

ロッキング橋脚の脚柱基部の浮き上がりの許容と制震デバイス付加による耐震補強

岐阜工業高等専門学校 正会員○水野 剛規

名古屋工業大学 フェロー会員 後藤 芳顕

1. はじめに：2016年の熊本地震ではロッキング橋脚を有する府領第一橋が落橋した。これを受けロッキング橋脚を有する橋梁についての今後の耐震補強の考え方として、ロッキング橋脚の単独で自立可能な完全自立構造と橋軸直角方向のみ自立可能な半自立構造が提言され、現在補強が進められている。ロッキング橋脚の完全自立化は、RC巻き立て、あるいは各橋脚の柱間に横梁やブレース材を設置することによって実現できると考えられるが、橋脚の橋軸直角方向の水平剛性が上昇するので、元のロッキング橋脚と異なり、橋脚には大きな水平地震力が作用し、これは基礎にも伝達される。そのため、橋脚を補強することの弊害として、これまで施工スペースに制約のある箇所でも数多く建設されてきたロッキング橋脚の基礎の補強の問題が顕在化する。そこで本研究では、ロッキング橋脚を有する橋梁の耐震補強において、容易でない基礎の補強を軽減するために、基礎に作用する地震力を低減する方策を解析的に検討する。

2. 柱基部の浮き上がり制と制震デバイス：ロッキング橋脚の橋軸直角方向の自立工法において、橋脚から基礎に作用する地震力を軽減させるため、図-2(b)に示すように柱基部の浮き上がり挙動を許容して、橋脚の水平剛性の上昇を抑制するとともに、軸降伏型の金属ダンパーを併用してエネルギー吸収も図る。同様のコンセプトは、都市内高架橋のロッキング橋脚の耐震補強¹⁾、上路式アーチ橋のアーチリブや端橋脚の耐震補強²⁾、South Rangitikei 橋などにおいて有効として用いられている。

3. 対象橋梁と検討ケース：対象橋梁を図-1に示す。本橋はレベル1地震動に対して設計された橋梁に対して、兵庫県南部地震以後の示方書に基づき耐震補強した構造を想定している。具体的には、橋脚・基礎の補強はせず、両橋台にレベル2地震動に対応した変位制限装置を設置した場合である。本研究では補強前に加えて以下の補強ケースを検討する。**Case1：**ロッキング橋脚はそのままに変位制限装置の強度を2倍にし、桁との隙間を零としたモデル、**Case2：**ロッキング橋脚に図-2(a)のように横梁を設置して完全自立構造とし、A2橋台と桁端を完全剛結したモデル³⁾(A1橋台は温度移動を考慮し橋軸可動)、**Case3：**Case1に対して図-2(b)のように柱基部の浮き上がり制とダンパーを設置したモデル

4. 数値解析モデル：非線形汎用ソフトABAQUSを使用する。桁は弾性はり要素(B31)を用いて、重心を通る1本のはりでモデル化する。橋脚の鋼製柱は材料構成則としてバイリニア移動硬化則(E/100)を導入した弾塑性はり要素(B31)でモデル化する。ピボット支承は上沓と下沓の摩擦力により生じる復元モーメントは十分に小さく全体系の地震応答に与える影響はほとんどないと考えられるので通常の立体ヒンジとする。その他の部位のモデル化は以下の通りである。①支承：水平方向と鉛直方向が連動した非線形ばねによりモデル化する。水平方向(連成力)または鉛直方向(上昇力)のいずれかで強度に到達すれば支承の全機能は喪失したものとし荷重と剛性を零にする。その後は桁と橋台の摩擦挙動に移行する。さらに支承が橋台の範囲を越えれば鉛直方向(支持力)の荷重と剛性も零とする。②変位制限装置：非線形ばねによりモデル化する。強度に到達後、一定負勾配で軟化する。反力が零に到達すると完全に破壊されたとみなし荷重を零とする。③桁と橋台の衝突：桁端部と橋台との接触・離間を表す非線形ばねでモデル化する。④杭基礎・地盤：集約ばねでモデル化する。⑤背面土ばね：背面土と橋台の接触・離間を表す非線形ばねによりモデル化する。⑥Case3の柱基部の浮き上がりは、柱基部の鉛直方向に接触・離間を表す非線形ばねを導入してモデル化する。水平方向は移動制限装置により拘束されるので線形ばねに十分

