

桁端衝突を受ける橋台の損傷度評価に関する数値解析的検討

Numerical Analysis Study on Damage Evaluation of Bridge Abutment by Effect of Pounding Girder

室蘭工業大学大学院 ○正会員 小林 竜太 (Ryuta KOBAYASHI)
室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光 (Norimitsu KISHI)

1. はじめに

新設橋梁の耐震設計においては、隣接する上部工同士あるいは上部工と橋台または上部工と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間量を確保することを推奨している。しかしながら、大規模地震動に対して衝突が生じないように桁端部の遊間量を確保する場合には、伸縮装置の規模が大きくなるため著しく不経済となることや、上部工が大変位する可能性が高まることから、下部工の損傷が顕在化する懸念がある。そのため、近年では逆に遊間量を小さくして意図的に橋桁を橋台に衝突させ、橋台部の水平抵抗によって地震時応答変位を低減させる耐震対策が提案されている。これは、既設橋梁の耐震補強に有効であるものと考えられ、上部工の応答変位を拘束することで橋脚補強を回避できること等が期待できる。このような考えを採用するためには、衝突による桁端部や橋台部の損傷状態を予め適切に評価する必要がある。しかしながら、橋台部の損傷状態や橋台背面土の抵抗特性の定量的な評価が困難であることから、一般的な耐震設計においては未だ実現化されていないのが現状である。

このような観点から、本研究では、桁端衝突を受ける橋台の損傷度を数値解析的に検証することを目的として、橋桁、橋台および基礎地盤を三次元的に忠実にモデル化した非線形有限要素法による衝撃応答解析を実施した。なお、本数値解析には、陽解法に基づく非線形動的応答解析用汎用コード LS-DYNA(Ver.971)を使用している。

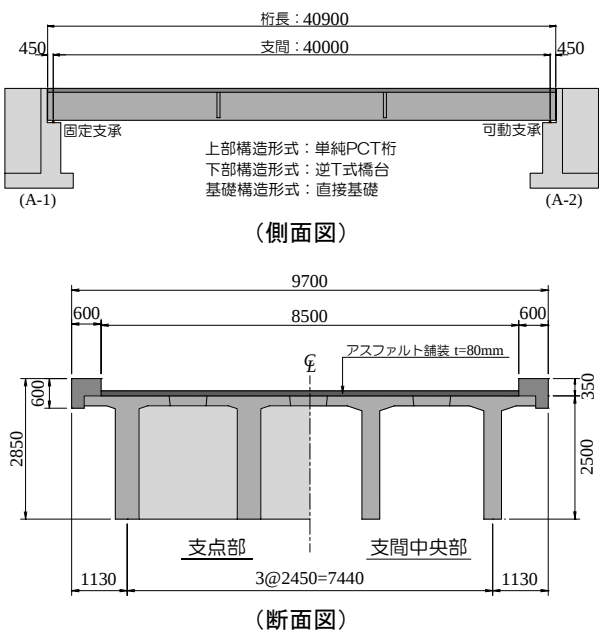


図-1 本研究で対象とした橋梁の概要図

2. 対象橋梁の概要

図-1 には、本研究で対象とした橋梁の概要を示している。本研究では、両端を橋台で支持された単純桁橋を解析対象とした。本橋梁は、支間 40.0m、総幅員 9.7m で、橋軸方向に固定あるいは可動の支承条件を有する斜角を持たない直線橋である。上部構造は、桁長 40.9m、桁高 2.5m、桁本数 4 本から成るポストテンション方式による PCT 桁、下部構造は、安定した岩盤に支持された直接基礎を有する逆 T 式の鉄筋コンクリート製橋台である。なお、本研究では可動支承側の A-2 橋台への桁端衝突を想定することから、A-1 橋台には着目しないこととした。A-2 橋台の基本寸法は、全高 8.0m、フーチング幅 5.5m であり、胸壁(以降、パラペット)および翼壁(以降、ウィング)の部材厚はそれぞれ 0.5m、0.45m である。なお、ウィング形式は、フーチング(後趾)端部から橋台上端まで立ち上げた側壁タイプである。

