

府領第一橋梁の横方向変位拘束構造の補強効果

幸左賢二¹・後藤僚一²・金山亨³・高橋良和⁴

¹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）

²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）

³正会員 （株）構造計画研究所（〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3）

⁴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）

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、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。

過年度の研究において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するとともに破壊状況から倒壊メカニズムを推定している^{1), 2), 3)}。

本研究では動的解析により被害メカニズムを解析的に再現する。また支承耐力、横方向変位拘束構造耐力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する。

2. 解析概要

(1) 解析モデル

府領第一橋の落橋原因は、ロッキング橋脚の移動によるのではなく、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、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、橋軸方向（御船 IC-EW）よりも橋軸直角方向（御船 IC-NS）に大きな応答が発生している。

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⁴⁾。

また地震直後の調査により、桁とパラペットに

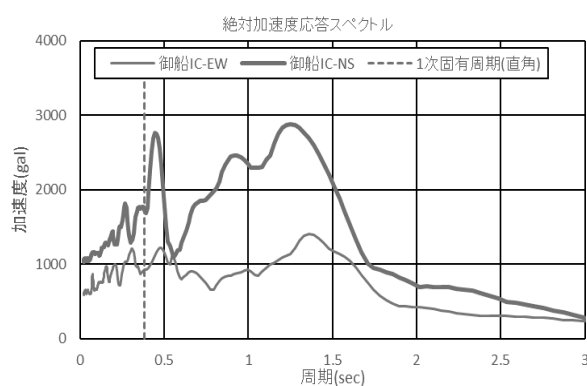


図-1 御船 IC 加速度応答スペクトル

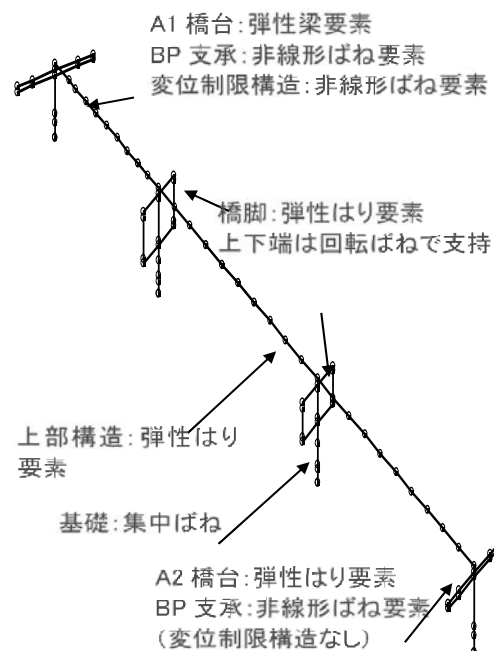


図-2 解析モデル

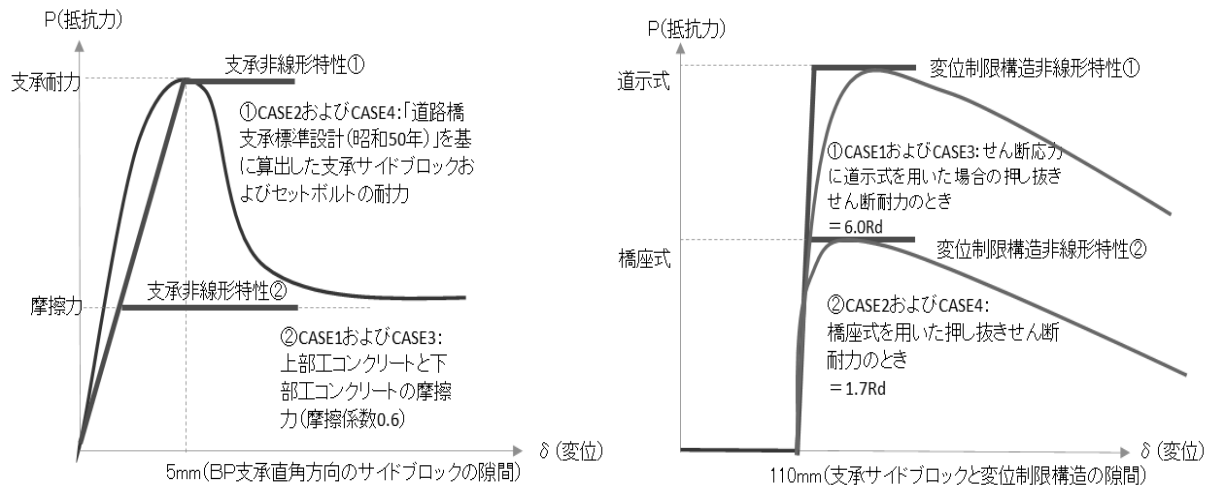


図-3 検討 CASE1～4 の支承と変位制限構造の非線形性

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

は衝突した痕跡がないこと、図-1 に示すように橋軸方向の加速度は直角方向に比べて小さいことから、橋軸直角方向のみを加震するモデルとしている。

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⁵⁾。

なお、不等支間であるため、A1橋台反力(1125kN)よりもA2橋台反力(1644kN)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³⁾。

(2) 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-3 に示す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⁶⁾。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、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-3 の右側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（赤い折れ線で示す）⁶⁾。ここで図-3 の曲線は参考文献の実験より得られた荷重—変位曲線例を示す^{6),7)}。また履歴モデルはスリップ型としている。

- ・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路橋示方書に定め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あり、結果として橋座式耐力を 3.5 倍補強したケースである(6.0Rd、ここで Rd：死荷

