

急斜面上のロッキング橋脚を有する曲線橋の耐震補強設計

後藤僚一¹・新井雅之²・鈴木理絵¹

¹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）

²フェロー会員 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）

1. はじめに

2016年熊本地震では、府領第一橋のロッキング橋脚のピボット支承が、限界を超える回転変形が生じたため逸脱し、鉛直力支持機能を失い落橋に至った事例が発生した。その地震被害による社会的影響を考慮して、国土交通省は一部の部材の損傷が橋梁全体の損傷に至らないように、RCによる壁式化等の適切な補強を行う事務連絡を通達し、平成29年の道路橋示方書では、自立できる橋脚構造を採用する基本方針が示されている²⁾³⁾。一方、ロッキング橋脚を採用した既設橋は、桁下の道路・鉄道・地形等の制約条件により、RC壁式化による補強が困難であるケースが多い。また、壁式化による自立構造とさせた場合は、基礎の補強を伴うことが考えられる。1997年兵庫県南部地震の復旧の際には、完全な自立構造ではないが基礎に負荷をかけずに鋼製ラーメン橋脚下端に免震支承を設置し、耐震性能を確保する補強が実施された事例（阪神高速3号線弁天工区）もある。

本論文は、2016年熊本地震により落橋した府領第一橋の原因分析結果や対策検討例⁴⁾⁵⁾⁶⁾を基に、対象曲線橋の地震時挙動の特性を把握し、ロッキング橋脚の変形量をピボット支承の許容水平変位量以内となるように抑え、最低でも落橋を防ぎ、可能な限り耐震性能2相当（平成24年道示基準相当）¹⁾を確保した耐震補強事例を報告するものである。

2. 検討対象橋梁の概要

検討対象橋梁の側面図、平面図および橋脚断面図を図-1に示す。本橋は、竣工後40年程度経過した、R=20mの曲線と幅員変化を有する2径間連続鋼箱桁橋である。ロッキング橋脚柱は2本であるが、急峻な山岳地形に位置するため左右で高さが大きく異なる。ロッキング橋脚のピボット支承の許容水平量は、道路橋支承標準設計（昭和54年2月、（社）日本道路協会）より「橋脚高×ピボット支承の限界回転角

0.06(rad)」となり、脚高の低い方で決定される。基礎は橋台・橋脚ともに岩盤に定着された直接基礎である。なお、本橋が位置する路線は、第3次緊急輸送道路に指定されているが迂回路により緊急輸送路の切り回しが可能であった。

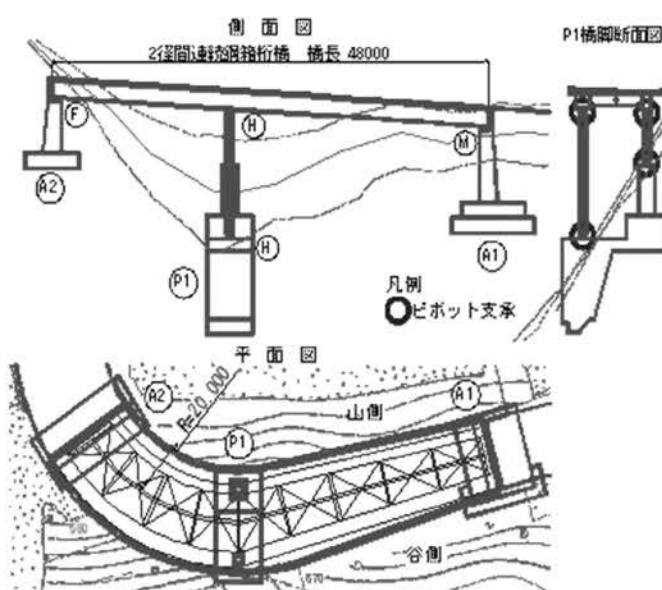


図-1 検討対象橋梁

3. 目標とする耐震性能および耐震補強方針

本橋は急峻な地形に位置しているため、橋脚を自立させるRC壁式化補強を行う場合、土留め工や構台などの大規模な仮設工が必要となり、また、直接基礎の拡幅が困難であるため、工費と工期が増大する結果を得た。よって、本橋の耐震補強方針は、府領第一橋の落橋の原因⁴⁾⁵⁾⁶⁾踏まえ、支承損傷後に、固定化に近い状態となるような落橋防止構造を両端橋台に設置し、地震時の上部工変形量を抑えることでロッキング橋脚のピボット支承を損傷させず、既存のロッキング橋脚の鉛直支持機能を確保させる方針とした。なお、府領第一橋の損傷では、橋台のRC突起の変位制限構造が押し抜きせん断に近い破壊形態を生じ、その耐力不足による損傷で上部工の変形が

大きくなり落橋に至った可能性が高いことから、本橋の橋台RC突起の横変位拘束構造のせん断耐力は平成24年道示の橋座部のせん断耐力式¹⁾で評価を行った⁴⁾⁵⁾⁶⁾。これらの対策により、補強後は可能な限り耐震性能2（限界状態2）を確保する耐震目標とした。表-1に、国土交通省の通達を参考に設定した耐震補強後の目標とする耐震性能を示す⁷⁾。

