

新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察

A study on damage mechanism of a bridge that suffered disaster with the Niigata-ken Chuetsu earthquake

濱本朋久* 幸左賢二** 阿部弘典*** 猪熊康夫**** 成行義文*****

Tomohisa Hamamoto, Kenji Kosa, Hironori Abe, Yasuo Inokuma and Yoshifumi Nariyuki

*正会員 工修 パシフィックコンサルタンツ株式会社 九州本社技術部 (〒819-0007 福岡市西区愛宕南 1-1-7)

**正会員 Ph. D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

****正会員 工修 日本道路公団 中日本移行本部建設技術部 (〒460-0003 名古屋市中区錦 2-18-19)

*****正会員 工博 徳島大学助教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

In this paper, it summarized the analysis of being suffered to the highway bridge where the disaster occurred with the 2004 Niigata-ken Chuetsu earthquake. Among those structures, it was checked that a bridge showed characteristic disaster by damage on bridge pier with termination of main reinforcement or pounding of bridge girders. In this study, detailed analysis was performed about the damage situation of a bridge that suffered disaster with the earthquake. Moreover, it verified about the damage mechanism in nonlinear dynamic analysis considering pounding of girder end. Furthermore, the analysis model considered resistance of the abutment was proposed.

*Key Words : damage analysis, damage mechanism, pounding of girder end
termination of main reinforcement, resistance model of abutment*

キーワード: 損傷分析, 損傷メカニズム, 桁端衝突, 段落し, 橋台抵抗モデル

1. はじめに

新潟県中越地震では, 道路橋を始めとして多くの構造物に多大な被害が生じた。被害事例の中で, 修正震度法により設計された橋梁は桁遊間量が小さいため, 大規模地震時に桁衝突が生じて橋台にめり込むような損傷の例も報告されている¹⁾。しかしながら, 桁衝突による橋台の損傷形態や抵抗特性の定量的な評価は明らかになっていないのが現状である。また, 耐震補強コスト縮減の観点から考えると, 橋台の拘束効果を考慮して, その代わりに上部構造桁端部と橋台の衝突現象を評価することは一つの方策である。そのためには, 実際に被災を受けた橋梁の桁衝突における損傷メカニズムを調査・分析し, 大規模地震時の動的挙動を把握する必要がある。

一方, 桁衝突に関する既往の研究として, 例えば川島ら²⁾は, 模型振動実験や非線形動的解析から, 桁間衝突の影響や衝突パネによる解析精度などについて明らかにしている。また森山ら³⁾は, 上部構造桁端部と橋脚基部の損傷レベルを評価することで, 最小となる損傷レベルに対応する最適な桁遊間の組み合わせを損傷評価の観点から試算している。さらに運上ら^{4, 5)}は, 橋台本体や橋台背面土の違いが上部構造端部と橋台間の衝突を考慮した橋梁全体系の地震時挙動に及ぼす影響に関して検討している。このように桁衝突に関する研究は数多く行われ

てきたが, 実際に被災を受けた橋梁を対象に各部位の損傷分析を行い, 桁衝突解析による損傷メカニズムの分析を目的とした研究は極めて少ない⁶⁾。

そこで本研究では, 新潟県中越地震により被災を受けた橋梁の中で, 桁衝突による被害が顕著であった橋梁を対象として, 損傷メカニズムの推定を実施した。まず, 被災を受けた構造物に対する既往の調査報告⁷⁾をもとに, 各部位について詳細な損傷分析を加えた。次に, 詳細な被害分析結果より損傷メカニズムを推定し, 桁衝突解析特有の数値解析モデルを設定することで, 損傷シミュレーションを試みた。最後に, 桁衝突による損傷メカニズムに影響を及ぼす橋台の水平変位抑制効果を検証する目的で, 非線形動的解析によるケーススタディを実施した。

2. 被災状況

被災状況の推定は, 図-1に示すような関越自動車道の橋梁を対象に被災状況の詳細な分析を行った。対象橋梁は, 河川を渡河する上下線分離構造のコンクリート橋である。本稿では掛け違い橋脚を有する下り線のうち, 昭和54年に設計されたPC連続箱桁橋を対象とする。固定橋脚(P1橋脚)の段落し部では, 斜めひび割れが確認され(図中①), 可動橋脚(P2橋脚)では鋼製支承の破損が見られた(図中②)。ま

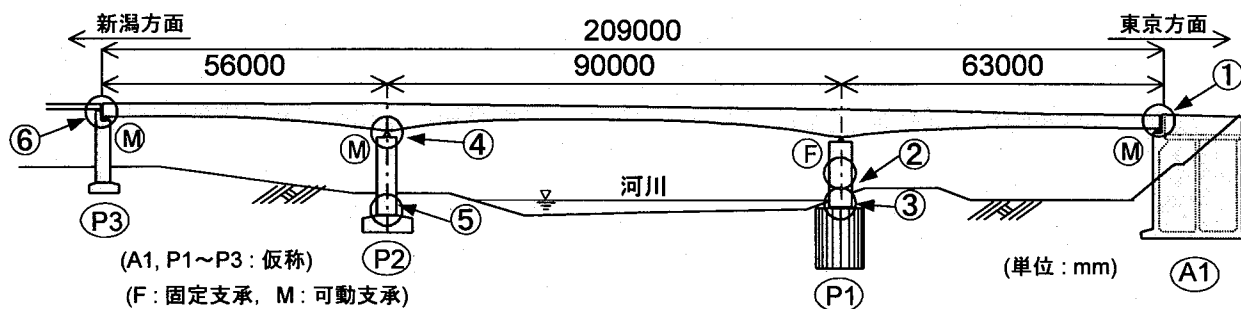


図-1 対象橋梁側面図

た、P3 橋脚では隣接桁を支持する段違い部に、桁衝突によるひび割れが確認された（図中③）。さらに、A1 橋台でも桁衝突の痕跡や胸壁（以下、パラペットと称す）にせん断ひび割れが生じていた（図中④）。以下に、各部位の損傷状況を詳細に分析し、被災に至った損傷メカニズムの推定を試みた。

