

I-26

木造アーチ形式遊歩道橋の振動測定と剛性の検討

北海道大学工学部 正 員 林川 俊郎 北海道大学工学部 正 員 小幡 卓司
 北海道大学工学部 学生員 関 康一郎 北海道大学工学部 正 員 平沢 秀之
 北海道大学工学部 正 員 及川 昭夫 北海道大学工学部 正 員 佐藤 浩一

1. まえがき

近年、公園内の遊歩道等で周囲の環境との調和を保ち、優れた景観を提供するという観点から木造遊歩道橋が次々と架設されるようになってきた。しかし、木造遊歩道橋を対象とした振動実験に関する報告はまだ数少なく、その設計基準はまだ十分に整備されていない。さらに今後ますます環境に優しい歩道橋として、木造遊歩道橋の架設が増えることが予想される。そこで木造遊歩道橋の設計および架設方法を確立することが重要である。

平成5年9月に札幌市豊平区の平岡公園内に木造アーチ形式の遊歩道橋が竣工された。アーチ主構と主桁の断面は、図-1のようにドリフトピンによって合成された、それぞれ8層および3層からなる重ね梁と重ね透かし梁という集成方法が用いられている。また、部材の添接には、断面中央に亜鉛メッキ鋼板を挿入して強度を高める方法が用いられている。本研究は、アーチ主構と主桁に用いられている集成断面有効率、2次部材の結合部、アーチ主構

2. 木造アーチ形式遊歩道橋

本橋は図-2のように、3径間ゲルバー桁を補剛桁とする3ヒンジアーチ橋で、橋長70m、アーチスパン45mと、木造アーチ橋としてはわが国において最大級の木造遊歩道橋である^{1), 2)}。

木造アーチ橋に使用された木材は、南アフリカの熱帯雨林で産出されるエッキ材である。このエッキ材は、枝分かれないため節が少なく、また珪素を多く含むため、非常に硬くて比重も1.0を越える特徴があり、耐腐朽性、耐磨耗性、耐火性にきわめて優れた木材であると言われている。このため、DIN およびBSでは、エッキ材を海中、湿地中でも25年以上の耐久力を持つとされる耐久性1級に認定している。

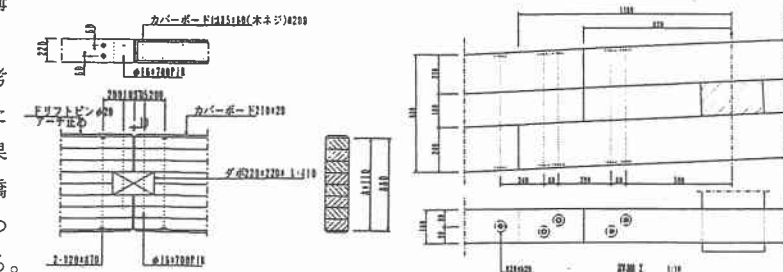


図-1 重ね梁と重ね透かし梁

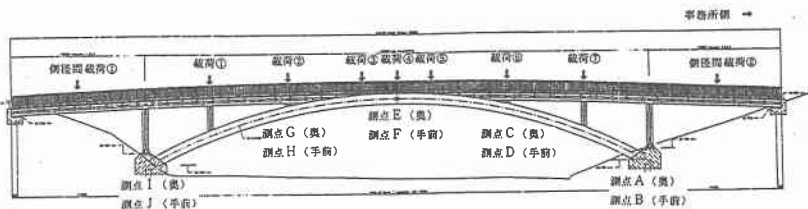


図-2 木造遊歩道橋

Field Vibration of Arched Wooden Pedestrian Bridge and Consideration of Flexural Rigidities
 by Toshiro HAYASHIKAWA, Koichiro SEKI, Akio OIKAWA, Takashi OBATA, Hideyuki HIRASAWA and Koichi SATO

