斜角を有する鉄筋コンクリート壁式橋脚の破壊過程に関する解析的検討

Analytical study on failure process of reinforced concrete wall-type skewed pier

京田英宏*, 三上隆**, 西弘明***

Hidehiro Kyoda, Takashi Mikami and Hiroaki Nishi

*修 (工), 北海道大学大学院, 工学研究科北方圏環境政策工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

**工博, 北海道大学大学院教授, 工学研究科北方圏環境政策工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

***博 (工), (独) 土木研究所寒地土木研究所, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

Wall-type reinforced concrete piers have been broadly constructed out of urban area under space limitation. However the deformation capacity against earthquake should be evaluated appropriately as a function of the skewed angle. This paper aims to grasp the behavior of wall-type skewed piers under cyclic loading using the three dimensional fiber model analysis. As a result, it was found that the fiber model analysis could simulate the experimental results before failure of the longitudinal reinforcement.

Key Words : wall-type pier, skewed bridge, failure process, fiber model

キーワード: 壁式橋脚, 斜橋, 破壊過程, ファイバーモデル

1. はじめに

現行の橋梁耐震設計では, 地震時慣性力の作用方向を橋軸方向と橋軸直角方向の水平二方向に設定し, その慣性力をそれぞれ独立して作用させる検討がなされている^{1), 2), 3)}. これは, 橋軸方向と橋軸直角方向に作用する地震動の最大値が同時に発生する確率が低いこと, 水平二方向に対して同時に慣性力を作用させる検討が煩雑なことなどが理由として挙げられる. しかしながら, 実際の地震時慣性力は水平二方向に対して同時に作用することから, 橋脚の主軸方向とは異なる方向に慣性力が作用することになる. したがって, 橋脚の主軸方向とは異なる方向から慣性力を受ける場合の橋脚の部材特性を把握することは合理的な耐震設計を行ううえで重要と考えられる.

このような主軸方向とは異なる方向から地震時慣性力が作用する (以下, 斜め方向載荷と称す) 問題についてはこれまでも実験的に検討されているが, 何れも空間的な制約のある都市内高架橋に多く採用されている正方形断面を基本としている^{4), 5), 6)}. しかしながら, 河川橋に代表される橋梁の多くは幅厚比の大きく異なる RC 橋脚 (以下, RC 壁式橋脚と称す) であり, 正方形断面による結果をそのまま適用することは難しい. また, 一般的に橋梁は交差条件や立地条件の制約により下部構造を橋軸方向に対して斜めに配置する斜橋となる場合が多い. このような斜橋を支持する橋脚 (以下, 斜角を有する橋脚と称す) は橋軸方向および橋軸直角方向と橋脚の主軸方向が異なるが, 道路橋の耐震設計¹⁾では, 斜角 60° 以

上の場合には設計の簡便さから主軸方向に対する検討しかなされていない.

そこで, 著者ら^{7), 8), 9)}は斜角が RC 壁式橋脚の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするため, 橋脚上の支点条件を考慮した載荷装置による模型実験を実施した. その結果, 斜角を有する場合には損傷が中立軸から遠い隅角部より徐々に進行しながら壁全幅に及ぶことを確認している. このような損傷過程はひび割れやかぶりコンクリートの剥落など外観状態を基本とするものであり, 橋脚内部の損傷状態については未解明である. しかしながら, 地震後の損傷レベルの把握や復旧性を考えるうえで, 内部の損傷状態を把握することは極めて重要と考えられる.

以上を踏まえて, 著者ら⁹⁾が行った橋脚上の支承条件を考慮した斜角を有する RC 壁式橋脚の正負交番載荷実験を対象として, 二軸曲げの問題に対して実績の豊富なファイバーモデル^{10), 11), 12)}に基づく三次元骨組みモデルを用いた非線形静的解析法により, その損傷過程を数値解析的に検証することとした.

