

供用後約30年で破損した鋼フィンガージョイントの損傷メカニズムの推定

Estimation of the failure mechanism of a steel finger-type deck joint used for about 30 years

川畑篤敬*, 神田一夫**

Kawabata Atsunori, Kanda Kazuo

*工修, JFE エンジニアリング(株)鋼構造事業部計画部 (〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町2-1)

**日本道路公団 東京管理局 保全部保全二課 (〒216-8510 神奈川県川崎市宮前区南平台1-1)

This paper describes the results of investigation of a broken steel deck joint. Until the failure of the joint, it has been received the loads of 67 million heavy vehicles. The cause of failure was thought to be fatigue damage; therefore, the strain frequency of the deck joint for 24 hours was measured. The stress of the deck joint was calculated with FEM, and fatigue tests have been carried out using the shoulder part of the joint and the other wheel portion of the traffic lane of the joint. According to the results of observation, analysis, and the fatigue tests of the failure joint, it was clarified the joint had had enough fatigue strength, but the corrosion of the members deprived the deck joint of the fatigue strength.

Key Words: steel finger-type joint, expansion joint, deck joint, durability

キーワード: 鋼フィンガージョイント, 伸縮装置, 耐久性

1. はじめに

鋼フィンガージョイントは、比較的大きな伸縮量に対応することが可能であるため、伸縮量が30mm以上の鋼橋に多く用いられている¹⁾。鋼フィンガージョイントの耐久性については、漏水などの排水機能面の損傷が指摘されていたが²⁾、現在では非排水型が一般的であり改良が加えられている。疲労耐久性については、他の形式の伸縮装置と比較して非常に高いことが、実態調査からも明らかである³⁾。しかしながら、鋼フィンガージョイントが定着される端部床版の配筋が不足した場合や、フェース裏面へのコンクリート充填が不十分である場合には、比較的早期に損傷が生じる可能性も指摘されている^{4),5)}。この他、重交通の増加や供用年数の増加にともなう損傷と推察される事例も報告されている⁷⁾。

特に、鋼製のフェースプレートが伸縮装置本体から破断する損傷は、通行車両の損傷を引き起こす場合があるため、事前に損傷を発見し、処置することが重要である。そこで、実際に破損した鋼フィンガージョイントを調査することで、フェースプレートが破断に至る損傷メカニズムを検討した。

2. 損傷状況の調査

平成12年11月に損傷の発生した伸縮装置を翌12月に撤去し、その損傷状況を調査した。図-1に示すように、伸縮装置は、3径間連続鈑桁とRCホロースラブの間に設

置されており、車両進行方向にあるRCホロー側のフェースプレート1260mmが伸縮装置本体から破断した。図-2に、破断したフェースプレートの位置と大型車の車輪中心を示す。損傷箇所は、走行車線を走行する大型車の右車輪位置に一致している。該当区間の大型車の累積台数は約1億4百万台であり、そのうち走行車線を通過したものの比率は、路線に設置された軸重計より約65%と推定された。すなわち、当該損傷位置には、約6千7百万台の累積大型車が通行したものと考えられる。

フェース上面には、平成10年度に実施された橋梁部分の床版増厚施工にともない30mmの嵩上げ用の樹脂モルタルが施工されていた。損傷箇所の段差については不明であるが、路肩部で6mm程度、走行車線部で2mm程度の段差(損傷側が高い)が計測された。遊間については、平均63mmであり、標準温度での設計値45mmに損傷時の温度伸縮量を考慮した値である52mmに対して10mm程度広がった状態であった。損傷発生時の伸縮装置付近のわだち損は損傷発生以前に補修されていたが、過去の計測結果からは6~9mm程度のわだち損が生じていた可能性がある。

損傷部は直後の応急復旧作業で、樹脂モルタルが注入されたため、フェース下面の状況は明確ではないが、損傷部に隣接する箇所では、写真-1に示すような幅数cm、厚さ5mm程度の空隙が観察された。

図-3は損傷部付近のフェース板厚を超音波板厚計により50mm間隔で計測したものであるが、損傷部付近では、設計板厚32mmに対して、最大2.8mm、平均的には1mm程度の板厚不足が計測された。

伸縮装置各部の鋼材材料試験の結果は、規格値に対して、フェースプレートとアンカープレートに若干の強度不足が確認されたが、規格値に対して 10%程度であり、耐荷力に影響を与えるほどのものではなかった。

また、伸縮装置定着部のコンクリートについては、平均圧縮強度が 36.8MPa あり、顕著な中性化や塩分の浸透は観測されなかった。

写真-2は損傷したフェースプレートの裏面の状況であるが、フェースプレートの破断位置は、追い越し車線側

がリブ R0 とフェースプレートとの溶接部のフェース側止端付近であり、路肩側がフェース下面へのモルタル充填確認用孔M3位置であった。破断したフェースプレートには、今回破断したモルタル充填確認用孔の他に、モルタル充填確認用孔が2箇所あったが、いずれの孔にも補修溶接跡が確認された。

