

RC 張出スラブの繰返し衝突を考慮した 高架橋の地震時応答評価

徳永 宗正* 上半 文昭* 曾我部 正道**

Seismic Response Evaluation of Railway Structure in Consideration of Repetitive Collision of RC Overhanging Slab

Munemasa TOKUNAGA Fumiaki UEHAN Masamichi SOGABE

Railway viaducts near stations, out of necessity, are arranged close to each other in the line transversal direction, in which case the two viaducts could collide with each other and be damaged. The aim of this paper is to establish an evaluation method of the seismic response of viaducts in consideration of repetitive collisions between RC overhanging slabs. As the result of a numerical approach, the single collision of RC overhanging slabs causes the reduction of the coefficient of restitution by about 0.2 due to the energy loss as the wave propagation in the superstructure, and by approximately 0 to 0.3 due to the energy loss as the nonlinear hysteresis of the material. The numerical simulation installed with the proposed contact model considering these effects shows that the seismic response of structures may increase by 70% due to the repetitive collisions.

キーワード：鉄道高架橋，コンクリート，衝突解析，相互作用，有限要素解析

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、高架区間において桁相互の衝突や桁と橋台の衝突による損傷等が確認され、その後橋軸方向の桁間衝突および緩衝装置に関する研究が行われてきた^{1)~5)}。鉄道分野では、複数路線を有する駅部においては、駅部ホームや駅部に隣接する高架橋が線路直角方向に近接して配置される場合がある。また、駅部の改良工事や高架化事業等のために、既設の高架橋に隣接して新設の高架橋を別途配置する例も多く報告されている。このような近接した高架橋間の遊間は一般的に10~300mm程度であることから、線路直角方向の地震時挙動を考えた場合、高架橋応答の位相差によっては、L1地震時でも高架橋上部工が相互に衝突し、損傷が発生する可能性がある。加えて、構造物全体系の応答変位が増幅する可能性もある。

鉄道高架橋の上部工相互の衝突では、張出スラブが衝突することが想定されるが、張出スラブのように比較的部材厚が薄く変形や損傷が発生しやすい部材相互の衝突は、過去に検討されておらず、実務設計では遊間が小さい場合には緩衝材を遊間に設ける対策がなされる程度である。地震時には繰返し衝突が発生することが想定されることから、損傷に伴うエネルギー損失について十分に検討を行う必要がある。

本研究では、鉄道RC高架橋相互の地震時繰返し衝

突を考慮した耐震設計法を提案することを目的とし、数値解析に基づき、3章において鉄道RC高架橋相互の衝突による損傷を考慮した接触モデルを構築した。さらに、4章において接触モデルを組み込んだ全体系解析により地震時の衝突応答を評価した。

2. 解析手法

2.1 詳細解析手法

2.1.1 対象高架橋

図1に、対象高架橋の外観を示す。張出スラブは、列車荷重および死荷重により断面が決定されるため、それらの基本的な構造寸法は大きく変化しない。そこで、標準的な調整桁式ラーメン高架橋⁶⁾を対象構造物として選定した。詳細解析においては、計算コストの縮小のため、赤線で囲んだ線路方向に5mの範囲の上部工のみをモデル化対象範囲とした。

2.1.2 解析モデル

詳細解析では、図1に示す上部工範囲を2基モデル化

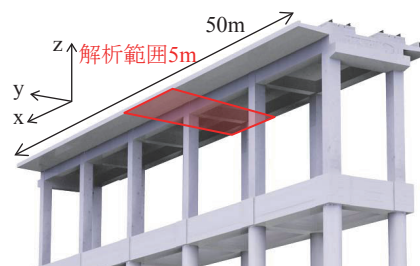


図1 対象高架橋

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

** 前 鉄道力学研究部

特集：鉄道力学

し、衝突解析を行った。

図2に、解析対象上部工の配筋図を示す。図に示すように、D13の鉄筋が中心となっている。図1に示す解析対象のコンクリート部と鉄筋部を、3次元有限要素を用いて忠実にモデル化した。コンクリートはメッシュサイズ30mmの8節点弾塑性ソリッド要素、鉄筋はメッシュサイズ30mmの弾塑性梁要素によりモデル化した。本解析モデルの総節点数は約120万、梁要素数は約12万、ソリッド要素数は約86万である。梁要素の積分点は4点、ソリッド要素の積分点は1点とした。