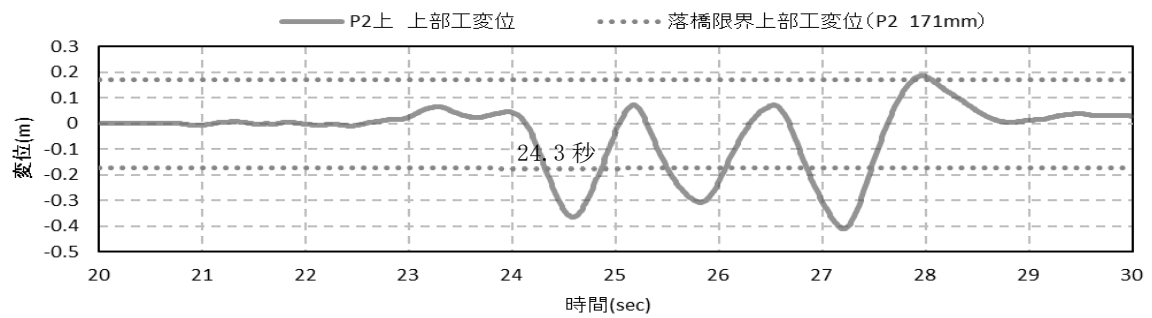


図-4 P 2 ロッキング橋脚上上部桁の時刻歴応答

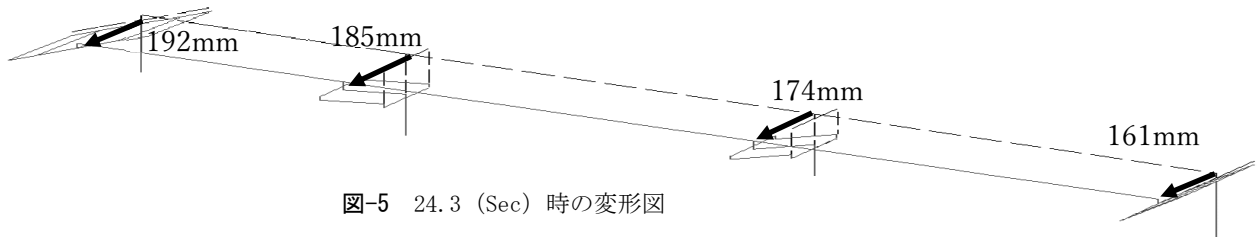


図-5 24.3 (Sec) 時の変形図

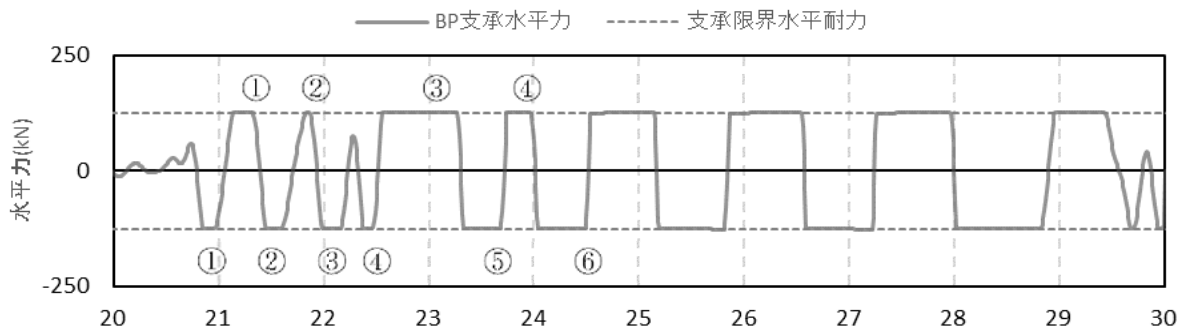


図-6 A1 橋台 BP 支承の時刻歴応答図

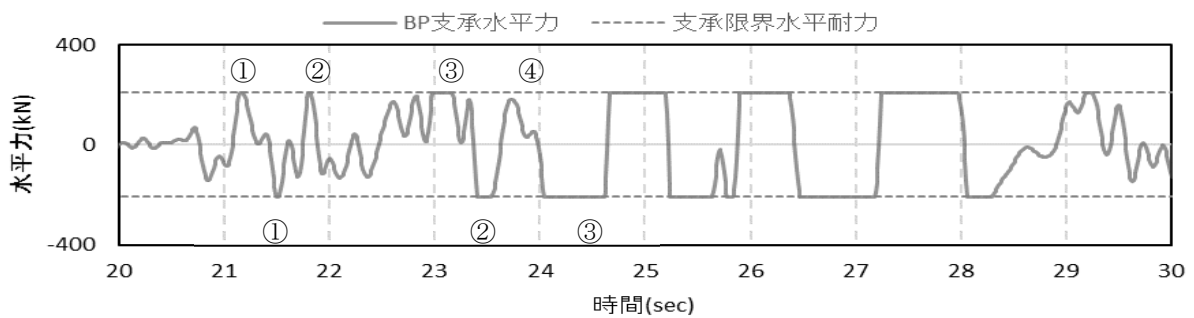


図-7 A2 橋台 BP 支承の時刻歴応答図

重反力).

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

(3) 支承のモデル化

過年度の研究により、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-3 の左の赤い曲線に示すとおり、それぞれ以下の2パターン

の非線形モデルを考慮した^{8), 9), 10)}. 青い曲線は実挙動例を示す. また履歴モデルはスリップ型としている. 詳細は参考文献3)に示すが、A1橋台BP-A支承は橋軸直角方向のサイドブロックが完全に破損・逸脱しており、A2橋台BP-A支承はセットボルトが橋軸直角方向に損傷しているがサイドブロックは損傷していない³⁾.

