

(24) 大地震時に起こる橋桁と橋台の衝突現象に関する一考察

A study on dynamic behavior of bridge girder and abutment by pounding effect

玉井宏樹*, 森田将旗**, 坂田力***, 梶田幸秀****, 吉田佳太郎*****

Hiroyuki Tamai*, Masaki Morita**, Tsutomu Sakata***, Yukihide Kajita****, Keitarou Yoshida*****

*博士(工学) 福岡大学助教, 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1)

**福岡大学学部生, 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1)

***博士(学術) 福岡大学准教授, 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1)

****博士(工学) 九州大学大学院准教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744)

*****九州大学大学院修士課程, 工学府建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744)

Key Words: *pounding of bridge girder, impact response analysis, relation between impact force and displacement*

キーワード: 桁端衝突, 衝撃応答解析, 衝撃力-変位関係

1. 緒言

大地震時の橋梁構造物の被災例として、橋桁どうしの衝突や橋桁端部と橋台パラペット部の衝突などの事例も報告されている¹⁾。そのため、道路橋示方書では、隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台または上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを推奨しており²⁾、レベル2地震動に対しても衝突が生じないように遊間を確保するような設計が行われている。しかし、遊間を大きくすることで、地震動により上部工が大変位する可能性が大きくなり、橋脚への損傷が顕在化する恐れがある。それに対して、橋脚への損傷を抑える目的で、鋼板や鉄筋コンクリートを使った巻立て補強をする必要があり、経済面においても不利になる場合がある。そのため、近年では、遊間を小さくし、大規模地震時に橋桁を橋台に衝突させ、橋台部の水平抵抗により変位を拘束するという考えが出てきている^{3) 4)}。しかし、このような考え方を採用するためには、桁衝突による桁端部や橋台の損傷を適切に把握し、必要ならばその対策をあらかじめ構築できなければならないが、桁衝突時の橋台部の損傷形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、一般的な耐震設計では橋台部の水平抵抗を考慮することは行っていない。

そこで、著者らは、大地震時に支承の破壊によって桁が橋台に衝突することを想定し、その際の橋台の損傷度を定量的に評価するために、桁と橋台の3次元有限要素モデルを作成し、衝突速度をパラメータとした桁端衝突の詳細解析を行ってきた。また、それによって得られた衝撃力-変位関係を用いて、桁端衝突現象を簡易にレオロジーモデルで表現することを提案してきた⁵⁾。その結果、衝突速度(地震動レベル)に応じた発生衝撃力や橋台の損傷度を定量的

に把握することができた。しかし、それらの結果はある一つの対象橋梁に限定した結果であり、耐震設計にそれらの結果を反映させるには、様々な橋梁形式を対象として桁端衝突の詳細解析を行い、結果を一般化する必要がある。本論文は、その一環として、実在するPC単純ポステンT桁橋梁を対象として実施した桁端衝突の詳細解析に関するものである。

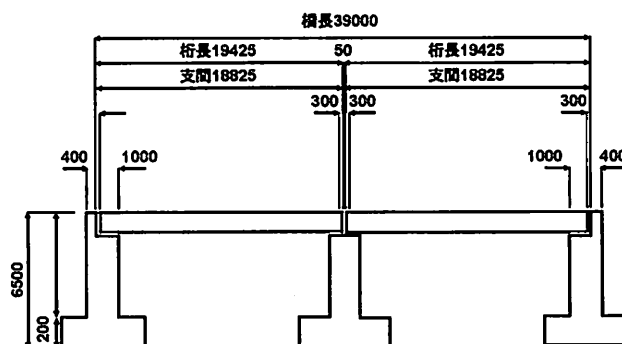


図-1 解析対象橋梁

2. PC単純ポステンT桁と橋台の衝突解析の概要

2.1 解析対象橋梁

本研究で対象とした橋梁の側面図を図-1に示す。上部工形式は桁高1.58m、桁幅10.75mを有する単径間PC単純ポステンT桁であり、下部工形式は鉄筋コンクリート橋台および橋脚である。また、橋台はフルウィングを有しており、パラペット部はD16、D13鉄筋から構成されたRC構造となっている。対象とした橋梁の支承条件は橋台において可動支承、橋脚において固定支承としている。

