

## 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

Residual Load Carrying Capacities of Riveted Steel Girders Subjected to Collision Deformation

中山 太士\*, 木村 元哉\*\*, 池田 学\*\*\*, 相原 修司†, 長嶋 文雄††, 松井 繁之†††  
 Taishi Nakayama, Motoya Kimura, Manabu Ikeda, Syuuji Aihara, Fumio Nagashima, Shigeyuki Matsui

\*西日本旅客鉄道(株) 大阪支社 大阪土木技術センター (〒553-0006 大阪市福島区吉野 3-2-12)

\*\*工修, 西日本旅客鉄道(株) 京都支社 京都土木技術センター (〒601-8411 京都市南区西九条北ノ内町 5-5)

\*\*\*工修, (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

†西日本旅客鉄道(株) 大阪建設工事事務所 京滋工事所 (元 鉄道総研) (〒617-0004 京都府向日市鶏冠井町四ノ坪 17)

††工博, 首都大学東京大学院教授, 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

†††工博, 大阪工業大学教授, 八幡工学実験センター(〒614-8289 京都府八幡市美濃山一の谷 4)

Railway steel bridge accidents obstructing train services often occur due to the collision by the construction vehicle exceeding the limited height passing under the over-road bridge. In this study, we investigated residual load carrying capacities of steel girders subjected to collision deformations. Firstly, we conducted static vertical loading test on I-section riveted girders of an aged steel railway bridge after they were subjected to local deformations at the lower flanges. Next, we investigated analytically the load carrying capacities of I-section riveted girders with local deformation by using a multipurpose FEM code LS-DYNA. Based on these experimental and analytical studies, we can conclude that an influence of local deformations on the load carrying capacities of I-section steel girders is relatively small unless the deformations are excessive.

*Key Words: Railway steel bridge, collision deformation, residual load carrying capacity*

キーワード: 鋼鉄道橋, 衝突変形, 残存耐荷力

## 1. はじめに

日本の鉄道建設は、明治時代からはじまり、昭和初期には、現在の鉄道網に近い形で建設された。一方、道路網は、高度成長期の昭和40年代にその多くが整備された。そのため、道路が鉄道橋の下を交差する架道橋においては、現行の道路構造令の桁下空頭高さを確保できていない箇所が存在する。このような箇所では、昭和30年代後半から、桁下防護工や架道橋に衝突する事故（以下；桁下空頭支障事故）が多発している<sup>1)</sup>。このような事故を防止するために、桁下防護工の塗色の変更や警告表示の変更、自動車運転手への啓蒙活動等が実施されている<sup>1),2)</sup>が、桁下空頭支障事故は、近年、増加傾向にある<sup>2)</sup>。

桁下空頭支障事故は、工事用自動車等が桁下防護工のみに衝突し、架道橋には衝突しないことがほとんどであるが、なかには、架道橋にも衝突し、主桁等に損傷を与える事故が報告されている。桁下空頭支障事故により架道橋が損傷した事例として、鋼製

橋脚が転倒した事例<sup>3),4)</sup>や主桁が支承から逸脱し、軌道に変形を与えた事例<sup>5),6)</sup>、主桁にき裂が生じた事例<sup>6),7)</sup>、主桁に著しい変形が生じた事例<sup>8)~10)</sup>が報告されている。一方、工事用自動車等が架道橋に衝突したものの、軌道の変形、支承部の逸脱および主桁のき裂がなく、主桁に変形のみが残った場合、一旦、列車を抑止し、現場技術者により「鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物」<sup>11)</sup>（以下、維持管理標準）に示される調査項目を確認し、運転再開の判断が行われている。しかし、維持管理標準には、運転再開を判断する数値指標がなく、具体的な評価方法までは記載されていない。そのため、事故発生時の運転再開の数値指標や具体的な評価手法の整備が望まれている。

これまで、衝突を受けて変形した鋼桁に関して、鋼桁の応急修繕に関する検討事例の報告はある<sup>2)~10),12)</sup>が、変形を受けた鋼桁の剛性や耐荷力に関する検討はほとんど行われていない。

そこで、本研究では、衝突変形による鋼桁の耐荷力への影響を明らかにすることを目的に、過去の桁

下空頭支障事故から鋼桁の衝突変形パターンや変形量に着目し、予め衝突変形を模擬した変形を静的に付与した鋼 I 形リベット桁の耐荷力に関して静的載荷試験<sup>13)</sup>および準静的 FEM 解析<sup>14),15)</sup>により検討を行った。

## 2. 衝突による鋼桁の変形パターンと変形量

変形パターンや変形量の傾向を把握するために、過去の衝突による鋼桁の損傷事例 14 ケースの分析を行った。

桁下空頭支障事故により、鋼桁が損傷した場合、明らかに運転再開ができない損傷と文献 11) に示される調査項目を確認すれば運転再開できる比較的軽微な損傷に分けることができる。

前者は、軌道の変形や主桁の支承から逸脱、主桁のき裂、主桁の著しい変形等が挙げられ、14 件中 8 件の事例であった。後者は、軌道の変形や支承部の逸脱、主桁にき裂がなく、主桁に変形のみが残る損傷が挙げられ、14 件中 6 件の事例であった。

本研究の対象とする変形パターンは、後者の主桁に変形が残る損傷である。この変形パターンは、図-1(a)に示すような下フランジが局部的に曲げ上がる、あるいは曲げ下がる変形（以下；局部変形と称する）と図-1(b)に示すような下フランジが桁全長にわたり面外水平方向に押込まれる変形（以下；面外変形と称する）、この面外変形と局部変形が複合した変形の 3 種類に区分される。

本稿では、局部変形や面外変形が鋼桁の耐荷力に与える影響を明らかにするため、この 2 種類の変形パターンについて検討した。

変形量は、過去の損傷事例の最大値から設定した。局部変形では、主桁下フランジの最大変形量 112mm とし、面外変形では、最大変形量がスパン L=12m の桁で最大 70mm の変形が生じていたことから、L/170 程度の変形とした。