ウェブ破断面の断面マクロを写真-3に示すが、2箇所

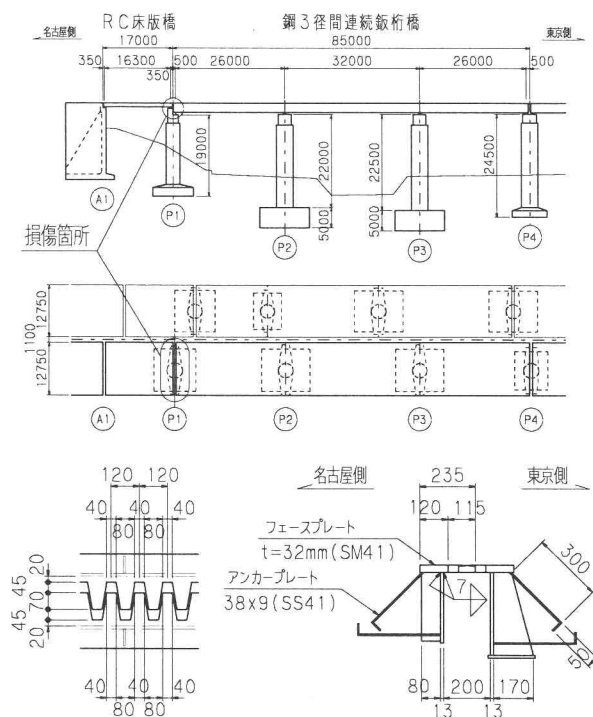


図-1 橋梁一般図と伸縮装置の断面構造

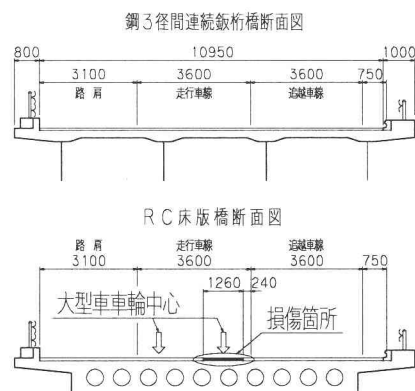


図-2 損傷箇所詳細位置図

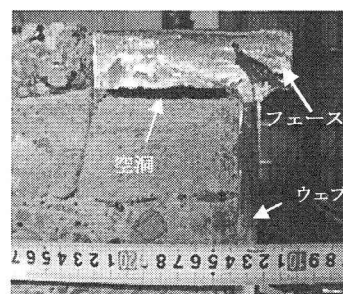


写真-1 フェース下面の空洞

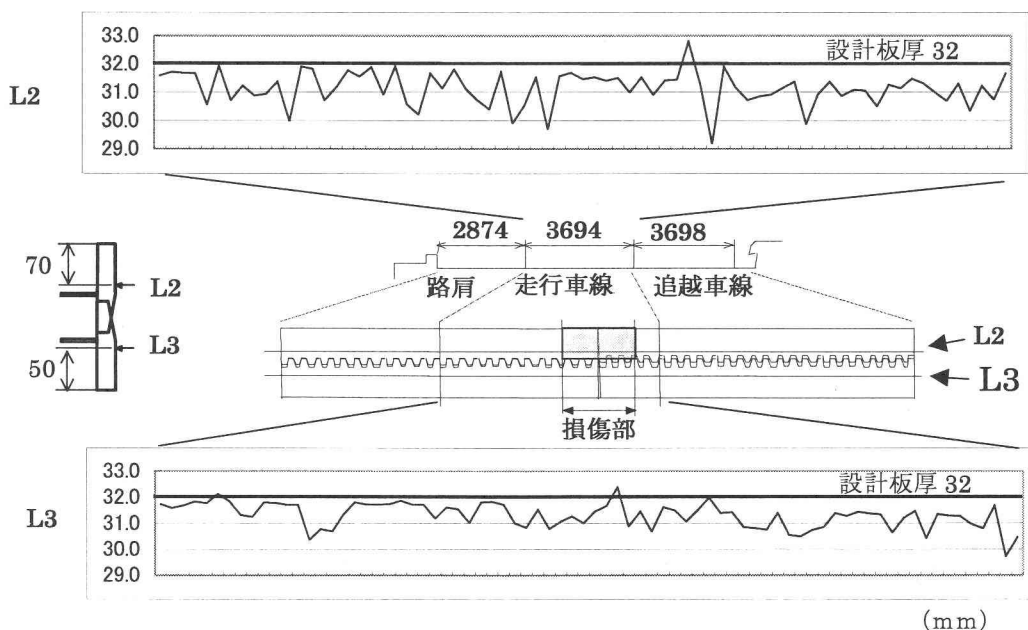


図-3 フェース板厚計測

あるモルタル充填確認用孔間にあるウェブは、S3～S5 の断面マクロよりウェブ側溶接止端部で破断していることがわかる。これに対して、2 箇所あるモルタル充填確認孔より路肩側では、S6 のようにウェブ母材部、追い越し車線側では S2 のように溶着金属で破断しており、モルタル充填確認孔間とは破断位置が異なっている。すなわち、今回損傷したフェースプレートは、中間部に2箇所あるモルタル充填確認孔 M1, M2 間で過去に1度破断しており、溶接にて補修された後、その外側にあるモルタル充填確認孔とリブ位置で破断に至ったことがわかる。

次に、損傷部に隣接する走行車線部左車輪位置のジョイント背面の状況を写真-4に示すが、舗装厚さに相当するアンカープレート上端部は著しく減肉しており、一部は破断しているものも観察された。すなわち、床版増厚施工以前には、アンカープレートが、コンクリートで覆われておらず、舗装中に埋設されていたものと推察される。損傷部アンカープレート取り付け部のSEM観察写真を写真-5に示すが、損傷部のアンカープレートやリブも同様に著しい腐食を受けていたものと推察される。

