

ロッキング橋脚の地震時変位を抑制した耐震補強設計

後藤僚一¹・新井雅之²・横田貴大¹・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、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を生じたため逸脱し、鉛直力支持機能を失い落橋に至った事例が発生した。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年道路橋示方書²⁾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。鉄道橋では、ピボット支承へのリンク補強¹⁶⁾や鋼製柱間のブレース補強などロッキング構造を生かした研究開発が行われている。

筆者らは、耐震補強の新たな一例として、2016年熊本地震により落橋した府領第一橋の原因分析報告

や対策検討例⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾を基に、落橋を防ぐフェイルセーフ構造の一部に位置づけられる横変位拘束構造を積極的にレベル2地震動に対して抵抗機能させ、ロッキング橋脚に生じる地震時変形量を小さくする構造とし、L字型の曲線橋の地震時振動特性の把握を行い、ロッキング橋脚のピボット支承が許容限界回転角以内となりレベル2地震時に自立可能となるような補強設計を行った⁸⁾。なお、横変位拘束構造のせん断耐力は、平成24年道路橋示方書¹⁾の橋座部のせん断耐力式により確保した⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

本論文は、上記の手法と同様に、落橋防止システムを有効活用した地震時変位を抑制する補強設計の考え方を取り入れ、ロッキング橋脚の補強が困難な立地条件である鉄道を跨ぐ2径間連続鋼鈹桁橋を対象に、耐震性能2相当を確保した補強設計を行い、その結果と考察について報告をするものである。