表-1 耐震補強後の支承および落橋防止システムの耐震性能

耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベル	耐震補強において考慮する支承部及び上部構造に生じている状態		
	レベル1地震動まで	レベル1～レベル2地震動まで	支承部の破壊後
レベル2地震動に対して落橋等の大きな被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	支承部(支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等)に変状や損傷が生じない。	既設の支承部(支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等)に変状や損傷が生じるため、支承部は機能を喪失する。	桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。

4. 曲線の影響に関する検討

竣工時の設計では曲線の影響が考慮されていなかったため、3次元線形はりモデルによる現況線形動的解析を行い、図-3に示す加震方向に対する影響検討を行った。その結果、レベル2地震動タイプIIの応答が若干大きい応答結果が得たため、タイプII-I波形を用いて曲線の影響および補強検討を行った。

(1) 解析モデル

現況の解析モデルは図-2に示すような3次元線形はりモデルとした。上部工、橋台躯体および鋼製ロックンギ橋脚はすべて全断面有効剛性の線形モデルとし、躯体下端に基礎ばね（集中ばね）を設置した。部材減衰定数は、鋼上部工およびロックンギ橋脚は2%、RC躯体は5%、基礎ばねはI種地盤であるため10%とした。粘性減衰はRayleigh型減衰とした。

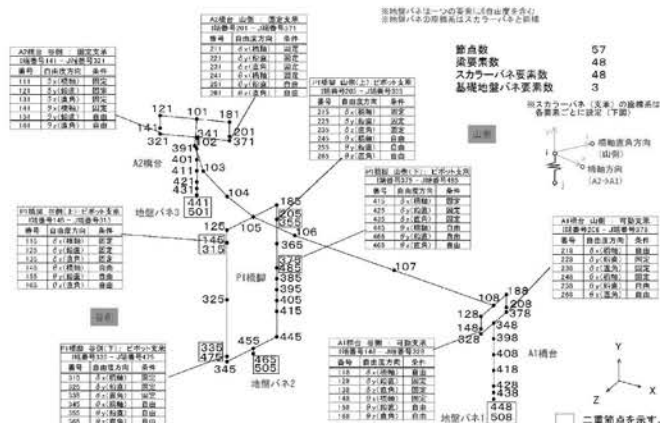


図-2 3次元動的解析モデル図

曲線橋の固有振動モードは、全体座標系の設定により変わってくる。本検討では、図-3に示すようにA1橋軸方向をX軸とする全体座標系を設定し固有値解析を行ったところ、ロックンギ橋脚がX軸（A1橋軸方向）に変形する振動モードが卓越し、その固有周期は0.2（sec）であった。



番号	加震方向	x軸との角度 θ [°]
①	A1橋軸	0.00
②	A2橋軸直角	19.21
③	45°	45.00
④	P1橋軸直角	75.07
⑤	A1橋軸直角	90.00
⑥	A2橋軸	109.21
⑦	135°	135.00
⑧	P1橋軸	165.07

図-3 曲線加震方向影響検討図

曲線の影響に対する検討は図-3の①～⑧の方向に対して行い、3で設定した目標とする耐震性能の観点から（2）～（4）の3項目に着目して行った。

(2) ロックンギ橋脚上端の応答加速度と応答変位

各加震方向に対するロックンギ橋脚位置の上部工応答加速度と応答変位に着目した検討結果を図-4に示す。この結果より、本検討対象橋梁では、ロックンギ橋脚に最も大きな加速度と変位を生じさせる加震方向は「②A2橋軸直角方向」であることを明らかにした。また、固有周期0.2(sec)に対応するタイプII加速度応答スペクトルとほぼ同等な1600gal程度の最大加速度が発生していることを確認した。

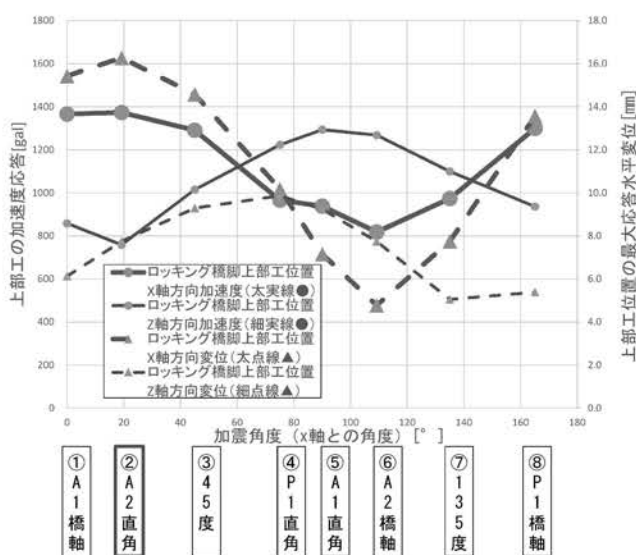


図-4 ロックンギ橋脚上の上部工応答加速度と応答水平変位

(3) 橋台部の支承応答水平力

熊本地震では、橋台部の支承およびRC突起の変位制限構造が損傷し、ロッキング橋脚の許容水平変位を超える上部工変位が生じたことが府領第一橋の主要な落橋原因と考えられる⁴⁾⁵⁾⁶⁾。よって、図-4の①～⑧に対し各々の加震方向に対する橋台支承部の応答水平力に着目した結果を図-5に示す。