3. 数値解析の概要

3. 1 数値解析ケース

表-1 には、数値解析ケースを一覧にして示している。本数値解析では、既往の研究成果等¹⁾を参考にして、橋台に作用する衝突速度として 50、100、150、200kine の 4 ケースを設定した。また、桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動に及ぼすウィング部の影響を把握するために、ウィングをモデル化した場合とモデル化しない場合の 2 ケースも設定した。従って、本数値解析では、衝突速度およびウィングのモデル化の有無をパラメータとした計 8 ケースの衝撃応答解析を実施している。

3. 2 数値解析モデル

図-2 には、本数値解析に用いた有限要素モデルの要素分割状況を示している。本数値解析では、橋桁、橋台および基礎地盤を忠実にモデル化し、構造および荷重条

表-1 数値解析ケース一覧

解析ケース名	ウィングのモデル化	衝突速度 V(kine)
W-V50	有り	50
W-V100		100
W-V150		150
W-V200		200
NW-V50	無し	50
NW-V100		100
NW-V150		150
NW-V200		200

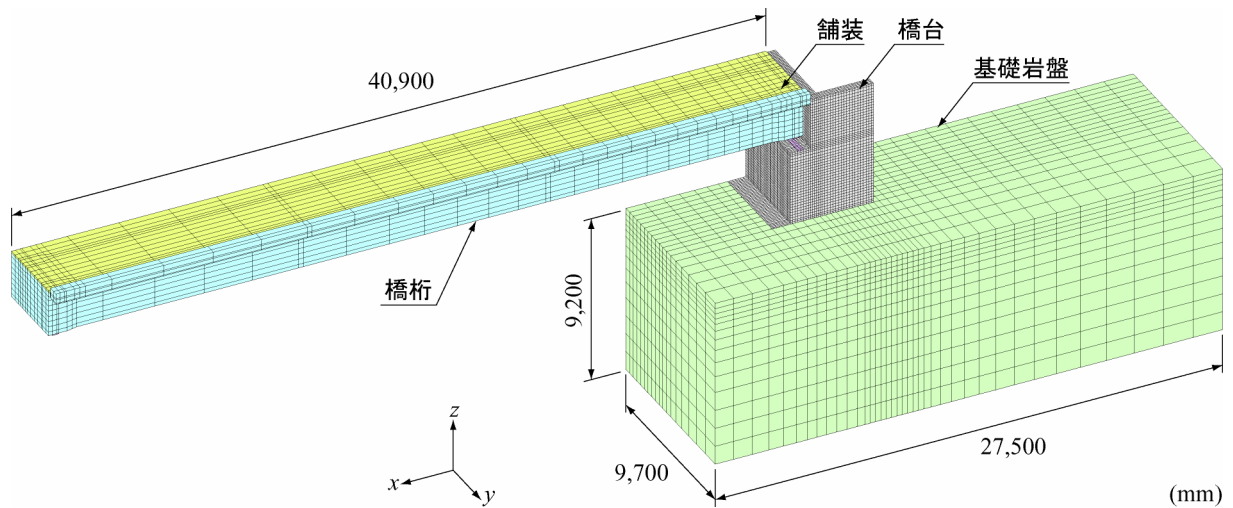


図-2(1) 有限要素モデル全体 (ウィングを考慮した場合の解析モデル)

