

静的載荷試験に基づく石造アーチ橋の変位挙動

Behavior of displacement of stone arch bridge based on static loading test

北海道大学大学院工学研究科 学生会員 谷口 良太
 北海道大学大学院工学研究科 学生会員 工藤 直矢
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 蟹江 俊仁

1. 研究目的

札幌創成橋は明治43(1910)年に木橋から架け替えられた石造アーチ橋であり(写真-1),この橋は表-1の諸元からわかるように橋長に比べ幅員が大きく,扁平な形状のアーチ構造である.創成橋は幅員方向の両端断面が札幌硬石,内部のアーチ石材が登別中硬石により構成されており,端部の札幌硬石は登別中硬石よりも剛性をはるかに大きい.表-2に2石材の諸元を示す.また石材の隙間にモルタルが詰められ,両端部と橋台部分にコンクリートが中詰めされている複合構造になっており,力学的・構造的に大きな特徴を持っていると考えられる.創成川通アンダーパス化事業に伴い同橋は昨年未解体され,その際に静的載荷試験・振動試験・解体時計測を行い,アーチ部の実測変位・ひずみのデータを得る事が出来た.現在はデータの分析と保存・移設に関する検討が進められている.本論文では2次元解析を用いて創成橋の荷重に対する挙動の特性を検証することを目的とする.



写真-1 創成橋の外観 (撮影：工藤直矢)

表-1 創成橋の諸元

橋長(m)	7.33
幅員(m)	14.50
スパン(m)	6.38
ライズ(m)	1.05
スパンライズ比	6.08

表-2 アーチ石材の諸元

	札幌硬石	登別中硬石
幅(m)	0.273	0.273
厚さ(m)	0.450	0.450
断面積(m ²)	0.450	0.450
断面二次モーメント(m ⁴)	7.60×10^{-3}	7.60×10^{-3}
弾性係数(kN/m ²)	3.84×10^7	5.60×10^6
一軸圧縮強度(kN/m ²)	1.32×10^5	2.91×10^4
単位体積重量(kN/m ³)	2.63×10^1	2.14×10^1

2. 静的載荷試験の方法

図-1 で示されるような重量 350(kN)のラフタークレーンを幅員方向は中央と端部の 2 ケース,橋軸方向はアーチ径間 L=6.38(m)の間で等間隔の 11 点に順次載荷させた.よって載荷のケースは全 22 ケースである.橋長が短いため,アーチに実際に載荷されていたのは前輪 2 輪分のみにあたる荷重であり,もう 2 輪はアーチ外にあった.計測断面は幅員方向の 1/2 断面(A 断面), 1/4 断面(B 断面),端部登別中硬石断面(C 断面),端部札幌硬石断面(D 断面)の 4 断面で,アーチ下面に設置した変位計とひずみ計で荷重載荷による変位とひずみを測定する.橋軸方向中央(スパン中央)載荷時の載荷位置と測定断面を図-2 に示す.

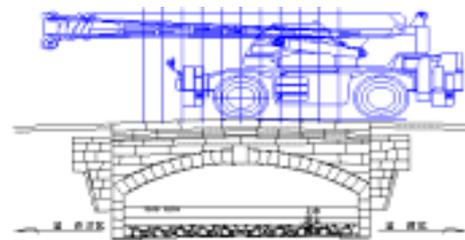


図-1 ラフタークレーン載荷の側面図

キーワード 石造アーチ橋, 創成橋, 静的載荷試験, 2次元解析, FEM

連絡先 〒060-0808 札幌市北区北 8 条西 5 丁目 北海道大学大学院工学研究科構造システム研究室 TEL 011-706-6176

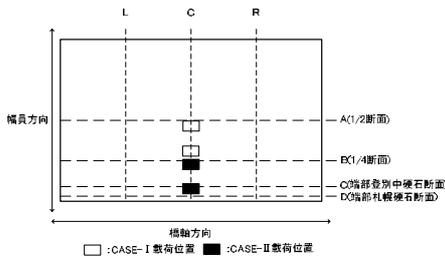


図-2 荷荷位置

3. 計測結果とその評価

計測された鉛直方向変位と下面ひずみを図-3, 図-4 に示す. 実測は車輪が各断面の真上に荷荷されたケースを対象として, A 断面が Case- , B, C, D 断面が Case- から得られた結果を用いる. 図中には解析結果を併せて示した. 解析は 2 次元はり要素を用いた FEM を用い, 便宜上全てのモデルでスパン中央部に活荷重であるラフタークレーン一輪分の荷重が作用することとし, 両端部の支持条件は完全固定 (Model1) と 2 ヒンジ (Model2) の 2 ケースを想定した.

