



## 鋼橋の疲労変状調査

### SURVEY OF FATIGUE DAMAGES IN STEEL BRIDGES

鋼構造委員会疲労変状調査小委員会

*Subcommittee for Investigation of Fatigue Damage of Steel Structures,  
Committee for Steel Structures*

#### 1. はじめに

昨年8月のジャンボ機の墜落では、その原因が隔壁補修部の疲労であると推定され、材料の疲労の問題が世間の耳目を集めた。橋梁関係では鉄道橋のみでなく道路橋においても疲労が原因と思われる損傷例がみられるようになった。幸いにして日本では、これが大事故につながるような事例はまだないが、外国では生じている。そこで鋼構造の疲労をはじめとする諸変状について研究調査することを目的として、昭和58年2月に土木学会の鋼構造委員会の中に「疲労変状調査小委員会」が設けられた。さし当たって鋼橋の疲労変状を取り扱うこととしたが、約3年経過し、道路橋や鉄道橋に関する調査の結果が一応まとまったので、委員会の活動を報告する。

鉄道橋については橋の設計荷重に近い大きさの列車が高い頻度で通る可能性が大きいため、初期の設計示方書からすでにある程度、疲労を考慮した条項が設けられていたが、それでも古くから荷重や細部構造の型式や敷設された線路の状態等によって、種々の疲労損傷が生じてきた。変状が生じればそれを補修するのは当然であるが、その後の設計示方書や細部構造に反映してよりよい構造型式に改善してきた。その結果、リベット構造としては疲労耐力の観点からも相当、煮詰まったものに到達したが、主体が溶接構造に変わり、また、より強度の高い鋼材が使われるようになるに伴い、形状的にも冶金的にもリベット構造とは大分異なるものとなってきた。そこで疲労についても改めてリベット構造のときと同様、あるいはそれ以上に研究、実験などを行い、さらに試行錯誤を重ねて改良を加えてきたが、問題はより複雑であり、多岐にわたっている。

鋼鉄道橋については上記のように疲労の実例が多く見られてきたが、副次的な箇所にも疲労が生じ得ることはある程度、常識化されているので、特に損傷が致命的な危険を招くような箇所を定期的にチェックする検査システムが設けられているのが普通である。疲労の特性として一般に疲労亀裂は発生してから危険な状態にまで進展するにはかなりの時間を要するので、疲労亀裂を発見しても慌てて補修する必要はない。ものによってはある程度で進展が止まるので、進展状況をそのまま観察するのがよい場合もある。もちろん、亀裂を見落として放置すれば事故に至ることはあり得るし、また、亀裂進展の速度は構造形式、応力の大きさ、頻度などにより異なるので、安全な検査周期を一律に定めることはできず、能率や経済性を勘案して個々に適宜決めるべきであろう。

疲労に関する正しい認識をもつことは大切であり、あまりに臆病になることも、また、逆に楽観的に過ぎることも適当でない。いずれにしても疲労に関する安全対策は適切な対疲労設計が第一であるが、荷重条件や製作方法のばらつきに加え、設計方法や細部構造がまだ完全であるとはいえない実情なので、ある程度の検査体制の確保は必須である。また、これが保たれるならば、過大設計やあまりに手をかけた製作を条件としないでも安全は確保されることになる。すなわち、安全性と経済性とを両立させるためには対疲労設計と検査体制とは車の両輪の関係にあり、両者に対する措置の適切な配分が重要である。

道路橋については従来、設計荷重に相当するような大きさの荷重に達することはきわめてまれであると考え、疲労の影響は実用上、受けけないものとされていた。しかし、近頃、床版の損傷をはじめとして、局部に疲労が原

因であると考えられる亀裂の発生例がみられるようになってきた。主な原因としては著しい過積みの車両が少なからず通るようになったことが考えられ、比較的小さいスパンの橋梁により大きい影響をもたらしている。疲労の場合、重量車両の影響は非常に大きく、また、車線の位置との関係で、不均衡に特定部分への載荷頻度が高くなる可能性がある。従来、特に疲労を考慮した計算や構造形式を選んでいなかったため、上述の荷重条件と相まって疲労発生例が現われ始めたものと思われる。今後は道路橋についても疲労の可能性を検討して設計、製作、検査すべきである。

道路橋にしても鉄道橋にしても疲労亀裂が生じた場合、その原因はいろいろ考えられる。疲労を考慮しなかったものに損傷が現われても不思議はないが、一応、これを考慮したものにも損傷の現われる例がかなり見られる。その原因としては、①荷重が予想より大きかった、②荷重頻度が予想より大きかった、③設計示方書や計算方法が不適当であった、④細部構造が不適当であった、⑤製作架設等に不適切な点があった、⑥保守が悪かった、等が考えられるが、実際にはこれらが競合したり、その他、予想しなかったような原因もあり得る。たとえば、鋼板が薄いために面外に振動を起こしたり、製作誤差で面外変形が大きくなり、主荷重がかかる度にこれが増幅されて周辺部に亀裂が発生することもあり得る。また、すべるべき支承が不良であれば、その拘束力により近辺の部材に思わぬ応力が発生する恐れがある。

特定の箇所に疲労損傷が現われた場合、その部分のみを修復しても多くの場合、日ならずして再び前と同様の損傷が現われる。原因を深くたどって根元を直さなければならない。たとえばシュー座の状態が悪いと桁が振られて、対傾構や横構などに大きな応力が発生して破損することがある。この場合もシュー座のがたつきをなくすることが先決である。しかし真の原因がなかなか突き止められず、いろいろ解析や測定を要する場合がある。その点、新設計の場合よりも難しいことがある。

静定構造物には、補強で断面を増せば平均応力は反比例して減少するが、不静定構造物の場合、局部的に断面を増加してもその部分の変形は、あまり減るとは限らず、したがって応力が減らないばかりか、かえって増すことがある。また、断面を増す場合、溶接方法や形状によっては、応力集中を招き、逆に、疲労が起り易くなることもあり得るので、注意しなければならない。以下に国の内外における橋梁の設計示方書の変遷や、現状の概要を述べ、次に主な実例をかなりの数掲げたが、なるべく実態を詳しく述べ、その原因を推定し、また場合によっては採用された対策や、今後の改良案なども加えた。情報の入手の関係で、日本における例を主として取り扱っ

たが、疲労に関する適切な認識の育成に少しでも役に立てば幸いである。

## 2. 疲労設計に関する基準類の変遷

### (1) 日本の鉄道橋

鋼鉄道橋はリベット構造の時代にも、1列車の通過中に部材の応力が交番する場合には、大きい方の応力に反対符号の小さい方の応力の1/2を加えた応力に見合うように断面を決定するなどしていたので、一応、疲労の影響を考慮していたことになる。このような方法は1896年のペーカーの示方書にすでに示されている。

