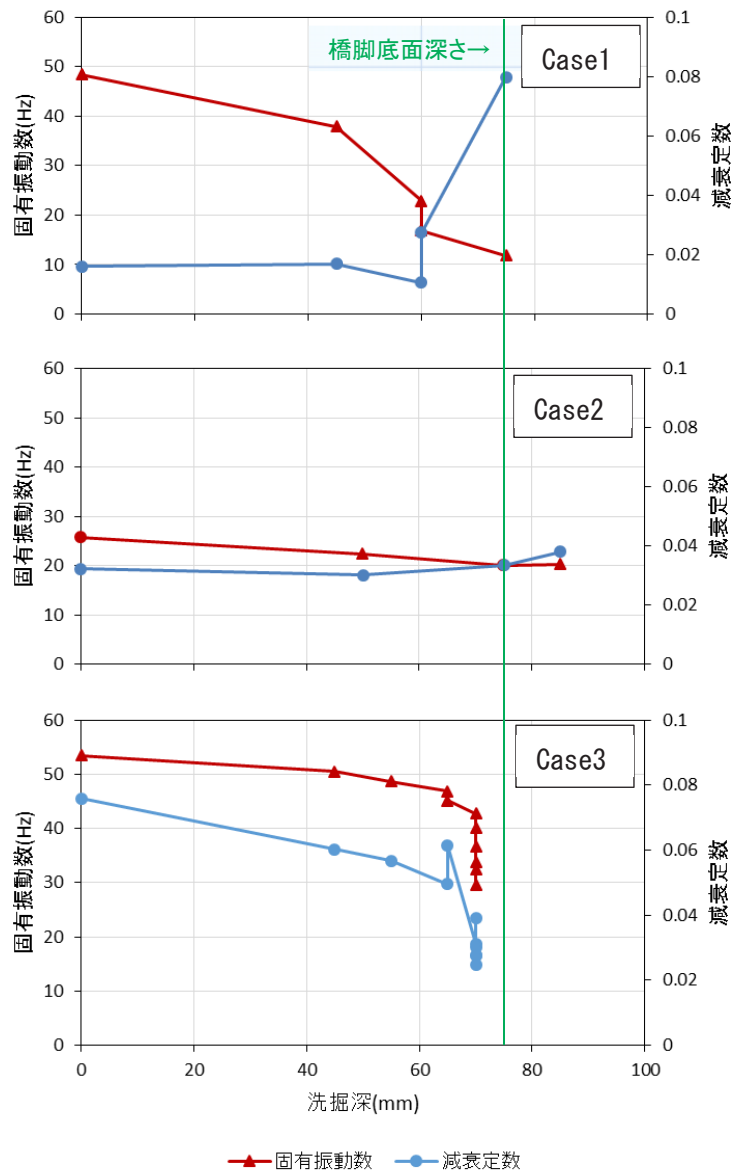


図5-13 洗掘の進行に伴う洗掘深と固有振動数の関係<sup>99)</sup>

3 ケースの実験結果の比較から、洗掘の進行に伴って固有振動数の低下がみられ、その程度には細粒分の有無が大きく影響していることが示唆される。このような固有振動数の低下傾向の違いは、5.1 節において確認された、地盤材料による底面の破壊形態の差異が橋脚基礎地盤の支持力の低下傾向に影響した結果生じたと考えられる<sup>58)</sup>。なお、ここでは4.1 節で提案した手法を用いて固有振動数を算出したが、得られた固有振動数の変化は、基礎底面直下のセンサから得られた振動を入力として橋脚天端部の応答とのフーリエ振幅比から算出した結果<sup>58)</sup> とほぼ一致している。

一方で、図 5-13 から、減衰定数は洗掘深が橋脚底面付近に達すると上昇に転じている。このことに着目すると、Case2 のように固有振動数の低下のみに着目した場合には橋脚基礎の状態変化

を把握することが難しいケースにおいても、減衰定数にも着目することによって把握できる可能性が高まることが示唆される。

この結果をふまえて実施された内藤ら<sup>101)</sup>による個別要素法に基づく解析的検討では、底面の浸食が進行する際にはロッキング振動成分の減少により減衰定数が若干上昇する可能性を示唆しており、本実験結果と傾向は整合する。ただし、本実験では洗掘深が底面よりやや高い段階から減衰定数の上昇がみられる。これは洗掘深を流水停止時に計測しているため、流水中には基礎底面を超えて洗掘が進行していたのが、流水の停止により緩く埋め戻された可能性があると考えられる。

このように提案手法を活用した橋脚の状態監視により、固有振動数に加えて減衰定数にも着目することで、単に根入れが低下したかというだけでなく、洗掘が基礎底面まで達しているかかというような、より詳細なレベルで橋脚基礎の状態変化を把握しやすくなる可能性があることが分かった。

## 5.2.2 橋脚側面および底面の状態に着目した洗掘に伴う振動性状の変化の検討

5.2.1 項の検討結果から、提案手法を活用し、固有振動数に加えて減衰定数にも着目することで、単に根入れの低下だけでなく、洗掘が基礎底面まで達しているかというような、より詳細なレベルで橋脚基礎の状態変化を把握しやすくなる可能性があることが分かった。一方で、5.2.1 項の実験は模型の縮尺が 1/35 であることや桁による拘束力が再現されていないため、実際の不安定化現象よりも本実験では極めて短時間に、かつ極端な変形が進行しており、地盤材料の細粒分の吸い出しや、側面地盤、底面地盤の流失の影響を分離した考察が出来ない。そこで、本項ではこの点について、流水外に設置した橋脚模型を使用し、上記の影響を個別に模擬した実験結果を基に検討を行う。

### (1) 細粒分の吸い出しに伴う振動性状の変化の検討

細粒分の吸い出しに伴う振動性状の変化を検討するため、文献<sup>16), 102)</sup>で地盤反力と固有振動数との関係などの検討に使用された橋脚模型実験データのうち、微動計測データの一部を使用して検討を行った。

使用した模型橋脚は実物大の 1/6 スケールの 250×750×1,500mm の直方体で、材質はコンクリート製、質量は約 750kg である。模型橋脚の全景を図 5-14 に示す。なお、単管パイプは橋脚模型の転倒防止を目的として橋脚に近接した位置に設置しているものである。模型地盤の平面・断面形状を図 5-15 に示す。ただし、Case1 としては下層地盤のみを構築した状態で計測を行い、上層地盤は Case1 の計測後に構築し、その後に Case2 として計測を行っている。



図5-14 模型橋脚の全景<sup>58)</sup>

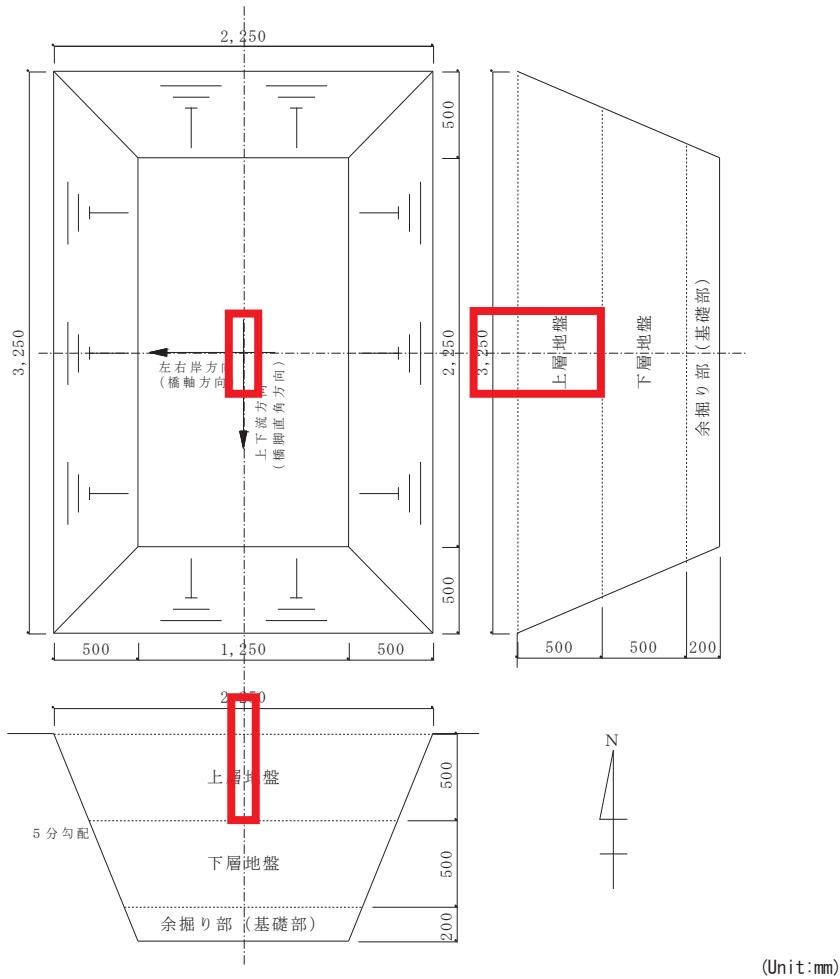


図5-15 模型地盤の構築図 (太線の枠囲みは模型橋脚を示す)<sup>58)</sup>

地盤材料として、セメント配合比が  $75\text{kg}/\text{m}^3$  となるように川砂(自然含水比は  $w_0=12.93\%$ )とセメント粉体を混合した安定処理土を使用した。なお、安定処理土の作製にあたり加水はおこなっていないが、セメント粉体が川砂に含まれる水分と反応することでセメント粒子周辺に反応生成物が析出し、砂粒子間の間隙が次第に充填されることで内部組織が密実化し強度を増す<sup>103)</sup> ことを利用して、橋脚周辺の地盤性状の変化を模擬している。安定処理土の強度は養生時間の経過に伴い増加し、Case1 では FWD 試験により得られた地盤反力係数は実験開始時の  $107.0\text{MN}/\text{m}^3$  から 72 時間後には  $456.8\text{MN}/\text{m}^3$  まで増加した。Case2 については、Case1 の養生時間が十分経過したのち、その地盤の上部に追加する形で構築している。

センサとして 3 軸の計測が可能な物探サービス社製速度計 CR4.5-2s を 2 台使用し、橋脚天端の両端部で同期した微動計測を、安定処理土の硬化にあわせて 5~15 時間ごとに実施している。計測状況を図 5-16 に示す。本項では、この微動波形を使用して、第 4 章で提案した手法により固有振動数および減衰定数の同定を行うこととした。

模型橋脚上には、H 鋼(スパン 3,850mm、高さ 250mm、幅 125mm、ウェブ厚さ 9mm、フランジ厚さ 6mm)で模擬した桁を設置している。桁の固有振動数は 25Hz 程度であり、各ケースの橋脚の固有振動数とは離れていることから、固有振動数および減衰定数の算出への影響は少ないと考えられる。

また、本実験においては 5.2.1 項と異なり流水の影響を考慮する必要がないことから、香川<sup>91)</sup> が示した重力場における振動台実験に関する相似則の考え方(表 5-4)を適用することとした。この相似則ではひずみの縮尺が長さの縮尺と異なるが、本実験は微動レベルの振動を対象とする実験であることからその影響は少ないものとする。



図5-16 速度センサによる計測状況<sup>58)</sup>

(丸囲みは速度計の設置位置を示す。H 鋼に遮られて見えないが橋脚天端の逆側でも計測している)

表5-4 流水外の模型実験における相似則

	模型／実物	縮尺 $\lambda=6$ の場合の相似率
長さ	$1/\lambda$	0.167
時間	$1/\lambda^{3/4}$	0.26
質量	$1/\lambda^3$	0.0046
振動数	$1/\lambda^{-3/4}$	3.83

実験結果を示す。以下の結果においては模型実験から得られた値をそのまま記載するが、相似則を考慮して実物大スケールに換算すると固有振動数は 0.26 倍、減衰定数は等倍である。

Case1 について、時間経過に伴う固有振動数と減衰定数の値の変化を図 5-17 に示す。固有振動数は時間経過に伴い増加するが、減衰定数はいずれも 0.01~0.02 という非常に小さいレベルに留まっており、増加する傾向は見られない。また、Case2 について、同様に固有振動数と減衰定数の値の変化を図 5-18 に示す。固有振動数の変化に比べて、減衰定数の増加が顕著である。なお、時間経過に伴う減衰定数の増加により提案手法から解が得られなくなったため、図 5-18 においては 17 時間経過後までの結果のみを示した。

なお、同じ橋脚模型について、H 鋼の有無など細部の条件は異なるが、別途衝撃振動試験により検討した結果<sup>58)</sup> についても、ここで示した提案手法による結果と同様の傾向がみられた。

このような挙動を示した理由として、側面地盤の場合は安定処理土の養生中に地盤の膨張等による橋脚の拘束力の変化が少ないと想定されるため固有振動数の変化が少ないが、底面地盤の場合は地盤反力係数の増加と相関して固有振動数が増加したと想定される。一方で、減衰定数の挙動を決定づける要因については本実験結果からは明らかではないが、側面地盤において固有

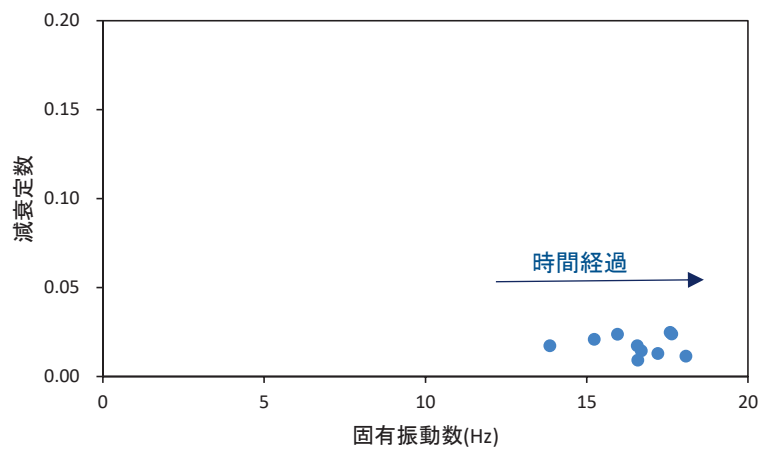


図5-17 固有振動数と減衰定数の相関 (Case1)

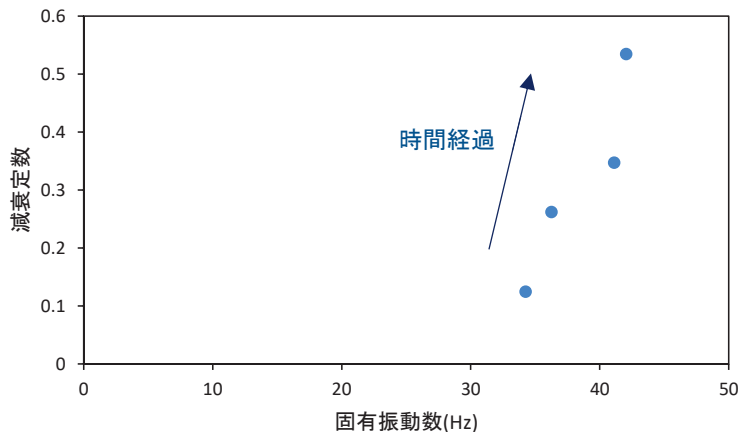


図5-18 固有振動数と減衰定数の相関 (Case2)

振動数の変化が小さいにも関わらず減衰定数が大きく増加した理由として、地盤内部の間隙の密実化による地盤材料と構造物との接触面積の増加と相関している可能性が考えられる。

以上のように、根入れが基礎底面以下となるまで洗掘が進行した状況においては、固有振動数の低下に対して減衰定数が低下しづらくなる傾向を確認することが出来た。

## (2) 側面・底面地盤の流失に伴う振動性状の変化

側面地盤の流失に伴う振動性状の変化を確認するため、1/10 スケールの縮小橋脚模型を使用し、橋脚の形状を3種類に単純化したうえで、根入れの条件を少しずつ変えながら計測を行い、提案手法により固有振動数および減衰定数を同定した。

微動計測は、1/10 スケールで製作された、断面形状が異なる3種類の模型橋脚を使用して実施した。模型橋脚は1PがW400mm(橋軸方向)×D1,600mm(橋軸直角方向)×H1,600mm、2PがW600mm×D600mm×H2,000mm、3PがW400mm(橋軸方向)×D800mm(橋軸直角方向)×H1,600mm(基礎底面から400mmまではW800mm(橋軸方向)×D800mm(橋軸直角方向))のコンクリート製で、橋脚底面地盤には碎石、橋脚側面地盤には稲城砂を使用し、初期根入れ深は1Pおよび3Pが600mm、2Pが1,000mmである。図5-19に橋脚の寸法と外観を示す。

微動計測にはANET製の速度計CR4.5-2Sを使用した。センサは橋脚天端両端部に設置しており、センサ中心間の距離は1Pが1,500mm、2Pが500mm、3Pが700mmである。微動計測はサンプリング周波数200Hzとし5分間連続で実施した。橋脚周りを200mmずつ掘削して根入れ深さを順次変え、またそれぞれの根入れ深さに対して、橋脚単独の条件に加え、上載荷重として124kgおよび248kgのH鋼を橋脚上面に載せた条件で、それぞれ微動計測を実施した。

それぞれの根入れ条件について、提案手法を適用した結果得られた固有振動数を図5-20に、減衰定数を図5-21に示す。固有振動数、減衰定数ともに、概ね根入れの減少とともに値が小さく

なる傾向がみられる。ただし、固有振動数は根入れの減少に伴って概ね一定の割合で低下していくのに対して、減衰定数は根入れが大きいときに特に顕著に低下し、根入れが小さいときにはその低下の割合が小さくなる傾向がみられた。

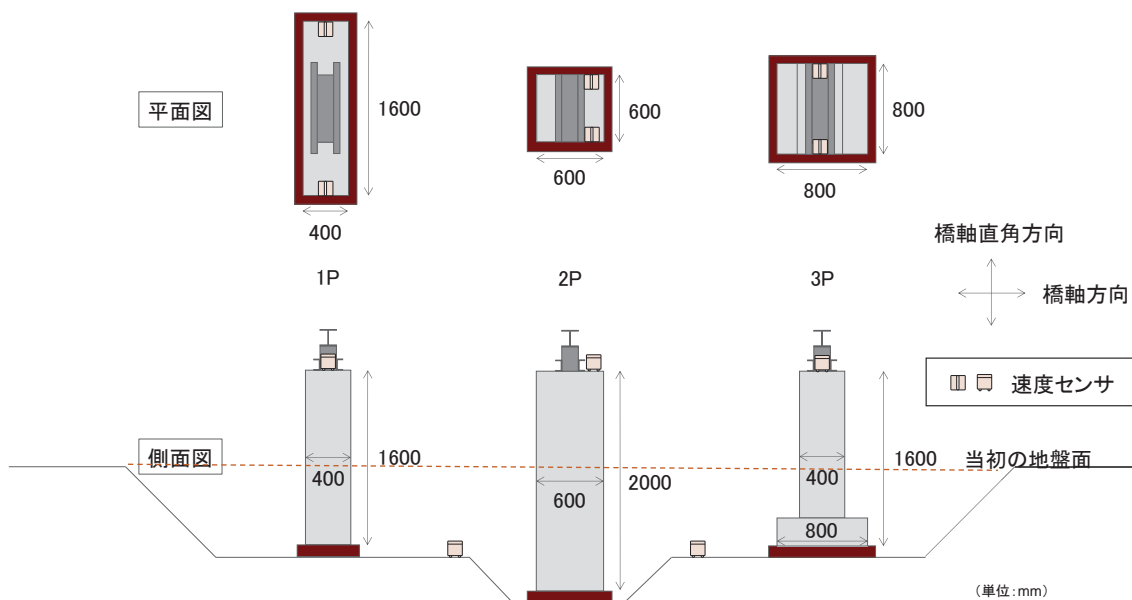


図5-19 模型橋脚の寸法と外観<sup>104)</sup> (外観写真は60cm掘削後)

