

2016年熊本地震で被害を受けた鋼斜張橋の再現解析

宇都宮大学 学生員 ○ 青田洸希 正会員 藤倉修一

1. はじめに

2016年4月の熊本地震では、14日の前震や16日の本震をはじめとした一連の地震活動によって、道路や橋梁などの交通インフラ施設に数多くの被害が生じた。特に山岳地に位置する県道28号線は、活断層がほぼ平行に走っており、そこに架橋されている橋梁では、甚大な被害が確認された。その中でも、鋼斜張橋である桑鶴大橋において、桁の残留移動、橋台パラペット部の損傷、支承の破断など甚大な被害が確認された¹⁾。

我が国の道路橋の耐震設計基準は、1995年兵庫県南部地震の際に甚大な被害を受け、レベル2地震動に対して、重大な損傷が生じないことや、被災後の速やかな復旧などの観点から、大幅な改訂が行われた。その後も地震被害を経験する度に新たな知見を得て改訂を繰り返してきた²⁾。

そこで本研究では、兵庫県南部地震以降の平成14年道路橋示方書に準拠して耐震補強工事が行われ、熊本地震で被害を受けた桑鶴大橋の被害再現解析を行い、鋼斜張橋であるこの橋梁の被害メカニズムを明らかにすることを目的とする。桁端部に衝突の跡が確認されたため、桁端部に衝突バネを設けた非線形解析を行い、断層モデルを用いて推定した架橋地点での再現地震波による解析結果と被害状況との比較を行った。本稿では、特に、支承の破壊メカニズムについて検討し、また、本橋梁が有する不等径間、曲線橋という特徴が支承の破壊にどのような影響を与えたのかについても考察を行う。

2. 対象橋梁と被害状況

対象橋梁である桑鶴大橋は、平成2年道路橋示方書によって設計され1998年に竣工し、平成14年道路橋示方書によって、2010年に耐震補強が行われている。解析モデル概要を図-1に示す。橋長160mの2径間連続鋼斜張橋であり、スパン割りは主径間が99.4m、側径間が59.4mの不等径間を有し、鋼主塔で支持されている。さらに、A1橋台からA2橋台にかけて4.8%の上り勾配と平面曲率350mの曲線橋である。

地震後の被害状況によると、P1主塔、A2橋台にそれぞれ2基ずつ設置された支承は、桁と支承を繋ぐボルトが破断したことによって、全て桁から逸脱していることが確認された。またP1主塔部には、耐震補強後に桁変位制限装置として各支承に4本ずつ緩衝ピンが設置されていて、それら全ての緩衝ピンにおいても破断が確認された。緩衝ピンは支承部よりも強度が大きく設計されており、緩衝ピンが破壊した後に支承が破壊に至ったと考えられる。

支承の破壊以外にも、A1橋台とA2橋台においてパラペットの損傷や桁の変位制限構造の破壊が見られ、桁全体の残留移動変位やA2橋台地点での桁の浮き上がりなどの被害も確認された。

3. 解析概要

本橋梁は縦断勾配を有する曲線橋であり、これらの特徴が複雑な地震応答を示すことが予想されるため、解析モデルは図-1に示すような、3次元立体フレームモデルとした。被災状況から、桁には大きな損傷が見られなかったため破壊を考慮しない線形梁要素、主塔には局所的な応力状態な

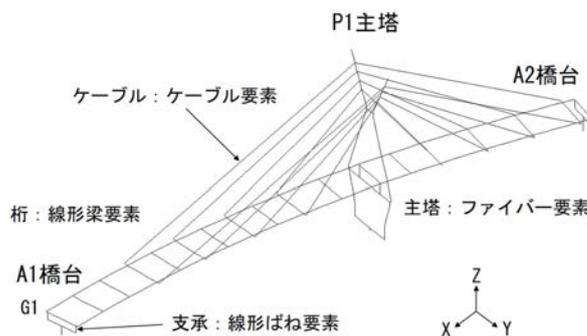


図-1 解析モデル概要図

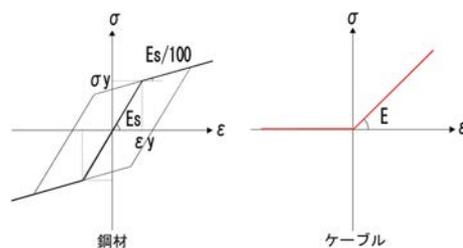


図-2 材料構成則

どを考慮できるファイバー要素を用いた。主塔に使用されている鋼材の材料構成則には、図-2に示すバイリニアモデルを用い、降伏強度は355N/mm²である。ケーブルはケーブル要素でモデル化し、引張にのみ抵抗する非線形モデルを用いた。支承は主塔および各橋台に2基ずつ設け、線形ばね要素でモデル化をした。A1橋台とP1主塔の支承が可動支承、A2橋台の支承が固定支承である。桁と橋台パラペット部の衝突を再現するため、桁端部において橋軸方向に衝突ばね³⁾を設置し、A1橋台には200mm、A2橋台には150mmの遊間を設定した。鋼材の設計基準強度について、ヤング率を200kN/mm²、ポアソン比を0.3、質量密度を7.85g/cm³とした。

