

上路式鋼2ヒンジアーチ橋の補強とその効果

Strengthening of Deck-type Two-hinged Rib Arch Bridge and verifying its Effectiveness

原田政彦*, 梶川康男 **, 初田大成***
Masahiko Harada, Yasuo Kajikawa and Taisei Hatuda

* 大日本コンサルタント(株), 北陸支社技術部 (〒930-0175 富山市願海寺 633)
(金沢大学大学院自然科学研究科システム創成科学専攻)

**工博, 金沢大学大学院教授, 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野 2 丁目 40-20)

*** 金沢大学大学院学生, 自然科学研究科 (前期課程) (同 上)

This paper reports damage of column-arch and column-deck joints in a deck-type arch bridge. The investigated bridge was built about 35 years old ago. An strengthening measure by lengthening of the filled spandrel is carried out to remedy the damage due to fatigue. In this study, it is attempted to clarify the reason for this damage and effectiveness of this strengthening measure using the results of experiments and three dimensional frame analysis. It is found that the strengthening measure adopted is effective in lowering secondary moments by reducing the relative horizontal displacement between both ends of the columns. Also it is concluded that the fatigue damage is mainly due to stress concentration caused by inappropriate structural detailing.

Key Words: arch bridge, experiment, strengthening, fatigue damage

キーワード: 鋼アーチ橋, 載荷試験, 補強, 疲労

1. はじめに

鋼道路橋の損傷には、腐食や変形およびき裂など様々なものがあるが、中でも疲労損傷が多く発見されてきている。疲労損傷の発見された橋梁の多くは、昭和 40 年代前半につくられており、その適用基準は昭和 39 年の鋼道路橋設計示方書（以下、道示という）が圧倒的に多いことが

報告されている¹⁾。その背景には、従来のリベット構造に代わって、溶接構造が普及しはじめたことや、50、60 キロ鋼の導入に伴い、本体の軽量化が図られ、合わせてたわみに関する規定が緩和されたことが要因となっている。

今回、対象とした橋梁も、昭和 39 年道示によって設計されており、竣工 19 年後の昭和 57 年に、中間垂直材上下端の取付けガセットプレート、および中央径間と側径間

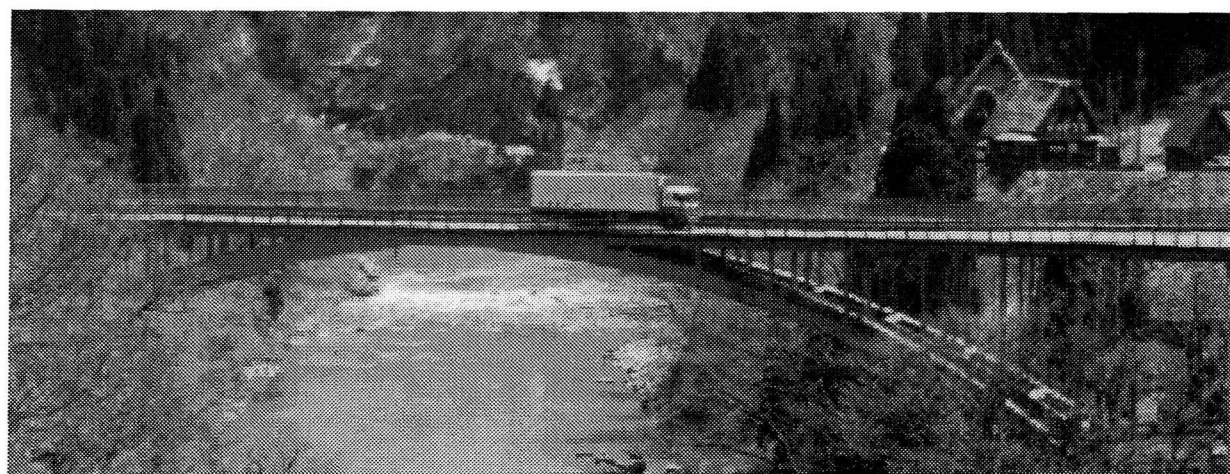
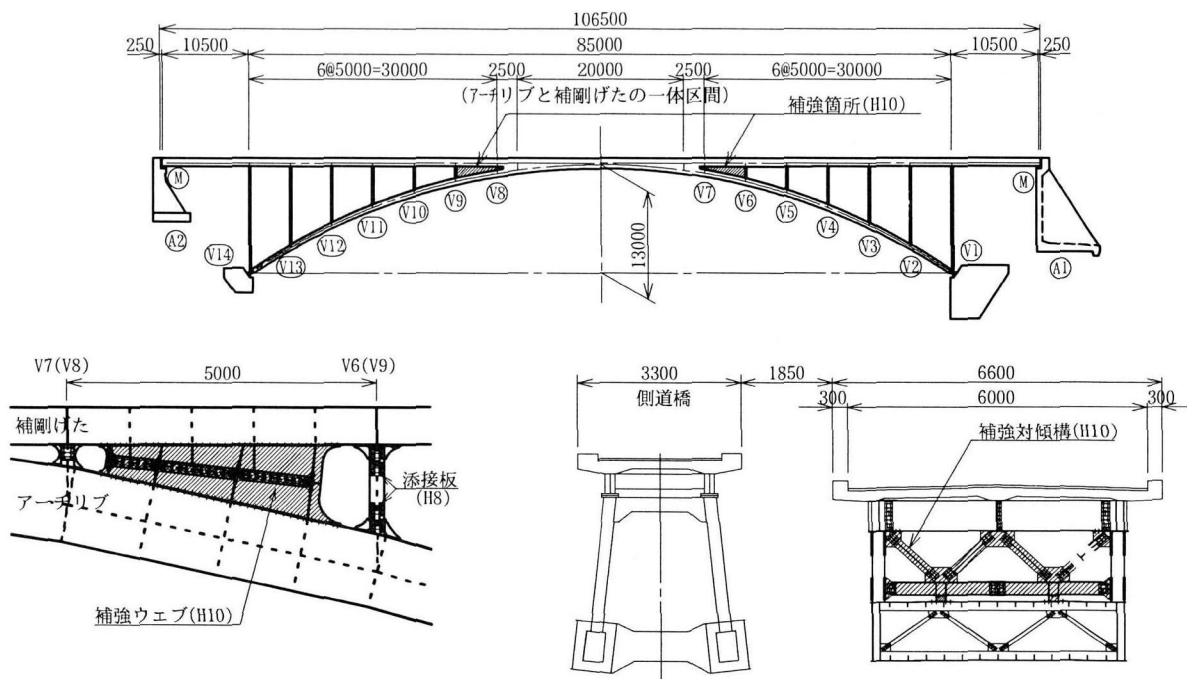


写真-1 対象橋梁



図－1 対象橋梁一般図

の境界となる端垂直材上の補剛げたウェブにきれつが発見されている。それ以降、種々の調査、補修・補強が行われてきているが、恒久的な対策までには至っていない。また、本橋では大型車の交通を確保できる迂回路が近辺になく通行止めが不可能であることから、損傷が生じている垂直材の応力緩和をすることにより延命化をはかり、交通を確保する必要があった。そこで平成10年度に、垂直材に生じた損傷の応急的な対策として、図－1に示されるアーチリブと補剛げたの一体区間を延長する補強工事が行われている。

本文は、その補強工事の効果確認と損傷要因を明らかにするために実施した、補強工事前後のFEM解析と試験車による載荷実験について報告する。また、その結果から今後の補強対策の必要性の検討を行い、恒久的な対策が必要であることを示し、その恒久対策として、スパンドレルブレスドアーチ構造・アーチリブ内部補強材の設置を提案する。

