

長大吊橋のハンガーロープピン定着部補強構造 の力の伝達機構と疲労挙動

大橋治¹・藤井裕司²・小野秀一³・三木千壽⁴

¹正会員 工修 本州四国連絡橋公団 設計部設計第二課 (〒105 東京都港区虎ノ門5-1-5)

²正会員 工修 本州四国連絡橋公団 第二管理局坂出管理事務所 (〒762 香川県坂出市川津町下川津 4388-1)

³正会員 工修 建設機械化研究所 研究第二部 (〒417 静岡県富士市大淵 3154)

⁴正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

吊橋のハンガーロープと補剛桁連結部をピンで結合したピン定着部では、補剛桁からの力はピンとピン孔の支圧によりハンガーロープへと伝達される。暴風時などでは主ケーブルと補剛桁に相対な変位が生じるためハンガーロープのピン定着部には面外の力が作用する。このとき定着ピンは片当たりの状態となることや、繰り返しの力が定着構造に作用するなどが予想されるが、このような場合の応力挙動や疲労挙動は明確でない。そこで本論文は、補剛トラスを有する長大吊橋で採用が検討された二種類の定着構造についての静的載荷試験と疲労試験を実施し、構造上の弱点部の把握、疲労強度と疲労挙動の確認を行った結果を報告する。

Key Words : pin connection, suspension bridges, fatigue strength, stress distribution

1. はじめに

本州四国連絡橋の吊橋のハンガーロープには従来、ストランドロープの一種であるCFRC(Center Fit Rope Core)を用い、これをケーブルバンドに鞍掛けし、端部のソケットを補剛桁の定着構造にはめ込み、支圧により荷重を伝達する形式が用いられてきた。明石海峡大橋ではこれに替えて、ハンガーロープにポリエチレン管で被覆処理したセミパラレルケーブルを用いて、両端のソケットをピンでケーブルバンドと補剛桁の双方に連結する形式が採用されている。この方法は、ハンガーロープの鞍掛けがないためにハンガーの二次曲げ応力が軽減されること、ピンによる定着構造は従来のソケットの支圧伝達による方法と比べて構造が簡素となること、被覆処理されたセミパラレルケーブルを用いることで長尺化するハンガーロープのプレハブ化とメンテナンスフリーが可能となること、などの利点がある。

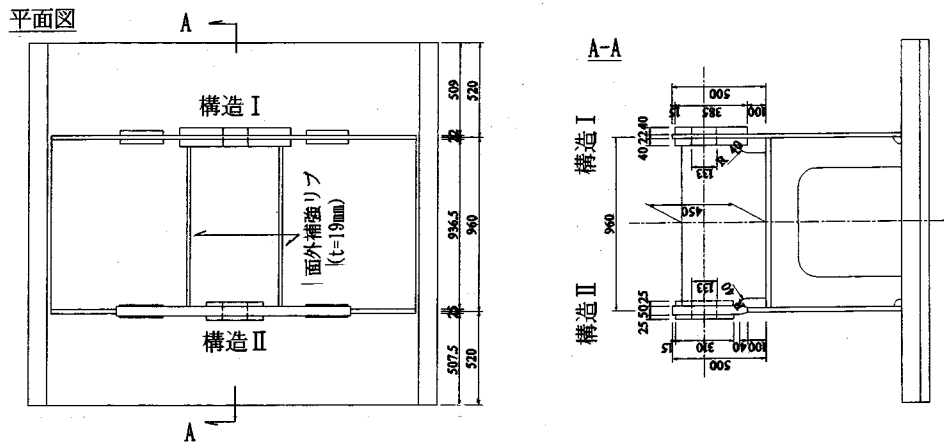
補剛トラスを有する長大吊橋においては、暴風時に生じる主ケーブルと補剛桁の相対変位により、ハンガーには大きな角折れが発生する。このため明石海峡大橋の特に大きな角折れが生じる支間中央付近および側径間端部付近の角折れが4.5~7.5度の範囲では、面外にも回転可能なユニバーサルピンを、7.5度以上の角折れの範囲では従来通りのCFRCの鞍掛けを採用している。橋軸直角方向の角折れが比較的小さい(最大4.5度)主塔付近の定着部では、橋軸方向のみに回転可能な一方向ピンを採用している。

わが国でのピン定着構造の事例は、中小吊橋に多い。一般にピン定着構造は、ピンの支圧応力度とピン孔部の補強から、溶接による重ね板構造とされる。ハンガーからの荷重は、定着ピンを介して、これら重ね板で分担し、重ね板間の溶接により主構造へと伝達される。しかし、定着ピンの支圧応力の均等性や、暴風時のようにピンが片当たり状態で力を受ける場合の応力挙動が明らかではなく、このピン定着構造が明石海峡大橋のような大規模構造物に本格的に採用されることから、ピン定着構造の構造上の弱点部と力の伝達機構を把握する必要がある。

本論文では、応力状態の厳しい一方向ピンの定着部を対象とした実物大の試験体を製作し、ピン定着構造のピン孔周辺部の定着板と補強板の応力状態、ピンとピン孔の接触状態、およびピンの曲げ応力の測定、さらに暴風時の状態での疲労試験を実施した結果を報告する。

2. 試験体

明石海峡大橋で採用されるピン定着構造は、補剛トラス上弦材ウェブを鉛直上方に延長した定着板にピン孔を設け、その断面欠損分を補強する2枚の補強板を両面に溶接で取り付けられた構造である。また、暴風時などには定着部に面外力が作用するため、ピン孔の両側に補強リブを取り付けている。定着板と2枚の補強板により構成される定着部の厚さは、ピンとピン孔の許



