

論文 常時微動測定による既設鉄道高架橋の等価固有周期推定法

徳永 宗正*1・丸山 直樹*2・曾我部正道*3・谷村 幸裕*4

要旨：本研究では、鉄道ラーメン高架橋を対象に常時微動計により測定した弾性固有周期から、等価固有周期の設計値を推定する手法について検討を行った。具体的には、高架橋天端及び基部の橋軸直角方向の振動測定結果から弾性固有周期を測定するとともに、これを等価固有周期と比較し整理した。構造物の測定値と等価固有周期の比率は、平均 0.50、標準偏差 0.05 程度であった。さらに、測定値と設計値に差が生じる原因を数値解析により検討し、地盤ばねの倍率、荷重ケースを考慮した補正係数を導入することにより、弾性固有周期の測定値から等価固有周期の設計値を一定の精度で推定できることを示した。

キーワード：鉄道高架橋，等価固有周期，常時微動，地震時列車走行性，H/V スペクトル，増幅率

1. はじめに

構造物の固有周期は、構造物が保有する耐震性能や地震時の列車走行性を左右する重要なファクターである。鉄道構造物においては、構造物全体系（天端）に関する荷重-変位曲線上における初降伏点への割線剛性から算定される等価固有周期を用いて、新設構造物の耐震設計だけでなく、既設構造物の耐震診断及び維持管理に関する有用な情報も与えられている^{1),2)}。図 - 1 に鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以下、耐震標準という）におけるラーメン高架橋の等価固有周期の算定法及び定義を示す¹⁾。

既に鉄道構造物においては、衝撃振動試験により弾性相当の固有周期を求め、これに基づき橋脚の健全度判定を行う手法が確立されており、測定技術や評価指標等が体系的に整理されている。とくに洗掘等、橋脚の支持条件が大きく変わる場合には、剛性の 1/2 乗に反比例する固有周期も有意差を持って変化するため、有効な評価指標となりうる。これらの技術は鉄道構造物の維持管理業務において既に重要な役割を担っている³⁾。

ラーメン高架橋についても、体系的な標準値の整理が進められており、全体 1 次モードでは評価が困難な柱部材の地震被害や耐久性に関しても、より高次の部材振動モードを用いて高精度に検出する手法が提案されている⁴⁾。

前述のように設計上の等価固有周期は、耐震性能や地震時の列車走行性の評価に重要であるが、等価固有周期を測定結果から推定する手法については、体系的な整理がなされていない。測定される弾性相当の固有周期と設計上の等価固有周期の関係を明らかにし、実測から簡易な推定法を提案することができれば、設計資料が十分に残されていない構造物の耐震診断等において一定の有

益性が得られると考えられる。

以上のような背景から、筆者らは前報⁵⁾において、耐震標準に基づき建設されたラーメン高架橋に着目し、等価固有周期の推定法を検討してきたところである。本研究では、前報とは、設計法、建設時期、構造形式、地盤の異なるラーメン高架橋を対象として、以下の検討を行った。

- (1) 常時微動計を用いた多点測定による、弾性固有周期の測定の可否を明らかにする。
- (2) 弾性固有周期の測定値と等価固有周期の設計値との関係について明らかにする。
- (3) 地盤ばね、荷重ケースをパラメータとした数値解析を行い、測定値と設計値の間の差が生じる原因について考察する。

2. 検討方法

2.1 検討対象構造物

表 - 1 に検討対象高架橋一覧を示す。これらの高架橋は、許容応力度法に基づき設計されたものであり、8m スパン張出 3 径間タイプの 1 層又は 2 層の標準設計ラーメン高架橋が中心である。柱高さは 6.5m ~ 19m、基礎は連結、独立の杭形式が中心であり、杭長は 4m ~ 14m、地盤種別は G1 ~ G5 である。線区毎の特徴としては、線区 A、線区 B の一部、線区 C の一部が柱高さの高い 2 層ラーメン高架橋である。また、線区 A、線区 B、線区 E の地盤種別は G2、G3 であり、比較的地盤が良く変化が少くない線区である。一方、線区 C は G1、G4、G5、線区 D は G3、G4 であり、地盤が比較的軟弱かつ変化が激しい線区である。

