

新潟県中越地震で被災した PC 橋梁の被害分析

九州工業大学工学部 正会員 Ph. D. ○幸左賢二
 東日本旅客鉄道株式会社 津吉 毅
 九州工業大学工学部 加藤啓介
 九州工業大学大学院 宮園雅裕

1. はじめに

2004年10月に発生した新潟県中越地震では、鉄道や高速道路など多くのコンクリート構造物が被害を受けた。その中で、図-1に示す鉄道橋梁は橋脚や支承に被害を受け、特に橋脚の段落し部に曲げ損傷が確認された。1996年の兵庫県南部地震をはじめとして、段落し部の地震時の脆弱性については、すでに指摘されているところであるが、実構造物で発生した損傷を対象とした詳細な分析は極めて少ない。そこで、本研究では本橋の耐震性能を評価するために、その被害状況を詳細に調査・分析するとともに、橋梁全体系を対象とした非線形動的解析を行い、段落し部に損傷を受けた橋脚の損傷メカニズムを明らかにした。

2. 対象橋梁の構造緒元と被害概要

2.1 対象橋梁

図-1に橋梁全体図を示すとともに、今回の地震による被害状況を示す。本橋は1977年7月に竣工した橋長228.2mの3径間連続PC箱桁橋で、一級河川を交差角60°で横断する。支間長は68.0m+90.0m+68.0m=226.0mで、中間橋脚であるP2、P3橋脚は高さ18.3mのRC単柱式円形橋脚であり、端部橋脚であるP1、P4橋脚は高さ11.0mのRC単柱式矩形断面で、隣接の高架橋と掛け違いとなっている。基礎構造は、P2、P3橋脚はニューマチックケーソン基礎であり、P1、P4橋脚は直接基礎となっている。全橋脚に鋼製のローラー支承が設置されており、P3橋脚のみ固定である。また、地盤条件はII種地盤である。地震発生直後に現地調査を行った結果、P1橋脚では支承の損傷、P2橋脚では支承の損傷と段落し部の曲げ損傷、P3橋脚では支承の損傷と段落し部の曲げ損傷、P4橋脚では支承の損傷が確認された。

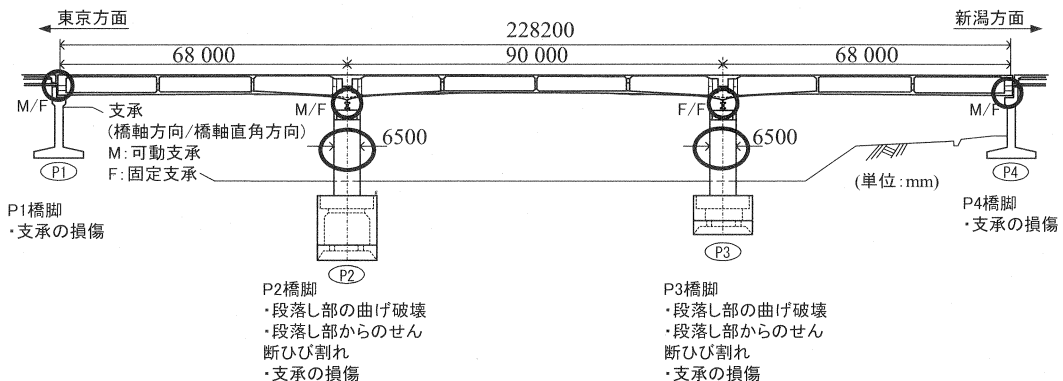


図-1 橋梁全体図

2.2 橋脚の損傷状況

躯体にひび割れ損傷が確認された中間橋脚の配筋図を図-2に示す。なお、P2橋脚とP3橋脚は同一形状である。これらの橋脚は高さ約20.3m、直径6.5mのRC単柱円形橋脚であり、軸方向鉄筋(D32)が基部から7.8mの位置(第1段落し部(A))で、3段から2段に、11.85mの位置(第2段落し部(B))で、2段から1段配筋に段落しされている。軸方鉄筋比 ρ_t は基部(3段配筋)で1.29%、段落し下部(2段配筋)で0.86%、段落し上部(1段配筋)で0.43%である。また、帯鉄筋はD19の円弧形鉄筋4本をフック無しの重ね継ぎ手で接合しており、帯鉄筋比 ρ_w は基部で0.15%、段落し下部で0.07%、段落し上部で0.03%である。