図-5から、「②A2橋軸直角方向」・「③45°方向」・「⑥A2橋軸方向」の加震方向の支承水平力が曲線の影響により大きくなる結果となった。

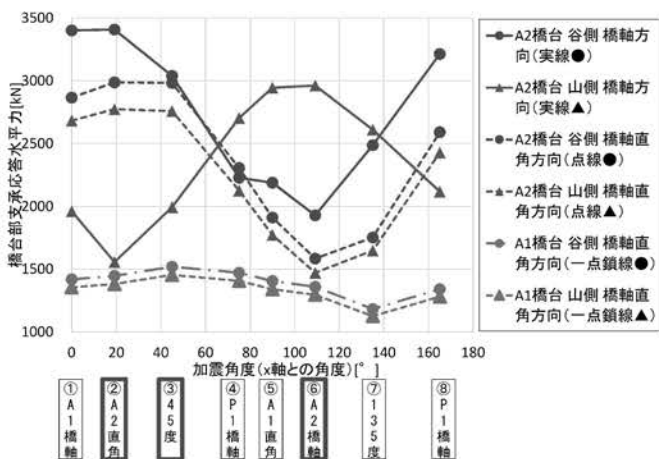


図-5 A1 橋台および A2 橋台の支承応答水平力

(4) ロッキング橋脚の応答水平変位

ロッキング橋脚山側（脚高が低い）および谷側（脚高が高い）の上下端の相対変位に着目した検討結果を図-6に示す。この結果は、(2)の傾向と同様な傾向を示しX軸方向の応答値が最も大きな水平変位量が生じる加震方向は「②A2橋軸直角方向」であることが明らかとなった。

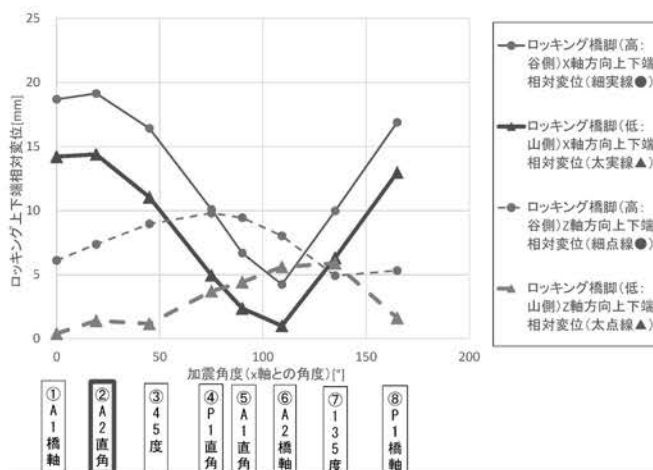


図-6 ロッキング橋脚（山側と谷側）の水平変位

(5) 曲線橋の地震時挙動検討に関するまとめ

(2)～(4)の検討結果に基づいて、耐震補強設計に用いる加震方向を決定した。加震方向に対してタイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動の比較を行い、以下の加震方向と入力地震動の組み合わせが本橋の応答に大きな影響を与えることを明らかとした。

- ・A2橋軸直角方向加震（タイプⅡ地震動）
- ・A2橋軸方向加震（タイプⅠ地震動）
- ・45°方向加震（タイプⅡ地震動）

5. 現況状態の耐震性能評価

現況モデルのレベル2地震動に対する耐震性能照査を、3次元線形動的解析により実施した。なお、竣工年次が古いため、レベル1地震動に対しても4の結果に基づいた加震方向による解析を行い支承の耐震性能の照査を行った。

(1) 耐震性能 1¹⁾相当の性能評価結果

- ・A1 橋台支承部（可動）の橋軸方向水平変形量は、支承の移動可能量以内となり、「耐震性能 1」¹⁾を満足している結果を得た。また、固定である橋軸直角方向に対しても許容耐力以内となる結果を得た。
- ・ロッキング橋脚の上下端の相対変位量は、ピボット支承の限界回転角に相当する水平変位量以内となり「耐震性能 1 相当」¹⁾を満足している結果を得た。



ロッキング橋脚の許容水平変位量
低い方の柱高5095mm × tan0.06(rad)
=290mm

図-7 ロッキング橋脚の許容水平変位

- ・A2 橋台支承部（固定）は、橋軸方向および橋軸直角方向ともに許容耐力を超える水平力が発生し、「耐震性能 1」¹⁾が確保されていないことが明らかとなった。
- ・A1 橋台および A2 橋台基礎は、転倒・滑動・支持)に対する許容値を満足し、「耐震性能 1」¹⁾を満足している結果を得た。

