

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

森河久¹・下里哲弘²・三木千壽³・市川篤司⁴

¹正会員 工修 首都高速道路公団 東東京管理局局長(〒103-0015 東京都中央区日本橋箱崎町 43-5)

²正会員 工修 首都高速道路公団 東京第一保全部設計課(〒104-0041 東京都中央区新富 1-1-3)

³フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

⁴正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

鋼製橋脚の隅角部に発見された疲労き裂について、溶接部の溶け込み状況、活荷重応力から検討した。この隅角部に発生する応力は、設計で想定していたそれよりはるかに大きいことと、K開先溶接のルート部に大きな溶け込み不足が存在することが、疲労き裂の原因である。応急対策として、ボルト添接が行われた。その結果、活荷重応力は50%程度になり、当分の間は安全に使用できる。しかし、恒久対策としてこの疲労き裂を除去する必要がある、その方法は今後の課題である。

KeyWords : steel bridge pier, fatigue, stress concentration, retrofit, bolt, splice plate

1. 概要

道路橋は死荷重に比べて活荷重が小さいことから従来、疲労損傷はさほど重要な問題としては扱われていなかった。さらに、鋼製橋脚については、奥村、石沢らのせん断遅れを考慮した解析法¹⁾が設計²⁾に用いられるようになって以降、構造特性についてはほとんど着目されてこなかった。しかし、その疲労損傷は今まで米国で2例³⁾、日本で1例⁴⁾の報告があり、また、兵庫県南部地震の際に、鋼製T型橋脚の隅角部に疲労き裂が発生していた可能性が推定されている⁵⁾など、疲労損傷の危険性が危惧されていた。鋼製橋脚は構造的リダンダンシーが低く、疲労き裂が進展し、脆性破壊に至った場合の被害は甚大である。従って、この疲労損傷に関する対応は火急の状況と言える。

首都高速3号線の池尻出入口付近で、平成9年に実施された構造物定期点検において鋼製橋脚の隅角部に初めて疲労き裂が発見された。その後、他の路線でも実施された調査によってさらに多数の疲労き裂が発見され、この損傷が決して特殊なケースではないことが明らかになってきた。本報告は、最初に疲労き裂が発見された橋脚に対して、原因究明の一環として行われた、き裂の調査から、応力頻度測定、さらに応急補強の計画から実施およびその効果確認という一連の作業について、総括的に報告するものである。

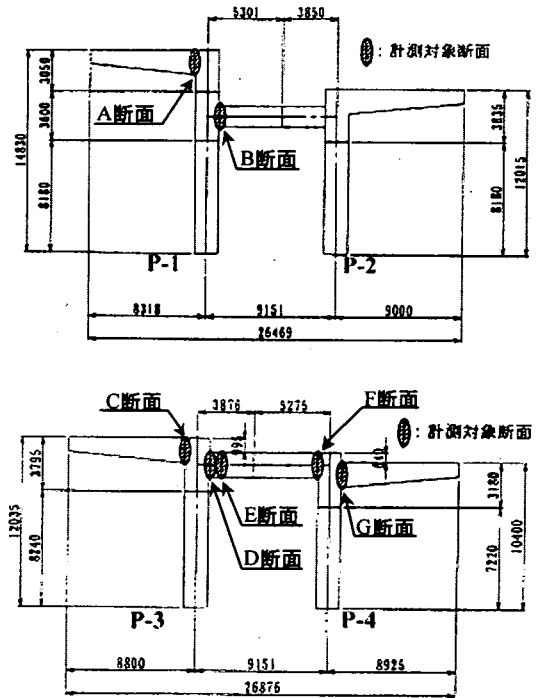


図-1 対象橋梁正面図

表-1 磁粉探傷結果一覧

位置	フランジ面でのき裂長	ウェブ面でのき裂長(mm)	コーナー部で連続している	備考		
P-1,2	P-1 東側	7	15	無し		
		8	19	有り	亀裂増加有り	
		8	19	有り	亀裂増加有り	
	西側	19	3	無し		
		21	6	有り	亀裂増加有り	
		21	6	有り		
	P-2	東側	35	28	有り	
			38	28	有り	
			38	28	有り	
		西側	0	13	無し	
9			13	無し		
9			13	無し		
P-3,4	P-3 東側	9	26	無し		
		10	26	有り	亀裂増加あり	
		10	26	有り		
		西側	55	28	無し	
			60	30	有り	亀裂増加あり
	P-4 東側	43	34	無し		
		43	35	無し		
		43	35	無し		
		西側	40	38	有り	
			40	36	有り	ウェブ面最大
	40	38	有り	亀裂増加有り		

