

設定遊間量の差異が桁衝突力に及ぼす影響評価

九州工業大学 正会員 Ph. D. ○幸左賢二
 九州工業大学 坂本裕史
 株式会社ウエスコ 二井伸一

1. はじめに

現在の道路橋の遊間量は、大規模地震時に上部工と橋台パラペットが衝突しないように設定することを標準としている。この場合、大遊間に対応するための大規模な伸縮装置が必要であり、また、大部分の地震時慣性力を橋脚が負担するため、断面および鉄筋量が増大する傾向にある。一方、遊間量を縮め橋台による上部構造の変位拘束を考慮する設計方法も考えられる。この場合、主桁に生じる変位が抑えられ、橋脚の負担力の低減が期待される。

筆者ら¹⁾は、橋台の直接基礎が岩盤上にあり、ウイングや隔壁によりパラペット部に十分な耐力を有している橋台を対象に解析的検討を行ってきた。衝突時のバネ剛性は、パラペット基部の損傷状況から想定し、バネモデルの妥当性も含め検討を行った結果、解析上変形が生じない橋台では、主桁の変位が拘束され橋脚の損傷が低減されることが明らかになった。また、その拘束効果は桁遊間量の設定により変化し、遊間量を小さくすることで衝突力が減少する傾向が得られたが、定性的な評価に留まっており、遊間量と衝突力の関係性を明確にする必要がある。

本研究では、解析結果である応答加速度、桁に作用する加速度、応答速度の分析を行い、それらと衝突力の関係性について考察を行う。

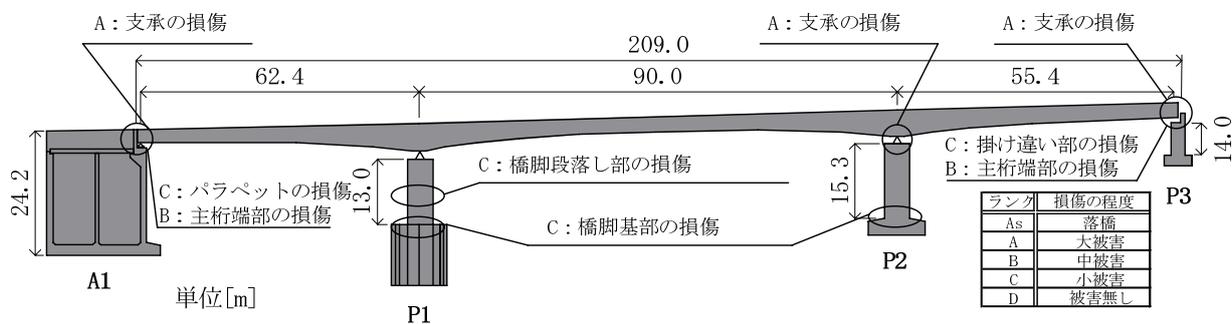


図-1 対象橋梁一般図

2. 対象橋梁と被害概要

2.1 対象橋梁

図-1に対象橋梁の橋梁全体図と地震により生じた損傷を示す。本橋は橋長209.0m、主桁重量60.07MNのPC3径間連続箱桁橋であり、中間支点部の桁高5.0m、幅員11.65m、支間長207.8mである。

A1橋台は上下線一体構造で、形状は高さ24.2m、パラペット高さ3.3m、パラペット厚さ0.8m、8室の隔壁を有する構造であり、地盤条件はⅡ種地盤である。橋軸方向の支承条件は、P1橋脚が固定のピン支承であり、その他の橋脚は可動のピンローラー支承である。

2.2 損傷状況

図-1の対象橋梁一般図に損傷状況を併記する。比較的大きな損傷に分類されるのは、各可動支承の損傷であり、ローラーの脱落、連結板およびサイドブロックの破損が確認された。一方、P1橋脚の固定支承は、損傷していないことから、桁の移動はP1橋脚を基点に発生したと考えられる。