（２）耐震性能 2¹⁾相当の性能評価結果

- ・A1 橋台支承部（可動）橋軸方向水平変形量は、支承の移動可能量を超える水平変形量が生じ、レベル 2 地震時に損傷する結果を得た。
- ・A2 橋台支承部（固定）に発生する水平力は、橋軸方向および橋軸直角方向ともに許容耐力を超える水平力が発生し、レベル 2 地震時に損傷し「耐震性能 2 相当」¹⁾が確保されていない結果を得た。

（３）耐震性能 3¹⁾²⁾相当の性能評価結果

平成29年道示²⁾に基づいて、落橋防止システムの照査を行った結果を表-2に示す。

- ・橋軸方向：H29道示基準では、落橋防止装置の設置は不要である。
- ・橋軸直角方向：H29道示基準では、落橋防止装置の設置は不要である。
- ・回転方向：H29道示基準では、横変位拘束構造の設置が必要である。

このとき、3に記述した耐震補強方針より、桁かかり長よりかなり短い距離で、ロッキング橋脚の限界回転角に相当する水平変位を超えさせないように橋軸方向の落橋防止装置（緩衝チェーン）および橋軸直角方向の横変位拘束構造を支承損傷後に機能させ、両端橋台をほぼ固定化させることが必要である。

表-2 落橋防止システムの照査概要

		耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3	本橋の対応方針
	A1	○	×	—	そのまま使用
既設支承	A2	×	×	—	水平力分担構造を設置
	P1	○	×	—	そのまま使用
落橋防止構造 (回転: 橋軸方向)	A1	—	—	×	緩衝チェーンを設置
	A2	—	—	×	緩衝チェーンを設置
横変位拘束構造 (回転: 直角方向)	A1	—	—	×	橋座中央にRC突起を設置
	A2	—	—	×	橋座中央にRC突起を設置

6. ロッキング橋脚の損傷シナリオ

ロッキング橋脚の損傷シナリオを、4. 曲線の影響検討結果および5. 現況状態の照査結果を基に可能性の高い順からa)～c)の3パターンを想定した。

a) A2橋台橋軸直角方向に上部工が変形する場合の損傷順序

ロッキング橋脚が最も地震時に変形しやすくかつ支承水平力が大きくなる加震方向を想定したときの損傷順序を表-3に示す。「①A2橋台支承損傷」→「②A1橋台支承損傷」→「③A2橋台横変位拘束構造損傷」→「④A1橋台横変位拘束構造損傷」→「⑤ロッキング橋脚許容水平変形量を超える」→「⑥桁かかり長」の損傷順序となる。

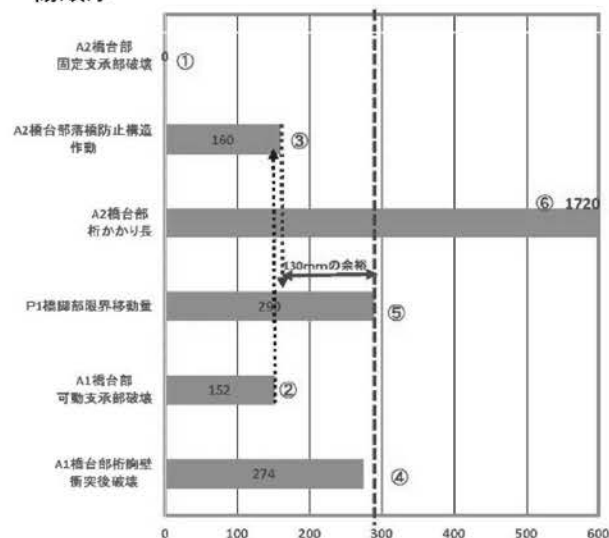
表-3 A2 橋台橋軸直角方向に上部工が変形した場合の損傷順序



b) A2橋台橋軸方向に上部工が変形する場合の損傷順序

A2橋台橋軸方向に上部工が変形した場合の損傷シナリオを表-4に示す。「A2橋台支承損傷」→「②A1橋台支承損傷」→「③A2橋台落橋防止構造損傷」→「④A1橋台胸壁損傷」→「⑤ロッキング橋脚許容水平変形量を超える」→「⑥桁かかり長」の損傷順序となる。

表-4 A2 橋台橋軸方向に上部工が変形した場合の損傷順序



c) A1橋台橋軸方向に上部工が変形する場合の損傷順序

A1橋台橋軸方向に上部工が変形した場合の損傷シナリオを表-5に示す。「A2橋台支承損傷」→「②A1橋台支承損傷」→「③A1橋台落橋防止構造損傷」→「⑤ロッキング橋脚許容水平変形量を超える」→

