

鉄道プレートガーダー橋の首振り疲労

Twist Fatigue of Neck-weld of Railway Girders

阿部英彦* 和田敏雄** 石黒邦男** 岩下直樹***

By H. ABE, T. WADA, K. ISHIGURO & N. IWASHITA

SYNOPSIS

In the design of steel railway bridges, the effect of fatigue has been taken into consideration, because trains almost as heavy as assumed in their design actually run over them with a great frequency. But still fatigue damages have been occasionally found in inspection. In deck type plate girder bridges and stringers of truss bridges or through-girder bridges, rail ties resting on the upper flanges deflect when the rails are loaded with wheels. The upper flanges are, consequently, not only compressed but also twisted. In result, cracks may occur at the toes of the fillet welds which connect the flanges and the web plates. The authors conducted a series of fatigue tests and analytical investigation of this kind of fatigue and confirmed that such fatigue damages might be unlikely to occur in ordinary cases.

1. はじめに

鉄道橋は設計荷重に近い大きさの列車荷重が高い頻度で通る可能性があるため、古くからわが国でも疲労を考慮して設計している(1)。それでも思わぬ箇所には疲労亀裂が発見される事が少なからず経験されている。

上路プレートガーダーの上フランジに支えられた枕木が載荷時に撓む事により上フランジは振られる傾向があり、その結果、上フランジと腹板を結合する隅肉溶接部(首溶接部)に疲労亀裂が生ずる可能性がある。このような箇所はトラス橋や下路プレートガーダーの縦桁等にも存在する。

鉄道橋においては特別な場合を除いて、未だ、この種の疲労現象は見当たらないが、工場内に設備された天井走行クレーンのレールなどでは例が報告されている。もしこの種の亀裂

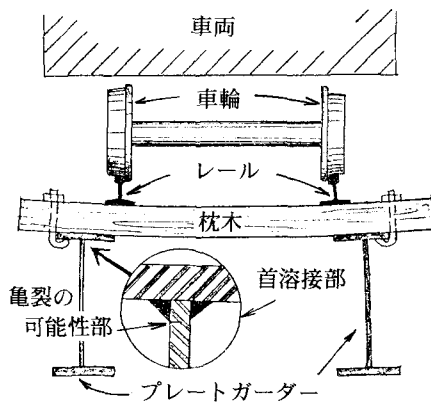


図-1 上路ガーダーと軌道の関係

* 工博 宇都宮大学教授 工学部建設学科 (〒321 宇都宮市石井町2753)

** トピー工業KK 本社設計部 (〒102 東京都千代田区四番町5-9)

*** 宇都宮大学4年 工学部建設学科 (〒321 宇都宮市石井町2753)

が生ずると、やがてこの亀裂はフランジと腹板との間に作用している水平せん断力によっても拡大し、ガーダーとして好ましくない結果をもたらす恐れがあるので、著者らは近年、一連の実験とFEMによる解析を行なった。本論文はその結果を纏めたものであるが、通常の鉄道橋の構造であれば、この種の疲労被害は発生しそうな事が分かった。

2. 概要

上路プレートガーダー橋では 図-1 に示す様に軌道が敷設されているので、列車の輪重により枕木が撓めば、それに伴い上フランジは振られる傾向がある。その結果、上フランジと腹板との結合部、いわゆる、首部は圧縮応力に加えて、断面内に曲げモーメントが生じるので、腹板の外側には引張応力が発生する。車輪毎に殆ど0～引張の完全片振れの応力が非常に高い頻度で繰り返され、また、この方向の応力に就いては隅肉溶接の形状による応力の集中度も高いので、亀裂発生の可能性が考えられる。

この亀裂の方向は橋軸方向なので、下フランジの橋軸直角方向の亀裂などに比べれば危険の緊急度は低い。しかしこの部分の溶接（首溶接）はフランジと腹板との間のせん断力を伝える重要な役割を持ち、最初、首振りにより発生した亀裂がやがてこのせん断力により拡大すると、ひいてはガーダーとして構造上、好ましくない結果をもたらす事が考えられる。

昔のリベット構造の時代にはこの部分にアングル鋼が用いられており、首振り疲労の事例は見られなかった。鉄道橋に溶接が導入され始めてからも用心のために暫くは縦桁などはリベット構造のままとしていた。初期の全溶接プレートガーダーには図-2の

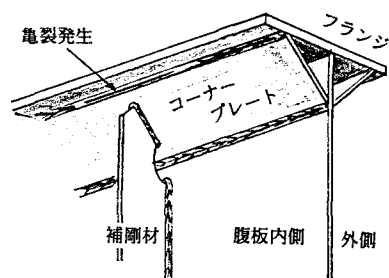


図-2 コーナープレート使用例

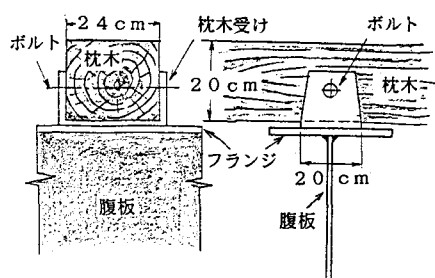


図-3 新幹線橋の枕木受け

様にコーナープレートで補強したものもあるが、同図の様に、かえてこのプレートの取付け溶接に亀裂が生じた例があった(2)。全溶接を大々的に導入した東海道新幹線では図-3の様に枕木受けを設け、幅20cmの部分のみに枕木を載せ、枕木の定着を確実にすると共に首振りモーメントが小さくなるように努めたが、一方、この幅は狭ま過ぎると枕木の接触面の摩耗が激しくなる。また 現行の鋼鉄道橋の設計標準(3)では首溶接として通常の隅肉溶接ではなく、K溶接とする事を原則としているが、これにより溶接そのものは強化されても腹板側の溶接止端部の応力の軽減効果は余り期待できない。

今まで鉄道用の溶接プレートガーダーや縦桁では、例えば縦桁端で綾構のガセットの取り付け方法が悪く、枕木に押されていた等、特別な場合以外にはこの種の亀裂は報告されていない。しかし工場内の天井走行クレーンのレールを支える桁は相当重い輪重を集中的に、かつ、高頻度に受ける場合があるので、この種の疲労亀裂が発生した例がある(4)。

