

鉄道RC高架橋相互の地震時繰り返し衝突を考慮した耐震設計法

徳永 宗正¹・曾我部 正道²

¹正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: tokunaga.munemasa.68@rtri.or.jp

²正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: sogabe.masamichi.78@rtri.or.jp

本論文では、鉄道RC高架橋の張出スラブ相互の地震時の繰り返し衝突を考慮した耐震設計法を開発した。詳細な接触解析に基づき、張出スラブの衝突時において、反発係数が上部工内に伝播する振動エネルギーへの変換に伴い0.2程度、材料の非線形化による履歴エネルギーへの変換に伴い、衝突速度、衝突角度に依存して最大で0.6程度低下することを明らかにした。これらのエネルギー損失のうち振動エネルギー分をダッシュポットにより、履歴エネルギー分を非線形ばねにより表現する簡易接触モデルを構築し、本接触モデルを用いた全体解析により、構造物の応答変位が最大で70%程度増加する可能性があること示した。さらに、構造物間の遊間や応答増加量の推定手法として、簡易算定式、衝突エネルギー法、簡易接触モデルの3つの手法を提案した。

Key Words : seismic design, pounding simulation, railway viaducts, equivalent natural period, coefficient of restitution, Hertz contact model

1. はじめに

鉄道分野では、複数路線を有する駅部において、駅部ホームや前後の高架橋が橋軸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¹⁾。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、L1地震時でも高架橋応答の位相差によっては、高架橋の張出スラブが相互に衝突し、上部工に損傷が発生し、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。

1995年に発生した兵庫県南部地震では、桁相互の橋軸方向の衝突や桁と橋台の衝突による損傷等が確認され、それ以降、桁間および桁橋台間衝突に関する研究が精力的に行われてきた^{例えば 2)9)}。これらの研究では、衝突に起因する損傷、エネルギー損失が発生しないという仮定に基づき、衝突体と被衝突体が弾性衝突する数値解析を行なっている。一方、Zhuら¹⁰⁾、阿部ら¹¹⁾は、ばねとダッシュポットを用いて3次元接触モデルを構築し、桁間の衝突現象をエネルギー損失を考慮して評価しているが、地震応答解析により損傷の程度を評価できるモデルでは

ない。玉井ら¹²⁾は、詳細な有限要素法に基づき桁と橋台の衝突を評価し、レオロジーモデルによる接触モデルを構築しているが、地震時のように長時間に渡り繰り返し衝突が発生する現象に対応したものではない。鈴木ら¹³⁾は、鋼製衝突体とコンクリート供試体の衝突による損失エネルギーを、ダミー質量を用いて表現する手法を検討しているが、地震エネルギーが入力され続ける問題には適用できない。

鉄道高架橋の上部工相互の橋軸直角方向の衝突では、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。地震時には繰り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は十分に検討される必要がある。また、長時間に亘る地震動継続時間において、繰り返し発生する瞬間的な衝突現象を効率よく解析する手法は、これまでに開発されていない。

本報告では、鉄道RC高架橋相互の地震時繰り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、図-1に示すように数値解析に基づき、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、耐震性能評価における隣接質量の影響度を定量化し、5章において耐震性能評価における隣接質量の影響度の簡易評価法の提案を行った。

2. 検討手法

(1) 詳細解析手法

a) 対象構造物

図-2 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¹⁴⁾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、太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。

b) 解析モデル

鉄道高架橋の線路直角方向の衝突を考えた場合、張出スラブが相互に衝突すると想定されることから、図-2 に示す上部工範囲をモデル化し、二つのモデルを隣接させて衝突解析を行った。

図-3 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-2 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によりモデル化し、積分点は 1 点とした。鉄筋はメッシュサイズ 30mm の Hughes-Liu 梁要素^{15), 16)}によりモデル化し、断面は円形で、断面内積分点は 4 点、軸方向積分点は 1 点とした。本解析モデルの総節点数は 1198358、梁要素数は 122118、ソリッド要素数は 861336 である。

図-4 に、解析条件を示す。図-4(a)に示す境界条件は、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、図中枠内部のコンクリートおよび鉄筋に対して、y 方向並進自由度以外を完全拘束した。図-4(a)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。スラブ上の軌道やダクト壁、高欄等の非構造部材は、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。解析時間の短縮のため上部工 A, B の遊間は 0.1mm とし、上部工 A の全節点に初速度 v_0 を与えることで衝突解析を行った。

c) 材料モデル

図-5(a)に、鉄筋の相当応力 σ 相当ひずみ ε 関係を示す。鉄筋要素は、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

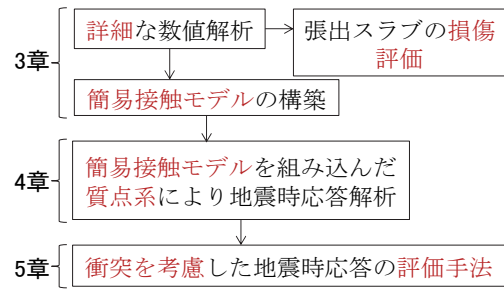


図-1 研究フロー

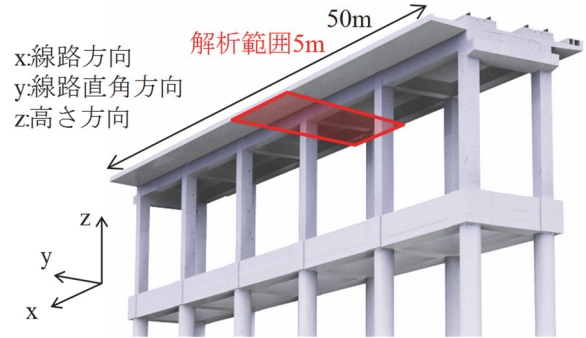


図-2 対象高架橋概念

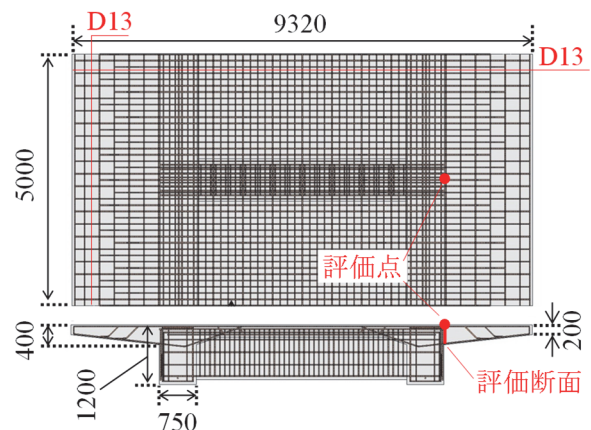


図-3 解析対象上部工の配筋図

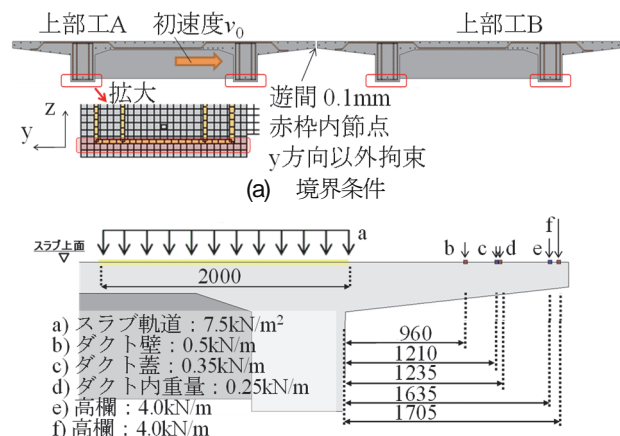


図-4 解析条件

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

件に従うものとした。ひずみ速度依存性について、式(1)に示す Cowper-Symonds モデルにより降伏応力の上昇を表現した。

$$\sigma_y^s = \sigma_y \left(1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{1/p} \right) \quad (1)$$

ここで、 σ_y^s は動的な降伏応力、 σ_y は静的な降伏応力、 $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度、 C および p はひずみ速度依存性パラメータである。ひずみ速度依存性パラメータは、鉄筋に対する実験結果¹⁷⁾を参考として、 $\dot{\epsilon}$ が 10^3 (μ/s)で5%、 10^5 (μ/s)で20%の降伏応力の上昇となるように設定した。