表-5 A1 橋台橋軸方向に上部工が変形した場合の損傷順序

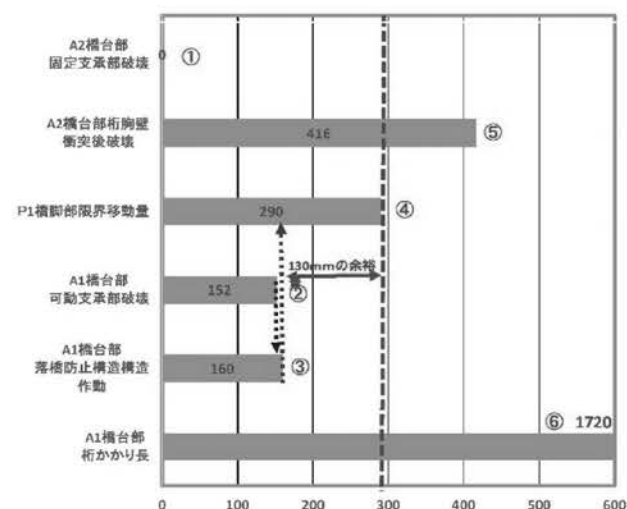


図-8 橋台部の補強後モデル(1)

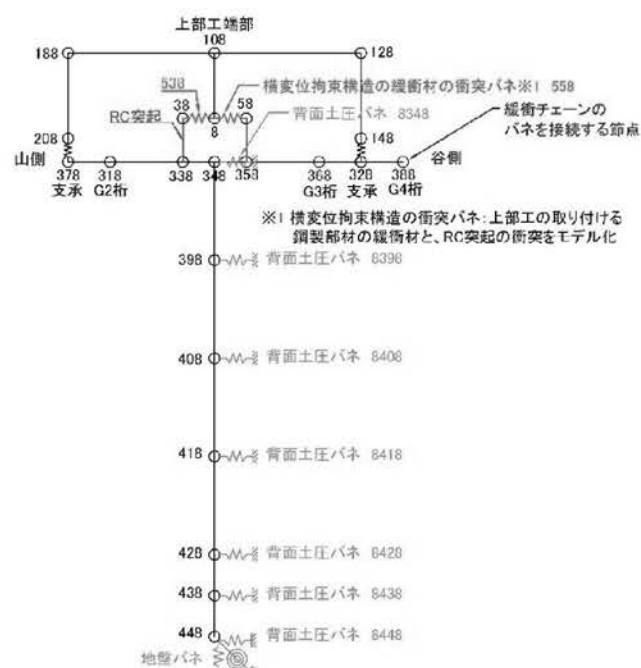


図-9 橋台部の補強後モデル(2)

耐震補強後モデルに対し、最もロッキング橋脚の応答値が大きくなる「A2橋台橋軸直角方向」にタイプⅡ地震動を作用させ、「損傷シナリオa」に対する照査を行った結果を以下に示す。

補強後の解析モデルは、現況解析モデルから、落橋防止構造を含むa)～e)の点を追加した。

橋台部の追加モデルを図-8、図-9に示す.

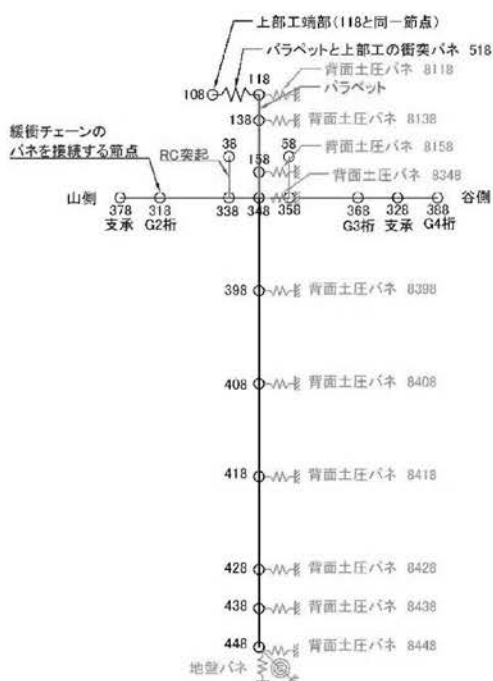


図-8 橋台部の補強後モデル(1)

橋台部支承は、支承部材耐力を求め、支承耐力をピークとするバイリニア型のモデル化を行った。支承損傷後は、図-10のように上部工との間に摩擦力が作用すると考えられる⁴⁾が、支承損傷後の剛性低下の負勾配をモデル化することが困難である。また、本補強方針では支承損傷後に落橋防止構造を機能させ上部工変形を小さく抑える方針であることから、履歴によるエネルギー吸収も小さくなるため、非線形バイリニア履歴モデルを採用した。