1956年に国鉄の委託による土木学会の委員会において、西ドイツの鉄道橋の設計示方書などを参考にして、40キロ鋼を対象とした「アーク溶接鋼鉄道橋設計示方書案」が作られた。この示方書での疲労設計は、各種の継手を5分類し、200万回の疲労強度を基準とし、平均応力の影響を $k$ を用いて考慮するようになっており、現行の鋼鉄道橋に対する疲労設計条項の原型といえる。

その後、1960年の溶接鋼鉄道橋設計示方書制定において、日本での当時の疲労試験結果を考慮してさらに改訂され、また50キロの鋼継手も加えられた。東海道新幹線はこの疲労設計条項によっているが、列車頻度の高いことによる影響に対しては、標準活荷重の軸重16tを18tとすることにより考慮している。また山陽新幹線の設計では重量増も考え、標準活荷重を3t増して19tとし、通常の疲労許容応力度を用いて照査している。

1970年の鋼鉄道橋設計標準においては、その後の実験結果に基づいて、各継手に対する95%非破壊確率を目安として、許容応力度が見直された。1972年に制定された全国新幹線網建造物設計標準では、耐用年数を70年とし、その間に生じる変動応力を線形被害則を用いて考慮することとし、支間によって定められた補正係数を、 $k$ を含む鋼鉄道橋設計標準の許容応力度の式に乗ずることとしている。

1983年の鋼鉄道橋の設計標準<sup>1)</sup>に対する改訂で、疲労に関する条項は大幅に変えられた。応力変動範囲を用いて疲労の照査を行うことと、非溶接継手部、50キロ級鋼までの溶接継手部および60キロ級鋼溶接継手部に対して許容応力変動範囲線図を示したこと、線形被害則を用いることなどが大きな変更点である。また、最近の研究成果を取り入れて、継手等級分類も見直されている。

### (2) 日本の道路橋

日本の道路橋に対しては、鋼床版の設計についてはT荷重1台による応力変動範囲が静的許容応力度を超えないようにすることにより疲労が考慮されているが、その他の部材に対しては疲労に関する条項はない<sup>2)</sup>。これは現行の設計荷重はかなり安全側のものであり、設計

計算により求まる応力は実際に生じる可能性は小さいこと、また疲労に対して安全なディテールを用いると考えた結果であろう。

(3) 諸外国の橋梁

アメリカのAASHTOは1965年に疲労設計基準の大幅な改訂を行っており、それまではAWSの疲労設計基準と同じものを用いていた。1965年のAASHTOの設計基準は基本的にはAWSの設計基準を踏襲しているが、道路橋の設計の特殊性を反映したものとなっている。1967年以降、膨大な数の溶接桁および圧延桁の疲労試験がNational Cooperative Highway Research ProgramとしてLehigh大学を中心として実施された。その結果示された平均応力および鋼種に対する非依存の概念は1969年のAISCに取り入れられた。さらに1971年にAASHTOにまずinterim specificationsとして溶接桁およびカバープレート端に対して取り入れられており、それが現行のAASHTOの設計基準のもととなっている。応力変動範囲を用い、また材料に対して非依存の設計方法に全面的に移行したのは1974年のinterim specificationにおいてである。1974年以降、さらに多くの実物大試験体を用いた研究が行われ、カバープレート端を対象としたE分類およびredundant部材およびnon-redundant部材の区別等が追加されている<sup>3)</sup>。さらに現在、後述のECCSの設計基準との関連で、継手分類や設計曲線の見直しが行われている。

イギリスでの橋梁、道路橋および疲労設計は1980年のBS 5400<sup>4)</sup>に基づいて行われている。BS 5400では標準的な橋梁の寿命を120年として疲労設計を行うこととし、変動応力についてはrainflow法により頻度解析を行い、Miner則を用いて照査することになっている。許容応力変動範囲は2.3%破壊確率を基準にして定め

られており、継手は直応力を受ける場合についての9等級にせん断力を受ける場合のsを加えて計10等級分類されている。BS 5400が制定される前に用いられていたBS 153では許容応力度は、最小応力/最大応力および最大応力から決まるようになっていた。

ヨーロッパ鋼構造連合(ECCS)では、そのTC6で新しい疲労設計基準の作成が進められている。ECCS基準では、直応力を受ける継手部を対象として、図-1に示すような15本のほぼ等間隔で傾きがすべて1/3の平行な設計線をまず設定し、それぞれの継手に対し、その疲労強度に基づいて、対応する設計線を選定することになっている。この基準はISOに取り入れられる予定である。

3. ケーススタディー I：構造詳細によるもの

(1) 道路橋の鋼桁切欠き部

都市内の高速道路高架橋では、支間割りの都合で桁高が異なる桁を用いる場合、支点近傍で桁端を切欠いた構造とすることがある。この方法には、a) 桁を直角に切欠いてフランジを割り込ませて応力の流れをスムーズにする方法、b) 切欠き部に円弧状のコーナー部を設ける、などがある。このうち、b) のコーナー部のフランジと腹板の溶接部に供用開始後15年程度で亀裂が発見された<sup>5)</sup>。亀裂は図-2に示すように切欠きコーナー部の溶接を切断し、一部の桁では腹板に進展していた。切欠きコーナー部の曲率半径Rは50mmから200mmまでであるが、亀裂が発見されたのは、 $R \leq 100$  mm以下のものが多かった。

亀裂発生の原因調査および構造形式の基礎資料を収集するため、円弧状のコーナー部をもつ桁端切欠き部のFEMによる解析、割り込みフランジ形式にした場合の応力分布の比較、モデルによる疲労試験等が行われた。まず、切欠きコーナー部のFEM解析では、発見された亀裂と直交する方向の応力、すなわちフランジと腹板を引き離そうとする応力(以下、法線方向応力とよぶ)

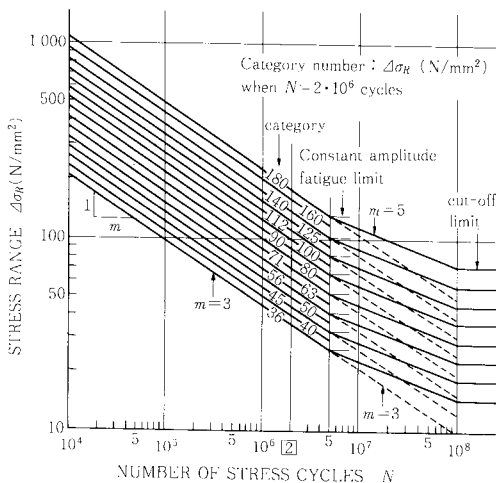


図-1 ECCS-TC 6による疲労設計曲線(公称応力)