## 3. 変形付与した鋼 I 桁の静的載荷試験

### 3.1 試験概要

#### (1) 試験体

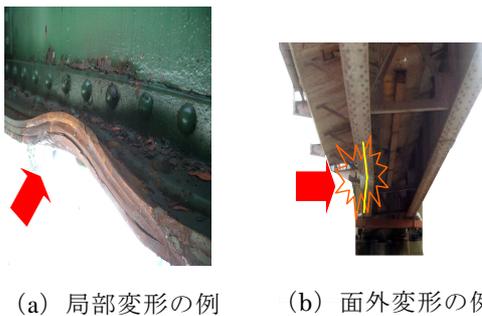


図-1 変形パターン



図-2 試験体に用いた主桁（加工前）

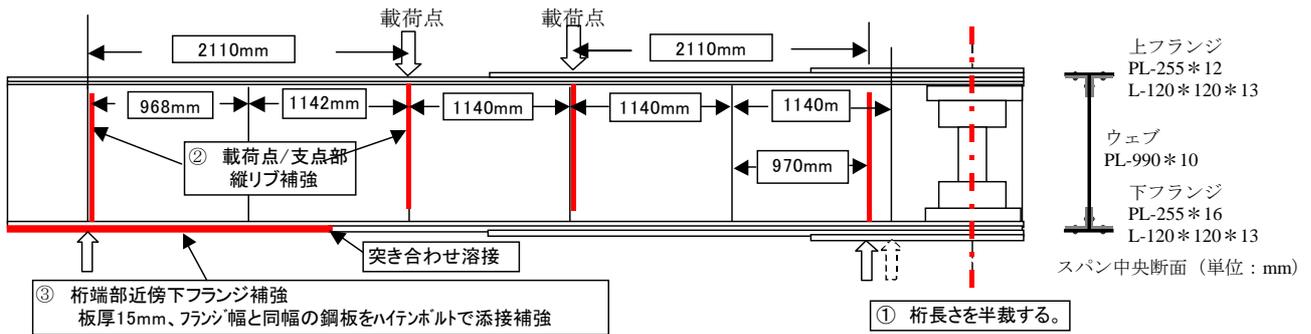


図-3 試験体の概略図と断面寸法

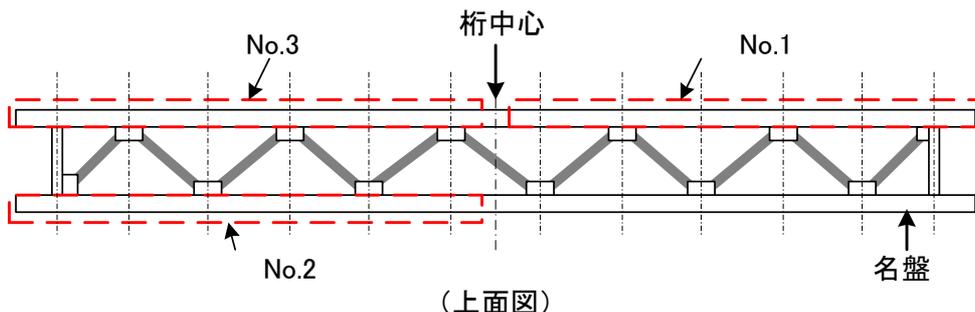


図-4 各試験体の実橋からの採取位置

試験体には、実際に鉄道橋に供されていたリベット構造の主桁を用いた。この桁は1914年（大正3年）に製作されたものである（図-2）。桁長13,417mm、桁高990mmのI型桁を加工して用いた。試験体は計3体である。試験体形状を図-3に示す。図-4には試験体採取位置を示す。

試験体は、主桁を半裁して、桁長さ6709mmの桁3体を製作した。横構についてはガセットプレートの付け根で切断削除した。実橋の主桁は断面変化しているため、左右でフランジの板厚が変わり非対称な断面となる。そこで、下フランジの板厚の薄い区間は、板厚16mmの鋼板を高力ボルトで添接補強した。荷点および支点部は、図-3に示すように板厚22mmの鋼板で縦リブ補強した。

## (2)試験ケース

試験ケースは表-1に示す3ケースであり、試験体No.1はそのままの状態、残りの2体については、鉄道橋への自動車等の衝突事例から設定した変形を静的に付与した試験体である。試験体No.2は下フランジに曲げ上がり局部変形、試験体No.3は下フランジに面外水平方向の曲げ変形を付与した。ここで、列車荷重時に引張側となる下フランジに変形を付与したのは、過去の衝突事例は架道橋がほとんどであり、自動車等が衝突するのは径間中央付近における下フランジ側であるためである。

試験体No.1は変形無し状態で、試験体No.2とNo.3はこれらの強制変形を静的に付与した後、それぞれ鉛直方向に静的に荷重した。

表-1 試験ケース

No.	変形の有無・変形パターン
1	変形無し
2	局部変形(下フランジ*の曲げ上がり局部変形)
3	面外変形(下フランジ*の面外方向への水平「くの字」変形)

注) \* 鉛直荷重時に下側となるフランジ

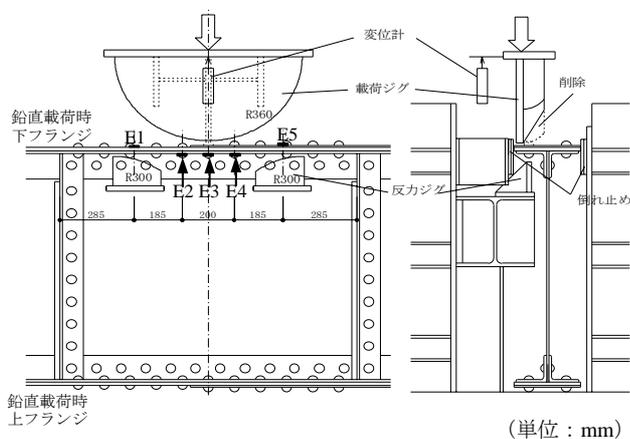


図-5 局部変形付与時の荷重方法

変形の付与方法や変形量、鉛直荷重方法については後述する。

## (3)鋼材の材料試験結果

各試験体の鋼材の材料試験結果を表-2に示す。全試験体ともウェブの桁端のパネルから試験片を採取した。ウェブの板厚は10mmであり、シャルピー衝撃試験は幅7.5mmのサブサイズ試験片とした。なお、フランジはリベット孔が多数あるため、材料試験片の採取は困難である。そのため、本論文ではウェブの材料試験結果がフランジも同等であると考えることとする。

表-2は3体の試験片の平均値を表している。上降伏点は、試験体No.1とNo.2はほぼ同じで、試験体No.3は他試験体より1割程度高くなっている。下降伏点は試験体No.1が一番小さく、一番大きい試験体No.3より2割程度小さい。0°Cにおける吸収エネルギーは100J程度、破面遷移温度は-30°C程度でいずれの試験体も大きな差はない。

鋼材の材質の詳細は不明であるが、製作年代から推測すると鋼であり、強度や靱性は現行鋼材の400材クラスに相当するものである。

## 3.2 変形付与方法と付与時の挙動

### (1)局部変形の付与方法と付与時の挙動

局部変形は、下フランジに半円形の荷重ジグを押し当てることにより付与した。荷重方法を図-5に示す。試験体を天地逆にセットして、鉛直荷重時に下側となるフランジを反力ジグで支えた状態

表-2 各試験体の鋼材の材料試験結果

部材	上降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	下降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比	破断伸び (%)	0°C衝撃値 (J/cm <sup>2</sup> )	破面遷移 温度 (°C)
No.1 ウェブ	295	265	390	0.68	49.4	94	-35
No.2 ウェブ	304	296	435	0.68	43.7	107	-30
No.3 ウェブ	347	334	452	0.74	38.1	84	-25