2. 既往の実験概要⁹⁾

2.1 実験装置

通常の載荷実験では橋脚模型の頭部に対して載荷しているが, 斜角を有する RC 壁式橋脚の場合には, 橋脚上の支点条件を適切に反映した状態で載荷することが困難である. そこで, 本研究では, 上部構造を模擬した桁に支点を介して橋脚模型を設置し, 橋脚模型のフーチング

図-1 実験装置

に載荷することとした。

図-1 に実験装置の概要図を、橋脚上の支承配置と併せて示す。本装置は、長さ 8.0m の箱桁とそれを中間支点で支持する橋脚模型から構成されており、フーチングを設置した台座に対して橋軸方向に強制変位を与えることにより載荷している。載荷には変位制御を適切に行うため、油圧サーボ載荷装置を使用している。

現在、橋梁には耐震上の理由から積層ゴム支承や免震支承が積極的に採用されている。ゴム支承は任意の水平方向に対して変位と回転が可能であり回転中心を持たないため、斜橋や曲線橋への適用性に優れている。そこで、本実験では橋脚上の支点に積層ゴム支承を使用し、橋脚頭部の回転拘束を緩和した条件のもとで載荷を行うこととした。したがって、橋脚頭部は任意の水平方向に対して変位が可能である。また、橋脚が支持する中間支点および端支点にはすべて積層ゴム支承を使用しており、斜角を有する場合にも桁のたわみ変形は許容される。図-2 に実験に使用した積層ゴム支承の概要図を、表-1 にその仕様を示す。積層ゴム支承は載荷中に破断などの影響のない性能を設定している。

2.2 実験供試体

図-3 に実験供試体の形状図および配筋図、表-2 に実験供試体諸元、表-3 に材料試験結果を示す。橋脚模型の形状は壁幅 600mm、壁厚 200mm の幅厚比 3 とした。支点高 1,321mm、せん断支間比 7.8 である。橋脚模型は既設橋梁を想定し、平成 2 年改訂版の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾ (以下、道示 V と略す) に基づき、

図-2 積層ゴム支承

表-1 積層ゴム諸元

種類	直径 (mm)	断面積 (mm ²)	ゴム厚 (mm)	層数	総ゴム厚 (mm)	せん断 弾性係数 (N/mm ²)	せん断 ばね定数 (kN/mm)
NR	φ 180	25,447	10	2	20	1.20	1.527

設計水平震度 0.2 として震度法により設計している。配筋は実橋の鉄筋量を目安として、軸方向鉄筋比 1.07%、帯鉄筋面積比 0.21% (体積比 0.47%) とした。使用した粗骨材粒径は 13mm である。

一般に道路橋の橋脚基部に作用する軸圧縮応力度は 0.5~2.0N/mm² であり、標準的な断面で 1.0N/mm² 程度である¹³⁾。本研究では断面の広い壁式橋脚を対象とすることから、橋脚基部に作用する軸圧縮応力度は上載重量を調整して 0.5N/mm² に設定した。

道示 V によれば、橋脚の耐震設計は、斜角が大きい斜橋 (斜角 60° 以上) の場合には、計算の簡便さを考えて直橋 (斜角 90°) とみなして橋軸方向および橋軸直角方向の慣性力を求め、これをそれぞれの断面の主軸方向の慣性力とみなして別々に作用させてよいとされている。

図-3 実験供試体

表-2 実験供試体諸元

供試体	斜角 (°)	せん断 支間比	軸方向鉄筋			帯鉄筋			軸方向 鉄筋比 (%)	帯鉄筋比		軸圧縮 応力度 (N/mm ²)
			種類	径	本数	種類	径	間隔 (mm)		面積比 (%)	体積比 (%)	
R90-C	90	7.8	SD295	D10	18	SD295	D6	50	1.07	0.21	0.47	0.50
R60-C	60	7.8	SD295	D10	18	SD295	D6	50	1.07	0.21	0.47	0.50