(き裂長さ測定には誤差があるため、①新たにコーナー部を回り込んだもの、②き裂長が5mm以上増加したものをき裂増加と判定した)

2. 経緯

平成9年度に実施した構造物定期点検(全体で鋼製橋脚360基実施)において、中央部に入り口があり本線が張り出し構造になっている特殊な形状の鋼製橋脚7基の隅角部25箇所にて塗装割れが発見され、磁粉探傷およびスンプによるマイクロ組織試験を行った結果、疲労き裂であることが確認された。その後、経過観測および応力測定等の基礎データの把握を平成10年度、平成11年度の詳細点検にて行った。その結果、平成10年度に更に2箇所の疲労き裂が確認され、7箇所のき裂については1年間で長さの増加が確認された。

図-1に特にその後補強を行ったうちの2脚(P-1,2,3,4)について正面図を示す。

3. 調査結果

(1) き裂調査結果

P-1,2とP-3,4橋脚について磁粉探傷試験を行った結果を表-1に示す。表中の上段が11年2月、中段が11年11月、そして下段が12年4月の結果である。

最大のき裂長は60mmであり、そのき裂を含めて4カ所でき裂の進展が確認された。それらの箇所についての写真等を図-2に示す。また、この溶接部の設計上の溶接指示を図-3に示す。この溶接はK開先で両側からの溶接となっており、フェースや開先角度等のディテールはあるが、裏からのガウジングに

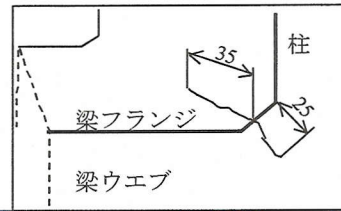


図-2 き裂発生箇所

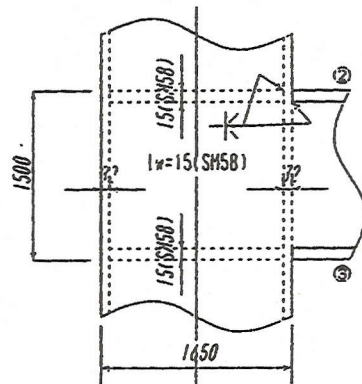


図-3 溶接部の設計上の指示

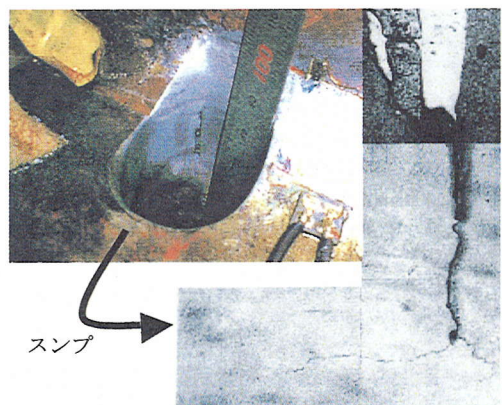


図-4 ストップホール状況およびスンプ試験

についての表示はない。このシンボルで裏ガウジング付きの完全溶け込み溶接を示しているかどうかについては、当時のリーダー的な関係者に問い合わせた

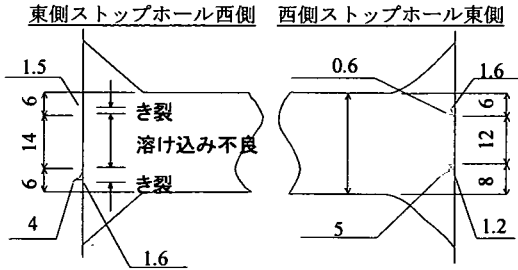
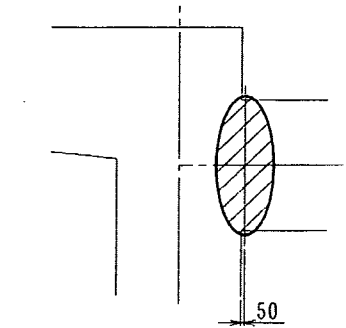