なお、この首振りの影響と垂直補剛材との関係は補剛材を取付ける隅肉溶接と主桁との交差を避けるために補剛材の方に、いわゆる、スカラップを取り、主桁の溶接の方を優先して通すのが通例である。この場合、補剛材端とフランジとを溶接しないとフランジの首振り作用により、スカラップ部の回し溶接の止端から主桁の腹板に亀裂が現れる事があり、著者らもそれを確かめる為に今回、これについても実験的研究を行なった。なお、この形式の疲労現象は下フランジ側でも現れる事がある(5)。

鉄道用プレートガーダー橋のこの種の現象に関する研究は以前にも行われた事がある(6)、(7)が、現行と構造のプロポーションも少々異なる事などもあるので、著者らは条件がより厳しいと考えられる新幹線用トラ

ス橋の縦桁に主眼を置いて、近年、幾つかのシリーズの実験およびF E M解析によりこの種の疲労現象について研究を行なって来た。なお、首溶接部を均等に繰返し引張った疲労実験(8)や純粋な首振り疲労実験(9)は過去にも相当行なわれているが、偏心荷重を与えた首振り疲労実験は著者の知る限り、極めて希である。

例数が少ないが、実橋における測定データとも比較したところ、解析値と割合、良い近似を示した。枕木やレールの剛度による助けもあり、通常の鉄道橋のプロポーシオンで標準的に整備された軌道状態であれば、応力は充分、低い事が分かったので、繰返し数が非常に多い事を考慮しても、この種の疲労被害の恐れは小さいと思われる。しかし、縦桁のフランジ端部が「ぶつ切り」で横桁と連結されていなかったり、特定の枕木に荷重が集中したり、継ぎ目板によるレール継手で段落ちがあるなど、特に悪い軌道状態が競合した場合には必ずしも安全であるとは限らない。

3. 首振り基礎実験

先ず、偏心荷重によるI桁の首振り疲労強度を求めるために基本的な実験を行なった。即ち、図-4の様に単純化した試験体を用い、荷重条件を種々に変えて疲労試験を行なった。

3.1 試験体と試験方法

試験体は小型であるが、図-4に示す様にフランジの幅は東海道新幹線の無道床橋に標準的に用いられている枕木受けの幅に合わせて20cm、フランジ及び腹板の厚さはトラスの縦桁に近似させて、それぞれ2.2mmおよび1.0mm、長さは試験機の容量を考えて20cmとした。鋼材はSM400でその物理的性質は表-1に示す通りである。

溶接はイルミナイト系の棒で脚長は7mmを目標とし、同一の溶接工が実作業と同様な標準的な技量で施工し、出来るだけ試験体の間のばらつきが生じないように努めた。試験体の総数は13体である。

疲労試験機は島津製作所の電機油圧式サーボ型、容量30tf(294kN)、EHF-UB30-70Lタイプであり、図-4の様に偏心载荷した。即ち試験体の上下フランジに丸棒を所要偏心量(2.5cm、5.0cm及び7.5cm)に応じた位置に軽溶接し载荷ピースがずれないようにし、また、長手方向に均等に加圧されるよう、上の载荷ピースの中央をT型のもう一つのピースで押す2段式にした。

ワイヤストレインゲージを図-4に示す位置に貼ったが、今回の場合、上下载荷の偏心量が等しく、また、隅肉溶接の止端部から5mm離しているので、後述の様に隅肉溶接による応力集中の影響は小さい。更に、载荷による腹板の変形も極めて小さいので、引張側の全ゲージの間および圧縮側の全ゲージの間にはそれぞれ本質的な差は無い筈である。

応力波形は正弦波、繰返し速度は毎分180~270回の圧縮片振り(下弦値は0.2tf)とした。偏心量が余りに小さいと外側に引張応力が現れず、また、内側の圧縮応力が全般的に降伏点を越えるようになると载荷時の変形が大きくなり、実験ができなくなる。

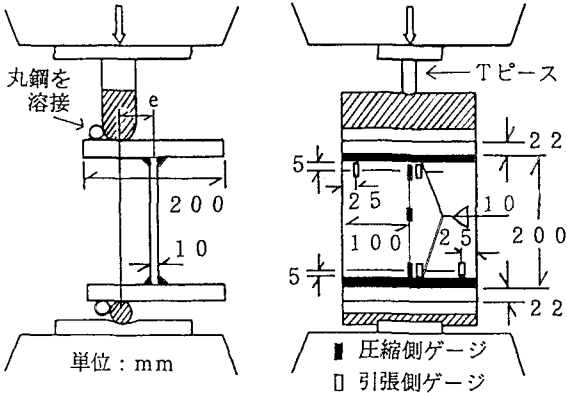


図-4 試験体の形状及び载荷状態

表-1 試験体用鋼材の性質

材料の種類	フランジ	腹板
材質	SM400	SM400
厚さ (mm)	22.0	10.0
降伏点 (kg/mm ²)	28.0	29.0
引張強さ (kg/mm ²)	44.0	44.0
ヤング係数 (kg/mm ²)	2.0×10 ⁴	2.0×10 ⁴
伸び (%)	33.0	30.0

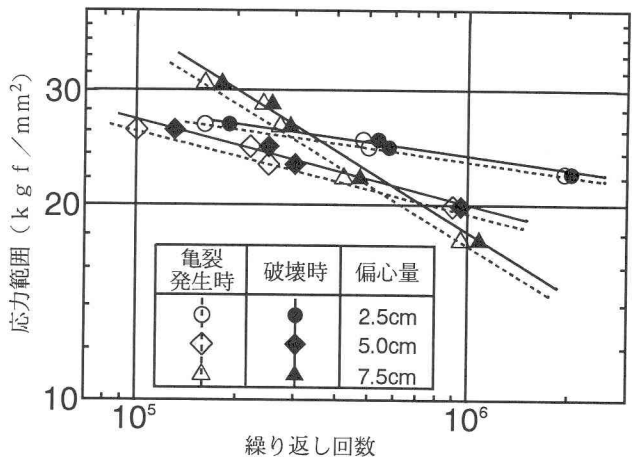
3. 2 試験結果と考察

亀裂は総て腹板の引張側の溶接止端部の一部から発生し、それが可成り急速に拡大して行き、最後はフランジが「ガクッ」と突然、傾いて載荷できなくなったので、これを以て寿命とした。破壊は下フランジ側が多かったが、上フランジ側のものもあり、また、上下フランジの両方に亀裂が発生したものも一体だけあった。この事から上下フランジの条件は殆ど等しいと考えられる。なお、フランジや腹板の変形が目立つ様なものは見当らなかった。写真－1に破断状況の例（偏心量 7.5cm, 荷重 1.6tf）を示す。

