

ロッキング橋脚の自立化に伴う基礎への 地震作用軽減のための免振・制震機構

水野 剛規¹・後藤 芳顯²

¹正会員 博士（工学） 岐阜工業高等専門学校准教授 環境都市工学科
(〒501-0495 岐阜県本巣市上真桑2236-2)

²フェロー会員 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授 次世代耐震工学研究所
(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

1. まえがき

2016年の熊本地震ではロッキング橋脚を有する橋である府領第一橋が落橋した。ロッキング橋脚を有する橋は、1960年代から70年代にかけて跨道橋やランプ橋で数多く採用された構造形式であり、高速道路や国道を跨ぐ跨道橋だけでも400橋以上は現存している。ロッキング橋脚は水平地震慣性力に抵抗しない上に橋脚柱のピボット支承の限界回転角（0.06rad.程度）が小さい。このため、桁端部の支点ならびに変位制限装置が破壊されて上部構造が水平移動すると、ピボット支承が容易に限界回転角に到達して橋脚が倒壊し、落橋する危険性があるリダンダンシーのない構造である。従って、現在はロッキング橋脚を有する橋は建設されていない。

熊本地震での被災を受けて、ロッキング橋脚の自立化の方針¹⁾²⁾が打ち出された。しかし、ロッキング橋脚の自立化により橋脚には橋軸直角方向剛性が付与され、橋脚から基礎へ水平地震慣性力による曲げモーメントや水平力が新たに作用するようになる。その結果、このような作用力に対して設計されていない基礎構造に困難な耐震補強を施す必要性が生じる可能性がある。本論文では基礎への耐震補強を回避する方策として、自立化したロッキング橋脚の柱基部に浮き上がりを許容するとともに柱基部に軸降伏型ダンパーを併用することで、橋脚にロッキング型免震機構³⁾を付与するとともに、水平方向の橋脚剛性を低減して基礎に作用する地震力の緩和を検討した。また、すでに提案されている上部構造両端部を橋台に剛結して中間橋脚への水平地震力作用を低減させる方策⁴⁾との比較も行った。

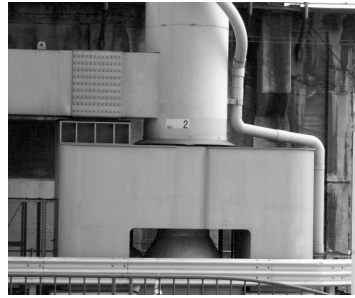
2. 柱基部の浮き上がりと軸降伏型ダンパーの併用による免震・制震機構の概要

ロッキング橋脚を自立化する際には橋脚に水平方向の大きな剛性が付与されるので、地震の水平慣性力成分に対して橋脚が抵抗し、橋脚基部から基礎に作用する地震力も大きく上昇する。その結果、既設の基礎の耐力が不足し、基礎の補強を余儀なくされる場合が多い⁵⁾⁶⁾。橋脚から基礎に作用する地震力を軽減させるためには、少なくとも、橋脚の水平方向剛性の上昇が過大にならないようにすることが重要である。さらに、自立化した橋脚には橋軸直角方向の水平力に加え橋脚柱の鉛直反力による偶力で橋軸回りの曲げモーメントが作用し基礎に伝達される。この場合、橋脚の一方の端部柱には引張反力が生じ、その反作用として他方の端部柱には圧縮力が作用する。この端部柱の引張力を低減できれば圧縮力も低減し、橋脚から基礎に作用する橋軸回りの曲げモーメントを低減させることが可能である。

端部柱の引張り力を低減させる直接的な方法として、著者らの過去の検討から基部の浮き上がりを許容する方策が有効であることが判明している³⁾⁷⁾。このような機構を取り入れた事例は海外ではSouth Rangitikei橋⁸⁾⁹⁾が有名であるが、我が国では著者らが耐震補強で検討した写真-1に示す2層3径間のラーメン式ロッキング橋脚の事例³⁾⁷⁾がある。この橋脚では耐震補強前においては橋軸直角方向に自立し、柱基部がピボット支承を介してフーチングに固定されていたので、橋軸直角方向のレベル2地震動に対して両側の柱に交番に引張力が作用することで、柱、基礎ともに損傷が大きくなるため、現場での施



(a) 多層ラーメン橋脚



(b) 水平移動制限装置

写真-1 2層3径間ロックン橋脚³⁾

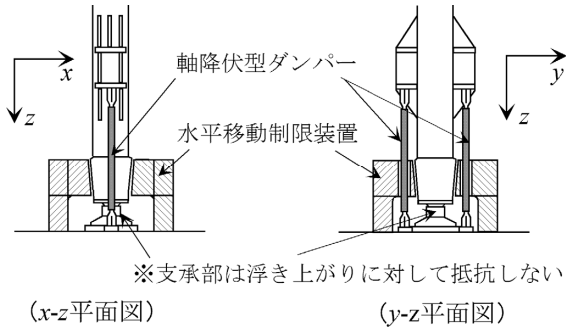


図-1 柱基部の浮き上がり
軸降伏型ダンパーの設置方法³⁾

工が困難な大規模耐震補強が必要であった。そこで、写真-1に示すように、柱基部の浮き上がりを許容するとともに、浮き上がり時の水平抵抗を確保するための筒状の水平移動制限装置を設置することで、橋脚や基礎への作用力を大幅に低減できることが判明した。さらに、その後の検討で、この基本構造に図-1のように浮き上がりを許容した柱基部とフーチング上面間に軸降伏ダンパーを付加することで、浮き上がり時のエネルギー吸収とともに浮き上がり量や接地時の衝撃の制御を効率的に行うことが可能になることも明らかになった³⁾。なお、ダンパーを付加した柱基部の浮き上がり機構は、柱基部に設置されるので施工が容易であるとともに、ダンパーを取り外した状態でも死荷重に対する支持機能を損なわないので死荷重作用下でのダンパーの設置・交換が可能であるという利点もある。

