ロッキング橋脚上の変位制限耐力が桁移動に及ぼす影響

幸左　賢二[1]・後藤　僚一[2]・金山　亨[3]・高橋　良和[4]

[1]正会員　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

[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）
E-mail:ryouichi.gotou@tk.pacific.co.jp

[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）
E-mail: kanayama@kke.co.jp

[4]正会員　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．まず，補強効果に着目して，変位制限構造耐力を現行の 3.5 倍とし，かつ A2 橋台側にも変位制限構造を増加させ，桁移動をさらに制限させた CASE2-2 を詳細に分析した．ついで補強効果をさらに 2，3 倍とした解析（CASE5-4，5-5）を実施してその補強効果を定量的に検討した．その結果 CASE2-2 に対して CASE5-4，CASE5-5 と変位制限構造耐力を増加させるとともに，桁の移動量は減少したものの，衝突力は増加した．これは耐力が大きくなると衝突時間が小さくなるために，衝突力が増加するためと考えられる．

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回転が生じている．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，後述の**表-1** では CASE3 が現行の A1 変位制限構造の耐力であるが，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 [1]．また，後述の**表-1** の CASE2 に示すように A1 変位制限構造耐力を 3.5 倍に増すことにより，桁の移動量を制限でき落橋に至らないことが明らかになった．

これに対して本論文では，補強効果に着目して，変位制限構造耐力を現行の 3.5 倍とし，かつ A2 橋台側にも変位制限構造を増加させ，桁移動をさらに制限させた CASE2-2 を詳細に分析した．ついで補強効果をさらに 2, 3 倍とした解析（CASE5-4, 5-5）を実施してその補強効果を定量的に検討した．

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，桁の移動に伴うピボット支承が限界回転角を超えて落橋に至ったと考えられるが，その理由は 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 [1]．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，十分な耐震性能を発揮できる可能性がある．ここでは，まず落橋が発生した府領第一橋梁をモデル橋梁として，現行 ($1.7R_d$ (支承反力)) より変位制限構造耐力を 3.5 倍 (6.0Rd) とし，A2 橋台にも変位制限構造を追加した CASE2-2 を

詳細に分析した．ついでさらに耐力を 2 倍した CASE5-4(12.0Rd)，耐力を 3 倍した CASE5-5 (18.0Rd)の比較を実施し，その効果を評価した．

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，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[2)]．

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[3)]．

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[4)]．

(2) 変位制限構造設置位置

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では，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．

(3) 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．

(4) 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147mm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[5)]．