表-3 材料試験結果

供試体	軸方向鉄筋 降伏点強度 (N/mm ²)	帯鉄筋 降伏点強度 (N/mm ²)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)
R90-C	369	353	30.8
R60-C	369	353	30.8

そこで、本研究では載荷方向を橋軸方向に固定し、実験供試体の斜角をパラメーターとした。斜角は直橋である斜角 90° および直橋とみなして設計が行われる下限値に相当する斜角 60° の 2 種類である。供試体名の R90-C は斜角 90° を、R60-C は斜角 60° を表している。

表-4 に、道示 V に基づいて地震時保有水平耐力法により計算した実験供試体の耐震性能の一覧を示す。ここで、計算対象は斜角 90° とし、材料強度は材料試験結果を使用している。表から明らかのように実験供試体の破壊形態は曲げ破壊型である。

なお、本実験では軸方向鉄筋の伸び出しは計測していないため、載荷実験より得られる橋脚頭部の水平変位には、躯体部の曲げ変形による変位と軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転変位の 2 成分が含まれている。

2.3 載荷方法

実験は、斜角 90° および斜角 60° の RC 壁式橋脚模型に対して、橋軸方向に対する正負交番載荷を実施している。本実験では、橋脚基部における引張側最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみ 1,800 μ に達する時を降伏とみなし、その時に橋脚頭部に生じる変位を降伏変位 δ_y と定義し

表-4 耐震性能計算値

供試体	R90-C			
	橋軸方向		橋軸直角方向	
地震動タイプ	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
降伏変位 (mm)	7.08	7.08	2.74	2.73
降伏耐力 (kN)	28.30	28.30	105.24	105.13
終局変位 (mm)	31.60	44.41	18.89	38.97
終局耐力 (kN)	28.30	28.30	105.24	105.13
せん断耐力 (kN)	95.27	104.99	253.23	263.76

ている。したがって、正負交番載荷の基準変位量を降伏変位 δ_y に設定した場合、供試体ごとに基準変位量が異なり、斜角による影響を評価しにくくなる。そこで、斜角 90° の R90-C 供試体の降伏変位 δ_y を基準変位量 δ_0 と定義し、斜角 60° の R60-C 供試体についても R90-C 供試体の降伏変位 δ_y を基準変位量 δ_0 として正負交番載荷を行っている。正負交番載荷は、基準変位量 δ_0 の整数倍の変位量 $n \times \delta_0$ ($n=1,2,3,\dots$) で順次変位振幅を増加させながら繰返し実施している。また、同一変位振幅における繰返し回数は 3 回に設定している。

(a) R90-C

(b) R60-C

図-4 荷重—水平変位関係

(a) R90-C

(b) R60-C

図-5 損傷状況

2.4 実験結果

図-4 に荷重—水平変位関係を示す。ここで、荷重は処女載荷方向を正として表している。また、水平変位は橋脚基部に対する頭部の相対変位を表している。

図-5 に各供試体の損傷状況を示す。ここで、図中の破線は100mm×100mmのメッシュを表している。

(1) 斜角 90°

斜角 90° の R90-C 供試体の損傷状況について考察す

る。まず、変位 6.1mm、荷重 31.8kN で最外縁の軸方向鉄筋が降伏に達している。2δ₀ 載荷で荷重が 40kN に達した後、荷重レベルを維持したまま推移している。2δ₀ 載荷終了の段階で、橋脚基部からの高さ 600mm の範囲に 100mm 間隔の水平ひび割れが発生している。また、載荷終了まで、ひび割れ分布に大きな変化はみられない。6δ₀ 載荷で、橋脚基部のコンクリート表面に圧壊が生じている。7δ₀ 載荷で、橋脚基部から 100mm の位置のひ

