

# ロッキング橋脚上の桁と変位制限構造 遊間の影響検討

幸左 賢二<sup>1</sup>・後藤 僚一<sup>2</sup>・金山 亨<sup>3</sup>・高橋 良和<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)  
E-mail:kosakenji@yahoo.co.jp

<sup>2</sup>正会員 パシフィックコンサルタンツ (株) (〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22)  
E-mail:ryouichi.gotou@tk.pacific.co.jp

<sup>3</sup>正会員 (株) 構造計画研究所 (〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3)  
E-mail:kanayama@kke.co.jp

<sup>4</sup>正会員 博士 (工学) 京都大学教授 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

熊本地震においてはロッキング橋脚である府領第一橋梁で落橋が生じた。本研究では府領第一橋梁をプロトタイプ橋梁として、その有効な補強方法に着目した動的解析を実施した。具体的には、CASE2の支承耐力、変位制限構造耐力を大きくしたケースでは桁移動が制限でき、橋脚の回転角が 0.06rad 以下と落橋に至らない結果となった。これに対して A2 橋台に変位制限構造を追加したケースでは変形挙動は変化しない結果となった。ついで遊間を 100mm から 50mm, 20mm と減少させたケースでは桁の移動量、衝突力ともに減少できた。このように遊間を小さくすることが極めて有効である結果となった。

**Key Words:** rocking column, 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キング橋脚を中心に、桁の橋軸直角方向への移動に伴う橋脚の損傷が生じている。ロッキング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に考慮する必要がある。

そこで過年度の論文では、まず熊本地震におけるロッキング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した。ついで動的解析により被害メカニズムを解析的に再現した。また支承耐力、横方向変位拘束装置構造をパラメータとしてその変形挙動に着目した分析を実施した。その結果、支承や変位制限構造に実強度を用いた動的解析結果は落橋時の状況を概ね再現できることが明らかとなった<sup>1)</sup>。

本論文では、さらに補強効果に着目して、A2 橋台側に変位制限構造を増加させたケース、変位制限構造と桁との遊間をパラメータとした解析を実施し、その効果的な補強方法を検討した。

## 2. 解析概要

### (1) 解析モデル

過年度の研究によると府領第一橋の落橋原因は、桁の移動に伴うロッキング橋脚の回転移動だけではなく、A1 橋台に設置された変位制限構造が耐力不足ため破壊し落橋に至った可能性が高い<sup>1)</sup>。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を補強することで、十分な耐震性能を發揮できる可能性がある。ここでは、落橋が発生した府領第一橋梁をモデル橋梁として、変位制限構造の位置、桁との遊間距離をパラメータとして、その耐震補強性能を評価する。

地震波形は、図-1 に示す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 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<sup>2)</sup>。

解析モデルは、図-2 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。

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<sup>3)</sup>。

## (2) 解析パラメータ

### a) 変位制限構造設置位置

道路橋示方書では、桁の回転方向に変位制限構造を設置することとなっている。しかしながら、過年度の解析では回転および橋軸直角方向の移動が発生することが明らかとなった。そこで、A2 橋台でも変位制限構造を設置することにより衝突力の減少、変位制限効果を確認する。

### b) 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110mm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。遊間量を110mmから50, 20mmに縮小することにより衝突力を減少させる効果について検討する。

## (3) 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 P2 橋脚では高さ 2.45m である。また、鉄道総研で実施された実験結果および道路橋支承標準設計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(1)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<sup>4)</sup>。

$$Dm = H \cdot \tan(\theta) \quad \dots \dots (1)$$

ここでは、H：橋脚高で245cmを採用する。

$\theta$ ：移動限界回転量で0.06(rad)を採用する。

## (4) 変位制限構造のモデル化

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-4 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<sup>5)</sup>。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は不明であるが、

