

撤去した標識柱基部の疲労強度とその補修方法に関する一考察

Fatigue strength of overhead sign structures and repair method

山田 聡*, 酒井吉永**, 山田健太郎***,
Satoshi YAMADA, Yoshinaga SAKAI, Kentaro YAMADA

*工修, トピー工業株式会社 (名古屋大学大学院博士課程後期課程土木工学専攻) (〒441-8510 愛知県豊橋市明海町1)

**工博, トピー工業株式会社 (〒441-8510 愛知県豊橋市明海町1)

***Ph.D., 名古屋大学大学院環境学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

Fatigue crackings of lighting poles or overhead sign structures were reported recently in Japan. They were mainly subjected to repeated stress cycles due to traffic-induced bridge vibration. The fatigue cracks normally occurred at weld toes of ribs, which stiffen base plates and circular section. Static and fatigue tests were carried out on overhead sign structures for about 13 years on an elevated highway bridges. Carbon fiber reinforced plastic(CFRP) sheets were glued to the base of the pole to prevent or to delay fatigue crack propagation from the rib ends.

Key Words: overhead sign structure, fatigue crack, fatigue strength, CFRP sheet, repair

キーワード: 標識柱, 疲労き裂, 疲労強度, 炭素繊維シート, 補修

1. はじめに

これまで、照明柱や標識柱などの橋梁付属物の疲労損傷事例がいくつか報告されてきている。こうした柱状構造物では、その基部を補強するため、柱の円管に対してリブを取り付けた構造となっているが、橋梁の振動の条件によっては、このリブの溶接止端部にき裂が発生し、最悪の場合は柱そのものが倒壊にいたる場合もある。

特に高架橋に設置される標識柱や照明柱の場合、路下に落下すると重大な2次災害につながるため、維持管理上重要な問題である。最近では、耐震性を向上させるため、鋼製の支承をゴム支承に交換することで、橋梁が振動しやすくなった。また、門型標識柱の上部に重量が2~3tの電光掲示板が設置される場合、標識柱の振動によりその基部への繰り返し応力が増大している。これらの理由で、今後も類似した損傷が生じる可能性がある。

照明柱や標識柱のリブの溶接止端部に対する疲労の検討^{1)~3)}では、基部を模した試験体による疲労試験や、実構造物での応力頻度計測による疲労照査が行われている。前者では、模型試験体と実構造物の間の寸法の違いの影響や載荷条件の違いが問題であり、後者の実構造物の計測では、荷重条件が計測時のものに限られる。実際の橋梁に取り付けられた標識柱と同一のものについて、実際の振動と同様の荷重条件を与えることができれば、基部の疲労に関する限界状態の把握ができ、また、標識柱の他の部位に関する検討も可能になる。

本実験では、道路拡幅による取り替えのため実橋から撤去された門型標識柱を用いて、静的載荷試験と疲労試験を行い、実際の標識柱の疲労強度を把握するとともに、標識柱の他部位の問題箇所の調査を行う。

また、近年、コンクリート構造の補修・補強方法として、炭素繊維シートを用いた工法が採用され、橋脚への巻きたて補強、桁裏面の貼付など多数の実績がある。鋼構造物に関しては、主に耐震補強の観点から鋼製橋脚のじん性向上を目的とした巻きたて工法の検討等が行われてきている。しかし、疲労損傷に対する補修としてのシート材料の適用については、過去の研究など^{4), 9)}で検討がすすめられているほかはまだ数は少なく、実例もない。

照明柱や標識柱の基部に対し、疲労き裂の発生を抑止する、あるいは発生したき裂の進展を遅延させるという観点から、鋼管基部を炭素繊維シートで補強することを試みる。その試験結果から、き裂の簡易な補修方法の適用性について検討した。

2. 標識柱の静的載荷試験

2.1 試験体

試験対象とした2基の標識柱は片側が2脚の門型構造で、名古屋市内の都市内高架橋で約13年間供用されていた。図-1に示すように、標識柱の高さはいずれも約6mで1基は幅が約15m、もう1基は幅が約9.6mのものが高さ1mのコンクリート製壁高欄上にボルトを用いて設置されていた。

