

大阪西宮線大 P88 鋼製橋脚隅角部に生じた亀裂の発生原因と補強対策に関する検討

An investigation on the cause of cracking and reinforcement at a corner of the steel pier Dai-P88 in Osaka-Nishinomiya line

鈴木 威*, 若槻晃右*, 上平 悟**, 加藤 久人***, 坂野昌弘****, 堀川 浩甫*****
 Takeshi Suzuki, Kosuke Wakatsuki, Satoru Uehira, Hisato Katou, Masahiro Sakano, Kousuke Horikawa

- * 阪神高速道路公団大阪管理部 (〒552-0006 大阪市港区石田 3-1-25)
 ** 工修 三菱重工業(株)広島製作所 (〒730-8642 広島市中区江波沖町 5-1)
 *** 工博 JFE エンジニアリング(株)鋼構造事業部 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1)
 **** 工博 関西大学助教授, 工学部土木工学科 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35)
 ***** 工博 大阪大学名誉教授 (〒143-0023 東京都大田区山王 2-6-2)

In a corner of steel pier Dai-P88 in Osaka-Nishinomiya line, cracks were detected during detailed inspection in 2002. The cause of cracking and reinforcing method were examined. Samples were taken out from cracked region. Chevron pattern and river pattern, which are typical characteristics of brittle fracture, were observed on the crack surface, but any sign of fatigue crack growth could not be observed obviously. FEM analysis was conducted to determine the size of reinforcing plate. Friction type high tension bolt joint was selected, considering seismic loading. The effect of reinforcement was verified by the stress measurement before and after reinforcement. Fracture mechanics analysis showed the possibility that brittle fracture could be initiated from the discontinuity in the weldment between the cover plate and the beam flange. As a result, we have arrived a conclusion that brittle fracture could be initiated from the discontinuity in the weldment by seismic loading in Hyogoken-Nanbu earthquake.

Key Words: Steel Pier, Brittle fracture, Stress Measurement, Fracture Mechanics

キーワード: 鋼製橋脚, 脆性破壊, 応力測定, 破壊力学

1. はじめに

平成 14 年 1 月より阪神高速全路線にわたって鋼製橋脚隅角部の詳細点検が実施され, 141 基(293 箇所)において損傷が発見された。その中で, 大阪西宮線(3 号神戸線)大 P88 にて発見された亀裂は, 引張領域で柱ウェブの全厚を貫通していたことから直ちに補強工事を実施し, その後, 亀裂発生原因検討のための調査を行った。

隅角部に亀裂が生じる原因としては, 一般的に次の二つの可能性が考えられる。まず第一に, 応力集中部からの疲労破壊^{1), 2)}。第二に, 兵庫県南部地震において幾つかの鋼構造物で報告されているものと同様の, それまでには起り得ないと想定されていた地震時の脆性破壊^{3), 4)}である。脆性破壊の起点は, 地震時の大ひずみの繰返しで超低サイクル疲労で発生した延性亀裂⁵⁾, 既往の交通等の活荷重により生じた疲労亀裂, 溶接欠陥等の初期欠陥が考えられる。

本研究では, 以下の検討を行って当該鋼製橋脚に見られた亀裂の発生・進展原因を推定し, 補強対策を決定した。
 ①亀裂の起点部及び伝播部から採取した破面観察用サンプルを用いた, 化学成分等の材質調査や組織及び破面観察。
 ②応力測定や交通実態調査による, 当該箇所の応力状態の把握と活荷重の影響の検討。
 ③FEM 解析ならびに応力測定による地震に対する補強効果の検討。
 ④初期亀裂寸法と

予ひずみを受けた後の靱性値, および破壊ひずみの推定値を用いた脆性破壊発生条件の検討。

2. 亀裂調査

2.1 調査対象箇所と亀裂発生状況

対象橋脚の一般図を図-1 に示す。本橋脚は 1981 年に竣工した箱断面門型ラーメン脚である。大阪側の本線桁の支承を設置するためにラーメン梁の端部を台形状に拡幅しカバープレートを設置しており, 柱ウェブへ梁上フランジへカバープレートの溶接線が 1 箇所に交わる箇所の板組みが通常の橋脚と異なり, 図-2 に示すように非常に複雑になっている。亀裂発生箇所周辺の板組みとその溶接線は図-2(b)及び(c)に示すとおりであり, 隅角部は柱ウェブ, カバープレート, 梁上フランジの溶接線が交差する 3 線交差部となっている。この隅角部の柱ウェブ及びカバープレートに, 図-3 に示すような亀裂が発見された。なお, 支承は大阪側柱フランジ直上に設置されており, 亀裂が発生したカバープレート隅角部ではその影響は殆ど受けないと考えられる。

柱ウェブ側に見られた亀裂(以後, ウェブ側亀裂と呼ぶ)は, 図-3(a)(b)に示すように隅角部コーナ R 部近傍が起点となり, 斜め下に進展したものと考えられる。図-3(b)のマクロ組織観察より, ウェブ外縁端部では, 亀裂は溶接金属

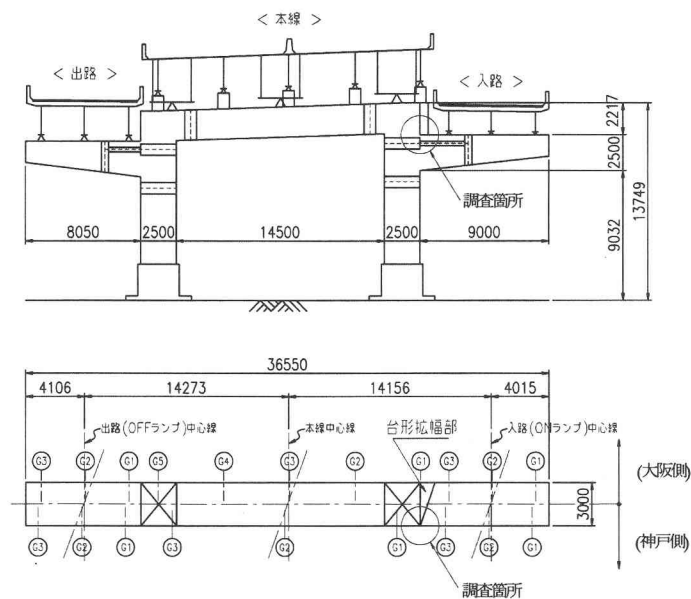
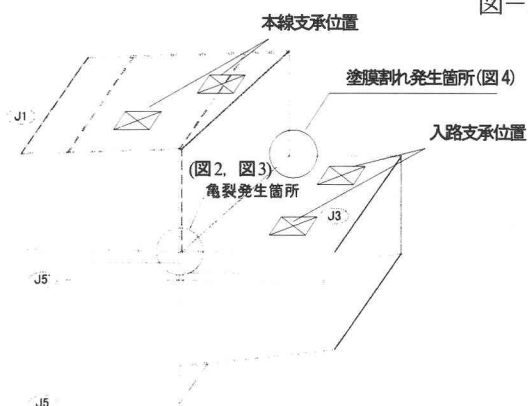
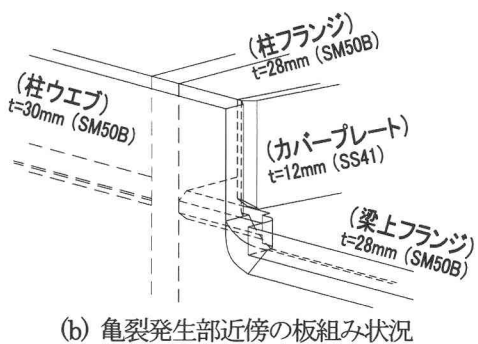