構造 I 側面図

構造 II 側面図

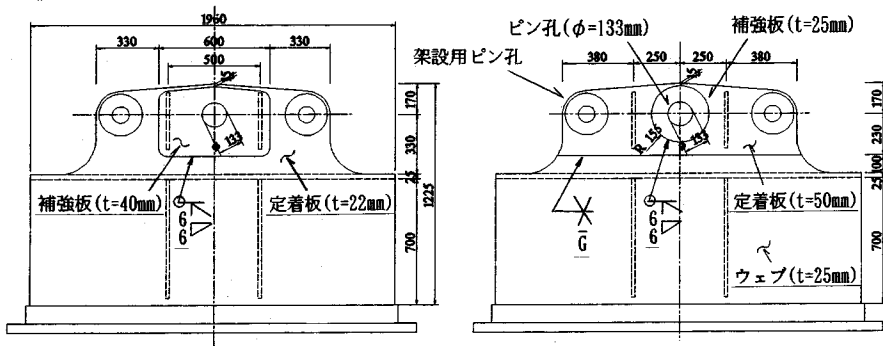


図-1 試験体の形状と寸法

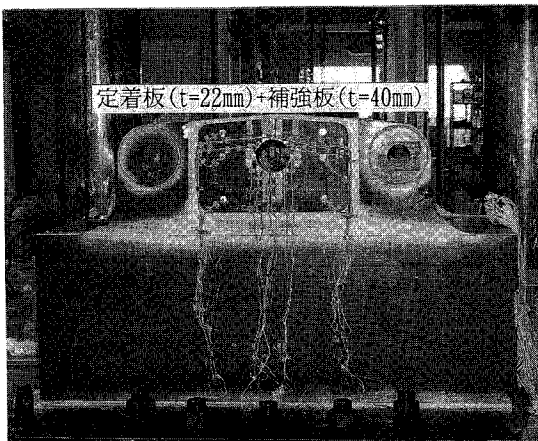


図-2 構造 I

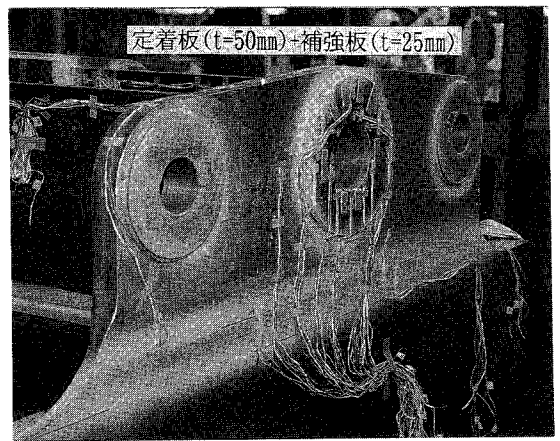


図-3 構造 II

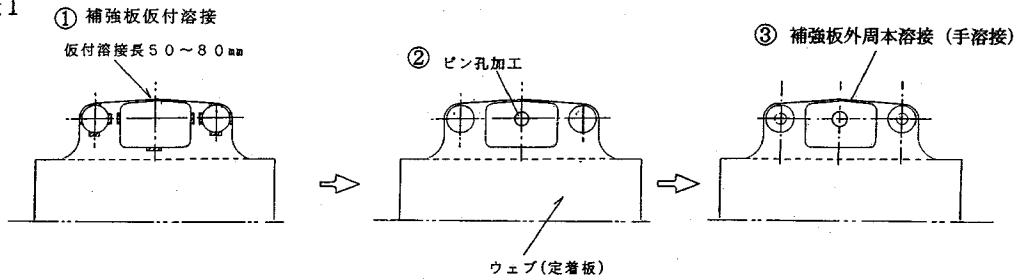
容支圧応力から 100mm としている。

本試験では、トラス上弦材の 2 枚のウェブに、定着板と補強板の板厚構成と定着部補強板の形状が異なる二種類の定着構造を試験の対象とした。ここでは二種類の構造をそれぞれ構造 I、構造 II と称することとする。

試験体は実寸大とし、その形状と寸法を図-1 に示す。

構造 I(図-2 参照)では、弦材ウェブの板厚 ($t=22\text{mm}$) を変更せず上方に延長した定着板に板厚 $t=40\text{mm}$ の補強板を溶接で取り付けた。したがって定着部の板厚は 102mm となった。補強板の形状は、暴風時などの面外

構造 I



構造 II

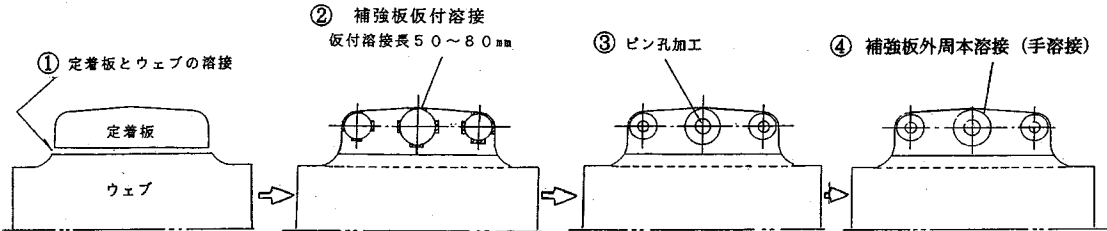


図-4 ピン定着部の組立順序

表-1 使用鋼材の機械的性質と化学成分(ミルシートより)

部材名	材質	機械的性質				化学成分											
		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	V	Ceq
						×100	×1000	×100	×10000	×100							
定着ピン	SCM435	922	1.020	18	58	35	25	78	16	18	17	8	111	16			
ウェブ材①	SM490A	418	561	25		17	46	134	20	5	1				2		41
補強板	SM490A	383	531	32		17	44	134	16	4	1				2		41
ウェブ材②	SM490YB	380	553	29		17	47	144	10	2	1				3	6	43
定着板②	SM490A	396	534	29		13	27	137	18	5	1					21	37

力が作用したときの定着部の曲げ剛性を増すために大きな五角形状とし、面外の補強リブが補強板に取り付くようにした。また、この構造は定着部の鋼重を軽減するには有効であるが、薄い定着板に厚い補強板を取り付けるため構造上検討が必要である。

構造 II(図-3 参照)では、弦材ウェブ(板厚 t=25mm)を上フランジ直上で t=50mm の板厚に増厚した定着板に、板厚 t=25mm の円形状の補強板を取り付けた。補強板の形状を円形にすることは、他の形状に比べ幾何学的にも安定し、円孔を補強する方法としては一般的とされている。またこの構造は、ウェブの板継ぎ溶接が必要なため、その部分の溶接品質の確保が重要である。

補強板の溶接は、構造 I, II とも補強板側に 6mm の開先を取る部分溶込みグループ溶接と脚長 6mm のすみ肉溶接を併用した溶接としている。一般に、このような重ね板の溶接はすみ肉溶接によって行われる。道路橋示方書¹⁾によると、すみ肉溶接のサイズ S は溶接部材の厚い方の板厚を t とすると $S \geq \sqrt{2 \cdot t}$ を標準とすることとしている。本試験体の場合は板厚が 50mm である

ので S=10mm が必要となる。しかし、本試験体の溶接は荷重を伝達する重要な溶接であることから、溶接の精度やのど厚の確保、確実な溶込みを考慮して、このような併用型の溶接方法とした。

ピン孔の加工と補強板の組立手順を図-4 に示す。補強板は補強板の外縁部で定着板に仮付け溶接し、ピン孔を所定の径で切削した後、外縁の全周を溶接している。またピン孔内面の定着板と補強板の溶接はしていない。

試験には、実橋で使用されるハンガーロープと同等なロープと、φ130mm の定着ピンを使用した。

主要な使用鋼材の機械的性質と化学成分を表-1 に示す。

3. 試験方法

試験には静的に 5900kN、動的に 3900kN の載荷能力を有する大型疲労試験機を用いた。

載荷の要領を図-5 に示す。載荷は常時を想定した荷

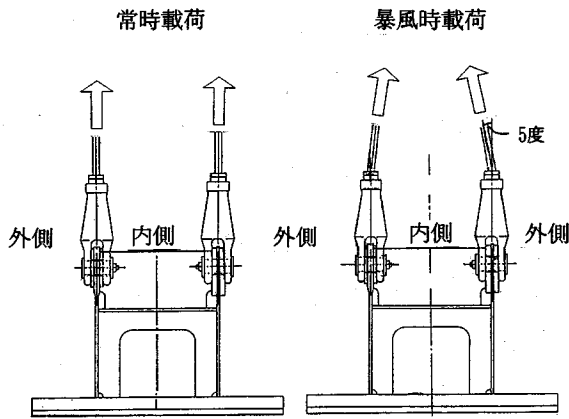


図-5 载荷の要領

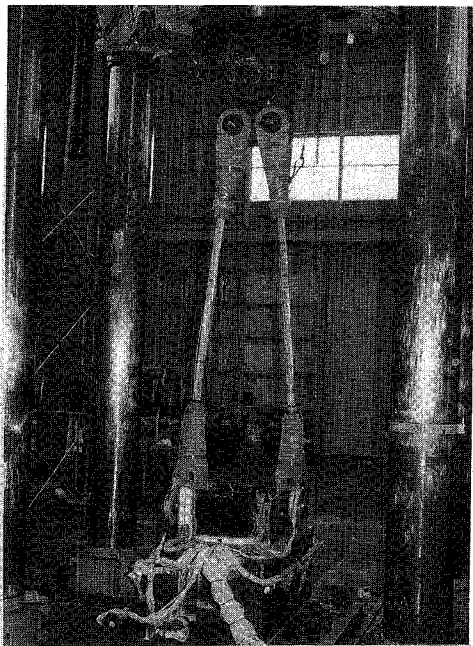


図-6 载荷状況

重状態と暴風時を想定した場合の2ケースとした。常時を想定した载荷は、二本のハンガーロープを平行に取り付けて、定着部には鉛直方向の荷重を作用させた。また、暴風時を想定した载荷は、ハンガーロープと定着板の相対的な角折れが5度となるようにハンガーロープを取り付けて、ピン定着部には面外方向の荷重を作用させた(図-6を参照)。