図-6 局部変形付与後の変形状況

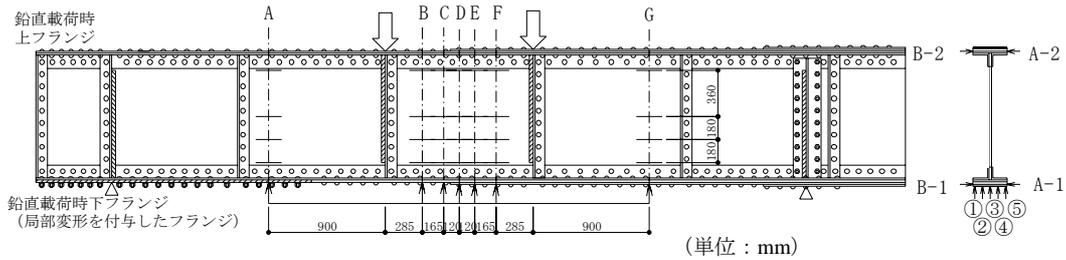


図-7 局部変形付与後の変形量の計測位置

表-3 局部変形付与後の変形量

(a) 橋軸方向の鉛直変形量の分布 (フランジ縁付近の①) (単位: mm)

測定位置	A	B	C	D	E	F	G
①	0	10	67	78	65	16	0

(b) 橋軸直角方向の鉛直変形量の分布 (局部変形頂部の位置D) (単位: mm)

測定位置	①	②	③	④	⑤
D	78	43	11	3	-11

注) 数値は上側を正としている。

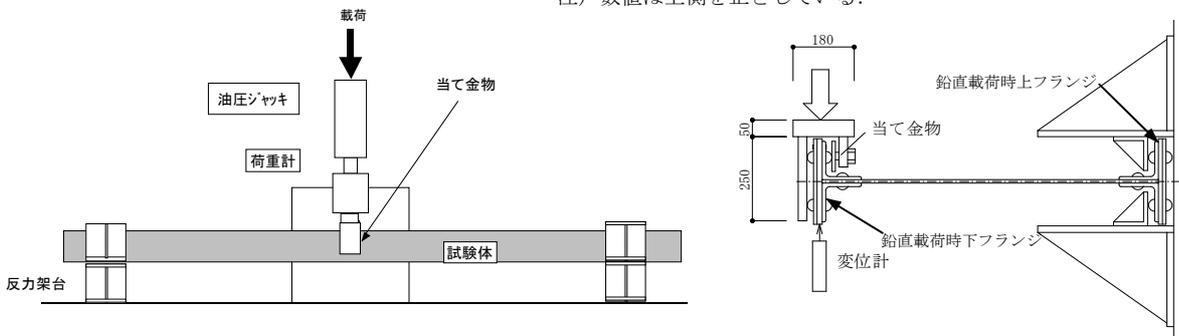


図-8 面外変形付与時の荷重方法

で、上から半円形(半径  $R=360\text{mm}$ )のジグを鉛直方向に荷重して変形を付与した。荷重は荷重・除荷を5回繰り返して行い、所定の変形量を付与した。なお、荷重時の最大荷重は  $650\text{kN}$  程度であった。変形付与後の局部変形の状態の写真を図-6に示す。

フランジの変形は、図-7に示すA-G間に水糸を水平方向に張りB~F位置でフランジと水糸間の距離を計測した。計測結果の変位量を表-3に示す。局部変形の頂部で最大  $78\text{mm}$  の変形量が生じている。この変形量は、実構造物での変状事例の最大変形量  $112\text{mm}$  より小さいが、それに近い変形量である。また、頂部では、フランジのウェブ直下(③)とフランジ縁付近(①)とでは、 $67\text{mm}$  の変位差が生じている。

フランジのひずみは、局部変形の頂部であるE3(図-5参照)では最大  $90000\mu$  程度生じており、E3を除くE1~E5でも最大  $10000\sim 20000\mu$  程度のひずみが生じていた。

## (2) 面外変形の付与方法と付与時の挙動

面外変形は、鉛直荷重時に下側となるフランジのスパン中央部に面外方向に力を加え、桁を「く



図-9 面外変形付与時の荷重状況

の字」に変形させた。荷重方法を図-8に、荷重時の状況の写真を図-9に示す。試験体は横に寝かした状態で、フランジのスパン中央部を鉛直方向に荷重した。荷重時の最大荷重は  $170\text{kN}$  程度であった。

フランジの変形は、図-10に示すI-VII間に水糸を水平方向に張りII~VI位置でフランジと水糸間の距離を計測した。計測結果の変位量を表-4に示す。スパン中央部で最大  $27\text{mm}$  の変形量が生じている。スパン  $L=5360\text{mm}$  との比は約  $L/200$  で

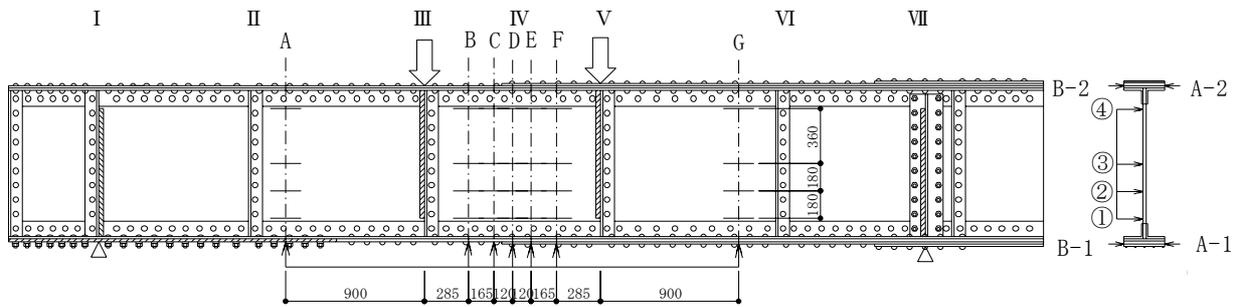


図-10 面外変形付与後の変形量の計測位置

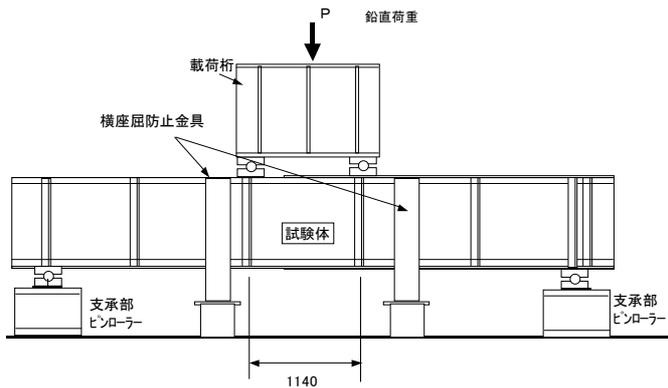
表-4 面外変形付与後の変形量

(a) 全体面外変形の分布 (単位: mm)

測定位置	I	II	III	IV	V	VI	VII
A-1	0	10	24	27	20	9	0
A-2	0	4	9	9	6	3	0

(b) ウェブの面外変形の分布 (単位: mm)

測定位置	A	B	C	D	E	F	G
①	0	12	14	14	14	11	0
②	0	16	12	12	11	10	0
③	0	9	9	9	8	7	0
④	0	3	3	2	2	1	0



(a) 荷重方法



(b) 荷重状況

図-11 鉛直荷重試験の荷重方法と荷重状況

ある。このスパンに対する面外変形量の比は、過去の衝突時の損傷事例の最大値（損傷が著しいものを除く） $L/170$ に近い値である。また、上フランジ側でも9mm程度の面外変形が生じている。ウェブにおいては、ウェブ高さ中央位置では10mm程度、下フランジに近い箇所では14mmの変形が生じている。

