

第4章 疲労損傷の検出と原因分析および損傷度評価

4.1 疲労き裂の検出手法

4.1.1 疲労き裂に対する点検・検査

鋼橋における疲労き裂は、部材の溶接継手部や部材同士の接合部などの極めて局部的な箇所が発生する。とりわけ、すみ肉溶接の止端部、あるいはルート部から発生する事例が多い。また、応力や変形の繰返しに伴い徐々に進行する破壊現象であることから、それを早期に発見し適切な補修・補強を行うことが重要であり、そのためには点検・検査により軽微な疲労き裂を精度よく検出することが必要となってくる。

(1) 点検・検査時の留意点

疲労き裂の検出を行うためには、まず、橋梁の各部材に接近することが必要である。遠望からの目視点検では、双眼鏡を用いたとしても相当大きく進展したき裂を除きその検出は困難である。そのため、定期的な点検のほかに、塗装塗替え時や補強工事の際に設置される作業足場を利用して詳細な点検を実施することが多い。また、路上の点検車を利用して、あるいは桁下からの高所作業車により部材に接近することもある。

既設構造物の点検・検査では、適用条件や作業環境が良く、かつ設備の整った工場内での検査とは異なり、種々の障害の影響を受ける。例えば、野外作業であるため鋼材表面の温度あるいは降雨時における雨水の付着、結露等の気象条件の影響を受けやすい。また、鋼材表面の塗膜とその劣化、錆の付着なども非破壊試験に影響を及ぼす要因である。さらに、作業空間上の制約を受けることが多々ある。設備面においても、電源設備を必要とするような非破壊試験機器が適用できない場合や十分な照明の確保が困難な場合があるばかりか、部分足場を利用した点検では、検査員の作業上の安全性の確保や機器・機材の落下による第三者災害の発生にも配慮することが必要である。

また、供用部材中に発生する疲労き裂と工場内の検査で対象としている溶接部のブローホール、融合不良、溶接割れといった欠陥とでは、適用する非破壊試験法によっては検出精度が異なる。工場内の検査では適用可能な試験でも実橋の疲労き裂の検出には必ずしも適した方法とは言えない場合もある。むしろ、前述した現場検査における制約あるいは種々の障害の影響を考えた場合には、実橋の疲労き裂の検出に適した非破壊検査方法は少ないと言える。

(2) 点検・検査方法

疲労き裂の検出に一般的に用いられている非破壊試験方法の種類とその特徴を表-4.1に示す。これらのうちで、最も多く用いられ、かつ信頼のおける検査は熟練者による目視点検である。もちろん、鋼材の表面に開口したき裂に対してのみ有効な方法であるが、多くのき裂は目視点検により発見され、その後、その他の非破壊試験法を用いて、き裂長さの定量的な計測あるいはき裂深さの推定などの詳細な調査が実施される。ここで、重要なことは、目視点検は、き裂発生箇所の傾向・特徴、き裂の進展性状、き裂の発生原因といった鋼橋における疲労現象に十分に精通した検査員が行うべき検査であるということである。この目視点検において、き裂の発生が確認できるか否かによりその後の検査体制も大きく異なることとなる。

図-4.1は、表面き裂の検出を対象とした場合の点検・検査の一般的な作業フローを表したものである。点検においては目視点検を主体とし、場合によって渦流探傷試験を併用しながらき裂の有無を確認する。渦流探傷試験は、塗膜上からの検査が可能であり目視点検結果の信頼性を向上させるために使用される。き裂の発生が確認された場合には、さらに詳細な試験として塗膜を除去した状態で磁粉探傷試験を実施し、表面長さに関する定量的な計測を行う。しかし、現場の状況によっては、電源設備を必要とする磁粉探傷試験を行うことができない場合もある。このような

表-4.1 非破壊検査の種類とその特徴

種 類	長 所	短 所	備 考
目視点検	①手軽にできる。 ②検査時間が短い。	①塗膜上からは、塗膜ぎれにより錆汁が発生している場合に検出が可能。 ②塗膜を除去した場合、き裂の開口幅が狭いため、その認識は困難。 ③検査技術者の経験に左右される。	・表面検査
磁粉探傷試験	①表面き裂の形状および長さの測定精度に優れる。 ②微細なき裂の長さを測定するのに有効である。	①表面開口のき裂にしか適用できず、内部き裂の検査は不可能。 ②塗膜を除去することが必要である。 ③表面の凹凸が著しい場合には、結果の判定を誤りやすい。 ④電源を必要とする。 ⑤検査技術者の技量に左右される。	・表面検査 ・極間式磁化装置と湿式蛍光磁粉を使用 (JIS G 0565)
渦流探傷試験	①表面および表層部のき裂の検出に適している。 ②塗膜上からの試験が可能である。 ③試験時間が短い。	①表面開口のき裂にしか適用できず、内部き裂の検査は不可能。 ②正確な寸法推定と形状把握は不可能。 ③検査技術者の技量に左右される。	・表面検査 (JIS G 0568)
浸透探傷試験	①表面き裂の検出に適している。 ②携帯性に優れている。	①塗膜上からは塗膜ぎれに左右され信頼性に劣る。塗膜を除去する必要がある。 ②表面の開口幅が狭いき裂の検出はできない場合がある。 ③内部き裂の検出が不可能。 ④表面の凹凸あるいは水分の付着によりき裂を検出できない場合がある。 ⑤検査技術者の技量に左右される。	・表面検査 ・溶剤除去性染色浸透試験と速乾式現像液を使用 (JIS Z 2343)
超音波探傷試験	①き裂深さの測定に有効である。 ②溶接部の内部き裂の検出が可能である。(余盛部除く) ③片面からの試験が可能。	①き裂の位置、傾き、大きさによってばらつきが大きい。 ②欠陥との区別が付きにくい。 ③手探傷は記録性に乏しい。 ④1箇所当りの検査時間が長い。 ⑤検査技術者に高度な技量と豊富な経験が要求される。	・内部検査 (JIS Z 3060)

JIS規格では試験方法、等級分類等について記述されており、き裂の判定基準は明記されていない。

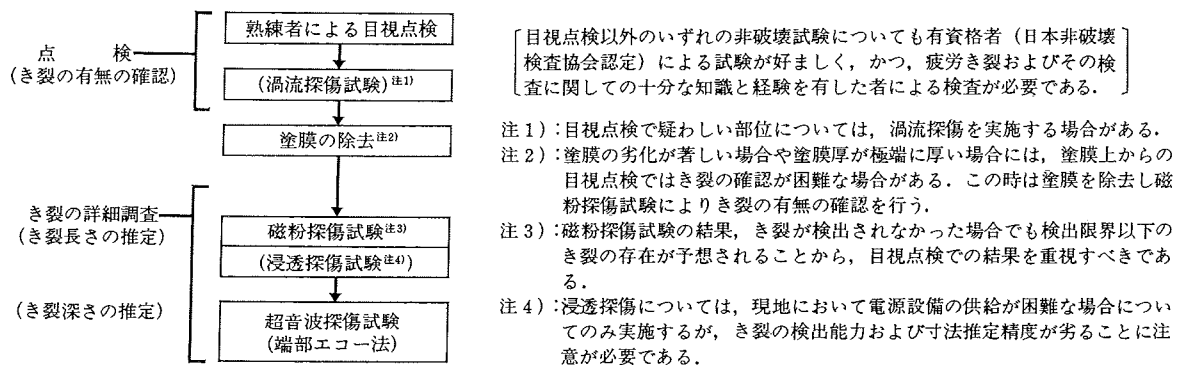


図-4.1 疲労き裂の点検・検査における作業フロー

場合には、浸透探傷試験を適用することも考えられるが、浸透探傷試験では疲労き裂のように表面の開口幅が狭い欠陥の検出は難しく、またその推定寸法精度も劣ることに注意する必要がある。さらに、詳細な調査としてき裂深さの情報を得たい場合には、超音波探傷試験を実施するが、この場合でも検出可能なき裂は限られており、また、その検出能力にも限界があることを認識しておく必要がある。

表-4.2 は各探傷試験に関して、実験室レベルでのき裂の検出限界および寸法（表面長さ）推定精度を比較したものである¹⁾²⁾。ここで示した精度は、非破壊試験の資格を有し、疲労き裂に対し十分な知識を有した検査者が行った場合の結果である。既設構造物を対象とした試験では、限られた探傷条件下で各試験がどの程度の精度で欠陥を検出することができるのかを十分に認識し、その結果を評価することが重要である。

表-4.2 各種非破壊試験におけるき裂の検出限界および寸法精度

	き裂検出限界寸法 (mm)		寸法推定精度
	塗膜上	塗膜除去後	
目視検査	4.0	8.0	ばらつき大
磁粉探傷試験	(4.0)	2.0	適正 (± 1 mm)
浸透探傷試験	(4.0)	8.0	過小評価
超音波探傷試験	5.0	5.0	過大評価
渦流探傷試験	5.0	5.0	不可

なお、工場製作時に最も一般的に用いられている非破壊試験として、放射線透過試験があるが、この方法に関しては、すみ肉溶接部のような狭あいな部位においては装置の設置が困難なこと、X線による被曝は人体に有害であり安全管理を必要とすることなどの問題があり、実橋での疲労き裂の検出には適さない。

4.1.2 非破壊試験方法の概要

(1) 目視点検

目視点検は明視距離から直接部材表面を肉眼で観察する方法である。しかし、疲労き裂のように部材表面における開口幅が狭い欠陥の検出は容易でなく、熟練者による点検が必要である。最も有効なき裂の形跡は、き裂が塗膜を破った後に表面に出現する錆汁であるが、粉塵の堆積により錆汁が覆い隠されている場合が多く、このような場合には注意深く粉塵を取り去ることが必要である。写真-4.3 (p. 79) に錆汁の発生状況を示す。塗膜の割れについては、き裂が存在しなくても応力の集中部や塗膜の品質不良部、あるいは塗膜の劣化部などに発生することがあるので、点検者は橋梁のどのような部位にき裂が発生し、錆汁としてどのような現れ方をするのかについて十分な知識と経験を有していなければならない。また、点検者自身の視力もき裂検出の信頼性に影響を及ぼすため、一定の視力を確保することが重要である。例えば、ASME CODE では視力をチェックするための視力検査シートが用意されている。錆汁については、塗膜の色によりその認識の容易さが異なる。白に近い塗膜においては錆汁の確認が容易なのに対し、黒色、赤色の塗膜においては認識しづらくなる場合があるので注意を要する。

目視点検において、箱断面内部のように試験部位が暗い場合には、懐中電灯による照明が必要であり、できるだけ商用電源を用いて十分な明るさのもとで点検を行うのが望ましい。さらに、必要に応じて拡大鏡（ルーペ）を使用することも重要であり、直接目視が困難な部位に対してはファイバースコープを用いて観察することも検討する。特に断面の小さな閉断面部材については、強度上問題のない部分に小径の穴を設け、この部位よりカメラを断面内部に挿入し観察を行うことも考えられる。

(2) 渦流探傷試験

渦流探傷試験は、鋼材などの導電性材料に交流電流を流したコイルを近づけると、欠陥の存在によりコイルに誘起される電圧、電流が変化することを利用して欠陥を検出する方法である。図-4.2 に示すように、コイル1 に交流電流を流すと、電磁誘導現象によりコイル2 に交流電流が発生する。コイル2 の代わりに図-4.3 に示すような金属板をもってきても導体である金属板には交流電流が発生する。この場合、発生した交流電流は同心円状に流れることから、これを渦電流と呼んでいる。この渦電流の分布および電流の大きさが欠陥の存在により変化する。渦流探傷試験では、この変化を上記とは逆の経路、すなわち、渦電流によりコイルに発生する電流の変化を検出し、欠陥の有無、寸法を測定する方法である。

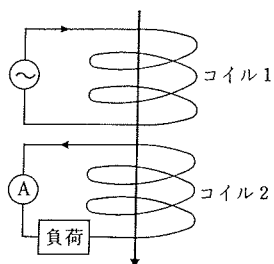


図-4.2 電磁誘導現象の概念図

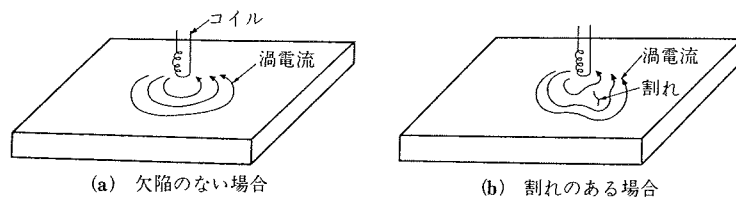


図-4.3 渦流探傷試験の基本原則

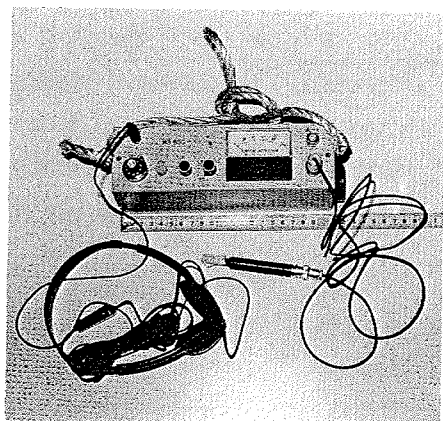


写真-4.1 ポータブルタイプの渦流探傷装置

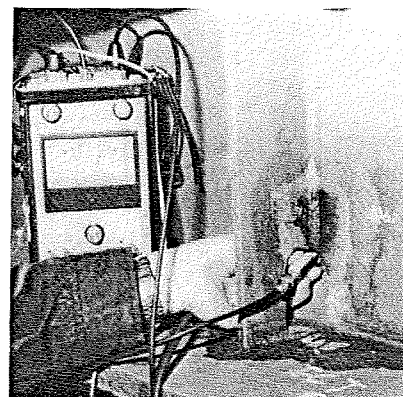


写真-4.2 渦流探傷試験状況

渦電流は欠陥の有無や大きさだけにより変化するのではなく、対象物の形状、材質、コイルの寸法（渦電流の発生範囲）によっても変化する。これらの要因は欠陥の検出の妨げとなり、ノイズによる信号かどうかの判断が必要となる。例えば、部材のコバ端部においては端末効果によりノイズが発生する。現在、最も一般的に用いられているポータブルタイプの装置を用いた場合、このノイズの発生により部材端より 10 mm 程度の範囲ではき裂の検出が困難である。また、複雑な形状をしたき裂の検出に関しては、その形状の把握は不可能である。

この方法については、前述したような欠点を有しているものの、塗膜上からのき裂の検出が可能であり、目視点検で疑いのある部位のチェック用として有用な方法である。写真-4.1 にポータブルタイプの渦流探傷装置を、写真-4.2 には探傷状況を示す。き裂の認知はアナログ指示計により行われるのが一般的であるが、ヘッドホーンを使用して音色の違いからも感知することができる。

(3) 磁粉探傷試験

磁粉探傷試験は対象部を磁化し、欠陥に磁粉（強磁性体の微粉末）を付着させることにより、その付着状況から視覚的に欠陥の有無、表面上の欠陥長さを調べる方法である。この方法は表面および表面直下にある欠陥検出に適用することができる。図-4.4 に示すように導体を磁石により磁化すると材料中に磁束が発生し欠陥部の両端に N、S の磁極ができる。この状態で磁粉を振りかけると鉄粉粒子が磁極に凝集吸着し欠陥上に凝集模様が現れる。この方法では欠陥の表面長さの検出は可能であるがき裂深さに関する情報は得られない。

磁粉探傷試験では、対象物をどのように磁化するか、ど

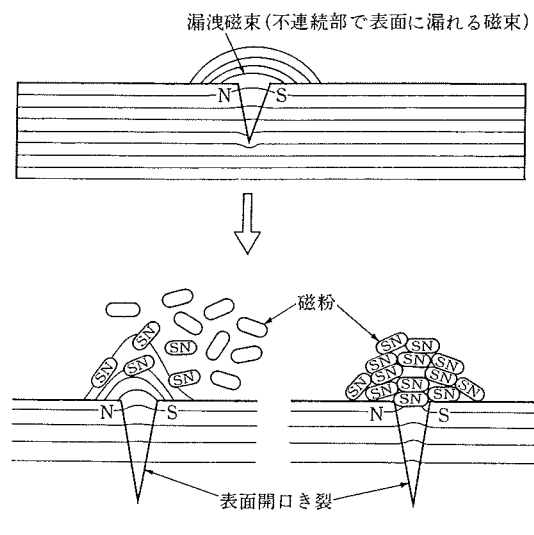


図-4.4 磁粉探傷試験の基本原則

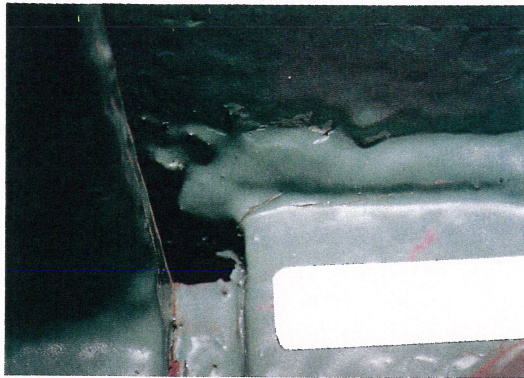


写真-4.3 き裂発生部の塗膜上における錆汁の発生状況

表-4.3 磁粉探傷試験の分類

試験方法の分類	
分類の条件	分類
磁粉適用に対する磁化の時期	連続法, 残留法
磁粉の種類	蛍光磁粉, 非蛍光磁粉
磁粉の分散媒	乾式法, 湿式法
磁化電流の種類	直流, 脈流, 衝撃電流, 交流
磁化方法	軸通電法, 直角通電法, プロット法, 電流貫通法, コイル法, 極間法, 磁束貫通法

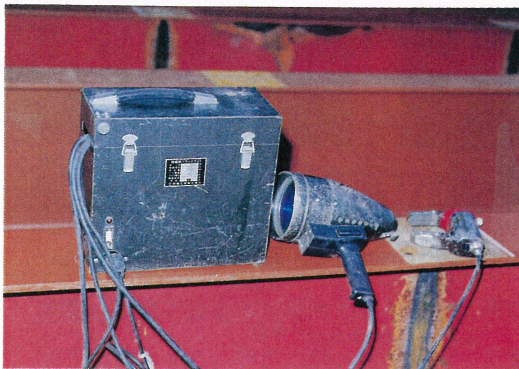


写真-4.4 磁粉探傷試験装置の外観

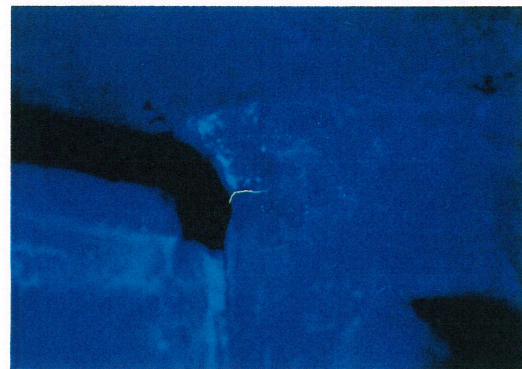


写真-4.5 磁粉探傷試験による疲労き裂の探傷結果

のようなコントラストを利用して欠陥磁粉模様を識別するかなどにより表-4.3に示す試験方法に分類されている。橋梁の疲労き裂の検出に関しては写真-4.4に示すような交流磁化の極間法による湿式蛍光磁粉探傷試験が一般的に用いられている。橋梁部材では疲労き裂の発生箇所が狭い部位に多く見られることから、磁化装置および紫外線照射装置は極力小さいものが望ましい。以下にこの方法における特徴点を列挙する。

- ・交流磁化であるため、表面き裂の検出能力が高い。
- ・携帯形であるため、軽量である（電源は必要とする）。
- ・蛍光磁粉は表面き裂の検出能力が高い。
- ・蛍光磁粉模様の観察を容易にするため、周囲を暗くすることが必要である。

磁粉探傷試験を用いたき裂の検出に際して最も重要なことは、磁化する方向に留意することである。き裂の長さ方向と直角な方向について磁化しなければならないが、そのためには検査者がき裂の発生、進展性状に関して十分な知識を有していることが必要となる。写真-4.5に疲労き裂の磁粉模様を示す。

なお、磁粉探傷試験では、探傷に先立ち探傷面の塗膜を除去することが必要である。その際、グラインダーを用いて除去した場合には、き裂の表面を塗料により埋めてしまうこともあり、その後の検出が困難になる。塗膜の除去については、塗膜剝離材を用いて除去するか、軟質のハンマにより錆汁の発生部およびその周辺部への直接的な打撃を避け塗膜を丹念に除去するのが良い。なお、塗膜剝離材については、皮膚に付着すると炎症を起こす危険があることから、取扱いには十分に注意するとともに桁下への垂れ落ちに対する十分な養生を行うことが必要である。