3. ロックン橋脚自立化による橋の耐震性能と基礎への地震作用

(1) 対象橋梁

一般的な跨道橋として用いられる標準的な3径間連続のPC床板橋モデルを別途設計した。概要を図-2に示す。本モデルはレベル1地震動に対して設計された橋に対して、兵庫県南部地震以後の道路橋示方

書¹⁰⁾に基づき一般的な耐震補強を施した構造を想定している。すなわち、橋脚・基礎の補強はせず、元構造でタイプAの支承が用いられていたA1橋台、A2橋台上にレベル2地震動に対応した変位制限装置を設置した。

(2) 検討モデル

耐震性向上策として表-1に示す5ケースを検討対象とする。Case1は、ロックン橋脚自体の自立化を行わずに桁端部の橋軸直角方向の変位拘束をより強固にしたものである¹¹⁾。すなわち、変位制限装置がすぐに機能するように桁との遊間 u_{y0} をほぼ隙間がない状態の2mmにするとともに、変位制限装置の強度 F_m を補強前に対して2倍に設定している。

Case2については、Case1と同様に桁端部の橋軸直角方向変位を十分に拘束した上でロックン橋脚を構成する3本の柱の上下端を含め3段の横梁を設置して柱を剛結するモデルである(図-3(a))。このモデルは橋軸直角方向に自立した構造であるが橋軸直角方向には、ラーメン橋脚と同様に橋脚から基礎には軸力に加えてせん断力や曲げモーメントが作用する構造になっている。この橋脚では、各柱の上端と下端のピボット支承の機能は残しているので、橋脚の上下端の橋軸直角回りの回転は自由であり、橋軸方向にはロックン橋脚となる半自立構造¹⁾である。

Case3については、Case2のモデルにおいて橋脚の各柱の上端と下端のピボット支承を剛結化することで、ロックン橋脚を完全自立構造¹⁾としたモデルである(図-3(b))。この構造はRC巻き立てにより完全自立化した橋脚と構造的にほぼ同等である。さらに、上部構造の両桁端部を橋台と剛結した⁴⁾。これにより、A1橋台、A2橋台上で上部構造桁端部の水平変位のみならず鉛直軸周りの回転の拘束度が高められ上部構造の橋軸直角方向変位が小さく保たれる。その結果、橋脚への橋軸直角方向の地震作用力を低減させることができると考えられている。

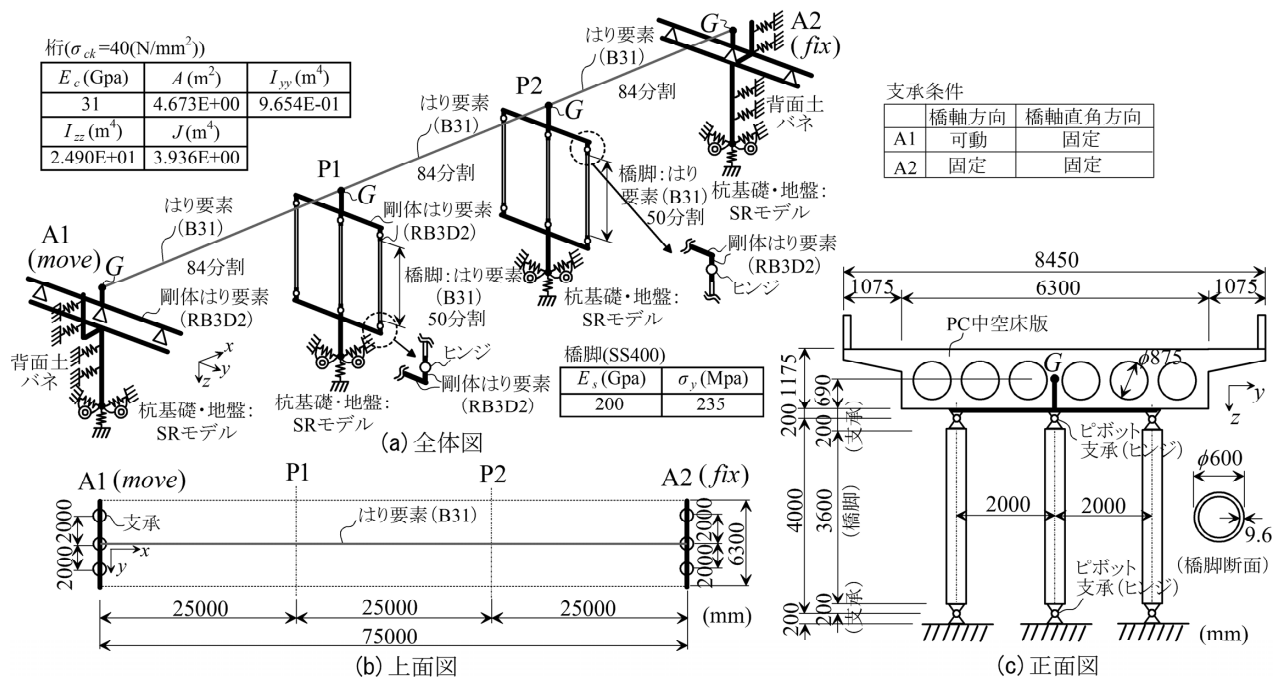


図-2 対象橋梁（ロッキング橋脚で支持された3径間跨道橋モデル）

表-1 ロッキング橋脚を持つ跨道橋の耐震補強の検討ケース

Case1	補強前に対して変位制限装置を補強(強度 F_{my} 2倍, 隙間2mm($u_{y0}=2$))
Case2	半自立構造: Case1に対して橋脚補強(図-3(a))
Case3	完全自立構造: 橋脚補強(図-3(b)), 桁端部と橋台を完全剛結(A1橋台, A2橋台)
Case4-1	Case1に対して橋脚補強, 柱基部浮き上がり許容
Case4-2	Case4-1に対して橋脚補強, 柱基部浮き上がり許容, ダンパー設置(図-3(c))