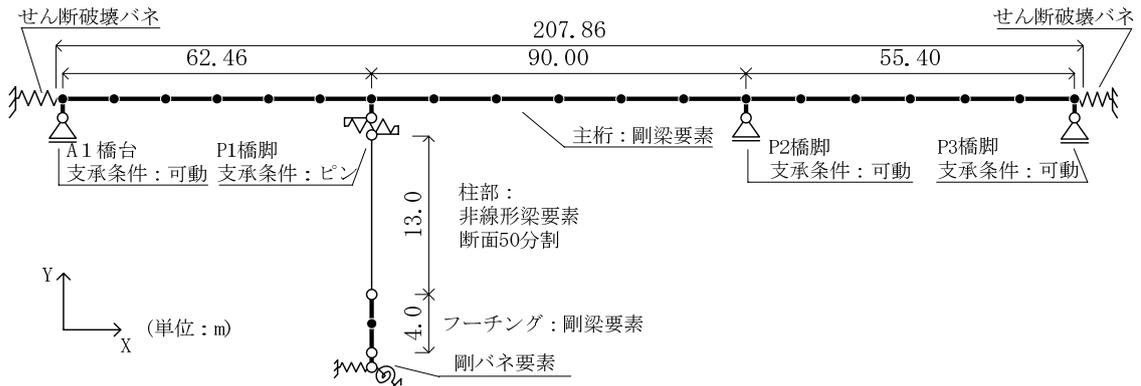


図-2 解析フレームモデル

A1 橋台の損傷状況は、パラペットに主桁が衝突したことによるパラペット部のひび割れや破りコンクリートの剥落である。また、それを裏付ける損傷として両端部の主桁に損傷が確認された。さらに、主桁がパラペットにめり込んだ痕跡があり、別途行われた損傷状況の画像解析により、30mm 程度のめり込み量があったと推測された。

地震時に最も損傷を受けやすいと推測される P1 橋脚の損傷状況は、柱中央部で斜めひび割れと柱基部付近の水平曲げひび割れであり、比較的軽微な損傷 (ランク C) であった。損傷状況からは、桁と橋台の変位拘束効果により P1 橋脚が大きな損傷に至らなかったと考えられる。

3. 解析方法

3.1 解析モデル

解析モデルを図-2 に示す。図の黒丸は主要点の質点を、白丸は節点を表している。橋梁全体系の2次元フレームモデルを用い、上部構造は剛梁要素、各橋脚は弾塑性梁要素を、ケーソン基礎は剛梁要素を用い、支承および基礎部は線形バネ要素を用いた。なお、剛要素は剛性が無限大である要素を表している。P1 橋脚の固定ピン支承には損傷が確認されなかったことから、水平方向は剛バネ要素、回転方向は抵抗しないバネを用いた。可動支承はサイドブロックの損傷が認められるものの、橋台のせん断耐力に比べて小さいことから、水平方向に抵抗しないモデルとした。また、基礎バネは、橋脚底面に剛な線形バネを設置した。P1 橋脚の曲げ変形特性は道路橋示方書V編に準じて決定し、復元モデルには、ひび割れを考慮した Takeda モデル(剛性低下率=0.4)を用いた。橋台のモデル化は、橋台のパラペット基部に損傷が集中していること、橋台の設置位置は換算 N 値が 70 以上の泥岩であることから橋台底面の変形が殆ど生じないと考え、パラペットのせん断破壊バネでモデル化した。橋台パラペットは実被害がせん断損傷であり、軽微な損傷で

