# 平成28年熊本地震における 俵山大橋の損傷メカニズムに関する基礎的研究

松田 泰治1・玻座真 翼2・崔 準祜3・内藤 伸幸4

1正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

2学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程

(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: hazama@doc.kyushu-u.ac.jp

3正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: choi@doc.kyushu-u.ac.jp

4正会員 株式会社アーク情報システム (〒222-0033 横浜市港北区新横浜3-22-17)

E-mail: nnaito@ark-info-sys.co.jp

本研究では、初めに平成28年熊本地震で被災した俵山大橋の損傷状況をまとめた.次に特徴的な損傷 であった下フランジの座屈について、局部座屈を考慮できるよう床板や主桁にシェル要素を適用したモデ ルを作成した.また、実際の俵山大橋には縦断勾配や横断勾配があるが、基礎的研究としてそれらの勾配 が無い直橋モデルで静的震度や節点荷重を作用させ、下フランジの応力分布について調べた.橋軸方向に 1G相当の静的震度や節点荷重を作用させた場合、断面変化位置付近において圧縮応力が集中することを 確認した.特に、節点荷重をA2橋台端部のG4下フランジの節点に載荷すると、許容応力度を超えること が分かった.

Key Words: 2016 Kumamoto Earthquake, Steel grider bridge, Local buckling, Static analysis

# 1. はじめに

平成 28 年熊本地震では 4 月 14 日 21 時 26 分に発生し た M6.5の前震及び,4月 16 日 01 時 25 分に発生した M7.3 の本震といった一連の地震活動により多くの構造物が被 災した.熊本県西原村では前震で最大震度 6 弱,本震で 最大震度 7 を観測し,熊本県県道 28 号俵山バイパスは 甚大な被害を受けた.県道 28 号にかかる俵山大橋は兵 庫県南部地震以降に改定された平成 8 年道路橋示方書<sup>1)</sup> に基づいて設計された橋梁であるにも関わらず,下フラ ンジの座屈や主桁とパラペットの衝突といった特徴的な 被害が見られた.

そこで本研究では、被害調査で明らかになった俵山大 橋の下フランジの座屈に焦点を当て、局部座屈が考慮で きるようにシェル要素を用いた FEM モデルを構築し、 座屈が発生する可能性について検討を行った.モデル化 は上部工のみ行い、ゴム支承や下部工は現段階ではモデ ル化していない.

#### 2. 橋梁概要

(1)橋梁緒元

表-1に俵山大橋の緒元を示す.

形式	鋼3径間連続非合成鈑桁橋			
橋長	140m (CL上)			
有効幅員	8.5m			
支間長	34.750m+61.500m+42.250m			
線形条件	縦断勾配 6.000%			
	橫断勾配 2.000% 2.000%			
床板	鉄筋コンクリート床板 <b>=70mm</b>			
	許容応力度コンクリート床板			
	240kgf/cm <sup>2</sup>			
	鉄筋材質 SD295			
使用鋼材	SMA400W			
適用基準	道路橋示方書(H8.12)			
	日本道路公団			

表 - 1	俵山大橋緒元
-------	--------



0 0 0 0 0 0 0 6) 0 (C1) (2) 03 60 (1) (ii) 63 63 6) 0 00 C4 CS 23





図-3 俵山大橋断面図

図-4 俵山大橋被害側面図



写真-1 下フランジの座屈

写真-2 A1橋台部と桁端部の衝突

写真-3 A2橋台部と桁端部の衝突

## (2) 被災状況

俵山大橋は橋桁全体が圧縮による力を受けたと考えられ、特徴的な被害が見られる.俵山大橋の特徴的な被害をまとめたものを図-4に示す.また、本研究では俵山 大橋の上部エモデルを用いた解析を行うため、上部エの 特徴的な被害について以下にまとめる.