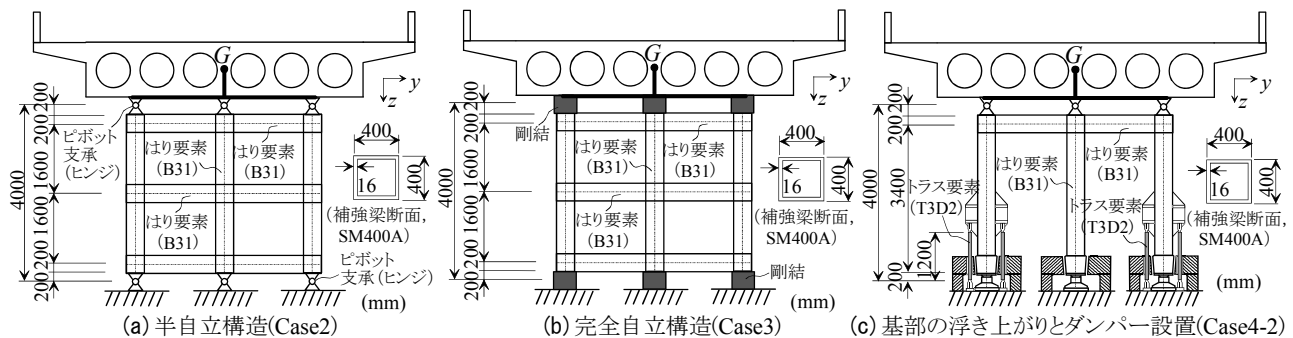


図-3 ロッキング橋脚の補強ケース

柱基部の浮き上がりを許容した機構の適用性を検討するモデルとしてCase4-1, Case4-2(図-3(c))の2ケースを設定する。いずれのケースも桁端部はCase2と同様に橋軸直角方向の移動を十分に拘束する。橋脚は橋軸方向にのみロッキング橋脚となる半自立構造とする。このとき、橋脚の橋軸直角方向の剛性上昇を緩和するために各柱の上端のみを横梁に剛結している。Case4-1はロッキング橋脚の柱基部の浮き上がりのみを考慮したケースであり、Case4-2はCase4-1にダンパーを付加したケースである。軸降伏型ダンパーは自立化した各ロッキング橋脚の橋軸直角方向の両側の柱に設置する(図-3(c))。

(3) 解析モデルと複合非線形時刻歴応答解析

a) ロッキング橋脚と橋全体系のモデル化

非線形汎用ソフトABAQUS¹²⁾を使用することを前提として説明する。解析モデルの全体図を図-2(a)に示す。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。PC中空床版はロッキング橋脚のピボット支承の回転角が限界値を超え、橋脚が支持力を失うまでほとんど塑性化しないと考えられるので弾性と仮定している。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。各鋼製柱の下端は、フーチング下面を表す剛体はり要素に剛結された鉛直オフセット要素に3次

