

吊材の断面欠損が下路ランガートラス橋の固有振動特性に及ぼす影響

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、構造物の維持管理の重要性が増している中で、構造物の固有振動数の変化から損傷を検出しようとする研究が行われている。しかしながら、構造物の部分的な損傷、例えばある一部材の破断によって固有振動数や振動モードがどういった変化を起こすかは必ずしも明確となっていない。つまり、どの程度の振動数の変化を検出する必要があるのか、またどういった位置にセンサー等の器具を設置するのが適切かということに関する基礎的なデータが不足しているのが現状である。そこで著者らは以前、下路ランガートラス橋を対象に吊材の破断による固有振動数や振動モードの変化を調査した。今回はより軽微な損傷（断面の 1/2 が欠損した場合）に対する固有振動特性の変化に着目し、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、汎用有限要素解析ソフトウェア MARC を用い固有振動解析を行った。今回は、吊材が健全な状態である場合（解析 A）、図 - 1 に示す吊材 1～15 の下端部で亀裂が発生したとし、断面が順に図 - 2(a)、(b)に示すようそれぞれ 1/2 に減少した場合（解析 D1～D15、解析 E1～E15）について解析を行った。この状態を表現するため、吊材を下端部から 1cm で 2 分割し、その分割した短い方の要素に与える断面諸量を変化させた。なお橋軸方向の非対称性は小さいが、今回も基礎的なデータを得るということを目的としているため全てのパターンで解析を行った。また以前行った検討から、吊材が破断したという極端な状態においても低次モードにおける固有振動数の変化はごくわずかであり、高次におけるデータを得る必要があると考えたため、1～50 次モードまで解析を行った。

解析モデルについては、上部構造を図 - 1 のように 3 次元弾性はり要素 (No.52) でモデル化した。アスファルト舗装の質量は集中質量として橋面上の各節点に与え、鉄筋コンクリート床版はヤング係数比を利用して鋼部材に置き換え、その質量と断面 2 次モーメントを縦桁に加えることで剛性を表現した。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。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 7857kg/m^3 を仮定した。縦桁の材料特性に関しては、床版の質量を考慮するため質量密度を 15433.2kg/m^3 とし、ヤング率およびポアソン比はそれぞれ 200kN/mm^2 、0.3 とした。アスファルト舗装の質量密度に関しては、一般的な値である 2293.6kg/m^3 を使用した。

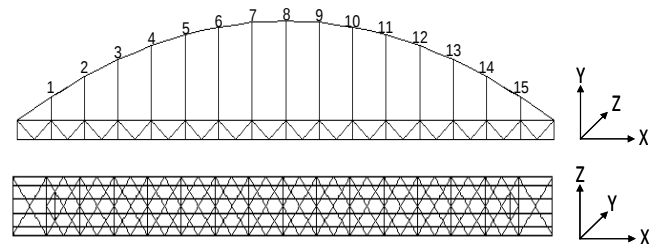


図 - 1 樺島大橋解析モデル

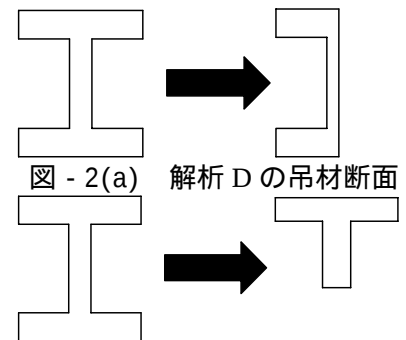


図 - 2(a) 解析 D の吊材断面

図 - 2(b) 解析 E の吊材断面

キーワード 固有振動特性，維持管理，トラス橋，有限要素解析

連絡先 〒852-8521 長崎県長崎市文教町 1-14 TEL/FAX 095-819-2613

4. 解析結果

全体的には，解析 A と解析 D 及び E を比較した際振動モードが明らかに変化しているものは見受けられず，振動数の変化もごくわずかであった（解析 D において一番大きなもので 0.01Hz 程度，解析 E においては 0.06Hz 程度）．そして 22 次モード程度までは振動数の変化がどちらのパターンでも見られないものが多く，上述した振動数の変化の最大値をとるものは高次のモードであった．