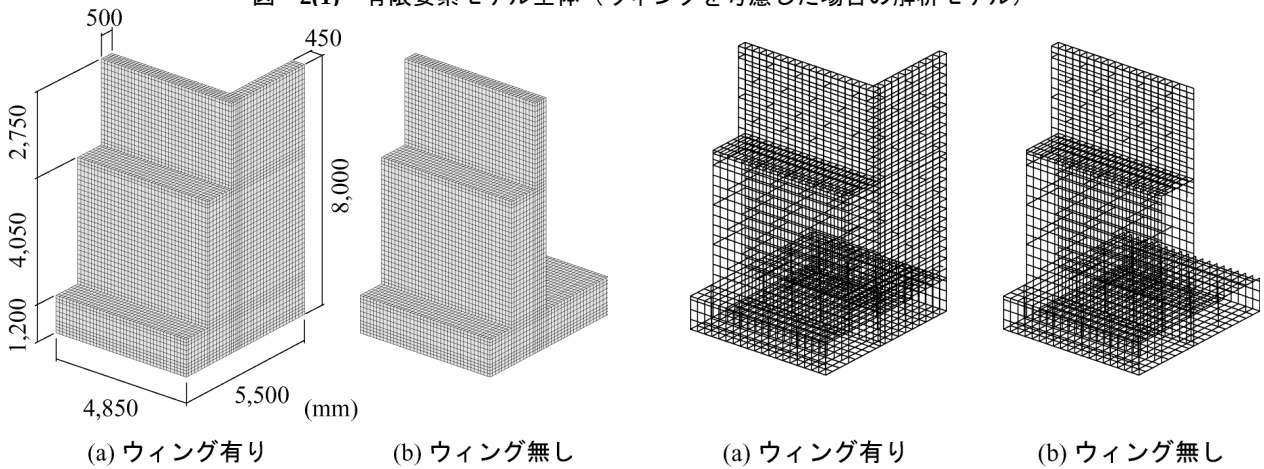


図-2(2) 橋台部の有限要素モデル (左図: コンクリート要素の分割状況, 右図: 鉄筋要素の配置状況)

件の対称性を考慮した 1/2 対称モデルとした。基礎地盤は、橋台の側面および前面側にはフーチング幅を、背面側にはフーチング幅の 3 倍の領域を考慮した。なお、本検討では、支承および伸縮装置が破壊した後の状態を想定していることからそれらはモデル化しないものとし、また、橋台背面の裏込め土の影響も無視することとした。有限要素モデルの総節点数および総要素数は、ウィングを考慮したモデルでそれぞれ 58,536、60,740 であった。

適用した有限要素タイプは、コンクリート、基礎地盤および舗装要素には 8 節点固体要素を、橋台内部の鉄筋には剛性、断面積、重量が等価な 2 節点梁要素を用いた。

境界条件は、基礎地盤底面を完全拘束、橋桁の支承位置を鉛直方向に拘束し、対称境界面にはシンメトリー条件を与えた。また、基礎基盤の底面および側面には、桁端衝突によって生じる応力波の反射を防止するために無反射境界を定義している。橋桁と橋台パラペットの要素間には、衝突による相互作用を考慮するために面一面間の接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面を定義した。

橋台に載荷する衝撃荷重は、橋桁を橋台パラペットに接触させた形で配置し、橋桁の全節点に対して所定の衝突速度を初速度として付加することにより作用させた。

数値解析は、自重および軸力（橋台に作用する死荷重反力相当の軸圧縮力）載荷による初期応力状態を再現し

た後に、800ms 間の衝撃応答解析を実施することとした。なお、系の粘性減衰作用による影響は考慮していない。

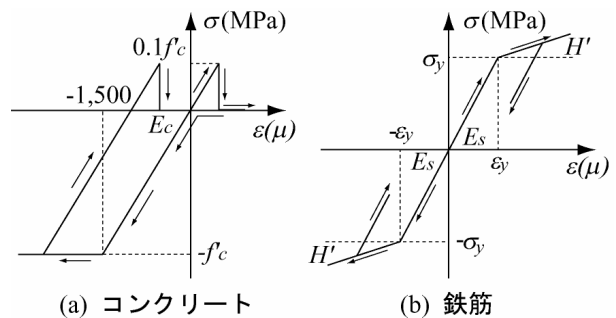


図-3 コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係

表-2 数値解析に用いた各材料の力学的特性値

材 料	質量密度 ρ (kg/m ³)	弾性係数 E (GPa)	ポアソン比
コンクリート(橋台)	2,345	31.0	0.20
コンクリート(橋桁)	2,498	23.5	0.20
鉄筋	7,850	200.0	0.20
アスファルト舗装	2,294	10.0	0.35
基礎地盤	2,200	0.50	0.40