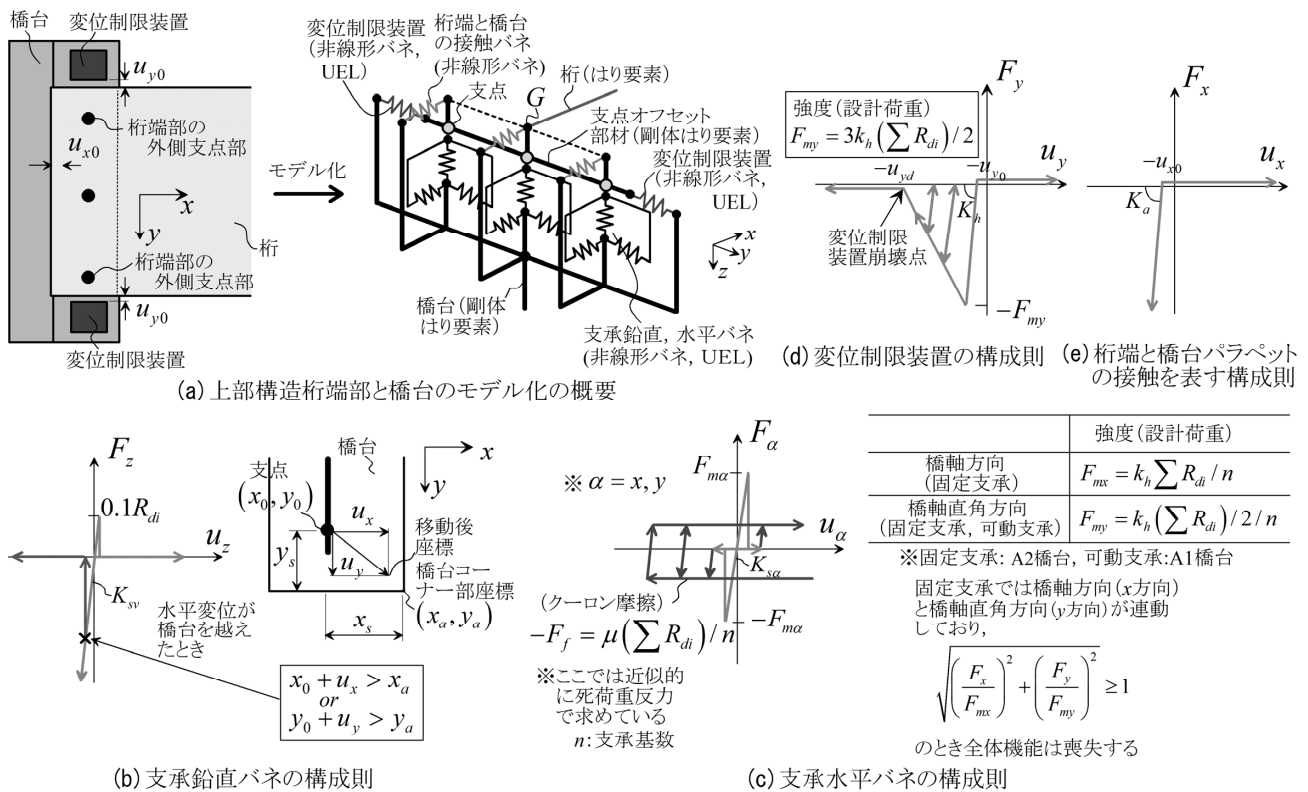


図-4 上部構造桁端部の支持条件のモデル化

元立体ヒンジを中央付近に配置したピボット支承を表す剛体はり要素(RB3D2)を介して剛結する(図-2(a))。また、各鋼製柱の上端も同様のピボット支承を表す剛体はり要素を介してPC中空床版下面を表す剛体はり要素に剛結する。この剛体はり要素は鉛直オフセット要素により桁の弾性はり要素(B31)に剛結する。

ピボット支承の限界回転角 θ_{ra} については対象とするピボット支承の寸法と文献13)を参考に $\theta_{ra} = 0.06\text{rad.}$ とし、ピボット支承の合回転角 $\sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2}$ が θ_{ra} を超えた場合にピボット支承は逸脱したと判定している。

支承のモデル化(図-4(b), 図-4(c))：水平方向と鉛直方向が連動した非線形バネによりモデル化する。水平方向または鉛直方向(負反力)のいずれかで支承強度に到達すれば支承は破壊したものとし、荷重と剛性を零にする。支承が破壊した後は橋軸直角方向、橋軸方向ともにクーロン摩擦のモデル(摩擦係数0.5)に移行すると仮定する。さらに支承が水平に移動し、橋台の範囲を越えれば鉛直方向持力を失うので荷重と剛性を零とする。

変位制限装置のモデル化(図-4(d))：橋台上に設置する変位制限装置はコンクリートブロックを想定しており、図-4(a)に示すように桁端部の橋軸直角方向の水平移動を拘束する。変位制限装置の機能は、非線形バネ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と剛性を零とする。変位制限装置と桁との隙間を $|u_{y0}|$ とし、 $|u_y| \geq |u_{y0}|$ になると桁と変位制限装置が接触するので、バネの剛性を十分に大きくして変位制限装置が抵抗するようにしている。

桁と橋台の衝突のモデル化(図-4(e))：上部構造の桁端部A1, A2と橋台パラペットは図-4(a)に示すように、それぞれ剛なはり部材からなる骨組でモデル化する。桁端部と橋台との接触・離間は接触バネでモデル化する。ここで、桁端部と橋台が接触に至るまでの初期間隙(遊間) u_{x0} を考慮している。

橋台背面土のモデル化(図-5)：橋台には十分な剛性があるものと見做し、図-1(a)に示すように剛体はり要素(RB3D2)によりモデル化する。橋台と背面土の接触・離間挙動は図-5の接触バネによりモデル化する。

杭基礎・地盤のモデル化：フーチングは剛体と仮定してモデル化する。杭基礎および地盤は線形弾性と仮定してフーチング下面中心に配置した集約バネ(SRバネ)を用いて表す(図-2(a))。

以上のようにしてモデル化した桁端部のモデルと集約バネの定数を表-2, 3に示す。

b) ロッキング橋脚の柱基部の浮き上がり軸降伏型ダンパーのモデル化

柱基部の浮き上がりを許容する場合の Case4-1,

表-2 桁端部のモデルの定数

(a) 支承鉛直バネ		
	A1	A2
$0.1R_{di}$ (kN)	4.473E+01	4.473E+01
K_{sv} (kN/m)	1.106E+07	1.106E+07
x_s (mm)	900	900
y_s (mm)	1500	1500

- $0.1R_{di}$: 上向き地震力の下限値 (図-4 (b))
- K_{sv} : 橋台の剛性 (図-4 (b))
- x_s : 桁かかり長の最小値から決定 ($0.7+0.005l$, l : 支間長) (図-4 (b))
- y_s : 変位制限装置崩壊点 (図-4 (b))

(b) 支承水平バネ		
	A1	A2
F_{my} (kN)	4.193E+02	4.193E+02
F_{mx} (kN)	-	8.387E+02
K_{sy} (kN/m)	8.387E+05	8.387E+05
K_{sx} (kN/m)	-	8.387E+05

- F_{mx}, F_{my} : 図-4 (c) 参照
- K_{sy}, K_{sx} : 支承の剛性 (0.5~1mmの変形で強度に到達すると仮定) (図-4 (c))

(c) 変位制限装置を表す水平バネ		
	A1	A2
F_{my} (kN)	3.774E+03	3.774E+03
K_h (kN/m)	3.774E+04	3.774E+04
u_{y0} (mm)	50	50
u_{yd} (mm)	350	350