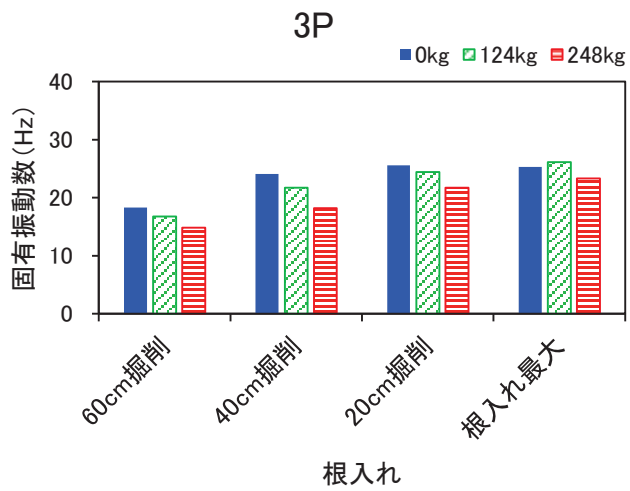
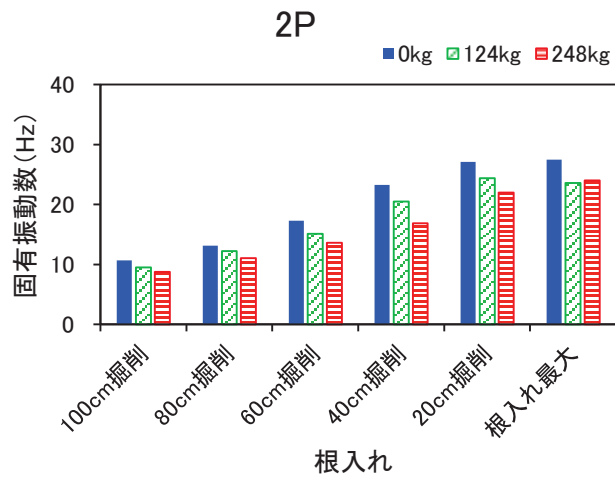
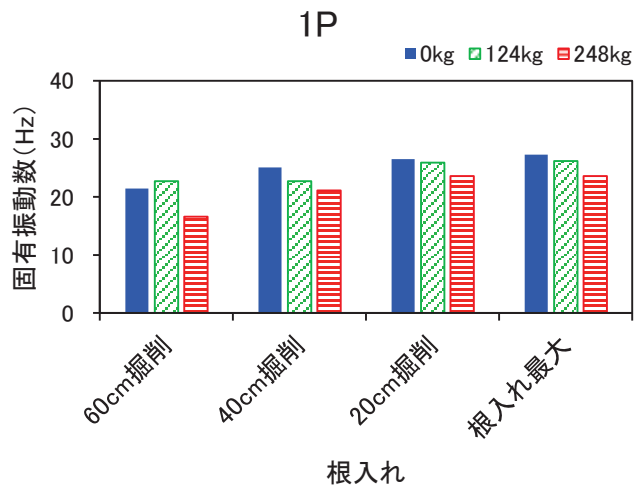


図5-20 提案手法による固有振動数の同定結果

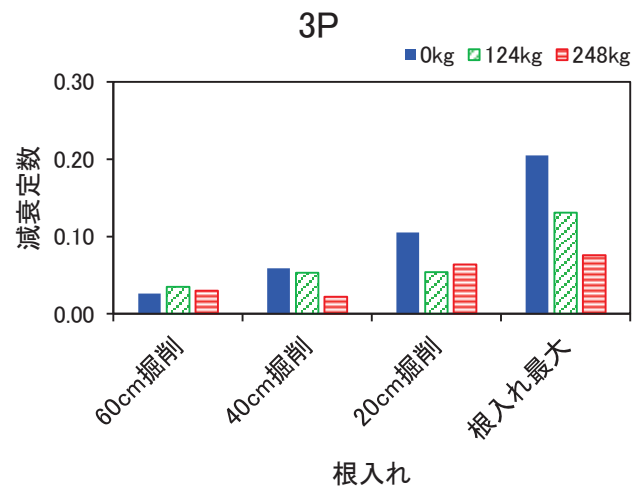
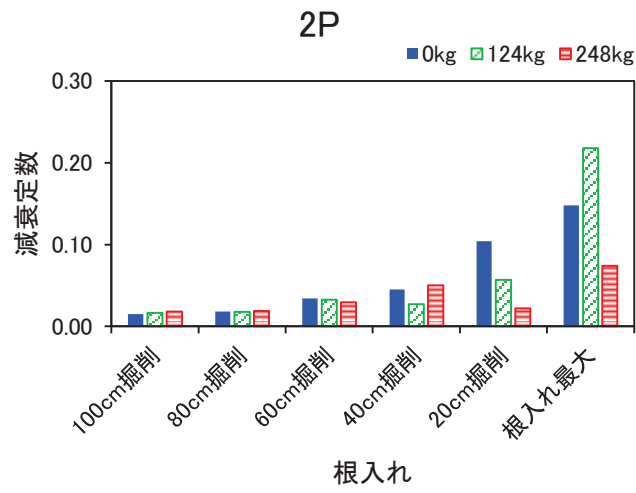
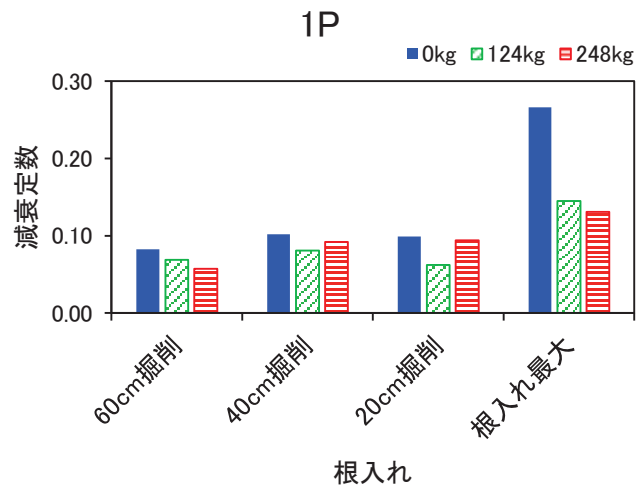


図5-21 提案手法による減衰定数の同定結果

次に、底面地盤の流失に伴う振動性状の変化を検討するため、3 基の橋脚模型それぞれの根入れ深さ 0m の状態からさらに底面を模型橋脚の片側から横幅の 11%および 23%の幅で掘削を行い（図 5-22）、これを局所洗掘が底面を超えて進行した状態と考えて、微動計測を実施した。実際には洗掘の進行に伴って細粒分が先行して流失することなども考えられるが、ここでは断面形状のみを再現している。掘削幅を 23%までに留めたのは作業の安全上の観点による。なお、上載荷重はいずれも 0kg とした。

得られた波形から 4.1 節で提案した手法を用いて固有振動数および減衰定数を求めた。それぞれの橋脚について、固有振動数および減衰定数の値の変化は図 5-23 に示すようになった。掘削に伴い固有振動数、減衰定数は小さくなるが、底面掘削時には、1P の掘削幅 0%→11%を除けば減衰定数はほぼ変化せず、固有振動数のみが低下する結果となった。

橋脚底面の地盤を掘削した際に固有振動数が低下する理由として、橋脚と地盤の接地面積が減少したことによる地盤反力の低下が考えられる。一方で、橋脚底面の地盤を掘削しても減衰定数の低下があまりみられなかった原因は明確ではないが、(1)の結果も併せて考えると底面地盤は側面と比べると相対的にダンパーとしての効果が弱く、減衰定数の感度が低いと考えられる。なお、本実験結果では、5.2.1 項のような減衰定数の上昇までは確認できなかったが、その原因として、本項では作業安全上の理由から底面掘削幅を 23%に留めざるを得なかったことが想定され、さらに掘削幅を広げればロッキング成分が相対的に減少して減衰定数が上昇した可能性もあると考えられる。

以上のように、根入れが低下すると固有振動数、減衰定数ともに低下するものの、根入れが基礎底面以下となるまで洗掘が進行した状況においては、固有振動数の低下に対して減衰定数が低下しづらくなる傾向を確認することが出来た。



図5-22 底面掘削状況<sup>104)</sup> (1P 橋脚・底面掘削率11%)

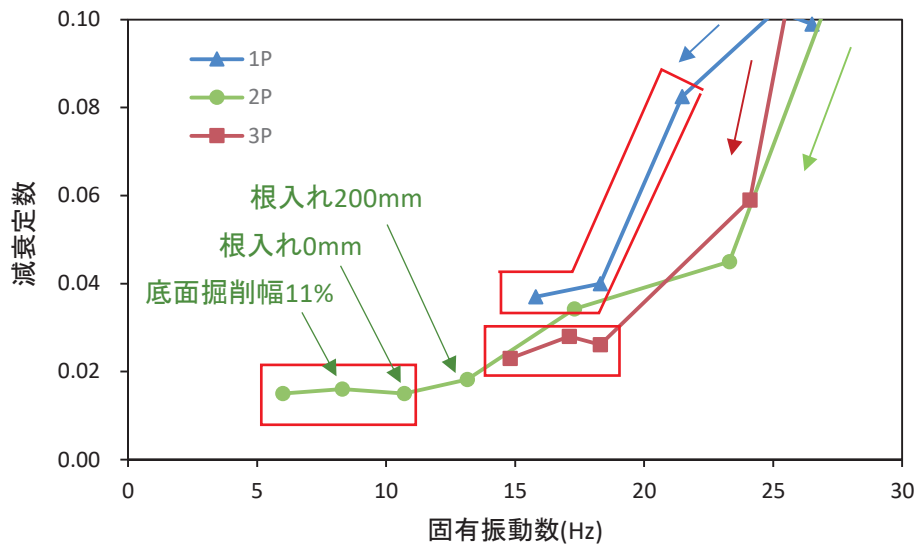


図5-23 掘削に伴う固有振動数および減衰定数の低下過程  
 (赤枠内が底面掘削過程である。枠内右のプロットから順に底面掘削幅0%、11%、23%を示す)

### (3) 考察

本項で得られた結果を洗掘現象に置き換えて考察すると、細粒分の吸い出しに伴う地盤性状の変化に対しては、底面については固有振動数の感度が高く、側面については減衰定数の感度が高いことが推測される。また、底面の洗掘進行に伴う地盤形状の変化に対しては、固有振動数の感度が高く減衰定数はあまり変化しない結果であった。

このように、洗掘の進行に伴う固有振動数と減衰定数の変化は、必ずしも両者が線形に相関しているわけではなく、相対的に固有振動数の感度が良い状況、あるいは減衰定数の感度が良い状況があることが分かった。特に、以下のような場合には、固有振動数に加えて減衰定数を把握することの利点が大いと考えられる。

- 固有振動数の変化に対して減衰定数が大きく低下すると考えられる状況、例えば、シートパイル等で橋脚を囲む形で洗掘対策としての根固めを施工しており、根入れが見かけ上十分に存在するものの、シートパイルが周囲の河床から露出している等により、頂板やシートパイルの隙間等から側面地盤の細粒分の吸い出しが徐々に進行するような場合。
- 固有振動数の低下に対して減衰定数の低下が乏しい、あるいは減衰定数が上昇に転じると考えられる状況、すなわち、洗掘に伴い根入れが大きく減少し、橋脚基礎の底面まで浸食や吸い出しが進行して、橋脚の安定性が大きく低下している場合。

上記をふまえると、常時微動を活用し、提案手法を基に固有振動数に加えて減衰定数にも同時に着目することで、根入れの低下有無のみならず、細粒分の吸い出し有無や橋脚底面への洗掘の到達有無といった、従来よりも詳細な橋脚基礎の状態が把握可能となると考えられる。

### 5.3 実橋りょうの簡易な状態監視への提案手法の適用検討

前節までの模型実験による検討から、提案手法を活用することで固有振動数の変化から洗掘に伴う橋脚の根入れ状態の変化を推定できることに加えて、減衰定数にも着目することで基礎底面への洗掘の進行の有無といったより詳細な洗掘状態を把握できる可能性を示すことができ、提案手法が洗掘に対する状態監視に有用であることが分かった。提案手法を長期的な状態監視に活用する場合、強風や増水などの外乱作用の影響を受けることが考えられるが、**図 4-1** で示したように、提案手法では外乱作用の影響は計算上考慮しないこととしている。そこで、本節では、外乱作用が提案手法の適用結果に与える影響について考察し、提案手法を実橋りょうの状態監視へ適用する際の留意点について整理する。

本節では、まず **5.3.1 項** で検討に使用するデータの概要について述べたうえで、**5.3.2 項** では増水、**5.3.3 項** では強風について、それぞれの作用が提案手法による入力振動の推定結果に与える影響について考察する。さらに、**5.3.4 項** では外乱作用下における提案手法の適用結果について述べ、提案手法を洗掘に対する橋脚の長期的な状態監視へ適用する際に、外乱作用が同定結果に与える影響について考察する。

なお、増水や強風が提案手法による基礎への入力振動推定精度に与える影響を検討するにあたり、河川内の橋脚については地盤の常時微動の実測が困難であるため、提案手法による基礎への入力振動の推定精度を、そのフーリエスペクトル形状と地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状との比較から論じることは難しい。そこで、本節では水平方向と鉛直方向のリサージュの線形回帰の決定係数の大小に着目することとし、その理由を以下に述べる。

提案手法では  $f_0(t)$  付近の振動数帯に着目して、 $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$ 、および  $x_{bBPF}(t)$  と  $z_{bBPF}(t)$  を算出してそれぞれのリサージュの回帰直線の傾きを求め、1 次モードのロッキング振動に対応する指標として評価している。しかし、この振動数帯において、ロッキング以外の振動の影響を強く受けた場合、 $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$ 、および  $x_{bBPF}(t)$  と  $z_{bBPF}(t)$  のリサージュの回帰直線からのばらつき（決定係数）が大きくなることが想定される。その結果、式(4.8)、(4.9)による係数  $a$ 、 $b$  の算出誤差が大きくなり、結果として式(4.14)による入力振動の推定誤差が大きくなることが想定される (**図 5-24**)。逆に、 $f_0(t)$  付近以外の振動数帯で 1 次モードのロッキング振動以外の振動の影響を受けたとしても、式(4.8)、(4.9)による係数  $a$ 、 $b$  の算出に影響せず、結果として入力振動の推定誤差は限定的であると考えられる。

このように、リサージュの回帰直線の決定係数の大小から、提案手法による入力振動の推定精度を相対的に評価できると考えられる<sup>105)</sup>。実際の河川の流水内の橋脚では、基礎への入力としての地盤の常時微動の実測は現実的に困難であるが、本節ではリサージュの線形回帰の決定係数をもとに提案手法による入力振動の推定精度を確認することとする。

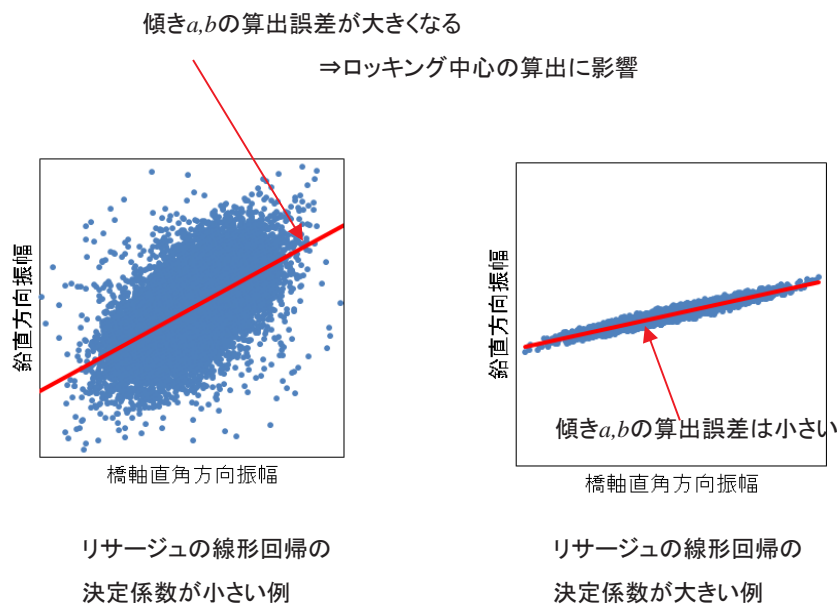


図5-24 リサージュの線形回帰の決定係数と  $a, b$  の算出誤差のイメージ図

### 5.3.1 検討に使用したデータの概要

微動計測を活用して洗掘に対する橋脚の状態監視を行う試みは各所でなされているが、実際に台風通過等、顕著な増水や強風という状況下で微動計測がなされた事例は未だ少ない。そのため限られた事例数とはなるが、ここでは台風通過に伴う増水前後の微動計測記録が存在する C 橋りょうおよび F 橋りょうの 2 橋りょうを対象として検討する。それぞれの橋りょうについて計測概要を以下に示す。

#### (1) C 橋りょう

C 橋りょうの概要については、3.3.4 項で述べたとおりである。検討対象としたデータについて以下に述べる。

本項では台風 T0423 が日本列島付近を通過した際に計測されたデータを使用して検討を行った。データは 1 時間ごとに 300 秒記録されているため、解析はそれぞれの 300 秒のデータごとに実施し、データの分割等を行っていない。ただし、300 秒間の中に列車通過に伴う振動や、近隣の交通に由来すると思われる振幅が顕著な振動がみられるデータについては 300 秒のデータ全体を検討対象から除外した。対象期間(2004 年 10 月 20 日 12:00 から 22 日 0:00)の桁下水位(桁下面と水面との離れ)および風速の時系列を図 5-25 (a) に示す。風速は対象橋りょうからおおよそ 12.5km 離れた気象庁アメダス観測点における 10 分間平均風速の値を用いた。なお、図中の実線や点線は、次項以降において、風速同等での高水位時・低水位時、または水位同等での強風時・弱風時のデータとして特に検討に使用した時刻を示している。

## (2) F 橋りょう

F 橋りょうは海に近い複線区間の鉄道路線上にあり、計測実施時点の供用年数はおよそ 50 年である。上部工はトラス構造で、下部工はケーソン基礎(ケーソン長 15m、外径 6m)のコンクリート造の橋脚(高さ 10m)で、支持地盤は玉石混じり砂礫層である。橋脚の衝撃振動試験による固有振動数の結果は、微動計測実施前には橋軸直角方向について 5.6Hz~6.2Hz 程度で推移している。なお、本橋脚については桁等の付帯構造物についての衝撃振動試験は実施しておらず、また計測時点の根入れ長は不明である。微動計測は C 橋りょうと同様に速度計を橋脚天端の上流側および下流側の両端部に設置して行われており、サンプリングレート 100Hz で連続計測を実施し、150 秒で 1 ファイルとして保存されている。

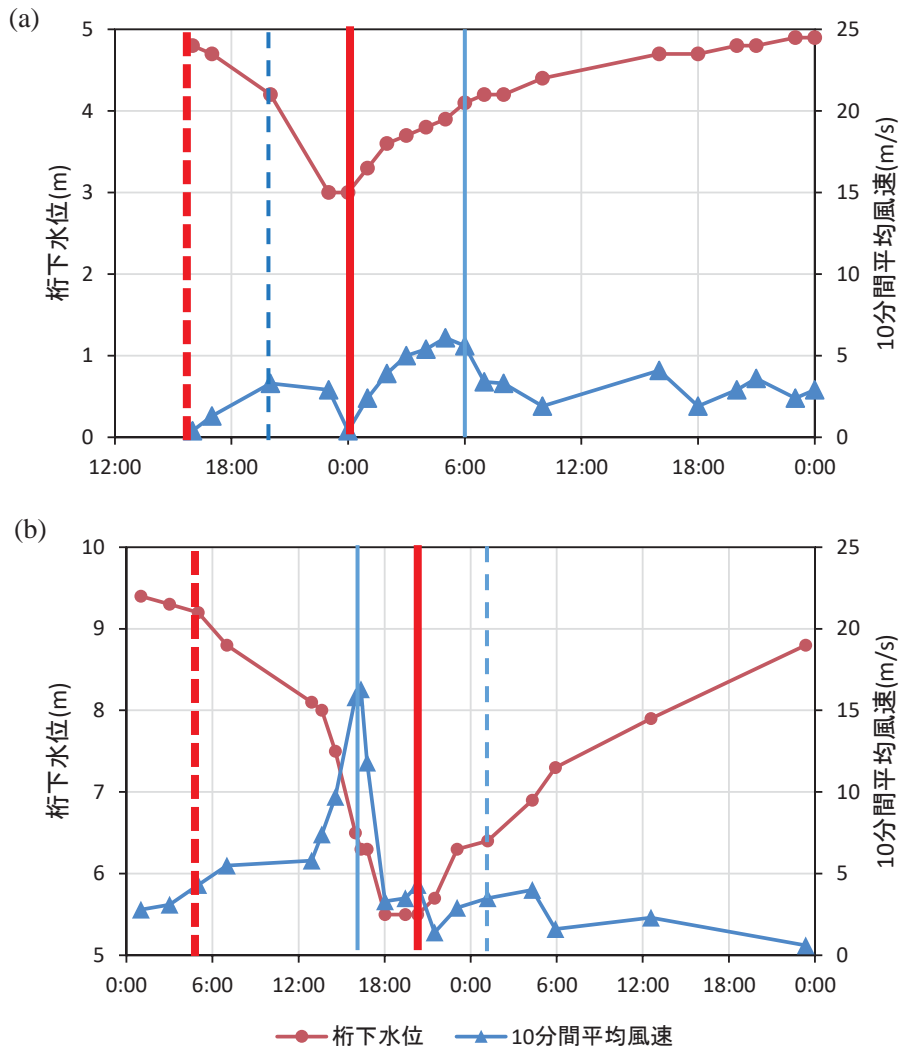


図5-25 桁下水位と風速の時系列<sup>105)</sup> : (a) C 橋りょう、(b) F 橋りょう

検討対象は、台風 T1115 が日本列島付近を通過した際に計測されたデータとした。解析は上記 150 秒間のデータごとに実施した。ただし、150 秒間の中に列車通過に伴う振動や、架線に流れる高圧電流に起因すると思われるスパイクノイズが確認されるデータについては、150 秒のデータ全体を検討対象から除外した。