図3に、解析条件を示す。境界条件は、縦桁と横桁の交差部の本来柱が設置されている箇所において、図中赤枠部のコンクリートおよび鉄筋に対して、y方向並進以外の自由度を完全拘束した。図3(b)に、張出スラブ部に付加した質量の設置位置および大きさを示す。実際にはスラブ上には軌道やダクト壁、高欄等が存在するが、剛性は考慮せず質量のみをモデル化した。モデル化方法は、剛性を持たない要素(シェル、ビーム)に対して所定の質量となるよう質量密度を調整し、重力により上部工に対して負荷した。構造物p、qの遊間は0.1mmとし、上部工pの全節点に初速度 v_0 (=0.2, 1, 2, 3, 5m/s)を与えることで衝突解析を行った。総重量は1基で86.6tである。

図4に鉄筋およびコンクリートの相当応力 σ -相当ひずみ ϵ の関係、表1に材料諸元を示す。図4(a)に、鉄筋要素の相当応力 σ -相当ひずみ ϵ の関係を示す。鉄筋要素は図に示すように、降伏応力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、除荷時剛性は初期剛性で弾性復帰するものと仮定した。鉄筋要素の降伏条件はVon-Misesの降伏条件に従うものとし、ひずみ速度効果の影響を考慮した。図4(b)に、コンクリート要素の相当応力 σ -相当ひずみ ϵ の関係を示す。コンクリート要素の構成則にはLS-DYNAに組み込まれているWinfrithコンクリートモデル⁷⁾を用いた。図に示すように、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モデルである。コンクリート要素はOttosenの破壊基準⁸⁾に従うものとし、ひずみ速度効果の影響を考慮した。引張域に関しては、引張強度に達するまでは線形に応力が増加するものとし、その後は線形に応力が低下していくような軟化挙動を示すモデルとした。コンクリートと鉄筋の付着はコンクリート要素の節点とその要素に干渉する鉄筋要素の節点の加速度、速度が一致する拘束条件を設け、完全付着を仮定した。

数値解析には、汎用有限要素プログラムLS-DYNA(ver.971d)⁹⁾を用いた。構造物p、q間の接触力はペナルティ法により考慮した。ただし、減衰は衝撃応答を安全側に評価するためモデル化していない。解析時間は、

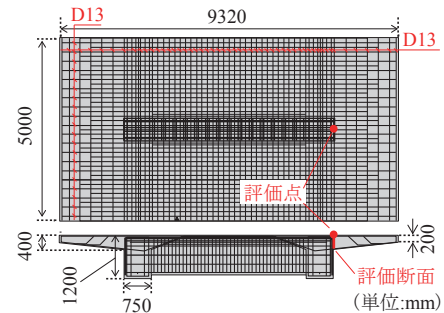
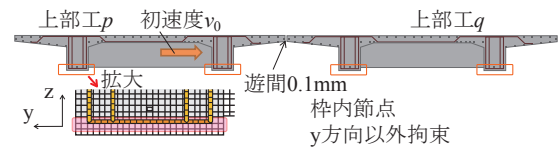
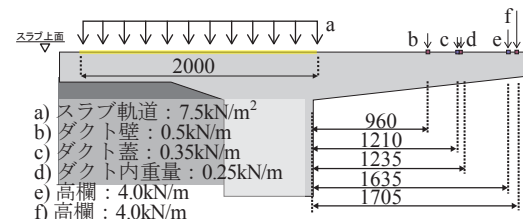


図2 解析対象上部工の配筋図



(a) 境界条件



(b) 付加質量

図3 解析条件

表1 材料諸元

		単位	コンクリート	鉄筋
単位重量	ρ	(kN/m ³)	23	77
ポアソン比	γ		0.2	0.3
弾性係数	E_c, E_s	(N/mm ²)	26500	200000
圧縮強度	f_c	(N/mm ²)	27	-
引張強度	f_t	(N/mm ²)	2.1	-
降伏応力	σ_y	(N/mm ²)	-	345