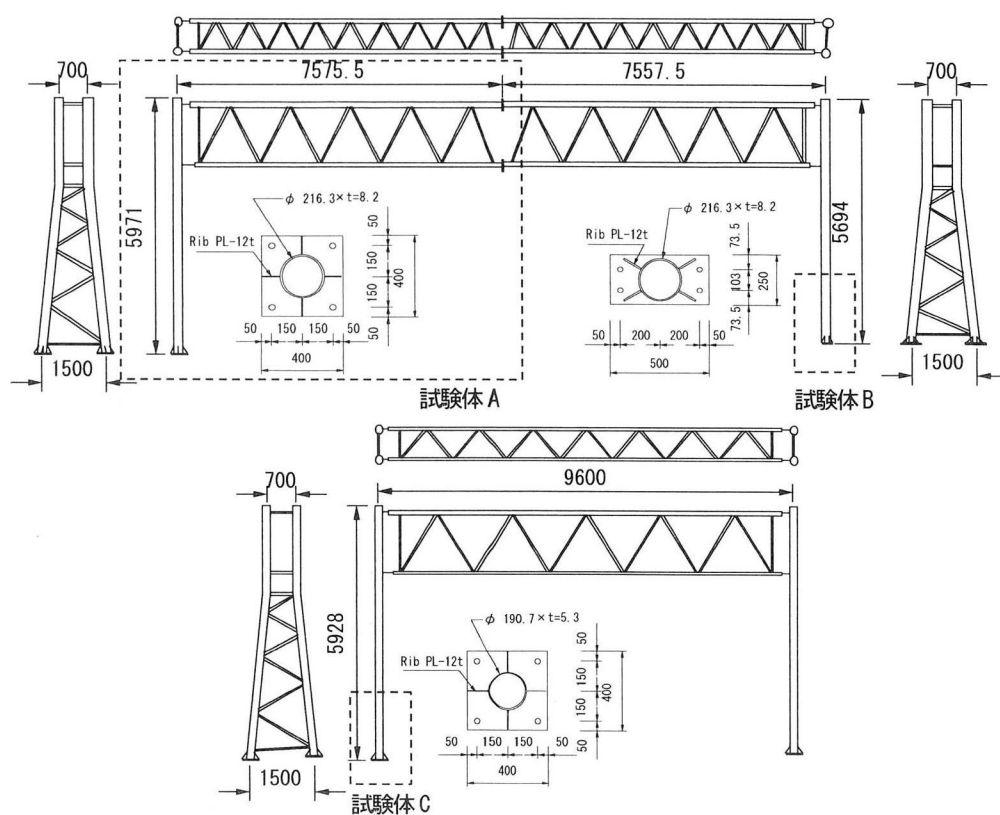


図-1 撤去した門型標識柱

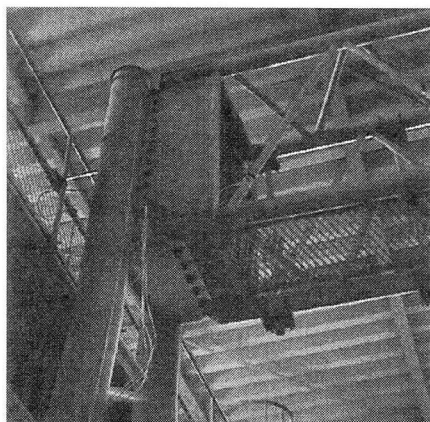
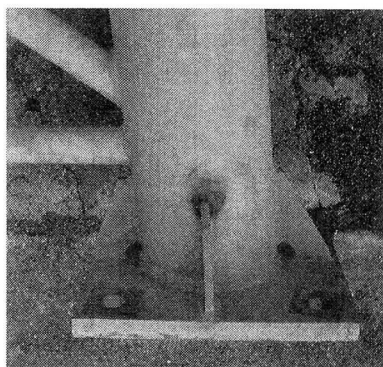
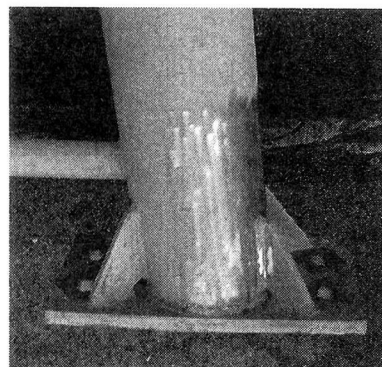


写真-1 はりと柱の接合構造



(1) 直交方向

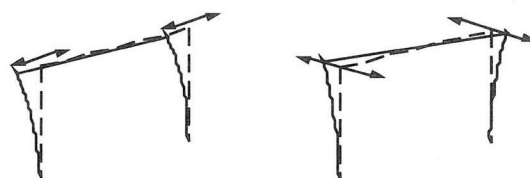


(2) 45° 方向

写真-2 標識柱の基部のリブの配置

写真-1 に示すように、はり部は4本の鋼管をトラス構造にしたもので、鋼管の間に鋼板が差し込まれて溶接され、柱側の同位置にも溶接された鋼板とボルト接合されている。写真-2 に示すように、基部には補強のために三角形のリブが溶接されており、それらは設置される箇所、壁高欄の幅によって、道路進行方向に対し直交方向へ4枚配置されるか、または45° 方向へ4枚配置される構造となっている。試験体は、これらの標識柱から切り出すことにより製作した。

幅 15m の標識柱は、梁部中央にジョイントが設けられているため、このジョイント部に載荷用の治具を取り付け、実物の 1/2 を静的載荷用の試験体（試験体 A）とした。また、この標識柱のもう片方の脚は、基部から約 2m の位置で切断し、断面に載荷用の治具を取り付けることで疲労試験体とした（試験体 B）。これら



面内せん断（横ゆれ）モード 面外ねじれモード

図-2 門型標識柱の主な振動モード

の鋼管の径は $\phi=216.3\text{mm}$, $t=8.2\text{mm}$, リブの板厚は 12mm である.

もう1基の標識柱からも同様に脚の基部から約2mを切断して試験体Cとした。この鋼管の径は $\phi=190.7\text{mm}$ 、板厚は5.3mm、リブの板厚は12mmである。また、鋼管の材質はSTK400、鋼板

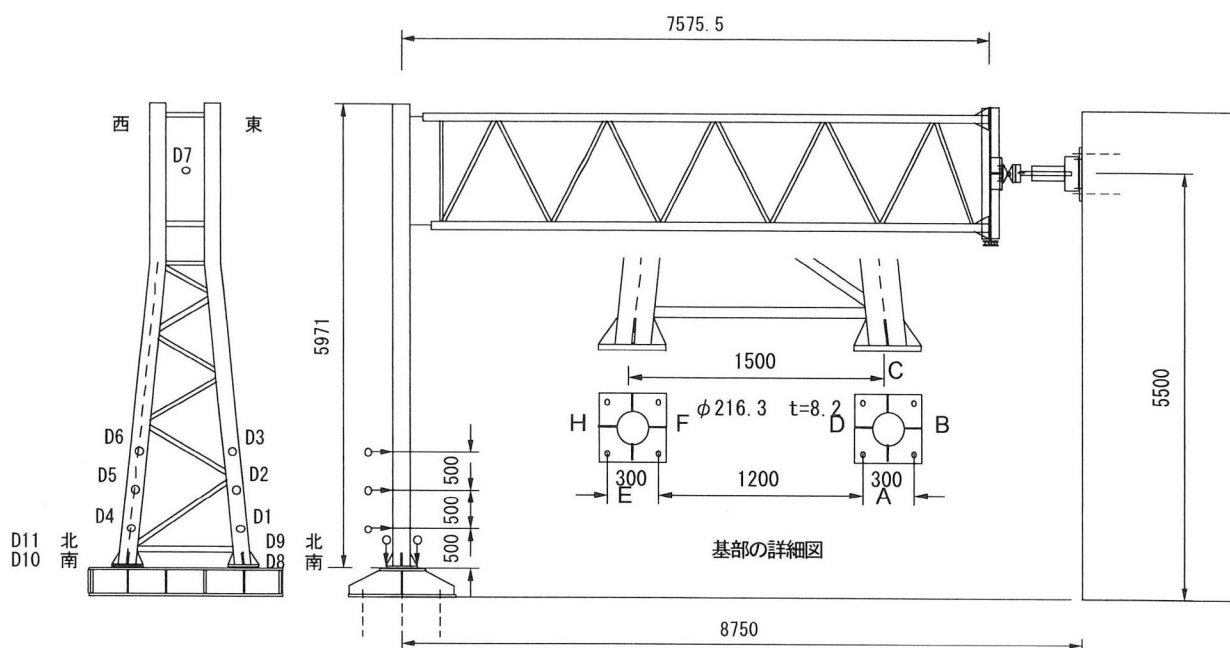


図-3 実物の 1/2 を用いた静的荷重試験の方法

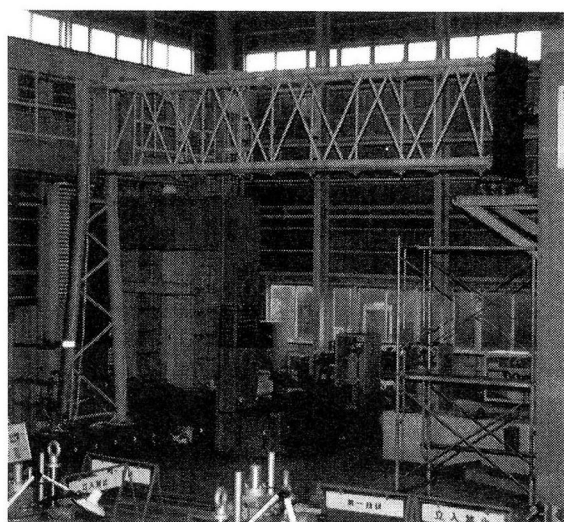


写真-3 静的荷重試験の状況

の材質はSS400である。

基部のリブは、試験体A、Cは直交方向、試験体Bでは45°方向である。

2.2 試験方法

実際に設置されている標識柱は、その構造形式、添架される重量、橋梁における設置位置などにより、複数のモードで振動していると考えられる。過去に行われた片側が1脚の門型標識柱の振動計測²⁾では、図-2に示すような面外ねじれモードと面内せん断（横ゆれ）モードが卓越し、面外ねじれモードの影響が大きい。片側が2脚の標識柱の計測結果³⁾では、横ゆれが支配的となっており、この振動モードによるリブの溶接止端部の疲労強度が影響を受けることが明らかとなっている。本試験で用いた標識柱は片

