

府領第一橋梁の倒壊メカニズムの検討

幸左賢二¹・後藤僚一²・金山亨³・渡邊学歩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）山口大学大学院創成科学研究科（〒725-8611 宇部市常盤台2-16-1）

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橋脚を中心に、橋軸直角方向への桁移動や桁移動に伴う落橋が生じている。ロックンブ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。

各団体の研究においては熊本地震におけるロックンブ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)}。

1) 著者らは地震前に補強された現状の変位制限構造モデル(CASE3)を用いて損傷メカニズムの再現解析を実施した^{4), 5)}。しかしながら、その損傷状況との対比については紙面の制限もあり詳細には考察されていない。またCASE1~4の支承モデルや変位制限モデルなどのパラメータの相違が変形性能に及ぼす影響についても出力データが少なく十分には考察できていない。

2) そこで、まず過年度の研究で不十分であった現行のCASE3の解析結果と損傷状況を比較することによって詳細に分析した。ついで支承および変位制限の補強効果(CASE1, 2, 4)に着目して支承耐力お



写真-1 橋梁落橋状況



写真-2 A1側桁端部落橋状況

よび変位制限構造耐力が荷重-変形挙動に及ぼす影響を詳細に分析した。

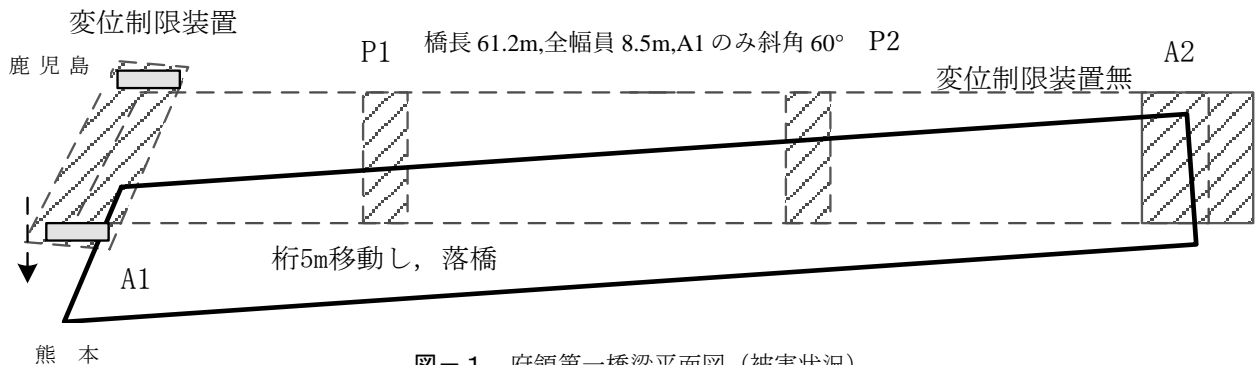


図-1 府領第一橋梁平面図(被害状況)

2. 損傷状況

(1) 損傷状況

府領第一橋梁（スパン 61.2m= 15.3m+ 22.95m+ 22.95m, 3 径間連続 PC 中空床版橋, A1, A2 橋台, P1, P2 ロッキング橋脚）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。

橋長約60mの3径間連続PC中空床版橋で、両端橋台と中間2基のロッキング橋脚で橋桁を支えている。NEXCO西日本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^{1),2)}。

写真-1, 2に落橋状況を示す。写真-3には斜角のあるA1橋台側の変位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。A1側桁端部は5m程度熊本側に、A2側桁端部も1.5m熊本側に移動して横たわっている。このことから、上部工が橋軸直角方向に変形挙動し、変位制限構造に衝突したと考えられる。

(2) 変位制限構造の損傷

写真-3に示すように60°の斜角を有するA1橋台側上部工の橋軸直角方向の移動に伴い、図-2に示す変位制限構造の定着部に押抜きせん断力が発生し、変位制限構造が破壊され、さらに上部工が移動して落橋に至ったと推定される。A2側橋台には、斜角が90°であるため橋軸直角方向の変位制限構造は設置されていないが、A1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。図-3に示すようにロッキング橋脚は移動に対して変形しやすく、0.06radの回転角を超えると落橋に至る特徴を有する構造であることを考慮すると、橋軸および橋軸直角方向に落橋防止システム全体として変位を拘束するものが少ないことが指摘できる。