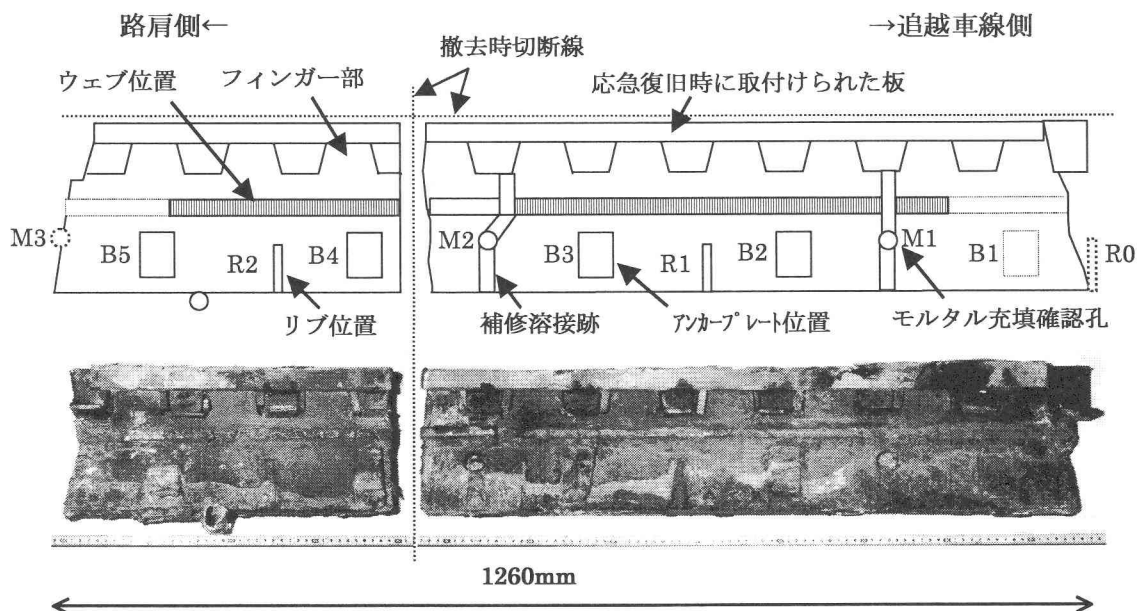


写真-2 損傷部フェースプレート裏面状況

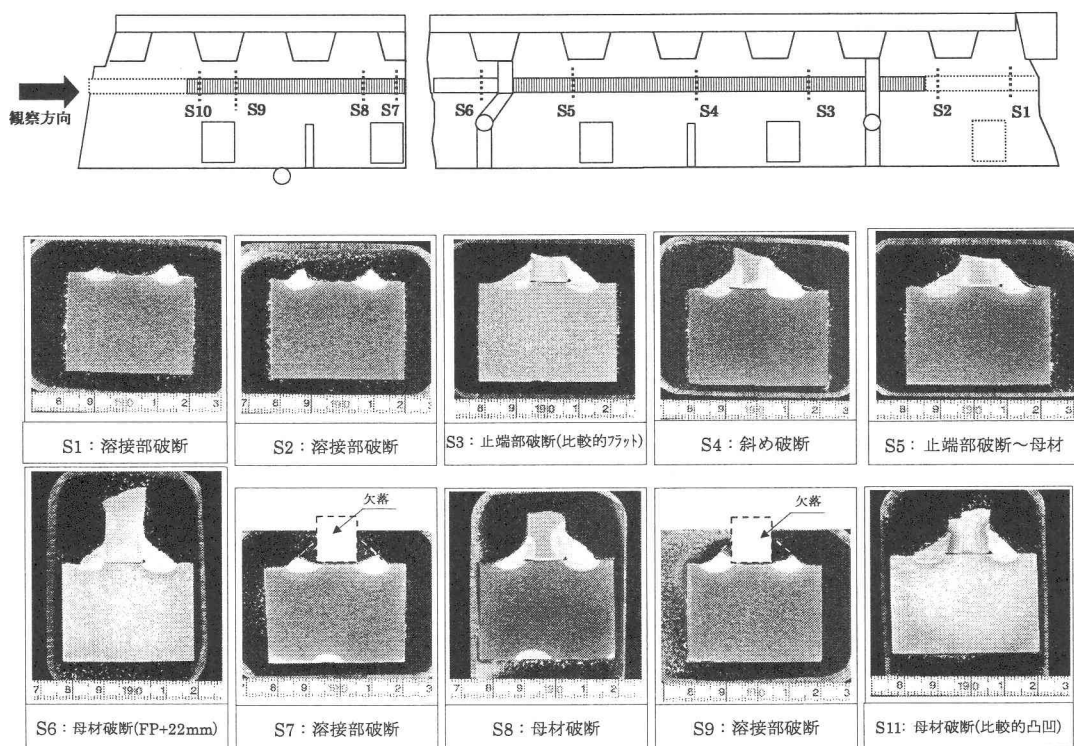


写真-3 ウェブ破面の断面マクロ

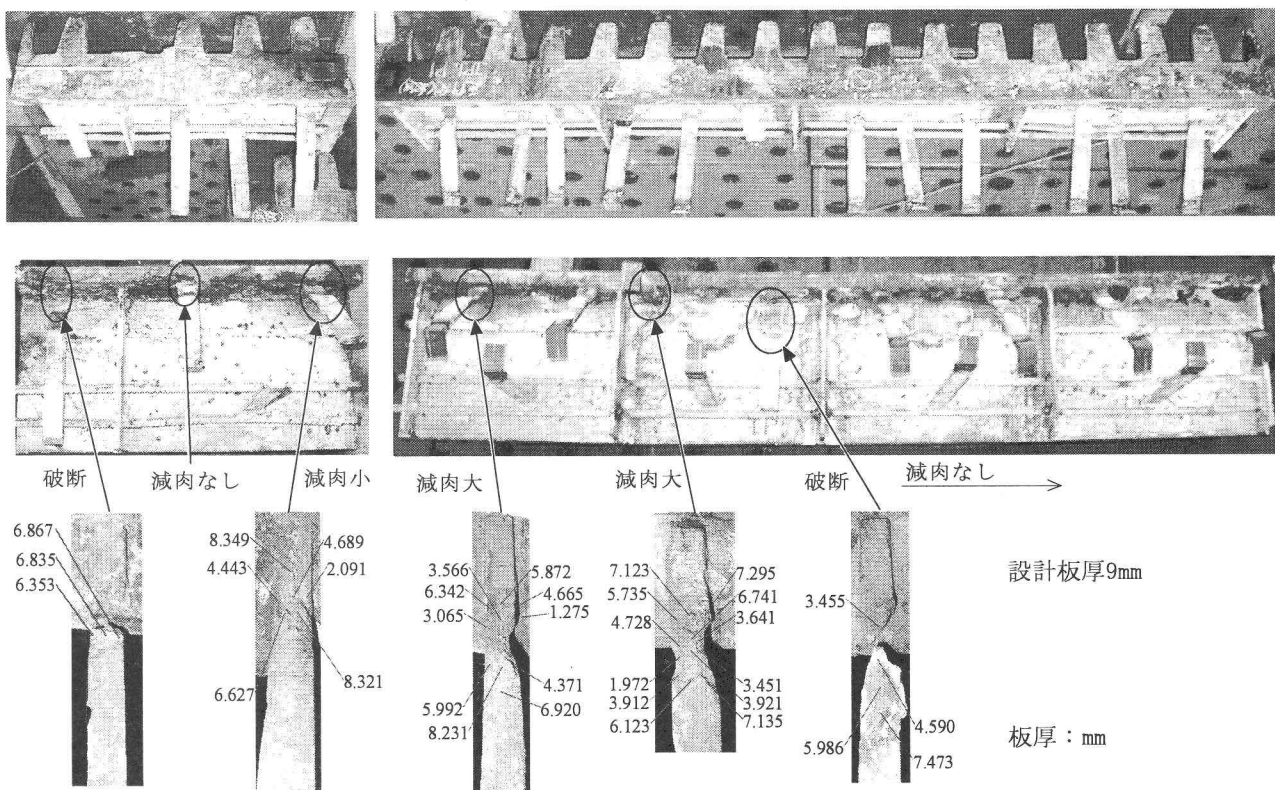


写真-4 走行車線部の伸縮装置の状況

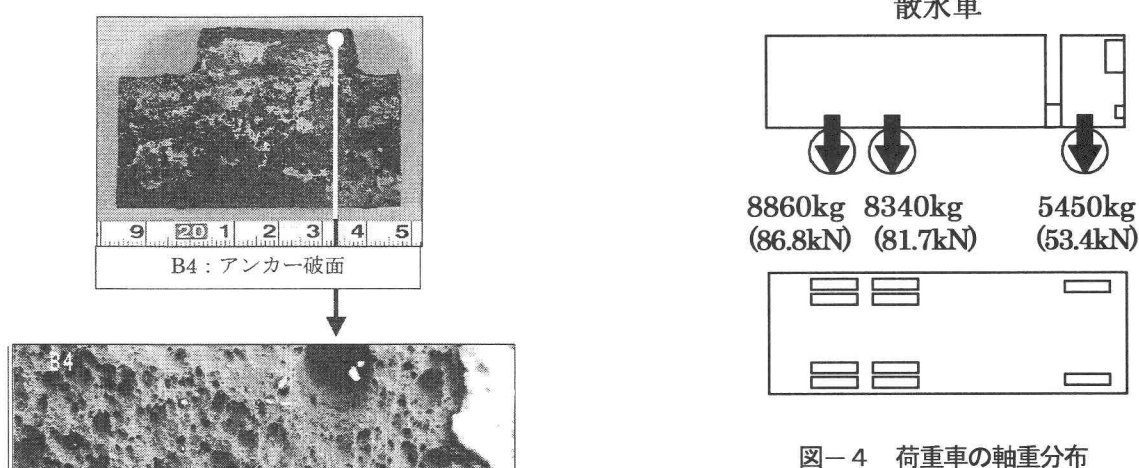


図-4 荷重車の軸重分布

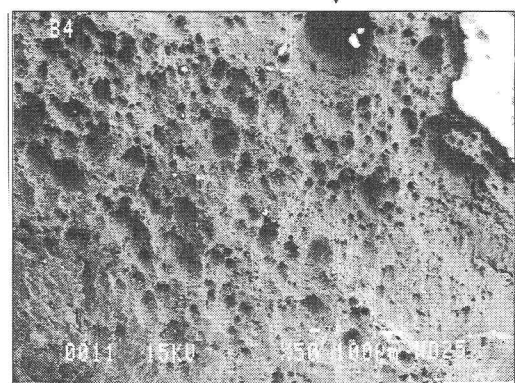


写真-5 アンカプレート破面 SEM 写真

3. 荷重車によるひずみ計測

損傷が生じた伸縮装置の追い越し車線側を利用して、荷重車により伸縮装置各部に発生するひずみを計測した。

図-4には、荷重車として用いた散水車の軸重分布を示す。また、図-5に設置したひずみゲージの位置を示す。計測は、各ゲージ位置で最大のひずみを得られるように荷重車を微速にて移動させて行った。荷重車の通行時に計測された各部の最大ひずみを図-6に示す。荷重車前輪1輪の荷重26.7kN ($=1/2 \times 9.8 \times 5.45t$)により、フィンガー裏面F1で256 μ 、フィンガー表面S1で235 μ 、フェースプレート控え部表面のS2橋軸方向で41 μ 、ウェブ表面W3で106 μ のひずみが計測された。また、図より前輪、後輪のいずれの載荷においても、フィンガー部のひずみが最も大きいことがわかった。

次に、荷重車を時速75km/hで走行させ、同様に計測を行った。フィンガー裏面F1で計測されたひずみを図-7

