劣化度が異なる鉄筋コンクリート橋梁の固有振動数の比較

○弘前大学　正会員　片岡俊一
弘前大学　千船ちはや
弘前大学　正会員　上原子晶久
(株) キタコン　正会員　藤田弘昭

1. はじめに

橋梁の振動特性を利用して健全性を把握する試みは様々に行われている[1]ものの，実構造物での実証例はそれほど多くない．これは，両者の関係に関するデータおよび知見の蓄積量が少ないためと思われる．構造諸元が同一で劣化度が異なる橋梁で振動を計測する機会があったので，劣化の度合いと固有振動数の関係について報告する．

2. 橋梁の概要

対称となる橋梁は，1976 年に竣工した青森県の日本海側にある新赤石大橋と宇名原橋である．**図-1** に新赤石大橋と宇名原橋の側面図を示すが，両者は連続して建設されている．両橋梁とも，ポストテンション方式 PCT 桁橋であり， 6 つの主桁で構成されている．新赤石大橋の支間長は 31.90m であり，宇名原橋のそれは，31.95m と新赤石大橋に比べてやや長い．しかしながら，その差は小さく，同一の構造形式で全く同時期に建設されたことから，振動性状を検討するに当たっては同一視して検討しても良いと思われる．

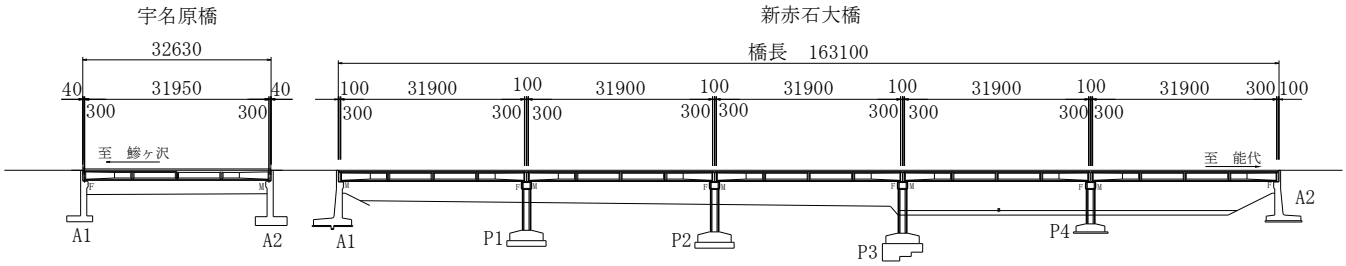

図-1　新赤石大橋と宇名原橋の側面図

文献 2)に基づいて目視で判断した各径間毎の総合的な劣化状況を整理すると**表-1** のようになる．補修状況が異なるために劣化の程度が異なり，劣化の程度からは，宇名原橋，新赤石大橋の第 1 ， 5 スパンのグループと新赤石大橋の第 2 ~ 4 スパンのグループとに分けることができる．

表-1　各スパンの劣化状況と固有振動数

スパン名	劣化状況	固有振動数 [Hz]
宇名原橋	III	4.00
新赤石大橋		
第 1 スパン	II -1	3.59
第 2 スパン	I-2	3.51
第 3 スパン	I-2	3.47
第 4 スパン	I-2	3.48
第 5 スパン	II -2	3.54

3. 振動解析

各径間毎に，**図-2** に示すように，歩道がついている日本海側に 3 台，反対側に 2 台の振動計を設置した．中央部では水平 2 成分上下 1 成分を計測し，それ以外では上下方向を計測している．各振動計のケーブルは橋梁の下に集めた．ただし，新赤石大橋の第 4 ， 5 スパンでは川が流れていることから，このようにケーブルを集めることができず，日本海側 3 地点の計測に留めた．

使用した振動計は，物探サービス株式会社製の地表用微動計 CR4.5-2S であり，測定可能周波数範囲は 0.5 ~ 18Hz である．収録装置は，KEYENCE 社製の PC カード型データ収集システム NR-2000（A/D 分解能：14bit）を用いた．

計測は交通規制をせず，通常通行状況で行った．サンプリング周波数は 50Hz とし，400 秒間のデータを各

キーワード　微動，位相差，パワースペクトル
連絡先　郵便 038-8561　弘前市文京町 3　弘前大学理工学部地球環境学科　Tel:0172-39-3616

スパン毎に 3 ~ 8 回取得した．念のため，重量が大きな車両の通行時には IC レコーダに音声メモを残した．

橋梁中央部で得た振動データのうち車両通行がない区間のデータを用いて，パワースペクトルを求めた．その結果，いずれのスパンでも 4Hz を挟んで 2 つのピークが見られ，最低次の振動モードを判定することができなかった．