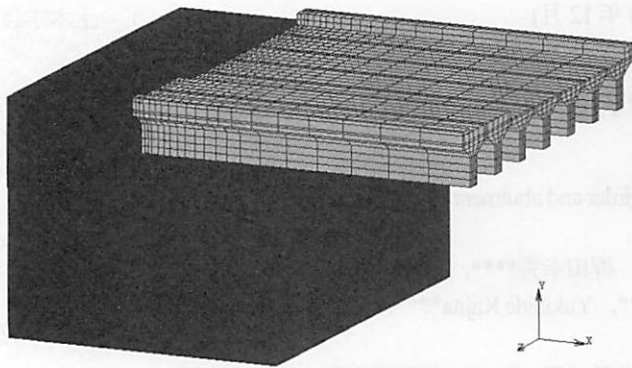


図-2 解析モデル (全体図)

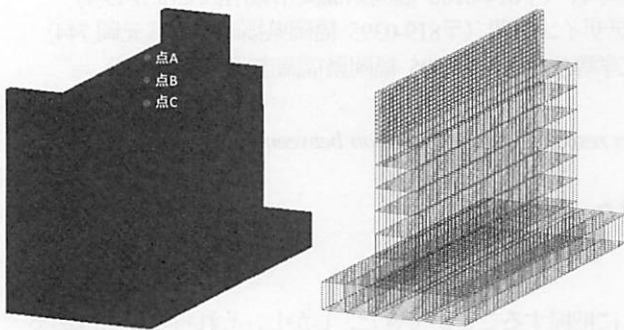


図-3 解析モデル (橋台部) および配筋図

2.2 解析モデルおよび材料モデル

図-1の解析対象橋梁の橋台と橋台側から1/2径間部分の桁を、3次元有限要素を用いて忠実にモデル化した。解析対象橋梁は曲線橋かつ斜橋であるが、本解析においては、それらを簡易な直線橋かつ直橋として扱うこととした。解析モデルを図-2に示す。橋台部のモデル化に関しては、橋台部はコンクリート要素と鉄筋要素から構成されているが、コンクリート要素には8積分点を有するソリッド要素を、鉄筋要素にはトラス要素を用いた。橋台部の解析モデルおよび配筋のモデル図を図-3に示す。また、橋台背面の裏込め土に関しては、実際は反力を期待しうる有効範囲を明確にした上でモデル化する必要があるが、それを忠実にモデル化するのは困難であると考え、橋台背面1.6mまでを8積分点を有するソリッド要素でモデル化することとした。上部工に用いた要素は、8積分点を有するソリッド要素である。本解析モデルの総節点数および総要素数はそれぞれ25443、19088である。境界条件に関しては、図-4に示す通りで、四角で囲まれた上部工の橋台側から1/2径間部分の節点を鉛直方向および橋軸直角方向拘束とし、実線の丸で囲まれた橋台の底面および上部工の可動支承部の節点を鉛直方向拘束、そして破線の丸で囲まれた裏込め土の背面部の節点を全自由度拘束とした。また、裏込め土および橋台部の全要素には重力加速度 $9800\text{mm}/\text{sec}^2$ を鉛直下向きに与えた。

また、図-3に解析結果として変位を出力した箇所を示している。ちなみに、点Aはパラペット天端中央の節

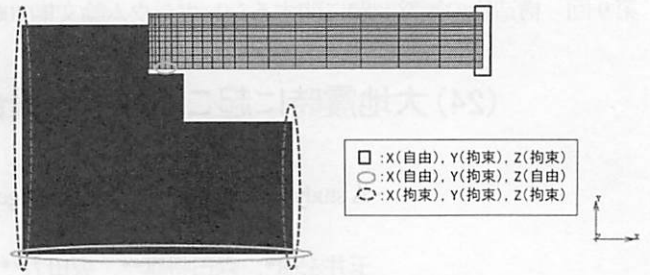
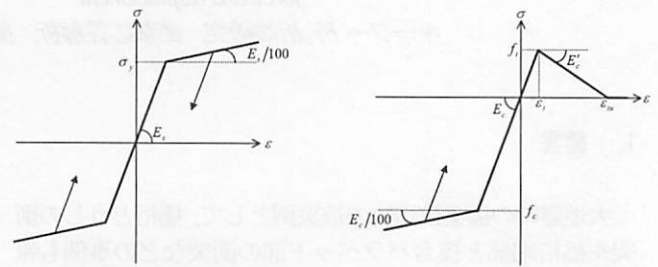