湿式蛍光磁粉探傷試験の実施手順を以下に示す。

- ① 目視により表面開口き裂を検出し、塗膜を除去する。除去に際しては、カット内に残留している塗膜も丁寧に取り除くこと（図-4.5(a)）。

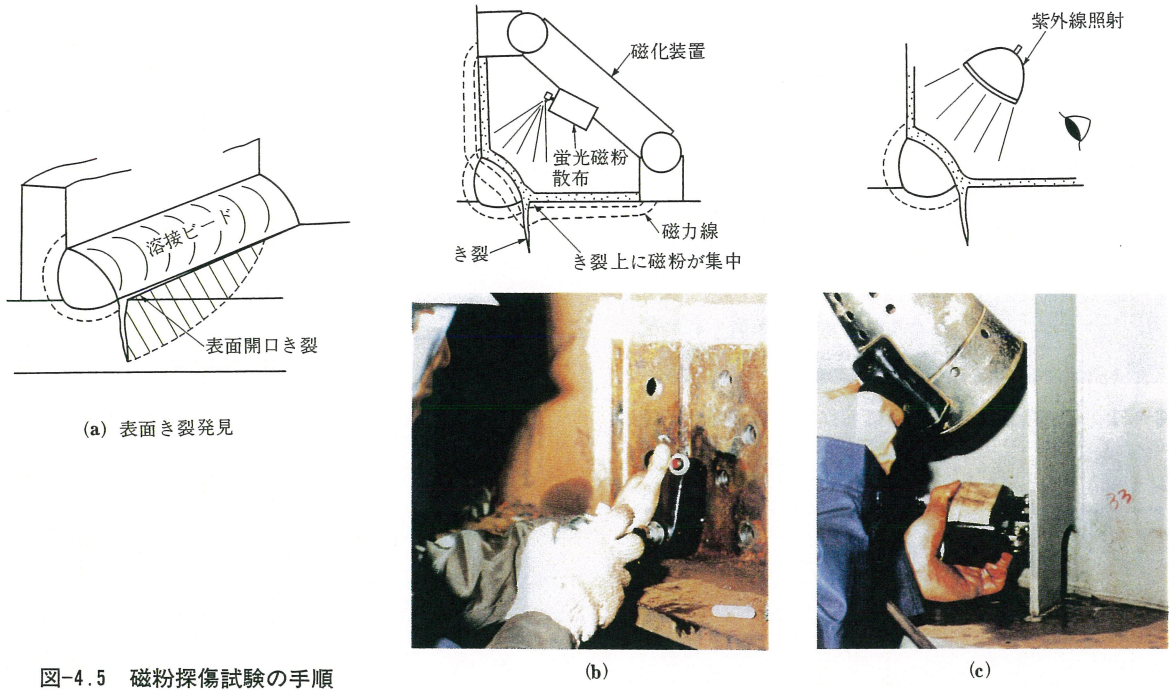


図-4.5 磁粉探傷試験の手順

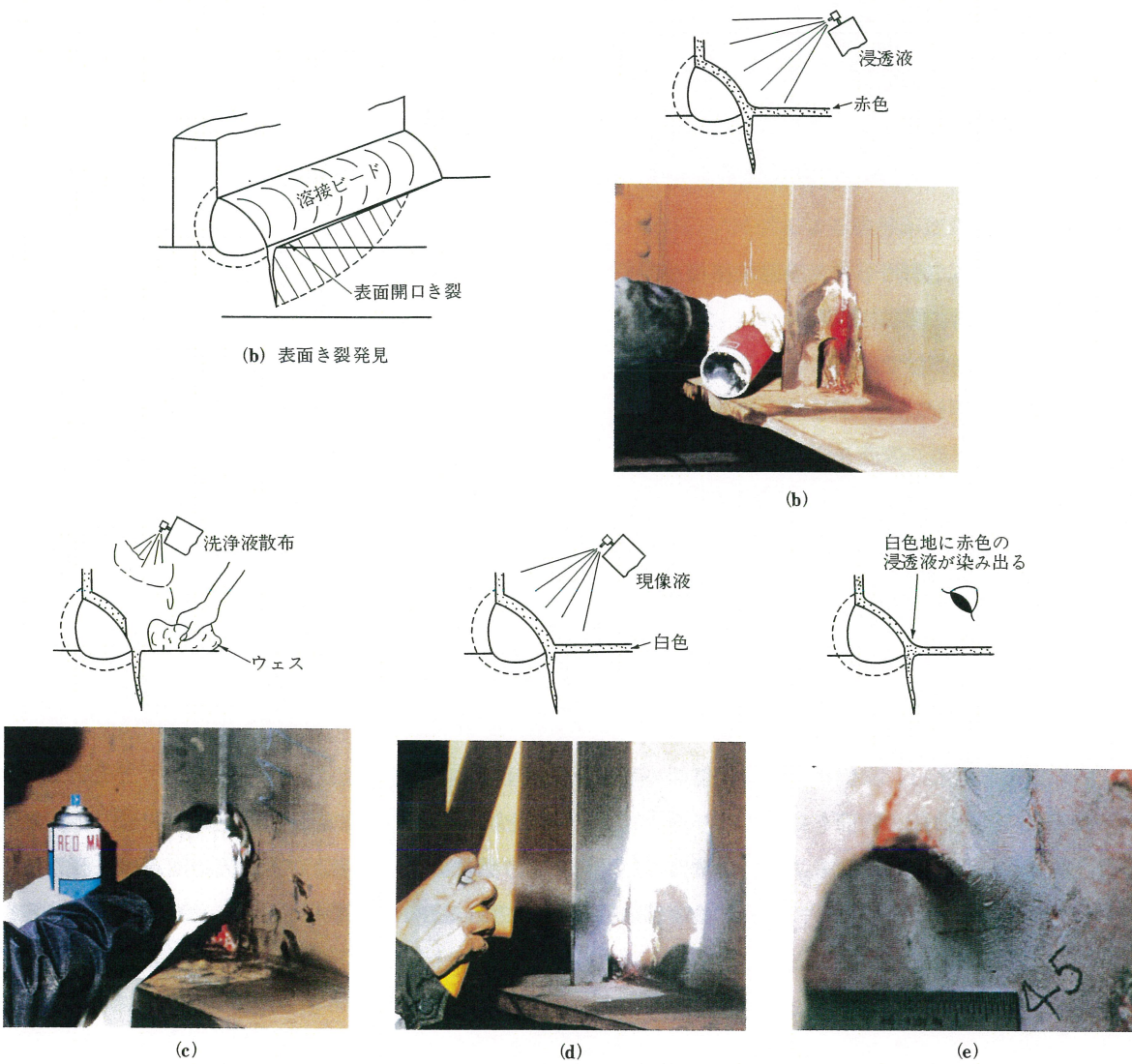


図-4.6 浸透探傷試験の手順

- ② き裂長さ方向に対して直角方向に磁化し、蛍光磁粉を散布する (図-4.5(b)).
- ③ 磁化しながら紫外線を照射し、磁粉の付着状況を観察し、磁粉の流動が停止した後、磁化を止めき裂の長さを計測する (図-4.5(c)).

(3) 浸透探傷試験

浸透探傷試験 (溶剤除去性染色浸透試験と速乾式現像法との組合せ) は、図-4.7 に示すように欠陥内部に浸透液を浸み込ませ、浸透液が現像剤の微粉末中に毛細管現象により吸い出されてくることを利用した方法である。磁粉探傷と同様に視覚的に欠陥を認識する方法である。

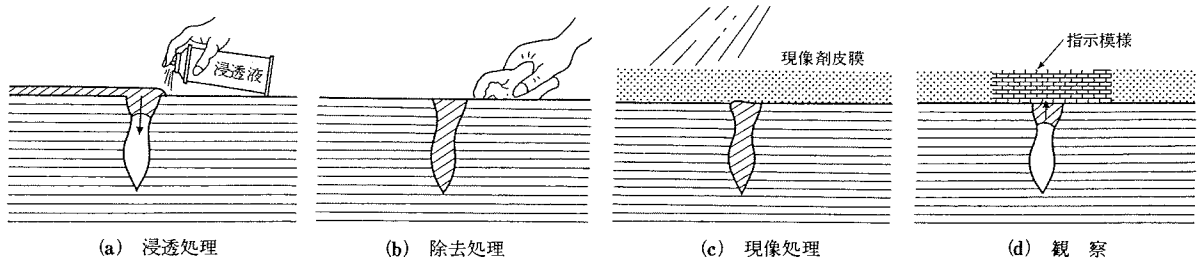


図-4.7 浸透探傷試験の基本原理

この方法では、部材表面に開口している欠陥のみが検出可能であり、開口欠陥を肉眼で確認しやすくするために、実際の欠陥寸法よりも拡大した像として指示模様を観察する。そのため、欠陥の表面寸法に関する推定精度はあまり良くない。また、表面の開口量がわずかである微小な疲労き裂やき裂内部に異物が詰まっているような場合などでは浸透液がき裂内部に十分浸透せず検出が不可能なこともある。したがって、浸透処理作業に先立ちスプレー式洗浄液とブラシを用いて対象部位をブラッシングした後、き裂内部に浸透液が容易に浸み込むようにするのが望ましい。特にすみ肉溶接部におけるアンダーカット部やビード波目、凹部に入り込んだ塗料については丁寧に除去することが重要である。また、部材の表面状態が悪い場合 (表面の凹凸が大)、低温時での試験あるいは結露による水分の付着状態での試験などでは欠陥の検出能力が低下するため、適切な処理を必要とする。

浸透探傷試験の実施手順を以下に示す。

- ① 目視により表面開口き裂を検出した後、塗膜を剥離し、粉塵、錆、水分などの付着物を除去する。塗膜の除去範囲は、塗膜割れ位置とその周辺部について 20 mm 程度は必要である (図-4.6(a)).
- ② き裂発生部に刷毛またはスプレーにより赤色の浸透液を塗布し、塗りムラのないようにすることが必要である。また、浸透時間中に浸透液の乾燥が起こってしまった場合には再度、浸透液を塗布することが必要である。浸透時間としては、部材表面温度が 15~50°C の範囲で最小 10 分程度が目安となる。
ただし、上記の温度範囲外で実施する場合には、部材の表面温度、浸透液の種類などを考慮して浸透時間を定める (図-4.6(b)).
- ③ 表面上の余剰浸透液を可能な限りウェスで除去する。その際、原則として洗浄液を部材表面に直接散布せず、ウェスに洗浄液を少し含ませて除去する (図-4.6(c)).
- ④ 部材表面に現像液を均一に薄く塗布する。現像時間はき裂の大きさにより異なるが最小 7 分程度を目安とする (図-4.6(d)).
- ⑤ 現像液が乾燥するとき裂内部の浸透液がその表面上に吸い出され、その指示模様を十分な明るさの下で観察する。懐中電灯を使用する場合には、白色光のものを使用するのが良い (図-4.6(e)).

(4) 超音波探傷試験

超音波は高周波の音波であり、金属などの物体中を一定方向にだけビームとして伝播していく。伝播している超音波が種類の異なる物体、例えば金属中の欠陥に当たるとそこで反射される。超音波探傷では、超音波が持つこれらの特性を利用して欠陥の有無、位置、大きさを知る。

工場内検査として一般的に用いられている探傷法は、図-4.8 に示すように板表面に垂直に縦波を入射させる垂直探傷法と図-4.9 に示すように板表面に斜め方向に横波を入射させる斜角探傷法の2種類である。図中にブラウン管上に出現する欠陥エコー図形の見形を併記した。探傷面から欠陥までの距離はブラウン管の横軸上の距離（超音波が送信されてから戻ってくるまでの時間）から求めることができる。

現在、き裂高さ（深さ）の測定方法として実用化されている試験法は超音波探傷試験（斜角探傷による直射法）のみである。使用している装置は手動探傷用が一般的であり、検出精度が検査員の技量に大きく依存する。また、手動の超音波探傷では記録に残すことができない。このような問題を解決する方法として、最近では自動探傷装置が実用化され長大吊橋における補剛トラス弦材の角溶接内部に発生する疲労き裂の検出に適用されている^{3),4)}。しかし、既設橋におけるき裂の発生部位は狭い部位であることが多く、このような自動探傷装置を適用することは困難である。したがって、高度な技量とき裂に対する十分な知識を有した専門家が手探傷により行うことが必要である。

写真-4.6 には実橋の疲労き裂を対象として超音波探傷試験を実施している状況を示す。また、図-4.10 にはすみ肉溶接の止端き裂を対象とした場合の超音波探傷試験方法を示す。止端き裂の探傷は表面側あるいは裏面側から行うことが可能であるが、表面からの探傷では、裏面からの探傷に比べ、き裂の検出限界深さが大きなものになってしまう。図中には裏面からの探傷による欠陥エコーの出現状況を示したが、き裂の深さについてはき裂先端部からのピークエコー（端部エコー）をとらえることにより測定し、き裂の長さについてはき裂と探傷面とのコーナー部からのエコーを利用して測定する。

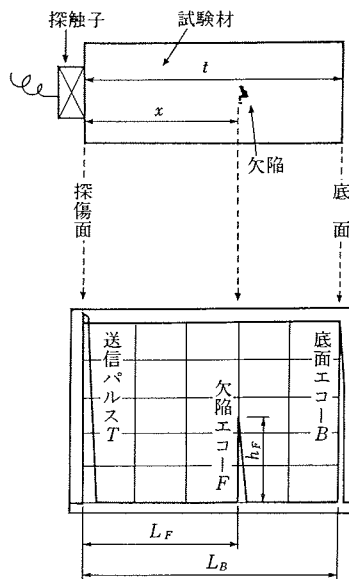


図-4.8 垂直探傷試験の概要

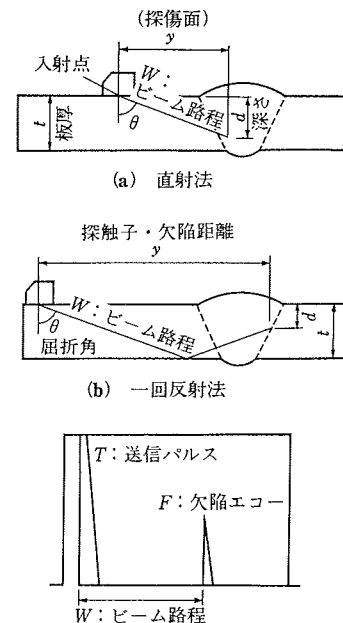


図-4.9 斜角探傷試験の概要

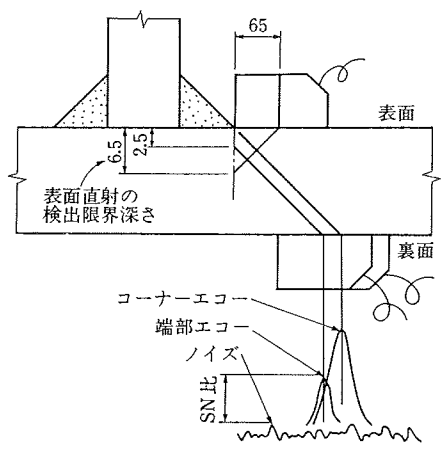


図-4.10 すみ肉溶接の止端き裂の探傷方法



写真-4.6 超音波探傷試験状況

4.2 疲労損傷のモニタリングシステム

疲労損傷については、補修・補強の必要性を判定するためにき裂の進展性の監視が必要となることがあり、また、き裂の発見から補修・補強までに期間を要する場合には、その安全性を監視する必要性が生じることもある。さらに、確実な補修・補強方法が確立されていないために、補修・補強部位について長期的に監視することも必要になる。このため、疲労き裂の進展性を長期的に監視するモニタリングシステムの開発が行われるようになってきた⁵⁾。

疲労き裂の進展性を長期的に監視するシステムとして、以下の方法が考えられている。

ひずみゲージによる方法：疲労き裂の周囲にひずみゲージを貼付し、疲労き裂の進展による周囲のひずみ変化をとらえることにより監視する方法である。

断線ゲージによる方法：疲労き裂が断線ゲージ貼付位置に到達し、ゲージのセンサ部を断線せることにより監視を行う方法である。

K 値ゲージによる方法：疲労き裂先端の応力拡大係数を測定することにより、き裂の進展速度を推定し、監視を行う方法である。

超音波探傷による方法：鋼材表面から超音波を入射し、疲労き裂破面からの反射をとらえることにより監視する方法である。

AE法：AE（アコースティック・エミッション）とは、物体内で塑性変形や疲労き裂が発生および進展した場合、それまで蓄積された弾性エネルギーが開放されるため、それに伴い弾性波動が生じる現象をいう。AE 検査法では、このき裂が進展する際に発生する弾性波動をセンサにより受信し、AE の数をとらえることにより、き裂の進展を監視する方法である⁶⁾。

電位差法：鋼材に電流を流し、き裂の進展に伴う断面積の減少を電位差として検出して、き裂の進展程度を測定する方法である⁷⁾。

(1) ひずみによる監視システム

疲労き裂が進展する際、残留応力の開放や内部応力の変化により疲労き裂近傍での応力は変化する。そこで、疲労き裂近傍に長期的な観測が可能な防水タイプのひずみゲージやカプセル型のひずみゲージを貼付し、そのひずみ変化を監視する方法がある。プレートガーダー橋の垂直補剛材上端部の疲労き裂を対象に、実橋において長期応力測定を行った結果を図-4.11 に示す。長期的な監視に用いるひずみの指標としては活荷重による影響が小さく、かつき裂の進展に対する応力変化に対しては敏感なことが必要である。ある時間内における最大あるいは最小応力については、

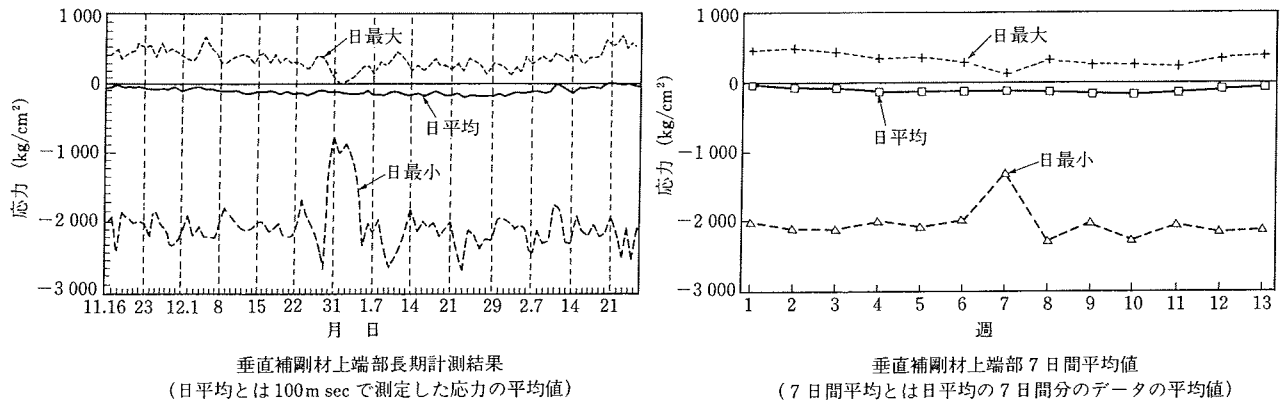


図-4.11 垂直補剛材上端部での長期計測結果

その時間内の通過車両の特殊性によりかなりばらつきのある値を示している。これに対し、ある時間内での平均値については長期にわたりほぼ一定した値を示しており、疲労き裂の監視のための指標に用いることが可能である。なお、ひずみゲージの貼付は、溶接止端から約 10 mm 以内の位置に行うことにより、き裂長さが 20 mm 程度となると顕著な測定ひずみの減少をきたすことが認められている。このことから、可能な限りひずみゲージをき裂発生位置の近傍に貼ることがこの方法を利用したモニタリングの成否となる。

(2) 断線ゲージによる監視システム

断線ゲージを利用する方法は、監視する疲労き裂の先端に図-4.12 に示すような断線ゲージを貼付し、き裂がゲージのセンサ部に到達するに伴い、センサ部の細線が断線するのを電氣的に検知し、それを記録して疲労き裂の進展を監視するものである。



図-4.12 断線ゲージの概要

(3) K 値ゲージによる監視システム

K 値ゲージを利用する方法は、図-4.13 に示すような応力拡大係数 K 値を測定するゲージをき裂先端に貼付し、応力拡大係数を測定した後、破壊力学的手法を用いてき裂の進展性状を推定するものである。

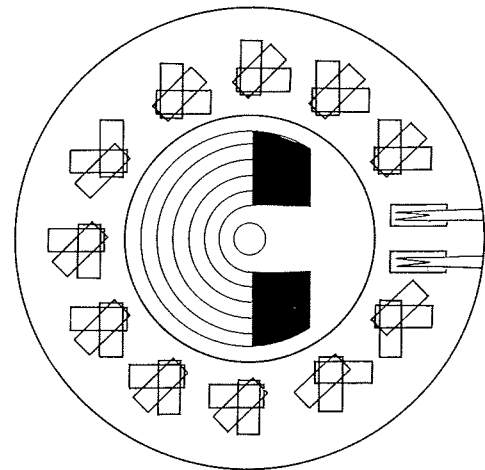


図-4.13 K 値ゲージの概要

(4) 超音波による監視システム

すみ肉溶接のルート部や溶接の内部欠陥を起点として溶接金属内や鋼板内を進展する疲労き裂は、従来からの斜角探傷法を用いることにより検出可能となるが、止端部を起点とした疲労き裂ではノイズエコーが生じやすく、疲労き裂の進展を従来の方法で監視することは難しい。このよう

な問題に対し、表面波を利用し止端部を起点としたき裂を検出するシステムが考案されている⁹⁾。このシステムでは、レイリー波、縦波表面波および SH 表面波 (Secondary Horizontal wave: 水平変位成分のみを持つ横波) などの表面波の中から鋼材表面の影響を受けにくく、また減衰特性として減衰率が小さい SH 表面波を採用し、受信波形からき裂の進展を検知するものとしている。

(5) AE 検査法

AE 検査法は、1950 年代末期から 1960 年代にかけてアメリカでの宇宙産業や原子力産業の発展の中でロケットや原子炉容器などの大型構造物の健全度診断や安全性の監視を行うために発展した検査技術である。しかしながら、実

用化の歴史が浅く、まだ十分な普及に至っていない。現在のところ、圧力容器や球形タンクなどについては、その耐圧試験時の AE 検査適用事例の増加に伴い、アメリカの ASME, ASTM など AE 検査法推奨基準が示され、日本でも圧力容器の耐圧試験時の AE 検査法として非破壊検査協会規格 (NDIS) が制定されているのみである。また、環境雑音に強く、高感度で高精度の計測が可能で操作性や解析性能に優れた装置が開発され、シャフトなどの回転体のき裂発生や進展の監視システムとして用いられたりしている。さらに、大型輸送船の安全監視用に適用された AE 検査システムでは、き裂などの損傷の位置までを検出するような高度な処理は行わず、各変換子ごとに一定条件以上の AE 信号が出力されたときに損傷の発生の警告灯を点灯するシステムとしている。

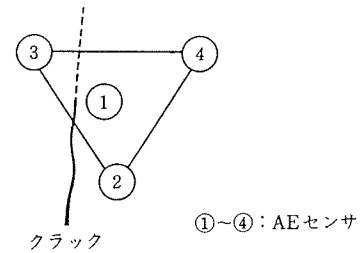


図-4.14 クラックモニター法による AE 計測原理

近年、橋梁のモニタリングシステムとして AE 法の利用が検討されてきているが、実橋において適用すると様々なノイズが AE 受信信号内に含まれ、損傷による信号とノイズ信号との分離が問題となっている。このノイズ対策として、クラックモニター法が開発された。クラックモニター法は図-4.14 に示すように疲労き裂の近くに 4 個の AE センサを配置し、そのうちの 1 個のセンサをき裂の先端近くに設置する。これにより、き裂の進展に伴い AE が発生した場合、最初に①のセンサが AE 信号を検出し、他の 3 個のセンサは距離に応じて順次 AE 信号を検出する。この②～④の各センサにおいて検出した AE 信号のうち、センサ①からの距離による時間差で検出した AE 信号を分離することにより、他の領域から伝搬してくるノイズを除去し、疲労き裂の進展に伴う AE 信号だけを検出するようにしたものである。

(6) 電位差法

電位差法には、直流電位差法と交流電位差法とがあるが、直流電位差法は装置が簡単で、しかもき裂長さや電位差との関係が解析的に求めやすいことから、従来はこの方法が主として用いられてきた。しかしながら、この方法の場合、鋼材の電気抵抗が非常に小さいことによりき裂の進展を検出するためには大電流を流す必要がある。このため測定回路の一部に熱起電力が発生し、ノイズが生じやすく測定精度が不安定であった。これに対し、交流電位差法は耐ノイズ性に優れ、また起電力の影響を受けないという利点があり、近年、適用に関する研究が行われている。

電位差法の疲労き裂検出への適用性に関しては、一部実験室段階での検討がなされているが、き裂の形状や寸法と電位差との定量的な関係が種々のき裂に対して明らかにされていないことから実橋への適用に関してはこれらの関係を明らかにしていく必要がある。

4.3 疲労損傷の原因分析手法

疲労損傷については、適切な点検により損傷の軽微のうちに発見できれば、発見後直ちに危険な状態にまで進展することは少なく、部材の機能の低下までにはある程度の時間が確保できる。したがって、原因究明のための各種調査や補修・補強対策の検討を行うことが可能であるが、確認されている損傷の多くは、二次部材と主桁あるいは主構との取合い部に生じたものであり、設計計算では照査されないような二次的応力や変形の集中が原因で発生していることから損傷の原因究明に苦慮することが多い。疲労損傷対策においては、原因を除去することが第一に必要なことであり、原因の究明は重要であると言える。また、原因の究明は適切な補修・補強対策の実施につながるばかりでなく、経済的な維持管理も可能とする。さらに、疲労損傷の生じにくい設計方法あるいは構造詳細を提案するための資料ともなる。