対象期間(2011 年 9 月 21 日 0:00 から 23 日 0:00)の桁下水位および風速の時系列を図 5-25 (b) に示す。風速は対象橋りょうからおよそ 6km 離れた気象庁アメダス観測点における 10 分間平均風速の値を用いた。なお、対象期間中に観測された桁下水位 5.5m および 10 分間平均風速 16.8m/s という値は、それぞれ過去約 30 年間の最小値、最大値となっている。

F 橋りょうを例に、低水時(図 5-25 太点線)、増水時(図 5-25 太実線)および列車通過時の時刻歴波形を図 5-26 に示す。図のように、列車通過時の波形は、その振幅の大きさから容易に判別が可能であり、本検討においては対象から除外している。

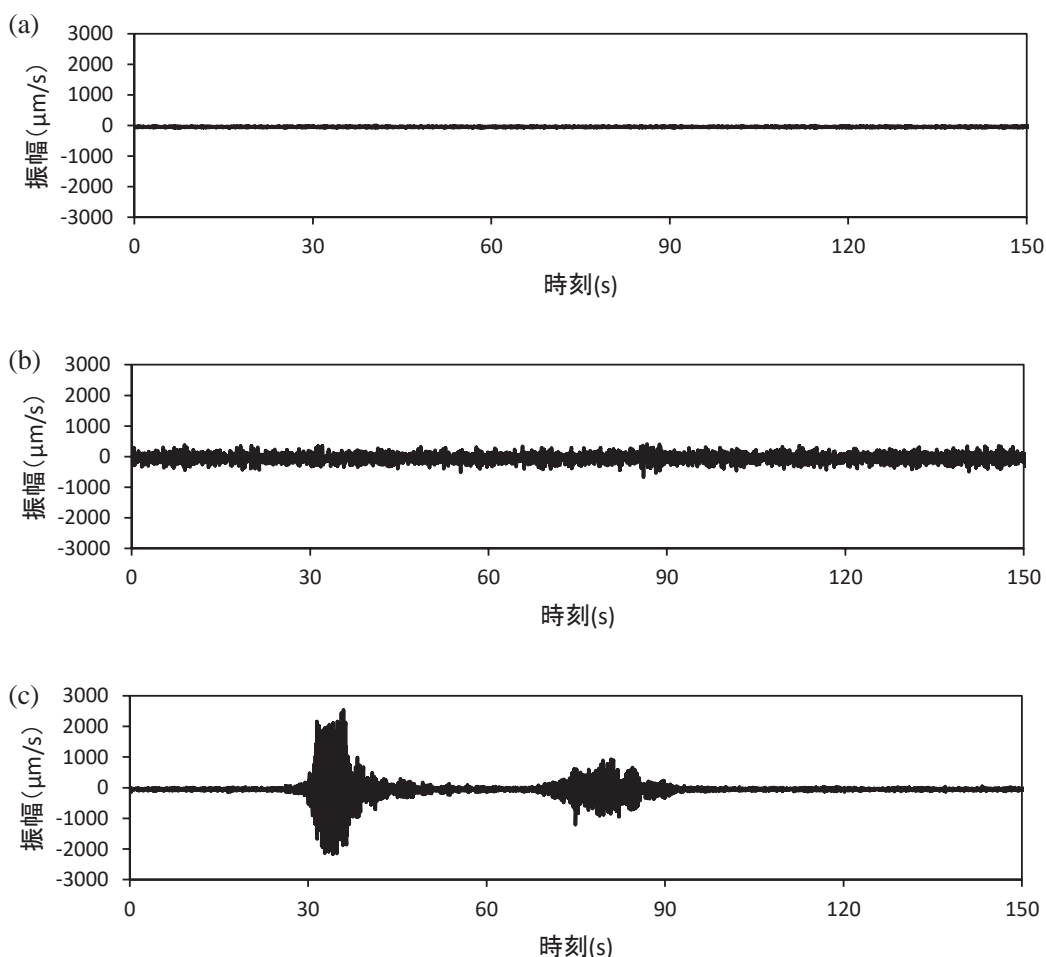


図5-26 F 橋りょうの時刻歴波形の一例：(a) 低水時、(b) 増水時、(c) 列車通過時

### 5.3.2 増水が提案手法による入力振動の推定精度に与える影響

#### (1) 増水によるフーリエ振幅比の理論式からの乖離

低水位(桁下水位大)時、高水位(桁下水位小)時のそれぞれについて、橋脚上で計測した微動と、4.1.1項の手法により橋脚上における微動計測結果を基に推定した基礎への入力振動の、フーリエ振幅比  $X_a(f)/X_g(f)$  を図5-27に示す。なお、各事例について2つの時刻における振幅比を示しているが、これらの2つの時刻においては、風速はほぼ同等であり桁下水位のみが大きく異なっている。図5-27中に示す破線は、それぞれの時刻において式(3.1)に最もよくフィットするフーリエ振幅比の理論値  $R(f)$  の値を参考として示したものである。

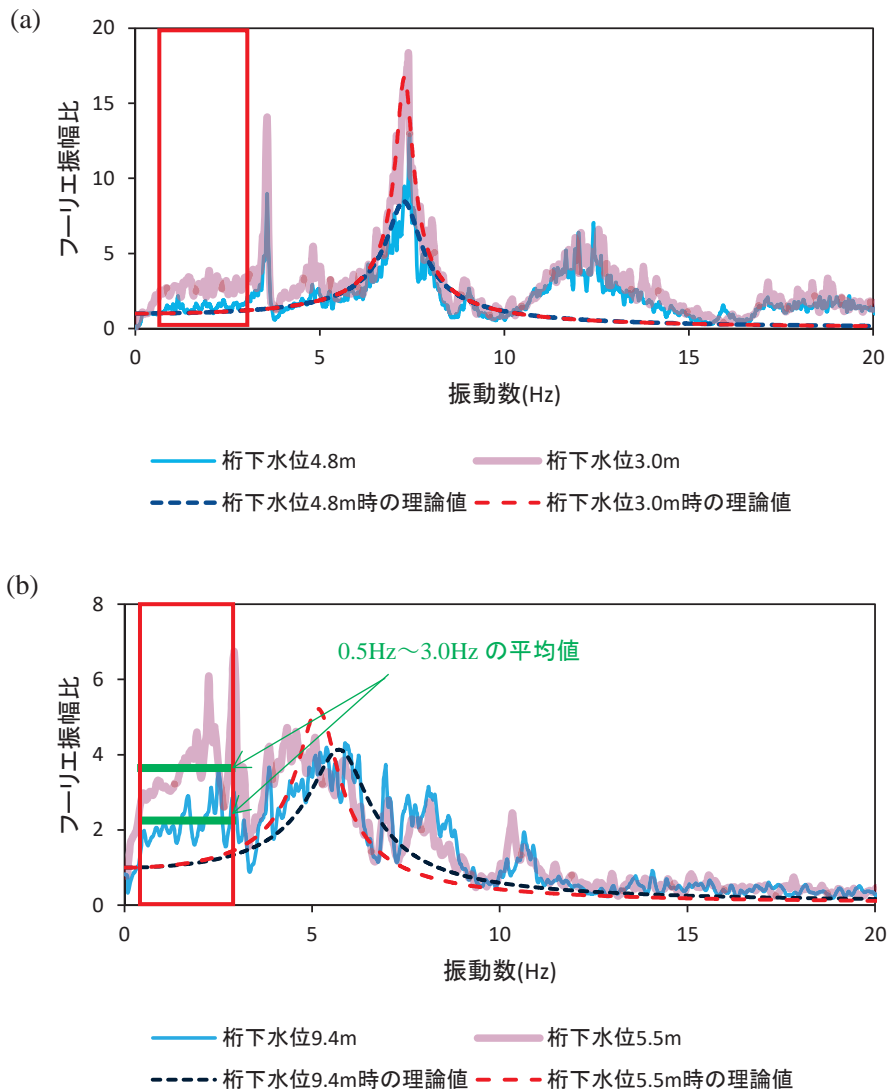


図5-27 桁下水位によるフーリエ振幅比の比較<sup>105)</sup>: (a) G橋りょう, (b) F橋りょう

低水位時(桁下水位大)と高水位時(桁下水位小)でフーリエ振幅比の違いが大きい振動数帯を図 5-27 中に赤色の枠囲みで示すが、C 橋りょう、F 橋りょうとも特に 3Hz 以下の低振動数帯において水位の違いによる乖離の程度の差が目立っている。いずれの事例においても、3Hz 以下の低振動数帯では高水位時にはフーリエ振幅比が低水位時の約 2 倍となり、高水位時の方が理論式から外れる傾向となる。そこで、この振動数帯に着目し、0.5Hz~3.0Hz の振動数帯におけるフーリエ振幅比  $X_a(t) / X_g(t)$  の平均値(算出イメージを図 5-27 (b) に緑色の太線で示す)を時刻ごとに求め、桁下水位との関係を整理した結果を図 5-28 に示す。図 5-28 で各プロットを最小二乗法により線形近似した結果を破線で示す。線形近似の際の決定係数は C 橋りょうが 0.77、F 橋りょうが 0.76 であった。また、式(3.1)から得られるフーリエ振幅比  $R(f)$  の 0.5Hz~3.0Hz の振動数帯における平均値を図 5-28 中に直線(実線)で示す。C 橋りょうが 1.07、F 橋りょうが 1.16 となる。

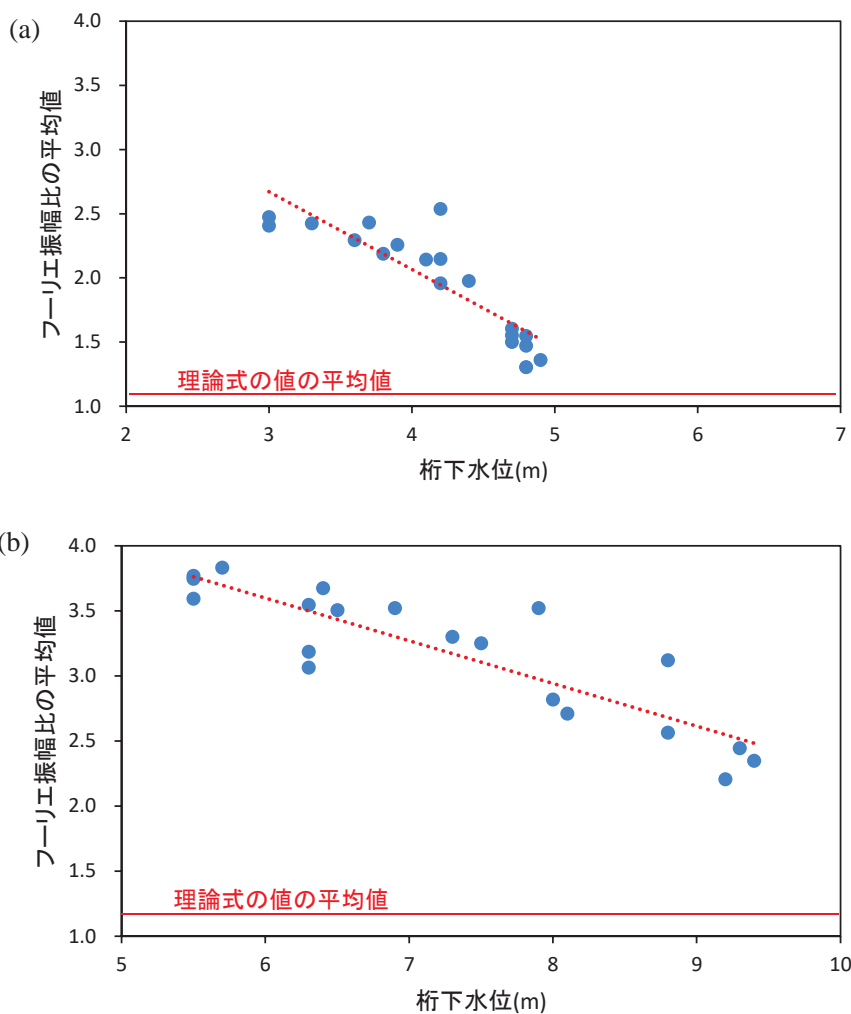


図5-28 0.5Hz~3.0Hz のフーリエ振幅比の平均値と桁下水位の関係<sup>105)</sup>: (a) C 橋りょう、(b) F 橋りょう

このように、3Hz 以下の低振動数帯においてはフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  と桁下水位との間に明瞭な相関がみられる。すなわち、桁下水位の減少(河川水位の上昇)とともに低振動数帯の振動成分が増加し、フーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  が理論値  $R(f)$  から乖離する傾向があることが明らかである。

次に、図 5-28 と同様の検討を 0.5Hz から 10Hz まで 0.5Hz 刻みで行った。それぞれの振動数帯ごとに、水位とフーリエ振幅比の線形近似直線の傾きの絶対値を  $p$  とし、線形近似の決定係数とともに整理した結果を図 5-29 に示す。水位とフーリエ振幅比の線形近似の決定係数が大きく、かつ  $p$  の値が大きいほど、桁下水位とフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  が明瞭に相関していることを示す。なお、F 橋りょうでは  $p$  の値が 2 を超えている振動数帯があるが、決定係数が極めて小さく、適切な線形近似がなされているとはいえないためこれらの  $p$  の値は意味を持たない(桁下水位とフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  の間に相関がない)。

この結果から、両事例に共通する傾向として、低振動数帯になるほど水位とフーリエ振幅比の線形近似の決定係数の値が大きくなり、水位とフーリエ振幅比が明瞭に相関していることが分かる。すなわち、低振動数帯では、フーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  の値は、増水すると、水位に相関して低水位時の値から乖離していくことが分かる。

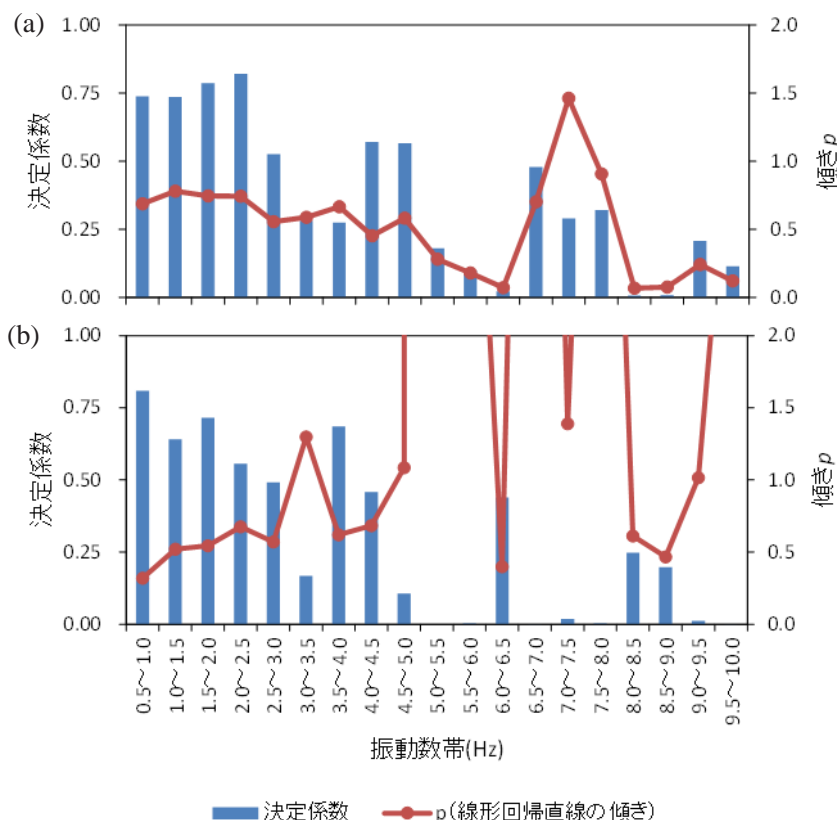


図5-29 振動数帯による線形近似直線の傾きと決定係数<sup>105)</sup> : (a) C橋りょう、(b) F橋りょう  
(ここでの決定係数は、図 5-28 のような水位とフーリエ振幅比の相関のことである)

## (2) 増水時の入力振動の推定精度の検討

(1)に示したように、入力振動と橋脚上の振動のフーリエ振幅比  $X_a(f)/X_g(f)$  は、低振動数帯に着目すると特に増水時に大きくなる。この原因として、①流水が直接橋脚に作用する流力振動の影響によって、増水時には  $a+b$  の算出誤差が大きくなった結果入力振動の推定誤差が振動数帯によらず大きくなっている可能性、もしくは②入力振動の推定誤差への影響は少ないが、増水時に流力振動の影響により、入力振動に対する応答とは別に橋脚の低振動数帯の振動が特に励起されている可能性、のいずれかが考えられる。

そこで、 $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$ 、および  $x_{bBPF}(t)$  と  $z_{bBPF}(t)$  (両端部のセンサの橋軸直角方向および鉛直方向の波形)のリサーチから係数  $a$ 、 $b$  を求める際の最小二乗法による線形近似の決定係数を基に、入力振動の推定精度について検討する。なお、以下では片側 ( $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$ ) のみのリサーチの結果を示すが、 $x_{bBPF}(t)$  と  $z_{bBPF}(t)$  についても回帰直線の傾きが逆になるほかは同様である。

図 5-25 に示した低水位時および高水位時の時刻を例として、橋脚の固有振動数を含むよう C 橋りょうでは 6Hz から 9Hz、F 橋りょうでは 4Hz から 7Hz の振動数帯でバンドパスフィルタを適用した波形  $x_{aBPF}(t)$ 、 $z_{aBPF}(t)$  のリサーチを描いた結果を図 5-30 に示す。図中に、線形近似した結果を実線で示す。高水位時のほうがリサーチの回帰直線からのばらつきが小さく、リサーチの線形回帰の決定係数が大きいことが分かる。