疲労試験は定着部に面外荷重が作用する暴風時を想定した载荷状態で行った。また、疲労試験を実施する前に、常時と暴風時を想定したそれぞれの载荷状態で静的な载荷試験を行った。さらに疲労試験後には、疲

勞試験中に検出されたき裂の破面調査を実施した。

4. 静的载荷試験

(1) 試験計画

ハンガー張力による荷重は、ピンとピン孔との支圧により定着構造に伝達され、定着部の設計ではハンガーからの荷重は、定着板と2枚の補強板に均等に伝達されるとしている。しかし、実際にはピンとピン孔の接触状態や荷重の载荷状態、つまり暴風時に生じるピンの傾斜による片当たりや、ピン孔内面のピンとの接触部の凹凸などにより、定着部に作用する荷重状態は、設計で仮定している場合より厳しい状態となることが考えられる。また、ピンとピン孔は径が異なるために、これらの接触部では高い支圧応力が生じると予想される。

そこで、静的载荷試験ではピン定着部の応力状態を測定するとともに、応力の発生に影響を及ぼすと考えられるピンとピン孔内面の接触状態、および定着ピンの応力を測定した。

静的载荷試験は常時と暴風時を想定したそれぞれの状態で実施した。载荷荷重は一本のハンガーロープあたり980kN(二本で1960kN)とした。荷重の設定は、実橋のハンガー張力が最大約1470kNと想定されているが、試験体の材質が材料手配の都合からSS400材を使用している箇所があり、実橋のSM490Y材とは異なるため、本試験では最大980kNとした。

静的载荷試験での着目点は以下の通りである。

a) ピンとピン孔内面の接触状態

ピンとピン孔の接触状態は、力が定着板と補強板に伝達される機構に影響を及ぼすと考えられる。そのため、所定の荷重を载荷したときのピンとピン孔内面の接触状態を調査した。

接触状態の調査には感圧フィルムを用いた。この感圧フィルムは厚さ0.2mmで面圧20MPa以上で変色するタイプである。測定方法は、载荷前にあらかじめピンとピン孔の隙間に感圧フィルムを挿入しておき、荷重の载荷、除荷後に取り出し、感圧フィルムの変色状態から接触面の形状を測定した。

b) 定着部の応力測定

定着部の応力は、ピンとピン孔の接触状態または荷重の载荷状態によって異なる。そこで、定着部に作用する応力状態を把握するために、供試体の各部にひずみゲージを貼付して応力測定を行った。応力の測定位置は、ピン孔周辺部、補強板外周の溶接部、定着板下部の主構弦材上フランジとの交差部を主とし、暴風時载荷時には定着部に面外曲げが作用すると考えられるので、すべて定着部の表裏の位置で応力測定を行った。また、応力測定では主応力の大きさと方向を明らかに

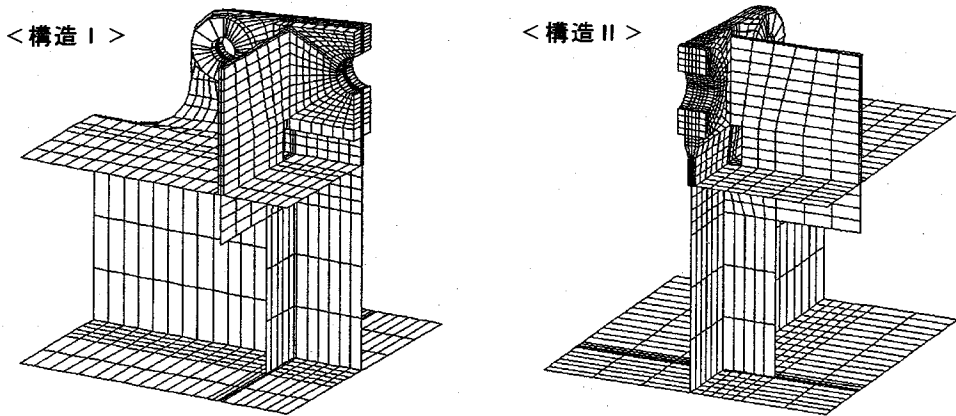


図-7 3次元モデル要素分割図

するため、主に三軸タイプのひずみゲージを用いた。

c) ピンの応力測定

ピンは補剛トラスからの荷重をハンガーに伝達する重要な部材であり、ピン孔と接するピンの表面には高い支圧応力が作用し、ピンの軸方向には曲げ応力が発生する。ピンの曲げ応力は、ピンと定着部の接触状態およびハンガーケーブルのソケットによるピンの支持状態の影響を受けるが、その状況は必ずしも明らかではない。

そこで、定着ピンの上下面でピン軸方向の応力測定を行い、ピンの曲げ状況を調査した。ピンは直接にピン孔と接するため、ピンの円周方向に幅10mm、深さ2mmのゲージ保護用の溝を設け、その溝底での応力測定とした。ピン軸方向の応力測定位置は、それぞれが定着板と二枚の補強板の板厚内に配置する関係上、3箇所とした。

(2) FEM 構造解析結果

実験に先立って、検討すべき問題点を明確にし、概略の定着構造の応力挙動を把握するため、FEMにより試験体の構造解析を行った。ここでは解析の概略と主な結果について述べる。

解析モデルは、構造 I と構造 II をそれぞれ 1/2 とした 1/4 モデルとした。要素分割は、定着部では溶接部の影響を考慮するために 3 次元固体要素とし、面外補強板も 3 次元固体要素、そのほかは 3 次元シェル要素とした。定着板と補強板の溶接は、補強板最外縁部の要素を定着板と結合させてモデル化した。図-7 に 3 次元モデルの要素分割図を示す。

荷重は常時載荷時には鉛直方向に 1470kN の力を載荷した。暴風時の場合は 5 度斜め方向に 1470kN を載荷したときの分力として、鉛直方向に 1460kN、水平方向

に 127kN の力を載荷した。また、ピンの傾斜によるトルクを、水平力がソケット上端に作用したときのモーメントとして 120kN・m をピン中心に作用させた。鉛直方向の支圧力はピン孔内面の要素の表面に圧力荷重として入力し、モーメント荷重は等価な偶力に置換した節点荷重とし、水平力も節点荷重として入力した。いずれの荷重もピン孔の周方向については、中心角が 80 度となる範囲に \cos 分布させた。主な解析結果を以下に述べる。ただし、ここで示す応力値は Von Mises の相当応力である。

a) 常時載荷時 FEM 結果

構造 I, II の応力分布状態は、どちらの構造もピン孔上部で 160MPa を越える応力となり、ピンとの接触部近傍では 200MPa 程度となっている。弦材上フランジと交差する付近の定着板の応力は、板厚の薄い構造 I の方が若干高い応力となっている。補強板外周の溶接部には大きな応力は生じていない。これら結果より、常時載荷時には構造上どちらにも特に問題となる箇所はなかった。

b) 暴風時載荷時 FEM 解析結果

構造 I, II のどちらの構造も補強板外周の溶接部に沿って高い応力 (約 160MPa) が発生する。また構造 I では、構造 II に比べ高い応力の範囲が溶接部近傍のごく狭い範囲となっており、板厚構成と面外補強リブによる面外方向の剛性の違いによる応力集中が現れているものと考えられる。