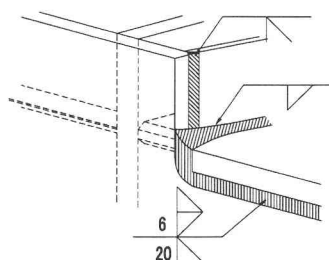
図-1 橋脚一般図



(a) 亀裂発生箇所の側面図

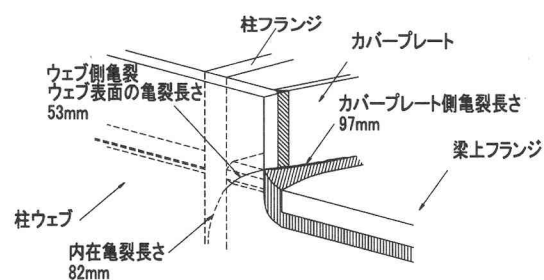


(b) 亀裂発生部近傍の板組み状況

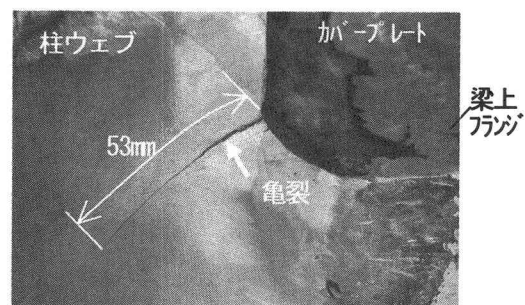


(c) 亀裂発生部近傍の溶接

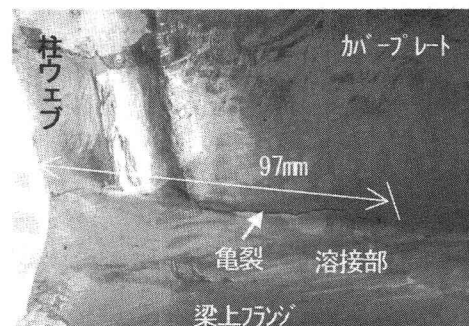
図-2 亀裂発生箇所近傍の構造



(a) 亀裂発生状況



(b) ウェブ側亀裂



(c) カバープレート側亀裂

図-3 亀裂発生状況

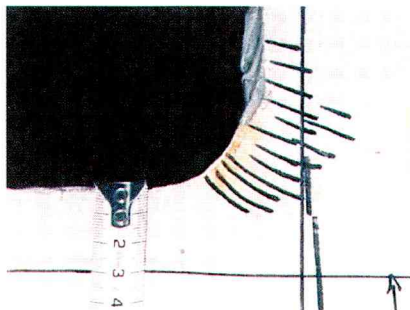


図-4 塗膜割れの状況

部ではなく溶接熱影響部（Heat Affected Zone、以後 HAZ と表記する）に近い母材部を進展していることがわかる。また、起点周辺には顕著な塑性変形は見られなかったが、ウェブ面を進展した亀裂の延長線上には表面がやや窪んだ（陥没した）ような領域が存在した。亀裂の生じていない大阪側の隅角部（図-2(a)参照）では、図-4 に示すようにウェブ側亀裂と同様な方向に塗膜の割れ（マーキング部）が今回の詳細点検にて初めて確認されており、隅角部に局所的な塑性変形が生じたこと、また、そのような塑性変形を生じさせるような過大な荷重が作用したことが推定される。

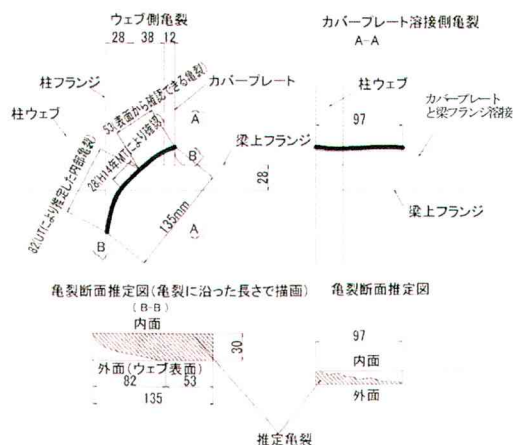
一方、カバープレート側に見られた亀裂は、図-3(a)及び(c)に示すとおり、カバープレートと梁上フランジとの隅肉溶接の上側（カバープレート側）止端部付近に存在し、その表面長さは97mmであった（以後、カバープレート側亀裂と呼ぶ）。亀裂は、梁上フランジとカバープレートとの溶接の止端部にほぼ沿っており、マクロ組織からは、溶接線の3線交差部に始まり、HAZ 部と母材部との境界部付近を進んでいるように見受けられた。

2.2 超音波探傷(UT)による板厚内部の亀裂状況調査

観察された亀裂の板厚内部への進展状況を、超音波探傷(UT)により調査した。探傷条件は表-1 に示すとおりであり、JIS Z 3060-2002 に準拠して UT エコーより亀裂長さ及び深さを推定した。探傷結果を図-5 に示す。ウェブ側

表-1 超音波探傷条件

探傷器	クラウトクレマー社 USK-7S
探触子	5Z10×10A70 (5Z10×10A45)
探傷感度	STB-A2 4 φ × 4mm = 80%
検出レベル	JIS Z 3060-2002 L 検出レベル
接触媒質	ソニコート



(a) ウェブ側亀裂 (b) カバープレート側亀裂

図-5 UT 検査結果

の亀裂は、表面に現れている 53mm の部分はウェブ板厚 30mm を貫通しており、その先には、更に約 82mm ほど板厚内部に亀裂が存在しているものと推定された。これは、2.1 で述べた柱ウェブ表面の亀裂の延長線上の窪みとほぼ対応している。一方、カバープレート側の亀裂は、表面に見られた 97mm 長さ以上は存在していないと推定された。亀裂深さは柱ウェブから遠くなるにつれて浅くなる傾向が見られ、大半の部分ではカバープレート板厚 12mm を貫通していないと推定された。

2.3 破面サンプリング方法

(1) コアサンプリング

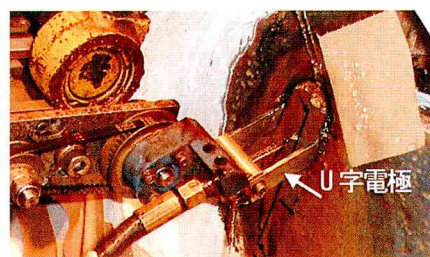
図-6 に示すとおり柱ウェブ側からのコア抜きによるサンプリングを行った。ウェブ側亀裂の破壊起点部及びカバープレート側亀裂全域の観察が行えるよう、ウェブ側亀裂の起点部近傍を含み、長手方向はカバープレート表面に観察された亀裂の全長を含むようにコアを採取した。採取位置ならびにサンプルを図-6 に示す。

(2) 舟型サンプリング

ウェブ側亀裂の伝播部及び先端部を狙って、柱ウェブ表面より舟型サンプリングを行った。舟型サンプリングとは、図-7(a)に示すとおり、治具に固定した U 字型電極を円弧



図-6 コアサンプリング



(a) 採取状況



(b) 採取後の柱ウェブ面 (c) 舟型サンプル

図-7 舟型サンプリング

状に回転駆動することで板表面より放電加工にてサンプルを舟型に切出す方法である。今回のサンプリング所要時間は約12時間であった。採取位置を図-7(b)に、サンプルを図-7(c)に示す。亀裂はほぼ UT による推定どおりの位置にあり、亀裂の先端部を含む領域が採取できた。なお、図-7(c)の採取材に錆が見られるが、これはサンプリングの際に放電加工部に水を噴霧したため生じたものである。

2.4 サンプルの観察

(1) コアサンプルの観察

柱ウェブ側よりカバープレート側に採取したコアサンプルのマクロ写真を図-8に示す。コアサンプルは、ウェブ側亀裂の起点から、溶接部を含むカバープレート側を26mm(ϕ) $\times$ 120mm(L)程度に採取できた。図-8(a)に示すように、サンプル外面側の亀裂は柱ウェブ側からカバープレート側へと蛇行しながら連続していることがわかる。この亀裂は、柱ウェブとカバープレートとの縦ビード境界部付近から、カバープレートと梁上フランジとの溶接上側止端部近傍に沿って伸びていた。一方、図-8(b)に示す内面側では、亀裂は断続的となっていた。これらの状況より、

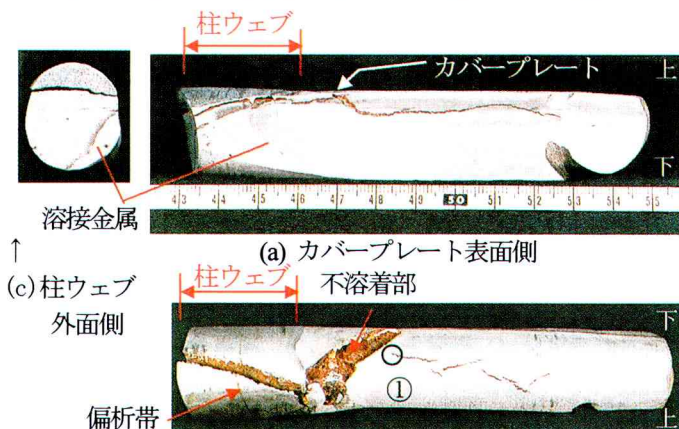


図-8 コアサンプルのマクロ組織

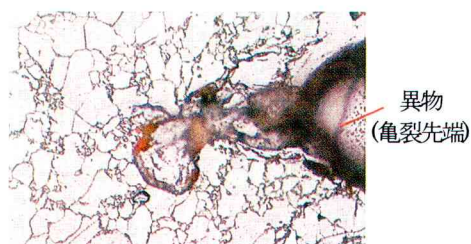


図-9 ミクロ組織 (図-8(b)の①部)