疲労損傷に対する原因分析の標準的な手順を図-4.15 に示す。二次調査での調査項目は数多くあるが、すべての項

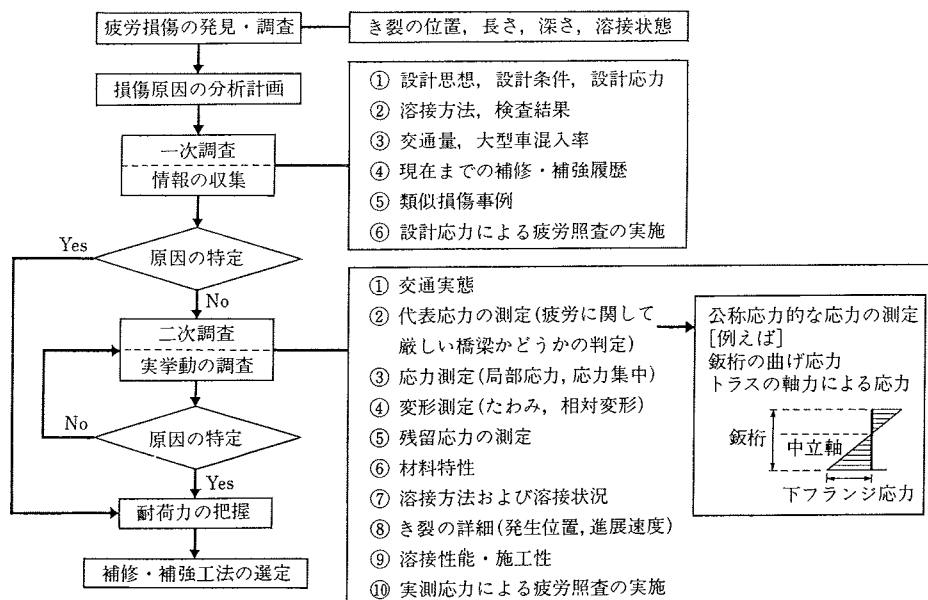


図-4.15 疲労損傷の原因分析の手順

目について調査するのではなく、疲労損傷の状態や一次調査の結果を鑑み、必要に応じて調査項目を選択することが望ましい。

4.3.1 一次調査における情報の収集

疲労き裂が発見またはその発生が予想されて疲労損傷の現地調査が行われる橋梁は、供用開始後かなりの年月を経過していることが多い。したがって、一次調査として以下の資料を収集して疲労損傷の原因分析をする際の基本データを整理する。

(1) 設計・計算図書および製作要領

設計・計算図書から対象となる鋼橋の設計条件と使用鋼材を確認・整理する。ここで、荷重条件や細部構造の留意点を含め、当時の設計示方書の内容を十分に把握し、設計思想を理解しておくことが必要である。また、疲労損傷が発見またはその発生が予想される部位において設計計算による応力が求められているかを確認する。

疲労に起因する損傷は、面外変形や局部応力など設計時にチェックできない箇所や切欠き部などの設計計算によって応力の求めにくい部位などに多く見られる傾向がある。したがって、対象部位に関しては設計計算による応力がほとんど求められていないことが多く、その場合には、設計計算における近傍の部材の応力を整理しておく。

製作要領書や製作時の施工報告書については一般には記録としてほとんど残っていないことはないが、残っている場合には、製作要領書から対象部位の溶接方法や仕上げの有無について、また、製作時の施工報告書から対象部位の溶接部の非破壊検査結果について整理しておく。

(2) 維持管理状況、通過交通量の状況

供用開始時から現在に至るまでに行われた補修・補強工事を橋梁台帳や道路台帳から整理する。特に、縦桁増設などの新規部材の追加や床版の増厚補強は、橋の剛性や力学的性状を変化させるので、これらの補強工事についてはその設計図書を入手して工事の詳細について把握しておくことが重要である。

疲労き裂の発生時期を予測するためには、着目する箇所の実働応力と応力履歴を正確に把握することがポイントとなる。したがって、繰返し応力を生じさせる交通の状況について調査することが必要であり、供用開始時から現在に至るまでに通過した交通量と今後の予想交通量を把握することが重要である。しかしながら、対象となる橋梁の交通

量が観測されていることはまれであり、その場合には、架橋されている路線において最も近い観測地点で定期的に行われている一般交通量調査結果を参考にして通過交通量を推定するとともに、比較的大きな実働応力を生じさせる大型車交通量についても推定しておくことが重要である。ここで、大型車交通量とは、普通貨物車（ナンバー1）、特殊車（ナンバー8, 9, 0）およびバス（ナンバー2）の合計交通量であり、道路の性格によって昼間（7:00~19:00）と夜間（19:00~7:00）の大型車混入率が異なるので、大型車交通量の推定にあたっては道路の地域的な特徴についても留意しておく必要がある。

(3) 既存の疲労損傷事例からの情報

既存の疲労損傷事例の中から、橋の形式が同じで、橋長・幅員・交通量などが類似の橋の事例を捜して疲労き裂の発生が予想される部位を推定する。また、形式が異なる橋の疲労損傷事例であっても、構造ディテールが似ている部位には同様の損傷を生じる可能性がある。

道路橋における疲労損傷の事例は、疲労損傷が発見された当初は公表することが差し控えられてきたが、疲労損傷が数多く発見されるとともにその損傷事例の公表件数も増加してきた。公にされた損傷事例の中で、代表的なものを第1章の参考文献に列挙したが、ほかにも損傷事例を記述した文献は数多くある。また、今後、公にされる事例も増えることが予想される。このようなことから、多数の損傷事例に関する情報の中から必要な損傷事例に関する情報を効率的に収集するためには、損傷事例に関するデータベースの作成が重要となる。

また、これらの損傷事例では、き裂の発生部位を示しているばかりでなく、その発生原因や補修・補強方法について記述されている場合が多い。このことから、既存の疲労損傷事例について調査することは、疲労き裂発生部位を推定するのに参考となるとともに、その発生原因や対策についての情報を得ることも有効である。

4.3.2 二次調査における実挙動の把握

一次調査として各種資料の収集を行い、既存の損傷事例の中から類似の事例がある場合には、それらに関する資料を参考とすることで二次調査としての実挙動の調査を簡略化することができる。

しかしながら、類似の損傷事例がない場合や補修・補強対策に確立されたものがない場合、あるいは新しい対策を実施するような場合には、損傷原因の分析と補修・補強対策の効果を推定するために実挙動の調査を行うことになる。

(1) 交通実態（大型車混入率、走行位置）に関する調査

疲労損傷原因の究明やその対策を立てるうえで変動荷重とその頻度を把握することが必要であり、そのために交通の実態を調査することが重要である。とりわけ道路橋の自動車荷重に関しては、通行する車両タイプ、車両重量、車両構成などが様々であり、その実態を把握するための調査方法が重要となる。交通実態を把握するための情報としては、車両重量分布、車種混入率、車頭間隔、走行速度、走行位置等があげられる。車両重量の測定例を表-4.4に示す⁸⁾。阪神高速道路公団の料金所入口で測定された例であるが、トレーラでは60 tfを越えており、大型ダンプや大型トラックも30 tf以上の車重を測定するなど、道路橋示方書の旧設計活荷重（TT 43, T-20）を大きく上回る車両の通行が見られる。今後、車両制限令や道路交通法の改正に伴い通行車両の実態がどのように変化するか不明な点もあるが、その実態を把握しておくことは重要なことである。

また、疲労損傷では、最大応力よりも繰り返される応力の変動範囲とその繰返し数が主要な影響因子であることから、通過車両重量の頻度分布に関する情報が重要となる。特にどのくらいの重量の大型車がどの程度の頻度で通過するのかを知ることにより、当該橋梁が疲労に関して厳しい交通条件下に置かれているかどうかの判断を行うことができる。図-4.16と表-4.5は東名高速道路において測定した交通荷重測定結果である⁹⁾。図-4.16は測定した大型車両全車の車重頻度分布であり、この測定時には最大車重90.8 tfが記録されている。表-4.5は、一般国道の軸重測定結果が示されている文献10)の測定結果とこの測定での最大軸重の比較結果であるが、大型トラックにおいて軸重51.6 tfという非常に大きな値が計測されており、他の車種においても文献10)の測定軸重を上回る軸重となっている。ま

表-4.4 阪神高速道路にて測定された車重最大値 (単位: tf)

測定場所 車種		尼崎集約料金所	住之江入路	芦屋集約料金所
1	大型トラック	36.7	32.8	36.4
2	大型有蓋	37.8	23.6	32.8
3	中・小型トラック	19.4	17.9	19.8
4	大型ダンプ	30.1	29.4	33.8
5	中・小型ダンプ	12.9	10.9	17.1
6	タンクローリ	28.9	28.0	26.6
7	セミトレーラ	62.1	68.4	56.8
8	フルトレーラ	45.2	60.6	52.8
9	バス, マイクロ	17.0	13.8	24.6
10	ワゴン, バン	4.9	3.1	4.9
11	乗用車	2.9	2.8	2.9
12	その他	25.3	1.0	39.2
最大値		62.1	68.4	56.8

表-4.5 文献10)との最大軸重の比較

(単位: tf)

	S62 八戸データ	S62 有明データ	S62 草加データ	S59 有明データ	本解析結果	本解析での 車種番号
大型トラック	15.9	14.6	15.6	18.4	51.6	3
大型トラック (後タンデム)	19.7	28.9	22.7	23.9	26.0	4
大型トラック (前タンデム)	18.4	16.6	14.3	16.5	38.4	5
大型トラック (前後タンデム)	10.9	24.1	14.6	14.1	18.8	6
セミトレーラ	16.4	27.6	23.4	29.9	49.2	7~12
フルトレーラ	15.7	29.7	12.6	18.8	39.4	13~18

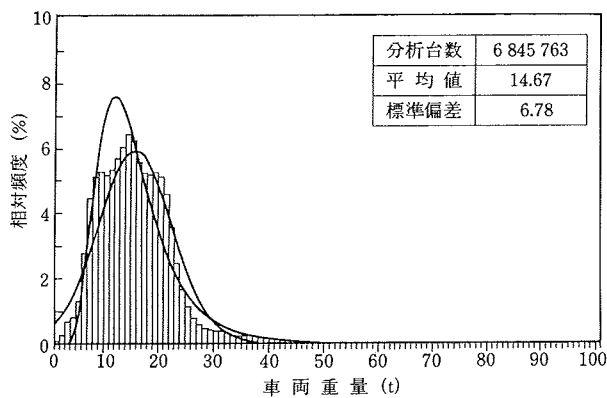


図-4.16 測定全車の車重頻度分布

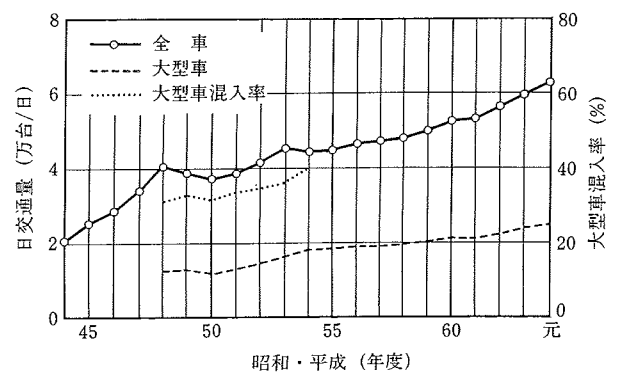


図-4.17 日交通量と大型車混入率の年変動

表-4.6 車種構成 (単位：台)

車種構成	A	B	C
乗用車	50	500	1 125
小型トラック	25	50	180
2軸大型トラック	125	200	150
3軸大型トラック	250	200	30
トレーラ	50	50	15
合計	500	1 000	1 500



写真-4.7 可搬型の車両重量計測装置

た、都市内高速道路での測定では、同様のシングル軸の最大軸重として31.0 tf、タンデム軸として44.5 tfを記録している。図-4.17には、この測定点において測定された大型車両の混入率の年変動を示す。大型車両の年変動は、日交通量が年々4~5%増加しているにもかかわらず、昭和54年度以降約40%と一定の混入率となっている。表-4.6は車種混入率の実測値から車種構成を区分した例を示したものである。車種構成Aは都市内の高速道路で深夜に生じるような大型車の割合が非常に大きい(85%)交通流、車種構成Bは都市内の高速道路で昼間に生じるような大型車が半分程度(45%)を占める交通流、車種構成Cは都市内の高速道路で生じるような乗用車の割合が大きい(75%)交通流である。特に、疲労が問題となるのは、車種構成A、Bのように大型車の割合が多い場合である。したがって、一般的な路線の鋼橋において交通実態調査を行う場合には、大型車混入率を把握することを主眼において行うことが重要である。

通過車両重量の頻度分布の測定方法としては、

- ① 板状の車両重量計測装置で直接重量を測定する方法^{11),12)}
- ② 橋梁部材の曲げひずみやせん断ひずみの測定データから間接的に重量を求める方法^{13),14)}

がある。

①の方法には、舗装の設計資料の収集を目的とした埋設タイプの装置を使用する方法と写真-4.7に示すように路面上に板状の可搬型計測装置を一時的に設置して行う方法がある。後者の方法に関しては、設置・撤去時の交通規制および路面上の段差の発生により交通の流れが乱される問題がある。

②の方法は、実橋においてしばしば行われるひずみゲージによる応力測定を工夫することにより交通流を乱すことなく間接的に測定する方法であり、車両の走行に伴う鋼桁やコンクリート床版のひずみ分布の変化から車両の重量と種類を推定する方法である。この方法では、あらかじめ軸重・軸間隔がわかっている試験車両を通過させ、得られたひずみデータを用いて走行位置や軸重に関するキャリブレーション値とし、実際の走行車両の重量を推定する。この方法においては、キャリブレーションを行うときに若干の交通流の乱れを生じるが、①の方法において生じるような設置時の交通規制や測定時に路面上を使用することがないため、交通の流れを大幅に乱すようなことは起こらない。

図-4.18に鋼桁のひずみデータから車両重量を推定する手順の一例を示す。また、図-4.19にはひずみ波形データ上における各情報の現れ方の例を、図-4.20には東名高速道路で実施された車両重量測定結果例を示す¹⁵⁾。この測定結果において、実測値は①の方法(車両重量計測装置による値)から得られたものであり、解析値は②の方法により求めたものである。この結果、②の方法においても実用上十分な精度をもって交通の実態を把握することが可能であることがわかる。最近では、コンクリート床版のひずみやひび割れ開口量から通過交通に関する情報を得る手法についても検討がなされている^{16),17)}。なお、大型車の走行位置は各主桁間の相対変位差に起因する疲労損傷の原因を分析する際の基本データとなるので、走行車線および追越し車線のそれぞれについて調査しなければならない。このようなことから、車種別交通量や走行速度・走行位置などの交通流データを自動観測するシステムも開発されている¹⁸⁾。

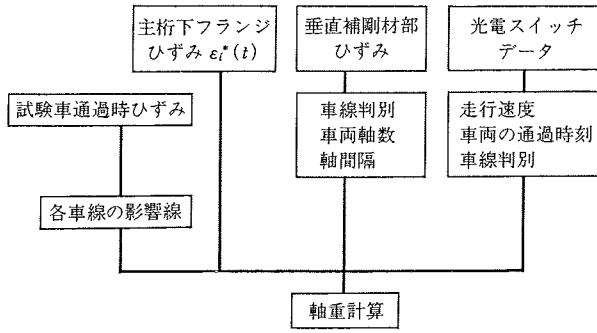


図-4.18 測定データの処理手順

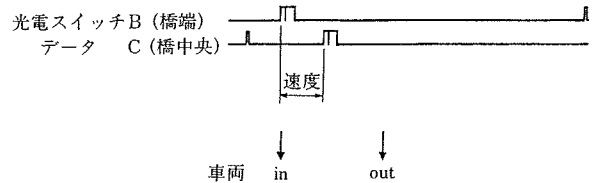
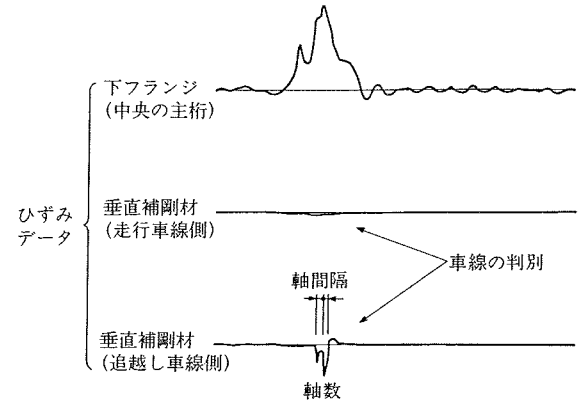


図-4.19 測定データの処理例

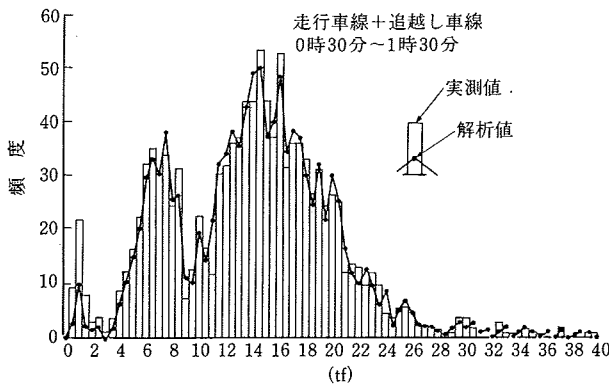


図-4.20 車両重量頻度分布の測定結果の比較

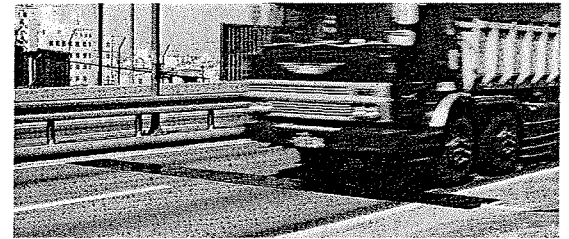


写真-4.8 交通流データの計測

このシステムは計測用マットを路面上に設置して車両の軸がマット内の測定線の上を通過するときの情報をパソコンで自動的に処理して出力するものである。写真-4.8 に計測状況を示す。

(2) 主桁・主構の応力性状に関する解析情報

すべての橋梁において供用下での応力測定が可能とは限らない。そのため、解析データから実応力の推定を行うことが必要となる。一般に、鋼橋の主桁に生じている応力の実態を測定してみると、設計値と実測値との間にはかなりの違いがある。これは、設計計算時の構造のモデル化において、設計を簡略的に行うために多くの仮定を設けているためであり、設計計算時のモデル化を実橋梁に近づけることにより設計値と実測値との差は小さくなる。このようなことから、解析情報から実応力を推定する場合には、解析時のモデル化が実橋梁の挙動をどれだけ評価しているかに注意しなければならない。

実測応力と実荷重載荷時の計算応力の比を実応力比と定義すると¹⁹⁾、疲労の評価に必要となる実働活荷重応力は、計算応力に実応力比 α を乗じて求めることができる。実応力比 α は、前述したように解析におけるモデル化の方法や構造形式さらに対象部位や載荷状態などによって変化する。道路橋の鋼プレートガーダー橋において、主桁下フランジ（応力の高い桁に着目）では 20 tf 車 (T-20 荷重) を載荷した状態で 0.6 から 0.8 程度の値が報告されている²⁰⁾。鋼鉄道橋においては、実応力比を疲労の照査式の設計応力範囲に取り入れることが「鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)」に定められている。鋼鉄道橋の実応力比と計算応力度の関係は図-4.21 に示すようなかなりばらつきがあり、その傾向は計算応力度が低いレベルにおいて顕著となっている。しかし、鉄道橋の主要部材に用いられている最も疲労に厳しいと見られる継手は F 等級と考えられ、その疲労限は 460 kgf/cm² であるため、それ以下を無視すると実応力比の上限は 0.75 程度となる。したがって、これに安全をみて実応力比 α を一律 0.85 としてい

る²¹⁾。

(3) 応力・変形測定による情報

疲労損傷は、局部応力、応力集中および二次応力などの設計計算にて考慮されていない応力が原因として発生していることが多く、さらに交通荷重によって実働応力は時間的に変動しその性状は複雑であることから、実部材を平面モデルや棒モデルなどにモデル化した構造解析によって定量的にそれらの応力を把握することは困難である。最近、コンピュータの発達により、構造解析において大規模モデルを短時間にて計算できるようになり、今まで平面モデルとして解析していたものが立体モデルとして解析できるようになってきたが、部材接合部や溶接部などについて忠実にモデル化し、局部応力や変形の性状を把握するまでには至っていない。そのため、部材やその細部に生じる応力レベルや変形挙動などに関する定量的なデータを載荷試験や応力頻度計測などの直接的な方法により収集し、損傷の原因分析の一資料とすることが行われる。

なお、載荷試験は通常、その準備や実施に交通規制や通行止めを伴うこともあり、交通の流れに与える影響は大きい。このことから、載荷試験を行うにあたっては、目的および試験実施によって得られるデータ、またはそのデータの利用方法についてあらかじめ明確にし、有効な活用を行わなければならない。

一般に、載荷試験や応力頻度測定は以下の目的に基づいて実施される。

- ① 橋梁の構造を代表するような公称応力的な応力（桁部材なら曲げによる応力、トラス部材なら軸力による応力）を荷重車などの明確な荷重を用いて測定するとともに、計算上の応力と実応力の比較、計算上の中立軸の位置の検証および橋梁が疲労に対して置かれている状態を検証する。
- ② 明確な荷重を用いることにより、局部応力や応力集中箇所の応力と応力の流れおよび変形などを定量的に測定するとともに、測定値と解析値とを比較することにより解析における拘束条件などの妥当性を検証する。これにより、後々実施する補修・補強効果の検討などを解析によって検討することが可能となる。
- ③ 解析によって損傷箇所の構造を評価することが困難な場合には、載荷試験や応力頻度測定によって、直接、損傷箇所の実挙動を評価する。
- ④ 車両の重量および車両の走行位置の測定と部材の応力測定を同時に行うことにより、車両位置と最大発生応力の関係を明らかにする。
- ⑤ 実働荷重下において応力頻度測定を行うことにより応力の履歴を測定し、寿命予測への資料とする。

応力の測定はひずみゲージを部材の所要点に貼付してそのひずみ変化から応力に換算することにより行う。当然のことであるが、ひずみゲージの貼付位置が適切でない場合には、データの解析において誤りをきたすことも考えられることから、その貼付位置については十分な検討が必要である。

1) 代表応力（公称応力）の測定

非合成桁として設計されているにもかかわらず、実際にはその応力や中立軸の位置を測定してみると合成桁に近い挙動を示すことがある。また、本来、軸力部材として設計されているにもかかわらず、実際には軸力と曲げモーメントが作用していることもある。そこで、実橋の構造的に代表する応力（設計計算で対象とするような公称応力を意味し、ここでは代表応力と呼ぶ）を測定することにより、設計計算応力との差異や実際の中立軸位置などに関する情報を得ることができる。

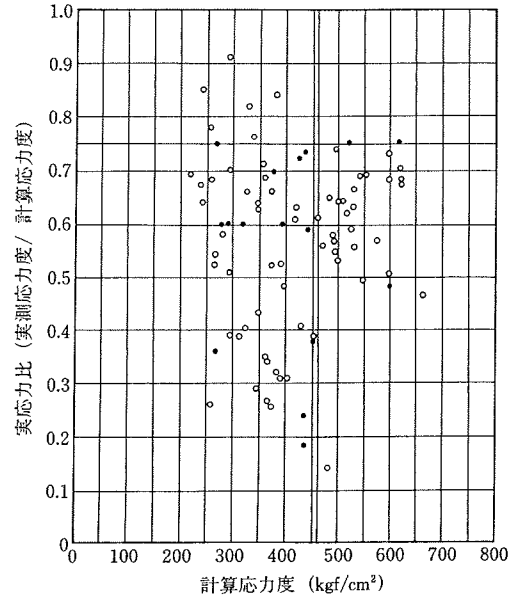


図-4.21 鋼鉄道橋における実発生応力

さらに、明確な荷重を最大応力が発生する位置に载荷することによって得られた応力性状を分析することにより、その橋梁が疲労に対して厳しい状態に置かれているかどうかの情報を得ることが可能である。代表応力の測定は、主要部材において、設計計算上、最大応力が生じているような部位の応力分布や作用力の状態が測定できるようにひずみゲージを貼付し行う。ひずみゲージの貼付は図-4.22に示すように鈹桁なら上下フランジ部と中立軸位置が判断できるようにウェブに1箇所ないし2箇所貼付する。