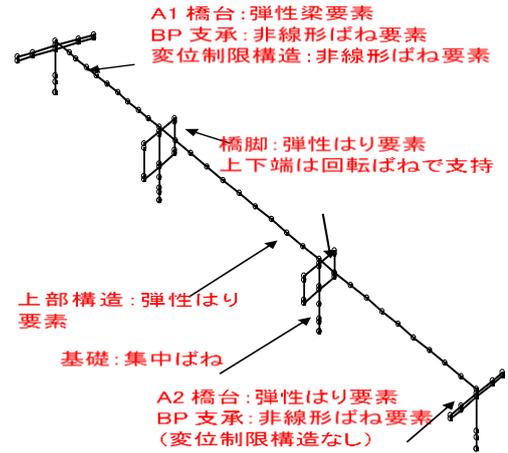


図-1 解析モデル

絶対加速度応答スペクトル

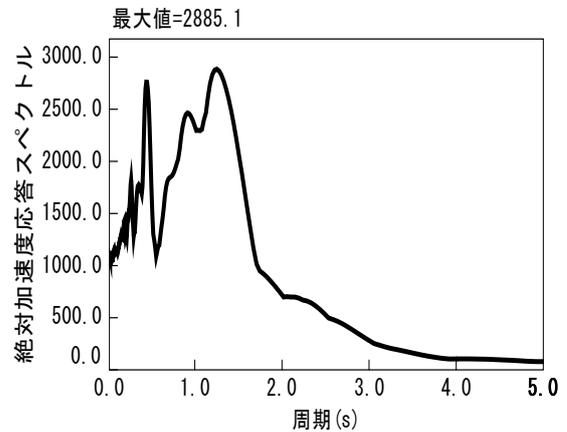


図-2 加速度応答スペクトル

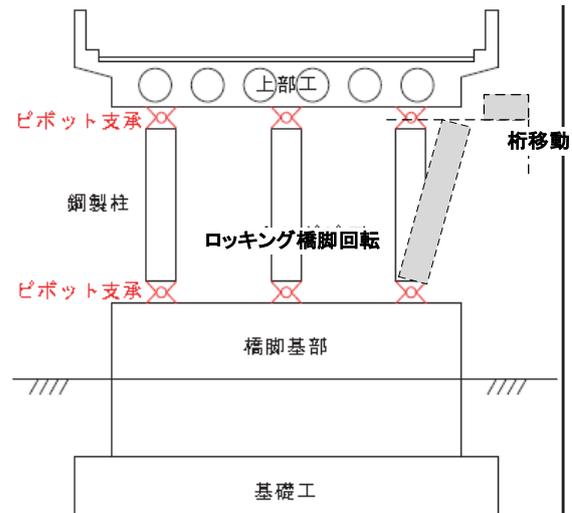


図-3 ロッキング橋脚の移動

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。

図-4 に示すとおりそれぞれ以下の2パターンの非線形モデルを考慮した<sup>9)</sup>。

- 変位制限構造非線形①：橋座式のコンクリートのせん断応力に道示式による押し抜きせん断応力を代入して算定した耐力をピークとするモデルで、橋座式耐力を3.5倍補強したケースである(6.0Rd,ここでRd：死荷重反力)。

- 変位制限構造非線形②：橋座式の押し抜きせん断耐力をピークとするモデルである(1.7Rd)。

### (5) 支承のモデル化

過年度の研究より、再現解析を試みる際、橋台部支承耐力の影響が大きいと考え、図-4 に示すとおりそれぞれ以下の2パターンの非線形モデルを考慮した<sup>7)8)</sup>。

- 支承非線形①：実際に損傷した支承部材の耐力をピークとするモデルである(1.8Rd)。

- 支承非線形②：支承損傷後のPC上部工とRC下部工の摩擦力をピークとするモデルである(0.6Rd)。

### (6) 解析ケース

表-1 に示すように、支承・変位制限構造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。CASE1～CASE4 は現状の府領第一橋梁に対応するものでA2橋台上に変位制限構造がないケースである。CASE3 は現状の耐力を模式化したものである。すなわち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 (支承耐力: 0.6Rd, A1橋台変位制限構造耐力:1.7Rd) が最も実際の挙動に近い基本ケースと想定した。

これに対してCASE1 (支承耐力: 0.6Rd, A1橋台変位制限構造耐力:6.0Rd) CASE2 (1.8Rd, 6.0Rd), CASE4 (1.8Rd, 1.7Rd) はそれぞれ支承耐力、変位制限構造耐力を増加