図-4 境界条件

表-1 材料定数

	橋台		橋桁	裏込土
	鉄筋	コンクリート	RC	
弾性係数(GPa)	206	20.6	28.8	0.014
ポアソン比	0.30	0.17	0.17	0.45
密度(g/cm^3)	7.85	2.45	2.40	1.80
圧縮強度(MPa)	294	29.4	29.4	-
引張強度(MPa)	(降伏応力)	2.94	2.94	-



(a) 鉄筋

(b) コンクリート

図-5 各材料の応力 - ひずみ関係

点、点Bは上部工断面図心位置に相当する節点、点Cはパラペット基部中央の節点となっている。

本解析に用いた材料定数を表-1に示す。橋台部の鉄筋要素およびコンクリート要素は、どちらも弾塑性体としてモデル化した。鉄筋要素は図-5(a)に示すように、降伏強度に達した以降は初期剛性の1/100の剛性でひずみ硬化を示すバイリニア型の応力-ひずみ関係を有し、除荷時の剛性は初期剛性で弾性復帰するものを仮定した。また、コンクリート要素に関しては、図-5(b)に示すように、圧縮域ではバイリニア型の応力-ひずみ関係を有し、除荷時の剛性は初期剛性で弾性復帰するものを仮定し、引張域に関しては、引張強度に達するまでは線形的に応力が増加するものとし、その後は線形的に徐々に応力が低下していくような軟化挙動を示すものを仮定した。ここでの引張強度は圧縮強度の1/10とした。なお、本解析では、引張軟化勾配 E'_t は引張終局ひずみと引張破壊エネルギー G_f を用いて求めた。また、鉄筋要素とコンクリート要素の付着特性は完全付着を仮定した。上部工である桁は、本来は鉄筋およびコンクリートから構成されているが、本研究では橋台の損傷度評価を目的としていることや、桁断面内の鉄筋量は非常に小さいことから、鉄筋量から換算された弾性係数を用いたRC要素として取り扱い、橋台部のコンクリート要素

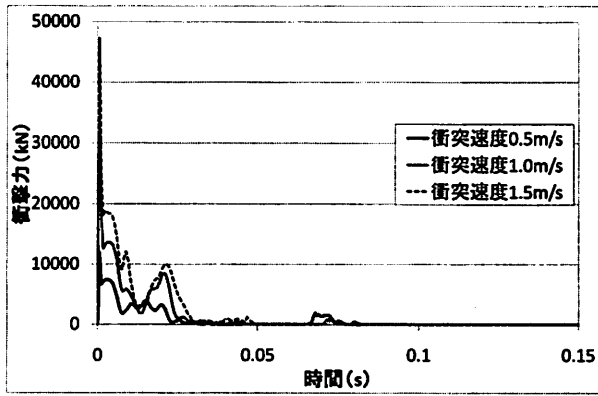


図-6 衝撃力波形

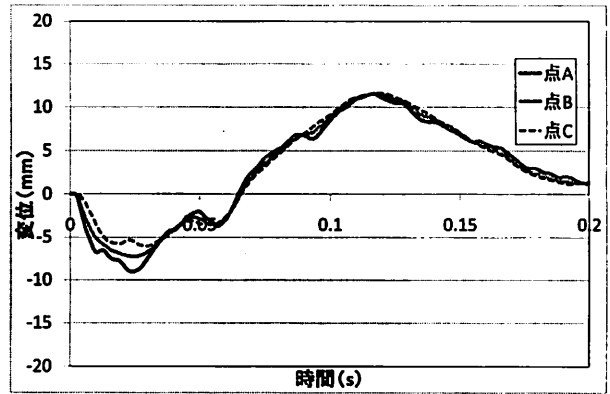


図-8 パラペット部の変位応答 (衝突速度 1.0m/s)

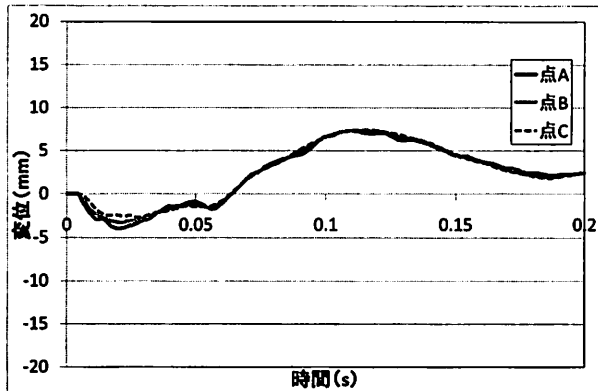


図-7 パラペット部の変位応答 (衝突速度 0.5m/s)