3. 振動および静的載荷実験

振動実験では、人力加振による減衰自由振動実験を行った。人力による水平加振、鉛直加振（アーチ支間の 1/4 点、1/2 点）、および偏心加振により、橋軸直角、鉛直逆対称、鉛直対称、ねじりの基本的な固有周期を測定した。観測された加速度の波形により、それぞれ橋軸直角対称 1 次、鉛直逆対称 1 次、鉛直対称 2 次、ねじり 3 次の各モードであると判断し、FFT 解析により固有振動数を求めた。表-1 には、加振内容と振動実験結果を示す。図-3 には、水平加振による加速度波形が示されている。静的載荷実験においては、車重 1860 Kg の乗用車を垂直材の上部と中央点（図-2 の①から⑦）に停止させ、各測定点の鉛直と橋軸方向の変位を計測した³⁾。

4. 構造物のモデル化

本遊歩道橋の数値解析において、アーチ主構と主桁が同一鉛直面内になく、また複雑に骨組部材で構成されているため、2 次元モデルとしては剛性の評価が難しいと考えられる。そこで、本研究では遊歩道橋を 3 次元モデルとして取り扱った。遊歩道橋の床組部は 2 本の主桁と 2 本の縦桁で支持されている。そこで、中央部の縦桁 2 本はその重量を両端の 2 本の主桁に振り分け、高欄および床版の重量も主桁に分担させた。アーチ主構中央部には内部ヒンジを有する構造形式となっており、内部ヒンジは Y 軸まわりの回転のみを自由とする。境界条件は、主桁の両端はローラー支承、橋脚およびアーチ主構の支持部はヒンジ支承とし、木造アーチ橋の各節点の結合は剛結合を基本とする。図-4 にはその 3 次元骨組モデルが示されている。数値計算に用いた断面諸元は、表-2 のとおりである。

表-1 振動実験結果

	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (sec)	加振内容
橋軸直角対称 1 次モード	1.47	0.680	1/2 点で人間 6 人水平加振
鉛直逆対称 1 次モード	2.73	0.366	1/4 点で人間 3 人鉛直加振
鉛直対称 2 次モード	3.22	0.311	1/2 点で人間 3 人鉛直加振
ねじり 3 次モード	3.73	0.268	1/2 点で人間 1 人偏心加振

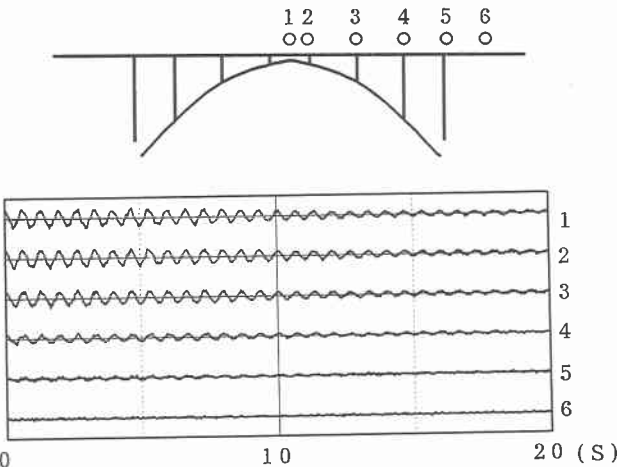


図-3 橋軸直角対称 1 次モードの加速度波形

表-2 断面諸元

	A	IY	IZ	GK	AM
主桁	8.1000E-2	3.6530E-3	2.1870E-4	4.5812E-4	2.3492E-1
横桁 1	3.7800E-2	1.0206E-4	1.3892E-4	2.0612E-4	4.0068E-2
2	6.1200E-2	1.6524E-4	5.8956E-4	4.4125E-4	6.4872E-2
3	3.9600E-2	1.0692E-4	1.5972E-4	2.1596E-4	4.1976E-2
横構 1	1.0800E-2	3.2400E-6	2.9160E-5	1.0626E-5	1.1448E-2
2	4.3200E-2	7.5312E-4	2.6244E-4	7.3903E-5	4.5792E-2
3	1.6000E-2	8.5333E-6	5.3333E-5	2.5536E-5	1.6960E-2
アーチ	1.9360E 1	1.2495E-2	7.8085E-4	3.1234E-3	2.0526E-1
対傾構	1.3500 4.3200E-2	3.6450E-5 2.0736E-4	6.3281E-6 1.1664E-4	1.8624E-5 2.5200E-4	1.4310 4.5792E-2
垂直材	3.4500 6.9000E-2	6.4686E-5 3.0416E-4	1.2936 1.7496E-4	1.5383 3.0766E-4	3.6570 6.8688E-2
仮型部材	1.0000E+3	1.0000E+3	1.000E+3	1.000E+3	1.000E-4