ピン孔のピンとの接触部付近の応力は、どちらも高い応力となり、特にピン孔エッジ部では極めて高い応力が発生している。また、構造 II では定着部の面外補強リブが補強板の外側に位置しているため、ピンの接触部に作用した面外方向の力は、一旦定着板に全部流れたのち補強リブに伝達される。このため補強板に直

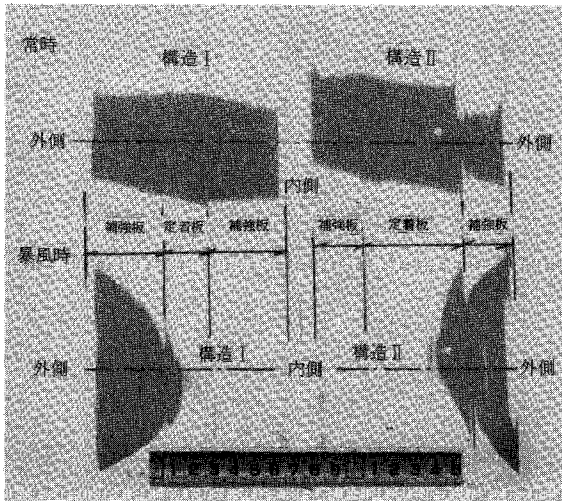


図-8 ピンとピン孔の接触状況

接補強リブが取り付けられている構造 I に比べると接触部に発生する応力が高くなっている。

暴風時の応力分布状況から判断して、常時載荷時に比べ応力状態が厳しく、特にピンの片当たりによって、ピン孔上部のピンとの接触部および補強板外周の溶接部に高い応力が発生することが判明した。

(3) 試験結果

a) ピンとピン孔の接触状態

荷重を 980kN まで載荷したときのピンとピン孔の接触状態を図-8 に示す。着色部分が接触している範囲である。

常時を想定した載荷時のピンとピン孔の接触状態では、ピンは定着板には均等に接しているが、補強板には僅かしか接触していない場合がある。また補強板に接していても全体的には補強板より定着板の方が接触している幅が大きい。これはピン孔内面の定着板と補強板の段差の影響によるものである。この段差は補強板の外周を溶接したときに生じる残留応力により、補強板がピン孔の直径方向に変形して生じたものと考えられる。段差の高さを測定した結果、定着板が補強板より最大で 0.2mm 程度凸となっていた。また、その大きさは構造 I の方が構造 II より小さかった。これは、構造 I の方が補強板が厚く大きいことから、溶接の残留応力による補強板の変形が小さかったためと考えられる。

暴風時を想定した載荷では、ピンが完全に片当たりの状態となり、構造 I, II のいずれの試験体の場合も内側の補強板には接していない状況であった。構造 I は構造 II より補強板が厚いため、外側の補強板が受ける荷重の割合が構造 I の方が大きいことを示している。

つまり、構造 I ではピンからの荷重のほとんどが、外側の補強板から補強板外周の溶接部により主構造へ伝達されることとなっている。

ピンとピン孔の接触理論のヘルツの公式 (Hertz's Formula)¹⁾²⁾では、a) 接触面積の大きさが曲率半径に比べて十分小さいこと、b) 接触部の応力が弾性限度内であり組織的に均一であること、という仮定条件から導かれたものである。ヘルツ理論の適用性について道路橋示方書では、ピン孔径 r_1 とピン径 r_2 の比率 (r_1/r_2) が 1.02 より大きい場合にヘルツの公式を適用するように規定されている。今回の試験では、 r_1/r_2 が 1.023 となっている。そこで、本試験で得られたピンとピン孔の接触状態とこの公式から求められる値を比較してみた。ただし、ヘルツの公式ではピンの軸方向の応力分布は一定としていることから、この検討には常時載荷時のみを対象とした。

表-2 に実測されたピンの接触状態と公式から求められた値の比較を示す。接触面積はプランメータを用いて測定した。接触幅は接触面積をピン軸方向の接触長さで割って求めた平均値である。参考までに暴風時載荷時の接触面積と接触幅についても示すが、この時の接触幅はピン孔外縁部の最大接触幅を示す。

常時載荷による接触幅の実測値は、ヘルツの公式から求められた接触幅より大きい値となっている。この原因として、a) ヘルツの公式により求められた値にはプレスケールの厚みが考慮されていないこと、b) 接触部が局部的に塑性変形をしている可能性があること、c) 接触幅はヘルツの公式からも判断できるようにピン径とピン孔径の僅かな違いで差がでるため、ピン孔内面の段差によるばらつきが実測値に含まれること、が考えられる。b) の接触部の塑性変形については、ヘルツの公式を用いて接触幅の実測値から最大接触圧を推定すると $P_{max}=260\text{MPa}$ 程度となり、接触部の塑性変形はないと考えられるが、ピン軸方向に接触状態が均等でないことから局部的な塑性変形の可能性があるものと考えた。

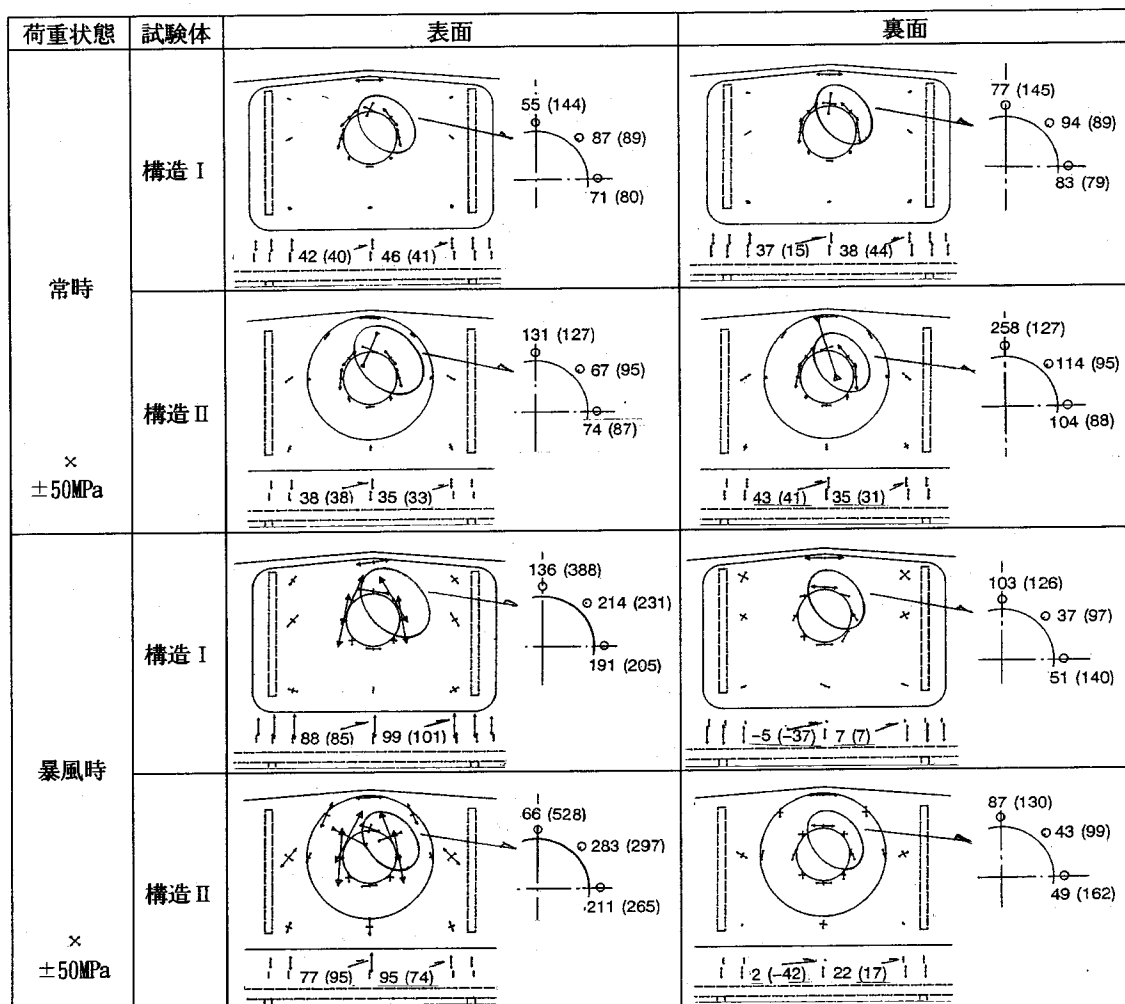
暴風時載荷時の接触状態は、常時載荷時よりピン孔の周方向には長く接触しているが、逆にピン軸方向では短くなっており、接触面積は小さくなっている。この状態では、接触面で均等に荷重を受けていたと仮定しても、接触圧は 350MPa となり、材料の機械的性質から判断して、ピン孔のエッジ部では塑性変形を起していることが考えられる。