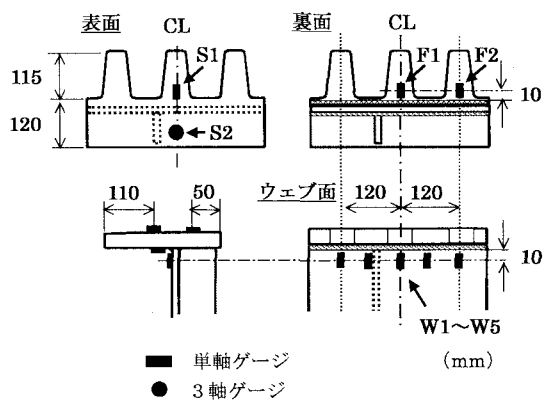


図-5 荷重車によるひずみ計測位置

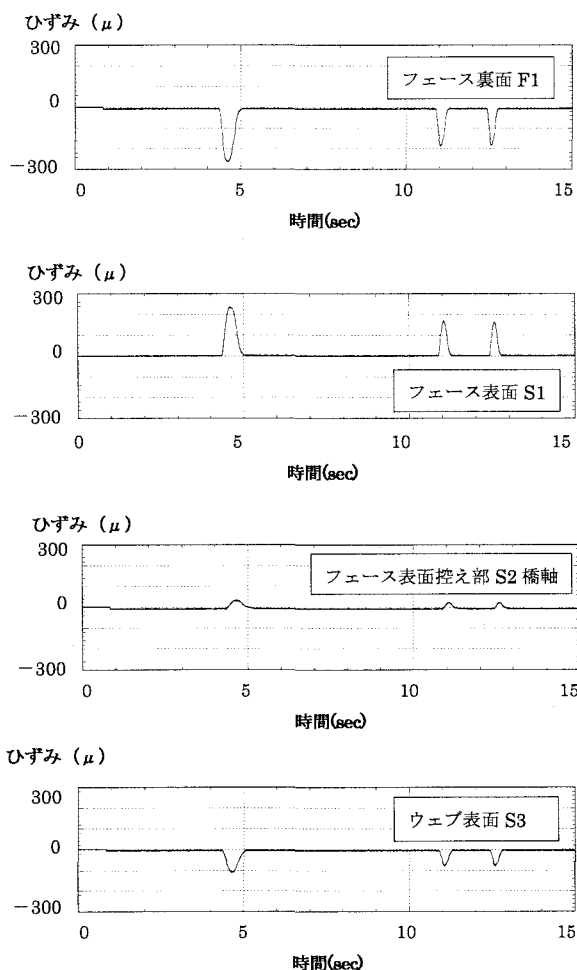


図-6 各部の最大ひずみ（微速）

に示す。衝撃の影響により、静的ひずみに比較して大きなひずみが計測されると予想されたが、今回の計測では前輪通過時で 186μ となり、逆に25%程度小さい値であった。なお、荷重車前輪が所定の位置を通過したことは、目視により確認している。交通規制上の制約があり、再計測することができなかったため、この原因については不明である。

4. 供用下におけるひずみ計測

損傷した伸縮装置を撤去する前に、損傷が生じていない

ひずみ（μ）

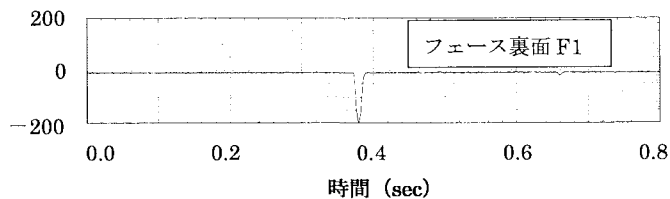


図-7 フェース裏面のひずみ（75km/h）

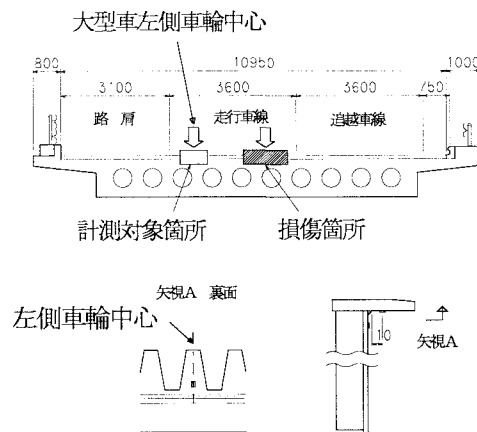


図-8 供用下でのひずみ頻度計測位置

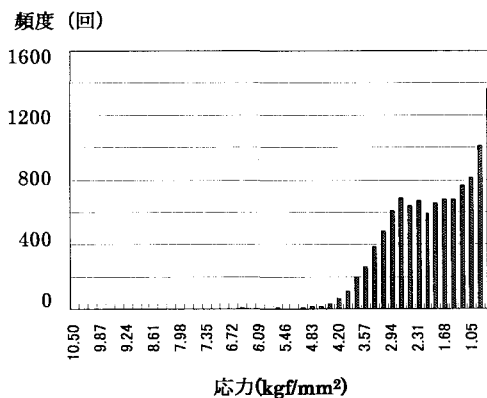


図-9 フィンガー部のひずみ頻度分布（24時間）

走行車線部の左側車輪位置で、平日24時間のひずみ頻度計測を実施した。計測は応答周波数500Hz、無効ひずみ 5μ 、頻度計測のひずみ間隔は 10μ とした。図-8に頻度計測位置を、図-9に走行車線の左側車輪通過位置直下付近で計測されたフィンガー裏面の応力頻度を示す。頻度計測のカウント数が24以上（1時間に1回以上の頻度）となる応力は 4.62kgf/mm^2 （46MPa）であった。

