

複合鋼桁橋の地震時衝突現象に関する 有限要素法に基づく構造解析

竹内 諒¹・渡邊 学歩²・馬越 一也³・葛西 昭⁴

¹ 学士(工) 山口大学大学院 創成科学研究科 建設環境系専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)
E-mail: doboku@.ac.jp

² 博士(工) 山口大学大学院創成科学研究科 建設環境系専攻 (同上)
E-mail: gakuho.w@yamaguchi-u.ac.jp

³ 正会員 株式会社 耐震解析研究所 解析技術センター (〒810-0003 福岡県福岡市中央区春吉 3-21-19)
E-mail: magoshi@sean.co.jp

⁴ 博士(工) 熊本大学 准教授 大学院先端科学研究部 (〒860-8555 熊本市中央区黒髪 2-39-1)
E-mail: kasai@kumamoto-u.ac.jp

近年の震災では、強震動の作用と断層変位に伴う地盤変状が原因で、橋梁の上部構造が橋台などの隣接構造に衝突していることが報告されている。隣接構造間での衝突の影響を評価するために、コンクリート床版と鋼主桁を独立にモデル化した詳細な骨組み構造モデルを用いて動的解析を行ったところ、床版と主桁内ではほぼ様な波速度の応力波が伝播している様子が確認された。材質（弾性係数）の違うコンクリート床版と鋼主桁では本来、異なる波速度の応力波が伝わると考えられる。本研究では、コンクリート床版と鋼主桁からなる複合鋼桁構造の FE モデルで有限要素解析を行い、隣接構造間の相互作用及び複合構造内部を伝播する応力波の波動伝播について検証を行ったので、これを報告する。

Key Words: *Poundings, Bridge, Composites Structures, Dynamics of Structures, Wave Propagation*

1. はじめに

地震時に橋梁を支持する地盤が変位したり、上部構造の応答変位が設計時の想定よりも大きくなることにより、上部構造が隣接構造物と衝突した痕跡や、それらに起因したとみられる構造部材の被害が報告されている^{1)~6)}。

過去には、1995年の兵庫県南部地震において、瓦木西高架橋や湊川ランプ橋など、斜橋や曲線桁橋において上部構造と隣接構造との衝突に起因したと見られる落橋の被害が報告され^{7),8)}、橋梁上部構造の衝突が地震時挙動を評価する研究が盛んに行われてきた^{例えば9)~11)}。これらにより得られた知見は、上部構造が橋台からの落下や隣接する構造を衝突が生じないように十分な桁掛かり長を設けることや、斜橋や曲線橋の特異な地震時挙動への対策等に活かされている¹²⁾。

橋梁上部構造が隣接する構造に衝突した際の衝突現象の再現解析では、衝突ばねを用いた解析^{例えば13)~17)}が行われている。これは上部構造と隣接構造間での接触によって発生した応力波が部材内部を伝播し、自由端で反射

した応力波の作用により圧縮応力が消散することで、上部構造が隣接構造から離反するという、一次元波動伝播を理論的根拠としている¹⁸⁾。

しかし、実際の橋梁建設において採用実績の高いコンクリート床版と鋼主桁で構成される複合鋼桁構造では、材料の違いにより、上部構造内を部材毎に異なる弾性波速度で応力波が伝わるのが予想される。この場合、衝突時の上部構造の挙動は、一次元波動伝播理論で想定される状況よりも複雑となり、上部構造の衝突現象は理論では説明出来ないのではという疑問が生じる。

また、実際の橋梁では上部構造が隣接構造間に部分的に接触状態にはなることから、波動伝播理論で想定しているような衝突現象は起きないのではという意見も多い。

以上のような背景から、複合構造の地震時衝突現象を解析によって明らかにするために、本研究では、コンクリート床版と鋼主桁からなる複合鋼桁橋の上部構造を対象に、衝突時の応力波の伝播挙動と波動伝播速度に着目して、上部構造の衝突時挙動について考察を行ったので、これらについて報告する。

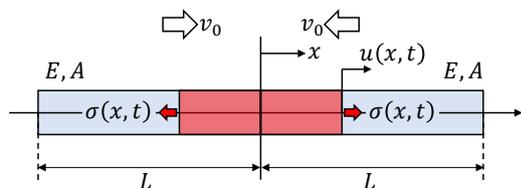


図-1 弾性棒部材の衝突

2. 複合鋼桁と橋台壁面間の衝突現象のモデル化

(1) 各部材内の波動伝播速度

図-1 に示す様な弾性棒部材が衝突する問題において、弾性部材の軸方向変位 u について、弾性棒部材の支配方程式は、以下に示す一次元の波動方程式となる¹⁸⁾。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (1)$$

ここで、 C は波動伝播速度であり、密度 ρ 、弾性係数 E により次式で与えられる。

$$C^2 = \frac{E}{\rho} \quad (2)$$

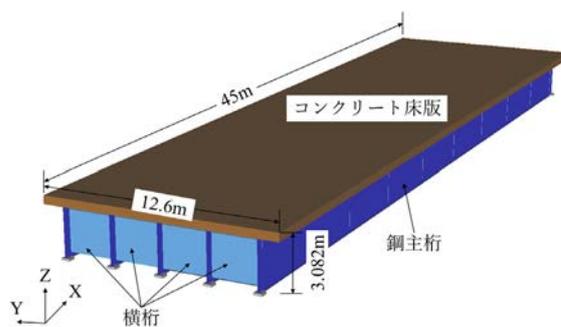
これにより、衝突継続時間 T_l は部材長さ L の弾性棒部材内を応力波が一往復する時間に等しいとされ、次式により求められる。

$$T_l = \frac{2L}{C} \quad (3)$$

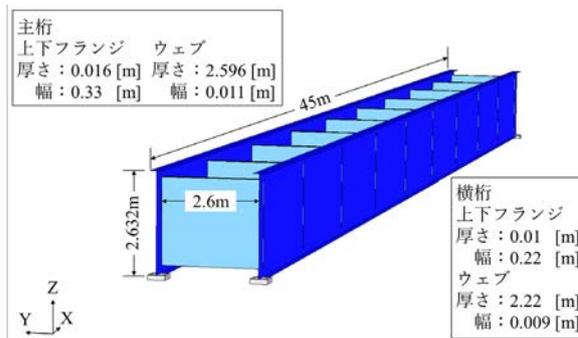
しかし、コンクリート床版および鋼主桁からなる複合鋼桁橋では、コンクリートの密度 ρ_c と弾性係数 E_c をそれぞれ、 $2.50 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ 、 $2.5 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ と仮定、鋼材の密度 ρ_s および弾性係数 E_s をそれぞれ、 $7.85 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ 、 $2.5 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ と仮定すると、波動伝播速度はコンクリート C_c および鋼材 C_s でそれぞれ、 3163.3 (m/s) 、 5047.0 (m/s) となり、鋼主桁内の応力波の波動伝播速度の方が、コンクリート床版内の応力波の波動伝播速度よりも 1.6 倍程速いことが分かる。