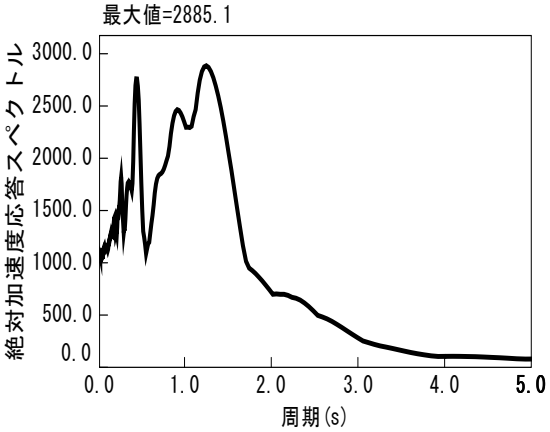

図-1 加速度応答スペクトル

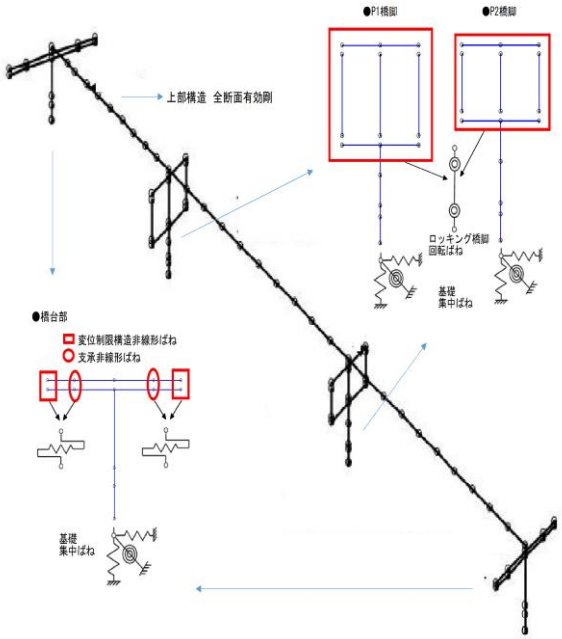

図-2 解析モデル

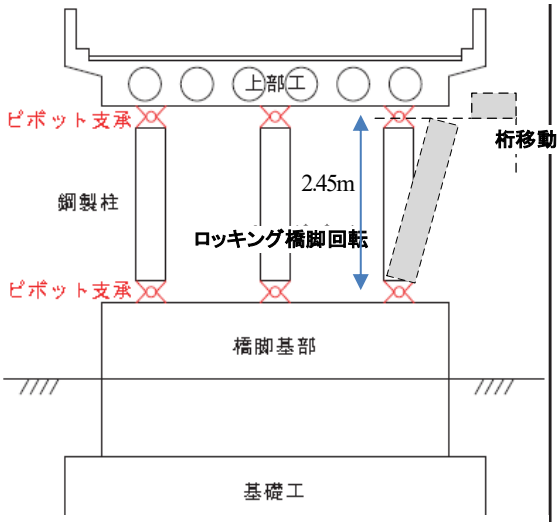

図-3 ロッキング橋脚の移動

$$D_m = H \cdot \tan(\theta) \qquad (1)$$

ここでは，H：橋脚高で2450mmを採用する．
θ ：移動限界回転量で0.06 (rad) を採用する．

⑸　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** の右側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-4 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）[2]．ここで**図-4** 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[5),6)]．

・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($6.0R_d$, ここで R_d：死荷重反力).

・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($1.7R_d$).

⑹　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** 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[7),8),9)]．また青い曲線は実挙動例を示す．

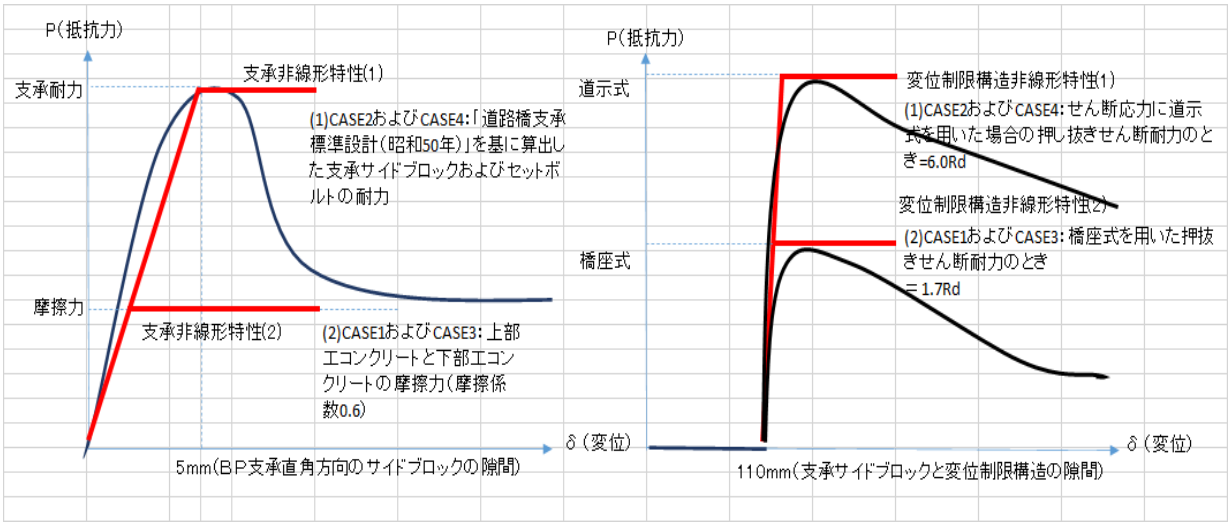

図-4　検討 CASE1～4 の支承と変位制限構造の非線形特性

表-1　解析ケース

解析ケース	支承耐力	A1変位制限	A2変位制限	遊間
CASE1	$0.6R_d$	$6.0R_d$	-	110mm
CASE2	$1.8R_d$	$6.0R_d$	-	110mm
CASE3	$0.6R_d$	$1.7R_d$	-	110mm
CASE4	$1.8R_d$	$1.7R_d$	-	110mm
CASE2-2	$1.8R_d$	$6.0R_d$	$6.0R_d$	110mm
CASE5-7	$1.8R_d$	$6.0R_d$	$6.0R_d$	50mm
CASE5-7e	$1.8R_d$	$6.0R_d$	$6.0R_d$	20mm
CASE5-4	$1.8R_d$	$12.0R_d$	$12.0R_d$	110mm
CASE5-5	$1.8R_d$	$18.0R_d$	$18.0R_d$	110mm