なお、通過車両が時速80km/hで伸縮装置遊間200mmを通過する時間は、0.009秒である。したがって、応答周波数500Hzの場合、伸縮装置の遊間部を通過する間のサンプリング数は4.5回となるため、高速で車両が通過した場合には、かならずしもピークひずみが捕らえられていない可能性があることに留意する必要がある。

5. FEM 解析

伸縮装置各部の応力状態を推定するために FEM 解析を実施した。解析は着目部に対する境界条件の影響が小さくなることを考慮して、橋軸直角方向 1,500mm の範囲をモデル化した。伸縮装置のモデル化は鋼部材（フェースプレート、ウェブ、アンカープレート、リブ）をシェル要素、コンクリートをソリッド要素でモデル化した。コンクリートと鋼部材はフェースプレートとの界面を除いて完全に一体化しているものとした。フェースプレートとコンクリートの界面については、二重節点とし、両者を分離してモデル化した。ただし、両者の接触等については考慮していない。図-10 に解析モデルを示す。

荷重は、フィンガー上に鉛直下向きに単位面圧 9.8N/mm^2 (1kgf/mm^2) を与えた。フィンガー1 箇所当りの荷重は 56.35kN である。2 章の荷重車によるひずみ計測から求まるフィンガー部の実測応力と解析で求まる応力が一致するように解析結果を係数倍することで、各部の応力度を求めた。境界条件は、モデル底面を完全固定、背面は橋軸方向を固定、側面は橋軸直角方向を固定した。モデル化の妥当性については、ウェブ部表面での実測応力分布と解析による応力分布がほぼ一致することにより確認した。

解析ケースは、図-11 に示す4 ケースとした。

CASE1：リブ直近のフィンガー1 箇所に荷重。フェースプレートとコンクリートは一体。

CASE12：リブ直近のフィンガー1 箇所に荷重。フェースプレートとコンクリートを分離。

CASE13：リブとリブの中間部のフィンガー1 箇所に荷重。フェースプレートとコンクリートを分離。

CASE14：リブを挟む4 枚のフィンガーに荷重。大型車の後輪ダブルタイヤを模擬。フェースプレートとコンクリートを分離。

表-1 に解析で得られた各部の最大主応力を示すが、以下のようなことがわかった。

- ① フェースプレートとコンクリートを一体としてモデル化した場合 (CASE1) と、分離してモデル化した場合 (CASE2) では、フィンガー部の最大主応力に差はないが、リブおよびアンカープレートの最大主応力は5~6 倍に増加する。
- ② フェースプレートとコンクリートを分離したモデルで、フィンガー1 箇所に荷重した場合 (CASE2 および CASE3) では、荷重点付近のリブおよびアンカープレートに、フィンガー部の最大主応力の1/3 程度の最大主応力が発生する。
- ③ フェースプレートとコンクリートを分離したモデルで、大型車のダブルタイヤを模擬した荷重の場合 (CASE4) では、アンカープレートの最大主応力は 216MPa となり、フィンガー部の最大主応力 235MPa と同程度となる。

すなわち、後輪荷重により、荷重点付近のアンカープレートには、フィンガー部と同程度の大きな応力度が発生する。

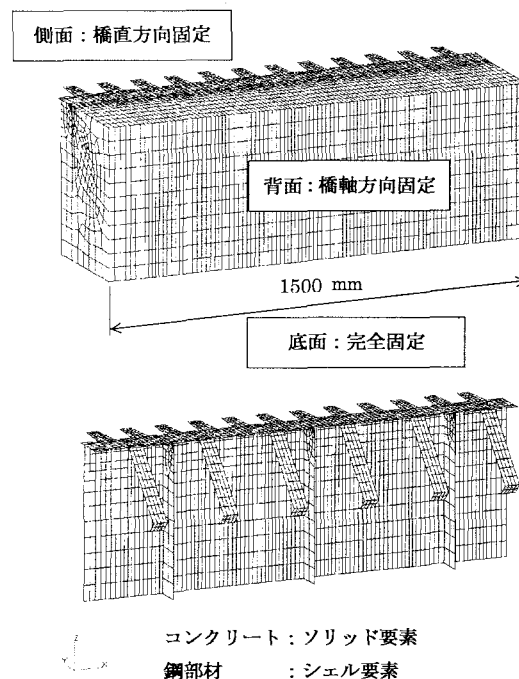


図-10 FEM 解析モデル

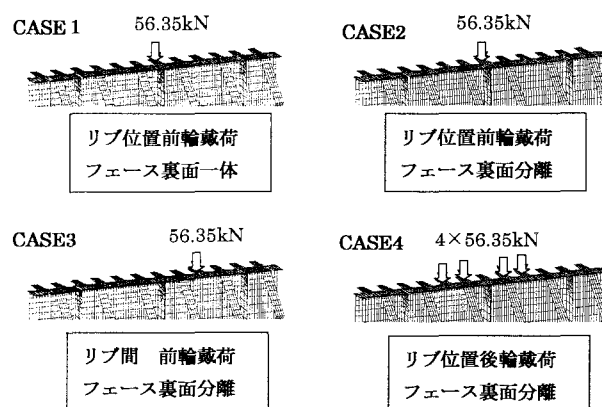


図-11 解析ケース

表-1 FEM解析結果（最大主応力）

(MPa)

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
フィンガー部	206	206	207	239
アンカープレート	10	65	76	216
リブ	17	69	10	84
ウェブ	-174	-181	-208	-245

注) ウェブは最小主応力

6. 疲労試験

損傷した伸縮装置を撤去し、走行車線部左側車輪位置 (TP1)、および路肩部 (TP2) から、それぞれ4リブ間 (約2m) を摘出し、疲労試験を実施した。

試験は、500kN 型油圧サーボ式疲労試験機を使用して図-12に示す荷重要領で行った。試験体下面をテストベッド上に固定し、5章で実施した解析結果をもとに、アンカープレートやリブに後輪荷重時相当の大きな応力範囲が発生するよう、試験体中央付近の隣接する4本のフィンガー部に繰り返し荷重を片振りで作用させた。荷重位置はフィンガー部のテーパ加工部が始まる点付近として、ウェブ面より80mmの位置とした。最大荷重はフィンガー付け根の平均応力により降伏が生じないという条件より、180kNとし、最小荷重を5kNとして、荷重範囲を175kNとして実施した。4本のフィンガーに均等に荷重するため、加力治具とフィンガーの間に硬質ゴムを挿入した。