(3) 支承の損傷

橋軸方向に対してA1橋台が可動、A2橋台が固定であり、橋軸直角方向に対しては両橋台とも固定である。3柱のロッキング橋脚のピボット支承が設置されており、橋台部にも支承条件に応じて1支点到3つのBP-A支承が設置されていた。橋台部の支承は、土研報告書³⁾の写真-4のとおり、A1橋台の可動支承は直角方向のサイドブロックの損傷、A2橋台の固定支承は上部工と接合されたセットボルトの損傷が生じている。

このとき、土研報告書およびNEXCO西日本報告書^{1),3)}より、両橋台ともに桁とパラペットの大き

な衝突痕がなかったと報告されていることから、橋台部の支承の損傷は上部工が橋軸直角方向に移動したため変位制限構造に衝突したと推察できる。

P1およびP2ロッキング橋脚のピボット支承は、土研報告書の写真-5のとおり、ピボット支承の回転可能な限界回転角を超えた水平変形が生じ、上沓と下沓が外れたと考えられる。また、土研報告書から鋼製橋脚に鉛直力による座屈損傷は見られなかった³⁾。

3. 解析概要



写真-3 A1側変位制限構造の損傷(鋭角側)

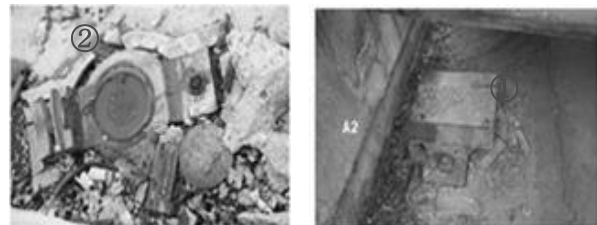


写真-4 支承損傷(左:A1橋台, 右:A2橋台)



写真-5 橋脚ピボット支承逸脱

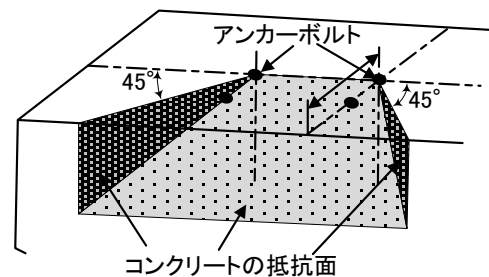


図-2 押抜きせん断破壊面

(1) 解析モデル

府領第一橋梁の落橋原因は、写真-3の③に示す通り A1 橋台に設置された変位制限構造の耐力が不足し損傷したため、ロッキング橋脚の限界回転角を超えた上部工水平変形が生じたことによる可能性が高い。よって、橋軸直角方向の橋台部支承と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-4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おり、橋軸直角方向の固有周期付近で大きな加速度応答スペクトルが生じていることがわかる⁶⁾。

また地震直後の調査により、桁とパラペットには衝突した痕跡がないこと、橋軸方向波形の加速度は小さいことから、橋軸直角方向波形のみを考慮した解析を行った。

解析モデルは、図-5に示すような3次元非線形はりモデルとした。

ロッキング鋼製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求めた動的基礎ばね(集中ばね)を設置した。

部材減衰定数はPC上部工が2%、鋼製橋脚が2%、RC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⁷⁾。

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-A支承直角方向と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、損傷状況を考慮すると図-6に示すとおりと推測される。変位制限