図－5に実験値をプロットし、S－N線図を画いた。なお、図には亀裂発生時と破断時の両方を示した。亀裂の発生は試験中、目視検査とゲージ値の異常な変化から判定したが、必ずしも精度は良くなかった。図の縦軸は応力変動範囲で、荷重と偏心量から算出した腹板の引張側の公称応力（隅肉溶接による応力集中を含まない）を示しているが、ゲージによる実測値との差は小さく、また、前述した様に引張ゲージ間および圧縮ゲージ間の値の差も小さかった。この図を見ると亀裂発生側の応力値が同じでもS－N線は異なっており、偏心量が大きくなるにつれて、S－N線の傾きが急になる傾向が認められる。このような差異が生ずる原因は次の様に考えられる。即ち、腹板外側に等しい引張応力を生じさせるのに偏心量が小さい程、大きな荷重を要するので、圧縮側の歪は大きくなる。この様に腹板内での歪の勾配が急になり、圧縮領域も広がるので、亀裂の発生から、全断面破壊までの繰返し数が増すものと考えられる。従って、この図の様に試験体の破断を以て疲労寿命を表すと偏心量が小さな場合の方が寿命が長くなると考えられる。しかしこの様な傾向は多数繰返しの領域では明かに認められるが、短寿命の領域では必ずしもそうではなく、むしろ逆の傾向すら窺われる。これに対しては適切な解釈が下し難いが、短寿命の領域においては圧縮側で部分的に相当、ひずみが大きく、塑性化も進んでいるので、疲労性状も長寿命領域とは異なる事が考えられる。また、偏心の異なる場合のデータは、むしろ、一つのばらつきの中に含まれていると見る事も出来る。



写真－1 首振り試験体の破壊例



図－5 首振り疲労試験のS－N線図

3. 3 隅肉溶接部の応力集中の解析

隅肉溶接の止端部そのものにはゲージを貼る事ができないので、この近辺で応力がどの様に变化しているか、線形2次元FEM解析を試みた。これは本研究の予備段階で図－6（a）に示す様に短いI型断面桁のフランジを拘束して腹板中央部に載荷する試験に伴って行なった解析である(10)が、隅肉溶接部の応力状態を類推する為にこれを利用する事にする。

(a) 図から (b) 図、(c) 図及び (d) 図へと順次ズームアップして精度を高めた。止端部には実状に合わせて種々の半径の曲線を仮定した。例えば止端部の曲線の半径 $\rho = 0.25\text{mm}$ の場合、(d) 図の様に曲線に沿って 22 程度に分割する事により値が収束した。その時の主応力分布の例 (載荷幅 20cm, 荷重 1.0tf) を図 (e) に示す。なお、表面近くでは主応力は、当然それに平行に生ずるが、図では便宜上、表面に対して垂直に表した。曲線部のほぼ中央で値は最大となり [切欠き部に生ずる最大応力/公称応力] = 応力集中係数 α とすれば、載荷幅により多少差はあるが、 α は 3.0 程度である。また、脚長 5mm 程度の場合、止端部から 5mm も離れたゲージ位置では α は殆ど 1.0 に近い値となる事がわかった。