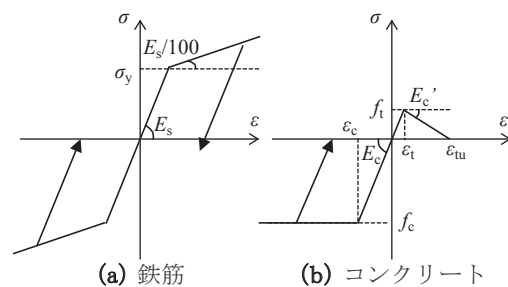


図4 相当応力 σ -相当ひずみ ϵ の関係

構造物p、qが衝突後に互いに完全に離反するのに十分な時間として0.1sと設定した。各解析ケースに対して10時間程度の計算時間を要した。

2.2 全体解析手法

図5に、上部工相互の衝突を考慮した構造物の地震時応答値を算出するための、全体系解析の解析モデル概念図を示す。固有振動数等のパラメータの影響を検討しや

すいよう、2つの構造物 p, q をそれぞれ1自由度で表現した2自由度モデルを構築した。構造物は非線形ばねおよび線形ダンパでモデル化し、図に示すように履歴特性はトリリニア型修正 Clough モデルを用いた。構造物の粘性減衰は、モード減衰比が5%となるよう設定した。接触モデルは3.2節で後述する簡易接触モデルを組み込んだモデルとした。

図6に、全体系解析で用いた入力地震動の時刻歴波形および弾性応答スペクトルの代表例を示す。入力地震動は、G1～5地盤用の設計地震動であるL1, L2スペクトルI, L2スペクトルII(以下、それぞれ「L1(G1～5), L2spelI(G1～5), L2spelII(G1～5)」)の15通りとした¹⁰⁾。

表2に、詳細解析の解析ケースを示す。解析パラメータは、構造物 p, q それぞれの降伏震度 $k_{hy,p}, k_{hy,q}$ 、降伏振動数 $f_{eq,p}, f_{eq,q}$ 、質量 m_p, m_q 、遊間 u 、入力地震波とした。具体的なパラメータ値は表中に示す。 m_p, m_q は、標準的なラーメン高架橋の単位長さ質量350kN/mと設計振動単位である10m範囲を想定した基本質量 m_0 を基準に設定した。総解析ケース数は272160ケースである。

数値計算はMATLABにより作成したプログラムにより実施した。運動方程式をNewmark- β 法により時間増分 Δt (10^{-5} 秒)毎に解いていく。

3. 詳細解析による高架橋相互の衝突評価

3.1 解析結果

3.1.1 運動変化, 接触力及び変位の応答

図7～9に、詳細解析と3.2節で後述する簡易接触モデルを用いた全体解析による解析結果を示す。これらの解析では、構造物それぞれの下部工に相当する非線形ばねは考慮せず、構造物 p に初速度を与え構造物 q に衝突させる解析を行った。

図7に、詳細解析により得られる衝突速度 $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合の時刻歴速度波形を示す。張出スラブ付け根の中央上面の節点のものである。図から、構造物 p が初速度 3.0m/s で構造物 q に接触し速度が低下する一方、構造物 q は 0m/s から速度が大きくなっていることが確認できる。

図8に、詳細解析により得られる接触力の時刻歴波形を示す。接触力は、図2に評価断面として示すように、張出スラブと縦梁の境界から鉛直断面上の全要素の y 方向の力の和として算出した。各ケースにおいて、構造物 p と構造物 q の接触力の時刻歴は概ね一致することを確認しており、図中には構造物 q の結果を示している。図から、衝突速度が大きくなる程最大接触力が大きくなり、 $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合は最大接触力が 39MN 程度であることが分かる。