2.1 橋台の損傷状況

A1 橋台は箱式形式の上下線一体構造で、縦壁は 8 室の隔壁を有する剛性の非常に大きい下部構造である。また、パラペット高さは 3.302m でパラペット厚さは 0.800m である。さらに、パラペット背面の引張主鉄筋は D19ctcl50mm で、前面側の圧縮鉄筋は D16ctcl50mm である。実際の損傷状況は、写真-1(a)に示すように桁端部の張出し床版がパラペットに衝突した痕跡があり、写真-1(b)では桁端部やパラペット前面でコンクリートの剥落やパラペットに最大 30mm のめり込むようなひび割れが生じていた。さらに、橋台側面部においても側壁（以下、ウィングと称す）上部の剛性が小さい箇所、図-2に示すような水平なひび割れが発生していた。なお、桁端部の損傷は桁衝突によりかぶりコンクリートの剥落が確認できた。

2.2 橋脚の損傷状況

P1 橋脚は、単柱式矩形断面を有する固定橋脚である。本橋脚の被害状況は、図-3に示すように平均幅 8mm で、最大 14mm の斜めひび割れが確認された。また、正負交替荷重による斜めひび割れの中心は橋脚天端から約 6.5m の位置であり、この位置は軸方向鉄筋（D32）が 3 段、2 段、1 段と段落とされている。このことから、段落に伴う相対的な主鉄筋および帯鉄筋の比率が小さく、その箇所でもせん断損傷に至ったと考えられる。さらに、橋脚下端の掘削調査結果では、柱基部での曲げ損傷も確認された。次に、P3 橋脚は隣接 PC 中空床版橋との掛け違い橋脚である。P3 掛け違い橋脚の損傷状況を図-4に示す。隣接桁を支持する段違い部の付け根付近に平均幅 5mm のひび割れが生じていた。

2.3 支承の損傷状況

支承に関しては、可動条件である下部構造（A1 橋台、



(a) パラペット部

(b) 可動支承部

写真-1 A1 橋台パラペット部と支承部の損傷状況

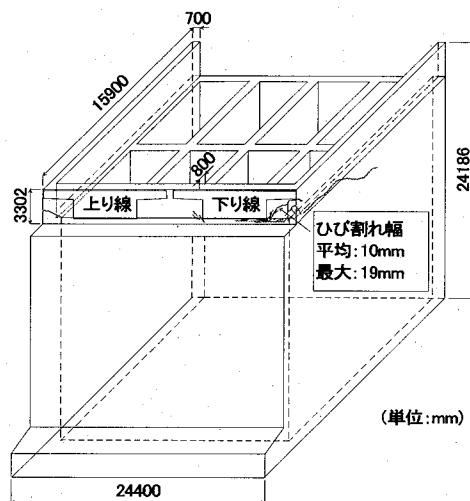


図-2 A1 橋台の損傷状況

P2 橋脚、P3 橋脚）の支承部で大きな損傷が確認された。それは、支承構造が鋼製のピン・ローラー支承であり、当初の設計移動可能性が小さかったため大規模地震により損傷に至ったと推測される。A1 橋台の損傷状況を写真-1(b)および図-5(a)に示す。この損傷から、可動ローラーが設計移動量 60mm を越えて離脱防止用の連結板に衝突し破損に至り、サイドブロックの金具も脱落していることが確認できた。また、P2 橋脚の損傷状況は、図-5(b)に示すように最大 150mm の浮き上がりが確認された。

2.4 伸縮装置の損傷状況

伸縮装置については、A1 橋台側および P3 橋脚側の被害状況を写真-2に示す。A1 橋台側では、図-6(a)に示すように想定以上の地震時移動量が生じたため、伸縮装置の噛み合わせが重なることにより背後の舗装面が押し

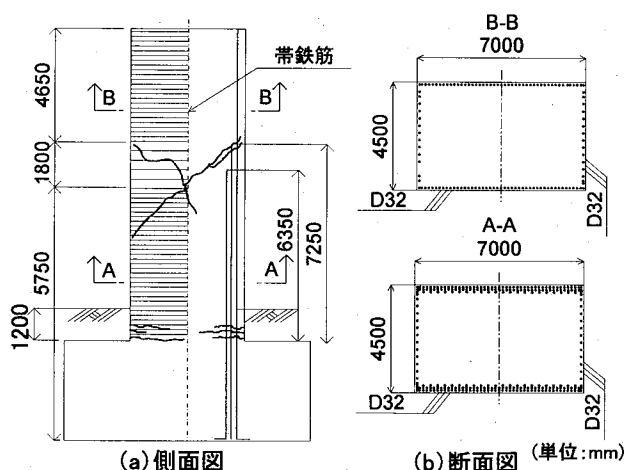


図-3 P1 橋脚形状と損傷状況

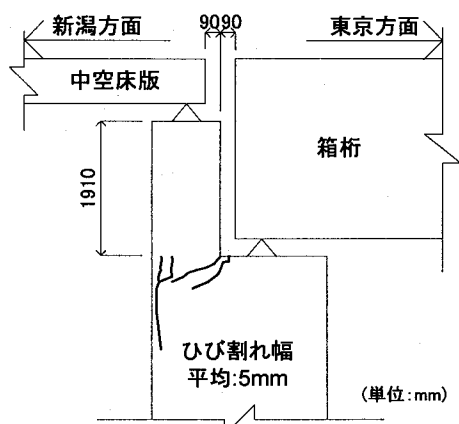


図-4 P3 掛け違い橋脚の損傷状況

込まれている損傷状況が確認された。さらに、P3 橋脚側の損傷は、図-6(b)に示すように設計上の伸縮遊間が小さく、伸縮装置どうしの衝突で定着ボルトが引き抜かれたため、17cm めくり上がった損傷の痕跡が確認できた。