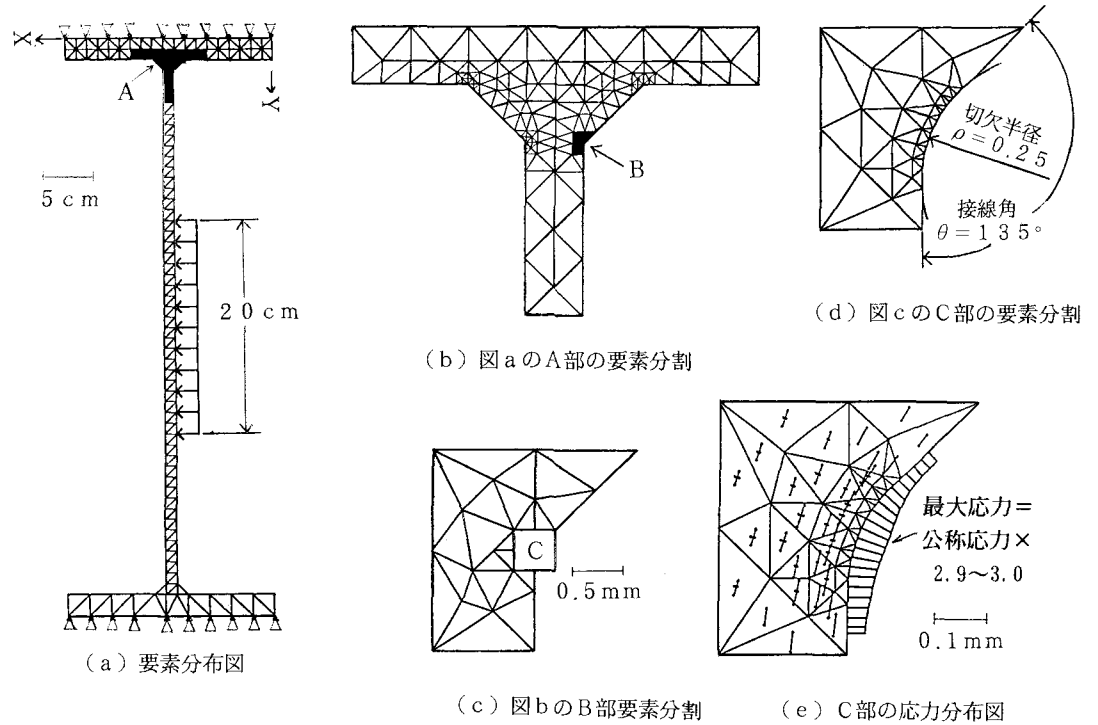


図-6 隅肉溶接部の FEM 解析

3.4 一体解析

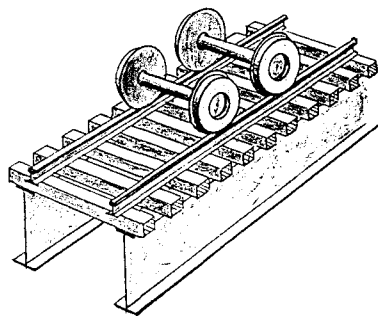
(1) 概要

図-7 に示す様なレール、枕木から成る軌道が 2 主桁の上路ガーダー-或いは縦桁に支持された系に車輪が載った場合を FEM で解析し、上フランジと腹板との結合部 (首溶接部) の腹板側における上下方向の公称応力値について、載荷や構造の条件を種々変化させてパラメータスタディを試みた。

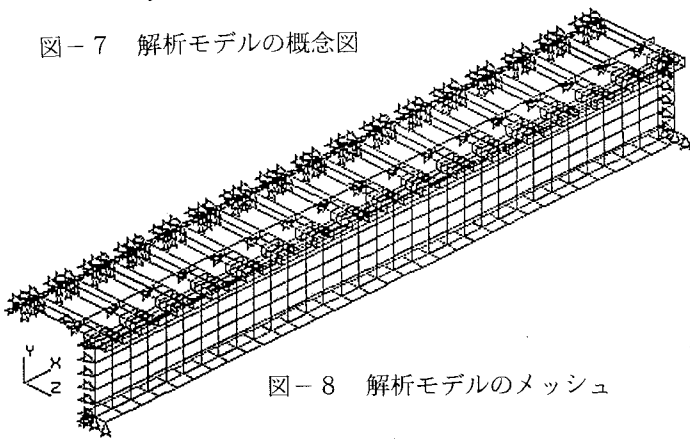
第一段階として計算機の容量上の制約もあって軌道構造部分と桁構造部分との挙動を別個に解析した。即ち、先ず枕木を桁の腹板位置で単純支持し、軌道に輪重を加えて枕木の撓み変形と反力を求めた。次に、上記の枕木反力を種々の偏心量で桁の上フランジに、直接、加えて上フランジの傾きを求め、先に求めた枕木の撓み角と合致したケースを以て正解とする方法を採用した(11)。この方法は軌道部分と桁部分、各々の特性を把握し易いと言う利点はあるが、手間と時間がかかるし、精度も余り良くなかったので、第二段回として立体 FEM 解析が可能な ANSYS-PC/LINER のプログラムを用いて系全体を一括解析する事にした。以下にその結果に就いて述べる。

(2) 解析モデル

基本的には対象構造物は東海道新幹線の標準トラスの縦桁とし、1 径間 8 2 4 cm の 2 主桁の連続桁構造、枕木間隔は 5 0 cm とした。構造と荷重の対称性を考慮して、図－8 の様に橋軸中心線に関して片側のみをモデル化して 3 次元にスクエアメッシュを組立てたが、構造の左右対称および前後の縦桁との連続性に対して整合性が保持される様に境界条件を設定した。また、レールと枕木の間および枕木と桁の上フランジとの間にはそれぞれ上下端ヒンジの棒要素を挿入して結合し、お互いの動きに無理が生じない様にした。輪重は衝撃を加味して 1 0 t f と仮定した。なお、パラメーターとして桁の板厚、レールと枕木の剛度などを変化させたが、基本としては図－9 および表－2 に示す様に実際に近い値を選んだ。



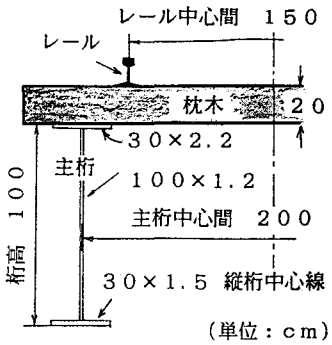
図－7 解析モデルの概念図



図－8 解析モデルのメッシュ

表－2 レール、枕木の諸元

	レール	枕木
種別	5 0 k g T	木枕木
寸法 (cm)	8 × 1 5	2 4 × 2 0 × 2 6 0
断面積 (cm ²)	6 8 . 0	4 8 0 . 0
I _x (cm ⁴)	2 . 3 × 1 0 ³	1 . 6 × 1 0 ⁴
E (kg/cm ³)	2 . 1 × 1 0 ⁶	1 . 3 × 1 0 ⁶



図－9 解析モデルの基本寸法

(3) 解析結果

以下に示す値はいずれもフランジ直下の腹板の内外面の Y 方向 (鉛直方向) の公称応力である。各図の上側は引張応力で主として腹板外側の値であり、下側は圧縮応力で主として腹板内側の値である。

まず桁中央に 1 軸载荷した場合の長手方向の応力分布性状に就いて調べる。また、標準的な条件の場合と共に、實際上、大きな影響を与えると考えられる条件としてレール或いは枕木のいずれかの剛度を 1/2 にした時および両方を共に 1/2 にした時の各々の影響を概括的に比較する為にこれらのケースを纏めて 図－1 0 に示す。ピーク値は勿論、载荷点直下の枕木の位置で生ずるが、何れの場合も 1 m も離れないうちに 0 になる。それから寧ろ符号が逆転するが、その値は小さい事が分かる。しかしこれは逆に言えば応力の分散作用の利点も小さい事を意味する。

振り作用の他に圧縮の直応力もあるので、当然、内側の圧縮応力の方が外側の引張応力よりも大きくなる。条件により多少異なるが、腹板厚 1 2 mm の場合、大ざっぱに言ってもこの比は 3 : 2 程度である。なお、これ