本解析で用いた入力地震波は、本橋らが提案する桑鶴大橋の各橋台および主塔位置における地震動を推定した再現地震波⁴⁾で橋梁の向きに合わせて入力した。この再現波を主塔および橋台の基部に強制変位として入力した。

4. 解析結果および考察

(1) 支承の破壊判定条件

支承には、軸力、せん断力および曲げモーメントが同時に作用する。これらの作用により、支承部のボルトには、軸力およびせん断力が同時に作用すると考え、支承の破壊を解析結果から確認するために、ボルト1本分の強度に対して、以下の照査式を用いた。

$$\sqrt{\left(\frac{N}{N_B}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_B}\right)^2} \leq 1 \quad (1)$$

ここでN、Vは支承に作用する軸力およびせん断力、N_B、V_Bはボルト1本分の引張強度およびせん断強度である。ボルトに作用する軸力には、橋軸回りのモーメントによ

Key Words: 鋼斜張橋, 熊本地震, 曲線橋, 内陸直下型地震, 非線形動的解析

〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2 宇都宮大学地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 Tel.028-689-6227

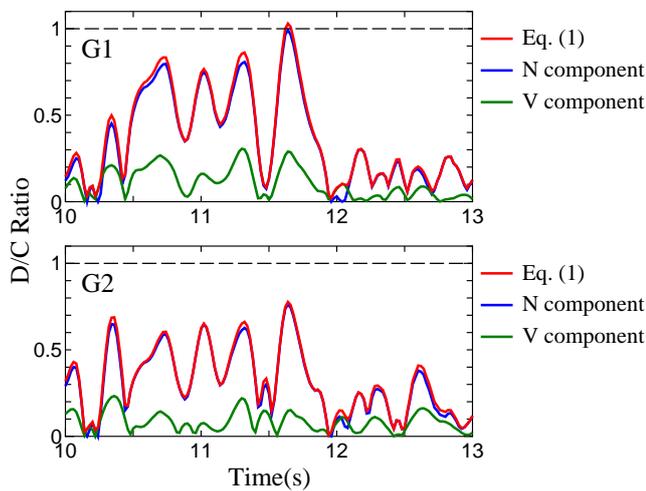


図-3 A2 支承の応答

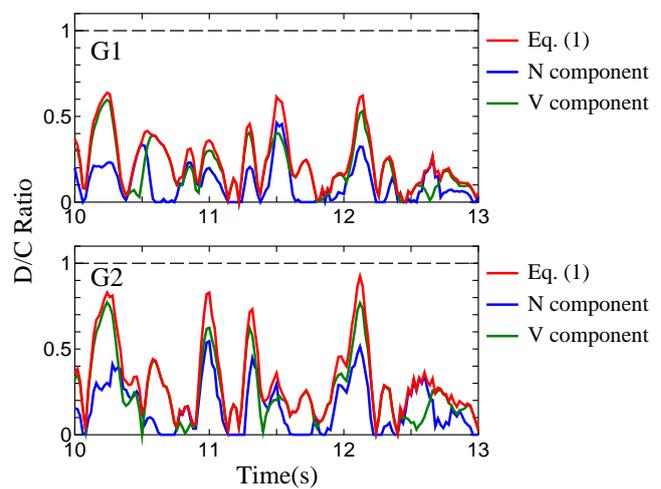


図-4 P1 支承の応答

て生じる軸力分も考慮している。A2 支承のボルトに使用されている材料の引張強度は 1030N/mm^2 、せん断強度は 595N/mm^2 であり、実際に期待される強度を考慮するために、これらの強度を 1.2 倍し、軸断面積 2830mm^2 をかけたものをボルト 1 本分の強度とした。また、P1 主塔部では支承のボルトよりも桁変位制限構造である緩衝ピンの強度の方が大きいため、緩衝ピンについても、支承同様に式 (1) を用いて照査を行い、破壊を検討する。材料の引張強度は 570N/mm^2 、せん断強度は 329N/mm^2 であり、A2 支承同様に強度を 1.2 倍し、軸断面積 4418mm^2 をかけたものを強度とした。