図-5 ストップホール孔壁面のスンプ試験結果 (き裂状況)



*柱と梁の接合部より50mmずらす。

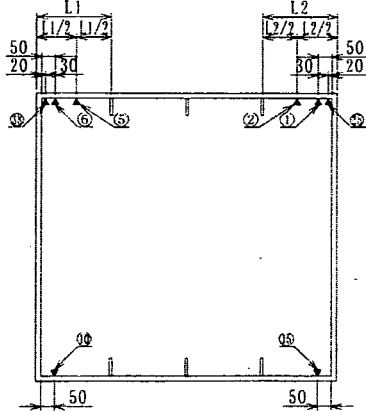


図-6 現場計測時ゲージ位置図

が明らかではない。もしも裏ガウジングされず、ルートフェースが残された場合、その静的な強度については溶接部の有効断面が十分であれば問題はない。しかし疲労が問題となる場合はルートフェースを残すことは好ましくない。従って昭和47年以降はすべて裏ガウジングを行うように指示されている。

P-3橋脚については、き裂の表面の状態からルートから発生した疲労き裂と判断されたため、その発生原因と推定される梁フランジと柱フランジの溶接部の溶け込み不足を調べることで、応急対策を目的としてコーナーから100mmの位置にストップホールをあけた。そのストップホールの孔壁に対してスンプ試験を実施した状況を図-4に、そして結果を図-5に示す。これより実際に、最大16mmの不溶着部を起点に最大5mmのき裂が進展していることが確認さ

表-2 測定最大発生応力範囲

橋脚	断面	最大応力範囲(MPa)							
		上フランジ				下フランジ			
		東側		西側		東側		西側	
P-1	A断面	39	35	33	31	43	39	47	43
	B断面	66	56	49	43	41	39	41	43
P-3	C断面	43	39	43	39	56	56	49	51
	D断面	49	45	58	49	29	27	29	27
	E断面	25		27		23		23	
P-4	F断面	33	31	29	27	37	41	39	47
	G断面	43	39	43	39	56	56	49	51

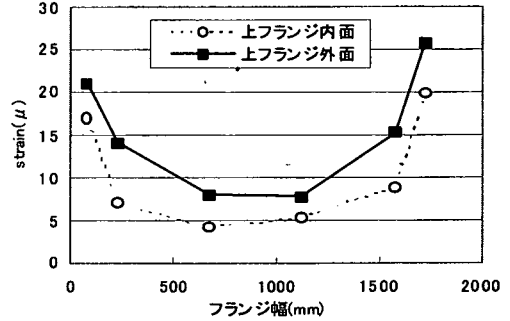


図-7 上フランジ発生応力分布

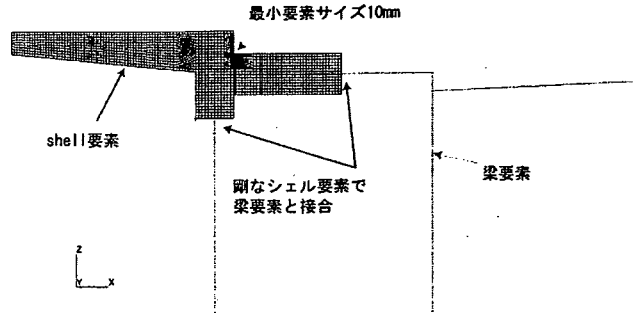


図-8 FEM 解析モデル

れた。これは、開先残しがあること、フェースが設計図よりも大きく取られることなどで、本来は存在すべきではない未溶着部が大きく残っていることが明らかになった。

この疲労き裂については実橋の中に残されており、疲労き裂を解放しての調査は行っているが、この状況からは疲労き裂の発生点は特定できず、内部の溶け込み不足部はまだ溶接部中にトンネル状に残されている。溶け込み不足のルートに沿って疲労き裂が進展していることは確かであり、疲労き裂の実際の長さは、表面での長さよりかなり大きいと判断される。