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¹⁸⁾を用いた。本モデルにおいては、コンクリート要素は Otossen の破壊基準に従う。また、ひずみ速度依存性については、圧縮強度、引張強度、弾性係数がそれぞれ、ひずみ速度に依存して上昇するモデルである¹⁹⁾。接触部の支配要因となる圧縮強度は本検討の範囲では最大で10~30%程度上昇することとなる。

図-5(b)に、コンクリートの相当応力 σ -相当ひずみ ϵ 関係を示す。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。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、その後は引張終局ひずみにむかって線形に応力が低下していく軟化挙動を示すモデルとした。本モデルでは、ひび割れ幅 w はひび割れ法線方向のひずみ ϵ とひずみ要素体積の立方根 L の積により計算される。また、完全開口時のひび割れ幅 w_{in} は、実験から引張破壊エネルギー G_f 、引張強度 f_t により関係付けられる引張軟化曲線に基づき、式(2)により定義されている。

$$w_{in} = 5.14 \frac{G_f}{f_t} \quad (2)$$

これらの関係を用いて、引張終局ひずみ ϵ_{in} は、 w_{in} を L により除することで得られる。本解析では、表-1に示す材料諸元、および $G_f = 0.1N/mm$ 、 $L = 30mm$ の条件下において、 $\epsilon_c = 1018\mu$ 、 $\epsilon_t = 79\mu$ 、 $\epsilon_{in} = 8143\mu$ 、 $w_{in} = 0.24mm$ と算出される。

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。

d) 解析ケース

表-2に、詳細解析の解析ケースを示す。解析パラメータは衝突角度と衝突速度の2種類とし、衝突角度は0, 5, 10mradの3通り、衝突速度は0.2, 1, 2, 3, 5m/sの5通りとした。後述する1自由度モデルにて地震時応答解析を実施したところ、構造物の固有周期が1Hz以下の

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

表-2 詳細解析の解析ケース

衝突角度 θ_0 (mrad)		衝突速度 v_0 (m/s)
$\theta_0 = 0$	$\theta_0 = 5, 10$	0.2, 1, 2, 3, 5

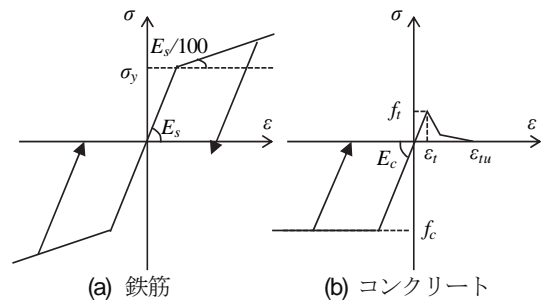


図-5 応力-ひずみ関係

領域で最大速度応答が2.5m/s程度であった。武野・伊津野が算出した衝突速度スペクトルにおいても、衝突速度は最大でも5m/sである⁹⁾ことから、最大相対速度として5m/s程度を考慮しておけば充分であることが分かる。衝突角度10mradは、RC高架橋において線路方向に5m離れた地点がねじれ振動等に起因して、線路直角方向に50mmの位相差を持って応答した場合を想定している。衝突角度0radの場合は、線路方向に上部工A、Bの位置をずらさないフルラップ衝突とした。衝突角度10mradの場合は、実際には横梁の拘束により生じない中間スラブの変形を避けるため、上部工Aの線路方向端部がBの中央位置に衝突するオフセット衝突とした。実際の衝突を想定した場合、衝突角度は0~10mrad程度となると考えられることから、上記のフルラップ衝突とオフセット衝突で実現象の両極端なケースを包含できると考えた。 $\theta_0 = 0, 10mrad$ で、衝突速度が3m/sの場合は、接触解析衝突を1度実行した後に、残留変位等の影響を考慮して再度接触解析を行った。

e) 数値解析法

数値解析には、汎用有限要素プログラム LS-DYNA (ver.971d)²⁰⁾を用いた。用いたコンピュータは DELL Precision T7600で、プロセッサは2.30GHz Intel Xeon、メインメモリは32GB、OSはWindows7 Pro-SP1で、複数コアを用いた並列計算とした。上部工A、B間の接触はペナルテ

ィ法により考慮した。構造物の減衰は衝撃応答を過少に評価しないことを考慮しモデル化していない。解析時間は、上部工 A, B 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 0.1 秒と設定した。全ての解析ケースに対して概ね 10 時間程度の解析時間を要した。

(2) 全体系解析手法

a) 解析モデル

図-6 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。構造物の動特性は非線形ばねおよび線形ダンパでモデル化し、履歴特性は耐震標準²⁾に準拠してトリリニア型修正 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 章で後述する簡易接触モデルを組み込んだモデルとした。

b) 入力地震動

図-7 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、G3 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(G3), L2speI(G3), L2speII(G3)」) の 3 通りとした²⁾。鉄道構造物の設計においては、表層地盤の固有周期に応じて地盤種別を区分しており、G0 は岩盤、G1 は基盤、G2 は洪積地盤等、G3 は普通地盤、G4 は普通~軟弱地盤、G5 は軟弱地盤が概ね対応する。本研究では、実際には G3 以外の地盤種別においても同様の検討を行ったが、本論文で得られた傾向に及ぼす影響は小さかったため、以降 G3 地盤による検討結果を記述する。

c) 解析ケース

表-3 に、全体系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} , k_{hyq} 、降伏振動数 f_{eqp} , f_{eqq} 、質量 m_p , m_q 、遊間 u 、衝突角度 θ_0 、入力地震波とした。具体的なパラメータ値は表中に示す。質量 m_p , m_q は、基本質量 m_0 (173.2t) の 1, 5, 10 倍に設定した。各入力地震動に対して 18144 ケースとなり、総解析ケース数は 54432 ケースである。4.(1)においては、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 $u=0.3m$ 、衝突角度 $\theta_0=0rad$ 、入力地震動が L2speII(G3), $k_{hy}=0.5$, $k_{hyq}=0.5$, $m_p=m_0$, $m_q=5m_0$ の時刻歴応答を示す。4.(2)においては、衝突による応答増加の一般的な傾向を把握するために、 $\theta_0=0rad$, $k_{hy}=0.5$, $k_{hyq}=0.5$ の場合の最大値を示す。4.(3)においては、全解析ケースを対象として、衝突による変位応答増幅の一般化を試みる。

表-3 全体系解析の解析ケース

		構造物 p	構造物 q
構造物モデル	k_{hy}	0.3, 0.5, 0.7	0.3, 0.5, 0.7
	f_{eq} (Hz)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
	w_s/w_t	1, 5, 10	1, 5, 10
接触モデル	u (m)	0.01, 0.02, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.30	
	θ_0 (rad)	0, 0.01	
入力地震波		3波 L1(G3), L2speI(G3), L2speII(G3)	

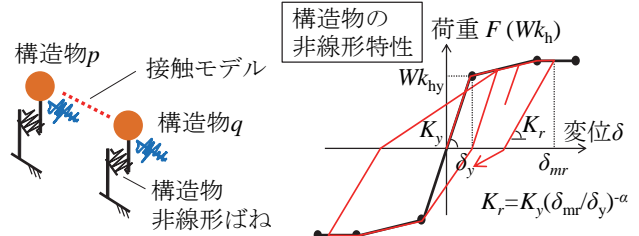


図-6 全体系解析の解析モデル概念図

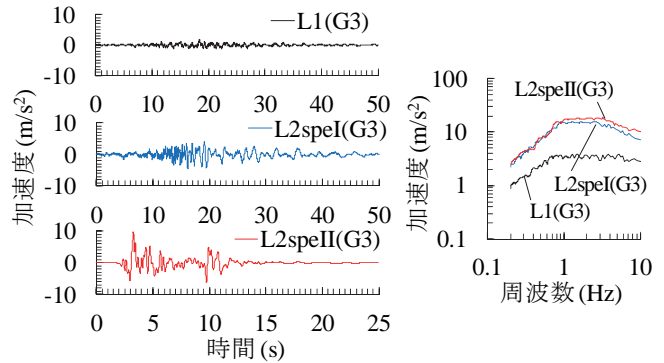


図-7 入力地震動

d) 数値解析法

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 単位に解いていく。Newmark- β 法における β の値は 1/6 とし、線形加速度法を用いた。ただし、運動方程式が非線形であることから、不釣合力が十分小さくなるまで Δt 内において反復計算を行った。この際、数値解析速度を向上させるために、時間増分 Δt 内における収束回数をモニターし、 Δt の大きさをプログラム内で自動的に調整する手法を用いた。解析に用いた Δt は 10^{-5} 秒を標準とした。計算環境は 2. (1) e) と同様である。