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は、図－1、写真－1および表－1に示す昭和38年竣工の橋長106.5m、アーチ支間85mの上路式鋼2ヒンジアーチ橋である。アーチリブは扁平な単箱断面で、I断面の補剛げたとアーチクラウン部の20m区間で一体構造となっている。本橋の設計は、昭和39年道示を先取りで適用している。

表－1 構造諸元

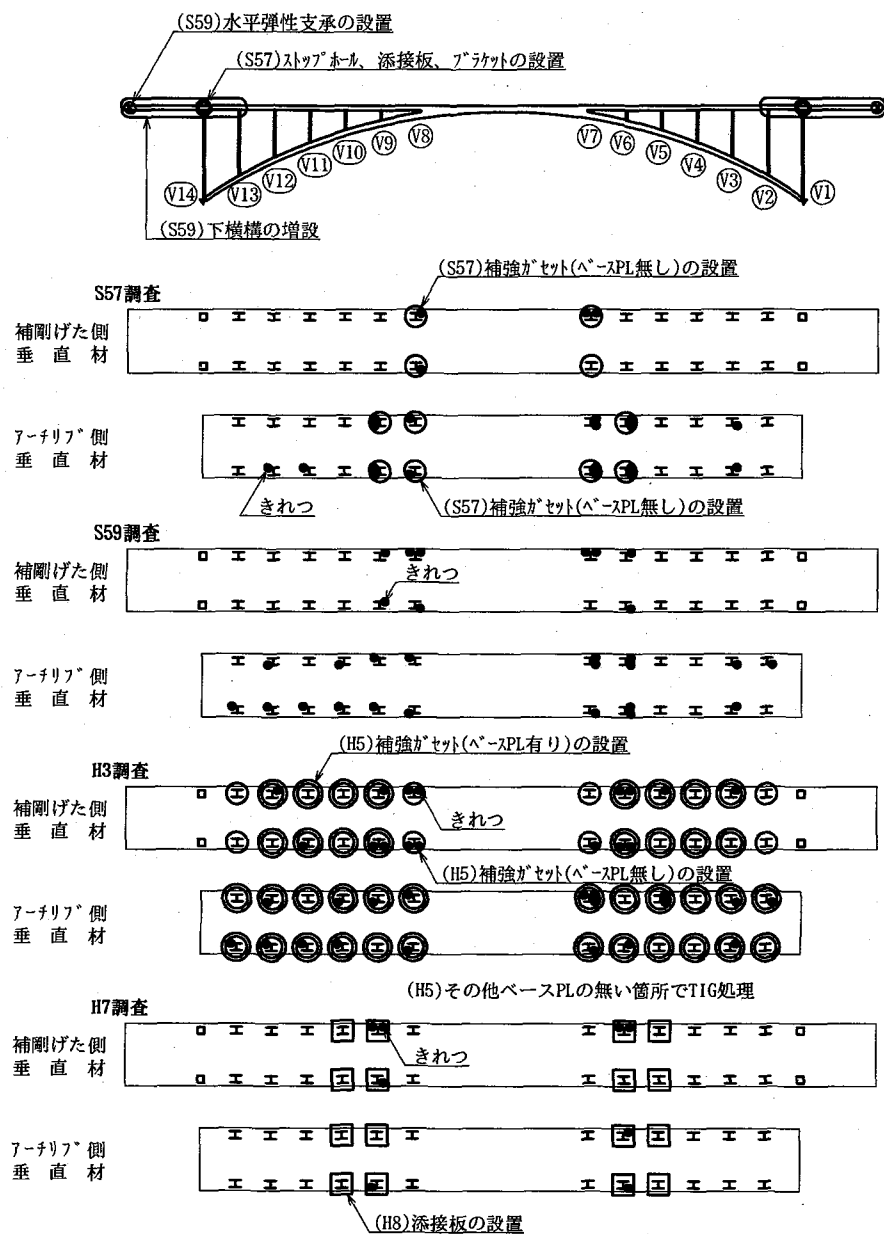
橋梁形式	(中央径間) 上路式鋼2ヒンジアーチ橋 (側径間) 単純非合成けた橋
橋格	1等橋(TL-20)
橋長	106.5m
アーチ支間長	85.0m
有効幅員	6.0m
舗装	コンクリート舗装 5.0cm
床版	鉄筋コンクリート床版 17.0cm
適用示方書	昭和39年道示(昭和37年設計完了)

3. 損傷状況と補修・補強の経緯

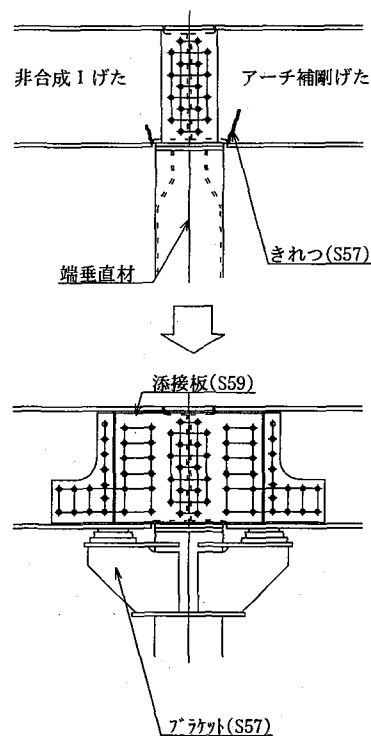
昭和57年以降の損傷状況と補修・補強履歴を図－2に示す。

昭和57年に発見されたきれつに対する応急処置として、図－2(b)に示すように補剛げたでは端垂直材の両側に仮支点となる鋼製ブラケットを設置し、きれつの先端にストップホールを設けるなどの応急処置を施している。また、中間垂直材取付けガセットに対しては、応力集中を緩和する補強ガセットが、短い垂直材を中心に11箇所設置されている(図－2(a)(d)参照)。

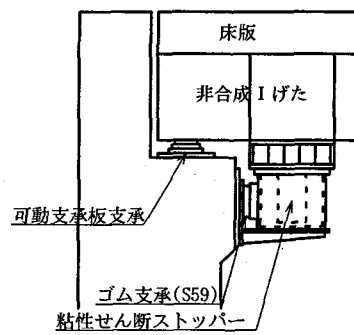
その後、浸透探傷試験によるきれつの詳細調査、載荷実験や構造解析による損傷原因の調査や補修・補強工法策定検討が行われている。その結果、損傷の原因は、以下の要因によるものと報告されている²³⁾。



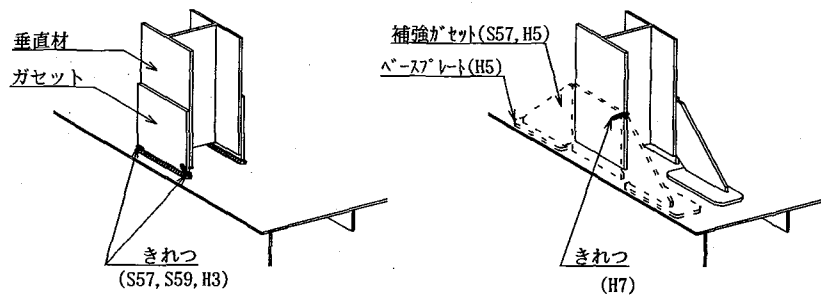
(a) 損傷、補修・補強箇所



(b) 補剛げたの損傷、補修構造



(c) 水平弾性支承の構造



(d) 垂直材の損傷、補修構造

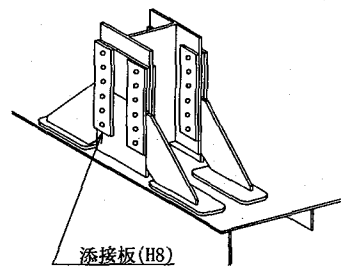


図-2 損傷状況と補修・補強履歴

- ① 端垂直材上補剛げたウェブでは、フランジの切り欠きにより曲げ抵抗が著しく小さくなった断面にウェブの添接による拘束モーメントが作用した上に、切欠き凹部コーナーの応力集中が重ね合わされ、また活荷重の移動に伴うウェブの面外変形による二次応力が発生した。
- ② 設計計算では垂直材とアーチリブあるいは補剛げたとの結合条件をピン結合としているのに対し、実際には曲げ伝達能力を有することにより二次応力が発生した。
- ③ アーチリブと補剛げたの橋軸方向の相対変位が大きく、動的増幅率が道示による増幅率（1+衝撃係数）を上回る場合がある。

