

桁-橋台衝突のモデル化の違いが 橋梁全体系の地震応答解析結果に与える影響の検討

吉田佳太郎¹・梶田幸秀²・大塚久哲³・玉井宏樹⁴

¹ 学生会員 九州大学大学院工学府 建設システム工学専攻（〒819-0395 福岡市西区元岡744）

² 正会員 博（工）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 福岡市西区元岡744）

³ フェロー会員 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門（〒819-0395 福岡市西区元岡744）

⁴ 正会員 博（工）福岡大学助教 工学部社会デザイン工学科（〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1）

1. 序論

橋梁における既往の被災事例によると、甚大な被害は橋脚および支承部に生じるため、これらの部材における損傷を軽減し、橋としての所要の耐震性能を確保するために有効な耐震補強工法を選定する必要がある。そのため、耐震補強といえば、鋼板巻き立て工法、鉄筋コンクリート巻き立て工法、繊維巻き立て工法といった橋脚に対する補強が多い。橋脚の補強は、地盤上に橋脚が立脚している場合、工事を行なう際の作業スペースの確保は比較的容易であるが、河川を横断するような橋梁の場合、作業スペースを確保するために水流を遮断する必要がある、工事全体の費用が、陸上橋脚と比較して膨れ上がるという問題点がある。

河川を横断する橋梁の多くは、河川の兩岸を橋台とする形式である。このような橋梁では、上部構造の移動量は、当然、橋台により制限を受けることになる。そこで、橋台による上部構造の変位拘束を考慮して橋全体の耐震性能を保証する耐震補強工法の一つとして、変位拘束工法がある¹⁾。変位拘束工法を実施するためには、橋脚の耐震安全性はもちろん、橋台の耐震安全性の把握が必要となり、上部構造と橋台の衝突を考慮した橋梁全体系の地震応答解析が不可欠である。

上部構造と橋台の衝突現象を解析で表現するために、現在まで3種の方法が提案されている。第1に、橋台を損傷しない固定壁と仮定し、上部構造と橋台の間に衝突ばね^{2),3)}を挿入する方法、第2に、背面土を含む橋台の抵抗特性を1つの非線形ばねで表す方法⁴⁾、第3に、背面土の抵抗特性と橋台の抵抗特性を別々のばねモデルで表す方法⁵⁾である。

過去に、宮園ら^{6),7)}は、橋台と背面土の抵抗特性を別々のばね要素で表したモデルを用いた解析を実施し、橋台基礎部のN値や設定遊間量が上部構造に対す

る橋台の拘束効果に影響を与えることを明らかにしている。しかし、他の桁-橋台衝突モデルとの比較検討は実施していない。そこで本研究では、上記に列挙したモデルに対して、上部構造と橋台の衝突を考慮した橋梁全体系の地震応答解析を実施し、各モデルにおける上部構造や橋台の挙動、上部構造と橋台に発生する衝突力の違いについて検討を行い、上部構造と橋台の衝突のモデル化の違いが、橋梁全体系の地震応答解析結果に与える影響について考察を行うことを目的とした。

2. 桁-橋台衝突を考慮した橋梁のモデル化

(1) 解析対象橋梁

本研究では、両端部に2辺固定ウイングを持った橋台を有する2径間のPC箱型断面橋梁を解析対象として用いた。解析対象橋梁の側面図を図-1に、上部工断面図を図-2に示す。解析対象橋梁の支承条件は、A1、A2橋台において可動支承、P1橋脚において固定支承である。上部工形式は、桁高2.2m、桁幅12.0mを有する2径間連続PC箱桁であり、下部工形式は、鉄筋コンクリート橋台および橋脚である。地盤種別はI種地盤である。

(2) 橋梁のモデル化

本研究における解析モデルは、桁-橋台衝突のモデル化が異なる3種類の2次元骨組モデルを使用する。桁、橋脚部のモデルは、図-3に示すように、一点固定の解析対象橋梁をはり要素でモデル化した。桁-橋台衝突は、図-3中の点線部に桁-橋台衝突を表す3種のモデルを挿入することで表現した。なお本研究では、桁-橋台衝突のモデル化の違いが、上部構造や橋台の応答に与える影響について着目したため、橋脚、固定