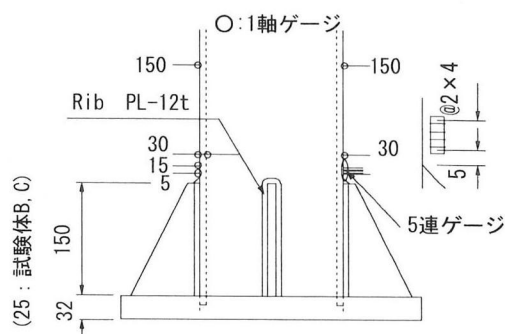


図-4 鋼管基部のひずみゲージの貼付位置

側が2脚であり、面外方向の剛性が高いため、振動モードは横ゆれが支配的になる。

本試験では、この横ゆれのモードに着目し、これを再現するように横方向から容量150kNのジャッキを用いて荷重した。静的試験の荷重方法とその状況を図-3と写真-3に示す。図中には基部から500mmごとの変位の計測位置を示した。なお、基部の回転による変位を計測するため、基部ベースプレートの上下方向の変位も併せて計測した。試験結果の整理のため、同図の基部の詳細図に示すように、リブには記号(A~H)をつけた。

試験体Aについて、はり要素を用いたFEM解析を行い、荷重と変形の間係を求めて、標識柱基部の公称応力が±100MPaとなるように荷重Pは±22kNとした。このとき、荷重点の変位(D7)は約17mmである。

2.3 標識柱の各部位の応力度

標識柱の基部およびそれ以外の部位の応力分布を調べるために、ひずみ計測を行った。図-4に示すように、基部のリブ付近で

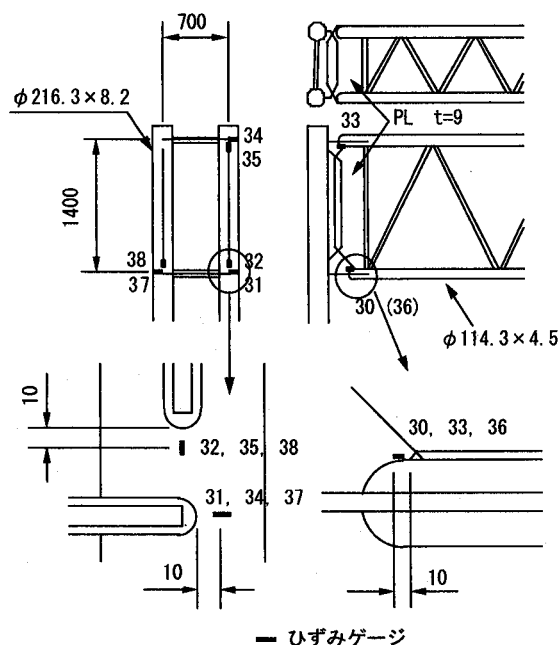


図-5 はりと柱の接合部のひずみゲージの貼付位置

は、各リブの溶接止端から5, 15, 30, 150mm離れた位置にひずみゲージを貼付した。リブのうち1箇所は、5連ゲージを用いて応力集中を計測した。

標識柱のはりと柱の接合部では、図-5に示すように、鋼管に鋼板が溶接されている箇所の溶接止端から10mm離れた位置にひずみゲージを貼付した。

計測結果は、実物大の試験体Aの最大荷重($P=\pm 22\text{kN}$)作用時の各位置での応力範囲を図-6に示す。リブ端部では公称値として止端から30mmの位置の応力範囲を、はりと柱の接合部では止端から10mmの位置の応力範囲を示した。

リブの溶接止端部から30mmの位置では応力範囲は169～223MPaであり、はりと柱の接合部では、はりの下段側の柱でその値が大きく、柱の水平方向で約125MPa、柱の鉛直方向で約250MPaとなった。基部のリブで、溶接部の影響を含むリブ溶接止端から10mmの位置での応力範囲は、平均して約280MPa程度であるため、はりと柱の接合部ではこの位置とほぼ同等の応力が発生することになる。したがって、このような門型の標識柱では、基部のリブ溶接部以外にも、はりと柱の接合部の疲労強度の検討を行う必要がある。

2.4 リブ端部の応力度

試験体Aと試験体Cはリブが直交方向であるため、荷重方向に対して1脚あたり2箇所(A, C, E, G)で最大応力が発生し、それに90°の方向は中立軸付近となるため、応力はほとんど発生しない。試験体Bではリブが45°方向であり、計算上はすべてのリブに同じ応力が発生する。

試験体Aで計測された止端部からの距離とひずみの関係を図-7に示す。図中の記号は各リブの位置を示し、A', C'は鋼管内面で止端部から30mmの位置の値である。後述する試験体B, Cについてもほぼ同様の結果となった。これらより、柱では上部に作用

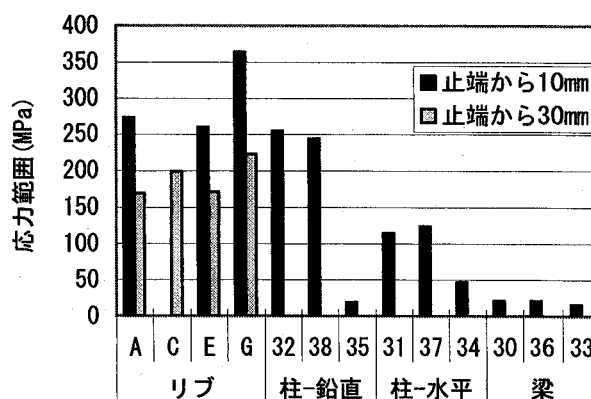


図-6 標識柱の各位置での応力分布

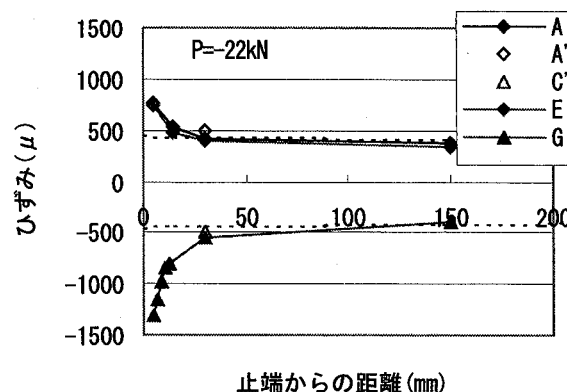
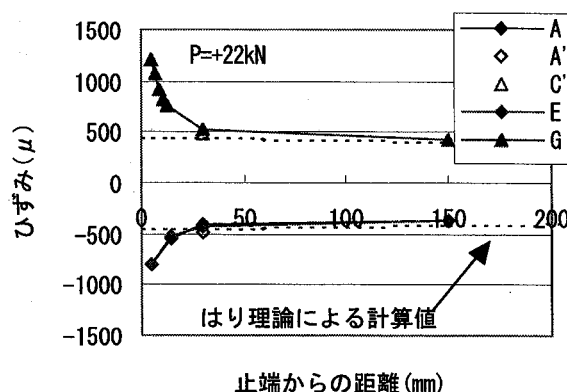