(2) 複合鋼桁構造と衝突現象のモデル化

本研究では、図-2 に示すように、弾性ゴム支承により支持された支間長 45m、5 主桁で構成される鋼主桁・コンクリート床版の複合鋼桁橋を対象に、地震時の上部構造～隣接橋台間の衝突現象の再現を動的構造解析により試みた。各桁の両端はゴム支承によって弾性支持されており、これによって、橋桁は 1 次固有周期は 1.39 秒で、橋軸方向に並進振動するモードが卓越する振動特性を有する。

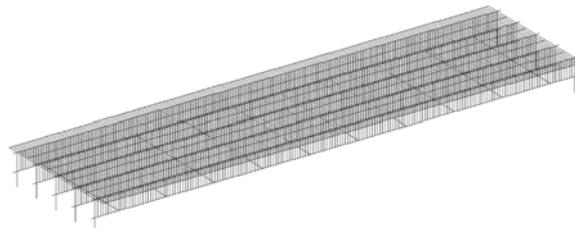


(a) 構造寸法

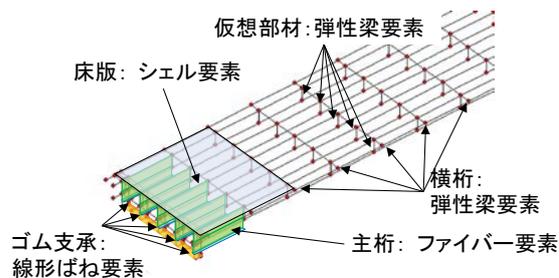


(b) 主桁構造

図-2 本研究で対象とした鋼桁橋の上部構造



(a) 複合鋼桁橋の骨組み構造モデル

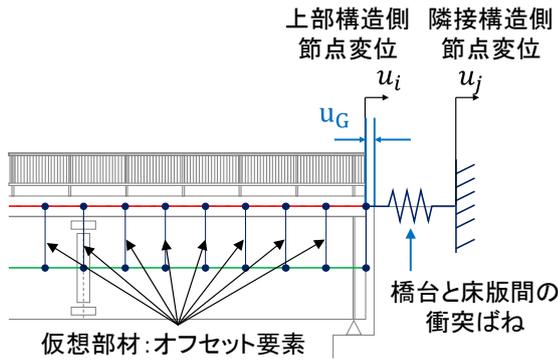


(b) 複合鋼桁橋のモデル化

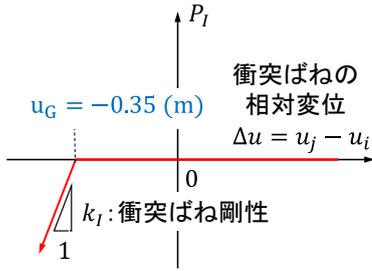
図-3 鋼桁橋上部構造のモデル化

なお、コンクリート床版は幅員 12.6 m、床版厚 0.45m で床版面積 A_c が 5.67 m^2 である。鋼主桁の主桁高さは 2.632 m、主桁総断面積 $A_s = 0.196 \text{ m}^2$ である。主桁同士は 4.5 m 間隔に配置された横構により連結されている。

この橋梁を図-3 に示すように、支承を表すばね要素、横桁等を表す梁要素、床版を表すシェル要素からなる骨組み構造 (2936 節点、7475 要素) としてモデル化した。なお、床版図心と主桁図心間の鉛直方向のオフセットを埋める仮想部材として、高い剛性を持つ梁要素を設けた。



(a) 上部構造および床版～橋台間



(b) 衝突ばねのモデル化

図-4 衝突現象を再現するための構造モデル

シェル要素の要素サイズを小さくしたことにより、仮想部材が高密度に配置されている。

(3) 複合鈹桁と衝突現象を再現するための構造モデル

本解析では、床版と橋台壁面間の衝突現象を再現するために、図-4 に示すように、上部構造と隣接する橋台間に仮想のばね要素（衝突ばね要素）を挿入してモデル化を行った。なお、衝突ばね要素の荷重変位関係は次式の通りにモデル化した^{13),15)}。

$$P_I = k \cdot (u_j - u_i) = k \Delta u \quad (4)$$

$$k = \begin{cases} k_I & \Delta u \leq u_G \\ 0 & \Delta u > u_G \end{cases} \quad (5)$$

k_I は衝突時剛性を表し、発散現象を生じずに安定した解を得るためには、隣接する構造要素と同程度の剛性を与える必要があり、以下のように与えた。

$$k_I = \frac{EA}{l_e} \quad (6)$$

ここで、 $l_e (= L/n)$ は衝突ばね要素に隣接する構造要素の軸方向剛性を表し、床版の軸方向剛性を元に定めた。

なお、橋台部をモデル化する際には、背面土の影響を考慮する必要があるが、背面土の剛性次第で、橋台部の挙動が大きく変化するために、本解析では橋台部は固定壁面としてモデル化している²⁰⁾。

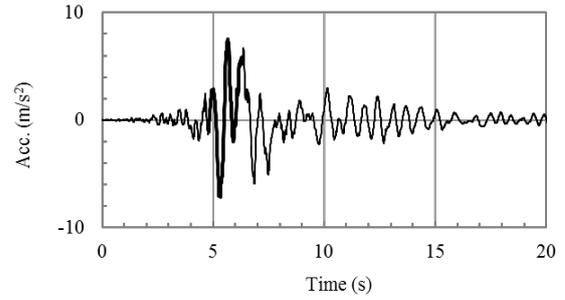
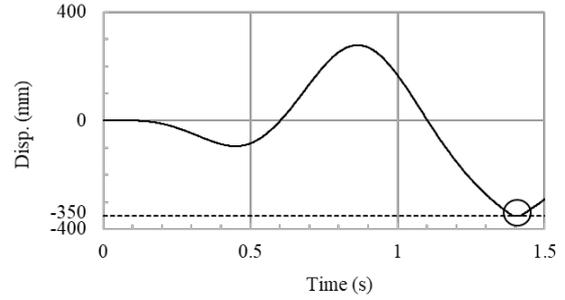
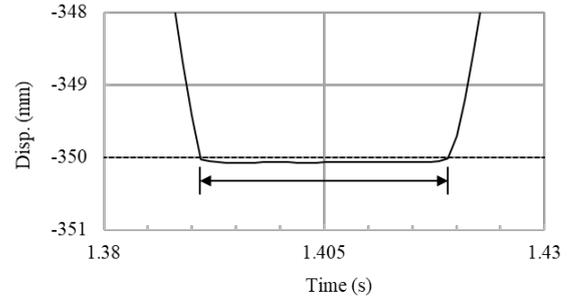