図-10 破面状況

亀裂はカバープレート外面側より内面に向かって進展したものと推定できる。また、内面側では柱ウェブとカバープレートとの溶接部下端には、カバープレートのコーナーカット部とウェブ～梁上フランジ間の角溶接との間に空隙が存在していた(以後、この空隙を不溶着部と呼ぶ)。また、図-8(c)の柱ウェブ外面のマクロ組織観察より、ウェブ側亀裂は溶接金属部や HAZ 部ではなく母材部を進展していることがわかる。なお、図-8(a), (b)において、柱ウェブの板厚中央付近に偏析帯と思われるラインが見られた。

ここで、カバープレート側亀裂の先端付近と思われる箇所について、ミクロ組織を表面レプリカ法 (SUMP 法) により観察した結果を図-9に示す。亀裂内部に酸化鉄と思われる異物が認められ、亀裂発生からかなり時間が経過していることが伺える。また、ミクロ組織には特に大きな塑性変形を受けた形跡は見られなかった。

コアサンプルの亀裂面を開放した状況を図-10(a)に示す。破面には全面に厚い赤錆、黒錆が発生しており、亀裂発生後、相当な時間が経過していることが伺える。亀裂はサンプル内で貫通しており、ほぼ UT 結果どおりの亀裂が内部に存在していた。開放後に約半日間希硫酸にて洗浄し、錆を落とした後に観察した破面を図-10(b)に示す。錆による破面の腐食が激しかったため、カバープレート側亀裂、ウェブ側亀裂とも破壊起点は特定できなかった。また、ビーチマーク等の疲労破面に特徴的な痕跡は認められなかった。

(2) 舟型サンプルの観察

舟型サンプルのマクロ組織を図-11に示す。サンプル底面(柱ウェブ内面)では、亀裂は先端部に向かうにつれて断続的になっていた。また、サンプル側面及び底面には、ウェブ板厚中央位置に偏析帯が見られた。

開放された亀裂破面(洗浄後)を図-12(a)に示す。破面開放に伴う延性亀裂の発生・進展を防ぐため、サンプルは液体窒素中(-196°C)にて割り出した。破面には、コアサン

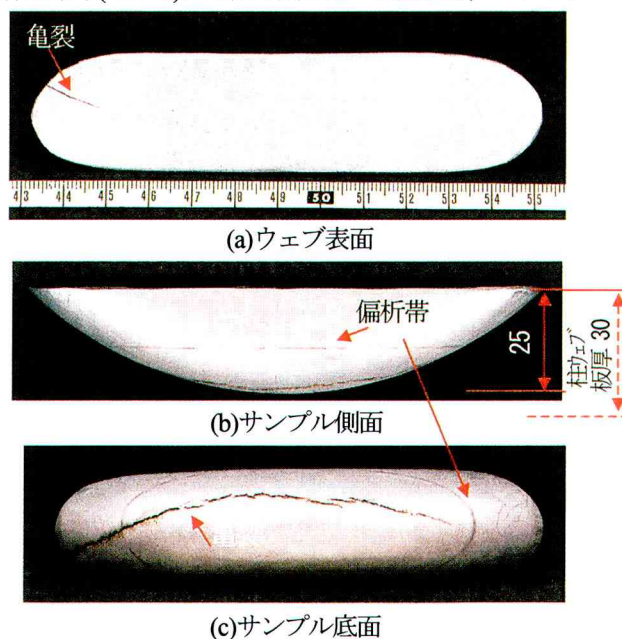


図-11 舟型サンプルのマクロ組織

ブルと同様に全面に渡り赤錆、黒錆が発生していた。ウェブ表面には亀裂は一部しか現れていなかったが、割り出してみるとほぼUT結果どおりの亀裂が内部に存在していた。さらに、亀裂はウェブ表面近傍にまで迫っており、表面付近のごく一部だけが割れずに残っていた様子が見て取れる。図-12(b)にスケッチで示すように、マクロ的には左向き（実橋では上向き）の矢舌模様（シェブロンパターン：シェブロンパターンの向きは破壊の起点側を示す）が見られ、典型的な脆性破壊の特徴を呈している。

なお、サンプルから化学成分を求めたところ表-2 のとおり JIS 規格の SM50B 材の規格を満たすものであり、その P_{CM} 値は 0.264 であった。

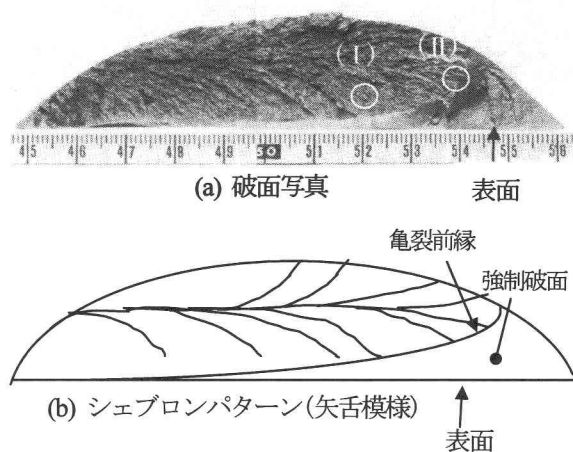


図-12 破面状況 (洗浄後)

表-2 化学成分

	成分(mass%)				
	C	Si	Mn	P	S
ウェブ材	0.16	0.35	1.47	0.022	0.009
JIS SM50B	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下

2.5 サンプルから推定される破壊形態

今回採取したコアサンプルと舟型サンプルを、実際の位置関係に並べてマクロ破面を示したものを図-13に示す。舟型サンプル側の矢舌模様（シェブロンパターン）より、ウェブ側亀裂は隅角の柱ウェブコーナ R 部側より進展していることが分る。コアサンプルと舟型サンプルの両方を眺めてみると、ウェブ側亀裂は偏析帯が見られる柱ウェブの板厚中央部（A 部）付近から、柱ウェブとカバープレートとの境界部の不溶着部（B 部）付近が亀裂の起点となった可能性が高い。コアサンプルの錆による腐食が激しいため破壊起点を特定することは出来ないが、これらの領域が起点となって脆性破壊が生じた可能性が高いと考えられる。

ここで、ウェブ側亀裂の起点推定部、伝播部及び亀裂先端部における破面のミクロ的な特徴を調べるため、走査型電子顕微鏡(SEM)による観察を行った。まず、ウェブ側亀裂起点の可能性がある、偏析帯の見られた柱ウェブの板厚中央部付近と、柱ウェブとカバープレートとの不溶着部近傍の2箇所について、コアサンプルの破面を観察した結果

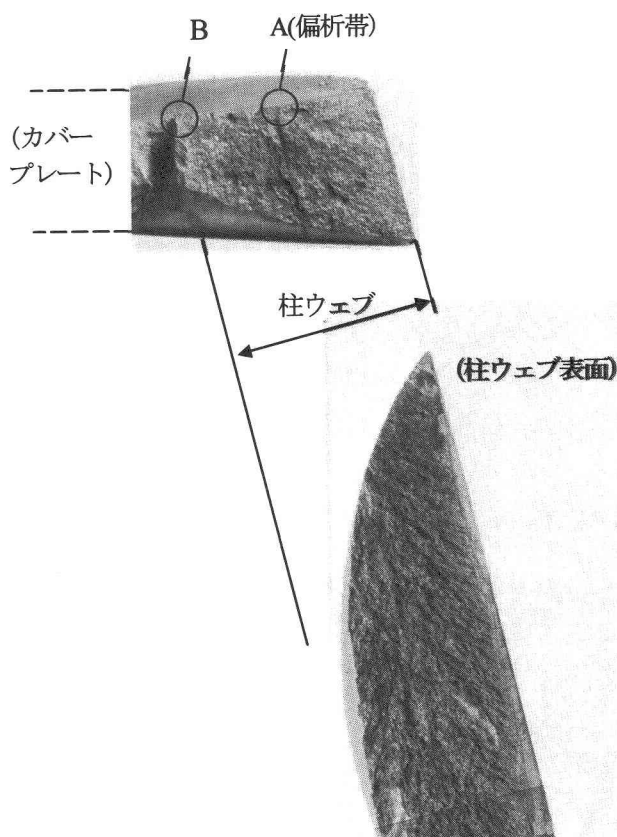


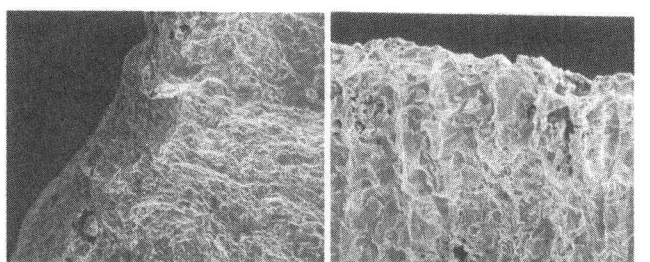
図-13 亀裂の進展状況

を図-14に示す。何れの箇所においても錆によると思われるピットが多数発生しており明瞭な破面特徴は観察されなかったが、図-14(a)に示す柱ウェブとカバープレートの不溶着部近傍の破面には、図の左から右下方向(不溶着部側から外表面側)に流れ模様があるようにも見受けられた。しかしながら、結局破面の腐食のため起点の可能性のある位置の破面形態(延性、疲労、脆性)は特定できなかった。