図-3 より, A, B 断面では中央部の鉛直変位が 2 次元解析の結果とほぼ等しいのに対し, C 断面では 1.3 倍, D 断面では 8 倍近くの大きな差が見られる. また, 実測で A~D 断面のいずれのケースについても両支点において鉛直変位が計測されている. 今, 両支点が鉛直反力による弾性的な沈下を発生したと考え, 支点を基準としたアーチ中央での相対的な変位量を見ると, A, B 断面は解析よりも小さく, C 断面ではほぼ一致し, D 断面では大きくなるのがわかる. これを踏まえて図-4 のひずみを見てみると, アーチ中央部で B 断面は解析より小さく, C 断面は解析とほぼ一致し, D 断面では大きくなっている. 但し, A 断面については解析よりも大きい結果となった. この理由として考えられるのは, A 断面の周辺では石材の脱落や風化していた箇所が見られ, 応力が A 断面に集中していた可能性等が考えられる.

4. 考察とまとめ

活荷重の作用に対して, D 断面は断面係数がその他の断面より 7 倍近く大きな石材が用いられている為, 端部に周辺からの応力が集中しやすく, 2 次元解析による単純な計算結果よりも変位・ひずみが大きくなったものとする. またひずみについては, 石材の劣化や脱落による影響ならびに石材間のモルタルや中詰めさ

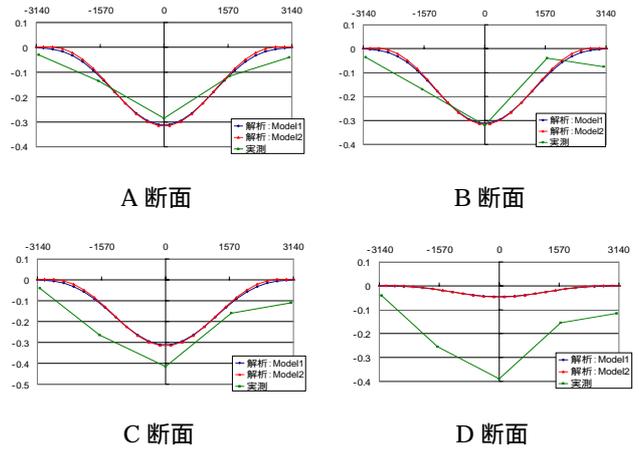


図-3 各断面の鉛直変位の比較
横軸：計器位置(mm)
縦軸：鉛直変位(mm) +：浮上 -：沈下

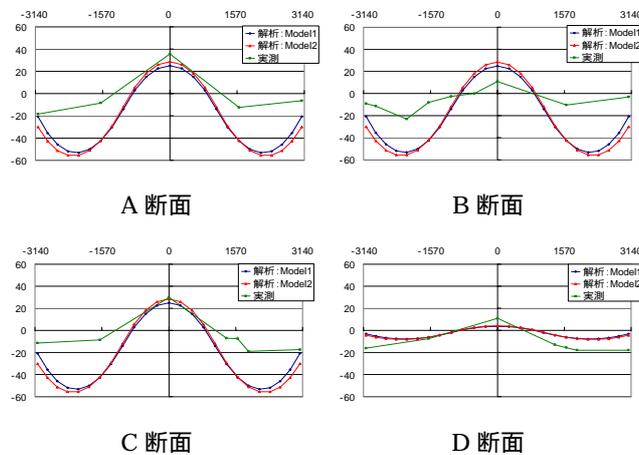


図-4 各断面の下面ひずみの比較
横軸：計器位置(mm)
縦軸：ひずみ(μ) +：引張 -：圧縮

れているコンクリートの存在により, 全体の応力分布に影響を及ぼしている可能性もある. しかし, 支点の弾性沈下を見込んだ相対変位に基づいてひずみをみると, 概ね妥当な結果が得られたと考える.

同橋のような特殊な石橋について, 荷荷試験による変位を計測した例は少なく, 実際に変位挙動を計測したことには意義があるものと考えている. 今後, 同橋は歩道橋として移設・復旧も検討されており, 安全性を確認するだけでなく, 石材とコンクリートが併用され始めた当時の施工技術を検証することは土木技術史の上でも大きな意味を持つと考える.

参考文献

1) 蟹江俊仁ほか：日本橋と創成橋 二つの道路元標に残された共通遺伝子, 土木史研究論文集, Vol.26, 2006