図-5 入力地震動



(a) 全体応答



(b) 衝突時の応答 (0.768 秒～0.786 秒)

図-6 床版端面の相対応答変位の時刻歴

3. 骨組み構造解析による衝突現象の再現

(1) 複合鈹桁橋の地震時衝突時挙動と波動伝播

本解析では、図-5 に示す強震動記録を入力地震動として地震応答解析を実施した。この記録は 2016 年の熊本地震で、西原村で観測された地震動の NS 成分である。同図に太線で示した 4.8 秒から 6.3 秒間の主要動部分を本解析における入力地震動として用いた。

図-6(a)には、床版端面（中央位置）の応答変位を示す。変位が正側（+側）に向かうほど橋台から離れ、負側（-側）に向かうほど橋台に近づく。床版は橋台に接近と離反を繰り返しながら、1.40 秒付近において遊間量相当の変位が発生し、主桁が橋台に接触したことが示唆される。図-6(b)には、同図(a)に示した応答変位を 1.40 秒付近について拡大して示す。床版の変位が 1.390 秒で遊間量に達して、1.420 秒まで保持され、その後、床版の変位は減少し、橋台から離れるように移動している。

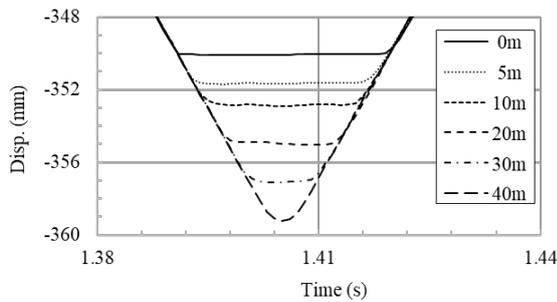
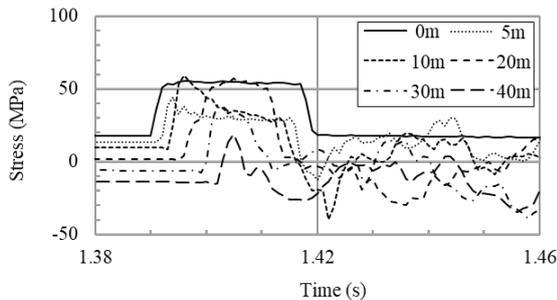
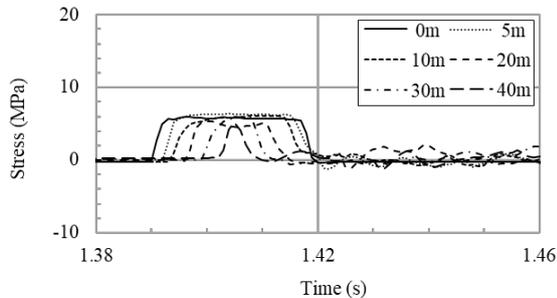


図-7 床版の衝突面からの距離に応じた変位応答



(a) 主桁内部 (G3 主桁)



(b) 床版中央

図-8 床版および主桁内部を伝播する軸方向応力応答

これは、0.030 秒間だけ主桁と橋台が接触していることを示している。

同時刻帯における桁端面から 10m 置きの各点の床版の変位の時刻歴を図-7 に示す。床版端面 (0m) は遊間量を維持しているが、反対側の端面に向かうほど床版は橋台側に押し込まれるように変形していることが分かる。

図-8 には、衝突時に主桁および床版内部を伝播する軸方向応力の時刻歴応答を示す。同図は図-7 と同様に、桁端面から 10m 置きの主桁 (図心位置) および床版中央の軸方向応力度の時刻歴応答を示す。

鋼主桁には最大 59.5MPa、コンクリート床版には最大 6.38MPa の直応力が発生している。また、衝突面の応力時刻歴を見ると、最大応力を迎えたあたりで頭打ちとなっている。両者を比較すると、生じる応力に大きな差が表れているが、これは弾性係数の違いに大きく影響を受けたと推測される。

(2) 複合鋼桁内の弾性波の波動伝播速度

以上の検討から、複合鋼桁橋でも衝突現象が、衝突により生じた応力波の波動伝播に支配されていることが確認できた。図-6 およびその考察にて前述してきたとおり衝突継続時間 T_f は 0.030 秒で有る。また、図-8 に示した桁端面に発生した軸方向応力度の立ち上がり時刻から、応力が 0 に収束するまでの時間は、床版部および主桁部ともに 0.030 秒となっている。このことから、式(3)を下記の通り変形して、床版部および主桁部の軸方向応力の波動伝播速度 C を求めると、

$$C = \frac{2L}{T_f} \quad (7)$$

床版部および主桁部ともに、波動伝播速度 C は 3000 m/s と求められる。これは、2 章で示した通り、床版部 (コンクリート部材) の弾性波速度 C_c (3163.3 (m/s)) にとても近い値を示している。

床版部が隣接構造部と衝突したことで、床版部の弾性波速度 C_c で応力波が伝播した可能性もある。紙面の都合上、詳細な説明は割愛するが、主桁部のみで上部構造が隣接構造と衝突するようにした場合でも、同様な解析結果が得られた。

このような結果となった原因として、剛性の高い梁要素でモデル化したオフセット要素の配置が影響した可能性が考えられる。前述のとおり骨組構造モデルでは床版図心と主桁図心を連結するために、鉛直方向にオフセットが多数配置されている。このオフセット要素が橋軸方向の波動伝播を阻害した結果、波動伝播速度 C が床版部 (コンクリート部材) の弾性波速度 C_c に引きずられて遅くなった可能性も否定できない。このため、次章からは、オフセット要素を設けずにモデル化するために、有限要素法による解析により衝突現象の再現を実施した。

4. 単一材料で構成される部材内の波動伝播現象の再現解析

有限要素法による複合鋼桁構造の波動伝播解析を実施する前に、単一材料による上部構造の衝突現象の再現と波動伝播解析を実施することで、有限要素法に基づく衝突現象の妥当性について検証を行った。

(1) 単一材料構造物 (主桁) のモデル化

図-9 には、本章で対象とした主桁単体の FE モデルを示す。これは、前章にて詳述した鋼桁構造を構成する鋼主桁である。主桁は上下のフランジとウェブをそれぞれシェル要素を用いてモデル化を行った。長手方向に 200



図-9 1本主桁のFEモデル

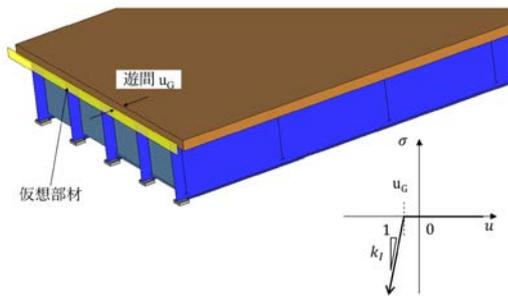


図-11 インターフェース要素とそのモデル化

分割，高さ方向に 20 分割をして，要素の一边の長さが概ね 2.5cm 程度と十分小さくなるようにモデル化した。その結果，主桁単体の要素数は 5018，自由度数は 4640 となった。

