

衝突により損傷を受けた鋼道路橋主桁の耐荷力

山口栄輝

九州工業大学大学院工学研究院建設社会工学研究系

衝突により損傷を受けた実橋梁の鋼桁をモデル化し、3次元複合非線形解析で損傷が及ぼす影響を検討した。損傷区間の曲げ耐荷力、損傷を受けた鋼板パネルの曲げ耐荷力およびせん断耐荷力を求めたが、無損傷鋼桁に比して遜色のない耐荷力が得られた。本橋の衝突による損傷は、桁下からでも容易に認識できる大きさであるが、耐荷力に及ぼす影響は無視できる程度であると判断された。

1. はじめに

下を走行する車両の積み荷が衝突し、跨道橋の主桁が損傷を受けることがある。しかしながら、衝突によって損傷した鋼桁の安全性に関する研究は、ほとんど行われておらず、鉄道橋の残存耐荷力に関する中山らの研究〔1〕が貴重な資料として存在しているのみである。

中山らは、衝突された鋼桁の典型的な損傷として、下フランジの局部的な変形、鋼桁全体の面外水平方向変位を挙げ、検討対象としている。具体的には、これらの変形を有した鋼桁供試体を作成し、正の等曲げを与えて載荷実験を行った。ただし、載荷実験に供されたのは、各損傷パターンの供試体1体ずつに過ぎない。

このような状況に鑑み、本研究では、実際に衝突された鋼桁を参考に鋼桁モデルを作成し、衝突による損傷の影響を検討する。具体的には、まず損傷の大きな区間の両端に、大きさの等しい鉛直荷重が作用した場合を対象とする。次いで、損傷の大きな鋼板パネルに、曲げ応力が卓越する荷重、せん断応力が卓越する荷重が作用した場合を検討する。すべての検討は複合非線形解析で行う。

2. 車両に衝突された橋梁

2.1 橋梁概要

研究対象とする橋梁は、橋長37.80m、桁長37.55m、幅員14.40m、桁高1.70m、主桁間隔3.05mの5主桁単純鋼板桁橋である。図1に主桁の平面図と側面図を示している。

5本の主桁は変断面であり、上フランジ、

下フランジの幅が変化する。外側の桁ほど断面が大きい。すなわち、G1桁、G5桁の幅が最も広く、G3桁の幅が最も狭い。G1桁のフランジ幅を図2に示している。

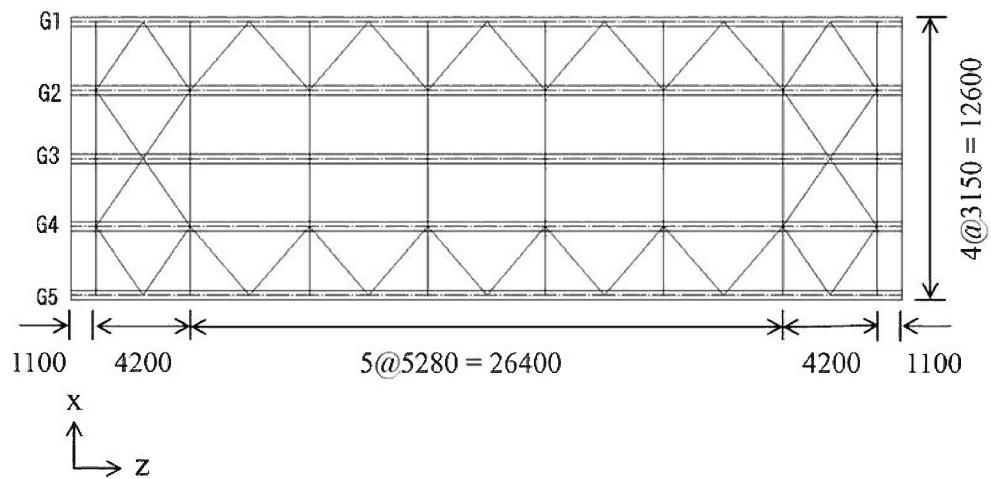
2.2 損傷状況

図3(a)に主桁の損傷箇所を示す。G1桁の一部が著しく変形しており、ここが衝突箇所と判断される。変形はG1桁本体のみならず、垂直補剛材にも見られる。さらにG2桁、G3桁、衝突箇所の周辺の横桁、下横構なども損傷を受けているが、軽微である。詳細調査が実施され、亀裂の発生や支承部に損傷がないことは確認されている。