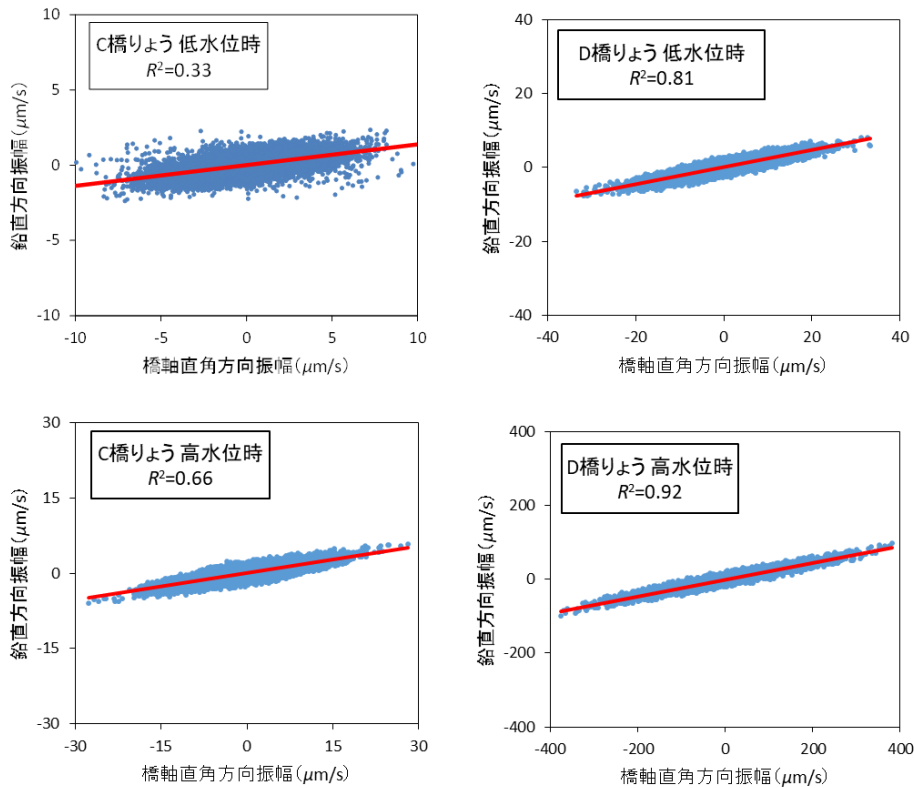


図5-30  $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$  のリサーチの例 <sup>105)</sup>

次に、対象期間で提案手法による分析を行った全データについて、リサージュを線形回帰した際の決定係数と桁下水位および風速の関係を図 5-31 に示す。図 5-30 では比較対象とした 2 つの時刻の風速は同等であったが、全データを対象とする場合、後述するように風速が異なることによる影響も同時に受けると考えられるため、図 5-31 では風速との関係も併せて示した。ここで、灰色で示す平面は、OriginLab 社の OriginPro の平面フィッティングの機能を使用して、各プロットを平面上にフィットさせた結果である。この結果からも図 5-30 と同様に、高水位(桁下水位小)時にはリサージュを線形回帰した際の決定係数は、低水位時よりも良い傾向となっている。なお、図 5-31 の平面フィッティングの決定係数(リサージュの線形回帰の決定係数ではないことに注意)は、C 橋りょうが 0.31、F 橋りょうが 0.67 であった。

C 橋りょうでは平面フィッティングの決定係数が相対的に低くばらつきが大きい、これは桁下水位および風速の変動幅が C 橋りょうでは F 橋りょうより小さいことと、C 橋りょうでは F 橋りょうよりも風速の値が実際と乖離している可能性があることが原因として考えられる。C 橋りょうで風速の値が実際と乖離している可能性がある理由として、風速の値を橋りょう位置ではなくアメダス観測点のデータを使用しているが橋りょうとアメダス観測点の距離が F 橋りょうよりも離れていること、C 橋りょうは内陸に位置することから気流が地形の影響を受けやすいことが考えられる。

このように、リサージュを線形回帰した際の決定係数が増水時に低下しないことから、提案手法による入力振動の推定精度についても、増水時であっても低水位時と同等以上と推定できる。従って、フーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  の低振動数帯のみが増水時に大きくなる主要因は、本項の冒頭で示した 2 つの可能性のうち、②流力振動の影響によって、入力振動に対する応答とは別に低振動数帯の橋脚上の振動が特に励起されることであると推察される。

また、3.3.3 項(3)で述べたように、武澤ら<sup>80)</sup>は洪水時における河川近傍の Hi-NET の観測結果から、河川増水により周辺の地盤の常時微動の振幅が増大していることを示している。このように、増水により橋脚への入力振動が大きくなることで、上記の低振動数帯の影響を除くと相対的に上部工など他の要因による橋脚への入力の影響が小さくなると考えられる。そのため、橋脚天端で計測した微動データには基礎からの入力に対するロッキング振動の応答が明瞭に現れるようになり、上述したような増水時に提案手法による入力振動の推定精度の低下が見られない結果になったと考えられる。

なお、橋脚天端のフーリエスペクトルの形状のみから固有振動数を判断する従来手法において、増水時に固有振動数を同定しやすくなることが報告されている<sup>16)</sup>が、この原因についても同様に、増水により橋脚への入力振動が大きくなることで相対的に上部工など他の要因による入力の影響が小さくなり、橋脚天端でのフーリエスペクトルにロッキング振動の応答が明瞭に現れやすくなるためと考えることができる。

以上のように、提案手法による入力振動の推定精度は、増水時であっても低水位時と同等以上と推定されることが分かった。

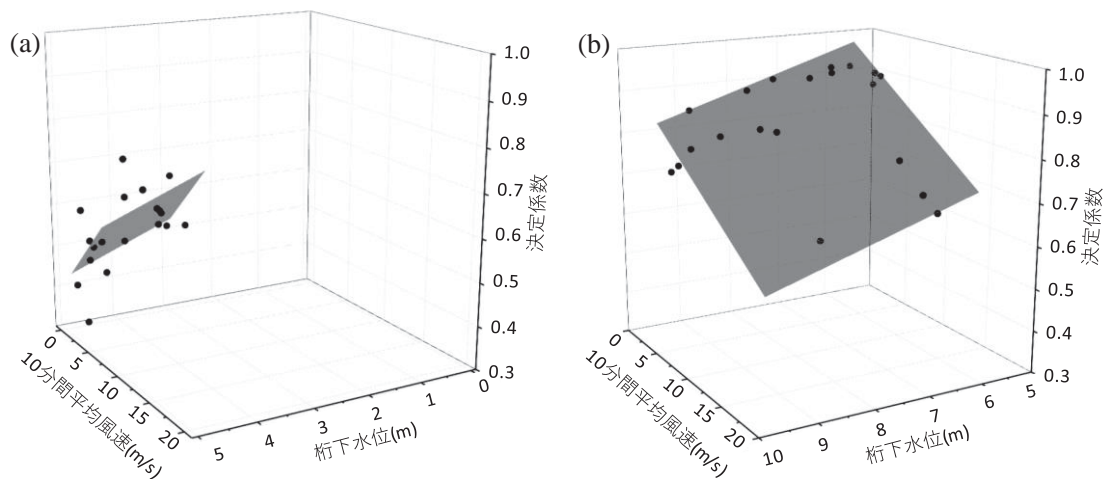


図5-31 リサージュを線形回帰した際の決定係数と水位および風速の関係<sup>105)</sup> : (a) C橋りょう、(b) F橋りょう

### (3) 増水時の流力振動の要因の考察

(2)に示したような、低振動数帯に流力振動の影響が生じる原因の一つとして、カルマン渦の影響が考えられる。ここでカルマン渦の発生振動数を $f$ とすると、

$$St = f \cdot D / U \quad (5.1)$$

ここに、 $St$ : ストローハル数、 $D$ : 橋脚の直径、 $U$ : 流速である。

本橋脚においては  $D = 5\text{m}$  であり、流速は不明であるがここでは一般的に増水時の流速と考えられる  $3 \sim 5\text{m/s}$  とする。また、円柱構造物については、 $St$  は概ね  $0.20$  である<sup>106)</sup>。従って、式(5.1)から本条件において  $f = 0.20 \sim 0.33\text{Hz}$  となる。すなわち、カルマン渦による流力振動の影響を大きく受ける振動数帯は  $1\text{Hz}$  未満の低い振動数帯ということになる。これと比べると本橋脚において増水の影響を大きく受けている振動数帯はやや広いため、カルマン渦以外にも複数の流力振動の要因が関係している可能性は考えられるが、(2)に示したような低振動数帯に流力振動の影響が生じる原因の一つとしてカルマン渦が寄与していることが示唆される。

### 5.3.3 強風が提案手法による入力振動の推定精度に与える影響

#### (1) 強風によるフーリエ振幅比の理論式からの乖離

弱風時(図 5-25 の細点線で示す時刻)と強風時(図 5-25 の細実線で示す時刻)について、4.1.1 項の手法により求めた入力振動と、橋脚上で計測した微動のフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  を図 5-32 に示す。なお、これらの2つの時刻において桁下水位はほぼ同等であり10分間平均風速のみが大きく異なっている。図 5-32 中に示す破線は、2つの時刻について最も良くフィッティングしたフーリエ振幅比の理論値  $R(f)$  の値を参考として示したものである。いずれの事例も高水位(桁下水位小)時であることから、5.3.2 項で考察したとおり低振動数帯のフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  が式(3.1)による理論値  $R(f)$  よりもやや大きな値となっている。

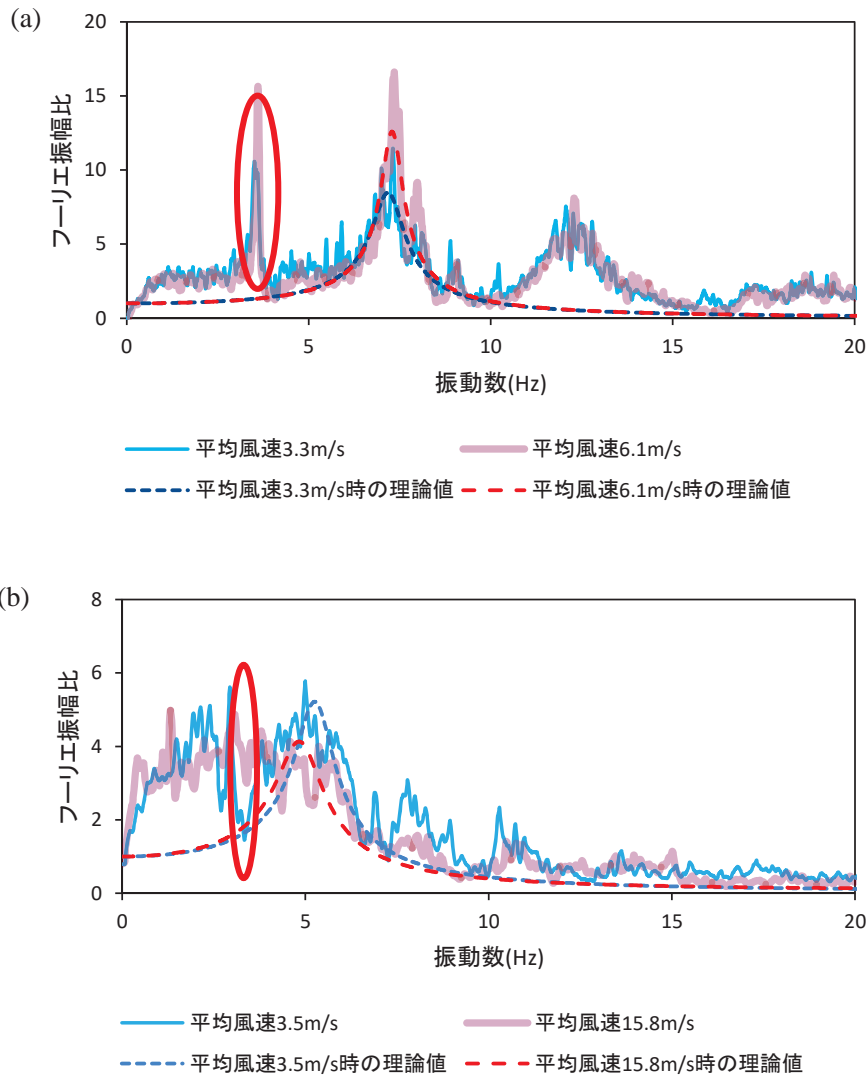


図5-32 風速によるフーリエ振幅比の比較<sup>105)</sup> : (a) C橋りよう、(b) F橋りよう

図 5-32 中に丸印で示した振動数帯 (C 橋りょうでは 3.4Hz~3.7Hz、F 橋りょうでは 3.2Hz~3.5Hz) 付近において、特に強風時と弱風時のフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  の差が大きくなり、C 橋りょうでは強風時には弱風時の約 1.5 倍、F 橋りょうでは約 2 倍の値となっている。また、強風時ほど理論値  $R(f)$  からの乖離が大きくなっている。そこで、この振動数帯に着目し、C 橋りょうでは 3.4Hz~3.7Hz の、F 橋りょうでは 3.2Hz~3.5Hz の振動数帯におけるフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  の平均値を時刻ごとに求め、10 分間平均風速との関係を整理した結果を図 5-33 に示す。なお、各プロットを線形近似した結果を図中に破線で示す。線形近似の際の決定係数は C 橋りょうでは 0.24、F 橋りょうでは 0.74 であった。また、式(3.1)から得られる理論値  $R(f)$  について、C 橋りょうの 3.4Hz~3.7Hz の振動数帯における平均値は 1.53、F 橋りょうの 3.2Hz~3.5Hz の振動数帯における平均値は 1.60 となるので、これを図 5-33 中に直線で示す。

F 橋りょうでは特に 10 分間平均風速が 10m/s を超える時刻において、風速に相関してフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  の平均値が大きくなる傾向が明瞭である。一方で C 橋りょうでは相関は小さいが、これは風速が F 橋りょうと比べて弱いレベルに留まったためと考えられる。

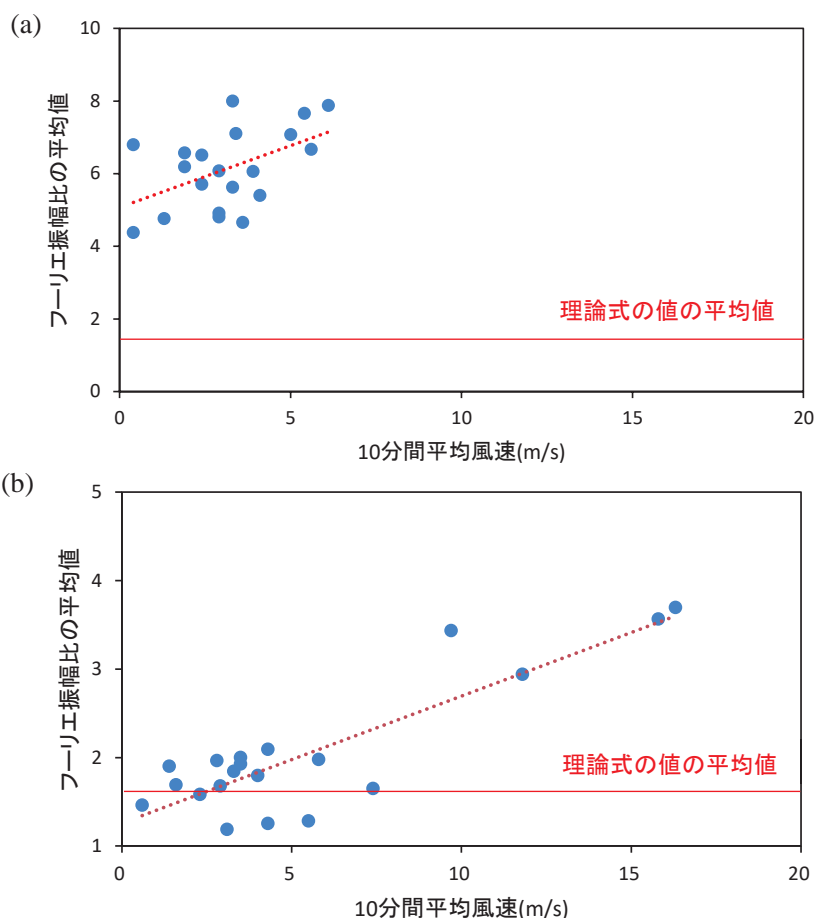


図5-33 フーリエ振幅比の特定振動数帯における平均値と10分間平均風速の関係<sup>105)</sup> : (a) C 橋りょう・フーリエ振幅比3.4Hz~3.7Hz の平均値、(b) F 橋りょう・フーリエ振幅比3.2Hz~3.5Hz の平均値

## (2) 強風時の入力振動の推定精度の検討

強風時に弱風時のフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  からの乖離が生じる原因として、5.3.2 項の検討と同様に、強風時に  $a+b$  の算出誤差が大きくなり式(4.14)による入力振動の推定誤差が振動数帯によらず大きくなっていること、もしくは、推定誤差が小さくても強風時に上記の振動数帯において地盤以外に入力振動が存在すること、のいずれかの可能性が考えられる。

強風による入力振動の推定誤差について、5.3.2 項と同様に、式(4.8)、(4.9)で示した  $x_{aBPF}(t)$  と  $z_{aBPF}(t)$ 、および  $x_{bBPF}(t)$  と  $z_{bBPF}(t)$  (両端部のセンサの橋軸直角方向および鉛直方向の波形)のリサージュから係数  $a$ 、 $b$  を求める際の回帰直線の決定係数を基に検討する。図 5-31 からは、F 橋りょうでは強風時に決定係数が明瞭に低下していることが分かる。C 橋りょうでは逆に風速が大きくなると決定係数がやや大きくなる傾向となっているが、5.3.2 項で述べた理由からばらつきが大きく、風速の変動幅も小さいため関係性は不明瞭である。

次に、求めた  $a+b$  の値の経時変化を図 5-34 に示す。2 台のセンサ間の距離を  $l$  とすると、橋脚天端から見かけの振動中心(ロッキング中心)までの距離  $h_0$  は、

$$h_0 = l / (a + b) \quad (5.2)$$

で表される。したがって、 $a + b$  の値が大きくなると  $h_0$  が小さくなり、見かけの振動中心の位置は高くなる。見かけの振動中心の位置は根入れが減少すると低くなる<sup>15)</sup> が、F 橋りょう(図 5-34 (b))では強風のピーク時に見かけの振動中心の位置が顕著に高くなるという不自然な挙動となっている。なお、増水の前後を比較すると見かけの振動中心の位置が低くなる変化がみられるが、これは後述するが増水に伴って若干の根入れ深の低下が生じたためと推定され、F 橋りょうでは水位によらず見かけの振動中心の位置はほとんど変化していない。

以上をもとに考察すると、強風時(特に 10 分間平均風速 10m/s 以上)の入力振動の推定精度は、弱風時や 5.3.2 項で述べた増水時の入力振動の推定精度と比べると低いと考えられる。その原因として、桁や付帯構造物が強風により加振され、それが入力振動として橋脚に伝達されて橋脚の固有振動数に近い振動数帯に影響を与えたため、リサージュのばらつきが大きくなり、式(4.8)、(4.9)における係数  $a$ 、 $b$  の値の誤差も大きくなったことが考えられる。それに伴い強風時に式(4.14)から得られる入力振動の推定精度が低下したため、図 5-32 に示したフーリエ振幅比の算出精度も低下し、(1)で示した弱風時と強風時の乖離につながったと考えられる。

なお、上記の検討においては 10 分間平均風速を用いたが、F 橋りょうでは最寄りのアメダス観測点で記録された本検討期間の最大瞬間風速は 10 分間平均風速の概ね 2 倍程度の値となっており、その最大値は 31.3m/s で、これは鉄道の一時的な風速による運転規制基準値<sup>107)</sup> を超過するような値である。また、同観測点において 10m/s 以上の 10 分間平均風速を観測した日は 1979 年から 2017 年までに 39 日、15m/s を超過した日は 3 日で、発生頻度の低いイベントであるといえる。

以上のように、強風時には提案手法による入力振動の推定精度が一時的に低下することが分かった。ただし、提案手法に影響が生じるような強風イベントの発生頻度は低く、通常の状態監視への影響は限定的であると考えられる。