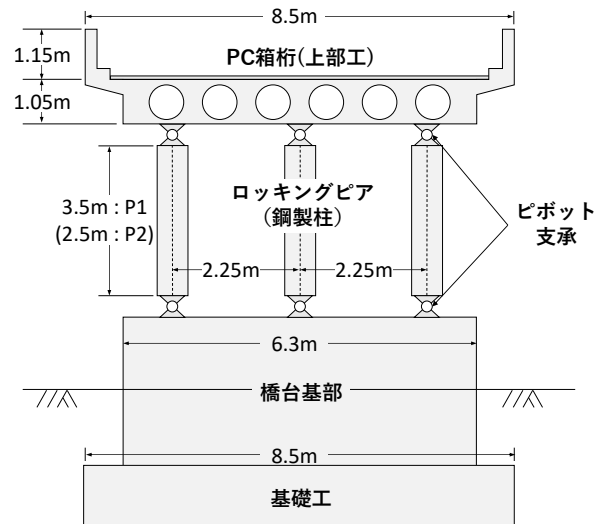


図-3 府領第一橋梁のロッキング橋梁

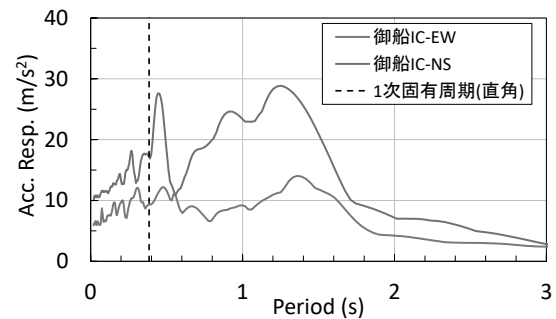


図-4 御船 IC 加速度応答スペクトル

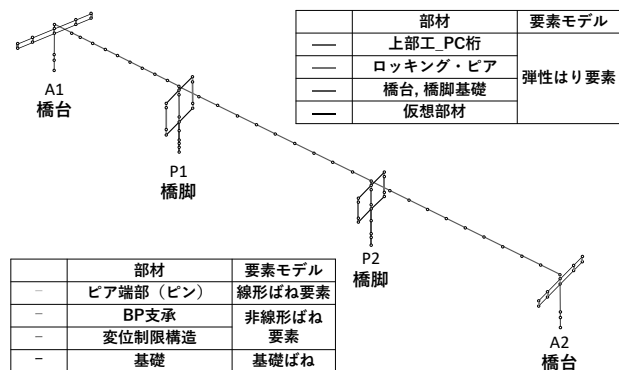


図-5 解析モデル

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^{8), 9)}。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がどの程度期待できるかは不明であるが、ここでは履歴減衰のエネルギー吸収のみを考慮できるモデルとし、それぞれの部材減衰定数は0%と設定した。

図-6の左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

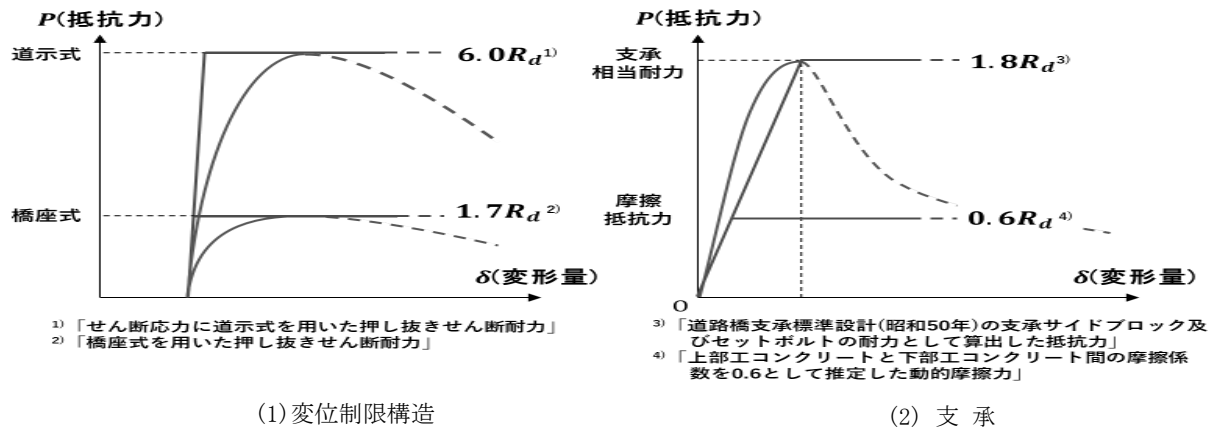


図-6 検討 CASE1~4 の支承と変位制限構造の非線形性

表-1 解析ケース

ケース	支承耐力	変位制限構造耐力	備考
CASE 1	0.6Rd(コンクリート面摩擦力)	6.0Rd(道示式押抜きせん断耐力)	変位制限耐力増加
CASE 2	1.8Rd(支承サイドブロック耐力)	6.0Rd(道示式押抜きせん断耐力)	支承・変位制限耐力増加
CASE 3	0.6Rd(コンクリート面摩擦力)	1.7Rd(橋座式押抜きせん断耐力)	実現象に近い基本ケース
CASE 4	1.8Rd(支承サイドブロック耐力)	1.7Rd(橋座式押抜きせん断耐力)	支承耐力増加