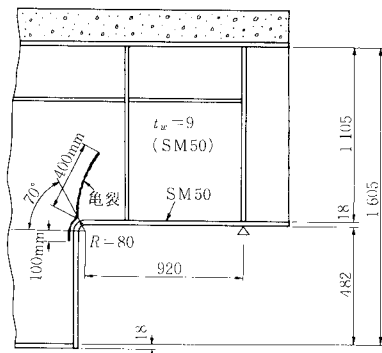
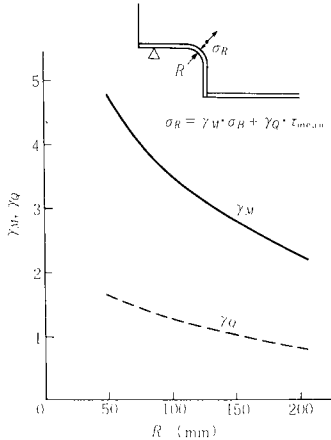


図-2 鋼桁切欠き部の疲労変状



図—3 切欠き部の半径と応力集中係数  $\gamma_M$ ,  $\gamma_Q$

が大きいことがわかった。そこで、阪神高速道路公団では切欠きコーナー部の局部応力度の簡易算定式を求めた。すなわち、法線方向応力度  $\sigma_R$  を、次式のように梁理論による下フランジの曲げ応力度  $\sigma_B$  および腹板の平均せん断応力度  $\tau_{mean}$  で表現した。すなわち、

$$\sigma_R = \gamma_M \cdot \sigma_B + \gamma_Q \cdot \tau_{mean}$$

ここで、 $\gamma_M$  と  $\gamma_Q$  とは応力集中係数とよばれ、パラメトリックな FEM 解析より、図—3 に示すような切欠きコーナー部の曲率半径  $R$  の関数として与えられた。さらにその結果を用いて、 $R \leq 200$  mm の 181 に及ぶプレートガーダー橋について、切欠きコーナー部の健全度を評価した。すなわち、まず各路線の大型車の荷重分布を対数正規分布と仮定し、荷重履歴の相対差（具体的には神戸西宮線を基準とした）を考慮した路線別の等価繰返し回数の相対比  $n$  を求めた。

次に切欠きコーナー部の亀裂がフランジとウェブの隅肉溶接の止端部から発生する場合と、ルート部から発生する場合が考えられるので、AASHTO の規定を参考にし、両者の設計疲労強度との比を求めた。これらと等価繰返し数の相対比  $n$  の積を疲労度係数  $\xi$  と定義した。これらの係数はある路線の大型車両の累積疲労被害に対する対象橋梁の疲労度の比である。 $\xi$  値による切欠きコーナー部の健全度は  $\xi$  値と亀裂の生じた橋梁との相関から、 $\xi > 1.6$  では亀裂発生の可能性が高く、 $1.0 < \xi < 1.6$  では亀裂発生の可能性は低いという具合にランク付けを行った。

この方法は  $\xi$  値が疲れの絶対的な尺度ではなく、ある路線の  $n$  を 1 としたときの相対的尺度であるという欠点は残るが、限られた路線をもつ都市高速道路のような場合に、点検の目標を設定したり、補修・補強の順位などを決定するのに便利である。

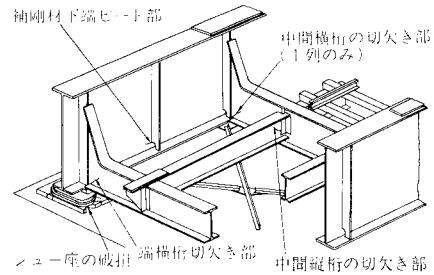
切欠きコーナー部の亀裂の補修・補強は、首都高速道

路公団では、腹板のはらみ出しを生じているものもあるので、腹板厚を増すこと、亀裂の生じた腹板は期待せず、新しく設ける添板で力を伝達することなどを目的にして腹板を補強した。亀裂に対しては進展を止めるためにその先端に 9 mm  $\phi$  のストップホールをあけた。阪神高速道路公団では切欠きコーナー部の法線方向応力を減らすことを主眼としてリブ付きの添板を高力ボルトにより摩擦接合した<sup>5)</sup>。

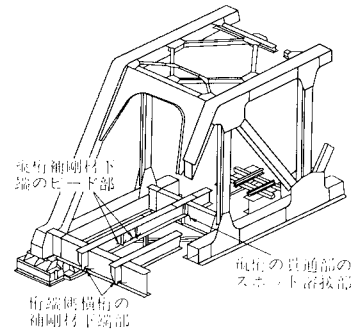
## (2) 鉄道橋の横桁および縦桁の腹板端部

変状は下路プレートガーダーの横桁、縦桁および下路トラスの縦桁の腹板端部における切欠き部に図—4 のように発生した亀裂で、写真—1 にその一例を示す。この亀裂は腹板の切欠き部のコーナーやフランジと腹板の隅肉溶接ビードの止端部から始まり、腹板内を斜め上方に進展する。変状の絶対数は少ないが、相対的に端横桁や端縦桁において多くみられ、中間部では少ない傾向にある。下路プレートガーダーの横桁で発生するのは、特にシュー座の破損したものの端横桁で多く、発見時期は供用開始後 8 年程度である。また、縦桁の亀裂は 10 年目頃から発見されるようになった。

亀裂の主な原因は応力集中と考えられるが、発生機構には縦桁と横桁で多少差がある。横桁の場合、実橋測定や模型試験等により種々研究<sup>7)</sup>した結果、切欠き部の応力は主桁の倒れにより切欠きコーナーが開かれることよりも横桁端部のせん断変形に支配されていることがわ



