

モデル化の違いが下路ランガートラス橋の動的特性に及ぼす影響

長崎大学大学院 学生会員 ○西行 健 長崎大学工学部 正 会 員 中村聖三
長崎大学工学部 フェロー 高橋和雄 長崎大学工学部 フェロー 岡林隆敏

1. はじめに

近年、日本では高速道路、鉄道、橋梁、トンネル等の社会基盤構造物の維持管理が重要な問題となってきたことから、構造物の維持管理に関する研究が数多く行われている。そうした研究のひとつに、計測や有限要素解析で得られる構造物の動的特性を利用し、損傷を特定するというものがある。有限要素解析においては、対象とする橋梁の動的特性に対しモデル化の影響があると考えられるため、耐震分野においてはその影響に関する研究が行われている。しかしながら、耐震分野と維持管理分野では着目する周波数帯域や振動モードが異なるため、耐震分野における研究成果を直接利用することはできない。そこで本研究では、モデル化の違いが維持管理分野に利用されると考えられる比較的高い振動数領域での固有振動数及び振動モードに及ぼす影響に着目し、解析・検討を行った。

2. 対象橋梁

長崎半島先端部の樺島と脇岬をつなぐ樺島大橋を対象とした。樺島大橋は、昭和 61 年に完成した橋長 227m (最大支間 152m)、幅員 7.5m のランガートラス式の橋梁である。本橋を対象とした理由として、長崎大学で行った振動計測の結果得られたデータ¹⁾²⁾から、解析モデルの妥当性を確認できるという点が挙げられる。

3. 解析概要

本研究では、midas Civil を用い樺島大橋の上部工を図-1 のように 3 次元弾性はり要素でモデル化し、表-1 に示す 6 ケースの固有値解析を行った。吊材を分割する場合、全ての吊材に対し同じ分割数となるようにモデル化を行い、またせん断変形を考慮する場合においては全要素に対し考慮するものとした。境界条件については、片端をピンとし、もう一端をローラー支点とした。縦桁と横桁の節点は図-2 の点線で示すように剛体的に連結させ、独立節点と従属節点の相互移動を拘束し、両節点間の距離を一定に保つようにした。また縦桁と床版の連結については、質量を持たない剛な要素で繋いだ。床版のモデル化については、鉄筋コンクリート部分だけの剛性を考え、舗装や歩道のクラッシャーラン (質量密度: 2t/m^3) については剛性を無視し、質量のみを考慮した。主桁、主構の材料は一般的な鋼であるため、その特性値としてヤング率 200kN/mm^2 、ポアソン比 0.3、質量密度 7852.3kg/m^3 とした。床版の材料特性に関しては、ヤング率 28kN/mm^2 、ポアソン比 0.2 とし、舗装及び歩道の質量を考慮するため、質量密度 3343.84kg/m^3 とした。

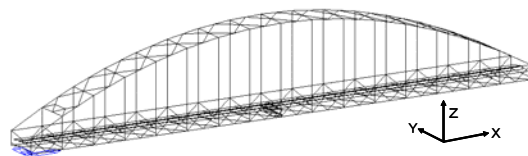


図-1 樺島大橋の上部工モデル

表-1 固有値解析ケース

	吊材の分割数	せん断変形の考慮
Case1	分割無し	無
Case2	分割無し	有
Case3	2	無
Case4	2	有
Case5	4	無
Case6	4	有

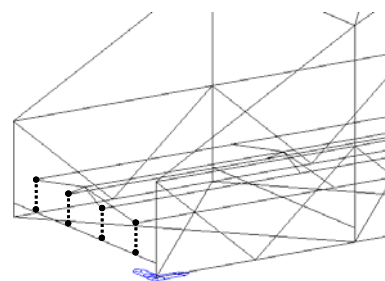


図-2 剛体連結図

4. 解析結果

Case1 の 9~10Hz (25~39 次モード) において図-3 に示すように下横構が局部的に振動するモードが複数出現する。今回はこういった局所的な振動ではなく、構造全体が振動するモードに着目しているため、Case1 における 24 次モードまでの固有振動モードに対するモデル化の影響について以下に述べていく。

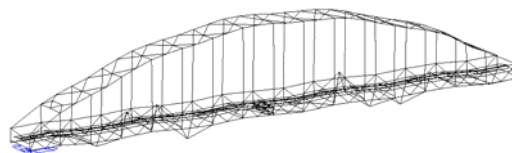


図-3 Case1 の 25 次モード

4.1 吊材の分割の影響

Case1 の振動数及び各ケースにおける Case1 のモードに対応する振動数を並べて表-2 に示す (紙面の制約上 16~24 次を表示). この表において Case3, 5 と Case1 を比較してみると, 吊材を分割することにより全体的に振動数が 0~5.5%程度高くなる傾向があることがわかる. 最も振動数の変化が大きいものは, Case1 の 17 次モードに対応するものである (Case3 で+3.3%, Case5 で+5.5%). そのモード図を図-4 に示す. 振動モードについては, 吊材の振動が卓越しているモードが出現するとともに, 吊材と主構の振動が連成したモードに変化するものもある. この一例として Case1 の 18 次モードとそれに対応する Case5 のモード図をそれぞれ図-5(a), (b) に示す.