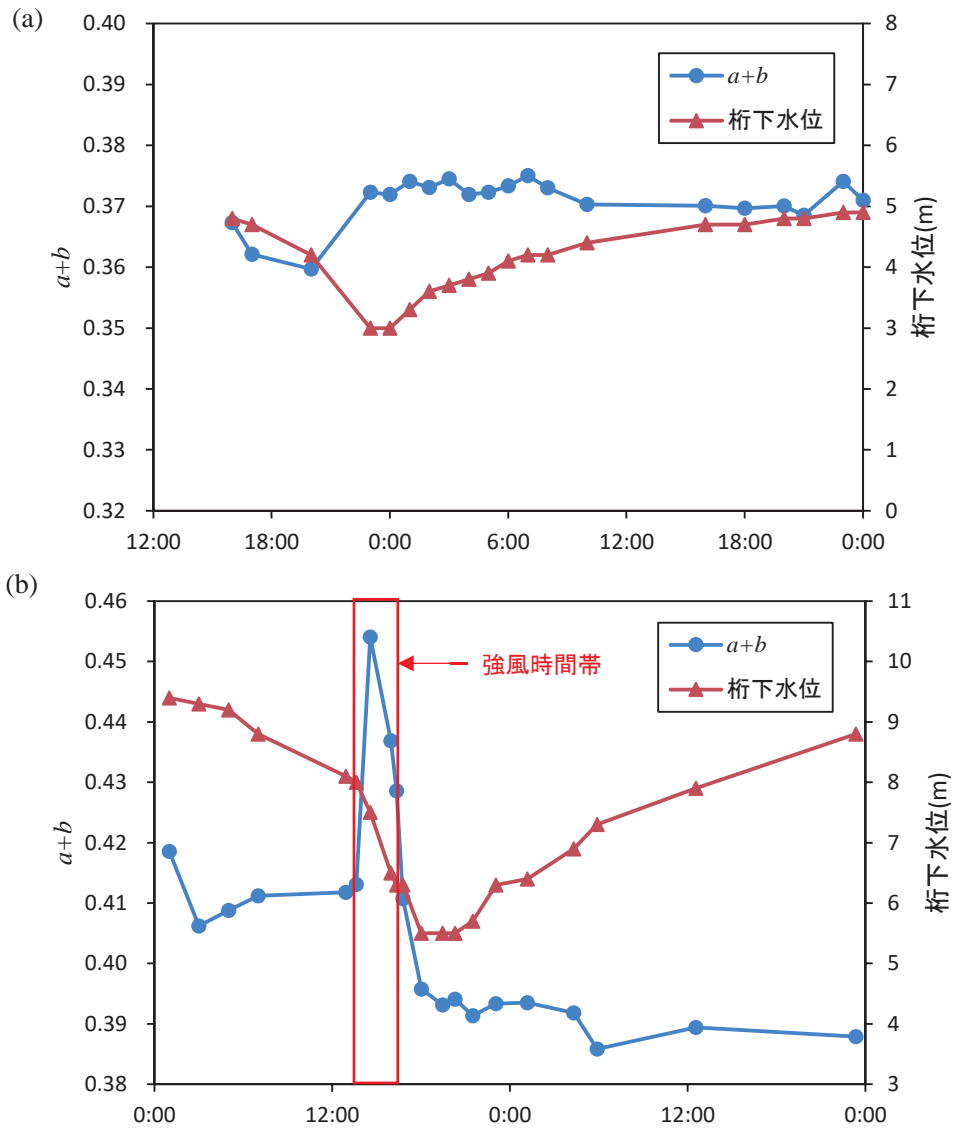


図5-34  $a+b$  の値の経時変化<sup>105)</sup> : (a) C橋りょう、(b) F橋りょう

#### 5.3.4 外乱作用による提案手法の固有振動数・減衰定数同定結果への影響

ここでは、本節で検討対象とした2つの事例について固有振動数・減衰定数の同定結果を示すとともに、外乱が固有振動数・減衰定数の同定結果に与える影響について、増水による影響と強風による影響に分けて以下で論じる。なお、式(3.1)を用いることで固有振動数と同時に減衰定数も得ることができるため、以下では減衰定数の同定結果についても併せて示す。

## (1) 増水による影響

5.3.2 項(2)の検討結果から、増水時においては式(4.14)による入力振動の推定精度は低水位時と同等以上と推定されるものの、推定した入力振動と橋脚上で計測された微動のフーリエ振幅比  $X_a(f) / X_g(f)$  について、増水時に低振動数帯の振幅比が理論値より大きくなる傾向が明らかになった。しかし、増水時に影響が生じる振動数帯は低く、通常の橋脚の固有振動数とは離れている。そのため、微動計測データから 4.1 節の手法を用いて固有振動数と減衰定数を算出するにあたり、式(3.1)へのフィッティングを行う振動数帯からこの振動数帯を除外することで、増水時の固有振動数および減衰定数の同定精度を上げる方法が考えられる。そこで、フィッティング範囲を 0.1Hz ~ 10Hz とした場合と、増水時に影響が生じる振動数帯を外した 3Hz~10Hz とした場合の結果を図 5-35 に示す。

図 5-35 において、固有振動数(1)および減衰定数(1)はフィッティング範囲を 0.1Hz~10Hz とした場合を、固有振動数(2)および減衰定数(2)はフィッティング範囲を 3Hz~10Hz とした場合を示す。フィッティング範囲を変えても同定結果はほぼ一致している。そのため、今回検討対象とした 2 橋りょうにおいては低振動数帯において増水時の振幅比が大きくなることの影響はほぼ無いが、他の橋りょうにおいては影響が生じる可能性も否定できないため、現状では式(3.1)に対するフィッティング範囲を 3Hz 以上とすることが望ましいと考える。また、極端に固有振動数が小さい橋脚については、4.1 節に示した手法では増水時における提案手法の適用は難しいと考えられる。

また図 5-35 において、固有振動数・減衰定数の同定結果と桁下水位との関係からは、C 橋りょう、F 橋りょうとも水位変化に対して明瞭に相関した固有振動数および減衰定数の変化は確認できない。潮位変化の影響を受ける海岸沿いの鉄道橋りょうにおいて橋脚の衝撃振動試験を連続的に実施した結果、水位に相関した固有振動数の変化はみられなかったことが報告されており<sup>108)</sup>、本計測の結果もこれに矛盾しない。

ただし、F 橋りょうについては、増水の前後を比較すると増水後に固有振動数および減衰定数の若干の低下がみられるが、増水から 3 日後の微動データからは、固有振動数 5.5Hz、減衰定数 0.13 と、やや回復する傾向が確認できた。他の河川においては、洪水中に河床高が低下し、その後回復することを、後方散乱光センサを用いた連続的な河床高さ計測により示した事例が報告されている<sup>109)</sup>。また、鉄道橋りょうにおいて、洗掘災害後の土砂の再堆積による上載圧の拘束効果により橋脚の固有振動数が回復したことを、現地の根入れ調査および衝撃振動試験結果から示した事例が報告されている<sup>110)</sup>。今回の事例においても同様に、増水中に洗掘災害に至らないまでも根入れ深が一時的に低下し橋脚周囲の河床が緩んだ後、再堆積したことによる上載圧の拘束効果により、一連の振動性状の変化が生じた可能性が考えられる。

また、F 橋りょうでは増水のピークの前に顕著な固有振動数の変化が生じているが、これは後述するように強風の影響による誤差が大きくなったためであると考えられる。

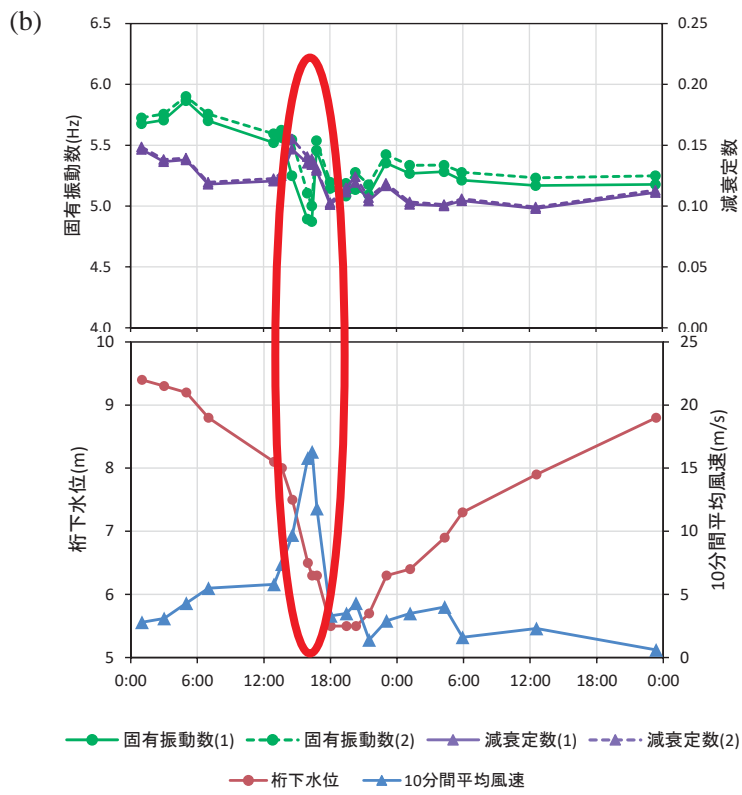
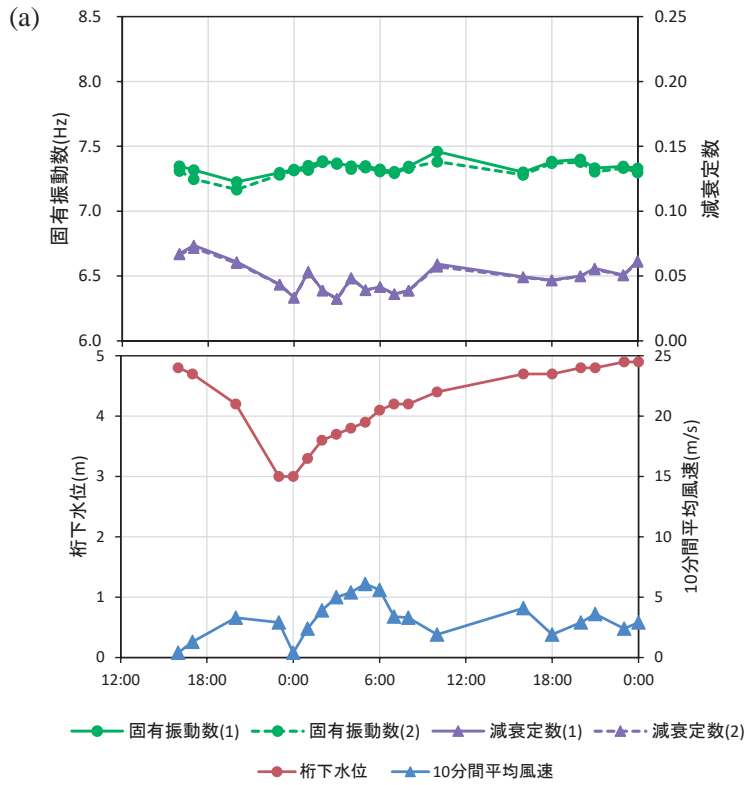


図5-35 固有振動数と減衰定数の同定結果<sup>105)</sup> : (a) C橋りょう、(b) F橋りょう  
 (水位・風速は図5-25の再掲)

## (2) 強風による影響

図 5-35 から固有振動数・減衰定数の同定結果と風速との関係を検討する。C 橋りょうでは風速と固有振動数・減衰定数の間に明瞭な関係性はみられないが、F 橋りょうでは、図 5-35 (b) に赤枠で示すように、強風のピークに一致して同定された固有振動数が低下していることが分かる。

この原因として、5.3.3 項で述べたように、10 分間平均風速が 10m/s を超えるような状況において本提案手法による入力振動の推定誤差が大きくなっていることが考えられる。このことが入力振動と橋脚上の振動のフーリエ振幅比のスペクトル形状に影響を与え、式(3.1)にフィッティングした際の誤差が大きくなった可能性が高い。このように、強風時には提案手法による同定誤差が大きくなっていると考えられる。増水のピーク時には強風のピーク時よりも固有振動数の値がやや上昇するという不自然な挙動となっていることを考慮すると、実際には固有振動数は低下していない可能性が高い。

したがって、現状ではこのような強風下では 4.1 節で述べた提案手法の適用は慎重にすべきである。ただし、本項で検討した台風通過時のような強風は 5.3.3 項で示したように発生頻度が稀であることに加え、このような強風下では、風速による運転規制等により、増水の状況によらず列車の運行は出来ないと考えられる。また、桁の種類や桁に設置された防風柵の有無等によって強風による影響が異なる可能性もあるため、今後も各種の橋りょうにおいて強風下の計測結果を蓄積して検討する必要がある。

以上をまとめると、提案手法を用いた河川内橋脚の固有振動数・減衰定数の同定に際しては、列車運行ができないような、発生頻度の稀な強風時にはやや精度低下が生じる可能性がある一方で、増水が提案手法の同定精度に与える影響は限定的であることが分かった。したがって、ほとんどの状況において提案手法は有効であり、橋脚基礎の継続的な監視に活用できると考えられる。

## 5.4 本章の結論

第5章では、提案手法に基づく簡易な状態監視の実現に向けて、橋脚側面地盤洗掘から底面地盤洗掘、橋脚傾斜・倒壊の直前までの局所洗掘の進行過程における橋脚の振動性状の変化を、減衰定数の変化にも着目しつつ明らかにすることを目的とした検討を行った。また、実橋りょうにおいて長期間の状態監視を行う場合、洗掘に伴う固有振動数や減衰定数の変化とは別に、強風や増水といった外乱の影響を受けることが考えられるため、これらについて実橋りょうでの長期計測データを基に検討し、提案手法を用いて橋脚の簡易な状態監視を行う上での留意点について整理した。

4.1節で提案した手法からは橋脚の固有振動数とともに減衰定数を同時に得ることができるが、洗掘の進行に伴う減衰定数の変化についてはこれまで十分な知見が無かった。そこで、模型実験を基にした検討を行い、5.1節で洗掘の進行に伴う橋脚基礎底面の地盤状態の変化を定性的に把握したうえで、5.2節において洗掘の進行に伴う橋脚の振動性状の変化について、提案手法を活用して、固有振動数のみでなく減衰定数にも着目した検討を行った。

5.2.1項で行った開水路模型実験の結果から、洗掘の進行に伴い橋脚の固有振動数、減衰定数はともに低下していくが、倒壊直前の状況では固有振動数の低下に対して減衰定数がやや上昇する傾向が見られた。傾斜がほとんど生じない状態から急激に傾斜・倒壊し、固有振動数の変化が顕著に現れないケースであっても、倒壊の直前には若干の減衰定数の上昇が見られた。ただし、小型の開水路模型実験では洗掘現象が極めて短時間で進行してしまい、橋脚側面地盤の変化、あるいは底面地盤の変化に伴う振動性状の変化を分離して検討することが困難であったため、この点を確認するべく、5.2.2項では、さらに流水外の橋脚模型における微動計測を基にした検討を行い、洗掘の進行に伴う固有振動数と減衰定数の変化は、必ずしも両者が線形に相関しているわけではなく、相対的に固有振動数の感度が良い状況、あるいは減衰定数の感度が良い状況があることを示した。

以上のように、5.2節の結果から、実際の河川にかかる鉄道橋りょうの橋脚においても、常時微動を活用し、提案手法を基に固有振動数に加えて減衰定数にも同時に着目することで、根入れの低下有無のみならず、細粒分の吸い出し有無や橋脚底面への洗掘の到達有無といった、従来よりも詳細な橋脚基礎の状態が把握可能となることが推察された。

さらに、5.3節では、鉄道の河川橋脚における提案手法を活用した連続的な監視の実例として、台風通過時の微動計測結果への適用を試み、さらに橋脚上の応答との伝達関数を基に増水や強風といった外乱作用下における橋脚の振動性状を分析した。これらの分析結果をふまえた上で、微動計測結果を用いて提案手法により橋脚の状態監視を行う際の、外乱の影響に対する留意点を整理した。その要点は以下の通りである。

- ・ 増水時に影響が生じる低振動数帯は、通常は橋脚の固有振動数とは離れているため提案手法の適用にあたり大きな問題にはならないと考えられるが、橋りょうによっては影響が生じる可能性があるため、現状では式(3.1)へのフィッティング範囲を3Hz程度よりも上とすることが望ま

しい。また、橋脚の固有振動数が極端に小さい橋脚では提案手法の適用は難しい。

- 10 分間平均風速で 10m/s を超えるような強風下においては現状では提案手法を適用すべきではないが、発生頻度が稀な強風イベントであり、通常の状態監視において大きな支障となることはないとする。

上記の点に留意すれば、提案手法は微動計測による連続的な固有振動数や減衰定数の同定に適用でき、橋脚基礎の洗掘に対する継続的な監視に活用できると考えられる。

以上の検討結果をふまえると、橋脚天端上で連続的に常時微動計測を行って提案手法を適用し、固有振動数に加えて減衰定数にも着目することで、外乱の影響を大きく受けることなく、衝撃振動試験に基づく固有振動数のみを用いた従来の評価方法よりも詳細に橋脚基礎の状態を把握できると考えられる。このことから、2.6 節で設定した研究の目的②「センサ等を用いた連続的な監視により、橋脚の根入れの状態の変化の有無を継続的に把握でき、2 年間隔等で実施している目視検査を補える情報が得られること」が実現でき、橋脚の維持管理上も有用であると考えられる。

## 第6章 提案手法の導入効果と実用化への展望

第6章では、本論文で提案した手法の利点について述べ、その上で、提案手法を実務において活用することで期待される効果と、実用化のイメージや留意点について述べる。

まず、6.1節では、提案手法の利点について、微動を活用した手法としてこれまで検討されてきた従来手法と比較した利点、鉄道橋りょうの維持管理の現場において現在広く活用されている衝撃振動試験と比較した利点のそれぞれについて、模型実験や実橋りょうにおける計測結果に提案手法を適用した結果もふまえて述べる。

6.2節では、提案手法を実務に導入した場合に期待される効果と、実用化のイメージや留意点を、システム面も含めて述べる。

## 6.1 提案手法の利点と留意点

### 6.1.1 従来手法と比較した提案手法の利点

微動を基にした従来手法は、第3章で述べたように、特に非増水時において、入力となる地盤のスペクトル形状に固有振動数のピークが埋もれるなどの影響で固有振動数を同定可能な橋脚が限定的となる課題があったが、提案手法は、従来手法と比べると固有振動数を同定可能な橋脚が増加していることが期待される。そこで、本項ではこの点について、従来手法と提案手法を比較検討した結果を述べる。

まず、4.2.2項において提案手法で解が得られた11橋脚について、提案手法から得られた各橋脚の固有振動数と減衰定数の関係を図6-1に示す。これらはいずれも非増水時に計測した微動データを使用している。図6-1では、橋脚上で計測したフーリエスペクトルの形状から固有振動数を読み取る従来手法によって固有振動数が同定可能であったケースと、固有振動数に対応するスペクトルのピークが不明瞭で同定が困難であったケースを区別して描いている。従来手法と比較すると、提案手法ではより減衰定数大きい橋脚についても固有振動数の同定が可能となっていることが分かる。

この検討結果から、提案手法では従来手法と比較して減衰定数のより大きい橋脚へと固有振動数の同定可能な橋脚の範囲が広がっていることが示唆されるが、実橋りょうでの計測事例は現状ではその数が限られ、検証にあたって十分なデータ数を確保することが難しい。そこで、5.2.2項で述べた1/10スケールの縮小橋脚模型における微動計測結果を使用し、図6-1と同様に提案手法と従来手法それぞれによる固有振動数同定の状況について比較検討した。

別途実施した衝撃振動試験から得られた固有振動数との乖離が5%以内であったケースについて、提案手法から得られた各ケースの固有振動数と減衰定数を図6-2に示す。図6-1と同様、橋

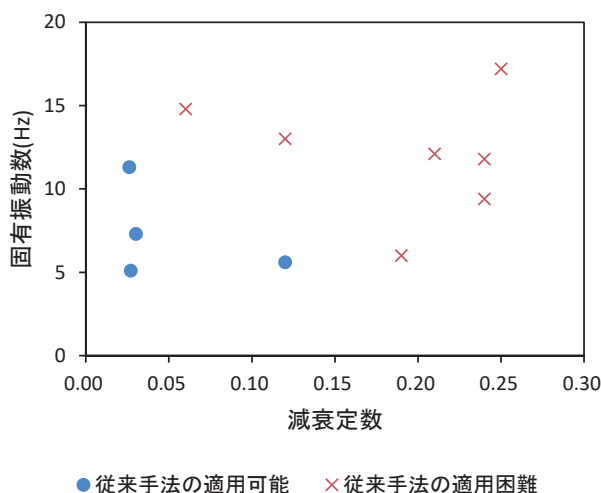


図6-1 提案手法から得られた各ケースの固有振動数と減衰定数

脚上で計測したフーリエスペクトルの形状から固有振動数を読み取る従来手法が適用可能であったケースと困難であったケースを区別して描いている。図 6-2 から、従来手法では減衰定数 0.05 程度までが適用できる橋脚の範囲であるが、提案手法では適用できる橋脚の範囲が拡大していることが分かる。これは、図 6-1 で確認された実橋りょうにおける結果とも同じ傾向である。従来手法と提案手法でこのような適用できる橋脚の範囲の差が生じる原因として、従来手法では、増水時以外では、減衰定数が大きく固有振動数に対応するピークがスペクトルとして大きく卓越しない場合、入力振動に起因するスペクトル形状の凹凸に特に埋もれてしまいやすく適用が困難になっていたことが考えられる。一方、提案手法ではフーリエ振幅比での評価であり、入力振動のスペクトルの凹凸の影響はフーリエ振幅比に現れないため、減衰定数の大きな橋脚にも適用できる。