これに対して、補剛げたウェブでは添接板によるきれつの補修と面外変形を抑制するための下横構の増設、補剛げたの橋軸方向変位を拘束するためのゴム支承と粘性せん断型ストッパーからなる水平弾性支承の設置の補強工事が昭和 59 年に実施された。なお、垂直材取付けガセットのきれつに対しては、応力集中部では圧縮域の応力度が支配的であることと、きれつの発生による残留応力の解放が期待できることから、補修は見送られている。

平成 3 年に行われた調査では、端垂直材上補剛げたでのきれつの進展はないが、中間垂直材取付けガセットでのきれつが進展していることが確認されている。前回の調査で確認されたきれつが、部材長の短い垂直材で最大 65mm に進展しているものがあることや、昭和 57 年に応急対策として設置した補強ガセットに新たにきれつが生じていることが報告されている⁴⁾。この中間垂直材のきれつに対しては、アーチリブや補剛げたとの結合部をピン結合構造に改良する案やガセットの設置による補強案などの構造ディテールの改良、アーチ面に斜材を設置したスパンドレルブレースドアーチ構造化案や主塔を設置しアーチリブをケーブルで吊る斜張ケーブル案などの全体構造の改良などの対策検討を行い、その結果 TIG 処理による溶接補

修とベースプレート付き補強ガセット設置の補強案を採用している。このベースプレートは、補強ガセットの溶接止端部に発生したきれつがアーチリブや補剛げたに進展しないように配慮されたものである。

平成 7 年の調査では、新たに図-2 に示されるようなきれつが発見され、平成 8 年に添接板により補修が行われている。

また、平成 9 年の調査では、部材長の最も短い垂直材で新たにきれつが発見されている。これまで実施された補修補強工法が、恒久的な補強対策となっていないことから、恒久的対策の必要性の判定も含めた補強対策検討が再度行われている。これにより、応急的な措置として、アーチクラウンから 1 番目と 2 番目の垂直材の間に補強ウェブを設置し、アーチリブと補剛げたの一体区間を延長する補強工事が行われている⁵⁾。

4. 解析概要

解析モデルは、垂直材に作用する断面力がアーチ面内作用によるものと、横げたと垂直材からなるラーメン構造作用によるものの 2 方向の影響を受けるため、図-3 に示す立体モデルを用いるものとした。解析モデルでは、アーチクラウンから 2 番目の垂直材（V6）に着目し、補剛げたあるいはアーチリブとの力の伝達を把握するため、V5～V7 間を 4 節点シェル要素でモデル化を行った。また、設計計算上、非合成である床版については、常時では補剛げたと一体となって挙動すると考えられることから、全断面有効とした 4 節点シェル要素にモデル化し、補剛げたの上フランジと剛な梁要素で接続を行った。それ以外の部材については、梁要素でモデル化を行った。

荷重は、試験車による静的載荷試験との比較を行うため、総重量 196kN（20tf）ダンプトラック 2 台の並列状態を節点荷重として与えた。

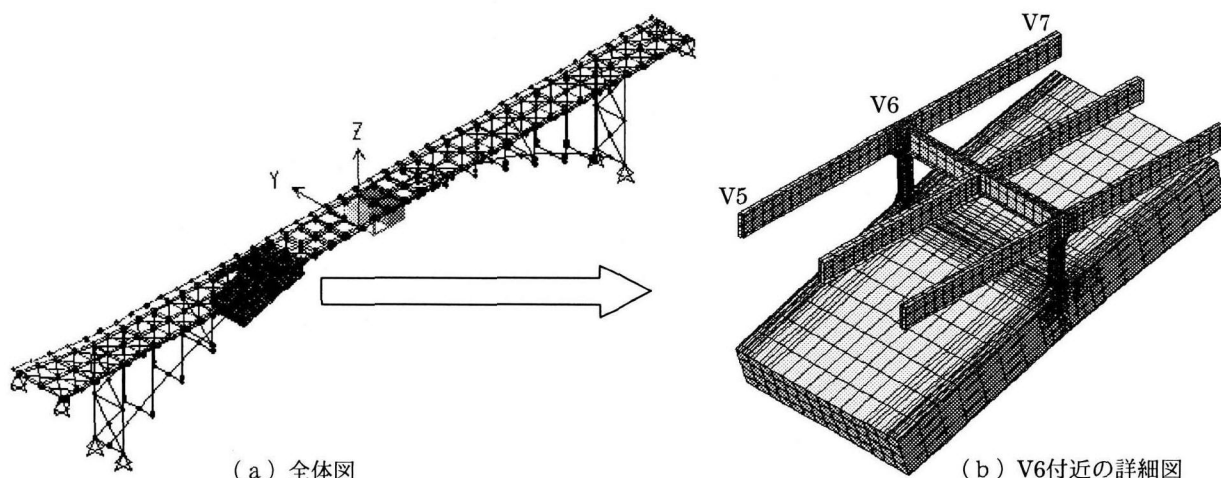


図-3 解析モデル

5. 実験概要

現地実験は、損傷が生じている垂直材を中心に、各部材に作用するひずみ測定と、橋全体の変形挙動を把握するための変位測定を、試験車を用いて行った。試験車は図-4に示す総重量196kN (20tf) のダンプトラックを使用し、2台を並列にA1橋台からA2橋台に向かって図-5(a)に示すL1～L24の24箇所の載荷点を順次移動する静的載荷とした。

図-5(a)に示すように、変位はアーチ支間の1/2点、1/4点の補剛げたとアーチリブの位置を測定点とした。隣接する側道橋よりH型鋼を用いて張り出し、それを固定点として、橋軸方向と鉛直方向の計測を行うものとした。また、ひずみは、平成8年の補強工事の際に行われた計測点を参考に、アーチクラウンから4番目までの4本の垂直材と、垂直材V6近傍の補剛げた、縦げた、横げた、アーチリブに着目し、単軸ひずみゲージにより計測するものとした。