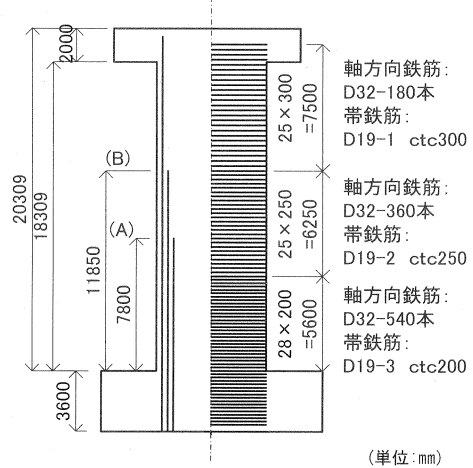


図-2 P2, P3 橋脚配筋図

中間橋脚の段落し部の損傷状況を、写真-1、図-3に示す。図-3には各橋脚の橋軸および橋軸直角方向から見た損傷状況を示している。いずれの橋脚でも、基部から約12mの第2段落し部付近で水平の曲げひび割れが生じており、ひび割れに沿って一部を残しほぼ全周で幅1.3~1.8mにわたりかぶりコンクリートが剥落していた。この曲げ損傷部では、軸方向鉄筋は座屈によって橋脚全周にわたり100mm程度はらみ出しており、帯鉄筋が2,3本外れて落下していた。

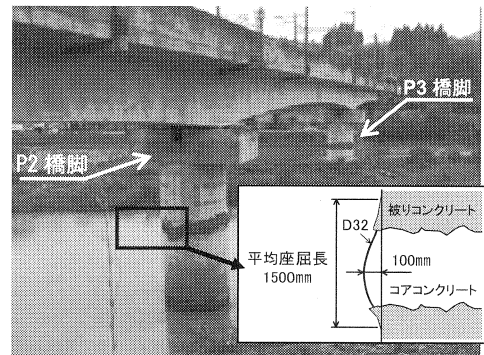


写真-1 P2 橋脚段落し部の損傷状況

P2橋脚について、図-3より、橋軸方向②でコンクリートの剥離面積が最も小さいことと、橋軸方向①、②では、損傷位置から下流側斜め下方向に向かって、橋軸直角方向に斜めひび割れが生じていることから、橋軸方向よりも橋軸直角方向に大きな慣性力を受けた可能性が高いと考えられる。なお、基部の損傷状況は、橋脚基部に洗掘防止の根巻きコンクリートがあるため、損傷を確認することが出来なかったが、根巻きコンクリートも耐力を負担するため、損傷は軽微であったと考えられる。

P3橋脚についてもP2橋脚とほぼ同様に、図-3の橋軸方向⑤、⑥に見られるように、下流側斜め下方向に橋軸直角方向の曲げによる斜めひび割れが生じているので、橋軸方向よりも橋軸直角方向に大きな慣性力を受けたものと考えられる。

一方、端部橋脚であるP1, P4橋脚は、橋軸方

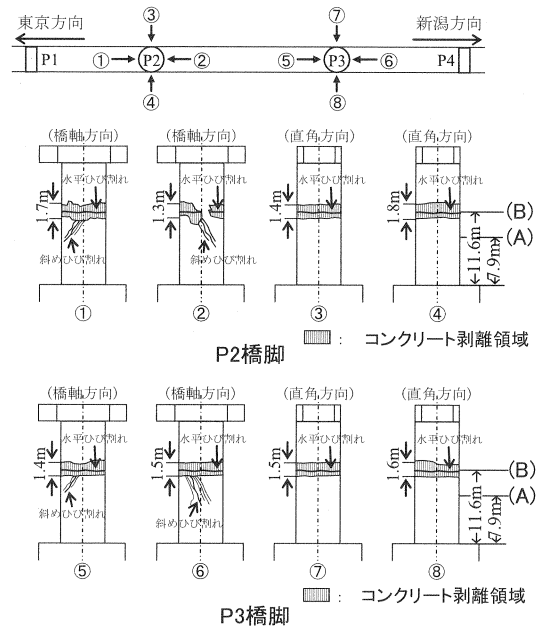


図-3 P2, P3 橋脚の損傷図

向、橋軸直角方向ともに目立った損傷は確認されなかった。なお、P1 橋脚上の桁端部では、隣接の連続高架橋の桁衝突によるひび割れが確認されたが、損傷は軽微であり、橋軸方向には大きな慣性力は作用していないと考えられる。