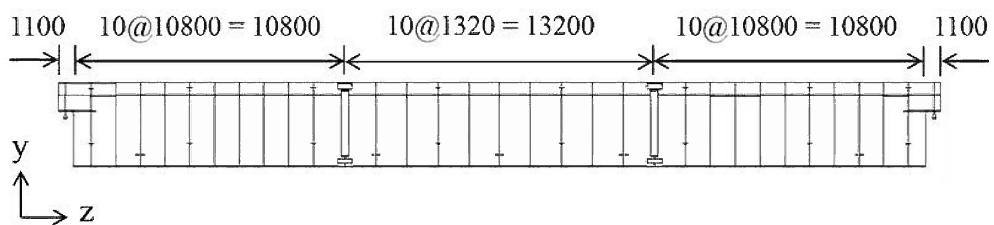
図3(b)には、G1桁の損傷箇所を示している。ウェブ、下フランジ、垂直補剛材が変形している。垂直補剛材の記述には、この図の番号を用いることとする。番号が○で囲まれた垂直補剛材には、横桁が設置されている。

変形が大きい垂直補剛材1と4の間で、変形量が計測された。ウェブについては、橋軸直角方向(x軸方向)の水平変位のデータが得られている。垂直補剛材3近傍の変位が大きく、最大値は垂直補剛材2、3の中間点付近で計測された69mmである。また、下端から300mmより上方では、ウェブの変形が非常に小さいことが明らかとなった。

下フランジは、橋軸直角方向(x軸方向)に加えて、鉛直方向(y軸方向)の変位も計測された。橋軸直角方向の変位は、ウェブ下端部とほぼ同じである。鉛直方向の変位は、垂直補剛材2、3の中間点付近で大きく、外側縁で122mm(上向き)、内側縁で47mm(下向

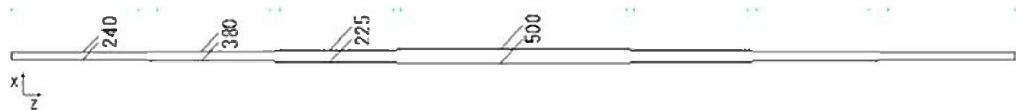


(a) 平面図

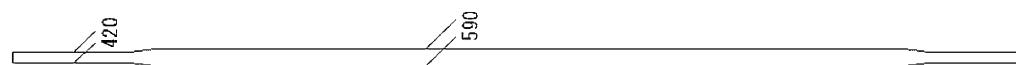


(b) 側面図

図 1 橋梁モデルの概要 (主桁)

