

府領第一橋梁の損傷メカニズムの検討

九州工業大学名誉教授 正会員 Ph. D. ○幸左 賢二
 パシフィックコンサルタンツ (株) 後藤 僚一
 (株) 構造計画研究所 金山 亨
 京都大学大学院 工博 高橋 良和

Abstract : In the 2018 Kumamoto Earthquake, the girder of the Furoyoshi Daiichi Bridge collapsed due to a large displacement of the rocker-bearing type pier. We conducted dynamic analysis to investigate the mechanism that caused the collapse of the girder. The analysis results show that the girder was moved to the horizontal direction about 11 cm by seismic force and collided against rocker bearings and shear keys. It is inferred that the bearings and keys failed due to large impact force, resulting in a large displacement of the rocker-bearing type pier and the fall of the girder.

Key words : seismic damage, collapse of shear key, Kumamoto earthquake

1. はじめに

熊本地震においては高速道路を跨ぐロックンブリッジ橋脚を中心に、橋軸直角方向への移動や桁移動に伴う落橋が生じている。ロックンブリッジ橋脚の柱の上下端にはピボット支承が用いられているが、大規模地震時におけるピボット支承の複雑な挙動については十分考慮する必要がある。そこで本論文では、まず熊本地震におけるロックンブリッジ橋脚の代表的損傷例として府領第一橋梁の損傷状況を明らかにする。ついで破壊状況から損傷メカニズムを推定する。最後に動的解析により被害メカニズムを解析的に再現する。

2. 損傷状況

府領第一橋梁 (スパン 61.2m, PC3 径間連続中空床版橋, A1, A2 橋台, P1, P2 ロックンブリッジ橋脚) は県道 32 号小川嘉島線上の九州自動車道本線を跨道する橋梁である。NEXCO 担当者の土木学会報告会での説明によると、前震では変位制限構造に損傷が生じ、本震により落橋に至ったとのことである。橋長約 60m の 3 径間連続 PC 中空床版橋で、2 基の橋台と 2 基のロックンブリッジ橋脚で橋桁を支えている。

写真-1 には落橋状況を示す。写真-2 に変位



写真-1 A1 橋台側桁の落橋状況



写真-2 変位制限装置の損傷

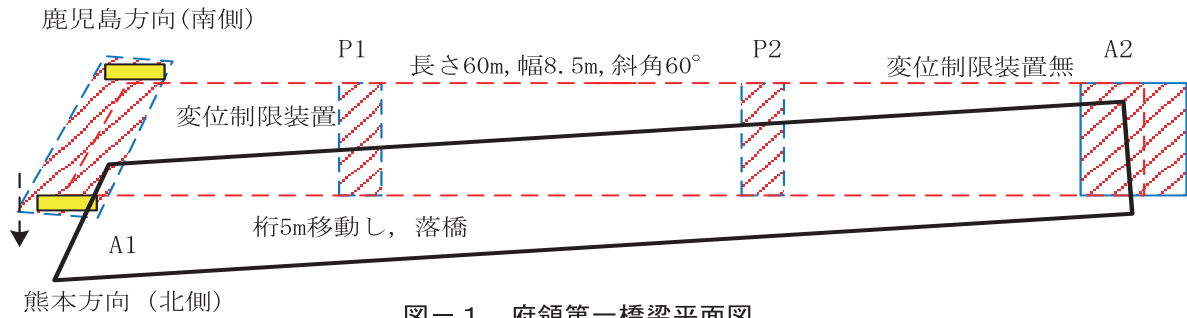


図-1 府領第一橋梁平面図

制限構造の損傷状況を示す。図-1には府領第一橋梁の平面図を示す。

東側桁端部は5m程度熊本側に、西側端部桁も3m程度熊本側に移動して横たわっている。このことから、斜角構造である桁が回転し、横変位拘束装置に衝突したと考えられる。写真-2に示すとおり、桁回転に伴い、変位制限構造の橋台埋設部に押抜きせん断が発生し、変位制限構造および桁が移動し、落橋に至ったと推定される。西側橋台には桁掛け長を確保するための縁端拡幅補強はなされているが、橋軸方向の落橋防止装置は設置されていない。一方、東側端部桁は60°の斜橋であることから、東側橋台には橋軸直角方向に2基の変位制限構造が設置されている。ロッキング橋脚が移動に対して極めて脆弱であることを考慮すると、橋軸および橋軸直角方向に変位を拘束するものが少ないことが指摘できる。