2.2 解析方法

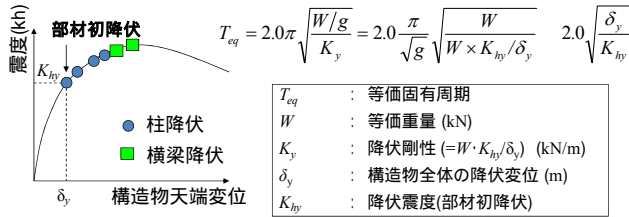
図 - 2 に対象としたラーメン高架橋の代表的な解析モ

*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造力学 研究員 工修 (正会員)

*2 前(財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 研究員 工修 (正会員)

*3 (財) 鉄道総合技術研究所 構造力学 主任研究員 博(工) (正会員)

*4 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 研究室長 博(工) (正会員)



等価固有周期:

構造物の静的非線形解析により得られる荷重-変位曲線において、構造物全体の降伏点と原点を結んだ降伏剛性および降伏震度を用いて算出される周期。

構造物全体の降伏点とは高架橋の柱などの上部構造物が最初に降伏に達する点。

図 - 1 構造物の等価固有周期¹⁾

表 - 1 検討対象高架橋一覧

線区	ラーメン高架橋数	地盤種別
A	8	G2,G3
B	14	G2,G3
C	9	G1,G4,G5
D	16	G3,G4
E	16	G2,G3

デルの概念図を示す。前述のようにこれらの構造物は許容応力度法により設計されたものであるが、解析は設計図書に基づき新たに耐震標準に準拠して行った。対象線区は、鋼板巻立て工法により補強されているため、部材の曲げ性能算定時において、充填モルタル分を柱断面に加味した(鋼板は軸方向には寄与しないため曲げ性能の評価では無視)。基礎の支持力係数 α_f は 1.00、材料修正係数 ρ_m は 1.20 とした。このモデルに対して変位制御による静的漸増載荷を行い、初降伏点を求めた。

2.3 測定方法

図 - 3 に測定方法の概念図を示す。測定方法の基本的な考え方は前報と同様に、常時微動による高架橋及び表層地盤の微振動を 4 つの 3ch 速度計で測定した。サンプリング周波数は 200Hz、測定時間は 60 秒とし、各測定地点において 3 回の測定を行った。

速度センサ A は、地表面で高架橋から 5m ~ 10m 程度離れた位置に配置されており、これを地表面応答値とした。また地表面に置かれた測定器の鉛直成分の常時微動は工学基盤面の水平成分の常時微動に概ね等しいとする評価法が提案されている⁶⁾。そこで速度センサ A の鉛直センサを工学基盤面の水平振動成分とした。速度センサ C は高架橋柱近傍の地表面である地中梁又はフーチング上に設置し、これを基礎の振動とみなした。速度センサ B, D は高架橋ブロックの始点と終点に設置した。

2.4 データ整理方法

図 - 4 に測定結果のデータ整理フローを示す。高架橋のデータ整理方法については、3 回測定したセンサ B, センサ C, センサ D の時系列波形(図 - 4 に示す)を

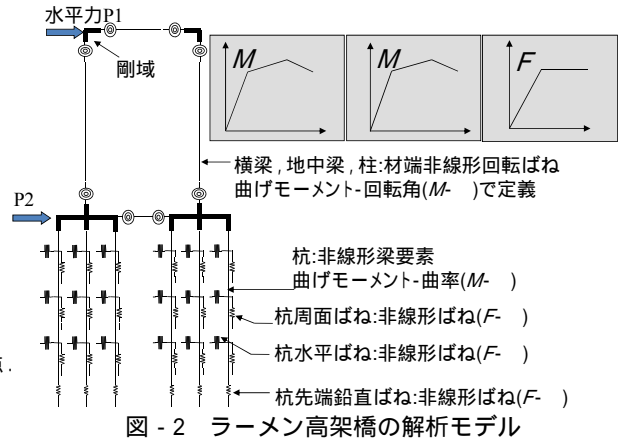
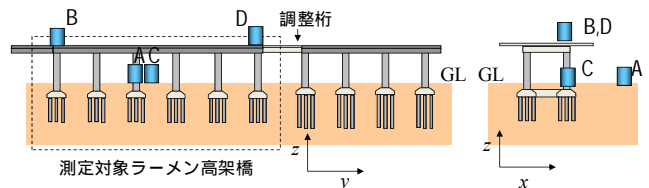