図-6 解析モデル図

び割れが開き、変位振幅の増加とともにその幅が広がっていく。その後、 $11\delta_0$ 載荷の第1サイクルで最大荷重 45.3kN に達し、 $11\delta_0$ 載荷の第2サイクル中に正面の橋脚基部 150mm の範囲のかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈にともない荷重が低下している。 $12\delta_0$ 載荷で正面の座屈した軸方向鉄筋のうち1本が破断し、さらに、 $13\delta_0$ 載荷で正面の帯鉄筋のはらみ出し、背面のかぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋の座屈が生じ、 $14\delta_0$ 載荷の第1サイクルで終局に至っている。

軸方向鉄筋の座屈の腹は、橋脚基部から 50mm の位置にあり、座屈長は 100mm ($=1/2D$) である。

(2) 斜角 60°

斜角 60° の R60-C 供試体の損傷状況について考察する。まず、基準変位量 δ_0 よりも低い変位 5.1mm 、荷重 29.7kN で隅角部に位置する最外縁の軸方向鉄筋が降伏に達している。 $2\delta_0$ 終了の段階で、橋脚基部から高さ 600mm の範囲に 100mm 間隔の水平ひび割れが発生しているが、基部から 100mm の位置のひび割れは隅角部周辺にのみ生じている。この隅角部のひび割れは、変位振幅の増加にともない正面および背面に進展している。 $2\delta_0$ 載荷以降も荷重は線形的に増加を続けている。 $4\delta_0$ 載荷で、橋脚基部のひび割れが開き、変位振幅の増加とともにその幅が広がっていく。 $6\delta_0$ 載荷で 60kN 程度に達した後、荷重レベルを維持したまま推移している。 $7\delta_0$ 載荷で、橋脚基部の正面-左側面の隅角部にコンクリートの圧壊が発生している。 $10\delta_0$ 載荷の第1サイクルで、最大荷重 62.1kN に達している。また、 $10\delta_0$ 載荷中に、正面-左側面の隅角部のかぶりコンクリートの

剥落が発生している。その後、 $11\delta_0$ 載荷の第2サイクル中に、かぶりコンクリートの剥落領域が正面-左側面の隅角部から正面中央へと拡大するとともに、正面-左側面の隅角部の軸方向鉄筋の座屈により、荷重が低下している。 $12\delta_0$ 載荷で、正面-左側面の隅角部の軸方向鉄筋1本の破断、正面の軸方向鉄筋の座屈および帯鉄筋のはらみ出し、背面-右側面の隅角部のかぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋の座屈にともない荷重がさらに低下している。 $13\delta_0$ 載荷で、背面-右側面の隅角部の軸方向鉄筋1本の破断、背面-右側面の隅角部のかぶりコンクリートの剥落領域が背面中央へと拡大するとともに背面の軸方向鉄筋の座屈が生じている。さらに、 $14\delta_0$ 載荷で、正面-左側面の隅角部に近い軸方向鉄筋のうち正面3本と左側面1本の計4本、背面-右側面の隅角部に近い軸方向鉄筋のうち正面1本と右側面1本の計2本の破断により荷重が急激に降下し、 $15\delta_0$ 載荷の第1サイクルで終局に至っている。

軸方向鉄筋の座屈の腹は、橋脚基部から 25mm の位置にあり、座屈長は 50mm ($=1/4D$) である。

3. 解析概要

3.1 解析手法

検討対象である斜橋を有する RC 壁式橋脚の正負交番載荷実験は三次元非線形挙動を示すことから、設計に用いられる M- θ モデルあるいは M- ϕ モデルのような部材非線形による手法の適用は困難である。そこで、本検討には材料非線形を直接扱えるファイバーモデルに基づく

図-7 ファイバーモデルのセル分割

図-8 軸方向鉄筋の伸び出しの M-θ モデル

(a) RC Zone (b) PL Zone

図-9 コンクリートの材料構成則

図-10 軸方向鉄筋の材料構成則

三次元骨組みモデルによる非線形静的解析法を採用した。荷重方法は変位制御とし、実験と同様の荷重履歴を与えている。解析コードにはUC/win-FRAME(3D)を使用した。本コードには東京大学コンクリート研究室で開発された三次元有限要素解析コード COM3^{14), 15)}の鉄筋コンクリートの材料構成則モデルが実装されている。