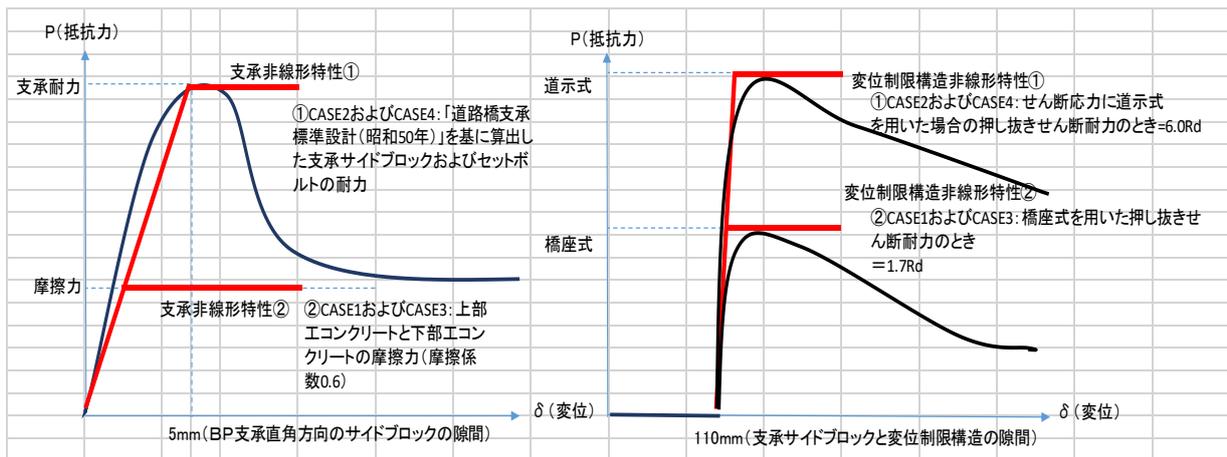


図-4 検討 CASE1～4 の支承と変位制限構造の非線形特性

表-1 解析ケース

解析ケース	支承耐力	A1変位制限装置	A 2 変位制限装置	遊間
C A S E 1	0.6Rd	6.0Rd	-	110mm
C A S E 2	1.8Rd	6.0Rd	-	110mm
C A S E 3	0.6Rd	1.7Rd	-	110mm
C A S E 4	1.8Rd	1.7Rd	-	110mm
C A S E 2 - 2	1.8Rd	6.0Rd	6.0Rd	110mm
C A S E 5 - 7	1.8Rd	6.0Rd	6.0Rd	50mm
C A S E 5 - 7 e	1.8Rd	6.0Rd	6.0Rd	20mm
C A S E 5 - 4	1.8Rd	12.0Rd	12.0Rd	110mm
C A S E 5 - 5	1.8Rd	18.0Rd	18.0Rd	110mm

させたものである。

CASE2-2 (補強標準ケース)はCASE2にA2橋台に変位制限構造を追加したものである。CASE5-7, CASE5-7eはA1, A2橋台の変位制限構造と桁の遊間を110mmから50mm, 20mmに減少させ衝撃力の低減を図ったものである。一方, CASE5-4, 5-5はCASE2-2に対して変位制限構造耐力をそれぞれ2,3倍としたものである。

本論文ではまず一連の研究のうちCASE2, CASE2-2をそれぞれ考察することによりA1橋台変位制限構造の効果を評価する。ついでCASE2-2, CASE5-7, CASE5-7eを比較することにより桁—変位制限構造遊間の影響について考察を加える。

### 3. CASE2の解析結果 (標準ケース)

過年度の研究ではCASE3(現行モデル)では落橋に至ることが確認された。そこでCASE2は、補強対策としてCASE3に対して支承耐力が旧標準設計の支承サイドブロック耐力を保持し、また、CASE3と比べ道示の押抜きせん断応力を用いて変位制限構造の耐力を大きくしたケースである。すなわち、押抜きせん断耐力を3.5倍大きくしたケースを実施した。

図-5～8に示す解析結果をまとめると、BP支承の破壊、変位制限構造の部分的な損傷は発生すると考えられる

が、ロッキング橋脚支承回転角は0.06(rad)以内となり、橋脚が倒壊しない結果を得た。

まず図-5にはCASE2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示す。図よりピボット支承の回転角は0.06(rad)以内に留まっており、落橋には至っていない。

また、移動方向は鋭角、鈍角両方向に移動しており、地震動の方向の影響が大きく、必ずしも鋭角方向に回転する場合のみでないことが分かる。

図-6に最大変形時26.67secにおける橋梁全体変形図を示す。図に示すようにA1橋台側で89mm, A2橋台側で115mmの変形量となっており、回転変形よりは同一方向への変形が大きいことが分かる。なおCase2ばかりでなく最大変形時はいずれのCASEも回転よりも同一方向への変形が大きい結果となっている。

CASE2のA1橋台BP支承水平力の時刻歴応答値図を図-7に示す。図-7よりA1橋台BP支承は鋭角方向に3回、鈍角方向に5回大きく衝突している。

CASE2のA1橋台上部構造端部水平変位の時刻歴応答値図を図-8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。図-8に示すようにA1橋台側上部工端部では鋭角側に132mm, 鈍角側に253mm移動している。

以上のように小刻みに移動していたものが、大きな地

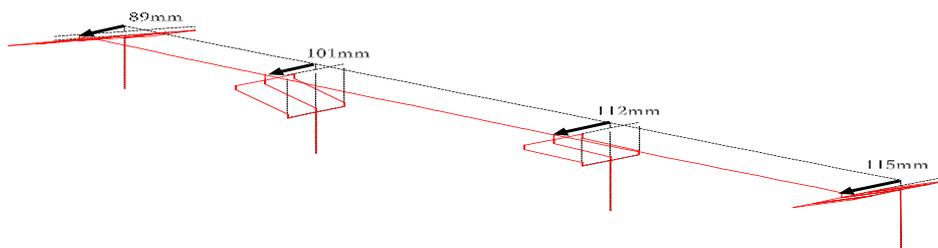
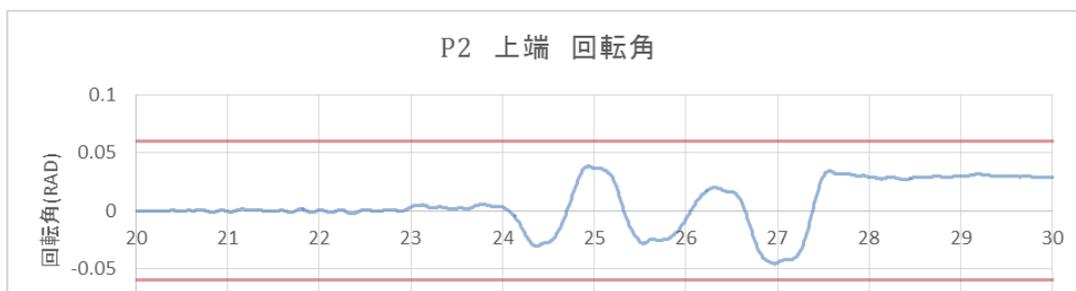