(a) 下路プレートガーダーに発生した疲労亀裂



(b) 下路トラスに発生した疲労亀裂

図—4 鉄道橋床組の主な疲労変状発生箇所

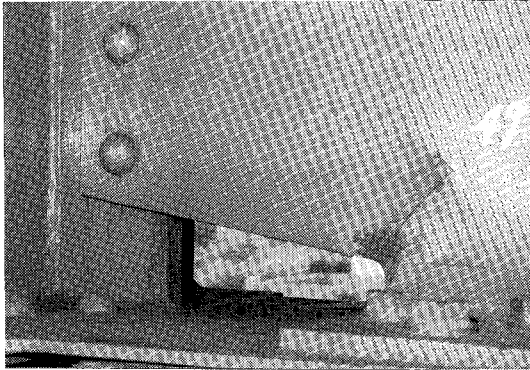


写真-1 切欠き部の亀裂

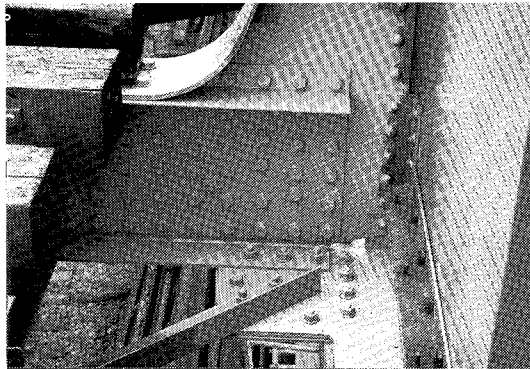


写真-2 横桁の補修例

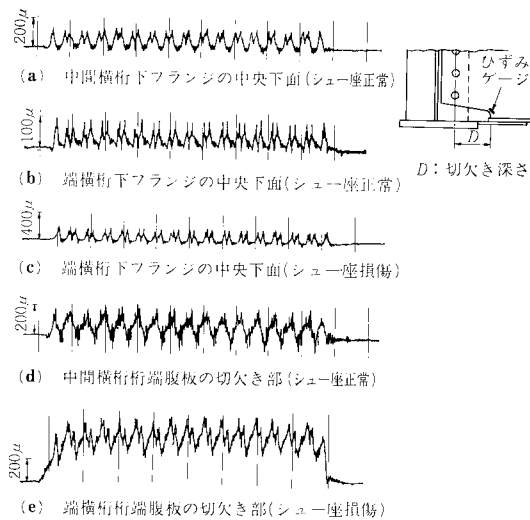


図-5 横桁の実測動ひずみ波形

かった。この変形は写真-1のように桁端に切欠きがあることによって横桁の下フランジが桁端部で腹板と結合されていないため、このことによる応力はフランジとの溶接開始部の応力集中に助長されて大きい引張応力となっている。この傾向は切欠きが長いほど大きくなる。

さらに端横桁ではシュー座のモルタルが破損して支承

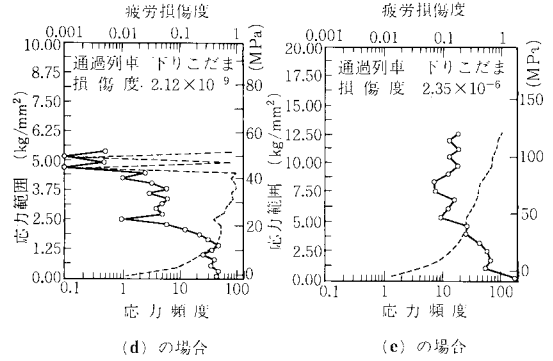


図-6 支点沈下の影響による切欠き部の疲労損傷度比較

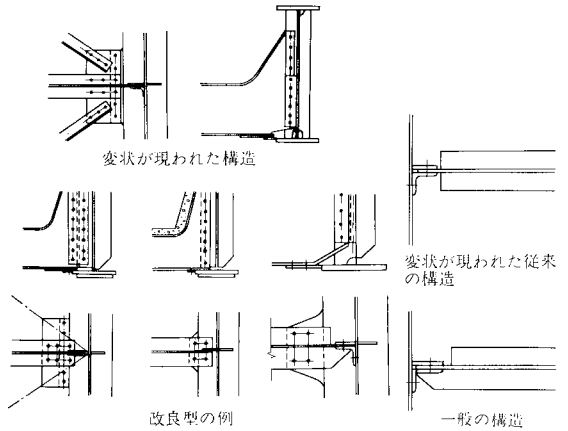


図-7 横桁の端部の構造

図-8 縦桁の端部の構造

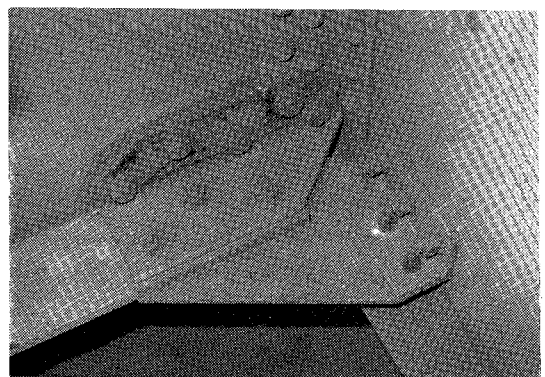


写真-3 縦桁端変状の補修例

沈下した場合、これにより発生する応力が加算される。図-5にその部分の応力の実測波形を示す。(a)は中間横桁の下フランジ下面のスパン中央部、(b)は端横桁下フランジ下面のひずみでいずれもシュー座が正常なもの、(c)は(b)と同様の箇所でもシュー座が沈下したもの、(d)は中間横桁の腹板切欠き部、(e)は端横桁の腹板切欠き部で支承が沈下したものである。このように(d)に比較して(e)の方が大きな応力となっている。

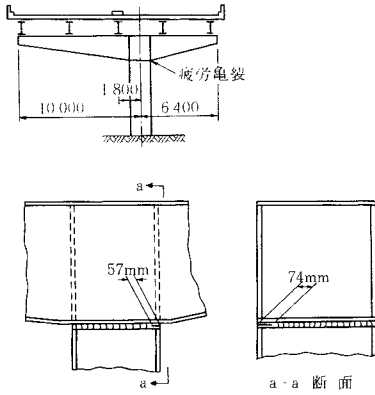


図-9 T形鋼橋脚の疲労亀裂

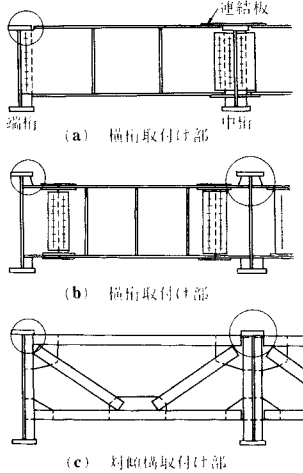


図-10 疲労損傷の生じた接合部

いることがわかる。さらに、この影響を疲労的に評価するために疲労損傷度を計算した。ここで疲労損傷度とは新幹線の標準編成の一列車が通過する度に消耗する疲労寿命のことで、鋼鉄道橋設計標準<sup>1)</sup>の疲労曲線を用いて計算している。図-6に示すように、シュー座の損傷によって切欠き部の疲労損傷が著しくなっている。

端縦桁で下フランジが主桁の下フランジと連結されていない場合、列車の通過時に縦桁が振動し、下フランジが横振れを起こす。このとき生ずる応力が切欠き部の応力に加わって疲労亀裂発生の原因となっている。

以上に述べた場合において亀裂が発生したものの対策としては、亀裂部分をはり取って再溶接した後、当板をつけることによって腹板のせん断変形を減らすとともに断面増加によって応力を低減させた(写真-2参照)。この方法は作業性がよく簡単なわりに効果が大きい方法と考えられる。

図-7および図-8にそれぞれ現在採用している横桁端の切欠き部のディテールおよび改良された横桁の形状

ならびに縦桁下フランジの端部の形状を示す。これにより横桁端部の応力は1/2程度に減らすことができた。縦桁では下フランジの横振れを防止するために、図-8に示すような構造に対して写真-3に示すような対策を行った例がある。