2) 局部応力の測定

疲労き裂の発生やその進展性状は、発生局部の応力性状に大きく左右されるため、局部応力に関する情報は原因の究明や損傷の評価あるいは対策の立案に際して欠くことのできないものである。

一般に、すべての構造部材が直応力のみを受けているわけではなく、同一断面内で直応力とせん断力を同時に受けていることが多い。このような場合、損傷の形態によっては直応力とせん断応力のそれぞれについて把握することが必要であるほかに、最大主応力について計測することが重要である。通常、最大主応力の方向が不明な場合には、測定位置に3軸ゲージを貼付し、測定された3方向のひずみ値から最大主応力や最大せん断応力およびその方向を下式によって求める。

$$\text{最大・最小主応力 } \sigma_{\max, \min} = \frac{E}{2} \left[\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{1 - \nu} \pm \frac{E}{1 + \nu} \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}} \right]$$

$$\text{最大せん断応力 } \tau_{\max} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}}$$

$$\text{最大主応力の角度 } \phi = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_3 - (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \right\}$$

ここで、 E ：弾性係数， ν ：ポアソン比

また、あらかじめ最大主応力の方向がわかっている場合にはその方向に単軸のひずみゲージを貼付して測定を行えばよい。最大主応力を動的に測定したい場合や主応力について後述する応力頻度計測を行いたい場合、その方向が不明なために静的測定と同様に3軸ゲージを使用するとリアルタイムでの測定値に対する主応力計算の実行が必要となるため、現状の測定システムをそのまま利用することが困難である。そのため、3軸ゲージを使用して主応力方向を確認した後、その方向に単軸ゲージをさらに貼付し、測定すれば主応力の動的な測定が可能となる。しかしながら、複雑なディテールをしている部位では、荷重の位置により主応力方向が順次変化するので、その測定応力の評価には走行車両の位置との関係などに注意を必要とする。また、部材の振動や二次部材からの力の伝達により板が面外方向に変形を起しているような場合には面内応力のほかに面外応力成分に関しても測定することが必要である。面内応力と面外曲げ応力の測定は、図-4.23に示すように測定位置の表裏にひずみゲージを貼付し、下式によって求める。また、応力頻度計測などの実交通によって生じる応力の計測を行う場合には、それぞれ表裏のひずみゲージの結線方法を2ゲージ法（面外曲げ応力）や対辺2ゲージ法（面内応力）にすることにより必要なデータを得ることが可能である。

$$\text{面内応力} = (\text{表面応力} + \text{裏面応力}) / 2$$

$$\text{面外応力} = \pm (\text{表面応力} - \text{裏面応力}) / 2$$

次に、各応力測定における測定の流れを図-4.24に示す。静的な応力測定では、局部応力や応力の流れおよび変形などを定量的に評価するため、また実応力比など解析値との比較を行うため、荷重車（一般には、散水車や重量を測定したダンプトラック等の車両重量が明確な車を採用）を着目位置の応力や変形が最大となるような载荷位置に载荷

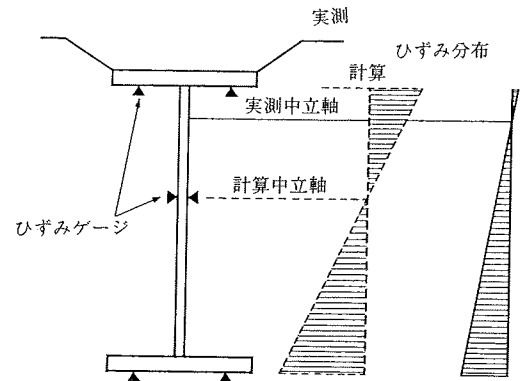
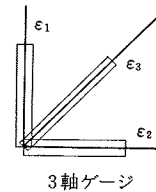


図-4.22 代表応力の測定例



3軸ゲージ

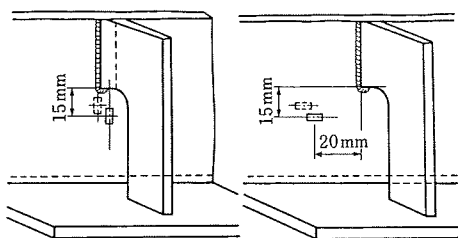


図-4.23 面内および面外曲げ応力測定位置

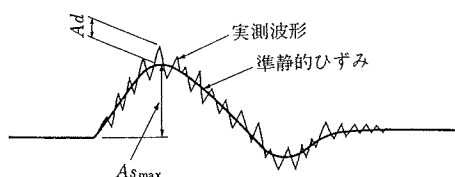


図-4.25 動的な応力測定結果例

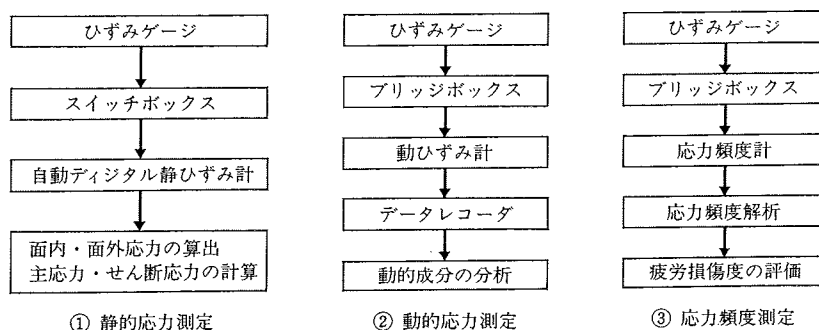


図-4.24 応力測定の流れ

し実施する。動的な応力測定では、車両の走行により生じる動的な応力や変形の増分（動的増幅率）を定量的に評価するため、静的な応力測定に用いた荷重車を走行させ、動的な応力や変形を測定する。荷重車の走行によって得られた動的な応力の一例を図-4.25 に示す。動的な増分は図中に示すように静的な影響線に対する比として整理している。なお、動的測定においては、発生する応力・変形波形の特性（周波数や振幅）を十分に理解し、目的に合致した測定データが得られるように適切な測定機器およびデータ解析手法について検討しなければならない。

3) 応力頻度計測

実橋の部材には一定振幅の応力が作用することではなく、交通荷重により時間的に変動する応力が繰り返し作用する。このような変動応力を一定応力振幅の集合の形で整理する方法を応力頻度解析と呼んでおり、解析による応力振幅の頻度分布の形状や最大応力振幅を用いることにより、疲労に対する厳しさを補修・補強効果の推定を行うことができる。

応力頻度計測の解析方法としては、一般にレインフロー法とレンジペア法が用いられており、橋梁の実働応力の解析を対象とした場合には、これらの解析結果はほぼ等しい頻度分布を示すといわれている。応力頻度計測は、道路橋の場合、交通の流れを考慮すると基本的には1週間測定することが望ましいが、24時間の測定しか実施できない場合には、交通の流れとして平均的な状態を示すと思われる火曜日か木曜日にかけて実施する。最近では、応力頻度の計測を比較的簡易に行える計測機器が普及し²²⁾、計測と同時に解析処理を行い、変動波形よりピーク値を取り出し応力範囲レベルと回数を長時間連続記録することが可能となり応力頻度測定が行われる機会が増加してきている。測定条件の設定に際しては、測定しようとする部位の応力波形の特性に注意し、その特性に合致した条件を設定することが重要である。なお、応力頻度解析についての詳細については、4.5.2「変動応力波形の解析」において述べているので参考とされたい。

4) 変形量の測定

① 桁のたわみ測定

一般に、疲労損傷が多い対傾構や横桁の取付け点の疲労損傷の原因として、荷重横分配作用による主桁間のたわみ差が原因となるケースが多い。そこで、主桁間や主桁と縦桁間のたわみ差を測定することにより、橋軸方向のそれぞれの部材の移動差によって誘起される対傾構や横桁の取付け点の二次応力についての原因分析のための情報を得るこ

とができる。

それ以外に、主桁のたわみについては、局所的な腐食や疲労き裂による部材の断面減少から受ける影響が小さいため、橋体の機能に影響する部材の破断など著しい変状の発生やその進行性および橋梁全体の剛性の変化について情報を得るために測定することが多い。

主桁または縦桁などのたわみ測定では、都市内の高架橋のように桁下に不動点を設けることが可能な場合には、支保工の上にひずみ式変位計を設置する方法(図-4.26(a))やピアノ線とスプリングおよびリング型変位計を用いる方法(図-4.26(b))、あるいはパイプを主桁などから吊り下げ、その上下の移動量を計ることにより桁のたわみを測定する方法(図-4.26(c))などが採用される。ただし、風が強い場合にピアノ線を使用した変位計を使用すると、風によりピアノ線が揺れ、測定結果に影響を与えることが予想されるので注意を必要とする。

山間部の谷間に架けられたトラス橋やアーチ橋および桁下が河川などの橋梁では不動点を設けることが難しく、前述したような測定方法を採用することはできない。このため、不動点をとらなくても測定が可能な光学式変位計や光波・レーザーなどを用いた測量機器を使用する方法(図-4.27)が採用される。光学式変位計の精度はカメラ本体の画像解像度が一定であることから、ターゲットの大きさがカメラの視野内においてどの程度の大きさになるかによって決まり(距離が離れる場合、視野内のターゲットの大きさを大きくするため望遠レンズを取り付ければ良いが、レ

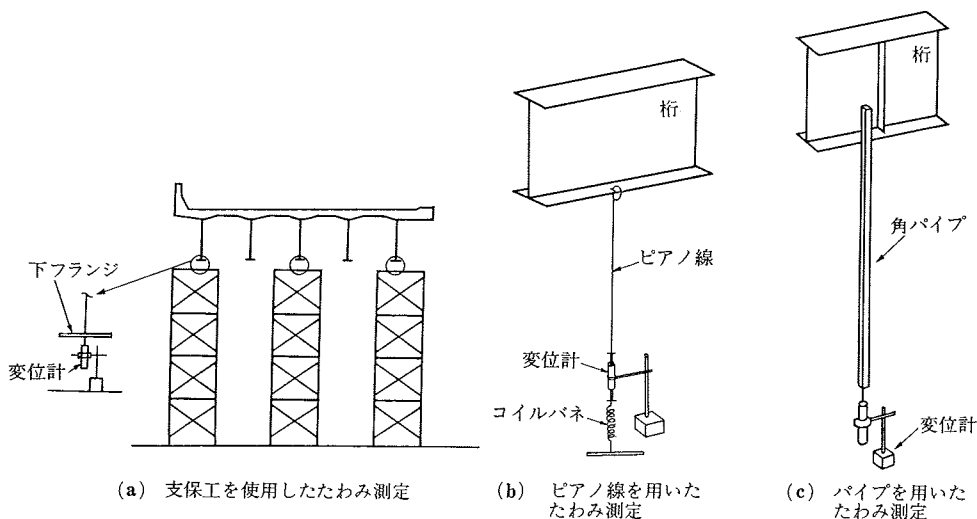


図-4.26 接触式変位計を用いたたわみ測定方法

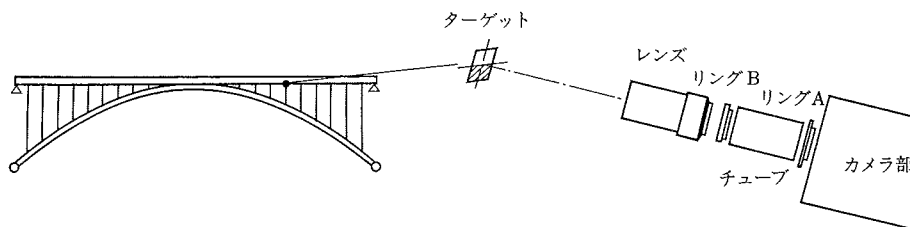


図-4.27 光学式変位計によるたわみ測定

表-4.7 各種光学式変位計の測定精度

種類	50 m	100 m	備考
CCD カメラによる方法	±0.5 mm	±1.0 mm	500 mm の望遠レンズを使用
光学式変位計	±0.5 mm	±1.0 mm	500 mm の望遠レンズを使用
光学式測量機器	±1.1 mm	±1.2 mm	

ンズの大きさに限りがあるため、精度の向上にも限りがある)、また、光を使用していることから陽炎など大気中の粒子の乱れに光の直進度や周期が影響される。そのため不動点のあるたわみ測定結果に比べその精度や使用性に対する注意が必要である。参考までに、一般に使用されている各種光学式変位計の測定精度を表-4.7に示す。

② 桁の水平変位

アーチ橋のアーチリブと支柱との取付け部に疲労き裂が発生する場合がある。アーチリブと補剛桁の橋軸方向の水平変位差の発生により支柱取付け部に曲げが作用することが損傷の原因の一つと考えられている。また、トラス橋やアーチ橋などの床組が縦桁と横桁とで形成される格子構造では、主構と横桁の接合部、縦桁と横桁の接合部において疲労き裂が発生する場合がある。この損傷原因は、一般に床組への荷重載荷により床組はたわむが、それと同時に主構も力を受けて変形し、このとき、床組と主構の剛度が異なることにより、床組内および床組と主構の間で水平面内の変形差が生じるため、接合部に疲労き裂を生じさせるような二次応力が発生するためである。

このように損傷の原因が判明している場合でも、補修・補強の程度を設定するため、あるいはその効果を確認するために応力や変位に関する測定を実施することがある。しかしながら、前述したような損傷が見られる橋梁では、変形測定において不動点を取ることが困難なため、この場合についても光学式変位計を用いて測定することになる。図-4.28にアーチ橋において水平方向変位および鉛直方向変位を測定した結果を示す。

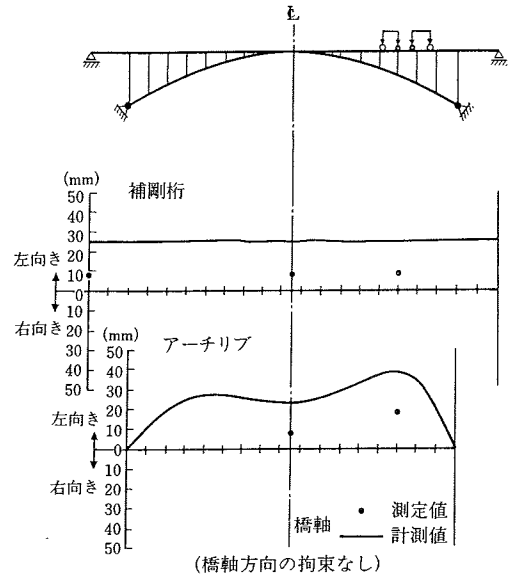


図-4.28 アーチ橋の補剛桁とアーチリブとの相対変位測定結果

③ 支承部のずれ変位の測定

支承が正常に機能を果たしていない場合、ソールプレート部に疲労き裂が生じたり、主桁や端横桁などの部材に設計断面力以上の力が作用し座屈や変形を生じることもある。また、橋台や橋脚などの下部工が車両の走行により動いてしまう場合にも同様に各部材に設計断面力以上の力が作用することもある。このような場合、目視検査により支承の可動状態を判定することは可能だが、定量的な評価を行うためには、支承と桁、支承と下部工の相対変位を測定することが必要となる。支承と桁の橋軸方向の相対変位は図-4.29(a)に示すように、また、支承の回転機能は図-4.29(b)に示すように変位計を設置することにより測定することができる。このとき、支承がその機能を果たしていない場合にはソールプレート近傍に大きな応力集中が生じる可能性があるため、併せてソールプレート付近の応力測定を実施することが望ましい。

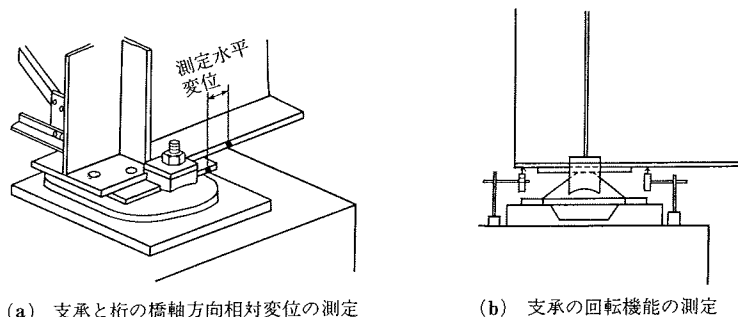


図-4.29 支承の移動・回転機能に対する測定

④ 振動測定

コンクリート橋ではひび割れの増加に伴い固有振動数が低下する傾向が明瞭なことから、健全度診断法の一つとして橋梁の振動測定が用いられている。これに対し、鋼橋の場合、部材の切断や支承の損傷（支承機能の低下による固着など）など構造系に影響を及ぼす損傷では、固有振動数や減衰率が変化することも考えられるが、少々のボルトの緩みや微細な疲労き裂の発生では振動特性の変化することは考えられないため、コンクリート橋のような健全度の診断に振動測定を適用することは難しい。しかしながら、ボルトの緩みや支承の損傷などがあると異常振動を生じることから、このような異常振動を振動測定によりとらえることは、橋梁の変状を発見するうえで手掛かりとなる。

また、鉄道橋では列車の走行安全性や乗客の乗り心地の評価を行うために桁の横揺れを水平方向の加速度として測定するが、その際に、ラテラル、対傾構およびこれらを主桁に連結するガセットプレートなどの破断や連結部の緩みが各主桁における荷重のアンバランスを生じさせ横振動が大きくなることに着目し、損傷の発見の目安として振動測定を利用することも行われている。

振動測定におけるデータは、図-4.30 に示すように支間中央に鉛直、橋軸、橋軸直角の3方向に加速度計の感度方向を合わせて設置する。測定データは、データレコーダに記録し、固有振動数はFFT解析（高速フーリエ変換）を行い求める。図-4.31 に鋼鉄道橋における振動測定結果（振動波形とFFT解析結果）を示す。

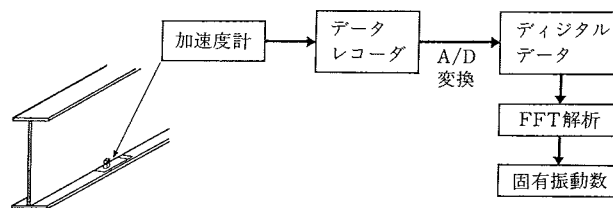


図-4.30 桁の振動測定

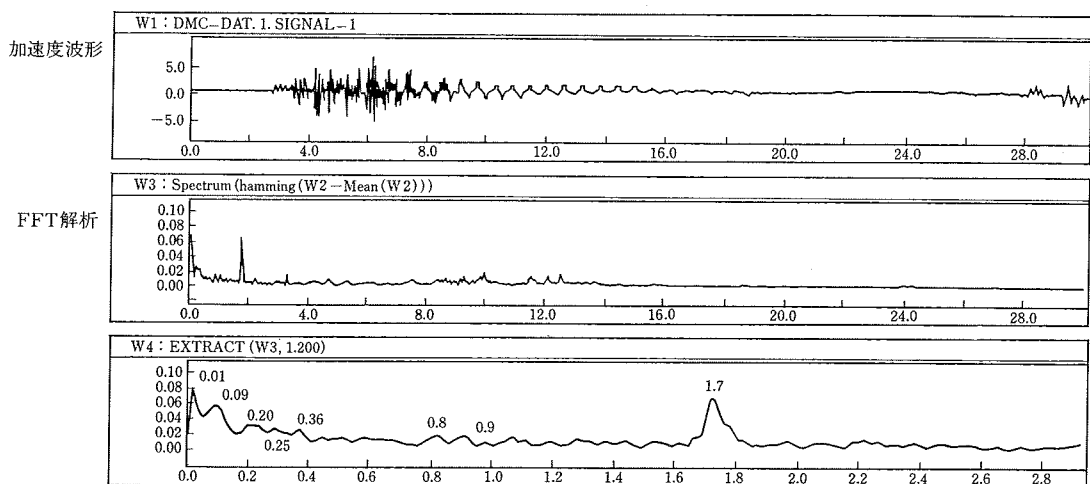


図-4.31 鋼鉄道橋における振動測定結果例

(4) 残留応力や死荷重応力測定による情報

部材に生じる活荷重応力レベルが低かったり、圧縮領域での応力性状にもかかわらず、疲労き裂が生じる場合がある。この原因として、構造ディテールまたはブローホールやアンダーカットなどの溶接欠陥による応力集中によって局部的に大きな引張応力レベルに置かれている場合や、溶接による残留応力や死荷重応力が非常に大きな引張応力レベルにある場合がある。そのため、原因分析を行ううえで損傷部位の活荷重応力の把握とともに、残留応力や死荷重応力のレベルを知ることが重要となる。

残留応力や死荷重応力の測定方法には、現在のところ以下の5種類がある。これらの測定方法のうちX線回折法、磁気ひずみ測定法、音弾性測定法は非破壊で残留応力を測定する方法であるが、現状では測定精度に問題を残している。また、応力弛緩法のうち切断法は比較的精度の良い方法であるが、測定対象物を切断するという問題が生じる。これに対し、孔明け法は測定対象物への損傷が軽微であることや比較的精度が良いことから実用的な方法と考えられる。

- 応力弛緩法
 - 切断法
 - 孔明け法
- X線回折法
- 磁気ひずみ測定法
- 音弾性測定法

① 応力弛緩法（切断法）

応力弛緩法のうち切断法は測定部にひずみゲージを貼付した後にその周辺を切断することにより生じる解放ひずみから残留応力を求める方法であり、測定原理が明瞭なこと、かつ周囲のひずみを全部解放することから比較的精度よく応力を計れる方法である。しかしながら、この方法では測定対象物を切り出すため実構造物では切り出す部位の補強や補修などが必要であり、あまり実用的な方法とはいえない。

② X線回折法

X線回折法による残留応力の測定は、材料に力が加わると弾性限度内では応力の大きさに比例して結晶の原子間距離が伸縮することを利用したものである。その部位の原子間距離を図-4.32に示すX線回折法を用いて測定し、無ひずみ状態での距離を基準としてその距離の変化量から残留応力を算出する方法である。非破壊的に残留応力を測定することは可能だが、基準となる結晶面間隔に無応力状態の結晶面間隔を必要とするため、材料の生産時の焼入れなどによって生じる内部応力まで測定してしまい、測定結果の使用については注意を必要とする。また、X線の侵入

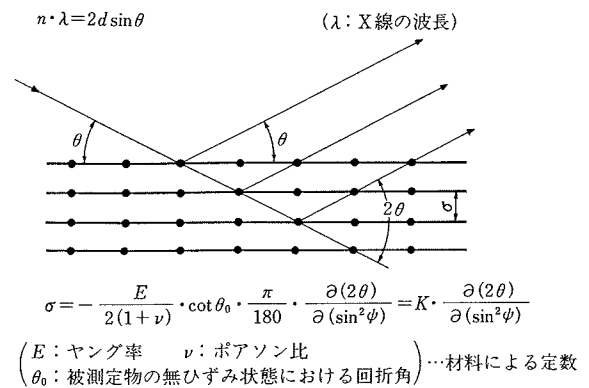


図-4.32 X線回折法の原理

入深さは表面から約10 μm程度と非常に浅く、表面付近の応力を測定していることとなる。このため、プラストやグラインダーなどの機械加工による表面処理によって表層に生じる残留応力や塑性変形層を応力としてとらえてしまい、応力レベルとして大きな値を示すとともに測定結果のばらつきが大きくなる。