す) ⁵⁾。ここで図-6 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 ^{8), 9)}。また支承と変位制限構造の履歴モデルは隙間量を考慮したスリップ型としている。

- ・変位制限構造非線形特性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(6.0R_d、ここでR_d：死荷重反力)。
- ・変位制限構造非線形特性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見え、図-6 の右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 ^{10), 11), 12)}。青い曲線は実挙動例を示す。具体的には、写真-4 の②に示すとおり 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 支承は写真-4 の①に示すとおり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ことが分かる。よって、橋軸直角方向の支承降伏耐力は損傷状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。

- ・支承非線形特性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)。
- ・支承非線形特性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 13) 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ケースを表-1 に示す、CASE1~CASE4 の解析を実施した。実際の地震時挙動では、桁と変位制限構造の遊間が大きいため、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に近いと推定でき、CASE3 が最も実際の挙動に近い基本ケースと想定した。また CASE1, 2, 4 は補強効果を示すものである。

4. CASE3 の解析結果

まず、府領第一橋梁の損傷状況について考察を加える。変位制限構造は、写真-3 の③に示すように鋭角側に設置された RC 突起構造が、押抜きせん

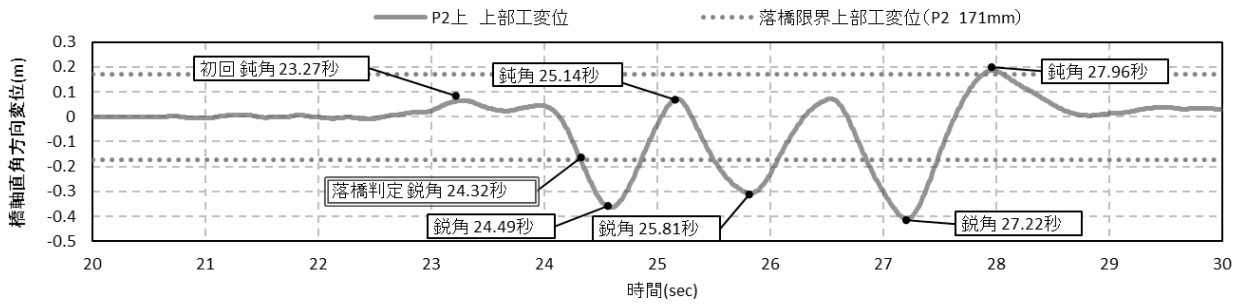


図-7 P2 ロッキング橋脚上上部工の時刻歴応答変位図

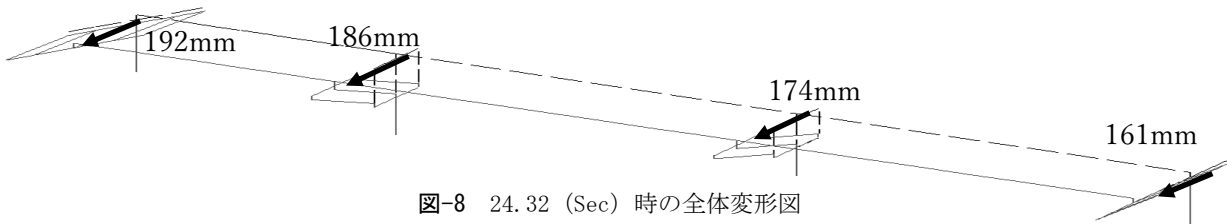


図-8 24.32 (Sec) 時の全体変形図

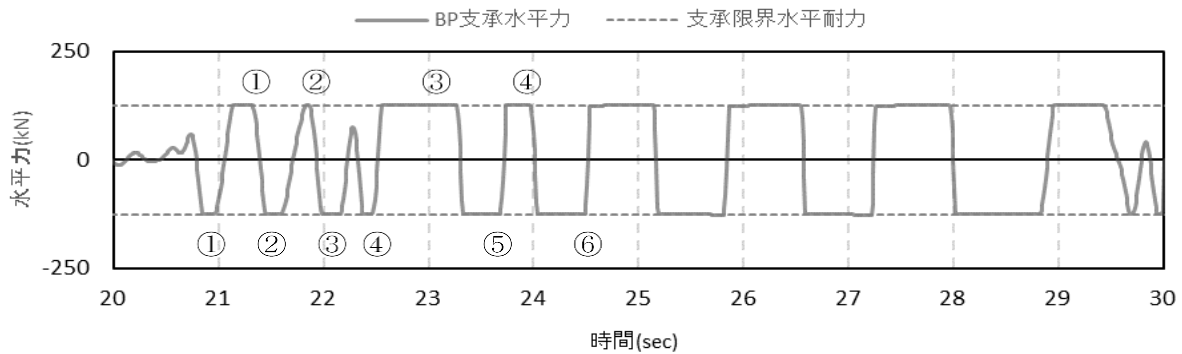


図-9 A1 橋台 BP 支承の時刻歴応答図

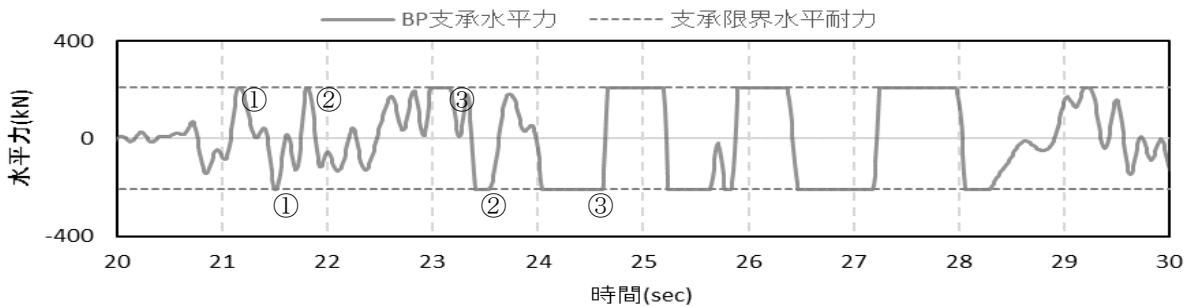


図-10 A2 橋台 BP 支承の時刻歴応答図

断破壊を生じた。鈍角側の変位制限構造に損傷の形跡はなく、鋭角側に上部工が大きく変形したことがわかる。

支承は、写真-4の②に示すようにA1橋台側はサイドブロックが損傷し、上沓がすべて損傷している。A2橋台側は、上部工と支承を接続するセットボルト(写真-4の①)が損傷し、支承本体に損傷は生じていないためA2橋台側よりもA1橋台側の桁が大きく変形していることがわかる。

ロッキング橋脚は、写真-5に示すように、鋼製橋脚の座屈損傷はほとんど認められず、鋼製橋脚

上下端に設置されたピボット支承が限界回転角を超える水平変形を生じて逸脱したことにより鉛直支持力を失ったと考えられる。

以上の損傷状況を踏まえ、標準ケースのCASE3について説明を加える。CASE3のP2ロッキング橋脚上上部工の時刻歴応答変位を図-7に示す。

図は横軸に解析時間、縦軸はP2橋脚上上部工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(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