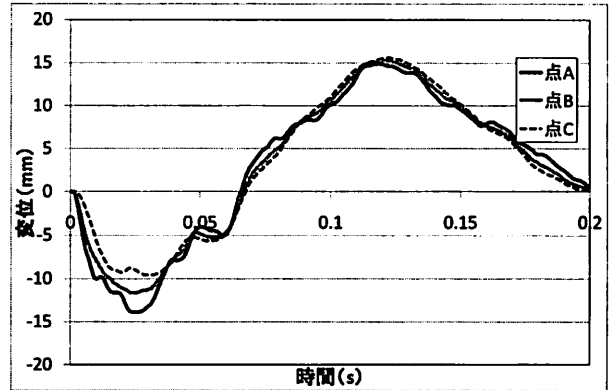


図-9 パラペット部の変位応答 (衝突速度 1.5m/s)

と同様の構成則モデルを適用した。

裏込め土は、N 値が 5 程度の強度を有する砂質土を想定しており、本解析の着目点はコンクリート橋台の破壊であることから材料モデルは簡易に弾性体とした。なお、弾性係数は道路橋示方書に示されている式⁹⁾を用いて N 値換算にて算出した。

2.3 解析手法および解析条件

本研究における解析は、非線形有限要素解析ソフトウェア MSC.MARC2007r1 を用いて行った。直接時間積分法には、無条件安定であるシングルステップフォーポルト法を用い、時間刻みが 1.0×10^{-6} sec から 1.0×10^{-3} sec の間で自動制御するものとした。解析条件としては、桁の全節点に初期速度を与えることによって桁端衝突現象を再現した。なお、衝突速度が 0.5, 1.0, 1.5m/sec で橋台に衝突するという 3 ケースを設定し、全 3 ケースとも桁衝突後 0.5 秒後には桁が完全に跳ね返っていることから、0.5 秒までの現象を対象として計算を行った。また、実現象ではレベル 2 相当の地震が発生した場合、遊間の大きさによっては、桁と橋台間で繰返し衝突が起こることや、桁が斜め衝突することなどが容易に予想できるが、繰返し衝突は考慮せず、桁と橋台パラペット部が垂直に面全体で衝突することを仮定した。

2.4 解析結果

まず、図-6 に各衝突速度における衝撃力波形を示す。図より全てのケースにおいて衝撃力波形は衝突直後に急激に立ち上がっており、この最大値を最大衝撃力と考えた場合、衝突速度 0.5m/sec の最大衝撃力は約 12000kN、衝突速度 1.0m/sec の最大衝撃力は約 30000kN、衝突速度 1.5m/sec の最大衝撃力は約 45000kN である。衝突速度が増加するにつれて、最大衝撃力も増加していくのは当たり前であるが、衝突速度が小さくても 10000kN 以上の最大衝撃力が発生することが確認できた。また、橋台に作用する死荷重反力をベースに考察すると、本解析対象橋梁の橋台に作用する死荷重反力は 1450kN であるため、発生最大衝撃力は約 7 倍～30 倍程度であることが確認できた。橋台の死荷重反力に着目したのは、桁端衝突後の落橋を防止するために設置される落橋防止装置の設計荷重が死荷重反力の 1.5 倍とされているからである。

次に、図-7～図-9 にパラペット部の各箇所 (図-3 参照) における水平方向の変位応答を示している。これらの図より、桁端部の衝突によりパラペットは衝突方向に変形するが、その後、裏込め土の水平抵抗により、衝突方向への変形以上に逆方向に押し戻される波形を示した。これは全ての衝突速度において言えることであり、衝突速度が小さいため、橋台はほとんど損傷せずに弾性状態であることも起因していると言える。また、衝突速度 0.5m/sec の場合の衝突方向への最大変位は約 4.5mm、衝突速度 1.0m/sec の場合