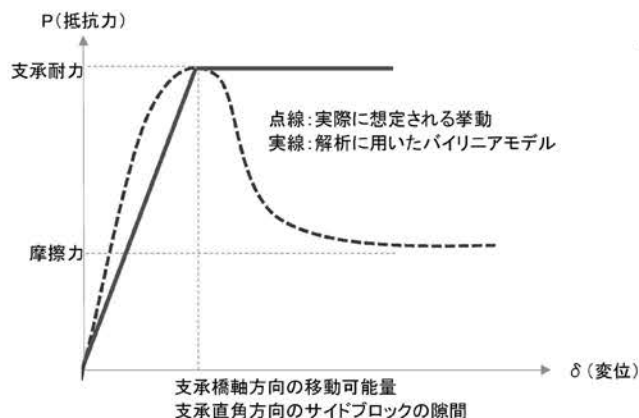


図-10 橋台部の支承非線形モデル化

パラペットはフーチングに固定されたウイング剛性を考慮した線形モデル化とし、パラペット背面には参考文献8)を基に橋台背面土を受動土圧強度を上限とするバイリニア型でモデル化した。図-11にパラペット部のモデル図を示す。

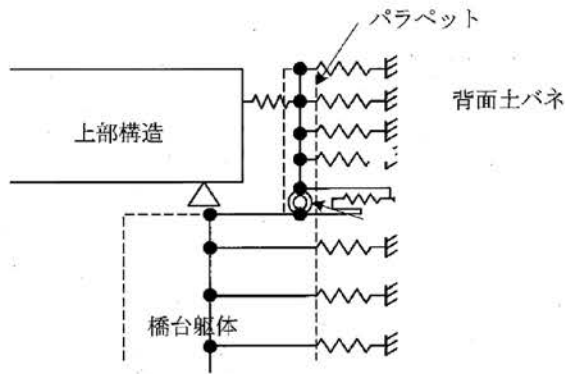


図-11 橋台パラペットのモデル化

c) パラペットと上部工の衝突ばね

パラペットと上部工の衝突ばねは、参考文献9)を基に算出し、解析上安定する数値を設定した。

$$K_p = n \cdot E \cdot A / L$$

K_p : 衝突ばね定数 (kN/m)

n : モデル分割数

E : 上部工床版部 (コンクリート) の弾性係数 (N/m²)

A : 上部工床版部 (コンクリート) の断面積 (m²)

L : 桁長 (m)

d) 緩衝チェーンのばね

橋軸方向落橋防止装置である緩衝チェーンは、参考文献10)を基に、実験結果から推定を行い、図-12に示すトリリニア型のモデル化を行った。

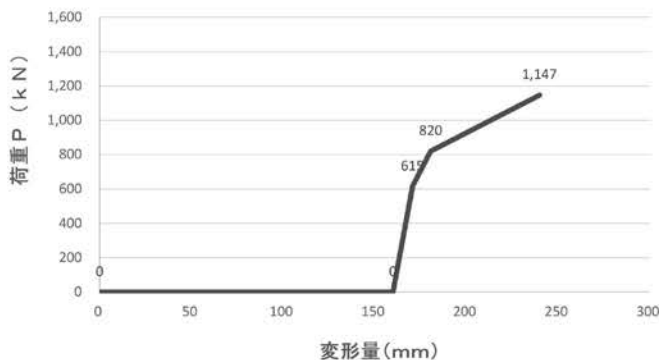
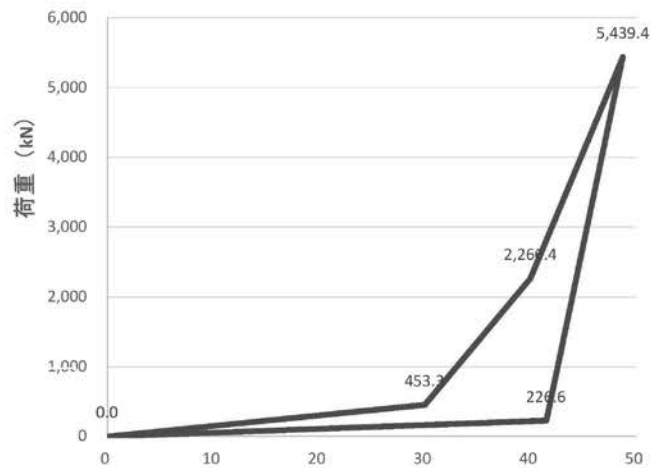


図-12 緩衝チェーンのモデル化

e) 横変位拘束構造の非線形特性

橋軸直角方向の横変位拘束構造は、RC壁を下部工の固定端として設定し、参考文献11)を基に緩衝ゴム (クロロプレンゴム厚50mm) の圧縮方向に対して図-12に示すトリリニア型のモデル化を行った。なお、支承部と同様な理由により、剛性低下時の負勾配は考慮していない。設計では、衝突力を緩和させるため、支承損傷直後に緩衝ゴムがすぐに作用するように主桁ウェブとRC壁の遊間量を0とした。横変位拘束構造に設置する非線形モデルを図-13に示す。



緩衝材の変位 (mm)

図-13 横変位拘束構造の緩衝ゴムのモデル化

(2) 固有値解析結果および最大応答値図

補強後モデルの固有値解析を行った1次振動モードを図-14に、3次振動モード図を図-15に示す。モデル化の全体座標系の設定により固有周期は変化するが、本橋の主要な振動モードは0.2~0.3 (sec)程度であり短周期領域に存在すると考えられる。

