

P C 鋼棒の非線形ばね剛性が大地震時高架橋の動的挙動に与える影響

Effect of Nonlinear Spring Stiffness of PC Steel Bars on Dynamic Behavior of Viaducts under Great Earthquakes

北海道大学大学院工学研究科 フェロワー 林川俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 北海道大学工学部 ○学生員 広岡崇史 (Takashi Hirooka)
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 村井健二 (Kenji Murai)
 北海道大学大学院工学研究科 フェロワー 佐藤浩一 (Kouichi Sato)

1. まえがき

平成7年1月の兵庫県南部地震ではさまざまな橋梁構造物が甚大な被害を受け、その後改訂された平成8年版道路橋示方書の耐震設計編¹⁾では、各構造要素の強度を向上させると同時に変形性能を高めて高架橋全体のシステムとして地震に耐える構造の必要性が指摘されている。今までの震度法による設計に加え、地震の影響の大きい橋脚、基礎、支承部、落橋防止システムなどの構造部材には地震時保有水平耐力法が考慮されるようになった。また免震設計法についても具体的な規定が設けられ、橋脚に作用する地震力を軽減する対策として弾性ゴム支承や免震支承を用い、水平力の分散と高減衰化に重点が置かれている。兵庫県南部地震では予想外の地震力が作用し、鋼製橋脚の局部座屈による被害ばかりではなく、支承や落橋防止システムなどの各構造要素の損傷も目立ち、上部構造の逸脱や落橋が見られた。²⁾ その結果緊急交通への支障を生じたことから、災害時においても高架橋全体システムとしての機能を果たすことが重要視されるようになった。これを契機として不測の事態に対するフェイルセーフ機構として落橋防止システムの機能が注目されている³⁾。落橋防止システムは地震により上部構造が橋脚や橋台などから落下するのを防ぐことを目的とし設ける構造であり、けたかかり長、落橋防止構造、変位制限構造および段差防止構造から構成される。現在落橋防止システムについて、隣接桁間の衝突を見込んだ応答評価⁴⁾や落橋防止構造によるエネルギー吸収の研究⁵⁾ ⁶⁾や緩衝材による効果の研究⁷⁾などが盛んに行われている。しかし、高架橋の形態と落橋防止構造の剛性の関連性についての研究はあまりなされていない。

そこで本研究では、鋼製橋脚を持つ2径間高架橋を対象とし、その動的非線形挙動を考える。落橋防止構造としてP C 鋼棒を用い、隣接高架橋の影響を考慮できる解析モデルにより弾塑性地震応答解析を行う。橋脚高さや

支間長を変え、P C 鋼棒の非線形剛性が2径間高架橋の大地震時非線形挙動に与える影響について比較検討する。着目点は、桁間相対変位、支承部およびP C 鋼棒の水平力と水平変位の関係、橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係とする。上部構造や橋脚など高架橋全体システムとして損傷を最小限に留められるようなP C 鋼棒の剛性特性について考察する。

2. 解析モデル

本研究の目的は高架橋全体構造の動的非線形挙動を知ることである。よって、上部構造、橋脚および落橋防止構造のモデル対象であるP C 鋼棒の相互作用を考慮できる最も簡単な2径間高架橋を解析モデルとした。

2.1 上部構造・橋脚

本研究では、図-1に示すような2径間高架橋を解析モデルとする。上部構造は、2車線道路を想定して幅員8.5m、主桁間隔2.1mの鋼主桁4本と鉄筋コンクリート床版から成る。左側の桁をG1、右側の桁をG2と呼ぶことにし、G1、G2ともに支間長40mの対称モデルのタイプaと、G1が40m、G2が30mの非対称モデルのタイプbの2種類について考える。上部構造の総重量は、タイプaは5580kN、タイプbは5415kNで、解析に際しては断面2次モーメントと死荷重合計が等価な鋼断面に換算した。また桁G1と桁G2との間隔は0.2mとする。橋脚は鋼製橋脚を対象とし、断面幅を2.2m、板厚を0.05mの正方形箱形断面とした。橋脚高さは表-1に示すようにCase1からCase3の3通りを対象モデルとし、これと上部構造のモデル、タイプaおよびタイプbを組み合わせて2径間高架橋モデルとする。上部構造と橋脚の断面諸元を図-2に示す。なお、上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化し、タイプaを8要素にタイプbは6要素に分割し、橋脚は5分割にした。桁や橋脚に用いる鋼材は、応力-ひずみ関係がバイリニア型になるものとし、ヤング率を $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、降伏応力を 235 N/mm^2 、ひずみ硬化を1%とした。