(2) 支承の破壊過程

解析結果の A2 橋台上支承での N, V の時刻歴応答をもとに、式 (1) の左辺の計算結果を図-3 に示す。ここで図-1 に示すように、曲率外側の主桁を G1、曲率内側の主桁を G2 とした。横軸は時間、縦軸は式 (1) 左辺の計算結果である。図中には、式 (1) 左辺の値を赤線で示し、その内、軸力分 (N/N_B) とせん断力分 (V/V_B) をそれぞれ青線と緑線で示す。

まず、G1 側の支承について、11.6 秒付近で大きい応答が生じたため、式 (1) 左辺の値が 1.03 に達している。その時点での軸力とせん断力それぞれの応答を確認すると、軸力分が大きく、0.96 程度の値である。G2 側の支承については、11.6 秒付近で大きな応答が生じているが、破壊限界までは達していない。しかし、G1 側の支承が破壊された直後に、G2 側の支承に解析結果よりも大きな力が作用し、G1 側と同様に破壊したのではないかと考えられる。

次に P1 主塔の支承について、支承の近くに設置されている桁変位制限装置が破壊すると、より強度の小さい支承も破壊に至ると考え、桁変位制限装置の緩衝ピンの強度を用いて式 (1) により照査を行った。照査の結果を図-4 に示す。図-4 から、G1 側、G2 側の両方も限界値には達していない。しかし、A2 橋台の 2 基の支承が 11.6 秒付近で破壊したと想定すると、破壊後に P1 主塔の支承に力が再分配され、解析結果よりも大きな力が作用していたと考えられる。11.6 秒後、G2 側の支承において、12.1 秒付近で大きな力が生じているため、その時点で破壊に至った可能性があり、G2 側の支承が破壊した直後に、G1 側の支承にも大きな力が作用し破壊に至ったと考えられる。以上から、プログレッシブ・コラプスと呼ばれる支承の破壊の連鎖が生じて、損傷が進展していったと推測できる。

A2 橋台側の支承では P1 主塔と比べると、軸力分の割合が大きいが、これは桁が不等径間であるため、A2 橋台側に

桁が浮き上がる力が作用して、支承に負反力が生じている影響である。また、P1 主塔の支承について、軸力分とせん断力分の応答を比べると、大きな力が作用している時刻では、主にせん断力分、つまり、橋軸直角方向の力が卓越している。これは、本解析モデルは曲線橋であるため、桁全体が面外方向へ移動しているためであると考えられる⁵⁾。

(3) その他の被害

A2 橋台と P1 主塔の支承が破壊したことによって、地震による桁全体の移動が生じ、その影響により、桁端部で桁と橋台の衝突が生じ、橋台パラペット部が損傷する被害や、A2 橋台の変位制限構造の破壊、桁の残留移動などの被害が生じたと考えられる。

5. まとめ

本研究では、2016 年 4 月に発生した熊本地震において、甚大な被害が生じた鋼斜張橋である桑鶴大橋について被害分析を行うために、3 次元フレームモデルを用いて、本橋梁地点の推定地震動を入力した再現解析を行った。本検討で得られた主な結果をまとめると以下ようになる。

1. A2 橋台の支承では主に鉛直方向の力が大きく作用し G1 側の支承が破壊された後、G2 側へと破壊が進展し、さらに、P1 主塔では、A2 橋台の支承が破壊したことにより力が再分配され、破壊に至ったと考えられる。
2. A2 橋台の支承の破壊は、不等径間による桁の浮き上がりによる負反力、P1 主塔の支承の破壊は、曲線橋の特徴である面外方向への移動によるせん断力の作用が影響したと考えられる。
3. A2 橋台や P1 主塔の支承が破壊したことによって、橋軸方向や橋軸直角方向の固定が無くなり、桁と橋台パラペット部の衝突や、桁の残留移動などの被害が生じたと推察できる。

参考文献

- 1) 藤倉修一、川島一彦：2016 年熊本地震による道路橋の被害概要、第 19 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.161-168、2016。
- 2) 川島一彦：地震との戦い、鹿島出版会、2014。
- 3) 渡邊学歩、川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析、土木学会論文集、No.675/：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析、土木学会論文集、No.675/I-55、pp.125-139、2001.4。
- 4) 本橋秀樹、野中哲也、馬越和也、中村真貴、原田隆典：熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析、構造工学論文集、Vol.63A、pp.339-352、2017.3。
- 5) 大塚久哲、神田昌幸、鈴木基行、吉澤努：水平地震動による曲線橋上部構造の移動挙動解析、土木学会論文集、No.570/I-40、pp.305-314、1997.7。