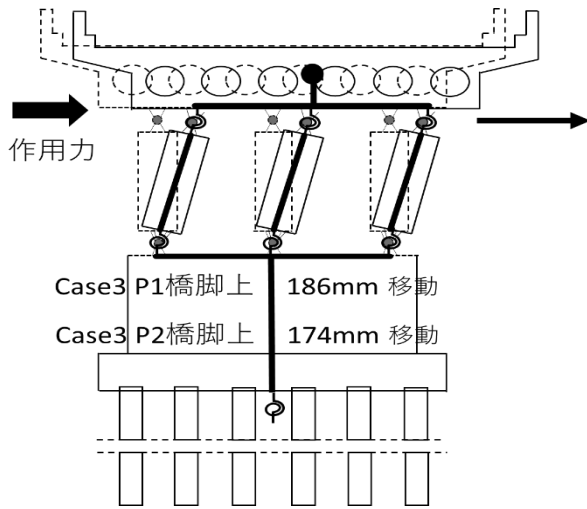


図-11 橋脚の変形状況

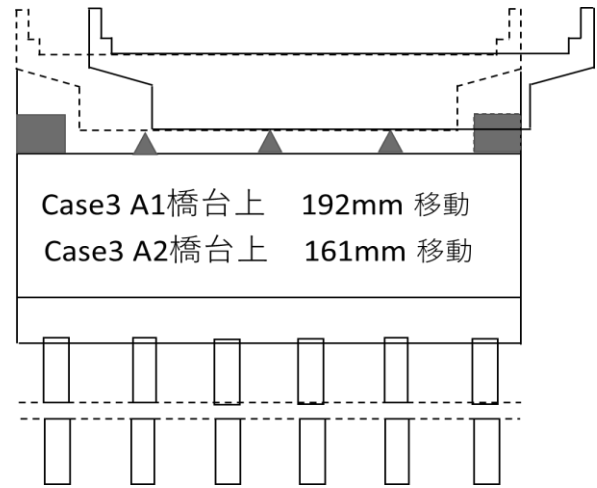


図-12 橋台の変形状況

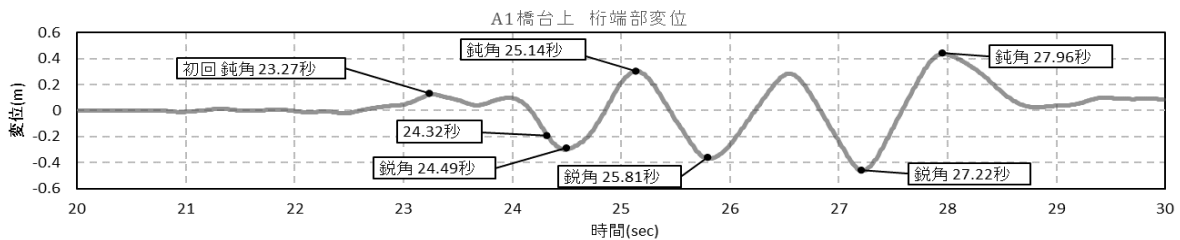


図-13 A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答図 (CASE3)

角方向に移動する場合のみでないことが分かる。

図-7 よりピボット支承の回転角は 24.32(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 24.32(sec) での橋梁全体変形図を図-8 に示す。A1, P1, P2, A2 位置の上部工が鋭角側にほぼ同程度であるものの A1 > P1 > P2 > A2 の大きさで変形が生じていることがわかる。また、24.32(sec) で府領第一橋梁は P2 ロッキング橋脚のピボット支承が逸脱して支持力を失い倒壊したこととなり、それ以降の解析結果は実現象の評価としては意味を持たない。なお、24.32(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を図-9, 10 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の剛性は初期剛性の 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-9 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-10 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 3 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 24.32sec に鋭角側で損傷し、そのまま落橋に至っている。24.32sec における橋脚の変位状況を図

図-11, 橋台の変位状況を図-12 に示す。桁が橋軸直角方向に P2 橋脚上を 174mm 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、図-1 の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、(STEP1) A1 橋台支承の全体損傷が徐々に大きくなる [図-9 の①~④] (写真-4) → (STEP2) A2 橋台支承のセットボルトの損傷が徐々に大きくなる [図-10 の①~③] (写真-4) → (STEP3) 変位制限構造 (鋭角側) が押抜きせん断破壊を生じる [図-9 の⑥] (写真-3) → (STEP4) P2 橋脚ピボット支承が限界回転角を超えて逸脱 [図-7 の 24.32sec] (写真-5) → (STEP5) P2 橋脚ロッキング橋脚が鉛直支持力を失う (写真-5) という順序で損傷の進捗を考慮し落橋に至ったシナリオを概ね再現できていると考えられる。CASE3 の A1 橋台上部工端部水平変位の時刻歴応答図を図-13 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 24.32 秒で落橋が生じる。