図 - 2 ラーメン高架橋の解析モデル



(a)センサ B 設置状況



(b)センサ配置状況

図 - 3 測定方法の概念図

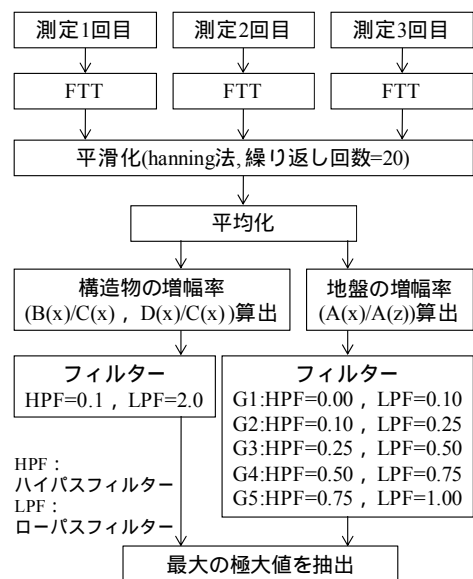


図 - 4 測定結果のデータ整理フロー

高速フーリエ変換(以下、FFT という)により振動数領域に変換した後(), 繰り返し回数 20 回の hanning 法に

より平滑化を行った()。次に、センサ B の x 軸方向 (以下、 $B(x)$ という)又は $D(x)$ のフーリエ振幅とセンサ $C(x)$ のフーリエ振幅の比とから、高架橋の増幅率を算出した()。この高架橋の増幅率から、1次弾性固有周期が含まれると予想される振動数領域 0.1Hz~2.0Hz において()、最大の極大値を抽出し()、高架橋の1次弾性固有周期とした。

地盤のデータ整理方法については、3回測定したセンサ A の時系列波形()をFFTにより振動数領域に変換した後()、繰り返し回数20回のhanning法により平滑化を行った()。その後、 $A(x)$ のフーリエ振幅と $A(z)$ のフーリエ振幅の比から表層地盤の増幅率を算出した()。に示す地盤種毎に設定した振動数領域から、地盤の増幅率の最大の極大値を抽出し()、表層地盤の1次弾性固有周期とした。