(2) 衝突現象のモデル化

図-4 に示した通り，骨組み構造解析にて衝突現象を表すには，衝突ばねと呼ばれるばね要素を床版と隣接構造間に挿入することでモデル化している。

しかし，連続体の力学を取り扱う有限要素法では，衝突ばねによるモデル化を行うと，局所的な要素の破壊が生じる可能性があり，解の精度を著しく低下させる恐れがある。このため，衝突ばねのような点接触ではなく，面接触による衝突現象のモデル化が好ましい。

本章での解析には汎用の有限要素解析コード DIANA を用いているが，これに限らず，多くの有限要素解析コードには，インターフェース要素が用意されている。図-10 に示すように，これは異なる構造要素間の接触と離反や摩擦現象等の相互作用をモデル化するのに多用される要素である。接触や摩擦が発生する要素間に生じる応力(N/m^2)と相対変形量(m)の間にフックの法則を適用した要素で，剛性の単位が(N/m^3)の次元をもつことも特徴である。衝突現象を再現するために図-11 に示すように，主桁端面にインターフェース要素を配置すること

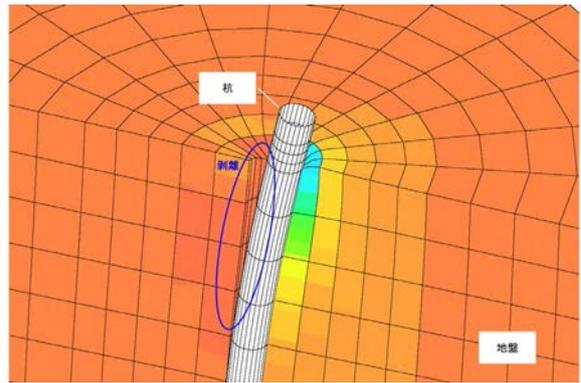


図-10 インターフェース要素の適用イメージ²⁾

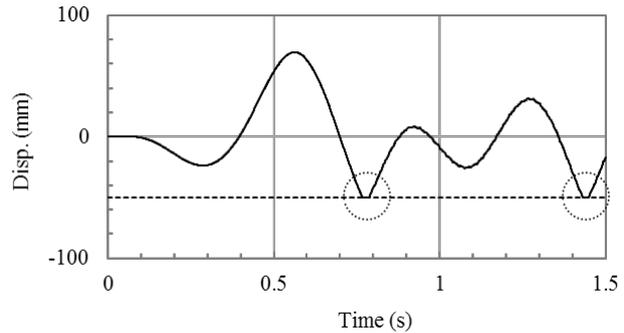


図-12 単主桁の変位時刻歴

でモデル化した。なお，接触時剛性の設定方法については，後述の章にて検討するが，主桁と橋台の遊間を $u_G = 5\text{cm}$ ，接触時剛性を $4 \times 10^7 (N/m^3)$ としてモデル化した。

(3) 衝突時における桁の変形挙動

図-12 には，主桁端面の応答変位を示す。変位が正側(+側)に向かうほど橋台から離れ，負側(-側)に向かうほど橋台に近づく。主桁は橋台に接近と離反を繰り返しながら，0.78 秒付近において遊間量相当の変位が発生し，主桁が橋台に接触したことが示唆される。図-12 には，図-11 に示した応答変位を 0.78 秒付近について拡大して示す。主桁の変位が 0.768 秒で遊間量に達し，これが 0.786 秒まで保持され，その後，主桁の変位は減少し，橋台から離れるように移動している。0.018 秒間だけ主桁と橋台が接触していることを表している。

同時刻帯における桁端面から 10m 置き各点の主桁の変位の時刻歴を図-13 に示す。桁端面(0m)は遊間量を維持しているが，反対側の端面に向かうほど桁は橋台側に押し込まれるように変形していることが分かる。