(2) 応力測定結果

き裂が発見された橋脚に対して応力頻度計測を実施した。測定は隅角部のフランジにおいて実施した。ひずみゲージの設置位置を図-6に示すが、A, B, C, D, F, G断面に関しては腹板、ダイヤフラムの面から50mmとし、E断面は腹板からの位置は50mm、ダイヤフラムからは500mmとする。計測方向は橋軸直角方向である。測定は、平成12年2月17日(木)18:00

- t1 : 梁フランジの厚さ+溶接脚長
- t2 : 柱フランジの厚さ+溶接脚長
- t3 : 梁フランジの厚さ+2*溶接脚長
- t4 : 柱フランジの厚さ+2*溶接脚長

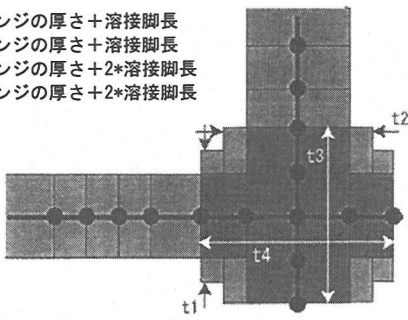


図-9 溶接部のモデル化

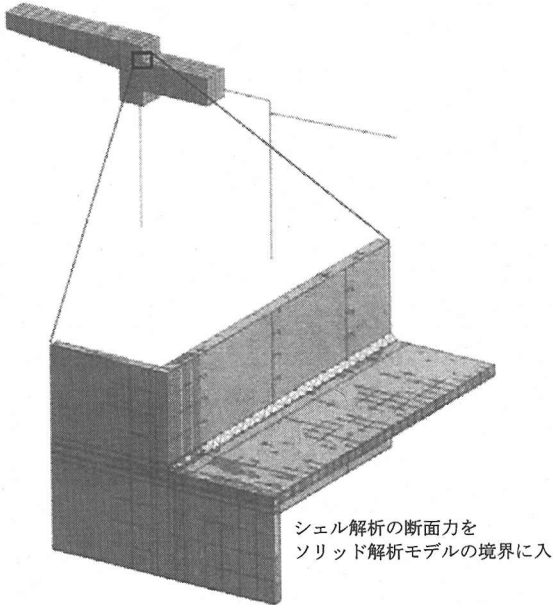


図-10 ズーミング解析のモデル化

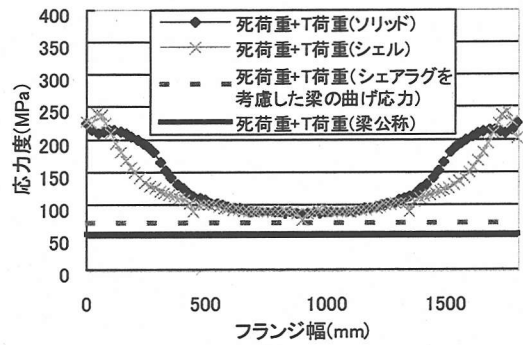
からの24時間にわたって実施した。各部の測定最大発生応力範囲を表-2に示す。

これより、橋脚から50mmの位置では活荷重により27~66MPaの応力範囲が発生していることが確認された。D断面とE断面は同じ梁における、橋脚からの距離がそれぞれ50mmと500mmと異なるだけの断面であるが、このわずかな距離の違いだけで場所によっては応力範囲が倍以上になっている。また図-7に示すように同じ断面内でも、フランジ端部は中央部の3~4倍もの応力範囲が発生していることが確認されている。よって、ラーメン橋脚の隅角部近傍においては平均応力と比較して非常に厳しい応力の集中が生じていると言える。