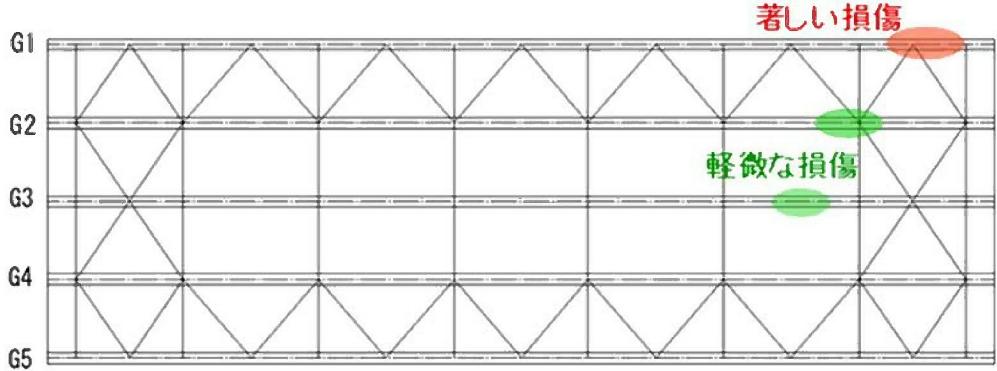


(a) 上フランジ

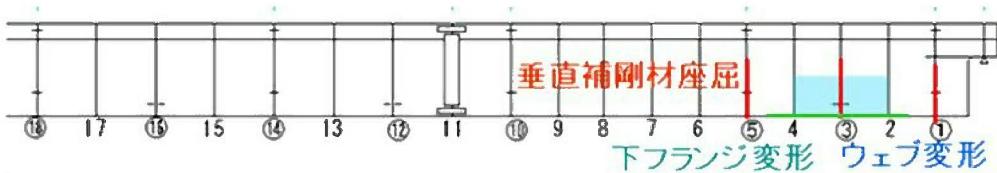


(b) 下フランジ

図 2 G1 桁のフランジ幅



(a) 平面図



(b) G1 桁側面図

図3 主桁損傷箇所

き）が最大値である。内外の鉛直変位が異なっており、下フランジの曲げ変形が確認される。

垂直補剛材は、橋軸方向（z 軸方向）の水平変位が計測された。変形は横桁のある垂直補剛材 1, 3, 5 で生じている。衝突によるウェブの変形が横桁で拘束され、垂直補剛材に圧縮力が作用して座屈したと考えられる。垂直補剛材の水平変位の最大値は、45mm～55mm である。

3. 解析概要

衝突による損傷が耐荷力に及ぼす影響を、材料非線形と幾何学的非線形の両方を考慮に入れた複合非線形解析で検討する。検討対象は損傷の大きい G1 桁をもとにした鋼桁単体とし、汎用有限要素解析プログラム ABAQUS[2] で解析する。鋼桁全体をシェル要素でモデル化し、3 次元非線形有限要素解析を実施する。

G1 桁には SM50 材が使用されている。その規格値にもとづき、鋼桁の降伏応力は、板厚が 16mm 未満の場合は 325N/mm^2 、16mm 以上 40mm 未満の場合は 315N/mm^2 とする。ウェブが前者、

フランジが後者である。ヤング率は 205000 N/mm^2 、ボアソン比は 0.3 とする。

鋼桁両端での幾何的境界条件は、単純支持である。実橋では、橋軸直角方向の変位が床版により拘束される。ここでは鋼桁単体が解析対象であるため、床版の拘束に替えて、上フランジの橋軸直角方向変位を拘束する。中山らの研究[1] でも同様の拘束が加えられている。

損傷の影響を検討するために、損傷のない鋼桁と損傷した鋼桁を解析対象とする。後者は、衝突により変形した鋼桁をもとにモデル化したものである。変形量は 100～200mm 間隔で計測されているのに対し、モデル化に使用した要素は一边が 25mm である。損傷のモデル化においては、人工的に応力集中が起こるのを避けるため、形状がなめらかになるよう計測点間の変形量を補間する。