2.3 支承およびストッパーの損傷状況

図-4 に全支承の損傷状況をまとめて示す。P1 支承では、サイドブロックの外側へのそり曲がりやボルトの破断、センターブロックの溶接切れ、ローラーの折れ曲がり確認されたことから、橋軸直角方向に大きな慣性力が働いたものと考えられる。その他の支承は、P4 支承は P1 橋脚と同様な損傷状況であり、P2, P3 支承は、外観上大きな損傷は見られないが、サイドブロックのボルトが破断しているものやセンターブロックの溶接切れが見られた。

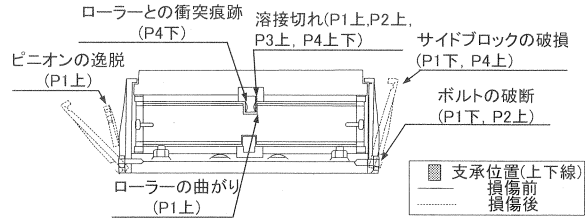
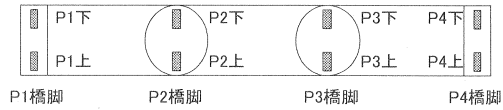


図-4 支承の損傷図

図-5 に鋼角ストッパーの損傷状況を示す。P1~P3 橋脚の鋼角ストッパーは支承の間に 2 個配置されており、塗装の剥離や粘性充填材の流出が確認され、橋軸直角方向に大きな地震力を受けたことが伺える。P4 橋脚では、塗装の剥がれや粘性充填材の流出に加え、桁本体の横桁となるストッパー背面（新潟方面）側で桁コンクリートの剥落および橋軸直角方向のひび割れが確認できた。しかし、ストッパー自体に外観上損傷は見られないことから、大きな慣性力は受けたものの耐力は保持していると考えられる。

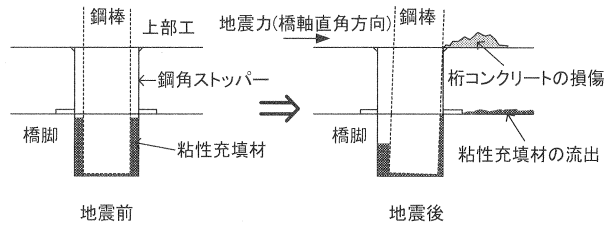


図-5 ストッパーの損傷図

以上、橋軸方向での桁端部の損傷が軽微であること、橋脚段落し部での下流側斜め下方向に向かって橋軸直角方向の曲げによる斜めひび割れが生じていて、主たる損傷が橋軸直角方向の地震動により発生していると考えられることから、以下に橋軸直角方向に対する非線形動的解析を行う。

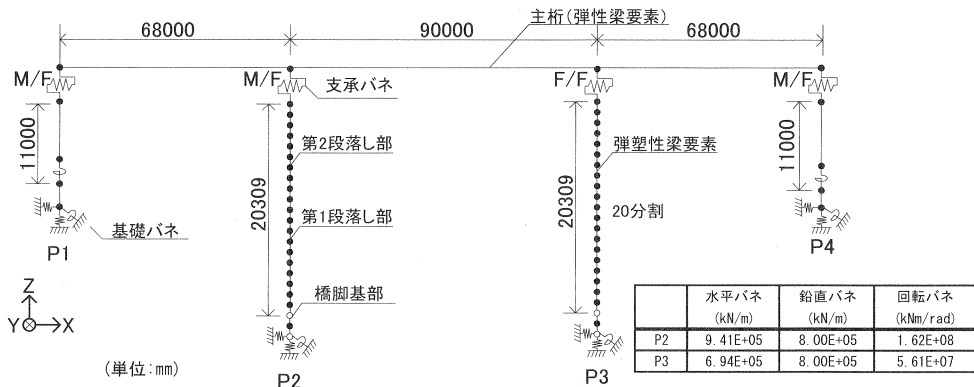


図-6 解析モデル

3. 非線形動的解析

3.1 解析モデル

解析モデルは、図-6 に示すような橋梁全体系の2次元フレームモデルとし、上部構造は弾性梁要素、各橋脚は弾塑性はり要素、ケーソン基礎は剛はり要素を用いている。橋脚の曲げの非線形特性は道路橋示方書V編に準じて、ひび割れを考慮したトリリニア型の武田モデル(剛性低下率 $\gamma=0.4$)を用いており、基礎部は道示V編に準じて水平・鉛直・回転方向に集約バネを設置している。なお、P2、P3橋脚に関しては、図-2 で示すように段落しされているため、橋脚断面の短辺長の1/2を定着長と仮定し、軸方向鉄筋長さを実長から短くしたもものとして、曲げの非線形特性を算出している。図-7 に段落し部と基部のM- ϕ 骨格曲線を示す。