2.5 損傷メカニズムの推定

前述した損傷状況から、各部位の損傷メカニズムを以下に考察する。まず A1 橋台は、可動支承が損傷に至り桁端部が面的にバラベットに衝突する破壊形態を想定し、せん断損傷するメカニズムを推定した。また、P1 橋脚のメカニズムとして、段落とし部のせん断耐力が最も小さい断面でひび割れ損傷が生じると共に、非線形応答に達して橋脚基部の曲げ損傷が発生したと推測される。さらに P3 橋脚は、段違い部のひび割れ発生状況から判断して、箱桁端部が段違い部に衝突するようなメカニズムが推定できる。次に支承部に関しては、今回の大規模地震で設計上想定していた移動可能量を大きく超過したため、可動ローラーと連結板の衝突やサイドブロックの金具類が破損する損傷メカニズムが推測できる。さらに伸縮装置の A1 橋台側では、面的に伸縮装置が衝突すれば背面舗装が押し込まれるように抵抗しているが、P3 橋脚側での損傷は衝突によりめくり上がるような実被害から、桁衝突時に伸縮装置が損傷したメカニズムが

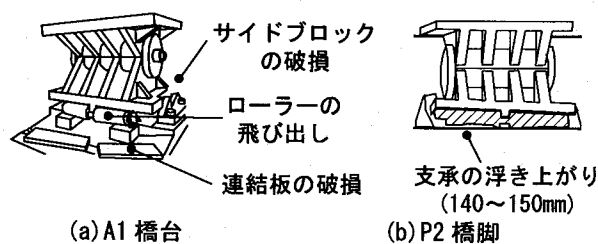


図-5 支承部の損傷状況

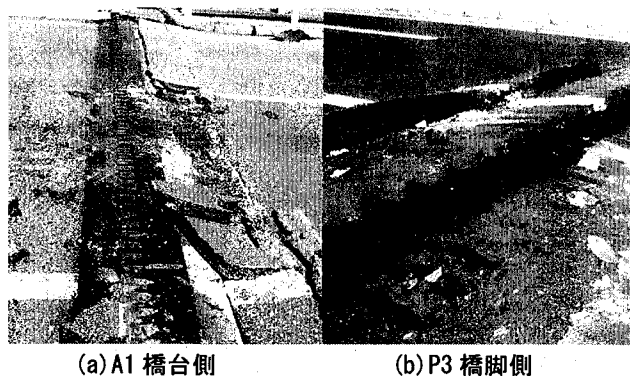


写真-2 伸縮装置の損傷状況

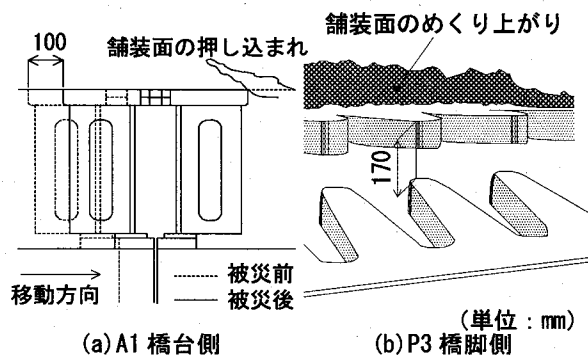


図-6 伸縮装置の損傷状況

推測できる。したがって、当初設計では構造物間の相対変位が小さく算出され、今回の大規模地震時に各部位で衝突現象が生じる結果になったと考える。一方、落橋に至らなかった最大の要因は、桁遊間が小さいため桁衝突による損傷は生じたが、橋梁全体系の動的挙動に対して、橋台による水平変位抑制効果の影響が大きく寄与していたと考える。

以上のことから、橋梁全体系の損傷メカニズムは、もし上部構造端部に橋台がなければ、非常に大きな地震時変位が発生することは否めず、90mm の桁遊間による桁端部と橋台で衝突が生じることで、P1 橋脚の損傷レベルが軽微になったと推測できる。そこで、損傷に至ったシナリオとして、まずステップ1で固定橋脚段落し部のせん断耐力不足によるひび割れ損傷が発生し、橋脚基部の曲げ損傷が生じる。次にステップ2で可動支承の破損などが生じ、ステップ3で桁衝突に至るような損傷順序を想定した。これらを踏まえてより厳密な数値解析を行い、各部位に関する損傷分析の考察を加えた。