図-6 最大変形時26.67sec時の橋梁の全体変形挙動図 (CASE2)

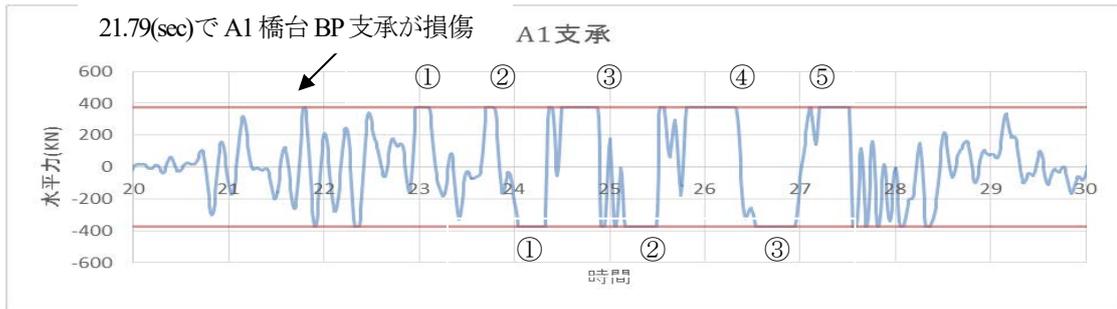


図-7 A1橋台BP支保の時刻歴応答値図 (CASE2)

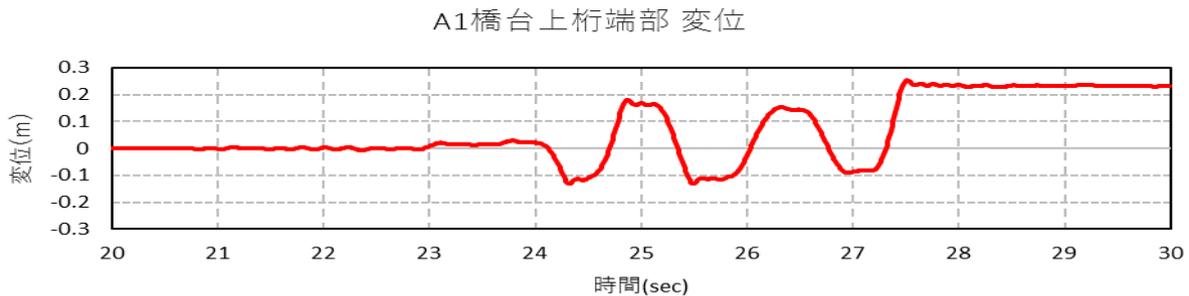


図-8 A1橋台側上部工端部の時刻歴応答値図 (CASE2)

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その後鈍角側に移動しており、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。

#### 4. CASE2-2の解析結果 (補強標準ケース)

CASE2は、CASE3より支保耐力を旧標準設計の支保サイドブロック耐力を保持し、また、CASE3と比べ道示の押抜きせん断応力を用いて変位制限構造の耐力を大きくしたケースである。これに対して、CASE2-2は回転ばかりでなく、橋軸直角方向への移動も考慮し、変位制限構造をA2橋台にも設置したケースである。

図-9~12に示す解析結果をまとめると、BP支保の破壊、変位制限構造の部分的な損傷は発生すると考えられるが、ロッキング橋脚支保回転角は0.06(rad)以内となり、橋脚が倒壊しない結果を得た。

まず図-9にはCASE2-2のP2橋脚上端および下端のピボット支保回転角の時刻歴応答値図を示す。図よりピボット支保の回転角は0.06(rad)以内に留まっており、落橋には至っていない。

また、移動方向は鋭角、鈍角両方向に移動しており、地震動の方向の影響が大きく、必ずしも鋭角方向に回転する場合のみでないことが分かる。

図-10に最大変形時26.81secにおける橋梁全体変形図を示す。図に示すようにA1橋台側で90mm、A2橋台側で113mmの変形量となっており、回転変形よりは同一方向への変形が大きいことが分かる。

CASE2-2のA1橋台BP支保水平力の時刻歴応答値図を図-11に示す。図-11よりA1橋台BP支保は鋭角方向に3回、鈍角方向に5回大きく衝突している。

CASE2-2のA1橋台上部構造端部水平変位の時刻歴応答値図を図-12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。図-12に示すようにA1橋台側上部工端部では鋭角側に132mm、鈍角側に230mm移動している。