2.2 支承

支承は鋼製の固定支承と可動支承を対象とし、P1橋脚に固定支承、P3橋脚に可動支承、P2橋脚には固定・

表-1 橋脚高さ

	Case1	Case2	Case3
P1 (m)	20	18	22
P2 (m)	20	20	20
P3 (m)	20	22	18

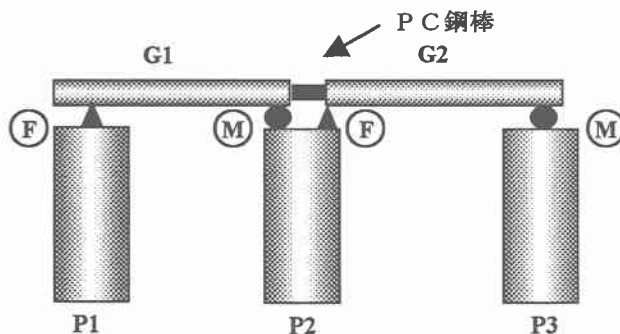
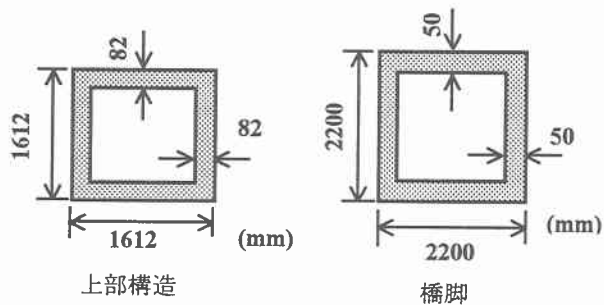


図-1 2径間高架橋



上部構造
橋脚
図-2 上部構造と橋脚断面

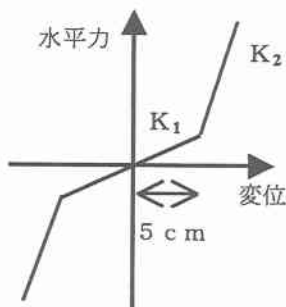


図-3 PC鋼棒の解析モデル

可動支承の双方を設置した。水平、鉛直、回転の3方向のばね要素を持たせる。水平方向の可動支承は非線形ばねでモデル化し、第1次剛性を鉛直反力により生じる摩擦の剛性 50.0kN/mm、第2次剛性を地震時においてすべりの状態が支配的であると考えて 10.0N/mm とした。固定支承については線形ばねでモデル化し十分剛であると考えてその剛性を 1.8GN/mm とした。鉛直方向は十分剛であるため剛性を 1.8GN/mm、回転方向にはヒンジの条件を考慮し剛性を 100.0MN・mm/rad とした。

2.3 PC鋼棒の非線形ばね特性

水平、鉛直、回転の3方向ばね要素を持たせ、その水平力-変位の関係を図-3に示す。桁が動き始めるとPC鋼棒にあるスプリング(5cm)が作用しその剛性を第1次剛性 K_1 とする。変位が5cmに達すると、PC鋼棒の第2次剛性 K_2 が作用する。本研究ではパラメトリック解析としてPC鋼棒の第2次剛性 K_2 を変えモデル①～③とし、断面諸元を表-2に示す。なお引張力が作用したときに+側に変位し、圧縮力が作用したときに-側に変位するものとする。なお鉛直方向は十分剛であるため剛性を 1.8GN/mm、回転方向にはヒンジの条件を考慮し剛性を 100.0MN・mm/rad とした。

3. 解析方法

本研究において採用した非線形動的応答解析方法は、材料非線形と幾何学的非線形を考慮し、はり柱要素の有限要素法と Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) および修正 Newton-Raphson 法を併用した平面骨組構造のための弾塑性有限変位動的応答解析を用いた。また構造減衰に関しては質量比例型を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数を 0.05 とした。入力地震波は兵庫県南部地震の時観測された JR 鷹取駅観測波、I 種地盤標準波、II 種地盤標準波の N-S 成分を用い解析モデルの橋軸方向に作用させた。入力地震波によって構造物の応答性状はさまざま変化する。しかし、1つの地震波に対する結