3. 詳細解析による高架橋相互の衝突評価

(1) 解析結果

a) 運動変化、接触力及び変位の応答

図-8 に、詳細解析により得られる衝突速度 $v_0=3.0m/s$ の場合の時刻歴速度波形を示す。図中には、3.(2)で後述する簡易接触モデルを用いた数値解析結果も併せて示す。詳細解析の応答速度は張出スラブ付け根の中央上面の節

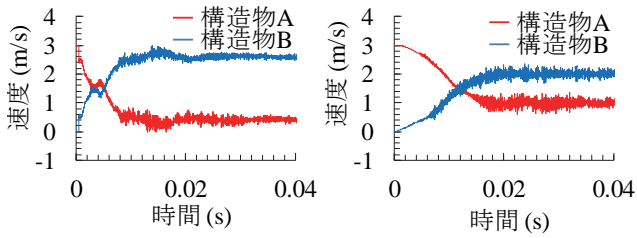


図-8 詳細解析による速度の時刻歴波形(衝突速度 3.0m/s)

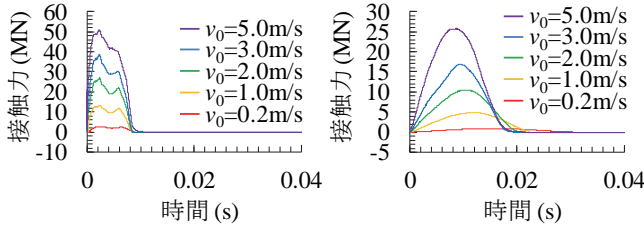


図-9 詳細解析による接触力の時刻歴波形

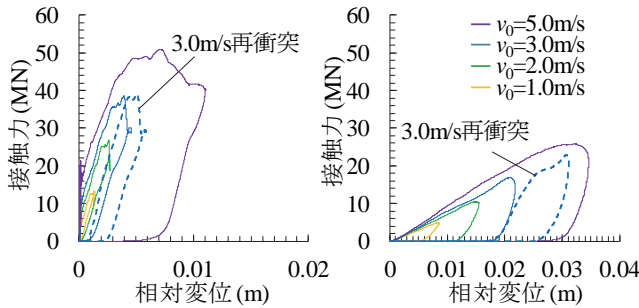
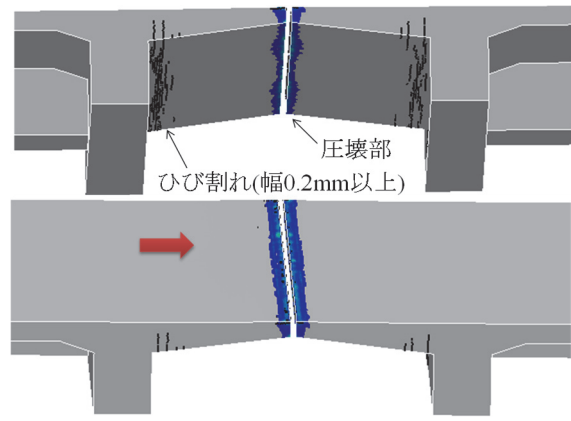


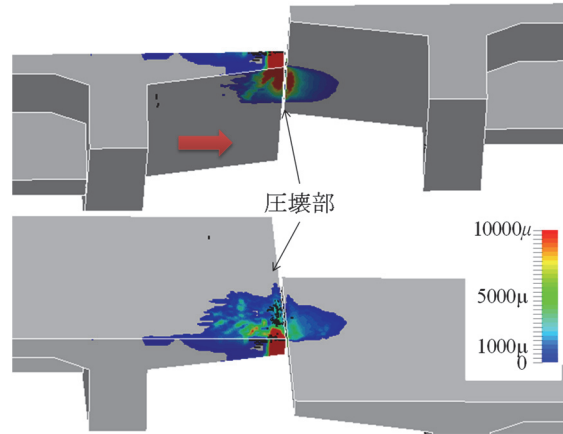
図-10 詳細解析による接触力-相対変位関係

点の速度とした。図から、 $t=0$ において、構造物 A が初速度 3.0m/s で構造物 B に接触して速度が低下する一方、構造物 B は 0m/s から速度が大きくなっていることが確認できる。衝突角度 $\theta=0\text{rad}$ の場合は、構造物 A の大部分の運動量が構造物 B に移行するのに対し、衝突角度 $\theta=10\text{mrad}$ の場合は、運動量の移行量が小さくなっていることが分かる。また、特に接触後において波形の中に高周波成分が確認できるが、モデル内の波動の反射によるものと考えられる。

図-9 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-3 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 方向応力の積分値として算出した。各ケースにおいて、上部工 A と上部工 B の衝撃力の時刻歴は概ね一致することを確認しており、図中には上部工 B の結果を示している。図から、衝突速度 $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合に注目すると、衝突角度 $\theta=0\text{rad}$ の場合は最大接触力が 39kN、 $\theta=10\text{mrad}$ の場合 17kN となっており、衝突角度が大きくなるほど接触力が小さくなる関係が確認できる。一方、



(a) $v_0=3\text{m/s}$, 衝突角度 0rad



(b) $v_0=3\text{m/s}$, 衝突角度 10mrad

図-11 接触後の相当塑性ひずみ分布 ($t=50\text{ms}$)

接触力が発生している接触継続時間は、 $\theta=0\text{rad}$ の場合 0.01 秒、 $\theta=10\text{mrad}$ の場合 0.02 秒となっており、衝突角度が大きくなるほど接触継続時間が長くなることが分かる。ここで接触継続時間は、接触力が 0 以上となる時間長さである。 $\theta=10\text{mrad}$ の場合、 v_0 が大きいほど接触時間が短くなっているが、 v_0 が大きくなるほど接触面積が大きくなり接触剛性が増加するためと考えられる。

図-10 に、接触力-相対変位関係を示す。相対変位は、図-3 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、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。この傾向は接触速度が大きくなるほど顕著となっている。また、衝突角度が大きくなるほど剛性、接触力が小さくなり、相対変位が大きくなる傾向が確認できる。 $\theta=0\text{rad}$ 、 $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合には、正の最大相対変位は 4mm 程度である一方、 $\theta=10\text{mrad}$ 、 $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合には 20mm 程度となっており、食い込みが大きく発生していることが確認できる。これらは、 θ が大きくなるほど、接触する範囲が小さくなり部材の塑性化が進行するためと考えられる。 $\theta=0\text{rad}$ 、 $v_0=5.0\text{m/s}$ の

場合には接触力が 45kN 程度, $\theta_0=5\text{mrad}$, $v_0=5.0\text{m/s}$ の場合には接触力が 30kN 程度で大きく変形が増大しており, スラブ部材のコンクリートが塑性化により剛性を保持できなくなる様子が確認できる. 加えて, $\theta_0=0, 10\text{mrad}$ の場合は再衝突解析を行っており, その接触力-相対変位関係を示しているが, 概ね除荷曲線に戻った後に, 骨格曲線に復帰する傾向が確認できる.

b) 衝突によるエネルギー損失

図-11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. ひび割れ幅が維持管理上一定の管理基準^{23,24)}となる 0.2mm 以上のものを図中黒線で示した. ひび割れ幅の応答値は, 本モデルにおいては 2.(1)c)で示したように, コンクリート要素の引張ひずみに基づき算出されるもので, 引張終局ひずみ ϵ_{tu} のひび割れ幅が 0.24mm であることから, ひび割れ幅 0.2mm は概ね引張終局ひずみに近い値となる. 相当塑性ひずみが概ね ϵ_c となる 1000 μ 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. 図から, 衝突角度 $\theta_0=0\text{rad}$ の場合には, 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 の領域に亘って接触部近傍で圧壊を起こしていることが確認できる. 一方, $\theta_0=10\text{mrad}$ の場合には, 線路方向に 2m 程度の領域接触部近傍で若干のひび割れと共に, スラブの中程まで圧壊領域が広がっていることが確認できる. 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. 以上から, 衝突角度によって張出スラブの損傷形態が異なり, エネルギー吸収性能が異なることが分かった.