図-7 リブの溶接部近傍の応力分布

した荷重により曲げ応力が発生し、その分布は基部へ向かって直線的になり、リブ付近では応力集中の影響を受ける。その応力集中係数はリブの溶接形状に依存するが、計測結果から外挿した止端部の値を公称応力で除した応力集中の値は2～3となった。また、応力集中は溶接止端から30mm以内の範囲で収束しているため、本試験では、リブ端部の公称応力を30mmの位置に貼付したゲージの値で代表させることとした。

3. 疲労試験

3.1 試験体および疲労試験方法

疲労試験は、試験体BとCについて行った。試験方法と状況を図-8と写真-4に示す。図中には基部から500mmごとの変位の計

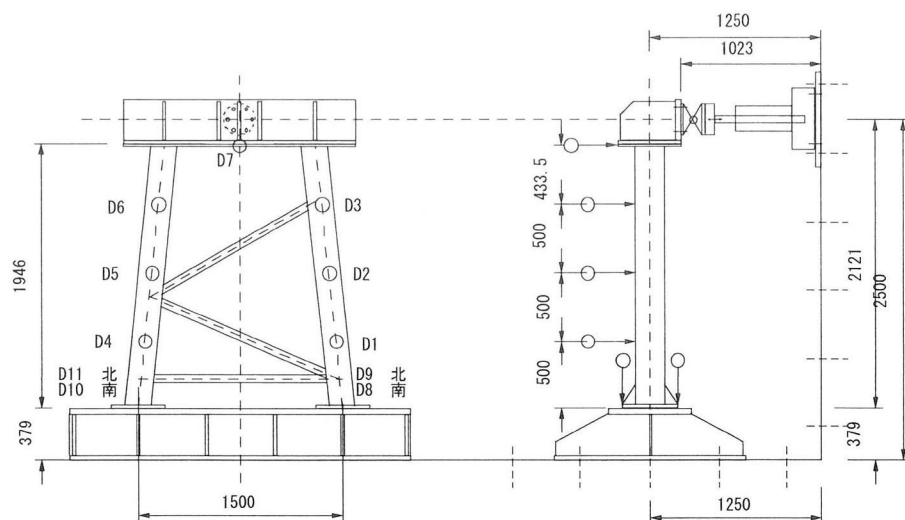


図-8 標識柱基部の疲労試験の方法

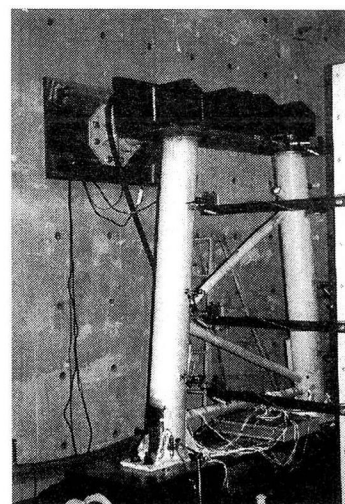


写真-4 疲労試験の状況

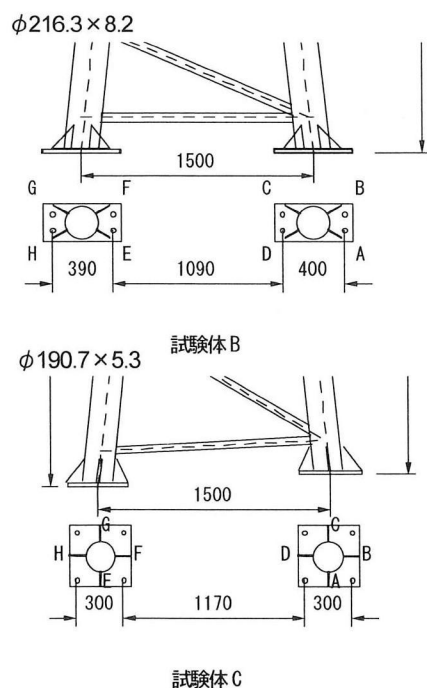


図-9 疲労試験体の基部の詳細

表-1 各試験体の載荷荷重とリブ端の応力値および繰返し数

試験体	リブ 名称	応力範囲(MPa)		Nd($\times 10^3$ 回) き裂発見時	N1($\times 10^3$ 回) き裂長 20mm	N2($\times 10^3$ 回) き裂長 50mm
		計算	30mm			
B 載荷荷重 $\pm 20\text{kN}$	A	96	114	93	198	(235)
	B	96	79	204	-	-
	C	96	117	204	-	-
	D	96	127	79	174	(220)
	E	96	109	204	-	-
	F	96	145	57	185	(240)
	G	96	109	80	-	-
	H	96	92	204	-	-
	(P)	74	-	-	-	204
C 載荷荷重 $\pm 4\text{kN}$	A	60	52	420	810	1,800
	C	60	50	420	1,080	2,300
	E	60	67	323	470	1,000
	G	60	65	420	-	-

*リブ名称の P は鋼管一般部の補修溶接部を、また、リブ G は炭素繊維シート貼付箇所を示す。

*N2 の(数字)は推定値を示す。

測位置を示した。図-9 に試験体 B と C の基部の詳細を示し、リブの記号(A～G)を併記する。載荷には先述の 150kN ジャッキを用いて、載荷速度 2Hz で行った。

一般に、リブ端部は面外ガセットに近いディテールであり、その強度等級は、JSSC の疲労設計指針¹¹⁾の F～G(200 万回疲労強度 65～50MPa)である。文献 3)、4)による計測では、標識柱基部のリブの溶接止端部から 15mm の位置にひずみゲージが貼付され、一般供用下(日交通量約 4 万台)での 24 時間の応力頻度分布が得られている。計測結果から F 等級を参照して疲労寿命の試算を行うと、10 年を下回る箇所があり、厳しい応力作用下におかれていることが想定される。

本試験では、標識柱基部のリブ端部が振動により厳しい応力状態に置かれることを想定し、応力範囲を大きめの値で 2 水準に設

定した。試験体 B では、リブ端部では理論による計算上の応力範囲が 96MPa となるように載荷荷重を $P=\pm 20\text{kN}$ とし、試験体 C では $P=\pm 4\text{kN}$ (応力範囲 60MPa)とした。

3.2 試験結果

(1) リブ端部の疲労強度

疲労試験の結果は、各リブにおけるは理論による計算上の応力範囲、溶接止端から 30mm の位置で計測された応力範囲および疲労き裂長とその時の繰返し数を一覧にして表-1 に示す。ここで、き裂発見時 Nd は溶接止端沿いにき裂が視認できたとき(止端沿いで 10mm 程度)の繰返し数を、N1 はき裂が止端沿いから鋼管側へ分岐して 20mm に達したときの繰返し数を、N2 はき裂が 50mm に達したときの推定の繰返し数を示している。