③ 磁気ひずみ測定法

磁気ひずみ測定法は、強磁性体は磁化するとひずみが生じてその寸法が変化するという磁気ひずみ効果を逆の効果として利用する方法である。すなわち強磁性体に弾性ひずみを加えると、その磁氣的性質（透磁率）が変化することから、その変化を測定することにより力（応力）を求める方法である。この方法の場合、原理的に測定器のゼロバランスを取るために被測定物と同じ材質、同じ熱加工処理状態で、しかも無応力状態の物が必要であることから、すでに架設された部材のように同じ材料が入手しがたい場合には精度の良い残留応力の測定は難しい。

④ 音弾性測定法

音弾性測定法は等方性材料に力を加えると音の伝播特性が変化するという原理を用いた方法である。音弾性測定法は応力弛緩法、X線回折法、磁気ひずみ測定法などのように表面付近の応力を測定する方法と異なり、測定区間内の板厚方向にも平均した応力を得ることができる。しかしながら、この方法においても、イニシャル値として同じ材料の無応力状態の値が必要であり実用性には問題がある。

⑤ 孔明け法

応力弛緩法の一つである孔明け法は、測定部表面に直径数 mm の小穴を明け、部分的に応力を解放してそのひずみ変化と算定式を用いて残留応力を求める方法である。この方法の場合、測定物に与える損傷が軽微なことから、比較的精度良く測定が可能なことから供用中の橋梁に用いるには実用的な方法と言える。

孔明けによる残留応力の測定は、1934 年 Mathar によって考案されたもので、その後多くの研究者達によって検討されてきている。ここでは坂野らによって改良された方法について述べる²³⁾。図-4.33 のような 2 軸応力 σ_p , σ_q が無限板に作用するとき、半径 a の円孔を明け、円孔の中心から距離 r 、応力 σ_p の方向から角度 θ の点において、

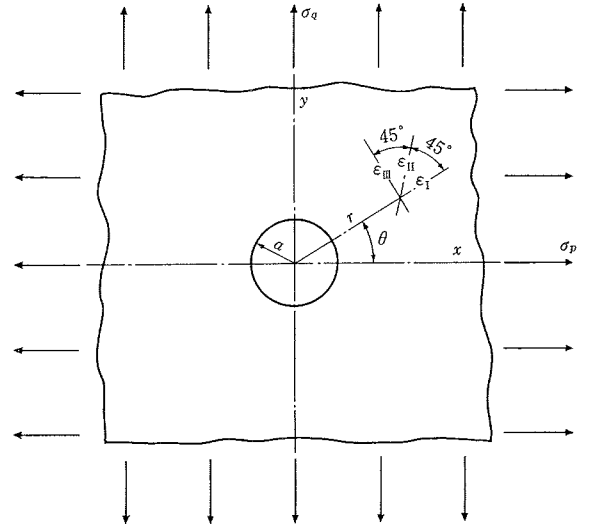


図-4.33 孔明け法による残留応力の計測

3 方向の解放ひずみ ϵ_I , ϵ_{II} , ϵ_{III} を測定すれば下式により σ_p , σ_q および θ を求めることができるという方法である。

$$\sigma_p = \{A + C \cdot \cos 2\theta\} \epsilon_I + \{A - B \cdot \cos 2\theta\} \epsilon_{III} / \{2A(B + C) \cos 2\theta\}$$

$$\sigma_q = \{(-A + C \cdot \cos 2\theta) \epsilon_I + (-A - B \cdot \cos 2\theta) \epsilon_{III}\} / \{2A(B + C) \cos 2\theta\}$$

$$\theta = (1/2) \cdot \tan^{-1} \{[(B + C)(\epsilon_I - 2\epsilon_{II} + \epsilon_{III})] / [(B - C)(\epsilon_I + \epsilon_{III})]\}$$

ここに、 $A = -(1 + \nu) / 2E \cdot a^2 / r^2$, $B = (1 + \nu) / 2E \cdot a^2 / r^2 \cdot \{3a^2 / r^2 - 4 / (1 + \nu)\}$

$$C = -(1 + \nu) / 2E \cdot a^2 / r^2 \cdot \{3a^2 / r^2 - 4\nu / (1 + \nu)\}$$

E : ヤング係数 ($2.1 \times 10^4 \text{ kgf/mm}^2$), ν : ポアソン比 (0.3)

実橋に適用した例を図-4.34 に示す²³⁾。この例は、3 径間連続鋼桁橋の支間中央付近の対傾構取り付け部の垂直補

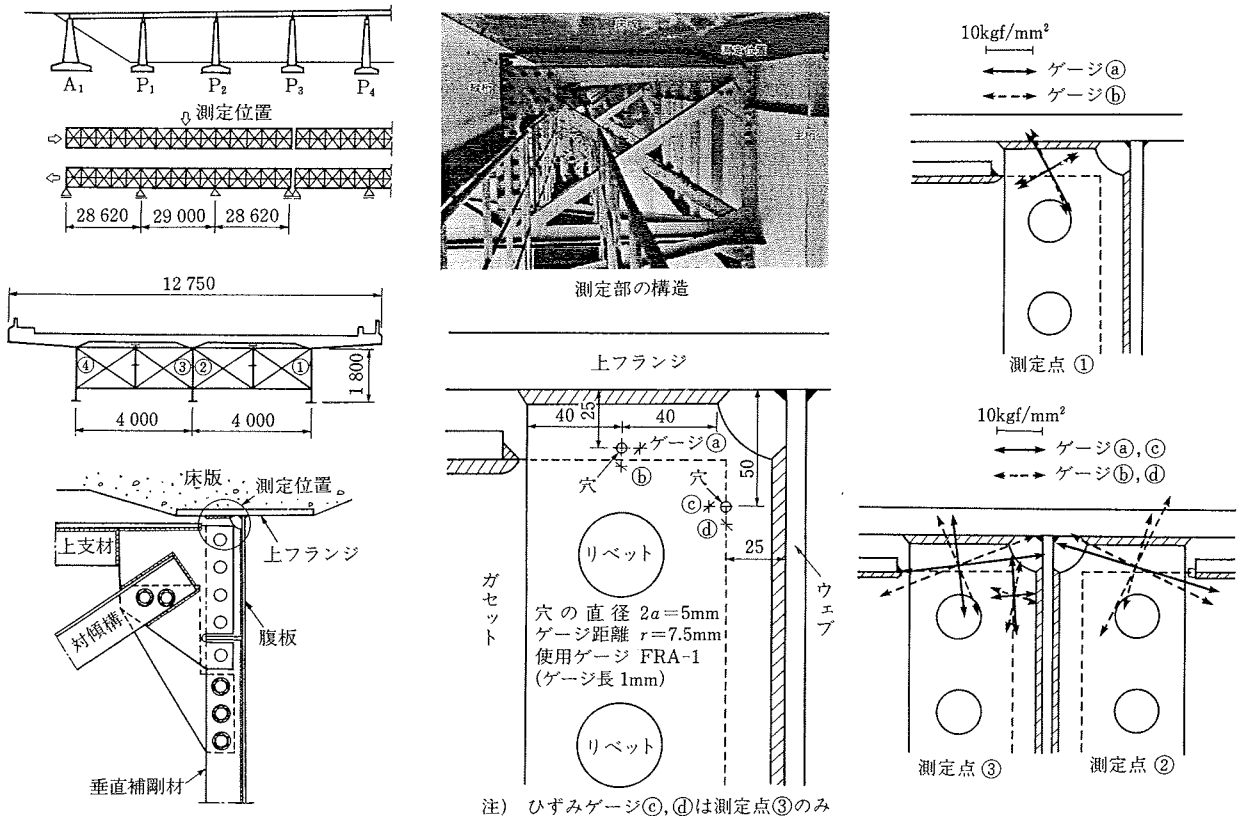


図-4.34 孔明け法による残留応力測定実施例

剛材上端部を測定した例である。測定された残留応力は、すべて引張応力であり、上フランジ側の溶接線方向の残留応力は 30 kgf/mm^2 以上を示しており、材料（SS 400 材）の降伏点に達しているものと思われる。なお、上フランジ側とウェブ側を比較すると上フランジ側の残留応力が各方向とも大きく、溶接線直角方向ではウェブ側の3倍の残留応力となっている。

4.3.3 溶接状況の調査

損傷の発生した溶接部の溶接方法や溶接仕上げの有無などの基本的な情報が書類として残っていない場合には、実橋において何らかの方法を用いて溶接に関する情報を確認することが必要になることがある。

溶接に関して詳細なデータを得ようとする場合、実際の部材からテストピースを切り出し、種々の試験を行えば良いが、切り出し時の安全性や切り出し後の補修・補強などの検討を行わなければならない。それに対し、概略的な状況を把握したい場合には非破壊検査手法を用いることも考えられる。

例えば、フランジの突合せ溶接部では、フランジ側面においてマクロ試験を実施することにより溶接方法を確認することが可能である。また、すみ肉溶接か完全溶込み溶接を用いているかの確認は、超音波探傷を実施することにより可能である。しかしながら、これらの方法は検出能力が十分とは言えないため、より確実な調査を実施しようとする場合には安全性を確認のうえ、溶接部のコア抜きを行い、詳細な調査を行うことが望ましい。

4.3.4 き裂の詳細調査

継手内に残存する微小な溶込み不良やブローホールなどの溶接欠陥またはアンダーカット、ビード不整などの表面欠陥は、継手の静的強度にはほとんど影響を与えないが、疲労破壊に対しては比較的に影響が大きく、き裂はこれらの欠陥部から発生することが多い。き裂の発生位置やその進展性状を把握することは原因究明のみならず損傷対策上からも有用なことであり、可能な限りこの種の調査を実施するのが望ましい。

き裂の発生位置の調査では、き裂発生位置を含んだ箇所をコア抜きし、溶接欠陥の有無やその大きさを測定するとともに、き裂の起点や破面の状況（溶接割れによる破面であるのか疲労破面であるのか、延性的な破面性状を呈している部分はあるか、あるいは、塗装塗替え時のペイントの侵入が見られるかなど）を良く観察する。コア抜きは、一般的には圧縮応力の作用下で疲労き裂が発生した場合や局所的な面外変形を拘束しているためにき裂が発生した場合などに適用する。この種の損傷では、コア抜きを実施することにより引張残留応力や拘束応力が解放され、それだけで損傷対策となる場合がある。コアの大きさに関しては、施工機器の能力や施工空間の制約などにより異なるが、 $30 \text{ mm}\phi \sim 50 \text{ mm}\phi$ が標準的である。なお、一次応力の作用が原因でき裂が発生したような場合には、基本的にはコア抜きは行わないのが良いが、実施する場合にはコア抜きにより断面欠損が生じることから、コア抜き時の安全性やコア抜き後の安全性に注意を払い、補修・補強を適時行わなければならない。図-4.35 および写真-4.9 にき裂調査のた

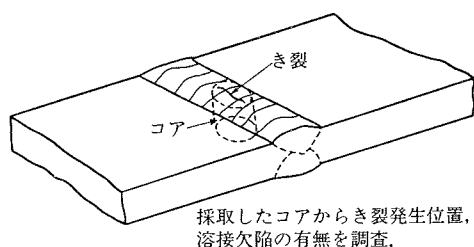


図-4.35 コア抜き前のき裂

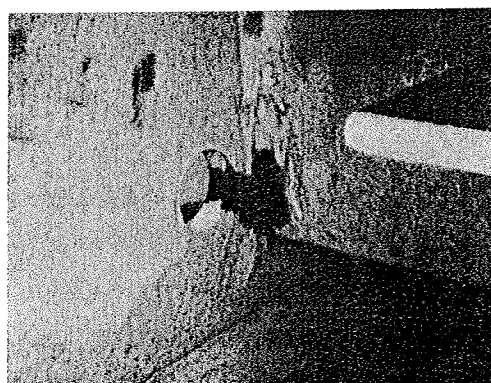


写真-4.9 溶接部のき裂に対する調査用コア抜き状況

めに実施したコア抜きの写真を示す。

き裂の進展速度の測定方法としては、4.2「疲労損傷のモニタリングシステム」で述べたように断線ゲージを用いる方法や超音波探傷による方法がある。断線ゲージを用いる方法は、随時測定を行うことによりき裂の進展速度を詳細に測定できる。しかしながら、この方法については、鋼材表面に現れたき裂に対してのみ有効であり鋼材の内部き裂の進展や鋼材内へのき裂の進展性状に関しては適用できない。また、測定においてはひずみ計を用いなくてはならないこと、およびき裂の進展方向の変化に追従できないため、進展方向が変化することによりゲージに対して斜めになったき裂の進展速度も直角方向の速度として測定してしまうなどの欠点も有している。これに対して、ある程度の誤差を含んでもよい場合には磁粉探傷試験や超音波探傷試験などの非破壊検査を定期的に同一の検査者で行うことにより、き裂の進展速度を計る方法がある。しかし、この場合でも内部き裂の進展性状や板厚方向への進展性状に関しては十分な把握は難しい。

4.3.5 材料特性値に関する調査

(1) 材料の機械的性質の確認

部材の材質は設計計算書や設計図面などに記載してあるが、設計図書を保存していなかったり、紛失したり、また、橋歴が古く図面がないものなどでは、その部材の材質が不明なことがある。この場合、実部材から試験片を採取し、材料分析および材料試験を行うことが可能であれば問題ないが、中には試験片の採取が困難な場合がある。ここでは、試験片の採取が困難な場合における非破壊試験による材料の分析方法および材料の採取が可能な場合の採取にあたっての注意点について述べることにする。

在来の橋桁の中には橋桁端部での余裕がなかったり、材料強度の余裕量が不明なため、試験片の採取が困難なケースがある。その場合、材料の識別を比較的簡単に行える方法として「鋼の火花試験法」(JIS G 0566)がある。火花試験法については(財)鉄道総合技術研究所が作成した「鋼構造物の補修、補強、改造の手引き」の中に詳しく記述されている²⁴⁾。火花試験はグラインダーによって生じる火花の形態を観察し、炭素量や特殊元素の有無を判定したり、化学成分のわかった標準図と比較することにより材質を推定するものである。図-4.36に火花試験の概要を示す。また、表-4.8に火花試験による鋼材の区分表を示す。火花試験では火花を水平に飛ばすようにし、観察にあたっては火花流線を先端、中央および根元部の3部分に分け、各部を詳細に観察することが必要である。

材料の採取が可能な場合には、以下の項目について注意する必要がある。

- ① 材料試験片は、試験片を採取しても橋体の耐力に影響がない橋桁端部などから採取する。
- ② 材料試験片を採取する場合、試験片に熱ひずみなどの採取時の影響が入らないように注意しなければならない。

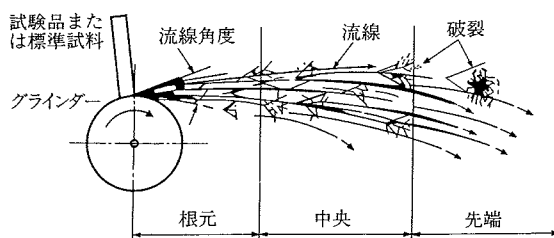



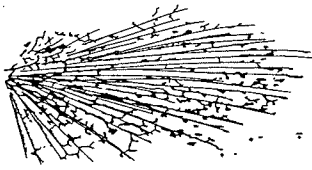


図-4.36 火花試験法

(2) 材料の溶接性や継手性能の確認

橋歴の古い橋梁の補修・補強に際して、昔の鋼材（以下、古材と呼ぶ）を対象として溶接や切断などの加工を施す場合には、材料の加工性に関する検討が必要であり、誤った加工をすると、かえって新たな欠陥を生じさせてしま

表-4.8 火花試験による鋼材の区分

鉄材の区分	鉄 桁 の 概 要	火 花 試 験 の 特 徴		適 用 例
錬 鉄 ベッセマー鋼等	<ul style="list-style-type: none"> ・錬鉄 ・明治7年～明治33年頃まで製作 ・ベッセマー鋼 明治21年～ (明治26年作30年式で標準化) C : 0.05%程度以下 S : 0.06%程度以下 P : 0.08%程度以下 		ほとんどのが流線部だけでやや太く見える。パチパチの破裂部は、先端部でやや生じるがごく少ない。	$\sigma = 1150 \text{ kg/cm}^2$ <ul style="list-style-type: none"> ・錬鉄 (作錬式型、ポータル型桁) ・ベッセマー鋼 (作30年式)
軟 鋼 S39 SS39 SS41 SM41 SM50 等	<ul style="list-style-type: none"> ・S39, SS39 ……明治34年～ ・SS41, SM41 ……明治15年～ ・SM50 ……昭和34年～ C : 0.1～0.3% S : 0.04～5% P : 0.04～5% 		全体的に流線部が多く、途中もしくは先端でパチパチと2段、3段に破裂する部分がある。	錬鉄、ベッセマー鋼以外は「保守標準」に示す。 年代区分に従った値を用いる。 (達桁, 作35年式)
構造用炭素鋼 S×C	<ul style="list-style-type: none"> C : 0.1～0.5%程度 S : 0.03% 以下 P : 0.035% 以下 		破線は細くやや短い。 破裂部は非常に小さいが数は多い。	ピン, アンカーボルト等
鑄鉄, 鑄鋼, 鑄鋼品 C量が0.6%以上 FC SC SF	<ul style="list-style-type: none"> ・鑄鉄 C : 3.3～30.8% ・鑄鋼 C : 0.35%程度以下 ・鑄鋼品 C : 0.60% 以下 S : 0.035%以下 P : 0.03% 以下 		流線が非常に短く根元からパチパチする。	シュー等

い補修・補強の意味をなくしてしまうことがある。このようなことから、試験片が採取可能な場合には溶接の施工性能試験や継手耐力などの継手性能の確認試験を行い、施工性や安全性を確認した後に補修・補強の計画を行う。部材から試験片を採取することが難しい場合には、(財)鉄道総合技術研究所にてまとめた「鋼構造物の補修, 補強, 改造の手引き」の中に古材の加工上の注意点および古材の継手性能についてまとめているので参考とするのが良い。表-4.9に古材に対する加工上の注意点を示す。古材のうち、1940年以降(昭和15年以降)の鋼材についてはほぼ現行の鋼材と同じ性質であることから、製作時期やJIS鋼種の適用が判明すれば試験などを行わずに溶接の施工性を確認することが可能である。それ以前の鋼材については、鋼材の靱性が低かったり、溶接性に影響を及ぼす元素を含有していたりするので注意を要する。

なお、橋歴の古い橋梁では部材の接合方法としてリベット継手が用いられているが、腐食やき裂の発生に伴う補修・補強においてリベットを高力ボルトに交換する際には、材片接触面に鉛丹が残存しているとすべり係数が0.25～0.28程度しか得られないことから、所定の係数が得られるように接触面の表面処理を実施しなければならない。

表-4.9 古材の加工上の注意点

鋼材名	製作時期	代表的な適用橋梁形式	使用上の注意点	判別方法	
主として 錬鉄	1883年程度以前 (M 26年以前)	<ul style="list-style-type: none"> ・作錬式 ・作30年式桁の補剛材 ・1886年製のボーン型、ボーストリング型ピントラスのアイバーと床組の一部に使用 	<ul style="list-style-type: none"> ・材質が不均一で層状剥離を起こすこともある。 ・強度は現行の41キロ材より低い(引張強度:70~80%,伸び:数分の1程度,靱性:非常に多いものが多い) ・P, Sが多いものもあり,溶接はさけるべきである。 	<ul style="list-style-type: none"> ・火花試験 ・成分試験 ・引張試験 ・製作年代からの推定 	
主として ベッセマー鋼等	1909年以前の鋼 (M 42年以前)	<ul style="list-style-type: none"> ・クーパー型ピントラス ・日鉄型 ・北陸式 ・山陽基本型 ・山陽補強型 ・達1715, 達10のIビーム桁 ・鉄作乙1075 ・帝鉄880 ・作35(鉄作7) 	<ul style="list-style-type: none"> ・強度は現行の鋼材と変わらないものもある。しかし,特にベッセマー鋼はバラツキが大きく,錬鉄と同程度と考えれば安心できる。 ・Siが少ないため,溶接性は劣るので,溶接は避けた方がよい。 ・P, S, Oの含有率が高いため,靱性は劣る。 	<ul style="list-style-type: none"> ・火花試験 ・成分試験 ・引張試験 ・製作年代からの推定 	
鋼	S39	1926~1928年以前 (T 15~S 3年以前)	<ul style="list-style-type: none"> ・Iビーム桁 達95, 達875 ・上路钣桁 達680, 達540, 達425, 達94, 研甲355 ・下路钣桁 達123, 達16, 達74 	<ul style="list-style-type: none"> ・材質的に不均一のものが多い(S, C, Oが多く, Siが少ない) ・強度的には規格値は保証されている。 ・しかし,靱性は低く割れやすい。 ・溶接は可能であるがその方法は検討の余地もある。 ・老朽化した母材は,溶接部よりも靱性は劣っているし,いったんき裂ができると大きな割れに結びつきやすい。 	製作年代がある程度判明すれば, <ul style="list-style-type: none"> ・成分試験 ・母材のCOD試験もしくは衝撃試験で十分
	SS39	1928年以降 (S 3年以降)	「鋼鉄道橋設計示方書(メートル)」 (S 3) によった橋梁 達344, 達827, 達1084, 達407		
	SS41	1940年以降 (S 15年以降)	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼鉄道橋設計示方書(メートル) (S 3) ・鋼鉄道橋設計示方書(改訂) (S 31.9) ・高張力鋼(案) (S 34) ・溶接桁(案) (S 35) によった橋梁	<ul style="list-style-type: none"> ・ほぼ現行の鋼材と同じ性質である。ただし,腐食が著しく進行しているものは,腐食に対する配慮が必要となる。 	製作時期とJIS鋼種の適用が判明すれば十分である。
SM41	1970年以降 (S 45年以降)	「構造物設計標準(制定)」 (S 45.3) によった橋梁			

4.4 疲労損傷度と余寿命の評価

4.4.1 疲労損傷評価の重要性と課題

疲労き裂が確認された場合には、緊急対策の必要性、補修・補強方法あるいは類似箇所における損傷発生の可能性などに関する検討が必要である。その際、対策時期の設定や効率的な維持管理計画を策定するために、損傷部や類似部位における損傷度を定量的に評価することが重要となる。また、予防保全的な維持管理の実施や計画的な予算措置の実施あるいは投資計画の立案を行うためには、損傷度とともに、ある限界状態に達するまでの寿命（余寿命）を評価することが重要となってくる。

既設橋において疲労に対する評価を行う目的を以下にまとめて示す。

- ① どのような構造詳細・継手形式において疲労損傷の発生が危惧されるかの判断
- ② どのような交通実態の橋梁において疲労損傷の発生が危惧されるかの判断
- ③ 疲労損傷の発生時期の推定と適切な対策時期の設定
- ④ どの程度の期間、検査で対応が可能か、また、どの程度の周期で検査を行うべきかの判断

ここで、疲労の評価を行うには、対象部位に生じる応力とその繰返し回数を明らかにすることが必要である。これは、疲労現象が繰返し作用する応力の変動範囲（応力範囲あるいは応力振幅： S_r ）とその繰返し回数（ N ）に依存し、図-4.37に示すようにこの両者の関係をもって疲労寿命曲線（ S_r-N 曲線：両対数紙上で直線関係）が設定できるからである。多くの鋼構造物での疲労に対する照査は、継手部に生じる応力範囲と設計寿命中に予想される応力の繰返し数、および継手等級に対応する疲労寿命曲線を用いて行われている。例えば、日本鋼構造協会の疲労設計指針・同解説（以下、JSSC 疲労設計指針と呼ぶ）では、直応力を受ける継手に対してはほぼ等間隔に8本、直応力を受けるケーブルおよび高力ボルトに対して5本、また、せん断応力を受ける継手に対して1本の設計寿命曲線を設定しており、それぞれの継手は試験体の疲労試験結果を参考に各強度等級に分類されている²⁵⁾。