- F_{my} : 図-4 (d) 参照
- K_h : 変位制限装置の剛性 (10cmの変形で強度に到達すると仮定) (図-4 (d))
- u_{y0} : 遊間 (施工スペースの確保の観点から決定) (図-4 (d))
- u_{yd} : 変位制限装置崩壊点 (30cmの変形で崩壊すると仮定) (図-4 (d))

(d) 桁端と橋台パラペットの接触バネ		
	A1	A2
u_{x0} (mm)	40	10
K_a (kN/m)	6.439E+07	6.439E+07

- u_{x0} : 遊間 (可動側 (A1) の遊間は温度により決定 (余裕量10mm)) (図-4 (e))
- K_a : 桁の軸方向剛性 (図-4 (e))

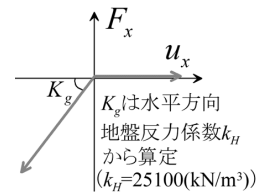


図-5 背面土バネの構成側

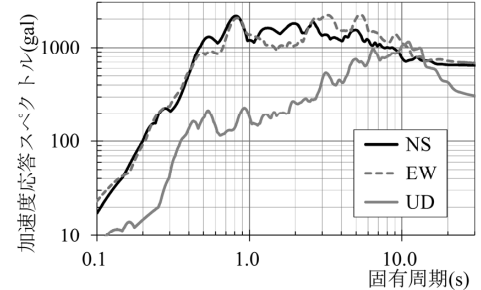


図-7 入力地震波 (JR 西日本鷹取駅観測波) の加速度応答スペクトル

表-3 橋台と橋脚の集約バネ定数

橋台, 橋脚	A_{11} (kN/m)	A_{15} (kN/rad), A_{51} (kN・m/m)	A_{22} (kN/m)	A_{24} (kN/rad), A_{42} (kN・m/m)	A_{33} (kN/m)	A_{44} (kN・m/rad)	A_{55} (kN・m/rad)
橋台A1	1.695E+06	1.874E+06	1.695E+06	-1.874E+06	-2.957E+06	2.828E+07	1.202E+07
橋脚P1,P2	1.507E+06	1.666E+06	1.507E+06	-1.666E+06	-2.628E+06	1.681E+07	6.299E+06
橋台A2	3.481E+06	4.296E+06	3.481E+06	-4.296E+06	-5.557E+06	4.624E+07	4.624E+07

$$\cdot H_x = A_{11}\delta_x + A_{15}\theta_y, H_y = A_{22}\delta_y + A_{24}\theta_x, V_z = A_{33}\delta_z, M_x = A_{42}\delta_y + A_{44}\theta_x, M_y = A_{51}\delta_x + A_{55}\theta_y$$

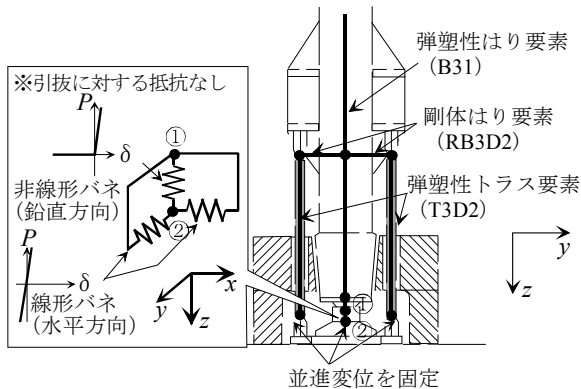


図-6 柱基部の浮き上がりの許容とダンパーを付加したロッキング橋脚のモデル化³⁾

Case4-2 では上沓は負反力に対して抵抗なく下沓から浮き上がるとともに水平方向変位は移動制限装置で拘束されている³⁾。この挙動を表すために、図-6に示すように、柱下端の上沓位置を表す節点①とフーチング上の下沓を表す節点②間に3方向の並進バネ要素 (SPRING2) を配置する。そして、柱の軸線方向 (z 軸方向) の鉛直バネ要素は接触バネとして、接触時には大きな弾性剛性を与える一方、離間時には剛性を零とする。柱の軸線に対して直角な水平2方向 (x, y 軸方向) のバネ要素には変位が水平移動制限装置により制限されるように十分大きなバネ定数を与える。なお、水平移動制限装置の設計で

は、柱が浮き上がった時の x, y 軸方向の水平バネの内力を設計荷重として用いることができる。

Case4-2 の浮き上がりを許容した柱基部とフーチング上面間に設ける軸降伏型ダンパーについては、弾塑性トラス要素 (T3D2) でモデル化する。このトラス要素の上端は柱部材断面の図心位置から外面位置まで水平にオフセットするために用いる剛体はり要素 (RB3D2) の自由端に、また下端はフーチング上面にそれぞれピン結合する。ダンパーは BRB を想定し、心材の鋼種は SS400 とする。軸方向ダンパーの材料構成則は、文献 3) と同様に、バイリニア移動硬化則 (2 次勾配 $E/60$) とし、限界値として、最大ひずみを $20\epsilon_y$ 、累積塑性ひずみを $140\epsilon_y$ とする。

ダンパーの断面積と長さは、上部構造スパン中央断面図心の橋軸直角方向の水平変位が最小になるように最適解を求めて決定している。すなわち、ダンパーの断面積は地震後に元に戻る上限の断面積 (2661mm^2) で、長さは 1200mm である。

c) 複合非線形時刻歴応答解析

解析では静的解析により死荷重を載荷後、極大地震動入力下の時刻歴応答解析を実施する。極大地震動としては 兵庫県南部地震での観測波 JRT の 3 方向成分 (NS, EW, UD) (図-7) を用い、NS 成分を橋軸直角方向 (y 方向) に、EW 成分を橋軸方向 (x 方