主なひずみゲージの位置を図-13に示す。ひずみは、フェース表裏面、ウェブ表裏面、リブ面、アンカープレートで計測した。試験体は、一体として撤去したコンクリートおよび遊間部の弾性シール材等を全て撤去し、部材の断面欠損の有無などを確認した。また、溶接部については磁粉探傷試験により損傷の有無を確認した。その結果、TP1試験体中央付近のアンカープレートA3はすでに1本破断しており、隣接するアンカープレートA2についても著しく減肉していた。TP2については、特に損傷は認められなかった。また、磁粉探傷試験ではいずれの試験体も損傷は確認されなかった。損傷状況の確認後、確認された損傷状態のままで新たにコンクリートを打設し、所定のコンクリート強度が確認された後に試験を実施した。

路肩部に位置し、腐食による減肉がほとんど見られず、また荷重履歴も少ないと考えられる TP2 供試体の試験開

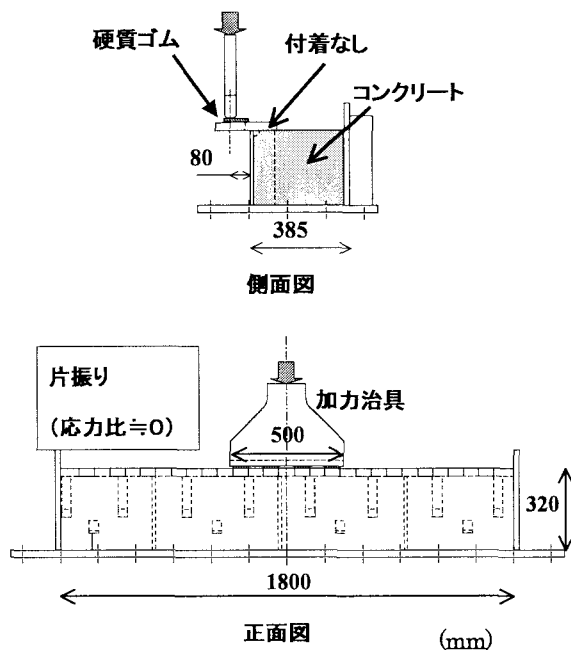


図-12 荷重要領

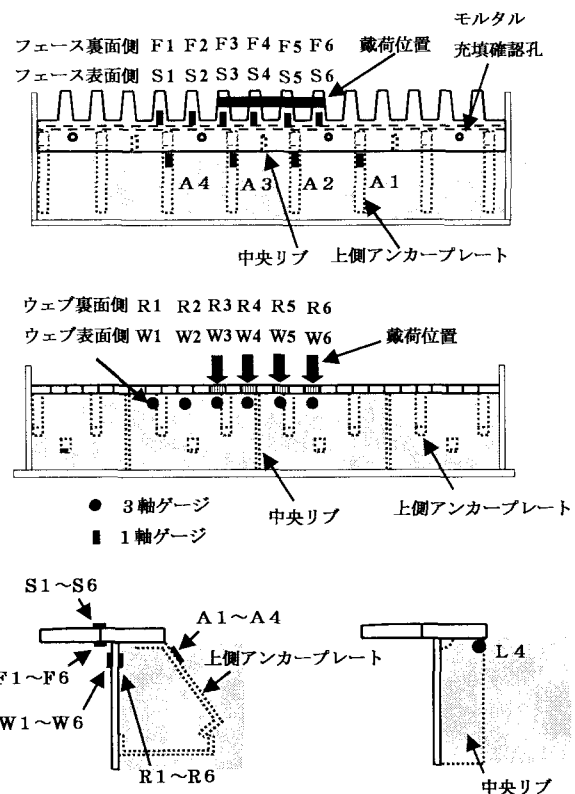


図-13 ひずみ計測位置

始時における各部の応力範囲は、荷重点となるフィンガー4本の付け根部裏面側 (ウェブとの溶接ビードより10mm位置) F3~F6で平均237MPa、同じ位置の表面側 S3~S6で平均223MPa、荷重中心付近の中央リブのフェース端部付近 L4位置で鉛直方向に188MPa、荷重中心に最も近いアンカープレートA2では軸方向に206MPa、ウェブの荷重側表面では、荷重点のフィンガー4本の直下で溶接ビードから10mm位置 W3~W6で、最小主応力の平均値が-193MPa、同じ位置の控え側 R3~R6で、最大主応力の平均値が73MPaであった。

図-14に試験体TP2の繰り返し荷重による損傷の進展状況を示す。荷重繰り返し数約30万回で、荷重点中心付近の中央リブ後端およびアンカープレートA2のひずみが低下し、約47万回でA2のひずみ出力がなくなった。約56万回でアンカープレートA1とA3および荷重中心付近の中央リブのひずみ出力が消失した。その後、約75万回で荷重点端部のフィンガー付け根部に亀裂が発生したため、この亀裂を除去し、溶接により補修した後に荷重を継続した。その後、約95万回でウェブとフェースプレート溶接部のウェブ側止端部に30mmの亀裂が確認された。約130万回でリブが1ヶ所破断した後、ウェブ部の亀裂の進展が停滞したため166万回で試験を終了した。なお、フェースプレートには亀裂は発生しなかった。

次に、走行車線の左車輪位置に位置し、腐食による断面欠損や減肉が見られ、かつ損傷部と同等の荷重履歴を受けたと推定される TP1 供試体の試験開始時における各部の応力範囲は、荷重点となるフィンガー4本の付け根部裏面

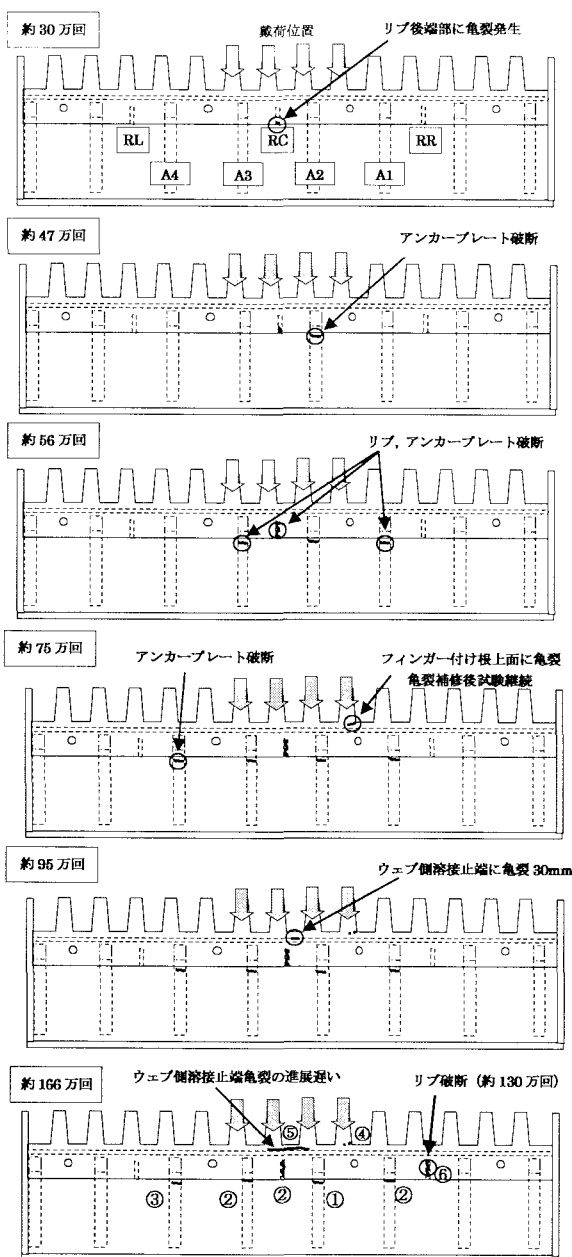


図-1 4 損傷の進展状況 (TP2)