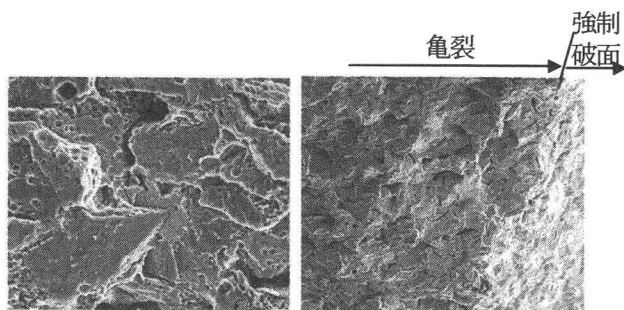
次に、舟型サンプルを用いて、ウェブ側亀裂先端部の破面を観察した。錆によると思われるピットが亀裂の全面にわたって見られるものの、先端部に行くに従って少なくなる傾向にあった。図-12中(I)の破面位置ではピットが少なく元の破面状況が概略把握でき、図-15(a)に示すように脆性破壊の特徴であるリバーパターンの存在が確認できた。また図-12中(II)の亀裂先端部では、図-15(b)に示すとおり、亀裂の脆性破面と破面割出し時の強制破面との境界部には延性亀裂や疲労亀裂の痕跡は見られなかった。

前節に示したマクロ破面のシェブロンパターンに加え、SEM 観察でリバーパターンが観察されたことから、ウェブ側亀裂は脆性的に進展したものと断定される。さらに以下の破面特徴も、脆性破壊であればうまく説明できる。舟型サンプルの柱ウェブ外面側は、1mm 以下程度の僅かな領域が未破断で残っており表面からは亀裂が観察できなかった。脆性亀裂伝播停止の場合には、亀裂先端部では板厚内部のみ亀裂が先行して両表面側に僅かに割れない部分が残ることがあり⁹⁾、今回の破面はこれと同様の特徴を示している。外観検査においてウェブ側亀裂先端の前方に見られた塑性変形も、上記の脆性亀裂伝播停止部で割れ残

った部分が亀裂開口に伴って塑性変形し断面収縮したためと考えると、つじつまがあう。



(a) 不溶着部付近 50 μm (b) 柱ウェブ板厚中央部 50 μm
(図-13のB部) (図-13のA部)
図-14 ウェブ側亀裂の起点近傍のSEM写真



(a) 亀裂伝播部 10 μm (b) 亀裂伝播停止部 100 μm
(図-12のI部) (図-12のII部)
図-15 ウェブ側亀裂の先端近傍のSEM写真

なお亀裂停止位置は、図-3(a)及び図-5(a)に示すように柱フランジ位置近傍である。この位置では亀裂を進展させる応力が低下するとともに、柱フランジと柱ウェブが溶接接合されているため亀裂先端の開口が抑制された可能性がある。

以上より、ウェブ側亀裂は脆性破壊によって進展し、停止したものと推定できる。脆性破壊の起点となった初期亀裂については、破面の腐食が激しく特定できていないが、本橋の状況を考えると以下に示す可能性が考えられる。

- ① 入路桁架設時の荷重に対して、ひずみ集中により起点部が降伏、塑性化し、延性亀裂が発生
- ② 起点部付近が、地震時の塑性ひずみにより延性低下し、延性亀裂が発生
- ③ 活荷重応力の繰返しにより、起点部に疲労亀裂が発生
- ④ 溶接時に溶接割れが発生

なおカバープレート側亀裂については、ウェブ側亀裂よりもさらに破面損傷が激しいため詳細な状況は把握できなかったが、板厚を貫通していないことなども考えると、ウェブ側亀裂の進展に伴って発生・進展した可能性が高い。

3. 応力測定

3.1 目的および測定内容

当該箇所には作用する応力の把握を目的として、応力測定を行った。隅角部全体の挙動と応力分布を把握するための荷重車による動ひずみ測定と、通常時に作用する応力範囲の大きさとその繰返し回数を把握するための応力頻度測定をそれぞれ行った。

3.2 測定結果

計測は、図-16に示すように梁上フランジ面、カバープレート、柱フランジ面、柱ウェブ面、亀裂先端付近にて行った。亀裂の先端以外は小さな応力しか生じていなかったため、以下では亀裂部に着目し、亀裂先端付近の測定結果を示す。

入路に重量245kNの車両を走行させた時の各ゲージの計測値（最大応力）を表-3に示す。計測値は最大で18MPa程度(ゲージNo.31)であった。一方、本入路は交通管理データから、平日では交通量に大きなばらつきが無いことが確認されているため、平日1日24時間の応力頻度測定を行った。その結果、最も応力が大きかったウェブ側亀裂先端ゲージ(No.24)でも、最大応力2MPa、最小応力-2.2MPaで、最大応力範囲は4.2MPaとなり、245kN車走行時の9.3MPaの1/2以下と非常に小さい。これより、本入路では大型車がほとんど通っていないことが確認できた。

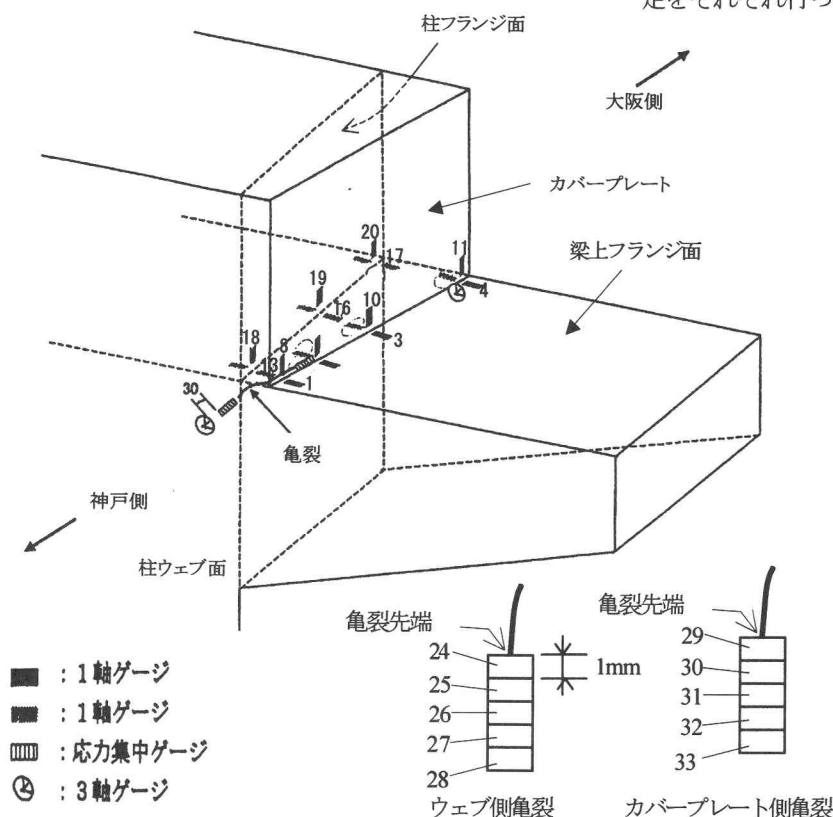


図-16 ひずみゲージ貼付位置

表-3 試験車両による応力測定結果(補強前/後の最大値)

(単位:MPa)

計測位置	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
① 計測結果(補強前)	9.3	8.7	8.3	8.3	8.1	17.2	16.8	17.8	16.7	15.1
② 計測結果(補強後)	4.7	4.6	5.0	4.2	4.5	8.9	8.6	9.7	8.9	8.7
②/①	0.51	0.53	0.60	0.51	0.56	0.52	0.51	0.54	0.53	0.58

3.3 交通実態

当該入路は昭和59年12月に供用を開始しており、昭和60年度以降の18年間の11トン以上の軸重の記録を図-17に示す。現在の日平均交通量は2000台余りで大型車交通の混入率も3%に満たない入路である。軸重違反軸数の昭和60年度から18年間の累計は11,300軸であり、1日2軸にも満たない。構造物に与える活荷重の影響としては非常に軽微なものと考えられる。