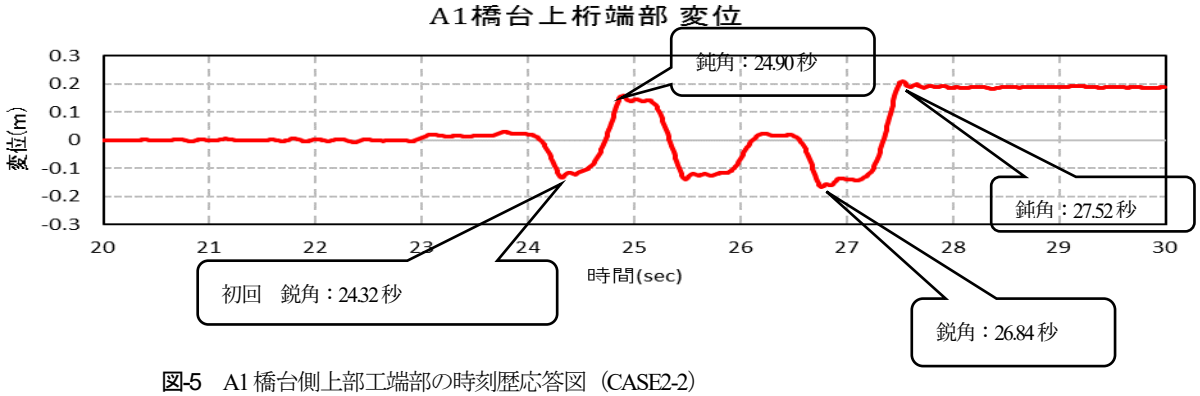

図-5　A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答図（CASE2-2）

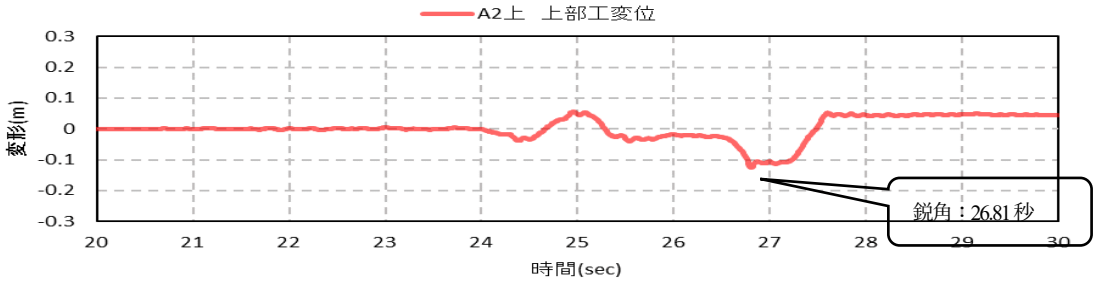

図-6　A2 橋台側上部工端部の時刻歴応答図（CASE2-2）

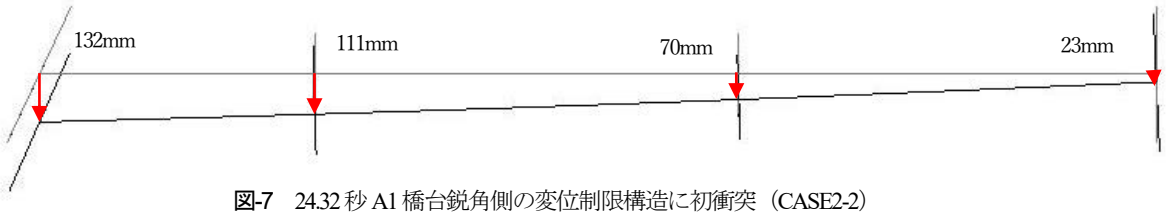

図-7　24.32 秒 A1 橋台鋭角側の変位制限構造に初衝突（CASE2-2）

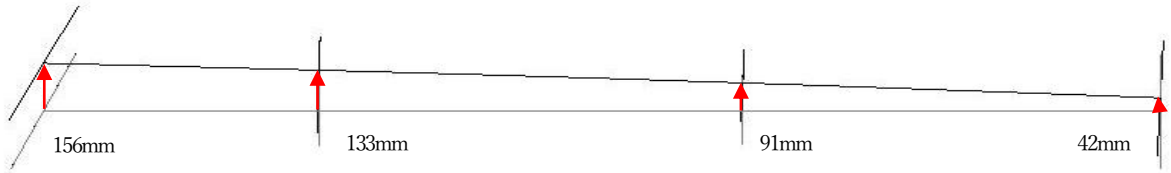

図-8　24.90 秒 A1 橋台側上部工端部の鈍角側の変位制限構造に衝突（CASE2-2）

・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(1.8R_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(0.6Rd)．ここでは文献 7)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．