4.1 解析 D の結果

全体的な特徴として，損傷がある吊材の位置が橋梁の中央部に近づくほど振動数の変化が起こりやすく，その変化率も大きくなる傾向があった．この例として解析 D の 23 次，30 次モードの振動数の変化を図 - 3 に示し，対応するモード図を図 - 4，5 に表示する．ただし解析 D1，D15 に関しては，端部の吊材であるにも関わらず，元の断面が他の吊材に比べ大きく，断面を 1/2 にした場合の剛性低下も大きいため，振動数の変化が比較的大きかった．また，各モードにおいて損傷した吊材の位置がモードの節となる，または節に近い場合には吊材の損傷により剛性が低下しても振動数の変化は無い，もしくは小さいということも挙げられる（図 - 3 参照）．また，図 - 6 に示すような 32 次モードでは，解析 D1～D15 まで全ての解析パターンで振動数が 0.1Hz 程度増加していた．

4.2 解析 E の結果

全体的な傾向としては解析 D と似ているが，振動数に変化がないモードが解析 D より少なく，全体的に振動数が小さくなるという特徴があった．その具体的な例として，表 - 2 に解析 D1～D15 と解析 E1～E15 の振動数の変化の最大値の比をとったものを示す．また，解析 E においても図 - 7 に示すような 32 次モードでは，解析 E1～E15 まで全ての解析パターンで振動数が 0.1Hz 程度増加していた．

5. まとめ

今回の解析により，本橋においては吊材の断面が 1/2 に減少する程度の損傷では，構造全体の固有振動特性に及ぼす影響は全体的には小さく，固有振動数で 0.1Hz 程度までの変化しか生じないことがわかった．また，断面の減少する割合が同じであっても，損傷箇所によって影響する度合いが異なることもわかった．さらに，解析 D より解析 E の方が振動数に変化が起こるものが多く，変化する割合も大きいことから，面外の剛性が下がる損傷の方が振動特性に影響を及ぼすことがわかった．面内方向に振動するモードでは変化が見取り難いため，今後は面外方向に振動するモードに着目し，さらなる検討を行う必要があると考えている．またその際には各モードの節の位置にも着目しながら検討していく必要があると考えられる．

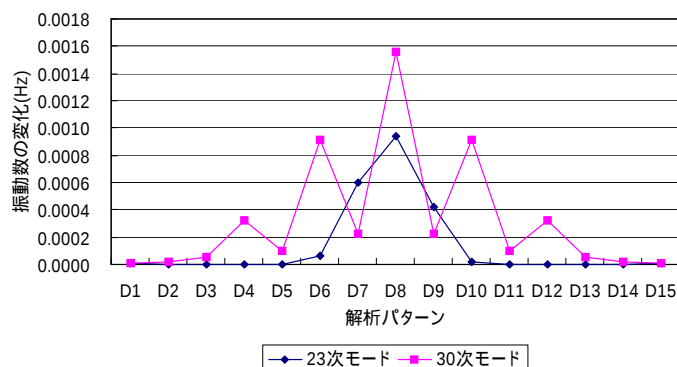


図 - 3 各解析パターンにおける
23 次，30 次モードの振動数の変化

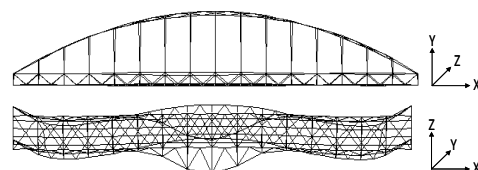


図 - 4 解析 D の 23 次モード

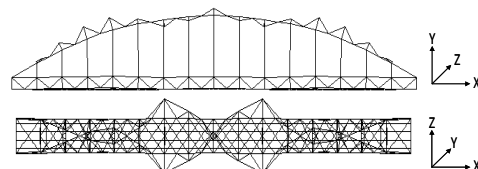


図 - 5 解析 D の 30 次モード

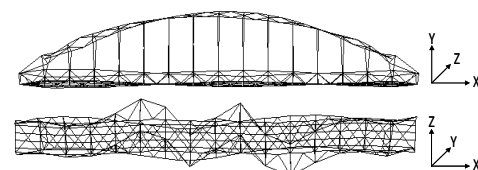


図 - 6 解析 D の 32 次モード

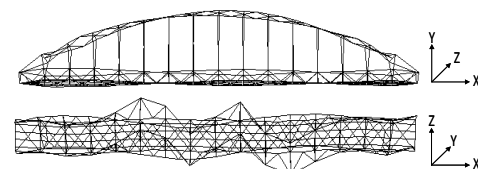


図 - 7 解析 E の 32 次モード

表 - 2 変化の最大値の比

D1/E1	0.322	D9/E9	0.071
D2/E2	0.064	D10/E10	0.073
D3/E3	0.500	D11/E11	0.102
D4/E4	0.186	D12/E12	0.149
D5/E5	0.087	D13/E13	0.500
D6/E6	0.072	D14/E14	0.637
D7/E7	0.071	D15/E15	0.288
D8/E8	0.074		

【参考文献】

- 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
- 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