### (3) 道路橋のT形鋼橋脚の隅角部

張り出し部の大きいT形鋼橋脚で、使用開始後12年程度経過して、図-9のように亀裂が発生した<sup>8)</sup>。この橋脚はSM58材の梁部分のブロックを柱上に載せた形式で、両者の接合部はグループ溶接されている。亀裂は張り出しの短い側の梁の下フランジと柱のフランジおよび腹板とのグループ溶接部に発生した。設計計算上この部分に生じる応力変動範囲 $\sigma_r$ は、亀裂の発生した側では約11 kg/mm<sup>2</sup>の片振り引張となる。亀裂の発生原因としてはこの応力範囲に加えて、SM58材の厚板(36 mm)の多層溶接であり、この部分が溶接の始終点に近いので、欠陥が入りやすいこと、この部分では柱から梁への応力の流れに対して大きな応力集中が存在していることなどが考えられている。

張り出しの大きなT形鋼橋脚では今回のように引張側の応力の変動幅が大きくなることもあるので、隅角部の応力の流れに注意するとともに、溶接欠陥が入らないような溶接施工方法や組立て順序などに注意する必要がある。なお、現在多く用いられている構造では柱が上部の梁部分を貫通しており、梁の下フランジ部分はこの柱の両側にグループ溶接されている。

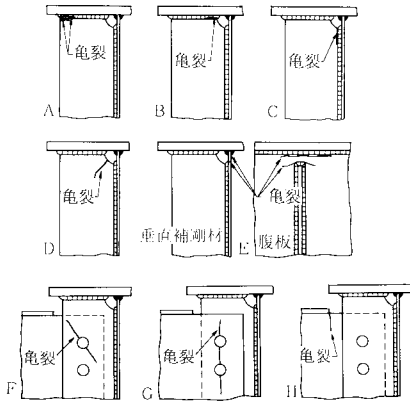
## 4. ケーススタディーⅡ：横分配作用によるもの

### (1) 道路橋の横桁、対傾構と主桁の接合部

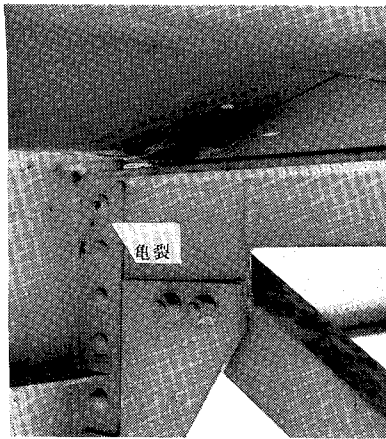
疲労損傷が発見されたのは、図-10に示すような荷重分配横桁あるいは対傾構を主桁に取り付けるための接合部である<sup>9)</sup>。図-11にこの接合部に発生した疲労亀裂の概略を、また、写真-4にその例を示す。

図-10の(a)では主桁と横桁の上のフランジ天端が一致しており、内主桁との交差部では、連結板を介して上フランジどうしが連結されている。一方、外桁部では、横桁のフランジは切欠かれ、腹板のみがリベットにより垂直補剛桁に取り付けられている。この型式の接合部で損傷を受けたのは外主桁と横桁の取付け部のみであり、図-11のA型、D型およびE型の亀裂が発生している。

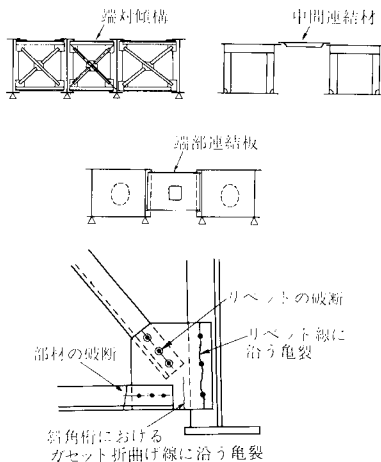
図-10の(b)の場合には、横桁の天端の位置は主桁フランジより150 mmほど下がっており、横桁のフランジと腹板は主桁の腹板に直結されている。損傷は主桁フランジとの間に介在する台形のプレート部分に集中しており、発生した亀裂は図-11のA型、C型、D型およびE型である。亀裂の発生状況は(a)の場合とよく似



図一11 疲労亀裂の発生様式



写真—4 F型の亀裂の例



図一12 上下線連結部材の構造と対傾構の疲労変状

ているが、内外桁両方に亀裂が発生している点が大きな差異である。一方2車線の中間に位置する主桁との交差部に損傷例が最も多いが、外桁の亀裂発生頻度は車線との距離が大きくなるほど小さくなるようである。

図一10の(c)の対傾構には主桁間の荷重分配作用を考えない場合と、考える場合とがあるが、疲労亀裂は両者ともに発生している。対傾構の剛度は後者の方がはるかに大きいものとなっている。亀裂の発生位置は主桁との取り付け部であるが、その箇所は橋梁の主桁本数、その間隔および車線との関係でまちまちであり、外桁部の方が多い場合と、内桁部の方が多い場合との両方がある。また支間中央に近い方に損傷が多い傾向が認められる。図一11に示すすべての様式の疲労亀裂が発生しているが、A型が最も多い。上フランジと垂直補剛材が完全に切断された例やC型亀裂が腹板内に進展し、反対側の表面にまで貫通した例などもある。

この疲労亀裂の発生原因については、現在調査・研究が進められており、次の2つの要因が考えられているが、まだ損傷要因が十分解明されていないため、その補修方法も確立されていないのが現状である。

① 横桁あるいは対傾構の荷重分配：活荷重の作用により主桁間にたわみ差が生じようとする時、横桁あるいは対傾構により荷重分配作用が生じる。しかし主桁と横桁や対傾構の接合部の詳細構造がその荷重分配作用に対して適切なものではなかった。

② 輪荷重による床版のたわみ：活荷重の作用により床版にたわみが生じる。横桁や対傾構は主桁の面外方向への変位を拘束することになるため、床版のたわみにより生じる角変形は床版と横桁や対傾構の間の狭い領域に集中することになる。このように角変形に伴って生じる二次応力により亀裂が発生した。

(2) 鉄道橋の上下線連結部材

鉄道橋でみられる上下線の中間連結材、端連結板および端連結構の疲労変状の例をそれぞれ図一12および写真一5および6に示す。変状は連結板や連結材の剛度急変箇所やガセットのボルト孔、また斜角桁では連結板やガセットの折曲げ線に亀裂が発生している。その原因は次のように考えられる。すなわち上下線の桁のうち、一方を列車が通過するとき生ずる両桁のたわみの差により、桁中間部では連結材に曲げや引張応力が生じる。この部材はもともとたわみ差が生じることを考慮して、曲げ剛度の低いものとしていたが、補剛リブ端が剛度急変箇所となり、応力集中により疲労が発生したものである。

桁端部の連結板では一方の桁を列車が通過することにより上下線の桁端でたわみ角に差が生じて振りを受け、その腹板の切欠き部に過大な応力が発生した。一方、桁端の連結構ではシュー座の破損により一つの橋台上の支承の間に不等沈下が生じ、結果として部材に過大な応力が生じて損傷が現われたと考えられる。この場合、連結構の構成部材のうち、弱い箇所が損傷することになる(図一12参照)。