側のF3～F6で平均247MPa, 表面側S3～S6で平均223MPa, 中央リブのL4位置で鉛直方向に234MPa, アンカープレートA2では軸方向に206MPa, 荷重点直下のウェブ位置W3～W6で最小主応力の平均値213MPa, 控え側R3～R6の最大主応力の平均値が101MPaであった。TP2と比較して, 荷重点部の4本のフィンガー付け根部裏面の平均応力の増加が4%程度に対して, 中央リブの応力範囲は約25%大きくなっており, アンカープレートA3の欠損による影響と考えられる。

図-1 5に TP1 の繰り返し荷重による損傷の進展状況を示す。荷重繰り返し数約8万回で中央リブが破断し, 約12万回でアンカープレートA2, 約26万回でアンカープレートA1が破断した。約33万回でアンカープレートA4が破断し, ウェブとフェースプレート溶接部のウェブ止端

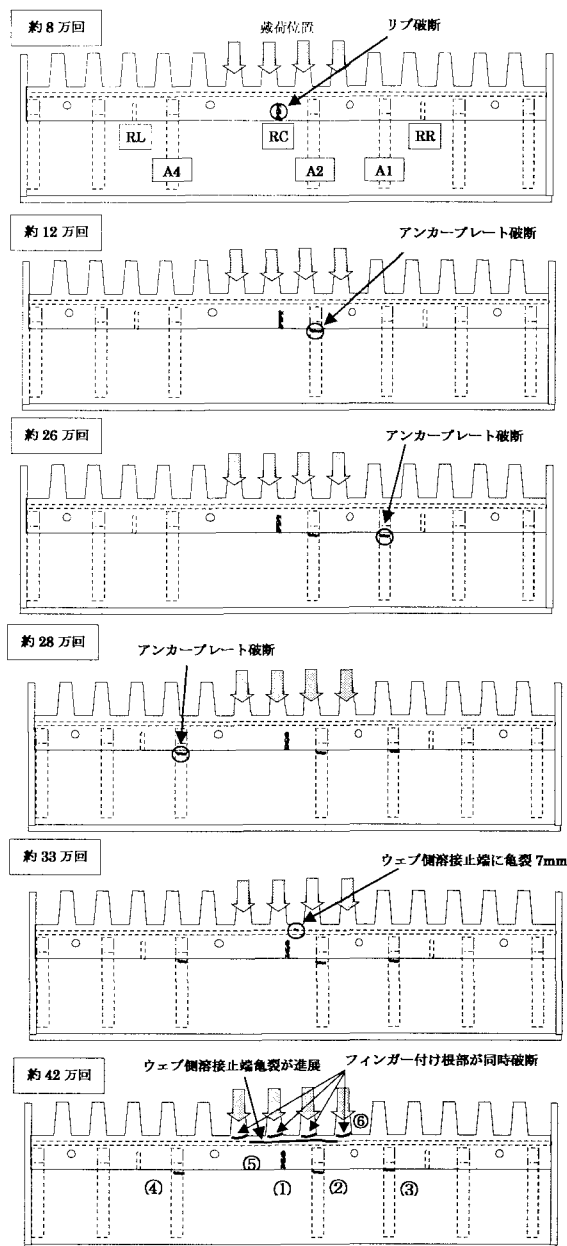


図-1 5 損傷の進展状況 (TP1)

部に約7mmの亀裂が確認された。その後ウェブの亀裂が進展したが, 約42万回で荷重点のフィンガーが4本とも付け根部で破断したため試験を終了した。なお, TP1においてもフェースプレートには亀裂は発生しなかった。

荷重履歴による累積損傷や腐食の影響により, 損傷の発生回数に差はあるものの, TP1とTP2の損傷の進展状況はほぼ同様である。すなわち, 最初に荷重位置付近のアンカープレートやリブが破断する。次にその周囲のアンカープレートが破断する。その後, フィンガープレートの付け根部のコーナー部や, ウェブとフェースの溶接部が破断する。

伸縮装置各部で, 動的に計測したひずみ範囲の履歴から, 破断までの等価応力範囲を求めた疲労強度を, JSSCの疲労設計曲線と重ねて図-1 6に示す。また, 図-1 6の試験結果から仮定される各部の疲労等級を表-2に示す。

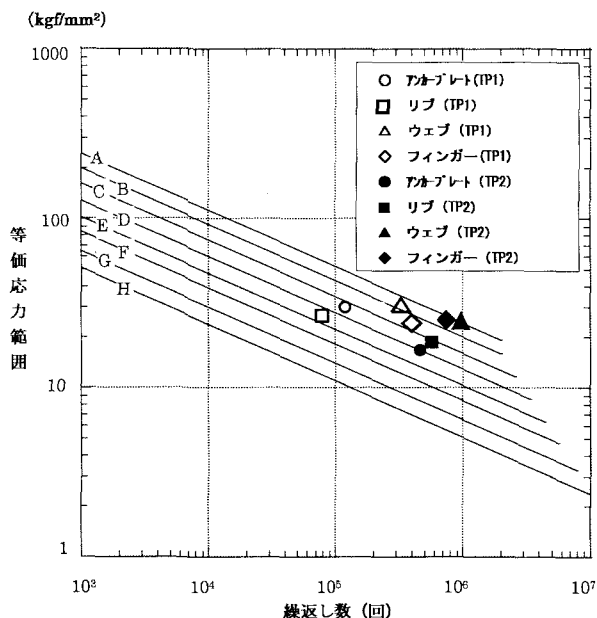


図-16 各部の疲労強度

表-2 各部の疲労等級

	TP1 (累積損傷有)	TP2 (累積損傷無)	損傷部位
アンカープレート	D 等級	D 等級	溶接部
リブ	E 等級	D 等級	溶接止端部
フィンガー	C 等級	B 等級	付根部母材
ウェブ	B 等級	A 等級	溶接止端部

