偏心荷重載荷位置の違いによる鋼アーチ橋部材安全性の解析的検討

福岡大学大学院　学生会員　○松隈優太　　福岡大学工学部　正会員　渡辺浩
福岡大学工学部　非会員　吉武大介　　福岡大学工学部　正会員　下妻達也
福岡大学工学部　正会員　大隣昭作

１．はじめに

近年，地震や大雨による土砂崩れにより，数多くの橋梁に損傷や落橋といった被害が発生している．現在の道路橋設計において土砂崩れによる橋梁上面への土砂堆積を外力として考慮することは一般的でなく，既往研究においてその影響を検討した事例は少ない．著者ら[1)]は偏心荷重を載荷させた鋼アーチ橋について部材に生じる応力度や変位から安全性の検討を行っている．橋梁上面の一部の範囲に土砂が堆積した場合を想定して解析を行い，結果一部の部材に許容応力度の超過が確認されたが，現実には想定しにくい荷重ケースも含まれていた．本研究では現実に想定しうる 2 つの偏心荷重に対し，部材に生じる応力度からその安全性について検討する．

２．解析モデルと土砂荷重

熊本県の阿蘇大橋(耐震補強前)と同等の解析モデルを用いる(図 1)．主径間 132.3(m)，総幅員 8.8(m)で，コンクリート床版をシェル要素，鋼部材は全てはり要素でモデル化した．鋼部材はアーチリブ，横桁，縦桁，主桁の一部が SM490，その他の部材は全て SM400 であり，二次勾配が 1/100 のバイリニアとした．解析は複合非線形解析により行っている．拘束条件は主桁端部およびアーチリブ下端をヒンジ支点とした．土砂荷重は単位体積重量を 1.6(t/m^3)とし，図 2 に示す端部から支間中央の 1/2 の範囲まで載荷する CASE1，端部から 1/4 の範囲まで載荷する CASE2 の 2 ケースについて系が不安定となるまで載荷し，その時の土砂載荷高さを調べた．なお，本研究では鋼材の降伏点に部材の細長比による低減の影響を考慮した応力度を許容応力度と定義している．また，両ケースと比較するため床版全面に荷重を載荷したケース(CASE0)も計算を行った．

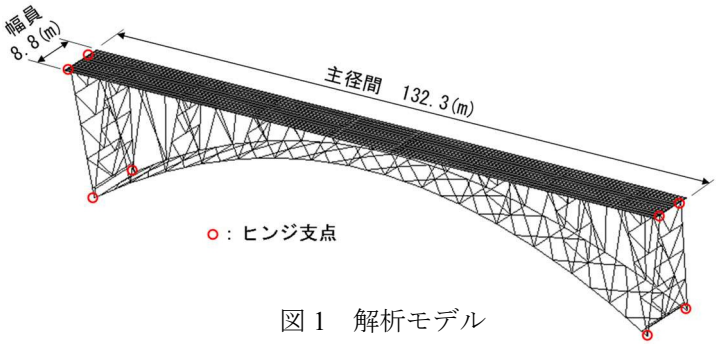

図 1　解析モデル

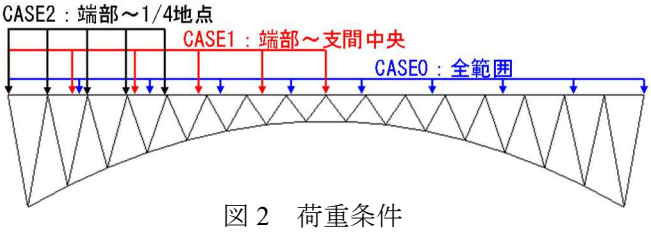

図 2　荷重条件

３．解析結果

CASE1 の変形図および応力図(軸力+曲げ最小，軸力+曲げ最大)を図 3 に示す．変形倍率は 30 倍としている．土砂載荷高さは 1.504(m)であり，荷重の総和は床版全面に L 荷重を載荷した場合の概ね 3.87 倍に相当する．最大変位を生じたのは主桁[7]付近で，変位量は 163.8(mm)であった．発生応力度に着目すると，最大変位を生じた主桁よりも支点側のアーチリブおよび斜材に大きな応力を生じている．表 1 に特に大きな応力を生じたアーチリブと斜材の発生応力度と，その部材の許容応力度をそれぞれ 3 部材示す．斜

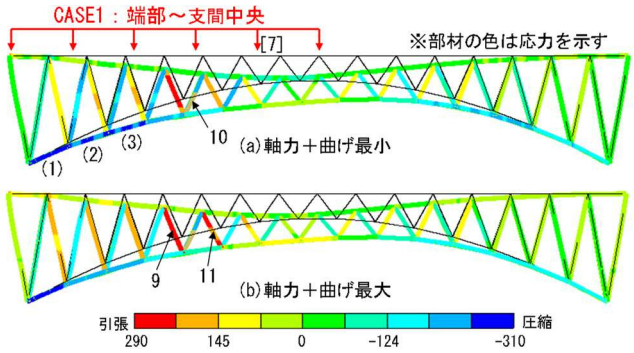

図 3　変形図と応力図(CASE1)

表 1　発生応力度(CASE1)

		軸方向応力度 (N/mm^2)	曲げ応力度 (N/mm^2)	軸＋曲げ応力度 (N/mm^2)	許容応力度 (N/mm^2)
アーチ	(1)	-270.9	-32.0	-302.8	-311.0
	(2)	-228.4	-44.5	-273.0	-311.7
	(3)	-233.2	-49.8	-283.0	-312.7
斜材	9	227.2	34.7	261.9	235.0
	10	-229.1	-11.5	-240.6	-219.7
	11	201.5	43.4	244.9	235.0

