

FEM による阿蘇大橋の崩落メカニズムに関する静的検討

東亜コンサルタント(株) (前福岡大学) 正会員 ○谷口 亮太 福岡大学 正会員 千田 知弘
福岡大学 正会員 渡辺 浩 東亜コンサルタント(株) 正会員 川崎 巧

1. はじめに

平成28年4月に発生した熊本地震において、本震時に生じた大規模な土砂災害によって阿蘇大橋が崩落した。昭和40年代前後に架設された橋梁は、山がせり出し、川幅が最も狭い箇所に架設されることが多く、今後も日本各地で同様の崩落が生じる可能性がある。よって、阿蘇大橋の崩落のメカニズムを明らかにすることは、今後の橋梁の補強を含む防災に活かしていく上で重要である。しかし、映像等による崩落時の情報は極めて少なく、また、現場に残された痕跡から崩落メカニズムを推定することは困難であり、様々なアプローチから崩落の原因等を推定していく必要がある。そこで本研究では、FEM解析を用い、静的解析から阿蘇大橋の崩落メカニズムにアプローチした結果を報告する。

2. 阿蘇大橋の概要

阿蘇大橋は熊本県阿蘇郡南阿蘇村に架設された橋梁であり、橋長が 205960mm、幅員が 6500+(750×2)=8000mm、構造形式が上路式トラス逆ランガー橋でアーチの構造となっている。アーチリブの断面詳細を図-1 に示す。アーチリブはアッパーフランジ、ローフランジ、ウェブから成るボックス断面を有し、各寸法は、アッパーフランジが幅 540mm×厚さ 14~9mm、ローフランジが幅 600mm×厚さ 19~9mm、ウェブが高さ 600mm×幅 19mm~9mm の鋼板となっており、支点部から支間中央かけて断面が小さくなっていく構造となっている。アーチリブは支間 124000mm、ライズ 18000mm であり、内側にそれぞれ 6°傾斜させ安定化させている。下横構の支材はアッパーフランジ、ローフランジ、ウェブから成る I 型断面を有する。アッパーフランジ、ローフランジは幅 200mm×厚さ 9mm、ウェブが高さ 134mm×幅 9mm の鋼板で構成される。ワーレントラスはアッパーフランジ、ローフランジ、ウェブから成る I 型断面と T 型断面を有する。アッパーフランジ、ローフランジが幅 200~204mm×厚さ 10~12mm、ウェブが高さ 134mm~ 200mm×幅 8~12mm の鋼板となる構造となっている。また上弦材に関しては、アーチリブ同様、ボックス断面を有し幅 5100mm×板厚 140mm の 2 枚の板で接合した。床版は幅 8800mm×床版厚 200mm×軸長 134000mm として再現した。堆積した土砂は、高さ 2000mm で幅員方向に一様に

分布するとし、軸長の 1/4 (以後 1/4 載荷時) , 1/2 (以後 1/4 載荷時) まで土砂が堆積した場合の 2 種類について解析を行った。

3. FEM 解析モデルと荷重

本解析では、汎用FEM (有限要素法) 解析ツールANSYS (Ver15,ANSYS,Inc) を用いて解析を行った。本研究では、アーチリブと下横構、斜材を限りなく実構造形状でモデル化し、上弦材と床版に関しては、簡易的にモデルを作成した。FEM解析モデルの要素分割図を図-2に、材料定数を表-1に示す。解析ではソリッド要素を用い、要素サイズは鋼材を50~100mm、床版のコンクリートと土砂を1000mmとした。境界条件は、アーチリブの支承と端柱斜材の先端に位置する全ての節点を全拘束とした。堆積した土砂については高さ2000mmと仮定し、想定される体積重量に基づき直方体のボリュームを作成した。