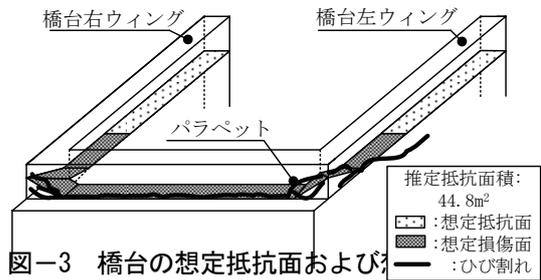


図-3 橋台の想定抵抗面および

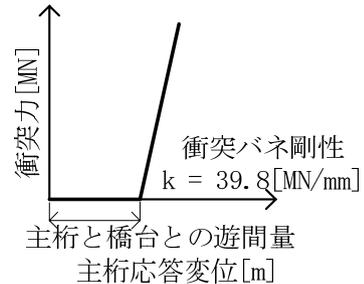


図-4 橋台のせん断破壊バネ

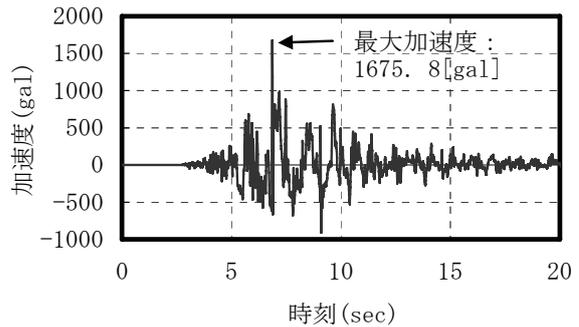


図-5 入力地震波形

表-1 解析ケース

	A1遊間量 [mm]	P3遊間量 [mm]	設定の根拠
Case1	90	90	橋梁一般図より
Case2	60	60	主桁の常時伸縮量
Case3	40	40	温度変化移動量+余裕幅
Case4	20	20	温度変化Δt=20

あることから線形のせん断破壊バネを用いた。バネ剛性は、既往の文献に示すとおり、局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押抜きせん断実験結果²⁾と実損傷状況のパラメータ解析結果に基づき設定した。具体的な設定手法は、図-3に示すようにひび割れより想定したA1橋台の抵抗面積は44.8 m²であり、実験供試体の破壊面積比である570倍を考慮して、図-4に示すようにk=39.8MN/mmとした。

積分時間間隔は、衝突力の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 秒とした。ただし、出力は0.01秒刻みのプロットとしている。各部材の履歴減衰の他に部材減衰定数として、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た。数値積分にはニューマークの β 法($\beta=1/4$)を用いた。入力地震動を図-5に示す。本橋架設位置近傍のJMA川口(E-W)波形を用い、橋軸方向に入力した。

3.2 解析ケース

解析ケースを表-1に示す。Case1は、橋梁一般図より遊間量を90mmとした(以後、標準ケースと呼ぶ)。さらに、Case2は主桁の温度変化、クリープ、乾燥収縮等を考慮して最小遊間量を60mmとした。Case3はクリープ、乾燥収縮を考慮せず主桁の温度変化量を30mmに余裕幅10mmを考慮し、40mmとした。Case4は余裕幅を考慮せずに温度変化のみに着目し、常温程度($\Delta t=20^{\circ}\text{C}$)の温度変化量を確保し20mmとした。なお、設定遊間量が応答結果に及ぼす影響のみに着目するため、遊間量は左右対称とした。

4. 解析結果

4.1 標準ケースにおける評価

図-6に主桁の時刻歴応答変位、図-7に時刻歴衝突力を示す。地震による桁と橋台の衝突は4秒から11秒までの間で発生する。最初の衝突はP3側で発生し、その後、繰り返し衝突が起きる。衝突回数はA1橋台側が4回、P3橋脚側が7回である。図-8に入力地震動と衝突時の関係を示す。図-7の衝突力と比べると、A1橋台の最大衝突力は、地震波が最大となる6.87秒の直後ではなく、地震波が若干小さくなる9.81秒であり、地震波が最大となる時間で必ずしも衝突力が最大とはなっていない。そこで、衝突力を決定付ける要因を探るため、A1橋台側の1回目の衝突現象が起きる前後の5.4秒から7.4秒に着目して考察する。5.4秒から7.4秒間では、桁はP3側に3回、A1橋台側に2回衝突する。