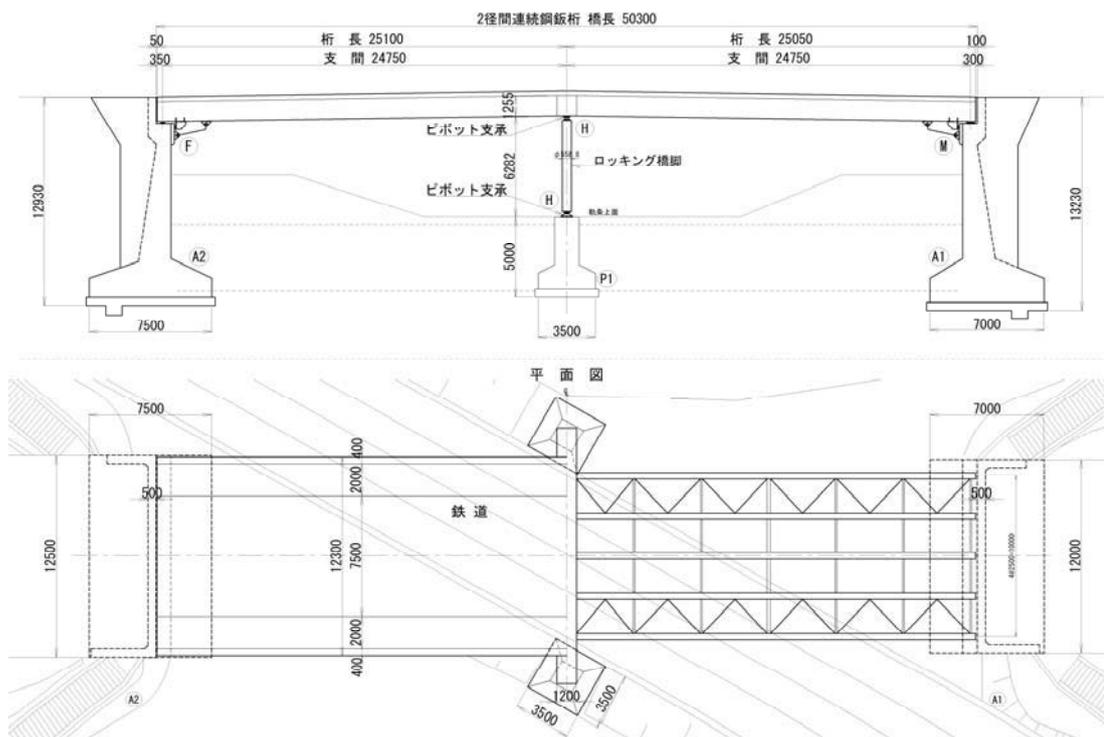


図-1 検討対象橋梁

2. 検討対象橋梁の概要

検討対象橋梁の側面図，平面図を図-1に示す。本橋は，緊急輸送路上に位置し，竣工後40年程度経過した橋長50.3mの2径間連続鋼鈹桁橋である。過年度に平成14年道路橋示方書に準拠した落橋防止システムの耐震補強が行われており，橋台の線支承部橋軸方向および橋軸直角方向に変位制限構造，橋軸方向の落橋防止装置（緩衝チェーン）が施工済みであった。また，ロッキング橋脚2柱間に位置する鉄道を跨ぐ構造であり，橋脚補強そのものが困難な制約条件を有している。

3. 目標とする耐震性能および耐震補強方針

本橋は，自立可能となるロッキング橋脚のRC壁化や橋脚基礎補強が困難である。よって，耐震補強方針は，府領第一橋の落橋の原因⁴⁾⁵⁾⁶⁾を踏まえ，橋台線支承損傷後に，固定化に近い状態となるように両端橋台に施工された変位制限構造を補強し，参考文献8)のようにレベル2地震時に生じるロッキング橋脚に生じる水平変位量をピボット支承の限界回転角に相当する水平変位量以内に抑え，既存のロッキング橋脚の鉛直支持機能を維持することで，可能な限り耐震性能²⁾を確保することを目標とした。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×ピボット支承限界回転角0.06(rad)」に相当する水平変位となる。表-1に，耐震補強後の目標とする耐震性能を示す⁹⁾。

表-1 落橋防止システム等の耐震性能照査表

照査項目	橋台NO	耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3
*桁かかり長	A1	—	—	○(照査OK)
	A2	—	—	○(照査OK)
*H14道示変位制限構造(橋軸方向)	A1	—	★	—
	A2	—	★	—
*H14道示変位制限構造(橋軸直角方向)	A1	—	★	—
	A2	—	★	—
*落橋防止構造(橋軸方向)	A1	—	—	★
	A2	—	—	★
線支承	A1	○(照査OK)	—	—
	A2	○(照査OK)	—	—
橋台安定計算	A1	○(照査OK)	—	—
	A2	○(照査OK)	—	—

* 過年度にH14道示基準による施工済み項目

* ○印：照査の結果OKである項目，★印：動的解析による性能照査が必要な項目

4. 解析モデル

解析モデル概要図を図-2に示す。

各部材のモデル化は以下のとおり設定した。

a) 橋台部支承

橋台部既存支承は，図-3のように支承が損傷するまでは支承耐力をピークとし，損傷後の最小耐力は上部工との間に摩擦力が作用すると考えられる⁴⁾。本解析では，A1可動支承移動量100mmおよび固定条件に対しては5mmの隙間を考慮したバイリニアモデルの設定を行った。

具体的には，支承損傷直後の挙動に着目した支承耐力をピークとする非線形特性①モデルと支承損傷後の挙動に着目した上部工と支承ベースプレートや上部工と下部工コンクリートとの摩擦力をピークとする非線形特性②モデルの2つのタイプを設定した。支承非線形モデルのイメージ図を図-3に示す。