図-12に, エネルギー変動の時刻歴を示す. 図中, 構造物 A の運動エネルギー E_{ak} , 構造物 B の運動エネルギー E_{bk} , A の初期運動エネルギー E_0 は, 図-8 で示した構造物 A, B の速度 $v_a(t)$, $v_b(t)$ を基に, それぞれ $m_a v_a(t)^2/2$, $m_b v_b(t)^2/2$, $m_a v_a(0)^2/2$ から算出した. 本研究では, 左右方向の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, $\Delta E = E_0 - E_{ak} - E_{bk}$ により算出した. 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 , 両構造物に伝播するの部材の振動エネルギー等により構成される. ここで, 振動エネルギーには張出スラブの上下方向の振動によるエネルギーや, 部材内要素の波動によるエネルギーが含まれる. 実構造物の衝突においては, これに下部工への逸散エネルギーや音響エネルギー等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 は比較的変形が大きいスラブ中央の相対変位に

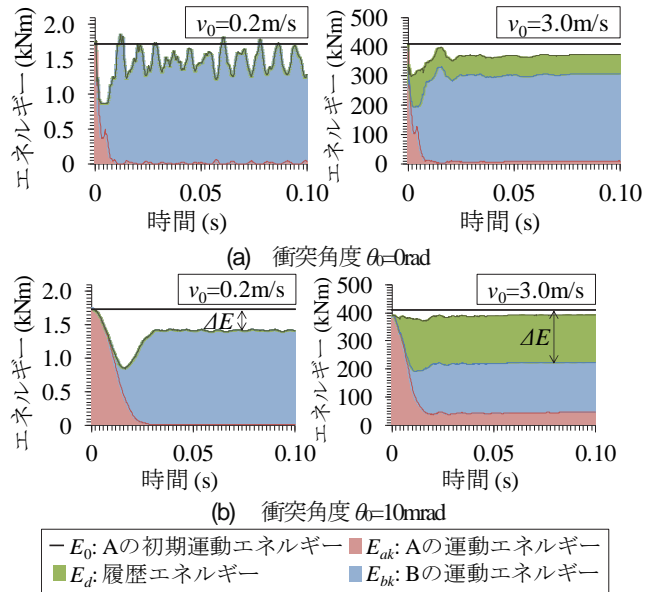


図-12 エネルギー変動の時刻歴

基づき, 図-10 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-12 から, $v_0=0.2\text{m/s}$ の場合, 衝突角度に関わらず初期に構造物 A が保有していた運動エネルギーが接触継続時間に振動エネルギーに変換され, その一部が接触後に構造物 B の運動エネルギーに移動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 $E_{ak} + E_{bk}$ は E_0 の 80% 程度まで減少していることから, E_0 の 20% 程度が振動エネルギーに変換されることがわかる. $v_0=3.0\text{m/s}$ の場合, 接触に伴い E_d が増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 $E_{ak} + E_{bk}$ は衝突角度に依存して E_0 の 50~70% 程度となっており, E_0 の 30~50% 程度が, 履歴エネルギーや振動エネルギーとなり損失されることがわかる. 以上から, 上部工の接触により, 運動エネルギーの一部が振動エネルギー, 履歴エネルギーに変換されることでエネルギー損失が生じ, その程度は衝突速度, 衝突角度に依存することが明らかとなった.

図-13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. 衝突後の速度 v_{a1} , v_{b1} は 0.030~0.050 秒の平均値として算出し, e , $\Delta E/E_0$ の理論値は付録に示す式から算出した. 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. $\theta_0=0\text{rad}$ の場合, 衝突速度が 0.2~5m/s と増加するに従い反発係数 e が 0.8 から 0.5 まで減少しており, $\theta_0=5, 10\text{mrad}$ の場合, e が 0.8 から 0.3 まで減少することが分かる. $v_0=0.2\text{m/s}$ の場合は, 図-12 で示したように衝突角度に依存せず $\Delta E/E_0=0.2$ 程度であるが, $v_0=1\sim 5\text{m/s}$ の場合は, 振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

の変換成分が、衝突角度と共に増加することが分かる。

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、振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、振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 0~0.6 程度低下することが明らかとなった。

(2) 簡易接触モデルの構築

3.(1)の詳細解析結果を踏まえ、本論文では上部工相互の衝突によるエネルギー損失を簡易に考慮できる接触モデルを構築する。

図-14(a)に、簡易接触モデルを示す。本論文では、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により、振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(3)で表現できる。

$$F_{cnt} = \begin{cases} 0 & (d_r \leq 0) \\ F_{k,cnt} + F_{c,cnt} & (d_r > u) \end{cases} \quad (3)$$

ただし、 d_r は相対変位、 u は初期遊間量である。

a) 非線形ばねのモデル化

図-14(b)に示すように、非線形ばねによる反力 $F_{k,cnt}$ は式(4)に示すバイリニア型の骨格曲線を有する形とした。

$$F_{k,cnt} = \begin{cases} K_{cnt} d_r & (u \leq d_r < u + F_y/K_{cnt}) \\ F_y & (u + F_y/K_{cnt} \leq d_r) \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 K_{cnt} は接触剛性(MN/m)、 F_y は降伏荷重(MN/m)、 A_{cnt} は接触面積(m²)であり、それぞれ式(5)~(7)により算出される。

$$K_{cnt} = 9500 - 2200\theta_0^{0.6} \quad (5)$$

$$F_y = A_{cnt} f_c \quad (6)$$

$$A_{cnt} = 0.3(5 - 2500\theta_0) \quad (7)$$

接触剛性や接触面積は、本来相互に接触する部材の形状や角度等に大きく依存するものと考えられるが、本論文では、鉄道高架橋の張出スラブ相互の衝突を対象として、詳細解析結果から得られる値の近似式を設定することとした。

接触剛性 K_{cnt} は、詳細解析結果である図-10 に着目すると、 K_{cnt} は衝突速度への依存性は小さく、衝突角度 θ_0 の増加と共に減少することが分かる。接触剛性は、接触部要素の圧縮剛性に大きく支配されると想定されることから、後述する接触面積や変形領域を仮定することで、接触剛性と関係づけることができる可能性があるものの、

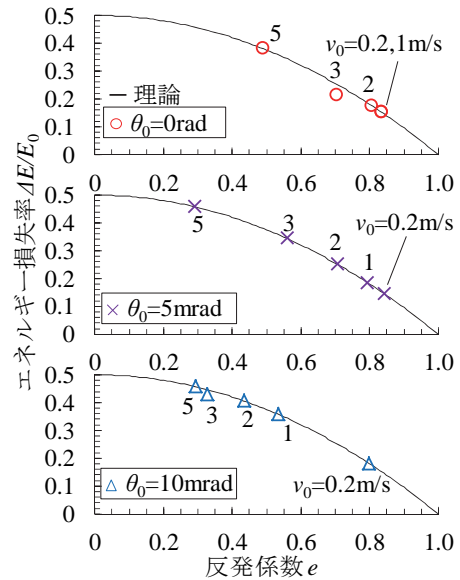
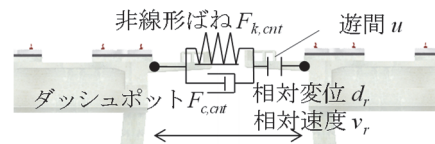
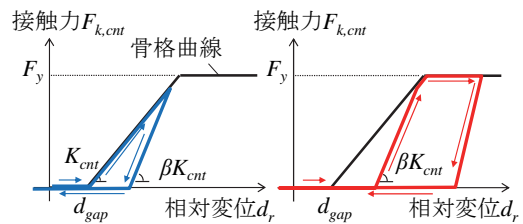