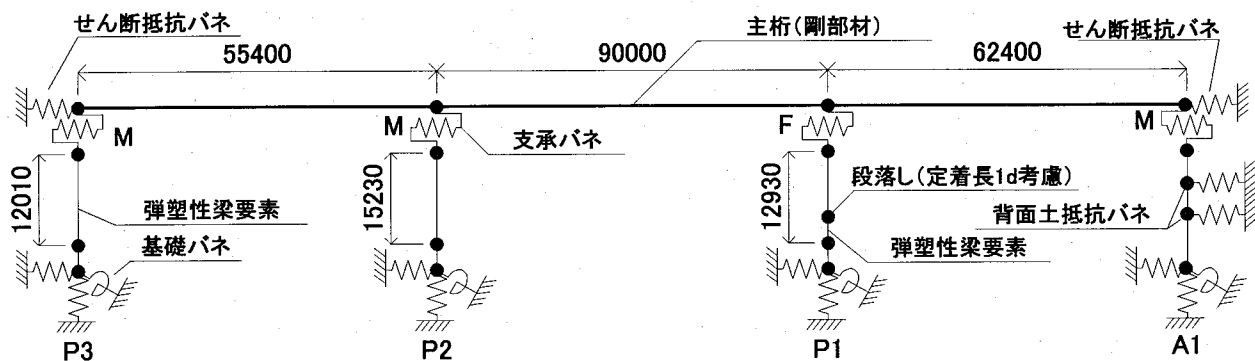


図-7 解析フレームモデル

3. 解析手法

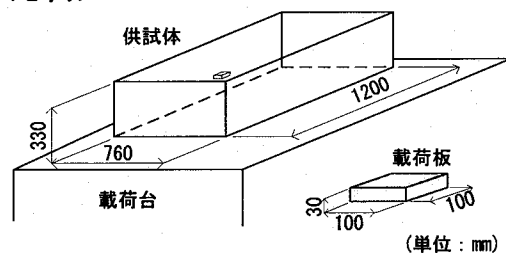
解析手法は、図-7 に示すような橋梁全体系の骨組モデルを設定した。時刻歴応答解析における数値積分には、ニューマークの β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は、 $\Delta t=1/20000$ 秒とした。また、各非線形部材の履歴減衰と、橋梁全体系の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。なお、解析ソフトは「RESP-T」を使用している。

3.1 橋台のモデル化

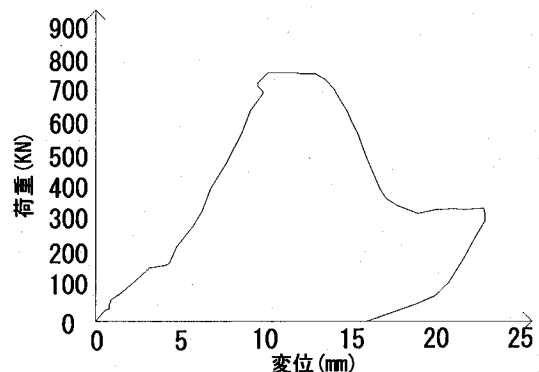
前述したA1橋台の損傷状況から、本検討では桁端部が面的にパラペットに接触する破壊形態として、パラペットがせん断損傷するメカニズムを推定した。そこで、パラペットのせん断耐力は、図-8 に示すような局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押し抜きせん断実験結果⁹⁾より、パラペットのせん断バネを設定した。押し抜きせん断実験における供試体の破壊面積(平均値=78819mm²)をもとに、図-9 に示すようなA1橋台の想定破壊面積を44830966mm²と考えると、約570倍程度の耐力が期待できる。ただし、供試体の相似則を考慮する必要があるが、実験供試体の厚さがパラペット厚さと同等であるため、本検討ではパラペットのせん断耐力は破壊面積に比例すると考えた。以上より、パラペットのせん断耐力を216.2MNとし、パラペットのせん断バネを39.8MN/mmと設定した。なお、パラペットの実被害がせん断破壊まで至っていないことから、パラペット背面土の受働抵抗による影響は考慮していない。

3.2 橋脚および基礎のモデル化

橋脚基部および段落し部の非線形特性は、道路橋示方書V耐震設計編⁹⁾に準じて、ひび割れを考慮したトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を有するはりモデルとした。なお、A1橋台は弾性はり要素、主桁および基礎は剛部材とし、支承、背面土、基礎はそれぞれ線形バネ要素とした。なお、本解析では隣接桁の位相差による桁間衝突の影響が考えられるが、A1橋台の桁衝突現象とP1橋脚段落し部の損傷に着目するため、隣接桁の影響は考慮していない。ここで、P1橋脚の損傷分析によりせん断ひび割れが貫通していないことからせん断耐力が低下し



(a) 供試体および載荷板形状



(b) 押し抜きせん断実験の荷重-変位関係

図-8 既往の実験結果

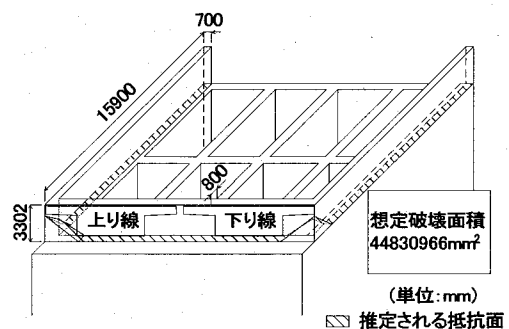


図-9 推定抵抗面

ていないと考え、本検討では曲げ耐力を評価する解析モデルを設定した。さらに、段違い部でも衝突の痕跡が確認されていることより、P3橋脚掛け違い部にもA1橋台同様に桁遊間量90mmを考慮したせん断バネを10.1MN/mmと設置した。

3.3 支承および伸縮装置のモデル化

支承の実被害として、鋼製の可動支承(A1橋台、P2橋脚、P3橋脚)でローラーの飛び出しやサイドブロック

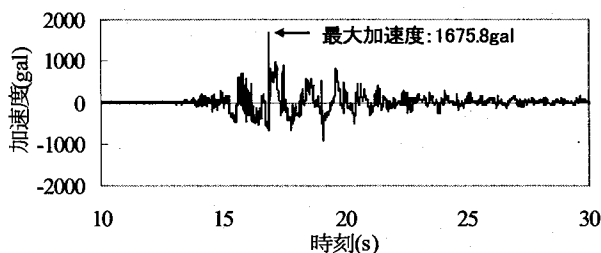


図-10 入力地震波形

の破損などから、水平方向を拘束しないバネ条件を設定した。なお P1 橋脚の固定支承は、損傷が確認されなかったことより、回転方向は拘束しないピン固定条件のバネを設けた。次に伸縮装置のモデル化は、伸縮装置どうしが衝突しめり込む挙動が確認されているが、伸縮装置本体の耐力がパラペット耐力の 1/10 程度と極めて小さいことから、今回の解析では評価していない。

3.4 入力地震動

桁衝突による損傷シミュレーションに用いた入力地震動を図-10に示す。これは、新潟県中越地震時に川口町で観測された強震記録¹⁰⁾のうち、気象庁川口町川口(E-W)の波形であり、橋軸方向に入力した。さらに、入力時間は主要動を含む20秒間とした。