3. 変形挙動の評価

ここでは、実被害の分析から地震時の変位制限構造への実作用力を推定する。写真-2に示すように、水平作用荷重により、縁端部は押抜きタイプの破壊が発生しており、通常的作用条件とは異なる。そこで、代表的な2種類の手法により部材の押抜きせん断抵抗を求め、作用力と比較する。

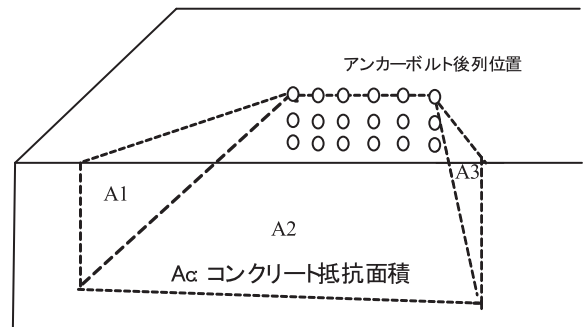


図-2 押抜きせん断破壊面

3.1 道路橋示方書の橋座式の押抜きせん断抵抗

コンクリートの押抜きせん断抵抗力(V_c)を道路橋示方書(道示)の橋座式(1)より算出し933kNとなる¹⁾。

$$V_c = \tau_c \cdot A_c \quad \dots \dots (1)$$

ここで、 τ_c :せん断応力度を表し0.22N/mm²とする。
 A_c :コンクリート抵抗面積を表す。図-2に示すA1, A2, A3より $A_c = A_1 + A_2 + A_3 = 4242000\text{mm}^2$ とする。

鉄筋の押抜きせん断抵抗力(V_s)は道示の橋座式(2)より算出すると143kNとなる。

$$V_s = \beta \cdot (1 - h_i / d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_s \quad \dots \dots (2)$$

ここで β :補正係数を表し0.5を採用する。

h_i :補強鉄筋の橋座面からの距離で150mmを採用する。
 d_a :支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離で1000mmを採用する。
 σ_{sy} :補強鉄筋の降伏点で295N/mm²を採用する。
 A_s :補強鉄筋の断面積を表しD13鉄筋9本の断面積を採用する。

以上よりせん断抵抗力(V)は(3)式から、1076kN(1.7Rd相当、ここでRd:死荷重反力)となる。

$$V = V_c + V_s \quad \dots \dots (3)$$

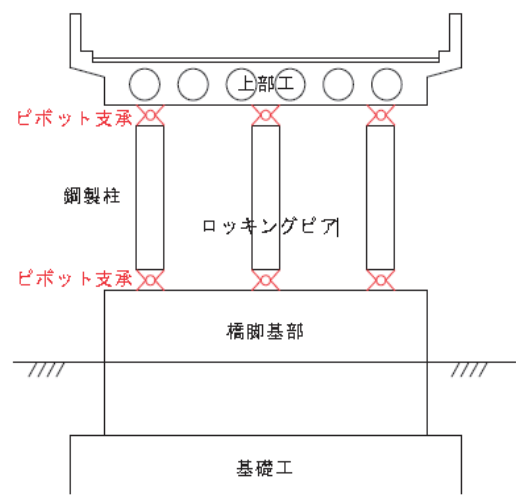


図-3 ロッキング橋脚の移動

ここでVcはコンクリート抵抗力で933kNとする。Vsは鉄筋抵抗力で143kNとする。

3.2 道路橋示方書押抜きせん断式を用いた押抜きせん断抵抗

コンクリートの押抜きせん断応力度には道示の押抜きせん断応力度0.85N/mm²を用いると(1)式は3606kNとなる。鉄筋抵抗力 (Vs)は上記の橋座式を用いると、せん断抵抗力 (V)は3749kNとなる。