測定点間の位相差を調べるために，図-2 に示す V1 を基準点とし，各観測点との伝達関数を求めた．具体的には，

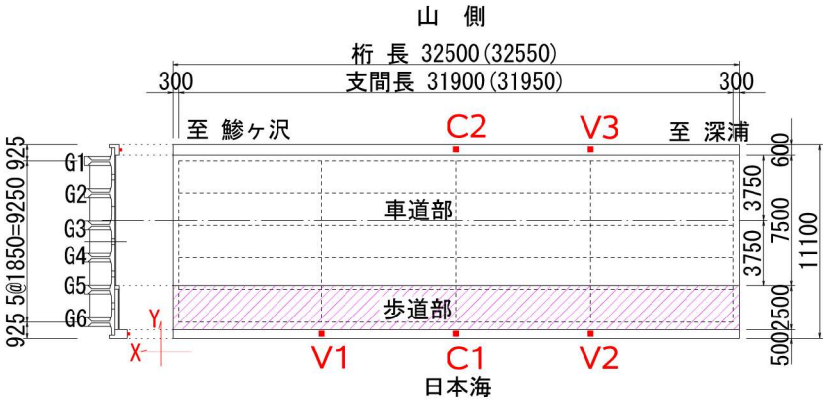

図-2　振動計設置位置

400 秒間の観測データから通過車両の影響がないと思われる部分 3 箇所を 40.96 秒づつ取り出した．この 40.96 秒を 20.48 秒毎に半分重複させて区切り，各区間毎にスペクトル解析を行い，その結果を平均し，一つの結果とした．その結果，上述したピークのうち低い振動数では山側と海側の位相差が 0 であるが，高い振動数では逆転していることが分かった．第 3 スパンにおける計測結果のパワースペクトルと位相差を図-3 に示す．そこで，2 つのピークのうち低い振動数を最低次の振動モードに対応するものと考え，ピーク振動数を全て平均して表-1 に示す．表からは固有振動数と劣化度のグループ分けは対応しているように見える．つまり，劣化の進捗度が激しいスパンの方が固有振動数が高くなっている．

4．考察

一般的には，劣化が進むと固有振動数が小さくなることが期待される．しかしながら，本例では逆の傾向となっている．その理由として，プレストレスの影響が考えられる．PC 橋梁の劣化と固有振動数との関係を検討した文献[3]によれば，劣化により固有振動数は下がるが，PC ケーブルが切れることで固有振動数は再度高くなる．本橋梁では，塩害[4]による PC ケーブルの腐食により，ケーブル自体が断面欠損している可能性があり，文献 3)と傾向が対応している．

5．おわりに

構造諸元が同一で劣化度が異なる橋梁において微動を計測した．その結果，固有振動数と劣化度のグループ分けとは対応したが，劣化が進んでいるスパンの方が固有振動数は高かった．一般に考えられる傾向とは逆であるが，この理由として，PC ケーブルの影響が考えられる．今後は，数値解析により PC ケーブルの影響等を検討する予定である．

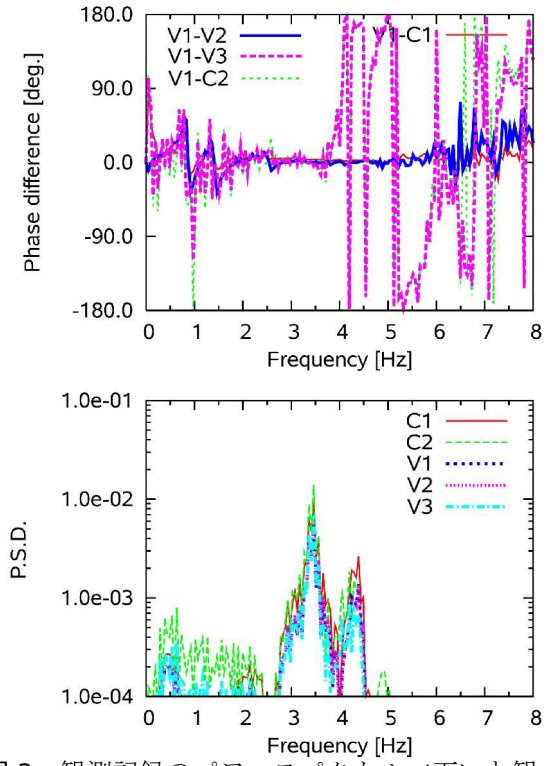

図-3　観測記録のパワースペクトル（下）と観測点 V1 に対する各観測点の位相ずれ（上）

参考文献

1)土木学会構造工学委員会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，土木学会，246p，2000．

2)土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]2001 年制定，2001.

3) Maguire, J. R.: Assessing the dynamic properties of existing bridge structure by hammer testing, Bridge Management,Elsevier applied science, 595-605, 1990.

4) 藤田弘昭，他：北東北地方日本海沿岸における RC 橋梁の塩害に関する耐久性調査，土木学会第 60 回年次学術講演会，5-197，393-394，2005．