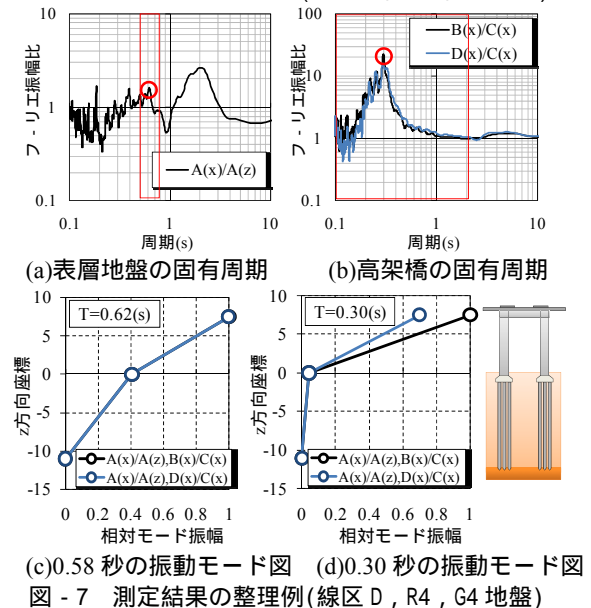
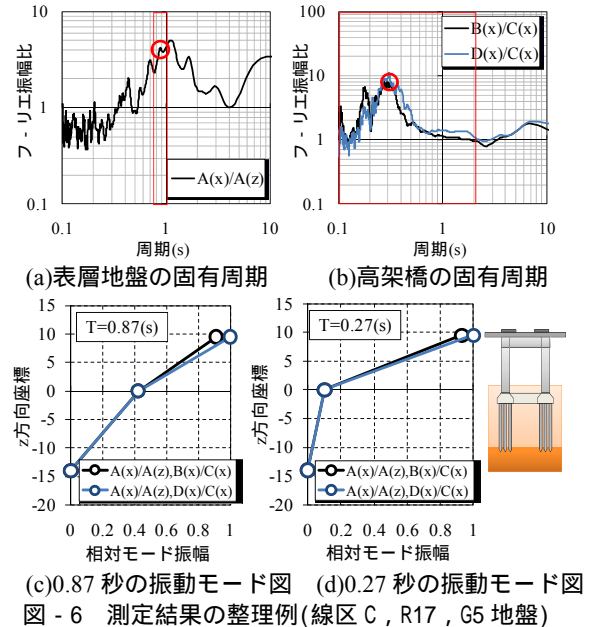
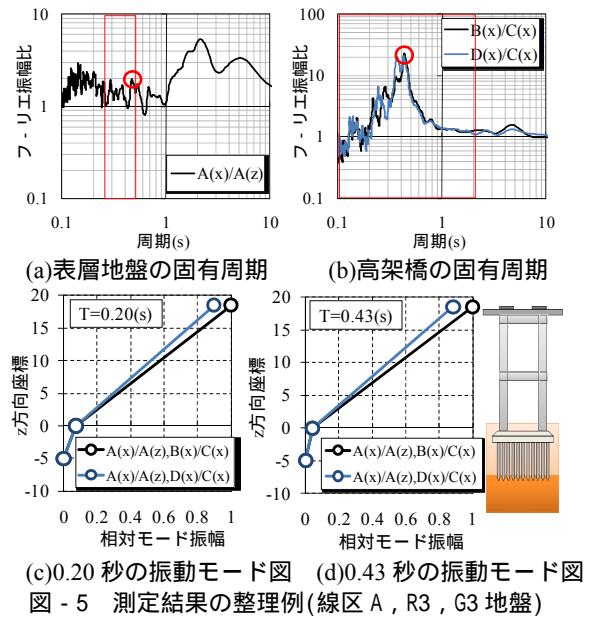
図-5に線区AのR3(G3地盤)における整理例、図-6に線区CのR17(G5地盤)における整理例、図-7に線区DのR4(G4地盤)における整理例を示す。(a)は地盤の増幅率、(b)は高架橋の増幅率、(c)は地盤の固有周期における振動モード図、(d)は高架橋の固有周期における振動モード図を表わしている。(a)、(b)において赤枠はフィルターを、赤丸は抽出した固有周期を示している。(c)、(d)の縦軸が高さ方向の位置であり、高架橋高さ、地表面及び杭長を示している。横軸は $B(x)$ 又は $D(x)$ で基準化した相対モード振幅である。データ整理においては、抽出した地盤及び高架橋の固有周期におけるモード形状が、それぞれ地盤及び高架橋の振動形状を表わしているかどうか確認しながら行った。

地盤の固有周期算出において、地盤種別毎に詳細にウィンドフィルターを設定したのは、高架橋と比較してH/Vスペクトルからは地盤の1次卓越周期を明確に判別できない地点が多くあったためである。図-5~図-7のデータ整理例においても、高架橋と比較して地盤の増幅率には多くの極大値があり、この傾向は本論文で対象とした表層地盤で一般的に見受けられた。前報においても、比較的地盤の良い線区では、地盤の卓越周期を明確に判別できない場合があり、更に地盤が良好な地盤が多い本研究でも明確化が困難であった。よって以下、本論文における地盤の固有周期の測定値は参考値と考えるのが適切であると考えられる。