また今回の測定は、荷重 980kN までの載荷としたが、実橋では 1470kN の荷重が作用するため、常時の状態でもピン孔のエッジ部が塑性変形を起こす可能性が大きくなり、暴風時ではその範囲はさらに広がるものと考えられる。

表-2 ピンとピン孔の接触状態測定結果

名称	常時載荷時					暴風時載荷時	
	実測値			ヘルツの公式		接触幅 (mm)	接触面積 (mm ²)
	接触面積 (mm ²)	接触幅 (mm)	最大接触圧 ^{*1)} (MPa)	接触幅 (mm)	最大接触圧 (MPa)		
構造Ⅰ	4,960	52	260	36.6	355	103	3,010
構造Ⅱ	4,710	49				115	2,760

*1) 接触幅を50mm (実測値の平均) としてヘルツの公式から算出した値。



※ 実測値 (FEM値)

図-9 定着部の応力測定結果

b) 定着部の応力測定

荷重 980kN 時の常時載荷時および暴風時載荷時の主応力の状態を図-9 に示す。ここでは、主な測定位置での応力実測値と FEM 解析値を記入している。ただしこ

こで示す FEM 解析値は、応力測定位置に相当する要素応力に 2/3 を乗じて、荷重 980kN 換算とした。また、定着板下部では鉛直方向のみの測定としたので、FEM 解析値も鉛直方向の応力を示した。

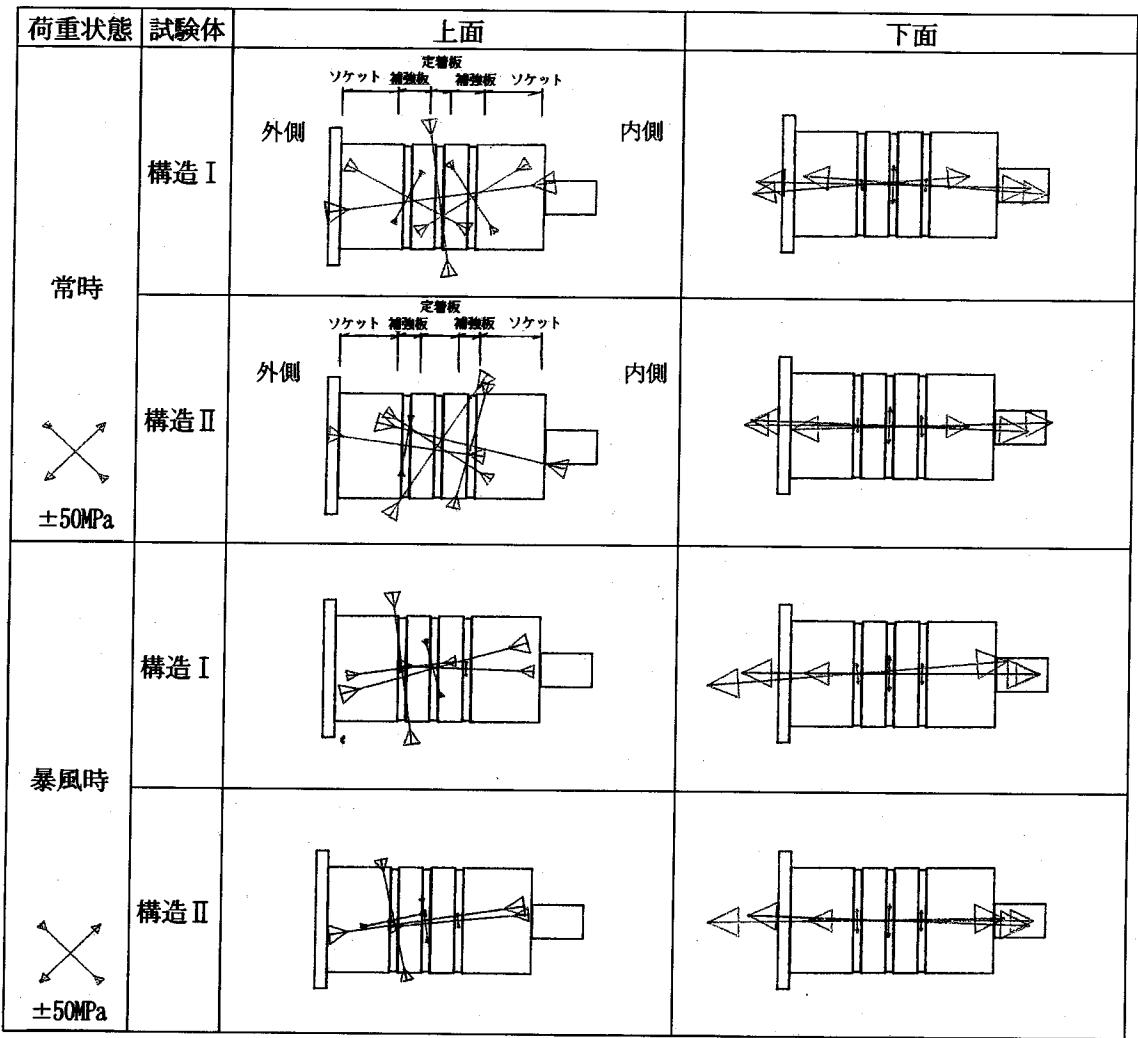


図-10 ピンの応力測定結果

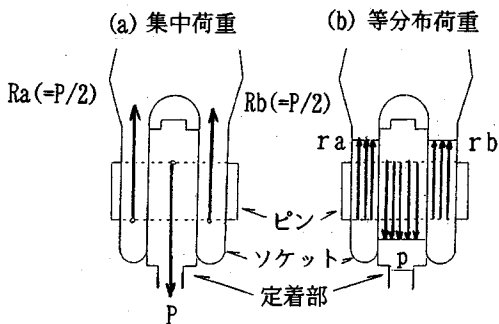


図-11 ピンに作用する外力の状態

直上の接触部で最大約 80MPa の圧縮応力が、構造 II では同様の位置に最大約 250MPa の圧縮応力が作用している。この構造 I と II の応力の差は、先に述べたようにピン孔内面の定着板と補強板の段差による接触状態の違いによるものと考えられる。また、構造 I と構造 II で他のピン孔周辺部の応力は、ピン孔の接線方向に 70~100MPa の引張応力が、補強板上縁部の溶接部近傍で水平方向に 100MPa の引張応力が作用している。このように、直接ピンが接する付近の補強板の応力は、ピンの接触状態により表裏の関係で差が生じているが、それ以外の位置では補強板の応力に特に差はない。そのほか補強板外周の溶接部近傍や定着板下部で 50MPa 程度となっている。