図9に、接触力-相対変位関係を示す。相対変位は、図2に示す評価点の y 方向の相対変位から遊間である 0.1mm を引いたもので、正が圧縮方向となる。図から、

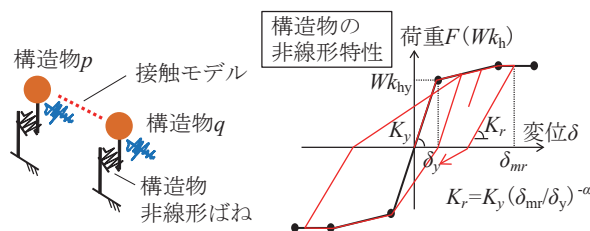


図5 全体系解析の解析モデル概念図

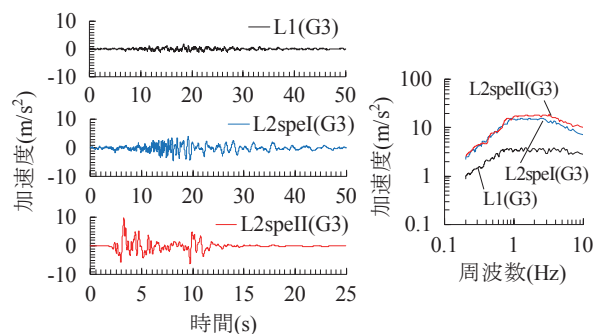


図6 入力地震動

表2 全体系解析の解析ケース

	構造物 p	構造物 q
構造物ばね	k_{hy}	0.3, 0.5, 0.7
	f_{eq} (Hz)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
	m_p/m_q	1, 10
接触モデル	u (m)	0.01, 0.02, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.30
	θ_0 (mrad)	0, 0.01
入力地震波	L1(G1～5), L2spelI(G1～5), L2spelII(G1～5)	

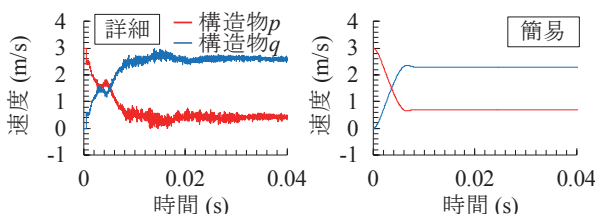


図7 速度の時刻歴波形 (衝突速度 3.0m/s)

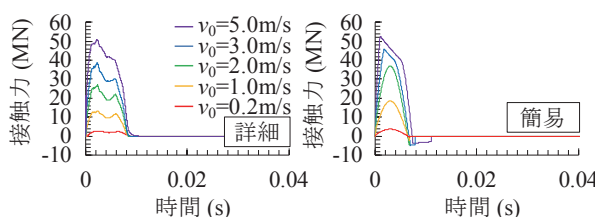


図8 接触力の時刻歴波形

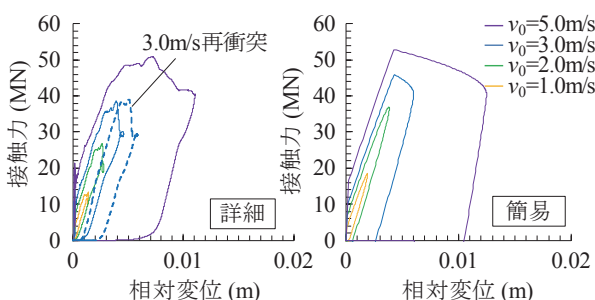


図9 接触力-相対変位関係

特集：鉄道力学

各ケースにおいて、接触力-相対変位関係がループを描いており、材料の非線形化等に起因してエネルギー損失が発生することが確認できる。この傾向は衝突速度が大きくなるほど顕著となっている。加えて、再衝突解析による接触力-相対変位関係を示しているが、概ね除荷曲線に沿って戻った後に、骨格曲線に復帰する傾向が確認できる。

3.1.2 衝突によるエネルギー損失

図10に、衝突速度 $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合の、衝突後 ($t=50\text{ms}$) のひび割れ分布図および圧壊部を示す。高架橋相互の衝突による上部工の損傷を定量的に評価するため、衝突後に残留したコンクリートのひび割れ分布および相当塑性ひずみに着目した。ひび割れ幅は、引張応力と引張破壊エネルギー G_f をもとに算出されるもので、ひび割れ幅が維持管理上一定の管理基準¹¹⁾となる 0.2mm 以上のものを図中黒線で示した。相当塑性ひずみが概ね ϵ_c となる 1000μ を超えた箇所を着色部とし、図中のコンターにおいて着色がない領域は弾性応答した領域である。終局圧縮ひずみを 2000μ と仮定する¹²⁾ と水色から赤色の着色を示す領域で圧壊を生じたことになる。解析結果から、張出スラブが鉛直上方向にたわむことにより付け根部にひび割れが発生しており、加えて線路方向に 5m の領域に渡って接触部近傍で圧壊を起こしている。紙面の都合上割愛するが、 $v_0=0.2, 1.0\text{m/s}$ の場合にはひび割れや圧壊部は確認できなかった。