このようにして作成した損傷鋼桁の要素分割図を図4に示す。鋼桁のおおよそ 1/2 のみを示す図である。複雑な形状の衝突箇所近傍に、小さな要素を適用している。

中山らの研究[1]を参考に、まずウェブ

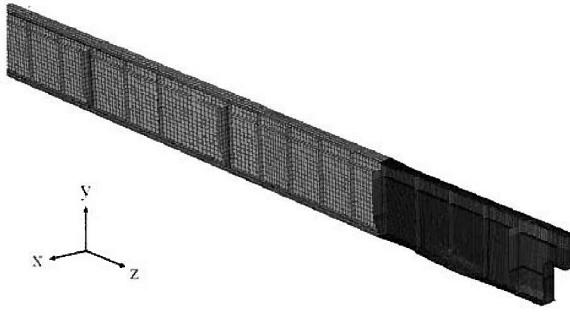


図4 損傷した鋼桁の要素分割

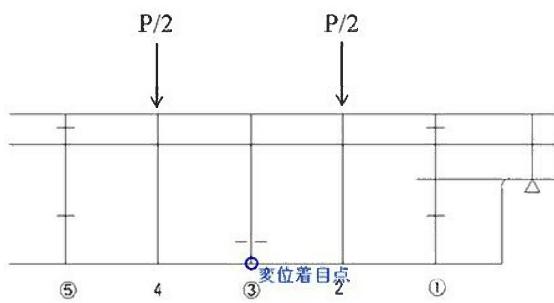


図5 補剛材2と4の直上への載荷

に大きな変形の出ている区間の端部、補剛材2, 4直上の上フランジに同じ大きさの集中荷重を作用させる。鋼板パネルの耐荷力は曲げ応力とせん断応力に左右される〔3〕。このことを参考に、次いで、鋼板パネルに曲げ応力を卓越させる荷重、せん断応力を卓越させる荷重を作成させ、鋼板パネルの耐荷力について検討する。

4. 解析結果

4.1 損傷区間の耐荷力

載荷状態を図5に示している。荷重を漸次増加させて得られた荷重一変位曲線を図6に示している。変位は、補剛材3の位置の下フランジ鉛直変位である。

荷重が小さい範囲では、健全鋼桁(健全時)と損傷鋼桁(損傷時)の変形挙動に違いは見られないが、800kNを超える辺りから違いが現れ始めている。剛性の低下は健全時の方が大きいが、耐荷力は健全時が1290kNであるのに対し、損傷時の耐荷力は1278kNにとどまった。ただ、その差は0.9%に過ぎず、衝突が及

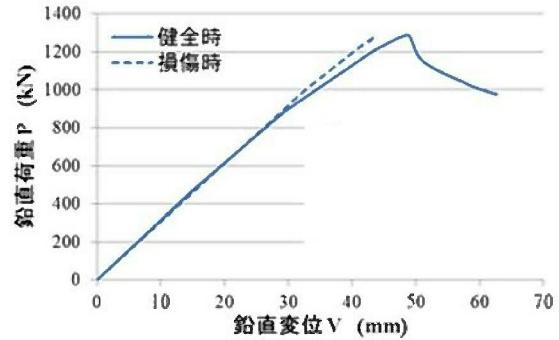


図6 荷重一変位曲線(補剛材2と4の直上への載荷)

ぼす耐荷力への影響は、無視できる程度である。

4.2 鋼板パネルの耐荷力

鋼板パネルの耐荷力は、次式で照査される〔3〕。

$$\left(\frac{\sigma_{cri}}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cri}}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (1)$$

ここに、

σ_{cri} : 作用する圧縮縁応力度(N/mm^2)

σ_{cr} : 曲げによる座屈応力度(N/mm^2)

τ_{cri} : 作用するせん断応力度(N/mm^2)

τ_{cr} : せん断による座屈応力度(N/mm^2)

式(1)は、鋼板パネルの耐荷力が、曲げ応力とせん断応力の影響を受けることを示している。このことを踏まえ、ここでは衝突による損傷が、鋼板パネルの曲げ耐荷力、せん断耐荷力に及ぼす影響を検討する。

そのために、図7に示す3通りの載荷方法を考える。図7(a)は曲げ耐荷力、図7(b), (c)はせん断耐荷力を検討するための荷重である。対象パネルは、変形が大きい、補剛材2, 3間の鋼板ウェブと補剛材3, 4間の鋼板ウェブである。前者をパネルa、後者をパネルbと呼ぶ。

対象パネルには、曲げ応力とせん断応力の両方が作用する。P1とP2の比により、曲げ応力とせん断応力の影響度合は異なる。すなわち、P1とP2の比に応じて、式(1)の左辺第1項と第2項の値は変化する。ここでは