フランジのひずみは、局部変形を付与した試験体と同様に、荷重点近傍の下フランジの外縁付近に桁軸方向に5箇所計測した。スパン中央であるE3およびE2（図-5参照）では最大10000 $\mu$ 程度生じており、E2およびE3を除く箇所でも最大3000 $\mu$ 程度のひずみが生じていた。

### 3.3 鉛直荷重試験

#### (1) 荷重方法

鉛直荷重試験は、3試験体とも中央部に純曲げ

区間を有する2点集中荷重にて行った。スパンは、左右均等2680mmとし中央の1140mmを純曲げ区間とした。荷重方法を図-11に示す。

試験体は、鉛直荷重に伴って生じる過大な横ねじれや横方向の変位を防止するために、試験体上フランジ両側に横座屈防止金具を設置した。これは、実際の鉄道橋では上ラテラルや対傾構等が配置されており、桁全体が横ねじれ挙動することが生じにくいように、その配置間隔程度に横座屈防止金具を設置したものである。なお、試験体と横座屈防止金具接触部の間には厚さ約2mmのテフロンシート2枚を挟んで、摩擦が生じないようにしている。

荷重は、一方単調荷重とし、最大荷重到達後、荷重低下が認められた段階で荷重を終了した。

#### (2) 計測項目

計測は、荷重、変位および鋼材のひずみについて行った。荷重は、載荷時の鉛直荷重を計測した。変位およびひずみについては、主に以下の箇所に着目して計測を行った。

①変位

鉛直方向の変位は桁中央部、載荷点直下および支点部を中心に計測した。鉛直変位量は、載荷方向（下向き）を+方向とした。面外変形は、曲げ変形区間および支点部を中心に計測した。面外変形量は、フランジ変形付与側に変形する方向を+方向とした。

強制変形付与時には、桁の変形状態を把握するために、フランジおよびウェブについて、変形付与後に鉛直方向、面外方向の変位を計測した。

②ひずみ

鋼材のひずみは、純曲げ区間およびその両隣のパネルの上下フランジ、ウェブを中心に計測した。ウェブ中央部には3軸ゲージを貼り付けている。

(2)各試験体の損傷プロセスと破壊状況

試験体の鉛直載荷時の挙動は全ての試験体において同様の傾向を示した。まず、純曲げ区間の下フランジの板厚が薄い側で最初に降伏に達し、そ

の後下フランジ側の塑性化が進展するとともに、上フランジ側で降伏した。この降伏は、試験体に貼付したひずみゲージが鋼材の引張試験で得られた降伏ひずみに達した時点として判断した。なお、各試験体の鋼材の降伏ひずみは、試験体 No.1 が  $1475\mu$ 、試験体 No.2 が  $1520\mu$ 、試験体 No.3 は  $1735\mu$  である。

塑性化の進展に伴い荷重-変位関係の剛性が低下した。その後、純曲げ区間の隣（フランジが薄い側）のウェブパネル部がせん断座屈を生じた。さらに鉛直荷重載荷点近傍の上フランジで局部座屈が生じて、荷重が低下し始めた。荷重低下が顕著になったのを確認した段階で載荷を終了させた。

ウェブのせん断座屈が生じた理由として、今回の試験体はスパンを 1/2 にしているため曲げスパンに対して桁高さが大きく、ウェブのせん断座屈が生じやすかったことが考えられる。なお、ウェブの幅厚比は 99 であり、「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」（以下、鋼・合成設計標準）<sup>17)</sup>に定める最大幅厚比 145（水平補剛材がない場合）以下である。しかしながら、中間補剛材間隔は、応力度が座屈強度に近く生じると、鋼・合成設計標準の中間補剛材間隔の最大値を満