以上のように、非増水時において、橋脚上で計測したフーリエスペクトルの形状から固有振動数を読み取る従来手法と比べて、提案手法では固有振動数の同定が可能な橋脚の範囲がより減衰定数の大きな橋脚へと拡大したことが確認できた。したがって、5.3 節での検討もふまえれば、提案手法を活用することで、従来手法よりもさらに多くの橋脚において、河川の流況によらず連続的に固有振動数の同定が可能となることが期待される。

また、従来手法では、固有振動数が明瞭に卓越していて RD 法が適用可能な条件で無い場合は減衰定数を判断することは難しいが、提案手法では固有振動数と同時に減衰定数が得られることも、利点であるといえる。さらに、従来手法では 3.2 節で述べたように多くの場合に固有振動数の探索範囲を設定する必要があったが、提案手法では 4.1.2 項で述べたように固有振動数の参照値が無い場合でも手法の適用が可能であることも大きな利点である。

このように、提案手法は従来手法と比較して必要とするセンサ数が多くなるためコスト面では不利ではあるものの、上記のように数多くのメリットがあるといえる。長期的な計測を行う場合でコスト面を重視するのであれば、本項の検討結果をふまえ、減衰定数の大きさを基に、従来手法と提案手法をのいずれを用いるかを選択するのが良いと考える。

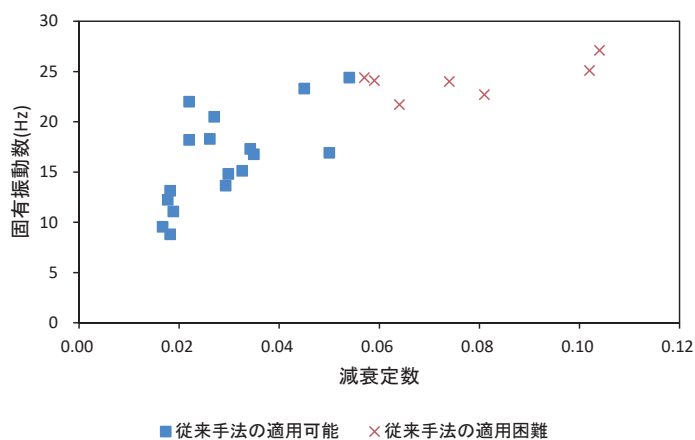


図6-2 提案手法から得られた各ケースの固有振動数と減衰定数

## 6.1.2 衝撃振動試験と比較した提案手法の利点と留意点

提案手法は橋脚を加振しないため、衝撃振動試験と比べると、4.3.3項、4.3.4項で述べたように RMS 値の小さい環境で計測を行う場合には同定精度が低下する可能性があり、微動計測のサンプリングレートや計測時間等に慎重な検討が必要となる点に留意が必要である。また、衝撃振動試験と比べると検証事例が限られていることから、今後も更なる検証のためのデータの蓄積が必要であり、実用化に向けては、検証する橋脚の種類を増やすこと、第5章での検討を発展させて実橋りょうでの洗掘進行過程を捉えた常時監視データを検証することや、コスト面もふまえたうえでの提案手法に適したセンサの仕様の決定などが必要である。

一方で、衝撃振動試験は重錘を設置して打撃作業を行う必要があり、状況によっては危険が伴う作業である反面、提案手法はセンサを橋脚天端部に設置するだけで良く、作業が容易で安全であることが利点である。また、4.2.2項で検討したように、提案手法による固有振動数の同定結果は衝撃振動試験の結果と良好に一致している。2.4.2項で述べたように、衝撃振動試験では打撃に伴う振幅に依存して減衰定数の値が固有振動数に比べて影響を受けやすく、減衰定数の扱いが難しい場合があったが、提案手法では微動を用いているためこのような問題が無く、減衰定数の同定が容易である点も利点である。

なお、4.2.2項の検討において提案手法を適用した12橋脚のうち1橋脚については、提案手法ではフィッティングができた振動数帯が無く解が得られなかったが、当該橋脚には補強工が施工されており(図6-3)、安定性が非常に高い橋脚であった。解が得られなかった状況を参考として表6-1に示す。当該橋脚では衝撃振動試験結果もスペクトル形状が不明瞭で、卓越する振動数が不明瞭である(図6-4)。衝撃振動試験の場合、複数の卓越振動数が生じる等により、どれを固有振動数と判断して良いのか判断に迷う場合が少なくないが、本手法ではそのようなケースではそもそも解が出力されない。判断に迷った末に誤った固有振動数を同定する、といった恐れがないことも、本提案手法の利点であるといえる。

以上のように、冒頭で述べた課題を考慮しても、衝撃振動試験の代替として提案手法を活用するメリットは十分に大きいと考える。

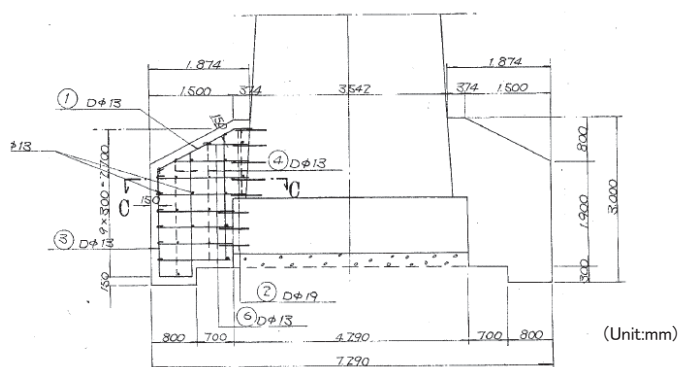


図6-3 提案手法で解が得られなかった橋脚に施工されている補強工の図面

表6-1 解が得られなかった橋脚の計算結果

振動数帯 (Hz)	$a$	$b$	底面からの振動中心の高さ(m)	$f(t)$	$h(t)$	決定係数
1 ~ 4	0.151	0.124	1.756	1.537	0.400	-2.275
2 ~ 5	0.311	0.221	4.832	5.000	0.400	-0.447
3 ~ 6	0.279	0.229	4.672	6.000	0.400	-0.119
4 ~ 7	0.266	0.215	4.484	7.000	0.400	0.070
5 ~ 8	0.190	0.148	2.947	7.483	0.400	-0.842
6 ~ 9	0.115	0.129	0.977	6.000	0.400	-3.662
7 ~ 10	0.095	0.188	1.935	7.000	0.400	-2.121
8 ~ 11	0.066	0.220	2.022	8.000	0.400	-2.161
9 ~ 12	0.042	0.268	2.485	9.000	0.400	-1.692
10 ~ 13	0.006	0.243	1.119	10.000	0.400	-5.503
11 ~ 14	0.027	0.261	2.041	11.000	0.400	-3.682
12 ~ 15	0.034	0.251	1.995	12.000	0.400	-4.586
13 ~ 16	-0.009	0.299	2.100	13.000	0.400	-5.107
14 ~ 17	-0.033	0.347	2.550	14.000	0.400	-4.568
15 ~ 18	-0.061	0.359	2.267	15.000	0.400	-6.224
16 ~ 19	-0.085	0.323	0.785	16.000	0.400	-14.303
17 ~ 20	-0.071	0.270	-0.652	17.000	0.400	-27.077
18 ~ 21	-0.037	0.229	-0.986	18.000	0.400	-32.303
19 ~ 22	0.002	0.168	-2.108	19.000	0.400	-47.972
20 ~ 23	0.032	0.123	-3.089	20.000	0.400	-65.161
21 ~ 24	0.065	0.103	-2.304	21.000	0.400	-54.863
22 ~ 25	0.069	0.080	-3.622	22.000	0.400	-79.036
23 ~ 26	0.039	0.043	-13.204	23.000	0.400	-387.401
24 ~ 27	0.001	0.027	-54.707	27.000	0.400	-4687.953
25 ~ 28	0.005	0.035	-35.055	28.000	0.400	-2038.366
26 ~ 29	0.000	0.024	-64.205	29.000	0.400	-6227.380
27 ~ 30	0.025	0.001	-58.121	30.000	0.400	-5082.812

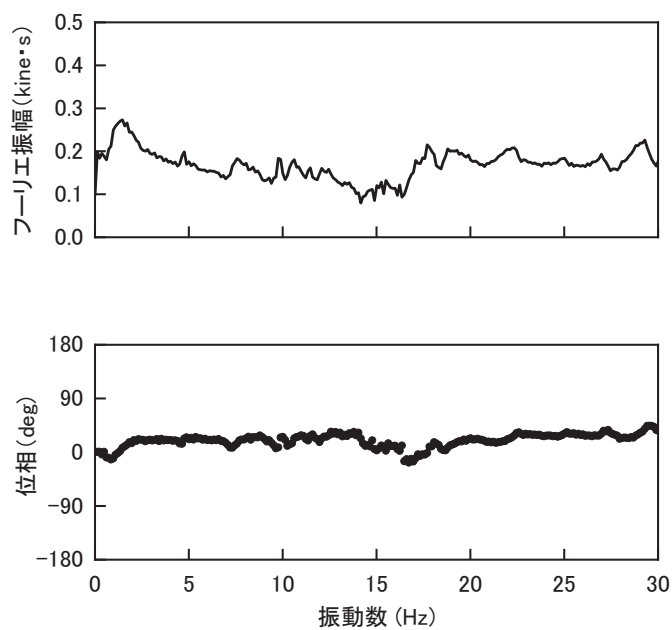


図6-4 提案手法で解が得られなかった橋脚の衝撃振動試験結果

## 6.2 提案手法の導入効果と実用化のイメージ

### 6.2.1 提案手法の導入効果

本項では、提案手法の導入効果について、これまでの検討結果をふまえて述べる。2.6 節において、本研究の目的として以下の2点を設定した。

- ① 衝撃振動試験を代替できるような、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価を安全・容易に行えること
- ② センサ等を用いた連続的な監視により、橋脚の根入れの状態の変化の有無を継続的に把握でき、2年間隔等で実施している目視検査を補える情報が得られること

第4章の検討結果から、提案手法を活用することにより①が実現できると考えられる。現在は、通常全般検査等の目視検査において異常が疑われた際に、必要に応じて衝撃振動試験を実施している。その結果固有振動数の低下が見られた場合には、面的河床調査などのより詳細な調査を行い、措置方針の検討を行っている。衝撃振動試験に代えて提案手法を活用することで、センサを橋脚天端部に設置して微動計測を行うだけで、衝撃振動試験と同等のデータを取得することが可能となり、重錘の設置や打撃作業が不要となる。これにより、固有振動数等を得るための作業を、より安全・容易に行うことが可能となる。

また、第5章の検討結果から、提案手法を活用することにより②が実現できると考えられる。現在は、通常全般検査等の目視検査において異常が疑われた際に、必要に応じて衝撃振動試験を実施しているが、目視検査の機会は2年に1回に実施される通常全般検査や、規制水位を超過した際などに限られる。そのため、融雪期等に、規制水位を超過しない程度の増水が長期間継続した結果河床の低下が進行するような状況を、早期に把握することは困難な場合がある。これに対して、微動計測を連続的にを行い、提案手法を活用することで、日常的に固有振動数等の指標を得ることができるようになるため、洗掘が生じた橋脚に対してより速やかに詳細調査を実施して必要な措置を行うことが可能となる。

さらに、提案手法からは、固有振動数と併せて減衰定数も得ることができる。4.3 節の冒頭においてE橋りょうの例で示したように、提案手法による減衰定数の同定精度は固有振動数と比較すると相対的に低いと思われる点に留意する必要があるが、減衰定数にも着目することで、基礎底面まで洗掘が進行しているかを定性的に把握することが可能と考えられる。ただし、提案手法による洗掘進行過程の把握に関して、現時点では検証事例が模型橋脚に限られているため、今後の課題として、実橋りょうにおいて試行事例を増やしながら、洗掘進行過程を捉えたデータを収集し検討を深度化させる必要がある。

以上で述べた提案手法の導入効果を概念図としてまとめ、図 6-5 に示す。図 6-5 において、紫色の枠で囲んだ部分が現行のフローであり、赤色の枠で囲んだ部分が提案手法を導入することにより実現される部分である。図中には参考として傾斜計による常時監視で捕捉可能な橋脚の洗掘状況についても併せて示している。洗掘がかなり進行し、基礎底面が大きく洗掘される状況にならないと傾斜が発生しないと考えられる一方で、微動計測を行うことで、その前段階である、根入れの低下過程を把握することが可能となる。従って、提案手法を活用することでより早い段階で適切な措置を行うことが可能となるため、橋脚の維持管理において非常に有効であると考えられる。

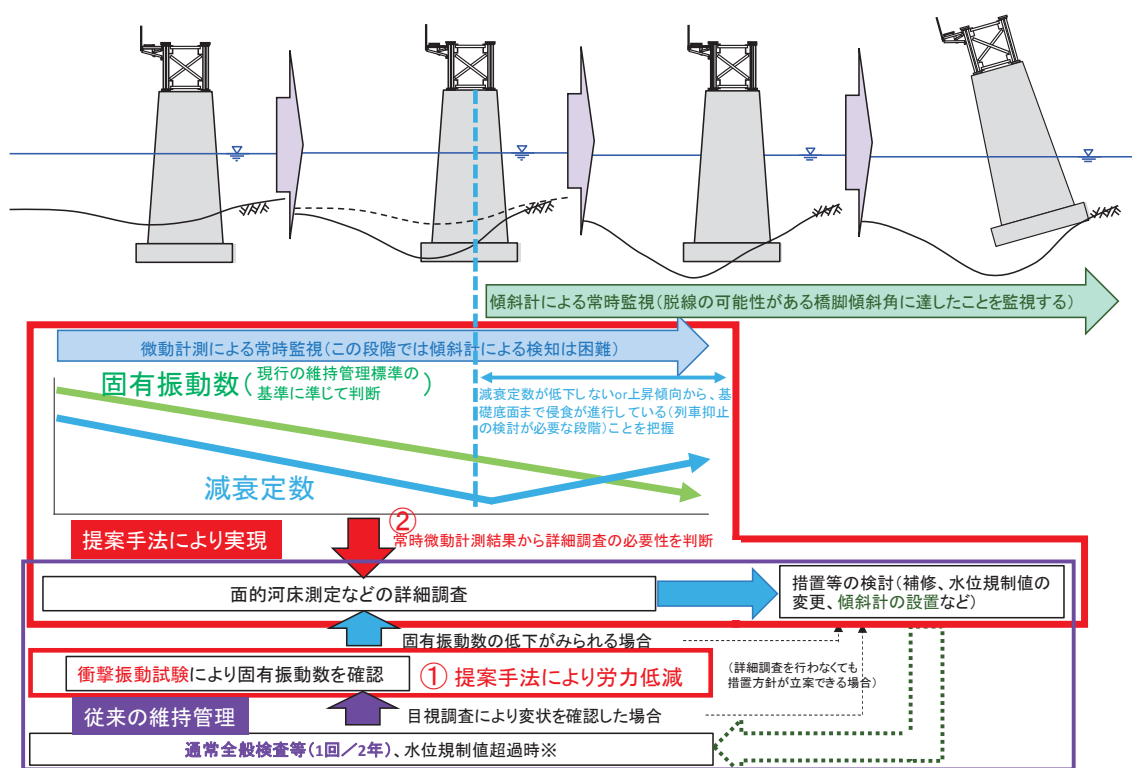


図6-5 提案手法の導入効果 (丸囲みの番号は2.6節で述べた研究目的に対応する)

## 6.2.2 実用化のイメージ

本項では、本研究で提案した手法の実用化のイメージについて、衝撃振動試験の代替として活用する場合、連続的な監視用途として使用する場合のそれぞれについて述べる。

### (1) 衝撃振動試験の代替として活用する場合

第4章で述べたように、提案手法を活用することで、センサを橋脚天端部に設置して微動計測を行うだけで、衝撃振動試験と同様に精度よく固有振動数を得ることが可能で、橋脚基礎の評価を行うことが可能である。重錘の設置や打撃作業が不要であるため、実用に向けたシステム化を考える場合、簡易な可搬型のシステムとして、可搬型のセンサを橋脚天端の両端部に設置し、回収した微動データに対して提案手法を自動的に適用してその結果を出力するシステム(図6-6)が考えられる。この場合、橋軸直角方向および鉛直方向を計測できる速度計または加速度計で構成されたセンサボックス2台が同期計測できるシステムであれば良いが、式(4.14)において橋脚天端の両端部で計測した時刻歴波形の差分を求める必要があるため、センサボックス間の同期が厳密に行われる必要がある。

このような簡易な可搬型のシステムを活用するタイミングとしては、衝撃振動試験の代替として活用するという目的から、2.4節で述べた現行の衝撃振動試験と同様の考え方により、通常全般検査などの定期的な検査や増水後等の随時検査における調査の結果、必要と判断された場合に使用するのが良いと考える。その際の評価は維持管理標準に記載の評価基準(表2-2)に拠ることとなるが、現在の衝撃振動試験と同様、適切な評価のためには予め健全な状態での固有振動数の初期値を得ておくことが望ましい。また、衝撃振動試験では10回程度繰り返して計測することが一般的であるが、提案手法についても、4.3節の冒頭で述べたように、繰り返し計測を行った結果では、提案手法による同定結果の標準偏差が固有振動数に比べて減衰定数では相対的に大きいいため、特に減衰定数にも着目する場合には得られる値のばらつきを考慮できるよう繰り返し計測すること

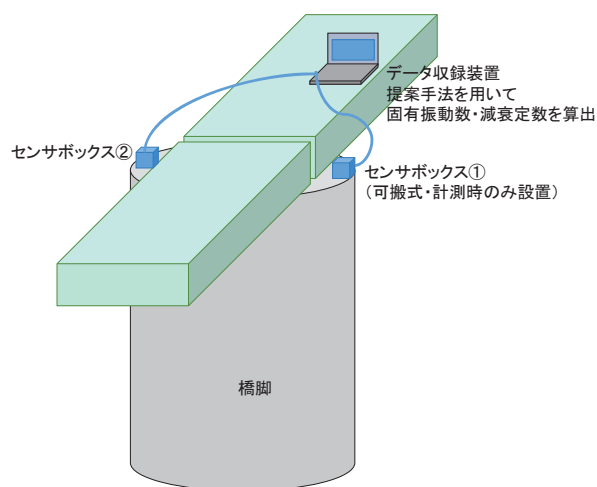


図6-6 衝撃振動試験の代替となる提案手法を活用したシステムのイメージ

が望ましい。

なお、2.4.2項で述べたように、固有振動数や減衰定数の変化は基礎の洗掘以外の理由によっても生じることが知られている。例えば橋脚躯体が損傷した場合には、固有振動数の低下や減衰定数の上昇が生じることが確認されている<sup>49)</sup>。このほか、支承部の損傷などによる振動モードの変化によっても固有振動数や減衰定数は変化しうる。しかし、これらの損傷は、水中に位置する橋脚基礎と比べて、目視での確認が容易である。従って、提案手法を適用した結果から面的河床測定などの詳細調査の必要性を判断する際には、衝撃振動試験を実施した際と同様に、橋脚躯体や支承部などの損傷の有無等を確認することが望ましい。

このような簡易な可搬型のシステムを活用することにより、多くの橋脚において、衝撃振動試験よりも安価でかつ取り扱いが容易な固有振動数同定手法として、定期的な検査や増水後の随時検査の際の目視調査で異常があった際などに活用することができ、衝撃振動試験と同等に橋脚の維持管理に必要な評価を行うことが可能となる。

## (2) 連続的な監視用途として使用する場合

前項のシステムをさらに発展させ、恒常的な電源や通信設備を整備してセンサを橋脚天端部に常設した常時監視システムとすることで、連続的な橋脚基礎の状態監視に活用可能である。ただし、常設する場合にはセンサ自体のコストのほか、電源や通信設備などのコストがかかるため、常時監視の対象とする橋脚を絞り込む必要がある。そのための方法として、例えば将来的な洗掘被災リスクを評価するための洗掘採点表<sup>111)</sup>(表6-2)を活用することができる。採点表により相対的に点数