(3) 衝突時における桁内部を伝播する応力波

図-15 には，衝突時における主桁内部の直応力分布を衝突発生(0.768 秒)から終了(0.777 秒)までの時刻帯

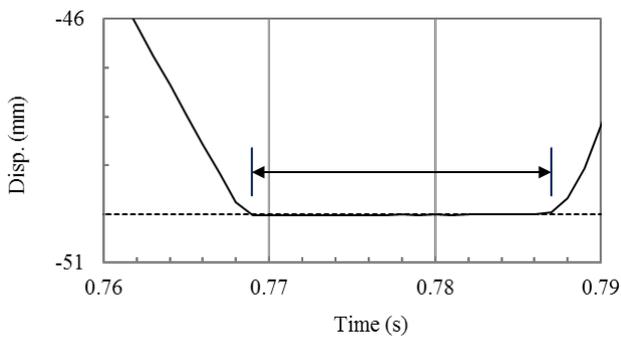


図-13 衝突時間内の変位時刻歴

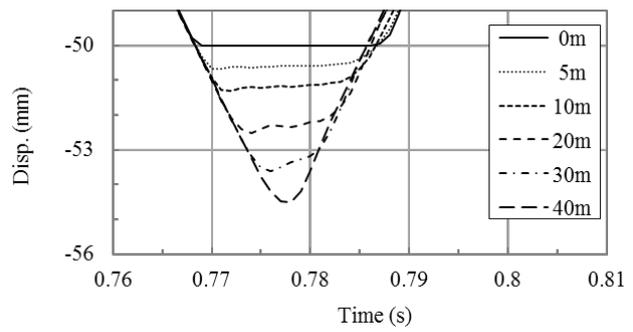


図-14 各位置における衝突時間内の変位比較

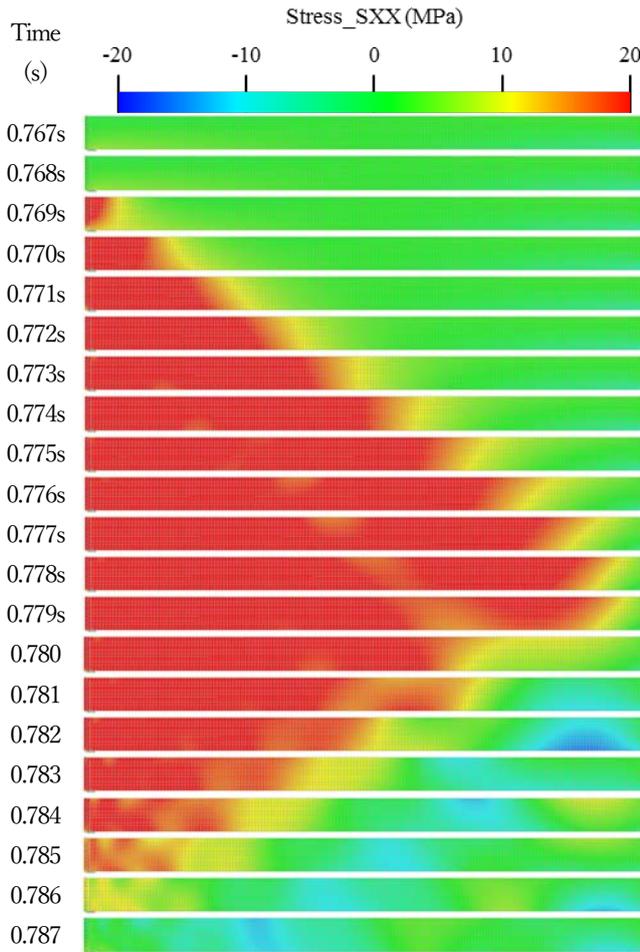


図-15 衝突時間内の直応力分布

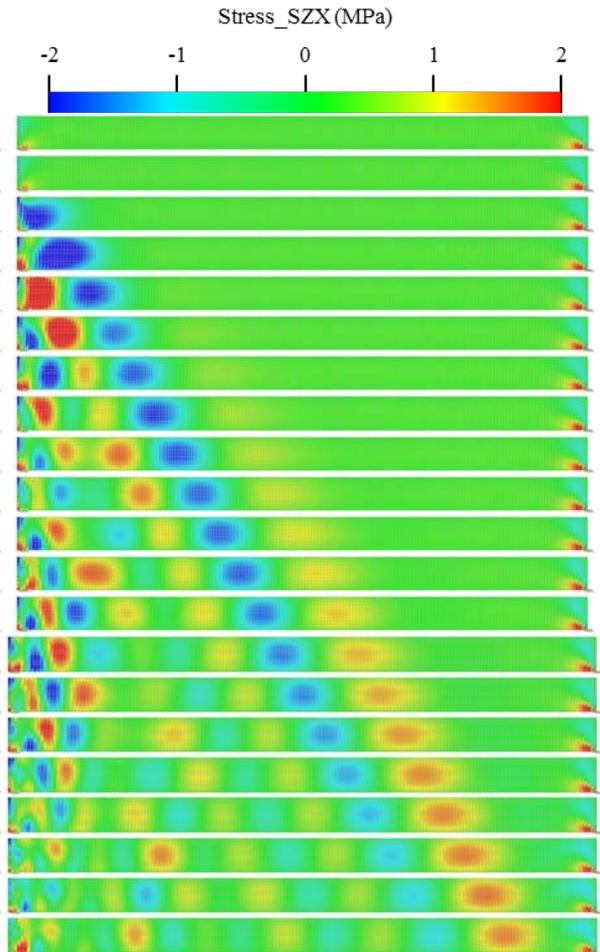
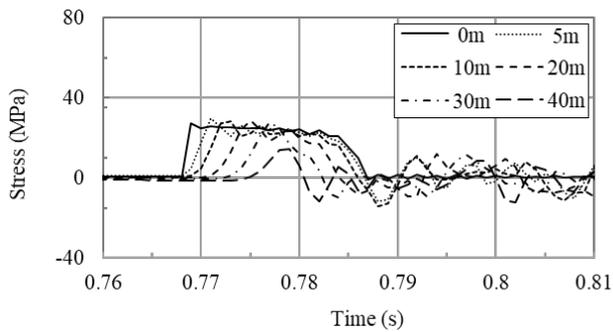


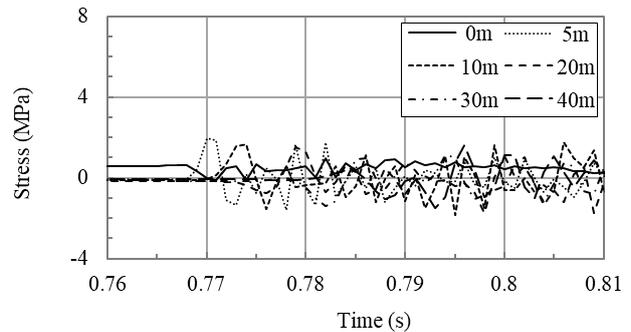
図-16 衝突時間内のせん断応力分布

で示す。桁の変位が遊間量に達した 0.768 秒から左桁端面から 20 (MPa) 程度の圧縮応力 (正值) が発生し、衝突時間 $T_1 = 0.018$ の半分の時刻 0.777 秒で反対側端面まで応力波が伝播している様子が確認できる。比較のために、図-16 には、同時刻帯における主桁内部のせん断応力分布を示す。直応力とせん断応力においても同様に、桁が遊間に達した時点でせん断応力が生じ、右側に伝播している様子が確認できる。また、直応力の波の伝播する速度よりも、せん断応力の波の伝播速度が遅いことも整合する。

図-17 の(a)には、桁端面から 10m 置きの断面中央に生じる直応力の時刻歴を示す。衝突開始 (0.768 秒) と供に実線で示した衝突面 (0m) の応力値が急激に上昇していることが確認できる。また、時刻 0.777 秒において、衝突面と反対側 (40m) の地点の直応力が励起されていることから、衝突によって発生した応力波が桁内部を伝播していることが示唆される。なお、その後は、衝突面の反対側 (40m) の地点から衝突面 (0m) に向かって順々に応力が低下していき、桁が橋台から離れる 0.786 秒以降では桁内部の応力が概ね 0 に収束している。以上



(a) 直応力



(b) せん断応力

図-17 各位置における衝突時間内の応力比較

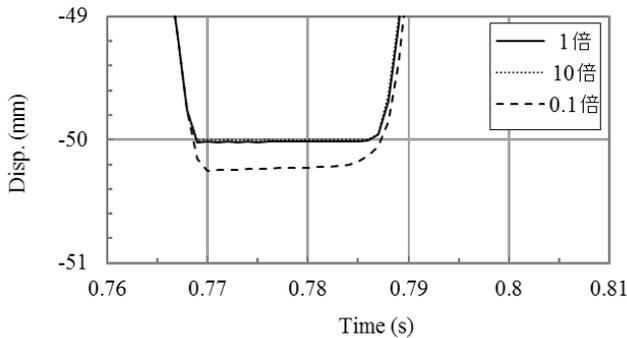


図-18 剛性別の変位時刻歴

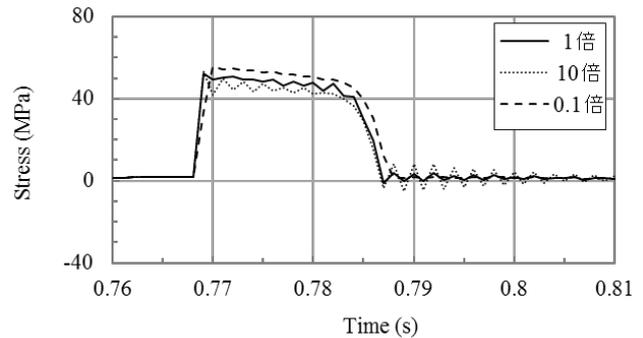


図-19 剛性別の直応力時刻歴

により、衝突によって発生した直応力が桁内部を一往復した後、桁が橋台から離れており、単一材料による主桁の衝突現象においても一次元波動伝播理論が適用可能であることが確認できた。なお、以上により衝突継続時間(0.018秒)から逆算される応力波の平均伝播速度は約5000m/sとなり、これは、前述した鋼部材の弾性波速度5047.0m/sに概ね一致している。