(t, m)

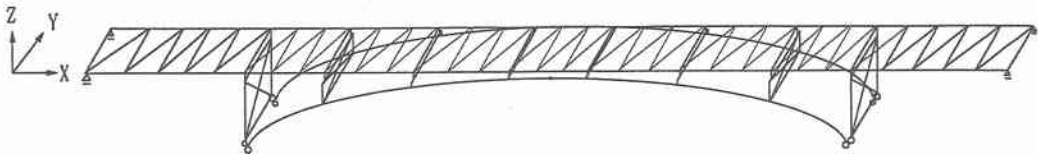


図-4 3次元骨組モデル

5. 数値計算結果

内部ヒンジの有無、主桁の境界条件、アーチ主構や主桁のY軸まわりの断面2次モーメント(Iy)、部材の結合状態の影響についてそれぞれ数値計算を行った。内部ヒンジの有無は、遊歩道橋の固有周期にどのような影響を及ぼすか知るために内部ヒンジのある場合とない場合について解析を行った。

主桁の境界条件については、今回の振動実験の加振は人力加振によるため、その起振力が小さいことにより主桁の支持部の移動が小さいことも考えられる。そこで主桁の境界条件がローラー支承とヒンジ支承の場合について解析を行った。また、重ね梁と重ね透かし梁という断面特性の曲げ剛性を評価するためにY軸まわりの断面2次モーメント(Iy)について全断面有効とDINに準じて算定した値(主桁の中央径間83%、側径間70%、アーチ主構83%)について解析を行った。横桁、横構、対傾構等の2次部材については、結合部はボルト締めされているため半剛結と考えられる。そこでそれらの結合部を剛結合とピン結合の場合について解析を行った。

具体的な数値計算は表-3のように、6通り行った。CASE1は、主桁とアーチ主構のY軸まわりの断面2次モーメント(Iy)をそれぞれ100%有効とし、アーチ主構中央に内部ヒンジを有せず、主桁の両端の境界条件はローラー支承で、各部材の結合部は剛結合である。CASE2は、CASE1で内部ヒンジを有するモデルである。CASE3は、CASE2で主桁の境界条件をヒンジ支承としたモデルである。CASE4は、CASE3でIyをDINに準じて算定した値を用いたモデルである。CASE5は、CASE4で横桁、横構、対傾構等の2次部材をピン結合としたモデルである。CASE6は、主桁とアーチ主構の面外断面2次モーメントIzを70%に低減したモデルである。表-4には現場振動実験による固有周期の値と表-3に示した6通りの固有振動解析結果より求められた固有周期との比較が示されている。また、アーチ支間の1/2点と1/4点に車両を載荷したときの静的たわみの実測値と静的たわみ解析結果の比較が表-5に示されている。

表-3 数値計算の設定条件

	IY	IZ	内部ヒンジ	境界条件	結合
CASE1	100	100	なし	ローラー	剛結合
CASE2	100	100	あり	ローラー	剛結合
CASE3	100	100	あり	ヒンジ	剛結合
CASE4	DIN	100	あり	ヒンジ	剛結合
CASE5	DIN	100	あり	ヒンジ	ピン結合
CASE6	DIN	70	あり	ヒンジ	ピン結合

表-4 固有周期の比較

	固有周期 (Sec)			
	橋軸直角 対称1次	鉛直 対称2次	鉛直 逆対称1次	ねじり3次
実験値	0.680	0.311	0.366	0.268
CASE1	0.546	0.242	0.513	0.246
CASE2	0.549	0.301	0.513	0.294
CASE3	0.524	0.301	0.331	0.294
CASE4	0.526	0.328	0.347	0.313
CASE5	0.670	0.330	0.353	——
CASE6	0.690	0.332	0.360	——