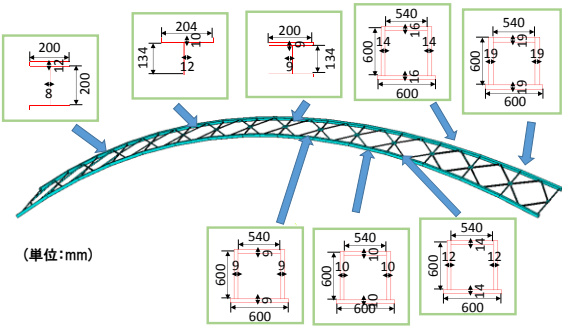


図-1 断面配置図

表-1 解析に用いた各要素形状・自由度と各材料定数

部材	要素形状・自由度	ヤング率(MPa)	ポアソン比	単位体積重量(MN/m³)
鋼材	4面体10節点30自由度	206000	0.3	0.077
コンクリート	4面体10節点30自由度	2500	0.25	0.025
土砂	4面体10節点30自由度	240	0.18	0.0143

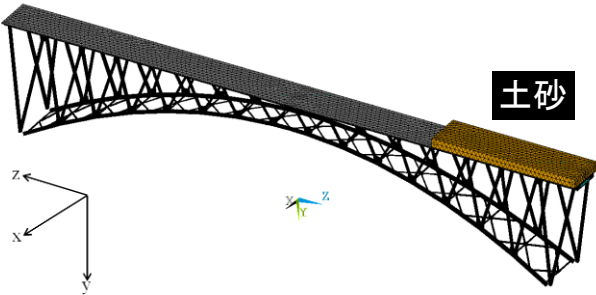


図-2 要素分割図

キーワード 阿蘇大橋, 崩落メカニズム, FEM

連絡先 〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈八丁目 19-1 TEL 092-865-6031

4. FEM解析結果と考察

1/2 載荷時の方向変位分布を図-3に、1/4 載荷時のx方向変位分布を図-4に、アーチリブに生じる相当応力の分布の代表例として1/4 載荷時の応力分布を図-5に示す。図-3と図-4を比較すると、1/2 載荷と1/4 載荷とでは、変位量に差はあるものの、変形挙動には大きく差が見られない。また、荷重を受ける側と反対側にアーチリブが膨らむ挙動はアーチ構造の典型的な挙動である。相当応力で比較すると、どちらのモデルも上弦材とトラス斜材との連結部であるガゼットに応力が集中している。アーチリブに生じる相当応力を比較すると、変位挙動と同じく、応力の分布挙動に大きな差は見られず、変形が大きい箇所には大きな相当応力が生じている。部材ごとに破壊プロセスを検討すると、まず、床版及び上弦材とアーチリブとを繋ぐトラス斜材の継手部に非常に大きい応力集中が生じている。実際の災害時においても、上弦材とトラス斜材の継手であるガゼットが破壊し、トラスとしての構造を失ったと考えられる。しかし、ガゼットが破壊しても、トラス斜材にはそのまま床版と土砂の荷重が加わるので、より多くの荷重がアーチリブに加重され可能性がある。この場合、図-3に示すアーチ特有の変形挙動がより顕著となり、アーチリブの応力挙動に強く影響した可能性がある。アーチリブから斜材等の継手を取り除き、アーチリブのみの相当応力分布を示した図を図-6に、x方向変位分布を図-7に示す。図-7においては、図中に○で示した箇所のリブの内側に応力の集中が見られる。図-8においては、両アーチリブは内側に倒れ込むような変形挙動を示すので、アーチリブ全体では外側よりも内側に高い応力を生じやすい。本来、1/2 載荷と1/4 載荷とでは、変形が最も大きくなる箇所は異なるはずだが、本解析では変形箇所も、応力最大箇所が同じとなった。図-7においては、特に変形が大きい箇所はなく、なだらかに変位しているので、応力が最大となる箇所が○の位置になるのは軸方向の変形によるところが大きい。土砂による載荷方法が異なるにも関わらず変形箇所が同じとなる理由として、○の箇所でアーチリブの断面の形状が変化するためと思われる。鋼構造に限らず、構造物にとって剛性が急激に変化する箇所は弱点となることが知られている。これは、対傾構をボックスではなくT型にすることで、継手に応力集中が生じないようにする理屈と同じである。よって、本解析では、アーチリブの断面の変化による剛性の局所的な低下が想定以上に大きく、本箇所ではアーチリブが破断した可能性を示す。