よって、橋軸直角方向の支承降伏耐力は損傷状

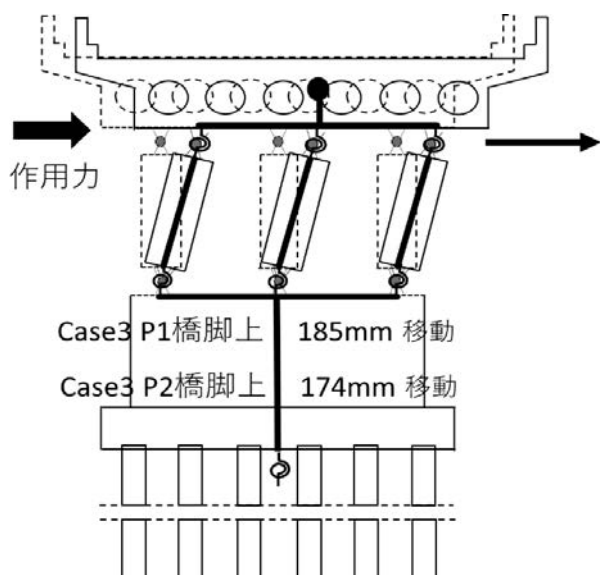


図-8 橋脚の変形状況

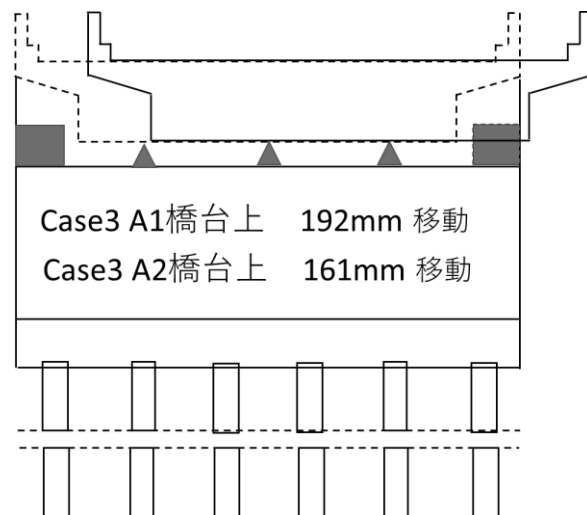


図-9 橋台の変形状況

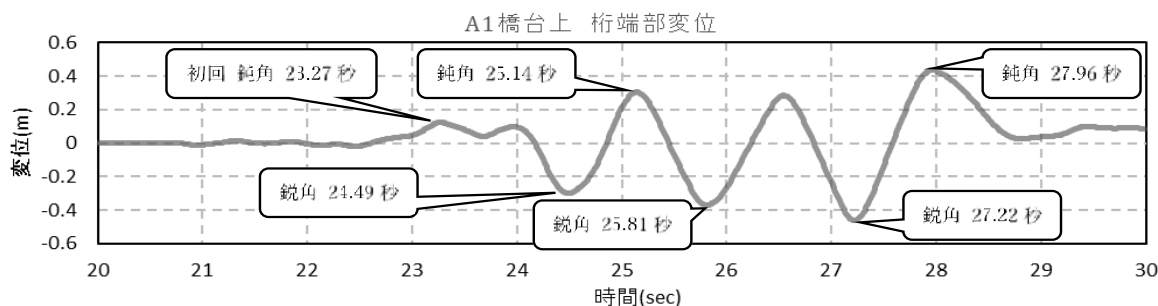


図-10 A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答図

況から既往の図面を基に A1 橋台はサイドブロック耐力($1.8R_d$)、A2 橋台部はセットボルト耐力 ($1.6R_d$) と設定した。

- ・ 支承非線形(1)：損傷した支承部材の耐力をピークとするモデルである(A1 橋台 $1.8R_d$ 、A2 橋台 $1.6R_d$)。
- ・ 支承非線形(2)：橋台支承破壊後の地震時挙動に着目し、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($0.6R_d$)。ここでは文献 11) を参考に上下部コンクリートの摩擦係数を 0.6 と仮定している。

(4) 解析パラメータ