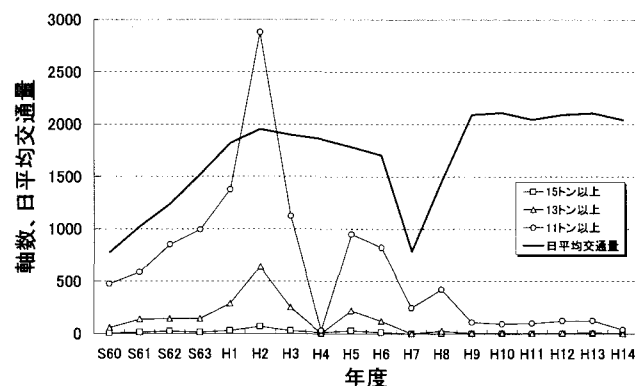


図-17 走行車両の交通実態

3.4 考察

応力測定の結果、当該亀裂近傍においては、活荷重応力が極めて小さいことが判明した。応力頻度計測結果では最大応力範囲が4MPa程度で、継手の強度等級を最も厳しいH'等級⁷⁾と想定しても、打ち切り限界を下回ったことから、交通荷重による疲労亀裂進展の可能性は極めて低いものと考えられる。また、試験車両(245kN)の2倍程度の重量の車両が通行したとしても高々40MPa程度で、5.2の検討結果と考え合せると脆性破壊を生じさせる程の応力値にはならない。なお、今回の計測結果は亀裂発生による応力再分配後の測定であり、亀裂発生時前の応力より小さい可能性があるが、最大応力範囲が4MPaと極めて小さいことから、交通荷重が前章に示した脆性的な亀裂の発生原因である可能性は非常に低いものと考えられる。

4. 補強

4.1 補強方針

応力測定の結果、当該亀裂近傍の活荷重応力がきわめて小さいことが判明し、亀裂の原因が活荷重による疲労ではなく地震等、その他の荷重である可能性が高くなった。したがって、補強の設計荷重については、L活荷重のみならず、地震荷重についても考慮することとした。

4.2 補強板のサイズおよび固定方法

亀裂が確認された部分には、片持ち梁の引張力が作用している。片持ち梁の高さの中央付近には、ブロックを上下に分割するジョイント線が水平方向にあり、亀裂がこのジョイント線を越えて進展する可能性は考えにくい。

したがって、補強板のサイズは、亀裂がこのジョイント線まで到達した場合でも、断面欠損を補うことが可能なものとする。また、亀裂直上の補強板の高さ方向の寸法は、補強板の板厚を母材と同じとすることから、片持ち梁上縁からジョイント線までの鉛直距離以上確保するものとする。補強板の形状および固定方法、ボルトの種類および配置については、次節以降で述べるFEM解析により決定した。

4.3 FEM解析モデル

梁および柱部材の要素のモデル化は、亀裂近傍の応力にモデル化による乱れが生じないように、上下方向で片持ち梁の高さ以上の範囲については板要素により詳細にモデル化し、それ以外の部分は梁要素でモデル化を行った(図-18参照)。なお、詳細モデル端部の節点と端部断面中心を表す節点との間に剛部材を設け、平面保持を図った。亀裂については、実構造物では板厚方向に3次的に伸びているが、単純化を図るために、超音波探傷により計測された、表面と裏面の亀裂先端位置の中間に先端があるとしてモデル化した。このモデルについては、先に得られた応力測定結果とFEM解析結果との比較により、亀裂発生箇所およびシアラグの影響を直接受ける部分を除き、ほぼよい相関関係が得られていることを確認している。

接合方法については、接合方法の相違による応力低減効果を確認するため、摩擦接合と支圧接合を想定し、異なるモデルを用いた(図-19参照)。摩擦接合では、2枚の鋼板をHTボルトで硬く接合した場合には交通荷重レベルでは摩擦により鋼板がずれることがないと考え、補強板と母材が一体化していると仮定して、合計の板厚を保有する板要素で対応した。支圧接合では、打込ボルトで接合した鋼板が瞬間的に大きな力により一度ずれ摩擦が切れると、打込ボルトにはずれに比例した復元力が働くと考えられるから、せん断弾性係数、ボルトの有効断面積、板厚中心間距離をパラメータとし、ばね定数を800kN/mmとしてモデル化を行った。

4.4 L荷重時に対するFEM解析結果

補強板の形状については、4.2で述べた補強板のサイズを念頭に、小補強板および大補強板の2種類(図-20、21参照)を設定し、L活荷重下での補強効果、補強板内の応力、固定ボルト発生力を求めた。

摩擦接合の小補強板の場合、シアラグの卓越する梁上フランジと柱フランジ溶接部付近において補強効果 [補強前後での応力低減率: 補強後の応力/補強前の応力] は60%程度となり、やや不十分な結果となった。補強板内のミーゼス応力は 96N/mm^2 程度で、本四FEMガイドライン⁸⁾によるミーゼス応力許容値の 231MPa 以下ではあるが、HTボルトの最大発生応力が 67kN となり、道示の摩擦接合におけるM22HTボルトの許容値 48kN を上回る結果となった。

これに対して大補強板の場合は、補強効果(補強前後での応力低減率)が53%程度となり、ミーゼス応力は 84MPa 程度、HTボルトの最大発生力は 35kN となり、ともに許容値内となった。

これらより、補強板は大補強板を採用することとした。

4.5 地震荷重時に対するFEM解析結果

橋軸方向地震、橋軸直角方向地震ともに、設計水平震度を0.4として計算した。また、橋脚自身の自重も考慮した。

支圧接合モデルの補強効果(補強前後での応力低減率)は、シアラグの卓越する隅角部近傍で、橋直方向について

75%、橋軸方向について78%となった。補強板内のクリティカルとなる橋直方向において、ミーゼス応力が 46MPa で本四FEMガイドラインの許容値 347MPa 以下となり、打込ボルト最大発生応力は 48kN で道示の許容値 72kN 以下となり安全性が確認された。

摩擦接合モデルの補強効果(補強前後での応力低減率)は、シアラグの卓越する隅角部近傍で、クリティカルとなる橋直方向について73%となった。補強板内の橋直方向において、ミーゼス応力が 70N/mm^2 で本四FEMガイドラインの許容値 347MPa 以下であり、HTボルト最大発生応力も 30kN で道示の許容値 72kN 以下となり安全性が確認された。