キーワード：ロッキング橋脚、耐震補強、浮き上がり、ダンパー

連絡先：〒501-0495 岐阜県本巣市上真桑 2236-2 岐阜工業高等専門学校

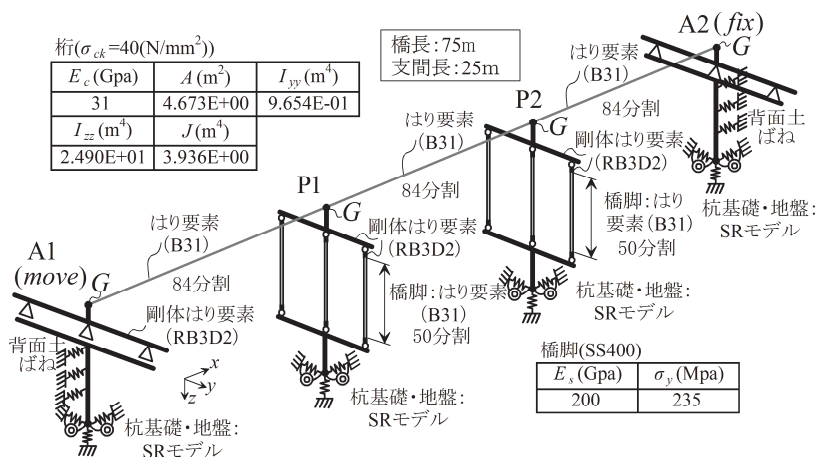


図-1 検討モデル

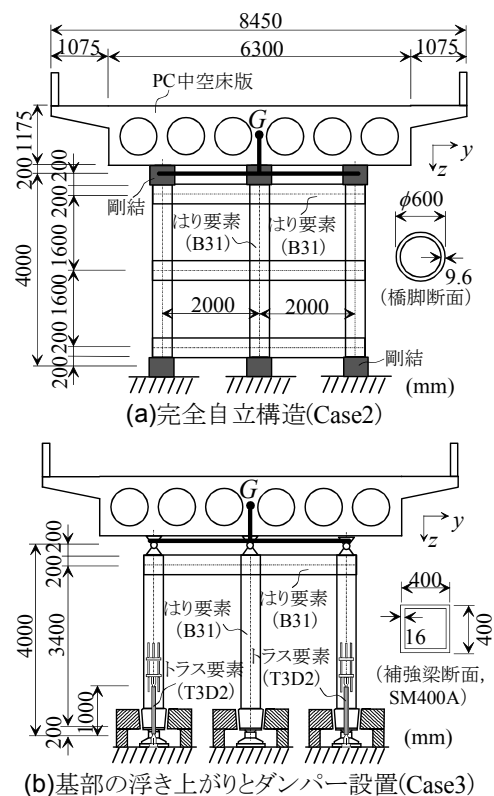


図-2 ロッキング橋脚の補強

大きな剛性を与える．ダンパー(SS400)は弾塑性トラス要素(T3D2)とし，材料構成則にはバイリニア移動硬化則(E/60)を用いる．

地震動はJRTの観測波3成分の加速度を1.2倍にしてNS波をy方向，EW波をx方向，UD波をz方向に同時入力する．静的に死荷重を載荷後，複合非線形動的解析を実施する．減衰は構成要素ごとに設定し，基礎は剛性比例減衰，それ以外はレーリー減衰とする．減衰定数は，桁は3%，橋脚は1%，橋台及びフーチングは5%，基礎は20%とする．

5. 基礎に生じる地震力の低減効果：解析結果として，橋中央における橋軸直角方向の水平変位の時刻歴応答について，通常の補強である「完全剛結モデル(Case2)」と本研究で提案する「浮き上がり+ダンパー(Case3)」を比較して示す．ここでは「補強前」の結果についても破線で示している．「補強前」の結果を確認すると，6秒時点で水平変位が増大し，崩壊に至っていることが確認できる．崩壊の過程として，4.3秒でA1橋台の変位制限装置(y軸負側)が破壊し，ほぼ同時刻にP1橋脚のピボット支承の合回転角($\sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2}$)が限界回転角($\theta_{ra} = 0.06(\text{rad.})$)に到達するので，上沓が下沓から逸脱し橋脚が支持機能を喪失することで橋梁が崩壊すると考えられる．一方，補強したモデルである「完全剛結モデル(Case2)」では，橋脚とA1橋台で剛結されているため，水平変位はかなり小さくなっている．「浮き上がり+ダンパー(Case3)」では，Case2ほどではないが比較的小さな水平変位で振動していることが確認できる．

図-4がP1橋脚基礎における水平反力とモーメント反力の時刻歴応答の結果である(P2橋脚基礎も同じような挙動を示す)．水平反力とモーメント反力は，示方書で求められる基礎の降伏水平力と降伏モーメントでそれぞれ無次元化している．図-4から，水平反力，モーメント反力とともに「完全剛結モデル(Case2)」は，「浮き上がり+ダンパー(Case3)」と比較して非常に大きな反力が生じていることが確認できる．「浮き上がり+ダンパー(Case3)」は「完全剛結モデル(Case2)」に対して水平反力では57%程度，モーメント反力では45%程度も低減することができる(表-1)．このように「浮き上がり+ダンパー」を適用することでロッキング橋脚基礎の反力を大幅に低減することができるので，大掛かりな基礎の補強を回避することができる可能性がある．