3.5 解析ケース

解析ケースは表-1および図-11に示すように、橋台抵抗バネのバネ定数をパラメータとして4ケース設定した。ここで、Case1(標準ケース)は3.1節で述べたように、既往の実験結果による橋台抵抗を考慮したモデルとなっており、Case2は標準ケースの1/100倍程度と非常に小さい抵抗バネを設定し、模擬的に桁衝突を考慮しないモデルとなっている。次に比較案として、Case3ではウィングの拘束効果を考慮するケースを設定した。それは、パラペットの面的な剛性が3辺固定板に近い変形挙動を有すると考えて抵抗バネを算出した結果、約420MN/mmとなり、Case3は標準ケースの10倍程度の剛性と考えた。さらにCase4は、Caltrans¹¹⁾が実験から求めた橋台抵抗バネの算定式($K_0 = 47000 WH$, $P_y = 370 WH$, W : パラペット幅=24.4m, H : パラペット高=3.3m)を参考とした。この算定式よりパラペットの抵抗バネ定数 K_0 は3.78MN/mm、降伏耐力 P_y は29.79MNとなり、Case4は標準ケースの1/10倍程度の剛性を設定した。

4. 損傷評価

損傷評価では、パラペット部の損傷と橋脚段落し部のせん断ひび割れに着目し、桁衝突を考慮した場合(Case1)と考慮しない場合(Case2)の実被害分析を行った。

まず、Case1およびCase2における上部構造の時刻歴応答変位を図-12に、時刻歴応答加速度を図-13にそれぞれ示す。図-12より、対象橋梁の遊間量は0.09mなの

表-1 解析ケース

解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4
バネ定数(MN/mm)	39.8	0.398	398.0	3.98
遊間(mm)	90	90	90	90

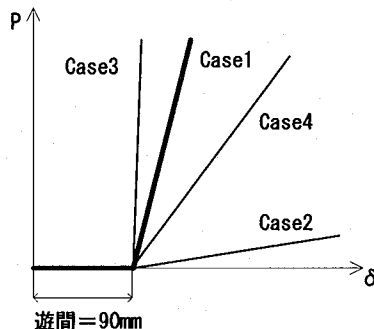


図-11 各ケースのバネ定数

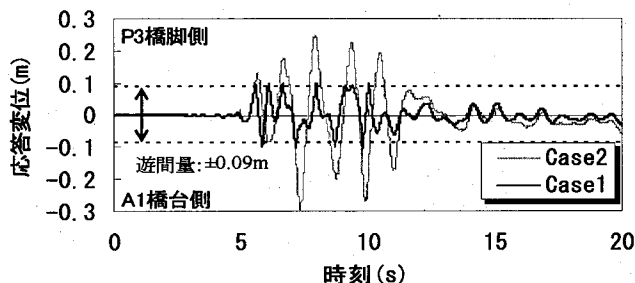


図-12 時刻歴応答変位(主桁端部)

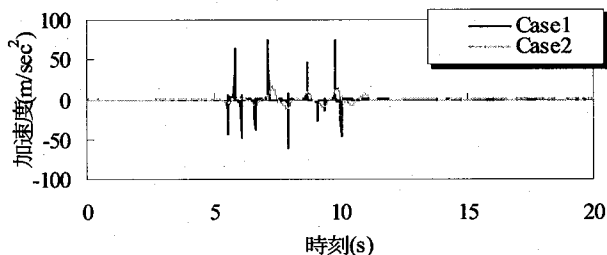


図-13 時刻歴応答加速度(主桁端部)

で、応答変位が0.09mに達すると桁端部がパラペットに衝突することになる。したがって、Case1の場合、合計4回、A1橋台に主桁が衝突する結果となっている。また、Case1では橋台部の抵抗を考慮しているため、Case2と比較して上部構造の水平変位が1/3程度に抑制されることが確認できた。一方、図-13によると、Case1では 50m/s^2 を超える大きな加速度が生じていることが分かる。ここで、図-12の時刻歴応答変位と比較すると、何れも上部構造の変位が、0.1m程度に達した付近で大きな加速度が生じていることから、応答加速度は桁端部がパラペット部に衝突して最大応答値に達する結果となる。図-14に、A1橋台の可動支承の時刻歴応答変位を示す。なお、支承の移動可能量は120mmとなっており、A1橋台側には60mm移動可能となる。図より、Case1およびCase2ともに移動可能量を超過していることから、今回のような大規模地震が作用した場合、橋台抵抗の有無の違いによらず可動支承が損傷する結果となる。

次に、P1橋脚段落し部の応答せん断力を図-15に、P1橋脚基部の応答曲げモーメントを図-16にそれぞれ示

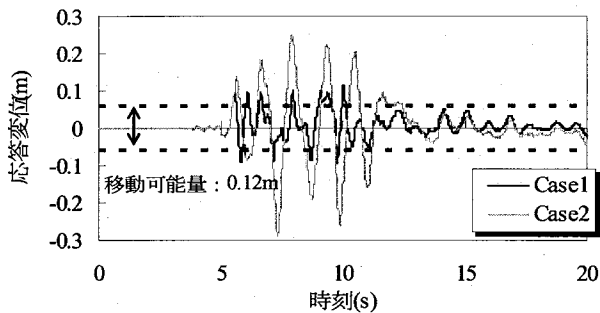


図-14 時刻歴応答変位 (A1 橋台の可動支承)