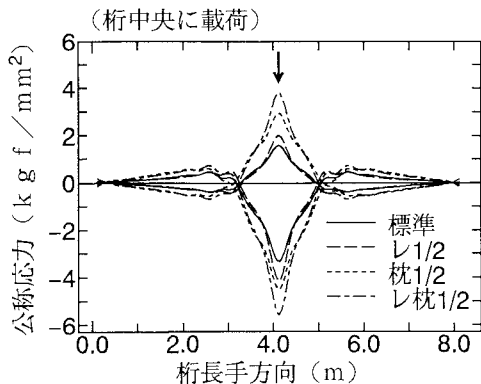


図-1 10 1車輪を載せた場合の応力分布

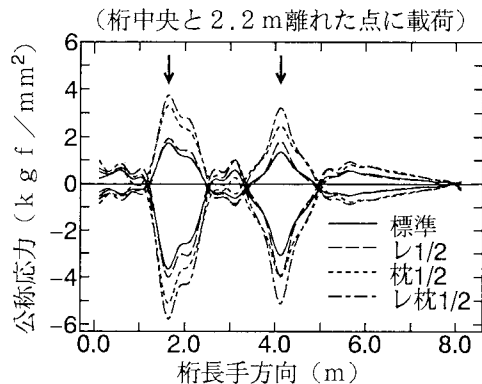


図-1 11 2車輪を載せた場合の応力分布

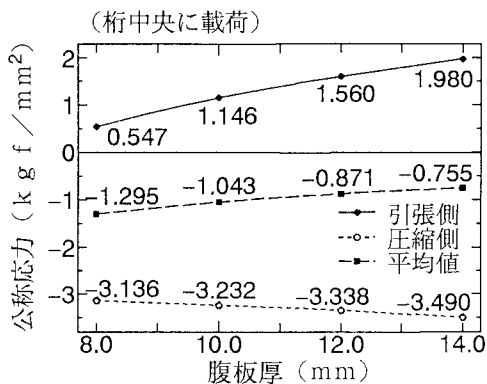


図-1 12 腹板厚と最大応力の関係

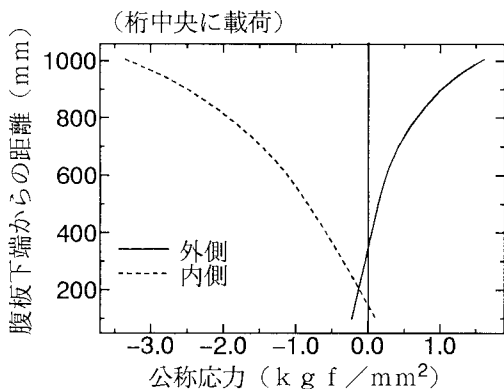


図-1 13 腹板の鉛直応力の鉛直方向分布

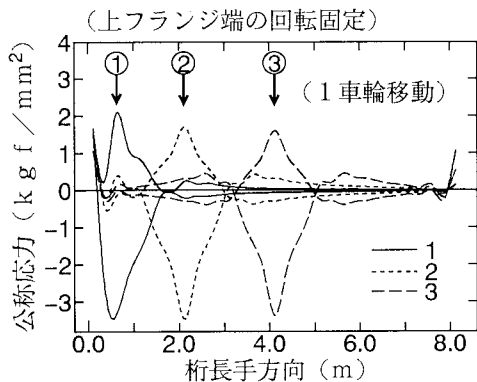


図-1 14 载荷位置を変えた場合の応力分布 (1)

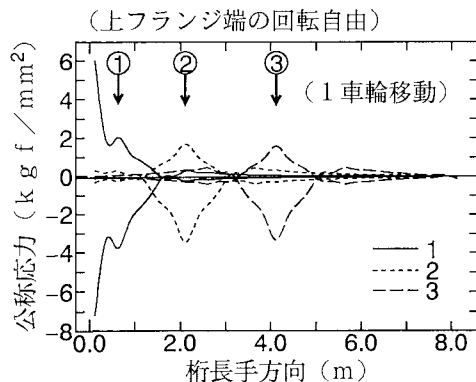


図-1 15 载荷位置を変えた場合の応力分布 (2)

を偏心量に換算すると約10mmに相当する。

図-11は新幹線のボギー台車を想定して中央と2.2m離れた位置に車輪を載せた場合の比較であるが、上述の様な理由により応力の山は各車軸、殆ど独立である。また、中央より端に近い方の車軸位置の方が幾分大きな値を示している。ちなみに国鉄の橋梁は長らくKS荷重で設計してきたが、この場合、蒸気機関車がモデルであり、動輪の軸距は1.5mなので、この様に軸距が小さい場合には隣りの軸重が幾分、影響する可能性があるが、殆ど無視できる程度であると思われる。

レール及び枕木の剛度の影響は共に大きい、特に枕木の方は大きい。これは上フランジの傾きは主に枕木の撓み角により定まるからであろう。レールの剛度は近隣の枕木への荷重の分散作用を持つのであるが、枕木に比べると影響は二次的なものであると思われる。

枕木は天然の樹木であるから、種類や新旧により2倍程度の剛度の差は生じ得ると思われるが、剛度の低いものが連続して敷設されなければ、影響は小さいものと考えられる。しかし、一方、列車の乗り心地やレールの波状摩耗防止の上から、枕木のある程度の撓み易さは望ましい事なので、両者を勘案の上、枕木の所要剛度を定めるべきであろう。レールは摩耗により剛度が多少、減少するが、それよりも使用レールの規格の差により大きく異なる。その点、現在、新幹線ではかなり規格の高い60キロレールを用いている事は好ましい。また、レールジョイントの状態も少なからぬ影響をもたらすと考えられ、継ぎ目板によるジョイントでは剛度が低下する上に衝撃も増えるので、ジョイント部の整備、管理には充分注意する必要がある。その点、新幹線をはじめ、主要な線区ではレールを溶接してロングレール化が普及している事は好ましい。

フランジの厚さを実際にあり得る範囲として15mm～22mm、また、幅を20mm～40mmに変えた場合の影響を調べたが、この範囲では共に影響は小さい事がわかったので、比較図を省略する。ある程度以上の厚さと幅があれば、フランジの傾きは枕木の撓み角によりほぼ一義的に定まるのであろう。