以上のようにCASE2とCASE2-2を比較すると、A2橋台側に変位制限構造を設置したのも関わらずほとんど変形挙動が変化しない結果となった。これは初期の衝突がほとんどA1橋台側変位拘束構造で生じており、A2橋台側変位制限構造には26.81秒時に1回のみ生じており、変形挙動への影響が小さいためと考えられる。

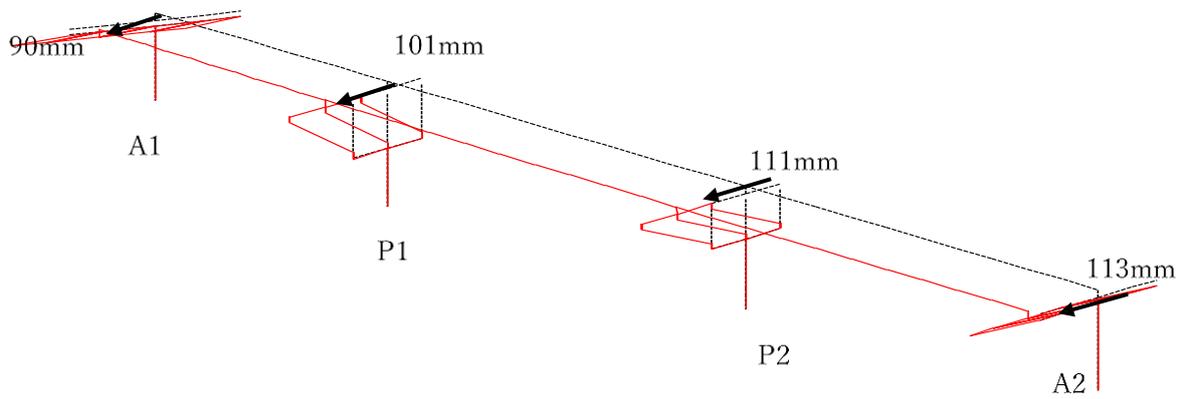


図-10 最大変形時 26.81 秒時の橋梁の全体変形挙動 (CASE2-2)

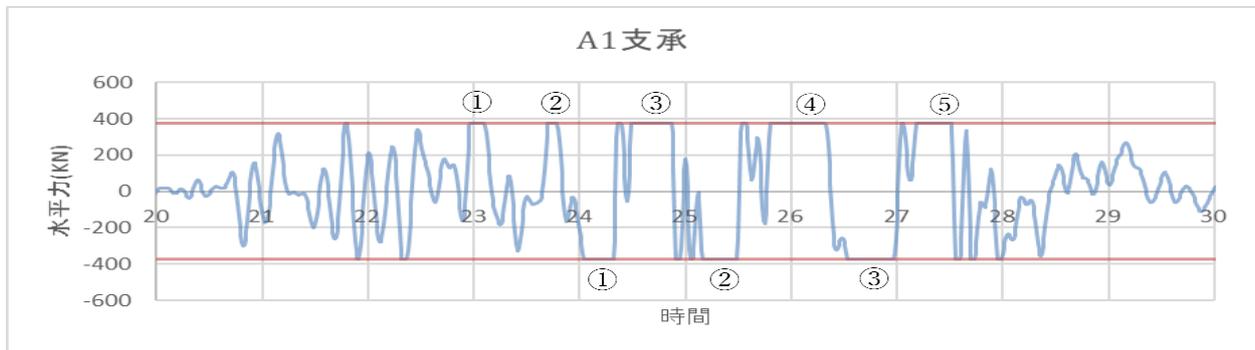


図-11 A1 橋台 BP 支承の時刻歴応答 (CASE2-2)

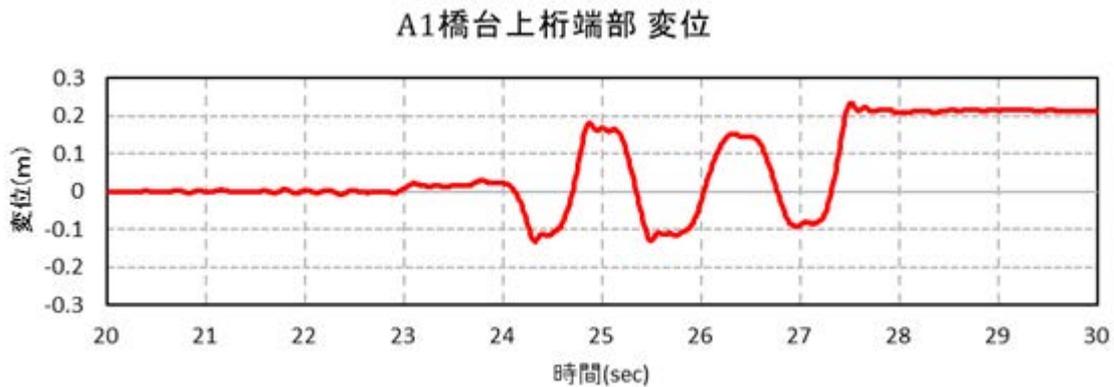


図-12 A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答図 (CASE2-2)