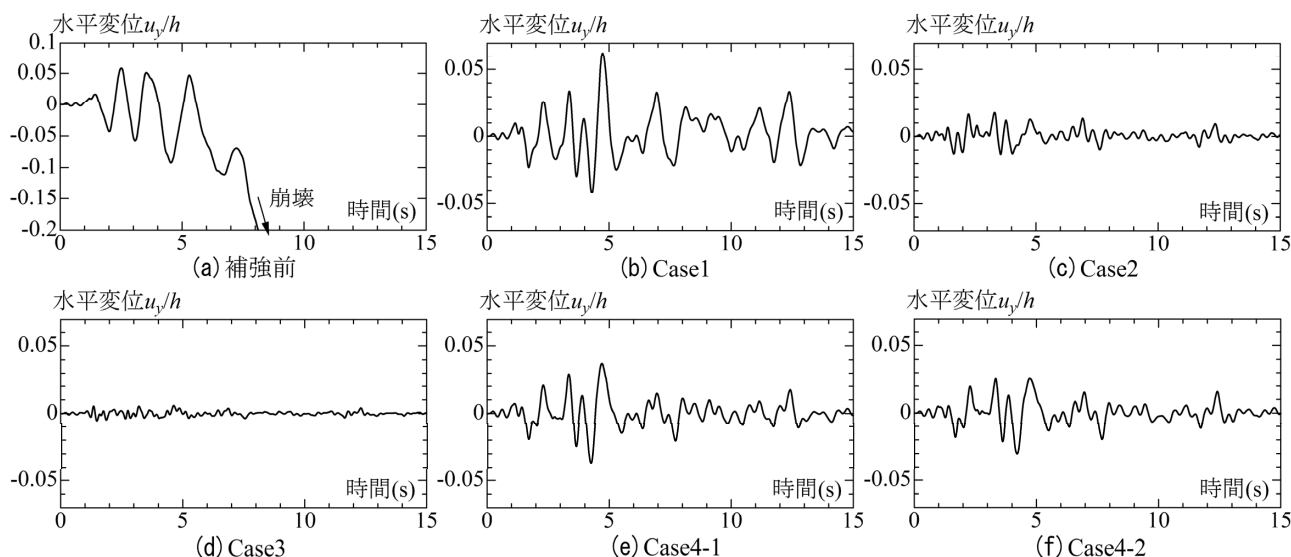


図-8 上部構造スパン中央における断面図心の橋軸直角方向水平変位の時刻歴応答

向)に、UD成分を z 方向に、それぞれ振幅を1.2倍にして同時入力する。振幅を1.2倍にしたのは、耐震補強した構造の損傷の差異を明確化し、各ケースの耐震性能の優劣を評価するためである。

減衰モデルとしては、集約バネである基礎については剛性比例減衰、それ以外は構造要素ごとに要素別レーリー減衰を用いる。考慮する振動モードとして、 x 方向と y 方向で卓越する2つのモード(x 方向: 3次, y 方向: 1次)を採用している。また、各集約バネの剛性比例減衰ではこれら2つのモードのうち当該集約バネの変形が卓越する方のモードを用いる。減衰定数は、桁(コンクリート)は3%, 橋脚(鋼)は1%, 橋台・フーチング(コンクリート)は5% 基礎(コンクリート, 地盤)は20%としている。

(4) 各種耐震補強策が耐震性能に与える影響

解析結果として、上部構造の応答変位、基礎への作用力の時刻歴応答を図-8, 図-9に、また、これらの諸量の最大値のほかに、桁の面内曲げモーメント、橋台に設置された変位制限装置の作用荷重、橋脚柱頂部のピボット支承の回転角などの照査指標となる物理量の最大値を表-4に示す。Case4-2におけるダンパーの最大(最小)応答ひずみは $9.6\varepsilon_y$ ($-10\varepsilon_y$)、累積塑性ひずみは $123\varepsilon_y$ であり、いずれも限界値内に収まっている。また、柱基部の最大浮き上がり量は、Case4-1で4mm, Case4-2で3mmである。

なお、図-8の上部構造の応答変位は柱高($h=4\text{m}$)で無次元化している。また、図-9の杭基礎への作用力については、橋軸方向、橋軸直角方向の各方向に対して基礎降伏水平力と基礎降伏モーメント¹⁰⁾で無

次元化している。

a) 桁の応答変位

3径間跨道橋モデルの耐震補強を行ったCase1～Case4-2について、桁中央における支配的な橋軸直角方向の水平変位の時刻歴応答を示した図-8(b)～(f)を補強前の変位を示した図-8(a)と比較する。応答変位の大きさは補強ケースにより異なるが、崩壊した補強前の構造とは異なり残留変位はほとんど生じていない。

各ケース間を比較すると変位制限装置のみ補強したCase1では橋軸直角方向の水平変位は最も大きな値を示している。これはCase2のロックンギ橋脚が未補強であることから水平変位に抵抗せず桁が面外に大きく撓んだためである。そのため表-4よりピボット支承には、P1橋脚とP2橋脚とともに限界回転角(0.06rad.)に近い相対回転角が生じている。ロックンギ橋脚を補強して橋軸直角方向に半自立構造としたCase2、完全自立構造としたCase3では橋軸直角方向の剛性を有しているので橋軸直角方向の水平変位は低減される。とくに、桁端を橋台と剛結したCase3において低減効果は顕著である。