図-12は腹板の板厚と車軸直下の最大応力との関係を示す。腹板の最小所要板厚はせん断応力により決まるが、補剛材と関連して座屈耐力によっても制約される。実用範囲として8mmから14mmに変化させたがほぼ直線的に応力は変化している。上フランジの傾きが等しい場合、腹板の表面の応力はほぼその厚さに比例して増す事になるが、一方、薄くなると直圧縮力も増すので、その分だけ直線から逸れる事になる。

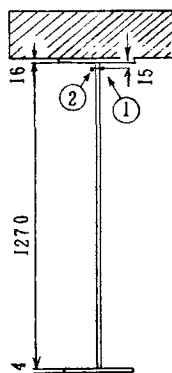
腹板の高さの影響を調べたが、図-13に示す様に、断面内の応力の垂直方向の分布は上フランジから遠ざかると急速に減少するので、ある程度以上の高さがあれば、桁高は首部の応力に余り影響を及ぼさないと考えられる。

図-14および図-15は載荷位置を変えた場合の変化を示す。なお図-14は新幹線用など現行設計の橋梁の様に隣接縦桁の上フランジ端同志を連続構造、即ち、端部で回転を固定した場合である。この場合、端部載荷の方が中央載荷より30%ばかり大きくなっているが、疲労の面ではまだまだゆとりがある。これに対し、図-15は往時、採用していた不連続フランジの構造で、いわゆる、「ぶつ切りタイプ」である。この場合、端部に車輪が載った時、中間部に比較して4倍近く大きな値を示しているが、これは桁の腹板が端部で水平変位を許さないと言う条件で解析しているからで、フランジの傾斜により首部に応力が集中したものと解釈される。実構造においては横桁と縦桁の腹板同志はアングル鋼を介してリベットもしくは高力ボルトで取付けているので、実際上はこれ程の高い応力集中にはならないと思われる。しかし現行、実施されている様に少なくとも上フランジを連続構造とする事はこの面から見ても大変有効である事が窺われる。

一方、上路プレートガーダーでは端部には必ず、強固な補剛材が設けられており、かつ、その上端は上フランジに溶接されている（ただし連続ガーダーの場合には溶接されてない）ので、端部でもフランジの首振り疲労の問題は起こらないと考えられる。なお、この問題に就いては次節で述べる。

(4) 解析値および実測値と実験値との比較

以上の解析値には荷重、レールや枕木の状態、構造のディテール等、多くの仮定が含まれているし、実際の構造物の方でもこれらの値に広ばらつきがあるので、両者が良い合致を示さなくても当然であろうが、一応、どの程度、差があるか比較例を示す。新幹線の軌道内への立入りは厳しく制限されており、特別の許可を受けないと法律によって罰せられるので、橋梁の調査、測定も困難を伴う。



走行速度；217km/h

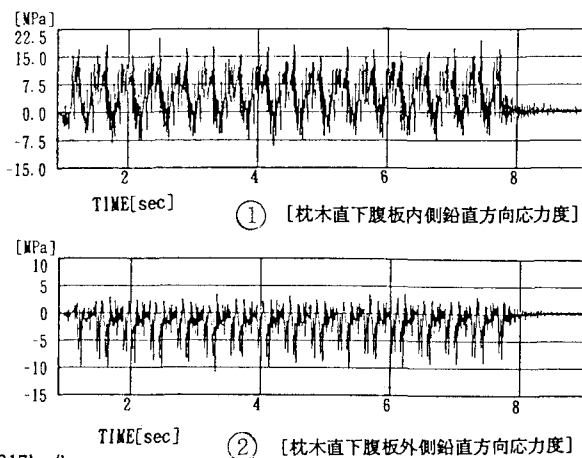


図-16 新幹線トラス橋の縦桁の首溶接部の応力実測例

図-16は数少ない測定値の例でトラスの端縦桁の腹板

(厚さ9mm)の表面における応力度の波形である。このゲージの位置は腹板上端(上フランジ下面)から15mmなので、隅肉溶接による応力集中の影響は殆ど及んでいないと考えられる。内側の値は圧縮が主体で 210 kg/cm^2 (約 21 MPa)程度であるが、列車の通過中、ある程度の引張応力も発生しており、それも含めると応力の変動幅は 300 kg/cm^2 (約 30 MPa)程度に及ぶ。外側の値は引張が主体で 90 kg/cm^2 (約 9 MPa)程度であるが、これまた、圧縮も現れており、それを含めると変動幅は 140 kg/cm^2 (約 14 MPa)程度である。

一方、先述の解析値は腹板厚12mmの場合であり、標準的な条件下では内側が 350 kg/cm^2 (約 35 MPa)程度の圧縮応力で外側が 170 kg/cm^2 (約 17 MPa)程度の引張応力であるが、9mmの場合、図-12を利用して換算すると、引張側の応力は20%程度減少し、実測値と可なり良い近似を示していると判断される。

繰返し数に関しては解析あるいは実測の応力変動波形から見て殆ど一軸毎の繰返しと見るのが妥当であると思われるので、非常に高い頻度の繰返しの領域の疲労強度が対象となる。しかし今回の実験では疲労試験機の占有時間の制約からせいぜい繰返し数が200万回どまりの値であり、疲労限を見極めるに至っていないが、それを考慮しても疲労強度には相当、余裕があるものと判断される。