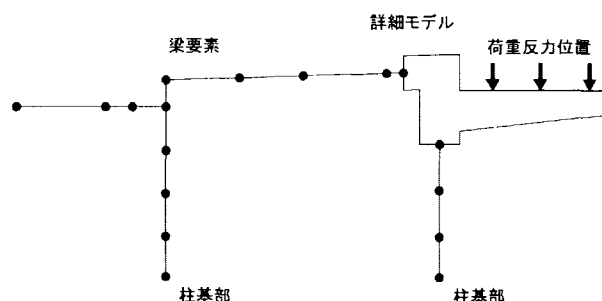


図-18 FEM 解析モデル

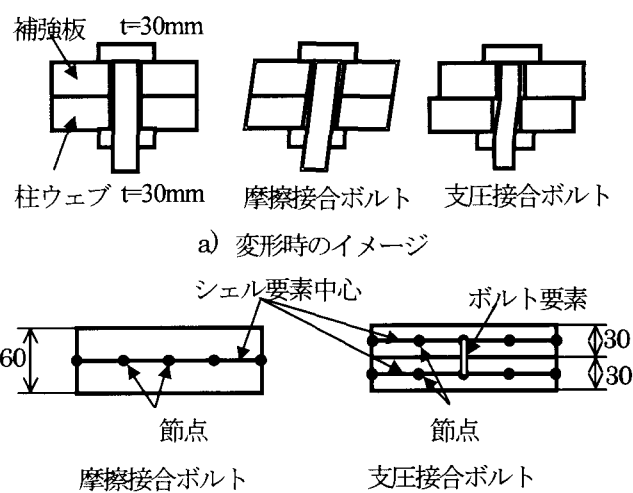


図-19 ボルトのモデル化

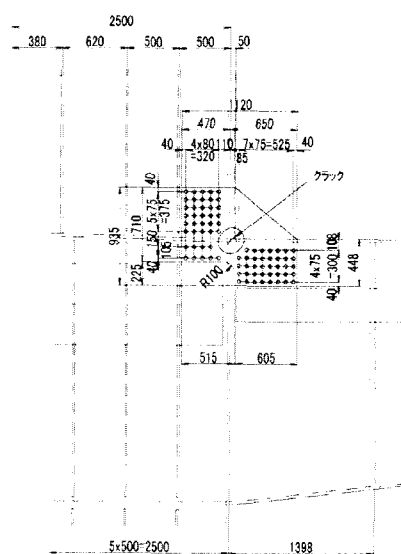


図-20 小補強板

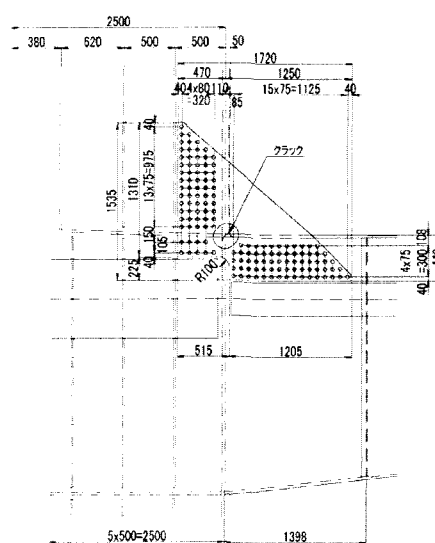


図-21 大補強板

4.6 補強および補強効果の確認

解析により検討した結果、大補強板により補強を行う場合は、摩擦接合、支圧接合のいずれを用いても、安全を確保できることが判明した。

よって、大P-88の補強を行うにあたっては、施工性および経済性において優れる、摩擦接合を採用することとした。補強後の写真を、図-22に示す。



図-22 補強板（補強工事後）

補強板を取り付けた後、その効果を確認するために3章と同様の応力測定を行った。入路に重量245kNの車両を走行させたときの各ゲージの計測値（最大応力）を表-3に示す。補修後の計測値は、ウェブ側及びカバープレート側の亀裂先端とも、補修前の応力の50～60%程度となっており、FEM解析により想定した効果が発揮されていることが確認できた。また、補強していない側の隅角部の作用応力は、補強前に比べて若干減少しており、補強による悪影響は受けていないことが確認された。また、FEM解析上で補強板の応力が最も大きくなった箇所の応力測定を行った結果、表面で8.9MPa、裏面で8.3MPaであり、本四FEMガイドラインによる許容値以内となることが確認された。なお、平日24時間の応力頻度測定においても、最大値が生じたゲージNo24の応力範囲は2.9MPaとなり、補強前の4.2MPaに比べてさらに小さくなったことが確認された。

5. 破壊原因の推定

2章の亀裂調査結果より、ウェブ側亀裂は脆性的に進展したと判断される。当該橋脚は兵庫県南部地震時の被災地区であったこと、亀裂が生じていない方の隅角部に塑性変形によるとみられる塗膜割れが生じていたこと、及び破面腐食状況より破面形成から相当の時間が経過していると考えられることから、兵庫県南部地震時に進展した可能性が考えられる。以下では、FEM解析による地震時の応答解析ならびにWES2808:2003(制定素案)⁹⁾[以後、本報ではWES2808(案)と呼ぶ]に基づく脆性破壊発生条件に関する検討を行った。

5.1 FEM解析による発生応力の検討

橋軸直角方向の地震荷重によって、破壊起点部近傍に生じる応力をFEM解析により求めた。当該部は全体的には

大きな塑性変形に至る前に脆性破壊に至ったものと推定されるため、弾性解析とした。

解析モデルは、図-18と同様に隅角部周辺を板要素により詳細モデル化、それ以外の部分は梁要素でモデル化した。亀裂発生部付近の溶接ビードは板厚を変化させることで表現した。亀裂発生位置近傍の要素寸法は1mm程度であるが、これは5.2の検討で想定した初期亀裂の大きさ(0.8mm, 14.5mm)を参考に設定したものである。このモデルに対し、上部工死荷重、橋脚自重、 $kh=0.4$ 相当地震荷重を静的に載荷した。地震荷重の大きさは、近くに設置されていた地震計の波形や近辺の橋梁の被災状況などを考慮して設定した。

図-23に、地震時の応力解析結果を示す。隅角部ウェブの亀裂発生位置近傍の溶接部近傍のみ、降伏ひずみを越えるひずみが作用していた。この局部ひずみを弾性換算した応力は439MPaとなった。また、当該部の死荷重応力についても解析した結果、弾性換算応力で504MPaとなった。

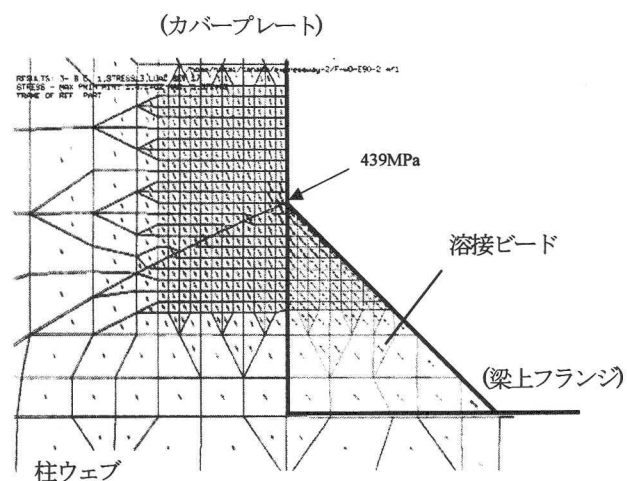


図-23 橋軸直角方向地震($kh=0.4$)時の主応力分布図

5.2 WES2808(案)に基づく破壊ひずみの推定

(1) 評価方法

大地震時に動的繰返し大変形を受ける溶接鋼構造物の脆性破壊性能については、兵庫県南部地震後の研究成果³⁾⁴⁾¹⁰⁾を踏まえて、日本溶接協会規格WES2808(案)にまとめられている。これによると、脆性破壊性能は、図-24に示すように、

- ① 破壊起点部の亀裂寸法
- ② 動的繰返し大変形(予ひずみ、ひずみ速度)を受けた場合の破壊靱性値
- ③ 破壊時に作用した破壊ひずみ

との関係で決定される。評価指標には亀裂先端開口変位(Crack Tip Opening Displacement: CTOD) δ が用いられ、材料の破壊靱性値は δ の限界値である限界CTOD値 δ_c で表される。CTOD値 δ と局所ひずみ ϵ_{local} の関係は、次式のCTOD設計曲線に示されている。ここで、亀裂特性寸法 a は、WES2805¹¹⁾の手順により、評価対象となる亀裂を、応力拡大係数 K 値が等価となる無限板中の板厚貫通亀裂に換算した寸法の半長として与えられる。

$$\frac{\delta}{\varepsilon_Y a} = \frac{\pi}{2} (e_{\text{local}} / \varepsilon_Y)^2 \quad e_{\text{local}} \leq \varepsilon_Y \quad (1)$$

$$\frac{\delta}{\varepsilon_Y a} = \frac{\pi}{8} [9(e_{\text{local}} / \varepsilon_Y) - 5] \quad e_{\text{local}} > \varepsilon_Y$$

ここで、 ε_Y : 材料の降伏ひずみ

e_{local} : 局所ひずみ

上式より、評価箇所における亀裂特性寸法 a と破壊靱性値 δ_c がわかれば、破壊ひずみ $e_{f, \text{local}}$ が推定できる。使用温度 T 、局部予ひずみ量 ε_{pre} 、局所ひずみ速度 e_{local} における破壊靱性値 δ_c は、シャルピー吸収エネルギーの遷移温度曲線が静的な場合より $\Delta T_{\text{PD}}(^{\circ}\text{C})$ シフトすると考えて、流動応力の変化量 $\Delta \sigma_f^{\text{PD}}$ を基に以下のように推定することができる。

WES2808(案)によると、温度 T 、局部予ひずみ量 ε_{pre} 、局所ひずみ速度 e_{local} における流動応力の変化量は次式で求められる。

$$\Delta \sigma_f^{\text{PD}} = (\Delta \sigma_Y + \Delta \sigma_T) / 2 \quad (2)$$

ここで、

$$\Delta \sigma_Y = \sigma_Y(\varepsilon_{\text{pre}}, e_{\text{local}}, T) - \sigma_{Y0}(T)$$

$$\Delta \sigma_T = \sigma_T(\varepsilon_{\text{pre}}, e_{\text{local}}, T) - \sigma_{T0}(T)$$