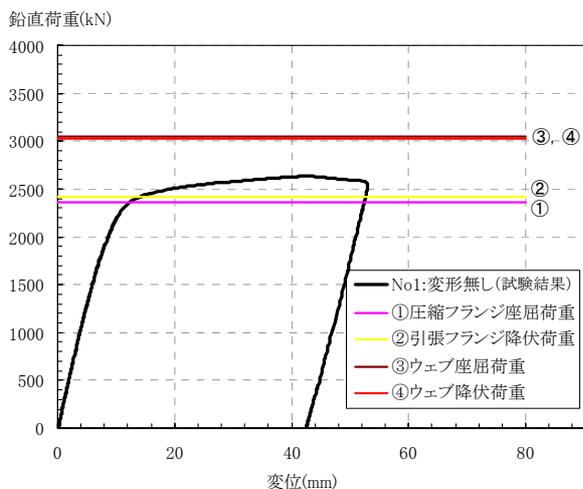


図-12 試験体 No.1 の鉛直荷重と鉛直変位の関係

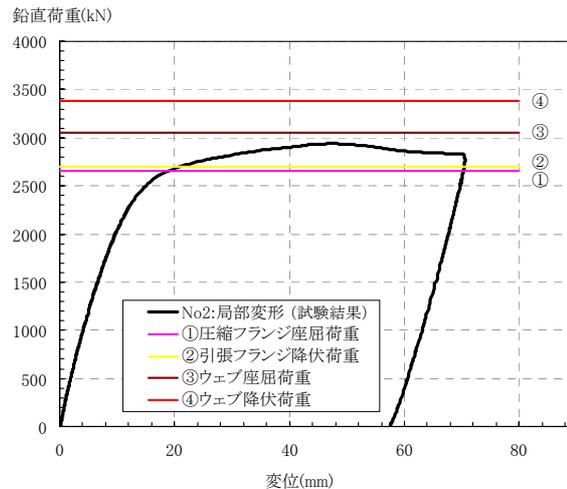


図-13 試験体 No.2 の鉛直荷重と鉛直変位の関係

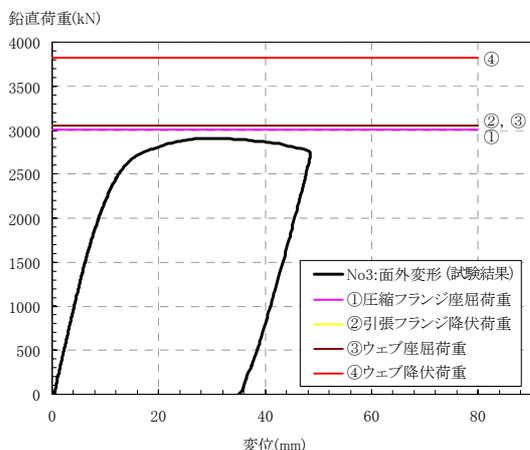


図-14 試験体 No.3 の鉛直荷重と鉛直変位の関係

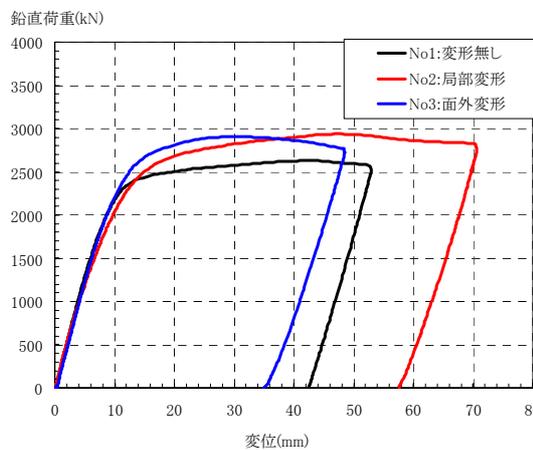
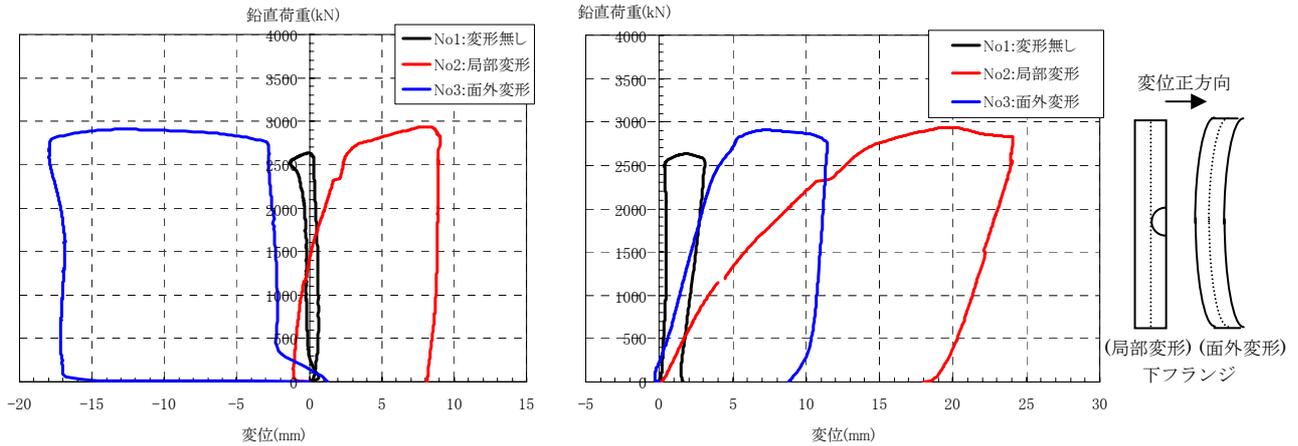


図-15 各試験体の鉛直荷重と鉛直変位の関係の比較



(1)上フランジの面外変位

(2)下フランジの面外変位

図-16 各試験体の鉛直荷重と水平面外変位の関係

足できなくなる。そのため、曲げ応力度およびせん断応力度がともに大きく生じるとウェブのせん断座屈が生じ得る可能性がある断面であったといえる。

なお、最終的には載荷点近傍の上フランジの局部変形に伴って耐力低下が生じている。そのため、試験体の最大耐力としては、上フランジの局部座屈が支配的であったと考えられる。

### (3)荷重と変位の関係

各試験体の鉛直荷重と桁中央部における鉛直変位の関係を図-12～図-14に示す。また、鋼材の引張試験結果より得られた降伏強度（上降伏点）を用いて算定した上フランジ（圧縮側）座屈曲げ耐力、下フランジ（引張側）降伏曲げ耐力、ウェブのせん断降伏耐力およびウェブのせん断座屈強度を図中に示す。これらの各耐力は、桁には変形がないものと仮定して、鋼・合成設計標準によって算定した。ウェブのせん断座屈強度は、DIN4114に基づき純せん断を受ける板パネルのせん断座屈強度として算定した。なお、耐力の計算において下フランジの断面積はリベット孔を除去して算定した。各試験体の耐力の算定値は、いずれも上フランジの座屈耐力が一番小さくなっており、次いで下フランジの引張降伏曲げ耐力が小さくなっている。上フランジの座屈耐力と引張降伏耐力とはほとんど差はない。なお、上フランジの座屈耐力とは桁の横ねじり座屈により決まる耐力を表しており、鋼・合成設計標準の耐力算定式が安全側に設定されているために、試験結果より過小に算定されたものと思われる。後述するように、純曲げ区間の下フランジの引張降伏は、鉛直荷重1500～2000kN程度であり、その後上フランジの圧縮降伏に至っている。変形なしの試験体No.1でも、試験結果はこれらの計算値より小さい値であった。また、試験体No.3は、いずれの計算値も試験結果

を上回っている。この理由として、鋼材の引張降伏強度としてウェブから採取した試験片の引張試験結果を用いたが、この数値が他試験体よりも高かったことが考えられる。また、全般的に試験結果が低めに出たことについては、桁が左右非対称な構造であったことも要因として考えられる。

図-15は、試験体3体の鉛直荷重と鉛直変位の比較を示す。各試験体の最大荷重は、試験体No.1が2632kNで最も低く、試験体No.2は2938kN、試験体No.3は2907kNであった。変形を付与した試験体の最大荷重は、変形なしの試験体より高い値を示している。この理由としては、あらかじめ変形させた箇所のひずみ硬化による強度の増加も要因の一つと考えられる。

また、鉛直荷重とスパン中央におけるフランジの水平面外変位の関係を図-16に示す。図-16(1)が上フランジ、図-16(2)が下フランジの面外変位である。図より、変形を付与していない試験体No.1より変形を付与した試験体No.2およびNo.3の方が、面外変形が大きいことがわかる。局部変形を付与した試験体No.2では局部変形を与えた載荷側に上下フランジともに変位している。面外変形を付与した試験体No.3では、下フランジ側では「くの字」変形の載荷側に変位しており、面外変形が戻る挙動を示している。これは鉛直載荷時には下フランジが引張を受けるためである。また、試験体No.3は、上フランジ側ではその反対方向に変位が生じており、桁のねじれ挙動が認められる。

## 4. 変形を付与した鋼I桁のFEM解析

### 4.1 解析方法

変形を受けた鋼桁の耐力の確認を目的とし、前述の静的載荷試験のシミュレーション解析を、汎用の衝撃応答解析プログラムLS-DYNAを用いた。本解析プログラムを用いて解析を遂行する上で解決しなければならない課題として、(1)載荷試