(7)　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 は落橋前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 は落橋前の耐力を模式したものである．

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道路橋示方書Ⅳ下部構造編の橋座式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．

これに対して CASE1（支承耐力: 0.6R_d, A1 橋台変位制限構造耐力: 6.0R_d）CASE2(1.8R_d, 6.0R_d), CASE4（1.8R_d, 1.7R_d）はそれぞれ支承耐力，変位制限構造耐力を増加させたものである．

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．一方，CASE5-4, CASE5-5 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 CASE2-2,

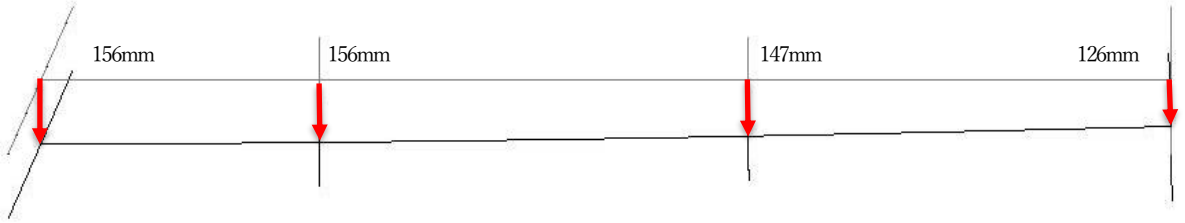

図-9　26.81 秒 A2 橋台側上部工端部の鋭角側の変位制限構造に衝突（CASE2-2）

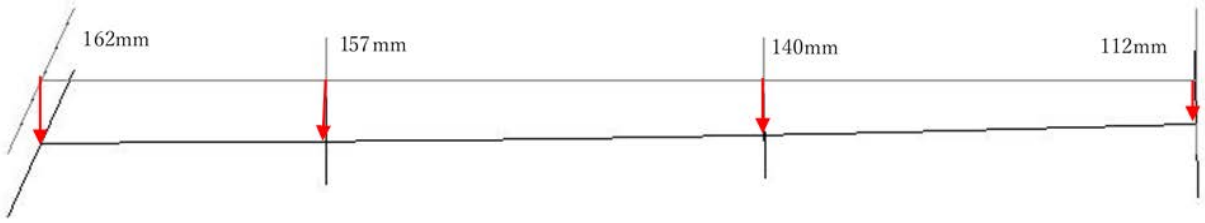

図-10　26.84 秒 A1 橋台側上部工端部の鋭角側の変位制限構造に衝突（CASE2-2）

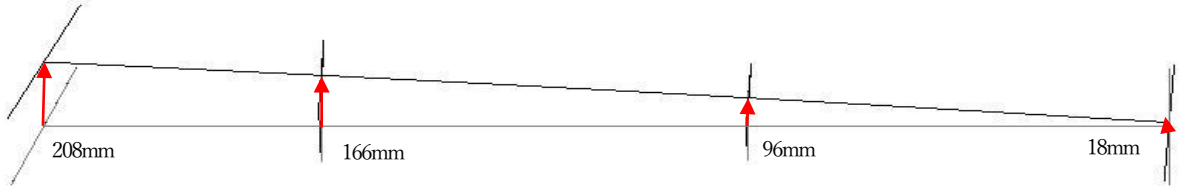

図-11　27.52 秒 A1 橋台側上部工端部の鈍角側の変位制限構造に衝突（CASE2-2）

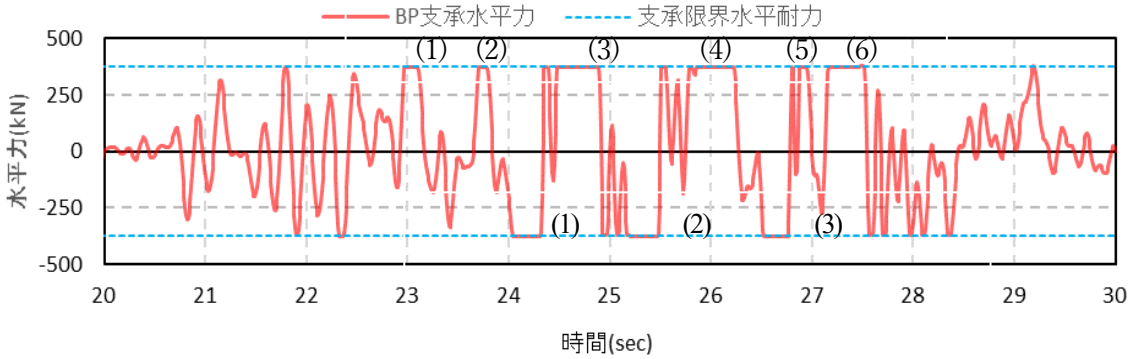

図-12　A1 橋台 BP 支承の時刻歴応答（CASE2-2）

CASE5-4, CASE5-5 を比較することにより補強耐力の影響について考察を加える．

3. CASE2-2 の解析結果（補強標準ケース）

図-5 には A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答図を示す．図は横軸に解析時間，縦軸は橋軸直角方向の上部工変位量を示している．A1 橋台側変位制限構造は鋭角側に 3 回，鈍角側に 2 回繰り返し衝突している．

図-6 には A2 橋台側上部端部の時刻歴応答図を示す．図に示すように A2 橋台側変位制限構造は 26.81 秒に 1 度だけ衝突している．また，A2 側端部は A1 側端部に比べて移動量が小さい.これは A2 橋台部の支承抵抗（1644 KN）が A1 橋台部の支承抵抗（1125kN）に比べて大きく移動を拘束するためであると考えれる．

図-7～11 には主要時刻における全体変形状況を示す．図-7 は初期衝突である 24.32 秒時の，桁が A1 橋台鋭角側の変位制限構造に衝突時の変形挙動を示す．図-8 は 24.90 秒時の A1 橋台側上部工端部の鈍角側の変位制限構造に衝突時の変形挙動を示す．図-9 は 26.81 秒時の A2 橋台側上部工端部の鋭角側の変位制限構造に衝突時の変位挙動を示す．図-10 は 26.84 秒時の A1 橋台側上部工端部の鋭角側変位制限構造衝突時の変形挙動を示す．図-11 は 27.52 秒時の A1 橋台側上部工端部の鋭角側の変位制限構造衝突時の変形挙動を示す．