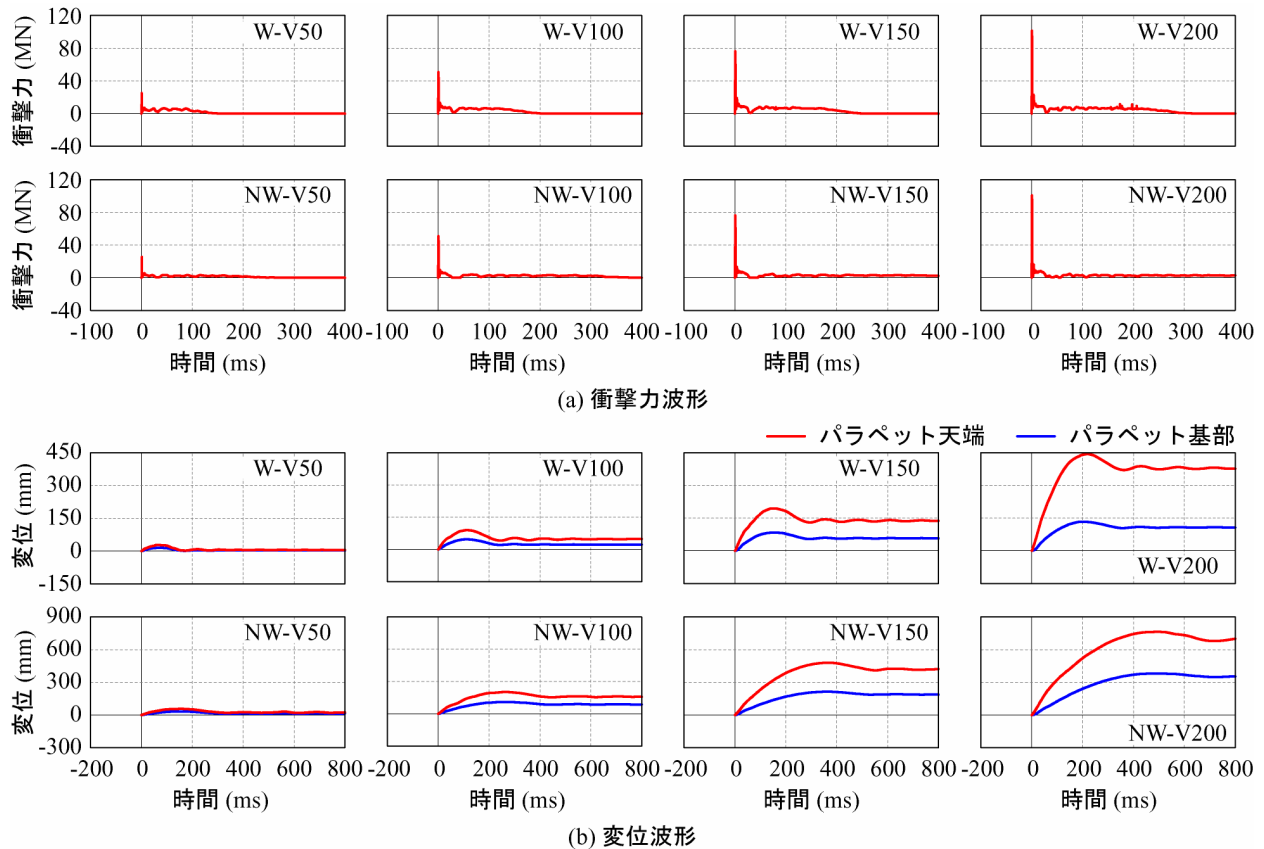


図-4 各ケースにおける衝撃力波形および橋台パラペット部の変位波形

3. 3 材料物性モデル

図-3 には、本数値解析で用いた各材料の等価一軸応力-ひずみ関係を示している。コンクリート要素には、圧縮側は折線近似によるバイリニア型の相当応力-相当ひずみ関係を設定し、相当応力が圧縮強度($f_c=21.0\text{MPa}$)、相当ひずみが $1,500\mu$ に到達した以降は一定応力となるように定義した。一方、引張側には相当応力が破壊圧力(圧縮強度 f_c の $1/10$)に達した段階で引張応力を伝達しないテンションカットオフモデルを定義した。なお、降伏判定には、Drucker-Prager の降伏基準を適用している。

鉄筋要素には、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニア型の等方弾塑性体モデルを設定した。降伏判定には、von Mises の降伏基準を適用して、塑性硬化係数(2 次勾配)は弾性係数の 1%を仮定した。なお、コンクリートおよび鉄筋の要素間は完全付着を仮定し、付着破壊による鉄筋のすべり等の影響は考慮しないものとした。

橋桁要素は、本研究では桁端衝突による橋台の損傷度に着目していることから、簡略化して弾性体モデルを用い、鋼材配置も考慮しないものとした。また、基礎地盤要素には軟岩相当の物性を想定した弾性体モデルを適用した。表-2 には、各材料の力学的特性値を示している。