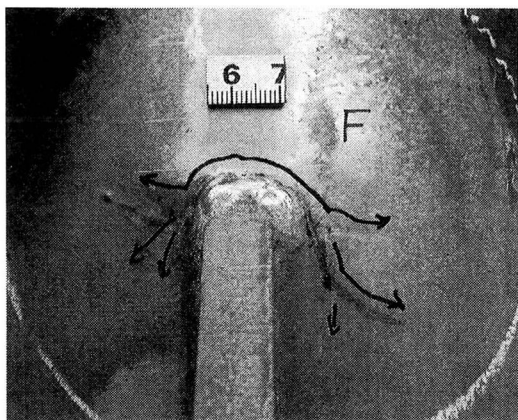


写真-5 リブF端のき裂の進展状況

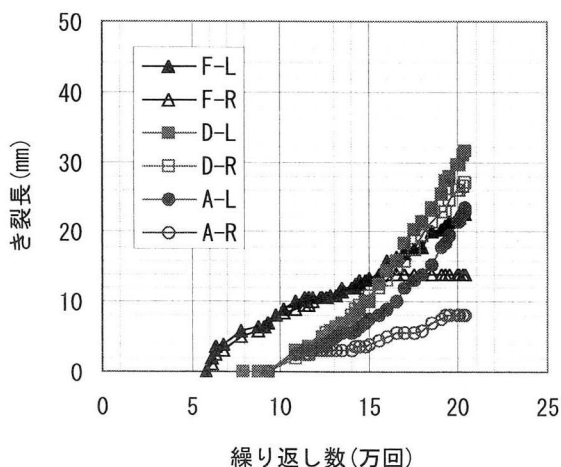


図-10 試験体Bのき裂の進展状況

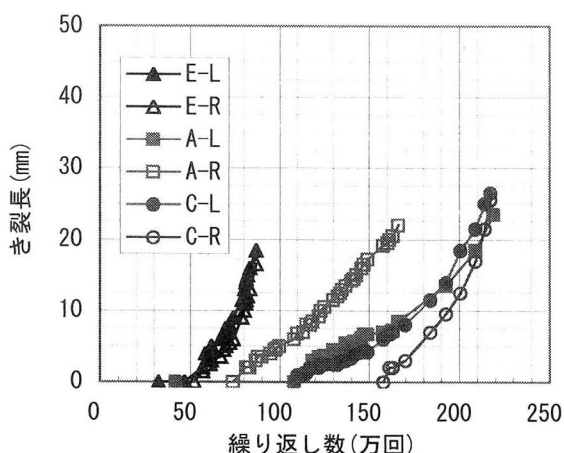


図-11 試験体Cのき裂の進展状況

試験体Bの止端から30mmで計測した応力範囲は各リブ端で80～145MPaであり、載荷回数が約6～9万回で各リブの止端沿いにき裂が発見された。載荷を継続すると、き裂は止端沿いを離れ、鋼管側へ進展した。写真-5に代表的なき裂の進展状況を示す。ま

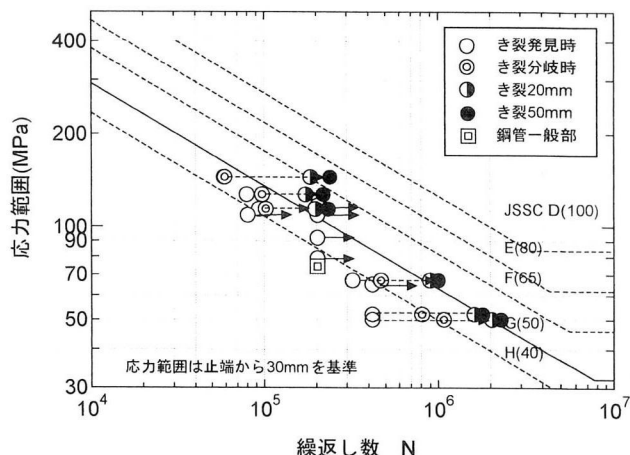


図-12 リブ端についてのS-N線図

た、図-10に各リブでのき裂長と繰返し数の関係を示す。ただし、き裂は鋼管上で片側のサイズとし、記号-L、-Rは各々リブの左側、右側を示す。載荷回数20.4万回において鋼管一般部にあった補修溶接部からき裂が発生・進展し、試験続行が困難となったため、この時点で試験を終了した。詳細は次項で述べる。

試験体Cでは、リブ端部の応力範囲は52～67MPaであり、載荷回数30～40万回で各リブの止端沿いにき裂が発見され、それらが徐々に進展し、50～100万回で鋼管側へ分岐した。図-11に各リブのき裂長と繰返し数の関係を示す。そのまま載荷を続け、最大のき裂が鋼管上で片側約20mmに達した時点で、後述する炭素繊維シートによる補強を行うために試験を一旦停止した。

これらのき裂発生、進展挙動を、止端部から30mmの位置を基準とした応力範囲と繰返し数の関係として図-12に示す。鋼管柱基部の疲労強度を求めるとき、き裂の長さが何mmをもって破壊と定義するかが問題となる。本試験では、鋼管径が約200mmであることから、き裂長が鋼管上で片側50mmになった時点で隣り合うリブのき裂同士が併合して破壊すると考え、この時の繰返し数を破断寿命とした。破断寿命は応力範囲が80～140MPaの試験体Bでは疲労強度等級でF～G等級程度となり、応力範囲が50～70MPaの試験体CではG等級前後となった。

山田らの過去の研究⁷⁾で得られた鋼管柱の基部の疲労強度はF～G等級程度である。本試験では撤去した実物の標識柱を用いたが、この強度は、ほぼ同等のレベルである。

(2) 鋼管の補修溶接部から発生した疲労き裂

試験体Bでは、標識柱の製作時にベースプレート下端から340mmの位置にある配線用の開口部(100mm×190mm)を反対側に開け間違えたため、図-13に示すように開口部を塞いで補修溶接が行われていた。この補修溶接の下部から疲労き裂が発生し、載荷回数が20.4万回のときに長さが133mmに達したため、試験を終了した。このき裂の破面を写真-6に示す。

き裂が発生した補修溶接部の応力範囲は約74MPaで、リブ端部の応力範囲より概ね30%ほど低い。しかし、溶接の内部に約2mmのブローホールが多数連なっており、これが早期にき裂を進展させる原因になった。

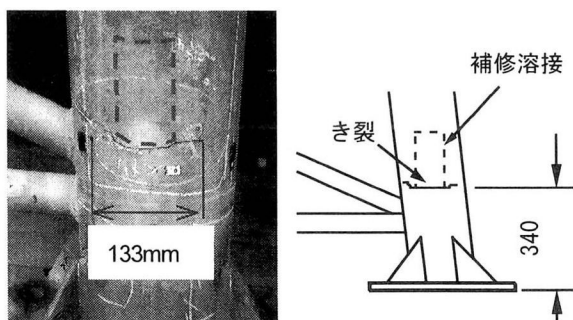


図-13 標識柱が補修溶接された箇所とき裂

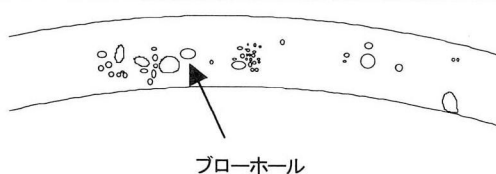
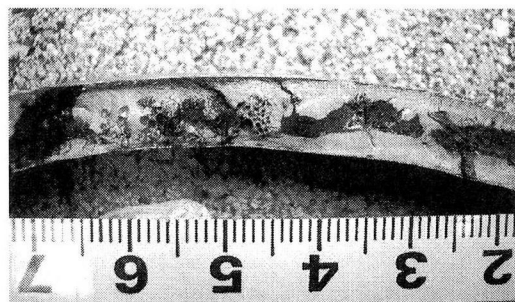