3. 検討結果

3.1 測定値/設計値の全線区評価

図-8~図-12に線区A~Eそれぞれの高架橋及び地盤における等価固有周期の設計値と弾性固有周期の測定値の比較を示す。(a)は高架橋、(b)は地盤の比較である。



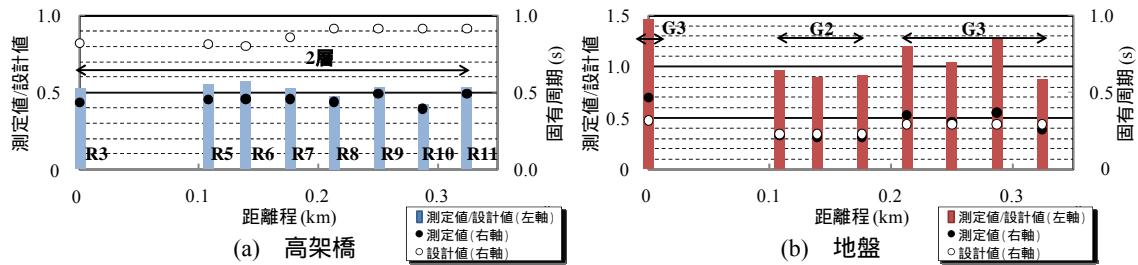


図 - 8 線区 A における固有周期の設計値と測定値の比較

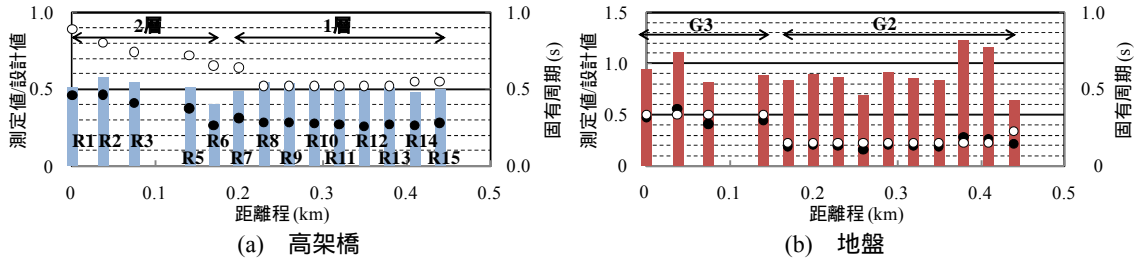


図 - 9 線区 B における固有周期の設計値と測定値の比較

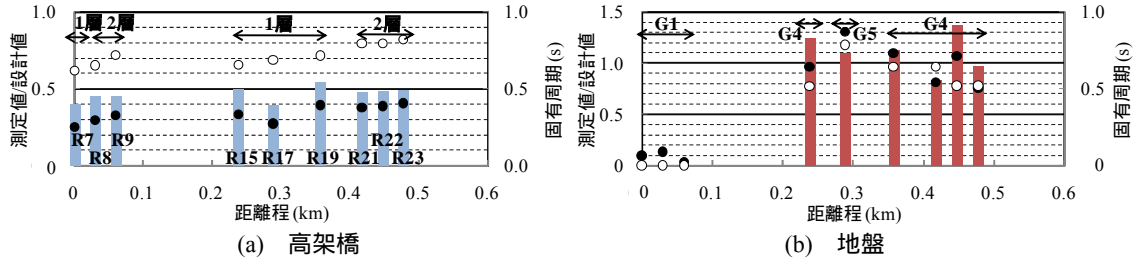


図 - 10 線区 C における固有周期の設計値と測定値の比較

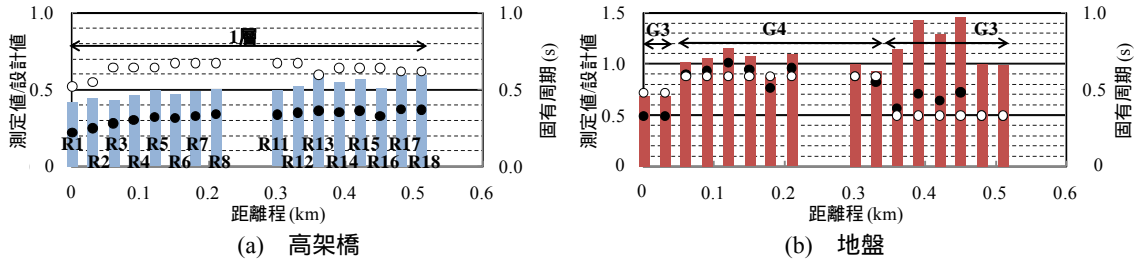


図 - 11 線区 D における固有周期の設計値と測定値の比較

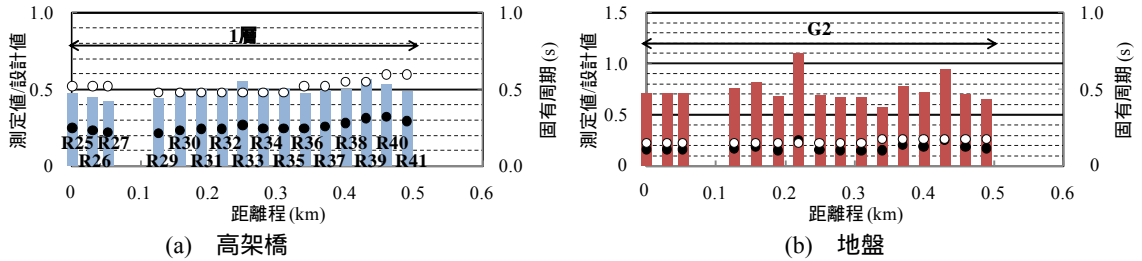


図 - 12 線区 E における固有周期の設計値と測定値の比較

右縦軸に固有周期を、左縦軸に弾性固有周期と等価固有周期の設計値の比率を示した。

図 - 8(a) ~ 図 - 12(a)より、高架橋の固有周期の測定値と設計値の比率、測定値/設計値のばらつきは小さく、線区、測定位置等に関係なく一定の値を示す傾向にあることが分かる。高架橋の測定値/設計値は0.40 ~ 0.61の範囲であり、平均0.50で標準偏差は0.049であった。このことから、弾性固有周期の測定値に2.0程度の補正係数を乗じることで等価固有周期の設計値を推定することが

できると考えられる。