図-9に主桁に作用する加速度と地震波の時刻歴図を示す。なお、本図は主桁に作用する加速度と地震波の相関性を検証するため、地震波方向を反転させた。本図から、主桁に作用する加速度は地震波にほぼ追従することが分かる。P3橋脚の第1回目から

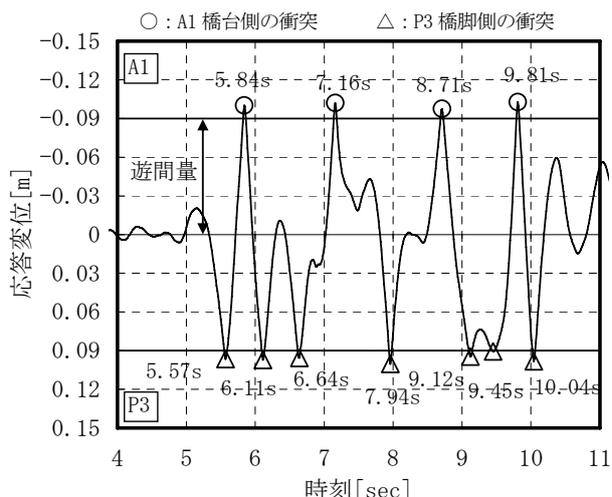


図-6 主桁の時刻歴応答変位図

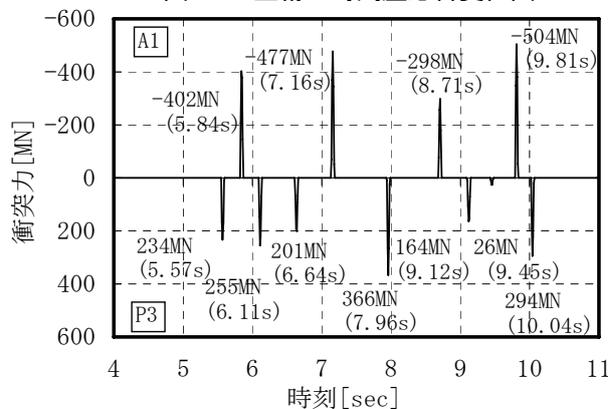


図-7 時刻歴衝突力図

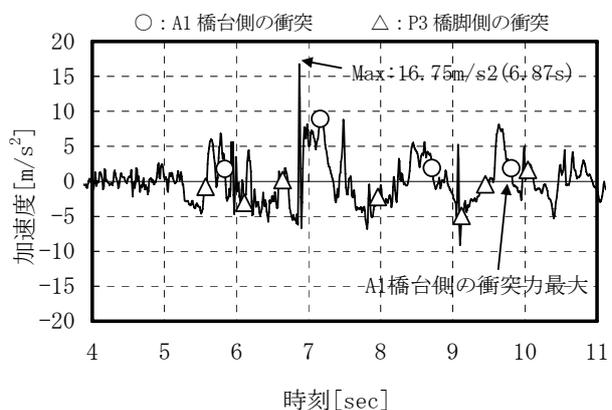


図-8 地震動と衝突時の関係

A1 橋台の第1回目までの衝突の過程を評価する。

図-10 に時刻歴応答速度図を示す。図-10 中の A 区間 (5.55 秒~5.60 秒) では衝突開始速度 0.51m/s で P3 橋脚に衝突し、衝突後の反発速度も-0.51m/s である。その後、5.60 秒から 5.82 秒までの 0.22 秒間における平均加速度-1.93m/s²の影響を受け、速度が-0.51m/s から-0.88m/s に減少し、B 区間 (5.82 秒~5.87 秒) で衝突に至る。このとき-402MN (図-7) の衝突力が発生する。