写真-6 補修溶接部から発生したき裂の破面

製作上の手違いにより、鋼管に補修溶接が行われ、そこに2mm程度の溶接欠陥が多数ある場合には、強度は著しく低下し、図-12に示すようにH等級を下回ることがわかる。したがって、補修溶接を行う場合は、非破壊検査を行い、欠陥の有無と許容レベルとの対応を確認する必要がある。

(3) 疲労き裂の進展の詳細

疲労試験を行った後、リブ端部の溶接止端の近傍を切り出して浸透探傷によるき裂の有無の検査と破面観察を行った。疲労き裂の発生および進展状況を図-14、15に示す。試験体Bでは、8箇所のすべてのリブに疲労き裂が観察された。試験体Cのリブも同様に4箇所の着目点のすべてにき裂が発生した。

疲労き裂は、まずリブのまわり溶接部の止端に発生し、止端沿いに進展して、溶接のR部を回ったところで鋼管へ分岐し、応力と直交方向へ進展していくことが観察された。また、き裂はこの一続きのものに加えて、まわし溶接部の45°方向付近から斜め下方方向へ進展していくものが、試験体BではリブA、F、試験体CではリブA、Cに見られた。これは、リブのまわし溶接部で主応力の作用方向が止端に対して直角方向、すなわち放射状に作用していると考えられるためである。

各リブの溶接止端沿いに視認できる程度の疲労き裂（止端沿いで10mm程度）が発見されるのはH等級程度の繰返し数であり、定義した破断繰返し数にいたるのは、F～G等級程度であった。

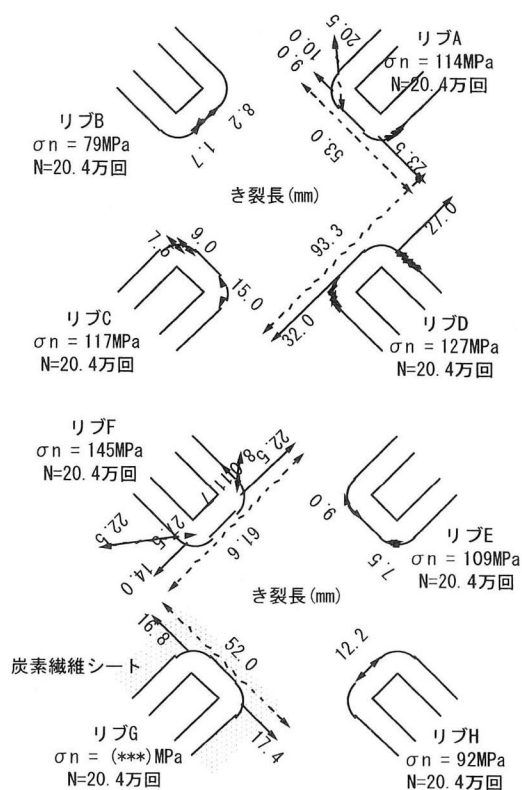


図-14 試験体Bに発生した疲労き裂

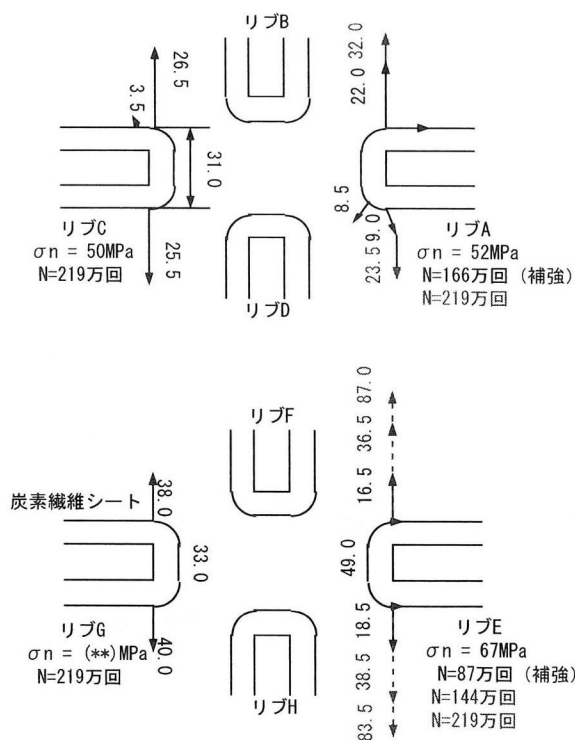


図-15 試験体Cに発生した疲労き裂

通常行われる板幅 100～200mmの面外ガセット試験体の引張疲労試験では、き裂が溶接止端を離れ、母材に進展し始めると、破断までの寿命はわずかである。本試験で対象とした鋼管にリブが

表-2 各材料の物性値

鋼材 SS400	降伏点(MPa)	235
	引張強度(MPa)	400
	弾性係数(GPa)	206
炭素繊維 シート	炭素繊維目付け(g/m ²)	300
	密度(g/cm ³)	2.12
	厚み(mm)	0.143
	引張強度(MPa)	1900
	弾性係数(GPa)	640
樹脂	引張強度(MPa)	29
	せん断強度(MPa)	9.8
	弾性係数(GPa)	3.0
	ポアソン比	0.3

溶接された構造に曲げが作用する場合では、図-12に示すように、き裂が鋼管側へ分岐して進展し始めてから破断するまでには、き裂が分岐するまでの繰返し数と同程度の余裕がある。そのため、標識柱の構造物としての疲労限界状態を考えると、溶接止端上にき裂が発見された時を破壊と考えるのは安全側と考えられる。

4. 炭素繊維シートを用いた疲労き裂の補修・補強

4.1 炭素繊維シートによる補強効果

標識柱基部のリブ端に発生するき裂を防止、あるいは発生したき裂の進展を抑止するための補修方法として、炭素繊維シートを用いて基部を補強する方法を検討した。

炭素繊維シートは、SS400材に対し、引張強度が5～10倍程度、弾性係数は1.2～3倍程度であり、樹脂を用いて鋼板に接着される。鋼板に炭素繊維シートを貼り付けた複合材は、鋼板とシートが一体として挙動するときは、並列モデル型の複合則に従うとされている¹²⁾。これは、この複合材の弾性係数 E_{s+cf} が各々の弾性係数を持つ並列のばねとして挙動するということであり、次式で表すことができる。

$$E_{(s+cf)} = \frac{E_s \cdot A_s + E_{cf} \cdot A_{cf}}{A_s + A_{cf}} \quad (1)$$

ここで、 E_s は鋼材の弾性係数、 A_s は鋼材の断面積、 E_{cf} はシート材の弾性係数、 A_{cf} はシートの断面積である。よって、シートの貼り付けによる鋼材の応力は、シートを弾性係数の比 $n_{cf} = E_{cf}/E_s$ に応じて鋼材に換算して求めることができる。