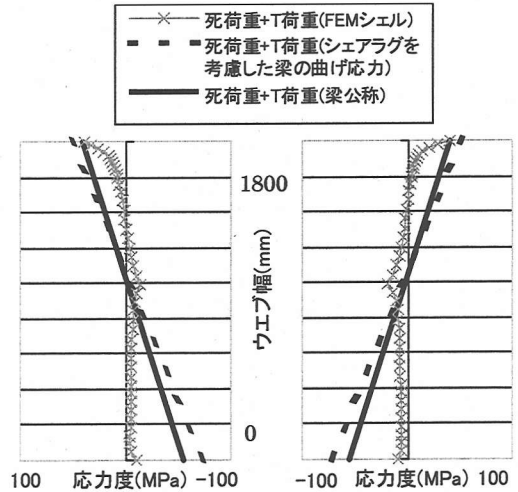
4. 解析結果

(1) FEM 解析結果

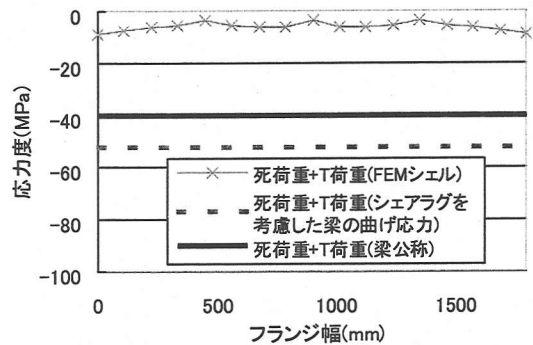
疲労損傷発生の原因究明のためには、対象構造が



(a) 上フランジ応力分布



(b) ウェブ応力分布



(c) 下フランジ応力分布

図-11 FEM 解析結果

活荷重時、死荷重時にどのような応力状態にあるのか確認する必要がある。このため、対象構造のうち最も大きな疲労き裂が発生したP-3橋脚について、汎用解析プログラムABAQUSを用いてFEM解析を実施した。Shell要素を用いた解析モデルを図-8に示す。このモデルでは溶接部を図-9に示すような形で近似化⁶⁾している。このモデルの応力集中部を図-10にそのモデル化を示すズームの手法によりSolid

要素でも解析を行い、さらに、従来設計との比較を行うために骨組解析も合わせて実施した。この骨組解析で得られた梁端部での断面力から発生応力を算出するにあたっては、従来から隅角部の設計に用いられてきた奥村式⁷⁾を用いた。

橋梁の設計に用いられるB活荷重は疲労照査に用いるには大きすぎると考えられる。そこで、B活荷重に用いるT荷重(20tf)を用いて解析を実施する。

活荷重時、柱フランジから50mmの梁断面に関するそれぞれの解析の結果を図-11に示す。このFEM(ソリッド&シェル)の解析結果から断面端部では平均応力に対して大きな応力集中が生じているのがわかる。この集中の割合は、上フランジ側(引張フランジ側)では奥村式で考慮されているせん断遅れの影響(約1.5倍)よりも、さらにその数倍も大きくなっている。それに対して、逆に下フランジ側(圧縮フランジ側)では、FEMで得られた応力は逆に平均応力の半分以下となっている。すなわち、この隅角部では曲げのみによる応力分布とは異なっている。

ソリッド解析とシェル解析を比較すると梁端部近傍で違いが出ている。図-9に示したようにシェル解析でもモデル化に工夫をしているが、実際の状況を表現しきれていない場合があると言える。そのため、厳密な検討をする場合にはこの点にも留意して解析を行うべきである。

(2) 限界き裂長の予測

疲労き裂が進展してあるき裂長に達すると、き裂は脆性破壊を生じることがある。そのため、脆性破壊を発生するときのき裂長さ、すなわち限界き裂長を検討する必要がある。従って、疲労き裂がその限界き裂長になる前に対策をとる必要がある。各種検査によって調査された疲労き裂の寸法を、この限界き裂長と比較することによって、安全性判断の基準の一つとする。ここでは限界き裂長を、応力拡大係数 K をき裂長さの関数として、 $K_{Ic}=K$ を満たすき裂長さとして計算し、それを保守限界き裂長とする。

今回は鋼構造物の疲労設計指針・同解説⁷⁾に示されている疲労き裂の応力拡大係数の算出法に従って計算を行った。このとき、応力集中係数は前述の隅角部FEM解析によって求めた値を用いた。残留応力については照査を安全側で行うために、SM570の降伏応力である450MPaと仮定した。