3.3 作用力照査

道示式を元に、ここでは2つの変位制限構造で桁重量 (W) を受け持つと仮定すると、設計地震力 (Hs) は(4)式となり、1554kNとなる。

$$H_s = 3 \cdot kh \cdot W / 2 \quad \dots \dots (4)$$

ここでkh：水平震度で0.15を採用する。W：図面より算出した桁重量で6906kNを採用する。これを3.1の橋座式と比較すると変位制限構造は破壊することになる。一方3.2の道示の押抜きせん断応力を用いたものと比較すると、変位制限構造にはひび割れは発生するものの、移動は制御できることになる。

3.4 変形量の推定

1) 変位制限構造と桁との遊間

主桁と変位制限構造の遊間は11cmであり、その間にネオプレン製緩衝材 (150・900・50mm) が挿入されている。

2) ピボット支承の移動量

ここではロッキング橋脚の移動可能量を推定する。設計書によると図-3に示すようにロッキング橋脚は高さ2.45mである。また、鉄道総研で実施された実験結果を基に移動可能回転量は0.06(rad)と仮定すると移動可能量 (Dm)は(5)式となり14.7cm移動した段階で支承の回転角が0.06(rad)に達し破壊に至る²⁾。

$$D_m = H \cdot \tan(\theta) \quad \dots \dots (5)$$

ここではH：橋脚高で245cmを採用する。θ：移動可能回転量で0.06(rad)を採用する。

3.5 破壊メカニズムの推定

上記結果に基づき損傷メカニズムを推定する。

- 1) 大きな橋軸直角方向力により、橋台上のBP支承が破壊する。
- 2) 桁が11cm移動し、変位制限構造に衝突する。コンクリートブロックの高さが低いことから、コンクリートブロックがせん断破壊することなく、橋脚取り付け部に作用力が伝わり、押し抜きせん断破壊に至る。衝突力が大きいことから桁はさらに橋軸直角方向に移動する。
- 3) 14.7cmの桁直角方向移動に伴い、ピボット支承が限界値を超えて、崩壊に至る。
- 4) 以上のことから、有効な対策としては、変位制限構造の押抜きせん断抵抗を大きくすることや、変位制限構造を各橋台の左右の合計4箇所設置することなどが考えられる。

4. 解析概要

府領第一橋の落橋原因は、ロッキング橋脚の回転によるものではなく、A1橋台に設置された変位制限構造の耐力に原因がある可能性がある。よって、橋軸直角方向の橋台部支承および変位制限構造の耐力に着目した再現解析を行った。地震波形は、対象橋梁の近傍である九州自動車道の御船ICで4月16日に計測された本震波形を用いた。加速度応答スペクトルを見ると、0.5秒付近および1.0秒付近に大きな加速度が発生している。なお文献では、御船

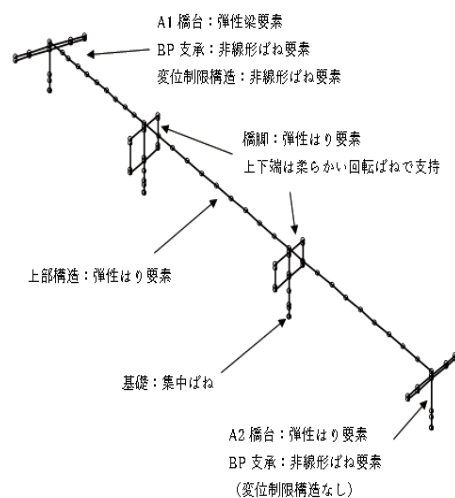


図-4 解析モデル

IC で計測された地震波形は地盤構造の影響を大きく受け、嘉島町や御船町の計測結果よりも地震波が増幅されていると指摘されている³⁾。解析モデルは図-4に示すような3次元非線形はりモデルとした。