したがって、標識柱基部のリブ端部に炭素繊維シートを貼付すれば、鋼部材の応力低減が期待できるため、疲労き裂の進展を抑止、または遅延ができる。

本試験では、1)疲労き裂の発生を抑止できるか、2)発生したき裂の進展を抑止、または遅延できるか、の2点に着目して疲労試験を行った。

4.2 補修・補強方法

標識柱の鋼管基部にシートで補強を行うにあたり、シート貼り

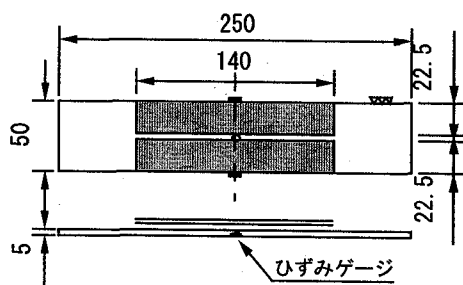


図-16 確認試験に用いた小型試験片

表-3 シート貼り付けによる応力の低減効果

シートなし		シートあり	
試験体	ひずみ(μ)	試験体	ひずみ(μ)
A01	874	C01	668
A02	923	C02	820
A03	888	C03	764
平均	895	平均	751
		低減率	84%

付けた鋼管の応力の低減をひずみゲージにより計測するのは困難なため、疲労試験体への補修・補強に先立ち、小型の試験片を用いて確認のための静的載荷試験を行った。試験片は図-16に示すように、応力集中点であるリブ端部を板幅中央の円孔で代用した帯板で、シートを片側に2層貼り付けたものと貼り付けないものの各3体を対象とした。本試験では、リブの溶接止端部の疲労照査には公称応力を用いるため、板側面にひずみゲージを貼付し、降伏点の80%程度まで載荷した。なお、施工時の工数を考慮し、少ないシート枚数で効果が得られるように、シートは高弾性係数のものを用いた。シートと接着に用いた樹脂の物性値を表-2に示す。式(1)の複合則について、接着剤である樹脂の補強厚さ(0.48mm)を考慮したシートの弾性係数 E_{cf} は約180GPaとなる¹²⁾。したがって、シート1層あたりの鋼板(板厚5mm)応力低減率は約8%であり、2層では約16%となる。

確認試験の得られたひずみの計測結果を表-3に示す。3体の試験体の結果にややばらつきはあるものの、シートの貼り付けによりひずみは平均で16%程度低減しており、計算値とほぼ一致した。

確認試験の結果をもとに、疲労試験体では、試験開始前から基部のリブ溶接止端部の応力を20%低減できるように、図-17に示す方法でシートによる補強を行った。試験体B(鋼管厚8.2mm)ではリブ8箇所の中の1箇所(リブG)に5層を、試験体C(鋼管厚5.3mm)では対象となる4箇所のリブのうち1箇所(リブG)に3層を貼り付けた。また、シートの端部で応力集中を生じないように段差をつけ、端部からの剥離を防止するため、段差の上から鋼管の周方向へ1層を貼り付けた。

さらに、疲労試験により発生したき裂が20mm程度に達した時点、すなわち、ほぼ確実に通常の点検業務で見えるサイズになったときに、き裂補修として試験体Cにシートを同様に貼付して試験を継続し、その後の進展挙動を観察した。

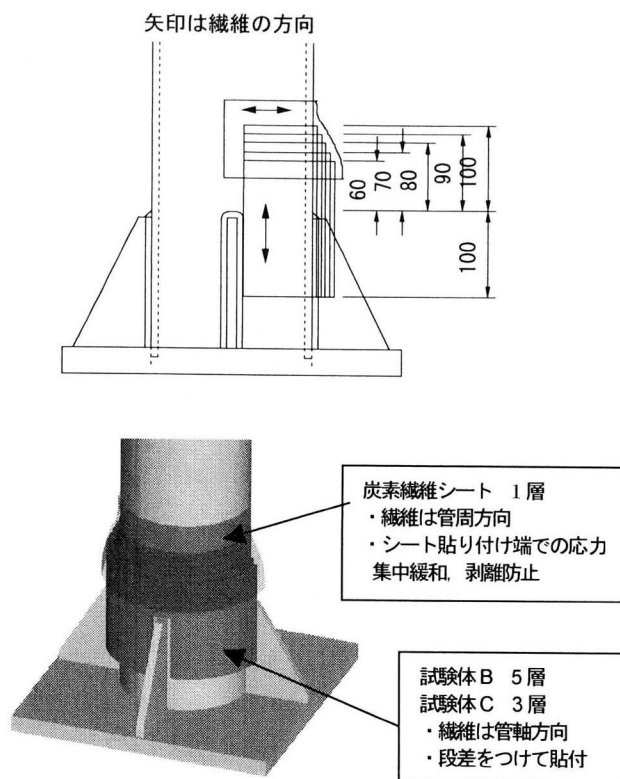


図-17 炭素繊維シートによる標識柱基部の補強方法

4.3 試験結果

(1) 疲労き裂の発生を抑制する効果

初期状態からシートを貼り付けた試験体の疲労試験結果を、き裂発見時の繰返し数で整理して図-18 に示す。シートを貼っていない箇所は、き裂が溶接止端沿いで10mm 程度になったときを繰返し数とした。シートを貼り付けた箇所は、溶接止端付近が樹脂に覆われて直接観察できなくなったため、樹脂にき裂が発生したときを繰返し数としている。

この結果より、き裂進展の初期段階で疲労き裂が10mm 程度になるときの寿命は、シートの有無による差は見られなかった。この理由として、以下のことが考えられる。シートの貼り付けは実施工と同様の方法で、樹脂をローラーで塗布し、その上にシートを載せてローラーでしごきながら密着させる作業を枚数分繰り返して行った。貼付後の表面形状および試験終了後に試験体を軸方向に切断して断面を観察した結果、シートには樹脂の厚みのばらつきによる0.5mm 程度の起伏がみられた。すなわち、シートの繊維方向でみると、軸方向で波打つようになり、作用応力に対し緩んだ状態になっていることが考えられる。これより、初期の段階では、鋼材が引張を受けても、炭素繊維が張りつめていないと応力が分担されず、応力低減ができていなかったと推定されるためである。構造物の終局状態までを考える場合は、この影響は小さいと考えられるが、疲労のような、弾性域でひずみレベルが小さい領域では、挙動の解明、施工方法を含め、検討が必要である。