図-13 反発係数とエネルギー損失率の関係



(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-14 簡易接触モデル

算出の過程が煩雑になると思われる。本論文では、詳細解析結果から得られる接触剛性の値を、直接指数近似することで、簡易に算出できるものとした。

降伏荷重 F_y は、接触部においてはコンクリート部材同士の圧縮挙動が主となることから、コンクリートの圧縮強度と接触面積 A_{cnt} の積で算出されるものとした。

接触面積 A_{cnt} は、図-11 から分かるように、衝突角度 θ_0 が 0mrad の場合には線路方向に 5.0m、 θ_0 が 10mrad の場合には 2.5m 程度の範囲で接触が生じている。接触面積は、 θ_0 に依存して線形に変化する接触幅と、スラブの平均的な厚さ 0.3m との積により算出されるものとした。

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経験的に設定する。図-15 に、詳細解析結果と式(8)に示す推定式を比較した反発係数 e_{kc} を示す。

$$e_{kc} = 0.8 + (-0.01 - 0.0005\theta_0^{2.75})v_0^{(2.2-0.11\theta_0^{1.2})} \quad (8)$$

ここで、 e_{kc} は履歴エネルギー、振動エネルギーの損失を共に含んでいるため、ダッシュポットで考慮する $e_c=0.2$ 分を差し引く必要がある。従って、式(8)を基に $\beta = 1/(e_{kc}+0.2)$ と設定した。式(5)~式(8)は、詳細解析結果に基づく経験式であることから、本論文で対象とした張出スラブと同様の諸元を持つ構造物で適用可能である。

図-14(c)に示すように、繰り返し衝突が発生する場合には、図-10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に戻り骨格曲線に復帰するモデルとした。

b) ダッシュポットのモデル化

振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(9)により減衰力を表現する。

$$F_{c,cont} = C_{cont}v_r \quad (9)$$

ここで、 v_r は相対速度、 C_{cont} は接触減衰定数であり式(10)で表現できる²⁾。

$$C_{cont} = 2\xi_{cont} \sqrt{K_{cont} \frac{m_a m_b}{m_a + m_b}} \quad (10)$$

ここで、 m_a 、 m_b は衝突する2物体の質量、 ξ_{cont} はダッシュポットで考慮する反発係数 e_c に依存する減衰比で式(11)で表現できる²⁾。本論文では、 e_c は全体系解析における複数回の各衝突において一定値となる0.2とした。

$$\xi_{cont} = \frac{-\ln e_c}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e_c)^2}} \quad (11)$$

c) 簡易接触モデルの妥当性

図-15に、反発係数 e の詳細解析結果と式(8)に示す推定式の比較を示す。図から、両者が概ね一致しており、簡易接触モデルにより上部工相互の衝突によるエネルギー損失を適切に考慮できることが確認できる。

図-16~図-18に、図-6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込み、細解析結果と同じ条件で行った衝突解析結果を示す。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、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。

本簡易接触モデルは、衝突速度が5.0m/sまでの食い込み量が10-30mm程度となる領域に対して、同一質量の2物体の衝突解析から算出したものである。対象としている鉄道高架橋を考えると2物体の本体構造の質量差は両高架橋の構造形式やスパン等によって変化すると想定される。付録に示すように、衝突による損失エネルギー ΔE は、衝突時の相対速度と共に、また2物体の質

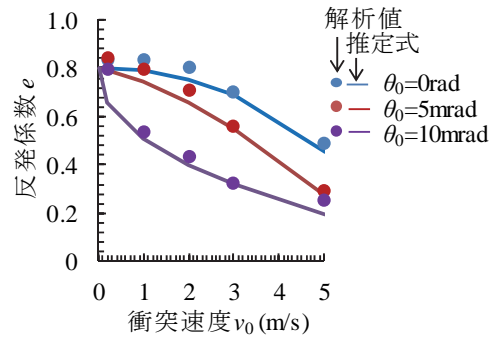


図-15 反発係数 e のモデル化

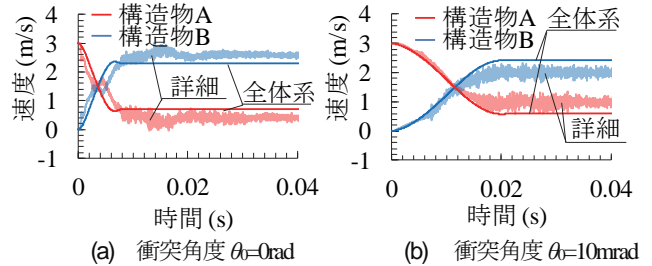


図-16 全体系解析による速度の時刻歴波形(衝突速度 3.0ms)

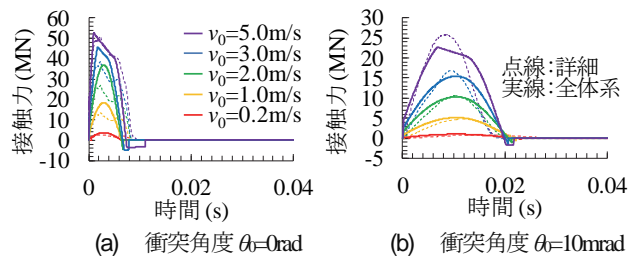


図-17 全体系解析による接触力の時刻歴波形

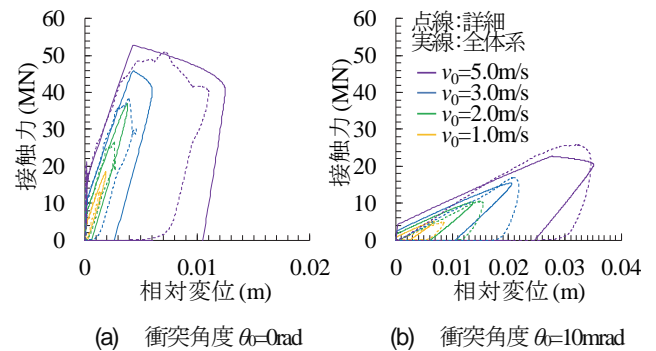


図-18 詳細解析による接触力-相対変位関係

量差と共に大きくなる。つまり、線形ばねによる接触モデルを考えると、2物体の質量差が大きくなるほど、接触部の食い込み量が大きくなる。従って、質量差がある場合に対して同様の詳細解析を実行した場合、食い込み量、損失エネルギー共に大きくなると予想される。一方、本モデルで構築した履歴エネルギーへの変換分を表現する非線形ばねの性能は、3.(2)a)で示したように接触面積や接触部の材料特性により支配され、本体構造の質量差の影響は小さいと考えられる。加えて、張出スラブの振動エネルギーや他部材への散逸エネルギーへの変換分を

表現するダッシュポットの反発係数においても、張出スラブ自体の厚さや配筋等といった構造の変化があまりないことから、同様に質量差の影響は限定的と予想される。以上から、2物体の質量が異なる場合でも、同様の接触モデルが概ね適用可能と考え、以降の4章における全体系解析では、食い込み量が10~30mmとなる領域として、表-3で示すように質量比が最大で10となる場合までの数値解析を行った。

4. 高架橋の繰り返し衝突を考慮した地震時応答評価

(1) 時刻歴応答

2.(2)で示した全体系解析手法に基づき、地震動を入力とした場合の構造物 p (非着目側)、 q (着目側) 間の衝突解析を行った。

図-19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 $u=0.3\text{m}$ 、衝突角度 $\theta_0=0\text{rad}$ 、入力地震動が L2spell(G3)、 $k_{np}=0.5$ 、 $k_{nq}=0.5$ 、 $m_p=m_0$ 、 $m_q=5m_0$ の結果を示す。

図-19(a)は、 $f_{eqp}=0.5\text{Hz}$ 、 $f_{eqq}=2.0\text{Hz}$ の結果であり、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度目の構造物 q が最大応答変位を記録することが分かる。3度目の衝突前後の時刻に着目すると、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-19(b)は、 $f_{eqp}=2.0\text{Hz}$ 、 $f_{eqq}=0.5\text{Hz}$ の結果であり、構造物 p の応答が小さいにも関わらず、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4回発生しており、1度目の衝突の後で、構造物 q が最大応答変位を記録することが分かる。1度目の衝突前後の時刻に着目すると、構造物 q が構造物 p に接近し、構造物 p が正方向に最大速度となる位相付近で衝突が発生し、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。