図11に、エネルギー変動の時刻歴を示す。図中、構造物 p の運動エネルギー E_{pk} は構造物 p の速度 $v_p(t)$ を基に $m_p v_p(t)^2/2$ 、構造物 q の運動エネルギー E_{qk} は構造物 q の速度 $v_q(t)$ を基に $m_q v_q(t)^2/2$ 、初期エネルギー E_0 は $m_p v_p(0)^2/2$ によりそれぞれ算出した。本研究では、並進運動による運動エネルギー以外に変換されるエネルギーを損失エネルギー ΔE と考え、 $\Delta E = E_0 - E_{pk} - E_{qk}$ と定義した。 ΔE は、材料の非線形化により損失される履歴エネルギー E_d と、図中の白抜き部分に相当する両構造物内に伝播する波動エネルギー等により構成される。実構造物の衝突においては、これに逸散エネルギーや音エネルギーが加えられると考えられるが、本研究ではこれらの影響は支配的でないと考えモデル化を省略している。なお、 E_d は、比較的大変形が大きいスラブ中央の相対変位に基づき、図9に示すループの内部の面積から算出したものであるため、実際よりも過大となっている可能性がある。

図から、 $v_0=0.2\text{m/s}$ の場合、初期に構造物 p が保有していた運動エネルギーが接触により波動エネルギーに変換され、その一部が接触後に構造物 q の運動エネルギーに変化する様子が確認できる。また、 E_d はほぼ0であることから、履歴エネルギーによる損失が発生していない一方、接触後の $E_{pk} + E_{qk}$ は E_0 の80%程度まで減少していることから、 E_0 の20%程度が波動エネルギーとなって損失される事が分かる。 $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合、接触に伴い E_d が増

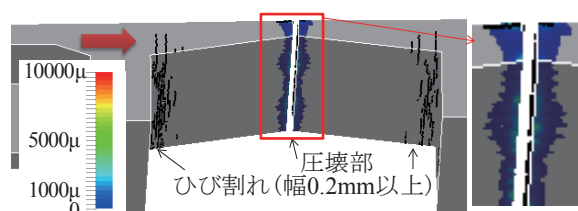


図10 接触後の相当塑性ひずみ分布 ($v_0=3\text{m/s}$, $t=50\text{ms}$)

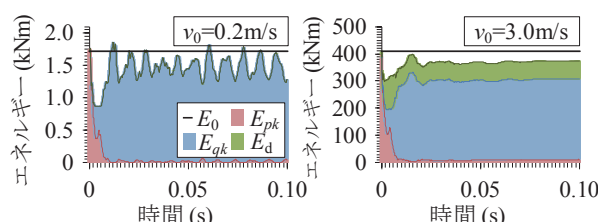


図11 エネルギー変動の時刻歴

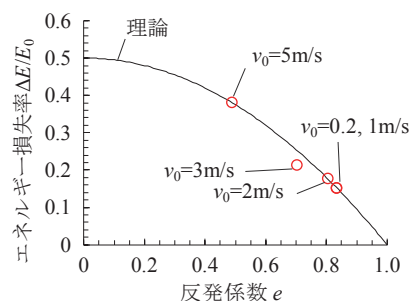


図12 反発係数とエネルギー損失率の関係

加していることが確認でき、履歴エネルギーによる損失が発生していることが分かる。接触後の $E_{pk} + E_{qk}$ は E_0 の概ね70%程度となっており、 E_0 の30%程度が履歴エネルギーや波動エネルギーとなり損失される事が分かる。

以上から、上部工の接触により、運動エネルギーの一部が波動エネルギー、履歴エネルギーに変換され、損失エネルギーが発生し、その程度は衝突速度に依存することが明らかとなった。