ここで留意すべき点は、これまでの種々の継手に対する疲労試験の多くは、一定応力振幅の試験条件下で行われていることである。橋梁において交通や風の作用により各部材・部位に生じる応力は時間的に変動する複雑な応力波形を呈している。したがって、一定応力振幅下により得られた試験結果を用いて疲労寿命の推定や損傷度の評価を行うためには、実橋での実働応力と一定応力振幅下での試験結果とを関連付けることが必要となる。さらに、実橋での疲労損傷は、通常的设计計算では応力照査されないような二次的な部位に、局所的な二次応力や変形の集中が原因で生じている場合がほとんどであることから実働状態でのこのような二次応力の発生に対して評価を行うことが必要となる。また、各種継手に対する既存の試験では、試験片あるいは試験部材に作用する公称応力（作用力と断面諸値から算出した設計計算応力）を用い疲労寿命曲線が求められており、上記したように公称応力の定義が困難であるような部位での損傷に対して、公称応力で整理された疲労寿命曲線をそのまま適用するには無理が生じる。疲労の評価の際

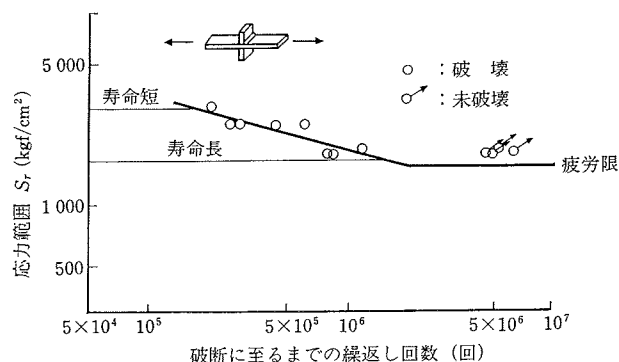


図-4.37 応力範囲と破断までの繰返し数との関係

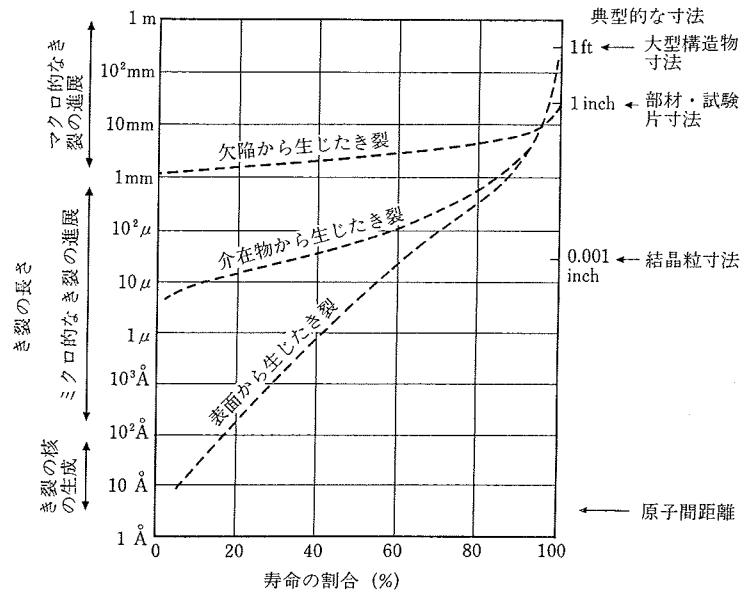


図-4.38 き裂長と寿命との関連

してのこのような問題点に関しては、現在までに種々の研究・調査が実施され、各種の評価手法が提案されてきているが、まだ十分に確立されたとは言えないのが現状である。

また、継手試験における疲労寿命は試験片の破断寿命（破断までに要した繰返し数）で定義するのが一般的である。JSSC 指針では、疲労限界状態として疲労き裂がある程度の大きさに成長した状態を想定しており、微視的なき裂が発生して巨視的な大きさに進展するまでの寿命を疲労寿命と定義している。ここで、微視的なき裂に達するまでの寿命を「き裂発生寿命」と定義し、それ以降におけるき裂の進展に費やす寿命（「進展寿命」と区別する考え方があるが、実橋で損傷の発生が危惧される切欠き部や溶接継手部などでは、ある大きさ以上の応力範囲に対しては、初めからき裂の進展が認められ、き裂の発生までの寿命はほとんどないと言える。また、「ある程度の大きさ」とか「巨視的なき裂」とは、疲労に対する限界状態を意味したものであるが、この限界状態についても種々の考え方がある。鋼橋においては一般的には継手の主材を貫通するような数 cm 程度の大きさのき裂が想定される。これは、き裂が構造要素である板の内部で発生し、それが成長して板表面に現れると急激に大きくなり、それ以前と比較してき裂が急速に進展し最終的には脆性的な破壊に至るからである（図-4.38 参照）。つまり、構造部材の限界状態をき裂が板を貫通する前後に設定すれば、その後に残された繰返し数はわずかであり合理的な寿命評価が可能となる。なお、構造物として見た場合、一部材の破断をもって構造物の最終崩壊には必ずしも至らないが、供用に際してはある一定の安全性を保持していることが必要であることを考えた場合には、部材の破断、特に主桁、主構の破断に関しては重大な限界状態と位置付けられる。むしろ、部材の破断に至る前の局所的な損傷の状態を越えないところで適当な限界状態を設定することが、疲労損傷に対する現状の点検体制や補修・補強における経済性を考慮した場合には合理的であると言える。現在、このような限界状態の設定に関してはいくつかの提案がなされているが、定性的な表示によるものが多い。定量的な限界状態の設定は、余寿命の推定やそれに基づく維持管理計画の策定において重要であり、今後、さらに検討していくことが必要である。

4.4.2 変動応力波形の解析

橋梁の各部材・部位には、種々の形・大きさの自動車や列車によって複雑な変動応力が生じる。したがって、厳密には、実橋に生じるような応力波形を用いて各種継手に対する疲労試験を行わない限り、実働状態での疲労強度や疲労寿命を推定することはできない。しかし、実橋各部位に生じる応力波形は多種多様であり、これらすべての条件に

対して試験を行うことは、費用、時間あるいは試験装置の面で困難である。したがって、何らかの方法により、実働状態における応力波形と従来の一定応力振幅のもとにおける疲労試験結果とを関連付け、実働応力状態での疲労強度ないし疲労寿命を推定する方法が必要となる。必要な作業としては、まず、適当なやり方で実働応力波形を一定応力波成分の集合の形に整理する。このときに用いられる手法を応力頻度解析法と呼んでいる。次に、応力頻度解析により得られた応力波成分の集合をもとに、実働応力状態での構造物の損傷度あるいは疲労寿命を推定する。この方法が疲労寿命推定法と呼ばれるものである。ここでは、前者の応力頻度解析手法あるいはシミュレーション解析に関して述べることにし、疲労寿命推定法については次節で扱うこととする。

(1) 応力頻度解析

応力頻度解析の目的は、必ずしも疲労損傷度や疲労寿命の推定を行うためだけとは限らず、最大応力の大きさやその発生頻度あるいは各応力成分の分布状態を把握し、それにより疲労に対する厳しさや補強の効果を確認するのが目的の場合もある。そのようなことから、これまで考案された応力頻度解析法の種類は極めて多い。

応力頻度解析は、複雑な応力波形を分解し、一定応力波成分ごとの集合として表す解析であるが、それを疲労損傷の進行に伴うエネルギー損失的なモデルで考えると以下のような説明ができる。図-4.39(a)は応力の時間的変動波形を示したものであるが、これを応力-ひずみ線上で考えると同図(b)のようなループで考えることができる。このループに囲まれた領域はヒステリシスによるエネルギー損失を表しており、結晶内部での損傷の進行に伴って消費される量と考えることができる。この波は応力の上昇過程と下降過程にそれぞれ一つの閉じた応力変動の小ループが存在しており、そのループによってもエネルギーの消費が起こる。したがって、疲労の進行による累積被害を考える立場からすれば、このような小ループにより消費されるエネルギーを加えるのが合理的であると言える。ここでもし、同図(a)における極大と極小のピーク値のみを応力頻度解析により取り出して記録し、その発生順序については全く無視したとすると、同じピーク値を持つ同図(a)と(c)との波形の区別ができない。(c)の波形の応力-ひずみ線上でのループは同図(d)であり、その消費エネルギーがいつでも同図(b)と同じであるとは言いがたい。このように応力頻度解析についてはエネルギー損失的な見方をしても十分に合理性のある方法でなければならず、それが方法選択の指標となる。

これまでに古くから用いられた解析手法には次のようなものがある。

- ・ピーク法 (Peak Count Method)
- ・最大・最小値法 (Mean-Crossing Peak Count Method)
- ・経過頻度表示法 (Level-Crossing Count Method)
- ・パワースペクトル (Power Spectrum) 解析法

これらの方法に関しては、いずれも応力の極値発生の順序を無視しているため、前述したような意味から疲労被害推定法としては問題がある。これらが利用可能であるのは、平均応力が0である対称波がランダムに現れるような、本来的に極値の発生順序が無関係である場合に限られる。船の舷側に作用する波力や航空機の翼に働くガスト力などによる波には適用可能であるが、橋梁の各部材や部位に生じる応力波には必ずしも適用できない。

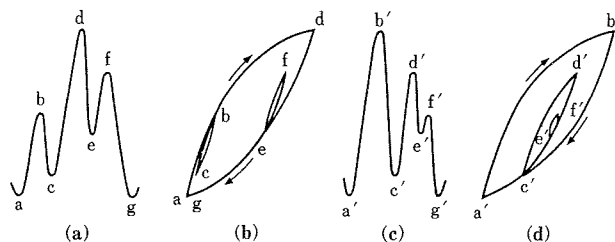


図-4.39 応力波形とヒステリシスループ

橋梁部材における応力波形を対象とした代表的な解析手法として、レインフロー法（Rain Flow Count Method：雨水流下法とも呼ばれる）とレンジペア法（Range-Pair Count Method）がある。この2つの方法に関しては、その基本的な原理には違いはなく、橋梁での実働応力波形の解析を対象とした場合にはほぼ同じ結果が得られることが知られている。また、現在のところ、疲労被害推定のための手法としては実用的であるとともに最も合理的であると考えられている。以下にレインフロー法とレンジペア法の概要を示す。

① レインフロー法

レインフロー法は、応力（ひずみ）の時間波形の時間軸を垂直方向にとり、応力の大きさを多重の塔の屋根からの雨垂れに例え、雨垂れの流れたレンジで応力レンジをカウントする方法である。図-4.40 に示すように経過時間を縦軸に、発生ひずみを横軸にとった場合、雨滴の流れが停止する経路（例えば $0 \rightarrow 1 \rightarrow 1' \rightarrow 3, 4 \rightarrow 5, 1 \rightarrow 2, 3 \rightarrow 4 \rightarrow 4' \rightarrow 6, 2 \rightarrow 1', 5 \rightarrow 4'$ ）の示すところのひずみ振幅を算出し、それを設定したレベルごとに積算していく方法をいう。BS 5400, ECCS の疲労設計指針では応力範囲頻度解析にレインフロー法を用いることが規定されている。

② レンジペア法

レンジペア法は図-4.41 に示すようにある応力レベルの範囲 $\Delta\sigma_i$ をあらかじめ設定し、最初の極小値1を基準極小値 (σ_B)、極大値2を基準極大値 (σ_H) とする。計測が応力変動1の位置からスタートした場合、応力 σ は $1 \rightarrow 2$ に向かって上昇し、 $(\sigma - \sigma_B)$ が $\Delta\sigma_i$ 以下なのでカウントせずに、応力は $2 \rightarrow 3$ に向かって減少し、このとき、 $(\sigma_H - \sigma)$ が $\Delta\sigma_i$ 以上であればカウントする。しかし、 $(\sigma_H - \sigma)$ が $\Delta\sigma_i$ 以上にならないため、応力は $3 \rightarrow 4$ に向かい次の極大値4が σ_H よりも大きい場合には、4を σ_H に置き直し、 $\Delta\sigma_i$ 以上になったのでカウントする。そして、その次に現れる極小値5を基準極小値 σ_B に置き直す。このとき、カウントする前に基準極小値 σ_B よりも小さい極小値が現れた場合には、基準極小値を置き直さなければならない。これを繰り返すことにより応力レベル範囲 $\Delta\sigma_i$ を超える応力範囲の数を求めることができる。また、応力レベル範囲 $\Delta\sigma_i$ と $\Delta\sigma_{i+1}$ の間の応力範囲の数は両レベル間のカウント数の差から求められる。

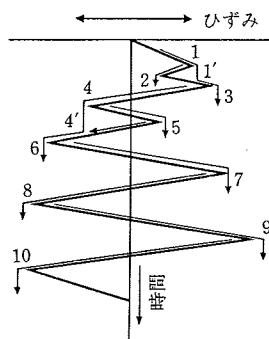


図-4.40 レインフロー法の原理

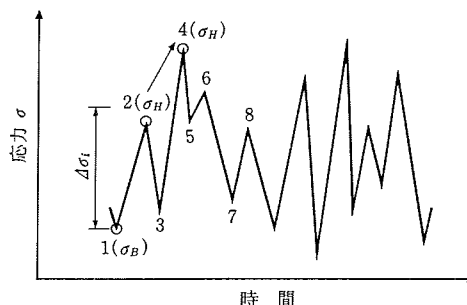


図-4.41 レンジペア法の原理

図-4.42 に鋼道路橋においてレインフロー法を適用して測定された応力変動範囲の頻度分布の一例と鋼鉄道橋においてレンジペア法を適用して測定された応力変動範囲の頻度分布の一例を示す。鋼道路橋の頻度計測結果例は、東名高速道路の合成桁橋の下フランジにひずみゲージを貼付し、その点における24時間の頻度測定結果である。また、鋼鉄道橋の頻度測定結果の例は、新幹線の橋梁部材を対象とした頻度測定結果である。道路橋の主桁では、低応力側の頻度が非常に大きく、高応力側の頻度が小さい偏った形状となっている。この事例では主桁に発生する最大応力範囲は 300 kgf/cm^2 程度であり、設計活荷重応力と比較した場合には小さいと言える。鉄道橋での事例では、応力範囲が $200 \text{ kgf/cm}^2 \sim 250 \text{ kgf/cm}^2$ のあたりに一つのピークを持つ分布があり、それとは別に 50 kgf/cm^2 以下の応力範囲が小さいところで発生頻度の大きな分布がある。この微小な応力範囲は列車の高速走行に伴い生じた振動により

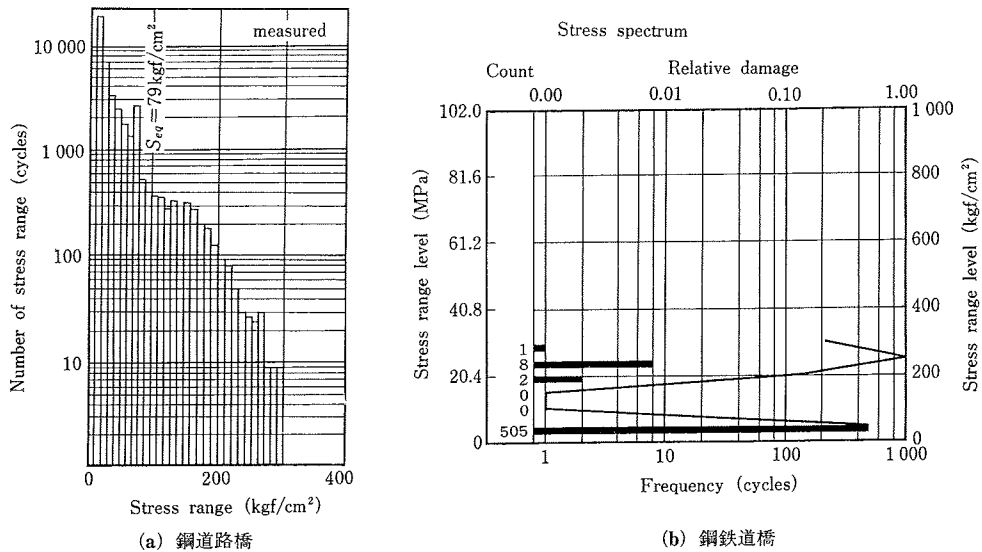


図-4.42 応力頻度測定結果の例

発生したものと考えられる。図中、後述する疲労損傷度について、各応力範囲成分の損傷に対する寄与度を全体を1として併記しているが、200 kgf/cm²以上の応力範囲成分による損傷度が全体の多くを占めているものの、50 kgf/cm²程度の応力範囲に関してもその発生頻度が大きいことから損傷への寄与において無視し得ないものとなっている。図-4.43は道路橋のトラス橋の補強において補強部位に対する応力頻度解析結果を補強前後で比較した事例を示す。補強後においては最大応力範囲が低減し、かつ高応力範囲側の頻度の低減が著しく、この結果からのみでも補強の効果があったと言える。このように、応力頻度解析から得られる情報は疲労の評価を行ううえで有用なものであり重要な評価手法であると言える。

(2) コンピュータによる交通荷重のシミュレーション

道路橋における応力頻度分布を実橋応力測定を実施することなく交通流モデルを用いてシミュレーションによって求める検討が行われている^{26)~28)}。車両の配列、重量および車間距離を確率変数として荷重列のシミュレーションを行い、これを用いて主桁のモーメント変動範囲の頻度解析を行う手法である。図-4.44にシミュレーションにおけるフローチャートと車両モデルおよび各交通量モデルにおける車両構成比を示す。車両の重量分布に関しては、交通荷重の実測定結果に基づき決定しており、車両モデルのトレーラに対しては最大値66.0 tf、平均値22.2 tfの対数正規分布にモデル化し、2軸、3軸大型トラックに関してはそれぞれ平均値8.1 tf、17.7 tfの正規分布で、小型トラックおよび乗用車についても正規分布でモデル化している。図-4.45にシミュレーションにより得られたモーメント変動波形をレインフロー法で処理して求めた主桁支間中央のモーメント範囲の頻度分布の一例を示す。また、図-4.46には実橋の応力計測により得られた相対頻度とシミュレーションにより得られた結果を比較して示す。横軸については最大モーメント範囲で除し、分布の総面積が1となるように無次元化している。図に示すようにシミュレーションによって得られた累積頻度分布曲線は実測値と形状がほぼ同様であり、実橋測定を必ずしも行わずにシミュレーションにより実挙動に近い波形が再現できると考えられる。