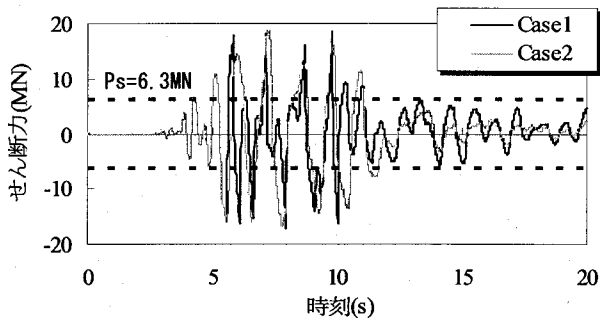


図-15 時刻歴応答せん断力 (P1 橋脚段落し部)

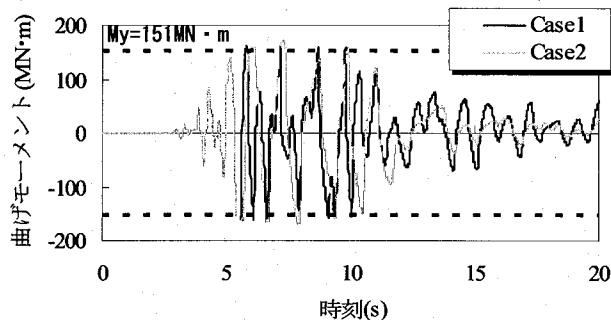


図-16 時刻歴応答曲げモーメント (P1 橋脚基部)

す。これらによると、応答せん断力および応答曲げモーメントともに、Case1, Case2の両者で大きな違いは生じておらず、同様の傾向を示していることが分かる。一方、Case1でP1橋脚に生じる応答を比較した結果、段落し部に生じるせん断力は4.26秒でせん断耐力に達し、橋脚基部に生じる曲げモーメントは5.42秒で曲げ耐力に達しており、Case2の場合でもCase1と同様に、橋脚基部より先に段落し部の方が損傷することとなる。したがって、対象橋梁はせん断損傷先行型となり、段落し部のせん断耐力が不足していることにより実損傷の斜めひび割れが発生したと考えられる。

また、P1橋脚段落し部および基部の応答履歴を、図-17, 18に示す。まず最大応答塑性率に着目すると、段落し部ではCase1の場合 μ_{max} が8.1, Case2の場合と μ_{max} が15.0となり、橋脚基部ではCase1の場合 μ_{max} が16.0, Case2の場合と μ_{max} が26.9となり、上部構造の水平変位が抑制されることによって、最大応答が低減されていることが分かる。なおCase1の場合、段落し部に生じる最大応答曲率は許容曲率 $\phi_a=0.0053$ 以下となっているが、橋脚基部の最大応答曲率は許容曲率 $\phi_a=0.0065$ を超える結果となる。一方、Case2の場合は段落し部、橋脚

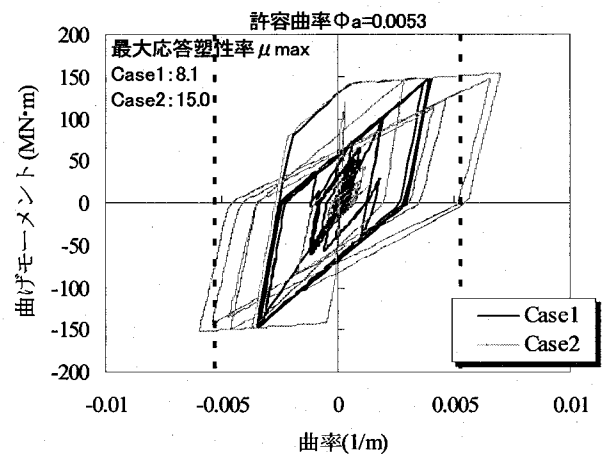


図-17 P1 橋脚段落し部の応答履歴

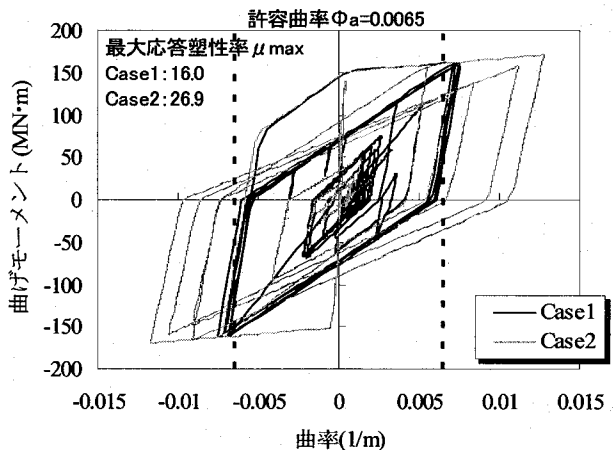


図-18 P1 橋脚基部の応答履歴

基部ともに許容曲率を大幅に超える結果となる。

これらの解析結果をもとに、Case1の場合で対象橋梁の損傷メカニズムをタイムステップごとに追跡した。図-19に損傷ステップ図を示す。なお、せん断損傷に関しては、抵抗値を超えたか否かにより判断する。まず、(a)のように4.28秒でP1橋脚の段落し部でせん断損傷が生じる。ただし、この時点ではP1橋脚基部、可動支承、A1橋台に損傷は生じていない。次に、(b)のように5.42秒でP1橋脚基部が非線形状態に達する。その後は上部構造の水平変位が大きくなり、5.49秒では(c)のように可動支承の移動可能量0.06mに達するため支承が損傷し、さらに変位が大きくなると、(d)のように桁端部がA1橋台に衝突する。なお、Case2のように橋台の抵抗が無い場合は図-20に示すように、最大でCase1の3倍程度の水平変位が生じるため、P1橋脚の損傷が大きくなる危険性が高い。したがって、本検討は橋台が上部構造の水平変位を抑制することで、P1橋脚の損傷が実際の分析結果と同様に軽微となり、橋台の抵抗が無い場合は、P1橋脚の被害はさらに拡大されていた可能性が高いと考えられる。

