

第 I 部門

鋼鉄桁橋の橋梁桁端模擬き裂による振動数変化に関する力学的考察

京都大学工学部 学生員 ○廣岡 拓海
 京都大学大学院工学研究科 学生員 林 巖

京都大学大学院工学研究科 学生員 三増 拓也
 京都大学大学院工学研究科 正会員 五井 良直
 京都大学大学院工学研究科 正会員 金 哲佑

1. 序論

効率的な維持管理手法として、橋梁の振動特性の変化に着目した橋梁ヘルスマモニタリング¹⁾が注目されている。我が国の橋梁において、桁橋の割合は約 77% であり、損傷事例としても桁橋の損傷は多く報告されているが、桁橋の損傷は局所的なものが多く、損傷による振動特性の変動が微小であることが想定される。そのため、桁橋において振動計測による損傷検知を試みた既往研究は少なく、桁橋においても損傷の検知が行えるヘルスマモニタリング手法の開発が喫緊の課題である。上記のような手法の開発にあたり、損傷時における桁橋の性状の変化を調査するため、鋼鉄 2 主桁橋梁に対して、支承部付近に疲労き裂を模擬する損傷実験が実施された²⁾。この先行研究の結果、損傷による橋梁の剛性の低下だけでなく損傷導入後の支承部における性状の変化が橋梁の振動特性に影響を与えることがわかった。

本研究では、上記先行研究において橋梁の振動特性に影響を与えたと考えられる支承部の性状がどのようなメカニズムで変化したかを明らかにするため、静的載荷試験から計測されたデータを用いて考察を行う。

2. 損傷実験概要

対象橋梁は、Fig. 1 に示すような橋長 40.5m、有効幅員 4.0m、桁高 2.0m の鋼鉄 2 主桁橋梁である。損傷実験にあたり、橋梁桁端に発生する疲労き裂を模擬するため、Fig. 2 に示すように上流桁の A1 側支承部付近に模擬損傷を二段階に分けて導入する。本実験の損傷シナリオは、き裂導入前の状態を INT、下フランジの貫通き裂導入後の状態を DMG1、下フランジからウェブプレートまでのき裂導入後の状態を DMG2 とする。静的載荷試験では、橋梁点検作業車（前軸重約 22kN、後軸重約 54kN）を使用する。載荷位置は A2 側から 6750mm 間隔とし、橋梁点検作業車の後輪がこれらの載荷位置に配置されるように影響線載荷を行う。Fig. 1 に示す橋梁に設置した変位計とひずみゲージ、熱電対を用いて、損傷導入前後の変位とひずみ、桁の表面温度をそれぞれ計測する。

3. 力学的考察

先行研究²⁾において、有限要素モデル上で支承部における不確定性を考慮するため、A2 に橋軸方向に抵抗する弾性バネを導入し、静的載荷試験で計測された A2 側の変位データから同定したバネ定数および車両走行実験から同定した振

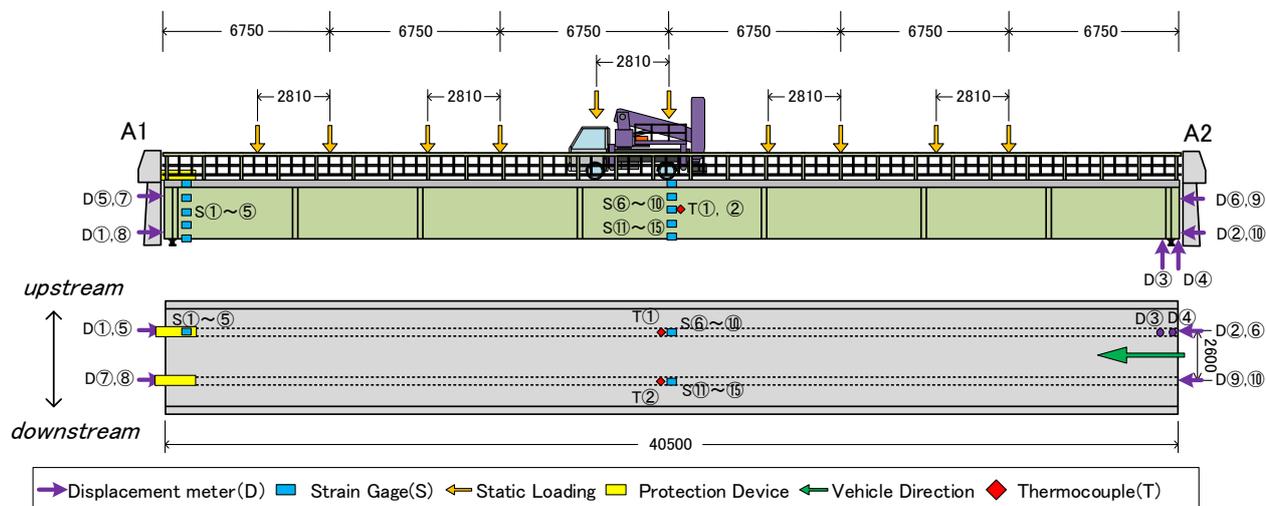


Fig. 1 Observation bridge and sensor deployment [Unit: mm]