4. 補剛材の影響

4.1 概要

枕木の撓み角が首疲労に主として影響している事が推定された。

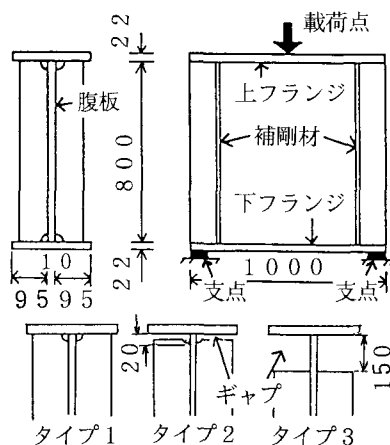


図-17 補剛材付き桁の試験体形状

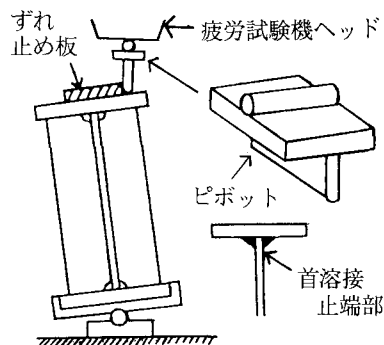


図-18 荷重方法

しかしフランジの傾斜と共に腹板の上部も僅かながら傾き、これが首部の応力集中の軽減に役立っていることは事実であるが、腹板に部分的な補剛材や付属物等を取付けるとその部分に応力集中を起こし、新たな問題を生ずる。そこで補剛材に関連して補足的に実験的研究を行った(12)。以下にその結果の概略を述べる。

4. 2 試験体と試験方法

図-17に示す通り、短い、断面は実際に使われている縦桁に近い寸法のI型桁に対し、垂直補剛材の取付け方を3種類変えて静的および疲労の試験を行なった。試験体の鋼材の規格はSM400であり、タイプ1では補剛材の上下端がフランジと溶接されている。連続ガーダー橋などで中間支承上の補剛材上端は上フランジの主桁としての疲労耐力が低下するのを恐れて溶接しない場合があるが、タイプ2およびタイプ3はこれを想定したものである。タイプ2では補剛材の上端部に半径2cmのスカラップと小さなギャップを設け、タイプ3では15cmの大きなギャップを設けた。試験機は静的、疲労とも2節で述べた試験で使用了のと同じで、載荷方法は安定を配慮して試験体を図-18に示す様に傾け、特性のピボットを介して偏心荷重を加えた。また、首溶接の腹板側止端から5mm離れた位置のY方向(上下方向)の歪のフランジ長手方向の分布、腹板全体の応力や変位の分布を調べるためにストレインゲージ及びダイヤルゲージを配置して測定した。

4. 3 試験結果と考察

(1) 首部の応力分布

図-19は測定結果の例として偏心量2.5cm、荷重8tfの場合の各タイプにおける首溶接部のY方向応力の桁方向分布を示す。なお、ゲージの位置は溶接止端から5mmの位置である。タイプ1では上フランジの傾きが補剛材により充分拘束されているので、補剛材上端部の応力は中間部よりむしろ小さいが、タイプ2およびタイプ3では高くなっており、分布形状がタイプ1と相当異なっている。

(2) 疲労試験

タイプ1では試験機の限界能力である30tfで繰り返したが、亀裂は生じなかった。タイプ2及びタイプ3では補剛材と腹板との溶接の上端部に亀裂が発生した。写真-2

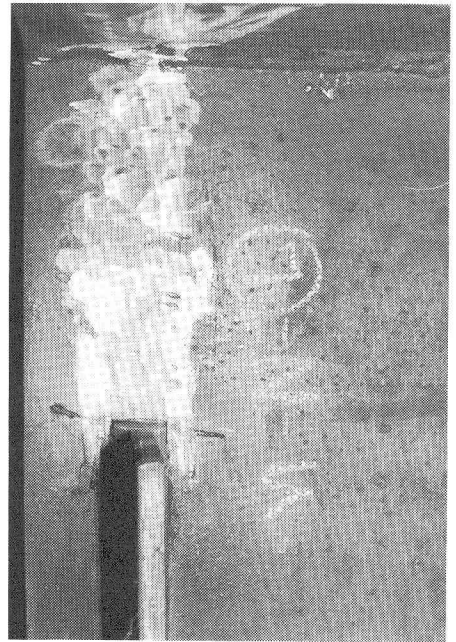


写真-2 補剛溶接上端の亀裂例

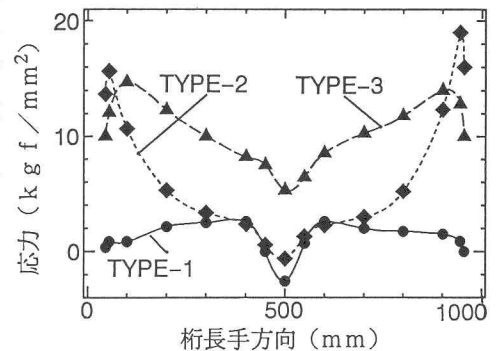


図-19 補剛材付き桁の首応力分布

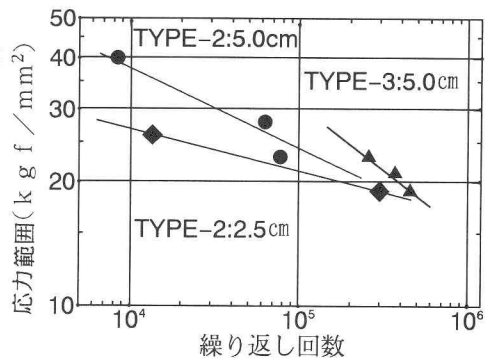


図-20 補剛材付き桁の首振り疲労強度

に1例としてタイプ3の亀裂の状況を示す。また、図-20に疲労強度の結果を引張側の応力に基づいて纏めて示す。これによると20万回程度までは偏心量の大きな方が長寿命であるが、その後は同程度である。また、ギャップの大小は余り関係ない様である。2節で述べた溶接組立のH型断面ブロックで補剛材の無い小型試験体の首溶接部の疲労強度(図-5参照)と比較すると補剛材上端部にギャップがある場合にはその部分の方が、むしろ、一般首部より早く亀裂が発生する可能性があると判断される。

(3) 腹板の応力および変位の分布

代表としてタイプ1で偏心量5cmの場合の変位測定の結果のスケッチを図-21に示す。他の試験体については省略するが、局部的には前述の様に試験体による差異は認められるものの、腹板全体の変位や応力の分布は各試験体とも傾向が似ていた。中央上部では腹板はフランジの傾きに伴って傾き、はらんでいるが、これが首部の応力の軽減に役立っていると考えられる。また、同じ条件下で桁中央部内外面のY方向の応力が高さ方向にどの様に分布しているかも測定した1例が図-22である。他の例は省略するが、図-13で示した解析値と同様、いずれも下フランジに達する前に応力は0になり、それより下では、むしろ、符号が反転している事は共通である。このことはある程度の桁高を越えると桁高は首振りの性状に余り影響を与えない事を意味する。