以上をまとめると A1 橋台の鋭角側変位制限構造では図-10 の 26.84 秒時に最大 162mm の移動量を示す．

これに対して A1 橋台の鈍角側では図-11 に示すように

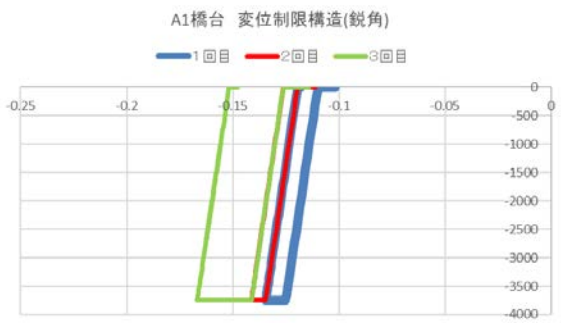

図-13　A1 橋台鋭角側耐力―変位履歴

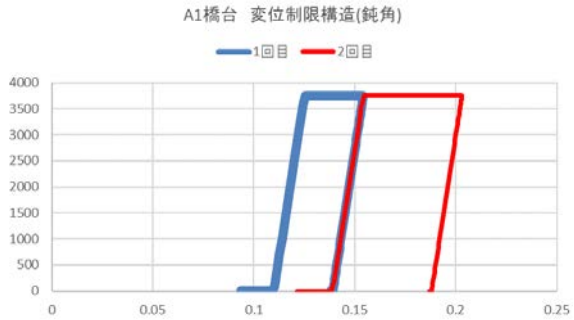

図-14　A1 橋台鈍角側耐力―変位履歴

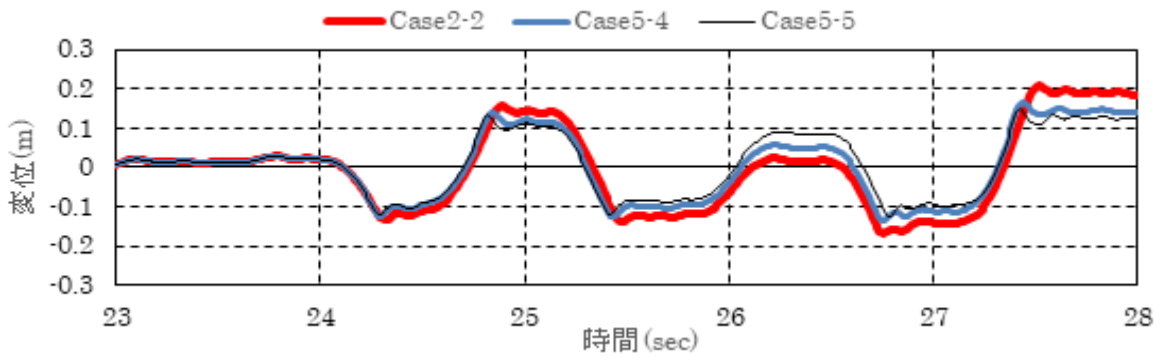

図-15　各ケースの A1 橋台上部工の変位挙動(Case2-2,5-4,5-5)

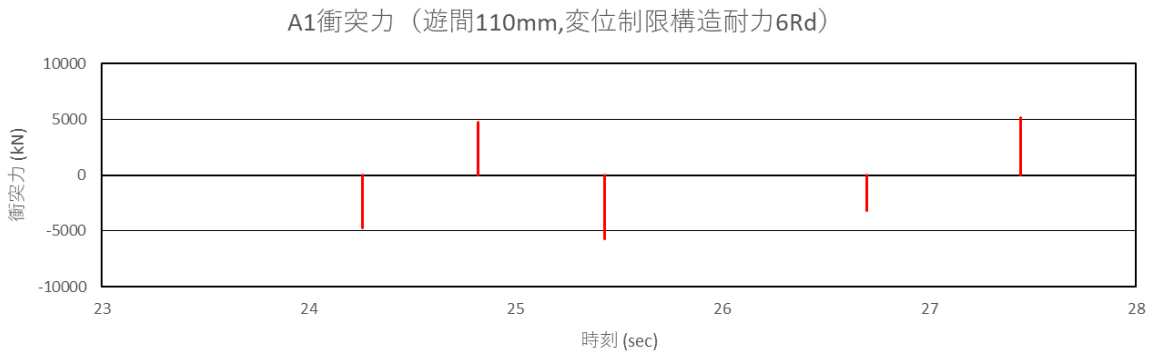

図-16　A1 橋台上変位制限構造の算定衝突力(Case2-2)

27.52 秒時に最大 208mm の移動を示す．A2 橋台鋭角側では図-9 に示すように 26.81 秒時に最大変形 126mm を示す．P1 橋脚，P2 橋脚の落橋につながる回転変位の最大値は図-9 に示すように P2 橋脚で 146.6mm/2450mm＝ 0.0598 となるが．これは閾値 0.06rad に比べてわずかに小さく落橋に至らない．