以上をまとめると 24.32sec 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

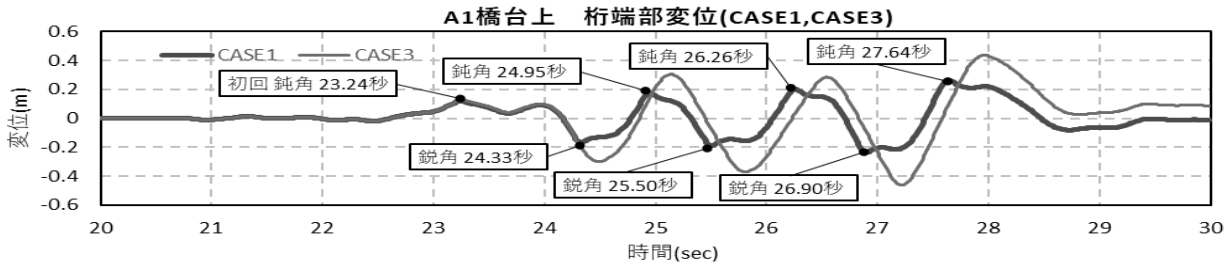


図-14 A1 橋台上部工端部の時刻歴応答図 (CASE1, 3)

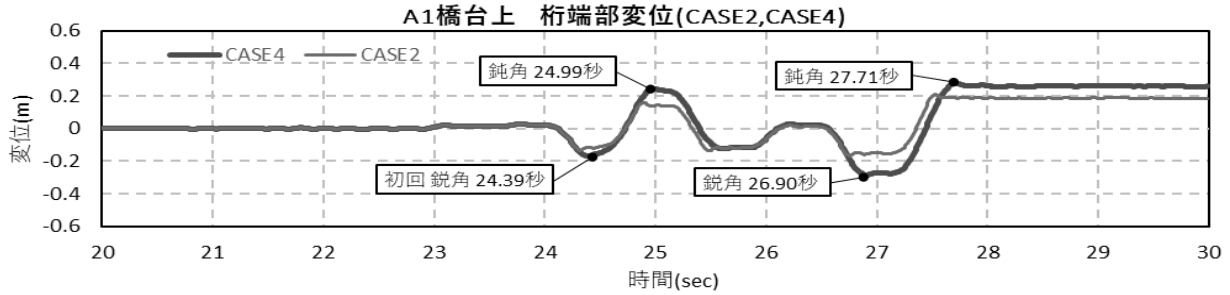


図-15 A1 橋台上部工端部の時刻歴応答図 (CASE2, 4)

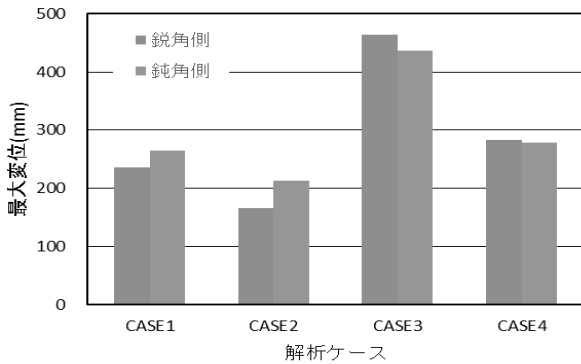


図-16 鋭角側・鈍角側最大移動量

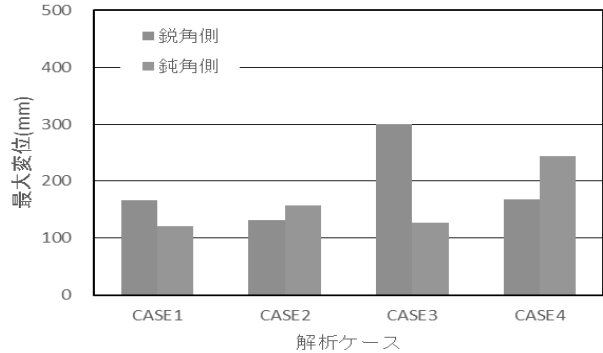


図-17 初回衝突時鋭角側・鈍角側移動量

部工端部で 161mm 程度と、変位制限構造の遊間量 110mm を超える大きな移動が生じており、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. CASE1~CASE4の比較

ここでは表-1に示すCASE1からCASE4の対比を行う。CASE1 (支承耐力: $0.6R_d$, 変位制限構造耐力: $6.0R_d$), CASE2 ($1.8R_d$, $6.0R_d$), CASE3 ($0.6R_d$, $1.7R_d$), CASE4 ($1.8R_d$, $1.7R_d$)を比較すると、支承抵抗モデルについてはCASE1とCASE3, CASE2とCASE4は同一モデルを使用している。図-14にA1橋台上部工端部の時刻歴応答 (CASE1, 3), 図-15にA1橋台上部工端部の時刻歴応答 (CASE2, 4)を示す。