動数を Table 1 に示す。損傷による曲げ一次振動数の上昇は、桁端の損傷による剛性低下の影響が小さく、支承部の橋軸方向ばね効果の影響が大きいことが原因であると考えられる²⁾。また、桁端部の変位データから推測された損傷導入後の死荷重と温度による DMG1 と DMG2 における桁端挙動の模式図を Fig. 3 に示す。以下 Fig.3 のように、橋梁の桁端が支承部に対して橋梁の支間中央向きに変動、その逆向きに変動するときをそれぞれ川側(+), 岸側(-)に変動するとする。

Table 1 Natural frequency identified from the observed vibration and spring constant identified from the longitudinal displacement

	INT	DMG1	DMG2
1 st bending mode [Hz]	3.15	3.26	3.30
2 nd bending mode [Hz]	9.51	9.24	8.83
Spring constant [N/m]	5.1×10^7	7.5×10^7	7.7×10^7

損傷導入後に桁端部の性状が変化する要因について力学的な観点から考察を行うために、まず、損傷導入後の橋梁の挙動に着目する。Fig. 3 の赤線は損傷導入後の桁端部の傾きを示す。Fig. 3 より DMG1, DMG2 ともに損傷導入後は、損傷により桁の剛性が低下し、桁端部が橋軸方向に移動していることがわかる。また DMG1 時の挙動は、上下流側ともに桁端の上側が下側に比べて岸側に大きく傾いていることがわかる。さらに DMG2 時の挙動は、桁端が上流側と下流側とで異なる傾きを示しており、橋梁がねじれていることが推測される。一般に桁の剛性が低下すると、橋梁が自重によりたわむため、桁端の上側は川側に傾くと考えられる。しかし計測された変位データからはそのような現象が確認されず、上記の挙動は、損傷の他に何らかの要因による影響があると考えられる。

以上の結果について考察を進めるため、熱電対により計測された桁の表面温度に着目する。各損傷シナリオにおける桁の表面温度は、INT, DMG1, DMG2 でそれぞれ 33°C, 38°C, 43°Cであった。別途行われた長期計測の結果から、5°Cの温度変化で桁の下側で橋軸方向に約 2.5mm の変形が確認され、桁の変形は温度変化の影響を無視できないと考えられる。温度変化による熱膨張に対し、桁の下側は支承部で拘束されているため、橋軸方向の変位量は小さいと予想される一方、桁端の上側は下側に比べて拘束が少ないため、上側の方が温度変化の影響を顕著に受けると考えられる。そのため前述した DMG1 における桁端部の挙動は、温度の影響も含まれていると推測され、DMG2 の挙動についても、損傷によるねじれ変形に加えて温度変化が複合的に影響していると考えられる。

ただし、上記実験結果のみから損傷後における支承部の性状の変化について、その要因を明確に示すことはできない。温度変化による橋梁の挙動も踏まえて、有限要素解析を用いた詳細な検討が望まれる。

4. 結論

本研究では、損傷導入後に支承部の性状が変化する要因を明らかにするため、静的載荷試験の結果を用いて力学的な観点から考察を行った。上記考察の結果、橋梁の桁端部の挙動は、損傷による橋梁の変形に加えて温度変化にも影響も受けるものと考えられる。今後は上記のような性状の変化の要因を明らかにするため、損傷実験結果を踏まえて有限要素解析を行い、力学的な検討を進める予定である。

[参考文献]

- 1)吉岡勉, その他3人: 斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.199-208, 2008.
- 2)三増拓也, その他3人: 実鋼桁橋の損傷前後における振動特性に関する考察, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.74, No.2, pp. I_513-I-522, 2018.

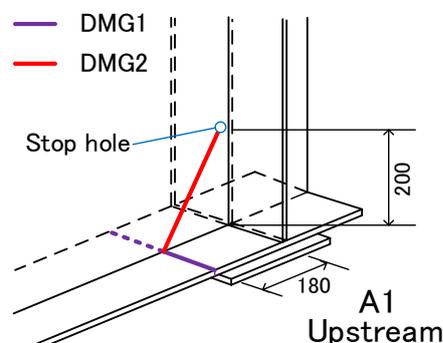


Fig. 2 Artificial damage location and scenario [Unit: mm]

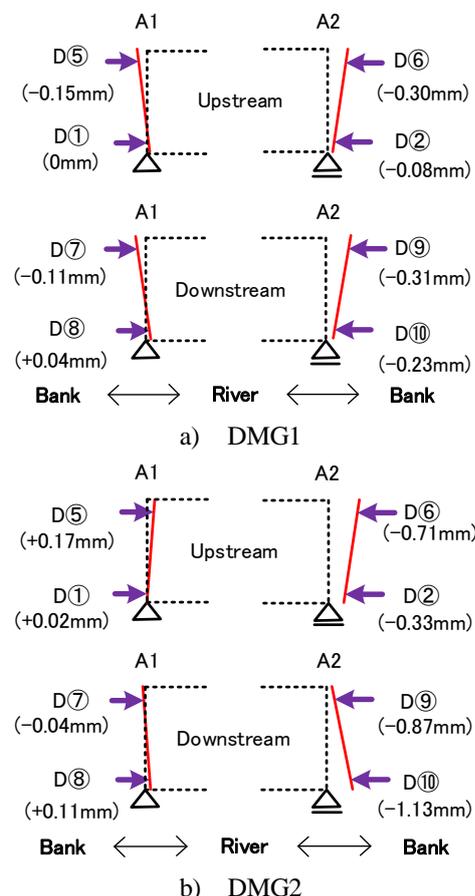


Fig. 3 Change in the behavior of the bridge due to the artificial damage and the temperature change