3.2 解析モデル

図-6 に三次元骨組みモデルを示す。箱桁には弾性はり要素、箱桁一支承間、橋脚一支承間およびフーチングには剛要素、橋脚にはファイバーモデルを適用した。橋脚の要素長は、コンクリートの圧縮強度試験の供試体寸法と等しい壁厚 D ($=200\text{mm}$) で等分割した。ファイバーモデルにはTimoshenkoはり理論に基づく3節点アイソパラメトリック要素を適用している。したがって、要素内に2点のガウス点を持ち、曲率分布は1次関数となる。

図-7 にファイバーモデルの断面のセル分割を示す。断面主軸方向と荷重方向が異なることから、セル分割は極力正方形となるように調整している。この際、鉄筋とセルの重心位置は一致させている。また、各セルを鉄筋とコンクリートの付着作用が及ぶ領域 (RC Zone) と付

着作用が及ばない領域 (PL Zone) に分類するゾーニング手法を採用し、ひび割れ発生以降の剛性の精度を高めている。

フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる影響は、橋脚基部に回転ばねとしてモデル化している。本検討では、渡邊ら¹⁸⁾の手法により M-θ モデルを算出し、履歴則には Takeda モデルを適用している。図-8 に M-θ モデルの骨格曲線を示す。

3.3 材料構成則

(1) コンクリートの材料構成則

コンクリートには、COM3 の除荷・再荷を含む経路依存型の構成則モデルを適用している。ひび割れ発生後の引張挙動のモデル化は、鉄筋とコンクリートの付着作用が及ぶ RC Zone には Tension Stiffening、付着作用が及ばない PL Zone には Tension Softening を考慮している。図-9 にコンクリートの構成則モデルを示す。

(2) 鉄筋の材料構成則

鉄筋には、COM3 のバウジナガー効果を考慮した経路依存型の構成則モデルを適用している。座屈モデルには、Mackawa ら¹⁵⁾の細長比、鉄筋降伏強度および要素長を

図-11 積層ゴムの軸方向ばね復元力特性

図-12 積層ゴムの回転ばね復元力特性

パラメーターとする骨格曲線を適用している。座屈判定は、かぶりコンクリートに生じる圧縮ひずみが限界値を超えると剥落し軸方向鉄筋が座屈するという理論に基づいている。

軸方向鉄筋の座屈長は塑性ヒンジ長に近似する傾向にあることが知られており、本検討では道示Vに基づいて式(1)により塑性ヒンジ長を算出した。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (1)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

ここに、 L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

h : 橋脚基部から載荷点までの距離 (mm)

D : 断面高さ (mm)

斜角 90° の R90-C 供試体については、塑性ヒンジ長 $L_p = 100\text{mm}$ であり、実験で確認された座屈長と符合している。一方、斜角 60° の R60-C 供試体については、実験の座屈長が R90-C 供試体の $1/2$ であることから、 $1/2 L_p = 50\text{mm}$ に設定した。図-10 に軸方向鉄筋の構成則モデルを示す。なお、本検討では鉄筋の破断についてはモデル化していない。

3.4 積層ゴム支承

積層ゴムの軸方向特性は、ある引張応力度に至ると急激に変形が進行することが知られている。また、曲げ剛性はある曲げモーメントに至ると回転角が急増することが明らかとなっている。したがって、積層ゴムの復元力特性を適切に考慮しなければ、橋梁の耐震性能の評価を誤ることが懸念される。

このような積層ゴムの変形特性について、建築分野では多くの力学モデルが提案されている^{16),17)}。本検討では菊地ら¹⁶⁾の手法に基づいて、鉛直方向に非線形弾性ばね、橋軸方向および橋軸直角方向軸回りに非線形回転ばねを設定した。なお、本検討に使用した解析コードでは菊地らの非線形回転ばねの復元力特性を再現できないため、