表-2 PC鋼棒の断面諸元

	①	②	③
K_1 (kN/m)	100.0	100.0	100.0
K_2 (kN/m)	1.0×10^4	1.0×10^5	1.0×10^6

表-3(a) 解析モデル(タイプ a)の固有周期と固有振動数

		①	②	③
Case1	固有周期 (s)	0.67	0.67	0.67
	固有振動数 (Hz)	1.49	1.50	1.50
Case2	固有周期 (s)	0.64	0.62	0.62
	固有振動数 (Hz)	1.57	1.61	1.62
Case3	固有周期 (s)	0.79	0.73	0.71
	固有振動数 (Hz)	1.27	1.37	1.41

表-3(b) 解析モデル(タイプ b)の固有周期と固有振動数

		①	②	③
Case1	固有周期 (s)	0.69	0.64	0.63
	固有振動数 (Hz)	1.46	1.55	1.60
Case2	固有周期 (s)	0.59	0.58	0.58
	固有振動数 (Hz)	1.70	1.73	1.73
Case3	固有周期 (s)	0.79	0.71	0.67
	固有振動数 (Hz)	1.27	1.40	1.50

果を比較することによってPC鋼棒の非線形ばね剛性が高架橋の大地震時動的挙動に与える影響について知ることができると考えられるので、解析結果についてはII種地盤標準波について考察する。

4. 解析結果

4.1 固有振動解析結果

PC鋼棒を設置したモデルの固有振動解析を行った。固定支承における剛性は十分剛であると考えて 1.8GN/mm とし、可動支承においては地震時におけるすべりの状態を想定し剛性を 10.0N/mm とした。1次モードの固有振動解析結果をタイプ a においては表-3(a)に、タイプ b においては表-3(b)に示す。PC鋼棒の剛性が大きくなると固有振動数は大きくなり、固有周期の値は小さくなる。これはPC鋼棒の剛性が大きくなるにつれ、モデル全体の剛性が高まるためと思われる。

4.2 動的応答解析結果 (II種地盤標準波)

4.2.1 PC鋼棒の水平力と変位の関係

図-4(a)はタイプ a における Case1 と Case3 の PC 鋼棒の水平力と変位の関係を示す。ここで変位とは相対変位のことをいい、PC鋼棒は+側で引張、-側で圧縮に作用する。PC鋼棒の剛性が大きくなるにつれて伸縮できずに変位が小さくなり大きな水平力が発生する。Case1 に比べ橋脚高さの異なる Case3 では、モデル①～③すべてにおいて大きな水平力が作用して、それにともない相対変位も大きくなっている。図-4(b)はタイプ b における PC 鋼棒の水平力と変位の関係を示す。Case3 は Case1 にくらべて PC 鋼棒に若干大きな水平力が作用する傾向がある。またタイプ b はタイプ a に比べてより大