5. 橋台抵抗パネのケーススタディ

前章の損傷評価では、桁衝突を考慮したCase1の標準ケースと桁衝突を考慮しないCase2の比較検討により、

橋台の拘束効果を確認することができた。以下に、橋台抵抗バネの剛性の違いが応答に与える影響を比較検討する。各ケースにおける最大応答結果の一覧を表-2に示す。まず、最大応答変位に着目すると、Case3の上部構造およびP1橋脚天端の最大応答変位は、Case1に対して1割程度小さくなっており、Case4では逆に4割程度大きくなっている。このように、橋台抵抗バネの剛性の差異による上部構造の水平変位抑制効果の違いが確認された。一方、上部構造の最大応答加速度についてはCase3の場合、非常に大きな応答加速度になっている。これは、本検討において、パラペットのせん断バネを剛性が高い弾性バネと設定しており、衝突時の反発力が非常に大きくなっているためと考えられる。

次に、P1橋脚に生じる最大応答せん断力に着目すると、Case3の場合、段落し部で2割、橋脚基部で3割程度Case1より大きな応答せん断力が生じているのに対し、Case4の場合、段落し部、橋脚基部ともに1割程度Case1より応答せん断力が低減されている。このように、橋台の抵抗バネ剛性が増加するにしたがって、上部構造の最大応答変位が抑制されるものの応答せん断力は大きくなっている。ここで、Case1を例に、上部構造の応答加速度および段落し部における応答せん断力の時刻歴波形を図-21に示す。図より、最大応答せん断力は、最大応答加速度が大きくなる時、つまり、桁端部とパラペットが衝突する時であることが分かる。その際、バネ剛性が高くなるにしたがって、最大応答加速度が大きくなるため、衝突時に上部構造に作用する反発力が高くなる。その反発力がP1橋脚に伝達されるため、P1橋脚に作用する最大応答せん断力が大きくなったと考えられる。

さらに、P1橋脚の最大応答塑性率について着目すると、応答せん断力の場合とは逆に橋台抵抗バネの剛性が高くなるに従って、段落し部、橋脚基部ともに応答塑性率が低減されていることが分かる。このことから、P1橋脚の曲げ損傷に関しては、衝突時の反発力よりも橋台の抵抗による水平変位抑制効果の影響が高いことが分かる。

以上のことから、図-22のように橋台のバネ剛性が高いと水平変位抑制効果が高まるため、(b)のように橋台のめり込み量は2.8mmとなり、P1橋脚の最大応答塑性率が低減される。逆に剛性が小さいと、(c)のように橋台のめ

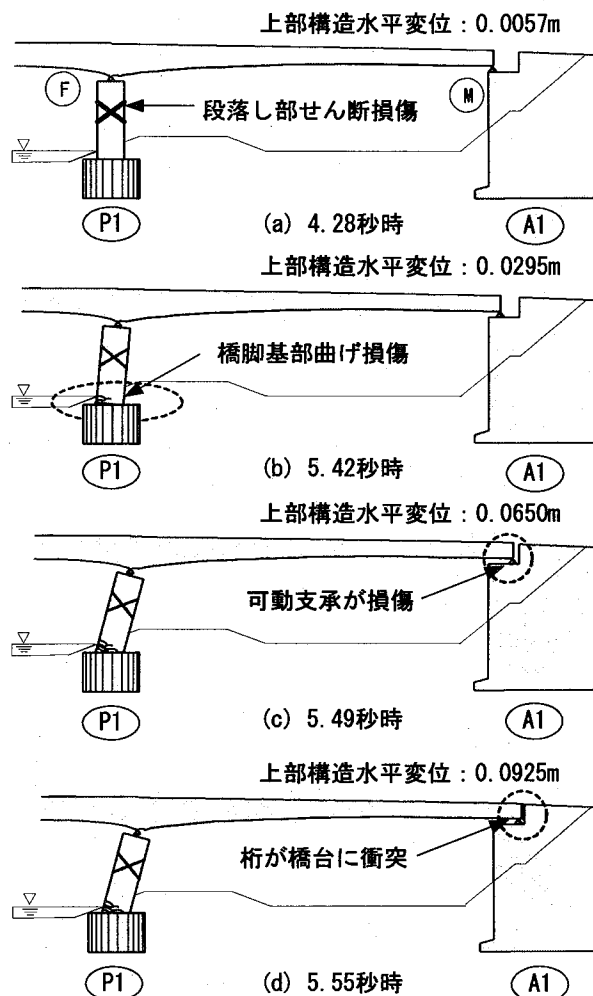


図-19 損傷ステップ図 (Case1)

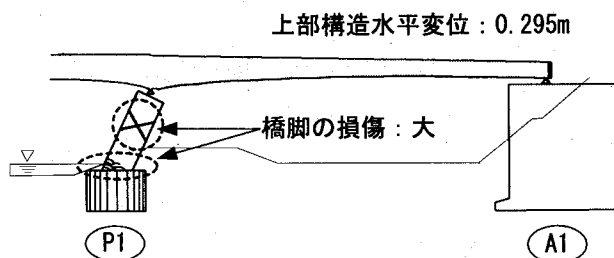


図-20 Case2の損傷状態

表-2 各ケースの最大応答結果一覧

評価項目			単位	Case1	Case2	Case3	Case4	耐力・許容値
上部構造最大応答変位		箱桁	m	0.102	0.295	0.093	0.147	遊間90mm
上部構造最大応答加速度		箱桁	m/s ²	73.5	15.2	168.2	37.8	—
P1橋脚	せん断力	段落し部	kN	18423.8	18749.4	21923.1	17911.3	Ps=9316kN
		柱基部	kN	23098.0	20151.1	29818.8	20722.5	Ps=11386kN
	最大応答変位	柱天端	m	0.101	0.295	0.095	0.148	δy=0.027m
		段落し部	—	8.1	15.0	8.0	10.1	μa=1.0
	応答塑性率	段落し部	—	16.0	26.9	14.7	18.7	(せん断破壊型)
		柱基部	—	—	—	—	—	—