橋軸直角方向の支承のモデルに関しては、各支承は図-4 に示したように、サイドブロック等が損傷しているが、本橋では、橋軸直角方向には鋼角ストッパーが抵抗することから、橋軸直角方向は固定と仮定した。

3.2 解析手法

入力地震波は、新潟県中越地震時に本橋近傍の川口町で観測された強震記録のうち、川口町川口(E-W)波形を用いて、主要動を含む35秒間を橋軸直角方向に入力した。入力地震波形を図-8 に示す。時刻歴応答解析における数値積分には、ニューマークの β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は、 $\Delta t=1/1000$ 秒とした。また、各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、主桁および橋脚は2%、基礎は20%とし、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。なお、解析ソフトは「RESP-T」を使用している。

4. 解析結果

4.1 中間橋脚の損傷評価

損傷評価として主鉄筋の定着長を $d/2$ 考慮したケースの応答結果を以下に示す。

P2橋脚段落し部および基部のM- ϕ 応答履歴を図

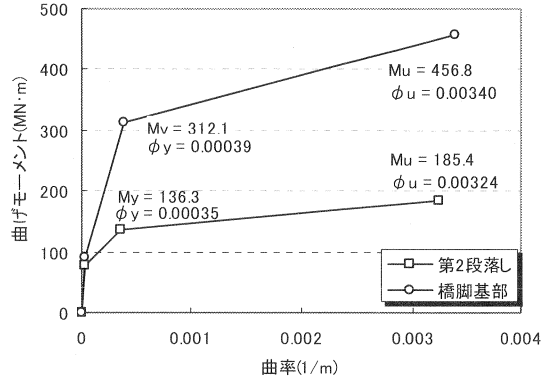


図-7 段落し部のM- ϕ 骨格曲線

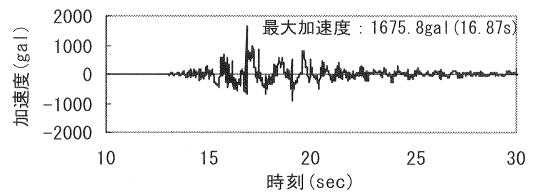


図-8 入力地震波形

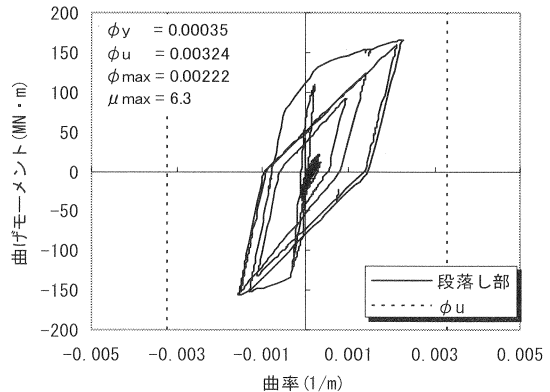


図-9 段落し部M- ϕ 応答履歴

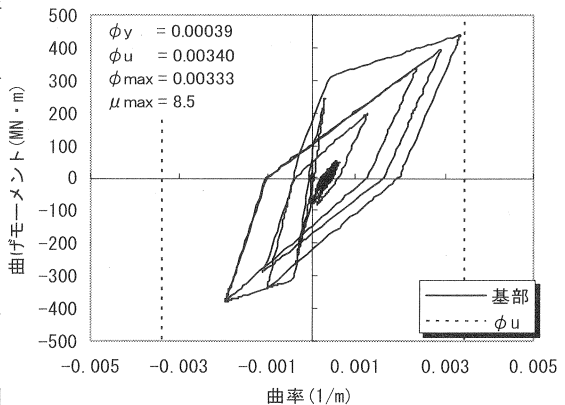


図-10 基部M- ϕ 応答履歴

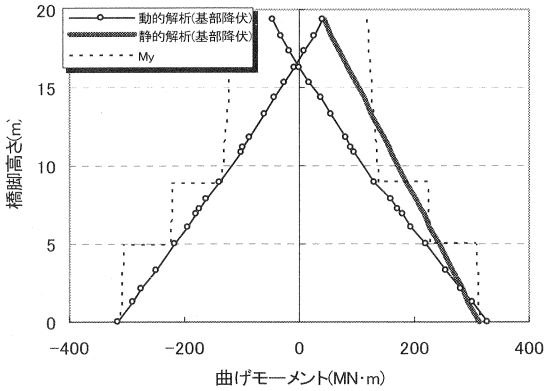


図-11 曲げモーメント分布

—9, 10 にそれぞれ示す。これによると、段落し部、基部ともに主鉄筋が降伏し非線形状態になっていることが分かる。損傷の程度は、最大応答塑性率に着目すると段落し部では $\mu_{max}=6.3$ 、基部では $\mu_{max}=8.5$ となっている。また、図示していないが、P3 橋脚の最大応答塑性率は、段落し部は $\mu_{max}=5.3$ 、基部は $\mu_{max}=6.3$ であるので、最大応答は、P2 橋脚よりも少し小さいものの、P2 橋脚と同様に、段落し部、基部ともに、主鉄筋が降伏し曲げ損傷する結果となった。

基部降伏発生時の応答曲げモーメント分布を図-11 に示す。図より段落し部と基部がほぼ同時に M_y に達している。また、図-11 には片持ち梁とみなした P2 橋脚の Pushover 解析で基部降伏発生時のモーメント分布を併記している。図に示すように橋脚上部端でやや異なった挙動を示しているが、これは、動的解析では、上部構造により P2 橋脚天端の変位が拘束されることによって、橋脚上部端に固定モーメントが発生することによる。

4.2 損傷メカニズムの推定

橋梁全体系の損傷メカニズムをタイムステップごとに追跡する。P2, P3 橋脚天端の時刻歴応答変位を図-12 に、損傷ステップを図-13 に示す。図-12 より P2 橋脚と P3 橋脚は、同じ周期で振動しており位相差は生じないことが分かる。損傷ステップは、P2, P3 橋脚は正側に変形していき (a) 16.52 秒で P2 橋脚の基部と段落し部が同時に曲げ降伏す