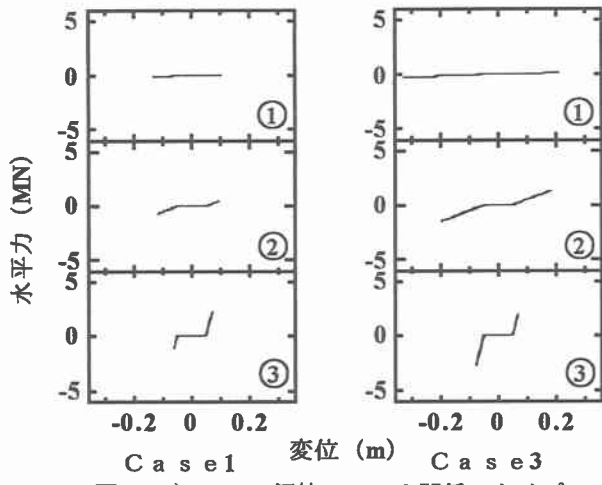


図-4(a) PC鋼棒のP- δ 関係 タイプa

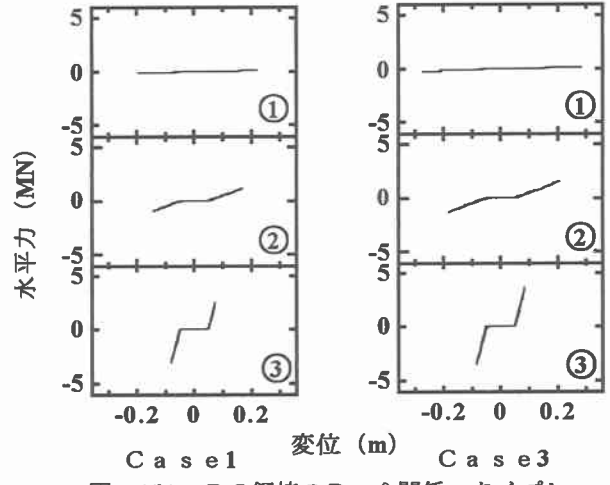


図-4(b) PC鋼棒のP- δ 関係 タイプb

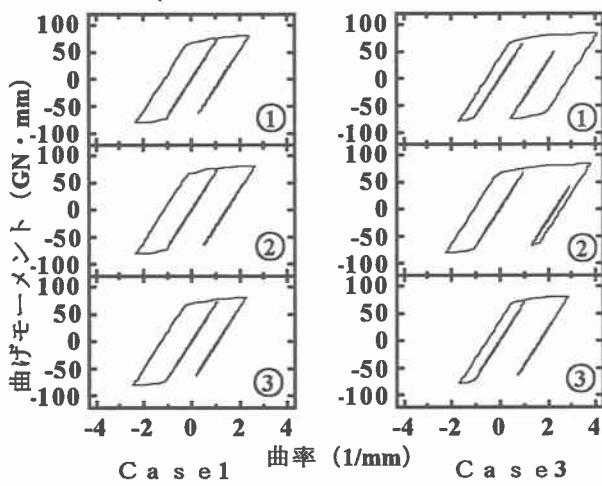


図-5(a) P1橋脚のM- ϕ 関係 タイプa

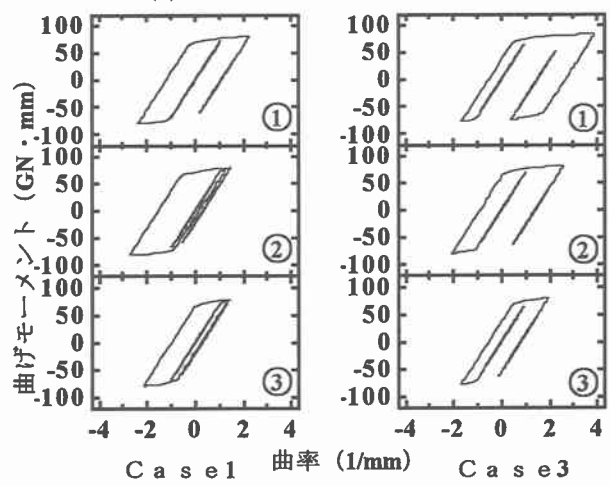


図-5(b) P1橋脚のM- ϕ 関係 タイプb

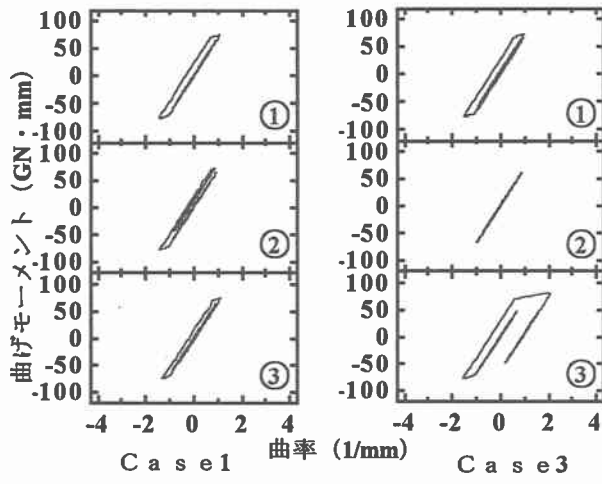


図-6(a) P2橋脚のM- ϕ 関係 タイプa

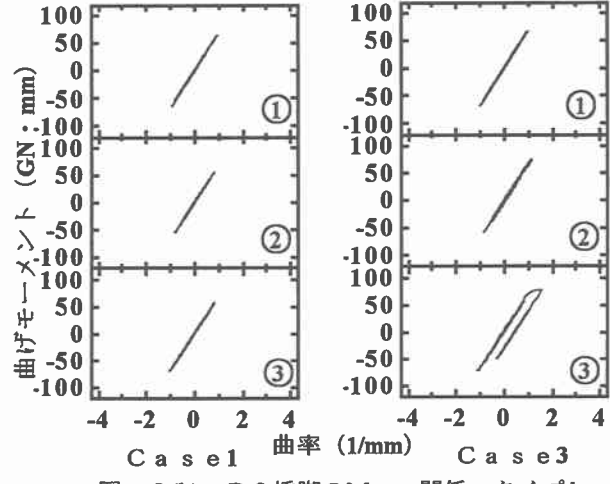


図-6(b) P2橋脚のM- ϕ 関係 タイプb

きな水平力が作用している。

4.2.2 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係

図-5(a)はタイプaにおけるP1橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。タイプa、タイプbともにP1橋脚基部は塑性し、PC鋼棒の剛性が高まるとともに履歴ループは小さくなる。降伏曲げモーメントは70.9GN・mmである。図-6(a)はタイプaにおけるP2橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。Case1では、モデル①～③すべてにおいて塑