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 $0.6R_d$ 、変位制限構造耐力 $1.7R_d$) が最も実際の挙動に近い基本ケースと想定した。CASE1(支承耐力 $0.6R_d$ 、変位制限構造耐力 $6.0R_d$) は変位制限構造耐力を増加、CASE4 (支承耐力 $1.8R_d$ 、変位制限構造耐力 $1.7R_d$) は支承耐力を増加、CASE2(支承耐力 $1.8R_d$ 、変位制限構造耐力 $6.0R_d$) は支承耐力、変位制限構造耐力を増加させたものである。以下に 4 ケースについて考察を加える。

3. 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 橋脚上上部桁の時刻歴応答値図を図-4 に示す。

図は横軸に解析時間、縦軸は P2 橋脚上上部桁の変位を示しており、グラフ内の平行線はピボット支承が崩壊する $0.06(\text{rad})$ に対応する変形量 171mm 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

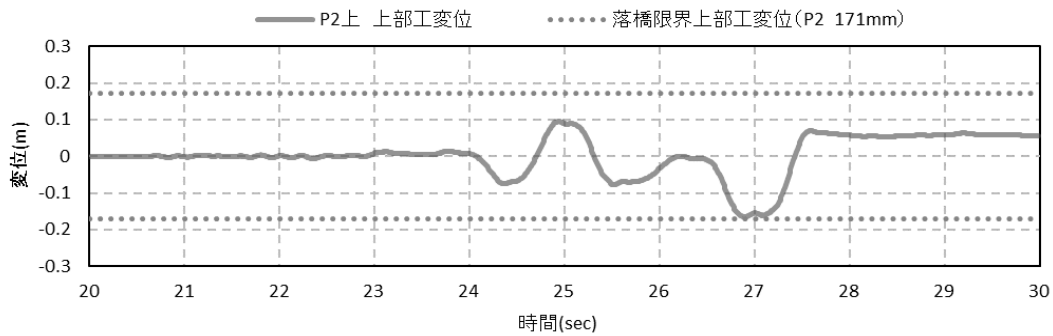


図-11 P2 ロッキング橋脚上桁の時刻歴応答値図 (CASE2)