図-17の(b)には、せん断応力の時刻歴を同図の(a)と同様に示す。直応力に比べてせん断応力は1/10倍の振幅レベルとなっている他、0点周りを振動しており、衝突現象との明確な関連性は見られなかった。

(4) 接触面の剛性の影響

前述した解析で設定した桁と隣接構造間の荷重変位関係の剛性を基準剛性(1倍)として、剛性を10倍、0.1倍した2つの解析を行い、各解析の衝突時の挙動及び応力状態の比較を行った。

図-18には、剛性別の衝突時間内変位履歴の比較を示す。また、図-19には、直応力の時刻歴応答、図-20には、せん断応力の時刻歴応答を示す。隣接構造間の荷重変位関係の剛性を10倍した場合、衝突時の変位は基準剛性(1倍)の場合と比べて大きな変化はなかった。しかし、衝突時に桁内部に発生する直応力及びせん断応力の時刻歴において大きな振動が発生しており、不安定な

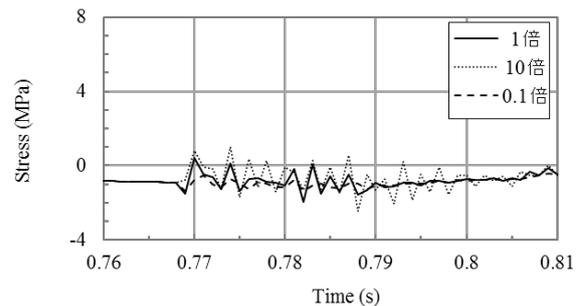


図-20 剛性別のせん断応力時刻歴

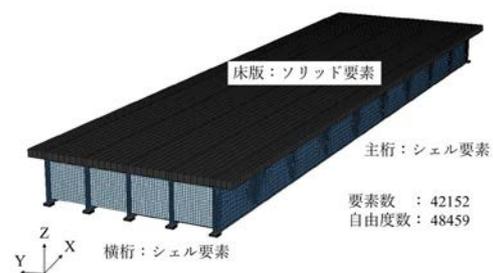


図-21 複合構造のFEモデル

解析結果となった。一方、荷重変位関係の剛性を0.1倍した場合、桁は橋台中へとめり込み(オーバーラップが大きく)、衝突時間は基準剛性の時に比べて長くなった。

5. 複合構造物の波動伝播速度

コンクリート床版と鋼主桁からなる複合版桁橋の上部

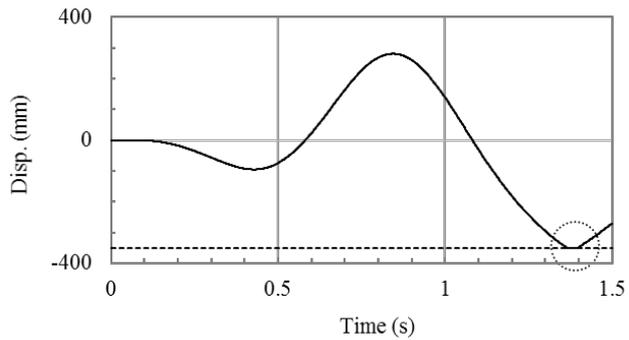


図-22 橋桁端面の変位時刻歴

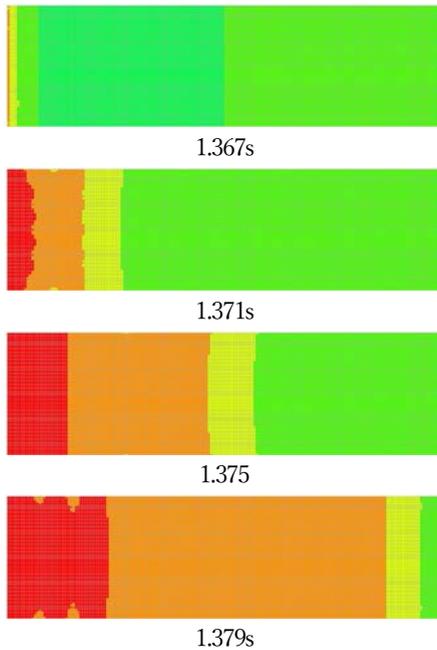


図-24 床版内を伝播する直応力の時刻歴応答

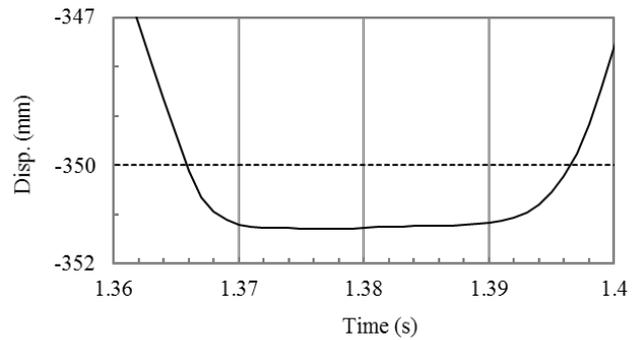
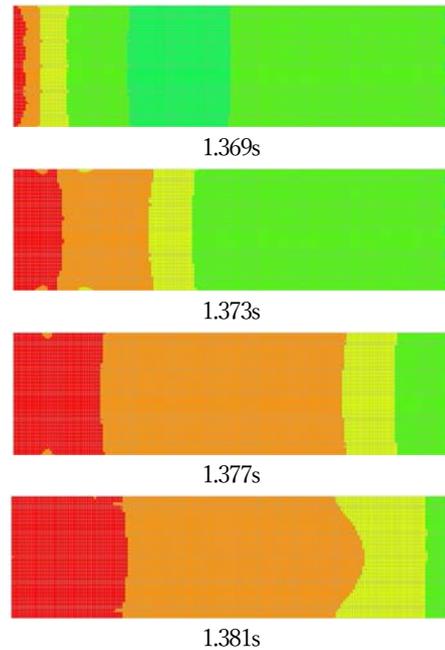