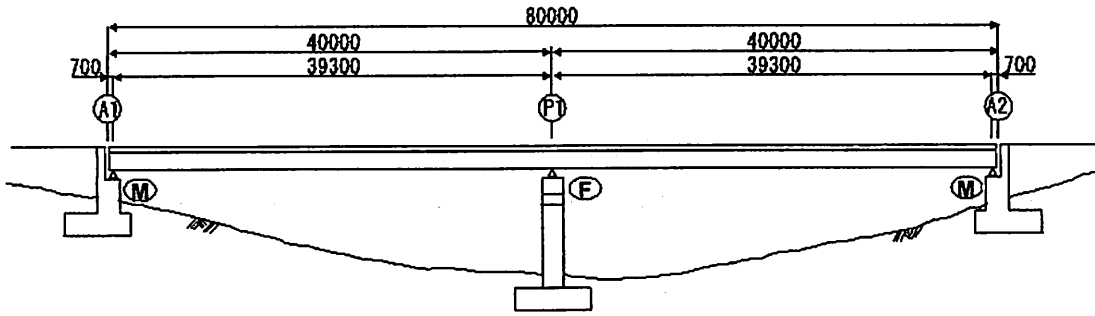
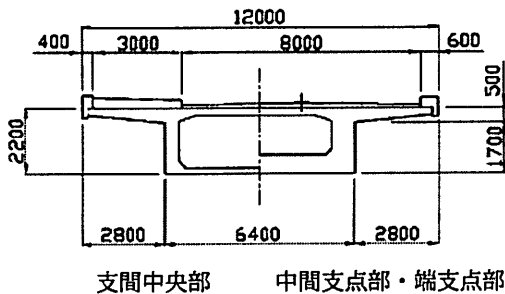


図-1 解析対象橋梁側面図



支間中央部 中間支点部・端支点部

図-2 解析対象橋梁断面図

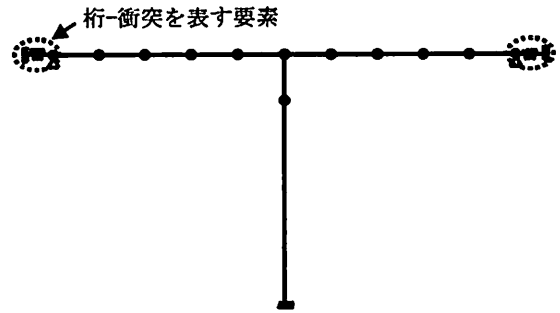


図-3 解析対象橋梁のモデル化

支承、桁の復元力特性は、いずれも線形と仮定した。また、桁と橋台の遊間は0.05mと仮定している。

(3) 桁-橋台衝突のモデル化

a) 衝突ばねモデル

衝突ばねモデルとは、川島が提案した線形ばね²⁾を桁-橋台衝突のモデルとして使用するモデルであり、橋台を剛な固定壁と仮定したモデルである。衝突ばねの荷重-変位関係は図-4に示すとおりである。衝突ばねの剛性は、文献3)を参考に、次式より決定した。

$$K_I = \gamma \cdot \left(\frac{nEA}{L} \right) \quad (1)$$

ここに、 K_I : 衝突ばねの剛性、 E : 上部構造のヤング率、 A : 上部構造の断面積、 L : 上部構造全体の長さ、 n : 上部構造の要素分割数、 γ : 要素の軸剛性と衝突ばねの剛性の比である。本研究では、上部構造の要素分割数を10、要素の軸剛性と衝突ばねの剛性の比を1とした。