鋼材のじん性については、要求シャルピー吸収エネルギーである27JからWES⁸⁾の提案式を用いて破壊じん性値と、 K_{Ic} の過去の実績値をベースにばらつきの影響を考慮した値⁹⁾の両方を用いた。その値は、要求値について172 MPa \sqrt{m} 、2標準偏差を用いて算出したものについて136 MPa \sqrt{m} である。作用応力については様々な考え方があるが、安全側に評価する場合には残留応力の存在を考慮して降伏応力が用いられることが多い⁹⁾。これらの値から、き裂を平板の片側貫通き裂とモデル化して求められた限界き裂長を表-3に示す。

表-3 限界き裂長

作用応力	鋼材のじん性	破壊じん性値 (MPa \sqrt{m})	限界き裂長 (mm)
降伏応力に対して	基準値	172	36
	ばらつきとひずみ速度考慮	136	23
許容応力に対して	基準値	172	115
	ばらつきとひずみ速度考慮	136	73

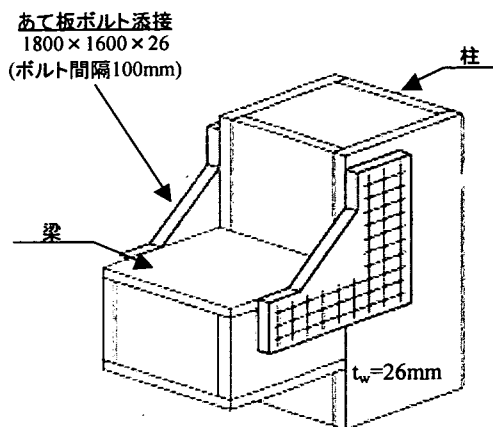


図-12 ボルトあて板補修案

5. 応急補強

(1) 補強工法

応急補強にあたっては、図-12に示すボルトあて板補強法を採用した。

この工法の実施にあたってはあて板端部のボルトにせん断力が集中するため、以下の理由により高強度の接合ボルトとして支圧接合ボルトを使用した。

①摩擦高力ボルトに比較してせん断耐荷力が大きく、端部ボルトへのせん断力の集中に対しても十分な耐荷力を有し、かつボルト本数を最小にすることができる。

②橋脚ウェブ面の溶接ひずみによる肌すき部においても、支圧接合による強度が期待でき、耐力の低下を招かない。

③死荷重に対して十分な耐力を有する。すなわち、破断には至らない。

(2) 補強設計

あて板ボルト補強工法の設計における方針は以下の通りであった。

①補強板板厚はウェブ板厚を基本とし、圧縮応力の作用も考慮して最初板厚を25mmとする。

②補強板寸法は対象隅角部位置において、出来るだけ大きな寸法の補強板を用いることを基本とする。

③補強板は対象部位と同材質の鋼板を用いる。

④接合ボルトとしては、摩擦接合ボルトより高いせん断耐力が得られる支圧接合高力ボルトを用いる。

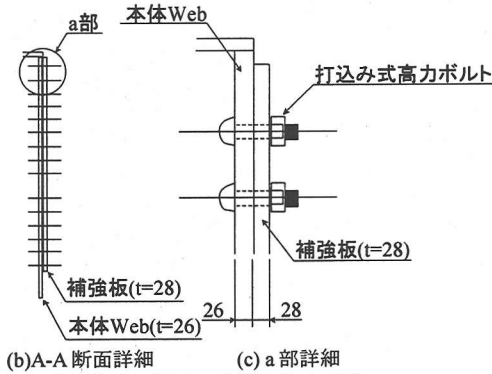
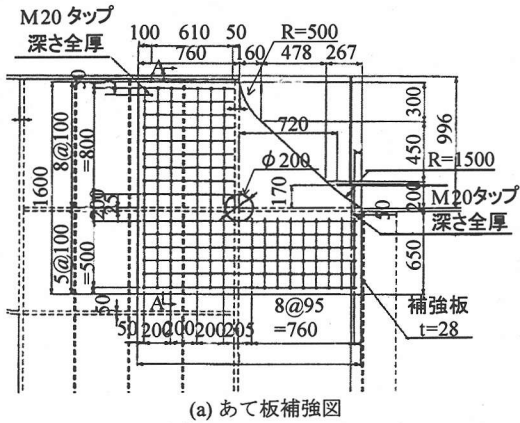


