

非線形有限要素解析による鋼ランガー橋のリダンダンシーに関する基礎的考察

東北大学大学院工学研究科 ○学生員 川村 航太
 東北大学大学院工学研究科 正員 齊木 功
 東北大学大学院工学研究科 正員 岩熊 哲夫
 東北大学大学院工学研究科 正員 山田 真幸

1. まえがき

2007年8月に米国で起きた鋼トラス橋の落橋事故を契機に、我が国においても点検が行われ、トラス橋の斜材破断やアーチ橋の吊材破断などの損傷事例が報告された¹⁾。米国のケースと異なり、橋梁全体の崩落に至らなかったのは、これらの橋梁に冗長性が備わっていたためと考えられる。近年、橋梁全体の冗長性評価を目的とした研究が数多く行われている^{2),3)}が、それらの多くはトラス橋や桁橋を対象としており、ランガー橋の冗長性に関する研究はほとんど行われていない。ランガー橋は1次不静定構造であり、トラス橋や単純桁橋のような静定構造物よりも冗長性が高いと予測できる。一方で、ランガー橋の吊材が破断した場合、理論上は橋梁全体が不安定構造となり崩壊に至るが、実際にどのような破壊が起きるかは定かでない。そこで本研究では、鋼ランガー橋の3次元有限要素モデルを用いて非線形解析を行い、吊材破断が鋼ランガー橋の耐荷力に与える影響に関して考察を行った。

2. 解析対象および解析方法

(1) 解析モデルの検証

熊本市の子飼橋と同規模(全長 57.2 m, 幅員 8.5 m, アーチライズ 9.0 m)の単径間下路式鋼ランガー橋(図-1)を解析対象とした。床版は板要素、その他の部材は全て梁要素を用いてモデル化した。数値解析には、幾何学および材料非線形性を考慮し、汎用有限要素解析ソフト NX NASTRAN を用いた。鋼材は全て SM400 を想定した弾塑性体として、von Mises の降伏条件、線形等方硬化則を用いて、初期降伏応力を 235 MPa、硬化係数を Young 率の 10^{-2} 倍とした。ここで、過去に測定された子飼橋の固有周期⁴⁾および本モデルの固有周期を表-1 に示す。表-1 より、対称1次モード(図-2)および逆対称1次モード(図-3)の固有周期に関して、本モデルの実測に対する相対誤差は、それぞれ -8.8% および 2.6% であることから、対象橋梁を精度よくモデル化できたと言える。

(2) 解析方法

図-4 に示すように、吊材の名称を図中左から S1 および S2 と定義する。吊材が破断した状態における耐荷力を検討するために、これら2つの吊材のうち1つを破断部材と定義し、その破断部材下端の要素1つを消去した状態で解析を行う。ここでは、S1 破断時・S2 破断時という2通りの破断状態でそれぞれ解析を行う。荷重は道路橋示方書⁵⁾に順じ、死荷重(D)と活荷重(L)を与える。活荷重はL荷重とし、図-4 に示すように、 p_1 荷重を支点側に寄せた場合で検討を行う。この活荷重(L)に対する倍率を荷重パラメータ f とし、 $D+fL$ を載荷する。本研究では、主部材における相当塑性ひずみが2%を超えた場合を橋梁の耐荷力と定義し、この時の荷重パラメータを f_c とする。

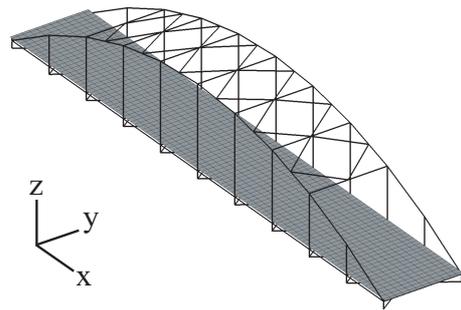


図-1 解析モデル

表-1 固有周期 (sec)