4. 数値解析結果および考察

4. 1 衝撃力応答および変位応答

図-4 には、各ケースにおける衝撃力波形および橋台パラペット部の変位波形を示している。図より、衝撃力波形に着目すると、衝撃力はいずれのケースにおいても桁端衝突時点から急激に励起して最大値を示し、その後

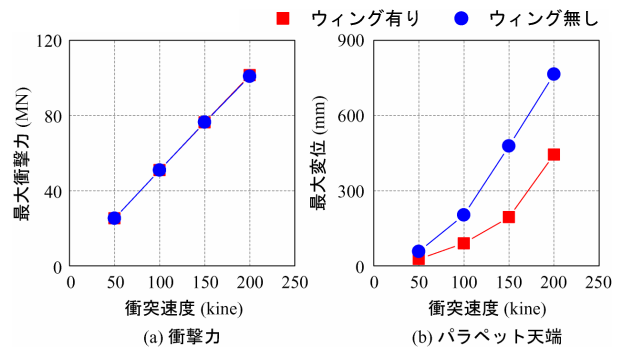


図-5 最大衝撃力および最大変位と衝突速度の関係

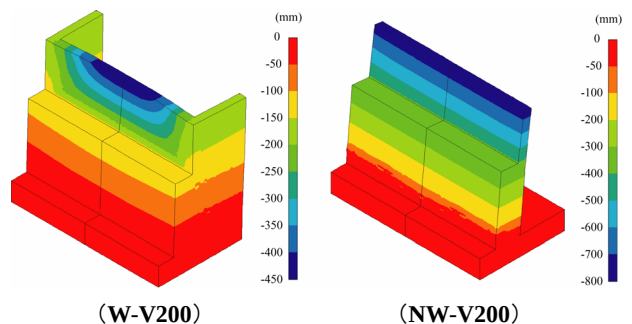


図-6 最大応答変位時における橋台の水平変位分布

急激に除荷されていることが分かる。除荷後はウィングを考慮した場合において 150~250ms の間で 10MN 程度の衝撃力を持続しており、その衝撃力の継続時間は衝突速度が大きいほど長くなる傾向を示している。なお、ウィングを考慮しない場合ではこのような傾向は見られず、衝撃力 3MN 程度でほぼ一定に推移している。