(2) 最大値

図-20に、衝突による構造物 q の応答変位の増幅率 $\Delta d_q/d_{q\max}$ と $d_{p\max}-d_{q\max}$ の関係の代表例として、 $\theta_0=0\text{rad}$ 、 $k_{np}=0.5$ 、 $k_{nq}=0.5$ の結果を示す。 $d_{p\max}$ 、 $d_{q\max}$ 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 $d_{q\max}$ の差である。図から、 $d_{p\max}-d_{q\max}>0$ の場合は、図-16(a)で示したような時刻歴応答と

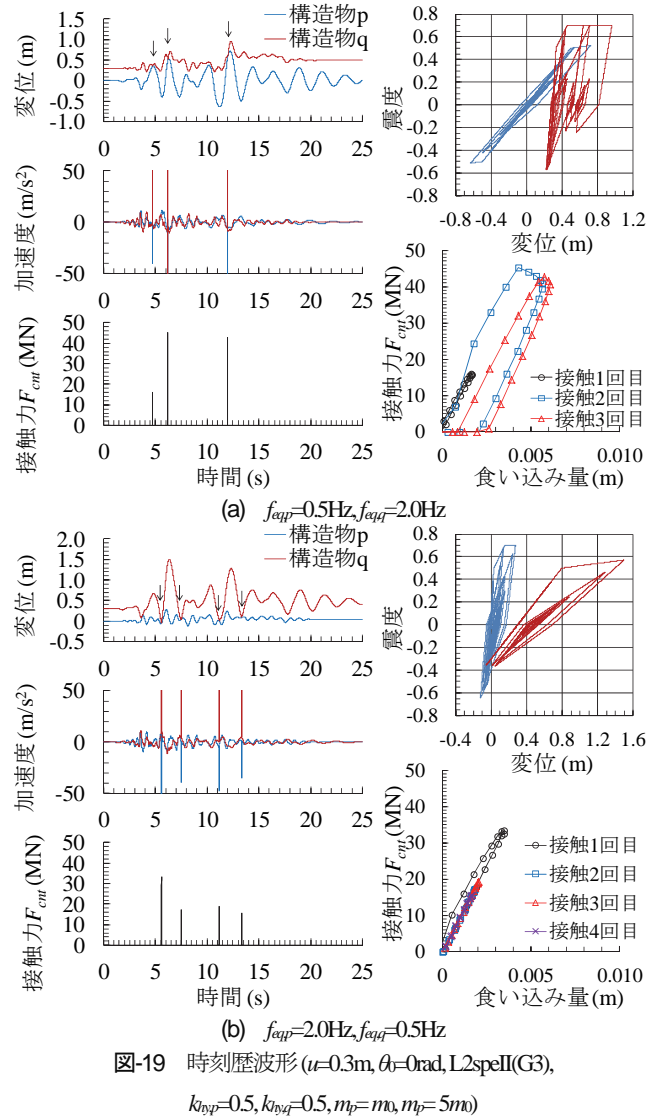


図-19 時刻歴波形 ($u=0.3\text{m}$, $\theta_0=0\text{rad}$, L2spell(G3), $k_{np}=0.5$, $k_{nq}=0.5$, $m_p=m_0$, $m_q=5m_0$)

なるケースが多いが、 $d_{p\max}-d_{q\max}$ が増加するほど $\Delta d_q/d_{q\max}$ も増加する明確な関係が確認できる。L2spell(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、最大で70%程度応答が増加することが分かる。一方、 $d_{p\max}-d_{q\max}<0$ となる領域については、L1(G3)、L2spell(G3)地震動の場合は、 $\Delta d_q/d_{q\max}$ 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、L2spell(G3)地震動の場合は、 $\Delta d_q/d_{q\max}$ が0以上となるケースも散見できる。これらケースが図-19(b)で示したような時刻歴応答に対応しており、条件によっては $d_{p\max}-d_{q\max}<0$ の場合でも、構造物 q の応答が増加する場合があることに注意する必要がある。さらに、図-20(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 $\Delta d_q/d_{q\max}$ が小さくなっており、構造物 p 、 q 間に衝突が発生せず $\Delta d_q/d_{q\max}=0$ となるケースが増加することが確認できる。

(3) 変位応答増幅の一般化

a) 衝突エネルギー法

実務設計において、上部工相互の衝突を考慮する必要が有る場合、その都度これまで検討したような接触モデルを考慮した数値解析を行うことは現実的ではない。従来の耐震設計で行われてきた非線形スペクトル法等を用いて、各構造物を独立にモデル化した応答計算を行い、接触の影響に起因する応答の変化を推定できれば便利である。そこで、4章の時刻歴応答解析から明らかになった代表的なシナリオを仮定し、隣接する構造物 p, q 間の衝突に起因して、着目側の q 側の応答増大量 Δd_q を評価する衝突エネルギー法を提案する。

p, q それぞれの地震時卓越固有振動数を f_p, f_q 、1自由度系とした時の地震時最大応答変位の絶対値を d_{pmax}, d_{qmax} 、 p, q 間の遊間を u とする。 p, q それぞれの応答変位 $d_p(t), d_q(t)$ を式(12), (13)に示す正弦波により俯瞰する。

$$d_p(t) = d_{pmax} \sin(2\pi f_p t) \quad (12)$$

$$d_q(t) = d_{qmax} \sin(2\pi f_q t) + u \quad (13)$$

ここで、 f_p, f_q は p, q それぞれの地震時卓越固有振動数で、大地震時の構造物の塑性化を考慮して、とすると式(14)のように記述できる。

$$f_p = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{k_{hqmax}}{d_{pmax}}}, \quad f_q = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{k_{hqmax}}{d_{qmax}}} \quad (14)$$

図-21(a)に示すように、 $d_{pmax} > d_{qmax}$ の場合は、 p, q が静止した状態から、時刻 $t=0$ に位相差無しで加振され、 p 側が大きく応答し q 側に接近し衝突するシナリオを仮定する。この時、衝突が発生する時刻 t_0 は $d_p(t_0) = d_q(t_0)$ を数値的に解くことにより得られるが、簡単のため式(13)を $d_q(t) = d_{qmax} + u$ と近似する。従って、 t_0 は式(15)のように表現できる。

$$t_0 = \frac{1}{2\pi f_{eq,p}} \sin^{-1} \left(\frac{d_{qmax} + u}{d_{pmax}} \right) \quad (15)$$

時刻 t_0 において、構造物 q は最大変位付近に変位していると仮定しているため速度 $v_q(t_0) = 0$ とおく。一方、構造物 p 側の速度 $v_p(t_0)$ は、 $t=t_0$ と代入することで式(16)に示すように与えられる。 $u > d_{qmax} - d_{pmax}$ の場合でも衝突が生じる場合はあるが、簡単のため $v_p(t_0) = 0$ と仮定する。

$$v_p(t_0) = 2\pi f_p d_{pmax} \sqrt{1 - \left(\frac{d_{qmax} + u}{d_{pmax}} \right)^2} \quad (u \leq d_{pmax} - d_{qmax}) \quad (16)$$

図-21(b)に示すように、 $d_{pmax} < d_{qmax}$ の場合は、 q 側が大きく応答し p 側に接近し、 q 側の速度 $v_q(t_0) = 0$ となる状態で、 p 側が自身の最大速度で衝突するシナリオを仮定する。この時、衝突時刻 t_0 直前の p の速度 $v_p(t_0)$ は、式