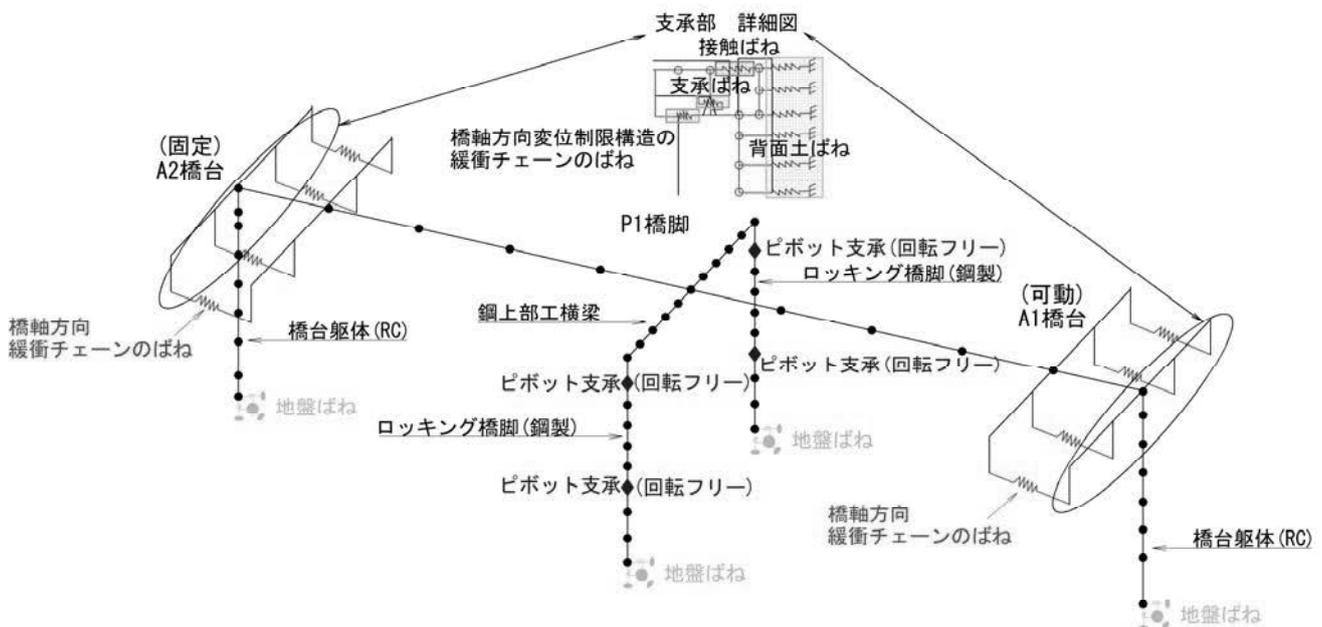


図-2 解析モデル概要図

非線形特性②モデルでは、支承損傷後の橋軸方向の摩擦係数を鋼部材と鋼部材が接触する $u=0.25$ とし、橋軸直角方向の摩擦係数は、鋼部材とコンクリートが接触する $u=0.6$ と設定した¹⁰⁾¹¹⁾。実際の支承損傷後の挙動は、兵庫県南部地震後の研究から支承ヒューズ論が成立しないことが解明されているため、支承や伸縮装置の損傷部材が上部工に引っ掛かる等の事象により、図の点線のように概ね①と②の間もしくは①と同等程度の地震力が下部工に伝わると推察される。なお、線支承高は120mmと小さく、損傷後の路面段差による橋の供用性への影響は小さい。

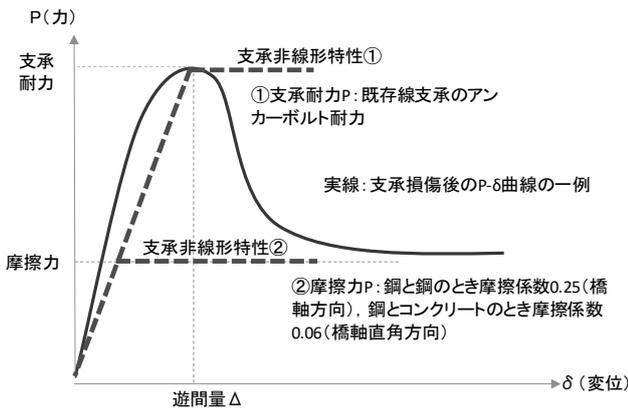


図-3 橋台部の支承非線形モデル化

b) 橋台パラペットモデル

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とし、パラペット背面には参考文献12)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ばねモデル化した(図-4)。