表-5 静的たわみの比較

	中央載荷 (mm)				アーチ1/4載荷			
	中央点		アーチ1/4点		中央点		アーチ1/4点	
	鉛直	橋軸	鉛直	橋軸	鉛直	橋軸	鉛直	橋軸
実験値	3.60	0.10	0.10	0.40	0.18	0.80	2.80	0.70
CASE1	1.56	0.0	0.05	0.16	0.08	0.94	3.53	1.32
CASE2	3.03	0.0	0.36	0.31	0.75	0.94	6.67	1.39
CASE3	3.03	0.0	0.36	0.31	0.75	0.37	2.10	0.68
CASE4	3.52	0.0	0.48	0.37	0.95	0.40	2.22	0.75
CASE5	3.58	0.0	0.49	0.38	0.96	0.42	2.30	0.78
CASE6	3.63	0.0	0.50	0.38	0.97	0.44	2.37	0.81

6. 考察

表-4のCASE1とCASE2の比較により、アーチ主構中央部の内部ヒンジは鉛直対称2次モードのみを長周期化させていることがわかる。これは、鉛直対称モードのみがアーチ中央部で面内に曲げモーメントを受けているからである。また、CASE2とCASE3の比較により、主桁の境界条件は、ローラー支承からヒンジ支承にすることによって、鉛直逆対称1次モードが短周期化している。この原因は、図-5に示すようにローラー支承の場合、鉛直逆対称1次モードは、橋軸方向にも連成振動を生じるためと考えられる。また、振動実験の加振には人力加振としたことにより比較的加振力が小さいため、主桁端部の支持条件はローラー支承よりヒンジ支承として機能していると考えられる。表-5で示したCASE 4、5、6より、DIN に準拠した断面2次モーメント I_y を用いたとき載荷点のたわみ値は実験値と比較的よく一致している。したがって、アーチ主構と主桁の断面2次モーメント I_y の算定にはDIN による方法が妥当であると考えられる。表-4のCASE4とCASE5の比較により、横桁、横構、

対傾構などの2次部材の結合部の取り扱いは、ピン結合にすることによって橋軸直角対称1次モードのみが長周期化することがわかる。これは、2次部材の結合部の剛結度が面内の鉛直振動にはあまり寄与しないが、面外の水平振動にはかなり影響があるものと考えられる。

(a)ローラー支承(CASE2)

MODE= 2 TT= 0. 51309 WO= 12. 24569 EM= 0. 95057



(b)ヒンジ支承(CASE3)

MODE= 2 TT= 0. 33126 WO= 18. 96741 EM= 0. 45675



図-5 鉛直逆対称1次モード

7. あとがき

本研究は木造アーチ形式遊歩道橋の現場振動実験と3次元固有振動解析を行うことにより、木造橋の剛性、境界条件、結合条件等について検討した。ここで得られた結論を要約すると以下ようになる。

アーチ主構に内部ヒンジを有することにより、鉛直対称2次モードは長周期化することがわかった。主桁の支持部の境界条件は、人力による加振力が小さいこともあり、ローラー支承とするよりもヒンジ支承として取り扱った方がよいようである。重ね梁、重ね透かし梁の曲げ剛性は DINに準じた計算によってかなり実際の曲げ剛性に近い値を算出することができ、DIN による算定方法が有効であることがわかった。横桁、横構、対傾構等の2次部材の結合部の取り扱いにおいては、剛結合よりピン結合とした方がよい結果が得られた。

最後に、実験に参加していただいた北海道大学工学部土木工学科橋梁学講座の大学院生の諸氏に対し、ここに記して深い謝意を表する次第である。

〈参考文献〉

- 1) 三品吉彦、北原良記：木造歩道アーチ橋（支間長45m）の設計照査と木橋の可能性について、土木学会第48回年次学術講演概要集第6部、pp.312-313、1993.
- 2) 北原良記：札幌市平岡公園の木造アーチ橋（人道橋）、橋梁、Vol.29、No.6、pp.30-34、1993.
- 3) 鍵和田功、小幡卓司、三品吉彦 他：木造アーチ形式人道橋の振動および静的載荷実験について、土木学会第49回年次学術講演概要集第1部A、pp.356-357、1994.
- 4) 戸出秀明、五郎丸英博、岩崎正次 他：集成材を用いたアーチ形式歩道橋の振動実測と解析について、構造工学論文集、Vol.40A、pp.1321-1330、1994.