図-12 には A1 橋台 BP 支承水平力の時刻歴応答値図を示す．図より 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．このことから，大変形時には支承崩壊後の履歴特性が桁移動に大きく影響すると考えられる．

図-13 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 167mm の変位(塑性率 4.3)が発生している．図-14 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 203mm の変位(塑性率 6.3)が発生している．いずれも塑性状態に達している．

4. 補強耐力をパラメータとした解析

ここではCASE2-2(6.0Rd), Case5-4(12.0Rd), Case5-5(18.0Rd)

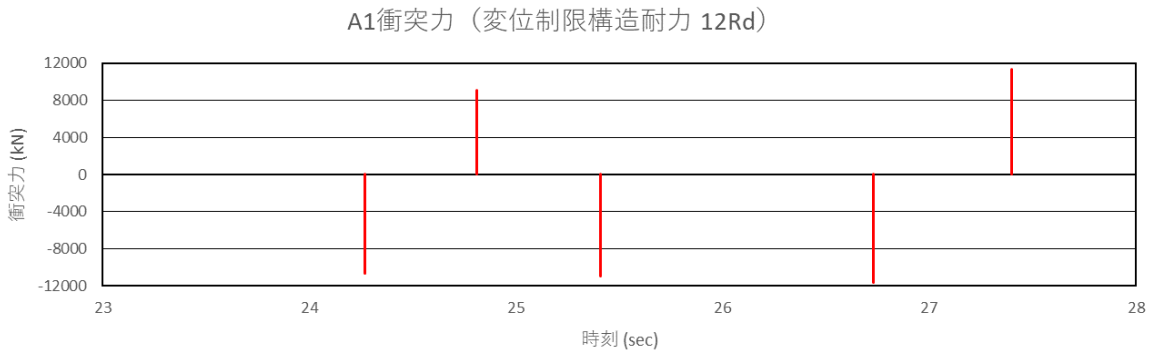

図-17　A1 橋台上変位制限構造の算定衝突力(Case5-4)