図-13 あて板ボルト接合接合部図

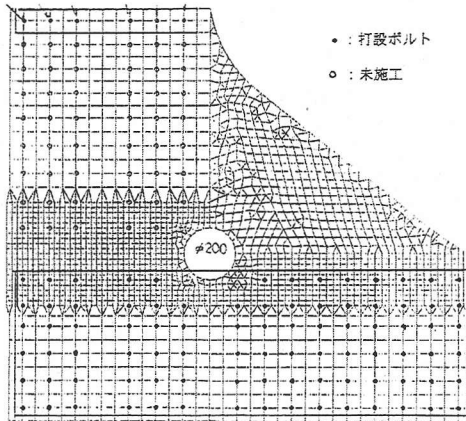


図-14 あて板ボルト接合 FEM 解析モデル図

表-4 補強前後隅角部発生応力の比較

部位	補強前(MPa)	補強後(MPa)	補強前/補強後
P-3/隅角部	171.5	70.5	41%

⑤ボルト配置はFEM解析によって決定する。
この方針に従って設計されたあて板の寸法と構造の配置を図-13に示す。
この図中、当て板のちょうど隅角にあたる部分には穴が設けられており、ここからコア抜きや、最終的な補修溶接の作業を行えるようにした。

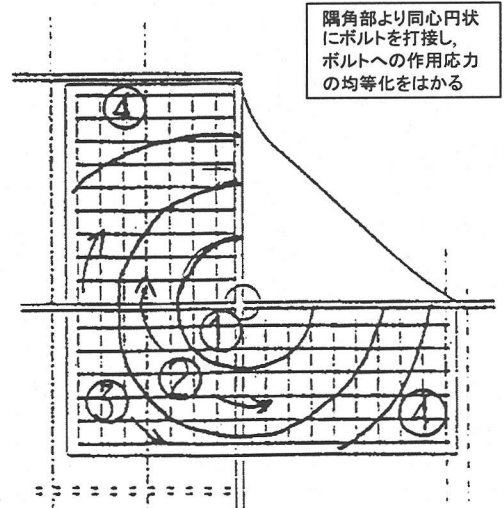


図-15 ボルト施工順序の例

表-5 あて板補強前後の応力比較

橋脚	一般車両通行時		試験車(25t)通行時(時速10km)		事前FEM解析結果 B活荷重時	
	補強前	補強後	補強前	補強後	補強前	補強後
	最大発生応力範囲(MPa)	最大発生応力範囲(MPa)	最大発生応力範囲(MPa)	最大発生応力範囲(MPa)	最大発生応力範囲(MPa)	最大発生応力範囲(MPa)
P-1	60	31(52%)	19.6	8.4(44%)	197	113(57%)
P-3	64	29(45%)	19.9	8.9(45%)	174	78(45%)
P-4	56	33(59%)	16.6	9.8(58%)	145	83(57%)

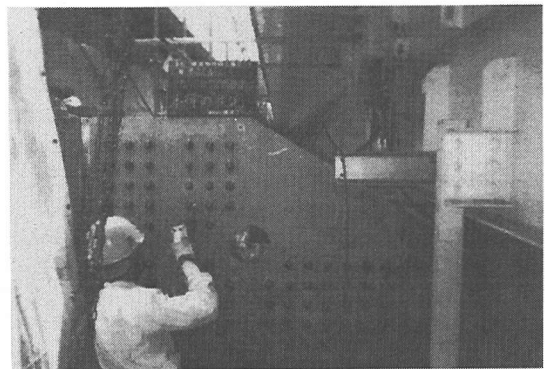


図-16 あて板ボルト接合部状況写真

P-3について実施したFEM解析のモデル図を図-14に、またそれによって試算された応力低減効果を表-4に示す。あて板はシェル要素でモデル化した。ボルトは曲げ剛性無限大の棒部材によりモデル化し、ボルトのせん断のみを考慮した。これより、発生応力が約40%に低減しており、これによってき裂進展速度は1/8以下まで低減し、脆性破壊の発生防止に有効と考えられる。