時刻歴応答解析 (非線形直接積分法)
モード次数 = 1
固有周期 = 0.331 (sec)

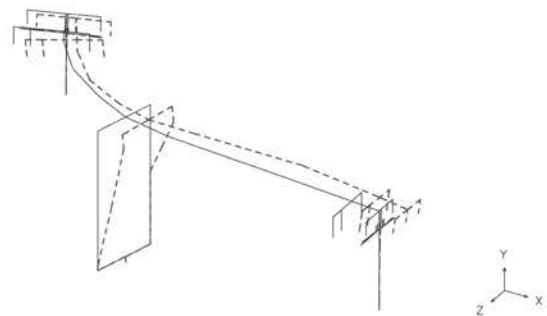


図-14 1次振動モード図

モード次数 = 3
固有周期 = 0.230 (sec)

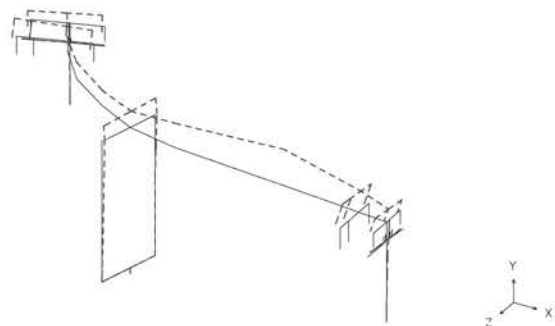


図-15 3次振動モード図

A2橋台橋軸直角方向加震（タイプⅡ-I-1波形）による最大応答加速度図および変位図を図-15～図-18に示す。

X軸方向加速度 A-X（最大値）

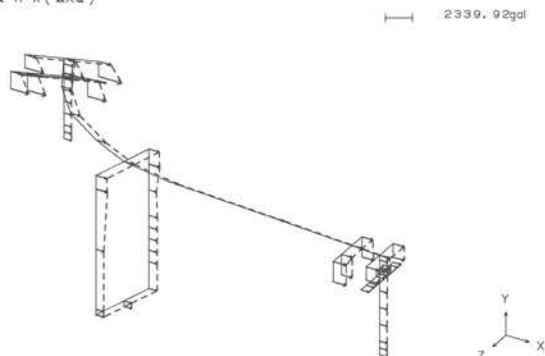


図-15 最大応答加速度図（X軸方向）

Z軸方向加速度 A-Z（最大値）

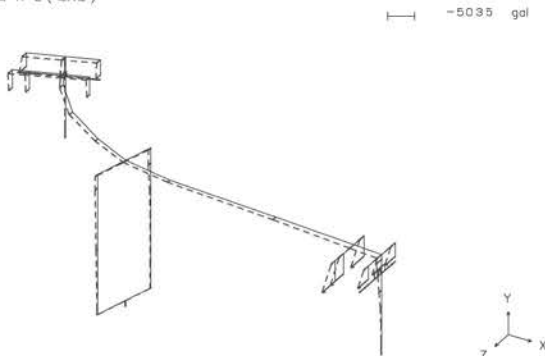


図-16 最大応答加速度図（Z軸方向）

X軸方向変位 D-X（最大値）

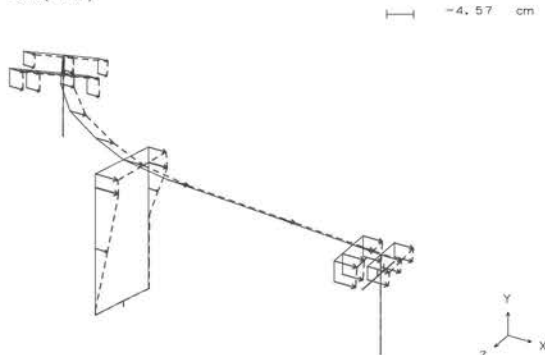


図-17 最大応答変位図（X軸方向）

Z軸方向変位 D-Z（最大値）

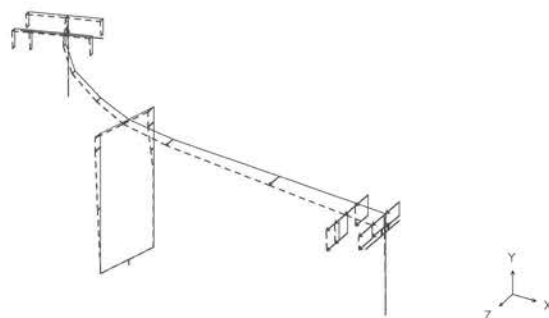


図-18 最大応答変位図（Z軸方向）

（3）照査結果

A2橋台橋軸直角方向加震時（シナリオa）の補強後モデルの照査結果を表-7に示す。

- ・ ロッキング橋脚のレベル2地震時最大変形量は50mm弱であり、ピボット支承の許容水平変位量290mmに達しないため、鉛直力支持機能を確保することが可能である（耐震性能2相当および耐震性能3相当）¹⁾。