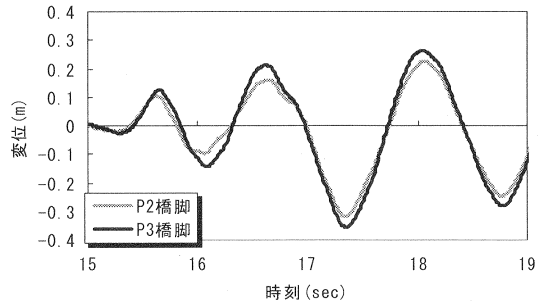


図-12 P2, P3 橋脚時刻歴応答変位

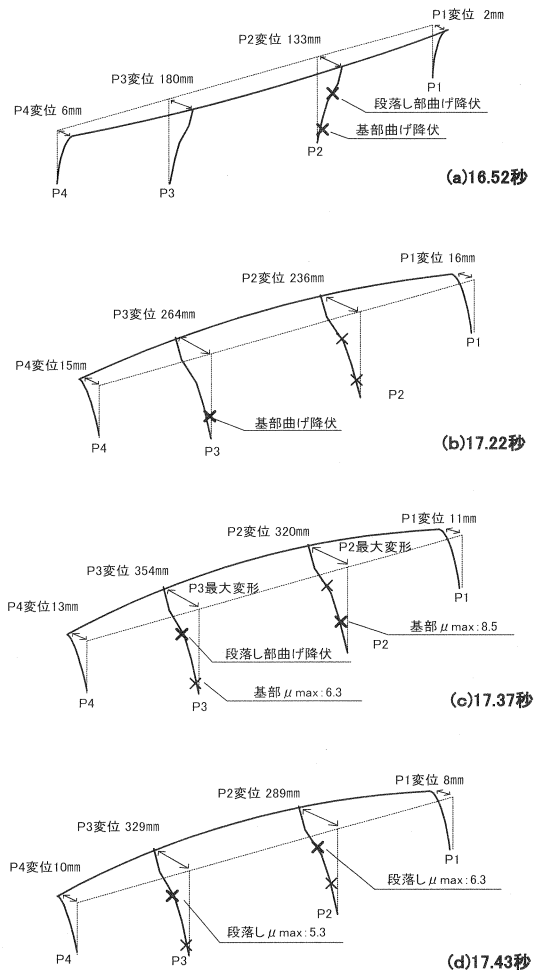


図-13 損傷ステップ図

る. この時の P2 橋脚天端の応答変位は 133mm であり, P1 橋脚の応答変位は 2mm である. その後, さらに変位は増大し 16.65 秒になると P2, P3 橋脚は負側へ変形し始め, (b) の 17.22 秒で P3 橋脚の基部が曲げ降伏する. その後, (c) の 17.35 秒のときに P3 橋脚の段落し部が曲げ降伏する. このとき P2, P3 橋脚天端の応答変位は最大値 320mm, 354mm となり, 基部の塑性率は最大値を示す. 最後に, (d) の 17.43 秒で P2, P3 橋脚段落し部は最大応答塑性率を示す. なお, P1, P4 橋脚は損傷には至らなかった. 端部橋脚と中間橋脚の応答変位を比較すると, P2 橋脚が最大で 320mm 大きく変形するのに対して, P1 橋脚は最大で 16mm 程度と変形が小さい. このことより, 中間橋脚の橋軸直角方向の応答変位は端部橋脚によって抑制され, その結果, P2 橋脚は図-11 に示したように端部固定型のモーメント分布になったと考えられる.

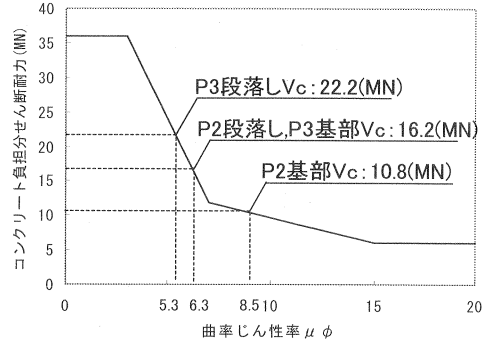


図-14 セン断耐力劣化曲線

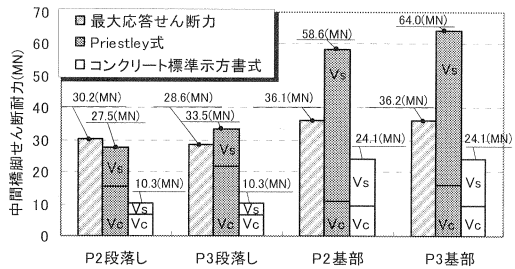


図-15 セン断耐力照査

4.3 セン断耐力照査