図 - 8(b) ~ 図 - 12(b)より、地盤の固有周期の測定値と設計値の比率、測定値/設計値は、高架橋と比較してばらつきが大きい結果となった。比較的地盤の良い線区 A、線区 B、線区 E では設計値が測定値を上回る傾向にあり、地盤の悪い線区 C、線区 D では測定値が設計値を上回る傾向にあった。地盤の固有周期の測定値/設計値は0.57 ~ 1.46の範囲にあり、平均値は0.95、標準偏差は0.224であった。

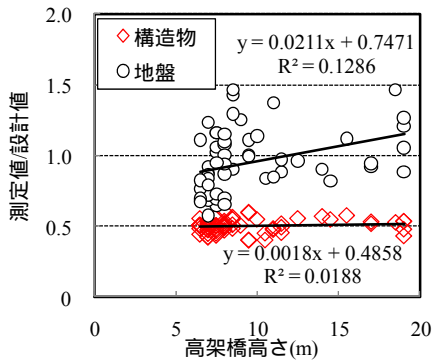


図 - 13 測定値/設計値と高架橋高さの関係

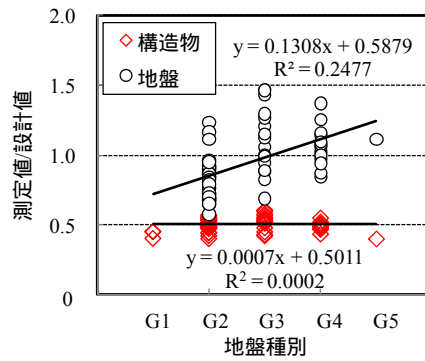


図 - 14 測定値/設計値と地盤種別の関係

表 - 2 荷重条件比較

荷重条件	文献 ⁵⁾		本論文	
	設計値	測定値	設計値	測定値
死荷重 (軌道重量以外)				
軌道重量		×		
雪荷重		×	×	×
列車荷重		×		×

○=考慮 ×=考慮せず ■=相違点

3.2 測定値/設計値とパラメータの関係

図 - 13 図 - 14 に測定値/設計値と高架橋高さの関係、測定値/設計値と地盤種別の関係をそれぞれ示す。

高架橋の測定値/設計値は高架橋高さ、地盤種別と相関がほとんどなく、一定の値を示す傾向にあった。この傾向は前報の結果とも一致している。また、地盤の測定値/設計値についても強い相関は認められなかった。

3.3 前報の測定値/設計値との比較

本論文の結果である高架橋の測定値/設計値の平均 0.50 は、前報の結果である平均 0.33 とは異なる。前報の結果と本論文の結果の差異としては、荷重条件の相違、構造形式・地盤条件の相違、高架橋剛性の経年変化、被災経験の違い等が考えられる。