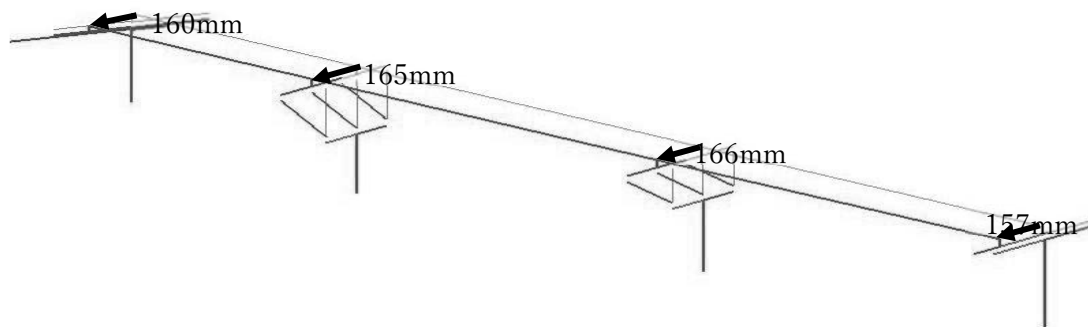


図-12 最大変形時 26.97sec 時の橋梁の全体変形挙動 (CASE2)

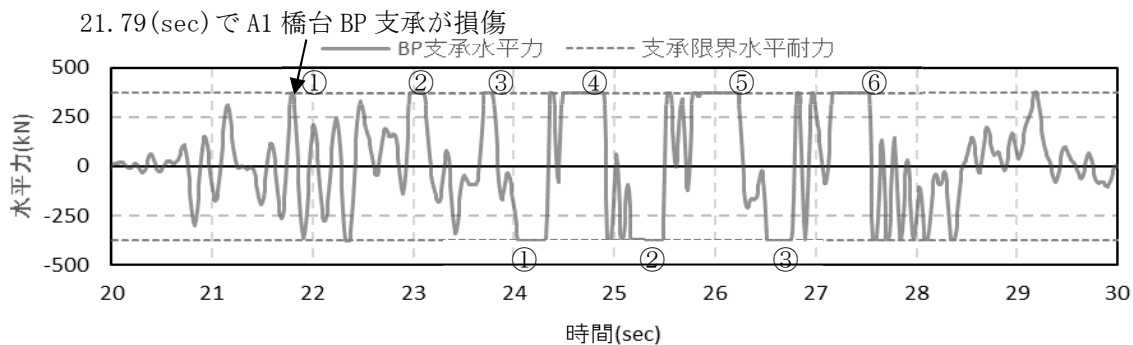


図-13 A1 橋台 BP 支承の時刻歴応答値図 (CASE2)

角方向に移動する場合のみでないことが分かる。

図-4 よりピボット支承の回転角は 24.30(sec)で許容回転角 0.06(rad)を超える変形量 174mm を得た。

ピボット支承が破壊した 24.30(sec)での橋梁全体変形図を図-5 に示す。A1, P1, P2, A2 位置の桁はともに同程度の変形量を生じている。また、24.30(sec)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(sec)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-6, -7 に示す。図は横軸に解析時間、縦軸は支承に作用する水平力を示しており、グラフ内の平行線は支承の降伏耐力を示している。降伏耐力を超えた場合は二次剛性を 1/10000 に設定しているため、履歴の経路は線に沿う動きになる。

図-6 より A1 橋台 BP 支承は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-7 より A2 橋台 BP 支承は落橋に至るまでに鋭角方向