性を起こしている。Case3においてモデル①と③では塑性しているが、モデル②では弾性領域で変形している。これは、桁G2の固定支承に作用する水平力が橋脚基部の塑性時に作用する荷重(3.5MN)に達していないためである。タイプaではCase3のモデル②を除きP1、P2橋脚ともに塑性変形を起こしている。図-6(b)にはタイプbにおけるP2橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。Case1のモデル①～③では弾性領域内で変形しており、Case3ではモデル③で塑性変形が見られる。タイプbではモデル①～③すべてにおいてP1橋脚基部

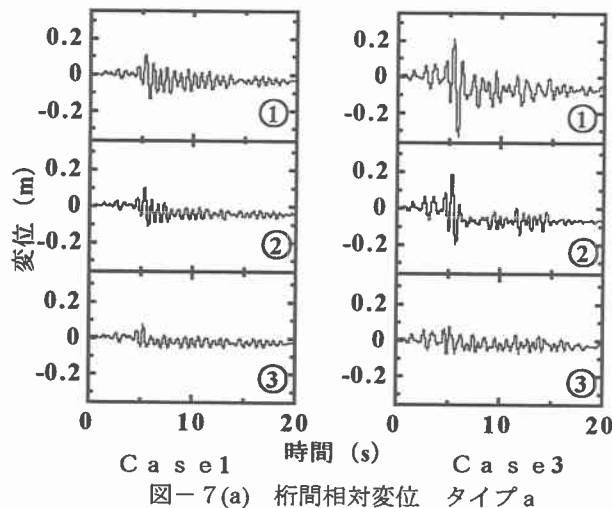


図-7(a) 桁間相対変位 タイプ a

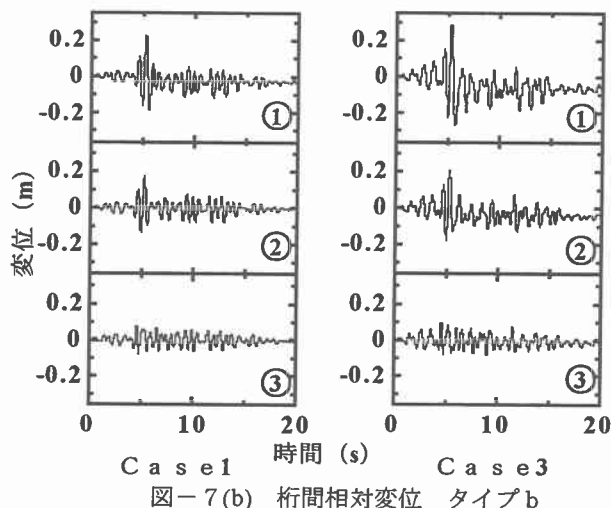


図-7(b) 桁間相対変位 タイプ b

が塑性し大きな履歴ループを示した。これは桁 G1 の方が桁 G2 に比べて重量が大きく P1 橋脚に作用する慣性力が大きくなると考えられる。また PC 鋼棒の剛性を大きくするにつれ桁の連続化が起こり、P1 橋脚において履歴ループは小さくなるが P2 橋脚における履歴ループは大きくなると考えられる。