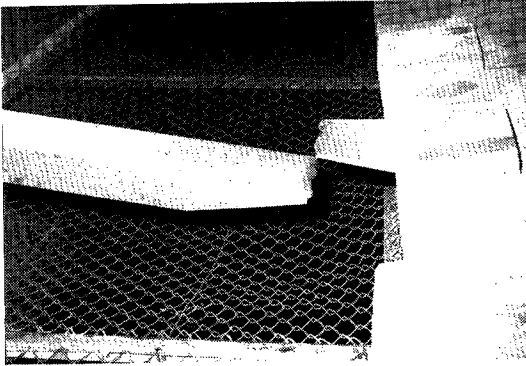


写真-5 中間連結材の破断

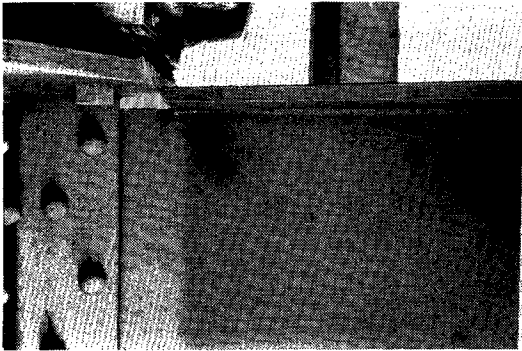


写真-6 連結部材の変状

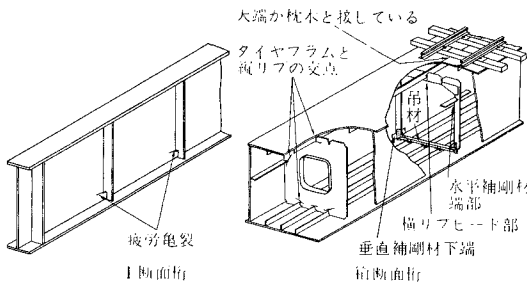


図-13 上路プレートガードの疲労変状

これらに対する主な対策は、上下線連結材では連結部を完全なヒンジにするか、もしくは逆に強固な分配桁方式とすることである。後者の場合、設置箇所の主桁の内部には強固な対傾構やダイヤフラムを設けることが必要である。なお、桁端部の連結構でシュー座の破損が原因となって損傷した場合、その補修に際してはまずシュー座を補修することが必要条件である。

## 5. ケーススタディーⅢ：車両走行に伴う振動によるもの

### (1) 鉄道橋の腹板補剛材下端

鉄道橋の下路トラス縦桁（以下「縦桁」という）や箱

断面上路プレートガード（以下「箱桁」という）の腹板に垂直補剛材を溶接したもので、下端のスカラップの回し溶接ビード部に沿って腹板に疲労亀裂が生じた<sup>10)</sup>。図-13に上路プレートガードで発生したいくつかの疲労亀裂の状況を模式的に示す。

この種の変状は鉄道橋において10年ほど供用した時点で発見されている。亀裂は補剛材の回し溶接部のビード止端から始まり、ある程度ビードに沿って進み、その後、腹板内をほぼ水平に進行している。しかし縦桁と箱桁ではその性状に多少の差がみられる。すなわち、図-14に示すように縦桁では亀裂付きビード止端から早期に腹板に進むが、箱桁ではこれに比べ、ビード止端に沿ってかなり進行した後、腹板にそって行く。なお、縦桁では対傾構のある位置には変状例がなく、また、箱桁では吊材（図-13参照）のあるものでは亀裂の発生率が低い傾向にある。

主な原因としては補剛材下端の応力は、通常、設計で考慮している活荷重による腹板面内の引張応力のほかに、枕木のたわみに伴う腹板の面外曲げ変形による応力と、さらに下フランジや腹板が列車通過時の衝撃などに伴い、面外に振動することによる応力が加わって発生したと考えられる。

図-15は縦桁の補剛材下端のひずみ波形と同じ縦桁に生ずる下フランジ下面の波形との比較であるが、下フランジの波形は、通常、設計で考えられているとおりであるのに対し、補剛材下端の鉛直方向の応力には振動成分等が含まれており、かなり応力性状を異にしている。この場合、補剛材下端の腹板の鉛直ひずみの振幅値は下フランジの軸方向ひずみと同程度の値に達していることがわかる。この応力性状は橋梁により差異があるが、場合により疲労亀裂を発生させる可能性がある。

亀裂が発生した箇所は、その部分を完全には取り取り再溶接した後、写真-7に示すように当板を添えることにより補修し、変形を抑えるとともに断面を増している。

設計への反映では、支間16m以上の桁には対傾構を設けるようにしたり、中間対傾構の間隔を圧縮フランジ幅の20倍以下とするなどの配慮をしているが、振動等による変形については今後さらに検討を要する。

### (2) 鉄道橋の箱形断面桁の中間ダイヤフラム

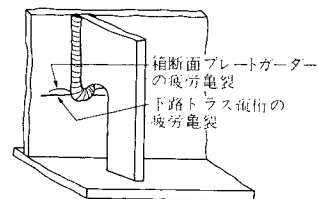


図-14 亀裂の進展性状



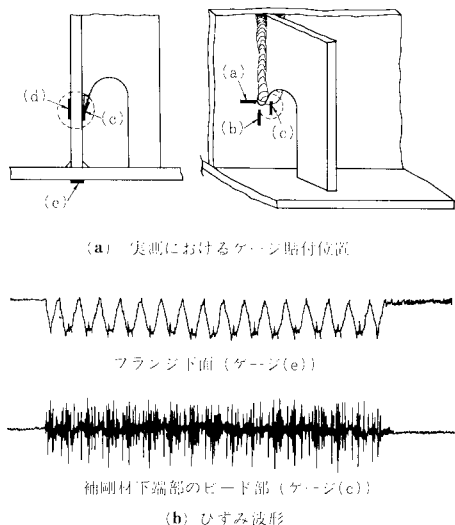


図-15 フランジおよび補剛材下端部の動ひずみ波形

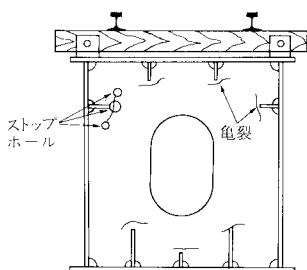


図-16 ダイヤフラムの疲労変状

鉄道橋の箱桁で中間ダイヤフラムが1枚の板構造となっているものでは、主桁のフランジや腹板の補剛リブとダイヤフラムとの交点が溶接されているが、この近辺に亀裂が発生している。亀裂は補剛リブの回し溶接部端を始点とし、図-16のようにダイヤフラム内に進展し、中には10 cmを超えるものも見られる。同形で同使用条件下の桁でも発生率には大きな差が見られることが特徴である。

主な原因は列車通過時にダイヤフラムが面外振動する際、リブとの交点が拘束されているため大きな応力が生じることであると考えられる。実橋測定や解析の結果から、ダイヤフラムは列車の通過時に大きな面外振動を起