常時載荷時の補強板の実測応力は、構造 I のピン孔

また、図-9 に示すように各部の応力は、ピンとの接

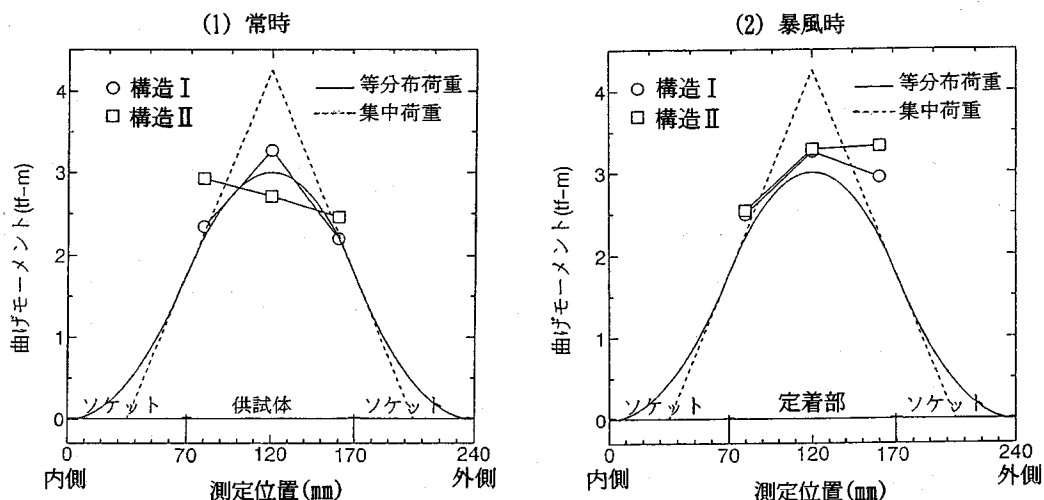


図-12 ピン軸方向のモーメント分布図

触部を除いて、ほぼ FEM 解析値と同程度となっている。

暴風時載荷時の測定結果では、定着部に面外の曲げが作用し、定着板の表裏において主応力の大きさと方向が異なっている。また、ピンの片当たりによって荷重を直接受ける補強板の応力は、かなり大きな値となっており、特にその補強板のピン孔周辺部では 230MPa を超える引張応力が発生している。構造 I と II で応力の状態を比較すると、構造 I では補強リブが補強板に取り付けられているため、補強リブ近傍の定着部の応力は構造 I の方が小さい値となり、曲げ成分も小さくなっている。しかし、補強板下部の定着板と弦材上フランジの交差部では、構造 I の方が大きな応力になっており、曲げ成分も構造 I の方が大きい。これは定着板の板厚が、構造 I の方が薄いためであると考えられる。

また暴風時載荷によって大きな支圧応力が作用するピン孔直上縁部では、塑性変形を起こしていたことが判明した。これは測定中にピン孔直上のひずみゲージが測定限界を超えたことで明らかとなった。このため、図-9 に示す応力測定結果において、ピン孔上部の応力が他の部位の応力と比べ小さいのは、ピン孔直上部のひずみゲージを貼り替えて再測定を実施したためである。また、図-8 で示した暴風時のピンの接触状態で、ピン孔エッジ部でわずかに接触していない範囲があるが、この範囲が特に塑性変形の進んだ範囲であると考えられる。

補強板外周の溶接部および定着板下部の引張側の応力は、構造 I で 100MPa、構造 II では 70MPa となっている。この応力差は先にも述べたとおり、定着板の板厚の差によるものと考えられる。

暴風時載荷時の実測応力と FEM 解析値を比較する

と、ピンが接触する位置では FEM 解析値の方が実測応力値より大きくなっているが、それ以外のところではほぼ同様な値となっている。

c) 定着ピンの応力

荷重 980kN 載荷時のピンの主応力測定結果を図-10 に示す。ピン上面ではピンの軸方向に圧縮応力が、下面では軸方向に引張応力が卓越しており、ピンには曲げが作用している。

そこで、ここではこの実測応力からピンに作用する外力を推定し、現行設計法¹⁾³⁾との比較を試みた。まず、実測応力からピンに作用している曲げモーメントを算出し、ピン軸方向の曲げモーメント分布を求めた。ピンを設計する場合、外力は図-11(a),(b) に示すように、(a) 外力とピンが受ける力を集中荷重とした場合と、(b) それぞれが等分布としている場合があり、一般に設計では (a) のように仮定していることが多い。

図-12 に常時載荷時と暴風時載荷時のピンの曲げ応力から求めた曲げモーメントの分布を示す。常時載荷時の場合、ピンとピン孔の接触状態は、構造 I と構造 II とでは異なっているため、実測値から求めた曲げモーメントの分布は両者で異なっている。しかし、この状態は両者ともに外力を等分布で仮定した場合に近い。

暴風時載荷時の場合、構造 I、構造 II とも実測値から求めた曲げモーメントは、ほぼ同じ分布である。常時載荷時に比べて曲げモーメントの分布に差がないのは、ピンの片当たりにより接触している範囲がほとんど補強板内であり、ピン孔内面の段差の影響が現れていないためと考えられる。暴風時載荷時の場合の曲げモーメント分布も外力を等分布と仮定した場合の方が近い。

以上のことから、ピンの設計における外力の作用方法としては、等分布荷重と仮定した場合の方が実測値に近いと考えられる。

5. 疲労試験

(1) 試験計画

疲労試験は暴風時を想定した载荷状態で実施した。疲労試験荷重は、上限 980kN、荷重範囲としては 590kN とした。この荷重範囲の設定は、先に述べた FEM 構造解析結果から、疲労試験の着目部である補強板外周のすみ肉溶接の応力を参考とした。FEM 構造解析から補強板外周の溶接部に生じる応力は、1470kN 载荷時で約 160MPa である。この溶接部の 200 万回疲労強度は、JSSC 疲労設計指針⁴⁾によると荷重伝達型すみ肉溶接で 65MPa である。したがってこれを目安に、応力範囲 70MPa に相当する荷重として、荷重範囲を 590kN、下限荷重を 390kN とした。

ただし、本試験で設定した疲労試験の荷重範囲は、実橋で予想される暴風時の繰り返し荷重（約 200kN）に比べて大きい。したがって、この疲労試験の条件は、実橋で予想される荷重状態よりも過酷な状態となっている。本疲労試験では、ピン定着構造に繰り返し荷重が作用した場合の疲労強度上の弱点部の検証と疲労挙動の把握に重点を置いた。

疲労試験中のきれつ調査は、繰り返し回数が約 30 万回に一度の割合で主に目視で行い、疲労きれつが発生しやすいと思われる部分では磁粉探傷試験 (MT) を併用した。