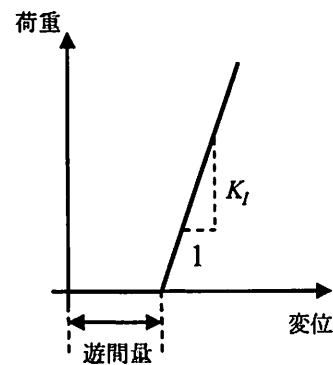


図-4 衝突ばねの荷重-変位関係

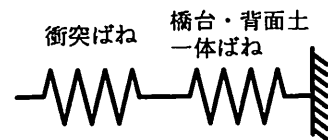


図-5 静的簡易モデル

b) 静的簡易モデル

図-5に示したように、衝突ばねと橋台と背面土の抵抗特性を表すばね（以下、橋台・背面土一体ばねと呼ぶ。）を直列に接続することで桁-橋台衝突をモデル化したものを静的簡易モデルとした。衝突ばねは、衝突ばねモデルと同一のものを使用する。橋台・背面土一体ばねは、図-6に示すように、引張側は作用せず、圧縮側はある点を剛性変化点として抵抗し、再載荷時は除荷時の変形量から作用するものとする荷重-変位関係を持った非線形ばねとした。

橋台・背面土ばねの剛性は、図-7に示した解析対象橋梁の桁、橋台、背面土からなる有限要素モデル⁶⁾を用い、橋台部に対し桁の断面を投影し、その部分に等分布荷重を作用させるプッシュオーバー解析を実施することで決定した。なお、有限要素モデルにおける背面土は、N値が5程度の砂質土を想定しており、その他詳細な物性値などは文献6)を参照して頂きたい。プッシュオーバー解析結果とその近似曲線を図-8に示す。この近似曲線より、橋台・背面土一体ばねの剛性を決定した。

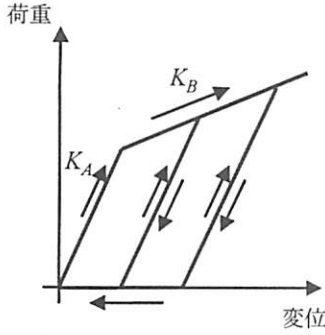


図-6 橋台・背面土一体ばねの荷重-変位関係

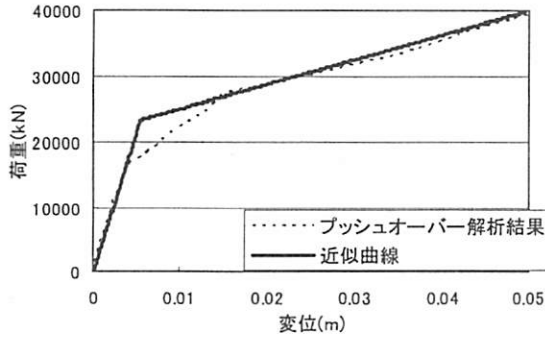


図-8 プッシュオーバー解析結果と近似曲線

c) 橋台・背面土分離モデル

図-9に示すように、背面土の抵抗を表すばねを鉛直方向に複数個、また別に、橋台の抵抗を表すばねを配置することで、橋台の抵抗特性と背面土の抵抗特性を別々のばねで個別に表したモデルを、橋台・背面土分離モデルとする。橋台の抵抗を表すばねは、解析対象橋梁が2辺固定のウイングを有していることから、桁・橋台衝突時にパラペット基部に押し抜きせん断破壊が発生すると想定し、パラペット基部に押し抜きせん断破壊を表すばねを設置した。

背面土ばねは、図-6に示すように、引張側は作用せず、圧縮側は背面土の受働土圧に相当する値まで抵抗し、再載荷時は除荷時の変形量から作用するものとした荷重-変位関係を持った非線形ばねとした。

背面土ばねの剛性は、次式より決定した¹⁾。

$$K = k_H \cdot A \quad (2)$$

$$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} \quad (3)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (4)$$

ここに、 K ：背面土ばねの剛性 (kN/m)、 k_H ：背面土の水平方向地盤反力係数、 A ：背面土ばねの作用面積、 α_k ： k_H の推定に用いる補正係数、 k_{H0} ：直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数、 B_H ：橋台前面の換算断面幅、 α ：地盤反力の推定に用いる補正係数 (=2.0)、 E_0 ：背面土の変形係数