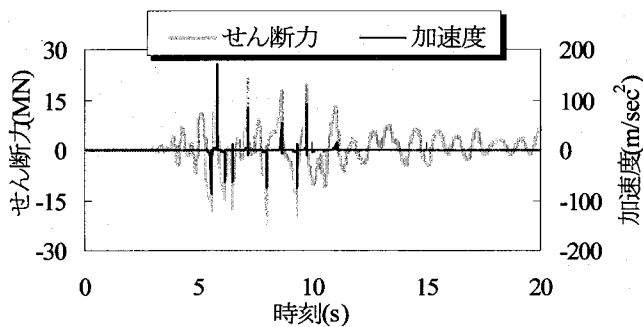


図-21 応答せん断力および応答加速度 (Case1)

り込み量が 57.4mm と増加し、それに伴い P1 橋脚の曲げ損傷が大きくなる結果となる。また、橋台の実被災状況は、パラペットのめり込み量が最大 30mm 程度であることから、本橋の橋台抵抗のパネ定数は Case1 と Case4 の範囲であると考えられる。

6. 結論

本研究により得られた知見を、以下に示す。

- (1) 桁衝突による損傷分析の結果、橋台の拘束効果を考慮した Case1 では、上部構造の最大応答変位が Case2 の 1/3 程度に低減され、固定橋脚段落し部は $3\delta_y$ 程度の損傷軽減効果が確認できた。
- (2) 本橋梁の解析において、まず P1 橋脚段落し部がせん断損傷し、次に橋脚基部が曲げ損傷し、その後は上部構造の水平変位が増加することで可動支承が損傷し、最終的に桁端部が橋台に衝突する順番で被災に至る結果をシミュレーションできた。
- (3) 橋台抵抗バネのパラメータ解析の結果、抵抗バネの剛性が大きくなるにしたがって水平変位抑制効果が高まるため、Case1 を 10 倍した場合、橋台めり込み量が 1/4 に抑制されることが確認された。
- (4) 実損傷では、橋台パラペット部のめり込み量が最大 30mm であり、本橋梁の実際の橋台抵抗は Case1 の 38.9MN/mm よりも小さく、1/10 倍した Case4 の 3.89MN/mm より大きい範囲である。

参考文献

- 1) 九州工業大学災害調査団：平成16年新潟県中越地震被害調査速報版，<http://www.civil.kyutech.ac.jp>
- 2) 川島一彦，庄司 学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No. 612/I-46，pp. 129-142，1999. 1
- 3) 森山卓郎，濱本朋久，西本安志，依田照彦，石川信隆：PC橋の桁衝突を考慮した桁遊間縮小化に関する基礎的考察，構造工学論文集，Vol. 51A，pp. 641-648，2005. 3

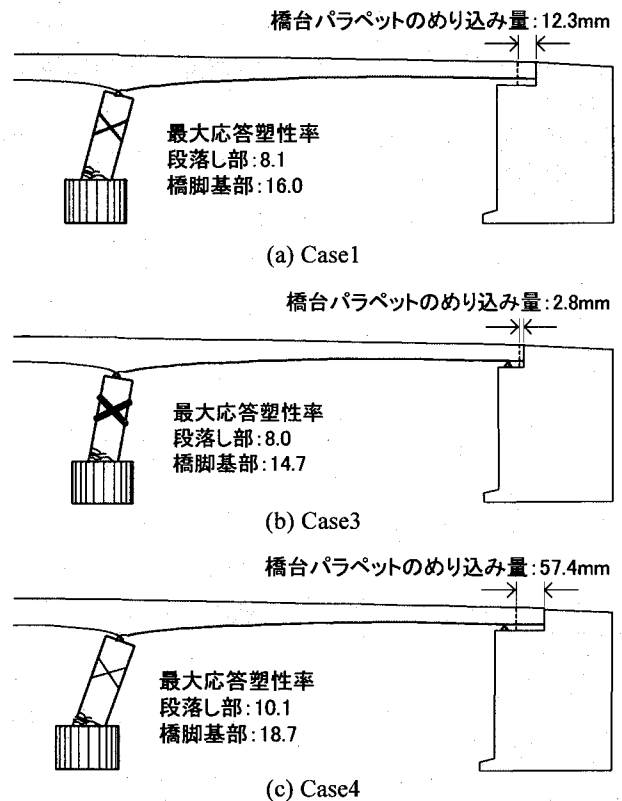


図-22 各ケースの損傷形態の違い

- 4) 運上茂樹，近藤益央，三上卓：上部構造端部と橋台の衝突が橋全体の地震時挙動に及ぼす影響，土木技術資料，Vol. 44，No. 2，pp. 20-25，2002. 2
- 5) 運上茂樹，近藤益央，三上卓：上部構造端部と橋台の衝突における橋台背面土のモデル化の影響，第6回時地震保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 159-162，2003. 1
- 6) 田崎賢治，幸左賢二，山口栄輝，庄司 学：桁衝突解析による橋梁の地震被害分析，土木学会論文集，No. 794/I-72，pp. 143-156，2005. 7
- 7) 幸左賢二，山口栄輝，猪熊康夫，石橋忠良，田崎賢治：新潟県中越地震で被害を受けた橋梁等構造物の調査と分析，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 943-950，2005. 2
- 8) 幸左賢二，宮原みか子，関上直浩，萩原隆朗：局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討，構造工学論文集，Vol. 50A，pp. 943-950，2004. 3
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善株式会社，2002. 3
- 10) 気象庁：<http://www.seisvol.kishou.go.jp>
- 11) Caltrans：Section 8 Seismic Analysis of Bridge Structure，Bridge Design Practice，October 1995

(2005 年 9 月 10 日受付)