図-23 衝突時間内の変位時刻歴



構造について同様の地震応答解析を行い、衝突時の波動伝播現象について分析を行った。

(1) 複合構造物の概要

図-2に示した複合版桁を、図-21に示す様に、コンクリート床版はソリッド要素で、鋼主桁と横桁はシェル要素でそれぞれモデル化を行った。この結果、要素数が42152、自由度数が48459のFEモデルとなった。なお、衝突現象を表すインターフェース要素を床版と隣接する橋台部に配置し、桁遊間を $u_G = 35\text{cm}$ としてモデル化を行った。なお、主桁部は実構造においても、橋台部とは桁遊間以上の遊間があるために、衝突現象を表すインターフェース要素は設けていない。

(2) 衝突時における橋桁の変形挙動

図-22には、床版端面の相対変位の時刻歴応答を示す。変位が正側(+側)に向かうほど、上部構造は橋台から

離れ、負側(-側)に向かうほど上部構造が橋台に近づく。上部構造は一度橋台から離れた後、橋台に接近する方向に変位し、1.38秒付近で、橋桁の変位量が遊間量に達している。このため、図-23には同時刻帯の相対変位を拡大して示す。橋桁は1.367秒で遊間量を超えた後、一定の変位を維持する。その後、1.397秒で橋台から離れていく様子が確認出来る。以上により、衝突継続時間 T_I は0.029秒となる。

(3) 複合構造内の応力の波動伝播

図-24には、衝突時の床版に生じる直応力の分布を衝突開始時刻1.367秒から1.381秒まで0.02秒ごとに図示する。衝突開始の1.367秒から、床版端面には圧縮応力が発生している。その後、衝突時間の半分の時刻1.381秒には衝突面の反対側にまで直応力波が達している様子が確認できる。また、図-25には、衝突開始時刻からの主桁内部に生じる直応力分布を0.01秒ごとに示す。こ

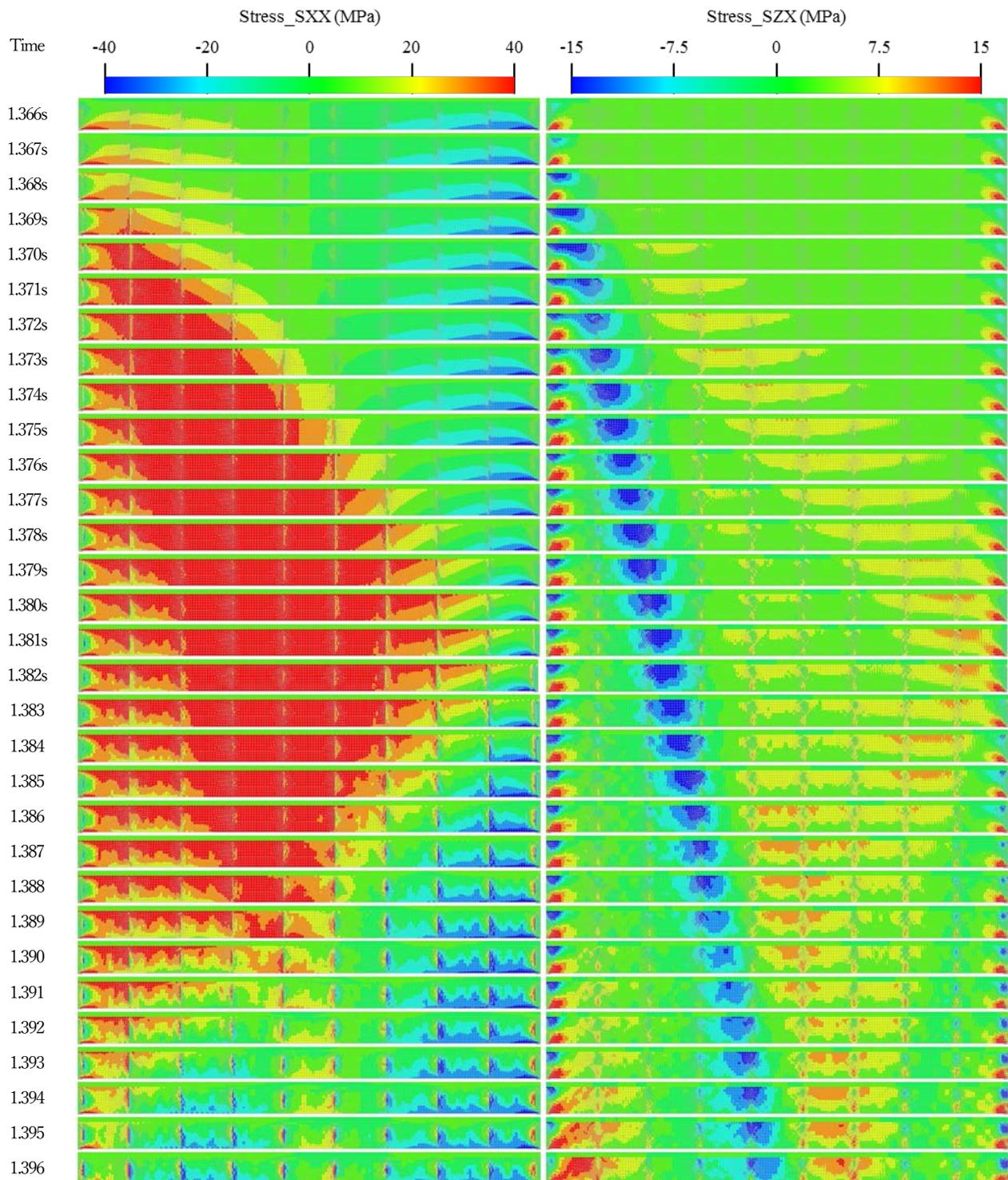


図-25 主桁内を伝播する直応力の時間分布

図-26 主桁内を伝播するせん断応力の時間分布

こちらも衝突開始時刻 1.367 秒で、橋桁端面に圧縮応力が発生し、その後、1.381 秒で反対側端面まで応力波が伝播している様子が確認できる。

前述した通りコンクリート床版と鋼主桁では波動伝播速度が 1.6 倍程度異なるにも関わらず、衝突開始から 0.014 秒間で一様に直応力が伝播している。このとき、平均波動伝播速度を求めると 3214 (m/s) が得られる。

このことから、コンクリート床版と鋼主桁からなる複合鋼桁内の波動伝播速度は、一様に、コンクリート床版内の波動伝播速度 3163 (m/s) に近い値を示している。

この複合鋼桁構造は、コンクリート床版の断面積が 3.78m²、鋼主桁の断面積が 0.039116m² となっており、各部材の弾性波速度をこれらの断面積で重み付けした加重平均値 3183m/s に近い値を示している。異種部材の複合

構造物で隣接構造物と衝突したとき、各部材には一様な弾性波速度の応力波が伝播し、その波速度は各部材の弾性波速度を断面積で加重平均した値になると考えられる。コンクリート床版内の波動伝播現象が、鋼主桁内部の波動伝播を拘束し、一様な伝播速度で変形およびひずみが伝播している結果ではないかと推察される。