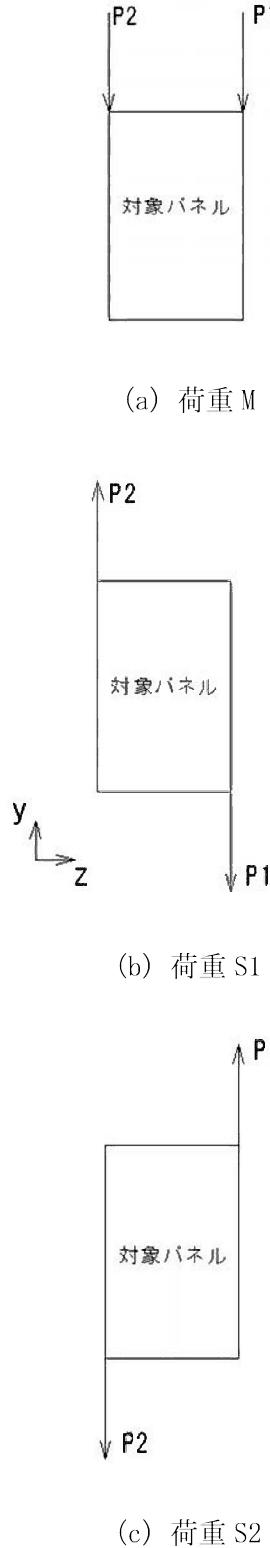


図 7 載荷方法

第1項が最大になるときを曲げ応力卓越、第2項が最大になるときをせん断応力卓越とし、それぞれに対応する荷重比 (P2/P1) で載荷す

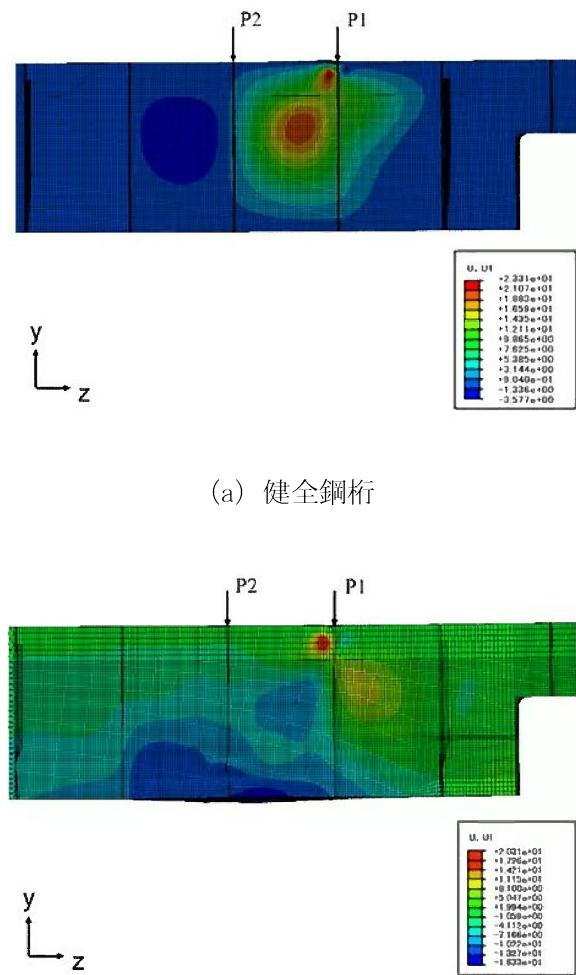


図 8 橋軸直角方向水平変位 (パネル a, 荷重 M)

ることで、曲げ耐荷力、せん断耐荷力を検討する。

曲げ耐荷力の解析結果として、耐荷力に到達した時のウェブ (パネル a) の橋軸直角方向 (x 軸方向) の水平変位センターを図 8 に示している。変形モードに違いが認められる。初期剛性は、損傷鋼桁の方が 10% 程度小さくなる。しかしながら、パネル a の耐荷力は、健全時に 860kN、損傷時に 953kN、パネル b では健全時に 1000kN、損傷時に 1116kN であり、いずれのパネルでも、損傷により耐荷力は大きくなっている。