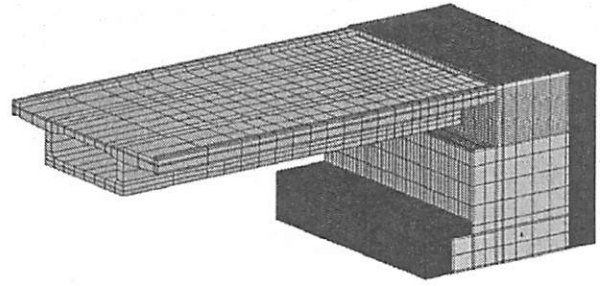


図-7 解析対象橋梁の有限要素モデル

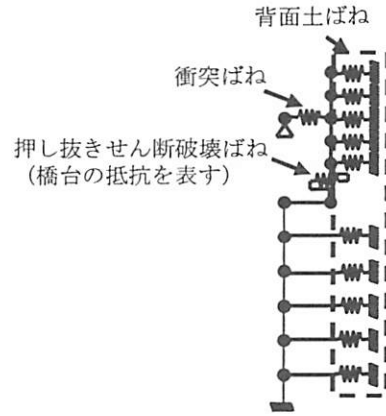


図-9 橋台・背面土分離モデル

($E_0=2800N$ より算定、 $N:N$ 値)である。

続いて、背面土のばね耐力は、次式より決定した¹⁾。

$$P_{Hu} = A \cdot \alpha \cdot p_{EP} \quad (5)$$

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5 \left(\frac{z}{B_e} \right) \leq 3.0 \quad (6)$$

$$p_{EP} = K_{EP} \gamma \alpha + 2c \sqrt{K_{EP}} + K_{EP} q \quad (7)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right]^2} \quad (8)$$

ここに、 P_{Hu} ：背面土ばねの水平方向支持力の上限值、 α_p ：水平地盤反力度の割り増し係数、 p_{EP} ：深さ x における地震時の背面土の受働土圧強度、 z ：地表面からの深さ、 B_e ：背面土の有効前面幅 (橋台幅)、 K_{EP} ：地震時の受働土圧係数、 γ ：背面土の単位体積重量、 c ：土の粘着力、 q ：地表面載荷荷重、 ϕ ：土のせん断抵抗角、 δ_E ：地震時の橋台背面壁と土の摩擦角 ($=\phi/6$ とする)、 α ：地表面と水平面のなす角度、である。なお、橋台・背面土モデルでは、橋台背面土は、 N 値 $N=5$ 、土のせん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ 、土の単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ の砂質土であると仮定している。

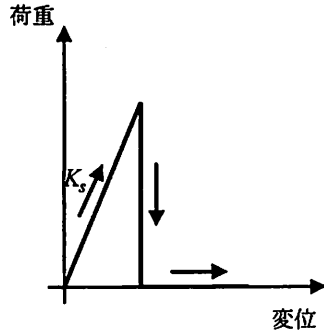


図-10 押し抜きせん断破壊ばねの荷重 - 変位関係

押し抜きせん断破壊ばねは、図-10に示すように、パラペット基部の押し抜きせん断破壊耐力に相当する値まで抵抗し、降伏後は全く抵抗しない荷重 - 変位関係を持つ非線形ばねとした。

押し抜きせん断破壊ばねの剛性は、既往の研究における、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⁷⁾を参考に、次式より決定した⁹⁾。

$$K_S = K_E \cdot F_A \quad (9)$$

$$F_A = A_B \cdot A_E \quad (10)$$

ここに、 K_S ：押し抜きせん断破壊ばねの剛性、 K_E ：実験における押し抜きせん断剛性、 F_A ：せん断抵抗面積比、 A_B ：解析対象橋梁の押し抜きせん断抵抗面積（パラペットとウイングの断面積の和）、 A_E ：実験における破壊面積である。

続いて、押し抜きせん断破壊ばねの耐力は、次式より決定した。

$$P_S = \tau_S \times A_B \quad (11)$$

ここに、 P_S ：押し抜きせん断破壊ばねの耐力、 τ_S ：許容押し抜きせん断応力である。

(4) 桁 - 橋台衝突モデル全体の剛性

上述した3種類の桁 - 橋台衝突モデル全体の剛性の確認を目的として、各モデルにおける衝突ばねの桁側節点に対し橋台方向に静的に荷重を漸増载荷したプッシュオーバー解析を実施した。各モデルにおけるプッシュオーバー解析結果を図-11に示す。なお、有限要素モデルによるプッシュオーバー解析結果も併記している。これより、桁 - 橋台衝突のモデル化により、橋台の剛性、耐力が大きく異なることが確認できる。橋台の剛性、耐力は、静的簡易モデル、橋台・背面土分離モデルの順に大きい。これは、衝突ばねモデルは橋台を固定壁と仮定し、静的簡易モデルは橋台の鉄筋を考慮しており、橋台・背面土分離モデルは鉄筋を考慮していないためであると考えられる。また、有限要素モデルによるプッシュオーバー解析結果の第1剛性変化点では橋台基部の損傷が、第2剛性変化点ではパラ