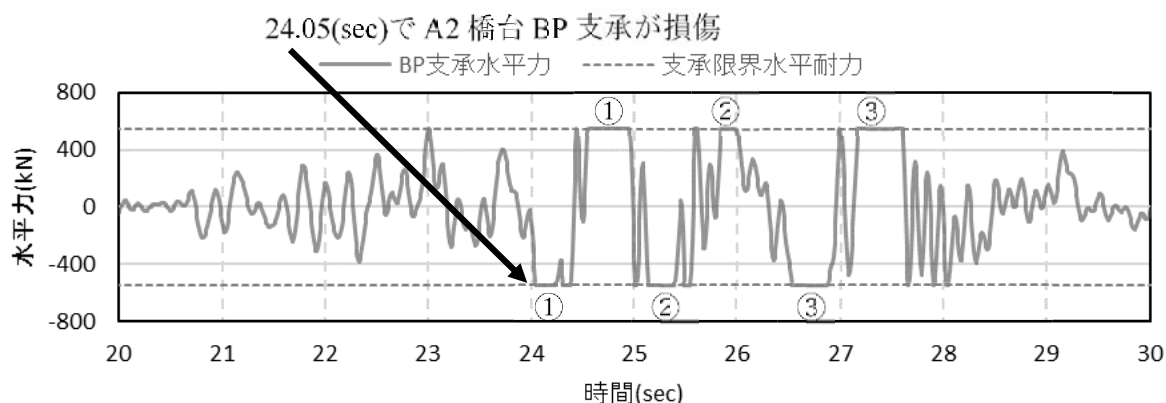


図-14 A2 橋台 BP 支承の時刻例応答値図 (CASE2)

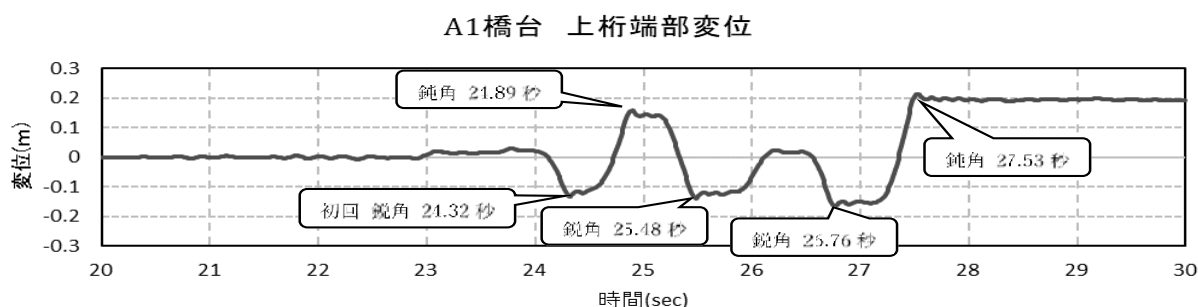


図-15 A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答図 (CASE2)

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。24.3sec における橋脚の変位状況を図-8、橋台の変位状況を図-9 に示す。桁が橋軸直角方向に P2 橋脚上 171mm 移動することによって、限界回転角 0.06rad に達している。同時刻に A1 橋台は 192mm, A2 橋台は 161mm 移動した状態となっており、落橋状況と対比すると桁の回転とともに橋軸直角方向にも移動していることが分かる。

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(sec)]→②A2 橋台支承 [21.16(sec)]→③変位制限構造（鋭角側）[24.28(sec)]→④P2 橋脚ピボット支承[24.30(sec)]となり、落橋に至る結果となった。文献 3)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。このことから CASE3 の解析結果は鈍角側の状況を概ね再現できていると考えられる³⁾。CASE3 の A1 橋台上部桁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。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落橋が生じる。

以上をまとめると 24.30(sec)時の最大応答変位は、A1 橋台側 PC 上部工端部で 192mm, A2 橋台側 PC

上部工端部で 161mm 程度と、A1, A2 橋台端部ともに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。

4. CASE2 の解析結果

CASE2 は、CASE3 より支承耐力を旧標準設計の支承サイドブロック耐力まで大きくし、また、CASE3 と比べ道示の押抜きせん断力を用いて変位制限構造の耐力を 3.5 倍大きくしたケースである。

図-11～15 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、P2 ロッキング橋脚上上部桁移動量は 166mm となり、橋脚が倒壊しない結果を得た。

まず図-11 には CASE2 の P2 橋脚上上部桁変位の時刻歴応答値図を示す。図よりピボット支承の水平変位量は 171mm 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。

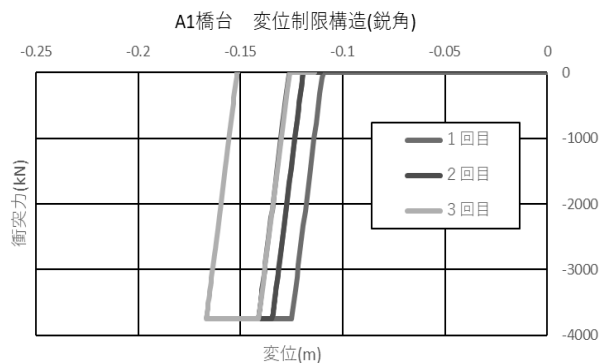


図-16 A1 橋台変位制限構造衝撃力履歴(鋭角側)