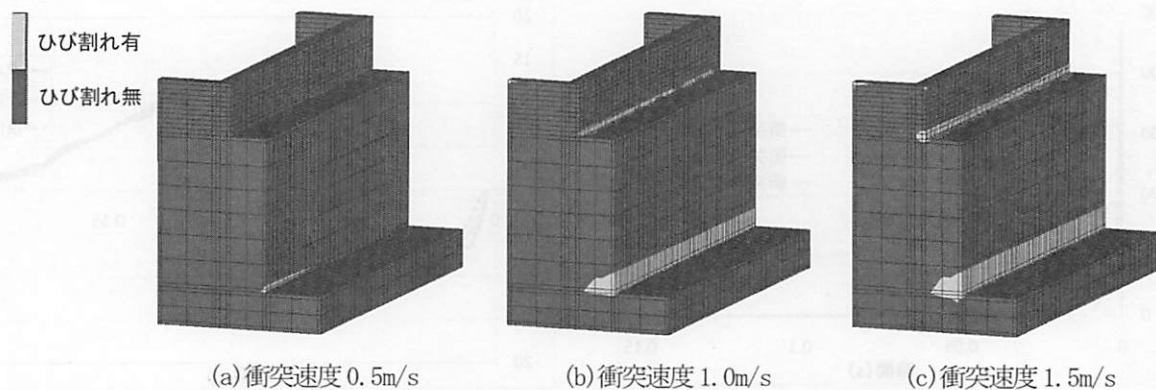


図-10 橋台のひび割れ損傷度 (最大変位発生時)

は約 9.0mm、衝突速度 1.5m/sec の場合は約 14mm であり、ほぼ線形的な関係があることが確認できた。さらに、パラペット天端の点 A と基部の点 C との最大変位差は衝突速度 1.5m/sec の場合で約 4.3mm であり、パラペットの高さの約 1/300 程度であることが確認できた。

桁衝突を受ける橋台コンクリートの損傷度を定量的に評価するために、引張ひずみに着目して損傷度の照査を行った。図-10(a)、(b)、(c)にそれぞれ衝突速度 0.5m/sec、1.0m/sec、1.5m/sec の場合の引張ひずみのコンター図 (最大変位発生時) を示している。コンター図で示した値は、引張強度に達した後の軟化領域におけるひずみ量を表したもので、灰色が呈されている領域はひび割れを伴う損傷が発生している領域を表す。図-10(a)より、衝突速度が 0.5m/sec の場合は、ひび割れ発生領域はほとんど見受けられなかった。次に、図-10(b)より、衝突速度が 1.0m/sec の場合は、パラペット基部の一部と橋台基部にひび割れを伴う損傷が発生していることが確認できた。衝突速度が 1.5m/sec の場合は、図-10(c)に示すように、パラペット基部全体と橋台基部にひび割れを伴う損傷が発生していることが確認できた。つまり、衝突速度が 1.0m/sec 以上であると、ひび割れが生じる恐れがあるが、ひび割れ領域が小さいことや、ウイング等へのひび割れの領域の拡がりが見受けられないことから、橋台全体が破壊する恐れはないと考えられる。また、鉄筋の損傷状況を確認したところ、衝突速度が 1.5m/sec であっても、降伏強度に達した鉄筋は全くなく弾性状態であることが確認できたため、今回設定した衝突速度では橋台の破壊が起こる可能性は低く、この程度の桁-橋台衝突を許容した設計を行っても問題はないと考えられる。

3. 結論

(1) 衝突速度を増加するに伴い、最大衝撃力および衝撃力継続時間が増加する傾向になった。また、今回の解析対象橋梁において、最大衝撃力は橋台の死荷重反力である 1450kN の約 7.0~30.0 倍に達することがわかった。

- (2) 今回の衝突条件においては、桁端衝突を受ける橋台パラペット部の挙動は、衝突によりパラペット部は衝突方向に変形するが、その後、裏込め土の水平抵抗により、衝突方向への変形以上に逆方向に押し戻される波形を示した。また、衝突速度 1.5m/sec の場合、パラペット天端と基部の最大変位差は、パラペットの高さの約 1/300 程度になることが確認できた。
- (3) 橋台コンクリートの引張ひずみに着目して損傷度の照査を行ったところ、衝突速度 1.0m/sec 以上の場合はパラペット基部と橋台基部にひび割れを伴う損傷が見受けられたが、内部鉄筋には全く損傷が見られなかったことから、橋台全体の破壊が起こる可能性は低いと考えられる。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第 1 章橋梁，土木学会，1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編 2002。
- 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。
- 4) 長靖朗：橋全体系の耐震補強検討事例，九州技法，No.38，pp.148-151，2006。
- 5) 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 Vol.53A，pp.1219-1226，2007。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編 2002。