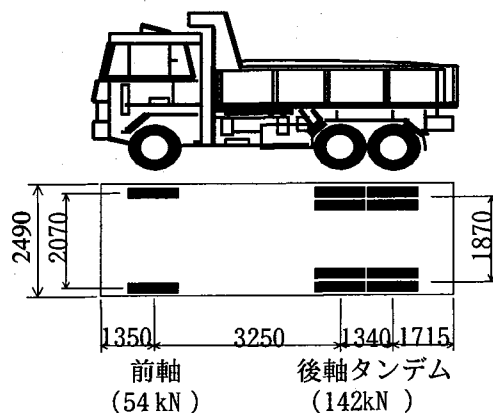
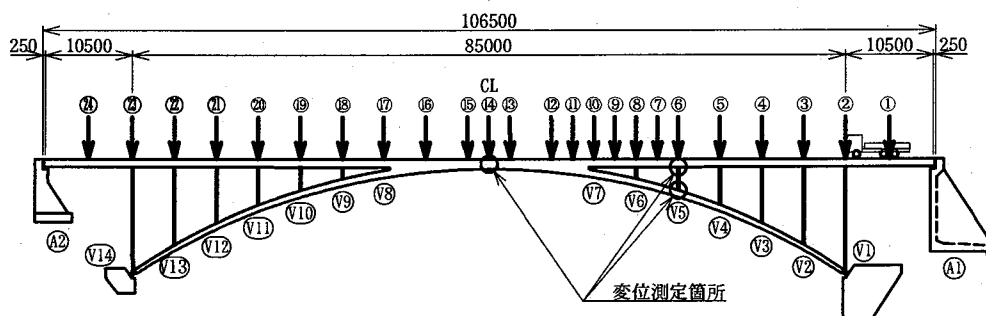
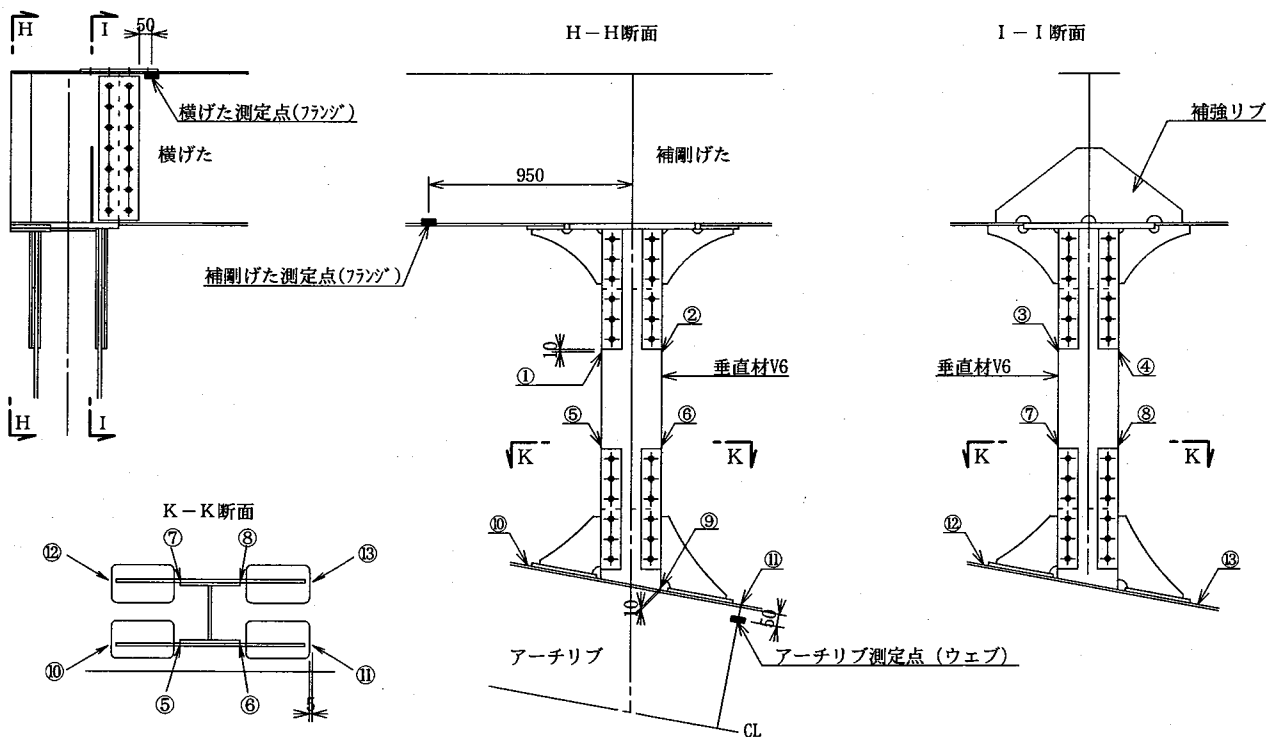


図-4 試験車



注) ↓は、トラック後輪の中心の位置を示す。

(a) 変位計測点



(b) ひずみ計測点

図-5 測定箇所

6. 実験・解析結果

補強工事前後の橋体の変位と、垂直材の応力度の変化を表-2に示す。また、垂直材V6の応力度を図-6に、代表的な計測点での载荷位置の移動に伴う変位と応力度の変化を図-7に示す。

6.1 実験結果

(1) 変位

アーチ橋は、アーチ支間の1/4点近傍での载荷時の鉛直たわみが大きくなる特性を有している。本橋でのアーチ支間の1/4点は垂直材V5の位置であるが、その位置での鉛直変位量は、上下端部ともほぼ同じ値を示し、補強工事によって90%前後までに減少している。アーチ支間の1/2点でも、減少傾向であるが、その差が0.6mmと非常に小さいものとなっている。

橋軸方向の変位では、アーチリブが補剛げたより大きく変形しており、補強工事によって、アーチリブ、補剛げたともに、鉛直変位と同様、90%程度に減少している。その载荷位置移動による変化では、図-7(a)に示すようにアーチリブ、補剛げたともにV4~V6付近で顕著な差がみられるが、他の载荷点ではそれほど大きな差は認められない。垂直材に作用する二次的な曲げに影響を与える、同じ载荷時におけるアーチリブと補剛げた間の橋軸方向変位差では、垂直材V5の上下端部で、最大値が4.8mmから4.6mmへと、その差はわずかであるが、比率で95%に減少している。

(2) 応力度

垂直材の応力度は、アーチリブと補剛げたの一体区間に取り込まれる形となるV7を除いて、同じような変化の傾向が見られる。その中で、アーチリブと補剛げた間の橋軸方向変位差による二次曲げの影響が大きい垂直材V6に着目した。

垂直材本体である計測点①~⑨では、100MPaを超えるような大きな応力度は、40~60%までに減少している。その他の箇所でも減少傾向にあり、補強の効果は確認できる。その応力度の分布形状では、図-6に示すように垂直材の2枚のフランジでは大きく違っており、外側のフランジでは正負反転するような応力勾配を持ち、縁端で大きな数値を示している。それとは対照的に、内側のフランジの上端では応力度の勾配はほとんどなく、その値も小さなものとなっている。これは、アーチ面内の曲げモーメントのほとんどを外側のフランジが負担し、内側のフランジは軸力しか負担していないことを示している。構造的にも横げたと補剛げたの継ぎ手は、上フランジとウェブはボルトで連結されているが、下フランジは連結されていないため、横げたの端部での曲げモーメントの伝達は不完全なものとなっている。

垂直材が取り付け部分のアーチリブフランジの応力度は、アーチクラウン側計測点⑩⑪で増加し、アーチヒンジ

表-2 計測結果

	着目点	補強前		補強後		比率	
		最大値	最小値	最大値	最小値	最大値	最小値
鉛直方向変位(mm)	CL	5.97	-12.70	5.72	-12.13	0.96	0.96
	(1/4点)上	15.09	-25.91	13.83	-23.12	0.92	0.89
	(1/4点)下	15.27	-25.81	14.04	-23.20	0.92	0.90
橋軸方向変位(mm)	CL	7.50	-6.50	6.48	-5.97	0.86	0.92
	(1/4点)上	7.40	-6.37	6.38	-5.79	0.86	0.91
	(1/4点)下	12.08	-7.79	10.68	-7.09	0.88	0.91
垂直材V6 応力度 (MPa)	①	52.9	-166.7	28.2	-86.0	0.53	0.52
	②	125.1	-51.2	55.2	-20.6	0.44	0.40
	③	3.9	-22.0	1.4	-10.9	0.37	0.50
	④	1.4	-26.5	2.5	-21.6	1.71	0.81
	⑤	127.2	-53.5	56.8	-22.0	0.45	0.41
	⑥	50.6	-154.8	25.7	-89.3	0.51	0.58
	⑦	22.6	-8.8	16.5	-4.9	0.73	0.56
	⑧	16.5	-64.2	9.3	-39.7	0.56	0.62
	⑨	24.3	-109.1	13.6	-65.9	0.56	0.60
	⑩	6.0	-29.2	18.1	-64.2	3.03	2.20
	⑪	37.0	-130.3	34.4	-117.9	0.93	0.91
	⑫	3.5	-40.1	14.6	-58.9	4.18	1.47
	⑬	28.8	-88.7	22.8	-77.2	0.79	0.87