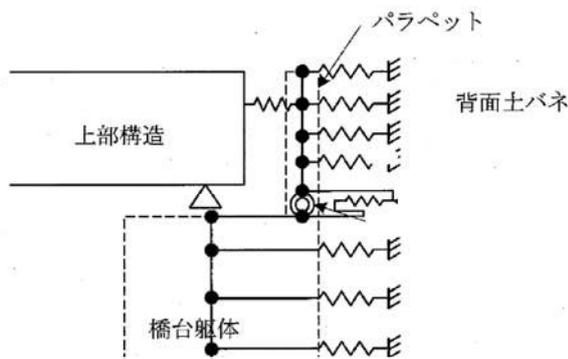


図-4 橋台部のモデル化

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13)を基に算出し、解析上安定する定数を設定した。

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

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) 変位制限構造および緩衝チェーンのばね

既存耐震補強済の橋軸方向と橋軸直角方向の変位制限構造概要を図-5および図-6に示す。

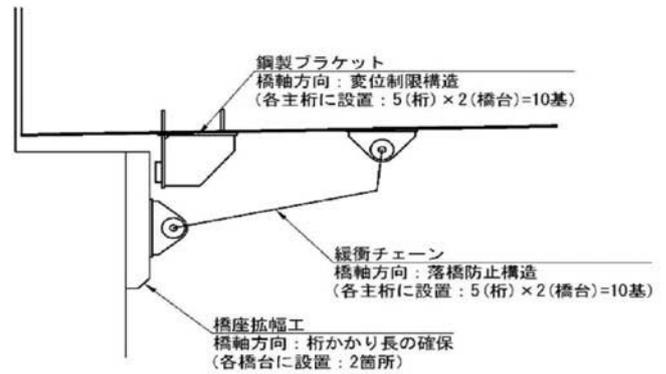


図-5 橋軸方向変位制限構造および落橋防止構造図

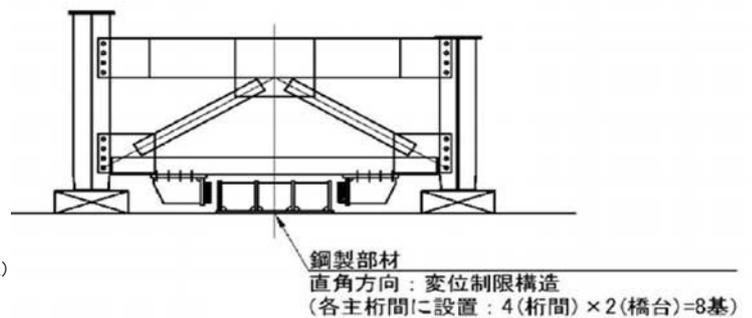


図-6 橋軸直角方向変位制限構造図

変位制限構造のモデル化は、鋼製ブラケットと緩衝ゴムの遊間量を考慮し、衝突後は参考文献14)を基に緩衝ゴムの圧縮方向に対して衝突力を緩和するゴム剛性を持つ非線形弾性のトリリニア型のモデル化を行った。