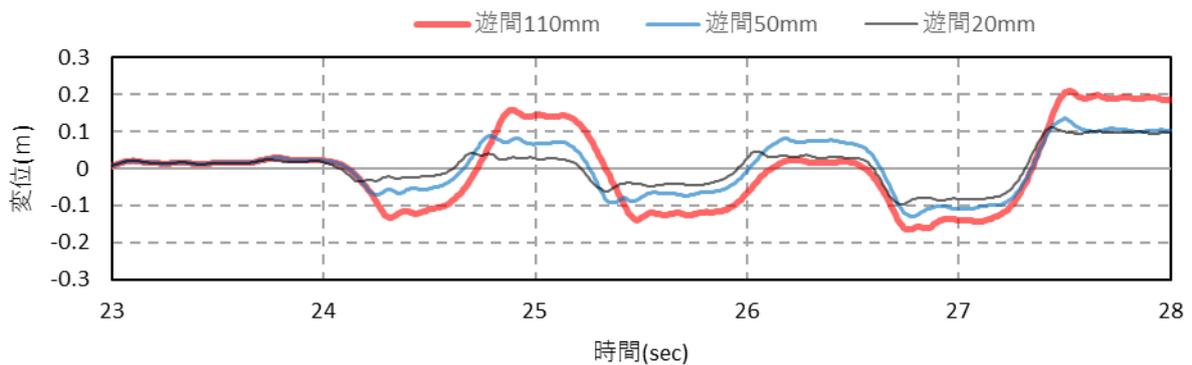


図-13 各ケースの A1 橋台上部工の変位挙動

A1算定衝突力 (遊間110mm)

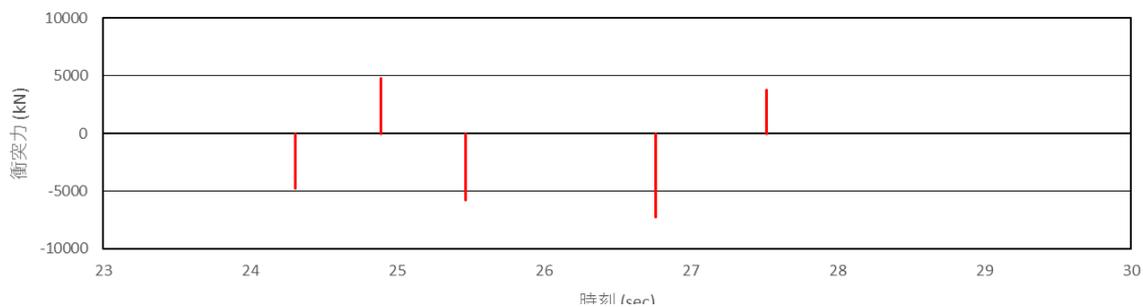


図-14 遊間 110mm ケースの A1 橋台上変位制限構造の算定衝突力

A1算定衝突力 (遊間50mm)

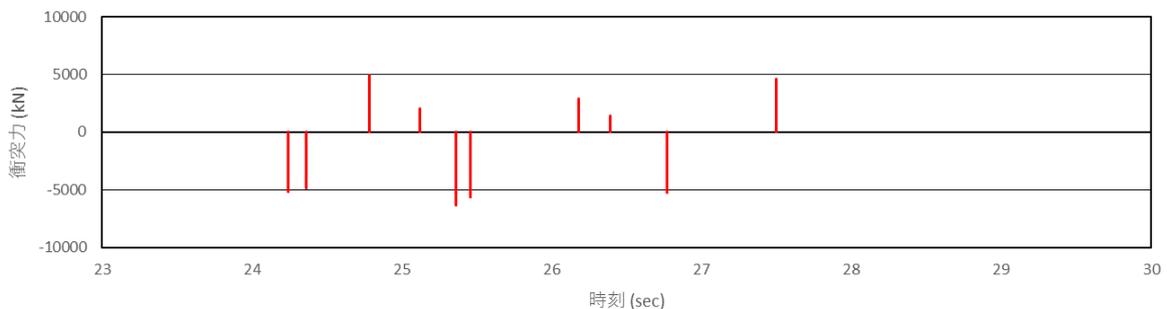


図-15 遊間 50mm ケースの A1 橋台上変位制限構造の算定衝突力

## 5. 遊間量をパラメータとした解析

ここではCASE2-2, 5-7, 5-7eを比較することによって遊間量の変形挙動に与える影響を評価する。図-13はA1橋台上部工位置での変形挙動を示す。桁の最大変形量が遊間量 110mm では208mm, 50mm では135mm, 20mm では112mmと遊間量が小さくなるに連れて、小さくなっていくことが分かる。