中間橋脚の段落し部および基部のせん断抵抗力を検討する. セン断耐力の算出には, 橋脚の配筋図を基に, コンクリート標準示方書式¹⁾と橋脚の変形によって耐力が低下し, 円形の場合, 鉄筋負担分のせん断耐力に角度効果を考慮する Priestley 式²⁾を使用した. コンクリート示方書式によるせん断耐力は P2, P3 橋脚ともに段落し部 10.3MN, 基部は 24.1MN と大幅に作用せん断力を超過している. これに対して図-14 に示すように Priestley 式ではコンクリート負担分のせん断耐力 V_c は橋脚の塑性率によって変化する. このことを考慮した応答せん断力とせん断抵抗の関係を図-15 に示す. Priestley 式で照査すると応答塑性率が 5.3~8.5 でありコンクリート負担分のせん断抵抗力がある程度期待できることから段落し部でも作用せん断力とほぼ等しい値となり, 基部ではかなり余裕のある結果となった.

5. まとめ

- (1) 3 径間連続桁の P2, P3 橋脚は主として橋脚直角方向の地震力により段落し部で損傷が発生したと考えられる.
- (2) 動的解析によると, 中間橋脚段落し部の応答塑性率が 6 程度の変形状態となるが, セン断耐力は応答せん断力と同程度の抵抗力を保持している.
- (3) 動的解析によると, 基部の曲げ降伏時における応答曲げモーメント分布には, 桁固定による端部モーメントの影響がやや認められた. この端部モーメントの影響により, 橋脚段落し部の損傷が抑えられたものと考えられる.

参考文献

- 1) 土木学会: コンクリート標準示方書 V 耐震設計編, pp. 134-138 丸善株式会社, 1996. 6
- 2) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. N. Calvi: SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, pp197 1998. 4