図-7に図-5のA1橋台橋軸方向に取り付けられた既存の変位制限構造緩衝ゴムの非線形弾性モデル図を示す。

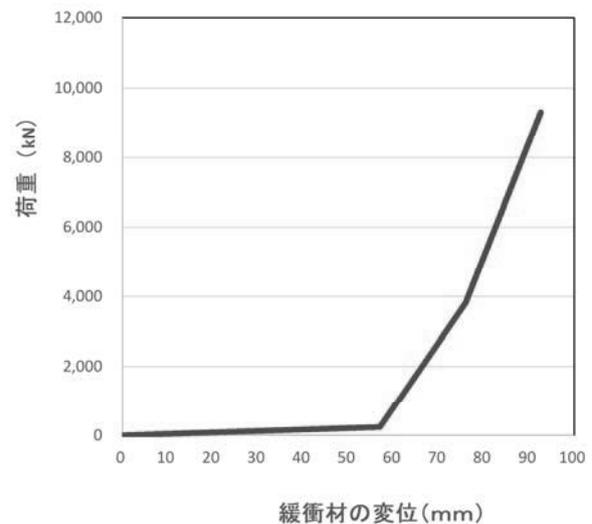


図-7 変位制限構造緩衝ゴムモデル図

橋軸方向の落橋防止装置である緩衝チェーンは、参考文献15)の実験結果から推定を行い、図-8に示す非線形弾性のトリニア型のモデル化を行った。

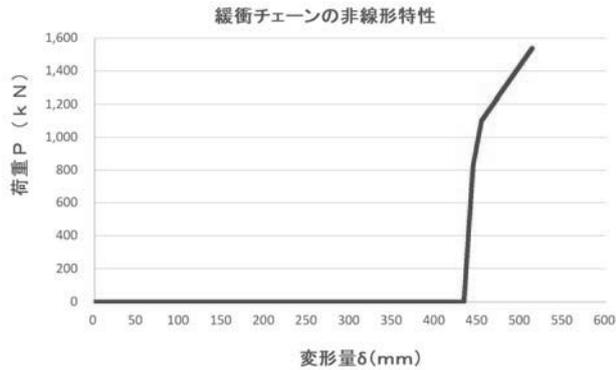


図-8 落橋防止構造（緩衝チェーン）のモデル化

d) 基礎ばね

基礎ばねはフーチング下端に集中ばねを設置した。地盤種別は、Ⅲ種地盤である。

5. 地震動特性の違いによる地震応答特性と考察

(1) 橋軸方向の損傷シナリオの想定

橋軸方向の損傷シナリオは、「損傷シナリオ① (A1 (可動) → A2 (固定)) に上部工が移動する場合」と「損傷シナリオ② (A2 (固定) → A1 (可動)) に上部工が移動する場合」の2つのパターンが考えられる。

両ケースとも、施工済みの変位制限構造および落橋防止構造（緩衝チェーン）が機能すれば、ロッキング橋脚の変形量が図-9に示すピボット支承の限界回転角 (0.06rad) に相当する水平変位量379mm以下となり、耐震性能2相当の耐震性能を確保することが可能となる。

表-2 損傷シナリオ① (A1→A2 移動)

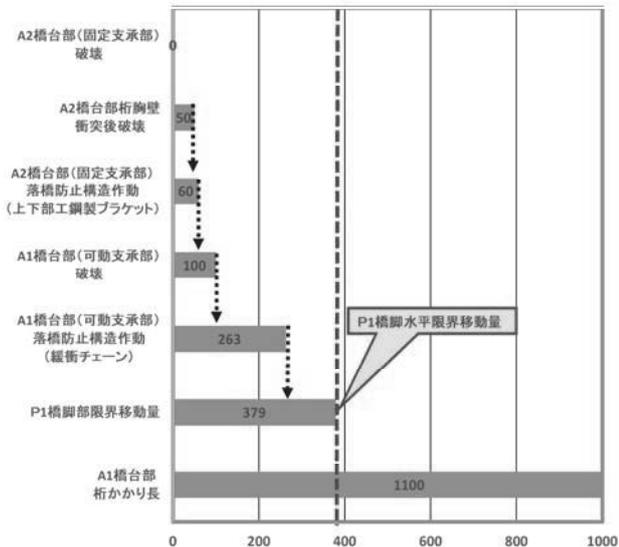


表-3 損傷シナリオ② (A2→A1 移動)