$$F \Delta t = m V_2 - m V_1 \quad (1)$$

$$F = m (V_2 - V_1) / \Delta t \quad (2)$$

(1)式に示す運動量の式を(2)式に変換し、衝突力を算出する。全桁質量(m)は 6129.6 t (60.07MN)、衝突開始速度(V₁)は-0.88m/s、衝突終了速度(V₂)は 0.89m/s、衝突時間(Δt)は 0.025s であり、右辺を算出すると 432MN となり、解析の応答値である 402MN にほぼ一致する。同様に P3 橋脚の第2回目に衝突する C 区間(6.09 秒~6.14 秒)の衝突力との関係性について考察する。

B 区間の衝突後の反発速度は 0.89m/s である。その後、5.87 秒から 6.09 秒までの 0.22 秒間における平均加速度-1.17m/s²の影響を受け、速度が 0.89m/s から 0.63m/s に減少し、C 区間の衝突に至る。(2)式による衝突力は、247MN となり、解析値の 255MN とほぼ一致する。

以上の結果をまとめると、本解析における橋台の衝突力は衝突直前の作用速度により決定される。また、その速度は(3)式に示すように、その1つ前に発生する衝突後の反発速度(V₀)と、その後の桁加速度(α)と時間(t)の力積(αt)で表される。

$$V_1 = V_0 + \alpha t \quad (3)$$

図-11 はA~E 各区間について、解析値と(2)式による算定衝突力をグラフ化したものである。衝突力はほぼ一致しており、衝突力は(2)式で評価可能と言える。

なお、標準ケースの最大衝突力が発生する時刻は、4回目の衝突時である 9.81 秒である。衝突直前の速度は-1.06m/s であり、(2)式による算定衝突力は 513MN である。解析値の衝突力は 504MN であり、ほぼ一致している。