4.2.3 桁間相対変位

図-7(a)はタイプ a における Case1 と Case3 の P2 橋脚上部の桁間相対変位を、図-7(b)はタイプ b における Case1 と Case3 の P2 橋脚の桁間相対変位を示す。桁間相対変位は PC 鋼棒の剛性が引張に作用したとき+、圧縮に作用したときに-に変位するものとする。各モデルともに PC 鋼棒の 2 次剛性 K_2 が大きくなるにつれて桁間相対変位は抑えられていることがわかる。しかし Case1 においては、PC 鋼棒の剛性の違いはさほど桁間相対変位に影響を及ぼしていないことがわかる。各タイプともに Case1 に比べて Case3 のほうが桁間相対変位大きい。また各モデル①~③すべてにおいてタイプ a に比べタイプ b のほうが桁間相対変位大きいことがわかる。これは上部構造の重量が異なるため桁 G1 と桁 G2 の挙動が異なり、大きな相対変位が生じたと考えられる。桁間隔が 0.2m であるから、両モデルともに Case3 のモデル①は桁の衝突が起こっている。図-8 の Case3 モデル②では P2 橋脚は弾性変形するのに対し、P1 橋脚は塑性により残留変位が生じているため桁間相対変位にも残留変位の影響が見られる。

5. まとめ

本研究では、鋼製橋脚を持つ 2 径間高架橋を対象とし PC 鋼棒の非線形ばね剛性が高架橋全体の非線形挙動に与える影響について解析を行った。タイプ a、タイプ b ともに PC 鋼棒の剛性が増加するにつれて、大きな水平力が発生した。また上部構造が非対称であるタイプ b の方が、対称であるタイプ a よりも大きな水平力が発生する。P1、P2 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係をみると、タイプ a において Case3 モデル②では P2 橋脚は弾性変形をしているのに対し、P1 橋脚は大きな地震力が作用して塑性し、残留変位が生じているために桁間相対変位にも残留変位の影響が見られた。モデル①と

③は P1、P2 両橋脚が上部構造の地震力を負担している。タイプ b では P1 橋脚に塑性が見られたのは桁 G1 の重量が大きいため P1 橋脚に大きな地震力が作用したからだと考えられる。桁の相対変位に着目したとき、橋脚の高さが等しいモデルは PC 鋼棒に作用する水平力は軽減され桁間相対変位を比較的小さくすることができる。橋脚基部に着目すると、上部構造の重量が等しい場合、両橋脚基部は塑性領域に入ることが認められる。重量が異なる場合片方の橋脚基部により大きな曲げモーメントが作用し塑性化するが、片方の橋脚は弾性領域内に変形は抑えられる。今後、各構造要素の損傷状態とその損傷状態が高架橋全体システムに及ぼす影響について研究していく必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、平成 8 年。
- 2) 林川俊郎・村井健二・佐野雅章・山下俊夫：落橋防止装置の剛性が桁間相対変位に与える影響について、土木学会北海道支部論文報告集、第 55 号、(A)、pp.126-129、平成 10 年。
- 3) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、平成 12 年。
- 4) 志村敦・袴田文雄・森川陽介・今西修久：桁遊間の衝突を考慮した高架橋の地震時挙動解析、第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.439-448、平成 10 年。
- 5) 頭井洋・中野将志・大谷修・岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系のエネルギー吸収型落橋防止構造に関する一検討、鋼構造論文集、第 6 巻、第 24 号、pp55-64、平成 11 年。
- 6) 大住道生・運上茂樹・近藤益央：大変位吸収システムが免震橋の地震時振動特性に及ぼす影響、第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp433-438、平成 10 年。
- 7) 越峠雅博・運上茂樹・足立幸郎・長屋和宏：落橋防止構造における緩衝材の効果に関する検討、第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp423-432、平成 10 年。