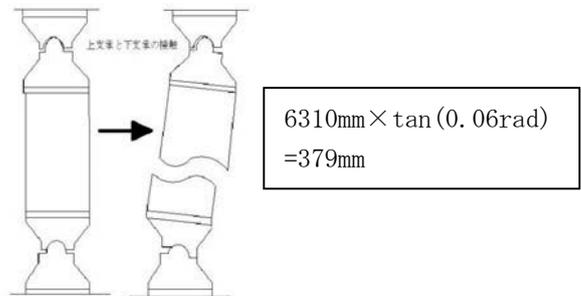
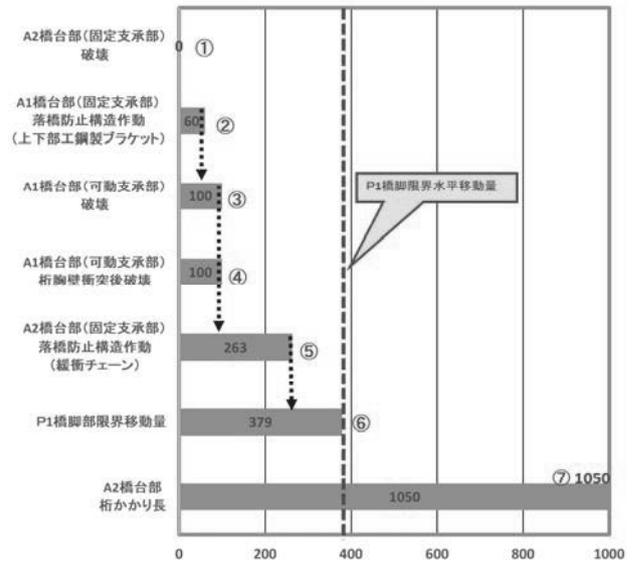


図-9 P1 ロッキング橋脚の限界水平変位量

(2) 地震動特性の違いによる地震応答特性および照査結果

a) 固有値解析結果

橋軸方向1次振動モードを図-10に、橋軸直角方向1次振動モード図を図-11に示す。

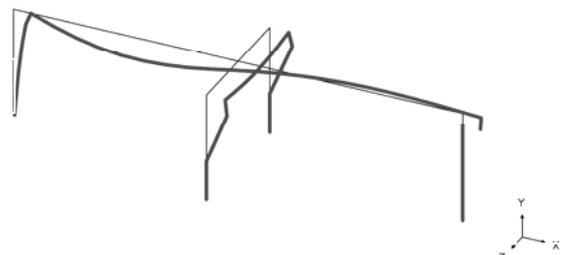


図-10 橋軸方向1次振動モード (T=0.54sec)

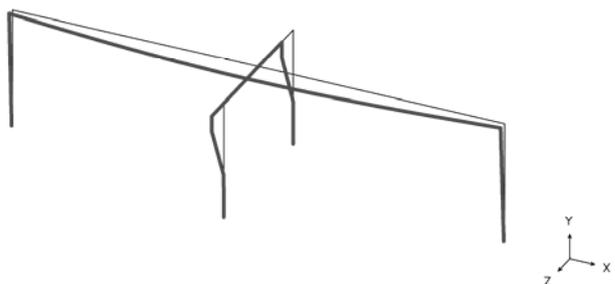


図-11 橋軸直角方向1次振動モード (T=0.33sec)

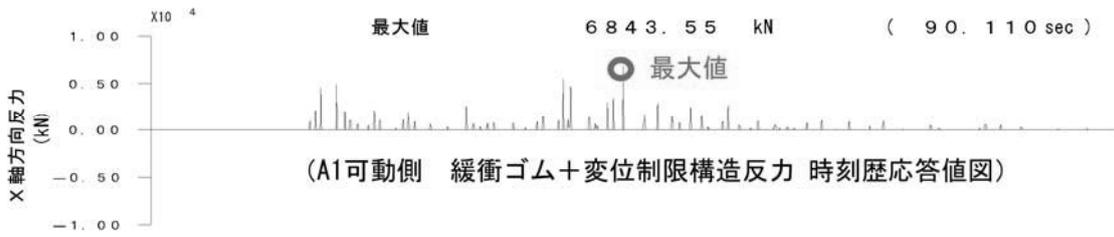


図-12 タイプ I-III-2 波形 時刻歴応答値図 (現況橋軸方向：支承非線形②モデル)