図-14～16は遊間 110mm, 50mm, 20mm における時刻歴の衝突力を示している。ここでは衝突力は、変位制限構造が塑性化するために式(3)を用いて算出した。また算

出方法を図-17 の時刻例応答速度図を用いて説明する。図中の(24.27秒から 24.36秒)では衝突開始速度-0.91m/sで桁が変位制限構造に衝突し、衝突後 24.36秒で桁と変位制限構造は分離し反発速度は0.30m/sである。

$$F \Delta t = mV_2 - mV_1 \quad \dots (2)$$

$$F = m (V_2 - V_1) / \Delta t \quad \dots (3)$$

ここで

F : 算出衝突力 (kN)

m : 上部工質量 (全桁質量の半分と仮定) (kN・s<sup>2</sup>/m)

V<sub>1</sub> : 衝突直前の速度(m/s)

A1算定衝突力（遊間20mm）

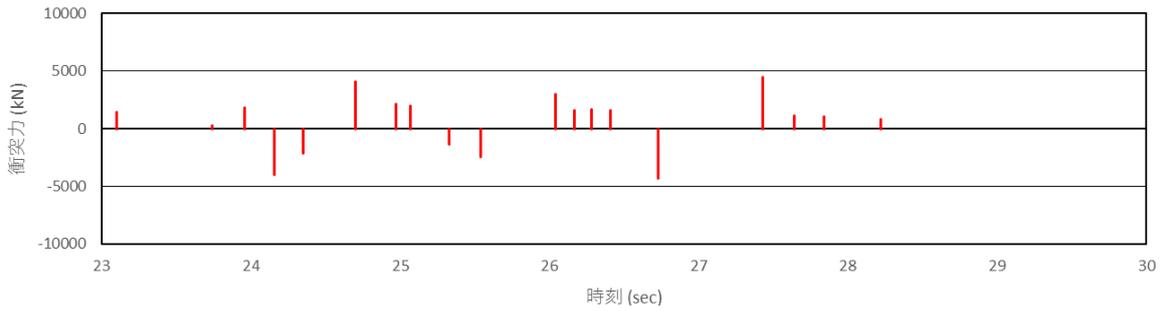


図-16 遊間 20mm ケースの A1 橋台上変位制限構造の算定衝突力

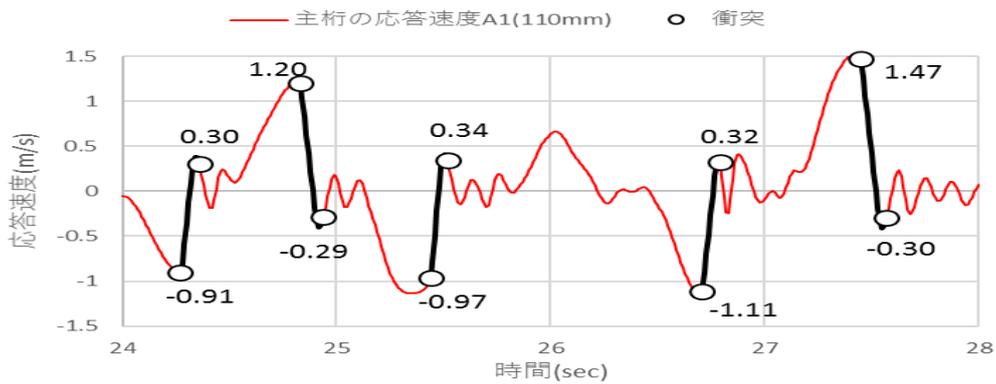


図-17 時刻例応答速度例

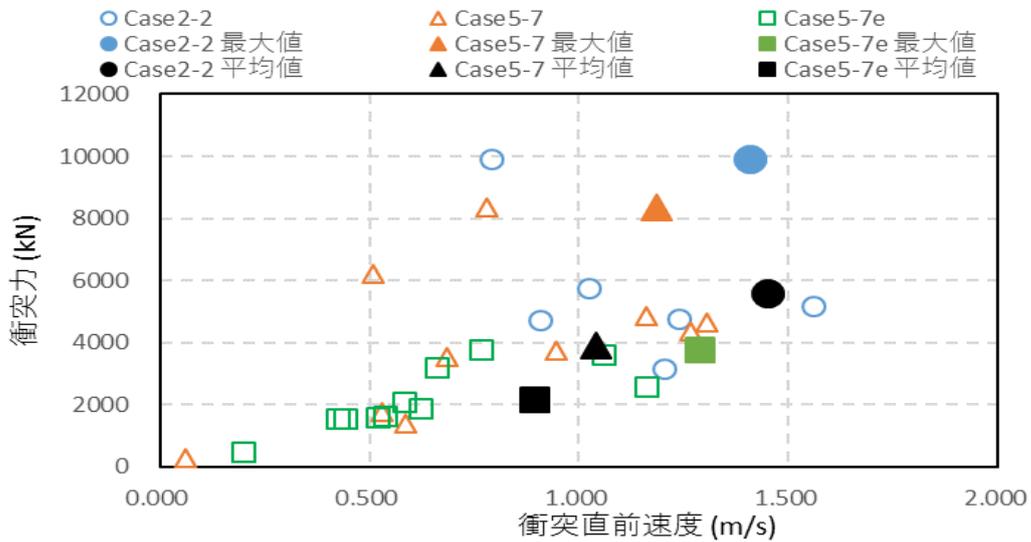


図-18 各ケースの衝突力と直前衝突速度の関係

$V_2$  : 衝突直後の速度(m/s)