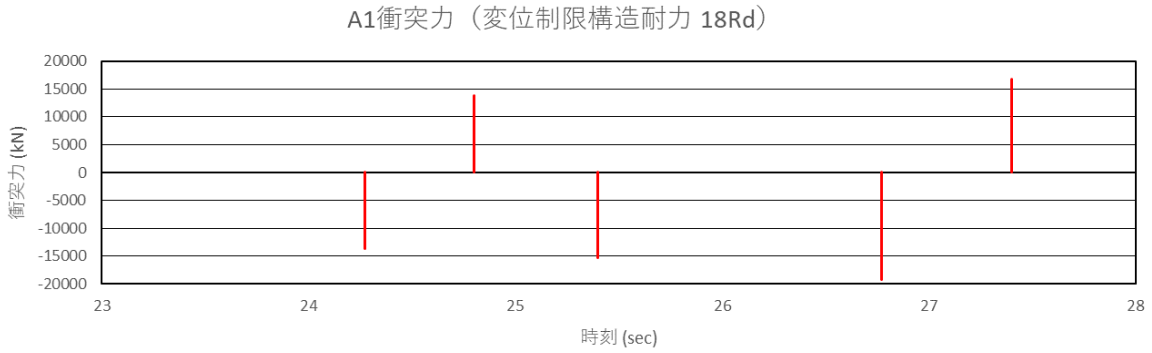

図-18　A1 橋台上変位制限構造の算定衝突力(Case5-5)

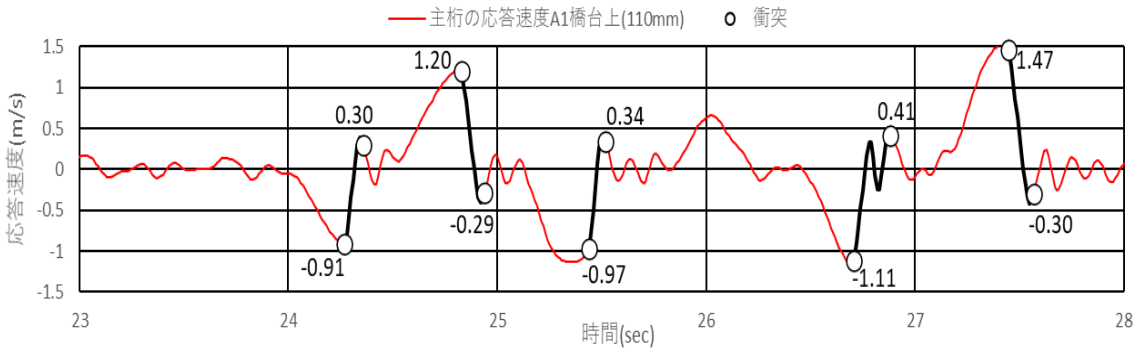

図-19　時刻例応答速度例

を比較することによって変位制限構造耐力が変形挙動に与える影響を評価する．

図-15はA1橋台上部工位置での変形挙動を示す．桁の鈍角方向の最大変形量がCase2-2では208mm, Case5-4では165mm, Case5-5では148mmと補強耐力が大きくなるにつれて，最大変形量が小さくなっていくことが分かる．これは，エネルギー吸収量が一定と仮定すると，耐力が大きくなるにつれて変位制限構造の塑性変形量が小さくなるためと考えられる．

図-16～18 は Case2-2, 5-4, 5-5 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-19** の時刻歴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．

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

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

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^2/m)