荷重条件の相違に関して、表 - 2 に前報と本論文における荷重条件を比較したものを示す。表より、設計値における雪荷重と測定値における軌道荷重に相違点が存在する。軌道重量の相違については、前報で測定した鉄道ラーメン高架橋は、建設中のものでありスラブ上に軌道が敷設されていなかったため、重量が設計条件の重量よりも小さい状態であった。そのため、弾性固有周期の測定値は 5%程度小さめの値となっていた。また、雪荷重の相違については、前報の等価固有周期の設計値は雪荷重を考慮した解析から算出したため、等価固有周期の設計値は平均で 15%程度長めに算出されている。前報の測定値/設計値の値を荷重条件が本論文と等しくなるように修正すると、式(1)から 0.41 程度となり、本論文の結果に近づく。

$$\frac{\text{測定値}}{\text{設計値}} = 0.33 \times \left(\frac{1+0.05}{1-0.15} \right) = 0.41 \quad (1)$$

構造形式・地盤条件の相違に関しては、前報が比較的柔らかい地盤における、地中梁を有する 1 柱 1 杭構造、スパン 10m の調整桁式ラーメン高架橋であるのに対し

て、本研究では、比較的硬い地盤が多く、群杭を有する独立基礎構造、スパン 8m の張出式ラーメン高架橋である。これらから等価固有周期算定時の高架橋天端変位に占める基礎変位、基礎ロッキング変位の割合が異なることなどが影響したことも考えられる。

高架橋の経年変化に関しては、コンクリートのヤング係数が経年とともに低下する可能性があることが知られているが、これによる長周期化も懸念される。

被災経験の違いに関して、本論文の対象線区は降伏荷重を超えた数 δy 程度までの載荷を経験している。その後、鋼板巻立て工法により補強されているが、定性的に対象線区の高架橋は長周期化している可能性がある。

今後、別線区に対する測定、解析を実施しながら、最終的な算定法を提案したいと考えている。

3.4 固有周期の補正係数の工学的解釈

設計値は部材の初降伏点と原点とを結んだ際の剛性から求められる等価固有周期であるが、測定値は図 - 1 において載荷初期の剛性から求められる弾性固有周期と同等のものである。従って、設計値の固有周期も全断面有効剛性と見なせる載荷初期の荷重-変位関係から弾性固有周期を算出し、測定値と比較することで、固有周期に影響を及ぼす要因を考察できると考えられる。

前報では、地盤ばね、コンクリート強度、荷重条件をパラメータとした静的非線形解析より、地盤ばね、荷重条件が弾性固有周期に大きく影響を及ぼす要因であるとしている。本論文では、前報をもとに、地盤ばねの剛性(1倍, 4倍, 10倍)、荷重ケース(死荷重+列車荷重, 死荷重)をパラメータとした静的非線形解析により検討した。

設計で用いられる地盤ばねはひずみレベル 10^{-3} 程度を目安に定められたものであるが、常時微動や衝撃振動試験等のひずみレベルは 10^{-6} 程度と考えられる。微小ひずみレベルにおける地盤ばね定数は理論式により求めることができるが、この値は設計のその概ね 4~10 倍程度となる⁷⁾。

検討対象高架橋は、線区 A の R17 (G2 地盤), 線区 B の R8 (G2 地盤), 線区 C の R19 (G4 地盤) とした。

図 - 15 に静的非線形解析の水平変位 - 震度の関係の例として、線区 C の R19 の結果を示す。図 - 15(a) から、列車荷重の有無が水平変位 - 震度関係に与える影響はほとんどないことが確認できる。図 - 15(b) から、地盤ばねの影響により水平変位 - 震度関係が変化しており、地盤ばねの倍率と共に剛性が大きくなるのが分かる。

表 - 3 に対象高架橋に対する解析結果の一覧を示す。図 - 16 に解析結果より求めた等価固有周期 T_{eq} , 弾性固有周期 T_{in} と地盤ばね, 荷重ケースの関係を示す。地盤倍率 4, 10 に対しては、定義上等価固有周期は存在しないため、弾性固有周期 T_{in} のみ示した。各高架橋について、荷重ケース, 地盤ばねの影響により, T_{eq} , T_{in} が変化しているのが分かる。 T_{in} における荷重ケースの影響は 2% 程度, 地盤ばねの影響は 25% 程度であった。本研究でも前報と同様に、地盤ばねが大きく影響する結果となった。図から T_{in} は地盤ばね, 荷重ケースを考慮することで、測定値に近づくことが確認できる。

以上の解析結果から、等価固有周期の設計値と弾性固有周期の測定値の間に 50% 程度存在した差異は、 T_{in} と T_{eq} の違い、及び地盤ばねに主に起因すると考えられる。