$\Delta t$  : 衝突時間(s)

式(2)に示す運動量の式を式(3)に変換し、衝突力を算出する。上部工質量 $m$ は $352.1\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$ 、衝突直前の速度 $V_1$ は $0.91\text{m/s}$ 、衝突直後の速度 $V_2$ は $0.30\text{m/s}$ 、衝突時間 $\Delta t$ は

$0.009\text{s}$ であり、右辺を算出すると $4733.8\text{kN}$ となる。

図-14,15,16の鋭角側を例にとると、 $110\text{mm}$ では衝突回数3回、最大衝突力 $7228\text{kN}$ 、 $50\text{mm}$ では衝突回数5回、最大衝突力 $6338\text{kN}$ 、遊間 $20\text{mm}$ では衝突回数5回、最大衝突力 $4312\text{kN}$ となっている。遊間が小さいほど衝突力が減少している。

図-18は各ケースの衝突直前速度と衝突力の関係を示したものである。まず平均衝突力で比較すると遊間110mm, 50mm, 20mmではそれぞれ5583kN, 3914kN, 2184kNとなる, また平均衝突直前速度で比較すると, それぞれ1.45m/s, 1.04m/s, 0.89m/sと減少が見られ, 遊間が小さいほど, 衝突力が減少し, 移動量も減少することが分かる。このように, 変位制限構造と桁との遊間は可能な限り小さくすることが効果的であることが分かる。

逆に言えば, 府領第一橋梁については, 変位制限構造の耐力が小さく, また最大可能変位量147mmに対して遊間量が110mmと極めて大きかったことが, 大きな衝突力を発生させた原因の一つとして挙げられる。

## 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モデルとして変位制限構造の設置位置, 桁-変位制限構造の遊間量をパラメータとした動的解析結果を以下にまとめる。

- 1)現状耐力CASE3(支承耐力0.6Rd, A1変位制限構造耐力1.7Rd)に対して, CASE2(支承耐力1.8Rd, A1変位制限構造耐力6.0Rd)と支承耐力, 変位制限構造耐力を大きくしたケースでは桁移動が制限でき, 橋脚の回転角が0.06rad以下と落橋に至らない可能性を確認した。
- 2)CASE2に対してA2橋台の変位制限構造を追加したCASE2-2では, 橋脚の回転角は0.06rad以内となったものの, CASE2と変形挙動はほとんど変化しない結果となった。これはA2橋台の変位制限構造が26秒以降に働くため, 変位制限効果が十分発揮されなかったためと考えられる。

3)CASE2-2(遊間110mm)に対してCASE5-7(遊間50mm), CASE5-7e(遊間20mm)と遊間を減少させるとともに, 桁の移動量, 衝突力ともに減少できた。これは遊間が小さくなると衝突までの距離が小さくなり, 衝突力が減少するためと考えられる。このように, 桁と変位制限構造の遊間量は可能な限り小さくすることが望ましい。

## 参考文献

- 1)幸左賢二, 後藤僚一, 金山亨, 高橋良和, ロッキング橋脚の倒壊メカニズムの検討, 第21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. 31-38, 2018.7
- 2)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
- 3)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
- 4)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
- 5)西恭彦, 轟俊太郎, 田所敏弥, 進藤良則: 鋼角スツパー周辺のコングリートの破壊性状に関する検討, コングリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 1-6, 2015.
- 6)日本道路協会, 道路橋示方書IV下部構造編, 平成24年3月
- 7)日本道路公団九州支社, 九州自動車道熊本管内跨道橋耐震補強設計, 2001.10.
- 8)西日本高速道路株式会社九州支社, 橋梁災害復旧技術検討会報告書, 平成29年7月

## THE EFFECT OF DISPLACEMENT BETWEEN THE GIRDER AND CONFINING DEVICES TO THE COLLISION FORCE

KOSA Kenji, GOTOU Ryouichi, KANAYAMA Toru, and TAKAHASHI Yoshikazu

In the 2016 Kumamoto Earthquake, the girder of the Furyou Daiichi Bridge collapsed due to a large displacement of the rocker-bearing type pier. We conducted dynamic analysis to evaluate the effect of displacement between the girder and the confining device to the collision force between the girder and the confining devices. As reduce the displacement between them such as 110mm, 50mm, 20mm, the movement of the girder due to collision and collision force also reduced. We can conclude the reduction of the displacement between them is effective to reduce the collision force.