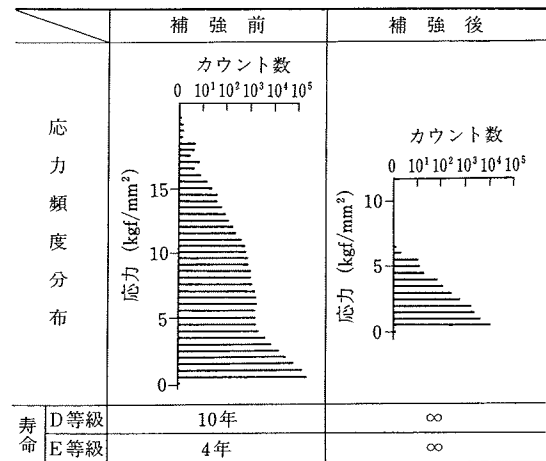


図-4.43 補強前後における応力頻度分布の比較

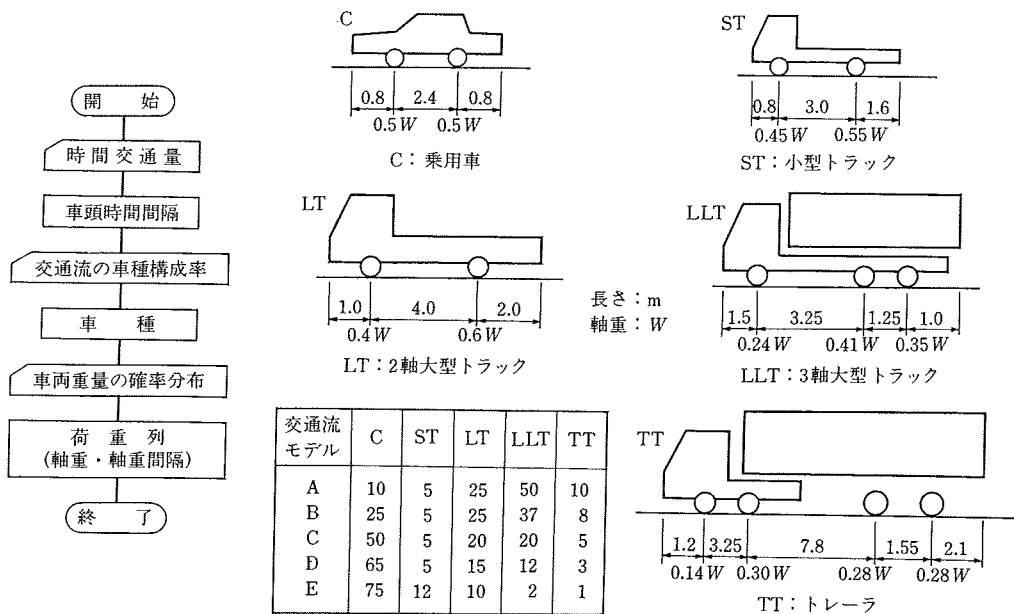


図-4.44 荷重列のシミュレーションの流れ

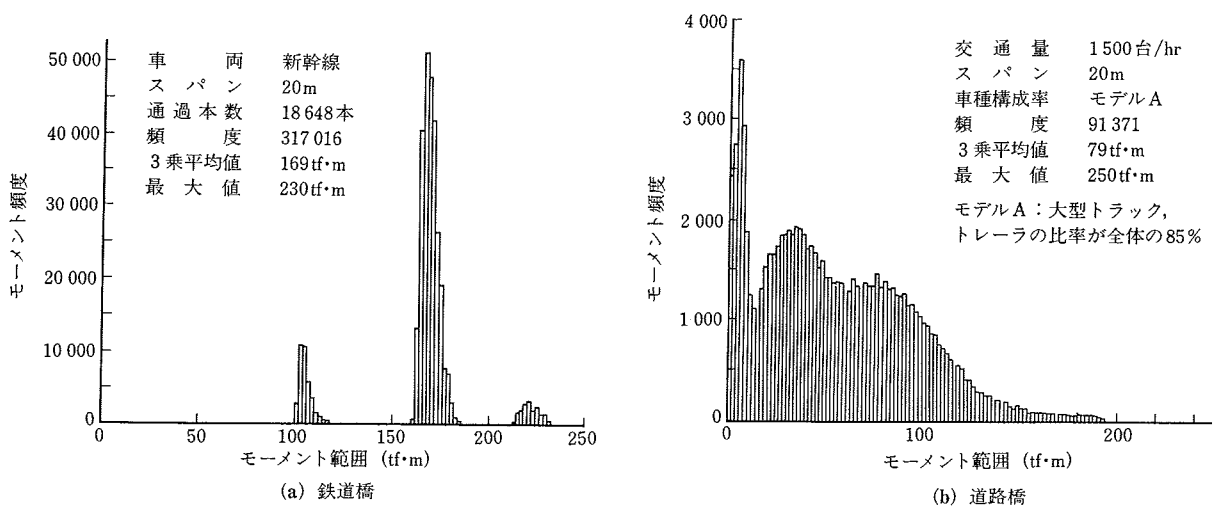


図-4.45 シミュレーションにより得られたモーメントの頻度分布

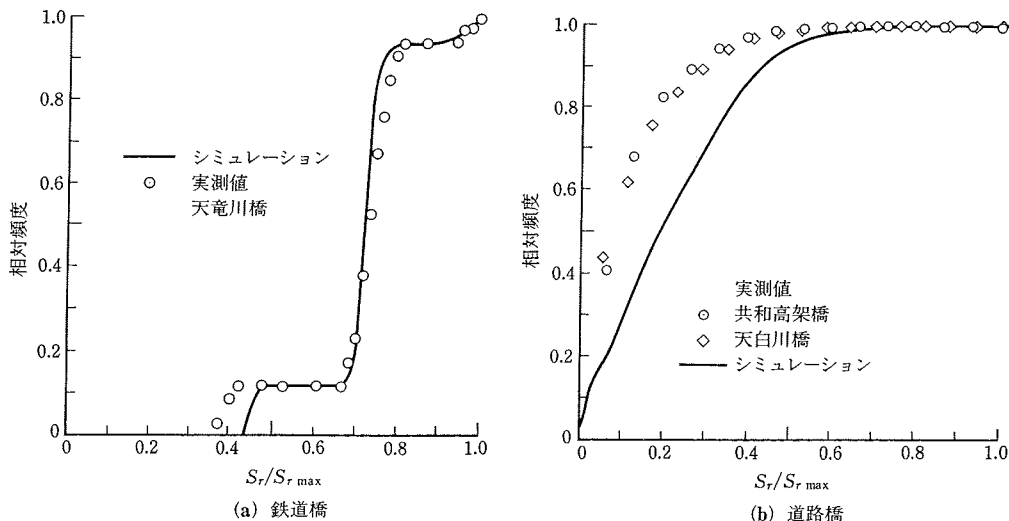


図-4.46 実測値とシミュレーションによる頻度分布の比較

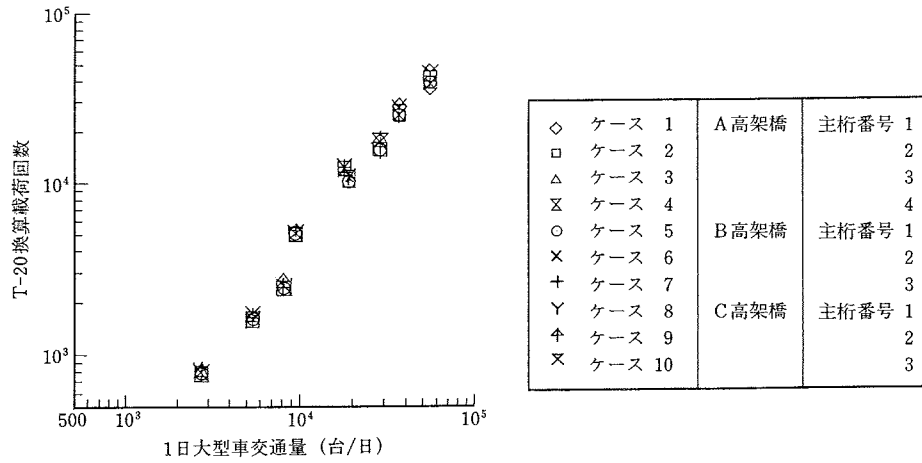


図-4.47 T-20 換算載荷回数と1日大型車交通量との関係

また、前述した荷重列のシミュレーションと影響線とを用いることにより、実橋での複雑な実荷重特性をある基準とする荷重（例えば疲労設計活荷重）に置き換えて考える検討もなされている。設計活荷重に関しての海外における基準をみると、英国の鋼橋の設計基準である BS 5400 では疲労設計用にトラック荷重を設定している²⁹⁾。また、米国でも疲労設計用標準トラック荷重の提案がなされている。これは、大型車の同時載荷の機会が非常に少ないため、疲労は1台のトラックのみで評価すべきであるとの理由によっている。米国の高速道路での大型車混入率は10～15%であることを考慮すると³⁰⁾、この提案は妥当であろう。しかしながら、我が国では路線や時間帯によっては大型車混入率が70～80%にもなることもあり、また交通量も多いため設計活荷重に対して海外と同じ考え方を用いる場合には問題が生じてくる。このようなことから三木らは、以下の影響に関して詳細な検討を行い、旧道路橋示方書のT-20荷重を疲労設計荷重として用いる提案を行っている。

- ① 橋梁部材の影響線形状の影響
- ② 同時載荷の影響
- ③ 多主桁間の荷重分配作用の影響

図-4.47は、荷重列シミュレーションと影響線を用いて1日当り大型車交通量が主桁に及ぼすダメージと同等のT-20荷重載荷回数を求めた結果である。また、図-4.47では4本主桁および3本主桁の単純桁橋において、格子解析上での荷重分配と実橋での荷重分配との相違（格子解析では考慮されない床版や横構などによる荷重分配効果）の影響などについても考慮して表示しており、各主桁ごとにみるとT-20換算載荷回数と1日当りの大型車交通量の関係は両対数軸上でほぼよい相関が得られている。したがって、複数車線多主桁橋において、1日大型車交通量を把握することによりT-20換算載荷回数が求められ、疲労被害のおおよその値を推定することができる。

4.4.3 累積疲労被害則による損傷度・寿命評価

応力頻度解析により変動応力範囲の分布が判明したとしても、それだけでは疲労寿命を推定することはできない。頻度分布から実交通荷重に対する疲労寿命を算定する方法については、種々提案がなされているが、その大部分は応力の変動に伴って材料の内部に疲労被害と呼ばれる材料欠陥が蓄積され、それがある限度に到達すると疲労破壊が生じるという考え方に立っている。金属の破壊が多くの場合、転位の蓄積とか空孔の生成などによって説明されることや多くのエネルギー論的な現象説明が妥当性を認められていることからすれば、疲労被害なるものの物理的な意味に多少の曖昧さはあるものの奇異な考え方と言うことはできない。このような応力の繰返しによって蓄積されていく考え方を累積疲労被害理論と称している。種々の累積被害理論の中で最も実用的と考えられる方法に以下のものがある。

(1) Palmgren-Miner の方法による損傷度評価

この方法については、Palmgren が考え方を公表し、その後、Miner がこれに関する実験結果を発表したもので、略して Miner (マイナー) 則と呼ばれる場合もある。累積される疲労被害が、毎回加えられる変動応力範囲のみに支配されるものと仮定すると、一定応力範囲下での疲労試験の場合、応力範囲の繰返し数に対して累積される疲労被害の量を図示すると直線となる。このことから、この考え方を「直線累積疲労被害法則」または簡略化して「線形被害法則」と呼ぶ。この法則に関しては、振幅の異なる種々の変動応力の発生が良く混ぜ合わされた状態で現れるような場合に適用が可能であり、この場合には過大応力の影響と過小応力の影響が互いに打ち消し合い総合的な影響として大きく現れないことが推測できる。事実、この方法が実用的であるとの評価を得ているのは、単に簡明で使いやすいばかりでなく、実験結果ともある程度の一致が認められるからである。

マイナー則では、一定応力範囲での疲労試験において応力範囲 S_{ri} ($i=1, 2, \dots, k$) での破壊までの繰返し数を N_i とし、実際に繰返し作用した回数を n_i とした場合に下式が満足されたときに疲労破壊が生じるとしている。

$$D = \sum (n_i / N_i) = 1$$

ここで、 D を累積疲労損傷度と呼ぶ。

したがって、あらかじめ実験によって一定応力範囲 (S_r) と破壊までの繰返し数 (N) との関係 (S_r - N 曲線と呼ばれる) が求められていれば、応力範囲 S_{ri} に対する N_i は既知と言えるから、実部材での応力範囲 S_{ri} の頻度分布が前述した頻度解析により得られていれば、上式を満足するまでの寿命が計算できると言える。

S_r - N 曲線に関しては、各種の疲労設計基準や指針において継手ごとに設計寿命曲線が設定されているが、この場合の設計寿命曲線については疲労試験結果の下限値を目安として設定されている場合が多い。したがって、このような設計寿命曲線を用いて寿命評価した場合にはその予測もある程度安全側の評価となる。疲労試験による結果自体がある程度のばらつきを有するものであることから、設計時には安全側の評価をせざるを得ないが、既設構造物に対する平均的な寿命評価を行いたいような場合には、目安として 1 ランク上位の寿命曲線を用いて評価することも必要である。また、現在、鋼橋において確認されている疲労損傷の多くは、多軸応力の作用下において発生している。一般に基準や指針で示されている継手の強度等級は単一方向の荷重作用を想定して規定されていることから、例えば、面内方向と同程度の面外曲げ応力が発生しているような組合せ応力状態の場合には、継手の強度等級について再検討することが必要である。この場合、新たに疲労試験を行って継手の強度評価を行うことが考えられるが、残留応力が実橋と同程度になるように配慮したり、変動荷重の影響を加味した疲労試験を行うなどの対処が必要である。なお、直応力およびせん断応力の大きさがほぼ等しく、また同時に作用している場合には、最大主応力を求め、その応力範囲を用いて損傷度評価を行うことが必要となる。JR の建造物保守管理の標準(案)では、この最大主応力を図-4.48 に示す位置で測定するようにしている³¹⁾。

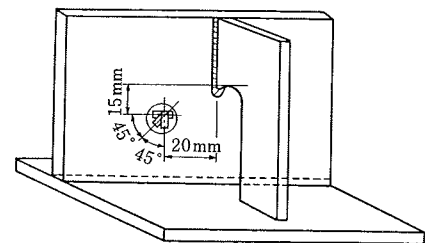


図-4.48 主応力および最大せん断応力測定位置

(2) 修正マイナーの方法による損傷度評価

一定応力範囲による疲労試験では、 S_r - N 曲線に耐久限度 (疲労限) が現れる。したがって、一定応力範囲による実験結果のみを参照するマイナー則では耐久限度以下の応力範囲成分については疲労被害に寄与しないこととなる。しかし、実橋で生じるような種々の応力範囲を成分に持つ変動応力下では、このような耐久限度以下の応力範囲によってもき裂の進展が見られ疲労被害が増加する。このようなことから、耐久限度以下の応力範囲成分による影響を考慮した修正を行うことが必要となり、一般的には、 S_r - N 曲線を耐久限度以下まで延長して用いることが多い。この考え方を修正マイナーの方法と呼んでいる。図-4.49 に修正マイナーの方法をマイナーの方法と比較して示す。図中の破線まで延長して考慮するのが修正マイナーの考え方であるが、この延長の限度については現在でも明確でなく、

各種の提案がなされている。例えば、Harrisonは S_r-N 曲線をそのまま耐久限度を越えてゼロ応力まで延長したものを使用する提案を行っている。Haibachは S_r-N 曲線をそのまま延長するのでは安全側に過ぎる結果を与えるとして、一定応力範囲による耐久限度以下の応力範囲では S_r-N 曲線の勾配（両対数紙上での直線の傾き）を半減する方法を提案している。また、JSSCの疲労設計指針では、マイナーの方法では危険側、修正マイナーの方法では安全側すぎる評価を与えることを考慮して、疲労損傷に寄与しない応力範囲の限界値（変動振幅応力下の応力範囲の打切り限界と呼んでいる）を一定応力範囲下での疲労限度より低くすることにより考慮している。

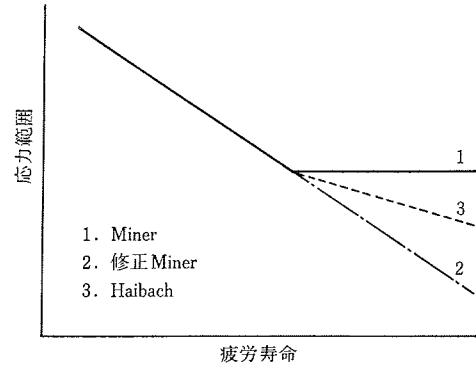


図-4.49 線形累積被害則における応力範囲と寿命との関係

(3) 等価応力範囲を用いた方法

応力頻度分布を整理するためのパラメータとして、応力頻度分布によって部材が受ける損傷度と等価な損傷度を与える等価応力範囲 (S_{req}) が用いられる場合がある。マイナー則 ($D = \sum(n_i/N_i)$) に応力範囲と繰返し数（疲労寿命）との関係 ($S_r^m \cdot N = C$) を代入することにより次式が得られる。

$$D = \sum(S_{ri}^m \cdot n_i) / C$$

また、ある大きさの応力範囲 S_r が $\sum n_i$ 回作用したときの損傷度は、

$$D = S_r^m \cdot \sum n_i / C$$

で与えられる。ここで、両式での損傷度が等しい場合に S_r を等価応力範囲と呼び、次式で表すことができる。

$$S_{req} = \sqrt[m]{\sum S_{ri}^m \cdot n_i / \sum n_i}$$

ここで、 S_r-N 曲線の傾き m については一般的に $m=3$ が用いられ、この場合、等価応力範囲は各応力範囲 (S_{ri}) の3乗平均値の3乗根として求められることになる。このような等価応力範囲を求めることにより、 $S-N$ 関係から直接的に変動振幅応力下での疲労寿命を求めることが可能である。修正マイナーの方法では、すべての大きさの応力範囲レベルに対して等価応力範囲を算出するが、マイナーの方法では、疲労限度以下の応力範囲は疲労損傷に寄与しないとしているので、それらの応力範囲は無視し、疲労限度以上の応力範囲のみを対象として等価応力範囲を求めることとなる。また、その際の応力の繰返し数も疲労限度以上の応力範囲の繰返し数だけを対象とする。

(4) ホットスポット応力を用いた評価

一般に溶接継手部の疲労損傷度の評価は、公称応力（はり理論や骨組解析などによって求められた断面力を用いて算出した応力）と継手の疲労寿命曲線を用いて行われる。しかし、近年疲労損傷が生じているような分配横桁取付け点、対傾構取付け点や鋼床版の縦リブと横リブの交差部などにおいては、構造が複雑になっており、また、作用応力状態が荷重の移動により変化するなど複雑であり、公称応力を定義することが困難である。このような公称応力を定義できない溶接継手部については、公称応力の代わりにホットスポット応力と呼ばれる応力を用いて損傷度評価を行う方法がある^{32)~35)}。ここで、ホットスポット応力については種々の考え方があり、統一的な定義がなされているとは言えないが、JSSC 疲労設計指針ではホットスポット応力を溶接による局所的な応力集中を含まず、構造的な応力の乱れを考慮した着目部（溶接止端部）での応力として定義し、そのような応力に対する溶接継手（すみ肉溶接継手）の寿命曲線を設定している。図-4.50 に示すようにガセットプレート端における局所的な応力性状は、部材に作用する公称応力に加えて、継手全体の力の流れの不連続性に依存する構造的な応力集中と溶接ビードの寸法・形状に依存する応力集中が重複した急激な応力勾配を持った状態となっているが、このような部位における局部応力の設定法として、JSSC 疲労設計指針では、図-4.51 に示すように溶接止端部近傍の2点での測定応力から止端位置へ直線外挿してホットスポット応力を求めることとしている。しかし、外挿するために用いる2点の応力測定位置をどこにす

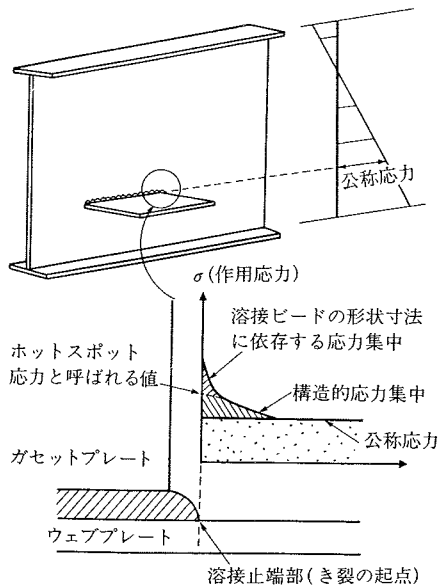


図-4.50 すみ肉溶接部周辺の応力分布

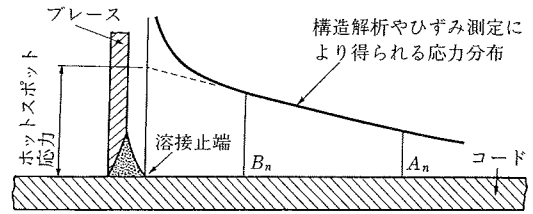


図-4.51 ホットスポット応力の定義例

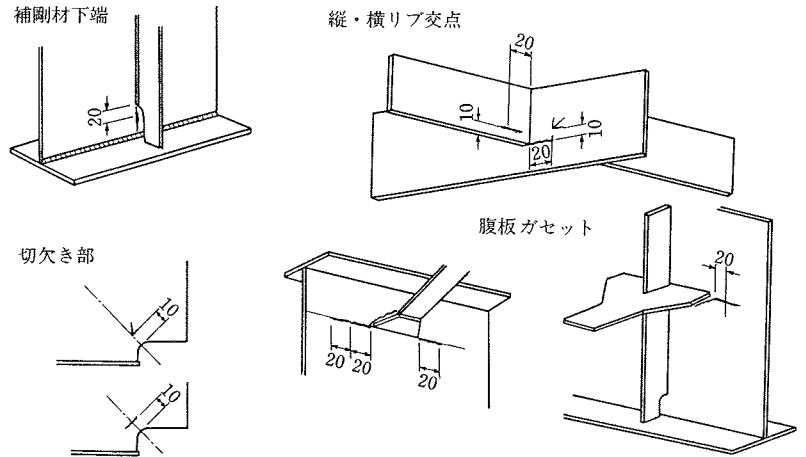


図-4.52 鉄道橋のホットスポット応力測定位置

るかについては具体的には規定されておらず、また、この外挿点についての検討がいくつかなされているが、統一はされていない。これに対し、鉄道橋では、各部位ごとに図-4.52に示す位置にて測定した応力をホットスポット応力とみなし、この応力を基準にした寿命曲線を用いることが検討されている³⁶⁾。三木らは各種のホットスポット応力の設定法について比較検討を行っているが、ある程度のばらつきは避けられないことから、現時点では、ホットスポット応力による寿命評価はおおよその目安を得るためのものと考えべきである。

(5) 疲労寿命の評価

線形累積疲労被害則を既設部材の余寿命や耐用年数の評価法として用いる場合、これまでに累積した疲労損傷度 (D_p) と将来において受けると考えられる疲労損傷度 (D_a) とに分け、その合計が1になったときに疲労破壊、すなわち疲労損傷が生じると考えることにより

$$D_a + D_p = 1$$

として照査式を得ることができる。ここで、 D_a や D_p を求めるためには、過去における応力履歴やこれから受けるであろう応力の履歴を何らかの方法により求めることが必要となる。一般には現状の応力履歴（一稼働単位の荷重による応力履歴あるいは損傷度）から過去あるいは将来における応力履歴を仮定することとなるが、このような簡便化は評価の精度に大きな影響を与える。線形累積被害則に基づく耐用年数や余寿命の具体的な算出方法に関してはJSSC疲労設計指針に記載されているので参照されたいが、鉄道橋においては、列車の載荷状態をある限られた条件として設定することが比較的容易であることから、それにより生じる実働応力の推定（発生応力とその繰返し数の推定）は行いやすいと言える^{37),38)}。これに対して道路橋では、交通の状況が複雑であることから実部材における実働応力を推定することが困難である場合が多い。現状では長期的な応力計測の結果を用いて実働応力を把握し、その結果から応力履歴を推定することが行われている。最近では前述したように交通荷重のシミュレーションを行い、実働応力を解析的に評価する手法についても検討がなされており、このような手法の適用性について今後さらに検討を行うことが必要と考えられる。

4.4.4 き裂進展解析による寿命評価

すでにき裂やき裂とみなせる欠陥が存在し、疲労寿命の大半がき裂の進展過程で費やされると考えられる溶接継手に対しては、破壊力学に基づく疲労き裂の進展解析により寿命評価を行うことができる。

(1) き裂の進展寿命の算定

破壊力学における疲労き裂の伝播特性は次式の曲線で表すことができる。

$$da/dN = C \cdot (\Delta K^n - \Delta K_{th}^n)$$

ここで、 da/dN ：き裂の進展速度

ΔK ：応力拡大係数範囲

ΔK_{th} ：下限界応力拡大係数範囲

C, n ：定数

上式の関係から初期き裂寸法 a_i から限界き裂寸法 a_c に達するまでに要するき裂進展寿命 N_p は次式により推定できる。

$$N_p = \int_{a_i}^{a_c} da / C (\Delta K^n - \Delta K_{th}^n)$$

応力拡大係数範囲は、作用する応力範囲、き裂の寸法および各種の補正係数により次式により表すことができる。

$$\Delta K = F \cdot S_r \sqrt{\pi a}$$

ここで、 F ：補正係数

S_r ：公称応力範囲

a ：き裂寸法

疲労き裂進展解析手法の詳細については JSSC 疲労設計指針の付録に記載されているので参照されたいが、初期き裂の寸法に関しては、非破壊検査で検出された欠陥像をもとにある特定の形状のき裂モデルに置き換えて決定する。また、限界とするき裂長については、き裂の進展過程から脆性破壊、延性破壊などの破壊モードに移行するときのき裂寸法として定義したり、き裂の板厚貫通といったき裂進展速度の急変時を検査におけるき裂の検出能力の面を含めて限界状態と設定するような場合もある。

また、変動応力下の疲労き裂進展寿命を求める方法として、JSSC 疲労設計指針に記載されている等価応力拡大係数範囲を用いる方法のほかに、応力範囲のヒストグラムを用いて各応力範囲成分ごとのき裂進展量を求める方法がある。その場合には、各応力範囲成分に対して計算された応力拡大係数範囲が下限界応力拡大係数範囲を越える場合のみき裂が進展するという条件を適用することができる。ただし、後述するように、塗膜が割れるなどにより、き裂先端が外部環境にさらされるような場合には、その周辺環境によっては、疲労腐食の影響を考慮して下限界応力拡大係数範囲が存在しないとみなさなければならない場合もある³⁹⁾。なお、応力範囲のヒストグラムを用いる場合、高応力側の成分から計算すれば、安全側の寿命を得ることができる⁴⁰⁾。

(2) 維持管理における限界き裂長

疲労損傷はき裂が進展し、ある長さに達すると急激に進展し、構造物に重大な影響を与える。したがって、疲労損傷についてはき裂の寸法（長さ、深さ）を限界状態の一つと考えることができる。現在のところ、このような限界状態としてのき裂の寸法に関する研究成果は少ないと考えられるが、実務的にはすでに設計や維持管理の基準類に取り入れられている。

本州四国連絡橋の鉄道併用橋では縦ビード溶接のルート部の溶接欠陥から発生し、板の表面に進展する疲労き裂を想定し、これが設計耐用期間中に板厚を貫通することを防ぐことで破壊に対する安全を図っている⁴¹⁾。すなわち、本州四国連絡橋の疲労設計では、疲労き裂が板厚の80%まで進展する繰返し数を最終疲労寿命としているため、板厚の80%の大きさを限界き裂寸法と考えることができる。