疲労試験は繰り返し回数が 400 万回になるまで実施し、50 万回ごとに 5 万回のビーチマーク操作（下限荷重を上げて荷重範囲を 1/2 にする）を行った。

試験中に検出されたきれつについては、検出時のきれつの長さや位置などの発生状況を記録し、以後適宜にきれつの進展状況について調査した。

(2) 破面調査

疲労きれつの検出方法は主として目視によっているため、溶接のルート部などの内部から発生したきれつが表面に現れたときには、きれつ発生からかなりの繰り返しを受けている場合がある。このため、疲労試験中にビーチマーク操作を実施し、試験終了後には破面を露呈し、疲労破面の観察を行い、きれつ発生の起点や時期、および進展状況を調査した。

(3) 疲労試験結果

疲労試験中に検出された疲労きれつは、全 6 箇所であり、検出順に No.1~No.6 とした。これらきれつの検

出時の状況と進展状況のスケッチを図-13 に示す。

構造 I では、繰り返し回数 105 万回時にきれつ No.1 および No.2 を検出した。きれつの検出位置は、補強板下部溶接線のコーナー部のビード止端であった。これらのきれつは補強板下部の溶接ビード止端に沿って進展し、きれつ No.1 は溶接線のコーナー部から溶接止端部を離れて定着板を水平方向に進展した。きれつの全長は繰り返し回数 400 万回までに 200mm を超える長さまで進展し、きれつ No.2 とともにきれつは、補強板下部の溶接部全長にわたった。

一方の構造 II では、きれつ No.3~No.6 の 4 箇所を検出した。きれつ検出時の回数は、きれつ No.3 が 105 万回、No.4~6 は 150 万回であった。きれつの検出位置は、きれつ No.3,4 が補強板の左右の斜め下方部の溶接ビード止端、No.5,6 は No.3,4 の反対側の補強板の斜め上の溶接ビード止端であった。これらのきれつは溶接ビードの止端に沿って進展し、その後ビード止端から離れて定着板へと進展した。

疲労試験により、どちらの定着構造でも補強板の溶接部が弱点となることが確認でき、構造 I, II ではきれつ検出時の繰り返し回数に差がないことから、疲労強度的にも差はないと考えられる。

また疲労きれつは、いずれの構造も溶接の定着板側の止端部から発生し、ビードに沿って進展したのち定着板に伸びた。

(4) 疲労きれつの発生、進展挙動

疲労試験中に検出した疲労きれつのうち、代表的なきれつ No.1 と No.3 の破面を図-14 に示す。

きれつ No.1 の疲労破面には若干の錆が見られ、ビーチマークの確認はできなかった。しかし、錆の様子から判断して、きれつの起点は溶接線のコーナー部の溶接ビード止端部と推定される。きれつ No.2 も同様な位置を起点としていた。また、きれつ No.1 については板厚方向に深く進展し、定着板を貫通するほどにまで達していた。

きれつ No.3 は、溶接ビードの止端部を起点としており、多数のきれつがうろこ状に重なり合って成長している。ビーチマークの観察より多数のうろこ状のきれつは、ほぼ同じ時期に発生していることがわかった。また、このような破面の状況は、きれつ No.4~6 でも同様であった。板厚方向のきれつ進展については、最大で 20mm 弱であり、構造 I で生じたきれつ No.1 とほぼ同程度の深さであったが、定着板の厚さが構造 I より厚いため、板厚貫通までには至らなかった。

構造 I, II では板厚構成と補強板形状の違いから疲労きれつの発生状況と進展挙動について違いが見られた。構造 I はきれつ発生部の溶接線の方向と力の作用

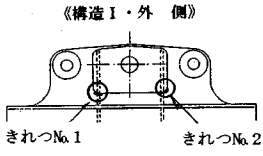
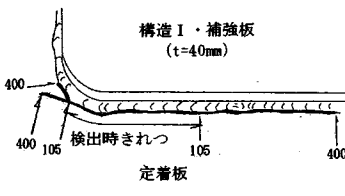
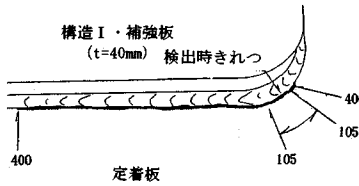
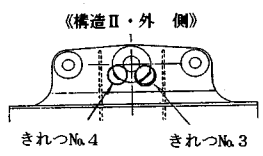
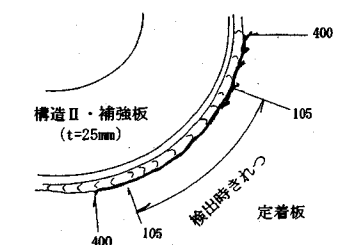
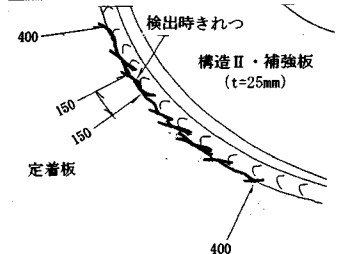
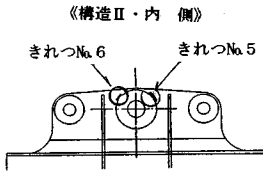
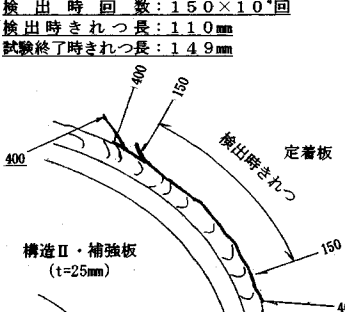
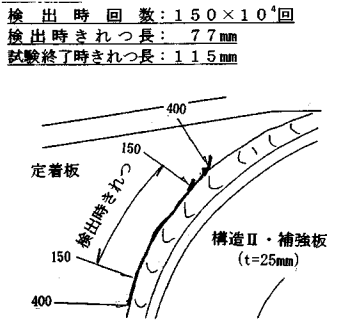
試験体	きれつスケッチ	
<p>《構造Ⅰ・外側》</p>  <p>きれつNo.1 きれつNo.2</p>	<p>きれつNo.1</p> <p>検出時回数: 1.05×10^4回 検出時きれつ長: 150mm 試験終了時きれつ長: 328mm</p>  <p>構造Ⅰ・補強板 (t=40mm)</p> <p>400 400</p> <p>105 105</p> <p>検出時きれつ</p> <p>定着板</p>	<p>きれつNo.2</p> <p>検出時回数: 1.05×10^4回 検出時きれつ長: 25mm 試験終了時きれつ長: 240mm</p>  <p>構造Ⅰ・補強板 (t=40mm) 検出時きれつ</p> <p>400 400</p> <p>105 105</p> <p>定着板</p>
<p>《構造Ⅱ・外側》</p>  <p>きれつNo.4 きれつNo.3</p>	<p>きれつNo.3</p> <p>検出時回数: 1.05×10^4回 検出時きれつ長: 135mm 試験終了時きれつ長: 223mm</p>  <p>構造Ⅱ・補強板 (t=25mm)</p> <p>400 400</p> <p>105 105</p> <p>検出時きれつ</p> <p>定着板</p>	<p>きれつNo.4</p> <p>検出時回数: 1.50×10^4回 検出時きれつ長: 14mm 試験終了時きれつ長: 134mm</p>  <p>検出時きれつ</p> <p>構造Ⅱ・補強板 (t=25mm)</p> <p>400 400</p> <p>150 150</p> <p>定着板</p>
<p>《構造Ⅱ・内側》</p>  <p>きれつNo.6 きれつNo.5</p>	<p>きれつNo.5</p> <p>検出時回数: 1.50×10^4回 検出時きれつ長: 110mm 試験終了時きれつ長: 149mm</p>  <p>400 400</p> <p>150 150</p> <p>検出時きれつ</p> <p>定着板</p> <p>構造Ⅱ・補強板 (t=25mm)</p>	<p>きれつNo.6</p> <p>検出時回数: 1.50×10^4回 検出時きれつ長: 77mm 試験終了時きれつ長: 115mm</p>  <p>400 400</p> <p>150 150</p> <p>検出時きれつ</p> <p>定着板</p> <p>構造Ⅱ・補強板 (t=25mm)</p>