## a) 下フランジの座屈

A1 橋台と P1 橋脚の間の下フランジが座屈している (写真 - 1).特に下フランジの変断面部において大き な変形が見られる.また,損傷度合いは G1 側よりも G4 側の下フランジのほうが大きい.また,下横構にも 座屈が見られる.



図-5 対称橋梁の要素

表	- 2	材料特性
2		

	SMA400W	床板
ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	205000	30300
ポアソン比	0.3	0.2
許容応力度(N/mm²)	140	-
降伏応力(N/mm²)	235	-

# b) A1 橋台部と桁端部の衝突

A1 橋台には桁端部と衝突した跡が見られる(写真 - 2). また,衝突した桁端部の鋼材は変形しており,ゴム支承には残留変形が見られる.

## c) A2 橋台部と桁端部の衝突

A2 橋台には桁端部と激しく衝突した跡が見られ,パラペットは桁端部下端と衝突した箇所で剥離していることが確認できる(写真 - 3).

# 3. 解析モデル

本研究では、俵山大橋の上部工に静的荷重を作用させ、 ることで局部座屈に関する検討を行う.そこで、汎用プ ログラムである TDAPIII ((株)アーク情報システム) を用いて、上部工のモデル化を行った.実際の俵山大橋 は縦断勾配 6%、横断勾配 2%であるが、基礎的研究とし て縦断勾配及び横断勾配の無いモデル(直橋モデル)を 作成し、静的解析を行った.

床板は線形シェル要素でモデル化した.現時点では鉄筋の導入は考慮できておらず、ヤング率は設計強度に基づく値を導入している<sup>3</sup>.上部工の鋼材は全て SMA400Wを用いた.主桁は線形シェル要素でモデル化し、その他の鋼部材は線形はり要素でモデル化を行った.

圧縮力や鉛直方向及び橋軸直角方向の地震動による下 フランジへの影響について調べるため,静的震度や節点



荷重を橋軸方向や鉛直方向,橋軸直角方向に作用させる ことで,橋梁のセンターラインから外側に位置する下フ ランジの応力分布について調べた.また,静的解析の荷 重ステップは全て1回とし,自重は考慮していない.非 線形性の考慮や全体系モデルの作成は今後の課題である.

#### 4. 静的解析

#### 4.1 橋軸方向の静的震度

直橋モデルの橋軸方向に静的震度 1G を与えることに よる下フランジの応力分布について調べた. 橋軸方向の 静的震度の作用方法は A1 橋台→A2 橋台と A2 橋台→A1 橋台の 2 方向が考えられるが,写真 - 2 と写真 - 3 より A2 橋台側のほうがパラペットと桁端部の衝突が激しく 損傷度が大きいため, A2 橋台→A1 橋台の方向へ作用さ せることとした<sup>3</sup>. また,固定条件に関しては A1 橋台 側端部の節点全てを完全固定した.

最も損傷度が大きかった G4 下フランジにおける応力 分布を図 - 7 に示す. 図 - 7 より実際に下フランジが座 屈した A1 橋台側から約 20m の地点で局所的に圧縮応力 が発生していることが確認できる. ただし,その地点で の応力は-14.23N/mm<sup>2</sup>であり,許容応力度-140N/mm<sup>2</sup>の 10%程度であることから,上部工の橋軸方向に 1G の加 速度が作用するだけでは下フランジの座屈は生じる可能 性は低いと考えられる.

## 4.2 鉛直方向の静的震度

直橋モデルに鉛直下向きに 1G の静的震度を与えるこ とで、鉛直方向の加速度による下フランジへの影響を調 べた. 固定条件は A1 支承位置について水平方向と鉛直 方向を固定し回転は自由、P1、P2、A2 の支承位置につ いては鉛直方向を固定し、水平及び回転は自由とした.











G4下フランジにおける応力分布を図-8に示す.実際 に座屈した箇所における応力は-4.82N/mm<sup>2</sup>と許容応力度 の3%の比較的小さな値であるため,鉛直下向きの加速 度の影響は小さいものと考えられる.