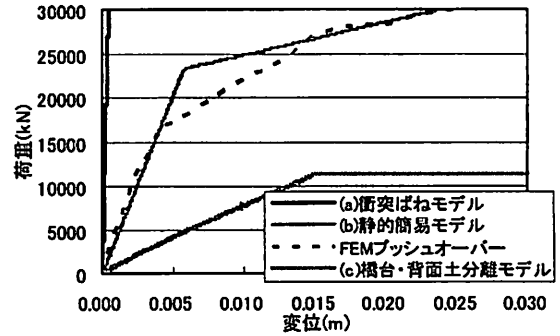


図-11 桁 - 橋台衝突モデルのプッシュオーバー解析結果

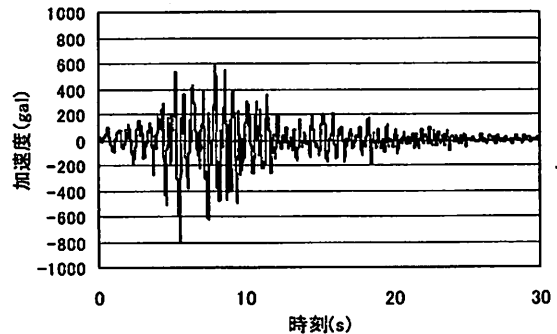


図-12 入力地震動

ペット基部の損傷が発生していることが確認でき、橋台・背面土分離モデルにおける剛性変化点では、押し抜きせん断破壊ばねの降伏が発生していることを確認している。そのため、両解析ともパラペットの損傷はほぼ同じ変位において発生していることがわかる。しかし、パラペットの損傷時の耐力(荷重)は大きく異なっており、一つは橋台の鉄筋の考慮の有無によるものであると考えられるが、その他にも要因があると考えられ、現在検討中である。

3. 地震応答解析

(1) 解析概要

桁 - 橋台衝突のモデル化の違いが桁および橋台の応答結果に与える影響について考察することを目的とし、桁 - 橋台衝突の各モデルを使用した地震応答解析を実施した。地震応答解析に用いる地震動の時刻歴波形は、図-12に示す道路橋示方書 V 耐震設計編⁹⁾による設計標準波であるタイプ II 地震動の加速度波形 II-I-1とし、橋軸方向に入力した。各部材の部材別減衰定数は、桁3%、橋脚および橋台は5%とし、橋梁全体の減衰としてレーリー減衰を用いた。数値積分法は Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) を用い、積分時間間隔は 0.00005 秒とした。

(2) 解析結果

a) 応答変位

各モデルの桁最大変位量を表-1に示す。なお、この

表-1 桁最大変位量

	衝突ばねモデル	静的簡易モデル	橋台・背面土分離モデル	(参考) 橋台無視モデル
桁左端	0.000	-0.017	-0.051	-0.083
桁右端	0.000	0.022	0.052	0.078