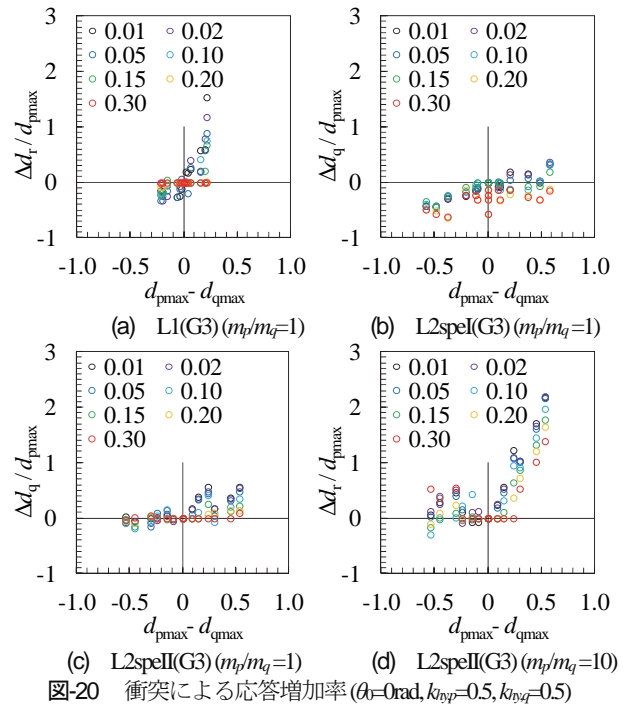
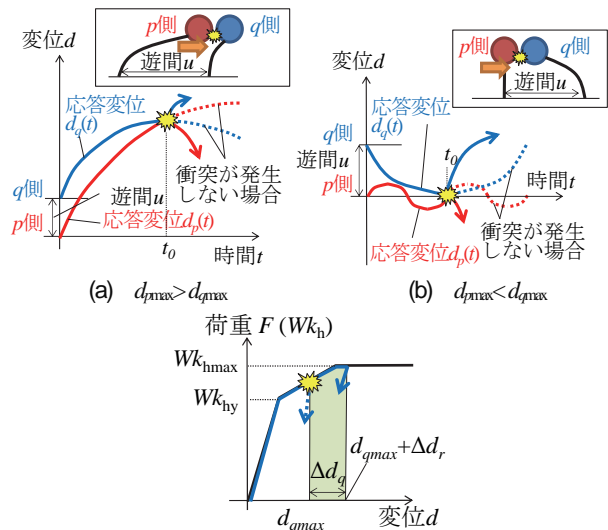


図-20 衝突による応答増加率 ($\theta=0rad, k_{hyq}=0.5, k_{hyq}=0.5$)



(c) 衝突後のエネルギー吸収
図-21 衝突エネルギー法の概念図

(17)のように表現できる。 $u < d_{qmax} + d_{pmax}$ の場合は、遊間が十分に大きいことから、 p, q 間に衝突が発生しない状況を意味することから、 $v_p(t_0) = 0$ となる。

$$v_p(t_0) = 2\pi f_p d_{pmax} \quad (u > d_{pmax} + d_{qmax}) \quad (17)$$

以上から、衝突時刻 t_0 直前の p の速度 $v_p(t_0)$ は、式(16), (17)のように表現できることから、付録に示す式により、構造物 p, q が衝突した直後の速度の v_{p1} は、式(18)のように記述でき、衝突により構造物 q は $1/2 m_q v_{q1}^2$ の運動エネルギーを与えられることとなる。

$$v_{q1} = \frac{m_p}{m_p + m_q} (1+e) v_p(t_0) \quad (18)$$

図-21(c)に示すように、この運動エネルギーは構造物 p が全て復元力 F により消費したと考えると、式(19)の関係が成り立つ。 $F(d)$ は構造物の応答変位に依存して非線形となることから、図-21(c)に示す骨格曲線により囲まれる面積を計算することで、 Δd_q を算出することができる。

$$\int_{d(t_0)}^{d(t_0)+\Delta d_r} F(d) dd = \frac{1}{2} m_p v_{p1}^2 \quad (19)$$

図-22 に、衝突エネルギー法による推定値の精度を示す。縦軸の $\Delta d_q/d_{qmax}$ の推定精度は、上記した衝突エネルギー法により算出した $\Delta d_q/d_{qmax}$ と、4.(2)で示した全体系解析により算出した $\Delta d_q/d_{qmax}$ の差の平均値 μ と標準偏差 σ を表している。図から、 $m_p/m_q \leq 2$ の領域において、 $\Delta d_q/d_{qmax}$ の差は $\mu=0-0.3$ 程度であり、衝突エネルギー法が応答を過大評価する傾向にあることが分かる。また、 $\Delta d_q/d_{qmax}$ の差の σ は、 m_p/m_q が増加する程大きくなる傾向にあるものの、 $\mu-\sigma \geq -0.2$ であることから、衝突エネルギー法により応答を概ね安全側に評価できることが分かる。一方、 $m_p/m_q \geq 5$ の領域では、 $\sigma \geq 0.5$ となり誤差が大きくなるとともに、 $\Delta d_q/d_{qmax}$ を過小評価する可能性が高くなることが分かる。

以上のように、提案した衝突エネルギー法により、各構造物を1自由度系とした時の最大応答変位、および各構造物の降伏震度、降伏振動数、遊間、反発係数等の情報から、応答の増大量 $\Delta d_q/d_{qmax}$ を簡易的ながらも算出することができ、 $m_p/m_q \leq 2$ の領域であれば概ね安全側に評価できることが明らかとなった。

b) 簡易算定式

図-20 で示したように、 $\Delta d_q/d_{qmax}$ は $d_{pmax}-d_{qmax}$ や遊間 u と相関が高く、これらを関数とした算定式で応答の増加率 $\Delta d_q/d_{qmax}$ の評価が可能であれば便利である。そこで、式(20)による簡易算定式を提案する。

$$\frac{\Delta d_q}{d_{qmax}} = k \frac{d_{eq}}{d_{qmax}} \geq 0 \quad (20)$$

ここで、 k は地震動の規模に依存する係数で L1 地震時には 1, L2 地震時には 2 となる。また、 d_{eq} は式(21)により算出される。

$$d_{eq} = \frac{m_p}{m_q} (d_{pmax} - d_{qmax} - u) \quad (d_{pmax} \geq d_{qmax}) \quad (21)$$

図-23 に、4.(2)で示した衝突エネルギー法により算出した $\Delta d_q/d_{qmax}$ (縦軸)と、式(20)による d_{eq}/d_{qmax} (横軸)の関係を示す。図から、L1(G3)地震動の場合は、ほぼ全ケースで $\Delta d_q/d_{qmax}$ の推定値が d_{eq}/d_{qmax} の 1 倍以下であることが確認できる。また、L2speI(G3), L2speII(G3)地震動の場合はそれぞれ、ほとんどのケースで $\Delta d_q/d_{qmax}$ の推定値が d_{eq}/d_{qmax} の 2 倍以下であることが確認できる。以上から、

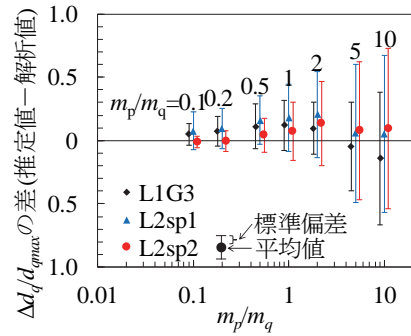
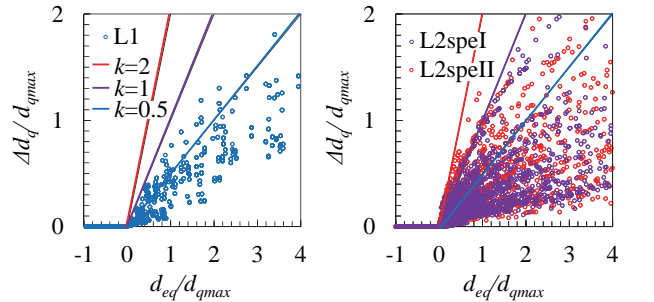


図-22 衝突エネルギー法の精度



(a) L1(G3) (b) L2speI(G3), L2speII(G3)
図-23 衝突による応答増加率 ($\theta=0rad$)