## 4.3 橋軸直角方向の静的震度

直橋モデルに橋軸直角方向に 1G の静的震度を与える

ことで、橋軸直角方向の加速度による下フランジへの影響について調べた.固定条件は直橋モデルの橋軸方向中 心位置の下フランジにおいて橋軸方向及び鉛直方向を固 定し、また A1、P1、P2、A2の支承位置については橋軸 直角方向のみ固定した.橋軸直角方向の静的震度の作用 方向は G1→G4 の向きとした.

下フランジの応力分布を図 - 9 に示す.橋軸直角方向 に静的震度を作用させた場合は、水平方向と鉛直方向を 固定している直橋モデル中央に大きな応力が発生した. また、断面変化位置においてG4よりもG3の下フランジのほうが大きな圧縮応力が作用していることが確認できる.実際に座屈した箇所におけるG3下フランジの応力は-89.9461N/mm<sup>2</sup>であり、許容応力度の64%の値であった.

# 4.4 橋軸方向の節点荷重

直橋モデルの橋軸方向に節点荷重を与える解析を行った.橋軸方向の節点荷重の載荷方法は橋軸方向に静的震度を作用させたときと同じく,A2橋台→A1橋台の方向へ作用させることとし,A2橋台側端部の12箇所の各節点に直橋モデルの上部工重量相当の荷重10027kNを載荷した(Case1,図-10(a)).また,A2橋台側に質量ゼロの剛なシェルを仮定することによって,A2橋台側の他の節点にも節点荷重が伝わるようにし,こちらもCase1と同じく12箇所の各節点に直橋モデルの上部工重量相当の荷重を載荷した(Case2,図-10(b)).12箇所の節点はG1~G4の床板,主桁中央,下フランジに位置する点である.固定条件に関してはA1橋台側端部の節点全てを完全固定した.Case1とCase2の12箇所の各節点に節点荷重を載荷させたときのG4下フランジの実



(a) Casel

図 - 10 荷重載荷位置



際に座屈が生じた箇所における応力を図 - 11 (a), (b) にそれぞれ示す.応力が最も大きくなるのは 12 番の節 点に節点荷重を載荷したときであり, G4 の下フランジ 側に近い節点に荷重を載荷するにつれて,圧縮応力が大 きくなっていくということが確認できる.また, Casel と Case2 では実際に座屈が生じた箇所における圧縮応力 は近い値となった.

図 - 12 と図 - 13 には、G4 下フランジの実際に座屈した箇所における圧縮応力が最も大きくなる 12 番の節点に荷重を載荷したときの Casel と Case2 の応力分布を示す. Casel, Case2 ともに断面変化位置付近で大きな圧縮応力が作用していることが確認できるが、A2 橋台側の下フランジの応力分布を見てみると、Caselの方がG4 下フランジに大きな圧縮応力が作用していることが分かる.これは、Case2 では剛なシェルを仮定し節点荷重を分散しているのに対し、Case1 では A2 橋台端部の節点に局所的に荷重を載荷しているためである.また、Case1, Case2 において実際に下フランジが座屈した箇所におけるG4 下フランジの応力はそれぞれ-197.16N/mm<sup>2</sup>, -195.45N/mm<sup>2</sup>であり、許容応力度-140N/mm<sup>2</sup>を超えており、また降伏応力-235N/mm<sup>2</sup>の8割程度の値となっている. 直橋モデルは線形要素でモデル化しているため、上



(b) Case2







部工重量の約1.2倍の節点荷重がA2橋台端部G4下フランジの節点にかかることで、G4下フランジは降伏応力を超え、座屈する可能性があると考えられる.

また,G3下フランジの座屈箇所における応力は Casel では-167.01N/mm<sup>2</sup>,Case2 では-166.26N/mm<sup>2</sup>であり許容応 力度を超えており,G1やG2の下フランジにおいても断 面変化位置付近で大きな圧縮応力が発生するという傾向 が見られるため,実被害に近い結果となっていると思われる.