ロッキング橋脚の座屈変形が見られなかったことおよび橋台躯体に地震の揺れに伴う損傷が見られなかったことから橋台躯体および鋼製橋脚はすべて線形モデルとし、躯体下端に既往の設計図書から基礎ばね(集中ばね)を設置した。部材減衰定数は下部工が2%、基礎ばねはII種地盤であることから20%とした。ロッキング橋脚の上下端の支承は回転自由とし、粘性減衰は要素別剛性比例とした。

解析に用いた橋台のBP支承直角方向およびA1橋台側のみに設置された変位制限構造の非線形特性および実際の非線形挙動の関係は図-5のとおりと推測される。変位制限構造のせん断破壊性状は、せん断補強鉄筋が徐々に降伏するじん性的な破壊性状であることが報告されている⁴⁾。なお桁との衝突挙動時のゴム緩衝材の影響や、支承と変位制限構造の破壊後に履歴によるエネルギー吸収をどの程度期待できるかが不明であるが、ここでは履歴減衰によるエネルギー吸収ができるモデルとし、それぞれの部材減衰定数は0%と設定した。なお、不等支間であるため、A1橋台反力よりもA2橋台反力のほうが1.7倍程度大きい。また、橋軸方向でパラペットと桁が衝突した形跡がみられないことから橋軸方向の衝突ばねは設けていない⁵⁾。支承の非線形挙動を解析モデルで表現することが困難であるため、支承条件および変位制限構造の耐力をパラメーターとした表-1に示すCASE1~CASE4の解析ケースを実施した。実際の地震時挙動では、支承破壊後の上部工と下部工の摩擦による影響のほうが支配

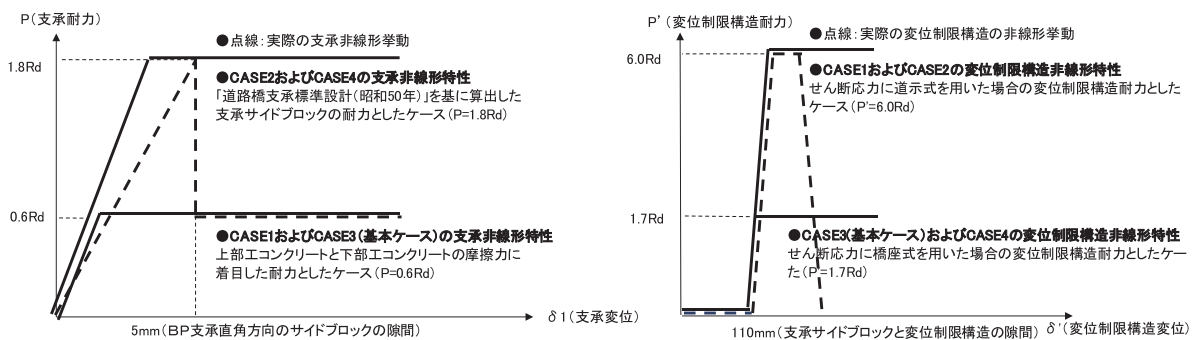


図-5 支承と変位制限構造の非線形イメージ

表-1 解析ケース

解析ケース	支承耐力	変位制限構造耐力	備考
CASE1	0.6Rd(コンクリート面摩擦力)	6.0Rd(道示式押し抜きせん断力)	設計上の変位制限構造耐力を評価
CASE2	1.8Rd(支承サイドブロック耐力)	6.0Rd(道示式押し抜きせん断力)	支承および変位制限構造耐力を最大評価
CASE3	0.6Rd(コンクリート面摩擦力)	1.7Rd(橋座式押し抜きせん断力)	実現象に近い基本ケース
CASE4	1.8Rd(支承サイドブロック耐力)	1.7Rd(橋座式押し抜きせん断力)	実際の支承サイドブロック耐力を評価