単位：m

表-2 橋台最大変位量

	衝突ばねモデル	静的簡易モデル	橋台・背面土分離モデル
橋台A1	0.000	-0.017	-0.051
橋台A2	0.000	0.022	0.052

単位：m

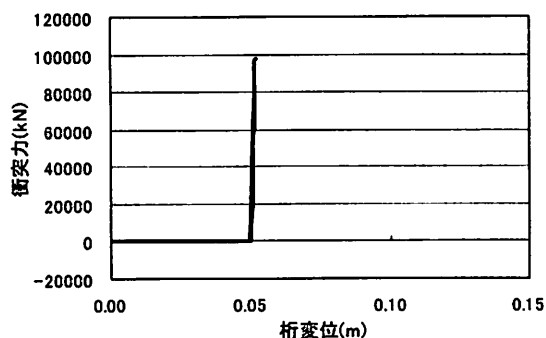
表-3 橋台残留変位量

	衝突ばねモデル	静的簡易モデル	橋台・背面土分離モデル
橋台A1	0.000	-0.011	-0.034
橋台A2	0.000	0.015	0.035

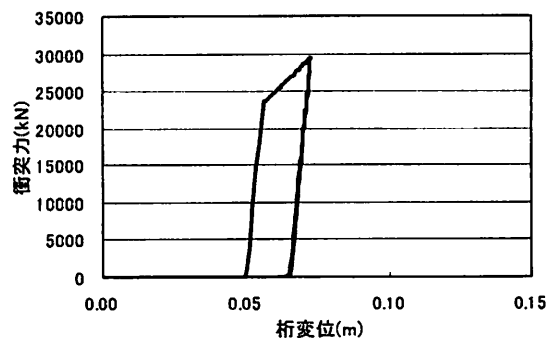
単位：m

変位量は桁端の最大変位量から桁遊間分の0.05mを引いたものである。また参考として、橋台を無視した場合の結果も合わせて示した。衝突ばねモデルでは、橋台を剛な固定壁と仮定しているため、桁の最大変位量は0.0mとなる。今回の解析条件では、橋台・背面土分離モデル、静的簡易モデル、衝突ばねモデルの順で桁の最大変位量が大きく、桁-橋台衝突モデルの剛性が小さいほど変位量が大きくなるのがわかる。ここでは、検討の対象外としたが、桁の変位量が大きくなれば、支承が破損しない場合、橋脚に作用する桁慣性力が大きくなる、すなわち、桁変位量を過小評価すれば橋脚に作用する慣性力を過小評価することになるため、耐震補強工法として変位拘束工法を用いる場合、橋台を剛壁と仮定し、桁変位量が最も小さい衝突ばねモデルは、橋脚の耐震性評価について危険側を、橋台の剛性、耐力が最も小さく、桁変位量が最も大きい橋台・背面土分離モデルは安全側を示すものと考えられる。

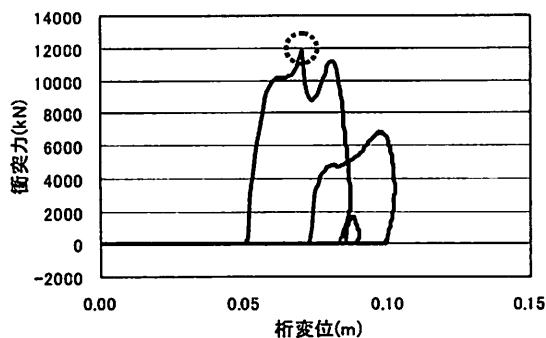
橋台最大変位量を表-2に示す。衝突ばねモデルは、橋台を剛な固定壁と仮定しているため、橋台最大変位量、橋台残留変位量を0.0mとしている。橋台最大変位量は、すべてのモデルにおいて桁最大変位量とほぼ同値であった。静的簡易モデルは橋台自体のモデルを行っていないため、橋台変位は桁-橋台衝突に起因するものが全てではあるが、橋台・背面土分離モデルは橋台自体のモデル化を行っていることから、地震動から橋台自体が受ける影響を考慮することが可能であ



(a) 衝突ばねモデル



(b) 静的簡易モデル



(c) 橋台・背面土分離モデル

図-13 衝突荷重-桁変位関係

る。しかし他のモデルと同様に、桁最大変位量と橋台最大変位量がほぼ同値であり、橋台は桁との衝突終了後に慣性で変形を続けることはないといえる。そのため、地震動が橋台自体に与える影響は応答変位量には現れないものと考えられる。

橋台残留変位量を表-3に示す。橋台最大変位量が多いほど橋台残留変位量も大きくなる傾向にある。また、橋台部の初期剛性が小さいほど、橋台最大変位量からの押し戻し量が大きくなる。

b) 応答衝突力

各モデルの、桁-橋台A2衝突における衝突荷重と桁端変位の関係を図-13に示す。衝突ばねモデルでは、線形関係である衝突ばねのみを使用したモデル化であるため、橋台の損傷による剛性低下、耐力低下を考慮することは不可能である。静的簡易モデルでは、橋台・背面土特性を考慮するために非線形関係を持った