材はいずれの部材も許容応力度の超過が確認されたが，一方でアーチリブは若干の余裕が見られた．

CASE2 の変形図および応力図を図 4 に示す．土砂載荷高さは 3.238(m)であり，荷重の総和は L 荷重の概ね 4.16 倍に相当する．最大変位を生じたのは主桁[4]付近で CASE1 と比較して最大変位を生じた箇所が支点側に寄っており，変位量も 97.4(mm)と小さい値になった．発生応力度に着目すると，支点付近のアーチリブと荷重載荷範囲内の斜材に大きな応力を生じている．表 2 に特に大きな応力を生じたアーチリブと斜材の発生応力度と，その部材の許容応力度をそれぞれ 3 部材示す．CASE1 同様斜材は許容応力度の超過が見られたが，アーチリブはいずれも許容応力度を下回る結果となった．

CASE0 の結果を図 5，表 3 に示す．土砂載荷高さは 1.281(m)であり，荷重の総和は L 荷重の概ね 6.59 倍に相当する．最大変位は支間中央で生じており，変位量は 204.0(mm)であった．発生応力度を見ると，支間 1/4～支間中央の斜材と支点付近のアーチリブに許容応力度の超過が見られた．

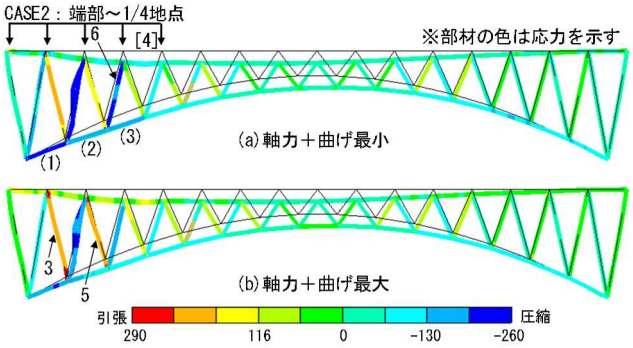

図 4　変形図と応力図(CASE2)

表 2　発生応力度(CASE2)

		軸方向応力度 (N/mm²)	曲げ応力度 (N/mm²)	軸＋曲げ応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm²)
アーチ	(1)	-203.8	-29.5	-233.3	-311.0
	(2)	-148.9	-29.8	-178.7	-311.7
	(3)	-126.6	-31.3	-157.9	-312.7
斜材	3	198.0	67.3	265.3	235.0
	5	175.5	69.8	245.3	235.0
	6	-179.6	-73.6	-253.2	199.5

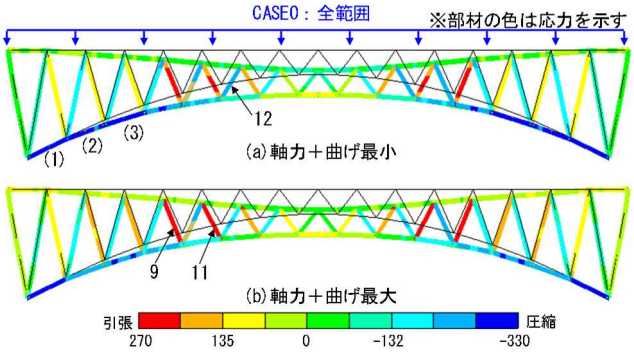

図 5　変形図と応力図(CASE0)

表 3　発生応力度(CASE0)

		軸方向応力度 (N/mm²)	曲げ応力度 (N/mm²)	軸＋曲げ応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm²)
アーチ	(1)	-294.2	-31.1	-325.3	-311.0
	(2)	-256.8	-49.4	-306.2	-311.7
	(3)	-276.4	-52.5	-328.9	-312.7
斜材	9	217.4	45.3	262.7	235.0
	11	215.7	39.8	255.5	235.0
	12	-210.4	-30.1	-240.5	224.8

4．考察

2 種類の偏心荷重を鋼アーチ橋へ載荷したときの部材の安全性について検討した．CASE0 は床版全面に土砂載荷があると想定したケースであり，支点～支間中央まで土砂載荷があると想定した CASE1 はより発生しやすいケースであると考えられる．土砂載荷高さは CASE0 が最小であったが，土砂総量が CASE0 のおよそ 60%である CASE1 でも一部の斜材で許容応力度の超過が見られ，アーチリブは許容応力度に対する余裕が非常に小さくなる結果となった．一方，CASE2 は支点近くの斜材で許容応力度の超過が見られたが，アーチリブは他ケースと比較して発生応力度が小さくなる結果となった．また，CASE2 は土砂載荷高さが 3(m)を超える場合の結果であり，地覆外側へ転落防止柵が設置される場合を考えても現実的なケースではない．しかし，載荷範囲が支点付近のみであっても一部の斜材に損傷を生じる可能性を示唆する結果と言える．

5．まとめ

本研究では 2 種類の偏心荷重を鋼アーチ橋へ載荷した時の部材の安全性について検討した．結果，床版全面に載荷するケースと比較して載荷範囲がより小さい・土砂総量が小さいケースでも一部の斜材で許容応力度を超過する結果となった．また，アーチリブの許容応力度に対する余裕が小さい結果も確認され，偏心荷重載荷によってアーチ構造が不安定となる可能性があることが分かった．

参考文献：1) 松隈ら：過大な偏心荷重が作用する鋼アーチ橋における安全性の検討，土木学会 2019 年度全国大会第 74 回年次学術講演会，2019.