注) 着色は、応力度が100MPaを超えるものと、変化比率が1.0を超えるものを表す。ただし、変化率において、発生応力度の絶対値が小さなものについては、着色を省いた。

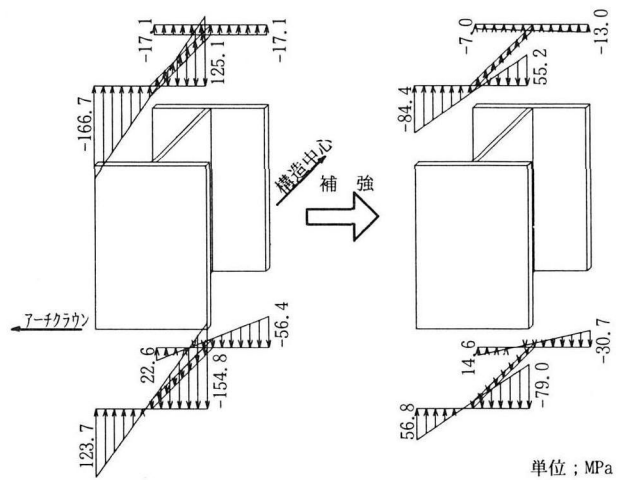
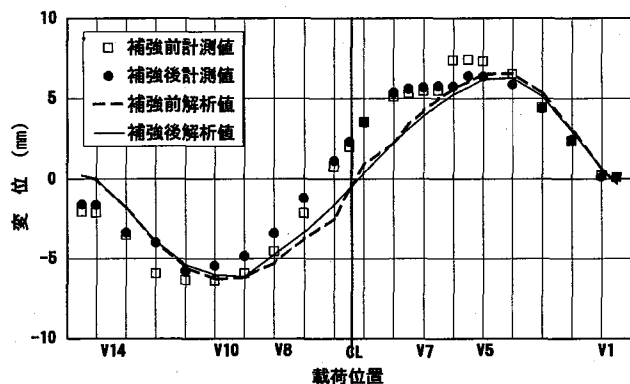


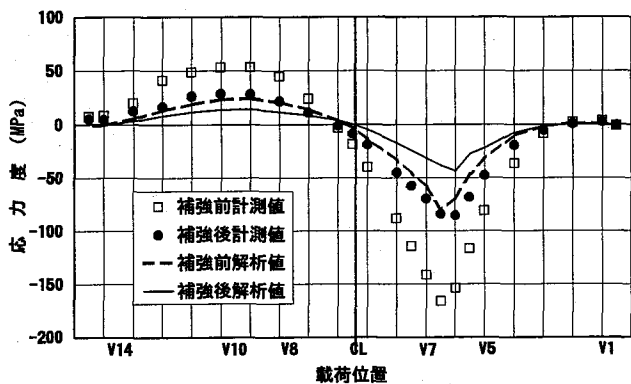
図-6 垂直材V6の応力度(計測値)

側計測点⑩⑪で減少となっている。補強前に-130MPaと大きな値を示していた計測点⑪では、補強後も-100MPaを超える大きな応力度が発生しており、垂直材本体ほど補強の効果は顕著に表れていない。それとは逆に、アーチクラウン側では応力度が増加しており、その変化形状も図-7(d)に示すように、V7付近で正負反転していたものが、1/2点付近で反転するような、垂直材本体の応力度の変化形状に似た形へと大きく変化している。

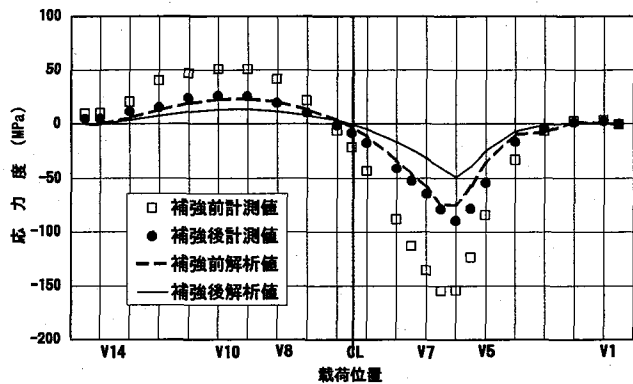
同様に、垂直材V6上端の補剛げた下フランジでも、図-7(f)に示すように変化形状が大きく変化し、応力度が増加している。その計測点は、補強工事によりアーチリブと補剛げたの一体化によって、補剛げたとアーチリブの分岐する位置にほぼ一致している。