4. まとめ

本研究では、熊本地震で崩落した阿蘇大橋に対し、静的解

析から崩落メカニズムにアプローチした。本解析では、2m 高さの土砂を想定して解析を行ったが、本条件下で阿蘇大橋が崩落することが確認できた。破壊の過程としては、床版及び上弦材とアーチリブを繋ぐトラス斜材の継手が破壊し、トラス構造を失い、アーチリブにより多くの荷重が加わった可能性が示された。アーチリブに関しては、断面形状が変化する箇所の剛性の差によって生じる応力集中の影響が強く、1/2 載荷、1/4 載荷の差に関わらず、その変曲点の応力集中でアーチリブが破断崩壊する可能性が示された。

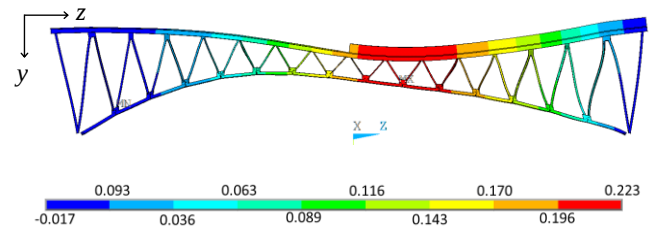


図-3 1/2 載荷時の y 方向変位分布 (単位: m)

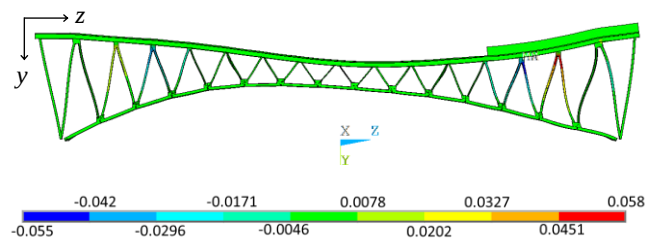


図-4 1/4 載荷時の x 方向変位分布 (単位: m)

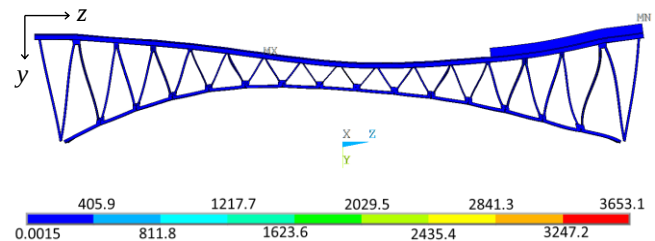


図-5 1/4 載荷時の相当応力分布 (単位: MPa)

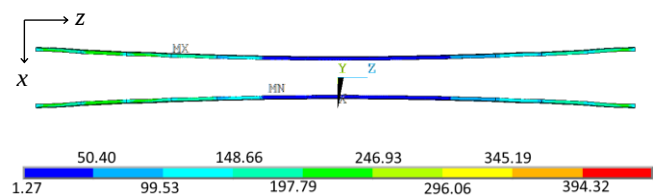


図-6 アーチリブのみの相当応力分布 (単位: MPa)

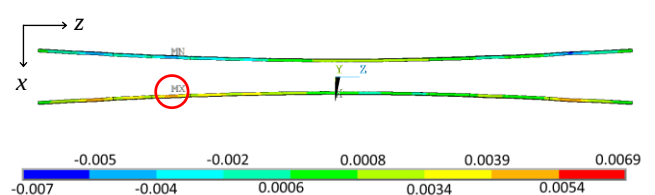


図-7 アーチリブのみの x 方向変位分布 (単位: MPa)