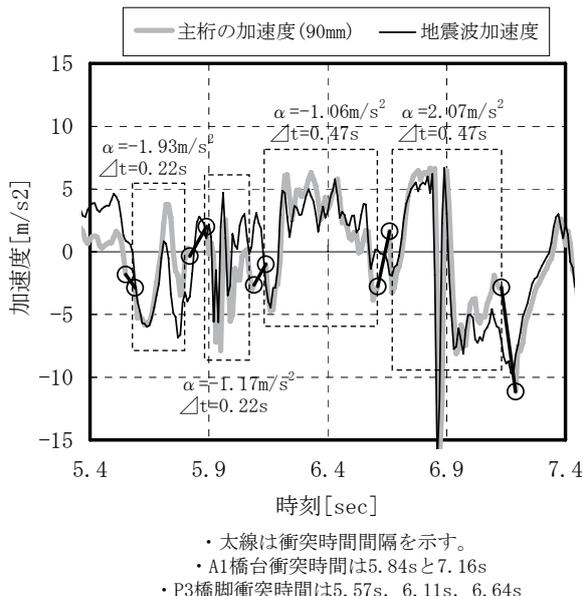


図-9 主桁に作用する加速度の時刻歴図

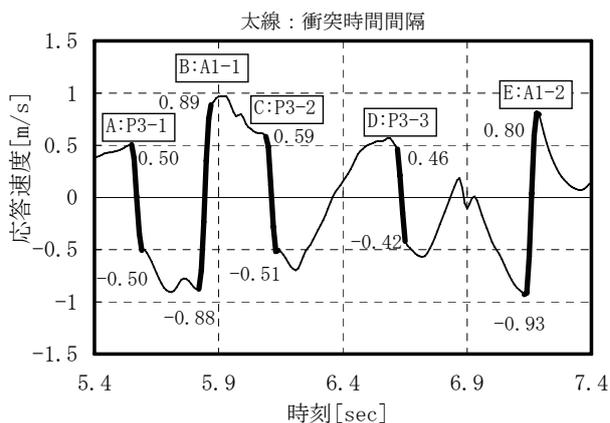


図-10 時刻歴応答速度図

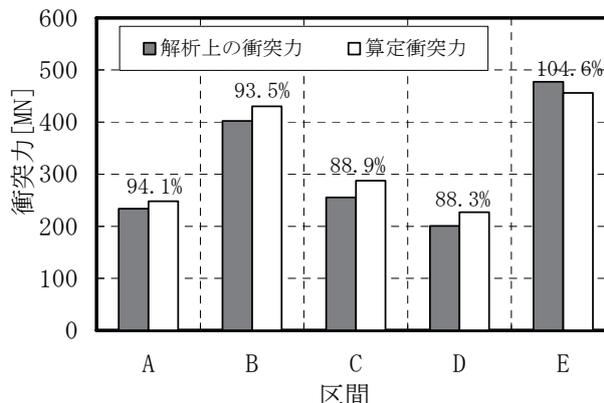


図-11 解析結果の衝突力と算定衝突力

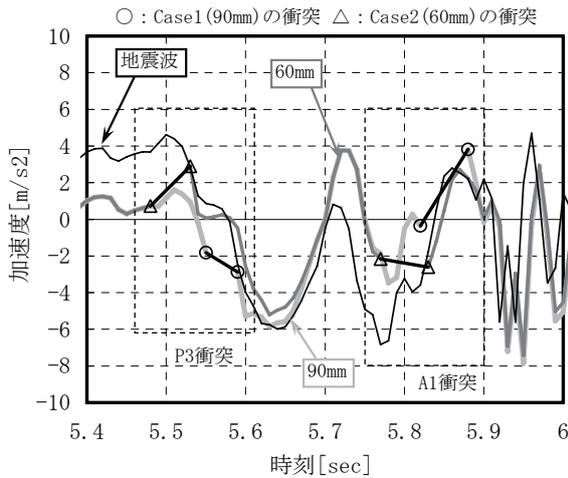


図-12 桁に作用する加速度 (5.4 秒~6.0 秒)

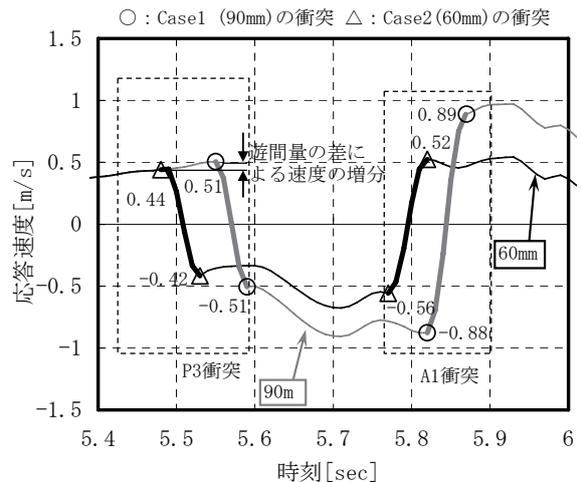


図-13 時刻歴応答速度 (5.4 秒~6.0 秒)