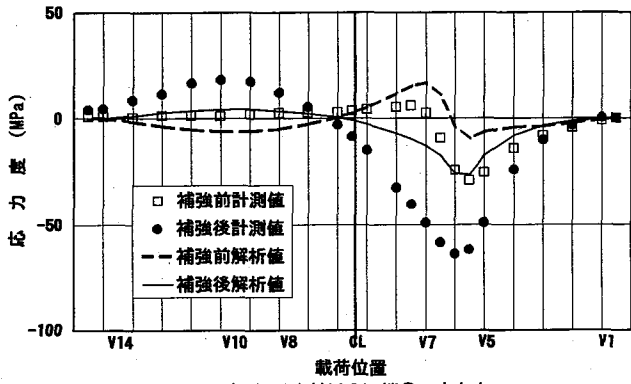
(a) アーチ支間1/4点の補剛げた橋軸方向水平変位



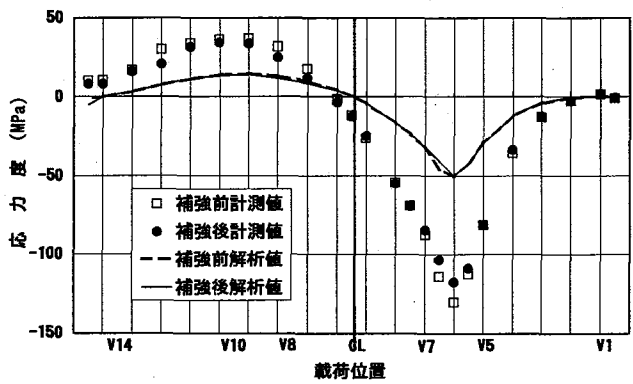
(b) 垂直材V6上端①の応力度



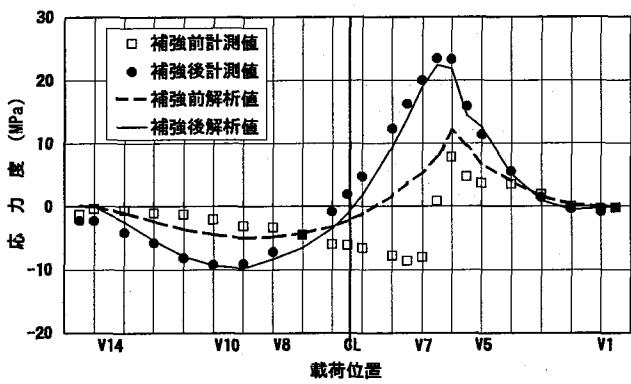
(c) 垂直材V6下端⑥の応力度



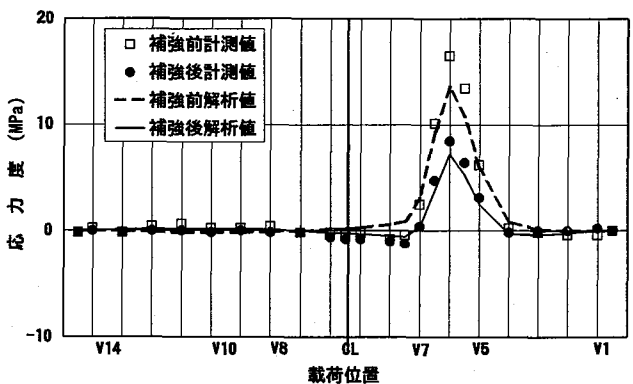
(d) 垂直材V6下端⑩の応力度



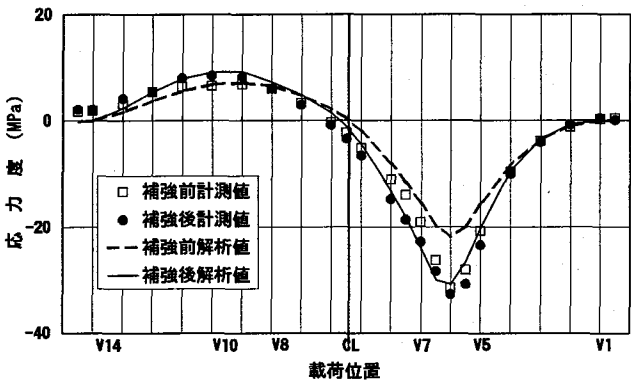
(e) 垂直材V6下端⑪の応力度



(f) 補剛げたV6下フランジの応力度

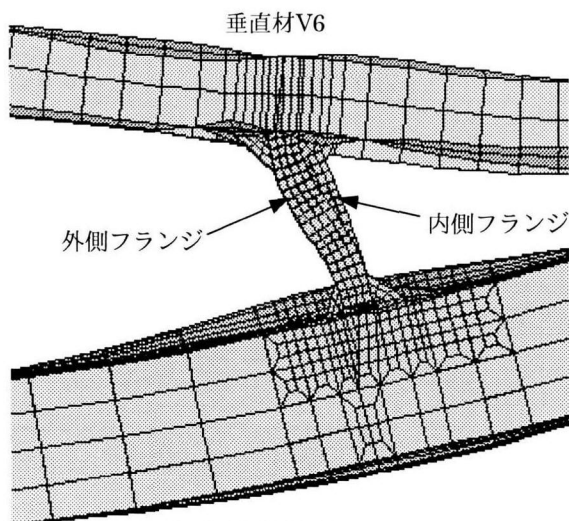


(g) 横げたV6上フランジの応力度

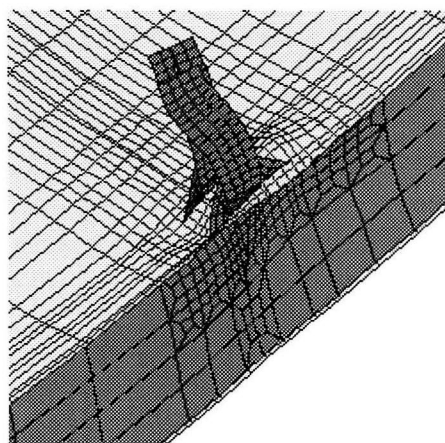


(h) アーチリブV6ウェブ上端の応力度

図-7 実験・解析結果



(a) 垂直材の変形



(b) アーチリブフランジの変形

図-8 垂直材の変形 (倍率; 300倍)

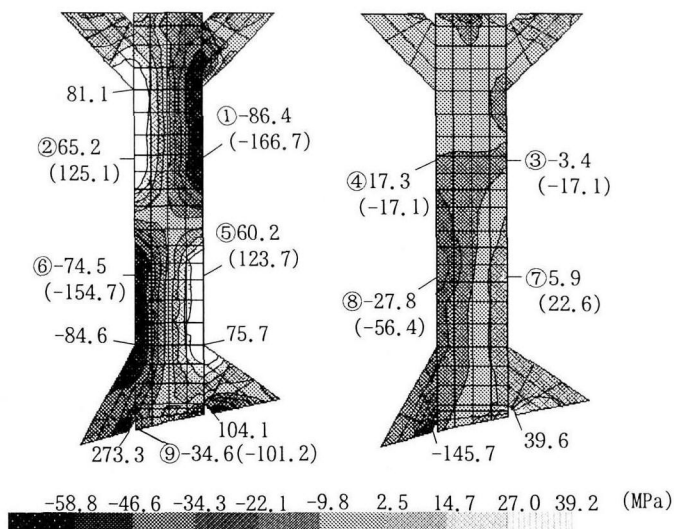
横げたは、補強工事によって対傾構 (図-1 参照) が新たに設置され、補剛げた間の 1/2 点を支持する構造に改良されたことによって、図-7 (g) のように応力度が減少している。

6.2 解析結果

(1) 変位

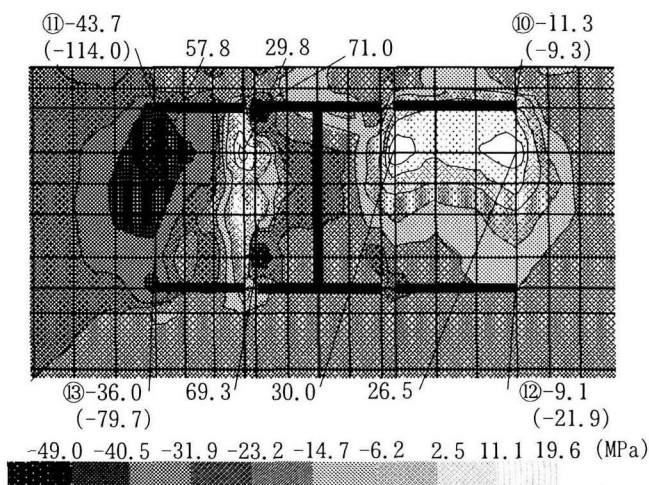
アーチ支間 1/4 点である垂直材 V5 の上端の橋軸方向水平変位を図-7 (a) に示す。全体の変化形状および変位の変化範囲はよく近似しているが、計測値の波形全体が解析値のものより V14 側に垂直材間隔の 5m 程度ずれる形となっている。試験車の载荷は V1~V14 に向かって行っているが、V7 以降はそのずれが顕著に表れている。

補強前の垂直材 V6 の変形図を図-8 に示す。これより、アーチリブと補剛げたの橋軸方向の変位差によって、垂直材が変形していることが確認できる。特に垂直材の外側フランジにその影響が顕著に表れている。しかし、内側のフ



() 内は、計測値を示す。

図-9 垂直材V6の応力度 (解析値)



() 内は、計測値を示す。

図-10 アーチリブ上フランジの応力度 (解析値)

ランジではその影響が小さく、上端ほど変形が小さくなっている。また、アーチリブの上フランジが垂直材によって、板厚方向に変形していることが確認できる。上方のアーチクラウン側は上に引っ張り上げられるように凸状に、下方の支点側は凹状に変形している。