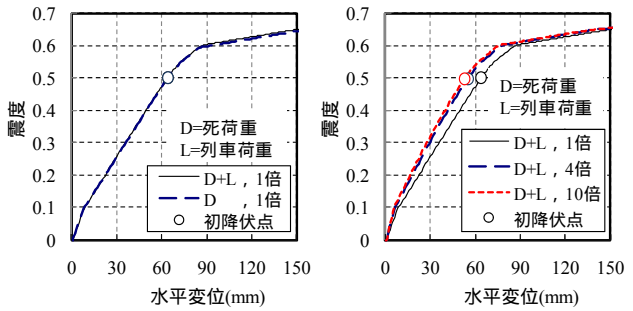
4. 結論

本論文では、許容応力度法により設計された既設鉄道ラーメン高架橋を対象に、常時微動計により測定した弾性固有周期から等価固有周期の設計値を推定する手法の検討を行った。本研究の対象高架橋に関して得られた成果は以下の通りである。

- (1) 常時微動計を用いた多点測定により、高架橋及び地盤振動の 1 次卓越周期を求めた。高架橋の卓越周期は比較的容易に検出できるが、地盤の卓越周期は明確に現れずデータ整理手法に課題が残る。
- (2) 測定された弾性固有周期と設計上の等価固有周期の比率は、平均 0.50, 標準偏差 0.049 であった。
- (3) 上記補正係数の平均値を用いれば、弾性固有周期の測定値から等価固有周期の設計値を一定の精度で推定できると考えられる。
- (4) 測定値と設計値に差が生じる原因を数値解析により整理した。弾性固有周期に地盤ばねの剛性倍率, 荷重ケースの影響を加味することにより、測定値を説明することができる。

謝辞

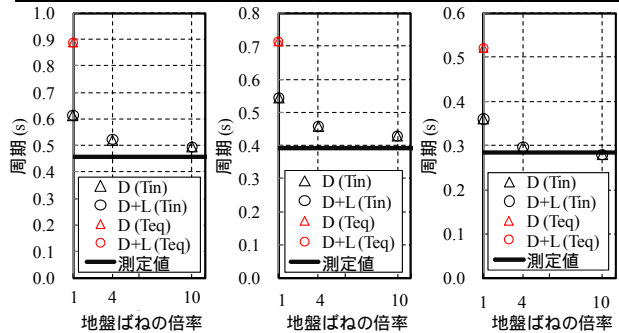
本研究では、鉄道総研 室野剛隆研究室長, 佐藤新二主任研究員, 上半文昭主任研究員をはじめとして関係各



(a) 荷重ケースの影響 (b) 地盤ばねの影響
図 - 15 水平変位 - 震度関係 (線区 C, R19, G4 地盤)

表 - 3 解析結果一覧

No.	解析条件		線区 A, R7		線区 B, R8		線区 C, R19	
	地盤ばねの倍率	荷重ケース	T_{eq} (s)	T_{in} (s)	T_{eq} (s)	T_{in} (s)	T_{eq} (s)	T_{in} (s)
測定値	—	—	—	0.458	—	0.394	—	0.284
1 (設計値)	1	D+L	0.889	0.614	0.715	0.545	0.520	0.360
2	1	D	0.888	0.613	0.716	0.545	0.521	0.360
3	4	D+L	—	0.522	—	0.458	—	0.297
4	4	D	—	0.520	—	0.458	—	0.297
5	10	D+L	—	0.494	—	0.429	—	0.279
6	10	D	—	0.496	—	0.429	—	0.279



(a) 線区 A, R7 (b) 線区 B, R8 (c) 線区 C, R19
図 - 16 固有周期の比較

所から多くの協力を頂いた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 1999
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (変位制限), 丸善, 2006
- 3) 西村昭彦：既設橋梁橋脚の健全度判定に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989
- 4) 西村昭彦：ラーメン高架橋の健全度評価法の研究, 鉄道総研報告, Vol.4, No.9, pp.14-21, 1990
- 5) 丸山直樹：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, 2009
- 6) 中村豊：常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定, 鉄道総研報告, Vol.2, No.4, pp.18-27, 1988
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (基礎構造物・抗土圧構造物), 丸善, 2000