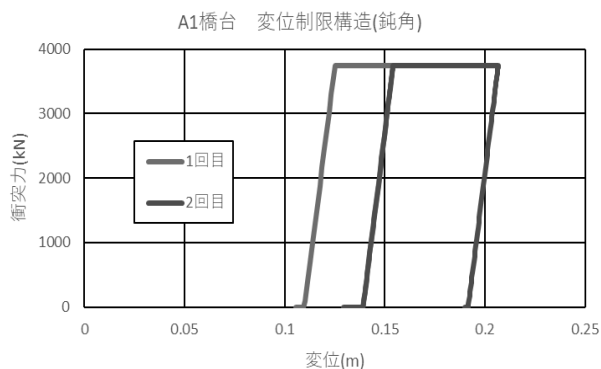


図-17 A1 橋台変位制限構造衝撃力履歴(鈍角側)

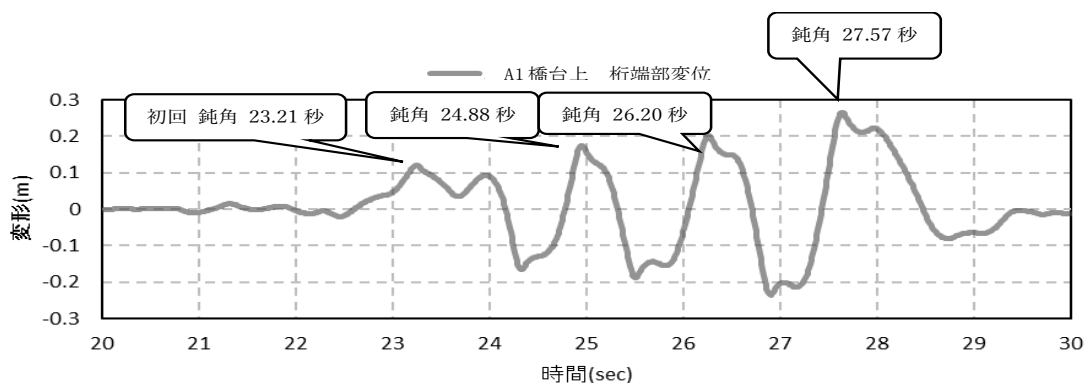


図-18 A1 橋台上部江端部の時刻歴応答図(CASE1)

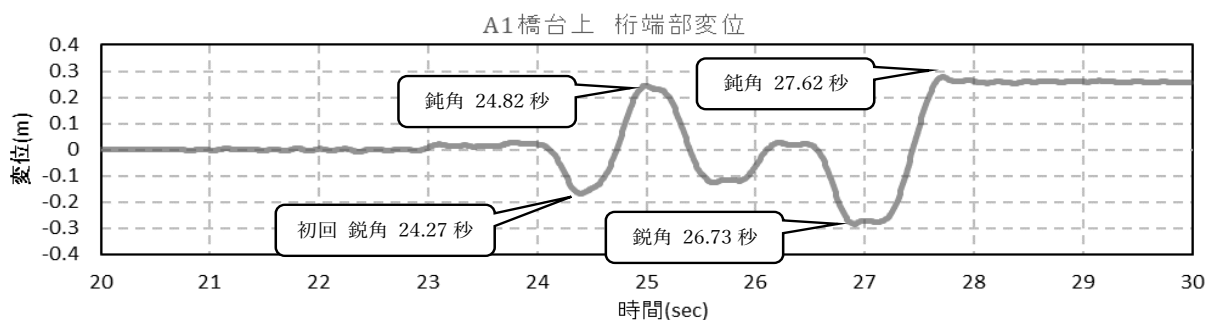


図-19 A1 橋台上部江端部の時刻歴応答図(CASE4)

図-12 に最大変形時 26.97sec 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 160mm, A2 橋台側で 157mm 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。CASE3, 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-13, 14 に示す。図-13 より A1 橋台 BP 支承は鋭角方向に 3 回、鈍角方向に 6 回大きく衝突している。図-14 より A2 橋台 BP 支承は鋭角方向に 3 回、鈍角方向に 3 回衝突を繰り返している。