損傷による面外変形は鋼桁の下部で生じて

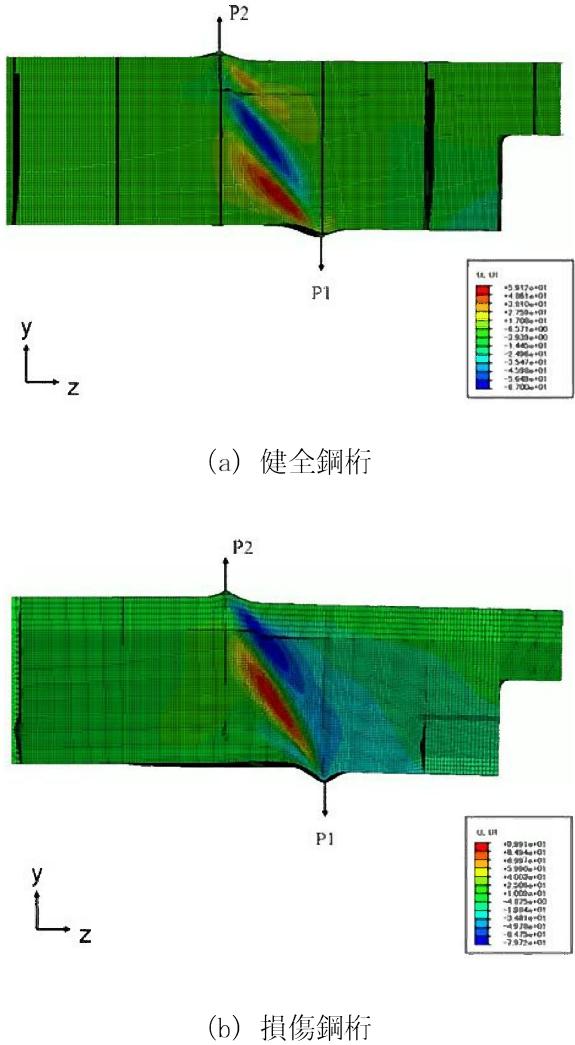


図9 橋軸直角方向水平変位（パネルa，荷重S1）

いる。図7(a)の荷重によって正曲げモーメントが作用すると、鋼桁下部には橋軸方向に引張応力が発生し、衝突による面外変形が引き戻され、減少する。損傷鋼桁パネルの耐荷力が大きくなるのは、この変形挙動に起因すると考えられる。

せん断耐荷力の解析結果として、S1荷重で耐荷力に到達した時のウェブ(パネルa)の橋軸直角方向(x軸方向)の水平変位センターを図9に示している。いずれにおいても斜張力場が形成されているが、変形モードは異なっている。S2荷重でも同様である。

S1作用時の耐荷力は、パネルaで健全時に2756kN、損傷時に2710kN、パネルbで健全時

に2595kN、損傷時に2583kNである。S2作用時には、パネルaで健全時に2747kN、損傷時に2734kN、パネルbで健全時に2580kN、損傷時に2708kNとなった。すなわち、損傷によるせん断耐荷力の低下は最大でも1.7%であり、損傷によりむしろ増加する場合もある。

5. まとめ

車両に衝突されて損傷した既設鋼桁の変形状態を、できる限り忠実に取り込んだ鋼桁モデルの複合非線形解析を行い、衝突による損傷が耐荷力に及ぼす影響を検討した。具体的には、損傷区間の曲げ耐荷力、損傷鋼板パネルの曲げ耐荷力およびせん断耐荷力が検討項目である。損傷した鋼板パネルは2枚あり、せん断応力を卓越させる鉛直荷重として2通りの載荷方法を考慮したため、合計で5ケースにおいて、損傷の影響を検討した。

解析結果を見ると、変形モードに違いが生じ、10%程度の剛性低下が認められるが、耐荷力については、すべてのケースにおいて、損傷による影響は小さく、むしろ増加することもあった。

衝突による損傷は、近接しなくても十分に認識可能な大きさである。しかしながら、損傷範囲が桁の下方に限られていることから、その影響は小さかったと考えられる。本研究の検討内容は限定されたものであり、直ちに一般化できるものではないが、中山らの研究結果[1]とも整合している。

今後は、より大きな損傷を受けた鋼桁なども検討対象とし、車両に衝突による損傷の影響をさらに解明する予定である。

参考文献

- [1] 中山太士他：衝突変形を受けた鋼I形リベット桁の残存耐荷力の評価、構造工学論文集、Vol. 54A, pp. 68-79, 2008
- [2] ABAQUS: User's Manual, ABAQUS Ver. 6.8, Dassault Systemes Simulia Corp., 2008.
- [3] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(I共通編, II鋼橋編), 丸善, 2012.