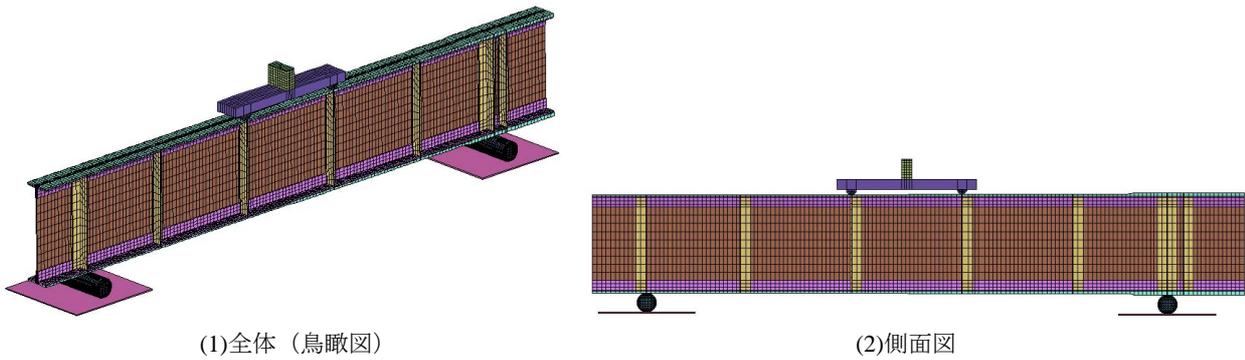
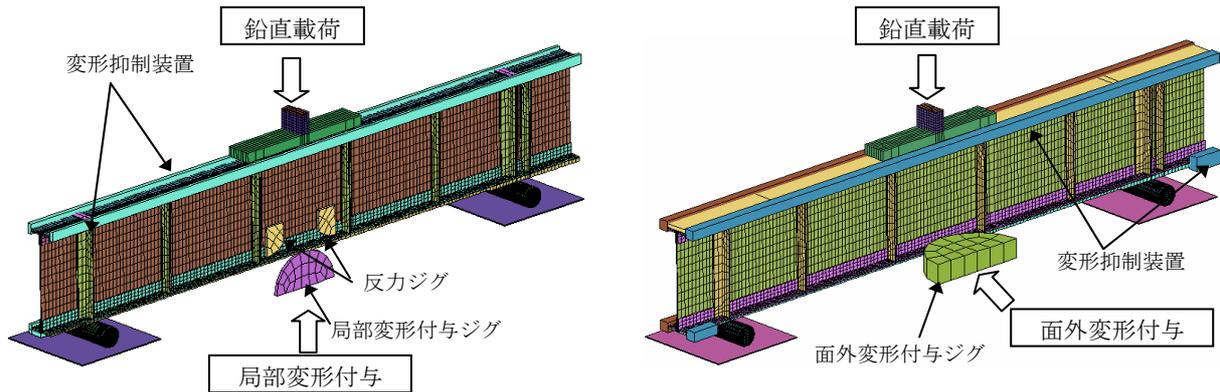


図-17 解析モデルの概要



(1)下フランジの局部変形付与+鉛直载荷 (試験体 No.2 再現) (2)下フランジの面外変形付与+鉛直载荷 (試験体 No.3 再現)

図-18 衝突による塑性変形を模擬した変形付与方法および鉛直载荷方法

験とほぼ等しい局部変形量や水平方向面外変形量の付与方法, (2)変形付与による塑性変形や残留応力を考慮した鉛直载荷方法, の2点があった.

本研究では, 課題(1)については, 変形付与ジグと当て板, さらに変形付与中における桁全体の変形を抑制するための変形抑制装置を用いて試行を繰り返しながら次第に適正な変位を与えることにした. 変形付与ジグを用いて付与した変形にはスプリングバックの原因となる弾性変形と塑性変形が同時に存在するため, 付与すべき塑性変形量に近づけるためには何度かの試行が必要であった. また, 課題(2)に対しては, 後述するように, 変形付与過程と鉛直方向载荷過程を連続し, 一連の変位制御解析を行うことで解決することにした. なお, この一連の変位制御は, 構造減衰を臨界減衰程度に効かすことによって疑似静的に行っている.

#### 4.2 解析モデルと変形付与方法

解析モデルは全て3次元ソリッド要素で構成した. 解析モデルを図-17に示す. フランジは複数枚をリベットで綴じ合わせた構造となっているため, 解析モデルではリベット位置のみ上下の節点を共有することとした. フランジや補剛材のアンクル, 支点部や载荷点のローラーについても試験体の形状と合うように3次元ソリッド要素でモデル化した. また, 支点と桁との接触部には, 単純

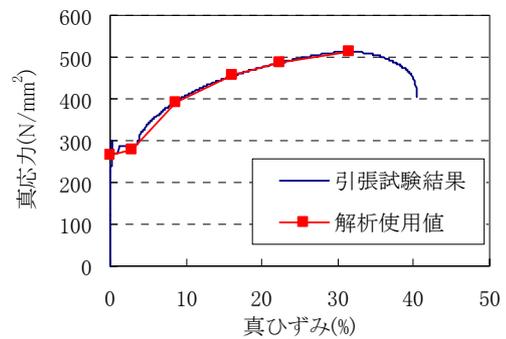


図-19 解析に用いた材料非線形特性 (試験体 No.1)

支持の状態を表現するため, 通常のものよりも小さい摩擦係数 (0.01) を設定している. なお, 解析モデルの総要素数は 23,301 要素, 総節点数は 37,387 点である.

解析は, 試験の载荷方法を模擬して, 最初に所定の変形を付与するための载荷をした後, 桁スパン中央の上フランジを鉛直方向下向きに载荷する2段階の载荷方法を採用した. 最初の変形付与は, 衝突事故事例での変形パターンを考慮して, 局部変形と面外変形の2ケース行った. 変形の付与は, 図-18に示すように, 局部変形付与の場合には変形付与ジグを下フランジ鉛直方向上向きに, 面外変形の場合には面外水平方向に押し当てることで, 衝突による塑性変形を再現することにした.

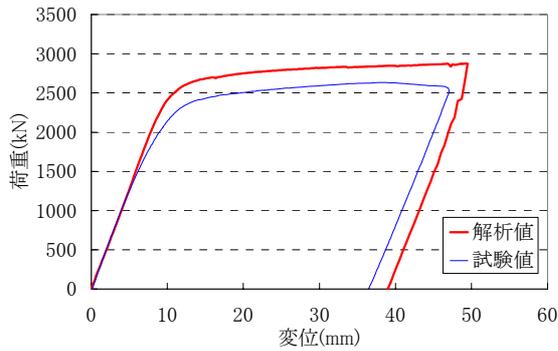


図-20 試験体 No.1 の荷重と変位の関係  
(再現解析結果)

鋼材の応力-ひずみ関係は、鋼材の引張試験結果をもとに真応力-真ひずみの非線形特性を設定した。試験体 No.1 について材料の非線形特性を図-19 に示す。材料構成則は等方硬化則に従うものとした。これは、本解析の場合には、引張側あるいは圧縮側のどちらか一方に大きいひずみが生じるためである。なお、移動硬化則を用いて解析を行ったが、等方硬化則を用いた場合と同じ結果になることを確認している。

#### 4.3 荷重試験の再現性の確認

##### (1) 試験体 No.1 (変形なし)

試験体 No.1 の試験結果と解析結果の比較を図-20 に示す。解析結果は試験結果と初期剛性が一致しているが、最大荷重については若干高くなっている。

図-21 には、除荷直前の試験体の塑性ひずみコンター図を示す。試験体でフランジの局部座屈が生じた荷点近傍のフランジとせん断座屈したウェブパネルで大きいひずみが生じていることがわかる。