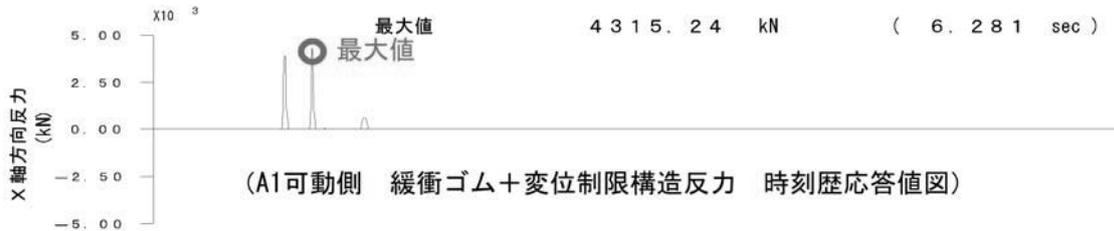


図-13 タイプ II-III-2 波形 時刻歴応答値図 (現況橋軸方向：支承非線形①モデル)

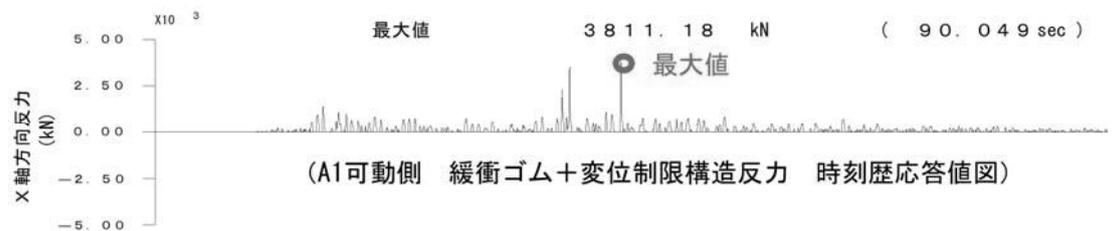


図-14 タイプ I-III-2 波形 時刻歴応答値図 (遊間小+緩衝ゴム厚補強後：支承非線形②モデル)

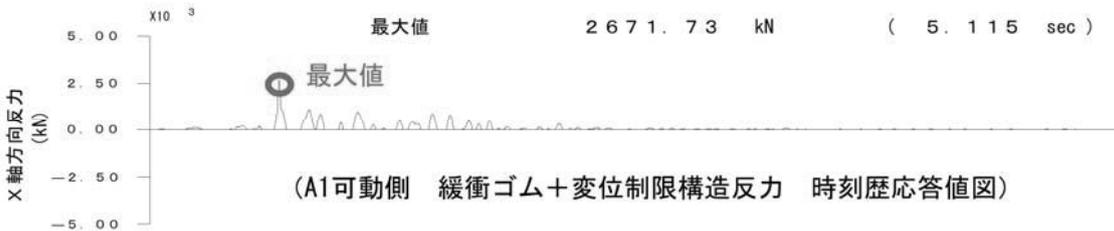


図-15 タイプ II-III-2 波形 時刻歴応答値図 (遊間小+緩衝ゴム厚補強後：支承非線形②モデル)

b) 橋軸方向解析結果および補強検討結果

現況モデルでの橋軸方向解析の結果、以下の順序で部材が損傷する結果を得た。

(STEP1) A2固定支承が最初に損傷する。

(STEP2) A1可動側橋軸方向変位制限構造に衝突し、3000(cm/sec²)程度の大きな衝突加速度が発生する。既存のA1可動側変位制限構造が損傷する。

このとき、タイプ I 地震動では支承損傷後に衝突を繰り返した状態の中で、非線形特性②モデルのケースで最大応答値が発生した(図-12参照)。タイプ II 地震動では、支承損傷直後の衝突回数が少なく初回または2回目の衝突の時、非線形特性①モデルのケースで最大応答値が発生した(図-13参照)。

(STEP3) STEP2の衝突の反動により、上部工がA2側橋台パラペットに衝突する。照査の結果、パラペットは許容耐力以内であり破壊しないことを確認した。

なお、緩衝チェーンには力が作用しない結果を得た。

c) 橋軸直角方向解析結果

現況モデルで、橋軸直角方向加震による非線形動的解析を行った結果、タイプ I およびタイプ II 地震動の両方の解析結果において、道示に規定された固有周期に相当する1400(cm/sec²)程度の加速度応答が発生することを確認した。