図-14 (CASE1, 3), 図-15 (CASE2, 4)を比較する

と、作用地震力の方向に対応した鋭角, 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。これは支承, 変位制限構造の組み合わせによっては変形挙動が大きく異なる可能性を示している。

次に図-16には鋭角側最大移動量, 鈍角側最大移動量を示す。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-17には初回衝突時の移動量を示す。CASE3(鋭角側:300mm, 鈍角側126mm), CASE1(166mm, 121mm), CASE4 (168mm, 244mm), CASE2 (132mm, 157mm)となっている。

図-16, 17に示すように支承耐力, および変位制限構造耐力が増加するに連れて概ね変位量が減少していく結果を得た。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ることから、支承非線形モデルが解析結果に与え

る影響が大きいことが分かる。

次に支承反力、変位制限構造の差異について詳細に分析する。図-14, 15 の変形挙動を詳細に比較すると以下の特徴を有する結果を得た。

支承耐力が同一の両者の荷重—変位挙動を比較すると非常に類似の挙動を示している。

図-14 に示すようにまず CASE1 では 23.24 秒付近で鈍角側への変位が発生し、24.33 秒付近で鋭角側の変位が発生する。その後 24.95 秒、25.50 秒、26.26 秒、26.90 秒、27.64 秒で大きな変形を迎える繰り返しの変形モードとなる。これは、弾性変位量 5mm の変位状態で支承が降伏となり、その後は降伏後の支承挙動に支配されるため、全体挙動は支承のモデルに支配されることになる。ついで変形が大きくなり、110mm で変位制限構造に衝突すると、その後の挙動は衝突に伴う変位制限構造の荷重—変形抵抗特性に支配されることになる。すなわち変位制限耐力が大きい CASE1 の上部工端部変形量は耐力の小さい CASE3 に比べて小さくなる。

同様に図-15 に CASE2, CASE4 の比較を行う。CASE4 では 24.39 秒付近で鋭角側の変位が発生し、24.99 秒付近で鈍角側の変位が発生する。その後 26.90 秒、27.71 秒で大きな変形を迎える繰り返しの変形モードとなる。同様に変位制限構造の耐力の大きい CASE2 の上部工端部変形量は CASE4 に比べて小さくなる。支承履歴モデルは衝突までの挙動を主として決定するのに対して、変位制限構造は衝突後の挙動を支配する結果となっている。ただし初期衝突後には変位制限構造の抵抗特性の違いから変形モードで差異が発生している。

7. まとめ

熊本地震による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) 動的解析によると府領第一橋梁は、支承および変位制限構造の損傷の進展に伴い上部工が橋軸直角方向に大きく変形し、ロッキング橋脚支承の限界回転角を超えて、支承が損傷し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。CASE1~4 の変形挙動を比較すると支承履歴モデルは変位変位構造への衝突までの挙動を主として決定するのに対して、変位制限構造は衝突後の変形挙動を支配する結果となってい

る。

- 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よりは、地震力による橋軸直角方向への上部工移動の影響が大きいと考えられる。
- 4) 今回の検討より、橋軸直角方向の変形を抑える有効な対策として、変位制限構造の押抜きせん断抵抗耐力を大きくすること、変位制限構造の設置箇所を各橋台の左右4箇所に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) 幸左賢二，後藤僚一，金山亨，高橋良和：府領第一橋梁の損傷メカニズムの検討，プレストレスコンクリート工学会第 27 回シンポジウム講演論文集，pp. 235-240，2018。
- 5) 幸左賢二，後藤僚一，金山亨，高橋良和：ロッキング橋脚上の桁と変位制限構造遊間の影響検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 76, No. 4 (地震工学論文集第 39 巻)，I_47- I_56, 2020。
- 6) 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
- 7) 日本道路協会，道路橋示方書 IV 下部構造編，2011。
- 8) 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，構造工学論文集 Vol. 66A, pp. 639-649, 2020。
- 9) 西恭彦，轟俊太郎，田所敏弥，進藤良則：鋼角スッパ周辺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。
- 10) 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
- 11) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2018。
- 12) 阿部雅人，吉田純司，藤野陽三，森重行雄，鶴野禎史，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。
- 13) 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。