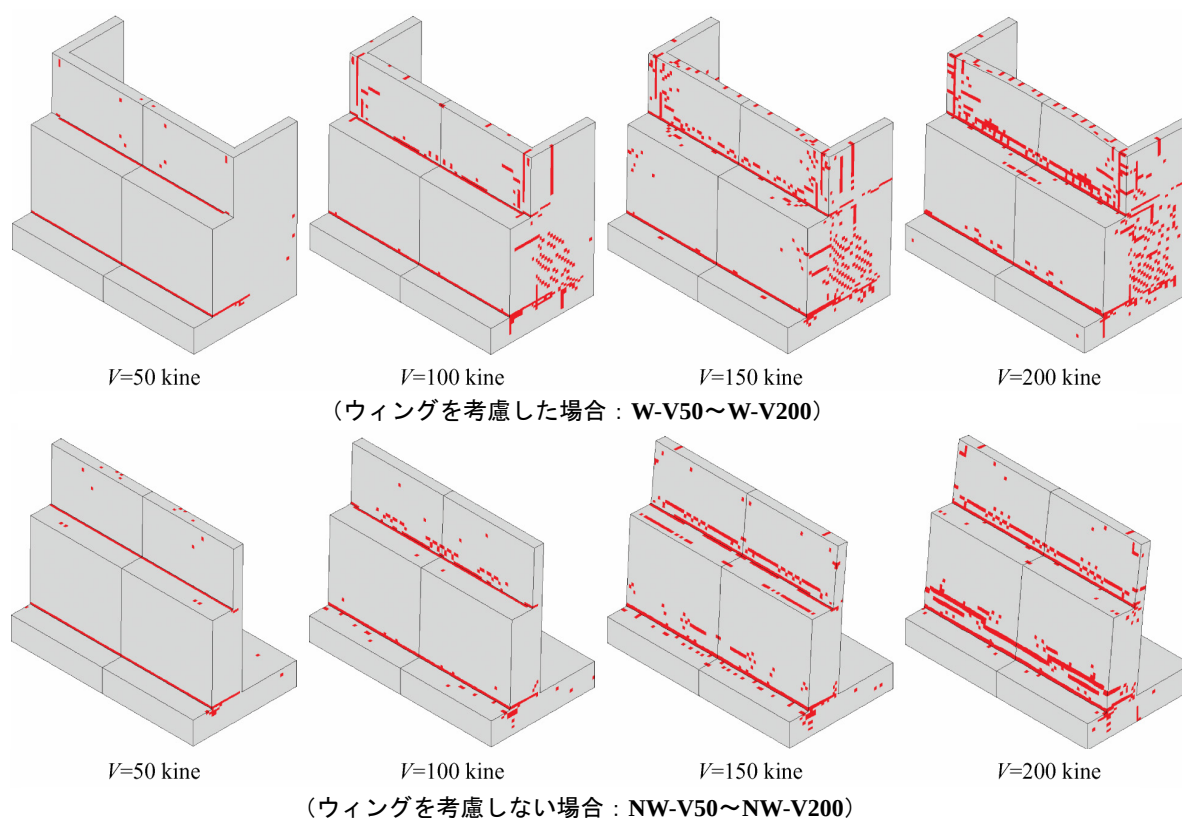


図-7 最大応答変位時における橋台のひび割れ分布性状

橋台パラペット部の変位波形に着目すると、ウィングを考慮した場合では 70～200ms 程度で最大値となり、その後は残留変位成分を含む自由減衰振動に移行していることが分かる。一方、ウィングを考慮しない場合にはウィングを考慮した場合と比較して、波形分布性状は類似しているものの、最大応答変位量が大きく、最大応答変位発生時刻が 100ms～250ms 程度遅くなる傾向にある。なお、いずれのケースにおいても最大応答変位発生時刻は衝突速度が大きいほど遅くなり、残留変位成分は衝突速度が大きいほど大きくなる傾向を示している。

図-5 には、最大衝撃力と衝突速度の関係およびパラペット天端の最大変位と衝突速度の関係を示している。図より、最大衝撃力は衝突速度に比例して増加し、かつウィングの影響はほとんど受けていないことが分かる。また、本研究で対象とした橋桁の全重量は約 7.7MN であることから、桁端衝突によって橋台に作用する衝撃力は橋桁重量の約 3～13 倍に達する可能性があることが確認された。一方、パラペット天端の最大応答変位は、最大衝撃力と同様に衝突速度の増加に伴って大きくなる傾向を示すが、ウィングを考慮しない場合は考慮した場合と比較して 2 倍以上の応答変位が生じている。これより、最大衝撃力に与えるウィングの影響は小さいが、最大応答変位に与える影響は大きいことが明らかとなった。

図-6 には、衝突速度 200kine とした場合の最大応答変位時における橋台の水平変位分布を示している。図より、ウィングを考慮しない場合には片持ちスラブのような曲げ変形性状を示すが、ウィングを考慮した場合にはパラペットの水平変位がウィングと堅壁によって拘束された 3 辺固定スラブとしての変形性状を呈している。

4. 2 橋台のひび割れ分布性状

図-7 には、最大応答変位時における橋台の最大主応力度分布を示している。図中、赤色で着色された領域は、最大主応力度がカットオフされた零近傍応力状態を強調して示しており、ひび割れ発生箇所に対応しているものと評価される。図より、いずれのケースにおいてもパラペット基部および堅壁基部近傍において水平方向の曲げひび割れが集中して発生していることが分かる。また、ウィングを考慮した場合には、ウィング側面部において斜め下方に進展するせん断ひび割れが発生しており、衝突速度の増加に伴ってパラペット背面においてもひび割れが発生する可能性があることが確認された。

5. まとめ

本研究で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- 1) 桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動に与えるウィングの影響は大きく、ウィングは衝突荷重に対する橋台の水平抵抗に大きく寄与している。
- 2) 橋台に作用する最大衝撃力は、上部構造重量の 3～13 倍に達する可能性がある。
- 3) 橋桁が橋台パラペットに衝突する場合には、パラペット部のみならず、堅壁基部やウィング側面部にもひび割れが発生する可能性がある。

参考文献

- 1) 玉井宏樹，園田佳巨，後藤恵一，梶田幸秀，濱本朋久：桁端衝突による橋台の損傷度評価および衝突ばね特性に関する基礎的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.53A，pp.1219-1225，2007。