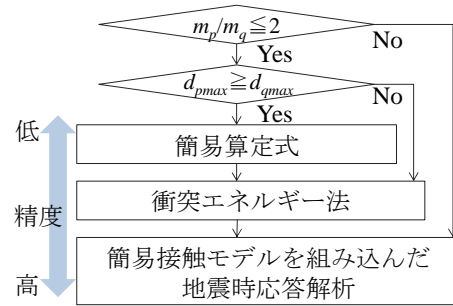


図-24 提案する耐震設計法

衝突エネルギー法より安全側の評価とはなるが、式(20)の簡易算定式により衝突による応答増幅の傾向を評価できる。

c) 耐震設計法

図-24 に、提案する耐震設計法を示す。図に示すように、設計者がニーズに合わせて使い分けられるよう、4.(3b)で示した簡易算定式、4.(3a)で示した衝突エネルギー法、3.(2)で示した簡易接触モデルを用いた衝突解析の3つの応答推定手法を提案することとした。後者程、推定精度が上がり合理的な設計となる。実務設計においては構造物間の遊間を設定する必要があるが、式(20)において $d_{eq} \leq 0$ を満たす遊間を設定することで、構造物間の衝突を回避できる。 $m_p/m_q > 2$ となる場合は、簡易算定式、4.(3a)で示した衝突エネルギー法の推定精度が著しく低下することから、簡易接触モデルによる衝突解析を行う必要がある。

5. まとめ

本論文では、鉄道 RC 高架橋相互の地震時繰り返し衝突を考慮した耐震設計法を提案することを目的に数値解析に基づく検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 3次元 FEM に基づく詳細な接触解析の結果、高架橋の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上部工内に伝播する振動エネルギー、および材料の非線形化により損失される履歴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。振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、衝突速度、衝突角度に依存して反発係数がさらに 0-0.6 程度低下する。
- (2) 張出スラブ相互の衝突に起因するエネルギー損失として、振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、履歴エネルギーを非線形ばねにより表現する簡易接触モデルを構築した。本モデルにより、長時間に渡る地震動継続時間において、瞬間的な衝突が発生するマルチスケール問題を効率よく計算することができる。
- (3) 簡易接触モデルを組み込んだ衝突解析の結果、L2 スペクトル II 地震動時に、固有振動数のみが異なる一般的な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場合がある。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、それぞれ顕著となる。
- (4) 簡易算定式、衝突エネルギー法、簡易接触モデルを用いた衝突解析の 3 つの応答推定手法を提案した。提案手法により、構造物間に設けるべき遊間や応答増加量を算定することができる。
- (5) 非着目側の構造物の質量が着目側の 2 倍以下の場合には、衝突エネルギー法が適用可能であり、さらに非着目側の構造物の方が応答が大きい場合には、簡易算定式でも応答評価が可能である。それ以外の条件下では、簡易接触モデルによる衝突解析を実施するのが良い。

付録 2 物体の衝突

2 個の物体が 1 次元で衝突する運動について次のような問題を考える。質量 m_a , m_b の 2 個の物体があり、衝突前の速度を各々 v_{a0} , v_{b0} 、衝突後の速度を v_{a1} , v_{b1} とすると、運動量保存の法則と反発係数 e を用いて、 $m_a v_{a0} + m_b v_{b0} = m_a v_{a1} + m_b v_{b1}$, $e = -(v_{a1} - v_{b1}) / (v_{a0} - v_{b0})$ が成り立つ。これらを v_{a1} , v_{b1} について解くと、次式が得られる。

$$v_{a1} = \frac{m_a v_{a0} + m_b v_{b0}}{m_a + m_a} + e \frac{m_b}{m_a + m_a} (v_{b0} - v_{a0})$$

$$v_{b1} = \frac{m_a v_{a0} + m_b v_{b0}}{m_a + m_b} - e \frac{m_a}{m_a + m_b} (v_{b0} - v_{a0})$$

これらを用いて、衝突による損失エネルギー ΔE は次式により得られる。

$$\begin{aligned} \Delta E &= \left(\frac{1}{2} m_a v_{a0}^2 + \frac{1}{2} m_b v_{b0}^2 \right) - \left(\frac{1}{2} m_a v_{a1}^2 + \frac{1}{2} m_b v_{b1}^2 \right) \\ &= \frac{1}{2} \frac{m_a m_b}{m_a + m_b} (1 - e^2) (v_{a0} - v_{b0})^2 \end{aligned}$$

参考文献

- 1) 渡部 太郎, 堀田 智弘, 有光 武, 津吉 毅: 隣接するラーメン高架橋を連結した構造の動的応答特性について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, V-485, pp. 969-970, 2011.
- 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, 土木学会論文報告集, No. 308, pp. 123-126, 1981.
- 3) 梶田 幸秀, 西本 安志, 石川 信隆, 香月 智, 渡邊 英一: 桁間衝突現象のモデル化に関する一考察, 土木学会論文集, No. 661/I-53, pp. 251-264, 2000.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 武野 志之歩, 伊津野 和行: 隣接橋梁間の地震時相対速度応答と衝突速度スペクトルに関する研究, 土木学会論文集, No. 668/I-54, pp. 163-175, 2001.
- 7) 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.
- 8) 近藤 博, 木村 修一, 鈴木 勝也, 本間 重雄: インピーダンス法による桁間衝突のモデル化とゴム材の緩衝効果について, 土木学会論文集, No. 752/I-66, pp. 193-202, 2004.
- 9) 宮 菌 雅裕, 幸左 賢二, 今村 壮宏, 小沼 恵太郎, 濱本 明久: 桁橋台間衝突が発生した橋梁の損傷分析, 地震工学論文集, No. 29, pp. 432-439, 2007.
- 10) Zhu, P., Abe, M. and Fujino, Y.: 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.
- 11) 阿部 雅人, 藤野 陽三, 吉田 純司, 朱 平, 柳野 和也: 地震時における橋桁の衝突現象のモデル化と実験的検証, 土木学会論文集, No. 759/I-67, pp. 181-197, 2004.
- 12) 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, 2007.3.
- 13) 鈴木 真次, 香月 智, 石川 信隆, 石川 芳治, 古川 浩平: 鋼球のコンクリート供試体への振り子式衝突実験による局部損失エネルギーとその評価モデルに関

- する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 543/I-36, pp. 91-105, 1996.
- 14) 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.
 - 15) Hughes, T. J. R. and Liu, W. K. : Nonlinear finite element analysis of shells: part I. two-dimensional shells, *Comp. Meths. Appl. Mechs.*, Vol. 27, pp. 167-181, 1981.
 - 16) Hughes, T. J. R. and Liu, W. K. : Nonlinear finite element analysis of shells: part II. three-dimensional shells, *Comp. Meths. Appl. Mechs.*, Vol. 27, pp. 331-362, 1981.
 - 17) 岩井哲, 吉田望, 中村武, 若林實: 構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究(その1 コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響), 日本建築学会論文報告集, 第 314 号, pp. 102-111, 1982.
 - 18) Broadhouse, B. J. and Attwood, G. J. : 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.
 - 19) CEB : Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information, No. 187, 1988.
 - 20) Hallquist, J. O. : LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2001.
 - 21) 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, 2012.
 - 22) 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.
 - 23) 日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術'12 [基礎編], 2012.
 - 24) 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.
 - 25) Anagnostopoulos, S. A. : Pounding of buildings in series during earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 433-456, 1988.

(2017. 7. 24 受付)

SEISMIC DESIGN METHOD IN CONSIDERATION OF EARTHQUAKE-INDUCED REPETITIVE POUNDING IN ADJACENT RAILWAY RC VIADUCTS

Munemasa TOKUNAGA and Masamichi SOGABE

This paper investigated seismic design methods in consideration of earthquake-induced repetitive pounding in adjacent railway RC viaducts. Detailed pounding simulation revealed that when the overhanging slab pounding occurs, the coefficient of restitution decreases by about 0.2 due to the conversion to the wave energy propagation into superstructures, and decreases by about 0.6 at the maximum due to the conversion to the energy consumption derived from the material nonlinear hysteresis. A simple contact model has been developed for evaluating the wave energy propagation component and the hysteresis energy component by a dashpot and a nonlinear spring, respectively. Overall analyses using this contact model showed that the response displacement of the structure may increase up to 70% at the maximum. Based on the findings, three methods were proposed for estimating response increases and the gap between structures: a simplified formula, pounding energy method, and simple contact model.