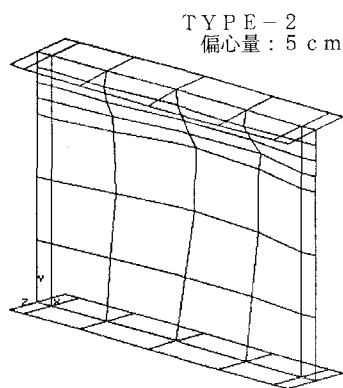


図-21 補剛材付き桁試験の変形状況例

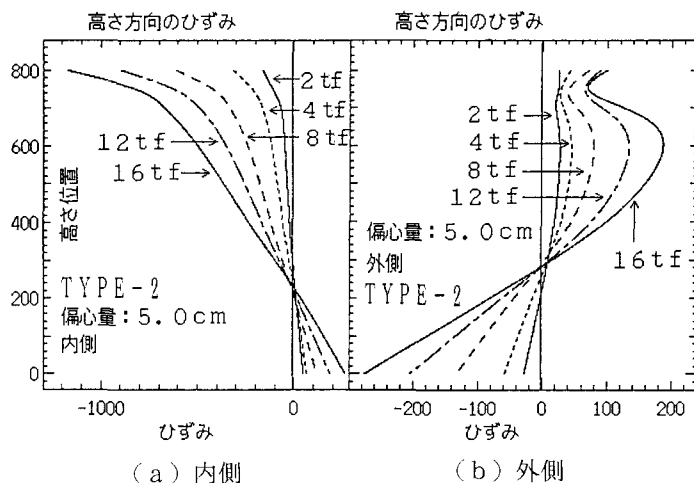


図-22 腹板の鉛直ひずみ分布例(タイプ-2)

5. 結論

以上の研究結果の範囲で、次の様な事が明らかになった。即ち、

- (1) I型ブロック試験体に種々の偏心量で繰返し荷重を加えた疲労試験の結果を引張側の公称応力に着目してS-N曲線で表すと、偏心量が大きい程、その勾配は急になり、高繰返し領域では、偏心量が小さい程、寿命が長くなる。
- (2) FEM解析によると首溶接部に曲げを加えた場合、止端部の応力集中の影響は止端部から数mm足らずで殆ど無くなる。
- (3) 鉄道用トラス橋の縦桁を想定した寸法の構造をレール/枕木の系と共に一括して立体FEM解析した結果、首溶接部の応力に関して以下の様であった。即ち、
 - a) 首溶接部の桁方向の影響は载荷点から1m以上には及ばない。
 - b) 腹板の厚さの影響は大きい。腹板の高さの影響については上から1m足らずで0になるので、実橋

の程度の高さであれば、影響は殆ど無い。

c) フランジは通常の断面寸法程度では余り影響しない。

d) 枕木やレールの剛度の影響は共に大きく、特に前者が大きい。

(4) 新幹線トラスの縦桁の実測例と解析結果とは、かなり良い一致を示した。

(5) 垂直補剛材の上端部は処理方法によっては首溶接の通常部より疲労強度が低下する可能性がある。

(6) 現行の寸法であればプレートガーダーの首溶接はK溶接の必要はなく、通常の隅肉溶接でよい。

(7) 現在の標準的な構造と軌道状態であれば、車輪通過回数が非常に多いとしても、首振り疲労による亀裂は、先ず発生しそうも無いと判断される。

【謝辞】この実験と解析はトビー工業の鹿沼製作所と共同で行なったものであり、同製作所の多くの方々のご協力があったこと、また、実橋の測定値や情報、意見等に関して、J R 東海及び東海道新幹線土木構造物調査委員会のご協力があったことを記し、ここに篤く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 例えば、鋼鉄道橋設計示方書・明治45年2月規定、第十八条（久保田敬一：本邦鉄道橋梁の沿革に就いて、業務研究資料、Vol. 22, No. 2, 鉄道大臣官房研究所、1934年1月25日の参考資料、p. 50）
- 2) 阿部英彦：補強の現状と問題点（国鉄）、橋梁と基礎、Vol. 8, No. 10, 1974年10月、pp. 89～92
- 3) 国鉄建造物設計標準解説（鋼鉄道橋）、土木学会、1983年4月
- 4) クレーンガーダーの疲労損傷に関する調査報告、日本鋼構造協会、天井クレーン走行はり懇談会、JSSC, Vol. 12, No. 128, 1976年8月
- 5) John W. Fisher: Fatigue and Fracture in Steel Bridges - Case Study（日本語版）、建設図書社、1984年3月
- 6) 多田美朝、立花一郎（国鉄技術研究所）：I 形はりの首溶接の疲労強度、土木用鋼材研究会報告集、第2集、八幡製鉄KK委託研究、1962年
- 7) 田島、伊藤、水越：上路プレートガーダー軌道支承部の応力、鉄道技術研究報告 No. 624, 国鉄技術研究所、1968年2月
- 8) 例えば、文献（3）の付録および日本鋼構造協会：疲労設計指針、1989年11月
- 9) 例えば、H. Ouchida & A. Nishioka: A study of Fatigue Strength of Fillet Welded Joint, Hitachi Review, April, 1964
- 10) 阿部、高橋、柳沼：I 型桁の首溶接に及ぼす繰返し偏心載荷の影響、卒業論文梗概集、第5集、宇都宮大学 工学部 土木工学科 印刷、1990年3月（非公表）
- 11) 阿部、和田、米花：I 型桁のフランジの首振り疲労に関する研究、土木学会第46回年次講演会概要集（I-180）、1991年9月、pp. 398～399
- 12) 阿部、石黒、土橋：鉄道橋縦桁のフランジの首振り疲労に関する研究、土木学会第47回年次講演会概要集（I-115）、1992年9月、pp. 406～407

（1993年1月16日受付）