## 5. 結論

本研究では、平成 28 年熊本地震で被災した俵山大橋 の上部工を直橋としてモデル化を行い、静的震度や節点 荷重を作用させることで、被害調査によって明らかとな った下フランジの局部座屈が発生する可能性について検 討を行った.本研究によって得られた結果を以下に示す. (1) A2橋台→A1橋台の橋軸方向に静的震度1Gを作用さ

(1) A2福日 A1福日の福知方向に前の展復10を行用させると、G4 下フランジの断面変化位置付近において局所的に圧縮応力が発生していたが、許容応力度の10%程度であり、1Gの静的震度では座屈する可

能性は低いということが明らかになった.

- (2) 鉛直下向きに静的震度 1G を作用させると、G4 下フ ランジの断面変化位置付近では許容応力度の 3%の 圧縮応力が作用しており、下フランジを座屈させる 可能性は低いということが明らかになった.
- (3) G1→G4の橋軸直角方向に静的震度 1Gを作用させると、実際に座屈した箇所において G3 下フランジに許容応力度の 64%の圧縮応力が発生するということが明らかになった.
- (4) A2 橋台端部の各節点に上部工重量相当の節点荷重 を載荷すると、載荷位置が G4 の下フランジに近づ くにつれて G4 下フランジの断面変化位置付近によ り大きな圧縮応力が発生することを確認した.その ときの圧縮応力は許容応力度を超えており、また降 伏応力に基づき評価すると、上部工重量の約 1.2 倍 の節点荷重が A2 橋台端部 G4 下フランジの節点に作 用したときに降伏応力を超える可能性があるという ことが明らかになった.

現時点では上部工を直橋モデルとして解析を行ってい るため、今後勾配を考慮することや、ゴム支承、下部工 等をモデル化し、全体系モデルで検討を行う必要がある. **謝辞**: 俵山大橋に関する情報は,九州地方整備局及び 熊本県から提供して頂きました.ここに記して謝意を表 します.

## 参考文献

- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I~V,丸 善, 1996
- 2) 大城雄希,葛西昭,大森孝之,牛塚悠太:2016年 熊本地震における鈑桁橋の損傷メカニズム,第4 回九州橋梁・構造工学研究会シンポジウム,2016
- 3) 大住道生,長谷川秀也,西弘明,佐藤孝司,佐藤 京,荒木恒也:超過外力に対する道路橋のレジリ

エンス技術に関する研究,土木研究所寒地土木研 究所,2016

- 国土交通省国土技術制作総合研究所:平成28年 (2016年)熊本地震土木施設被害調査報告,2017
- 馬越一也,甲斐義隆,葛西昭,党紀,佐藤京, 今井隆: 俵山大橋の被害分析,性能に基づく橋梁
  等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会活動 報告書,2018

(2018.9.4受付)

# A FUNDAMENTAL STUDY ON MECANISM HOW TAWARAYAMA BRIDGE HAS DAMEGED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

# Taiji MAZDA, Tsubasa HAZAMA, Joon-Ho CHOI, Nobuyuki NAITO

Initially summarized the damage situation of Tawarayama Bride damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake. Next, for the buckling of the lower flange, which was a characteristic damage, a model was constructed in which the shell element was applied to the floorboard and the main girder so that local buckling could be taken into account. Although the actual Tawarayama Bridge has a longitudinal slope and a transverse slope, as a fundamental study, we constructed a linear bridge model with no slope, and static seismic intensity and nodal load were applied, and the stress distribution of the lower flange was investigated. It was confirmed that compressive stress concentrates in the vicinity of the cross sectional change position when static static seismic intensity or node load equivalent to 1 G is applied in the bridge axis direction. In particular, it was found that when the nodal load is applied to the node of the G4 lower flange at the end of the A2 abutment, it exceeds the allowable stress degree.