σ_Y : 降伏応力、 $\sigma_{Y0}(T)$: 温度 T 、静的での降伏応力

σ_T : 引張強さ、 $\sigma_{T0}(T)$: 温度 T 、静的での引張強さ

また、任意の温度 T 、局部予ひずみ量 ε_{pre} 、局所ひずみ速度 e_{local} における降伏応力 $\sigma_Y(\varepsilon_{\text{pre}}, e, T)$ 、引張強さ $\sigma_T(\varepsilon_{\text{pre}}, e, T)$ [MPa]は、次式で求まる。

$$\sigma_Y(\varepsilon_{\text{pre}}, e, T) = \sigma_{Y0}^{\text{pre}}(T_0) \cdot \exp \left[8 \times 10^{-4} \cdot T_0 \left(\frac{\sigma_{Y0}^{\text{pre}}(T_0)}{E} \right)^{1.5} \cdot \left\{ \frac{1}{T \cdot \ln(10^9 / \dot{e})} - \frac{1}{T_0 \cdot \ln(10^9 / \dot{e}_0)} \right\} \right] \quad (3)$$

$$\sigma_T(\varepsilon_{\text{pre}}, e, T) = \sigma_{T0}^{\text{pre}}(T_0) \cdot \exp \left[8 \times 10^{-4} \cdot T_0 \left(\frac{\sigma_{T0}^{\text{pre}}(T_0)}{E} \right)^{1.5} \cdot \left\{ \frac{1}{T \cdot \ln(10^9 / \dot{e})} - \frac{1}{T_0 \cdot \ln(10^9 / \dot{e}_0)} \right\} \right] \quad (4)$$

ここで、 $\dot{e}_0$: 静的ひずみ速度(ここでは $10^{-4}/\text{s}$)

$$\sigma_{T0}^{\text{pre}}(T_0) = \sigma_{Y0}(T_0) + 100 \cdot \ln(1 + \varepsilon_{\text{pre}})$$

$$\sigma_{T0}^{\text{pre}}(T_0) = \sigma_{T0}(T_0) + 800 \cdot \varepsilon_{\text{pre}}$$

: 予ひずみ材の静的・室温(T_0)での降伏応力及び引張強さ(MPa)
(但し、 $0 < \varepsilon_{\text{pre}} \leq 0.2$)

また、温度移行量 ΔT_{PD} は、予ひずみやひずみ速度による上記の流動応力の変化量から、次式で評価される。

$$\begin{aligned} \Delta T_{\text{PD}}(^{\circ}\text{C}) &= 0.4 \cdot \Delta \sigma_f^{\text{PD}} : 0 \leq \Delta \sigma_f^{\text{PD}} \leq 100 \text{ (MPa)} \\ &= 40 : 100 \leq \Delta \sigma_f^{\text{PD}} \leq 300 \text{ (MPa)} \end{aligned} \quad (5)$$

以上より、地震下における破壊靱性値 δ_c は、上記温度移行量を考慮したシャルピー吸収エネルギー $vE_T(\text{J})$ より、次式で推定される。

$$\delta_c = vE(T - \Delta T_{\text{PD}} + \Delta T) / 250 \text{ (mm)} \quad (6)$$

$$\Delta T = 123 - 0.19 \sigma_{Y0}(T_0) - 6\sqrt{t}$$

$\sigma_{Y0}(T_0)$: 温度 T_0 (室温)、静的な降伏応力 (MPa)

t : 板厚(mm)

ここで、シャルピー吸収エネルギーの遷移温度曲線は次式により推定される。

$$vE(T) = \frac{250}{\exp\{-0.06(T - vT_E)\} + 1} \quad (J) \quad (7)$$

T : 温度 (K), vT_E : エネルギー遷移温度(K)

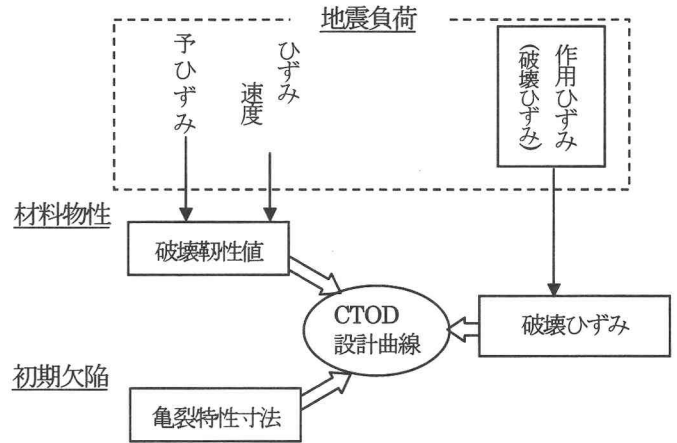
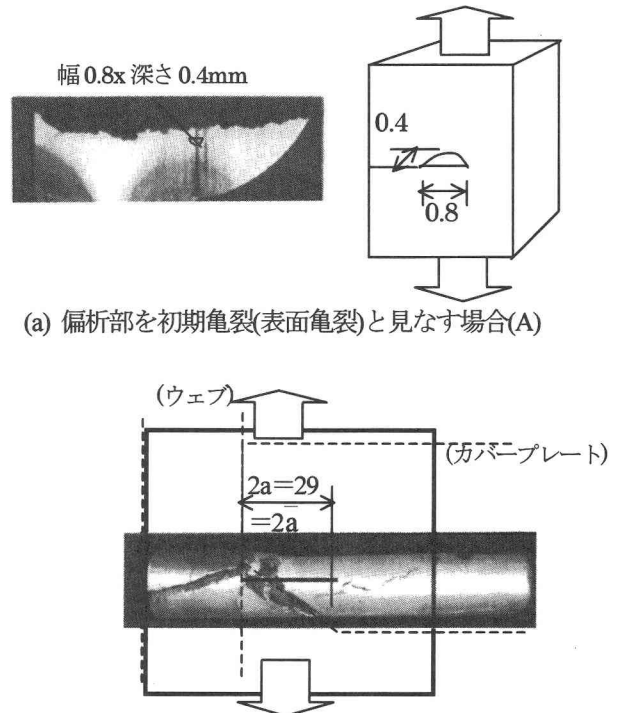


図-24 地震時の脆性破壊評価

(2) 初期亀裂寸法

2章での破面調査結果に基づき、破壊起点となり得る初期亀裂の存在した箇所として、偏析の見られた柱ウェブの板厚中央部(A)と、柱ウェブとカバープレートの溶接部に見られた不溶着部(B)に、図-25に示す亀裂を想定した。(A)部については、偏析帯部分の全幅の0.8mmに等しい表



(a) 偏析部を初期亀裂(表面亀裂)と見なす場合(A)

(b) 不溶着部を初期亀裂(板厚貫通亀裂)と見なす場合(B)

図-25 初期亀裂のモデル化

面長で、深さがその1/2の0.4mmとなる半円状表面亀裂を仮定した。これを上述の亀裂特性寸法aに直すと、0.18mmとなる。また(B)部については、未溶着部全長の29mmを初期亀裂と見なした。同様に亀裂特性寸法に直すと、aは14.5mmとなる。以下では、0℃において地震荷重が作用した場合に、これら初期亀裂から脆性破壊が発生する条件について検討した。

(3) 地震時における破壊靱性値の推定

破壊起点部近傍の外観検査では顕著な塑性変形の形跡が見られなかったこと、ならびに反対側に見られた塗膜割れの生じるひずみ量が1%程度と推定できること¹²⁾より、当該部の予ひずみとして1%を仮定した。また、ひずみ速度については、地震時の振動周期と作用応力レベルを参考に、1%/sを仮定した。当該部の破壊靱性値は不明であるが、CTOD試験を行うだけの実橋材を採取することも困難なため、同種材のシャルピー吸収エネルギーデータより推定することとした。室温でのシャルピー吸収エネルギーとして、SM50B材(現行JISではSM490B)の平均的レベルである135J¹³⁾、それより低めの値である80J、規格下限値の27Jの3ケースを仮定した。これより、(2)～(4)式により流動応力の変化量を求めて温度移行量 ΔT_{PD} を(5)式で評価し、(7)式のシャルピー吸収エネルギーのマスタカーブにより、地震荷重を受けた場合に相当するSM50B材の衝撃値を求めた。得られたシャルピー吸収エネルギーより、WES2808(案)の式(6)により破壊靱性値 δ_c を求めた。遷移

温度移行量を表-4に、推定した破壊靱性値を表-5に示す。

(4) 破壊ひずみの推定

(2)で想定した亀裂特性寸法と(3)で想定した兵庫県南部地震時の破壊靱性値との組合せに対して、CTOD設計曲線に基づき破壊ひずみ $e_{f, local}$ を推定した結果を表-6に示す。偏析部からの破壊を仮定したCASE-Aの場合、脆性破壊が発生するためには数十%のひずみが必要であるが、亀裂部近傍でそれほど顕著な塑性変形が認められていないことを考えると、あまり良い対応とは言えない。一方、不溶着部からの破壊を仮定したCASE-Bの場合、1%程度の作用ひずみでも脆性破壊に至る結果となり、想定条件と良い対応を示している。このように求めたひずみ量はどれも降伏ひずみ以上となったが、得られた破壊ひずみにヤング率を掛けて弾性換算した応力値も表-6に参考として示す。