ばねを用いたモデルであるため、橋台の損傷による剛性低下を簡易的に考慮することは可能である。橋台・背面土分離モデルでは、衝突力-変位関係に表れる橋台耐力は、初衝突時と再衝突時において大きく異なる。これは、初衝突時の図中点線部において押し抜きせん断破壊ばねが降伏したためであり、橋台・背面土分離モデルは、橋台部の損傷による剛性低下が考慮でき、また押し抜きせん断破壊ばねより、耐力低下を考慮することが可能なモデルであるといえる。

各モデルの、桁-橋台衝突における衝突荷重と衝突速度の関係を図-14に示す。桁-橋台衝突力は、衝突ばねモデル、静的簡易モデル、橋台・背面土分離モデルの順に大きく評価している。また、既往の研究における、解析対象橋梁の桁-橋台衝突解析⁹⁾において、衝突速度1.0m/sにおける衝突力が21700kNであったため、衝突ばねモデルは衝突力を過大評価するモデルであると考えられる。そのため、地震応答解析において桁-橋台衝突力を適切に評価するためには、橋台の抵抗や背面土の抵抗を適切に考慮したモデルを使用する必要があると考えられる。

4. 結論

本研究において得られた知見を以下に示す。

- (1) 桁-橋台衝突のモデル化の考え方の違いにより、橋台の復元力特性が異なることがわかった。特に本研究では、パラペット基部損傷発生時のパラペット重心部の変位量(変形量)はほぼ同じではあるが、耐力(荷重)が異なる結果となった。
- (2) 桁-橋台衝突モデルの剛性、耐力が小さいほど、応答変位量は大きくなり、モデルの剛性、耐力が大きいくほど、衝突力は大きくなる。また、衝突ばねモデルは桁-橋台衝突力を過大評価しており、地震応答解析において衝突力を適切に評価するためには、橋台・背面土の抵抗を考慮する必要があると考えられる。
- (3) 桁-橋台衝突のモデル化の違いにより、衝突回数や衝突時の桁速度も異なっており、現段階では最適な桁-橋台衝突のモデルを決定することはできなかった。

本研究で得られた結論は1つの条件より得られたものであり、今後は、複数の地震動による場合や、背面土のN値を変化させた場合など、様々な条件における検討が必要であると思われる。

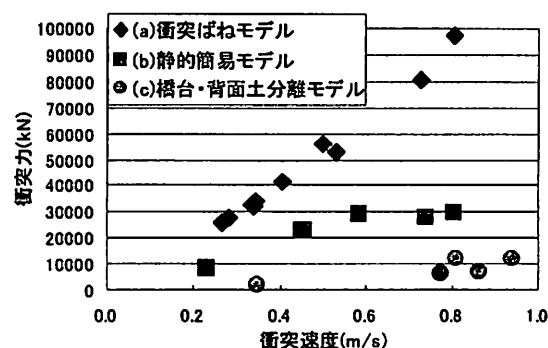


図-14 衝突荷重-衝突速度関係

参考文献

- 1) 既設橋梁の耐震補強工法事例集, (財)海洋架橋・橋梁調査会, 2005.4
- 2) 川島一彦: 動的解析における衝突のモデル化に関する一考察, 土木学会論文集, Vol.308, pp.123-126, 1981.4
- 3) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集 No.675/I-55, pp.125-139, 2001.4
- 4) 宮園雅裕, 幸左賢二, 濱本朋久, 今村壮宏: 桁衝突が橋台の変形におよぼす影響評価, 第11回地震時保有耐力法に関するシンポジウム講演論文集, pp.117-pp.122, 2008.1
- 5) 宮園雅裕, 幸左賢二, 濱本朋久, 桁橋台間衝突が応答結果に与える影響の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30A, No.3, 2008
- 6) 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, 2007.1
- 7) 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
- 8) 道路橋示方書V耐震設計編, (社)日本道路協会, 2002.3