	実測	本モデル	相対誤差 (%)
対称1次	0.344	0.314	-8.8
逆対称1次	0.432	0.443	2.6

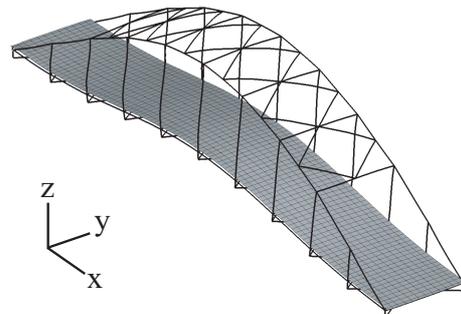


図-2 対称1次モード

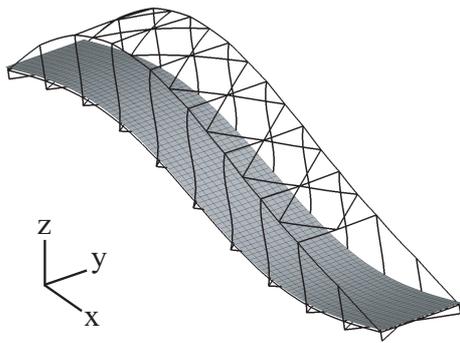


図-3 逆対称1次モード

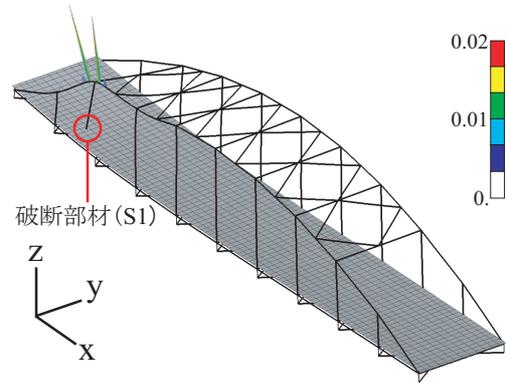


図-5 S1 破断時の相当塑性ひずみ分布 ($f_c = 1.30$, 変形 20 倍)

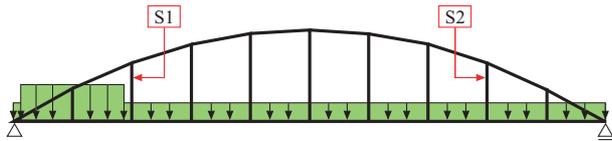


図-4 荷重載荷位置および吊材の名称

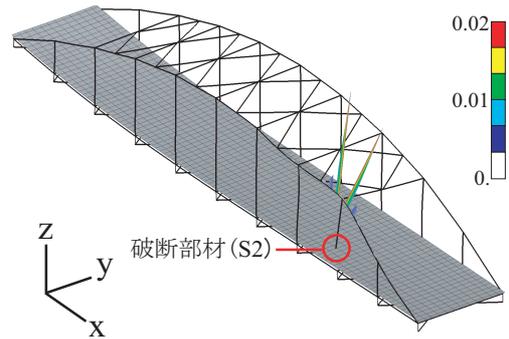


図-6 S2 破断時の相当塑性ひずみ分布 ($f_c = 1.15$, 変形 20 倍)

3. 解析結果

S1 破断時および S2 破断時の相当塑性ひずみ分布を、それぞれ図-5 および図-6 に示す。いずれのケースにおいても、破断部材直上のアーチリブで曲げ破壊が生じていることが確認できる。これは破断した吊材直上のアーチリブにおいて、負の曲げモーメントが大きくなったためと考えられる。ただし、ここではアーチリブの曲げ変形が下に凸となる場合を正の曲げモーメントとしている。また、S1 破断時における f_c は 1.30 であるのに対して、S2 破断時における f_c は 1.15 であった。これは、 p_1 荷重載荷位置付近の吊材 (S1) が破断した状態よりも、 p_1 荷重載荷位置から離れた吊材 (S2) が破断した状態の方が、耐荷力が小さくなることを示している。対称 1 次モードに対する剛性よりも逆対称 1 次モードに対する剛性の方が小さいため、 p_1 荷重を支点側に寄せた場合、逆対称 1 次モードにおける変形形状が顕著に表れる。このため、 p_1 荷重載荷位置付近のアーチリブにおいては、正の曲げモーメントが生じ、偏心軸力による負の曲げモーメントと相殺され、負の曲げモーメントは小さくなる。一方で、 p_1 荷重載荷位置から離れたアーチリブにおいては、負の曲げモーメントが生じ、偏心軸力による負の曲げモーメントと重なり合い、負の曲げモーメントは大きくなる。そのため、 p_1 荷重載荷位置付近の吊材 (S1) が破断した状態よりも、 p_1 荷重載荷位置から離れた吊材 (S2) が破断した状態の方が、負の曲げモーメントが大きくなり、耐荷力が小さくなったと考えられる。

4. まとめ

吊材が破断した状態で非線形解析を行った結果、破断部材である吊材直上のアーチリブの曲げモーメントが増加し、曲げ破壊が生じた。また、 p_1 荷重載荷位置付近の吊材が破断した状態よりも、 p_1 荷重載荷位置から離れた吊材が破断した状態の方が、アーチリブに生じる曲げモーメントが大きく、耐荷力が小さくなった。そのため、吊材破断時におけるランガー橋の耐荷力を検討する際は、破断位置および荷重載荷位置に十分注意する必要があると言える。

謝辞

本研究を行うにあたり、解析対象の子飼橋に関して多大なる助言を頂いた熊本高等専門学校の岩坪要准教授に感謝の意を表します。

参考文献

- 国土交通省: 道路橋の重大損傷, <http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen.html>.
- 永谷 秀樹, 赤石 直光, 松田 岳憲, 安田 昌宏, 石井 博典, 宮森 雅之, 小幡 泰弘, 平山 博, 奥井 義昭: 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.410-425, 2009.
- C.Tony Hunley, Issam E.Harik: Structural Redundancy Evaluation of Steel Tub Girder Bridges, Journal of Bridge Engineering, Vol.17, pp.481-489, 2012.
- 吉村 虎蔵, 清田 堅吉, 村橋 久昭: 道路ランガー桁 (子飼橋と銀座橋) の載荷試験, 土木学会誌, 第 45 巻, 第 5 号, 1960.5.
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 2012.3.