曲線モデルをトリリニア型で近似し、履歴則に Takeda モデルを適用することとした。図-11 に軸方向の非線形弾性ばね、図-12 に橋軸方向および橋軸直角方向軸回りの非線形回転ばねの骨格曲線を示す。

また、橋軸方向および橋軸直角方向に対して実験装置の支承条件は弾性支持であるが、載荷サイクル毎に支承の変位量に変化するため、解析において橋脚の変位量を制御することは困難である。したがって、載荷方向である橋軸方向の支承条件は固定支持とした。ただし、橋軸直角方向については、水平変位量が小さなことから線形ばねでモデル化した。

4. 解析結果と考察

4.1 荷重-変位関係

図-13 に R90-C および R60-C 供試体の荷重-水平変位関係について、実験結果と解析結果の比較を示す。ここで、解析結果については、実験において軸方向鉄筋の座屈が進行して荷重が低下する $12\delta_0$ まで示している。また、荷重は載荷荷重について評価しており、軸力による付加モーメントの影響が含まれている。

(1) R90-C 供試体

解析結果は、荷重レベルを概ね再現できていることがわかる。また、 $2\delta_0$ までの鉄筋降伏前後の履歴ループについても一致している。しかしながら、載荷サイクルの増加にともなって、徐々に履歴ループが実験と乖離していく。これは、橋脚上の積層ゴム支承の回転ばね特性を再現しきれていないことが一因と推察される。また、実験では $11\delta_0$ のサイクル中にかぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋の座屈にともなって荷重が低下するが、解析では再現できていない。

(2) R60-C 供試体

解析結果は、R90-C 供試体と同様に荷重レベルを概ね再現できていることがわかる。また、 $2\delta_0$ までの鉄筋降伏前後の履歴ループについても一致しており、その後も

(a) R90-C

(b) R60-C

図-13 荷重-水平変位関係の比較

ある程度再現できている。このような載荷履歴の再現性の差異は、橋脚上の積層ゴム支承の変形モードの違いによるものと推察される。R90-C 供試体の場合には、橋脚の曲げ変形にともなう支承には橋軸直角方向軸回りの回転変形が発生する。一方、R60-C 供試体の場合には、橋脚の曲げ変形により支承には左右で異なる鉛直変形が生じることになる。したがって、積層ゴムの復元力特性の複雑な回転変形の卓越する R90-C 供試体よりも、復元力特性の明確な軸方向変形の卓越する R60-C 供試体の方が、載荷履歴の再現性が高いものと推察される。

4.2 断面損傷状況

図-14 にファイバーモデルによる橋脚基部断面の損傷状況を示す。ここでは、実験において損傷が発生、進行する $7\delta_0 \sim 12\delta_0$ の各載荷サイクル終了時の累積損傷状況を示している。

(1) R90-C 供試体

解析では $7\delta_0$ において最外縁のかぶりコンクリートが圧縮強度に達しており、その後、 $11\delta_0$ において終局強度に達している。しかしながら、鉄筋近傍のかぶりコンクリートは圧縮強度を超えておらず、軸方向鉄筋の座屈には至っていない。したがって、座屈により荷重が低下する実験結果を再現できていないことがわかる。

(2) R60-C 供試体

実験で隅角部の圧縮損傷が生じる $7\delta_0$ において、隅角部のかぶりコンクリートは圧縮強度に達している。また、 $7\delta_0 \sim 12\delta_0$ におけるコンクリートの損傷が隅角部から壁全幅に広がるとともに、 $11\delta_0 \sim 12\delta_0$ にかけて軸方向鉄筋の座屈が進行しており、実験の損傷過程と符合している。また、軸方向鉄筋の座屈本数の増加にともなう荷重レベルの低下についても再現できている。したがって、ファイバーモデルに基づく座屈モデルにより、斜角を有する橋脚の損傷レベルを把握することが可能であり、復