なお、リベット構造の桁では、引張側フランジの

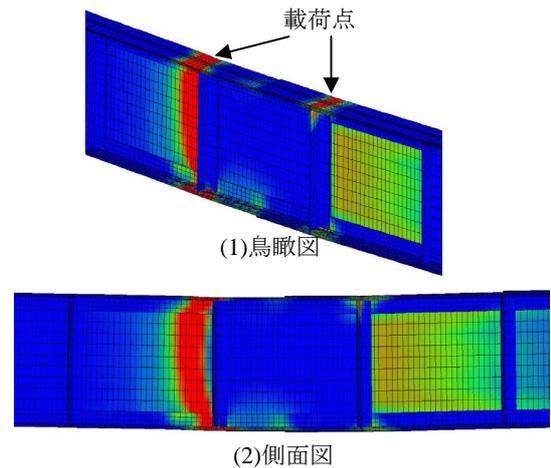
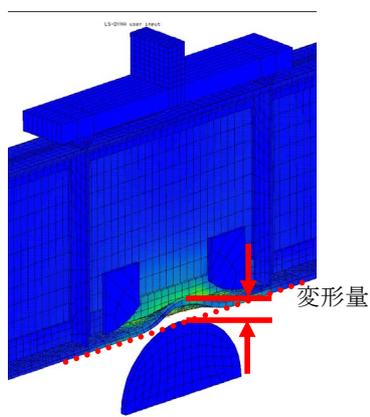


図-21 除荷直前の塑性ひずみコンター図  
(試験体 No.1)

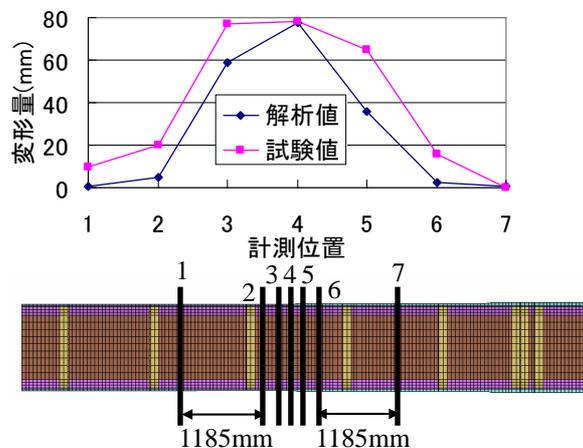
リベット孔による断面欠損の影響があり、またフランジの複数枚の鋼板が重ね梁のように挙動する可能性があるが、解析ではこれらの挙動を表現できるようにモデル化している。すなわち、引張側フランジについてはリベット孔を設け、これらのリベット孔周辺の節点のみ節点を共有させた。このように、解析モデルは荷重試験の状態を可能な限り忠実に表現できるように配慮している。また、別途、初期たわみや残留応力を考慮して解析を行ったが、これらの耐荷力への影響は数%程度であり、解析作業の煩雑さに対して影響が小さかったため、本解析では考慮していない。

##### (2) 試験体 No.2 (局部変形)

試験体 No.2 の局部変形付与時の変形図を図-22 に示す。同図(2)にはフランジの鉛直変形量について、試験結果と比較して示している。試験結果の最大変形量は 77mm に対して、解析結果では 77.8mm であり試験結果とほぼ等しい。



(1) 局部変形付与状況



(2) 局部変形量の試験結果と解析結果の比較

図-22 局部変形付与時の変形状況 (試験体 No.2)

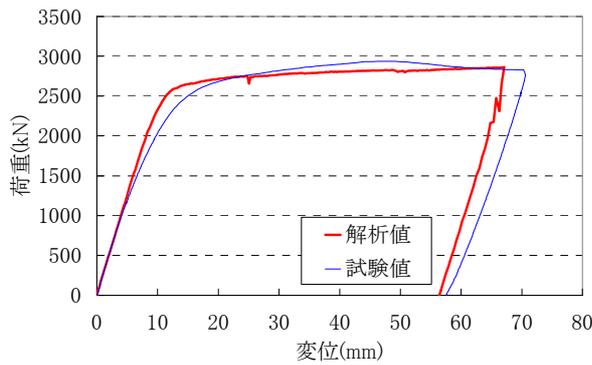


図-23 試験体 No.2 の荷重と変位の関係  
(再現解析結果)

鉛直載荷時の荷重と変形の関係について、試験結果と解析結果の比較を図-23に示す。加力時の剛性にやや相違があるように見受けられるが、除荷時の剛性はほぼ等しいことから、初期剛性を含めて最大荷重まで精度良く再現できていることがわかる。

### (3)試験体 No.3 (面外変形)

試験体 No.3 の面外変形付与時の変形図を図-24に示す。同図(2)にはフランジの面外水平変形量

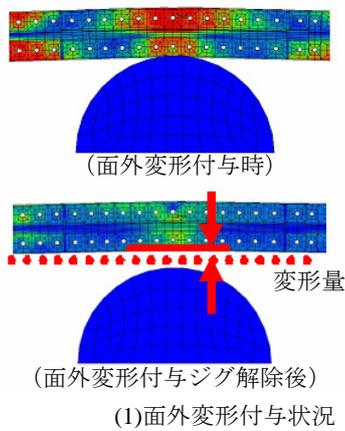
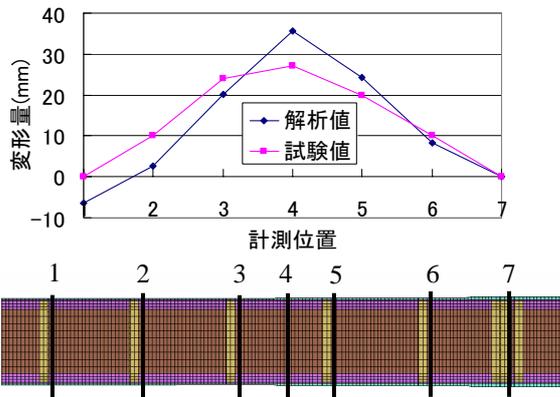


図-24 面外変形付与時の変形状況 (試験体 No.3)



(2)面外変形量の試験結果と解析結果の比較

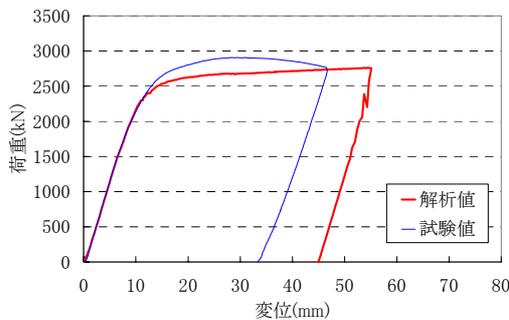


図-25 試験体 No.3 の荷重と変位の関係  
(再現解析結果)

を、試験結果と比較して示している。面外変形の最大値は試験結果が 27mm に対して解析結果では 35.5mm とやや大きい変形量となっているが、全体的な変形状態は、試験結果と概ね合っている。

鉛直載荷時の荷重と変位の関係について、試験結果と解析結果の比較を図-25に示すが、最大荷重まで概ね再現できていることがわかる。

以上より、本解析手法による解析結果は、試験結果を概ね再現できているが、細部における改善は必要ではあるが、解析モデルや解析手法の妥当性を確認することができた。

### 4.4 変形付与による鋼桁の耐荷力への影響

各ケースの鉛直荷重と変位の関係の比較を図-26に示す。局部変形を付与したケースでは、試験結果では変形無しのケースより荷重が若干大きくなっていた(図-15)が、解析結果では同等の結果となっている。これは、局部変形を受けた箇所のみずみは変形無しの場合より大きい傾向を示すものの、下フランジの局部変形は引張側であるため、桁の耐荷力に与える影響は小さいものと考えられる。