図12に、反発係数 e とエネルギー損失率 $\Delta E/E_0$ の関係を示す。図から、各解析ケースにおいて、解析結果が理論曲線上にあることから運動量保存の法則が成立していることが確認できる。衝突速度が $0.2 \sim 5\text{m/s}$ と増加するに従い反発係数 e が 0.8 から 0.5 まで減少する事が分かる。 $v_0=0.2\text{m/s}$ の場合 $\Delta E/E_0=0.2$ 程度であるが、波動エネルギーへの変換により e が 0.2 程度減少し、これに加えて履歴エネルギーへの変換が、衝突速度が大きくなるに従い大きくなる事が分かる。

以上から、上部工相互の衝突により、衝突前の運動エネルギーの一部が履歴エネルギー、波動エネルギーに変換されることによりエネルギー損失が生じること、波動エネルギーへの変換に伴い反発係数が 0.2 程度低下し、履歴エネルギーへの変換に伴い反発係数がさらに、衝突速度、衝突角度に依存して $0 \sim 0.3$ 程度低下することが明らかとなった。

3.2 簡易接触モデルの構築

図13 (a) に、簡易接触モデルを示す。本研究では、材料の非線形化により損失される履歴エネルギーを非線形ばねで、また波動エネルギーに変換されるエネルギーをダッシュポットにより表現するモデルを構築した。この時接触力 F_{cnt} は、非線形ばねによる反力 $F_{k,cnt}$ とダッシュポットによる反力 $F_{c,cnt}$ の和となる式 (1) で表現できる。

$$F_{cnt} = \begin{cases} 0 & (d_r \leq 0) \\ F_{k,cnt} + F_{c,cnt} & (d_r > 0) \end{cases} \quad (1)$$

3.2.1 非線形ばねのモデル化

図13 (b) に示すように、非線形ばねによる反力 $F_{k,cnt}$ の骨格曲線は、式 (2) に示すバイリニアモデルとした。

$$F_{k,cnt} = \begin{cases} K_{cnt} d_r & (u \leq d_r < u + F_y / K_{cnt}) \\ F_y & (u + F_y / K_{cnt} \leq d_r) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 u は初期遊間量、 K_{cnt} は接触剛性であり、詳細解析結果に基づき 9500 (MN/m) とした。 F_y は降伏荷重であり接触面積 A_{cnt} と圧縮強度 f_c の積で算出した。 A_{cnt} は、スラブ幅 5m と平均的な厚さ 0.3m に基づき 1.5m² とした。

除荷時の剛性 βK_{cnt} は、反発係数 e と $\beta = 1/e$ の関係があり、 β により履歴エネルギーの損失を制御できる。そこで、 e は詳細解析結果を基に、 $e_{kc} = 0.8 - 0.01v_0^{2.2}$ と設定した。ここで、 e_{kc} は履歴エネルギー、波動エネルギーの損失を共に含んでいるため、ダッシュポットで表現される逸散減衰分 ($e_c = 0.2$) を差し引く必要がある。従って、 $\beta = 1/(e_{kc} + 0.2)$ と設定した。

図13 (c) に示すように、繰返し衝突が発生する場合には、図9 で示した詳細解析結果の履歴を再現できるように、前回衝突時の除荷曲線をたどり骨格曲線に復帰するモデルとした。

3.2.2 ダッシュポットのモデル化

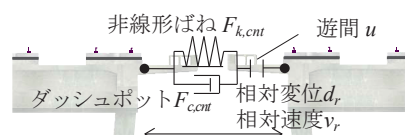
波動エネルギーに変換されるエネルギーは線形のダッシュポットにより吸収させるものとし、式 (3) により減衰力を表現する。

$$F_{c,cnt} = C_{cnt} v_r \quad (3)$$

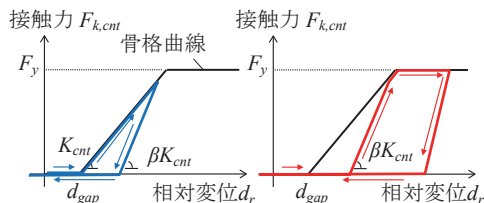
ここで、 v_r は相対速度、 C_{cnt} は接触減衰定数であり、衝突する2物体の質量 m_p 、 m_q 、反発係数 e_c ($=0.2$) に依存する式 (4) で表現できる。

$$C_{cnt} = 2 \frac{-\ln e_c}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e_c)^2}} \sqrt{K_{cnt} \frac{m_p m_q}{m_p + m_q}} \quad (4)$$