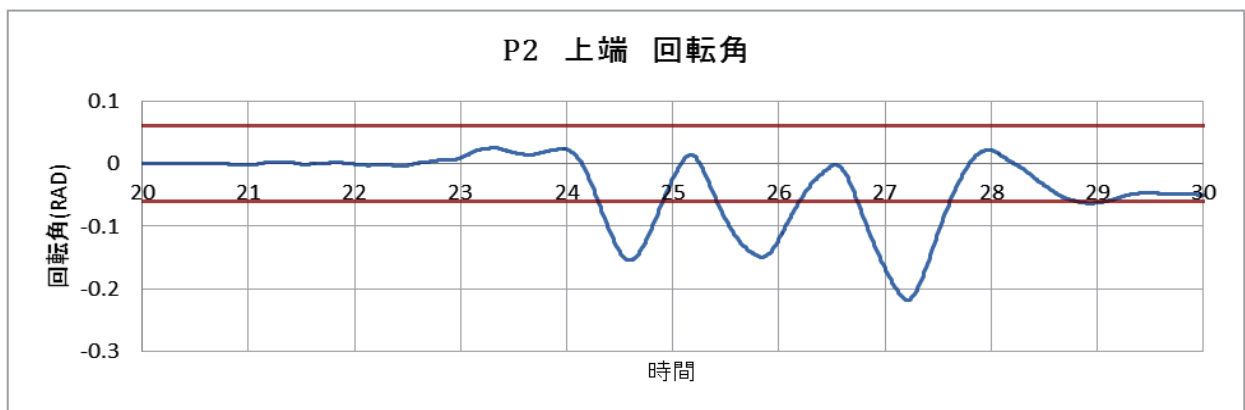


図-6 P2 ロッキング橋脚ピボット支承の時刻歴応答

的であり、損傷状況から変位制限構造の耐力は橋座式で算出された耐力であると思われるため、CASE3が最も実際の挙動に近い基本ケースと想定した。

5. CASE3 の解析結果

ここでは標準ケースの CASE3 について説明を加える。CASE3 の P2 橋脚上端および下端のピボット支承回転角の時刻歴応答値図を図-6に示す。図は横軸に解析時間、縦軸はピボット支承の回転角を示しており、グラフ内の平行線はピボット支承が崩壊する 0.06(rad)を示している。また、落橋に至るまでは地震力の影響により鈍角方向に移動しており、必ずしも鋭角方向に移動する場合のみでないことが分かる。図-6よりピボット支承の回転角は 24.30(s)で許容回転角 0.06(rad)を超える結果を得た。ピボット支承が破壊した 24.30(s)での橋梁全体変形図を図-7に示す。よって、24.30(s)で府領第一橋は倒壊したこととなり、それ以降の解析結果は意味を持たない。なお、24.30(s)は最初に大きな地震波形が生じた時刻付近である。

CASE3のA1橋台およびA2橋台BP支承水平力の時刻歴応答値図を図-8、-9に示す。図は横軸に解析時間、縦軸は支承や変位制限構造に作用する水平力を示しており、グラフ内の線は支承や変位制限構造の降伏耐力を示している。降伏耐力を超えた場合は初期剛性を1/10000に設定しているため、履歴の経