橋軸方向の水平変位については、表-4より橋脚を完全自立化させ、上部構造の桁端を橋台に剛結したCase3では大きく低減される。一方、橋脚を半自立化させたCase2では橋脚を補強していないCase1とほぼ同等の大きさの応答を示す。これは、Case2では橋軸方向のロックンギ挙動を橋脚に許容するとともに、上部構造の桁両端の橋台での支持条件がCase1と同じだからである。Case1, Case2では固定支承が破壊すると桁端が橋軸方向に移動して橋台のパラペットに衝突するまで水平変位が生じている。

表-4 各物理量の最大値

モデル名				Case1	Case2	Case3	Case4-1	Case4-2
桁	応答変位 柱高 ^{※1)}	スパン中央 y 方向	max	0.062	0.018	0.006	0.037	0.026
			min	-0.042	-0.013	-0.005	-0.037	-0.030
		スパン中央 x 方向	max	0.007	0.007	0.004	0.007	0.008
			min	-0.017	-0.016	-0.003	-0.017	-0.016
	面内曲げモーメント 終局曲げモーメント		max	0.37	0.39	0.36	0.36	0.38
			min	-0.50	-0.46	-0.66	-0.41	-0.45
A1橋台	作用荷重(y方向)	変位制限装置 ^{※2)}	max	1.00	0.29	—	0.63	0.47
A2橋台	設計荷重	変位制限装置 ^{※2)}	max	1.00	0.27	—	0.65	0.51
P1橋脚 ^{※4)}	ピボット支承最大合回転角/限界回転角 ^{※3)}			0.97	0.26	—	0.27	0.25
P1橋脚 ^{※4)} 基礎	最大水平力	y 方向		0.26	1.33	1.06	0.56	0.71
	基礎降伏水平力	x 方向		0.55	0.54	0.92	0.55	0.54
	最大モーメント	x 軸回り		0.24	1.30	0.88	0.54	0.67
	基礎降伏モーメント	y 軸回り		0.08	0.08	0.38	0.08	0.08

※1) 柱高: $h=4(\text{m})$, x 方向: 橋軸方向, y 方向: 橋軸直角方向, z 方向: 鉛直方向

※2) 変位制限装置の作用荷重は2基のうちの最大値

※3) ピボット合回転角 ($\sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2} / \theta_{\text{lim}}$) は柱上端3基のうちの最大値

※4) 比較的近い挙動を示したためP1橋脚を代表して記す

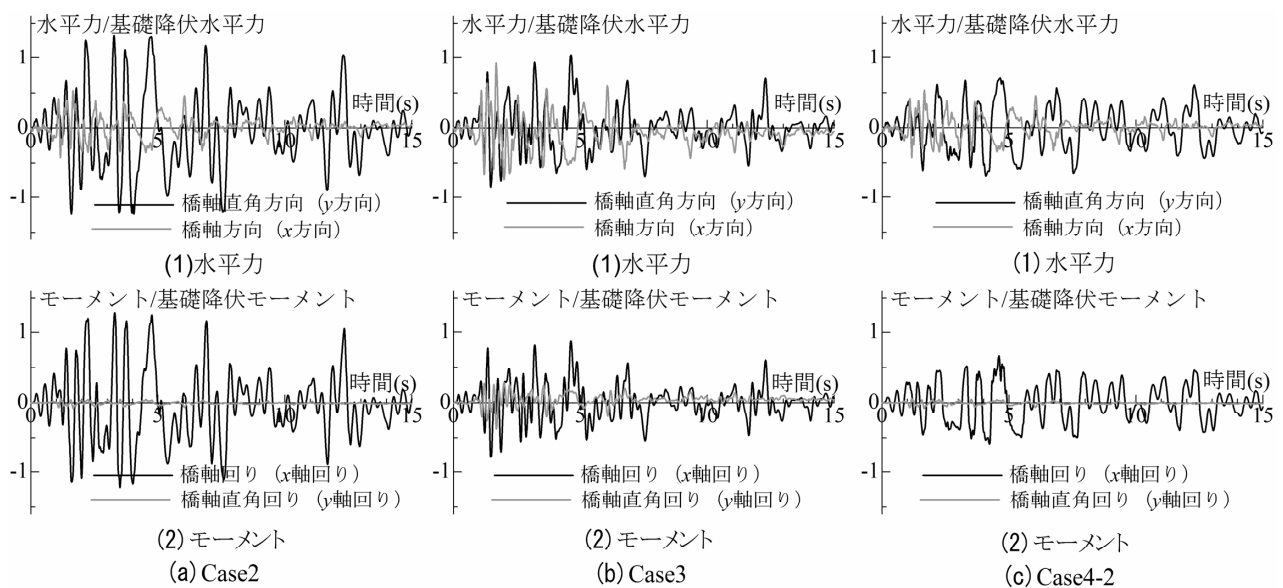


図-9 P1 橋脚におけるフーチング下面の作用力の時刻歴応答

柱基部の浮き上がりを許容したCase4-1, さらに軸降伏型ダンパーを組み込んだCase4-2の桁中央における橋軸直角方向の水平変位の時刻歴応答は, 図-8(e), (f)に示すように, Case4-2ではCase4-1より低減しており, 軸降伏型ダンパーを設置した効果が現れている. これらのケースは柱基部の浮き上がりを許容しているので変位の応答値は Case1に次いで大きい, 表-4より, 橋軸直角方向の最大水平変位は, Case4-1でCase1の6割程度, Case4-2で5割程度にとどまっている. その結果, ピボット支承の合回転角も, 限界回転角の3割程度に収まっている.