図-26には、衝突時のせん断応力分布を示す。直応力と同様に、衝突現象が起きると橋桁端面にせん断応力が発生しており、直応力の波よりも遅い速度で応力波が伝播している様子が確認できる。しかし、図-16に示した、単一主桁の波動伝播解析結果とは異なり、直応力の波頭位置を先頭に微小ではあるが、せん断応力の残影が確認できる。これは、コンクリート床版内を伝播する直応力が主桁内にせん断変形を励起させたことが原因ではないかと推察される。

図-21には、衝突面(0m)から反対側(40m)までのコンクリート床版に生じる直応力およびせん断応力の時刻歴を示す。また、図-22には、鋼主桁に生じる直応力およびせん断応力の時刻歴を示す。両者を比較すると、コンクリート床版に比べて鋼主桁に生じる応力度が高くなっている。コンクリート床版に生じる最大応力度に比べて、鋼主桁に生じる最大応力は3倍程度大きくなっている。これは、弾性係数の違いに大きく影響を受けたと推定される。

6. 結論

本研究では、複合材料から構成される上部構造が橋台等の隣接構造との衝突現象に着目し、有限要素法に基づく三次元構造解析によって、衝突時の鋼コンクリート鈹桁内の波動伝播現象の再現を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 3次元のFEM解析に基づく、単一材料の主桁と橋台間の衝突現象は、一次元波動伝播理論に基づいていることが確認され、理論値とほぼ等しい波動伝播速度が得られた。
- 2) FEM解析の結果、主桁内部には直応力波だけでなく、せん断応力波が伝播しており、その伝播速度が直応力波の伝播速度よりも遅い。
- 3) 衝突時の剛性を10倍および0.1倍と変化させて、衝突現象および応力波の波動伝播について分析を行った結果、剛性を10倍とすると数値振動がみられ、0.1倍とすると衝突継続時間が正しく求

められないことが分かった。

- 4) コンクリート床版と鋼主桁から構成される複合鈹桁橋に於いても、衝突した際に発生する応力波が、コンクリート床版と鋼主桁内を一様な速度で伝播する様子が確認された。これにより、衝突現象が、単一材料からなる棒部材同様に、一次元波動伝播理論に基づくことが立証された。
- 5) 複合構造の場合には、伝播速度の遅いコンクリート床版内の挙動に、主桁の変形および波動伝播現象が拘束されることが分かった。
- 6) 複合鈹桁橋の直応力波の波動伝播速度は、各部材の弾性波速度を面積で加重平均した値に等しくなることが確認された。

参考文献

- 1) 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会 活動報告書、題 V 編 熊本地震による橋梁被害の分析、公益社団法人 土木学会 地震工学委員会、平成 30 年 3 月。
- 2) 大住道生、星隈順一：熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷根に基づく要因分析、第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、2017.7。
- 3) 大住道生、要因は、地盤変位か振動か ～熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析～、第 10 回 CAESAR 講演会、2017. 8。
<https://www.pwri.go.jp/caesar/lecture/lecture10.html>
- 4) 本橋英樹、野中哲也、馬越一也、中村真貴、原田隆典：熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析、構造工学論文集、Vol. 63A, pp. 339-352, 2017.3。
- 5) 田崎賢治、幸左賢二、山口栄輝、庄司学：桁衝突による橋梁の被害分析、土木学会論文集、No.794/I-72, pp. 134-156, 2005。
- 6) Tzu Ying Lee, Wen Hsiao Hung, Kun Jun Chung : Seismic-induced collapse simulation of bridges using simple implicit dynamic analysis, Engineering Structures, Vol. 177, pp. 1-11, 2018, 12。
- 7) 堺 淳一、運上茂樹、星隈順一：大規模地震における落橋メカニズムと落橋防止構造の効果に関する分析、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、Vol.67, No.1, pp.55-71, 2005。
- 8) 運上茂樹、星隈順一、堺淳一、上田健介：過去の大規模地震における落橋事例とその分析、土木研究所資料、独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ、第 4158 号、2009.12。
- 9) 大塚久哲、神田昌幸、鈴木基行、吉澤努：水平地震動による曲線橋上部構造の移動挙動解析、土木学会論文集、No.570/I-40, pp. 305-314, 1997.7。
- 10) 大塚久哲、神田昌幸、鈴木基行、川村雅秀：斜橋の水平地震動による回転挙動解析、土木学会論文集、No. 5701/I-40, pp. 315-324, 1997。
- 11) 矢部正明、武村浩志、川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響、構造工学論文集、土木学会、

- Vol.43A, pp.781-791, 1997.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編, pp.275-290, 2017.
 - 13) 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, 第 308 号, 123-126, 1981.
 - 14) 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, 2000.10.
 - 15) 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.
 - 16) 阿部雅人, 藤野陽三, 吉田純二, 朱兵, 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.
 - 17) 玉井宏樹, 園田佳巨, 後藤恵一, 梶田幸秀, 濱本明久: 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, 2007.3.
 - 18) Goldsmith, W.: Impact, Edward Arnold, London, 1960.
 - 19) 益田諒大, 渡邊学歩, 葛西昭, 馬越一也, 野中哲也, 松永昭吾: 2016 年熊本地震による大畑大橋の被害分析, 地震時保有水平耐力シンポジウム論文集, 19 巻 pp. 177-184, 2016.7.
 - 20) 小倉裕介, 運上茂樹: 地震時に桁の衝突を受ける橋台の挙動特性, 土木学会地震工学論文集, (社)土木学会, Vol.27, 2003.12.
 - 21) JIP テクノサイエンス株式会社 HP
https://www.jip-ts.co.jp/product_service/diana/

(Received July 1, 2009)
(Accepted November 1, 2009)

STRUCTURAL ANALYSIS ON POUNDING BEHAVIOR OF THE COMPOSITE GIRDER BRIDGE BASED ON THE FINITE ELEMENT ANALYSIS

Ryo TAKUCHI, Gakuho WATANBE, Kazuya MAGOSHI, Akira KASAI

In recent earthquakes, it has been reported that the superstructure of the bridge collides with the adjacent structure such as an abutment due to strong ground motion and ground deformation due to fault displacement. In order to evaluate the pounding effect between adjacent structures, dynamic analysis was performed using a detailed frame structure model in which the concrete slab and the steel main girder were independently modeled. It was confirmed that stress waves with uniform wave velocity propagated. It is thought that stress waves with different wave velocities are inherently transmitted between concrete slabs and steel main girders with different materials (elastic modulus). In this study, the FE model of the composite girder structure composed of the concrete slab and the steel main girder was used for finite element analysis, and the interaction between adjacent structures and the wave propagation of stress waves propagating inside the composite structure were verified. This is reported.