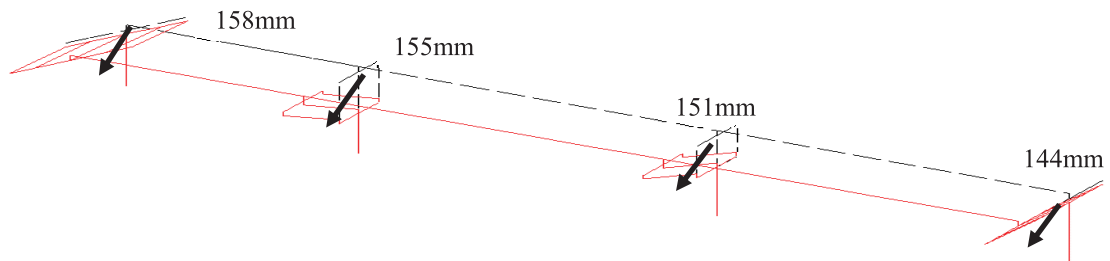


図-7 24.3 (s) 時の変形図

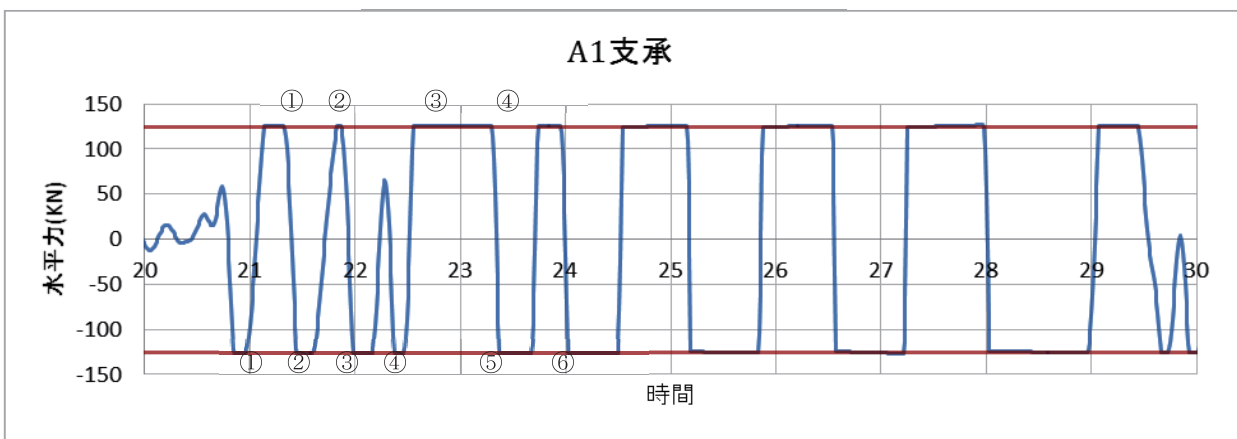


図-8 A1 橋台 BP 支承の時刻歴図

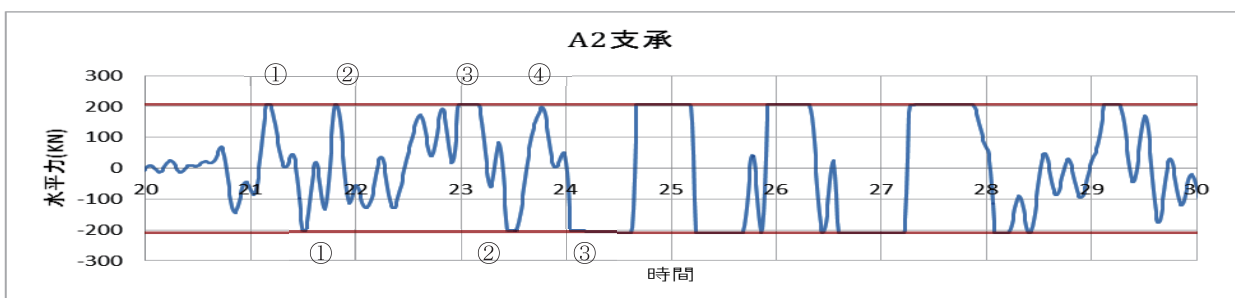


図-9 A2 橋台 BP 支承の時刻歴応答図

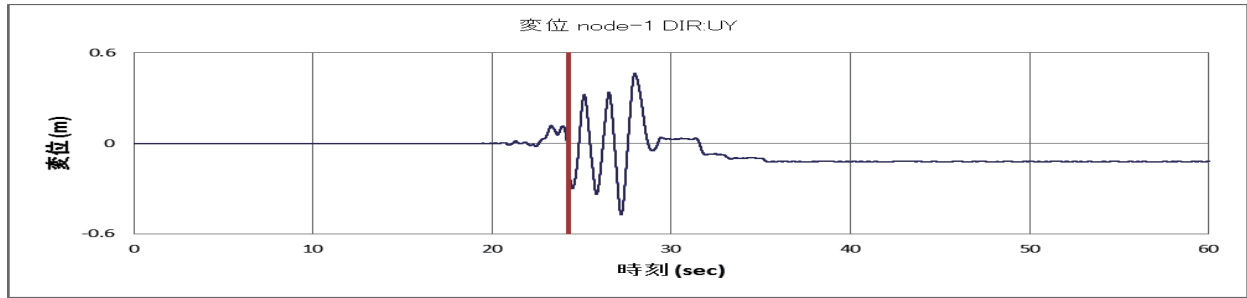


図-10 A1橋台側上部工端部の時刻歴応答図

路は線に沿う動きになる。図-8よりA1橋台BP支承は小さな衝突を含め落橋に至るまでに鋭角方向に6回、鈍角方向に4回衝突している。

図-9よりA2橋台BP支承は落橋に至るまでに鋭角方向に3回、鈍角方向に4回衝突を繰り返している。これに対してA1橋台の変位制限構造(鋭角側)は24.28秒に鋭角側で損傷しそのまま落橋に至っている。

以上の図より、CASE3による府領第一橋の部材破壊順序は、①A1橋台支承[20.85(s)]→②A2橋台支承[21.16(s)]→③変位制限構造(鋭角側)[24.28(s)]→④P2橋脚ピボット支承[24.30(s)]となり、落橋に至る結果となった。文献より、A1橋台の変位制限構造の鈍角側の損傷が見られなかったことから、CASE3の解析結果は、落橋時の状況を概ね再現できていると考えられる⁵⁾。

CASE3のA1橋台上部構造端部水平変位の時刻歴応答値図を図-10に示す。図は横軸に解析時間、縦軸は橋軸直角方向の変位量を示している。落橋が生じる24.30(s)より前の最大応答変位は、A1橋台側PC上部工端部で158mm、A2橋台側PC上部工端部で144mm程度と小刻みに移動していたものが、大きな地震力が作用することでA1、A2橋台端部とも鋭角側に大きく移動しており、回転よりもむしろ作用力の影響を受け、橋軸直角方向に移動したと考えられる。このことから、橋軸直角方向には斜角の有無に関わらず十分な耐力を有する変位制限構造を各端部に設置すべきであることが分かる。