5.3 脆性破壊発生条件の検討

ここで表-5の推定結果及びFEM解析結果から、地震時の破壊ひずみに対してヤング率を掛けて弾性換算して求めた応力を表-7に示す。Case-AとBの破壊応力推定値は、表-6に示した破壊ひずみの弾性換算応力値である。Case-Aの偏析部からの脆性破壊発生については、推定した地震時応力とFEMによる地震時発生応力には百倍以上の違いがある。さらに、推定破壊応力は降伏応力を大きく上回っているのに対し、破面観察結果からは破壊起点部近

表-4 遷移温度移行量 ΔT_{PD} の算出

	予ひずみ (%)	ひずみ 速度 (%/s)	室温(静的)		0℃(静的)		0℃(予ひずみ, ひずみ速度)		$\Delta \sigma_f^{PD}$ (MPa)	ΔT_{PD} (℃)
			σ_{Y0} (MPa)	σ_{T0} (MPa)	$\sigma_{Y0(0)}$ (MPa)	$\sigma_{T0(0)}$ (MPa)	$\sigma_Y(0, \varepsilon, \dot{\varepsilon})$ (MPa)	$\sigma_T(0, \varepsilon, \dot{\varepsilon})$ (MPa)		
予ひずみ 1%, ひずみ速度 1%/s	1	1	315	490	326	498	424	528	64	26
予ひずみ 1%, ひずみ速度 10%/s	1	10	315	490	326	498	446	542	82	33

表-5 破壊靱性値の推定結果

シャルピー吸収エネルギー 想定値(0℃)	破壊靱性値 δ_c の推定値 (mm)	
	予ひずみ 1%, ひずみ速度 1%	予ひずみ 0%, 静的
135J	0.609	0.878
80J	0.384	0.743
27J	0.138	0.427

at 0℃

表-6 破壊ひずみ及び破壊応力の推定値

		予ひずみ 1%, ひずみ速度 1%			予ひずみ 0%, 静的		
		135J	80J	27J	135J	80J	27J
ひずみ	CASE-A	0.981	0.619	0.224	1.416	1.199	0.689
	CASE-B	0.013	0.008	0.004	0.018	0.015	0.009
応力 (MPa)	CASE-A	196276	123889	44700	283195	239665	137716
	CASE-B	2550	1673	714	3603	3076	1841

表-7 破壊応力の推定

		予ひずみ 1%, ひずみ速度 1%			予ひずみ 0%, 静的		
		135J	80J	27J	135J	80J	27J
FEM	① 死荷重応力計算値 [MPa]	504	504	504	504	504	504
	② 橋軸直角地震時応力計算値 [MPa]	439	439	439	439	439	439
CASE-A	③ 破壊応力推定値 [MPa]	196276	123889	44700	283195	239665	137716
	④ 当該部の破断に必要な地震時応力(③-①)[MPa]	195772	123385	44196	282691	239161	137212
	⑤ FEMで求めた地震時応力との比(④/②)	446	281	101	644	545	313
CASE-B	③ 破壊応力推定値 [MPa]	2550	1673	714	3603	3076	1841
	④ 当該部の破断に必要な地震時応力(③-①)[MPa]	2046	1169	210	3099	2572	1337
	⑤ FEMで求めた地震時応力との比(④/②)	4.66	2.66	0.48	7.06	5.86	3.05

傍には断面収縮を伴うような顕著な塑性変形を受けた形跡が見られない。このように推定結果はあまり良い対応を示しておらず、偏析部を起点として脆性破壊が発生した可能性は低いと考えられる。一方、Case-Bの不溶着部を起点とした脆性破壊発生では、鋼材の靱性値をやや低めの27J～80Jと想定すると、推定した地震時応力とFEM解析結果の比は約0.5～2.7倍程度になる。今回の検討には種々の仮定を置いていることを考慮すると比較的良好な対応を示しており、不溶着部程度の大きさの初期亀裂を起点とする脆性破壊発生の可能性は十分あり得ると考えられる。

2章の破面調査結果から脆性破壊の起点が不溶着部付近と見られること、3章の応力測定結果ならびに交通実態より亀裂箇所が生じる活荷重応力が極めて小さいこと、亀裂起点と反対側の隅角部には塗膜割れが生じる程度の塑性変形が見られること、なども含めて総合的に考えると、今回の隅角部亀裂は兵庫県南部地震時の荷重により不溶着部程度の大きさの初期亀裂から脆性的に進展した可能性が高いと判断される。

6. おわりに

大P88橋脚の隅角部は、ラーメン梁の端部にカバープレートを立てて台形に拡幅しているため、溶接線が交わる箇所の板組みが通常の橋脚とは異なり非常に複雑になっている。震災直後及び平成9年度に実施した点検では見つからなかったが、今回の調査にて見つかった亀裂について、サンプル採取による破面調査、活荷重応力の測定、FEM解析、脆性破壊発生条件検討を行い、破壊原因について検討した。また、補強法ならびにその効果の検討も行った。得られた結果を以下に示す。

- (1) 隅角部に発生した亀裂のサンプリング調査を行った結果、ウェブ側の亀裂破面には脆性破壊に特有の矢舌模様(シェブロンパターン)が見られ、電子顕微鏡観察でリバーパターンも確認されたことから、脆性的に進展したものと判断された。亀裂の起点は隅角部の不溶着付近と推定されるが、破面の腐食のため特定することは出来なかった。カバープレート側の亀裂についても破面の腐食が激しいため破壊形態を特定できなかった。
- (2) 24時間連続応力測定の結果、亀裂箇所が生じる最大応力範囲は高々4MPa程度であり、交通実態における大型車混入率も極めて低いことから、当該箇所に発生する活荷重応力は極めて小さいことが示された。
- (3) 地震荷重にも耐えられる補強板形状をFEM解析により検討し、試験車両(245kN)による応力計測により補強効果を確認した。
- (4) WES2808(案)による脆性破壊発生条件の検討により、全長30mm程度の板厚貫通状態の初期亀裂が存在する場合には、地震時にそれを起点として脆性破壊が生じる可能性は十分考えられることが示された。
- (5) (1)の破面調査結果、(2)の応力測定結果、(4)の脆性破壊発生条件検討結果などを総合的に考慮すると、今回の亀裂は兵庫県南部地震時の荷重で不溶着部付近か

ら脆性的に進展した可能性が高いと推定できる。

今回の脆性破壊は、カバープレートを有する特殊な構造における不溶着部の存在と、構造上、地震時に大きな作用応力が発生したことが重畳して脆性破壊に至ったものと考えられる。本事例は構造的には特殊であるが、初期亀裂の存在と地震荷重によって生じる応力状態の組合せで脆性破壊が生じるという可能性は一般の構造物についても十分考えられることから、一般的な橋脚での地震時脆性破壊の可能性については、別途検討して行くことが望まれる。

参考文献

- 1) 森河久，下里哲弘，三木千壽，市川篤司：箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.177-183，2002。
- 2) 三木千壽，市川篤司，坂本拓也，田辺篤史，時田英夫，下里哲弘：鋼製箱形断面ラーメン橋脚隅角部の疲労特性，土木学会論文集，No.710/I-60，pp.361-371，2002。
- 3) 岡下勝彦，大南亮一，道場康二，山本晃久，富松実，丹治康行，三木千壽：兵庫県南部地震による神戸湾湾岸幹線道路P75橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討，土木学会論文集 No.591/I-43，pp.243-261，1998。
- 4) 豊田政男：建築鉄骨の不安定破壊防止のポイント，(社)日本溶接協会 鋼構造骨組の耐震性と溶接，1998。
- 5) 坂野昌弘，岸上信彦，小野剛史，三上市蔵：鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動，構造工学論文集，第4巻 第16号，pp.17-26，1997。
- 6) <http://sunshine.naoe.t.u-tokyo.ac.jp/yoshinari/resarch.htm>
- 7) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2000。
- 8) 本州四国連絡橋公団：鋼上部構造設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(案)，1993。
- 9) 日本溶接協会：WES2808：2003(制定素案) 動的繰返し大変形を受ける溶接鋼構造物の脆性破壊性能評価方法，2003。
- 10) 村井亮介，柳沢栄一，阿部健一郎，吉本賢太郎，富松実：予ひずみならびに高ひずみ速度を受けるガセット継手の破壊挙動に関する研究，材料，第50巻 第4号，pp.427-431，2001。
- 11) 日本溶接協会：WES2805-1997 溶接継手の脆性破壊発生及び疲労き裂進展に対する欠陥の評価方法，1997。
- 12) 坂野昌弘，堀江佳平，小林寛，川地俊一，三住泰之：塗装剥離を生じた鋼橋部材の損傷度評価に関する基礎的研究，鋼構造年次論文報告集，第4巻，pp.407-414，1996。
- 13) 鈴木博之：溶接構造用鋼材の機械的性質の実績調査，JSSC No.18，pp.23-28，1995。

(2003年9月12日受付)