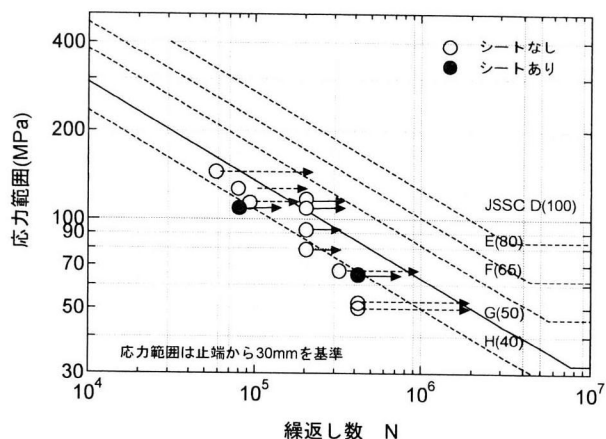


図-18 き裂発見時(長さ約10mm)の繰返し数

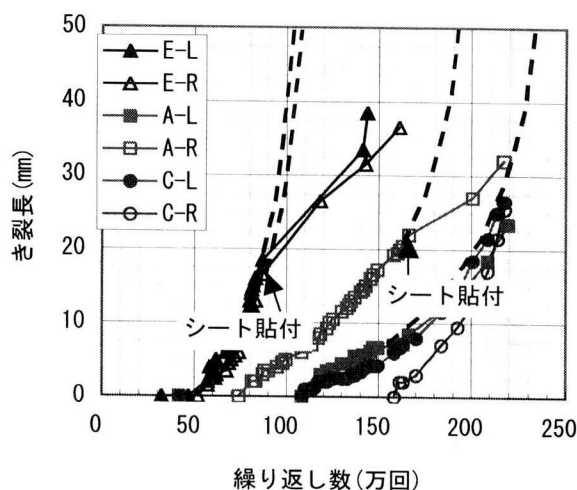


図-19 シートによる補修後のき裂進展

(2) 疲労き裂の進展を遅延する効果

試験体 B は補修溶接部からのき裂により途中で荷重を中止したため、試験体Cの補修後の疲労き裂の進展状況を図-19 に示す。試験開始後、約30 万回でリブEの端部にき裂が発生し、約40 万回でリブAの端部にき裂が発生した。その後、約87 万回でリブEの端部のき裂が鋼管上で長さ約18mm に達したので、炭素繊維シート3層による補修を行った。シート貼付後はき裂長が観察できなくなるため、シートを貼り付ける前に、き裂先端から10, 15, 20mm離れた位置に細い銅線を貼り付け、き裂がそこまで進展したら銅線が破断し、試験機が停止するようににして、き裂長の計測を行った。また、リブAの端部についても、繰返し数約166 万回で同様に補修を行った。

図-19 には各リブの端部のき裂に補修を行わなかった場合の進展状況をそれまでの進展速度曲線を延長するようにして推定し、破線で示している。これより、リブEの端部は、補修をしない場合、約100 万回で定義した破断寿命であるき裂長50mm に達すると推定される。その進展速度はき裂長20mm 以上のとき1.7~2.0mm/万回程度である。これに対し、補修した場合のき裂の進展速度は、ややばらつきはあるものの0.3mm/万回程度で、補修しな

い場合の1/6~1/7に低下し、き裂長50mmに達するまで150万回以上の繰返し数が期待できる。これは、補修時からの余寿命で考えると、補修しない場合は約13万回で破断に至るのに対し、補修を行うと63万回以上となる。本試験体では、初期状態からき裂が鋼管上で片側約20mmに至るまでの繰返し数(N=87万回)、つまり補修を行った段階までに近い寿命が得られることになる。

初期段階の疲労き裂の発生を抑制するためには、シートの貼付状態によっては、十分に応力が分担されず、効果が見られないことがあった。疲労き裂が発生し、ある程度進展した段階では、き裂の開閉口による変位が発生して、シートが伸びきって応力を分担するようになったため効果が表れたと考えられる。

5. まとめ

高架橋上で13年間供用され、撤去した門型標識柱を試験体として、静的載荷試験、疲労試験および炭素繊維シートによる補修効果の確認試験を行った。その結果、以下の成果が得られた。

- 1) 左右に2本ずつの鋼管脚をもつ門型標識柱では、基部の三角リブの端部が疲労に対して問題点となる。疲労試験の結果、破断繰返し数はJSSCの疲労設計指針でF~G等級程度となり、その設計上の疲労強度は安全側をみるとH等級程度となった。
- 2) 実際の標識柱の試験では、溶接止端に発生した疲労き裂が進展して鋼管の母材へ移行するまでには、試験開始からき裂発見時までと同程度の繰返し数を要した。これは引張小型試験や鋼管にリブを溶接した引張疲労試験には見られない現象である。
- 3) 門型標識柱のはり部の形式やはりとの柱の接合方式にもよるが、鋼管に鋼板が面外方向に溶接されるディテールなどで、横ゆれによる変形状態に対してリブ端部に近い応力が発生する箇所がある。
- 4) 実際に使われた標識柱では、予期せぬ補修溶接（配線用の開口部の開け間違いと推定される）からき裂が進展した。このような溶接部に約2mm程度の欠陥が多数内在する場合、疲労強度は著しく低下し、H等級を下回る。
- 5) 標識柱基部で20mm程度の確実に発見できるき裂に対して、約20%応力を低減できるように炭素繊維シートを貼り付けて補修を行うと、き裂の進展速度は1/6~1/7程度になり、延命効果が期待できる。

謝辞

本研究の一部は文部省科学研究費補助金（基盤研究(B) (I) 14350241 研究代表者 山田健太郎）の補助の下に行われた。ま

た、本研究で用いた標識柱は名古屋高速道路公社から提供されたものを用いた。名古屋高速道路公社の森成顕氏、前野裕文氏にお世話を頂いた。炭素繊維シートによる補修には、日鉄コンポジット株式会社の村上信吉氏をはじめ関係各位に材料提供と助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山田健太郎, 近藤明雅, 小林且典, 宮本伸治, 荒木準一: 鋼管柱基部の疲労強度, 構造工学論文集 Vol.38A, pp.1045-1054, 1992.
- 2) 名古屋高速道路公社, 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻: 橋梁付属構造物の疲労に関する調査研究報告書, 2000.
- 3) 小塩達也, 山田健太郎, 森田俊樹, 李相勲, 仙田勉, 前野裕文: 都市内高架橋に設置された付属構造物の振動と疲労に関する研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.56, pp.262-263, 2001.
- 4) 山田健太郎, 小塩達也, 李相勲, 森田俊樹: 交通振動下における橋梁付属物の疲労に関する調査研究 報告書, 2001.1.
- 5) 小塩達也, 李相勲, 山田健太郎, 森成顕, 森下宣明: 交通荷重による標識柱の振動と疲労耐久性, 構造工学論文集 Vol.47A, pp.1009-1017, 2001.
- 6) 名古屋高速道路公社, 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻: 高架橋付属物の耐久性評価技術に関する研究報告書, 2001.
- 7) Gilani, A. and Whittaker, A.: Fatigue-life evaluation of steel post structures I: Background and Analysis, *J. Struct. Engrg., ASCE*, 126(3), pp.322-330, 2000.
- 8) Gilani, A. and Whittaker, A.: Fatigue-life evaluation of steel post structures II: Experimentation, *J. Struct. Engrg., ASCE*, 126(3), pp.331-340, 2000.
- 9) 大倉一郎, 福井唯夫, 中村圭吾, 村上泰三, 祝賢治: 炭素繊維シートの鋼板疲労亀裂補修への適用, 鋼構造年次論文報告集, 第8巻, pp.689-696, 2000.11.
- 10) 連重俊, 平野廣和, 佐藤武司, 青木徹彦: 紫外線硬化型樹脂による補強対策を施した長柱の疲労実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.57, pp.1200-1202, 2002.
- 11) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993.
- 12) 土木研究センター: 炭素繊維シートによる鋼製橋脚の補強工法ガイドライン(案), 2002.7.

(2002年9月13日受付)