図5 で示した全体系解析の解析モデルに、構築した簡易接触モデルを組み込み、詳細解析結果と同じ条件で行った衝突解析結果を図7～9 に示した。それぞれ、速度、接触力の時刻歴、接触力 - 食い込み量の比較においても、



(a) 概念図



(b) 非線形ばね (初接触時) (c) 非線形ばね (再接触時)

図13 簡易接触モデル

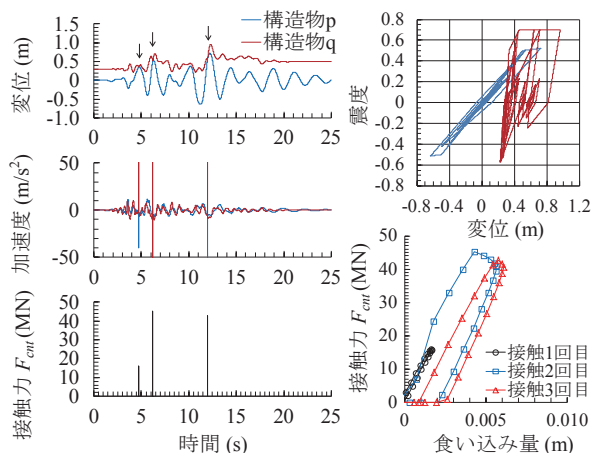


図14 時刻歴波形

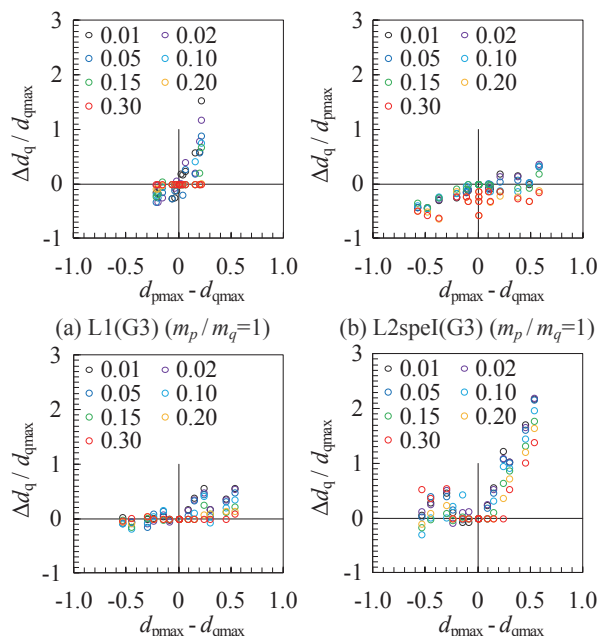


図15 衝突による応答増加率 ($\theta_0 = 0rad, k_{hy,p} = 0.5, k_{hy,q} = 0.5$)

詳細解析結果と簡易接触モデルによる解析結果が概ね一致していることが確認できる。

4. 全体解析による高架橋の繰返し衝突を考慮した地震時応答評価

全体解析では、3. 2節で構築した簡易接触モデルを用いて高架橋の繰返し衝突を考慮した地震時応答評価を行った。

図14に、構造物 q の応答が増幅される代表的なケースの時刻歴波形として、遊間 $u=0.1\text{m}$ 、入力地震動がL2speII(G3)、 $k_{hy,p}=0.5$ 、 $k_{hy,q}=0.5$ 、 $m_p=m_0$ 、 $m_q=5m_0$ 、 $f_{eq,p}=0.5\text{Hz}$ 、 $f_{eq,q}=2.0\text{Hz}$ の結果を示す。構造物 p が大きく応答し接触することで、構造物 q の応答が増加するケースである。図から、25秒間の地震動の間に衝突が3回発生しており、1度目の衝突では弾性衝突となっているが、2度目の衝突で接触ばねが降伏し、3度目の衝突で構造物 q が最大応答変位を示すことが分かる。3度目の衝突前後の挙動に着目すると、構造物 p 、 q が概ね同位相で応答し、構造物 q の速度が0付近にある時刻で衝突が発生し、構造物 q に運動エネルギーが与えられ、応答変位が増加していることが分かる。