b) 基礎への作用力

水平力に抵抗しないロッキング橋脚を持つCase1では基礎への橋脚からの最大地震作用は, 表-4に示すように水平力の2方向成分, モーメントの2方向成

分とともに小さい値を示している. 特に, モーメントは非常に小さい. 一方, ロッキング橋脚を自立化したCase2,3では, 図-9(a), (b)からわかるように, 大きな水平力とモーメントが基礎に作用していることがわかる. 橋脚の橋軸直角方向のみを自立化したCase2では基礎に作用する橋軸直角方向水平力と橋軸回りのモーメントが最も大きくなるが, ロッキング挙動が許容されている橋軸方向の水平力ならびに橋軸直角回りのモーメントは表-4よりCase1とほぼ同等で小さい. Case3では橋軸と橋軸直角両方向に橋脚が自立化されているため, 基礎には橋軸方向の力ならびに橋軸直角回りの曲げモーメントが作用する. 表-4から, 基礎に作用する水平力 (y 方向), モーメント (x 軸回り) は, ともにCase2ではCase1の5倍程度, Case3では4倍程度生じており, 基礎の

降伏耐力に対して無視できない作用力が生じている．とくに，Case2に生じる作用力は非常に大きいことが確認できる．Case3での橋脚から基礎への作用力がCase2より小さいのは，桁端部を橋台と完全剛結することで上部構造に作用する地震慣性力の橋台による分担割合を大きくし，橋脚の負担割合を低減したからであるが効果は必ずしも大きくない．

基礎への地震力作用の低減を目標とし，橋脚の柱基部の浮き上がりを許容と軸降伏ダンパーを併用したCase4-2における橋脚基礎への作用力の時刻歴応答を図-9(c)に示す．これからわかるように基礎に作用する水平力とモーメントはCase2，Case3と比較してかなり低減できており，目標通り，ロッキング橋脚の自立化に起因して生じる基礎への地震作用の上昇がかなり緩和される．表-4より，Case4-2はCase4-1よりもやや大きな作用力の最大応答を示しているが，これは柱に対して2基設置する軸降伏ダンパーによる橋脚の橋軸直角方向の剛性が上昇するためである．このとき，水平力，モーメントともに2割程度上昇しているが，それでもCase2，Case3と比較してかなり低減できている．

ダンパーを組み込んだCase4-2のP1橋脚外側の柱に作用する鉛直力は，Case4-1に比べ0.9倍程度，浮き上がり量は0.75倍にそれぞれ低減することができた．これはCase4-2の柱に設置しているダンパーの効果である．ダンパー設置により橋脚基部の浮き上がり量が制御されることに加え，浮き上がった柱基部がフーチングへの接地時に生じる衝撃も塑性伸びの生じたダンパーが逆方向に圧縮されることによる履歴吸収エネルギーで緩和される．これらの効果は，地震波の強度が大きくなるとさらに顕著になると考えられる．

4. あとがき

既設橋におけるロッキング橋脚の自立を図る場合に，基礎に作用する地震力の上昇を抑制し，基礎の補強を回避するためにの方策について検討した．その結果，ロッキング橋脚を橋軸直角方向に自立化した半自立構造において，柱基部の浮き上がりを許容すると基礎への地震作用を大幅に低減でき，基礎の補強を回避できる可能性があることが判明した．この方法では地震時の応答水平変位が柱基部を固定した場合に比べやや大きく出るが，ピボット支承の回転角が限界回転角に対して十分余裕のある範囲にとどまること，加えて，残留変位はほとんど生じないことも確認できた．さらに柱基部に浮き上がりにと

もに軸降伏ダンパーを併用すると，橋軸直角方向に対する基礎への地震作用力が多少増加するものの，軸降伏ダンパーの効果により応答水平変位が減少することを確認した．また軸降伏ダンパーにより柱基部の接地時の衝撃緩和や浮き上がり量の制御も可能になることがわかった．桁の両端を剛結することで，橋脚への地震作用を低減させる方法については，ここで対象とした上部構造のスパン長の大きい構造では効果は十分ではないことが判明した．

謝辞：本研究の一部は科研費（基盤研究(A)(一般)16H02359）の援助を受けた．

参考文献

- 1) 国土交通省：社会資本整備審議会 道路分科会 第5回道路技術小委員会 配付資料（資料 4-1） 課題・論点に対する今後の対応（橋梁分野），2016.
- 2) 国土交通省：社会資本整備審議会 道路分科会 第57回基本政策部会 配付資料（資料 3-3）（報告事項）橋梁の耐震化，2016.
- 3) 後藤芳顕，奥村徹：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.
- 4) 栢木正喜，高原良太：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.
- 5) 土木学会，地盤工学会，日本機械学会，日本建築学会，日本地震学会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の応急復旧，補修，補強 橋梁 トンネル・地下構造物，pp.173-174，1999.
- 6) 渡辺英，堤史尚，高木信治，中谷武弘：ロッキング橋脚を有する2径間跨道橋の耐震補強設計，土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp.369-370，2017.
- 7) 前野裕文，稲垣了史，後藤芳顕，水野清明，平山博，吉沢努：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.
- 8) R.I.スキナー，W.H.ロビンソン，G.H.マックベリー（川島一彦，北川良和 訳）：免震設計入門，鹿島出版会，1996.
- 9) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, 1996.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.
- 11) 幸左賢二，高橋良和，金山亭，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講演論文集，pp.423-428，2017.
- 12) Dassault Systemes Simulia Corp.: ABAQUS/Standard user's manual, 2014.
- 13) 芝寛，吉田直人，池田学，高野幸宏，齋藤聡，工藤伸司：ポスト形式橋脚のピボット支承の復元力モデルと簡易補強法，構造工学論文集，Vol.57A，pp.418-430，2011.