また、非線形特性①モデルおよび非線形特性②モデルの両方で、支承は損傷し、損傷後の上部工橋軸直角方向移動量が40mm程度発生するが、ロッキング橋脚の限界水平変位量379mm以内となる結果を得た。

また、既存橋軸直角方向変位制限構造に取りつく緩衝ゴムとの遊間量が50mmあるため、上部工と変位制限構造が衝突しないことから、押し抜きせん断を考慮した橋座耐力に影響はなく、支承は損傷するものの、現況状態で耐震性能2相当が確保されていることを確認した。

6. 耐震補強工法

衝突による変位制限構造への衝撃力や衝突加速度を小さくする方法として、上部工と変位制限構造の遊間量を小さくすることが効果的であることが報告されている⁷⁾⁸⁾。

よって、橋軸方向のA1可動側の上部工と緩衝ゴムの遊間量を60mmから温度変化移動量の15mmを確保できるように小さくし、A2固定側の遊間量は0mmとした。遊間量の調整は、緩衝ゴム厚くすることにより行い、図-7に示す剛性の傾きを小さくするように衝撃力を緩和できるようにした。

その結果、図-14および図-15に示すように、タイプI地震動およびタイプIIに対して、変位制限構造に作用する地震時応答値を40%程度小さくすることができた。その地震時応答値を用いて、既存の上部工側に取りつけられたA1可動側鋼製ブラケットの耐力を向上する改良を行った。

7. まとめ

(1) 参考文献8)と同様に、橋梁の振動特性を把握し、2径間のロッキング橋脚を有する橋梁の耐震補強設計を行う場合、支承損傷後に固定化に近い状態となるような落橋防止システムを両端橋台に設置し、地震時の上部工変形量を抑制する方法は、ロッキング橋脚のピボット支承の回転機能を有効範囲内とすることができ、鉛直支持機能を維持できるため、耐震性能2相当¹⁾を確保することが可能となる。よって、ロッキング橋脚の自立補強対策が困難である場合の有効な手法の一つであると考えられる。

(2) 本橋の解析では、タイプI地震動とタイプII地震動で、支承非線形特性のモデル化の違いにより支承損傷後の橋梁の挙動に明確な違いがみられた。これは、主に地震波形の周期成分特性と対象橋梁の振動特性の特徴に起因することが原因と考えられる。

鋼製支承の損傷過程と支承耐力については、まだ未解明な部分も多く、解析上のモデル化も含め今後の研究課題である。

(3) 支承を補強する変位制限構造や水平力分担構造、参考文献8)の横変位拘束構造の遊間量を小さくし、レベル2地震動に対して効果的に機能させることにより、地震時変位や地震時作用力を小さくすることが可能である。

現状、支承を補強する変位制限構造や水平力分担構造および上部工の回転挙動を制限する横変位拘束

構造の、遊間量や緩衝ゴム厚に関する設計上の明確な規定はない。特に、解析モデルと実際の遊間量の乖離が大きい場合は、性能を確保できない補強構造設計となる可能性があるため、実際の補強構造をイメージした遊間量を適切にモデル化に反映させることが必要である。また、衝撃を緩和するゴム材の緩衝効果も期待できるため、材料を含めたさらなる研究開発が望まれる。

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) 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, 第22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, 2019年7月
- 8) 後藤僚一, 新井雅之, 鈴木理絵, 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, 第22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, 2019年7月
- 9) 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
- 10) 渡邊高朗, 小澤潤治, 大野浩正, 北村達也, 鶴田賢二, 鋼材とコンクリートの摩擦性状に関する実験的研究, 東急建設技術研究所報, 2006年度
- 11) Friction Coefficient of Steel on Concrete or Grout, B. G. Rabbat, M. asce, H. G. Russell
- 12) 西岡勉, 運上茂樹, 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, 2002年11月
- 13) 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
- 14) 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
- 15) 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
- 16) 池田学, 芝寛, 吉田直人, 黒田智也, ピボット支承を有する旧式鋼橋の耐震性評価および補強法, 鉄道総研報告第25巻第2号, 2011年2月