- ・ 横変位拘束構造の変位拘束効果により橋軸直角方向の応答変位を制限することができる。このとき、横変位拘束構造のRC突起のせん断耐力は、熊本地震による損傷形態を踏まえたH24道示¹⁾に規定される橋座式の押し抜きせん断耐力以内となる（耐震性能2相当および耐震性能3相当）¹⁾。

- ・ 桁とパラペットは衝突するが、パラペットは降伏以内およびせん断耐力以内であり、A1橋台およびA2橋台橋軸方向の変位を拘束することができる（耐震性能2相当および耐震性能3相当）¹⁾。

- ・ 橋軸方向の緩衝チェーンは、レベル2地震時にはほとんど機能しなかったため、フェイルセーフ機能の役割を確保している。（耐震性能3相当）¹⁾

表-7 補強後の照査結果

項目	部位		照査結果
緩衝チェーン（落橋防止構造）	A1橋台	山側	動的解析応答値＜許容耐力 * 緩衝チェーンの応答値は0であったため、フェイルセーフ機能が確保されている。
		谷側	
	A2橋台	山側	
		谷側	
RC突起（横変位拘束構造） 上部工取付鋼製部材（横変位拘束構造）	A1橋台	山側	動的解析応答値＜許容耐力 * RC突起の許容耐力は、H24道示の橋座式で算出している。
		谷側	
	A2橋台	山側	
		谷側	
ロッキング橋脚の上下端相対変位	PI橋脚	山側	動的解析応答値＜ピボット支承の許容水平変位量
パラペット	A1橋台		動的解析応答値＜曲げ耐力およびせん断耐力
	A2橋台		

8. まとめ

・本橋のように2径間の橋梁で、ロッキング橋脚の自立補強が困難である場合、支承損傷後に、固定化に近い状態となるような落橋防止構造を両端橋台に設置し、地震時の上部工変形量を抑えることでロッキング橋脚のピボット支承が損傷せず、鉛直支持機能を確保させることで耐震性能2相当¹⁾を確保することが可能となった。

・熊本地震による変位制限構造の被災状況からRC突起の横変位拘束構造のせん断耐力を、平成24年道示IV・下部構造編¹⁾に規定される橋座式の押抜きせん断耐力以上を確保した。今後、横変位拘束構造のせん断耐力の評価方法に対し、実験を行い設計において性能を確保できる耐力評価の研究が必要である。

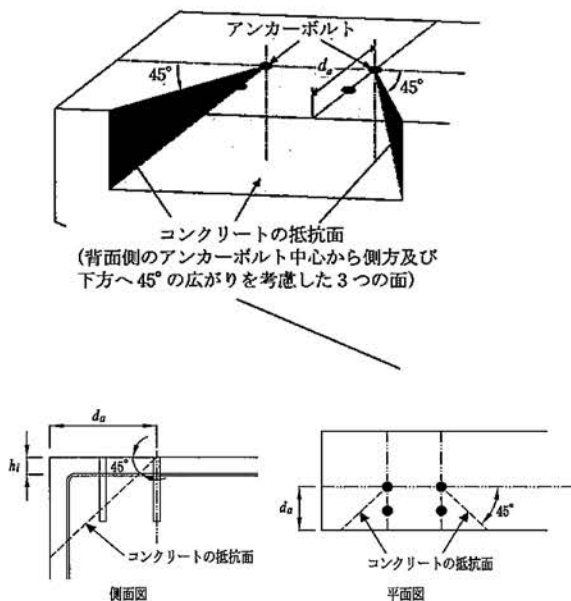


図-16 橋座部の押し抜きせん断破壊イメージ¹⁾

・衝突が生じる現象は橋梁形式により異なり、未解明な部分もある。今後、性能を確保する解析モデルを作成する上で、各非線形モデルや減衰モデルの設定等に対し、更なる研究とプログラムソフトの開発が必要である。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 I～V, 日本道路協会, 2012年3月
- 2) 道路橋示方書・同解説, I～V, V耐震設計編, 日本道路協会, 2017年12月
- 3) ロッキング橋脚を有する橋梁の耐震性能照査および耐震補強設計について, 国土交通省事務連絡, 2016年10月
- 4) 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する報告書, (公社)土木学会, 2018年3月
- 5) 幸左賢二, 高橋良和, 金山亨, 後藤僚一, 府領第一橋梁の損傷形態について, 第20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, 2017年7月
- 6) 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, 2018年7月
- 7) 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料, 国総研資料第700号・土研資料第4244号, 2012年11月
- 8) 両端部に橋台を有する既設連続桁橋梁の地震時挙動に関する研究, 既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集 pp23～30, 西岡勉・運上茂樹
- 9) 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集 NO. 675/I-55, 川島一彦, 2001年
- 10) 落橋防止構造設計ガイドライン(案), 土木研究センター, 平成17年7月
- 11) 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集 NO. 612, 川島一彦, 1999年