表6-2 洗掘採点表<sup>111)</sup>

評価項目		区分	点数	
河川の環境条件	地形	平野	10	
		谷底平野	10	
		扇状地	0	
		山間地	5	
	河川幅の狭窄	無	15	
		有	0	
	河床材料	砂	10	
		礫	0	
	河床全体の低下	有	0	
		無	10	
河川の湾曲に対する橋脚の位置	直線および曲線内側	15		
	曲線外側	0		
橋りょう(橋脚)の構造条件	河川敷に対する橋脚の位置	流水中	5	
		陸地(護岸なし)	10	
		陸地(護岸なし, 流路隣接)	0	
		陸地(整備護岸)	25	
	下流方落差	高さ	なし	20
			~1m	5
	形式	1m~2m	0	
		2m~	◆	
		コンクリート	—	
		ブロック	—	
変状	シートパイル等	—		
	変状有り	◆		
施工範囲	河川幅の一部のみ	◆		
	直接・杭	根入比1.5を満点, 0を0点とする傾斜配点	50	
根入比	ケーソン	根入比3.5を満点, 1.0を0点とする傾斜配点	—	
	根入れ長の変化	1.5m以上の増減がある	◆	
基礎の岩着	岩着と思われる	15		
	岩着	30		
基礎構造形式	直接基礎・木杭	—		
	杭基礎	—		
		ケーソン	—	

評価項目		区分	点数	
防護条件	かご	なし	0	
		不明	0	
		変状有	0	
	ブロック	変状	変状無	5
			変状不明	0
		連結	変状無	20
			変状中・一部流出・乱積み	5
			変状大・流出	◆
			変状不明	0
	はかま	連結	連結	5
河床>はかま上面			20	
根入れ		はかま下面<河床<はかま上面	10	
		河床<はかま下面	◆	
張コンクリート	変状	変状有り	◆	
		変状不明	0	
	敷設範囲	周辺全面	40	
		2D以上(D:橋脚躯体幅)	20	
シートパイル	根入れ	2D未満(D:橋脚躯体幅)	0	
		河床>基礎底面	20	
	変状	河床<基礎底面	◆	
		変状有り	◆	
		変状不明	0	

特記事項	評価
河川改修	—
環境変化	—
河川の流向と橋脚の向き	—
河口部の特殊な条件	—
被災歴	—
隣接橋りょうの存在	—
その他	—

※各項目の該当する点数を合計し、合計点の少ない橋脚ほど洗掘に対する要注意橋脚と判断する  
 ※◆印はその項目に該当する橋脚は合計点に拘わらず要注意橋脚とする  
 ※張コンクリートは橋脚周りに部分的に施工されたものを含む  
 ※—印は、直接評価に加えないが、調査しておくことが望ましい項目

が低く将来的な洗掘被災リスクが高いと評価された橋脚に対しては、豪雨が予想される場合に機動的にセンサを設置していくことは非現実的であることや、融雪期に水位規制値には達しないまでもある程度の増水が長時間継続することで洗掘が進行する可能性を考慮して、センサを常設したうえで提案手法を活用した連続的な橋脚基礎の状態監視を行うのが良いと考える。

さらに、センサとして傾斜角の計測も可能な加速度計を採用した常時監視システムとすることで、提案手法を活用した維持管理としての橋脚基礎の状態監視と、運転規制としての傾斜計測を同一のセンサで実施することができる<sup>71)</sup>(図 6-7、図 6-8)。これにより、根入れの低下段階から最終的に橋脚が傾斜に至るまでの一連の状態を、一つのシステムにより監視することができる。本論文の執筆時点では、この考え方に基づいて傾斜と固有振動数等を同時に評価できるシステムとしては、1 台のセンサボックスのみを使用して橋軸直角方向の微動のみに着目する従来手法を採用したシ

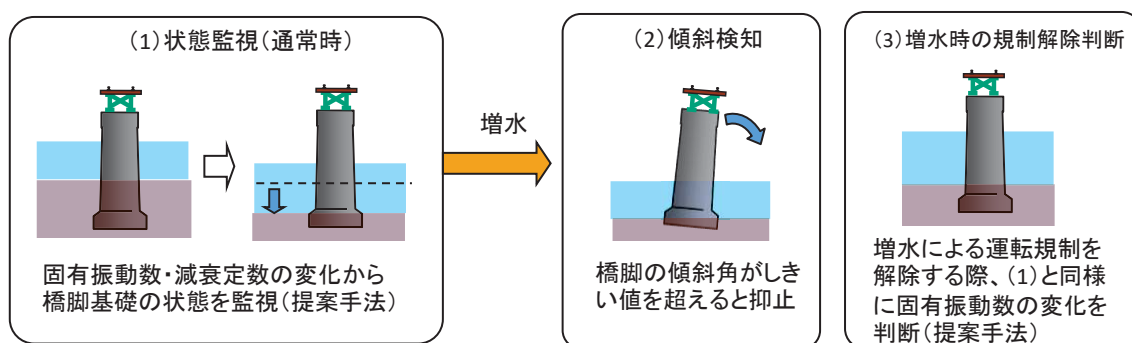


図6-7 提案手法を採り入れた洗掘常時監視システムの用途<sup>71)</sup>を改変

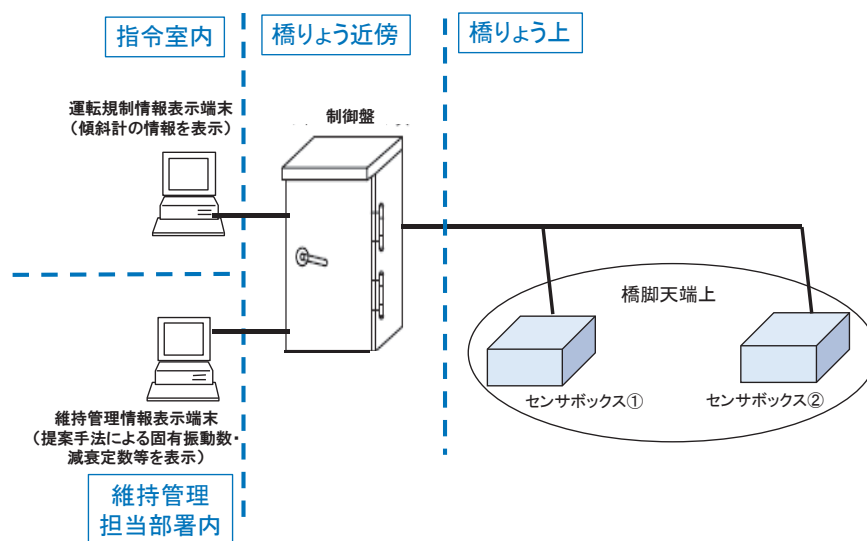


図6-8 提案手法を採り入れた洗掘常時監視システムの構成<sup>71)</sup>を改変

システムが試験的に一部の橋脚に設置された実績がある<sup>22)</sup>が、センサボックスを2台設置して提案手法を採用することで固有振動数の同定精度がさらに向上し、減衰定数による評価も可能となり、かつより多くの橋脚に適用することが可能となるなど、メリットが大きいと考える。

なお、このような常時監視システムを用いる場合、抑止(列車運行の停止)を発動する判断は、現行通り基本的には水位ないし傾斜の基準値超過の有無によることとなるが、提案手法を活用することで固有振動数が精度よく得られるため、固有振動数が短時間で急低下した場合等にも、災害検知装置鳴動時に準じた対応、すなわち抑止して現地確認を行うことが考えられる。この場合の判断基準の考え方として、提案手法から得られる固有振動数は物理量として衝撃振動試験から得られる固有振動数と同等であるため、維持管理標準による基準(表 2-2)を用いて、例えば A1 ランクと判定される、初期値または標準値の 70%となる固有振動数を基準とする方法が考えられる。また、より厳密な判断基準の設定方法として、事前に多点計測による衝撃振動試験結果を基にした固有値解析を実施して基礎底面の水平および鉛直地盤ばね定数や橋脚側面の水平地盤ばね定数を求め<sup>62)</sup>、これらのばね定数を基に、橋脚の安定計算(図 2-13)上最低限必要な根入れ深さに対する固有振動数を算出し、しきい値として設定する方法も考えられる。ただし、河川内での多点計測による衝撃振動試験は非常に労力を要するため、現実的には、当面は維持管理標準の基準を活用しつつ、長期間の固有振動数の変動および河床変動のデータが蓄積されれば、それらをふまえて橋脚ごとに適宜見直しを図っていくのが良いと考える。

また、抑止の解除については、水位が規制値未満に低下し、水位の上昇履歴から桁などの変状が想定されず、かつ本システムにより固有振動数や減衰定数が変化していないことが確認できれば解除可能と判断し、6.2.1 項で述べた判断基準等により橋脚の安定性に懸念が生じるような変化が生じていれば、現地で詳細を確認したうえで判断するという手順が想定される。

減衰定数の変化に関する検討が 5.2 節で述べた模型実験に留まっていることや、増水時の検証事例が 5.3 節で述べた少数の事例に留まっているなど、現状は検証事例が限られていることから、今後の課題として、さらに計測事例を蓄積し、より多くの事例に基づいた検討を行うことで、洗掘に対する評価方法の精度向上を図っていく必要がある。また、特に大きな洗掘に至った際のデータを蓄積することが出来れば、より具体的な詳細調査のタイミング等の提案が可能になると考える。このような課題は残されているものの、本論文では、第 4 章において、提案手法を活用することで衝撃振動試験と同等に、かつ安全・容易に固有振動数が得られることを、更に第 5 章において、固有振動数に加えて減衰定数にも着目することが橋脚基礎の状態把握に有効であるという基礎的な知見を示した。したがって、本項で述べた常時監視システムを、洗掘被災リスクが相対的に高いと考えられる橋脚に予め設置することで、橋脚の維持管理のレベルアップにつながるかと考える。

## 第7章 結論

河川橋りょうにおける橋脚の洗掘災害は、河川増水により橋脚基礎周辺の地盤材料が流出し、最終的に橋脚の傾斜や沈下に至るものであり、近年も国内外で数多く発生している。主に直接基礎やケーソン基礎で根入れの浅い旧式橋脚で問題となることが多く、鉄道橋りょうでは、ひとたび発生すると重大な事故や長期間の輸送障害につながりやすい。そのため、洗掘災害が発生するおそれのある橋脚については根入れの状態を継続的に把握しておくことが望ましいが、流水中の河川内の状態を目視により確認することは難しく、実務上の課題となっているのが実情であった。

第2章では、このような背景をふまえて、鉄道橋りょうにおいて洗掘に伴う災害を防ぐための手法のうち、運転規制や検査の着実な実施といったソフト対策に着目し、現状を概観するとともに課題点を明らかにした。鉄道河川橋脚では、定期的な目視検査に加え、衝撃振動試験により得られる固有振動数を指標とした評価手法を用いている。この衝撃振動試験において実務上課題となっている点を解決し、さらに、目視検査の頻度が限定的であることを補ってタイムリーな対応を可能とするため、以下の条件を満足する手法を開発することを本研究の目的とした。

- ① 衝撃振動試験を代替できるような、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価を安全・容易に行えること
- ② センサ等を用いた連続的な監視により、橋脚の根入れの状態の変化の有無を継続的に把握でき、2年間隔等で実施している目視検査を補える情報が得られること

第3章では、上記の条件をふまえて、橋脚基礎の新たな状態監視手法の開発に向けた方向性を検討した。微動に着目した手法として、従来から、橋脚天端に設置したセンサで計測した微動波形のフーリエスペクトルにおいて卓越する振動数を固有振動数として判断する手法(従来手法)が提案されていた。しかし、橋脚天端部で計測した微動のフーリエスペクトル形状には、橋脚基礎への入力振動となる橋脚周辺の地盤の常時微動のフーリエスペクトル形状の影響が多く現れており、このことが増水時以外において従来手法により橋脚の固有振動数を正しく評価できない原因の一つとなっていることが分かった。そこで、微動に基づく橋脚基礎の状態監視手法の開発に際しての課題を以下のように整理した。

- ・ 従来手法では固有振動数の同定が困難な場合でも、基礎への入力振動を評価することができれば入力と応答のフーリエ振幅比を基に固有振動数を評価できる可能性が高くなるが、基礎への入力振動として地盤の常時微動を計測することは、河川内では現実的に困難である。
- ・ 常時微動はその振幅やフーリエスペクトル形状が一定ではないという性質のものであるため、基礎への入力振動を予め決定しておくことは難しく、都度評価する必要がある。

第4章では、上記の課題を解決するため、衝撃振動試験等により直近の固有振動数の値があらかじめ判明している場合に、橋脚天端で計測した微動のみを基に基礎への入力振動を推定し、計

測した橋脚上の微動と推定した基礎への入力振動のフーリエ振幅比から現在の固有振動数を同定する手法を提案した。

さらにこの手法を発展させ、衝撃振動試験との併用が不要、すなわち直近の固有振動数の値が不明な場合でも、微動計測のみで固有振動数を同定できる手法の構築を行った。本提案手法を鉄道橋りょうでの計測事例から検証した結果、概ね衝撃振動試験による固有振動数と整合した結果が得られ、橋脚の根入れの状態を衝撃振動試験と同一の基準で評価できることを確認した。また、本提案手法からは、固有振動数と同時に減衰定数を得ることも可能である。

本提案手法の適用にあたって必要な現地での作業はセンサを設置するだけであり、重錘による打撃等が不要なため作業安全性が高い。このように、**第2章**で研究の目的の一つとして設定した、「衝撃振動試験を代替できるような、洗掘に対する橋脚の維持管理のための評価を安全・容易に行える」手法を提案することができた。

**第5章**では、橋脚側面や基礎底面の地盤が洗掘により浸食された際の振動性状の変化について、模型橋脚における計測結果から検討した。その結果、根入れが見かけ上十分に存在する状態で、固有振動数の変化に対して減衰定数が大きく低下した場合、側面地盤の細粒分の吸い出しが進行していることが推察されることや、根入れが減少した状態で、固有振動数の低下に対して減衰定数の低下がみられない、あるいは上昇に転じている場合には、橋脚基礎の底面まで浸食が進行しており、橋脚の安定性が大きく低下している可能性があることが分かった。このように、固有振動数に加えて減衰定数を併せて評価することで、橋脚基礎の洗掘状態のより詳細な把握が可能となることを、模型実験結果から明らかにした。

また、水位の変化によらず提案手法の適用が可能であることを、台風通過前後に鉄道橋りょうの橋脚天端部で計測した微動データから示し、提案手法を洗掘に対する橋脚基礎の連続的な状態監視に活用できることを確認した。

このように、**第2章**で研究の目的として設定した、「センサ等を用いた連続的な監視により、橋脚の根入れの状態の変化の有無を継続的に把握でき、2年間隔等で実施している目視検査を補える情報が得られる」ことを、提案手法で実現できることが確認できた。

**第6章**では、提案手法の利点について述べた。微動に基づく従来手法の適用が困難な条件でも本手法は適用可能となるケースがあることが確認でき、適用できる橋脚の範囲が従来手法と比べてより減衰定数の大きな橋脚へと拡大したことを示した。そのため、提案手法は、橋脚の根入れの状態の長期的な監視に、多くの橋脚において活用することが可能と考えられる。さらに提案手法を実務において活用する際に期待される効果と、実用化のイメージについても述べた。

本研究で提案した手法は、同じく常時微動を用いた従来手法と比較しても、より多くの橋脚において安全に、かつより詳細に橋脚基礎の状態監視を行うことが可能となり、旧式河川橋りょう橋脚の維持管理における有用性は高いと考える。

## 参考文献

- 1) 荒澤秀輔, 小山内佳彦, 江幡尚彦, 綿引康太, 久保木利明:水郡線袋田・常陸大子間第 6 久慈川橋りょうの被害状況と復旧工事の着手, SED, No.55, pp.142-149, 2020.5.
- 2) 丸山貴広, 嶋倉ちづる, 関口湧斗:八高線神流川橋りょう洗掘災害, 日本鉄道施設協会誌, Vol.58, No.6, pp.16-17, 2020.6.
- 3) 土橋隆史, 相川信之:東北本線胆沢川橋りょう洗掘災害について, 土木学会第 56 回年次学術講演会, IV-217, pp.434-435, 2001.
- 4) 伊藤彰則, 宮崎真弥, 今泉貴之, 伊東久雄:大雨による只見線大川橋りょうで発生した橋脚洗掘の復旧対策, 日本鉄道施設協会誌, Vol.54, No.10, pp.92-95, 2016.10.
- 5) 井上達也, 伊藤雅, 片桐浩志:角川橋りょう橋脚洗掘対策とその背因考察, 日本鉄道施設協会誌, Vol.56, No.9, pp.34-37, 2018.9.
- 6) 運輸安全委員会:鉄道事故調査報告書, RA2019-1 II, 2019.1.
- 7) ロッケンバッハ浄;近鉄南大阪線大和川橋梁 橋脚傾斜事象と対策工事, 日本鉄道施設協会誌, Vol.57, No.6, pp.32-33, 2019.6.
- 8) 笠太一, 水野誠司, 速水景:西日本豪雨で被災した財田川橋りょうの応急復旧施工～1 日でも早い予讃線の再開に向けて～, 川田技報, Vol.38, pp. 9-1 – 9-2, 2019.
- 9) RAIU (Railway Accident Investigation Unit): Malahide Viaduct Collapse on the Dublin to Belfast Line on the 21st August 2009, *Investigation Report*, No. R2010 – 004, 2010.
- 10) TSB (Transportation Safety Board of Canada) :Bridge failure and derailment Canadian Pacific Railway Freight Train 292-26 Mile 172.5 Brooks Subdivision Calgary Alberta 27 June 2013, *Railway Investigation Report*, No.R13C0069, 2014.
- 11) RAIB (Rail Accident Investigation Branch) :Structural failure caused by scour at Lamington viaduct South Lanarkshire 31 December 2015, *Rail Accident Report*, No.22/2016, 2016.11.
- 12) 西村昭彦, 棚村史郎:既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.118-127, 1989.
- 13) 梶田善, 小林芳正, 川俣淳:振動による橋りょう下部構造物の健全度判定, 鉄道技術研究報告, No.390, 1964.1.
- 14) 羽矢洋, 稲葉智明:衝撃振動試験における新しい評価基準値, 鉄道総研報告, Vol.16, No.9, pp.35-40, 2002.
- 15) 中村豊, 田母神宗幸, 佐藤信二, 立花三裕:常時微動を用いた新しい橋脚健全度評価法の提案, 鉄道総研報告, Vol.8, No.5, pp.47-52, 1994.
- 16) 佐溝昌彦, 渡邊諭, 淵脇晃, 杉山友康, 岡田勝也:河川増水時における鉄道橋脚の固有振動数の特定方法の提案, 土木学会論文集 F, Vol.66, No.4, pp.524-535, 2010.10.
- 17) 雪岡剛哲, 阿部慶太, 神田政幸, 関口琢己, 諸橋由治:常時微動のパワースペクトル面積を用いた鉄道橋梁橋脚の状態監視手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.18, pp.199-204,

- 2014.7.
- 18) 吉留一博, 金哲佑, 五井良直, 濱田吉貞, 北川慎治, 篠田正紀: 常時微動モニタリングによる鉄道橋の洗掘評価に関する検討, 土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会, I -122, 2019.
  - 19) Paul C. Fitzgerald, Abdollah Malekjafarian, Daniel Cantero, Eugene J. O'Brien, Luke J. Prendergast: Drive-by scour monitoring of railway bridges using a wavelet-based approach, *Engineering Structures*, No. 191, pp.1-11, 2019.4.
  - 20) Luke J. Prendergast, Kenneth Gavin, Cormac Reale : Sensitivity Studies on Scour Detection Using Vibration-based Systems, *Transportation Research Procedia*, Vol.14, pp.3982-3989, 2016.
  - 21) 阿部慶太, 神田政幸, 羽田明生, 岩澤永照, 関口琢巳, 諸橋由治, 王林: 列車通過時加速度振幅比と傾斜角を用いた鉄道橋梁橋脚の状態監視手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.18, pp.205-212, 2014.
  - 22) 樺健典, 鈴木修: 橋脚の健全度モニタリングが可能な新しい洗掘検知装置の開発, *JR EAST Technical Review*, No.45, pp.53-58, 2013.
  - 23) 樺健典, 杉崎光一: 列車通過時の最大変位を指標とした橋脚の洗掘状態評価の検討, 土木学会第 69 回年次学術講演会, CS7-003, pp.5-6, 2014.9.
  - 24) 小野田滋: 鉄道構造物探見, *JTB キャンプックス*, pp.184-189, 2003.1.
  - 25) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道技術講座・災害事例に学ぶ鉄道防災, 鉄道総合技術研究所, pp.4-1 - 4-3, 2014.12.
  - 26) 大越正之: 多摩地域における砂利採取と鉄道網の変遷に関する研究 - 国鉄下河原線を対象として -, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 4-192, pp.383-384, 2011.
  - 27) 福成孝三, 白井勝二, 吉川勝秀: 河川の土砂収支・河床変動の実態と河道管理に関する実証的研究, *水文・水資源学会誌*, Vol.24, No.2, pp.85-98, 2011.3.
  - 28) 庄村和剛, 神崎諭, 富永真生, 大隅祐治: 平成 29 年 7 月九州北部豪雨により被災した久大線花月川橋りょうの災害復旧計画について, 土木学会第 73 回年次学術講演会, pp.1597-1598, 2018.
  - 29) 濱田吉貞, 坂田鷹起, 相原修司, 本田正和, 松本英宜: 平成 30 年 7 月豪雨における芸備線第 2 三條川橋りょうの被災と復旧: 構造技術資料(西日本旅客鉄道), No.8, pp.68-72, 2019.10.
  - 30) 石田雅博, 野々村佳哲, 福井次郎, 大塚雅裕: 洗掘による道路橋基礎の被害実態とその対策, *土木技術資料*, No.45-8, pp.20-25, 2003.
  - 31) 大沼国弘, 大野光国, 長澤知也: 台風 19 号に伴う河川氾濫により被災した磐越東線阿武隈川橋りょう橋台背面盛土の復旧工事, *SED*, No.55, pp.150-155, 2020.5.
  - 32) 村上温: 鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究, 鉄道技術研究所報告, No.1307(施設編第 573 号), p119, 1986.3.