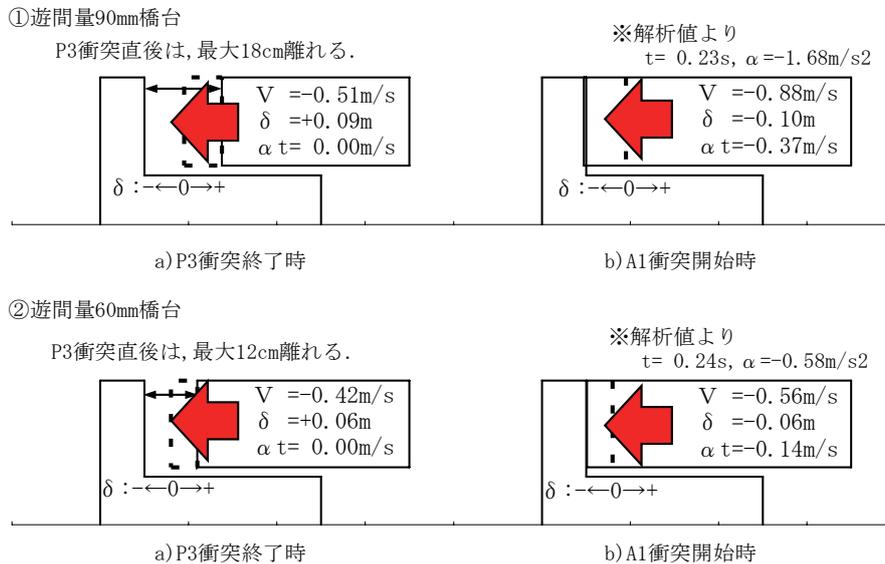


図-14 衝突模式図

4.2 遊間量をパラメータとする解析ケースの評価

本研究では、前述したように遊間量をパラメータとする4ケースの検討も行った。ここでは、遊間量90mmの標準ケース(Case1)と遊間量を60mmとした解析ケース(Case2)について考察する。図-12と図-13は、P3橋脚衝突時~A1橋台衝突時までの時間間隔に着目し、桁に作用する加速度と応答速度を示したものである。図-12によれば、P3衝突直前までは両ケースとも同じ応答波形を辿り、遊間量の差により衝突開始時の加速度が異なっている。この影響は衝突時の速度の差となり、Case1のP3橋脚衝突時の速度は-0.51m/s、Case2の同速度は-0.44m/sとなっている。その後、ほぼ同じ速度で反発し、A1橋台への衝突までの力積量が加わってA1衝突時の速度

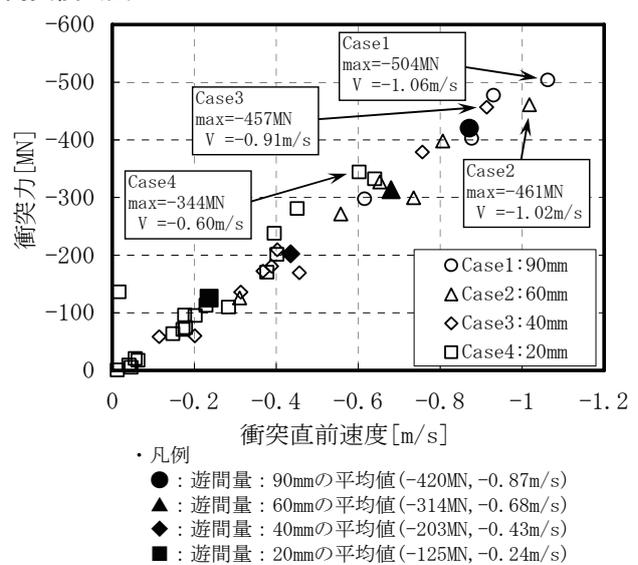


図-15 衝突力—衝突直前速度関係

となる。図-14は前述の状況を模式的に表したものである。P3衝突終了後の反発速度の差と、A1橋台へ衝突するまでの力積量の差により、Case1のA1橋台衝突時の速度は-0.88m/s、Case2の同速度は-0.56m/sと、