なお、局部変形を受けた箇所には、相当な塑性ひずみが生じているため、これによる鋼材の靱性

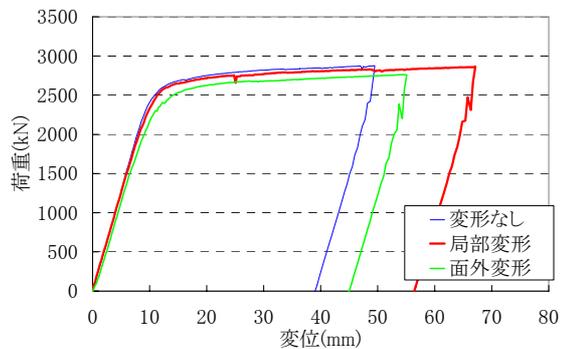


図-26 各ケースの荷重と変位の比較  
(解析結果)

低下が懸念される。特に鉄道橋には古い鋼材が用いられた桁も多く、塑性ひずみを受けると靱性が大きく低下する恐れもあり、鋼材の脆性破壊を防止する観点からの検討が必要と考えられる<sup>18)</sup>。

また、面外変形を付与したケースは、初期剛性は変形無しのケースよりやや小さくなっているものの最大荷重はほぼ同じ結果となっている。本解析で付与した面外変形量の程度では、鉛直載荷とともに、面外変形が戻る挙動を示しており、結果として桁の耐荷力にはほとんど影響を及ぼさなかったものと考えられる。変形量がより大きい場合には異なる挙動を示すことも予想されるため、今後は、変形量をパラメータにした解析が必要である。

## 5. まとめ

衝突変形を受けた鋼 I 形リベット桁の耐荷力特性を明らかにするために、鉄道橋に用いられたリベット構造の鋼 I 桁について、静的載荷試験および3次元疑似静的 FEM 解析を行い検討した。本研究で得られた成果を以下に列挙する。

- (1)過去の桁下空頭支障事故 14 事例を収集・分析した結果、鋼桁の衝突変形のパターンとして、下フランジの局所的な変形、桁全体が面外水平方向に押し込まれる面外変形、およびこれらが複合した変形パターンに分類できる。
- (2)下フランジに最大 78mm の局部変形を付与した桁の載荷試験では、最大耐力は変形がない桁より若干上回る結果となった。本試験で付与した程度の変形量であれば、桁の耐荷力への影響は小さいと考えられる。
- (3)下フランジにスパンの 1/200 程度の面外水平変形量を付与した桁の載荷試験では、最大耐力は変形がない桁より若干上回る結果となった。本試験で付与した程度の変形量であれば、桁の耐荷力への影響は小さいと考えられる。
- (4)本論文で提案した FEM 解析手法により、試験結果の再現には改善を要するが、桁の変形付与から鉛直方向載荷までの一連の載荷シミュレーションが可能となった。
- (5)FEM 解析により、試験結果と同様に、本試験で設定した変形量程度であれば、下フランジの局部変形や面外変形による桁の耐荷力への影響は小さいことがわかった。

今後は、これらの変形量をパラメータにした解析を行い、桁の耐荷力への影響についてより定量的に検討を行う必要がある。また、局部変形と面外変形を複合した変形による桁の耐荷力への影響に関する検討も必要である。さらに、今後の課題として、本稿では I 桁を対象にしたが、実際の構造である 2 主 I 桁とは異なる挙動を示す可能性があるため、その検討が必要であることや塑性ひずみが付与され

ることにより鋼材の靱性が低下することが知られているため、ひずみ付与による材料特性への影響に関する検討や疲労に関する検討が挙げられる。

## 謝辞

本研究は、西日本旅客鉄道株式会社鋼・合成構造物維持管理検討委員会(委員長 松井繁之大阪工業大学教授)においてご指導・ご意見を頂きながら実施した。ここに記して謝意を表する次第です。

## 参考文献

- 1) 鈴木泰蔵：架道橋の事故と対策，鉄道土木，第8巻6号，pp.6-8，1966.6
- 2) 金田茂人，合渡典正，太田和良：JR東海在来線橋りょう橋げた防護工の視認性向上について，土木学会第61回年次学術講演会，pp.717-718，2006.9
- 3) 伊藤昭夫・佐藤清一・奥石逸樹・斎藤哲夫：大型車両による東海道線鍛冶橋衝突事故と復旧工事，橋梁と基礎，pp.42-47，2001. 9.
- 4) 鈴木弘，今井勉：鍛冶橋架道橋における橋脚転倒事故，日本鉄道施設協会誌，第38巻12号，pp.60-62，2000.12
- 5) 加藤忠三，瀬川義雄：橋げた衝撃事故の応急・復旧，鉄道土木，第17巻8号，pp.23-27，1975.8
- 6) 渡辺孝一，徳田浩一：鋼橋の衝突による損傷と補修・補強，JSSC，第8回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，pp.24-29，2002.6
- 7) 小林桂太：鉄桁衝撃事故復旧工事に関する検討，日本鉄道施設協会，総合技術講演会(工事施工)講演概要集，pp.13-16，2003.11
- 8) 杉ノ上大我，岡義晃，井上英司，今井卓也：車両衝突による変形を生じた鉄桁の応急措置について，土木学会第61回年次学術講演会，pp.659-660，2006.9
- 9) 中野昭郎，塩田和真：加熱による橋げたの矯正，鉄道土木，第12巻9号，pp.23-29，1970.9
- 10) 平野貴規，島津優，栗田淳，川人麻紀夫：空頭支障によるトラス下弦材の衝撃荷重の推定，土木学会第60回年次学術講演会，pp.349-350，2005.9
- 11) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)鋼・合成構造物，2007.1
- 12) 鉄道総合技術研究所：鋼構造物補修・補強・改造の手引き，1992.7
- 13) 相原修司，池田学，中山太士，木村元哉：変形を受けた鋼桁の耐荷力の検討(その1：静的載荷試験)，土木学会第60回年次学術講演会，pp.743-744，2005.9
- 14) 滝谷是央，大門正明，長嶋文雄，相原修司，池田学，中山太士，木村元哉：変形を受けた鋼桁の耐荷力の検討(その2：シミュレーション解析)，土木学会第60回年次学術講演会，pp.745-746，2005.9
- 15) 松下大輔，大門正明，長嶋文雄，相原修司，池田学，中山太士，木村元哉：局部変形した鉄道

橋鋼桁の残存耐荷力に関するパラメータ解析，  
土木学会第61回年次学術講演会， pp.663-664，  
2006.9

16) 土木学会構造工学委員会：衝撃実験・解析の基  
礎と応用，土木学会構造工学シリーズ15，2004.3

17) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標

準・同解説（鋼・合成構造物），2000.7

18) 相原修司，池田学，中山太士，木村元哉：鉄道  
橋に用いられた古い鋼材のひずみ付与時の材料  
特性への影響，土木学会第61回年次学術講演会，  
pp.71-72，2006.9

(2007年9月18日受付)