- 33) 鵜澤星一, 進藤忠丸, 佐々木静夫: 五能線における橋脚洗掘災害と復旧, 日本鉄道施設協会誌, Vol.54, No.7, pp.53-56, 2016.7.
- 34) 村上温, 野口達雄監修: 鉄道土木構造物の維持管理, p.736, 社団法人日本鉄道施設協会, 1998.
- 35) 島村誠: 雨、風、地震に対する列車運転規制方法の改良, 東京大学博士論文, 2008.10.
- 36) 佐溝昌彦: 橋りょうにおける水位規制, RRR, p.38, 2009.07.
- 37) 田中淳一, 三浦麿, 小林敬一: 河川橋梁における橋脚洗掘の原因と対策について, SED, No.16, pp.142-149, 2001.
- 38) 南海電鉄「古い施設を守る先進的でユニークな維持管理技術」: 日本鉄道施設協会誌, Vol.58, No.4, pp.6-8, 2020.4.
- 39) 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, p.50, 丸善, 2012.
- 40) 加藤健二, 鈴木博人, 田中淳一: 洗掘検知装置の概要と警報発令基準値の設定方法, SED, No.17, pp.168-175, 2001.11.
- 41) 有澤哲夫: 総合防災情報システムの更新, 日本鉄道施設協会誌, Vol.58, No.6, pp.66-67, 2020.6.
- 42) 島村誠: JR 東日本における防災に関する研究開発の取組み～進化する観測、評価、対策技術～, JR East Technical Review, No.26, pp.17-24, 2009.
- 43) 飯塚友博, 浦木信孝, 杉原晋作, 後藤晃治: 洪水時における鉄道橋脚部洗掘への影響監視事例, 全地連技術フォーラム(長野), E3-120, 2013.
- 44) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, p.15, 丸善出版, 2007.
- 45) 樺健典, 村岡洋, 池津大輔, 友利方彦: JR 東日本における斜面及び土構造物の検査・維持管理, 地盤工学会誌, Vol.67, No.5, pp.18-21, 2019.5.
- 46) 佐名川太亮, 伊藤彰則, 西岡英俊, 今泉貴之: 大雨で発生した只見線大川橋梁の洗掘被害に対する復旧工事, 基礎工, Vol.46, No.3, pp.73-75, 2018.
- 47) 平尾淳一, 辻奈津子, 崎本純治, 神田政幸, 西岡英俊, 舘山勝: 合理的でコストダウン可能な新しい基礎形式 シートパイル基礎工法, 土木建設技術シンポジウム 2005 論文集, pp.197-202, 2005.7.
- 48) 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) 基礎構造物・抗土圧構造物, pp.169-170, 丸善出版, 2007.
- 49) 平澤征夫, 古澤誠司, 伊藤和幸: RC 高橋脚モデルの損傷過程と振動特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.372, V-5, pp.75-84, 1986.8.
- 50) 羽矢洋, 篠田昌弘, 村田成二: 河床が低下した鉄道河川橋梁下部構造物の健全度診断, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.395-409, 2009.5.
- 51) 西村昭彦, 村井隆雄: 高橋脚の振動性状について, 日本国有鉄道 構造物設計事務所・監修 構造物設計資料, No.38, pp.28-34, 1974.6.

- 52) 羽矢洋, 峯岸邦行, 水野進正: 橋梁下部工の健全度診断に関わる最近の話題, RRR, Vol.63, No.5, pp10-13, 2006.5.
- 53) 関雅樹, 田中宏昌, 堤要二, 山下和敏, 中野聡, 西村昭彦: 鉄道橋の固有振動数に着目した洪水時の安全管理システム, 土木学会論文集, No.686, IV-52, pp.79-89, 2001.9.
- 54) 角雄一郎, 竹之内徹: 洗掘を受けた橋りょう橋脚の応急対策および計測管理, 土木学会西部支部研究発表会, VI-008, pp.829-830, 2013.3.
- 55) SMARTRAIL: User Guidelines: BRIDGE SCOUR MONITORING – A GUIDELINE, 2014.8.
- 56) 渡邊諭, 佐溝昌彦, 太田直之, 岡田勝也: 橋脚の卓越振動数に及ぼす付加質量の影響に関する一考察, 土木学会第 68 回年次学術講演会, I-447, 2013.
- 57) 齋藤拓哉, 中島章典, 竹嶋竜司, Reem Al Sehnawi: 異なる振動レベルにおける模型橋梁の振動特性の変化に関する基礎実験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.261-271, 2012.
- 58) 樺健典, 渡邊諭: 洗掘に伴う橋脚の振動性状の変化に関する実験的検討, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.22, pp.13-20, 2018.7.
- 59) 水野進正, 峯岸邦行, 羽矢洋, 長田光司, 大橋岳: 道路橋への衝撃振動試験の適用, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 6-130, 2005.
- 60) 樺健典, 馬目凌, 渡邊諭: 橋脚底面の状態に着目した洗掘模型実験, 土木学会第 72 回年次学術講演会, III-117, 2017.
- 61) 村中宏豪: 東海道新幹線富士川橋りょうにおける河川増水時の運転取扱いの変更, JREA, Vol.57, No.6, pp.45-48, 2014.
- 62) 鉄道総合技術研究所編: 衝撃振動試験における作業・診断マニュアル, 鉄道技術推進センター, 2020.3.
- 63) 航空・鉄道事故調査委員会: 鉄道事故調査報告書, RA2007-6 IV, 2007.9.
- 64) 渡邊諭: 鉄道の洗掘対策, RRR, Vol.73, No.7, pp.28-31, 2016.7.
- 65) 小林範俊, 島村誠: 橋脚洗掘モニタリング手法の開発, JR EAST Technical Review, No.3, pp.49-52, 2003.
- 66) 新井秀雄, 坂本静穂, 西沢生一, 松波哲夫: 橋脚部の洗掘及び洗掘計についての研究の紹介, 鉄道技術研究所速報, No.69-1010, 1969.4.
- 67) 二瓶泰雄, 色川有, 井出恭平, 高村智之: 超音波ドップラー流速分布計を用いた河川流量計測法に関する検討, 土木学会論文集 B, Vol.64, No.2, pp.99-114, 2008.4.
- 68) 国土交通省北陸地方整備局: 急流河川における浸水想定区域検討の手引き[参考資料], p.14, 2003.9.
- 69) 石澤雅隆, 川合忠雄, 松村政秀, 山口隆司: 振動モード解析を用いた橋梁の洗掘評価手法に関する研究, 鋼構造論文集, Vol.25, No.98, pp.67-79, 2018.6.
- 70) 福本哲也, 吉田育央, 窪田勇輝, 湯尻克宏, 加藤大輝, 武田克史: 橋梁異状検知システムの開発(予兆検知に向けた取り組み), 土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会講演概要集, VI-309, 2020.

- 71) Keyaki, T., Suzuki, O. and Uemura, S.: Development of a new scour detector that enables monitoring of pier soundness, *The Proceedings of International Symposium on Speed-up and Service Technology for Railway and Maglev Systems*, Vol. 7, 2B13, 2015.
- 72) 宮田利雄: わかりやすい振動の知識, pp. 56-59, 鹿島出版会, 1982.
- 73) 小林俊夫, 中村豊, 田母神宗幸: 洗掘に伴う橋脚の振動特性の変化, 土木学会第 48 回年次学術講演会, I-107, 1993.
- 74) 中島章典, 中野貴代美, 中村晋: 常時微動に基づく独立橋脚および橋梁完成系の振動特性の把握, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 305-314, 2010.
- 75) 藤井智規, 福和伸夫, 千賀英樹, 飛田潤, 吉田明義: 常時微動計測による博物館明治村の近代建築物の振動性状データベース構築, 日本建築学会技術報告集, Vol.13, No.25, pp.59-64, 2007.
- 76) 日高みなみ, 佐藤大輔, 青木孝義, 高瀬剛: RC 造灯台の振動特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.805-810, 2014.
- 77) FE Udawadia, MD Trifunac; Comparison of earthquake and microtremor ground motions in El Centro, California, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.63, No.4, pp.1227-1253, 1973.
- 78) 山岸登; 松代における常時微動, 験震時報, Vol.40, pp.33-41, 1975.
- 79) 森芳信: 地盤の常時微動特性と工学的利用, 土木学会論文報告集, No.313, pp.55-64, 1981.9.
- 80) 武澤永純, 山越隆雄, 石塚忠範, 中谷洋明: 山地河川における洪水時の地盤振動特性の評価, 土木技術資料, No.55-7, pp.10-15, 2013.
- 81) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, No.454, pp.29-38, 1993.12.
- 82) 生井貴宏, 佐名川太亮, 西岡英俊, 上野慎也: 衝撃振動試験を用いた橋脚基礎における減衰定数評価手法の検討, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.22, pp.21-26, 2018.
- 83) 橋内真太郎, 茂木初邦: 衝撃振動試験による橋脚基礎地盤の判定, 日本鉄道施設協会誌, Vol.38, No.11, pp.41-43, 2000.11.
- 84) 和田一範, 坂井公俊, 室野剛隆: 実測に基づく鉄道構造物の減衰特性の概略評価, 鉄道総研報告, Vol.30, No.5, pp.35-40, 2016.
- 85) 丸山直樹, 曾我部正道, 原田和洋, 谷村幸裕: 常時微動測定による鉄道ラーメン高架橋の等価固有周期の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.919-924, 2009.
- 86) 和田一範, 坂井公俊, 室野剛隆: 実測に基づく鉄道高架橋の減衰定数の特性把握と低減衰箇所簡易抽出法, 土木学会論文集 A1, Vol.74, No.1, pp.1-12, 2018.
- 87) 田藏隆, 若原敏裕, 清水勝美, 松崎雅彦: 群杭基礎の有効入力動と動的相互作用を考慮した加速度応答スペクトルに関する研究, 清水建設研究報告, No.46, pp.25-32, 1987.10.
- 88) 佐名川太亮, 西岡英俊, 本山紘希, 室野剛隆, 高野裕輔, 陶山雄介, 米澤豊司, 青木一

- 二三:斜杭ラーメン高架橋を対象とした地盤変位作用時の動的挙動に関する実験的検討, 土木学会論文集 C, Vol.71, No.3, pp.163-176, 2015.
- 89) 實地雄大, 室野剛隆:杭基礎による入力損失効果の実務的評価手法の提案, 土木学会論文集 A1, Vol.73, No.2, pp.473-482, 2017.
- 90) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物), pp.146-148, 丸善出版, 2012.1.
- 91) 香川崇章:土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No.275, pp.69-77, 1978.7.
- 92) 藤野健一, 田中義光, 杉谷康弘:道路工事に係る振動予測技術の向上に関する研究, 平成 21 年度土木研究所成果報告書, No.3, 2010.
- 93) 樺健典, 湯浅友輝, 内藤直人, 渡邊諭:橋脚天端両端部の微動計測による橋脚基礎地盤の洗掘に対する健全性評価手法, 地盤工学ジャーナル, Vol. 13, No. 4, pp. 319-327, 2018.
- 94) 樺健典, 渡邊諭, 宮下優也, 太田直之:橋脚天端の両端部で計測した微動に着目した固有振動数同定手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.20, pp.61-68, 2016.7.
- 95) 井上英司, 富田健司:被災橋脚の常時微動測定結果, 地震工学研究発表会講演論文集 24, pp.377-380, 1997.
- 96) 樺健典, 内藤直人, 渡邊諭:微動の計測条件が橋脚の健全度評価に及ぼす影響の考察, 土木学会第 75 回年次学術講演会, III-270, 2020.
- 97) Ting Bao, R. Andrew Swartz, Stanley Vitton, Ye Sun, Chao Zhang, Zhen Liu:Critical insights for advanced bridge scour detection using the natural frequency, *Journal of Sound and Vibration*, No.386, pp.116-133, 2017.
- 98) 樺健典, 宮下優也, 渡邊諭, 太田直之:振動と変位に着目した洗掘模型実験, 土木学会第 71 回年次学術講演会, III-140, 2016.9.
- 99) 内藤直人, 渡邊諭, 樺健典, 馬目凌, 布川修:局所洗掘の進行過程における直接基礎模型橋脚の振動特性, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.2, pp.269-279, 2020.
- 100) 尾崎晃:急勾配開水路関係模型実験におけるフルード相似律の意義について, 土木学会北海道支部技術資料, No.18, pp.94-98, 1962.
- 101) 内藤直人, 渡邊諭:個別要素法による直接基礎橋脚を対象とした地盤-構造物連成系の常時微動特性に関する基礎的検討, 第 55 回地盤工学研究発表会, 2020.7.
- 102) 佐溝昌彦, 渡邊諭, 小林徹, 中村貴史:地盤支持力が河川橋梁の橋脚振動に及ぼす影響に関する模型実験, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp.2473-2474, 2005.
- 103) 鳥居和之, 川村満紀:締め固めた安定処理土における強度と間隙径分布に関する研究, 土木学会論文集, Vol.400, III-10, pp.131-140, 1988.
- 104) 渡邊諭, 内藤直人, 湯浅友輝, 樺健典:断面形状が異なる橋脚模型を用いた新たな固有振動数同定手法の適用性の検証, 第 54 回地盤工学研究発表会, pp.1175-1176, 2019.
- 105) 樺健典, 内藤直人, 渡邊諭:外乱作用下における河川橋脚の常時モニタリング, 土木学会

論文集 F4, Vol.75, No.1, pp.24-37, 2019.

- 106) Chen, S.S.: Flow-Induced Vibration of Circular Cylindrical Structures, p.255, Hemisphere Publishing, 1987.
- 107) 藤井俊茂: 強風災害防止に関する研究開発の現状と今後の展望, 鉄道総研報告, Vol. 19, No. 10, pp. 1-4, 2005.
- 108) 江崎俊岳: 衝撃振動試験による「増水期橋りょう下部工」の安全性確認の妥当性, 平成 9 年度総合技術講演会(建造物検査)講演概要集, pp.25-28, 日本鉄道施設協会, 1997.
- 109) 西林健一郎: 洪水時の土砂動態を測る～河床変動の把握に向けて～, i-NET, Vol.37, pp.4-5, 2014.5.
- 110) 笠松大輔, 小寺信行, 坂本寛章, 近藤政弘: 洗掘被害を受けた橋脚の固有振動数と健全性について, 土木学会第 67 回年次学術講演会, VI-246, 2012.9.
- 111) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, pp.99-108, 丸善出版, 2007.

## 謝辞

本論文の執筆にあたっては、多くの方々からご指導・ご支援を賜りました。

東京工業大学環境・社会理工学院土木・環境工学系の高橋章浩教授には、本論文の取りまとめに際して多くのご指導を頂き、論文の完成に向けて力強いご支援を頂きました。また、学位を目指すことについて深いご理解を賜り、学位審査の主査を務めて頂き、貴重なご助言を多数頂きました。ありがとうございました。

また、東京工業大学環境・社会理工学院土木・環境工学系の北誥昌樹教授、廣瀬壮一教授、竹村次朗准教授ならびに佐々木栄一准教授には学位審査の副査を務めて頂き、論文の完成度向上につながるご意見・ご指導を多数頂きました。先生方の厳しくも暖かいご指導をふまえて論文の構成・内容を見直すごとに、論文の内容が深まり、より充実していくのを実感することが出来ました。改めて深く御礼申し上げます。ありがとうございました。

本論文は、(公財)鉄道総合技術研究所(以下、鉄道総研) 防災技術研究部 地盤防災研究室で取り組んだ研究の成果を中心に取りまとめました。同研究部長の太田直之博士ならびに同研究室長の布川修博士には、研究の遂行に際して終始多くのご指導を賜るとともに、出向という立場であるにも関わらず博士論文を執筆する機会を与えて頂き、また執筆に際して多大なるご支援を賜りました。ありがとうございました。

また、研究の遂行に際して、同研究室の渡邊諭氏からは、研究内容の細部に至るまで終始数多くのご指導を賜りました。また、同研究室の湯浅友輝氏、内藤直人博士(現 豊橋技術科学大学)には研究を進めるにあたり多くの場面でご協力いただいたほか、日々様々な議論をさせていただき、研究成果の充実を図ることができました。さらに、現地計測や模型実験の実施に際しては、同研究室の高柳剛氏、宮下優也氏(現 JR 東海)、佐々木智之氏(現 JR 東海)、阪東聖人氏(現 JR 西日本)、進藤義勝氏(現 JR 西日本)、馬目凌氏に、多大なるご助力を頂きました。これらの素晴らしいメンバーに恵まれ、同研究室に在籍した 3 年余りにわたって、楽しく充実した研究生活を過ごすことができました。ありがとうございました。

鉄道総研 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室の西岡英俊博士(現 中央大学)、佐名川太亮博士、生井貴宏氏(現 長野計器(株))をはじめとする同研究室の皆様には、特に 5.2.2 項で述べた 1/10 スケールの模型実験の実施に際して多くのご協力を頂きました。ありがとうございました。

鉄道総研 事業推進部の佐溝昌彦博士には、洗掘にかかわる過去の研究についてご指導を賜ったほか、本研究の遂行に際して様々な相談に乗っていただきました。ありがとうございました。

名古屋工業大学社会工学専攻の前田健一教授には、5.1 節、5.2.1 項で述べた開水路模型実験に関してご指導を賜りました。御礼申し上げます。

また、ジェイアール総研エンジニアリング(株)の犬塚清氏、山田徹氏には、開水路模型実験の実施に際してご協力を賜りました。ありがとうございました。

株式会社 BMC の杉崎光一氏には、3.3.1 項で述べた現地計測の実施に際してご協力を賜りま

した。ありがとうございました。

また、JR 東日本 防災研究所所長の鈴木博人博士には、研究の初期段階において、橋脚の状態監視について興味を抱き学位を目指す契機を与えていただいたほか、研究内容に関して多くのご助言を頂きました。また、同研究所の植村昌一博士、宮腰寛之博士には現地計測の実施に際して多くのご協力を賜りました。ありがとうございました。

JR 東日本水戸支社・仙台支社・盛岡支社・秋田支社ならびに JR 各社の皆様には、現地計測に際して多くのご協力を賜り、また貴重な資料を提供して頂きました。深く感謝申し上げます。

現在の所属箇所である JR 東日本 構造技術センター 基礎・土構造グループの皆様には、博士論文の執筆に際して、また審査を受けるに際して、業務と両立できるよう、厚いご配慮を賜りました。皆様のご理解により、論文を完成させることができました。ありがとうございました。

最後に、論文取りまとめのさなかに難病が発覚し、日常生活も困難な状況に度々陥る中で、暖かく励まし、応援し続けて下さった鉄道総研、JR東日本の皆様、そして両親に感謝の意を表して結びとします。