CASE2 の A1 橋台上部桁端部水平変位の時刻歴応

答値図を図-15 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-15 に示すように A1 橋台側上部工端部では鋭角側に 161mm, 鈍角側に 214mm 移動している。

図-16 には A1 橋台鋭角側の変位制限構造の履歴を示す。鋭角側には 3 回衝突し、最大 166mm の変位(塑性率 3.8)が発生している。図-17 には A1 橋台鈍角側の変位制限構造の履歴を示す。鈍角側には 2 回衝突し、最大 214mm の変位(塑性率 6.5)が発生している。

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。

5. CASE1～CASE4の比較

CASE1からCASE4の対比を行う。図-18にA1橋台上部工端部の時刻歴応答図（CASE1）、図-19にA1橋台上部工端部の時刻歴応答図（CASE4）を示す。図-10(CASE3)、図-18（CASE1）、図-19（CASE4）、図-15(CASE2)を比較すると、作用地震力の方向に対応して鋭角、鈍角への変形挙動は概ね一致している。一方変位制限構造への衝突回数はCASE3(鋭角3回、鈍角3回)、CASE1(鋭角3回、鈍角4回)、CASE4(鋭角2回、鈍角2回)、CASE2(鋭角3回、鈍角2回)と若干の差異が発生している。

また図-20には鋭角側移動量、鈍角側移動量を示す。CASE3(鋭角側:463mm、鈍角側437mm)、CASE1(235mm、265mm)、CASE4(284mm、278mm)、CASE2(166mm、214mm)となっている。図に示すように支承耐力、および変位制限装置耐力が増加するに連れて変位量が減少していくことが分かる。特に、支承耐力がCASE1(0.6R_d)、CASE2(1.8R_d)の差異によっても変形挙動が大きく変わりことから、支承モデルの影響が大きいことが分かる。

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以下にまとめる。

- 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桁が大きく変形し、ロッキング橋脚支承の限界回転角を超えて支承が破壊されて鉛直支持機能を失い、落橋に至ったと推察できる。
- 2) 支承耐力、変位制限構造耐力をパラメータとしたCASE1～4までの4ケースの動的挙動解析を実施した。その結果、CASE2のように支承および変位制限構造耐力を向上させることによって、桁移動を制限でき落橋に至らない可能性を確認した。
- 3) 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ばかりでなく、地震力により橋軸直角方向への移動により発生したと考えられる。
- 4) 地震力により桁は橋軸直角方向の前後に移動する

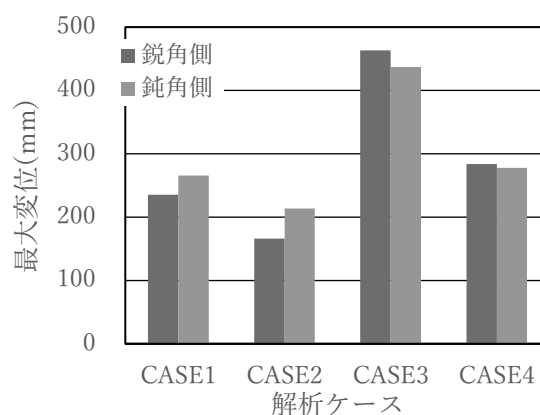


図-20 鋭角側・鈍角側最大移動量

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箇所設置することが考えられる。

参考文献：

- 1) 西日本高速道路株式会社九州支社：平成28年熊本地震橋梁災害復旧技術検討会報告書（中間報告），2017.
- 2) 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.
- 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，2016.
- 4) 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
- 5) 日本道路協会，道路橋示方書 IV下部構造編，2011.
- 6) 幸左賢二，服部匡洋，横山広，大八木亮：横変位拘束構造の押抜きせん断耐力，構造工學論文集 Vol.66A, pp. 639-649, 2020.
- 7) 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
- 8) 西恭彦，轟俊太郎，田所敏弥，進藤良則：鋼角スリ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.
- 9) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2018..
- 10) 阿部雅人，吉田純司，藤野陽三，森重行雄，鵜野禎史，宇佐見哲，金属支承の水平終局挙動，土木学会論文集 No. 773/I-69, pp. 63- 78, 2004.
- 11) Rabbat.B.G. and Russel. H. G: Friction coefficient of steel on concrete or grout, J. Struc. Eng., ASCE, Vol.111, No.3, pp. 505-515, 1985.