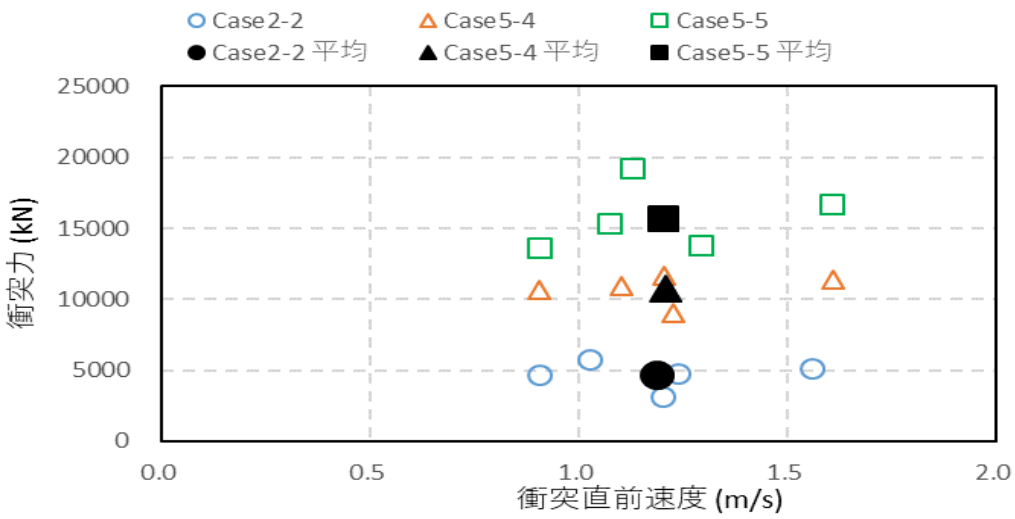

図-20　各ケースの衝突力と直前衝突速度の関係

V_1：衝突直前の速度(m/s)
V_2：衝突直後の速度(m/s)
Δt：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352.1kN・s^2/m，衝突直前の速度V_1は-0.91m/s，衝突直後の速度V_2は0.30m/s，衝突時間Δtは0.009sであり，右辺を算出すると4733.8kNとなる．

図-16, 17, 18の鋭角側を例に取ると，Cae2-2では衝突回数3回，最大衝突力5750kN, Case5-4では衝突回数3回，最大衝突力11660kN, Case5-5では衝突回数3回，最大衝突力19213kNとなっている．衝突回数は変化しないものの，補強耐力が大きいほど衝突力が増加している．

図-20は各ケースのA1橋台へ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Case2-2, Case5-4, Case5-5ではそれぞれ4718kN，10740kN, 15727kNとなる，また平均衝突直前速度で比較すると，それぞれ1.19m/s, 1.21m/s, 1.20m/sと比較的変化が少なく，耐力が大きいほど，衝突力が増加することが分かる．また平均衝突時間は0.11s (0.08～0.17s), 0.065s (0.05～0.075s), 0.045s (0.03～0.55s)と衝突時間は減少している．これは補強耐力が大きいほど，塑性変形量が小さくなり，桁が変位制限構造にめり込む量が小さく，衝突時間が減少し，衝突力が増加するために考えられる．

このように耐力を増加させることは，塑性変形量が減少し，ロッキング橋脚の最大変位量を減少させる効果が期待できる．

5. 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―変位制限構造の耐力をパラメータとした動的解析結果を以下にまとめる．

1)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橋台の支承抵抗が大きく，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．

2)CASE2-2に対してCASE5-4, CASE5-5と変位制限構造耐力を増加させるとともに，桁の移動量は減少したものの，衝突力は増加した．これは耐力が大きくなると衝突時間が小さくなるために，衝突力が増加するためと考えられる．また，耐力増は変位制限構造の塑性域を減少させるためにロッキング橋脚の最大変形量を減少させる効果が認められた．

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.
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) 日本道路協会：道路橋示方書 IV・同解説　下部構造編，2012.
4) 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
5) 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

6) 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.
7) Rabbat, B. G. and Russel, H. G.: Friction coefficient of steel on concrete or gout, J. Struc. Eng., ASCE., Vol. 111, No.3, pp. 505-515, 1985.
8) 日本道路公団九州支社：九州自動車道熊本館内跨道橋耐震補強設計，2001.
9) 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，2017.

THE EFFECT OF BEARING CAPACITY OF CONFINING DEVICES TO THE MOVEMENT OF GIRDER

Kenji KOSA, Ryouichi GOTOU, Toru KANAYAMA and Yoshikazu TAKAHASHI

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 which modeled the Furyou Daichi Bridge to evaluate the effect of bearing capacity of confining devices to the displacement of the girder. As increase the bearing capacity of confining device 2 or 3 times stronger than the original proposed reinforcing confing device, it leads to reduce the girder movement, however, it also leads to increase the impact force due to the reduction of impact time.