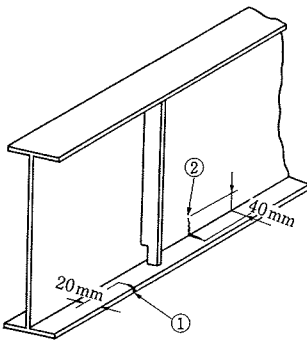
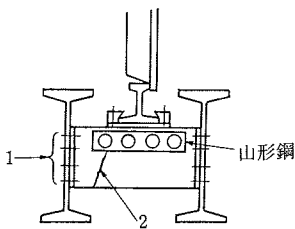
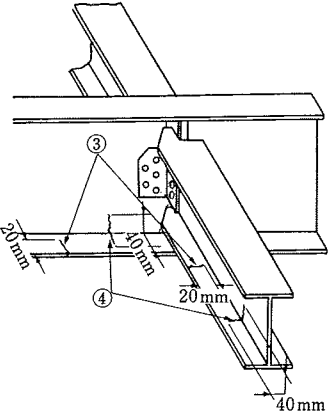
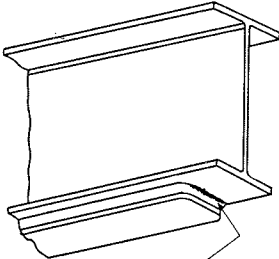
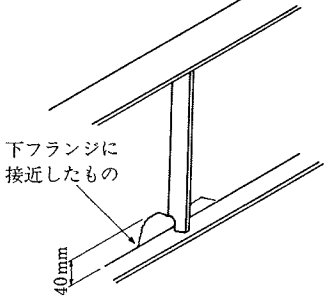
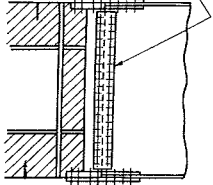
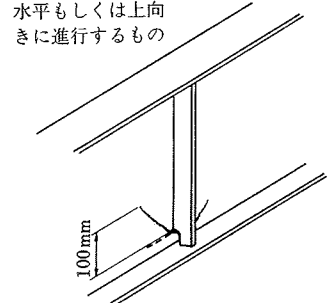
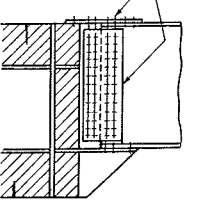
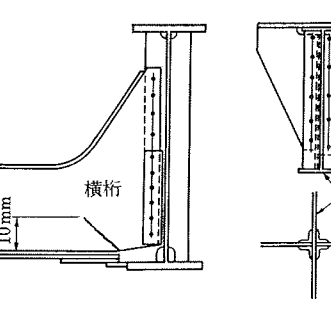
変状項目	事 例	変状項目	事 例
① 主桁下フランジのき裂 ② 主桁下フランジヒード部のき裂		⑧ トラフガーダーの軌条フランジのき裂	 <p>1. 部材が破断したもの 2. ボルト群の30%以上破断したもの</p>
③ 縦桁・横桁引張側フランジのき裂 ④ 縦桁・横桁引張側フランジヒード部のき裂		⑨ 主桁および縦桁・横桁のカバープレートのヒードき裂	 <p>き裂の表面長さが150mm以上あるいはフランジへ貫通した場合</p>
⑤ 主桁および縦桁・横桁の腹板補剛材下端のき裂	 <p>下フランジに接近したもの</p>	⑩ 上下線等横分配桁の構成部材が破断したもの	<p>ボルト群のおおよそ30%以上破断したもの</p>  <p>(a)</p>
⑥ 主桁および縦桁・横桁の腹板フランジのき裂	 <p>水平もしくは上向きに進行するもの</p>	<p>ボルト群のおおよそ30%以上破断したもの</p>  <p>(b)</p>	
⑦ 縦桁・横桁切欠き部からのき裂			

図-4.53 重大な変状とみなせられる疲労き裂

また、鋼鉄道橋の健全度判定においては、判定基準の一つとして主要部材のき裂について限界き裂長を定めている²⁴⁾。すなわち、この限界値を越えたき裂が発見された構造物は最も不健全な状態を示す（AAランク）に判定することとし、その事例が示されている（図-4.53）。

この「限界き裂長」は以下の条件で求めた値であるが、これらに関するデータが十分でないため、現在のところ暫定的に定められた値と考えられ、引き続きデータの収集と検討が行われている。

- 1) 限界き裂長は、破壊力学で定義される応力拡大係数の限界値 K_{Ic} を基準とする。ただし、その値の決定は現場の検査能力、検査周期およびその他の実情を勘案する。
- 2) 限界き裂長に影響する以下の要因を考慮する。
 - ・当該構造物の架設場所における最低気温
 - ・使用鋼材の「吸収エネルギー値」
 - ・き裂発生箇所の細部構造

なお、目視検査によって発見可能な寸法を 10 mm としているが、目視により 10 mm のき裂を発見するにはかなりの熟練を要するため、今後はき裂の検査方法を含めて検討が必要と考えられる。

(3) 脆性破壊に対する照査

余寿命をほとんど期待できない状態、すなわち疲労限界状態を設定する際に、特に古い構造物で靱性の劣る材料を使用している場合や厚板を使用している場合、冷間加工により非常に大きい塑性変形を生じている場合などでは、脆性破壊に対するチェックが必要である。

Fisher は、破壊靱性値 K_{Ic} を用い、き裂を生じた橋梁を対象として脆性破壊に対する安全性のチェックを行っている⁴²⁾。図-4.54 にそれらの破壊靱性値の例を示す。

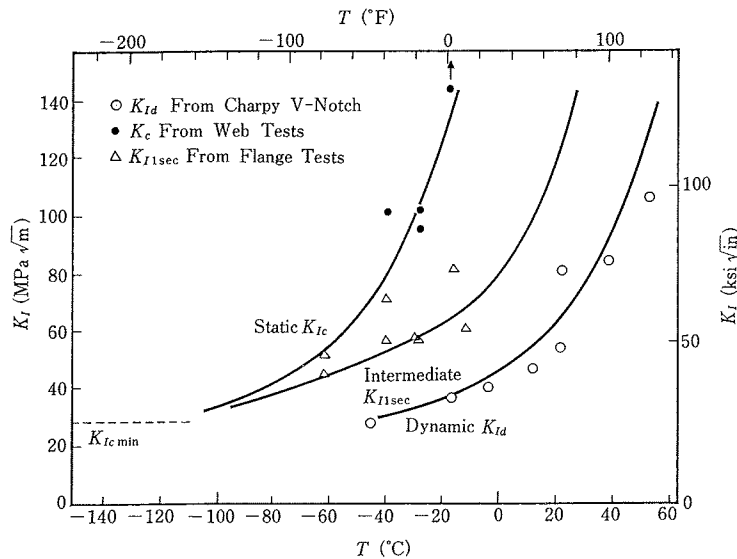


図-4.54 Yellow Mill Pond 橋から採取した鋼材の破壊靱性値

4.4.5 腐食が疲労寿命に及ぼす影響

疲労寿命に及ぼす腐食の影響として、①断面減少による応力上昇、②凹凸による切欠き効果（腐食材の疲労）、および③腐食疲労の3つの要因に分けて考えることができる。これらのうち、①については、実測あるいは腐食速度から推定した残存断面積、あるいは残存断面積と設計時の初期断面積との比を用いて評価することができる。ただし、部材断面の変化により、部材内の応力分布や部材間の荷重分担性状に変化が生じることがある⁴³⁾。このようなことか

ら、ここでは②および③に対する評価法について述べる。なお、ここでの疲労強度に関しては、特に断らないかぎり、残存断面積を基準として算出される公称応力によって定義されるものとする。

(1) 表面の凹凸による切欠き効果

腐食した橋梁部材や大気暴露した試験体を用いた室内空気中の疲労試験は、これまでに幾つか行われている^{44)~47)}。それらによれば、平滑材の場合には腐食によって表面に生じた凹凸の切欠き効果により新材に比べて20~40%程度、疲労強度が低下するが、元々応力集中が大きく疲労強度の低い溶接継手では表面の凹凸による疲労強度の低下はみられず、逆に応力集中が緩和されて強くなる場合もあることが明らかにされている。したがって、腐食によって生じた表面の凹凸よりも厳しい応力集中源を初めから有する溶接継手に対しては、腐食材としての疲労強度の低下を考慮する必要はない。リベット橋においては、リベット孔部での応力集中と腐食表面の凹凸による応力集中とでどちらが応力的に厳しい状態となるかによって疲労強度が決定される。

鋼材が静的応力下で腐食を受けた場合、図-4.55 に示すように腐食期間が長いほど全体的な腐食量（平均板厚減少量）は増加するが、表面の凹凸の程度（表面粗さ）は図-4.56 に示すようにほとんど変化しない⁴⁸⁾。腐食によって表面に凹凸が生じた鋼素材の空气中疲労強度は図-4.57 に示すように腐食を受けた期間の長さおよび鋼材の種類に関係なく、JSSC 疲労設計指針のC等級の設計曲線によって評価することができる⁴⁸⁾。なお、この場合の応力範囲は、残存断面積から算出される公称値である。

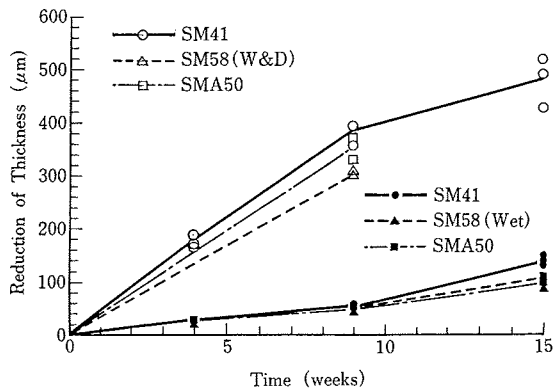


図-4.55 乾湿繰返しによる鋼材の腐食

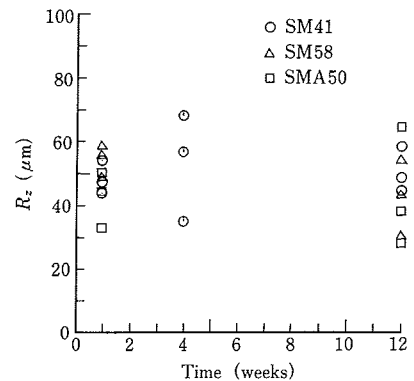


図-4.56 腐食期間と表面粗さとの関係

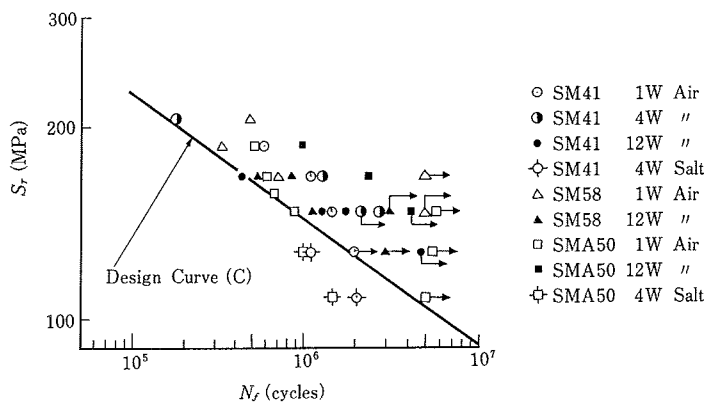


図-4.57 腐食した鋼材の疲労試験結果

(2) 腐食疲労

(1) では、腐食材の疲労、すなわち腐食した部材に対して適当な防錆処理を講じることを前提とした場合の疲労強度について述べた。腐食を受けた部材に有効な防錆処理が講じられないような場合あるいは長期的な防錆効果が期待できないような場合には、腐食と疲労の相乗効果、すなわち腐食疲労による寿命低下について十分に考慮する必要がある。

腐食作用と繰返し荷重を同時に受ける場合に、鋼素材や溶接継手の疲労寿命が大幅に低下することが知られている^{48)~51)}。特に、海浜部あるいは凍結防止剤使用地域など塩分の影響を受ける場所で、長期的に有効な防錆効果が期待できないような場合には、いずれの等級の疲労設計曲線に対しても疲労限界が存在しないとみなして寿命評価を行うべきである(図-4.58 参照)。また、塩分の影響を考慮する必要がないような場所においても、雨水程度(pH 4)の弱酸性水がかかるだけで塩水の場合に準じて疲労寿命が低下するという実験結果(図-4.59 参照)を考慮して、防錆効果が期待できないような場合には、やはり疲労限界を無視することが望ましい。

また、たとえ塗膜が健全であっても、いったんき裂が生じれば塗膜に割れが入り、き裂面は外部の腐食環境にさらされることになる。特に、き裂先端付近は乾燥しにくいので、常時湿潤状態とみなしてよい。そのような場合には、疲労き裂進展特性が乾燥空気中のものとは異なることに注意しなければならない。腐食環境下ではき裂進展の下限界値(ΔK_{th})が消失する(図-4.60 参照)ために、予想以上の速度で疲労き裂が進展したり、停留すると思われるき裂が進展したりする可能性がある。

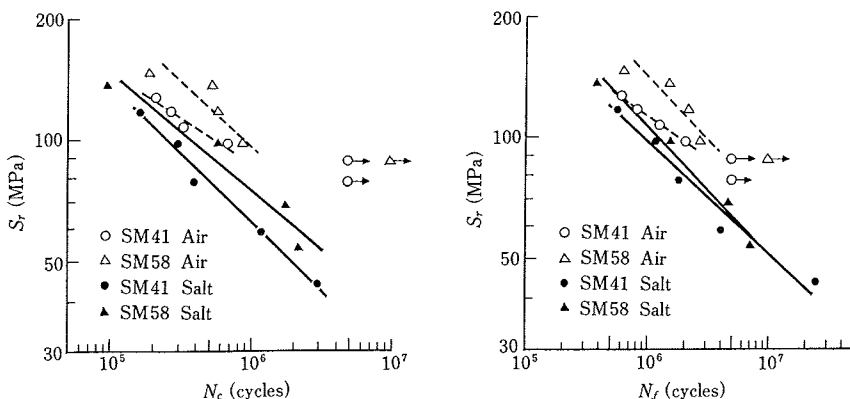


図-4.58 面外ガゼット継手の塩水腐食疲労試験結果

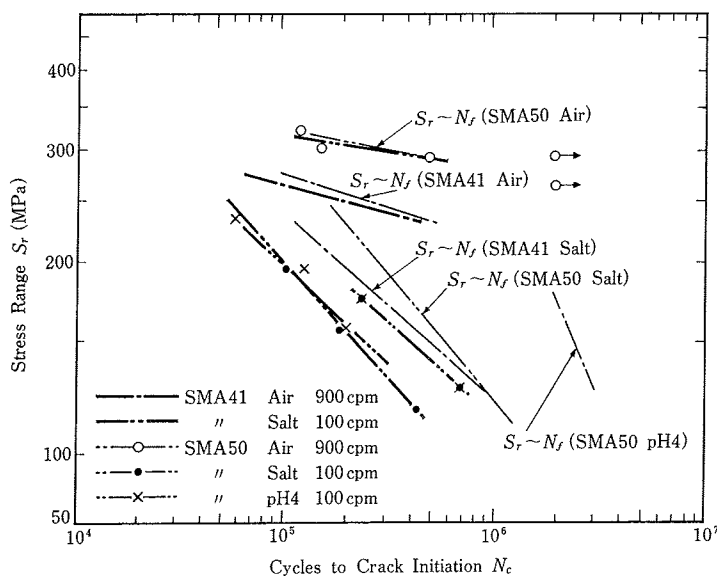


図-4.59 弱酸性水中における疲労強度

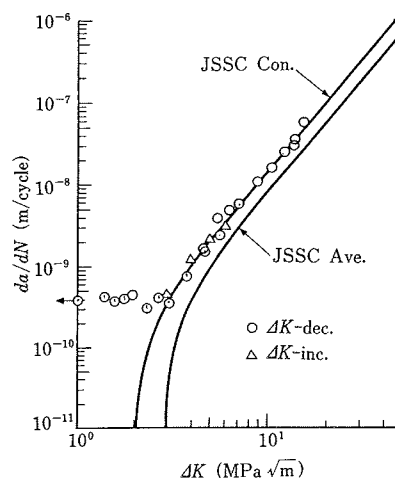


図-4.60 溶接継手部の塩水腐食疲労き裂進展速度

参考文献 (第4章)

- 1) 三木千寿・深沢 誠・加藤昌彦・大睦久雄：表面疲労き裂検出に対する各種非破壊試験の適用性，土木学会論文集，No.386/I-8，pp.329～337，1987.10
- 2) 深沢 誠・大睦久雄・加藤昌彦・三木千寿：非破壊試験による表面疲労き裂検出に及ぼす塗膜の影響，土木学会論文集，No.398/I-10，pp.395～404，1988.10
- 3) 飯島武明・深沢 誠・三木千寿・田島二郎：補剛トラス部材溶接継手の疲労き裂検出に関する実験，土木学会論文集，No.410/I-12，pp.445～454，1989.10
- 4) 田島二郎・福井崇博・三木千寿・深沢 誠：かど溶接ルート部に発生する疲労き裂検出に対する非破壊試験の適用性，土木学会論文集，No.386/I-8，pp.427～434，1987.10
- 5) 建設省：既設構造物の点検・補修システムの開発（橋梁の長期監視システムの開発）概要報告書，1990.10
- 6) 富士 岳：AEによる構造物の監視，金属材料，第17巻，第2号，1980
- 7) Johnson, H.H.: Calibrating the Electric Potential Drop Method for Studying Slow on Crack Growth, Materials Research & Standards, Vol. 5, 1965.9
- 8) 久保雅邦・中島裕之・亀田弘行：道路橋活荷重の実態調査とその確率モデルによる検討，橋梁と基礎，1986.1
- 9) 石井孝夫・篠原修二：東名高速道路の交通荷重測定と荷重特性について，土木学会論文集，No.453/VI-17，1992.9
- 10) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討II，1989.1
- 11) 金上 侑・野尻芳郎：板状可搬型車両重量計測装置の開発，非破壊検査，第39巻，第12号，1990
- 12) 坂田電気㈱：マット式ポータブル車重計，昭和62年8月
- 13) 村越 潤・三木千寿・米田利博：影響線を利用した走行中の車両の重量計測方法，第41回土木学会年次学術講演会概要集，I-173，昭和61年11月
- 14) 城戸隆良・近田康夫・小堀為男：鋼桁のせん断ひずみ成分の測定による軸荷重効果の推定法，構造工学論文集，Vol.36 A，1990.3
- 15) 三木千寿・村越 潤・米田利博・吉村洋司：走行車両の軸重測定，橋梁と基礎，1987.4
- 16) 松井繁之・エル ハキム アーメド：RC床版のひびわれ開閉量による輪荷重の測定に関する研究，構造工学論文集，Vol.35 A，1989.3
- 17) 村越 潤・後藤和満・天野考則・小林綾子：輪重算出のためのひずみデータ処理方法の検討，土木学会第49回年次学術講演会概要集第1部，I-182，1994
- 18) 梶川康男・西沢辰男・吉本正信：可搬式自動車交通流自動観測システムの開発，土木学会論文集，No.391/VI-8，1988.3
- 19) Miki, C., Toyofuku, T., Yosimura, Y. and Murakoshi, J.: Stress Reduction Factor for Fatigue Assessment of Highway Bridges, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., No.386/I-8, 1987.10
- 20) 藤原 稔・村越 潤・鹿嶋久義：鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告，構造工学論文集，Vol.37 A，1991.3
- 21) 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），1992.10
- 22) Fujiwara, M., Nishikawa, K., Murakoshi, J. and Hirose, T.: Stress Histogramms and Fatigue Life Evaluation of Highway Bridge, IABSE COLLOQUIUM COPENHAGEN 1993 REPORT
- 23) 坂野昌弘・古川正巳・竹之内博行・西村俊夫：実橋における溶接残留応力の測定，橋梁と基礎，1986.3
- 24) (財)鉄道総合技術研究所：鋼構造物の補修・補強・改造の手引き，平成4年7月
- 25) (社)日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂，1993.4
- 26) 三木千寿・後藤祐司・村越 潤・館石和雄：シミュレーションによる道路橋の疲労設計活荷重の研究，構造工学論文集，Vol.32 A，1986.3
- 27) 三木千寿・杉本一郎・宮崎早苗・森 猛：鋼道路橋の疲労照査のための荷重に関する研究，構造工学論文集，Vol.36 A，1990.3
- 28) 三木千寿・館石和雄・杉本一郎：道路橋の疲労照査のための活荷重に関する一考察，土木学会論文集，No.432/I-16，pp.63～68，1991.7
- 29) BS: BS 5400 (Steel, concrete and composite bridge), Part 10, 1980
- 30) Moses, F., Schilling, C.G. and Raju, K.S.: Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridge, National Cooperative Highway Research Program Report 299, 1987
- 31) 土木学会：建造物保守管理の標準(案)同解説・鋼構造物，1987
- 32) 三木千寿・館石和雄・山本美博・宮内政信：局部応力を基準とした疲労設計手法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.38 A，1992.3
- 33) Marshall, P.W.: A Review of Stress Concentration Factors in Tubular Connections, CE-32, Shell Houston, 1978
- 34) Yagi, J., Machida, S., Tomita, Y., Matoba, M. and Kawasaki, T.: Definition of Spot Stress in Welded Plate Type Structure for Fatigue Assessment, IIW-XIII-1414-91, 1991
- 35) Huther, F.: Recommendation for Hot Spot Stress Definition in Welded Joints, IIS WG XIII/XV, 1990
- 36) 土木学会：土木構造物の保守標準(案)鋼構造物・同解説，1987.3
- 37) 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），1992.10
- 38) 阪本謙二・阿部 允・小芝明弘・杉館政雄：限界状態設計法による鋼鉄道橋の疲労設計，鉄道総研報告，Vol.6, No.7, 1992.7
- 39) Sakano, M., Nishimura, T. and Kogure, T.: Long-Term Corrosion Fatigue Crack Propagation Behavior in Welded Members, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.8, No.4, pp.189 s-196 s, 1992
- 40) 三木千寿・坂野昌弘：疲労亀裂進展解析による疲労設計曲線の検討，構造工学論文集，Vol.36 A，pp.409～416，1990
- 41) 土木学会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書，別冊1，昭和56年3月
- 42) Fisher, J.W.著，阿部英彦・三木千寿訳監修：鋼橋の疲労と破壊一ケーススタディー，建設図書，1987

- 43) 佐藤恒明・倉西 茂：床組が補強された鋼トラス橋の応力・変位挙動，構造工学論文集，Vol.39 A，pp.981～988，1993
- 44) 奥田寿夫・浅川和夫：橋りょう用鋼材の腐食疲労強度，鉄道技術研究所速報，No.73-217，1973
- 45) 阿部英彦・稲葉紀昭・江口保平：腐食鋼材の疲労強度，構造物設計資料，No.34，pp.424～426，1973
- 46) 三木千寿・森 猛・坂野昌弘：70年間使用された鋼鉄道橋縦桁の疲れ強さ，東京工業大学土木工学科研究報告，No.37，pp.17～33，1987
- 47) 竹名興英・川上博道・谷藤精一・三木千寿：経年劣化リベットプレートガーダーの疲労強度，構造工学論文集，Vol.34 A，pp.525～534，1988
- 48) 西村 昭・皆田 理：腐食環境下のガセット継手の表面形状と疲労強度，土木学会論文集，第380号/I-7，pp.401～409，1987
- 49) 坂野昌弘・横尾正幸・新井 弘・西村俊夫：腐食環境下における鋼切欠き部材の疲れき裂発生寿命，構造工学論文集，Vol.34 A，pp.329～338，1989
- 50) 坂野昌弘・新井 弘・西村俊夫：すみ肉溶接継手の腐食疲労亀裂発生・進展挙動，構造工学論文集，Vol.36 A，pp.379～388，1990
- 51) 鈴木博之・堀川浩甫：流体安定化局所空洞形成方式により水中で溶接された継手の人工海水中における疲労特性，構造工学論文集，Vol.38 A，pp.1071～1084，1992