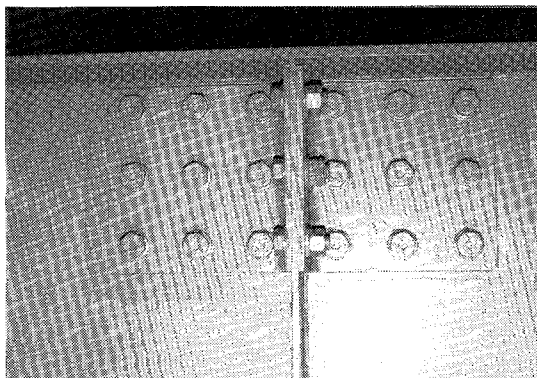


写真-7 垂直補剛材下端部の補修例

こしており、この振動はダイヤフラムの固有振動と一致していることがわかった。

また、この部分の応力は溶接部から離れるに従って急激に低下する傾向があり、亀裂はある程度の長さで停留すると考えられる。しかし実際に長いものがあるのは亀裂がある程度以上長くなるとビビリ振動を起し、その先端では大きな応力が起きているからと考えられる。なお、同一箇所には架けられている同種の桁の間にも損傷発生数に差がみられる理由の一つとして、製作誤差等による初期面外変形に差のあることが考えられる。

この種の変状は主桁の耐力に直接関係するものではないが、一つの桁で多数亀裂が見られるものがあるので、いかに経済的かつ施工性のよい補修工法を用いるかが課題となる。なお実橋における測定や試験によって、ダイヤフラムに防振リブを設けることがかなり効果のあることが認められた。

### (3) 道路橋の案内標識柱

都市内高速道路の高架橋上に設置された道路案内標識柱には図-17に示すような型式のものが比較的多く用いられている。これらの標識柱はいずれも床版あるいは桁などにボルトを介して取り付けられ、基部はリブプレートにより補強されている。ここで紹介する疲労変状はこの柱基部に発生したもので、A型およびB型の標識柱において供用開始後10年以上を経て発見された。亀裂はリブプレートの回し溶接部の上止端に沿って円周方向に進展していた(写真-8)。

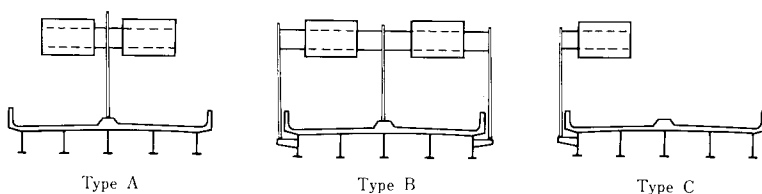


図-17 道路標識柱の例

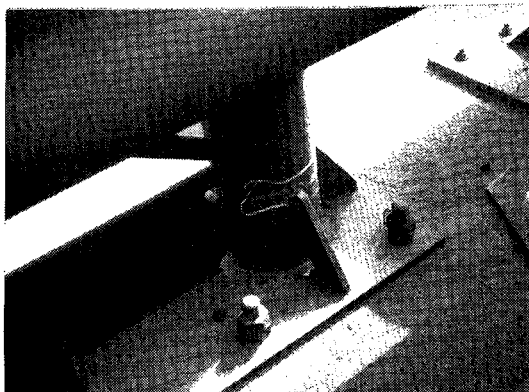


写真-8 道路標識柱の基部に発生した亀裂

これらの高架橋上に設置された標識柱は橋体と剛結に近い状態で接合されているため、自動車荷重による桁の振動が起振力となって、標識柱には面外および面内の振動が同時に発生していると考えられる。このような標識柱について柱基部の応力度を測定すると、標識柱の面内振動による応力度の方が面外振動によるものより大きい場合が多い。亀裂を生じた標識柱についても、面内振動が卓越していたために柱基部において橋軸直角方向の断面付近から亀裂が発生した。

亀裂が発生した標識柱は、変状の度合により、取替えあるいは柱基部のリブプレートによる補強などが行われているが、亀裂の発見が遅れると大事故につながりかねないので、日常の点検においても十分な注意が必要である。また、標識柱を新しく設置する場合には、振動が生じにくい剛な構造を採用するか、橋梁の振動レベルが低い支点付近に標識柱を設置するなどの配慮が肝要である。

#### (4) 鉄道橋の橋側歩道の高欄

鉄道橋の橋側歩道に通常使用されるパイプ高欄には、列車走行による激しい振動で高欄の中間支材と柱を連結する溶接ビード部に亀裂が発生する例があり、中には破断に至ったものも見られた(図-18)。

対策として根本的には高欄を振動させないようにすることであるが、それは困難なので、むしろ、溶接のような剛な連結としないで図-19のようにヒンジ作用をもたせることにしている。

### 6. ケーススタディーⅣ：その他

#### (1) 道路橋ランガー桁の吊材

ランガー桁でその支間が長くなると、中央部近くの吊材の長さが20mを超えるような場合がしばしば起こる。このような吊材が円またはH形断面のような単純な断面形状の場合には、低風速で容易に振動が生じる。

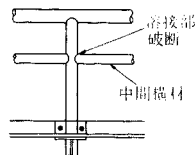


図-18 パイプ高欄の変状

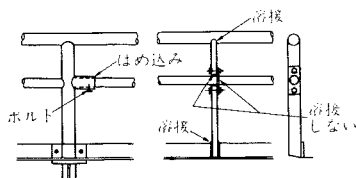


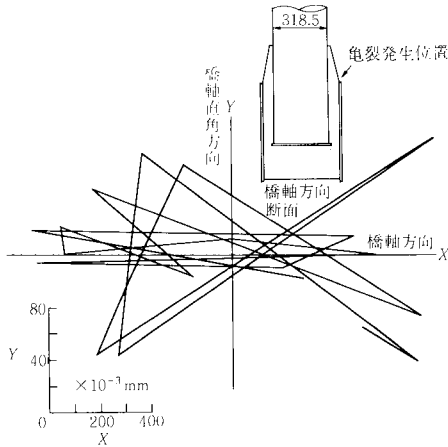
図-19 パイプ高欄の補修例

四徳大橋、馬下橋、向島橋などが代表例であり、これらの事故はいずれも昭和40年代の前半に生じた。その後、格点構造が改善されるなどの対策がとられ、解決済みの問題と考えられてきた。しかし最近、同様な振動が新しく架設された橋で報告され、設計時の配慮が十分でない場合には、いまだに起こり得る現象である。この問題は部材の疲労問題として取り扱うのではなく、作用力としての振動を抑制することが重要である。