旧性の判定に対して有効と考えられる。

なお、R90-C 供試体と R60-C 供試体の座屈現象の再現性に差異がみられるが、その原因については不明である。ファイバーモデルに基づく座屈モデルの適用性については今後の研究課題としたい。

5. まとめ

本研究では、著者らが行った橋脚上の支承条件を考慮した斜角を有する RC 壁式橋脚の正負交番載荷実験を対象として、ファイバーモデルに基づく三次元骨組みモデルによる非線形静的解析法により、その損傷過程を数値解析的に検証した。得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- 1) ファイバーモデルに基づく非線形静的解析法により、斜角の有無にかかわらず、鉄筋降伏前後までの履歴特性を概ね再現可能である。
- 2) ファイバーモデルに基づく座屈モデルにより、斜角を有する橋脚の損傷が中立軸から遠い隅角部から徐々に進行し壁全幅に及ぶ損傷過程について、荷重軟化前後まで概ね再現可能である。
- 3) ファイバーモデルに基づく座屈モデルは、斜角を有する橋脚について座屈を含めた損傷レベルの把握が可能であり、復旧性の判定に対して有効な手法と考えられる。
- 4) ファイバーモデルに基づく座屈モデルの再現性には差異がみられるが、その原因については不明であり、その適用性について留意が必要と考えられる。
- 5) 積層ゴム支承を有する橋梁の橋梁全体系の耐震性能を評価する場合、せん断変形だけでなく、軸方向変形および回転変形について適切にモデル化することが重要である。

(a) R90-C

(b) R60-C

図-14 橋脚基部断面の損傷状況

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，1999.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2007.
- 4) 川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす斜め方向載荷の影響，土木技術資料，Vol.33，No.8，pp.27-33，1991.
- 5) 西田秀明，運上茂樹，長屋和宏：正方形断面を有する RC 柱を斜め載荷した場合の動的耐力・変形性能，第 4 回地震時保有水平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.215-220，2000.
- 6) 川村 力，谷村幸裕，渡邊忠朋，本間郁美：斜め方向に載荷された矩形 RC 柱の部材性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.937-942，2005.
- 7) 京田英宏，佐藤昌志，熊谷健一，三上 隆，石川博之：斜角を有する鉄筋コンクリート壁式橋脚の耐荷性状に関する基礎的実験，構造工学論文集，Vol.53A，pp.461-472，2007.
- 8) 京田英宏，佐藤昌志，熊谷健一，石川博之：斜角を有する RC 壁式橋脚の静的挙動に関する基礎的実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.895-900，2007.
- 9) 京田英宏，三上 隆，西 弘明：斜角を有する鉄筋コンクリート壁式橋脚の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.395-404，2011.
- 10) 土屋智史，福浦尚之，前川宏一：Fiber Model を用いた 3 次元有限要素動的解析による多方向入力を受ける RC 橋脚の応答，「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム論文集，pp.359-368，1998.8
- 11) 土屋智史，小笠原政文，津野和宏，市川 衡，前川宏一：常時偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート柱の多軸曲げ挙動と非線形解析，土木学会論文集，No.634/V-45，pp.131-143，1999.11
- 12) 西田秀明，運上茂樹：水平二方向入力を受ける鉄筋コンクリート柱の応答挙動に対するファイバーモデル解析の適用性，第 8 回地震時保有水平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.299-304，2005.
- 13) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究，土木研究所報告，第 190 号，1993.9
- 14) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5
- 15) K. Maekawa, A. Pimanmas, H. Okamura : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.3
- 16) 菊地 優，山本祥江，越川武晃，上田正生：積層ゴムの大変形領域の特性を考慮した免震建物の地震時挙動（その 1 力学モデルの提案），日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.559-560，2006.9
- 17) 飯塚真巨：積層ゴムの大変形挙動をシミュレートする巨視的力学モデル，日本建築学会構造系論文集，No.568，pp.83-90，2003.6
- 18) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤 勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001.8

(2011 年 3 月 8 日受付)