4.2 セン断変形の影響

表-2 において Case1 と Case2 の結果を比較し, セン断変形の影響のみについて検討する. セン断変形を考慮することで, 全体的に振動数が 1~7%程度低くなる傾向がある. 特に Case1 の 24 次モードに対応するモードでは Case1 に対し-6.6%と大きな変化が見られた. そのモード図を図-6 に示す. このように, セン断変形を考慮することによる振動数の変化は大きい, 振動モードの変化はほとんど見られなかった.

次に吊材を分割した Case4, 6 の結果について考察する. まず振動数の変化については, Case3 と Case4, Case5 と Case6 を比較した場合にはセン断変形を考慮した Case4, 6 の方が振動数は小さくなる. しかし上述したように, 吊材を分割することにより振動数は高くなる傾向があるため, Case1 と Case4, 6 を比較した場合には-5%~+4%程度の変化がある. 振動モードについては 4.1 で述べたように吊材と主構の振動が連成したモードに変化するものがある. また, Case1 における 23, 24 次モードが連成するという特徴がある. 図-7 に Case1 における 23 次モードのモード図を示す.

5. まとめ

今回の解析により, 本橋においてはセン断変形の考慮及び吊材の分割数が高次の固有振動数・振動モードに与える影響は大きいことがわかった. 振動数については, 基準となるモデル (セン断変形考慮無, 吊材の分割無) に対し-7%~+5%程度の変化がみられ, 全体的な振動数の変化については, セン断変形を考慮することによる影響の方が吊材を分割することによる影響より大きかった. また振動モードについては, 吊材を分割することにより吊材と主構の振動が連成したモードに変化する場合があること, また近接する固有値を持つモードが連成する可能性があることが明らかになった.

6. 今後の課題

今後は, 固有振動特性に対する影響だけでなく, 時刻歴応答に対してもどのようにモデル化の影響が生じるかについて検討していく必要があると考えている.

[参考文献]

- 1) 岡林隆敏, 原忠彦: 道路橋振動特性推定における衝撃加振法の適用, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.731-738, 1988
- 2) 奥松俊博, 岡林隆敏, 房前慎一, 船原祐樹, 大岩根健吾: 2段階推定法による橋梁振動特性の高精度自動推定, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.227-236, 2006

表-2 各ケースの振動数表 (Hz)

次数	Case1	Case2	Case3
16	6.1386	5.9998	6.1634
17	6.2389	6.1686	6.4439
18	6.3489	6.1683	6.3519
19	7.4955	7.2369	7.5080
20	7.7988	7.7105	7.9243
21	8.3397	8.0918	8.5526
22	8.5994	8.2719	8.7725
23	8.7126	8.5926	8.8827
24	9.2787	8.6681	9.2826
次数	Case4	Case5	Case6
16	6.0252	6.1696	6.0266
17	6.3749	6.5819	6.5156
18	6.1711	6.3528	6.1945
19	7.2460	7.5063	7.2394
20	7.8509	7.9390	7.8635
21	8.1981	8.4621	8.1470
22	8.5769	8.6384	8.3921
23	8.7591	8.9022	8.7831
24	8.7950	9.3233	8.8165



図-4 Case1 の 17 次モード

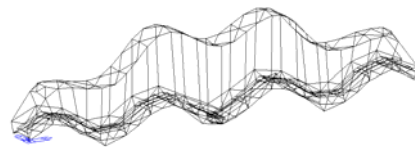


図-5(a) Case1 の 18 次モード

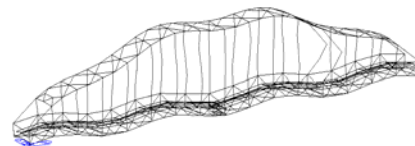


図-5(b) Case5 の 49 次モード

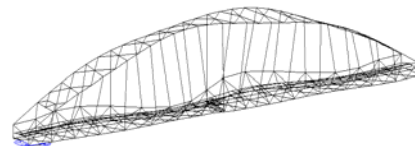


図-6 Case1 の 24 次モード



図-7 Case1 の 23 次モード