供用下におけるフィンガー裏面のひずみ頻度分布計測結果と、疲労試験で計測されたフィンガー裏面のひずみを用いて伸縮装置各部の応力頻度を計算し、表-1のTP2の疲労等級を仮定して疲労寿命を計算すると、アンカープレートが110年、リブが156年、ウェブが290年となった。4章で述べたように、図-9は、かならずしもピーク値を捕らえていない可能性がある。伸縮装置の遊間部を時速80km/hで大型車が通過する間のサンプリング数は4.5回であるが、より高速な走行車両も考慮してサンプリング数を3回と仮定する。次に、1つの輪荷重の通過により発生する応力波形を三角形分布とすると、ピーク応力は最大でも3回のサンプリングで得られた実測値の1.5倍以下となる。

よって、S-N線の傾きを3と仮定して、実測応力値を1.5倍して疲労寿命を再計算すると、アンカープレートが33年、リブが46年、ウェブが86年と計算される。これより、建設後約30年では、アンカープレートの破断の可能性はあるものの、ウェブに疲労亀裂が発生する可能性は小

さく、フェースプレートが破断する可能性も小さいと言える。

7. 損傷メカニズムの推定

損傷状況の調査結果から、損傷が生じた鋼フィンガージョイントには、フィンガー部に段差が存在したこと、付近にわだち掘れなどが存在したこと、遊間が設計値よりも広がっていたことなどから、通常よりも大きな応力が生じていた可能性がある。しかしながら、疲労試験の結果から鋼フィンガージョイント各部の疲労強度は比較的大きく、各部の疲労強度と損傷が生じた伸縮装置と同じ走行車線で実測されたひずみの頻度分布（衝撃荷重含む）から計算される疲労寿命も十分大きいことがわかった。また、実際の供用下では、大型車の走行位置にばらつきがあることや、年間走行車数の経年変化などの要因を考えると、損傷が生じた鋼フィンガージョイントのように建設後約30年程度で、活荷重の繰り返しだけにより、フェースの破断に至る可能性は小さいと考えられる。

損傷が生じた鋼フィンガージョイントの設置状況調査では、フェースプレート下面に空洞が存在していたと推察されるため、しばしば雨水が滞水した可能性があり、鋼材の腐食が比較的進んでいたと考えられる。特に、アンカープレートはその上端部が舗装中に埋設されており、著しく減肉していることが確認された。また、疲労試験結果から、アンカープレートが破断すると、隣接するリブやフェースプレートとウェブの溶接部の応力が増加し、急速に疲労損傷が進行していくことがわかった。

以上の結果から、対象とした鋼フィンガージョイントは、アンカープレートの腐食減肉により、疲労損傷が急速に進展し破損に至ったものと推定される。すなわち、損傷のメカニズムは、以下のように整理される。

- ① 活荷重応力の増加を招く設置状況の不具合（段差の発生、遊間の拡大など）
- ② アンカープレートなどの鋼材腐食による減肉にとりもなう応力範囲の増加（フェース下面の空洞部の存在、舗装中に突出したアンカープレート）
- ③ アンカープレートの破断によるリブおよびウェブ溶接部の応力増加
- ④ リブ溶接部の破断
- ⑤ フェースプレートの回転変形によるウェブ溶接部の破断
- ⑥ フェースプレートの回転変形によりフェースプレートの橋軸直角方向の応力が大きくなり、グラウト充填孔などのフェースプレートの応力集中部からのフェースプレートが破断（推定）

①、②の要因により、輪荷重の繰り返し繰り返し荷重されることで、③④が生じ、フェースプレートの変形により⑤⑥が発生して、フェースプレートが破断に至るものと推定される（図-17）。

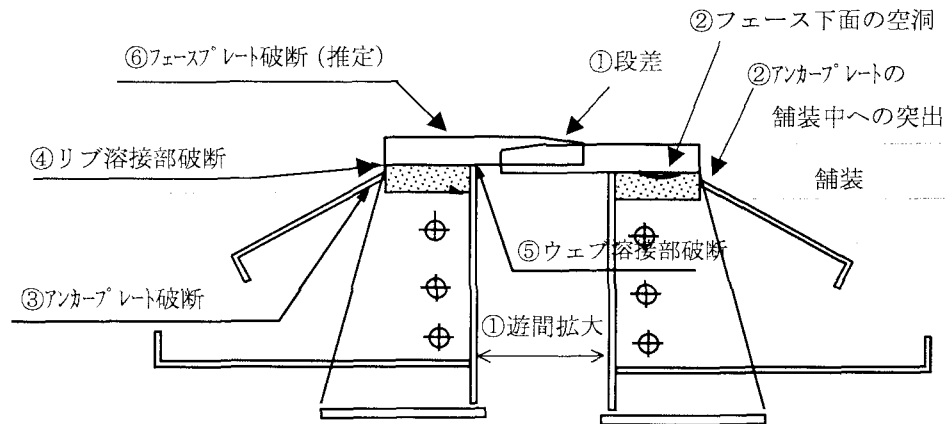


図-17 損傷メカニズム

8. まとめ

本論文では、鋼フィンガージョイントに発生した損傷部の調査、現地でのひずみ計測、撤去した伸縮装置による疲労試験などを実施して、供用後約30年で破損した鋼フィンガージョイントの損傷メカニズムの検討を試みた。その結果、鋼フィンガージョイントは適切な施工と維持管理が行われるならば、非常に耐久性に優れた伸縮装置であることがわかった。すなわち、設置時に図-17に示される破壊メカニズムの要因①および②を排除することが最も重要であると考えられる。慎重な施工により段差の発生を防ぎ、所定の遊間となるように鋼フィンガージョイントを設置すること。また、フェース下面やアンカープレートには積極的に防食を施すとともに、フェース下面の充填モルタルを入念に施工し、アンカープレートは確実にモルタル中へ埋め込むことが重要である。さらに、疲労試験結果から、最初に損傷すると推察されるアンカープレートの破断により、疲労損傷が大きく進展すると推察されるため、維持管理においては、損傷メカニズムの③および④の段階で早期に損傷を発見し、余寿命がある程度期待できる時期に、補修・補強・取り替え等の対策を講じて行くことが望ましいと考えられる。なお、損傷メカニズムの③および④の段階は、外面からの点検による損傷の確認が困難なため、新たな検査手法の開発が望まれる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧，pp16-17,1970
- 2) 柳田和朗：橋梁の伸縮継手（良いもの悪いもの），土木技術，Vol.29，No8，pp.82-86，1974.
- 3) 建設省四国地方建設局：橋梁伸縮装置の耐久性に関する実態調査について，四国技報，Vol.19，No.74，pp.4293-4299，1987.
- 4) 大間知良晃，渡辺孝一，折口俊雄，岩崎雅紀：鋼製伸

縮装置まわりの劣化機構の究明と耐久性向上手法の提案，横河ブリッジグループ技報，No28，pp.53-61，1999.

- 5) 木田幸雄：伸縮装置の破損と補修，橋梁と基礎，No4-10，pp.43-46，1970.
- 6) 正村真次，島田設男，佐取勘四郎，松尾吉記：高速道路における伸縮継手の損傷と補修，土木技術，Vol.26，No.11，pp.39-47，1971.
- 7) (社)日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き，pp51-52，1984.

(2003年9月12日受付)