表-1には，各ケースにおける橋中央の橋軸直角方向の水平変位，変位制限装置の作用荷重(A1橋台)，ピボット合回転角(P1橋脚)，基礎に生じる反力(P1橋脚)についての最大応答値を示している．変位制限装置のみを補強したCase1のモデルでは，基礎に生じる反力が，「浮き上がり+ダンパー(Case3)」よりもさらに低減することができているが，変位制限装置の作用荷重とピボット合回転角がそれぞれ限界値にほぼ到達していることから，桁端部の橋軸直角方向を完全に固定するだけでは補強として不十分であるといえる．一方，「浮き上がり+ダンパー(Case3)」では，変位制限装置の作用荷重とピボット支承の合回転角はいずれも強度または限界値内に十分に収まるとともに，基礎反力成分も，「完全剛結モデル(Case2)」の場合に比べてすべて大きく低減しているので基礎の補強を回避する方策としてはかなり有効であると考えられる．

6. おわりに：本研究では，ロッキング橋脚を有する橋梁の耐震補強において，容易でない基礎の補強を軽減するために，基礎に作用する地震力を低減する方策を解析的に検討した．具体的には，柱基部の浮き上がり挙動を許容して橋脚の水平剛性の上昇を抑制するとともに軸降伏型の金属ダンパーを併用する方法である．検討の結果，一般的な完全剛結モデルよりもロッキング橋脚基礎に生じる反力を大幅に低減しうることが確認された．

【参考文献】1)前野ら：多層鋼製ラーメンロッキング橋脚を含む高架橋全体系の動的挙動を考慮した落橋防止システムの設計，第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への適用に関する論文集，pp.41-47，2002．2)後藤ら：ロッキング挙動を利用した免震・制震機構の上路式アーチ橋への適用，土木学会論文集A，Vol.62 No.4，pp.835-853，2006．3)朽木ら：ロッキング橋脚を有する橋梁の耐震補強，土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp.361-362，2017．

表-1 解析結果一覧

モデル名			Case1	Case2	Case3
桁	中央部 橋軸直角方向 応答変位 u_y (m)	max	0.247	0.032	0.146
		min	-0.171	-0.031	-0.144
A1	変位制限装置	最大応答荷重 設計荷重	1.00	0.01	0.62
P1	ピボット最大合回転角/限界回転角		0.96	—	0.29
P1 基礎	最大水平反力 降伏水平力	橋軸直角方向	0.24	1.20	0.52
		橋軸方向	0.52	0.80	0.54
	最大モーメント反力 降伏モーメント	橋軸回り	0.24	0.97	0.53
		橋軸直角回り	0.08	0.37	0.20

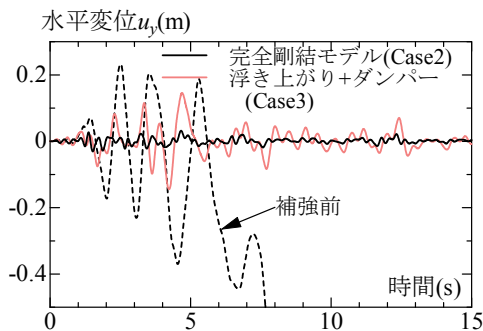
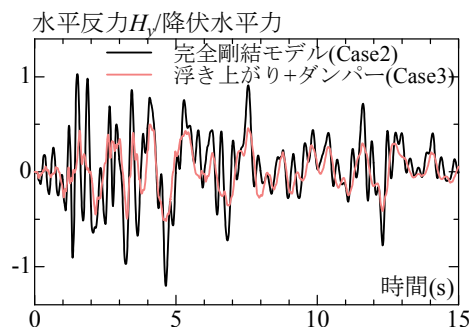
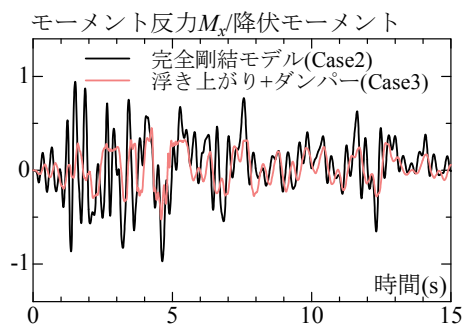


図-3 橋中央における水平変位の時刻歴応答(橋軸直角方向)



(a) 水平反力(橋軸直角方向)



(b) モーメント反力(橋軸回り)

図-4 P1橋脚基礎における反力の時刻歴応答