(2) 応力度

载荷位置 L9 (V6 と V7 の 1/2 点) での垂直材 V6 の補強前応力度を、図-9 に示す。図-6 の計測値と同じように、2 枚のフランジで大きく違う分布形状となっている。外側フランジでは、左右で応力度の符号が反転するような、曲げモーメントの影響を受けた分布となっているが、内側では上半分で応力レベルが水平となる、曲げモーメントの影響のほとんどない分布となっている。今回の計測点は以前に行われた資料を参考に比較的応力度の高い箇所を選定しているが、その箇所以外にも、補強ガセットの鈍角の部分や垂直材と補強ガセットの境界部で高い応力度が生じていることが確認できる。

アーチリブフランジ上面の応力度を図-10に示す。図-8に示される板曲げにより、局部的にダイアフラム上や補強ブラケット間で応力集中が生じている。

7. 考察

7.1 解析モデル

解析値と計測値との比較では、変位はほぼ合致するが、応力度では解析値が計測値より小さな値を示している。これは、ひずみゲージの貼付位置が、ボルト継ぎ手の添接板と接近(①~③)していたり、すみ肉溶接と接近(⑨~⑬)するなど、応力度が乱れている部分であることが要因と考えられる。解析モデルでは、ボルト継ぎ手部を母材と添接板を合わせた板厚としていたり、すみ肉溶接部を接合されている垂直材補強ガセット下端のベースプレートと母材と合計した板厚としていたりなど、実際の構造とは若干異なった簡素化したモデルとしている。このため、実際には、ボルトの近傍やすみ肉溶接部分では応力度が集中しており、これが計測値との差の原因となっていると考えられる。しかし、図-7に示されるように、変化形状は計測値とほぼ一致しており、傾向的なものを把握する程度であれば今回の解析モデルは問題ないが、数値までを一致させるためには、ズームアップ手法によるFEM解析などを行う必要がある。

また、計測値で確認できるように、荷重の除去後も変形や応力度が一部残留している。これは、可動支承の摩擦によるものと推定されており、変位や応力度の挙動がスムーズではない部分は、これが要因

となっていると考えられる。

7.2 損傷要因

上路式アーチ橋の垂直材の損傷原因は、その多くが設計仮定と実構造との差異による二次応力が要因であることが報告されている。本橋でも図-8に示されるように、設計では考えられていなかった垂直材のアーチリブと補剛げた間の橋軸方向変位差によって変形が生じている。この二次的な曲げは部材長の短いものほど大きく、本橋でも垂直材V7、V6から損傷していることと一致している。

また、横げたの変形などに伴う橋軸直角方向の二次的な曲げについては、図-6のウェブの応力度分布に見られるように、応力勾配がほとんどないことから、その影響は非常に小さいと考えられる。

本橋での垂直材とアーチリブ、補剛げたとの取付け部の構造を、図-11に示す。垂直材の外側のフランジは、補剛げたやアーチリブのウェブの位置とほぼ一致しているが、内側のフランジはアーチリブや補剛げたの力が伝達されるような構造にはなっていない。上端の補剛げた部では平成5年の補強の際にリブが設置されているが、これは補剛げたの曲げモーメントを伝達できるような構造とはなっていない。このため、図-6に示すように、外側に応力度が偏り、大きな値となって損傷が生じていると考えられる。下端のアーチリブ部では、垂直材の内側フランジの力をアーチリブのフランジの板曲げにより伝達する構造となっている。これにより、図-8(b)に示されるように、垂直材下端のアーチリブフランジが板厚方向に変形し、その結果、高

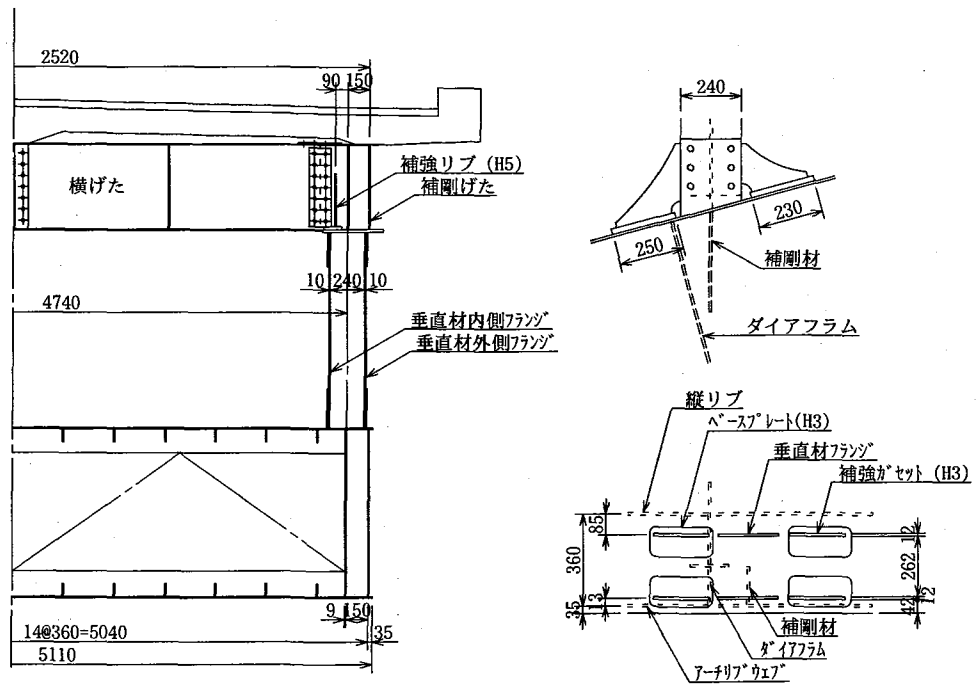


図-11 垂直材取付部の構造

い応力度が生じている。このため、垂直材とアーチリブの取付け部のフランジ側止端部から、今後、損傷することも十分考えられる。

7.3 補強効果

損傷が生じている垂直材の上下端部の応力度を減らすことを目的とした今回の補強により、表－2で示した着色部のような100MPaを超える大きな垂直材の応力度が40～70%に減少しており、補強の効果は十分確認できる。

しかし、垂直材が取り付くアーチリブフランジでは、補強により多少減じてはいるが、依然として高い応力度が生じている。また、応力度としては低いが、アーチクラウン側では増加の傾向が見られる。これらは、垂直材の応力度の伝達がスムーズに行われない構造ディテールが原因となっている。

したがって、今回のアーチリブと補剛げたの一体区間を延長する補強工法は、アーチリブと補剛げたの橋軸方向変位差による二次応力に対しては有効であるが、応力集中を生じさせるような不適切な構造ディテールに対してはそれほど有効ではないと考えられる。

7.4 補強対策

前述のように、今回の補強工事により全体剛性が向上し橋軸方向変位差による二次応力が減少したが、アーチリブフランジでの板曲げによる局部応力の問題が残っている。今後、恒久対策として、この部分の構造ディテールを改良し、局部応力を低減させることが必要と考えられる。その補強工法として、図－12に示す2案を提案し、図－3の解析モデルを使用して構造検討を行った。

内部補強案は、垂直材の内側フランジの取り付けアーチリブ内部に補強部材をボルトにより取り付け、垂直材の力を、補強部材を介してアーチリブウェブに伝達させる構造である。これに対して、斜材設置案は、スパンドレルプレートアーチ構造化を簡素化した形式で、変形の大きいア

ーチ支間の1/4点付近のV3～V5にのみ斜材を設置し、全体剛性を向上させるとともに、垂直材の力を斜材に分担させる構造である。この斜材の配置については、全パネルに斜材を設置した場合と比較して、少ない部材数でほぼ同等の垂直材応力度の低減ができ、また補強工事を簡素化できることから採用したものである。