図15に、衝突による構造物 q の応答変位の増幅率 $\Delta d_q/d_{qmax}$ と $d_{pmax}-d_{qmax}$ の関係の代表例を示す。 d_{pmax} 、 d_{qmax} は衝突を考慮せず1自由度系とした場合の、構造物 p 、 q それぞれの最大応答変位である。 Δd_q は、衝突を考慮した場合の構造物 q の最大応答変位と d_{qmax} の差である。図から、 $d_{pmax}-d_{qmax}>0$ の場合は、図14で示したような時刻歴応答となるケースが多いが、 $d_{pmax}-d_{qmax}$ が増加するほど $\Delta d_q/d_{qmax}$ も増加する明確な関係が確認できる。L2speII(G3)地震動時に、遊間が0.02mで、降伏震度、質量比が同じで固有振動数のみ異なる構造物間に衝突が生じた場合、最大で70%程度応答が増加することが分かる。一方、 $d_{pmax}-d_{qmax}<0$ となる領域において、L1(G3)、L2speI(G3)地震動の場合は、 $\Delta d_q/d_{qmax}$ が0以下となり、接触により構造物 q の応答が低減されるケースが多いことが分かるが、L2speII(G3)地震動の場合は、 $\Delta d_q/d_{qmax}$ が0以上となるケースも散見できる。さらに、図15(c)、(d)を比較すると質量比 m_p/m_q が大きい場合には、構造物 q の増加応答が顕著となることが確認できる。また遊間 u が大きくなる程 $\Delta d_q/d_{qmax}$ が小さくなっており、構造物 p 、 q 間に衝突が発生せず $\Delta d_q/d_{qmax}=0$ となるケースが増加することが確認できる。

5. まとめ

本研究では、RC張出スラブの繰返し衝突を考慮した高架橋の地震時応答評価法を提案することを目的に数値解析を行い、以下の結論を得た。

- (1) 張出スラブ相互の衝突により、衝突前の運動エネルギーの一部が材料の非線形化により損失される履歴エネルギー、上部工内に伝播する波動エネルギーに変換

されることによりエネルギー損失が生じる。波動エネルギーへの変換に伴い反発係数が0.2程度低下し、履歴エネルギーへの変換に伴い反発係数がさらに、衝突速度、衝突角度に依存して0~0.3程度低下する。

- (2) 張出スラブ相互の衝突に起因する履歴エネルギーを非線形ばねにより、波動エネルギーへの変換エネルギーをダッシュポットにより表現する簡易接触モデルを構築し、詳細解析結果と概ね一致することを示した。
- (3) L2スペクトルII(G3)地震動時に、遊間が0.02mで、降伏震度、質量比が同じで固有振動数の異なる構造物間に衝突が生じた場合、70%程度応答が増加する。この程度は、構造物の非着目側と着目側の質量比が大きくなる程、遊間が小さくなる程顕著となる。

文献

- 1) 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，土木学会論文報告集，No.308，pp.123-126，1981
- 2) 渡邊英一，宇都宮智昭，永田和寿，梶田幸秀，杉浦邦征：衝突を考慮した高架橋モデルの振動台実験とそのシミュレーション，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.131-142，2001
- 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) 川島一彦，植原健治，庄司学，星恵津子：桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.221-236，2002
- 5) Ping Zhu, Masato Abe, Yozo Fujino: Modelling three-dimensional non-linear seismic performance of elevated bridges with emphasis on pounding of girders, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.31/I-11, pp. 1891-1913, 2002.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）照査例 RC ラーメン高架橋，2008
- 7) Broadhouse, B.J. and G.J. Attwood; Finite Element Analysis of the Impact Response of Reinforced Concrete Structures using DYNA3D, Proceedings of Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT) 12, University of Stuttgart Germany Elsevier Science Publishing, 1993.
- 8) Ottosen, N.S., (1977) "A Failure Criterion for Concrete," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Volume 103, Number 4, July/August, pages 527-535.
- 9) John O Hallquist: LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2001.
- 10) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 - 耐震設計，丸善，1999
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物維持管理標準・同解説（構造物編），丸善，2008
- 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 - コンクリート構造物，丸善，2004