図-13 検出きれつのスケッチ

方向がほぼ直角になっているため、補強板下部の溶接線全長にわたってきれつは進展し、定着板の板厚が薄いこともあり、板厚貫通直前にまで至った。一方の補強板が円形状の構造Ⅱでは、溶接線の方向と力の作用方向の関係が位置によって異なるためか、きれつは多数のうろこ状となって発生した。また、それらきれつは溶接線をあまり沿うことなく定着板に進展したが、定着板の板厚が厚いことから進展は少なかった。

6. まとめと考察

(1) ピンとピン孔の接触

今回の補強板の溶接施工手順では、補強板外周の溶接による残留応力の影響により、定着部ピン孔内面に段差が生じる。これを防ぐためには、補強板の本溶接後に再度のピン孔加工が必要である。

また、暴風時にはピンが傾斜し、完全に片当たりの状態となるので、補強板の設計には注意を払う必要がある。

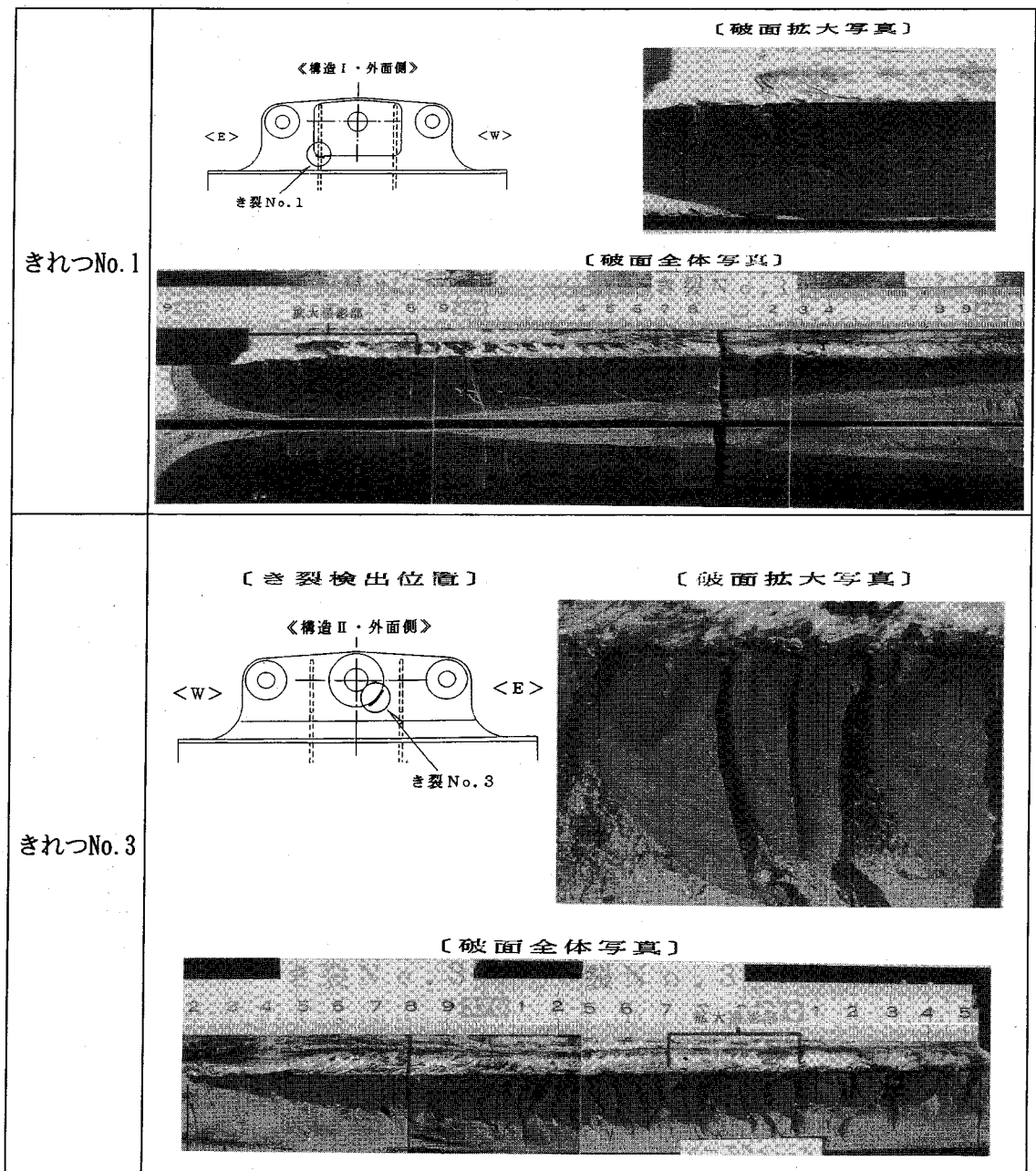


図-14 代表的きれつの疲労破面

(2) 定着部とピンの応力

ピンとピン孔の接触部では、定着部材が降伏するような高い応力が生じ、特に暴風時ではピンが片当たりとなり、接触部で塑性変形が生じる。

ピンの応力分布は、作用する外力を集中荷重とした場合より等分布と仮定した方が実際に近い。

定着部の応力は、常時載荷時においてはどちらの構造も特に問題となるような応力は発生しないが、暴風時載荷時では、定着板に面外の力が作用し、補強板外周の溶接部に応力集中が生じる。

(3) 疲労試験結果

疲労きれつは補強板外周の溶接部の定着板側止端部から発生し、溶接線に沿って成長した後、定着板を進展した。定着板はピン定着構造の中では最も重要な部材であるので、このような疲労きれつが発生し進展した場合には、致命的な損傷になり得るため、疲労には十分な注意が必要であると考えられる。

疲労強度的に構造 I と II ではきれつの発生時期に大きな差はなく、疲労強度的に同程度の疲労強度と考えるが、疲労きれつの発生状況と進展挙動については違いが見られた。

7. おわりに

本試験で検討した2タイプのピンとピン孔の接触状態の調査で、暴風時ではピンが片当たりとなり、常時

の状態においてもピン孔内面の凹凸のために均等に接触しないことが明かとなった。そのためハンガーからの荷重は、定着板と補強板には均等に分担して伝達されていない。したがって荷重の確実な伝達には、定着板と補強板を連結する溶接部のサイズや品質について今後検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1994年2月
- 2) H.Hertz：Über die berührung fester elastischer Körper, *J. für die reine u. angew. Mathem.*, 92(1881) 156.
- 3) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1991年7月
- 4) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993年4月

(1995.5.30 受付)

FORCE TRANSMISSION MECHANISM AND FATIGUE BEHAVIOR OF A PIN-CONNECTION ANCHOR OF HANGER FOR A LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE

Harukazu OHASHI, Yuji FUJII, Shuichi ONO and Chitoshi MIKI

At a pin connection detail of suspender ropes to chord member of stiffening truss for a suspension bridge, all loads are transmitted by bearing of pin and pin plate. Further at a wind condition, out-of-plane force acts repetitively at the connection due to the horizontal component of suspender rope tension caused by the relative movement between stiffening truss and main cables. This creates nonuniform bearing stress condition on pin connection. This report presents the results of static loading test and fatigue test on a full-scale specimen with two proposed pin connection detail a truss-stiffened long-span suspension bridge in order to verify the weak point and the fatigue strength.