四徳橋<sup>11)</sup>は支間150mのトラスランガー橋で中央の最長の吊材は21.5mである。吊材には鋼管(φ318.5mm)が用いられており、これが橋軸直角方向の微風によりトラス面内にたわみ振動を生じることが発見された。図-20に示すような振動により吊材を取り付けるためのガセット部に非常に高い応力が生じ、そのため上下格点で30個以上の疲労亀裂が認められた。補修工事では端部の固定度を増加し、ガセット部分の応力集中が小さくなるような構造に改造されている。また空気力を減少する目的でトリップワイヤ(φ32mm)を吊材に巻きつけているが、これは風の流れを乱すことにより、カルマン渦の発生を抑えようとするものである(写真-9)。

馬下橋は支間66.0m、ライズ11.0mの鉛直吊材を有するランガー橋で、吊材にはH形断面が使用されている。疲労亀裂の発生は4連のうちの1連であるが、目視検査の結果、両外側の2本を除く中央部近くの吊材のほとんどすべてに疲労損傷が認められている(写真-10)。補修では端部の剛度を高めるとともに、吊材からの力を腹板に伝達しやすいようなディテールにした。

向島大橋<sup>12)</sup>は支間118m、ライズ18mのランガー橋である。竣工後約2年半経過した昭和45年8月21日、台風10号が通過した際、橋梁の全体振動および吊材の局部振動が起こり、中央部付近の吊材の上下端のガセットプレート部のリベット孔周辺もしくはガセットと主桁フランジの溶接部に疲労亀裂が発生した。この橋に対し



注) 1) 0.1 s ごとの鋼管位置をプロットした。  
 2) Y軸はX軸の5倍のスケールである。

図-20 四徳大橋吊材(鋼管)の振動状況

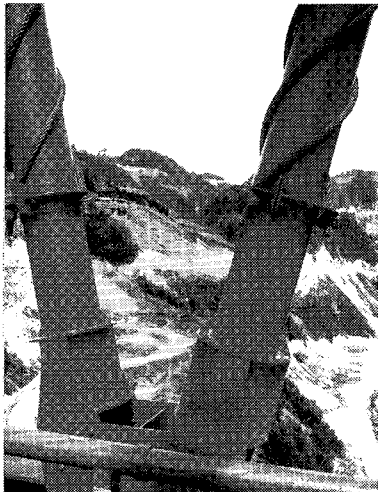


写真-9 吊材(鋼管)に巻かれたトリップワイヤ(四徳大橋)

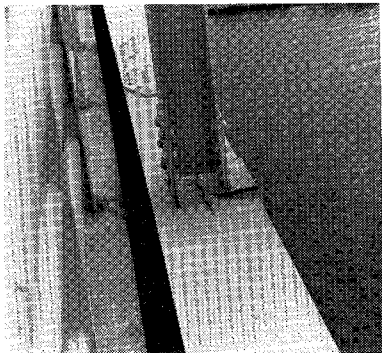


写真-10 吊材取付け部の疲労損傷(馬下橋)

ては、吊材の振動特性を改善する目的で、各吊材間を2本のワイヤで緊結している。

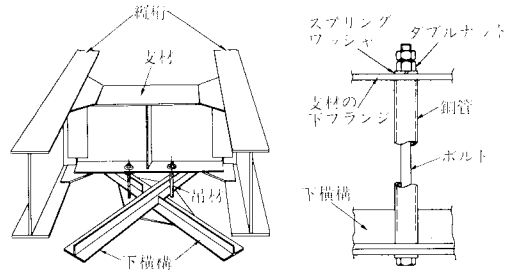


図-21 下横構の吊材の例

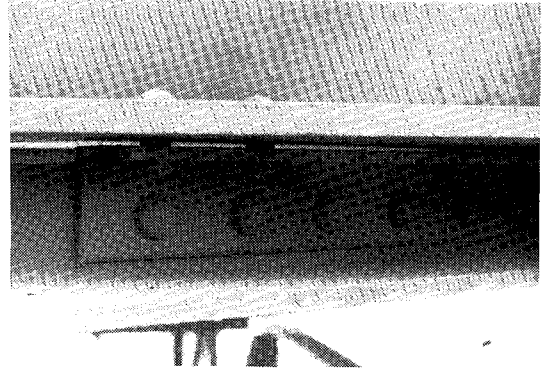


写真-11 リベットのゆるみ



写真-12 下横構の破断

## (2) 鉄道橋の下横構

トラス主構の上面、下面および下路ガーダーの主桁下面には横力に抵抗するために横構が組まれている。この部材では座屈長を小さくするため、およびたわみを小さくするために通常、縦桁の下フランジと連結している。しかし列車荷重によって縦桁がたわむとこの連結部にずれ力が作用し、長い間繰り返されるうちに連結部のリベットやボルトがゆるむ例が多い。時には横構部材そのものに亀裂が生じることもある(写真-11 および 12)。

補修として、弛緩したリベットをボルトで締め直すなどしているが、この部分を少々強化してもずれ力に抵抗

することは困難であり、横構に無理な力を導入することにもなるので、むしろ、柔結合構造としてずれ力が発生しないようにする方が合理的である。そこで新しい設計では図一21に示すように、上下方向には変位を拘束するが、水平面内では無理なく変位できる吊構造を採用している。

## 7. おわりに

以上、疲労変状調査委員会の活動報告として疲労変状のケーススタディーを中心としてまとめた。構造物の発達のために過去の変状例を知ることが最も重要なことの一つであり、その点、この報告が少しでも役に立てば幸いである。

おわりに当たりケーススタディーの基礎となる資料を提出し、発表を認めて下さった諸機関に厚く御礼を申し上げます。

### 参 考 文 献

- 1) 国鉄建造物設計標準解説，土木学会，1983年。
- 2) 道路橋示方書・同解説，日本道路橋協会，1980年。

- 3) AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges, 13th Edition, 1983.
- 4) BS 5400 Part 10, Steel, Concrete and Composite Bridges, Code of Practice for Fatigue.
- 5) 阪神高速道路公団，日本橋梁建設協会：鋼桁切り欠き部の健全度に関する調査研究，報告書，昭和58年3月。
- 6) 手塚茂樹・池田良則：鋼I桁支点切り欠きコーナ部の補修，橋梁と基礎，Vol.17, No.8, 1983年8月。
- 7) 阿部英彦・阿部 允：下路プレートガーダー横桁の疲労，その1およびその2，構造物設計資料—No.60, 1978.12およびNo.61, 1980.3.
- 8) 今井宏則・藤野勘滋・山崎鷹生・水元義久：鋼構造物の変状と補修，橋梁と基礎，Vol.17, No.8, 1983年8月。
- 9) 西川和広：プレートガーダ橋の疲労損傷例，道路，1985.10.
- 10) 阿部英彦・谷口紀久・阿部 允：鉄道橋の疲労（垂直補剛材下端），土木学会構造工学シンポジウム論文集，1986年4月。
- 11) 成田信之：風による橋梁部の振動，橋梁と基礎，5-9, 1971.9.
- 12) 巻幡敏秋・午尾正之・出野 宏：向島大橋吊材の耐風性について，橋梁，1972.5.

(1985.12.19・受付)