6. まとめ

熊本地震によりロッキング橋脚の損傷により落橋に至った府領第一橋梁の動的解析結果をまとめる。

- 1) 動的解析により府領第一橋は、支承および変位制限構造の損傷の進展に伴い上部構造が変形し、ロッキング橋脚支承の限界回転角を超えて支承が鉛直支持機能を失い、落橋に至ったと推察できる。
- 2) 動的解析によるとA1橋台側の支承および変位制限構造の損傷は、斜角の影響による回転ではなく、地震力により橋軸直角方向へ移動したと考えられる。
- 3) 地震力により桁は橋軸直角方向の前後に移動することから、有効な対策としては、変位制限構造はその押抜きせん断抵抗を大きくすることや、各橋台の左右の合計4箇所設置することが考えられる。

参考文献：

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 IV下部構造編，平成24年3月
- 2) 池田学：ピボット支承を有する旧式鋼橋の耐震評価法と簡易補強法，鉄道総研月例発表会講演要旨
- 3) 豊増明希，後藤浩之，澤田純男，高橋良和：平成28年熊本地震の御船ICにおける大速度記録の原因分析，日本地震学会2017年秋季大会
- 4) 西恭彦，轟俊太郎，田所敏弥，進藤良則：鋼角ストッパー周辺のコンクリートの破壊性状に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.1-6，2015
- 5) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人 土木研究所：平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告，平成29年3月