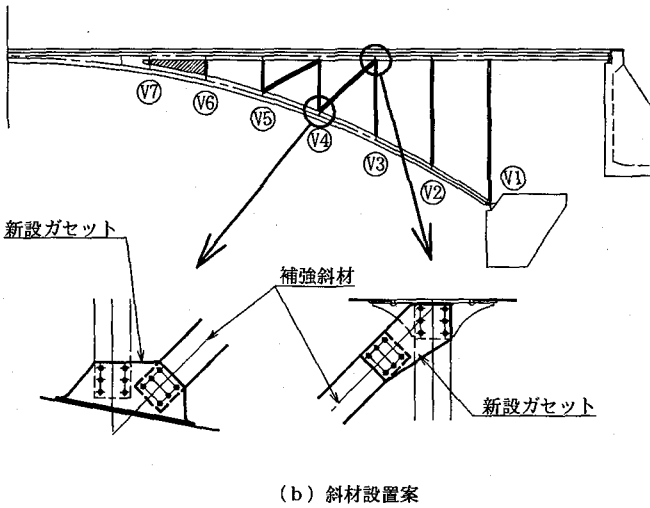
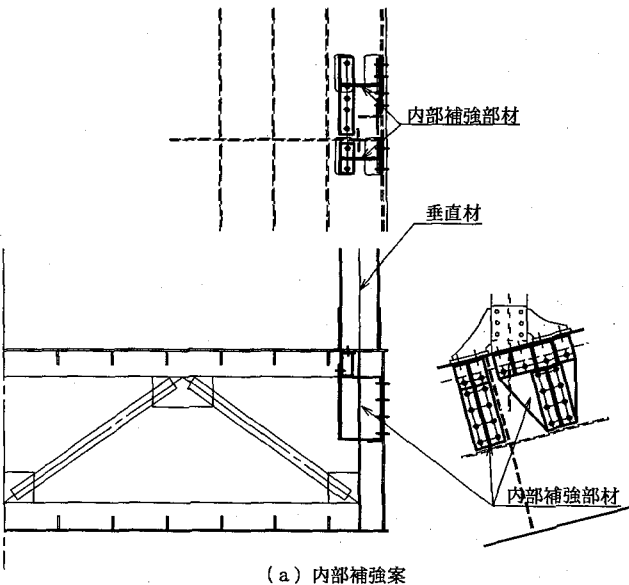
解析結果の応力度を、平成10年の補強前後と合わせて、表－3に示す。

内部補強案の応力度は、垂直材の①②を除いて増加傾向にあり、特に垂直材の内側フランジでのその増加率が大きくなっている。応力度の大きい箇所では増加率は小さく、小さい箇所では増加率が大きくなる傾向であり、1つの垂直材内で平均化する方向であり、特に問題となる増加ではないと考えられる。補強対象であるアーチリブフランジでは、

表－3 補強対策の効果（载荷位置L9）

	着目点	H10補強工事		補強案		比率	
		補強前 (A)	補強後 (B)	内部補強 (C)	斜材設置 (D)	C/B	D/B
鉛直方向 変位 (mm)	CL	-3.04	-2.73	-2.73	-1.75	1.00	0.64
	(1/4点)上	-15.94	-14.58	-14.58	-10.59	1.00	0.73
	(1/4点)下	-15.94	-14.56	-14.56	-10.59	1.00	0.73
橋軸方向 変位 (mm)	CL	5.63	5.04	5.04	3.67	1.00	0.73
	(1/4点)上	5.01	4.64	4.64	3.39	1.00	0.73
	(1/4点)下	6.80	6.23	6.23	4.40	1.00	0.71
垂直材V6 応力度 (MPa)	①	-86.4	-39.2	-38.1	-34.1	0.97	0.87
	②	65.2	27.8	27.1	22.9	0.97	0.82
	③	-3.4	0.5	2.0	-0.5	4.00	-1.00
	④	-17.3	-10.4	-12.1	-9.5	1.16	0.91
	⑤	60.2	27.8	33.0	28.4	1.19	1.02
	⑥	-74.5	-40.1	-44.8	-39.6	1.12	0.99
	⑦	5.9	4.0	6.7	2.7	1.68	0.68
	⑧	-27.8	-13.7	-17.0	-12.3	1.24	0.90
	⑨	-34.6	-11.0	-17.3	-22.1	1.57	2.01
	⑩	-11.3	-17.6	-21.0	-14.4	1.19	0.82
	⑪	-43.7	-41.4	-35.5	-35.8	0.86	0.86
	⑫	-9.1	-21.0	-19.4	-17.4	0.92	0.83
	⑬	-36.0	-31.5	-29.1	-26.9	0.92	0.85

注) 着色は、比率が1.0を超えるものを表す。



図－12 補強対策案

⑩を除いて応力度が減少している。⑩については、増加しているが、⑪～⑬の応力度と比較して大きくなく、補強の効果は期待できる。

斜材設置案は、アーチリブフランジ応力度の減少だけではなく、垂直材の応力度も低減しており、全体的な効果が期待できることを示している。しかし、⑨の箇所については、2倍に増加しており、表-2に示される補強後の計測値-65.9MPa から推定すると-132MPa となり、更なる構造の局部改良が必要と考えられる。この局所的な応力集中は、内部補強案についても同じである。

8. まとめ

上路式2ヒンジアーチ橋に発生した垂直材の損傷に対して、3次元モデルによる解析とアーチリブと補剛げたの一体区間を延長する補強工事の前後で実施した載荷実験から、損傷原因の究明と補強の効果について検討を行った。今回得られた結果を、以下に示す。

- (1) 垂直材の損傷は、垂直材上下端部の橋軸方向変位差による二次応力と、応力集中が生じるような構造ディテールの不適切による疲労損傷と推察される。
- (2) アーチクラウン部の補剛げたとアーチリブの結合区間の延長による補強方法は、部材長の短い垂直材に対する橋軸方向変位差による二次応力の低減に有効である。

- (3) 不適切な構造ディテールが、垂直材の片側フランジへの力の集中とアーチリブフランジの板曲げを発生させ、応力の集中を生じさせる。
- (4) 今後の恒久的な補強対策としては、スパンドレルブレースドアーチ構造化やアーチリブの内部補強材の設置が有効である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼橋の疲労，1997.
- 2) 水木彰，中野政信，前田研一，作田孝行，町田文孝，富沢光一郎：疲労亀裂を生じた鋼アーチ道路橋の実橋調査と補修，川田技報 Vol.4，pp.564-570，1985.
- 3) 前田研一，町田文孝，富沢光一郎，下田郁夫：疲労クラックを生じた鋼アーチ道路橋の制振対策，振動制御コロキウム講演論文集，pp.49-55，1991.
- 4) 中野博文，梶川康男：上路式鋼2ヒンジアーチ・小原橋の振動と疲労解析，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集PART B，pp.235-240，1995.
- 5) 原田政彦，中川直人，舟田浩志，山岸武志：上路式2ヒンジアーチ橋の補強とその効果，土木学会第54回年次講演会/I-A216，pp.432-433，1999.
- 6) 西星匡博，岡隆延，山田健太郎，寺田博昌，杵本正信：疲労損傷を受けたアーチ橋に対する補強効果について，構造工学論文集，Vol.37A，pp.1097-1106，1991.
- 7) 西尾司，寺西功，田島二郎：アーチ格点部の疲労試験，構造工学論文集，Vol.37A，pp.1107-1113，1991.

(1999年9月17日受付)