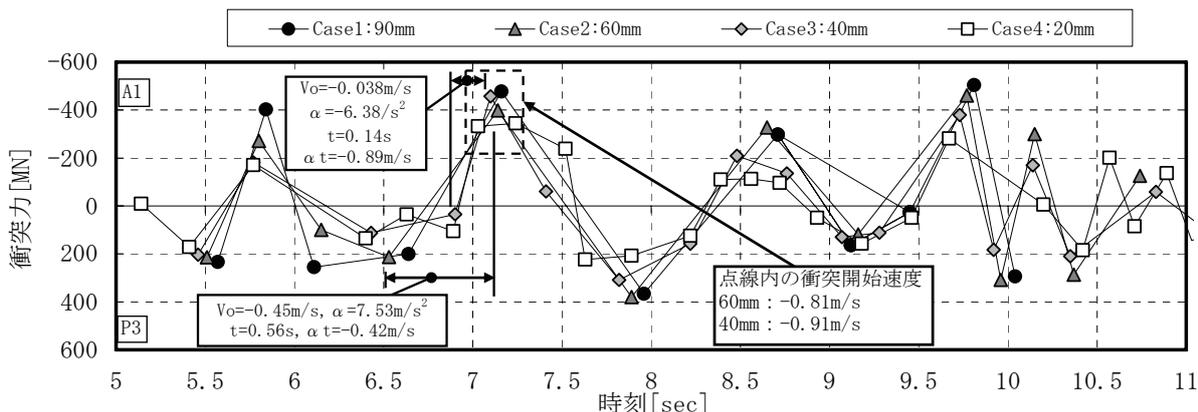


図-16 解析ケースにおける時刻歴衝突力図

その比は 0.64 である。また、Case1 の衝突力は-402MN、Case2 は-271MN であり、その比は 0.67 であることから衝突時の速度比にほぼ合致することが分かる。以上のことから、遊間量の差は、最初の衝突時に速度差を生み、その後の力積量の影響により、衝突力に差が生じることが分かる。また、力積量は衝突時間間隔が影響するため、衝突回数が多い場合にはその時間間隔が短くなり、衝突力は減少傾向になると予想される。

図-15 に検討を行った全ケースの衝突力と衝突直前の速度の関係を示す。各ケースの A1 橋台への衝突回数は、Case1 で 4 回、Case2 で 6 回、Case3 で 9 回、Case4 で 19 回である。遊間が小さくなると、衝突回数は増加する傾向にあるが、衝突力は減少し、ほぼ前述の傾向を示す。また、最大衝突力も遊間量が小さくなるにつれ減少する。図-16 は、各ケースの衝突力を時刻歴に示したものである。一般的には、遊間量の縮小とともに衝突力が減少する傾向となるが、図中点線内で Case2 と Case3 の衝突力の大きさが逆転する現象が生じている。これは、Case3 の P3 橋脚衝突後の反発速度は-0.038m/s、Case2 の同反発速度は-0.45m/s であり、Case3 の反発速度は小さいが、力積量は Case3 が-0.89m/s、Case2 は-0.42m/s と大きな差が生じ、その結果、A1 橋台衝突時の速度は Case3 の方が大きくなったためと考えられる。衝突する時刻によっては、遊間量が小さくても衝突力が大きくなる場合があるが、力積量は全体的に縮小する傾向にあり、衝突力は減少すると考えられる。

5. まとめ

以下に本研究により得られた知見を示す。

- 1) Case1 (遊間量 90mm) の解析結果によると、衝突は A1 橋台側で 4 回、P3 橋脚側で 7 回発生する。A1 橋台の 1 回目の衝突力に着目すると、衝突開始時の速度は、その前の P3 橋脚の 1 回目の衝突終了時の速度に、その間の力積を加えたものにほぼ合致する。また、衝突の開始時と終了時の速度から算出した衝突力は解析値の衝突力とほぼ合致する。このことから、衝突開始時の速度はその前の衝突終了時の速度とその間の力積で決まり、衝突力は衝突開始時の速度に依存すると考えられる。
- 2) 遊間量が小さくなれば、衝突回数は増加するが、最大衝突力と平均衝突力は減少する傾向にある。これは、衝突回数の増加が力積量の減少に影響したためと考えられる。

参考文献

- 1) 濱本, 幸左, 阿部, 猪熊, 成行: 新潟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, 構造工学論文集, Vol. 52A, 2006. 3
- 2) 幸左, 宮原, 閉上, 萩原: 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