ボルトの施工順序は、各施工段階について支圧ボルト(M22)に発生するせん断力が均等になるようにFEM解析を実施して決定した。

(3) 補強後応力測定結果

平成12年8月17日から平成12年8月18日にかけて、

あて板による応急補強の施工を5基12箇所について実施した。

あて板の取り付けは、図-15にその検討例を示すボルト施工順序に従い一本ずつ当てもみしながら打ち込み60%の軸力を導入した。更に、全ボルト打ち込み修了後100%の軸力を導入した。施工後の写真を図-16に示す。

施工にあたり、事前に25t計量車両による応力測定および実交通荷重による応力頻度測定を行い、施工後も同様の測定を行った。それらの計測結果を表-5に示す。

これより、施工後の応力範囲は施工前のおおむね5割前後となっており、あて板による応急補強はほぼ所定の効果を発揮したことが確認された。

6. まとめ

- (1)貫通柱フランジと梁フランジ間の溶接の不溶着部を起点とした疲労き裂が発生していることが確認された。
- (2)溶接ビードの不溶着部は設計で想定したよりも著しく大きく、15mm以上の幅でほぼ溶接全線に存在する。
- (3)FEM解析および応力頻度測定の結果より、隅角部ではフランジの軸方向および軸直角方向の両方について非常に大きな応力集中が生じている。
- (4)疲労き裂発生位置での応力はせん断遅れを考慮した計算値よりもはるかに高い。また、上下フランジで大きな差があり、ラーメン部材としての応力とは大きく異なる。
- (5)発見された疲労き裂は限界き裂長を超えており、脆性破壊が生じる危険性があった。
- (6)矩形断面を持つ隅角部の応急補強工法として

は、支圧ボルトを用いたあて板ボルト接合工法が適切である。

- (7)あて板ボルト接合工法による応急補強により、活荷重による応力は約半分に低減される。従って、しばらくの間は安全に使用できる。しかし、応力を半減しても、ルート部の疲労き裂の進展を完全に停止できているとは考えられない。恒久対策としては、このトンネル状に存在している疲労き裂を除去する必要がある。

参考文献

- 1) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン橋脚隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, pp.1-18, 1968.5.
- 2) 日本鋼構造協会接合小委員会: 鋼構造接合資料集成(3), 技報堂出版, 1983.
- 3) Fisher, J.W.: 鋼橋の疲労と破壊, 建設図書, 1987.
- 4) 阪神高速道路公団保全施設部: 阪神高速道路における土木構造物補修事例集II, 1987.
- 5) 三木千壽: 橋梁構造のあり方と溶接-疲労と破壊の防止の観点から-, 溶接学会誌, Vol.68, No.1, pp.31-37, 1999.1.
- 6) Matoba, M., Machida, S., Yoshinari, H. and Nishimura, R.: Definition of Hot Spot Stress in Welded Plate Type Structure for Fatigue Assessment Part2 3rd Report-Derivation of Hot Spot Stress by Finite Element Analysis, IIW13-1448, 1992.
- 7) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, 1993.
- 8) (社)日本溶接協会: 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, WES 2805-1997, 1997.
- 9) 日本鋼構造協会: 疲労設計指針(案)改訂小委員会資料, 1989.

(2001. 6. 5 受付)

STUDY ON FATIGUE CRACKING IN STEEL BRIDGE PIERS WITH BOX SECTION AND TEMPORALLY REPAIRING

Hisashi MORIKAWA, Tetsuhiro SHIMOZATO,
Chitoshi MIKI and Atsushi ICHIKAWA

Measuring the stress and checking the welded sections are carried out as the investigation of the fatigue cracks at the frame connections of steel bridge piers. The measured stress was found to be much larger than that of considered in the design. Also, large lack of fusion was found in the double bevel groove type welded sections. Because of these large stress and defects, the fatigue cracks were developed. As the temporarily-repair, bolted splice plates were installed on the box webs of the connections. This repairing decreased the measured stress by about 50%, so that these piers can be used safely temporarily. But still, it is needed to remove all the fatigue cracks as the final repair. Further studies on the method of this removing are necessary.